

第2章 貯水池への流入量把握方法

はじめに

貯水池への流入量はダム操作細則作成要領（案）によれば以下のような方法によって算定することとされている。

（流入量）

第○条 規則第○条に規定する流入量は○○地点の流量をもとに次式により算定するものとする。

$$Q = f(q) \quad \text{ただし } Q = \text{流入量}$$

q : ○○地点の流量

ただし水位の上昇及び低下の時間的な割合から算定した数値によって流入量を修正することが出来るものとする。

（解説）

貯水池への流入量は、貯水池へ流入する河川に設置された基準流量観測所（遠隔操作で水位記録が常にダム管理所に報告される観測所でなければならない。）の水位記録より水位流量曲線によって求めた流量をもとにして、この流量と流入量の相関関係によって求めるものとする。しかし、流入量は、基準流量観測所と貯水池との間の残留域の流出率及び降雨分布によっても影響されるので、貯水池水位の時間的変化の割合によって修正してもよいこととする。

なお、基準流量観測所の水位流量曲線及び貯水池水位の時間的変化の割合による流入量の修正の方法は、ダムの操作要領に定めるものとしてとされている。

これらにもとづいて、ダム操作細則の記載例として次のようなかたちで紹介されている。

（流入量）

第2条 規則第○条に規定する流入量は、規則第○○条に規定する水位の上昇又は低下の時間的割合から次式により算出するものとする。」

$$Q = (V + q) / t \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

Q : 流入量 (単位 : m^3/s)

t : 単位時間 (単位 : sec)

V : 単位時間に増減した貯留量 (単位 : m^3)

q : 単位時間内の積算全放流量 (単位 : m^3)

(注・・・(2-1)式においてVはあらかじめ作成した貯水位(H)と貯留量(V)の関係を示したH-Vカーブより求められる。この場合、貯水位の観測値は貯水池に設けた水位計から求められるが、通常、1cm単位で観測されたうえで同じ1cm単位で整理される。)

以上の通り、河川の流量から貯水池への流入量を求めることは少なく、貯水池水位の時間あたりの上昇・下降から求められる場合が殆どである。

この理由の一つとして、河川の水位から流入量を求めた場合、ダム熟练操作報告書を書く段階で流入量の総量は貯水量の増減量の総和と放流量の総和の合計値と等しくなるべきところが誤差が発生してつじつまが合わなくなることがあげることができる。そうであれば、最初からこれらのつじつまが合うように(2-1)式によれば良いではないかということになる。

ところで、殆ど使われることのない上流河川の流量から求められる方法がなぜ主たる方法として記述されているかということについては以下のようなことが考えられる。

アメリカにおいてはダム貯水池の面積が大きく、単位時間内に増減した貯水量を求めることが困難であり、やむを得ず上流河川流量からの換算値を採用したものと考えられる。これを、そのまま日本のダムに適用したものの、現実的ではないことから(2-1)式による方法が採用されたということであろう。

なお、放流量の決定に当たっても、アメリカにおいては流入量からではなく貯水位(貯水量)から決定している例が多く見受けられる。(図-1-2参照)

ところで、(2-1)式を貯水池への流入量計算方法として採用するに当たっては、標準操作細則には何らのコメントもなされていない。この方法に対する問題はないのかと言えばそうではない。ダム貯水池が鏡の面のように平坦であるということであれば問題も少ないのであるが、貯水池の中は自然の外力(風、流入量の変化、地震等)に攪乱されている。また、ダムの操作側から見ても発

電取水量の変化、ゲートの開閉などによる攪乱要因がある。

図-2-1 をご覧頂きたい。図-2-1 (b) は主に発電放流の影響を受けた水位の観測記録である。この記録の縦軸は1 c m単位、横軸は1 時間単位で示されている。

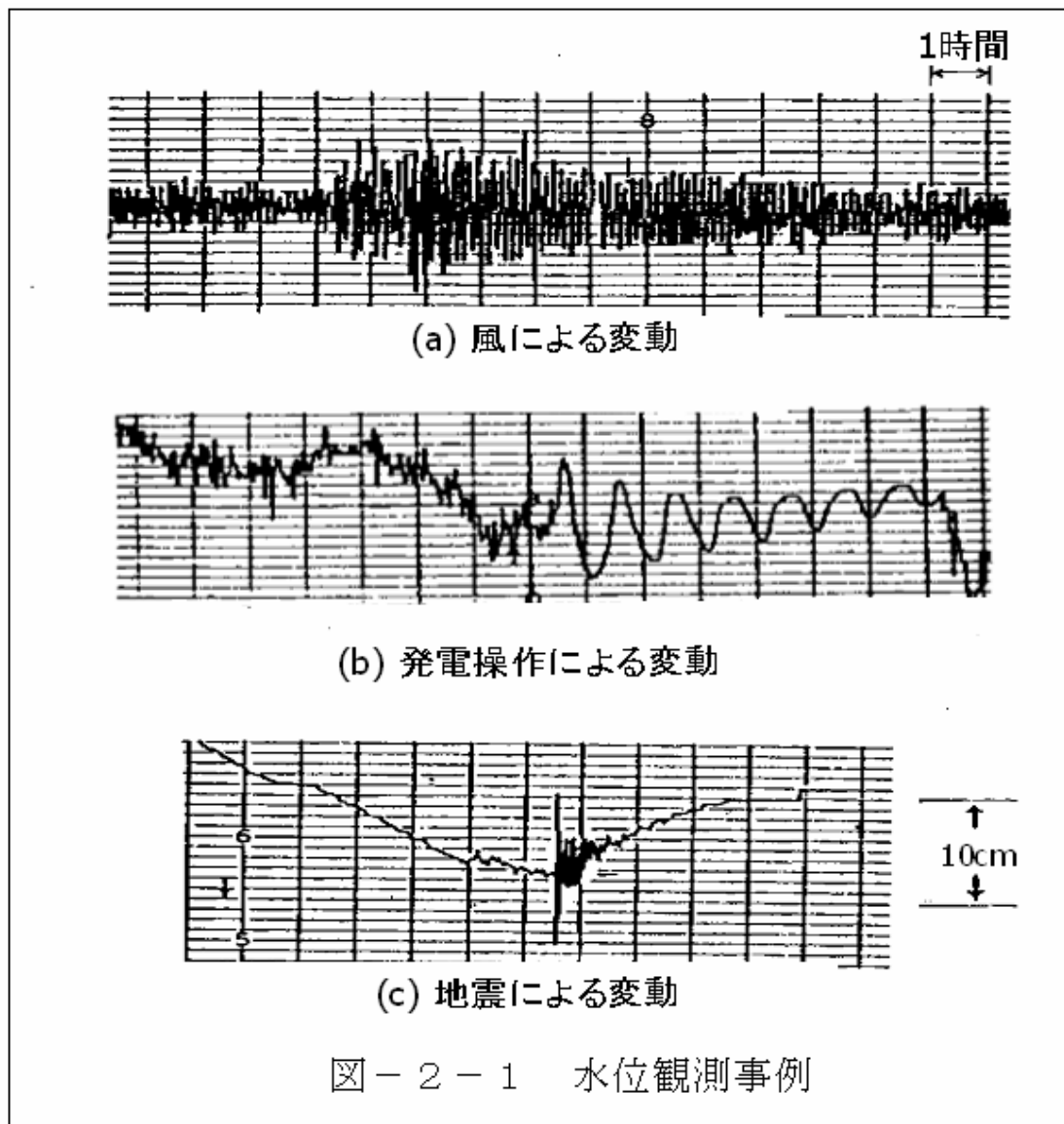


図-2-1 (b) の左半分は発電中の水車の反作用による水位の変動である。発電用水車からの反作用が貯水池水位に微少な振動を与えている。図のほぼ中心で発電による取水がストップされ、それまでわずかずつではあるが貯水池内を下流に流下していた水塊はダムに衝突して一旦せり上がり、その後はセイシュが発生して貯水池内に振幅約5 c m、周期約1 時間にも及ぶ貯水池縦断方向

の波動が発生している。

発電の取水を止めただけでこのような影響が出ているわけであるから、洪水時における流入量の変化や大きなゲートを激しく動かすことによる貯水池水面への影響は推して知るべしというべきであろう。

図-2-1 (a) は風による変動、(c) は地震による変動である。このような貯水池への流入や放流以外の要因によって貯水位は複雑な挙動を呈しているということができる。

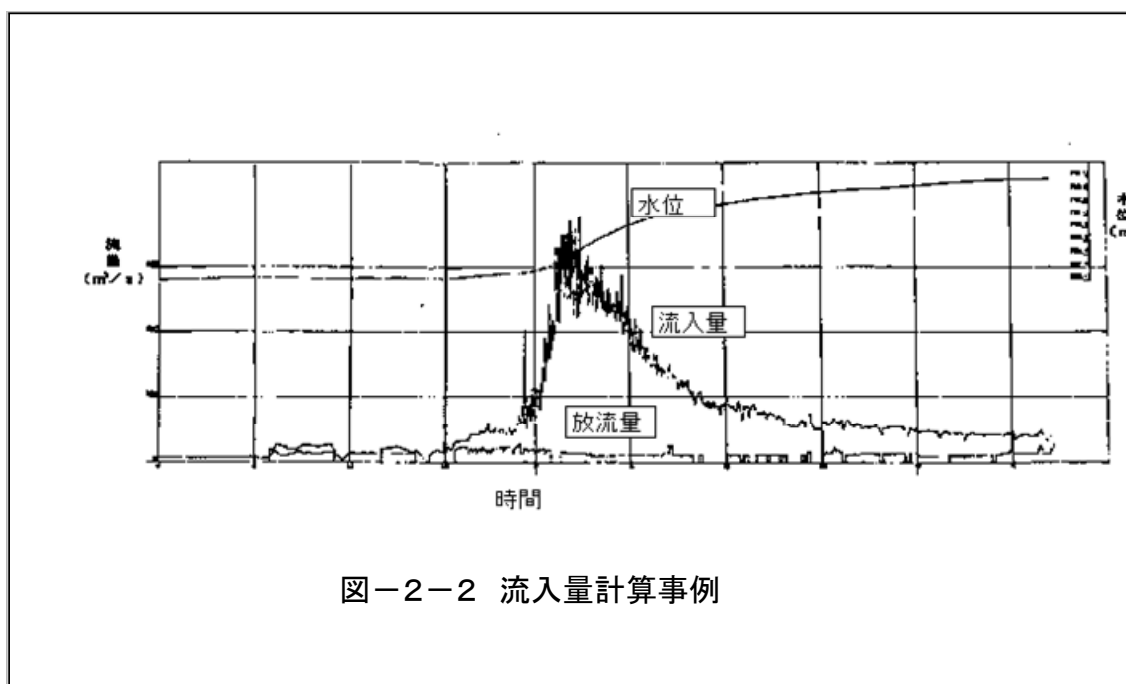


図-2-2 はこの様な状況の中でダム情報処理装置により計算された流入量の例である。縦軸の目盛りが $100 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから上記の貯水位観測結果と重ね合わせて考えると納得がいく結果となっている。この様な中で流入量を主要な放流量決定の指標とせざるを得ない現場所長の苦勞が伺われるところである。

これらの貯水池水位の攪乱の影響が(2-1)式によって流入量を計算する場合に及ぼす影響について考察してみることにする。

2-1 貯水位の攪乱が流入量計算に及ぼす影響

(2-1)式は時間方向に差分化した計算ベースに書き換えると以下の通りとなる。

$$\overline{Q_i} = \overline{Q_o} + \frac{1}{\Delta T} \times (V_n - V_{n-1}) \dots (2-2)$$

$\overline{Q_i}, \overline{Q_o}$ は流入量、及び、放流量の単位時間内の平均値

ΔT は計算時間間隔、 V_n, V_{n-1} はそれぞれの時間断面の貯水量

ここで、(2-2) 式を当該時間ステップの水位 H で微分すると (2-3) 式の通りである。

$$\frac{d\overline{Q_i}}{dH_n} = \frac{d\overline{Q_o}}{dH_n} + \frac{1}{\Delta T} \times \left(\frac{dV_n}{dH_n} - \frac{dV_{n-1}}{dH_{n-1}} \right) \dots (2-3)$$

H_n は現在水位、 H_{n-1} は 1 ステップ前の水位

ここで、 $\frac{d\overline{Q_o}}{dH_n}$ は他の項に較べると微少であり、 $\frac{dV_{n-1}}{dH_{n-1}}$ は既定値である

と仮定し、さらに $\left(\frac{dV_n}{dH_n} \right) = A(H_n)$ であるから、(2-3) 式は (2

-4) 式の通りとなる。

$$\frac{d\overline{Q_i}}{dH_n} = \frac{1}{\Delta T} \times \left(\frac{dV_n}{dH_n} \right) = \frac{1}{\Delta T} \times A(H_n) \dots (2-4)$$

$A(H_n)$ は、水位 H_n における貯水池の面積

水位観測誤差を δH_n とすれば、流入量計算誤差 $\delta \overline{Q_i}$ は (2-5) 式により計算することが出来る。

$$\delta \overline{Q_i} = \frac{d\overline{Q_i}}{dH_n} \times \delta H_n = \frac{1}{\Delta T} \times A(H_n) \times \delta H_n \dots (2-5)$$

つまり、(2-1) 式により流入量を計算するときの計算誤差 δQ_i は貯水池面積 $A(H_n)$ と観測誤差 δH_n に比例し、計算時間間隔 ΔT に反比例することを示している。

いま、 $\delta H_n = 1 \text{ cm}$ 、 $A(H_n) = 1 \text{ km}^2$ と仮定して、 $\Delta T = 600 \text{ sec}$ (10 min) とすると

$\delta Q_i = 1 / 600 \times 1000000 \times 0.01 = 16.66 \text{ m}^3 / \text{s}$ となり、この方法による計算誤差の大きさが推定できる。なお、水位観測誤差が 1 cm 以下であるという保証はどこにもない。

また、ダムの操作情報処理において貯水位の最小目盛を通常 1 cm で示してい

るとすれば、流入量は約 $17\text{ m}^3/\text{s}$ 刻みで計算されることとなる。

ダムそれぞれに計画諸元が異なるから一概には言えないが、貯水位の把握の仕方、流入量を計算する過程での貯水位記録の整理の仕方によっては、もっとも基本的な操作上の情報である流入量の把握に苦労しているダムが多いことを認識しておく必要がある。

2-2 貯水位観測値の変化特性と対策

前節では貯水位観測誤差と流入量の計算誤差との関係を説明したが、観測値として得られる情報が貯水位の挙動とどのような関係にあるかを考えてみたい。

貯水位は流入量と放流量の差によって支配される他、風、ゲート操作、地震などの影響を受けることが判ったが、これらの変化は観測井と貯水池を結ぶ導水口を通して観測井の水位の変化として伝ぱんし、この観測井の中のフロートの上昇・下降として感知されることとなる。

従って、貯水位の変化は導水口の水理諸元、測水井の面積などによって水理的に変質されたものとなっている。

この様なかたちで観測された情報から流入と放流のみによって支配される水位以外の水位変動を除去する対策としては次のようなものが考えられる。

- (1) 貯水位の変動現象そのものを制限する。
- (2) 貯水位の測定段階での対策
- (3) 測定後の貯水位記録の利用段階での対策

これらのうち、風による波浪やゲート操作による影響等の自然現象への対策は不可能であるし、ゲート操作の制限に至っては貯水池の設置目的の否定にも繋がりがねず現実的には対処不可能である。

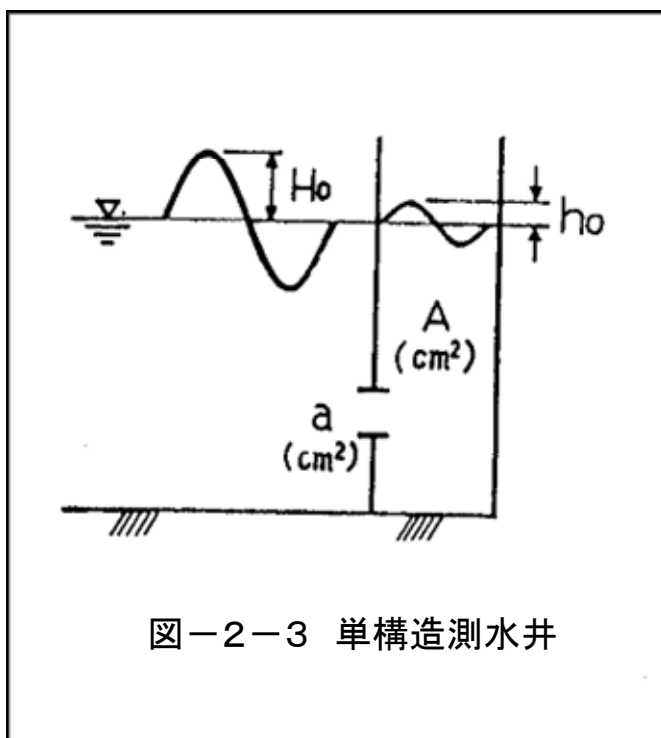
したがって、ここでは、(2)と(3)について考察を加えることとする。

2-2-1 貯水位の測定段階での対策

貯水位測定段階での対策についてであるが、現在一般に用いられている水位計は、図-2-3に示すような単構造測水井でフロート式のものである。

ここでは、単構造測水井の波動変動の減衰特性並びに減衰に伴う遅れ時間との関係について分析してみた。

図-2-4は、単構造測水井内の水面振動の減衰率と遅れ時間を振動の周期と導水孔断面の絞り率との関係を計算して図示したものである。



これによれば、湖面の振動減衰率と減衰に伴う測水井内部の水面変動の遅れ時間は、湖面振動周期 T と導水孔の絞り率 a/A （導水孔面積／測水井面積）に支配される。

また、湖面振動周期が小さいほど、減衰率は大きく、1200秒（20分）を超える場合に於いては導水孔の絞り率にかかわらず、殆ど減衰効果は認められない。

実際に使用されている測水井の導水孔の絞り率が $1/500$ 程度であることを考慮すると、単構造測水井が波動変動除去に有効な範囲は、湖面の振動周期が、120秒（2分）程度以下の比較的短周期のものであろう。

一方、振動の減衰効果を期待して絞り率を強化すれば、測水井内部の水面変動の遅れ時間が問題となってくる。

図-2-4より、湖面振動周期 T と遅れ時間との関係は、ある特定の周期で遅れ時間が極大となる関係となっており、絞り率を強化するほど遅れ時間も大きくなる。

しかしながら絞り率を $1/2000$ にしても、最大遅れ時間は 70 秒程度であり、実際のダム管理上さほど問題となることはない。

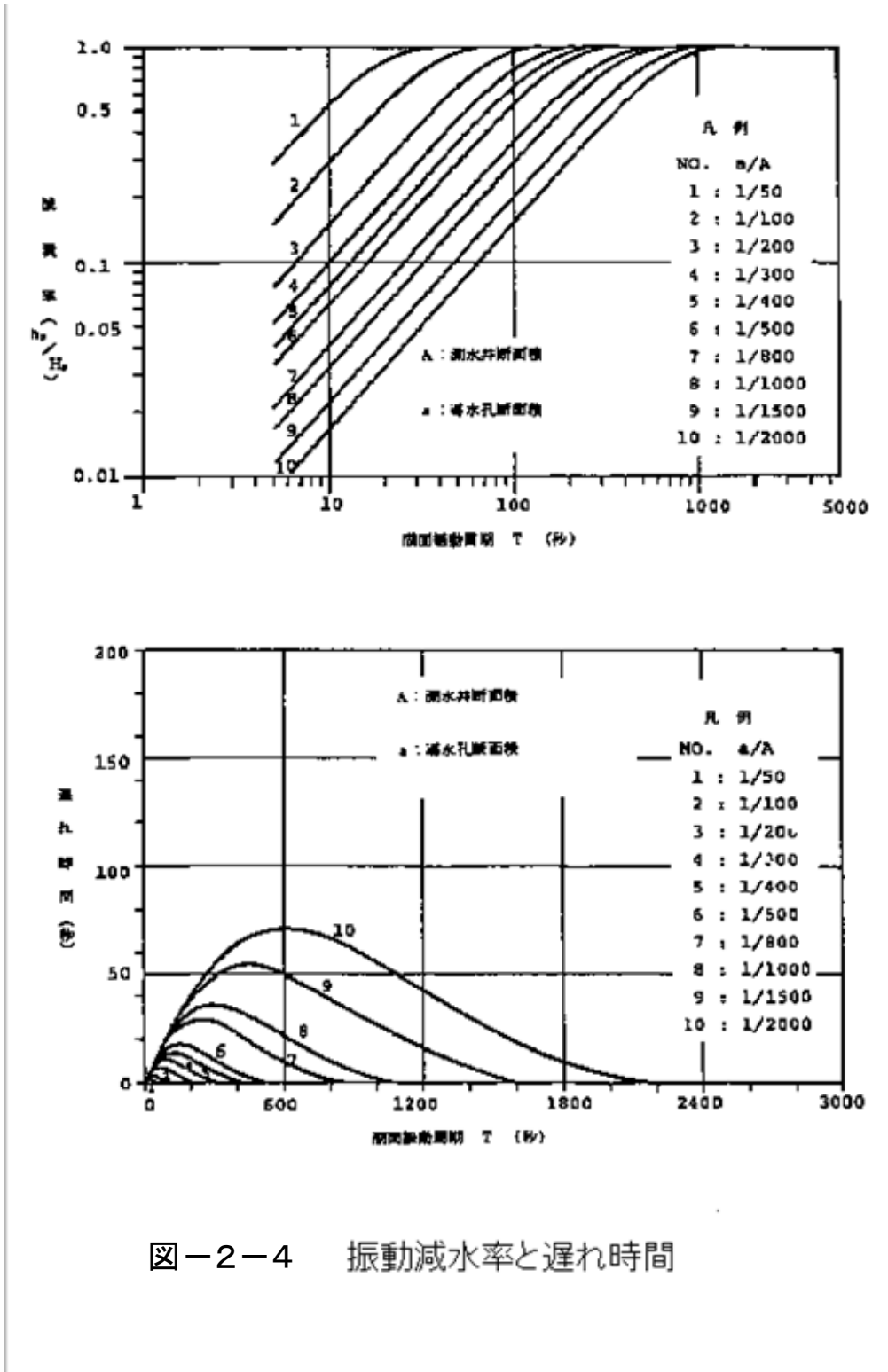


図-2-4 振動減水率と遅れ時間

以上より、湖面振動周期が2分程度までの短周期の波動変動に対しては、この様な測水井の構造を工夫することにより、ある程度の効果が期待できるが、それ以上の長周期の波動変動に対しては、別途の対策を行う必要がある。

なお、實際上絞りを強化しすぎると、土砂や、浮遊物質の付着により導水孔の閉塞などの支障が生じやすくなるため、2重構造測水井にしてこの様な欠点に対処している事例もある。

この様な測水井の構造面からの対応にも限度があることから、次に挙げる数学的手法による検討が期待される。

2-2-2 測定後の貯水位記録の利用段階での対策

測定後の貯水位記録の扱いについて操作規則や細則の中では、貯水位の不安定性やそれが操作に及ぼす影響などについては言及されていないが、ダム管理用制御処理設備標準設計仕様書（案）同解説（以下「仕様書（案）」と呼ぶ。）（平成16年11月版 ダム水源地環境整備センター）には以下のような記述がなされている。

○貯水位1次平滑処理

貯水位計で計測された貯水位データ（計測貯水位）には、波浪などの影響により数秒から数十分周期の振動が含まれており、安定した貯水位データを得るためには、貯水位の平滑処理を行う必要がある。

本処理では短周期（数秒周期）の振動除去を対象とした計測貯水位の平滑処理を行うものである。平滑処理の方法は、1分未満の短周期の波浪を除去するため、2秒間隔30個の計測貯水位を用いて移動平均法により一分ごとのデータを求める。本処理は、貯水位計測装置にて行うものとする。

「3-2-3. ダム 水文量演算処理」で記述する表示用の2秒毎放流量計算に用いる貯水位は、上式によって求められた2秒毎の1次平滑貯水位を使用するものとし、ダム水文量演算処理等に用いる貯水位は、1分毎の平滑貯水位を使用することを基本とする。数分周期の振動除去を

対象とした1分毎の平滑貯水位の移動平均処理（貯水位2次平滑処理）については、「3-2-3. ダム水文量演算処理」に示すものである。

なお、セイシュのように振動周期の長いものが卓越する場合は、本処理（移動平均法を用いた平滑化）による振動の除去は難しい。

○貯水位2次平滑処理（Ha〔EL.m, 有効桁数6桁〕）

貯水位データには、波浪などの影響により数秒から数十分周期の振動が含まれており、ダムコンで安定した貯水位データを得るため、「3-2-1. 入出力処理」において数秒周期の振動除去を対象とした貯水位1次平滑処理を行っている。

本処理は、数分周期の振動除去を対象とした貯水位データの平滑処理を行うものである。

平滑化の方法は、貯水位計測装置で処理された1分毎の1次平滑貯水位N個を用いて、移動平均により正分毎に平滑貯水位を求める。

$$H a[t]=\frac{\sum_{i=1}^{N-1} H a 1[t-i]}{N} (2-6)$$

- 但 し、Ha[t] : t分の2次平滑貯水位〔EL.m〕
- Ha1[t] : t分の1次平滑貯水位〔EL.m〕
- N : 移動平均数（1から10程度）

ダム水文量演算処理等に用いる貯水位は、上式によって求められた2次平滑貯水位を使用することを基本とする。移動平均数は当該ダムにおける貯水池特性及び計測貯水位の振動特性を勘案して可変設定が可能なものとする。処理単位は1cmを基本とし、1mm単位を四捨五入して算出する。ただし、ダムによっては平水時にmm単位で管理しているところもあり、この場合は0.1mm単位まで求めこれを四捨五入してmm単位とする。なお、当該ダムにおいて数分周期の振動が少ない場合には移

動平均数に 1 を設定し、ここでの平滑処理は行わないものとする。

当該ダムにおいて数分周期の振動が多く、この貯水位振動が他の演算処理に影響を及ぼす場合には、貯水位を安定させるように本処理の移動平均数を 1 以上（最大 10 程度）に設定し、貯水位の 2 次平滑化を行うものである。ただし、貯水位 2 次平滑処理は、移動平均法を用いているため貯水位の算出遅れ（少なくとも $N/2$ 分）を生じてしまう。移動平均数の設定は、貯水位の振動特性と算出遅れを考慮して、シミュレーション計算を行い、適正に設定することが必要である。

（以上「仕様書（案）」よりの転記）

以上より仕様書（案）の表現を整理すると以下の通りである。

1. 1 次平滑処理においては、2 秒毎 30 個のデータを移動平均したものを当該 1 分間の代表水位とする。
2. 2 次平滑処理においては、1 次平滑処理したものを N 個（最大 10 程度）移動平均することとして代表水位とする。
3. しかしながら移動平均法を用いれば（ $N/2$ ）分の時間遅れが生じるため長い周期の波動には対処できない。

図一 2 - 5 は、図のように貯水池を縦断方向に細分し、波の伝ぱん速度から貯水池縦波の周期を計算し、貯水池毎にセイシュの固有周期を推算したものと観測値による固有周期とを比較したものである。

この図から推算値は観測値と比較的によく一致しており、容易に貯水池のセイシュの周期を推算することが出来る事を示している。

このような観点から貯水池内に発生する波の最長周期は貯水池の縦断方向のセイシュであるということが出来る。従って、この計算されたセイシュの固有周期をもとに除去する波形の周期の上限をある程度推定することが出来る。

以上、仕様書（案）では周期が数分程度のものを想定して記述されているが、図一 2 - 5 に示すように大型のダムにおいては貯水池縦断方向の波の周期が数十分に及ぶものもあり、この方法での限界がある。

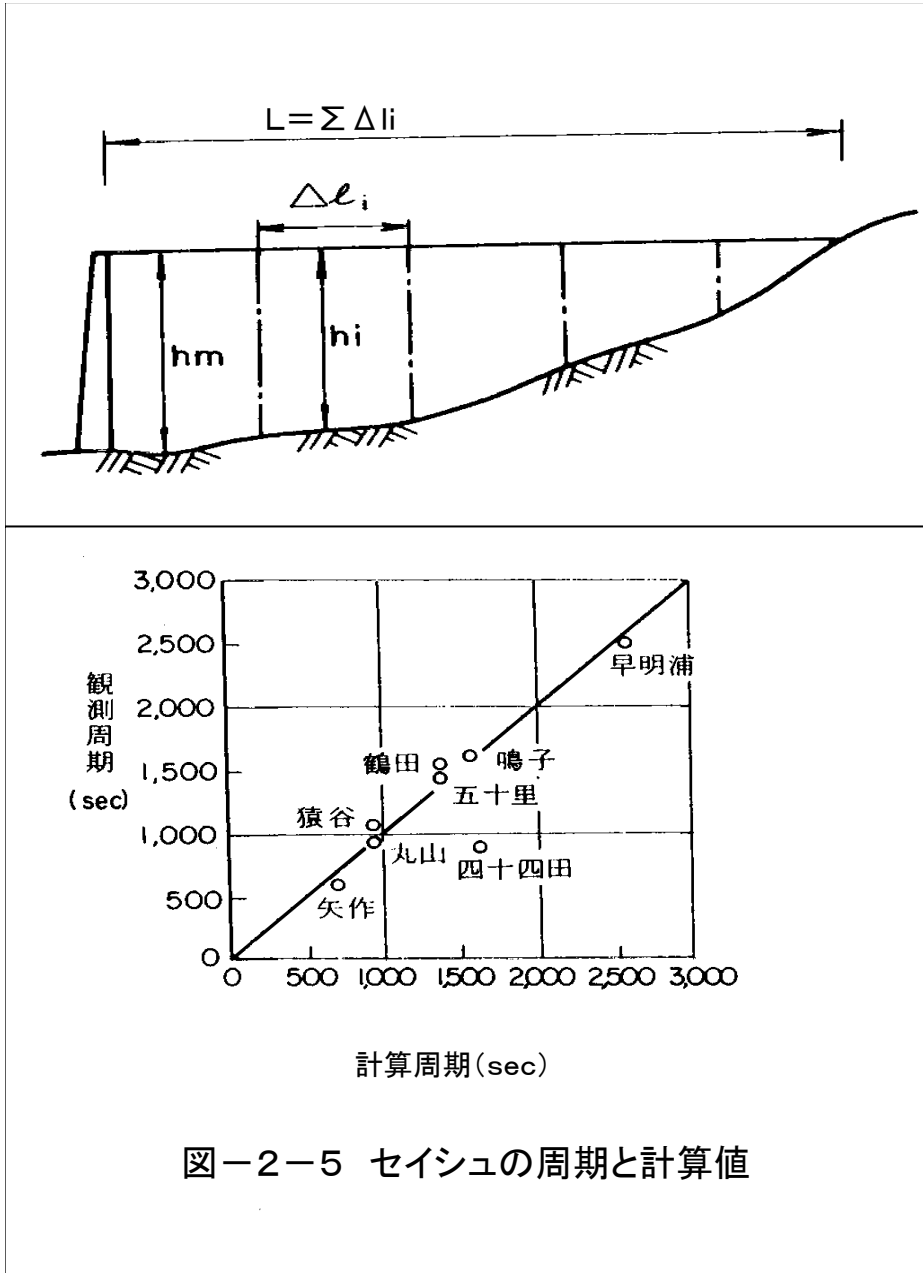


図-2-5 セイシュの周期と計算値

この種の数値による評価は観測値においては正解値がないから、あらかじめ正解値を仮定して、これに縦波・横波を加算した水位平滑化を評価するための試行関数を作成して上記の手続きを実行し、それぞれの方法の適用性を評価してみることにする。

試行関数は以下の通りである。

$$H = a_1 \cos (2 \pi / T_1 \times t)$$

$$+ a_2 \cos(2\pi/T_2 \times t) + a_3 \cos(2\pi/T_3 \times t) \\ \dots \dots (2-7)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} a_1 &= 10 \text{ cm} & T_1 &= 36000 \text{ sec} \\ a_2 &= 5 \text{ cm} & T_2 &= 1700 \text{ sec} \\ a_3 &= 5 \text{ cm} & T_3 &= 21 \text{ sec} \end{aligned}$$

として、右辺の第1項目を水位記録における正解値とし、2項目を縦波、3項目を横波と仮定する。従って、2項目プラス3項目は攪乱値となる。

これらの試行関数にもとづき水位情報とこれに基づく流入量の計算結果について評価してみる。

(2-7)式は約29分と21秒周期の波動となっているがこれを10分間毎にプロットすれば本来の波動現象からは変形されたものとなる。

本来なら水位ならびに流量は10分間毎に表示される場合が多いが、この場合、10分間以下の周期の変化を正確に表示できないために取り敢えず1分間間隔で表示したもので第1段的な考察を行ってみることとする。

図-2-6-(1)において、(2-7)式により1分間毎に計算される値を「実測値」として示す。

つぎに、2秒ごとの水位を計算し、1分間の1次平滑値を計算する。この結果を1分ごとに表示したものが「1次平滑」である。

さらに、この1次平滑値を10個移動平均して2次平滑値を計算する。この結果を1分ごとに表示したものが「2次平滑」である。

これらの値を10分間隔で示せば、図-2-6-(1)の×、△、□、○の通りであり、これらのマークを直線で結べば、同じデータでもサンプリング間隔が異なればイメージが大きく変わることが判る。

いま、図-2-6-(1)から「実測値」のみを取りだして10分間隔で示したものを図-2-6-(2)に「10実測値」として示した。

当然のことながらサンプリング間隔に対して短い周期の波ほどサンプリングによるイメージの変化は著しいものとなって来る。

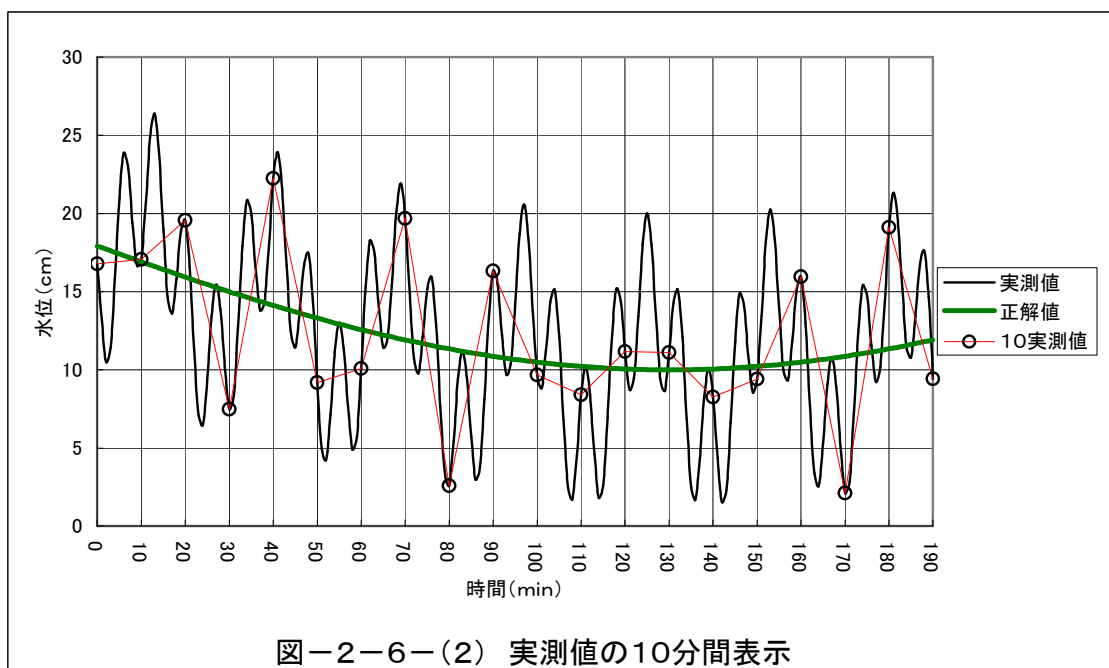
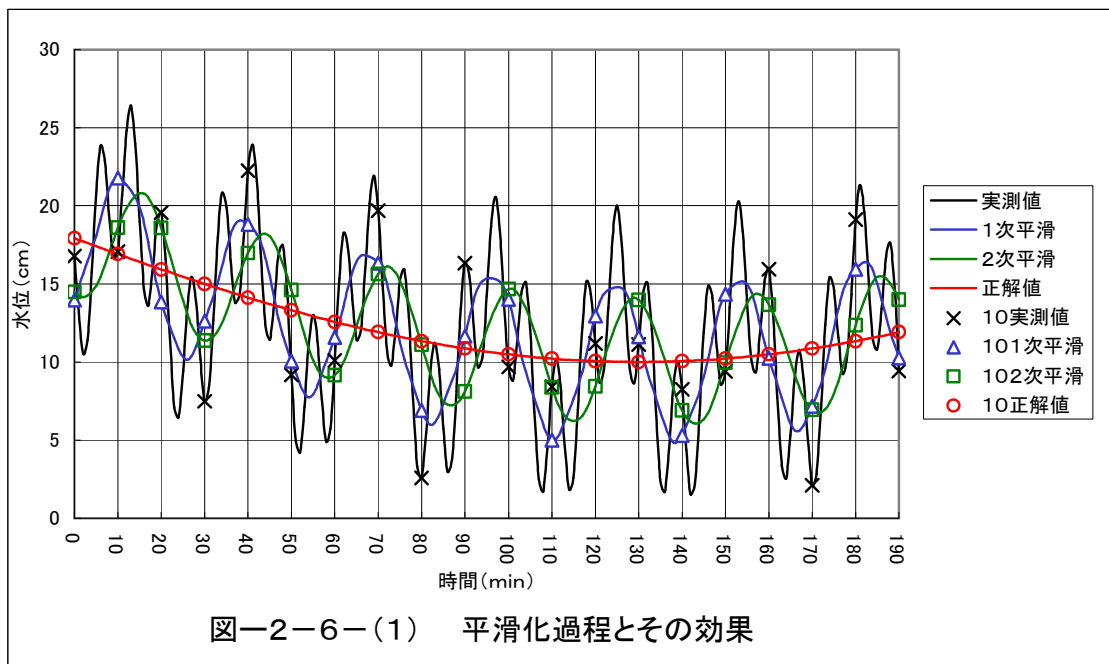


図-2-6-(1)より、以下のようなことが言える。

1. 1次平滑化は1分間以下の周期には効果がある。しかしながら当然のことであるが、長周期の波には効果は少ない。
2. 2次平滑化は長周期の波に対してはその効果は1次平滑化と殆ど同じであり、 $N/2$ の時間遅れのみが目立つ結果となっている。

これらの結果をもとに流入量を計算した結果について詳細に考察してみることにする。実測値ならびに2次平滑値にもとづき放流量を設定して10分ごとの流入量を計算する。なお、流入量計算の際の貯水池水位は 1 km^2 と仮定する。

この結果を水位と流量計算結果を同時に表示したものを図-2-7に示す。

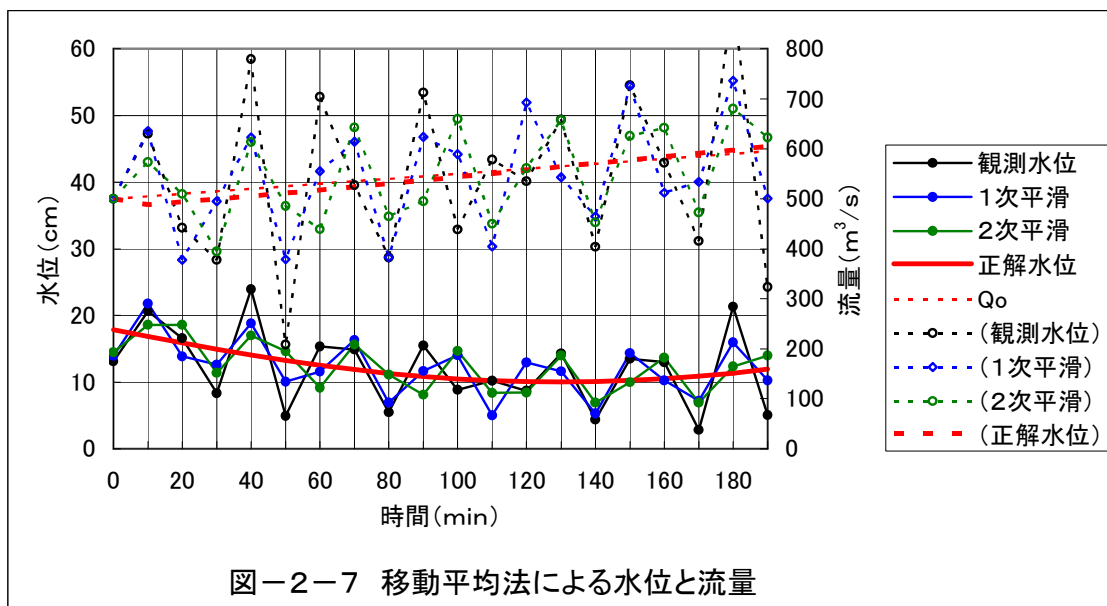


図-2-7 移動平均法による水位と流量

試行関数と貯水池面積は仮定したものであるが水位の変動から流入量に計算した段階で可成り増幅したものとなっていることが判る。

これらの計算結果から移動平均法の限界を認識せざるを得ない。

このようなことから、移動平均法とは異なった方法を考察する必要がある。ここでは2次関数による近似方法を検討してみることにする。

貯水池水位を以下に示すような時間の2次関数と仮定する。

$$H = a t^2 + b t + c \dots (2-8)$$

ここで、 $t = 0, -10, -20, \dots, -10 \times (N-1) \text{ min}$ における H の N 個の観測値を $H_0, H_{-1}, H_{-2}, \dots, H_{-(N-1)}$ 、として最小自乗法により(2-8)式の a, b, c を求めることにする。

しかしながら求める H の近似値は $t = 0$ の時の値であるから c のみを計算すれば良いことになる。

最小自乗による解析方法の詳細は参考—1に示すこととするが、 c の値の結果のみを示すと次の通りである。

$$c = F_2 / F_1 \dots (2-9)$$

ただし、

$$F_1 = \{([t_i^2][t_i^3] - [t_i][t_i^4])([t_i^2][t_i^2] - [t_i][t_i^3]) - ([t_i][t_i^2] - [1][t_i^3])([t_i^3][t_i^3] - [t_i^2][t_i^4])\}$$

$$F_2 = \{([H_i t_i^2][t_i^3] - [H_i t_i][t_i^4])([H_i^2][t_i^2] - [t_i][t_i^3]) - ([H_i t_i][t_i^2] - [H_i][t_i^3])([t_i^3][t_i^3] - [t_i^2][t_i^4])\}$$

ここで、 $[t_i^N] = t_1^N + t_2^N + t_3^N \dots + t_n^N$ とする。

N は t の乗数、 n はデータ個数、

このとき、波動の最長周期が30分弱であるからその4倍程度を計算のデータ長として採用すれば、ここではデータ長を250分として計算する。

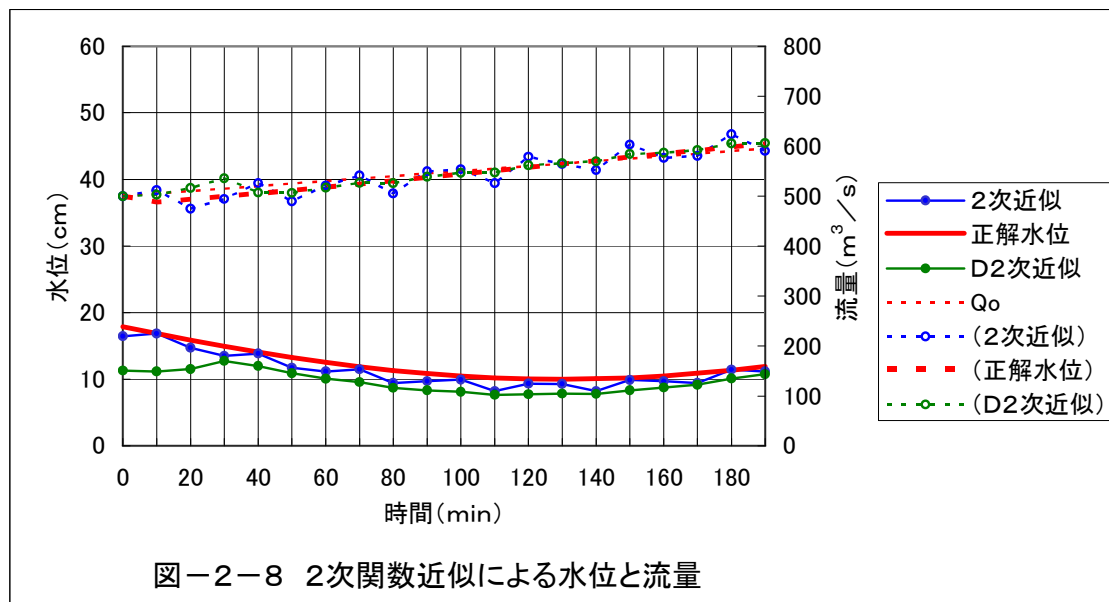


図-2-8 2次関数近似による水位と流量

計算結果を図-2-8に示す。第1段の計算結果を「2次近似」として示しているが、結果では若干の波動が残っている。従って、これらの1次計算では若干の波動が残っているから、これらの1次計算結果についてさらに同じ手続きを繰り返した2次計算結果を「D2次近似」（ダブル2次近似）として表示している。第1段の計算結果に比較して第2段の計算結果はさらに改善されたものになっている。

図-2-7との比較によれば（移動平均法との比較によれば）2次近似法が比較的安定した結果を与えていることがわかる。

2次近似法によれば時間遅れもなくなることとなり、これら2つの点において移動平均法と較べると2次近似法の改善効果が認められる。

また、2次近似法についてももう少し詳しく分析してみると、第1段の計算の方が第2段の計算に較べて水位の整合度合いは一見良好のようであるが、流入量の計算結果で比較してみると第2段計算の方の整合度合いが良くなっている。これは、流入量計算は計算時間間隔内の水位変化に支配されるためであり、このような観点から、水位計算の評価も一旦流入量計算まで踏み込んだところで評価すべきことを示している。

従って、ここでは流入量計算の段階で評価を試みたものの、ダム操作全体から見た場合の水位観測の在り方と言った点からの評価についても考察する必要がある。

具体的には我々は一定率一定量放流方式のように流入量を基準として放流量を決定することを当然のこととして受け入れているが、自然調節方式、定開度放流方式などは流入量とは直接には関係なく、貯水位で放流量が決定されているわけである。貯水容量の安定性、下流への被害軽減効果と言った観点から様々な情報に基づく放流量決定方法があっても宜しいのではないかと考えている次第である。（この点については第5章において言及する。）

2-3 まとめ

以上、貯水面の波動変動の原因と、その影響、さらには、その対策について述べた。

貯水面の挙動については実測段階での正解値と攪乱値に分離した情報が存在しない。

本章では(2-7)式による計算値をもとにその特性値と対策について検討を行ったが、より多くの実測データを集積した上での分析が必要である。また、貯水面の挙動を受け入れるかたちでその影響を超越した操作方法といった視点からの取り組みも必要である。

目次に戻る