

## 抄 録

第23巻第7号 昭和12年7月

応用力学	頁
(95) 積分を用ひないで梁の撓を求むる法	741
<u>土質工学</u>	
(96) 砂を填充せる豎排水孔に依る軟弱路盤上の盛土の安定	743
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(97) 足場を用ひず施工せるコンクリート桁橋	745
(98) 大型碎石を用ひたコンクリート	747
<u>橋梁及構造物</u>	
(99) Main 河に架けた連続桁橋	747
(100) 熔接鉄桁の延びの測定と強度研究	750
(101) 曲げモーメントに對して等強断面の桁	753
(102) Iéna 拱橋の擴張と Tokio 通立体交叉	756
<u>堰 堤</u>	
(103) 堰堤の嵩置工事	759
(104) 滑動防止の氷のアーチダム	761
<u>港 灣</u>	
(105) 臨港旅客驛	764
<u>道 路</u>	
(106) 道路材料新試験設備	765
<u>都市計畫</u>	
(107) ニューヨークの立体交叉構造物 (其-1)	767
<u>鉄 道</u>	
(108) 連続熔接軌條の緊錠に就て	769

---

 応 用 力 学
 

---

## (95) 積分を用ひないで梁の撓を求むる法

("Determining Beam Deflections without  
 Integrating" E. N. R. Dec. 10,  
 1936 p. 828~829)

單純梁の撓(タワミ)を求むる場合に、種々なる載荷状態に對する片持梁の自由端の撓を方程式にて求めておけば、複雑な積分を用ひることなしに計算出来る。

普通に見られる載荷状態に對する片持梁の自由端の撓を方程式に示せば、図-1の如くなる。これらの方程式は、Mohrの法則、即ち

- 1) 片持梁の自由端の撓角は、 $M/EI$ の図形の面積に等しい。

2) 片持梁の自由端の撓は、自由端に於ける  $M/EI$ の図形の幾何モーメントに等しい。

といふ2つの法則を適用して導かれたものである。

單純梁 LR 上の任意の點 C の撓を求むる場合には、この梁を C 點に於て埋込まれた LC 及 RC なる2つの片持梁に分けて考へ、夫々支點 L 及 R の撓を計算する(図-2 参照)。

先づ LC 部分に對しては、C 點に於ける撓角  $t$  により  $tx$  なる上向の撓を生ずる。又荷重は下向の撓を生じ L に於ける反力の上向の撓を生ずる。これ等3つの撓の代数和が C 點の撓に等しくならねばならぬ。

RC 部分に對しては、撓角  $t$  により  $t(s-a)$  なる下向の撓を生ずる以外は、LC 部分と同様であつて、この場合の3つの撓の代数和も亦 C 點の撓に等しくならねばならぬ。若し梁が構造物の一部をなしてゐる場合

図-1. 種々な荷重状態に対する片持梁の自由端の撓

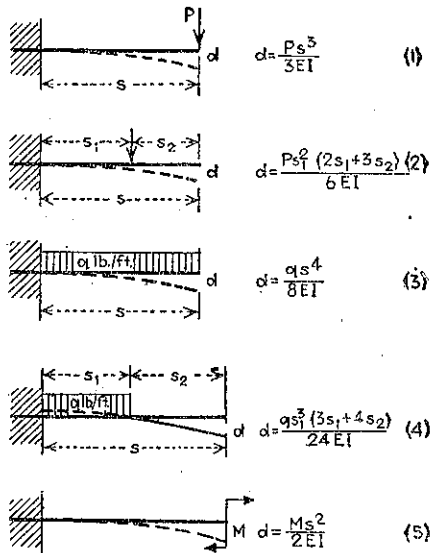
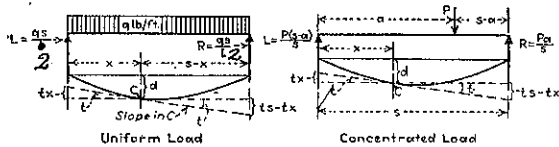


図-2. 単純梁の C 点に於ける撓



には両端にモーメントが作用する故、それにより図-1公式 (5) の如き撓を生ずる。

單に最大撓のみを求めたい時には、撓角  $t$  は零となるから幾分簡単になる。

次にこの方法の応用例によつて説明する。

図-2 左に示す如く、等布荷重を有する単純梁 LR 上の点 C に於ける撓を求むるには、C 点にて埋込まれた 2 つの片持梁 LC 及 RC を假定する。

LC 部分に対しては、

$$d = \frac{qs}{2} \cdot \frac{x^3}{3EI} - \frac{qx^4}{8EI} + tx \quad (6)$$

この式の第 1 項は反力  $\frac{qs}{2}$  による支點 L の上向の撓にして (図-1 公式 (1))、第 2 項は等布荷重  $q$  による下向の撓である。(図-1 公式 (3))

RC 部分に対しては、同様に

$$d = \frac{qs}{2} \frac{(s-x)^3}{3EI} - \frac{q(s-x)^4}{8EI} - ts + tx \quad (7)$$

(6), (7) 式を等しいと置いて、 $t$  を求むれば、

$$t = \frac{qs^3}{24EI} + \frac{qx^3}{6EI} - \frac{qsx^2}{4EI} \quad (8)$$

(8) 式を (9) 式に代入して  $t$  を消去すれば、任意の

點に於ける撓の一般式が求まる。即ち、

$$d = \frac{qx}{24EI} (s^3 + x^3 - 2sx^2) \quad (9)$$

特に梁の中央に於ける撓が求めたい時は、(9) 式に於て、 $x = s/2, t = 0$  と置けばよい。即ち次式の如くなる。

$$d = \frac{5qs^4}{384EI} \quad (10)$$

図-2 右に示す如く、集中荷重を有する単純梁 LR 上の点 C に於ける撓を求むるには、前例と同様に C 点にて埋込まれた 2 つの片持梁 LC 及 RC を假定する。

LC 部分に対しては、

$$d = \frac{P(s-a)}{s} \cdot \frac{x^3}{3EI} + tx \quad (11)$$

RC 部分に対しては、同様に、

$$d = \frac{Pa(s-x)^3}{s \cdot 3EI} - \frac{P(a-x)^3}{3EI} - \frac{I(a-x)^2(s-a)}{2EI} - ts + tx \quad (12)$$

(11), (12) 式を等しいと置いて、 $t$  を求むれば、

$$t = \frac{Pas}{3EI} + \frac{Pax^3}{2EIs} - \frac{Pa^3}{2EI} + \frac{Pa^3}{6EIs} - \frac{Px^2}{2EI} \quad (13)$$

この  $t$  の値を (11) 式に代入すれば、荷重  $P$  の左方にある任意の點に於ける撓の一般式を得。即ち、

$$d = \frac{Px(s-a)}{6EIs} (2as - a^2 - x^2) \quad (14)$$

特に荷重が梁の中央に載せられた時には、最大撓も亦中央に生じ、その値は、この場合  $a = \frac{s}{2}, x = \frac{s}{2}$  となる故

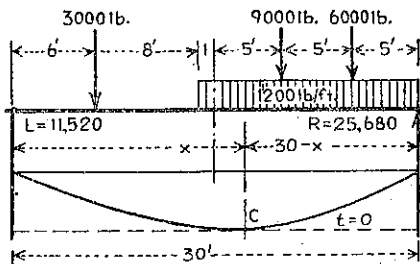
$$d = \frac{Ps^3}{48EI} \quad (15)$$

次に最大撓の起る點を求むるには、その點では撓角が零とならねばならぬ故、(13) 式の  $t$  を零とおけばよい。

即ち、
$$x = \sqrt{\frac{a(2s-a)}{3}} \quad (16)$$

となる。特別の場合として荷重が右の支點にきた時には

図-3. 等布荷重と集中荷重とから生ずる撓



$a=s$  となり、

$$x = \sqrt{\frac{a^2}{3}} = 0.5773s \dots\dots\dots(17)$$

となる。即ちこの場合、最大撓の起る點は梁の中央から右方へ  $0.0773s$  の點となる。

それ故、梁の如何なる點に荷重が來ようとも、最大撓の起る點は梁の中央から  $0.0773s$  以上に離れることはない。

計算例：—圖-3 に示す如く、20-吋、65.4 磅の I 型鋼の單純梁に 3 つの集中荷重と一部に等布荷重を載せた場合の最大撓を計算する。

先づ最大撓の起る點は、梁の中央より  $0.0773 \times 30 = 2.319$  呎以上離れることはないから、最大撓は中央と 9 000 磅の荷重との間の點に生ずることは明かである。而してこの點では、撓角  $t=0$  となるべきである。

支點 L の撓 (LC 部分) :

(a) 反力  $L=11\,520$  磅によるもの；撓は上向。

公式 (1) により、

$$d_a = \frac{11\,520x^3}{3EI} \dots\dots\dots(18)$$

即ち、  $EId_a = 3\,840x^3 \dots\dots\dots(19)$

(b) 荷重  $P=3\,000$  磅によるもの；撓は下向。

公式 (2) により、

$$-d_b = \frac{1}{6EI} \times 3\,000(x-6)^2 \times [2(x-6) + 3 \times 6] \dots\dots\dots(20)$$

即ち、  $-EId_b = 1\,000x^3 - 9\,000x^2 + 108\,000 \dots\dots\dots(21)$

(c) 等布荷重  $q=1\,200$  磅/呎によるもの；撓は下向。

公式 (4) により、

$$-d_c = \frac{1}{24EI} \times 1\,200(x-14)^3 \times [3(x-14) + 4 \times 14] \dots\dots\dots(22)$$

即ち、  $-EId_c = 150x^4 - 5\,600x^3 + 58\,800x^2 - 1\,920\,800 \dots\dots\dots(23)$

之等 3 つの撓の總和が  $d$  に等しい故、(19),(21),(23) を邊々相加ふれば、

$$-150x^4 + 8\,440x^3 - 49\,800x^2 + 1\,812\,800 = dEI \dots\dots\dots(24)$$

支點 R の撓 (RC 部分) : これも支點 L の撓を求めたのと全く同様の方法で、反力  $R=25\,680$  磅、荷重  $P=6\,000$  磅及  $9\,000$  磅、等布荷重  $q=1\,200$  磅/呎による 4 つの撓の總和を求めれば、 $d$  に等しくなるべきである。

依てその結果を示せば、次式の如くなる。

$$-150x^4 + 14\,440x^3 - 429\,600x^2 + 2\,988\,000x + 26\,995\,000 = dEI \quad (25)$$

(24)=(25) と置いて式を整頓すれば、

$$x^3 - 63.3x^2 + 498x + 4\,197.03 = 0 \dots\dots(26)$$

この 3 次方程式を解くと、 $x=16.07$  呎となる。この梁は  $W=1\,169.5$  磅/吋<sup>2</sup>、 $I=30\,000\,000$  吋<sup>4</sup> なる故、之等の値を (24) に代入して  $d$  を求めれば、 $d=0.088$  吋となる。

この問題を、普通行はれてゐる彈性曲線の微分方程式を用ひて解くとすれば、2 重積分をする 5 つの微分方程式を要し、10 個の常數を求めねばならぬが、片持梁の撓による方法を用ひれば、積分は全く用ひないですむ。  
(前島健雄)

土 質 工 学

(96) 砂を填充せる堅排水孔に依る軟弱路盤上の盛土の安定

(O. J. Porter "Highway Fills Stabilized on Marshes by Means of Vertical Sand Drains" Western Construction News, Feb. 1937. p. 58-61.)

數年來研究の結果、砂を填充せる垂直なる排水孔を穿ちて軟弱なる路盤上の道路盛土の凝固を促進する方法が考へ出された。軟弱なる地盤或は沼澤地に道路盛土を施工する場合、研究の結果によれば、50 呎或はそれ以上の深さに沈積せる泥土層も此の方法を以て凝固し、約 1 ケ年で安定出来る事が判明した。

從來加州に於ける道路にして、軟弱なる地盤上に施工したる道床が完全に永久的に完成する迄には、基礎の不安定なると、緩速度沈下等の爲に數年を費した。此の期間中に於ける道路面の悪状態は交通を甚だしく阻碍し、道路の維持を困難ならしめ、又莫大なる費用を必要とした。

地盤の問題に對する學理的知識は最近數年間に多大の進歩を來たした、併し學理を實際に證明する方面に於ては未だ餘り進歩してゐない。是に對しては實地に實驗する機會を必要とする。加州の技術者は施工方法を發見する爲に數年來、軟弱なる地盤上の盛土の作用を觀測した。

砂を滿せる堅孔により凝固を促進する事に就ての實驗室及現場試験に關しては後述する。其の前に盛土荷重の結果生ずる流体水圧を決定する爲の、サンフランシ

スコ・オーランド灣橋の東側取付道路の基礎試験を簡単に記述する。本文中の流体水圧とは基礎が其の荷重に耐へ得ない時、水により支持される圧力を意味する。

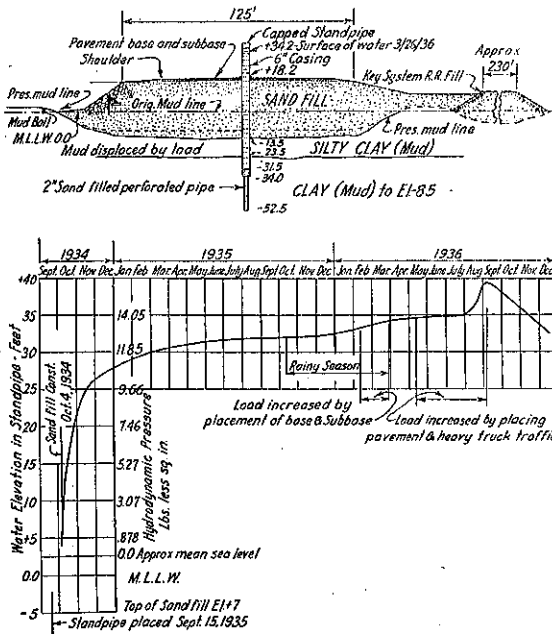
ボーリングの結果泥土層が水底より 90 呎の深さに達し、泥土は極めて軟く含水量は重量比 50% 或は 90% に達する事が確かめられた。此の試験は次の諸點を決定せんが爲に行つたのであつた。(1) 隣接下水放出管や鉄道敷盛土に危険なく、泥土の滑り出しを出来得る限り少なくして盛土工事を施工する方法。(2) 避け難き泥土の兩側への滑り出しに代る砂の量及浸液量と盛土量との差等を含む總盛土量。(3) 泥土層の凝固と緩速度脱水による沈下速度並に其の總沈下量。

沈下推定額と盛土量をボーリングの結果決定し、又基礎を研究し、基礎物質を質験的に解析し、此等を盛土の設計と施工に使用した。實際工事の結果、其の盛土量と沈下速度は推定せる結果と良く一致した。

盛土終了後次の 2 點に就て研究する爲に堅管による試験を行つた。(1) 以前に行つた推定基礎圧力並に其の学理的解析の照合。(2) 飽和状態の物質に荷重して起る圧力の性質と強さの實際現場に於ける證明。

此の試験には盛土及泥土層を通して粘土層中へ 6 吋径の鑄物管を打ち込んだ。鑄物の接ぎ目は永久的に水の浸入を防ぐ爲鉛を以て密封した。斯くして鑄物管の

圖-4. 動水圧を決定する堅管試験と堅管の水位上昇圖



底からそのまゝの物質標本を採り、以前に行つたボーリングの結果を照合し、又試験物質の完全なる記録を得た。此の作業に続いて直ちに -32 から -52.2 呎の位置に孔を穿つた砂を満たしたる 2 吋径の管を設置し堅管を通つて -34 呎以下にある水が上昇出来る様にした。6 吋鑄物管も底から 2 呎の高き迄は泥土の浸入を防ぐ爲砂を填めた。

此の試験に於ける水位の今日迄の記録は圖-4 に示す通りである。圖中の曲線によれば 1935 年の秋に於ける堅管内の水位は基礎中の流体水圧に等しかつた。又曲線を見れば 1935~1936 年に至る雨季に於ける重量増加及 1936 年中の道床並に鋪裝施工に依る荷重増加の影響が判る。

此の試験を完結する迄には猶長年月を要すであらうが現在の記録のみより次の結論が得られる。

(1) 盛土施工以前に行はれたる学理的解析の結果と實際流体過剰水圧が良く一致する。斯くして此の試験の結果学理的解析法の正確性が立證された。

(2) 試験中の深さ即ち盛砂より 20 呎から 40 呎下に於ては今日迄に凝固が行れてはゐない。實驗室に於ける凝固試験によれば、此の深さに於ては必要程度の凝固に達するには 3~6 年を必要とする事が立證された。現在に於ける 1 ヶ月 1 吋の沈下は多分盛砂の下 15~20 呎の深さに於ける脱水の結果であらう。

(3) 1936 年 9 月には試験中の深さに於て流体水圧は 2300 封度毎平方呎に達した。1935 年の後半と 1936 年の 9 ヶ月間の水圧記録は垂直荷重に殆ど等しかつた。

(4) 凝固を組成する主動圧力と飽和土砂の浮動性に關する信頼出来る情報を興へた。流体水圧は堅にも又横にも働く爲、此の圧力が盛土の滑り出しに關係のある要素なる事が考へられる。

道路盛土の滑り出しは次の 4 原因の 1 或は其の和なる事が考へられる。

(1) 判然たる潤り滑なる地層に沿ふ滑動。此の滑動は堅い物質の 2 層の間に屢々起る。是れに對しては其の滑動層を破壊し排水すれば良い。

(2) 水圧が飽和状態にある不透盛土の上に閉ぢ込められた時に起る。此の場合には其の盛土上に溝を作り排水を良くすれば良い。

(3) 盛土が其の重量による横圧力に對する応剪力を缺く時起る。是は此の種の盛土に對して餘りに勾配が急にして高さが過度なる時、或は搗固が不充分なる時に

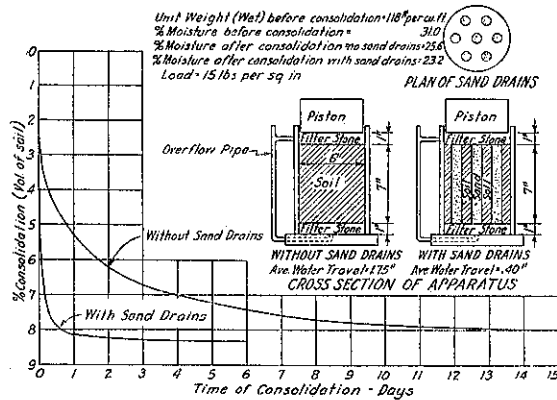
起る。是には掘固を良くし、勾配を適當なるものにすればよい。

(4) 盛土荷重による横圧力が飽和状態にある基礎土砂の応剪力より大なる時の横滑動に原因する。此の滑動は全然流体水圧に起因する。故に盛土下の支持層が飽和により応剪力を減退する迄、此の原因による滑動が起らない。

竪管水位観測の結果飽和状態にある道路地盤の排水を行はない限り、基礎の安定を急速に得る事の困難なる事實が實證された。經濟的に溝を掘り得る深さよりも低い不安定物質の下層排水は難工事である。又特に附近の土地が水位以下なる軟弱なる泥土上の下層排水は難かしい。

過去に於て建設されたる道路にして今尚沈下しつつある箇所就て研究した結果、透過性と泥土の深さが安定する時間に關係のある事が判つた。故に竪排水孔の設置により水の水平流を可能ならしめ、以て深い泥土沈積の安定時間を短縮出来る事が判つた。

図-5. 竪排水孔(砂)の加速的影響を決定する實驗



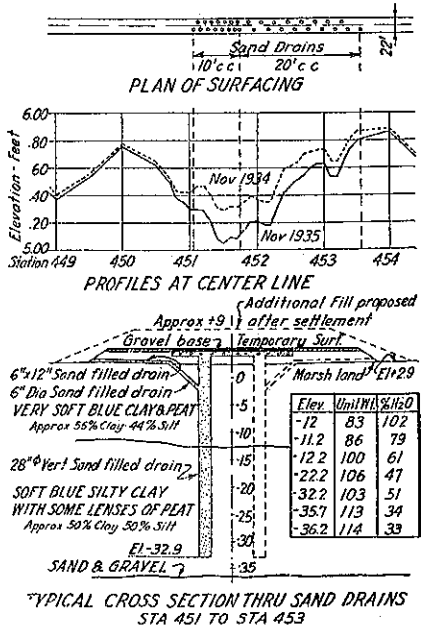
適當に配置された砂を充たした排水孔の学理的效能を驗する爲、1933年に小規模の實驗が行はれた。用器の寸法並に結果は図-5の如くであつた。

現場に於ける實驗は1934年に加州のユレカ市の近郊レッドウッド國道の一部に於て行はれた。此の實驗に於ては平均42呎の深さの28吋径の84の孔を掘りコンクリート用砂を填充した。

図-6によれば排水孔を設置した部分が沈下を促進された事實が立證されてゐる。

結論として次の5ヶ條を得た。(1) 流体水圧を減じ不透飽利地盤を安定するには下層排水が必要である。(2) 深い軟弱なる沼地に盛土を施工する場合竪孔排水の

図-6. 現場試験の竪砂孔の配置及沈下状況



理論的效能は實驗により確證された。(3) 適當に竪孔を設置する事により盛土施工後6ヶ月か1ケ年で全沈下を得る事が可能である。(4) 水は普通竪方向よりも水平に地層中を容易に移動する(但し下層が不透性層の時)。竪排水孔は水の水平移動の距離を短縮すると同時に過剰水分の水平移動に出口を與へ沈下を促進する。(5) 物質の種類と必要なる荷重の速度に對し適當に設置したる排水孔は流体水圧を減じ、盛土工事中に起る盛土の横滑り出しを防ぐ。此の滑り出しの減小のみを以て竪孔設置の工費を捻出出来る。(中谷茂壽)

コンクリート及鉄筋コンクリート

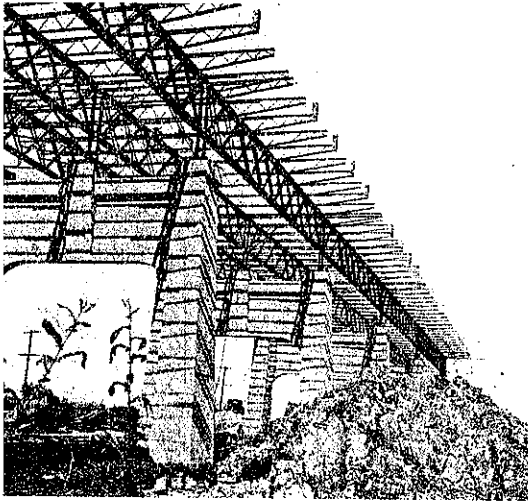
(97) 足場を用ひず施工せる  
コンクリート桁橋

(“Self-Supporting Reinforcing in Concrete Bridge Girders” E. N. R. Feb. 18, 1937 p. 270-271)

British Columbia州 New Westminsterに於て、Fraser河に目下架設中の公道橋は、Seattle-Vancouver間の自動車幹線道路の一部にして、舊橋架換工事である。新橋梁はその南端に1400呎(約427m)の取付道路を有してゐるが、その地點は基礎地盤が柔かで、且その河川側の端では床版の高さが90呎(約27.5m)

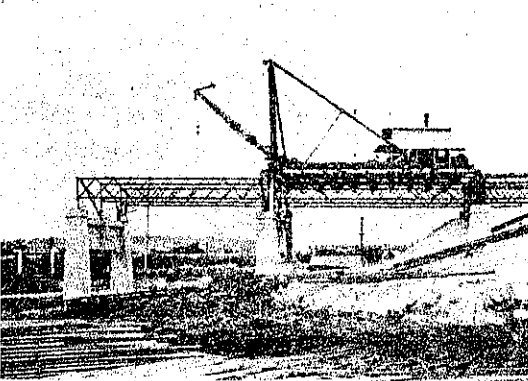
にもなるので、足場に相当の費用を要する。そこで足場を用ひず、各径間に(図-7)の如き軽い鋼鉄製のトラスを置き、架設中はコンクリート及型枠の自重を支へコンクリートが凝結した後はコンクリート桁の鉄筋となる

図-7. 鋼製トラス



やうにした。かくの如きトラスを、支間 73 呎 8 吋(約 22.5m)のもの 11 径間、104 呎(約 31.7m)のもの 1

図-8. 移動三脚起重機によるトラスの架設



径間、58 呎 8 吋(約 17.9m)のもの 8 径間、總計 20 径間に對して用ひた。

コンクリートの下部構造が出来上つて後、トラスの架設が(図-8)に示す如き移動三脚起重機により開始される。先づ各臺の上に 3 つの鋼鉄製トラスを据附け、その上に床部を支へる横桁をのせる。かくして起重機を今架設した構造物の上を移動し、次の径間に同様の操作を繰返す。このトラスは、2 つの重い山形より成る弦材と山形及平(ヒラ)の腹材とで出来てゐる。或場合には、動荷重に對して必要な断面を與へるやうに、下弦材に丸棒を熔接で加へてゐる。

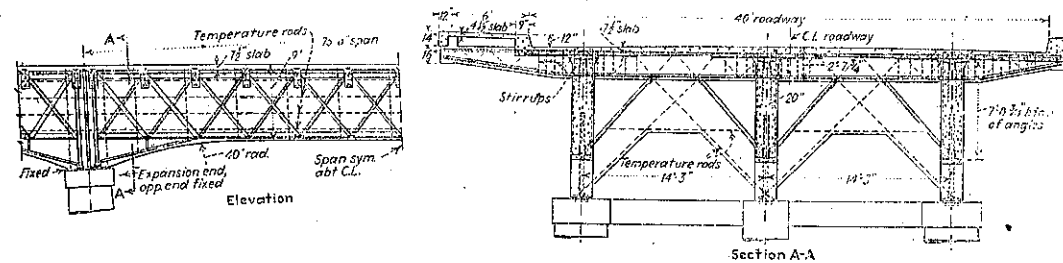
鉄部が架設し終ると、コンクリート桁の爲の型枠が普通の方法で組立てられる。この場合、型枠は足場で支へられないで、トラスから吊される。すべての鉄部は最初に熔接されて一体となつてゐるので、鉄筋はすでに型枠が組立てられる前に正確な位置に置かれてゐる。そこで鉄筋コンクリート構造物に於ける從來の方法に比し、かなりの時間を短縮する。

各トラスは、コンクリートを打つてゐる間にうける荷重による撓を考慮し、充分な反りを附してある。かくしてコンクリートが凝結すると、コンクリート桁の仕上表面は所定の勾配となる。この工法によつて鋼材に豫め與へられる応力は、コンクリート桁の鉄筋として荷重をうける場合にそれが有効にはたらくことを妨げない。

橋梁は、4 線の各々に 20 呎のトラックを有する C. E. S. A. 荷重 U-100 で設計された、最初の設計は 40 呎(約 12.2m)の道路に對し 2 本のコンクリート桁を設けた。しかしながら自己支持のトラスを最も有効に応用するやうに、第 3 の桁を加へたのである。桁の断面及側面図は(図-9)に示す如くである。基礎、支柱、電燈等を含んだこの長い取付道路の工事費は、構造物の 1 呎當り約 230 弗となつてゐる。

(前島健雄)

図-9. 桁の断面及側面



## (98) 大型碎石を用いたコンクリート

(W. R. Grün "Die Verwendungsmöglichkeiten besonders grober Zuschläge" Der Bauing. 3. März 1937. S. 112~113)

コンクリートの骨材として人工的に破碎した石材を使用する際に、コンクリートに成形し易い性質を與へる爲に碎石を出来るだけ細かくする傾向がある。此の傾向はあまり感心したものではない。殊に石材が硬い時には之を出来るだけ大きな塊に砕くべきである。と云ふのは石材を不自然に細く破碎して之を再び高價なセメントで結合すると云ふ事は全く無意味な事である。斯る工法により製造したコンクリートは比較的少量のセメントを要する許りでなく、水密性、圧縮強さ及收縮性等の點でも思はしくない。

コンクリートを緻密化する方法としては Frankl-pahl 法、Velten の搗固機、Müller や Vögele の振動機及 Keller の振動圧搾法等諸種の方法があるが、之等の方法を用ひると特に大型の骨材を使用し得る。それは之等の方法により大型の骨材がモルタル中に適當な状態で混和され、或はセメント糊で完全に包まれるからである。セメント碎石道に用ひる Walz 法も亦同じである。

大型骨材を用ひた緻密なコンクリートの水密度は骨材が具合よく混和されて居れば細骨材コンクリートの水密度より高いと云ふ事は以前から明かにされて居た所であるが、圧縮強さに就ても同様の事が云へる。且細骨材を用ふると骨材の表面積が比較的大きくセメント及水の所要量が多いのに反し、大型骨材を用ひた時はその緊密度は遙かに高く然かも所要水量は少く済み同時に收縮量も著しく減少する。

Keller の振動圧搾法で施工するには細骨材と大型骨材を混合して之をコンクリートの打設箇所に投入し、次に規定の水セメント比のセメント糊(モルタルに非ず)を過圧を加へ同時に振動し乍ら下方から導入する。

図-10 及 図-11 に示すものは何れも振動方法により

図-10.

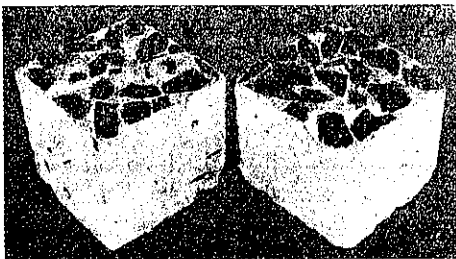
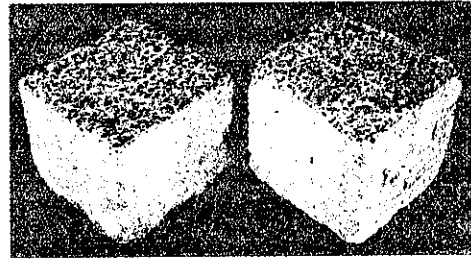


図-11.



製造したコンクリートである。図-10 に示すコンクリートの骨材は砂(0~4mm) 1 に対し大型碎石(60~80mm) 1.87 の割合で混じたものである。図-11 の方の骨材の配合比は砂(0~7mm) 1 と砂利(7~25mm) 1 の割合で水セメント比は 0.66 である。この兩者の圧縮強さは前者が 133 kg/cm<sup>2</sup> を示すのに比し後者は 94 kg/cm<sup>2</sup> を示すに過ぎない。

尙實驗室内でセメント及細骨材は同一で粗骨材を異にする 2 種の供試体を作つた。その粗骨材の組成は次の通りである。

第 1 種: 獨逸標準篩 F による河砂利。セメントとの配合比 1 : 7

第 2 種: 標準篩 1 による河砂利 2 と 30~60 mm の花崗岩の碎石 1 との混合物。セメントとの配合比 1 : 7.9

之を用ひて實驗せる結果は曲げ強さに於て第 1 種の方が幾分勝つて居るが圧縮強さに於ては第 1 種が 300 kg/cm<sup>2</sup> を示すのに比し第 2 種は 374 kg/cm<sup>2</sup> の強度を示した。又收縮量は第 2 種は前者の約半分である。

之を要するに骨材として大型の碎石を使用する事は從來より一層廣く行ふべきである。硬い石材を小破片に碎き之を再びセメントで固める事は全く無意味である。強い搗固機や振動機を用ひれば大型骨材を用ひたコンクリートの緊密度を手搦きに依るよりは遙かに高め得る。従て水密性で圧縮強さ大きく且收縮量の少いコンクリートを得られる。上述の工法は堰堤、コンクリート道路其の他のマスコンクリート構造物の工事に適用出来る。(非上正夫)

橋梁及構造物

(99) Main 河に架けた連続桁橋

(Ernst "Die Reichsautobahnbrücke über den Main bei Frankfurt." Bautech. 19. Feb. 1937, S. 89~95.)

Frankfurt a. m. から約 5 km 下手で Main 河に架かつてある道路橋は 5 径間連続の鉸桁橋で、スパン制は 45+54+72+54+45 である。此の地點の河幅は 160 m であるが洪水の場合を考慮して橋長は 270 m となつてゐる。船の通行の爲に中央径間は 70 m 以上、空高は MWL 上 8.6 m 以上を必要とする (圖-12)。又取付道路を低くする爲 2 個の獨立した中路橋とした (圖-13)。

主桁の腹鉄は厚さ 16 mm、高さは橋臺の所で 3 m 中

央で 3.8 m である。上下の突縁は何れも拋物線形で上突縁は中央で 1.1 m、下突縁は 0.3 m 高くなつてゐる。水面上あまり高くないこの橋もこれによつて重苦しい感じを與へない。

主桁の内側には横桁の所とその中間に 2.25 m の間隔に 1 本のアングルの補剛材がついてゐるが、外側は横桁のある處にのみ 2 本のアングルの補剛材がついてゐる (圖-14)。主桁の高さは 3~3.8 m 格間長は 4.5 m で、腹鉄は上部の 1/3 は全長に亘り水平の Z 16 で、橋

圖-12. 平面及縱断面圖

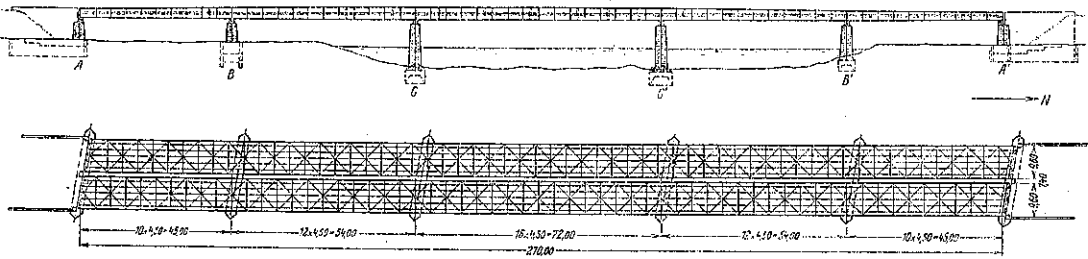


圖-13. 橋桁横断面圖

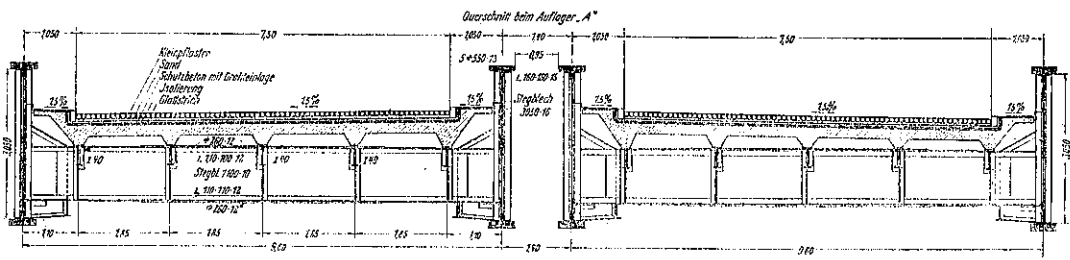


圖-14 橋臺に於ける主桁

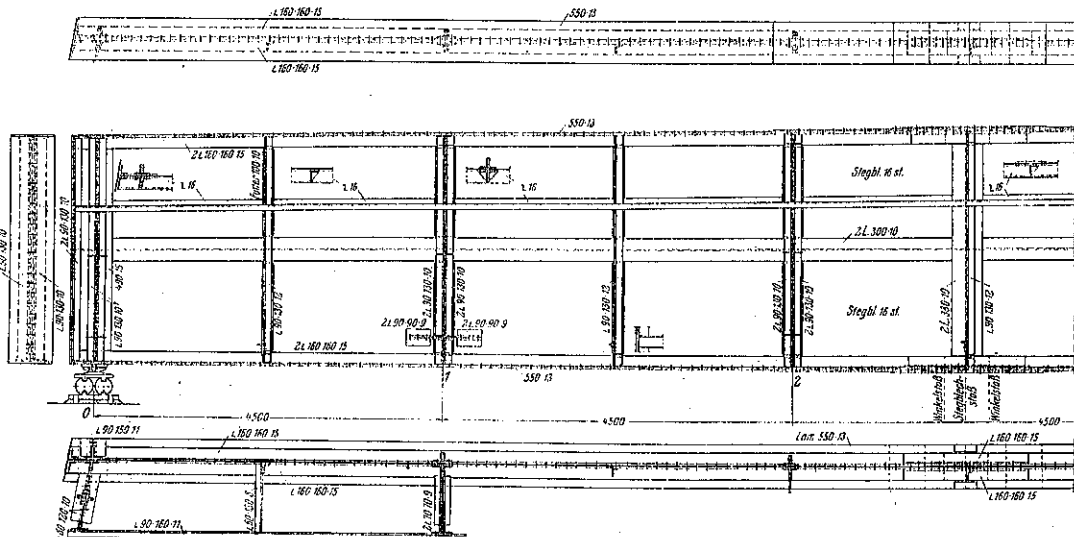
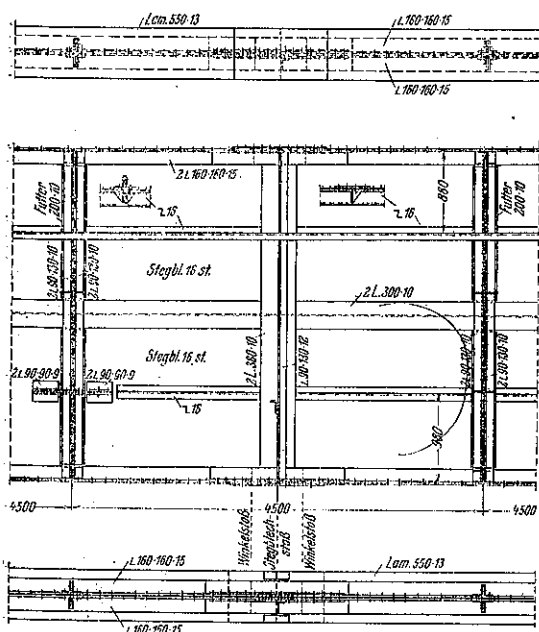




図-15. 中間支柱附近の主桁



脚の附近では更に下端から約 1 m の高さにある Z16 で補剛されてゐる (図-15)。此の断面によれば橋脚の處でハンチを必要とせず、中央径間に近い橋脚に於ても蓋板 6 枚で足りる。

横桁は間隔 4.5 m、支点上では上部構造を押し上げることが出来る様に特別な補剛材がついてゐる。(図-16)、図-17は普通の横桁と主桁との連結を示す。横桁の間には 5 本の縦桁があり、外側の 2 本は I 36 内側の 3 本は I 40 である。端格間では I 38, I 45 である (図-18)。この上に厚さ 22 cm のコンクリート版がある。縦桁は横桁の上を通つて抗張添接板により連結されてゐる。

横桁の下端には組立の際に必要な横縦構がある (図-12) 車道では鉄筋コンクリート版の上に 2 cm の仕上コンクリート、1 cm の防水層、4 cm の針金の網の入つたコンクリート、3 cm の砂、10 cm の小砕石がある。1.5 % の横断勾配で 10 cm の縁石の内側にある側溝に排水する (図-19)。水はこれから車道の下にある縦の樋に流れこみ橋脚や橋臺にある放水管に通ずる。図-20 は車道の版の配筋を示す。

図-16. 端横桁

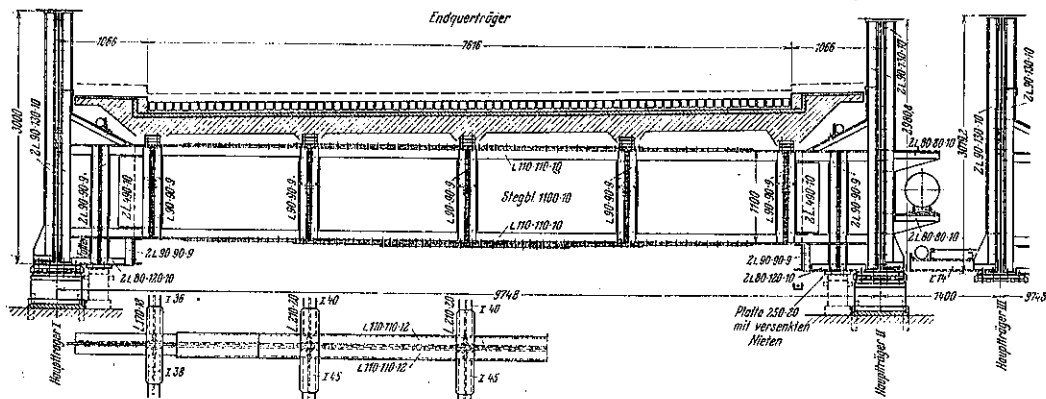
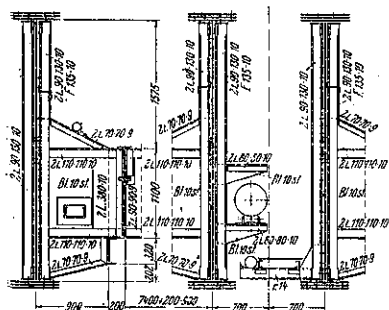


図-17. 主桁と横桁との接合部一般図



固定支承は橋脚 C' にあり、他はすべてローラーの脊である。両橋臺には梯形の伸縮接手がある (図-21)。温

図-18. 横桁と縦桁との連結

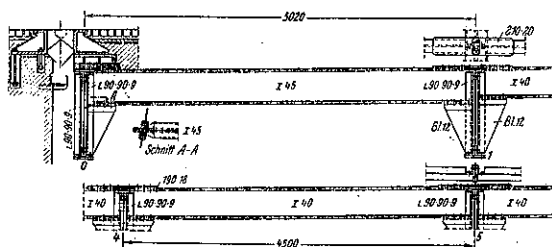


図-19. 路面排水

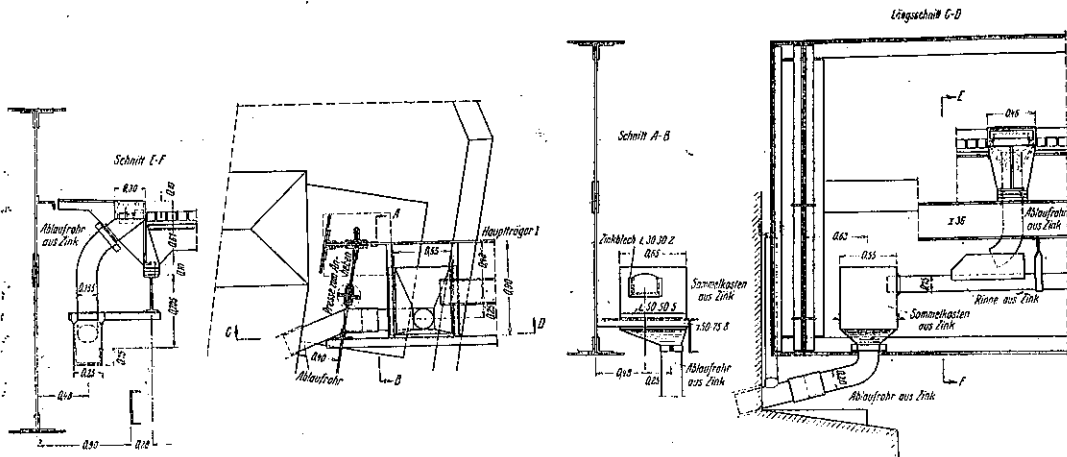
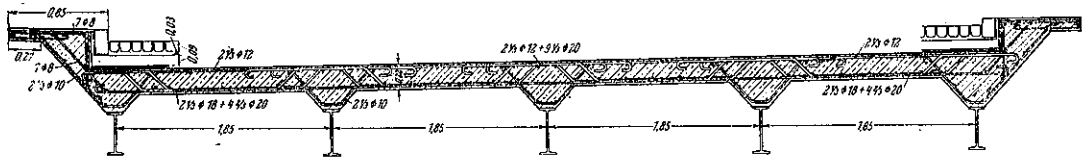


図-20. 床版の配筋



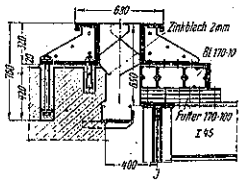
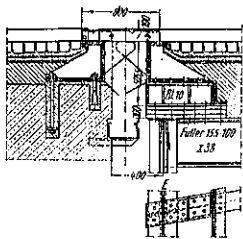
度変化(±35°)による最大変位は ±7 cm である。楕形は厚さ 30 mm, 隙間は 40 mm である。各橋には電動検査車があり横桁と橋脚の間を通り全長を動くことが出来る。車の足場は主桁の下側方にある。

主桁の材料は St52, 横桁, 縦桁, 横絞構は St 37 である。主桁の重量は約 1200 t, 床組約 750 t, 支承その他が 45 t である。

上部構造は将来の荷重の増加を考慮して DIN. の一等橋を 10% 増加したもので計算した。計算は勿論慣性モーメントの変化を考慮しその他に腹版及補剛材の安定個々の格間及横のラーメンで弾性的に支へられた全体としての上突縁の捩屈に對する安全も研究した。最悪の場合でも個々の格間は蓋版 1 枚全体では径間の中央で 5 枚で十分である。活荷重による最大撓は中央径間で 6.6 cm

径間 72 m の 1/1091 である。横絞構は 5 径間連続として計算した。(牧野 茂)

図-21. 伸縮接手



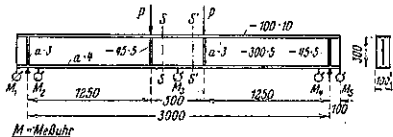
(100) 熔接鋼桁の延びの測定と強度研究

(Kayser "Dehnungsmessungen und Spannungsuntersuchung an geschweissten Vollwandträgern" Der Stahlbau 26 Feb. 1937 S. 33-37.)

1. 緒言 この研究の目的は、熔接鋼桁の主応力の調査並に主応力剪断力及腹版の捩屈に最も弱い箇所の確定であつた。その際普通の方法で求めた計算値は研究の結果と合致すべきである。

2. 供試体と実験概要 図-22 の如き梁で実験を行った。スパンは 3 m, 高さは 30 cm, と載荷點と支點に 45 × 5 の補剛材を入れた。実験は 3 つに分けて行はれた。

図-22. 供試体 A の寸法



先づ供試体 A が挫屈するまで次第に荷重を増して行つた。次にこの梁を  $s-s, s'-s'$  で 3 つに分け新しい供試体 B, C を作り、図-23 に示す如くとなる補剛材を入れ、更に B には  $130 \times 10$  の蓋板を付け加へた。しかし此の兩供試体を挫屈するまで荷重を加へて行つた。

図-23. 供試体 B, C の寸法

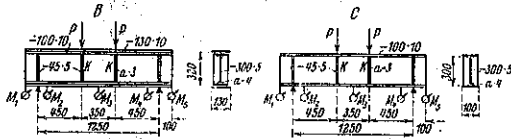
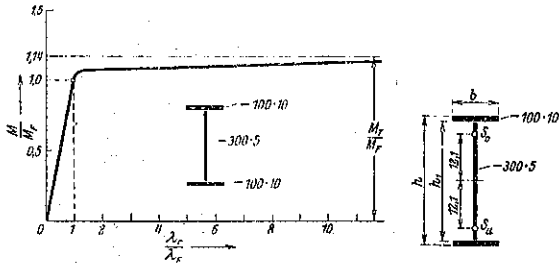


図-24. I 形梁の Biegekennlinie



(1) 供試体 A:

- M: 曲げモーメント
- M<sub>F</sub>: 弾性限を超える際の曲げモーメント
- $\lambda_\gamma$ : 繊維応力
- $\lambda_F$ : 弾性限を超える際の繊維応力

とし、 $M/M_F$  と  $\lambda_\gamma/\lambda_F$  との関係即ち Biegekennlinie を計算より求めると、図-24 の如くなつた、この際材料は弾性限までは完全に弾性を保ち、それを超えると、塑性性となると假定してゐる。供試体 A は大体これと似合つた結果が得られる筈である。

(2) 供試体 B 及 C:

この兩供試体で特に腹板の挫屈を研究した。腹板の高さ  $h$  と厚さ  $t$  との比  $h/t=60$  であるから梁全体が弾性限以内にあるとは考へられない、早くから一部は塑性となつてゐると考へるべきである。即ち  $\sigma$  主応力  $\tau$  を剪断力として等価応力  $\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$  を計算すると、弾性限を超える際の応力  $\sigma_F$  を超えてゐる。腹板一面に封鎖をぬつておいて荷重をかけてゆくと、割目が出てくる。その割目で弾性限を超えたのを知る事が出来る。又蓋板の有無による差違も判明した。

3. 研究の過程及結果

1. 研究 A:

$$l/h=1/10$$

断面の種々の値は次の如し。

- 断面積  $F=35 \text{ cm}^2$
- 断面二次モーメント  $J=5.972 \text{ cm}^4$
- 断面係数  $W=371 \text{ cm}^3$
- $s, s_0$  = 断面の重心

実験の結果次の値を得た。

- 弾性限を超える時の  $\sigma_F=3070 \text{ kg/cm}^2$
- 破壊の際の  $\sigma_B \gamma=4050 \text{ kg/cm}^2$
- 撓み  $\delta_{10}=20.4\%$

この値は材料に使つた St 37 の標準値以内におさまつてゐる。計算によれば梁の有効荷重  $P_N=8.30 \text{ t}$ 、繊維応力の弾性限に於ける荷重  $P_F=18.20 \text{ t}$  となつた。研究の結果はいろいろであつたが許容荷重は大体次の値を示した。

- Fritsche によれば  $P_F=20.76 \text{ t}$
- Kuntze によれば  $P_F=19.15 \text{ t}$
- Prager によれば  $P_F=20.76 \text{ t}$

大した違ひはなかつた。

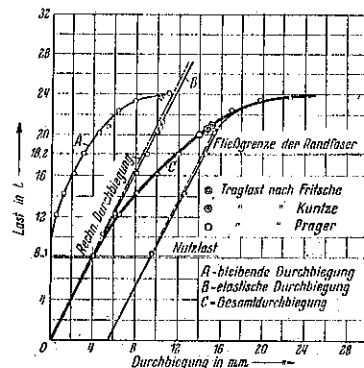
(研究 A の過程)

先づ観測器を図-22 の如く配置した。 $P=8.30 \text{ t}$  を加へ Huggenberger-Tensometer で腹板の 3 個所で伸びをはかつた。それにより軸の方向の主応力及垂直方向の剪断が計算される。 $P_F=18.20 \text{ t}$  では先づ中央部の繊維がまいり、更に荷重を増して行くと、兩支點は移動を始め  $24.28 \text{ t}$  で中央部の腹板が挫屈した。

(研究 A の結果)

結果は図-25 にまとめてある。又図-26 には Biegekennlinie が示してある。実験での弾性限 A 點は計算値の最高荷重を突破し又弾性限を超えてからの曲線の

図-25. A 梁の測定結果と荷重との關係



傾きも計算した如く急でない事がわかつた。

2. 研究 B 及 C.

$h/t=1/4$  断面の諸値は次の如し。

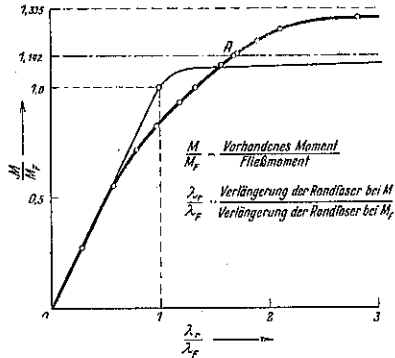
断面積  $F=51 \text{ cm}^2$

断面二次モーメント  $J=13 \text{ 003 cm}^4$

断面係数  $W=765 \text{ cm}^3$

梁の有効荷重  $P_N=47.75 \text{ t}$ , 弾性限を超える際の荷重  $P_F=105.2 \text{ t}$ , 許容荷重  $P_T=112.5 \text{ t}$  となった。

図-26. A 梁の Biegekennlinie の結果の比較



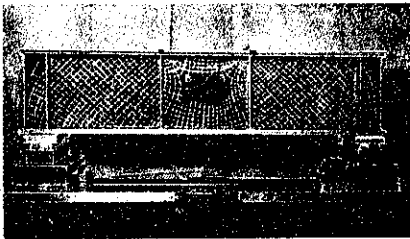
供試体 C では  $P_N=23.10 \text{ t}$ ,  $P_F=50.60 \text{ t}$ ,  $P_T=58.00 \text{ t}$  の結果が得られた。

(研究 B 及 C の過程)

観測器の配置は図-23 にある。

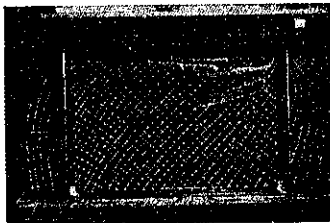
梁 B: 封蠟を一面にぬり荷重をかけてあつた。  $P=35 \text{ t}$  では図-27 の如くなつた。  $P=36.31 \text{ t}$  では最初の

図-27.  $P=35 \text{ t}$  の場合の主応力線の状態



割目が梁の外側部の上隅に現はれた。更に荷重をまして  $P=45.12 \text{ t}$  とした。その間の変化は 図-28~31 に

図-28~31.  $P=45.21 \text{ t}$  の場合の B 梁の龜裂



示してある。最初は突縁に平行に現はれ、次に垂直の方向に現はれた。  $P=66.64 \text{ t}$  では図-32~35. の如くなつた。最高荷重  $68.64 \text{ t}$  となつて、遂に両側部の腹板が挫

屈した。

図-29.

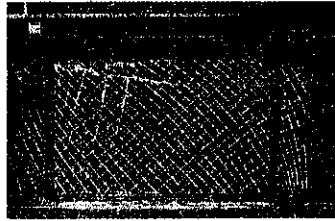


図-30.

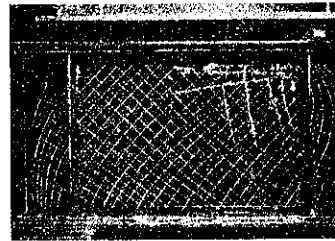


図-31.



図-32~35.  $P=68.64 \text{ t}$  の場合の B 梁の龜裂

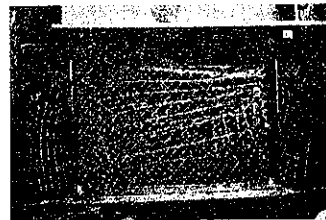


図-33.



梁 C: 荷重方法は B と同じ様にやつてあつた。先づ  $17.54 \text{ t}$  で割目が B と同じ場所に出来た。  $26.05 \text{ t}$  で弾性限を超え最高荷重は  $69.13 \text{ t}$  の値を示した。図-36 は試験後の梁の状況を示したものである。

図-34.

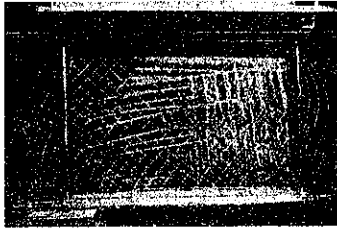


図-35.

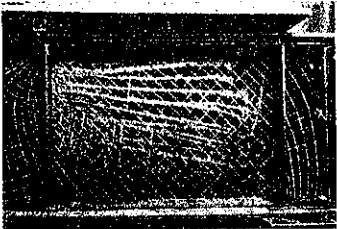
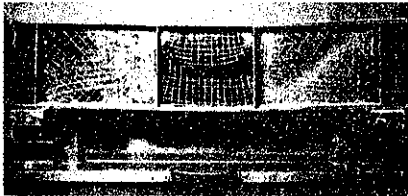


図-36. 実験後の C 梁の状態



(研究 B 及 C の結果)

図-37, 38 は撓みと荷重との関係を示したものである。これによれば Navier の撓みの説は殆ど成立してゐない。図でわかる様に計算値と一致してゐない。それは載荷点附近は早くから塑性となり  $\tau = Qs/tJ$  の式が成立しないためと思はれる。破壊荷重の實驗値と計算値とを比較してみると、

$$B \text{ では } \frac{\text{實驗値}}{\text{計算値}} = \frac{68.64}{112.5} = 0.61$$

図-37. B 梁の撓みと荷重との関係

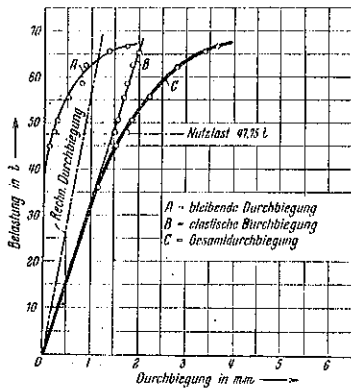
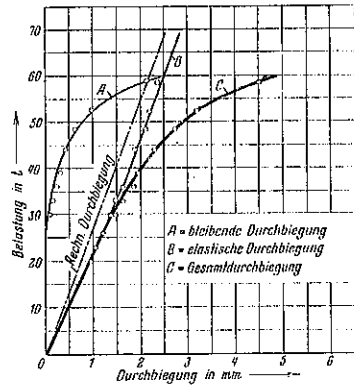


図-38. C 梁の撓みと荷重との関係



$$C \text{ では } \frac{\text{實驗値}}{\text{計算値}} = \frac{63.69}{58.00} = 1.10$$

となる。しかして蓋板を用いた B 梁の破壊荷重は C 梁に比し  $\frac{68.64}{63.69} = 1.07$

倍で大了た利とはならない。それは梁は腹板の捩屈でまいつてしまふからで蓋板の有無は大了た影響がない。

#### 4. 結 言

1. 熔接鉄桁  $h:l=1:10$  について: 計算より求めた弾性撓度は實測とよく一致してゐる。總荷重の前半で既に残留撓度が存在してゐた。この現象は突縁と腹板との間の熔接が力の傳達を充分に果してゐない爲であらう。

#### 2. 熔接鉄桁 $h:l=1:4$ について:

a) 梁 B (蓋板のあるもの): Navier の方法による撓みの計算は剪断力の影響のため實測とは一致しない。計算値と實測値とでは 60% 以上の差違がある。許容荷重は剪断力の大きさから計算されるが實測の 68.64 t より 39% 少ない。既に荷重の少ない時から弾性限を超え最高荷重附近では梁全体が塑性になつてしまふ。

b) 梁 C (蓋板のないもの): 梁 C の最高荷重は梁 B のそれよりも少ない。然し梁は腹板の捩屈によつて駄目になるから蓋板はあまり役に立たない。梁 C に於ても撓みの計算は適用出来ない。(山内一郎)

#### (101) 曲げモーメントに對して 等強断面の桁

(Gaede, Hannover "Balkenträger von gleichem Widerstande gegen Biegung", Bautech, Heft 105 März 1937 S. 120-122)

一定の荷重が與へられた時各断面の線応力が常に許

容応力に達する、所謂等強断面の桁の一般算定法を述べる。重い材料で且長径間の桁では死荷重による影響が大で、この死荷重の分布状態を考慮に入れる必要があり計算が少々混み入ってくる。こゝには幅  $b$  の矩形断面の齊等質な材料よりなる桁について取扱つて見る。材料の許容応力を  $\sigma$  とする。

$$\max \sigma = \pm \sigma_{zul} = \pm \sigma \dots\dots\dots (1)$$

数式を取扱ふ上に簡単な爲次の二つの場合を考へる。

$$\frac{p}{g} \rightarrow \infty \quad \frac{p}{g} \rightarrow 0 \dots\dots\dots (2)$$

前者は短径間で比較的活荷重の影響が大きく後者は径間が大きい時とか比較的活荷重が小で死荷重大きい場合である。

図-39. 等布荷重  $q$  を有する単純梁

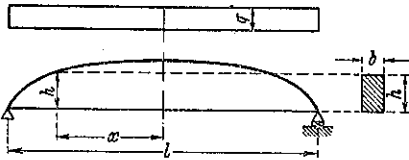


図-40. 等布荷重  $q$  を有する片持梁

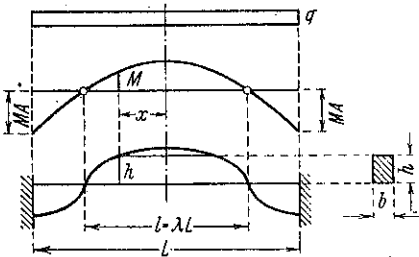


図-40. について

$$\lambda = \frac{l}{L} \dots\dots\dots (3)$$

$\lambda=1$  の時は径間  $L$  の単桁となり、 $\sigma=0$  の時は丁度径間中央で出會つて居る對稱の 2 個の肘桁となる。

(I) 等布荷重  $q$  をうける梁

a) 単純梁:—

$$M = \frac{q}{2} [(l/2)^2 - x^2] = W \cdot \sigma = \frac{bh^2}{6} \sigma$$

$$h = \sqrt{\frac{3q}{6\sigma}} \sqrt{(l/2)^2 - x^2} \dots\dots\dots (4)$$

$$V = 2b \int_0^{l/2} h dx = 2b \sqrt{\frac{3q}{b\sigma}} \cdot \frac{\pi l^2}{16}$$

$$= 0.6802 l^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma_{zul}}} \dots\dots\dots (5)$$

b) 片持梁:—

$$M = \frac{q}{2} [(L/2)^2 - x^2] - M_1$$

$$= \frac{q}{2} (L/2)^2 (1 - \xi^2) - M_1$$

$$x = \xi \cdot L/2.$$

$$\xi = \lambda \text{ の時 } M_1 = 1/8 \cdot q L^2 (1 - \lambda^2)$$

$$M = 1/8 \cdot q L^2 [1 - \xi^2 - (1 - \lambda^2)]$$

$$= 1/8 \cdot q L^2 (\lambda^2 - \xi^2) \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{又 } [M] = \frac{bh^2}{6} \cdot \sigma_{zul} \text{ より}$$

$$h = L/2 \sqrt{\frac{3q}{b\sigma}} \sqrt{\pm(\lambda^2 - \xi^2)} \dots\dots\dots (7)$$

$0 < \xi < \lambda$  の時 +,  $\lambda < \xi < 1$  の時 -

$$V = 2b \int_0^{l/2} h \cdot dx \text{ より,}$$

$$V = 1/4 \cdot L^2 \sqrt{\frac{3bq}{\sigma}} \left[ \lambda^2 \left( \frac{\pi}{2} - l u \frac{1 + \sqrt{1 - \lambda^2}}{\lambda} \right) + \sqrt{1 - \lambda^2} \right] = 0.433 L^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma}} \cdot \alpha \dots\dots\dots (8)$$

$$\alpha = \lambda^2 \left( \frac{\pi}{2} - l u \frac{1 + \sqrt{1 - \lambda^2}}{\lambda} \right) + \sqrt{1 - \lambda^2} \dots\dots\dots (9)$$

$\lambda=1$  の時

$$V_1 = 0.6802 L^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma_{zul}}} \dots\dots\dots (10)$$

$V$  を min. にする  $\lambda$  を  $\frac{dV}{d\lambda} = 0$  より求めると

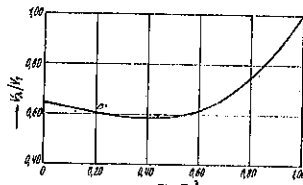
$$\lambda = \frac{2e^{\pi/2}}{e^{\pi} + 1} = 0.400 \dots\dots\dots (11)$$

となる。即  $q$  なる等布荷重をうけた片持梁では  $0.4L$  支間の吊桁をもつものが材料の經濟の點からは一番有利となるわけで  $\lambda=1$  の時即ち単純梁が一番材料を要する。

$$V_1 = 0.433 J^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma}} \cdot \frac{\pi}{2} \dots\dots\dots (12)$$

図-41. は  $\lambda=1$  の単純梁と比較して  $\lambda=0 \sim 1$  に対

図-41. 片持梁の材料曲線



する  $V$  と  $V_1$  との關係を表にしたものである。 $\lambda=0.4$  の時は  $\frac{V}{V_1} = 0.58$  で  $\sigma=0$  の時は約  $0.64$  となつてゐる。

る。次に  $\frac{p}{g} \rightarrow 0$  の場合について取扱つてみる。

(II) 自重  $g$  をうける梁

(a) 単純梁: —

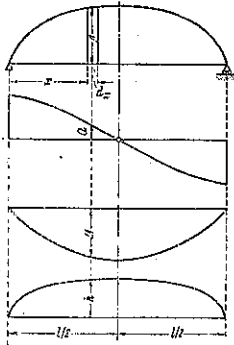
$$\frac{d^2M}{dx^2} = \frac{dQ}{dx} = -g \quad \dots\dots(1)$$

$$g = \gamma \cdot bh \quad \dots\dots(2)$$

$$\frac{bh^2}{6} \cdot \sigma = M \quad \dots\dots(3)$$

$$h = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma}} \quad \dots\dots(4)$$

図-42. 自重をうける単純梁



上式より

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -\gamma \cdot b \sqrt{\frac{6M}{b\sigma}} = -\sqrt{\frac{6\gamma^2 b}{\sigma}} \sqrt{M} \\ = -a \sqrt{M} \quad \dots\dots(5)$$

ここに  $a = \sqrt{\frac{6\gamma^2 b}{\sigma}}$

(5) 式を積分して

$$x = \sqrt{\frac{3}{4a}} \int_{\sqrt{\max M}}^{\sqrt{M}} \frac{dM}{\sqrt{\max M^{3/2} - M^{3/2}}} + C_2 \quad \dots\dots(6)$$

$M=0 \sim \max M$  迄とすると  $x = \frac{l}{2}$  となる。計算の便宜

上  $M=0 \sim \max M$  とすると

$$x' = \frac{l}{2} = \sqrt{\frac{3}{4a}} \int_0^{\sqrt{\max M}} \frac{dM}{\sqrt{\max M^{3/2} - M^{3/2}}} \\ = \sqrt{\frac{3}{4a}} \cdot \max M^{1/4} \cdot 1.725 \quad \dots\dots(7)$$

或は

$$\max M = \left(\frac{4a}{3}\right)^2 \left(\frac{l}{2 \times 1.725}\right)^4 \\ = 0.0755 \frac{l^4 \gamma^2 b}{\sigma} \quad \dots\dots(8)$$

$$\max h = \sqrt{\frac{6 \max M}{b\sigma}} = 0.673 \frac{l^2 \gamma}{\sigma} \quad \dots\dots(9)$$

$$\max g = \max h \cdot b \cdot \gamma = 0.673 \frac{l^2 \gamma^2 b}{\sigma} \quad \dots\dots(10)$$

$$G = 2 \cdot \gamma b \int_0^{l/2} h dx = 0.772 \max g \cdot l \\ = 0.52 \frac{l^3 b \gamma^2}{\sigma} \quad \dots\dots(11)$$

(b) 肘梁: —

a) の場合と同様にして (図-43)

$$dQ = g \cdot dx,$$

$$dM = Q \cdot dx$$

$$\frac{d^2M}{dx^2} = g + a \sqrt{M}$$

$$x = \int \frac{dM}{\sqrt{C_1 + \frac{4a}{3} M^{3/2}}} + C_2 \quad \dots\dots(12)$$

$$x=0 \text{ の時 } M=0 \quad \frac{dM}{dA} = Q_0 = P$$

より  $C_1 = P^2, C_2 = 0$

$$\therefore x = \frac{1}{P} \int_0^M \frac{dM}{\sqrt{1 + \frac{M^{3/2}}{3P^2}}} \quad \dots\dots(13)$$

$$A = \left(\frac{4a}{3P^2}\right)^{2/3} M \text{ とおけば}$$

$$dM = \left(\frac{3P}{4a}\right)^{2/3} dA$$

$$x = \left(\frac{3}{4a}\right)^{2/3} \cdot P^{1/3} \int_0^A \frac{dA}{\sqrt{1 + A^{3/2}}}$$

$x=l$  の時  $A = \max A$  でこの条件を入れて上の式を積分すれば

$$\max A = \left[ \frac{1}{4} \left( l \sqrt{\frac{32}{3}} \frac{b\gamma^2}{\sigma P} + 3.45 \right) \right]^2$$

$$G = \gamma \cdot b \int_0^l h \cdot dx = p \{ 1 + \max A^{3/2} \}^{1/2} - 1 \} \quad \dots\dots(14)$$

c) 片持梁: —

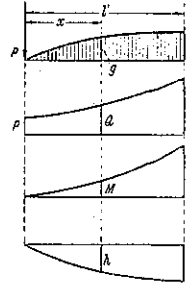
a), b) を組合せるとよい、即ち吊桁の重量  $G_1$  は (11) 式で肘梁は (14) 式より求められる。肘梁の重量  $G_2$  は

$$G_2 = \frac{1}{2} G_1 \{ (1 + \max A^{3/2})^{1/2} - 1 \}$$

$$\text{全重量 } G = G_1 + 2G_2 = G_1 (1 + \max A^{3/2})^{1/2} \quad \dots\dots(15)$$

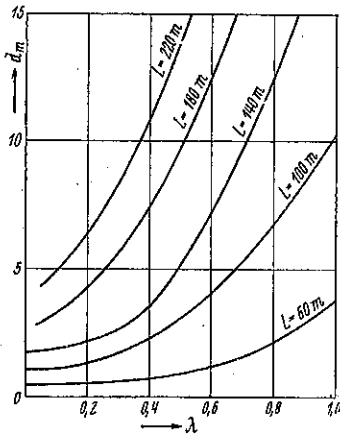
以上求めた式は矩形断面の齊等質なものに適用されるのであるが、鉄筋コンクリート梁についても大体この式が適用される。図-44 は  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3, \sigma_{zul} = 1200 \text{ t/m}^2$  のものについて求めたものである。  $d = \frac{G}{l \cdot b \cdot \gamma}$  (平均高) は  $\lambda = \frac{l}{J}$  に比例し  $\lambda = 0$  の時最小で  $\lambda = 1$  の時最大となる。  $\lambda = 1$  と  $\lambda = 0$  の時の  $d$  の値を比較する

図-43. 1個の集中荷重と自重とを受ける肘梁



と  $L=60m$  の時 9 倍,  $100m$  では 10 倍,  $140m$  になると 12 倍となつてゐる。(住友 彰)

図-44. 梁の平均高曲線



(102) Iéna 拱橋の擴張と  
Tokio 通立体交叉

1937 年世界博に備へて (巴里)

“L'Exposition internationale de Paris 1937, l'élargissement du Pont d'Iéna et le passage souterrain de l'Avenue de Tokio” Le Génie Civil du 6 mars 1937 221-p.225.

(1) 寫眞と図

図-45:—イエナ橋梁 (1936 年 10 月 12 日撮影) 河はセイヤ河, 橋梁の擴張は殆ど完了し, 路面の整備中である。後方の切取現場は新トロカデロ給水池, 前面はベルサイユ鉄道埋覆工事現場。

図-46:—イエナ拱橋擴張實施設計の縦断と平面, 矢印が河流方向, 右岸は東京通で大体橋軸との交點を中心として延長 120m に亙つて地下路が新設された。左岸は議事堂の所在ケ・ドールセー 3 列の橋脚中, 兩側は新設されたもの, 中央は従来より存在するもので, 3 本からなる二つの點線東は擴張前の高欄位置を示す。此の内側を走る點線は同じく擴張前の歩車道境界である。擴張後の高欄位置は外側を走る 3 本からなる實線東であつて, 其の直ぐ内側の點線は新歩車道境界である。

図-47:—擴張殆ど成りたるイエナ橋 (1936 年 12 月 18 日撮影), 新設の橋脚及拱外觀, 彫刻は佛國帝國主義の象徴である。此の裝飾は前世紀以來政體の変遷と共に幾度も廢毀復活の運命を繰返して來た政治的に意義あるものである。寫眞には一箇しか出て居ぬが

図-45.

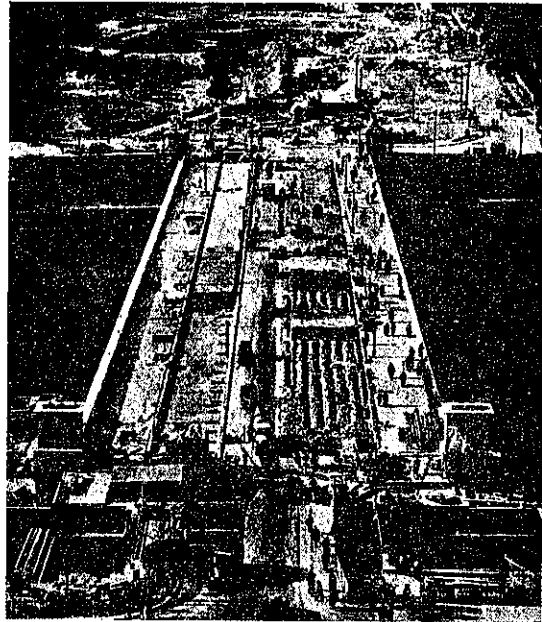
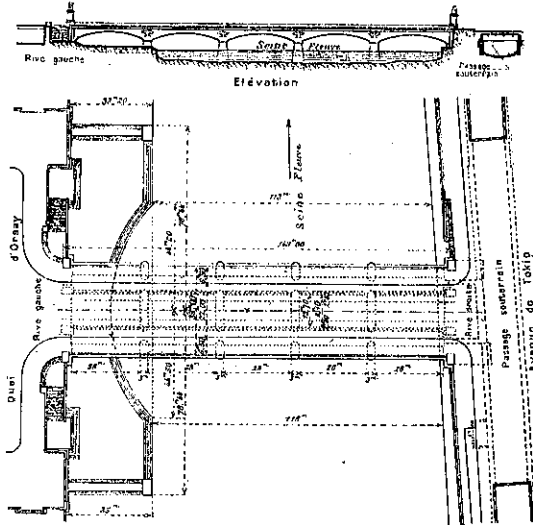


図-46.



完成後は各橋脚上の相當位置に全部配置される筈である。

図-48:—新拱環鋼足場組立から新舊の拱桁の間に縦横の床部鋼桁を組む迄の諸段階。

図-49:—橋脚部横断, 新舊 3 箇の橋脚の相對位置を示す。新設拱の厚さ各 3.50m, 舊拱の厚さ 14m, 然して舊拱環が石工構造なるに對し, 新拱環は震動搦き固



めに依つた弱鉄筋 コンクリートである。新橋脚の基礎はいづれも 32 本の 85×35 cm 断面の鉄筋コンクリート杭（舊來のものは木杭基礎）を用ひ、其の長さは

図-47.

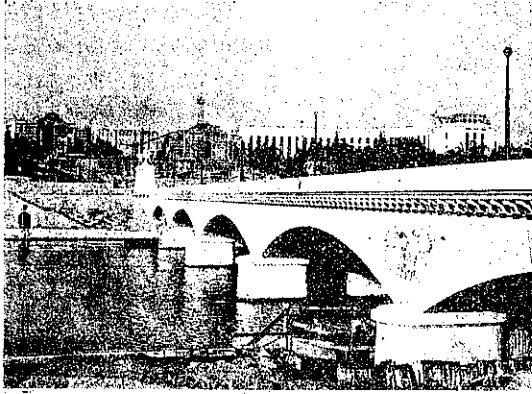
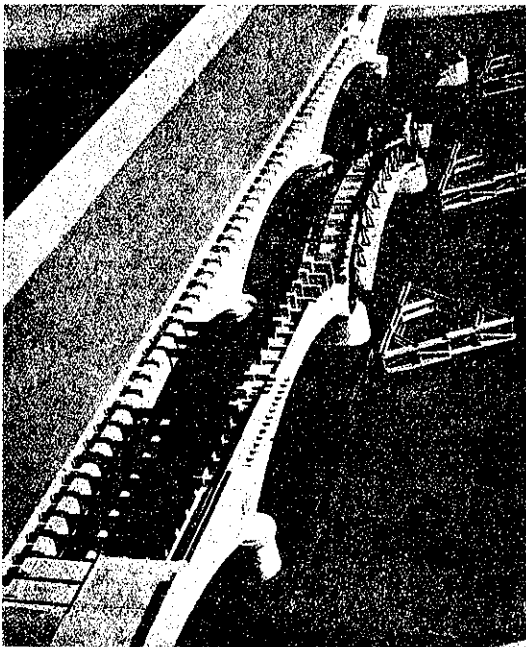


図-48.



11.53~14.91m で、表面の砂利混り砂層を貫いて次の粘土層に迄達せしめてある。新設の橋脚軀体は其の基礎塊と共にコンクリート構造を有する。橋臺に於ても大体同様である。新舊橋脚は互に其の安定を損ぜしめぬ丈の距離を有し、其の上、中間に設けられ鋼矢板からなる隔壁を以て完全に關係を絶たれて居る。

図-50:—擴張後に於ける路盤構造、拱頂部に於ける横斷車道幅員 22 m、歩道は兩側各 6.5 m、構造は鉄

図-49.

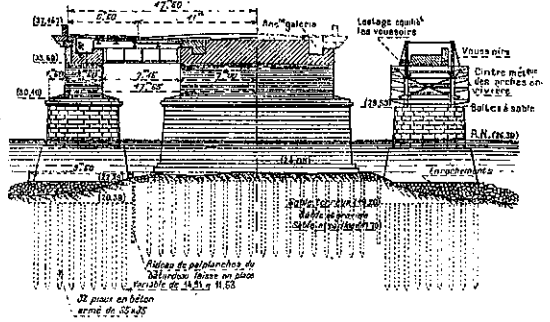
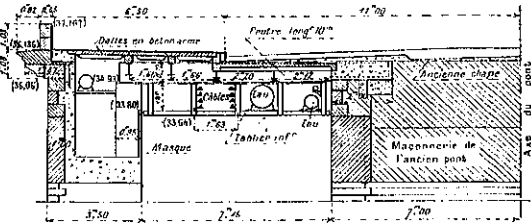


図-50.



筋コンクリート。

図-51:—東京通地下路縦断と平面（縦縮尺は横の 5 倍）、此の地下路の構築はイエナ橋と東京通を挾んである博覽會場の中心たる五月廣場との交通と東京通のそれとを立体交又せしめて往來輻輳の緩和整理を計る意図の下に實施されたものである。地下路と云つても深さは淺く、我が東京大阪等の地下道の大部分と同じく、埋覆された切取路とも稱さるべき程度のものである。従つて施行も開溝法（open trench method）に依つて行はれた。兩端に各 80 m のアプローチを有し、地下路をなす部分は 140 m である。

図-52:—東京通地下路アプローチ（上流側）

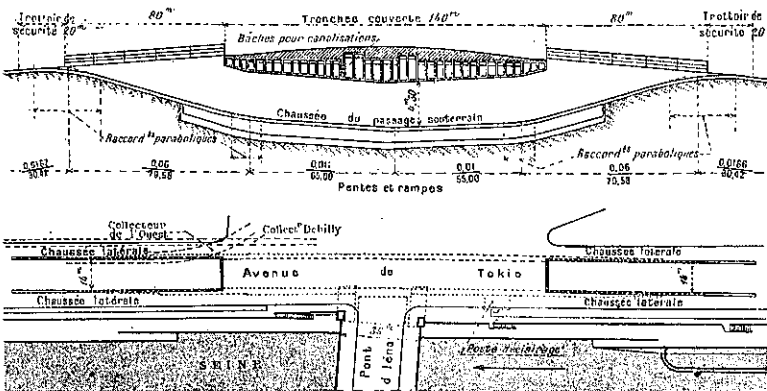
図-53:—此の地下路の蓋版をなす、鉄筋コンクリート床版の施工。

図-54:—地下路内部、足場が残されて居る。側壁中に定間隔で配置された矩形門部は照明燈設置箇所。

図-55:—地下路アプローチ断面、左下の渠室は下水渠。

図-56:—地下路断面、イエナ橋橋軸との交點下に於けるもの。側壁中の 1.0×1.8 m の馬蹄型渠室は電氣關係工作物を納める。車道幅員 12 m、兩側歩道各 1 m、側壁と底床版は一体をなして居り、蓋床版（地下路の上を通る路面を支へて居る）は側壁天端で支持された單純梁で構造上前者とは分れて居る。實際上下路の天井をなすものは、路面上 14 m の高さに水平構造上自由

図-51.



高に餘裕がないので曲度をつけられなかつた。)に其の  
 兩端を側壁上部の小段に載せられて居る版である。此  
 の天井と前の蓋床版との間に適當な室を區劃して、橋梁  
 から來る地下諸設備(瓦斯管、水道管電纜等)が入れられ  
 る。

圖-57 : — 橋軸との交點下附近一部縦斷

圖-52.

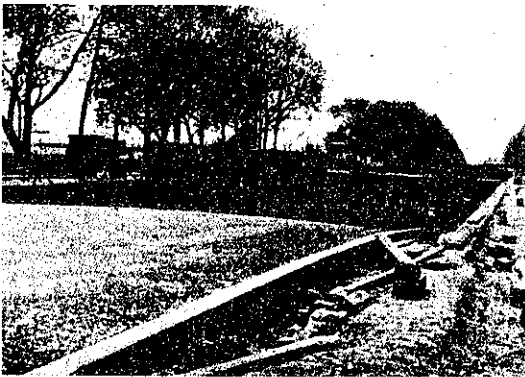
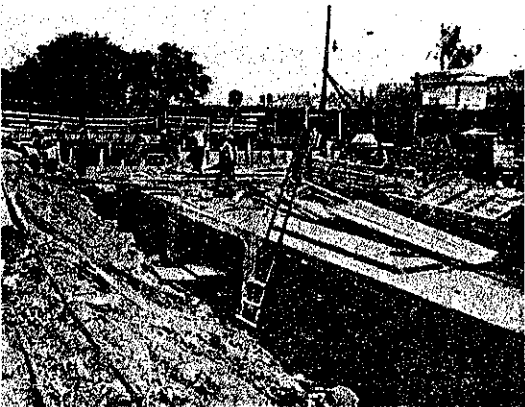


圖-53.



(2) 記事 此の橋梁は架  
 けられて居るのがセイヌ河、  
 其の兩岸はケー・ドルレーと  
 五月廣場で政治的に市籍を有  
 せる處、殊に後者は古くから  
 累次の萬國博の會場に宛てら  
 れて來た場所、東京通は對  
 岸にブルボン王宮を始め巴里  
 の著名な高麗宮殿を聳立せし  
 めて遊歩道として賑はふ場所  
 である。此の橋梁の重要性は  
 推するに難くない。幾度か政  
 体の改革と運命を共にして來

圖-54.



圖-55.

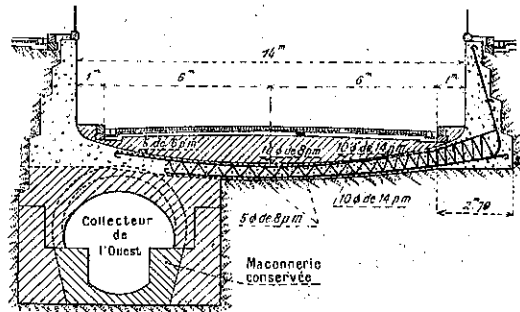


圖-56.

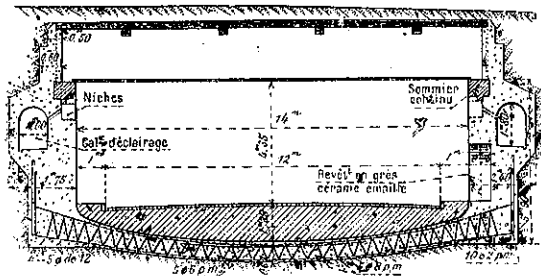
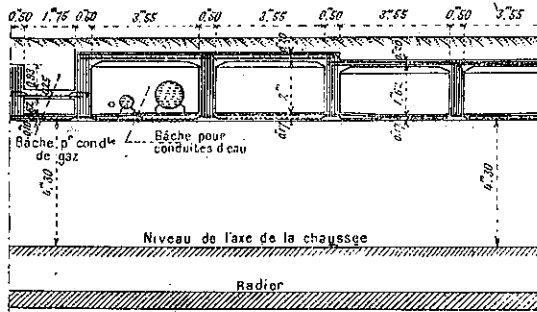


図-57.



Coupe longitudinale partielle du souterrain, au droit du pont d'Iéna.

たイエナ橋は政治的な意味にも豊かであつて、其の装飾の荒蕪は此の橋では單なる橋梁美觀以上の解釋を要求してゐる。此の橋梁の擴張に當つて新たな橋脚と拱を建造せしめた理由は、舊來の橋脚橋臺の負擔力の缺乏、基礎地盤の堅固ならざりし點である。下部構造の手輕な補強で、床部を所謂突出桁にして張出し、路盤の擴張を行ふ事は此の際、安全に實施出来得べくなかつた。橋脚工事は施行は矢板締切中では行はれ、拱環の施行には鋼足場が用ひられた。擴張後に於ても橋梁外部は全部舊觀を維持せしめ、柔な白色の珉石化粧が施してある。橋梁擴張に伴つて兩岸の改裝美化工事が行はれたが、之

等を合した工費は總計 1230 萬フランに達した。

東京通地下路に於ては電氣的な保安設備の完備が認められる。然し之は十分な設備が施されたと云ふに留まり、特に新規なものは見當らぬ。側壁の配筋は水平土圧の考へから必しも常に對稱とは限つてゐない。

橋梁擴張、地下路新設の此の工事は本年度萬國博を機として竣工を見たものであるが、之が計畫は既に古くから何回と無く繰返されて來つたもので、此の必要は決して博覽會々期中丈と云ふ一時的なものでは無い。従て之が竣工は長い將來に亘るべき交通上の一大利便を増したものと云はるべきであらう。(藤田龜太郎)

堰 堤

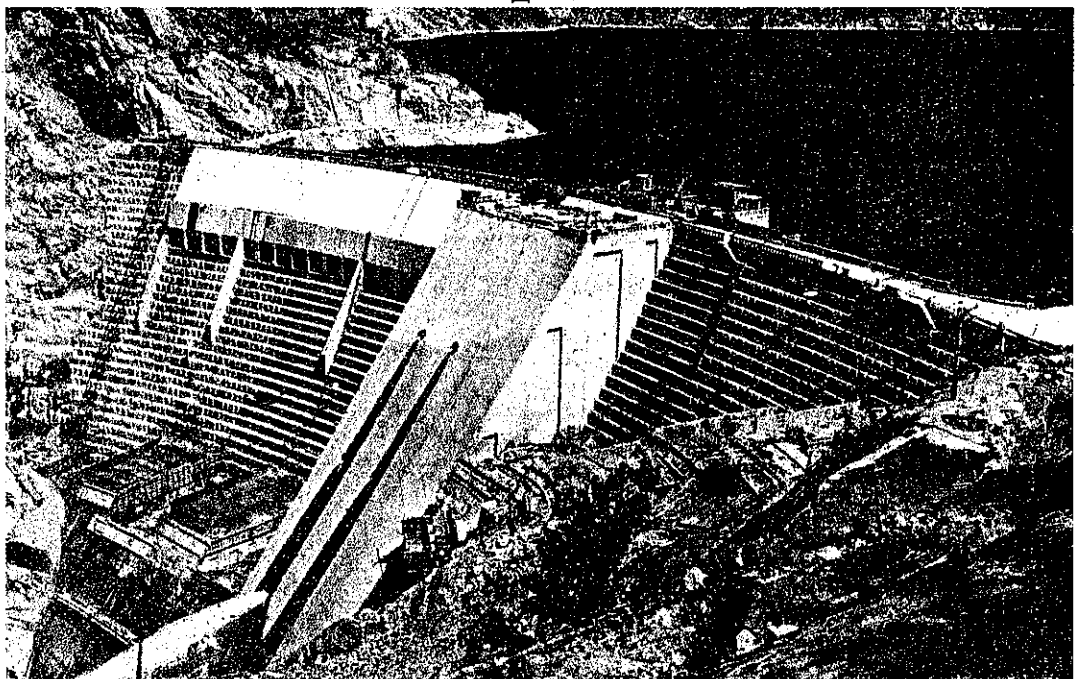
(103) 堰堤の嵩置工事

“Raising O'Shaughnessy Dam 85 ft”  
Western Construction News,  
Dec. 1936, p. 377-381

公共福利委員會の指導の下に桑港市のハチハチ上水、並に水力用オーショネシ堰堤を 85 呎嵩置する工事は今や進捗中である。竣工の暁は 430 呎の高さに達し世界第 2 位の堰堤となる。

此の堰堤は最初 206 000 エーカーの容量を有する様

図-58.



に建設されたものであるが、將來蓄置する事により 154 000 エーカーの容量を増加出来る様に設計されてゐた。最初の工事の際に堰堤基礎のみは下流の方へ將來の蓄置完成断面に達する迄コンクリートを打つて置いたのであつた。

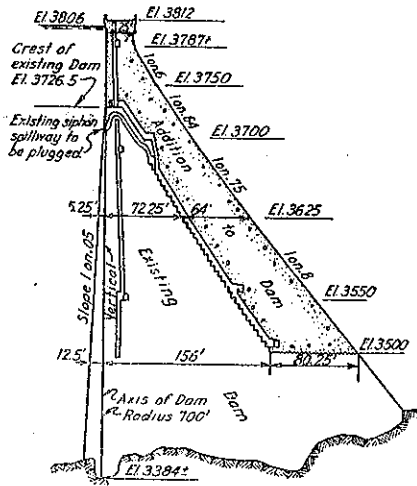
現在の堰堤では最近に於ける雨量の少なき年はモシン水力発電所の水量不足を來たしてゐた。此度の計畫容量を以てすれば如何なる年でも最大能力を以て水力発電が出来るのである。同市は此の計畫遂行の爲聯邦政府の補助金 1 058 000 弗を受け、不足金 3 500 000 弗は 1933 年 11 月の投票の結果公債を以て募集する事の承認を得た。

此の堰堤はコンクリート拱重力堰堤にして、斯かる大きな堰堤に蓄置するのは未曾有の事に屬する。

12 年或は 15 年の間蓄コンクリートは凝結と冷却の結果生ずる収縮に耐へ、加ふるに舊構造物は貯水池の水圧荷重を受けてゐる時に新コンクリートを打つのである。かかる状態の下に單に普通の方法を以てコンクリート蓄置をなし、新しい水位迄貯水すれば新コンクリートが其の荷重の分け前を支持する以前に舊コンクリートが超過荷重を受けるのは明瞭である。

此の問題は (1) 新コンクリートには舊コンクリートより応力の大きなものを使用すること、(2) 新コンクリートを人工的に冷却すること等により解決される。第 1 の問題は今日の技術と機械を以てすれば比較的容易に達せられる。第 2 の問題はボールドー堰堤に於て使用されたと同じ方法を以て達せられる。新コンクリートの温度を舊コンクリートより低く保ち、或は必要に応じて温水を通じて温め、又構造目地を従来の半分の寸法にする等により、新コンクリートをして有効に拱作用に對する応力を起させる事が出来る。

圖-59. 最大断面

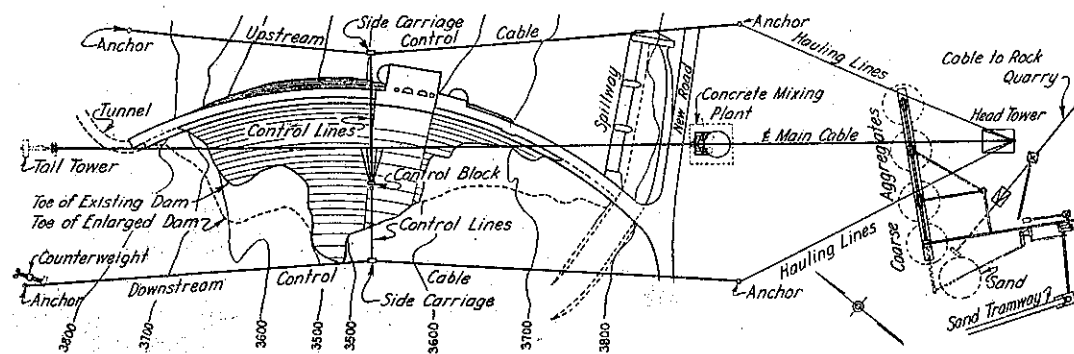


新コンクリートは既設基礎から堰堤の裏面に沿ひて築造され兩翼に於ては花崗岩に接してゐる。舊コンクリートの表面を粗くし階段を設けて接合を良くし、又新舊コンクリート間に鉄筋を挿入して補強した。

新コンクリートの収縮を處理し、荷重を等分に分布しそれを兩翼に傳へる爲に新コンクリートの上流面と舊コンクリートの下流面の間に工事中或る間隙を残した。堰堤の中央部に於ては此の間隙は 3 1/2 呎の幅員を有し兩翼に於ては急に廣くなり 8 呎に達してゐる。最終のコンクリート打は此の間隙を冷却シグラウトして塞ぐ作業である。

1935 年 8 月 8 日に請負が決定するや、請負人は 600 人のキャンプを堰堤附近に建設した。200 人を容るゝ寄宿舎 2 棟、家族向の家屋、事務所、病院及賣店を以てキャンプ村を構成した。

圖-60. 平面圖



275 000 碼<sup>3</sup>のコンクリートに使用する砂の蒐集は大問題であつた。堰堤

の附近は總て花崗岩にして砂に乏しく、爲に請負人は現場から約 3 哩離れたる平原から架空索道を以て運搬した。平原は現場より 2 000 呎の高所である爲運搬は總て重力を利用した。砂利は現場から 1 000 呎離れたる所に於て花崗岩を碎石して使用した。之も架空索道を以て運搬するのである。

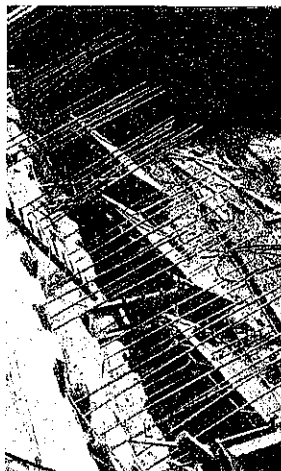


圖-61.

全工事中の最難工事は兩翼の撐岩であつた。既存構造物を防護する爲に周到なる注意が拂はれた結果、86 000 碼<sup>3</sup>の撐岩作業に 1 ケ年を費した。作業は最上端から始め拱作用線に沿ふて適當なる深さまで岩を剥ぎ取つた。剥ぎ取つた岩の表面は各々 12 呎の高さに階段を設けた。

コンクリート打作業は混合機から 4 碼<sup>3</sup>或は 8 碼<sup>3</sup>のバケツを以て架空索道により運搬して投下した。コンクリートは毎回高さ 5 呎、長さ 45 呎、厚さ新コンクリートの全部なる區切りを 1 度に打つた。グラウト管及其の放射口を構造目地及上流面に沿ふて敷設し、グラウト止めは上記表面から一呎の所に設けた。グラウトは冷却完了後でなければ施行しなかつた。仕様書に於ては 1 區分を打ち終つてから次の區分を打つ迄に 72 時間を経過す可く定められてゐた。バケツから投下されたコンクリートは 6 人の人夫を以て圧縮空気振動機を使用して敷均し搗固めた。5 呎の高さに達すると表面に 8 吋深さの溝を作り、第 1 凝結終了後表面を清掃した。撒水装置を各表面に設置し常に表面を濕潤ならしめた。

コンクリート打作業に先立つて、舊コンクリートに 5 呎の深さに達する穿孔して、1 1/4 吋角鉄筋を挿入し、セメントグラウトを施した。此の鉄筋は新コンクリート中に型枠を通して埋込まれ、方向は堰堤の表面に垂直である。従て新コンクリートの上流側型枠は最後に埋込んだのである。

冷却用 1 吋管は各 5 呎區分の上表面に埋設され、5

呎間隔のループ線をなしてゐる。此のループ線 1 吋管は新コンクリートの下流面に沿ふて設置されたる 4 吋導管に連結されてゐる。之等 4 吋導管には 15 呎間隔に分配管を取り付け、瓣を裝備してある。此の分配管からの 1 1/4 吋管は 1 吋ループ線管の中央に連結され、2 本のループ線に分れて還元される。

コンクリートを打つて 6 日後に 54° の温度の貯水池水を 4 ガロン毎分の割合で冷却管に導入する。此の作業をコンクリートの温度が 70° に達する迄続ける。夏に於ける 105° の温度に於てコンクリート打を施工する場合、冷却水を導入出来得る程度に冷却する爲には約 30 日間の貯水池水の導入を必要とする。

コンクリートの温度が 70° に低下した時には貯水池水を停止し冷却水を導入する。最初の冷却水は貯水池水と同温度にし、徐々に温度を下げ急速なる変化を避ける。冷却水温度が 40° に低下した時は新コンクリートの温度は 45° となり舊コンクリートの平均温度に達する。

新コンクリートの温度が 45° に達すると、新コンクリート間の空間にコンクリートを打つ準備をなし、前同様の冷却装置を設ける。此のコンクリートも振動機により搗き固める。此のコンクリートを打ち終り、冷却作業も終了すれば、次に全構造目地や空間に打つたコンクリートと新コンクリート間等をグラウトする。舊コンクリートと空間に打つたコンクリートとの目地はグラウトしない。

現在では 120 000 碼<sup>3</sup>のコンクリート打作業を終り冷却作業が行はれてゐる。 (中谷茂樹)

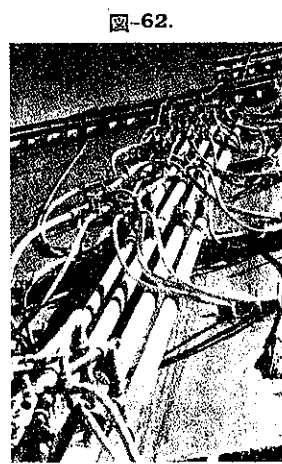


圖-62.

#### (104) 滑動防止の氷のアーチダム

(Grant Gordon "Arch Dam of Ice Stops Slide" E. N. R. Feb. 11. 1937, p. 211~p. 215)

Grand coulee 堰堤の基礎岩盤掘削に際して土砂の崩壊を防ぐ爲水を浸した silt をアーチ形に氷結せしめる工法をとり大成功を収めた。

(1) Grand Coulee Dam の地質：基礎は非常に細かい硬質花崗岩でこの上に氷河のもたらした 20~25% のコロイド状物質を含む極く微細な岩粉の silt がある。

この剪断強さは  $400 \text{ lb/ft}^2 (=1950 \text{ kg/m}^2)$  で攪亂されず又元來の水平層に於ては適當の高さに垂直面で安定してゐるが一度攪亂されると比較的乾燥期であつても 1:4 より急勾配では不安定となる。濕つて且攪亂された時はこの物質は軸油の堅さであり乾燥し粉にされた時には非常に細かい dust となる。

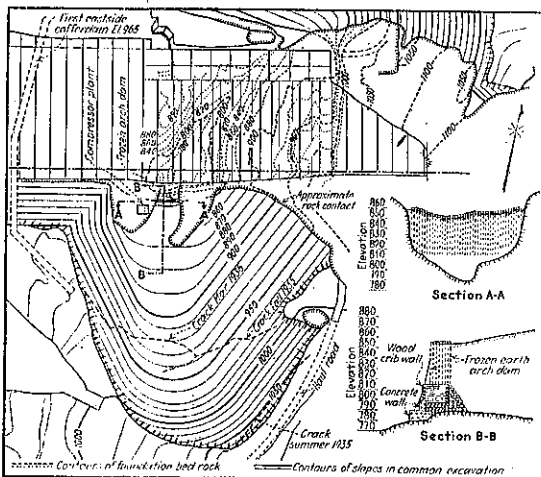
昔この silt は堰堤地點で凡そ 500 呎の深さであつたがコロムビア河が侵蝕した結果基礎岩盤から 40~50 呎以内にまでなつた。侵蝕作用をつゞけ乍ら河は河道の兩側に動搖し silt 斜面の下部を侵蝕した。その爲滑動を起し隨つて河の兩岸斜面は古代から現代に至る滑動の跡である。

堰堤築造の爲に昔の斜面の趾部が掘整せられ平衡を破られたから諸處で滑動の起つたのは止むを得なかつた。

滑動の防止方法は個々の場合に依つて次の如くに行はれた。

- (1) 地下水を容易に移動しうる所では隧道及井戸による排水が行はれ saturation 及これによる必然的の滑動を防止する。
- (2) 滑動せんとする傾向を減ずる爲に load のかゝりすぎてゐる所はこれを移動し又趾部に附加荷重をのせて防止する。
- (3) 氷のアーチダムにより防止する。これに就き次に述べる。

図-63. 大なる滑動状況



(2) 滑動：図-63の個所では掘整法面は 1:1½ としたが滑り、1:2 としたがやはり滑つた。その一つの原因は絶えざる水の滲透の爲である。

それで小さいコンクリートのアーチダムを設けた。この天端は El. 800 でこの上に石をつめた木枠を積みその趾部を石積とすることにした。(section B-B) El. 815 に達するや急に滑動が起り土砂は木枠を越へてしまつた。その後高水により水面上の斜面は 1:2½ から 1:3.13 の勾配になつた。

(3) 計畫された氷のダム：かくて氷のアーチが計畫された、このアーチの天端は El. 855 とした。東側假締切の天端は El. 955 で高水後溜水位はこれより El. 850 に下げられてゐた。飽和状態を維持することにより凍結を促進しその重さで安定を維持する爲に溜水位は作業終了まで El. 850 に保たれた。

このアーチは一時的のものである。掘整中及堰堤のコンクリートの打上りがこの部分の滑動に遭遇しても大丈夫といふ高さに達する迄滑動を防止するやうに設計された。

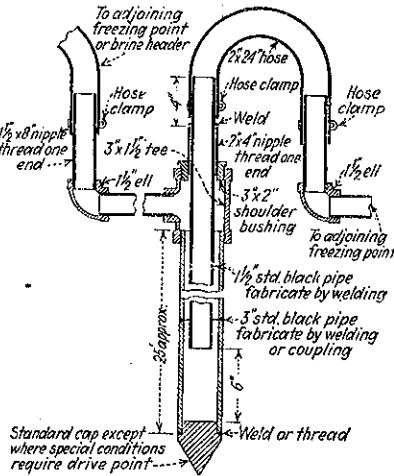
(4) アーチの設計：滑動土砂は El. 855 まで全くうづめて了つてゐた。木枠の天端は El. 815 であつた。アーチはその基礎は木枠に支へられ半径 105 呎である。凍結土砂に對し  $200 \text{ lb/in}^2 (=14 \text{ kg/cm}^2)$  の強度を假定し滑動土砂の重量は  $90 \text{ lb/ft}^3 (=1440 \text{ kg/m}^3)$  とし土圧係數 0.75 とした。Cylinder 公式によれば底部所要厚は 10 呎であつたが相當の安全率を用意する爲 20 呎とした。凍結作業に 3 週間かゝるとして凍結點の間は 30 吋とした。これは  $10^\circ\text{F}$  の鹽水を以て 6 吋の土砂は 20 日で凍結され 12 吋なら 8 日、15 吋なら 20 日かゝると假定されて斯様になつたのである。この計算は氷結の割合を基とし凍結點の周の氷の絶縁効果を考へた結果差支へないと認められた。然しこれは保守的であつたと思ふ。凍結さるべき土砂の比熱は凍結の上で僅か 0.45 下部で僅か 0.31 でしかなかつたからである。アーチを作る土砂は乾燥重量の 32% の平均含水量を有した。實際上この土砂は熱傳導率の特に高いことにより豫想とやゝ異り全塊一様な割合で温度を低下せしめる結果を生じアーチの凍結に非常に有利であつた。

(5) 凍結設備：アムモニア鹽水凍結設備は次のものから成る。

- ① 凍結すべき物質を冷す鹽水、② 鹽水を冷すアンモニア、③ アムモニアを冷す冷却水。

鹽水は 2 臺の鹽水冷却機の中の液体アムモニアの膨脹により冷され 7 1/2 馬力の渦巻ポンプにより 3 時のライザーを通り谷の側面を通りアーチの頂部に達しこゝで鹽水は 2 つの 3 時の給水栓を通り分れる。

図-64. 凍結設備



鹽水は (圧送され) 1 1/2 吋管を下り 1 1/2 吋管と 3 吋管の間の環狀の空間を通つて戻り tee を通る (図-64 参照)。

一つの點の出口の終端に次の點の入口がシリーズに繋れその接合は 2 時のゴムホースで金属のクランプで両端固定さる。

各點は平均 43 呎の長さで地表面から石をつめた木枠

まで達する。16 の點が栓の間に一群に連結され流は兩側の栓のヴァルヴで調整される。各點の列は 30 時間隔におかれた。點は平行に 8 列に並びこの外兩翼部に 25 おき計 377 點である全能力の作業中に入つてくる鹽水と出てゆく鹽水の温度差は 8°F であつた。アーチの温度が下つた時この差は変化せず

図-65. 凍結終了狀況



保たれ遂にアーチの温度は 30°F となり融解潜熱は除去され水が凍つた。この温度以下ではこの差は減じた。

鹽水還流速度は冷却點を通る時 1 ft/sec であつた。

鹽水は殆ど 95% の飽和溶液で比重凡そ 1.2、静止時氷點 4°F であつた。鹽は岩鹽を用ひ 20t 要した。所要アムモニア量 2200 lb であつた。

(6) 作業中遭遇した経験: ① 凍結管を打込むときアーチ中央部の土砂は 2 呎/時の速度で下流に向ひ移動したが作業の進むと共に充分平衡し凍結開始前の週には移動は認められなかつた。凍結を開始するやアーチ荷重がかり始めた。この荷重によりアーチは移動したのであるがこの荷重といふものは凍結土砂の膨脹に起因してゐると考へられる。アーチの 1/4 點は中央點より劇しく下流に移動した。之は一樣に荷重せられてゐる同アーチの通常の作用とは相反してゐる。アーチを形成せる土砂は激烈に攪亂され滑動で干切られてゐるから空隙が著しくこの爲固めるに困難であつた。主なる移動は常に下流向に起り次第に減少して行つた。然し 1 日の間では凍結土砂が負擔する荷重に適應する様上下流に振動してゐた。兩翼部では移動は認められなかつた。この観測はこゝの地表即ちアーチの天端で行はれたのであるがアーチの下方 30 呎の所では何等移動がないと信ぜられてゐる。

② アーチの基礎は木枠である。滑動面から出る地下水の排水はこの枠部を通るものと考へられたがアーチの前方の土が除去されぬ中に地下水を排除する爲 10, 800 にアーチの上流に排水堅管 30 呎を沈めかくて凍結したアーチに液体圧力の生ずるのを防ぐのが必要と思はれた。この堅管は凡そ 25 gal/分の流を生じた。漏察がアーチの基礎の木枠の下まで達した時排水は豫想した如く起りこの堅管はもう必要でなくなつた。

③ ヴァルヴを手で簡単に操作して凍結の平衡を維持することは容易であつた、屢々アーチ全面に 10 呎の長さの 1/2 吋管を打込み温度計を差込み凍結の割合を精確にしらべた。

④ 凍結點を結ぶホースの最高部に空氣が溜つてしまふのには困つたがこれはこゝに小孔をあけ栓をするやうにした。

⑤ 凍結管を打込む時管の上部の螺條を叩くので最も困難を感じた。300 lb のハンマーで打込むと 200 lb のハンマーでやるより容易で且管を傷めることも少なかつた。

⑥ 作業中 10 個所の凍結點が破壊したがこれは皆カップリングの個所であつた。漏洩も又この部分のみに起つた。

凍結中パイプの伸縮による推力でパイプは破壊する前に1呎ばかり曲つた。これは下部より上部が割れかけた。そしてカップリングに剪応力、張応力を作用せしめた。破壊した點は除かれたが凍結の爲に(凍結土砂の熱傳導度が高かつたから)困らなかつた。

堰堤基礎岩盤の崩壊の發破で飛散する石がホースを切断し又応力が極限まで達してゐるパイプを破壊した。之により鹽水が漏洩するのを避ける爲、絶えず注意し又 float switch を鹽水のサーヂタンクの中におき 0.01 ft の水位の下降が起ればベルが鳴る仕掛として鹽水の損失を最小限に止めた。破壊點から洩れた鹽水はパイプに沿つて下り木枠を通つて出て行きこの爲の被害はなかつた。

(7) 工費：長 100 呎、厚 20 呎、高さ 40 呎、容積 3 000 yd<sup>3</sup> のこの凍結したアーチにかゝつた全工費は 30 萬弗で 1yd<sup>3</sup> 當り 10 弗である。

(島山 正)

港 灣

(105) 臨港旅客驛

(B. Cunningham, "Maritime Passenger Stations" Dock and Harbour Authority, March 1937. p~)

(1) 英國に於ける旅客の動き、1931 年の不況以來全世界の旅客数は減少したが、英國も同様一時減少し 1935 年に至り漸く好転の兆を見るに至り、4 000 000 人を算する。表-1 には England に出入する旅客数を舉げる。(飛行機使用者を含む)

表-1. (單位 1 000 人)

年度	1929	1930	1931	1932	1933	1934	1935
歐洲各國	2 994	3 055	2 753	2 082	2 366	2 454	2 721
歐洲以外	667	618	469	499	479	489	407
アイルランド	740	735	746	742	721	774	851
合計	4 411	4 408	3 973	3 323	3 565	3 717	4 069

港湾別に見れば歐洲大陸以外との交通は Southampton, London, Liverpool, Glasgow の順で 1935 年には表-2 の如く各 41%, 22%, 18% で Glasgow は約 10% を示して居る。1924 年には Liverpool は第 2 位で而も Southampton と共に全数の約 1/3 を保持して居たが 1933 年以後 London に第 2 位を譲つてゐる(表-2)。又歐洲大陸との聯絡は地理的にも一番接近して居る Dover が第 1 位で年 750 000 人で之に次ぐものが Folkeston, Harwich である。English Channel

表-2. 歐洲以外

年度	全昇降客	Southampton	Liverpool	London
1924	624 738人	33%	31%	19%
1925	598 112	33	31	19
1926	639 817	34	28	20
1927	678 830	33	28	19.5
1928	678 952	34	28	18
1929	677 339	35	26	15
1930	618 861	35	25	15
1931	468 825	38	23	18
1932	424 753	35	23	20
1933	378 840	35	22	22
1934	401 044	37	21	22
1935	425 299	41	18	22

沿岸の Dover, Folkeston, Southampton, Newhaven, Weymouth は 1935 年に於て、約 2/3 の對大陸旅客の乗降を見、その内で約 28% は Dover が占めてゐる。English Channel 沿岸以外の港では Harwich が一番大陸との交通には都合が良く、其の数も 300 000 人を超えてゐる。尙ほ英國に於ける旅客の海上、空中輸送別を示せば表-3 の如く年々著しく航空機利用者増加を見てゐる。

表-3. 歐洲大陸と英國間の旅客數

年度	港灣經由	飛行場經由	合計
1924	2 304 314人	17 858人	2 322 172人
1925	2 487 105	20 721	2 507 826
1926	2 551 214	25 524	2 576 738
1927	2 666 112	28 704	2 694 816
1928	2 927 027	48 510	2 975 537
1929	2 945 882	48 670	2 994 552
1930	3 011 793	43 049	3 054 842
1931	2 712 256	46 671	2 758 927
1932	2 610 087	71 649	2 681 736
1933	2 274 419	92 203	2 366 622
1934	2 328 563	125 328	2 453 891
1935	2 666 117	155 070	2 821 187

(2) 著名なる現代式臨港旅客驛の概況

(1) New York(米)： Hudson 河東岸 Manhattan の Chelsea Piers (No. 53~62) は大西洋横断航路の發着の場所で、各棧橋は長 800~900 呎、幅員 125 呎の木造棧橋で上部に鉄筋コンクリートの床を張り、上屋は鉄骨 2 階建てで貨客用エレベーターの設備がある。之の上流に、同構造の長 1 100 呎、幅員 135 呎の突堤 3 本が、近時 80 000 噸級の Queen Mary, Normandie 號就航と共に新設せられた。之にもエスカレーター、エレベーターの設備あり、2 階建上屋には各級の新設備が完備してゐる。何れも鐵道と聯絡する。

(2) Southampton(英)： 旅客専用施設には Ocean Dock, River Test 岸壁, Southern Railway Co. がある。前者には 600×120 呎の鉄骨上屋があり、London



行の鉄道と連絡する。後 2 者は 900×150 呎の上屋を有し、何れも各種の施設が完備してゐる。

(3) London (英): Liverpool も同様であるが旅客の一定人員迄は Dock 際の上屋で扱ひ得る。1930 年以來 Tilbury に 63 個の鉄製浮面を連ねて幅 89 呎延長 1142 呎の棧橋を設け之により船客を取扱ふ。税關其の他諸設備は棧橋に平行して陸上に建物内にある。North Eastern Railway Co. は 2, 3 年前に 3 バース 1200 呎の岸壁を増築した。1935 年間の昇降船客数は 262724 人であつた。

(4) Liverpool (英): 旅客用の Princes 棧橋とは 1874 年の大火で焼失し再び築設せられた幅員 80 呎、延長 2534 呎の棧橋の内最南部の 1/3 部分を云ふ。1934 年には乗降人員 1,104,462 人、1935 年は 1,128,811 人であつた。

(5) Genoa (伊): 伊太利の主要港の一つで旅客より云へば、順位は Trieste, Naples より下位であり、毎年昇降人員 150,000 人である。Ponte dei Mille 旅客驛は 1930 年 18,000,000 リラ (約 300,000) を費して竣工した近代的旅客連絡設備である。上屋は 3 階建 160×164 呎の壯麗なもので、従來の Ponte Andrea Doria 埠頭と高架道に依り連結されてゐる。

(6) Naples (伊): 1935 年 10 月港内 Molo Luigi Razza に新驛完成し毎年約 1,000,000 の旅客を昇降せしめてゐる。而し客の内大部分が 3 等の移民である事は注目すべきである。上屋は 570×275 呎の主屋に 570×90 呎の左右兩翼を附加せる廣大なものである。

(7) Le Verdon (佛): Bordeaux の外港で Bordeaux より Gironde 河下流約 100 km の處に在る。Bordeaux まで自動車道路 56 哩で 75 分、鉄道は Pannillac 經由 70 哩で 70 分、Paris, Lyons, Marseilles 行の直通列車が出る。1934 年より 4 年間工費 195,000 フランで最近殆ど竣工し、現在 1 年間 70,000 人が乗降する。棧橋は延長 1,040 呎、幅員 124.5 呎で鉄筋コンクリート柱より成る。(支柱長 87 呎径 13 呎、1 本の重量 290 t、防舷材の横力は 60,000 t の船が 1 呎/秒の速度で衝突する時の力を取つて計算してある) 上屋は 445×72 呎の鉄筋コンクリート 2 階建で下層に鉄道 4 本を入れ、上層は港務關係各事務所に當て諸般の設備完全である。棧橋の最大水深は -29.5 呎 (9.0 m) である。

(8) Cherbourg (佛): 18 世紀の軍港であるが、今では大西洋航路の主要旅客港である。1880 年には出入汽船 84 隻乗降人員 2,195 人であつたが、1900 年は

378 隻 30,313 人、1913 年 555 隻 68,678 人、1925 年 876 隻 172,786 人、1930 年 946 隻 183,786 人と増加したが 1931 年以後不況の爲漸減し 1935 年には未だ 76,108 人に止つてゐる。總工費 70,000,000 フラン (約 560,000) を投じて 1933 年以來、33~36 呎岸壁延長 2,000 呎、之に沿ふ 1,640 呎の 2 階建上屋を築造した。一階は各般の設備及鉄道驛あり複雑な軌道を敷設、驛のホールの廣さ 787×118 呎である。

(9) Le Havre (佛): やはり大西洋航路の重要港で 1935 年 3 月 2 日大臨港驛が開業した。従來の 2 驛と合せて之の港内には 4 停車場がある、Joannés-Couvert 岸壁、(Compagnie Générale Transatlantique)、Oblique 突堤 (Comp. Industrielle Maritime)、Florida 岸壁 (同前) d'Escale 岸壁 (Port Authority) が夫である。就中壯麗を呈するのは、第一の C. G. T. 會社の Gare Maritime で之は Normandie 號の發着個處で、3 階の上屋長 600 m があり、同時 2 隻分のバースがある。上屋は 2 階が旅客用各種の施設に當てられ、1, 3 兩階が貨物を扱ふ。正面には高さ 260 呎の高塔がそびえて美觀を添へる。C. I. M. 社も大西洋航路用のコンクリート棧橋を有し、Oblique 突堤は 300 m バース 2、Florida 岸壁は同じく 300 m のバース 2 を備へる。Port Authority の d'Escale 岸壁は 500 m の岸壁を有し 2 階建上屋を配し階下は鉄道驛がある。

(10) Hamburg (獨): Cuxhaven の外港で Eibe 河河口に位し、Cuxhaven より 64 哩の距離にある。有名な St. Pauli 棧橋は 1907~9 年に出来たもので、幅員 66 呎、長 1400 呎、109 個の鉄製浮面の上に板張をした構造である。渡橋 9 基は各支間 100 呎、幅員 29 呎より成る。外國船客の主なる乗降場所は Steubenhöft で此處には幅員 72 呎長 1300 呎の棧橋がある。

(比田 正)

## 道 路

### (106) 道路材料新試験設備

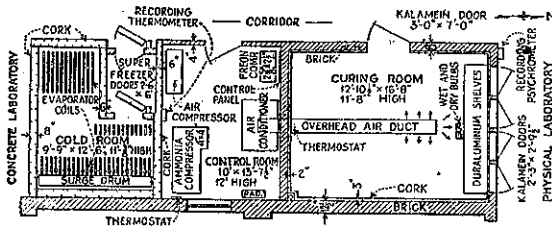
(V. L. Glover. "Curing Rooms & Cold Tests for Better Concrete."  
E. N. R. Dec. 24, 1936. p. 893-896)

Illinois Division of Highways の新材料研究所に鋪裝用コンクリートの凍結、氷解試験設備及養生室が新設された。之は今迄の缺點を改良せるもので 1935 年 6 月に竣工した。

一般図は図-66 の如く低温室、養生室及兩者に共通の

調整室より成る。すべて外部との絶縁にはコルクを用ひ低温室及養生室の壁外面は更に 3/4 吋厚セメント漆

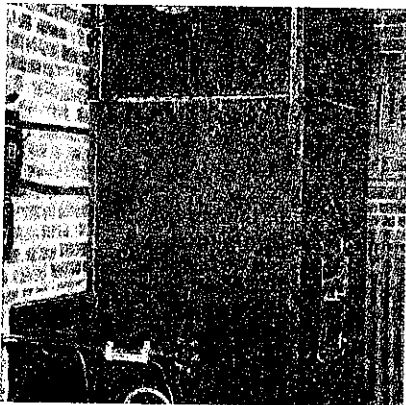
図-66. 低温及養生室



喰を塗り、内面はアルミニウムペンキ 2 回塗りの上に 1/4 吋厚湿青漆喰を塗り、各室天井も同様に施工した。

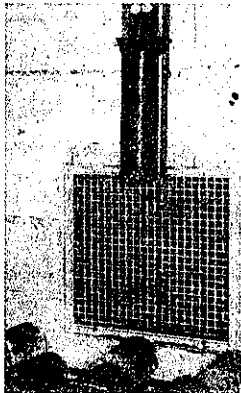
養生室に就て：コンクリート供試体より水分が蒸發しなければ完全な養生が出来るものとし、養生室の空気を温度 (70±1)°F、相対湿度 90% 以上に保つ。空気は調整室にある給湿温度調整装置 (図-67) の下部で噴霧

図-67



水に接觸し、上部より送風機で養生室に送り込まれる。本装置内には更に通氣螺管及電熱器あり空気が之等により所要温度に保たれる。通氣螺管は建物の低圧吸房に接続し、電熱器は蒸氣の利用出来ぬ時のみ用ひられる。送風機により送氣管を通つて養生室に入つた空気は床近くにある導管 (図-68) を通つて前掲 (図-67) の装置に戻る。図-69 は養生室にある小供試体用の新考案の棚である。

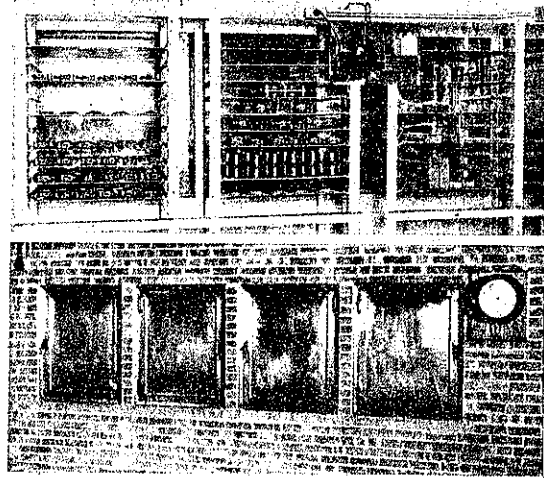
図-68. 養生室に入る空気導管



低温室に就て：冷却装置は調整室にあり、図-70 に示す如くで、其の能力は (1) 低温室の空気を 10 時間以内に 100°F から -10°F に下げ、(2) 室温 -10°F の時に入れられた材齢 1 日のコンクリート 5ft<sup>3</sup> を規格能力の 85% 以内で 75°F から 20°F に 20 時間以内に下げ、(3) 氣温を 0°F 以下に 20 時間保つた後に更に -10°F に下げて保ち続ける。

本冷却装置はアムモニヤ圧縮冷却機にして、蒸發器、圧縮機及凝結器より成る。蒸發器は図-66 に示す如く螺管より成り、氣圧を低くしてアムモニヤ液を蒸發せし

図-69. 供試体用の棚



め、周囲より氣化熱を奪ひ冷却現象を生ぜしむ。蒸發器管は供試体を載せる如く設計されてゐる。氣化したるアムモニヤは圧縮機に送られ、此處にて圧縮し、更に凝結器に送り循環水により液化せられる。低温室の温度は調整室内の 2 個の水銀型恒温器 (Thermostat) によつて調節される。

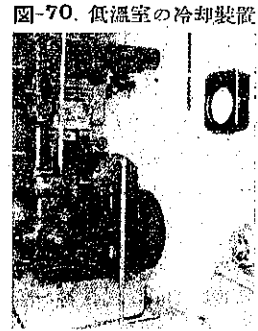


図-70. 低温室の冷却装置

各室の材料が絶縁良好なることと、冷却装置の能力完全なることとに依つて、普通の場合には (0±2)°F の温度を保つには其の時間の約 10% 運転すればよい。未だ最低温度は測定せぬが -20°F は容易に得られる。小供試体を凍結せしめるには 2~3 時間を要す。凍結及氷解の 2 個の完全なサイクルが毎日得られる。

(森 茂)

## 都市計畫

## (107) ニューヨークの立体交叉構造物(其-1)

Dr.-Ing. E. Neumann und Dr.-Ing. M. E. Feuchtinger: "Anforderungen und Durchbildung gross städtischer Verkehrsnetze, gezeigt am Beispiel von New York." Die Bautechnik, 19 März 1937, P. 141~145

ドイツ及外國に於て盛に國土計畫及地方計畫を行つてゐる。計畫を樹立し機會ある毎に計畫に従ひ正しい發展の軌道に導いて始めて人々をして計畫の價值とその必要性を認識せしむる事が出来る。地方計畫を速に實現した例は北アメリカの New York 地方計畫である。最近 40 年間の New York 地方の發展を詳細に研究したる後 1928 年に地方計畫案を作製し 1929, 1931 年に之を發表した。この計畫は 3 洲に及ぶものであるが 3 洲の行政權を同一にする事は實現出来なかつた。4 年後に計畫の 1/10 を具体化する事が出来たのは驚く可き事である。地方計畫の質的問題は交通計畫である。

交通網——：交通用構造物は交通網計畫の樹立に依

圖-71. 大紐約の交通網



り始めてその能力を發揮出来る。New York 地方交通網の分類及網の負擔は商業行政の中心たる Manhattan と他の側の工業及住居地域たる Brooklyn, Queens, Bronx, New Jersey との連絡部分に依り決定される。

(1) Manhattan と Long Island の Brooklyn, Queens との間を流れる East River を地下鉄隧道 9, 道路橋 5, 鉄道橋 1, 鉄道隧道 1, 自動車隧道 3 が通過してゐる。更に大隧道 2 が計畫されて居りその内の 1 である Midtown East River 自動車隧道は着工するばかりになつてゐる。

(2) Manhattan と New Jersey との間 Hudson River を鉄道隧道 3, 道路橋 1, 自動車隧道 1, 渡船場 14 が通過してゐる。圖-71 の路線 II の中にある Midtown Hudson Tunnel (自動車隧道) が工事中である。Manhattan と New Jersey を結ぶ高速鉄道環狀線中に鉄道隧道 2 が計畫されてゐる。

(3) Manhattan と Bronx との間 Harlem River を道路橋 8, 地下鉄隧道 4, 高架鉄道橋 2 及 隧道 1 が通過してゐる。更に多數の交通網が計畫され大なる道路橋が工事中である。

(4) Queens と Bronx とは East River を横断して道路橋 1, 鉄道橋 1, 自動車渡船場 1 とに依り緊密に連絡されて居り、廣大なる交通網が計畫されてゐる。以上の外の水路を横断する多數の案が考へられてゐる。

Manhattan を中心とする New York 地方の交通計畫は河橋、河海岸線の延長、後方地の面積、歴史的發達状態等地域全体の形及行政區域に依り制限を受ける。

自動車交通——：New York 地方は現在 13 000 000 の人口と 2 000 000 臺の自動車に依り殆ど飽和状態にある。自動車に依り New Jersey から Manhattan に行く人の平日の数の 1 年の合計は 1932 年から 1934 年間で 5 000 000 人に達してゐる。更に 1934 年には乗合乗客を含み 48 300 000 人になつてゐる。この交通量の 40% は Holland Tunnel, 35% は George Washington Bridge, 25% は Hudson 渡船場を利用してゐる。現在 George Washington Bridge 及 Holland Tunnel は毎月夫々 1 000 000 臺の交通量に達してゐる。1932 年の大經濟不況時には平日 261 496 臺の自動車が Manhattan に入つて來た。New Jersey への週末旅行者数は平日のもの以上である。平日 261 496 臺の自動車の内 40.2% は Harlem River を越えて北方から、44.5% は East River を越へて Long Island から、14.7% は Hudson River を越へて New Jersey から、

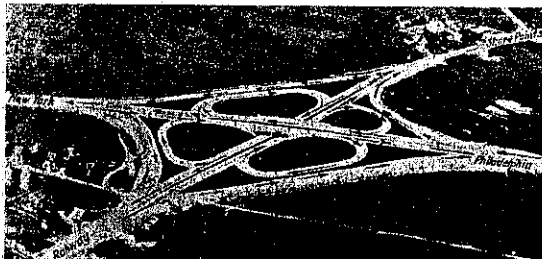
Staten Island から 0.6% 来るものである。Manhattan と他の都市との年々の交通量の内 1932 年に於ては 52.5% は Bronx から, 36.1% は Manhattan と東西の都市を聯絡する橋梁に依り, 6.1% は渡船に依り, 5.3% は Holland Tunnel に依り Manhattan に入つて来る。1932 年に East River に架せられた有名な橋梁は平日 1 方向に次の如き交通量を有してゐる。

Queens borough 橋	48 170 臺
Williams „	19 199 „
Manhattan „	31 835 „
Brooklyn „	12 444 „

之に比して Holland Tunnel は 15 002 臺の交通量を通してゐる。上記の交通量からして商業中心が Manhattan の突端部から北方 42 番街附近迄延びてゐる影響が明に推定される。幅の狭い Manhattan の商業中心に入つて来る自動車の 1 年の總数は 30 000 000 臺と見積られてゐる。

大環状道路——：自動車交通量が在來の道路の能力以上に激しい爲必然的に高速道路が要求される。最近 7 年間に New York 地方計畫に依る高速道路が築造された。圖-71 に示す Metropolitan Loop は市役所を中心として 20 km の距離に於て環状をなしてゐる。之は北方に於て Hudson River を George Washington Bridge で横断し更に Harlem River を渡り Bronx に入つては一部在來道路を使用し一部は隧道を以て通過し序で East River を横断して Queens に入り更に南北に走り南方に於て港口附近の河幅の狭い部分を横断して Manhattan に入り, New Jersey に入つてからは南北に走り George Washington Bridge に至るものである。又この環状線の内部に各都市を東西に聯絡する路線がある。南北に走る 9 の連絡道路が在來道路を利用して實現中である。交通網の能力はその網中にあつて連環作用をなす橋梁, 隧道, 渡船場の連絡に依る。かゝる構造物の完成と共に之を交通網に充

圖-72. 道路の立体交叉



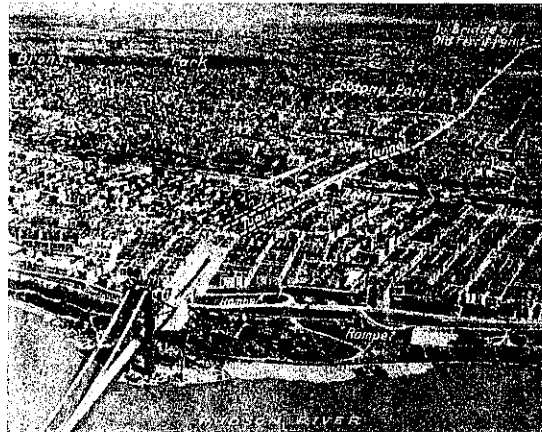
分連絡する事が必要である。之が如何に實行されてゐるか次の例に就いて述べよう。

立体交叉——：1928 年に東西路線と南北路線との交會點に設けられた立体交叉構造は圖-72 の如くである。地方の道路は勿論建設費の大なる市街地に於ても交叉點を立体構造とする方針である。

George Washington 橋——：本橋は 1927~1931 年に架せられた Hudson River 横断の唯一の橋梁である。本橋には下床に高速鉄道 4, 上床中央に 4 車線(貨物自動車), その兩側に乗用車道 2 車線づゝ, その外側に 2.75 m の歩道を設備してゐる。

本橋の交通量は 1932 年開通當初 6 000 000 臺, 1935 年には 10 000 000 臺, 1950 年には 15 000 000 臺と推定された。實際には最初 5 600 000 臺, 1936 年には 10 000 000 臺であつた。1950 年には 25 000 0000 臺と推定される。年々交通量の増大する事は橋税に依る工事費回収を容易にする, Holland Tunnel の如きはその工事費を 8 年で回収してゐる。橋面交通路は Hudson River 水面上 60 m の高さにあり, Hudson 河岸通と取付道路との間には 30 m の高低差がある。6%以上の急勾配は望ましくないので取付坂路の延長は 500 m 以上となり Hudson 河岸通との取付坂路は在來建築物に制限された關係上 180° の廻轉を要し非常に危険であり既に事故を惹起してゐる(圖-73 及圖-74)。鋪裝の種類を研究して事故防止に努めてゐる。下方の取

圖-73. George Washington 橋の鳥瞰圖



付坂路は計畫廣場に連絡されてゐる。西方 New Jersey の側に於ては立体交叉構造に依り支障なく凡ての交通を集めて橋梁に至らしめてゐる(圖-75)。

Triborough 橋——：本橋は 1936 年 7 月に開通した East River を横切る最北のものであり, 橋梁の

前後に於て3方向に分岐してゐる。之は Bronx, Queens, Harlem の3の密集住居地域を連絡する全長6kmの橋梁道路である。East River 上の吊橋は M.H.W.

図-73. George-Washington 橋東側取付道路

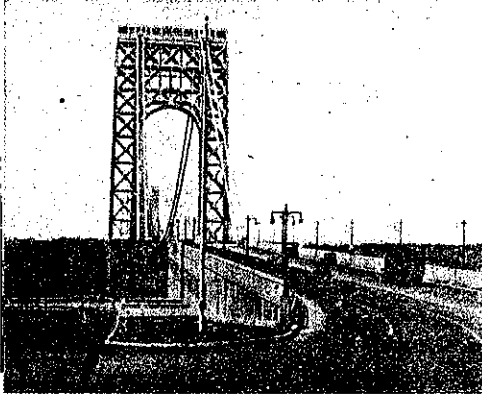
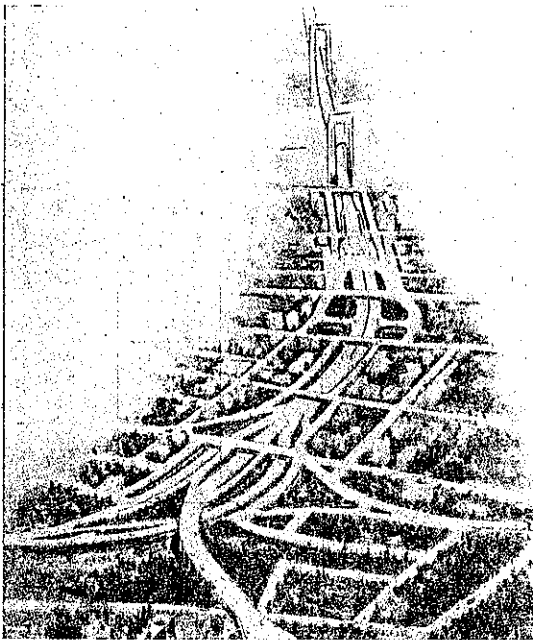
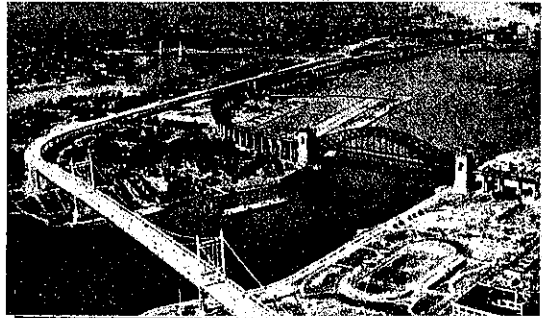


図-75. George Washington 橋の New Jersey 側鳥瞰図



上 43m にあり 8 車線の車道を有し 1 車線 1 時間の交通量を 600 臺として 1 年には 21 600 000 臺の交通量を通し得るものである。中央に 1.13m の安全島を設け片方向 4 車線 (13.3m) に分離する。此の道路は東方に延びて Grand Central Parkway となり又 Long Island の慰樂道路として New York 地方慰樂道路中交通量最大のものである。

図-76. Triborough橋附近の鳥瞰図



(中村清照)

鉄 道

(108) 連続溶接軌條の緊硬に就て

( "Fasteners for Continuous Welding of Rail" Bulletin A. R. E. A. Vol 38. No. 393. Jan. 1937 p. 493 Track )

Delaware and Hudson 鉄道の溶接軌道區間を視察せる結果は Vol. 37 の 470 頁に全部報告してあるが、今年に至り緊硬を必要とする軌道に於て特に連続溶接軌條から如何なる反力が生じ得るかに就て基礎的考察をなし得るに至つた。軌條が自由に伸縮し得る時の軌條の膨脹係数は約 0.0000 065/F である。又軌條が溫度變化に依る伸縮をなき爲には軌條の伸縮を防ぐ軌道の阻止力の存在に依らねばならぬ。比較的短軌條を大釘にて締著してゐる普通軌道構造に依る溫度變化に依る軌條伸縮は継目鉸に依つて最も阻止せられるものである。39 呎軌條の伸縮を考へる時はタイプレート及大釘の摩擦阻止力及軌條緊硬より生ずる阻止力を無視した方が安全である。之は勿論軌條を鈍着せしむる事が軌條弛進を減小せしむる爲に効果が無いと云ふ意味でない。タイプレートを通じて軌條の伸縮を防止するため嚴重な型を使用して連続溶接軌條を敷設したる場合は軌條の兩端を除いた部分に其の溫度伸縮を阻止する充分なる阻止力が動く現象を見る事が出来る。此の現象は力学の原理より容易に了解し得るものである。或る溫度變化 ( $\Delta t$ ) に對し單位長當りの軌條自由伸縮長  $\Delta L$  は次式にて與へられる。

$$\Delta L = 0.0000 065 \times \Delta t \dots\dots\dots(1)$$

軌條の長さの方向に圧力又は張力が外部より作用せる場合の單位長當りの軌條の長さの變化 ( $\Delta L'$ ) は彈性率の公式より

$$\Delta L' = \frac{\delta}{30 000 000} \dots\dots\dots(2)$$

となる。

s: 軌條断面に働く単位応力  
即ち温度変化に依り生ずる軌條伸縮を軌道阻止力が完全に阻止する爲には (1) 式の  $4L$  と (2) 式の  $4L'$  が等しくなければならぬ。

$$\therefore 0.0000\ 065 \times 4l = \frac{s}{30\ 000\ 000}$$

1°F の温度変化に對しては

$$s = 30\ 000\ 000 \times 1^\circ \times 0.0000\ 065 = 195 \text{ ㄱ/ㄱ}''$$

となる。若し軌條を平均温度にて布設せる場合は平均温度からの最大変化温度は普通 75° を超へないから最大軌條温度応力は圧力、張力共に小さくとも 75° × 195 = 15 000 ㄱ/ㄱ'' となる。

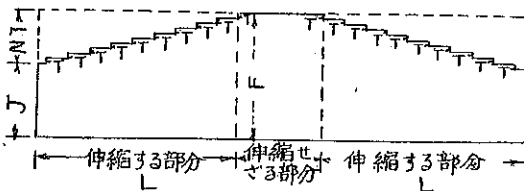
實際の軌條温度応力の値は軌條敷設當時の温度と平均温度の差に従ひて此の値よりも大になるのである。例へば連続溶接軌條が 140°F の軌條温度にて敷設せられたる場合冬期 -10°F 迄下降すれば引張り応力は約 30 000 ㄱ/ㄱ'' となる。此は軌條曲げ応力に加はる相當考ふべき応力である。今 131-RE, 断面積 12.86 ㄱ'' の軌條の温度伸縮を完全に阻止するに要する力は 12.86 × 195 × 変化温度 °F となる。故に敷設温度から 75° の最大温度変化に對しては 188 000 ㄱ の全阻止力が必要で

図-77. 連続溶接軌條の枕木及継目阻止の状態



此の圖に示せる阻止力の方は温度下降の場合にして上昇の場合は反對となる

図-78. 継目及枕木阻止力圖



F: 軌條敷設温度よりの温度變化に依る軌條端伸縮を完全に阻止するに要する力 (ㄱ)

$$F = s \times A \times \text{温度変化量}$$

J: 継目阻止力 (ㄱ)

T: 平均枕木阻止力 ㄱ/枕木/軌條

N: (F-J)/T に相當する枕木枚

E: 軌條の彈性率

A: 軌條断面積 (ㄱ<sup>2</sup>)

L: 伸縮を生ずる部分の軌條の長 (吋)  $L = s \times N$

s: 平均枕木間隔 (吋)

A (又は D) に於る軌條伸縮量 =  $N T L / 2 A E$  (吋)

$$= (F - J) s^2 / 2 A T E \text{ (吋)}$$

ある。図-77 及 78 は軌條伸縮を完全に阻止する爲に継目鉄及枕木の反力が如何に働いてゐるかを示せるものである。B~C 間は伸縮なきものとする。軌條端の伸縮量は図-78 に示せる如く (平均力  $N T / 2$  が働くものとして)

$$\frac{N T L}{2 A E} \dots \dots \dots (3)$$

となる。又  $N = \frac{F - J}{T}$  及  $L = N s$  以上を (3) 式に代入すれば

$$\frac{F - J}{T} \times \frac{T}{2 A E} \times \frac{F - J}{T} \times s = \frac{(F - J)^2}{2 A T E} \times s \dots \dots \dots (4)$$

上式に於て F は温度変化量に依り計算せられる。T 及 J は實験に依り決定する。次表は枕木間隔 22 吋の 131-RE 軌條が平均温度より 75°F の温度変化をなせる場合継目及枕木阻止力を種々假定して軌條端伸縮量の最大を計算せる結果を示す。示せる伸縮量は平均温度に於る軌條端位置よりの変位量で 150° 温度変化の場合には 2 倍となる。

軌條の温度に依る伸縮を完全に阻止する力 (F) は 188 000 ㄱ となる事は前述した。軌條端伸縮量は (4) 式にて與へられる。

表-4.

假定値		(F-J)ㄱ	軌條端最大伸縮量	
継目阻止力	枕木阻止力ㄱ		75° の変化	150° の変化
0	250	188 000	4.00 吋	8.00 吋
	500	188 000	2.00	4.00
	1 000	188 000	1.00	2.00
25 000	250	168 000	3.03	6.06
	500	168 000	1.51	3.03
	1 000	168 000	0.75	1.51
50 000	250	138 000	2.17	4.34
	500	138 000	1.08	2.17
	1 000	138 000	0.54	1.08
75 000	250	113 000	1.45	2.90
	500	113 000	0.73	1.45
	1 000	113 000	0.36	0.73
100 000	250	88 000	0.88	1.76
	500	88 000	0.44	0.88
	1 000	88 000	0.22	0.44

非常に硬い継目ボルトを有する 6 孔継目鉄の場合には継目阻止力は 100 000 ㄱ となり得る。枕木阻止力を 250 ㄱ と假定したる場合 0.88 吋の軌條端の伸縮量は最も寒冷なる冬期に於て生じるものと豫想される。夏季に於ては軌條端銜合の爲に生ずる圧縮力の爲に最高気温の時でも伸縮量は斯く大に成らない。以上の計算と B

& LE 鉄道及 D & H 鉄道に於て敷設せる際に伸縮量が極く小量しか生じなかつた事實と一致することは興味のあることである。

継目阻止力のない場合の平均温度の位置よりの軌條端の伸縮量は非常な寒天候の際に軌條破損事故が生じ

た場合の軌條の間隙量を示すものである。例へば破損事故の場合は各端は 250# の枕木阻止力の場合 4 吋動くもので走行面の全間隙は 8 吋となる。500# の枕木阻止力では半分になるのである。(古賀 登)