

各種の荷重をうける重力ダムの光弾性解析

准 員 森 忠 次*

1. 緒 言

近年は光弾性材料および実験技術の進歩によつて、光弾性実験の利用分野が急速に拡大されつつある。重力ダムについても、この方面の実験的研究は古くから行われており、最近では堤体内に開口継手、監査孔、ヒズミ緩和孔が存在する場合について実験が行われている¹⁾。このように施工条件の影響も考慮されるようになってきたが、本研究では施工条件は考慮しないことにし、揚圧力以外の現行の設計に用いられている荷重のほとんどすべてを実験の対象とした。

従来の研究では、単純な個々の荷重の作用する場合、あるいは基本3角形断面について研究されることが多く、設計上採用されている各種の荷重およびそれらが同時にダムに作用する場合、あるいは基本3角形から大きく修正された断面などについてはとかく不明な点が多い。本研究では、基本3角形から著しく修正された一定のダム断面形について、設計に用いられる個々の荷重、およびこれらの組合せ荷重による応力状態を実験的に求め、実際に呈すると考えられるダムの応力状態の把握に努めた。以上の実験を行うに際しては、2, 3 の新しい光弾性実験法を試みた。以下にこれらの実験法と得られた結果について述べる。

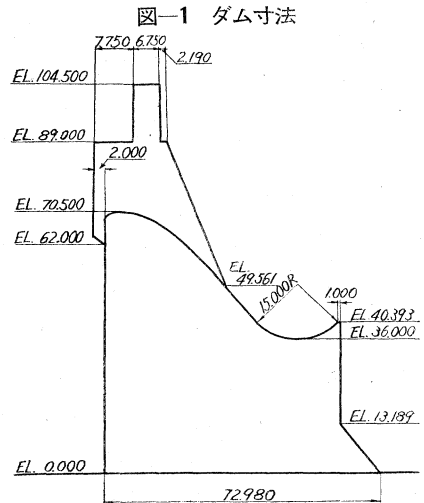
2. 実験条件

理論的考察と比較するためには、基本3角形断面について実験するのが便利であるが、本研究ではむしろ基本3角形断面から大きく修正された越流断面の模型について、種々な荷重の影響を総合的に考察することにした。模型の基本3角形の高さは9~11 cm、厚さは1~3 cmである。材料は弾性体と仮定するので、実物と模型との間の相似律は非常に簡単である。以下には断りのないかぎり、つぎのような条件による実物についての数値を示す。

(1) 断面寸法 図-1に示すように、基本3角形頂点はEL. 89.0 mであり、上流面は鉛直、下流面勾配は1:0.82である、バケットカーブは極めて上部にあり、スキージャンプ形式とすることもできる。図-1に示した断面を標準とし、バケット構造のない場合、あるいは上部の橋脚のない場合についても適宜実験を行った。

(2) 荷 重 下記のような荷重条件を採用した。

- 堤体コンクリート重量：2.4 t/m³
- 貯水重量：1.0 t/m³
- 滞砂の水中重量：1.1 t/m³
- 上部構造橋脚の重量：307.8 t/m
- 静水圧作用水位；上流側：EL. 85.0 m
下流側：EL. 63.5 m
- 上流側滞砂圧作用高：EL. 66.0 m
- 動水圧作用水位；上流側：E.L. 84.0 m
下流側：E.L. 63.5 m
- 滞砂圧係数：0.4
- 水平地震震度：0.12
- 動水圧強度：Westergaard の公式による



3. 実験方法

光弾性材料としてはEpoxy樹脂(スイスのCiba会社製Araldite Casting Resin, Type B)を用いた。模型における基礎の大きさは、高さを堤高の約2/3とし、上、下流側にダムの踵、趾より堤高の約1/2だけ張りだした。載荷に際しては、この基礎の下部のみを固定して支持した。

Epoxy樹脂は凍結実験を行うのに優れた材料の1つである^{2), 3)}。この材料の特性を利用して、つぎのような実験方法を採用した。

(1) 3次元模型の作製法 ダム本体にこれと厚さの異つた橋脚のついている模型を作るために接着法⁴⁾を採用した。

* 京都大学講師，工学部土木工学教室

(2) 外荷重の載荷実験法 Epoxy 樹脂は高温において飛躍的に応力光感度が上昇するが、上述のような寸法の模型に水銀圧を直接加えても、得られる光弾性縞次数は不足するのみならず、任意の形の分布荷重を加えることはできない。模型に水銀圧を拡大して加えることができ、さらに任意の荷重分布が得られるように、つぎのような載荷法を行つた。2次元模型に一定幅(たとえば模型厚さ)の液体圧を加えれば、荷重分布は液体の深さとともに直線的に変化する。しかしながら2次元模型の1点における線荷重強度(kg/cm)は、その点における液体圧(kg/cm²)とその圧力の作用する幅(cm)との積になるから、模型に作用する液体圧の強度と載荷幅を変化すれば任意の荷重分布を得ることができる。直径1mmの綱線を適当な寸法に切つて並べ、これをゴム板で貼り合わせて、任意の形状をもち、模型の厚さの方向には剛性が大きく、2次元寸法の方向には柔軟性の大きい載荷板を作つた。凍結実験用炉中にて、この載荷板を介してゴム袋中の水銀圧を模型に加え、等色線および等傾線を求めた。図-2は上流面に静水圧、滞砂圧および動水圧を同時に載荷するために用いた載荷板の形を示すものである。模型の厚さは約2cmとした。この方法は液体圧拡大載荷高温光弾性実験法とも呼ぶべきものである。

(3) 物体力の載荷実験法 高速度遠心力光弾性実験法^{3),6)}では、現在の装置では像がやや不鮮明であり、また3次元実験を行うことができない、したがつてこの光弾性装置の真空殻の部分自由に温度制御のできるようにして応力凍結を行つた。回転数は500~850rpm程度であつたので、模型に空気抵抗の加わるのを防ぐために遮蔽板をつけたのみで、真空殻中の空気は抜かなかつた。すなわち低速遠心力凍結光弾性実験法というべき方法である。

(4) 実験の総括 以上の方法を用いて行つた実験の種類を一括して図-3に示す。簡単のために実験の種類は同図に示した記号によつて呼ぶことにする。写真-1は自重による等色線を示すものである。

図-2 載荷板形状
(静水圧, 滞砂圧, 動水圧の同時作用)

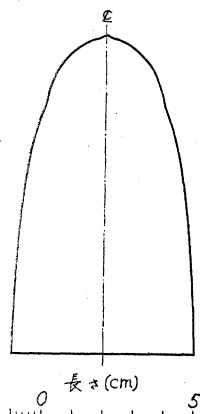


図-3 実験の種類とその記号

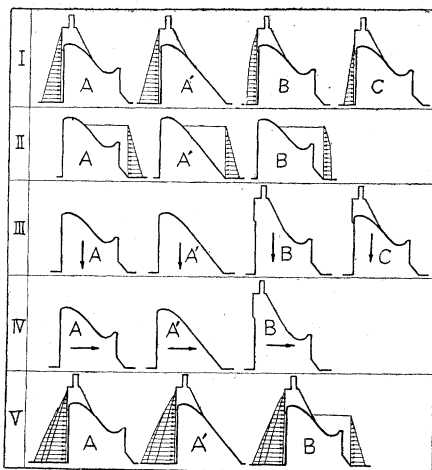
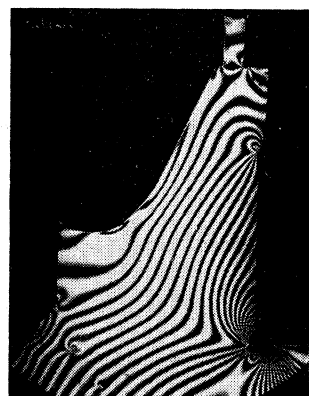


写真-1

自重の作用による等色線 (III B)



4. 外荷重による応力状態

坐標軸は図-4に示すように選ぶ。内部応力は基準線より上側を正とし、表面応力は正負にかかわらず表面から外向き法線方向にその値をとる。内部応力は堤底断面および EL. 13.189 m の断面(上部断面と呼ぶ)について解析した。

図-4
坐標軸と応力の規約

(1) 上流面作用荷重による応力状態 図-5は上流面に静水圧の作用した場合(IAおよびIA')の応力状態を示すものである。IA'の場合には従来の実験結果⁷⁾とほとんど同様の傾向を示して、高さ13m付近の断面では直線応力分布に近く、この付近以上では基礎の影響は実際上考慮する必要のないことを示している。IAの場合にバケット構造の付加によつて、バケット構造下端では応力集中を示していることと、バケットカーブの始点付近でやや応力集中を示していること以外には、応力分布に大きい影響を及ぼしていない。ただバケット構造があれば、その下端で趾部と同程度の大きい応力集中が生じるため、趾部の応力集中度は幾分軽減される傾向がみられる(表-1参照)。

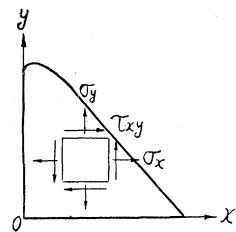


図-6は上流面に動水圧の作用した場合(II B)の応力分布を示すものであるが、この傾向は静水圧によるものと大差はない。また滞砂圧による応力分布状態もよく似たものであるから図示することは省略する。これ以外に越流水がバケットカーブの部分においてダムに及ぼす直圧力の影響を実験したが、バケットカーブの部分におい

て表面応力が引張応力を示す以外には、大きい影響を及ぼすものでないことがわかった。

さきに応力集中度について述べたが、その概略値は表-1に示す通りである。踵、趾部の応力は計算上では曲げモーメントのみにより定まるものであるが、実際にはこの点の応力はセン断力の大きさにも支配される。この実験では、踵、趾における(セン断力/曲げモーメント)の値は、IB, IA, ICの順に逐次大きくなり、応力集中度も同様の傾向を呈していることによつて明らかに示されている。

(2) 下流面作用荷重による応力状態 下流面に前記荷重を加えた場合の応力は一般に小さく、またいずれの場合でも類似した応力分布を示すので、代表例としてII Aの場合の応力分布を図-7に示す。水の重量が有効に作用して、 σ_y は趾部でわずかの引張応力を示すにすぎない。バケット構造のない場合には、その下端において応力集中を起さないことはもちろんである。

5. 物体力による応力状態

自重や地震力によるダムに応力状態に関する光弾性実験については、すでに1例が報告されているが⁷⁾、ここでは種々な場合についてやや詳細に述べる。

(1) 自重による応力状態 自重の作用(III A, III A')による応力状態を図-8に示す。III Aの場合には、上部断面では σ_y はほとんど直線分布を呈し、堤底断面では踵部に大きい応力集中を示し、趾部における応力集中は小さい。断面中央部ではやや上に凹の曲線となり断面中に引張応力を生じない。セン断力は上部断面ではYakobsenの示した傾向⁸⁾と類似し、堤底断面ではこれが非常にヒズんでいる。III A'のようにバケット構造が付加されると、この下端で大きい応力集中が生ず

図-9 自重の作用による応力状態

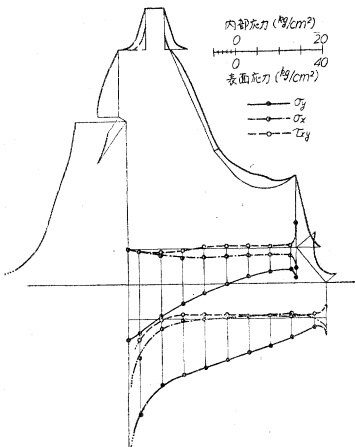


図-5 上流面静水圧の作用による応力状態

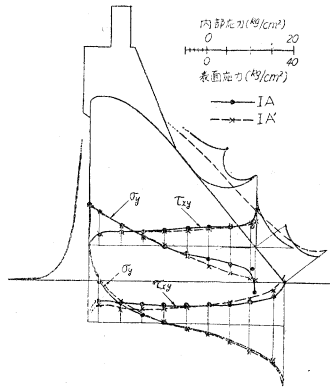


図-6 上流面動水圧の作用による応力状態

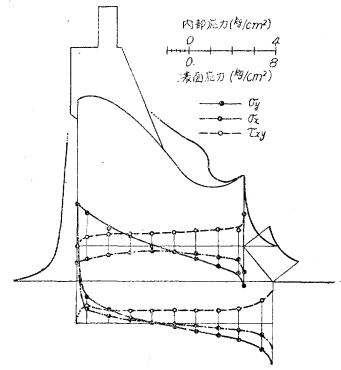


表-1

上流面外荷重の作用による応力集中度 (実験値/計算値)

実験種別	位置		
	踵	趾	隅部
IA	3.5	1.1	1.1
IA'	3.5	1.3	-
IB	3.1	1.0	1.1
IC	4.4	1.2	1.2
VA	3.1	1.2	1.2
VA'	3.0	1.3	-

* 上唇部(下流端)を意味す

図-7 下流面静水圧の作用による応力状態

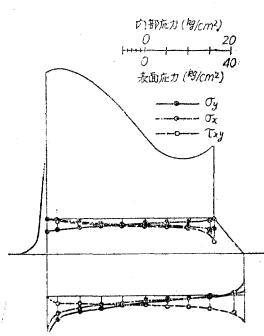
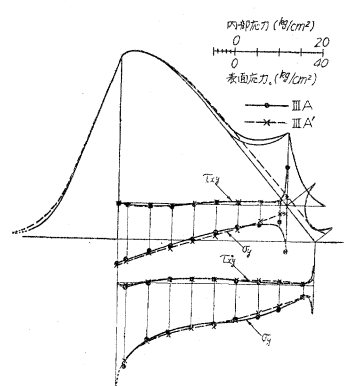


図-8 自重の作用による応力状態

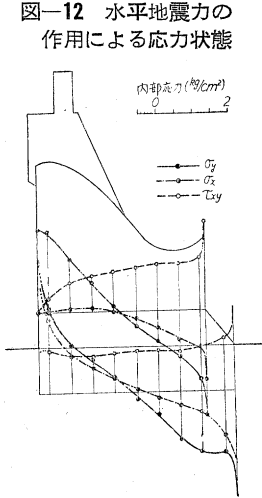
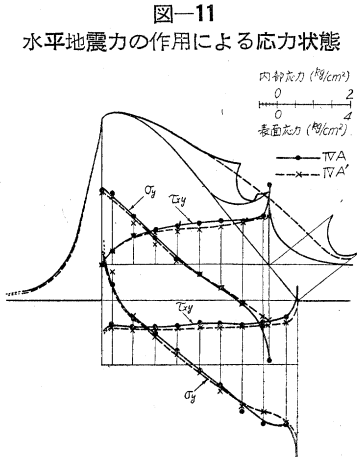
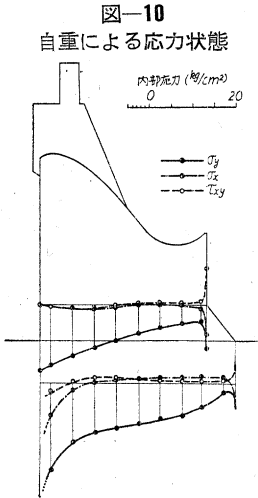


るのみならず、これ以下の断面下流部の鉛直圧縮応力が増大し、趾部の応力集中度も大きくなる。まだバケットカーブの部分における表面応力は、その値は小さいが圧縮応力であり、上流面に荷重が作用する場合とともに、越流水によつて生ずる引張応力を消去するので好都合である。図-8よりわかるように、上流面の応力がバケット構造の付加によつて影響をうけることは少ない。

つぎに、堤体と同一厚さの橋脚を付加した場合(III B)の実験結果は図-9に示す通りである。バケット構造や橋脚などの付加構造物がダムの応力分布に及ぼす影響を考えるに、表面に作用する外荷重に対しては、これらの付加構造物はその付近の荷重伝達状況に影響を及ぼすのみであるから、その近傍の応力状態に影響を及ぼすにすぎない。しかし自重や地震力のような物体が作用する場合には、付加構造物自身の質量によつて必然的に荷重が増加するので、その

近傍の荷重伝達状況のみならず、ダム全体にわたつて応力状態に変動を及ぼす。ⅢA と ⅢA' の比較によつてこのことが明らかにされたが、ⅢB のように大きい橋脚が付加された場合には非常に顕著な影響が現われる。すなわち、ⅢA と比較すると合力が増大し、その作用位置が上流に移るので、ダム下部の σ_y は上流側では著しく圧縮応力が増大し、下流側ではやや減少する。また下流端に生ずる応力集中度もやや減ずる。その他バケットカーブの始点から中央にかけてわずかに応力が増大している。

堤体にその厚さの 1/5.77 の厚さを有する橋脚 (307.8t/m に相当する) を接着して 3 次元実験を行い、橋脚重量がダムのブロック内で堤軸方向に分布される様子 (ブロック幅を 15 m とすると厳密に幾何学的相似でない) を調査した。その結果によれば、橋脚とダムの接続部は非常に複雑な応力状態となるが、ダム下部では橋脚重量がブロックの厚さ方向に一樣に分布されると考えて大差ない。図-10 はかかる考え方にしたがつて、図-8,9 からブロック幅の 1/5.77 の橋脚を有するブロックの平均応力を求めたものである。



(2) 水平地震力による応力状態 下流向きの水平力を加えた場合 (IV A) の応力状態を 図-11 に示す、さらに 1/5.77 の厚さの橋脚の付加された場合のブロックの平均応力は 図-12 に示すようになる。上流面静水圧の作用による応力状態と類似しているが、 σ_x は上部断面においては、断面上流部で符号を変ずる傾向が認められる。またバケット構造の付加によつて趾部応力の増加することは、上流面静水圧の作用する場合と逆である。

6. 組合せ荷重による応力状態

上流面静水圧、滞砂圧および動水圧を同時に加えた場合 (V A) の実験結果は 図-13 に示す通りであり、I A の場合とその傾向は類似している。この結果はまた実験 I の各場合の結果を重ね合わせるによつても求められる。両者の結果の比較は、図が複雑なることを避けて 表-2 に示した。さらに下流側水位の影響を加味した結果 (V B) も同様に 表-2 に示してある。

自重、水平地震力および上流面に作用する全荷重による応力状態は 図-10,12,13 を重ね合わせて求めることができる。その結果は 図-14 に示す通りである。揚圧力に関する実験が不可能であるのでこれを考慮外にすれば、この状態はダム設計の 1 つの標準状態である。上流面作用

図-13 上流面全荷重の作用による応力状態

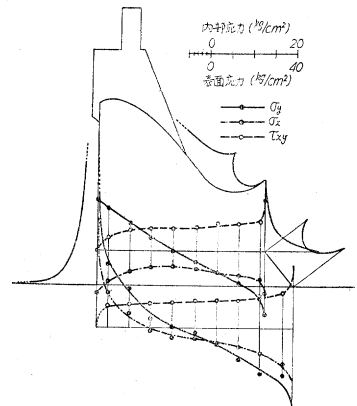
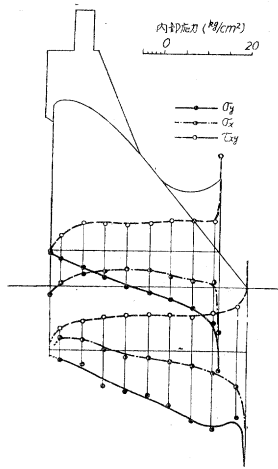


表-2 堤底面応力の比較 (kg/cm²)

実験種別	応力	位置											
		趾	1	2	3	4	5	6	7	8	9	趾	
VA	σ_x	8.2	3.3	-0.8	-2.6	-2.7	-3.7	-4.5	-6.2	-8.5	-12.7		
	σ_y	15.2	9.2	2.3	0.3	-1.2	-4.1	-7.8	-11.2	-11.6	-19.7		
	τ_{xy}	3.2	5.5	3.7	6.1	6.5	6.6	6.3	7.0	6.3	15.4		
IA+IB +IC	σ_x	7.0	2.9	0.7	-0.3	-1.1	-1.9	-2.7	-3.2	-6.3	-12.4		
	σ_y	13.2	7.7	2.4	-0.2	-1.8	-3.4	-5.4	-8.2	-11.5	-17.3		
	τ_{xy}	7.0	6.5	6.3	6.4	6.6	6.7	6.6	6.7	7.4	14.6		
VB	σ_x	4.0	0.6	-1.2	-2.6	-3.2	-3.5	-4.4	-5.5	-7.0	-10.3		
	σ_y	8.4	3.7	0.1	-1.9	-3.4	-5.3	-7.1	-8.4	-9.0	-14.4		
	τ_{xy}	3.3	3.6	3.4	3.5	3.7	3.6	3.7	3.6	5.3	10.5		
IA+IB +IC+IIA	σ_x	3.1	-0.1	-1.6	-2.1	-2.3	-2.5	-3.4	-3.7	-5.8	-11.5		
	σ_y	7.9	3.6	-0.8	-2.4	-3.3	-4.5	-6.0	-6.4	-11.0	-14.0		
	τ_{xy}	5.3	4.6	4.2	4.1	4.2	4.1	3.8	3.3	5.2	8.6		

荷重および水平地震の影響が自重の影響とほぼ逆の傾向にあり、それらを重ね合わせた結果は 図-14 に示されるようになりに一様な応力分布を示し、 σ_y は断面すべての位置において圧縮応力である。踵、趾部における応力

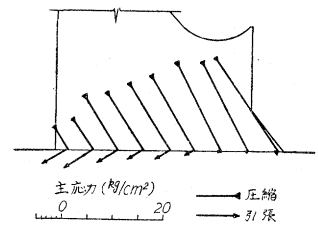
図-14
全荷重の作用による応力状態



は正確な値を求められなかつたが、これも互に応力集中を打ち消し合つていと考へてよいであろう。ただバケツト構造下端ではやや応力集中が大きい。直交応力成分は圧縮応力 30 kg/cm²、せん断応力 25 kg/cm² 以内である。図-15 は堤底面における主応力を示すものである。踵、趾を除くと、主応力は圧縮応力 25 kg/cm²、引張応力 7 kg/cm² 程度の値を示している。

この実験では揚圧力を考慮することができなかつた。揚圧力係数を 1/3 程度に考えると、本実験結果では踵部の σ_y に引張応力の生ずる可能性が考へられる。表-2 にも示すように本実験の精度は満足すべきものでないので、この点についてはさらに詳細な実験を行う必要がある。しかし一方では、現在の重力ダムの施工方法によれば、温度応力によりダム完成後には踵、趾部で圧縮応力の生ずる傾向にあることが示されている^{9),10)}。その上図-6 に示すように下流側水位によつて踵部に圧縮応力を生ずるから、もしこれらの影響を無視した場合に踵部にわず

図-15
堤底面における主応力



かな引張応力の生ずる可能性があるとしても、実際には問題にする必要はないと考へられる。

7. 考 察

ダムの安全性を論ずる場合には、ダム全体の安定性からさらに進んで、ダムの詳細な応力状態とダムの破壊機構すなわちコンクリート、基礎岩盤、あるいは両者の接着部における破損ないし破壊条件を明らかにしなければならぬ。さらに間隙水圧がダムの安全性およびコンクリートや岩盤、それらの接着部の破壊に及ぼす影響についても考察する必要がある。

コンクリートの破壊に対しては、Mohr の説あるいはこれの特殊な場合である内部摩擦説が有力な指針であることは異論がないであろう。内部摩擦説によれば、単純せん断強度を τ₀、破壊面に作用する直交応力を σ_y とすると、破壊条件は、

$$\tau_0 - f \sigma_y = \text{const.}$$

で表わされる。ここに f は内部摩擦係数である。ダムの安全性の判定に用いられるせん断摩擦安全係数はこの概念によるものであるが、ここでは水平断面で破壊するものと考え、τ₀ = 40 kg/cm²、f = 0.65 とし、断面中の各点上式の考へ方を用いれば安全度 q は、

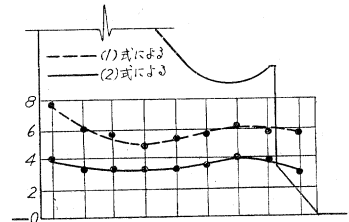
$$q = (40 - 0.65 \sigma_y) / \tau_{xy} \dots\dots\dots (1)$$

となる。畑野氏はコンクリートおよびコンクリートと岩盤との接着面に対して内部摩擦説の成立することを確かめ、ダムの滑動安全度に関して優れた研究をしていられる^{11),12),13)}。畑野氏は打ち継ぎ目の滑動安全度の計算例として次式を採用された¹³⁾。

$$q = (20 - 0.80 \sigma_y) / \tau_{xy} \dots\dots\dots (2)$$

図-15 の実験結果を (1), (2) 式に適用すれば、図-16 のような結果が得られる。畑野氏の計算例によれば、安全度は踵部に近いほど大きく、上流側ほど安全度が大きいと考へられる恐れがあるが、本実験結果よりすればむしろ底面全体にわたつて一様に近い。この結果は採用した応力状態の差、ことにせん断応力分布の差によるものである。以上はダムが水平断面において破壊するものと仮定しての議論であるが、実際の破壊面は複雑なものとなるだろう。そうすればその破壊面に対して安全度を検討する必要があるので問題は非常に困難になる。さらに上流面では引張による破断に対する安全性、下流面では圧縮による圧潰に対する安全性も考へる必要がある。踵部近くでは、図-16 に示した値よりもさらに安全度は減ずる傾向にあることに注意しなければならない。

図-16
堤底面に沿うせん断摩擦安全度



ダムの安全性を論ずるためには、ダムの呈する正確な応力状態を把握しなければならない。本実験では堤体および基礎岩盤は同一弾性体であると仮定しているが、以上に述べたように現行設計法による場合のダムの応力状態が、始めてかなり詳細に判明した。その結果によれば、各種荷重による応力状態が複雑に影響して、最悪の荷重状態に対してはかなり現行の解析法による応力状態に近いものとなり、ダムはこの場合安全であると推定される。

しかし断面形状、荷重条件、岩盤条件などによつては、現行の解析法とはかなり異つた応力状態を呈する可能性のあることに注意しなければならない。

現在までのところ、基礎岩盤の影響を考慮に入れた適切な解析法はないようである。たとえば非常に面倒な計算によれば^{14), 15), 16)}、実験と満足すべき一致は得られるが^{7), 16)}、かかる計算法を適用することは実際上困難である。また先に述べた Jakobsen の近似解法⁹⁾は非常に簡単であるが、実はその根本仮定上岩盤の影響を考慮に入れた合理的な解ではなく、得られる結果も正しいものではない。Jakobsen の求めた解は Cain が論じているように¹⁷⁾基礎が完全固定であるために妥当でないのではなく、ある水平断面より上部に貯えられる歪エネルギーが最小の状態が真の釣合状態であると考えたことと、Vogt が指摘しているように¹⁸⁾、基本三角形頂点からの放射線上では、応力の大きさは頂点からの距離に比例すると仮定したことが誤りの原因である。

基礎岩盤の影響を考慮に入れた、簡単にして適度の近似度を有する解析法を求めることはかなり困難である。ただ Vogt が示した方針¹⁸⁾は興味深いものであつて、本実験における諸結果は、この方針によつて示された結果とかなり一致した応力状態を示している。

8. 結 語

具体的な重力ダムの越流断面について、これに各種の設計荷重が作用した場合の応力状態を詳細に研究した。応力解析の行われる標準荷重状態の 1 つである自重、水平地震力、上流面全荷重の作用する場合については、実験結果が幸いにも慣用解析法によつて得られる結果とかなり類似していることが明らかになった。しかしながら各種の荷重に対するダムの構造機能を明らかにし、正確な応力状態を把握するためには、適切な解析法を確立する必要がある。越流断面に付加される橋脚やバケット構造などは、外荷重の作用する場合と物体力が作用する場合とについて、ダムの応力状態に及ぼす影響に必然的に大きい相異のあることは実験上明確に示されている。

ダムの安全性を解明するためには、まず第 1 に応力状態を正確に知る必要がある。本文では弾性体のみを対象としているが、コンクリートや基礎岩盤の非弾性的挙動について研究する必要がある。さらに施工条件も考慮しなければならない。一方材料そのものの破壊条件も複雑であるが、材料の性質と応力状態を関連させてダムの安全性を論じなければならない。

本研究では新しい光弾性実験法を用いた。この中で液体圧拡大載荷光弾性実験法と称した方法は、外荷重の載荷に関しては万能のように考えられるかも知れないが、実験を行つた経験からすれば、種々な困難や不便のあることを付言しておく。

最後に、始終御懇切な御指導を仰いでいる京大教授石原、小西両博士および同学助教授丹羽博士に深謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 丹羽義次、林口暁方：ダム内施設物が堤体の応力分布に及ぼす影響に関する研究、土木学会論文集、第 29 号 p.1 (1955)
- 2) 河田幸三、辻二郎：応力凍結法の研究（第三報）、科学研究所報告、第 29 輯、p.1 (1953)
- 3) 伊藤勝彦：若干の新しい凍結用光弾性材料とその利用について、科学研究所報告、第 30 輯、p.233 (1954)
- 4) 河田幸三：三次元及び二次元光弾性応力解析における接着実験法について、科学研究所報告、第 30 輯、p.271 (1954)
- 5) 平松良雄、丹羽義次：高速度遠心力光弾性実験について、京大工研彙報、第 3 輯、p.30 (1953)
- 6) 丹羽義次：高速度遠心力光弾性実験について、土木学会誌、39 巻、p.192 (1954)
- 7) 丹羽義次：堰堤基本三角形断面内の応力状態に関する光弾性学的研究、土木学会誌、39 巻、p.146 (1954)
- 8) B.F. Jakobsen : Stresses in Gravity Dams by Principle of Least Work, Trans. ASCE., Vol.96, p.489 (1932)
- 9) Measurements of the Structural Behavior of Norris and Hiwassee Dams, Tech. Monograph, No. 67, T.V.A., (1950)
- 10) Measurements of the Structural Behavior at Fontana Dam, Tech. Monograph, No.69, T.V.A., (1953)

- 11) 畑野正：堰堤コンクリートの強度規準並びに剪断強度に就て(I)，土木学会論文集，第4号，p.117 (1949)
- 12) 畑野正：堰堤コンクリートの強度規準並びに剪断強度について(其の2)，土木学会論文集，第6号，p.1 (1951)
- 12) 畑野正：コンクリート・ダムの滑動安定度について，土木学会論文集，第6号，p.6 (1951)
- 14) J.H.A. Bhtzra: The Stress Function and Photoelasticity Applied to Dams, Trans., ASCE. Vol. 101, p.1256 (1936)
- 15) 石原藤次郎，丹羽義次：堰堤々体及び基礎の接触線附近の応力分布に就て，土木学会誌，昭和22,23年度論文集，p.136 (1949)
- 16) Y. Niwa: A Fundamental Research on the Method of Calculation of Internal Stresses in Dams, 京大工研研究報告，2巻，5号 (1952)
- 17) W. Cain: 前出 8) の Discussion, p.514
- 18) F. Vogt: 前出 8) の Discussion, p.548

(昭. 31. 5. 15)

“巽 巖：急速ろ過槽の砂層膨脹に関する基礎的研究”

(論文集第38号登載)

正誤表

頁	行	誤	正
35	(式)16の すぐ下の行	d=0.075 cm	d=0.079 cm
34	図-4	横軸に付記した 数字の右端60	〃 55