

抄 録

第 27 卷 第 7 号 昭和 16 年 7 月

水 理	頁
(78) 開水路の流れに於ける 4 つの流況	668
(79) 諏訪湖のセーシュに就て	669
(80) 雪からの蒸發, 滲透及融解量の測定装置	670
(81) 河床砂の流送に對する公式	670
(82) Reynolds 數 R と Manning n との關係	672
コンクリート	
(83) コンクリートの強度試験方法に就て	673
(84) 海中のコンクリート, 修正の必要ある見解	676
河 川	
(85) 河幅大なる沖積河川水流の機構に就て (特に揚子江に就て)	679
(86) Missouri 河の勾配及沈澱物	681
橋梁及構造物	
(87) 古代有蓋橋の解剖	683
(88) 舊ポーランドに於ける鐵道橋梁及隧道の破壊とその復舊	685
雜	
(89) 市民防護室	693

水 理

(78) 開水路の流れに於ける 4 つの流況

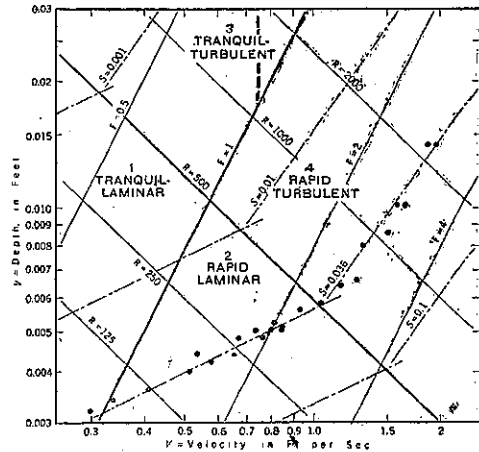
(M. Robertson, H. Rouse, "On the Four Regime of Open Channel Flow," Civil Eng., 1941 March, p. 169-171. 本間 仁 抄)

水流には整流と亂流の 2 つの流れ方があるが、開水路の場合には亂流の中に更に常流と射流の別がある事は既知の事實である。整流と亂流の區別は流體の粘性に起因するもので、それ等の限界は或る限界 Reynolds 數によつて定められる。然るに常流と射流の別は流體の運動速度が表面に起る小さい表面波の速度より小さいか大きいかによつて起るのであるから、その限界は Froude 數 1 の處にある。即ちこの 2 つの判別は互に全く獨立したものである。

管内の水流の場合で言ふと、管の内徑を D , 速度を v , 動粘性係数を ν とすれば、整流と亂流の限界は大體 $vD/\nu=2000$ で與へられる。この關係を水深 y の廣矩形断面開水路の場合に擴張すれば、この限界は大體 $vy/\nu=500$ と見る事が出来る。一方常流と射流の境界は $v/\sqrt{gy}=1$ である。

そこで圖-1 の様に v と y の關係を表はす座標面上で、Reynolds 數 $vD/\nu=const.$ の直線群と、Froude 數 $v/\sqrt{gy}=const.$ の直線群を畫けば、2 つの限界は圖の太線の様になる。 $R=500$ の線の左では整流、右では亂流であつて、 $F=1$ の線の右では常流、左では射流で

圖-1.



ある。従つてこの 2 つの限界線から次の 4 つの流況に分けられる。1. 常流で整流, 2. 射流で整流, 3. 常流で亂流, 4. 射流で亂流。

次に廣い開水路で一樣整流を生ずるに必要な底勾配 S を管に對する Poiseuille の公式を應用して求めれば

$$S = \frac{3\mu v}{\gamma y^3}$$

同じ水路で一樣亂流を生ずるに必要な勾配を Blasius の公式からの變形を應用すれば

$$S = \frac{0.059}{(\nu y/\nu)^{1/4}} \frac{v^3}{2gy}$$

之等の式が大體正しいものとして色々の S の値に對し

て計算したものが圖-1の點線であつて、黒點は $S=0.036$ の場合に就て實驗した結果である。

尙射流で整流なる流況が實在する事を實驗的に證明する爲に、水路の水流から一條の着色液を流して整流なる事を確かめつゝ、下流側を堰き上げて背水曲線が起るか跳水現象が起るかを調べた處、整流状態を保つたまま跳水現象の起る事がある事を確めた。即ち射流で整流なる場合が實在する事が知られる。

(79) 諏訪湖のセーシュに就て

(K. Hidaka, "Seiches in Lake Suwa." Mem. Imp. Mar. Obs., Kobe, Vol. VII, No. 3. Feb. 1941. p. 391~397. 佐藤 清 一 抄)

諏訪湖のセーシュの週期を理論的に求め、田中氏に依る實測値と比較したものである。

壺井氏の方法を卵形水域に應用して週期の理論値を數値的に求めた。即ち、水域の振動の式は

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \zeta}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \theta^2} + k^2 \zeta = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ζ = 水面の上昇又は降下高,

$$k^2 = \frac{\sigma^2}{gh}, \quad h = \text{水深}, \quad \sigma = \frac{2\pi}{T}, \quad T = \text{週期}$$

であるが、境界に於て $\frac{\partial \zeta}{\partial n} = 0$ とし滑らかなものとすれば、(1) 式の解は

$$\zeta = \sum_{s=0}^{\infty} A_s J_s(kr) \cos s\theta + \sum_{s=1}^{\infty} B_s J_s(kr) \sin s\theta \dots\dots\dots (2)$$

となる。茲に於て壺井氏の行へる如くに、 $\frac{\partial \zeta}{\partial n} = 0$ は適當に選ばれた N 箇の點に於て満足されるものと假定すれば、 A_s, B_s は

$$-A_0 J_1(kr_p) + \sum_{s=0} A_s C_{1,s}(kr_p, \theta_p) + \sum_{s=1} B_s C_{2,s}(kr_p, \theta_p) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$p=1, 2, \dots, N \left(\sum \text{の上限は } N \text{ が奇数なら } \frac{N}{2} - \frac{1}{2}, \text{ 偶数なら } \frac{N}{2} - 1 \right)$$

なる聯立方程式より定められ、 k の値は例へば N が奇数なる場合には、

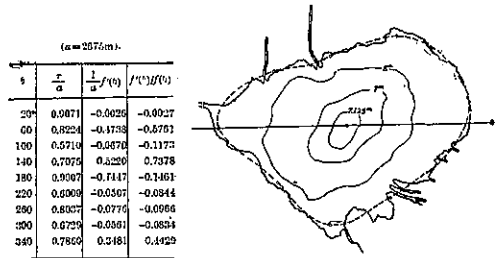
$$\begin{vmatrix} J_1(kr_1), C_{1,1}(kr_1, \theta_1), C_{1,2}(kr_1, \theta_1), \dots \\ C_{1,n}(kr_1, \theta_1), C_{2,1}(kr_1, \theta_1), \dots, C_{2,n}(kr_1, \theta_1) \\ J_1(kr_2), C_{1,1}(kr_2, \theta_2), C_{1,2}(kr_2, \theta_2), \dots \\ C_{1,n}(kr_2, \theta_2), C_{2,1}(kr_2, \theta_2), \dots, C_{2,n}(kr_2, \theta_2) \\ \dots\dots\dots \\ J_1(kr_N), C_{1,1}(kr_N, \theta_N), C_{1,2}(kr_N, \theta_N), \dots \\ C_{1,n}(kr_N, \theta_N), C_{2,1}(kr_N, \theta_N), \dots, C_{2,n}(kr_N, \theta_N) \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

なる行列式から定められる。

$$\left. \begin{aligned} C_{1,s}(kr, \theta) &= J_s'(kr) \cos s\theta \\ &+ \frac{1}{kr} \frac{f'(\theta)}{f(\theta)} s J_s(kr) \sin s\theta \\ C_{2,s}(kr, \theta) &= J_s'(kr) \sin s\theta \\ &- \frac{1}{kr} \frac{f'(\theta)}{f(\theta)} s J_s(kr) \cos s\theta \end{aligned} \right\} (5)$$

$(r_1, \theta_1), (r_2, \theta_2), \dots, (r_N, \theta_N)$ は N 點の極坐標

圖-2.



そこで N 點を圖-2の如くに選び、 k を表-1の如くにとつて(3)式が成立する如き(表-1にては $\alpha - \alpha' = 0$ になる如き) k の値又は ka の値を圖に plot して定めれば、 ka の割合に小さい(4位から以下の)範

表-1.

ka	$\alpha - \alpha'$	ka	$\alpha - \alpha'$
1.0	35.3891	4.8	-0.0497
1.2	31.4389	4.3	-0.0907
1.4	28.4825	5.0	0.0601
1.6	-352.9566	5.2	0.1929
1.8	-0.5998	5.4	0.0510
2.0	6.1070	5.5	0.5904
2.2	11.6827	5.8	-0.1206
2.4	-0.4081	6.0	-0.0141
2.5	0.7257	8.0	8.5567
2.6	8.4165	10.0	-9.0223
2.8	-214.0007	12.0	-5.1471
3.0	66.0865	15.0	1.2887
3.2	7.7719	20.0	-162.4527
3.4	2.2007	25.0	-0.1909
3.6	1.6260	30.0	1.0664
3.8	2.7524	35.0	-83.5797
4.0	-0.2425	40.0	0.0882
4.2	-1.0153	45.0	0.0096
4.4	-0.2739		

圍内(此の範圍内なら圖から樂に讀みとれる)の値とし次の如き値を得た。

$$ka = 1.81, 2.49, 2.73$$

從つて之に相當する週期は、湖水の水深を一樣として考へ、平均に於て $h = 4.614 \text{ m}$ とすれば

$$T = 23.0 \text{ min}, 16.7 \text{ min}, 15.3 \text{ min}$$

となる。之に對して田中氏は

$$T = 20.8 \text{ min}, 16.2 \text{ min}, 9.2 \text{ min}$$

を觀測してゐる。

茲に於て 23.0 min が 20.8 min に對して 8.6% の誤差のあるのは水深を一樣と假定した爲めである。又 16.2 min なる週期は 16.7 min と 15.3 min の兩方に相當してゐるものであり(湖水の形が單純でないから殆ど等しい週期といふものも考へられる)最後の 9.2 min に相當する週期は計算してないのである。之等に依つて理論の實際にかなり合ふ事が實證される。

(80) 雪からの蒸發, 滲透及融解量の測定装置

(F. Meyer, "Gerät zum Messen der Verdunstung, der Versickerung und des Abflusses von Schnee." Wasserkr. u. Wasserwirt., 15. Febr. 1941, S. 43~44.)

永井莊七郎抄

(測定装置は 2 個より成り, その内の 1 個は (O と記す), 高さ 30 cm, 内径 1.128 m (内断面積 1 m^2) の亜鉛鍍製圓筒が 2 個あり, その内の 1 個は上部に, 他は下部に固定環が嵌込まれる如くなつてゐる。亜鉛圓筒に嵌込まれた固定環の内, 下位にある方の環に溝が切れ, 上位の環がその溝に咬入る様に造られてゐる。固定環の高さは凡て 20 cm 宛で, 幾個でも順次に積重ねて高さを増し得, 又各環の外部に取手が附いてゐる。圓筒及環の内面は下から上まで平滑で, cm の目盛が刻まれ, 雪の高さを讀み得る如くなつてゐる。最下部に融解水を流出せしむる細管が挿入され, それはゴムの接續管に依り 2~3 m 長さの細管に連絡し, 小さい且深い堅孔に導かれ, 融解水は此の堅孔中の量水樹に依り水量を讀み取るのである。

第 2 の測定器は第 1 と大體同一であるが, 唯底部が皿型になつてゐる (Z と記す)。

雪が降り初むる時此の圓筒を, 開潤な土地で, 平坦な且柔かい砂層のある場所に置く。2~3 m 長さの細管を連絡して, 量水樹のある堅孔に導く。堅孔は寒氣或は融雪水が浸透せぬ様に十分覆ふて置く。圓筒内の雪は自然の状態と同様に融ける様にす。圓筒皿 Z に対しても同様であるが, 圓筒 O から 2~3 m 離れた場所に置く。

圓筒内の雪の高さを毎日一定時刻に讀取ると共に, それ以外の氣象観測を行はねばならぬ。特に降水量は規則通り測定し, 且降雨と降雪とを別々に測定する必要がある。

一定時間に雪のみが降つた場合は, 圓筒 O 内の降雪量 (水量に換算) N_S から量水樹中に流入した融解水量 A_1 を引けば, 滲透量 R と蒸發量 V との和が得られる。即ち

$$N_S - A_1 = V + R$$

又 Z 内の融雪水量を A_2 とすれば

$$N_S - A_2 = V$$

$$\therefore A_2 - A_1 = R$$

降雪と共に降雨 N_R があつた場合には

$$(N_S + N_R) - A_1 = V + R$$

測定器の断面積を 1 m^2 以下に縮少すると, 圓筒縁が雪の上に突出してゐる影響が大きくなり不適當である。

(81) 河床砂の流送に對する公式

(H. A. Einstein, "Formulas for the Transportation of Bed Load." Proc. A. S. C. E., March 1941, p. 351~367. 永井莊七郎抄)

先づ河床に於ける流砂に就て重要な 2 事項に對し論議する。(1) 河床の流砂に關し所謂限界條件なるものが正確に定義することが困難或は不可能である。(2) 河床砂の運動を河床に於ける流速の場所に因る變化と關聯せしむることが可能である。

或る限界條件に依り支配される砂の初期運動に對する式を誘導し, 其の式を流砂問題解決の第一歩として使用せんと試みられて來たが, 著者の多數の實驗及他の實驗者の實驗結果より, 著者は流砂の始まりに對して明瞭なる條件が存在するとは思はれないと言ふ結論に達した。砂の移動開始の限界を決定することは, 恰も河川の最大洪水量を決定することと同様で共に不可能である。

河床の砂粒は水の掃流力或は持上げる力が砂粒の重量より大なる時移動を始め, 此の力は流れの平均値で表はされると考へられて來た。最初の砂粒が恰度運動を開始した點に對し, 流速が漸増してゐるとすれば, 最初の砂粒と同種同形の他の凡ての粒子も又運動を始むる。従て凡ての砂粒が同形同大である如き一樣なる河床に於ては, 凡ての砂粒が共に運動を始め, それ等の粒子は再び静止することはないであらう。若し此の事が正しいとすれば, 限界流速は存在するが, 流砂の割合を支配する法則はあり得ないこととなる。限界流速以下では凡ての粒子は静止し, 限界流速以上では流砂の割合は實驗に使用された粒子の數に依つてのみ制限される。従て流砂の割合は平均流の面數であると思はれない。著者は流砂の割合を河床附近に於ける流速の變動の項で表はすことを提案する。

著者の前の研究 (1937 年 Zürich に於ける研究) を要約すれば, (a) 移動粒子及其の下部の河床との間に, 粒子の一定の面も激しい交換があり, 兩者は一體となつてゐる。河床の凡ての粒子は下部の或る深さ迄, 交互に運動し, 又河床に歸つて, 一樣の運動を行つてゐると決論される。(b) 河床砂の運動は, 比較的長い間斷的休止の週期を持つた河床粒の連かなる運動である。(c) 或 1 の粒子の平均歩調は, 假令水理的條件或は河床の組成が變化しても常に同じである。(d) 流砂量の變化は 2 つの歩みの間の平均時間の變化及移動層の厚さの變化に依るものである。

本文では一樣な沈澱物からなる河床及一樣な沈澱物と同様な働きをなす混合沈澱物からなる河床の移動を取扱つてゐる。斯る河床では沈澱物をその代表的直径 D 及其の密度で表はすことが出來, 又河床の或一點に於ける流砂を一の直流砂量 q_s を以て表はし得る。但し本文では, 浮游して移動する河床物質の移動及河床の

構造が移動物質の構造と本質的に異なる如き河床の移動問題は考へてゐない。

河床砂の移動量の式は、河床の単位幅を通過する凡ての粒子は1秒間に一定歩長 $L = \lambda_0 D$ を丁度歩み終へることを表せば良い。即ち断面の単位幅を1秒間に通過する粒子量は、河床上の $(L \times 1)$ なる面積より1秒間に移動する粒子量に等しい。即ち

$$\frac{q_s}{(\rho_s - \rho_f)g} = \frac{J}{A_1 D^2} p_{s-1} D^3 = \frac{A_2}{A_1} \lambda_0 p_s D^2 \dots (1)$$

式中 q_s = 水中に於ける重さで表はした、毎秒の流砂量、 ρ_s 及 ρ_f = 夫々粒子及水の密度、 A_1 及 A_2 = 常数、 p_s = 1秒間に1粒子が流動を始むる確率、 λ_0 は実験の結果一定にならなかつた。又 p_s は sec^{-1} なる単位を持つ。

(1) 式より

$$\frac{q_s}{(\rho_s - \rho_f)g D^2} \cdot \frac{A_1}{A_2} = \lambda_0 p_s \dots (2)$$

水の持上げる力が1粒子を河床から持上げるに要する時間を t 秒とし、 $p = \lambda_0 t$ と置けば、 p は単位のない数となり、且河床の粒子に作用する水の揚力とその粒子の重量に打勝つ確率を表はす。此の時間 t は不明であるから、今假りに直径 D なる粒子が水中にて D なる距離を沈降するに要する時間をとることにする。 v_f を沈降速度とすれば

$$\frac{D}{v_f} = \frac{1}{F} \sqrt{\frac{D \rho_f}{g(\rho_s - \rho_f)}} \dots (3)$$

F は v_f に対するパラメーターにして、 D により粒子の種類に依り異なる。W. W. Rubey は次式を用ひてゐる。

$$v_f = \sqrt{\frac{2}{3} g \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} D + \frac{36\mu^2}{\rho_f^2 D^2} - \frac{6\mu}{\rho_f D}} \\ = F \sqrt{D g \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f}} \dots (4)$$

$$\therefore F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\mu^2}{g D^3 \rho_f (\rho_s - \rho_f)}} - \sqrt{\frac{36\mu^2}{g D^3 \rho_f (\rho_s - \rho_f)}} \dots (5)$$

式中 $\mu/\rho_f = \nu$ = 水の動粘性係数、凡て単位は [cm-gr-sec]。 (3) 式より

$$t = \frac{A_2}{F} \sqrt{\frac{D \rho_f}{g(\rho_s - \rho_f)}} = \frac{p}{p_s} \dots (6)$$

A_2 は或る未知の常数である。(1) 式より

$$p = \frac{A_1 A_2}{\lambda_0 A_2} \left[\frac{1}{F} \cdot \frac{q_s}{(\rho_s - \rho_f)g} \cdot \sqrt{\frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f}} \cdot \frac{1}{g^{0.5} D^{1.5}} \right] \dots (7)$$

p は水の局部的揚力の平均揚力に対する比が粒子の重量と平均揚力との比より大なる場所に關係するから、

$$p = f \left(\frac{\text{粒子の重さ}}{\text{平均揚力}} \right) \dots (8)$$

と置く。水中に於ける粒子の重さは $A_2 D^3 (\rho_s - \rho_f)g$ で、

平均揚力は $A_1 D^2 v^2 \rho_f$ である。但し v は河床から或る未知の距離に於ける局部流速にして近似的に次式で與へられる。

$$v = 11.6 \sqrt{\frac{\tau}{\rho_f}} \dots (9)$$

此の v は壁が平滑なれば整流なる限界層の上界に於ける流速を、壁が粗で、平均凹凸が D である時は距離 D に於ける流速を示すが、之は將來修正しなければならないかも知れぬ。壁に沿ふての應力 τ は

$$\tau = SR \rho_f g$$

$$\therefore v = 11.6 \sqrt{SRg} \dots (10)$$

S は勾配、 R は径深である。故に (8) 式は

$$p = f \left[\frac{A_2 D^3 (\rho_s - \rho_f) g}{(A_1 D^2 \rho_f) (135 SRg)} \right] \\ = f \left[\frac{A_2}{135 A_1} \cdot \frac{(\rho_s - \rho_f) \cdot D}{\rho_f SR} \right] \dots (11)$$

(7) 及 (11) 式より

$$A \left\{ \frac{1}{F} \left[\frac{q_s}{(\rho_s - \rho_f)g} \right] \sqrt{\frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f}} \cdot \frac{1}{g^{0.5} D^{1.5}} \right\} \\ = f \left[B \left(\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \cdot \frac{D}{SR} \right) \right] = p \dots (12)$$

式中 $A = A_1 A_2 / \lambda_0 A_2$ 、 $B = A_2 / 135 A_1$ にして粒子の形により異なる常数である。今

$$\phi = \frac{1}{F} \frac{q_s}{(\rho_s - \rho_f)g} \cdot \sqrt{\frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f}} \cdot \frac{1}{g^{0.5} D^{1.5}} \\ \psi = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \frac{D}{SR}$$

と置けば (12) 式は

$$A \phi = f(B \psi) = p \dots (13)$$

式中の未知函数 f 、常数 A 及 B は實驗的に定める。粒徑 0.315~23.65 mm、比重 1.25~4.22 の粒子の床から成る種に於て、水深 18~1100 mm の範圍の實驗結果は圖-3 (a) の如くである。

圖-3 (a) に於て $\phi < 0.4$ なる凡ての點は曲線 (1) に従ふ様に思はれる。曲線 (1) は

$$0.465 \phi = e^{-0.391 \psi} \dots (14)$$

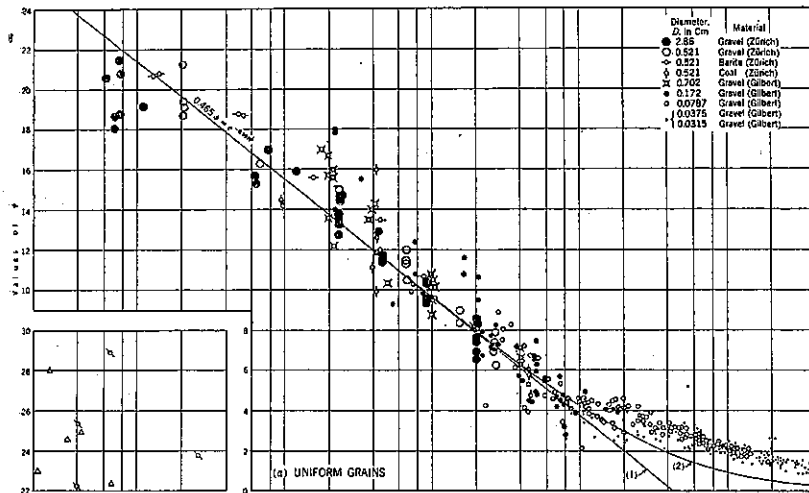
今上式が流砂の法則を表はすと假定すると

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.465 \\ B &= 0.391 \\ f(x) &= e^{-x} \end{aligned} \right\} \dots (15)$$

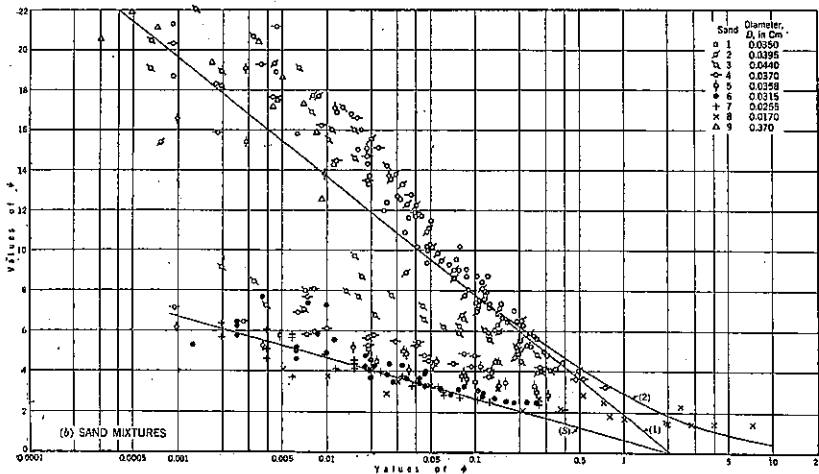
$\phi > 2.15$ になると $p > 1$ となるから $\phi < 2.15$ であるか又は A の値が更に小にならねばならぬ。

圖-3 (b) は U. S. 水路實驗所が Vicksburg に於て實測した混合砂礫に關する實驗結果である。混合砂礫の有効直径 (平均徑) としては、今迄の経験から、混合砂中の 35~45% がそれより小なる粒徑を用ふるのが良いと考へ、圖-3 (b) では 40% の値を用ひた。圖中 (2) 及 (5) 曲線は最大及最小流砂量に對する ψ の値を與へる。

圖-3. ϕ 及 ψ の 關 係
(a) 粒 子 一 様 なる 場 合



(b) 混 合 粒 子 の 場 合



(82) Reynolds 數 R と Manning n の 關 係

(Robert E. Kennedy, "Relation of Reynolds' Number R to Manning's n ." Civil Engineering, February, 1941, p. 111. 竹内俊雄抄)

管の摩擦係數 f , Manning の n 及 Reynolds 數 R の關係を求める。但し以下總て呎封度單位を用ひて居る。

管の摩擦損失水頭を表はす Darcy の公式は次の形で表はされる。

$$H_f = \frac{fLV^2}{D2g} \dots\dots\dots(1)$$

茲に H_f は損失水頭, f は摩擦係數, L は管の長さ, D は管の直径, g は重力による加速度である。Man-

ning の流速公式は,

$$V = \frac{1.486 R^{2/3} S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots(2)$$

茲に R は徑深, S は H_f/L , n は Manning の n である。Reynolds 數 R は

$$R = \frac{VD}{\nu} \dots\dots\dots(3)$$

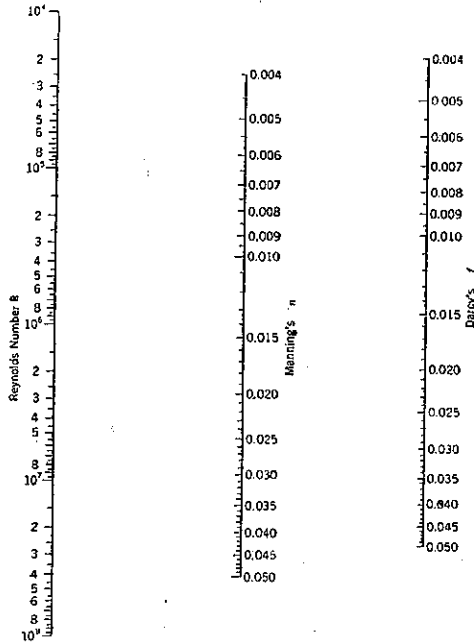
茲に ν は動粘性係數である。

(1),(2),(3) 式は f, n 及 R の他に H_f, L, V, D, R, S, ν を含むが $S = H_f/L$ 及 $R = D/4$ なる條件を入れると V, D, S, ν の 4 つになる。今 $V=1$ 及華氏 59° の $\nu=1.23$ を入れると結局 f, n 及 R の他に D 及 S の 2 つの未知數を含む事になるからこの 2 つを (1), (2), (3) の 3 式より消去すると f, n 及 R に關して

$$R = \frac{5.76n^{10}11}{f^2}$$

を得る。此の式を Nomograph で表はしたものが圖-4である。

圖-4.



f, n 及 R の中 2 つを與へると他の 1 つは此の圖を用ひて簡単に求まる。然し此の圖は $V=1, \nu=1.23$ として求めたものであるから任意の流速及温度に對しては $R=VD/\nu$ なる關係を用ひて容易に換算出来る。

此の Nomograph は圓管について求めたものであるが開水路の徑深の 4 倍を D と考へるとそのまま此の Nomograph が開水路にも用ひられる事になる。

コンクリート

(83) コンクリートの強度試験方法に就て

(Kurt Walz, "Feststellungen zur Güteprüfung des Betons." B. u. B., 1941, Heft 1/2, S. 28~32. 一木保夫抄)

獨逸の現在の規定によれば、コンクリートの強度試験には立方形供試體が用ひられ、又必要ある場合には之に加へて梁形供試體が用ひられてゐる。又供試體の養生方法は、現場に於けるとは多少異なつた状態におかれ、DIN 1045~1048 によれば例へば 20 cm 立方の供試體は、製作後 7 日間濕潤状態におき、その後材齡 28 日の試験日まで $+12^{\circ}\sim+25^{\circ}\text{C}$ の空氣中におくことになつてゐる。

大きな工事に於て良心的にコンクリートの品質を檢定せんとすれば、供試體の数は莫大な數に上る。然も従来の經驗によれば、新様な強度試験は現場コンクリート

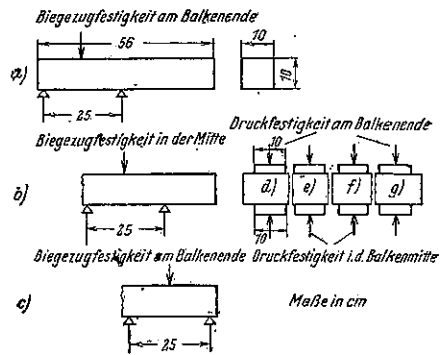
の品質を判斷する一つの補助手段である。

次に述べる様な試験方法によれば、同じ供試體に就いて曲げ試験と壓縮試験をなすことが出来て、立方形供試體の製作を節約することが出来る。又同數の供試體に就いて、従来よりも多くの曲げ試験が可能である。又同じ供試體に就いて、異なる材齡に於ける強度を試験することが出来る。

(1) 56×10×10 cm 梁形供試體による試験

この寸法の供試體は圖-5 の如くにして試験する。曲げ試験はスパン 25 cm として a, b, c の如く兩端部と中央部にて行ひ、曲げ試験によつて出來た折片に就き d, e, f, g の如く壓縮試験を行ふのである。曲げ試験に於ては最初の突固めの面を壓縮側におき、壓縮試験に於ては製作の際鉛直におかれた面に加壓する。

圖-5. 56×10×10 cm 梁形供試體の曲げ及び壓縮試験



各組に對し 3 個の供試體を製作し、最初の材齡では a と d による強度が得られ、第 2 の材齡では b と e による強度が得られ、第 3 の材齡では c と f 及び g による強度が得られる。斯様にして 3 個の供試體で、3 つの異なる材齡に於ける曲げ強度と壓縮強度を試験することが出来る。

この方法による場合、梁の端部と中央部に於て異なつた強度を與へないかどうかを試験してみた。締固めには手突きと振動を採用し、締固め作用の影響を明らかにするためコンクリートは稍々硬練りのものを用ひた。セメント使用量は 309 kg/m^3 、水セメント比は 0.50 である。手突きの場合はコンクリートを 2 層に分けて填充

表-2.

Balken	Raumgewicht kg/dm ³	Biegezugfestigkeit an den Enden kg/cm ²	in mittleren Teil kg/cm ²	Druckfestigkeit an den Enden kg/cm ²	in mittleren Teil kg/cm ²
1. Gestampfte Balken.					
S ₁	2,38	51; 50	48	299; 311	312; 309
S ₂	2,39	50; 50	49	309; 303	315; 310
S ₃	2,39	44; 55	45	294; 293	290; 302
S ₄	2,37	54; 54	47	321; 308	300; 287
Mittel	2,38	51	47	305	303
2. Gerüttelte Balken.					
R ₁	2,38	57; 50	51	326; 327	300; 299
R ₂	2,40	55; 55	52	308; 341	290; 303
R ₃	2,38	51; 54	53	319; 307	311; 320
R ₄	2,36	57; 54	51	335; 329	316; 314
R ₅	2,38	58; 58	50	333; 320	281; 327
R ₆	2,36	59; 57	57	313; 329	303; 320
Mittel	2,38	55	55	326	311

し、各層を重量約 9 kg, 5×12 cm² の突棒で 60 回宛突いた。振動締固めの場合には 1 層に填充し、振動数 1 分間 3000 回の表面振動機で 10 秒間振動を與へた。

水中養生をなし、材齡 28 日にて試験せる結果は表-2 の如くである。

端部に於ける強度は中央部に於ける強度より僅かに大であるが殆んど差がない。この様に端部に於ける締固め不十分と豫想されることによる強度の減少は現れてゐない。手突きと振動締固めとの強度の差異は僅少である。

従つてこの試験方法は、個々の試験に對して比較し得る十分な結果を與へる。

(2) 70×15×10 cm 及び 70×15×15 cm 梁形供試體並びに立方形供試體及び圓筒形供試體による試験

この試験に於ては更に梁形供試體による強度と、20cm 立方供試體と高さ約 22 cm, 直徑 15 cm の圓筒形供試體による強度とを比較した。

a) 製作 梁形供試體の各々に就き 2 つの立方形供試體及び 2 つの圓筒形供試體を製作した。セメント使用量約 330 kg/m³, 水セメント比 0.52 の比較的軟練りのコンクリートを使用した。

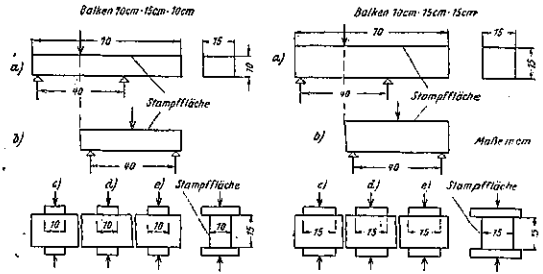
製作は何れも ABB (Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken, Direktion der Reichsautobahnen, 1939) に準じて行つた。振動締固めの場合には、1 分間約 3000 振動、振幅約 0.4 mm の振動盤を使用し、高さ 10 cm の供試體では 1 層に填充 45 秒間、その他では 2 層に填充、下層 30 秒間上層を満して更に 45 秒間振動を與へた。

b) 試験 濕潤養生をなし、材齡 28 日にて圖-6 の如くして試験した。

梁形供試體はスパン 40 cm として a, b の如く曲げ試験を行ひ、曲げ試験によつて得られた折片に就き c, d, e の如く壓縮試験を行つた。その結果は表-3 の如くである。

手突きと振動締固めとの間にはたゞ僅かの差異しか

圖-6. 70×15×10 cm 及び 70×15×15 cm 梁形供試體の曲げ及び壓密試験



ないので、全體の平均に就いて考へてみる。

高さ 15 cm と 10 cm の梁形供試體による強度は根本的には殆んど差異がない。10×10 cm 断面で求めた壓縮強度の平均 337 kg/cm² に對して 20 cm 立方供試體の壓縮強度は 411 kg/cm² で約 6% 大であり、圓筒形供試體の壓縮強度は 369 kg/cm² で約 5% 小である。

この試験は、70×15×10 cm 梁形供試體による壓縮強度は普通の壓縮供試體(立方形及び圓筒形)による壓縮強度と比較して、何等根本的に異なつた値を與へないことを示してゐる。

全體として、例へば鋪裝コンクリートの曲げ強度及び壓縮強度を試験する場合にこの方法によれば、壓縮試験に對する特別な供試體を節約することが出來、又異なる材齡に於ける強度を同じ供試體に就いて試験することが出来る。

(3) 供試體の養生方法及び單位容積重量

以上の強度試験方法に關聯して、更に次のことを考へてみる。

a) 養生方法 供試體の養生方法としては一般に所謂聯結養生 (Gemischte Lagerung) が規定されてゐる。即ち之は 7 日間濕潤養生をなし、あとの 21 日間は空氣中で乾燥状態におく方法である。之は現場に於ける状態と類似すると云ふ點でこの様にきめられたのであるが、梁形供試體による曲げ試験に於ては之に就いて更

表-3.

Herstellung	Balken 70 × 15 × 10 cm			Balken 70 × 15 × 15 cm			Würfel 20 × 20 × 20 cm		Zylinder d = 15 cm h = 22 cm	
	Raumgewicht kg/dm ³	Biegezugfestigkeit kg/cm ²	Druckfestigkeit kg/cm ²	Raumgewicht kg/dm ³	Biegezugfestigkeit kg/cm ²	Druckfestigkeit kg/cm ²	Raumgewicht kg/dm ³	Druckfestigkeit kg/cm ²	Raumgewicht kg/dm ³	Druckfestigkeit kg/cm ²
1. Gestampfte Proben.										
6. 2. 39	2,38	70 + 63	407 + 418 + 392	2,39	55 + 57	413 + 399 + 404	2,41 + 2,38	403 + 387	2,38 + 2,38	384 + 325
10. 2. 39	2,36	+ 61 + 61	+ 378 + 359 +	2,38	+ 50 + 58	+ 381 + 390 + 391	+ 2,38 + 2,37	+ 403 + 418	+ 2,39 + 2,40	+ 395 + 390
17. 2. 39	2,37	+ 60 + 59	+ 385 + 382 + 384	2,35	+ 60 + 61	+ 407 + 390 + 385	+ 2,40 + 2,38	+ 400 + 402	+ 2,39 + 2,39	+ 332 + 333
Mittel	2,37	62	388	2,37	58	396	2,39	403	2,39	370
2. Gerüttelte Proben.										
2. 2. 39	2,34	58 + 63	379 + 392 + 390	2,37	61 + 59	400 + 400 + 404	2,21 + 2,35	437 + 425	2,40 + 2,38	377 + 373
8. 2. 39	2,33	+ 66 + 61	+ 332 + 415 + 405	2,34	+ 60 + 62	+ 380 + 400 + 390	+ 2,35 + 2,36	+ 422 + 430	+ 2,38 + 2,39	+ 404 + 339
14. 2. 39	2,36	+ 64 + 64	+ 332 + 370 + 348	2,36	+ 58 + 51	+ 384 + 360 + 383	+ 2,38 + 2,35	+ 396 + 410	+ 2,36 + 2,37	+ 334 + 320
Mittel	2,36	63	386	2,36	58	387	2,35	420	2,37	368
Gesamtmittel	2,36	62	387	2,36	58	391	2,37	411	2,38	369

に十分な考慮を必要とする。もともと湿潤状態にあつた梁を空气中で乾燥した後に曲げ試験を行ふと、本當の曲げ強度は求められないで、乾燥による収縮應力によつて大いに減少した強度が求まる。圖-7 にこの関係が示されてある。この曲げ強度の減少は種々の条件に關係し、同種の梁に於ても乾燥の程度によつて異なる。特に種々の材齡に對してなされる比較試験に於て大きな妨げとなる。

圖-7. 最初湿潤状態においた梁を空气中で乾燥した場合の種々の材齡に於ける曲げ強度の變化

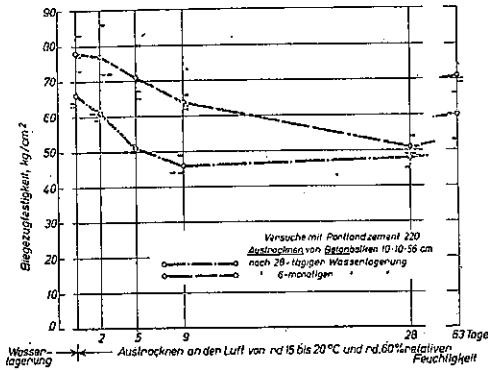
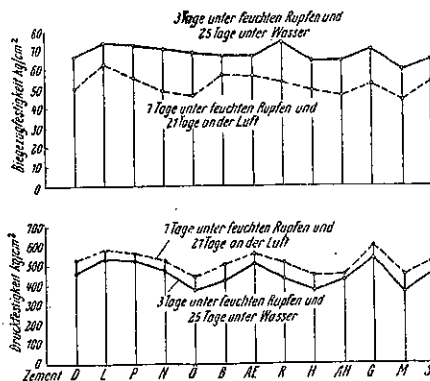


圖-8 には 13 種類のセメントに對する 56×10×10 cm 梁形供試體による曲げ強度と壓縮強度を示してある。聯結養生により曲げ強度は減少し、壓縮強度は増加してゐる。實際現場のコンクリートでは梁形供試體の聯結養生に於ける如き苛酷な乾燥は起らない。

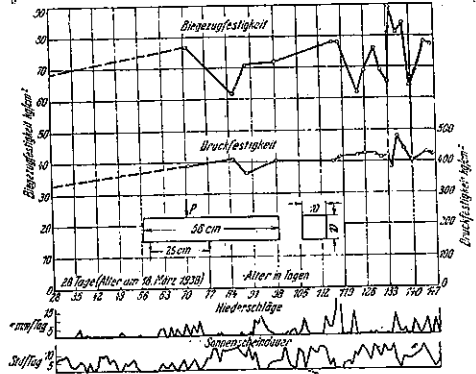
圖-8. 種々のセメントを使用せるコンクリート梁を聯結養生後材齡 28 日にて試験せる曲げ及び壓縮強度



若しも梁形供試體が、湿度及び温度が刻々に變化する空气中におかれる時は、全く比較することの出来ない結果を生ずる。その一例として圖-9 に、天候の作用に露出させた梁の曲げ強度と壓縮強度を示してある。

結局、聯結養生の後に曲げ強度を試験すると、コンクリートの品質の判断に對して、非常に信頼し得ない値を與へることがあると云ふことを知つてゐなければならぬ。従つて曲げ強さを試験するには、供試體を試験日まで湿潤状態におく方が信頼し得る結果が得られる。

圖-9. 曲げ及び壓縮強度に及ぼす天候の影響



b) 單位容積重量 コンクリートの單位容積重量が正確に求まれば永い期間に亘つて造られたコンクリートの材料の均一性を判断するに有効である。先づ第一にコンクリートの強度の變化は單位容積重量の變化によつて大體推知することが出來た。ただ單位容積重量の變化は、強度の變化に比べて比較的小さなものである。従つて供試體の寸法が變化すれば、單位容積重量の區別が十分に出て來ない。特に構造物から採取つた供試體に就いては、面が不規則なために不確實な値を得る。

供試體の容積を正確に測定することは、浮力の原理による方法 (Auftriebsmethode) によつてのみ可能である。併し、浮力の方法によるときも、外に開いてゐる空隙があれば正しい結果が得られない。故に正確を期するには、この空隙をグリースの様な軟かたで水を撥ねる物質で詰めてはならない。

一例として構造物から抜き取つた直徑約 15 cm、高さ約 20 cm の空隙の多い圓筒形供試體に就いて、上述のいろいろな方法で求めた容積 V 及び單位容積重量 γ を表-4 に示す。

表-4.

Feststellung des Raumgewichts durch	Zylinder 109 a		Zylinder 168		Zylinder 169		Mittelwert γ in kg/dm^3
	V in cm^3	γ in kg/dm^3	V in cm^3	γ in kg/dm^3	V in cm^3	γ in kg/dm^3	
1. Sorgfältiges Ausmessen mit der Schieflehre	3444	2,31	4300	2,28	4100	2,32	2,31
2. Auftriebsmethode (Poren offen)	3978	2,39	4170	2,34	4098	2,47	2,37
3. Auftriebsmethode (Poren mit Fett ausgefüllt)	3998	2,37	4226	2,31	4129	2,34	2,34

豫想される通り、供試體の寸法を測つて得られた容積が最大であり、従つて單位容積重量が最小である。又、空隙を詰めて浮力の方法により求めたものが最小の容積即ち最大の單位容積重量を與へた。

空隙を詰めて浮力の方法により求めた値が本當の單位容積重量であつて、この場合には他の 2 つの方法によつて求めた値の平均の値が得られた。

(4) 要 約

a) 例によつて示した如く、コンクリートの曲げ及び壓縮強度試験に於て、適當な方法によれば供試體を更

よく利用し盡すことが可能である。即ち梁形供試體を曲げ試験と共に壓縮試験に利用する。

b) 曲げ試験に於て信頼し得る値を得るためには、供試體は試験日まで濕潤養生をなすべきである。

c) コンクリートの均一性と品質の判断に對し供試體の單位容積重量を關係づけんとすれば、供試體の容積を正確に求めなければならない。空隙の多い、面の平坦でない供試體に於ては、外側の空隙を詰めた後に浮力の方法によつて容積を求むべきである。

(84) 海水中のコンクリート、修正の必要ある見解

(Homer M. Hadley, "Concrete in Sea Water: A Revised Viewpoint Needed," Proc. of A. S. C. E., January, 1941, p. 33~46.)
内田一郎抄

本論文は太平洋岸の海工用コンクリート構造物の腐蝕に就て筆者の觀測した結果を記したものである。コンクリートの海水中に於ける腐蝕の原因として今迄多くの人が出した意見はコンクリート中のセメントに對する海水中の硫酸鹽の作用である。此の腐蝕は海水と同じ様に動き、波動して居る清水中にては起らぬであらうか。

經驗ある技術者の多くは温帯地方に於ける海水中のコンクリート構造物は崩壊すべき運命にあるといふ意見を持つて居る。而して此の原因は海水に含まれる硫酸苦土と水和セメント中の遊離石灰との化合の結果生ずる硫酸石灰のためであると一般に信ぜられて居る。即ちもしも海水中に流れがあるならば生じた硫酸石灰は運び去られて新たに石灰が融け込み遂に骨材のみを残す事になる。又流れが弱かつたり殆んど無かつたりすると硫酸石灰結晶の膨脹のためコンクリートの龜裂崩壊を來すといふのである。腐蝕の現はれて來る時間に關して發表せる論文は未だ無いけれども、もし此の説が本當であるならば 12~15 年も経てば現はれて來るであらうと思はれる。筆者が太平洋岸に沿つて觀察せる結果には此の一般に信ぜられて居る硫酸石灰の流失膨脹説を立證して居る様な證據は見出せなかつた。即ち大部分のコンクリート(各種のセメントで作られて居る)は 15~20 年又はそれ以上も海水中に浸つて居ても表面の狀態はそのまゝであり、角も立派に原型を止め、固さも變つて居なかつた。又腐蝕された構造物に就ても海水へ露出せる状態は同じでありながら場所に依つて腐蝕の程度が違つて居た。硫酸石灰説が本當であるならば何故に一樣に腐蝕は起らないのであらうか。

組成割合、混合方法、填充方法等條件の變化するに依つてコンクリートの性質も異つて來る。コンクリートを

海工に用ふる時には特に成分の間に分離を起させぬ事、鐵筋上の被りをコンクリートの品質に從つて適當に大きくする事等注意して腐蝕を防ぐ必要がある。

潮の昇降、うねり、船の起す波等に依つてコンクリートの乾濕は異つて來る。漂流物(例へば太平洋岸 San Francisco 北方森林地帯よりの丸太、木片等の如き)や波濤等は大きな機械的な衝激を與へコンクリートの破壊を促進する。又北方に於ては凍結の結果龜裂を生ずる事がある。かくの如き色々な障害のため海へ露出せるコンクリートには富配合にして成分の分離して居ない空隙の少いものを用ふる必要がある。

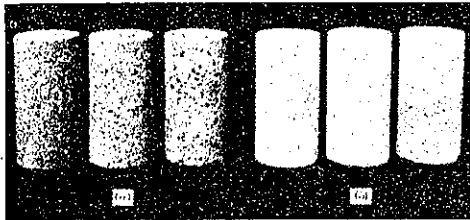
海水に露出せるコンクリートに現はれて居る腐蝕即ち磨滅や蜂の巢の様に穴のあくのはコンクリート自身の品質に基因するもので硫酸苦土がセメントを侵すためではない。コンクリートの腐蝕は物理的、機械的原因に依るものにして清水中に於ても起り得るだらう。従つて清水中のコンクリートを充分浸蝕に對して抵抗する様造らねばならぬ。海水の有害説は今迄の研究者があらゆる型式の腐蝕を海水の化學的作用に基因するものとした所から生じたものと思はれる。物理的、機械的原因に依るものであるといふ一證據として密度一樣な不滲透性の優良なるコンクリートは 25 年餘経つても殆んど變化して居ないといふ事をあげ得る。

鐵筋コンクリート構造物に於ける腐蝕には上記の原因の他に鐵筋の銹といふ事がある。之は特に小部材に於て多く見られる。鋼は元來乾いた空氣中に於ては極めて徐々にしか銹びぬが濕氣中に於ては急速に銹を生ずる。銹が 1 個所に生ずると鐵筋に沿つてすゝんで行き、鐵筋の膨脹を引起してコンクリートに龜裂、破壊を起さしめる。之の防禦工作としては密度の大きい不滲透性コンクリートの厚い被りを用ひて海水が浸透して鐵筋に銹を生ぜしめるのを防ぐがよい。更に有效なるものとしては Los Angeles 港灣局でコンクリート杭に用ひて居る如きアスファルト被覆がある。San Francisco 港灣局ではコンクリート板の下面にアスファルト被覆をなして良結果をおさめた。

海水中のコンクリートは僅かではあるが溶解し、表面のセメント被覆を失ひ強度を減少する。しかし此の事は清水中に於ても起り得る。圖-10 は 1925 年頃 T. H. Carver 氏に依つて Seattle 市にて行はれたる實驗の結果を示すものである。(a), (b) 共にその試験片の配合は左から右へ 1:1:2, 1:2:4, 1:3:6 にしてその大きさは 2in x 4in である。(a) の方はゆるやかな定常流中に (b) の方は流れの無い静水中に何れも 5 年間おかれたものである。その結果圖に見る如く定常流中におかれた (a) に於ては何れも浸蝕を受け、1:3:6 のものでは表面のセメント糊の膜を失ひ、1:1:2 のものでは針金で容易に膜が取れる様になつて居た。之に反して (b) の方

は何等變化を受けなかつた。而して強度の減少は (a), (b) 共に貧配合のものが富配合のものに比し大であつた。之よりわかる如く波、流れの常にある海水中に於ては勿論、清水中に於ても流れがあれば密度の高い不滲透性のコンクリートを用ふる必要がある。

圖-10. 清水中に5年間浸した後針金ブラシではいた
2in×4inのコンクリート試験片



合衆國の太平洋岸に於ては凍結は殆んど起らない故含有水の凍結に基因するコンクリートの破壊はない。

干潮面以上に於て海水が回みにたまり、その水分が蒸發すると鹽分が濃厚となり又結晶するので空隙の多いコンクリートは浸蝕を受ける。此の事に就ては故 C.S. Pope 氏の研究がある。

他にコンクリートの破壊を來す原因として材料の不良といふ事があげられる。此のために海水の影響を全然受けなくとも膨脹を引起し龜裂を生ずる事がある。材料の内粗骨材はコンクリートの膨脹には殆んど無關係であるから之を度外視する。水に就ては Florida の鐵道建設工事に於ける如く海水そのものを混和水として用ひて格別悪い結果を生じなかつた様な例もある。但し強アルカリ性の水は混和水として用ひない方がよい。細骨材としては一般に天然砂が用ひられて居て、その性質は砂を生じたる母岩に基因する。而して天然砂は大體に於て安定堅硬にして化學變化を受けにくいけれども、時には砂單獨で又時にはセメントと共同で膨脹の原因をなす事がある。製造の不味いセメントはコンクリート破壊の大きい原因をなして居る。近年セメントの製法、試験法が進歩した結果品質も良好となり、コンクリート構造物の築造に對して極めて役立つ居る。セメントは原料を充分に粉碎混合し、燒きを良くする事に依つて優良な製品が出来るのである。既存の海工構造物に於てはセメントの不良のため膨脹を來し破壊を生じたる例も若干ある。コンクリート構造物に於て龜裂は入つて居るけれども硬さに變化無く、明かに海水の影響を受けて居ない様な膨脹に就て Thomas E. Stanton 氏が論じて居る。此の論は California 州 Ventura 地方の海壁に就て研究せるものであるが、かゝる膨脹は清水中でも起つて居る。例へば California 州 King 市の Salinas 河に架設されたる橋梁の橋脚及橋臺にも見られる。A. A. M. Russell 氏は僅か數年間に於て腐蝕せる水際構造物に用ひた砂及比較のための良質の砂を資料として實驗をなした。而してその岩石

學的分析の結果は前者即ち工事に使用せる砂は極めて不安定な長石粒を多く (40% 餘) 含んで居る事がわかつた。次に前記 2 種の砂を海水の入つたビーカーに入れ 100°C 足らずの温度で 4 日間あたためし所、問題の砂は全く泥化してしまつたが、もう 1 つの良質の砂は表面に泥膜を生じたのみであつた。更に海水に對する試験をなすため此の問題の砂及標準の Ottawa 砂を用ひて各々次の如き 3 種の混合の砂で炭團形の標本を作つた。即ちその 1 は No. 10 篩を通過、No. 20 篩にて停止せるもの、その 2 は No. 20 篩を通過、No. 30 篩にて停止せるもの、その 3 は細粒より粗粒に至る迄一様に混和せるものである。此の標本を 1 年足らずの間海水の入つた壺に入れて室温に保つておいた結果 Ottawa 砂には全然變化を認めなかつた。所が問題の砂に對しては細粒より粗粒に至る迄一様に含んで居る標本は變化を受けなかつたが No. 10~20 篩の粒よりなるものは稜角が柔くなり、No. 20~30 篩の粒よりなるものに於ては膨脹して龜裂が入り、表面は泥化し稜角は柔くなつて居た。之等の砂で作つたモルタルの試験等を行つて研究せる結果、前記數年間に腐蝕せる水際構造物のコンクリートの腐蝕原因は砂にあるのであつてセメントにあるのではない事がわかつた。従つて特殊なセメントを用ひても此の砂を用ひる以上腐蝕は避け得られない。而してかゝる腐蝕の起るのは筆者の知つて居る範圍に於ては海水中のみにして、かくの如き長石質砂は海水に對して特に不安定の様に思はれる。海水に露出せるコンクリートの破壊は龜裂と軟化の結果膨脹するために起る様である。外表面の龜裂は大部分コンクリート内部の膨脹に依つて生ずる彎曲應力に對して抵抗力が不足するために生ずるものである。又或部材の縦方向の膨脹の結果兩端が碎けて波の衝擊に耐え得なくなつた結果破壊せる例もある。太平洋岸の海工用コンクリート構造物に於て觀察した腐蝕の型は以上述べたる事でききて居ると思ふ。

前述の外、海水と關係のあるコンクリートの腐蝕は無い。往々にして海水が原因であると云はれて居る腐蝕の内には議論中に自己の主張を證明するためにことさらに誇張された結果海水に依つて起つたものであると誤り傳へられたものもある。此の事は硫酸苦土が海水中のコンクリートを腐蝕するといふ説に就ても云はれると思ふ。筆者が太平洋に於て觀察せる結果硫酸苦土に依る腐蝕に就て證據を發見する事は出来なかつた。次に硫酸苦土の浸蝕を受けて居ない實例を若干あげるが、圖に見られる腐蝕は波の衝擊等の機械的、物理的原因又は硫酸苦土の腐蝕以外の化學的原因に依つて生じたものである。従つて結論として硫酸苦土に依る腐蝕に對しては防禦工作をなす必要はないといふ事が云へる。

〔硫酸苦土の腐蝕を受けて居ない例〕

構造物名及その所在地	築造年
North Vancouver, British Columbia, Canada. 渡船場棧橋 (圖-12)	1909
Victoria, British Columbia, Canada. Dallas Road 港壁	1911
Seattle, Washington. Madison Street 南港壁	1916
Bremerton, Washington (Puget Sound Navy Yard)	
岸壁 E	1896
岸壁 D (圖-11)	1902
San Francisco, California { 圓筒脚, 棧橋 No. 38 (圖-15)	1909
總脚棧橋 No. 17	1912
Los Angeles, California { San Pedro 防波堤の燈臺基礎	1910
西船渠の南太平洋鐵道繞開橋橋脚	1912
San Diego, California. Broadway 棧橋 (圖-14)	1912
Seattle, Washington. 港壁 (圖-13)	1913
Long Beach, California. Naples 地方にある East Neapolitan 橋の橋脚 (圖-16)	1913

圖-11. Puget Sound Navy Yard の岸壁 D. (Bremerton, Wash. 1902 年築造)

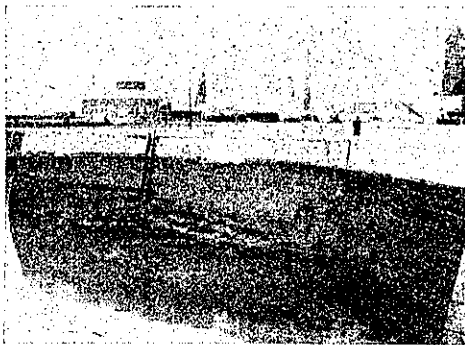


圖-12. 渡船場棧橋橋脚の典型的狀況 (North Vancouver, B. C., Canada 1909 年築造)

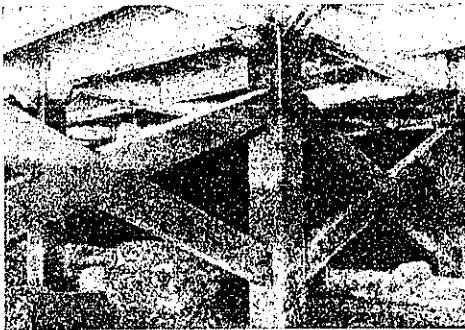


圖-13. 港壁 (Seattle, Wash. 1913 年築造)

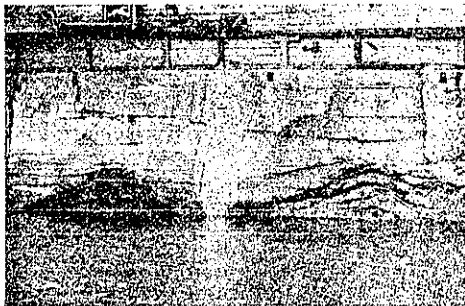


圖-14. Broadway 棧橋 (San Diego, Calif. 1912 年築造)

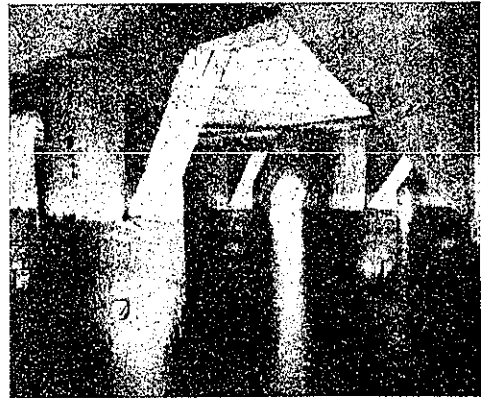


圖-15. 棧橋 No. 38 の脚 (San Francisco, Calif. 1909 年築造)

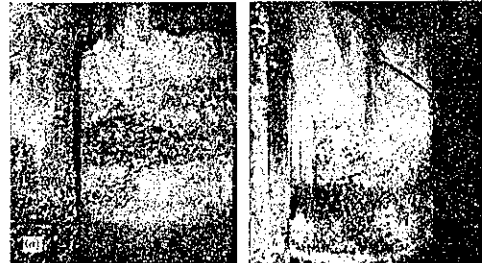
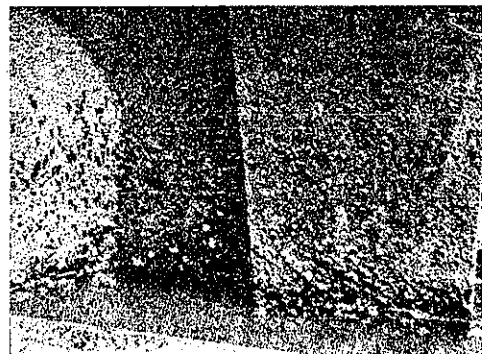


圖-16. Naples 地方にある East Neapolitan 橋の橋脚 (Long Beach, Calif. 1913 年築造)



以上筆者の述べた事に對して實驗的資料は無いが、Carver, Stanton, Russell 諸氏の研究及太平洋岸に於ける觀測が充分それを裏付けして居る。而して結局海工用コンクリート構造物に於ては硫酸苦土に對してあまり考慮を拂ふ必要なく、重要なる事は鐵筋の被りを厚くし、密にして不滲透性のコンクリートを用ふる事である。

河 川

(85) 河幅大なる沖積河川水流の機構
に就て (特に揚子江に就て)

(S. Hayami; "Hydrological Studies on the Yangtze River, China. IV. On the Mechanics of Flow in a Wide Alluvial River." Journ. Shanghai Sci. Inst., Sect. I, Vol. 1, pp. 239-261, July 1939. 佐藤清一抄)

渦亂現象を考慮に入れた 2 次元の流水の運動は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ (\nu + \eta_{zz}) \frac{\partial u}{\partial z} \right\} + g \sin i \quad \dots\dots\dots (1)$$

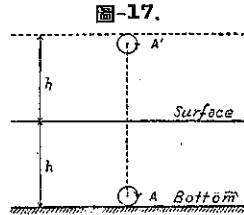
なる式に依つて充分なる近似を以て表はす事が出来る。

η_{zz} は渦亂テンソルである

$$Y = \begin{pmatrix} \eta_{xx} & \eta_{xy} & \eta_{xz} \\ \eta_{yx} & \eta_{yy} & \eta_{yz} \\ \eta_{zx} & \eta_{zy} & \eta_{zz} \end{pmatrix}$$

の zz 成分である。自由表面を有する水路に對する Y を求めんに、圖-17 の如く

自由表面を對稱軸として底面の鏡像を考へ、その面に於て底面に於ける同一向きの渦動 A' を考へれば、此の場合の Y は Gebelein の方法に倣つて



$$Y = C^2 |\text{rot } v| \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。但し C は常數にして 0-0.4 の範圍の値をとる。座標原點は自由表面にとり、 x 軸は平均の流れの方向に、 z 軸は垂直下向にとつた。又 v は平均流速ベクトルである。従つて (1) 式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \left(\nu + \frac{C^2(h^2 - z^2)^2}{2(h^2 + z^2)} \right) \frac{\partial u}{\partial z} \right\} + gi \quad (3)$$

となる。茲に h は水深、 i は河床勾配、 ν は動粘性係數で、之は境界の直ぐ近傍を除いては渦亂に於ては動粘性係數に比して極めて小さく、無視して差支へない。

1. 等流の場合

此の場合には (3) 式は

$$\frac{\partial}{\partial z} \left\{ \frac{C^2(h^2 - z^2)^2}{2(h^2 + z^2)} \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = -gj \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。但し j は水面勾配である。そこで表面に於ては $\partial u / \partial z = 0$ と考へて積分し、更に $\zeta = z/h$ とおき、水面流速を u_0 として積分すれば流速分布は次式によつて表はされる。

$$u = u_0 - \frac{\sqrt{2} \sqrt{gjh}}{C} \Phi(\zeta) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\Phi(\zeta) = \int_0^\zeta \frac{\sqrt{\xi(1+\xi^2)}}{(1-\xi^2)} d\xi \quad \dots\dots\dots (6)$$

又之に對する η_{zz} は

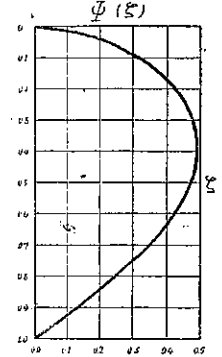
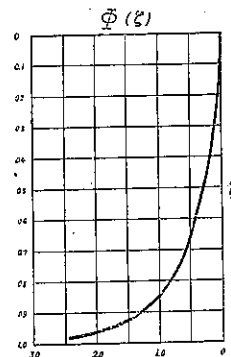
$$\eta_{zz} = \frac{C^2(h^2 - z^2)^2}{h^2 + z^2} \left| \frac{\partial u}{\partial z} \right| = \frac{Ch\sqrt{gjh}}{\sqrt{2}} \Psi(\zeta) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\Psi(\zeta) = \frac{(1-\zeta^2)\sqrt{\xi}}{\sqrt{1+\xi^2}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

茲に於て Φ 及び Ψ は普通函數であるから豫め計算しておけばよい。圖-18, 19 の如くである。

圖-18.

圖-19.



2. 不等流の場合

此の場合の運動の方程式は近似的に

$$\frac{\partial}{\partial z} \left\{ \eta_{zz} \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = u \frac{\partial u}{\partial x} - gj \quad \dots\dots\dots (9)$$

となる。之を水面に於ては shear がないものとして一度積分し、原點を水面と底面との交點まで移し x 軸を對稱軸にとれば連微の條件から

$$xu_{\text{mean}} = \text{const.}$$

である。そこで u/u_{mean} は ζ のみの函數なりと考ふれば

$$\int_0^\zeta \frac{d(u^2)}{dx} d\xi = -\frac{2}{x} \int_0^\zeta u^2 d\xi$$

となるから (9) 式の積分は

$$\eta_{zz} \frac{\partial u}{\partial \zeta} = - \left\{ gjh\zeta + \frac{h}{x} \int_0^\zeta u^2 d\xi \right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

となり一種の積分方程式が得られる。之は逐次近似の方法で解き得るが、解の様子を見る爲めに渦亂剪力に相當する $\eta_{zz} \frac{\partial u}{\partial \zeta}$ を τ とおき、之を ζ の 2 次函數と考へてみる。即ち

- I. $\tau_1 = \beta^2 gjh \gamma_1 \quad \gamma_1 = 6\zeta - 5\zeta^2 \quad (\text{div.})$
 - II. $\tau_2 = \beta^2 gjh \gamma_2 \quad \gamma_2 = \zeta^2 \quad (\text{conv.})$
 - III. $\tau_3 = \beta^2 gjh \gamma_3 \quad \gamma_3 = -1.5\zeta + 2.5\zeta^2 \quad (\text{conv.})$
- $I \geq \zeta \geq 0 \quad \beta = \text{常數}$
.....(11)

の如き場合を考へてみると之等に對する流速分布は (10) 式を積分して

$$u = u_0 - \frac{\beta \sqrt{2} \sqrt{gjh}}{C} \Phi_n(\xi) \dots \dots \dots (12)$$

$$\Phi_n(\xi) = \int_0^\xi \frac{\sqrt{\gamma_n(1+\xi^2)}}{(1-\xi^2)^2} d\xi \quad n=1, 2, 3$$

に依つて表はされ、又之に對する η_{zz} は

$$\eta_{zz} = \frac{\beta Ch \sqrt{gjh}}{\sqrt{2}} \Psi_n(\xi) \quad \Psi_n(\xi) = \frac{(1-\xi^2)\sqrt{\gamma_n}}{(1+\xi^2)} \dots \dots \dots (13)$$

となる。 Φ_n 及び Ψ_n は圖-20, 21 の如くである。

圖-20.

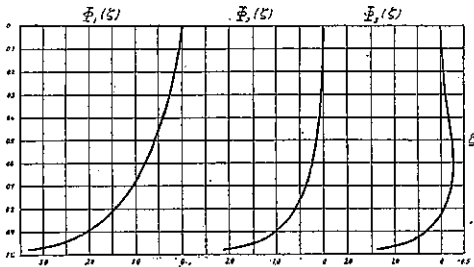
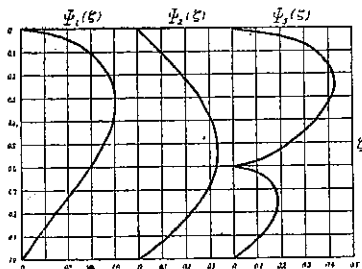


圖-21.



3. 揚子江の流れについて

Yangze River Commission は城稜磯に於て表-5 の如き観測を行つた。此の流れを略々等流と見做して (5) 式により最小自乗法にて C, u_0 を求めれば表-6 の如くである。之によつて見れば C は 0.1~0.2 の範圍に存在する。然るに Nikuradse その他の室内實驗によれば C は充分に渦亂の發達してゐる河底近傍に於ては 0.4 なる値をとるが、之を離れるに従つて急激に減少し、0.1~0.2 なる値となる事が知られてゐる。此の點について良

表-5. 揚子江城稜磯に於ける u, h, j の測定値

Date 1926 ↓	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	j	h in m.
Jan 20 a. m.	165	165	163	157	153	150	147	133	130	110	6.8×10^{-3}	3.8
Jan 20 p. m.	165	163	160	155	150	147	140	133	125	110	6.5	3.8
Feb. 20 noon	120	120	115	114	112	105	100	93	85	75	3.8	5.0
March 12 a. m.	130	130	130	125	123	113	110	100	100	85	3.8	8.0
April 22 noon	150	148	145	138	130	125	118	107	103	95	2.3	7.8
April 22 p. m.	143	147	143	138	133	125	120	113	103	93	2.5	7.5
May 18 a. m.	150	150	150	146	140	135	130	125	123	115	2.0	10.4
May 18 noon	155	155	153	150	143	137	130	125	118	107	1.0	10.4

表-6. 揚子江城稜磯に於ける C, u_0 及び η_{zz} の平均値

Date 1926	Mean value of η_{zz} in c.g.s.	C	u_0 in cm/sec	Quadratic mean error of u in cm/sec
Jan. 20 a. m.	83	0.17	163	1
Jan. 20 p. m.	75	0.16	160	3
Feb. 20 noon	64	0.17	117	2
March 12 a. m.	234	0.21	123	4
April 22 noon	117	0.14	116	9
April 22 p. m.	122	0.14	112	5
May 18 a. m.	252	0.22	147	5
May 18 noon	205	0.18	119	5

く一致してゐる事が分る。

4. 一樣水路内の浮游物の垂直分布

θ を單位體積内に含有されたる浮游物質の重量と i, w_0 を沈降速度とすれば、その傳播は

$$\frac{\partial}{\partial z} \left\{ \eta_{zz} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right\} = w_0 \frac{\partial \theta}{\partial z} \dots \dots \dots (14)$$

によつて表はされる。今 $\xi = z/h$ とし $(\theta)_{\xi=0} = 0, (\theta)_{\xi=1} = \theta_0 = \text{一定}$ と考へて積分すれば

$$\log \frac{\theta}{\theta_0} = -\frac{\sqrt{2} w_0}{C \sqrt{gjh}} \int_0^1 \frac{1}{\Psi(\xi)} d\xi \dots \dots \dots (15)$$

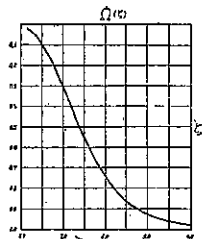
實際には $\xi = 0.999$ 位の所の θ を θ_0 として計算してよい。

$$\log \frac{\theta}{\theta_0} = -\frac{\sqrt{2} w_0}{C \sqrt{gjh}} \times Q(\xi) \dots \dots \dots (16)$$

$$Q(\xi) = \int_\xi^{0.999} \frac{1}{\Psi(\xi)} d\xi$$

普通函数 $Q(\xi)$ は圖-22 の如くである。

圖-22.



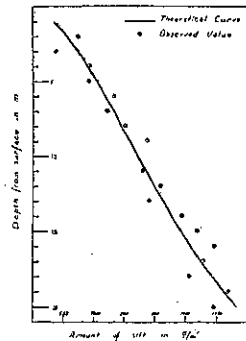
5. 揚子江南京に於ける浮游物分布の實測

南京に於て實測した分布状態は表-7 の如くである。(16) 式の適合性をみるため之等の實測

表-7.

Date	1923	V 29
h in m	12.5	
z in m	h in gm^3	Water temperature in $^{\circ}C$
2	646	23.0
3	576	22.8
4	681	22.8
5	682	22.8
6	763	22.8
7	792	22.7
8	801	22.6
9	872	22.8
10	-	22.8
11	862	22.9
12	917	22.9
13	878	22.9
14	939	22.9
15	1039	22.8
16	1094	22.8
17	1060	22.8
18	1014	22.8
19	1139	22.8
20	1091	22.9

圖-23. 揚子江南京に於ける浮游物質の垂直分布



値について $\log \theta_0$ 及び $\sqrt{2}w_0/C\sqrt{gjh}$ を未知数として
最小自乗法によつて決定すれば

$$\left. \begin{aligned} \theta_0 &= 27\,500 \text{ g/m}^2 \\ \frac{\sqrt{2}w_0}{C\sqrt{gjh}} &= 0.2161 \text{ c.g.s.} \end{aligned} \right\}$$

となりその曲線は圖-23の實線の如くである。之によつて (16) 式の適合性を認める事が出来る。

(86) Missouri 河の勾配及沈澱物

(W. Whipple, "Missouri River Slope and Sediment," Proc. A. S. C. E. March 1941, p. 381~403. 永井 莊七郎 抄)

Missouri 河は流域面積 529 000 sq. miles, 流路延長約 2 470 miles であるが, その下流 760 miles の區間は流泥及流砂甚だしく, 又蛇行著しく, 現在の勾配を以てしては平均沈澱土砂を流下し得ない状態にあるので, 此の區間を縮流により掃流力を増して土砂の沈澱を防止すると共に, 平衡勾配となす可く改修計畫が立てられたのである。

勾配は Sioux と Rulo 間 245.6 miles にて, 1927 年の洪水時に約 240 ft, 1938 年の洪水時に約 234 ft の水位差があつたが, 低水時には (1938 年) 236 ft の差であつた。此の時の勾配を平均勾配にとれば 0.96 ft/mile である。計畫水路の平均幅は Rulo 上流で 735 ft で, 最大幅 1 000 ft 及最小幅 700 ft である。1930 年に於ては最小幅は 1 000 ft より遙かに小さく, 平均幅は 3 650 ft, 最大幅は中洲, 島等の介在の爲測定し難い程であつた。

1938 年中, 殆んど完全に改修された部分にて, 1 哩毎に 25 断面で流量観測が行はれた。その内 5 断面に於ける流量は 55 900 ft^3/sec であつた。その區間には半径 3 700 ft の長い彎曲, 半径 3 000 ft の急彎曲及その外 3 つの緩い彎曲があつた。観測の結果, 粗度係数は可なり變化した。その區間の平均勾配は 0.69 ft/mile で, 平均流速 4.73 ft/sec, Manning の平均 n は 0.0194 であつた。照査の爲長さ 10 miles の全く未改修區間に於て同様の流量観測が行はれた。その時の流量は 95 000 ft^3/sec であつた。観測の結果, 粗度係数の變化は既改修部分に於ける變化と同じ程度であつた。その區間の平均勾配は 0.91 ft/mile, 平均流速 4.80 ft/sec, 平均 Manning の n は 0.0197 であつた。

Missouri 河の流送土砂問題に就ては L. G. Straub の研究 (1934 年 2 月發表) に負ふ所が多である。1939 年に Omaha (Rulo 上流の改修部分に

於ける最大断面の中央附近) 及 Yankton (航路改修の上流端より遙に上流にあり, 未改修部分) に於て, 河床及浮游土砂の資料が採られた。河の平均幅は Omaha 附近で 725 ft, Yankton で約 2 000 ft にして, 勾配は Omaha で 0.71 ft/mile, Yankton で 1.13 ft/mile である。但し勾配は兩場所共 1938 年 10 月, 8 miles 以上の區間に於て測定されたものである。土砂資料採取期間に於ける Yankton の流量は Omaha の流量の 9/10 以上であつた。

Missouri 河は重い河床砂礫を流送してゐることは採取された資料の分析に依り判つてゐるが, その流送量に就ては測定されて居なかつた。將來河床を平衡にするには, 改修河川の掃流力は上流の未改修河川から流下して來た最大粒子を流送するに十分でなければならぬ。同様に改修河川の流砂容量 (capacity) は未改修河川からの全河床砂礫を流送するに十分でなければならぬ。第 3 の平衡條件は河川の下流部がその上流から運んで來た全浮游土砂を流送しなければならぬ。若し築堤區間に於て, 全流送土砂を運ぶに十分な能力以上に掃流力が増せば, 河床は洗掘される。

圖-24. 篩分析曲線

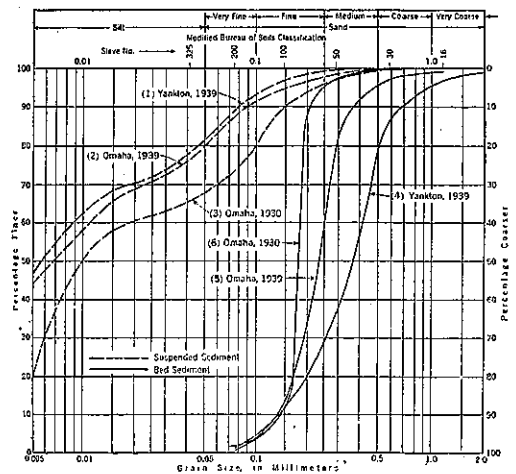


圖-25. 流量と全浮游土砂との關係

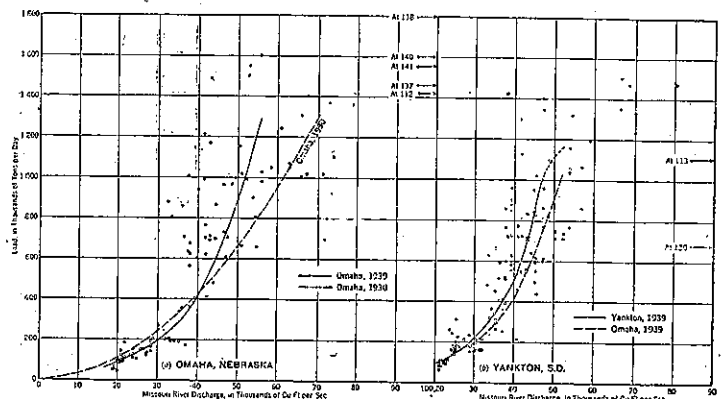
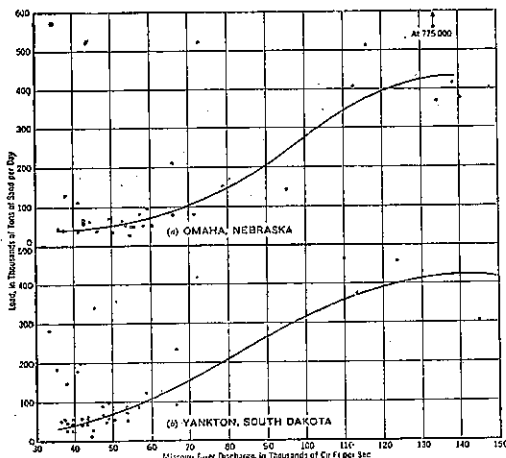


圖-24 は Yankton 及 Omaha に於ける浮游土砂及河床流送砂の分析結果を示す。

圖-25 は 1939 年 Yankton に於ける、1930 年及 1939 年 Omaha に於ける流量と全浮游土砂との關係を示す。流量が大なる時は観測値が分散してゐる。

Missouri 河に於ては流送される細砂の量は、水路の水利的諸條件に基き流砂容量に依るよりも寧ろその水路への流入土砂量に依る様である。Omaha 上流では目下航路改修工事中であるから、浮游微細砂の各點に於ける本當の關係が得られない。従て圖-25 の曲線の價値も少い。又 1/16 mm 以上の粒徑の浮游粒子とそれ以下の粒子とは流送の關係が違ふと言ふことは以前から知られてゐる。又粘土及微砂 (silt) は一旦緻密になると、それ等を浮游流送するに十分な流速より可なり大なる流速に依る洗掘に對しても抵抗し得るが、砂粒は容易に捲き上げられるものである。圖-26 は浮游粒子中で粒徑

圖-26. 浮游砂と流量との關係 (1939 年)



0.074 mm 以上の細砂及それ以上の粗粒砂の全量と流量との關係を示す。此の圖より或一點を流過する浮游砂並に全浮游粒子量は流量以外の他のパラメーターと共に變化することが判る。河床に於ける砂波及水位の増加或は減少に因る勾配及流速の變化は恐らく考慮すべきものであるが、然し斯る局部的變化は多數の變化中の平均を採れば釣合ふ可きものである。全浮游土砂量はまだしも、浮游砂の平均量は流れの流送容量にもつと比例す可きものと思はれる。Omaha 及 Yankton に於ける粒徑 0.074 mm 以上の粗なる浮游粒子量を比較する爲に、1939 年 4 月から 7 月までの 29 日間に於て資料が採られた。その結果は表-8 の如くである。

表-8 に依れば測定期間中の浮游全流砂量は兩地點に

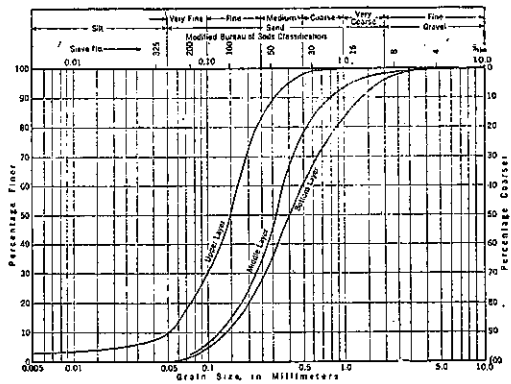
表-8. 浮游流砂量の比較 (1939 年)

No.	流量及流砂量	Omaha	Yankton	比
1	平均流量 [ft ³ /sec]	70 000	61 800	1.13
2	平均粗粒流量 [t/day]	174 000	134 800	1.29
3	平均全流砂量 [t/day]	1 240 000	1 293 000	0.96

於て同じである。微砂 (silt) 及粘土は兩地點間に於て大して沈澱しないから、多量の細粒が兩地點間の洲及水制域に沈澱したものと考へられる。然し浮游土砂量に關しては、改修部分は現在、その河床及堤防から土砂を掻上げ、浮游土砂量を増加してゐる様に思はれる。

圖-27 は Yankton 上流數哩の河の中洲に於て表面から 10 ft 宛下の層より採取した約 50 の資料の平均である。底部層の下面はその地點に於ける最深部の底より更に 5 ft 下にあつた。此の圖から明かな如く、河床沈澱物の殆んど凡てが砂にして、粒徑が 2 mm 以上のものは底部層の 4% あるに過ぎぬ。又流路全川の數百地點の沈澱物を分析及觀測したるに、Yankton 及 Rulo 間の河床には、Platte 河の流入口附近を除けば、砂利は殆んどないことが判つた。

圖-27. 河床砂の分析 (Yankton 上流數哩)



W. W. Rubey は平均粒徑が 0.688 mm 或はそれ以下の粒子に於ては 6 乗法則よりも寧ろ掃流方式に支配されることを指示してゐるが、Missouri 河々床砂は此の範圍のものであるから、掃流方式に支配される可きである。此の掃流方式に依れば、改修前と改修後に於ける掃流力が等しい爲には、粗度係數及流量が同一とすれば、改修に因り平均河幅を 3 650 ft より 725 ft に縮小するから、勾配は 0.24 ft/mile でなければならぬ(但し平均流速は Manning 式を用ふ)。或は又、S. Shulits 及 W. B Corfitzen 氏が Schoklitsch 式から誘導した式

$$D_{max} = 4770 \frac{QS^{2/3}}{B}$$

(D は移動する最大粒徑 mm, Q は ft³/sec, B は河幅 ft)

を用ふれば、改修前後に於て同一掃流力を保つためには勾配は 0.285 ft/mile であるを要する。尙 Shulits 及 Corfitzen 氏は、河床砂として流送される最大粒子は沈澱及洗掘を起さぬ水路を作る粒子の大きを示すと考へたが、若しその考へ方に従へば 0.285 ft/mile なる勾配は改修後の水路の平衡勾配となる。

Shulits 及 Corfitzen 氏が引用した Nuernberg

Kulturamt の観測せる限界掃流力の表に依れば、粒徑 0.4~1.0 mm の普通の石英砂に對する限界掃流力は 0.25~0.30 kg/m² である。今 1939 年 Omaha に於て平均 46 000 ft³/sec の流量の時に採取された河床砂に就て考ふれば、平均勾配が 0.71 ft/mile で、平均水深は 12.9 ft (Manning 式により) であるから、限界掃流力は 0.53 kg/m² になる。然るに Omaha の砂は粒徑 1.0 mm 以上の粒子は 1% に過ぎないから、平均流量より遙かに大なる流量の時は此の大粒の砂も移動してゐるであらう。平均流量に對して 1.0 mm の粒子は移動する最大粒子であると考へられる。又流量と流送される平均粒徑との關係を調べたに、餘り變化なく、流量が 20 000~140 000 ft³/sec の範圍で平均粒徑は 50% も變化しなかつた。寧ろ可なり低い流量の時最大粒子が移動して居た。

以上より Missouri 河々床には、可なり大なる流量の時に丁度移動を始むる如き粗なる砂粒が存在しないと考へられる。従て掃流力條件により改修後の河床の平衡を定義することは出来ない。

流砂公式より勾配を定義せんとするに、Schoklitsch 式

$$G = \frac{86.7S^{1.5}}{\sqrt{D}}(Q - Bq_0)$$

(G は 1b/sec, D は inch 單位)

にて限界流量 Bq_0 は Missouri 河では極めて小さく、且流量 Q には變化しないのであるから、改修前後に於て變る可きものが上式中にはないこととなり、改修後の勾配を求めえない。

Straub 教授の次式が更に適當である。即ち

$$G_{10} = \frac{U^{1.4}c^{3/5}}{c^{1/2}}(c^{3/5} - Q_0^{3/5})$$

式中 G_{10} は水路單位幅當り流砂量 [1 b/sec/ft], Q_0 は勾配 i にて砂が移動を始むる時の水路單位幅當り流量, c は粗度係數にして、Manning 式では 1486/ n に相當, U は砂の物理的性質に依る値である。Missouri 河に於ては Q_0 は無視し得る。 G_{10} , Q 及 U は同じとすれば、改修後縮流に依る勾配の變化は 0.96 から 0.76 ft/mile に減ずればよいこととなる。此の勾配は現在改修された Omaha 附近 25 miles の部分及その他の既改修部分の勾配 0.69 ft/mile に近い。

橋梁及構造物

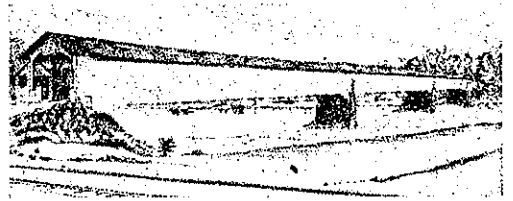
(87) 古代有蓋橋の解剖

(A. jelly "Anatomy of an Old Covered Bridge." Civil Engineering, Jan. 1941, p. 12~14. 西畑勇夫抄)

19 世紀の初期の土木工學書は、"bridge-itus" 即ち新型橋の發明出現の希望を暗示してゐる。而して 1882

年に至り、トラスとして Town の格子桁及 Moseley, Bellman, Fink, Pratt, Howe 及 Burr 諸氏の案が Trautwine のハンドブックの中に説明されてゐる。多くの實驗の後、Howe トラスとアーチとの組合せである Burr 型が長い間行はれた。この型の選擇がよかつたことは、此構造の橋梁が、他のものより持がよかつたことで明かである。而し恐らくこの橋に屋根をつけたことが役立つてゐるのである。

圖 23. この有蓋橋はこの流れに架設されてより 100 年以上経過と思はれる。



古人は、實驗と失敗から、アーチではどの部分も壓縮力に依つて荷重を支へてゐることを知つた。又當時の構造力線はどの部材にも張力が作用しない様な型であつた。1880 年には鐵が使用されてゐる。1825 年 Lehigh 河に架設された吊橋用として斷面 1 1/2 呎平方の長い眼録を作つた Pennsylvania 州 Harity 及 Little 峡谷の炭素鐵熔鑪爐は鐵が抗張材としての使用に十分成功せることを示してゐる。

有蓋橋に使はれてゐる鐵は極く僅少にして、正方形の大きな頭部、ナット及座金を有するネヂ齒付黒皮ボルトのみであり、時にはネヂ齒も省かれ楔がボルト端の孔に挿込まれてゐる。この手段は恐らく鐵が乏しい上に、大きな寸法の良木材が地方的に容易に得られた理由に依るものであらう。割目とか、收縮間隙等が何れの橋にも殆んど見られない所から見て、筆者はよく乾燥された木材が使用されたものと信ずる。

Burr 型橋は鐵道工事に多く用ひられた。その中には兩側共に 3 組のアーチを持つものもある。Burr 型に對する固有の難點は、Trautwine 氏の次の 2 點の評論に依つて明かである。

- 即ち (1) 『早く出來たものは、鐵道運行に依つて破壊した』
- (2) 『トラスとアーチとは、完全に一緒に働く様に組合せ得ない』

「併し、普通のトラスが壞れ始めた時、殆んど定石の救済法はアーチを添へる事である」と附加してゐる。

Burr 型橋を修理するのに、現今の技術家は、附加アーチ及鋼吊材を添加し、上弦と下弦とを結び、更に路面を吊るために鋼棒をアーチの頂部から下弦に取付けてゐる。Pennsylvania 州 Little 峡谷上の一橋は最近橋臺の處でアーチを 3 呎切り取り、新材と置換へ、鋼板及多くのボルトで一緒に添接して修理した。

圖-29. 標準構造及詳細圖

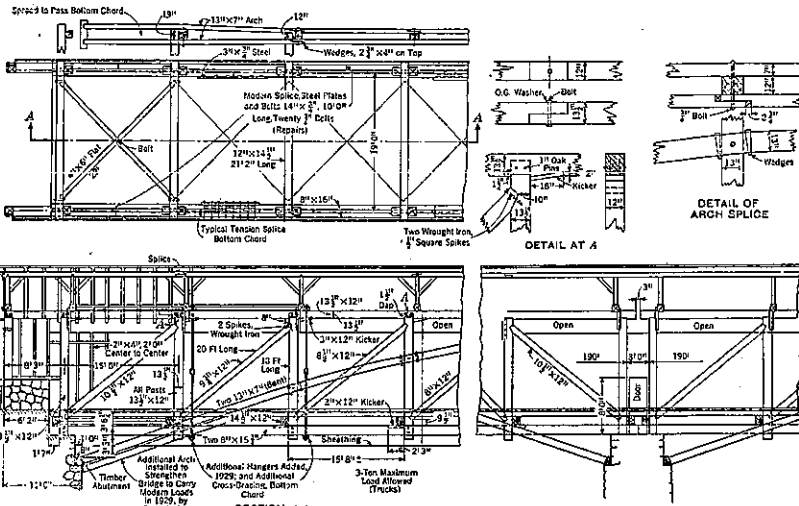
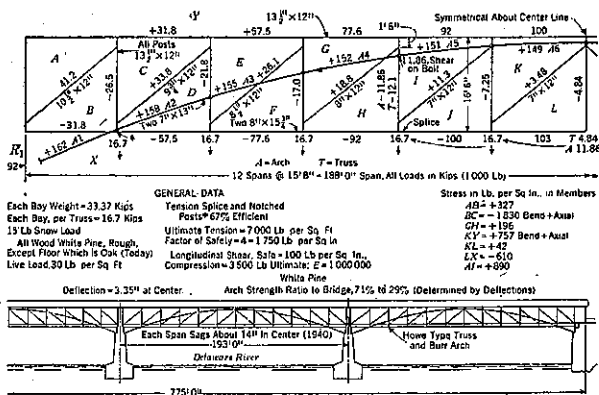


圖-30. 荷重及應力



チとが相関的な強さ、又は
 挽みを得る様に努力した。
 圖に示す様な普通の構造の
 橋梁で、橋及屋根の死荷重
 15 lb の雪荷重、80 lb の活
 荷重を考えると、格点荷重
 は約 35 570 lb となる。こ
 の値の荷重が單に、トラス
 かアーチの何れか一つに加
 へられた時は、非常な過負
 荷であると思はれる。
 さて、トラスとアーチは各
 相對的の強さ又は挽みに比
 例して此の全荷重を負擔
 し、兩者は總べての柱で一
 緒にボルト締されてゐる爲
 に同じ様に挽み管である。

この爲に圖-30 の如くアーチは荷重の 71% を、ト
 ラスは 29% を負擔することが分析出来る。兩者一
 緒にしての挽みは、支間中央に於て約 3 1/3 吋である。
 實際には 14 吋の垂下りとなつてゐるが、之
 は全 4 支間にて長年月間累積されたものである。
 而してこの垂下りは、近頃取替へられた側方羽目
 板にてうまく隠されてゐるが、時速 30 哩でこの
 橋を通過すると恐らく恐ろしい結果にならう。
 支間は 4 つ共長さ 190 呎で、筆者の知る限り
 では之が本邦最長の有蓋橋である。重力式橋臺
 は、橋よりも廣くなつて居り、又石灰モルタルで
 結合された天然石灰石で出来てゐる所から見
 と、アーチ反力に對して設計されてゐるらしい。

Pennsylvania 州 Portland の、New Jersey 州
 Columbia 間を結ぶ Delaware 河上の橋は、Burr 構
 造の面白い例である。アーチ反力は木材の横木理方向
 に支へられてゐる。これは、この方向には壓縮強度が低
 い事を考えると、非常に悪い施工であると云ふべきであ
 る。

本橋は、1929 年に従來をつたアーチの下に更にアー
 チを添加して補強され、鋼吊材の附加、床組構の改良
 及下弦横綫構の補足等が行はれた。又部材の端には或
 意匠的な鋸物を用ひられてゐる。

舊橋では、床組は樫であつて、他は白松である。抗張
 材の或物は長 65 呎以上もあり、長 8 呎に互つて添接
 され、効率率は 67%、又抗張材の交叉せる重ね合せ柱
 (halved post) の効率率も同じである。専門家は、圖-29
 及圖-30 で氣付く様に、この設計では應力は必ずしも充
 分協力してゐない。又柱に生ずる二次應力は相當大き
 いものとなるであらう。

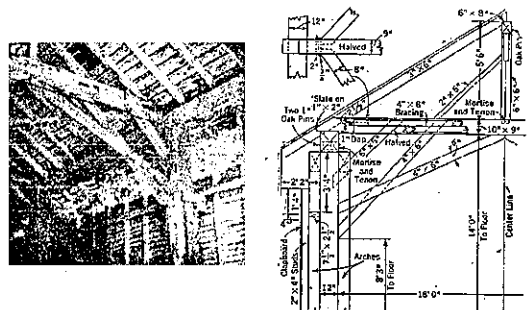
この一般的問題に對し、筆者は Howe トラスとアー

中央の橋脚は非常に狭くて、若し一つが流失した場合、
 各支間皆瓦解するか否かは議論の餘地ある問題である。

アーチの接合はすべて切俵いた重ね継ぎとし、垂下を
 減ざべく樫木の楔が打込まれてゐる。又上下弦の横綫
 構のすべての端には楔を使つて弛を緊めてゐる。

構造用木材は決して塗装されなかつた。併し兩側羽
 目板及橋門は普通白く塗装された。屋根をつけた主な

圖-31. 屋根及綫構



る観念は、主要木材を雨、雪より保護する爲であると専門家の意見は一致してゐる。

屋根組は圖-31 に示す通りである。

橋床は昔は僅か 5 年しか持たなかつたが、現今ゴム輪の車輪ならばもつと堪へる。床は二層構造であつて、下層は 3/10 吋の黄松、上層は 2/10 吋の白樺である。床を支へる根太は、最初 2 呎間隔であつたが後 16 吋に変更されたものである。

(88) 舊ポーランドに於ける鐵道橋梁及隧道の破壊とその復舊

G. Schaper, "Zerstörung und Wiederherstellung von Eisenbahnbrücken und Tunneln im ehemaligen Polen." Zeitung des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen. 23 Nov. 1939; 30 Nov. 1939. 友永和夫抄

ポーランド人は獨逸の前進を阻止するために大橋梁と隧道を破壊した。然しドイツ工兵隊の偉大なる發達と裝備により最短時日の間に應急架橋又は船橋によつて渡河したのであつた。すべての大鐵橋が破壊された。大多數の橋梁は橋脚、橋臺及び上部構造の爆破によつて效果的に破壊された。

以下最も重要なる又復舊の最も困難なる破壊鐵道橋梁と、既に完成されたもの又は遂行中のもの又は計畫中

の復舊と少數の隧道に就いて記述す。

最悪の破壊は Dirschau の近傍の 2 つ並列せる Weichsel 河の橋(複線鐵道橋と公道橋)が蒙つた。

圖-32 は舊 Weichsel 橋を示す。Lentz 氏の設計に依り 1845~1847 年に架設さる。單線鐵道及び公道共用の橋にして支間各 131 m, 平行弦の格子桁である。當時としては技術界の驚異であつた。調和と美觀に於て完璧と思はれるものであつた。

圖-33 は新 Weichsel 橋を示す。前記舊 Weichsel 橋は列車荷重の増大に依り公道専用となり。舊橋と 40 m 離れて鈍端レンズ型吊床式の木橋が Schwedler 氏の設計に依り 1888~1891 年に架設された。

圖-34 は Weichsel 橋を示す。洪水量増加のため 1911~1913 年に 3 徑間増設せり。9 月 1 日早朝本橋梁は寫眞の如く爆破さる。舊橋及新橋共に兩端の 1, 10 の橋臺及び 2, 7 橋脚を爆破さる。舊橋は更に 6~7 徑間の上部構造を爆破さる。新、舊兩橋とも 1~2 及び 2~3 徑間は完全に墜落, 又 7~8 徑間は第 7 橋脚部が墜落した。舊橋は 6~7 徑間は完全に墜落, 新橋の 6~7 徑間は第 7 橋脚方が片落ちした。

圖-35 は上記橋臺 1 の破壊狀況を示す。

圖-36 は舊橋 1~2, 2~3 徑間の墜落状態と橋脚の殘骸を示す。

圖-37 は新橋の墜落狀況と橋脚 2 の殘骸を示す。新

圖-32. 舊 Weichsel 橋

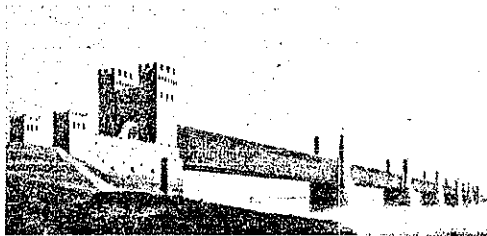


圖-33. 新 Weichsel 橋

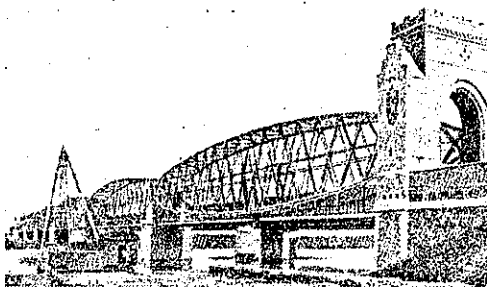
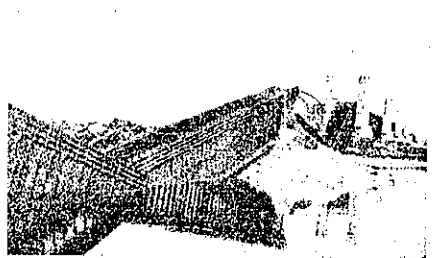


圖-34. Weichsel

圖-35.



圖-36.



橋は對傾構弱きためと吊床式なりしため墜落により完全に破壊す。

圖-38は舊橋の6~7徑間を示す。對傾構及び横斷面の剛度大なりしため、完全に原形を保持す。

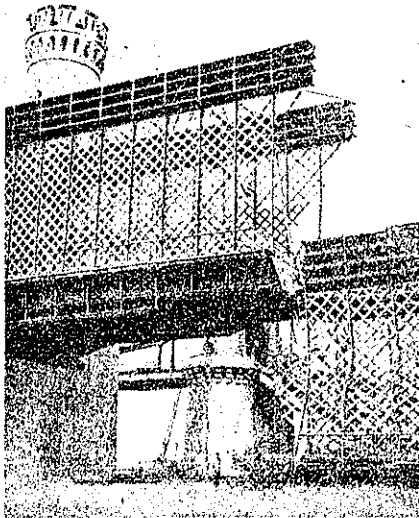
圖-39は新橋6~7徑間の木製橋脚とT型桁による假橋架設す。ドイツ工兵隊の復舊に成る。7~8, 9~10徑間は扛上した。

圖-40, 41は新橋の1~2, 2~3徑間は3つの木製橋脚上に橋桁の假橋が突桁式方法により架設された。この假橋は木製橋脚の杭打をなすために墜落せる橋梁を避けて架設し、3~4徑間の在來桁とは250mの半徑を以つて軌道を連結した。工兵隊の努力によつて10月15日には最初の列車が通過した。破壊されざりし3~4, 4~5, 5~6徑間の橋梁は今日の重列車には弱すぎるため、圖-42の如き新しい計畫が考へられてゐる。圖-43は一時的の復舊圖である。本圖の1~2, 2~3, 6~6a, 6a~7徑間の所用材料は10月3日迄に整へる様要求され、

圖-37.



圖-38.



實際は10月18日に完材した。上部構造の復舊は洪水期を避けるために1940年1月15日迄の豫定であつた。残念な事に圖-37の橋梁が河底に深く埋れたため足場杭打が遅れ、従つて1~2, 2~3徑間の架設は3月中旬迄延期された。工事完成は1940年5月中旬であらう。6~6a及び6a~7徑間は1月15日迄に完成する。この徑間は圖-39の傍に組立て横取りする筈である。現在現場にて兩端の橋臺、2及び7橋脚の取片付けと構築、6a橋脚の構築、6~6a, 6a~7徑間の上部構造の架設足場の杭打工、木製假構脚の流水防止設備、1~2, 2~3徑間の爆破されたる上部構造の取除きが進捗中である。現在の現場設備は杭打機8基、掘り取り浚渫機3基、鋤き取り浚渫機1基、機關車7輛、コンプレッサー3基、コンクリート混合機5臺、土運搬車70臺、ポンツン11艘、軌條4km、クレーン5臺、洗掘機4臺、潜水夫13人、工事員1200人である。破壊された公道橋(舊橋)は多分5km上流に架設されるであらう。

圖-39.

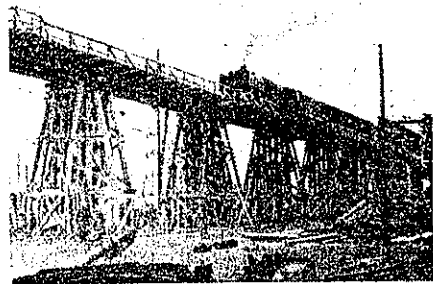


圖-40.

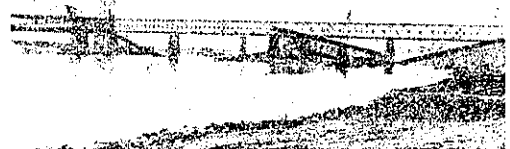


圖-41.

圖-42.

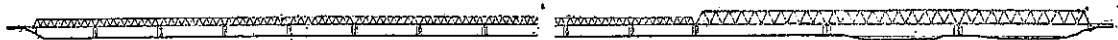
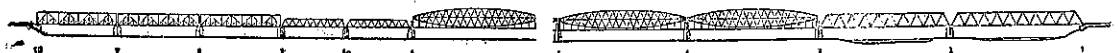


圖-43.



東プロシヤとベルリン間の最速最短連絡は Dirschau と Konitz を通る。この幹線で 2 つの高い石工高架橋 (3 徑間) が爆破された。その中 1 つは Rittel 近傍に他の 1 つは Pr. Stargard 近傍に位す。

圖-44 は Rittel 近傍の高架橋で單線用のものが 2 連別個に並列してゐる。その中 1 連が完全に破壊されたのを示す。

圖-45, 46 は上記と同一の橋であるが他の 1 連が一部破壊されたのを示す。特に中央の拱が破壊された。橋脚は一部コンクリートにて修理し鋼製の假橋を架けた。

圖-44.



圖-45.

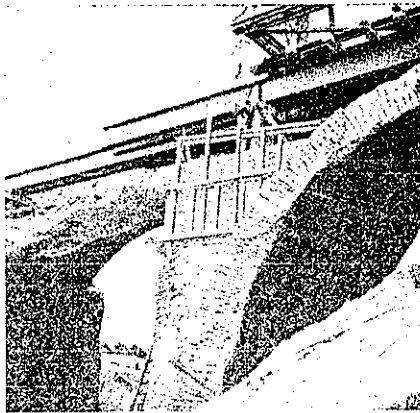


圖-46.

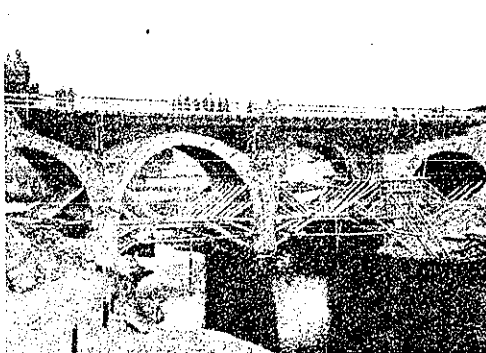


圖-46 は橋脚及び橋臺間に木の支柱にて清剛せる一時的復舊状態を示す。

圖-47 は Pr. Stargard 近傍の複線高架橋の破壊状態である。兩橋脚共ひどく破壊された。

圖-48 は上記の拱を基礎からコンクリートで復舊せる状態を示す。この上に Rittel に於けると同様に鋼製假橋を架けた。

前記兩高架橋共急速に復舊され 1939 年 10 月 16 日 12 時には東プロシヤとベルリン間 (Dirschau と Konitz 經由) が開通した。

Dirschau 近傍の Weichsel 河の橋梁に次いで重要

圖-47.

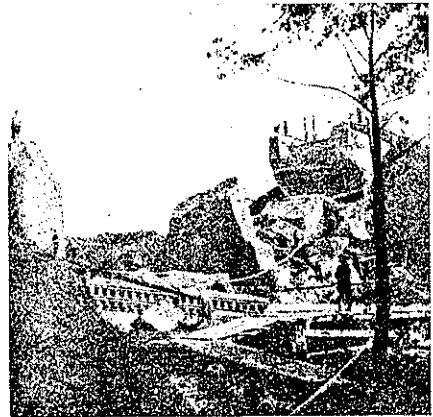


圖-48.

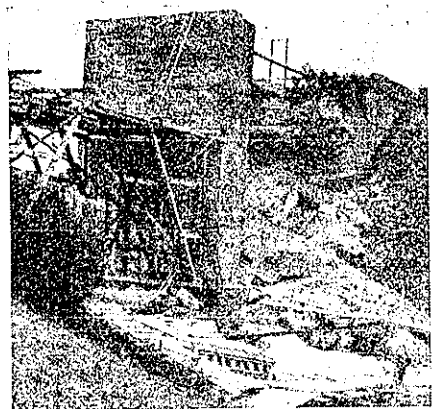
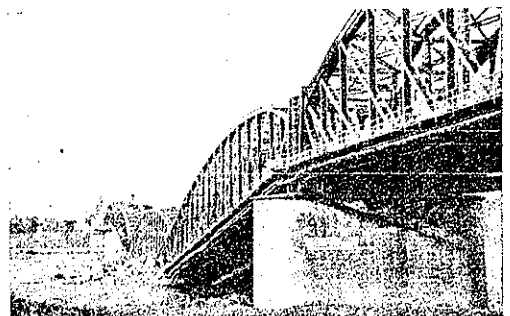


圖-49.



なる橋梁は Thorn 近傍の Weichsel 河に架せる複線鐵道橋梁である。圖-49 は本橋梁を示す。1870~1873 年に Schwedler 氏により設計架設されたもので支間は $37\text{m}+5@97.3\text{m}+11@37\text{m}$ よりなり、 $5@97.3\text{m}$ は曲弦構桁で低水敷を横断してゐたが、この支間の 2 本の橋脚が完全に爆破され、一連は完全墜落。隣接桁は片落した。本圖の如く本橋は前ポーランド人により最近在來主構の中間に第三の主構を取付け補強された直後であつたので主なる損傷は端部のみであつた。圖-50 は同上構桁の端部の破壊状態を示す。又爆破の際枕木及鋪板にベンジンを塗り放火されたため、床桁及下弦材の一部は強い膨出を生じた。之は注意して取除き熱影響部分は精密に龜裂の有無を検査した。

圖-51 は同上橋梁復舊用の扛上用構脚を示す。構端部はガス切断にて除去し、残りの部分は扛上用構脚により扛上した橋脚を繼足し、構の切断部には新部材を取付け、熱影響の部は再修繕をした。2 月 1 日 (1940) には單線運轉が可能であり、更に 4 週間にして複線運轉が可能であらう。

圖-52 は Graudenz 近傍 (Laskowitz -Goszlersshau-

圖-50.



圖-51.

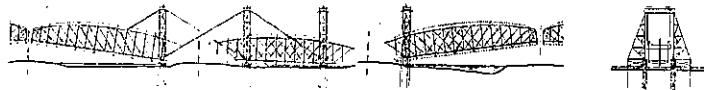


圖-52.

圖-53.

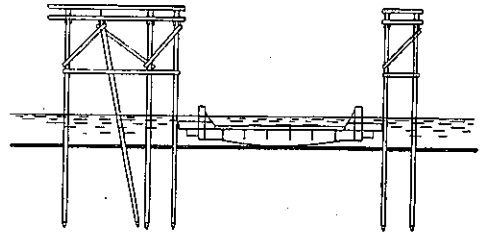


圖-54.

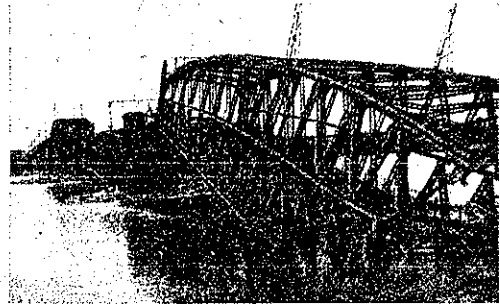
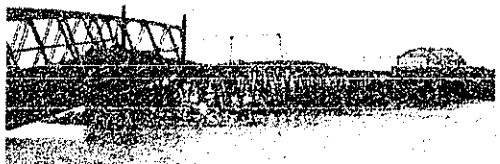
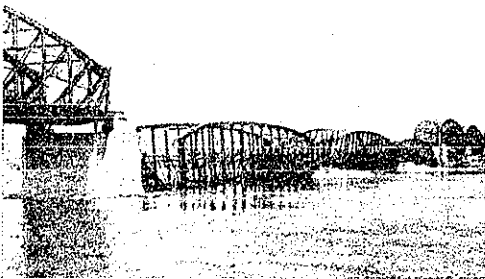


圖-55.

sen 間) の Weichsel 河に架せる鐵道公道共用橋梁の爆破狀況。本橋梁は支間各 $11@97.3\text{m}$ にして 1876~1879 年に架設された。低水敷中の 2 本の橋脚と、この上の 3 徑間が爆破された。橋脚は水面下まで完全に破壊し、3 徑間とも完全に墜落し非常に悪い損傷を蒙つた。圖-53 の如き構足場をつくり幅の廣い足場の上を通る起重機に依つて墜落せる橋梁部材を掴み上げ河船に積込んだ。新規に出来る橋梁は在來と同一の骨組であるが腹材は單純なる斜材と垂直材より成るものである。現在足場上に新橋を 2 連架設中である。1940 年 1 月 15 日迄に之は完成し、而る後この 2 連を基として突桁式架設法にて、徑間中央に設ける假構脚の助けによつて架設し、1940 年 4 月末日には完成する筈である。

圖-54, 55 は Bromberg 近傍 Fordon に於ける鐵道公道共用橋梁の爆破狀況。1891~1893 年 Mehrten 氏



架設。鹽基性熔鐵橋の世界最初のものである。支間は各々5@93.5m+13@60.5mにして、前者は曲弦構、後者は平行弦構である。低水敷の3徑間がGraudentzの場合と全く同様の方法で爆破された。

圖-56は同上橋梁が市街側の橋臺の爆破により墜落せる状況。墜落したのは支間93.5mのもの5連中4連にして第5徑間は無事であつた(圖-55)。然し現在の重交通には無理であるため全橋梁共架替へられる筈である。架設工事は1940年の夏には終るであらう。

圖-57はWeichsel河上流のPlock(Strasburg-Kutono間)近傍の鐵道公道共用の橋梁。全長690mのゲルバー型構桁なり。

圖-58, 59は第7及第8橋脚を爆破する事により第5~第9橋脚迄の上部構造が墜落した。橋脚は新しく築造し、墜落せる部分はThornの橋梁と同様に扛上して復舊した。

更にWarschau近傍のWeichsel河上の2つの複線鐵道橋梁はドイツ空軍によつて爆碎されたが、既に復舊され複線運轉が可能であらう。

圖-60, 61はDeblin(Radom-Brest-Litowsk間)近傍の複線鐵道橋梁。支間は5@88mにしてWeichsel河に架せるものなり。東岸側の上部構造の6~8格間の下弦材と床組桁を完全に爆破し、除去せしめられたが、上弦格點の剛度と水平材Z部材により墜落を免れた。本橋の一時的復舊には圖-61の如く破壊箇所を兩側に於て各格點下に木の構脚を設け、鋼製横桁にて横方向に連結し、その上に上部構造を載せ、この横桁間に工型桁を渡した。最後に主構及び床組の除去せる部分を復舊した。

圖-62はSandmierz(Scarzysko-Kamienna-Deblica間)近傍のWeichsel河上に架せる鐵道橋。6徑間の中1徑間のみが上部構造にて爆破され一端が、墜落した。之はRozwadow近傍のSanbrückeと同様の方

圖-56.

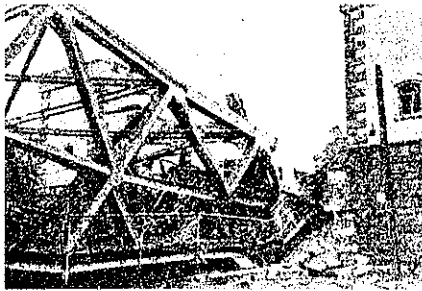


圖-60.



圖-57.



圖-58.

圖-61.

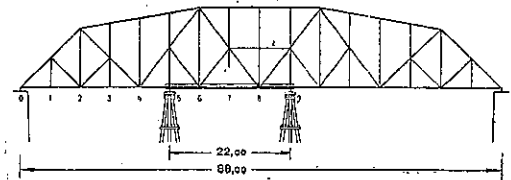
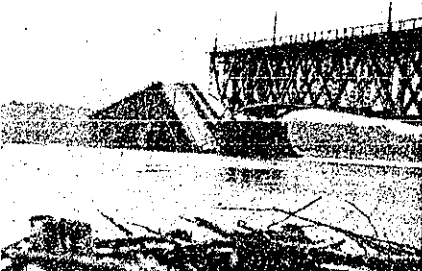


圖-59.

圖-62.



法で復舊した。

Weichsel 河上の鐵道橋梁中損傷を受けざりしものは實に Krakau 近傍 (Auschwitz—Trzebinia—Krakau 間) のもののみであつた。Weichsel 河に次いで舊ポーランドに於ける重要なる河は Warthe 河である。Warthe 河上の鐵道橋も大部分爆破されたがその中主なるもののみを以下記述する。

圖-63, 64, 65, 66 等は Warthe 河上 Sieradz (Ostrowo—Loz 間) 近傍の複線鐵道橋。2 並列よりなり各々 5@44.4 m 支間の構桁と 2@14 m の钣桁よりなる。流水方向に隣接する 2 連と、その前後 4 連合計 6 連が

圖-63.

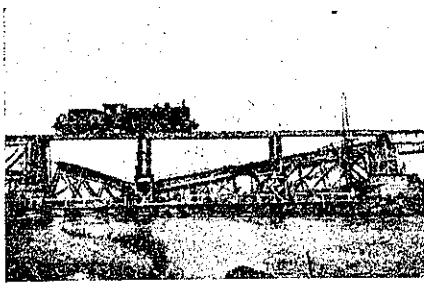


圖-64.

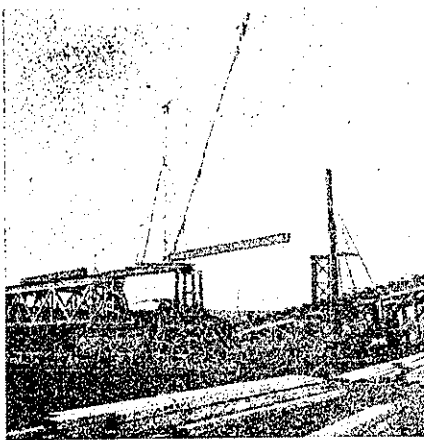
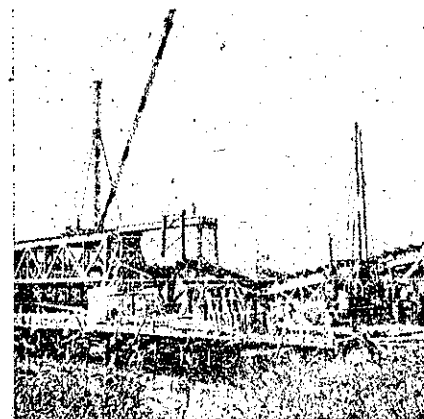


圖-65.



爆破され墜落した。又これに所屬の橋脚も損傷を蒙つた。並列中 1 連の方は 1 連共再使用は不可能であつた。他の 1 連中 1 徑間は低水敷に墜落し再使用出来ぬため之を取除き、この徑間の中間 2 箇所に木杭による構脚を低く造りこの上に鋼製構脚を載せ、又前後の橋脚上にも木の樁を組み之等の上に假鋼桁を架け渡した。圖-63 は假橋の状態である。圖-64 は移動式旋回起重機に依る假橋架設中の状態である。圖-65 は同じく上記起重機による鋼製構脚の建植を示す。圖-66 は中央を爆破され河中に墜落せる構桁を枕木サンドル上に扛上せる状態であり、向ふ側には墜落せる上部構造が見られる。全假橋の鋼部分は工型桁以外はすべて墜落せる橋梁の一部を切り取り之等を熔接により組合せて使用した。少なくとも 1 線は早急開通せしめる必要から上記の方法により、工事は 1930 年 9 月 16 日に始めて 9 月 28 日には終了した。更に不完全なる上部構造は新設し、扛上した上部構造を完全に修理した。

圖-67 は Obornik (Schneidermühl—Posen 間) 近傍の Warthe 河上の複線橋梁は各線毎に 3@44.00 m

圖-66.

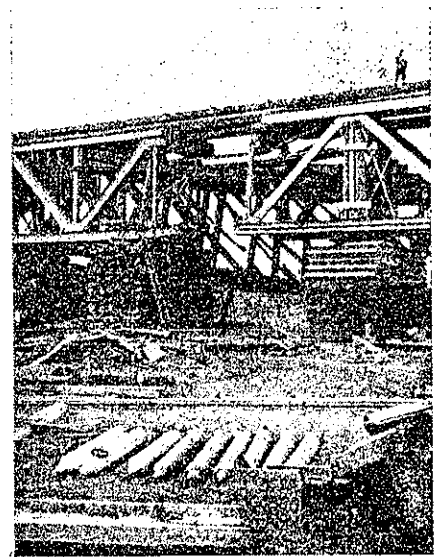
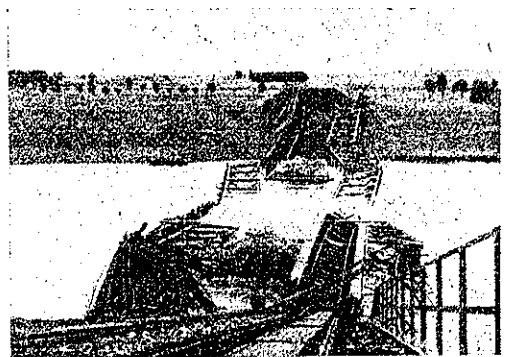


圖-67.



の平行弦桁であつた。圖-67 は橋脚 2 本と中央径間の上部構造の爆破によつて完全に破壊せる同橋梁である。墜落に際して 90° 回轉して墜落した。この残骸の傍に木製の櫓と I 型钢による假橋が既に出来てゐる。

圖-68 は Obornik から近い Wronke (Kreuz—Posen 間) 近傍の複線石工高架橋である。純径間は夫々 10.04m + 4 @ 23.22m + 10.04m であつた。側径間のみを残して完全に破壊された。現在は櫓と I 型钢によつて假橋が出来てゐる。

圖-69, 70, 71 は Posen の南部 (Posen—Ostrowo 間) の Warthe 河の橋梁が徹底的に爆破された。複線であるが各線突桁式の單線橋梁であつた。圖-70 の第 2 及第 5 橋脚と 2~3 径間の主桁の爆破によつて全橋梁が破壊した。上流側と下流側の桁で架設年度及び強度も異なり、弱い方は再用不可能であるが強い方は扛上して再用可能であらう。現在は木製櫓上に I 形桁を架けて假橋としてゐる。

圖-72 は Raba 河上の Bochnia (Krakau—Tarnow 間) 近傍の複線鐵道橋の爆破状態を示す。並列單線平行弦構にして 9 径間あり。上下流隣接せる 2 連が爆破し

圖-68.

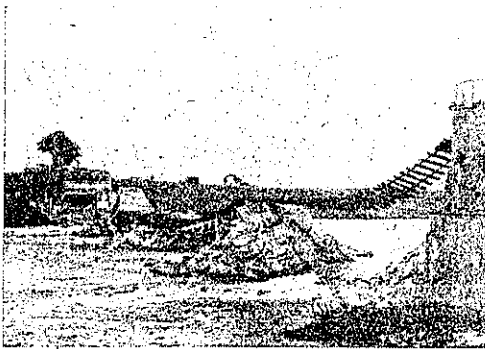
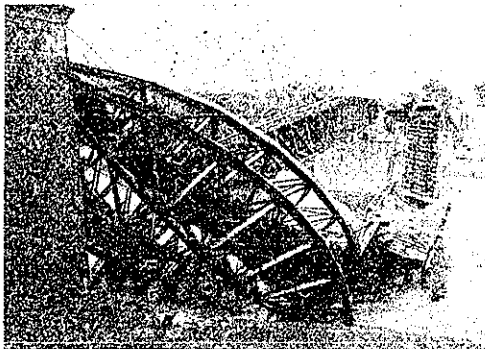


圖 69.



た。一度縦取りし、更に横取りする事により單線分を復舊し、而る後 2 連共完全に復舊して複線とした。

圖-73, 74 は San 河上の Rozwadów (Lublin—Rozwadów 間) 近傍の複線鐵道橋。3 @ 98.00 m 支間にして中央径間が爆破され一半は完全に墜落し、他端は橋脚上に残つた。支承から 5 番目の垂直材の下に枕木サンドルを組んで扛上した。圖-74 は墜落せる同橋梁である。目下假橋にて一時連絡してゐるが將來傍に缺除せる半径間を組立て横取りによつて他半に連結される筈である。

Konitz—Dirschau 間に於ては既に述べた高架橋の外に未だ澤山の石工拱橋が爆破されたのであるが、更に 2 つの例を述べる。

圖-75, 76 は Buschkau (Tuchel—Crone 間) 近傍の高 32 m の拱橋である。中央の 3 径間が爆破され側部 2 径間が残存した。橋脚が再築造され現在では鋼製の假桁が架つてゐる。但し將來この假桁の下に拱が造られる筈である。

圖-71.

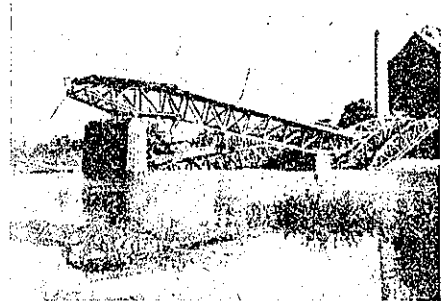


圖-72

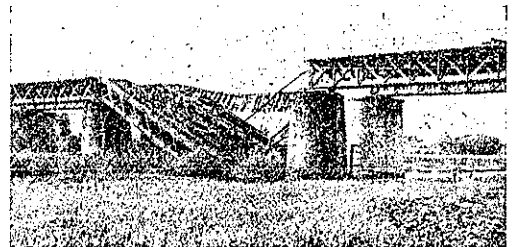


圖-73.



圖-70.

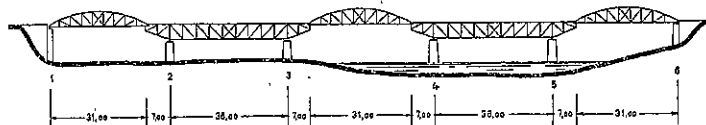


圖-74.

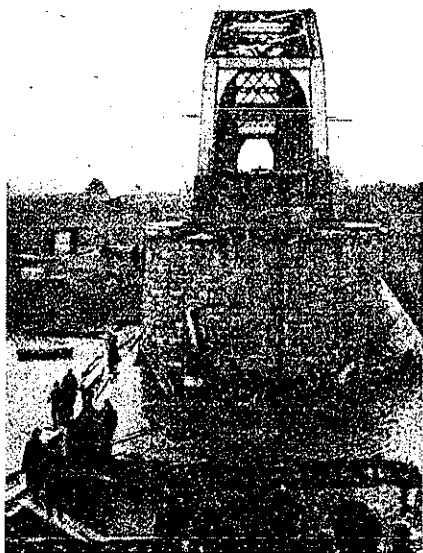


圖-75.



圖-76.

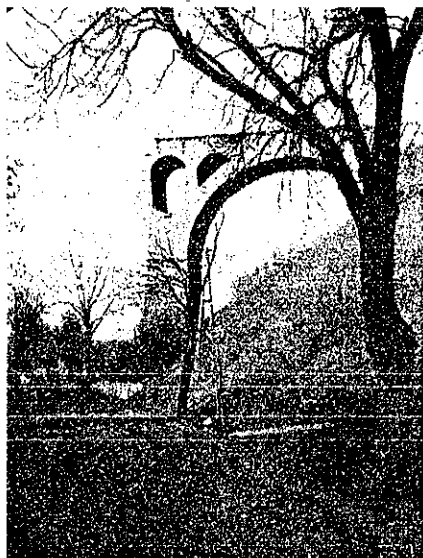


圖-77.

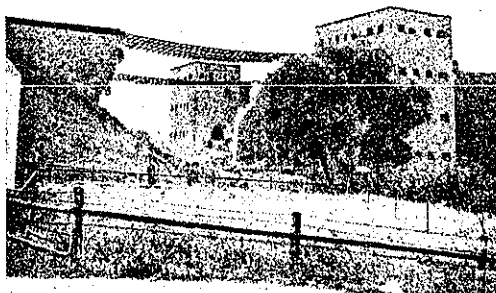


圖-78.



圖-79.

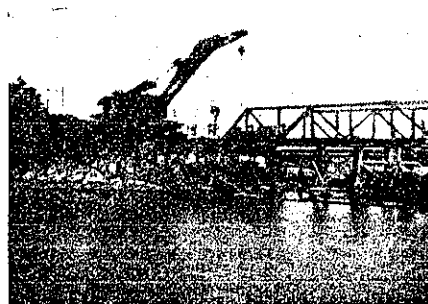


圖-77, 78 は Goszlershausen (Thorn--Allenstein 間) 近傍の數米間隔を有する 2 連の複線状橋を示す。3 徑間であるが完全に爆破された。橋を組み鋼桁により假復舊をした。將來その下に拱がつくられる筈なり。

圖-79 はドイツ國有鐵道の 50t クレーンに依り Bromberg 近傍の爆破構桁を吊上げてゐる寫眞である。

圖-80 は同じく 50t クレーンに依つて排水用暗渠の

爆破のために顛覆せる機関車を簡単に引き起してゐる寫眞である。

爆破せる橋梁の外に爆破せる隧道も鐵道交通に悪い障害を及ぼすものである。

圖-81 は Bielitz の Kaiser Franz Josef 街 (Dziedzice-Saybusch 間) の約 260 m 長の隧道の爆破を示す。街路の土覆りは 2~5.5 m であつた。基礎の深い兩側の家屋は手を加へる必要はなかつたが、基礎の浅い家屋は禿もなくバラバラになる程の惨めさであつた。拱部に於ける支保工が出来次第單線運轉が開始されるであらう。

Neu-Sandez から Circ への Muszyna 近傍の 600 m の隧道は延長 450 m が爆破された。東西兩口から復舊中であるが屢々不發雷管及ダイナマイトに遭遇するた

圖-80.

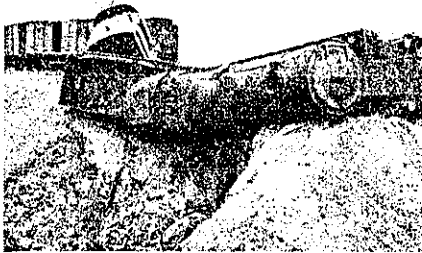


圖-81.

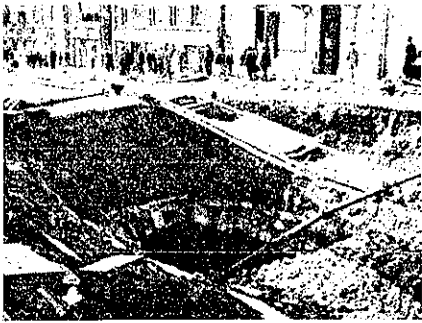
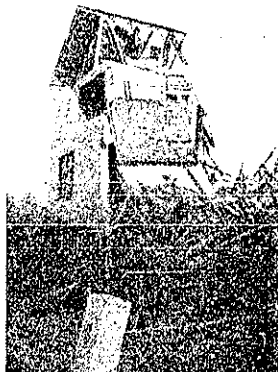


圖-82.

め非常な用心深さをもつて復舊中である。

圖-82 は Charotengrube (Rybniolek-Summin 間) では 700 m 長の隧道が浅く設置されてゐる。深い所で地表より 20 m に過ぎない。中央部 100 m が爆破され、隧道上部の家屋が破壊せるを示す。本隧道が素掘りに



より復舊されるであらう。

其の他 Mosty の近傍の Jablunkapasz 隧道も約 100 m 程爆破された。

上記の大部分の復舊作業は鋼骨造基礎工に對する設備を有する車輛、食堂車、寢臺車等を有する建設列車の助けによつてドイツ國有鐵道によつて遂行せられた。幹部も専門技術職工もすべて國內から徵集された。要するにすべての仕事は考へ得る最良のものであり、唯祖國に奉仕せんとする意志に燃え立つて遂行せられた。破壊橋梁の總數は 300 以上に上る。ドイツ國有鐵道は更に最後の修理を遂行せねばならぬ。

雜

(89) 市民防護室

(J. Lewin, "Shelter for Civilians in Modern Warfare." Civil Eng., Mar. 1941, p. 157~160.)
加納治郎抄

近代戦は種々の變革をもたらしたが中でも先づ第一に爆彈の單位重量に對する炸藥量が砲彈に比し大なることである。84 cm 砲彈全重量約 1000 封度は 60 封度の炸藥を有するが 1000 封度爆彈は 500 封度の炸藥を装填して居る。第二に攻撃半径が火炮による 25~40 哩より航空機による 500~1000 哩に増したことであるこれらによる市民の防空問題は技術者の大なる責任である。

爆風の破壊效果は爆發點を中心として一定圓内に限られて居る。次式は實驗と理論の結果與へられたものである。

$$r = \sqrt[3]{\beta C / \alpha \delta}$$

但し r = 破壊半径 (m)

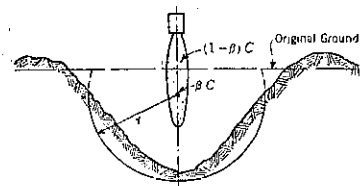
C = 炸藥裝填量 (kg)

β = 地表面下の炸藥量比率

α = 土壤による係數 (通常 0.7)

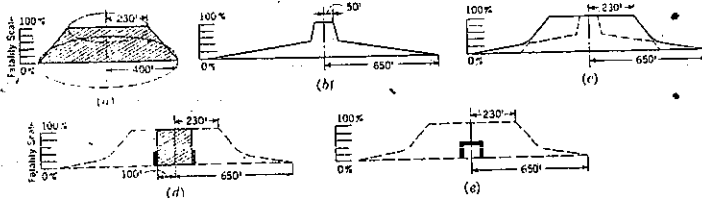
δ = 搦固め係數 (充分搦固めたものは 1.0, 足らざるは 3.5)

圖-83.



崩壞物の量は構造物の種類に依り異なるが、Warsaw の例では石造壁持ちの 4~5 階の建物が崩壞した結果 10~12 呎の石屑の山が出来た。大體建物の高さの 1/4 程度度の堆積と見られる。架構々造物では 1/8~1/9 である。故に 30 階の並んだ Wall 街では堆積は 30~40 呎に及

圖-84.



ぶであらう。

Tecton氏はLondonの防空計畫に際し“危険容積”を採用し、算定規準とした。これは多少疑問の餘地があるが他に適當な方法がない。例へば全然防護なき人が立つ場合(圖-84, a) 1000封度爆彈が230呎の半徑内で爆發すれば致命的であるから、この半徑内の危険は100%である。400呎以上離れば損傷を受けない、即ち危険は0%である。依つてこの間危険が直線的に變化するものとすれば、ハッチせる部分が人間を中心とした1000封度爆彈に對する危険容積の基準断面である。同様に彈片による危険容積(圖-84, b)及び彈片、爆風による危険容積(圖-84, c)等が算定し得る。強固な防護壁のある場合(圖-84, d)外部の總べての危険より防護されてゐるから防護壁の半徑が10呎とすれば半徑が100呎の場合に比し100倍安全である。

如何なる大きの爆彈を想定するかに就いてTecton氏は100封度爆彈を40%、220封度を30%、550封度20%、1650封度を8%、2900封度を2%と假定して居るが、かかる靜的な想定は疑問である。

防護室は附近の人口を收容するのであるから容易に達し得る所でなくてはならない。避難による日常生活の中断を最小限に止める必要があるが英國では警報時間を7.5~10分として居る。避難所の效用は警報時間中に達し得る距離内に在ることで、着物を着たりする時間を考へればこの距離は晝間約900呎夜間450呎である。従つて300呎の半徑を持つ防護室は2Acre以下の面

積に役立つ、人口密度1平方哩當100000人の場合は250人收容すべきである。防護室の收容圏と警報時間の關係は尙疑問がある。緊急の場合の市民の行動は分明でなく敵機が上空に見えなければ遠くてもより安全な所に駆け出すであらう。近隣の建築物の地階を相互に連絡してお

れば防護室の收容圏を大ならしめる。防護室は配水管、下水管、瓦斯管、ボイラー、貯水池、瓦斯タンク、貯油槽、火藥庫等の附近を避けなくてはならない。防護室の配置に當つては晝間夜間の人口密度、地勢、土質、地下水位、建築物の高さ、様式、工場其他爆撃目標となる重要都心地帯、利用可能の空地、主要地下埋設物の配置、交通状態、其他防護室の形式選擇に關係ある一切の資料を調査蒐集しなければならない。

大防護室では最初に到着した人は最も奥に進み順次満員となると考へられるが人間の流動はこのやうに一樣ではない。もし全部の人が警報と同時に出發するとしても收容半徑900呎の防護室に於いて最後の1分間に1%の者が、最後の12分間に40%の者が到着する筈であり、警報に氣がつかない人があれば混雑は甚しくなる。防護室と雖も直撃彈に對しては極めて危険であるから大防護室より小なるものが安全である。然し大防護室は勞力と資材の節約となる。12人用鐵筋コンクリート防護室は1人當り7立方呎を要するが、200人用では2立方呎で足りる。

防護室の入口は1:8以下の緩勾配なれば幅1呎に付き毎分20人通過出来るが階段にすれば通過量は減ずる。斜路は出来る限り風曲させねばならない。

緊急の事態には1街廓につき1又は2の建物の地下室を防護室に轉用する。この場合は適當な支へを作り天井の上に新しく平板をおき、床上を砂や砂囊で覆ひ、バルブやスイッチ及び管類の位置を變へるべきである。