

抄 録

第20巻第6號 昭和15年6月

應 用 力 學	頁
(88) 一般土楔論	687
水 理	
(89) 模型試験に依る流出係数の測定	690
(90) 流水中に於ける砂礫の運動の観測	692
施 工	
(91) 南 California に於ける災害復舊工事	693
(92) 吸収性型枠に依るコンクリートの表面堅硬化	695
河 川	
(93) Elbe 河改良工事	697
堰 堤	
(94) 堰堤のゴム製止水	699
道 路	
(95) クロソイド曲線による緩和曲線布設法	701
橋梁及構造物	
(96) Washington 州 Yakima 郡に於けるボックスガーダ橋	703
(97) Pit 川橋梁の設計	705

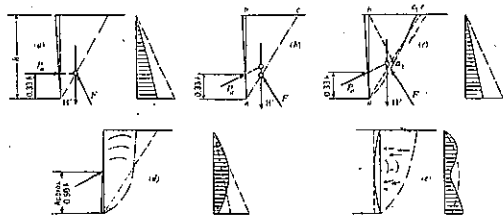
應 用 力 學

(88) 一般土楔論

(K. Terzaghi, "General Wedge Theory of Earth Pressure," Proc. of A.S.C.E., Vol. 65, No. 8, Oct. 1939, p. 1327~1339.)
星 埜 和 抄

Coulomb の土楔論を一般化した一般土楔論の根本假定は、壁が yield することにより土楔が滑動すること、但しそれ以前に於て諸力は平衡し且剪断抵抗は略完全に發動されてゐることを要すと云ふ事であつて、滑面の形状や合成土壓働點に關する假定を含まぬ。壁の降伏状態と土楔内の應力及び變形に及ぼす影響に就ては著者の研究によれば、滑面の形状と合成土壓働點は土の水平移動の自由度に係ると云ふ結論を得て居る(圖-1 参照)。

圖-1.



平面滑り面と静水壓力分布を假定すれば有名な Coulomb の土楔論が得られる。これ等土楔論の適用範圍を規定するため、主動土壓の強度及び分布を支配しきるな諸條件を解析して以下に述べる。但し粘着力なき土が

垂直壁に及ぼす土壓に限り、載荷及び透水の影響は考へない。

壁が内部下端を中心に傾むく場合。——壁背面に摩擦を生ぜぬ時 Coulomb の假定は満足される(圖-1(a))。壁の背面に於て摩擦角 δ を生ずる時は圖-1(b)の如く合力が一點に合致しない。滑り面の下部に曲線を挿入してこの不合理を除いた場合(圖-1(c))に就ては Theodor von Kármán(1926), J. von Jaky(1931), J. Ohde(1938) により計算が行はれ、同一な結果を得て居る。それによれば Coulomb の假定による誤差は僅か數%以内である。

受動土壓に關しても同様な研究が行はれた。平滑な垂直壁に及ぼす受動土壓は Coulomb 理論に従ふ(圖-2(a))。壁背面に摩擦ある場合は、von Kármán と von Jaky の實驗と理論から滑り面は圖-2(e)に示す様な曲線となる。又壁の摩擦角 δ が内部摩擦角 ϕ に近付くと誤差が 30% 以上に達することを證明し、 δ が數度以上になる時は滑面を曲面に假定する必要あることを示した。近似的な滑り面形状は圖-2(c)の如く下部を對數渦線で上部を $(45-0.5\phi)^\circ$ の傾斜を持つ直線と考へることを得。渦線の中心は受動土壓を最小にするに云ふ條件から決まる。簡便な方法としては試算(trial)を用ひる。嚴密な方法は Ohde が 1938 年に求めてゐるが、時間と勞力とを要し、近似方法によるも誤差は數%を出ない。静水壓力分布の假定は壁がその下端を中心として傾むく場合は可成よく満足される。

誤差は滑面の形状の近似的な假定によるよりも壁の

摩擦角が不明確なため生ずる方が重大である。受動土圧合力が壁面の垂線となす角は砂中の應力が破壊點に近付かぬ間は、壁と土との摩擦角より可成り小さいやうである。擁壁の安定に及ぼす受動土圧の問題は重要性が大きいから、壁の摩擦角に關してもつと進んだ實驗的研究が急がなければならない。

圖-2.

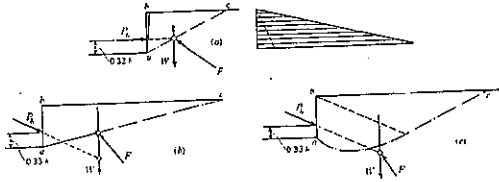


圖-1 (a)~(c) の場合に壁にかゝる主動土壓は静水壓的分布をなす。この假定に基づく理論は又擁壁の主動土壓の計算或ひは無限な yield を続け得る支壁の計算に適用出来る。著者が 1929 年に行つた大規模の土壓實驗の結果、横壓分布は盛土厚とその性状によつて決まる或る限界距離以上支壁が yield した後は常に静水壓的分布となることが分つた。然し掘鑿孔内の支保工に就てはそんな大きい降伏をなすとは豫想されぬから、壁の僅かな降伏が横壓分布と強度に及ぼす影響を考へなければならぬ。

砂の掘鑿孔内の支保工——1908 年に故 J. C. Meem は New York の地下鐵工事の經驗に徴し、支保工にかかる土壓分布は静水壓的でなく且滑り面は、土の表面と直交すると云ふ事を主張して居る。後 H. G. Moulton も 1920 年之を襲書した。著者は又 1929 年の土壓實驗に於て滑動する壁の背後の土に生ずる滑り面は極めて小なる曲率半徑を有し、土壓の中心は 0.45h に在ることを認めた。1935 年に著者は平面滑り面を假定し主動土壓中心が 0.33~0.66h の間に在り、上の横移動の自由度によつて決まることを理論的に立證した。又掘鑿支保工に於ける砂の横移動の自由性はその上端を中心として傾く壁のそれと一致することを結論し得た。Ohde は 1938 年にこの場合の横壓を計算し、壓力の中心は 0.55h の高さに在り、且横壓は Coulomb による壓力より可成り大きいことを發見した。之を式で示せば

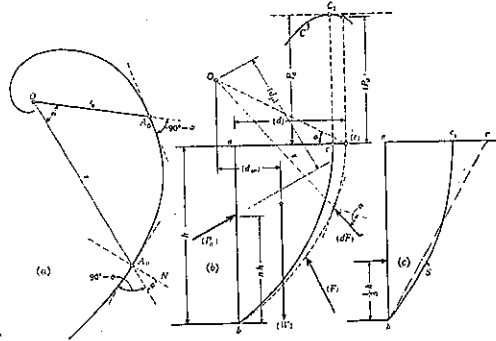
$$P_{an} = C_k K_a \frac{w m h^2}{2} \dots\dots\dots (1)$$

こゝに P_{an} は全横壓の水平分力； w は土の單位重量； h は切取りの高さ； K_a は Coulomb の假定による静水壓比； C_k は楔係數（楔内の變形が横壓の全強度に及ぼす影響を表はす係數）。

K_a は Coulomb 理論より内部摩擦角 ϕ と壁の摩擦角 δ より計算される。 C_k は横の境界條件により楔に加はる變形狀態に左右される値で圓弧滑り面の假定に基く Ohde の理論より計算される。但し實用的でない、著者の簡易計算法は滑り面が盛土表面と直交し、横壓の中心は 0.5h と 0.6h の間に在ると云ふ經驗的事實に基付

いて居る。滑り面の形狀は結果に及ぼす影響が割合に尠ないから、便宜上對數渦線を極方程式で示したものに依つた。

圖-3.



$$r = r_0 e^{\alpha \tan \phi} \dots\dots\dots (2)$$

r = 渦線中心を通る極矢の長さ； r_0 = 任意な極矢の長さ； e = 自然對數の底； $\alpha = r$ と r_0 のなす角 (radian)； ϕ = 土の内部摩擦角 (圖-3(a))。この渦線上の一點 A_n を通る極矢 r は渦線の切線と $90 - \phi$ の角度をなすと云ふ特性があるから、極矢 r と曲線の法線 N のなす角は ϕ に等しい。

渦線の任置は境界條件を満足するやう、垂直面 ab の下端 b を通り、上端 a より d なる距離に於て土の水平表面と直交するやうに決める (圖-3 (b))。壁の摩擦角 δ と壓力中心高 nh は既知と假定する。滑り面の要素部分に働く反應力 (dF) とその合力 (F) は渦線の中心 O を通り、楔 abc の重量 W は面 abc の重心を通る。 O の周りにモーメントを取り平衡條件を作れば

$$(P_a) = (w) \frac{(d_m)}{(d_p)} \dots\dots\dots (3)$$

以下は Coulomb の圖式解法と同様である。渦線を畫くには厚紙の型板を作つておくことと便利である。種々の d 對し P_a を求め曲線 c を畫き (圖-3 (b))、その極大の點 c_1 を求める。

この圖式解法による最大の誤差は圖-1 (b) の如き場合に起り得ることが豫想されるが、その場合に $n=1/3$ 、 $C_k=1.0$ であるが、 $\tan \phi=0.6$ 及び $\delta=0$ とおいて著者が求めた C_k の値は 0.94 となつた。圖-3 (c) はこの場合の 2 つの滑り面を表はすが、その差異は著しいにも拘らず、誤差は 6% に過ぎない。 n の値が大きくなれば誤差はずつと小さくなる。一般に C_k の値は n 、 ϕ 及び δ の増加と共に増加する。

現場に於ける觀測——著者の理論を實際の支保工に適用して當否を検するため、1936 年に獨逸 Berlin 市の地下鐵工事の際抗壓材の壓力を測定した。掘鑿せる箇所は主に砂礫より成る。縱横斷面は圖-4 の如し。先づ I-桁を 5 列に打込み、掘鑿を進めつゝ外列の桁突縁を水平材で連結し、抗壓材を挿入して支保工を作つた。抗壓材は 4 段に組まれ、水平間隔 6.5 呎、垂直間隔は下

値を與へるに過ぎない。支壁の降伏状態が壓力中心の位置及び横壓分布に及ぼす影響は非粘性土の場合より一層大きい。支壁がその下端を中心に傾く時、或る深さから始まる静水壓的分布が豫想され、又變位が深さと共に増す場合（支保工で支へた掘鑿の如き）支保工の上部に大きい壓力が働く。これはやはり拱作用により説明される。滑り面は土の表面と直交し底脚に向つて著しい彎曲をなしてゐると結論し得やう。故に土の剪断抵抗が略發動されるだけの壁の降伏が起れば、一般土模論と經驗との間に矛盾はない。塑性土又は軟質土の如く土が可成り弾性に富む時掘鑿支保工に於ける横變位は土の剪断抵抗の一部を發動せしむるに過ぎないであらう。この場合土の横壓は大となる。その差異は土の彈性、降伏の距離、土の初期應力及び時間等により異なる。従つて理論的に横壓を豫想する見込みは立たない。種々の粘土による支保材の受ける壓力を實測し、それと土の物理的性質とを直接結び付けるより他に途がない。測定は圖-5~7 の如き方法を適當とす。

掘鑿支保工に及ぼす粘土の壓力に關する報告は甚だ罕れで、甚だ貴重である。著者は米國土木學會内の委員會にかゝる資料の蒐集及び壓力の實測を機會ある毎に行ふ様願ふ次第である。これにより土壓計算の示方書を適當に改正し得るやうになると信ずる。

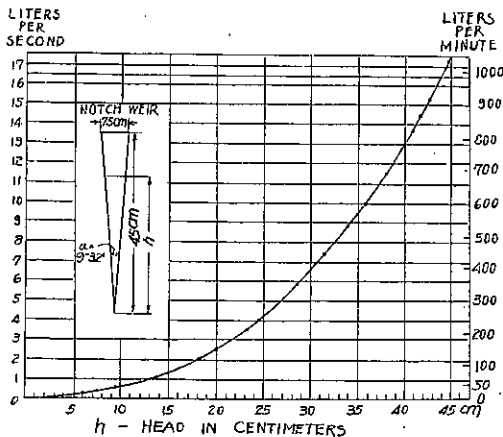
水 理

(89) 模型試験に依る流出係數の測定

(I. Gutmann, Editor, "Runoff Coefficient by the Model test., Eng. Index." New York City Waterworks & Sewerage, Vol. 38 No. 12, Dec. 1939. 嵯峨山富士男抄)

過去 35 年間に歐洲の技術家は重要な下水道設計に、各種地表面の性状に對する、流出係數を決定するために數多の實験を行つた。即ち 1903~1904 年に伊國 Milan 市下水道設計に當り、自然降雨及人工降雨に依る

圖-10.



流出係數の變化を實験し報告してゐる。此れは E. Paladini 及 F. Fantoli 兩氏に依り行はれた。

1925 年には Danzig 自由市の Neufahr 下水道に對する流出係數の決定に就て或る戶外水理實験所で其の實験を行ひ調査した。此れは F. Reinhold 氏が Bau-technik 誌上 (Aug. 1929) に述べてゐる。

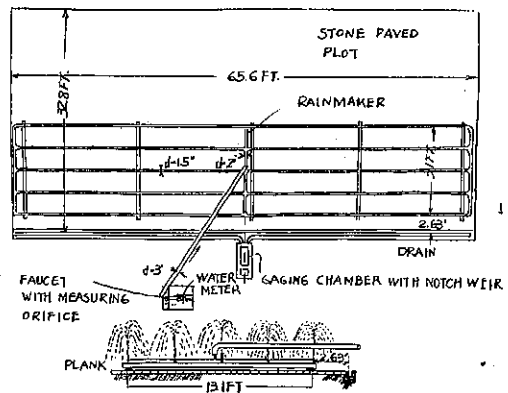
最近には V. V. Lebedev 氏が 1932 年にソビエト聯邦の Leningrad 市に於て、非常に大規模なる實験を行つた。即ち約 3 ケ年の自然降雨及人工降雨に對する流出係數の觀測を行つた。

此れ等水理模型試験に於て興味あることは、其の論文の内容や裝置などばかりでなく、其の地方的特性や地表面の性情に對して、單に時間の函數のみに依る流出係數を表はす式が研究された事である。

つまり勾配や集水面積の廣さ、又は降雨強度なるものは其の式中に無關係で、唯降雨頻度と其の期間のみが、降雨流出係數決定の要素であると云ふ。

流出面積の設計 Neufahr 下水道の戶外流出實験は、主として緩やかな勾配の、長約 66' 幅約 33' 即ち大約 1/20 エーカーの矩形面積のもので行はれ、流出量は三角缺口堰で測定された。面は最初石塊鋪裝で被覆したが、其の後種々變つた表面に改造して試験を行つた。流量は其の區域内に設けられたる 3 本の下水溝に集められて、圖-11 に示す測定室に流下した。

圖-11.



水理測定室内には角度 9°-32' の銳線三角缺口堰が入念に設置してある。缺口堰を溢流する水頭は特許自記水平表示計に依つて測定され、降雨も特許降雨計にて測定された。此處には又自記蒸發計が設置された。人工降雨は消火ホースで、其の場所にやゝ猛烈に降水された。

Leningrad の設計 Leningrad の流量實験所では、1932 から 1935 年迄實験がされた。此處では 5 ケ所の實験面積を設け、是亦 66' に 33' の 5 種の異つた材料で鋪裝したものに就て觀測を行つた。

各面積共夫々獨逸式の測定室を設け、各缺口堰は全部等しい寸法のものを用ひた。

人工降雨は可動性多徑間の 1.5' パイプを用ひ 0.04'

~0.06' 徑の小孔を 204 箇所穿孔して降水した。此の器具装置は Neufahr 下水道に用いたものと全然同一であつた。

此の資料の分析は上記 2 ケ所の試験所で纏められたが、此れは本世紀當初に Milan で行つた、Fantoli 及 Paladini 兩氏の行つた試験方法に比較すれば格段の差がある。

此の與へられた表面に對する流出係數は、降雨強度及期間の函數で表はされた。

$$C = m_F(i t)^{1/3} = m_F(i t)^{0.333} \dots \dots \dots (1)$$

此處に、 C = 流出係數

i = 降雨強度 (mm/hr)

t = 降雨期間 (min)

m_F = 降雨表面の狀態に依る定數

Neufahr 下水道で Reinhold が行つた試験からは、同形式の式が導かれたが、唯其の指數が少々異つてゐる。即ち

$$C = m_R i^{0.507} t^{0.228} \dots \dots \dots (2)$$

此の定數 m_R は砂表面の時 0.0064、石塊舗装の時 0.0238 位の間に變化した。但し Reinhold 式では i は (l/sec/ヘクタール) にて示すものである。

Lebedev 氏は Leningrad 試験の結果を Reinhold 公式と同様の形式に改め導いたが矢張り指數が少し異なる。即ち

$$C = m_L i^{0.205} t^{0.105} \dots \dots \dots (3)$$

此處でも i は (l/sec/ヘクタール) で表はすものである。此等 i 及 t の指數と共に Lebedev 氏は m_L なる定數は芝生に對し 0.036、屋根に對し 0.250 なる變化を得た。

Lebedev 氏は更に一步進んで i を a/t^n なる記號で表し、 a 及 n は降雨頻度及氣候的表示をなすもので、これを代入し次式を作る

$$C = m_L a^{0.205} t^{0.105 - 0.206n} \dots \dots \dots (4)$$

勿論米國工學界でも同様の公式を用いたものである。其の一として Charles Emerson Gregory 氏は New-York 市の流出記録を研究して不滲透性地表面に對して、 $C = 0.175 i^{1/3}$ なる結果を得た (Trans. Am. Soc. C. E., Vol. 58, 1907 p. 481 参照)。

又不滲透性地表面に對して所謂 Hoag 公式がある。

$$C = \frac{at}{b+t} \text{ (Eng. News Record, 1919 Vol. 83 p. 870, 1919 参照)}$$

Reinhold 及 Lebedev 兩氏の公式が所謂 Me. Math, Hering, Burkri-Ziegler 其他同様の公式と異なるのは、勾配、集水面積の廣き及び形狀に全然無關係なることで、單に降雨の頻度と期間を要素とすることである。此れは權威ある米國最近の研究と一致するものである。

参照:—W. W. Horner & F. L. Flynt, "Relation between Rainfall & Runoff from small Urban area" Proc. A. S. C. E., Oct. 1934. p. 1175.

R. E. Horton, "Headwaters control & Use" Upstream Eng. Conference 1936 p. 29.

R. E. Horton, "Su-face runoff controle" Upstream Eng. Conference, 1936 p. 29.

此處に注意すべきことは Lebedev 氏公式が地方の氣候と、降雨頻度の要素を包含してゐることである。斯くして Leningrad 降雨強度記録を 35 年間に亘つて調査した式中に、次の關係があることを發見した。即ち

$$i = a/t^n \text{ (} n = 0.64 \text{)}$$

然るに a の値は 3 ヶ月に 1 度の頻度の雨に對して 210 又 5 年に 1 回の雨に對して 700 の値に變化するものであつた。

故にこれからして n は地方的季候に、又 a は降雨頻度の要素に支配される。

而して Lebedev 式 (3) は次の様に簡単にしても大過なきことである。

$$C = m_L (i t^{1/2})^{1/5} \dots \dots \dots (5)$$

これを英式寸法で表はせば

$$C = 2.34 m_L (i t^{1/2})^{1/5} \dots \dots \dots (6)$$

公式使用の限界

此處に非常に重要なことは $i = 4$ "/hr 或は $i = 10$ 分の時には $C = 100$ パーセント以上となり、不都合な結果になることは、何れも甚だ類似してゐることである。此の公式の限界は兩者共に其著者に依つて指摘されてゐる。

米國では 10 分間の降雨が 4"/hr の割合に達することは、記録が多數に存するのである。New York 市の 10 ヶ年曲線できへも (但し 15~20 ヶ年曲線は未だ其調べがない)。此等の強度對期間組合せを超過してゐる。

これを概説すれば此等公式は 10 年に一度より以上の頻度の平均降雨に對してのみ適用可能であると云ふ意味になる。

然し乍ら大へん簡單であり、且つ其公式の與へる數字は米國の降雨頻度の大きな範圍に於て、其經驗に一致し適用可能なるものである。

此論文中に記載してある研究の主要なる數値は、試験所の模型試験の方法を、重要な下水道設計の指針として應用することにあつたものである。

現今重要な放水路 (Spillway) にして豫備的模型試験をせずに設計される様な事は殆んどない。又重要な下水道配管に對しても、其の下水集水面積内の流出係數に對して、豫備模型試験をすることは極めて必要なことである。

更に降雨當初の地表面狀態の影響を同様に研究することは興味あることである。何となれば豪雨の際地面が乾燥してゐるか、潤れてゐるか或は凍つてゐるか、又は濕り且つ氷つてゐる場合等の狀態が疑ひもなく影響することであるからである。

(90) 流水中に於ける砂礫の運動の観測

W. Sperling, "Betrachtungen über die Geschiebebewegung im fließenden Wasser." Die Bautech., 3 Nov. 1939. S. 598-601.
永井 莊七郎 抄

観測の動機 和蘭の J. Van Veen は二、三年前「北海の海底砂原」(Die unterseeische Sandwüste in der Nordsee) と題する論文を發表したが、其の中に彼の研究した海底砂原の形と砂漠の砂の形とが類似せることを述べてゐる。彼の此の考へを更に普遍化して、之と類似せる他の自然現象と比較研究する事が必要であると考へる。其の中でも特に海底と河床及び水路床の砂の形の相似性に就いて論及する必要がある。斯くして我々が直接観測出来る類似せる諸現象を比較することに因り、砂礫運動の種類及方法を更に良く知り得るのである。

砂の運動の形 Veen は Helder 及 Yarmouth 間の北海海底並びに Calais の海峡底に於て、大なる砂漣 (Großriffeln) 及流水の方向の砂洲 (Strombänke) を巨大なる範圍に於て認めた。此の堆砂の形と大砂原の之と類似の堆砂の形とを比較してゐる。彼の言ふ Riffeln とは砂波の背が流れの方向に略直角なもので、Strombänke とは砂波の背が流れの方向に略平行なるものである。

然し Strombänke なる語は河道の堆砂即ち砂洲に對して一般的に用ひられるものであるから、Van Veen の示す Strombänke の代りに Längsrippen 或は單に Rücken なる語を用ひた方が適當である。Sandbänke は従つて本質的に相當大なる砂の堆積を意味し、其の形は Riffeln の形をなすこともあり、又 Rücken の形をなすこともあり、或は其の他の種々なる形をなす。

水中に於ける波の成立 流束 (Stromfaden) の境界面に於て、個々の水分子間に働く粘性に打勝つてなされた仕事は熱に變ずる。水の運動する側壁面に於ける摩擦損失は之に相當する。有り餘つた勢力は、水分子を其の空間關係に應じて加速或は減速する。閉塞された容器の底面が不規則であれば、其の中の水壓は變化する。此の事は開水路に於ては水面の上昇及沈下となる。

此の壓力或は水面の變化が水中に振動を惹起し、此の振動が水面或は可動物質から成る床面に波形を生ぜしめるのである。此の振動は外力に依つて引起された水の運動と同様の方法で、仕事が熱に變はるにつれて次第に減少して行く。

重力及分子力は凡ての水分子に一様に作用するから、重力のみが作用してゐる時は、水面に於て又可動性床面に於て、對稱的波形を呈する。然るに水面に於て先づ風力が其の對稱性を混亂し、自然河川に於ては床面の摩擦の相違、及び水深の變化する場合には水分子の加速或は減速に依つて、振動の持続及強度に變化が起る。同時に河

床の砂礫の堆積及水面の波が、河床と水面との間に交互に作用し、河床或は側壁に於て水分子は水流方向のみならず加速或は減速され、流れの方向と交叉する方向に偏倚するに至る。斯くて圓運動が始まり、垂直或は傾斜した軸を有する渦動が現はれる。之は常に勾配の損失を伴ふ。此の渦動は規則正しい断面に於ても掃流力が大なる際には生ずる。渦動は流水の掃流力を増し、下層の砂礫を上層に捲き上げる。

混合砂礫より成る河床 河川の上流及中流に於て見らるゝ如く、砂礫が細粗粒の混合より成る場合は、高水時に於て河床の流速の減少と共に先づ第一に粗粒砂礫が沈澱する。此の粗粒砂礫は、それが平面形をなしてゐる時特に著しいが、大小の厚きに相互に重なり合つて鱗狀の硬い床を成してゐる。

それより稍細かい砂礫は尙渦巻つゝ河床上を運動し、粗砂の間に嵌り込み或は更に流速が減少すると同時に靜止する。更に細かい砂礫は更に流速の小なる箇處に沈澱する。例へば河岸の破壊箇所、河床の深淵等に、河床が粗粒砂礫の層に因り硬化してゐる部分には一般に砂漣 (Riffeln) は存在しない。

若し砂礫の大部分が同一大きさの粒子から成る時或は粗粒が餘り多くない時は、最早硬い層の河床を造り得ないで、砂漣を形成して流れる。斯る場合には粒徑の大きさは問題でなくなる。即ち粒徑は大體一樣になり、砂礫の大部分が運動を始むる流速は略一定である。砂礫が粗い程混合粒子は不齊一となる、之は大きな礫は常に異つた粒徑の砂に破壊して行くからである。従つて粗粒砂礫の砂漣は極めて稀である。

一樣な砂狀粒の砂礫から成る河床 水分子の振動的運動が砂礫に律動的運動を與へる。砂礫及水が各場合に於て比重其の他の物理的性質を異にする爲砂漣の波形も種々である。砂粒は上昇する水分子と共に靜止砂礫上を斜に上流に飛上り或は廻轉する。此處に波形起伏が生じ、之は新しい砂礫の補給に因つて下流に進んで行く。床面に向ふ水分子は波形の下流に於て河床を弛め、最も細かい砂粒から次第に粗い砂粒が運動を始める。

流れと共に下流に流動する渦動は、河岸、流束の振動等により自由に其の位置を變じ、此の渦流が砂漣の頭部を破壊し、砂漣の長さの方向或は横斷方向に小溝或は深堀れを生ずる。幅の大なる砂漣は、砂礫が豊富に存在し、流速が餘り河岸の影響を蒙らない場所にのみ生ずると思はれる。従つて幅の大なる砂漣は深堀れの下流で、勾配及流速が減少し、砂礫が堆積する場所で、河幅が廣く、床面が平な箇所に現はれる。

砂礫の量が多い程砂漣の深さは大である。又局部的河床勾配、水深及流速が大なる程砂漣の深さは増大する。斯くの如き砂漣形成の條件が特に強い場合に於てのみ粗粒砂礫の砂漣が生ずる。

Ems 河の細砂中に、水深 5m の箇所で 25cm 深さ

の砂漣を観測した。其の時の垂直線上の平均流速は 1 m/sec 位であつた。砂が盛んに流下し、爲に量水標は直ぐに砂中に没した。Memel 河の之に類似せる場所、40cm 深及波長約 2m 砂漣のを観た。Memel 河でも Ems 河に於ても、垂直線上の流速分布は、水面附近で大した變化なく、河床に向ふにつれて徐々に減少して行つた。上記の Ems 河の部分の Hembergen に於て、約 20m 間隔の、高さ 60 乃至 80cm の砂漣を観測した。當時之を Sandbänke と稱した。其處の河床は白い泥灰石の相當微細なる砂粒からなり、河床は規則正しかつた。

Van Veen の論文は、若し水流が略一定の方向を有し、流速、水深及砂礫粒との間一定の關係が存在する時には、上記の如き規則正しい大きな砂漣が生ずる事を教へてゐる。彼は大きな砂漣の流が急傾斜に切られてゐることを観測したが、之は水が横の方向に螺旋狀の廻轉をなし、法上の砂を上流に捲上げる爲である。

砂洲 (Geschiebebänke) の形状 砂礫洲の高さが最も高くなるのは、流速が最大の時に洲上を水が蔽ふ場合である。之に對して、水深は深淵箇所で最大である。水流は Rinne 及深淵箇所に沿ふて加速され、更に水深を増す。斯くして Rinne 内に流水に斜に横の方向に側流 (Nebenströmung) が生ずる。側流は砂礫洲の縁の砂礫を運び、他の流と合して渦流を生じつゝ下流に砂礫を堆積する。水流は滑かな河岸に向ひ、砂礫洲と河岸との間に屢々 Nebenrinne を生ずる。此の側流が砂礫洲の一部の前進を促進し、斯くて洲の下流端に崖或は尖峯を生ずるのである。従つて河口口は規則正しい形状の砂礫洲は存在しない。

河川に於ては一般に、Van Veen が猫背形砂波と稱した砂礫洲の形のみが存在する。其の背は流れの方向に先づ急傾斜に昇つて、それから平になる。山の背後は、粗い砂礫或は細い砂礫に應じて平たく或は急に落下してゐる。渦流が減少するにつれて斜面は崩れて行く。

縦砂漣 (Geschiebelängsrücken) を有する河床 木槌の如き平滑なる床面に於て十分なる流速がある場合は、砂礫は一定間隔の軌條をなして運動する。風が滑かな街路上を連続的に吹く時の雪の運動と略同様に。砂礫が少くて全床面を蔽ひ得ない場合は、砂礫は滑かな床面上に、流束の渦動に固つて帶狀に縦砂漣 (Längsrücken) をなして堆積する。斯る縦砂漣 (Rücken) は粗砂に於ても細砂に於ても形成される。混合砂礫に於ては粗い砂礫は多く縦砂漣 (Rücken) の頂上に、細い砂礫は多く法面に堆積する。

此種縦砂漣 (Längsrücken) の小さいものは小川及堀の床上に見られる。又 Pregel の河の中央部で、泥灰石の層上の河床に於て、水深 3m の箇所で見た縦砂漣 (Rücken) は小川のものより大きくはなかつた。河川に

大きな縦砂漣は存在しない。縦砂漣は河床を種々なる通水性の小水路に分離するであらうから。縦砂漣の一方から他方へ流水が溢流することは極めて稀で其の溢流點で縦砂漣は切斷され、不規則な形をした砂礫洲に變形して行くのであらう。

結論 今日研究所に於て模型實驗の際、砂礫の運動を屢々取扱つてゐる。與へられた河床の可動性に於て、砂礫洲の形成は河床に於ける砂礫の配置が如何なる影響を及ぼすかと言ふ問題は、今尙未解決である。此の事に關しては尙大規模なる模型實驗に因り、砂礫層及洲内の砂礫粒の比較に關する、流速測定砂礫量及沈降物量の測定の研究のみならず、砂礫の運動の観測及測定に關する組織的研究が必要である。多量の砂礫を運動せしめる高水は稀にして、又現象が速かに變化する爲に、手持測定器に因り出来るだけ容易に測定する如くしなければならぬ。砂礫の研究は今日尙、或る個々の問題に局限し、河海の短區間に就て調ぶるの外はない。而して研究問題に従つて出来る限り回数多く且正確に測定しなければならぬ。

施 工

(91) 南 California に於ける災害復舊工事

“Meeting the Challenge of Floods in Southern California.” Railway Age. August 19, 1939 p. 280~286
服部博太郎抄

1938 年 3 月南 California 地方に前古未曾有の大暴風雨が襲來し、同地方の鐵道を全く破壊してしまつた。この爲め、250 萬弗を投じて根本的の復舊工事が行はれたのであるが以下その概要を述べる。

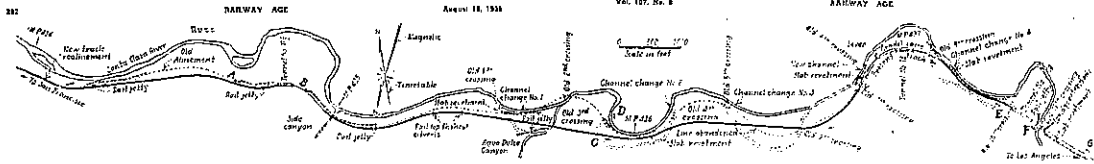
即ち當時安全な高處への線路再選定種々の型式の護岸工事大規模な玉石コンクリート護岸用擁壁、制水工、水路變更、並びに築堤の嵩上或ひは根本的に再建する事によつて、立體的にも平面的にも既存構造物の擴張が必要であつた。

路線變更 暴風雨襲來當時の雨量は 5 日間に 25~30" に達し、當地方の Southern Pacific 鐵道創始以來の記録破りであつた。

被害を受けたのは、California に於ける主要幹線全部に亘つてゐる。

此等の幹線の中 San Joaquin Valley 線の下端、Saugus の西方約 125 哩の距離の間は最も大なる被害を被つた。此の地方に於ては線路は、Tehachapi 山脈を横切り Santa Clara 河の流域を横斷し且、數哩の間川と共に険しい谷の幅狭い屈曲甚しい谷底を走つて居る、此の谷の中で Russ 及 Lang 停車場の間約 4 哩の間けはしい山の斜面に圍まれて屈曲せる單線が殆んど水面と同じ位の高さで低い築堤の上を走りその上、11 度も川を横切つて居る (圖-12)。

圖-12. Soledad Canyon に於ける Southern Pacific 鐵道平面圖。路線再選定河川付け替の趣意を示す。



大略西方に流れて居る Santa Clara 河は通常は小なる山間の溪流に過ぎないが、洪水季に於ては南部 California 州に於て、最も烈しい荒川の一つとして知られて居るのである。洪水は此の線路が 1876 年に建設されて以來の脅威であつて、殆ど毎年幾何かの損害を與へて居た。

溪谷中の被害の甚しかつたのは、水そのものによる被害に加へて、1914 年以來完全に凌へられてゐなかつた水路から水によつて押し流されて來た植物、岩屑、丸太等によつて一層甚しくされたのである。圖に示す如く

圖-13.

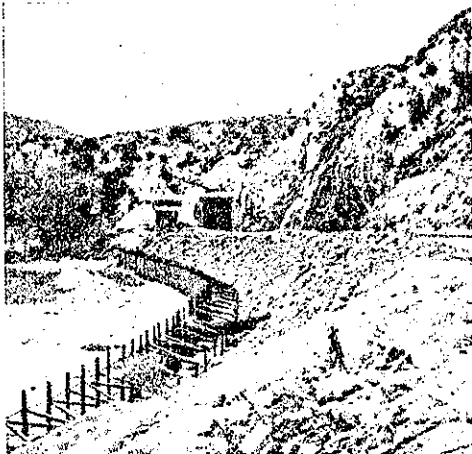
B 點より東方を望む。溪谷兩側に於ける新線及び軌條水制區間を示す。



M. P. 426 より M.P. 330 に至る 4 哩の間に於て、築堤の腹は洗はれ、線路は側方のけししい山腹から落下せる岩石、岩屑によつて埋められてゐる。又 Russ より Lang に至る 4 哩の間は路盤は次々と 1000' 或ひはそれ以上の區間にわたつて、側面を削られ、或ひは完全に洗ひ流されてしまつた。又橋梁及び溝橋は丸太及び岩屑の爲めに閉塞され、橋脚及び橋臺は洗堀され、桁は河床に落され、且、二つの隧道は砂及び丸太の爲めに閉塞されて居る。此の區域に於ける 11 ケの橋梁の中、4 ケ

圖-14.

A 點より東方第 17 1/2 號隧道を望む。數多の軌條水制を見る。



のみがその基礎に残つて居るばかりであつて、3 ケは砂と岩屑の中に埋れてしまつた。

第四番目の橋梁はそのアプローチ約 1100' の間、最大 22' の深さに洗ひ流してしまひこれが全く新しい河道を形成した爲め何等の被害も受けずに残つて居た。

暴風雨通過後、直ちに應急工事に着手し、僅か 13 日間にして列車運轉を復舊する事が出來たが、此の爲めには橋梁等構造物、通信保安等各々の特別隊と請負業者との協力と、利用し得る限りの機械装置によつたのである。

圖-15.

B 點より西方を望む。巷第 10 號横斷斷處と第 18 號隧道間に於ける河道變更を示す。



次に根本的の改良工事に就ては此の場合には、長區間に亘つて、路線の再選定が計畫され、これによると路線は延長 14000' に亘つて變更され、側方へ最大 65' 移動され、嵩上量も實に 17' に及んだ。新線の勾配は勿論制限以下であるが、曲線は曲率 205 度を減少し、且、最も重要な事は、以前存在せる 10 ケの河川横斷箇所を消滅せる事である。又新計畫に於ては、線路と Soledad Canyon 道とは立體交叉に改められた。

又側方の溪谷よりの水を吐せる爲め、數多の水路が線路の下に作られた。最も興味深く、且有致なる此種設備の一つは Ague Dulee canyon よりの流水を呑む爲めに建造されたものであつて、此處に於ては、新線築堤下に人工的水路を建設すると言ふよりはむしろ、水路が側方の斷崖の硬い天然岩石を通して、切取られた隧道と言ふ方が適當してゐるのである。

路線變更工事に於ては、運行を妨害する事なしに全く新しい幾つかの線路區間が建設される一方、相當延長の大なる區間が列車運行中のまゝ新位置へそのまゝ移動

させられた。此等後者の場合に於ては、水平移動40'にも及び、又高低差も9'に及んだのであるが、軌道は先づ、強力なヂャッキによつて、舊路盤から持ち上げられ、次いでケーブルを軌條に繋りつけトラクターにより上方の新築堤の上へ移動したのである。軌道移動工事には通例3臺のトラクターを大略一軌條長に對して用ひ一回の移動量は、その時の状態及び軌條の損れるのを防ぐ爲めに最小3~4'から最大10'に區切つた。列車運行中に於ける軌道嵩上作業に於ては築堤材料は枕木の兩端に沿つて、車輛から投下され、そして軌道は強力なるヂャッキによつて、嵩上せられた位置に保たれる如く軌道の下におし込まれた。

12~14'嵩上するに足る材料が枕木の下に押し込まれるや否や、強力なるヂャッキは順次に前進し、一方シヨベルを有する多數の人夫が必要だけ軌道の中心の下方を埋め、且、枕木の下に材料を均一に分布させる。かように數回連続して嵩上する事により、遂に新施工基面上に、厚さ8'の碎石道床を有する新軌道が完成するのである。四箇處の河道變更は本改良工事に於ける最重要且、有效なる部分の一つであつて、この爲め以前存在せる河川横斷箇所10箇處を除き得て、新線を全く河川の側に建設する事が出来たのである。此の爲めには約250,000立方ヤードの築堤及び切取を要したが、これは全く、クラムシエル或ひはドラグラインバケツを備へたトラクターを使用した。この工事中に於て注目すべき構造物は線路と谷の絶壁の間が極めてきし迫つた箇處に於けるコンクリートスラブの護岸工事である。このスラブはコンクリートの毛布の如きもので厚さ約4'であるが、4'間隔に並べた古軌條、冷蔵車から取外した古鐵網及び僅少の1/2'の丸鋼を鐵筋に用ひて居る。

先づ、長さ33'の75~90 lbs 軌條を法端内側に打止まる迄地中に打込む。次に河底以下少くも2'は連続せるコンクリート擁壁中に埋め込み築堤斜面の線まで、即ち2~4'上方でアセチレンガスによつて斜面勾配に一致する如く曲げられる。スラブの基礎を作る爲め、細石を軌條底面迄敷き詰め、鐵網を軌條面に固定せる後築堤上に設けた混合機から直接シュートにてコンクリートを填充するのである。

築堤の洗はれる虞の少い多くの地點には、軌條水制が設けられた。これには2種類あつて特に危険の虞ある箇處に用ひられる堅牢な型と簡易型にして、後者は15~23'の深さに打込まれた一列の古軌條よりなるを原則とし、4~5條の水平に張られた3/4'の古ケーブル及び冷蔵車の古鐵網と共に少くも10'高さの構々造をなして居る。

此の構の特異なる外觀は、それが溝の内に作られ、且、地平面以下は洗掘を防ぐ爲めに2~3枚の4'×12'のクレオソートを施した板で蔽へてある事である。軌條

及び趾端の板を建て込んだ後溝は小石で埋め戻された。

此の型より尙一層堅牢な水制は上記と相似て居るが、只だ此の型のものは7 1/2'後方に固く地中に埋められた第2番目の軌條の列にむすび付けて補強してある。

此の軌條から柱或ひは補助材として作用する古軌條がその軌條の直前及びその兩側の三方に出て居て、かくして全部の構をトラスの如き型に緊結して居る。

此の水制の目的は水の通路を妨げる爲ではなくして固形物の沈澱がその後方に生じる如くその水流を遲滞せしむるのが目的であるが斜面との接続部分に使用される時は基礎の洗掘を防ぐにも有効である。

以上の他一層廣い水路を支る爲め橋梁の架替へは各處で行はれたのであつて經濟的回数は無視して迄も桁の交換橋脚橋臺の新設が行はれた。

(92) 吸収性型枠によるコンクリートの表面硬化

("Case Hardening Concrete with Absorptive Form Lining," West. Const. News, Feb. 1940 p. 41~43
中谷茂壽抄)

合衆國開墾局 Denver 支局のコンクリート實驗所に於ては昨年度中、型枠の内面に近いコンクリート内の過剰水分と氣泡を排除する方法に就いて研究を重ねて居た。從來コンクリートに関する研究は混合法、スランブ、密度、振動、型枠塗布液、及養生に關したものであつた。

最近に至り Grand Coulee 或は Shasta 堰堤等に於て其の餘水路に大速度の水流を要求する様になり、其の設計が問題となつて來た。Shasta 堰堤の餘水路では最大流速が毎秒175'に達する筈である。斯る流速では清水でも渦流による負の水壓のために餘水路の表面を浸蝕するが、特に流水に砂、砂利を混入して居れば其の侵蝕は思ひ半ばに過ぎるものがある。

傾斜した型枠内にコンクリートを打つた際には表面に空氣孔が澤山出來るので、浸蝕作用を促進する。開墾局に於ては1939年の1月から、此のコンクリート表面の空氣孔を無くし、強度及耐久力を増加する方法に就いて研究して居た。

實驗室研究に於ては溢流堰堤に最も多く使用されて居る表面勾配0.8~1.0のものに就いて行つた。

最初には0.8~1.0の勾配を有する硝子板型枠内にコンクリートを打つた。此のコンクリート打作業中及搗固中の硝子内面の變化を研究した結果、コンクリート打作業中には殆んど變化が認められなかつたが、振動搗固に際しては硝子内面に氣泡又は水泡の如きものが認められた。振動作業が繼續せられるに従ひ氣泡が増加し不規則な通路を辿つて上方に移動し小泡が逐次合體して大氣泡となる事が認められた。此の氣泡を小硝子管

を以て突き差した結果、是等は總て空氣からなつてゐる事が確認された。

後に至り此の硝子板の代りにバイラリン (Pyralin) を用ひた。バイラリンは殆んど透明で柔軟であり、容易に穿孔出来る物質である。小さい穿孔をバイラリンの表面から徐々に行ひ氣泡に達する瞬間は特に慎重にして氣泡並に附近のコンクリートの移動を注視した。穿孔が氣泡に達するや否や泡が消失し直徑3"位の範圍のコンクリートが直ちに其の場所を填充し、其の後は此の穿孔から何等の氣體が出て來なかつた。

即ち是れによつてもコンクリート内の空隙は空氣に起因する事が知られる。型枠を使用しないコンクリートの表面からは水が漏出して來なかつたがバイラリンに穿孔して氣泡迄達せしめると、2、3分後には驚く可き量の水がセメントも砂も混入しないで流れ出して來た。此の事實は此の水が取り去られない限り、型枠に近接するコンクリート内には澤山の遊離した水が存在する事を示すものである。

コンクリートを振動搗固め中は空氣は軽い爲め混合物の上部の方に移動し、振動が繼續されてゐる間に傾斜せる型枠の内面に集まつた氣泡は徐々に上の方に移動し、コンクリートの表面が粗く斑點を有するものとなる。

バイラリンに近接する粗骨材が氣泡の移動通路を左右し、硬練の際には氣泡の移動が出來ない。軟練が使用された時はコンクリート内の粗骨材は振動が繼續されるに従ひ、徐々に下方に沈下して行き、表面には細砂及水が出て來る。此の結果として液狀物質が表面に近く集まり、空氣が容易に上方へ移動するのを助ける結果となり表面が一層粗雑となる。斯くして表面は細骨材が多きに過ぎ水セメント比が大となり、貧磨耗性の層を形成し耐久力が少なくなる。

透明なる型枠による觀測の結果空氣を吸収するか或は其を通過せしめる様な型枠の必要が生じた。此の目的の爲め鐵鋼にモスリンの布を張り付けそれを木製型枠の内面に張つた。此の方法を以てすれば布の面に接するコンクリート表面は滑らかになり布は空氣に容易に通路を與へる事が知られた。然かし此の方法は實際現場に於て使用するには餘りに施工が複雑にして工費も高くなる。

次の研究は表面が多孔性にして吸収性を有する板で尙工費の廉價なものを見出す爲めに行はれた。吸収性の試験は種々の商品、即ち木纖維、甘蔗の纖維、及麥藁の纖維等を板狀に壓縮し lithopone を熱壓延し砂を吹付けた板を型枠の内側に取付けそれに實際コンクリートを打つて行はれた。

然かし問題は斯かる板を以て其の吸収性を失はせる事なく型枠とコンクリート間の粘着性を防ぐ方法である。

種々の油及化學製品を表装として試験して見たが完全な解決が得られなかつた。澤山の實驗を行つた結果吸収性板を廉價なモスリン布で覆ふと良結果が得られる事が知れた。

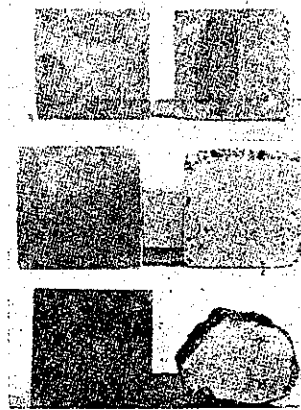
上記の吸収性板を取付けた型枠内に打つたコンクリートと普通の木製型枠内に打つたコンクリートに付いて凍結及融解を幾回も交互に繰返す試験を行つた。是等の試験片は9×9×3吋にして同混合のコンクリートを使用した。普通の木製型枠内に打つたコンクリート試験片の上記試験記録は次表の如くであつた。

凍返し回数	0	10	20	30	40	50	60
重量消失量%	0	0.5	1.7	8.2	17.8	22.6	37.0

然し吸収性型枠内に打つたコンクリート試験片は70回後に於ても何等重量の消失が認められなかつた。

圖-16.

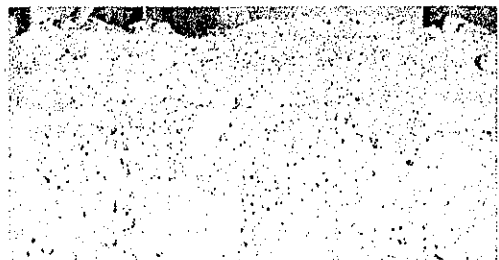
氷凍及融解試験片を示す。上段より10回、30回、60回後に於ける試験片の状態を示す。向つて右は普通の場合、左は吸収性型枠使用の場合である。



是等の試験片を半分に分けて見た結果によれば、吸収性型枠を使用した分は其の表面に近づくに従ひ氣泡が少なく質が緻密にして強度も大となる事が判明した。

圖-17.

普通の型枠内に打つたコンクリートの表面氣孔を示す。是等は表面をセメントの薄膜で包まれ普通には現はれてゐないが砂を吹き付けると露出する。



斯かる型枠を實際現場で使用するに就いては種々の困難がある爲、Grand Coulee 堰堤の下流面に試験的に施工して見る事になつた。此の試験は1939年10月に各種吸収性表装會社の製品を各1000平方呎購入して行はれた。

此の大々的試験の結果に依れば、或る少數の商品は型

枠とコンクリートとを
 結着せしめ型枠の取外
 しを不可能ならしめた
 が、大多数のものは満
 足な結果を與へた。即
 ち是等の表面にボール
 による硬度試験を行つ
 た結果、従来の木製型
 枠によるコンクリート
 より遙かに硬い事が證
 明された。又表面の滑
 らかさは大いに改良さ
 れた。

コンクリートの組織
 上の變化は表面から 1
 1/2 吋の間に認められ
 る。水セメント比は吸
 收性型枠板の表面に於
 て最も低く、遠ざかる
 に従ひ増加する。斯く
 てコンクリートの密度
 と應力は表面が最大に
 して徐々に内部に向つ
 て減少して行く。此の方法に依れば特に硬い表面が得
 られ、内部にも空孔が少ないコンクリートが得られる。
 又割目や龜裂が大いに減少する故に將來大いに有効に
 使用せられる可能性がある事が確認された。

2 月 1 日に Parker 堰堤工事中の發電所に使用する
 爲め 1 枚 5×8 呎の吸收性表裝板 240 000 平方呎分の
 入札が行はれた。

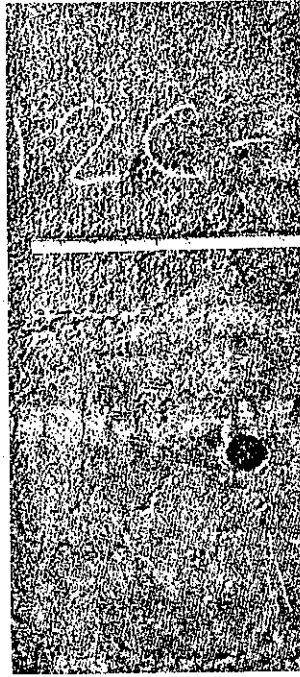
吸收性表裝板に關する仕様書には次の如く書かれて
 る。

“型枠表裝板は次に示す諸缺點を排除出来る吸收性の
 ものでなければならぬ。諸缺點とは其れに對してコン
 クリートを打つた際に普通現はれる空隙、氣孔、及其
 の他の缺點等を云ふ。型枠表裝板は空氣と水分に對す
 る高吸收性を有し、其の表面は堅硬なるコンクリートを
 生ずるに適し尙型板の取外しには粘着最も少なきもの
 なるを要す。型枠表裝板は容易に切断され、取り付けら
 れ或は其の使用を容易に出来るものなるを要す。其れ
 自身コンクリート内のセメントの化學反應を害し又は
 色を變化せしめないものなる事を要す。

型枠表裝板は濕氣に對しては充分なる耐力を有し、木
 製型枠にて裏打ちし 4 吋スランプの 12 呎厚のコンク
 リートの壓力に對し耐え、又コンクリートの表面を變形
 させないだけの抗壓力を必要とす。

圖-18.

現場試験の裏面を示す。上部は吸收性
 型枠を使用したもの、下部は普通の木製
 型枠によるコンクリート。



河 川

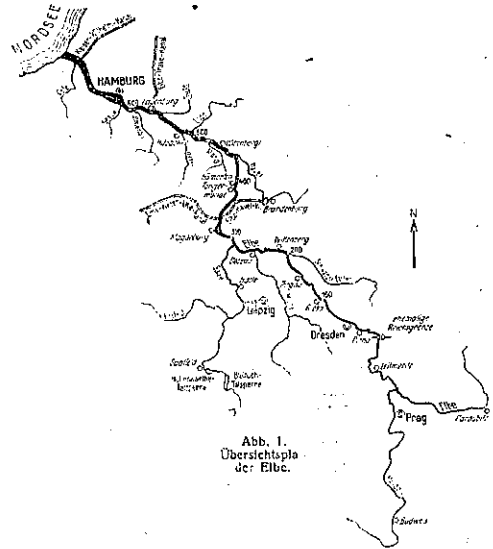
(93) Elbe 河 改 良 工 事

(W. Metschies, "Der Ausbau der Elbe zum
 schiffbaren Strom." Die Bautechnik,
 20 Oktober 1939, H. 45 s. 577~582.
 福田秀夫抄)

本文は 1815~1865, 1866~1910, 1911 以後に 3 大別
 して、Elbe 河を運河化せんとした改良工事の経過に就
 て敘べたものである。

1815~1865 年 Elbe 河の改良工事に就ては、先づ
 1815年を考へねばならぬ。即ち 1815. 6. 9. Wien の國
 會に呈出された議案により、Elbe 河沿岸の各州は、航
 路の改良に對して、一定の義務を持ち、この結果曳船路
 の維持と水路の障害物を除去する工事が行はれてゐた
 が、未だ本格的には航路問題は起きてゐなかつた。

圖-19. Elbe 河平面圖

Abb. 1.
 Übersichtspla-
 der Elbe.

1821 年に Dresden で Elbe 河の水運問題は討議せ
 られたが、之は上記の Wien に於ける會議をむしかへ
 したにすぎず、又當時 Hamburg~Magdeburg 汽船會
 社により、Magdeburg より Hamburg 迄の航行が開
 かれた。之が Elbe 河の初めての試みであつて、之に引
 きつゞいて、1842 年には Dresden で 2 つの會議が開
 催せられ、この會議の席上、Elbe 河沿岸各州の河川工
 事の専門家の意見を聴取して、漸く問題の核心にふれ始
 めた。更に Melnik より Elbe 河の河口迄の調査の結
 果を綜合して、1844. 4. 13 に現在の規則の根本となつた
 所の、Elbe 河の航行條令を發表した。之は 53 條より
 なつてゐるが、之によると、

1842, 12, 15 の Elbe 河沿岸の河川技術者の忠告及
 び研究により、各州は各自の區域に於て、Hamburg~
 Tetschen を航行に充分なるやうに、少くとも 3 Fub
 (0.94 m) の水深、即ち 1842 年の最低水位以上 6Z⁰11

(0.16 cm) を保たねばならぬ。

この目的を達成するためには

1. 破堤後、未だ修理に着手せられざる堤防の補強
2. 廣すぎる河道の整理と、浅い箇所を浚渫
3. 砂洲の撤去
4. 航路の妨げにならぬ時は、砂地を草地とすること

この規定は直ちに遂行せられ、Elbe 河沿岸の各州は毎年改良工事をすべきであるとした。

又 Elbe 河の住民は 1850 年、1858 年に、更に河を確保するために、Elbe-Stromschav-Kommission を作った。

1858 年迄の Elbe 河の工事は、この委員会の統計によると、

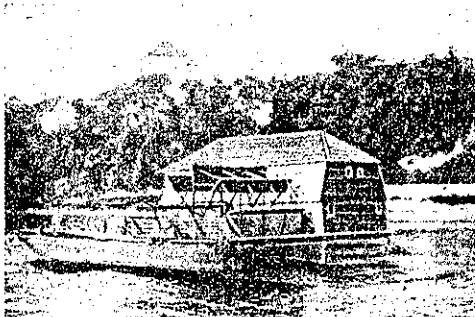
- | | |
|---------|--------------|
| 1. 水制 | 4 298 本 |
| 2. 築堤工事 | 延長約 113.4 km |
| 3. 並行工 | 延長約 27.8 km |

この工事には、蒸気浚渫機を用ひて浚渫し、浚渫した土は並行工に使用し、河床の岩石は爆破によつて除去し、材料としては、石、粗礫、木材、砂、礫、等廉價なるものを使用した。併し工事の方法は一定はしてをらず、水制は或るものは石の基礎に粗礫を用ひたり、或るものは巨大なる石のみによる水制としたり、或るものは砂、石等の混合によつた。その上部の幅員は 1.5~2.5 m で、頭部は完全にかためられてゐた。

何れにしてもこの時代には蒸気浚渫機を最も多く使用した。

1866 年~1910 年 1866 年には Preußen の政府は Elbstromverwaltung-1939. 4. 1 以後 Wasserstraßendirektion と改稱——を Magdeburg の知事の下に作り、中水位以上の工事を統一して計畫し、遂行せんとしたが、尙不規則なる箇所が多かつた。又水深は 1842 年の協定より、更に 0.15 m 大にした。

圖 20. Elbe 河上の水車



又圖-20 の如き船につけた水車も段々と取除かれて、1901 年には Rögatz にあつた最後のものもなくなつた。

この當時の水制の長さは、河の幅員に應じて決定せられ、頭部を大體中水位にをき、Havel 河の河口より下流では、1:5 の勾配、上流では 1:3 の勾配を採用した。又屈曲の激しい所にある水制は、浚渫土砂を以てうめられ、石を以て張つてある。

更に流路をよくせんがためには、小さい水制をも作

り、大なる水制よりも高さは低くした。この中には Katz により命名せられた Katzsche Hakenbuhne なる特別の形のものもある。

河川断面を安定し、水深を増すためには、粗礫や石も使用せられ、低水以下に於ける横断勾配は 1:10~1:30 である。

1880 年~1910 年の Elbe 河の工事の結果は、當時の状況より考へれば、先づ充分なものとしなければならぬ。當初の中は Elbe 河の河道に規則正しき断面と水路を與へんとしたが、Havel 河の河口より下流では、砂洲の移動が激しいために、河状は満足出来るものではなかつた。併し、改良工事は絶へず行はれて、堤防も更に大なる出水に對しても、その補強工事によつて安全となつた。

この結果、この頃の問題は、單にこの水路に採用すべき船の大きさと交通量のみであつた。

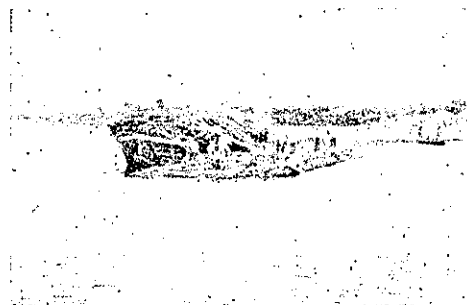
1911 年以後 Elbe 河の河床は年々低下し、1904 年 1911 年には濁水に見舞はれたために、同じ水量の時でも 1842 年の水位の時の方が水深が大になつた。このために Elbstromverwaltung では Sachsen と Preußen の境から、海に至る迄の Elbe 河の改良工事を計畫し、1904 年の N. W より Saale 河の合流点より上流では 1.10 m 下流では 1.25 m の水深を保たねばならなかつた。

この工事費は通航税に仰がねばならなかつたが、Österreich の大反對にあつて、Saxen の区域のみが部分的に計畫せられたが、1914 年世界大戦の發生のために、工事は一頓座をした。

1928 年になると、水運の要求は更に増大してきたので 1931. 5. 10. には今迄に得られた経験を基にして、Saxen と Preußen の境より海に至る迄の Elbe 河の低水路工事が着工せられた。

先づ圖-21 の如くに各種の水制の新設、増設、又特に

圖-21. 水制の施工工事



Havel 河上流に於ける護岸工事を行ひ、この結果として、流路延長は短縮せられたが、流れによる流送力は高められなかつた。

1931. 5. 10 の計畫によつて、Saale 河上流の 'Kleinen Breiloch' と 'Hohenwarthe' の近くに 2 つの堰堤と、Pirna の貯水池が竣工し、この成功により更

に注意をひくやうになつた。堰堤によつて, Saale 河合流点より下流の Elbe 河に, 湧水時には水を補給し, 之により Elbe 河の水位を一定に保持し, 又 Pirna の貯水池では乾燥季に Barby の上流の水位をあげることが出来た。Magdeburg 附近の地方的運河化は, 航路の根本的改良をなしたが, 尙こは Elbe 河全川中の最悪の箇所であつた。

水制の天端幅は 2m に決定し, 頂部の勾配は 1:5, 側面は 1:3 とし, 岸に近い方は 1:3.5 とし表面は圖

圖-22. 水制の張石工事



圖-23. ポンプ船による浚渫工事

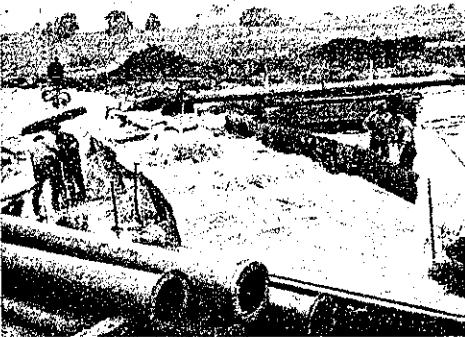


圖 24. 工事前の河状

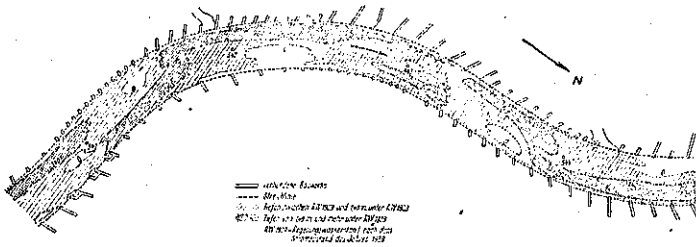
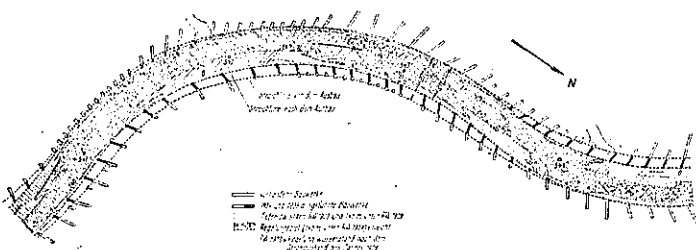


圖-25. 工事後の河状



-22 の如くに張石を施工した。

工事施工に當つてはポンプ船を以て砂を吸上げ (圖-23), 水と共に土砂を工作物に流しこんだ。この外にはバケット浚渫船, 曳船, ランチ其他の機械が大いに利用せられた。又工事は國直轄及び企業家によつて行はれた。

1931. 5. 10 の根本的の工事の效果は既に示され, Elbe 河の航路は圖-24, 25 の如くに明かに良好となつた。即ち屈曲部分や, 扁平な部分は大半なくなり淺瀬もなくなつて, 水深も大になり, 河床の状態も規則正しくなつた。

この工事によつて改良せられた事實は, 通航船舶の著しい増加, 貨物量・積載量の増加, 通航時間の短縮によつてもはつきりと判る。即ち Elbe 河の通航に對する安全性を充分確實にしたものではあるが, 之を以て Elbe 河の工事は終つたといふのではなく, 尙なすべき多くの仕事は残つてゐるのである。

堰 堤

(94) 堰堤のゴム製水止

(C.P. Vetter, "Rubber Waterstops for Dams." E. N. R., Feb. 1, 1940 p. 47-49. 藤田博愛抄)

ゴム製水止は最近米國拓地局に依つて完成された Imperial Dam の繼目及び All-American Canal の構造物中に使用されて居る。此のゴム製水止は米國拓地局が其の型式及び壽命に對する廣範な研究を行ひその結果採用されるに至つたものである。

大構造物が荷重に依つて相當に變形する材料の上に築造される場合には不等沈下の爲に各部構造に餘分の應力を誘發したい様に構造繼目が必要である。この様な場合には構造物の各部は隣接部分に不測の荷重を傳播しないで夫々自己の荷重を受ける様に設計せる可きである。屢々構造物の弱點となる沈下は避け難いものであり, 又最近の土質力学の助けをかりても尙荷重状態に於ける精確な沈下量の斷定は困難である。若し構造物が不測の應力を受ける事なく沈下するならば適當な豫防策を講じさへすれば必ずしも不安定と云ふ譯ではない。若し此の様に變形する基礎の上に築造された構造物が水理作用を受けるものである場合には各部間の水密性を如何にして保つ可きかが問題になつて来る。

Imperial Dam の場合に於ては川砂及び泥土上に主要部分が築造されたのが浮游型式であり, 他の重い門扇を

支へる翼部は杭打基礎の上に築造されて居る。浮游部の堰堤の沈下は相當大きい。杭打基礎部の沈下は極めて小さいものである。

各部が夫々個々の荷重を受けた際隣接した部分へ各自の荷重を傳播する事なく與へられた荷重に耐へる様に隣接部相互間に相關した變形をなし同時に水密性を保ち得る様な水止が必要となつて來た。此の目的の爲に使用された不銹鋼板及鍛鐵板は相當大きい相互運動に對して水密性を保ち得ないので不適當であつた。

ゴム製水止の壽命の推定 類似した條件の個所に使用されたゴムの壽命は調査の結果に依ると最初送油管のゴム製填隙材として使用された。Elizabeth, N. J. の瓦斯管で 61 年間の記録がある。それは 1931 年に除去されたが填隙材は尙立派な状態で保存されて居り、且其の物理的性質は尙非常に高いものであつた。又瓦斯管填隙材としては Cincinnati に於て 24 年間、Columbus に於て 41 年間使用して尙良好な状態を保つて居た記録がある。又 Lock Joint Pipe Co. の主任技術者 F. F. Longley は歐洲に於ける填隙材に就て 65 年間も立派な状態を保つて居た事を報じて居る。接手間の狭い薄片は硬化して龜裂が入り其の弾性は失はれて居たが填隙材の主體は尙弾性を有し良好な状態にあつた。Denver に於ける Gates Rubber Co. の手でなされた 10 年以上に亘る露出試験に依ると日光風雨に曝されたゴム材は比較的短期間に龜裂が入り質が低下するが壽命の長い特殊ゴムを作る事は可能である事を提唱して居る。

進歩した試験 品質低下に對するゴムの抵抗力の決定に就て種々の改善された試験法が提案されて居る。例へば高温で硫黄を以て處理されたゴムを 70°C で自由に循環する空氣中に置く所の Geer 爐試験とか、70°C に於て 300 lbs/σ² の壓力を有する酸素中に於ける Bierer-Davis の衝擊試験及 126°C に於て 80~85 lbs/σ² の壓力を有する空氣中に於ける熱壓力試験等が之である。上記の進歩した試験はゴム合成物の壽命に對し貴重な指示を與へるものであるけれども之は實際の露出状態にある合成品の變化に信頼し得る指示を與へるものではない。

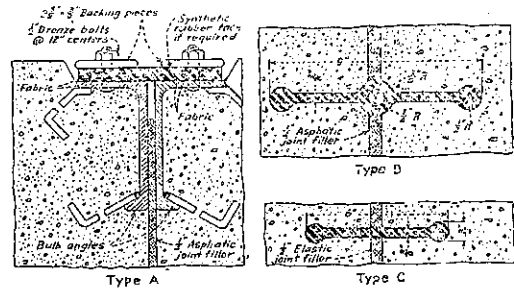
最近種々の人造ゴム合成品が市場に出現して居るが實驗室の試験及實際の露出試験に依ると之等合成品の中には天然ゴムより壽命の點で勝れたものがある事を示して居る。

之等の調査に依ればゴムは適當に合成され、日光及風雨に曝さなければ相當長い壽命を有するものと思はれる。

Imperial Dam の水止 Imperial Dam の種々の構造物及排泥工作物中に使用する水止として圖-26 の A 型、B 型が設計された。A 型はコンクリートの表面に取付けてあるので必要に應じて將來取替へる事が出來

圖-26.

Imperial Dam 及び All-American Canal に使用されたゴム製水止を示す。A 型は表面に取付けたもの、B 型は内部に埋設されたもので C 型は運河の隙のコンクリート断面に使用されたものである。



る。此のゴム製水止は 6×1/2 吋のゴム片で兩端は夫々二層に分れた構造で補強され、青銅のボルト及鋼製縮具で山形鋼に取付けて居る。尙ゴムが大氣に曝されて居る部分は厚さ 1/16 吋の人造ゴムで外側が硫黄で處理してある。B 型は完全にコンクリート中に埋設され兩端に膨みを付して隣接ブロックの相對運動に際し抜け出さぬ様になつて居る。又中心にある中空の膨みに隣接ブロックが水止に直角な運動をなす際の剪斷を防ぐ目的を有するものである。

All-American Canal の設計に關聯して發達した C 型は薄いコンクリート構造物で比較的相互運動の少い所に使用される。

之等水止の現場添接は直線部のみに限り特殊電熱鑄型を使用する。

尙之等の型は最近二ヶ年間使用されて居るが結果は極めて良好である。Imperial Dam では實際に 2 吋の相互變位があつたが特に注意する様な漏水は無かつた。

材料購入の仕様書 鑄造水止は良く處理された原料で作製すべし。即ち新しい栽種ゴムのみを使用し煤煙、酸化亜鉛、混合促進材、二硫化物及融和劑等補強劑を混合し作製すべし。此の合成體は新しい栽種ゴムを容積 72% 以上含み、引張強さは 3800 lbs/σ² 以上にして破壊の際の伸張は 550% たるべし、伸張 300% 及び 500% の際の引張應力は 1100 lbs/σ² 及び 2800 lbs/σ² 以上の事。ショア硬度計の讀みは 158°F (±2°) の大氣中に 7 日間又は 158°F (±2°) の酸素中で 300 lbs/σ² の壓力をかけて 4 日間放置した後に於て 68~68 たるべし。

水止は全断面を一度に鑄造し直線部以外では添接をなすべからず。細片及び特殊結合片は何の断面も稠密等質にして多孔質にならぬ様に養生すべし。

鑄型は鑄鐵製又は軟鋼製のものを使用し連続製作を可能ならしめ、内部の仕上はしなくても相當平滑にして寸法の變化は ±1/32 吋以内にすべし。但し鑄型は他の製品に兼用する様に断面に餘裕を持たせて可なり。

高水頭用ゴム製水止 現在迄に拓地局の手に依て完成されたものは最大水頭 40 呎の堰堤及び其の他構造物

に使用したのみであるが、更に高永頭に對しても同様に考へられる。此の場合問題はゴムの不滲透性、水止と構造物間の水密性のみならず水止周囲のコンクリートの滲透性も考慮する必要があるから更に複雑化して来る。

一方コンクリートは相當高度の水密性を持たせ得る。即ちコンクリート管が其の一例であるが大堰堤に於けるマスコンクリートは同程度の不滲透性を持つとは考へられない。従つて必要な不滲透性を得るには水止周囲に特殊配合のコンクリートを使用するか滲透水の壓力勾配を減ずるため他の方法を講じなくてはならない。

圖-27. 高堰堤の監査堅孔中に取付けられたゴム製水止

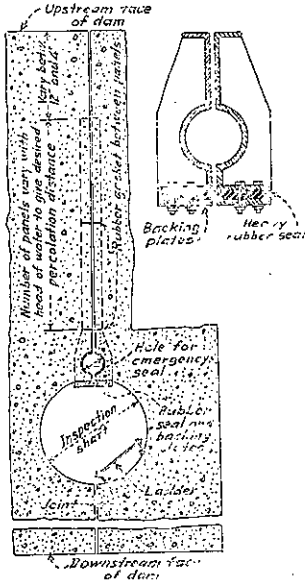


圖-27 は此の目的に對し發案された水

止を示して居る。接手の表面は横斷方向に水頭に應じ夫々一定の幅の非腐蝕性鋼鐵板でライニングされて居る。水止は重いゴム板で出来て居り、接手の兩側のコンクリート中に取付いて居る鑄物にボルトで締付られて居る。此の水止は下流側に締付鋼板を以て支へられて居る。若しゴム製水止の付替が必要になつた時は常備水止より上流側に圓筒形空潤を設け、其の中に應急水止が取付られる様になつて居る。

此の型は高堰堤に使用して良い結果を得ると信ずる。

道 路

(95) クロノイド曲線による緩和曲線布設法

“Die Absteckung der Klothoide als Übergangskurve.” Gleistechnik und Bahnbau, Dez. 1939
平川朋之 抄

緩和曲線の問題は近年に至り随分と多くの人々に依つて研究され且つ發表せられてゐるが、之は鐵道に於ては列車、道路に於ては自動車の速度昂上に起因するものである。現在迄の處この問題は次の二つの方向に進んでゐる。

1. カントの遞減を圓滑ならしむる爲緩和曲線として4次以上の高次の拋物線或は拋物線類似の曲線を以てする事。
2. カントの直線遞減を維持しつゝ現在の三次拋物線を改良する事。

以下第2の問題に就て、最近獨逸國有鐵道技師

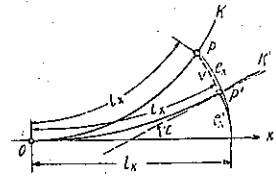
Ludwig Weihs に依つて發表せられたるクロノイド曲線布設法を紹介しようと思ふ。

尚クロノイド曲線は從來の三次拋物線が切線上の距離に比例して曲率が增大する曲線なるに對し、之は曲率増大が曲線上の距離に比例するもので、より理論的に正確な緩和曲線と云ふ事が出来る。

伸開線によるクロノイド曲線布設

衆知の如くこの問題解決の鍵は Schramm の角圖法にあるけれ共こゝでは幾分違つた觀點に立つて説明を加へる。圖

圖-28. 曲線區隔と伸開線

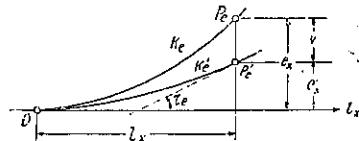


-28 は K' , K の兩曲線を示し、その原點は共通して X 軸に相接して居る。原點 O から兩曲線上の點 P, P' 迄の curve length を L_x とする。 P, P' に於て兩曲線の伸開線 (Involute) を e_x, e'_x とすれば、 P, P' の距離 v は Involute の差に近似的に等しいと云へる。

變位 v は Schramm の角圖法では兩曲線の方の點から直角に測られるのであるが、この圖の如く原點 O から等距離の點を結び付けてもこの誤差は極めて小さい。

圖-29 に於て横軸に弧長を縦軸にその Involute の長さを取れば

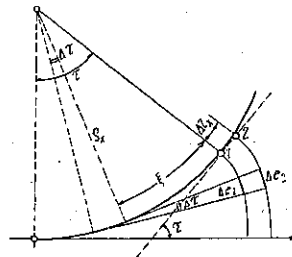
圖-29. 圖-28 の伸開線圖



$$v = e_x - e'_x \dots \dots \dots (1)$$

圖-29 の曲線 $K_e, K_{e'}$ を圖-28 の曲線 K, K' の Involute curve と名付ける。Involute の微分方程式は圖-30 に於て

圖-30.



$$\Delta e_x - \Delta e'_x = (\xi + \Delta l_x) \Delta \tau - \xi \Delta \tau = \Delta l_x \Delta \tau$$

従つて $e_x - e'_x = \Delta l_x \tau$

or. $\frac{de}{dl_x} = \tau \dots \dots \dots (2)$

圖-28 と圖-29 の關係は

$$\tan \tau = \tau_1 \dots \dots \dots (3)$$

$d\tau = \frac{dl_x}{\rho_x}$ なる故 (2) から

$$\frac{d^2e}{dl_x^2} = \frac{1}{\rho_x} \dots\dots\dots(4)$$

之は言葉を変へて云へば K 曲線の曲率は K 曲線の二次微分商を表てゐる。即ちある曲線の Involute curve を知れば、それから実際の曲線を定め得るのである。 τ を l_x の函数として analytical curve の形に移せば所謂角圖を得る。その Integral curve は

$$e = \int \tau dl_x \dots\dots\dots(5)$$

(A) 圓の場合

半径は constant なる故

$$\frac{d^2e}{dl_x^2} = \frac{1}{R} \quad \frac{de}{dl_x} = \frac{l_x}{R} = \tau$$

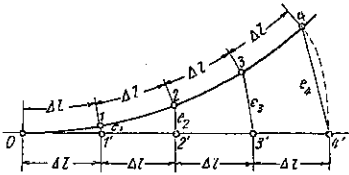
即ち角は長さに正比例する故圓の角圖 (圖-29) は直線となる横軸に對する傾きは

$$\frac{\tau}{l_x} = \frac{1}{R}$$

そこで $e = \int_0^{l_x} \frac{l_x}{R} dl_x = \frac{l_x^2}{2R} \dots\dots\dots(6)$

即ち圓の Involute curve は Parameter R の二次拋物線である。そして Involute が餘り長くないその弦を以て代用せられる範囲内では簡単に次の方法によつて曲線を布設する事が出来る。

圖-31. 圓弧及伸脚線長とに依る曲線布設



先づ最初直線上に (圖-31) 弧長 Δl をとり $1', 2', \dots$ とし Involute length e_1, e_2, \dots を (6) 式により計算する。點 O から Δl , 點 $1'$ から e_1 を測つて點 1 を定める。次に點 1 及 $2'$ から Δl 及び e_2 を測つて點 2 を定める……。

若しも Involute が點 4 に於ける如く餘り長くなり e_4 との差が大きくなればこの方法は勿論適用出来ない。然しかゝる場合は最初 Involute length の半分を一つの圓で置換へ更に之から半分の Involute length をもう一つの圓で置換へれば良い。この圓弧を用ひる方法は疑なく直角座標の布設法よりは遙かに簡單で且正確である。

又表を使はなくとも出来ると云ふ利益もある。次に

(B) Clothoid の場合

clothoid の微分方程式は $\frac{1}{\rho_x} = \frac{l_x}{c} \dots\dots\dots(7)$

(4) 及び (7) 式から $\frac{d^2e}{dl_x^2} = \frac{l_x}{c} \dots\dots\dots(8)$

積分の後 $e = \frac{l_x^3}{6c} \dots\dots\dots(9)$

即 clothoid の Involute curve は三次拋物線である。

$$\tau = \frac{de}{dl_x} = \frac{l_x^2}{2c} \dots\dots\dots(9a)$$

圖-32. Clothoid と圓弧

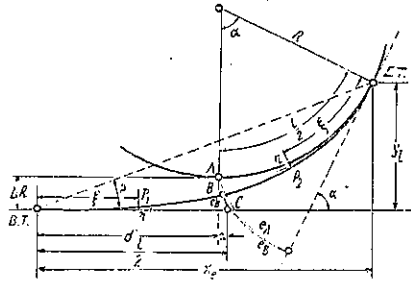
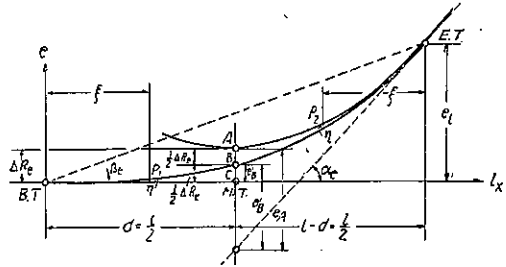


圖-33. clothoid と圓弧の Involute Curve



Clothoid の場合も又圓と同様に圖-31 の方法で簡単に布設出来る。圖-32 に clothoid と之に接続する圓弧とを表し、圖-33 にその Involute curve を示す。この場合圓弧は二次拋物線に clothoid は三次拋物線となる。

二次拋物線から $e = \Delta R e + \frac{(l_x - d)^2}{2R}$

三次拋物線から $e = \frac{l_x^3}{6c}$

E. T. (圖-32) に於て圓と clothoid の tangent と彎曲を等しく置き、更に兩拋物線の Involute length を等しく置けば

$$\frac{l-d}{R} = \frac{l^2}{2c^2} \quad \frac{1}{R} = \frac{l}{c}$$

$$\Delta R e + \frac{(l-d)^2}{2R} = \frac{l^3}{6c}$$

$$\therefore c = Rl \dots\dots\dots(10)$$

$$d = \frac{l}{2} \dots\dots\dots(11)$$

$$\Delta R e = \frac{l^2}{24R} \dots\dots\dots(12)$$

猶三次拋物線は M. T. に於て $\Delta R e$ を丁度二等分して居る。

$$\therefore \frac{(l/2)^3}{6c} = \frac{l^2}{48R}$$

圓の shift ΔR は常に $\Delta R e$ よりも或る値 δ だけ小さい。距離 $A-B$ は二曲線に共通の tangent に関する Involute の差 $e_A - e_B$ であり下半分 $BC = e_B'$ は點 B の横軸に關する Involute length である。

$$\Delta R = \Delta R e - \delta \dots\dots\dots(13)$$

$$d' = \frac{l}{2} - \lambda \dots\dots\dots(14)$$

圖-32 の α は (9a) より

$$\alpha = \frac{l}{2R} \dots\dots\dots(15)$$

之より $A-E.T.$ 間の弧長は綏和曲線の半分に等しい。さて clothoid の方程式は

$$y = \sqrt{\frac{c}{2}} \int_0^{\tau} \frac{\sin \tau}{\sqrt{\tau}} d\tau \dots\dots\dots(16)$$

$$X = \sqrt{\frac{c}{2}} \int_0^{\tau} \frac{\cos \tau}{\sqrt{\tau}} d\tau \dots\dots\dots(17)$$

この兩式に於て $\sin \tau, \cos \tau$ を級數に展開して積分すれば

$$y = \epsilon \alpha f_1(\tau) \left. \begin{aligned} f_1(\tau) &= 1 - \frac{\tau^2}{2.7} + \frac{\tau^4}{2.4.5.11} - \frac{\tau^6}{2.4.5.6.7.15} + \dots \end{aligned} \right\} (18)$$

$$x = l \alpha f_2(\tau) \left. \begin{aligned} f_2(\tau) &= 1 - \frac{\tau^2}{2.5} + \frac{\tau^4}{2.3.4.9} - \frac{\tau^6}{2.3.4.5.6.13} + \dots \end{aligned} \right\} (19)$$

$$\delta = \Delta Re - \Delta \\ = \Delta Re - ye + R(1 - \cos \alpha)$$

$\cos \alpha$ を級數展開して (9), (15) により

$$\delta = \Delta Re \left(\frac{\alpha^2}{4.7} - \frac{\alpha^4}{4.5.6.11} + \frac{\alpha^6}{4.5.6.7.8.15} \dots \right)$$

或は α を (12), (15) によつて ΔRe で表せば

$$\delta = \frac{3\Delta Re^2}{14R} \left(1 - \frac{7\Delta Re}{55R} + \frac{\Delta Re^2}{100R^2} \dots \right) \dots(20)$$

() 内は近似的に 1 と置けば

$$\delta \cong \frac{3\Delta Re^2}{14R} \dots\dots\dots(21)$$

次に $\lambda = \frac{l}{2} - X\epsilon + R \sin \alpha$

$\sin \alpha$ を展開すれば

$$R \sin \alpha = R\alpha \left(1 - \frac{\alpha^2}{2.3} + \frac{\alpha^4}{2.2.4.5} - \frac{\alpha^6}{2.3.4.5.6.7} + \dots \right)$$

$$\lambda = \frac{ld^2}{2.2.3.5} \left(1 - \frac{\alpha^2}{4.9} + \frac{\alpha^4}{4.6.7.13} \dots \right)$$

α を更に ΔRe で表せば

$$\lambda = \frac{\Delta Re l}{10R} \left(1 - \frac{\Delta Re}{6R} + \frac{3\Delta Re^2}{182R^2} \dots \right) \dots(22)$$

或は近似的に

$$\lambda \cong \frac{\Delta Re l}{10R} \dots\dots\dots(23)$$

(21), (23) の近似式に於ける誤差は、極めて小さい。それは綏和曲線では問題とならぬ。それで実際の場合には充分精確なものと思ふし得る。

猶 clothoid の特性として最初の弧半分の Involute length は次の弧半分の clothoid と圓弧の Involute の差に等しい事が云へる。何となれば圖-32, 圖-33 の P_1, P_2 に於て $P_1 \sim B.T., P_2 \sim E.T.$ 間を ξ とすれば P_1 に於ける Involute は (9), (10) に依つて $\eta = \xi^2/6Rl$ P_2 に於ける Involute の差は 2 拋物線 (圖-33) の縦

軸の差なる故

$$\eta = \Delta Re + \frac{(l/2 - \xi)^2}{2R} - \frac{(l - \xi)^2}{6Rl} \\ = \frac{l^2}{24R} + \frac{(l - 2\xi)^2}{8R} - \frac{(l - \xi)^2}{6Rl} = \frac{\xi^2}{6Rl}$$

かくて clothoid 曲線布設は次の様にして行ふ。

與へられた半徑に對して綏和曲線長を假定して (12) によつて ΔRe を定める。猶計算の簡単な爲には ΔRe を假定して (13) により $l = \sqrt{24R\Delta Re}$ を計算した方がよい。次に δ を (21) で計算し ΔR を定める。先づ點 A 及圓弧を布設し A 點と $l/2$ の距離に點 $E.T.$ を定め、 $A-E.T.$ 間を適當に區分する。こゝで λ の値を計算し直線上に點 C 及 $B.T.$ を定める。同時に直線上に必要な數だけ中間點を取る。更に Involute は

$$\frac{\Delta Re}{\left(\frac{l}{2}\right)^3} \dots\dots\dots(25)$$

によつて計算すれば、圖-31 に於ける如く、綏和曲線の半分を直線から又圓弧から同じ方法で他の半分の布設する事が出来る。

布設法は他言を要しない程かくも簡單である。若し僅かな簡單な公式を知つて居り計算尺で計算するなら表等使はなくても済むのである。

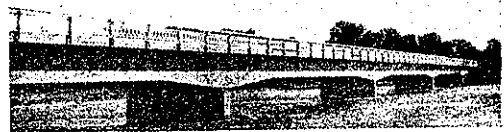
橋梁及構造物

(96) Washington 州 Yakima 郡に於けるボックスガダ橋

("Box-Girder Bridge at Yakima, Wash.") (Civil Engineering, Oct. 1939, p. 587~589.) 寺西弘治抄

太平洋沿岸に沿ひ數多く建設せられてゐるコンクリートボックス・ガダ式橋梁の一つの例は、新たに完成した Washington 州の Terrace Heights 橋である。

圖-34.



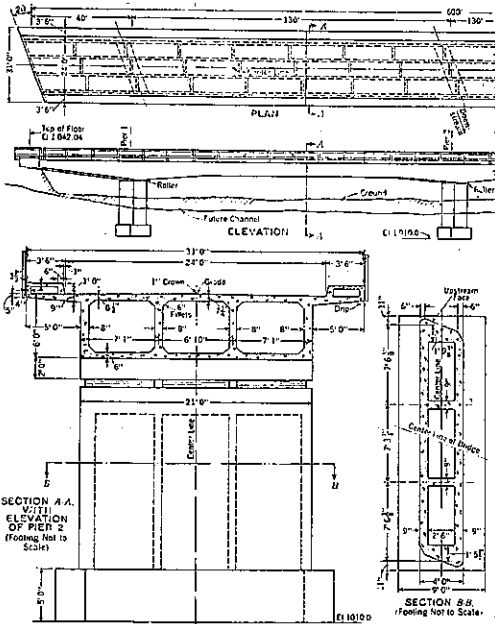
本橋は横隔壁及びローラーを狭い斜橋脚に用ひてゐること、又橋床全長 600' が車道全長に互り伸縮目地を有してゐないことが興味あることである。

新橋梁は河中屈曲部に位置してゐるので、橋脚は流れに應じさせるため斜めにする必要があつた、従つて標準位置より 20° 向きを變へられた。

コンクリート・ボックス・ガダ構造に於ては車道床版と縦腹壁とは、互に、車道床版と縦渡鋼梁 (屢鋼構造物に用ひられる) との關係と同一關係を生じた。若し横隔壁の隣接断面間に連續性が斷られると、横歪撓の調節

が最大可能程度まで容易になるであらう。それ故圖-35の平面圖に見る如く、橋脚隔壁と中間の點とは斜めであつた。

圖-35. 平面圖、立面圖及び断面圖。終端格間と他の3格間とは類似してゐる。中央橋脚(橋脚3)はローラーを有せず。



橋床が中央橋脚と一體に作られてゐる、併しコンクリートを充填した重鋼管ローラーは他の4橋脚の所で縦方向の移動が出来る。橋の兩端に於ける2'の膨脹の出来る空隙は、コンクリート杭上へのせられてゐる導流壁のある盛土の上部を後にずらして作られた。この2'の開きは膨脹の量を見越して設けられたのではなく、只單に型枠を容易に取外すことの出来る最小間隔として設けられたものである。

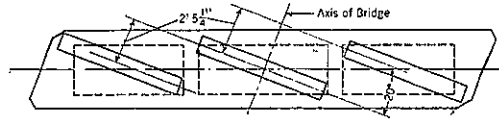
斯く作られた連続桁構造物は車道、側歩道からすべて目地を無くしてゐるけれども、橋床の膨脹が自由に出来るのである。上に在るボックス・ガーターと突出側歩道床版とにより外界から大部分隠されてゐるローラー・ジョイント自身は、こゝでは開いたまゝであつて四方に露出されてゐた、併しこれは必要次第容易に蔽ふことが出来る。

斜橋脚は細胞狀で、幅4'、投影長21'を有してをり、兩端は上のボックス・ガーターの兩側と同一平面になつてゐる。橋脚の外壁及び隔壁は厚9'で橋脚の縁端部は中空でない。ローラーを支へてゐる橋脚の上面は厚30'の中充床版である。

ローラーは移動の方向に垂直に置かねばならぬし、又支へを持たねばならぬから、1個のローラーでなくして、斜間隔2'-5'の梯陣をなして列べられたる3個のローラーが必要となる。

ローラーは10'であつて、富配合の手打硬練コンクリートを充填した超強度管で、コンクリート中に錠着せ

圖-36. ローラーの位置

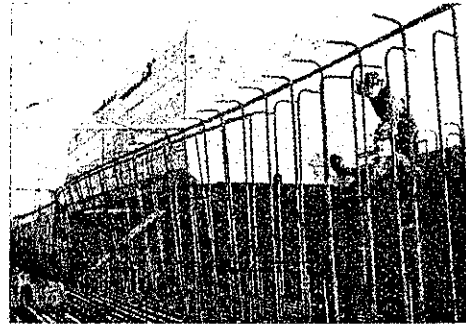


られた1'×2'鋼板の上に頂部と底部とを支へられてゐる。

桁の高さは中央支間断面で6'、直線的緩ハンチにより高さを増してをり、長さは24'、橋脚の所では距離4'の間に8'の高さとなつてゐる。床版は何處でも厚6'である。但し3中央橋脚に隣る格間のものを除く、ここでは床版は最大9'まで漸次増してゐる。車道床版はボックス・ガーターの兩側5'の突出梁縁になつてゐる、そしてこの突出梁の表面には、中空の側歩道が造られてをり、コンクリートの中に永久に埋込んだまゝの心型枠を持つてゐる。

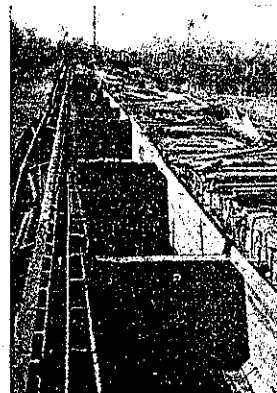
本橋に於ては、縦主鐵筋は引張床版の全幅に亘つて上部又は下部に均一に置かれた一重の棒鋼より成る。此の配置は鐵筋の布設を容易にするのみならず、鐵筋の周りにコンクリートを打つことも大いに容易ならしめた。

圖-37. 最終位置に却しつゝある心型枠。底版に於ける主鐵筋配置に注意



中心間隔12'の徑1/2'床版鐵筋が縦主鐵筋の下に置かれてゐること、又叉等の端が桁の腹壁の中へ2'曲げ上げてあることは注意すべきことである。

圖-38. 橋の東端より見た心型枠取外し後の構造。橋床々版型枠が中央區間の上に設置せられてをり、その上には外側區間の橋床々版用縱桁片が積まれてゐる。

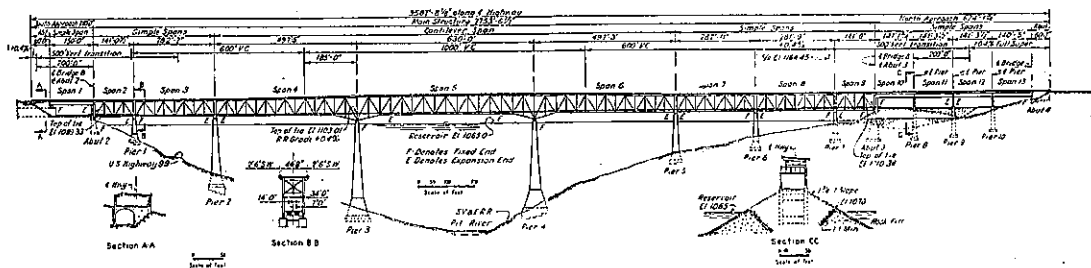


(97) Pit 川橋梁の設計

(H. C. Olander, "Pit River Bridge Design." West. Const. News, Feb. 1940 p. 50~54.)
中谷茂壽抄

Ahasta 堰堤築造の爲路線變更をする事になつた鐵道の新線に長さ 3587 呎に達する二階式橋梁が計畫されてゐる。本橋梁は上階に國道を下階に西部沿岸鐵道を通し、Pit 川の水面上 400 呎にして最高橋脚は 350 呎に達する。Shasta 堰堤が將來完成の時は鐵道線路は水面上 40 呎の高きになる。

圖-39. 中央徑間 680 呎を有する延長 3587 呎、主橋脚の高さ 350 呎の橋梁設計圖。堰堤完成後の水位も示す。



國道路面は軌道面上約 50' に及ぶが故に列車の煤煙に對して特別の防護を省略出来、道路の幅員を將來突桁によつて擴張出来る利益がある。橋梁は 0.4% 勾配にして、橋脚 No. 3 及 No. 4 に於ては構の高さを増加してゐる。種々比較研究の結果決定されたものは圖-39 に示す如く中央は徑間連續なる鋼構である。

高い橋脚の設計に於て地震力の計算は特異の問題であつた。設計の順序は次の様であつた。

1. 死荷重, 活荷重, 風荷

圖-40. 國道と鐵道床版の關係を示す断面圖。此の型式の利點は將來國道の幅員を如何にも擴張出来る事である。

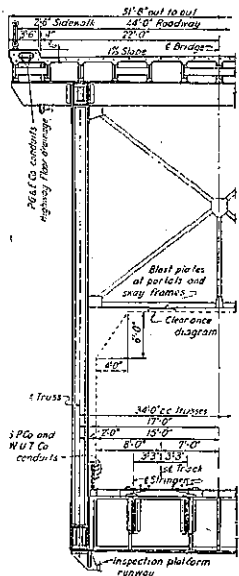
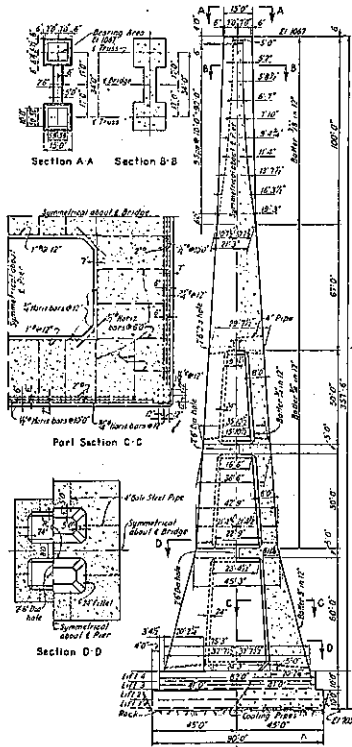


圖-41. 最高橋脚の立面圖並に断面圖



重, 牽引荷重及水壓等を考慮して基礎の寸法を定めた。
2. 次いで此の基礎の一端を支點として橋脚を回轉せしめる地震荷重を計算した。即ち總外力の合成力をして此の基礎の一端を通らしめる地震力を計算した。
3. 水中の橋脚に對しては尙以上の外に次式に依る側面に受ける水壓力を考慮した。

$$Pa = 0.90 \times g \times a \times w$$

$$Pb = 1.18 \times g \times b \times w$$

Pa = 橋脚の幅の大なる面に對する單位壓力--lb./sq'

Pb = " " 小なる " " " " " "

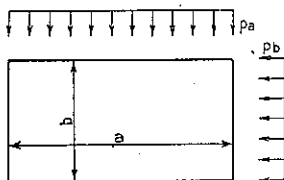
g = 地震の加速度を重力の加速度にて割りたる値即ち震度

a = 橋脚の廣い側の幅

b = " 狭い "

w = 1 立方呎の水の重さ

圖-42.



各々異なる荷重を紹介する毎に加速度も各々異なる値が得られる。加速度の値を計算してから最大引張應力を起す合成力に就いて軀體の設計を行つた。活荷重としては國道荷重を無視し鐵道は一車線活荷重として計算した。

No. 3 及 No. 4 軀體の下部は中空にした爲、施工が複雑になつたけれ共コンクリート量が大いに減少した。此の結果断面積が減少し垂直單位壓縮應力が増加して引張力が減少せる結果鐵筋量が減少した。

鋼構が橋脚に固定されてゐる結果として風荷重による橋脚内の振力の計算もしたが、其の爲に特別に配筋を必要としなかつた。

橋脚は總て岩盤上に築造される。大なる橋脚ではコンクリートが岩盤に接する所では大なる收縮龜裂を防止する爲基礎を冷却

する必要がある。基礎の最下端から各コンクリートの打継ぎ 5' 毎に給水管を挿入した。各層の給水管は總て各々 1 本の管によるコイルにして、最下層は 35 日間、最上層は 10 日間冷却用水を通すのである。

國道床版は車道部分 44 呎、幅員にして兩側に各 2 1/2' の歩道を附し H-20 荷重を以て設計した。列車荷重は E-72 を使用、兩軌道から荷重を受ける部材は E-72 の 90% を以て設計した。

國道活荷重と列車荷重を受ける部材は E-72 の 85% を以て設計した。構は 34' 間隔に配置し、深さは上下弦中心間 57' にして No. 3 及 No. 4 橋脚の所では 87' である。鋼構の大部分はシリコン鋼よりなつて居り 140' 徑間のみは炭素鋼を使用してゐる。

レイシングの更りに穿孔せる鋼板を使用した。構の各部材はレイシングを使用出来ない程大應力を受ける爲穿孔せる鋼板を使用する事にしたのである。穿孔せ

る鋼の効率に付いては未だ餘り研究が進歩してゐない爲穿孔の配置を知る爲に實驗を行つた。

實驗にはセルロイドを使用、貨物大の 1, 無孔板, 2, 4 種類の穿孔板, 3, レイシング断面等を作つた。是等の試験片に直接荷重, モーメント及剪斷力を加へて撓度を測定し各々を 1. の無孔板と比較した。

其れから穿孔せる模型に就いて孔の周圍の應力の分布並に大きさを決定する爲光弾性法を使用した。試験の結果は次表の通りである。

板(無孔)	モーメント	推力	剪斷力
	100 %	100 %	100 %
板 No. 1	93	69	71
„ No. 2	70	60	64
„ No. 3	93	63	75
„ No. 4	70	57	44
稜片	„	„	56

上記結果を比較研究せる結果實際には No. 3 の型を使用する事とした。