

# アーチ ダムの基盤の安全性に対する 実験的検討方法に関する研究

高 野 稔\*

## 1. 緒 論

水力電源の開発段階が進むにつれて、ダム地点の地形ならびに地質条件は次第に困難さを加え、アーチ ダムの基盤の重要性もその比重を増してきた。この場合、地形とは、谷の巾とダムの高さとの比、谷の輪廓ならびに上下流方向にわたる等高線の凹凸状態によって代表され、地質とは、基盤を構成する岩の性質および基盤内部における面構造 (structure of plane) の発達状態をその内容とする。

アーチ ダムの設計、なかんづくその形状決定に最も大きい影響をおよぼすこれらの自然条件のうち、地質状態は基盤の強さという概念に直結してこそ初めて実用上の意味をもつものであるが、ダムの基盤の強さは一般に支持力ならびに滑り抵抗として把握されるのが便利であるので、岩の素片の強さおよび面構造の発達状況だけでなく、地形ならびに基盤面に作用する力の方向もそれらの大きさを支配する要素となる。

たとえば、図-1 はダムと基盤の水平断面を示すが、アバットメントの下流のかぶりすなわちアバットメントにおけるアーチの中心軸線の接線と下流側地形を形成する等高線とのなす角  $\alpha$  が小さいほど

基盤構造が同じであれば、基盤の支持力は小さくなる。ここに基盤構造とは、基盤材料の機械的性質と、クレフトおよびディスロケーション (両者をあわせて分離面と

図-1 アーチ ダムとその基盤の水平断面

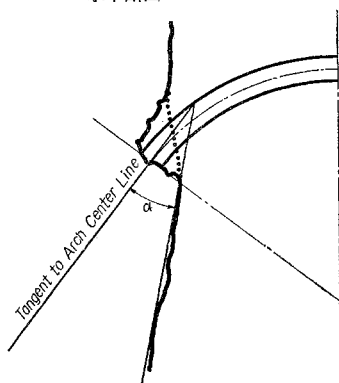
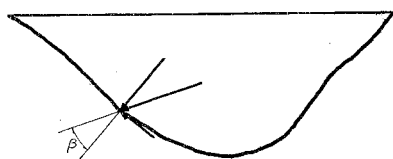


図-2 アバットメントに作用する合力



呼ぶことにする) などをふくめて力学的考察の対象となる基盤の構造を指すものである。

また 図-2 は、アバットメントの傾斜面と水平面との交線沿いにとった単位巾当りの合力とアバットメントに対するその垂直ならびに接線成分を示すが、アーチダムの場合、接線成分は上向きになるのが一般で、傾斜面ののり線と合力とのなす角度  $\beta$  が大きいほど接線成分が大きくなり、アバットメント沿いにアーチ ダムが上向きに滑る可能性を増す。

コンクリート ダムは、材料の圧縮強度を高度に利用するように設計されるのが原則であり、特にアーチ ダムを特徴づけるものは推力の発達によって外力を支持する作用である。このような構造物では、ダム本体だけでなく基盤についても、引張破壊を予想することは困難で、支持力ならびに滑り抵抗をもって基盤の強さをあらわすのが便利であることはすでに述べたところである。

以上のような基盤の支持力ならびに滑り抵抗に関する原則的な考察から、前者の条件が悪い場合には、図-1 に示す角  $\alpha$  を大きくするため、ダム本体の応力に差し支えない範囲で水平アーチのライズを小さくし、アバットメントにおける合力の作用方向をできるだけ基盤の心部に向け、ダム本体と基盤の安全性の調和をとることに努力が払われるべきであるし、後者に問題がある場合すなわちアバットメントの傾斜面が緩勾配をなして、いわゆる 谷の巾/ダムの高さ が大きい値を示す場合には、たとえダム本体の応力から判断すると薄いアーチ ダムでよい地点でも、図-2 の  $\beta$  を小さくするためにダムの厚さを大きくとって自重による鉛直成分を増すことの必要性について考慮が払われる。

このように、基盤の強さならびにその安全性を明らかにすることは、確立された設計の検討に不可欠であるばかりでなく、設計そのものを決定づける。従って、ダム本体と同様、基盤の力学的性状についても、十分な知識がなければ、アーチ ダムの安全性に対して合理的な確信をもつことは不可能で、設計者はアーチ ダムという構造物の一部として基盤を取扱わなければならない。

しかしながら、Gibson ダム<sup>1)</sup> に始まり Hoover ダム<sup>2)</sup> を経て組織化されたアーチ ダムの研究ならびに設計技術は、その後フランス、イタリアを中心とする欧州の諸ダムでいちじるしい発達をとげ、その間 30 年以上を経過しているにもかかわらず、過去の研究者ならびに設計者の努力は主としてアーチ ダム 自体の応力状態および

\* 正員 関西電力 KK 黒部川第四水力発電所建設事務所 土木設計課副長

その安全性を明らかにする問題に集中され、基盤のそれは等閑視されていたのが実状である。

その間、実験室的規模による岩盤試料の機械的性質に関する試験、ダム地点における動的な方法による弾性係数の測定ならびに静的な方法による変形試験、さらに地質学者による岩石学的ならびに地質力学的考察などは必要に応じて実施されてきたが、これらは定量的に基盤の強さと結びつくものではなく、経験ある技術者の総合判断によって基盤の安全性を定性的に判断する資料に供されているに過ぎず、はなはだ科学的根拠にかけるきらいがあったことは否定できない。

このような欠陥を補う試みとして、Oberti, G. 教授\* および Müller, L. 博士\*\* の研究は少なくとも問題解決の方向をとるか、またはそれに貢献しているものということができる。

Oberti 教授は、Cancano No. 2 ダムの実験<sup>3)</sup> に当り基盤構造を模型に再現し基盤をもふくめたダムの安全率を求めているが、地質図にもとづく主要な分離面を入れ、分離面沿いのせん断強度ならびに摩擦角は地質力学の専門家の与えた数字によったもので、ダム本体と基盤を通じて模型が力学的に実物と相似であることを前提とし、いわば直接両者の対応を目指している。

Müller 博士は故 Stiny 博士\*\*\* とともに、今なお歴史の浅い地質力学の草分けで、基盤構造特に分離面の統計的な考察の提唱者である<sup>4),5)</sup>。同博士のこの分野における寄与は、本文の研究に多くの示唆を与えた。現実のダム地点におけるクレフトやディスロケーションは、あまりにも複雑多岐にわたるのが一般であるので、それらを個々に観察し走行傾斜を測定するだけでは組織的な研究対象にはなり得ない。所与のダム地点におけるこのような分離面は、これを統計的に考察すると、卓越した走行傾斜をもついくつかのグループに分類できるのが普通で、Lambert の投影法を応用した Schmidt ネットを使ってこれらのグループを見出すのが博士の主張であり、基盤の安全性の検討に対する一つの基礎的な手段を与えている。

以上のような研究にもかかわらず、アーチダムの基盤の安全性に関する限り、今日まで定量的な検討方法の提案を見ない。たとえ統計的手段によっても、個々のダム地点によって基盤構造はそれぞれ特徴を異にするばかりでなく、特定のダム地点を対象にしても、左右兩岸、標高差などによって趣きを異にし、組織的な研究によって基盤の安全性を論ずることが困難であるので、過去に

おけるアーチダムの研究者ならびに設計者がたどった傾向はむしろ当然であったといえようし、基盤の力学的安全性の研究が実用上の要求を満たし得ないままアーチダムのほかの分野の研究に調和し得なかった理由もここにあると考えられる。

この障害を除去するには、基盤の安全性を論ずる方法から考察してかからなければならないことに着目し、筆者は本文の研究でアーチダムの基盤の安全性に対する実験的検討方法を考察した。

## 2. 基盤の安全性の評価方法に対する基礎的な考え方

構造物の安全性の評価は、構造物の構成材料の強度と設計荷重による応力との関係に基礎をおくのが普通であるが、材料の強度ならびに設計荷重による応力の求め方に諸種の提案はあっても、原則的にはそれらの比をもって安全率とし、安全性評価の定量化が行なわれている。すなわち、前者を測定対象とすると、後者はスケールとなる。このように、定量的測定にスケールを必要とする点は、基盤の安全性を評価する場合にも変わりはない。

しかしながら、基盤材料の強度ならびに基盤構造の応力状態を明らかにすることは容易ではなく、前者はかなりの規模の現場試験によって求め得るとしても、後者は数値計算によるにしろまた模型実験によるにしろその検討は困難である。

従来、アーチダムの基盤の安全性評価のスケールとしては、アバットメントに作用する応力がとりあげられているが、岩盤薄片の機械的性質に関する実験室試験、現地における岩盤変形試験などは、たとえ数量化された資料であっても、これらの間に成立つスケールと測定対象との対応は不十分であった。

基盤の強さを総合的に示す支持力あるいは滑り抵抗を直接求め得る場合には、それらを測定対象としてアバットメントに作用する応力をスケールに選び得るが、ダムの基盤のように規模が大きだけでなく複雑な構造物では、たとえ大規模な現場試験によっても、測定対象の確立が困難である。実用上求め得る基盤の強さ、すなわち卓越した走行傾斜をもつクレフトの発達した岩のマス圧縮強度、せん断強度ならびに内部摩擦角あるいはディスロケーション沿いのせん断強度ならびに摩擦角などと基盤構造の幾何学的な形状とが基盤の総合的な強さを支配する要素であることをわれわれは知っているので、これらを測定対象として安全率を求め得るスケールを与えようとするのが、本文における筆者の目的である。

アーチダムの基盤の安全性を評価する場合の前提として、筆者は次の立場をとった。

1) アーチダムに作用するおもな荷重は静水圧と自重で、そのうち自重はもちろんのこと、静水圧の場合も

\* Prof. Guido Oberti, Politecnico di Torino and Direttore delle Istituzioni Sperimentale Modellire Strutture Bergamo, Italia.

\*\* Dr. Ing. L. Müller, Zivil Ingenieur, Ingenieur Büro für Geologie und Bauwesen, Salzburg, Österreich.

\*\*\* Late Prof. Dipl. Ing. Dr. J. Stiny, Technische Hochschule, Wien, Österreich.

その大きさが設計荷重をはかるかにか上まわる機会は一般にないといってよい。従って、基盤に限らずアーチダムの安全性は、設計荷重の何倍の荷重に耐えるかによってではなく、材料の強度がどこまで落ちれば設計荷重で破壊を招くかによって判断されなければならない<sup>6)</sup>。

2) 基盤のように実物の状態が明確に把握できない構造物では、数値計算または実験的な方法によって、直接実物への接近を試みることは困難である。従って、基盤構造を一般的にいくつかの理想化された範ちゅうにわけこれらを標準構造とし、それぞれの場合に破壊を招く力学的な状態を明らかにすることによって、基盤構造をかなりの中で概観しなければならない。

これらから、基盤の安全性を定量的に評価する次のような筆者の基礎的な考え方が導びかれる。すなわち、1) からは、構造物がどのような材料よりなる場合、設計荷重によって破壊が起こるかを知ればよいことがわかる。実物と模型とが力学的に相似である場合の条件から、幾何学的形状と荷重の分布が実物と相似であり、材料の機械的性質が既知である模型の破壊実験は、実物が設計荷重で破壊するような材料の機械的性質を与える。このことから、必ずしも基盤内部の応力を知り得なくても、スケールとして実物が設計荷重で破壊する材料の機械的性質をえらび、測定対象としてそれに対応する実物基盤の材料の機械的性質をとれば、模型の破壊を通じて、実物の安全性の定量的評価が実現される。

また 2) からは、研究しようとするアーチダム地点の統計的考察を経た基盤構造の標準化が示唆され、いくつかの標準構造は少なくともそれらの中間的存在として統計的に理解された基盤構造を内挿するものでなければならないし、スケールを与えるための模型実験は標準構造の数だけ行なわなければならないことになる。

以上の基礎的な考え方から明らかなように、スケールを求める具体的手段としては、標準基盤構造の想定が必要であるし、それらから安全性の定量的評価に用いるスケールを求めるためには現段階においては、模型による破壊実験を行なうのが最も適当である<sup>7)</sup>と考える。

模型実験がアーチダムの力学的性状を研究するのに有効かつ信頼し得る手段であることは、筆者自身、殿山ダムならびに黒部第四ダムの研究を通じて十分確認した<sup>8)</sup>。岡本舜三教授あるいは Rocha, M. 博士によるアーチダムの弾性的な応力ならびに破壊に関する実験的研究<sup>9), 10)</sup>、Oberti, G. 教授の大規模な模型によるアーチダムの安全率の研究<sup>11)</sup> などによっても、模型実験の信頼性は確かめられており、特にダムの実測ならびに数値計算結果と対照してみても模型実験がアーチダムの研究に資することは、第6回国際大ダム会議における故吉田徳次郎博士の総括報告<sup>12)</sup> に明らかにされている。筆

者がスケールを求める手段として模型実験を選ぶ理由は、以上のような過去10年余にわたる世界的な模型実験技術に対する経験に負うところ大であるのはいうまでもない。

以下に、模型理論<sup>13)</sup> から出発してスケールを求め、スケールと実物基盤の強さを対比する過程を詳説する。

一般に、構造物に作用する応力 $\sigma$ は、構造物の幾何学的な寸法、作用する外力および内力、構造物を構成する材料の物理的性質、さらにその周辺の条件に支配され、この場合表-1に示す物理的な特性量があげられる。

表-1 力学的な現象に考えられる特性量

特 性 量	次 元
1) 応 力: $\sigma$	$ML^{-1}T^{-2}$ *
2) 長 さ: $l$	L
3) 集 中 力: $P$	$MLT^{-2}$
4) 密 度: $\gamma$	$ML^{-3}T^{-2}$
5) 弾 性 係 数: $E$	$ML^{-1}T^{-2}$
6) 破 壊 強 度: $S$	$ML^{-1}T^{-2}$
7) ボ ア ソ ン 比: $m$	—

\* M, L ならびに T はそれぞれマス、長さならびに時間をあらわす。

表中の7個の量から規準量として、集中荷重  $P$  ならびに長さ  $l$  を選ぶと、次のような5個の無次元で独立な比率を求めることができる。

$$\frac{\sigma l^2}{P} ; \frac{El^2}{P} ; \frac{Sl^2}{P} ; \frac{\gamma l^3}{P} ; m$$

応力を未知の関数にすると Riabucinski-Buckingham の $\pi$ 定理は次の式を与える。

$$\sigma = \frac{P}{l^2} \phi \left( \frac{El^2}{P}, \frac{Sl^2}{P}, \frac{\gamma l^3}{P}, m, \mu_1, \mu_2, \dots \right) \dots \dots (1)$$

一般に、実物と模型とが完全に相似である場合には、(1) 式のカッコ中の無次元の比率の全部が、実物と模型とで等しくなる。ただし、(1) 式中、 $\mu_1, \mu_2, \dots$  は、等性質の量が2個以上ある場合に、そのうちのある1個に対するほかの量の比率をあらわす。この場合、厳密に次のような関係式が成立することになる。

$$\sigma = \sigma' \frac{\kappa}{\lambda^2} \dots \dots \dots (2)$$

ここに  $\sigma'$  は模型による応力であり、また  $\lambda$  および  $\kappa$  は、次のような相似の比率を簡明にあらわしたものである。

$$\frac{l}{l'} = \lambda, \frac{P}{P'} = \kappa \dots \dots \dots (3)$$

これらの記号を用いて、 $\frac{El^2}{P} = \frac{E'l'^2}{P'}$  なる関係をあらわすと、

$$\zeta = \frac{E}{E'} = \frac{\kappa}{\lambda^2} \dots \dots \dots (4)$$

次に(1) 式のカッコ中の2番目の比率から、次のような関係も成立する。

$$\zeta = \frac{S}{S'}$$

さらに一般的に考えて、いろいろな材料よりなる場合

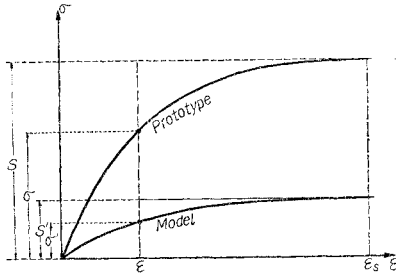
には、それらの材料の機械的性質についても前述の関係が保たれる。すなわち、構造物の各部分における応力と機械的性質に脚符号をつけて、前式の関係を書きなおすと、

$$\left. \begin{aligned} \zeta &= \frac{\sigma_1}{\sigma_1'} = \frac{\sigma_2}{\sigma_2'} = \dots \\ &= \frac{E_1}{E_1'} = \frac{E_2}{E_2'} = \dots \\ &= \frac{S_1}{S_1'} = \frac{S_2}{S_2'} = \dots \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、上式中ダッシュのつかない記号は実物、ダッシュのついた記号は模型に関した量をあらわし、同じ脚符号は実物と模型との相対応する点における量を示す。

(5) 式によれば、実物材料と模型材料の応力-ひずみ曲線 ( $\sigma$ - $\epsilon$  曲線) は、**図-3** に示すように各ひずみに対して縦座標の比率が全部等しくなる。ただし、この場合の  $\sigma$ - $\epsilon$  曲線は軸方向に一樣な応力を生ずる簡単な標準試験による結果を特性曲線と考えて十分である。

図-3 実物材料と模型材料の  $\sigma$ - $\epsilon$  曲線の比較



以上の関係をアーチダムの場合にあてはめると、先述のようにおもな作用荷重は静水圧と自重で、これらは体積力と考えることができる。従って、(3) 式の荷重  $P$  および  $P'$  は次のような形であらわされる。

$$P = \gamma l^3, P' = \gamma' l'^3 \dots\dots\dots (6)$$

そこで、(3) 式により、

$$\kappa = \frac{\gamma l^3}{\gamma' l'^3} = \rho \lambda^3 \dots\dots\dots (7)$$

ここに  $\gamma_1$  および  $\gamma_2$  は貯水およびコンクリートの密度、 $\gamma_1'$  および  $\gamma_2'$  はそれらに対応する模型荷重の換算密度とすると、

$$\rho = \frac{\gamma_1}{\gamma_1'} = \frac{\gamma_2}{\gamma_2'} \dots\dots\dots (8)$$

(7) 式を (4) 式に代入すると、

$$\zeta = \rho \lambda \dots\dots\dots (9)$$

上式において実物と模型の寸法を選べば  $\lambda$  は決まり、実物の設計荷重の密度  $\gamma_1$  および  $\gamma_2$  すなわち静水圧と自重の密度は十分な精度で与えられるので、それらと破壊時の模型荷重の密度  $\gamma_1'$  および  $\gamma_2'$  の比から  $\rho$  を明らかにすると、 $\zeta$  の値が求まる。従って、(5) 式より、模型材料の機械的性質が既知であれば、実物が設計荷重で破壊を招くときの実物材料のもつべき機械的性質を定

めることができる。

すなわち、実物と相似な形をした模型を破壊することによって、標準構造をもつ実物基盤の破壊機構とそれが設計荷重で破壊するときの機械的性質を求め、そのような構造と性質をもつ実物を標準実物 (standard prototype) と名付ける。既述のスケールはこの標準実物のことを意味するものである。

このような標準実物は、標準基盤の想定数に応じて、 $P_1, P_2, \dots, P_i$  まで得られ、それらは、

$$P_1; E_{11}, E_{21}, \dots, S_{11}, S_{21}, \dots\dots\dots$$

$$P_2; E_{12}, E_{22}, \dots, S_{12}, S_{22}, \dots\dots\dots$$

$$\dots\dots\dots$$

$$P_i; E_{1i}, E_{2i}, \dots, E_{ii}, \dots, E_{ni}, S_{1i}, S_{2i}, \dots, S_{ii}, \dots, S_{ni}$$

なる弾性係数、強度などをもつことになるが、それぞれの標準基盤の破壊機構を支配する  $S_{11}, S_{22}, \dots, S_{ii}$  と実物 (actual prototype)  $P$ 、すなわち、

$$P; E_1, E_2, \dots, E_i, \dots, E_n, \dots, S_1, S_2, \dots, S_i, \dots, S_n, \dots$$

の相対応する  $S_1, S_2, \dots, S_i$  を対比させることによって、所与のダムの基盤がどの破壊機構に弱いのか、またその場合、実物はどの程度の余裕があるのかを推察することができる (上掲の記号に付した2番目の脚符号は標準実物の番号をあらわす)。

たとえば、 $P_1$  が基盤のマスのあるせん断によって破壊するものとする、 $S_{11}$  ならびに  $S_1$  はそれぞれ  $P_1$  の基盤のマスを構成する材料ならびに実物基盤の岩のマスのせん断強度をあらわし、また  $P_2$  がディスロケーション沿いの滑りによって破壊するものとする、 $S_{22}$  ならびに  $S_2$  はそれぞれ  $P_2$  の分離面ならびに実物基盤のディスロケーション沿いのせん断強度を意味し、 $S_2/S_{22}$  が  $S_1/S_{11}$  より小さな値を与える場合には、実物基盤の安全性は岩のマスの強さよりもディスロケーション沿いのせん断強度に支配されることがわかる。もともと実物  $P$  の基盤構造は複雑な様相を呈することが多いので、このような対比が標準実物  $P_1, P_2, \dots$  の基盤構造に実物  $P$  の基盤構造を内挿する操作を経て可能になることはすでに指摘したところで、少なくとも  $S_{11}, S_{22}, \dots$  のようないくつかの安全性判定のスケールを与えようとするのが筆者の意図である。

模型理論から導びいた上述の標準実物には多少の問題がないわけではない。構造物の破壊には、荷重速度およびその継続時間がかかなりの影響をおよぼすものである。構造物の材料が粘性をもつためである。この場合には、**表-1** に時間  $T$  と粘性係数  $\mu_v$  の2つの新しい量が追加されることになる。このことは標準実物の材料の機械的性質としてそれに固有な粘性係数が与えられることを意味する。しかしながら、アーチダム本体あるいは基盤をふくめてのアーチダムの破壊に関する実験的研究においても、従来粘性の影響は考慮されておらず<sup>11)</sup>、少

なくとも現段階では第1次近似として、(1)式から出発してよいと考える。

また(5)式から、実物材料と模型材料の応力-ひずみ曲線は、縦座標の比率が常に等しいような特性をもたなければならないので、標準実物の材料の応力-ひずみ曲線は模型材料のそれと図-3のような関係を保つことになる。理想的には標準実物を無限個求めれば、実物基盤の強さが落ちて設計荷重で破壊を起こすような弱さになったときの実物基盤材料の応力-ひずみ曲線と一致する応力-ひずみ曲線をもった標準実物を見出すことができるであろう。実用上は、模型従って標準実物の数は限定されるので、ある程度上述のような実物材料の応力-ひずみ曲線を予想してそれに類似した応力-ひずみ曲線をもつ模型材料を選ぶ方が得策である。

もし、実物材料の応力-ひずみ曲線が、その強度によってかなり特性を異にする場合は、適当に材料を選んだ模型から一たん標準実物を求め、その強度に該当する実物材料の応力-ひずみ曲線を基準として再度模型材料を選択し、いわゆる“Trial and error method”によって標準実物を求め直さなければならない。しかし、同一範ちゅうに属する材料の応力-ひずみ曲線の特性はそれほど変わらないのが普通であるので、実物基盤の材料が示す一般的な特性を考慮に入れて模型材料を選べば、実用上の目的を達することができる。たとえば、4.に示すように、割合塑性的な性質をもつ材料を基盤のマスに充当し、同じく塑性的で摩擦係数の小さい材料で分離面を形成したなどがそれである。

また、有限個の標準実物と実物とを対比する場合、相対応する点における同じ機械的性質の比は同じ値を保たないのが一般であるが、可能な範囲で試みた弾性的な応力による解釈が割合実験結果の説明に役立つことなどから、限られた数の模型によっても、標準実物の機械的性質のうち、破壊機構を支配するものだけをとりあげて実物との対比に供すればよいと考える。たとえば、われわれの模型のダム本体は、後掲の模型\*1~5を通じて同じ配合のセメントモルタルよりなり、一方、(4)ならびに(5)式の $\mu$ の値は、模型ごとに異なるので、標準実物のダム本体のうちには、実物のダム本体の弾性係数ならびに強度を上まわるものがあらわれるが、破壊機構を支配しない機械的性質は、それを支配する機械的性質すなわちスケールの絶対値に本質的な影響をおよぼすものではないのである。

以上の提案からわかるように、“スケールを定める考え方”では、実物を直接模型に再現する必要はなく、模型に再現できるような標準基盤構造を考えればよいのであって、実物基盤の複雑な実状に由来する模型実験技術上の困難は除かれる。

### 3. 基盤構造の標準化

以下の各章では、黒部第四ダムとその基盤の形状を対象として基盤構造の標準化を試み、具体的に筆者の所論を説明してみようと思う。基盤の強さがその形状すなわち地形によっても左右されることはすでに述べたところであり、このような研究を地形とは無関係に行なうことは不可能であるからである。

前章で述べたように、基盤構造の標準化にはまず実物基盤構造の統計的考察を必要とする。図-4(a)~(d)はそれぞれ黒部第四ダムの右岸上部ならびに下部および左岸上部ならびに下部の分離面をSchmidtネットの上に表示したもので、これらの図ではディスロケーションとクレフトがそれぞれ白点と黒点で区別してある。さらに、図中の矢印は代表的な標高のアバットメントにおける合力線の方向を示す。

Schmidtネットでは、あるディスロケーションまたはクレフトを構成する面と南半球(球体の下半分)を接触させ、Lambertの方法によって両者の接点を赤道面に投影し、面と点とを対応させる。このような方法によって求まる点の円周座標と半径座標とはそれぞれ一つの面の走行と傾斜をあらわす。ただし、この場合の走行は面ののり線方向をもって表示される。統計値を得ようとする範囲の基盤について、実用上十分と考えられる数のディスロケーションとクレフトを対象とし、その数に相当する点の分布を得れば、その密度に応じて赤道面上に等高線が描け、等高線の独立標高がすなわち統計上卓越したディスロケーションまたはクレフトの走行傾斜を与える。

図-4の矢印は、アバットメントにおける合力線の水平面に対する投影の方向を示すだけでなく、その先端はやはり合力線と南半球との交点の投影で、その点の座標は合力線に直交する平面の走行傾斜をあらわす。このようにSchmidtネットは、基盤に作用する力と基盤構造内の分離面との関係を簡単に表示するにはきわめてすぐれている。

これらの図-4(a)~(d)から統計的には、右岸では合力線にほぼ直交する分離面、左岸ではそれに平行な分離面が卓越していることがわかり、また特に右岸上部において1群の卓越した分離面とはほぼ直交するほかの2群の卓越した分離面が存在することが知られる。しかし、個々の分離面をとりあげてみると、調査の結果では断続したり折れ曲ったりして存在している場合が多い。

次に岩の機械的性質について考察する。図-5は弾性波による動弾性係数および水室試験による静弾性係数の測定結果から推定される岩の静弾性係数とダムコンクリートのそれとの比 $E_p/E_c$ を示しており、EL. 1380以上で1/6、EL. 1380~1340で1/4、EL. 1340以下で1/3となる。また図-6に示されるボーリングコアのサンプルによる1軸圧縮強度と弾性係数の関係から、岩の静弾性係数と圧縮強度とは比例するものとして極端な誤まりはない。これらから、ダム地点の上部、中間部、下部における岩の圧縮強度は、1:1.5:2の比で変化するものと考えられる。

\* 脚符号は3次元模型をあらわす。

これらの統計的考察をさらに理想化して、筆者は次の標準模型構造を具体的な研究対象に選んだ。

- 1) 支持力その他の基盤の抵抗にくらべてダム本体と基盤との接触面のせん断抵抗が小さい。—模型<sub>3</sub>—1。
- 2) 基盤が一樣な材料よりなり、分離面をともなわない。—模型<sub>3</sub>—2。
- 3) 分離面はともなわないが、上部、中間部、下部の基盤材料の相対強度が1:2:4の比で変化する。—模型<sub>3</sub>—3。

4) 水平アーチのアバットメントにおける合力線の方向にはほぼ平行ならびに直角な2群の鉛直分離面および1群の水平分離面、計3群の直交する規則正しい分離面をもつ。—模型<sub>3</sub>—4。

5) 上記の鉛直分離面とはその方向を45°異にする2群の鉛直分離面と1群の水平分離面、計3群の直交する規則正しい分離面をもつ。—模型<sub>3</sub>—5。

考慮する標準基盤構造の数が多いほど、実物との対比すなわちスケールを実物にあてることは容易であるが、

図-4 (a)  
右岸上部における  
面構造

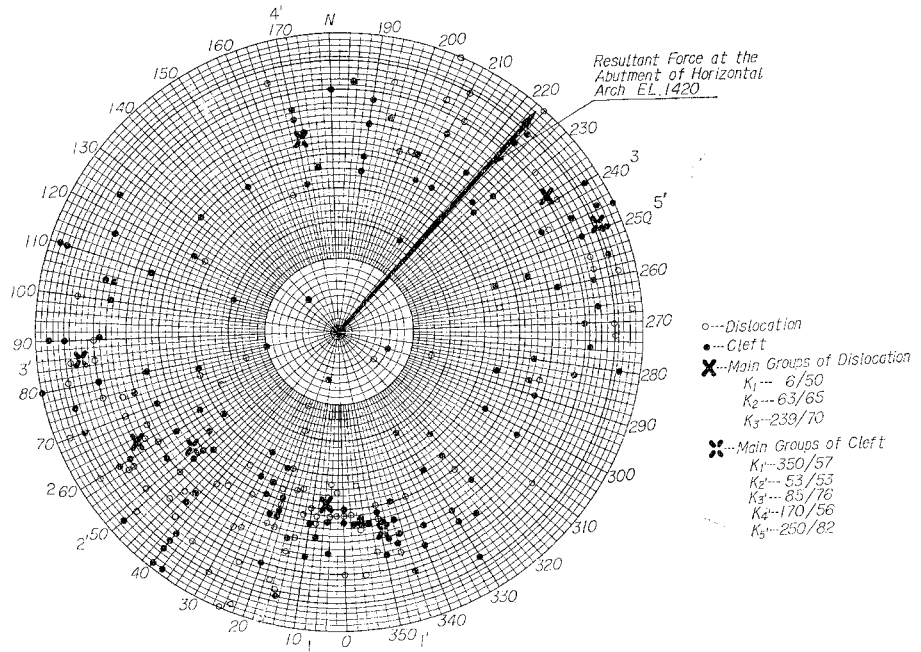


図-4 (b)  
右岸下部における  
面構造

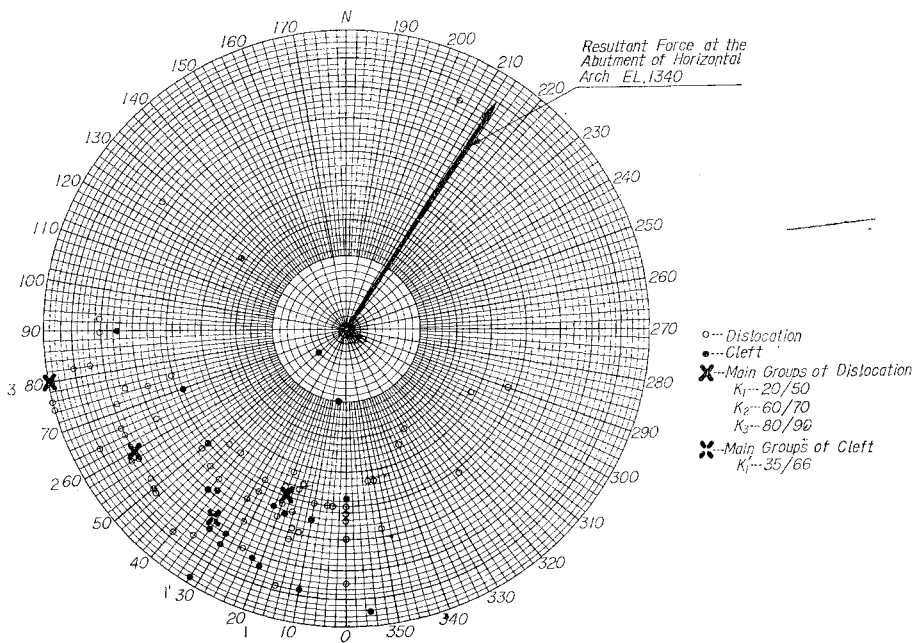
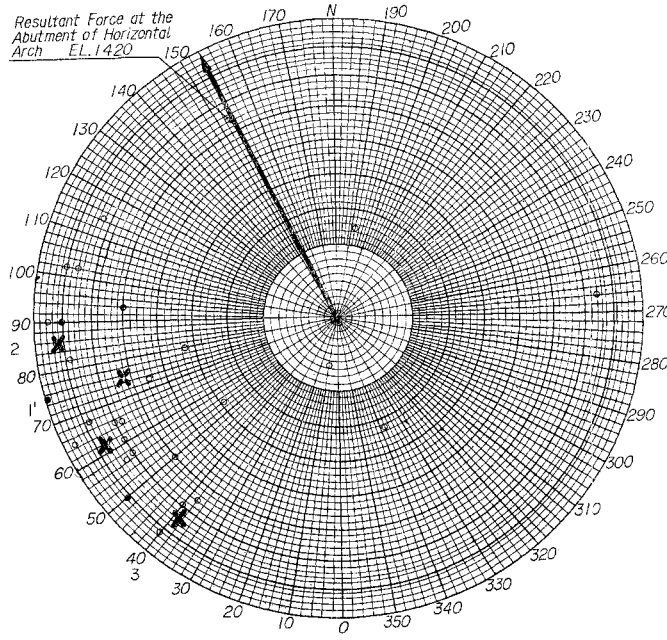


図-4 (c)  
左岸上部における  
面構造



○---Dislocation  
●---Cleft  
✕---Main Groups of Dislocation  
K<sub>1</sub>---62/77  
K<sub>2</sub>---86/81  
K<sub>3</sub>---39/74  
✖---Main Groups of Cleft  
K<sub>1</sub>---76/63

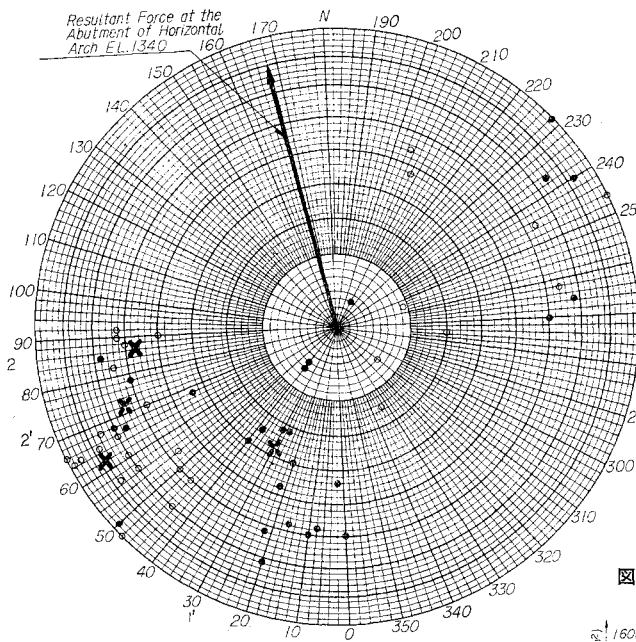


図-4 (d)  
左岸下部における  
面構造

○---Dislocation  
●---Cleft  
✕---Main Groups of Dislocation  
K<sub>1</sub>---62/78  
K<sub>2</sub>---96/57  
✖---Main Groups of Cleft  
K<sub>1</sub>---30/38  
K<sub>2</sub>---72/64

図-5 岩の弾性係数とダム コンクリートの  
弾性係数との比  $E_r/E_c$  の変化

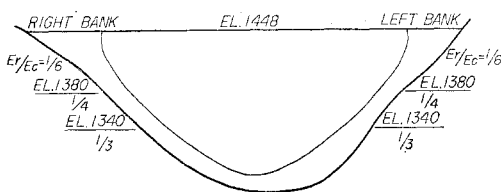
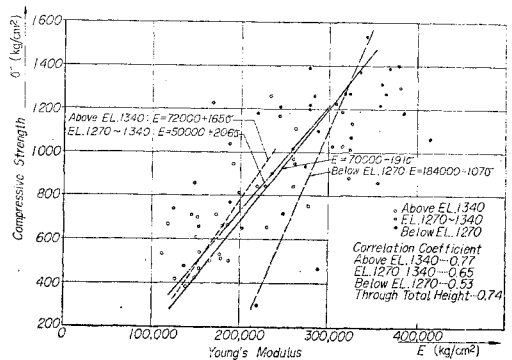


図-6 岩の圧縮強度と弾性係数の関係 (ボーリング  
コアの1軸圧縮試験から求めた)



基盤の破壊がある面に沿うせん断または滑りに基因することは後述の予備実験でも明らかであるので、上掲の標準基盤構造から導びかれる標準実物を確立しておけば、直接または内挿により複雑な実物との対比が実用上可能となる。

一例をあげれば、模型<sub>1</sub>-4、模型<sub>1</sub>-5に採用された直交する規則正しい分離面は、先述のごとき現実の断続し折れ曲って存在する分離面を理想化したものであり、また模型<sub>1</sub>-2は基盤構造を全く分離面のない様な材料よりなるものとして理想化したもので、ともに現実の基盤構造と直接対応するものではない。しかし、現実の基盤構造はこれら両者の中間的存在としてその安全性を評価することができる。

地質力学におけるようなクレフトとディスロケーションの区別は、上掲の標準基盤構造の分離面には考慮されていない。図-4に明らかなように、これらが混在するのが実物であるが、基盤の安全性にとっては、クレフトよりもディスロケーションが重要であるので、本文の実験的研究にとり入れる分離面には、すべてディスロケーションの性格をもたせてある。

特定のダム地点で実物基盤に発達する分離面の数が少なくなかつその位置についても正確な知識がある場合には、必要な標準基盤構造の数は少なくともすむし場合によっては1個でもよいであろうが、本研究では説明できる範囲において一般化するため、5個の標準基盤構造をとった。具体的にあげた黒部第四ダムの基盤には数多くの分離面が発達している。

また、分離面の間隔についても、実物基盤の観察による統計値が得られないことはない。たとえ実物基盤が統計上きわめて小間隔で分離面をもっている場合でも、標準基盤構造では、実験技術上、差し支えない程度の間隔で分離面を考慮すれば実用上の目的は達するのである。

#### 4. 模型、破壊実験装置ならびに測定方法

(9)式から、模型の規模が小さければ小さいほど、また模型材料の強度が大きければ大きいほど、模型荷重の密度は大きくなければならない。特に、模型の破壊を通じて標準実物を求める場合には、そのことがいえる。

本研究では、利用し得る設備の都合上、すべての模型の縮尺は1/500すなわち $\lambda=500$ とした。

模型の破壊を実現するためには、静水圧に対応する液体荷重も機械的な荷重に置き換えなければならないのが一般で、それには油圧ジャッキが用いられる。

このような模型の上流面に配置し得る油圧ジャッキの本数と容量から、換算液体荷重の密度は後掲のように $r_1' \approx 1700 \text{ g/cm}^3$ 程度が限度であり、このことはわれわれに強度の低い模型材料を用いることを要求する。

また、模型上の測定にしても、実験目的が標準実物を

求めることにあるので、ダムならびにその基盤の応力状態を求めるよりも、標準構造をもつ模型基盤の破壊機構と破壊時の模型荷重の密度を明らかにすることにその主力が注がれる。

以下、模型について、その製作方法ならびに材料の機械的性質を詳説し、破壊実験装置および測定方法にふれる。

##### (1) 模型製作方法

3次元模型による研究に先立って実施した2次元模型による予備実験をもふくめて、本研究で製作した模型の構造は、アーチまたはダム本体、本体と基盤の接触面、分離面のない基盤のマスまたは分離面とそれによって分割される基盤の素片(基盤エレメント)よりなることができる。

前章にあげた標準基盤構造は、その理想化に応じて破壊機構を異にするので、模型製作に当ってはあらかじめそれを予想して材料を選ぶ必要がある。たとえば、分離面のない基盤(模型<sub>1</sub>-2ならびに3)の破壊は基盤のマスを構成する材料のせん断破壊が支配的であろうし、分離面のある基盤(模型<sub>1</sub>-4ならびに5)のそれは分離面沿いの滑りによるであろう。従って、前者にはせん断強度の小さい材料を基盤のマスに用い、後者では滑りに対する抵抗が小さい材料を分離面にはさまなければならない。表-2は、模型の各構造部分に用いられた材料を示す。

表-2 模型材料

構 造 部 分	材 料
ダム本体または水平アーチ	セメント・モルタル
ダム本体または水平アーチと基盤の接触面	プラスターまたはプラスター・珪藻土
基盤のマス	固 結 砂
分 離 面	粘土質材料
基盤エレメント	プラスター・珪藻土

模型製作に当っては、アーチまたはダム本体と基盤とを別個に成型し、両者をプラスターまたはプラスター・珪藻土で接合した。これは2次元模型、3次元模型のすべてを通じてとった方法である。アーチまたはダム本体には、半径方向継目を設けて、10個のブロック(ブゾア)から成立するようにし、基盤と接合するまえにそれらの継目を接着材によって填充した。

このような模型アーチまたはダム本体の製作方法は、できるだけブゾアアーチまたはブゾアダムとしての実物ダム本体の作用を模型に移し、また模型基盤に生ずる破壊時のかなり大きい変形にそれらが追従し得るようにしたものである。

基盤としては、左右兩岸、上下流ならびに3次元模型の場合は上下方向にわたって、破壊現象に影響があると思われる範囲の地形をとり入れた。基盤の成形は、分離面のない場合とある場合とで全くその方法を異にする。

分離面のない2次元模型の場合は、基盤の形をしたプ



レキャスト スラブ をつくり、それをフレーム内の所定位置に接着材で固定する方法をとった（模型<sub>2</sub>—1 ならびに2）。分離面のない 3 次元模型の場合は、模型全体を保持する鋼製コンテナの中に、基盤表面の等高線に合わせて型わくを組み、基盤全体を一つのマスとして固結砂を打込んだ（模型<sub>2</sub>—2 ならびに3）。ただし、標高によって基盤材料の相対強度を変えようとする場合には、基盤のマス打込みに際して、その標高に対応する水平面を境にし、上下の固結砂の配合を変えたが、打込み自体は連続して行ない、水平面沿いに継目ができないようにした（模型<sub>2</sub>—3）。

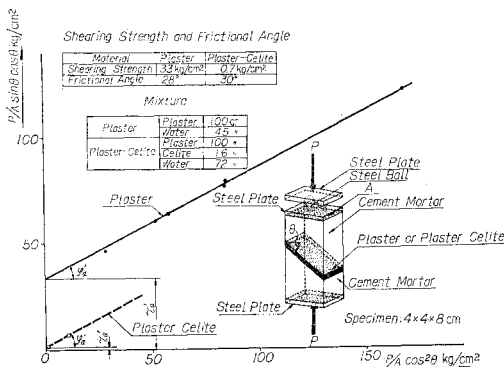
分離面のある 2 次元模型では、プラスター・珪藻土のスラブから直方体（18×18×50 mm）を切り出し、粘土質材料の薄層（厚さ 2 mm）によってそれらをスラブ状に膠結させたものを基盤とした。直方体の長辺がスラブ面に直角になるように寄せ集めてあるため、基盤表面を平面的にみると正方形の集合に見え、スラブの厚さを分割する分離面はない。分離面のある 3 次元模型の場合は、同じくプラスター・珪藻土のスラブから立方体（18×18×18 mm）を切り出し、それを基盤エレメントとして粘土質材料の薄層（厚さ 2 mm）により、それらを膠結させ、基盤のマスを形成するように築いたので、模型基盤の表面は階段状にならざるを得なかった。

(2) 模型材料

以上のようにして製作された模型のアーチまたはダム本体を構成するセメントモルタルならびに基盤エレメントを構成するプラスター・珪藻土は、その性質をよく知られた材料である。本体と基盤とを接合する接着材としてのプラスターまたはプラスター・珪藻土のせん断抵抗、基盤のマスに用いられた固結砂の機械的性質、さらに分離面にはさまれた粘土質材料のせん断抵抗については特定の材料試験を試みた。

1) 接着材に用いられたプラスターまたはプラスター・珪藻土のせん断強度と摩擦角—図—7 に示すような

図—7 セメントモルタルとプラスターまたはプラスター・珪藻土との間のせん断強度ならびに摩擦角

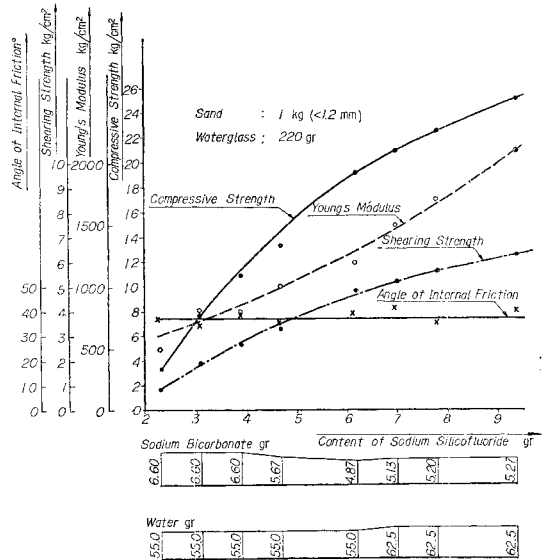


\* 脚符号は 2 次元模型をあらわす。

セメントモルタル製のプリズムを斜めに切るプラスタ—またはプラスター・珪藻土の薄層を設け、層面と水平面とのなす角度  $\theta$  を変えたいくつかのプリズムを軸方向に圧縮し、層面沿いの滑りが起こったときの  $P$  からせん断強度  $\tau_a'$  と摩擦角  $\varphi_a'$  を求めた。プラスターとプラスター・珪藻土の配合は図中に示してある。両者の摩擦角はそれぞれ 28° および 30° で実用上等しいが、せん断強度はプラスターの 33 kg/cm<sup>2</sup> がプラスター・珪藻土では 0.7 kg/cm<sup>2</sup> に落ちている。配合によってプラスター・珪藻土のせん断強度がいちじるしく変わることは当然であるが、摩擦角がその影響をほとんど受けないのは興味がある。図示のプラスター・珪藻土は模型<sub>2</sub>—1 に、プラスターは模型<sub>2</sub>—2~5 に用いられた。

2) 固結砂の配合とその機械的性質—砂+(水ガラス+珪弗化ソーダ)+(重曹+水)を筆者は固結砂とした。薬液注入による破砕帯の固結から考え出された本研究用

図—8 固結砂の配合とその強度、弾性係数



の特殊材料である。図—8 は、上記の成分材料の配合と固結砂の圧縮強度、せん断強度、弾性係数ならびに内部摩擦角の関係をあらわす。これらの機械的性質は、図—9 の一部に示すような方法で求められた。すなわち、固結砂のプリズムを 1 軸圧縮によって破壊し、そのときの軸方向応力を圧縮強度としてモールの 1 軸破壊円を描き、破壊円の包絡線は直線と仮定して、プリズムの破壊面と水平面とのなす角度  $\alpha$  から内部摩擦角を求めたもので、この直線と縦軸と

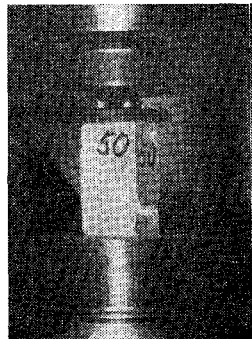


図-9 固結砂の圧縮強度とせん断強度との関係

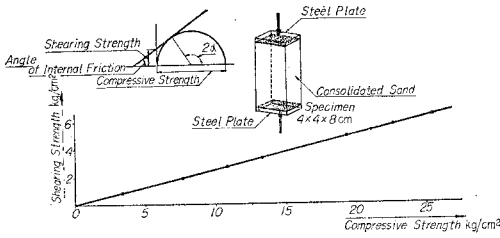
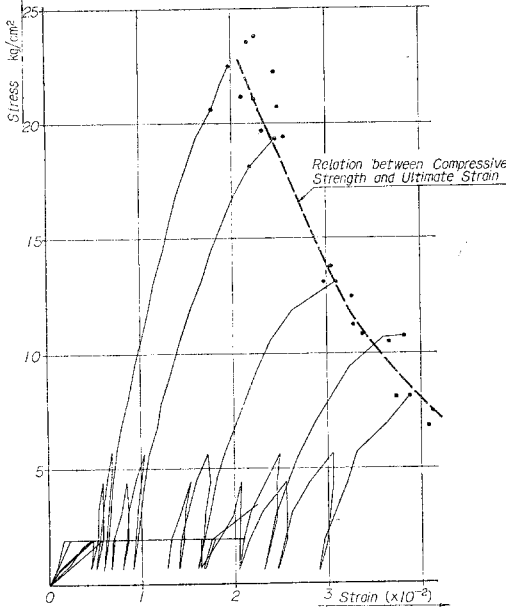


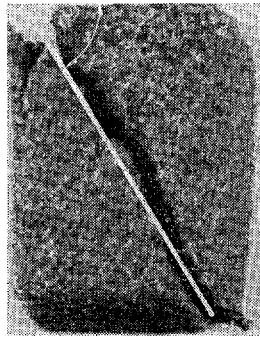
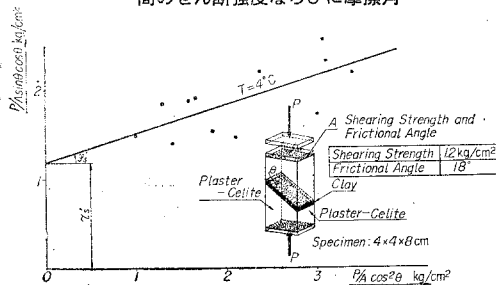
図-10 配合を異にする固結砂の応力-ひずみ曲線



の交点がせん断強度を与える。図-8 からわかるように、固結砂の内部摩擦角は、配合の変化に関係なくほぼ  $37^\circ$  で一定している。図-9 の圧縮強度とせん断強度の関係は、両者が直線関係を保つことを示す。

図-10 は固結砂の応力-ひずみ曲線の履歴を例示したものである。いずれも最初の載荷では、持続荷重（5分間）によって大きい非弾性変形を生じている。以後のくり返し荷重による残留ひずみも大きく、これらの結果から固結砂がかなり非弾性的な材料であることがわかる。

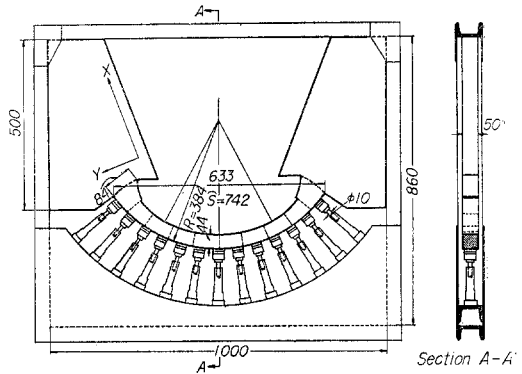
図-11 プラスター・珪藻土と粘土質材料の間のせん断強度ならびに摩擦角



3) 分離面にはさまれる粘土質材料のせん断強度と摩擦角—先述の接着材に用いたプラスターまたはプラスター・珪藻土の場合と全く同様の方法で分離面にはさまれる粘土質材料のせん断強度ならびに摩擦角は求められた。ただし、前者におけるセメントモルタルのプリズムを後者ではプラスター・珪藻土のプリズムに置き換えた。

図-11 はその結果を示し、せん断強度はきわめて小さく  $1.2 \text{ kg/cm}^2$  で摩擦角は  $18^\circ$  となっている。市販の粘土質材料の性質上、試験値のバラツキがみられる。

図-12 2次元模型の実験装置



(3) 破壊実験装置

図-12 ならびに 13 はそれぞれ2次元模型ならびに3次元模型の載荷装置を示す。いずれも、アーチまたはダム本体と基盤を鋼製フレームまたは、コンテナにおさめ、3次元模型の場合はコンテナの外周をさらに型鋼で補強し、これらとアーチまたはダム本体との間に油圧ジャッキを挿入して、反力がとれるようになっている。油圧ジャッキは2次元模型では等分布荷重、3次元模型では水深に比例する荷重強度をもつ分布荷重をあらわすように配置されている。

載荷装置の油圧と2次元アーチの上流面に作用する荷重を等分布荷重に置き換えた場合の荷重強度および3次元ダム本体の上流面の換算液体荷重の密度との関係は、

次の(10)ならびに(11)式で与えられる。

$$2 \text{次元模型に対しては,} \\ p' = 0.0275 p_0 \dots \dots (10)$$

ただし,

$$p' = \text{アーチの上流面の等分布荷重 (kg/cm}^2\text{)} \\ p_0 = \text{ジャッキの油圧 (kg/cm}^2\text{)}$$

3次元模型に対しては,

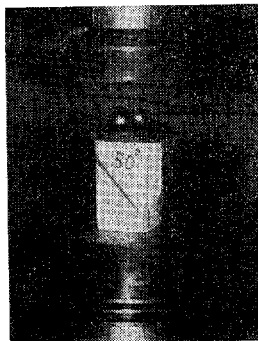


図-13 (a) 3次元模型の実験装置

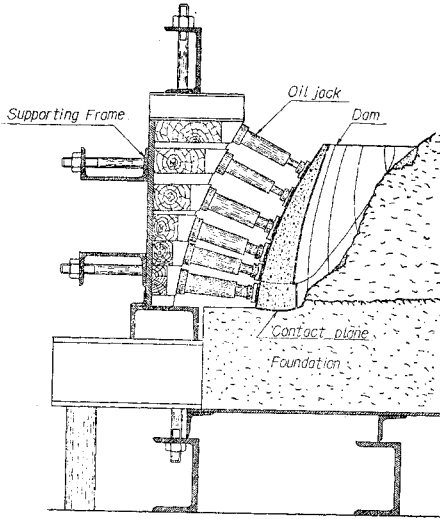
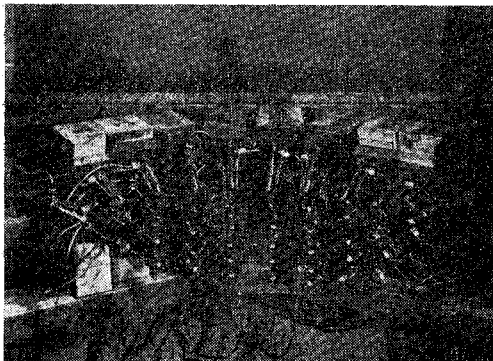


図-13 (b) 3次元模型の実験装置



図-13 (c) 3次元模型の載荷用ジャッキ



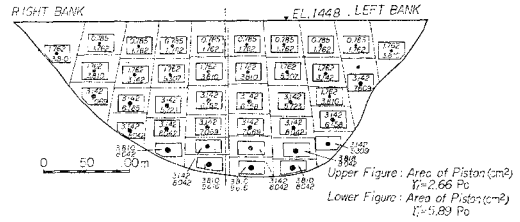
模型、—1,2,4 ならびに 5 の場合、  
 $r_1' = 2.66 p_0$   
 模型、—3 の場合、  
 $r_1' = 5.89 p_0$  .....(11)

ただし、 $r_1'$  = 模型上流面の換算液体荷重の密度 ( $g/cm^3$ )

$p_0$  = ジャッキの油圧 ( $kg/cm^2$ )

これらの荷重強度および換算液体荷重の密度を実現させるために、2次元模型では内径 10 mm のジャッキを

図-14 3次元模型の上流面における油圧ジャッキの配置とピストンの断面積



13 本用い、3次元模型では図-14に示すようなピストンの断面積をもつジャッキを 39 本配置した。機械的荷重で液体荷重を置き換える場合の誤差すなわちこのような置き換えが応力の分布におよぼす影響は Rocha 博士ならびに Serafim 氏によって研究されている<sup>9)</sup>。彼らは、筆者の用いた模型と同程度の大きさの模型ダムに 24 個のピストン ジャッキを配置し、水銀荷重によって求められる応力との対比を試みた結果、ジャッキの方向およびピストンの直径の誤差がそれぞれ  $1^\circ 30'$  および 5% 以内におさまれば、実用上十分な精度で応力状態の再現ができることを確かめた。

前節にあげた模型材料によれば、アーチまたはダム本体はセメントモルタルで成型され、後述の実験結果からもわかるように、模型の破壊は常に基盤から起こるような考慮が払われている。本研究の目的は、アーチまたはダム本体と基盤のいずれが強いかを求めることなく、基盤の強さに対するスケールを確立する点にあるのがその理由で、このような観点からすると、以下の章にあげる模型のアーチまたはダム本体は、油圧ジャッキによる力を基盤に伝えるための仲介役を果たし、むしろ載荷装置の一部と考えることもできる。

(4) 測定方法

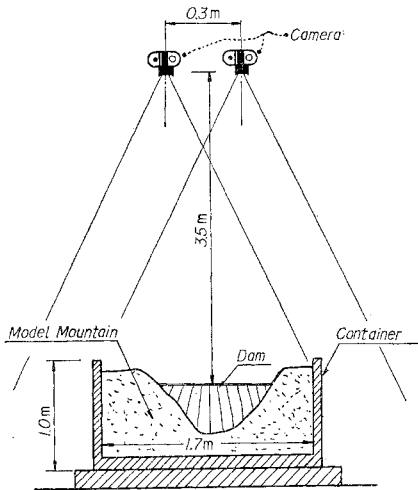
標準構造をもつ基盤の破壊機構とそれを支配する機械的性質を求め、標準実物を確立するには、同じ構造をもつ模型基盤の破壊機構とそれが破壊するときの模型荷重の強度または密度を知らなければならない。したがって、この目的に必要な範囲に測定の重点をおくこととしそのおのおのについて次のような測定方法を採用した。

1) ひずみ測定 アーチまたはダム本体さらに基盤を問わず、その表面のひずみ測定を必要とする場合は、すべて電気抵抗線ひずみ計によった。静的ひずみの変化は静的指示計、動的ひずみのそれは電磁オッシログラフで測定した。

2) 変位測定

a) 一般写真：説明写真以外にも、2次元模型の平面的な動きは、カメラを一定の位置に据え、荷重の増大にともなう規則的な撮影を行ない、あらかじめ視野の中に入れた座標および模型表面に入れた基準線によって、特定点の動きを求めた。この場合、必要に応じて、時間的にずれた写真上の座標を重ね合わせて基準線の変位を求

図-15 基盤表面の変化と破壊面の測定に用いたステレオ写真装置



めると、基盤全体の動きを知ることができる。

b) ステレオ写真：機械的な変位計による動きの測定は、模型の規模から利用し得る空間の制約を受けて思うにまかせない。筆者は3次元模型の場合、図-15に示すようなステレオ写真のテクニックによって、荷重の変化に応ずる基盤表面の変位と破壊面の形を求めたことにした。撮影距離が小さいため、航空写真測量に用いるようなステレオ用の特殊カメラの使用はできず、普通写真用カメラ（ニコン）2台を使った。従って、画面のひずみがかかなり大きく、特定点の変位はどちらか片方のカメラがとった単写真を利用し、あらかじめ模型ダム为天端とアバットメントおよび基盤表面に設けた標点の変位をコンパレーターで読みとった。基盤の破壊面の形は、ステレオ プラニグラフにより図化して実用上差支えない。

c) 燐青銅の薄板を用いた変位計：2次元模型の場合、特に興味のある変位は、燐青銅の薄板の曲げひずみを電磁オシロ グラフでとることによって測定した。

5. 2次元模型による予備的な研究

3次元模型による本格的な実験にとりかかる前に、2次元模型による予備実験を行なった<sup>14)</sup>。アーチダムは2次元アーチの作用を基本とする構造物であるので、基

盤の破壊に関する概念をより簡単な2次元模型によって取得し、3次元模型の実験結果の理解に資するのがその目的である。

2次元アーチとその基盤には、黒部第四ダムのEL. 1380mにおける水平断面を選んだ。ダムの高さのほぼ2/3に相当するこの標高では、平均的な形状をもつ断面が得られるとともに、アーチダムを2つの抵抗要素に分けて水平エレメントと鉛直エレメントの格子よりなるとした場合、水平エレメントの作用が圧倒的に大きく、その上流面に作用する静水圧を大部分吸収する。その際、できるだけ条件を簡単にするため、これらの実験を通じて2次元基盤の下流側地形は直線で置き換え、その方向がほぼ実物の下流側等高線方向に一致するようにした。

3. にあげた標準基盤構造を考慮に入れて、予備的な研究では、一樣な材料よりなり分離面をとまわらない基盤の弾性的な応力分布、一樣な材料よりなり分離面をとまわらない基盤の破壊、アバットメントにおける合力線方向にはほぼ平行な規則正しい1群の分離面をもつ基盤の破壊、上記の合力線にはほぼ平行ならびに直角な規則正しい2群の分離面をもつ基盤の破壊および合力線方向とほぼ45°の角度をなす規則正しい2群の分離面をもつ基盤の破壊をとりあげて実験を行なった。

以上5種類の実験に用いた模型の材料、その機械的性質、分離面の有無またはその方向などを表-3にあげる。

表中の  $\sigma', \tau', q'$  ならびに  $\tau_s'$  には、 $S_1', S_2', S_3'$  ならびに  $S_4'$  なる記号を併記しておいたが、これらは(5)式中の  $S_1', S_2', \dots$  に対応する。

(1) 一樣な材料よりなる分離面をとまわらない基盤の弾性的な応力分布 (模型<sub>2</sub>-1)

図-16は、模型<sub>2</sub>-1から得られた弾性的な応力分布を示す。この場合の模型基盤は実用上十分に弾性的な材料であるプラスター・珪藻土よりなり、荷重の大きさは応力とひずみが直線関係を保つ範囲内にとどめられた。図-16(a)の  $\sigma_x$  は、アバットメントにおける合力線方向にはほぼ平行な応力、図-16(b)の  $\sigma_y$  はそれに直角な方向の応力をあらわし、すべての応力は、アバットメ

表-3 2次元模型の材料とその機械的性質

模型 <sub>2</sub>	基盤材料	$E'$	$\sigma'$	$\tau'$	$\varphi'$	分離面	$\tau_s'$	$\varphi_s'$	ダム本体
		$E'$	$S_1'$	$S_2'$	$S_3$				
1	プラスター・珪藻土	20 000	30	—	—	—	—	—	セメントモルタル
2	固結砂	700	7	1.8	37	—	—	—	セメントモルタル
3	プラスター・珪藻土	20 000	30	—	—	粘土質材料 X軸に平行	1.2	18	セメントモルタル
4	プラスター・珪藻土	20 000	30	—	—	粘土質材料 X, Y軸に平行	1.2	18	セメントモルタル
5	プラスター・珪藻土	20 000	30	—	—	粘土質材料 X, Y軸に45°傾斜	1.2	18	セメントモルタル

$E'$ : 1軸試験による基盤材料の弾性係数  
 $\sigma'$ : " 圧縮強度  
 $\tau'$ : " せん断強度  
 $\varphi'$ : " 内部摩擦角

$\tau_s'$ : 1軸試験による基盤内分離面沿いのせん断強度  
 $\varphi_s'$ : " 摩擦角  
 単位:  $E, \sigma, \tau$ :  $\text{kg/cm}^2$   $\varphi$ : 度

図-16 (a)  $\sigma_x$  の分布状態 (模型<sub>2</sub>-1)

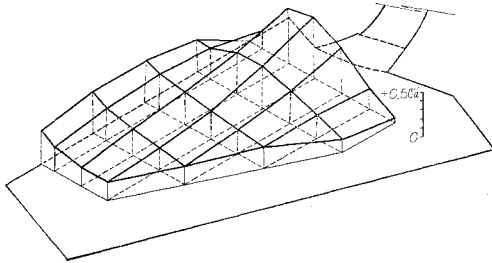
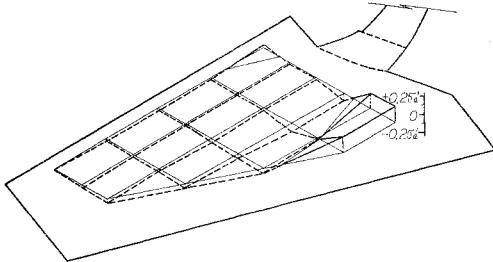


図-16 (b)  $\sigma_y$  の分布状態 (模型<sub>2</sub>-1)



ントにおけるアーチの平均応力  $\sigma_a'$  との比で表示してある。これらの図から  $\sigma_x$  は常に圧縮を示し、 $\sigma_y$  の分布には、基盤の上流側隅部を除いて全般的にわずかな引張応力がみられる。

図-17 ならびに 18 は、それぞれ主応力線ならびにアバットメントからおおむね放射状の方向をもつ主応力について求めた等主応力線を示す。図-19 によれば、アバットメントにおけるアーチの厚さの 1/2 に相当する深さの範囲内では、模型<sub>2</sub>-1 と等しい範囲に等分布荷重を受ける半無限体 (2次元) の応力球根と、模型<sub>2</sub>-1 の応力球根の間には、それほど差がないことがわかる。しかしながら、アバットメントにおける合力の作用点は下流縁にかたよるために、図-18 の  $0.6\sigma_a'$  および  $0.5\sigma_a'$

図-17 主応力線 (模型<sub>2</sub>-1)

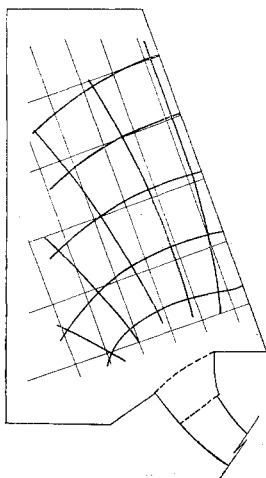
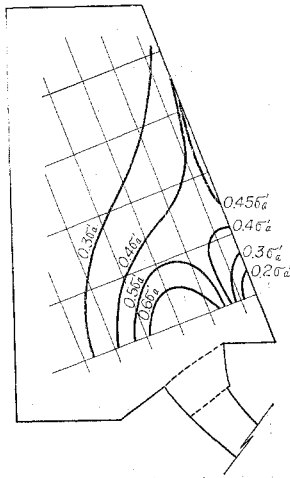


図-18 アバットメントからおおむね放射状の方向をもつ主応力について求めた等主応力線 (模型<sub>2</sub>-1)



に対応する等主応力線も下流側の地表面にかたよっていることが認められる。図-16(a) によると下流側のかぶり小さいため、基盤の表面沿いでは、上記の厚さの 5 倍以上の深さになっても  $\sigma_x$  の減小はそれほどみられず、なお  $0.3\sigma_a'$  程度を保っており、図-18 の等主応力線からもこのことを知ることができる。

上述の弾性的な応力は、分離面をもつ複雑な基盤の状態とは直接結びつかないが、後掲の実験結果を理解するのに役立つものである。

(2) 一樣な材料よりなり分離面をともしない基盤の破壊 (模型<sub>2</sub>-2)

図-19 に示す左岸の基盤は、模型<sub>2</sub>-1 のプラスター・珪藻土を固結砂に変えたものである。この材料の強度がブゾア アーチを構成するセメント・モルタルよりきわめて低い (1軸圧縮強度で  $7\text{ kg/cm}^2$ ) ことは、前章で述べた。本章の予備実験では、右岸の一樣なプラスター・珪藻土よりなる基盤は破壊しなかったから、左岸の基盤のみを変えて 5 個の模型を製作した。

図-19 模型<sub>2</sub>-2

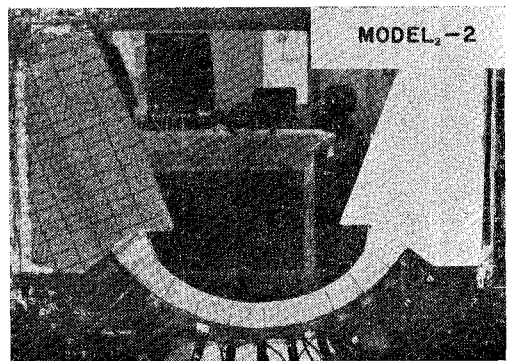


図-20(a) ならびに 20(b) は、模型<sub>2</sub>-2 の基盤の破壊状況を示す。ブゾア アーチのアバットメントに付着しているピラミッド状の固結砂は、アバットメントに接する基盤材料がせん断破壊を起こしたことを強調している。ピラミッドの斜面とアバットメントとのなす角  $60^\circ$  は、Mohr の破壊円とその包絡線との関係から、基盤材料の内部摩擦角として  $30^\circ$  を与え、表-3 にあげた固結砂のそれと大体一致する。図-20(a) の破壊面が 2 段階よりなり 図-20(b) にみられるようにそれぞれ異なった外見を呈することは興味をひくことである。第 1 段階はせん断、第 2 段階は引張りによるように見え、このことから、第 1 段階の破壊後クサビ作用が効いてそれに引続く引張破壊を導びいたとする推定が成立する。

図-21 は、あらかじめ基盤表面に描いた標準線に平行な格子のずれを載荷前と破壊直前の写真から求めたものである。図-22 に与えた点 A, B ならびに C の X 軸方向変位は、燐青銅の薄板を用いた変位計によってとられたものであるが、模型荷重におおむね比例している。

図-20 (a) 破壊後の基盤 (模型<sub>2</sub>-2)

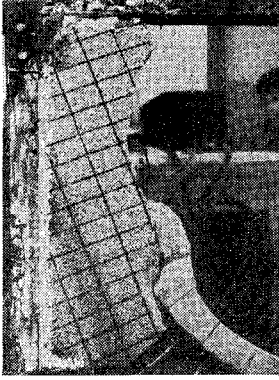


図-20 (b) 破壊面の状態 (模型<sub>2</sub>-2)

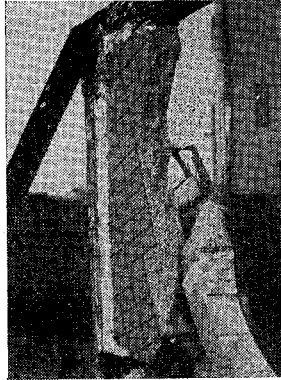


図-23 模型<sub>2</sub>-3

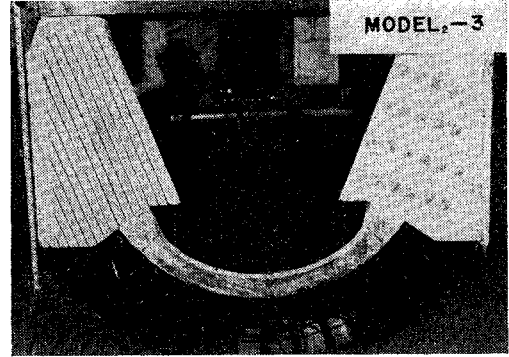


図-21 写真から求められた載荷前と破壊直前の格子のずれ (模型<sub>2</sub>-2)

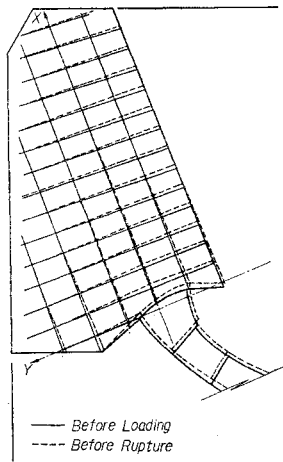
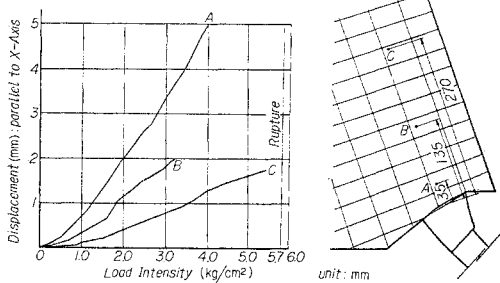


図-22 オシロ グラフに記録された X-軸方向の変位と荷重強度との関係 (模型<sub>2</sub>-2)



(3) アバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行な規則正しい1群の分離面をもつ基盤の破壊 (模型<sub>2</sub>-3)

図-23 にあげたのは、X軸に平行すなわちアバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行な規則正しい分離面をもつ模型<sub>2</sub>-3の基盤である。粘土質材料をふくむ分離面の間隔は20mm、巾は2mmで、実物に換算するとそれぞれ10m、1mとなる。表-3に示すように分離面沿いのせん断強度は1.2kg/cm<sup>2</sup>、摩擦角は18°である。

図-24 破壊の瞬間 (模型<sub>2</sub>-3)

図-24には、破壊の瞬間がみられる。ここでも、破壊面が2つの段階からなっていることが指摘される。模型<sub>2</sub>-3を模型<sub>2</sub>-2と比較すると、第1段階のせん断破壊には本質的な相違がなく、模型<sub>2</sub>-3の場合、図示のストリップ-k, lならびにmが曲げによって破壊

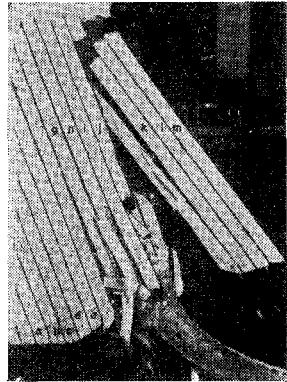


図-25

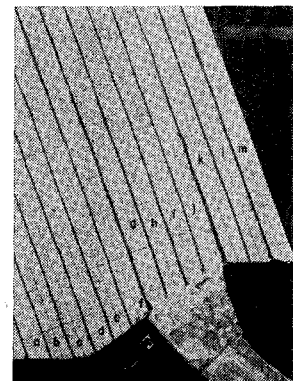
厚さの方向に2分された基盤 (模型<sub>2</sub>-3)

したのは分離面の引張抵抗に欠けるためである。

基盤のスラブを厚さの方向に2分した顕著なクラックを示す図-25は、前節で説明したクサビ作用の効果を証明している。

分離面の存在のため、基盤に対する力はアーチと直接接触するストリップ f~j に主として伝えられることが予想される。図-26によると、載荷前に直線であった

図-26 破壊前の基準線のずれ (模型<sub>2</sub>-3)



Y 軸に平行な基準線が、載荷後 ストリップ-e と ストリップ-f さらに ストリップ-j と ストリップ-k の間で食い違いを生じているのがわかる。

(4) アバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行ならびに直角な規則正しい 2 群の分離面をもつ基盤の破壊 (模型<sub>2</sub>-4)

図-27 に示す模型<sub>2</sub>-4 の左岸の基盤は、アバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行ならびに直角な規則正しい 2 群の分離面をもつ。分離面の間隔は X, Y の 2 方向に対していずれも 20 mm で、それを構成する粘土質材料の中も前節の模型と同じく 2 mm である。

図-27 模型<sub>2</sub>-4

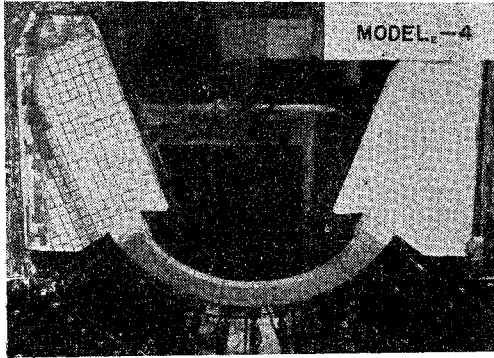


図-28 は破壊直前における基盤要素の動きと分離面の開口を示す。X 軸方向の動きは基盤の限定された範囲にのみいぢるしく、基盤の上流寄りならびに下流寄りの部分 (それぞれ ストリップ-a~e および ストリップ-k~m に相当する) は、このような載荷段階では、ほとんど応力から開放されている。下流寄りの部分が全面的に川側へずれているのは、模型<sub>2</sub>-3 で ストリップ-k~m が曲げを受けた現象と軌を一にする。

図-27 と 28 を重ね合わせて求めた図-29 によると、

図-28 破壊直前の状況 (模型<sub>2</sub>-4)

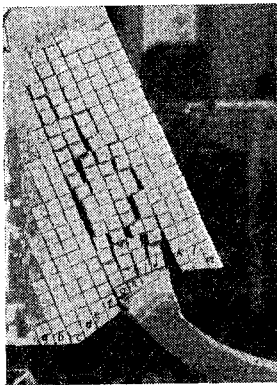
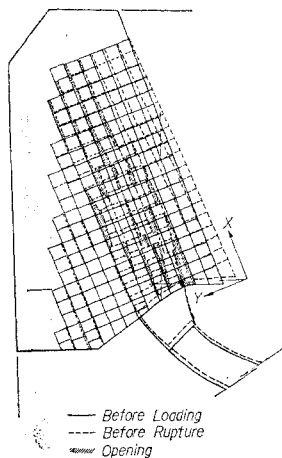


図-29 図-27 と 図-28 を重ね合わせて求めた基盤要素の動き (模型<sub>2</sub>-4)

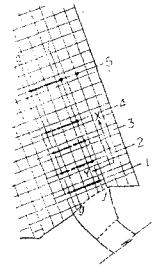
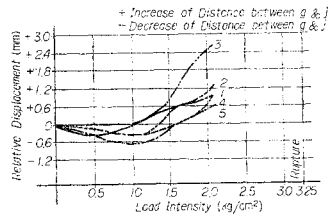


エレメントの動きは前述のように応力が伝達する範囲では、おおよそ主応力線に沿い、また分離面は 図-18 (b) にあげた引張応力の作用する方向に開いている。

図-30 のように、模型<sub>2</sub>-4 の破壊は、分離面沿いの滑りに支配され基盤要素の材料の破壊にはよっていない。これは、模型<sub>2</sub>-2 ならびに 3 と 模型<sub>2</sub>-4 の破壊機構の重要な相違である。

図-31 は荷重の増大に応ずる基盤要素の相対変位を例示したものである。破壊荷重の 1/3 までは、各要素とも Y 軸方向で互いに寄り合う傾向をもつが、以後破壊に至るまでは逆に離れて行く。

図-31 基盤要素の相対変位と荷重強度との関係 (模型<sub>2</sub>-4)



(5) アバットメントにおける合力線の方向とほぼ 45° の角度をなす規則正しい 2 群の分離面をもつ基盤の破壊 (模型<sub>2</sub>-5)

模型<sub>2</sub>-4 の分離面を 45° 回転すると、図-32 に示す模型<sub>2</sub>-5 が得られる。分離面の間隔ならびに粘土質材料の中は模型<sub>2</sub>-4 と変わらない。

図-33 は破壊直前における基盤の状態を示し、図-34 は載荷前と破壊直前の基盤要素の相対的な動

図-32 模型<sub>2</sub>-5

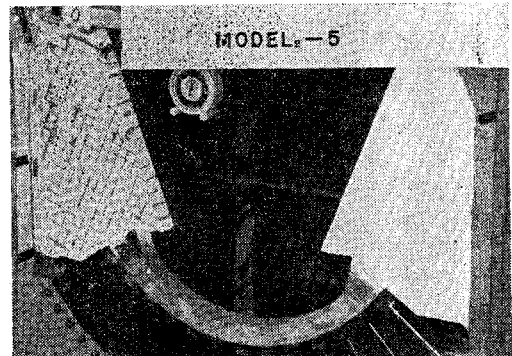
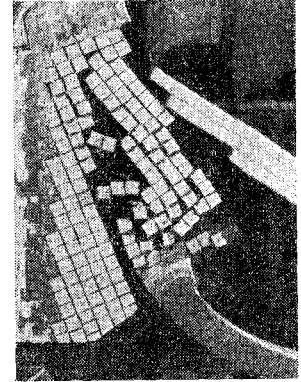


図-30 破壊の瞬間 (模型<sub>2</sub>-4)



きを与えているが、それによると、滑りは合力線から川側に45°の角度をなす一つの分離面沿いに起こりつつあり、載荷前に直線であった格子の線は明らかにその面の食い違いをみせている。この面を境にして山側の基盤エレメントはほとんど動かず、川側の三角形をなす基盤部分が総体的にずれを生じている。

図-33 破壊直前の状況(模型<sub>2</sub>-5)

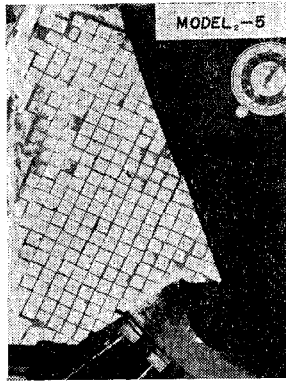


図-34 写真から求められた載荷前と破壊直前における基盤エレメントの相対的な動き(模型<sub>2</sub>-5)

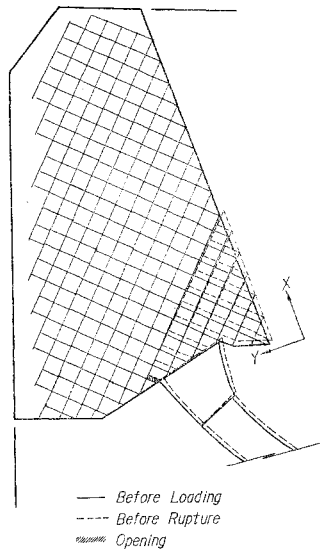


図-35 破壊の瞬間(模型<sub>2</sub>-5)



図-35にとらえられた破壊の瞬間からわかるように、模型<sub>2</sub>-5の滑りには、模型<sub>2</sub>-4の場合のような分離面の開口その他の複雑な様相がみられない。

(6) 予備実験の結果に関する定量的な考察

2次元模型による予備実験では、上流面に作用する荷重は面積力として取扱えばよく、実物とそれに相似な模型との関係を求める場合、(3)式の荷重  $P$  および  $P'$  は次のような形であらわされる。

$$P = p l^2, P' = p' l'^2 \dots (12)$$

上式中、

$p$  = 実物の水平アーチの上流面に作用する荷重強度 = 6.8 kg/cm<sup>2</sup>

$p'$  = 2次元模型の上流面に作用する荷重強度

黒部第四ダムの常時満水位は EL. 1448 m であるので、EL. 1380 m アーチの上流面に作用する実物の荷重強度は  $p = 6.8 \text{ kg/cm}^2$  になる。

$p$  と  $p'$  の比を  $\pi$  とすると、

$$\pi = \frac{p}{p'} \dots (13)$$

これから、

$$\pi = \frac{p l^2}{p' l'^2} = \pi \lambda^2$$

これと(4)式とから、

$$\zeta = \pi \dots (14)$$

表-4には、模型<sub>2</sub>-2~5の破壊時の荷重強度から、(14)式により求めた  $\zeta$  の値と、それに対応する2次元標準実物の機械的性質を(5)式によって求めた値を示してある。表中でアンダーラインを施した数字は、破壊機構を支配した機械的性質をあらわしている。

表-4  $\zeta$  の値と標準実物

模型 <sub>2</sub>	$p_0$	$P'$	$P$	$\zeta$	$\sigma_{a'}$	標準実物	$E$	$\sigma$	$\tau$	$\varphi$	$\tau_s$	$\varphi_s$
							$E_1$	$S_1$	$S_2$	$S_3$		
2	210	5.8	6.8	1.2	23.1	1	840	<u>8</u>	<u>2</u>	<u>37</u>	—	—
3	337	9.3	6.8	0.7	37.0	2	14 000	<u>21</u>	—	—	0.8	18
4	126	3.5	6.8	2.0	13.8	3	40 000	<u>60</u>	—	—	<u>2.4</u>	<u>18</u>
5	43	1.2	6.8	5.8	4.7	4	116 000	174	—	—	<u>7.0</u>	<u>18</u>

備考 アンダーラインを付した数字は、破壊を支配した機械的性質を示す。

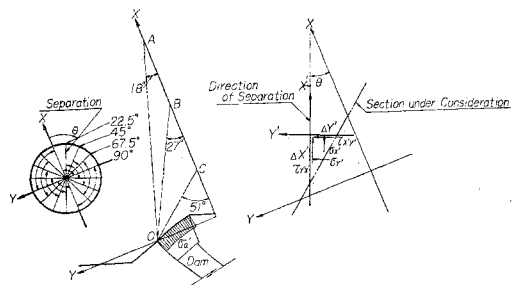
$E$ : 標準実物の基盤の弾性係数  $\tau_s$ : 標準実物の基盤内分離面のせん断強度  
 $\sigma$ : " 圧縮強度 沿いのせん断強度  
 $\tau$ : " " " " " 摩擦角  
 $\varphi$ : " " " " " 内部摩擦角 単位:  $E, \sigma, \tau$ : kg/cm<sup>2</sup>  $\varphi$ : 度

以下に、アバットメントにおける合力線の方向と直交する2群の分離面とのなす角度  $\theta$  と基盤の抵抗との関係を、模型<sub>2</sub>-1から得られた弾性的な応力によって考察してみよう。

図-36に示すように、座標軸  $X, Y$  に対して回転する分離面の方向を  $X', Y'$  であらわすと、一般に基盤中に任意に考えられる抵抗面 ( $OA, OB$  ならびに  $OC$ ) と  $X'$  または  $Y'$  の方向は一致せず、従って分離面をともなう場合の抵抗面は  $\Delta X', \Delta Y'$  から構成される階段面をなすことになる。

$\Delta X'$  面ならびに  $\Delta Y'$  面に作用する応力を抵抗面沿いに積分した値、 $\sum \sigma_{x'y'} \Delta X', \sum \tau_{x'y'} \Delta X'$  ならびに  $\sum \sigma_{x'y'} \Delta Y', \sum \tau_{x'y'} \Delta Y'$  は基盤構造によって左右されるが、たとえ分離面が存在しても弾性的な応力分布から得られる値と変わらないと仮定を設けると、 $\Delta X'$  面群または  $\Delta Y'$

図-36 分離面とO点を通る任意の抵抗面との関係





面群沿いに滑りが起こる限界では次の関係が成立する。

$X'$  軸方向；

$$\Sigma \tau_{x'y'} \cdot \Delta X' + \sigma_a' \Sigma \overline{\sigma_{y'}} \cdot \tan \varphi_s' \cdot \Delta X' = \sigma_a' \Sigma \overline{\tau_{y'x'}} \cdot \Delta X'$$

$Y'$  軸方向；

$$\Sigma \tau_{x'y'} \cdot \Delta Y' + \sigma_a' \Sigma \overline{\sigma_{x'}} \cdot \tan \varphi_s' \cdot \Delta Y' = \sigma_a' \Sigma \overline{\tau_{x'y'}} \cdot \Delta Y'$$

従って、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a' &= \frac{\Sigma \tau_{x'y'} \cdot \Delta X'}{\Sigma \overline{\tau_{y'x'}} \cdot \Delta X' - \Sigma \overline{\sigma_{y'}} \cdot \tan \varphi_s' \cdot \Delta X'} \\ \text{または、} \\ \sigma_a' &= \frac{\Sigma \tau_{x'y'} \cdot \Delta Y'}{\Sigma \overline{\tau_{x'y'}} \cdot \Delta Y' - \Sigma \overline{\sigma_{x'}} \cdot \tan \varphi_s' \cdot \Delta Y'} \end{aligned} \right\} \dots\dots (15)$$

上式中、

$\sigma_a'$  = アバットメントにおけるアーチの平均応力

$\overline{\sigma_{x'}}, \overline{\sigma_{y'}}$  = アバットメントにおけるアーチの単位平均応力による  $\Delta Y'$  面,  $\Delta X'$  面の垂直応力

$\overline{\tau_{x'y'}}, \overline{\tau_{y'x'}}$  = アバットメントにおけるアーチの単位平均応力による  $\Delta Y'$  面,  $\Delta X'$  面の接線応力

$\tau_s'$  = 分離面沿いのせん断強度 = 1.2 kg/cm<sup>2</sup>

$\tan \varphi_s'$  = 分離面の摩擦係数 =  $\tan 18^\circ$

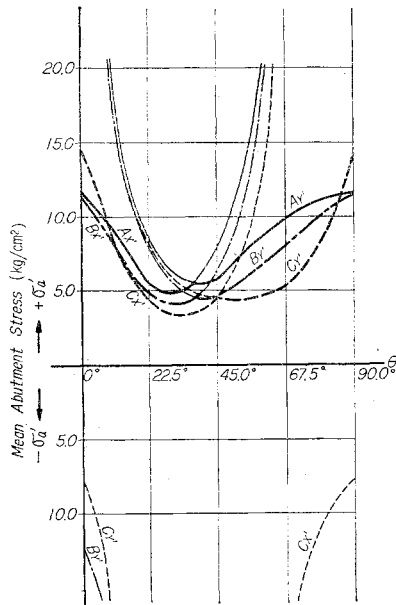
$\overline{\sigma_{x'}}, \overline{\sigma_{y'}}$  ならびに  $\overline{\tau_{x'y'}} = \overline{\tau_{y'x'}}$  を 図-16 から求め、分離面の回転に応じて抵抗面 OA, OB, OC が滑るとききの  $\sigma_a'$  の値を (15) 式から計算した結果が 図-37 である。

図中の A, B

図-37 分離面の方向と基盤の抵抗との関係

ならびに C は抵抗面 OA, OB ならびに OC をあらわし、脚符号  $X'$  ならびに  $Y'$  はそれぞれの抵抗面を形成する  $\Delta X'$  面群ならびに  $\Delta Y'$  面群に関する値であることを示す。どの抵抗面についても、最も滑りやすくなるのは、分離面が X ならびに Y 軸から  $22.5^\circ \sim 45^\circ$  まで回転したときで、なかでも抵抗面 OC が  $\sigma_a'$  の最小値を与えている。この図から OC に近い面で、1 群の分離面の方向がそれに一致する場合は、滑りに対する抵抗が最も小さいことがわかる。このことは、模型<sub>2</sub>-5 が模型<sub>2</sub>-4 にくらべて小さい荷重で破壊し、しかも一つの分離面沿いに滑った事実と一致している。

模型<sub>2</sub>-4 の基盤は、図-37 に示す計算値において  $\theta$



$= 0^\circ$  とした場合に相当するが、これによると抵抗面によって多少の差はあっても、 $\sigma_a' = 11.5 \sim 14.5 \text{ kg/cm}^2$  で最小抵抗面が OA と OB の中間にあることを示している。模型による実験結果では、表-4 のように  $\sigma_a' = 13.8 \text{ kg/cm}^2$  が得られて上記の値とほぼ一致している。同様に  $\theta = 45^\circ$  は模型<sub>2</sub>-5 に対応し、計算値が  $\sigma_a' = 4.5 \text{ kg/cm}^2$  であるのに対して、実験値は  $4.7 \text{ kg/cm}^2$  となっており、この場合にも計算値と実験値はよい一致を示している。従って、破壊現象の量的な説明には、上述のように弾性的な平均応力または合力が有力な手がかりを与えるものと考えることができる。

2次元模型より得られた標準実物(表-4)については、さらに3次元模型の結果に関連してふれることにするが、上掲の  $\sigma_a'$  はくに逆比例し、抵抗の落ちることは標準実物の強度が大きくなることを意味することに注意しなければならない。

以上の定量的な考察はさておいても、本章にあげた2次元基盤の破壊に関する予備的な研究は、物体の破壊に関する一般的結論を出すことを目的としたものではない。物体の破壊については、その分野におけるもっと広はんな研究に期待しなければならないが、筆者はアーチダムを設計する立場から、標準基盤をスケールとして用いる場合、破壊に関する本章の結果を一応一般的なものとして認めるのが適当であり、かつ安全であると考えられる。しかも2次元アーチの基盤に関する上述の性状を承認すると、次章にあげるように、3次元模型による破壊現象を理解するのに役立つことができるのである。

### 6. 3次元模型による基盤の破壊実験と標準実物

アーチダムに作用するおもな荷重が静水圧と自重であることは、すでに2.でも述べたが、本章にあげる3次元模型には、静水圧のみが考慮された。

模型に自重をかける方法については Rocha 博士ならびに Oberti 教授の研究がある<sup>6), 13)</sup>。Rocha 博士は Bouça ダムの模型による破壊実験に当り、静水圧との合力をとってダム本体の自重を上流面荷重におきかえ、両者を油圧ジャッキによる機械的な荷重で表現し、また Oberti 教授はダム本体だけでなく基盤の一部に対しても数多くのピアノ線の上端を内部にアンカーし、それらを下部に引張ることによって、(8) 式の関係を設定荷重の数倍に至るまで満足させるようにしており、後者は基盤の破壊実験でその自重を再現する唯一の可能な方法と思われるが、筆者の経験によると、この方法によってもなおかつ模型の破壊まで(8)式の関係を保つことは、ピアノ線のアンカーに難点があって不可能である。従って3次元模型実験においては自重はとり入れられなかったのであるが、後述するようにダム本体の弾性的な応力分

表-5 3次元模型の材料とその機械的性質

模型 <sub>3</sub>	基盤材料	E'			σ'			τ'			φ'	q'			分離面	τ <sub>s</sub> '	φ <sub>s</sub> '	ダムと基盤との接触面		φ <sub>a</sub> '	ダム本体	
		E <sub>1</sub> '	E <sub>2</sub> '	E <sub>3</sub> '	S <sub>1</sub> '	S <sub>2</sub> '	S <sub>3</sub> '	S <sub>4</sub> '	S <sub>5</sub> '	S <sub>6</sub> '		S <sub>7</sub> '	S <sub>8</sub> '	S <sub>9</sub> '				S <sub>10</sub> '	S <sub>11</sub> '			
1	固結砂	700	—	—	7	—	—	1.8	—	—	37	15~30	—	—	—	—	—	—	—	—	0.7	30
2	固結砂	700	—	—	7	—	—	1.8	—	—	37	15~30	—	—	—	—	—	—	—	—	33	28
3	固結砂	700	800	1500	5	11	21	1.3	2.8	5.2	37	11~22	24~48	45~90	—	—	—	—	—	—	33	28
4	プラスチック珪藻土	20000	—	—	30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	粘土質材料	1.2	18	—	—	—	33	28
5	プラスチック珪藻土	20000	—	—	30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	粘土質材料	1.2	18	—	—	—	33	28

E' : 1軸試験による基盤材料の弾性係数。模型<sub>3</sub>-3の場合 E<sub>1</sub>', E<sub>2</sub>', E<sub>3</sub>' は上部, 中間部, 下部の値を示す。  
 σ' : " 圧縮強度 " S<sub>1</sub>', S<sub>2</sub>', S<sub>3</sub>' は " "  
 τ' : " せん断強度 " S<sub>4</sub>', S<sub>5</sub>', S<sub>6</sub>' は " "  
 φ' : " 内部摩擦角 "  
 q' : スラブ状基盤についての支持力, 模型<sub>3</sub>-3の場合 S<sub>7</sub>', S<sub>8</sub>', S<sub>9</sub>' は, 上部, 中間部, 下部の値を示す。  
 τ<sub>s</sub>' : 1軸試験による基盤内分離面沿いのせん断強度  
 φ<sub>s</sub>' : " 摩擦角  
 τ<sub>a</sub>' : 1軸試験によるダムと基盤との接触面沿いのせん断強度  
 φ<sub>a</sub>' : " 摩擦角  
 単位: E, σ, τ, q : kg/cm<sup>2</sup> φ : 度

表-6 ζ の値と標準実物

模型 <sub>3</sub>	P <sub>0</sub>	γ <sub>1</sub> '	ρ	λ	ζ	標準実物	E			σ			τ			φ	τ <sub>s</sub>	φ <sub>s</sub>	τ <sub>a</sub>	φ <sub>a</sub>	q		
							E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>						S <sub>7</sub>	S <sub>8</sub>	S <sub>9</sub>
1	80	213	0.0047	500	2.4	1	1700	—	—	17	—	—	43	—	—	37	—	—	1.7	30	36~72	—	—
2	148	394	0.0025	500	1.3	2	900	—	—	9	—	—	2.4	—	—	37	—	—	43	28	20~40	—	—
3	87	509	0.0020	500	1.0	3	700	800	1500	5	11	21	1.3	2.8	5.2	37	—	—	33	28	11~22	24~48	45~90
4	96	255	0.0039	500	2.0	4	40000	—	—	60	—	—	—	—	—	—	2.4	1.8	66	28	—	—	—
5	71	189	0.0053	500	2.7	5	54000	—	—	81	—	—	—	—	—	—	3.2	1.8	89	28	—	—	—

備考 アンダーラインを付した数字は, 破壊を支配した機械的性質を示す。  
 E : 基盤の弾性係数, 標準実物-3の場合 E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub>, E<sub>3</sub> は, 上部, 中間部, 下部の値を示す。  
 σ : 基盤の圧縮強度 " S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub> は " "  
 τ : 基盤のせん断強度 " S<sub>4</sub>, S<sub>5</sub>, S<sub>6</sub> は " "  
 φ : 基盤の内部摩擦角  
 τ<sub>s</sub> : 基盤内分離面沿いのせん断強度  
 φ<sub>s</sub> : " 摩擦角  
 τ<sub>a</sub> : ダムと基盤との接触面沿いのせん断強度  
 φ<sub>a</sub> : " 摩擦角  
 q : スラブ状基盤についての支持力, 標準実物-3の場合 S<sub>7</sub>, S<sub>8</sub>, S<sub>9</sub> は, 上部, 中間部, 下部の値を示す。  
 単位: E, σ, τ, q : kg/cm<sup>2</sup> φ : 度

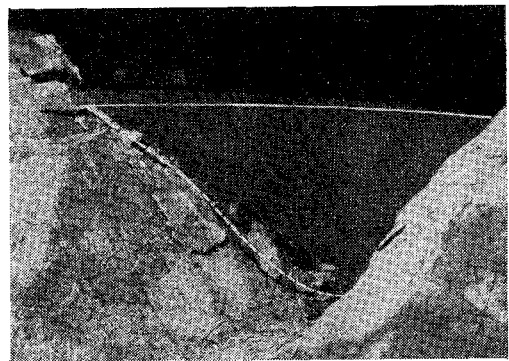
布と前章にあげた2次元模型の結果から, 模型<sub>3</sub>-3の場合のような特定の基盤構造を除いて, 自重の影響はある程度推定できるのである。

表-5 にあげたのは, 模型<sub>3</sub>-1~5 に用いた材料の機械的性質である。個々の実験結果を述べるに先立って, 各模型の破壊時における換算液体荷重の密度 γ<sub>1</sub>' から導びかれるζの値と標準実物を表-6 に示しておく。

(1) 支持力その他の基盤材料の抵抗にくらべて, ダム本体と基盤との接触面のせん断抵抗が小さい場合(模型<sub>3</sub>-1)

模型<sub>3</sub>-1のダム本体と基盤との接触面は, ほかの模型にくらべてせん断強度の小さいプラスチック・珪藻土によって接合されている。その結果 図-38 に示すように, 模型ダムの本体は γ<sub>1</sub>'=213 g/cm<sup>3</sup> (ρ<sub>0</sub>=80 kg/cm<sup>2</sup>) で右岸のアバットメント沿いにはい上るような滑りを起こした。図-38 からは, 一見基盤の一部も同時に破壊したようにみえるが, 滑りに際してダム本体がアバットメントに近接する基盤の表層部をはぎとっただけである。

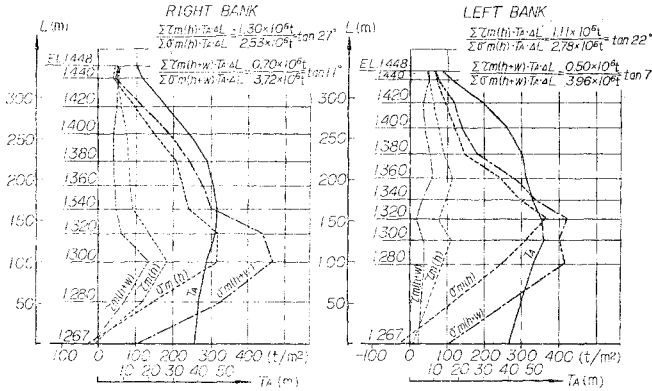
図-38 右岸アバットメント沿いに生じた滑り(模型<sub>3</sub>-1)



このような状態は, 実験後ダム本体と基盤の損傷部分を取りはずし, 破壊面に肉眼的観察を施して確認されたもので, 後掲の模型においても同じような方法が踏襲された。

以上のように, 模型<sub>3</sub>-1から得られる標準実物 P<sub>1</sub> の

図-39 実物のアバットメントに作用する平均接線応力と平均垂直応力の分布ならびにアバットメントの厚さの変化(応力はいずれもプラスター珪藻土による模型からえられた値より計算された)。



破壊を支配する機械的性質は、ダム本体とアバットメントとの接触面におけるせん断強度と摩擦係数であり、表-6にあげたように、両者の値はそれぞれ1.7 kg/cm<sup>2</sup>および tan 30° となる。

黒部第四ダムの場合、静水圧および静水圧と自重とによってアバットメントの上下流面に生ずる弾性的な応力\* から厚さ方向にわたる基盤の平均垂直応力  $\sigma_m(h)$  ならびに  $\sigma_m(h+w)$  と平均接線応力  $\tau_m(h)$  ならびに  $\tau_m(h+w)$  を左右両岸別に求め、その分布を描くと 図-39 のようになる。ただし、図中の  $\sigma_m$  および  $\tau_m$  に付した脚符号 ( $h$ ) ならびに ( $h+w$ ) は、それぞれ静水圧のみによる応力ならびに静水圧と自重による応力であることを示し、 $\sigma_m$  は圧縮、 $\tau_m$  は上向きの場合を正としている。平均接線応力は右岸のベース付近を除いて常に上向きに働くが、このような応力状態は、特に静水圧のみを考慮する限り、谷巾とダムの高さとの比が割合に大きい地点の設計にあらわれてくるものである。

アバットメントにおけるダムの厚さを  $T_A$  とし、 $\sigma_m(h) T_A$  ならびに  $\tau_m(h) T_A$  をアバットメント沿いに積分して  $\int \tau_m(h) T_A \cdot dL / \int \sigma_m(h) T_A \cdot dL$  を求めると、右岸に対しては tan 27°、左岸に対しては tan 22° なる値が得られる。前者が標準実物  $P_1$  の接触面における摩擦係数 tan 30° にほぼ等しいことは、滑りが右岸から起こったことと一致している。

実物のアバットメントにおける摩擦係数が tan 30° より条件が悪く、せん断強度が 1.7 kg/cm<sup>2</sup> より小さい場合には、静水圧による上向きの滑りが問題に

\*  $\lambda=500$  のプラスター・珪藻土模型から得られた。

なることを  $P_1$  は教えている。

しかし、ダムの自重を考慮すると事情は、一変する。図-39のごとく、自重は右岸において  $\int \sigma_m(h) T_A \cdot dL = 2530000 \text{ ton}$  を  $\int \sigma_m(h+w) T_A \cdot dL = 3720000 \text{ ton}$  に増大させ  $\int \tau_m(h) T_A \cdot dL = 1300000 \text{ ton}$  を  $\int \tau_m(h+w) T_A \cdot dL = 700000 \text{ ton}$  に引き下げる。すなわち、この場合の  $\int \tau_m(h+w) T_A \cdot dL / \int \sigma_m(h+w) T_A \cdot dL = \tan 11^\circ$  は  $P_1$  の摩擦係数 tan 30° を十分下まわり、自重を考慮すると、上向きに対する滑りの危険性は遠のくことを表書きしている。

アバットメントに隣接する基盤材料の破壊が起こらない限り、水平アーチのスパンが拡がり得る機会は谷の斜面に沿って上方に向う以外にはないのである。単純な考察によっても模型-1のような滑りの可能性は理解できる。

(2) 基盤が一樣な材料よりなり分離面をともしない場合(模型-2)

模型-1のダム本体を再度接着材によって基盤面にとりつけたのが、模型-2である。模型-1の基盤材料は一樣でしかも本質的な破壊を招かなかったことが、このような節約を可能にした。ただし、この場合の接着材はプラスターである。

模型-2では、図-40にみられるように右岸のアバットメントに隣接する基盤材料が EL. 1300 m 当りから上部にわたって全面的にせん断破壊を起こし、それと同時に右岸の突出した山には 図-41 の等高線で示されるような破壊面が発達した。

基盤材料のせん断破壊は 図-40(b) にあげたダム本体のアバットメントに付着する材料の形状から明らかになることであって、それは三角形のプリズム状をなし、プリズムの軸に直交する断面をとってみると、上流側が長辺、下流側が短辺をなす不等辺三角形が得られ

図-40 (a) 右岸のアバットメントに隣接する部分に生じたせん断破壊(模型-2)

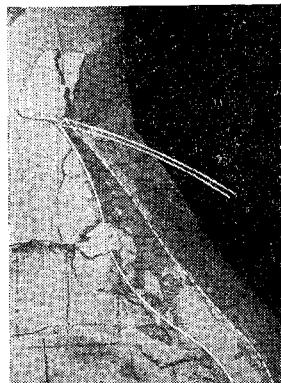


図-40 (b) 右岸のアバットメントに隣接する部分に生じたせん断破壊

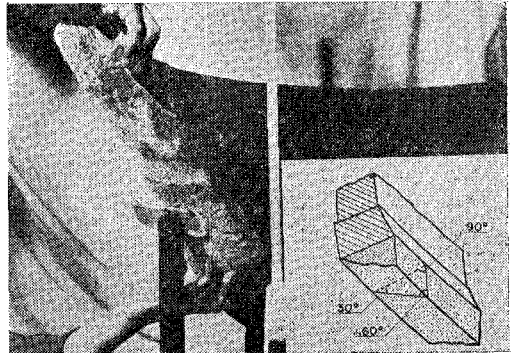
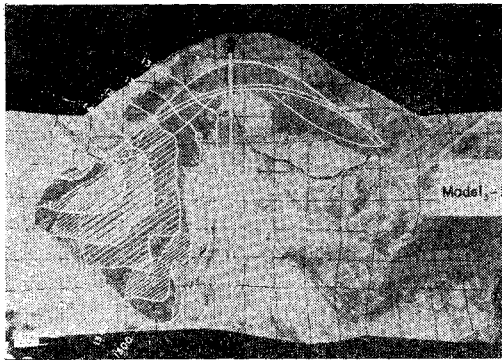


図-41 基盤表面と破壊面の等高線(模型-2)



る。これはアバットメントの厚さの方向に分布する応力の合力が、厚さを2等分する点より下流よりに作用し、また半径方向接線応力の存在のため、その作用方向がアバットメントに対するのり線より川側に向いているためである。断面形はいずれの標高でもほぼ相似で、頂角の60°に対して底角はそれぞれ30°と90°になっている。底角の平均値(60°)から推定される固結砂の内部摩擦角は30°で、予備実験における模型-2に関連してあげた値と等しい。

ダム本体下流面の左右アバットメント沿いの EL. 1300 m と EL. 1340 m におけるひずみと模型荷重の密

図-42 オッシロ グラフに記録されたひずみと換算液体荷重の密度との関係(模型-2)

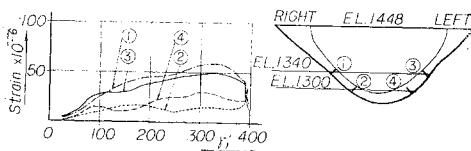
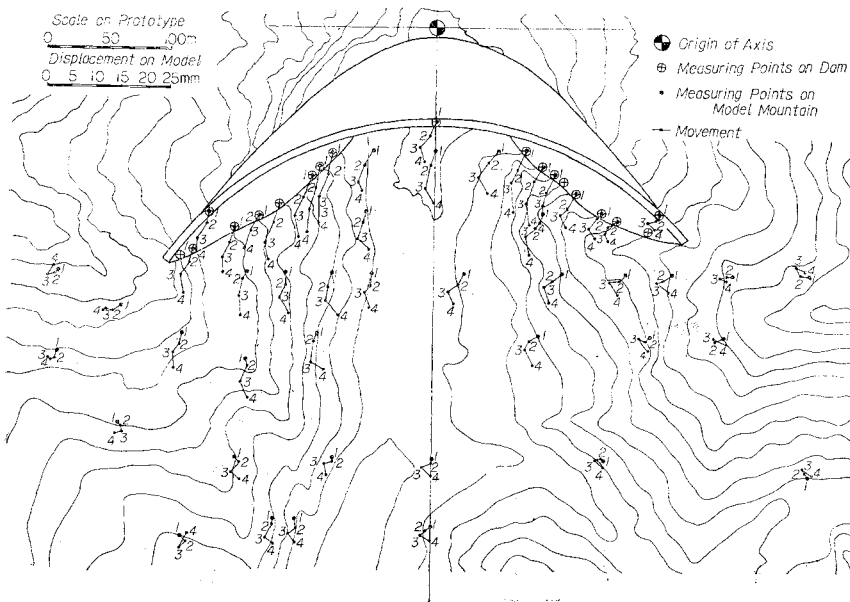


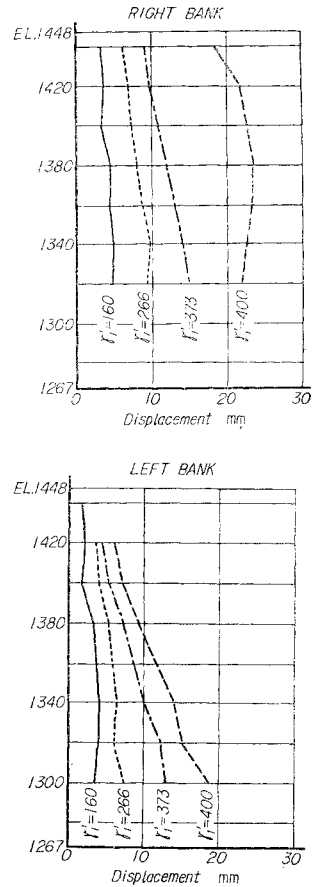
図-43 写真測定によって得られた水平変位(模型-2)



度  $\gamma_1'$  との関係を図-42 に示す。破壊荷重に接近すると、EL. 1240 m のひずみが急速に減小するのに対して EL. 1300 m のそれは増大し、ついには両者が逆転する。このようなひずみの変動は、基盤材料のせん断破壊が EL. 1300 m より EL. 1340 m で先に起こったことを証明している。ひずみ計の数が少ないため、この図からアバットメントに沿う破壊の順序を指摘することはできないが、後述の弾性的な応力の分布から判断すると、EL. 1300~1340 m を中心として、上下に発展したことは間違いない。

図-41 にあげた破壊面の等高線を見ると上述のせん断破壊に引続いて上部では、アバットメントにおける合

図-44 アバットメント沿いに生じた水平変位の分布(模型-2)



力線の方にクラックが伸び、しかも破壊面が相当の標高にわたって鉛直に近い勾配を示している。明確には観察できないが、予備的な研究の結果から、このような破壊面の伸びはクサビ作用にもとづくものであることが推定される。いずれにしても、最小抵抗面沿いに形成されるこれらの破壊面が、基盤の表面形状の影響を大きく受け、河床面に近い下部の標高で水平に近くなるのは当然のことである。

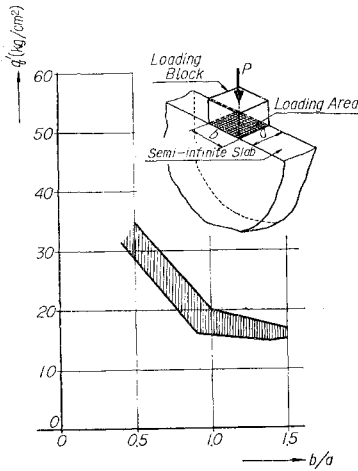
図-43 および 44 は、それぞれ単写真から求め

られた基盤表面の各点の変位とアバットメント沿いのそれを示す。これらからダム全体が右岸寄りに動き、アバットメントの上部では左岸より右岸、また兩岸とも上部よりは下部に大きい変位がでていることがわかる。

以上のようにして、標準実物  $P_2$  の破壊を支配する機械的性質は、一様な基盤のマスを構成する材料のせん断強度と内部摩擦角であるとする事ができる。これらから、標準実物  $P_2$  のせん断強度ならびに内部摩擦角は表-6 に示すように、それぞれ  $2.4 \text{ kg/cm}^2$  ならびに  $37^\circ$  となる。支持力は材料と同時に基盤の形状に固有なものであり、アーチ ダムの基盤の形状は標高ごとに変化するので、その値を一義的に決めることはできない。

簡単な見当をつけるため、筆者は、図-45 に示すようなスラブ状基盤にその面内の荷重を与え、矩形載荷面積の辺長比と支持力との関係を求めてみた。ただし、スラブは模型<sub>2</sub>の基盤材料と同じ配合の固結砂よりなる。その結果は  $b/a=0.5\sim 1.5$

図-45 スラブ状基盤についての支持力と  $b/a$  との関係

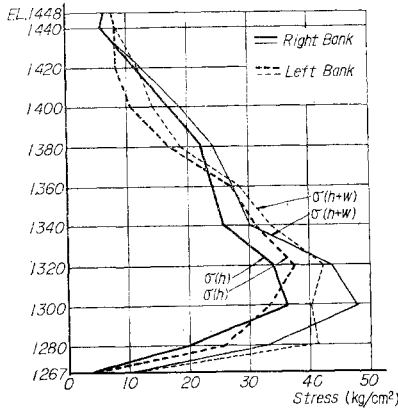


に対して  $30\sim 15 \text{ kg/cm}^2$  の支持力を与える。アーチダムのアバットメントの下流側地形は半径方向から山側に逃げ、いわゆるかぶりが小さいことが多いので、それを考慮してこのような試験が行なわれたのである。図の場合、 $b$  方向がアバットメントの上下方向、 $a$  方向が上下流方向に当る。

表-5 にあ 図-46 静水圧ならびに静水圧と自重によって  
げた支持力  $q'$  実物アバットメントに作用する平均応力

の値は上記の値をとったもので、標準実物  $P_2$  の支持力  $q=20\sim 40 \text{ kg/cm}^2$  はそれから求められた。

図-46 は、図-39 にあげた  $\sigma_m(h)$  と  $\tau_m(h)$  を合成



することによって得られたアバットメント沿いの上下流面主応力の平均をあらわす。この弾性的な平均応力の最大値 ( $36 \text{ kg/cm}^2$ ) が標準実物  $P_2$  の支持力  $q$  にはほぼ等しく、その作用位置が EL. 1300~1320 m にあることは、半無限体としてよりはむしろ 図-45 のような半無限スラブとして標準実物  $P_2$  の基盤の支持力を評価すべきであることを指摘していると同時に、その破壊がこのような標高を中心として発展するとする推定を支えるものである。周知のように半無限体基盤の支持力はここでいう半無限スラブの支持力よりははるかに大きい値である。

自重を考慮すると、アバットメントにおける弾性的な平均応力の最大値は増大するので、標準実物  $P_2$  の支持力は表-6 に示す値よりも大きくなる事がわかる。すなわち、分離面をとともなわず一様な材料よりなる基盤構造にとって、自重の存在は有利ではない。

(3) 分離面はともなわないが、上部、中間部、下部の基盤材料の相対強度(圧縮)が  $1:2:4$  の比で変化する場合(模型<sub>3</sub>)

図-47 は、模型<sub>3</sub>の基盤材料の強度を示す。図-8 のように、特に強度の小さい固結砂の機械的性質はその配合変化に敏感であるため、上部、中間部、下部に予定された相対強度の比  $1:2:4$  は、近似的に実現されている。強度の変化する境界面 (EL. 1400 m および EL. 1350 m) で基盤材料は不連続に変化することになるが、4. で述べたように、模型基盤の打込みに当っては単に配合を変えるだけで、境界面に施工継目を設けないようにした。

図-47 基盤材料の圧縮強度(模型<sub>3</sub>)

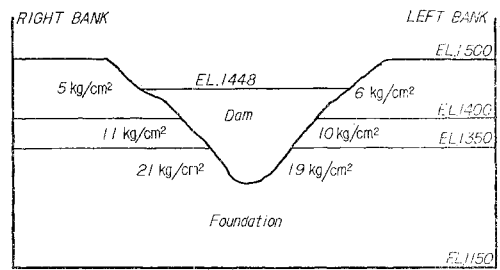


図-46 のアバットメントにおける弾性的な平均応力の分布からすると、EL. 1448~1400 m, EL. 1400~1350 m および EL. 1350 m ~ における平均応力の最大値は、それぞれ  $17, 25$  ならびに  $36 \text{ kg/cm}^2$  で、それらの比は  $1:1.5:2.1$  に等しい。模型<sub>3</sub>で基盤材料の相対強度を  $1:2:4$  にとったのは、アバットメントの上部におけるせん断破壊が期待できる基盤構造としたかったためで、固結砂の実用上の最小強度(約  $5 \text{ kg/cm}^2$ )と載荷装置の容量から、これ以上強度の比を強調させることができなかった。アバットメントの下部のせん断破壊に端を発する破壊機構はすでに模型<sub>2</sub>を通じて理解

図-48 (a) 右岸のアバットメントに隣接する部分に生じたせん断破壊(模型-3)

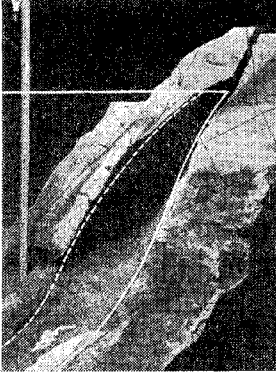


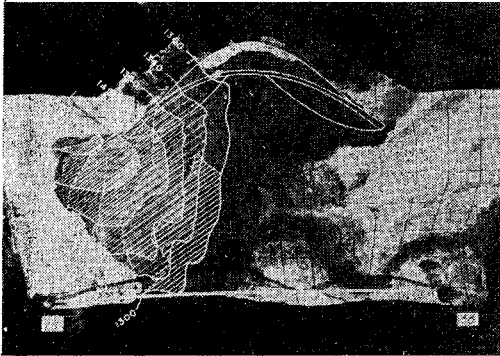
図-48 (b) 右岸のアバットメントに隣接する部分に生じたせん断破壊(模型-3)



されたので、上部に興味を移したのが模型-3である。

模型-3はやはり右岸で破壊し、その状況は外見上模型-2と変わらず、図-48にあげたアバットメントに隣接する模型のせん断破壊にしても、図-49の破壊面の形にしても、大した差異をみせていない。また、図-48(b)の三角プリズムまたはピラミッド状の基盤材料は、

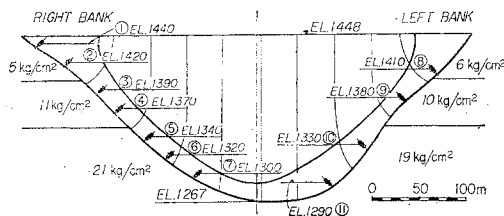
図-49 基盤表面と破壊面の等高線(模型-3)



しかし、ダム本体下流面におけるアバットメント沿いのひずみ測定の結果は、両者の相違を明らかにしている。図-50は右岸に7個、左岸に4個貼付したひずみ計の位置、図-51および52は载荷にともなうひずみの変化とアバットメントに沿うひずみの分布を示している。

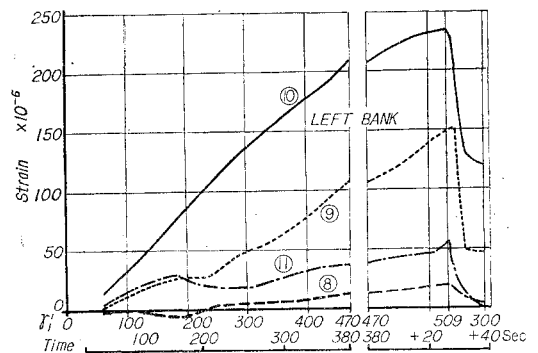
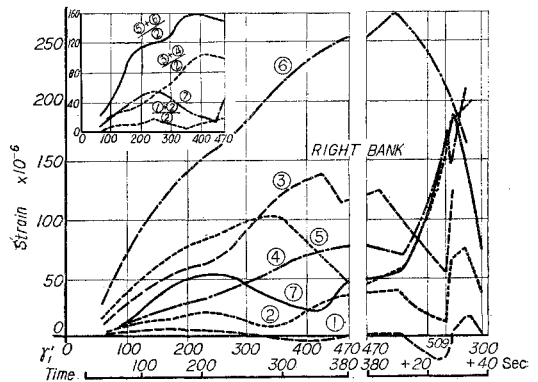
模型荷重の密度に応じて、一つのブロックに2個あて貼られた右岸のひずみ計は、①と②、③と④、⑤と⑥でかなり差があるとともにも不規則な値を与え、プロ

図-50 ひずみ計の配置(模型-3)



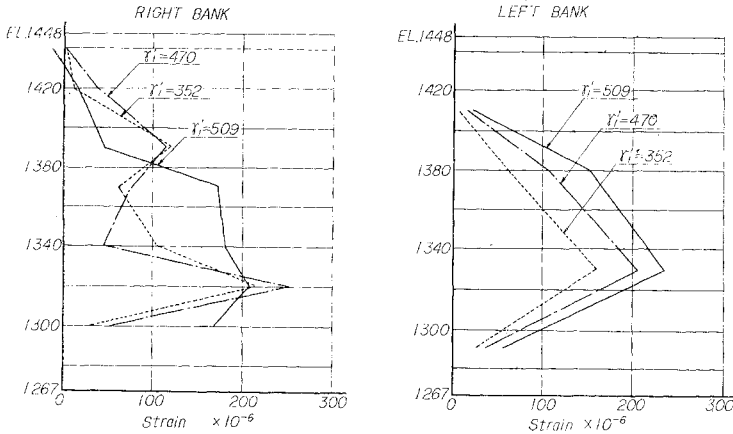
ック市の中央に1個ずつ貼られた左岸のひずみ計による値は、規則正しい変化をたどる。ひずみ計とダム本体の半径方向継目の相対位置から、ブゾアよりなるアーチダムの不連続的な作用の影響が右岸の記録に多くあらわれるのは当然である。試みに、ひずみ計①と②、③と④および⑤と⑥の値についてそれぞれの平均をとってみると、標高に应ずるその絶対値の変化は、図-51の上図の一部に示すように左岸の値に接近する。しかし、図-52によると、模型荷重の密度が増大して破壊点に達すると、ひずみ分布の不規則性はとれてくる。

図-51 オッシロ グラフで測定したひずみと換算液体荷重の密度との関係(模型-3)



個々の測点におけるひずみの変化とは別に、ひずみ分布の変化を全般的にみると、破壊荷重に近づくに従い、右岸上部のひずみが減小して逆に EL. 1340~1380 m 当りの中間部が増大する。これは右岸のアバットメントに隣接する基盤のせん断破壊がまず上部に起こってその部分の抵抗が失なわれ、推力の一部がクラウンからアバットメントにかけて斜めに下降してきたことによるものと解釈することができる。その後、破壊は上部より下部

図-52 アバットメント沿いのひずみの分布 (模型-3)



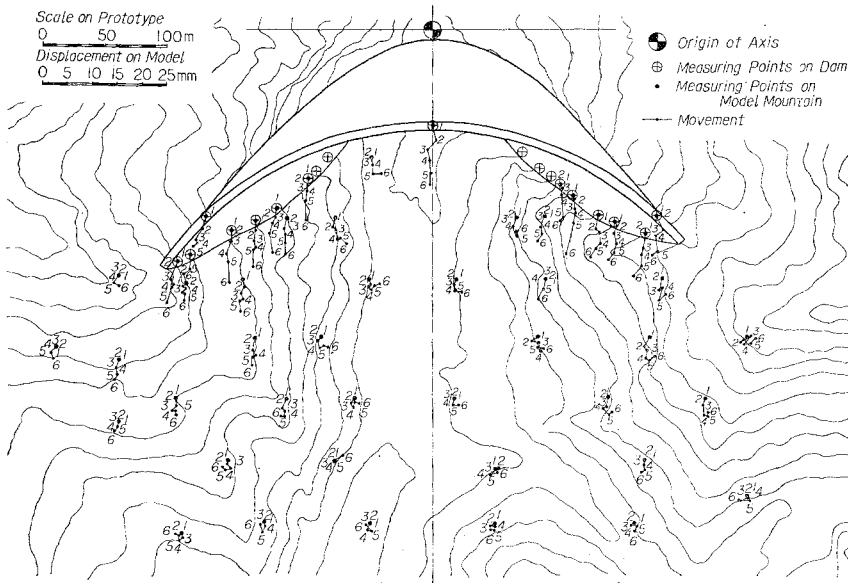
におよび、結局、模型-2の場合と同じような破壊面が基盤内に発展したのである。ただし、このような破壊近傍の現象は模型上ではきわめて短時間に起こったことに注意しなければならない。

右岸下部のひずみ計⑥は、それに隣接する基盤が上部とほぼ同じような時期に異常を来したことを示しているが、構造物の不連続的な作用でこの部分に過大なひずみを生じたことによる。その点アバットメント沿いの破壊順序は厳密には指摘できないが、先述の弾性的な平均応力の比 1:1.5:2.1 と基盤材料の強度比 1:2:4 から上部に余裕がないとする考察は、ここでの推定と一致する。

左岸ではいずれのひずみ計も最後まで異常をみせず、右岸の破壊とともにひずみは消滅に向っている。

図-53 および 54 は、それぞれ基盤表面の各点の変位とアバットメント沿いの変位分布を示す。後者によると

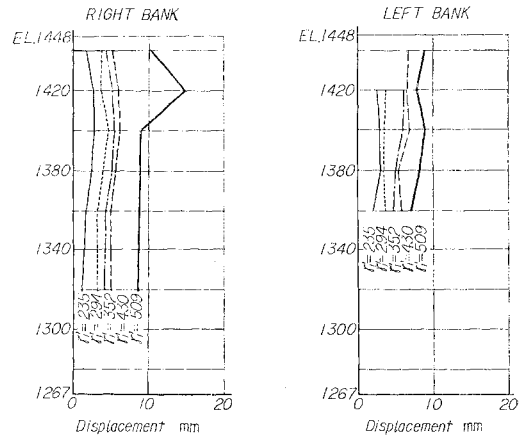
図-53 写真測定によって得られた水平変位 (模型-3)



最大荷重で右岸の EL. 1420 m に過大な変位がみられるが、この付近の標高で最初の異常を生じた結果によるものと考えられる。この過大变位は図-48に示すように、ダム本体の端部ブロックをねじって、右岸から2番目のブロックに水平クラックを進展させた。なお、模型-2では、アバットメント沿い上部より下部で大きい変位を生じたのに対して、模型-3では、特定点を除いて全標高にわたりそれほど変位量は変わらない。

模型-3の場合に破壊機構を支配する機械的性質は、右岸上部のマスを構成する基盤材料のせん断強度と内部摩擦角である。それ

図-54 アバットメント沿いに生じた水平変位の分布 (模型-3)



に対応する標準実物  $P_3$  のせん断強度と内部摩擦角は、表-6 のようにそれぞれ  $1.3 \text{ kg/cm}^2$  ならびに  $37^\circ$  となり、図-45の半無限スラブから得られる支持力をあげると  $11 \sim 21 \text{ kg/cm}^2$  程度である。これらの値は標準実物  $P_2$  のせん断強度ならびに支持力の約  $1/2$  に等しい。この場合、図-46の EL. 1400 m と EL. 1300 m におけるアバットメントの弾性的な平均応力がそれぞれ  $17 \text{ kg/cm}^2$  および  $36 \text{ kg/cm}^2$  でその比が大体 1:2 に等

しなかったことを想起しなくてはならない。これから黒部第四ダムとその基盤表面の形状を対象とする限り、上部と下部で基盤の支持力の評価基準（土質力学でいう支持力係数）は変わらないし、標準実物  $P_3$  の基盤が上部より破壊するものと考えてよいことがわかる。

ただし、表-5 中の模型材料の支持力は、固結砂の場合、圧縮強度とせん断強度が比例ししかも内部摩擦角が一定しているため、圧縮強度と 図-45 に示す支持力が比例するものとして求められている。

(4) 水平アーチのアバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行ならびに直角な 2 群の鉛直分離面および 1 群の水平分離面、計 3 群の直交する規則正しい分離面をもつ場合（模型<sub>3</sub>-4）

模型<sub>3</sub>-4 の基盤は EL. 1380 m の水平アーチのアバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行ならびに直角な 2 群の鉛直分離面および 1 群の水平分離面をもつ。分離面の間隔ならびに粘土質材料の中は、直角 3 方向のいずれに対しても一様で、予備実験における模型<sub>2</sub>-4 ならびに 5 と同じく、それぞれ 20 mm および 2 mm にとられた。このような 3 次元模型の製作に要した基盤エレメント (18×18×18 mm) の数は約 5600 におよぶ。

この場合、アバットメントに隣接する基盤エレメント自体の破壊は起こらず、基盤は合力線にほぼ平行な分離面沿いに滑りを起こした。図-55 は破壊時における模型の状況、図-56 は破壊面の形を示す。模型荷重の密度の増大に応じて撮影されたステレオ写真によると、滑りによる分離面の開口は右岸の上部に始まって次第に下部におよび、切り離された山塊自体は形状を維持していた。破壊面の形は、アバットメントにおける合力線の方向に発展した模型<sub>2</sub>-2 ならびに 3 のそれとあまり変わらない。分離面をとまなう構造の場合でも、基盤内の破壊面の形状がその表面形によって左右されるのは当然で、

図-56 の破壊面の等高線が EL. 1360 ~ 1500 m の間で直線を示すのは、右岸突出部の下流に切れ込む沢の存在によって地表面等高線が逃がっていることによる。

図-55 によると、左岸の分離面にも二、三の箇所 openings が認められるが、本質的なものではなく、表面からわ

図-55 破壊直前における分離面の開口状態 (模型<sub>3</sub>-4)

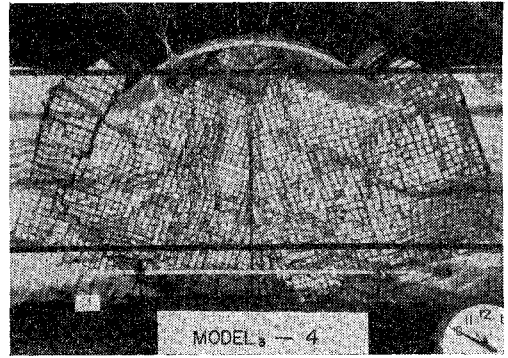
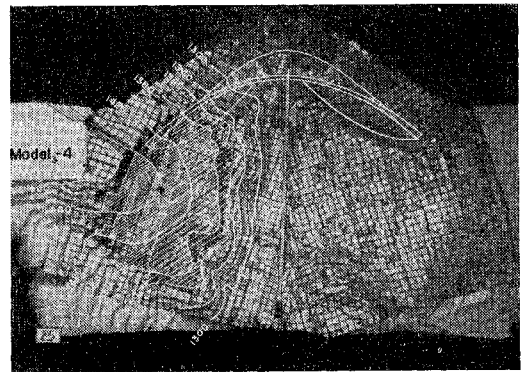


図-56 基盤表面と破壊面の等高線 (模型<sub>3</sub>-4)



ずかな深さに発展しているに過ぎない。模型<sub>3</sub>-4 でも依然として左岸の基盤には破壊は起こらなかったとしてよい。

図-57 および 58 は基盤表面の各点とダム本体アバットメント沿いの変位を与える。図-57 からはダム全体

図-57 写真測定によって得られた水平変位 (模型<sub>3</sub>-4)

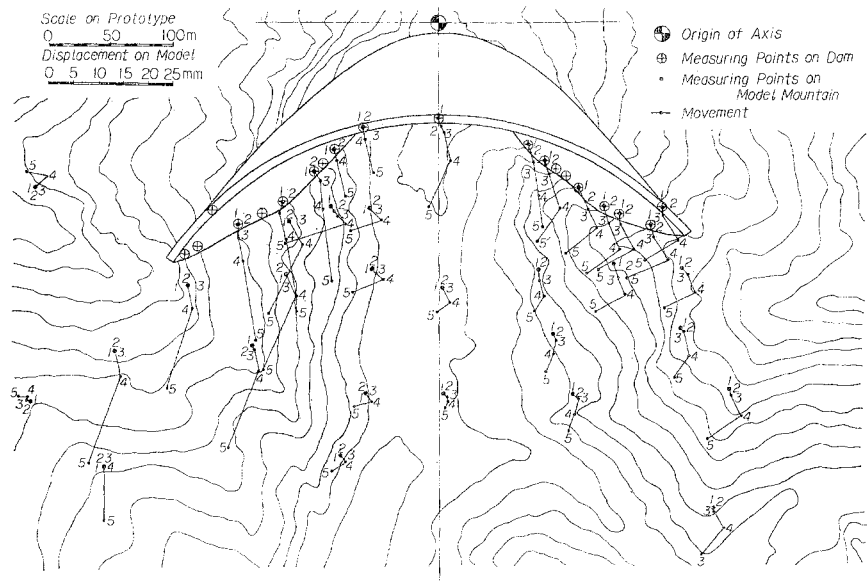
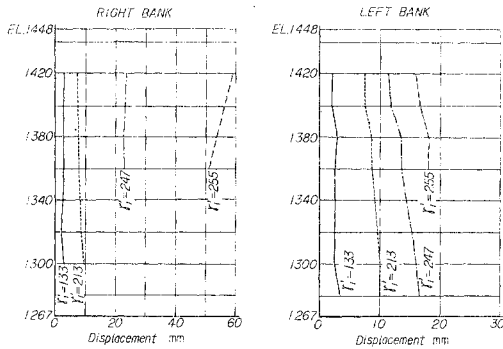




図-58 アバットメント沿いに生じた水平変位の分布  
(模型<sub>3</sub>-4)



が滑りの方向に沿って右岸側に移動したことがわかるし、図-58の右岸アバットメントにおける変位分布は最終段階で上部に過大な変位を示し、滑りが上部から始まったことを推察させる。

模型<sub>3</sub>-4の場合、破壊を支配した機械的性質は分離面のせん断強度と摩擦係数である。それから標準実物  $P_4$  の分離面のせん断強度と摩擦係数を求めると表-6のようにそれぞれ  $2.4 \text{ kg/cm}^2$  および  $\tan 18^\circ$  となり、予備実験における模型<sub>2</sub>-4の値と一致する。この結果から模型<sub>3</sub>-4のような基盤構造では、鉛直分離面がおもな抵抗面を形成し、水平分離面沿いの滑りは2次的な破壊であると考えることができる。分離面が粘土質材料のような塑性材料から形成される場合は、模型<sub>2</sub>-1~3とは異なって破壊現象が緩慢に進行し、実験技術上最大荷重でただちに油圧を0にもどすことは不可能なので、模型<sub>3</sub>-4の測定結果だけから破壊現象を1次と2次に区別することは困難である。

鉛直分離面がおもな抵抗面となる基盤構造では、自重の作用を考慮しても、標準実物  $P_4$  の内容はそれほど変わらないものと思われる。

(5) 水平アーチのアバットメントにおける合力線の方向と  $45^\circ$  の角度で交わる2群の鉛直分離面と1群の水平分離面、計3群の直交する規則正しい分離面をもつ場合 (模型<sub>3</sub>-5)

模型<sub>3</sub>-4における2群の鉛直分離面を  $45^\circ$  回転すると模型<sub>3</sub>-5が得られる。分離面の間隔と粘土質材料のものも模型<sub>3</sub>-4と同じである。

この場合も分離面沿いの滑りで基盤は破壊したが、模型<sub>3</sub>-4に比べて全くその様相を異にする。破壊直後の状況を示す図-59によれば、左右両岸とも、基準となったアーチの合力線の方向から川側に  $45^\circ$  の角度をなす分離面沿いに滑りを生じている。この現象はさらに破壊面の形をあらわす図-60によって確認することができる。破壊面自体の形は、EL. 1500~1410 m, EL. 1410~1340 m および EL. 1340 m~ の3段にわかれ滑りに対する抵抗面は鉛直分離面と水平分離面から構成される。

図-59 3段にわかれた破壊面の状態 (模型<sub>3</sub>-5)

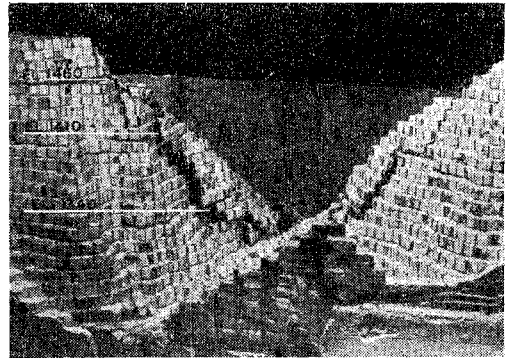
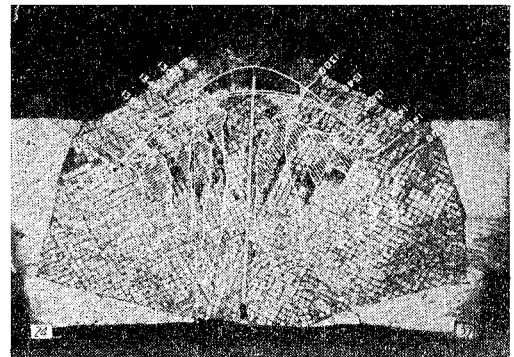


図-60 基盤表面と破壊面の等高線 (模型<sub>3</sub>-5)



しかし、基盤表面とアバットメント沿いの特定点の変位を示す図-61ならびに62によれば、ダム全体が左岸をヒンジとして川側に回転し、またアバットメントの変位量も右岸の方が圧倒的に大きい。ステレオ写真による観察からも明らかであったが、基盤の滑りはまず右岸に起こり、上述のような回転をともなうその後の大きい変位によって左岸にも滑りを招いた。従って、ここでも1次的な破壊と2次的な破壊が区別される。

右岸のアバットメントには、EL. 1400 m 当りに異常な変位が認められるが、この付近で最初の滑りが起こったことによるものと考えられる。この異常変位によってダム本体には、図-59にみられるように、模型<sub>3</sub>-1の場合と同じく右岸から2番目のブロックに水平クラックが発達した。

模型<sub>3</sub>-5から得られる標準実物の分離面におけるせん断強度ならびに摩擦係数は、それぞれ表-6に示すように  $3.2 \text{ kg/cm}^2$  および  $\tan 18^\circ$  である。ここで標準実物  $P_5$  と  $P_4$ 、およびそれらに対応する基盤構造をもつ2次元の標準実物(表-4中の  $P_5$  と  $P_4$ )のせん断強度比を求めると、前者の  $3.2/2.4=1.3$  に対して後者は  $7.0/2.4=2.9$  となる。分離面をともなう3次元基盤には、抵抗面として水平面が入ってくるが、2次元模型にはそれがない。上記の比の差は、水平抵抗面の寄与が  $P_4$  の基盤構造よりも  $P_5$  の基盤構造に大きいことを示しており、このことから、基盤をもふくめた構造物の自重は  $P_4$  よ

図-61 写真測定によって得られた水平変位 (模型-5)

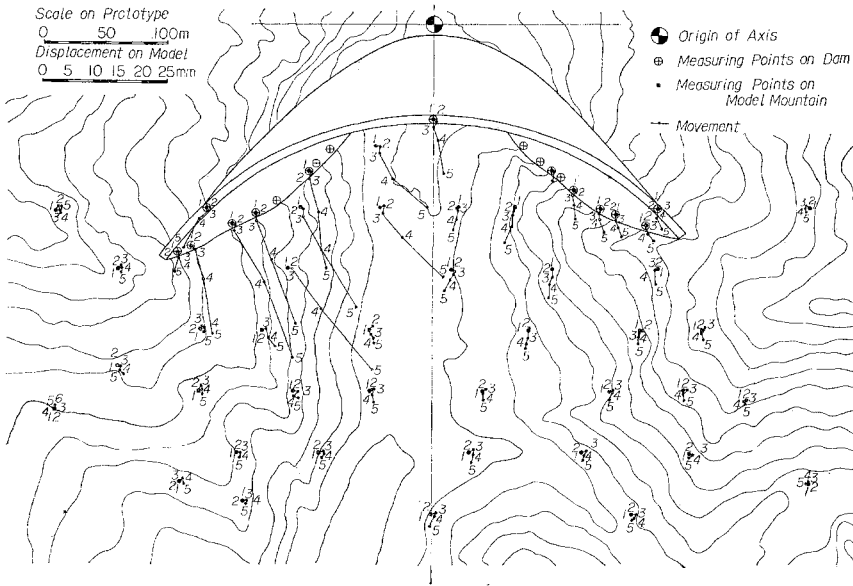
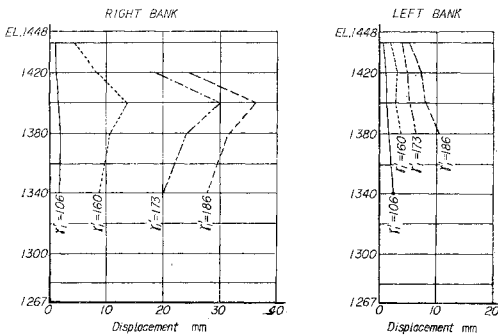


図-62 アバットメントに生じた水平変化の分布 (模型-5)



り  $P_3$  に対して有利な結果をもたらすと考えることができる。

### 7. 結 語

従来、アーチダム の基盤の安全性測定には、測定対象とスケールとの対応が不十分であった。この問題を解決する試みとして、本研究では、統計的手段により実物基盤構造を内挿するいくつかの標準基盤構造を考え、そのような標準基盤構造が設計荷重で破壊するときの材料がもつべき機械的性質を模型の破壊実験から求めてこれをスケールとし、実物基盤の材料の機械的性質を測定対象として安全性の定量的評価を成立させる方法を考案し、特にスケールについては、黒部第四ダムとその基盤の形状を引用して具体的な求め方を例示した。

3.における実物基盤の統計的考察は、5つの標準基盤構造を想定する手がかりを与え、模型に再現可能なこれらの標準基盤構造は、実物基盤を直接再現しようとする際にとまらぬような模型実験技術上の困難を取り除い

て、6. にあげた模型-1~5 の破壊によるスケールの確立を可能にした。模型基盤の破壊を実現するために、4. に示したごとく、模型-1 では plaster・珪藻土をダム本体と基盤との接着材に用い、模型-2 ならびに 3 では基盤のマスを固結砂で構成し、さらに模型-4 ならびに 5 では基盤エレメントを粘土質材料で積み重ねて規則正しい分離面をつくるなどの特殊な工夫を必要としたが、これらはいずれも標準基盤構造を考えることによって導かれた実験技術である。

また、模型-1~5 から求められた標準実物  $P_1 \sim P_5$  によって、基盤の総合的な強さを示す支持力ならびに滑り抵抗は、われわれが現実求め得る基盤のマスのせん断強度と内部摩擦角、分離面沿いのせん断強度と摩擦角などにおきかえられ、これによってスケールに対応する測定対象の選択範囲がしぼられた。

このような基盤の強さのおきかえは、基盤内の応力状態を明らかにし得ない現状では、模型を媒介として標準実物を知ることによってのみ可能になるのであって、6. で求めた具体的なスケールの値は、本研究で考案された基礎的な考え方の実用性を裏付けている。

それらをここに集約すると、ダム本体と基盤との接触面のせん断強度が  $1.7 \text{ kg/cm}^2$ 、摩擦角が  $30^\circ$  より条件の悪い場合には、アバットメントに沿ってダムが上向きに滑り、基盤が一様な材料よりなり分離面をとまわらない場合はその材料のせん断強度が  $2.4 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角が  $37^\circ$ 、同じく分離面はとまわらないが、上部、中間部、下部の基盤材料の相対強度が  $1:2:4$  の比で変化する場合は、上部の材料のせん断強度が  $1.3 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角が  $37^\circ$  を下まわると、アバットメントに隣接する基盤のマスのせん断破壊が起り、さらに水平アーチのアバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行ならびに直角な 2 群の鉛直分離面および 1 群の水平分離面、計 3 群の直交する規則正しい分離面をもつ基盤では、分離面沿いのせん断強度が  $2.4 \text{ kg/cm}^2$ 、摩擦角が  $18^\circ$  以下、同じく上記の合力線の方向と  $45^\circ$  の角度で交わる 2 群の鉛直分離面と 1 群の水平分離面、計 3 群の直交する規則正しい分離面をもつ基盤では、分離面沿いのせん断強度

が $3.2 \text{ kg/cm}^2$ 、摩擦角が $18^\circ$ 以下であれば、基盤内の分離面沿いの滑りを招くのであって、直接または内挿によってそれらに対応する実物基盤材料の機械的性質がどのような関係にあるかを確かめれば、安全性の定量的評価ができることがわかった。実物基盤のように複雑な構造物の安全性測定にいくつものスケールを用意することはきわめて重要で、上記の値はそれをかなりの中で概観する便宜を与えている。

なお、標準実物の材料の機械的性質のうち、その破壊機構を支配するものを取りあげてスケールにすればよかったが、そのためにはまず標準基盤構造の破壊機構そのものを理解する必要があった。従って、模型の破壊を具体的な手段とする方法は、スケールを与えるだけではなく、基盤の力学的性状を把握する上にも大きな役割を果たしている。

ダム本体ならびに基盤の自重がスケールの値におよぼす影響については、弾性的な応力と予備的な研究の結果を利用してできるだけ推定を加えておいた。そのほか基盤内部に発達する浸透水の影響など今後の検討にまつべきところが多いが、筆者の研究は、アーチダムの設計者ならびに研究者が最大の関心をもつべき問題を解決する一つの方法を与えているものと考えられる。

本文は、アーチダムの基盤の安全性を定量的に評価する方法の考案とスケールの具体的な求め方の提案を主目的としているので、測定対象については簡単な記述しか試みなかった。また 3. 以下で引用した黒部第四ダムの設計は、ほかのダムでもそうであるように、建設中の実状にそくして随時変更を施されることがあるので、完成したダムの形状の一部が文中に引用したダムの形状と異なる場合があり得ることをおことわりしておく。このことによって、先述の基礎的な考え方および研究方法の一般性は失われるものではない。

この研究が開始されたのは 1959 年夏であったが、その途次 (1959 年 12 月) フランス リビエラにおける Malpasset ダムの不幸を聞いた。1960 年 6 月、筆者はその惨害の跡を現地に視察する機会を得た。アーチダムに限らずコンクリートダムの基盤の安全性について世界的な関心もたれるようになったのは、Malpasset ダムの惨害以降であるといわれている。アーチダムの設計ならびに建設に従事するわれわれが、今後の努力を期さなければならぬ所以はここにある。

#### 謝 辞

本研究の実施に当っては、東京大学教授 岡本舜三先生の御指導を仰ぎ、測定に関しては東京大学生産技術研究所の岡本研究室、丸安研究室ならびに大井研究室の御

援助をいただいた。

また、すべての実験は、野瀬正儀氏の許可を得、山田直明、近藤信昭、鈴木庸二ならびに渡部威君の協力のもとに行なわれたもので、かなりの実験量を割合短い期間にこなすことができたのはこれらの諸君の努力に負うところが大きい。結果の整理には、野瀬利雄君の尽力を得た。

#### 参 考 文 献

- 1) J.L. Savage, I.E. Houk, H.J. Gilkey and Frederick Vogt: "Arch Dam Investigation Report by Committee", Vol. 2, Engineering Foundation, May, 1934.
- 2) U.S.B.R.: "Trial Load Method of Analyzing Arch Dams" and "Model Tests of Boulder Dam", Boulder Canyon Project Final Reports, Part V-Technical Investigations, 1938 and 1939, respectively.
- 3) G. Oberti: "Development of Model Researches on Arch Dams in Italy", ISMES, 1957.
- 4) L. Müller: "Untersuchung über statistische Kluftmessung", Geologie und Bauwesen, 1939, Springer, Wien.
- 5) L. Müller: "Geomechanik", Geologie und Bauwesen, 1948, Springer, Wien.
- 6) Manuel Rocha and J. Laginha Serafim: "Rupture Studies on Arch Dams by means of Models", Part One and Part Two, Water Power, March 1959 and November 1959, respectively.
- 7) 高野 稔: "アーチダムの基盤の安全性に関する実験的研究", 生産研究, 第 12 卷, 第 6 号, 昭和 35 年 6 月, 東京大学生産技術研究所.
- 8) 高野 稔: "アーチダムの設計に対する 2,3 の見解について", 土木技術, 昭和 33 年 5 月.
- 9) Shunzo Okamoto: "Small Scale Model Test of Arch Dam", Proceedings of the 8th Japan National Congress for Appl. Mech., 1958.
- 10) Manuel Rocha, J. Laginha Serafim and A.F. da Silveira: "Model Tests, Analysis and Observation of an Arch Dam", A.S.C.E., Transactions, Paper No. 2891, Vol. 122, 1957.
- 11) G. Oberti: "Essais sur Modèles des Barrages", Talsperren-Barrages-Dighe, Sonderheft der Schweizerischen Monatsschrift, DK 627. 82, Wasser-und Energiewirtschaft Nr. 7/8/9, 1956.
- 12) Tokujiro Yoshida: "Observation of Stress and Deformations in Dams and in Their Foundations and Abutments; and a Comparison of These Observations with Computations and Tests on Small Scale Models", General Report, Question No. 21, Sixième Congrès des Grands Barrages, New York, 1958, Commission Internationale des Grands Barrages de la Conférence Mondiale de l'Énergie.
- 13) G. Oberti: "Sulla Valutazione del Coefficiente Globale di Sicurezza di una Struttura Mediante Esperienze su Modelli", ISMES., 1954~2.
- 14) M. Takano: "Brief Considerations on Rupture of Arch Dam Abutment", Geologie und Bauwesen, Jahrgang 25, Heft 2~3, 1960, Springer, wien.

(原稿受付: 1961.4.10)

## STUDIES ON EXPERIMENTAL METHOD OF MEASURING SAFETY OF ARCH DAM FOUNDATION

*By Minoru Takano, C.E. Member*

The design of arch dam which secures a necessary margin of safety requires to establish the resistance and safety of arch dam itself as well as its foundation. However, as the nature of a rock foundation includes much more uncertainties than that of a concrete structure, only meagre information is available on the mechanical feature of the foundation, even yet.

Generally, it is very difficult to try a theoretical computation and detailed reproduction on a model for such a structure as a foundation and the direct approach to the real conditions often causes much confusions to the studies.

These circumstances necessitate a new idea of evaluating the safety of a foundation, first of all.

The writer has proposed an experimental method for establishing a scale of measuring the safety of arch dam foundation and a correspondence between the scale and object, by means of rupture tests on standard foundation structures which can interpolate the statistical structure of a real foundation and can be reproduced in the models.

Statistical observations and studies on real foundation normally reveals the predominant strikes and dips of clefts and dislocations developed there and the characteristic features of the mechanical properties of rock masses along the canyon walls. Thus, it is possible to interpolate the real foundation structure by several idealized standard structures.

Rupture tests on the models having a similar shape, foundation structure and load distribution with that of the standard prototypes, including the dam itself, give the mechanisms of rupture and the leading mechanical properties of material of the standard prototypes which would collapse under the action of normal loads.

The comparisons between these leading mechanical properties or strengths and the corresponding strengths of the real prototype will point out the most critical mechanism of rupture and the safety of a foundation under consideration.

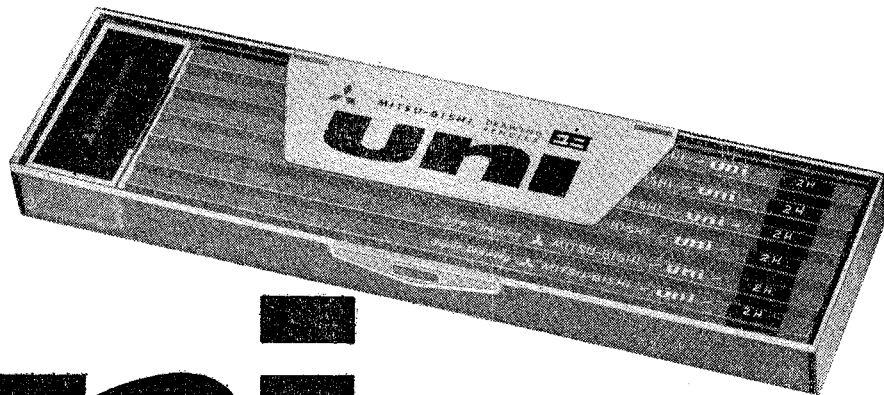
A foundation consisting of a uniform material without any separation, having variable relative strengths of materials according to the elevation also without any separation, being regularly cut by some groups of separations, etc., are deemed to be the standard and the scales derived from the above mentioned way can be indicated by such mechanical properties of the real prototype as a shearing strength and angle of internal friction of a rock mass, a shearing strength and frictional angle along a dislocation, etc., actually obtained on the considerably large scale field tests.

It is also noticed that several scales given by the several standard foundation structures are advantageous to review the safety of a foundation with the wider angle and to reduce the danger of over or less evaluation on its real situation.



Preliminary studies on bi-dimensional models and rupture studies on tri-dimensional models were carried out with the design and morphological condition of Kurobe IV dam\*, in order to illustrate the writer's idea. The necessity for the collapse of model to start from the foundation, not from the dam itself and the necessity of measuring the displacement according to the increase of model load developed a special model material as consolidated sand and a technique of stereo photo survey in small space.

---

\* Arch dam, 186 m high, under construction by the Kansai Electric Power Co. Inc.



# uni

 は三菱鉛筆の総力を挙げて完成した最高級の製図用鉛筆です。  
 とはONEの意味の英語で——現代に存在する唯一つのもの  
 ——として敢えて名付けた次第です。

ユニの1ダース函は筆函としてのアフターユースをも考えたプラスチックと金属の美しいデザインのもので、この函の中には、新しい考案のグラインダーが1個ずつ入っています。

硬度 4H, 3H, 2H, H, F, HB, B, 2B, 3B, 4B, 1ダース ¥600.



# ウイサワ ポンプ ブロー



## 製作品目

渦巻ポンプ  
 暖房用ポンプ  
 真空ポンプ  
 ルーツブロー  
 空気力輸送機

株式会社  
 宇野澤組鐵工所

本社及び渋谷工場 東京都渋谷区山下町62  
 電話 東京(441)2211(代)  
 玉川工場 東京都大田区矢口町945  
 電話 東京(738)4191(代)