

参考資料

第二十卷第一號 昭和九年一月

流況曲線

(Duration Curves, by H. Alden Foster, M. Am. Soc. C. E.)
(Proceedings of A. S. C. E., October 1933, page 1237~1244.)

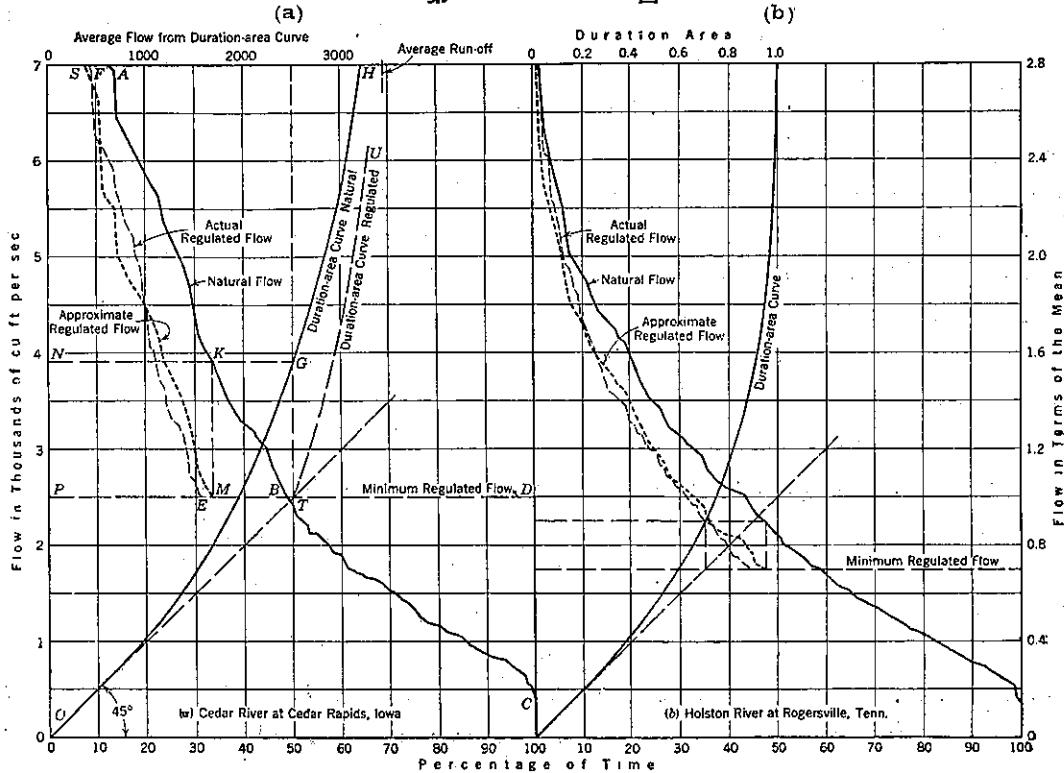
流況面積曲線 (Duration Area Curve)

流況面積曲線は流況曲線研究上實に有益なもので著者の知るところでは故 E. W. Maloney, M. Am. Soc. C. E. 氏によつて先づ第一に用ひられた。流況面積曲線とは流況曲線と或る縦距を有する水平線以下との間に含まる面積を示す曲線の意味である。百分率の時日 (記録の全期間を 100% として時日を表はす表はし方) を基礎として曲線が書かれてあると、曲線内の面積も亦圖の内に含まれる縦距の平均を示してゐる。それ故流況面積曲線は又或る與へられた水量以下の平均可能利用流量をも示してゐるものである。

流況面積曲線は第一圖 (a) の左側に便宜上書かれてある。その縦の目盛りは流況曲線と等しく、横のは流況曲線内の面積即ち流況曲線内の平均縦距を表してある (目盛りは圖の上方に記してある)。されば第一圖 (a) に於て面積 ONKBC は流況面積曲線の横距 NG で表はされて居り、この面積の平均縦距は 2500 立方呎/秒 となる。

若し流況面積曲線の横距に流況曲線の縦距と同一長さの目盛りを用ひるならば流況面積曲線は横軸と 45° をなして交はる。今流況曲線が百分率時日の線と y 縦距で交はるものとすると、流況面積曲線は同じ縦距に於てこの

第一圖



45° の線と切線をなす。流況面積曲線は全記録の平均流量を横距とし、記録の最大流量を縦距とする點で垂直線に切線をなす。

圖解に於て流量軸を流況曲線の基準にとるならば、流況面積曲線は流況曲線の積分となる。流量軸に對する流況面積曲線の勾配は目盛りが同一の場合、流況曲線相當點の百分率時日の 0.01 倍に等しい。流況曲線が回数曲線 (frequency curve) より正確な如く又流況面積線は夫れ自身が導かれた流況曲線よりもなだらかな曲線である。故に比較的少數の資料からでも相當正確に書き得る。流況面積曲線の計算方法はプランメーターで流況曲線内の面積を測るか又はとの資料を用ひてなすのである。

近似的調整流量曲線 (Approximate Regulated Flow Curve)

正しい調整流量の流況曲線はもとの自然流量記録を詳細に研究し且つ調整後の修正流量記録を作ることによつてのみ得られるが (積算曲線 (mass curve) の助けを得て) なかなか手間どる方法である。この様な調整流量の流況曲線作圖を近似的に成す方法は E. Laurence Burnett 氏により考案された。

この方法は最低流量に調整した場合に應用され第一圖 (a) に説明されてある。この例で最低調整流量は 2500 立方呎/秒 となつてゐる。流況曲線が 2500 立方呎/秒 の横距の點は G で水平線 NG は自然流況曲線と K で交つてゐる。流況面積曲線の性質から面積 ONKBC の平均縦距は 2500 立方呎/秒 に等しい。即ち最低流量 OP に等しい。更に面積 ONKBC は矩形 OPDC に等しい。それ故面積 PNKB は面積 BDC に等しくなる。換言すれば面積 PNKB で表はされて居る總過剰流量が貯水池に貯溜されるものとすれば、自然流量の不足する間はこれに依つて調整量が充分維持される。この假定方法で行ふと調整流量の流況曲線は DM 直線に沿ひ K 點に相當する百分率時日の位置まで續く。曲線の残部は K 點以上の自然流況曲線の全部を KM だけ垂直に下方に移動させて作り得る。調整流量の近似流況曲線は點線 SM であつて AK 以下は一定である。

この方法の精確さを示す一例として調整流量の正しい流況曲線をも破線で記入して見たが近似曲線はかなりよく一致してゐる。第一圖 (b) はこの方法の他の一例である。

調整流量の流況曲線を計算するに當つては、これに相當する調整流量の流況面積曲線を作るのが便利である。調整流量の流況曲線作圖に近似法を用ひた時には、正しい流況面積曲線は別に次の様にして作圖される。即ち流況面積曲線は OT なる 45° の線に沿ふて最低調整流量に等しい縦距迄到つてゐる。この點を越へると、もとの流況面積曲線 GH に平行し一定距離 GT だけ下にある曲線 TU に沿ふるのである。

貯水量が流量調整に利用し得られる時には調整流量の流況曲線を用ふべきで貯水量が利用し得られない時には自然流量の流況曲線を用ふべきである。何れにせよ流況曲線に相當する正しい流況面積曲線が必要となる。

流況曲線の水力發電研究への應用

今發電所が最大容量 4000 立方呎/秒 の水車 1 基からなり有效落差を 76 呎、合成能率を 80% とすると (何れも不變と假定)

$$\text{出力} = (76 \times 0.8 \times 0.746 F.T) / 8.8 = 5.1558 F.T (\text{K.W.H.})$$

F =水車へ入る流量 (立方呎/秒)

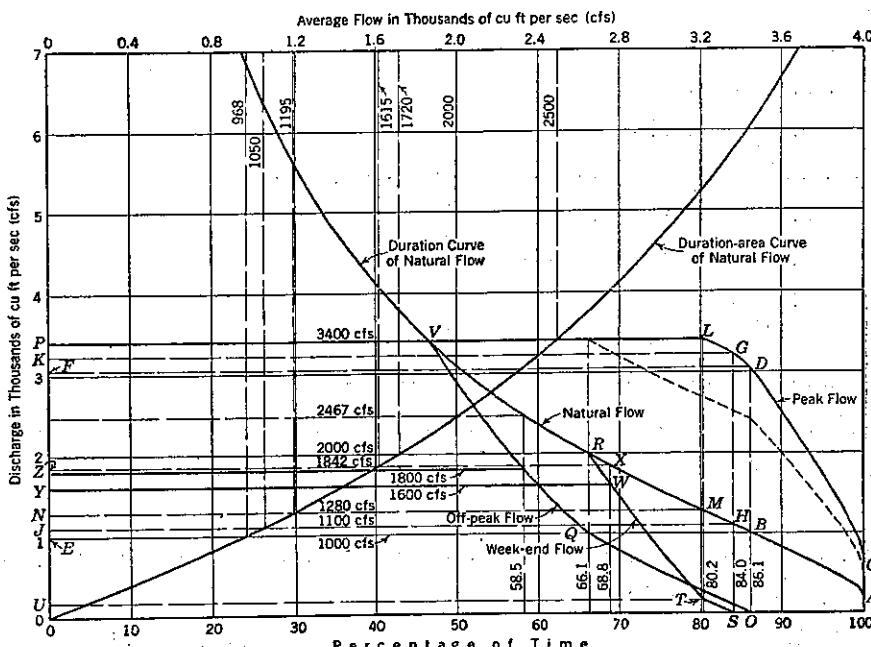
$T=F$ を利用し得らるゝ時間 (時)

運轉計畫 尖頭負荷 1 日 10 時間で 1 週間を 5.5 日とすると 1 週間の尖頭負荷は 55 時間。平均の尖頭負荷は設備の 85% 即ち $4000 \times 0.85 = 3400$ 立方呎/秒。尖頭負荷時外は 1 日 14 時間に 1 週間には 77 時間。その平均負荷は設備の 45% 即ち 1800 立方呎/秒。週末負荷は 1 週間に付 1.5 日間 (36 時間)。その平均負荷は設備の

40% として 1600 立方呎/秒。

水量の制限 第二圖の流況曲線に示されてある如く、24 時間の自然流量が利用される。発電所には 50 400 000 立方呎容量の調整池があり尖頭時外に流量を貯溜し尖頭時に水車の容量まで使用する。尖頭時外の 14 時間に貯溜される量は $50\ 400\ 000/(14 \times 3\ 600) = 1\ 000$ 立方呎/秒 である。日々の調整量に加へ更に週末 36 時間に貯へられ尖頭負荷時 55 時間に使用される 1100 立方呎/秒 前後の自然流量がある。

第二圖



日々及び週末の調整量は互に独立的に働いて居るのである。日々の調整量の周期 (cycle) は 1 週 5.5 日間、常に 24 時間で終つて居るが週末調整量の周期は 1 週間を要する。尖頭時の発電出力は尖頭時利用し得らるゝ自然流量の外、日々及び週末に貯溜された水量の補給によつても發生される。

第二圖の流況曲線は標準年 (typical year) に於ける 24 時間平均流量の分布を示してある。この曲線は左程の誤差なく標準年各週の平均流量分布を示して居ると考へられる。故に曲線上の何の點も 1 週間の平均流量を示してある。流況曲線の示す如く自然流量が Q 立方呎/秒 だとすると週末調整量は $Q < 1\ 100$ 立方呎/秒なる時 36 Q cfs-hr (立方呎/秒時) だけ貯溜出来る。そうする尖頭時には $36/55 Q$ 立方呎/秒だけ増大される。 $Q < 1\ 000$ 立方呎/秒なる時日々の調整量は尖頭時の水量を $14/10 Q$ だけ増大する。その時日々の調整から得られる最大水量は $(14 \times 1\ 000)/10 = 1\ 400$ 立方呎/秒 で週末の調整量からは $(1\ 100 \times 36)/55 = 720$ 立方呎/秒 である。

尖頭時外又は週末期間調整池へ貯溜するに要するよりも自然流量が大なる場合即ち尖頭時外 $Q > 1\ 000$ 立方呎/秒 週末時に $Q > 1\ 100$ 立方呎/秒なる時に尖頭時外及び週末の出力が發生される。

年平均發電出力 自然流量が小で 50 400 000 立方呎の日々の調整量を充分使用出来ない時 ($Q < 1\ 000$ 立方呎/秒) 尖頭時出力の流量は $Q + 14 Q/10 + 36 Q/55 = 168 Q/55$ 立方呎/秒 である。

これは 第二圖の CD 曲線で示されその縦距は、これに相當する自然流況曲線 AB 縦距の $168/55$ 倍に等しい。

日々の調整に依る最大流量は $Q=1000$ 立方呎/秒 (B 點) なるとき 1400 立方呎/秒 である。D 點から G 點に到る間利用し得る尖頭時流量は $Q+1400+36/55 Q=91 Q/55+1400$ である。 $Q=1100$ 立方呎/秒 なる G 點が週末調整による最大流量である。G 點から L 點に到る間の尖頭流量は $Q+1400+720=Q+2120$ で日々及び週末の調整量は全部使用される。然らば尖頭時流量の流況曲線は CDGLP 線でそれに對する 1 年間の尖頭負荷運轉の 100 百分率時日は $(55 \times 365)/7=2868$ 時間である。

平均尖頭時流量は CDGLP 曲線内の全面積で示されてゐる。これは自然流況曲線 ABHMN 内の面積から次の如くして得られる。

$$\text{面積 } CDF = \text{面積 } ABE \times 168 \times 1/55$$

$$\text{面積 } FDGK = \text{面積 } EBHJ \times 91 \times 1/55$$

$$\text{面積 } KGLP = \text{面積 } JHMN$$

自然流況曲線内の面積 (立方呎/秒 単位) は流況面積曲線から得られる。然して

$$\text{面積 } CDF = 968 \times 168 \times 1/55 = 2956.8$$

$$\text{面積 } FDGK = (1050 - 968) \times 91 \times 1/55 = 135.7$$

$$\text{面積 } KGLP = 1195 - 1050 = 145.0$$

$$\text{計} \quad 3237.5$$

平均年尖頭發電力は $3237.5 \times 2868 \times 5.1558 = 47870000$ K.W.H. である。

尖頭時外發電力は $Q > 1000$ 立方呎/秒 (B 點) で発生される。調整池が毎日空虚になる時 1000 立方呎/秒は尖頭時外に自然流量の中から調整池に貯溜されなければならない。故に尖頭時外發電力に利用し得られる流量は $Q - 1000$ である。

Q があまり大になると日々の調整量が完全に使用されない。尖頭時自然流量と $1000 \times 14/10$ との和が尖頭負荷時の 3400 より大即ち $Q + 1400 > 3400$ 又は $Q > 2000$ 立方呎/秒 なる時、尖頭時外流量は $Q - 1000$ に等しい。これは曲線 OQ で示されてゐる。 $2000 < Q < 3400$ なる時、利用し得る尖頭時外流量は $(Q \times 24 - 3400 \times 10)/14$ 或は $(Q \times 24)/14 - 2429$ である。これは曲線 QV で示されてゐる。然し尖頭時外使用の平均制限量は $Q = 2467$ 立方呎/秒 に相當する時の 1800 立方呎/秒 である。 1800 立方呎/秒以下の尖頭時外流況曲線 OQV 内の全面積 (立方呎/秒単位) は自然流況曲線から次の如くして得られる。

$$\text{面積 } OQE = \text{面積 } EBR = 1720 - 968 = 752$$

$$\text{面積 } EQVP \quad (1800 \text{ 立方呎/秒以下}) = (2000 - 1720) \times 24/14 = 480$$

$$\text{計} \quad 1232$$

この場合 1 年の尖頭時外運轉の 100 百分率時日 $= (77 \times 365)/7 = 4015$ 時間で尖頭時外平均年發電力は $1232 \times 4015 \times 5.1558 = 25500000$ K.W.H. である。假想運轉状態の下で $Q < 1100$ 立方呎/秒 なる時、週末發電力は發生されぬ。 $1100 < Q < 1280$ なる時週末使用流量は曲線 ST で示され、 $Q - 1100$ に等しい。 $Q > 1280$ では全尖頭負荷が日々補給されるので週末の調整量は充分に使用されない。すると週末流量は曲線 TR によつて示されてゐる様に

$$\{Q \times 168 - 3400 \times 55 - (Q - 1000) \times 77\}/36 = Q \times 91/36 - 3056$$

に等しい。R 點では ($Q = 2000$ 立方呎/秒) 日々の調整量自身で全尖頭を荷負ひ週末調整量は不用であつ。 $Q = 2000$ 以上では週末流量 Q に等しく、曲線 RV で表はされる。然し週末使用の平均制限量は 1600 立方呎/秒 である。

尚週末發電力に利用し得らるゝ流況曲線は STWY で、1年間運轉の 100 百分率時日 = $(36 \times 365)/7 = 1877$ 時間となる。W 點に相當する Q の値は X 點で表はされ 1842 立方呎/秒 である。週末流況曲線内の面積（立方呎/秒単位）は次の如くして自然流況曲線から得られる。

$$\begin{array}{rcl} \text{面積 } STU = \text{面積 } JHMN = 1195 - 1050 & & = 145.0 \\ \text{面積 } UTWY = \text{面積 } NMZX \times 91/36 = (1615 - 1195) 91/35 = 1061.7 \\ \hline \text{計} & & = 1206.7 \end{array}$$

平均年週末發電力は $1206.7 \times 1877 \times 5.1558 = 11680000$ K.W.H. に等しい。

放棄出力 尖頭時外及び週末負荷は尖頭時負荷よりも小である故、平均尖頭時使用水量の範囲内で (3400 立方呎/秒) 可能出力を放棄して居ることがある。この尖頭時外放棄量は QVP 線以下と 1800 立方呎/秒 以上の面積で示されてゐる。この面積は $(2500 - 2000) 24/14 = 857$ 立方呎/秒 に等しい。尖頭時外發電力は $857 \times 4015 \times 5.1558 = 17780000$ K.W.H. となる。週末の放棄流量（立方呎/秒）は面積 YWRVP に等しく、次の如くして見出すことが出来る。

$$\begin{array}{rcl} \text{面積 } YWR2 = \text{面積 } ZXZ2 \times 91/36 = (1720 - 1615) \times 91/36 = 286 \\ \text{面積 } ZRVP = 2500 - 1720 & & = 780 \\ \hline \text{計} & & = 1046 \end{array}$$

週末放棄發電力は $1046 \times 1877 \times 5.1558 = 10120000$ K.W.H. に等しい。

年發電出力の合計 年總發電力は次の如し。

發電出力の種類	發電出力 (単位百萬 K.W.H.)	放棄發電出力 (単位百萬 K.W.H.)
尖頭時出力	48.87	0
尖頭時外出力	25.50	17.78
週末出力	11.68	10.12
計	85.05	27.90

平均尖頭時需要範囲内 (3400 立方呎/秒) の可能發電力総計は $85.05 + 27.90 = 112.95$ 百萬 K.W.H. に等しい。算術的に検算するも 3400 立方呎/秒 以下の平均自然流量は 2500 立方呎/秒 に等しく、可能全發電力は $2500 \times 8760 \times 5.1558 = 112900000$ K.W.H. に等しい。

(岡崎三吉抄譯)

整流に於ける射出水擴散の現象

(Laminare Strahlausbreitung, von H. Schlichting, Z.A.M.M.
(Bd. 13, Heft 4, Aug. 1933, S. 260—263.)

著者は整流の場合の剪力を考慮して靜止する水中に噴射する水流が擴がる有様を檢べたもので亂流に關しては既往に Tollmien の解¹⁾がある。

軸對稱を有する圓形射出水の場合には數學的取扱は比較的簡單である。今第一圖の様に圓墻座標軸を探り原點に噴射孔を置き射出水の軸を x 軸、半徑方向を y 軸とする。墻の層の理論と同様な考察に依りて x 軸方向に關

¹⁾ Berechnung turbulenter Ausbreitungsvorgänge. Z.A.M.M. 第 6 卷 (1926), 468 頁.

する運動方程式だけを考慮すれば

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = \frac{1}{\rho} \frac{1}{y} \frac{\partial(\tau y)}{\partial y} \quad \dots \dots \dots (1)$$

茲に τ は剪力で整流に於ては $\tau = \mu \partial u / \partial y$, 又壓力は至る所一定と假定する。次に流線函数 ψ を導入して

$$\psi \sim x^p F(\eta), \quad \eta \sim y/x^n \quad \dots \dots \dots (2)$$

と置き指數 p, n を次の 2 條件から決定する。即ち (i) 壓力を一定としたから運動量 $2\pi\rho \int_0^\infty u^2 y dy$ も一定, (ii) 慣性力と摩擦力との平衡の爲に $u \partial u / \partial x$ と $(1/\rho y) \partial(\tau y) / \partial y$ の 2 項は x に關し同一程度の大さを有する。(2) 式により

$$u = \frac{1}{y} \frac{\partial \psi}{\partial y} \sim x^{p-2n}; \quad \frac{\partial u}{\partial x} \sim x^{p-2n-1};$$

$$\frac{\tau}{\rho} = v \frac{\partial u}{\partial y} \sim x^{p-3n}; \quad \frac{1}{\rho y} \frac{\partial(\tau y)}{\partial y} \sim x^{p-4n}$$

であるから條件 (i), (ii) から夫々

$$2p - 4n + 2n = 0, \quad 2p - 4n - 1 = p - 4n \quad \text{從て} \quad p = n = 1.$$

之より $\psi = vx F(\eta)$, $\eta = y/x$ と置けば

$$u = \frac{1}{y} \frac{\partial \psi}{\partial y} = \frac{v}{x} \frac{F'}{\eta}, \quad v = -\frac{1}{y} \frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{v}{x} \left(F' - \frac{F}{\eta} \right), \quad \frac{1}{\rho y} \frac{\partial(\tau y)}{\partial y} = \frac{v^2}{x^2 \eta} \frac{d}{d\eta} \left(F'' - \frac{F'}{\eta} \right), \quad F' \equiv \frac{dF}{d\eta}$$

を得る。これを運動方程式 (1) に代入して整頓すれば

$$\frac{FF'}{\eta^2} - \frac{F'^2}{\eta} - \frac{FF''}{\eta} = \frac{d}{d\eta} \left(F'' - \frac{F'}{\eta} \right) \quad \text{或は} \quad FF' = F' - \eta F'' \quad \dots \dots \dots (3)$$

又満足すべき境界條件は

$$y=0 \quad \text{即ち} \quad \eta=0: \quad u=u_m(\text{有限}) \quad \text{從て} \quad F'=0,$$

$$v=0 \quad \text{從て} \quad F=0.$$

u は η の偶函数であるから F も偶函数である事は容易に判る。又 $F(0)=0$ の爲に F を η の累級數に展開すれば常數項は消夫するから積分常數の一を決定出来る。

第二の積分常數 γ は次の様にして求める。微分方程式 (3) 式は $\xi=\eta^2$ なる變數置換により不變であるから $F(\eta)$ が一解ならば $F(\eta^2)$ も (3) 式を満足する。今 $F=\xi^3/(1+\xi^2/4)$ を採ればこれは (3) 型の微分方程式の解で且つ所要の境界條件に適する。從て

$$u = \frac{v}{x} \gamma^2 \frac{1}{\xi} \frac{dF}{d\xi} = \frac{v}{x} \frac{2\gamma^2}{(1+\xi^2/4)^2}, \quad v = \frac{v}{x} \gamma \left\{ \frac{dF}{d\xi} - \frac{F}{\xi} \right\} = \frac{v}{x} \gamma \frac{\xi - \xi^3/4}{(1+\xi^2/4)^2}.$$

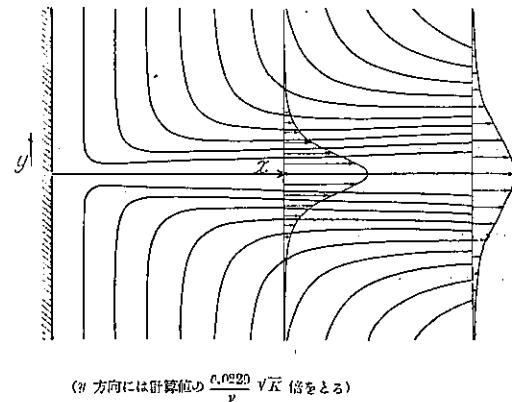
更にこの値を以て射出水の運動量 J を計算し $K=J/\rho$ と置けば

$$K = 2\pi \int_0^\infty u^2 y dy = \frac{16}{3} \pi \gamma^2 v^2$$

となる。從て動粘性係数 v と同等に重い意義を持つ K (著者はこれを kinematischer Impuls と名付く) を上記の結果に導入する事に由り積分常數 γ も確定する。即ち

$$u = \frac{3}{8\pi v x} \frac{K}{(1+\xi^2/4)^2}, \quad v = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{3}{\pi}} \frac{\sqrt{K}}{x} \frac{\xi - \xi^3/4}{(1+\xi^2/4)^2}, \quad \xi = \sqrt{\frac{3}{16\pi} \frac{\sqrt{K}}{v} \frac{y}{x}}.$$

第一圖 圓形射出水の流線圖



又對稱軸上の流速の半分に等しい速度を有する點を $y=b^*$ とし $2b^*$ を charakteristische Breite と稱すれば

$$2b^* = 2.57 \sqrt{\frac{16\pi}{3}} \frac{\nu x}{K}$$

次に流量 Q を算出するに

$$Q = 2\pi \int_0^\infty u y dy = 8\pi \nu x$$

となり伴流の爲に噴出孔からの距離に比例して増加するが射出水の有する運動量從て噴射の壓力には無關係である。これは壓力高く流速の大きい程射出水が狹窄して居り、又伴流の量も比較的小い爲である。第一圖及び第二圖に流線及び軸方向の分速度 u の分布を示す。

二次元の射出水流の場合も同様に計算出来るが餘り簡単でない。この場合に (1) 式の右邊は $\frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial y}$ となり、又 $u = \frac{\partial \psi}{\partial y}$, $v = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$ である事に注意して前と全く同じ條件から $\psi \sim x^{p_2}(\eta)$, $\eta \sim y/x^n$ の指數 p, n を決定すれば $p = \frac{1}{3}$, $n = \frac{2}{3}$ を得る。次に (3) 式に相當する η の満足すべき微分方程式の積分は不可能であるから $\eta=0$ の附近に於ける級數解と η の大い値に對する漸近解とを求め、又軸對稱流の K に相當する

$$k = \int_{-\infty}^{\infty} u^2 dy$$

を用ひれば流速、流線函数は次の様になる。

$$u = 0.490 \left(\frac{k^2}{\nu x} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{dZ}{d\xi}, \quad v = 0.404 \left(\frac{k\nu}{x^2} \right)^{\frac{1}{3}} \left\{ 2\xi \frac{dZ}{d\xi} - Z \right\},$$

$$\psi = 1.212 (k\nu x)^{\frac{1}{3}} Z, \quad \text{茲に } \xi = 0.404 k^{\frac{1}{3}} \nu^{-\frac{2}{3}} \frac{y}{x^2},$$

$$2b^* = 6.19 k^{-\frac{1}{3}} \nu^{\frac{2}{3}} x^{\frac{2}{3}},$$

函数 $Z(\xi)$, $\frac{dZ}{d\xi}$ の値を次表に掲げる。尙 $\frac{dZ}{d\xi}$ は第二圖の點線の示すものである。

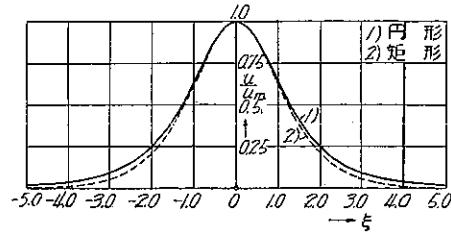
ξ	0	0.5	1.0	2.0	3.0	5.0	∞
$Z(\xi)$	0	0.480	0.861	1.256	1.372	1.408	1.410
$\frac{dZ}{d\xi}$	1	0.884	0.628	0.211	0.054	0.003	0

流の平面に垂直方向に単位厚さの層を考へれば

$$\text{流量 } q = \int_{-\infty}^{\infty} u dy = 3.42 (k\nu x)^{\frac{1}{3}}$$

となり射出水の運動量に關係を有する。

第二圖 流速 u の分布



(u_m は對稱軸上に於ける流速)

(中野總抄譯)

New York 市の新埠頭工事

(Eng. N. R. Aug. 3, 1933. Vol. III No. 5)

New York 市港湾部に依つて工事中の North River 新突堤は 1 組 5 本の内の 3 本で、長さ 1000 呎以上の航洋船を繫留することができる。位置は Manhattan 區の 48 番街と 52 番街との間に在つて、突堤の長さ 1100 呎、幅員 125 呎、スリップはその幅員 400 呎、水深平均干潮面下 46 呎同市で計畫されたものゝ内で最大の繫船壁である。

第二圖はその一般圖で、各突堤は構造上 2 個の部分より成る。端部の長い部分は木造橋脚にコンクリート床版を張つた同市港湾部の標準型棧橋で、基部の短い部分は両側をコンクリート直壁とする埋立突堤でその表面は同様にコンクリート張とする。棧橋及び突堤上には標準型の二階建の上屋を設ける。棧橋及び突堤から獨立して築造し棧橋の部分は杭打基礎上に据えられたコンクリート・フーティングに、突堤の部分は海底岩盤に迄達する。コンクリート脚柱に支へられる。上屋の内部は 140 呎毎に防火壁で區切る。

基部突堤の間は水深 46 呎に浚渫掘鑿し、且つ岸壁をコンクリートで築造する爲に、この部分は全部圍堰を以て締切つて排水し、水中工事を避けて施工の確実を期した。

締切圍堰は鋼矢板で囲まれた 43 個の小室 (cell) より成り、河沿ひの部分 1450 呎、河岸との連絡部分各々約 295 呎全長約 2039 呎に達す。各小室は堰の外側を 2 個の弧形壁 (半径 50 呎) 及び隣室との共通隔壁より成り、弧形部を除外した面積は 50 呎平方とする。この外壁に使ふ鋼矢板は岩盤又はその上を覆ふ粘土層迄打込む。矢板は特に本工事の爲に製作せるもので標準断面の重量 38.4 封度/呎、特殊断面の重量 42.0 封度/呎 とし、繼手は特に大なる強度 (8 000 封度/吋) を示すが試験に於ては 18 000~24 000 封度/吋 の強度を得た。矢板の長さは 46~94 呎で、各小室毎に行はれた試験及び試験杭の結果に依つて夫々實際に必要な長さに製造した。矢板全重量は 7 223 噸、總延長 367 773 呎。

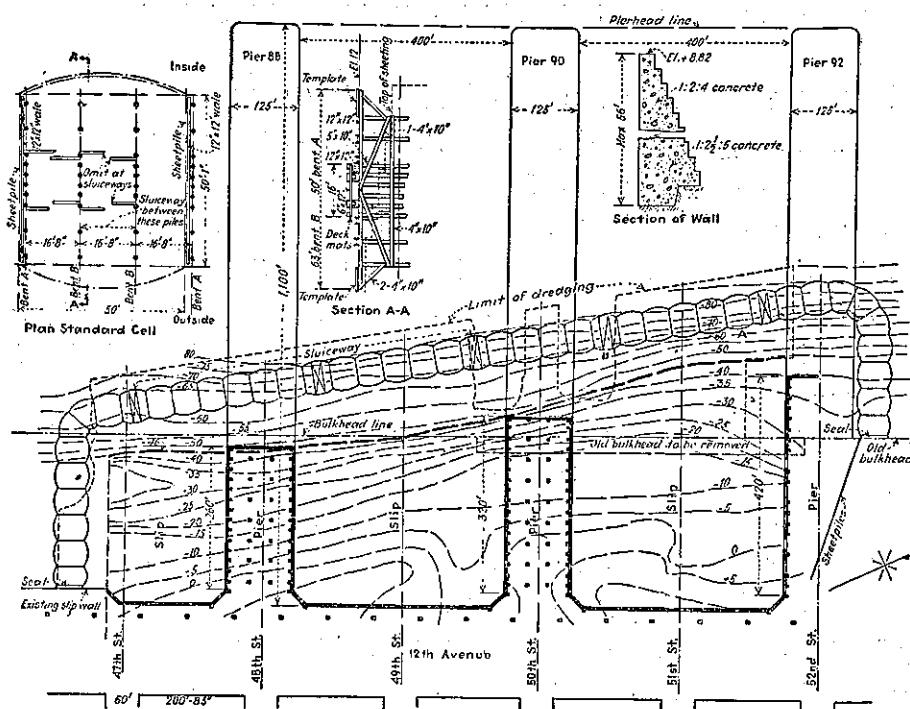
堰の設計は港湾部で行つたが工事施工の示方は請負者の考案に委せて、港湾部の承認を受けしめた。小室の構造は最初は第二圖の様なもので圍堰はそれ自體單獨に水壓に耐へ得られると云ふ理由で堰内側の犬走り又は裏込を省略したが、當局の希望として堰の安定度を成可く大ならしめるためこの設計に多少の變更を加へ、堰内側に天端に達する迄の裏込を施し、且つ全長に亘り幅 10 呎の犬走りを設けた。小室内には粘土混りの砂を填充しその量は 180 000 立方碼にして、又裏込用碎石は 100 000 立方碼に達した。圍堰には數箇所に水門を設け工事完成後に於ける注水用に充て、これに手動式滑扉を備へて閉塞した。

堰の築造箇所は水深 30 呎に浚渫したが、水深 30 呎以下の泥土層中にも勿論著しい水壓が作用してゐる爲、干潮面上 8 呎に及ぶ高潮の場合には或る所では 65 呎にも達する水壓及び土壓が堤體に作用した。併し一般に漏水は少く、水門及び北側の河岸取付箇所に少量を見たのみで排水には 4 小時渦巻ポンプで充分であつた。漏水は問題では無かつたが小室に多少の移動を生じた。河底岩盤が河心へ傾斜して居るのに、観察の結果は圍堰標高の増加も

第一圖



第二圖



亦その傾倒も認められざるが爲に、この移動は全く不可能であつて、矢板が底部で曲つたものと推定されたがこの現象は未だ確證せられてゐない。壁は全體少し内方へ移動し今尚移動進行中であるが、或る小室では變位が更に大きく、例へば第二圖 A の小室は 7 月 1 日迄に内方へ 5.45 吋移動した。併しこの移動は圍堰の能率には影響がない爲に、現在は見張りを厳重にして規則的に變位の記録を探ることに止めてゐる。

締切圍堰の築造では法線に沿ふ矢板の打込み即ち造形作業が主な仕事であった。先づ最初に法線に沿つて杭構脚を組立て、これを矢板の打込用造形を取付けるに都合よく配置した。杭構脚の構造は第二圖の如く、弧形壁用造形は鋼製で、これには隔壁矢板打込の目標となる線を記入した。杭構脚の上には 4 個の 24 吋工桁を渡し、順次この上に腹板を並べて移動起重機の軌道とし、打込の進行と共に順次これを外して置換へた。移動起重機は蒸氣槌を吊して杭打機として使用し、2 台を杭構脚両端より始めて中央に向つて進めた。矢板の運搬建込には別に浮起重機を使用した。

矢板の打込作業は第二圖 B の小室の杭が繼手で壊れた以外に何等の困難なく終つた。矢板打込作業終了後起重機等の取片付が終れば 4 個の工桁を横に倒してこれに板を打附け小室の中詰及び裏込用のトロの軌道とした。

掘鑿の全景は第一圖の如くで、締切圍堰内を替乾すために 200 000 000 哉の排水を行ひ、スリップの箇所より岩石 500 000 立方碼、土砂 140 000 立方碼を掘鑿した。従つて小室の中詰粘土裏込碎石を加算すれば合計取扱土量は 1 000 000 立方碼以上に達する。

掘鑿工事中の主なる作業はスリップ箇所岩石の深掘鑿であつた。地質は一般に雲母片岩の勝つた組成で不規則なる成層をなしてゐる。スリップの掘鑿には先づ上層の沈澱物及び軟質岩石を片付け、スリップの各邊に沿つて垂

直の面を得る様に鑽孔し、孔心は 10~17 呎迄掘下げて階段式に爆破した。岩石の状態は厳格に一様な手順を用ひる事を許さない爲に、各自の條件に合致する様に鑽孔及び装填を加減し、鑽孔は大體豎孔を採用したが場合に依つては横孔も用ひた。

破碎物は 7 台の容量 1½ 碼の瓦斯ショベルにてトロに積込み、爆破箇所を覆ふ重い金網は 3 台のガソリン起重機で取扱つた。掘削土砂は大部分 10 吨トロを 30 台連結して引上げ、その搬出の爲に 3 個の木造斜路を備へ、これを現場の道路寄りの側から突堤箇所を越へて掘削場に達する如く建設した。3 個の内北寄りのものはその下端で南方へ曲げ 90 番及び 92 番突堤の間に向け、他の 2 個のものは底端で両側に分岐せしめた（第一圖参照）。

土砂満載のトロは締切圍堰上を走つて 3 個の荷卸用棧橋に達せしめる。棧橋の一つは直接に土運船に土砂を積込む装置を有し、小屋及び土砂は公園局で指定した Manhattan の西側沿ひの Hudson 河岸に運び護岸埋立用に使ひ、又他の一方の棧橋では直接土運船に積込むには大き過ぎるものを取り扱つた、即ちこの棧橋では移動起重機で操縦する掘機 (grab) に依つて土運船に積込み、その内大部分の大粒の岩石は Rockaway Point に運び Rockaway Point 突堤の捨石に使用し、不合格のものは海中に放棄した。

第二圖より明かなる如く、新埠頭の一部は舊岸壁を闊んである。この舊岸壁は 1889 年より 1891 年迄に施工されたので袋詰コンクリート基礎上に方塊を壘積した岸壁で、當時工費 336 弗/呎を要した。堤内排水後の検査に依り方塊は施工當時と全く同様な状態にあり、コンクリートにも何等分解作用を認めなかつた。因にこのコンクリートの配合はセメント 1, 砂 2, 碎石 (1½ 吋) 5 であつた。

新岸壁の断面は第二圖に示す如くで、その高さは 10~56 呎で、岸壁天端より 12 呎以下に於ては仕様書に亘石コンクリートの使用を許され、これには掘削工事で採取した良質岩石を採用した。コンクリートの配合は岸壁上部では 1:2:4、下部では 1:2½:5 を規定した。

新埠頭は New York 市港湾部の工事で、その理事者は J. Mckenzie、技師長は F. T. O'Keefe、現場主任技師は A. J. Duggan で、又請負者は New York の Allen N. Spooner & Sons 會社；その監督者は W. A. Morton である。

（原田忠次抄譯）

軌道の標準計算法問題

(Zur Frage der einheitlichen Berechnung des Eisenbahnoberbaues.
—Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Heft 20., 1933, S. 390.)

Organ, 1933 第 9 號所載の Janicsek の論文は軌道標準計算法問題に寄與する所大であつた。

本邦に於ける枕木間隔は米國と同様極めて狭いから、軌道應力は何等の疑問も無く彈性床上の無限桁として取扱ひ得る。

Janicsek は著者が用ひた Timoschenko の方法は重大なる横枕木の影響を考慮に入れてゐることを非難したがこれは誤解である。Zimmermann の無限桁式 $L = \sqrt{4EJ/Cb}$ 中の E, J, b は無限桁即ち軌條の値であつて、底幅 b なる 1 本の軌條が道床係数 C なる彈性床上に直接乗つてゐる場合である。これ等數字は横枕木軌道構造全體に就てのものでは無く、横枕木を介して道床上にある軌條それ自身の値である。Timoschenko の方法はこの Cb を D/l を以て表はしたに過ぎない。即ち同法は横枕木の軌條に及ぼす彈性影響は計算に入つてゐる。Janicsek 及

び Nemesek の如く、實際には存在しない特別の縦枕木を假定するの繁を避けて、理論的に簡単な彈性床に直接乗つた無限桁として取扱つてゐるのである。Janiesek が 3 要素（軌條、假想縦枕木及び道床）を用ふるに對して著者は Timoschenko の方法により 2 要素（軌條及び等布荷重を受けた假想床）を用ひる。後者の方が等布荷重を持つた無限桁の場合に遙かに近く然も簡単である。

Zimmermannによれば

$D = \frac{C b_i L_1}{[\gamma_0]}$, 但し指數 1 は横枕木のもの。

而して

$$L_1 = \sqrt[4]{\frac{4E_1 J_1}{Cb_1}} \quad \text{であるから}$$

即ち横枕木の重要な要素、幅 b_1 、弹性係数 E_1 、弹性モーメント J_1 、枕木間隔 l は凡て計算に入つてある。枕木壓縮は Organ 1932, 第 1 號, 14 頁の理由により考慮しない。枕木長は明かに $[\gamma_p]$ に含まれてゐる。Diebi の簡略法 $D=2Cb_1^2$ は使用上利點が少く疑問がある。

Janicsék は實際上 $[\eta_p]$ の値を得る事の困難を救ふ爲に、簡単にして實用的な式

$$[\eta_p] = \frac{29.4}{s} + \frac{0.723}{s} L_1 \quad (s = \text{枕木長の } 1/2)$$

を提倡した。これによると Timoschenko 法は最早 Duschl の簡略法を必要としなくなる。Janisek の方法は式の説導法が明にされれば軌道計算の標準法たり得る。

Janicsek 式を用ふれば

$$\frac{D}{l} = \frac{Cb_1 L_1}{\left(\frac{29.4}{s} + \frac{0.723}{s} L_1 \right) l} = \frac{Cb_1}{\left(\frac{29.4}{s \sqrt{\frac{4EJ_1}{Cb_1}}} + \frac{0.723}{s} \right) l}$$

従つて

この式は著者の(4)式(Organ 1932, 第1号, 16頁)と一致する。(2)式はOrgan 1933, 第9号, 第16表, 第一圖の例に對して、同所(186頁)で得られたと同様、道床係数6を用へる。

その他の式も全て全長に亘つて一様に支へられた無限桁構造の應用に過ぎない。

例題として種々の L の値を求めて見る。Organ 1932, 18 頁の値を用ふれば：木枕長では $s=130\text{ cm}$, $E_1=120\,000\text{ kg/cm}^2$, $J=\frac{1}{12}bh^3=\frac{1}{12}\cdot 26\cdot 16^3=8\,875\text{ cm}^4$, $b_1=26\text{ cm}$, 鐵枕木では $s=125\text{ cm}$, $E_1=2\,150\,000\text{ kg/cm}^2$, $J_1=389\text{ cm}^4$, $b_1=26\text{ cm}$; 又 $l=65\text{ cm}$, $C=7.5\text{ kg/cm}^3$ 。従つて (2) 式から木枕木では $L=82.0$, 鐵枕木では $L=83.6\text{ cm}$, Diehl 法によると相違値は 82.5 及び 84.5 となり餘り差は無い。 $C=15$ (道床良) では (2) 式から $L=70$ 及び 71.6 cm となる。道床が良くなれば L は小となる。Diehl 式によると 68.9 及び 70.3 となる。即ち Diehl 法も全く不可ではない。

軌條に直角に置いた横枕木の慣性モーメントが軌條のそれより大ならず、又横枕木の慣性モーメントが一様に軌條慣性モーメントより大である事は既に Haarmann によつて述べられた所である。通常横方支承體が介在すれば全構造は丈夫になる。

L が變つても基本式 (10) (Organ 1932, 18 頁) は變らはい。Organ 1933, 第 9 號に述べた、公式の實用性及實驗値と合致するとの言は不變である。

基本式 (10) は隣接軌距 $a > 1.571 L$ なる時に限り適用し得る。Janicsek が述べた範囲 $L = 80 \sim 90$ cm は $1.571 \times 80 = 125.68$ cm 及び $1.571 \times 90 = 141.39$ cm であるから兩者共 Württ. K 型機關車の最小軌距 143 cm より小である。 L を Diehl 式によらず上式 (2) で計算すれば、木枕木の時 $L = 82$ cm、鐵枕木で $L = 83.6$ cm となる。即ち $1.571 \times 82 = 129$ cm, $1.571 \times 83.6 = 131.5$ cm であつて、通常考へられる最小軌距より小い。獨逸國鐵の規定によると機關車軌距は 170 cm 以上である。これより小なる軌距を有するものは極く例外のものであつて、標準計算法決定上斯くの如き例外を考慮する必要はない。道床が良好となれば (道床係數大) L は小となり、軌距が 1.571 L 以下となる事は更に少くなる。従つて今後共著者の基本式を補足する必要は生じない。

Janicsek は著者の方法は Nemesek の方法と單に係數が極く僅か異なるのみであると云つてゐるが、兩者は隣接荷重影響の加算法が共通なる以外、その誘導法、形式共に全く違つたものである。

Zimmermann 理論の基礎である道床壓力 $p = Cy$ なる假定が正しいか否かは、最も討論を要する問題であるが、Ammann の最近の實驗によると $p = C_0 + C_1 y$ となる。従つて基本微分方程式 $\frac{d^4y}{dx^4} = Ky$ は $\frac{d^4y}{dx^4} = q + Ky$ となる。然し C_0 及び C_1 の値は未だ完全に求まつてゐないから、この問題にはこれ以上觸れることは出來ない。

道床壓と沈下に就ては Janicsek の言の如く單一集中荷重でなしに荷重群を標準としなければならない。

各種軌道構造及び路盤に對して L を計算又は表示し置くならば、上記方法は軌道標準計算法として極めて簡単なる方法である。然しこれは學理的計算法とは云へない。以上のものは凡て垂直荷重に對してのみ考へられた。彈性床上の無限桁として以外、何かより確實な理論による軌道計算法が要望されるが今の所これは不可能である。

米國 (A. S. C. E. 及び A. R. E. A.) は軌道應力特別委員會 (Special committee on Stress in Track) により 1914 年軌道應力に對して大規模な實驗を行ひ、1929 年には未だ繼續中であつた。これには Stremmatograph なる計器を用ひ、これは最近迄動的應力測定には最も優れたものとされてゐた。従つて米國は走行車輛による軌道應力に就ては比較的進歩してゐた。但し最近の實驗 (Organ 1933, 第 9 號、第 16 表) は異つた結果を示してゐる。大規模なる研究實驗が計器の不適當を以て一部分抹殺されなければならないのは遺憾である。これ等米國の研究全部をその儘受入れさへしなければ、この膨大なる實驗の一般的結果は充分利用の價値がある。

A. S. C. E. は Transaction 1917 年 1420 頁で、軌道計算結果に次の 4 係數を用ひてゐる。

$$f = f_0(1+a)(1+b)(1+c)(1+d)$$

$1+a$: 列車速度の影響を示す係數

$1+b$: 橫壓力の " "

$1+c$: 軌條設置狀態の " "

$1+d$: 初荷重による振動の " "

理想軌條 (heiler Schiene) の應力に及ぼす列車速度の影響に就ては Organ 1933, 第 9 號、186 頁に既に取扱はれてゐる。實際の軌條には接目があつて理想軌條とは異つてゐるから、これを考慮に入れれば更に係數を附加しなければならない。

横壓力の影響は米國の結果では、左右軌條水準不正により速度 8 輪/時の時既に 15%, 97 輪/時の時 20~35%, 第一導輪下では實に 43% の應力増加を來してゐる。道床不良なる第二級線では更に大となる。米國では一般に 20~40% と結論してゐる。

振動の影響は米國によると、8 輪/時の速度増加に對して貨車で 40%, 機關車動輪で 30% の應力増加を來してゐる。

以上種々述べた所は凡て總括して眞の軌道計算法を得るの一助たるものである。より確實な理論が無い限り、今以上精確なる計算法は得られない。軌道計算法は嚴密な學理的意味では一般に解決不可能であり、唯一の異論ない計算法は各種軌道構造に就ての比較のみである。かくの如き言は中部歐洲鐵道關係者が、交通統制上共通の軌道標準計算法を作らんとしてゐる事を云々するものではない。

(星野陽一抄譯)

英國協會議事報告抄(汚水處分)

(The Surveyor, Sep. 22, 1933.)

技術部會 (1933 年 9 月 11 日ライスターに於て開催す)

挨拶 J. D. WATSON (司會者)

回顧すれば 1870 年バーミンガムに衛生調査の機關設置せられて以來、上下水道施設の緊急必要なるを説かれ、尙當時の死亡率 1000 人中 23 人なりしに引更へて、今日これが 1000 人中 10 人迄に減少せるが如き寛に斯業の世界的認識を助長するの先駆を爲せり、爾來幾多の困難と闘ひこれが實現發達に敢然努力を惜まざりし各當事者並に營利を別としてこれを援助し來れる各製造業者に對して我々満腔の感謝を呈す。

今や機械潔氣に依る促進汚泥法の研究大いに進み從來下水處分に附帶したる惡臭又は蠅等の問題はこれを解決する事を得たり。汚泥淨化處分に就ては環境によりて必ずしも有利ならず又諸種の疑義等ありて本邦に於ては未だ廣く採用を見ず、アメリカ及びドイツに於てもこれが確定を見ざる等の事情によりても尙相當考慮すべき點あるものゝ如し、これが利點とするは發生瓦斯の利用と汚泥の肥料價にして、瓦斯利用に就ては既に 1921 年本會議に於て紹介せる所なるもバーミンガムに於ては現在約 1,000 馬力に上る動力を得つゝあり。

爾今各地共河水保清問題の爲に益々下水處分場の設立を必要とするの状勢にありて、この際各位に於かれては尙一層の科學的研究並に設計あらんことを期待すると共に、良く百年の計を樹て分立を廢し、共同の精神に則り、協力一致の成果を殆されん事を希む。クロイドン及びミドルセックス處分場の如きは好個の例にして後者は特に 27 の合同處分場より成り、一率に 1 人 1 日當 240 ガロンとし總人口 2,000,000 人の計畫にして 1935 年その工を竣へる豫定なり。

河水汚濁の實狀と河川保清條令の特別適用に就て H. F. ATTER (ヨークシャー河川局事務官)

1876 年制定河川保清條令の屬行方には些か難點あるものゝ如し、この際各地別特別適用令を制定し、當局並に各事業者の共同工作に依りて、一層貢摯なる態度を以て河川保清に當る必要あり。

空氣に依る污水淨化に就て W. E. ADENEY 教授、A. G. G. LEONARD 博士

水表面にて混入したる空氣は優に水深 10 市呎迄は滲入し污水に酸素を與へてこの溶存酸素によりて細菌の活動を

促し以て有機物の酸化分解を助長せしむ、酸化作用中發生する瓦斯の分析によりて汚染物質の分解と溶存酸素の關係は推知じ得る所なり。

機械曝氣法に就て J. HAWORTH. (Wincobank 下水處理課長)

1. 普通機械曝氣法は豫備處理後の汚水を長水路に導き水路中に翼車を設けこれを回轉して曝氣並に水流を生ぜしむるものなれ共、當場にて現在行へるものは翼車を設けず、延長 1 哩に及ぶ長水路に自然勾配を與へ、水路中にはバッファーを設けて混流せしめ、あたかも人工的急流河川を形成せしむ、これに必要なる揚水唧筒は毎分の能力 8 600 ガロン、實揚程 4.5 呎、22 馬力電動機直結にして、バッファーによる落差を調節し動力は一定なるを以て操作簡易能率亦良く、返送汚泥も唧筒を要せず成績を擧げつゝあり。

2. 機械曝氣利用の一例としては、バーミンガムに於て、既設濾床設備の水量過重を救援する目的を以て曝氣槽を追加し以て高度の豫備處理を行ひつゝあり、濾床擴張の必要ある處分場に於ては甚だ有利なる方法といふべきも當初よりの計畫としては相當議論の余地あり。

3. イムホフ氏創案に成る促進汚泥法と稀釋法との合併方法も亦一考に値す、本法は河畔に大貯水池を設け促進汚泥法による放流水を貯溜し河水にて稀釋の放流するものにして貯溜中更に淨化度を増大するものなり。

汚泥處理とその利用 F. C. VOKES 氏

大量の汚泥處分は運搬費用に重大なる關係を有しバーミンガムに於ては二槽式汚泥消化法に依りて無嗅の乾燥汚泥を製造しつゝあり、Saltley 處分場は約 900 000 人の汚水汚泥を處理し都心を去る事僅か 3 哩にすぎざれ共何等處分場の存在に問題を起すことなし、第一槽は主として淨化を行ひ第二槽は主として汚泥の抽水を計る。第一槽に於ける發生瓦斯は約 6 個のメタンを含み熱量 1 立方呎に付 685 B. T. U. にして年額 56 000 000 立方呎の瓦斯を利用す。100 000 人の汚水を處理する Yardley 處分場に於ても汚泥淨化法を採用し、瓦斯は加熱に利用し淨化促進の一助たらしむ、今後新處分場の計畫に當りては大いに注目すべき點多し。

挨拶 J. D. WATSON (司會者)

報告書提出の各位に對し深甚なる謝意を表すると共に、かゝる有益なる研究と進歩に、精進しつゝある技術者その他の諸氏に對し、世人一般のこれに報ゆること少きを甚だ遺憾とする所なり。由來我國は下水處理に於て、世界の東道たるの自信を有す、知る所支那、日本に於ける保健衛生の進歩改善は一に我國の行ふ所、直ちにこれに寄與するものなりと謂ふ。

(板倉誠抄譯)

Pensacola の 鋼 矢 板 突 堤

(by E. K. Foster and D. E. Young, Eng. N. R. Oct. 26, 1933.)

Pensacola 澄と Perdido 澄との間の運河の部分 (Intracoastal Waterway の一部) の完成後間もなく、其の東端に當る Pensacola 澄からの入口は元來 10 呎の水深を有してゐたが、その中央部に水深 1 呎内外の淺瀬を生じた。この運河は略々海岸に平行してゐる爲に入口は直接 Pensacola 港への通路を横断してゐる(第一圖参照)、従つて Pensacola 澄口から同港に向ふ潮流と南東風に依つて生ずる潮流とは相合して附近の海濱の砂を運河中に巻込み、その結果として非常に急速に淺瀬が發達する爲これを浚渫して計畫水深の航路を維持するには多額の費用を要する事となつた。

斯る淺瀬の發生を防ぐと共に荒天時の運河航行を安全にする爲に Pensacola 港口と運河の南岸との間に突堤を造くることに決定した。而して荒天時の波浪は直接 Mexico 港から襲來するものなるが故に突堤はこれに耐へ得る丈充分の強固な構造たるを要した。

突堤は第一圖の如く總延長 1300 呎で二つの部分から成り、基部の第一區間は 700 呎で 1 列に矢板を打ち毎 16 呎に控杭 (buttress pile) を設け、又第二區間は長さ 600 呎で 2 列に矢板を打ちその間隔を 10½ 呎とし砂及び石材又はコンクリートの中詰を用ひ、その内先端部 100 呎は外海側に捨石を施して補強する設計であつた。

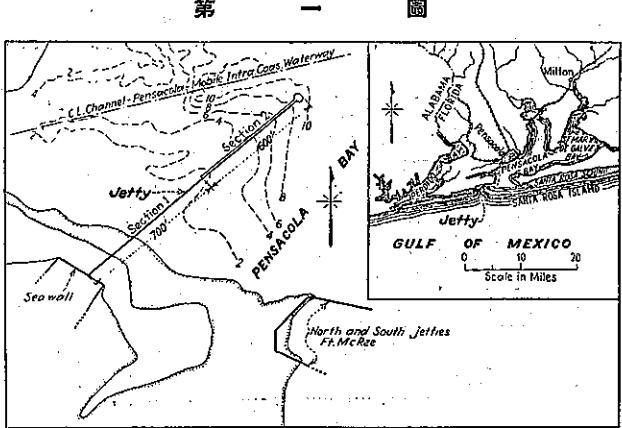
第二區間に對しては最初 2 種の設計がなされ(第三圖)、兩方とも矢板の施工は腹起しの配置を除ては全然同一で唯中詰被覆の様式に相違があり、一方は大粒の石材を用ひ他はコンクリート蓋 (cap) を使用したのであるが、入札の結果前者が幾分安價であつたからこれを採用した。

現場附近は海蟲の害が甚だしく木造構造物は壽命が短く鐵筋コンクリート矢板は費用の點で不可能であつた結果、鋼矢板構造を採用了。鋼は含銅炭素鋼を使用し、磷 0.06% 以下、硫黃 0.06% 以上、銅 0.25 乃至 0.35% の制限を附した。

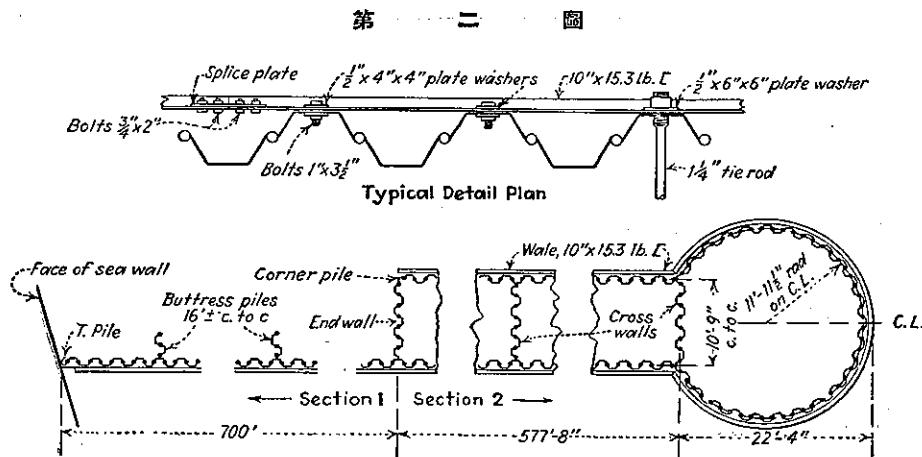
矢板の型式には溝形断面を採用し、幅は縦手の心々間隔で 16 尺以上、腹部の厚さは 3/8 尺以上、突縁の厚さは 5/8 尺以上、壁體 1 平方呎當り重量 25 封度、壁長 1 呎當りの断面係數 10 in³ 以上、破壊強度 60 000 #/□ と指定した。

矢板の腹起及び繫材の鋼質は矢板と同一のものとし、その構造の詳細は第二圖の如くで、第一區間は繫材の代に控杭を使用した。

中詰用石材は耐久性を有する硬質の風化せざる切石もし 1 立方呎當りの重量 150 封度以上と規定した。下部

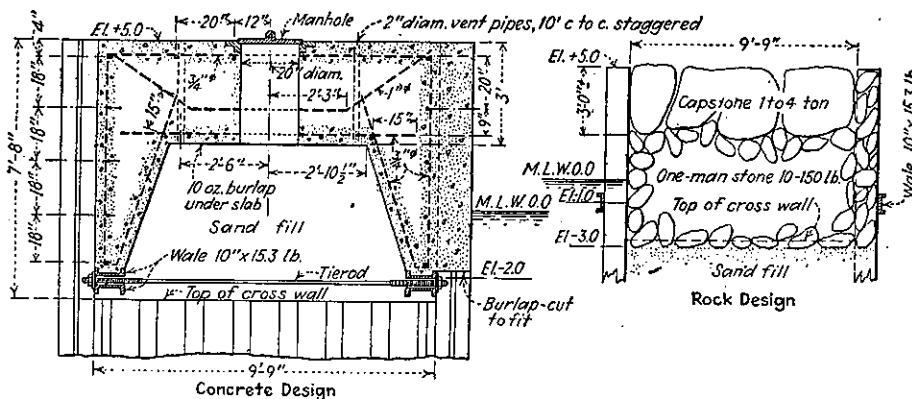


第一圖



第二圖

第三圖



中請石は 10~15 封度の大小粒混合のものとし、上部の被覆石は 1~4 噸のものを使用した(第三圖参照)。

不採用に終つたコンクリート被覆工の設計は第三圖の如し。

最初頭部の設計は八角形であつたが、施工の便宜上請負者に於てこれを圓形に變更し、又工事完成後第二區間の外側に沿つて所々に矢板天端に達する捨石の補強工事を行つた。

工事は 1932 年 12 月 22 日より 33 年 7 月 30 日迄の間に大部分を終了した。現場は西の方向は防護されてゐたが東及び南方が開放されてゐたため風及びウネリの影響を受け就業日數少なく、工事日數 191 日の内作業日數及び作業不可能な日數は下の如くであつた。

日曜日及び祝日	9%
作業せる日数	68%
風及び惡天候のため作業中止日数	16%
ウネリのため作業不能日数	7%

因に最低請負金額は 76,884 弁で工事の設計及び監督者は R. A. Sharrer 氏 (district engineer) であつた。

(原田忠次抄譯)