

抄 録

第 23 卷 第 5 號 昭和 17 年 5 月

コンクリート及鉄筋コンクリート	頁
(61) 鉄筋コンクリート暗渠の強さ	537
(62) 抗圧及抗張鉄筋の和が最小となる断面に於ける鉄筋引張応力の算定	540
(63) 寒中コンクリートの工法	541
(64) コンクリートに對する爆彈の侵徹深さ	543
施 工	
(65) シヤーバー博士熔接に就て語る	544
(66) 潜函工法に於ける撤出作業	546
橋梁及構造物	
(67) 足場昇降機を用ひて架設された鋼拱橋	548
(68) 固定脚ラーメン橋	550
(69) 3 鉸木拱橋	551
(70) 6 徑間連続の熔接橋	552
堰 堤	
(71) Bonneville 餘水堰堤締切工の復舊工事に採用された突堤工法	553
上 水 道	
(72) 配水網の水流分布を知る簡便なる方法	555
(73) 連続流槽に於て混ぜられる波の留止	557
港 灣	
(74) Cuxhaven 港に於ける虫害	559
(75) 6 000 萬弗の倫敦港改修計畫	561
(76) Malmö 工業港の新岸壁	562
道 路	
(77) 自転車道路の築造	564

コンクリート及鉄筋コンクリート

(61) 鉄筋コンクリート暗渠の強さ

(D. B. Gumensky, "Achieving strength and tightness in cut-and-cover conduit," E.N.R. Nov. 5. 1936. p. 633-635.)

南カリフォルニア州に於ける Metropolitan Water District の施工に係るコロラド河水路の埋戻しによる暗渠構築工事は着々進捗中であるが、工事中構造物が異常なる状況に遭遇した際に設計上の特長に對する影響を觀察調査するの機會を得たのである。砂漠の炎熱と地質が種々に變化してゐる爲に毎秒 1 605 呎³ を運ぶ水路の設計には可成り面倒な問題があつたのである。

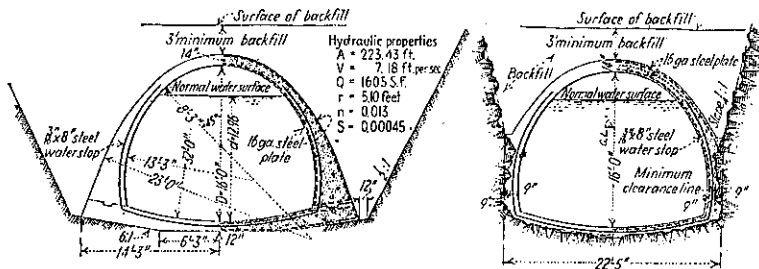
此の工事の全長は 54 哩でその中 30 哩は既に 1936 年 10 月 1 日に完成し、残りの 24 哩は 1938 年 5 月 31 日迄に完成の豫定である。

全延長の掘鑿量は 11 000 000 碼³、コンクリート容積は 1 210 000 碼³で、全工費は 16 375 000 弗である。水路の位置及平面図は E.N.R. (6. 16. '32 p. 842, 5. 25. '33 p. 678, and 6. 26. '34 p. 97.) を参照されたい。

暗渠は概ね田園地方を通るので、可成り小水流で横切られる爲にその排水には特に注意が拂はれたが、多くの場合特に設備を設けず自然流水によつた。併し大なる流れや凹地の水溜りはサイホンを作らねばならなかつた。

暗渠の断面形は Catskill, Wachusett, Winnipeg そ

図-1. 暗渠の標準断面



の他多くの水路に於て用ひられた型であるが、図-1は地質がそれぞれ土又は岩盤なる個所のものを示してゐる。

地質が土壤の場合にはプレコンクリートでインヴァートと拱とより成り時にはインヴァートアーチとして働く如き形を使用した。これは外力に耐ふるように設計され、起拱點は充分なる断面をとり如何なる載荷状態のときもその合力が断面の中央 1/3 以内に入るようにしたのである。沈下の恐れなき地盤ではインヴァートは支材又は繫材としてのみ働き鉄筋挿入の必要はない。

地質軟弱で沈下の恐れある處ではインヴァートは鉄筋を挿入した場合もなほ龜裂を生じる傾向があるから之に對しては暗渠の全断面を一つの弾性環と考へて補強するか、又はインヴァートの補強を充分にして之にプレコンクリートの拱を結合するのである。

岩盤の個所では起拱點断面を擴げる必要なく図-1右側に示すような断面を用ひて掘鑿量とコンクリートを節約することが出來た。

暗渠の断面寸法は又、運轉維持費と建設費が均衡すると云ふ經濟的見地からも決定されたのであるが、その數字的基礎に就ては既に E.N.R. 6. 27. 1935. p. 899 に於て論議されて居る。

溫度降下と收縮に起因する横方向の龜裂を防ぐために暗渠には 35 呎毎に絶縁継手を作つた。コンクリート打継ぎ端の構造目地は單なる衝頭継手で 3/16×8 吋の鋼製防水板にコールタールを塗り定水位以上 1 呎の處迄挿入して水密性を保たしめて居る。構造目地以外の継手は埋込式で 16 番 (American gage) 鋼板にタールを塗布して塑枠に入れて置く方法を探つた。この鋼板は永久にコンクリート中に残り、弱點を補つてゐる。即ち構造目地に於ける防水鋼板と同様である。

暗渠が長くなると 2000 呎毎に拱頂點に 3×10 呎の矩形の孔を作り、尙サイフォンの兩端と運搬トロカ入

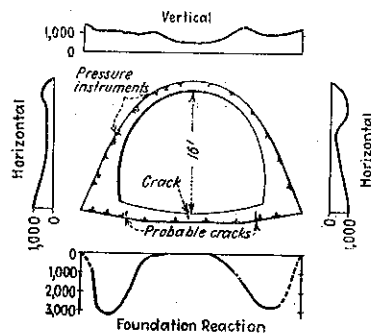
れない長さが 4 哩以上に互る部分には 16×24 呎の開孔を設けた。大きい方の開孔より輕量蓄電車を暗渠内に入れると不時の検査や維持修繕のための材料、作業員の運搬を速かにすることが出来る。

試驗断面に依る設計の檢算 Fan Hill サイフォンの

西端に於ける断面を用ひて設計及其の示方書が適當であるか否かを檢査し且外力の分布状態、基礎反力、溫度変化の影響、養生方法の效果、その他の缺點を調査したのである。

拱及インヴァートの下に置かれた試験小孔の圧力変化を観察するとインヴァートの反力の大部分は拱の基點に集中され、その兩側の反力の合力は假定された位置より中心に近い處に來ることが判明した。之は拱の起拱部がインヴァートと共に沈下したためである。拱に働く圧力は不均一であるが特に裏込を機械によつて施工した部分に於て甚しい 図-2 はその観測値を示して居る。一

図-2. 暗渠の圧力観測値

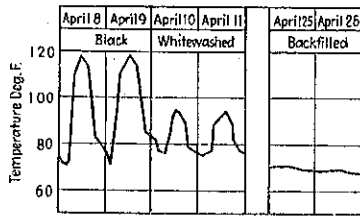


般に圧力測定の結果は略、假定と一致してゐるので断面寸法及其の割合には大した変化を必要としないことが保證された。

硬化中のコンクリートの溫度を觀測した處が施工後 3 時間で最高となり、この際の熱度はその後 3 日で消滅した。硬化期間中のコンクリートの溫度は施工當時の日平均溫度とコンクリートの溫度に左右されるらしい。硬化中にコンクリートは施工當時の溫度以上 45°F も上昇した。日光の直射を受けた表面の溫度上昇は 50°F であつた。コンクリートの内外面の溫度差は 40°F で之が爲に断面に 200 磅/吋² の引張り応力を生じ遂に表面に

龜裂を生ずるに至つた。外面に白色塗料を塗布して層を作り、養生の際の覆と併用すると温度変化を半分以下にすることが出来る。裏込を施工してしまふと日々の温度変化の影響はなくなつた。図-3 は暗渠の頂點の温度変化を示せるもので、下部に於ては稍少ないようである。

図-3. 暗渠頂點に於けるコンクリートの温度変化



コンクリートの応力は各断面の歪と、載荷状態の変化による拱軸の変形を測定して定められた。通常の載荷状態では圧応力は各断面で 350 磅/時² を越すことはなかつた。又収縮、温度変化及拱基礎の沈下による引張り応力は龜裂を招來したが、不均一に裏込めした箇所は一方の側に著しい龜裂が生じた。かゝる龜裂が暗渠の相當の長さに亘つて続く時は崩壊を引き起すことが想像される。

構築中に於ける操作 暗渠用溝渠はドラッグラインを用ひて掘つたが兩側は切離しその儘で手は加へなかつた。而し溝底部は充分注意して地均しする様に監督を嚴にした。砂漠地域に於ては通常砂礫はよく凝結してゐるのであるが、斯る處に於てもしばしば基礎地盤は撒水の上輾圧して充分搗き固めたのである。又地質が充分に凝結してゐない箇所は全長に亘り撒水輾圧して搗き固めた。基礎地盤を掘り過ぎた場合は特にこの注意を嚴にしたのである。インヴァートのコンクリートは地盤に濕氣を與へて施工した。コンクリートの施工は概ね移動式の機械を用ひ、型枠へは種を用ひて流し込み之をヴァイブレーターにより搗固めた。表面は鍍仕上げで怪式の機械を使用した。インヴァートコンクリートは硬化の終らざる中に空氣又は水噴射機で充分に掃除し、拱コンクリートを打つ迄は濕潤麻布で蔽つて置くのである。

拱コンクリートは 70 呎を連続施工した。拱と基礎とを充分に附着させるために拱を打つ前にセメントグラウトの薄層を継目に置くことにした。構造目地の状態を調べ、コンクリートの品質試験の爲に、完成した構造

物の各部より施工後 2~6 ヶ月後に 6 吋のコアを採取した。

外側型枠はコンクリート硬化後數時間で外したが、この時期は主としてその時の狀況、温度、必要なる強度に支配された。型枠を外して後、コンクリートの外面をコールタールの層を塗布して濕氣を保たせた。白色塗料の密層よりなる仕上塗装は日没前 2 時間の頃より始めて、翌朝日の出前 3 時間の頃に終了する様にした。内側の型枠はこの後暫くして取外すことにした。型枠取外し後直ちに表面を検査し缺點があれば修繕した、又暗渠の内部は撒水又は噴霧器を用ひて 2 週間位養生させるがその間の濕氣の逃げるのを防ぐ爲に暗渠の端を木とカンヴァスの隔壁を以て密閉して置いた。噴霧養生を行つた後も暗渠の底部には少量の水を溜めて乾燥を防ぎ且龜裂を防ぐ爲に空氣中の濕氣を充分に保たせる様にするとよいことが判明した。裏込めは型枠を外して後數日以内にコンクリートが荷重を受けるに充分なる強度に達してから施工することにした。その方法は掘鑿土を打圧機で溝の中に投込むのでこの際裏込が兩側から均一に行く様に注意した。

砂漠の酷熱による超過応力に對する注意として 6, 7, 8, 9, 月の 4 箇月はコンクリート作業を中止した。縦方向の龜裂は概ね毛様龜裂であるがインヴァートの中心、又は拱の上部に於て認められたものが多かつた。インヴァートの龜裂は基礎沈下の個所に於て多いようで拱上部の龜裂は硬化収縮の影響、温度変化更に内部型枠の鋼鉄が外方に開かうとする力の影響に原因するものと思はれた。拱頂の龜裂は時々次の風分を施工中に背面に沿ひて 1~2 呎も擴がることがあつたが、之は新しい風分に施工したコンクリートの重さを受けた型枠が動くためであらうと考へられたのでコンクリート施工準備中の内側型枠と施工中の型枠の間の連絡を絶つことによりて防止出来た。コンクリートの流込中及ヴァイブレーター使用中も内外型枠が動いて、外側型枠は横方向に擴がり拱頂を沈下させ、内側型枠は内側に倒れこんで拱頂を高める様な傾向が認められた。コンクリートが硬化した後も外側型枠の取外しはこの不平衡を妨げ、内側型枠がその原形に戻らんとするために生ずる横圧のために拱に龜裂が入る様である。この傾向は外側型枠を取外す前に内側の型枠の支材とボルトを弛めて防ぐことが出来た。防水板を入れた継手の外は完成後に龜裂はみられなかつた。因みに構造目地、継手の伸縮範囲は 0.05 吋であつた。

以上工事總監督は F. E. Weymouth 氏, 主任技師は J. L. Burkholder 氏であつた。(二松慶彦)

(62) 抗压及抗張鉄筋の和が最小となる断面に於ける鉄筋張応力の算定

“Die Wirtschaftliche Bemessung außermittig gedrückter, rechteckiger Eisenbetonquerschnitte, B. u. E. 5. Dez. 1936, S. 388-389.

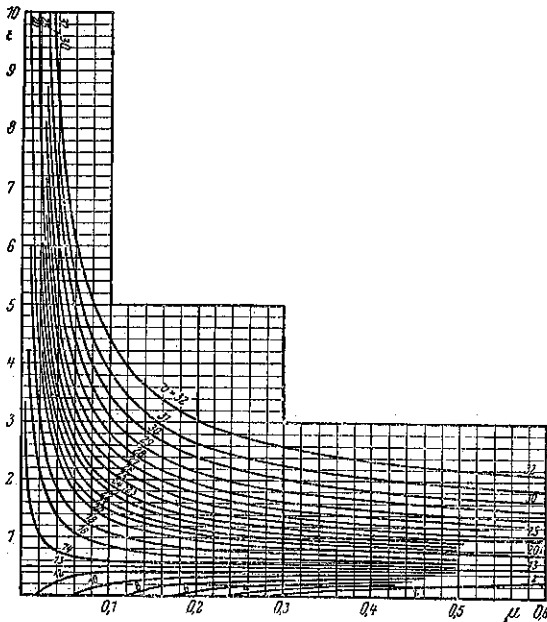
外力及断面寸法が與へられたる時, 抗压及抗張鉄筋の和が最小となる様な鉄筋断面の算定は, 抗張鉄筋の張応力 σ_c が求められればよい。 σ_c がわかればあとは普通の方法で簡単に鉄筋断面は計算される。 F_c 及 F_t' は次式で表はされる。

$$F_c = \frac{P \left(e - \frac{d}{2} + h' \right) + \sigma_c \left(\frac{x}{3} - h' \right) b \frac{x}{2}}{\sigma_c (h - h')} \dots (1)$$

$$F_t' = \frac{P \left(e - \frac{d}{2} + h \right) - \sigma_b \left(h - \frac{x}{3} \right) b \frac{x}{2}}{\sigma_c (x - h') \frac{h - h'}{h - x}} \dots (2)$$

$$\therefore F_c + F_t' = \frac{P \left[\left(e - \frac{d}{2} + h' \right) \frac{x - h'}{h - x} + e - \frac{d}{2} + h \right] + \sigma_c (x - h') \frac{h - h'}{h - x}}{\sigma_c (x - h') \frac{h - h'}{h - x}}$$

図-4. 曲線図表



$$\sigma_c \cdot b \frac{x}{2} \left[\left(\frac{x}{3} - h' \right) \frac{x - h'}{h - x} - h + \frac{x}{3} \right] + \sigma_c (x - h') \frac{h - h'}{h - x} \dots (3)$$

又 $\sigma_c = \frac{n \sigma_b (h - x)}{x}$ で表はされる。

今 $h = 0.93d$ $h' = 0.07d$ とし

$\xi = \frac{x}{d}$, $\epsilon = \frac{e}{d}$, $\mu = \frac{P}{\sigma_b b d}$ で書き表はし (3) 式の右邊に代入し 抗压及抗張鉄筋の和が最小となると云ふ条件を入れれば次式の如く ξ につき 4 次の式となる。

$$\xi^4 - 2\xi^2 + [0.945 - 1.5\mu(\epsilon - 0.5)]\xi^2 - (2\mu + 1)0.0975\xi + 0.0975\mu(\epsilon + 0.5) = 0 \dots (4)$$

(4) 式を ϵ につき解くと

$$\epsilon = \frac{\xi^4 - 2\xi^2 + 0.945\xi^2 - 0.0975\xi + (0.75\xi^2 - 0.195\xi + 0.0488)\mu}{(15\xi^2 - 0.0975)\mu} \dots (5)$$

尚 $v = \frac{\sigma_c}{\sigma_b}$ とすれば

$$v = \frac{\sigma_c}{\sigma_b} = \frac{n \sigma_b \frac{h - x}{x}}{\sigma_b} = \frac{n(0.93 - \xi)}{\xi} \dots (6)$$

となる。(6) 式に於て $\xi = \text{const.}$ とすれば $v = \text{const.}$ となる。然る時は (5) 式に於て μ の種々なる値に對して ϵ の値は 図-4 の如く双曲線に依つて表はされる。

此の図表から μ 及 ϵ を用ひて v を求める事に依り 抗張鉄筋の張応力 σ_c が見出される。

此の図表は $n = 15$ に對してのものであるが (5) 式には n の項は入つて居ない。従て ϵ は n には無關係で只 v に關係して居るのみである。故に

$v_1 = \frac{n_1}{n} v$ から補正すればよいのである。

例 $P = 15000 \text{ kg}$
 $M = 6750 \text{ kg.m}$
 $b = 25 \text{ cm}$
 $d = 60 \text{ cm}$
 $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 15$ } なる時 σ_c を求めて見る。

$$\mu = \frac{P}{b d \sigma_b} = \frac{15000}{25 \times 60 \times 50} = 0.20$$

$$\epsilon = \frac{e}{d} = \frac{6750}{15000 \times 0.60} = 0.75$$

図表より

$$v \approx 17$$

$$\therefore \sigma_c = v \sigma_b = 17 \times 50 = 850 \text{ kg/cm}^2$$

もし $n=10$ ならば

$$v = \frac{10}{15} \times 17 = 11.3$$

従て $\sigma_0 = 11.3 \times 50 = 565 \text{ kg/cm}^2$ となる。

(平井義明)

(63) 寒中コンクリートの工法

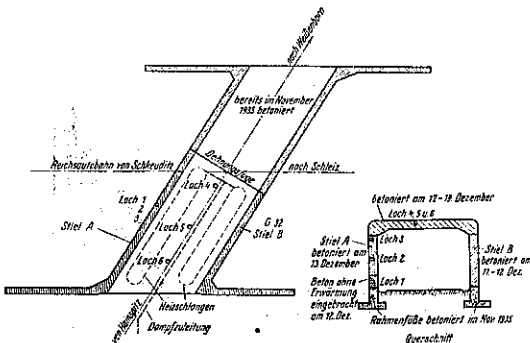
(Alwin Goertz, "Bankontrolle bei Betonierung im Frost." B. u. E. 20. Dez. 1936 S. 397-400.)

1935~36年の厳冬、獨逸 Jhüringen 地方の國有自動車道路の建設工事のコンクリート工に防寒手段が施された。之は北歐各國に於ては既に以前から實施されて居たが、獨逸に於ては新しい試みである。従て經濟上の不利益が豫想されて居た許りでなく、コンクリートの凝結硬化の狀態が思はしくなく其の爲に強度が低下すると云ふ懸念があつた。

此の方法の根幹はコンクリートの混合を始めてから硬化した後も絶えず構造物の各部の溫度を測定するにある。同時にコンクリート打の間度々供試体を探り之を構造物と同溫度に保ち 28日後の壓縮強さを測る。斯くして凝結硬化の狀態を明かに知り、技術上及經濟上申し分のない寒中コンクリートの防寒手段に就ての結論が得られる。

以下圖-5のコンクリートラーメンの工事に就て述べる。このラーメンの壁 A 及床版に寒中コンクリートの工法が適用された。併し壁 A を施工する頃は氣温は氷點下であつたが小型蒸氣汽罐を用ひ蒸氣をミキサ中に送入する事によりコンクリートを $6^{\circ}\sim 8^{\circ}$ に保ち得た。其の後更に溫度が降下し材料は團子狀に固結し水道管の凍結を防ぐ事も困難であつた。そこで下記の様な方

圖-5.



法により氣温 $+1^{\circ}\sim -7^{\circ}$ の際に床版のコンクリートを打つた。

- (1) 強力な蒸氣汽罐の設置,
- (2) 混合用水の豫熱,
- (3) 蒸氣を用ひて材料を豫熱する爲の第 2 のミキサの設置,
- (4) 床版の型枠の下の空間の加温,
- (5) 床版の下の空間に隙間風が入らぬように締切る事,
- (6) セメント袋でコンクリート版を 2 重に被覆する事。

其の結果

- a) ミキサに投入される材料及混合水の溫度は $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ になる。併し高温過ぎると急硬性になる惧れがある。
- b) 床版に打つたコンクリートの溫度は $15^{\circ}\sim 20^{\circ}$ である。
- c) 床版の型枠の下の空間は $+8^{\circ}$ 位になる。

圖-6. は降雪に包まれた現場の光景である。型枠の上を天幕で包み水道管は紙及布片で覆つてある。又煙を用ひて居る 2 箇の蒸氣汽罐が見られる。圖-7 の二つのミキサの中右にあるのは材料の豫熱に左のは混合に用ひる。

圖-6.

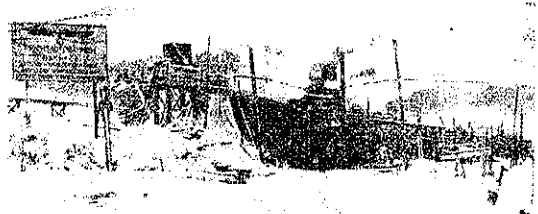


圖-7.



図-8 は完成したラーメンを示す。

図-8.

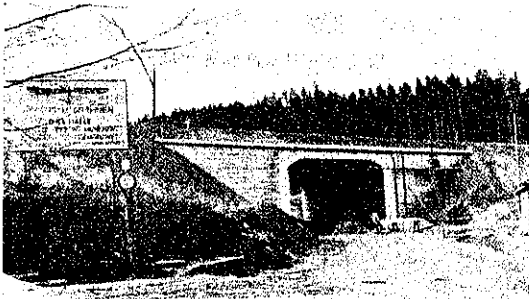


図-9. 観測孔 1-3 の温度変化

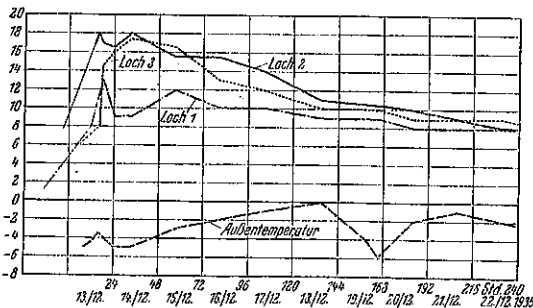
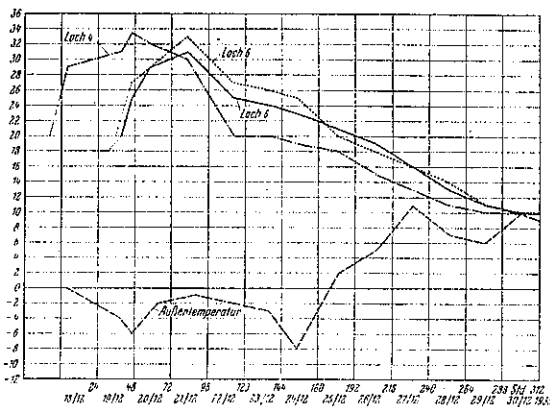


図-10. 観測孔 4~6 の温度変化



使用コンクリートの温度が充分である許りでなく凝結及硬化の 状態の良否を知るには一定の時間間隔でコンクリート内部の温度変化を知る必要がある。この爲に径 3 cm の丸鋼をコンクリート壁の中心迄挿入し凝結後之を抜き去り、こゝに温度計を入れて測定する。斯くして 図-5 に示す様に壁 A 及床版に 6 箇の観測孔

を設けて測定せる結果を 図-9 及 図-10 に示す。

この中第 1 の観測孔のある部分は気温が 0° 以下であつたが特に防寒手段は講じてない。第 2 及第 3 の部を施工する時の気温は -4° 迄下降したので小型蒸気汽罐を用ひてコンクリートを +8° に加温して打ち、其の後コンクリートの示した最高温度は+18° であつた。この凝結の経過は第 1 の部分よりは改善されて居るが未だ完全ではない。それは 1m³ 當り 300 kg のセメントを含有し常温で硬化したコンクリートの 28 日強度は 339.2 kg/cm² であるのに、材料、配合比、セメント含有量が全く等しいコンクリートを用ひた第 2 及第 3 の部分の強きは 203.0 kg/cm² に過ぎないのを見ても分かる。更に 図-10 は床版中の第 4~6 の観測孔に於ける測定値を示す。床版は -2°~-6° の気温の元で上述の様な防寒手段を用ひてコンクリートの温度を 15°~20° に高めて施工した。その結果コンクリートの温度は凝結中に +33° 迄上昇し、やゝ完全な凝結の経過を示した。この時の供試体の強度は 339.4 kg/cm² であつた。之に依り気温が氷點下でも完全なコンクリートが打てる事が判つた。この方法を用ふると北國に於ても冬季コンクリート工事を中断せずに済み經濟上も大いに有利である。但し寒中コンクリートの施工に當り行ふべき調節は簡單ではあるが細心の注意を以て整然と行はねばならない。

最後に結氷温度の元で凝結した 供試体の寫眞を掲げる。この時はコンクリートの内面及外面に特殊の花形模様を生じ圧縮強さも 200 kg/cm² 程度に過ぎない。

(河上房義)

図-11.



(64) コンクリートに對する 爆彈の侵徹深さ

(O. Speth, "Zur Frage der Erfassung der Eindringtiefen von Bomben in Beton."
B. u. E. 20. Dec. 1936 S. 408~410.)

各種の土木建築構造物を空襲から防護するには構造物殊に其の掩蓋に爆彈に對する充分な抵抗力を附與せねばならぬ。此の問題を詳細に研究するには先づ

(1) 攻撃力の大きき及方向

(2) 外力を受けた時に構造物内に發生する内部応力の兩者を明かに知らねばならない。然るに現在に於ては爆彈の諸元及命中活力(命中に際して爆彈の有する運動エネルギー)等攻撃力の性質に就ては大体判明して居るが、外力が作用した時の構造物の内部応力やコンクリートと鉄筋の協同作用の状態及爆彈の有する運動エネルギーを鉄筋コンクリートが如何にして吸収するか等に就ては全然未知である。

之等の問題に對し明確なる根據を示し且其の応力及変形を數學的に取扱ふ事は今日の彈性理論及材料力学を以てしては不可能であるやうに思はれる。

一般に炸裂爆彈の破壊効力は命中活力に依るものと爆破力に依るものとに分けて考へられる。即ち耐彈的構造物は此の兩作用の綜合効力に對して抵抗せねばならない。然るに此の兩作用は殆ど同時に起り各作用のエネルギーにより生ずる応力は重なる現はれる爲に之を分離して考へ得ず、従てこの各作用は近似的にしか研究されない。此處では爆破力は考慮せず命中活力の作用のみに就て論ずる。コンクリートに對する爆彈の侵徹量の公式に關しては W. Peres を始め多くの専門家の研究があるが、下に Peres の式を擧げると

$$h = \frac{E}{\pi d^2 w} \quad (1)$$

茲に h : 侵徹量 (m), E : 命中活力 (m kg), d : 爆彈の直径 (m), w : 構造材料の抵抗係數
上式では侵徹する間爆彈は變形しないものとする。

$$\text{更に} \quad h = \frac{E}{\pi d^2 w} = lqIfw \quad (2)$$

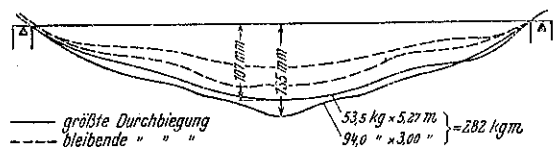
茲に l, g, l はそれぞれ爆彈の投下高度, 比重, 彈長を示す。

即ち他の條件が全く等しい時は爆彈の侵徹量は投下高度, 彈長, 爆彈の比重に比例する。然し乍ら上式は

主として理論的考察に基いたものであるから實驗の結果とは合致しない。何故なれば爆彈の侵徹は上式の示す様な單純な問題ではないからである。實驗結果を見ると成程大なる着速を有する細い爆彈は同一命中活力を有する他の着速の小さな太い爆彈より遙かに深く侵徹する。併し之は太い爆彈がコンクリート中に充分貫入する前に破碎した爲であるから、これだけの事實では上式が正しいとは断定出来ない。只同一命中活力を有する小爆彈に比し大きい爆彈の応力は小さいに拘らず破壊すると云ふ事は注目し得る。この原因としては構造並に命中方法の相違を擧げ得る。

一般に投下爆彈の有する運動エネルギーの一部は被命中体の材料を漏斗狀に破壊する爲に消費され殘部は破壊部分の周圍の材料により吸収される。この時活荷重を受けるコンクリート掩蓋の強度は命中活力を吸収する部分の重量と爆彈の重量の比に關係する。又同一命中活力を有し重量及着速の異なる各種爆彈の命中した掩蓋の状態は一様でない。圖-12 は Dr. Emperger の鉄筋コンクリート桁の落下エネルギーに對する實驗の一例である。即ち同一命中活力 (282 m kg) を有し重量及投下高度の異なる2種の投擲体により生ずる桁の最大撓み及永久歪は相異なる。他の多くの實驗例及杭打の場合にも同様の法則を認め得る。

圖-12.

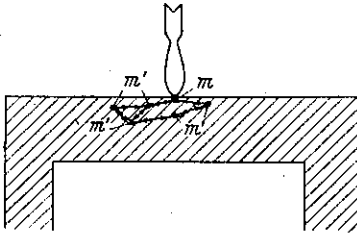


更に構造物上に落下して變形を起した物体の衝撃作用に就ては在來非常に多くの研究があるが、何れも彈性理論に基く彎曲振動の方程式から誘導するか又は衝撃率を定めて静力学上の問題として近似的に解いて居る。

圖-13 は投下爆彈がコンクリートの一質點 m に達した時この周圍の質點 m' に内力が生じ爆彈の運動エネルギーに抵抗する事を示して居る。この時コンクリートの破壊は m' の内力及慣性抵抗の大きさにより一様でない。之は 200 tm の命中活力を有する爆彈が 1m 厚のコンクリートに對し 0.40 m 侵徹するのに反し 0.50 m 厚のものは貫徹される事でも明かである。

以上述べた様な諸問題は今日の力学で解決する事は困難であるが現在より詳しく知り得る可能性はある。

図-13.



最初から数学的証明を試るのは無理である。始めは実験を行い計算方法の完成に役立つ結論を求むべきである。(河上房義)

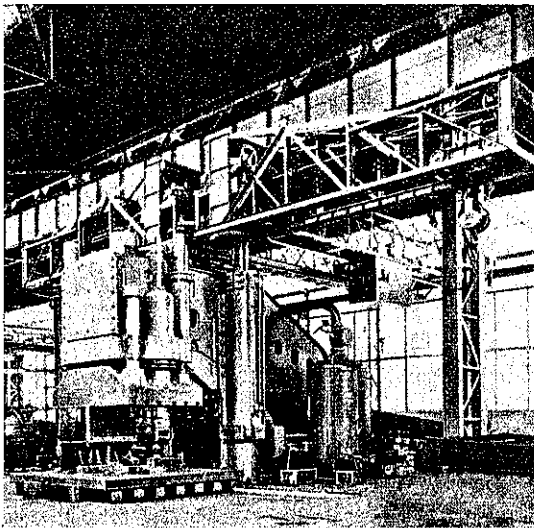
施 工

(65) シャーパー博士熔接に就て語る

(G. Schaper "Wartun schweißen und wie" schweißen, Buntech. 2. Okt. 1936. S. 619~622.)

こゝ 10 年前までは、構造物に於ては熔接することは考へもしなかつた。強いて挙げると弛んだトラスの斜材を、テルミットで緊張させた位のものである。それ以外は全く鉋結工法の獨壇場であつた。然るに機械製作に於ては、當時既に相當な結果を得てゐた。之は以前は高價で面倒な型を使用して鑄造しなければならなかつた部分品を熔接により目的を達することを知り、非常な

図-14. 2000t 船舶用プレスラー

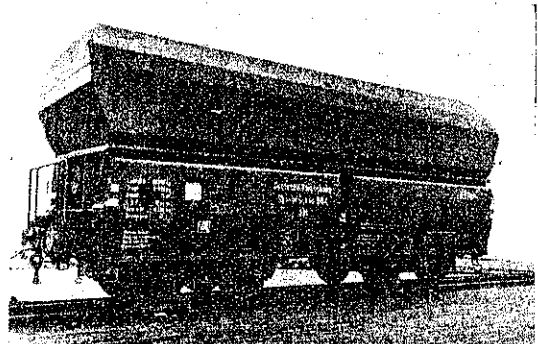


經濟的利益と技術的效用を得た。面倒な鑄造部分品はともすれば非常に入念にやつても種々な缺點とか、高い内部応力を生ずる。この様な缺陷は小部分品を熔接接合することにより除去された。かくして熔接工法は機械製作に於て益々大なる分野を得た。今日大きな機械が全熔接されてゐる。図-14 は 2000 t の船舶用プレスラーを示す。又大きな固定又は移動起重機なども全熔接されてゐる。

船舶の建造に於ても熔接工法は既に 10 年前に初歩を印してゐる。此の工法を採用することにより非常なる材料の節約をもたらすことが動機となつたのである。熔接工法が更に完全となるに従ひ、今日に於ては巨船が全部熔接により建造され、非常なる好果を得てゐる。

同様な理由で鉄道車輛に熔接が使用されることが以前から行はれた。熔接による重量の節約はそれだけ運搬する死荷重の少ないことを意味し、それだけ機關車の牽引力が有効に使用されるが、特に注目すべきである。図-15 はドイツ國鉄の全熔接重量貨車を示す。

図-15. 全熔接重量貨車



以上三つの分野に於ける熔接の結果は 10 年以前から、建築物や橋梁に熔接を応用して、技術的にも經濟的にも非常な利益を得ないものかと云ふ問題が必然的に起つて來た。充分な考慮の結果吾人は之を肯定した。

鉋孔に於ける抗眼断面の減少は斯の工法により除かれる。直角につき合せる部分は山形鋼ではなく、熔接により作られる。此の二つの細部こそは非常な材料の節約を來たすのだ。熔接のために高い電極棒を使つても勞力費の少ないため鉋結より不經濟でないとすれば、材料の節約はそつくりそのまま工費の節約と成る譯でなければならぬ。機械に於てはその部分的に來る強いショックに耐え、船舶に於ては航海中に來る絶えざる交番応力に耐える、熔接構造は最も雄辯に該工法の良好なることを保證するものである。然るに何が故に市街橋や

鉄道橋に確實に熔接できぬことがあらうか。

建築構造に於てはもはやその応用に何の疑もなかつた。かゝるが故に何等の遲疑もなく 10 年前から構造の廣い分野に涉り熔接を始めた。橋梁工に於ては詳細なる試験と充分なる理論的考慮の後熔接を行った。1930 年の始め最初の全熔接鉄道橋が出来た。之は 10 m 支間の單線鉄桁橋である。この歴史的橋梁は圖-16、圖-17 に示す。かゝる橋梁は數多くの熔接橋を持つ今日何等

圖-16. 最初の全熔接鉄道橋の縦断面

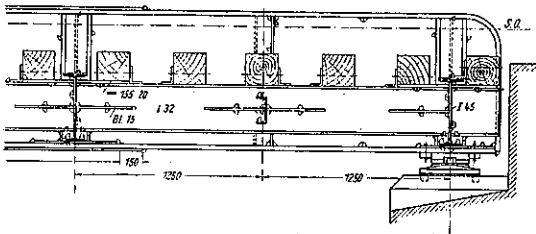
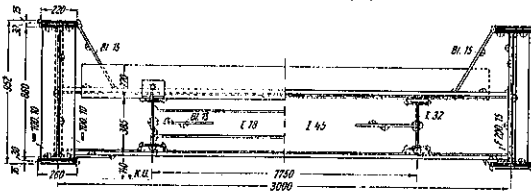


圖-17. 同上の横断面



問題とするに足りぬものであるが、之を一覽すると主桁においては腹鉄と蓋鉄の接手はない。材料は St 37 で裸電極棒を使用した。今日の眼から見れば此の橋の種々の細部は相當変へたきものであらう、床桁と主桁の抗張突縁、縦桁の支承部及主桁第 2 蓋鉄の端に於てあまり役立たぬ前面熔接がしてあるが、之は今日耐久性を著しく阻害する喰込み現象 (Kerbwirkung) のため、絶対に避けねばならぬものである。この橋梁は過去 6 年間非常に頻繁なる本線に使用され、1 日 100 個列車、既に 21 900 回の列車を通過させ、縦桁及床桁は既に 100 萬の重車軸 1 000 萬の軽車軸を直接載荷してゐる。誠にその成果良なりと云ふべきである。最近に於て充分検査した所によると、この橋梁は今日その缺點と目する詳細の存在に拘らず何等の損傷もない。此の結果は上述の如き橋梁工に於ける熔接の使用可能性と確實性の最も雄辯なる證據である。

ドイツ國鉄は既にして X 線の採用による熔接の試験の重要性を認識してゐた。而して既に上述せる世界最初の熔接鉄道橋の検査に有能なる X 線装置を作り、此

の橋梁の熔接をして熔滓なき裂罅なきものとした。此の橋梁は今日解体せしめ、Dahlem に於ける國立材料試験所に於てすべての詳細部を X 線により、及電磁貫流法により、又は耐久試験法により根本的に聊かなりとも傷、疲勞現象の有無を検査しつゝある。

さて其の後ドイツ國鉄は數多くの熔接鋼橋を製作した。又ドイツの他の方面に於ても製作せられた。此の際その製作所に於て充分なる施設をなしたため、施工と検査の嚴格なる示方書にも拘らず、熔接が鋸結より高價ならざることが確認せられた。15%にも上る材料の節約は必然的に工費の減少となつた(註：こゝで一つのラーメン橋を持つて來て材料の比較を行つてゐる)。更に吾人は材料の節約以外に外觀の良きことが熔接の普及に與つて力あることを考へねばならぬ。熔接は實にすぐれたる美術的要素を満足せしむるものであるからだ。建築物や橋梁に於ける熔接桁の線の美しさは鋸結では得られぬものである。特に下から眺めたときに然りだ。吾々は熔接桁を見るとき一つの鑄型から作り出されたるが如き印象を受ける。構造物に於て構成美に非常なる重點を置く今日、熔接を好んで用ゆる又故あるかなである。

然し乍らこゝに一つ熔接に缺點のあることを認めぬ譯には行かぬ。それは熔接に際して起る收縮応力である。この応力は荷重により起る応力と相俟つて早く破

圖-18. 熔接停車場上家



壞に導きはせぬか、實際接目自身の收縮応力は非常に大きいが桁全体として見ると極く低次(他の応力と比し)の応力となる。桁の收縮応力は普通の軋圧桁の軋圧の際起る応力よりは少ない。然も我々は工型桁にはまるで軋圧応力がない様に取り扱つてゐるのではないか? 同様に熔接桁に於ても收縮応力などない様に取り扱つて差支えないと云へる。接目に於ける收縮応力、例へば腹鉄と蓋鉄との接合の場合に於けるが如きものは接目が示方書通りに熔接さるれば文句はない。數多くの經驗

や詳細なる繰返し試験は之を示してゐる。尙最近に於て Dahlem の州立材料試験所に於て行つた繰返し試験の結果は、熔接桁の繰返し曲げ強さは少くも銲結桁ほどあり、接目に於ける高次の収縮応力は危険ならざること示してゐる。上述せる如き熔接桁の施工に際しドイツ技術協會熔接専門委員會の繰返し強さの試験の結果による規約に従へば、充分満足なる結果を得る筈である。中でも抗張部分に於ける前面熔接を避けること、又はかゝる接目をばタガネで充分なる仕上げをすることにより、母材への移り変りが喰込現象なしに出来る。

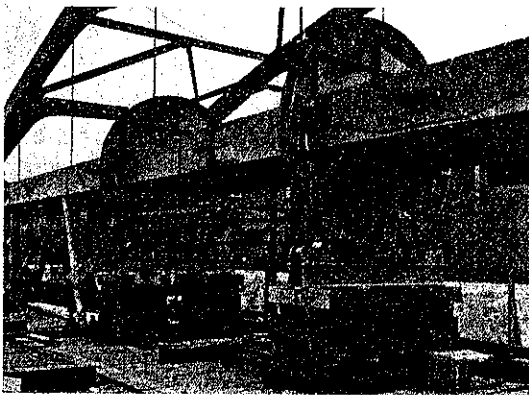
熔接の順序に就ては、特に床組に於ては出来る限り、収縮応力の発生を避ける様施工す可きである。

長径間の鉄桁に於ては腹鉄の接手が出て来るが、工場接手の場合は最初に腹鉄を熔接し次に補剛材を、後蓋鉄を取附ける。蓋鉄の接手は今日余く衝合接手によるのであるが蓋鉄との熔接の前に此の接手を一度レントゲンで検査せねばならぬ。不良部分は再熔接を行ふ。喰込があれば之をたがねで削る。腹鉄の接手に衝合接合を用ゆることは今日反對論はない。

更に長大なる径間に於ては又は連続桁では蓋鉄の接手が出て来る。これには純衝合もあれば添接鉄との混合型もある。一般に蓋鉄の接手と腹鉄の接手と一致する。工場接手では腹鉄と蓋鉄とは別々に接手する。現場接合では別段定まつてゐないが、緊張器とローラーを使用して桁が収縮に従て動き得る様にせねばならぬ。

慣れた熔接工は堅熔接、上向き熔接も下向き熔接の如く巧くやれるが萬人とも斯様でないから、又所謂 Wannenlage (椀まわし)が最も便利なので、桁を廻転し得る様に椀まわしにする。要するに現今の多くの経験と試験の結果に従へば熔接工法はその若干の缺點や反撃に拘らず(之は新しきものには何時でも起るのだが)、建築

図-19. 桁の廻転熔接工法



構造とか橋梁工に於て完成せられるであらうと云ふことは断言できる。(河合宏美)

(66) 潜函工法に於ける搬出作業

(Dr.-Ing. Kurt Safranz, Valencia. "Förderleistung bei Druckluftgründungen. Die Bautechnik. 22. Jan. 1937. S. 50~52.)

外的條件を除けば搬出作業は

- (1) 潜函夫の能力
- (2) 搬出設備の能力

に關係する。經濟上から見ればこの兩者はよく組合はされねばならぬ。即ち、所要の搬出作業をなすために必要な氣閘の數及起重機の種類が定められる。一方搬出設備の能力が定まつてゐれば各人全能力を發揮するものとして潜函夫の所要最大數が定まる。確實を期して常に起重機の能力が潜函夫の能力より大に擇ばれるのは勿論である。

1. 搬出設備の能率 搬出作業は次の如き階程より成る。

- (1) 掘鑿土砂をスキップに詰込む
- (2) スキップを綱に引掛ける
- (3) スキップを引上げる
- (4) スキップ内の土砂を空ける
- (5) 空のスキップを卸す
- (6) これを綱から外す

常に潜函内には澤山のスキップがあり、又スキップへ土砂を詰込むに要する時間は極く短い故一搬出作業の所要時間の計算には之を省略する。

搬出設備の能率に甚だ重大な關係を有するは堅管の型式である。人氣閘及材料氣閘を別々に備へてゐる場合には土砂の入つたスキップの引上げと空のスキップの降下が同時になされ、3. 及 5. の過程は別々に考慮する必要がない。之に反し、特に小潜函によく見られる如

図-20.

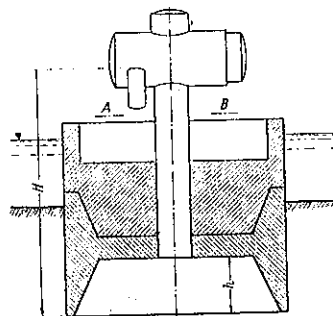
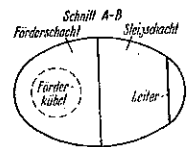


図-21.



く、材料気閘と入気閘が一堅管に設けられてゐる時は、(図-20 及 図-21 参照)、一時に唯1個のスキップが通過する故之を上下する時間は別々に算入されねばならぬ。

スキップの昇降速度は約 0.6~1.2 m/sec が最も多く、上昇と下降が独立に行はれる場合には、上昇に對し 0.5~0.8 m/sec, 下降に對し 0.8~1.2 m/sec. である。

スキップ内の土砂を気閘の材料箱に空けるに要する時間は、土質及スキップの大きさによつて異なる。重い粘土は砂の2倍以上を要す。粘性の大きな粘土では、スキップは乾燥砂を撒いたり、小さいスキップをひいたりするがよい。スキップの大きさは砂に對し約 0.17~0.24 m³, 粘土に對し約 0.15 m³ が適當で斯様な大きさを用ふればスキップを空けるに要する時間は砂の場合に 60 秒、粘土の場合に 90~150 秒である。

尙スキップの掛け外しには夫々約 25 秒を要する。

次に搬出設備の能率を實例に就て計算して見よう。

スキップの最高及最深位置間の高さ: $H_{max.} = 20$ m,

$H_{min.} = 4$ m (図-20 参照)。

(a) 人及材料兼用気閘

スキップの上昇速度: 0.7 m/sec

スキップの下降速度: 1.1 m/sec

一般出作業の所要時間 max min

(1) スキップ(盈)を綱に掛ける…………… 25秒 25秒

(2) スキップを引上げる…………… 29″ 6″

(3) スキップ内の土砂を空ける(砂)… 60″ 60″

(4) 空のスキップを下ろす…………… 18″ 4″

(5) 空のスキップを綱から外す…………… 25″ 25″

計……………157秒 120秒

従て一搬出作業所要時間は平均: $\frac{157+120}{2} = 139$ 秒 = 2.3 分

(b) 材料気閘

スキップの昇降速度: 0.9 m/sec.

一般出作業の所要時間 max min

(1) 盈スキップの引上及空スキップの

下降…………… 22秒 4秒

(2) スキップ内の土砂を空け、同時に

空スキップを綱よりはずし、盈

スキップを綱に引掛ける…………… 60秒 60秒

計…………… 82秒 64秒

従て所要時間は平均: $\frac{82+64}{2} = 73$ 秒 = 1.2 分.

砂搬出用スキップの内容積を 0.2 m³ とすれば、砂の膨

脹 20% の場合は(粘土は約 30~50%) 1 回の搬出能力 $0.2/1.2 = 0.167$ m³ となる。

人及材料兼用気閘に依れば前述の場合に於て 1 時間連続作業して平均 $(60/2.3) \times 0.167 = 4.3$ m³ 搬出出来る。就業時間を 8 時間 (7 1/2 時間賃働, 1/2 時間休) とすれば搬出量は $7.5 \times 4.3 = 32$ m³ となる。之に反して材料気閘を用ひれば同様の計算により、1 時間當り 8.3 m³, 就業時間當り 62 m³ 搬出される。

粘土の場合は、容積膨脹を 40%, スキップ容積 0.15 m³, 土砂を空ける時間を 120 秒とし、其の他の數値は前述の如く採れば

(a) 人及材料兼用気閘	(b) 材料気閘	
平均一搬出所要時間	3.3 分	2.2 分
1 時間當り搬出量 (m ³)	1.9	2.9
就業時間當り (m ³)	14	22

2. 潜函夫の能率 最近數年來施工された種々の潜函工法のデータを表-2 に示す。

表-2. 種々の潜函工法の工程表

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Laufweite Nr.	Grundfläche Q der Saugkammer m ²	Höhe der Arbeitskammer m	Anzahl der Schloten	Anzahl d. der Arbeiter & Stöße	Quant. Hölzer je m ²	Förderleistung L m ³ oder Masse je Arbeiter stündl.	Notenart	Größe Tüte oder Wasserschleuse in m	Bemerkungen
1	168	2,30	2 K	15	11,2	1,51	-	13	Dieselbe Baustelle. In der Förderleitung eingeschlossene Entwicklung von kleinen Pflanz- und Wurzelresten sowie Auslösung von Bodenverfestigung. Im Schloten 2 Förderbänder.
2	90	2,30	1 K	10	9,0	1,47	-	13	
3	161	2,30	2 K	15	10,7	1,41	-	14	
4	615	3,00	2 M + 1 P	24	25,0	2,78	-	12	
5	468	2,20	2 M + 1 P	28	16,8	2,23	-	17	
6	410	2,10	2 M + 1 P	20	10,5	1,89	-	15	
7	362	2,30	2 M + 1 P	25	14,4	1,90	-	30	
8	154	2,20	2 K	17	9,1	1,10	-	23	

K = Kombinierte Personen- und Materialschleuse, M = Materialschleuse, P = Personenschleuse.

7. 欄の搬出量は気閘内の労働者及機械工を含まず潜函夫のみに就き、中休や掘鑿沈下作業に伴ふ總ての作業に要する時間等を含めた一就業時間 (8 時間) 當りの値である。

深さが 20~25 m になると獨逸の規定 (表-3. 参照) に依り就業時間は 6 時間を越えられぬので 1 日 3 回 8 時間就業が 4 回 6 時間就業となる。従て深さに依る勞銀割増 (表-4 参照) を別にして 8 時間就業時當りの勞銀は 4:3 の割合で高くなる。

表-3. 圧搾空氣内労働者就業時間 (中休を含む)

過圧 (kg/cm ²)	就業時間
2	最大 8 時/日
2~2,5	„ 6 „
2,5~3	„ 4,8 „
3.~3,5	„ 4 „
3,5~	„ 2 „

表-4.

時間給の割増

水 深	割 増
~ 10 m	20%
10~15 „	30%
15~20 „	45%
20~30 „	65%

工程豫定表を作るに必要な掘鑿沈下進行量 S は

$S = \frac{3Aa}{G}$ A: 潜函夫數 (表-2.5 欄参照)
 a: 就業時間當り搬出量 (表-2.7 欄参照)
 G: 潜函底面積 (表-2.2 欄参照)

より定められる。

然るに搬出設備等の大いさを定めるには 表-2.7 欄の値よりも大なる眞の搬出時間 (中休, 故障, 竖管継足し等の時間を除いた) の搬出土量を考慮せねばならぬ。

表-2.5 欄に示せる 潜函夫 1 人當り面積は相互に仕事の邪魔にならぬように擇ばねばならぬ。約 10 m² あれば充分であるが已むを得ざる場合には 5~6 m² に減ずることも出来る。然し之以上狭められると能率が著しく低下する。作業室の高さ h は普通 2.2~2.3 m で 2.5 m 以上は稀である。 (森 茂)

橋梁及構造物

(67) 足場昇降機を用ひて架設

された鋼拱橋

("Long Steel Arches Erected by Falsework Elevator" E.N.R. Oct. 29, 1936, p. 606~609.)

Sweden, Stockholm 市に於て, 最近 2 つの長径間の鋼拱橋が開通した。この橋梁に於て, 工事に興味深い點は, その架設法及一方はかなり長径間の無鉸拱橋なること, 他方は径間 183 呎 (約 56 m) の全熔接拱橋なることである。

この町は, (図-22) に示されたる如く, Baltic 海の一つの入江に 散在せる 幾多の島の上に位置し, その間に Malaren 湖を有してゐる。この橋梁が開通する迄は, 町の南北を只 1 つの橋梁が直接結んでゐるのみであつた。即ち (図-22) の A 點に於て閘門を越える路線に架設せられたものである。新設橋梁は (図-22) の B 點及 C 點に位置し, 同一路線にあり, 互に僅か 295 呎 (約 90 m) の距離にあつて, 第 2 の南北を直接結びつける路線を形成し, 第 1 の路線に比し, 遙かに多くの輸送能力を有してゐる。それ故, この新設橋梁は技術的に興味あるばかりでなく, 交通上非常な重要性を有してゐるのである。その長径間の方を West Bridge と稱し, 全熔接拱橋の方を Palsund Bridge と稱してゐる。前者は無鉸拱, 後者は 2 鉸拱にして, 兩者共に鋼陸橋の取付けを有してゐる。外觀は大体に於て兩者類似し, しかも荷重, 設計條項及架設法まで同様である。

West Bridge は, (図-23) に示されたる如く, 径間 夫々 668 呎 (約 204 m), 551 呎 (約 168 m) なる 2 つ

図-22. 架橋位置

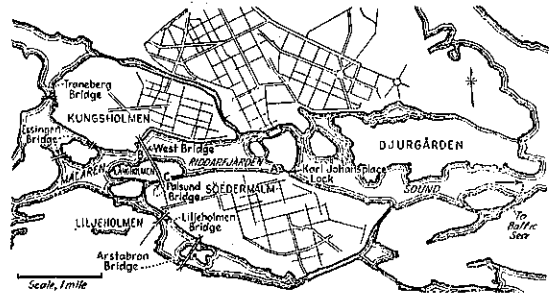
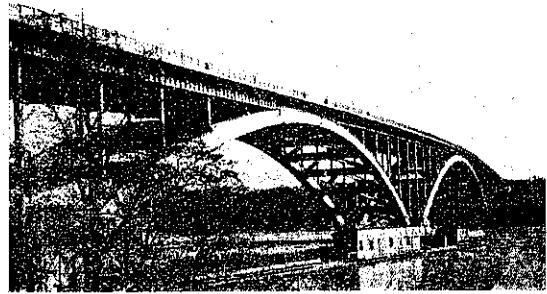


図-23. 拱の床部を支へる管柱



の拱径間を有し, その両端に続く取付陸橋をも含めて, 總延長 1978 呎 (約 600 m) となつてゐる。路面は 2 本の市街電車軌道, 4 本の車線, 2 本の歩道より成り, 幅員 78 呎 (約 24 m) である。橋梁全体にわたつて, 床部を支へてゐる支柱は, 鋸を曲げて熔接して製作せる管柱となつてゐる。この鋸厚は 1/2'~1" にして, 管柱の径は 24' より 28' まで変化してゐる。支柱の兩端は, その内部の腐蝕を防止する爲に, 支承脊によつて密閉せられてをり, 下端の脊は, 球承式になつてゐて, 上部構造と拱部とを有効に分離してゐる。床桁を除いては, 上部構造の鋼部全体に互つて電弧熔接が用ひられた。特に床桁と縦桁との接結は, 連結を密接にする爲に現場で熔接せられた。

拱肋と床桁には, 最小破壊強度 73 960 #/sq" (約 5 200 kg/cm²), 降伏點 51 200 #/sq" (約 3 600 kg/cm²) なる銅マンガン鋼が用ひられ, その他の部分には普通の炭素鋼が用ひられた。その總重量は, 銅マンガン鋼が 3 700 t, 炭素鋼が 3 200 t である。

拱肋は兩径間共に 2 本にして, 59 呎 (約 18 m) の間隔を有し, 互に繫材と K 型構構によつて接続せられてゐる。拱頂に於ける拱肋の高さは, 短径間のものとは長径間のものに對し, 夫々 7.5 呎 (約 2.3 m) と 9.2 呎 (約 2.8 m) になつて居り, それに對応する橋臺に於ける高

きは、夫々 15 呎 (約 4.6 m) と 17 呎 (約 5.2 m) になつてゐる。而して各拱肋は互に 34 吋 (約 86 cm) の間隔を有する 2-腹版により函形をなしてゐる。船舶の航行に對しては、長い方の拱径間に於て、幅員 164 呎 (約 50 m) の間を餘裕高 71 呎 (約 21.6 m) にとつてある。

荷重に對する示方書としては、2 本の電車軌道に 44 t の電動車 1 臺と 28 t の附隨車 4 臺とより編成せられた電車を載せ、且 4 本の車線の各々の任意の数の 15 t のトラックを載せた場合に相當する當値荷重を規定して用ひた。猶、電車荷重のみの場合には、68 t の電動車 1 臺と 40 t の附隨車 8 臺とより編成せられた電車に對して安全なる如く規定されてゐる。

衝撃係数は、次の方程式により規定されてゐる。即ち、

$$I = 680 / (20 + l)$$

茲に I : 衝撃係數 (單位 %)

l : 2 車線のみ載荷せられたる場合、部材に最大動荷重応力を生ぜしめる如き、動荷重の長さ (單位 m)

2 車線以上に載荷せられたる場合は、衝撃による影響は省略することにした。

歩道の設計荷重としては、 $82^{11}/\text{sq}'$ (約 400 kg/m^2) の等布荷重、又は $5\frac{1}{2}$ t の 1 つの集中荷重が用ひられた。後者はトラックが境界石をのり越すやうな場合である。

新設橋梁の技術上特に興味深い點は、その架設方法にある。基礎工事は、岩盤が最も深い個所でさへ僅か 40 呎 (約 12 m) なので、比較的簡單だつた。コンクリートの橋脚及橋臺は、各拱肋に對し、別々に分離し築造せられ、水面まで花崗岩で表面仕上げをしてゐる。

締切工事には、特殊な方法が用ひられた。橋臺地點に於ては、岩盤が水路に向つて下り勾配をなし、しかもその表面は不規則なので、この表面に相応した尖端を有する締切材が、所要の個所に設置せられた木材の足場の内側に吊され建込まれる。然る後、打込まれ、そこへ tremie concrete を 6 呎 (約 1.8 m) 厚に打ち、密閉した。それから締切内部の水がポンプで汲出され、空氣中で基礎が築造せられた。

拱肋部材は、ドイツより購入せられ、橋梁地點より 1 哩の距離にある工場に於て、半径間分が組立てられ、浮乾船渠にて橋梁架設地點の側に運搬せられた。此處で、この半径間分が橋臺と径間中央の下に於ける足場の支承に移され、並行する半径間分の 2 拱肋が足場に移された後、互に横構によつて接続せられ、次の作業に對す

る準備が完了する。

次に、径間中央の下に於ける鋼製基礎の上に鋼塔が組立てられ、その上に水圧ジャッキが据付けられる。一方、橋臺に鋼製の軛 (yoke) を置き、そこに一時的のピンを裝置して拱肋端に取付ける。拱肋のもう一方の端を鎖で鋼塔上の水圧ジャッキにつなぎ、その鎖を吊揚げ、所定の位置まで拱頂部を揚げる。この場合、拱肋の橋臺端は一時的のピンのまはりを廻転し、拱肋の上突縁及下突縁が (図-24) に示せる如く鋼塔上の支承にびつたり取付くやうにする。

図-24. 架設用の軛



同様にして、他の半径間分の拱肋が径間中央に於ける鋼塔に於て所定の位置まで揚げられる。そして、この 2 組の拱肋は拱頂に於て一時的に鉸で連結せられる。次に水平の水圧ジャッキを裝置し、橋梁が完成せる後、荷重により生ずる曲げモーメントに相當する曲げモーメントを拱肋に與へる。然る後、最後に拱頂が添接せられ、構造物は無鉸拱となるのである。拱部及陸橋部の上部構造は、橋面に組立てられた移動起重機により、一時に 1 格間づゝ架設せられた。これには 図-25 に示せる如き、2 つの突桁の足場を用ひ、最初に支柱が起重機により所定の位置にたてられ、耳桁が次に吊揚げられて、突桁の足場の上に横へられ、更に床桁が支柱及耳桁に接続せられる。続いて縦桁及それと交叉せる小梁が取付けられ 1 格間が完成せられると、移動起重機は足場の假枠に載せられて、次の格間に前進する。

Palsund Bridge は (図-26) に示せる如くにして、径間 183 呎 (約 56 m) の全電氣溶接の 2 鉸拱橋である。床桁、縦桁、支柱及横構はすべて工場にて製作せら

図-25.

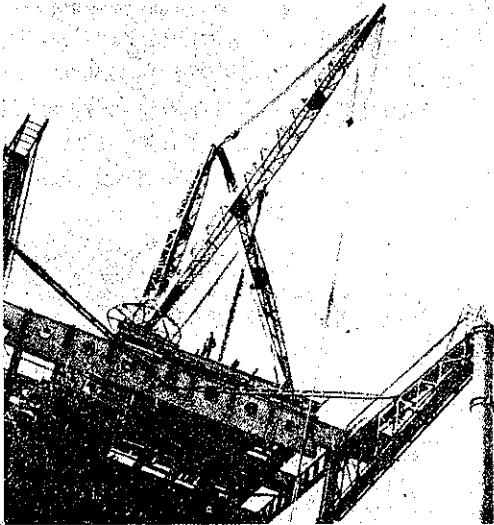
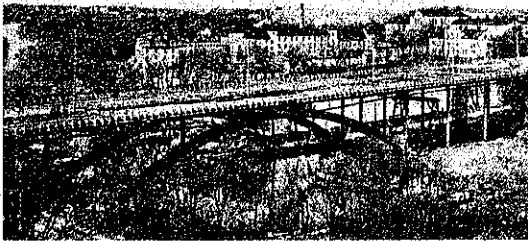


図-26. 径間 183 呎の Palsund 拱橋



れたが、拱肋は現場にて鉄より製作せられた。各拱肋は 49'×9' (125 cm×1.6 cm) の 2-腹板と 51'×1 1/2' (130 cm×3.8 cm) の 2-突縁板とにより組立てられてゐる。拱肋の架設方法は、2 鉸拱橋なる故、橋臺における一時的のピンが不要なることを除いては、全く West Bridge に於ける架設方法と同様である。

床桁には銅マンガ鋼が用ひられたが、拱肋を含む他の總ての部材には炭素鋼が用ひられた。上部構造に用ひられた鋼材の總重量は約 1100 噸にして、鉸接設計に比し、約 200 噸少くなつてゐる。(前島健雄)

(68) 固定脚ラーメン橋

(“Eine eingespannte Rahmenbrücke im Stadtgebiet von Tirana”. B. u. E. 5. Dez. 1936, S. 386~388.

Ijuna 河上流 350 m Tirana 新市域の大通りに架けられた固定脚ラーメン橋は幅員 35 m で橋の方向に 2

図-27.

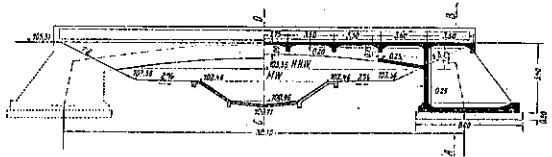


図-28.

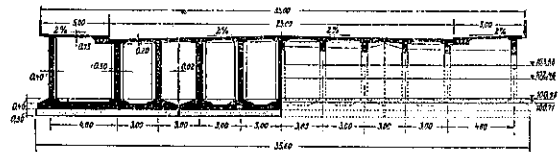
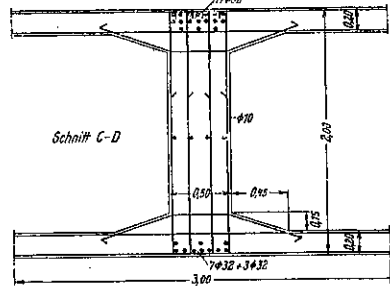
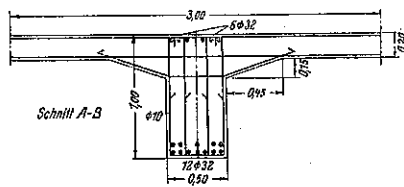
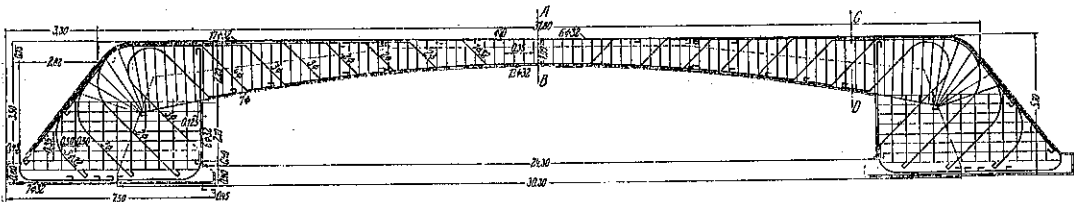


図-29.



つの伸縮継手を設けた。従て橋は 3 つの部分に分たれて居る (図-28)。

計算は弾性重心に依らず 2 鉸脚ラーメンの水平反力 H_0 を利用し固定脚ラーメンとして計算した。初めば 2 次不静定と考へ不静定力 H 及 M_c を算出し、次に第 3 の不静定力 M_a を算出した。

$$H = H_0 + M_c \cdot 2\tau_0$$

τ_0 : 2 鉸脚ラーメンの水平反力 H_0 ~ 影響線の傾角

$$M_c = \frac{1}{2} \frac{\int \left(\frac{1}{2} - \tau_0 y\right) \frac{M_0 ds}{J}}{\int \left(\frac{1}{2} - \tau_0 y\right)^2 \frac{ds}{J}}$$

次に
$$M_a = \frac{1}{2} \frac{\int \frac{x}{l} \frac{M_0 ds}{J}}{\int \left(\frac{x}{l}\right)^2 \frac{ds}{J}}$$

主桁配筋図は 図-29 に示すが如くである。

基礎は鉄筋コンクリート杭が梁ましかつたが経費の関係上木杭を用いた。先づ木杭を打つて地盤を圧密ならしめ、底板の縁に高さ 3.5 m の鉄筋コンクリート版を垂直に立て込み前記地盤と緊密に結び付ける事に依り水平剪断力の一部を充分受け持つことが出来る様にした。

使用した丸鋼は 180 t, セメント 10 000 袋, 要した費

用は 145 000 フランであつた。 (平井義明)

(69) 3 鉸 木 拱 橋

(“Three Hinge Timber Arch Bridge built by CCC in Oregon”, E.N.R., Dec. 31, 1936, p. 920~922.)

Oregon 州の Roseburg から 35 哩北にある Umpqua 國有林内に 135 呎の木拱橋が架けられた。構造は 3 鉸拱樑拱で抗圧材, 抗張材共にクレオソート注入材を使用した。

附近一帯は保養地帯となつて居る爲地形風光と調和した橋梁形式を必要とし且又 CCC の少年団を使用する關係上設計は簡單なものでなければならない。斯様な關係で吊橋の外にハウトラス, 2 鉸及 3 鉸拱樑拱の 4 種を比較した。

吊橋は外觀上からは最も適當だが費用の點に難色あり, ハウトラスは最も經濟的であるが足場を必要とし春の川水後を待たねばならない。次に拱樑拱であるが拱樑拱は地形に合致した格好の形式で費用も亦經濟的である。その中 2 鉸は足場を要しトラス全体を一体として組立て、架設しなければならないが一方 3 鉸は斯る足場を要しないのみならずトラスを半分宛組立て、鋼索で吊り出して中央で連結する方法が用ひ得られる。斯る理由から 3 鉸拱樑拱に決定したのである。

設計荷重は H-15 標準活荷重に歩道 1 呎に就き 75

圖-30. 拱 部 材 断 面

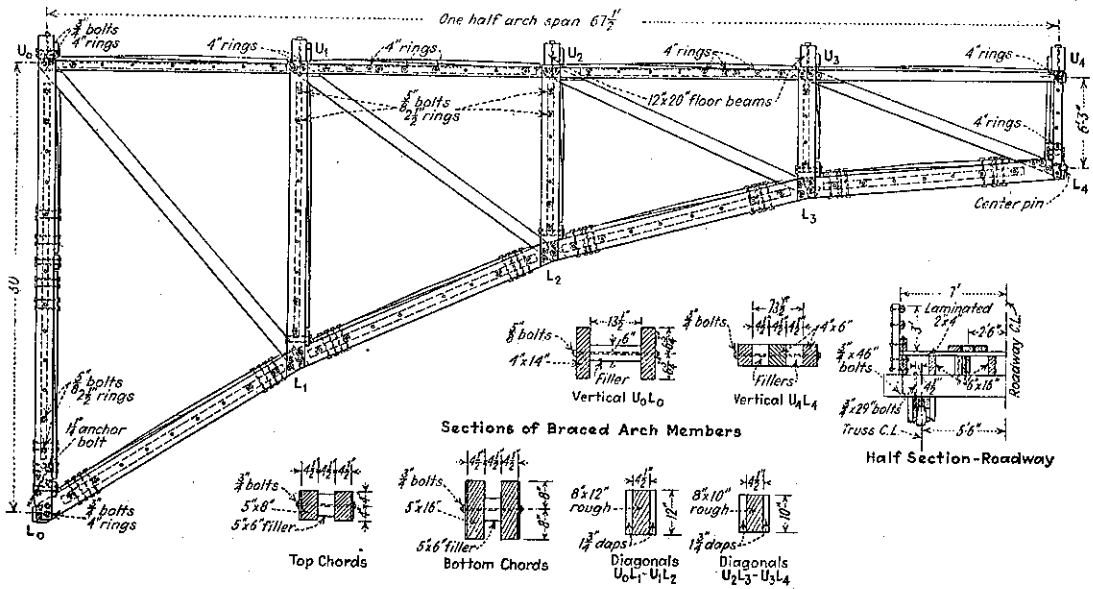
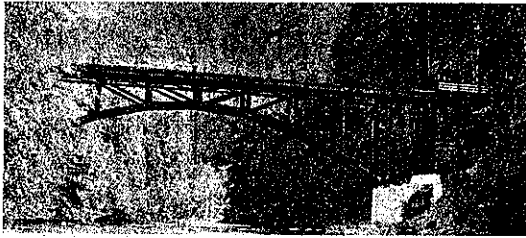


図-31. 径間195呎の3径木拱橋



磅として之に加へたものを使用した。

各部材断面は 図-30 に示すが如くである。上弦は中央で 8 吋の反りを附し、下弦は拱矢 24 呎で拋物線を用ひた、従て上弦及腹材は死荷重、等活荷重に對しては応力は生ぜず偏心荷重を受けた時にのみ応力を生ずる。

架設は現場でトラスを半分宛 (重量 7 t) 組立て兩側から索條で吊り出し中央で合はしてピンを押し込み然る後横構等と取付けて完了した。60 馬力、重量約 16 t の試験荷重に依る中央の撓みは 5/8 吋であつた。

(平井義明)

(70) 6 径間連続の熔接橋

(D. B. Armstrong: "Welded Design for Six-Span Continuous Girder Bridge."
E.N.R. Jan. 14, 1937 p. 52~54.)

10 月 25 日に開通した La Parade 谷を流れる Ste Anne 河に架かつて Montreal と Quebec とを結ぶ道路橋は全熔接で、径間 107 呎 (32.4 m) 6 径間連続の上路桁である。これは約 40 年前に架設せられた此の 2 倍の長さのピン連結の通路桁の代りに出来たものである。此の型式は洪水を流すに必要な高さを有すること、橋の一端にある教會の眺望を害ふことがないといふ二つの理由から選定せられたもので、径間中央で桁の高さが最も小さくなり、兩橋脚の間が感じの好い拱型となつてゐる。

上部構造は古くなつた爲架換を要する様になつたが、石灰岩で出来た橋脚や橋臺は十分の深さに打込んだ杭の上に載つてゐる尙完全な状態にあるので、新しい設計に於てもこれを利用するのが經濟であつた。それで古い橋脚や橋臺は約 7 呎下つた處で切り、新しい鉄桁に適合する様に鉄筋コンクリートで葺置した。

架橋地點の河底は 40 呎までは極く僅の粘土を混じた細砂で、洪水の際には河底は甚だしく侵蝕せられるが、橋脚は木の箱枠とその周囲の捨石とで十分に保護せら

れてゐるので 40 年間沈下或は倒壊といふ様な事故は一度も無かつた。それ故新しい橋脚も同じ設計とした。

30~40 呎の鉄矢板を打込んで締切をして手掘で 17 呎掘つたが底からの湧水は殆ど無かつた。各橋脚には 25 呎の杭を 48 本づゝ打込み、基礎コンクリートは水の無い處で施工することが出来た。

橋脚の施工は解氷期を避けられる様に 1 月に始めたが解氷が意外に早かつたのでいろいろの困難を生じた。河底が 14 呎(殆ど矢板の底)を侵蝕されて締切の一つが傾いたり、木造假受の上に移されて假橋となつてゐた古い桁が流されたりした。そこで沈床や捨石で被害を修復し、傾いた締切を原位置に歸し、減水後構脚橋を新しく造つた。

橋脚が完成すると矢板を入らなくなるまで打込み低水位の處で焼き切り周圍に重い石の捨石を行つた。

橋は C.E.S.A. 道路橋設計示方書により設計した。荷重は 100 lb/ft² (約 500 kg/m²) の群集荷重と、20 t の自動車である。橋面は 24 呎のアスファルト舗装のコンクリート車道と、兩側に幅 5 呎の歩道とがあり、4 呎の高さの高欄がついてゐる。車道の版は厚さ 7 吋で縦方向に鉄筋が入つてゐて心々 9 呎の床桁で支へてある。歩道の版は厚さ 4 吋で縁石と突桁の端にある 17 吋×6 吋の縦桁とで支へてある。床桁は長さ 94 呎、断面 21 吋 501 封度で心々 18 呎の主桁の上面と同高である。床桁は主桁の處で切れて主桁の腹に接して居り上突縁は主桁の突縁の上を越えて抗張板により連結してある。主桁の補剛材は此の點では短く切つて床桁架設座にしてある。

主桁は腹は 3/8 吋突縁は 1 1/2 吋の鉄で出来てゐる突縁の幅は曲げモーメントの必要から橋脚の處では 24 1/2 吋であるが径間中央では 10 1/2 吋に変化してゐる。桁の高さは橋脚の處で 7 呎橋臺では 6 1/2 呎径間中央では 5 1/2 呎である。上突縁は道路の縦曲線に平行で橋の中央で 2 呎高くなつてゐる。桁は死荷重による撓みを無くする爲に腹板の外形を調節して反りがつてある。現場添接の位置は死荷重による曲げモーメントが零になる點の近くにあるので活荷重による熔接接手の最大突縁応力は 6 000 lb/ft² (約 420 kg/cm²) 以下である。

桁の設計に當り最初は 6 径間連続慣性モーメント一定として計算した。近似的試算の後断面を定め突縁の面積により慣性モーメントの変化を補正し更に正確な方法で応力を計算した。慣性モーメントの変化の影響により、最大曲げモーメントは橋脚の處で約 12% 増加

し端径間に於ては 4% 第 2 第 3 径間に於ては 15% 減少した。

單桁として又鉸結連続桁としての設計も研究した。熔接連続桁の重量は熔接單桁の 85%, 鉸結連続桁の 85%, それ故鉸結單桁に比べれば明に 27% の重量の節約である。尙單桁を使用する爲に必要な橋脚上の餘分の床桁、高欄の柱、伸縮接手が節約された。

一橋脚の 1 吋の沈下により突縁の応力は 1000 lb/ft^2 (70.3 kg/cm^2) 増加する。随つて 12 吋沈下しても鉄の最小降伏點 30000 lb/ft^2 (2110 kg/cm^2) には達しない。若し死荷重のみを考へれば更に安全である。上部構造架設の前後に橋脚の高低測量を行つたが死荷重による沈下は認められなかつた。

桁は中央の橋脚では固定脊の上に、他の支點では缺円の脊の上に載つてゐる。各橋脚及橋臺の上では床桁は高い桁になつてゐる。これは横構として作用し、又必要な時にはジャッキで上げる爲の永久的抗材となつてゐる。床桁と主桁の下突縁との間の斜のアングルの隅控は、突縁が圧力を受けてゐる所では各床桁に、張力を受けてゐる所では一つおきについてゐる。桁の上突縁に直接載つてゐるコンクリート版は適當な横の剛さを與へる。だから架設中桁を並べる爲に簡単な一時的の横縦構を必要とするに過ぎない。

曲つた桁の製作を容易にする爲各径間に於て切線を作業線とし床桁や補剛材や添接は總て此の線に垂直にした。たゞ橋脚の上の細目のみは鉛直である。此の直線から支距を出して腹版の側面を作り酸素アセチレン焔で切断した。補剛材の位置や熔接の長さは型付板により示した。補剛材を熔接した後腹を直立させ上下の突縁をつけた。豫め間隔を置いて突縁に假着熔接しておいた突起は組立熔接中腹を真中に置くのに役立つた。

5/16 吋の連続隅肉熔接を採用し作業は腹版の兩側で中央から端に向ひ同時に行つた。熔接は歪曲を防ぐ爲上下交互に行つた。此の方法によれば熔接を總て下向で行ふ爲に屢々断面の反転を必要とした。細部の熔接完了後半成の桁を構脚に載せ間隔の正確な二つの平行な突出部の間に置き、これらの突出部を基準として添接への平行線及固定距離を楕圓規により桁の上に書いた。突縁と腹版との端は正しく焼き切り熔接に適當な斜角に割つた。添接版は總て jig により添接線から位置を定め本熔接の爲假着熔接をした。

工場に於ける假組立に於て主作業線の添接部に於ける喰違は 1/16 吋に過ぎなかつた。現物に於ける適切な

組立と架設応力に備へて十分な添接材料と連続の細目とを準備した。

現場に於ける作業：架設は床桁上に置いた木の上を移動する起重機により行つた。必要に応じて桁の端を支へる爲杭の假受を造つた。そして主添接は正しく合つた接目を造る爲にドリフトピンで密着し屈曲したボルトで支へた。熔接は 4 径間の組立を完了し高欄を立てゝから始めた。構造物の形と熔接の位置とは熔接手の見地からは理想的であつた。細目は下向に熔接が出来、又近づき易く設計してある。足場を支へる軽い熔接の骨組が床桁からぶら下つてゐる。此の足場から桁の腹や下突縁に手が届く様になつてゐる。此の骨組は梯子の様な形をして居て異つた高さの足場に適應する様になつてゐる。

作業には 4 臺の電氣で運搬される 300 amp. の熔接機械を使用し、8 人の熔接手が略 4 週間 9 時間 2 交代で働いた。1 時間の平均金屬沈澱量は 1 人當り 1.3 封度で、工場に於ける平均 3 封度に比して遜色無い。添接熔接が終つた後添接版の尖端の日立つものは焼切り下突縁の添接版は熔接せる金屬を削取つて取除いた。ボルトは腹添接版から取外して熔接し外觀を良くする爲きれいに削つた。

現場熔接の費用は鉸結作業の推定額に較べると噸當り僅に高いが鉸結構造物の方が少し重いことを考慮すれば決して高くはない。橋の構造鋼の全重量は 318t でその中 183t が主桁である。熔接棒は工場で 6400 封度現場で 1780 封度である。(牧野茂)

堰 堤

(71) Bonneville 餘水堰堤締切工の復舊工事に採用された突堤工法

("Jetty Construction Methods used to Repair Bonneville Cofferdam." E.N.R. Oct. 1, 1936. p. 461~463.)

1936 年の Columbia 河の夏季洪水によつて Bonneville 餘水堰堤の第 2 次締切は一部分破壊された。

此の第 2 次締切は木枠を連ねて造つたもので、其の上流側の腕は全長 610 呎で 8 個の木枠(各々の枠の延長 60 呎)と延長 130 呎の土堤防から出来て居た。この堤防は岸寄りの部分に作られ、上部は厚さ 8 呎の檜石層で覆はれ木枠よりも高く造成せられたものであつた。

4 月 10 日に河水は急激に増水し初め、其の流量は最

図-32. 餘水堰堤平面図(第2次縮切を示す)

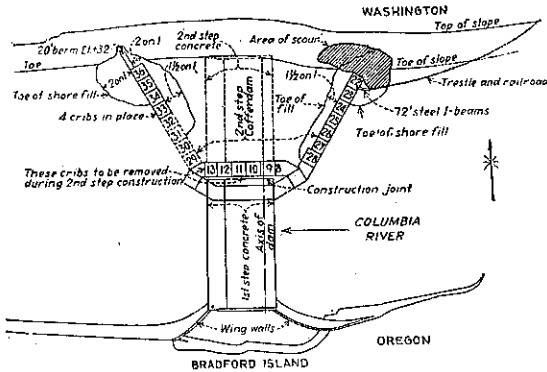
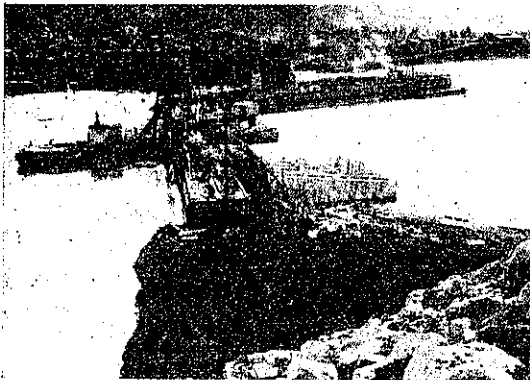


図-33. Washington 側河岸より望みたる 工事中の第2次縮切工



建造中の木枠(下流側脚に使用)が中央に見える。(手前に見える土堤が流失した)

大 520 000 呎³/秒に達した。當時縮切は未完成で下流側の腕に於て 4 個の木枠(各々の延長 60 呎)が据え付けてなかつた。

5 月 14 日には流量は 452 000 呎³/秒であつたが洪水は上流側の腕を超して 浸入し下流側の腕の未完成の箇所へ向ひ奔流した。其の爲上流側腕の前後に於ては 8 呎の水位差を生じ土堤防は忽ち崩壊流失し河岸と木枠との間には幅員 130 呎、水深 75 呎の水路を生じた。

此の縮切復舊工事の設計は直ちに開始され、色々の工法が研究されたが、結局急流の大洪水である爲、通常大きな波力を受ける突堤に應用される工法を採用した。

それは構脚を築造するので次の如くである。

破堤箇所より充分上流に脚柱を建て込み、其處から比較的水深淺く流速小な箇所を辿り、順次 16 呎間隔に脚柱を建て込み流れに斜めの方に進み構脚を築造しつつ破堤箇所に近附くのである。この方向により進む時は河岸から上流側木枠迄の距離は約 770 呎で、最後の

72 呎は脚柱は用ひず I 型鋼を木枠との間に架け渡した。

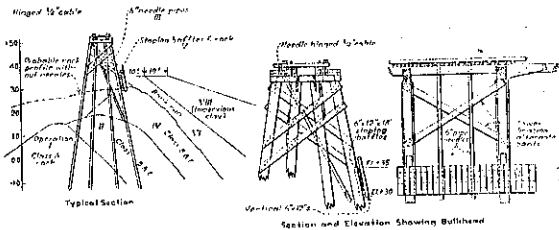
構脚の主要部は 4 本の杭の脚柱より成り、其の杭の長さは 70 呎に達したのものも有り、根入は非常に淺かつた。各脚柱及 I 型鋼の上に甲板を張り軌條を敷設し、30 哩離れた採石場から巨石を鉄道により運搬し來り捨石した。

先づ構脚の下流側へ捨石し捨石堤の堅固な法尻を作る。図-34 に於て“Operation I”と記入してある箇所である。

以下順次に 図-34 のアラビヤ数字の順序に捨石して行く。又 図-34 の“A”は 6~30t、平均 10t の岩石で、“B”は 6t 乃至直径 18 吋の岩石、“C”は直径 18 吋以下の岩石である。使用した A, B, C, の割合は、A-45%、B-30%、C-25%、で全量を合計すれば岩石が 37 000t、碎石が 5 000t である。

此の外、目潰しに用ひた砂利及粘土は 42 000 碼³に達した。

図-34. 橋脚構造図



構脚を形成する杭は、結局岩石により根固せられる事になるが、之の安定性を増加する爲に直径 6 吋の管を筭梁 (needle) として用ひた。筭梁は構脚の各支間に位し、全然打ち込まれず一端は構脚より吊し、他端は單に岩石上に載せられただけのもので、後に其の周圍に捨石せられるにつれ、堅固に鎮礎せられた。この筭梁の使用は河床から 300 呎離れた箇所から始め、大部分は構脚の 1 支間に 2 本づゝ(夫々 1 支間の 3 等分點に位する)置かれた。此の筭梁を使用した事によつて捨石堤の下流側法面の安定性を増大し、急な勾配で積み上げる事が出来たと考へられるのである。又此の構脚により縮切り得る水面の高さを増大する爲に脚柱の間に木の bulkhead を架設した。

本工法による復舊縮切工事は 6 月 10 日に起工され 7 月 17 日に捨石完了した。そして其の復舊工事費總額は 150 000 弗と推定された。(國分正胤)

上 水 道

図-35. 配水管の配置

(72) 配水網の水流分布を知る

簡便なる方法

(J. J. Doland. "Simplified Analysis of Flow In Water Distribution Systems." E.N.R. Oct. 1., 1936, p. 475~477.)

配水網中の水流分布を知る為には、今日迄主として電氣的測定法に依つて居たが、同法は非常に面倒である。併し以下述べる方法に依れば割合簡単に知る事が出来る。

此の方法は先づ或る水流の分布を假定し、次に其の假定の誤差を計算して修正量を定め、其の様な修正を何度も繰り返す、遂に其の水管網中の任意の2點間の管水路摩擦損失水頭が、どんな経路から計算しても常に等しくなるに到つて止め、正しい水流の分布を知るのである。

管水路摩擦損失水頭 h は Hazen and Williams 公式に於て流速係數 $C=100$ とすれば、 $h=rQ^{0.85}$ となる。但し r は抵抗係數、 Q は流量であつて、 h の單位は呎、 Q の單位はガロン/分である。 r は水管の直径、長さ、粗度より定まるもので表-5を使用すれば容易に求められる。

表-5. Hazen 及 Williams 公式に依る 1000 の管の r 呎の値

d	c = 90	c = 100	c = 110	c = 120	c = 130	c = 140
4"	340	246	206	176	151	135
6"	47.1	34.1	28.6	24.3	21.0	18.7
8"	11.1	8.4	7.0	6.0	5.2	4.6
10"	3.7	2.8	2.3	2.0	1.7	1.5
12"	1.6	1.2	1.0	0.85	0.74	0.65
14"	0.72	0.55	0.46	0.39	0.34	0.30
16"	0.38	0.29	0.24	0.21	0.18	0.15
18"	0.21	0.16	0.13	0.11	0.10	0.09
20"	0.13	0.10	0.08	0.07	0.06	0.05
24"	0.052	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02
30"	0.017	0.013	0.011	0.009	0.008	0.007

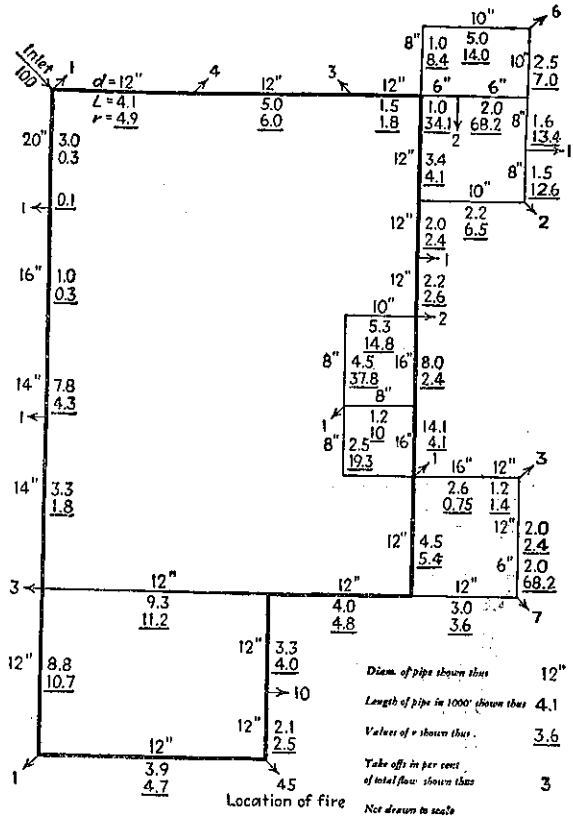
Example: r for 12-in. pipe, 4,000 ft. long, $c = 100$, is $12 \times 4.0 = 4.8$

図-35 に此の配水網の各管の直径、長さ、抵抗係數 r 、(表-5. を使用して求めたもの) 及流入水量 100 に對して各箇所より流出する水量が記入してあり、太線を幹線と考へて居るのである。

先づ各管中の流量を假定し、時計方向から損失水頭 h

表-6. 0.85 乗の値

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	1.0	1.8	2.5	3.2	3.9	4.6	5.2	5.9	6.5
10	7.1	7.7	8.3	8.9	9.5	10.0	10.6	11.1	11.6	12.2
20	12.8	13.3	13.8	14.4	14.9	15.4	15.9	16.4	16.9	17.5
30	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5	21.0	21.5	22.0	22.5
40	23.0	23.4	23.9	24.3	24.8	25.3	25.8	26.3	26.8	27.3
50	27.8	28.2	28.7	29.1	29.6	30.0	30.5	31.0	31.4	31.9
60	32.4	32.9	33.3	33.8	34.2	34.7	35.1	35.6	36.0	36.5
70	37.0	37.4	37.9	38.3	38.7	39.1	39.6	40.0	40.5	41.0
80	41.5	42.0	42.4	42.8	43.3	43.7	44.1	44.5	45.0	45.4
90	45.8	46.3	46.7	47.1	47.6	48.0	48.4	48.8	49.2	49.6



を計算し、次に反時計方向から計算し、其の兩者の差が誤差であつて、夫を $1.85 \sum rQ^{0.85}$ で除して各假定流量の修正量とする。但し $1.85 \sum rQ^{0.85}$ は配水管全部に亙つて符號は考へずに加へ合されるのである。表-6 には 0 から 99 迄の数の 0.85 乗の數値が示してある。

図-36 に於て、各管の r の値は例へば 6.0 の様に Underline を引いた數字で示してあり、假定した流量は(流入量を 100 とした時) 円の中に記入してある (例へば ⑤ の如く)。

先づ幹水路を考へて、流入口から消火栓の所迄、時計方向から $\sum h$ を計算すれば 44 445 となり反時計方向から求めれば 9 363 となり、其の差 35 082 を $1.85 \sum rQ^{0.85} = 1.85 \times 1364$ で割れば、14 となり、之が各管の假定流量に對する修正量である。修正後の流量は假定流量の真下に記入してある。

次に各枝管に就て同様の事を行ふ。

図-36. の結果を基として次に第 2 次の修正を行ふ (図-37 参照)。

其の結果決定された分布は(図-38)に示すが如きものである。

図-38 に於ては幹水路を考へれば流入口から A 點に到る迄、時計方向から計算した $\sum h$ は 18000 であり、反時計方向からのものは 18035 であつて兩者殆ど一致して居る。

此の $\sum h$ の誤差が所要の限度以内に成つたら修正を止めるのであるが、水道に於ては 3 度以上修正を要する事は殆ど無いと思はれる。

斯くすれば水管中の任意の 2 點間の損失水頭(單位、呎)を求めるには以上述べた如くにして $\sum h$ を求め、それに $\frac{1}{10^4} \times \left(\frac{Q}{q}\right)^{1.85}$ を乗ずれば良い。但し Q は其の 2 點間を流れる流量(單位ガロン/分)であり、 q は流入口からの流量を 100 とした時、其の 2 點間を流れる流量である。例へば(図-38)に於て A 點から消火栓の方に 1500 ガロン/分の水が流れて居る時、流入口と A 點との間の損失水頭は次の計算の如く 117 呎となる。

$$\left(\frac{1500}{45}\right)^{1.85} \times \frac{18000}{100000} = 117 \text{ 呎}$$

(但し $\sum h = 18000$)

従て此の方法を用ふれば、各水管の動水勾配線も容易に描ける。

勿論以上述べたものは損失水頭としての管の摩擦抵抗によるもののみを考へ、他の損失水頭は影響比較的小なる故省略してある。

要するに此の方法は設計にも利用出来るが、既存の配水設備を他の異つた方式により運転した場合の状態を研究する時等に用ひれば非常に効果的である。

(國分正胤)

図-36. 第 1 次修正

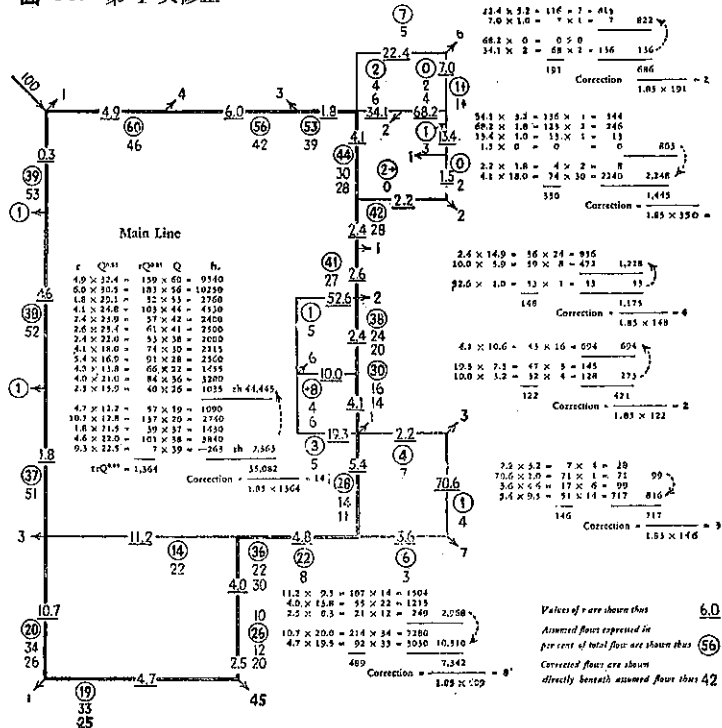


図-37. 第 2 次修正

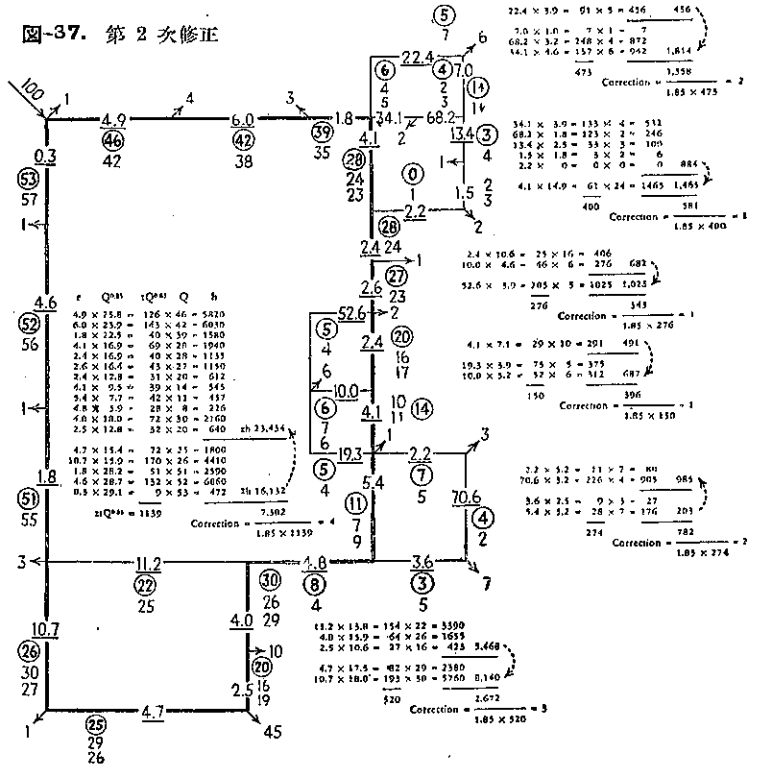
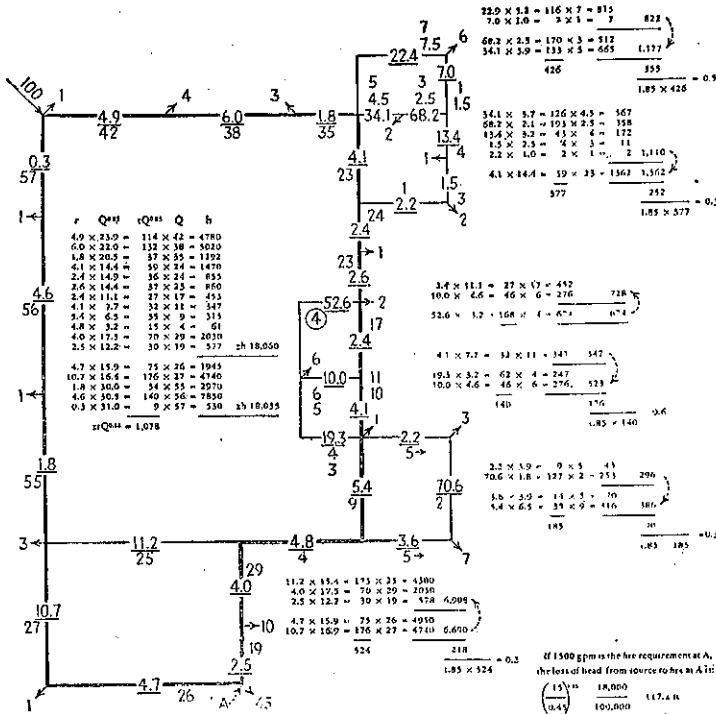


図-38. 修正結果



(73) 連続流槽に於て混ぜられる液の留止

(R. W. Kehr, "Detention of liquids being mixed in continuous flow tanks." Sewage Works Journal, Nov. 1936. p. 915~923.)

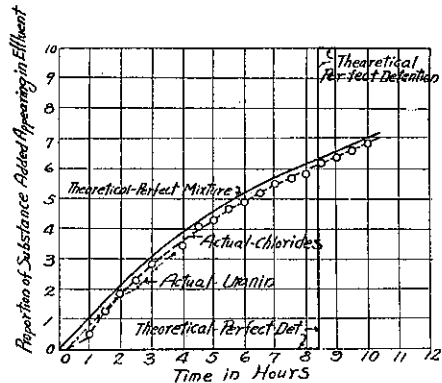
沈澱槽に於ける沈澱時間は過去に於て多くの研究的であつたが、機械的に又は撒氣的に混ぜられる槽の曝氣時間の研究は餘り行はれてゐない。混合が連続流槽の攪拌中液の留止 (detention) に影響を與へると言ふ事は過去に於て認められてゐる所であり、Calvert 氏は汚泥を流入端から 238 呎の中途に加へた時直ちに流入端に殆ど近い濃度に減じ戻つたと述べてゐる。Kessener 氏は曝氣槽に於ける混合を護る爲に "relative short circuiting" なる言葉を用ひて居り、槽中に鹽化物を通過せしめて得た曲線の形は明かに此の因子に依るものとしてゐる。

實驗の結果 曝氣槽の留止時間 (曝氣時間) に關する研究は螢光色素及食鹽溶液にて行はれ、前者は釋釋に依る色度比較を行ひ後者は標準上水分析法に従て鹽化物の分析を行つた。槽は幅 6 呎、長 15 呎、深 3.75 呎の矩形木造槽より成り、中央に水密な迂流壁を有する。此の迂流壁の一端の 3 呎は槽が半分單獨にも又は 2 槽

にも用ひ得る様取除き出来る様になつて居り、中央點で流れの方向を打返し 1/2 槽の長さを倍にする事になる。槽は各側の中央に 1 列の撒氣管を備へた。槽には Cincinnati 市の上水を充たし、流入水中の鹽化物の濃度を約 100 p.p.m. ならしむる爲、充分濃い食鹽溶液を一定水頭の孔口函から上水中に加へた。鹽化物の分析は流入水と流出水に就て 30 分毎に行はれた。螢光色素と同様に試験を行つたが流出水中に更に濃い色素溶液が現れた場合不確實であつた。

図-39 中に示す直線は完全留止に對するものであり、曲線は流出水中に現れる鹽化物の理論上の割合を示し、槽の内容物は常に均一な混合物と假定した。此の關係は次の如く導かれる。X: 槽中の全鹽化物, X₀: 水中の鹽化物に依る槽中の最初の鹽化物, t: 時間, w: 流入水の流量, W: 槽容積, w/W = R: 移動時間の

図-39. 實驗用曝氣槽に於ける留止に對する混合物の影響
メックの 1/2 を用ひて 2.5 gal/min の水流の場合



逆數, RX_0 : 單位時間當り上水中の鹽化物, 單位時間に加へられる鹽化物の量を單位と假定すると槽中の鹽化物の増加割合, dX/dt は槽を離れる量を減じたものである, 即ち

$$dX = (1 + RX_0)dt - RXdX \dots (1)$$

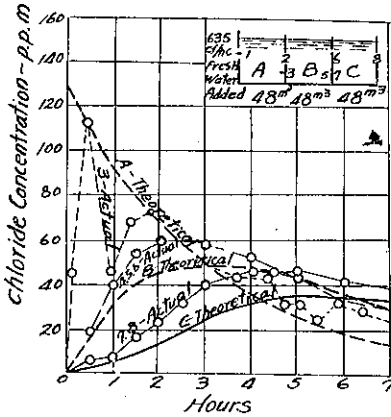
$X_0, X, 0, t$ 間に積分する時は

$$RX = 1 + RX_0 - e^{-Rt}$$

茲に e は Napierian 對數の底である。最初の鹽化物の濃度が無視し得るものであり、又は上水中の此の平均鹽化物の濃度に對して補正されるなら RX は次の如くなる。

$$RX = 1 - e^{-Rt} \dots \dots \dots (2)$$

図-40. 促進汚泥法曝氣槽氣槽を通る流水の分布



即ち、流出鹽化物と流入鹽化物との比は $1 - e^{-Rt}$ に等しい。攪拌の量及槽の短少さの如き實驗槽に於ける状態は槽内容物と流入水とを迅速に混合するに全く都合良いが、亦大抵の少促進汚泥法槽場に於ても適してゐる。長い曝氣槽を有する大槽場に於ては此の公式の適用出来ない事は明である。併し乍ら斯くの如き槽に於ても攪拌は恐らく其の水理作用中の主な因子である。

前と同じ術語及流れを用ひて、容積 W の槽を容積 $W/2$ の 2 槽に分けると、次槽に於ける全鹽化物の増加割合 dX_2/dt は初槽を離れて次槽に入る量から次槽を出る量を引いたものである。

$$dX_2 = 2RX_1 dt - 2RX_2 dt \dots \dots \dots (3)$$

$X_1 = 1 - e^{-2Rt}/2R$ なるを以つて、

$$dX_1 = 1 - e^{-2Rt} dt - 2RX_2 dt$$

$$2RX_2 = 1 - e^{-2Rt} (1 + 2Rt) \dots \dots \dots (4)$$

此の曲線は 図-39 に示される。上式を得た方法により誘導を繰返せば級數となり、(4) と同じ一般式を與ふる事が出来る。

$$NRX_n = 1 - e^{-NRt} [1 + NRt + (NRt)^2/2 + (NRt)^3/3 \dots \dots + (NRt)^{n-1}/(n-1)] \dots \dots \dots (5)$$

上水 635 立方呎/時 を槽に送り、図-40 の右上の図中に番號を附せる通り 8 試料採取點で鹽化物を屢々調べた。點 1 及 2 に對する鹽化物曲線は加へた鹽の比重の

高い爲、食鹽溶液の分散が異常なるを以つて除いた。點 4, 5, 6 並に 7, 8 の鹽化物曲線は共に極く接近せるを以つて各々 1 曲線に作上げた。是等は槽の断面に對する平均鹽化物濃度である。

応用 式 (5) に對して多くの応用が可能である、其の 1 つは槽中における反應速度が提示された場合流出水中の残留物質を決定するに在る。最も簡単な例の 1 つは屢々起る 1 次反應であつて、反應の進む割合は残された元の物質の量 Y に比例する。

$$dY/dt = -K'Y$$

$$Y = Y_0 e^{-K't} \dots \dots \dots (6)$$

茲に K' : 速度常數*

* 速度常數 K を示すに用ふる符號は Public Health Bulletin No. 173, "The Oxygen Demand of Polluted Waters" by E. J. Theriault. 中のものに從ふ。

K : 常用對數の底なる時 (t は日)

K_n : 常用對數の底なる時 (t は時) = $1/24 K$

K' : Napierian 對數の底なる時 (t は日) = $2.303 K$

K'_n : Napierian 對數の底なる時 (t は時) = $0.0959 K$

Y が混合される連続流槽の液中の物質の全量なる時、流入、流出及 (6) に假定した作用に依り變つて行く。單位時間に Y を單位丈加へ (1) 及 (2) に於けると同じ符號を用ふると、

$$dY/dt = 1 - KY - K'Y = 1 - (R + K')Y \dots \dots \dots (7)$$

時間 0 及 t に對し 0 と Y 間に積分すると

$$(R + K')Y = 1 - e^{-(R + K')t}$$

$$Y = 1/(R + K')(1 - e^{-(R + K')t})$$

$$RY = R/(R + K')(1 - e^{-(R + K')t})$$

平衡状態に達する時 t は無限大に近付き $e^{-(R + K')t}$ は零となる。

$$RY = R/(R + K') \dots \dots \dots (8)$$

(3) 及 (7) に於けると同じ符號を用ひ列に並ぶ 2 つの同槽に同じ様な處理をなせば初槽の流入水中の物質に對する次槽の流出水中の物質の比は平衡状態に達した後には

$$2RY_2 = \{2R/(2R + K')\}^2 \dots \dots \dots (9)$$

活性汚泥を混じた下水の酸化速度は變化は廣いが 2 部分からなると McNamee 氏は言つてゐる。その 1 つは K の値が約 2 なる 1 次反應速度で進む所の下水の最初の急速な酸化速度である。次は一定速度で進む所の汚泥それ自身の酸化より成り、且つ全酸素要求量の約半分は 4~8 時を越へては汚泥に依るものである。是等の考へと (8) 及 (9) よりして、曝氣槽の各に於ける相對的溶存酸素要求量に對し理論的に接近出来る。3 槽

分で全容積 W , 全容積に對す流入水 (下水+返送汚泥) の比 $w/W=R$ に對し 1 次反応速度で変る酸化部分のみに就き考慮する時, 先づ初槽のみを考ふると槽容積に對する流入水の比は $3R$ で, 槽中に起る相對的酸化 O は (8) より

$$O_1 = 1 - 3R / (3R + K')$$

同様にして (8) 及 (9) より第 2 槽中の相對的酸化は

$$O_2 = 3R / (3R + K') - \{3R / (3R + K')\}^2$$

第 3 槽に對しては

$$O_3 = (3R / 3R + K')^2 - (3R / 3R + K')$$

R を 0.167 (留止時間 6 時に相當), $K' = 0.192$ ($K = 2$ の場合) と假定すれば 3 槽の各々に生ずる酸化は

$$O_1 = 0.277, O_2 = 0.200, \text{ 及 } O_3 = 0.145$$

酸化の半分丈が下水に依ると考へられ得るを以つて 0.333 を上の各々に加へねばならぬ。すると各槽に於ける全酸化 (O) は

$$O_1 = 0.610, O_2 = 0.533, O_3 = 0.478$$

此の例は 下水+汚泥に對する酸化速度に基いたものである。汚泥と下水との混合物の質体から有機物を除去すると速度は更に早くなる。考へる反応速度は明確には決定されてゐない故、是が解かれる迄は曝氣槽に於ける全淨化と言ふ重要問題に對し本方法を応用出来ないであらう。

結論 連続流にある短い混合槽に於ける留止時間は槽内容物が常に完全に混合されると言ふ假定に基いた理論的曲線に良く適ふ。斯如き槽に起る 1 次反応の過程の數學的處理が提起され且つ下水處理分野に對する応用が可能であると言ふ事も論ぜられる。斯如き問題や類似の問題に對し純理的に接近するものとして提起される。
(西村義一)

港 灣

(74) Cuxhaven 港に於ける蟲害

(Dr.-Ing. Windolf, „Der Bohrwurmbefall an Holzbauten in den Cuxhavener Häfen.“
Werft. Reederei, Hafen. 15. Dez. 1936.)

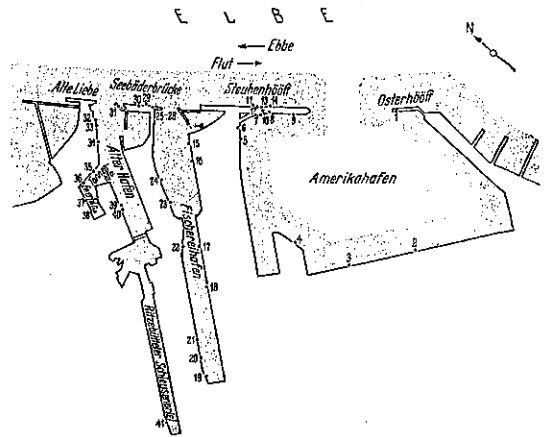
一般に穿孔蟲と稱するものには非常に多くの種類があり, 最も普通とせられる船蟲 (*Teredo navalis*) の類丈でも 30 種を超える。獨逸近海で著しいものには此の *Teredo navalis* の外に *Teredo norwegica* と云ふのがある。之は Nordsee から Ostsee に掛けて多く棲息する。Teredo は僅か 1% の含鹽量の海水に生存出来

るのに對し, Cuxhaven では Elbe 河口附近に於て干潮時 1.6%, 満潮時 2.6% に達し, 従て蟲害も可成著しい。

曾つて 1926 年獨逸全休の港灣に關する蟲害調査を行つた時, 當港は 6 等級の内 3 級であつた。但 1 級とは殆ど蟲害を認めないもので, 6 級は 1~2 年間に徑 25 cm の木杭を腐蝕せしめ使用不可能ならしめるものである。之の間を 6 等分して等級を附したが, 3 級の程度は 10~20 年にして徑 25 cm の木杭が腐蝕して使用不能となるものである。

Cuxhaven の港内 Alt Liebe, Seebäderbrücke, Steinhöft 及び Osterhöft 等には岸壁ドルフィン或は基礎杭に多くの木材を使用してゐる。1933 年之等の一部改増に際し木材の蟲害を調査して次の如き結果を得た。(圖-41)

圖-41. 位置圖

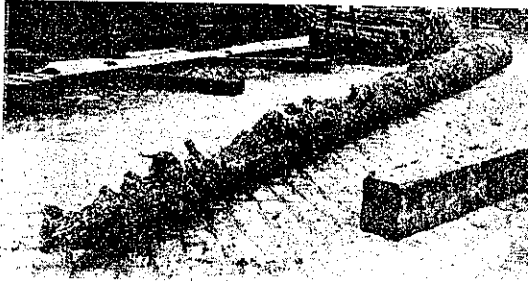


船蟲の幼蟲時代は海水中を浮游して幸うじて肉眼に見える程度で, 6 月から 8 月に掛けて温暖な水溫の中に生育する。9 月頃になると木材の表面に喰付き次第に成長する。大きさは徑 12 mm に及び長さは普通 25~30 cm であるが時に 40 cm に及ぶものもあつた。多くは木理に平行に喰込み, 穴の内側には石灰質の薄膜を造り, 穴の入口には小さい蓋がある。圖-42 に見る如く木の節の所, 枝のあつた處は比較的蟲害が少い。又丸材は角材に比して被害が少い。之は丸材の表面は靱皮で蔽れてゐる爲であり, 丸材が 6 年で腐蝕する程度は角材 3 年の腐朽と同程度であつた。

杭の蟲害の著しいのはやはり海底上 1~2 m より平均干潮面下約 1 m の間で, 之以外の部分は極めて僅少であつた。圖-43 は港内 Seebäderbrücke 附近の約 32

年経過せる杭であるが、左は干潮面 1 m 以下の部分で、右は干潮面附近の部分を示す。図-44 は Alt Liebe に

図-42. 虫害の甚しい杭



て 45 年を経過せるものを示す。位置は平均干潮面以下 2 m 附近である。

調査の結果船蟲は清水を好み、従て水深大で潮流ある

図-43. 約 32 年経過せる杭

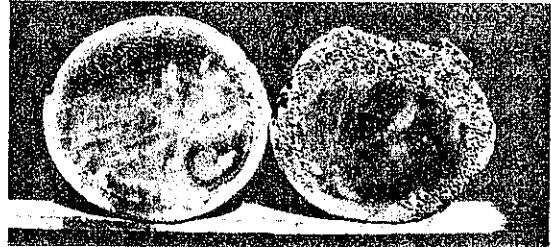
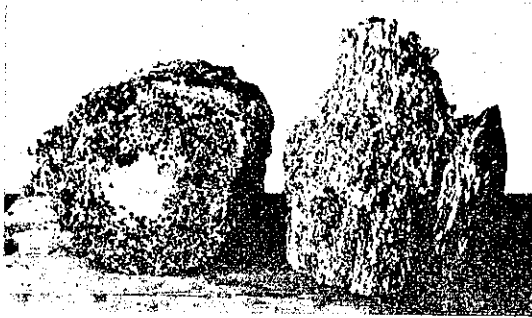


表-7.

図 41 の番號	場 所	経過年數	虫害の程度 (侵蝕された厚さ)	虫害最大の部分 (干潮面下の水深)	底部水深	備 考
1	Osterhöfft.	23年	3~8 cm	0.5~1 m	1 m	断面 22x30 cm
2	Imperatorufer.	..	5~6 cm	直径 45~50 cm
3	全 断 面	0~1 m	..	
4	5~6 cm	
5	Lentzkai.	7	虫害を認めず	
6	..	38	15 cm	断面 24x30 cm
7	Stenbenhöfft 内側	8	3 cm	1~3 m	6	
8	5~8 cm	1~5 m	..	
9	..	10	虫害を認めず	
10	..	23	
11	.. 外側	..	6~8 cm	3~5 m	..	
12	12 cm	2~8 m	9	
13	全 断 面	2~6 m	..	
14	虫害を認めず	断面 34x34 cm
15	漁 港 東側	12	8~9 cm	2~4 m	5	
16	5~6 cm	
17	..	15	4 cm	
18	..	14	9~10 cm	
19	.. 西側	..	5~6 cm	
20	全 断 面	
21	9~10 cm	
22	..	5	虫害を認めず	
23	..	8	12 cm	1~5 m	..	
24	..	12	7~8 cm	
25	Seebäderbrücke	31	全 断 面	3~5 m	7	
26	8 cm	3~4 m	4	
27	虫害を認めず	
28	
29	全 断 面	2~4 m	6	
30	2 cm	2~3 m	4	
31	新 港 東側	7	全 断 面	2 m 以下	..	厚 1 cm 木矢板
32	.. 西側	13	..	2~4 m	4	
33	虫害を認めず	
34	6~7 cm	1 m 以下	..	
35	Tonnenhafen 北部	9	10~12 cm	2 m 以下	..	
36	殆ど虫害なし	
37	Ewerhafen	7	5~10 cm	1 m 以下	..	
38	..	8	全 断 面	0.5~1 m	..	断面 28x30 cm
39	舊 港 西側	13	..	2~3 m	4	直径 30~35 cm
40	2~3 m	..	
41	Ritzblüter Schilenseppel	18	虫害を認めず	

図-44. 約 45 年経過せる杭



外海に面する部分に多く棲息することをも確めた。図-41 の如く Cuxhaven は舊港 (Alter-Hafen), 漁港 (Fischereihafen) 及 Amerikahafen の 3 部より成る。舊港は水深干潮而下 3~4.5 m, 幅約 80 m, 入口より旋回橋まで約 560 m で, 漁港は水深同じく 5.5 m, 幅は 135~75 m 長さ約 1000 m の水面, Amerikahafen は大約 830×530 m の水面を有し水深は 5 m 及 8 m である。表-7 は調査の結果を表示したもので, 番號は図-41 の平面図中に記入してあるものである。

虫害防禦の塗料使用は 1903 年港内 Seebänderbrücke に, 1913~14 年には Steubenhöft でタールを塗布した結果好成績であつた。1933 年 Alten Liche, 1936 年 Seebänderbrücke の一部改造に際しても木材部分にはタールを注入したものを利用した。終りに木材の虫害に關する参考書を掲げる。

Roch, Felix, Die Holz- und Steinschädlinge der Meeresküsten und ihre Bekämpfung. Richard Schoetz, Berlin 1927.

Roch, Felix. Die Holzschädlinge der Meeresküsten und ihre Bekämpfung: I. Die Holzbohrmuschel (Teredo navalis) in den nordischen Ländern. V.D.I.-Verlag, Berlin 1926.

Mahlke-Troschel, Handbuch der Holzkonservierung. 2. Auflage. Julius Springer, Berlin 1928.

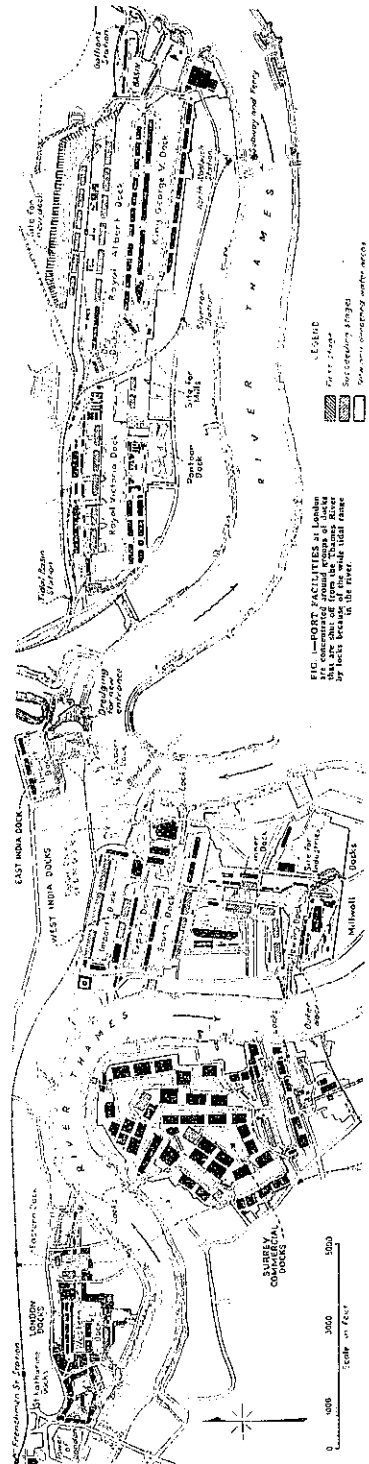
(比川 正)

(75) 6 000 萬弗の倫敦港改修計畫

("London Port Improvement to Cost Sixty Million." EN R. Jan. 14. 1937.)

1909 年 Port of London Authority 成立以來, 約 1 億弗を超える巨費を投じて大倫敦港の修築工事が施行されてゐるが, 時代の長足な進歩は港灣修築竣工するや否や更に次の擴張, 改良を要求するに至る現状であ

図-45.



る。近くは 12 000 000 弗の Royal Docks の改造が漸く 1935 年終了した許であるのに、又もや 1936 年より工費 60 000 000 弗を以つて、各 Dock の擴張、水深増設、上屋及倉庫の改築、乾船渠新設、起重機の増設改善等諸般の改修を加へんとする 5 箇年計畫が既に起工されてゐる。

1909 年 London 港出入船舶の登録噸數總計は 38 500 000 t であつたのに對し、1935 年度は全世界貿易界が未だ完全に正規の状態に戻らない今日既に 60-500 000 t に達し同年の取扱貨物は實に 41 000 000 t、金額にして 2 200 000 000 弗となり全英本國貿易額の 33% を占めてゐる。

Thames 河の現在狀況は、London 港 Royal Dock より下流 16 哩の同港内 Tilbury Dock より更に河口に向ひ 8 哩の點に於て、水深干潮而下 30 呎、航路幅員 1 000 呎であり、上流に至るに従ひ、水深幅員漸次減少するが Tower-bridge 附近に於て尙水深 14 呎、航路幅員 500 呎を有し裕に 6 500 t 級汽船の航行が可能である。各 Dock の現状を表示すれば表-8 の通りである。

表-8.

Dock 群	全面積		Dock 入口寸法			岸壁延長
	エーカー	エーカー	長さ	幅員	水深	
St. Katherine and London Docks.	123	45	350	60	28	4 哩
Surrey Commercial Docks.	381	134	550	80	35.25	8.75
West India and Millwall Docks.	467	133.5	590	80	35	6.75
East India Docks.	67	31.5	300	80	31	1.75
Royal Docks.	1 102	247	800	100	45	12.75
Tilbury Docks.	725	104	1 000	110	45.5	4

次に前記 60 000 000 弗 5 箇年計畫の大要を述べれば次の如き内容である。

St. Katherine and London Docks :--Thames 河に連絡する 2 水路上の橋梁 2 箇所の改造、新設岸壁 2 箇所、2 層乃至 5 層上屋倉庫 6 棟新築、Surrey Commercial Docks :--中小型木材船通過可能なる幅員に水路 2 箇所擴大、同上橋梁改造、岸壁新設 2 箇所、上屋倉庫 9 棟 (1 層乃至 5 層)。West India Docks :--輸入貨物に對する 25 呎岸壁延長 1 900 呎の新設、同上附屬 6 層倉庫 1 棟、Dock 内水深と 29 呎に増加、南 Dock 6 層 1 棟、倉庫平屋の上屋 1 棟の改築。Millwall Docks :--外側 Dock の岸壁改造と 7.5 エーカーの浚渫、内側 Dock を現在 24 呎より 29 呎に増設、大型汽船用新 Dock の増設、40 エーカーの工場地帯新設、East India Docks :--新築口の開鑿、之に伴ふ 15 エーカーの浚渫、

延長 3 300 呎の岸壁増設、従来の 2 000 呎の岸壁に對し電氣起重機新設、同上 3 層倉庫新築。Royal Docks :--Royal Victoria Dock 内の在來 8 突堤を短縮し新岸壁延長 3 250 呎に改造、3 層上屋 504×150 呎 5 棟の新築、渠口附近道路橋及鉄道橋を可動橋に改造；Royal Victor Dock 東南部に 2 300 呎の岸壁を新設の爲 10 エーカーを浚渫、同上附屬 3 層上屋 2 棟新築；Royal Albert Dock 北側岸壁を約 1 哩延長増加し水深 34 呎とし、同地點現在 1 層上屋を 5 層建築に改む、Royal Victor Dock と Royal Albert Dock 間の水路を 4.5 呎増設、Royal Albert Dock 北方に將來計畫として岸壁延長 10 000 呎、63 エーカーの Dock 豫定地を設定。Tilbury Docks :--此の附近の干満差は 20 呎で、爲に從來浮棧橋を利用する事多く、之を 450 呎増加し合計延長 1 592 呎とす、主渠西口の南側部を除却し幅員を増大す。(比田 正)

(76) Malmö 工業港の新岩壁

“Neue Kai-mauer im Industriefhafen von Malmö.” von Valdemar Rang. Bautechnik. 22. Jan. 1937, S. 55~56.

最近 Malmö 港に於て珍らしい型の岸壁が完成した。此の岸壁は鉄筋コンクリート製で(図-46)に示す如く鑿定された頑丈な壁であり、水深 7.5

m で、延長 565 m である。

此の岸壁は乾いた根柢の中で築造し、材料は自國産のものを用ひ仕事の能率も上げ得たので、割合に少い工費で完成する事が出來り丁度鋼矢板岸壁の様に經濟的であつた。

此の工事の施行に於ける根本的の問題は支持力充分なる地盤の存在といふ事であるが、Malmö 港域の地質は非常に優秀である。即ち、平均水面下 7~10 m の所には堅固な石灰床が在り、其の上を石灰質硬粘土層が覆つて居り地盤耐圧力は 15~20 kg/cm² である。又此の構造物の安定計算は通常の方法により爲され、壁体に作用する全外力が壁体底面の中央を通る様に鑿定力の大いさを假定するのである。

壁体を形成するコンクリート 1 m³ 中のセメント量は最低水位 (M.V.Y. 下 1.30 m) 以下の部分は 175 kg、

図-46.

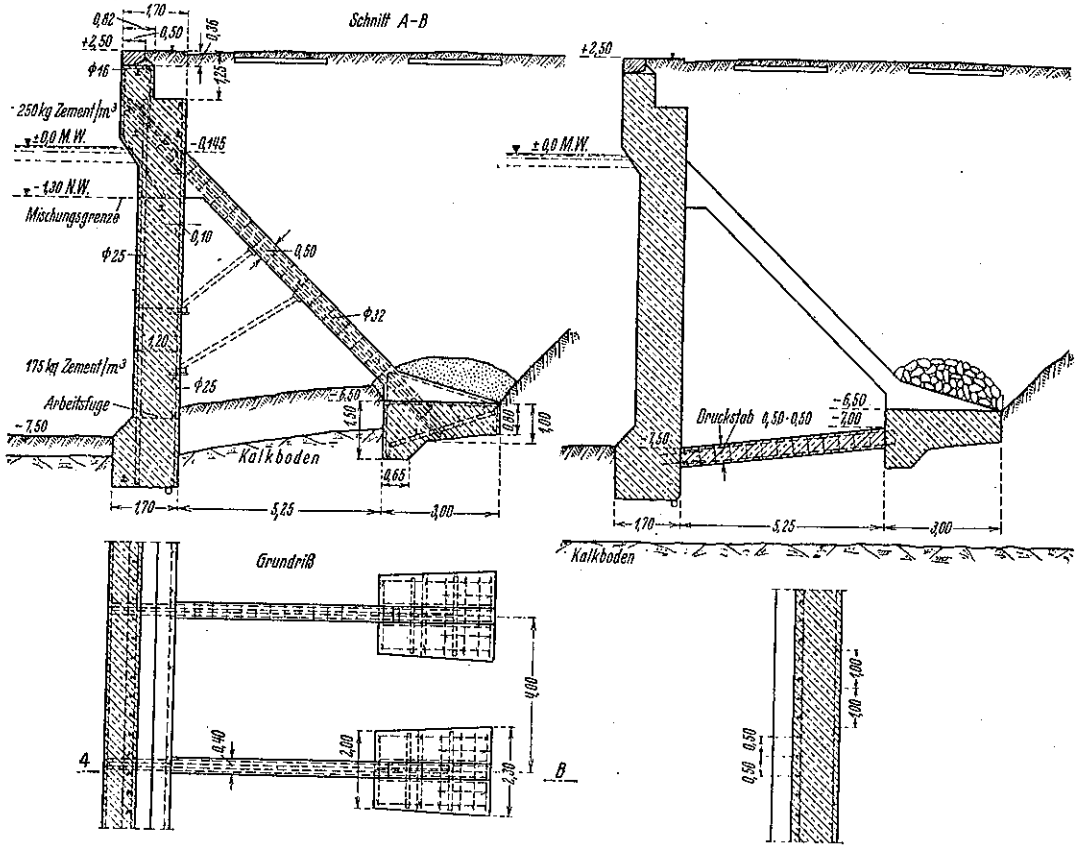
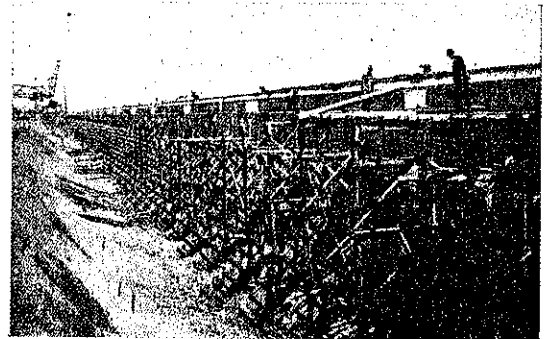
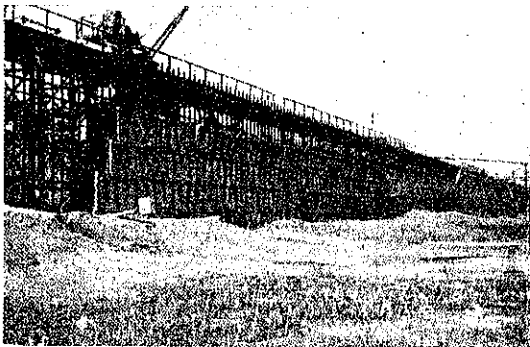


図-47. 岸壁の前面

図-48. 岸壁の背面



それ以上の部分は 250 kg であり、下方部コンクリートは配合貧弱な爲、其の許容応力も必然的に小となるが、此の場合最大圧応力は 30 kg/cm² である。

鉄筋の応力は小さく約 500 kg/cm² であるが、其の爲に高さ 92 mm、頭部幅 43 mm、底部幅 82 mm、の古レールの端を鈎状に曲げずに鉄筋として用いた箇所も

有る。型枠組立の際此のレールに型枠を結び付け便利であつた。

(図-46) に示す構造を用いた箇所には其の地盤は以前に掘られた事が有る爲信用出来ぬのである。

(國分正胤)

道 路

(77) 自転車道路の築造

("What Can be Done for the Cyclist?" Road and Road Const. Jan. 1. 1937 p. 5~8.)

英國に於ける自転車数は昨年 8 月の交通調査に依ると 4 年前に比し 95% の増加を示し 10 000 000 臺に達して居り、一方死傷者の数は過去 7 年間に 122% の増加を示してゐる。

斯る事故を少くするには此處に強制的に自動車或は自転車の数を限定するか若しくは分離交通にしなければならない。交通様式の限定と云ふ事は運輸の自由及各地連絡の容易性と云ふ點から不可能な問題である、又一方分離交通にすることは可能であるが工費を多く要する。

現在の道路に於ける輻輳を救済するには新たに自動車道を築造するか或は在來道路沿ひに若しくは別途に自転車道を造るかである。自転車道は暫く置き以下自転車道につき論ずることとする。

自転車道の利點:

- (1) 事故の最大原因たる自動車との完全な分離。
- (2) 車道の占有が略同一速度の同種車輛に依りてなし得る事。
- (3) 車輛の通過に依り噪音及塵埃の發生少き事。
- (4) 刺戟性で且つ有害なる排出ガスの影響が無くなる事。
- (5) 自転車に適した路面の築造が出来ること。
- (6) 縁石に接して走つても雨水溝に陥込むことがなくなる事。

自転車道の缺點:

- (1) 經濟上幅員を 2 人並行して走行出来れば足るとせば在來道路の儘で充分であるが、時には 3 車線乃至 4 車線を必要とする事があつて決定し難い事。然し將來は極度に縮小されると見なければならぬ。
- (2) 歩道の横断勾配の影響(施工に注意せば無害に出来る)。
- (3) 自動車道に向けた最新式街路照明をなした道路では局部的に照らされる不便である事。
- (4) 狭い自転車道の輻輳に依り小事故の生ずる事。
- (5) 自転車反對論者が良く言ふ事であるが、自動車道から圧迫感を受ける事。

上記各項を比較すれば判る如く缺點中(1)の將來走行

車線数が非常に束縛を受けると云ふ點を除けば殆ど重要性がない。

自転車道の代表的發達を示してゐるのは Magdeburg 地方で 1930 年既に 400 km を超してゐる。此の築造及維持に關しては自転車組合員の寄附を受けて之に當つてゐる。多くは新道で州道とは獨立して居り、大抵幅員 2 m 以上で砂利、クリンカー、砂質マカダム其の他類似の簡易舗裝道である。市内では車道の兩側に造つてゐる。此の場合路面は更らに永久的で一般には銅鍍滓(Kupferschlackensteinen)を用ひてゐる。次に此の問題を(1)緊急を要し且つ困難な市街地及(2)比較的解決の容易な田舎とに分けて考へて見る。市街地にて困難を來す所以は(a)ラツシュアウワの交通密度が極度に多過ぎて自転車に對してのみ道路幅を充分に割當る事が出来ず又、(b)幅員擴大の費用が高價に過ぎることによる。

図-49.

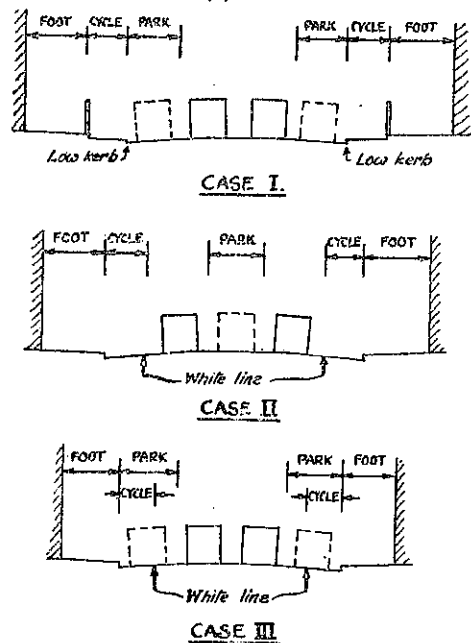


図-49 は自転車車線の分離方法を示すものであるが Case I は充分に車線分離の出来る幅員の街路に用ひ、Case II は自動車交通が過大で自転車専用車線の取り得ない場合で法律的には大体横断歩道の規則を準用するものである。此の場合車輛の駐車は中央であるが Case III は車輛が縁石に沿ふ駐車の避けられぬ時で自転車に取つては迷惑であるが避難所は其儘にして置き通過車輛は中央を通す様にする。然し斯る分離後は白

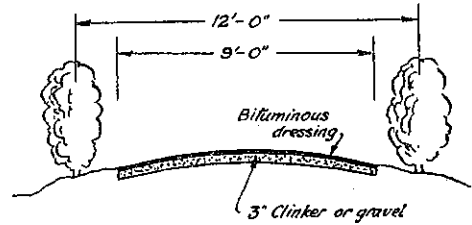
線を越す場合は現在以上に警戒心を働かす事になり又中級街路には走行車輛は自転車通路として縁石から相當の距離丈離れる様に規定を課することも出来る。

大抵の市街では自転車交通の可成の量は一定區間を一定時間に走つてゐるから交通調査表を良く研究すれば最も交通の劇しい街路を避けて他の路線を選ぶ事も出来る。斯る場合は指導標を設け、工場、大事務所の雇人に通知し、或は交通整理を行つて奨励すべきである。自転車は噪音を出さぬから小路、公園其の他空地の道路の使用も出来る。

田舎では用地關係が簡單であるので將來の幹線道路の改良に際しては自転車道も考慮されるだらうが稍時期尚早の感がある。先づ出来る丈交通の少い他路線の使用を奨励し、次に緊急を要する路線には主建設工事の進歩につれて自転車道計畫を行つて先鞭をつけなければならぬ。働く所と住居地が數哩も離れてゐる地方では1日に2度各種交通の混亂が起る。自転車道を造れば工費も比較的少くて済み、疲れた労働者も愉快に安全

に歸路につく事が出来尙又車道の能率も著しく増加する事になる。在來道路が充分な幅員がない場合は並木の外側に造つても良い。自転車道の幅及細部に就ては交通量に依りて変るが大體 圖-50. の程度で充分と思はれる。鋪裝も重荷重でないから瀝青で結構であるが交通量多く且又成可く丁寧に仕上げるには 7.5 cm 位の厚さに鑛滓或は砂利路床を造る必要がある。

圖-50.



自転車道使用者には適當に税金をかけ又道路公債及地方税に依つて其の維持修繕に當る様にする。

(谷藤正三)