

副ダムによる強制跳水式減勢工

Forced Hydraulic Jump Type Energy Dissipators with Endsills

建設省土木研究所 正員 角 哲也

1. はじめに

ダム放流水の減勢方法として最も一般的である「副ダムを有する跳水式減勢工」は、下流水位が跳水を起こさせるための共役水深に満たない場合に、副ダムによる下流水位の確保と、跳水位置の安定化を目的として設計されるが、この場合には規模や形状を決定するための目標となる対象流量が設定され、その流量が完全な跳水により減勢されるように考慮される。

ところで、日本の洪水防御をその目的の一つとする貯水池では、その洪水調節中に計画論上放流することとなる最大流量、すなわち計画最大放流量 (Q_f) と、ダム地点の洪水規模としての計画高水流量 (Q_k) が設計条件として考慮される。一方、ダムおよび洪水吐き設計の最大流量であるダム設計洪水流量 (Q_d) についても、ダムの安全性を低下させるべきではないとの考えで設計される。この場合、これらの流量相互の関係は個々のダムによって異なるが、通常、 $Q_f/Q_k=0.1\sim0.6$ 、 $Q_d/Q_k=1.2\sim2.0$ 程度と、その比がかなり大きくなっている。

減勢工は、下流の河道や河川管理施設等に対しては、基本的に計画最大放流量以下の流量を確実に減勢出来れば良いことになるが、河川の従前の機能の維持という観点から、計画高水流量やダム設計洪水流量を無視することは適当でない。このため、減勢工の設計においては、減勢機能をダムの水理構造物である減勢工および下流の河道にどのように配分するかが重要となっており、これらの流量の幅を考慮した上で、かつ、経済性の面からの種々の検討も加えて適切な規模を求めなくてはならない。

本報文は、ある設定された減勢工規模に対して流量が変化した場合に、完全跳水状態から不完全跳水状態へと遷移する一連の水理現象を把握することを主眼としている。当然のことながら、この場合、副ダムの機能は当初の下流水位の確保を目的とするものから抗力を受けるシルに近いものに変化しており、その水理特性を明確にしなければならない。従来、シルとしての強制跳水に関する研究は、Rajaratnam²⁾や、大津³⁾等によって行われてきているが、このように、本来、背上げ効果を期待して設置される副ダムに対して、流入量の増加とともにその水理機能に変化する状態を系統的に研究した例は少なく、明確な設計基準が確立されていないために、実際のダムの設計においても模型実験によって試行的に検討されているのが現状である。

2. 跳水式減勢工の設計

従来より、完全跳水を目指す対象流量 Q_0 に対して、跳水始端が水叩き始端位置に一致し、また副ダム前面において共役水深 h_j が確保されるように副ダム高 D 及び水叩き長 L が決定されている (図-1)。

通常副ダム高の算定式として (1) 式が用いられているが、これは次の a) - c) の仮定によっている。

$$D_j/h_1 = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2}-1-5F_1^2}{1+4F_1^2-\sqrt{1+8F_1^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{C}F_1\right)^{\frac{2}{3}} \quad (1)$$

a) 断面 I - II 間は、水平水路上の跳水であり、比力一定により共役水深 h_j (断面 II) が得られる。

b) 断面 I - II 間のエネルギー損失が無視出来るとして、副ダム越流量が (2) 式で示される。

$$q = C(E_2 - D)^{3/2} \quad E_2 = v_2^2/2g + h_2 \quad (2)$$

c) 断面 I, II で静水圧分布、また運動量係数 $\beta = 1$ である。

ここで副ダム流量係数 C は、自然越流時の流量係数として通常 $1.9\sim2.0$ 程度を用いているが、これは副ダム形状と越流水深との関係に依存するものである。

一方、水叩き長 L は副ダム上流面に動水圧が作用して跳水の形態が変化しないように(3)式で求めている。

$$L_j = 4.5 h_j \quad (3)$$

このように、副ダムを有する跳水式減勢工は、跳水計算を行う対象流量を決定すれば容易に設計できるが、その設備がダム設計洪水流量以下の流量レンジに対して持つ総合的な減勢機能を知って初めて減勢工としての是非が判定できる。

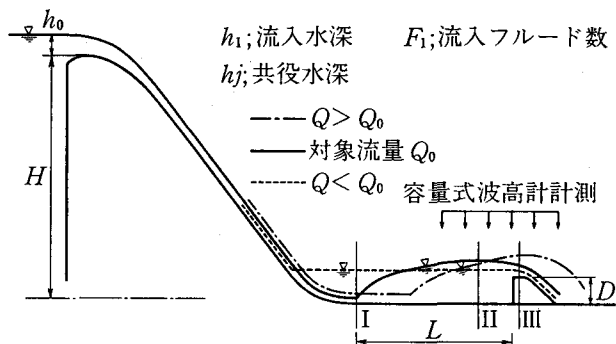


図-1 副ダム式水叩き

3. 跳水式減勢工の水理模型実験

3.1 実験概要

対象流量 Q_0 が与えられれば、それに対応した減勢工は先に示したように計算されるが、実際に設計された減勢工に対して、その対象流量を上回る流量が流入した場合に不完全跳水状態となる減勢池の水理特性を明らかにするために次のような検討を実施した。なお、ここでは、副ダム下流水深が小さく、減勢池における跳水形態に影響を与えない場合とする。

実験では、跳水の基本的特性を検討するために2次元水路(水路幅 $B=100\text{cm}$)とし、減勢池上流側に、堤体導流部($H=200\text{cm}$, 勾配 $1:0.8$)、バケットカーブ(半径 $r=40\text{cm}$)を設置した。一方、副ダムに関しては、流量係数が予め測定してあるものを使用し、副ダム高 D をパラメータ($D=17, 21, 25, 29, 33\text{cm}$)として幾何学的に相似な形状を用いており、水叩き長 L も各副ダムごとに3ケースずつ変化させている。計測は、減勢池内の水面形及びその変動、断面最大流速、及び副ダム作用圧力であり、また、流況の分類も行っている。

ここで、流入条件としては、単位幅流量 q 、越流水深 h_0 、及び水叩き始端における流入水深 h_1 を測定し、計算により、フルード数 F_1 、及び断面平均としての流入流速 v_1 を求めている。対象とした範囲は、 $q=66\sim 556\text{ l/s}$ 、 $h_0=10.0\sim 42.4\text{cm}$ 、 $h_1=1.3\sim 8.5\text{cm}$ 、 $F_1=7.12\sim 14.2$ である。

3.2 実験条件の整理

一般に、副ダムによる強制跳水における水理特性値 f は、(4)式によって示されるものと推定され、また次元解析によれば、(5)式となる。

$$f = f(h_1, D, L, q, g, C) \quad (4)$$

$$f = f(D/h_1, L/h_1, F_1, C/\sqrt{g}) \quad (5)$$

ところで、任意の流量に対して、設計計算式(1)、(3)を用いて得られる減勢工を(D_j, L_j)と定義する。一方、現実に存在する減勢工規模を(D, L)とすれば、この減勢工の任意の流量に対する有効度のパラメータとして、副ダム高に関して D/D_j 、水叩き長に対して L/L_j を取上げることが出来る。この(D_j, L_j)の中には h_1 や F_1 の効果が含まれており、減勢池の流況を整理するために(6)式のような関係が成り立つのではないかと推論される。

$$f = f(D/D_j, L/L_j) \quad (6)$$

4. 跳水式減勢工の水理特性

4.1 強制跳水の跳水長

従来、強制跳水における跳水始端からシルまでの距離 X_0 。(図-2)は、大津³⁾らによって実験結果が得られており、図に示すように $X_0/L_j \sim D/h_1 \sim F_1$ の関係で整理される。今回の実験では、上流側に堤体が

存在するために、比較的高い副ダムの場合には潜り跳水状態 ($L/X_0 < 0.95$) となって、実際に計測出来ないため、それ以外の遷移跳水 (跳水始端が水叩き始端付近にある、 $0.95 \leq L/X_0 < 1.05$)、自由跳水 (露出射流が見られる、 $1.05 \leq L/X_0$) の場合だけについて計測すると、図のように大津の結果よりもやや大きな値となった。これは、大津の場合、天端幅 b の比較的小さい刃形シルに近い形状を用いているのに対して、今回の実験では、 $b/D = 0.6$ 程度の通常の副ダム形状を想定したため、同じ D/h_1 でも X_0/L_j が異なる結果となっているようである。また、Rajaratnam、大津らは L_j を自然跳水における跳水長としているが、ここでは設計水叩き長 $4.5 h_j$ を用いて代表している。

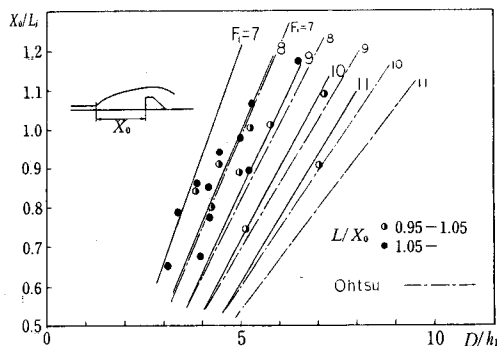


図-2 強制跳水の跳水長 (a)

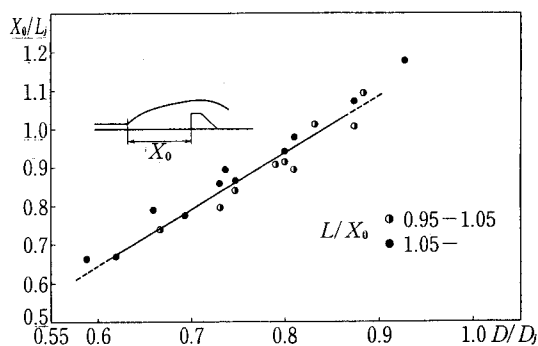


図-3 強制跳水の跳水長 (b)

次に、これを D/D_j のパラメータを用いて整理してみると、図-3のように、概ね、同様の傾向を示しており、この整理方法が有効であることが明らかとなった。ただし、 F_1 の大きく異なる場合にもこの関係が成立するかどうかは不明であるが、今回の実験範囲 $7 \leq F_1 \leq 11$ 程度では良い相関が得られるようであり実験式 (7) を得た。

$$X_0/L_j = -0.229 + 1.46 (D/D_j) \quad (7)$$

4. 2 減勢池流況

実験により得られた流況を図-4に示す。流況は、まず跳水始端に関して、先に示したように潜り跳水、遷移跳水、自由跳水の3形態に分類できる。これによれば、 $D/D_j > 1.0$ では潜り跳水となり、 $D/D_j < 1.0$ では L/L_j との関係で状態が変化し、潜り跳水と自由跳水の境界である遷移跳水は4.1で整理した X_0 について $L/X_0 = 1.0$ となる場合であり図中の実線で示される。

また、副ダム付近の水面形を調べるために、図-1のように容量式波高計を副ダムの前後20cm間隔に6本配置して、各点における平均水位と

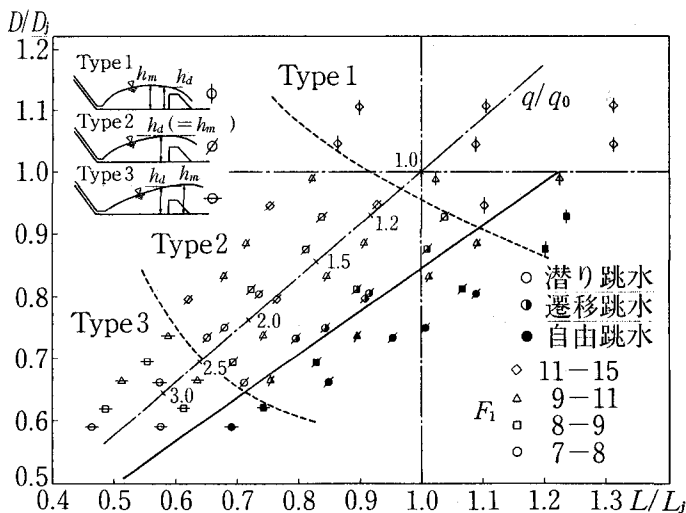
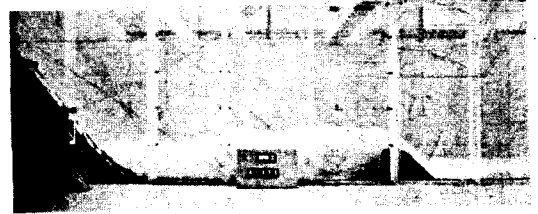


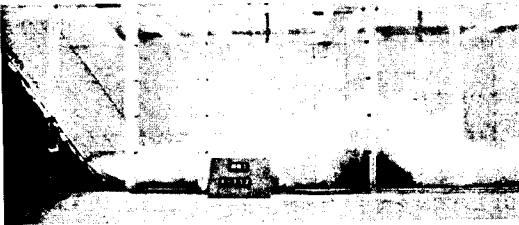
図-4 減勢池流況

その変動を測定した。そして、6点の平均水位の最高値 h_m と副ダム上流面上の水位 h_d との比較から、Type1 (副ダム上流で h_m となる)、Type2 (h_d が h_m となる) Type3 (副ダム下流で h_m となる) の3つの流況に分類した。なお、写真-1はそれぞれの流況を示している。

また、図中の一点鎖線は $(D/D_j, L/L_j) = (1.0, 1.0)$ となる時の流量を q_0 とした場合の流量比 q/q_0 を、1例として堤高100m、 $q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の場合について試算したものであり、これは堤高や q_0 が多少変わっても大きな差は見られない。



Type 1



Type 2



Type 3

写真-1

4.3 副ダム作用動水圧

副ダム上流面の中央及び壁沿いの2測線に、ピエゾ管を3cm間隔で埋設して水頭を測定した。また、この場合の静水圧水頭として、波高計から得られる副ダム上流面水位 h_d から得られる水頭分を除いて、作用動水圧を2測線の平均により求めている。

シルへの作用動水圧を示す指標として、抗力係数 $C_d (= (P/W)/(v_1^2 D/2g))$ が従来より用いられており、計測結果は Rajaratnam と同様に $C_d \sim X_0/L_j$ の関係で図-5のように整理され、Rajaratnam の定義によるI、II型からIII型への強制跳水の遷移がうまくとらえられている。ところで、 $L/X_0 < 0.95$ の潜り跳水の場合には、上流側の条件が C_d に影響を与える可能性があり単純に比較は出来ないようであるが、 $0.95 \leq L/X_0$ の場合には良い相関関係があり実験式(8)を得た。

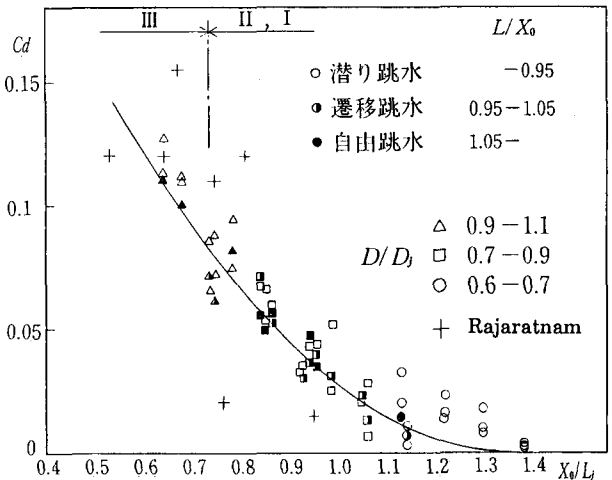


図-5 副ダム抗力係数

$$C_d = 0.390 - 0.572(x_0/L_j) + 0.211(x_0/L_j)^2 \quad (8)$$

4.4 減勢池内平均水位最高値

容量式波高計で得られた6点の平均水位の最高値 h_m を h_j で無次元化したものを図-6に示す。図-4に示すように、Type1-3では h_m の場所が異なっている。一般に、 D/D_j の増加に従って h_m/h_j も大きくなり、当然のことながら $D/D_j > 1.0$ では $h_m/h_j > 1.0$ となり、必要以上の副ダムであることを示している。

また、 L/X_0 に関しては $D/D_j > 1.0$ では全てが潜り状態であり、 h_m/h_j にそれ程大きな差は見られないが、 $D/D_j < 1.0$ では大きく変化しており、副ダムの位置が最高水位に影響を与えることを示している。

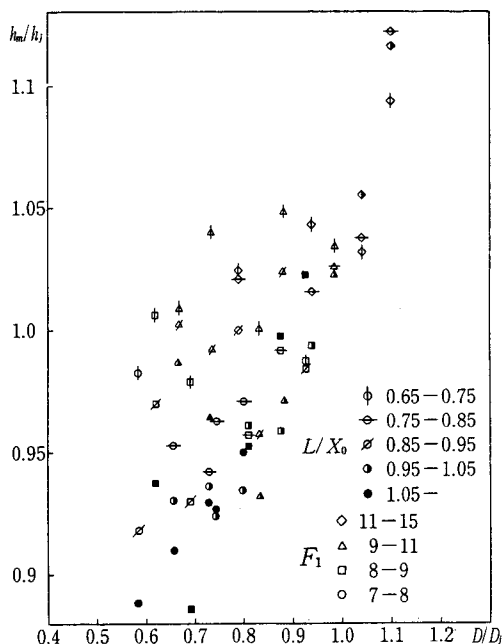


図-6 減勢池内平均水位最高値

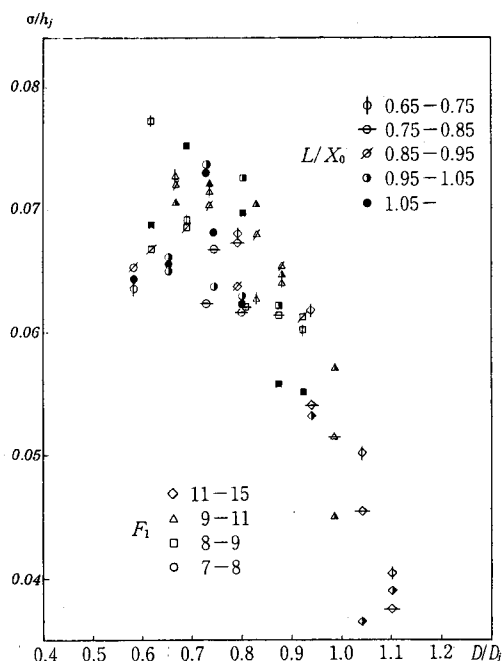


図-7 副ダム上水位変動

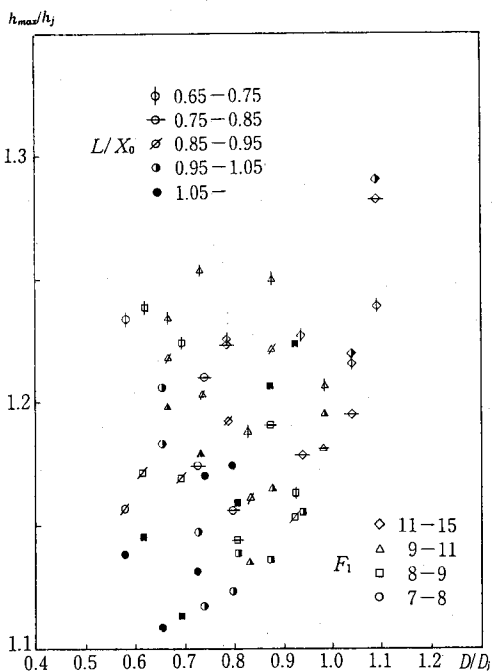


図-8 減勢池内最高水位最高値

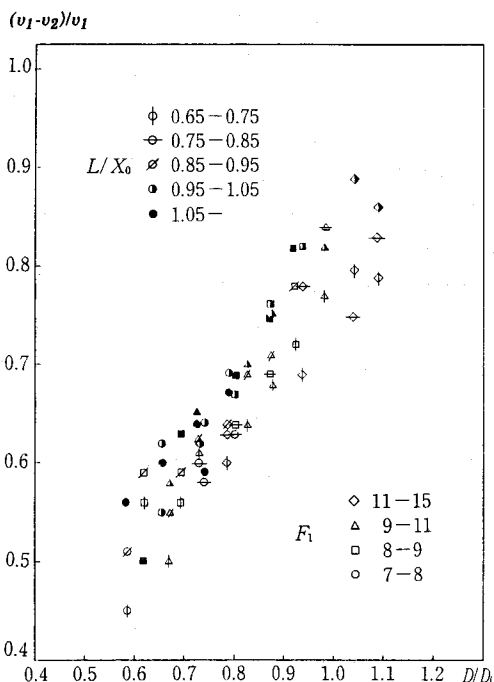


図-9 減勢池内断面最大流速減衰率

4.5 副ダム上水位変動

次に、減勢池流況の判断の1つの資料として、副ダム前面位置における水位変動の標準偏差 σ を整理すると

図-7のようになる。予想されるように、 D/D_j が小さくなると σ は増大するが、 $D/D_j=0.7$ 付近でピークを持ち、これは、これより副ダムが低くなると跳水が副ダム下流へ飛び出し始めるために、水位変動の最大値も下流へ移るものと考えられる。全般に潜り跳水、自由跳水の差はあまりなく、通常の減勢池において想定される $0.8 \leq D/D_j$ の場合には $\sigma/h_j \leq 0.06$ 程度と考えておけばよいことになる。

4. 6 減勢池内最高水位最高値

通常、一定の時間間隔における瞬間的な最高水位 h_{max} は平均水位 h_m +標準偏差 $\sigma \times 3$ に一致しているようであり、この値が減勢池側壁高の設計に関して大きな意味を持っている。ここで、 h_{max} の発生位置は h_m と異なる場合もあるが全般に同位置となっているようであり、実験により得られた $h_{max}=h_m+3\sigma$ を同様に整理したものが図-8である。この場合、 h_m と比較して D/D_j の小さい部分でのばらつきが大きくなり、特に、 h_m は低いが σ の影響により h_{max} としてはかなり高い値を示しているものがある。

4. 7 減勢池内断面最大流速減衰率

減勢池の持つ減勢特性の1つとして、流入流速 v_1 と副ダム上流 D の位置における断面最大流速 v_2 を比較して、その減勢状態を評価することが出来る。この場合、潜り跳水では上流側における減勢の影響があり、また自由跳水時には露出区間が減勢区間として寄与しないことになるが、ここではそれらも全て含めて、副ダム前面までに減勢された流速の効果により比較を行った。その結果を図-9に示すが、 D/D_j が小さくなるに従って減勢状態も悪くなって来ていることが明らかである。しかしながら、減勢工としての機能限界を求めるためには、この資料だけでは不十分であるが、一応の目安になるものと考えられる。

5. おわりに

今回の検討では、減勢工における副ダムの機能としての従来の考え方の幅を広げて、大流量時には多少の抗力が作用するような流況も想定した上で、設計に際して必要となる不完全跳水時の水理特性を明らかにした。

一方、始めに述べたように減勢工の設計において検討すべき流量には幅があり、その幅の中で実際に選定する減勢工規模をどこに求めるかが大きな課題となってくる。ところで、図-2において、 q/q_0 を軸に流量比と $(D/D_j, L/L_j)$ の関係を示したが、この様に同一の減勢工に対して流量を変化させるということは、図中においてある特定の直線上を動くことに相当し、計画では、減勢工に課せられた流量レンジをどのように割り付けるかが重要となる。さらに言い換えれば、減勢工の設計問題は、最も流況が悪くなるダム設計洪水流量 Q_d に対する $(D/D_j, L/L_j)$ を、いくらに設定するかという議論に集約されることになる。

この設定については、現状では明確な評価の基準がなく、減勢効果がどこまで維持されるか等の研究が進められなければならない。例えば、副ダム付近の流況が減勢効果の1つの基準になるとすれば、すべての流量に対してType2までとなるように、 Q_d の場合に $(D/D_j > 0.7, L/L_j > 0.65)$ を満足するような (D, L) を逆算して求めればよいことになる。また、副ダム下流にどの程度のエネルギーが減勢されずに残るのかも重要な要素の1つであり、河床洗掘に与える影響などとの関連で検討すべき問題である。従って、減勢工の規模を求めることは、単に減勢池内の流況を満足させるだけではなく、副ダムを中心に、その下流の一定区間をも含めた中で最も適切な形状を得ることと考えるべきであろう。

6. 参考文献

- 1) 田村正秀：跳水式減勢工の設計と水理模型実験，国際大ダム会議第11回大会講演集，1973
- 2) Rajaratnam, N. : The forced hydraulic jump, Water Power, No. 1, 1964
- 3) 大津岩夫：鉛直シルによる強制跳水，土木学会論文報告集，第311号，土木学会，1981年7月
- 4) 角 哲也：副ダムを有する跳水式減勢工の水理特性，土木技術資料，Vol.28, No.10, 1986
- 5) 水理公式集，昭和60年度改訂版，土木学会