

## イタリア・アルプスにおける水力開発

“Water Power in the Italian Alps”  
The Engineer, 1953, Feb. 13, 20, 27, March  
6, 13, 20, 27, April 3, 10.

この一文は、イタリア北部のアルプス諸河川流域の水力開発の現況に関して、上記9巻にわたり連載された報文で、豊富な図表や興味ある写真を含むかなり長大なものであるが、そのおよそを知る参考までに、その大体の規模を与える数字と、特に注目される工事や新しい開発計画についてここに抄録した。

イタリアは水力発電技術の歴史において古くから卓越した地位を占め、新たな水力開発において常にさきがけとなってきた。この国の包蔵水力資源の48%はすでに開発せられているが、現在さらに多くの野心的な設計の水力開発計画が企てられ、建設されつつある。これら重要な水力計画のほとんどが最近60~70年の間に北イタリアのアルプス諸河川流域に集中しており、この国の電力の約3/4は北イタリアにおいて生産され、そのうちおよそ69%がこの地方の諸工業都市において消費され、残りが南イタリアへ送られている。1951年末において北イタリアの水力発電所の出力は7651 MW (これに対し火力は1421 MW, 10 MW = 1万 kW), 年間発電電力量は  $26354 \times 10^6$  kWh (火力は  $2869 \times 10^6$  kWh) であつた。この水力・火力の総計  $29223 \times 10^6$  kWh のうち約  $23245 \times 10^6$  kWh が一般需要家供給用として民間の電力会社または市営の電気事業者の手で作られ、残りが工業、鉄道会社の自家用電力として生産されている。

図-1に北イタリアの主要なるアルプス諸河川を示す。この地方の大都市がロンバルディア平原を貫流するPo河及びその多くの支川の流域であるが、その東部にあるAdige河、Piave河、Tagliamento河等も水力発電にとつてきわめて有望な流域を提供するものである。北イタリアの主なる電気事業者は次のごときものである。

- 一般需要家用—(1) Edison Group of Companies  
(2) Societa Idroelettrica Piemonte  
(3) Societa Idroelettrica Sarca-Molveno

- (4) Azienda Elettricita Municipale di Milano  
(5) Societa Adriatica de Elettricita  
工業(自家)用—(6) Monte Catini Group  
(7) S. M. I. R. R. E. L. Aluminium Company  
(8) Falk Iron and Steel Company

図-1



これらの各会社の開発計画について以下簡単に紹介を行うが、それに先立つて近代イタリアの水力開発方式の一般的ないちじるしい特徴を述べよう。その第一は実にさまざまなダム型式が近年採用せられていることである。かつてGlenoに建設された multiple arch dam が1929年破壊したことに原因して1925年から35年にかけてイタリアに建設された80のダムのうち55は重力ダムであつたが、その後いろいろ独創的な設計方針が確立され、今日本来の arch dam はもとより、cupola dam, hollow dam, buttress dam, multiple arch dam 等さまざまな型式のダムが建設ないし計画されている。特に下流側にいちじるしく張り出した cupola type の arch dam の設計はイタリアにおいてはじめて独創され成功したものであつて、これに刺戟されてフランスの Couesque ダム、Enchanet ダムが計画建設されたのである。特徴の第二は近年イタリアに作られる発電所のほとんどすべてが地下式のものである。この方式は経済的な理由から採用されるものであつて戦争の被害を避けるための目的からではない。その上北イタリアは大理石に富みこの石材が地下式発電所の装飾用に用いられて建築学上きわめて効果的な役割を果していることも見落せない理由の一つである。

なおこの地方は一般に高い標高の地域に位しており気候条件がきわめて苛烈であるために、送電線(220 kV)並びにその鉄塔の設計に特別の考慮が払われて

おり、これも注目すべき特徴の一つである。

(1) **Edison Group of Companies** この会社は、イタリア最大の発送配電事業を行っており、1951年末における総出力 2 224 MW、年間発電量 6 524 × 10<sup>6</sup> kWh であった。その開発地域は Adige 河支川 Noce 川 (この流域の出力 220 MW、年間発電量 700 × 10<sup>6</sup> kWh)、Po 河の支川 Ticino 川上流の Toce 川 (431 MW、1 500 × 10<sup>6</sup> kWh) の流域を主とし、このほかに Adige 河本川並びにその各支川、Po 河支川の Adda 川等多くの流域を開発している。最も最近 (1951 年) 竣工した Noce 川中流の **San Giustina** ダムは狭隘な谷にそびえる高 arch dam で、全高 152.5 m、その基底巾はわずかに 16.5 m である。このダムは最近完成したフランスの Tignes ダム (全高 177 m) と比較される。余水の処理は貯水池の底部中部及び最高貯水位と 3 つの異なつたレベルに設けた余水吐隧道によるもので、その 3 本の全容量は 1 000 m<sup>3</sup>/s である。これから 2 km の取水隧道で連絡する **Taio** 発電所 (地下式) は最大落差 184.5 m、最大使用水量 66 m<sup>3</sup>/s、年間発電量 300 × 10<sup>6</sup> kWh (冬季 161 × 10<sup>6</sup>) である。次に現在建設中の Toce 川最上流端に位する **Sabbione** ダムは hollow dam であつて高さ 61 m、基底巾 55 m、コンクリート量 135 000 m<sup>3</sup> である。この hollow gravity dam の設計はこの会社の技師長 Marcello 氏によつて押し進められたもので、この型式によればそれに相当する普通の massive gravity dam に必要なコンクリート量の約 30% を節約することができる。hollow dam はこのほか Edison Group の手によつて **Trona** ダム (Adda 川支流 Bitto 川)、**Poggia** ダム (Po 河支流 Oglio 川) 等においてすでに完成している。

(2) **Societa Idroelettrica Piemonte** この会社は 3 社で構成される group of companies で、後で述べる (3) の構成メンバーとして Sarca 川を開発しているほか、Ticino 川をはじめ Turin 近傍の西部 Piemonte 地方にある Po 河支川流域を開発している。その総出力 800 MW、年間発電量 3 000 × 10<sup>6</sup> kWh に達する。現在建設中の注目すべき工事は Dora Baltea 川の小支川に位する **Beauregard** ダム及び **Valgrisanche** 発電所である。このダムは全高 129 m、曲率半径 162.8 m の arch gravity dam で、標高 1 770 m (最大貯水位) に位する。その余水の処理は異なつたレベルに設けたいくつかの余水吐隧道によるものであるが、高いレベルから放流される水のエネルギーを減殺する目的で隧道中に設けた baffle chamber は注目に値する。発電所は地下式で、出力 150 MW、

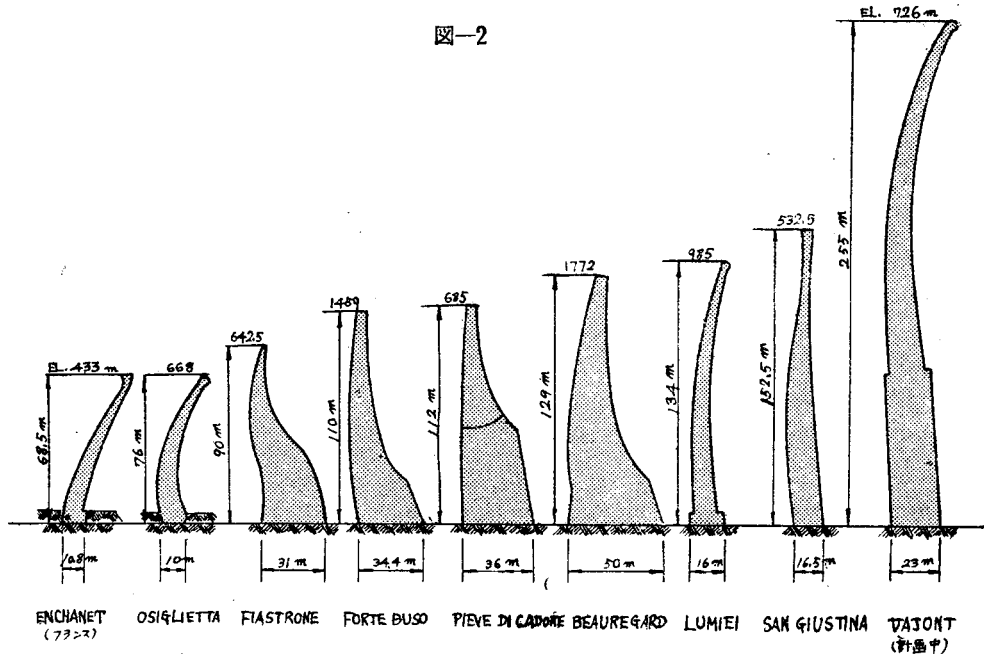
平均落差 1 010 m、平均使用水量 4.2 m<sup>3</sup>/s 年間発電量 286 × 10<sup>6</sup> kWh (冬季 186 × 10<sup>6</sup>) である。この工事は 1957 年に竣工の予定である。Turin のすぐ下流 Po 河本川にのぞむ **Cimena** 発電所は 1949 年に完成したもので、年間発電量 134 × 10<sup>6</sup> kWh である。水槽の両側から溢流した余水は導管によつて放水路の巾全体にわたつて水底に吐き出され、特異なエネルギー減殺の効果をあげている。

(3) **Societa Idroelettrica Sarca-Molveno** この会社は Sarca 川の開発を目的として (1) の Edison Group (49%)、(2) の S.I.P. (49%)、その他 (2%) の 3 社によつて特に組織されたものであり、Po 河支流 Sarca 川のうち Garda 湖より上流地域の開発にあつている。その最上流端 Scuro 貯水池の水面から最下流 Garda 湖の湖面までの総落差 2 609 m を 11 の発電所によつて利用する計画で、その総出力 656 MW、年間発電量 1 426 × 10<sup>6</sup> kWh (冬季 637 × 10<sup>6</sup>) である。現在工事中の **Santa Massenza** 発電所 (地下式) は 2 部に分たれ、Molveno 湖より給水される設備は出力 355 MW、落差 590 ~ 460 m、年間発電量 637 × 10<sup>6</sup> kWh、また Ponte Pia 貯水池より給水される設備の出力 44 MW、落差 203 m、年間発電量 108 × 10<sup>6</sup> kWh であつて、これが完成の際にはイタリア最大の水力発電所となる予定である。

(4) **Azienda Elettricit  Municipale di Milano** Milano 市の一般需要家用電力を供給するために組織されたもので同市の運営にかかり、近年 Po 河支流 Adda 川の最上流部及びその支流の組織的な開発が計画されている。既設並びに計画中のものを合わせればその総出力 890 MW、年間発電量 1 708 × 10<sup>6</sup> kWh となる。新規計画のうち最近 (1951 年) 完成したものに **S. Giacomo** 発電所がある。この発電所はダム式で落差 75 m、年間発電量 10 × 10<sup>6</sup> kWh である。ダムは Adda 川の最上流端に位し、gravity dam の補助断面をもつた gravity buttress type である。その最大高さ 90 m、長さ約 1 km、堤体容積 600 000 m<sup>3</sup> に達し、これまでにヨーロッパに建設されたダムのうち最大のものであると考えられる。

(5) **Societa Adriatica de Elettricit ** この会社はイタリア・アルプスの東部地方の開発に従事しており、Tagliamento 河の Lumiei 発電所、Piave 河の Soverzene 発電所は特に注目すべきである。**Lumiei** ダムは全高 134 m、最大厚さ 16 m の cupola arch dam で 1947 年これが完成当時最高のものであつた。このダムは cupola type のダム設計に関するイタリアの技術のうちで最もすぐれた例を与えるもの

図-2



であり、1951年に竣工したフランスの Enchanet ダム（高さ 68.5 m、厚さ底部 10.8 m、頂部 12 m、上流側最大傾斜 52%）と比較される。Lumiei ダムの建設に当つては高強度でしかも不透性のコンクリートが要求されたので、1 yd<sup>3</sup> 当り 190 kg のフェロ・ポゾラン・セメントの配合が用いられた。このダムには異なつたレベルのところにある 3 本の余水隧道のほか、ダムのクレストに 10 m の溢流口 5 門を備え、ここから溢流する水をダム底部の岩盤上に自由落下せしめる。この貯水池から長さ 4 km の取水隧道がのびて尖頭負荷用地下式発電所に及んでおり、年間  $170 \times 10^6$  kWh の電力を発生する。

次に Piave 河流域はこの会社の重要な電源地帯であり、その全計画が完成した際には年間  $1890 \times 10^6$  kWh（現  $1520 \times 10^6$  kWh）の電力を発生することになる。最近竣工した Soverzene 発電所（地下式）はこの会社のもつ最大の発電所で周波数調整用に用いられている。その全出力 220 MW、年間  $650 \times 10^6$  kWh（計画完成後  $800 \times 10^6$  kWh）の電力を発生する。この発電所に給水する貯水池には Piave di Cadore、Val Gallina 及び Vajont の 3 つがあり、前 2 者は完成したが後者は計画中である。Piave di Cadore ダムは川の一方の深い谷間を高さ 57 m の閉塞用構造物でふさぎ、その上に arch gravity type のダム本体が作られており、全高 112 m、堰堤頂 300 m、曲率半径 161 m で、この型式のダムではイタリア最初の

ものである（1950 年完成）。このダムの建設の際に用いられた工事用仮設備はきわめて完備せるものであつて参考とするに値する。Val Gallina ダムは cupola type であつていちじるしく下流に張り出している。計画中の Vajont ダムに対しては高さ 204 m かまたは 255 m のダムが考えられており、2、3 年以内に着工の予定である。

(6) Montecatini Group これはイタリア最大の鉱業及び化学工業会社であつて自家発電用として Adige 河上流及びその上流支川 Isarco 川を開発している。既設の発電所としては Isarco 川にのぞむ Bressanone 発電所があり（1941 年完成）、これは地下式で落差 164 m、流量  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 、年間発電量 550 kWh である。その貯水池は高さ 64 m の arch dam から成る。ごく最近の水力開発は Adige 河の最上流海拔 1500 m に位する S. Valentino ダム及びこの貯水池から長さ 12 km の取水隧道で給水される Glorrenz 発電所である。ダムは高さ 32.5 m、容積  $600000 \text{ m}^3$  の earth dam でこれはイタリア最大である。発電所（地下式）は出力 116 MW、落差 595 m、最大使用水量  $18 \text{ m}^3/\text{s}$ 、年間発電量  $235 \times 10^6$  kWh である。なおそのずつと下流にある Castelbello 発電所は出力 90 MW、落差 294 m、最大使用水量  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 、年間発電量  $400 \times 10^6$  kWh である。この発電所（1949 年完成）は地下式発電所の理想的建築様式を示している。

## (7) S.M.I.R.R.E.L. Aluminium Company

このアルミニウム会社は自家発電用として Adige 河の支流 Avisio 川の小支川に **Forte Buso** ダムを建設して容量  $32 \times 10^6 \text{ m}^3$  の貯水池を形成し、これから総落差 1 100 m の間に相次いで位する 5 つの発電所 (全出力 129 MW) に給水している。このダムは arch gravity dam で、高さ 110 m, 堤長 330 m, 弦長 250 m, 堤体容積  $265\,000 \text{ m}^3$  である。

(8) **Falk Iron and Steel Company** この鉄鋼会社は自家発電用として Po 河の支流 Adda 川流域に大規模な水力開発を行っており、その年間発電量は  $700 \times 10^6 \text{ kWh}$  に達する。そのうち Belviso 川に対する完全なる水力開発はアルプス諸河川上流部の多くの開発計画のうちその代表的なものである。この計画の最上流には高さ 135 m の arch gravity dam が工事中で、ここから 4 km の取水隧道で **Ganda** 発電所に至る。その出力 50 MW, 落差 550 m, 年間発電量  $103 \times 10^6 \text{ kWh}$  である。その下流の **Belviso** 発電所 (1951 年完成, 地下式) は年間  $106 \times 10^6 \text{ kWh}$  の電力を発生する。次にやはり Adda 川の小支川 Vanina 川及び Armisa 川にそつて 5 つの貯水池と 5 つの発電所 (総出力 107 MW) が作られている。この計画の興味ある点は各貯水池が各種設計のダムで形成されていることであり、これを表示すれば次のとおりである。

名 称	Publino	Lago Venina	Scais
最高貯水位 海拔 m	2 135	1 824	1 425
ダムの形式	arch	multiple arch	buttress
高さ m	40	61	60
長さ m	205	175	400
堤体容積 $\text{m}^3$	36 000	95 000	200 000
完成年	1951年	1926年	1939年

なお Po 河支流 Bormida 川流域の水力計画で主要なる貯水池を形成している **Osglietta** ダム (1939 年竣工) は高さ 76 m の cupola dam でいちじるしく下流に張り出しており、この種のダムの最初のものである。

(電力中央研究所・千秋信一)

## ラーメン隅角部の応力計算法

“A Method for Calculating Stresses in Rigid Frame Corners”  
by Harvey C. Olander

Proc. of ASCE, Vol. 79, Sep. No. 249,  
Aug. 1953.

本論文の目的はラーメン隅角部の簡単な応力計算法を案出することが目的であり、普通のはりの応力解析が適用できる範囲を解析したものである。

まづ 図-1 a に示すごとく、上下縁と直角に交わる円弧断面 AB を考える。断面積及び慣性モーメント等はすべて展開した断面について考えるものとする。次にこの断面 AB に働らく軸方向力、剪断力、モーメントを円弧 AB の中心 O についての力  $P_0, V_0, M_0$  に置換える。 $P_0$  は断面 AB の重心を通り、 $V_0$  は  $P_0$  に直角に交わるものとする。断面 AB に働らく剪断力  $V$  は  $V = M_0/r$ , 単位面積当りの剪断力  $\tau_{rc}$  は  $\tau_{rc} = VQ/Ib$  である。曲げ応力  $\sigma_r$  は  $\sigma_r = P_0/A \pm MC/I$ , ここに  $M = M_0 + V_0 r$  である。

図-1

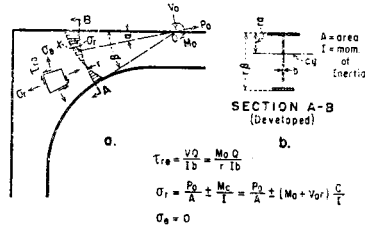


FIGURE 1

以上の解は楔形をしたはりの近似解であるが、この解の精度は中心角  $\beta$  の大きさによつて変化していき、 $\beta$  が小さいほど精度がよい。一般的に言うると、 $\beta$  は  $45^\circ$  以上になつてはいけない。また  $\beta = 45^\circ$  のときの誤差は 5% 以下である。

解を簡単化するためにここに提案した方法は 2 つの重要な factor を無視している。第一の factor は楔に働らく荷重は  $P_0, V_0, M_0$  ばかりでなく、OA 面上の分布した力があるということであり、第二には、楔の形が AB から左の方に変化しているということである。これ等の点については計算値と光弾性実験から求められる測定値との比較によつて明らかにした。

図-2 に示すごとく、計算値と測定値とは断面の急激に変化している点附近を除いては非常によく一致し

図-2

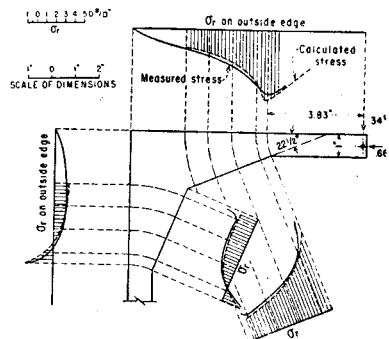
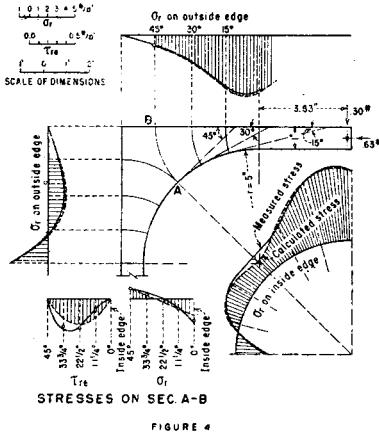


FIGURE 2

ている。普通考えると、これ等の応力集中は小さい区域に限られているので、設計を支配するほどのものではなく、第二義的のものである。その上ウェブとフランジのある隅角部ではフランジの脚を支える補剛材が入っている。

剪断力については、等断面の曲げ理論を適用した近似解では、中立軸より上の方(図-3 参照)で実際の値の方が大きくなる傾向がある。しかしながら最大剪

図-3



断応力は普通この近似解の適用される小さい断面の所で起るものである。一般的に言つてある断面に働く剪断力に対する近似解は中心角が 22.5° あるいはそれ以下でないと満足すべき結果を与えない。

(東京大学・久保慶三郎)

### P. S. コンクリート舗装

“Prestressed Concrete Pavements, Factors Involved in their Design and Construction”  
P. B. Morice  
Roads and Road Construction, June 1953

コンクリート舗装板には、温度及び路盤の滑動に対する抵抗によつて引張応力が生ずるので、これを許容応力以下に保ち、横方向のクラックを防ぐために、短かいスラブとしてジョイントを設けなければならない。しかし、ジョイントの施工は工事の能率を相当低下させる上に、自動車の運転に不快感を与える場合が多いから、少しでも長いスラブを施工したいわけである。プレストレスを加えることもこの方法であつて、以下のような計算法及び施工法がある。

スラブが路盤から受ける滑動に対する抵抗を一樣に  $F$  と仮定すれば、図-1 より任意の点  $x$  においてスラブに働く力  $P$  は

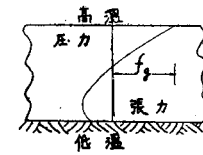
$$P = \int_x^l \frac{1}{2} b F dx = b F \left( \frac{l}{2} - x \right)$$

ただし  $l$ : スラブ長  
 $b$ : スラブ巾  
スラブ厚を  $t$  とすれば、スラブ巾の応力  $f_s$  は

$$f_s = \frac{P}{bt} = \frac{F}{t} \left( \frac{l}{2} - x \right)$$

$$\text{従つて } f_{smax} = \frac{Fl}{2t} \dots\dots\dots (1)$$

次にスラブの厚さ方向に起る温度勾配の応力があり、観察によれば直線的でなく、図-2 のような分布



となる。温度応力の計算に当つては、最大圧縮応力と最大引張応力とが等しいと考えればよく、これを  $f_g$  とおけば、スラブの長手方向の中心における最大引張応力は

$$f = f_s + f_g = \frac{Fl}{2t} + f_g \dots\dots\dots (2)$$

一方、プレストレスに関する条件としては、

- a) プレストレスによる応力が、スラブに生ずる引張応力に等しいこと。
  - b) プレストレッシングによつて、最大圧縮応力がコンクリートの許容圧縮応力を超えないこと。
- であるから、条件 a) より

$$\text{プレストレス } f_p = f = \frac{Fl}{2t} + f_g$$

故にスラブの単位巾当りの、プレストレッシングに必要な力  $H$  は、

$$H = \frac{Fl}{2} + t \cdot f_g \dots\dots\dots (3)$$

いまプレストレスを加える鋼材が緊張後弛緩して、実際には  $f_r$  の応力であると、スラブ単位巾当りの所要鋼材断面積  $A_r$  は

$$A_r = \frac{H}{f_r} = \frac{Fl}{2f_r} + \frac{f_g \cdot t}{f_r}$$

故にコンクリート断面積に対する%としては

$$p = \frac{A_r}{t} \cdot 100 = \left( \frac{Fl}{2f_r t} + \frac{f_g}{f_r} \right) 100 \dots\dots\dots (4)$$

次に前出の条件 b からスラブの極限長が定められる。

すなわち  $f_p + f \leq f_c$  極限では  $f_p = f$  なる故  $2f = f_c$

従つて (2) 式より極限長は

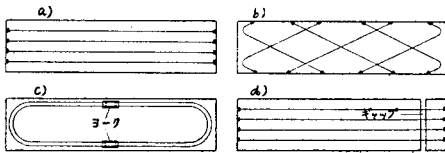
$$l = \frac{t}{F} (f_c - 2f_g) \dots\dots\dots (5)$$

$f_c = 2200 \text{ lb/in}^2$ ,  $F = 1 \text{ lb/in}^2$ ,  $f_g = 100 \text{ lb/in}^2$ ,  $t = 6 \text{ in}$  とすれば、長さ約 1000 ft が限度である。

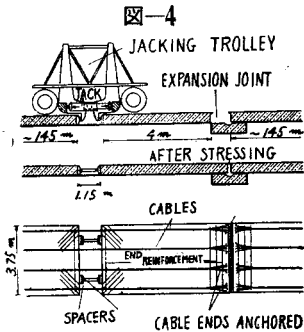
P.S. 鋼板の施工には、鋼線、ケーブル、鉄筋を用いる Post Tensioning が有効に使用でき、かつ鋼線は直線部及び曲線部の双方に有効である。その他、スラブの外側から Jack で圧力を加える方法もあるが、鋼材を要しないかわり本質的に不安定であり、スラブが挫屈するおそれがあるほか、Jack の基礎の設定に相当の経費を必要とするからあまり適当でない。

鋼線を用いる場合はスラブ厚の中央に配置して均等なプレストレスが働らくようにするが、スラブ死荷重、路盤の剛性とのバランスを考えて、偏心させることもある。Prestressing の方法は種々あるが、その最も代表的なものは図-3 の a) ないし d) であつて、そ

図-3 プレストレスिंगの方式



れぞれ長所短所を有する。図-3 a) は施工が簡単な反面、鋼線緊張用の Space をあけてスラブを打たなければならないから、後で短かいスラブを充填する必要がある、また 図-3 b) では a) に比べて鉄筋量が  $\sec \alpha$  倍となる。図-3 c) はスラブの両端または側面のいずれにも碇着部を設けるのが不利な場合であ



り、Tensioning は中央のヨークの所で行う。図-3 d) は一つのスラブを長短二つに分け、図-4 のような Jack を用いてプレストレスを加える方法である。以上を要するに

(建設省道路局・渡辺修自)

## ヘビィサイドの階段函数による梁の解法

“The Application of Heaviside's Step-Function to Beam Problems”

John E. Goldberg

Proc. of ASCE. Vol. L. 79, Separate No. 202

July, 1953 p. 1~14

$n$  個の異なる荷重状態よりなる梁の弾性曲線を求めるには、 $m$  次の微分方程式  $n$  個が必要で  $n \times m$  個の積分定数を決めなければならないが、階段函数を適用すると  $m$  次の方程式 1 個で足り、従つてただ  $m$  個の積分定数を決めればよいことになる。このような積分定数をずつと少なくしうるのが、この方法の特徴である。

階段函数  $H_a$  の定義と特性

$$H_a = \begin{cases} 0 & 0 \leq x < a \\ 1 & a \leq x \leq L \end{cases} \quad y(x) = H_a \begin{cases} 0 & 0 \leq x < a \\ f(x) & a \leq x \leq L \end{cases}$$

もし  $f(x) \cdot dx = dF(x)/dx$  ならば

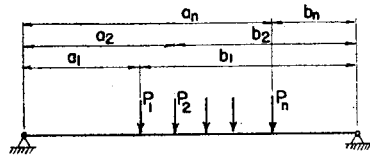
$$\int_0^x H_a \cdot f(x-a) dx = H_a \cdot F(x-a) + \text{const.}$$

$$d/dx \cdot [H_a \cdot (x-a)^n] = n H_a (x-a)^{n-1}$$

$$H_1 \cdot H_2 = H_2 \quad (x_2 > x_1)$$

数個の集中荷重を持つ単純支持梁

図-1



$$H_i = \begin{cases} 0 & 0 \leq x < a_i \\ 1 & a_i \leq x \leq L \end{cases} \quad (i=1, 2, \dots, n)$$

左支点の反力  $R_L = \sum_{i=1}^n P_i b_i / L$

弾性曲線の方程式  $EI d^2 y / dx^2 = -R_L \cdot x + \sum_{i=1}^n H_i P_i (x - a_i)$

2 回積分し

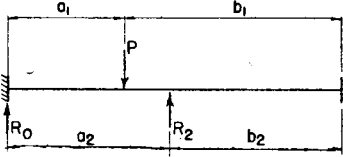
$$EI \cdot y = -R_L \cdot x^3 / 6 + \sum_{i=1}^n H_i P_i (x - a_i)^3 / 6 + c_1 x + c_2$$

境界条件  $\begin{cases} x=0 & y=0 & H_i=0 & \therefore c_2=0 \\ x=L & y=0 & H_i=1 & \therefore c_1=1/6 L \cdot \sum_{i=1}^n P_i a_i b_i (L + b_i) \end{cases}$

故に  $y = 1/6 EI \cdot \sum_{i=1}^n P_i [-b_i x^3 / L + H_i (x - a_i)^3 + a_i b_i (L + b_i) x / L]$

中間に支持点を持つ固定梁

図-2



$R_0$  :  $x=0$  における剪断力

$R_2$  : 中間支持点反力

$$EI d^3y/dx^3 = -R_0 + H_1P - H_2R_2$$

$$EI \cdot y = -R_0x^3/6 + H_1P(x-a_1)^3/6 - H_2R_2(x-a_2)^3/6 + c_1x^2/2 + c_2x + c_3$$

$x=0$  における境界条件から  $c_2=c_3=0$  また  $x=L$  において傾斜角=0なる条件より  $c_1$  を決め、なお  $x=L$  で撓み=0 であるから

$$R_0L^3 + R_2b_2^2(L+2a_2) = Pb_1^2(L+2a_1)$$

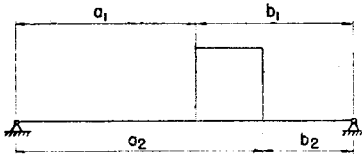
また中間支持点の撓みを  $y_2$  とすれば

$$R_0a_2^2(L+2b_2) + 3R_2a_2^2b_2^2/L = 12EIy_2 - P[b_1^2a_2^2/L - (a_2-a_1)^3]$$

両式から  $R_0, R_2$  を求めればよい。

分布荷重を持つ単純支持梁

図-3



$w$  : 分布荷重強度

$$EI d^4y/dx^4 = H_1w - H_2w$$

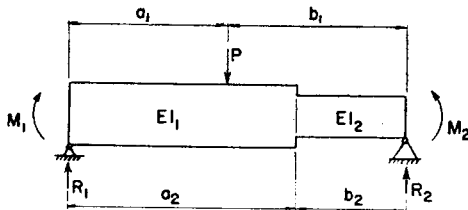
$$EI \cdot y = H_1w(x-a_1)^4/24 - H_2w(x-a_2)^4/24 + c_1x^3/6 + c_2x^2/2 + c_3x + c_4$$

境界条件より積分常数を決め

$$y = w/24 EI [H_1(x-a_1)^4 - H_2(x-a_2)^4 - 2(b_1^2 - b_2^2)/L + (b_1^2 - b_2^2)(2L^2 - b_1^2 - b_2^2)x/L]$$

階段状に断面の変化する梁

図-4



$R_1$  : 左支点の反力

任意点の曲げモーメントは

$$M = M_1 + R_1 \cdot x - PH_1(x-a_1)$$

また  $1/EI_2 = (1+K)/EI_1$  とすれば ( $K$  : パラメータ

一) 全スパンの  $EI$  を  $1/EI = (1+H_2K)/EI_1$  で表示できる。従つて弾性曲線の方程式  $-d^2y/dx^2 = M/EI$  に代入し積分し、境界条件により積分常数を決め次式をうる。

$$EI_1 \cdot y = -M_1x^2/2 - R_1x^3/6 + PH_1(x-a_1)^3/6 - M_1KH_2(x-a_2)^2/2 - R_1KH_2(x-a_2)^3/6 - R_1Ka_2H_2(x-a_2)^2/2 + PKH_2(x-a_2)^3/6 + PKH_2(a_2-a_1)(x-a_2)^2/2 + M_1(L^2 + Kb_2^2)x/2L + R_1(L^3 + Kb_2^3 + 3Ka_2b_2^2)x/6L - P[b_1^3 + Ka_2^3 + 3K(a_2-a_1)b_2^2]x/6L$$

(早大理工学研究所・平島政治)

### 感潮河口における下水処分

“Sewage Disposal in Tidal Estuaries”

By A.L. Diachishin, S.G. Hess, and W.T. Ingram.

Proceedings A.S.C.E., Vol. 79, Separatr No. 167, pp 1-14, 1953

感潮河口において放流下水の稀釈に利用できる水量と下水の滞留時間を決定することが河海汚濁防止計画の立案に当つてしばしば必要となる。古典的潮嚮理論は下水処分において潮汐が演ずる役割を評価する最初の試みであつた。本理論では平均高潮位と平均低潮位との間に存在する全水量、すなわち潮嚮 (tidal prism) が各潮汐週期 (tidal cycle) において放流下水の稀釈に利用できるものと仮定されている。潮嚮は潮汐週期ごとに出入する海水によつて更新され、この海水は平均低潮水と完全に混和すると仮定されている。

感潮河口における潮嚮と平均低潮水量との比を  $x$  ( $< 1$ ) とし、一潮汐週期の間に放流される下水量を 1 とすれば、1 週期後に退潮により除去されないで河口内に残留する下水量は  $x$  となり、2 週期後には  $x^2$  となる。それ故  $n$  週期後に感潮河口内に残留する下水総量  $Q$  は次のように書けることになる。

$$Q = \sum (x + x^2 + x^3 + \dots + x^n) = \frac{x(1-x^n)}{1-x}$$

$n$  の充分大きな値に対しては

$$Q = \frac{x}{1-x}$$

となる。しかしながら感潮河口において潮汐は一般に進行波の形をとり河口内のすべての部分で高潮や低潮が同時には起らないので潮嚮が週期ごとに全部新しい海水で更新されることがない。また河口内の潮汐の平均水平速度が潮嚮を週期ごとに新しい海水でみたすほど大きくない場合が存在する。それ故古典理論は潮汐の下水稀釈作用を過大評価していることになる。

古典理論の難点を除くために修正潮嚮理論が提唱されている。感潮河口は幾つかに区分され、各区分の長さは昇潮上での水粒子の平均移動距離で定められる。この長さは実際の潮汐の流れの観測で直接決定する必要はなく河口内の高潮水量と低潮水量とで定められる。すなわち任意の区分の低潮水量が隣接する陸地寄りの区分の高潮水量に等しくなるように河口は区分され、この区分化は河口内端で始められ海の方に向つて連続的に行われる。ここに河口内端は、それより上流で低潮位から高潮位への水位の上昇が河水によつてのみ行われる断面なりと定義されている。

任意の区分 ( $n$ ) で退潮により除去される水量の高潮水量に対する比を交換比  $r_n$  と名づけると

$$r_n = \frac{P_n}{P_n + V_n}$$

ここに  $P_n$  はその区分において高潮位と低潮位との間に存在する水量、すなわち潮嚮であり、 $V_n$  は低潮水量である。この区分に存在する河水は一連の潮汐週期間に到達した河水よりなつている。1 週期前に到達したものは、河川流量を一定なりとして  $R$  で表わすと、 $r_n R$  が退潮により除去されて  $(1-r_n)R$  だけ残留しており、2 週期前のものは  $(1-r_n)^2 R$  だけ残留している。それ故高潮時にその区分に存在する河水の合計は、その週期に流入した河水は未だ退潮により除去されていないのであるから

$$Q_n = R[1 + (1-r_n) + (1-r_n)^2 + \dots + (1-r_n)^k] = R \frac{1 - (1-r_n)^{k+1}}{r_n}$$

となる。ここに  $k$  は潮汐週期数を表わすものとする。 $k$  が充分大きい場合は上式は次のように書くことがで

きる。

$$Q_n = \frac{R}{r_n}$$

下水の稀釈に利用できる水量は古典理論では河口全体に対する潮嚮に基づいているが修正理論では河口各区分の潮嚮に基づいている。感潮河口内の水の塩度及び海水の塩度がわかれば単位河水量と混和して河口内の平均塩度をつくるに必要な海水量が決定される。河川流量がわかれば潮汐週期ごとに入出する海水量が推定できる。この海水量と河口全水量との比によつて下水稀釈作用が評価できることになる。そこで塩度、水温、水深同時測定器の発達が非常に望まれている。

古典理論は感潮河口全体に対して水平並びに鉛直方向の完全な混和を仮定している。修正理論では混和が河口各区分に局限されているので水平方向の混和が限定されているが鉛直方向の完全な混和が仮定されている。しかしながらすべての感潮河口において幾分か成層が存在するから両理論ともある程度の誤差をまぬかれない。極端な成層が存在する場合はもちろん表面流の調査だけで放流下水の運命について充分正確な評価を行うる。

風その他の長期の観察を必要とする因子の放流下水に及ぼす影響は経費の点からいつても、また必ずしも週期的でないいろいろな因子が入つてくる点からいつても評価が困難である。

模型による研究は潮汐現象の解明と仮説の検定に役立つ。これは現場の観測資料の蒐集とあいつつて潮汐作用が下水処分に及ぼす影響の理解に資するところ大であると考えられている。

(国立公衆衛生院・松本順一郎)

### ダム文献残部僅少

たびたびお知らせいたしておりますが、サベージ博士寄贈によるダム文献の復写頒布は、非常に好評のうちにはぼ完了し、余すところ下記6点のみとなりました。御希望の方は至急御申込下さい。申込順に逐次締切ります。

	円	円
Trial-Load Analysis of Stress Condition in Ross Dam Raised to a top Elevation	75	〒10
Foundation Bearing Tests at Davis Dam	55	10
Treatise on Dams, chapter 9, Gravity Dams	440	45 (品切近し)
Treatise on Dams, chapter 1, Compendium	370	35
Treatise on Dams, chapter 4, Basic Consideration		
Determination of Stress from Measurements in Concrete Dams	85	10 (品切近し)
Seismic Stability of Earth Dam	130	20 ( " )