

# ダム放流管内およびクレスト洪水吐の流れに関する水理実験

深田三夫\*・斎藤 隆\*・赤司信義\*\*・大成博文\*\*\*

## Hydraulic Model Tests on Flows in Conduit and Over Crest

Mitsuo FUKADA, Takashi SAITOU, Nobuyoshi AKASHI and Hirofumi OHNARI

### Abstract

In many branch of engineering, it has been important problem to understand quantitatively flows in curved pipe, or along curved surface from the practical point of view. in particular, pressure losse dates are available for the analysis and design of internal flow system. for example, in dam conduit, the flow is generally three-dimensional and theoretical treatment is considerably complicated.

In this paper, imcompressible potential flow in curved pipe of comparatively small curvature is treated considering the influence of centrifugal force and deduced practical simple equation. Similar treatment is given for the flow over flood chute of dam.

Pressure loses and flow velocity in conduit flow have been measured in model experiment, the measured is considered, from the practical point of view, to be in good agreement with the calculated.

### 1. 緒 言

流れが構造物に及ぼす作用, 特に曲管の中の流れや大きな曲率をもった物体の周りの流れはダム工学, 機械工学, 航空工学などの多くの工学の分野において, 実際的な要求から研究されてきた. このような流れを定量的に理解することが施工, 管理, 安全性の点から必要である. その際, 運動方程式とエネルギー方程式の二つの基礎式を軸にして考察を進めるわけであるが歴史的にみて, あくまで実用を目的として発達した水理学においては, 流れを平均流で理解するということ, ひとつには物体との相互作用による流体の内部摩擦によるエネルギーの減少を速度水頭の変化でおきかえるという方法をとっている. すなわち流体内部の物理的な面には目をつむってそのかわりに補正係数や摩擦損失係数を導入することによって現象を理解してきた. そしてこの二つの係数を個々の現象において適当に与えてやることによって現象の説明にはある程度成功してきたといつてよい.

ダム放流管の流れや洪水余水吐からの流れは流路の曲率を無視しては説明できず, 遠心力を考慮に入れ, 上の二つの係数を個々のダムにおいて適宜に与えてや

れば, 放流管内壁や提体表面の圧力分布, 水面形状などの実験結果を説明することができる. 解析の基礎となる式および計算方法についてはすでに発表したの<sup>1)</sup> 本文においては基礎式と本実験における結果を簡単に記すのみにとどめる.

曲管内の流れについての理論的, 実験的な研究は古くは W.R. Dean<sup>2)</sup>, 伊藤<sup>3)4)</sup>等に見られるが一般に流れは三次元的であり, いわゆるらせん流となることが知られている. このような二次流の生起による管壁内の圧力分布の不均一性, あるいはそれによって生ずる振動が提体に及ぼす影響を知ることはダムの保持の点から必要と考える, ダム放流管はその大きさ, 形状と, 各ダムによって定まっておらず, その中に生ずる二次流を一般的かつ定量的に把握することは現時点では困難である, ダム放流管のような形状の曲管内の流れの理論的な取り扱いとは別の機会に与えることにして本文においては放流管内の圧力分布の測定値を中心に実験結果のみを与え, 今後の解析の基礎的な資料としたい.

### 2. 相似則

模型実験において模型と原型における現象が力学的な相似を保つために両者が共通の基礎方程式を満たさなければならない. また模型実験で得られた諸量を実物に換算するのに相似則を明らかにしておくことが必要である, 流れ方向に軸を, 抵抗則として Manning

\* 土木工学科

\*\* 西日本工業大学 土木工学科

\*\*\* 徳山工業高等専門学校 土木建築科

式を用いると定常状態において流体 1kg あたりの力の釣り合いは模型と原型で次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} -\partial V_m^2/2g\partial x_m + i_m - \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - \frac{n_m^2 V_m^2}{R_m^{4/3}} &= 0 && \text{(模型)} \\ -\partial V_p^2/2g\partial x_p + i_p - \partial h_p/\partial x_p - n_p^2 V_p^2/R_p^{4/3} &= 0 && \text{(原型)} \end{aligned} \right\} (2-1)$$

V: 平均流速    i: 河床勾配    h: 水深  
R: 径深        n: Manning の粗度係数

模型の時間縮尺を  $T (=t_m/t_p)$ , 水平ならびに鉛直方向の長さの縮尺を  $X (=x_m/x_p)$  とする。模型と実物の力学的な相似条件を求めると (2-1) から得られるものは壁面粗度の相似則とフルードの相似則である。

$$V_m^2/gh_m^2 = V_p^2/gh_p, \quad n_m/n_p = X^{1/6} \quad (2-2)$$

本実験は長さ縮尺 1/50 の模型で行ない実験精度を理論的検討によって補った。関係水理量の次元, 縮尺および相似比を一括して table 1 に掲げる。なお本文における図の諸量はすべてこの相似比を用いて実物に換算した値で示されている。

Table. 1

水 理 量	記 号	次 元	縮 尺	相 似 比
水 深	$h$	$L$	$X$	1 : 50
圧力水頭	$p/\rho g$	$L$	$X$	1 : 50
流 速	$V$	$L/T$	$\sqrt{X}$	1 : 7071
流 量	$Q$	$L^3/T$	$X^{5/2}$	1 : 17677.65
粗度係数	$n$	$L^{1/6}$	$X^{1/6}$	1 : 1.9194
流量係数	$K$	$L^{1/2}/T$	1	1 : 1

3. 常用洪水吐 (全管路方式) の水理計算

—管路流れの状態—

常用洪水吐の概要は Fig1, Fig2 に示されている。

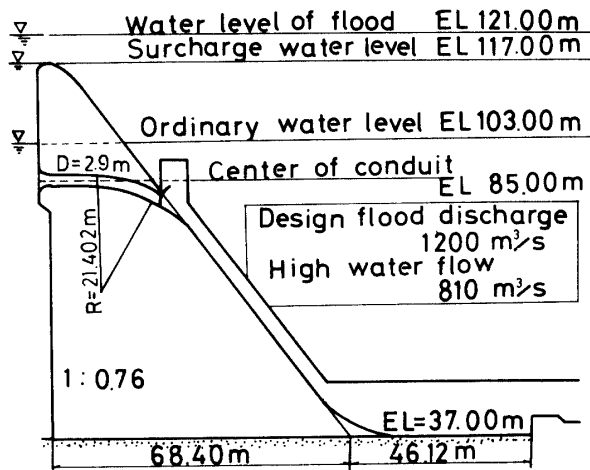


Fig.1 an outline of Iki-ni Dam

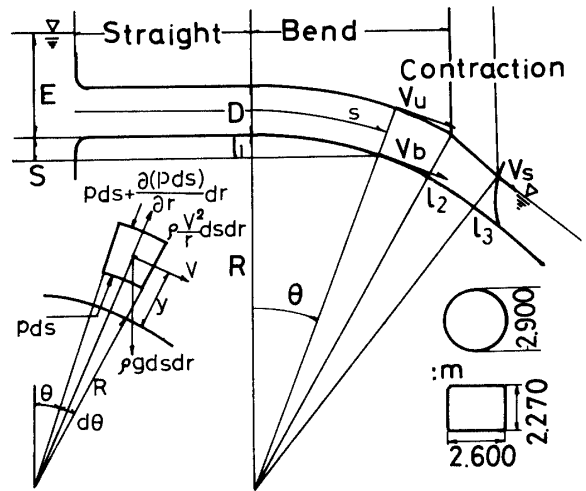


Fig.2 Schematic representation of the flow in a conduit

入口より 16,700m 区間は直径  $D=2,900m$  の水平直管でその下流 10,694m 区間は曲率半径  $R=21,402m$  の円形断面曲管で出口 3,735m 区間で円形断面から矩形断面に漸変している。縮流管である貯水池水位が放流管入口上端より低い場合には開水路流れの状態を呈している。非常用洪水吐の流れと同様に取り扱いすることができる貯水池水位が放流管入口より若干高い場合に空気混入より開水路流れと管路流れが交互に出現するがこの理論的取り扱いは困難であるのでここでは省略する。また 6-3 で少しふれるが一般に曲管内流れは三次元的で層流の場合でもその理論的な取り扱いは複雑である。ここで問題にするダム放流管のように管径と曲率半径の比  $R/D$  が大きく、慣性力の卓越する高  $R_e$  数の流れの場合は流れの二次元的な取り扱いが可能と考える。流れを二次元的に取り扱い、実用的な見地にたって実験値と比較検討してみる。

3-1-1 貯水池水位と流量の関係

湾曲した底壁面に沿う流れは次の二つの基礎式によって説明できる。

$$-V^2/r = -\partial p/g\partial r - g\cos\theta \quad \dots\dots(3-1)$$

$$E+S = V^2/2g + y\cos\theta + p/\rho g + h_f \quad \dots\dots(3-2)$$

$h_f$ : 考慮点間の総損失水頭

この二つの式を基礎にして放流管による流量  $Q$ , 底壁面に垂直な方向の速度分布  $V$  を求めることができる。

$$Q = V_s B(R+D_e)\ln(1+D_e/R) \quad \dots\dots(3-3)$$

$$V/V_u = (R+D)/(R+y) \text{ or } V_b/V_u = (R+D)/R \quad \dots\dots(3-4)$$

$B$ : 放流管出口断面の幅

$D_e$ : 放流管出口断面の開き高

$V_s$ : 放流管出口上端縁の流速

直管部, 曲管部および出口断面における平均流速, 断面積をそれぞれ  $\bar{V}_i$ ,  $A_i$  ( $i=1, 2, 3$ ) とすると,

$$\bar{V}_i/V_s = \{B(R+D_e)/A_i\} \ln(1+D_e/R) \quad i=1, 2, 3 \quad \dots\dots(3-5)$$

曲管部における平均流速  $\bar{V}_2$  と  $V_u$  の関係は (3-4) を積分することによって

$$\bar{V}_2/V_u = \{D(R+D)/A_2\} I_3(R/D) \\ I_3(R/D) = \int_0^\pi \left\{ \sin^2\theta / (2R/D + 1 - \cos\theta) \right\} d\theta \quad \dots\dots(3-6)$$

で示される. 次に貯水池内と放流管出口上端縁に (3-2) を適用して

$$E + S_E = V_s^2/2g + D_e \cos\theta + h_f \quad \dots\dots(3-7)$$

ここに  $h_f = \zeta \frac{\bar{V}_1^2}{2g} + \int_0^l f_r \frac{dl}{D} (\bar{V}_1^2/2g +) f_b \times \bar{V}_2^2/2g + \int_{l_1}^{l_2} f_r dl \bar{V}_2^2/D \times 2g + \int_{l_2}^{l_3} f_r dl \bar{V}_2^3/4R_3 \times 2g \quad \dots\dots(3-8)$

$R_3$ : 縮流管における径深  
 $\zeta$ : 入口損失係数  
 $f_b$ : 曲りによる損失係数

解析的に損失水頭を求めるため  $R_3$ ,  $V_3$  を次式で近似する

$$R_3/R_1 = 1 - (1 - (2BD_e)/D(B+D_e)) \times x/l_3 \equiv 1 - (1 - R_e/R_1) \xi \\ \bar{V}_1/\bar{V}_3 = 1 - (1 - A_e/A_1) \xi$$

以上の条件式によって摩擦損失水頭は簡単な形で表わされる

$$h_f = (\zeta + f_b f_r \times (l_1 + l_2 + I_G l_3/D)) \times (Q/A_1)^2 \times (1/2g) \quad \dots\dots(3-8)' \\ I_G \equiv \int_0^1 (R_1/R_3) \times (V_3/V_1)^2 d\xi$$

(3-8)' (3-5) を (3-7) に代入することによって, 貯水池水位と放流量の関係を求めることができる.

$$Q = 2g \{ E + S_e - D_e \cos\theta / [\{ A_1/B(R+D_e) \ln(1+D_e/R) \}^2 + \zeta + f_b + f_r \times (l_1 + l_2 + I_G l_3/D)]^{1/2} \dots\dots(3-9)$$

3-1-2 放流管壁の圧力分布について

a) 遠心力による圧力低下

内径  $D$ , 曲率半径  $R$  の曲管の外端面と内端面における圧力差は (3-1) に (3-4) を代入し積分することによって次式で与えられる.

$$(P/\rho g)_{y=D} - (P/\rho g)_{y=0} = -\cos\theta + V_u^2/2g \times \{(1+D/R)^2 - 1\} \quad \dots\dots(3-10)$$

右辺第二項は遠心力の影響によるものであり  $D/R \gg 1$  においてはいうまでもなく静圧分布となる.

b) 断面縮小区間における平均の圧力上昇

$l_3$  区間 ( $l_2 < l < l_3$ ) において断面積が  $A$  から  $A_e$  に縮小すると縮小区間における断面内平均圧力変化は縮小前後断面を検査面とした運動量の式から求めることができる.

$$\Delta P/\rho g = 4A(l-l_2)/(A+A_e)(l_3-l_2) \times ((A/A_e) \times \sin\theta_e - \sin\theta_0) \times (Q/A)^2/2g \quad \dots\dots(3-11)$$

(3-11) をもとにして各区間における放流管下壁面沿う圧力分布を求めると次式になる

直管部  $l \leq l_1$   
 $P/\rho g = E + S - (1 + \zeta + f_r \times l/D) \times (Q/A)^2/2g \quad \dots\dots(3-12)$

曲管部  $l_1 \leq l \leq l_2$   
 $P/\rho g = E + S - \{ (\bar{V}_u/\bar{V}_1)^2 \times (1 + D/R)^2 + \zeta + f_b l + f_r l/D - 4A/(A+A_e) \times (A/A_e) \times \sin\theta_e - \sin\theta_0 \} \times (Q/A_1)^2/2g \quad \dots\dots(3-13)$

漸縮曲管部  $l_2 \leq l \leq l_3$   
 $P/\rho g = E + S - \{ (\bar{V}_u/\bar{V}_1)^2 + \zeta + f_b + f_r \times (l_2 \times I_G l - l_2) / D - 4A/A + A_e \times ((A/A_e) \times \sin\theta_e - \sin\theta_0) \} \times (Q/A_1)^2/2g \quad \dots\dots(3-14)$

4. 非常用洪水吐 (正面越流型堤体流下式) の水理

4-1 貯水池水位~流量関係, 堤体面圧力分布式

ダム頂を越流する流れは流線の曲率が大きいので 3-1-1 と同様遠心力を考慮しなければならない. 基礎式は (3-1), (3-2) である. 水表面の流速を  $V_s$ , 堤体面での流速を  $V_b$  とすると流速分布, 流量, 圧力分布はそれぞれ次式で表わされる

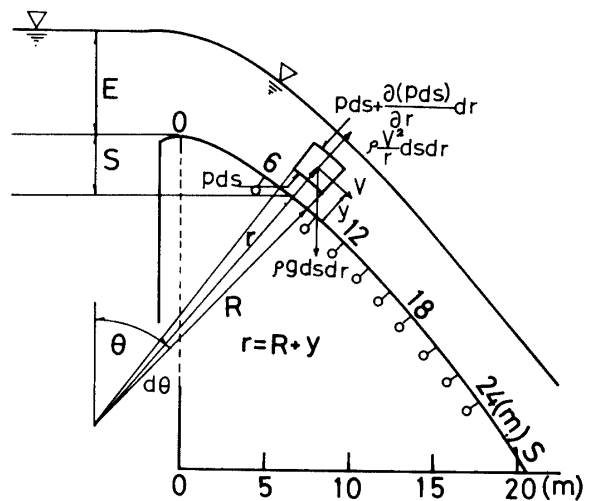


Fig.3 Schematic representation of the flow over a flood chute

$$V/V_s = (R+h)/(R+y), \text{ or } V/V_b \\ = R/(R+y) \quad \dots\dots(4-1)$$

$$V_s = \{2g(E+S-h\cos\theta)\}^{1/2} \\ Q = B(R+h) \{2g(E+S-h\cos\theta)\}^{1/2} \ln \\ (1+h/R) \quad \dots\dots(4-2)$$

$$(P/\rho g)_y = (h-y)\cos\theta + (E+S-h\cos\theta) \\ \{1 - ((R+h)/(R+y))^2\} \quad \dots\dots(4-3)$$

$h/R$  の項は遠心力の影響によるものである。

4-2 水面形状について

ダム頂を越流する流れは、静止状態から急勾配水路の流れとなるので、常流流れから射流流れに変わる不等流である。したがって流れの水利諸量は支配断面における水量に規定される。ダム越流流れの支配水面は必ずしも越流項であるとはいえないので、越流流れの解析には支配断面の決定が必要である。E=一定の条件のもとで  $\partial Q/\partial h=0$  を満たす条件より (3-16) より限界水深を求めると次式となる。

$$h_c/E = [2(1+S/E) - \{R/E\cos\theta - 2(1+S/E)\} \\ \times \ln(1+h_c/R)] / (2\cos\theta + 3\cos\theta \times \ln \\ (1+h_c/R)) \quad \dots\dots(4-4)$$

上式は  $h_c/E$  と  $R/E$  との関係式でダムの形状 ( $\theta, S/E, R/E$ ) が与えられると逐次近似法で各断面における限界水深  $h_c/E$  を求めることができる。これによって決定された支配断面 ( $Q \sim E, h_c, x_c$ ) によって堤体形状 ( $S, \theta$ ) を (4-2) に代入して各断面の水深を求めることができる。水深が決まると水表面流速  $V_s$  が求まり、さらに式 (4-3) より堤体表面圧力が計算できる。

5. 実験装置および実験方法

5-1 実験装置

実験は山口大学工学部水利模型実験室の幅 6m 長さ 2.5m 高さ 2.5m の静水槽に接続した幅 60m 有効長

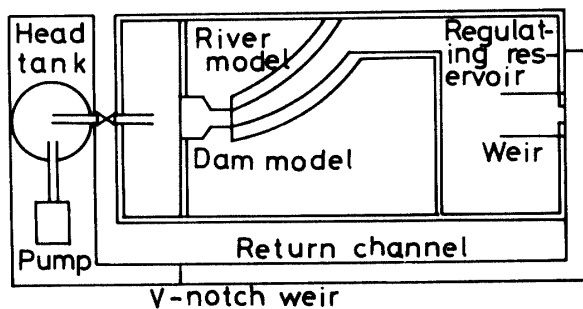


Fig.4 Overall view of hydraulic model experiment of Ikimi Dam

16m 高さ 1.0m のコンクリート製水路で行なった。

(図4) ダム模型 (縮尺1/50) は静水槽と水路の接合部に設置されその下流に設計河道の模型がつくられている。原型ダムの設計諸元は Fig.1 に示されている。原型ダム面の粗度係数は  $n_p=0.015$  程度であるので模型ダム面の粗度係数は Table 1 により  $n_m=n_p/1.91938=0.078$  であることが要求される。粗度がこれに近く堤体表面圧力ならびに流況の観察が容易であることからダム模型はアクリル樹脂で製作した。

5-2 実験方法

流量調節はポンプによって地下水槽から揚水され、水位が一定に保たれている高架水槽と静水槽の間にあるバルブによって行ない、流量の測定は実験流量の範囲が大きいため ( $Q_m \sim 70l/sec$ )、測定の相対精度をあげるために少流量の時は ( $0 \sim 20l/sec$ ) 帰環水路に設けた三角堰 ( $b=40cm, \theta=60^\circ$ ) で、流量の大きい時は整水槽端の四角堰 ( $b=25cm$ ) で行なった。この際測定精度の確認は整流水槽 (平面積  $A=43,427m^2$ ) での貯留水量を差圧計とペン書きレコーダーで記録し、直接的に流量を求めるといった方法をとった。放流管内面および堤体表面圧力は  $\phi=2mm$  のステンレス管を壁面に垂直に埋め込み、内径 6mm のアクリル製マンメーターに接続し測定した放流管内の静圧、および流速測定は  $\phi=2mm$  のステンレス管で製作したピトー静圧管を流れを乱さないよう放流管出口より入れ測定した。放流管下流面上の流れ、およびクレスト余水吐からの流れの水深は傾斜測定器支持台上に設置されたポイントゲージで行なった。圧力、流速水深の測定箇所は Fig.5, Fig.3 に示してある。

6. 実験結果とその検討

6-1 貯水池水位と流量の関係

—常用洪水吐の場合—

Fig 6 に貯水池水位の標高と常用洪水吐からの放流量に関する実験値と計算値が示されている。計算値は (3-9) を用いたものであるがこの中で入口損失係数として  $\zeta=0.02$ 、摩擦損失係数として  $R_e=VD/\nu=3 \times 10^3$  で  $f_r=0.045$  と  $R_e=6 \times 10^3$  で  $f_r=0.035$  の平均値として  $f_r=0.04$  を用いた。放流管出口開度が全開の場合には実験値と計算値の一致は良好であるがゲート開度を小さくしていくと違いが著しくなり開度 1/2 で最大になる。これはゲート最上流に生起する渦による損失と思われるが開度が小さくなるに従い渦の強さが弱くなることにより再び計算値と実験値の差が小さく

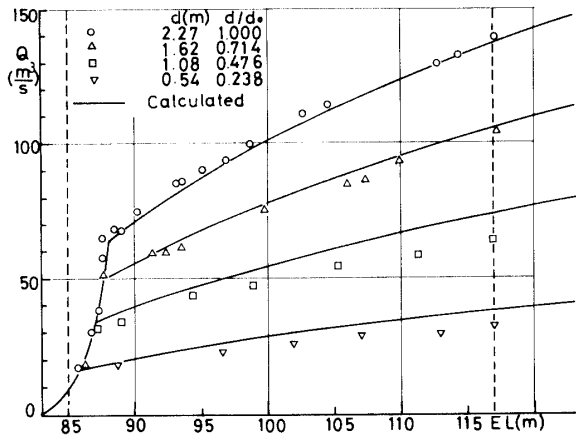


Fig. 6a Relation between flow discharge  $Q$  and elevation of water level  $EL$

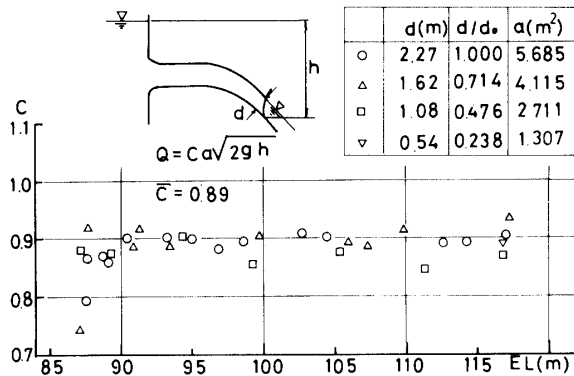


Fig. 6b Coefficient of discharge  $C$  of dam conduit

なる。Fig.7 は図中に示されている式に従って流量係数を求めたものであるが、ゲート開度、貯水池水位に関係なく、ほぼ一定値とみなすことができ、 $\bar{C}=0.89$ である。通常のオリフィスの流量係数  $C=0.67\sim 0.70$  に対して、このように流量係数が大きい原因は、放流管出口断面における圧力低下による吸い出し効果によるものである。(3-12)~(3.14)によって計算した結果によれば、放流管出口断面で  $-3\sim -5\text{m}$  の圧力低下がみられる。遠心力を無視した計算においては相対的にその分だけ貯水池水位が高くなったものに対応することになる。

—非常用洪水吐の場合—

Fig. 7 に非常用洪水吐の貯水位へ流量曲線と流量係数が示してある。計算値は遠心力を考慮した (3-16) 式によるものであるが測定値と実測値の誤差は  $\pm 4\%$  以内で両者の一致は良好である。この計算に用いた支配断面は放流量の増加に伴い下流側に移行し、 $EL=117.00\text{m}$  ( $Q=71\text{m}^3/\text{s}$ ) の時、堤頂から  $0.10\text{m}$  下流点であるが  $EL=121.00\text{m}$  では堤頂から  $0.41\text{m}$  下流と

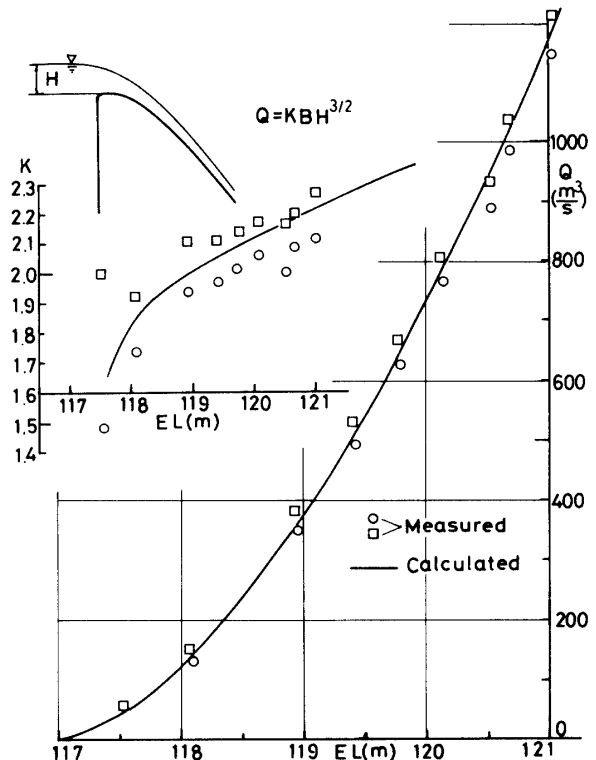


Fig. 7 Relation between flow discharge over flood chute  $Q$  and elevation of water level  $EL$

なる。流量係数  $K$  の値は水位、流量の測定誤差が加算されたため、測定点はかなり散乱されているが、計算結果の傾向と一致している。

6-2-1 放流管壁の圧力分布と管内流速分布について

Fig. 8<sub>a</sub>, 8<sub>b</sub>, 8<sub>c</sub>, 8<sub>d</sub> は放流管出口全開の場合の、Fig. 9 は放流管出口開度の  $1/2$  の場合の放流管上壁面、側壁面および下壁面に沿う圧力の測定結果が示されている。全開の場合と開度  $1/2$  の場合の圧力変化のパターンが異なっている。これは出口の開き度による相異というよりも流量の相異によるものであろう。即ち (3-10) で与えたように上下壁面の圧力差は曲管の曲率と平均流速によって与えられるから  $V_a \cong (2gD\cos\theta)^{1/2} / ((1 + D/R)^2 - 1)^{1/2}$  によって静圧差に逆転が起こることになる。放流量が大きくなると底壁面の圧力降下が急激に起こり、静圧分布が上壁面より大きくなる。放流管出口上端においては大気圧に、底壁面においては水深に等しくなると考えられるから縮小管においては逆に上壁面で激しい圧力降下がおこることになる。Fig. 8

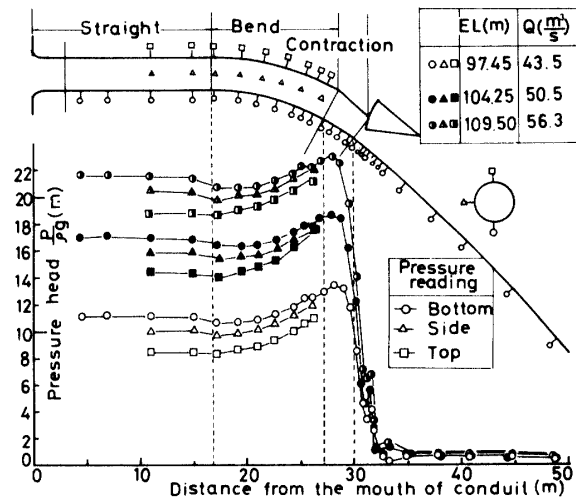
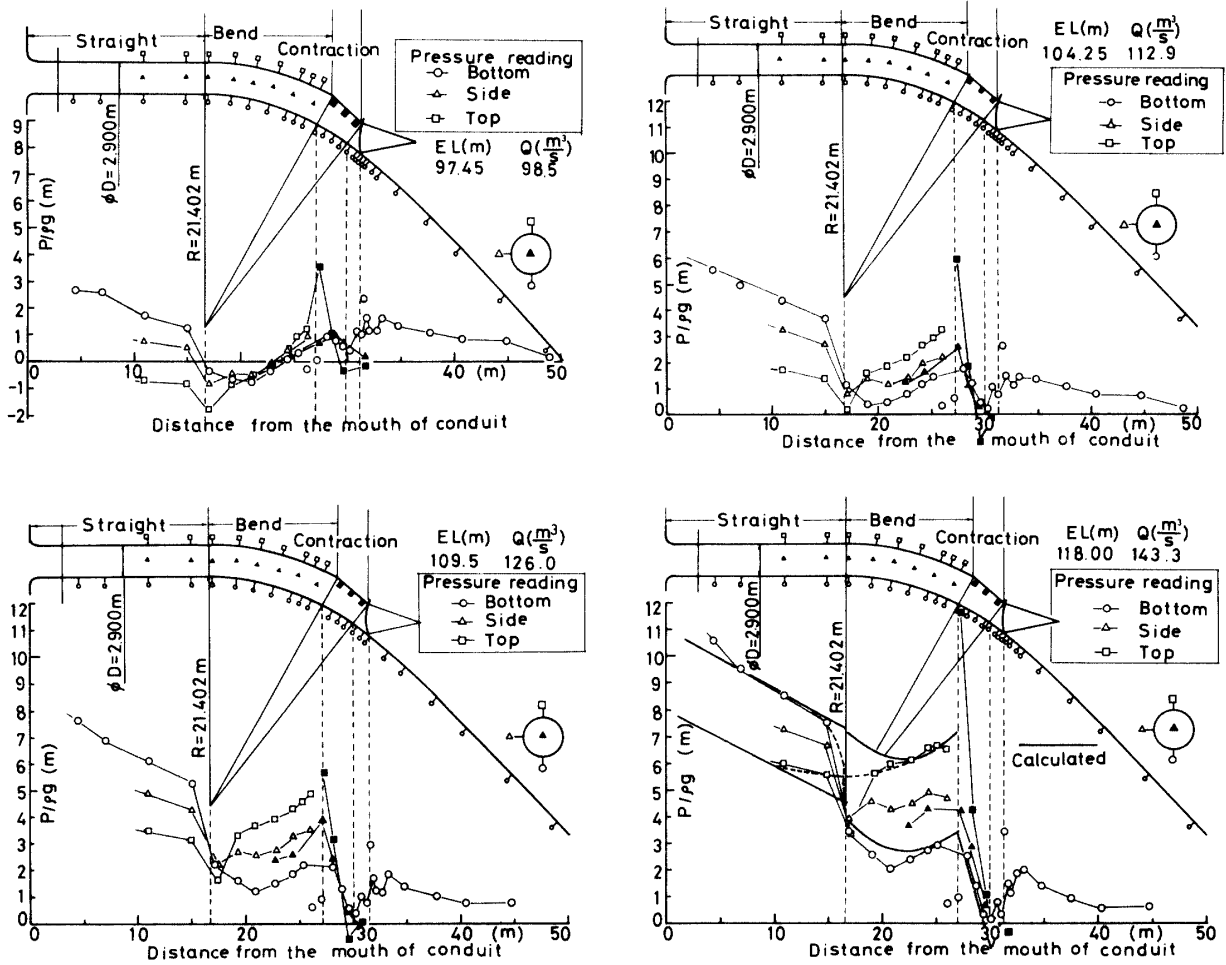


Fig.9 Static pressure variations along the inner, side, and outer wall of conduit

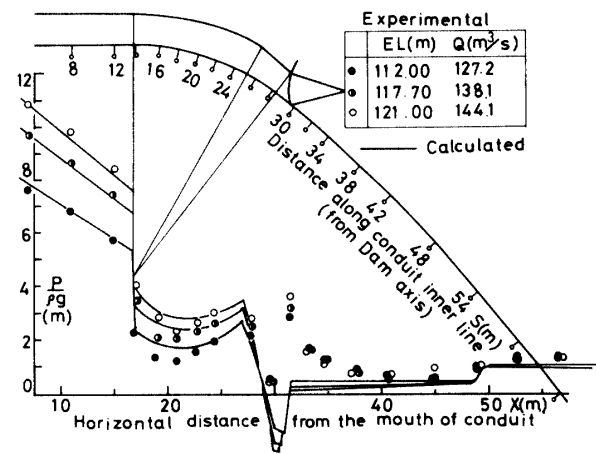


Fig.10 Calculated and measured values of static pressure along conduit inner line

の4つの例のいずれの場合も出口直前の上端面において負圧が発生している(最大-1m) Fig.8a, Fig.10において、底壁面の静圧の実測値と(3-12)~(3-14)に

基づいて計算された曲線が描かれている。計算において出口断面で -1.42m~-2.33m の負圧が発生しているが、これはダム設計基準 -3.0m より小さく許容

されるが出口付近での圧力変動は複雑である。また直管部から曲管部への移行する壁面において圧力は不連続的な変化をしている。確かに (3-12) (3-12) 式間に連続性はない。しかしこれは直管内の定常流と曲管内の定常流を別々に考察した結果このような式が導かれたのであり管内の現象は連続的であるはずである。直管部から曲管部、あるいは曲管部から縮小管への移行する付近において流れを理解することは現時点ではむずかしいが圧力分布も Fig. 8<sub>d</sub> に入れた点線のように連続的に変化していると考えるのが妥当と思われる。それ以外の場所においては計算値と測定値はほぼ一致していると考えられる。壁面測部の圧力分布の測定値も示されているが、流れ断面の中央部において静圧管で測定した値と比較してみると同じ曲率半径にもかかわらず中央部の圧力が低い。これは壁面の影響でこのような曲管内の流れが3-1で議論したような単純な二次元的な扱いでは説明できないことによる。ただしそ

の差異といってもわずかなもので実用的な見地からは二次元的扱いで充分と考える。Fig. 11<sub>a</sub>~11<sub>e</sub> には管内の5つの代表断面における流速分布と静圧分布が示されている。顕著な差はみられないが圧力分布が静水圧分布になっていないこと、流れが曲管内から縮小管へ移行するにつれ発達し放流管出口上端面において流速が最大となることなどわかる。

6-2-2 堤体面圧力分布と水面形状について

Fig. 12 は実測した貯水池水位の標高を用いて計算した越流水面形状と実測した水深とを比較したものである。流量が小さい場合には、計算値と測定値との一致は良好であるが、流量が大きくなる程計算値が大きくなっている。この原因は模型の粗度が相似則より要求された  $n_m=0.007$  よりも小さく  $n=0.003\sim 0.005$  であるためである。Fig. 13 には越流面上の圧力分布の実測値と計算値が示されている。測定値がかなり散乱し

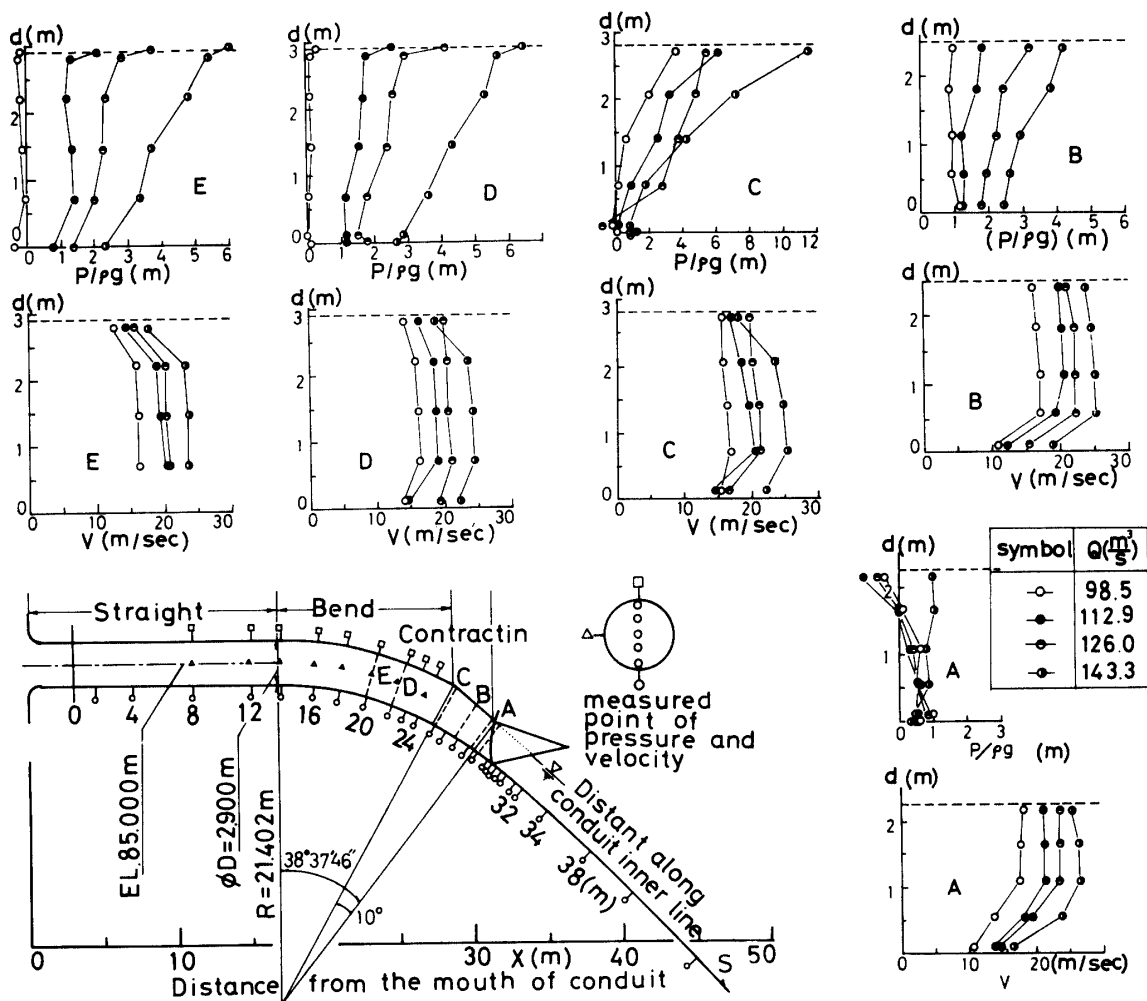


Fig. 11a 11b 11c 11d 11e Static pressure distribution and flow velocity profile at cross section in a curved pipe

Fig. 5 Measured point of static Pressure and flow velocity in a conduit.

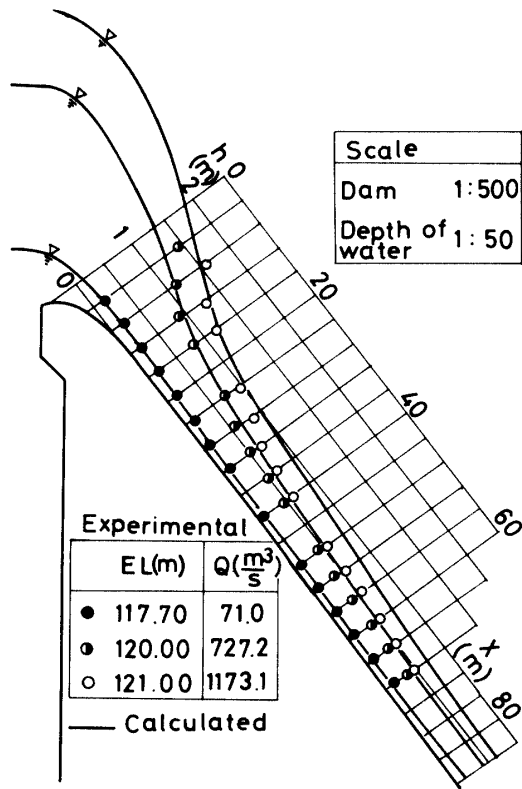


Fig.12 measured and calculated values of depth of water along flood chute

ているがこの原因は圧力端子を壁面に埋設した微妙な差異によるものと考えられる。遠心力を考慮した式(3-17)によれば、堤体表面が二次曲線から定勾配にかわる  $S=13.5m$  で越流流量が  $230m^3/sec$  ( $EL$  118.50) 以上になると負圧が発生することになる。測定値はこの傾向を示しているといえる。

6-3 曲管内流れの三次元的取り扱いへの導入

6-2 での実験結果と 3-1 で導出した式の比較、検討からこれらの式は実用的には充分であるといえる。しかし管路の中の流れは実際には三次元的であり、 $D/R$

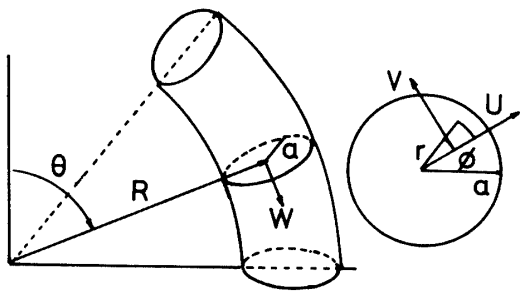


Fig.14 System of coordinates in considering the motion of fluid through a pipe of circular cross-section

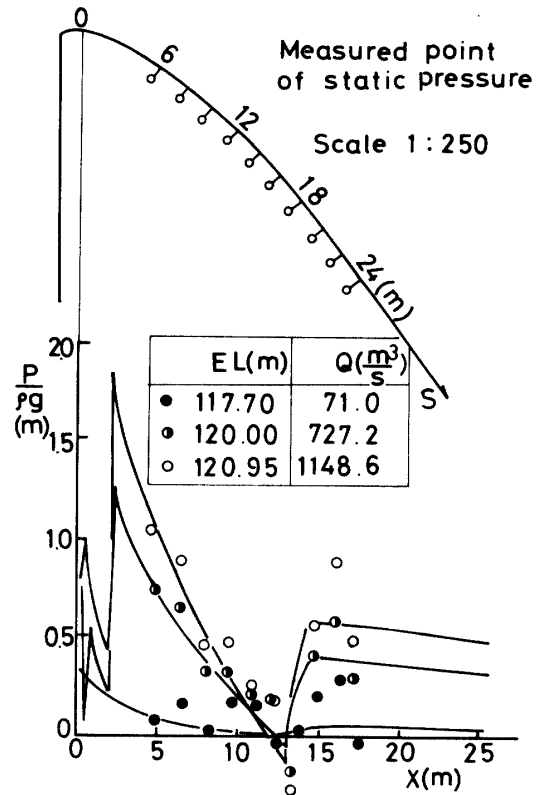


Fig.13 Static pressure distribution over a flood chute.

が大きくなる程それは顕著になり、流れはらせん流となる。三次元的な管路流れの速度分布、圧力分布を定量的に把握することはダム工学の分野だけでなく、熱工学、気体工学、原子力工学の分野においても要求されていることである。曲管内の流体の運動は、更に詳しくは Fig.14 のような座標系で考えねばならない。粘性項を無視できるような高  $Re$  数の流れを考えるならば流れの運動方程式は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned}
 r \text{ 方向: } & U\frac{\partial U}{\partial r} + V\frac{\partial U}{r\partial\phi} - \frac{V^2}{r} - W^2\sin\phi / \\
 & (R+r\sin\phi) = -\frac{\partial(P/\rho)}{\partial r} - g\cos\theta\sin\phi \\
 \phi \text{ 方向: } & U\frac{\partial V}{\partial r} + V\frac{\partial V}{r\partial\phi} + UV/r - W^2\cos\phi / \\
 & (R+r\sin\phi) = -\frac{\partial(P/\rho)}{r\partial\phi} - g\cos\theta\cos\phi \\
 \theta \text{ 方向: } & U\frac{\partial W}{\partial r} + V\frac{\partial W}{r\partial\phi} + UW\sin\phi / \\
 & (R+r\sin\phi) + VW\cos\phi / (R+r\sin\phi) = -\frac{\partial}{\partial\theta} \\
 & (P/\rho) / (R+r\sin\phi) + g\sin\theta
 \end{aligned} \right\} (6-1)$$

$r \ll R, U/W, V/W \sim \delta \ll 1$  の仮定が許される流れにおいては (3-1) で考えた式に帰着する。 ( $\phi = \pi/2$ )

$$-W^2\sin\phi / (R+r\sin\phi) = -\frac{\partial(P/\rho)}{\partial r} - g\cos\theta\sin\phi \dots\dots(6-2)$$

さらに一般的には粘性項を考慮にいたした式を考えねばならない。管壁付近の流れにおいてはこれが大きく影響する。 Fig.8<sub>a</sub>~8<sub>d</sub>, Fig.11<sub>a</sub>~11<sub>d</sub> に示されている



圧力分布, 速度分布の実測値においてもその傾向がうかがえるからである。

7. まとめ

ダム放流管内の流れ, クレスト越流部の流れは遠心力を考慮に入れた (3-1) (3-2) 式を用い, 損失係数あるいは補正係数を個々のダムにおいて与えてやれば, 圧力分布, 水面形状, 流速分布はその計算値に実験値の一致は良好であり, 少なくとも実用的には充分であると考えられる。実用を目的として発達をとげてきた水理学の観点からすれば, 損失係数や補正係数を定めた結果それがひとつの現象をうまく説明できたとすれば成功といわねばならない。諸々の現象に適用できる普遍的な関係式を得ようとする努力は水理学の分野でも繰り返され, それが膨大な実験結果の集積となって多くの文献にみられることは明らかである。しかし水理学が流体そのものの内部現象に目をつむっている限り, 従来の方法論ではこれ以上の進展は望めないが, 最近では流体力学的な観点から水理現象の説明の努力がなされつつある。例えば本文において出発点となった二つの基礎式 (3-1) (3-2) を考えると運動方程式 (3-1) はあくまで流体微小部分の重心の運動を規定する式でありベルヌーイの式 (3-2) はひとつの流線上で成り立つ式である。実際の流体運動においては流体部分はせん断力をうけ相互に変形しながら運動している。そこには当然エネルギー的にみて収支関係があるはずであり, 流体そのものの内部摩擦によって熱に消えエネルギーの減少という結果になる。これを水理学においては損失係数という便宜的な量におきかえ, さらに流体内の実際の速度分布を無視し, 平均流で置き換え, あくまで実用を目的とした式を用いてきた。そこには当

然流体運動に剛体運動的なイメージを与えることになる。その結果, 壁面摩擦という言葉が生まれてくることになる。しかし実際には壁面は流体に対して何ら仕事しないのであり, 壁面摩擦はいわゆる外部摩擦ではない。ただ壁面は速度分布を生ずる直接的な原因とはなる。本文において曲管内の圧力分布の説明に用いた (3-12)~(3-14) 式は縮小管内の一つの断面における平均の圧力を用いた運動量定理に立脚している。直管部においては断面内の圧力は静水圧分だけ差があるが位置水頭, すなわち外力ポテンシャルを表面力とみなすことによって流れに垂直な断面内で位置水頭と圧力水頭の和は一定となりこれを断面平均圧力とすれば直管路全体で運動量定理は使えることになる。しかし曲管路においては実験結果が示すようにこの値は一定ではない。したがって圧力の降下率も上端面, 側面, 下端面で異なることになるこのことを示したのが Fig.15, Fig.16 である, 横軸に放流管入口からの距離  $S$  と管径の比を, 縦軸に無次元量  $(P-P_s)/\frac{1}{2}\rho V^2$  を用いている。  $P_s$  は貯水池水位と測定点の標高差である。この曲線の勾配が流体力学でいう抵抗係数に相当するものであるが, 管路下面にむけ漸増していることがわかる。すなわち抵抗係数が大きくなっていく。これを前に述べた流れ内部のエネルギー的考察からすれば, 下端付近では上端付近に較べ速度勾配が大きいのでエネルギーの消散率は大きくなりこれが抵抗係数の増加という形をとっていると考えられる。流れは一般には乱流でこのような場合のエネルギー的考察は複雑であるがいずれにせよ, 水理学で従来用いてきた摩擦損失係数や抵抗係数をエネルギー的な視点にたつて考察し直すという努力はなされるべきである。

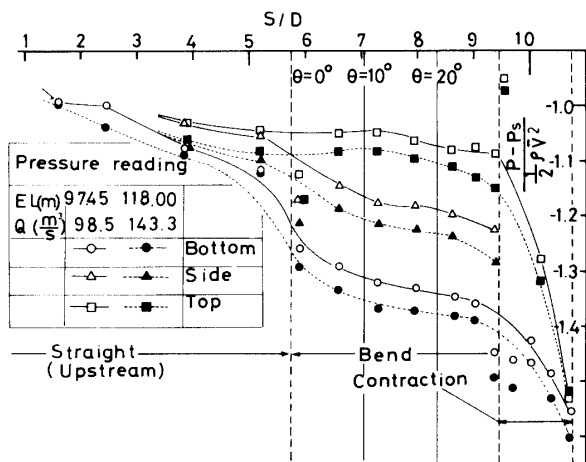


Fig.15 Relationship between  $S/D$  and resistance factor  $(P-P_s)/\frac{1}{2}\rho V^2$

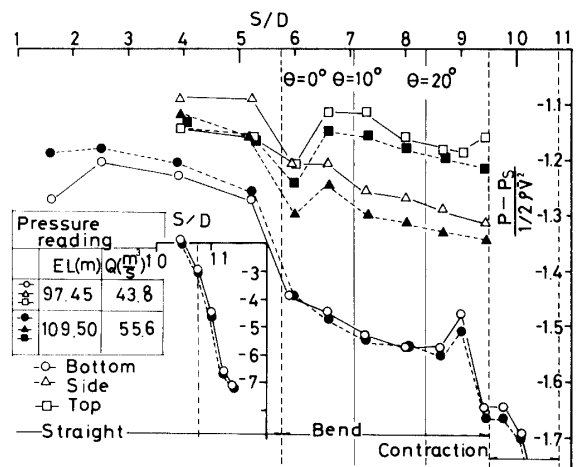


Fig.16 Relationship between  $S/D$  and resistance factor  $(P-P_s)/\frac{1}{2}\rho V^2$

## 謝 辞

本実験は、錦川水系の総合開発事業の一環として、山口県玖波郡美川町大字南桑字小合地先に建設される重力式コンクリートの多目的ダムの水理模型実験でありその実験結果をもとに考察を加えた。こうした研究の機会を与えて下さった山口県生見川総合開発事務所の方々に厚く感謝の意を表する次第である。また実験にあたって装置の設置、測定においては終始本水理研究室大学院の田中保弘君の助力をうけた。ここに附記して感謝の意を表する。

びクレスト余水吐に関する水理実験：西日本工業大学紀要, 8 : p.77. (1978)

- 2) W.R. Dean; Note on the motion of Fluid in a Curved pipe, Phil. Mag. S. 7, 4. (20). p.208~ , 1927.
- 3) 伊藤英覚：曲管の流れに関する理論的ならびに実験的研究Ⅳ（180°曲管の流れについて），東北大学高速力学研究所報告, 11, 109, p.171~ , 1950.
- 4) 伊藤英覚：曲管の流れに関する理論的ならびに実験的研究Ⅴ（再び曲管の乱流水頭損失について），東北大学高速力学研究所報告, 12, (113), p.27~ , (1950)
- 5) A.J. Ward Smith: Pressure Losses in Ducted flows, London Butterworths (1971) p.31
- 6) 水理公式集 昭和 46 年度版 p.247

(昭和 54 年 10 月 15 日 受理)

## 参 考 文 献

- 1) 赤司信義, 斎藤隆, 石倉寛治, 亀田芳満：ダム放流管及