



土木研究所資料

第 977 号

洪水吐の機能設計

昭和 49 年 11 月

建設省土木研究所

洪水吐の機能設計

藤本 成（篠崎試験所）

目

次

1. 洪水吐の目的と機能.....	1
1-1 洪水吐一般.....	1
1-2 洪水吐の設計基準量.....	2
1-3 洪水吐の機能分担.....	7
2. 洪水吐の設計要領.....	11
3. 洪水吐の水理.....	13
3-1 流れの分類とその特性.....	13
3-2 洪水吐の流れの状態.....	15
3-3 急変流とその取扱い.....	17
3-4 高速流とその取扱い.....	19
3-5 噴流とその取扱い.....	26
3-6 管路流れとその取扱い.....	29
3-7 水温と濁水の問題.....	32
4. 洪水吐の構成要素と配置.....	36
5. 形式、規模の選定.....	38
5-1 放流形式の区分とその適用.....	38
5-2 放流設備の規模.....	40
5-3 放流設備の配置規模に関する資料.....	42
6. 流量配分の問題.....	45
7. 上流導流部の設計.....	52
8. 流入部の設計.....	53
8-1 越流型の設計.....	53
8-2 朝顔型の設計.....	56
8-3 低圧型管路の設計.....	57
8-4 高圧型管路の設計.....	59
9. 下流導流部の設計.....	63
9-1 堤体流下式および水路式導流部の設計.....	63
9-2 トンネル式導流部の設計.....	65

10. 減勢工の設計.....	69
10-1 形式の選定.....	69
10-2 跳水式減勢工の設計.....	70
10-3 スキージャンプ式減勢工の設計.....	76
10-4 自由落下式減勢工の設計.....	77
11. 水理模型実験.....	79
11-1 実験の適用.....	79
11-2 実験の方法と結果の判定.....	82
参 考 書.....	85

1. 洪水吐の目的と機能

1-1 洪水吐一般

貯水池には、その目的に関係なく、余水吐（Spillway）を設けなければならない。

余水吐は、貯水池築造後の付替河道を構成する構造物であるから、少なくとも、ダム築造前の河川の機能（従前の河川の機能）を維持できることが必要であるとともに貯水池の築造によって新たに生じた災害発生の危険を防止できることが必要である。

余水吐に要求される機能は

1. 貯水池水位の異常な上昇を防止できること。すなわち計画貯水位以上の流水を放流できる能力を有すること。
 2. 余水を安全に下流まで導流できること。
 3. せき上げの結果生じた流水の過剰なエネルギーを減勢して、余水を河道に放流できること。
- である。

これらの余水吐に要求される機能は、ダム本体が貯水池の築造のためになした仕事すなわち、河道の締切りと貯留のためのせき上げに対して、河川の従前の機能の維持と貯水池の安全確保を満足するために必要な機能であり、この意味では、余水吐とダム本体とは表裏一体をなす機能を発揮する構造物であると考えられる。

余水吐は、その使用条件によって、常用余水吐と非常用余水吐の2種に分類される。これを、常用余水吐、制限余水吐および非常用余水吐の3種に分類する場合もあるが、ここでは、一般に使用される常用と非常用の分類に従うことにする。

常用余水吐は、当該河川のある水準以下の洪水流量に対して設計されたものであり、河川の従前の機能の維持を目的とする余水吐である。

非常用余水吐は、これ以上の洪水に対して貯水池の安全を確保するために設けられるものである。

したがって、この両者の設置目的、要求される機能には差があることに留意しなければならない。

貯水池には、余水吐以外にも、その目的に応じて各種の取水あるいは、放流設備が設けられる。

洪水調節用貯水池には、洪水調節計画を満足させる放流設備の設置が必要になる。

洪水調節用放流設備は、ある水準以下の洪水に対して洪水調節を計画的に行うことを目的として設けられるものであり、機能面を考えれば常用余水吐の一種であるとも考えられる。

したがって、洪水調節用放流設備は、所定の洪水調節方式を可能ならしめるとともに、河川の従前の機能を維持できるものでなければならない。

ダム構造令で使用される洪水吐という用語は、これら余水吐、洪水調節用放流設備の総称であり、広義にはこれらを含めた放流設備全体を示す用語でもある。ここでは、比較的広い意味での洪水吐を対象として考えることにする。

洪水調節用放流設備以外にも、貯水池の設置目的により利水補給用放流設備あるいは発電のための取水設備などが必要である。

これら、放流あるいは取水設備からの流水がダム下流の河道に直接放流されるものについては、常用余水

吐と同一の性格を有する放流設備であるとともに、これらの流水が常時河川を構成する流れとなるため、量的挙動において河川の従前の機能を維持できるばかりでなく、質的挙動においても従前の機能を維持することが要求される。

これらの放流設備の設計においては、水温、濁度などの水質に対する河川環境の維持（流水の正常な機能の維持）について、とくに留意しなければならない。

1-2 洪水吐の設計基準量

洪水吐の設計における量的設計条件を考える場合には、常に貯水位と流量の組合せに対する議論が必要である。

しかし、貯水位は、貯水池一般に共通するものを除き個々の貯水池の使用計画に基づき決定されるものも少なくなく、一般的取扱いは例外が多いおそのある設計基準量であるのに対して、流量は河道全体の計画基準あるいは貯水池の集水面積などに基づいて導かれる設計基準量であり、貯水位より貯水池全般に同一の尺度で通用する性格をもつ設計基準量であるので、ここでは流量を主体として考えることにする。

実際の設計問題に対しては、それぞれの流量に対応する貯水位の範囲を明らかにして、それらの組合せに対して検討しなければならない。

洪水調節を目的の1つとする多目的貯水池に設けられる洪水吐の設計基準流量は、

1. 河川の流水の正常な機能の維持に対する条件（質）
2. 河川の従前の機能の維持に対する条件（量）
3. 洪水調節計画に関連した条件
4. 貯水池の安全基準に関連した条件

とを含むため、非常に多くかつ多様である。

これらのうち基本的な設計基準流量を列挙すれば、次のとおりである。

A, 河川維持流量, Q_m : 当該河川に対して、下水その他の廃水による汚濁の防止、塩害の防止、河道の維持、堆砂による河口の埋没の防止、既得水利の取水または、舟運のための水位の維持、河川における動植物の生存等のために必要とされる水量で、流水の正常な機能を維持するために必要な河川の最小流量である。

この決定方法については多くの議論があり、また本論の主題ではないが、決定された河川維持流量は当該河川の渇水流量と平水量の間、ほぼ低水流量に近い値になっているのが通例である。

B, 無害流量, Q_n : 洪水調節貯水池の操作規則に従えば、無害流量は洪水以外の流水の最大流量と定義され、具体的には、貯水池下流河道ならびに沿岸に被害が生じることなく流下せうる流量の最大値である。

また、洪水期、非洪水期に区分された洪水調節貯水池では、無害流量は非洪水期の最大流量でもある。

C, 計画最大放流量, Q_f : 洪水調節計画において貯水池に許容された最大放流量であつて、貯水池下流河道の計画高水流量に相当し、現象的には貯水池下流河道の堤防の破堤流量に対応するものと考えられる。

したがって、貯水池の計画最大放流量は、貯水池下流の堤内地に被害が生じることなく流下せうる最大流量である。

D, 計画高水流量, Q_k : 洪水調節貯水池における計画高水流量は、通常貯水池下流の計画最大放流量に対

応するものであって、貯水池および上流の河道に対する計画基準流量とみなすことができる。したがって、洪水調節貯水池では、その貯留効果のために、計画基準流量が計画高水流量 Q_k から計画最大放流量 Q_f に急変することになる。

E, 洪水吐設計流量, Q_d (設計洪水流量)

ダム構造令(案, 第4条)によれば“洪水吐設計流量は100年に1回起るものと想定される当該ダム直上流部の流量, または, すでに観測された雨量, 水位, 流量等に基づいて算出された当該ダム直上流部における最大の流量のいずれか大きい流量以上のものとする。”とされている。

これは, ダム設計基準に規定される設計洪水流量と同一意義を有する流量であつて, 設計洪水流量と同様にダム設計における一般的基準を与える流量と考えてよい。

なお, 従来の基準においては, 設計洪水流量はダムの安全に関係するものと考え, 堤体の構成材料により差を設けており, 越流に抵抗力のないフィルダムではコンクリートダムとしての設計洪水流量の1.2倍以上とすることが規定されていたが, ダム構造令(案)ではこの差を設けないこととしている。

この理由は, 設計洪水流量は本来貯水池およびダムの安全確保のための基準を与えるものではなく, 洪水の発生頻度を考慮して選定される洪水吐の標準機能の水準を与える流量であるとの考えに立脚しているためである。

F, 余裕を見込んだ洪水吐設計流量, Q_e (異常洪水流量)

ダム構造令(案, 第16条)によれば“洪水吐は洪水吐設計流量を流下しえるものであり, かつ省令で定める余裕を有する流量を流下しえるものでなければならない。”とされており, 同条の省令(第8条)には余裕を有する流量として, コンクリートダムにあつては洪水吐設計流量の1.2倍以上の流量または当該流域ならびに近傍流域の雨量, 流量および比流量などから算出しえる最大の流量のうち大なる方の流量, フィルダムにおいてはその1.2倍の流量と規定している。

これは, ダム設計基準に規定される異常洪水流量と同一意義を有する流量であつて, ダムの安全確保のための基準を与える流量である。このために, 越流に対して抵抗力のないフィルダムにおいては, コンクリートダムの1.2倍の洪水放流能力を持つことを義務づけているわけである。

以上の Q_m , Q_n , Q_f , Q_k , Q_d および Q_e は, 一般に図-1-1に示す関係にあり, これらが洪水調節貯水池の洪水吐の設計において最も基本的な設計基準流量となる。

なお, 設計においては洪水吐設計流量(設計洪水流量)は, 図-1-1に示すように無限時間ピーク流量が継続するものとして考えねばならない。また, ダム設計基準に規定される異常洪水流量は, 図-1-1に示すように洪水波形を与えることにより, 貯水池の貯留効果による

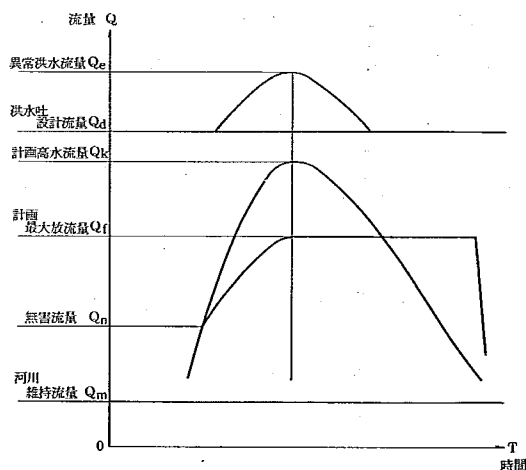


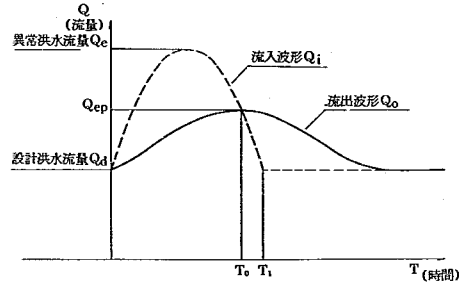
図-1-1 洪水吐の設計基準流量

ピーク流量の低減を見込んでよいこととされている。

これは、次のように説明される。

貯水池流入量および流出量をそれぞれ Q_i および Q_o とし時間を T 、貯留量を V とすれば、連続条件より次式が得られる。

$$\frac{dV}{dT} = Q_i - Q_o \quad (1-1)$$



貯水池流入量 Q_i については、ダム設計基準の仮定にしたがい設計洪水流量 Q_d 以上の洪水波形を放物線で近似できるものとすれば、異常洪水流量（ピーク流入量）を Q_e 、図-1-2に示すように Q_d 以上の洪水の継続時間を T_1 として

$$Q_i = Q_d + 4(Q_e - Q_d) \frac{T}{T_1} \left(1 - \frac{T}{T_1}\right) \quad (1-2)$$

と表わすことができる。

ここで、設計洪水流量 Q_d の放流時に、洪水吐はすべてゲート全開状態にあり、越流頂は越流水深 h_1 で流量 Q_{dc} ($Q_{dc} \leq Q_d$) を放流している場合には、 $Q_{dc} = CB h_1^{3/2}$ (B : 幅) であるから、この状態からの越流量の変化量 dQ_{dc} と越流水深の変化量 dh との間には次式が成立する。

$$dQ_{dc} = \frac{3}{2} CB h_1^{1/2} dh = \frac{3}{2} \frac{Q_{dc}}{h_1} dh \quad (1-3)$$

ここで、越流水深の変化量 dh 、すなわち貯水位の変化量 dh に伴う洪水吐全放流量の変化量 dQ_o は、越流頂以外の放流設備からの放流量の変化は十分小さく無視できるから dQ_{dc} とほぼ一致するものと考えてよい。

$$dQ_o = dQ_{dc} \quad (1-4)$$

一方、貯留量の変化量 dV は設計洪水流量 Q_d 放流時の貯水池底水面積を A として、 $dV = A dh$ であるから (1-3) および (1-4) 式を用いて、 dV と dQ_o との間に次式が得られる。

$$dV = A dh = \frac{2}{3} \frac{A h_1}{Q_{dc}} dQ_o \quad (1-5)$$

したがって、(1-2) および (1-5) 式を (1-1) 式に代入すれば、 Q_o と T の関係式が次のように導かれる。

$$\frac{2}{3} \frac{A h_1}{Q_{dc}} \frac{dQ_o}{dT} = Q_d + 4(Q_e - Q_d) \frac{T}{T_1} \left(1 - \frac{T}{T_1}\right) - Q_o \quad (1-6)$$

流出量の波形は、この積分方程式の解として

$$Q_o = Q_i + F(T) \quad (1-7)$$

$$F(T) = 4(Q_e - Q_d) \beta \left[2 \frac{T}{T_1} + (2\beta + 1) \left\{ e^{-\frac{T}{\beta T_1}} - 1 \right\} \right]$$

と求められる。ここに $\beta = 2/3 (Ah_1/QdcT_1)$ である。

また、(1-2)式の洪水波形を有する異常洪水流量 Q_e が貯水池に流入した場合の(1-7)式の流出波形のピーク流量 Q_{ep} の発生時間 T_o は、 $F(T_o) = 0$ より

$$\frac{T_o}{T_1} = -\beta \ln \left(1 - \frac{2}{2\beta + 1} \frac{T_o}{T_1} \right) \quad (1-8)$$

の解として与えられるから、貯水池の貯留効果により低減したピーク流量 Q_{ep} は

$$Q_{ep} = Q_d + 4(Q_e - Q_d) \frac{T_o}{T_1} \left(1 - \frac{T_o}{T_1} \right) \quad (1-9)$$

である。また、ピーク流量の低減率 α は

$$\alpha = \frac{Q_{ep} - Q_d}{Q_e - Q_d} = 4 \frac{T_o}{T_1} \left(1 - \frac{T_o}{T_1} \right) \quad (1-10)$$

と表わすことができる。

(1-8)および(1-10)式の解は、図-1-3および4に示される。

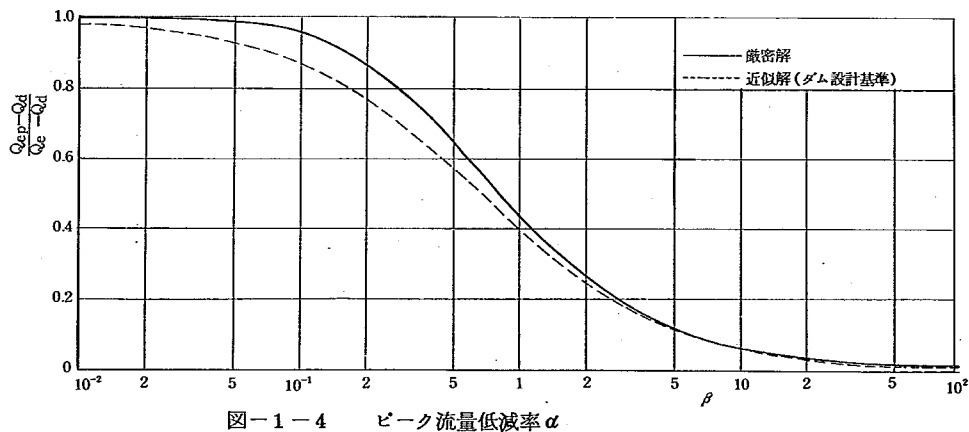
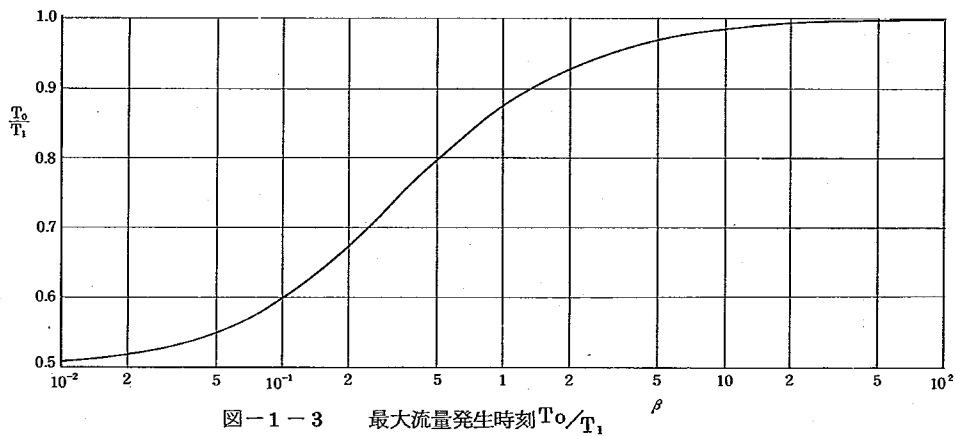


図-1-4には、ダム設計基準に示される近似解

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{3}{2}\beta} \quad (1-11)$$

をあわせ示してある。

わが国の貯水池の場合、一般に湛水面積 A は $10^6 m^2$ のオーダー、越流水深 h_1 は $10 m$ のオーダー、設計洪水流量 Q_d 放流時の越流頂からの放流量 Q_{dc} は $10^2 \sim 10^3 m^3/sec$ のオーダーであり、異常洪水の継続時間 T_1 は $10^3 \sim 10^4 sec$ のオーダーであるから、 β は、

$$\beta = \frac{2}{3} \frac{A h_1}{Q_{dc} T_1} = \frac{2}{3} \frac{10^6 \times 10}{(10^2 \sim 10^3) \times (10^3 \sim 10^4)} = 1 \sim 10^2$$

のオーダーになる。

したがって、異常洪水時の水位上昇に相当する余裕高を確保すれば、洪水吐の放流能力を異常洪水流量より著しく小さくすることは可能である。

ダム設計基準では、この点を考慮し、貯水池湛水面積の規模、洪水吐の流量配分および形状により、余裕高を適切に確保することを前提として、異常洪水時には貯水池の貯留効果を見込む方向にあった。

しかし、ダム構造令(案)では、実際の運用上 T_1 の合理的な設定が困難であること、および設計洪水流量 Q_d 放流時に洪水吐のすべてのゲートが全開であるという仮定が实际的でないことなどの理由から、異常洪水流量についても設計洪水流量と同様を取扱いをすることとしており、旧ダム設計基準の考え方に後退している。

設計基準流量のうち、 Q_n 、 Q_f および Q_k は洪水調節計画すなわち貯水池下流域の治水計画より貯水池に還元された設計基準流量であり、治水計画が洪水調節による年平均被害軽減額を基礎として導かれる妥当投資額の上に成り立つ性格であるので、これら設計基準流量もある程度経済的価値判断をおびた値と考えられる。

これに対して、 Q_e は貯水池の下流域に及ぼす影響の大きさ、あるいはダムの河川構造物としての重要性を考慮し、その安全確保の基準を与える基本量であり、貯水池の集水域で生起することが可能なすべての洪水を包含しえることが必要であって、極限における貯水池およびダムの安全を保障できるものでなければならない。

一方、 Q_m および Q_d はともに貯水池の築造に伴う負の効果の除去に関する設計基準流量といえる。

貯水池で設定される河川維持流量は、下流河川で設定されるものと同一の目的を有するものと考えられ、貯水池から放流される Q_m 以下の流水は常時の河水を構成する流れとなるから、貯水池築造前と同一の質的性状を有するように選別して放流できることが必要である。

現在、貯水池の築造と自然環境破壊の関連について強く指摘されており、流水の正常な機能の維持は貯水池築造の前提条件といえる。したがって、 Q_m の決定は慎重に行うことが必要であるとともに、維持すべき流水の性状(たとえば水温、濁度など)については今後さらに十分な研究を重ね負の効果の除去に努めなければならない。

これに対し Q_d は量的性状において河川の従前の機能が維持できればよい。設計洪水流量は、貯水池にお

いて異常とは考えられない洪水の上限であるから、 Q_d までの洪水に対しては、洪水吐は正常な機能を維持し、貯水池築造前と同一の量的性状（流速、水深など）を有するように下流に放流できることが必要である。

以上が、洪水調節貯水池の洪水吐および取、放水設備の設計の最も基本的な設計基準流量であるが、実際の設計では、さらに、これらより派生した多くの流量が利用される。

それらについても同様、列挙してみると

G, 洪水調節計画における貯水位 — 放流量関係, $Q_f(H)$

洪水調節貯水池の調節計画における貯水位 — 放流量関係は、洪水調節用放流設備の設計上考慮すべき第一の条件であり、設備の設計では無害流量あるいは計画最大放流量を点として考慮するだけでなく、貯水位 — 放流量関係 $Q_f(H)$ をすべて設計の対象として把握することが必要である。

H, 減勢池設計対象流量, Q_s

減勢池の機能は元来流量の変化に対して一定なものでなく、非常に流動的な性格を有しているので、減勢池の設計においては減勢池設計対象流量を設定し、この流量で最も安定した減勢効果が期待されるように設計される。したがって、減勢池設計対象流量は、前述の基準流量すなわち対象となる洪水吐の性格のほかに、減勢工の型式、地点の環境および設計の方法（たとえば既往の資料あるいは水理公式等による水理計算による場合、あるいは水理模型実験により検証する場合）などを勘案して設定されるものである。

I, 洪水吐最大放流量, Q_{dm}

この洪水吐最大放流量とは、ダムおよび貯水池沿岸を越流させることなく放流しうる最大流量の意味であり、A～Hの設計基準流量とは全く意義を異にする量であるが、設計の最終段階においては貯水池の安全度の評価の基準となる流量となるものと考えられ、この設定にあたっては洪水吐の流量配分、機能の安定性を考慮し異常洪水流量と対応させて慎重に行わなければならない。

J, ダム破壊流量, Q_{de}

ダム破壊流量とは文字どおりダムおよび貯水池に決定的な打撃を与える流量であり、この値の大小が最終的なダムおよび貯水池の安全性に関係する。

コンクリートダムでは、ダム取付部地山が堅固であれば、ダム破壊流量は非常に大きいものと考えられており、一般にその値を算出することは困難であるが、フィルダムでは堤体越流が生ずれば直ちにダム欠壊が起るものと予想され、この意味ではダム破壊流量は有限な値として算出できる。したがって、フィルダムの計画では、設計基準流量ならびに堤体余裕高の設定をとくに慎重に行うとともに、洪水吐もこれに対応した機能が発揮できるように設計されることが必要である。

これらが洪水調節を含む多目的貯水池の放流設備の設計において基本となる流量である。

1-3 洪水吐の機能分担

洪水調節を含む多目的貯水池の洪水吐は、図-1-5に示すように4つの設備により構成される。すなわち

1. 流水の正常な機能を維持するための設備（常用放水工）
2. 洪水調節を行うための設備（洪水調節用放流設備）
3. 河川の従前の機能を維持するための設備（常用余水吐）

4. ダムおよび貯水池の安全確保のための設備（非常用余水吐）の4つの設備である。

常用放水工は、 Q_m 程度以下の流量に対し河川流水が量とともに、質的にも正常な機能を維持できるよう設計される。

多目的貯水池には、通常利水専用の各種の取、放水設備が併設されるため、常用放水工として特別の放流設備を設置せず、常用放水工の分担すべき機能をすべてこれらの他の利水用設備に代行させる場合も多い。

しかし、いずれの場合でも、常時の河川流水を分担する放水工にはこのような水質制御の機能を付与させることが必要である。

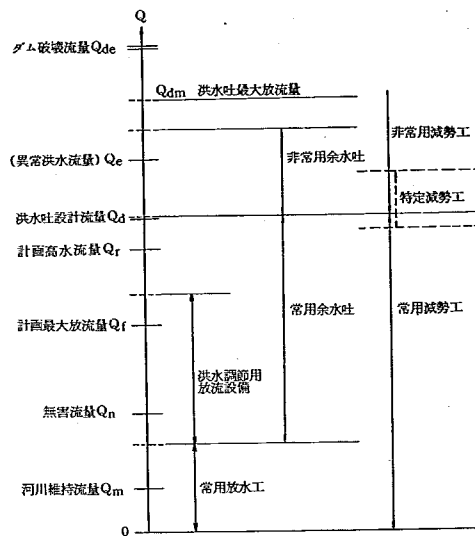


図1-5 多目的貯水池の洪水吐の構成

常用放水工や各種の取、放水設備は、他の放流設備と異なり、貯水池内の流水の挙動に適した選別放流設備となるのが特徴であって、その規模は平水量の多い大河川の例を除き、一般に $1 \sim 10 \text{ m}^3/\text{sec}$ のオーダーにある。また、これ以上の規模の常用放水工の設計は、技術的に非常に困難であるのが通例である。

洪水調節用放流設備は、 $Q_n \sim Q_f$ 範囲の流量に対して、当該貯水池の洪水調節計画 $Q_f(H)$ を満たすように設計される。

洪水調節用放流設備の設計では、当該貯水池の洪水調節計画に対する治水専用設備として、最適な放流形式を選定することが最も重要である。

洪水調節用放流設備は後述の常用余水吐と兼用されることが多いが、このために治水設備としての機能を低下させたり大規模設備の操作による人工洪水の危険のあるものであってはならない。

他の機能を分担する放流設備と兼用にすることは経済的であるが、そのために洪水調節用放流設備の規模が増大することは好ましいことではないので、できるかぎり治水専用放流設備として適切な規模となるよう配慮すべきであろう。

また、洪水調節用放流設備の設計では、断面の余裕についても十分な配慮が必要である。

この余裕とは、将来堆砂が進行して治水容量が減少した場合の洪水調節方式の変更に対する余裕、ダム統合管理等のさらに高度な洪水調節方式が樹立された場合の操作の枠を拡げるための余裕あるいは治水計画そのものの改訂に対する余裕であって、いずれも将来の洪水調節計画の変更に対する自由度を設計時に断面の余裕として見込もうとするものである。

しかし、設計の段階でこのような将来の変更を予測することは実際には非常に困難であり、現在この点に十分な配慮がなされているとは言いが、既設貯水池で堆砂の進行が予想以上に早く、治水容量の減少が著しいため洪水調節方式が変更された例、あるいは調節方式の変更が望ましい例もあり、洪水調節計画の変更は将来必ず直面する事態であるから、設計の段階で十分に検討しておく必要がある。

また、技術的理由から洪水調節操作を確実にするために、放流設備の数に余裕を見込む場合もある。大規

模小数方式は経済的に好ましいけれども、実際の操作管理上は小規模多数方式の方が有利な場合が多いから、総合的視野に立つて両者の得失を検討すべきである。

なお、余裕を見込むことが技術的に困難な場合には、いたずらに規模が大きくなるのを避けることも必要である。

治水専用設備としての洪水調節用放流設備の規模は、通常 $10^2 \sim 10^3 \text{ m}^3/\text{sec}$ のオーダーにあるのが普通であり、大規模放流設備ではこの範囲の流量に対して最適のように選定されるから、これ以下の小流量の制御には適当でないのが通例である。このために、常用放水工の放流機能を洪水調節用放流設備と兼用にすることは、量的側面のみを考えても無理なことが多い。

常用余水吐は、 $Q_m \sim Q_d$ の範囲の流量に対して貯水池築造に伴う付替河道としての機能、すなわち河川の従前の機能を維持できるように設計される。

洪水調節用放流設備が設けられる場合には、両者の適用範囲に重複する部分があるため、これを統合して1つの放流設備（洪水調節用放流設備と常用余水吐兼用）とすることが多いが、兼用とすることの適否は洪水調節用放流設備の放流設備により異なる。

放流設備の流量配分において、“大は小を兼ねる”とする考え方は設備設計ならびに操作管理上、好ましくなく、“小は大の一部を負担する”とする考えの方が好ましいのが通例であり、洪水調節用放流設備として設計された最適形状を損うことなく、かつ操作管理上、無理のない範囲に対してのみ両者の兼用は許容しうる。

常用余水吐は、常用放水工および後述の非常用余水吐とともに貯水池に固有の設備であるから、経済的あるいは技術的に多小の不利が生ずるとしても、他の取、放水設備に代替させることなく独自の設備を設けるべきである。

なお、常用余水吐の規模は通常 $10^2 \sim 10^3 \text{ m}^3/\text{sec}$ のオーダーである。

非常用余水吐は、 Q_d 以上の洪水流量に対して貯水池およびダムを安全に確保できるように設計される。

非常用余水吐の設計の対象は、流量的には設計洪水流量以上の異常洪水の流下時となるが、その要求される主たる機能は貯水位の異常な上昇の防止にある。

したがって、放流能力が大きいということは、非常用余水吐の具備すべき必要条件ではあるが、これだけでは、必要十分条件とは言えない。

すなわち、非常用余水吐は、十分な放流能力を有するとともに、機能が常に安定しており、貯水位の異常な上昇が確実に防止できるものでなければならない。

この好例として、ゲート付越流頂の非常用余水吐としての適用性の問題を挙げることができる。

これは、ゲート付越流頂ではゲートを開放した段階ではじめて余水吐としての機能を発揮することになるから、ゲートを閉じた状態では貯水池に余水吐を設置していないことと同等であって、このゲート操作が実際の非常用余水吐の機能を左右する要素となることである。

さらに、ローラーゲートやラジアルゲートなどの一般に利用される余水吐ゲートの大部分は巻上げのために動力を必要とするものであって、この動力源そのものがダムおよび貯水池全体の安全を直接支配することを考慮する必要がある。

したがって、ゲートの規模、形式の選定では、これら動力源ならびに巻上げ装置に特に慎重な配慮が必要
なわけである。

同時に、ゲート操作の確実性が技術的に保証されたとしても、洪水の流下速度が速く、到達時間が小さい
ところでは、ゲート操作に要する時間的余裕がなくなるおそれもあり、ゲートの設置自体が問題となる場合
も少なくない。

河川中、上流部の中小の貯水池では、降雨 — 流出の応答が敏感なうえに湛水面積が小さいから、貯水池
の水位の上昇速度がはやくゲート操作に要する時間が確保できないため、異常な出水時に余水吐の能力が発
揮されないおそれが生じてくる。

集水面積が 10.0 km^2 程度以下で、局地性異常降雨の発生する規模と一致するところでは、このような事
態の発生するおそれが大きいから、越流幅をできるかぎり広くとり、ゲート高さを低くするとか、経済性は
低下するが、堤体余裕高を大きくとるとともに、ゲートを設けない越流頂とすることが推奨される。

このように、非常用余水吐は放流能力とともに貯水位の異常な上昇の防止が確実に行われるものであるこ
とが必要である。

このように洪水調節を含む多目的貯水池の洪水吐は、それぞれ目的および機能の異なる4種の放流設備を
設けねばならない。

なお、近い将来排砂設備の設置の要請が具体化することが予測される。

現在、一般に排砂設備と呼ばれる設備は、貯水池の埋没を防止するために設けられたものではなく、いづ
れも局所的な埋没防止対策のための設備であって、その効果は排砂孔近傍に限られるから、自然環境保全の
観点からは効果的なものではない。

また、効果的な排砂設備は、現在、技術的に不可能に近いことも事実であるが、近い将来この要請は貯水
池築造の前提条件となることが予想され、この技術の開発は緊急の研究課題である。

したがって、現在、貯水池の埋没防止あるいは貯水池下流への安定した土砂の供給は不可能であるが、こ
れらは解決しなければならない問題であるから、技術的に可能になるまでは、それが重大な悪影響を及ぼす
ことのないよう慎重な配慮が必要である。

つぎに、このようにして設計される放流設備に対する減勢工について考えてみる。

ここで、減勢工を、放流設備に対して行ったと同様に目的および機能別に分類すると、

1. 河川の従前の機能維持のための設備（常用減勢工）
2. 洪水吐周辺の重要施設の防災のための設備（特定減勢工）
3. 洪水吐周辺の防災のための設備（非常用減勢工）

の3種に大別できる。

ここに、常用減勢工は、前述の常用余水吐、洪水調節用放流設備および常用放流水工に付属する構造物であ
って、 Q_d 程度以下の流量に対して洪水吐下流の河道の流れが貯水池築造前と同じ流況（水深、流速、流向
など）を呈するように設計されるものである。

このために、常用減勢工は貯水池の築造によって生じた過剰なエネルギーを確実に減勢できるものでなけ
ればならない。

洪水調節を行う貯水池下流河道の計画対象洪水は計画最大放流量 Q_f であり、これ以上の洪水が流下すれば下流域に大きな被害が発生することになるため、常用減勢工として Q_f 以上の洪水を対象とすることは不適当であるとの考え方が従来支配的であり、常用減勢工は Q_f 以下に対してのみ考えればよいとされてきた。

常用減勢工が下流河道の安全を主目的として設計されることを考えれば、このような取扱いが正当と言えるが、前述のように減勢工の機能は流量とともに漸変し、ある流量を限界として急激に低下する性質のものであり、 Q_f 以下を設計対象とする場合であっても、少なくとも設計洪水流量 Q_d 程度までは減勢機能が維持できることが必要である。

これは、常用余水吐が治水、利水の目的に関係なく貯水池に固有の設備であり、常用減勢工はこれに付属した機能を分担する設備であるから、治水を目的とした貯水池であっても洪水吐としては、この程度の流量までは減勢できる構造であることが必要なものと考えられるためである。

したがって、洪水調節を行う貯水池の常用減勢工では、 Q_f 以下の流量が流下する状態では最良の減勢効果を持続し、常用余水吐を操作して Q_d 程度までの流量が放流された場合にもその機能が維持できるような構造を、経済性を損なうことなく設計することが最も重要である。

非常用減勢工は、非常用余水吐に付属する設備であり、貯水池およびダム安全確保のために設けられるものであるから、常用減勢工のようにエネルギーの減勢を行う必要のない場合もある。

しかし、非常用減勢工が貯水池およびダムの防災をテーマとする設備であるから、エネルギーを減勢することなく放流した場合に、下流域に貯水池欠壊に匹敵する災害を及ぼすおそれのあるときには、常用減勢工と同等の機能を持たせなければならない。

通常、非常用減勢工の設計では、 Q_d 以上の異常な洪水が発生し、非常用余水吐を操作した場合に貯水池およびダムに害を及ぼさないことおよび洪水吐下流に極度の被害を生じないことが基本とされる。

なお、常用減勢工と非常用減勢工とを1つの減勢工で兼用する場合が多いけれども、両者の設置目的ならびに要求される機能に明確な相違があることを認識して、いたずらに規模を拡大して経済的負担が増すことのないように、とくに注意すべきである。

特定減勢工は、常用あるいは非常用減勢工と異なり、洪水吐周辺の土地を発電などの他の目的のために利用したいがために生じるものであって、常用あるいは非常用減勢工に隣接して設置される構造物の重要度が洪水吐として考える減勢工よりさらに高度な減勢効果を要求する場合がこれに相当する。

このような場合には、その減勢工の機能を増強して特定減勢工とし、その構造物の重要度に適応した減勢を行わなければならない。

特定減勢工の設計基準流量は、そこに設置される構造物の重要度によって算定された妥当投資額あるいは減勢効果に対する安全率等を勘案して決定すべきものと考えられ、土地利用者との綿密な協議が必要である。

2. 洪水吐の設計要領

洪水吐の基本設計条件として与えられるものは、いずれも洪水吐が具備すべき機能に関する条件であって、それ以外の制約条件は与えられないのが通例であり、設計者はまず貯水池周辺のすべての設置可能な空間に対して設計条件を満たす設備の配置を考えることが必要である。

洪水吐の設置に必要な空間の設定を行うためには、設計条件に示される機能を“寸法化”しておくことが必要であり、水力計算を行い設備の設置に必要な空間規模（水平面積、鉛直面積など）を、あらかじめ求めておかねばならない。

貯水池周辺の空間の中にこの必要規模を設定する作業には論理的方法があるわけではなく、過去の多くの設計例などを参考にして行うことが多い。

このようにして、洪水吐の配置の原案が得られる。

なお、この段階では、できるだけ数多くの配置案を考えることが主眼であって、先入観のみから実現の可能性を判断し、取捨選択を行うことは好ましくない。

つぎに、各配置案に対してそれに適応する設備の形状を考える作業が必要になる。これが、一般に概略設計と呼ばれるものであり、基本設計条件を満たす洪水吐の設備形状の概略が実際に図面化される段階である。

概略設計が完了して、洪水吐の設備形状の各案の概略が明らかになれば、つぎはこれを選択して実施可能な数案にしばり詳細な検討を加える段階に入る。

この選択を行うにあたっては、その設備形状案の基本設計条件に対する適合性を再確認するとともに、技術上の問題、経済性、施工性、保守管理の難易および操作的確信などを判断基準とし、総合的視野にたつてとくに慎重に行わなければならない。

また、多くの技術者に意見を求めることおよび同種の設備の計画、設計、施工および操作の実績を調査し、それらを判断資料とすることも非常に有益である。

本来、このような検討の結果は、当然基本設計条件にフィードバックされ、両者（計画と設計）の調和が保たれるようにすべきであるが、わが国の実状は、このフィードバックがなく、基本設計条件は不変の条件として設定されるため、実際の構造物の設計上、無理が生ずることも少なくない。

つぎに、選択された実施可能な数案について、詳細な水力設計および構造設計を行う。

水力設計とは、水力機能上必要な諸条件を満たす形状を与える作業であり、構造物の外観すなわち形状寸法に関する設計であって、構造設計が構造物の強度に関する内的寸法を与える作業であるのに対比できる。

水力設計は、しばしば水力計算と一致するかのような印象を与えるが、実際には形状の開発が要点であって、水力計算は単にそれを援助する手段にすぎないことを留意すべきである。

水力設計では、設備の形状寸法を与え、水力機能を解析してその機能が基本設計条件と一致することを確認する。水力機能を解析的に求められない場合には、水力模型実験などの手段を用いてその機能を調査しなければならない。

この段階での水力模型実験は、一般に予備実験と呼ばれるものである。

水力設計を行うことにより、その構造物に作用する水力荷重条件が明らかになるから、これを基礎に構造設計が可能になる。

各案に対して、それぞれ水力および構造設計を行い構造物が確定すれば、概略設計の場合よりさらに高度かつ詳細な比較検討が可能になり、実施すべき案を選択することができる。

この場合の判断基準は概略設計の場合と同様であるが、他の施設との調和、環境との適合性についてとくに留意し、総合的な検討を行って選択しなければならない。

選択された設計案がそのまま実施設計として通用する場合には、直接実施することが可能であるが、一般にはこの設計案を原案として、さらに総合的な水理模型実験を行い、水理機能の検証ならびに細部形状の改良を行って、構造物の設計条件を再検討し、実施設計をまとめることが多い。

実施設計には、構造物の形状寸法とともに、その構造物の施工要領とくに水理構造物に必要な構造物表面の仕上げ基準を明記することが必要である。

また、その構造物の適用（使用）条件、操作要領ならびに保守管理要領についても明らかにしておかなければならない。

従来、これらの事項はあまり重視されず、単に施工に必要な詳細な形状寸法の算定のみが実施設計と考えられてきたが、洪水吐は他の機械設備と同様に特定の設計条件に適合するように築造されたものであり、たとえ断面に余裕があり水理計算上は放流可能であっても、それが設計で考えていない使用条件であればその設備の適用範囲外であって、そのような操作は許容できない性質のものである。

また、設計において構造物全体の安全度を同一に保つように設計することは困難であり、弱点は存在するわけであるから、保守管理もそれを前提に行わなければ効果的な維持はできなくなる。

このように設計された洪水吐が設計意図を満たすよう施工され、かつ操作管理されるためには、当然それに必要な要領を明らかにしておくことが必要である。

3. 洪水吐の水理

3-1 流れの分類とその特性

貯水池から洪水吐を経て下流河道に至る導流水路の形式がすべて開水路である場合を例にとり、流れの水理学的性状とその取扱いについて述べる。

開水路流れの状態を知るためには、比エネルギーに占める水深の割合が1つの指標となる。

比エネルギーとは、水路底を基準面とする流れの平均的な全水頭であって、この比エネルギー H_0 は次式で表わされる。

$$H_0 = \frac{\alpha V^2}{2g} + \lambda h \cos \theta = \alpha \frac{Q^2}{2gA^3} + \lambda h \cos \theta \quad (3-1)$$

ここに、 V は平均流速、 h は水路の法線方向に測られた水深、 θ はこの法線方向が鉛直方向となす角、 Q は流量、 A は流積で、 α および λ はそれぞれエネルギー係数およびイエガーの圧力分布補正係数と呼ばれ、次式で表わされる係数である。

$$\alpha = \frac{1}{A} \int \left(\frac{u}{V} \right)^3 dA, \quad \lambda = \frac{1}{Q} \int \left(y \cos \theta + \frac{p}{\rho g} \right) u dA$$

ここに、 u は水路底よりその法線方向 y の位置の水路に平行する方向の流速、 p はその点の圧力である。この α は、一般に1より大きいが、実用問題では $\alpha=1$ と置いてよい。

また、 λ は上に凸な堤頂の流れでは $\lambda < 1$ であり、逆にバケットのような曲面上では $\lambda > 1$ となるが、ここでは基本的関係についてのみ取扱うので、 α および λ をともに1と仮定する。

この比エネルギー H_0 と水深 h との関係のある流量について図示すれば、図-3-1のようになる。この

図において、最小の H_0 を与える水深は限界水深 h_c と呼ばれる値であり、開水路流れの最も基本となる重要な値である。この限界水深 h_c は、 $\lambda = 1$ と仮定して

$$\cos\theta = \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right) \quad (3-2)$$

で計算される値であり、幅 B の長方形断面水路では

$$h_c = \left\{ \frac{\alpha}{g \cos\theta} \left(\frac{Q}{B} \right)^2 \right\}^{1/3} \quad (3-3)$$

である。

ある断面で流れの水深 h が上式で計算される限界水深より大きいか、等しいかあるいは小さいかにより、流れは常流、限界流あるいは射流と分類される。すなわち

$$h \begin{matrix} \geq \\ = \\ < \end{matrix} h_c \quad \begin{matrix} \text{常} \\ \text{限} \\ \text{射} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{流} \\ \text{界} \\ \text{流} \end{matrix} \quad (3-4)$$

である。また、(3-2)式を流速で表わせば、限界流速 V_c に対して

$$V_c^2 / \left\{ \left(\frac{g \cos\theta A}{\alpha} \right) / \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right) \right\} = V_c^2 / \left(\frac{g \cos\theta}{\alpha} D \right) = 1 \quad (3-5)$$

となる。ここに D は流水断面積を水面幅でわった値であり水理水深と呼ばれる。長方形断面水路では水理水深は水深と一致する。

(3-5)式は、フルード数の2乗の形であり、フルード数を

$$F = V / \sqrt{g \cos\theta D / \alpha} \quad (3-6)$$

と表わすと、常流ではフルード数は1より小さく、限界流では1に一致し、射流では1より大きいことになる。

図-3-1より明らかなように、常流では比エネルギーの変化はそのまま水深の変化となることが多く、フルード数が1に近づくにつれて比エネルギーに占める水深の割合が減少し、限界状態ではほぼ2/3に一致する。フルード数が1を越え射流領域に入ると、この割合はさらに減少し、高速流ではエネルギーの変化はほとんど流速の変化となり、水深の変化は小さくなる。

なお、(3-6)式に現われる $\sqrt{g \cos\theta D / \alpha}$ は水理水深 D の静水上を伝わる微小擾乱の伝播速度であり、フルード数は流速とこの伝播速度との比である。

したがって、フルード数が1より小さい常流では、このような微小擾乱は上、下流両方向に伝播するが、射流では上流方向には伝播せず下流方向にのみ伝播することになる。このような流れの状態による擾乱の伝わり方の相違は、水路設計上の重要な要素となる。

すなわち、流れが常流である水路（常流水路）では、下流で形状や線形などの水路特性を変更すればその影響が上流にまで及ぶことになり、これを逆に水路設計上の問題として考えれば、常流水路の設計では、地

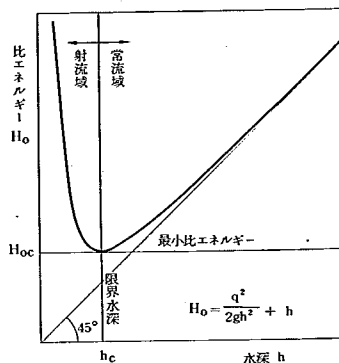


図-3-1 比エネルギーと水深との関係

形、地質などの他の条件に適合するように水路線形をある程度自由に設定しても、それに沿う流れが得られることを意味する。

したがって、常流水路の線形を選定する場合には、この点を十分考慮して行わなければならない。

常流の解析は下流から上流に向って行われ、一次元解析法がその有力な手段となる。ただし、湾曲水路などの水路横断方向の現象に対して別の手段を考えねばならない。

流れが射流状態で流下する水路（射流水路）では、下流の微小な擾乱は上流に伝わらないから、下流での水路の変更は上流まで影響しない。

すなわち、射流では、下流の流れは、常にその上流側の流れに支配される性格をもってくる。このために、水路の線形を流れの方向と関係なく設定すると、流れがそれに沿って導流されるかどうか保証されなくなる。

これは常流水路と最も異なる点であって、水路の平面湾曲あるいは幅の変化をできるだけ避けることが、射流水路設計上の基本とされる理由である。

射流の解析は上流から下流に向って行われ、水路が等幅直線である場合には一次元解析法が適用できるが、水路幅の変化あるいは水路の平面湾曲などがあると、それに起因する衝撃波が発生し水路の流れ全体の様相を支配するため、一次元解析法による解析結果は適用できず、別の手段で衝撃波の伝播を追跡することが必要になる。

洪水吐の設計を行うに当っては、常流と射流のこのような特性について理解し、その特性を生かすよう心掛けねばならない。

3-2 洪水吐の流れの状態

貯水池から洪水吐を経て下流河道に至る各部の流れの状態が常流、射流のいずれに相当するかを知るためには、水面形の挙動に関する知識が必要になる。

水路底に沿って下流方向に x 軸をとれば、水面形方程式は次のように表わされる。

$$\frac{dh}{dx} = \frac{f_1(x, h)}{f_2(x, h)} \quad (3-7)$$

$$f_1(x, h) = \sin\theta (1 + \lambda kh) - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{\partial A}{\partial x}$$

$$f_2(x, h) = \lambda \cos\theta - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{\partial A}{\partial h}$$

ここに、 α および λ はともに一定、 k は水路底の曲率 $d\theta/dx$ 、 C はシェジーの抵抗係数、 R は径深であり、同式は (3-1) 式にエネルギー測定基準面より水路底までの高さ (Z) を加えたもの ($H_0 + Z$, 全エネルギー) の x 方向の変化率 ($d(H_0 + Z)/dx = I$, エネルギー勾配) とシェジーの平均流速公式 ($Q = AC\sqrt{RI}$) とを用い、 H_0 を水深 h の関係に変換して導かれたものである。

(3-7) 式の分子 $f_1(x, h)$ を 0 とおいて得られる解は、 $x \sim h$ 平面上の曲線であるが、 $f_1 = 0$ は (3-7) 式において $dh = 0$ を意味するから、水深変化が起こらないことになる。一定形状の長い水路（一様水路）に一定の流量の水を流したとき得られる水面形はこの条件を満足したものであり、等流水深と呼ばれる。水路が一様でない場合に得られる水深曲線は、実際には水面形として得られるものではないが、

一様水路における等流水深と対応させて、擬似等流水深と呼ばれる。

(3-7)式の分母 $f_2(x, h)$ を0とおいて得られる解は前述の限界水深に他ならない。これは、プレッスによる定義であり、前述の定義($\partial H_0/\partial h=0$)はベスの定理であって、最小比エネルギーの定理と呼ばれるものである。両者の解が一致することは、次のように説明される。

比エネルギーの x 方向の変化率は

$$\frac{dH_0}{dx} = \frac{\partial H_0}{\partial x} + \frac{\partial H_0}{\partial h} \frac{dh}{dx}$$

であるから、これを(3-7)式の水面形の形に変換すれば

$$\frac{dh}{dx} = \left(\frac{dH_0}{dx} - \frac{\partial H_0}{\partial x} \right) / \frac{\partial H_0}{\partial h}$$

となる。したがって $f_2=0$ は $\partial H_0/\partial h=0$ と同一である。

実際の水路内の流れにおいて、その水面形が限界水深曲線を通りかつ連続的であるところは支配断面となる。

支配断面とは、与えられた形状の水路で流量と水深との関係が一義的に決定される断面であり、この水路全体の疎通能力は支配断面の特性により決定される。

ここに、流量と水深との関係が一義的に決定されるとは、流量と水深の間に常に一定しかつ固有の対応関係が存在することを意味しており、支配断面の形状および位置を固定すればこの位置の水深と流量の関係は他の形状に左右されず常に一定であることを示している。

したがって、支配断面の形状は、導水路全体の疎通能力に重大な影響を及ぼすために、導水路の設計上最も重要である。

水面形が限界水深曲線を通るところとして跳水現象を挙げることができるが、跳水は不連続的な水面変化であって支配断面とは言えない。

支配断面が生起する位置は、実際には限界水深曲線と擬似等流水深曲線とが交わる場所となる。

一様でない水路では限界水深曲線、擬似等流水深曲線はともに流下距離によって変化するから、これら両曲線の交点が支配断面となるわけである。

なお、両曲線の交点では水面形方程式は $dh/dx=0/0$ となり、この交点は特異点である。この特異点近傍の解には3種の異なった形があり、それに応じて特異点はそれぞれ、鞍点、結節点および渦点に分類される。この中で、この交点が支配断面となるのは鞍点の場合である。

越流頂は、この両曲線の交点でありかつ鞍点となるため支配断面がここに生起することになる。流れはここで常流から射流に移り、これより上流の流れは限界水深より大きい水深を有する流れ(常流)であり、下流はこの逆の流れ(射流)となる。

これは、余水吐の設計において越流頂の断面形状を与えれば、余水吐全体の放流能力が決定される事実を示すものであり、越流頂を同一断面とすれば、上下流水路の形状を変更しても放流量が変わらないことを示している。

なお、支配断面は越流頂であるから、この位置で流量と水深の間に一義的関係があることであって、貯水

池の水位と流量の間にこのような関係が成立することを意味するものではないことを注意する必要がある。これは、貯水池水位と越流頂との間のエネルギー損失に関することであって、エネルギー損失がない場合についてのみ両者の関係を一義的に取扱うことができる。

下流水路形状の変更が支配断面のエネルギー高さに影響を与えない場合には、この変更によって放流量が変わることはない。

水路の流れが常流から射流に遷移する場合には、このような支配断面が生起し、この断面でのエネルギーの高さがその構造物全体の疎通能力を決定することは、仮排水路などにおいても同様である。

貯水池から洪水吐を通り、下流河道に至る流れの経路は、このような流れの状態を基準として、表-3-1に示す6つの部分に区分できる。

表-3-1 洪水吐の流れの区分

	区 分	流れの状態	フルード数 F	水面形の分類
1	貯 水 池	常 流	$F \approx 0$	(水 平)
2	流入水路	常 流	$F < 1$	低下背水
3	流 入 部 (調節構造物)	常流→射流 (遷 移)		支配断面 (限界水深)
4	導 流 部	射 流	$F > 1$	低下背水
5	減 勢 工	射流→常流 (遷 移)		(不 連 続)
6	下 流 河 道	常 流 (射 流)	$F < 1$ ($F > 1$)	

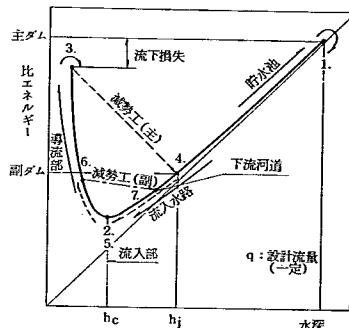


図-3-2 洪水吐の流れ

洪水吐各部の設計を行うにあたっては、それぞれの流れの特性を理解し、それに適合した線形、形状を与えることが必要である。

たとえば、流入水路は常流水路であるから、断面形や水路の線形は常流水路の設計指針にしたがってある程度自由に選択できる。

ただし、エネルギー損失が大きいと流入部における有効エネルギー高さを減少させ効率が低下するから、両者を勘案して行う必要がある。一方、導流部は射流水路であるから、水路は等幅、直線であることが原則であり、幅の変化や水路の湾曲はできるだけ行うべきでない。

しかし、エネルギー損失が大きくても流入部の有効エネルギー高さに影響を及ぼさないから、流入水路のようにエネルギー損失を減らすことを考えなくてもよいことになる。

このように、流入水路と導流部とは全く対照的な性格の水路となるはずである。

3-3 急変流とその取扱い

(3-1) 式の比エネルギー表示あるいは (3-7) 式の水面形方程式などのエネルギー方程式による一次元解析法を適用して十分な精度が期待できる形状の変化が緩やかな流入水路や一様な導流部の流れは漸変流と呼ばれる。

これに対して、流れの状態が常流から射流に遷移する流入部や射流から常流に遷移させる減勢工の流れは、状態の変化が短区間で行われるため局所流あるいは急変流と呼ばれ、このような流れに対してはエネルギー

方程式による一次元解析法は適用できない。

水路形状が急変する流入水路、一様でない導流部あるいは分、合流のある水路などの流れは、いずれもこの急変流と呼ばれるものである。

エネルギー方程式による一次元解析法が適用できない理由は、急変流では流速分布の急激な変化や流線の曲がりなどの効果が卓越し同解析法の基本的仮定である静水圧分布の仮定が成立しないこと、あるいは流れに剥離域や渦の発生による乱れの効果が大きく内部エネルギーの変化が著しいためにエネルギーの定量的評価が困難なことに由る。

流入部の流れのように局所急変流で流れの曲率の影響が卓越する場合には、曲率の変化または流速分布形を仮定して運動方程式および連続式を解く方法が用いられ、非粘性流体で非回転流の仮定を設ければその近似解を容易に求めることができる。後述の筆者の越流頂の流量係数推定式はこのような解析の結果として得られたものである。

局所急変流に対するこのような解析の結果はいずれも多くの仮定を含んだものであり、水力模型実験によりその適用性が証明されなければ使用できない。

また、このような局所急変流の性状を知るためには水力模型実験が最も有効かつ適切な方法であり、設計で利用する遷移構造物の形状はその機能が実験的に検証されたものであることが必要条件となる。

このように局所急変流が生ずる構造物の設計では実験的検証が不可欠の条件となるので、設計を効率よく行うための形状の標準化とその実験資料の一般化について多くの努力がはらわれているわけである。

減勢工の流れのように内部エネルギーの変化が著しく、渦の発生によるエネルギー損失の過程の定量的把握が困難な急変流に対しては、断面間の作用力として外部抵抗のみを含む運動量解析法が適用される。

運動量解析法によって得られる解はその急変流を含む上、下流の平均的水理量に関するものであって、急変流の内部の性状を知ることが目的とするものではない。

運動量解析法では、エネルギー解析法における比エネルギーに相当する比力が定義される。比力 M_0 は次式で表わされる。

$$M_0 = \frac{\beta Q^2}{gA} + \lambda' Ah_g \cos \theta \quad (3-8)$$

ここに、 Q 、 A および θ は (3-1) 式と同じものであり、 h_g は流水断面の重心までの深さであって、 β および λ' はそれぞれ運動量係数および圧力分布係数と呼ばれ、次式で定義される係数である。

$$\beta = \frac{1}{A} \int \left(\frac{u}{U} \right)^2 dA, \quad \lambda' = \frac{1}{Ah_g \cos \theta} \int \frac{p}{\rho g} dA$$

また、比力の変化率は、水路底に沿って下流方向に x 軸をとり、水路面に働くせん断力を τ 、せん断力の働く長さを S (潤辺) とすれば、次のように表わされる。

$$\frac{dM_0}{dx} = A \sin \theta - \frac{\tau S}{\rho g} \quad (3-9)$$

この (3-9) 式より (3-7) 式と同様な水面形方程式を導くことができる。ただし、両者は全く同一の形になるわけではない。

これは、エネルギー解析法が流れをスカラー場で取り扱うのに対して運動量解析法がベクトル場で行っているためである。

解析法が異なると同一の記号であってもその意義が全く異なることに十分留意すべきである。

流れが射流から常流に水平軸をもった渦を伴って急激に遷移する現象は跳水と呼ばれ、エネルギーを減殺する方法として効果的であり、減勢工の最も基本的な形式として多用される。

跳水では、渦の発生による内部エネルギーの逸散が著しくエネルギー保存の関係が成立しない。このために、運動量保存の関係式を用いて解析される。

幅Bの長方形断面の直線で水路底の水平な水路の跳水は(3-9)式を跳水を含む上、下流の2断面間について積分することにより次のように導かれる。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right\} \quad F_1^2 = \beta U_1^2 / g h_1 \quad (3-10)$$

ここに、添字1および2は、それぞれ跳水の上、下流断面を表わし、hは水深である。この(3-10)式は、(3-9)式より $\theta = 0$ 、 $h_G = h/2$ 、 $A = Bh$ とし、せん断力 τ は跳水現象が短区間で急激に起るため十分小さく無視できることを用いて導かれている。

跳水によるエネルギーの損失は跳水前後の比エネルギーの差より

$$\Delta H_0 = [H_0]_1 - [H_0]_2 = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_2 h_1} \quad (3-11)$$

と求められる。

しかし、跳水現象自体、たとえば跳水長などについては運動量解析法によっても、あるいはエネルギー解析法によっても求めることができない。

ここで注意すべきは、(3-10)式に導かれる跳水の関係が運動量解析法により求められたものであり、 h_1 および h_2 はいずれも同一方向に作用するベクトル量における関係式であることである。

したがって、同式の関係が適用できるのは両者が直線水路内で生ずる場合であって、水平湾曲水路の跳水のように跳水前後の作用方向が異なる場合についてはこの関係式は適用できない。

このように内部エネルギーの挙動を定量的に評価できない場合には運動量解析法が有効であり、渦を伴った現象の解析にはしばしば利用されているが、その結果として得られる解はいずれもベクトル場でのみ成り立つ性質のものであるから、その解析と同一の境界条件が満足されなければ適用できない。

また、形状が複雑であり断面間の作用力の適確な評価ができない場合、あるいは急変流中の現象などについては、いずれも水理模型実験を行って検討することが必要である。

3-4 高速流とその取扱い

洪水吐の流れは著しく高速であり、流水の接する面上で低速な流れとは異なる高速な流れ特有の現象が生

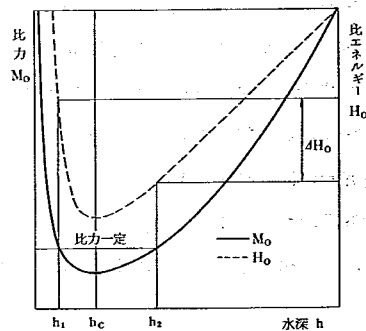


図3-3 比力と水深との関係

ずるため、高速流として区分され、特別な取扱いが必要になる。

この高速流の概念は厳密な理論的背景をもって定義されたものではないため、流速条件に明確な限界が存在するわけではないが、一般には流速が 10m/sec 以上の流れを高速流として取扱うことが多い。

高速流に特有な現象としては、大気に接する水面において生ずる空気混入現象およびこれに付随して問題となる空気連行現象と固体境界面上に生ずるキャビテーション現象とを挙げることができる。

これらの現象はいづれも流れが高速であることによって生ずる現象であり、現象を解明するにあたっては流速の絶対値が問題となるので、縮尺された模型を用いる水理実験の方法は適用できず、実物試験や特殊な試験設備を用いた実験などによらなければならない。

また、これらの現象が空気と水の共存する状態での現象であるので、その理論的解析がきわめて困難であるうえに、試験設備あるいは試験技術も十分でないなどの事情もあり、現象はほとんど解明されない段階にある。

このために、実際の取扱いでは常に経験的判断に基づいて行われることが多く、なかには現象を過大評価して規模が大きくなりすぎ周囲の構造物に悪影響を与えている場合も少なくないので、既設構造物の操作実績に対する適確な判断がとくに重要である。

高速流における空気混入現象とは、流水が自由表面（大気に接する水面）より空気泡をとりこみ、両者が分離することなく共存状態で流下する現象であって、流れに存在する乱れの効果によるものとされている。

越流頂の流れのように短区間で急激に加速される急変流は乱れのない完全流体とみなされるが、流下するにしたがい流水と接する固体表面の効果により生じた乱れが流体中に除々に発達し、やがては完全な乱流に移行する。

空気の混入は、このような乱れが発達し水面に達した点から開始するものと考えられている。

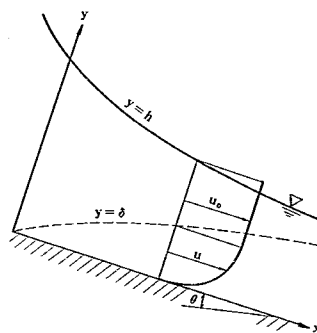
この場合、固体表面の効果による乱れを含む範囲すなわち固体表面に近い速度の急に変化する範囲を境界層と呼び、この層外の流れ（主流）とわけて解析される。

境界層には、層流および乱流境界層の2種があるが、工学的には乱流境界層のみを考えればよい。

境界層内では固体表面の効果によりエネルギーが消費されるが、層外的主流ではエネルギーの損失は生じない。したがって、導流部の流れを厳密に解析するためには、このような境界層の発達過程を追跡しなければならない。

乱流境界層が水面に達した点より下流の流れは完全乱流であり、抵抗則としてマニングやシェジャーの平均流速公式を利用できるが、これより上流の流れに対してはこれらの平均流速公式は適用できず、他の手段により摩擦損失の効果を導入して求めることが必要である。

流れを2次元定常流とし、図一3-4に示すように水路底下流方向に x 軸、これと直角上向きに y 軸をとり、境界層の厚さ δ によって流れを境界層とその層外的主流との2つの部分に分けると、主流に対してはベルヌーイの式が境界層に対しては次



図一3-4 主流と境界層

の運動量方程式が成り立つ。

$$\text{主流 } H_0 = \frac{U_0^2}{2g} + h \cos \theta - \int \sin \theta dx \quad (3-12)$$

$$\text{境界層 } \frac{\tau_0}{\rho} = g \left(\sin \theta - \cos \theta \frac{dh}{dx} \right) - \frac{d}{dx} \int_0^\delta u^2 dy + u_0 \frac{d}{dx} \int_0^\delta u dy \quad (3-13)$$

ここに、 u は境界層における x 方向の時間的平均流速、 U_0 は主流の流速、 h は水深、 g は重力加速度、 τ_0 は固体表面の摩擦力（せん断力）、 ρ は密度であって、圧力分布は静水圧分布が成立するものと仮定している。

また、(3-13) 式には乱れによる付加項を無視してある。

なお、主流内では流速 U_0 は勿論一定である。

連続条件は、単位幅当りの流量を q として

$$q = \int_0^h u dy = \int_0^\delta u dy + (h - \delta) U_0 \quad (3-14)$$

と表わされる。

与えられた境界条件に対してこれら3式を解けば境界層の発達過程を求めることができるが、これらの諸式はいづれも水深方向にすでに積分した一次元解析法によって与えられるので、境界層内の流速分布および境界面の抵抗則がなければ計算することができない。

境界面が水理学的に粗い面とみなされる場合の乱流の流速分布は、一般に次の対数分布則によって表わされる。

$$u = A \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \ln \frac{By}{k} \quad (3-15)$$

ここに、 k は粗度高と呼ばれる値であり、表面の滑らかなコンクリートでは、 $k=0.3 \sim 0.8 \text{ mm}$ 、粗いコンクリートでは、 $k=1 \sim 3 \text{ mm}$ 程度である。

また、 A および B はともに定数であって、Prandtl-Von Karman によれば $A=2.5$ $B \approx 30$ とされている。

(3-15) 式において $\sqrt{\tau_0/\rho} = U_*$ (摩擦速度) と置換することにより、同式は一般に

$$\frac{u}{U_*} = A \ln \frac{By}{k} \quad \text{あるいは} \quad = A' \log \frac{y}{k} + B' \quad (3-16)$$

と表わされることが多い。ここに、 A' および B' は $A=2.5$ 、 $B=30$ とすれば、 $A'=5.75$ $B'=8.5$ である。

ここで、 $y=\delta$ においては、流速 u は主流の流速 U_0 と一致することから、次の関係式が成立する。

$$\tau_0 = C_f \frac{\rho U_0^2}{2}, \quad C_f = \frac{2}{\{A \ln(B\delta/k)\}^2} \quad (3-17)$$

$$\frac{u}{U_0} = \frac{\ln(By/k)}{\ln(B\delta/k)} \quad (3-18)$$

(3-17)式における C_f は摩擦抵抗係数と呼ばれる。

(3-17)および(3-18)式を用いて前述の基礎方程式を解けばよいわけであるが、数値計算によってもこれを解くことは容易でない。このために、境界層厚 δ の発達過程については、(3-13)式を解かずに観測結果から得られた実験式を用いることが多い。

堤頂を越える流れに発達する境界層に関する実験式としては、一般に Bauer のものがよく知られているが、WES においてこれらの研究成果その後の実測結果をまとめた式として次式が推奨されている。

$$\frac{\delta}{x} = 0.08 \left(\frac{x}{k} \right)^{-0.233} \quad (3-19)$$

ここに、 x は、 $\delta = 0$ とみなされる越流頂曲面始端からの距離である。

(3-14)式は、(3-18)式を用いて

$$\begin{aligned} q &= U_0 \{ h - f(\delta) \} \\ f(\delta) &= \delta / \ln(B\delta/k) \end{aligned} \quad (3-20)$$

となり、(3-12)式は堤頂との標高差を Z として

$$H_0 = \frac{U_0^2}{2g} + h \cos \theta - Z \quad (3-21)$$

と表わされるから、(3-19)式～(3-21)式を用いれば x における境界層厚 δ 、流速 U_0 および水深 h を求めることができる。

ここで、 $\delta > h$ であれば境界層は水面に達し空氣の混入が開始するとともに、流れは完全な乱流になっているのであるから、マニング等の平均流速公式を用いて不等流計算を行って水面形を追跡することが可能になる。

ただし、このような計算の結果に対しては空氣混入による補正が必要であり、計算値は実際的水深より小さく求まることに注意しなければならない。

この場合の補正には、通常次のガメンスキーの公式が用いられる。

$$m = \frac{1}{200} \frac{U^2}{gh} \quad (3-22)$$

ここに、 m は混入された空氣量と水量との比であり、 U は断面平均流速である。同式を用いて見かけの水深 h' は計算値 h より次式で求める。

$$h' = h(1+m) \quad (3-23)$$

この式の精度には問題のあることが指摘されており、実際にはさらに余裕を見込む必要があるが、空氣混入流の現象の複雑さのために、これにかわる適当な式もない現状である。

なお、境界層が水面に達しない場合の摩擦損失水頭 h_f は

$$h_f = \frac{1}{q} \int_0^\delta \left(\frac{U_0^2}{2g} - \frac{u^2}{2g} \right) u dy = \frac{U_0^3}{2gq} \int_0^\delta \left\{ 1 - \left(\frac{u}{U_0} \right)^2 \right\} \left(\frac{u}{U_0} \right) dy$$

より求める。(3-18)式を代入して y について積分すれば、摩擦損失水頭 h_f として

$$h_f = \frac{U_0^3}{2gq} F(\delta) \quad (3-24)$$

$$F(\delta) = \frac{2}{\ln(B\delta/k)} \left[1 - \frac{3}{\ln(B\delta/k)} + \frac{3}{\{\ln(B\delta/k)\}^2} \right] \delta$$

が得られる。

したがって、境界層が水面に達しない流れの平均的エネルギーを知るためには(3-24)式により求めねばならない。

また、このような理由から、堤体下流面の損失水頭の算定では経験的取扱いが一般に行われるわけである。

このような空気混入現象とともに、高速流がトンネルなどの暗渠内で生起する場合には空気連行現象が問題となる。

空気連行現象とは、概念的には、流水面上の空気が流水とともに連行される現象と説明できるが、空気を混入した高速流の水面付近の状態は、水と空気の濃度分布が連続的に変化しており、明確な水面が存在するわけではないので、暗渠内の空気連行現象は一般に両者の現象を含めた形で取扱うのが通例である。

この空気連行現象が特に問題となるのは、空気の流通ができない上流の閉じられた暗渠内を高速流が流下する場合であり、この閉じられた暗渠内への空気の補給を完全に遮断すれば暗渠内圧力は低下し、キャビテーションを起こしやすくなるとともに、圧力変動による振動の発生あるいは流況の激変するおそれ大きい。

暗渠内の圧力降下量を許容範囲内に収めるためには、連行空気量を定量的に把握し、これに適合する空気の補給設備を設けることが必要になるが、連行空気量は混入空気量と同様に現象が非常に複雑であり、現在いくつかの仮説を用いた解析例があるものの適用性に問題があり、解析的にこれを求めることは難しい。このために、既設構造物における実測資料が最も有効な設計資料となるが、暗渠の形状に支配される要素も少なくなく、これらを利用した推定方法にも問題がある。

現在最も実用的な推定方法として一般に行われる方法は、既設構造物の実測資料において連行空気量 Q_a と水量 Q_w との比 $\beta = Q_a/Q_w$ と高速流始端におけるフルード数 F_1 より計算される $(F_1 - 1)$ との間に関係が認められるとして導かれる $\beta = f(F_1 - 1)$ の関係式を利用する方法であって、その代表的なものとしては次の提案式がある。

カリンスキー、ロバートソンの式

$$\beta = 0.0066 (F_1 - 1)^{1.4}$$

キャンベル、ガイドンの式

$$\beta = 0.04 (F_1 - 1)^{0.85}$$

WESの設計曲線

$$\beta = 0.03 (F_1 - 1)^{1.06}$$

(3-25)

ここに、 F_1 は高速流始端の流積が最小となる断面でのフルード数であり、カリンスキー、ロバートソンの式は暗渠内で高速流が跳水を起こす場合に対する式であって、他の2式と異なり混入空気量が空気量の大部分を占める場合に相当するものと考えられる。

なお、既設構造物(高圧放水管)における実測の結果は、図-3-5に示されるように大きなバラツキが

あるので、これらの諸式を利用
 する場合には十分注意しなけれ
 ばならない。

空気混入現象あるいは空気連
 行現象とともに高速流に特有な
 現象として、流水に接する固体
 表面上に起きるキャビテーショ
 ンがある。

キャビテーションとは本来周
 囲をとりまく液体中の蒸気で満
 たされた気泡（キャビティ）の
 発生現象を意味する用語である

が、工学的な意義は流体中にお
 けるキャビテーションの発生とその崩壊現象が対象と
 なる。

キャビテーションの原因は流れに生ずる圧力の変化
 であって、通常流体中には気体が溶存しているが、こ
 の気体は温度を変えることなくその飽和蒸気圧まで圧
 力を低下させると流体中に溶存できなくなり、気泡と
 なって分離される。このような気泡が流体とともに圧
 力の高いところに運ばれると、瞬間的に崩壊し消滅す
 る。これがキャビテーション現象と呼ばれるものである。

キャビテーションは工学的に好ましい現象ではなく、
 一般に水力機械ではこの発生が適用の上限を与える要
 素となる。

キャビテーションが発生すると、これに付随して振
 動と騒音が生じ、水力機械ではその運転に支障をきた
 し周囲に工学的かつ心理的な悪影響を及ぼす。

また、キャビテーションが発生した状態で使用を継
 続すれば、水流の低圧部近傍の固体表面にはキャビテーションに特有の損傷（かい食あるいは浸食）が生じ
 ることになる。

このようにキャビテーションは、高速運転される水力機械や低圧高速流の管路の設計上その特性あるいは
 機能の限界を示す要素であり、使用範囲内ではキャビテーションが発生しないように配慮される。

キャビテーションを表わす係数として、一般に次のキャビテーション係数が用いられる。

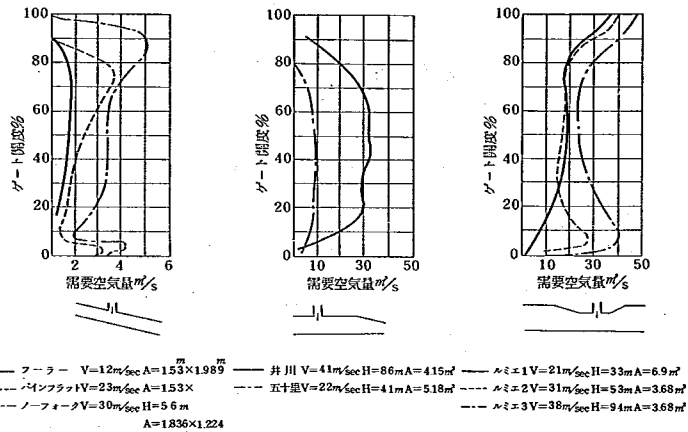


図 3-5 (a) ゲート開度と需要空気量（実測）

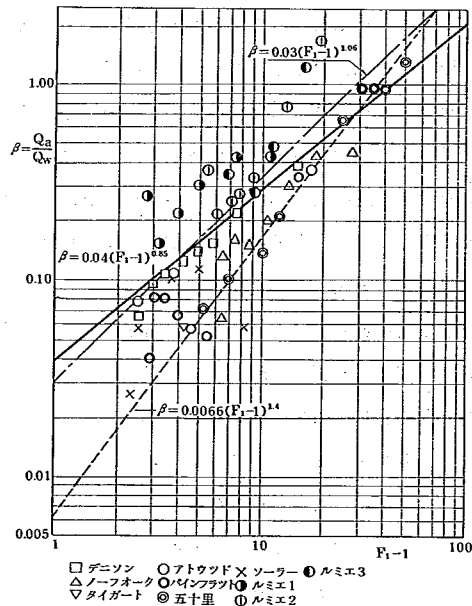


図 3-5 (b) β と $(F_1 - 1)$ の関係

キャビテーション係数

$$R = \frac{p - p_v}{\rho V^2 / 2} = \frac{p/w - p_v/w}{V^2 / 2g} \quad (3-26)$$

ここに、 ρ ：液体の密度、 V ：流速、移動あるいは回転する水力機械では液体と物体との相対速度、 p_v ：その液温での飽和蒸気圧、 p ：基準点の圧力でキャビテーションの対象となる物体によって影響を受けないところの圧力、 w ：液体の単位体積重量である。

なお、(3-26)式における p_v および p はいずれも絶対圧であつて、通常使用される大気圧を 0 とするゲージ圧に大気圧を加えた値である。

気温 15℃ の標準大気圧 (1 at) は 10.35 mAg であり、1.034 kg/cm² である。

また、液体が水の場合の飽和蒸気圧 p_v は、水温により変化するが、10℃において0.013、15℃で0.017、20℃で0.024 kg/cm² である。

ある状態でキャビテーションの徴候すなわち最初にキャビテーションの発生がみられるとき、この状態を初生キャビテーション状態といい、 R を R_i と表わし初生キャビテーション係数と呼ばれる。

初生キャビテーション係数 R_i は、値が小さいほどキャビテーションが発生しにくく、逆に大きいほどキャビテーションが起こりやすいことを示しており、形状の設計あるいは施工時の仕上面検査において重要な指標となるものである。

しかし、この初生キャビテーション係数は物体の形状ごとに試験をしなければ推定することができない。

また、このキャビテーション係数は固体表面各部に対してキャビテーションの発生の危険度を指示したり、全体の耐キャビテーションの比較を行うのにも利用できる。

キャビテーションによる表面の損傷 (かい食) は、キャビティの発生領域の直下流付近に起こり、かい食を生じた面は普通の摩耗とは異なり海綿状をなすのが特徴であつて、損傷を受けた面を調査すれば両者は容易に区別できる。

キャビテーションによるかい食の機構はまだ未解決の問題であるが、キャビティが崩壊する時に高い圧力が生じこの圧力の繰返しによって材料の疲れ破壊が起こるとする意見が現在支配的である。

また、化学的あるいは電気化学的作用とする意見もある。最近、かい食はキャビティの崩壊圧そのものの作用で起こるのではなく、崩壊の際に起こる微小噴流の水撃作用によるとする説も提唱されている。しかし、かい食がキャビテーの崩壊によって生ずることは事実であり、この際生ずる圧力は著しく高圧であつて、実測値として 500 kg/cm² に達する値も報告されており、金属材料の弾性限界を越える圧力が生ずることも事実である。

このために、低圧高速流が生ずる構造物ではキャビテーションによるかい食の発生を防止することが不可欠の条件であり、同時に発生の危険のある領域を耐かい食性のある材料で被覆することも必要である。

材料の耐かい食性に関しては現在明確な基準がなく、試験法の標準化とその指標の与え方についての研究が行われている段階であるが、いくつかの試験によれば各種ステンレス類は耐かい食性に優れた材料であることが示されている。

キャビテーションによるかい食の発生を防止するためには、流水に接する面上の圧力がすべて飽和蒸気圧

以上となるように形状を設計することおよび製作施工時においても鋼構造物では溶接継手など、コンクリート構造物では打継目などによる表面の不陸、不整が所定の初生キャビテーション係数以上となるようにすることが必要である。

3-5 噴流とその取扱い

高速な流れが静止した同質の流体中に噴出されると、乱れの効果によって流体中に拡がり、かつ速度を減衰していく現象は噴流の拡散現象と呼ばれ、洪水吐ではアーチダムの自由落下式減勢工、スキージャンプ式減勢工や潜り跳水においてみられる現象である。

噴出孔の直径が r_0 の3次元噴流が無限に広い静止流体中に噴出した場合の拡散過程は図-3-6のA、BおよびCの3領域に分類される。ここに領域Aはポテンシャル流れのコアを含む領域であり、このコア内部では流速が減衰しておらず噴出流速 u_0 に等しい。領域Bは乱れの混合領域と呼ばれ、中心線に沿う流速 U_{max} は噴出点からの距離 x に逆比例して減衰するとともに平面的な流速分布は x に無関係に一定した分布形を示すようになる。

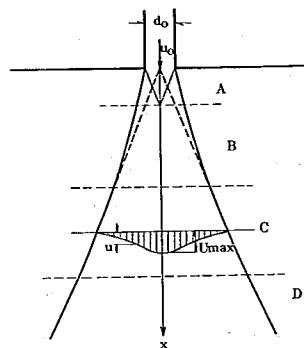


図-3-6 噴流の拡散過程

このような軸対称円形噴流の拡散は、次式で表わされる。

$$\frac{U_{max}}{u_0} \frac{x}{r_0} = \frac{3}{8} \sqrt{\pi} \frac{\sqrt{k'm}}{\epsilon_0} = 4.128 \quad (\text{一定})$$

$$\frac{u}{U_{max}} = \left(1 + \frac{1}{4} \eta^2\right)^{-1} \quad (3-27)$$

$$\eta = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{3}{\pi}} \frac{\sqrt{k'm}}{\epsilon_0} \frac{r}{x} = 15.17 \frac{r}{x}$$

ただし、 $k'm = 2\pi \int_0^\infty u^2 r dr$ ϵ_0 : 渦粘性係数であって、 $\epsilon_0 / \sqrt{k'm} = 0.0161$ である。また、 r は拡散の中心からの距離である。

噴流が厚み d_0 、流速 u_0 の2次元噴流である場合には、3次元噴流のように全方向に拡散できないため流速の減衰が遅くなり、中心線に沿う流速 U_{max} の減衰は $\sqrt{x}$ に逆比例するようになる。この場合の拡散は次式で表わされる。

$$\frac{U_{max}}{u_0} \sqrt{\frac{x}{d_0}} = \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\sigma} = 2.40 \quad (\text{一定})$$

$$\frac{u}{U_{max}} = 1 - \tanh^2 \eta \quad (3-28)$$

$$\eta = \sigma \frac{y}{x} = 7.67 \frac{y}{x}$$

ここに $\sigma = 7.67$ であり、 y は拡散の中心からの距離である。

なお、(3-27)および(3-28)式における流速分布はいづれも領域Cに対して与えられるものである。

このように、アーチダム越流頂からの流れのような2次元噴流では最大流速は $\sqrt{x}$ に逆比例して減衰し、アーチダム放水管の流れのような3次元噴流では x に逆比例して減衰することがわかる。

ただし、実際に取扱う現象は、無限に広い静止流体ではなく、有限な低速流れに噴出する場合であり、拡散過程もこれらとは異なった形態となる。

図-3-7に示すような上流端の閉じられた水平直線水路に厚み d_0 の水路幅と等幅の2次元水脈が水路底と θ の角度をもって突入する場合には、水路の水深によって同図に示すように3種の異なった流況を呈する。

流況Ⅰは、水路の水深が小さく落下点下流の流れが射流になる場合であって、落下点上流側には静水池が流れの変向作用によって自然に形成され、拡散は上流側のみの片側拡散の形態をとる。このような片側拡散であっても、水路により導流される場合より流速はかなり低減する。

流況Ⅰの水理量を推定する方法としては、ランド、ホワイトあるいは安芸などの提案があるが、ここでは最も単純かつ明快な仮定のもとに解析的に求められたホワイトの式を挙げておく。

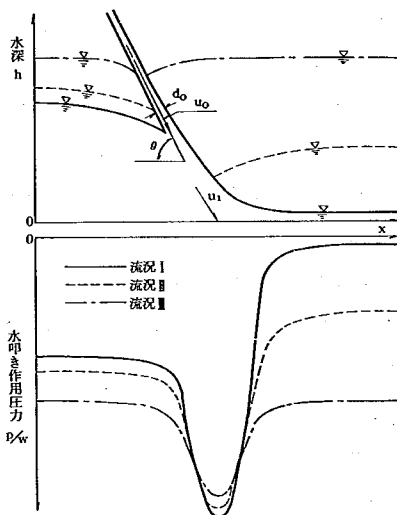


図-3-7 上流端の閉じられた水路内の拡散

$$u_1 = \frac{u_0}{2} (1 + \cos \theta)$$

$$h_1 = \frac{q}{u_1} = \frac{2q}{u_0 (1 + \cos \theta)} \quad (3-29)$$

$$h_2 = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{u_0^3 (1 + \cos \theta)^3}{gq}} - 1 \right\}$$

$$h_s = \sqrt{\frac{2u_0q}{g} (1 - \cos \theta) + \frac{4q^2}{u_0^2 (1 + \cos \theta)^2}}$$

ここに、 u_0 ：落下水脈が水面に突入する直前の流速， θ ：水脈の水面への突入角度， u_1 ：水路床への衝突流速であり、下流への流出流速に等しい。また、 h_2 ：衝突後直ちに跳水を起こす場合の跳水水深，

h_s ：落下点上流に形成される静水池の水深である。

このホワイトの式は静水池の水圧の効果および片側拡散による流速の低減について無視し、運動量保存則により導かれたものであるが、 h_2 は実験結果とほぼ一致した値を示し、 h_s については小さめの値を与える。

また、水路底面に作用する動水圧 p_d は

$$\frac{p_d}{w} = \frac{(u_1 \sin \theta)^2}{2g} \quad (3-30)$$

で与えられる。流況Ⅰに対してホワイトの推定式の u_1 より求められる動水圧は過小な値を与えるので注意を要する。

流況Ⅰの状態から水路の水深を除々に高めていくと、落下点下流で形成された跳水の始端が落下点に達し、さらに水深を高めれば正常跳水は潜り跳水に移行し、落下点上、下流の水位差が小さくなり、やがてこの差がほとんどなくなる。

このような状態が流況Ⅲであり、流速の低減を2次元噴流拡散として取扱うことが可能になる。ただし、この場合であっても水深が有限であることの効果を考えねばならない。

安芸によれば、流況Ⅲの適用範囲は水路の水深 hd が突入する水脈の厚さ do に対して、 $hd \geq 20 do$ の場合であり、(3-28)式がほぼ適用できるが、実験結果によく適合する式として次式を提案している。

(3-28)式と同じ記号を用いて

$$\frac{U_{max}}{u_0} \sqrt{\frac{x}{do}} = 2.52$$

$$\frac{u}{U_{max}} = e^{-12.65 \eta^2}$$

$$\eta = \frac{y}{x}$$
(3-31)

であり、水路底面に衝突する流速 u_1 は、 $x = hd / \sin \theta$ として求められる U_{max} と一致する。すなわち

$$u_1 = 2.52 u_0 \sqrt{\frac{do \sin \theta}{hd}}$$
(3-32)

である。また、水路底面に作用する最大動水圧はこの u_1 を(3-30)式に代入して求めればよい。

なお、流況Ⅰと流況Ⅲの中間領域である流況Ⅱに対しては現象が複雑なため一般的表示式はなく、水理実験により検討することが必要である。

また、水脈の幅が水路の幅より小さい場合にも同様であって、解析的にも実験的にも系統的な研究がなされていない現状であり、水理実験を行わなければその流況を把握することができない。

なお、水脈の突入位置、突入角度および突入時の流速の算定は、水脈の落下軌道が自由落下軌道と一致するものと仮定して次の方法により求める。

射出端を原点にとり、水平下流方向に x 軸を鉛直下向きに y 軸をとった座標系において、射出端における水脈の放出角度を水平から上向きに θ_0 、水脈の流速を V_0 、この流速水頭を $H_v (= V_0^2 / 2g)$ とすれば、水脈が落下する軌道は、

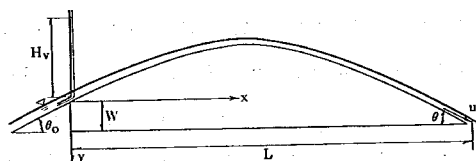


図-3-8 水脈の落下軌道

$$y = (1 + \tan^2 \theta_0) \frac{x^2}{4H_v} - \tan \theta_0 x$$
(3-33)

と表わされるから、射出端と水面との標高差を W とすれば、水脈の射出端から突入するまでの距離 L 、突入角度 θ および突入時の流速 u_0 は、それぞれ次のように求められる。

$$L = H_v \left(\sin 2\theta_0 + \sqrt{\sin^2 2\theta_0 + 4 \frac{W}{H_v} \cos^2 \theta_0} \right)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{\cos \theta_0}{\sqrt{1 + W/H_v}} \right) \quad (3-34)$$

$$u_0 = \sqrt{2g(H_v + W)}$$

なお、実際の水脈の軌道は大気中における空気抵抗のため自由落下軌道とは異なるが、洪水吐のように水脈が厚い場合には (3-33) および (3-34) 式を用いても十分な精度が期待できる。

3-6 管路流れとその取扱

洪水吐は前節までに主として取扱った開水路流れ形式のものが基本となるが、オリフィスや放水管あるいは圧力トンネルなどの管路流れ形式のものもこれに付随して使用される。

管路流れの基礎方程式は、管中心線に沿って下流方向に x 軸をとり、 f をダルシー、ワイスバッハの摩擦抵抗係数、 k_i を各種の形状抵抗係数として次のように表わされる。

$$\left| \frac{U^2}{2g} + \frac{p}{w} + Z \right|_1^2 + \int_0^1 f \frac{1}{D} \frac{U^2}{2g} dx + \sum_{i=1}^n k_i \frac{U^2}{2g} = 0 \quad (3-35)$$

ここに、 U ：平均流速、 p ：圧力、 Z ：基準面からの高さ、 D ：管径であり、断面 1、2 はそれぞれ上流あるいは下流側断面を表わしている。また、1 は断面 1 と 2 の間の x 軸に沿って測られた距離、 n は形状抵抗の数である。

(3-35) 式の左辺第 1 項において、 $U^2/2g$ は速度（流速）水頭、 p/w は圧力水頭、 Z は位置水頭といわれ、 $p/w + Z$ はピエゾ水頭と呼ばれる。また、第 2 項と第 3 項の和は損失水頭と呼ばれる。

管路の断面形状が円形でない場合の摩擦損失は、同一の係数 f を用いて次式で算定される。

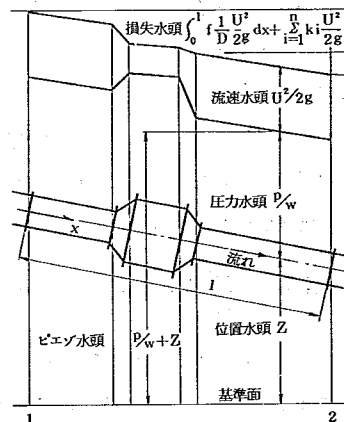


図-3-9 管路の流れ

$$h_l = \int_0^1 f \frac{S}{4A} \frac{U^2}{2g} dx = \int_0^1 f \frac{1}{4R} \frac{U^2}{2g} dx \quad (3-36)$$

ここに、 A ：管路の断面積、 S ：潤辺長であり、 R ：径深 $= A/S$ である。

管路の流れは、レイノルズ数 $Re (= UD/\nu)$ 、ここに ν は動粘性係数で、 20°C の水では $\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ 、 10°C で $\nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ である。) が 2000 以下であれば層流であり、 f は Re のみの関数となり、抵抗は流体の物理的性質のみで決定される。 Re が 2000 以上になれば流れは乱流であり、 f は Re と相対粗度 $(= k/D)$ 、ここに k は絶対粗度である) によって変化し、管壁の粗度が小さく水理学的に滑面とみなされる場合には f は Re のみの関数となる。また、逆に水理学的に粗面とみなされる場合には、 f は k/D のみの関数で表わされる。

また、滑面と粗面の中間領域では、 f は Re と k/D の両者の関数となる。

実用管路はいづれの場合も $Re > 2000$ で乱流であり、この領域に対する f の算定式はそれぞれ次のとおりである。

$$\text{滑 面} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} \left(\frac{Re}{\sqrt{f}} \right) - 0.8$$

$$\text{中間領域} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 - 2 \log_{10} \left(\frac{2k}{D} + \frac{18.7}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (3-37)$$

$$\text{粗 面} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} \left(\frac{D}{2k} \right) + 1.74$$

管路の絶対粗度 k の値は管壁の状態により著しく異なり正確な推定は困難であるが、継目の平滑な新しいコンクリート水路や全溶接鋼管で $k = (1 \sim 6) \times 10^{-5} m$ 、継目の良好なやや粗いコンクリート水路や軽度のさびのある鋼管では $k = (1.5 \sim 4) \times 10^{-4} m$ 、粗面で表面は浸食を受けたり木製型枠のあとが明瞭なコンクリート水路 $k = (4 \sim 6) \times 10^{-4} m$ 、全面に $1 \sim 3 mm$ のさびコブを発生している鋼管あるいはきわめて粗面のコンクリート水路では $k = (1 \sim 3) \times 10^{-3} m$ である。

したがって、実際の管路流れでは相対粗度 k/D は $10^{-5} \sim 10^{-3}$ のオーダーであり、 Re は $10^7 \sim 10^8$ オーダーと考えられる。

このような領域は、 $k/D = 10^{-3}$ で粗面、 10^{-5} で滑面に近い中間領域にあり、 f は $k/D = 10^{-3}$ で $f = 0.02$ から $k/D = 10^{-5}$ の $f = 0.008$ までかなり大幅に変化することがわかる。

実用問題では、このような摩擦損失係数 f をマンニングの粗度係数 n を用いて求めることも多い。 f と n の関係は次式で与えられる。

$$f = \frac{124.5 n^2}{D^{1/3}} \quad (m\text{-sec 単位}) \quad (3-38)$$

ここに、 n は鋼製型枠を用いた良好なコンクリートに対して $n = 0.011 \sim 0.014$ 、普通コンクリート巻立水路では $n = 0.012 \sim 0.016$ 、溶接鋼管では $n = 0.011 \sim 0.013$ である。

なお、洪水吐管路の f の算定は、管壁の状態を勘案して厳密には (3-37) 式によるものとするが、粗度係数による場合にはコンクリートトンネルについては $n = 0.014$ 、溶接鋼管については $n = 0.011$ (口径 $1000 mm$ 以上)、 0.013 (それ以外) として求める。

管路流れ入口では流れが短区間で急速に加速され、開水路流れ流入部における急変流と同様な現象を呈し、流線の曲率の効果は顕著で静水圧分布の仮定は成立しない。したがって、(3-35) 式は適用できない。

また、入口形状として適切な形状を用いなければ流れは管壁から剝離し、流れが高速であるうえに背圧が小さいと、剝離域の圧力低下は著しくキャビテーションの発生する危険が高い。

このために、管路入口には流れを管路断面に滑らかに導くような形状 (ベルマウス) にされる。この区間の流れは局所急変流であり、エネルギー損失の定量的評価が困難であるので実験的に取扱うのが通例であり、流入損失を表わす係数 k_e もこの区間のすべての損失を含む係数として定義される。

流入による損失水頭 h_e は、通常ベルマウス終端断面での平均流速 U に対して次式で計算される。

$$h_e = k_e \frac{U^2}{2g} \quad (3-39)$$

大口径管路で入念に設計されたベルマウスに対する k_e は非常に小さく、円形ベルマウスについては、 $k_e = 0.01$ 、方形ベルマウスについては、 $k_e = 0.04$ 程度の値であり、小口径のベルマウスについては、 $k_e = 0.03 \sim 0.10$ (円形)、 $0.05 \sim 0.20$ (方形) である。

管路流れでは形状損失として、流入損失以外に管路の断面変化による損失 (急拡 k_{se} 、急縮 k_{sc} 、漸拡 k_{ge} 、漸縮 k_{gc})、曲がり (k_b) および屈折 (k_{be}) の損失、ゲート、バルブの損失 (k_g あるいは k_v) および分合流のある場合にはその損失についても考慮しなければならない。

これらの損失は、ボルダの式により解析的に求められる急拡の場合を除き、他はいずれも実験によらなければ求めることができない。したがって、実験資料が整備された形状以外の複雑な遷移形状を利用する場合には実験を行う必要がある。

管路入口に原点をとり、断面中心線 (管軸) に沿って下流方向に x 軸をとるものとすれば、分合流のない単一管路の流れの総合方程式は、エネルギー保存則より次のように導かれる。

$$\begin{aligned} H_o + Z_o &= \frac{Q^2}{2gA_x^2} + \frac{p_x}{w} + Z_x + \frac{Q^2}{2g} \left\{ \int_0^L \frac{fS}{4A^3} dx + \sum_{i=1}^j \frac{K_i}{A_i^2} \right\} \\ &= \frac{Q^2}{2gA_n^2} + \frac{p_n}{w} + \frac{Q^2}{2g} \left\{ \int_0^L \frac{fS}{4A^3} dx + \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{A_i^2} \right\} \end{aligned} \quad (3-40)$$

ここに、 H_o : 入口中心標高を基準面とする入口の全エネルギーで通常貯水面と入口中心との標高差、 Z_o : 入口中心と出口中心との標高差、 Q : 流量、 A : 管路断面積、 P : 圧力、 Z : 出口中心標高を基準面とする高さ、 S : 潤辺の長さ、 L : 全管路長であり、 w : 水の単位体積重量、 g : 重力加速度 (9.8 m/sec^2)、 f および k_i : それぞれ摩擦抵抗係数および各種の形状抵抗係数である。添字 x および n はそれぞれ $x=1$ および $x=L$ (管路出口) における値であることを示す。また、 $i=1 \sim j$ および $i=1 \sim n$ はそれぞれ $x=0 \sim 1$ および $x=0 \sim L$ の区間の形状抵抗の数を表わす。

単一管路の流量は、(3-40) 式より次のように計算される。

$$\begin{aligned} Q &= A_n \sqrt{\frac{2g(H_o + Z_o - p_n/w)}{1 + f'}} \\ f' &= A_n^2 \left\{ \int_0^L \frac{fS}{4A^3} dx + \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{A_i^2} \right\} \end{aligned} \quad (3-41)$$

ここに、出口断面の圧力 p_n は、出口断面の管軸に直角方向の高さを $2b_n$ 、管軸の水平となす角を θ_n として、

$$\frac{p_n}{w} = b_n \cos \theta_n \quad (3-42)$$

ただし、 $H_o + Z_o$ が b_n に比して著しく大きい場合には、 $p_n/w \approx 0$ と仮定してよい。

また、入口から $x=1$ の位置の断面中心圧力 p_x は、(3-40) 式に流量 Q を代入して

$$\frac{p_x}{w} = H_0 + Z_0 - Z_x - \frac{Q^2}{2gAx^2} - \frac{Q^2}{2g} \left\{ \int_0^1 \frac{fS}{4A^3} dx + \sum_{i=1}^j \frac{K_i}{Ai^2} \right\} \quad (3-43)$$

と求める。

管壁面に作用する圧力は、管内圧力分布が静水圧分布で近似できるものと仮定すれば、断面中心圧力より次のように求まる。管上面圧力を p_u 、下面圧力を p_l として

$$\frac{p_u}{w} = \frac{p_x}{w} - b \cos \theta, \quad \frac{p_l}{w} = \frac{p_x}{w} + b \cos \theta \quad (3-44)$$

ここに、 $2b$ は管軸に直角方向の断面高、 θ は管軸の水平となす角である。

管軸が曲率半径 r_0 で湾曲している場合には、遠心力効果を補正しなければならない。管壁の曲率半径が $r_0 + b$ で表わされる外側の圧力を p_o 、 $r_0 - b$ で表わされる内側の圧力を p_i として

$$\frac{p_o}{w} = \frac{p_x}{w} + F \frac{bQ^2}{groAx^2}, \quad \frac{p_i}{w} = \frac{p_x}{w} - F \frac{bQ^2}{groAx^2} \quad (3-45)$$

と求められる。

ここに、 F は実験により定められた補正係数で、村、荒木により湾曲部始端から計算断面までの中心角を θ_r として次のように与えられる。

$$F = \sqrt{\frac{\theta_r}{\theta_0} \left(2 - \frac{\theta_r}{\theta_0} \right)} \quad (0 < \theta_r < \theta_0) \\ = 1 \quad (\theta_r > \theta_0) \quad (3-46)$$

ここに、 $\theta_0 = \cos^{-1} \left(\frac{r_0}{r_0 + b} \right)$ であり、角度は度単位である。

なお、管軸が鉛直面内で湾曲する場合の管上、下面の圧力は、断面中心圧力 p_x に (3-44) 式と (3-45) 式の補正をして求める。

なお、これらの管内圧力はいづれも流れが管壁に沿って流れることを前提として導いたものであり、流れが剥離する場合の局部圧力はこのような計算によって求めることができない。

3-7 水温と濁水の問題

最近、貯水池を築造したために、下流の水温が低下し水稻に悪影響を及ぼしている例あるいは洪水後に長期間にわたって濁水が続く例などが社会問題としてとりあげられ注目されており、今後の貯水池の築造にあたってはこれらを調節あるいは是正できる機能を有する常用放水工を洪水吐の一部として具備させることが要求されている。

これらの問題は いづれもわが国でダム築造が本格化した昭和20年代後半からすでに技術者の間で問題とされ検討されてきたものであり、決して新しい問題ではないが、従来このような常用放水工の必要性に対する認識が十分でなかったために、既設貯水池の一部でこのような問題が生じているわけである。

この問題を検討するためには、貯水池内の水温と濁度の分布と放水工の位置、形状および取放水量より導かれるその特性との関係を知ることが必要になる。

貯水池内で水温および濁度の分布がともに一様であるならば、貯水池内のどの位置に放流設備を設けても同一の流水しか期待できないから、流水を貯水池を経過することなく下流に導流できるような付替水路の設

置が必要になり、貯水池内の流水はその目的とする施設に直接導流するとか河道への放流水は化学的あるいは機械的に処理するなどの対策を考えなければならなくなる。

しかし、貯水池内の水温や濁度の分布は、その形成に寄与する貯水池の境界条件が同一でないうえに鉛直方向には重力の作用が働くため様にはなりにくく片寄った分布を示すことが多い。これは水温や濁度はいづれも密度と関係があり、水温や濁度が異なるために貯水池の流水に密度差が生ずれば、それらは水深方向に重力の作用に合致した分布を形成するからである。

水温を t ($^{\circ}\text{C}$)、濁度 (浮泥濃度) を S (ppm)、浮泥の密度を σ とすれば $t > 4^{\circ}\text{C}$ の濁水の密度 ρ_{ts} は近似的に次式で計算される。

$$\rho_{ts} = 1 - (6t^2 - 36t + 47 + \frac{S}{\sigma}) \times 10^{-6} \quad (\text{C.G.S単位}) \quad (3-47)$$

ここに、浮泥の密度 σ は一般に $2.6 \sim 2.7$ の値をとるから、濁水の密度 ρ_{ts} は、水温が上昇すれば小さくなり濁度が高くなれば大きくなることわかる。したがって、貯水池の水深方向に水温が低下するような水温分布を示せば、これは密度が増大するような密度分布となり重力の作用に合致した分布であって、安定した水温 (密度) 成層が形成されることになる。

貯水池の貯留水への熱量 ϕ の供給 (+) と放出 (-) は貯水池への流入水 ϕ_{in} (±)、貯水池からの放流水 ϕ_{out} (±)、貯水面における日射による輻射 ϕ_s (+)、大気輻射 ϕ_a (+)、蒸発 ϕ_e (-)、熱伝達 ϕ_c (-) および逆輻射 ϕ_r (-) により行われるが、 ϕ_{in} 、 ϕ_{out} および ϕ_s の一部すなわち短波長放射による熱量で水中に達するものを除き、熱の授受はいづれも水面において行われるものである。

なお、短波長放射による熱量で水中に達するものについても、到達する熱量が深さに対して指数関数的に減少するため、その範囲は表層に限られるものと考えてよい。

このよう貯留水への熱量の供給と放出の中で日射による作用が最も支配的であるため、貯水池の水温分布は水深方向に顕著でありかつ季節的に特徴ある分布を示すことになる。

図-3-10はS貯水池の月別の水深方向の水温分布である。

わが国の貯水池の水深方向の水温分布は、通常図-3-6と類似の季節的变化を示すものが大半を占めており、その季節的变化は受熱期および放熱期の2つに特徴づけられる。

受熱期は日射量および貯水池流入水により供給される熱量が増大する時季で、貯留水の温度は表層より徐々に上昇し、貯水池には水温成層が形成される。この時季の水温分布に

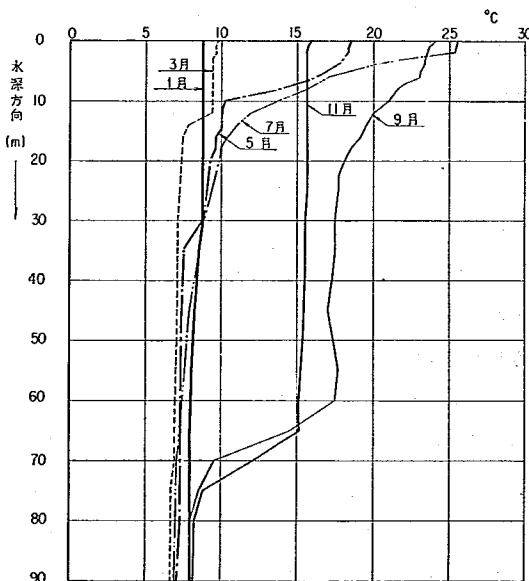


図-3-10 S貯水池の月別水温分布

は、表層付近に密度勾配 ($d\rho/dZ$) の急激な層が生じることが多い。この層は躍層あるいは水温躍層と呼ばれ、躍層より上の層は日射による輻射の影響を直接受けるため日射量の増大とともに急激な温度上昇がみられる。図-3-10の5, 7月の水温分布において、表層から水深10m付近の水温の急激に変わる層がこの躍層である。また, 9, 11月の水温分布において水深60~70m付近に水温が急激に変わる層がみられるが、これは貯水池の中間標高に設けられた放水工の放流によって形成された躍層であって、前者に対して2次躍層と呼ばれる。なお、このように躍層の位置が放水工の設置標高に規制されることは、選択取放水の可能性を示す事実といえる。

受熱期末期には最も安定した水温成層が形成されるが、日射量が減り貯水池の流入水の温度も低下する季節になると受熱期が終り放熱期に入る。

放熱期には、貯留水は表層より徐々に冷却され水温の低下とともに密度が大きくなり、受熱期に形成された水温成層が維持できなくなるため、対流による混合が生じて表層より徐々に消滅していく。図-3-10の11月の水温分布は対流現象が2次躍層に達した状態を示している。放熱期末期になると対流現象が全水深に及ぶため、水温分布は一様になる。1月の水温分布はこのような放熱期末期の状態に相当する。

貯水池の水温の分布は、通常このようなサイクルをたどるが、大洪水の流入あるいは放流量の増大などによる多量の貯留水の交換が行われると水温成層は一時的に破壊される。

このような場合の水温成層の再生は受熱期後半であれば比較的速やかに行われるが、放熱期では再生されないことが多く、一様な水温分布を示す期間が長くなり、種々の問題を生ずる原因となる。

貯水池に濁水が流入した場合にも、水温分布から導かれるのと同様な密度分布を示し、密度成層が形成される。

図-3-11は、鳴子貯水池の濁度と水温の同時測定の結果とそれより

計算される密度分

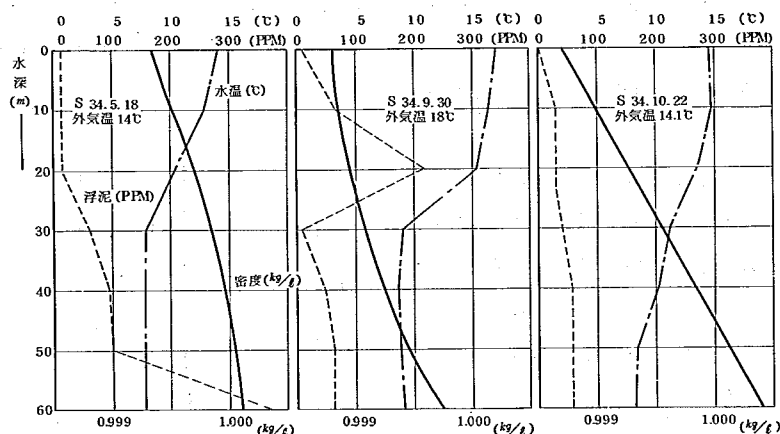


図-3-11 鳴子ダム貯水池の浮泥と水温瞬間分布

布を示したものであるが、濁度分布と水温分布が調和して安定した密度分布を形成していることがわかる。

このように水温あるいは濁度の問題は、水温、濁度がともに密度と一義的関係にあるから、その解決方法が放流水の密度制御の形をとることは容易に推察できるであろう。

受熱期後半から放熱期前半にかけての水温成層が形成され水深方向に安定した密度勾配が生じている時期には、水温あるいは濁度の問題に対してこれに適合する密度の層を選択して放流すれば、その解決策となるはずである。

そこで、このような機能を有するように水深方向にいくつかの流入口を設けた取放水設備が設計される。これらが選択取放水設備と呼ばれるものである。

しかし、これらの設備は貯水池に密度成層が形成されることを前提として設計されたものであるから、放熱期後半から受熱期前半にかけての水温成層が消滅したとき、あるいは大洪水の流入などで水温成層が破壊されたときのように水深方向に様な密度分布が生ずるときには効果的でない。

選択取放水設備には、図-3-12に示すような表層放流、中間放流および底層放流の3種の放流形態があり、表層放流は密度の小さい部分を放流するもので温水放流あるいは洪水後の清水放流に利用される。これに対して、中間あるいは底層放流はいずれも密度の大きい方を対象としたもので、濁度制御などに利用できるものである。

選択取放水設備の設計では、密度制御の機能を知るために、取放水の設置標高、流入口形状および取放水量に対する放流水の密度の推定が必要になるが、この推定には貯水池の密度成層の変化（躍層の発生、安定性）の予測、流動層の厚さおよび流速分布の推定などのその特性がまだ適確に把握されていない現象の推測を含むため、現状では精度ある予測は困難である。

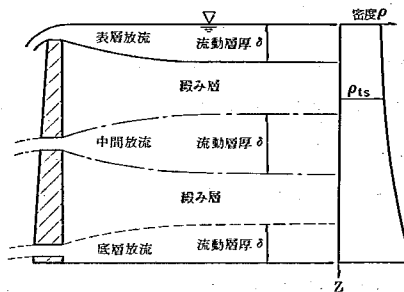


図-3-12 選択取放水設備の機能

このような密度成層をなす貯水池からの選択取放水に関する研究は最近各方面で精力的に実施されているが、理論的研究には、流れを非粘性、非圧縮性、非拡散の仮定のもとに取扱ったものが多く、現象的には流入口を線吸込み（Line sink）として取扱う2次元流に対する解析（イー、カオ、コーなど）と流入口を点吸込み（Point sink）として取扱う円筒座標を用いた解析（日野一大西）とがある。また、実験的研究には流入口をスリットとする2次元流に対するものと流入口をオリフィスとして3次元の要素を加味したものがあ、実験に使用した密度成層にも水温分布によるものと塩分などを添加して形成させたものがある。

これらの解析あるいは実験的研究によれば、密度成層をなす貯水池から取水した場合に貯水池に生ずる流動層は、いずれも次に示すような無次元量によってその特性が支配される。

2次元流（解析的には線吸込み、実験的にはスリット）

$$Fi(1) = \frac{q}{d^2 \sqrt{g\epsilon}}, \quad Fi(2) = \frac{q}{d \sqrt{g \frac{\Delta\rho}{\rho}}}$$

軸対称流（解析的には点吸込み）

$$Gi(1) = \frac{Q}{2\pi d^3 \sqrt{g\epsilon}}$$

オリフィスなどの放水工（実験的）

$$Fi(3) = \frac{Q}{d^3 \sqrt{g\epsilon}}, \quad Fi(4) = \frac{Q}{d^2 \sqrt{g \frac{\Delta\rho}{\rho}}} d$$

(3-48)

ここに、 q および Q はそれぞれ単位幅当りの取放水量および全取放水量、 ϵ は水深方向の密度勾配 ($d\rho/dZ$)、 $\Delta\rho$ は流入口位置と流動層上あるいは下端における密度差、 ρ は流入口標高の密度、 d は流動層の厚さであり、 Fi は内部フルード数と呼ばれる無次元量である。また、 Gi も一種の内部フルード数である。

なお、軸対称流に対する Gi を拡張して、オリフィスなどの放水工を含め

$$Gi(2) = \frac{Q}{\theta d^3 \sqrt{g \epsilon}} \quad (3-49)$$

とする場合もある。この場合の θ は流入口の開口部の流入方向の挟み角を表わすもので、軸対称流では $\theta = 2\pi$ 、鉛直なダム上流面に開口する場合は $\theta = \pi$ とされる。

解析あるいは実験の結果はいづれもこのような Fi あるいは Gi にまとめられており、選択取放水設備の設計において参考になるが、いづれもある特定の状態に対して導かれたもので、その適用性がまだ証明されないものも少なくない。したがって、設計においてこれらの数値を利用する場合には十分な注意が必要であろう。

なお、数値の詳細は、それぞれの文献を直接参照されたい。

4. 洪水吐の構成要素と配置

洪水吐は、その構造物に生ずる流れの状態により、流れを貯水池から流入部に導く上流導流部、支配断面を人工的に生ぜしめるような調節構造物を有する流入部、流れを高速流状態で下流に導く下流導流部および流れの過剰なエネルギーを減勢して下流河道に放流するための減勢工の4つの部分により構成されるのが基本である。

これらの各部分は、構造物の機能、特性により、さらに表-4-1の構成要素に細分される。

洪水吐の呼称は、一般に

表-4-1 洪水吐の構成

構成要素の組合せ(たとえば、朝顔型トンネル式洪水吐)、または最も特徴づけられる構成要素(たとえば、スキージャンプ式洪水吐)によって行うのが普通である。

流 入 部	導 流 部	減 勢 工
(1) 越流式 正常越流型 横越流型	(1) 堤体流下式 (2) 水路式(シュート式) (3) トンネル式	(1) 跳水式 水平水叩き型 傾斜水叩き型 (順傾斜水叩き) (逆傾斜水叩き) バケット型
(2) 朝顔型 (3) 管路式 低圧型(オリフィス) 高圧型(放水管)		(2) スキージャンプ式 (3) 自由落下式

また、洪水吐は設計上の

取扱いにおけるダム本体との構造的関連性により、堤体上に設けられる付属型、ダム本体に隣接して設けられる隣接型およびダム本体から離れて独立して設けられる分離型とに分類される。

付属型洪水吐はダム本体と構造的に一体をなすものであり、その規模、形状はダム本体の構造および施工条件に直接的な影響を与えるから、これと調和しその制約条件を満たす構造であることが設計の前提条件となる。隣接型洪水吐は、ダム本体と単一の構造物を形成しないが同一の構造系に含まれる場合であって、洪

水吐周辺の地山はダム本体の基礎地盤であるから、洪水吐の構造、形状はこの構造系と調和し、ダム本体の基礎地盤に対する取扱いに適合したものであることが必要である。これに対して、分離型洪水吐は、構造物としてもまた構造系からもダム本体から独立している場合であつて、洪水吐として独自の構造を設計できる。

ダム本体上に流入部を設けることが可能なコンクリートダムでは、ダム下流に減勢処理のための広さが確保できれば、堤体に付属した洪水吐が一般に最も経済的になる。

表-4-2 付 属 型 洪 水 吐 の 構 成

ダム形式	流 入 部		導 流 部	減 勢 工	実 例
	余 水 吐	洪水調節			
重力式 (中空重力式を含む)	正常越流	オリフィス 放水管 放水管	堤体流下	水平水叩き 傾斜水叩き バケット スキージャンプ 水平水叩き 水平水叩き スキージャンプ 水平水叩き	早明浦、田子倉など 井川 佐久間、秋葉 奥泉、大森川、新成羽川 下久保、四十四田、緑川 横山*、美和* 大野、松原、鶴田*、浜田 } 園原
アーチ式	正常越流 (オリフィス併用) 正常越流	放水管 放水管	(空中落下) 水路 (空中落下) 水路	自由落下 スキージャンプ 自由落下 スキージャンプ	稻核、小見野々 川俣、天ヶ瀬など 殿山 一ツ瀬、上椎葉、水殿 } 室牧、綾北
重力アーチ式	正常越流	放水管 放水管 放水管	堤体流下	水平水叩き スキージャンプ 水平水叩き 水平水叩き スキージャンプ	高山 } 二瀬、湯田 } 阿武川

*跳水、スキージャンプ兼用形式

表-4-2は、このような付属型洪水吐の標準的な構成要素の組合せを示している。

ダム本体に流入部を設けることが可能であっても、ダム下流の空間を発電施設などの他の施設が機能上の理由から占有することが必要な場合には、これらとの配置の調整が重要になる。

ダム地点の地形や河幅などから判断して両者を並列に配置することが可能な場合には、相互干渉が問題となる合流部分を除き、付属型洪水吐の標準的な組合せがそのまま採用できる。表-4-2の早明浦ダムをはじめとする多くの例は、このような場合である。

このような配置が困難な場合には、貯水池周辺に洪水吐の設置可能箇所を求め、ダム本体と分離した洪水吐とすることが一般的であり、この実例としては、矢木沢ダム水路式洪水吐、奈川渡ダムトンネル式洪水吐あるいは水殿ダム水路式洪水吐などをあげることができる。

また、このような場合の特殊な配置例として、平面的には両者を分離せず鉛直方向に両者を分離して配置した例もある。畑薙第1ダム、新成羽川ダムなどはこの実例であり、これらのダムでは、洪水吐直下に発電

施設を設け、発電所屋根を洪水吐導水路底面と併用させることにより、両者を同一の平面内に収めている。

堤体上にコンクリート構造物を設けることが禁止されているフィルダムでは、洪水吐は隣接型あるいは分離型となり、ダム の側部などの基盤上に山腹を開削して、水路を設けたりトンネルを掘削したりして設置される。

これらの洪水吐では、幅や線形が制約されることが多く単位幅当りの流量が増大するのが通例で、地形条件に適合した形式の選定、形状の開発が困難であり、洪水吐の設置に多大の工費が必要になるので、ダム全体計画の中で洪水吐の配置を入念に検討しなければ、正常な機能を維持し経済性を保つ設計が困難になる。

フィルダムでは、異常な出水時の洪水処理方法に対する配慮が特に重要であり、地形、水文条件によっては洪水吐の設置の困難さのために、ダム計画が実施不可能になる場合もある。

表一4-3は、フィルダムの隣接あるいは分離型洪水吐の構成要素の組合せとその実例とを示している。

洪水調節を行う貯水池では、洪水調節容量を確保するために利用水深を深くすることが必要になる場合が多く、放流設備も高水頭下で計画高水規模の流水を処理することが要求される。

コンクリートダムでは堤体内に大口径の放水管を設置するのが普通で、水頭、水量規模の大きいところでは、洪水吐の構造、機能が

表一4-3 フィルダム、隣接、分離型洪水吐

流入部	導流部	波勢工	実 例
正常越流	水 路	跳 水 スキージャンプ	九頭竜、牧尾 魚梁瀬、石田川
	トンネル	スキージャンプ	水窪、大白川
横越流	水 路	跳 水 スキージャンプ	硯加 御母衣、大白川
朝顔型	トンネル	跳 水	大津岐

すべて洪水調節計画に支配される場合も少なくない。大渡ダム洪水吐はこの代表例である。

フィルダムでは堤体内に管路を埋設することが禁止されているため、利用水深が浅くかつ放流量が小さい場合には白川ダム洪水吐のように水路式洪水吐の一部に洪水調節用放流設備を併設することが可能であるが、このような構造が困難な場合には仮排水トンネルなどを利用したトンネル式の高圧放流設備の設計が必要になり、経済性を保った形式、配置の選定がさらに困難になる。

このように、洪水調節計画は放流設備の機能を明確に規定し、その形式さえも拘束することが多いため、他の水利施設との配置の調整が特に重要である。

5. 形式、規模の選定

5-1 放流形式の区分とその適用

放流形式とは流入部を構成する調節構造物の流れの形式であって、流れが開水路流である越流と管路流に大別され、管路流はその取扱い上さらにオリフィス流と管路流とに細分される。

越流、オリフィス流および管路流の放流機能は、周知のように、それぞれ次のように表わされる。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{越 流} & Q_s = C_s b H^{\frac{3}{2}} \\ \text{オリフィス流} & Q_o = C_o b \{ H^{\frac{3}{2}} - (H-h)^{\frac{3}{2}} \} \\ \text{管路流} & Q_c = C_c b h (H-h/2)^{\frac{1}{2}} \end{array} \right\} \quad (5-1)$$

ここに、 Q は流量、 b および h はそれぞれ流入部断面（支配断面）の幅および高さ、 H は同じ断面の底面を

基準とする全エネルギー、 C は流量係数であり、添字 s , o および c はそれぞれ越流、オリフィス流および管路流を表わす。なお、このように定義される流量係数は、 $m\text{-sec}$ 単位において大概 $C_s = 1.8 \sim 2.0$, $C_o = 2.5 \sim 2.9$ および $C_c = 3.8 \sim 4.2$ である。

各放流形式の区分は、 H と h との比 H/h を基準として行われ、越流では $H/h < 1.0$ と見做すこととすれば、それぞれ次のような範囲となる。

$$\text{越 流} \quad H/h < 1.3 \sim 1.8$$

$$\text{オリフィス流} \quad 1.3 \sim 1.8 < H/h < \text{約} 4.0 \quad (5-2)$$

$$\text{管路流} \quad \text{約} 4.0 < H/h$$

したがって、調節構造物が管路流を主体とする放水管であっても、 H/h の値により放流形式は越流、オリフィス流あるいは管路流となることを示している。また、各放流形式の範囲が明確でないのはこのような現象の変化がいつでも連続的でありかつ細部形状に支配されるためであって、流れの形式が変化する遷移領域では両者の中間的な機能を示すものと考えてよい。特に、オリフィス流と管路流については厳密な意味で区分することは困難であるが、 $H/h < \text{約} 4.0$ に対してはオリフィス流と考えた方が流量係数の変動が小さくなり実用上の取扱いが有利なためこのような区分をすることとした。

各放流形式の洪水吐としての適用性を考える場合には、エネルギーの増加に対する流量の挙動が問題となる。そこで、(5-1) 式を H について微分すれば、

$$\text{越 流} \quad \left(\frac{dQ}{Q} \right)_s = \frac{3}{2} \frac{dH}{H}$$

$$\left(\frac{d^2 Q}{dH^2} \right)_s = \frac{3}{4} \frac{Q_s}{H^2} > 0$$

$$\text{オリフィス流} \quad \left(\frac{dQ}{Q} \right)_o = \frac{3}{2} \frac{1 - (1 - h/H)^{1/2}}{1 - (1 - h/H)^{3/2}} \frac{dH}{H} = (0.7 \sim 0.57) \frac{dH}{H}$$

$$\left(\frac{d^2 Q}{dH^2} \right)_o = -\frac{3}{4} \left\{ \frac{1 - (1 - h/H)^{1/2}}{1 - (1 - h/H)^{3/2}} \right\} \frac{Q_o}{H^2 (1 - h/H)^{1/2}} < 0$$

$$\text{管路流} \quad \left(\frac{dQ}{Q} \right)_c = \frac{1}{2} \frac{1}{(1 - h/2H)} \frac{dH}{H} = (0.57 \sim 0.5) \frac{dH}{H}$$

$$\left(\frac{d^2 Q}{dH^2} \right)_c = -\frac{1}{4} \frac{Q_c}{(H - h/2)^2} < 0 \quad (5-3)$$

と求められる。これより

(1) いずれの放流形式においても、 H が増えれば Q は増加する。

(2) H の増加の割合 (dH/H) を一定とすれば、越流形式の流量の伸び (dQ/Q) は他の形式の約 3 倍に達する。

(3) H の増加に対する流量の増加の割合 (dQ/dH) は越流形式では常に増大するのに対して、オリフィスや管路流形式では逆に鈍化する。

ことがわかる。

したがって、エネルギーすなわち貯水池水位の小さい上昇量に対して放流量の大幅な増加が要求される調節構造物の放流形式には越流形式が最も適しており、これとは逆に水位が大幅に変動しても放流量の変動を少なくすることが要求される構造物の放流形式には管路流形式が適しているといえる。

また、オリフィス流形式はこれらの中間的性格を示し、貯水池の上昇にほぼ比例した放流量の増加を図ることができる。

各放流形式のこのような流量特性を考慮することにより、洪水吐は次のような組合せが最適であることがわかる。(図-1-5参照)

- a) 常用放水工 — 管路流形式
- b) 洪水調節用放流設備 — 管路流形式あるいはオリフィス流形式(自由越流形式)
- c) 常用余水吐 — オリフィス流形式
- d) 非常用余水吐 — 越流形式

越流形式を主体とする調節構造物には正常越流型、横越流型あるいは朝顔型の3種があり、朝顔型は水位の上昇とともに管路流形式に移行する。オリフィス流形式を主体とするものは、オリフィスあるいは低圧型管路と呼ばれる。また、管路流形式を主体とするものが、放水管あるいは高圧型管路と呼ばれるものである。これらの放流設備には、治水専用貯水池(孔あきダム)の場合を除き、通常ゲートあるいはバルブなどを設置して流量を人工的に調節できる能力をもたせることが多い。

これらのゲートなどは、貯水池容量の有効利用を図るためにも、また放流特性の多様化に対しても非常に有効であるが、ゲートの誤操作による人工洪水の発生あるいはゲートの故障による災害の発生などの原因となるものであり注意を要する。

ゲート付の越流型洪水吐は、ゲート进行操作することにより管路流、オリフィス流あるいは越流形式の放流が可能になるが、ゲートを誤って操作すれば多量の水が貯水池から放流され人工洪水の原因となる。また、洪水時にゲートが故障して操作不能となれば、堤体越流の恐れも生じてくるなどの危険を内蔵するものでもある。

このように、ゲートの設置には利害両面があるから、ゲート操作の確実性、誤操作あるいは故障などの及ぼす影響の度合を考えて設置の可否あるいはその規模を決定することが必要であり、特に重大な災害に直結する恐れのあるフィルダム非常用余水吐などについては慎重な配慮が必要である。

5-2 放流設備の規模

放流設備の規模は、放流設備周辺の構造および施工上生じる制約条件、ゲートあるいはバルブの制約条件、放水条件および操作管理上生じる制約条件を満たすものであることが必要である。

ここで、放流設備周辺の構造および施工上生じる制約条件としては次のようなものがある。

コンクリートダムの堤体内に内蔵される放水管については放水管の幅を1ブロックの $\frac{1}{2}$ 以下にすることが内部応力などから好ましいとされており、1ブロックが15mで構成される通常の例では放水管の幅は5.0m以下に制約される。また同時に、放水管の長さもコンクリートの最小厚が4~5m以上が必要とされており、これ以上の長さが必要である。さらに、大規模放水管は1ブロックの中央に位置するような配置が必要であることは言うまでもない。越流型では、ブロックジョイントとの距離が問題であり、橋脚、橋台な

どの鉄筋コンクリート構造物はブロックジョイントから少なくとも1~2 m以上離すことが必要とされている。したがって、多径間で構成される越流頂は、橋脚、橋台の位置がいつでもこの条件が満足するように配置されねばならない。トンネル内などに設けられる放流設備のようにその規模が直接構造規模と関連する場合には、両者を勘案して適正規模を決定する必要があることは言うまでもない。

なお、付属型あるいは隣接型のように放流設備が堤体と同一の構造系の中に含まれる場合で、常時水面下にある放流設備の場合には、堤体と同一の止水線の近傍で止水できる構造であることが必要である。

つぎに、ゲートあるいはバルブから生ずる制約条件としては、設計、製作、輸送および据付上の問題について考慮する必要がある、放流設備の規模に関連するものとしては次のようなものがある。

一般にゲートの形状は、極端に縦長や横長であると不経済になるばかりでなく構造的にも好ましくないもので、高さや幅との比が $2/3 \sim 3/2$ のものが適正な形状とされる。したがって、堤体内に設けられる放水管の断面は、前述のように幅が5.0 m以下とされるから、幅5.0 m×高さ7.5 mが最大断面となる。

しかし、断面がこれ以下であっても、利用水深が深くなると問題を生ずる。現在、ゲートは大型化する傾向にあり、技術的にはかなり大きなものまで製作可能であるが、高圧ゲートや長大ゲートはいつでも未知の問題を含むものと考えるべきで、従来のわが国の使用実績から極端に離れた大型化を避けるのが正当な技術判断と言えよう。

このような理由から、ゲートの規模は現在のわが国の使用実績の範囲内あるいは大型化の動きに沿った規模とすべきであり、その目安として水平方向に作用する水圧荷重のみからゲートの規模を判断するものとするれば、最大水圧荷重は1,000~1,300 ton以下にすべきものと考えられる。

なお、水圧荷重が1,000~1,300 tonのゲートは、わが国のゲートでは最大級の規模のものであるから、さらに小さくすることが好ましいことは言うまでもない。

常用放水管にバルブを利用する場合などは、製作、輸送の限界を考慮する必要がある。十分な製作、据付け精度が要求されるゲート、バルブ類では、機械加工および単体として輸送できる限界以下の規模とすることが必要である。わが国では一般に口径2,000~2,300 mmがその限界とされるが、一概には断定できないのでその都度検討すべきである。

このように、ゲートはかなり大規模なものが使用可能であり、またそのような放流設備の設置が可能であっても、下流導流部や減勢工の設計を困難にするものであってはならない。これが放水条件と呼ばれるものであり、下流導流部が水路式やトンネル式のように流量を集中させることが好ましい場合にはゲートの高水深化を積極的に考えることが放水条件となり、逆に跳水式減勢工として長さが確保できないときには、単位幅当りの流量を減少させるような放流設備の設計が放水条件となる。

このように、放流設備をどのような規模とすべきかは下流に設ける構造物が適正な規模となるよう両者を含めて総合的に検討することが必要である。

放流設備は、さらに操作管理上も適正な規模であることが必要である。これは、放流設備の規模を設計の対象となる放流量の大きさと一致させることであつて、小流量の放流に対して大規模放流設備を微小開度で使用するののないようにしなければならない。

また、常時満水位における放流設備1門当りの放流量はできるだけ無害流量程度にすべきで、誤ってゲ-

トを全開しても過大な流量が放流されないような配慮も必要である。

表一五-1 既設越流型余水吐の構成門数

このように洪水吐は、少数大規模放流設備よりも多数小規模放流設備の構成の方が機能的に有利であるが、過大の工費を必要とするので、両者を勘案して適正な規模を保つようにすることが特に重要である。

5-3 放流設備の配置規模に関する資料

放流設備の配置および規模の決定には、既設洪水吐の設計例が適確な資料となる。そこで、多目的ダムにおける洪水吐の配置および規模の実態をまとめた。

表一五-1は、既設越流型余水吐の構成門数に関する統計である。

これを見ると、ゲート2門以上で構成される余水吐が全体の約80%を占めているが、残りの約20%の余水吐はゲートが1門しかない構成である。余水吐がゲート1門で構成される場合にはゲートの故障時に問題であるので、今後はこのような構成は避けるべきで、少なくとも2門以上の構成にすべきである。

構成門数	余水吐数
1	38
2	82
3	23
4	22
5	7
6	7
7	0
8	1
9	1
10	2
計	183

表一五-2 既設クレストゲートの高さとは幅

b: 幅(m), h: 高さ(m)

h(m) \ b(m)	4.0 5.0	5.0 6.0	6.0 7.0	7.0 8.0	8.0 9.0	9.0 10.0	10.0 11.0	11.0 12.0	12.0 13.0	13.0 14.0	14.0 15.0	15.0 16.0	16.0 17.0	17.0 18.0	18.0 19.0	計
3.0~4.0		2														2
4.0~5.0	5	1	1	3			2		2							14
5.0~6.0	2	4	5	2	17	2	2		2							36
6.0~7.0	7	8	14	14	3		2				2					50
7.0~8.0			23	7	11	8	10				6	2				67
8.0~9.0		1	8	13	21	7	3	4	7	7	4	2				77
9.0~10.0		10	5	4	7	5	4	13	4		6					58
10.0~11.0	4		4	8	7	5	1	3	6	8	15	3	4		6	74
11.0~12.0				4	3	6	2			1			2			18
12.0~13.0	2	9	8		5	22	7	6			2					61
13.0~14.0		2			2											4
14.0~15.0																0
15.0~16.0					2					7						9
16.0~17.0																0
17.0~18.0							2									2
18.0~																0
計	20	37	68	55	78	55	35	26	21	23	35	7	6	0	6	472

(4.0~5.0: 4.0m以上~5.0m未満, 以下同じ)

表一五-2は、既設クレストゲートの規模(高さ、幅)に関する統計であり、表中の数字はゲートの数であって、余水吐の数ではないので注意されたい。

表一五-3は、管路型と越流型とを併用する場合の配置に関する資料であり、既設圧力型洪水調節用放流設備の構成門数(放水管では条数)と越流型余水吐の構成門数との関係を示している。

これより、全体の約7.0%が次の関係を満たすことがわかる。

$$m = n + 1, \quad \text{あるいは} \quad m = n - 1$$

ここに、 m は管路型放流設備の数、 n は越流型放流設備の数である。これは管路型と越流型とを併用する場合には管路型放流設備を橋脚あるいは橋台の直下に配置することが多いことを示している。

表-5-3 既設圧力型洪水調節用放流設備の構成門(条)数と越流型余水吐の構成門数との関係

圧力型洪水調節用放流設備の構成門数	越流部の構成門数								計
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1	11	34	2	2	1				50
2	13	10	9	4	1	1			38
3		2	1	8					11
4		1				2			3
5				1					1
構成門数とは1ダム当りの門数									合計
									103

また、表-5-3には

1洪水吐当りの圧力型洪水調節用放流設備の数についても併記してあるが、全体の約50%が単数の放流設備で構成されている。洪水調節を越流型でもある程度行い得る場合にはこれでも問題ではないが、そうでない場合には複数構成にすべきである。

表-5-4は、既設の圧力型(管路型)洪水調節用放流設備の規模について分類した結果であり、表中の

表-5-4 既設圧力型洪水調節用放流設備の規模

A (m ²) H (m) 型式		0 5	5 10	10 15	15 20	20 25	25 30	30 35	35 40	40 50	50 60	60 70	計
0 ~ 10 10 ~ 15	低圧型									2			2
					1		4						5
15 ~ 20	低圧型		2	1	6	2		3					14
	高圧型	1											1
20 ~ 25	低圧型			2	1	2				2	2	2	11
	高圧型	1		5									6
25 ~ 30	低圧型						3	3					6
	高圧型		1	1		2							4
30 ~ 35 35 ~ 40 40 ~ 45 45 ~ 50 50 ~ 55 55 ~ 60 60 ~ 65 65 ~ 70	高圧型	3	2	2	3	6							16
			1	6	7								14
			4	2	7	2							15
			5	4	3								12
		1			3		5						9
				6	1								7
				2	3								5
					4								4
計	低圧型	0	2	3	7	5	0	10	3	4	2	2	38
	高圧型	6	13	28	31	8	7	0	0	0	0	0	93

H: 最高水位と出口中心標高との差(m), 低圧型: カーテンウォール式オリフィス型式, 高圧型: 放水管型式,
A: 出口高×出口幅(m²), (0~5, 0m以上5m未満以下同じ)

表-5-5 既設常用放木工の寸法

(数字は条数)

D(m) H(m)	0.6	0.6 0.7	0.7 0.8	0.8 0.9	0.9 1.0	1.0 1.1	1.1 1.2	1.2 1.3	1.3 1.4	1.4 1.5	1.5 1.6	1.6 1.7	1.7 1.8	1.8 1.9	1.9 2.0	2.0 2.1	2.1 2.2	計
10~20	1	2	1			1		2										7
20~30		2	1		2	3	1	1		1	1							12
30~40	3	3	2	3	2	3		2					1	1		1		21
40~50	3		1	2	2	4	1	3		1	2						1	20
50~60	3			1	1	1		2			1	1				2		12
60~70						1	1		1					1				4
70~80								1			1							2
80~90			1									2				2		5
計	10	7	6	6	7	13	3	11	1	2	5	3	1	2	0	5	1	83

D: 調節バルブの口径(m) H: 最大操作水頭(m) (0.6~0.7: 0.6m以上0.7m未満, 以下同じ)

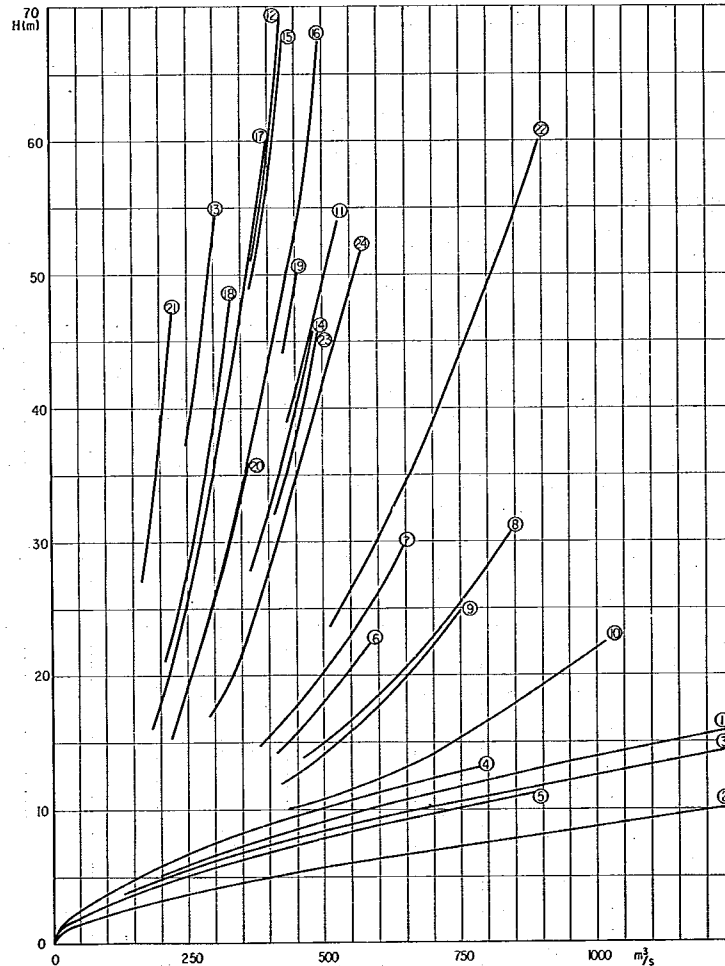


図-5-1 既設洪水吐1門当りの放流能力

図中の番号は表-5-6の放流設備を示す。

数字は表-5-2と同様

に放流設備の数を表わしている。

表-5-5は、既設の常用放水工の寸法をまとめたものである。

今後の設計では、このような既設洪水吐の配置、規模を考慮し、この範囲から極端に逸脱することのないよう行うことが肝要である。

ここで、各種放流設備の最近の設計例ならびに最大級の設備の放流機能曲線についてまとめれば、図-5-1のようである。

図-5-1は、既設あるいは工事中の各種放流設備の放流特性をその設備の利用範囲に対して図示したもので、これらの

表-5-6 放流形式による適用例

放流形式		番号	ダム名	出口有効断面		利用範囲	
型式	呼称			高さ	幅	最小	最大
無圧型	越流式	1	城山	m	10.00 ^m	5.0 ^m	17.5 ^m
		2	白川		11.00	0.0	15.5
		3	早明浦		11.40	3.7	17.2
		4	下久保		8.00	0.0	13.0
		5	松原		12.00	0.0	11.1
低圧型	カーテンウォール型オリフィス	6	御所	6.50	5.00	14.20	22.20
		7	横山	6.39	5.00	14.70	29.50
		8	緑川	6.30	6.20	13.80	30.50
		9	下久保	6.50	6.30	11.80	24.80
		10	城山	7.44	8.00	9.98	22.48
高圧型	全管路型(厚肉ダム)	11	園原	3.56	5.00	39.00	54.00
		12	二瀬	2.50	5.00	51.00	69.00
		13	湯田	2.46	4.60	37.18	54.18
		14	高山	4.00	4.60	27.81	45.81
		15	阿武川	3.80	3.80	48.77	67.77
	全管路型(薄肉ダム)	16	真名川	3.90	3.90	19.68	67.28
		17	下釜	3.50	3.50	15.93	59.93
		18	小渋	3.74	3.50	21.00	48.00
		19	矢作	4.00	4.00	44.10	45.10
		20	天ヶ瀬	4.56	3.42	15.25	35.75
	半管路型	21	八戸	2.82	2.82	26.90	46.90
		22	大渡	5.60	5.00	23.50	60.00
		23	鶴田	4.15	4.30	32.00	45.50
		24	松原	4.40	4.40	16.50	51.50

曲線はどれも水理模型実験の結果に基づいており、実験結果を1門当りの放流量に換算して図示してある。

6. 流量配分の問題

洪水調節用貯水池の洪水吐のように余水放流と洪水調節機能とを兼備する洪水吐では、放流形式が越流式と管路式とで構成されるため、それらに対する放流量の配分が問題となる。

これは、本来越流式であるべき余水吐の機能の一部を他の放流形式に分担させる場合に生ずる問題であって、分担させる場合にも洪水吐の総合的な機能および特性は余水吐単独の場合と合致したものであることが必要だからである。

洪水吐の機能および特性としては、貯水池計画最高水位以下の常時に対する機能と計画最高水位以上の異常時に対する適応性が問題となる。

そこで、ここでは洪水吐が、自由越流堤(1)、ゲート付越流頂(2, ゲート数 n_2)、低圧型管路(オリフィス)(3, n_3)、大規模高圧型管路(放水管)(4, n_4)、小規模高圧型管路(常用放水管)(5, n_5)および非調節型小規模管路(孔あき)(6, 管路数 n_6)で構成される場合を例にとり、流量配分の問題を

考えてみる。

なお、以下の取扱いにおいては、番号 1, 2... 6 はそれぞれ放流設備を表わす添字として使用する。したがって、添字 1 の諸量は自由越流堤に関する値であり、以下同様な扱いである。

貯水池計画最高水位において設計流量 Q_d を放流することが設計条件である場合、各放流設備がいづれも 100% の放流能力を発揮するものとすれば、次式が設計条件式となる。

$$\sum_{i=1}^6 n_i q_i = \sum_{i=1}^6 Q_i \geq Q_d \quad (6-1)$$

ここに、 q_i は各ゲートあるいは管路当りの放流量であり、 Q_i は同一放流形式の放流設備の放流量の総和である。

しかし、この条件式はいづれの放流設備も 100% の放流能力が発揮されることを前提としており、危険側の設計となる恐れがあるため、放流設備ごとにある効率 f を考え、安全側の設計をするのが普通である。

この場合の設計条件式は次のように表わされる。

$$\sum_{i=1}^6 f_i Q_i \geq Q_d \quad (6-2)$$

この効率 f については、まだまとまった考え方はないが、ゲート操作の確実性と結びつけた次のような意見がある。

これは、効率 f をゲート操作の確実性によって左右される値と考え、確実性をゲート操作機構の複雑さと関連づける考え方であって、大規模高圧ゲートが実用化された初期には $f_4 = 0$ とするような評価も一般には妥当なものと考えられていた。

このような考え方は、高圧放流設備の設置目的である洪水調節と余水放流との意義の相違を設計に直接反映できるため、設備が過大となる恐れはあるが、減勢工を含めた全体施設としては有利になる場合もあり、現在でも十分通用する評価基準である。

その後、大規模高圧ゲートに対する信頼度が高まるとともに、ゲートもさらに巨大化し設計流量に匹敵する放流能力を有するようになったため、このような極端な評価を行なう例は少なくなっており、全ゲートのうちいづれか 1 門が開放不能になった状態などクレストゲートを含めた全ゲート設備に対して考えることが多い。

$$\text{この場合は、} \sum_{i=1}^6 Q_i - \sum_j q_{ij} \geq Q_d \quad (6-3)$$

が設計条件式となる。

このような評価方法に対しては、ゲートの操作機構とくに動力源を考えれば、全ゲート設備のうちその一部のみが開放不能の状態になることは想定できず、全設備が同時に開放不能となる方が実際的ではないかとする批判もある。

効率 f については、この他にも下流導流部などの流下浮遊物による閉そくの危険性と関連づける意見もあり、バルブ形式の調節構造物を有する放流設備は通常 $f = 0$ として取扱われる。

なお、ゲート設備の効率については、操作の確実性の問題とともに、この値が時間の関数となることを考

慮しなければならない。

これは、ゲート进行操作して放流するためには、洪水現象を把握し放流を行なうための意思決定に要する時間ならびに巻上速度より導かれるゲートの設定に要する時間などある時間が必要になることであつて、100%の放流能力を発揮させるためにはかなりの時間が必要になることである。

ゲート設備のもつこの特性は、貯水池の湛水面積が小さいうえに集水面積も小さく、洪水到達時間の短いところでは、貯水位の上昇が急激かつ高速になるため、設計上重要な要素となってくる。

この場合には、洪水初期の全ゲート設備の効率をすべて $f = 0$ として、貯水池および堤体の安全を検討せねばならない。後述のフィルダムにおいて問題となる自由越流堤の設置は、このための措置である。

効率 f を導入する考え方は、合理的ではあるが、不確定要素の占める割合が大きくその適正な評価が困難で、机上の空論となる恐れが強い。

このために、効率 f を各放流設備ごとに考えるかわりに、洪水吐全体としての平均的な効率 $\bar{f}$ を考え、次式で表わされるような設計条件式を考える場合もある。

$$\sum_{i=1}^6 Q_i \geq \frac{1}{\bar{f}} Q_d = (1+e) Q_d \quad (6-4)$$

この場合は、上式で明らかなように、洪水吐の放流能力として所定の安全率 $(1+e)$ を確保しようとするものであり、洪水吐は割増しされた設計流量が放流できるように設計される。

このような表現は、構造設計における安全率と類似の概念であり、一般に理解されやすい利点はあるが、流量配分の本質から逸脱した議論となることが欠点であつて、設計流量そのものの議論に転化されやすい。

また、適当な安全率を選定して設計された洪水吐が放流能力を大きくするために高水深ゲートを必要とする場合など、安全率を考えた結果として好ましくない設計を行なう恐れもある。

このように安全率の導入は問題を明快にするが、これだけでは不十分で、設計者の意図を必ずしも反映しないことが欠点と言える。

洪水吐の設計条件式は、このようにいろいろな見方、考え方に従つて導かれており、それらは定性的な概念に基づくものが多いため、これらを総合して基準化するためにはさらに詳細な検討を加えなければならない。

このために、現在は各ダムが洪水吐の形式、規模に応じて独自の考えに基づき行なっているのが実状であるが、貯水池計画最高水位以下の洪水吐の機能、特性に関しては、少なくとも次の諸点を考えてその構成ならびに流量配分を行なうべきである。

1. 各放流設備の規模は、ゲート1門当りの常時の放流能力が過大とならぬように、洪水吐下流河道の疎通能力を考慮して決定する。

2. 洪水吐の全放流能力の算定は、各放流設備の洪水放流に対する適応性(効率)を考えて行なう。ここに、1.は、ゲートの誤操作あるいは事故にともなう人工洪水の発生を極力防止するために導かれるもので、1門当りの放流能力を下流河道の無害流量以下にすることができれば理想的である。しかし、実際は、このように小さくできないから、ゲート巻上げ装置に十分な保安設備を施すなどの措置を行い、これと同等の規模になるよう配慮しなければならない。

洪水吐の全放流能力の算定では、2の考えに基づき行なうことが望ましい。これは、前述のように、効率の合理的な評価方法を提示することは困難であるが、この方法が流量配分の問題を最も適確に表現できるからである。

したがって、効率 f の評価方法は今後の重要な研究課題であり、その基準は実際のダム管理記録を調査しその実態を把握することによって定量的に考えることが必要であって、統計的な取扱いが必要なものと思われる。

つぎに、貯水位が計画最高水位以上に上昇した場合（異常時）の洪水吐の適応性について考え、そこから導かれる流量配分の条件を検討してみる。

貯水位が計画最高水位以上に上昇することは、本来起ってはならない現象であるが、異常な出水があり設計流量を上廻る洪水流量が継続した場合や洪水の到達が予測した以上に速くゲート操作に時間の遅れを生じた場合など一時的な現象として起りうる事態である。

洪水吐は、このような事態に直面しても適切な機能を維持し、貯水池および堤体の安全を確保できるものが好ましい設計と言える。

堤体には、計画最高水位以上に波浪あるいはこのような異常な事態に備えるための余裕を設けることが義務づけられており、貯水位が計画最高水位以上に上昇しても直ちに貯水池および堤体の安全が損なわれるわけではない。したがって、洪水吐はできるかぎり短時間にこの異常な事態を回避し貯水位を計画最高水位以下に復帰させる能力を有することが必要であり、このような機能を適切に保つための条件はそのまま洪水吐の設計条件として予め考慮しておかなければならない。

洪水吐のこのような事態に対する適応性は、計画最高水位以上の洪水吐放流能力の増加の割合を用いて説明される。貯水位の上昇に対して放流量も急激に増加する洪水吐では貯水位の上昇量は少なくすみ、放流量がほとんど変化しない洪水吐では貯水位の上昇量が大きくなることから明らかなように、貯水位および堤体の安全を考えれば、計画最高水位以上で放流能力が急激に増加する洪水吐が最も好ましい設計といえるわけである。

計画最高水位以上の貯水位に対する洪水吐のこのような機能は、洪水吐のもつ潜在的な能力であり、洪水吐放流能力の余裕といえるものである。

そこで、計画最高水位以上の水位上昇の許容範囲すなわち堤体余裕高のうち異常な水位上昇を生ずることがあっても堤体の安全を著るしく損なわない範囲（高さ）を H_f とし、放流量が連続的に変化する洪水吐に対してこの余裕 Q_f を求めると次のようになる。

$$Q_f = K H_f, \quad K = \sum_{i=1}^6 f_i K_i \quad (6-5)$$

$$K_i = (dQ/dH)_i, \quad H_i = H_{\max i}$$

ここに、 H は各放流設備の操作水頭であり、添字 $\max$ は計画最高水位における値であることを示している。

ここに導かれる K 値は計画最高水位における洪水吐全体としての流量変化率であり、この K 値あるいは余裕 Q_f を適切に保つことが計画最高水位以上に対して考慮すべき流量配分の問題となる。

これは、すでに明らかなように、 K 値の基礎となる K_i の値はそれぞれの放流設備の特性（放流形式）に

よって大幅に変化するから、洪水吐全体としてのKあるいは Q_f の値を適切に保つためには洪水吐設計流量の各放流設備への配分が問題となるからである。

このように計画最高水位以上の洪水吐の適応性を考えることによって、洪水吐の質的設計条件がより明確になり、洪水吐としては越流形式が最も適切な放流形式であることおよび操作水深が小さいほど好ましいことが証明されるわけである。

洪水吐のこの質的設計条件を厳密に考える場合には、これらK、 H_f および Q_f とともに、計画最高水位における貯水池の湛水面積 A_r および洪水継続時間Tが問題となる。

これは、この設計条件が貯水位の異常な上昇を防止するためのものであり、洪水継続時間に対して湛水面積の著るしく大きい貯水池ではKの値が大きいと同様な効果となり、たとえ湛水面積が小さくても H_f を大きく設計すればこれも同等な効果が期待できるからである。

そこで、これらの間に導かれる関係を、計画最高水位における洪水吐全放流量を $Q_o (= \sum_{i=1}^N f_i Q_i)$ として、流水の連続条件より求めれば次のようになる。

$$Q_{in} - Q_{out} = dV/dt$$

より

$$Q_{in} = Q_o + Q_f + A_r H_f / T \quad (6-6)$$

洪水吐の設計では、上式右辺の値をある水準以上に保つことが必要であり、計画最高水位以上に対しては右辺の第2項および第3項がその対象となる。

しかし、すでに異常洪水流量の一部貯留の可否の問題で明らかにしたように、右辺第3項の効果については、洪水継続時間の設定が困難なため、この合理的な評価は不可能に近い。また、洪水吐の設計においてこのような検討が行なわれた例もなく、湛水面積の占める効果を定量的に明らかにすることができないので、ここではこの効果を除き右辺第2項についてのみ検討を加えることとする。

水位上昇の許容範囲 H_f として、コンクリートダムでは非越流頂標高と計画最高水位との標高差が、フィルダムではコンクリートダムとして求めた値からダムの形式による余裕分である1.0mを差引いた値が対応するものとし、放流設備の効率は f_5 を除き他はすべて1.0と仮定して、既設126基の洪水吐における Q_f と Q_o の比を求めると、表6-1のようである。

表6-1 既設洪水吐における Q_f と Q_o の比

Q_f / Q_o	洪水吐数	比率%
0 ~ 0.099	14	11
0.1 ~ 0.199	35	28
0.2 ~ 0.299	34	27
0.3 ~ 0.399	16	13
0.4 ~ 0.499	7	6
0.5 ~ 0.599	8	6
0.6 以上	12	9

この結果より、洪水吐としての効果を従来の設計と同程度に保つためには、 Q_f / Q_o の値を0.2~0.4、平均的には0.3とすべきことがわかる。

しかし、大規模高圧放流設備を有する洪水吐や高水深ゲートを使用した場合など、現行の H_f の算定法では、 $Q_f / Q_o = 0.2$ を維持することも困難なのが普通である。

このような場合、 Q_o そのものの大きさあるいは $Q_o + Q_f$ の値を直接検討の対象とし、 $Q_o + Q_f$ の値を適切に保つために、 Q_f / Q_o の値は小さくなるが、 Q_o を大きくとる設計を行

なう場合がある。しかし、計画最高水位以下の放流能力 Q_o とそれ以上に対する Q_f とは異質であり、同一

洪水吐調査総数 126基
 Q_f / Q_o の平均0.30 分散0.15

の水準で議論することは適切でなく、両者を混同したこのような設計法には疑問が残る。

したがって、実際は、洪水吐の設計条件のうち洪水調節に関するものを除いた余水吐としての設計条件に対して最適の洪水吐を設計し、これに洪水調節機能を加味して、前者と量および質的に同程度の機能を有する設計変更案を考えることが必要なものと思われる。

この場合、大規模高圧放流設備を含む洪水吐は、越流式単独の場合に比して過大な放流設備あるいは余裕高が要求されるため、著しく不利になることが予想されるが、洪水吐は余水吐としても最適な機能を有することが設計条件であるから、量および質的にこれらを包含した機能となるように設計されるべきであって、一方にのみ最適であるだけでは不十分である。

また、現行のダム計画の進め方では、 H_f が洪水吐の設計とは無関係に設定されることが多く、洪水吐がさらに不経済になるので、両者を勘案して選択できる余地を残すことが必要なものと思われる。

これらは、異常な出水があり設計流量を上廻る洪水流量が継続した場合を対象としたものであるが、前述のゲート操作の時間の遅れを対象とする場合には、さきの1および6以外の放流設備の効率を時間の関数として、これとは別の検討が必要になる。

ゲートを有する放流設備は、ゲートがたとえ正常であっても、ゲート操作に時間の遅れが生ずるから、流入波形と放流波形の時間差による貯留量の増分に対して堤体の安全が確保できることが条件であり、湛水面積の小さい貯水池ではこれが貯水位の異常な上昇に直結するので、これを回避するための条件も洪水吐設計上の重要な課題となる。

この対策としては、計画最高水位以上の堤体余裕高を大きくすることによって全量貯留を考えることが貯水池としては好ましいものと考えられるが、湛水面積の小さい貯水池では余裕高だけでは不十分になるので、洪水吐の一部に自由越流堤を設置して貯水位の上昇を防止できる構造とされる。

計画最高水位以上の堤体余裕高あるいは自由越流堤の必要規模の検討では、ゲート操作における時間の遅れの最大を1時間とし、洪水波形としてはこの時間内に生ずる洪水流量の増分の最大値がそのまま継続するものと仮定して行なうのが標準とされる。

したがって、集水面積が $50 \sim 100 \text{ km}^2$ 以下のところでは、洪水到達時間がゲート操作の時間の遅れより小さくなることが予想されるため、当該集水域に生ずる最大洪水流量が、また、 $50 \sim 100 \text{ km}^2$ 以上では、この時間内において生ずる流量の増分のみが問題となるので、 $50 \sim 100 \text{ km}^2$ において生ずる最大洪水流量が、それぞれ設計の対象とされる。

なお、集水面積が著しく大きいところでは、この状態が長時間に亘って継続することが予想されるが、この場合は予測することが可能であるから、1時間を限度として考えれば十分であろう。

ここで、前述の設計対象流量を Q_{fd} 、洪水継続時間を T 、 T 時間後の水位の上昇量を H 、自由越流堤の長さを L 、計画最高水位における湛水面積を A_r 、この時の孔あき部からの放流量を Q_0 とし、 $Q_{fd}-Q_0$ に対する自由越流堤の越流水深を $h = \{ (Q_{fd}-Q_0)/CL \}^{2/3}$ 、ここに、 C : 流量係数 ≈ 2.0 、時間を t 、 t 時間後の越流水深を y 、貯水容量の増分を $V (=Ary)$ として、最も危険なゲート全閉時の貯水位の上昇量を求めれば次のようになる。

すなわち、 $Q_{in}-Q_{out} = dV/dt$ より、 $Q_{fd}-Q_0-CLy^{3/2} = d(Ary)/dt$

したがって、上式を $t = 0 \sim T$ に対して積分すれば

$$\frac{(Q_{fd} - Q_6) T}{ArH} = F\left(\frac{H}{h}\right) \quad (6-7)$$

$$F\left(\frac{H}{h}\right) = \frac{2}{3} \frac{1}{\beta} \left\{ \frac{1}{2} \ln \frac{1-\beta^{3/2}}{(1-\beta^{1/2})^3} + \sqrt{3} \left(\tan^{-1} \frac{1}{\sqrt{3}} - \tan^{-1} \frac{1+2\beta^{1/2}}{\sqrt{3}} \right) \right\}$$

と求められる。ここに、 $\beta = H/h$ である。

計画最高水位以上の水位上昇の許容範囲を H_f とし、この状態がこのまま継続するものとして、 $y = H_f$ となる $t = T'$ を求めれば、次のようになる。

$$T' = \frac{ArH_f}{Q_{fd} - Q_6} F\left(\frac{H_f}{h}\right)$$

したがって、 $T' \geq T$ であれば H は H_f 以上に上昇しないことになるから、この設計条件式は次のように表わされる。

$$\frac{ArH_f}{Q_{fd} - Q_6} F\left(\frac{H_f}{h}\right) \geq T \quad (6-8)$$

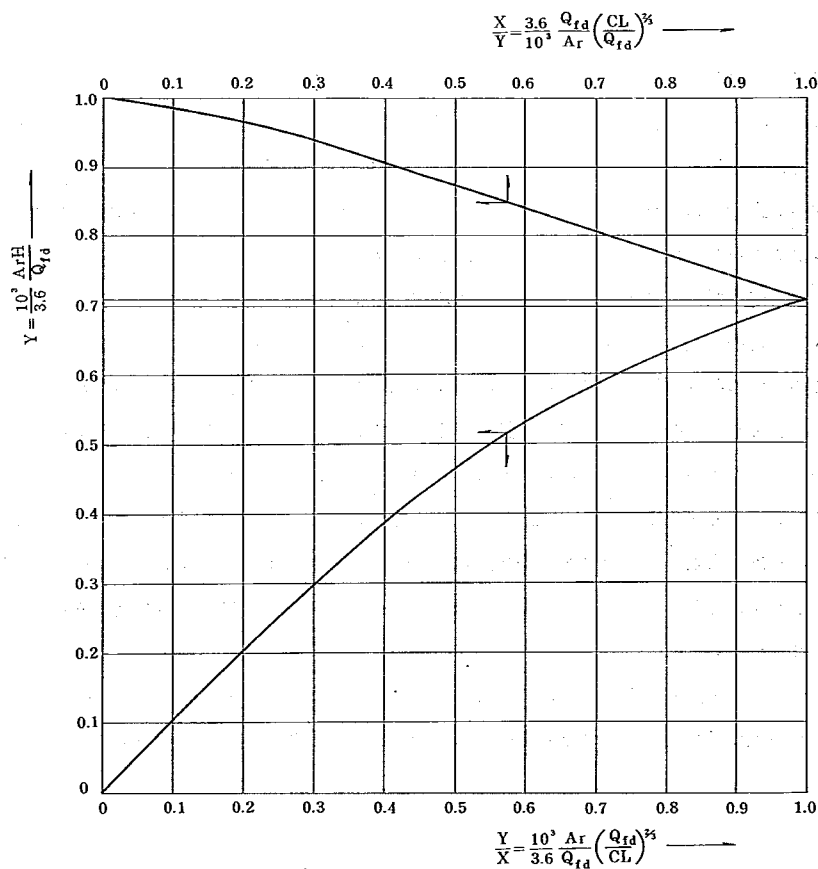


図-6-1 自由越流堤の設計図表

H_f あるいは自由越流堤長 L の計算には、上式の関係より導かれる図-6-1の曲線を利用すると便利である。

この曲線では、 Q_{fd} (m^3/s)、 T (hr)、 Ar (km^2)、 L (m) であり、 $Q_0 = 0$ の場合を対象としている。

この曲線において、縦軸の値が1.0以上になる場合には、自由越流堤を設けなくても水位上昇が設定値以下に収まる場合であり、全量貯留が可能な場合である。この値が1.0以下になるときは、この曲線より求められる長さ以上の自由越流堤を設けなければ水位の上昇が設定値以上となることを示しており、とくにこの値が0.4程度以下では $h \approx H$ となり貯留効果が全く期待できないことを示している。

堤体越流が決定的な破壊につながるフィルダムでは、この種の検討を行なうことが義務づけられており、特に湛水面積が小さいうえに堤体余裕高が不十分なところでは、適切な長さを有する自由越流堤を設けてその安全を確保することがフィルダム設置の条件とされる。

また、コンクリートダムであっても同様な検討を行ないその対策を考慮しておくことが必要である。

このように、洪水吐は、量的に十分な放流能力を有するとともに、貯水池および堤体の安全確保に適應した機能を有するように設計しなければならない。

7. 上流導流部の設計

フィルダム洪水吐のような分離型洪水吐では、地形条件により流れを流入部に導く水路やトンネルが必要になる場合がしばしば生ずる。

流れが開水路形式である水路やトンネルの設計では、常流水路の設計方針に従い、深さを大きくとり流速が小さくかつゆるやかに変化する形状とすることが肝要である。

流速が大きいと流入損失の増大につながり、放流能力の低下となる。また、水路内への土砂の流入を防止するためにも、水路の流速は $3 \sim 4 \text{ m/sec}$ 以下にすべきとされている。

流入水路での水面の動揺や流量分布の片寄りは、流入部の効率低下となり下流導流部に伝播して流れを乱すばかりでなく、減勢工の機能を低下させる結果となるので、できるだけゆるやかな形状で変化させ流入部の流れを均一にし、なめらかな水面が得られるよう配慮しなければならない。

流れが管路形式となる圧力トンネルの設計では、流速を小さくしてトンネル内外の圧力差が大きくなりすぎないようにしなければならない。トンネル内の流速水頭はそのままトンネル内外の圧力差となって作用するから、流速を大きくすればそれに対応した覆工が必要になる。したがって、地山の状態を考慮し、両者を勘案して決定することが必要である。

トンネル内への流木や土砂などの流入は、各種のトラブルの原因となるため絶対に避けることが必要であり、流入トンネル入口は地山から離すとともに入口周辺には集中した流れが生じないような構造にすることが重要である。

8. 流入部の設計

8-1 越流型の設計

越流型には、越流方向と下流の導流方向とが一致する正常越流型と両方向がほぼ直角をなす横越流型とがある。

越流型の堤顶部縦断形状は、自由越流時の流量係数を大きく保ちかつ越流面には危険な負圧は発生させないという設計条件を満たすために、刃形ぜきの水脈下側線と一致させた形状（標準越流頂）を基本形とする。

刃形ぜきの水脈の測定資料としては米国開発局（USBR）のものが有名で各種の文献に紹介されているが、設計ではこれらの測定値を直接利用するのでは作業を繁雑にするばかりであるので、測定結果を数式化したものが主として利用される。

数式化された刃形の水脈形状はUSBRなどの数多くの提案があるが、わが国では米国工兵隊水路試験所（USCE:WES）のまとめた標準越流頂が最も多く採用されている。しかし、いづれの形状でも大差ないので、USBRやランドルフなどの形状も同様に利用できる。

USCEの標準越流頂は、図-8-1に示すように4種の堤体上流面勾配に対して導かれており、同図(5)は最近追加された改良型である。

これらの越流頂はいづれも接近流速水頭が無視できるほど小さい場合にのみ適用できるものであり、流入水路があり接近流速が無視できない場合には、さらに扁平な形状にしなければならない。

接近流速が無視できない場合にはUSBRの設計図表などを利用すればその標準越流頂を知ることができる。

これらの形状において、 H_d は設計水深と呼ばれる値であり、設計では最大操作水深 H_{max} 程度の値を用いることが多い。

堤頂にゲートを設置し常時半開放流を行う場合には、小開度時の流出水脈の軌跡が越流頂形状の基本形となる。ただし、ゲートがテンター形式で半開放流時にゲート下端が堤頂より下流に常に位置するように設置された場合には、 $H_d = H_{max}$ とするUSCEの標準越流頂をそのまま用いてもよいことが実験的に確かめられている。これは、微小開度時にはゲート刃先が負圧の発生、水脈の剝離を防止する方向になるためであって、表-8-1に示すように越流面には負圧が発生するが十分小さく許容できる。

堤頂のゲートがローラー形式である場合のようにスキンプレートと越流面とのなす角が直角に近い場合には、ゲート下端から噴出する水脈の軌跡は標準越流頂とは異なった形状となり、さらに厚みを増した形状としなければ危険である。

ローラーゲートを設置したわが国の既設の越流頂について整理してみると、堤頂上流側については $H_d = H_{max}$ とする標準越流頂と同一の形状が、堤頂下流側については、

$$\frac{Y}{H_{max}} = (0.3 \sim 0.4) \left(\frac{X}{H_{max}} \right)^2 \quad (8-1)$$

で表わされる放物線越流頂が大部分を占めている。なお、(8-1)式の座標は、図-8-1と同じものである。

したがって、設計ではこのような形状を用いれば、ゲート半開放流に対する安全性が確保できるものと期

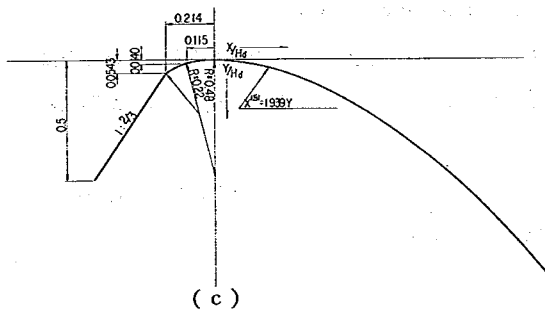
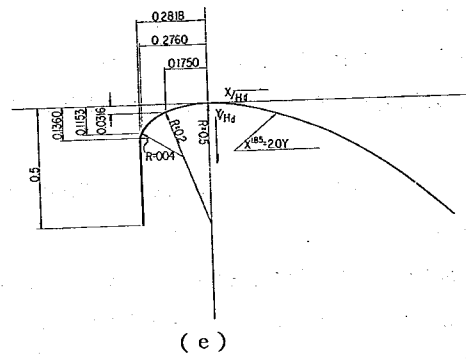
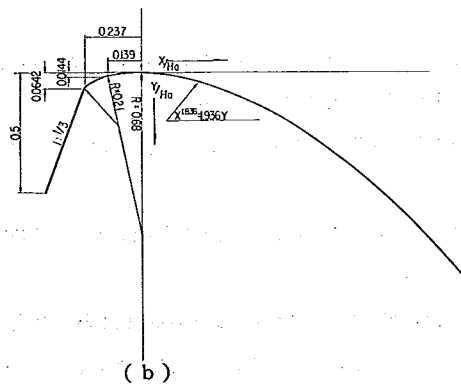
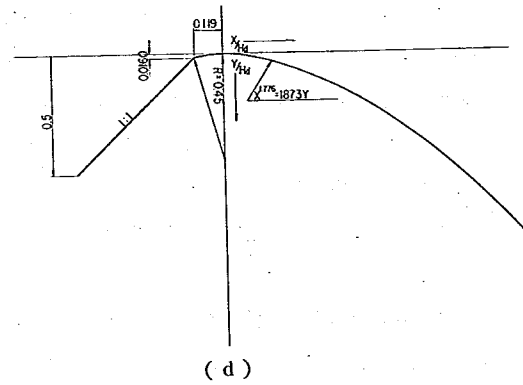
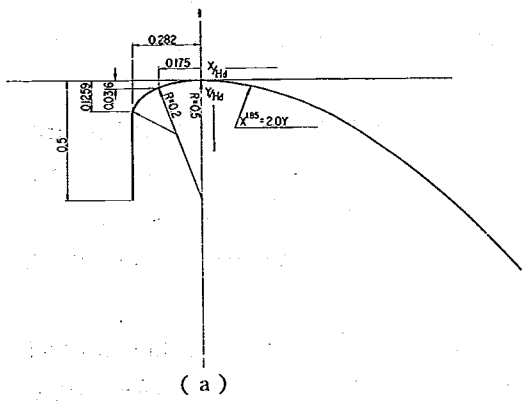


図-8-1 USCEの標準越流頂

表-8-1 ゲート操作時の越流面上圧力分布 ($\frac{p}{w} \sqrt{Hd}$) 越流項形状図-8-1(a)

No.	測定位置		ゲート開き										G/Hd		全開
			0.000	0.056	0.111	0.167	0.222	0.278	0.333	0.389	0.444	0.500	0.556		
	X/Hd	Y/Hd	操作水頭										H/Hd		
			0.961	0.939	0.947	0.975	0.974	0.973	0.979	0.977	0.968	0.967	0.972	0.954	
1	-0.282	0.126	1.111	1.069	1.058	1.061	1.003	0.953	0.958	0.867	0.769	0.772	0.703	0.400	
2	-0.175	0.032	1.017	0.975	0.958	0.950	0.906	0.861	0.850	0.786	0.692	0.681	0.631	0.361	
3	0.000	0.000	0.981	0.917	0.872	0.844	0.761	0.692	0.658	0.589	0.506	0.478	0.439	0.181	
4	0.056	0.002	0.972	0.900	0.844	0.806	0.714	0.644	0.608	0.547	0.472	0.444	0.417	0.189	
5	0.111	0.064	0.972	0.844	0.792	0.731	0.636	0.564	0.536	0.486	0.422	0.403	0.383	0.189	
6	0.167	0.018	0.950	0.806	0.689	0.611	0.528	0.464	0.447	0.411	0.361	0.350	0.339	0.178	
7	0.222	0.031	0.883	0.936	0.699	0.464	0.403	0.361	0.353	0.333	0.300	0.294	0.292	0.175	
8	0.278	0.047	0.653	0.386	0.311	0.275	0.253	0.231	0.236	0.228	0.211	0.208	0.222	0.128	
9	0.333	0.066	0.197	0.158	0.153	0.161	0.158	0.158	0.164	0.175	0.167	0.175	0.167	0.111	
10	0.389	0.087	0.056	0.086	0.067	0.083	0.086	0.089	0.103	0.114	0.114	0.128	0.139	0.108	
11	0.444	0.112	0.036	0.028	0.033	0.056	0.053	0.064	0.072	0.083	0.103	0.106	0.119	0.094	
12	0.500	0.139	0.036	0.017	0.022	0.033	0.033	0.033	0.047	0.058	0.092	0.083	0.097	0.100	
13	0.556	0.169	0.036	0.028	0.025	0.028	0.033	0.031	0.042	0.050	0.056	0.072	0.083	0.092	
14	0.611	0.201	0.036	0.031	0.011	0.011	0.028	0.008	0.019	0.019	0.031	0.042	0.050	0.067	
15	0.667	0.236	0.036	0.008	0.000	0.003	-0.008	-0.008	0.000	0.000	0.008	0.017	0.028	0.044	
16	0.722	0.274	0.019	0.008	0.003	0.003	0.000	-0.006	-0.008	-0.003	-0.003	0.014	0.019	0.028	
17	0.778	0.314	0.019	0.008	0.000	0.003	0.000	-0.011	-0.008	-0.011	-0.011	0.003	0.014	0.025	
18	0.833	0.357	0.019	0.008	0.003	0.000	0.000	-0.006	-0.008	-0.006	0.003	0.000	0.008	0.022	
19	0.889	0.402	0.019	0.006	0.000	0.000	0.000	-0.006	0.000	0.000	0.006	0.003	0.008	0.022	
20	0.944	0.450	0.014	0.011	0.008	0.014	0.014	0.008	0.006	0.003	0.019	0.008	0.000	0.014	
21	1.000	0.500	0.017	0.014	0.011	0.014	0.014	0.014	0.011	0.006	0.017	0.014	0.000	0.014	
22	1.056	0.553	0.017	0.014	0.014	0.011	0.017	0.019	0.017	0.014	0.022	0.017	0.006	0.014	
23	1.111	0.608	0.019	0.017	0.017	0.014	0.022	0.022	0.017	0.019	0.014	0.036	0.022	0.022	
24	1.167	0.665	0.019	0.028	0.025	0.028	0.033	0.033	0.033	0.028	0.036	0.044	0.022	0.022	
25	1.222	0.725	0.019	0.025	0.025	0.025	0.033	0.031	0.031	0.028	0.047	0.039	0.028	0.031	
26	1.278	0.787	0.019	0.019	0.019	0.025	0.022	0.042	0.047	0.025	0.044	0.022	0.028	0.042	
27	1.333	0.851	0.022	0.022	0.019	0.025	0.025	0.050	0.050	0.033	0.044	0.028	0.031	0.044	

ゲート(テンターゲート, アーム長R/Hd=1.0 ビンの位置Xp/Hd=1.206, Yp/Hd=-0.444), ゲート開きG: ゲート下端と堤頂との標高差

(早明浦ダム水理模型実験)

待できる。

越流頂の自由越流時の放流量 Q は

$$Q = nC' BH^{\frac{3}{2}} \quad (8-2)$$

で求められる。ここに、 n : 径間数、 B : 1 径間当りの幅 (m)、 H : 越流水頭 (m)、 C' : 流量係数である。橋脚、橋台のない様水路中の越流頂の流量係数 C は、次式で計算される。

$$C = 1.704 (1 + 0.648H/R)^{\frac{1}{2}} \quad (8-3)$$

ここに、 R は堤頂下流側の曲線より $X=0$ に対して計算される曲率半径 (m) であり、USCE の標準越流頂に対しては実験的に、 $Y=KX^2$ と表わされる放物線越流頂に対しては解析的にそれぞれ次のように与えられる。

$$\begin{aligned} R &= 0.9173Hd \quad (\text{標準越流頂}) \\ &= 1/(2K) \quad (\text{放物線越流頂}) \end{aligned} \quad (8-4)$$

これらを用いれば、(8-3) 式より、流量係数 C は

$$\begin{aligned} C &= 1.704 (1 + 0.704H/Hd)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{標準}) \\ &= 1.704 (1 + 1.296KH)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{放物線}) \end{aligned} \quad (8-5)$$

となる。橋脚、橋台のある越流頂に対しては、流れが橋脚先端より発生する低下かく乱波により一様性を失い、橋脚付近の水面は局部的にくぼみ、有効越流幅が減少したような様相を示すため、流量係数 C を補正することが必要になる。

補正は次の式を用いて行う。

$$C' = C \{ 1 - Mr (H/R)^{1.5} \} \quad (8-6)$$

ここに、 Mr は橋脚、橋台の形状および径間数により定まる係数であつて、橋脚の突き出し長 S' (堤頂最高点、水平部のある場合はその下流端から橋脚先端までの水平距離)、橋脚の厚み b に対して次式により計算される値である。 $n=1$ あるいは $n>2$ かつ $(b/S') > 0.80$ の場合

$$Mr = 0.0693 (R/B)^{0.50} \quad (8-7)$$

$n > 2$ かつ $(b/S') \leq 0.80$ の場合

$$Mr = 0.0693 \left(\frac{R}{B} \right)^{0.50} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \frac{n-1}{n} \left(\frac{b}{S'} \right)^{1.7} \right\}$$

したがって、これらの式を用いれば、(8-2) 式の放流量が計算できる。

堤頂に設けられたゲート半開放流時の流量 Q は、ゲート開きを G (m)、ゲート下端を基準面とする全水頭を H (m) として次式で計算される。

$$Q = CB \{ H^{\frac{3}{2}} - (H-G)^{\frac{3}{2}} \} \quad (8-8)$$

この流量係数 C (m-sec 単位) は、通常 1.9 ~ 2.2 の範囲にあり、放流量計算では $C=2.0$ (一定) としても十分な精度で推定できる。

8-2 朝顔型の設計

朝顔型は、円周ぜきの形態をとるため狭いところでも堤頂長を大きくとることができ、堤頂が直線である越流型にくらべて限られた空間で大きな流量を放流することが可能になる。

越流部の形状は、越流型と同様に円筒形の刃形ぜきの水脈下側形状を基準とするが、円筒形刃形ぜきの場合には水脈下側形状が H_s/R_s (H_s : 刃形ぜき越流水深, R_s : せきの半径) が大きくなるにつれて下がってくるため、越流型のように H_s の最大値程度の値に対して越流頂形状を設計すると、 H_s の小さい範囲で負圧が発生する結果となる。一般に $0.3 R_s$ より大きい H_s の値で形状を設計すると、これより低い水深のときに越流面に負圧が発生するとされており、設計水深 H_d はこれを基準として選定されるのが普通である。

朝顔型の放流特性は、水位の上昇につれて越流形式から管路流形式に移行するが、これは流量支配断面が堤頂から朝顔型の出口部に移るためであり、管路流形式では放流量は水位の上昇に対してほとんど増大しないのが特徴であるから、使用目的に応じて所定の機能が發揮できるように形状を選定しなければならない。

なお、管路流形式となる場合でも、設備全体が圧力型となることは好ましくなく、朝顔型の出口部で断面を急拡させ十分な給気設備を配置して、ここから下流は開水路流となるように配慮される。

朝顔型の流量は、各放流形式に対して次式で計算される。

$$\begin{aligned} Q &= C (2 \pi R_s) H^{3/2} && \text{(越流形式)} \\ Q &= C (\pi R_t^2) H_t^{1/2} && \text{(管路流形式)} \end{aligned} \quad (8-9)$$

ここに、 Q は流量、 C は流量係数であり、 R_s および R_t はそれぞれ朝顔型入口 (堤頂) および出口の半径であって、 H は越流水深 (あるいは水頭)、 H_t は出口部の全水頭である。

越流形式から管路流形式への移行は越流部の形状寸法により一定ではないが、 $H_d/R_s = 0.3$ で設計される標準的な越流頂の場合には一般に $H/R_s = 0.45 \sim 1.0$ が遷移区間となる。

なお、越流形式となる $H/R_s \leq 0.45$ の範囲での流量係数は越流型とほぼ一致するものと考えてよい。

朝顔型の流れは周辺の地形の影響を受けて平面的な渦を生じやすく、渦の発生は放流能力を阻害するので、これを防止するために堤頂にせき柱を配置することが多い。

図-8-2 は、朝顔型流入部の実例である。

8-3 低圧型管路の設計

ここで取扱い低圧型管路とは、適用範囲が水深 3.0 m 以下とされる図-8-3 に示すようなカーテンウォール式オリフィスである。

カーテンウォール式オリフィスは、本来越流型であったものの一部を断面が不必要に大きくなるのを避けるためにコンクリート製カーテンウォールで締切ったもので、カーテンウォールの構造設計はバーチカル形式のゲートと同様な取扱いをする。

このようなオリフィスおよびその付属構造物に対する設計は、操作水深が 2.5 m 以下のものに対しては越流型の延長として取扱い、それ以上の場合には高圧型管路 (放水管) に準じた取扱いをする。

しかし、オリフィス内の流速は最大 25 m/sec 以下であるため、適切な形状を保ちかつ入念な施工を行う場合には、オリフィス内面はコンクリートのままでよく、壁面を鋼板で保護する必要はない。

オリフィスに流量調節用ゲートを設置し常時半開放流を行う場合には、ゲートをオリフィス出口に設けるのが原則であり、オリフィス入口に設ける場合には、オリフィス形状をそれに適合するように修正するとともに十分な給気設備を設けてオリフィス内の流況を安定させることが必要である。

オリフィスの放流特性は、水位の上昇によって越流形式から管路流形式に移行し、両者の遷移領域では流れが不安定になり流量も安定しない恐れがある。

したがって、オリフィスの設計では、常時使用する範囲でこのような不安定な流況が広い範囲にわたって生じないようにしなければならない。

オリフィス入口はベルマウス形状とし、流れの剥離とそれに伴う負圧の発生を防止することが必要であり、後述の高圧型管路と同様なベルマウスがしばしば利用される。

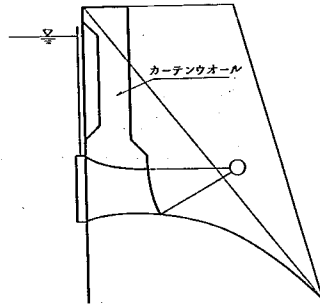


図-8-3 カーテンウォール式オリフィス

しかし、このようなベルマウスは管路流に対してのみ有効なものであるから、これをオリフィスに適用しかつそのオリフィスを越流形式から管路流形式までの広い範囲に対して利用する場合には、不安定な流況が長く続く恐れがあるので注意を要する。

この場合の遷移領域は、オリフィス底面上の水深 H と出口断面高 h との関係で近似的に定まり、その比 H/h が1.3程度以下であれば越流形式、1.8以上であれば管路流形式になるものとされている。

しかし、オリフィス上面を越流時の水面形に類似の形状とし、放流形式の移行がオリフィス出口から確実に行われるようなオリフィス形状とすれば、遷移領域を狭くすることができる。

オリフィスの流量は、越流型の流量公式をそのまま利用できる。特に、管路流であってもオリフィス流が主体となるから、高圧型管路に対する流量公式を用いるよりは、越流型のゲート半開放流に対する流量公式と同じ形を用いた方が流量係数の推定誤差が少なく有利である。

8-4 高圧型管路の設計

高圧型管路（放水管）の設計では、放流条件を満たすとともに管内の圧力が常に許容負圧以上に保たれることが必要である。

放水管内の流れは負圧が低いうえに非常に高速であり、わずかな壁面の凹凸や不整の存在によって容易に空洞現象を生じやすいので、設計では各部の圧力について十分調査し、各点の圧力が許容負圧以下にならないことを確認するとともに、製作、施工時にもこの点に十分な配慮が必要である。

放水管設計上の許容負圧としては、一般に $-1.5 \sim -3.0$ m 水柱とすることが多いが、複雑な形状を使用し製作、施工時に十分な精度を期待することが困難な場合には許容負圧をさらに小さくすることも必要である。

堤体に埋設される放水管には、管全長にわたって管路流となる図-8-4(a)に示すような全管路型と管途中から断面を拡大して開水路流とする図-8-4(b)の半管路型とがある。

全管路型では、常時使用されるゲートやバルブは管出口に設けることが原則である。田瀬ダムや五十里ダムのように管途中に設ける場合には、ゲートを半開放流するとゲート下流の圧力が極度に低下し好ましくないため、全開全閉の操作が原則である。

半管路型では、管途中に設けられたゲートを半開放流可能にするために、ゲート直下流から断面を拡大するとともに大規模な給気設備を設けて、ゲート下流の管内圧力を正常に保つように設計する。

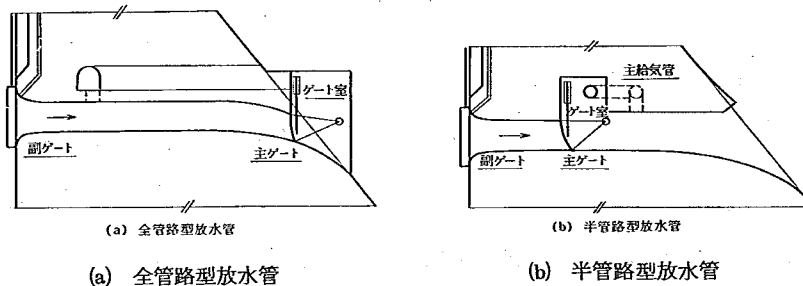


図-8-4 放水管の形式

半管路型は、設計流量が大きい場合には管路長が全管路型に比べて短くすることができ摩擦損失が少ないため有利になるが、堤体内にゲート室を設けるため大きな空間が必要になることおよび複雑な機械設備を堤体内に据付けるためコンクリート打設工程での綿密な調整が必要になることなどの欠点を有する。

また、堤体下流面で越流型と合流する場合には、管出口にゲート室を設けることが流水の障害となるので、半管路型としてすべての設備を堤体内に内蔵させるのが通例である。

流量規模の小さい放水管でゲート室を管出口に設けることが可能な場合には、全管路型とすることが総合的にみて有利である場合が多く、単に工費面のみを考えて半管路型とすることは好ましくない。

放水管入口の形状は、オリフィスにおけると同様に、空洞現象（キャビテーション）の発生を防止し、流れを滑らかに導くためにベルマウス形状とする。

ベルマウスの形状は、越流型や朝顔型の堤頂形状と同様にオリフィスからのジェットの様子が基本となる。

ベルマウスの実用形状は、一般に次のような長円曲線とされる。

$$\frac{X^2}{a^2} + \frac{Y^2}{b^2} = 1 \quad (8-10)$$

ここで、 X 、 Y はベルマウス終端断面の長円中心を原点とし、それぞれ放水管軸と平行および垂直にとられた座標であり、 a および b は、円形ベルマウスでは放水管の直径 D 、方形ベルマウスでは放水管の高さあるいは幅 D を用いて $a = \alpha D$ 、 $b = \beta D$ として標準化される。

この α および β に関しては、種々検討されており、各種の組合せに対して実験結果が発表されているが、検討されたベルマウスは $\alpha = 0.5 \sim 1.0$ 、 $\alpha/\beta = 3 \sim 4$ のものが大部分を占めている。

実験結果をみると、ベルマウス入口断面を小さくしたためにベルマウス終端にかなりの負圧が発生する場合があるが、それだけでこのベルマウスの形状が採用不可とはならない。

これは、管路流形式では越流形式の場合とは異なり、圧力の調節が可能であるから、このような負圧が発生するベルマウスであってもベルマウス終端の圧力（背圧）を高めることにより負圧の発生を制御すること

ができるからである。

ベルマウス内の圧力分布は、一般に次の圧力降下係数 C_d で表示される。

$$C_d = (\Delta P/w) / Ve^2/2g \quad (8-11)$$

ここに、 $\Delta P/w$ は入口上流の全水頭（貯水池に接して設けられる放水管では貯水位）と各点のピエゾ水頭の差であり、 $Ve^2/2g$ はベルマウス終端断面の流速水頭である。

この圧力降下係数は、前述のようにベルマウス内の流れが局所的な急変流であるため、試験によらなければ知ることができない。

表-8-2 ベルマウスと圧力降下係数の最大値

断面形状	ベルマウス形状		圧力降下係数 $C_d \text{ max}$	隅取面積(%)		型式	試験機関
	a/D	b/D		$X=0^*$	$X=a^{**}$		
円形	1	1/3	1.08				土研
	0.75	0.25	1.09				
	0.6	0.2	1.08				
	0.5	0.15	1.19				
	0.8	0.15	1.16				
方形	1	1/3	1.19	0.5	5.0		土研
	0.6	0.2	1.28	0.5	5.0		
	1	1/4	1.16	0.5	4.0	4面	
	1	1/4	1.16	4.0	4.0		
	1	1/4	1.16	8.0	4.0		
	1	1/3	1.14	0.0	0.0	3面	WES
	1.5	2/3	1.20	0.0	0.0	1面	

*入口, **ベルマウス終端

代表的なベルマウス形状とその圧力降下係数の実験値は表-8-2に示される。

したがって、設計では、その意図（たとえば、放水管入口にコースターゲートを設置するため最小の断面を与えるベルマウスとするなど）に応じてベルマウスを選定し、圧力降下係数を用いて最大圧力降下量を計算して、それが許容負圧内に収まるようにベルマウス終端圧力を調節する。その結果として、必要断面が大きくなり意図に反した形状となる場合には、ベルマウス形状をかえて行うが必要になる。

なお、全管路型は摩擦損失が大きいうえに管長も長く圧力の調節が容易であるが、半管路型では

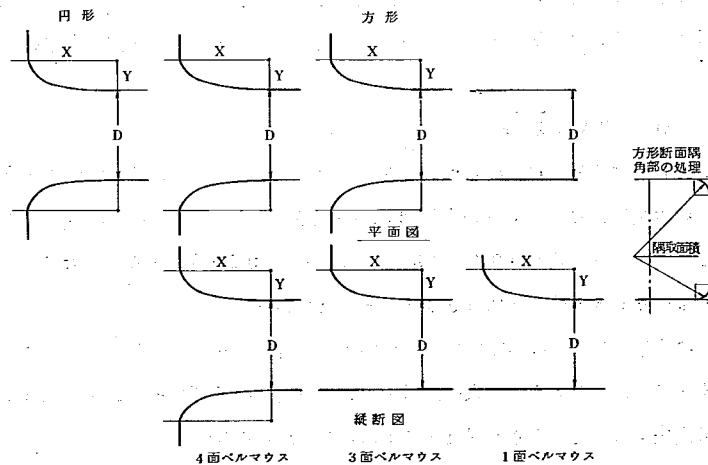


図-8-5 放水管ベルマウス形状

圧力を高めることが困難になることがあり、それに適合した特殊なベルマウスの設計とその適用性の実験的検討が必要になることが多い。

流入による損失水頭 h_e は

$$h_e = k_e \frac{V_e^2}{2g} \quad (8-12)$$

で計算される。ここに、 k_e は流入損失係数であり、放水管に使用されるベルマウスの場合には、圧力分布に対して入念な検討をするため、 k_e は十分小さくなるものと考えられ一般に設計では、 $k_e \approx 0.05$ 程度の値が用いられる。

ベルマウスを含め放水管の形状の設計において特に留意すべき点は、設計された形状がどの程度忠実に製作、施工されるかという点にある。水理的に最適な形状は、断面を小さくすることの代償として、しばしば複雑な面の変化を伴うが、このような形状は製作、施工時に多大の工費を必要とし、十分な精度を要求すれば実現不可能にもなりかねない。このために、断面が大きくなり不経済になっても、形状の単純化を考えた方が総合的に好ましい結果を生む場合が多い。

放水管の上流端や途中にあるゲートを操作すると、ゲートから下流の閉じこめられた空間にある空気が高速水流に連行され、管外へ水流とともに流出するため、ゲート下流の気圧は低下しかつ不安定になる。このような気圧の低下と変動は、ゲートの振動の原因となったり、キャビテーションの発生を容易にするなどの悪影響を及ぼすため、ゲート背後に給気管を設けて管内圧力を高めることが行われる。

連行空気量が最大となるゲート開度は、放水管の形式および形状によって異なり、断面の一樣全管路型の途中にゲートを設けた場合は75～80%、断面を下流に向けて絞った全管路型では30～40%、ゲート下流で断面を拡大する半管路型では100%とされる。

したがって、このような開度で連行空気量を求め、給気管内の設計風速を80～100 m/sec程度にとり、給気管の断面寸法を決定する。給気管の形状は、管内空気流の損失が放水管内の気圧とほぼ一致するから、管内損失の少ない形状とすることが必要である。また、給気管が埋設上屈折する場合など損失が大きくなることが予想されるときには、設計風速をさらに小さくしなければならない。

放水管の流量は、管路のエネルギー保存則より直接求められるが、実用的には一般に次式の形にまとめられる。

$$Q = CA \sqrt{2gH} \quad (8-13)$$

ここに、 Q は流量、 C は流量係数、 A は出口断面積であつて、 H は貯水位と出口断面中心との標高差である。

この流量係数 C は、従来の設計例では半管路型や薄肉アーチダムの放水管のようなほぼ直管で管長の短いものに対しては、 $C = 0.94 \sim 0.98$ (平均的には0.96) 断面を絞った曲管を含む全管路型に対しては $C = 0.92 \sim 0.96$ (平均的には0.94) となっている。

この流量係数は各種の損失係数を用いて直接計算できる値であり、設計ではその値を用いるべきであるが、概略設計ではこのような従来の設計例における値が参考になる。これは、越流型や朝顔型のように実験値が常に優先する場合と大きく異なる点であるから注意を要する。

高圧ゲート半開時の放流量は、次式で計算する。

$$Q = C_g CA \sqrt{2gH} \quad (8-14)$$

ここに、 C は(8-12)式における流量係数と同一の値であつてゲート半開時の補正を C_g で行う形である。この係数 C_g はゲート開度を G 、収縮係数を C_c とすれば

$$C_g \approx C_c G \quad (8-15)$$

の関係が近似的に成立する。ここに、開度 G はゲート開き h を出口断面高 D で割った値 h/D であって、全開で0、全開で1.0の値となる。

この係数 C_g については、ミゼスなどの収縮係数の理論値を用いて計算できるが実験結果によれば次のように与えられる。

$$C_g = 0.808G - 0.140 \sin \theta + 0.110 \quad (8-16)$$

ここに、 θ はゲート面が管軸となす角であり、この式の適用範囲は、 $H/D > 3.8$ 、 $0.8 \geq G \geq 0.2$ 、 $90^\circ \geq \theta \geq 30^\circ$ である。

放水管の水理模型実験の結果をゲート形式ごとにまとめた実験式としては次の式がある。

バーチカル形式

$$C_g = 0.758G (1 + 0.061G^2 + 0.258G^4)$$

$$\text{適用範囲} \quad 65^\circ \leq \theta \leq 87^\circ \quad 0.09 \leq G \leq 0.97$$

テント形式

(8-17)

$$C_g = 0.814G (1 - 0.355G^2 + 0.531G^4)$$

$$\text{適用範囲} \quad 41^\circ \leq \theta \leq 75^\circ \quad 0.05 \leq G \leq 0.95$$

なお、これらの式はオリフィスの半開放流に対しても適用できるものとされている。

9. 下流導流部の設計

9-1 堤体流下式および水路式導流部の設計

開水路形式の導流部には、堤体下流面をそのまま導流部として利用する堤体流下式と水路(シュート)式のものがある。

導流部の設計では、射流水路の設計指針にしたがい、線形を直線にし水路幅を等しくするとともに、縦断勾配もほぼ一定になるように選定することが原則である。しかし、流入部と減勢工の位置関係、地形、基礎地盤の条件などから、湾曲水路、幅あるいは勾配の変化を必要とする場合も少なくない。

水路が湾曲する場合には、遠心力の作用により水面に横断勾配が生ずるとともに、射流に特有の衝撃波の発生により湾曲外側壁沿いの水面形は波状をなし、その最大水深は遠心力作用のみの場合の2倍以上に達する。

この水位上昇を軽減するためには、水路に横断勾配を設けたり線形を複合曲線とし衝撃波の方向を重合して減殺するような方法が考案されているが、これらはいずれも衝撃波の方向が一定である一定流量を導流する射流水路に対してのみ適用可能なもので、流量が変化する洪水吐では安定した流況が得られにくい。

したがって、湾曲水路の形状は、水理模型実験により検討のうえ決定することが必要である。

水路幅を変えるときも、壁沿いの流れは湾曲水路と同様な効果を受けるから、衝撃波の発生ならびに流れの集中現象が生じるので、その採用には湾曲水路と同様な検討を必要とする。

なお、湾曲水路や幅の変わる水路はいずれも流量分布を不均一にする原因となり、この影響は減勢工にまで及び、その機能を低下させるので注意を要する。

縦断勾配を変える場合には、鉛直曲線を挿入して流れが重力の作用により滑らかに移行するようにすべき

で、勾配の変化によって底面から剝離しないようにすることが必要である。

なお、導流部の流れは高速流であり空気混入流であって、みかけの水深は実験あるいは計算によって得られた値より上昇するから、空気の混入による補正を必要とする。

流入部を含め導流部の水面上に設置される構造物は、主水面から1.5 m以上の余裕を有することが義務づけられている。これは、浮遊物の流下を可能にするとともに、それによる災害の防止を考えたもので、構造物としては堤頂道路橋梁、ゲートおよびその付属構造物などがその対象となる。

越流型で堤頂の縦断形状が標準越流頂である場合の堤頂付近の水面形を表わす式として次のような実験式がある。

$$\frac{Y}{H_d} = A - B \left(\frac{X}{H_d} \right) - C \left(\frac{X}{H_d} \right)^2 \quad (9-1)$$

$$A = 0.743 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{1.042}, \quad B = 0.361 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{0.176}$$

$$C = 0.232 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{-0.275}$$

ここに、XおよびY座標は堤頂を原点とし、それぞれ水平下流方向および鉛直上向き方向を正とする。また、この式の適用範囲は $-0.4 \leq X/H_d \leq 0.4$ 、 $0.3 \leq H/H_d \leq 1.1$ である。

この式で求められる水面形は橋脚、橋台のない様水路におけるものであり、実際の洪水吐の堤頂付近の水面形はこれとはやや異なる形状となる。実際の水面形は橋脚や橋台の位置、形状あるいは径間幅と深さの関係などの影響を受け、一般的表示が困難であるが、(9-1)式の水面形 Y/H_d に $0.1 H/H_d$ の変動量を加えた曲線を考えれば、ほぼこれらを包絡した曲線を得ることができる。

したがって、水理模型実験による適当な資料がないときには、このような曲線を基準として堤頂構造物の位置を考えればよい。

堤体流下式導流部の導流壁については、堤体下流面勾配(1:n₂)が1:0.75~1:0.84の一般的な重力ダムの場合には、堤頂下流導流部の鉛直方向の水深が堤頂の水深(越流水頭に対して約0.75Hである。)とほぼ等しくその変化が小さいため、その高さは最大越流水頭とほぼ一定した関係を保ち、既設洪水吐の導流壁の鉛直方向の設計高h_vはその最大越流水頭H_{max}に対して、 $h_v = (0.82 \pm 0.13) H_{max}$ の関係にある。なお、越流面に垂直方向の導流壁高h_wとh_vの関係は、 $h_w = n_2 h_v / (\sqrt{1+n_2^2})$ である。

導流部が水路形式となる場合に最も留意すべき点は、水路が堤体流下式とは異なり非常に薄い板構造となることであり、堤体流下式が構造的に安定でありかつ流水による摩耗、洗掘に対して十分な厚さを有するのと対照的な構造物となることである。

水路を構成するコンクリート床板には、常時各種の荷重(主として揚圧力、土圧など)が作用するとともに、放流時には流水による動的な荷重が不規則に作用するものと考えねばならない。さらに、コンクリート床板は、流水により摩耗、洗掘され、貯水池が満砂すれば砂礫の流下によってさらに急速に進行する恐れのあることも覚悟せねばならない。

したがって、水路は構造的にも安定であり流水に対する安全性と摩耗、洗掘に対する耐久性とを兼ね備えたものであることが必要である。

このために、水路は基礎岩盤に固定されたもので、変形や不同沈下を生じないことが前提である。特に、継目の狂いや不適切な処理あるいはクラックの発生は流水の圧力を床板裏側に作用させ、瞬時に破壊に導く原因となる。また、このような意味から、水抜き穴などの圧力を伝播する構造物を流水に接する面に設けるべきでないことは言うまでもない。

コンクリートの表面は、高流速の流れにさらされるから、キャビテーションなどによる洗掘を防止するために特別な配慮が必要である。

USBR (コンクリート マニュアル) では、流速が約 12m/sec を越えるところではこのような配慮をすべきであるとしている。

ゲート半開操作で放流する場合のゲート直下流の流れなど境界層がまだ発達していないところでは、コンクリート表面は直接高速な流れにさらされるので特に注意を要する。

放水管の下流などでは、この区間を鋼板で覆い、耐キャビテーション性を増して表面の洗掘を防止する。コンクリート水路とするときには、コンクリート表面に施工上生じた段違いなどは、次の基準にしたがい傾斜面となるように除去すべきであるとされている。

流 速 (m/sec)	ゲート下流の処理 すべき範囲 (m)	仕上げ勾配 $1:n$
12~27	4.6	20
27~36	9.1	50
36以上	15.2	100

また、上記以外の水路全区間については、流れに直接相対する段違いの高さの許容値を約 3.2mm としている。

流速が約 12m/sec を越える後述のトンネル式導流部においても同様な配慮が必要で、特に導流部の鉛直湾曲部およびその下流直径の約5倍の区間では、流れに直面するコンクリート面の不整はいづれも前述の基準にしたがって処理すべきであるとされており、この区間では流れに平行する不整についても約 6.4mm 以下にすべきとされている。

なお、水路形式の導流壁高は、水路が一様であるときには水面形の計算を行い、これに空気混入による補正および $1\sim 2\text{m}$ 程度の余裕を考えて決定する。水路が一様でないときには、水理模型実験によることが必要である。

9-2 トンネル式導流部の設計

分離型洪水吐のトンネル式導流部は、仮排水トンネルの一部を利用するものが大部分を占めており、このような場合には仮排水トンネルと洪水吐トンネルとは主従あるいは対等の関係にあるから、あらかじめ両者に適合した形状、線形とすることが必要である。

この場合、仮排水トンネルでは入口が河床付近にあり、このままでは洪水吐としての機能を満たさないため、トンネル式洪水吐では、仮排水トンネルの入口を締切り、新たに越流式の流入部を設置し、鉛直あるいは

は急勾配のトンネルを掘削して、仮排水トンネルに接続させる方法がとられる。

したがって、トンネル式洪水吐は一般に、(1)越流式流入部、(2)鉛直あるいは勾配トンネル、(3)曲
管部、(4)緩勾配トンネル(仮排水トンネル)、(5)端末構造、の構成となる。

トンネル式洪水吐の流入部は、流入部出口端で流れを集中させやすい形式のものが好ましく、正面(直入)
越流型とする場合には、径間数は通常2門とし、ゲート高を一般より大きくして単位幅当りの流量の増大を
図り、トンネルへの遷移が短区間で行えるように配慮される。

正面越流型以外の形式では、横越流型あるいは朝顔型がしばしば利用される。これらは、いずれもトンネ
ル式洪水吐の流入部条件に適合した特性を有している。

洪水吐トンネルは、流入部の形式に関係なく、いずれの場合も開水路流れとなるように設計される。

これは、トンネル内の流れが流量の増減により開水路流と管路流との2種の流況となる設計では、セルフ
ブライミングによって流れに脈動を生ずることがあり、周期的な流量や圧力の変動が発生し好ましくないた
めである。管路流への移行が常に下流から行われるトンネルでは、この脈動は生じないが、管内に閉じ込め
られた空氣の挙動に伴う不安定な現象を生ずることがあり、トンネル内の流れは自由表面を有する流れとす
ることが原則である。

朝顔型流入部では、流入部出口では管路流となる場合もあるが、トンネル式導流部の区間では断面を拡大
して開水路流となるように設計する。

トンネル内の流れを開水路流とするために、設計では、トンネル内の流れが水流のみであると仮定して水
面形を求め、トンネル断面は安定した空氣混入流が維持できるようにこの結果に対してある割合以上の空間
が残るように選定する。この選定基準としては、一般に最大流量流下時の水流の流積 Aw は、トンネルの断
面積 Ao の $\frac{3}{4}$ 程度以下にすべきことが提唱されている。

表-9-1 洪水吐トンネルの諸元

項目 ダム	設計流量 Q m^3/sec	最大経流 水深 H m	径間 (m) $\times$ 門数	ゲート形式 高さ m	上流 勾配 (度)	彎曲部 半径 R m	下流トンネル			総落差 $H+W$ m	無次元量		
							勾配 $n:1$	長さ L m	径 D m		$\frac{Q}{D^2 \sqrt{g(H+W)}}$	$\frac{H+W}{R}$	$\frac{L}{D}$
Flaming Gorge	816	1158	511×2	ローラー 1036	55	610	0.01	66	549	133.1	0.749	218	120
Yanhee	3000	1710	110×2	テンター 1740	50	1060	0.0025	200	1130	1220	0.679	115	177
Palisades	1371	1554	610×2	テンター 1524	482	420	0.0191	553	853	698	0.720	166	648
Blue Mesa	946	980	762×2	テンター 1021	55	512	0.0339	307	640	1013	0.733	198	158
Yellowtail	2605	2042	762×2	テンター 1963	55	884	0.04	313	975	1478	0.720	167	321
Wu-shen	1869	1524	808×2	テンター 1524	45	762	0.01	106	823	1255	0.787	165	129
Glen Canyon	3908	1920	1219×2	テンター 1600	55	1067	0.0035	330	1250	1748	0.604	164	264
奈川渡	1500	1250	85×2	ローラー 1280	50	472	0.0051	210	800	1410	0.630	299	263

表-9-1は、USBRの水利模型実験資料を中心にまとめた既設の正面(直入)越流型トンネル式洪水
吐の設計諸元である。これより、トンネル断面の設計基準を比較するために、無次元パラメーター

$Q/D^2 \sqrt{g(H+W)}$ を求めてみると同表に示すように、これらのトンネル式洪水吐に対しては

とができる。

流入部が正面越流型あるいは横越流型である場合の急勾配トンネルは、通常 55° 程度 (約 $1:0.7$) の傾斜のものが非常に多い。この急勾配トンネルの始端付近は、流れを流入部形状からトンネル断面へ底面に極度の負圧を生じることなくスムーズに移行させることが必要で、トンネル式洪水吐の設計上最も難かしい部分の1つである。設計例をみると、この区間はいずれも複雑な断面変化をしており、水理模型実験による検証が必要な部分である。

流入部が朝顔型の場合には、流入部終端の流れ方向が鉛直になるため、落差が小さいときはそのまま立坑で導水する形式をとる。ただし、落差が大きい場合には、除々に勾配を変化させ、正面越流型などと同様な急勾配トンネルとするのが通例である。

急勾配トンネルと仮排水トンネルを利用した緩勾配トンネルとの接続部には、流れをスムーズに移行させるため曲管部とする。この曲管部の曲率半径は、水理的には大きいほど望ましいが施工が容易でないため、許容しうる最小限の値を選定することが多い。既設のトンネル式洪水吐では、表-9-1に示すように総落差の $\frac{3}{5}$ 倍程度の曲率半径を用いている。

この曲管部では、流れに遠心力の効果が作用し、流れは底面に押し付けられた状態で流下するが、曲管部下流では、流れの圧力が過大になっているため、側方向に拡がる性状を呈し現象的には2次流が発生する。2次流の発生はエネルギー損失を促進しトンネルの有効断面を減少させる結果となり好ましくない。2次流の発生が著しい場合には、曲率半径を大きくして遠心力の効果を分散するとか、トンネル断面形状を側方に拡がりにくい形状に修正するとかの対策が必要になる。

また、前述のように、この区間では境界層が破壊されるために底面に沿う流速が大きくなり、コンクリート表面の不整などに起因するキャビテーションによる洗掘が生じやすい。

したがって、境界層が再生されるまでの範囲は特に入念な表面仕上げが必要である。

トンネルの平面線形は直線とする。これはトンネル内の流れはエネルギーの集中度が高いため、平面内の湾曲は激しいかく乱の原因になり、流れを不安定にするからである。また、トンネル内のコンクリート面は流水により摩耗、洗掘されるが、この位置をトンネルインバートに固定するためにも、トンネルの平面線形は直線とすることが必要である。

トンネル出口部形状 (端末構造) は、下流水位の影響がトンネル内に及ばないような構造とし、適度の減勢機能を有するように設計する。

トンネル出口部が下流水位以下になり、流れが潜り流出となると、流出端から空気が断続的に吹き出されるなど好ましくないため、上向きのデフレクター構造として下流水位以上に放流されるように修正する。この場合、上向きのデフレクターは、小流量放流時に副ダムの効果となり、トンネル内で跳水が生じるため、高速流により連行された空気による不安定な現象を生ずる。また、流量の増加に伴って流況が円滑に移行しないと、圧力トンネルになる恐れもあるので、出口部の形状の設計には適切な配慮が必要である。

安定した開水路流を保つためには、トンネル内の気圧の安定を図る必要があり、トンネル内各所に給気孔が設けられる。

給気孔を設置すべき位置は流積が増大して空気の流れが阻害される点の下流側であって、朝顔型流入部と

洪水吐トンネルの接続点、勾配の変化点、断面の遷移部などがこれに相当する。給気孔の必要規模については、流れによる空気の運行機構が十分に解明されていないので、現状では経験的方法により決定することが必要である。

10. 減勢工の設計

10-1 形式の選定

減勢工は、洪水吐の形式、形状、地点の水理、水文、地質および地形条件ならびに地点の環境に適合するように、その形式、形状および機能を選定する。

減勢工は一般にその形態によって、跳水式、スキージャンプ式および自由落下式の3種の形式に大別されるが、これらの基本となる減勢の機能は、噴流拡散も跳水の一種と考えれば、いずれの形式も跳水現象を利用したものである。これは、スキージャンプ式や自由落下式においても減勢の機能は跳水現象に依存しており、跳水に至る過程および設計上の取扱いに差があるにすぎないからである。

跳水式減勢工は、流れをなめらかに導き直ちに跳水を生ぜしめて減勢しようとするもので、洪水吐下流端で水流の減勢が必要となる場合に適した形式である。

これに対して、スキージャンプ式では、流れを空中に放散し構造物から離して落下させ、そこに生ずる洗掘による自然の跳水現象を期待しようとするものであり、ダム下流の河床の洗掘をある程度許容できる地点で洪水の放流が人家や公共の施設に支障を与えない場合に対して適用できる。なお、スキージャンプ式減勢工の流れは、スキージャンプ、河床洗掘の発生、跳水による減勢の過程をたどるものと考えることが必要である。

自由落下式は、アーチダムのように流れをなめらかに導くことが困難な場合に利用するもので、空中を自由落下させた流水を直ちに跳水させて減勢する。この場合、落下点はスキージャンプ式と異なり構造物に近くなるので、落下水の動水圧が構造物の安全を損なわないようにすることが肝要である。なお、この流れは、自由落下、流れの偏向（動水圧の発生）、跳水による減勢の過程をたどるものと考えねばならない。

このように、いずれの形式でも跳水現象が減勢の役割を担うから、減勢工の形式に無関係に跳水を生ぜしめるに必要な長さ（幅と長さ）の確保が最も重要な事項となる。

跳水現象の基本的関係は、運動量保存則により次のように導かれる。

$$\frac{h_j}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \quad (10-1)$$

ここに、 h_1 および h_j は跳水前後の水深、 F_1 は跳水前の流れのフルード数で、この流速を V_1 として、

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1} \quad \text{である。}$$

また、跳水の長さ l 、および跳水によるエネルギー減勢量 ΔE は、実験的あるいは理論的にそれぞれ次のように表わされる。

$$l = (4.5 \sim 6.0) h_j$$

$$\Delta E = (h_j - h_1)^3 / (4 h_1 h_j) \quad (10-2)$$

ある初期条件に対して、跳水を生ぜしめるに必要な水叩きの長さとして下流水深はこれら2式で計算される。し

かし、このままでは減勢工設計上の取扱いが明確でない。

そこで、単位幅当りの流量 q と跳水前の流れの流速水頭 $E (=V_1^2/2g)$ 、この値は設計流量放流時には総落差の 80~85% に相当する。) を用いてこれらの諸式を換算すると、近似的に次のように表わされることがわかる。

$$\begin{aligned} h_j &= 0.951 q^{1/2} E^{3/4} - 0.113 q E^{-1/2} \\ l &= 4.277 q^{1/2} E^{3/4} - 0.508 q E^{-1/2} \\ \Delta E &= E (1 - 0.95 q^{1/2} E^{-3/4}) \end{aligned} \quad (10-3)$$

ここに、 $l = 4.5 h_j$ としており、各係数は $g = 9.8 \text{ m/sec}^2$ として求められた値である。

なお、この (10-3) 式は (10-1) および (10-2) 式の近似式であるが、誤差は非常に小さいので、減勢工の設計には十分適用できる。

減勢工の基本をなす跳水は (10-3) 式に示されるように q と E により制御されるが、設計で E を調節することは容易でない。 E を小さくするためには、水叩き面上、長い区間にわたって露出射流を生ぜしめるとかあるいは空気混入による効果を高めるためにシュートブロックなどの補助構造物を利用するとかの方法があるが、 h_j および l の式に示されるように E の効果は主として $1/4$ 乗に比例するためこれを有効に作用させることは困難である。一方、 q は跳水の規模に対しほぼ $1/2$ 乗に比例して作用し、 q による調節がより有効かつ容易なため、通常の設計では q のみによって跳水の規模が減勢工の設置条件に適合するよう調節する。

そこで、 $h_j = \beta E$ (ここに、 β は比例定数) したがって、 $l = 4.5 \beta E$ となるための単位幅当りの流量 q を (10-3) 式より求めてみると、近似的に次のように表わされる。

$$q = 1.107 \beta^2 E^{3/2} (1 + 0.25 \beta^2) \quad (10-4)$$

また、 $h_j = \beta E$ 、 $l = 4.5 \beta E$ とした場合に必要幅 b は、設計流量 Q に対して $b = Q/q$ と計算されるから、 β を与えれば跳水の規模 (h_2 、 l_j および b) がすべて確定することになる。

したがって、減勢工の形式の選定ならびに設計では、この β の調節しえる範囲を考え、跳水の規模が減勢工の設置条件 (主として広さ) に適合するようにする。

この場合、一般には、 q をできる限り小さくして、 h_j および l の減少を図ることが多く、特に跳板式あるいは自由落板式とする場合には q の減少は減勢効果を高めるうえに非常に有効である。しかし、洪水吐の形式あるいは形状などから q を調節できないこともある。このような場合には、スキージャンプ式として跳水の発生位置を下流に移動させることも考えねばならない。また、跳水に必要な広さが確保できないときには、噴流拡散のような水深方向に減勢する方法も検討すべきである。

10-2 跳板式減勢工の設計

跳板式減勢工は、導流部に連続して設けられた水叩き上で跳水を発生させエネルギーを減勢する方式で、洪水吐の減勢装置として最もよくみられる形式である。

跳板式減勢工の設計で基本となる条件は、水叩きへの流入条件、水叩きの位置 (標高)、形状の条件および下流河道条件の3つである。

水叩きに流入してくる水流の水深および流速は横断方向に均等であることが必要で、この条件が満たされ

ないときには特殊な水叩きとなり一般的な取扱いではできなくなる。

ただし、流れが放水管などからの分散した流束であっても、水叩き全幅に対して均等に作用するように配置される場合には、流れは一様であるとみなすことができる。

水叩きの設置標高は、水叩きを堅岩上に固着させることを前提として、岩盤状態に応じて決定する。また、下流水深を高く保つために水叩き面をさらに低下させるときには、ダム本体の基礎岩盤を損なり恐れがあるので十分な注意が必要である。

水叩きの形状は直線、等幅で長方形断面水路であることが原則で、前述の跳水の基本的関係はこの場合にのみ適用できるものである。したがって、湾曲水叩きや幅の変わる水叩きではこれらの式は適用できないから、その流れを知るためには水理模型実験が必要になる。また、湾曲水叩きや幅の変わる水叩きでも、跳水の生ずる範囲は直線、等幅とし、跳水終端付近から急激に湾曲あるいは幅を変化させる方が特性を考えれば好ましく、水叩き全体にわたって湾曲させたり幅を漸変させることはできるかぎり避けるべきである。

跳水式減勢工の設計では、水叩き下流河道の水位 — 流量曲線が必要になる。この場合、現状河道に対する曲線では危険側であって、ダム築造後は流砂の補給が停止され河床は必ず低下するから、この効果を含んだ水位 — 流量曲線であることが必要である。

水叩きが直線、等幅で長方形断面水路であり、水叩きへの流入が均等である場合には、計画水叩き面標高に対して跳水を生ぜしめるに必要な下流水位 — 流量曲線（跳水曲線）が計算される。

ここで跳水曲線と自然下流水位曲線とが一致すれば都合であるが、実際には極めて稀で、ダム地点が河川上、中流部で河床勾配が急なところに位置する場合には、跳水曲線に比べて自然下流水位曲線が低すぎるのが通例である。

この場合には、跳水を生ぜしめるに必要な水深を自然に確保できるように水叩き面標高をさらに下げる方法と水叩き下流に副ダムを設置して必要な水位にまで下流水位をせき上げる方法とがある。

水叩き面を低下させる場合には、全流量範囲に対して跳水曲線と自然下流水位曲線とが一致するようにする。しかし、流量のある範囲に対して自然下流水深が跳水水深より深くなり潜り跳水となるときには、高速潜流が長い区間にわたって残存するので、水叩き末端には河床洗掘を防止するに十分な大きさのエンドシルを設けなければならない。

また、跳水は自然下流水深に依存するわけであるから、この水位が変動しないように水位維持の工法を併用する。また、跳水が確実に水叩き面上に生ずるようにバップルピアーを設置することも必要である。

副ダムにより下流水位をせき上げる方法は、下流水位条件に無関係に水叩きが設計でき容易かつ確実であることおよび水叩き面を低下させるための河床掘削がなくなり経済的であることなどの利点があるが、副ダムによる残存エネルギーを減勢するための副（2次）減勢工が必要になること、あるいは設計流量を越える流量に対して副ダムの効果がなくなり流況が激変するなどの欠点もある。また、水叩き面低下と副ダムによる方法との利害得失を比較する場合には、主構造物あるいは他の施設への影響の度合についても考慮せねばならない。

したがって、副ダム方法の採用に当ってはこの得失を勘案して行う必要があり、下流水位が低すぎる場合には直ちに副ダム方式を採用する傾向が強いが水叩き面を低下させた方が好ましい場合も多い。

副ダム方式の解析は、図-10-1
に示す断面1～2に対しては水平水路
の跳水であって比力一定の条件で解き、
断面2～3に対してはエネルギー損失
が無視できるとしてエネルギー一定の
条件より計算する。

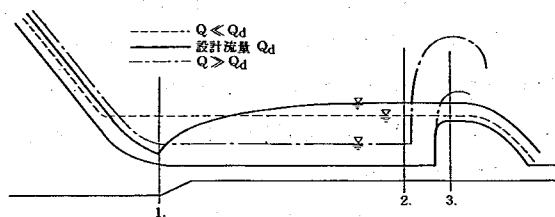


図-10-1 副ダム式水平水叩き

必要副ダム高 d は、堤頂のエネルギー
一高さが堤頂の水深 h_3 を用いて、
 $E_3 = q / (2gh_3^2) + h_3$ と表わされるものとすれば、

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2) \sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \left\{ \frac{F_1^2}{2} \left(\frac{h_1}{h_3} \right)^2 + \frac{h_3}{h_1} \right\} \quad (10-5)$$

と求められる。ここで、副ダム上の断面3に支配断面が生じ、 $h_3 = hc (=V_3^2/g)$ が成立するものと仮定
すれば、右辺第2項は次のように変換される。

$$\left\{ \frac{F_1^2}{2} \left(\frac{h_1}{h_3} \right)^2 + \frac{h_3}{h_1} \right\} = \frac{3}{2} F_1^{2/3} \quad (10-6)$$

上式は岩崎の提案した副ダム高算定式である。

しかし、実際の副ダムは狭頂せきであり、流れは平行流ではなく局所急変流となるため、(10-6)式
を用いて求める副ダム高は低すぎる結果となる。そこで副ダムの設計では、放流量が越流型と同様に、
 $q = C(E_2 - d)^{3/2}$ と表わされるものと仮定して、次式で計算する。

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2) \sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - 1 - \left(\frac{\sqrt{g}}{C} F_1 \right)^{2/3} \quad (10-7)$$

ここに、 C は流量係数であって、副ダム形状に適合する値を用いればよいが、越流型流入部と異なり、流量
係数を小さくするような形状とすることが必要である。

副ダムの位置は、跳水始端から副ダムまでの距離 ls を跳水長より長くとることが必要であり、少なくと
も次の条件を満足するものでなければならない。

$$ls \geq 4.5 h_j \quad (10-8)$$

これは、副ダムに作用する圧力が静水圧分布とほぼ一致し、(10-7)式が成立するための条件である。
副ダム位置がこれより短くなるときには、ダム上流面には動水圧が作用し跳水の形状が変わるので、必要
ダム高とともに別の検討が必要になる。

副ダムは、上流面を鉛直面とすることが原則である。これを流れに対して傾斜面とすると、高速潜流が
副ダムまで達した場合に抗力が働かず、流れが下流に飛散するためである。したがって、全放流範囲に対し
て跳水を期待する場合には、上流面勾配は鉛直とする。しかし、この特性を逆に利用し、ある流量までは跳
水式とし、これ以上の流量に対しては、スキージャンプ式とする両方式兼用の減勢工とする場合もある。

この場合の跳水式的设计流量は跳水—飛散限界流量であり、同流量に対して副ダム位置は $ls = 4.5 h_j$
とし、副ダム高は $1.3 h_j$ 程度の水深が確保できる高さとする。また、副ダム上流面勾配は 1:1 の勾配と

するのが通例で、これ以外に対しては適用例が少なくさらに検討を要する。

貯水位と水叩き面標高との標高差 H に対して、水叩き流入流速を $V_1 = 0.9 \sqrt{2gH}$ (流速水頭 $E = 0.81H$)として計算する標準的な水理設計計算での跳水規模の解析値は図-10-2に示される。同図は、無次元量 $q/\{g^{1/2}(2H)^{3/2}\}$ と跳水の諸元 l/H ($l = 4.5 h_j$ として計算)、 h_j/H および必要副ダム高 d/H ($C = 2.0$ として計算)の実験的あるいは理論的關係の計算結果を示している。

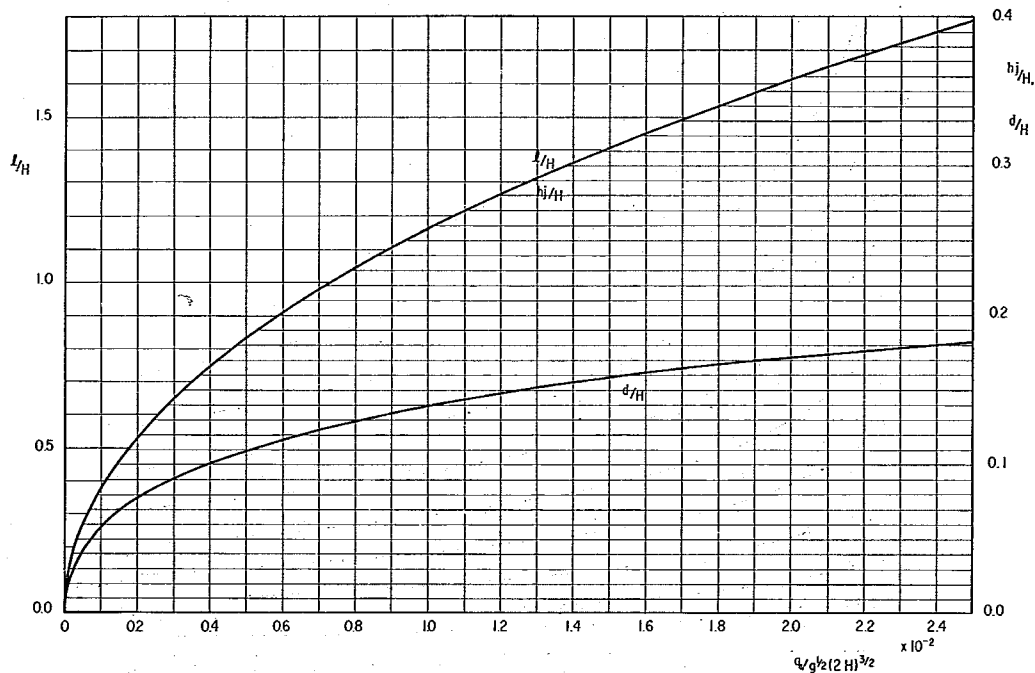


図-10-2 跳水規模の計算図表

図-10-3は、概略設計の便を図るために $H-q-l$ の關係を示したもので、同図より単位幅当りの流量と跳水長さすなわち必要水叩き長との關係を直ちに知ることができる。

わが国では、このような下流水深が跳水深より低すぎる場合がほとんどであるが、ダム地点が河川下流部で河床勾配が著しく緩勾配の場合、河床砂礫層が厚いために水叩きを岩着させると河床面より大幅に低くなる場合あるいは下流貯水池の背水の影響が水叩きまで及ぶ場合など、逆に下流水深が跳水深より高すぎる場合もある。

この場合は、このような下流水位がダム築造後も確実に維持できるか否かを検討し、それに適した工法を選定することが肝要であるが、下流水位が確実に保障されるときには前述の水平水叩き形式では好ましくない。

これは、たとえ水平水叩きを設けたとしても、水叩き面上には跳水に特有の渦は形成されず流速は噴流拡散形式で徐々に減衰するため、下流広範囲にわたり河床付近には高流速成分が残存し、正常跳水に比べて著

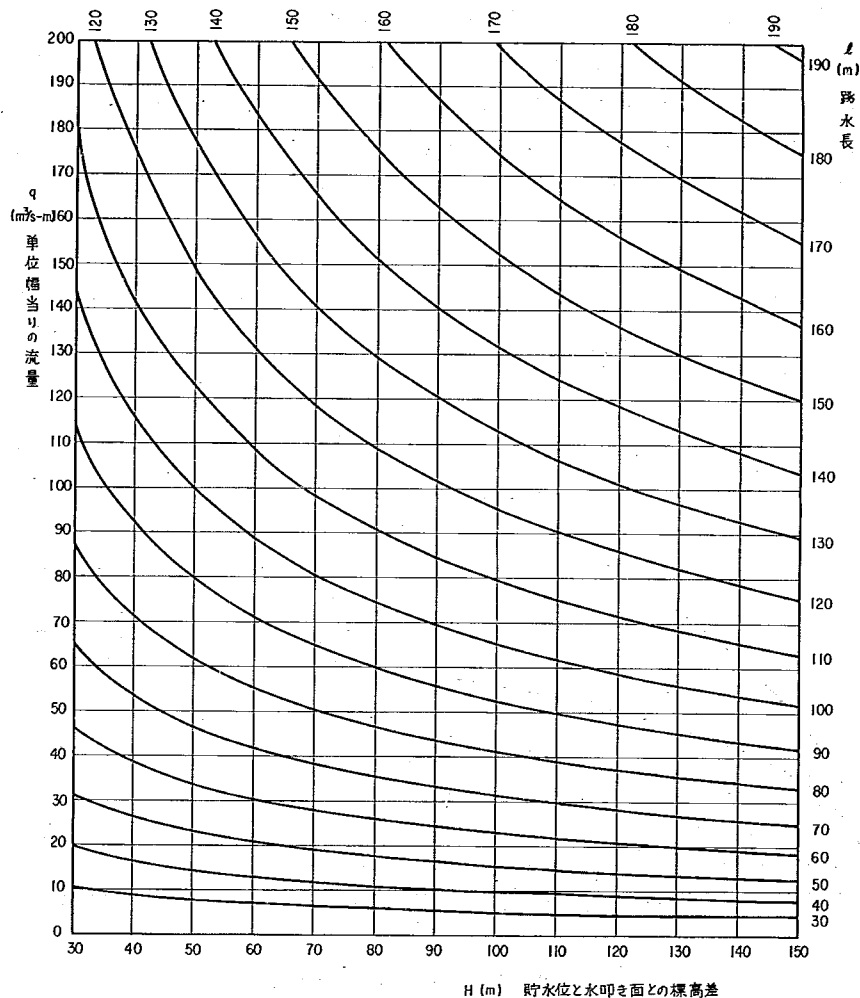


図-10-3 $H \sim q \sim l$ の関係

しく長い水叩きが必要になるからである。

水叩きの規模を跳水長と同程度にとどめるためには、水平水叩きとは異なる他の形式の水叩きとすることが必要であり、一般には水叩きを順傾斜面とし、高すぎる下流水深の効果を調整して水平水叩きと同様な跳水の発生を期待する方法（順傾斜型水叩き）、上向きのバケット構造として強制的に渦を形成させる方法（バケット型水叩き）などが主として利用される。また、水叩きを流れに対して逆傾斜面とし、水重を流れと逆方向の渦を助成する方向に作用させバケット型に類似の効果を期待する方法（逆傾斜型水叩き）もある。順傾斜型水叩きは、水叩きを流れ方向に傾斜させ流れに対する下流水深の効果が下流に行くにしたがい深くなるように設置して、水平水叩きと同様な跳水を形成させるものである。

したがって、その考え方は非常に明快であるが、水叩きの勾配がある限界以上の急斜面になると跳水特有の渦が消滅し噴流拡散に移行して流速の低減がおそくなることがUSBRの実験などにより明らかにされて

おり、水叩きの勾配の限界は $\theta = \tan^{-1}(0.25)$ とされている。

このために、順傾斜型水叩きは水叩き長が水平水叩きより長くなるうえに緩斜面が必要になるから、その適用を検討する場合には水叩きの施工性について特に入念な配慮が必要である。

バケット型水叩きは、下流水深が跳水水深より常に大きい場合に有利な形式で、下流水位に対する適用範囲も広いため、適切な形状を与えれば短区間で効果的な減勢を行うことができる。

バケット型水叩きで生ずる流況は、飛散状態から下流水位の上昇につれて巻込み、潜流状態に移行するが、この3種の流況のうち減勢工として有効なのは巻込み状態であり、全放流範囲に対してこの流況となるようにバケットの高さおよび形状を与えなければならない。

巻込み状態では、バケット内に跳水に類似の表面渦が生ずるとともにバケット下流河床面上にはバケット型水叩きの最大の特徴とされる底渦が発生する。そして、この2つの渦の発生が、バケット下流の河床を洗掘させることなく、エネルギーを急激に消散させる働きをするわけである。

バケット型水叩きの設計では、放流条件ならびに下流水位条件に適応するバケットの設置標高と形状の選定が要点である。

バケットの設置標高、特にバケットのインバート標高は流況を巻込み状態に保つために下流水位が常にある範囲内（飛散巻込み臨界水位以上で巻込み潜流臨界水位以下）にあることが必要であるが、潜流にならないための条件はバケット形状によりある程度補正が可能であるため、通常の設計では下流水位が常に飛散巻込み水位以上になるようにインバート標高を決定する。

インバート標高を基準面とした飛散巻込み水深 h_r と、これと同一標高の水平水叩きの跳水水深 h_j とを比較すると、この比 (h_r/h_j) は、バケット下流端（リップ）の河床からの高さおよびバケットの放出角度（リップ角度）により変化するが、ほぼ1.1～1.2程度の一定値となることが実験的に明らかにされている。したがって、概略設計では、1.2～1.3程度の下流水深を常に維持するようにインバート標高を選定する。

バケット半径 r_b は、インバート標高に対する総落差 D に対して、 $D/r_b = 3 \sim 6$ とすべきであるとする実験例があるが、従来の設計例では $r_b = 15 \sim 20 \text{ m}$ の規模を利用したものが非常に多く、一般には $r_b = 15 \text{ m}$ としてよい。また、リップ角度 α は、小さければ潜流が生じやすく逆に大きすぎれば表面渦が高く荒れたものとなるため、通常 $30 \sim 45$ 度の範囲に選定することが必要である。

リップの河床からの高さは底渦の発生に関係し、一般に高くするほど大きな底渦を生じ、潜流状態になりにくい傾向を示す。したがって、高いほど好ましいと考えられるが、設計では現在明確な基準がないので、一般の $r_b = 15 \text{ m}$ とするバケットに対しては少なくとも 5 m 以上とすべきである。また、これはバケット内への砂礫の搬入によるコンクリートの洗掘を防止するためにも重要である。

バケット型水叩きの表面渦の長さは $\alpha = 30 \sim 45$ 度のバケットでは下流水深のほぼ2倍程度で、水平水

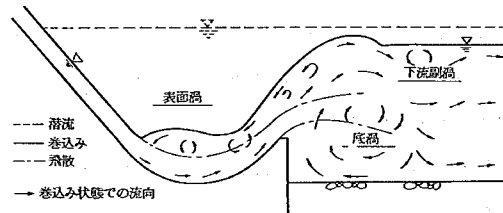


図-10-4 バケット型減勢工

叩きの跳水長に比して極めて短かいのが特徴であり、必要下流水深は跳水水深より大きくなるが直線長が短かくてすむため、地形条件によっては水平水叩きより有利になる場合がある。

跳水式減勢工の形式は基本的にはこれら4種であるが、その変形として跳水長の短縮、跳水水深の低下あるいは跳水の形成位置の固定などの目的で、水叩き上に各種の補助構造物を設けることがある。補助構造物としては、USB Rの標準水叩きに用いられるシュートブロック、バッフルピアあるいはエンドシルや、水叩きに集中して流入する流れをなめらかに導く各種形状のガイドバッフルなどがその代表的な例である。

これらの補助構造物の利用は効果的ではあるが、損傷されやすいのが欠点であり、特に水叩き始端付近に設置されるものについてはキャビテーションの危険が大きい。

このために、このような補助構造物の利用は好ましくないとする意見もあるが、洪水吐の使用頻度、補修の難易およびその効果を考えた場合に積極的に利用した方が好ましい場合も少なくない。したがって、これらを十分考慮することを前提として、今後は利用する方向で検討すべきと考えられる。

10-3 スキージャンプ式減勢工の設計

ダム下流にかなりの直線区間があり、河幅が洪水吐に比べて広く、河床の局所洗掘、堆積が周囲に悪影響を及ぼさないところでは、スキージャンプ式減勢工が経済的に有利になる。

この減勢方法は、下流水位より高い位置に射出端を設け、水流を無保護の下流河床に直接放流し、その洗掘によって生じた自然の水クッション効果を期待するものである。

このように河床の洗掘を減勢のために積極的に利用しようとする方式であるから、水脈の落下点を構造物からできるだけ遠ざけ、流水を広範囲に拡散、落下させてダム本体の安全を保ち洗掘の軽減を図らねばならない。

河床の洗掘は比較的早く平衡状態に達するが、洗掘の2次の影響が兩岸山腹に及ぶところでは、山腹の崩壊を引き起こし大災害の原因となるので、特に注意を要する。

河床の洗掘が最大となる位置は、放出水脈の軌跡が自由落下軌道と一致すると仮定し求められる水脈落下点の直下流に生ずるとされており、このときの最大洗掘深は洗掘された河床構成材料の下流での堆積高により異なるが、水面からの深さは跳水水深と同程度であるとされている。また、放流によって生ずる河床変動の及ぶ範囲は、流れ方向には跳水長の約2倍、横断方向には水脈の幅の約3倍程度であることがスキージャンプ式減勢工の実態調査の結果として報告されている。

したがって、スキージャンプ式減勢工の設計では、河床洗掘の影響を兩岸の山腹に及ぼさないために、山腹の落下点より下流に跳水長の約2倍の直線区間がとれ、水脈が河床幅の約 $\frac{1}{3}$ 以内に放流されることが必要である。

わが国のダム地点では河幅が狭い場合が多く、スキージャンプ式とするためには水脈を横断方向に拡散させず、河心に沿って上、下流方向に拡がる設計が必要になる。このために、洪水吐の射出端には落下位置および拡散範囲を制御する目的でデフレクターや歯型などを設けることが多い。これらは洗掘を軽減するうえに著るしく効果的であることが知られているが、その機能は流れの状態、特に水脈の厚さなどにより大幅に変化するので、適用性については水理模型実験により検討することが必要である。

なお、河床の堆積物が少ない岩盤が露出したところでスキージャンプ式を採用すると、岩盤の洗掘が生ず

るが、岩盤の洗掘はその性状に支配される度合が大きく、砂礫層の場合のように一般的な特性が適用できない。したがって、洗掘形状の予測が非常に困難になり、岩盤の性状によっては洗掘が兩岸山腹に及ぶ恐れもあるので、このようなところではスキージャンプ式の利用は避けた方が望ましい。

スキージャンプ式には、奥只見、畑薙第2あるいは奥泉ダムなどにみられる基本形式。上椎葉、一ツ瀬ダムのように兩岸から放出された水脈を下流空中で衝突させその減勢効果も期待する形式あるいは横山、鶴田ダムなどの跳水式と兼用の台形副ダムを用いる形式など各種の形式が開発されている。また、今後、トンネル式あるいは水路式洪水吐の減勢工として、この形式に対する需要が高まるものと思われるが、河床洗掘を含むため他の形式に比べて設計精度の向上が難しいから、その利用には特に慎重な配慮が望まれる。

10-4 自由落下式減勢工の設計

薄肉アーチダムの中央越流型洪水吐の減勢装置として用いられる自由落下式減勢工は、ダム下流に空中を自由落下させた水脈が衝突点に作用する圧力は水クッションの効果により急速に減衰することを利用したものである。

自由落下水が水叩きと与える衝撃圧を分散させ、必要水クッション水深を小さくするためには、越流幅をなるべく広くとり単位幅当りの流量を減らすことが最も効果的であるが、広くしたために水クッション水深のない山腹斜面に直接衝突させることは好ましくないので、自由落下水脈の幅と水叩き幅とが等しくなるように選定する。

落下水脈の幅と水叩き幅とが等しい場合には、下流水位が全く期待できない場合でも、水脈の落下点と堤体との間に自然の水クッションが形成され、エネルギーの減勢が効果的であることが知られている。

通常的设计では、このような自然に形成される水クッションだけでは落下点下流に露出射流を生じて好ましくないで、下流水位を高めて直ちに跳水が生ずるように配慮される。また、衝撃圧が大きすぎて水叩きが厚くなりすぎる場合には、水クッション水深を増やして噴流拡散効果を高め、これを軽減させる。

表10-1は、自由落下式減勢工の水叩き面の作用圧力を流量および下流水深を変えて測定し、その結果をまとめたものである。同表では実験結果を、堤頂と水叩き面との標高差が1000(m)となるように換算してあるので、設計ではこの値を実際に合わせてフルードの相似則に基づき換算すればよい。

水脈落下点周辺の衝撃圧に対する河床保護工としては、一般に河床面をコンクリートで完全に被覆する方法がとられる。基礎岩盤が堅固な場合には水圧に対しては十分耐えられるが、洗掘の原因は衝撃圧の変動成分であり、この成分が岩盤の目をゆるめ揚圧力の作用も加わって岩盤を洗掘する結果になるので、コンクリート床板はこのような岩盤洗掘の原因となる割れ目を表面に露出させないために設けられるものである。

したがって、コンクリート床板の伸縮継目は強度ある確実なものとし、高圧水の浸入を防止できるものでなければならない。

水叩きの長さは、落下点下流で直ちに跳水を起こす場合の表面渦の長さが基準になるが、下流水深、地形あるいは地質条件、特に河床面の状態によっては短くできる。

自由落下水脈が落下高に比して非常に幅広い1枚の膜になり、水脈内外の気圧差によって水脈の振動が生ずる恐れのあるときには、スポイラーやせき柱によって水脈を適当に分割することが必要である。

アーチダムの放水管からのジェットを水クッション効果により噴流拡散して減勢する場合には、落下点

表-10-1 アーチダム自由落下式減勢工水叩き面作用圧力 (m水柱)

(堤頂と水叩き面との標高差を1000mとして換算)

堤頂から の距離 m	越流水深 $H(m)$, ()内は単位幅当りの越流量 $q(m^3/s-m)$																								
	25.49(2724)					50.98(6934)					76.47(12878)					101.95(20555)					118.95(26994)				
	下流水深 $h(m)$																								
	102	138	175	209	234	115	143	168	201	234	143	168	196	219	245	161	186	204	224	245	176	189	209	224	237
170	100	136	172	207	234	100	131	158	197	232	130	162	198	225	251	158	176	203	229	252	170	178	203	215	231
212	99	134	170	212	232	88	121	143	177	213	104	121	156	184	210	124	132	159	187	202	133	142	156	168	186
255	91	129	168	204	232	74	114	145	177	208	103	112	145	170	198	104	121	151	172	189	119	131	147	162	173
297	151	174	193	212	235	76	125	158	196	231	113	135	166	190	222	117	147	175	194	212	134	158	177	189	197
340	134	169	203	215	240	105	174	209	236	262	119	147	186	215	251	128	149	181	203	226	144	160	173	187	201
382	137	166	199	218	241	312	299	278	274	290	206	238	268	281	310	164	189	231	255	274	167	190	205	216	234
404	86	127	171	208	235	299	289	276	278	293	483	490	405	392	381	298	355	344	366	375	225	264	281	279	299
425	91	127	166	203	232	110	169	196	238	274	392	398	389	392	391	568	576	357	496	495	453	455	447	457	510
446	94	131	170	204	231	89	133	169	211	251	221	258	309	333	350	544	508	491	485	486	581	650	600	608	584
467	94	129	168	205	232	90	128	157	196	232	143	159	207	242	281	350	303	374	388	412	565	524	554	552	612
489	96	131	170	205	233	91	128	155	190	226	131	151	186	216	249	174	208	234	282	302	275	297	343	364	405
510	97	131	169	205	232	90	124	151	188	221	119	143	174	201	228	138	167	204	231	256	202	214	227	263	290
531	99	133	171	207	234	91	124	151	186	220	115	137	169	194	226	124	153	184	208	229	155	164	187	207	233
552	99	134	172	207	234	93	124	150	187	218	115	138	167	193	221	120	149	178	199	221	136	153	176	196	214
595	100	136	174	208	235	94	124	148	184	217	99	120	152	178	207	88	114	145	169	191	84	108	130	147	163
637	101	136	174	208	235	98	128	151	185	220	110	130	162	187	214	108	126	155	179	202	104	126	143	161	177
680	101	135	173	208	234	103	134	160	192	223	119	135	167	192	218	123	138	163	190	211	127	144	160	174	191
722	101	135	173	208	234	103	135	160	195	226	121	134	164	189	215	121	134	162	184	204	122	135	152	165	182
765	101	137	173	208	234	103	135	160	196	229	125	140	167	190	218	127	143	167	188	206	132	143	156	169	186
807	102	137	174	208	235	104	136	159	197	230	131	143	169	193	219	130	144	170	189	205	132	145	157	170	184
828	102	137	174	208	236	104	136	161	196	231	126	150	174	197	222	132	154	174	195	209	144	154	167	180	196
850	102	137	174	209	236	106	137	161	197	230	131	152	178	199	224	136	157	178	197	212	147	160	169	180	196
871	103	138	175	209	236	107	138	163	197	229	134	154	179	201	226	139	159	182	201	214	148	161	171	182	197
892	103	138	175	209	236	109	138	164	199	230	134	155	180	203	227	141	160	182	199	214	149	161	173	182	196
913	102	138	175	208	236	109	139	164	198	231	137	158	181	203	228	142	165	183	200	214	146	167	175	183	193
935	103	138	175	209	235	110	141	165	199	232	138	159	183	205	229	150	167	185	201	216	154	166	178	184	198
956	103	138	175	209	235	110	141	166	198	232	139	161	185	206	231	147	169	187	203	216	162	167	179	186	198
998	102	138	175	209	236	110	141	166	201	232	139	162	187	208	239	150	173	189	206	220	165	175	183	190	205

(川治ダム水理模型実験)

の圧力は水深を増やせば自由落水脈の場合より急速に減衰するが、落下後の流れが極端に片寄った流量分布を示すためその処理が困難なのが通例である。このために、水叩き上に流れの方向を制御する補助構造物が必要になり、その開発、検討のために水理模型実験を行うことが必要になる。

1.1. 水理模型実験

1.1-1 実験の適用

洪水吐などの水理構造物の設計では、その水理機能を調査し、設計形状の適否を検討するために、水理模型実験が利用される。また、とくに重要な水理構造物の設計では、実験によりその機能を検証することが原則とされる。

水理模型実験は、言いまでもなく、数値解析などと同様なシミュレーションの1手法であり、実物に生ずる水理現象をそのまま模型上に再現することによって実物の水理機能、特性を調査する方法である。

したがって、簡単に実施できれば水理機能計算にかわる方法になりえるが、実験には大規模な水理実験設備が必要になることおよび模型の設計製作、実験の実施に多大の時間と労力が必要であることなどの困難さがともなう。

また、近來長足の進歩を遂げた電子機器などによる他のシミュレーションの方法に比べて実験方法など今日の要素に欠ける面もあり、模型実験を旧式の方法と考えるような意見を述べるひともあるなど、必ずしも適切に利用されていないのが実状である。

しかし、実験の方法さえ適切であれば、水理模型実験は最も確実かつ信頼できる成果が最も容易に得られる手段であるから、洪水吐のような重要な水理構造物の設計では、その意義を認識し、積極的にその活用を図ることが肝要である。

洪水吐の設計において、構成要素として一般に認められているものは、いづれも数多くの人々の調査研究の結果として導かれたものであり、標準形状や標準設計法のあるものに限られている。

越流頂形状としての標準越流頂や放水管入口形状に対する各種ベルマウス形状などはこの代表的な例であり、これらの要素の設計では、十分な設計資料が入手できかつ設計条件がその標準設計の適用範囲内にある場合には、水理模型実験により検証したのと同等の設計を机上で行なうことが可能になるから、再び実験を繰返す必要はないであろう。

しかし、洪水吐は、このような要素の単純な集合体ではなく、常にそれぞれの要素が相互に干渉し合う有機的な結合体としてその機能を発揮するのであるから、各要素に設計図表が完備していても、総合的な機能、特性に不明確な点が残れば、新たに水理模型実験を行い検証してみることが必要になる。

最近の洪水吐の設計では、従来の知識を最大限に活用して水理実験を省こうとする傾向が顕著であり、設計図表の整った要素を選択して全体を構成することがほとんどである。

したがって、それぞれの要素単独の問題は少ないのが普通であるが、各要素の適用上の諸条件に関する資料が不足する場合が多く、洪水吐としての総合的な機能、特に要素と要素との接合の方法に問題のある例が多い。

洪水吐の設計において、水理模型実験を行なう必要があるか否かを判断する場合には、いろいろな角度か

ら検討することが必要であるが、一般的な事項としては、

1. 洪水吐を構成する各要素の適用性および適合度
2. 各要素の設計数値の信頼度および設計での取扱い（余裕の有無）
3. 構造設計の難易、特に構造物の安定性
4. 保守、管理資料の性格と精度
5. 技術的にみた構造物の規模の大小

について考慮し、さらに技術環境なども考えて、最終的な判断を下すことが必要である。

ここに、1、2および3は当然のことであるが、たとえ、水理あるいは構造的に機能、特性の明らかな構造物であっても、既設の同種の構造物に比べてその最大級に位置するものについては、再び実験を行ないその機能を検証することが必要であろう。また、設計が機能および強度的に満足できるものであっても、保守、管理資料に欠ける場合には、水理模型実験を行ないこれを整備しておくことも必要である。

さて、この判断は設計者の技術経験に基づくべきであり、これに客観的な判断基準を設けることは適当ではないが、ここでは、これを適確に行うための試みとして筆者がまとめた方法を参考のために紹介しよう。

筆者の方法は、この判断をその洪水吐を構成する各要素の設計の難易を積み上げることによって行おうとするものであり、設計の難易をその設計に占める水理模型実験の役割と関連づけて考えたものである。

この方法では、設計の難易はその設計に占める水理模型実験の役割によって次の6つの段階に区分して取扱われる。すなわち

難易度1. 標準設計法があり、その妥当性が多くの実例により検証されている。したがって、この設計法を用いれば、今後水理模型実験を行わなくても適切な設計ができる。

難易度2. 多くの実例があり、実験資料も豊富であるので、実験的に検討しなくとも安全な設計ができる。

ただし、経済的な設計を行うためには実験によって検証することが必要である。

難易度3. 既往の実験資料を駆使すれば机上で設計することは可能であるが、技術判断を要する部分も多く、一般には、水理模型実験で検討することが必要である。

難易度4. 水理現象が複雑であって、実験資料はあるが不十分であり、安全な設計を行うためには水理模型実験などにより十分な検討を加えなければならない。

難易度5. 実験資料に乏しく現象が把握できないので、水理実験などにより調査研究を行い、それに適した構造物を開発する必要がある。

難易度6. 現在の知識では不十分であるが、模型実験の方法では相似律に問題があるため有効な結果は得られにくい。したがって、安全な設計を行なうためには、実測資料などにより調査研究する必要がある。

この分類において、難易度1～2は、大概、水理模型実験を行わなくとも安全な設計ができる場合であり、難易度4～5は水理模型実験を行わなければ十分な設計ができない場合である。また、難易度6は、このような方法は適用できず、過去の設計例などを参考にして十分な余裕を見込んだ設計が必要になる場合である。洪水吐を構成する各要素は、その設計の難易に応じて、このいずれかに該当するわけである。

しかし、前述のように、この分類を客観的に行うための基準を設定することは不可能である。また、たとえ客観的な基準ができたとしても、設計者個人の問題として修正することが必要になるはずである。

表-11-1 洪水吐構成要素とその難易度

構 成 要 素	難易度	構 成 要 素	難易度	構 成 要 素	難易度	構 成 要 素	難易度
流 入 部		4 その他の管路	2~5	1 直線急勾配	3~4	4 傾斜した直線水叩き	3~5
(1) 越流式		(4) 付属構造物, その他		2 直線緩勾配	4~5	5 ローラーバケット型	3~4
1 接近流速の無視できる越流式		1 ローラーゲート戸溝	3~6	3 彎曲, その他複合線形	5	(2) スキージャンプ式	
a 自由越流堤	1~2	2 コースターゲートの流水遮断	5~6	波 勢 工		1 水クッションの形成が予測でき る	3~4
b 水門扉調節型		3 ゲートの上向力, 下降力	4~5	(1) 跳水式		2 それ以外	4~6
テンターゲート ($h \leq 15m$)	1~2	4 ゲート等のキャピテーション	5~6	1 水平で幅の一定な直線水叩き		(3) トンネルの減勢工	
($h > 15m$)	2~3	5 スクリーン	3~5	a 水叩き始端が流れが均一		1 流出端が下流水位より高いもの	他に準 ずる
ローラーゲート ($h \leq 15m$)	2~3	6 給気設備	5~6	$q \leq 30m^3/s-m$	1~2	2 それ以外	4~5
($h > 15m$)	3~4	7 ゲート等の振動	4~6	$q > 30m^3/s-m$	3~4	(4) アーチダムの減勢工	
2 接近流速の無視できない越流式		導 流 部		b オリフィス下流	3~5	1 自由落下式(越流部単独)	3~4
a 実験資料のある形状	2~3	(1) 堤体流下式の形状		c 放水管下流		2 放水管との併用	3~5
b それ以外	3~4	1 越流式		$n > 3, q \leq 30m^3/s-m^*$	2~4	(5) 河道部との接続	
3 横越流型	3~5	a 重力ダム	1~2	それ以外	3~5	二次減勢工	2~5
(2) 明渠型	4~6	幅が一定	1~2	d 補助構造物		備 考	
(3) 管路式		幅が漸変	3~4	副ダム, 鉛直エンドシル	(+0)**	h: ゲート高	
1 オリフィスの形状		b 薄肉アーチダム	3~4	傾斜エンドシル	4~5	H: 最大操作水頭	
a $H < 20m \quad Q < 500m^3/s$	2~3	c 厚肉アーチダム		パッフルピアーなど実験資料の ある形状	3~4	Q: 1条あるいは1門当りの流量	
b それ以外	4~5	流れの偏向を含まない	2~3	それ以外	4~5	q: 単位幅当りの流量	
2 管長の長い放水管の形状		流れの偏向を含む	4~5	2 水平, 彎曲水叩き		n: 管路式放流設備の数	
a 断面形が一樣である		2 オリフィス下流	3~4	a 水叩き始端に直線部が跳水長の 70%以上あるもの	(+1)***	* 各管路が水叩きに対して完全に対称で あることを条件とする。	
$H < 50m \quad Q < 400m^3/s$	2~3	3 全管路型放水管下流	3~4	b それ以外	4~5	** 1, a, bおよびcと同一の値でよい。	
それ以外	3~4	4 半管路型放水管下流	3~5	3 水平で幅の漸拡する水叩き		*** (水平直線水叩き)+1とする。	
b 断面形が変化する		(2) 水路式の形状		a 幅の漸拡が片側10度以下	3~4		
$H < 30m \quad Q < 200m^3/s$	2~3	1 直線, 幅一定	1~2	水叩き始端で流れが均一	4~5		
それ以外	4~5	2 直線, 幅が漸変	3~5	それ以外	4~5		
3 管長の短い放水管の形状		3 彎曲	4~5	b 片側10度以上	4~5		
a $H < 45m \quad Q < 450m^3/s$	2~4	4 他の型式との合流	4~5				
b それ以外	4~5	(3) トンネル式の形状					

表-11-1は、筆者の設計および実験経験を尺度とし、できるかぎり一般的な基準となるように配慮して定めた各要素の難易度の分類表である。

ここではすべてある幅をもたせて示してあるが、あくまで筆者の経験に基いたものであるから、設計者の経験、情報収集の度合いあるいは技術経験などによっては異なった見方もできる。しかし、現在の技術の動向を考えれば、これらの評価はある程度の妥当性を有するものと思われ、これから大幅に下回る評価は困難であろう。

洪水吐の設計案に対して、水理模型実験を行なう必要があるか否かを検討する場合には、まず、その洪水吐を構成する各要素に対して表-11-1の難易度の分類を行ない、その洪水吐に含まれる問題点を摘出する。

この場合、洪水吐を構成する各要素がいずれも難易度の低い要素であることが好ましい設計と考えられるから、難易度を下げるための設計変更についても同時に検討しなければならない。

この結果、難易度3以上の要素を除去できない場合には、実施設計にかかる前に水理模型実験を行なうことが必要になる。

この場合の水理模型実験は設計のために欠くことのできない作業であるから、実験を含め実施設計はありえないわけである。

わが国では、両者はしばしば分離して取扱われるが、これは誤りであって、水理模型実験は洪水吐設計業務の一部であることを認識すべきである。

11-2 実験の方法と結果の判定

水理模型実験は、調査すべき問題に対して最も適切な方法を考えて行なう。

この場合問題となる事項は、原型に対する模型の設計、実験の相似則、測定の方法および結果の判定の4つである。

洪水吐の水理模型実験では、原型と幾何学的相似の模型が利用される。ここで、幾何学的相似とは、原型と模型との相対する部分の長さの比がいずれも同一であることであって、運動学的相似すなわち模型と原型との流線の形を相似にするために必要な条件である。

なお、原型と模型とが厳密な意味で幾何学的相似になるためには、境界面の粗さについてもこの相似関係が成立たねばならない。境界面の粗さが問題となる場合には、この相似を保つための措置が必要になるが、洪水吐で取扱う水理現象は一般に急変流の分野に属するため、境界面の粗さの効果は十分小さく無視できるのが普通である。したがって、洪水吐の水理模型実験では、特殊な場合を除き、通常は形状寸法についてのみ幾何学的に相似の模型とされる。

また、境界面の粗さの影響は無視できることから、模型製作材料は木、アクリライトなどの合成樹脂材料、金属あるいはモルタルなどいずれの材料であってもよいわけであり、実際は工作の難易、精度の維持および費用などを勘案して選定するのが普通である。

模型の製作範囲は、実験対象区間において原型と同じ流れが得られるように、全体の流れの系を考えて選定することが必要である。洪水吐全体の機能を取扱う全体模型実験では貯水池から下流河道まで十分な区間を模型に再現することが必要であり、洪水吐の一部のみを取扱う抽出模型（部分模型）実験では上下流端の

境界条件が原型と等しくなるよう特に注意を要する。

このようにして原型は模型に置換されるが、実験が原型に対する模型実験として通用するためには、両者の間に力学的相似が成立することが必要である。

力学的相似とは、原型と模型との流れにおいて相対する点に作用する力相互の比率がそれぞれ一定に保たれることを意味している。この場合、力としては、流体圧による力、重力による力、粘性力、表面張力および弾性圧縮力がこれに該当し、これらについて原型と模型との比がいつでも等しくできれば、原型と模型とは完全な力学的相似となる。

しかし、水理模型実験は、通常、原型と同じ水を用いかつ同一の重力場で行われるから、これらの比をすべて等しくすることは不可能で、実際は対象とする現象に卓越する要素のみを取り出して、この比を一定に保つように相似則を決定する。したがって、模型実験では、無視した要素の効果が十分小さくなるように配慮しなければならない。

洪水吐の水理現象に関係する物理量は、特別の場合を除き、長さあるいは高さ l (L)、幅あるいは径 b (L)、水深 h (L)、境界面の粗さ k (L)、速度 V (LT^{-1})、重力加速度 g (LT^{-2})、水の密度 ρ (ML^{-3})、圧力の強さ p ($ML^{-1}T^{-2}$)、粘性係数 μ ($ML^{-1}T^{-1}$)、表面張力の強さ T (MT^{-2}) および体積弾性係数 E ($ML^{-1}T^{-2}$) の 11 個である。ここに、() 内は次元であって、 L は長さ、 M は質量、 T は時間の次元を表わす。

したがって、洪水吐の水理現象は、これらの物理量を用いて、次の方程式で表わされる。

$$f(l, b, h, k, u, g, \rho, p, \mu, T, E) = 0 \quad (11-1)$$

ここで、次元解析を行い、これらの物理量を無次元積に置換すれば次のようになる。

$$F\left(\frac{h}{l}, \frac{h}{b}, \frac{h}{k}, \frac{p}{\rho gh}, Fr, Re, We, Ma\right) = 0 \quad (11-2)$$

$$\text{ここに、} Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}, \quad Re = \frac{Vh}{\mu/\rho}, \quad We = \sqrt{\frac{V^2 h}{T/\rho}}, \quad Ma = \frac{V}{\sqrt{E/\rho}}$$

であり、それぞれフルード数、レイノルズ数、ウェバー数およびマッハ数と呼ばれる重要なパラメーターである。

これらのパラメーターは、それぞれ慣性力 ($\rho h^2 V^2$) に対する重力 (ρgh^3)、粘性力 (ρhV)、表面張力 (Th) および弾性力 (Eh^2) の比を表わしており、模型と原型とでこれらの値を等しくすることが力学的相似を得るための条件である。

しかし、水理模型実験では、水の物性に関する量 (ρ , μ , T および E) ならびに重力 (g) は原型と同一の値であり縮尺することができないから、 Fr , Re , We , Ma のうちいずれか 1 つが等しくなるように相似則を選ぶことになる。

洪水吐の場合は、いずれも慣性力と重力とが卓越した流れであるので、フルード数を力学的相似の条件として選び、模型と原型とでこの値が等しくなるように相似則が定められる。この相似則はフルードの相似則と呼ばれ、洪水吐以外にも開水路の流れには例外なく適用されるものである。

洪水吐の水理模型実験では、模型は幾何学的相似の模型とし、力学的相似則としてはフルードの相似則を

適用する。したがって、(11-2)式の各項のうち、 h/k 、 Re 、 We および Ma 以外の項は、いずれも原型と模型とで同一である。しかし、 Re 、 We および Ma については、 p を原型、 m を模型に対する添字として、幾何学的相似の条件より、 $l_m/l_p = K$ とすれば、

$$\frac{Re_m}{Re_p} = K^{1/2}, \quad \frac{We_m}{We_p} = K, \quad \frac{Ma_m}{Ma_p} = \sqrt{K}$$

となるから、模型の水理現象は、 Re 、 We および Ma については原型とは異なった影響が含まれる。また、洪水吐の流れに及ぼす効果は小さく無視できるとしても、 h/k については相似が成立しない。

なお、実験における各物理量の縮尺比率は表-11-2に示される。

水理模型実験では、水深、圧力、流速、流量あるいは流向などが測定され、同時に、流況が観察され、スケッチや写真に記録される。

この場合、解析的研究に対する実験的検証あるいは設計数値の検証などでは、水深や圧力などの数値化されたデータが重要であるが、洪水吐の水理模型実験では、数値データとともに、スケッチや写真などによる流況の記録がとくに重視される。

水理模型実験では、測定よりも観察が主体をなすべきであつて、結果は流況を明確に示すスケッチや写真が中心となり、これを測定値が補足する形が好ましい姿と言える。これは研究のための実験と異なる点であつて、設計業務の一環としての水理模型実験は、常に適切な形状の開発が主目的であるから、測定を最小限にとどめ効率よく実験を進めることが必要である。

実験結果の判定は無視した要素の効果を考慮して行うことが必要で、力学的相似則としてフルードの相似則を適用した洪水吐の実験では粘性力と表面張力の影響が特に問題となる。

これらは、模型上の流れが薄くなった場合や拡散現象などでは多大の効果を及ぼし、模型と原型とは明らかに異なった流況を示すので注意を要する。

したがって、実験では水脈が極端に薄くならないように模型の大きさを決定することが重要であり、同一の模型では避けられない場合には、別にこの部分のみの大きな模型をつくりこの範囲の実験を行なうことが必要になる。

また、空気連行現象のように縮尺模型では無視した要素の影響が大きく再現できないもの(これは前述の難易度6に相当する。)については、測定値を補正することが必要であり、設計では十分な余裕を見込むことが必要である。

これらは河床洗掘現象に対しても言えることで、定性的にしか把握できないものと定量的なものとは区別して取扱うことが結果の判定において重要なことである。

表-11-2 縮尺比率(フルードの相似則)

物 理 量	次 元	縮 尺 比 率
長さ、高さ、幅	L	$1:n$
水 深	L	$1:n$
時 間	T	$1:n^{1/2}$
速 度	LT^{-1}	$1:n^{1/2}$
加 速 度	LT^{-2}	1
流 量	L^3T^{-1}	$1:n^{5/2}$
圧 力	$ML^{-1}T^{-2}$	$1:n$
エ ネ ル ギ ー	ML^2T^{-2}	$1:n^4$
運 動 量	MLT^{-1}	$1:n^{1/2}$

参 考 書

洪水吐の設計に関する一般的な参考書として

- (1) ダムの計画と設計(米国内務省開拓局) 日本大ダム会議
- (2) 村幸雄 水工学便覧(ダム水理工学) 沼知, 本間編 森北出版
- (3) Handbook of Applied Hydraulics (3rd ed) Davis & Sorensen
McGraw-Hill

などが挙げられる。特に(3)はわが国のダム設計基準あるいは水門鉄管基準の軌範となった重要な参考文献である。

機能設計上必要な各種水理公式については、

- (4) 水理公式集(昭和38年増補改訂版) 土木学会編
- (5) 水理公式集(昭和46年改訂版) 土木学会編

が便利であり、さらにその詳細については

- (6) V. T. Chow: 開水路の水理学(石原訳) 丸善
- (7) 岩崎敏夫: せきと水門(応用水理学中I) 丸善
- (8) 坂本, 岩佐: ダムその他の問題(応用水理学中II) 丸善
- (9) 本間, 岩崎: 水理実験(応用水理学下I) 丸善
- (10) 水工水理学 石原編 丸善
- (11) 物部水理学 安芸, 本間編 岩波

などが参考になる。また、各種水理公式の計算法については、

- (12) 椿, 荒木: 水理学演習(上, 下巻) 森北出版
- (13) 栗津, 木村: 演習水理学 オーム社

などを参照するとよい。

洪水吐の機能設計に関する問題を、最近の文献まで含めて解説したものとしては
土木学会水理委員会 水工学シリーズ

- (14) 岩崎: ダムのSPILLWAY の設計 65-01 1965-8
- (15) 山岡: ダムのOUTLET WORKS の設計 65-02 1965-8
- (16) 安芸: ダム洪水吐の水理設計 66-04 1966-8
- (17) 安芸: ダムの水理 72-A-1 1972-8

がある。