

抄 録

第 27 卷 第 4 號 昭和 16 年 4 月

應 用 力 學

(42) 僅かに彎曲せる鋼壓縮材が振動荷重を受けた場合の力學 407

水 理

(43) 潮流に於ける亂流の問題 411

(44) 楊子江の流速の垂直分布と渦粘性係數に就て 411

(45) 流れに及ぼす表面粗さの影響 413

測 量

(46) 3 點問題簡易化 413

材 料

(47) ボルトランドセメントの米國 A. S. T. M. 新規格
コンクリート及鐵筋コンクリート 414

(48) 寒中コンクリート工事に於ける混加水の加熱溫度 415

(49) 鐵筋コンクリートアーチ設計示方書の提案 417

上 水 道

(50) 制壓器の調整 418

道 路

(51) 軍用飛行場の防空設計 419

橋梁及構造物

(52) 拱頂より起拱點に向ひ斷面を漸減せる中空斷面の鐵筋コンクリート無鉸拱に就いて 420

隧 道

(53) 圓形水底隧道の鐵製覆工の設計 422

雜

(54) 颱風の進路と降雨區域 425

(55) 颱風の進路を豫想する一方法 425

應 用 力 學

(42) 僅かに彎曲せる鋼壓縮材が振動荷重を受けた場合の力學

(K. Jäger, "Die Festigkeit leichtgekrümmter Druckstäbe aus Stahl bei Schwingender Belastung." Stahlbau, Nov. 1940, Heft 23/24, S. 128~131. 田中倫治抄)

筆者は前に靜力學的に軸壓縮力を加へた場合の鋼壓縮材の支持力に就いて詳細に取扱つたことがある (Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, 1937, Jul. Springer)。この研究の基本的結果を簡易に再述し以て本論を理解する一助にしたいと思ふ。弾性と可塑性を兼ねる材料例へば鋼よりなる棒に軸方向の力と曲げモーメントを作用する場合垂直力が小さい時は二つの平衡状態が可能で、その際荷重を受けた棒は彎曲の小さい方に相當する平衡状態を取る。荷重を段々増

して行くと之等二つの平衡状態は近づいて、限界荷重になつた時に一致するに到る。それで限界荷重とは「外力と内力とが平衡状態にあつて而も棒の支持力の上限界にある時の荷重である」と定義してもよい。筆者の著書 (前述) に重要な、實際によく出て来る軸壓縮力と曲げモーメントを受けた鋼棒の問題が詳細に述べてある。此の場合限界荷重 P_{kr} 乃至限界軸應力 $\sigma_{kr} = P_{kr}/F$ は偏心率 $m = a/k$ ——但 $a = M_{kr}/P_{kr}$ (M_{kr} は限界曲げモーメント) は偏心距離、 k は斷面の核距離 (Kernweite) ——並に使用斷面形に對する細長比 λ に關係するものである。更に注意すべきは限界状態に入つた時は既に棒は變形し降伏域の擴がりは細長比が小なる程、又偏心距離 a が大なる程大きくなると云ふことである。それで軸應力 σ_m を限界應力の下限界と見做してよい (筆者は著書中この値を彈性限界内で使用し得る軸應力と名付けた)。そして彎壓線又は斷面が對稱形ならざる場合には彎張線でも之が降伏點に於る σ_F まで達する。但此の際 Hooke の法則は降伏點まで

適用出来るものとする(理想的鋼)。わづかに彎曲せる屈折材では作用點の偏心が小であるから特に細長い棒の場合には限界應力は低い軸應力 σ_n と置き換へられ、結果としては安全側となり且 *elastisch-plastisch* の限界内では複雑な計算をせなくともよいと云ふ事になる(著書参照)。

さて荷重を急に變じた場合は、細長い棒にあつては特に彎曲度がひどくなる。それ故此の場合、軸方向の壓縮力が加はれば、應力は靜力學的の應力よりも遙かに不利の状態になる。この限界荷重(安定限界)の大きさを二つの特別な場合、即

reine Schwellbeanspruchung (純加重應力)

reine Wechselbeanspruchung (純交番應力)

の場合に就いて決めて見ようと思ふ。

1. Reine Schwellbeanspruchung

わづかに彎曲せる棒を考へ、その軸は變形せざる時に於ては

$$u = u_0 \sin \frac{\pi x}{l} \dots \dots \dots (1)$$

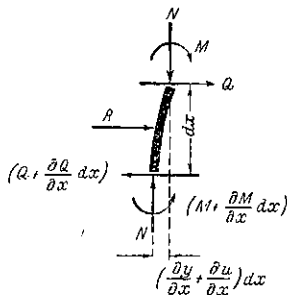
なる式で表はされ、 u_0 は中央部の彎曲を表はし棒の長さ に比して小さいものと假定する。棒の斷面形は差當つて任意であるが主慣性面は紙面と一致してゐるとする。荷重は兩端面の中央に垂直に働くものとしその時間的變化は

$$N = P(1 + \cos \omega t) \dots \dots \dots (2)$$

で與へられ之が reine Schwellbeanspruchung を生ぜしめる ($N_{min} = 0, N_{max} = 2P$)。 (2) 式の t は時間、 ω は角速度を表はす。

棒は上記の外力により壓縮力と曲げとを受ける。時間的に變化する垂直力の爲に、棒の縦方向の振動と横方向の振動が同時に起る、變位並に回轉に對する棒の慣性抵抗のために棒の軸方向並に之と直角の方向に慣性力並に回轉モーメントが生ずる。棒の中の各點の縦方向の運動に依つて垂直力も棒の軸に沿つて變化するが、然しこゝでは計算は省略するが棒端から中央に向つての垂直力の増加は實際には、振動数は精々 1 秒に 6 回程度に少いものであるから(垂直力は高々 1% 増加する程度)もはや無視してよい。それで必然的に附隨して生ずる縦振動と横振動との組合せの問題はその効果がわづかな故にこの際承知しながら顧り見ぬことにする。更に以下に述べる研究では最も振動数の小さい範圍を取扱ふから回轉慣性も

圖 1.



無視する。

斷面積 F の棒の要素 dx に、圖-1 に示すごとく變量の曲げモーメント M 、同じく變量の横方向の力 Q 、不變量の垂直力 N 、並に棒軸に直角方向の力 $R = \mu \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} dx$ が働き、其他棒軸方向の慣性抵抗並に要素部分の回轉に對する慣性抵抗は上記の理由より無視する。

J = 棒の慣性モーメント

W_a = 彎應線に對する斷面の抵抗モーメント

γ = 棒材の單位體積の重量

$\mu = \frac{\gamma F}{g}$ = 單位長さの質量

σ_F = 棒材の降伏點に於ける應力

ν = 振動數

$\omega = 2\pi\nu$ = 角速度

變形せる棒要素の平衡條件としては、垂直方向の力は不變であるとしたから此の方向の平衡の條件は常に満足されてゐる。圖-1 に依り棒軸の直角方向の平衡條件は

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \dots \dots \dots (3)$$

となる。モーメントの條件として

$$M - \left(M + \frac{\partial M}{\partial x} dx \right) + Q dx + N \left(\frac{dy}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \right) dx = 0 \quad (4)$$

(4) 式を x に就いて微分すれば

$$-\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial Q}{\partial x} + N \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) = 0 \dots \dots \dots (5)$$

更に彎曲の式は $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -\frac{M}{EJ}$ なる事に留意すれば (1),

(2), (3) 式を用ひて (5) 式は

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 y}{\partial x^4} + \frac{P(1 + \cos \omega t)}{EJ} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{\mu}{EJ} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \\ = -\frac{P(1 + \cos \omega t)}{EJ^2} u_0 \pi^2 \sin \frac{\pi x}{l} \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

(6) 式の偏微分方程式がわづかに彎曲せる壓縮材の横振動に對する微分方程式である。之は次の特解を用ふれば

$$y = \frac{P u_0}{(P_c - P)} (1 + T \sin \frac{\pi x}{l}) \dots \dots \dots (7)$$

(但 T は t の未知函數、 $P_c = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ は同じ斷面積の眞直の棒のオイラーの危險荷重)、上の (7) 式は次に示すごとく 2 次の常微分方程式となる

$$\begin{aligned} \frac{d^2 T}{dt^2} + \frac{P_c^2}{\mu EJ} \left[1 - \frac{P}{P_c} (1 + \cos \omega t) \right] T \\ = \frac{P_c^2}{\mu EJ} \cos \omega t \dots \dots \dots (8) \end{aligned}$$

7) 式により棒軸は運動の各瞬間に於て正弦曲線の彎曲をなしその振幅は加へられたる垂直力の時間的變化

に對應して未知の乗數 $(1+T)$ に依つて決められる。函數 T を定めるための (8) 式は定つた形に積分することは出來ぬ。之は適當な級數列に置き換へるか或は圖式に求めるかの方法で解く。近似的には次の様に考へる。即 T の項を右邊に移すと之は t を横座標、 T を「彎曲」と考へた棒の彎曲線の微分方程式と考へることが出来る。 T を含む荷重の項で垂直力の最大値 $2P(\cos \omega t=1$ の場合) を採つたのでは不適當ではあるがそうしたとすれば (8) 式の代りに $0 \leq \cos \omega t \leq 1$ の範圍であてはまり且直に積分可能なる微分方程式

$$\frac{d^2 T}{dt^2} + \frac{Pc^2}{\mu EJ} \left(1 - \frac{2P}{Pc}\right) T = \frac{Pc^2}{\mu EJ} \cos \omega t \quad \dots (9)$$

を得る。境界條件を入れれば完全解は

$$T = \frac{\cos \omega t}{(1 - 2P/Pc)(1 - \omega^2/\omega_1^2)} \quad \dots (10)$$

上式に於て

$$\omega_1^2 = \frac{Pc^2}{\mu EJ} \left(1 - \frac{2P}{Pc}\right) \quad \dots (11)$$

で ω_1 は同じ断面の眞直の棒に垂直力 $2P$ をかけた時の最も低い固有振動數に相當する角速度である (K. Hohenemser v. W. Piager, Dynamik der Stahlwerke S. 230 参照)。 T の最大値は垂直力の最大値と共に $\cos \omega t=1$ の時に起り

$$T_{\max} = \frac{1}{(1 - 2P/Pc)(1 - \omega^2/\omega_1^2)} \quad \dots (12)$$

棒の中央に起る最大の撓みは $t=0$ の時に起りその大きさは

$$y_{\max} = \frac{Pu_0}{Pc - P} \left[1 + \frac{1}{(1 - 2P/Pc)(1 - \omega^2/\omega_1^2)}\right] \quad (13)$$

$\omega=0$ と置いて (13) 式より軸方向に $2P$ なる垂直力かけた、わづかに曲つた棒の静力學的撓みの式を得る。棒の中央に生ずる最大曲げモーメントは

$$M_{\max} = N_{\max}(u_0 + y_{\max}) = 2P(u_0 + y_{\max}) \quad \dots (14)$$

従つて棒の中央の断面 ($x=l/2$) に於る彎曲線の最大應力は

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{F} + \frac{M_{\max}}{W_d} \quad \dots (15)$$

にしてこの値は 2 對稱面を有する断面に於ては同時に最大線應力と一致する。更に簡易のために 圖-3 に示すごとき極く薄い腹板と 2 枚の非常に薄い縁板よりなる I 形断面を考へれば彎曲線が降伏點 (σ_F) に達した時は既に限界平衡にある時で換言すれば更に塑性化することは不可能なる故に荷重限界に達してゐる。之に相當する限界垂直力 $N_{kr} - N_{\max} = 2P$ に伴ふ限界軸應力 $\sigma_{kr} = N_{kr}/F$ は棒の限界平衡と

同時に起る。核距離 k 並に慣性半徑 i は事實上等しいと見てよい。

$$k = \frac{W_d}{F} \approx \frac{h}{2}, \quad i = \sqrt{\frac{J}{F}} \approx \frac{h}{2} \quad \dots (16)$$

それ故條件として降伏の始まつた時には彎曲線に於て (限界平衡状態に於て)

$$\sigma_{\max} = \sigma_F = \sigma_{kr} \left(1 + \frac{M_{kr} F}{N_{kr} W_d}\right) \quad \dots (17)$$

$\lambda = l/i$ を棒の細長比とすれば (17) 式より

$$\left(1 - \frac{\sigma_{kr} \lambda^2}{2\pi^2 E}\right) \left[1 - \frac{\lambda^2}{\pi^2 E} \left(\sigma_{kr} + \frac{\partial l^2 \omega^2}{g\pi^2}\right)\right] - \frac{\sigma_{kr} \lambda}{(\sigma_F - \sigma_{kr})} \left[1 - \frac{\lambda^2}{\pi^2 E} \left(\frac{\partial k r}{2} + \frac{\gamma l^2 u^2}{g\pi^2}\right)\right] \frac{u_0}{l} = 0 \quad (18)$$

限界軸應力 σ_{kr} は棒の長さ l 、細長比 λ 並に角速度 ω に依つて定まる。

時間的に變化する荷重がわづかに彎曲した壓縮材の載荷力に及ぼす影響に就いて次に示す計算が説明を與へて呉れる。壓縮材が橋梁の部材で機關車の齒輪の回轉數に基く振動數を $\nu=5$ 回/秒と假定する。筆者は前に部材の軸がわづかに彎曲すると云ふことは避け得られず、従つて作用點の偏心は普通の細長比即 $\lambda=80 \sim 120$ の部材にあつては少からず載荷力の低下を來すことを指摘して置いた (K. Jäger Die Festigkeit aus Stahl 圖表 41 S. 69)。それ故にやむを得ざる彎曲を $u_0=0.001l$ と假定し $\sigma_F=2400 \text{ kg/cm}^2$, $E=2100 \text{ t/cm}^2$ (St 37), $l=500 \text{ cm}$ に對し種々の細長を取つて調査して見た。

この計算の結果が 圖-3 に示してある。所謂完全鋼 (Hooke の法則が降伏點まであてはまり且降伏限界の據がりが無いもの) の裡屈應力線は静力學的荷重にあつてはオイラーの双曲線を示し、壓縮限界 (σ_F) では横軸に平行な曲線となる。reine Schwellbeanspruchung の裡屈曲線も 圖-3 に示してある。太い實線が $u_0/l=0.001$, $\nu=5$ 回/秒, $\omega=30 \text{ 秒}^{-1}$ に對して限界軸應力 σ_{kr} を (20) 式より求めて畫いたものである。此を静力學的荷重に對する限界荷重線 (破線で示す, $\omega=0$) と比較して見ると振動する場合は細長比の大きい棒に對しては始め載荷力のいちゞるしい低下を示す。 $\lambda=200$ に於ては静力學的荷重の場合の 60% に低下する。

更に示方書に於てはこの安定限界の低下をどの程度にとつたら安全であるかを研究する必要がある。衝擊係數を $\varphi=1.4$ と假定すれば N (静力學的荷重) の代りに $\frac{N}{2}(1+\varphi)=1.3N$ を應力計算の時に考へる、即静力學的荷重の場合の 83% を許容應力とする。かゝる考慮は 圖-3 によれば $\lambda \leq 150$ の棒に對してなされるもので實際の場合は殆んどこの範圍に含まれると見てよ

圖-2.

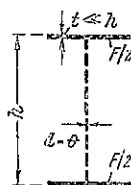
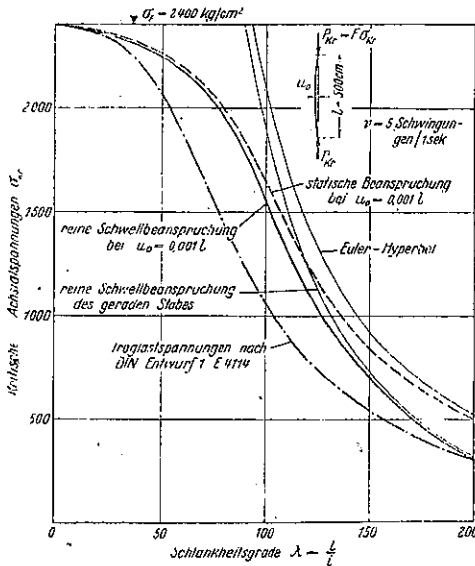


図-3.



い。なほ $\lambda > 150$ の棒でも図-3 を見ればあまり細いものはずとめられぬ。

DIN 4114 の設計 1 に於ては避くべからざる部材の彎曲と云ふ筆者の意見を考慮に入れてある。図-3 の鎖線で示せる撓屈應力線を見れば之に依つて設計して置けば實際に於て来る部材に對しては充分安全であることがわかる。新しい設計にあつては、軸の不可避的彎曲或は作用點の偏心は細長比が大きくなるに従つて大きくなると云ふ假定に基礎を置き、その際安全率はあらゆる細長比に對して等しくなる様によぶべきである。この假定の根據は前述の研究の結果が證明するものである。

2. Reine Wechselbeanspruchung

1 の場合の考へ方は此度の場合 ($N_{max} = P, N_{min} = -P$) に對してもあてはまり計算過程も同様である。棒の兩端に加はる垂直力は

$$N = P \cos \omega t \dots\dots\dots (19)$$

で表はされる。1 で用ひた記號をそのまま用ひて平衡條件の式 (3), (5) 式より棒の横振動の微分方程式は

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{P \cos \omega t}{EJ} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{\mu}{EJ} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{P u_0 \pi^2 \cos \omega t}{EJ l^2} \sin \frac{\pi x}{l} \dots\dots\dots (20)$$

上の 4 次の偏微分方程式は特解を

$$y = \frac{P u_0}{P_0 - P} \cdot T \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \dots\dots\dots (21)$$

とすれば

$$\frac{d^2 T}{dt^2} + \frac{P_0^2}{\mu EJ} \left(1 - \frac{P}{P_0} \cos \omega t\right) T = \frac{P_0^2}{\mu EJ} \left(1 - \frac{P}{P_0}\right) \cos \omega t \dots\dots\dots (22)$$

こゝでも 1 で述べた如く T の最大値を求めるために $0 \leq \cos \omega t \leq 1$ の適用範囲で

$$\frac{d^2 T}{dt^2} + \omega_1^2 T = \omega_1^2 \cos \omega t \dots\dots\dots (23)$$

とする。但し

$$\omega_1^2 = \frac{P_0^2}{\mu EJ} \left(1 - \frac{P}{P_0}\right) \dots\dots\dots (24)$$

(23) 式より境界條件を考慮して函数 T の最大値は $t=0$ に對して

$$T_{max} = \frac{1}{(1 - \omega^2/\omega_1^2)} \dots\dots\dots (25)$$

を得る。同時に棒の中央に於る最大の撓みは (9) 式を用ひて (21) 式より

$$y_{max} = \frac{P u_0}{(P_0 - P)(1 - \omega^2/\omega_1^2)} \dots\dots\dots (26)$$

となる。静荷重 ($\omega=0$) の極限状態に於ては (24) 式は軸力 P がわずかに曲つた棒にかゝつた時の普通の静力學的撓みの式となる。

$t=0$ に於る中央断面に生ずる最大曲げモーメントは

$$M_{max} = N_{max}(y_0 + y_{max}) = P(y_0 + y_{max}) \dots\dots\dots (27)$$

圖-2 に示せる断面に於ては最大線應力は (15) 式により棒の中央の彎壓線に生じ、限界平衡状態には等々の線應力が降伏點の時の σ_F になつた時に達する。かゝる條件の下に次に示すとき關係を得る。

$$\left[1 - \frac{\lambda^2}{\pi^2 E} \left(\sigma_{kr} + \frac{\gamma^2 \omega^2}{g \pi^2}\right)\right] - \frac{\sigma_{kr} \lambda}{(\sigma_F - \sigma_{kr})} \left(1 - \frac{\gamma^2 \omega^2 \lambda^2}{g \pi^4 E}\right) = 0 \dots\dots (28)$$

1 に於て得た結果と (28) 式とを用ひ $\nu=5$ 回/秒, $u_0=0.001 l, l=500 \text{ cm}, \sigma_F=2400 \text{ kg/cm}^2$ 並に $E=2100 \text{ t/cm}^2$ なる假定の下に $\lambda=0$ から $\lambda=200$ の範囲で比較すれば限界應力 σ_{kr} として前に求めた値よりほんのわずかに小さい値を得る。

示方書は此の場合 (reine Wechselbeanspruchung) にあつては時間的に變化する荷重に基く安定限界の低下を前の場合より廣範圍に考へてゐる。例へばこゝに再び衝擊係数を $\psi=1.4$ と假定し其他振動應力をも考慮して鐵道橋で St. 37 の場合を採つて考へると應力計算には静荷重の 55% を許容應力として採用せねばならぬことがわかる。前述の如く 2 の場合でも實際には 1 の場合と同一のことがあてはまると見て圖-3 の限界應力を表はす實線よりして載荷力は非常に細い棒でも少くとも静荷重の 60% に達すると云ふことがわかる。

撓曲
不
可
逆

力に
對し

4)

の
用

の
示

の
變

水 理

(43) 潮流に於ける亂流の問題

(J. Proudman, "On the turbulence of a tidal current." Proc. of Royal Society, Series A. Nov. 1940, p. 449-468. 本間 仁抄)

一様な深さの廣い海で、體積力、流れの平均速度及び亂流の統計量が一水平面内では一様と考へて、内部摩擦、仕事量、亂流のエネルギー等の計算を試みた。特にその結果から G. I. Taylor や Karman 等の等方性亂流はこの様な問題では零の Reynolds 應力を生ずる事を知り、特殊な形の擾亂を取り扱つた。

Oz 軸を鉛直上向きに取る事として、ω を地球自轉の速度、U, V を平均流の速度、X, Y を體積力の強さ、P を平均壓力、N を渦粘性函数、u, v, w を亂流の速度、X を亂流の渦動度、p を亂流壓力、ζ を海面の亂流上昇とする。

連続方程式は

∂U/∂x + ∂V/∂y = 0, ∂u/∂x + ∂v/∂y + ∂w/∂z = 0 (1)

運動方程式は平均流に對して

∂U/∂t - 2wV + ∂/∂z [uv] = v ∂²V/∂z² + X
∂V/∂t + 2wU + ∂/∂z [vw] = v ∂²V/∂z² + Y
∂/∂z [w²] = -1/ρ ∂P/∂z - g (2)

亂流に對する運動方程式は

∂u/∂t + (U+u)∂u/∂x + (V+v)∂u/∂y + w∂/∂z (U+u) - ∂/∂z [uv] - 2wv = -1/ρ ∂p/∂x + ν∇²u
∂v/∂t + (U+u)∂v/∂x + (V+v)∂v/∂y + w∂/∂z (V+v) - ∂/∂z [vw] + 2wu = -1/ρ ∂p/∂y + ν∇²v
∂w/∂t + (U+u)∂w/∂x + (V+v)∂w/∂y + w∂w/∂z - ∂/∂z [w²] = -1/ρ ∂p/∂z + ν∇²w (3)

Reynolds 應力は -ρ[uv], -ρ[vw], -ρ[w²] であり、渦粘性函数は N = ν - [uvw]/dU/dz によつて定義されてゐる。

(1) 及び (2) の關係を用ひて (3) を積分する事によつて次の形のエネルギー方程式が得られた。

∫z1 to z2 { ∂/∂t [1/2 (U² + V² + Q²) - (XU + YV)] + v { (∂V/∂z)² + (∂V/∂z)² + [φ] } dz = - [w · 1/2 Q²]

+ U (v ∂U/∂z - [uw]) + V (v ∂V/∂z - [vw]) - 1/ρ [uvp] + v ∂/∂z [g²/2 + w²] z1 to z2 (4)

但し Q² = u² + v² + w², μφ は粘性による亂流エネルギー消耗の割合である。この様な問題では等方性亂流と假定すると、亂流の速度が方向に關係しないから

[vw] = [wu] = [uv] = 0

の結果になる。従つて Reynolds 應力は零になるから、之が零でなく剪断應力が一定になる様な擾亂を考へて見る。地球の自轉と平均流の時間的變化を無視すれば

w = 0, V = 0, ∂U/∂t = 0

従つて (3) を積分すれば

(∂/∂t + U ∂/∂x) (p/ρ - 2v ∂u/∂n) - gw = - (u ∂/∂x + v ∂/∂y + w ∂/∂z) (p/ρ - 2v ∂u/∂n) + w ∂/∂z [w²] (5)

但し n は海面への垂直方向を意味する。又 z = ζ に於ては

gζ = p/ρ - 2v ∂u/∂n - [w²] + const. (6)

此處で u, v, w 等を適當な週期函数の形に假定して擾亂の形を求め、更に平均流が一様になる様な場合に就ても計算を行つた。

(44) 揚子江の流速の垂直分布と渦粘性係數に就て

(H. Higasinaka, "On the Vertical Velocity Curve and the Coefficient of Eddy Viscosity in the Yangtze-Kiang." The Journal of the Shanghai Science Institute, Sect. 1, Vol. 1, pp. 61-81. May 1935. 佐藤 清一抄)

河川に於ける渦粘性係數及び流速の垂直分布曲線を決定する爲めに、揚子江技術委員會によつてなされた流速測定の資料より渦粘性係數、混合距離、及び流速垂直分布式を算定した。

開水路の等流に於て流れの方向を x, 原點を河底にとりて之より上方を y 軸にとれば運動の式は

∂/∂y (μ ∂ū/∂y) = -gi (1)

茲に μ = -u'w' / (∂ū/∂y) + μ (2)

但し μ は分子粘性係數、ū は流速の平均値、i は水面勾配 (∂ū/∂y) u-v_m = 0 であるから (1) より (μ は小なる故無視す)。

μ = -gi y - y_m / (∂ū/∂y) (3)

之を一々實測について計算すれば圖-4 の如く、極めて規則性に乏しく Krey の様に拋物線とは見做し得

圖-4.

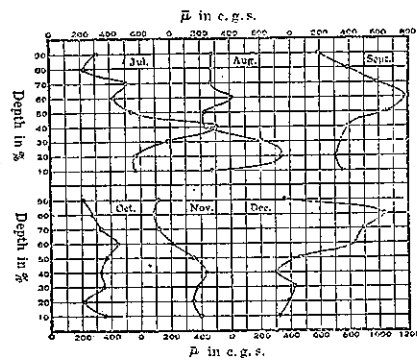
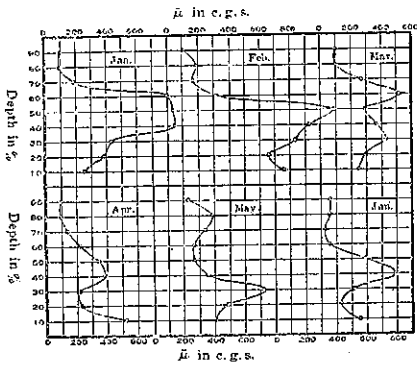
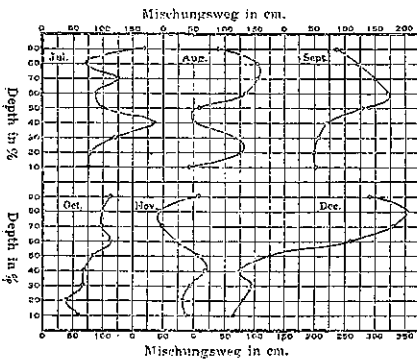
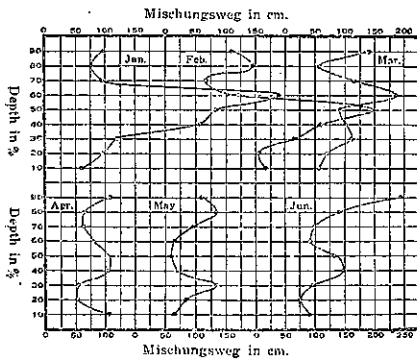


圖-5.



ない、此の場合の全平均は 408 c.g.s. となり μ に比して著しく大である。

次に Prandtl によれば

$$-0.03\omega^2 = l^2 \left| \frac{\partial u}{\partial y} \right| \frac{\partial u}{\partial y} \quad l = \text{混合距離} \quad (4)$$

であるから μ を無視した。(1), (2) により混合距離は

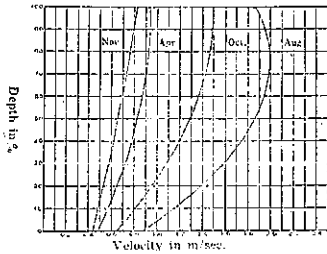
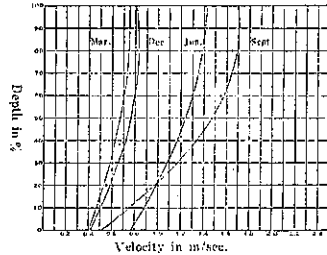
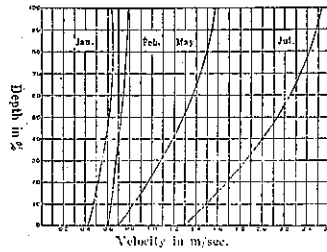
$$l = \sqrt{\frac{\mu}{\left| \frac{\partial u}{\partial y} \right|}} \quad (5)$$

之を實測の資料について計算してみれば圖-5 の如く、之又極めて規則性に乏しく、Prandtl の様に簡単に $l = \text{const.}$ と見做す事も出来ない。之の全平均値は 115 cm であつた (之は眞の混合距離に比例した長さである)。

次に Humphrey 及び Abbot 等の説によりて \bar{u} は深さに無関係として、 $\bar{u} = \bar{u}_m$ とし、 y_m に於ける速度を \bar{u}_{max} として (1) を積分すれば垂直分布式が求められる。

$$\bar{u} = \bar{u}_{\text{max}} - \frac{g^h}{2\mu_m} (y - y_m)^2 \quad (6)$$

圖-6.



之は y についての 2 次式であるから $u = ay^2 + by + c$ として實測資料の夫々について最小自乗法によつて分布曲線を求めれば圖-6 の如くである。

之によつて流速の垂直分布は 2 次の拋物線を以て充分に表はす事が出来る事が分る。

(45) 流れに及ぼす表面粗さの影響

(藤本武助, 日本機械學會論文集, 第6巻)
 (第23號, 昭和15年5月, p. 12~14)
 本間 仁 抄

物體表面に沿ふ流れに於て流れの方向に壓力の上昇又は下降を伴ふ場合の、物體表面に生ずる境界層内の亂流の速度分布の測定を行つた。粗面に作る爲には壁面にエナメルを塗り、それに砂を密に附着させて更にエナメルを塗つた。

表面が粗い場合の境界層内の速度分布は、壁面から y の距離の速度を u とすると

$$u \propto y^{1/m}$$

の形でも表はされるが、實驗によると滑面の場合と同様な形の對數法則で表はした方が合理的である。即ち

$$u \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{-1/2} = k^{-1} \log y + \text{const.}$$

但し τ_0 は滑かな面に働く摩擦力である。之に粗の粗さ ε を入れて變形すると

$$u \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{-1/2} = k^{-1} \log \left(\frac{y}{\varepsilon} \right) + \text{const.}$$

となる。非常に粗くて圓管の場合に圓管に沿ふ壓力降下が速度の自乗に比例する様な流れの状態では上式右邊の定数は 8.48 で與へられる。

又滑かな面に或るピッチで銚頭の出でゐる場合に就ても實驗を行つたが、銚頭が銚後方の流れに及ぼす影響は銚の高さと境界層の厚さの比が變つても大した變化はない。

測 量

(46) 3 點問題簡易化

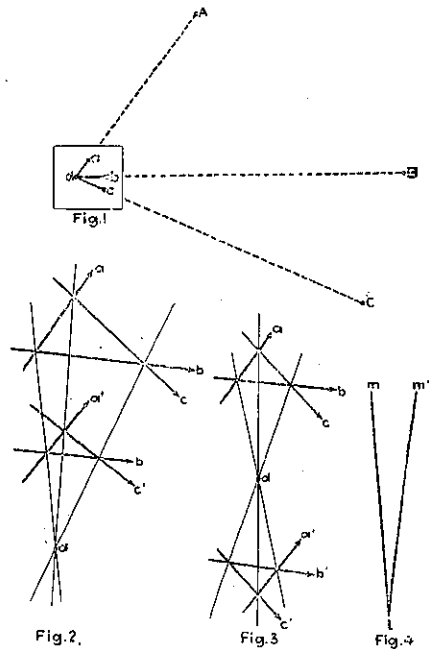
(“Three-Point Problem Simplified.”
 E. N. R., Oct. 12, 1939, p. 76~77.)
 伊丹康夫 抄

既存の方法としては Bessel 氏の方法と Lehmann 氏の方法がある。然し正確と云はれる Bessel 氏の方法は、構造上あまり繁雜なる爲現場に於ては實行不可能であり、或は其れを解くに必要な 2 直線の交りが平板の外に存する爲、無用に等しい。Lehmann 氏の方法は最も廣く用ひられてゐるものであり、可成り敏速ではあるが、試しては誤差を知る方法を反復して次第に器械手は正しい方位を近似的に求め、紙上に記せられた 3 點を通して視準して出來た 3 直線によつて三角形を形成するのである。

著者は種々研究の結果、正確且實用的なる解法を獨創的に進歩させる事が出來た。此の方法は Lehmann 氏の方法より少い操作を以て出來、且 Bessel 氏の方法の如く正確なのである。

方法——平板は豫め作圖した 3 點が明らかに見えるやうな所要の位置に据ゑねばならぬ。平板を水平にし近似的に方位を定め、次に指方規で圖-7 (Fig. 1) に關して A を視準して、直線 ad が引かれ同様に B 點を視準して bd が引かれ、同じく直線 cd が形成される。一般に d が A, B, C を通る大圓周の近くに無いか、或は 3 直線 AB, BC, AC のどれかの近くに存在せぬ時は、若し方位が完全ならば示誤三角形が出来る。此の三角形は圖-7 (Fig. 2, 3) に於て a, b, c の矢で造られたものによつて表はされてゐる。

圖-7. 3 點に關する平板の位置と求むる點を知る爲の實用的な方法



次に平板は約 10 度廻轉され、同じ方法が繰返され、今度造られた示誤三角形は a', b', c' (圖-7. Fig. 2, 3) の矢によつて表はされてゐる。此のやうにして平板の紙上に 2 個の相似三角形が形成される。2 個の相似三角形の互に對應する頂點を圖面上に結び、その 3 直線が交叉する點が求むる點の眞の位置を示すのである。此の點に關し平板の方位を行ふ事が出来るのである。

應用——實際には測量隊の或る者は 3 點の夫々に行つて器械手にその點の位置を示す事が必要である。若し視準される 3 點が或る距離を隔たつてゐるならば、各點には別の人を遣るか、或は 1 人で 3 點の各々に 2 度行く必要がある。此の厄介さを除く爲に次のやうな方法が提案されたのである。

平板の紙上の餘白に約 10 度の小角を一時的に造り (圖-7. Fig. 4) 角を挟む 2 直線は指方器を正確に置く

事の出来る程長くする。平板を水平にした後、大體の方位を行ひ、指方器を直線“*l m*.”に沿つて置き、或る距離の目的物 *E* を視準する。平板を此の位置にして直線 *a* (圖-7, Fig. 2, 3) を普通の方法で畫く。次に指方器を *l m'* に沿つて置き平板を再び *E* 點が視準される迄廻轉する。此の第 2 の平板の位置で直線 *a'* を同じやうに畫く。夫れから助手は次の點に行き (*l m'* が *E* に方位されてゐる時) 直線 *b'* を普通の方法で畫き次に指示器を廻轉して前述の方法で *b* を畫く。

同様の方法で *c* 點を視準して直線 *c* 及び *c'* を畫く。此のやうにすれば *d* 點を求めるに必要な三角形が同時に出來上り、助手は各點に唯一度行けば事足りる。

材 料

(47) ポルトランド・セメントの米國

A. S. T. M. 新規格

“New United States Specification for Portland Cement.” Cement and Lime Manuf., XIII, 10 1940, p. 173~176. 福島彌六抄

米國 A. S. T. M. ではポルトランド・セメントの新規格を制定し 1940 年 9 月 2 日附にて之を發布した。此規格には次の 5 種別のポルトランド・セメントが包含されてゐる。

第 I 種:—次記第 II, III, IV, V 種のセメントの特質を必要としない一般コンクリート工用セメント (註. 普通ポルトランド・セメントに相當するもの)

第 II 種:—次記第 III, IV, V 種のセメントの特質を必要としない一般コンクリート工用セメントにして、且つ第 II 種セメントに規定せる成分及び物理性を具備するセメント (註. 改良ポルトランド・セメント Modified Portland Cement に相當するもの)

第 III 種:—早強セメント

第 IV 種:—低熱性セメント (註. 低熱セメント Low-Heat Cement に相當するもの)

第 V 種:—耐硫酸鹽セメント (註. 有害水の侵蝕に抵抗性の特に強いセメント)

購入要項

購入者は其用途に應じ上記のセメントの種別を指定す、特に指定なきときは第 I 種セメントとす。

規 定

各種のセメントの成分、物理性及び強度は表-1、表-2 に示す規定に夫々合格するを要す。

註. 各構成化合物はセメントの分析結果の酸化物より次式に依り之を算出す。

表-1. 成分の規定値

	I	II	III	IV	V
MgO, 最大 %	5.0	5.0	5.0	5.0	4.0
SO ₃ , 最大 %	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
灼熱減量, 最大 %	3.0	3.0	3.0	2.3	3.0
不溶解殘渣, 最大 %	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
SiO ₂ , 最小 %	—	21.0	—	—	24.0
Al ₂ O ₃ 最大, %	—	6.0	—	—	4.0
Fe ₂ O ₃ , 最大, %	—	6.0	—	6.5	4.0
Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃	—	0.7~2.0	—	—	0.7~2.0
3CaO·SiO ₂ *, 最大, %	—	50	—	35	—
2CaO·SiO ₂ * 最小, %	—	—	—	40	—
3CaO·Al ₂ O ₃ *, 最大, %	—	8	15	7	5

$$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2 = (4.07 \times \text{CaO} \%) - (7.60 \times \text{SiO}_2 \%) - (6.72 \times \text{Al}_2\text{O}_3 \%) - (1.43 \times \text{Fe}_2\text{O}_3 \%) - (2.85 \times \text{SO}_2 \%)$$

$$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2 = (2.87 \times \text{SiO}_2 \%) - (0.754 \times 3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2 \%)$$

$$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 = (2.65 \times \text{Al}_2\text{O}_3 \%) - (1.69 \times \text{Fe}_2\text{O}_3 \%)$$

表-2. 物理性及び強度の規定値

	I	II	III	IV	V
粉末度, 片表面積 cm ² /gr.					
平均値, 最小	1 800	1 700	—	1 800	1 800
最低値	1 500	1 600	—	1 700	1 700
安定度 (オートクレーブ)					
膨脹, 最大, %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
凝結時間					
ギルモア針					
始發, 分, 以上	60	60	60	60	60
終結, 時, 以下	10	10	10	10	10
キーカー針					
始發, 分, 以上	45	45	45	15	45
終結, 時, 以上	10	10	10	10	10
引張強さ lb/in ²					
1:3 モルタル・ブリケット					
1 日濕空	—	—	>275	—	—
1 日濕空, 2 日水中	>150	>125	>375	—	—
1 日濕空, 6 日水中	>275	>250	—	>175	>175
1 日濕空, 27 日水中	>850	>825	—	>300	>300
壓縮強さ lb/in ²					
1:2.75 モルタル・キューブ					
1 日濕空	—	—	>1 800	—	—
1 日濕空, 2 日水中	>1 000	>750	>3 000	—	—
1 日濕空, 6 日水中	>2 000	>1 600	—	>800	>1 000
1 日濕空, 27 日水中	>3 000	>3 000	—	>2 000	>2 200

包装及び記號

セメントは包装して運出し、製造者の名前、商品名及びセメントの種別を必ず明記してをくを要す。

1 袋の質量は 94 封度、1 樽の質量は 375 封度とす。

貯 蔵

セメントは検査及び判別に容易なる様に配置し且つ防濕の倉庫中に貯蔵しをくを要す。

検査

(a) セメントは試験の上之を使用し、試験期間は次の通りとす。1日試験、6日間；3日試験、8日間；7日試験、12日間；28日試験、33日間。

(b) 購入者はセメントの製造に関する種々の操作その他を監視する権利を有するものとす。

判決

(a) セメントが上記規格の諸規定に合致せざれば不合格とす。

(b) 貯蔵所に長期間大量貯蔵する場合は試験完了6ヶ月後再試験を行ひ此場合も上記規格を満足するを要す。

(c) 包装せるセメント量は規定質量より5%以上の變化なきものとし、若し隨意に50個より抜取り之を平均したセメント量が規定量より不足せる場合は購入契約を廢棄するを得。

試験法

セメントの標準試験は A. S. T. M. Standard. Part II. 1939 に定むる方法に據り之を行ふものとす。

コンクリート及鐵筋コンクリート

(48) 寒中コンクリート工事に於ける混加水の加熱温度

(R. V. Allin and H. H. Turner, "Reinforced Portland Cement Concrete in Cold Weather." Conc. and Const. Eng., 1940, No. 9, p. 434~438.)
一木保夫抄

寒中コンクリートに關して、既往の研究によつて發表されてゐる重要な事項は次の如くである。

(1) 凝結前に凍結の害を受けたコンクリートは、硬化はするがその凍結の程度及び水セメント比に應じて約50%までも強度と弾性を失ふ。又凍結の害を受けた部分は非常に空隙が多くなる。

(2) 配合が富配合であつても、本質的にはコンクリートの凍結に対する抵抗性には影響がない。

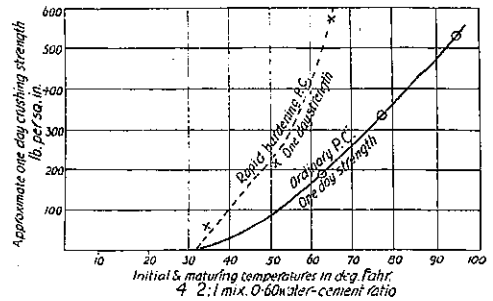
(3) 打込み及び養生の際のコンクリートの温度はその早期強度に大きな影響を及ぼす(圖-8 参照)。

(4) セメントの水和による温度上昇の割合は混合後6~12時間の間が最大であつて、この割合は材料を豫め加熱することによつて高められる。之は凍結に対する抵抗性に重要な影響を有してゐる。

(5) 礫土分の多いセメントは、凝結の際の熱の發生が迅速であるために、普通ポルトランドセメントコンクリートよりも凍結に対する抵抗性が大である。

(6) 凍結に対する豫防講策として混加水を加熱することは、約200°Fまではコンクリートの強度に何等有

圖 8.



害な影響を與へない。

(7) 硬化が十分でない内にコンクリートが凍結と融解の繰返し作用を受けるときは、大きな害を受ける。

(8) 風はコンクリートの凍結に大きな役割を有してゐる。

(9) 木材板の凍結に対する保護力は、その約5倍の厚さのコンクリートに匹敵する。

(10) 大塊コンクリートは凝結の際の熱の發生が多量であるために、凍結に対する心配はあまりない。

示方書の第4章では寒中コンクリート工事に對して次の様な標準工法を與へてゐる。即ち「氷結氣温又はその附近でコンクリートを打つときは、責任技術者の指示に従つて、打込みの際のコンクリートは少くとも40°Fの温度を有する様に、又十分硬化するまでコンクリートの温度は32°F以上に保ち得る様に適當な豫防策を講ずべきである。必要ある場合にはコンクリート材料を豫め加熱すべきである。凍結を防止するため、食鹽その他の化學藥品に頼るべきではない」。

著者の實驗の第1の目的は、我國の氣候に適切なしかも之によつて完全に上記の要求を満し得る様な、材料の加熱に對する基準を導き出さんとしたのである。

實驗

2種の試験を行つた。その1つは、供試體を全體又は局部的に凍結させ異なる期間の後に強度を試験した。他の1つは、供試體製作の際氣温に應じて混加水のみを豫め加熱し、寒中コンクリート工事に於て起りそうな状態に置き異なる材齡のもとに強度試験を行つた。型枠は木製よりも熱傳導の高い鋼製型枠を用ひ、最も凍結の害を受けやすい床版の場合の状態とした。更に夜中に凍結を受ける様な状態に就いても幾つかの現場試験を行つた。

實驗結果

第1の試験の結果次のことが確かめられた。即ち凝結中に凍結の害を受けたコンクリートは、硬化はするが強度の低下を招く。この強度低下の割合は、凍結の程度及び水セメント比によつて異なり50%にも達し得る。尙又強度が低下するばかりでなく空隙を著しく増加する。

第2の試験の結果の代表的なものは圖-9、圖-10及び圖-11に示す通りであつて、凝結によつて生じた熱が凍結を防ぐことを示してゐる。圖-9と圖-10は、混加水の加熱温度が適當であつてコンクリートの凍結を防いだ例である。圖-9に於てはコンクリートの最初の温度は65°Fであり、填充の際の気温は28°Fであつた。圖-10に於ては之等の温度は夫々52°F及び35°Fであつた。

圖-11は混加水の加熱温度が不十分であつて、コンクリートを凍結から防ぎ得ず従つてコンクリートが局部的に凍結した場合を示してゐる。コンクリートの最初の温度は45°Fで気温は26°Fであつた。この場合の強度は標準強度の約70%であつた。他の實驗でコンクリートが完全に凍結したときには50%も強度が低下した。

何れの場合にもコンクリートの上面は覆ひさせず、気温は填充後18時間以内に氷點下約10°Fまで下げた。

圖-9.

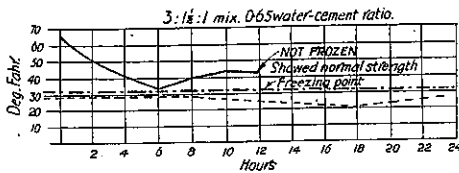


圖-10.

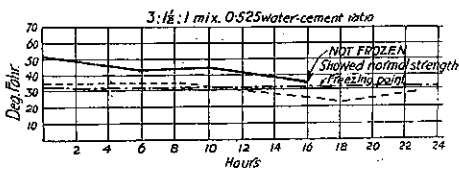
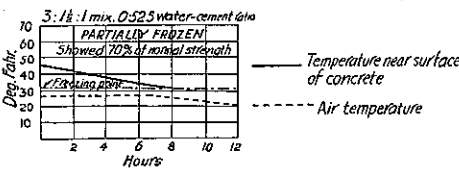


圖-11.



現場試験の結果

木材堰板の影響及び凝結による熱を保存する方法に就いての現場試験の結果は次の如くである。

(1) 気温34°Fの時、44°Fのコンクリートで16in厚の鉄筋コンクリート版を打ち、椰子の筵で直ちに覆ふた。覆ひと版の表面との間には約4inの空間を残しておいた。24時間の間の平均気温は略々氷結気温であつたが、版の表面の温度は38°F以下には下らなかつた。

(2) 気温39°Fの時、47°Fのコンクリートで梁を打ち、上面をセメント袋で覆ふた。24時間の間の平均気温は36°Fであつたが、その時間の最後にコンクリート

の内部温度は61°Fを示し、表面温度は40°Fであつた。

前述のことよりコンクリートの凍結を防ぐには次の2つのことが大切である。

(1) コンクリートが凝結を始めそれ自身熱を發生し始める前に豫め熱を準備すること。

(2) 打つた後に出来るだけ早く保護して熱の失はれるのを防ぐこと。

混加水の加熱温度

材料の加熱温度には限度がある。骨材が凍結してゐないならば、混加水のみを加熱する程度に止めることが安全であり又經濟でもある。

我國の氣象記録から見ると、気温30°Fまで工事を続けることによつて、約35°Fで工事を中止してゐる現在の習慣の約75%を恢復し得る。實驗と現場試験からの著者の推定によれば、打つた後出来るだけ早く保護するならば、混加水のみを加熱する方法によつて30°Fまで(夜でも氷點以下10°Fを越えない)現在の示方書に従つて工事を続けることが出来る。混加水の加熱は気温が約38°Fに下つたとき始めるべきで、その時はコンクリートの温度が約50°Fになるまで加熱すべきである。即ち混加水の温度は約100°Fと云ふことになる。理論的に云ふと気温1°Fの降下に對して混加水の温度は約18°F上げるべきである。この關係は表-3に示されてゐる。

表-3.

Temperatures in deg. Fahr.		
Air when concreting	Mixing water	Resulting concrete
38 to 35	100	50
34	118	53
33	136	56
32	154	59
31	172	62
30	190	65

Approximate temperatures of mixing water for pre-heating concrete

打込み後の保護

版とか打継目の様な堰板に接してゐない凡ての表面は、打つた後直ちに寒氣に對して保護すべきである。版の場合の保護にはタール塗防水紙又は之に類似の材料を用ひ、之等とコンクリートの表面との間に2~3inの空間を残すべきである。之等の被覆材は少くとも2日間は残しておくべきである。

水セメント比は出来るだけ小さくすべきである。注意すべきことは、豫め材料を加熱しないコンクリートの温度は混合を終つた時に気温よりも2~3°F高いことである。實地に當つては、主任技術者が気温に應じて水の温度を調節しなければならない。

表に掲げた數字は鐵製の型枠を用ひないものと假定した場合の大體の値である。

骨材を加熱したり又コンクリートを電熱によつて加熱する様な方法に就いては言及しなかつたが、之等の方法は特に鐵筋コンクリート工事に於てはある種の有害作用を伴ふことがあるので、著者の意見としては之等の方法を用ふることは我國の気温では不適當であると考へる。

(49) 鐵筋コンクリートアーチ 設計示方書の提案

(C. S. Whitney, "Plain and Reinforced Concrete Arches," Jour. of the Amer. Concr. Inst., Sept. 1940 p. 1~26. 池田克己抄)

本示方書案は米國コンクリート協會委員會によつて提案されたものである。

1. アーチ軸線

アーチ軸線の形は、静荷重に因る歪みを減ぜんが爲に、殆ど實際的な静荷重に對する閉合多角形に従ふべし。

2. モーメント及び軸方向力

アーチに作用するモーメント及び軸方向力は、次の假定に基く彈性理論の解法に依り計算すべし。

(a) 彎曲以前に平面である断面は、彎曲後も平面を保つ。

(b) コンクリートは無龜裂にして彈性であり、全断面及び全應力に於て同じヤング係数を有す。

3. ヤング係數

反力計算の爲には、コンクリートのヤング係數は 4 000 000 lb/in² とすべし。静荷重に因る撓み決定に當りては其の値の 1/3~1/4 を使用すべし。

4. 動荷重の影響

動荷重に因る軸方向力及びモーメントは、最大の影響を興へる位置に載荷して計算すべし、危險なる構造荷重なる場合には、夫を考慮すべし。

5. 溫度變化

溫度變化に因る反力は、其の地方に於て記錄された溫度の最高及び最低の差の 30% に等しい上昇及び下降(全範圍 60%)に對して計算すべし。熱膨張係數は、試験に依り或る他の値を用ふべきことを示さない限り、1°F に付き 0.0000 055 とすべし。

6. 收 縮

コンクリートの收縮に因る反力は溫度 15°F の下降の影響に等しいとすべし。收縮及び溫度の組合せ影響の計算に於ては、此の收縮の影響に對する 15°F は溫度下降に加へ、收縮が時々濕潤状態によつて相殺されるであらう可能性の故に溫度上昇より差引くべからず。

7. アーチ環の強さ

(a) 軸方向力の偏心距離小にして、破壊が壓縮強さに支配される場合。

静及び動荷重、溫度變化及び收縮の組合せ影響に因る全曲げモーメントが、静荷重に依る軸方向力の 2 倍と他の原因よりの軸方向力の 3 倍との和と組合つた場合、如何なる断面に於ても (1) 式により求めたアーチ環の破壊強さを超過すべからず(圖-12 参照)。

$$P = \frac{2As'f_s}{\frac{2e}{d'} + 1} + \frac{btf_c'}{\frac{3te}{d^2} + 1.178} \dots\dots\dots(1)$$

茲に b = 断面の幅

d = 壓縮側表面より引張鐵筋までの距離

d' = 壓縮鐵筋より引張鐵筋までの距離

f_c' = コンクリートの標準圓筒供試體の強度

As' = 壓縮鐵筋の斷面積

f_s = 鋼材に於ける降服點應力又は 0.004 の全單位歪みを生ずる應力

(b) 軸方向力の偏心距離比較的大にして破壊が鐵筋の引張破壊強さに支配される場合

静及び動荷重、溫度變化、及び收縮の組合せ影響に因る全軸方向力が總ての原因に因る全曲げモーメントの 2½ 倍と組合つた場合、次式に依つて求めたアーチ環の破壊強さを超過すべからず(圖-12 参照)。

$$P = 0.85 t b f_c' \left\{ \sqrt{\left[\frac{e}{t} - 0.5 + (p-p')m \right]^2} + \frac{2d'}{t} p'm + (p-p')m \left[\frac{d'}{t} + 1 - (p-p')m \right] - \left[\frac{e}{t} - 0.5 + (p-p')m \right] \right\} \dots\dots\dots(2)$$

鐵筋斷面積が對稱、即ち $p=p'$ なる場合。

$$P = 0.85 t b f_c' \left\{ \sqrt{\left(\frac{e}{t} - 0.5 \right)^2} + \frac{d'}{t} p_1 m - \left(\frac{e}{t} - 0.5 \right) \right\} \dots\dots\dots(3)$$

茲に $p_1 = p + p' = \frac{As + As'}{bt}$

壓縮鐵筋無き、即ち $p'=0$ なる場合

$$P = 0.85 t b f_c' \left\{ \sqrt{\left(\frac{e}{t} - 0.5 + pm \right)^2} + \left(\frac{d'}{t} + 1 - pm \right) pm - \left(\frac{e}{t} - 0.5 + pm \right) \right\} \dots\dots\dots(4)$$

茲に $m = \frac{f_s}{0.85 f_c'}$

前式に於て、コンクリートの壓縮強度 f_c' は 6''×12'' 標準圓筒供試體の材齡 28 日の強度より大ならず、又 5 000 lb/in² を超過すべからず。鐵筋の引張強度 f_s は、其の降伏點強度より大ならず、又 50 000 lb/in² を超過すべからず。

8. アーチ環の幅

アーチ軸の支持せられざる長さのアーチ環の幅に對する比は、挫屈を防ぐ備へが爲されない以上、30 を超過すべからず。

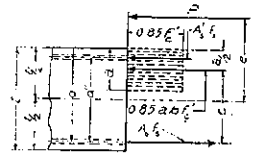
9. 橋 臺

橋臺又は橋脚は、其の好ましからざる移動又は沈下を起す不齊等な又は超過せる壓力が基礎へ作用することを避けるやうに設計すべし。

10. 連續作用

床構、橋脚又は隣接スパンとの連續性及び膨脹目地

圖-12.



の位置等に關し、特種の條件が要求する如く適當に考慮すべし。

11. 鐵筋

引張力に抵抗する爲に、コンクリートに依存せず十分な鐵筋を使用すべし。軸方向鐵筋は成可くアーチ背及びアーチ腹に近く、對稱に、主鐵筋直徑の30倍より大ならざる間隔に配置し、且つ全交點に於て鋼線確實に緊結された横鐵筋を用ふべし。1/4 in 又は主鐵筋の直徑の1/4より小ならざる直徑の繫材又は肋鐵筋をアーチを巡じて連結し、少くとも主鐵筋交互に縱方向に主鐵筋の直徑の30倍より大ならざる間隔に設置すべし。全主鐵筋にその如き繫材を設置し得ざるときは、夫等は各主鐵筋に沿ふ直徑の60倍より大ならざる間隔に互ひ違ひに設置すべし。

横鐵筋は側壁よりの曲げに抵抗する如く設計すべし。

軸方向主鐵筋の繼手は其の全強さを發揮する如く熔接するか、又は次の長さより少なからず重ねるべし。

異形鐵筋：

構造用又は中級 40 d
硬 級 50 d

丸 鐵 筋：

構造用又は中級 50 d
硬 級 62.5 d

繼手は出来るだけ、最大應力が生ずる位置を離れて設け、止むを得ざる場合は、鐵筋端に半圓形鉤を設くべし。角折り鐵筋は拱の主鐵筋に使用すべからず。

上 水 道

(50) 制 壓 器 の 調 整

(“Turning up Pressure Regulators.” E.N.R., Oct. 12 1939, p. 54-56. 伊丹康夫抄)

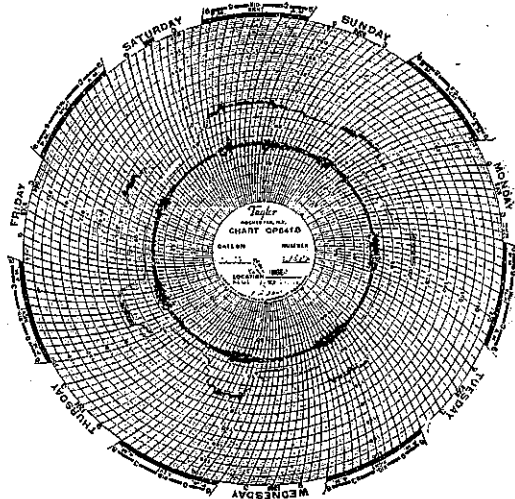
Denver 上水道の New Moffat 水管隧道は、山の貯水池と市の配水設備との間に、以前は暗渠が用ひられてゐたが、今度 12 個の異なつた型の制水弁と、その運轉の爲の補助設備とが設置された。普通の制水弁の調整は左程困難な仕事ではないが、Denver に於ては諸設備に皆關聯性を有する澤山の弁を必要としたので、その調整は大變困難な仕事であつた。

例へば新水管組織を運轉する上の非常な困難は、水管 16 の 1 個の弁に於て経験された。調整に多々努力はしたものの、管路は給水が止り、その原因は長さ 30' の補強鋼の 1 片が弁の中に挿入されてゐたのである。その棒を除去した後は他方面に生ずる弁の缺陷に對してのみ努力がなされた。さて給水を始めると、弁は一時はその役目を遺憾なく發揮したが、其れから弁は塞りがちであつた。

こんな苦勞の後に、第 2 回目の検査中に管路は他の原因で給水が止つた。是は厚さ 3/8"、直徑 6" の圓盤で空氣弁が設置された時、鐵の水管から離れたものであつた。

圖-13.

42" 水管 16 に付いてある 36" 制水弁の 1 週間の運轉を示す 2 個の弁に依る圖表。弁の高壓部に於ける最高壓は 100lb、低壓部に於ける制壓は 60lb、で水管中の水流は 10,000 萬ガロン/日 から 80,000 萬ガロン/日 迄變化する。



二重弁の效果

若し、給水の目的に適した弁を用ひたならば、調整(特に小水量に對して)はもつと容易に完成され、又より樂に弁が運轉されたと云ふ事を知つた。若し、配水域の廣範圍に互つて、制水弁が給水に對しての缺陷を防止する位置に設置されたならば、是れこそ制水弁の配置計畫に關して輕んずべき事ではない。若し此の様な場合に 2 個の弁(一方が他方より大なるは一層良い)を用ふる事は大なる弁を 1 個用ふるより好ましい方法なり。然し弁を設置するには小弁は小水量に關する作用を成し、大弁は大水量が要求される時に自動的に作用するやうに設計されるべきである。

制水に對する多くの調整は弁でなされるが、是等の或るものは、其の用を足さないものもある。其の上管路の流水状態に就いて弁の内部を検査する事は出来ない。若し弁を閉止すると運轉に困るやうな位置に弁があるならば、2 個以上の弁を用意し、そして検査並びに修繕をする爲に、それぞれの弁を閉める方法が講ぜられるべきである。

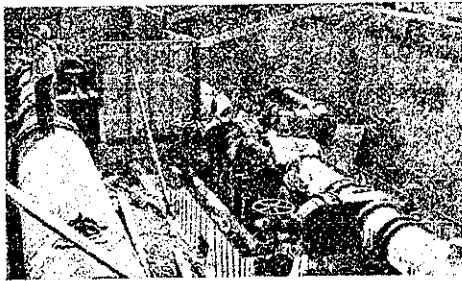
製作者が準備した様に、制水弁の普通の方法には、小壓に對する減壓弁を用ひる事を必要とした。弁は圓筒管中の流水に作用する 4 通の栓が運轉してゐる隔膜の一方の側に適當する或る一定した壓力まで、大制水弁の高壓部に於ける水壓を減ずるやう設置されてゐる。又順番に大制水弁が運轉してゐる。隔膜の上流側に於て

支繋する定圧が下流側の圧力に應じて隔膜は動く。隔膜の兩側に於て等しい壓力を支繋するに至る迄、低壓部に水の流出を行ひ、又それを制限する爲に必要とされる場合に制水瓣が開閉する。此の故に配水層に必要とする壓力を與へることが出来る。然しながら時折、上流部壓力の變化は、大瓣の運輸に於ける“hunting”が原因して小減壓瓣の一定せる運轉を妨げる。

此の部分の器具に就いて、減水瓣を用ふるより好都合に運轉される事が解つた。それは用氣タンクを備へる事である。容量 80 ガロンのタンクは制水瓣の高壓側から水管を通して給水を行ふ可く結合されてある。第 2

圖-14.

水管 17 の 33,000 萬ガロン/日の容量を持つ 51" 制水瓣の説明。36" 制水瓣は見えないが、26" 制水瓣と中央前面にある安全瓣の管結合が示されてある。安全瓣は未だ掘付けられてない。真空防止裝置の管結合は中央後方に示されてある。



の管は用氣タンクから大瓣の運轉を調節してある隔膜の上流に至る結合は、運轉の際空氣がなかつたら、用氣タンクから管結合のどちらかに入るやうになつてゐる。水は制水瓣の高壓部から用氣タンクに於て欲する壓力が得られる迄流れこむ。そこで給水が止り、又用氣タンクに於ける定圧が隔膜を作用させる役を成す。運轉の恒久的連鎖は初めに設計された。この大ききのタンクでは Denver に於て使用されてある制水瓣の隔膜の大ききが (24" から 42" 迄の變化) 用ひられた。用氣タンクの運轉計畫は小減壓瓣を使用するよりずっと満足されるものであることが解つた。

道 路

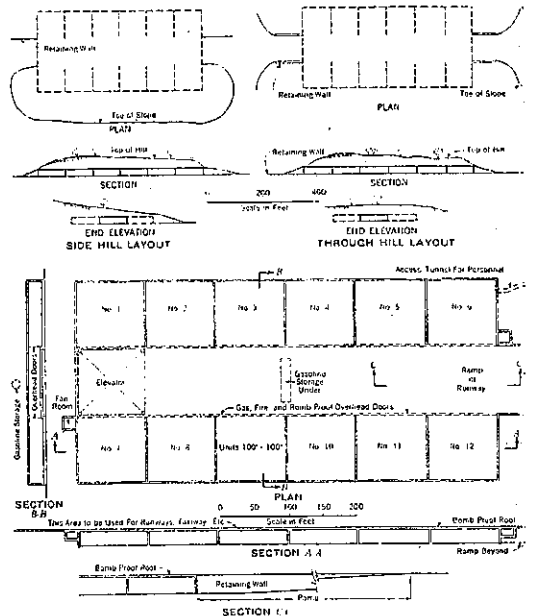
(51) 軍用飛行場の防空設計

(M. Hersum, "Protective Designs for Military Airports." Civil Engineering, Dec. 1940. p. 764~767. 福西正男抄)

圖-15 はコンクリート屋根をもつ地下格納庫を示してゐる。屋根は飛行機の格納と滑走路とを兼用してゐる。飛行機は水力昇降機に依つて地表近くに格納し、屋根には耐弾防禦をしてゐる。兩端の斜路は一つの出口とな

つてゐる。各部屋には夫々扉があり、爆彈、毒瓦斯、火災等に対して防禦してゐる。非常時用滑走路とか又は砂嚢をもつた重い屋根は尙一層頑丈であるが、工費を多く要し適當でない。圖-16 (a) は種々の徑間に於ける 1 呎² 當り工費を示してゐる。(b) は同計畫で圓天井屋根と穹窿廻廊を有する場合の工費を示してゐる。圖-17 は三角形に配置した格納庫の平面並に側面圖である。飛び出す速度、耐彈力及び焼夷彈に對する抵抗等を考慮して六方向に出口を持つ比較的小さい設計である。平面で見ると非常にきちんとして配置が容易である。兩側にある格納庫は監視所ともなり、又飛行場が攻撃された場合に飛行不能になつた飛行機を入れて置くためにも使用する。圖-18 は放射狀の地下格納庫をもつ飛

圖-15.



行場を示す。各格納庫には次々中心に向つて又は中心から放射狀に斜路を有してゐる。出口の箇所には高射砲を裝備し、又非常口としては昇降機とか或は隠蔽斜路を有してゐる。圖の上部の細部はよく適應した部屋様式を示す。之に費用さへかければ、大きい飛行場に使用することも出来る。出口の扉は外部の状態に應じて設計すべきである。耐弾遮蔽物として具合の悪い二、三の點は出入口の數及び大ききに制限のあること、換氣とか操作が困難なこと等である。若しある型と大ききの飛行機にのみ適する様な設計であれば、他の大きい飛行機の遮蔽には用をなさないことになる。又飛行機が出入口で破損した様な場合には全機能が遮斷されることとなる。換氣及び防毒に對しては非常に費用を要し、防火、防弾及び長徑間構造物の工費は地表の格納庫に比して遙かに大である。猶築造の際に岩盤が出て來れば

圖-16.

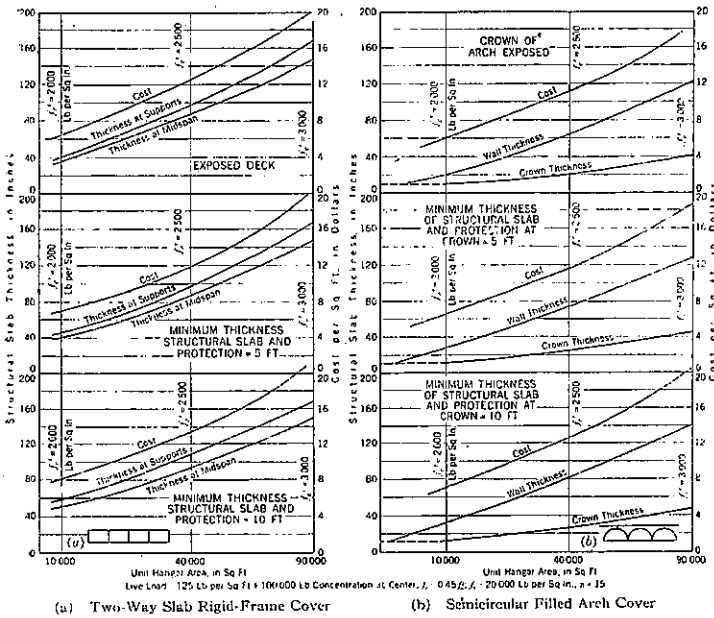


圖-17.

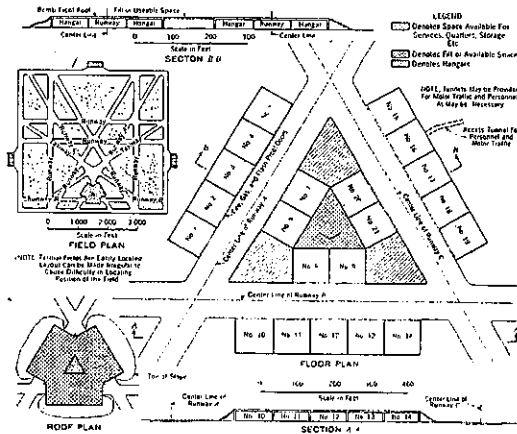
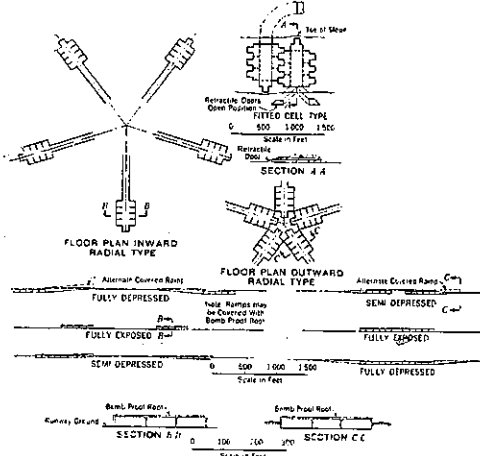


圖-18.



工費は一層加はり、量が拱状に開いてある場合には少くして済む。海岸或は海岸の背にある飛行場には、例へ天然の擬装があるにしても、海岸に沿ふ遠距離が最初の一瞥で直ぐ目に入るものであるから特別の保護を爲す必要がある。

橋梁及構造物

(52) 拱頂より起拱點に向ひ断面を漸減せる中空断面の鉄筋コンクリート無絞拱に就いて

(W. Herberg; "Eingespannter Eisenbetonhohlbogen mit verjüngtem Kämpfer." Beton u. Eisen, 1940 Heft 14. p. 197 ~199. 日賢 幸雄 抄)

起拱部固定の拱の通例の型として

は、起拱部が強固なのに反して、拱頂部の繊弱なものに即ち、断面変化恒数 $n \leq 1$ なる如きものである。以下通例の型式のものを A 型、問題の型式のものを B 型として述べる。A 型の場合には、支間の増大するに従つて、起拱部の断面は増加し重圧感を與へる。之に反して B 型では起拱より拱頂部が強固で、其の應力状態は二絞アーチに類似して居る。此の様にして拱全體が輕快な感を懐かせる。猶ほ恒数 n の範圍は常に 1 より大である。

大徑間の鉄筋コンクリート拱に於ては、自重を輕減する爲め中空断面の拱のみが問題となる。

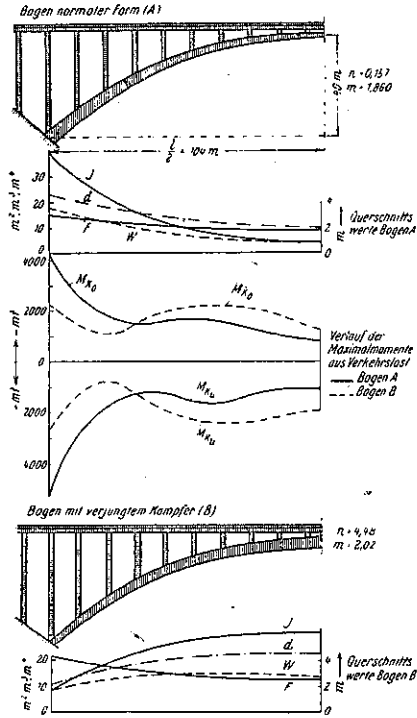
該研究は $l=208m$, 拱矢 $f = \frac{l}{5.2}$ なる RAB-Brücke に關して、二個の隔壁を有する函型断面を基礎として行つたものである。先づ自重に依る應力を研究するに、拱断面と拱重量の間に甚だ興味深い關係が存在する。75~300m の支間に對する圖表が示され、之に依つて任意の支間に對して適當な應力及び自重になる様な拱頂断面が求められる。

兩型式の主なる相違は通行荷重に依る曲げモーメントの變化に在る。圖-19 は同重量にして相異なる断面變化をなす、即ち AB 兩型の二拱の通行荷重に依る最大モーメント圖で、之に依つて上述の事が見知される。

圖-19 に於て n は前述の如く断面變化恒数にして、 $n = \frac{J_s}{J_k \cos \alpha} m$ は拱軸の曲線にして $m = \frac{9h}{\beta s}$ である。該例に於いては、偶々 m は等しく n は 0.157 及び 4.48 と非常に異つた値となつて居る。圖に依り明らかな如く、A 型の場合とは起拱部の曲げモーメントが著しく大きく、B 型の場合には殆んど其の半分減じ、又四

分の一点の曲げモーメントが端部の曲げモーメントに概略等しくなつて居る。

圖-19.



今通行荷重に依る曲げモーメントを近似的に次の如く表はせば

$$M_p = C_{Mp} p B l^2$$

茲に

C_{Mp} = 常数

p = 1 m^2 當りの通行荷重

l = 拱の支間

B = 載荷巾

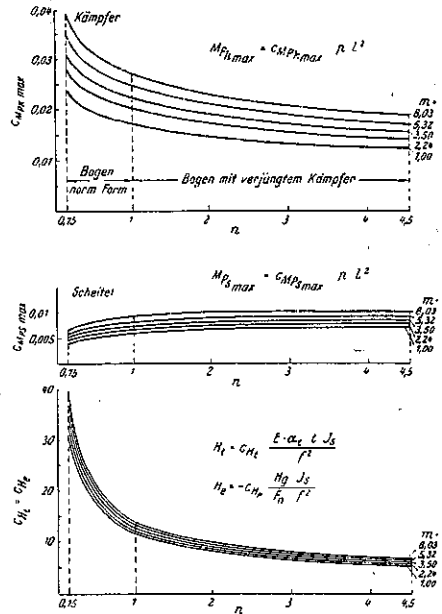
而して常数 C_{Mp} を m 及び n の函数として表はせば、拱型式の相違に依る拱頂及び起拱部の曲げモーメントの變化を明瞭に知る事が出来る (圖-20)。

起拱部に於ける固定モーメントは恒数 n が 0.15 より 4.5 まで變化する間に n と共に半減する。拱頂部の曲げモーメントは之に反して、同區間に於て約 1.77 倍に増加する。

$n = 0.15 \sim 1.0$ の範圍は從來通例の型として知られて来た A 型で、 $n = 1.0 \sim 4.5$ は B 型に相當する。 $n = 4.5$ は實際上の最大限界である。何故なれば n が夫れ以上の値となると、断面の高さの相違が過大なり、又起拱點に於ける断面が小さ過ぎる事になる。温度の影響及び自重に依る彎曲に對する影響も亦急激に減少する (圖-20)。一般に断面變化恒数が大なる程逆に H_i 及び H_o の値は小さくなる。

以上の研究の結果は次の如く括言する事が出来る。即ち鉄筋コンクリート橋の設計に際しては、起拱部及び拱頂部の強度 (断面) の關係は第一に自由に撰擇する事が出来る。而して AB の何れを撰ぶかは個人の判断に俟つもので、此の場合工學上のみならず美學上の觀點からも検討して決定すべきである。

圖-20.



拱頂より起拱的に向ひ増大する軸に順應する爲めには、断面の高さを漸減する場合には拱の幅員を擴大せねばならぬ。軸線の曲線としては 3 次曲線が適當である。

圖-20 に於いて通行荷重、温度及び自重に依る偏位に對する常数の $m-n$ 圖は、恒数 m 及び n の拱頂及び起拱點のモーメントに及ぼす影響を示すものである。此の圖表に依つて總ての條件に對して拱頂及び起拱點の断面の寸法が決定される。

B 型の拱は挫屈に對して安全度が高い。夫れは拱頂に於いて二次曲げモーメント及び彈性的又は非彈性的の變形に起因するモーメントが、断面を強固にする事に依つて具合良く補はれるからである。斯くの如く挫屈に依る悪影響は少ない。

拱肋の重量は、B 型の場合は A 型に比して、起拱點に向ひ断面の核の幅員が漸減するため重くなる。即ち 150m までの支間では 2~4%、150~250m の支間の場合は 4~11% 大きくなる。然し拱肋の重量の増加は、端モーメントの減少に應じて橋臺を縮小出来る事に依つて償はれる。

拱矢 $f = \frac{1}{5}l$ 程度の長徑間拱では、美學上から恒数 n

を大きく撰ぶ事が推賞出来る。端モーメントが小さくなる爲めに基礎の橋臺を輕少に出来る點でも、 n の値の大きな拱は静力學力有利である。

隧 道

(53) 圓形水底隧道の鐵製覆工の設計

(H. H. Kreß; "Zur Bemessung der eisernen Auskleidung kreisförmiger Unterwassertunnel." Bautechnik, Heft 42, 1940. s. 477~486. 池田克己抄)

水底隧道の鐵製壁の構築材料としては鑄鐵, 鑄鋼, 銑鐵及び高級鋼が考へられる。其の覆工の設計に當つては, 築造工事中に隧管道に作用する各種の荷重から出發せねばならない。圓形断面の水底隧道の覆工に關して, 各荷重に對し Steiner の解法に依る計算式を次に誘導する。

圓形隧道路断面は閉ぢたる圓環の理論に従ひ計算される。 $y-y$ 軸に對稱な荷重の際には, 閉ぢたる圓環は二次の不靜定梁構造を示す (圖-21 参照)。不靜定量の大きさとして, 圓の中心點に關してモーメント X_a 及び力 X_b を考へる, 圓周上任意の點 ds に對してモーメントの一般方程式は次の如くである。

$$M = M_0 + X_a + y X_b \dots (1)$$

更に

$$\int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\delta M}{\delta X_a} \cdot ds = 0 \dots (2)$$

$$\int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\delta M}{\delta X_b} \cdot ds = 0 \dots (3)$$

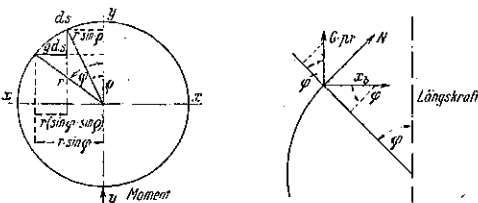
EJ が一定であるならば, $\frac{\delta M}{\delta X_a}$

$= 1$ 及び $\frac{\delta M}{\delta X_b} = y$ にして, 圓の半徑 r に對し中心角 φ の圓周極微片 ds に對し, 上式を變形及び積分することにより, 次の如くなる。

$$X_a = -\frac{\int M_0 ds}{2\pi r} \dots (2')$$

$$X_b = -\frac{\int M_0 y ds}{\pi r^2} \dots (3')$$

圖-22.



以上の式に依つて, 各荷重即ち, 自重上よりの鉛直壓力, 基礎壓力, 外部よりの水壓及び側面よりの土壓の

場合に對する夫々のモーメント M 及び軸力 N を, $M = kpr^2$, $N = k'r$ の形で表はす。茲に p は單位當り荷重, r は半徑, k 及び k' は夫々の場合に對する圓周上各點の係数を示す。

1. 自重 (圖-22 参照)

半徑 r の圓に於て, 中心角 ρ 及び重量 gds の環片 ds に對して, $ds = r d\rho$ とすれば,

$$dM_0 = -ds g (\sin \varphi - \sin \rho) r$$

$$= -gr^2 (\sin \varphi - \sin \rho) d\rho$$

變形及び積分により次の如くなる。

$$M_0 = -gr^2 (\varphi \sin \varphi + \cos \varphi - 1).$$

故に $\int_0^\pi M_0 ds = 0$ となり,

$$(2') \text{ 式より } X_a = 0 \text{ となる。}$$

又 $\int_0^\pi M_0 y ds = -\frac{1}{2} \pi g r^3$ となり,

$$(3') \text{ より } X_b = +\frac{1}{2} gr \text{ となる。}$$

よつて, (1) 式より

$$M = gr^2 \left(1 - \frac{1}{2} \cos \varphi - \varphi \cdot \sin \varphi \right) = kgr^2$$

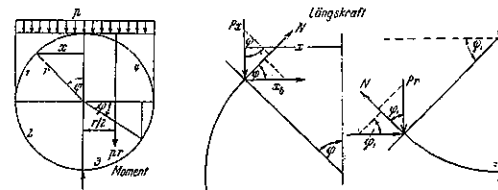
又圖-22 より, $N = X_b \cdot \cos \varphi - gpr \cdot \sin \varphi$ なるにより,

$$N = -gr \left(\varphi \cdot \sin \varphi - \frac{1}{2} \cdot \cos \varphi \right) = k'gr$$

2. 鉛直壓力 (圖-23 参照)

隧道の縱方向單位當り p_1 の載荷に際, 1/4 圓 1 及び 4 に於ては, $M_0 = -\frac{1}{2} p_1 r^2 \sin^2 \varphi$, 4 分圓 2 及び 3 に

圖-23.



於ては, $M_0 = -p_1 r^2 \left(\cos \varphi_1 - \frac{1}{2} \right)$ となり, 夫々を積分し, 又 (2') 及び (3') 式より $X_a = \frac{p_1 r^2}{2\pi} \left(2 - \frac{1}{4} \pi \right)$, $X_b = \frac{p_1 r}{3\pi}$ を得る。

故に 4 分圓 1 及 4 に對しては,

$$M = \frac{p_1}{\pi} \cdot r^2 \left(1 - \frac{\pi}{r} + \frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \frac{1}{2} \pi \cdot \sin^2 \varphi \right) = k p_1 r^2$$

4 分圓 2 及び 3 に對しては

$$M = \frac{p_1}{\pi} \cdot r^2 \left(1 + \frac{3}{8} \pi + \frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \pi \cdot \sin \varphi \right) = k p_1 r^2$$

軸力は次の如くなる。

$$\varphi = 0 \sim \frac{1}{2} \pi \text{ 及び } 3/2\pi \sim 2\pi \text{ の範圍に於ては,}$$

$$N = \frac{p_1 r}{\pi} \left(\frac{1}{3} \cos \varphi - \pi \cdot \sin^2 \varphi \right) = k' p_1 r$$

$\varphi = \frac{1}{2}\pi \sim \frac{3}{2}\pi$ の範囲に於ては、

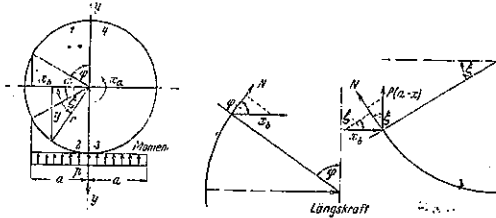
$$N = \frac{p_1 r}{\pi} \left(\frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \pi \sin \varphi \right) = k p_1 r$$

3. 基礎圧力 (圖-24 参照)

基礎圧力は鉛直に $2a = 2r \cos \alpha$ の幅に等分布されるものと假定し、隧道長 l 當り p_2 とす。然るときは、

$$M_0 = -\frac{1}{2} p_2 (a-x)^2 = -\frac{1}{2} p_2 r^2 (\cos^2 \alpha - 2 \cos \alpha \cdot \cos \xi + \cos^2 \xi)$$

圖-24.



上式を積分することにより、又 (2)' 及び (3)' から X_a 及び X_b は次の如くなる。

$$X_a = \frac{p_2 r^2}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{2} \pi - \alpha \right) \left(\cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \right) - 2 \cdot \cos \alpha + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right]$$

$$X_b = -\frac{p_2 r}{3\pi} \cdot \cos^3 \alpha$$

之に依つて、 $\xi = \alpha \sim \pi - \alpha$ の範囲に於ては、

$$\begin{aligned} \underline{M} &= \frac{p_2 r^2}{\pi} \left[\pi \cdot \cos \alpha \cdot \cos \xi - \frac{1}{2} \pi \cdot \cos^2 \alpha \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} \pi \cdot \cos^2 \xi - \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \pi - \alpha \right) \left(\cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{3}{4} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \frac{1}{3} \cos^3 \alpha \cdot \sin \xi \right] = k p_2 r^2, \end{aligned}$$

ξ の残りの範囲に於ては、

$$\begin{aligned} \underline{M} &= \frac{p_2 r^2}{\pi} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \pi - \alpha \right) \left(\cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \cos \alpha + \frac{3}{4} \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \frac{1}{3} \cdot \cos^3 \alpha \cdot \cos \varphi \right] \\ &= k p_2 r^2 \end{aligned}$$

軸力は次の如くなる。 $\varphi = 0 \sim \frac{1}{2}\pi + \alpha$ 及び $\frac{3}{2}\pi - \alpha \sim 2\pi$ の範囲に於ては、

$$\underline{N} = X_b \cdot \cos \varphi = -\frac{1}{3\pi} \cdot p_2 r \cdot \cos^3 \alpha \cdot \cos \varphi = k' p_2 r$$

$\varphi = \frac{\pi}{2} + \alpha \sim \frac{3\pi}{2} - \alpha$ の範囲に於ては、

$$\underline{N} = p_2 r \left(\cos \alpha \cdot \sin \varphi - \sin^2 \varphi - \frac{1}{3\pi} \cdot \cos^3 \alpha \cdot \cos \varphi \right) = k' p_2 r$$

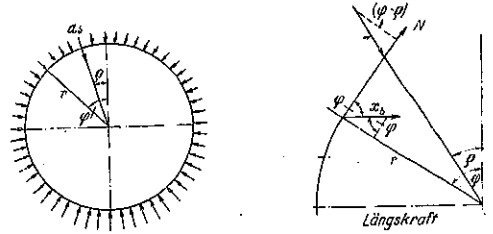
4. 外部水壓 (圖-25 参照)

c : 隧道頂點より水面までの距離

t : 水面から圓中心點までの距離

$c = t - r$ 即ち頂點に於ける水壓の大きさ、 γ = 水の單位重量とすれば、

圖-25.



$$dM_0 = -\gamma (t - r \cdot \cos \rho) \sin(\varphi - \rho) r^2 d\rho$$

従つて、 $M_0 = -\gamma r^2 t (1 - \cos \varphi) + \gamma \cdot \frac{1}{2} r^3 \varphi \cdot \sin \varphi$

上式を積分し、又 (2)' 及び (3)' より、次を得る。

$$X_a = \gamma \cdot \frac{1}{2} r^3 + \gamma c r^2, \quad X_b = -\left(\gamma r c + \frac{3}{4} \gamma r^2 \right)$$

故に M 及び N は次の如くなる。

$$\underline{M} = -\frac{1}{2} \gamma r^3 \left(1 - \frac{1}{2} \cos \varphi - \varphi \sin \varphi \right) = k \cdot \frac{1}{2} \gamma r^3$$

$$\underline{N} = -\gamma r (c + r k'), \quad \text{茲に } k' = 1 - \frac{1}{4} \cos \varphi - \frac{1}{2} \varphi \cdot \sin \varphi$$

5. 側面土壓 (圖-26 参照)

側面土壓は Forchheimer に従つて鉛直土壓の 1/5 とし、管の外側直徑の垂直投影に等分布するものと假定し、隧道管の頂點と基礎の始點との間に夫が作用するとして計算する。 β は管周の側面土壓の作用部分の中心角に相當し、 p_3 は隧道長 l に対する側面土壓の大ききとすれば M_0 は次の如くなる。

$\varphi = 0 \sim \beta$ 及び $2\pi - \beta \sim 2\pi$ の範囲に於ては、

$$M_0 = -\frac{1}{2} p_3 r^2 (1 - \cos \varphi)^2$$

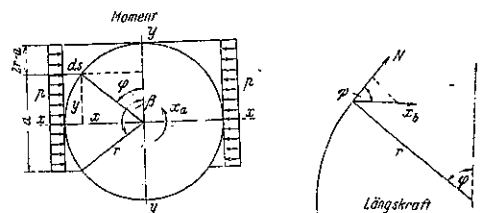
$\varphi = \beta \sim 2\pi - \beta$ の範囲に於ては

$$M_0 = -p_3 r^2 \left(\frac{1}{2} \sin^2 \beta - \cos \varphi + \cos \beta \cos \varphi \right)$$

上式を積分し、又 (2)' 及び (3)' より、

$$X_a = \frac{p_3 r^2}{2\pi} \left[(\pi - \beta) \sin^2 \beta - \frac{3}{4} \sin 2\beta + \frac{3}{2} \beta \right]$$

圖-26.



$$N_b = \frac{1}{\pi} p_3 r \left[\frac{1}{3} \sin \beta \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta + (\pi - \beta) \cos \beta - \pi \right]$$

故に M は次の如くなる。

$\varphi = 0 \sim \beta$ 及び $2\pi - \beta \sim 2\pi$ の範囲に於ては、

$$M = \frac{\gamma_3 r^2}{\pi} \left[\frac{3}{4} \beta - \frac{1}{2} \pi + \frac{1}{2} (\pi - \beta) \sin^2 \beta - \frac{3}{8} \sin 2\beta - \frac{\pi}{2} \cos^2 \varphi + \frac{1}{3} \sin \beta \cos^2 \beta \cdot \cos \varphi + \frac{2}{3} \sin \beta \cdot \cos \varphi + (\pi - \beta) \cos \beta \cdot \cos \varphi \right]$$

$\varphi = \beta \sim 2\pi - \beta$ の範囲に於ては、

$$M = \frac{\gamma_3 r^2}{\pi} \left[\frac{3}{4} \beta - \frac{1}{2} \beta \sin^2 \beta - \frac{3}{8} \sin 2\beta - \beta \cos \beta \cdot \cos \varphi + \frac{2}{3} \sin \beta \cdot \cos \varphi + \frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos \varphi \right]$$

$\beta = \frac{3}{4} \pi$ の場合には、 $\varphi = 0 \sim \frac{3}{4} \pi$ 及び $\frac{5}{4} \pi \sim 2\pi$ の範囲に於ては、

$$M = k p_3 r^2, \text{ 茲に } k = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{8} \pi + \frac{3}{8} - \frac{1}{2} \pi \cos^2 \varphi + \left(\frac{5}{12} - \frac{1}{8} \pi \right) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi \right]$$

$\varphi = \frac{3}{4} \pi \sim \frac{5}{4} \pi$ の範囲に於ては、

$$M = k p_3 r^2, \text{ 茲に } k = \frac{1}{\pi} \left[\frac{3}{8} (\pi + 1) + \left(\frac{3}{8} \pi + \frac{5}{12} \right) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi \right]$$

軸力 N は次の如くなる。

$\varphi = 0 \sim \beta$ 及び $2\pi - \beta \sim 2\pi$ の範囲に於ては、

$$N = k' p_3 r, \text{ 茲に}$$

$$k' = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta + (\pi - \beta) \cos \beta - \pi \cos \beta \right] \cos \varphi$$

$\varphi = \beta \sim 2\pi - \beta$ の範囲に於ては

$$N = k' p_3 r, \text{ 茲に}$$

$$k' = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta - \beta \cdot \cos \beta \right] \cos \varphi$$

$\beta = \frac{3}{4} \pi$ の場合には、 $\varphi = 0 \sim \frac{3}{4} \pi$ 及び $\frac{5}{4} \pi \sim 2\pi$ の範囲に於て、

$$N = k' p_3 r, \text{ 茲に}$$

$$k' = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{5}{12} - \frac{\pi}{8} \right) \sqrt{2} - \pi \cdot \cos \varphi \right] \cos \varphi$$

$\varphi = \frac{3}{4} \pi \sim \frac{5}{4} \pi$ の範囲に於ては

$$N = k' p_3 r, \text{ 茲に}$$

$$k' = \frac{1}{\pi} \left(\frac{5}{12} + \frac{3}{8} \pi \right) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi$$

以上の各式の係数 k 及び k' の値を頂點、側端及び底點について求むれば表-4 の如くなる。但し 1, 2, 3 及び 5 の場合は $M = k p_3 r^2$ 及び $N = k' p_3 r$, 4 の場合は $M = \frac{1}{2} k \gamma r^2$ 及び $N = -\gamma r (c + k' r)$ とし、茲に $\gamma = 1.00$ 及び $c =$ 次點より水面までの距離である。

表-4.

番號	載荷の場合	頂點 $\varphi = 0$		側端 $\varphi = \pi/2$		底點 $\varphi = \pi$	
		k	k'	k	k'	k	k'
1	自重	+0.500	+0.500	-0.571	-1.571	+1.500	-0.500
2	鉛直荷重	+0.298	+0.106	-0.307	-1.000	+0.587	-0.106
3	基礎壓力	-0.049	-0.106	+0.057	0	-0.337	+0.106
4	外部水壓	-0.500	+0.750	+0.571	+0.215	-1.500	+1.250
5	側面土壓	-0.245	-0.989	+0.245	0	-0.224	-0.718

鐵製隧道覆工の設計例：

水道用河底隧道にして内徑 3.50 m の圓形断面の鑄鐵製隧道管より成り、河底には平均厚 6 m の粘土上層層がある。豫め圖-27, 28, 29 の如く管断面を假定する。1 ケの環は 10 ケの部分片と 1 ケの閉鎖片とよりなり、鐵の單位重量 $\gamma = 7.25 \text{ t/m}^3$, 鉛直土壓 $p_1 = 6.00 \times 0.90 = 5.40 \text{ t/m}^2$ ($\gamma = 0.9 \text{ t/m}^3$), 基礎壓力は鉛直荷重、自重及び浮揚力を考へて 3.90 t/m^2 , 外部水壓は水面より頂點まで 9.20 m 故 $c = 9.20 \text{ m}$, 側面土壓は鉛直土壓の $1/5$ とし $p_3 = 1.08 \text{ t/m}^2$, 鑄鐵に對する許容應力は引張 $\sigma_{zul} = 300 \text{ kg/cm}^2$, 壓縮 $\sigma_{zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$ として計算した結果、最大引張應力 $\sigma = 234.60 \text{ kg/cm}^2$ となり許容應力値よりは小なる故、更に断面を減少して再計算の後、圖-30 が得られた。

圖-27.

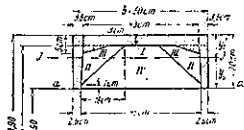


圖-28.

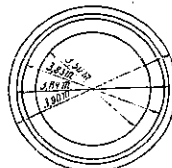
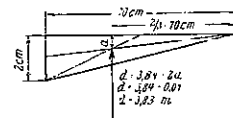


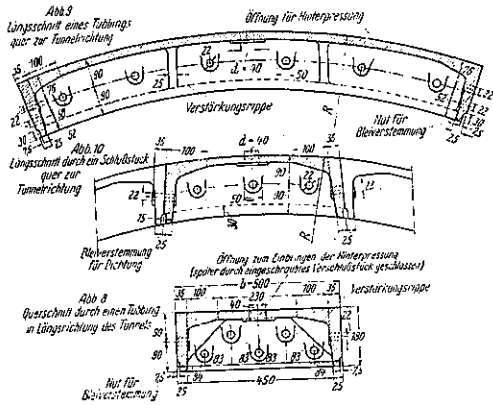
圖-29.



結 言：

シールドが泥深い地層を通過する際は、鉛直荷重、土壓、及び水壓等の隧道管に作用する力に加ふるに、直接通過する層の轉移によつて、平衡状態が未だ恢復されないう限り、附加的壓力が起る。此の附加壓力はシールド及

圖-30.



び竣工に反対方向に移動せしめんとして作用する。故に特に掘進の際既に穿降せる堅坑に近づく時に起り、堅坑に傾倒作用を及ぼす。之を圖-31 に示す方法で減少せしめることが出来る。即ち堅坑又は鉛直函に開口を設けて其所から壓力軽減に必要な泥土量を堅坑中に侵入せしめることにより除くことが出来る。圖-31 の「A」は開口を示す。

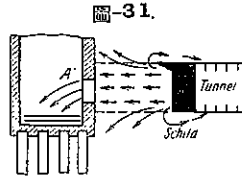


圖-31.

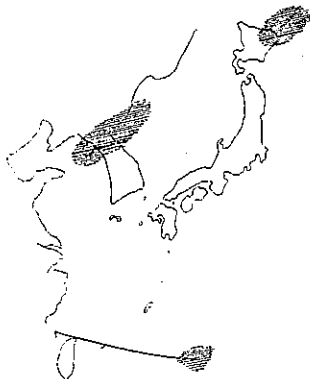
雑

(54) 颱風の進路と降雨區域

(高橋浩一郎, 長尾 隆: 氣象集誌 Vol. XVIII, No. 12, 1940 p. 385-386. 佐藤 清一抄)

颱風は溫度の傾度の急な氣壓谷線に沿つて東進すると考へられる。颱風は小笠原氣團とシベリヤ氣團の接觸面に沿ふといふのが其の例である。氣壓谷線に沿つては普通収斂氣流があり天氣が悪い。それで降雨區域

圖-32.



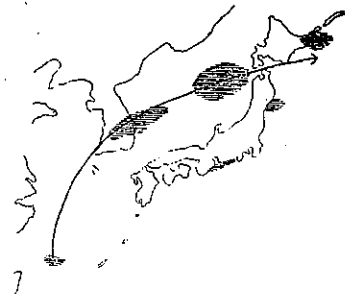
によりて氣壓谷線を見つつける事が出来るから降雨區域と颱風の進路との間に何か關係があるだらうと考へられる。又颱風は屢々降雨區域に向つて進むとも云はれる。之に就て昭和9年から同12年に至る間の觀測に基いて調査してみるに次の如き關係のある事が確められた。

(1) 颱風が西に進む場合(圖-32)

朝鮮, 北部北海道等に降雨あり, 九州, 南西諸島は上天氣。之は小笠原高氣壓が支那東海にまで張出して颱風を近づけない事を物語る。

(2) 颱風が支那東海に入り朝鮮を横斷する場合(圖-33)

圖-33.



33)

朝鮮, 北海道にかけ带状の區域に降雨あり, 内地太平洋側では所々驟雨を見る。之は降雨區域に沿ひやゝ氣壓谷線が出来てゐるものと考へられる。

(3) 颱風が沖縄で

轉向し, 内地南方沿岸に沿ひ進行する場合(圖-34)

内地一體に带状區域を見, 颱風は南の兩區域の境に沿ひ進行する。之は明らかに不連続線が形成され颱風がそれに沿ひ進行する事を示す。

以上何時でも全部この通りとは限らず月によつてかなりの相違のある事を斷つておく。

圖-34.



(55) 颱風の進路を豫想する一方法

(島山久尙, 高橋浩一郎: 氣象集誌 Vol. XVIII, No. 12, 1940. p. 383-385. 佐藤 清一抄)

今までの色々な研究に依れば夏季の颱風は自分自身を形成してゐる渦としての氣流と之を流す一般氣流との合成から成つて居り, 一般氣流と共に移動して行くと考へてよい様である。従つて颱風のある氣流の場から颱風自身の流れをのぞけば一般氣流が出るから, それに

依り颱風の進路が想像される筈である。併し颱風自身の風速の分布が良く判つてゐなかつたので之を實行する事が出来なかつた。それで此の風速の分布を出す手と段して次の式を提案した。

$$v = \frac{6\sqrt{760 - p_0(r/1.5)}}{1 + (r/1.5)^2}$$

茲に v = 風速 (m/sec), p_0 = 中心示度 (mm), r = 中心からの距離 (緯度一度の長さ即ち 111 km).

此の式を假定した理由

1. 地上風速の分布では上式と同じ形式の式が成立する。
2. 氣壓の分布の實驗式からも同様の式が略々成立する。
3. 中心の示度との關係に關しても略々實際に成立する。
4. 此の關係は大谷氏及び筆者の一人が測風氣球の觀測から得た結果について略々成立する。係數 6 は之に基いて決定した。

條 件

一般氣流の場が變化しないものと假定す。併し實際には僅かづゝ變化してゐるので此の變化の模様を考慮に入れないと先の方までは判定出来ない。併し普通 2 日先位までは實用となる。

上式をノモグラムにすれば圖-35 の如し。

此の様にして颱風の中心位置及び示度を知れば颱風自身の風速が分り、之を實際の測風氣球の觀測からのぞけば颱風の進路を示す一般氣流が求められる。その一例を示せば圖-36 の如し。

圖-35.

颱風域内の上層氣流を推定するノモグラム

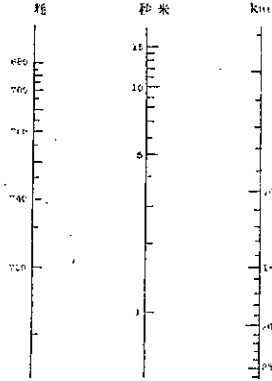


圖-36.

