

宮崎大学工学部

正員

○ 吉高 益男

宮崎大学工学部

正員

高野 重利

○はじめに タムの越流部に橋脚がある場合は流量公式において流量係数は2次元流水の場合の値Cを用い、たゞ越流中しか橋脚による縮流の影響によって有効中を減ずるものとして収縮係数Kを用いて次式であらわしている。

$$Q = C(L - NKH)H^{\frac{3}{2}}$$

Hは越流水深、Nは収縮の数とす。

収縮係数Kは橋脚上流端の形状、突出し長さS、橋脚中b、径間中Bおよびタム高Wによって変るとみられ、今まで多くの実験により調べられて大体的様子はわかつている。そして橋脚による縮流によって流量は減少するが、場合によっては収縮係数に大体的値を入れてもそれほど大きな間違いはあかさない。よつて大体的流量を必要とせしめ収縮係数は厳密に考えなくてもよかつた。

筆者は今まで各種のタムの越流部の実験を続けてきたが、その際実験が正しく行われなかつたをみるため、収縮係数を厳密に検討する必要があつた。ところが今まで調べられてきた結果とあはれないところもあつたため、もう一度橋脚の影響を検討し考えなおしてみたいと思つた。

○実験の方法と整理 今まで実験したタムは10ヶ所であり、その諸元と頂部形状は表-1、図-6に示される。黒杭川タムは2次元模型による橋脚の実験を行つた。実験に施工されるものは2次元越流部面端は橋脚に相当するものとなるが、2次元実験は橋脚としての縮流のみをあききうにした。橋脚中bは2mをやつと使用し、径間中Bは7.2m, 4.15m, 2.6mとし、上流端は半円形と尖頭形の2種類とした。(模型は1/25)

黒杭川、水越の2次元流量係数Cは実験より求めた。他のタムでは、まつ下流曲線部長より上流面までの距離Xをなし、 $X = 0.282 H_0$ より設計水頭 H_0 を計算し(零川、立花、岩瀬、水越の H_0 は満水位

表-1 タムの諸元と収縮係数

地点	タム高 W m	縮尺 1/L	頂部形状			橋脚形状			径間 Bmxm	設計水頭 H ₀ m		流量係数		実験 門数	収縮係数	
			上流 曲線	水頭 m	下流 曲線	中 bm	上流 端	突出し Sm		HWLより	Xより	2次元 C	実験 C'		NK	Kp
黒杭川	26	25	3次放物	0	2次放物	2.0	半円	1.00	3.6x2	(3.0)	3.55	2.090	2.002	2	0.0854	0.0142
菅野	68	50	"	0	"	3.0	尖頭	1.50	9.0x3	(11.0)	12.77	2.080	1.982	3	0.0996	0.0124
向道	34	"	た円	1.8	"	3.0	半円	0	12.5x4	(7.0)	9.92	2.200	2.105	4	0.2177	0.0218
佐渡川	37.5	"	"	1.1	"	2.0	尖頭	0.90	8.0x2	(8.0)	12.40	2.211	1.995	1	0.0630	0.0158
厚東川	22.3	"	1m円	1.1	"	2.5	半円	0.45	8.0x8	(6.0)	7.45	2.108	1.980	1	0.0652	0.0163
木屋川	28	"	2次放物	0.5	"	2.5	尖頭	1.48	7.5x3	(7.5)	6.92	2.071	1.965	1	0.0555	0.0139
寒川	19	40	HARROLD	0.5	HARROLD	2.5	半円	1.54	6.6x2	(10.25)	12.06	2.116	1.950	2	0.1010	0.0168
立花	59	50	45°傾斜	1.0	"	2.0	4分円	1.75	9.0x2	5.8	(12.23)	2.169	2.088	1	0.0580	0.0145
岩瀬	36.3	40	"	2.0	"	2.0	半円	1.00	8.0x2	10.6	(27.06)	2.087	1.928	2	0.1150	0.0192
水越	6.5	50	1m円	4.9	8.5m円	2.5	尖頭	1.20	10.0x3	8.5	(20.92)	1.790	1.700	3	0.1778	0.0222

による)、 $X=0.5H_d$ の $\alpha=0.4H_d$ を計算し、岩崎公式より求めた。塞川では水平部上流端より、立花、岩瀬は上流傾斜面を除いてをえ出し、 C を計算した。黒杭川では計算値と実験値の C は大体あっていた。

実験によりえられた3次元流量係数 C より次式を用いて橋脚、橋台を含めた總収縮係数 NK を求めた。 $NK = L/H(1-C/C)$

○橋脚と橋台の収縮係数 橋脚、橋台の収縮係数をそれぞれ K_F, K_A とすると NK は次のように考えられる。 $NK = 2[(n-1)K_F + K_A]$ n : 径間数

橋台の収縮係数は橋脚にくらべて大きくなることは確かであり、同じ橋脚でも隣接水内を同じくして流れる水は橋台の作用を受けて収縮係数は異なる。ここでの実験は橋台としたものほとんど橋脚と同じ上流端形状をもっており、橋台作用として考えねばならぬ。

Creager によるとこのように橋台として作用するときは橋脚のときの約2.5倍の収縮係数をもっており、岩崎博士も同じ意見をもっており（1965年度水工学に關する夏期研修会講義集：A・ダム河川コース）。

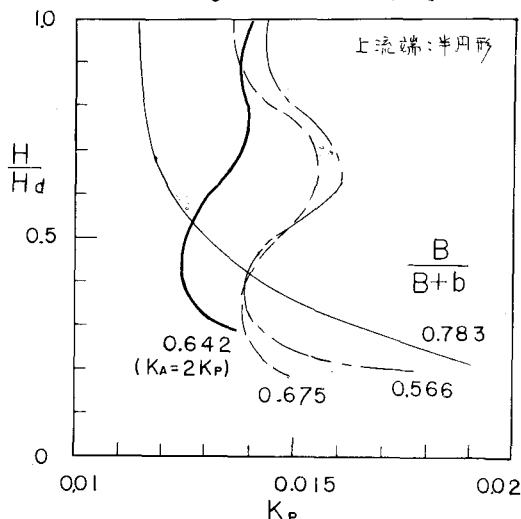
黒杭川の2次元実験と、橋台作用もある場合 $K_A = 2K_F (N=2n+2)$ として K_F を図-1に示す。これよりみると $B/(B+b)$ の 0.675, 0.566 のときは同じであり、橋台作用のある場合 ($B/(B+b)=0.642$) もこれらに近い。よって橋台とみるときは橋脚の場合の収縮係数の2倍位と求めておいておこう。2.5倍とみても流量係数としての差は1%位である。これより他の実験の場合も $K_A = 2K_F$ として、橋脚としての収縮係数 K_F を求めてみると表-1のようになる。

○各因子の影響 資料のうち菅野の橋台はなるべく雑流をなくすように実験して求められたもので $K_A = 2K_F$ として計算した K_F は正確な橋脚の収縮係数とはみられず、かなり小さな値になった。向道はマルスケート溝と比較的大きく、ここでの流れはけしかなかったため、収縮係数はやや大きくなったようである。水越は他のもものと違って広道むきであり、設計水頭が厳密に定義されたものではないので、他のものとの比較はあまりできない。たゞ普通用いられている $K_F = 0.02$ に近い値がえられている。これらのことを考えて各因子の影響をみてみる。

① 絞り度 $B/(B+b)$ これは 0.663 より大きければ ($b/B < 0.5$) 影響はきわめて小さいとみられている。黒杭川以外は同じ絞り度の絞り度であったため、 K_F は散っておりこれを左右されるとはみられない。たゞ同じ橋脚でも図-1のように、絞り度を小さくすると K_F は増す傾向にはなる。

② 径間 αB , 橋脚中 b これは図-2のように影響の程度は小さいが、絞り度より関連がありそうである。 B/H_d が大きくある

Fig.1 黒杭川ダム実験



は K_P は小さくなり、 b/H_d が大きくなれば K_P は大きくなる。前者は明理であり、後者は橋脚が弱くなることより当然であらう。

③突出し長さ S 分まで S/H_d が小さい程、 H_d での K_P は小さくなる傾向にあるといわれているが、この突はつきりしない。 S/H_d は図-4 のようにかなり影響して、 S/H_d が小さい程、 K_P は大きくなっている。 S が大きければ頂部に達するまでの流れは下からの流れもあつて、橋台も橋脚に近い作用をもつようになり、ここにおける整理法では K_P は小さくなるべきであらう。

④ダム高さ W これは高いダム ($H_d/W < 0.75$) ではほとんど影響しないといわれている。この資料でも他の影響が強い。水越 ($H_d/W = 1.31$) でも収縮係数は真上には有らなかつた。

⑤上流端形状 尖頭形であると半円形よりも小さくなっている。流量係数として比較すると 1.2% 位よくある。しかし他の条件によつて変わるのではどうかといへない。

○流量係数の試算 収縮係数に対する各因子の影響はわかるが、各因子の積み重ねによる数値はなかなかつきりしなかつた。しかしこれらの値がある範囲にあることから平均値を求めてみると $K_P = 0.016$ となる。この値を用い設計水頭 H_d の C' を計算し、実験値と比較すると図-5 のように ±1% 内にあさつてゐる。なお土木研究所の全資料より求めた K_P を用いて $K_A = 2.5K_P$ として推定すると ±5% 内にあさする。これは C を一定値としたからである。 K_P は普通用いられる 0.02 より小さくかつたほうがよく、 $K_A = 2K_P$ としてよいようだ。

○おまけ 以上により越流部の橋脚の影響について再確認できたが、資料が少なく数値の上での結果はえられるが。

最後にこれらの模型実験の機会を与えられた宮崎県企業局、山口県錦川総合開発局、同柳井川総合開発事務所の方々と、全模型を製作いただいた中原孝俊氏に謝意を表します。

Fig. 2

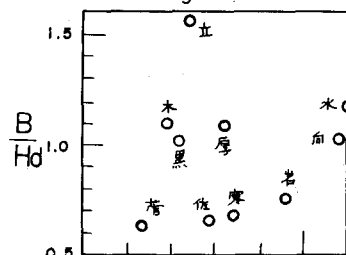


Fig. 3

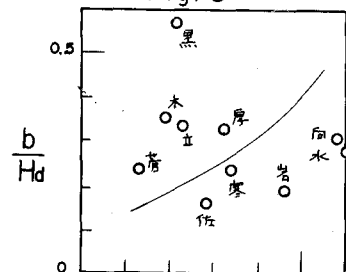


Fig. 4

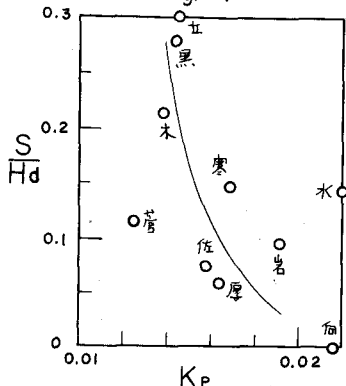


Fig. 5

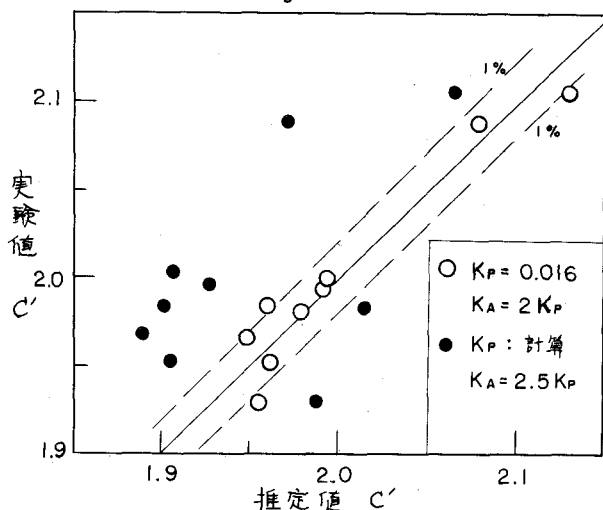


図 - 6
各ダムの頂部形状

