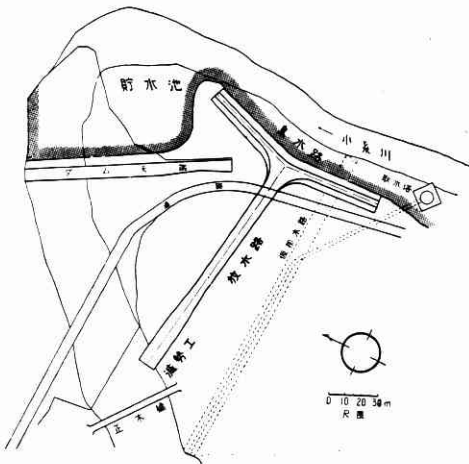


まえがき

千葉県によって君津郡三島村において小系川を締切るダムが築造され、三島貯水池が建設されている(第1図)。この貯水池から洪水の水が放流される場合の安全の度合や不都合の有無を検討するために、この模型試験は行われた。また、与えられた設計に不適當なところがあれば、必要な改良の方針を立てることもこの試験の目的に含められている。具体的な目標は次のように分類することが



第1図 平面図

できる。(1) 貯水池から余水吐きの集水路へ越流する流れ、(2) 集水路の中の流れ、(3) 放水路の中の流れ、(4) 減勢工の効果、(5) 下流の河道の中の流れの状態。

与えられた設計は、この模型試験の結果、減勢工に不都合な点があり、そのために下流の河道の中の流れも河道の保全のために危険になると認められた。そこで、必要最小限度の改良の案を立てた。

1. 模 型

模型に取入れた実物の範囲は、貯水池の中では余水吐き集水路の両端から約30m、対岸は約150mのあたりまでとし、下流の河道は減勢工から約100m下流までとした。この模型はほとんどコンクリートブロックとセメン

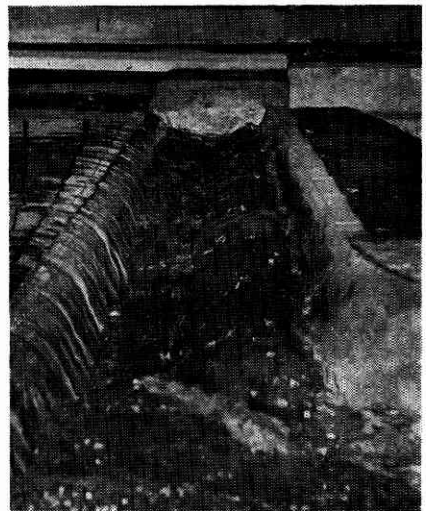
トモルタルを使って、第5部水理実験室の中に設けた。この実験室の中の空間の大きさ、実験用ポンプの容量、さらに貯水池と集水路とを連絡する越流せきの寸法効果なども考えて、模型の範囲をこのように定め、また縮尺を1:35とした。

この場合には流れを支配する力としては重力が決定的であると考えられるから、Froudeの相似法則によって模型と実物との関係を求めた。計画洪水流量は実物で311.02m³と定められているが、これは模型では(1/35)^{2.5}=1/7247に縮小され、42.91l/sになる。

2. 測定と観察

まえがきの中に分類して示した目標について実験を行うために、計画洪水流量による定常状態の流れを模型について調べた。具体的にはこの流量のときの流れだけでなく、その前後の流量による流れについても測定を行って、この流量のときの状態を一層確実につかめるようにした。

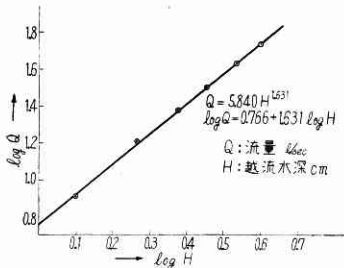
貯水池と集水路との境の越流せき(第2図)に関しては、流量Qと越流水深Hとの関係を求めた(第1表・第3図)、越流水深は、せきへの接近流速に影響された



第 2 図

第 1 表

越流水深 H cm	堤頂水深 cm	流 量 Q l/s
1.25	1.05	8.19
1.84	1.65	16.01
2.36	2.00	23.96
2.82	2.30	32.11
3.40	2.67	42.90
3.98	3.03	55.00



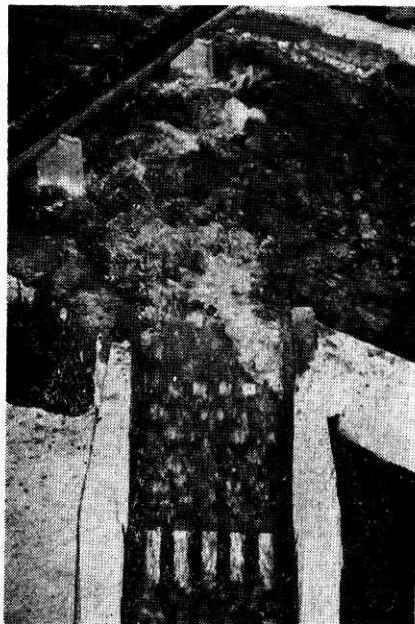
第 3 図

いように、貯水池の奥の方で測った。なお、堤頂の水深は貯水池の上流の方が 1mm から 2mm 常に深いことが認められた。

集水路の中及び放水路の中の水深

及び流速分布の測定を行った。

減勢工のところは流れが著しく速く、流れの表面はしぶきをともない、流れの中には空気を多くまじえていて、流速も水深も測定ができなかった(第 4 図)。しかし、第 1 のブロックによって空洞現象が起こり、その長さが 5cm から 10cm になるのが認められた。また、第 2 及び第 3 のブロックによって水は高くはね上げられ、その大きさは大体第 2 表に見られるようになった。この表の中の「高さ」というのは、はね上げられた水脈の減勢工の床面からの高さ、「最高点位置」はその点の第 3 のブロックからの水平距離、「到達距離」はその水脈の落下す



第 4 図

第 2 表

流 量 l/s	高 さ cm	最高点の 位 置	到達距離 cm
8.19	21		6~11
16.01	22	26	15~30
23.96	16	29	20~65
32.11	10	20	30~50
42.90	15	42	
55.00	18	42	

る位置の第 3 のブロックからの水平距離である。

放水路の方向と下流の河道の方向とが相当大きい角をなしているので、放水路から出た流れは河道の中を著しくうねって流れ、河道の中には鉛直軸をもったうずの大きな領域が現われ、流れが逆になる個所もできた。減勢工の出口から約 2.5m 下流の流心における流れの深さと流量との関係は第 3 表に示すようになった。

第 3 表

流 量 l/s	水 深 cm	流 量 l/s	水 深 cm
8.19	7.0	32.11	13.0
16.01	9.5	42.90	15.0
23.96	12.0	55.00	20.0

3. 試験結果の考察

a. 越流 越流水深 H と流量 Q との関係は、H をセンチメートル、Q をリットル/毎秒で表わして、第 1 表及び第 3 図から

$$Q = 5.840 H^{1.631} \dots\dots\dots (1)$$

と求められた。H をメートル、Q を立方メートル/毎秒で表わせば、これは

$$Q = 10.68 H^{1.631} \dots\dots\dots (2)$$

となる。しかし、Q と H との関係は理論的には、

$$Q = K \cdot \sqrt{2g} \cdot l \cdot H^{1.5} \cdot f(x)$$

となる。ただし、K は無次元定数、l はせきの長さ、f(x) は無次元の未知関数、これらを比較すると、x は H の 0.131 乗に比例する必要がある、したがって、何かの長さの -0.131 乗にも比例しなければならない。この場合にはその長さとして、上流側の水底から堤頂までの高さ p を取ることが一つの考えとして認められよう。そこで、式 (2) を

$$Q = K \cdot \sqrt{2g} \cdot l \cdot H^{1.5} \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^{0.131} \dots\dots (3)$$

と書き直すことにする。

これらの式で、模型では

$$l = \frac{119.54}{35} = 3.415m$$

$$p = \frac{1.00}{35} m$$

である。したがって、越流に対する実験式としては、

$$Q = 0.4447 \cdot \sqrt{2g} \cdot l \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^{0.131} H^{1.5} \dots\dots (4)$$

が決定された。

なお、実物の設計では、メートル単位で、

$$\left. \begin{aligned} Q &= c \cdot l \cdot H^{1.5} \\ c &= 2.00 \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

の式が使われている。これは、 $f(x)=1$ または流量が (H/p) に関係のないものとみて、係数 $K \cdot \sqrt{2g}$ を 2.00 に等しいとおいたものと考えてよい。この結果では、

$$K\sqrt{2g} = 0.44439 \times \sqrt{2 \times 9.8} = 1.965$$

となって、係数に関しては、設計の仮定が試験の結果に著しく近い、いずれにしても、この越流せきは設計の水深よりもやや浅い水深で設計の流量を流すから、この部分の設計についていえば、結果はほぼ良好で安全側にあるといえよう。実物の値によって水深と流量の関係を書き直せば、

$$Q = 234.9 H^{1.631} \dots\dots (6)$$

となる。

これに計画洪水流量 $Q=311.02\text{m}^3/\text{秒}$ を入れれば、 $H=1.19\text{m}$ となり、設計のときに取っている値 1.19m と一致する。また、設計流量の 5 割増の $466.5\text{m}^3/\text{秒}$ に対しては、 $H=1.52\text{m}$ となる。これに対して設計に使った式(5)から求められる水深は 1.56m である。

b. 集水路と放水路 集水路と放水路の中の流れの深さは設計のときに普通の計算の方法で求められた深さとほぼ等しいか、それよりも浅くなった、つまり結果は安全側にあった。ここでは詳細な結果は省略する。

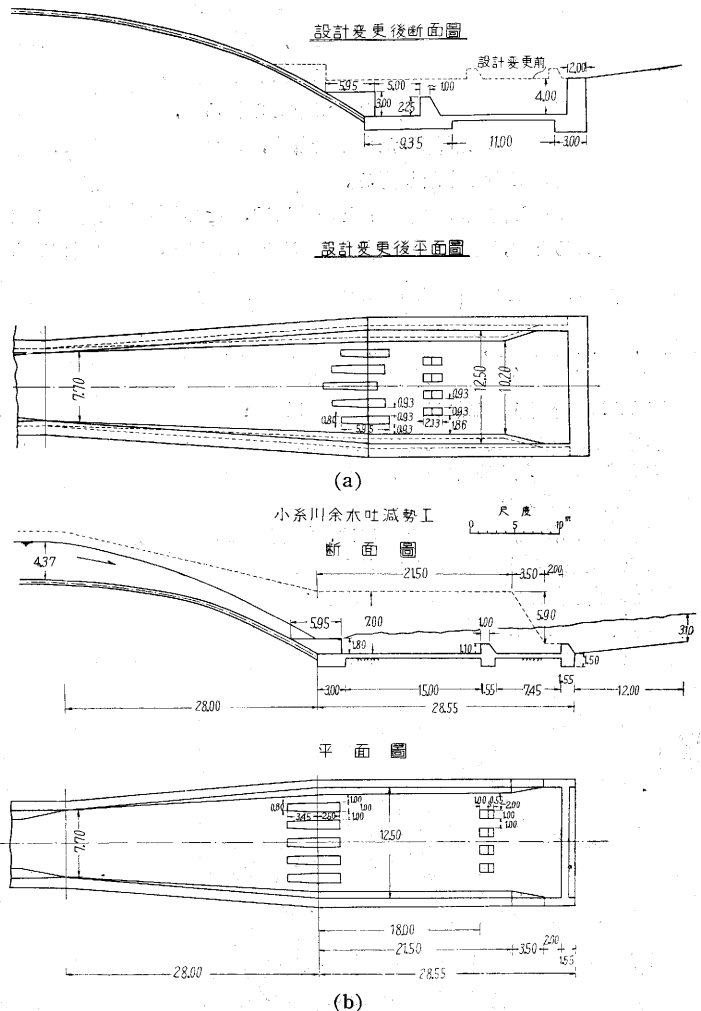
c. 減勢工 この場合には減勢工の効果は下流の河川の水位流量特性によって左右されるようになっているが、それについては計画洪水流量のときの水位が僅かに知られているに過ぎない。そこで、その流量以外のときには判断の基礎がやや不確実だが、設計された減勢工は計画洪水流量の場合にも、それよりも少ない流量のときにも、放水路から来る流れを跳水させるのに充分でないといえる。したがってこの減勢工は効果が不足で改良する必要がある。減勢工のあたりの流れの特徴は、第3のブロックによって水が高くはね上がり、それが下流の河床に激しく落下することである。これは第2表に示した通り、流量の少ないとき高く、流量が増すにつれて一時低くなり、計画

洪水流量のあたりからまた高くなる。到達距離は流量と共に増す傾向にあるが、流量が多くなると、下流の河の中の流れに衝突して落下の位置がよくつかめなくなる。

なお、河道の中の流れは、減勢工の効果が不足なために、当然不満足なものになった。

4. 減勢工の改良

減勢工の中で跳水が起こり、射流から常流に流れの状態が変化するように改良する必要がある。そのためにはいろいろな方法があるが、この場合、射流の流量と比エネルギーは変えることができないものとする、ブロックなどの障害物の大きさや配置を変えることと下流の水深を変えることである。ところで、下流の水位は、前に述べた通り、河道の特性によって自然にきめられているから、下流の水深を変えるには減勢工の敷高(底面の高さ)を変えるか、幅を変えることを意味する。この場合には水深を深める必要があるのだから、幅を変えることはかなりの落差を急激につけることになって、下流の河



第 5 図 小糸川余水吐減勢工



(a)



(b)

第 6 図

床に悪い影響を及ぼすことになる。そこで、敷高を下げることで、ブロックなどを変えることにした。下流側の常流水深として必要な量は実験によって求められるが、その量は次のようにして計算したものよりも、ブロックなどの効果によって小さくなり得る。

射流の水深 h_1 と常流の水深 h_2 との間には、その間に跳水が起こるとき、次のような関係があるとみてよい。

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{h_1}{2}\right)^2 + \frac{2Q^2}{gb^2z_1}} \dots\dots(7)$$

ただし、 b は水路の幅、 Q は流量。この場合には水路の側壁に勾配があるため、 b の値としては、安全のために底幅 11.22m を使う。これは模型では 32.06cm になる。計画洪水量の場合に模型の射流水深 h_1 は 4.8cm であった。これらを式(7)に入れば、

$$h_2 = 25.30\text{cm}$$

となる。小糸川の計画洪水のときには、標高 61.425m の河床のところの水深が 3.10m であると与えられている。与えられた減勢工の敷高は 59.925m であるから、減勢工の中での洪水の水深は $61.425 + 3.10 - 59.925 = 4.60\text{m}$ である。ところで上に求めた水深 25.30cm は実物では 8.86

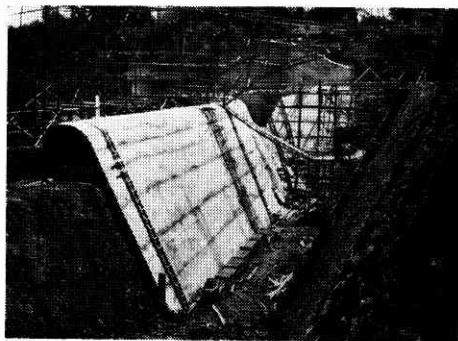
m であるから、与えられた設計では $8.86 - 4.60 = 4.26\text{m}$ だけ水深が不足である。

ところで減勢工の敷高を下げることは莫大な費用を要するので、ブロックの大きさや配置をいろいろに変化させて、実験的に必要最小限度の下げ高を見出さなければならぬ。その結果、第 5 図に示す通りその限度として 4.00m を得た。またその際には減勢工の中で辛うじて跳水が起こることを第 6 図(a)の写真で示してある。第 6 図(a)は最終案、(b)はそのひとつ前の案の場合で、(b)の場合には減勢工の底面と河床との取付けを斜面にしてあ

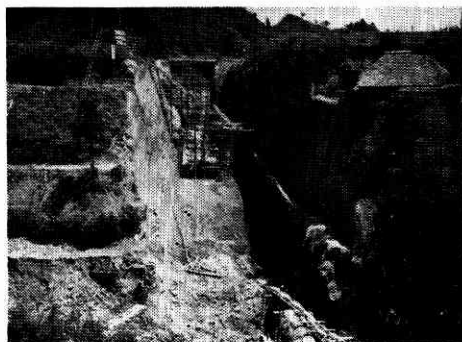
る。この場合には減勢工から出た流れが河道の中でもかなりの速さをもっているので、対岸に衝突して、対岸の水位を著しく高めている。そこで、その取付けを鉛直面にして、最終案とした。この場合には河道の中の流れの分布が遙かに均等に近くなった。敷高を下げるためには、減勢工にはいる前の放水路の勾配を変えることも考えられるが、それは実物の場合に岩盤の掘削量を著しく増大させることで実際のでない。そこで、ここでは単に放水路を延長する方法を取った。ところが減勢工の下流の端は河道でおさえられているから、その結果減勢工の長さは短くなった。

5. むすび

この模型試験によって、減勢工の部分以外については与えられた設計が満足すべきものであることがわかった。また減勢工の設計は敷高を 4.00m 下げ、ブロックを大きくして、配置を変えることによって改良されることがわかった。実際の工事はこの結論にしたがって現在行われている(第 7, 8 図)。(1954・5・21)



第 7 図



第 8 図