

高堰堤貯水池と流量調節問題

※ 大 畑 浩 三

1. 緒 言

貯水を目的とする堰堤築造の濫觴は印度に於ける灌漑用土堰堤の築造であつたと言はれてゐる。其後暫く堤材料に土砂石材或は木材等を使はれたる時代を經過したのであるが1800年代中葉後に於てCementの發見と水力發電の勃發は著しく堰堤技術の進歩に貢獻するところとなり物質文明と膨大なる生産能力の要求は愈々電事業の有望性と必要性を招來し水力地點の發見は最近の黄金時代を見るに至つたのである。茲に再び堰堤效用の歴史を回顧するに灌漑を目的として其濫觴を見、水力發電を目的として其技術は著しく進歩の過程を辿つて來たと言ひ得然して吾人人類の文化向上或は自然力征服の望は堰堤を築造することによりて積極的に河洪水量の調節をなし沿岸浸水地域を更生せし耕地並に住居地域を擴大し舟運の發達を助長するは勿論上下水道養魚觀光等總ゆる方面に効果を向上せしめたのである。茲に又日本に於ける堰堤計畫を考察するに明治二十四年琵琶湖小規模の發電設備を見て以來明治大正時代の期に於ける幼稚な發達過程にあつたのである。世界大戰の余波を受け工業界は頓に活況を呈爲し電力の需要増大し水力地點の開發は急速進歩するの結果となつた。然し日本に於ける堰堤技術は歐米諸大陸のそれに比し専ら經濟的力の開發を目的として進歩し來つたのであつた。水力の開發は政府の監督下にあつたとは言へ

水利權が營利のみを目的とする電力資本家に委ねられたる結果自然力開發の綜合的合法的計畫に大なる矛盾と支障を與える結果となつたのである。殊に最近國家經濟力の確立が叫ばれ日本技術の著しい進歩と最も大量電力を消費する電氣化學工業並に冶金工業の發達は國際狀勢の急迫に愈々其重要性を加えられ電力の需要又愈々増大するの現況にあるのである。此處に政府は昨年度議會に電力管理法案を上程し遂に之が統制管理を國家に移管することゝなつた。電力事業移管の理由は他に送電線網の整理電力の全國的總動員の完成電力の合理的配給問題等を擧げ得るであらうが綜合的電力の開發問題が其最たるものであらう。

前轍を踏まざらんがためには我滿洲國に於ける電力事業も同一軌道と根據に基いて出發すべきは當然にして國家若は強力なる國家監督の下に管理統制開發は實施されつゝあるのである。然して我滿洲國に於ける水力地點開發に當り更に考量を要すべき問題は水利地點下流に於ける人文上に及ぼす影響である。即ち堰堤貯水池の洪水量調節作用による浸水地域の更生、舟運、灌漑に對する效用を無視して堰堤計畫は成立しないと云ふことである。一般に洪水調節の文化的價値は其河川の流量の變動激しく下流沿岸に農耕地、村落、都邑多く産業發達し天然資源豊富にして舟運隆盛なるほど大にして滿洲國に於ける水力地點を有する水系を見るに各々國內に

於ける最も人文の發達をなし若は其可能性を有するるのである。依て治水の問題は必ず利水の問題と共に考量されねばない實状にあるのである抑々洪水対策は

1、河川改修防水堤の築造により洪水量を急速に排除して農耕地住居地域に浸水せしめない。

2、河川上流に洪水調節用貯水池を築造し洪水時過剰水量を貯溜し渇水時除々に排水せしめる。

3、河川上流水源地帯に植林砂防工事等の治山の徹底を期す。

の三者に期するのであつて本文に於ては高堰堤貯水池の洪水調節に對する效用につき一私見を述べんとするものである。

2、洪水量調節と貯水用堰堤

(1) 貯水池容量

治水並に利水兩様の目的を以て築造されたる高堰堤貯水池の池積は歐米の實例に徴するに下部15%~20%を土砂の收容に備え其直上40%~50%を以て利用水量を貯え最上部30%~45%を以て洪水調節用池積として利用さるのが普通であると稱されてゐる。即ち出水期前に於て其河川に於て想像される最大洪水量を收容し得る様豫め其相當量だけ貯水池水位を低下し置かんとするものである。然し此處に其水位の低下量を如何に決定するかと言ふ問題が治水利水上重大なる意義を有するのである。今水位低下量に對し1.00mの余裕をとり過ぎたりとせば發電經濟に及ぼす影響は甚大にして即ち發電量

$P=9,8\eta_g \eta_t QH$

茲に η_g ……發電機の効率 Q ……發電水量
 η_t ……水車の効率 H ……水頭

なるを以て $\eta = \eta_g \eta_t = 0.9$

$Q=700m^3/sec$ 電力の單位價格を四厘程

るも年損失額は數十萬圓に達するものと

尙又此低下量に對し同一量の不足を見

せんか洪水時下流安全流量以上の排水を

くされるか若は貯水池水位が設計水位以

し堰堤の安定狀件を脅かし最悪の場合を

想像するとき生すべき慘害たるや推して知

いものがあるのである。利水の見地より

貯水池水位は低下せしめないことを以て

し治水上より論ずれば可及的低下せしめ

安全とするのである。其利害は全く對稱

を以て洪水時前に於ける貯水位は兩者の

損失を充分調査したる上決定されねばなら

而して之が決定に對し根本的標準となる

最大洪水量乃至は年數回起る代表的洪水

流量の如何は長年月に亘る測定の結果

つ以外正確値を決定する法はない。尙此

水利水兩者の利害關係を比較研究する以

て完全なる自然力利用の見地より貯溜さ

る水量をして發電用水として利用したる後

下流利水問題に對し支障を生じないなら

堰上の放水をして最小限度に止むるか出

くれば全流量をして無爲に排除せざるの

拂はねばならない。一般に堰堤の高さHと

量Vの關係は近似的にHを變數とする拋

物して表はされる。然し拋物線VはHの零

高水位まで單一なる拋物線で表はされる

なくHの或區間に對する拋物線群となる。

$V=aH^2+bH+C$

茲に a. c. b……定數

にて表はされHの増加に對し水面積増加積又著しく増大するのである。依てH大か

ど流入量に對し水位の上昇量は小にして池面積に大なる時或洪水量に對して其全流量を貯溜するも尙池積に余祐を生ずる場合をも期待し得るし又其の一部を排水するとしても其調節は著しく容易なものとなる。依て水力發電並に流量調節の兩見地より見るも堰堤の高さは可及的大なるを可とするのであるが種々なる條件のもとてこの高さにも自ら制限がある。即ち

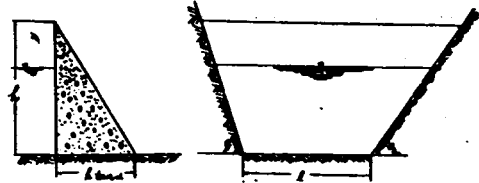
1. 堰体内應力は堰體材料の耐壓強度内にありべきでありとなす條件より高堰堤の高さには制限がある。
2. 堰堤高の増加は貯水池面積を著しく増加し一般に上流地域の住民並に物件に對して複雑なる利害關係を惹起する。殊に背水の影響圏内に都市若は特殊資源の存在するが如き場合に於ては堤高は之に依りて左右される。
3. 堰堤體の増加は堰體容量の増加を意味し依て生ずる堰堤築造費の増大は發生電力の單位價格を高價ならしむる結果となるを以て經濟的電力事業の經營をなす目的よりするも堰堤高には自ら一定の制限がある。

此處に第三項の問題について機械力利用工法の進歩による工費の節減水力の綜合的開發計畫水利權の國家管理等により將來に於ては従前に比し著しく其堤高を増大するであらうことは容易に想像され得る所である。好條件の水利地點が順次開發され遂に開發地點の行詰りを來すに及りたる時開發計畫が水頭の増大即ち更に堤高となる堰堤を築造することによりて其前途を打開せんとするの時機に到來するであらう。此處に經濟的電力の發生より見たる堤高の決定式を導して見よう。然してこの問題に於ても尙種々なる條件を取入れて考量しなければならない

ものにして次の算定式も其概略的標準乃至は參考の域を脱し得ないものであらう。

堰堤高と堰體容量

堰堤断面を基本三角形とし左右兩岸の傾斜角を θ_1, θ_2 河川巾を I とせば堰體容量



$$V = \frac{1}{6} \text{ton} (\text{Cot} \theta_1 + \text{Cot} \theta_2) h^2 + \frac{1}{2} \text{ton} \delta \cdot I h^2$$

$$= \frac{m}{6} (\text{Cot} \theta_1 + \text{Cot} \theta_2) h^2 + \frac{m}{2} I h^2$$

$$= \frac{m h^2}{2} \left\{ \frac{1}{3} (\text{Cot} \theta_1 + \text{Cot} \theta_2) h + I \right\} \dots \dots (1)$$

$$m = \tan \delta$$

堰體混凝土單位容量の築造費;

堰體混凝土登立米單價は堰體總容量の増大するほど即ち堤高大なる程減少するのが普通である。之に人件費假設費機械器具購入費等が堰體容量に比例して増大するものではないからである依て堰體容量 V と單價 U の關係は多數の堰堤の實例より徴するに近似的に

$$U = -nV + C \dots \dots (2)$$

$n, C \dots \dots$ 定數

なるが如き關係にある。依て堰堤築造費

$$P = V \cdot U$$

$$= -\frac{m^2 n}{36} (\text{cot} \theta_1 + \text{cot} \theta_2)^2 h^4 - \frac{m^2 n I}{6} (\text{cot} \theta_1 + \text{cot} \theta_2) h^3$$

$$- \frac{m^2 n I^2}{4} h^2 + \frac{m C}{6} (\text{cot} \theta_1 + \text{cot} \theta_2) h^2$$

$$+ \frac{m I C}{2} h^2 \dots \dots (3)$$

となる。

發生電力;

或水利地點の發生電力は次式にて與えられる

$$E = 9.87\gamma g \eta l Q h = 9.87 Q h \dots\dots\dots (4)$$

單位電力量に對する建設費

單位電力量に對する建設費

$$E = \frac{-\frac{m^2 n}{36}(\cot\theta_1 + \cot\theta_2)^2 h^6 - \frac{m^2 n l}{12}}{(\cot\theta_1 + \cot\theta_2) h^5 - \frac{m^2 n l^2}{4} h^4}$$

$$+ \frac{\frac{mc}{6}(\cot\theta_1 + \cot\theta_2) h^3 + \frac{m l c}{2} h^2}{9.87 Q h} \dots\dots\dots (5)$$

本式に於て h を除く總ての數値は定數なるを以て

$E = -ah^5 - bh^4 - ch^3 + dh^2 + eh$ の如き式にて表はされることゝなる。依て E を最小ならしむ h の價は

$$\frac{de}{dh} = 0; \text{より}$$

$$5ah^4 + 4bh^3 + 3ch^2 - 2dh - e = 0 \dots\dots\dots (6)$$

本式を解くことによりて經濟的堰堤高Hは決定される。然し四次方程式の解法は煩雜に亘るを以て (3) (4) 式を各々圖表化し (5) 式を最小ならしむ h を決定するを便とす。

(ii) 溢流堰長及溢流水頭;

貯水池に貯溜されたる水量は發電用水として水壓管を通し或は溢流堰、漁道、流水路、排砂門、排水孔等によりて下流に流下されるのであるが普通高堰堤貯水池に於ける洪水量の排除は溢流堰若は排水孔に期待しなければならない。

然し排水孔による場合排水孔の流況は管流となり水理問題として取扱ひ易いものとなる。又流入量と貯水位の關係は溢流堰による場合と同一考量に基き得るものなるを以て本文に於ては溢流堰の場合の流量調節を論ずることゝする。溢流堰の形狀を決定する場合に考量すべき問題は溢流堰部に於ける堤體の安定及水理條件であ

るが堰頂長並に溢流水頭の決定は貯水池池ノ(洪水量)下流に對する安全流量貯水池容ノ流堤水叩部の保護水門扉の型式堰頂上通路の造費等によりて比較決定さるものである。

流量調節より見たる堰頂長と溢流水頭の關今治水並に利水上安全にして支障なき最大を Q とせば

$$Q = cbh^{\frac{3}{2}}$$

c.....定數 b.....堰
h.....溢流水

にして Q を流下せしむる任意堰長溢流水頭 $b_1 h_1, b_2 h_2$ の二例をとり考えるに

$$Q = cb_1 h_1^{\frac{3}{2}} \quad Q = cb_2 h_2^{\frac{3}{2}} \quad \text{故に } cb_1 h_1^{\frac{3}{2}} = cb_2 h_2^{\frac{3}{2}}$$

依て

$$\frac{b_2}{b_1} = \frac{h_1^{\frac{3}{2}}}{h_2^{\frac{3}{2}}} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{\frac{3}{2}} \quad b_2 = nb_1 \quad (n > 1) \text{ と}$$

$$n^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{b_2}{b_1}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{h_1}{h_2}$$

而して $n^{\frac{2}{3}} < n$ なるを以て $\frac{h_1}{h_2} = < n$

即ち同一断面に有する溢流堰に於ては堰大なるものより溢流水頭の大なるものが流量調節は容易なりと言ひ得る。

水門扉築造費を最小ならしむ溢流堰;

$$\text{溢流量 } Q = cbh^{\frac{3}{2}} \text{ なるを以て } b = \frac{Q}{ch^{\frac{3}{2}}}$$

又鋼製水門扉の自重 G が Kulka 氏の與えが如く

$$G = 0.0012 bh \left(100 + \frac{0.52bh}{\sigma} \lambda \right) \text{ (ton)}$$

茲に σ鋼材の許容強度 ton/cm²

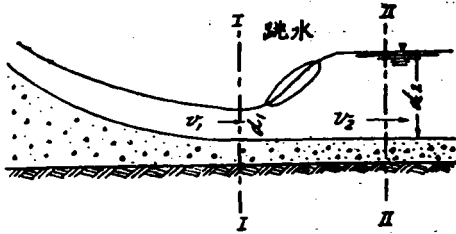
λ係數 (b=5.00m~20.00m のとき ~3.0)

$$\text{なりとせば } G = \frac{0.12Q}{c} h^{-\frac{1}{2}} + \frac{0.0624Q^2 \lambda}{c^2 \sigma} h^{-1} \text{ にして}$$

本式に於て G を最小ならしむべき h の價門扉築造費を最小ならしむ溢流水頭となる。

下流水叩部の洗掘作用と堰頂長；

水叩部に於ける流況を圖の場合につき考える
 単位中をとれば各断面の流量は不變にして又
 の断面に於てはⅠの断面より流速は小となり
 運動量の減少を見る。此運動量の減少はⅡの断
 面に於ける水深の増加に起因する静水壓の増大



により平衡が保たれる。

静水壓の増加は $\zeta g d_2 \frac{d_2}{2} - \zeta g d_1 \frac{d_1}{2}$

運動量の変化は $\zeta d_1 V_1 (V_1 - V_2)$

者を等値せば

$$\zeta g \frac{d_2^2}{2} - \zeta g \frac{d_1^2}{2} = \zeta d_1 V_1 (V_1 - V_2)$$

$\zeta g d_1^2$ にて兩邊を除せば $\frac{d_2^2}{2d_1^2} - \frac{1}{2} = \frac{V_1}{gd_1}$

$(V_1 - V_2) \frac{d_2}{d_1} = n$ とせば

$V_2 = \frac{V_1}{n}$ (∵ $V_1 d_1 = V_2 d_2$) 依て

$$\frac{1}{2} n^2 - \frac{1}{2} = \frac{1}{gd_1} \left(V_1^2 - \frac{V_1^2}{n} \right)$$

∴ $n^2 + n = \frac{2V_1^2}{gd_1}$

茲に堤高をHとせばは $V_1 = \sqrt{2gh}$, d_1 堰頂長
 溢流量 Qによりて決定する。依て上式よりは
 定され跳水位 d_2 が定る。然し跳水位は下流水
 より下位にして且可及的之に近接せる状態に
 ることが洗掘防止の見地より望ましい。依て
 を満足せしむる様堰頂長を増減することが水
 部保護工費を節減するに有効なる場合があ
 る。尙堰頂長溢流水頭の關係については堤體混
 土量の節減溢流堤部の安定條件溢流堰面の防
 護に要する工費堰頂長に比例する通行用橋梁水

叩部の防護施設等の築造に要する工費關係等複
 雜なる比較研究が必要である。又實際問題とし
 ては好條件の水利地點は河谷狹隘なる場所を常
 とするを以て發電所、變電所等の構造物は堰堤
 の直下流に築造さる場合多き關係上之によりて
 堰頂長が制限さる場合も多いであらう。

3. 高堰堤貯水池の洪水調節作用；

貯水池水位が上昇し遂に溢流堰上Hに達すれば溢流量 $Q_2 = c[H]^3$ となる。然し Q_2 が流入量 Q_1 より小なる間は水位上昇し $Q_1 = Q_2$ に至りて止む。この場合Hに相當する貯水量が大なるほど Q_1 及 Q_2 が平衡を保つまでに要する時間 t は大となる。此處に Q_2 を下流治水並に利水上制限さる最大流量としこれに相當する溢流水頭を H_0 とせば H_0 だけ水位が上昇するに要する時間 t_0 は Q_1 の大なるほど小となる。堰頂上貯水池最高水位に至る水頭を H_m とせば $H_m \geq H_0$ 又下流利水上の最小流量を發電用水量より小なりとせば洪水量 Q_1 の繼續時間 $tf < t_0$ なる關係にあるときは堤體安全にして且豫め貯水池操作を講じおくの必要もない。この場合は寧ろ水門扉の一部を閉塞し溢流量の一部を貯留すべき必要さえ生ずるであらう。 $tf > t_0$ なる場合は水位は H_0 に達し溢流量も又安全流量以上に及ぶを以て水門の一部を閉塞し溢流量を制限しなければならぬ。然し此場合水位は更に H_m に近接するを以て H_m に達する時間 $t_m \geq tf$ を満足せざれば堤體の安全を期し得られないこととなる。 Q_1 大なるか H_m に相當する貯水量小なるため $tf > t_m$ なる場合は洪水前豫め貯水位をして $(tf - t_m)$ 間の流量に相當するだけ低下せしめねばならない。然して又出水期に於てはかなり近接して數次の洪水を見るを普通とするを以て第一次洪水により

甚しく水位の上昇を來したる際更に第二次の洪水を見る場合は愈々其調節は困難となり或は堤體の安定を脅かし或は排水量をして安全流量以上たらしめ以て下流沿川に慘害を及ぼす結果となる。今微小時間 dt 間貯水池の流入量を $Q_1 dt$ 溢流量を $Q_2 dt$ とせば貯水池排水量は $(Q_2 - Q_1) dt$ 又此間の水位下降量を dh とせば次式を得る。

$$(Q_2 - Q_1) dt = Adh$$

茲に A は貯水池水面積にして $dh^2 + bh + c$ にて表される。又流入量を h に對して一定なりとせば $Q_1 = cI Z^{\frac{3}{2}}$ なるが如き或溢流水頭に換算し得る。依て

$$cI(h^{\frac{3}{2}} - Z^{\frac{3}{2}}) dt = (ah^2 + bh + c) dh$$

$$dt = \frac{ah^2 + bh + c}{cI(h^{\frac{3}{2}} - Z^{\frac{3}{2}})} dh$$

故に水位を H より Z まで低下せしむるに要する時間

$$t = \int_Z^H \frac{ah^2 + bh + c}{cI(h^{\frac{3}{2}} - Z^{\frac{3}{2}})} dh = \frac{1}{cI} \left[\frac{2a}{3} (H^{\frac{3}{2}} - Z^{\frac{3}{2}}) + 2b(H^{\frac{1}{2}} - Z^{\frac{1}{2}}) - \frac{c+bh}{3Z^{\frac{3}{2}}} \left(\frac{2Z^{\frac{3}{2}}a}{3} \right) \cdot \ln \frac{H^{\frac{3}{2}} - Z^{\frac{3}{2}}}{h^{\frac{3}{2}} - Z^{\frac{3}{2}}} + \frac{c+bZ}{Z^{\frac{3}{2}}} \cdot \ln \frac{H^{\frac{1}{2}} - Z^{\frac{1}{2}}}{h^{\frac{1}{2}} - Z^{\frac{1}{2}}} + 2 \frac{c-bZ}{\sqrt{s}Z^{\frac{3}{2}}} \left(\arccos \frac{2H^{\frac{1}{2}} - Z^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{s}Z^{\frac{1}{2}}} - \arccos \frac{2h^{\frac{1}{2}} + Z^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{s}Z^{\frac{1}{2}}} \right) \right] \dots (7)$$

$$\text{茲に } \ln x = 2.303 \log x$$

にて與えられる。依て第一次洪水により貯水位上昇し上式の與える時間よりも早く次期洪水を見るの恐ある場合は貯水量の一部を溢流堤による以外に他の方法を以て排除せねばならぬ場合も生ずるであらう。上式は貯水位下降に要する時間の算定式なるが $Q_1 > Q_2$ 即ち水位上昇の場合にも適用し得るものである。然し此處に流入量 Q_1 は實際上時間の経過 t に對して一定値を

とるものには非ず地理的關係、雨量分布、河況、流域の狀況等によりて複雑なる變化するものなるが洪水調節問題の對稱として取時は實際流量曲線に對して最も近似なる三梯形或は施物線群として數理的取扱をなさない。

然して斯る假定をなすも尙貯水位の變化と時間の關係を呈示する一般式を誘導することは殆んど不可能である。

依て次に水位變化と時間の關係を近似的に算定し得る一方法を述べんとす。

流入量 Q_1 が一定なる場合;

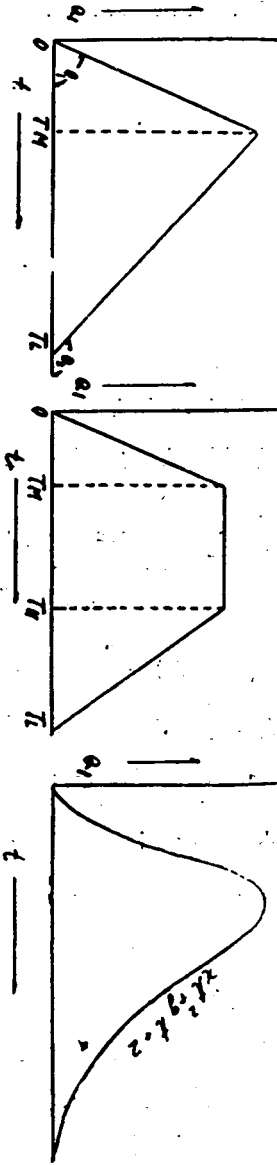
$$\begin{aligned} \text{溢流量 } Q_2 &= cIH^{\frac{3}{2}} = \lambda H^{\frac{3}{2}} \\ \lambda &= cI \end{aligned}$$

流入量が Q_1 なる場合或時間 t_m に於ける水位が H_m , t_n に於ける水位を H_m

とせば $H_n - H_m$ が甚しく大ならざる限りの間の溢流量

$$Q_{2,mn} = \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} (t_n - t_m)$$

又 $(H_n - H_m)$ に相當する貯水量



$$V_{mn} = \int_{H_m}^{H_n} (\lambda h^2 + bh + c) dh$$

$$= \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m)$$

に $t_{mn} = t_n - t_m$ とせば

$$Q_1 t_{mn} = Q_2 t_{mn} + V_{mn}$$

$$= \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} t_{mn} + \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m)$$

$$Q_1 - \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} t_{mn} = \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m) \dots \dots \dots (8)$$

溢流堤頂より最高水位に至る間を數區間に分各區間の上昇するに要する時間を各算定してけば最高水位に達するに要する時間 $T = \sum t_i$ に與えられる。

流入量 Q_1 が時間 t に對し略三角形に變化する場合;

場合 $t=0$ より $t=T_n$ に至る間に於ては流入量

$$Q_1 = t \sin \theta, \quad t = \delta, \quad t = T_n \quad \sin \theta = \delta, \dots$$

なるを以て t_m に於ける流入量を φ_m とせば t_n

に於ける流入量 $Q_1 = \varphi_m + \delta_1 t_{mn}$

に t_{mn} 間の總流入量

$$Q_{1,mn} = (\varphi_m + \frac{\delta_1}{2} t_{mn}) t_{mn}$$

$$= (\varphi_m + \frac{\delta_1}{2} t_{mn}) t_{mn} = \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} t_{mn} + \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m)$$

$$= \frac{\delta_1}{2} t_{mn}^2 + \{ \varphi_m - \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} \} t_{mn} - \{ \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m) \} = 0 \dots \dots \dots (9)$$

二次方程式を解くことによりて水位上昇量

と時間の關係は解決される。前例と同様水位を數區間にわち算定を續行すれば最高水位に達するに要する時間も算定し得る。但し本式に於て最大洪水量に對する $t = T_M$ 以後に於ては流入量 $Q_1 = \varphi_m - \delta_1 t$ を用ひねばならない。

流入量 Q_1 が t に對し梯形をなす場合;

此場合 $t=0, t=T_M$ 間及 $t=T_M, t=T_n$ 間は Q_1 が三角形をなす即ち前例の t_{mn} の二次方程式を解くことにより $t=T_M, t=T_n$ の間は Q_1 が一定なる場合(8)式を適用すれば水位上昇量と時間の關係は算定される。

流入量 Q_1 が t に對し抛物線群として假定し得る場合;

t_m に於ける流入量を φ_m とせば t_n に於ける流入量 $Q_1 = x t_{mn}^2 + y t_{mn} + \varphi_m$ 茲に x, y, \dots 定數故に t_{mn} 間の流入量

$$Q_{1,mn} = (\frac{x}{2} t_{mn}^2 + y t_{mn} + \varphi_m) t_{mn}$$

$$\text{依て } \frac{x}{2} t_{mn}^2 + \frac{y}{2} t_{mn}^2 + \varphi_m t_{mn}$$

$$= \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} t_{mn}$$

$$+ \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m)$$

$$\text{故に } \frac{x}{2} t_{mn}^2 + \frac{y}{2} t_{mn}^2$$

$$+ \{ \varphi_m - \frac{\lambda (H_m^{\frac{3}{2}} + H_n^{\frac{3}{2}})}{2} \} t_{mn}$$

$$+ \{ \frac{\lambda}{3} (H_n^3 - H_m^3) + \frac{b}{2} (H_n^2 - H_m^2) + c(H_n - H_m) \} = 0 \dots \dots \dots (10)$$

本式は流入量 Q_1 が t の施物線となる場合の水位上昇量と時間の關係式である。

上述の關係式は $Q_2 > Q_1$ 即ち水位下降に際しても適用し得るものである。依て貯水池地點に於ける代表的數種の洪水並最大洪水等に對し貯水池水位 H と時間の経過との關係を圖表化し置く

ならば貯水池操作に著しく利便を與え得るものと信ず。

4. 結 言

高堰堤貯水池に依る洪水調節の問題を解決するに當り必然的に考量すべき問題は堰堤位置に於ける洪水量並に其特性である。河川流量の如何は漠然たる自然現象の一にして勿論吾人が正確なる實體を掴み得るものではないが長年月に亘る調査測量の結果を綜合するときは洪水調節の對稱となる程度の正確度を有する諸性質は極め得るであらう。調節問題の對稱となるものは其地點に於ける過去の最大流量若は將來起り得る可能性ありと推測される最大流量、年數回起る下流安全流量以上の流量、年總流量利水上制限さる下流の最少流量、一洪水の經過後更に次期洪水の生ずまでの時日等である。此處に流量の問題は調査の結果究明さるものであるが一洪水と次期洪水の時日に就ては稍々明瞭を缺くを以て調節對策もかなり余裕を見込まねばならないこととなる。依て排水をして溢流堰以外に急速に貯水量の一部を排除すべき排水孔の如きを設備し置くならば調節をして著しく合理的となし得るであらう。貯水池操作に當りては貯水池

容量水面積下流安全流量等各が相對的關係を以て一律には論じ得られないが貯水池水面積の大なるもの即ち堰堤高の大なるものど有効であることは前述の通りであるが下全量も可及的大ならしむる様治水對策を講るならば操作は容易となる。此等の問題はに要する諸工費と貯水池水頭を有効に利用て發電量を大ならしむることによりて得られ濟關係と更に下流沿岸の人文産業の發達自然資源の有無等を考量して決定されねばないものである。要するに高堰堤貯水池が洪水調節のみを目的として築造さるならば効果の期待し得る洪水量調節が可能であるが斯水池は一般に經濟上實現は不可能であり水電並洪水調節の各々の立場より貯水池の効を評價するとき兩者の利害關係は全く對立より營利的企業價値の多き水力發電用貯水主眼として築造され洪水調節は當然第二義問題として取扱はれるものであるが故に斯水池に依り解決し得ざる範圍の洪水量は他水對策若は治山の問題に俟つべきであらう

以上

東京・福岡十一時間

高速自動車
専用路を新設

總經費
四億圓

内務省計畫案成る

内務省道路課では非常時下の産業進展と國防充實の二つの目的から東京—大阪間を五時東京—福岡間を十一時間でぶつ飛ぶ高速自動車専用國道の新設を計畫し大體原案が出来たので明春ごろ實地調査を試みたくへ出来るだけ早く同國道の實現を計りたいと意氣込んでいるが、この自動車國道が開設されると現在東京—福岡間を特急列車で行つて約二十一時間要するに對し約半分の十一時間くらいで自動車が走るといふのであるからまさに交通運輸の大革命である、すなはちこの高速自動車國道は現在の東海道國道その他を擴張改修するといひでなく全然新たに開設する自動車の専用道路で、 ※

(29頁へ續く)