

抄 録

第 24 卷 第 9 號 昭和 13 年 9 月

土 木 一 般	頁
(128) 戦亂支那の土木工事	1027
応 用 力 学	
(129) 背面土砂搦固めが擁壁体の安定に及ぼす影響	1029
水 理	
(130) 水路に於ける水流	1031
河 川	
(131) Rhein 河と Upper Mississippi の河勢比較	1034
水 力 電 氣	
(132) Rhône 河開發計畫の第一階程 (Génissiat 發電所)	1035
堰 堤	
(133) 可動堰の最近に於ける進歩に就て	1040
(134) ボンネビル堰堤の世界記録閘門扉の架設	1043
港 灣	
(135) Belfast 航空港 (港灣計畫の新分野)	1044
(136) Dayton 航空港	1046
道 路	
(137) 鋪裝のスピード化	1047
(138) 道路擴張の根本原理	1049
都 市 計 畫	
(139) ニューヨーク萬國博覽會の交通對策	1051
橋 梁 及 構 造 物	
(140) 伊太利に於ける最近のコンクリート橋	1054
(141) ゲルバー鉸桁橋の鉸	1060
(142) 長径間のコンクリート ボックスガード	1061

土 木 一 般

(128) 戦亂支那の土木工事

(O. J. Todd, "Engineering in War-Torn China." E.N.R. May 5, 1938, p. 645~646.)

昨年 7 月以來支那に於て土木事業は難澁となつて來た。軍需工事に關係する技術家は緊急の仕事爲す事を強ひられ多忙を極めて居る、一方公共事業に携はる技術家は次の二つの理由にて平時の状態から押し出された。

- (1) 戦費を出來得る限り豊富ならしめる爲に土木工事に要する豫算が極度に切詰められた事
- (2) 土木工事の現場が屢々戦火の巷となり工事の続行を妨げられる事

支那に於けるあらゆる土木工事は不具にされ建造物は破壊されてしまつて居る。津浦線濟南附近に於ける黄河の大鉄橋の 11 月の破壊は 3 ヶ月間の交通断絶を企図されたが日本の技師は最早列車運行可能の假木橋を建設した。原鋼橋は 30 年前獨逸の資本と獨逸人技師に依り津浦線北段の建設に際し架橋されたものであつた。此の鋼橋は支那最大の橋梁であつた。建設費約 300 萬弗。上部構造の破壊により橋脚の破損が僅少であるならば 100 萬弗以下で舊狀に復する事が出来る。同様に津浦線の他の橋梁も砂襲されたが結果は左程重要でない。

支那は今や京漢線に沿つて黄河まで進展して來た戦火の爲に 2 哩の黄河鉄橋の一部を破壊した。此の橋梁は短径間連続より成つて居るから其の數箇径間の破壊

は金額上大なる損失はない。此の地點に於ける黄河横断用の新橋梁の建造の費用は約 200~400 萬弗である。現在の橋梁は 30 年前のものであるから新しい橋梁に架代へる必要があつた。

上海南方杭州近くの錢塘江に近時 300 萬弗で架せられた美しい橋も此の間の戦闘にて破壊された。

南京の水道、電燈設備の如き公共設備の損害は莫大であるとは報告されてなかつた。此等は空爆に依り損傷を被むつたのである。都市の築造物に對する最大の損害は上海に於て起つた。上海では砲撃及空爆に依つて黃浦江に沿へる倉庫等の産業設備が大損害を被つた。上海の此等の再建は殆ど 10 年以上の年月を要し費用に至つては未だ評價もされて居ない。

支那軍の東部山東からの撤退直前に行はれた青島日本製粉工場の爆破は青島の都市産業に對する大損害であつた。戦争が継続されるにつれ公共物、工場、商館其の他の損害は巨額に上り其の總額は敵對行為が終末に來なければ計算出來ぬ。

然し重要な仕事を持ちそれを遂行する爲努力して居る土木技師は自己の義務を続行する機會の失はれるのに心痛して居る。例へば河川保存委員は如何にすべきか？

來るべき洪水の危険は増大す 戦争の初期に資金が断れた上北支河川委員は解散され委員は四散の憂目に逢つた。黄河委員及揚子江委員も當然同様の運命に曝された。黄河下流の全省は戦火の巷になるか日本の支配下に落ちるか、二つの中何れかをとらねばならぬ。長距離に亘つて日本が一岸を占領し他岸は支那が之を保持し、河を挟んで戦闘が続けられる上は、技師は黄河治水の適切なる時期に拱手傍觀の外とるべき途はないのである。

若しかゝる状態が長く続けば、悲惨な結果を惹起するに至るは火を見るより明らかである。

同様に揚子江に於ては蕪湖より河口に到る水面は完全に日本の制覇下にあり、支那の勢力は只蕪湖西方水面に過ぎぬ。洪水に對し日支兩軍に於て考慮する所あれば兩者各の勢力下に於て局部的に堤防は保護されるかも知れない。然し 1938 年には何等連絡ある計畫はなされて居ない。今日支那に於ては治水工事の爲又は適當な技師を雇ふ爲の費用は全然無い。且かゝる文化事業は、戦闘行為が継続されて居る間、遲滞するのは必然の事である。

來るべき夏期（揚子江及黄河の異常の高水期）の大洪

水の場合、平時の数倍の惨害が起るのは理の當然であらう。何となれば治水工事に於ては何等組織化されたものなく、又たとひ一元化された組織ありとしても兩河川の何れかを制御する事は蓋し不可能事であるからだ。何れの河川も洪水の氾濫に對しては相當大きな安全度があるが、此の安全度は 1938 年には反對に危険性を増大して居る。戰場からの避難民衆の大移動は一般地方政府を攪亂し、天災防禦工事に對する地方政府の力を著しく弱めてはゐるが地方組織は洪水の豫防に對する必然的の扶助に注意しなくてはならぬ。

道路は軍を支配する 道路に關しては戦争の継続期間中道路の築造が進展して行くのは唯軍團及軍需品の輸送を目的とする所に於てのみである。軍需品を充分に供給する必要から兩軍とも道路を維持しなければならぬ。北支にて戦争勃發直後、京漢線と津浦線を連絡する爲石家莊から滄州まで鋪裝道路の築造を設計し且工事監督の爲省政府河川委員の若干を技師として召集した。豪雨と洪水とは相俟つて此の道路建設を遅らせた。日本軍が滄州を占領した事に依り道路の東端部は完成され石家莊の占領に依り西端部も完成された。

斯して若い技師は逸早く戦火の洗禮を受け大部分は負傷した。其中 3 名は日本軍の神速果敢なる進軍に脅されつゝ機關銃の露と消えた。又 1 名は行方不明となり沓として消息を絶つた。

西支那に於ける報告は大規模の道路建設工事たる四川省成都と甘肅省西北端の諸地點との連絡が間もなく完成される事を告げて居る。此の完成の曉は新疆省北方 Tashkent 近傍からの軍需品輸送経路を変更せしめずには措かないであらう。

他の道路擴張工事は四川、雲南、貴州の諸省に進められて居る。此は雲南に於ける鉄道を揚子江の舟運の便ある支流と連絡せんが爲である。海岸近傍の戦争に依り仕事から放り出された多數の支那人技師は此の目的の爲現在西支那で働いて居る。

鐵道に關しては戦争は建設の続行を中断した。西安の西方 90 哩陝西省寶雞の西方に到る隴海線の擴張豫定線は最早や實現出來ない。路線の平坦化は粗雑な地形測量の地では費用が嵩み外國にて公債を募る事が出來ても支那政府は此の線の建設の爲多額の費用を辨ずる事は到底出來まい。

佛領印度支那から支那に軍需品を供給する爲の南支那に於ける他の鉄道の擴張はより實現可能である。又

戦時下の支那の鉄道技師は殆ど此の線の擴張を強行する爲に従事して居る。最近完成された廣九線の維持と漢口が南支那の港灣と連絡する鉄道を有すると云ふ事は支那の一流鉄道技師の注目の的となつて居る。

既述せる如く支那人技師の大多數は海岸を撤退し西支那に赴いた。彼等は前に従事して居た仕事が停止された事を知り移動しつゝある。鉄道に関しては支那の技術家は随分忙しい。然し支那政府の掌中にある鉄道の哩程は漸次制限されて來た。現在支那當局の所有する鉄道は粵漢線、京漢線の黄河から漢口まで、津浦線の淮河北方から山東省臨城まで、隴海線の連雲から西部山西省まで及江西省の南昌から出て居る放射線の 200 哩であり、此の外に佛蘭西領たる印度支那から雲南省までの線がある。

**復興** 日本軍によつて占據された地域には、北京を圍繞する新設道路の如き一部復興の途上にあるに過ぎぬ。黄河北方地域に於ては、大規模な生産擴充が企劃されつゝあるが、これとても戦禍のため、資源開發が遅延し、將來に對する見透しも確にされて居らぬ今日、平和の曙光を見るに到る迄は大した進展も見せまい。日支關係がもつと親密にならぬ限り、戦前に考へられてゐた程度の再建工事は先づ不可能である。

この事變の際、進んで歴大な土木建設に馳せ參ずる団体もなからうし、支那に於ける大部分の技術者も現在の職業を固執して離れないであらうから、こゝ當分は技術者も、軍需の工事の驍尾に附いて行くことになるのではあるまいか。 (岩永義美)

応 用 力 学

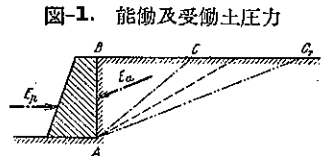
(129) 背面土砂搗固めが擁壁体の安定に及ぼす影響

(Dr. Ing. Paul, Müller, "Der Einfluß der Mechanischen Verdichtung der Hinterfüllung von Stützkörpern auf ihre Stand-sicherheit." Die Bautech. Heft 9, März 1938. s. 115~116.)

最近目覚ましき進歩を示してゐる搗固器、転圧機及振動器等による堤体の締固め技術は更に進んで、擁壁体に働く土圧力及其方向が、かゝる搗固め作業により如何なる変化を來すであらうかと云ふ問題にたいして、深い注目を拂はしめるに至つてゐる。かゝる努力は即ち構造物の危険なる點を避くる所以である。

元來、主動土圧力が働く際に於ける諸種の關係は、周

知の規約や制限に基いて計算しうるのである。然るに吾々は多くの場合、實際の土圧力の値は、その理論的なる値より稍大であることを知る。Müller Breslau 氏は早くも 1906 年に 2 の事實を實驗測定の結果確立してゐる。彼は、この土圧力を簡單なる公式により計算し、且その土圧力  $E$  の方向を、各個々の場合に就て最も適當なりと考へられる様にとること を提案した。實際問題に於て之を定めるには、假定すべき條件を幾分不利なるものとし、理論的方法により計算せられる。



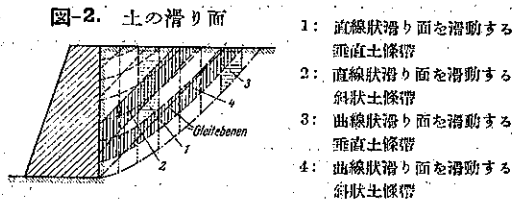
AC: 楔形 ABC が壁に向ひ移動せんとする滑り面  
AC1: 楔形 ABC1 が上方に向ひ移動せんとする滑り面

機械的に圧縮搗固めをなしたる裏込土の側方土圧力は理論的に之を計算し得ない状態である。たゞ吾々はこの種の土圧力は、能働土圧力と受働土圧力との間に存在するに違ひないのみ云ひ得るにすぎない。但しこの際同一なる諸關係を假定してゐる。

恐らくこの場合の土圧領域は、AC 線と AC1 線の間に存在するであらう。但しこの兩者の差異は甚だ大きい。例へば稍濕つた砂にては、息角  $\varphi=40^\circ$  で、單位重量  $\gamma=1770 \text{ kg/m}^3$  のときは、能働土圧力  $E_a=179 \text{ h}^2$  であるのに受働土圧力  $E_p=7160 \text{ h}^2$  である。即この場合は  $E_p=40 E_a$  である。一体搗固められたる基盤は搗固めによる密度の増大を無視したにせよ尙より大なる土圧を作用すると云ふ事實は次の事柄を指示してゐる。

即ち擁壁体に作用する土圧は裏込め土の變形により誘起せられるものである。之は又同様に、基礎面の沈下移動に基因するし、又基礎面下の弾性的な、若くは永久的なる状態の變形にも關係する。

擁壁背面土砂を搗固めざる場合には、擁壁体を最初少



1: 直線狀滑り面を滑動する垂直土條帶  
2: 直線狀滑り面を滑動する斜狀土條帶  
3: 曲線狀滑り面を滑動する垂直土條帶  
4: 曲線狀滑り面を滑動する斜狀土條帶

しく移動させると滑動面を滑る土楔は自然的なる状態變化を示す。即土砂は垂直なる若くは斜の條帶となつて、1つの若くは多くの直線狀又は曲線狀の滑り面を滑

動する。この際にはこの移動に相応したる大なる土圧力は外部に向つて表はれない。

然るに機械的に搗固めたる時には、この自然的なる状態の経過は全く異つて表はれて来る。

先づ土砂の移動が豫め與へられ、その結果各係層土の動きが促進される。この際基礎の條件にいさゝかの変化が起らぬものとすれば所謂壁の移動が始まる、換言すれば事情が更に進むのである。

搗固め機の下部土層には、曾て自分が他の誌上で書いて置いたのと同様なる土圧及移動の状態が起る。

図-3 に於ける記號を用ふれば  $W$  なる力は次式で表はされる。

$$W = \frac{P + \gamma \frac{b^2}{2} \operatorname{tg} \alpha}{\sin \rho + \cos \rho \cdot \operatorname{ctg}(\alpha - \rho)}$$

更に  $P$  なる上載荷重なき場合の、搗固めせざる土層中の面  $BD$  にたいして働く圧力  $E_s$  は

$$E_s = \gamma \frac{b^2}{2} \operatorname{tg}^2 \alpha \times \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

機械的に搗固めたる際の土圧力  $E_0$  は  $E_0 = E_s + W$  である、それ故次式が成立する。

$$\frac{E_0}{E_s} = 1 + \frac{P}{\gamma b^2 N} + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{N}$$

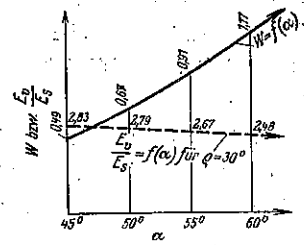
茲に  $N = [\sin \rho + \cos \rho \cdot \operatorname{ctg}(\alpha - \rho)] \times \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \rho)$

例へば  $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $\rho = 35^\circ$  なる時に、上載荷重  $P = 1 \text{ t}$  荷重幅  $b = 1 \text{ m}$  とし、 $\alpha = 60^\circ$  にとるならば  $\frac{E_0}{E_s} = 2.5$  之を要するに荷重面積  $1 \text{ m}^2$  に就て  $1 \text{ t}$  なる静荷重の影響のもとに、破壊楔の壁面に働く總土圧力は、搗固めず、軟く盛つた基礎土層に生ずるものゝ約 2.5 倍である。この際変角  $\alpha$  を変ずることにより、係数  $E_0/E_s$  は極く僅かしか変らない。

かくの如き計算は、裏込土砂搗固めを行ふ際に生ずる關係をつかむためには何等貢献するところはない。この事柄は既に私が説明して居る所である。然しかゝる計算は少く共簡單なる静的觀念の下に起り来る力の種々相にたいして概念を與ふるものである。然して在來の土圧理論は、この種の考へとは根本的に區別せられ

る。 図-4.  $\alpha$  による  $W$  及  $E_0/E_s$  の変化の度合

搗固めの際、破壊土楔が荷重の下に生ずると云ふことは次の説明により明白である。即軟く盛上た基礎の載荷力は土砂の單位荷重  $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$ 、土砂の内部摩擦角  $\rho = 30^\circ$  ならば



面積  $400 \text{ cm}^2$  の四角載荷面に就て、僅か  $P = 144 \text{ kg}$  にすぎない。但し角  $\alpha = 48^\circ$  にとる。此の場合の載荷面の等布圧力は  $0.36 \text{ kg/cm}^2$  である。この値は搗固めをなしたる場合は更に超過する。従て破壊土楔が斜方向の土圧反力を伴ふて發生する。 $\rho = 35^\circ$  ならば、他の假定を同一なるものとせば、耐荷力  $P = 0.74 \text{ kg/cm}^2$  である。但しこの場合  $\alpha = 48^\circ$  であるとする。この圧力の値は常に搗固めにより作られる土楔の下部に於て示される値である。

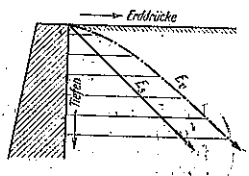
基礎深處にては、勿論  $E_0/E_s$  は小になる。故にたとへば高さ  $1.19 \text{ m}$  なる垂直壁(但し  $\alpha = 50^\circ$  とす)で、 $\rho = 30^\circ$  とすれば  $W = 0.67 \text{ t}$  である。他方、同一壁面にたいして働く主働土圧力は、その重心が表面下  $4 \text{ m}$  の所にあるならば  $E_s = 0.266(4.595^2 - 3.405^2) = 2.53 \text{ t}$  である。故に  $E_0/E_s = \frac{0.67 + 2.53}{2.53} = 1.26$  である。但しこの場合、上層土の搗固めによる下層部への影響は考へない。自分は再び茲に云ふが、以上の計算は真相を表面的に一応照らすにすぎないもので、根底的に基礎づけるものではない。

上層の部分では、 $E_0$  の影響が強い。この事實は明らかに擁壁体の安定にたいして好ましからざる事項である。なんとなれば、割に小なる圧力の作用するときでも側方の臂長は大であるからである。搗固めする時の正土圧に対する影響の深さと共に減少する有様は 図-5 に示される。

搗固めの仕事は、土砂の内部摩擦力に妨げられぬ限り、土砂の各粒子は空間の總ての方向に一層大なる移動を起す結果になる。

この土砂の移動が擁壁体により拒止せられるときは、力が壁に作用する。即土圧が働く。搗固めによる土層の圧縮は層互になされ、層互の側圧は深所にまで影響す

図-5. 深さと共に減少する搗固めの影響



る。

この種の移動を惹起する諸原動力が大なれば大なるほど作用する土圧力は益々大となり、土砂を押し止めてゐる堤体に働く力はより大になる。

裏込土砂が假りに非圧縮性なるか、又は内部摩擦力が小なれば小なる程、同一の搦固めの仕事でより大なる土圧力が作用する(之が究極では上載荷重を有する液圧の如き場合になる。この際、上載せられる荷重は水圧以外のものとして完全に壁面に作用するに至る)。

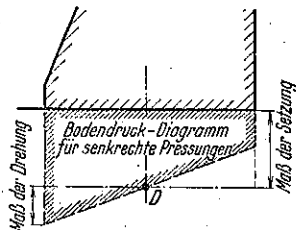
既述したることがらば數式により表はし得ざるため、「搦固めによる側圧」の測定は今のところ見過されてゐる。残念ながら現在にては断片的なる測定結果より知られて居らない。この現實は現在の理論的能動土圧計算方法を一層高めて、搦固めによる側圧の計算にまで達せしめると云ふことは不可能であると云ふことを、既に知らしめる。従来用ひ來れる假定の下に算定せる能動土圧力は、搦固め土圧として考ふれば殆ど倍加するであらう。

扱技に人々は、この搦固めの仕事に伴つて、更に他の不利益なる状況が加はつて來ることに想到しなければならない。土塊を扶壁、翼壁及道堤により締切の際に、基礎に於ける応力状態は悪き結果になる。即ち靜的な作用の外に動的なる作用が表はれて來る。之に加ふるに、擁壁体の上部には土楔作用が働いて來る。その結果、背後の面が多様な斜状をなして表はれる。

更に次のことが明かである。搦固作業により生ずる土圧はその壁面との摩擦力がより小なることより、圧力の方向が益々水平になり、爲に愈々不利益になるに相違ないことである。自分の知る範圍では、この方向に關しいまだ何等の注目が拂はれてゐない。自分は茲に次のことを提言する。即ちこの種の土圧計算に當つては、幾分條件をわくくして計算する。且壁體と裏込との摩擦角は普通用ふる値の約  $3/4 \sim 2/3$  に減ずることである。土圧力がより大になると壁體基礎に於ける圧力示図は益々矩形より遠ざかる様になる。

基礎接合部分に於ける3つの運動、即ち沈下、滑動及接合下部に於ける或る點のまはりの廻転、これらの中最後の廻転の影響が擁壁體の安定に對して最も大なる働きをする。廻転

図-6. 堤體基礎に於ける圧力示図



の中心 D は(概算的に云ひ)、基礎盤は剛性なるものとし且圧力と沈下量とは比例する(即想像的基礎)ものと假定を置き、基礎の係數に相應したる如く圧力が變化する時のみ基礎接合部の中心下に在る。この際基礎に於ける圧力示図には一定の寸法を與へて置くのである。

基礎根入浅き場合は、壁體自重の増大により、圧力示図を再び矩形に近くしなければならぬ。

抗打基礎の場合、即ち大なる載荷力を有するものとときは、この尺度を少しく加減して用ふればよい。この場合はその壁體は裏込土のなき場合にて安定なりやに就て考へねばならぬ。何故なれば、かゝる状態は可成の長い間持続するものだからである。即壁體の裏側下部にも相當の抗打工を必要とする。

總括して次の事柄が云はれる。

機械的に搦固めたる場合の裏込土砂は、單に盛り上げた場合に比べて遙かに大なる土圧力を生ずる。又搦固めにより土圧の方向は更に水平に近づく。

かゝる力の作用する構造物の基礎工は、それに相應する施工が行はれねばならぬ。さもなければ許し得べからざる移動が生ずること火を見るより明かであるからである。

更に又、擁壁體に對しては多くの場合幾分所謂“前傾”の姿勢を與へることが薦められてよいことである。即これにより基礎接合部分に表はれる土の變形により左右せられる壁體の移動を釣合はせるのである。

(高橋淳二)

水 理

(130) 水路に於ける水流

(M. A. Hogan & E. F. Gibbs, "Flow in Channels.") (Concrete & Constr. Eng. May 1938, p. 281~288.)

水路に於ける洗掘及沈澱: 河床が砂とか同様の動き易い粒子から成る水路で、渦流の速度が漸次増せば、或る大きさの粒子は河床に沿ふて転動し始める様な状態に達する。水流の流速が更に増せば、粒子は流体中に上昇され浮遊の状態になる。垂直の速度分力がない薄い限界層があつても、河床に近い點で流速の増減の割合が大なる爲、粒子の頂部の流速が粒子の底部の流速より大である事を考へれば、粒子が上昇し始める機構が了解される。更に粒子上部の流線は密になる(図-7)。此の3つの原因で粒子の直ぐ上の圧力が低くなり、隨つて上昇しやうとする傾向が生ずる。此の圧力の部分的不足が増すにつれて、終に粒子自身の重きに打ち勝つに充分な

上昇力を生じ、粒子は河床から離れる。一度粒子が水流の渦流の部分に至れば渦流の垂直分力と速度の差は粒子に上昇速度を與へて、更に水流の中へ運ばうとする。そして上昇速度が或る限度を過ぎれば、粒子は水中を自由に落下する様になる。

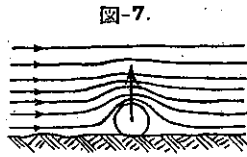


図-7.

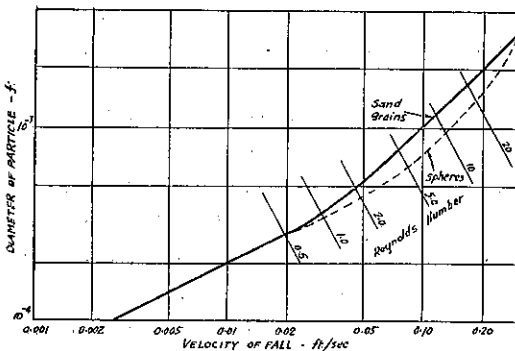
表-1.

材 料	平均速度(呎/秒)	材 料	平均速度(呎/秒)
細 砂	1.50	小 砂 利	2.50
砂 質 粘 土	1.75	硬 質 粘 土	3.75
沖 積 土	2.00	大 砂 利	4.00
硬 質 土	2.50	頁 岩	6.00

種々の大きさの砂粒が水中で落下してしまふ速度は図-8に示す通りで、又洗掘が始まる時の平均速度は、表-1に示す通りである。0.05 吋の直径の砂粒では落下速度は 0.05 呎/秒位である。之位の大きさの砂粒では、洗掘は 1.5 呎/秒位の速度で始まり、此の速度で渦流の垂直分力は 0.075 呎/秒位になる (5%)。それ故一度粒子が河床から離れると渦流で容易に浮遊状態に保たれる。

粒子が浮遊してゐる水流の流速が減ずれば、渦流の垂直方向の分力は水中の粒子の自由落下速度より小さくなり沈澱を生ずる。水路の河床が種々の大きさの粒子から成つて居る時は、流速が増すにつれて先づ最初に最小の粒子から浮遊状態になり、流速が減ずれば之が最後に沈澱する。一定の大きさの粒子の濃度は深さに依り異り、河床に近づくにつれてより大きい粒子が浮遊する。図-9は種々の大きさの粒子に對して深さに応じて粒子の濃度の変化の代表的曲線を示す。最大粒子の濃度は河床

図-8.

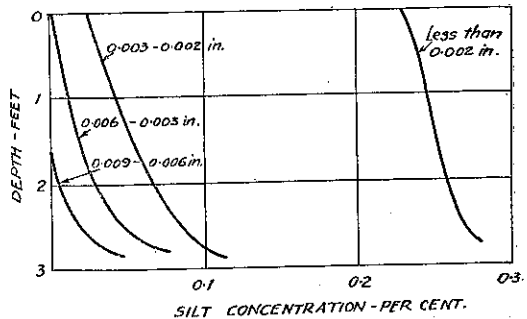


からの距離が増すに随ひ急激に減少し水深の大体半分のところではもはやこの大きさの粒子はない。

河床が一定の大きさの沈泥や砂から成り、夫等を浮遊して流れてゐる水路では平衡が成り立つ或る速度がなければならぬ。即ち泥は浮遊し始めた時と同じ割合で沈澱する。流速が増せば、もつと更に粒子を浮遊し得るし洗掘も起り、流速が減ずれば沈澱が始まる。沈澱と洗掘の間に平衡が成り立つやうな流速であれば、その水路は in regime であると言はれる。その流速を或る研究者によつて限界速度と呼ばれて居つた。併し之は整流から渦流へ変化させやうとする攪亂の原因と成り易く、之は河状速度 (regime velocity) として参考にされる。河床や河岸が洗掘され易い水路が、印度やエジプトで廣く灌漑に使用されて重きをなして居る。その様な水路を支配する法則を見出す爲に、多くの研究がなされた。

例へば印度の Kennedy や Lindley なる研究者が次の關係で河状速度 (regime velocity) を深さの項で表した。

図-9.



$$v_0 = kd^n$$

$d$  は水深で、 $k$  と  $n$  は泥粒の大きさによる係数である。Kennedy は次の關係を得た。

$$v_0 = 0.84 d^{0.64}$$

一方 Lindley は他の區域で次式を得た。

$$v_0 = 0.95 d^{0.57}$$

又エジプトに於て Ghaleb は次式を見出した。

$$v_0 = 0.39 d^{0.73}$$

Lacey は  $n$  が一定ならば、種々の大きさの沈泥の様子を比較し得る方法を指摘した。實際の流速の代りに河状速度 (regime velocity) の式で径深を使用して、先の研究者の結果は次の形に成る事を示した、

$$v_0 = km^{0.5}$$

$k$  が唯一つの変數である。例へば、Kennedy の關係式の代りに次式を得た。

$$v_0 = 1.17 m^{0.5}$$

彼は又 Kennedy によつて見出された、所謂標準泥の單位に相當する沈泥係數 (silt factor)  $f$  を導いた。

$$v_0 = 1.17 \sqrt{fm} \dots \dots \dots (1)$$

沈泥係數が 0.5 なる regime velocity を有する水路 (regime channel) では径深が  $1/f$  であり、標準泥の水路で倍の時には同じ平均流速であると云ふ様に、沈泥係數は簡単な尺度の意味を持つてゐる。

参考の爲に用ひられた標準泥は、平均直径が 0.016 吋である様に測つて見出され、之から他の測定と相俟つて沈泥係數と直径の間の關係を Lacey は見出した。即ち

$$d = f^2/64$$

Lacey は Kutter の粗度係數に對する沈泥係數  $f$  を、種々の水路に對して畫き之等の關係を近似的に見出した。

$$n = 0.022 f^{0.2}$$

最初の式から  $f$  のデイメンションは加速度なる事が判る。式 (1) は

$$\sqrt{f} = \frac{v_0}{\sqrt{gm}} \times \frac{\sqrt{g}}{1.17} = 4.85 \frac{v_0}{\sqrt{gm}}$$

と書き得る。水深の淺い幅の廣い水路では、 $m$  は近似的に水深に等しい。 $v/\sqrt{gd}$  は Froude number であるから、 $f$  は Froude number の函數なりと見做し得る。Froude number は重力が重きをなしてゐる場合には即ち、水面に波が生ずる場合には水流の標準となるものである。水路の流れの場合では、水面に漣や波を生ずる様な粗い河床で非常に淺い水流を考へると了解し得る。

同一の平均流速の regime velocity を有する水路のすべてに於て、沈泥係數と断面積の關係は同一であると假定すれば次の關係がある。

$$af^2 = 3.8 v_0^5 \dots \dots \dots (2)$$

即ち、 $a = 3.8 v_0^5 / f^2$

こゝで  $a$  は断面積である。之は又

$$Qf^2 = 3.8 v_0^5 \dots \dots \dots (3)$$

と書き得る。

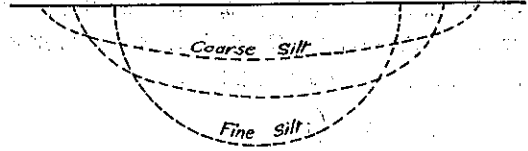
自然の沈泥を運ぶ水路の断面は半楕円形と見なし得る。短軸の長軸に對する比は、粗なる沈泥では大であり細泥に對しては半円の断面になり乍ら漸次 1 に近づく (圖-10)。

式 (1) は次の如く表し得る。

$$m = 0.73 v_0^3 / f$$

式 (2) の  $a$  の値を之で除せば、

圖-10.



$$\frac{a}{m} = p = \frac{3.8 v_0^5}{f^2} \times \frac{f}{0.73 v_0^2}$$

故に  $p = 5.2 v_0^3 / f$  式 (3) より

$$v_0^3 = \sqrt{Qf} / 1.95$$

$$\therefore p = 2.67 \sqrt{Qf}$$

此の式で regime velocity を有する水路では、一定の流量に對して潤邊が一定であり、沈泥の大きさに無關係である事が分る。沈泥の大きさは單に断面の形に影響する丈である。

開水路の彎曲箇所における水流：完全流体が或る軸の周圍に一樣な廻轉の状態にある時は、速度が軸からの距離に反比例する自由渦が生ずる。河川の彎曲箇所における水流は此の流れの形をとる傾向がある。併し乍ら一般に彎曲の長さは短くて、自由渦の速度分布の形に完全に交換された眞直な水路に相當する速度分布は呈さない。併し乍ら最大流速は凸狀 (内側) の岸の方へ移動する渦流に就ての明確な傾向がある。直線水路で水流が定流の場合には、水流の方向を変化させやうとする働きがなされねばならぬ。消費されるエネルギーの量は水の質量、速度及彎曲の曲率半径に因る。水の慣性は方向の変化に抵抗し又水路の凹狀 (外側) の岸で水位が上昇する様な遠心力の影響を生ぜしめる。

横の循環は彎曲に於ては重要な役割を演ずる。水流が彎曲箇所へ近づくとき水路の外側の部分の循環運動は強度が減じ、それに反し内側の部分では更に著しくなり彎曲箇所では終に通常 1 個の循環運動を生ずる。水は表面では凹狀の岸に出會ふ迄外側に向つて流れ、岸との摩擦で速度が減少される。速度を弱められた水は水路の床に沿ひ内側に流れ再び内側の岸の方へ昇つて来る。此の運動を考へると横の速度は通例前進流速に比べて非常に小さい事が分る。故に水分子は螺旋形の道の流れるけれども、彎曲箇所を通過する間は非常に急ピッチの螺旋形であるから螺旋形の軸の周圍に廻轉の一部分を畫くのみである。彎曲の下流では相當の距離迄彎曲によつて生じた攪亂の跡が残る。

開水路の彎曲點に於ける作用力の影響に就ては、餘り知られてゐない。容易に破壊されない様な岸や河床の

水路では、彎曲箇所を外側で水位が上昇し内側で流速が増加する。水面の上昇高は幅  $b$ 、流速  $v$  及曲率半径  $R$  に因る様に考へられる。Grashof は外側の岸に於ける水面の上昇高  $h$  を次式で提案した。

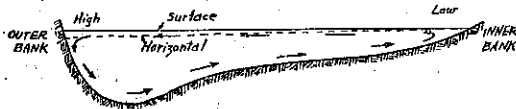
$$h = \frac{v^2}{g} \log_e \left( 1 + \frac{b}{R} \right)$$

今流速を 5 呎/秒、水路幅 100 呎及曲率半径 800 呎の場合

$$\begin{aligned} h &= \frac{25}{g} \log_e \left( 1 + \frac{100}{800} \right) \\ &= \frac{25}{g} \log_e 1.125 = 0.091 \text{ 呎} \end{aligned}$$

河川の彎曲箇所に於ける水流： 自然水路の形は水流によつてきまるものであるから、洗掘や堆積の生ずる水路の彎曲箇所に於ける水流は洗掘されない岸や河床の規則正しい水路に於けるものと異なる。同じ作用力が働くが、併し自然水路では彎曲點に於ける増加した横の環は溜の形をなして凹状の岸を洗掘する事になり凸状の岸に堆積する。外側の岸の近くで水深が増せば普通的水流に対する摩擦抵抗は水深の増加で減少されるから、最大流速はこの岸に近づく。自然水路に於ける洗掘は斯くして自由渦の發生に反對して働く。凸状の岸の近くの比較的深い所では流速は最大水深の所程大きくはない。

図-11.



自然河川の彎曲箇所に於ける循環は図-11に見る如く、外側の岸で水面が明らかに上昇する。横の循環は外側の岸に接して新しい水を持つて来る。之は岸に沿つて下流に流れる。内側の岸の方では床に沿つて洗掘した砂を彎曲の内側へ運ぶ。ミシシッピ河のある観測では 7000 呎の幅の断面で 100 呎の最大水深で水位が 0.5 呎外側で上昇した。此の状態で凹状の岸が 1 日 4 呎の割合で洗掘された。水位の最大の上昇の點は又最大の洗掘及最大の横の循環がある場所であつた。此の點は全体の區域は 5 哩許で上流へは落下する状態で、下流へは上昇する状態で移動する事が判つた。

凹状の岸の水面の上昇は、縦斷の方向の水面勾配を増す影響がある。自然水路では彎曲箇所を流れる水は、流心を横切つて同じ方向に流れ様とし他の岸を洗掘しやうとするから彎曲が続いて生ずる傾向がある。斯くて

代表的な蛇行の形が生ずる。各彎曲で凹岸を洗掘しやうとし曲率を増し此の過程は続けられ、終に洪水のとき彎曲の根元を通つて流出し捷水路を作る事になる。主流が一岸から他岸に流れて兩側の岸で交互に深淺を作る彎曲形成の傾向は、直線水路の部分でも兩岸の洗掘は妨げられても、沈泥を運んで来てその傾向を続ける。Strassburg から下流のライン河は此の作用の一例である。

急勾配水路に於ける水流： 普通水流を扱ふのに水面と大氣の間の摩擦は無視されてゐる。併し急勾配水路では摩擦や他の水面の影響は無視出来ぬ程大きくなつて来る。流速が約 13 呎/秒を越えると自曝 (self aeration) を生じ、水面で空氣と水の混合物が作られる事が判つた。此の自曝は相當のエネルギーを消費し發電所の餘水吐に使用される様な急勾配水路の水流の流速を減少せしめるから、實際上重要視さるべきである。自曝の生ずる條件と流量に対する影響は Austrian State Railways の發電所の設計に關して實驗的に研究された。

水流には 3 つの明らかな層が認められる。(1) 空中の水滴 (2) 密接な水と空氣の混合 (3) 水中の氣泡の 3 つである。單位量の中の水の割合を示す係数  $p_w$  が導かれた。 $p_w$  の値は (1) 上の部分の極限では 0 で断面の底では 1 で、深さにつれて急激に増加した。

滑らかな水路で (水路勾配  $45^\circ$  以上) 實驗から次式が得られた。

$$v = 31 m^{0.62} \sin \alpha^{0.4} \quad (\text{呎單位})$$

$$p_w = 0.38 - 0.05 \sin \alpha^{-0.26} \quad (\sin \alpha < 0.476 \text{ の場合})$$

$\sin \alpha$  が 0.476 と 0.707 の間の値の場合には、

$$p_w = 0.26 m^{-0.05} \sin \alpha^{-0.74}$$

$$Q = p_w v A$$

$A$  は断面積である。此の式で與へられた値は、實驗的に作られた急勾配の水路で観測の結果とよく一致する事が判つた。 (山田順治)

## 河 川

### (131) Rhein 河と Upper Mississippi

#### の河勢比較

(P. S. Reinecke, The Military Engineer, May-June, 1938, No. 171)

こゝで云ふ Upper Mississippi とは Missouri 河との合流點即 St. Louis 市より上流を云ふ。

兩河川共水利狀況、利用狀態共非常に似てゐるが各項



然付比較すれば表-2の如くである。

図-12.

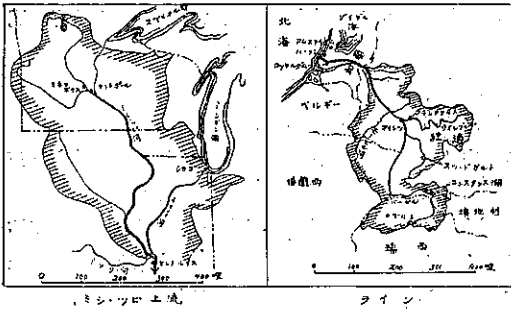


表-2.

	Upper Mississippi	Rhein
流量変化の割合の問題	少し	少し
流域内の人口 10 萬以上の都市の数	6	22
洪水の期	2-4 月	6-8 月
濁水の期	8-10 月	6-8 月
閘門及堰の数	32	50
水位変化	4.6 呎 (St. Louis 市)	28 呎 (Cologne 市)
低水量	37 600 個 (,,)	26 500 個 (獨和國境)
高水量	1 350 000 (,,)	459 000 個 (,,)
雨水量の比	1:34 (,,)	1:17 (,,)
航路延長 (本川)	680 哩 (St. Louis ~ St. Paul 間)	530 哩 (北海 ~ Basel 間)
航路延長 (支川)	365 (イリノイ河)	707 哩 (6 河川)
流域面積	172 000 哩 <sup>2</sup>	85 020 哩 <sup>2</sup>
1913年に於ける貨物量	2 100 000 t	109 200 000 t
航路水	6 呎 (現在) 9 呎 (計畫案)	6.5 呎 (現在) 10 呎 (計畫案)

(伊藤 剛)

水 力 電 氣

(132) Rhône 河開發計畫の第一階程 (Génissiat 發電所)

(J. Dumas, "L'aménagement du Haut-Rhône français. Utilisation de la chute de Génissiat." Le G. C. 30 Octobre 1937, p. 365-370.)

發電, 舟運, 灌溉の 3 見地から Rhône 河を完全に獨占的に開發すべく設立せられたフランスの國策會社はいよいよ Génissiat 水力の工事に着手した。

本問題は實に 20 世紀初頭から種々研究されてゐた。Rhône 河國策會社の樹立した計畫は堰堤式發電所, 堰堤水路式發電所計 20 より成り, この中 7 は Lyon の上流に, 他の 13 はその下流に位する。

包藏水力 1 000 000 kw, 年發電力量 90 億 kwh と稱せられスイス國境と地中海間の 330 m の未開發の落差の 9/10 を利用せんとするものでその第一階程を Génissiat 發電所とする。 圖-13. Rhône 河一般圖

Rhône 河の流況:

Genève 湖を出てからフランス領に入る一寸上流に於て Rhône 河の濁水量は湖の入口で 50 m<sup>3</sup>/s であつても 100 m<sup>3</sup>/s となる。これは勿論 Genève に建設せられた堰堤による流量調節作用に依る。Léman 湖はこの堰堤により水面積凡そ 600 km<sup>2</sup>, 洪水時 350 000 000 m<sup>3</sup> を蓄積する。それで湖の入口で 1 200 m<sup>3</sup>/s ある時でも湖を出れば 700 m<sup>3</sup>/s に流量を減ずる。佛, 瑞兩國間に湖の利用水深を増加して湖を出てからの河川の濁水量を 180 m<sup>3</sup>/s

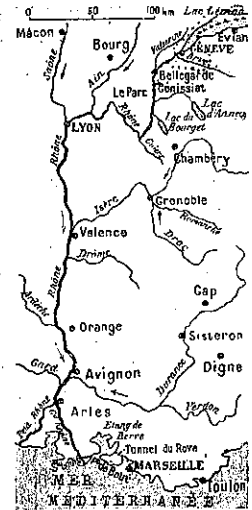
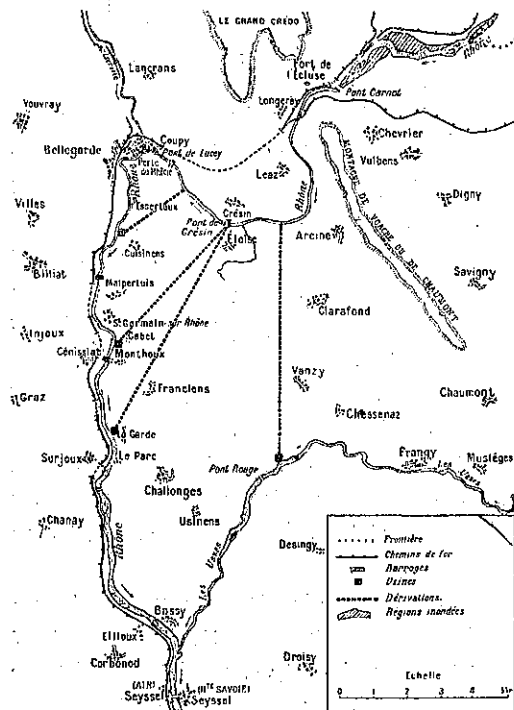


圖-14. Rhône 河發電計畫一般圖



にせんとする交渉が遂げられた。  
Rhône 河は地中海に流入する途多くの支流を合するこの影響を一覽に供すれば表-3~4.の如くである。

表-3. 主なる支川との合流點の直下流に於ける Rhône 河の流量

合流支川名	スイス國境よりの距離 (km)	濁水量(m <sup>3</sup> /s)	平水量(m <sup>3</sup> /s)
Valserine	15	135	830
Guiers	86	180	415
Ain	163	220	540
Saône	185	299	765
Isère	289	380	1150
Ardèche	376	440	1250
Durance	433	530	1425

表-4. 主なる支川との合流點の間の河川勾配

區 間	長さ(km)	高低 (m)	平均勾配 (m/km)
自 國 境 至 Parc	26	70	2.70
„ Parc „ Ain 河	127	75	0.59
„ Ain 河 „ Saône 河	32	25	0.78
„ Saône 河 „ Isère 河	104	52	0.50
„ Isère 河 „ Ardèche 河	87	60	0.79
„ Ardèche 河 „ Gard	70	34	0.49
„ Gard „ Arles	22	4.50	0.20
„ Arles „ 地中海	47	0.60	0.012

**Rhône 河水力開發の可能性:** 上記の表によるとスイス國境のすぐ下流及 Isère 河 Ardèche 河間は水力の利用上勝れてゐることがわかる。特に前者は卓越してゐる。即ち平均勾配は 3 倍以上あり尖頭負荷時に電力の發生を集中しうる貯水池地點がある。そして下流程遠からぬ所に Bourget 湖のあることはこの流量変動を調節する作用を有する、更にこの地方には舟運の慣行がないから獨立して水力工事を進め得るのである。

經濟的に比較研究をなせば建設費に對する歳入の割合は前者は 4 倍の利益がある。

河川はスイスを離れて間もなく Grand Credo 及 Vuache 山に狭まれた l'Écluse の溪谷を貫く、こゝは幅數米時にはそれ以下にもなり淵は深い。地質は Jura 紀の石灰岩である。

Bellegarde の一寸手前で“Perte du Rhône”(ローマの紛失)と名づけられてゐるのは河川の非常に狭つてゐることの形容に外ならない。この溪谷區域は長 21 km に互つて居り勾配の點よりこれを 3 つに分けられる。

(1) スイス・フランス國境と la Pert du Rhône の間 距離 14 km, 高低 20 m, 平均勾配 2.07 m/km

(2) la Pert du Rhône から Valserine 合流點の間 距離 1 km, 高低 14 m

(3) Valserine 合流點から Génissiat の間 距離 7.6 km, 高低 26 m, 平均勾配 3.42 m/km

この中 (2) は 1872 年既に開發され 1899 年 Rhône 河水力協會の所有となり 1910 年再建せられた。

**Rhône 溪谷發電計畫:** Rhône 河本流は一般に川筋は狭くなく勾配も大でないからこの溪谷地方が發電水力地點として注目の的となつたのは當然である。

Rhône 河の一貫した開發には河川沿岸の諸團體の要求により Rhône 河國策會社を創立してこれに當らしむることになつた。

Rhône 河開發法は發電、舟運、灌溉の 3 點に立脚した法律で 1919 年 10 月衆議院を、1921 年 5 月貴族院を通過し 1921 年 5 月公布せられた。しかもこの國策會社の創立は 12 年後即ち 1933 年 5 月となつた。本會社の第 1 期計畫は次の如くである。

發電は Rhône 溪谷の開發、舟運は Lyon 港の建設、Lyon 下流の Rhône 河改修及 Rhône 河筋の Saint-Louis 港から Porte-de-Bouc に至る運河の建設、灌溉は多くのポンプ揚水場を設置することである。

Rhône 溪谷開發に就いては本會社は 1899 年以來提出せられた幾多の案を再検討し調査を行つた。

先づこの地方 30 km に互り 1/1 000 の平面、縦横断面図を作つた。河川流量とその時の水位を知る爲に Carnot 橋及 Valserine 合流點下流に測水所を設置し且その他多くの自記量水標を作つた。堰堤地點、貯水池浸水區域、導水路の地質調には近代科學の粹を應用した。

**Rhône 溪谷水力開發方法の検討:** これには 7 つの方法が考へられてゐる。その中の 3 は 1 或は 2 の堰堤式發電所案で他の 4 は堰堤を作り水圧隧道で導き發電せんとする案である。何れも Rhône 河が全く佛領に入つた標高 330.70 m を水面とする貯水池を有するものである。7 の方法を列記すると次の如し。

堰堤式發電所案 (圖-14 参照)

(1) Grésin と Malpertuis 或は Génissiat の堰堤式發電所の二段案

(2) Bellegarde と Malpertuis 或は Génissiat の堰堤式發電所の二段案

(3) Malpertuis 或は Génissiat の單獨堰堤式發電所案

堰堤水路式発電所案 (図-14 参照)

- (4) Bellegarde に堰堤を築き Cuisiniers に発電所を設くるもの
- (5) Grésin に堰堤を築き Gabet に発電所を設くるもの
- (6) Grésin に堰堤を築き la Garde に発電所を設くるもの
- (7) Grésin に堰堤を築き Pont-Rouge に発電所を設くるもの

研究調査の結果は堰堤地点として Malpertuis は不適當であつた。即ち地質上完全とは云ひ難く河川により浸蝕せられたる淵は深く基礎工事に多大の困難を伴ひ航路確保に不可能であり貯水容量少く Génissiat に比し落差の利用が少い。

建設費及これに對する年収入を考察すれば表-5 の如くである。

表-5.

案	建設費	年収入	比
	百萬法	百萬法	
(1) Grésin	240	24.9	10.8 %
(1) Grésin-Génissiat	561	89.1	15.7
(2) Bellegarde	377	52.4	13.9
(2) Bellegarde-Génissiat	592	93.3	15.7
(3) Génissiat	405	99.8	20.1
(4) Cuisiniers	464	64.9	14.0
(5) Gabet	527	75.9	14.4
(6) la Garde	648	72.9	11.2
(7) Pont Rouge	634	45.0	7.1

この表でみると Génissiat 案は建設費と年収入の比が 20.1 % で最上に位し Grésin 及 Bellegarde 案は建設費が少くてすむ。それで (4)~(7) の案は放棄せられた。

それから會社は 3 つの堰堤地点の地質の調査に當つたものである。Grésin 地点は 4 つのボーリング及 1 つの試井を試みたが河床の下に横はつてゐる海成軟砂礫岩層は堰堤基礎として必要な厚かも緻密さもなかつ

た、それでこれは除外されることになつた。

Bellegarde 地點では左岸に水平の 3 つのトンネルを 30 m の深さ迄掘り込んでみたが透水性の白い砂があり且又この邊は 1890 年以來廢坑となつた磷酸鹽及滙青質砂岩の鑛山でもあつた。左岸の崩れ易い且透水性の外見からこの地點も落第となつた。

最後の Génissiat 地點に就ては次の如き反對があつたが調査の結果根柢なしと認められた。即ち

1) 有名な洞穴学者 Martel 氏の研究によつて相當の深さに至る龜裂が伸びてゐるといふことが信ぜられてゐた。調査にあつては右岸に試井を掘り Rhône を横断して河床の下に隧道を穿ち其の河川の中心部にある所から垂直に 50 m 以上の豎坑を掘つた。その結果上記の如き龜裂のないことがわかつた。

2) 貯水池側壁を形成する白亜下層の石灰石 (les calcaires urgoniens) は完全に不透水性でなく、殊に石灰石は水により浸蝕せられて内部に空洞を生じてゐることがあり、これは貯水池の水圧を受けると擴大する傾向があるといふ危懼があつた。然し地質学者の細心な研究と鑑定の結果、この問題に關しての心配を緩和した。殊に現在では白亜系石灰石を基礎とする多くの堰堤が存在してゐるのである。例へばスイスの Barberine 堰堤 Wäggital 堰堤の如きものである。セメント注入の技術は石灰石をとほす漏水を止めることが出来且その費用も少額ですむのである。

3) Rhône の流下する土砂は貯水池を急速に埋没しはしないかといふ心配があるけれど提出されてゐる數字は地質学者より過大なりと認められた。而して有效容量は總容量に對して相當の餘裕があり、その上砂及泥土は流水と共に容易に排除されるであらうし貯水池上流部に沈澱した砂利は浚渫して取除くことが出来るであらう。

こんな理由で Génissiat に堰堤を築くことにきまつた。それでこの地點の岩盤に就き調査を進め縦横断をとることは勿論圧搾空氣ケーソンを用ひて Rhône 河床を構成する沖積物質がコンクリート材料として使ひ得

図-15. Génissiat 水力発電工事計畫縦断面圖

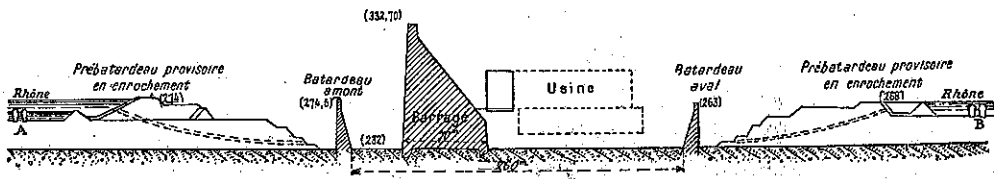
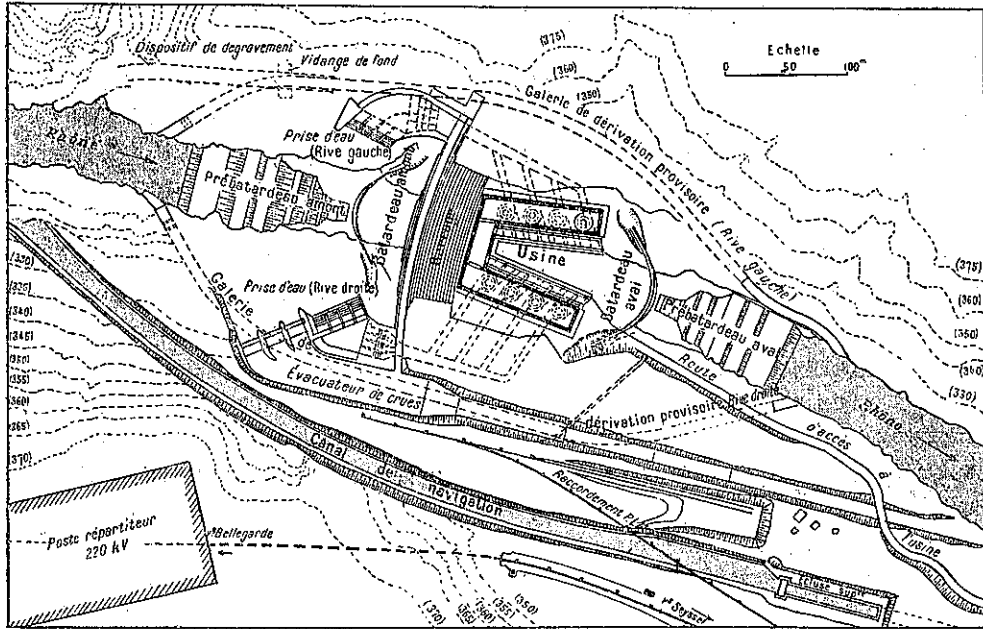


図-16 Génissiat 水力開発工事計畫平面図



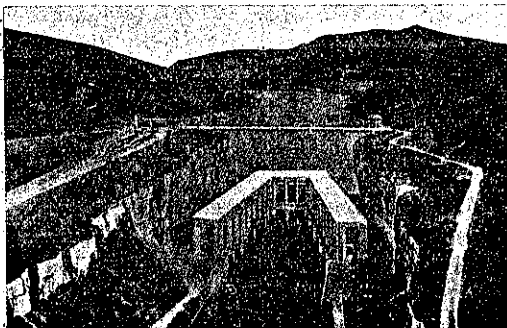
るか假締切堰堤築造に如何なる方法を採用すべきやを調査した。

**Genissiat 水力開発工事：**本工事は次の如きものを含む。

(1) コンクリート重力堰堤：高 100m, この頂部標高 332.70m で貯水池の満水面以上 2m である。平面で見ても 500~600m の半径の円弧状となし断面は三角形つまりアーチ・重力堰堤の型式となる。最大底幅 70m, コンクリート總量 450 000 m<sup>3</sup> の豫定である。

貯水池の背水は 23 km に及び湛水面積 350 hectare 總容量 52 000 000 m<sup>3</sup> である。毎日の調整水深は 5m でこれに對し有効容量 23 000 000 m<sup>3</sup> であるから充分安全である。

図-17. Génissiat 水力発電所計畫圖



(2) 発電所：発電所は左右兩岸に計 416 000 kw を作る。これはエネルギーの要求に応じて 2 段階に完成することになつてゐる。各発電所共 52 000 kw 交流發電機 4 臺宛を設備する、各機は 1 分間の回転數 150 である。取水口の基部は標高 305 m におき 67 m の落差を以つて機械に給水する。導水隧道の直径 10.3 m これは 4 本の圧力隧道に分割されフランシス水車に水を導く。發電機は力率 90% 60 サイクルの 3 相交流を發生し電圧 15 000 V で發電所の傍に設置さるゝ変圧所で 220 000 V に昇圧せらる。かくてこのエネルギーは右岸の臺地に設けたる開閉所に入り送電線にのせて送られる。

(3) 排水路：右岸に築く排水路は容量 3 000 m<sup>3</sup>/s である。これは開渠で全長 670 m で図の如く 15 m 幅に漸次絞り同時に深くなつてゆく、その流速 15 m/s である。水車のむ全水量 400 m<sup>3</sup>/s, 左岸の假導水路は貯水池を空虛にするとき役立つことになつてをり 6.0 m<sup>3</sup>/s の容量がある。萬一の場合の爲の補助的排水には右岸の假導水路がある。これはその時閉塞物を爆破し 1 000 m<sup>3</sup>/s を通水せしめる。故に合計 5 000 m<sup>3</sup>/s の排水が出来る。

Rhône 河で記録せられた最大洪水は 1910 年のそれで 2 000 m<sup>3</sup>/s であり、この記録は少くとも 3 世紀以前迄遡つてもこれより大きな洪水はなかつた様である。

Rhône 河の洪水を左右するのは l'Arve 河で湧水量は 20 m<sup>3</sup>/s にすぎないが、洪水量は 1200 m<sup>3</sup>/s にも達するのである。

(4) 貯水池を空虚になす装置及深溝装置：左岸の假排水路は竣工後は貯水池を空虚にせんとする例外的場合に役立つ外高水時上流湛水部に沈澱せる沖積物を下流に向ひ流下せしむるに役立つことになつてゐる。

(5) 舟航に必要な設備：舟航路は右岸に造る豫定で、この工事は Lyon から Genève 迄の航路を造らんとするとき著手される管である。

(6) 発電設備：Génissiat 水力発電所は第 1 期工事に 208 000 kw を設備し発電力量 1 450 000 000 kwh でその中 770 000 000 kwh が常時発電力量である。第 2 期工事完成後は 416 000 kw, 1 810 000 000 kwh で内

れもコンクリート巻である。入口には水門扉及角落がありこれで閉塞出来る。入口、出口の形状は模型試験で研究中である。

(2) 第 1 縮切堤 (図-15, 16 参照)：假排水用導水路隧道の拥塞、堰堤及発電所位置の右岸の切取で生じた土砂及石塊で作つた小堰堤を第 1 縮切となす。

縮切を水密ならしむ爲に出来る丈深く矢板を打ち化学薬品を注入した。縮切内の排水はポンプを用ひ滲透水は井戸に集中せしめた。

縮切堤の表面の平版は (図-15, 16 参照) 15 cm 厚の鉄筋コンクリート製で充分アンカーした。これは洪水に対する防禦の爲である。

(3) 第 2 縮切堤 (図-15, 16 参照)：これはコンクリートの小アーチ・ダムとし本堰堤及発電所位置の拥塞を隔離する爲設ける。水密性構造となすが、例外的大洪

表-6.

発電所名 <sup>(1)</sup>	河川名	発電開始	設備出力 kw	年発生電力量 1 000 000 kwh	工 事 費		
					全工事費 1 000 000 法	kw 當 法	kwh 當 法
Kembs	Rhin	1932	160 000	800	500	3 160	0.62
Brommat	Truyère	1932	167 000	750	190	1 135	0.25
Sarrans	Truyère	1935	103 000	250	210	2 070	0.84
Truyère <sup>(2)</sup>	Truyère	1932-35	270 000	1 000	400	1 480	0.40
Marèges	Dordogne	1935	128 000	325	180	1 410	0.55
Sautet <sup>(3)</sup>	Drac	1935	70 000	185	140	2 000	0.75
Génissiat	Rhône	1943	208 000	1 450	400	1 920	0.28
Génissiat	Rhône	1945	416 000	1 810	600	1 200	0.28

註 (1) 上に掲げた発電所に就ては何れも Le G. C. に記事が掲載されたことがある、Kembs (1930. 11. 8, 1932. 10. 8)。

Brommat 及 Sarrans (1934. 7. 7), Marèges (1934. 7. 7, 及 1935. 10. 26)

Sautet (1936. 1. 4) . . . . .括弧内は雑誌號数を示す。

(2) Brommat 及 Sarrans を合したるものを示す。

(3) 第 1 期完成時を示す。

常時 1 000 000 000 kwh である。

この表はフランスに最近完成せる大水力発電所の比較表である。Génissiat 水力工事は最近の勞賃の増加により工費はこれより超過する見込である。

Génissiat 水力開發の準備工事：本地點開發の準備工事は 1937 年 2 月初頭より開始せられ現場には 700 人以上の人間が作業してゐる。これは次の如き工事を含む。

(1) 假排水用導水路隧道 (図-16 参照)：兩岸に 1 本づゝ假排水路を作り各その断面は 80 m<sup>2</sup> である。入口底部の標高 263 m 出口底部標高 260 m である。長さは右岸のものは 530 m 左岸のものは 600 m である。何

水のあつた場合は上流の頂部標高 274.50 m 下流の頂部標高 263 m であるから水中に沈むことになる。要するにこの縮切堤のお蔭で堰堤及発電所の基礎を完全に新鮮且堅硬なる岩盤迄拥塞しうるであらう。

(4) 雑工事：接近道路、鉄道分岐線、仕事場の色々の處理は 3 年間、50 000 000 法で請負にかけた。

附記：Génissiat 水力の第 1 期工事は豫算 350 000 000 法である。しかし最近の物價騰貴で豫算の超過は確實であらう。二期は 3 ケ年の豫定であるから準備工事の 3 ケ年と合して発電開始は 1943 年の見込である。

(島山 正)

堰 堤

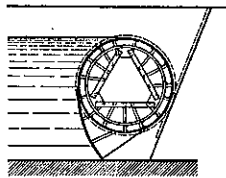
(133) 可動堰の最近に於ける進歩に就て

(Fritz Hartung, Wiesbaden, "Aus der neueren Entwicklung im Großwehrbau" Deutsche Wasserwirtschaft 1938 1. Feb., s. 35-39.)

M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg) に依つて施工された数多い可動堰の内から若干の例を引用して、可動堰の最近に於ける著しい發達に就て簡単な説明を加へやう。

転動扉は今より約 40 年前に初めて考案されたものであつて、其の後 Koch に依つて標準断面が「例へば、円筒部分の直径と翼板の高さとの標準的比率等が」研究されて今日に至つたものである。転動扉は図-18 に示す如く構造が簡單であり、且つ水や玉石に對して頑丈であるので、操作が簡便であつて又耐久力に富んで居ると謂ふ長所がある。

図-18. 標準的転動扉の断面図



堰体が沈降すること出来る様に、次の 2 つの新しい機構が考案されて居る。其の 1 は沈降式転動扉 (図-19) であつて、之は全堰体が沈降することが出来る。

其の 2 は「頂部に盾扉を有する」転動扉 (図-20) であつて、之は堰体の上側部分が「堰止め」の位置から下へ倒れることが出来る様になつて居る。之等 2 つの転動扉に於ては、水或は漂流物は貯水量を餘り損失することなく堰の上を通つて流下せしむることが出来る。

図-19. 沈降式転動扉の断面

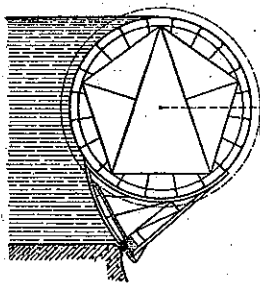
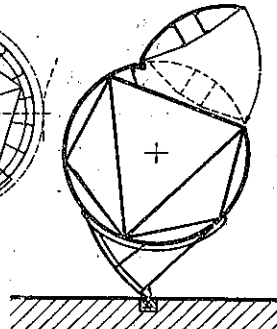


図-20. 頂部に調整盾扉を有する転動扉



沈降式転動扉では底部に於ける水密装置が最も重要である。今日では堰止めの位置にある間だけでなく、沈

降しつゝある間の大部分も水密であることが要求されて居る。以前には水圧に因つて水密装置の角材を闕に押し付けると謂ふ方法が用ひられて居たが (図-19 参照)、其の後堰扉の上下流間に於ける温度差に因る影響を考慮して發條を利用した水密装置が用ひられる様になつた (図-21)。最近では此の兩者を結合して用ひて居る。Main 河の Kostheim 堰は沈降式転動扉 3 門より成り、径間長 33.33 m、標準堰上高 4.56 m となつて居る。之等 3 門の転動扉は 1.10 m だけ沈降することが出来る其の途中 0.4 m だけ水密を保つ様になつて居る。

頂部に盾扉を有する 転動扉には 2 つの種類がある。其の 1 は図-20 に示す如く

図-21. 沈降式転動扉に發條を利用せる水密装置のあるもの

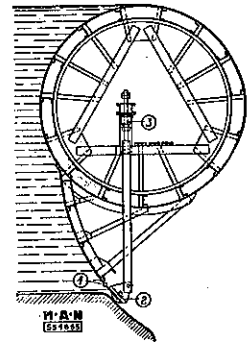
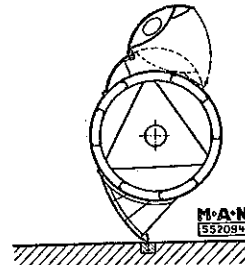


図-22. 上部に調整用盾扉を有する転動扉



盾扉に必要な部分を円筒より切り取つたもので、此の場合円筒の断面は小となるが、盾扉が折り下げられて居る場合には円筒は転動扉本來の円形を示すこととなり流水に場する水理上の關係は良好である。第 2 のものは盾扉を對筒の上部に作つたものであつて (図-22)、此の場合には円筒の断面は其の儘に保たれるが、盾扉の製作及様式が構造上並に水理上複雑となることは免れない。Freudenberg 堰では径間長 35.0 m、堰上高 6.3 m の転動扉 3 門を有し、各転動扉には 1.1 m 高さの盾扉がついて居る。

頂部に盾扉を有する転動扉と沈降式転動扉との 2 つの型式に就て其の選擇に當つては次のことが考へられる。例へば、沈降式転動扉を用ひる場合には闕に凹所を作らねばならないのであつて、之に對し非常に費用がかかる場合には頂部に盾扉を有する転動扉を採用すべきであらう。頂部に盾扉を有する転動扉は堰止めは簡單であるが、次の 2 つの缺點がある。即ち第 1 に比較的断面の小なる部分に最大の力が加はること、第 2 に円筒の撓みに因つて盾扉内に附加的の応力が生じ、又摩擦が増大するので運転の際に抵抗のあること等

ある。又、小さい調整を行ふ際に沈降式転動扉を用ふれば絶へず底部の水密に留意せねばならぬが、此の様な場合には頂部に盾扉を有する転動扉を用ふれば極めて合理的であると思はれる。此の様なわけであるから孰れの型式を採用するかと謂ふことは個々の場合に就て検討すべき問題であつて、之に對して一般的な規準を立てることは出来ない。

図-23. M.A.N. 式特許複式揚扉

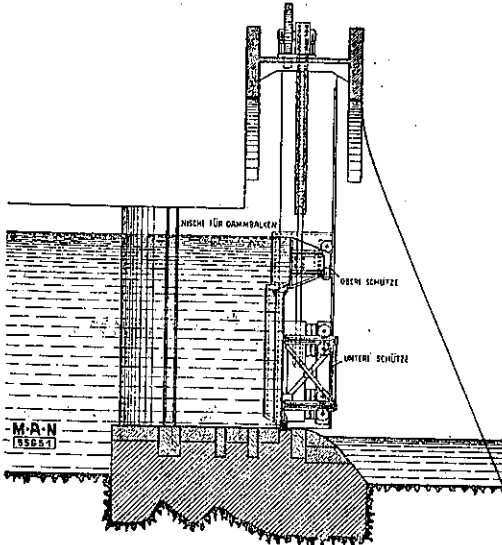
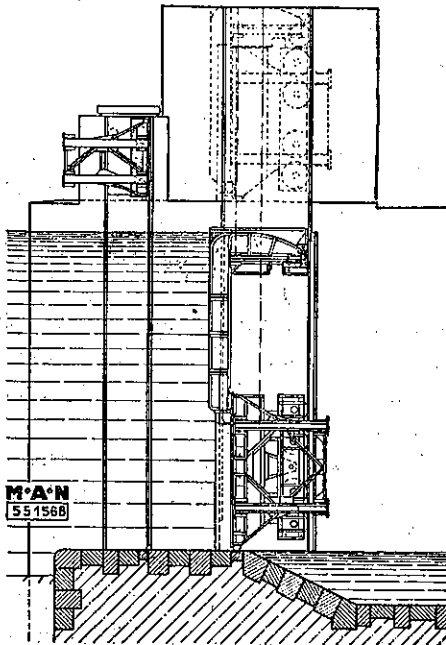


図-24. M.A.N. 式鋤型複式揚扉



揚扉堰の分野に於ては複式揚扉が考案されて居る(図-23)。之は従來のものを改良して構造、水理並に運転に關する缺點を除き且つ沈降することが出来る様にしたものである。滑動用レールは上下の揚扉に對して唯1つあるのみであつて、従つて溝は淺くて済むから橋脚の強さが害はれることが少いと謂ふ利點がある。此の様式の施工例として Donaukachlet 堰がある。径間長 25 m, 堰上高 11.8 m の複式揚扉 6 門より成り、上揚扉は 3.0 m だけ沈降することが出来る。

上記の複式揚扉では上部の揚扉の沈降距離は全堰上高の約 1/4 であるが、図-24 に示す鋤型複式揚扉では此の距離が全堰高の 1/3 に達することが出来る、可成りの洪水が堰扉を上げなくてもその上を溢流して流れることが出来る。従つて堰扉の下部は水密を保ち河床を保護することとなる。Rhein 河の Ryburg-Schwörstadt 堰は此の一例であつて、径間長 24.0 m, 高さ 12.5 m の鋤型複式揚扉 3 門がある。上揚扉の沈降距離は 4.5 m であつて、之に依つて 2700 m<sup>3</sup>/sec の水を溢流させることが出来る(水車を通して流れる 1000 m<sup>3</sup>/sec の水量を加へると全部では 3700 m<sup>3</sup>/sec の水が流下し得る)。

此の他多數の可動堰がドイツ國內及國外に於て(特にフランスに於て)竣工し或は施工中である。Paris に近い Seine 河の Surenne 堰は其の大きさに於て有名である。之は径間長 30 m, 堰上高 7 m, 上揚扉は 2.5 m だけ沈降することが出来る。

揚扉堰にも転動扉堰の場合と同様に複式揚扉堰の他に沈降式揚扉堰及盾扉を有する揚扉堰がある。之等 2 つの型式に就ては転動扉堰の項に於て記述したと同様のことが其の儘當てはまる。沈降式揚扉堰は極めて其の例に乏しく、大きなものとしては僅かに France の Camon 及 Ruhr 河の Wickede 堰を擧げることが出来るのみである。盾扉を有する揚扉堰は屢々用ひられるものであつて、最近では堰体に 3 弦構を用ひた型式のものが採用されて居る(図-25)。之は餘り經濟的ではないが、比較的大きな盾扉を用ひることが出来るし、又振り振動に對して抵抗力があると謂ふ長所がある。Main 河の Faulbach 堰には径間長 35.0 m, 堰上高 6.7 m, 盾扉の高さ 1.6 m のものが用ひられて居る。

テンターゲートはドイツに於ては餘り一般的でないが之に 3 弦構(Dreigurtragwerk)を応用した例がある(図-26)。Stuttgart の近傍にある Neckar 河の Münster 堰は径間 23.3 m のテンターゲートであつて

図-25. 盾扉を有する 3 柱構揚扉堰

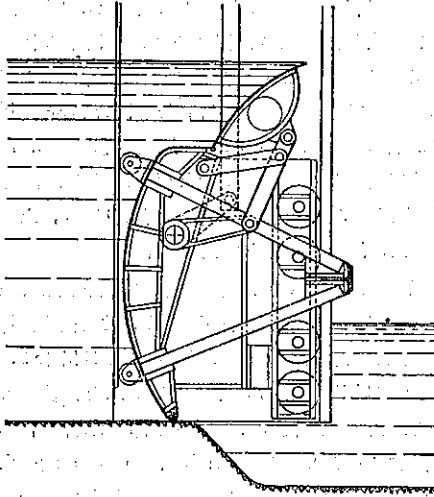
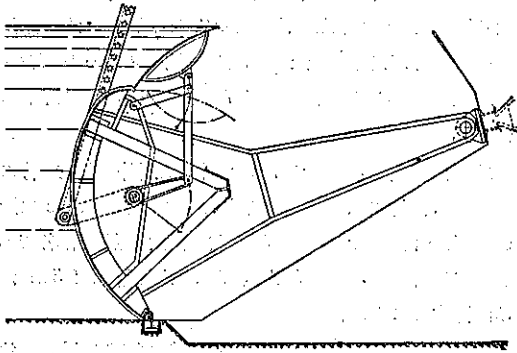


図-26. 盾扉を有する 3 柱構テンターゲート



1.6 の盾扉を有し、総堰上高は、7.4 m となつて居る。テンターゲートの主なる長所としては、水圧に起因する摩擦を著しく減少することが出来るので、転動扉堰或は揚扉堰に比して捲揚力が小さくて済むと謂ふことを擧げることが出来る。他方、缺點としては全水圧が比較的高い位置にある回転軸承の 2 點に集中するのでアンカーが必要となり、且又橋脚の長さも長くなることが想像される。此の難點は可動堰と同時に橋梁をも架設する場合には都合良く解決出来るものと考へられる。最近テンターゲートの 1 種として魚腹状の堰体を有するものが製作されたが、之は転動扉の如く片端捲揚を行ふことが可能である。

従来盾扉を有する転動扉の堰扉は振りに対して抵抗力のある円筒に支へられ、其の一端に運転用横杆が取り付けられて居たものであるが、M.A.N. に依つて考案された魚腹状の断面を有する盾堰は、2 つの彎曲した鉄

を組合せる堰体として振りに耐へる構造にしたものである。之は構造が簡單であつて、表面が平滑であり頑丈であると謂ふことの他に水密と謂ふ點に於ても中々優秀である。

Rur 河の Heimbach 堰には径間 18 m、堰上高 5.5 m の盾扉堰、Obermatibach 堰には径間 18 m、堰上高 4.0 m の盾扉堰がある。

図-27. Heimbach 堰

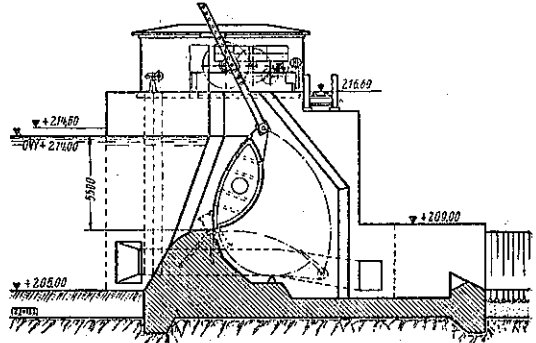
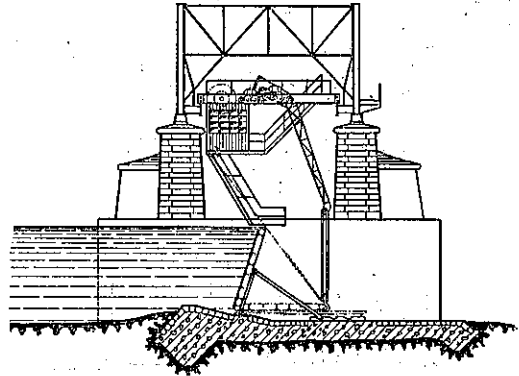


図-28. Vives Eaux 堰 (Chanoine-Pasqueau)

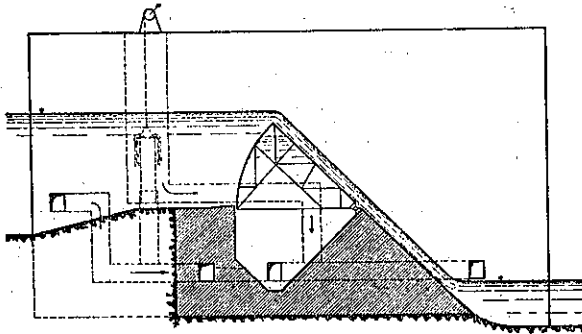


Chanoine-Pasqueau 堰の Aubert に依つて改良されたものがある。之は図-28 に示す様に多くの堰鉸があつて、その各々は支柱に依つて水中の基礎に支へられて居る。水中の支柱受けには數個の凹所があつてその中に支柱の端が入り堰鉸を或る位置で止めて置くことが出来るやうになつて居る。此の支柱受けの凹みの數は少いが堰鉸の數が多いので細かな調整をなすことが可能である。相當大きな橋梁を設け、その下に堰鉸運転用のガントリークレーンを動かして其の把手に依つて個々の堰鉸を動かせば、径間は大きくとも動力を連続して使用することが出来る。然し、氷結せる場合作業が困難であること、多くの水密装置（底面及各堰鉸に於ける）



を要すること、特に漂石に依る摩耗に弱いこと等の缺點を擧げることが出来る。氣候の温順である地方に於て之を運河用の可動堰として用ひた例がある。Seine河のVives Eaux 堰及 Suresnes 堰は其の例であつて、Vives Eaux 堰は径間 64.5m 及 46.5m、堰上高は 4.87m、Suresnes 堰は径間 72.4m、堰上高 7.0m である。

図-29. セクトール堰



最後に述べるセクトール堰は図-29 に示す如き構造であつて、水圧を利用して簡単に起動することが出来、又径間の大なるものを作り得ると謂ふ特長がある。缺點としては、堰体の沈降して入るべき門みがあるために基礎工費を多く要すること、砂の堆積する危険があるために洗滌装置を必要とすることが擧げられる。Bremen に於ける Weser 堰には径間 55.0m、堰上高 4.6m のセクトール堰が 2 門ある。

以上要言するに可動堰には種々の型式があるが、各々径間、堰上高、動力、運転方法等に關し絶へず進歩を遂げつゝあるものであると謂ふことが云へやう。

(細田和男)

### (134) ボンネビル堰堤の世界記録

#### 閘門扉の架設

(R. S. Brabrook, "Erection Methods on World's Record Lock Gates at the Bonneville Dam." West. Const. News, April 1938, p. 136~138.)

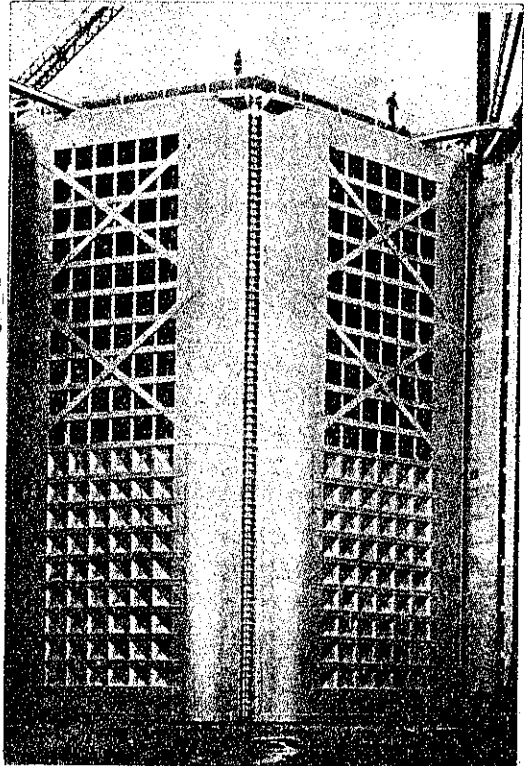
ボンネビル堰堤の航路扉の製作並に架設は大いに注目し値する。即ち垂直の高さは 102 呎であつて、此の扉は世界中で最も高い。上流に向ふ通船の最高揚高は 69 呎であり、之を閘門扉の作用のみで行ふのである。本航行用運河と閘門扉はボンネビル發電計畫中の主要部分の一であり、米國政府技術官によりポートランド市の 40 哩上流コロンビヤ河に建設されたのである。

最初の計畫では端艇用閘門扉を作る事になつてゐた

が後に変更され、同地上流の舟運の爲汽船用閘門扉を作る事になつた。此の閘門扉は閘門闕からの最小水深 26 呎にして大洋航行の汽船も通過出来る筈である。

閘門の有効幅員は 76 呎長さ 500 呎である。船を通過せしむるに要する平均要時間は 15 分であり、扉の開閉は 1 分間で出来る。

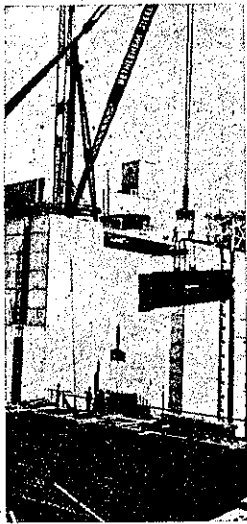
図-30.



現場工事は 2012t の 1 對の主扉を建込み、4 個のティンダーゲート(閘門から水を出し或は反對に注入する爲に使用する)を架設し、鋼材料をコンクリート中に埋込み、運転機械を据付ける事等であつた。鋼材の最初の荷は鉄道により 1937 年 4 月 30 日にペンシルバニヤの工場から到着し、7 日後には上流の扉の据付けを開始した程準備工事が進捗してゐた。準備工事は即ち 60t のデリックと 100 呎のブームを門の壁上に据付ける事であり、此れが完備してゐた爲に鉄道貨車上の鋼材料を直ちに吊り上げて定位置に配置する事が出来たのである。

門扉を動かせる楔の架設にはコンクリート壁中に設けられた凹所に納まる垂直鋼材の埋込、或は其の鋼材と扉とを連結する連結材の取付等が含まれてゐる。扉は

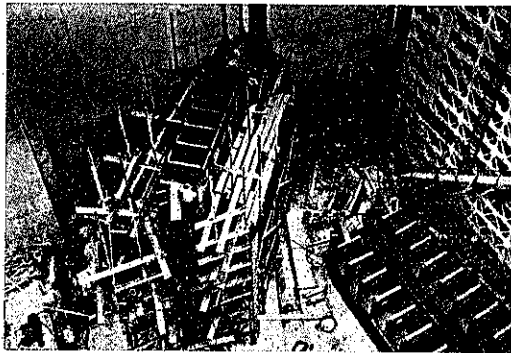
図-31.



最初 4 呎離して組立て、後、定位置に移動した (図-32 参照)。

各扉共開門底板上の 3 個のコンクリート製構物脊上に組立てた。扉組立には 1 個約 55t 位に組立てたものを単位とし数個を現場で集め鉚結したのであるが、此の工場に於て小数の単位とした事により時間を非常に短縮出来た (図-33 参照)。

図-33.

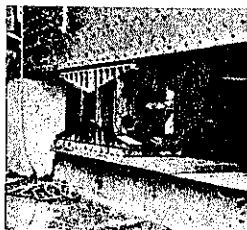


内外鋼板壁の取付と水平部材を取付ける端の柱部材の取付とが終ると扉の架設が完成する譯である。下流側の扉の端の柱状部材は長さ 100 呎以上なる爲最も苦勞したが、將來かゝる部材の取付に際しては小電孤熔

図-32.



図-34.



接機を準備すれば容易に爲し遂げる事が出来る。

各扉が全く完成し密封用構物がボルト締まれ、鋼製夾金が定位置に設けられると扉は其の最後の位置に移動される。此の移動はウエッジジャッキと鋼ローラーを使用して目的を達する事が出来た。即ちウエッジジャッキと 2 個の 350t 空圧ジャッキを以て扉を持ち上げ脊に掛つてゐた荷重を 4 個のローラー群に載荷し、25t ジャッキを以て 4 呎を動かし最後の位置に建込んだ (図-34 参照)。

扉の楔側及中央側の縁は共に僅かに 0.003 吋の凸凹、或は遊離を最大限度と仕様書に定められてゐる結果、實際には完全なる防水継目を形成してゐる。

頂部では扉は 10 吋直径のピンとコンクリート中に 80° の角度が埋込まれてゐる 2 本の鋼部材により支へられてゐる。此等の部材には大なるターンバックルが其の中に取り付けられ、扉の上端の位置を正す爲に使用される。

上流側開門扉が完成してからデリックは下流側開門扉を架設する第 2 の位置に設置される。南側の扉架設には第 2 位置に於けるデリックに依り材料を卸し、其のまま架設位置まで吊つて来て組立てたのであつたが、北側扉の材料はデリックで先づ卸し空中で請負人のデリックに移し架設位置まで下に置かずして持つて来た。此の最高 55t に達する 12 個の鋼材積換には 2 個の孔を有するヒッチを使用した、伸々便利であつた。此の方法により部材を先づ底に卸し再び其の位置まで吊り上げる時間が省略出来た。此の以外には下流側開門扉の架設は上流側開門扉の架設と何等異なつた所はない。

下流側開門は 1937 年 12 月 1 日に初めて閉塞され、12 月 31 日に竣工した。1938 年 1 月 5 日に最初の船が通過し、其の後引き続き開門の運転が継続されてゐる。

將來に於ける此の種の工事に際しては楔側の扉の底に空間を設け、砂や砂利の沈積したものを吹き上げる管を通し得る様にして置かねばならない。(中谷茂壽)

港 灣

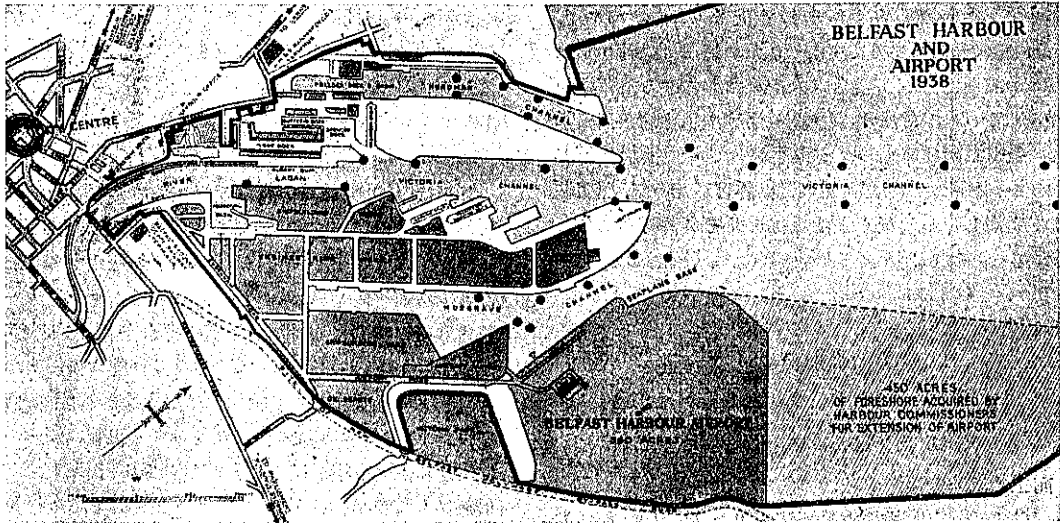
(135) Belfast 航空港

(港灣計畫の新分野)

(“Belfast Harbour Airport” The D. & H. A., April 1938, p. 182)

Belfast 航空港は Chamberlain 夫人の臨場を仰いで、去る 3 月 16 日開港式を舉行した。式場となつた 1 000 000 呎<sup>3</sup>の堂々たる格納庫は 16 年前迄は高潮時に

図-35.



は水面下 6 呎であつた。

この航空港は 19 世紀末 Lagan 川と大海との間にある水道を 2 隻の泥船浚渫船を用ひて浚渫せし Belfast 港修築委員会の工事に端を發してゐる。1921 年委員会が石油貿易の爲に Musgrave channel に隣接して繋船岸壁及運河を築造した際 1 250 000t の土砂(後に至り Herdman 運河と Pollock ドックの發展に伴つて 7 000 000t 近くになつた)を動かす必要が生じた。

この多大の土砂は殆んど全部灰色粘土より成つてゐる。短期間にこの土砂を仕末する爲に委員会は新工法を案出した。即ち運搬して海中に捨土する代りに sleetch (粘り灰色粘土)、砂、粘土、泥土より成る混合土砂を多くの泥船船に入れて後ポンプで吸揚げた。この方法は普通の浚渫に比して工費は大であつたが、浚渫は連続的に行ひ且つ貴重な土地を造成し得る。工事の始には、この新埋立地を如何に利用するかに就て一定の考はなかつたが、航空運輸の發展に伴ひ飛行場として使用することに具体化して來た。埋立地面積は約 365 エーカーで、全面積を航空港に利用する考へである。1937 年 9 月航空大臣より、108 エーカーを許可する旨通知があつたが、之は各方向に通ずる廣大な滑走路用のもので、霧中の滑走路用として幅員 400 碼、長さ 1500 碼の土地が必要である。此の廣大な荒地が美しい平地に変化したのは、主として航空委員会の功績である。1921 年浚渫はオランダ人組合の専門家達に依つて施工され、それ以來約 13 060 000t の土砂で平均高さ 12 呎 365 エーカーの埋立を見るに至つた。主として sleetch (粘り

灰色粘土)より成るこの土砂は、港及 Belfast 市よりの大量の塵埃及 Belfast 發電所の石炭塵と共に埋立土砂に利用した。技術者達の直面した最大難事は新埋立地の表面を如何にして固まらせるかにあつた。Mercer 教授の土壌分析の結果、斯る鹽分の多い土地では植物の成長は不可能である事を知つた。數回の實驗の結果 syegrass と yellow clover が稍育つ事が判つた。この土地にあふ唯一の草木は“poa maritima”と呼ぶこの地方の雜草であつた。この入手し難い種子を得る爲に委員会は過去 3 年間に亙つて不耗の土地に種子を播いて随分と苦心した。深さ 4~5 呎の排水層を造る爲に、最初に街よりの塵埃、次に粗い石炭塵、最後に細かい石炭塵を順次に列べて層を作る。この基礎の上に syegrass と yellow clover が根を下し、表面を固まらせる。尙こゝ數年間は雜草の栽培をつゞける必要がある。

1937 年末迄に餘分の濕氣を除く爲延長 47 哩の灌漑用排水管を敷設せんとし、地表面下 18 吋~7 呎の位置に是等の管を設置する工事は今尙進行中である。最初、空管は浮き上る傾向があつたので、それを防ぐ爲めに杭を使用した。現飛行場は約 100 000 磅を投じて竣工し、水陸兩様の完全なる根據地である。且つ本市の區域内にあつて Belfast 市の中心より自動車にて僅か 7 分間で達することが出来る。この點アメリカの飛行場中最も近代的な New Jersey の Newark 飛行場に匹敵するものである。後者は New York の中心より自動車にて 35 分間を要し、料金は 1 磅である。本航空港

發展に就ては、次の3點が考へられる。第1は民間飛行で、これは旅客機が本航空港より Glasgow と Man 島へ飛行した際に開始された。第2は Short 及 Harland に新しく建設された商會で製作する飛行機の試験飛行である。第3に本港は皇室空軍豫備兵訓練学校となつて國民の忠誠な要求を適へて其の役割を果してゐる。本港には未だ夜間飛行の許可がないが、照明装置も完備したから近く航空大臣よりその許可があることと考へられる。(福西正男)

### (136) Dayton 航空港

(Theodore Reed Kendall, "The Dayton Airport Completed," The American City, Feb. 1938, p. 31-32.)

商工省及航空輸送會社の要求に基づいて第1回の定期商業航空路の夜間離着陸が Ohio 州の Dayton 航空港で 1937 年 9 月 1 日に行はれた。同航空港は都心から 9 哩北方にあり舗装道路によつて結ばれて居る。此の航空港は市民の寄附によつて擴張され、面積 311 エーカーにして之によつて市は近代式航空港の基礎を得たのである。市は航空港の完成を急ぎ 1936 年 4 月滑走路の鋪装を除いた工事に着手し翌年 9 月 1 日に完成した。尙事務所及南北の滑走路の建設の爲に 190 000 弗の工費を要する。

滑走路及排水：飛行場は略々方形であり西南隅に谷があるが障害とはならない。滑走路の結ぶ三角形の中心附近は滑走路を適切にする爲に約 3 呎切り取りをしななければならない。航空港を晴雨に拘はらず使用する爲の 3 つの滑走路を完成する爲に 140 000 平方碼の面積をコンクリートで鋪装した。3 つの滑走路は幅員 60 呎の走行路に連絡しエプロンは 2 つの格納庫の周圍に設ける。主要滑走路は北東から南西に向ひ恒風方向の滑走路である。之は延長 3 400 呎、幅員 100 呎である。第 2 の滑走路は東西の方向で延長 4 000 呎、幅員 100 呎である。第 3 の滑走路は北西から南東に向ひ延長 3 400 呎、幅員 100 呎である。滑走路は何れも不等沈下を防ぐ爲に隣の版との間に齒狀目地を設けた幅員 20 呎のコンクリート版 5 個より成る。各幅員 20 呎の版は中央 15 呎間では厚さ 5 吋兩端の 2 1/2 呎の間は 7 吋である。縦の方向には伸縮目地はないが深さ 2 吋、幅 1 1/4 吋の溝があり之にアスファルトをつめてある。此の溝には周圍 1/2 吋長さ 30 吋の丸鋼を 4 呎間隔に設けて長さ 20 呎の版を各々つないで居る。横の方向の目地は

100 呎毎に 1 吋の伸縮目地を設け周圍 3/4 吋長さ 2 呎の丸鋼を 1 呎間隔に設け一端を埋める。各溝にも兩端に周圍 3/4 吋長さ 3 呎の円鋼をはめる。滑走路は中央で排水する爲に谷形をして居る。之には數個の利點がある。之は排水組織の工費を減じ且表面の排水によつて滑走路の端の芝土を軟くする事を防ぐ。

谷形は 100 呎に對し僅か 5 吋であるから飛行機の發着及走行には何等差支へない。排水の爲の入孔は約 150 呎間隔に設け直径 24 吋の鑄鉄の格子の蓋をする。之等は滑走路の片側 28 呎離れた直径 10 吋のコンクリート管或はその溜樹に通ずる。片側の排水管の直径は 15 吋から 24 吋に變じ、小型のものはタイル管大型のものはコンクリート管である。他側には滑走路から 28 呎離れて直径 6-8 吋のタイル管の枝管があり主管に便宜の位置で連絡する。横の暗渠は表面から 5.6 吋砂利を充し、頂部は土で覆ふ。之は滑走路版の下の地下水を防ぐ排水管を兩側共滑走路から 28 呎離れて置く理由は滑走路を兩側尙 25 呎擴張し、尙コンクリートの溝を造り得る余裕を置いたものである。飛行場の土は一様に砂利交りの粘土であり、主要排水管は南、北、西の方向に向つて居る。

照明：照明組織は最新式のものにして、2 つの主要溢光照明燈を持つて居り、1 つは飛行場の東端の格納庫上のものであり、他は西端にある。前者は 6 個の 24 吋 Crouse-Hinds ALD 溢光燈及 1 個の ALH 溢光燈より成り、後者は 8 個の 24 吋 Crouse-Hinds ALD 溢光燈より成る。之等は場内を 0.2 燭光の照度にする。

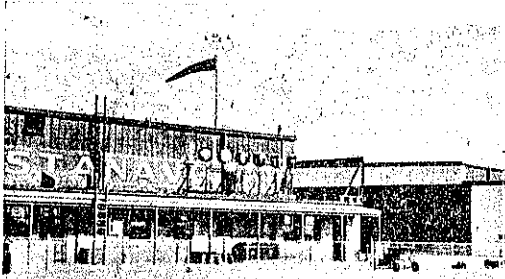
主要滑走路には兩端のコンクリート端から 150 呎離れて 2 個の青色境界燈がある。第 2 の滑走路には同様のものが 4 個、第 3 のものには識別の爲に 4 個の境界燈がある。

發着飛行機の保護の爲に各所に警戒燈を設ける。北東には森があり、南東には林があり、東方には道路に沿つて電柱がある。警戒燈の高さは 35-85 呎ある。飛行場の南方の高等学校にも、飛行場の貯水槽にも警戒燈がある。貯水槽は消防用及一般用の爲 30 000 ガロン容量があり、必要に応じて 75 000 ガロンに増大し得る。

格納庫の北飛行場の東端の風向標識は夜は綠色に照明する。電力は何れも地下ケーブルにより滑走路の設置に先立つて地下に径 3 吋の導管を敷設し滑走路完成後も必要に応じてケーブルを設ける事が出来る。

格納庫は目下 2 つあり、学校或はタクシー用の私有飛行機を格納する。格納庫は何れも 80×120 呎あり、

図-36.



入口は鉄製転扉にして最大幅員 120 呎高きは 18 呎ある。大型飛行機に對しては尙不充分なる爲必要に応じて格納庫を増設する筈である。(山田正男)

### 道 路

#### (137) 舗装のスピード化

("Twin Mixers Speed Paving." E.N.R.)  
March 31, 1938, p. 463~465.

舗装機械 2 臺で 2 車線舗装を 1500~1800 呎を施工せり。

2 臺のミキサを道路兩肩に配置してコンクリート舗装の試験が行はれた。北部 Indiana で 2 車線舗装を Twin-Paver で全長 6 哩を毎日 1500~1800 呎施工した。道路用地は大変廣く、舊道も立派な線形及勾配なる爲に交通を遮断して施工出来又施工上作業場、混合所及トラックの廻転設備にも大変好都合であつた。設計は路肩 11 呎、側溝付である。

施工の特長は 2 臺の舗装用ミキサを兩側の 11 呎の路肩に使用する事である。勿論装置の能力及廣範圍の調節可能性は極めて重要な事である。ミキサは 28 呎を使用し且一方のミキサを図-37 の如く前進させて絶えずトラックより材料の供給を受け連続的に施工して行くのである。

注意すべき點はミキサは施工中兩者が全然獨立して作業を實施するのである。各ミキサは自分に屬するトラック隊と共同し且トラック隊はミキサと同側に在り有機的連絡の下に施工を連続する。各ミキサは最新式のものであり多量な砂、砂利及セメントの貯藏を有し且重量測定装置を有する。

施行段取りは最新式の機械応用道路築造法の例として順次に寫眞と共に説明しよう。

勾配：本工事は線形及縱断の良好な舊道の擴張工事である故、切盛の土工は大した事は無く道路を擴張し側

溝を掘り、裏法を付けるのが土工の大部分である。豫備掘鑿の爲に機械ショベル及トラックを使用したのが大部分は図-38 の如くトラクター牽引のスクラップ及ロードグレーダに依つた。地均しには図-38 の如きトラクター牽引のローラは大変優秀な性能を有して居た。

路盤構築には図-38, 39 に示す如く仕上げ地均を施工する。尤も荒地均でも路盤は極めて平滑である。路盤構築は平常は毎朝 1 時間半に約 3600 呎前進せしめた。

図-37. ツウインペーバー

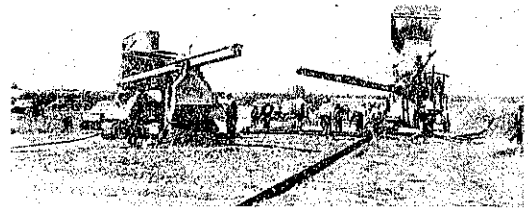


図-38. ロードグレーダの荒高低直し

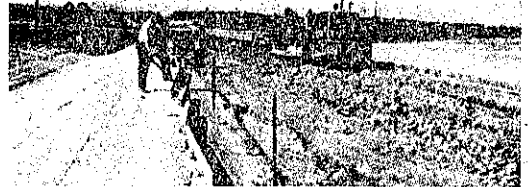


図-39. 輾圧の爲の掘起し

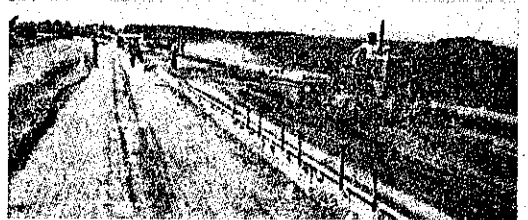


図-40. 3 段ダンプ車

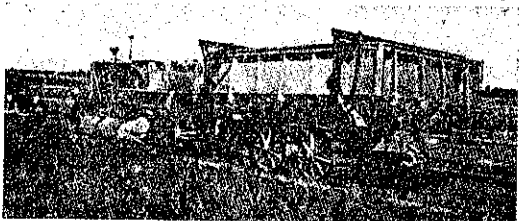


図-40 に示す如く 3 段式トレーに片側に鎖と鉤を取付けトラクターに牽引されて車幅長の 2 倍の幅を掘鑿して行くのである。トレーの車体は地盤に応じ上下に動き其の度毎に鉤が地盤に入つたり、出たりし、水平なる時は全然接觸しないのである。

図-41. 側溝掘整



図-42. 自働式サブグレダ- 3t ローラ

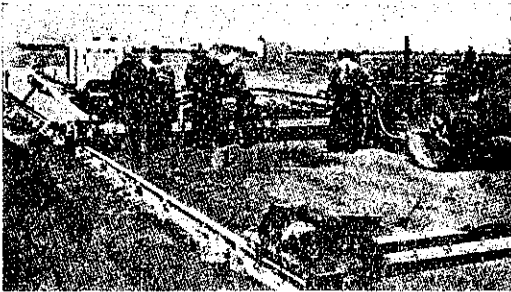
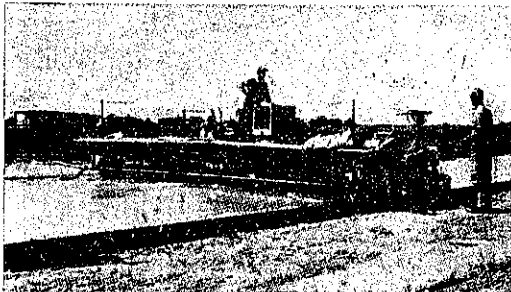


図-43. ガソリン電気の突固め仕上げ機



勾配の荒治察に応じて縦断と平行に側溝を掘整して行くのである(図-41)。次に図-42の如く基礎地盤築造機が進行して残った土砂を側方へ排出する、次に軽い3tローラで固め次に図-42の如く勾配を検査する、而して高低は人力で修正して行き、次に基礎コンクリートを打つのである。

鋪装：原則として各ミキサは別々にコンクリート打ちをして行く、一方は一寸前進して補強鉄綱の下部を打つ、次のが其の上を打つ、尤も鉄綱の下の方のコンクリート容積の方が多少多量で、其の爲に後のミキサが直ちに追いつくのである。然る時は少し離れる迄両ミキサ共同して同一動作を採るのである。是の如くして通状の状態に復するのである。

鋪装床版の構造は普通の方法である。基礎コンクリートの上に横目地を入れ第1層は人力で突き固め、次に鉄筋網を置き第2層はガソリンエンジン突き固め仕

図-44. 中央目地施工機

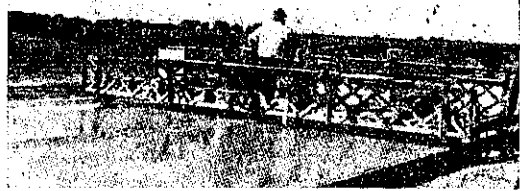


図-45. ベルト仕上げ機

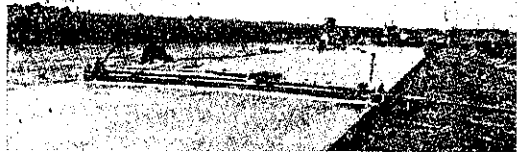


図-46. 箒清掃

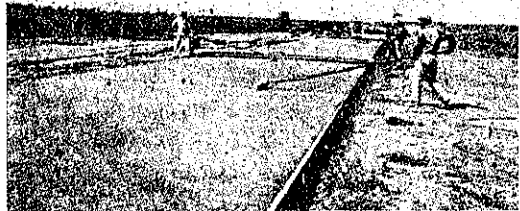


図-47. 筵養生



上をする(図-43)。此の機械は又電気のパイプレーターを装置して居り接目部分のコンクリートを緻密にするのである。中央目地は移動目地築造機により(図-44)床版を切断すると同時に接目劑を填充するのである。

勿論2層の大きいミキサなる爲に多量の水を必要とするのである。之に對し直径3寸の管でポンプに依り途中の河より輸送した。

仕上げ及清掃：中央目地を終へると色々の仕上げ仕事をなすのである。即ちベルトを利用して仕上げをなす事(図-45)、金屬製棒を除去する事、横目地の仕上げ、長い箒で表面の清掃し(図-46)、図-47如く筵を掛けて7日間養生をする。次に11呎の路肩を完成するのである。  
(齋藤義治)

## (138) 道路擴張の根本原理

(Harold L. Curtiss, "Fundamental Principles of Roadside Development." West. Constr. News, April 1938, p. 140-142.)

近年公道の計畫及建設工事に於て、技術者は修繕費の低下と道路風景の改良等を重視せねばならなくなつて來た。將來の要求に適合し猶豫算範圍内にある様に設計の標準を定める事が現在に於ける我々の主要問題なのである。

將來を考慮したる公道改良の例を示せば、互に反對に向ふ交通を區別する 1 方車道法、交通建築の設計と施工、即ち下道、跨道、特殊設計による交叉法等、駐車道の設置及基層の安定等である。而して現在公道改良の第 5 番目とも云はれるものは最近急速に認識されて來た所の公道の風致の改良である。

西部地方の國有林或は國立公園内の最も原始的な小徑或は硬質鋪裝を施した公道でも、又數車道に區別される大都市近郊の公道でも、總て良き風致設計の原理が考慮されて其の設計中に取り入れられてゐる。

公道の風景を構成する要素は次の 4 種である。(1) 線路選定と線形、(2) 公道横斷の設計 (3) 浸蝕防止と排水、(4) 植樹設計、工事及維持。

**線路選定と線形：**現在公道工事の風致上の對稱物中で第 1 に重要な要素は道路自体の線路選定と線形である。現今の技術者は自然の環境を破壊する事を最小限度に止め、猶高速度と安全の要素をも満足せしめんとしてゐる。

風致的觀點よりすれば良好なる線形とは自然の地形からかけ離れる事なく、風致技術者と協調して自然の地形に道路をなじませる事を意味してゐる。

風景を如何にするかと云ふ事は道路計畫の成功不成功に影響がある。我が技術者達が最近長切線の更りに長半径を使用するが、風致上一進歩を劃したものと云へる。特に森林地帯にありては長半径曲線は一層有効である。

主として遊覽客を目的とする森林及公園内公道の敷設には種々の景勝地を連ねる線形を以て既存風景を利用する事が此の種公道の風致計畫中の主要部分となつた。而して最も考慮すべきものは道路の通過する森林や山岳地帯の在來の美を保存する事である。

國立公園、記念物及國有林等の特別優れた風景を一々連続的に觀光客の眼前に展開する様に線形を定める必要はないが、時としては線形を右或は左に 20-30 呎位片寄せて全然忘れ去られんとする風景を取り入れ得る

事がある。

南部ネバダ州の砂漠地方に於ける州公道の線形を今冬踏査した時、西方キヤリフォルニア州内に達してゐる 80 哩に亘るシエラネバダ山脈の積雪山頂の遠景を望見出来る觀測所を建設する機会があつた。此の觀測所としては 2 ケ所の候補地の中下方の點を選定した。此の點の景色は一層優れてゐて左右の近景は火山岩の粗い奇勝で埋まり丁度整頓したる繪畫の様であつた。

線形の問題中には又既存植物や樹木を利用して保存する事が重要素の 1 となつて來た。往復區別車道の使用により兩車道の中間に自然樹木を存置する方法が使用されて來た。

自然美保存の風致的目的を達成する爲の他の方法としては山間に谷川に沿ふて道路を作る如き場合川の狀態を出來得る限り変更しない事である。

ユタ州に於て最近風致的價値ある山間の公道の線形を決定する爲踏査した時、主任技師は其の部下の技術者から提案された谷川の狀態変更計畫を採用しなかつた。彼は破壊されたる谷川の形狀が旅行者の慰安に最も適切であると考え、其の爲に 2 個所に橋梁を架設する必要があつたけれども、谷川を原形のまゝとする計畫を採用したのであつた。米國西部の山間地方では破砕した断面には雨量の不足から伸々樹木が生育しない爲、一度工事の際破壊した所は數十年間其のまゝの狀態で残り、自然の形狀には永年恢復しない。

さて我々にとつて眞に重要な問題は如何にすれば我々が曲線を減少して同時に風致的價値を保存出来るかと云ふ事である。此の答は工費が嵩むけれども橋梁を使用する事により得られ、曲り曲つてゐる谷川の水路を直線にする様な方法を使用してはならない。従來は觀光のみの用に供する道路を作る爲に谷川の水路の変更をやつたものであるが、斯くては自然美を破壊するものと云はねばならない。

最も好ましき線路決定としては時々川或は湖の全景を見る事が出來、時としては其の一部しか見えず、又或る時は全然見えないと云ふ狀態が必要である。斯くの如き狀態と云ふものは水路を変更しては得難い事が多い。道路側は出來得る限り現状維持を原則とする。考慮を拂つて賢明に施工された道路は自然の風景を保存するに止まらず、道路の通過する地方の自然美を増加する事が度々である。

絶景であり神秘的な地方で其の風景美が原始的な單純さに基因する所では水路を変更するよりも橋梁を架

設する事が絶對的に優れてゐる。

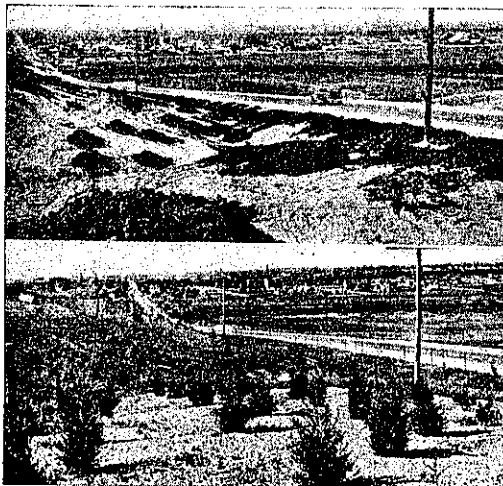
或る東部の州で見積つた所によれば保養旅行者が其の最も有利なる財源を爲してゐる想である。即ち旅行者は風景美を求めガソリン、食事、宿所、自動車修理等に金を撒布する。ミシガン州の見積りによれば不況の最近1ケ年に約274 000 000 弗を公道旅行者が支拂つ事にたなつてゐる。

西部ではカリフォルニヤ州南部の保養目的のみの爲の國有林公道を1936年に1日平均6 000臺の自動車、又週末の1日には12 000~17 000臺の自動車通過した。今日では風景に大なる傷跡を残してゐる道路は、自然の景色を最小限度に損ふ様にして線形を決定した道路よりも價値の低いものと認められてゐる。

之を避ける方法としては牧場又は公園を切り開いたり横断する線路決定をしない事である。此の基本的風致法則を示す適例としてはユタ州の南部にある國立記念物の一に近接する公道の線路変更の計畫である。現在の州道は數多の高山公園を連らね、其の多くの中心を貫き、此等の美景を2個の全然離れた部分にしてつてゐる。今度の計畫では風致的考察を重視して線形を選択した結果樹木の生育してゐる縁の邊まで道路を高くした。此の結果として連続的美觀を樹間から楽しむ事が出来る様になり、廣々とした牧場を突走るよりは遙かに觀賞的價値がある。

過去數年間當國內に於ては公道技術者により風致的考察に對する熱心なる有效なる研究が続けられてゐるから、線路の決定や線形の一層崇高なる標準に達からず達する事であらう。

圖-48

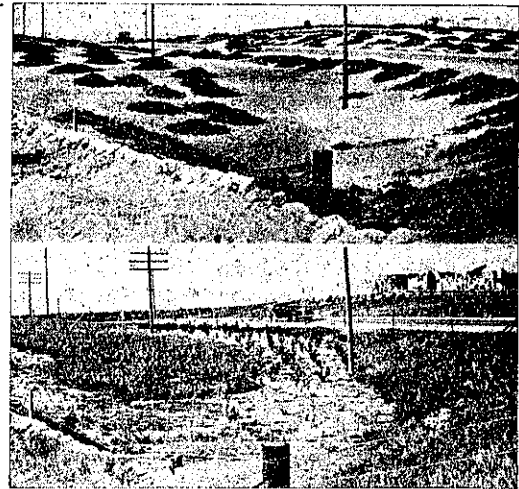


**道路側植樹：**道路風致改良の目的の一は工事と施工したる基層と環境との間の変化を自然の如くし、又掘鑿及盛土の法の浸蝕を減少する事である。此の目的の爲には新に植物を植ゑ付ける必要がある。

ワイオミング州キヤスパーの西部の公道では道路の右或は左に餘分の幅員を準備し、植樹地帯に供した。道路中心から50呎までを前路敷としてゐたのであるが、後程右側は道路中心から200呎までを道路敷とする様変更された(圖-48)。

道路敷を餘分に取つて置けば大抵の場合自然の地形に線形をなじませ易く、又將來擴張を必要とする時に役立つと云ふ事がデンバー-黄石公園間の州道路、ワイオミング州チエーン市南側取付部分の風致改良工事により證明された(圖-49)。

圖-49



州道路の風致改良に就て研究すればする程費用の蓄む草木を植樹する事は不必要である事が判明する。水蝕防止の爲、防護用植物を植付ける事は常に必要であるが、之とて附近の普通草木より選ぶべきである。風致工事の最良のものとは人工をして最も自然らしく見せる所にあり、又其の附近に於て得らるゝ材料を選ぶ事を條件としてゐる。

自然のままの如く見せる様に此等附近の種々の草木を選び又は集めて植樹する藝術には草木に對する充分なる知識を必要とする。即ち其の生長後の大きさや性質、乾燥に對する抵抗力等を熟知せねばならない。

(中谷茂壽)



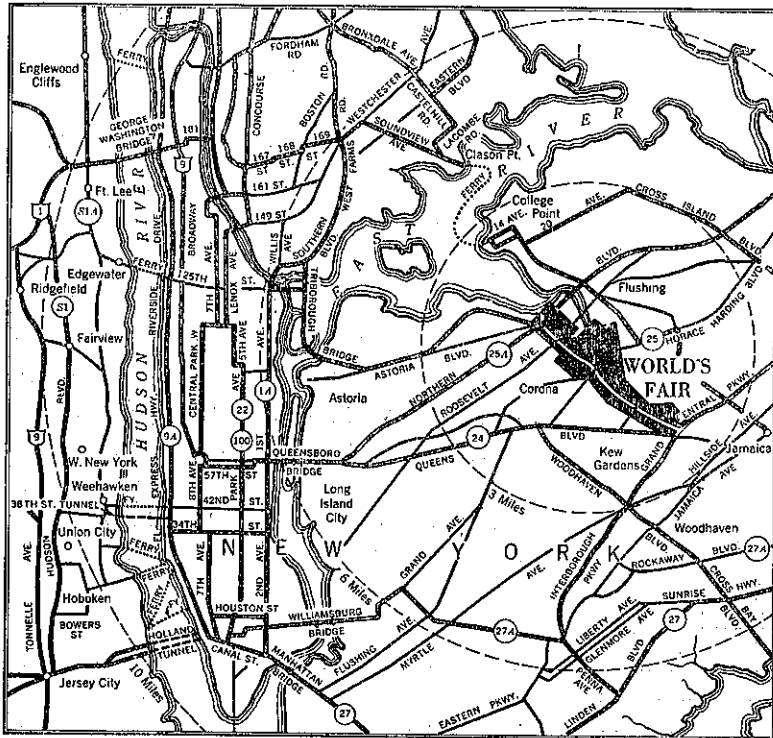
都市計畫

(139) ニューヨーク萬國博覽會の交通対策

(John P. Hogan, "Traffic Provisions at New York World's Fair." Civil Eng. March 1938, p. 185-189.)

ニューヨーク萬國博覽會の交通運輸をその位置、立地的特徴、入場者数の推定及現在の交通施設から検討した。会場は大ニューヨークの略中心、42番街及ブロードウェイの東約8哩、Flushing Meadow Parkにある(図-50参照)。

図-50.



敷地はT形にして面積1216 1/2エーカーにして南北3 1/2哩東西1 1/2~1 1/4哩ある。其の中600エーカーは博覽會建築物、州及市廳舎、博覽會事務局及自動車道、歩道、庭園、泉水にして其の残りの面積を終端驛、州往復バス、自家用自動車駐車場として利用する豫定である。

入場者数推定：博覽會はニューヨーク市の心臓部にあり、多數の近郊客及全世界からの訪問客を吸収するであらう。博覽會の専門家の慎重な評價によれば推定入場者は最低4~5千万人であり、或はそれ以上と考へ

られて居る。故に會期中1日平均250000人が入場する事になる。他の博覽會の記録によれば1日平均入場者数600000人に對し最大1日入場者数は800000人である。而して毎時會場に入出入する人員の從來の記録を引用すれば毎時160000人を輸送する計畫を立てなくてはならない。更にラッシュアワーには博覽會關係者の出入を考慮しなくてはならない。之等の交通は朝夕共に一般市民の通勤交通とは方向が反對であるからニューヨークのラッシュアワーの輸送計畫を阻害するものではない。1時間最大160000人を輸送する爲に図-51に示す如く9ヶ所に入口を設けた。各入口の收容能力は表-7に示す通りである。道路の輸送能力は

各入口の收容能力によつて定められる。之等の交通能力の計算には營業用バスは定員数を用ひ、自家用自動車は1臺3名とした。

交通機關及道路：外部及内部の交通系統を説明する爲に4つの高速鉄道の各々について略述する。Interborough Rapid Transit(地下鉄道及高架鉄道)のCorona Branchは會場敷地から約800呎北方を通り會場敷地に停車場を設ける。此の他にManhattan中心部Long Islandに至る地下鉄道及Manhattanの南端から博覽會場に至る高架鉄道が走つて居る。

Brooklyn-Manhattan Transit Companyの高速鉄道が更に此の北方をBrooklyn-Manhattan間に通じて居る。後者のもの、新設及博覽會停車場の擴張を行ひ停車場より會場入口迄高架歩道を設けた。Long Island RailroadのPort Washington Branchは亦會場の北側に接して走つて居り、New York市内のPennsylvania Stationと博覽會停車場間の折返運転を行ふ爲に折返し線を新設した。New York Municipal Subwayは會場南端New Garden Yardと會場東側の博覽會停車場間を延長新設した。道路による入場者に対しては4つの入口がある。北部の事務所の建物の入口は東方及Long Islandの北方海岸方面の自家用車による入場者及各方面の貨

運送能力は表-7に示す通りである。道路の輸送能力は各入口の收容能力によつて定められる。之等の交通能力の計算には營業用バスは定員数を用ひ、自家用自動車は1臺3名とした。

図-51. 会場一般図

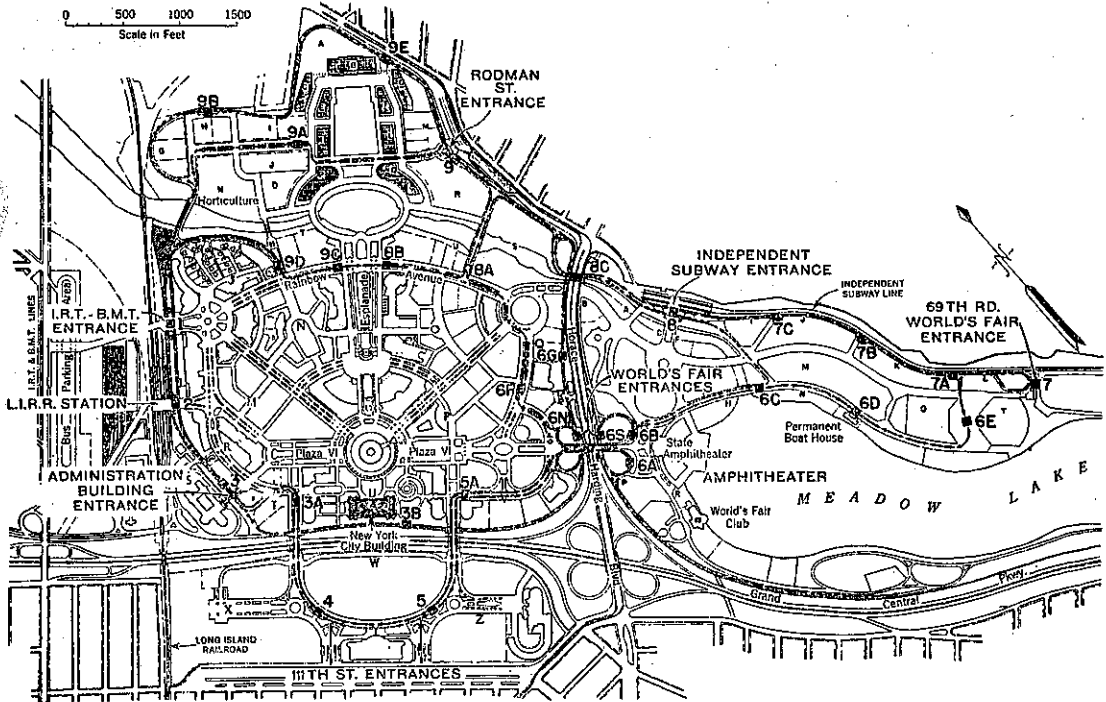


表-7. 入場者数

ENTRANCE	CAPACITY IN PASSENGERS PER HOUR
<i>Fixed Transportation Lines</i>	
Interborough Rapid Transit, Brooklyn-Manhattan Transit, Subway and Elevated.....	40,000
Long Island Railroad.....	20,000
Independent Subway.....	40,000
Horace Harding-Brooklyn-Manhattan Transit Trolley.....	15,000
<b>Total Fixed Transportation Lines.....</b>	<b>116,000</b>
<i>Highway Entrances</i>	
Administration Building.....	10,000
111th Street.....	20,000
69th Road.....	10,000
Rodman Street.....	5,000
<b>Total highway delivery.....</b>	<b>45,000</b>
<b>Total.....</b>	<b>160,000</b>

切バスによる終日入場者（之は終日場内に止り夜阿じ負荷状態で歸る）にあてる。之等のバスの爲に 550 臺分の駐車場を設ける。一般自動車駐車場は會場の北端に設けられて居り此處に 12 000 臺を同時に駐車し得る。會場の西側では自動車駐車場は主要遊歩道に面して居る。此處には 111 th Street の東側に延長 1 000 呎の安全地帯があり、此の安全地帯の前には博覽會入場者の乗降専用の大きな空地がある。此處には 3 つの環道がある。南の環道は Brooklyn 及 Long Island の南海岸の遊覽バスの爲のものである。（バスは時間表通

りに運転し會場内には旅客の乗降の間留まるのみである）。北の環道は北方及南方からの遊覽バスの爲、中央の環道はタクシー及ハイヤーの爲のものである。此處に到着した入場者は 111 th Street に面した 2 つの入口から入る。會場の南端には 69 th Road の近くに入口があり此處に各種自動車 9 000 臺の駐車場がある。之等の駐車場は博覽會當局の監督の下にあり、東部及南部 Long Island 及 Brooklyn 方面からの車を入れる計畫である。中継バスは各駐車場から各會場に自動車客を運ぶ。南北兩駐車場を合し同時に約 21 000 臺を駐車し得る。折返しを考慮すれば 1 日に 30 000~35 000 臺を收容しうるであらう。會場の東端 Roadman Street 入口にも自動車の駐車場があり、此處で東方から来た遊覽バス、タクシー、ハイヤーが旅客を降すのである。

道路の聯絡及改良：數年前から New York 市外から自動車交通の輻輳が甚しくなつたが、近年の大土木工事業即ち Holland Tunnel, George Washington Bridge, Lincoln Tunnel, Hendrik Hudson Bridge, Bronx-Whitestone Bridge 等によつて之を處理する事が出来た。Bronx-Whitestone Bridge は目下工事中にして博覽會の開催迄に完成する豫定である。

Borough of Queens の道路問題も考慮され多数の改良工事が州、市其他公共機関の密接な協力によつて行はれて居る。図-50 は博覽會の主要取付道路である。博覽會の東西幹線は目下改造中であり Northern Boulevard は 2 車線から 8 車線に変更中である。Horace Harding Boulevard は電車線を合せて 3 つの車道を有する様に擴張されて居る。Sixty-ninth Road は車道幅員 30 呎に擴張されて居る。之等の道路と Grand Central Parkway との交叉及 Roosevelt Avenue との交叉にはクローバリーフを用ひて居る。

**聯絡運輸：** 博覽會の聯絡運輸は次の 3 者よりなる。即ち (1) 比較的高速度の集團運輸系統にして博覽會各部と外部交通機關の停車場との間を結ぶもの。(2) 比較的 low speed の牽引列車系統にして博覽會各街路に通じ局部的交通に任ずるもの。(3) 小さな數名を運ぶ電気又はガス自動車系統にして會場内任意の場所に通ずるものである。集團運輸系統には南北系統及東西系統の 2 つの主要循環系統がある。図-51 に見る様に南北系統は高速鉄道入口及會場北部の Long Island Railroad の入口 (Station 1, 2) から Station 3, 3A, 4, 5, 5A, 6N, 6B, 6C, 6D, 6E, 7, 7A, 7B, 7C, 8, 8C, 8A, 8B, 9C, 9D を通つて居る。此の系統は右廻りと左廻りとがあり延長 4.66 哩あり、Roadman Street 以外の總べての入口に通じて居る。東西の系統は Horace Harding Boulevard の Station 6N に達するバスと同じ道を走つて居る。此處からバスの一部は Station 6F, 8A, 9A をへて歸る。此の系統は右廻りのみであり 7 つの博覽會入口を通つて Flushing River の東岸に達し延長 2.73 哩ある。Horace Harding Boulevard の北側の Station 6N から東西系統のバスの一部は Station 6B, 6C, 8, 8C, 9, 9A に通じて居る。此の東西系統は延長 3.18 哩ある。バスは道路が歩行者で混雑して居る時間には娛樂場に接する Meadow Lake の東岸の道は通らない。此の間バスは Horace Harding Boulevard のクローバリーフで南に進まないでもどり東に進み Station 6G, 8C, 8, 7C, 7B, 7A, をへて 69th Road の入口 (Station 7) に到る。北廻りバスは同じ路線を逆方向に走つて居る。図-51 に示す如く定期バス系統から迂回路が各所にあるから、局部的な歩行者の雜沓が起つても常に之をさける事が出来る。更に不定期の入場者の爲に短い系統もある。兩系統の交叉點では自由に乗換切符なしに乗換へが出来る。

**聯絡道路及バス停車場：** バスの走る聯絡道路には 3

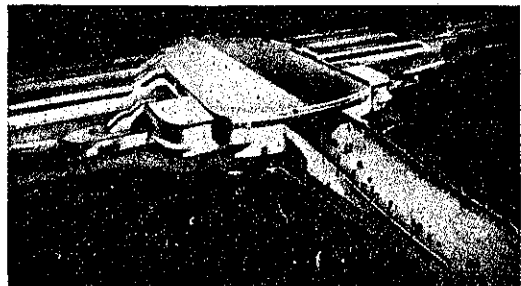
つの型式がある。

1. 聯絡道路及歩行者の通らない娛樂場の枝線の様な専用自動車道路、會場の Section I の周圍の道路 (Horace Harding Boulevard の北部) 及 Independent Subway に並行した道路は之である。之等の専用自動車道路は如何に雜沓する時でも歩行者と平面交叉したり歩行者を阻害する事なく博覽會場の到る處に自由にバスを走らせる事が出来るのみでなく消防自動車、救急車、応急車も走りうる。

2. 並木道式道路。之は道路の中央に往復のバス車線がありその兩側には幅員 13~14 呎の植樹帯がある。植樹帯の外側には幅員 25~35 呎の歩道がある。バスは中央の車線を走るから交叉點以外は歩行者に阻害されない。交叉點は交通巡查によつて交通整理を行ふ。

3. バス車線をペイントで指示した非分離式道路。此の例は野外劇場から娛樂場の再端に到る道路である。車道勾配及曲線は平均時速約 8 哩で走り得る様に設計してある。最小内側曲線半径は 75 呎にして、30 呎に内側擴張を行ふ。車道面はコンクリート又はアスファルトマカダムである。バス停車場にはその位置及乗降數に応じて數種あり平均約 800 呎間隔にある。高速度鉄道の大停車場では外部からの列車から降りる旅客は線路を横断する爲に中二階に階段を昇り博覽會の改札所をへて、會場内道路への斜路を降りるが、中二階下のバス停車場に階段を降りる。此處のバス停車場はプラットフォームが車道の中央にあり車は兩側に停車するが旅客はバス車線を平面で切る事が無い。バスの改札はコンコースの兩側の中二階にある。並木街路のバス停車場には他の型式が用ひられて居る、此處ではバス車線の兩側の植樹帯の平面にある。改札所は兩側にある。Independent Subway に並行した道路にはもう 1 つの型の停車場がある。此處ではバス車線の兩側に改札所を設ける余裕がないから片側のみに設ける。旅客は北行のバスに乗る爲には交通巡查の交通整理によつて

圖-52.



バス車線を横切らなくてはならない(図-52 参照)。

聯絡運輸機關: 1939年に4000萬~5000萬の入場者があり、その大部分は連絡バス系統を利用すると推定されて居る。且つバス路線の延長が短いから使用バスの最大收容能力を擧げさせなくてはならない。數種の型のバスを研究した結果座席50~60人迄は回転に安全である事が解つた。バスの決定的設計は未だきまつて居ないが、バスは旅客の乗降を速かにする爲に側面に多くの扉をつける事になるであらう。バスの側体は開いて居り屋根は眺望をよくする爲につけないか又は透明にする。バス運輸系統だけではすぐ近くまで運べない様な所には牽引列車を運転する事になるだらう。之等は定期バス車線から分離した路面を低速力で走らせる。牽引列車の計畫の一つは各車6~8人乗4~5臺を1列車とする。列車は軌道を走るから危険はない。各博覽會の経験によれば殊に1937年のパリ博覽會では之は歩行者に危険を與へない。もう1つの運輸系統は低速力で走る2~3人乗の小型自動車である。

之は蓄電池或はガソリン自動車で建物の中に入る事を許す。之等の車の設計もまだ定つて居ないが、恐らく座席は運転手の前に設け運転手に案内をさせる。此の外に人力車手押車がある。以上運輸型式は3つにして遠い區間だけ乗り度い人は集團運輸系統を利用すればよい。近距離も歩き度くない人は牽引列車を利用し自由に見物したい人は小型の車を備へばよい。

(山田正男)

## 橋 梁 及 構 造 物

### (140) 伊太利に於ける最近の コンクリート橋

(Gotthard Escher, "Neuere Eisenbetonbrücken in Italien." B. u. E., Heft 3, 5. Febr. 1938, s. 41~47.)

伊太利では重要工事の公開は他國に比して極めて稀であるから、精しいことは知る由もない。以下述べることは抜萃的なものであつて全体の完全な説明はなし得ない。

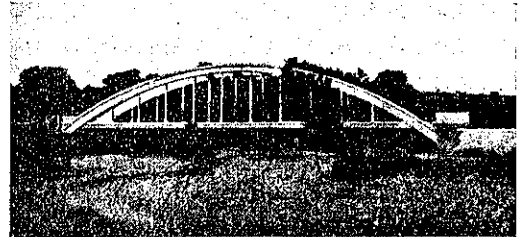
最近10~12年間の技術雜誌を通讀してみると鉄道橋と道路橋の取扱に於て著しき差異を見出す。鉄道橋は一般に舊式の形をとつてゐる。

好適な石材の見出されるところでは拱橋が造られるのは當然であるが、然しコンクリート橋に於ては短徑間の場合に拱とすることは安全過ぎることとなるから、拱

以外の形が選ばれることとなるのである。然るに數週間前に完成された Bologna 近郊 Reno 河上の著名なる鉄道橋を見てもわかる様に、鉄道當局は今日に到るまで拱の慣習をもち來つてゐる。桁橋は25年前以來既に成功した例があるにも拘らず、鉄道當局はこれを殆んど用ひたことがない。

一方公共事業省に屬せる土木局は鉄筋コンクリート橋の好ましき進歩に大いに貢献した。平原地方に於ては橋の高さの制限が少い故に、桁橋は最も適當せる形式と思はれた。沖積層の地盤は確實な基礎を提供してくれぬために靜定構造の桁橋が用ひられることとなつたのである。然し、連続不靜定桁に就て述べれば、これはあらゆる點に於てその優秀さを判明せしめ、全然失敗した例がないのである。

圖-53. Toscana に於ける Millia 河上の橋



1933年以來橋梁技術者は實に高度の荷重を用ひて計算を爲さねばなくなつた。又一方セメント工業の發達につれてコンクリートに對する大なる要求も充たされる様になつた。最近に至つて橋梁工事の注目すべき進歩が達成された。

その用ひる場所が制限せられてゐた拱橋(然し圖-53に示す如く必ずしも山中に用ひられてばかり居たわけではないが)、その拱橋と並んで特に桁橋の發達が著しかつた。その桁橋の發達につき二、三述べて見なければならぬ。

Marcaria 近郊 Oglio 河の橋: この力作は橋臺間純徑間120mの靜定構造である。設計者は全く同一な2の橋部分を並べて造つてゐる。その各々は2橋脚上の支間30mの自由支承桁で兩側に15mづゝの實桁部を有す。それ故に5ヶの徑間が出来て外側のものゝ廣さは中側のものゝ半分になる。活荷重を受けな際に橋臺が力を受けないとすれば、不等沈下の影響を取除き得る利益があるが、実桁部を強くしなくてはならぬから異状な材料の消費を要することとなる。即ち鉄材の消費が大である。車道に對してはコンクリート860m<sup>2</sup>に對し1938年の丸鋼が用ひられてゐる。桁をアーチ型とせ

ることは構造物にアーチの印象を與へることとなるが、この際外側にある半分だけの部分の形が全体の形に對して適合してゐるかどうかは、藝術的着眼點から判断を要する。

圖-54. Marcavia 近郊 Oglio 河橋 (平面圖)

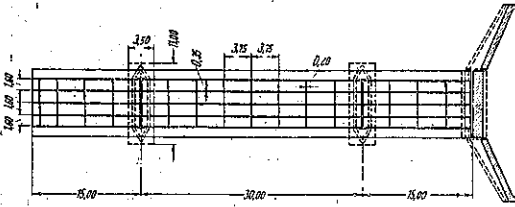
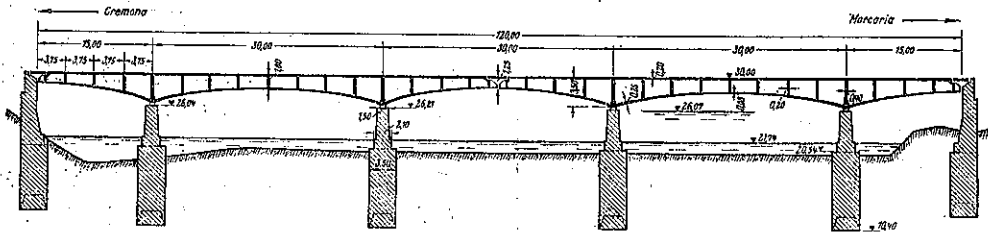


圖-55. Marcavia 近郊 Oglio 河橋 (側面圖)



橋脚及橋臺の基礎は圧縮空氣潜面により低水位下 10 m の深所まで根入れされた。土の支圧力は 3 kg/cm<sup>2</sup> と判明した。一般に圧氣潜面基礎の場合に許し得べき値はもつと高いのであるが、3 本の橋脚は 2 cm, 第 4 番目の橋脚は 6 cm の沈下をなした爲、上記の値を採用したのである。しかしこれは橋梁の安全度には影響がない。唯沈下がもつとひどくおこる場合には、橋中央に於て突桁部の衝突がおこるから、斑岩小塊より成る車道の舗装は再び均さなくてはならぬ。

可動支承の水平移動は冬から夏にかけて 2 cm と測

圖-56. Alento 河橋 (平面圖)

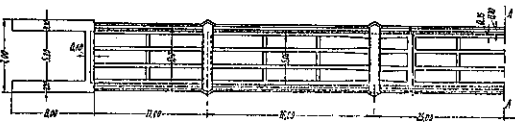
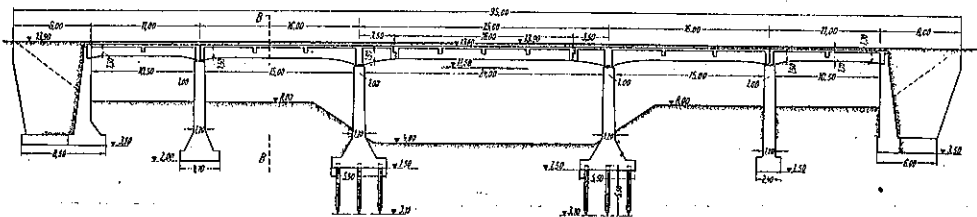


圖-57. Alento 河橋 (側面圖)



定される。これは 35° の温度変化に對應する。

屢々用ひられて更によき結果を齎せるものは、Gerber 桁である。これは連続桁の多くの長所をとつて、それを靜定構造とする要求と結びつけたものである。最近のこの種の橋の一例を次に示す。

Alento 河橋：南部伊太利に、5 支間、その中、兩端が單桁、中間の 3 支間が Gerber 桁の橋が架せられた。中央支間は 25 m にして隣接のものよりも大であることは既存基礎の關係から避くべからざるものであつたからである。

Ann. Lav. Pubb. 誌に發表せられた Toscana に於ける橋の寫眞は 2~3 の好ましき建造様式を示してゐる。

圖-58. Alento 河橋 (A-A 断面)

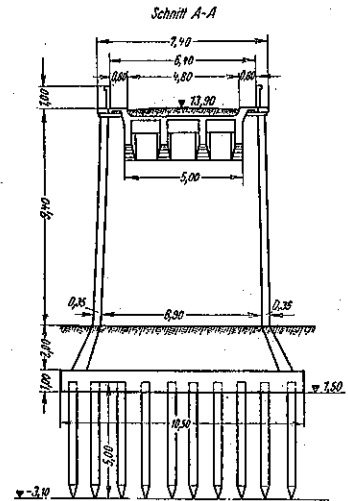


図-59. Alento 河橋 (B-B 断面)

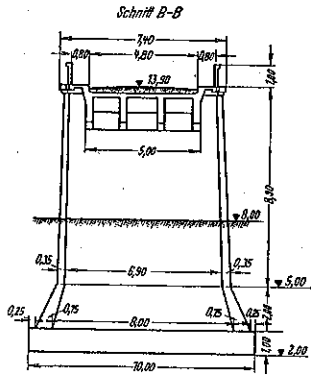


図-60. Aibegua 河橋

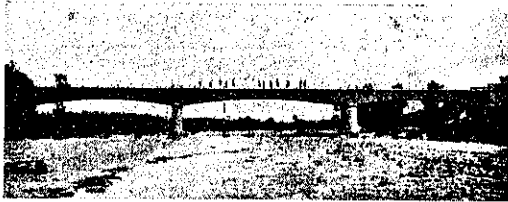


図-61. Cecina 河橋

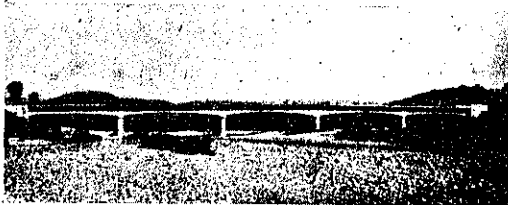


図-62. Orcia 河橋

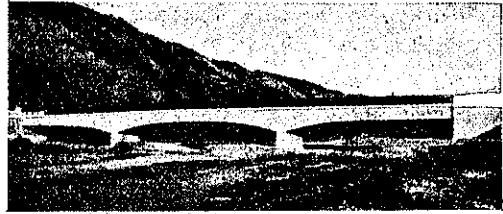


図-60 は 23.50 m + 29.00 m + 23.50 m の支間を有し、その他図-61 Cecina 河橋、図-62 Orcia 河橋等がある。極めて大径間の桁橋は次に示す例である。

Pisa 近郊 Arno 河橋：この設計及施工は Rom に於ける Ferrobeton 會社によりなされた。支間は 34 m + 51 m + 34 m 中央支間に於ては 17 m づゝの突桁に 18 m の吊桁を有してゐる。車道は幅 8 m、その両側は 1.8 m の歩道をなす。横方向に補強された版が横桁及唯 3 本の主桁により支持さる。

これは多年獨逸で行はれた、主桁の數を出來るだけ減ぜんとする工事方法に似てゐる。基礎地盤が好ましからざる状態にあつたから靜定構造となした。收縮及

図-63. Pisa 近郊 Arno 河橋

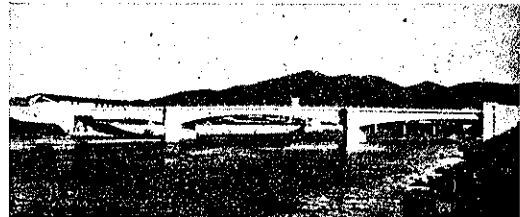


図-64. Pisa 近郊 Arno 河橋 (側面図)

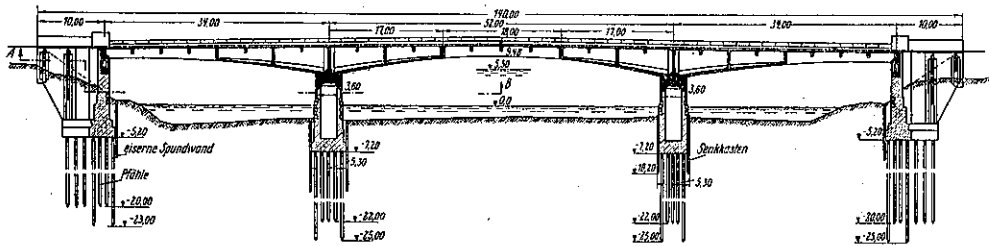


図-65. Pisa 近郊 Arno 河橋 (平面図)

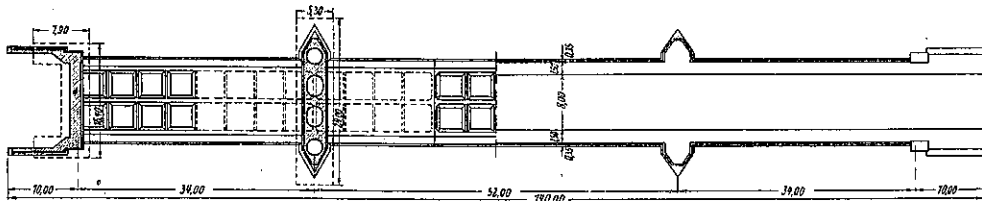


図-66. Pisa 近郊 Arno 河橋 (側面及足場図)

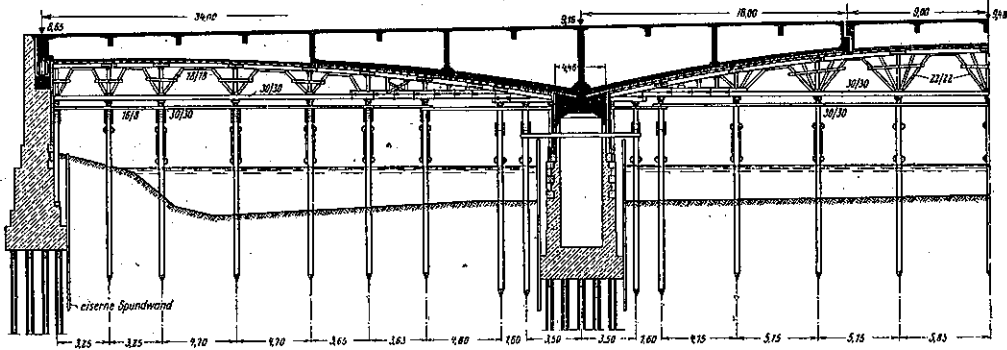


図-68. Pisa 近郊 Arno 河橋 (桁端部)

図-67. Pisa 近郊 Arno 河橋 (横断面図)

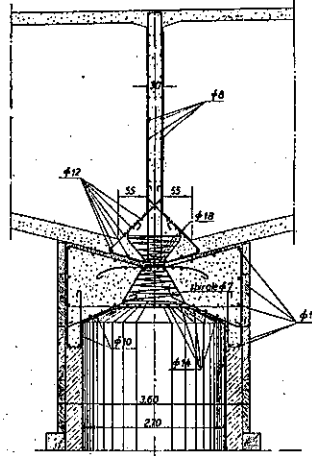
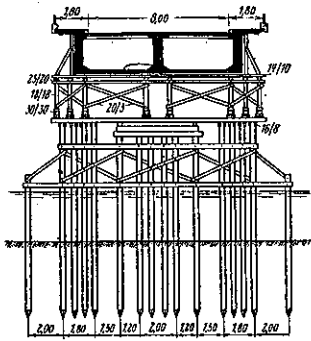
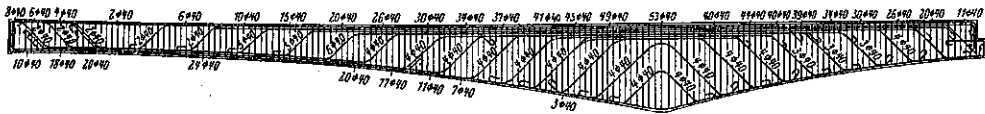


図-69. Pisa 近郊 Arno 河橋 (主桁の鉄筋配置)



熱変化によつて生ずる長さの方向の移動を調整するために、主桁は橋臺上では橋承に載り、吊桁は鉄製ローラー上に載つてゐる。固定突桁は水中の橋脚上に定置さる。橋臺及橋脚はコンクリートにより施工され、橋脚は自重を軽くするため中空とする。基礎は 33cm×33cm 断面の鉄筋コンクリート杭打である。荷重は杭 1 本につき 31t まで許される。橋臺及左側の橋脚に於ける杭の打込は鉄矢板の締切内で行はれた。右の橋脚は築島工の助により、潜函を使用せざるを得なかつた。杭打はその中では行はれた。杭の長さは 15~20 m である。

特記すべきは伊太利に於て、この種工事の最初の例として鉄筋の熔接を用ひたことである。鉄筋コンクリー

トに於ける熔接は許されてなかつたから省當局の承諾を要請する必要があつた。これは経験の集積の意味で許された。熔接の用ひられた部分は一部は鉄筋の彎曲してゐるところ、又一部は鉄筋を餘り要しない表面の部分であつた。

この橋の設計者 Prof. Krall はこの橋の記述に際して十字に補強された平板の計算の論文を書いてゐる。それについてはこゝに述べない。

Pescara に於ける Pescara 河街路橋: アドリヤ海の Pescara 市を流れる Pescara 河の左岸と右岸の連絡は 1931 年までは鋼橋によりなされてゐたが、激増する交通量はこの橋の使用に耐えざらしめ、1932 年~1934

年にかけて、新らしき鉄筋コンクリート橋に架換へられた。これは前のと同じ場所で河を渡つてゐる。これは連続主桁を有する橋で、伊太利に於けるこの種の橋中最も顯著なものである。この國に於ては、この形式の橋に對して如何に強い抑制が支配してゐるかを知らなければ、この橋は充分注目に値するものである。

舊橋は支間 66m の格構桁で、車道の幅員は 5.5m に過ぎずその外側に歩道を有してゐた。新橋は車道幅員 12m 兩側に 3m づゝの歩道を有し全幅員 18m である。新らしき橋梁工事と同時に河流の整理も考へられ、新橋の有する 3 径間の中、中央径間は低水を流し、側径間は洪水を流すこととした。その支間は兩側 31.6m 中央 41.6m である。舊橋の橋臺はそれぞれ擴築して再使用された。右岸のものは新橋の右の橋臺として、左の方のものは、新橋の左の橋脚として使用され、右の橋脚及左の橋臺は新築された。

舊橋の橋臺基礎は低水位以下 15m まで達してゐた。橋臺の擴築に當つては擴築部は平均水位以下 75mm まで根堀をして設置し、その下は長 5m 直径 15cm の栗材杭を 1m<sup>2</sup> に 4 本の割で打込んだ。そのために締固められた地盤の支持力は 2kg/cm<sup>2</sup> となつた。左方の新橋臺も同様な基礎を有す。左の橋脚は舊橋臺を側方に擴築して造つた。これは半円形の断面を有する潜函を用ひ 12m まで沈下した。基礎地盤は密な粘土層から成り、潜函内で長 12m、直径 30cm の松杭を打込んでより一層緊密となした。右方橋脚は水深大なるところに設けられ、やはり潜函を用ひた。この潜函は木の矢板の間にコンクリートを填充せるものである。これは左方の橋脚に比し沈下させるのに困難が伴ふと思はれたから、沈下の途中から用氣潜函と改造し得る様に造つておいた。數米沈下させると滲透性の礫層に遭遇し、用氣工法によらざるを得なくなつたので改造して沈

下を続け、略々 17m まで達せしめた。こゝでは潜函は密な粘土層に 2m も突き刺さつてゐて、湧水が止つたから用氣工法のための間仕切を取除き、地盤締固のために潜函内部で栗材杭を打込み低水面以下 28m まで達せしめた。この橋脚に打込まれた杭は合計 288 本である。この工事中幾度も硫黄泉の迸出が觀察された。それ故に潜函に填充するコンクリートには普通セメントを用ひず、火山灰セメントが用ひられた。これは伊太利では屢々用ひられるセメントで、その製造に際して火山灰を混合せるものである。それ故にこのセメントは酸及海水に對して大なる抵抗を有するのである。火山灰セメントは強度はポートルランドに劣ることはないが、凝結が幾分おそい。第一層は 2m 厚で杭頭に敷かれてゐる。これは 1m<sup>3</sup> コンクリート中 450gr の火山灰セメントを配合してゐる。

橋脚の基礎面にかゝる圧力は、もし杭を考慮しなければ 6.5 kg/cm<sup>2</sup> である。然し杭が全圧力を負擔するものとすれば、杭 1 本に對しては 24t かゝることになる。これは 30cm 直径の木杭にとつては相當高い値である。

この橋は外觀上扁拱の様に見えるが、作用上からは非常に變化ある慣性モーメントを有する連続桁である。桁高は中央径間で 1.65m、側径間で 1.45m である。桁の幅はすべて 40cm である。固定支承は左の橋脚上にある。右の橋脚及兩橋臺上では搖承による可動支

圖-70. Pescara 市 Pescara 河橋

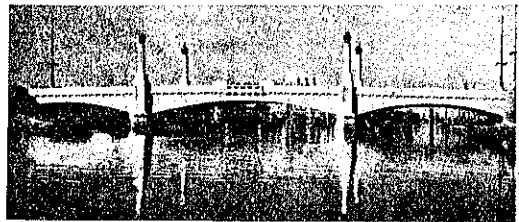


圖-71. Pescara 市 Pescara 河橋 (側面図)

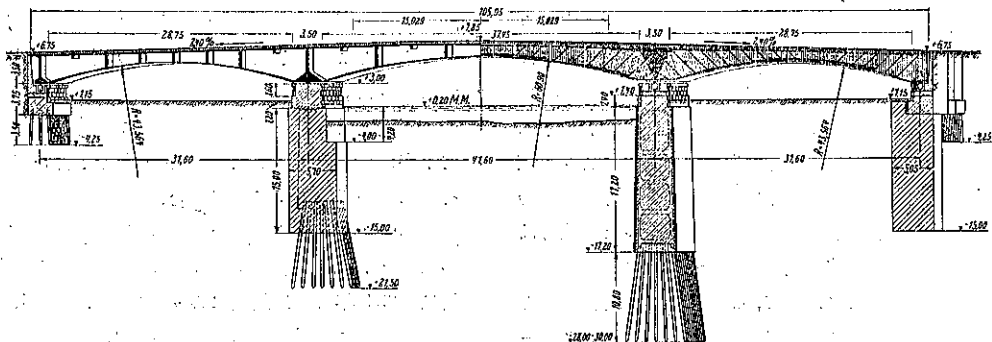
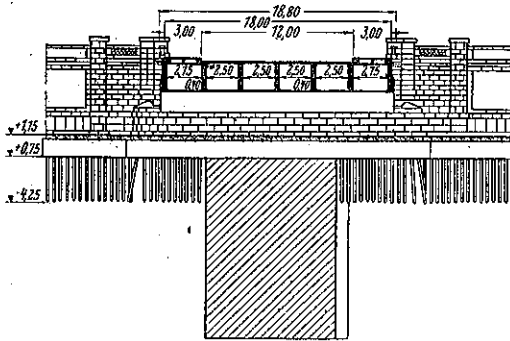




図-72. Pescara 市 Pescara 河橋 (横断面図)



承をなす。この際支承の全接觸面は 15mm 厚の鉛板で蔽はれてゐる。

Pisa 市 Bisenzio 河歩道橋： 今迄で大体桁橋につき説明したから次にアーチ系統の橋につき述べる。Pisa 市 Bisenzio 河歩道橋は架橋地點で川幅兩岸護岸間 60m あり、單徑間で渡るべきであつた。又洪水時橋が浸

水することは避くべきである。かゝる條件から流水を阻害しない構造物で、しかも靜定構造物のみを選定しなくてはならなかつた。これに加ふるに橋軸は川を斜角に横切り、信頼すべき地盤は橋臺として豫想された位置より約 10m も下方に存するといふ困難がある。この課題に對して Rom の Ferrobeton 會社は図-74 に示される如き 3 鉸拱橋として解決を與へたのである。

拱頂鉸部の斜断面は特別な装置によるを要する (図-75 参照)。

兩側の半拱部は 3 の互に離れてゐる鉸により結合さ

図-73. Pisa 市 Bisenzio 河歩道橋

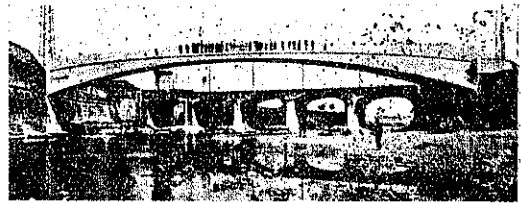


図-74. Pisa 市 Bisenzio 河歩道橋 (側面図)

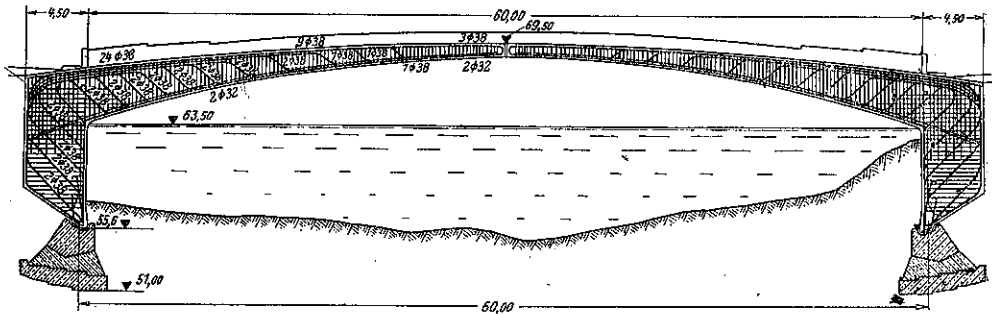
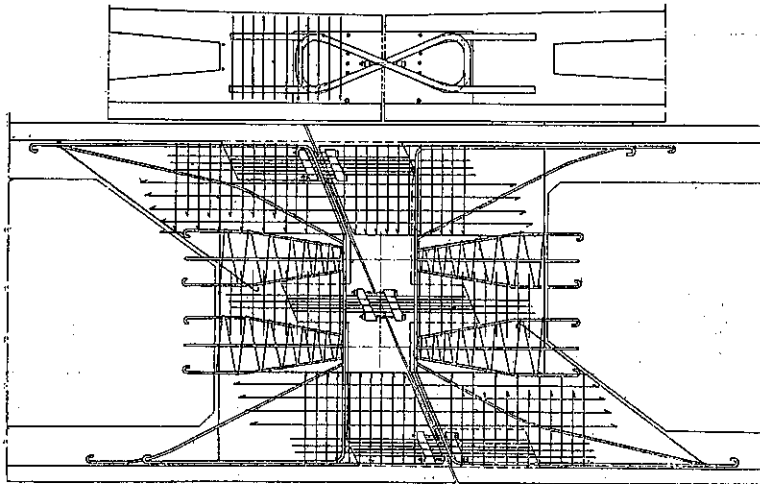


図-75. Pisa 市 Bisenzio 河歩道橋 (頂部鉸構造詳細図)



れる。その鉸は各  $80 \times 13 \text{ mm}$  の断面を有する平鋼 6 枚を重ねて造られる。

起拱部鉸に於ては小數の點に力を集中せしめんとすることは明かに實現し難いものである。この鉸部は各 7 枚の平鋼を集めた鋼束の 10 箇から成立つてゐる。又接觸面は 10 mm 厚の鉛板で蔽はれてゐる。

起拱部は壁体によりその後埋を遮断してゐないから、起拱部鉸の完全な自由移動は不可能である。

歩道の有效幅員は 2.5 m、拱部の幅は頂部に於て 3 m、起拱部に於ては 5 m に及ぶ。基礎は起拱部鉸部下 4.6 m のところでその底部を擴大してゐる。

**Pavia 近郊 Ticino 河橋：**最後に本來の意味に於ける拱橋たる Ticino 河橋につき述べる。この橋は Po 平原の道路網建設と關係がある。主要都市 Mailand 及 Turin を Genua 港に結びつけるためにアペニン山脈を越えて新自動車道路が Genua から Serravalle まで建設され、殘餘の部分は舊道の改良が行はれた。それ故に Pavia 近郊 Ticino 河橋の改良が行はれることゝなつたのである。その橋は古い時に架せられたもので、すでに長い間交通の用にたゞなくなつてゐるから。

圖-76. Pavia 近郊 Ticino 河橋 (側面圖)

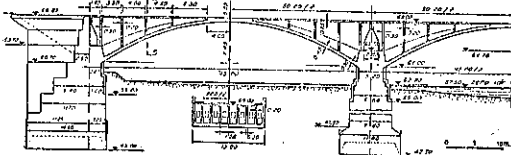
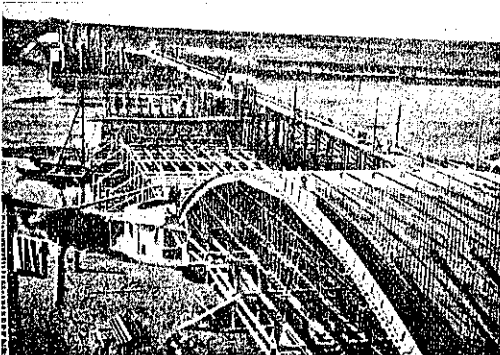


圖-77. Pavia 近郊 Ticino 河橋 (足場)



新橋は各 45 m の 5 径間より成る無鉸肋拱である。車道は縦横の薄壁により支へられる。起拱部は 3 m 程洪水時には浸水することゝなるから、鉸を用ひてもその作

用を害される。それで無鉸拱としたのである。基礎地盤は礫及砂層から成り、より大なる荷重に對しても沈下は豫期されない。それにも拘らず大なる注意を拂つて、強い水流の洗堀を慮つて基礎の根入を深くした。壓縮空氣使用の潜函基礎で、兩端橋臺に於ては低水位以下 12 m まで、橋脚にあつては 15 m まで根入れをしてゐる。潜函底部は橋臺にあつては  $1450 \times 20 \text{ m}$ 、橋脚にあつては  $11 \times 23 \text{ m}$  の大いさである。潜函 1 日の沈下量は 27 cm である。起拱部から上部の橋脚は自重を減らすために中空である。橋脚上に来る荷重は拱部から 2 000 t、自重及基礎工が 4 200 t である。これは既に浮揚力として 6 800 t を引去つた値である。これに對し活荷重は最高 660 t で正に少いものである。橋脚は完成後、拱部コンクリートを打つ前に數ヶ月放置して置いた。僅少の沈下でも豫めさせておくためである。

橋脚及上部構造は、數ヶ月に亘る冷寒と濕氣の季節に對してコンクリートを保護するために、その表面を Lago Maggiore, Baveno 産花崗岩で蔽はれてゐる。なほこの自然石の使用は藝術的な美をも高めることゝなる。この町の景色に適合した簡單であるが、實用的な線を有する構造物をつくり上げたことは建築家にとつては成功である。 (佐藤 肇)

(141) ゲルバー 鋼桁橋の鉸

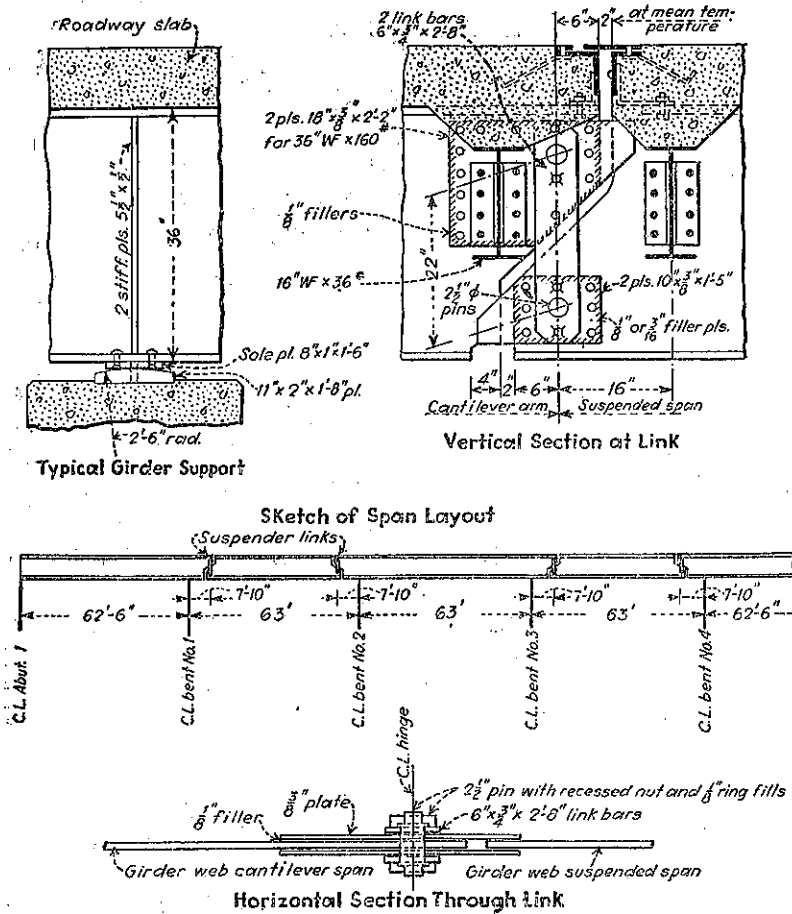
(“Steel Girder Suspender Link.”  
E.N.R. March 31, 1938, P. 475.)

米國道路局製図室ではゲルバー 鋼桁橋の吊桁を吊る構造として圖に示す如きものを用ひるのが大体標準となつてゐる。同局ではこの型の設計を度々使つてみて種々の便利で効果のある特徴を持つ様にした。この吊り方は今はやりの 1 つ置き径間に吊桁を配した長いゲルバー 鋼桁橋に最も多く用ひられる。

圖-78 は Arizona 州の Parker 橋に用ひた構造の詳細で、同橋は支間 68 ft. にして交互径間毎に 47 ft の吊桁を有して居り、全橋長 600 ft の伸びに對して各吊桁の兩端に於て各々 2 in. づゝ動き得る様になつてゐる。

吊材は平鋼より成り、兩方の桁の腹鉸に鍊を以て連結する。腹鉸には適當な厚さの鍊鉸を銕で止めて鍊に對する支圧面積を増大せしめ、腹鉸と鍊鉸との間には填材を入れて鍊鉸と隣の腹鉸との間が自由に動ける様にする。

図-78.



(三好宗逸)

(142) 長径間のコンクリートボックスガーダー

(F. R. Easterday, "Concrete Box-Girders of Record Span." E. N. R. March 3, 1938, p. 339-342.)

最近米國 Washington 州, Pierce 郡内 Puget Sound に架設された道路橋は中央径間 190 呎のボックスガーダーとしては實にすばらしいものである。道路の幅員は 20 呎, 即ち 2 車線であるが, 40 呎, 190 呎, 40 呎の 3 径間の外, 両側に 40 呎の突桁があつて全

図-79. コンクリートボックスガーダー



長 550 呎である。設計荷重は H-15, 許容応力としてはコンクリートの圧縮応力 180 lbs/in<sup>2</sup>, 剪断応力 180 lbs/in<sup>2</sup>, 鉄筋 18000 lbs/in<sup>2</sup> を採つて居る。

この型式の利點はその單價が廉いことであつて總工費は約 62000 弗であるが, 有效道路面積の平方呎當り 5.64 弗に過ぎない。詳細な工費内訳は表-8 に示す。

この橋梁は Henderson 灣に架設され, 干満の差 17 呎もあり, 潮流は時速 8~9 哩もある。灣の奥への商業用水運の爲 100 呎の幅が必要であり, 満潮時に桁下高 18 呎が必要であり, 且橋脚数を増加しては洗掘される恐れがあり, その上美觀をも考慮に入れてこの径間割が決定された。即ち中央径間は円形の縦斷曲線を挿入し兩側の取付は勾配 5.8% にして左右對稱としてゐる (図-80 参照)。

普通の上路橋では長径間では死活重が大になるので, 桁高を増して中空にしたボックス, ガーダーは確かに經濟的で, 径間長 100~250 呎では最も經濟的であらう。即ちボックス, ガーダーでは死荷重が小であり, 正の曲げモーメントに對しては床

表-8.

Item	Furthnd Dredging Co. Hogman & Larson	
	Quantity	Unit prices in dollars; (unit prices in dollars)
Structural steel	3,811 lb.	0.10
Structural excavation for piles	870 cu. yd.	0.22
Lumber railing	731 ft. b. m.	0.00
Concrete class A	1,290 cu. yd.	23.50
Concrete class B	82 cu. yd.	15.00
Concrete class D	370 cu. yd.	11.00
Copper seal	44 lin. ft.	1.00
Reinforcing steel	830,778 lb.	0.045
Drive peeled fr. piles	80	7.00
Furnish peeled fr. piles	1,410 lin. ft.	0.15
Remove existing structure	671 lin. ft.	2.84
<b>Total Bid on Bridge Items</b>		<b>665,008.05</b>
Unclassified Excavation	8,800 cu. yd.	0.15
Structural Excavation for Calverts and Riprap	45 cu. yd.	1.50
Riprap Class B	200 cu. yd.	5.25
Crushed Rock Surfacing Type B-Top	330 cu. yd.	4.00
Crushed Rock Surfacing Type D-Bottom	330 cu. yd.	8.00
18" Std. Reinforced Concrete Pipe	100 lin. ft.	2.00
Overhaul	12,200 cu.yd. mt.	0.12
<b>Total Bid on Other Items</b>		<b>37,917.40</b>
<b>Total Bid</b>		<b>\$70,925.45</b>

図-80.

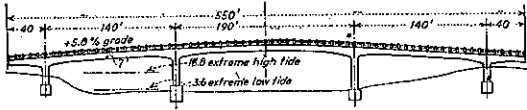


図-81.

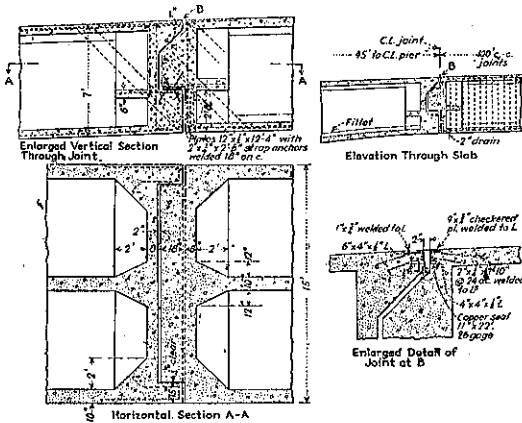
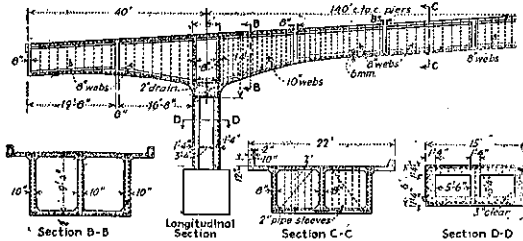


図-82.



版が桁の突縁として働き、又剪力に対しては厚さの薄い腹版で足りる。

次に構造の大要であるが、中央径間 190 呎の中央 100 呎の両端には伸縮接合を挿入し、他の部分と縁を切

図-83.



つて中央は単純梁の吊桁としてゐる。その支承部分の詳細は図-81 に示す。

床桁が主桁の突縁として働く、ボックスガダーは幅 15 呎、高さ 7 呎、橋脚の上では高さは増して 14 呎になつてゐるが、3 枚の腹版と底版から出来て居る。底版は薄い所で 6 吋の厚さがある (図-82)。腹版は剪力で計算されるが最小厚 8 吋で橋脚近くではそれ以上になつてゐる。又凡そ 20 呎間隔に厚さ 8 吋の隔版を配置し、ボックスガダーを一体のものとしてゐる (図-83 参照)。

橋脚は柱の下に基礎があり、柱は同様中空でボックスガダーの幅と同様 15 呎あり、長さは 6 呎、厚さは總て 16 吋である。海水の分解作用を蒙る危険があるので特に厚くしコンクリートの被りを 3 吋とし、コンクリート 1yd<sup>3</sup> にセメント 1.81 樽使用の如き富配合のコンクリートを使用した。

橋脚は硬い砂交りの砂利層の上にあり、杭は使用してゐない。ボックスガダーの隔版には小さな孔をあけ、水は橋脚柱の内部に集り基礎の上に設けた排水孔から排除される。

次に施工法について述べると、橋脚の基礎工事中時々悪天候に見舞はれ工事が遅延したが、橋脚完成後は危険もなく、非常に順調に進行した。橋の位置に平行して假棧橋を設け、その上に 8 呎の軌道を布設し、長いブームを有するクレーンを動かして矢板打ちや基礎の掘鑿或は橋脚用鉄筋の組立に使用し、又ボックスガダーに使用された長い 2 吋の角鋼を吊るしたり、總てのコンクリート打ちに利用した。

ボックスガダー内部の型枠は砂利層上の工場で作組立て、このクレーンで運搬取付け、コンクリート打ちの後再びクレーンで取外し 2 回使用とした。尤も床版の下側の型枠だけは埋め込みとした。

基礎や、基礎からガダーのハンチまでの橋脚柱や、伸縮接合から橋の端迄はコンクリートは連続打ちとした。先づ橋の西から始め、次に東側を完成し、吊桁は最後に仕上げた。伸縮接合から橋の両端までの 225 呎に渡るボックスガダーのコンクリート打ちは大仕事で西側の方は最西端から始め伸縮接合に向つて進行させた。處が端の橋脚から 25 呎程東へ進んだ時強雨に見舞はれコンクリート打ちを中断した。その時底版ではガダーに直角に鉛直にコンクリートを打ち終り、又腹版では斜めに即ち橋脚の中心線から上部では 10 呎、下部では 30 呎迄コンクリートを打つた。

この箇所には澤山の鉄筋が入つて居り、又腹版には剪断応力による龜裂の起り得る方向に直角にコンクリート打ちを終つて居たので、打継ぎには餘分の鉄筋を入れるとかその他の特別な考慮を拂はなかつた。その結果州道路局からの要求により試験荷重をこの接合にかける事になつた。

115 t の試験荷重をかけ、0.0001 吋目盛りのエクステンソメーターで調査したが、何等の異状も認め得なかつた。

又足場を取り外して後その撓みを調べた (表-9)。

尙この橋梁はポルトランドセメント協會の主任技師 H. M. Hadley の指導の下に Setteatle の W. H.

表-9.

Location	Reading (feet)
End of west cantilever.....	-0.007
West End pier.....	-0.047
West 140 ft. girder, 40 ft. out.....	-0.086
Midspan.....	-0.056
West channel pier.....	-0.043
West expansion joint.....	-0.112
Middle of suspended span.....	-0.188
East expansion joint.....	-0.104
East channel pier.....	-0.039
East 140 ft. girder -- midspan.....	-0.042
East end pier.....	-0.038
End of east cantilever.....	+0.002

Witt 商會が詳細設計を成せるものである。

(菱田英三)