

参 考 資 料

第 20 卷 第 9 號 昭和 9 年 9 月

流速測定の新考案

(New Velocity-Measuring Device
Developed in Waterways
Laboratory
Eng. News Record, April 19, 1934.
page 508.)

極めて緩やかな流速を測るため、敏感な器械が Carl E. Bentzel 氏によつて考案され、合衆國の Waterways Experiment Station では盛んに使用されて居る。U. S. Waterways Experiment Station で 6 月に發刊された No. 17 號によると次の様なものである。

この器械は 0.1~5.0 ft/sec の範圍の流速測定に適する様に設計されて居り、測定の場合非常に感じが良く、且理想的なもの故、該試験所ではピトー管や他の測定器械を殆ど廢止してしまふ程になつた。

その構造は第 2 圖の様なものである。

圖に於て上流の管に流入する水が管内に流速頭を生ぜしめる。これに對して下流管内の流速頭は負なのである。この水位差が管内に少量の水の循環作用を起し、その量の大小は、この器械を下

した水路に流入して來る水の速さによる。下流側の漸縮管の内部には、ごく細い硝子管から出來て兩端の閉じて居る小さな浮標がある。この浮標は極めて小さな浮力を有する様に作られて居る。

管内に流れがないと、即ち測定される流速が零の場合、浮標は上昇し漸縮管の上端にある針金止めの所には止まつて居る。水が管内に流入すると、流水の撃衝は浮標を漸縮管の下方に押し下げる。漸縮管内の或る位置で、水の衝擊力は管の斷面が大きくなつてゆく

で減ぜられ、浮標の浮力と平衡状態になり、其處に靜止する。

この器械は靜水中を曳き廻して細かに目盛りを附けられ、又漸縮管内の浮標の位置が各流速に相當して居る事が解つた。

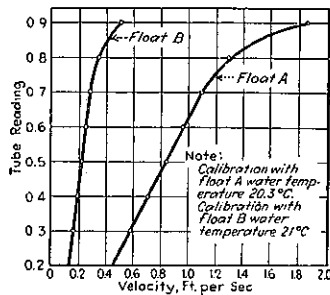
この様にして率定曲線 (rating curve) が作られ、それから流速がすぐ讀まれる。

比重の異なる色々の浮標や内部斷面の異つ

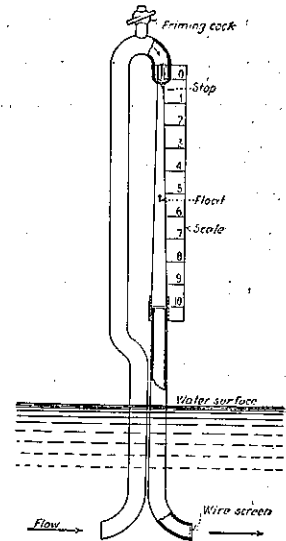
た漸縮管を色々と組合せると、大抵の流速はこの管で測られることになる。但しこの場合、水の粘性に及ぼす温度の影響は考慮しなければならない。第 1 圖は實驗所で行つた 2 つの浮標の率定曲線である。

(岡崎三吉 抄譯)

第 1 圖



第 2 圖



鐵筋コンクリート橋の諸型式とその選定

(A. W. Legat. "Bridge Types and Choice of Type" Concrete and constructional engineering. October, 1933. p. 565~588.)

一般に橋梁設計に際し、その架設箇所にも最も適合する様にその型式を選定するには、勿論その箇所の特異性を充分に考慮する必要がある。處がその特異性たるや全く多種多様で、型式選定の際直ちにその決定に導いてくれる様な適切簡明なる指示を得る事は頗る困難であつて、以下述べんとする事も色々の場合より得たる型式選定の極大體の方針以上には出ないのである。

鐵筋コンクリート橋の型式には凡そ 13 の主なる型

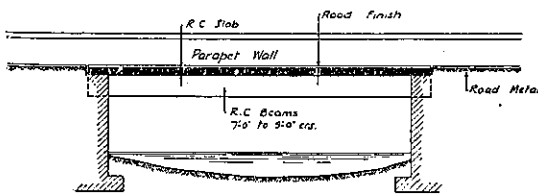
式がある。又これ等の大部分からは更に横断構造を變へる事によつて、2個或は5個の變型を生ずる。

普通の場合次に掲げたる諸型式を逐次検討する事により、先づ容易に2,3の型式がその箇所に適當なものとして選ばれるであらう。然し實際この2,3の中からその箇所に能率上耐久上又經濟上最も妥當なる一つを選定する事は容易な事ではなくて、そこには概略設計や工事金額の見積も必要になるのであるが、然し一方に於て現場調査が肝要であつて、この方面から得られたる型式選定に關係のある要素を密議する事によつて、大體この問題は解決されるものである。本文はこの諸要素を定義し、併せて調査の系統を呈示せんとするのが目的である。

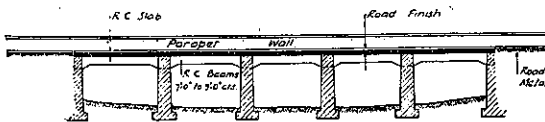
1. 鐵筋コンクリート橋の諸型式

第1型(最小徑間 5ft, 普通使用 20ft~40ft)これは設計施行共に簡單で、その支承構造完全なる場合には下部構造の沈下その他の事故に對し充分に融通性がある。

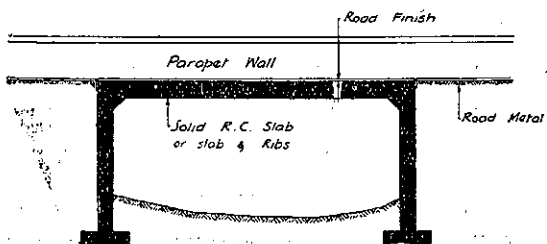
第 3 圖 第 1 型



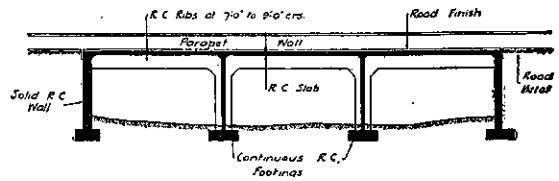
第 4 圖 第 2 型



第 5 圖 第 3 型

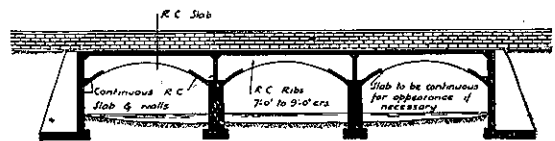


第 6 圖 第 4 型

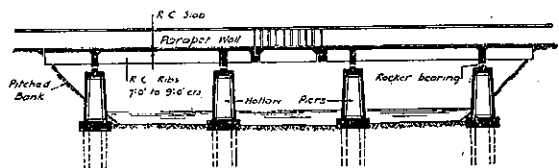


第2型(最小徑間 15ft, 普通使用 20ft~40ft)これは連續桁であつて、その設計に於てはコンクリートの收縮及び溫度變化の影響を考慮し、相當長徑間のものに

第 7 圖 第 5 型



第 8 圖 第 6 型



於ては定距離に伸縮接合を置く必要がある。

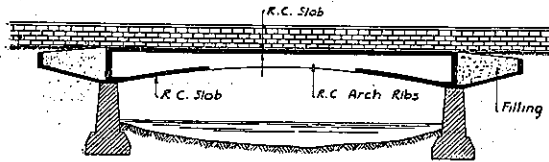
第3型(最小徑間 5ft, 普通使用 15ft~30ft)徑間 50ft位までは使用せられるが 30ft 以上のものでは餘り經濟的でない様だ。然し前2者に比べれば非常に有利に使用できる。

第4型(最小徑間 15ft, 普通使用 20ft~40ft)この型に於ては橋臺橋脚の不同沈下は明かに極端に大きい應力を喚起する原因になるから、地盤の支持力に不安のある箇所には使用出来ない。岩盤の様な場合に使用して經濟的であらう。

第5型(最小徑間 30ft, 普通使用 50ft~120ft)今日までの最大徑間 170ft)徑間長に涉り慣性能率の變化する連續桁であつて、一般に桁下端がアーチ類似の恰好になる。この型は前述諸型よりはより長徑間に適合するものであつて、好條件の下には徑間 150ft 以上に及ぶ例がある。上記構造は下部構造と一體又はその上に自由支承せられる。

第6型(最小径間 40ft, 普通使用 60ft~100ft, 最大径間 200ft) 橋梁が數個の径間に分割せられる場合に使用せられ, 前述の連續桁に比し遙かに融通性に富み, 従つて下部構造の沈下の避け難い様な場合に適する。40ft 前後の小径間では普通支承構造で良いが, より長径間に於てはローラー支承の方が荷重載荷や基礎沈下等による微細な廻轉にも應じ得るから有利である。

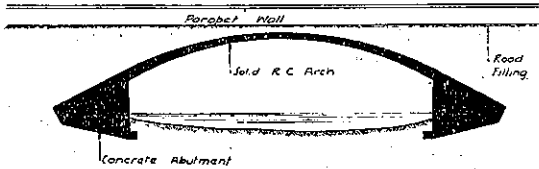
第 9 圖 第 7 型



第7型(最小径間 40ft, 普通使用 60ft~120ft, 最大径間 450ft) 兩突桁は径間中央の正彎曲率を減ずるカウンター・バランスの役をして居る。この型は接合を置く事により, 又主径間の中央に單桁を挿入する事により色々の變形を生じ, その構造上の融通性を増すものであつて, 今後益々便利に應用されるものと信ずる。若し橋梁が運河や河川に架設せられる場合は兩突桁は兩側の綱曳路を跨いで設計さるべきである。

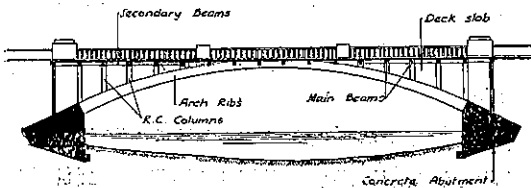
第8型(最小径間 10ft, 普通使用 30ft~100ft) この型に於ける埋戻しの土砂重疊は次の開側アーチに比し,

第 10 圖 第 8 型



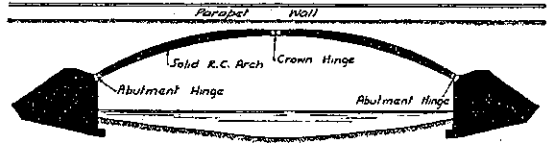
構造物の重量を非常に増大するから, 上記範圍以上の長径間には餘り用ひられない。

第 11 圖 第 9 型



第9型(最小径間 70ft, 普通使用 100ft~200ft, 最大径間 600ft) 路面はT桁と支柱又はスラブと壁の構造で

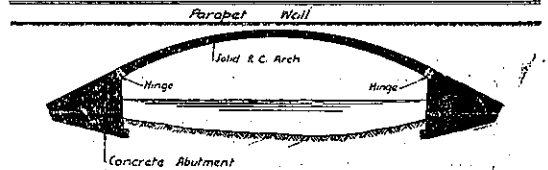
第 12 圖 第 10 型



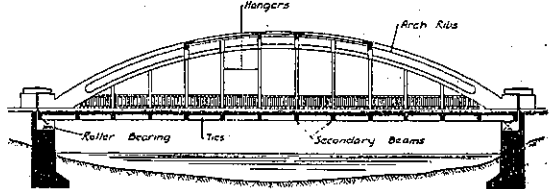
支へられる。この型は今日までに築造せられたる鐵筋コンクリート橋の最長径間に好結果を以て使用せられて居て, Brest に於ける Elorn Bridge はその径間約 600ft に及ぶ。

第10型(最小径間 40ft, 普通使用 50ft~100ft)基礎

第 13 圖 第 11 型



第 14 圖 第 12 型



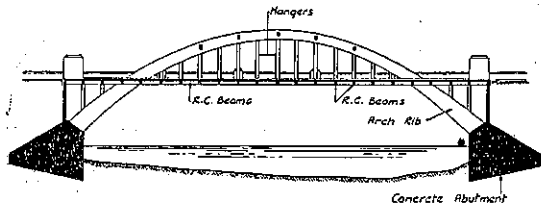
に微小なる沈下移動の可能性ある場合にふさわしい型で, コンクリートの收縮や温度變化の影響等を考へる必要のない便がある。鉸は金屬製又は鐵筋コンクリート造である。

第11型(最小径間 40ft, 普通使用 50ft~100ft) この型は無鉸アーチに比ては場合により多少の利點があるが, 鉸の使用を許すのならば寧ろ3鉸アーチの方が良いと思はれる。

第12型(最小径間 70ft, 普通使用 100ft~150ft, 最大径間 300ft) 垂直及び水平の繫索に於ける張力は, コンクリートの毛狀龜裂, ひいては鐵筋の腐蝕を誘起するいやな原因であるとも云はれて居るが, 今の處この説を裏書きする證據は至つて薄弱である。

第 13 型(最小径間 120ft, 普通使用 180ft~250ft)この型の使用は極稀で, 又箇所の特異性が是非ともこの型を必要とする様な場合も殆んど無い。

第 15 圖 第 13 型

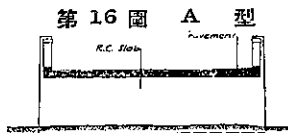


以上の 13 型の大部はその横断構造として, 次の A~E の各種の型を有する場合がある。

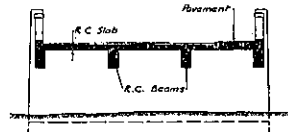
- A 型: 主に短径間ラーメンに用ひられる。
- B 型: 最も普通用ひられる橋梁の床構造である。
- C 型: 比較的狭幅員の橋梁に用ひられる。
- D 型: 餘り普通用ひられない。
- E 型: この型は死荷重を減ずるから, 長径間の床構造に適し, 將來益々廣く用ひられる可能性がある。

これ等の諸型式を前にして我々は或橋梁の型式選定に際しては次の 3 問に答へを得なければならない。即ち

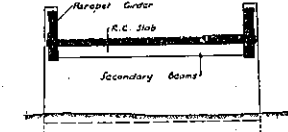
- (1) その箇所には前記諸型式中何れが妥當なるや?
- (2) その 2, 3 の妥當性ある型式中何れが最も經濟的なるや?
- (3) その最も經濟的なる計畫を適用するに當り何か不都合はないか?



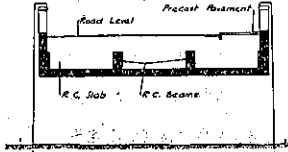
第 16 圖 A 型



第 17 圖 B 型



第 18 圖 C 型

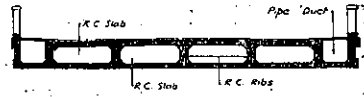


第 19 圖 D 型

合はないか?

第 20 圖 E 型

若し不都合があれば該計畫に次ぐ經濟的案を考慮すべきである。



以上の質問に確答が出来れば, もはや理想的な橋梁型式が決定せられたものとして詳細設計に取り掛つて良い。この 3 問に答へるためには考慮すべき 2 種の要素があつて, 即ち自然的要素としては a) 基礎工, b) 動搖原因の有無, e) 必要空頭, d) 橋長。人工的要素としては, a) 載荷々重, b) 橋梁幅員, c) 輪廓, d) 外觀等である。次にこれ等の要素が型式選定に如何なる程度に關係するかをその個々に就て考へて見る。

2. 基礎工

基礎工に金のかゝる場合には成可くその數を減じて, 比較的長径間を採用し, これと反對の場合には短径間多數を使用するのは橋梁径間割の一般原則である。即ち從來連續径間に於ては下部構造と上部構造の工費が相等しい様に径間割を決定するのが至當と云はれて居る。然し型式選定の際には餘りに嚴格にこの法則に追従すべきではない。例へば地盤が特に悪く荷重を橋下の全面積に擴げねばならない様な場合は, 基礎工費が大になるから 径間長を長くすべき様ではあるが, 却つて寧ろ橋脚橋臺を連結して居る筏組工に起る應力を減ずる様に短径間を使用するのが合理的な様なのはこの法則に従はない例である。

基礎が地下非常に深い處で始めて得られる様な場合には, 勿論長径間を用ひ, 且つ垂直反方のみを働かす方が良いから型式としてはアーチ型は望ましくない。これに反し基礎の浅い場合は傾斜反方を振ふのに適するから, 短径間アーチを採用するのも良いと思ふ。橋臺橋脚が川又は水中に築造される場合は川堰等の假設物に對する工費を節約するために, 長径間を使用するのが得策となる。

次の表は各径間長に於ける上部構造の概略重量を示す物である。故に設計に使用せる活荷重をこれに加ふる。

れば、その径間長に於ける基礎面上の全載荷が判る。

鉄筋コンクリート上部構造の概略重量 (#/口)

径間 (1)	上部構造死荷重 (#/口)	Ministry of Transport の概略等値活荷重 (#/口)
20	160	490
30	180	400
50	215	320
70	250	290
100	310	260
150	400	230
300	490	210

一方架設箇所の實地調査により各地層に於ける許容支持力の大きさが判るから、この兩者から該径間長に於ける基礎の必要幅(橋梁方向の寸法)を知る事が出来る。この選ばれたる径間長に對する基礎幅の總和が径間長の 20~25% を超過しない場合には橋脚から直接荷重を分布させるのが至當であるが、上記割合を超過する様な場合は基礎を更に下げてより良き地盤上に置くか、又は杭打施行をする等念入りな方法を選ぶべきである。斯様に型式と其径間長を決定するには、各型式と径間長に對する必要なる基礎工の工費概算を準備する必要がある。

3. 動揺に對して安全なる基礎

採掘地方や海水が地下から湧出する様な場所は、必ず基礎沈下の可能性がある。この沈下は丁度微細な地震とも見做し得るもので、如何なる種類の橋梁もこの影響を免れる事は先づ困難である。故に斯様な場合は下部構造の相對的不同沈下を許す様な型式を使用する必要があるが、成可く較數の多い融通性に富む型式を選ぶのが至當である。不幸にして今日迄はかかる場所には鉄筋コンクリート橋は不向きなものとされて居たが、然し將來は工夫研究せられて第 6, 10 及び 12 型の様な型式に於て漸次用ひられるものと信ずる。

型式選定のこの外の要素には、路面と桁下との間の有効な法がある。即ち實際桁下は洪水位や航行の爲に限定せられ、桁上端は路面高で決定せられるから、この中間の寸法が大きい時は問題ではないが径間の 1/20

以下にも制限せられる様な時は第 1, 2, 3, 及び 4 型等は不適當で、第 12 型の下路アーチの様なのが望ましくなり、第 5, 7, 11 及び 13 型等がこれに次ぐ。横斷構造としては A 型が最小で C 及び D 型が次位である。

4. 橋梁の長さ

橋梁の全長は型式選定に關する要素であつて、その長さ自身はその橋梁のアプローチ區間を橋梁式及び盛土式の何れにするのが有利であるかといふ經濟比較から決定せられるものである。従つて橋梁の全長を決定するにはそのアプローチの工費比較をする必要がある。大體に於て今日の普通現場に於ては、盛土高 20ft 以上に及ぶ時は橋梁にする方が有利の様である。但しこの數字は個々の現場によつて材料費人夫賃等に差異があり、又色々の現場の實情があるから多少の修正を要する事は勿論である。主径間とアプローチ径間の分界點の位置も考へる必要があるが、これは大體地形で決定せられる。又主径間は從來の川幅を尊重して決定し、アプローチ径間は普通程度の基礎の状態では比較的短径間で涉るのが普通である。

5. 荷重と幅員

人工的要素の第一としては載荷々重であつて、荷重大なる時は比較的小径間を用ひる様である。これは荷重が大になればなる程これを荷ふ構造物の自重が増大し、結局橋梁の工費が益々膨大になる傾向があるからである。

橋梁幅員は型式選定には餘り關係がない。然し非常に小径間に於て經濟設計として、バラベツト型桁行が用ひられる事があるが、斯様な場合に車輛がバラベツトに衝突して共に災害を蒙る事が往々あるから、この型は交通頻繁な小径間には避けなければならない。

6. 外 観

橋梁をコンクリート仕上にする場合はその型式の何たるを問はないが、張石仕上の場合には第 1~8, 10 及び 11 型の如く側開型が良い様である。又橋梁の径間割が外觀によつて決定せられる事が往々あつて、連續

徑間は大抵の場合奇數にする。極素人にも一見して解る様な特別の理由が無い以上偶數徑間は決して恰好の良いものではない。

7. 例

1) 深く狭き峡谷，兩岸に岩石露出，地表下にすぐ岩盤のある場合。橋脚を作れば丈の高いものになるから，1 徑間に渉るのが先づ得策だらう。故に徑間30ft 前後ならば第1型，特に岩石硬質なる時は第8無鉸アーチ型が良い。但し兩者の決定は外觀と工費の比較に待つ。

2) 比較的淺く狭い谷，地表下すぐ岩石ある場合，但し相當の洪水有る見込。この場合は基礎工が安いから短徑間を用ひ，採鑛その他の動搖の心配がなければ特に融通性ある型式を選ぶ必要はない。唯最大の水路幅員と洪水災害を減ずべく出来るだけ橋梁全長を延ばし，第1A, 1B 及び1C 型等の型式を選ぶべきである。路面と桁下間の有效寸法が小さい時は下路アーチ等も考慮に値する。

3) 廣く深き谷，水流あり，地盤は普通程度の場合。此場合は基礎工が比較的高價になるからその數を減じ，橋脚も丈が高くなるから垂直反力のみを働かす方がよい。第5 或は第6 型を採用し中空橋脚等を用ひるのが妥當である。(内山 實 抄譯)

オイラーの挫屈公式の一般化

(P. Boros. "Verallgemeinerte Grundformeln der Eulerschen Knickfälle." Die Bautechnik. 19. Januar 1934. S. 10~13.)

一般に部材端に於て，完全なる固定を實現さず事は實際問題として困難な事であつて，吾々は常に多少彈性のある支承状態に遭遇する事が多く，その支承状態の如何は部材の支持力に大いに影響を與へるものである。本文は部材支承面の扭れ(廻轉角)を考慮して得られる簡明な方法と，併せてその用法に就て述べるものである。

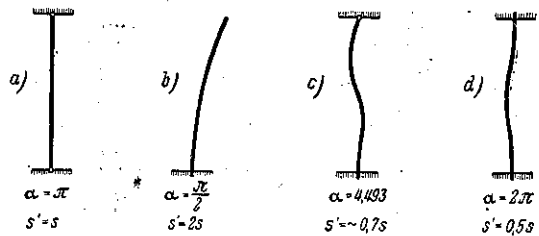
著名なるオイラーの4個の基本公式は次の様である。

$$F(\text{限界荷重}) = \frac{\alpha^2 EJ}{s^2} \text{ 或は } P = \frac{\pi^2 EJ}{\left(\frac{\pi \cdot s}{\alpha}\right)^2} = \frac{\pi^2 ET}{s'^2}$$

茲に α は部材端の支承状態によつて決定する數値であり， s' は屈曲點の距離即ち挫屈長を示す。この s' を使用する事によつて，各場合の部材の計算をして，兩端鉸支持の場合に歸趨せしむる事が出来る。

オイラー公式の場合に於ける α 並びに s' の値は第21 圖に示されて居る。

第 21 圖



次に部材端が固定でなくて，緊定されて居る場合に於ける挫屈の條件を誘導して見る。

1) 一端自由他端緊定の場合 (第 22 圖参照)

彈性曲線を表す方程式は

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} = -\frac{Sy}{EJ}$$

今 $K^2 = \frac{EJ}{S}$ と置けば

$$K^2 \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = -y$$

これを積分して

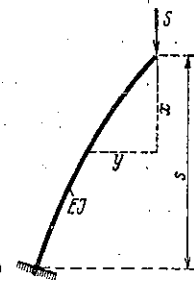
$$y = A \cdot \sin \frac{x}{K} + B \cdot \cos \frac{x}{K}$$

が得られる

上式に部材端の條件 $x=0, y=0$

を入れれば $B=0$ を得。今部材支承面が $M_B=1$ なる端力率の作用によつて， τ だけ廻轉するものとすれば，積分常數 A を決定する爲に $\alpha = \frac{s}{K}$ とし $x=s$ 點に於て次の關係が成立する。

第 22 圖



$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=s} = S_y \tau = \frac{A}{K} \cos \alpha = S \tau A \sin \alpha$$

或は $A \left(\frac{1}{K} \cos \alpha - S \tau \sin \alpha \right) = 0$

上式より $A=0$ が判り、挫屈の条件としては

$$\frac{1}{K} S \tau \tan \alpha$$

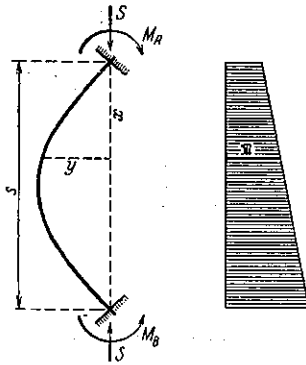
即ち變形して、

$$\frac{1}{\alpha \tan \alpha} = \frac{EJ \tau}{s}$$

2) 両端緊定の場合 (第 23 圖)

この場合の彎曲に対する微分方程式は

第 23 圖



$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} = -\frac{S_y}{EJ} \frac{m}{EJ} = -\frac{S_y}{ET} \frac{M_A + \frac{M_B - M_A}{s} x}{EJ}$$

前同様に $K^2 = \frac{EJ}{S}$, $\alpha = \frac{s}{K}$ とすれば

$$y = A \sin \frac{x}{K} + B \cos \frac{x}{K} - \frac{m}{S}$$

$x=0, y=0$ に對し $B = \frac{M_A}{S}$

又 $x=s, y=0$ に對し $A = \frac{1}{S} \left[\frac{M_B}{\sin \alpha} - M_A \cot \alpha \right]$

故に $y = \frac{\sin \frac{x}{K}}{S} \left[\frac{M_B}{\sin \alpha} - M_A \cot \alpha \right]$

$$+ \frac{M_A}{S} \cos \frac{x}{K} - \frac{m}{S}$$

而して $x=0$ 即ち A 端に於ける部材の捩れは

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \frac{M_A}{S s} (1 - \alpha \cot \alpha) + \frac{M_B}{S s} \left(\frac{\alpha}{\sin \alpha} - 1 \right)$$

更に茲に $1 - \alpha \cot \alpha = v'$, $\frac{\alpha}{\sin \alpha} - 1 = v''$

$$\frac{1 - \alpha \cot \alpha}{S s} = \psi', \quad \frac{\frac{\alpha}{\sin \alpha} - 1}{S s} = \psi'' \quad \text{と假定し}$$

端力率 $M_A=1$ なる時の廻轉角を τ_A とすれば、

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \tau_A M_A = M_A \psi' + M_B \psi'' \quad \text{同様に } B \text{ 端に於ける}$$

捩れは $M_B \tau_B = M_A \psi'' + M_B \psi'$ 而して上記の 2 個の弾性方程式より挫屈の条件 $\psi''^2 - \psi'^2 = \psi'' \tau_B \psi' - \psi' \tau_A$

が得られ、両端緊定の場合に於ては $\tau_A = \tau_B = \tau$

$$\frac{\psi''^2 - \psi'^2}{\psi'' - \psi'} = \tau, \quad \psi'' + \psi' = \tau$$

或は $v'' + v' = \tau s = \frac{EJ \alpha^2 \tau}{s}$

$$\frac{v'' + v'}{\alpha^2} = \frac{\tan \frac{1}{2} \alpha}{\alpha} = \frac{EJ \tau}{s}$$

3) B 端固定, A 端緊定の場合

$$\tau_B = 0, \quad \frac{\psi''^2 - \psi'^2}{\psi'} = \tau_A = \tau, \quad \frac{v''^2 - v'^2}{v'} = \frac{EJ \tau}{s}$$

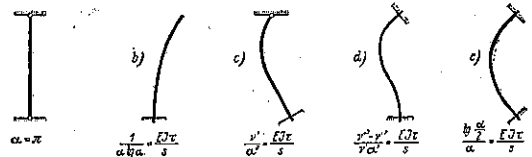
4) 一端緊定他端鉸支持の場合

この場合には前述の弾性方程式に $M_A=0, \tau_B=\tau$ と置いて、

$$M_B(\psi' - \tau) = 0 \quad \text{即ち } M_B = 0 \quad \text{挫屈の条件は}$$

$$\psi' = \tau \quad \text{故に } \frac{v'}{\alpha^2} = \frac{EJ \tau}{s}$$

第 24 圖



第 21 圖に示されたるオイラーの數値は、角 α の極値の場合であつて、 α の値は下記の範圍内に於て、第 24 圖の關係式に従つて動く事が出来る。即ちその範圍は

第 24 圖 b) に對し $0 \sim \frac{\pi}{2}$ (第 25 圖)

” c) ” $\pi \sim 4.493$ (第 26 圖)

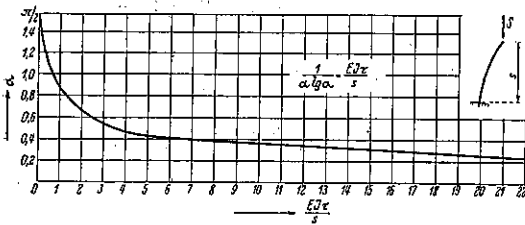
” d) ” $4.493 \sim 2\pi$ (第 27 圖)

” e) ” $\pi \sim 2\pi$ (第 28 圖)

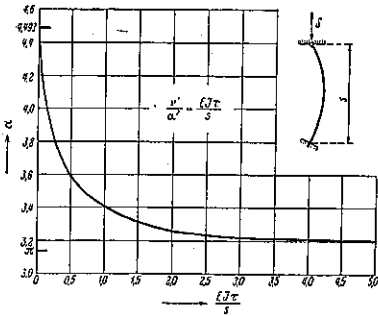
第 25~第 28 圖に於ては、この範圍内に於ける α と $\frac{EJ\tau}{s}$ の關係を示したのであつて、吾々はこれによつて任意の $\frac{EJ\tau}{s}$ の値に對する α の値を知り、從つて自由撓長 $s' = s \frac{\pi}{\alpha}$ 並に P (限界荷重) $= \frac{\pi^2 EJ}{s'^2}$ を算出する事が出来る。

次に α を見出す一例を示せば、第 29 圖の如き 2 鉸ラーメンの所定面に對する撓屈が驗せられる場合には、

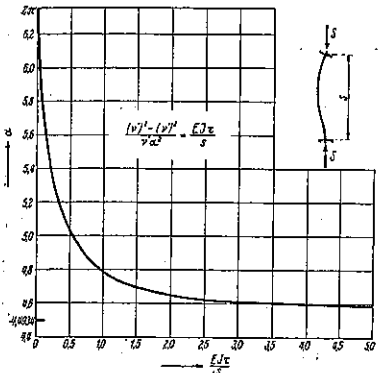
第 25 圖



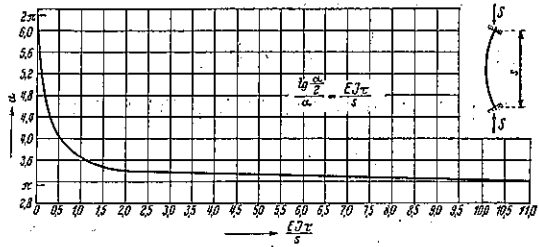
第 26 圖



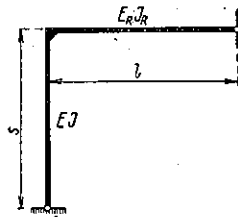
第 27



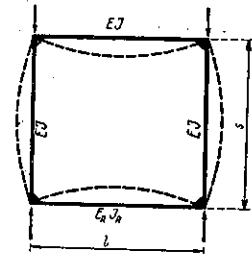
第 28 圖



第 29 圖



第 30 圖



$$\frac{EJ\tau}{s} = \frac{EJ}{s} \frac{l}{3ERJR}$$

今 $\frac{EJ}{s} \frac{l}{3ERJR} = 1$ であつたとすれば、第 26 圖より $\alpha = 3.41$ が得られる。

第 30 圖の如きボックス・ラーメンの場合に於ては

$$\frac{EJ\tau}{s} = \frac{EJ}{s} \frac{l}{2ERJR} \quad \text{今 } l=s, EJ=ERJR$$

の場合であつたとすれば

$$\frac{EJ\tau}{s} = \frac{1}{2} \quad \text{となり第 28 圖より } \alpha = 4.06 \text{ が}$$

得られる。

(内山 實 抄譯)

直線狀境界壁を有する面内の渦の運動

(Erwin Paul "Bewegung eines Wirbels in geradlinig begrenzten Gebieten." Zeitschrift für angewandte Mathematik un I Mechanik. Bd. 14. Heft 2. April 1934. S. 105~116.)

平面的の孤立渦の運動に關する研究は Helmholtz-kirchhoff の法則に立脚するもので、即ち各單獨渦の運動はその固有の流れの渦に影響される事が無い。kirchhoff によつてなされた孤立渦の軌道に關する研究は常に渦の運動が境されざる面内に起り且その中に

渦を起す流體自身は静止の状態にあつた場合に限られてゐるが、これは Lagally の指摘した様に⁽¹⁾ 孤立渦の運動が固定或は運動する特異點を持つた任意のポテンシアル流と組合された場合にまで擴張する事が出来る。然しこの擴張は困難であるから限られた場の孤立渦の運動は限られない場の渦の運動を限られた場に移す事によつて研究される。限られた場 T 内の運動は其中で正則且時間的に變化する運動を渦によつて起された運動と組合せたもので T の境界に於ける合速度の垂直分速度は零になる。茲に於て一般にポテンシアル論の境界値問題が必要になる。

Routh はこの境界値問題の解決に 等角寫像法を必要とする一方法を與へた。複素變數 $\zeta = \xi + i\eta$ を持つた面 T_0 を

$$\zeta = f(z) \dots\dots\dots(a)$$

なる函數關係を以て $z = x + iy$ を變數とする面 T に移す。従つて複素ポテンシアル $\Omega_0(\zeta)$ を持つた T_0 内のポテンシアル流は T 内のポテンシアル流 $\Omega_0(f(z)) = \Omega(z)$ に移る。この寫像によつて流れ $\Omega_0(\zeta)$ の特異點も $\Omega(z)$ の特異點に移され、特に T_0 にて $\gamma = \alpha + i\beta$ にある渦は T にては $\gamma = f(c)$ なる關係にある $c = a + ib$ なる位置の渦に移る。そしてこの關係を満足する c の總ての値の點を T 面上に取るべきであるが、 T_0 内の渦の軌道は等角寫像を以てしては T 内の渦の像の作る軌道には移されない。

この難點は Routh の方法によつて除かれる。先づ無渦流の中の自由渦の運動を考へればその軌道速度は Routh の流函數の微分係數にて次の様に表はされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\alpha}{dt} &= \frac{\partial \chi_0}{\partial \gamma \beta} \\ \frac{d\beta}{dt} &= -\frac{\partial \chi_0}{\partial \alpha} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \frac{da}{dt} &= \frac{\partial \chi}{\partial b} \\ \frac{db}{dt} &= -\frac{\partial \chi}{\partial a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(b)$$

次に互に等角に寫像される面 T_0 及び T 中の Routh の流函數 χ_0, χ の間に次の關係を與へる。

⁽¹⁾ M. Lagally; Über ein Verfahren zur Transformation ebener Wirbelprobleme. Math. Z., 10, 1921, S, 231

$$\chi = \chi_0 - \frac{\mu}{2} \lg |f'(c)| \dots\dots\dots(c)$$

但し μ は渦の強さを表はし χ の中にて寫像函數 (α) に依つて α 及び β は a, b にて置き換へられる。

T_0 又は T の中にて一つの孤立渦を取り扱ふ時は $\chi_0 = \text{const.}$ 又は $\chi = \text{const.}$ は渦の軌道を表はす。従つてこの方法にて孤立渦の軌道決定が容易な面から他の簡単な形の面内の孤立渦の軌道を決定する事が出来る。

次に 2 つの面内の孤立渦の運動を論ずるのであるがその一つは渦が越える事が出来ず且それに垂直な流れの分速度が零になる様な切斷線の引かれたものであつて、次の 3 種の場合を取扱ふ。

1. 一方にのみ無限に延びる平面壁の周りの渦の運動
2. 兩方に無限に延びる平面壁の缺口を通る渦の運動
3. 有限の長さの壁(平板)の周りの渦の運動

但しこの抄譯にては 2. 及び 3. の場合は省略して 1. の場合(第 31 圖)のみを述べる。

函數 $\zeta = f(z) = \sqrt{z}$ は原點にて 2 重點を持ち且第 2 の無限遠點を持つ 2 葉の Riemann 面上の ζ 面の寫像を與へる。吾々の扱ふ正の半面が Riemann 面上側の 1 葉となるのであるがそれは正の x 軸に沿つて切られてゐる。

(a) 静止せる流體内の渦の運動

既に引用した Lagally の論文によれば上半面の Routh の流函數は

$$\chi_0 = \frac{\mu}{2} \lg \beta$$

この上半面の寫像された面上にては

$$\chi = \frac{\mu}{2} \lg \frac{\beta}{|f'(c)|}$$

従つて (b) より分速度 $u = \frac{da}{dt}$ 及び $v = \frac{db}{dt}$ を得る。又切口のある面に於ける Routh の流函數に極坐標を用ふれば、 $a + ib = r(\cos \varphi + i \sin \varphi)$ として

$$\chi = \frac{\mu}{2} \lg \left(2r \sin \frac{\varphi}{2} \right)$$

であるから渦の軌道を表はす式は

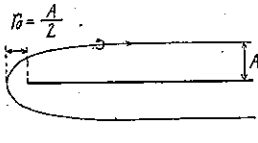
$$\frac{\mu}{2} \lg \left(2r \sin \frac{\varphi}{2} \right) = c \dots\dots\dots (1)$$

壁に沿つて原点から無限の距離に行けば渦は壁に平行に動き壁によつて影響されない。従つて常数 c を決定する爲に無限の距離に於ける渦の壁よりの距離 A を用ふる。即ち

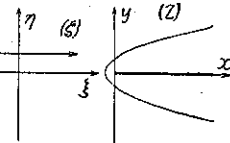
$$A = \lim_{\substack{r \rightarrow \infty \\ \varphi = 0}} (r \sin \varphi)$$

$$\therefore r \sin \frac{\varphi}{2} = \frac{A}{2} = \frac{1}{2} e^{\frac{2c}{\mu}} \dots\dots\dots (2)$$

第 31 圖



第 32 圖



従つて $\varphi = \pi$ にて $r_0 = \frac{A}{2}$ であつてその速度は

$$u = \left(\frac{\partial \chi}{\partial b} \right)_{\varphi = \pi} = 0, \quad v = \left(- \frac{\partial \chi}{\partial a} \right)_{r = r_0} = \frac{\mu}{2r_0} = \frac{\mu}{A}$$

μ が正ならば渦は壁の上側では x の正の方向に動く。

(b) 流れの中の渦の運動

z 面に於て $\psi_0(\xi\eta) = u_0 \mu$ を流函數とする平行流は $\xi = f(z) = \sqrt{z}$ なる寫像函數によつて z 面上にては

$$\psi = u_0 r^{\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} \dots\dots\dots (3)$$

を流函數とする流れとなる。但し u_0 は T_0 面に於ける流速である。 z 面上の流れ線形は原点を焦點とする共焦點拋物線群であつて、壁の上側では x の正の方向に流れる。その爲には $u_0 > 0$ とせねばならない (第 32 圖)。

その流速として與へられるものは

$$u = \frac{u_0}{2} r^{-\frac{1}{2}} \cos \frac{\varphi}{2}, \quad v = \frac{u_0}{2} r^{-\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2}$$

x の負の方向に無限遠點にては流れは y 軸に平行になり、その流速は $(v)_{r=r_0} = \frac{u_0}{2} r_0^{-\frac{1}{2}}$ で、壁の終端 ($r=0$) にては流速は無限大になる。又 u_0 は $r_0 = \frac{1}{4}$ に於ける x 軸を垂直に横切る流れの速度であるから、

$$u_0 = (v)_{r=1/4}$$

流れの中の渦の運動は Routh の流函數から求められるのであつて、静止せる流體中の渦に關する Routh の流函數と普通の流れの流函數の和になる。従つて

$$\chi = \psi + \frac{\mu}{2} \lg \frac{\beta}{|f'(c)|}$$

故に流れの中の渦の軌道を表はす方程式は

$$u_0 r^{\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} + \frac{\mu}{2} \lg \left(2r \sin \frac{\varphi}{2} \right) = c \dots\dots (4)$$

u_0 と μ の符號に關しては 2 つの場合が考へられる。

(i) $u_0 > 0, \mu > 0$ の場合

渦が流れと共に動く場合であつて (第 33 圖)、常数 c を無限遠點に於ける渦の壁よりの距離を用ふるならば、(4) に於て $A = \lim_{\substack{r \rightarrow \infty \\ \varphi = 0}} (r \sin \varphi)$ として $A = e^{\frac{2c}{\mu}}$ を得る。従つて渦の軌道は

$$u_0 r^{\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} + \frac{\mu}{2} \lg \left(2r \sin \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{\mu}{2} \lg A \dots\dots (5)$$

$\varphi = \pi, r = r_0$ に對しては

$$u_0 r_0^{\frac{1}{2}} + \frac{\mu}{2} \lg 2r_0 = \frac{\mu}{2} \lg A \dots\dots\dots (6)$$

$$\therefore A = 2r_0 e^{\frac{2u_0}{\mu} \sqrt{r_0}} \dots\dots\dots (7)$$

この軌道曲線は x 軸に一點にて交はるのみである事が證明される。各分速度は

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{\partial \chi}{\partial b} = \frac{u_0}{2} r^{-\frac{1}{2}} \cos \frac{\varphi}{2} + \frac{\mu}{2r} \sin \frac{\varphi}{2} \cos \frac{\varphi}{2} \\ &\quad + \frac{\mu}{4r} \frac{\cos \frac{\varphi}{2}}{\sin \frac{\varphi}{2}} \\ v &= - \frac{\partial \chi}{\partial a} = \frac{u_0}{2} r^{-\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} + \frac{\mu}{2r} \sin^2 \frac{\varphi}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots (8)$$

従つて $\varphi = 0, \pi, 2\pi$ の位置に於ける速度は

$$\left. \begin{aligned} (u)_{r \rightarrow \infty} &= - \frac{\mu}{4r_0 e^{\frac{2u_0}{\mu} \sqrt{r_0}}} & (u)_{r=r_0} &= 0 \\ (v)_{r \rightarrow \infty} &= 0 & (v)_{r=r_0} &= \frac{u_0}{2\sqrt{r_0}} + \frac{\mu}{2r_0} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} (u)_{r \rightarrow \infty} &= - \frac{\mu}{4r_0 e^{\frac{2u_0}{\mu} \sqrt{r_0}}} \\ (v)_{r \rightarrow \infty} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

これより見れば無根遠点より有限の速度にて来た渦は x 軸を正の向きにて横切り再び他の側の無限遠点に動く。

次に渦の軌道が水平の切線を持つか又は $\frac{db}{da} = -\frac{\partial X/\partial a}{\partial X/\partial b}$ が零になる位置は存在しない。何となれば (8) 式から明かな様に $0 < \varphi < 2\pi$ にては常に $v \neq 0$ であつて $\varphi = 0$ 及び $\varphi = 2\pi$ にてかゝる切線を漸近線とする。

渦の安定する位置の存在するや否やに關しては、かゝる位置にては

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial X}{\partial b} &= \frac{u_0}{2} r^{-\frac{1}{2}} \cos \frac{\varphi}{2} + \frac{\mu}{2r} \cos \frac{\varphi}{2} \left(\sin \frac{\varphi}{2} + \frac{1}{2 \sin \frac{\varphi}{2}} \right) = 0 \\ \frac{\partial X}{\partial a} &= -\frac{u_0}{2} r^{-\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} - \frac{\mu}{2r} \sin^2 \frac{\varphi}{2} = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

これより u_0/μ を消去すれば

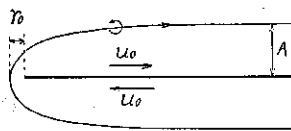
$$r^{-\frac{3}{2}} \cos \frac{\varphi}{2} = 0, \therefore \varphi = \pi$$

$$\therefore \mu + u_0 \sqrt{r_0} = 0 \dots \dots \dots (10)$$

従つて $u_0 > 0, \mu > 0$ な

第 33 圖

る場合は渦の安定する位置は存在しない (第 33 圖)

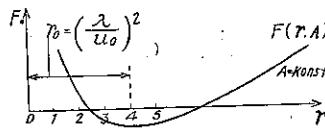


(ii) $u_0 > 0, \mu < 0$ の

場合

第 34 圖

μ の代りに $-\lambda$ と書き $\lambda > 0$ とすれば軌道の方程式は



$$u_0 r^{\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} - \frac{\lambda}{2} g \left(2r \sin \frac{\varphi}{2} \right) = -\frac{\lambda}{2} \lg A$$

x 軸との交點は次式にて與へられる。

$$u_0 r_0^{\frac{1}{2}} - \frac{\lambda}{2} \lg 2r_0 + \frac{\lambda}{2} \lg A = 0 \dots \dots \dots (11)$$

この方程式は次の曲線を畫いてその r 軸を求める事によつて解かれる。

$$F(r) = u_0 r^{\frac{1}{2}} - \frac{\lambda}{2} \lg 2r + \frac{\lambda}{2} \lg A$$

これは $F_{ex} \equiv 0$ に従つて 3 つの場合がある。第 1 は渦が x 軸に交らない場合で第 2 は 2 重点にて 1 回交り第 3 は 2 回交る。而て F_{ex} の横距は常に $r_0 = (\lambda/u_0)^2$ である (第 34 圖)。

或る定つた λ 及び u_0 の値に對して軌道は一つであつてその x 軸との交點が $r_0 = (\lambda/u_0)^2$ のみのものがある。従つてかゝる渦の無限遠點に於ける壁からの距離は $A = 2(\lambda/u_0)^2$ である。

同時にこの $r_0 = (\lambda/u_0)^2$ の點で渦が安定である事が知られる而してこれは (10) 式より明かな様に唯一の安定な點である。これを通る渦の軌道は

$$u_0 r^{\frac{1}{2}} \sin \frac{\varphi}{2} - \frac{\lambda}{2} \lg \left(2r \sin \frac{\varphi}{2} \right) = \lambda - \lambda \lg \left(\frac{\lambda \sqrt{2}}{u_0} \right)$$

u と v は $\varphi = \pi$ に於て零になるからこの曲線自身が特異點より成るものである。然しこの特異點はそこに於ける判別式が零より大であるから 2 重点をなすものである。即ち

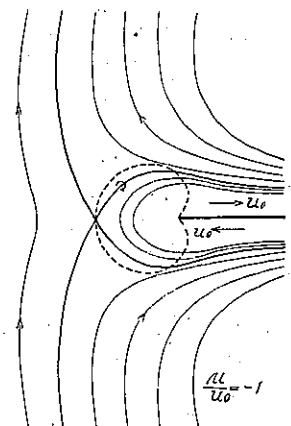
$$\lambda u_0^2 - \lambda u_0 \lambda u_0 = \frac{u_0}{32} r_0^{-3} > 0$$

この切線の方法は λ 及び u_0 に關係なく常に $\pm \sqrt{2}$ である。

$A > 2(\lambda/u_0)^2$ の場合は軌道曲線は x 軸に對して對稱な 2 本に分れるがこれに交る事はない。 $A < 2(\lambda/u_0)^2$ の場合も軌道曲線は 2

第 35 圖

本に分れるがその各々が x 軸に對して對稱の形を有し従つて x 軸と 2 箇の交點が存在する。而て分速度の形から知られる様に x 軸とは常に直交する。



最後に y 方向の分速度 v の零になる點を調べる。即ち

$$\frac{u_0}{2} r^{-1} \sin \frac{\varphi}{2} - \frac{\lambda}{2r} \sin^2 \frac{\varphi}{2} = 0$$

これを満足する點の軌跡は次の如き Kardioide である。

$$r \frac{1}{r} = \frac{\lambda}{u_0} \sin \frac{\varphi}{2} \dots \dots \dots (12)$$

第 35 圖は $\lambda/u_0 = -1$ の場合を示したものであつて、 $\Delta \leq 2(\lambda/u_0)^2$ に従つて軌道が x に交り又は交る事なく無限遠點に延びる状態が見られる。

(本間 仁 抄譯)

路盤の氷結による舗装版の隆起とこれが防止法

(Henry Aaron, "Frost Heave in Highways and its Prevention". Public Roads, March 1934. page 10-16.

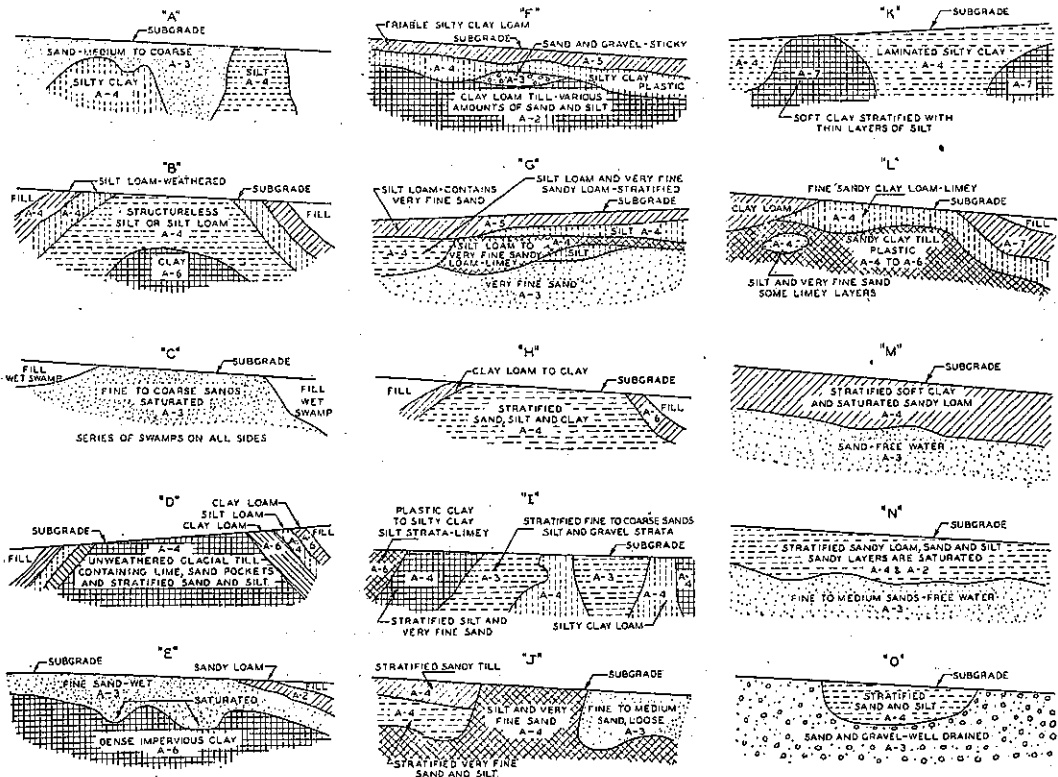
道路表面に及ぼす気象作用の中霜の影響は極めて苛酷にして時には霜による脹起甚だしく爲めに路面破壊

を生じ最早放置出来ぬ様になる事さへある。而して脹起が不意に起るときには交通上危険なるのみならず、短區間に起れるその爲に全區間の交通を不能とし従つて沿道の町を孤立せしむる傾向がある故、これに要する莫大なる維持費は別としても、これ等道路の使用者に対する經濟的損失と云ふものは甚大なるものである。

霜脹起を受け易き場所に對しては幾多技術者によりて既に色々の研究對策が考ぜられてゐるが、これと實際施工の結果とより、次に述べる 3つの事項に對して結論を與へる爲に、米國土木局は 1928~1933 年に互りて調査を行つた。即ち 1) 實用的處理方法、2) 適用場所に於けるこれが成績、及び 3) その場所に於ける路盤土壤の物理的性質並に土壤断面に於ける排列。

本報告に於ては霜脹起の物理學的或は數學的性質に就ては述べ様とされてゐない。本文は元來有害なる霜

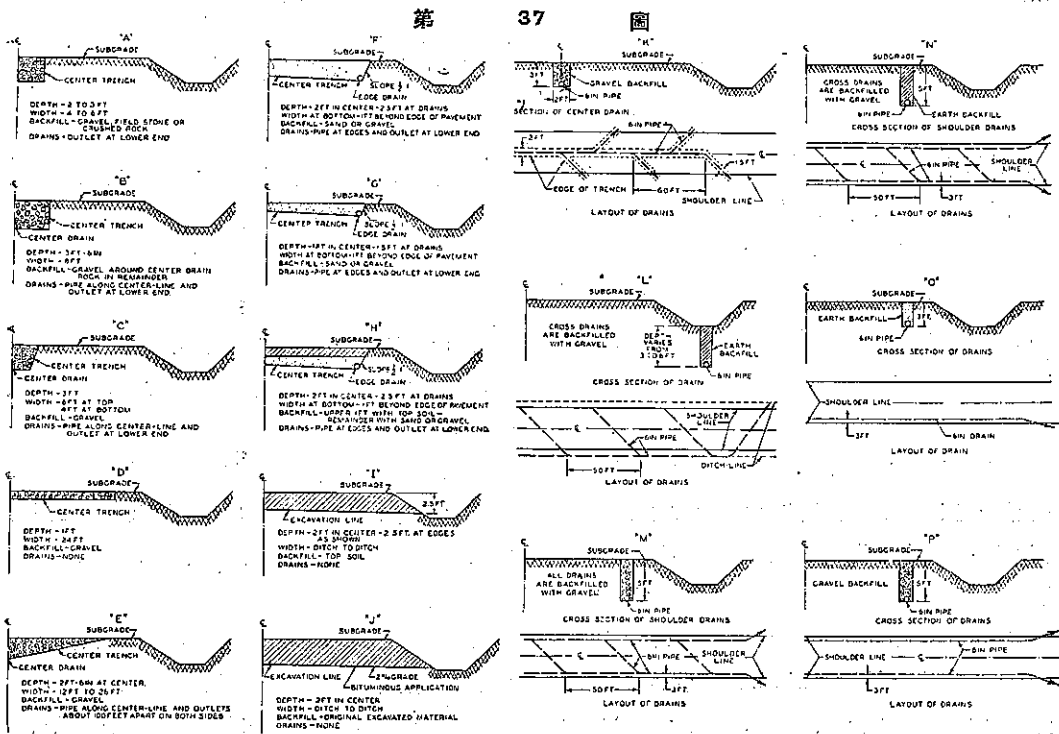
第 36 圖



の作用を防止する爲に採用された方法の説明及びその結果として企てられたものである。諸種の方法に就き正しく説明する爲にはこれ等方法の適用された場所に於ける路盤土壌の特性を知ることが必要である故、これを第 36 圖に示した。而して一般に路盤土壌の變化する所に霜起は生ずる。

沈泥部分に於ける脹起はその周囲の砂に富める土壤に於て殆んど脹起が無きにも拘らず相當にひどく生ずる。同様に沈泥交り粘土の部分に於ても相當に起る。併し約 46 cm の砂層で覆はれてゐるときには表面に於ける影響を減ずるものである第 36 圖 A 及び B はミネソタ及びワイスコンシンの黄土地方に於ける代表的な土壤断面である。霜脹起は、未だ風化されぬか又は若干風化された無組織の沈泥上に道路がある様な場所に局限されて居り、既に風化された上層は粒状を爲す爲にその害を蒙らない。砂交り土壤に於ける有害なる霜脹起の一例は第 36 圖 C に示されてゐる。極度に變りやすき氷結せる土壤断面は第 36 圖 D に

示されて居るが、この場合には脹起は石灰、砂塊及び層を成せる砂及び沈泥を含む未だ風化を受けぬ氷河漂礫土の中に起る。第 36 圖 E は不滲透性粘土の表面に於ける沈下の結果として、脹起が起る様な土壤の断面を説明したものである。第 36 圖 F 及び G は泥濘に没するのを防ぐ爲に敷板を必要とする程度の脹起の生ずる土壤の断面である。第 36 圖 H, I 及び J は最も大きな又最も危険な脹起を生ずる所の断面である。脹起を生ずる條件の他の型式は第 36 圖 K に示されてゐる。第 36 圖 L に示すと同様な粘土ロームの大部分はそれが湿つてゐるか又は幾らか乾いてゐる時に限つて有害な霜脹起を受ける。併し弘布された石灰の幾分かを含める細砂に富める粘土ロームに於ては相當の脹起が觀られる。石灰を含まぬ粘土ロームの上に在る路面ではひどい害は生じないが、石灰質粘土ロームの認められる様な土壤断面に於ては石灰による害は觀察される。第 36 圖 M 及び N に述べる土壤断面は既述せる成層土壤に對すると同様に脹起を生ずる第 36 圖



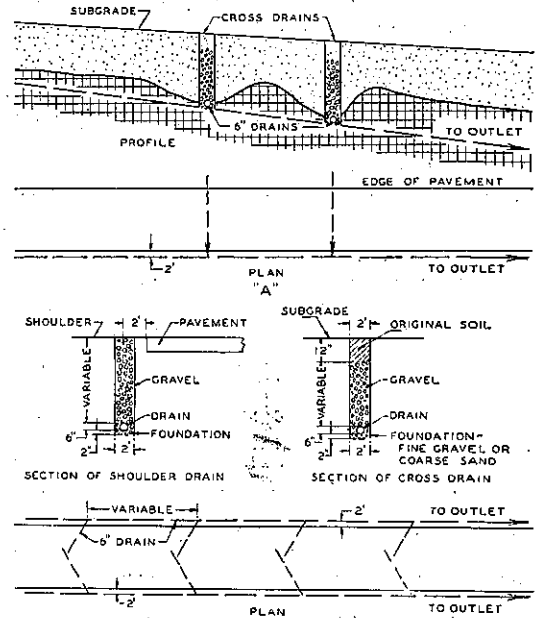
○に示す様な、土壤に極端なる變化ある所に於ては相當の脹起は確に在る。

霜脹起を防止せんとして幾多技術者に採用された色の方法は第 37 圖に示してある。脹起土を掘鑿し、脹起しない材料を以てこれと置換へる方法は第 37 圖 A から第 37 圖 I に互つて示してある。第 37 圖 J は脹起土を掘鑿し、毛管現象を除去する爲に掘鑿底面に對し瀝青材料を以て處理し、然る後に掘鑿材料を埋戻す事を示してゐる。路盤から水を遮斷し直接に洗し去る所の排水溝に就きては第 37 圖 K より第 38 圖 P に互つて示してある。これ等の効果を路面狀況に對して反影させるのに一般に 2 年とかゝらない。

細き中央溝型 A, B, 及び C は掘鑿面に直接生ずるかも知れぬ脹起のみを除去するのに用ひられる。D 型にて示すが如き通行面積の全幅に對する處理は有利な事が立證された。V 型溝 (E 型) はブレード・グレーダーを以て掘鑿する事が出来るので非常に一般的であり又掘鑿費用も低廉である。F, G, H, 及び I の方法はコンクリート舗裝の有害なる霜脹起を防止するのに對して完全な信頼すべき方法であると云ふことが立證された。道路の全幅に對して行へる J 型の工法は上述せる全幅處理が成功した程完全には行かない。コンクリート舗裝の脹起は著しいが併し好都合な事には一樣である。K 型の掘鑿處理の結果、溝の中に於ける砂利は兩側の土が持上げられた際に、そこに可成りの高低差を生ずる。L から P に互る諸型式の排水方法は土壤の脹起を防止するのに對し何等實際的效果がない。

期待した安定度が得られないと云ふ失敗は多くの場合排水溝を置くのに、これを適當に置けば効果あるにも拘らず、その間隔や深さを勝手にとるからである。土壤の中には排水に依りて安定するものと、安定し難いものとある。脹起を防止するのに對して排水が合理的に行はれる様な土壤断面は第 36 圖 C 及び第 36 圖 E に示されてゐる。第 38 圖 A は、第 36 圖 E

第 38 圖



に示すが如き土壤断面に於ては霜脹起を防止する爲に排水溝を如何に置く可きかを示したものである。永久的の高い水位 (第 36 圖 C) に依つて排水性土壤に生ぜる霜脹起は、第 38 圖 B に示されたるが如き方法に依つて除去することが出来る。これ等の方法は土壤が幾分有孔性で僅かの毛管現象をも有しない所に限り應用可能であると云ふ事を必ず念頭に置く可きである。

以上述べた論説より次の結論が得られる。即ち

1. 中央溝は或る程度迄、冬季凍結の候隣接せる表面砂利處理道の脹起を防止し、春季雪融けの候その安定度を増加する。
2. コンクリート道路表面の霜脹起防止に對して適合する方法は、舗裝端より 80 cm 以上離れた面積に互りて、又 60 cm 以上の深さに對して有効でなければならぬ。
3. コンクリート道路面に用ひられたと同様な防止方法は瀝青質道路面に對しても適合せねばならぬ。
4. 掘鑿した霜脹起せる土壤に對し有孔性粒狀材料

を以て取換へねばならぬ。

5. 沈泥、沈泥ローム、沈泥交り粘土及び沈泥交り粘土ロームの如き代表的の霜脹起を生ずる土壤に於ては排水溝は霜脹起を防止することが出来ぬ。

6. 閉塞された排水溝或は多孔質な A-3 土壤に於ける高い水位に起因する霜脹起は排水溝の設置に依つて防止出来る。

7. (第 36 圖) C 及び B に於て霜脹起する事は排水に依つて防止出来る。

8. 道路築造以前に爲された土壤調査に依つて提供された教示は道路勾配を整定する際に利用されねばならぬ。
(高島健二 抄譯)

地盤支壓力の檢測

(H. J. Summers "Determining Bearing Power" in Earth Foundations." Eng. News-Record. April 19, 1934)

Paaswell, Terzaghi 及びその他の諸氏によつて紹介せられた土壤力學の基本事實は壓縮されたる土は壓力に對して 2 種の方法によつて抵抗を示すといふことである。即ち 1 は支壓面に於ける直壓力、他は支壓面周圍の縁邊に於ける剪斷力である。従つて今地盤に荷重が加る場合に

$W = \text{載荷重}, A = \text{支壓面積}, P = \text{支壓面縁邊長}$
 $m = \text{土の縁邊剪斷強度}, n = \text{土の支壓強度}$
 $p = \text{單位支壓面積に對する荷重}, d = \text{沈下量}$

とすれば $W = A_p = P_m + A_n$ にしてこれより

$$P = \frac{P}{A} m + n \dots\dots\dots (1)$$

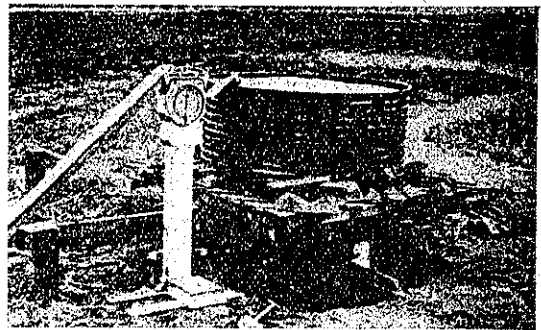
$$\frac{P}{A} = x \text{ とをき } \frac{p}{d} = \frac{m}{d} x + \frac{n}{d} \dots\dots\dots (2)$$

なる關係が成立する。併し上式は荷重の輕重如何に拘らず常に成立するものとは考へられない。大體土は荷重の大小に依つて 2 様の特性を示すことが認められてゐる。即ち輕荷重に對しては土は稍彈性を帯びたる可變性を呈し、重荷重に對しては流體の性質を示す。上式

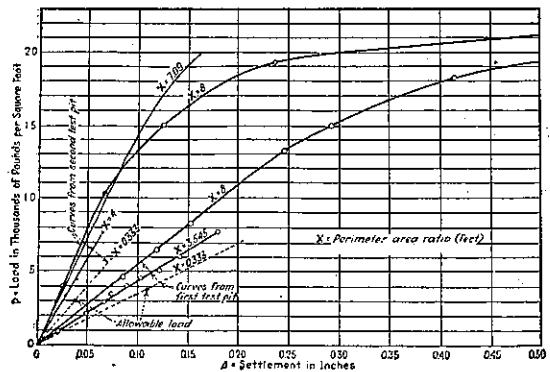
は土を彈性體として取扱ひ得る荷重の範圍に於て成立するもので 1929 年 Michigan 大學にて支壓面積の種々なる場合に就て實驗せる結果に於ても荷重の大ならざる範圍に於ては (1) 式は正當なることが認められた。(2) 式の $\frac{m}{d}, \frac{n}{d}$ は同様に荷重の過大ならざる限り土性に依つて略常數と見做し得る變數である。 $\frac{m}{d}, \frac{n}{d}$ を決定するには同一土に就て x の異なる値に對して數箇の實驗を行ひ、荷重沈下曲線を畫き、これより $\frac{p}{d}$ を求め、而して最小自乘法によりて $\frac{m}{d}, \frac{n}{d}$ の most probable value を算出することを得。

x は支壓面積小なる場合に大にして、面積大となる時は却て x は小となるを以て、單位沈下を起す荷重は實驗に用ふる支壓面積は小なるが故に實際構造物の底面に於て期待するものより大なるものを得る筈である。荷重沈下の關係は彈性體に於ける應力變位曲線と同様にして、荷重の加るに従ひ沈下は荷重に比例して

第 39 圖 著者の實驗裝置



第 40 圖 荷重沈下曲線



略直線に進み暫くして屈曲するに至る。 $\frac{p}{A}$ はこの直線部分の傾斜である。

著者はこの考へ方によりて 1933 年 10 月に米國 California 州 Torrance に於いて高架水槽建造地の地盤支持力の検測を行つた。先づ水槽の支脚底面に相當する深さ迄掘鑿し(深さ 6 呎) 12×12 吋の支柱を立てこの上部に臺を設けて、荷重として水桶と鉄錘とを載せ支柱の下部には 1 ft² の角板及び丸板、 $\frac{1}{4}$ ft² の角板及び丸板を置いて夫々前記の x を變化し荷重沈下曲線を作つた。第 40 圖に於て第一の試験坑に就て地盤の耐力を求むるに

$$\left. \begin{array}{l} x=3.545 \dots\dots\dots \frac{p}{A} = 42.920 \\ x=8 \dots\dots\dots \frac{p}{A} = 54.400 \end{array} \right\} \text{この兩者より}$$

$\frac{p}{A} = 2580x + 33.780$ を得る。これより構造物の底面が 12×12 ft なる場合には $x=0.333$ にして $\frac{p}{A} = 34630$ を得る。土の特性曲線より推察するに土の yielding は荷重が或る大きに達したる場合に起るよりも寧ろ地盤が一定の沈下を生じたる場合に起るものと考へられる。No. 1 の實驗に於てはこれを 0.22 in. と見做すことが出来る故にこの沈下に對し安全率を 2 とすれば 0.11 in. が許容沈下量にしてこれより $p = 3810$ を得、即ち許容支壓強度である。

(佐藤寛政 抄譯)