

岩盤力学 (2)

テスト・その2

野瀬 正儀\*

大型の現地岩盤試験

1. まえがき

今回は大型の現地岩盤試験について、黒四ダム地点の実績を中心として、試験方法およびその結果を示して参考に供する。

従来岩盤について行なわれた試験は、ジャッキ試験、水室試験にしろ、弾性波試験にしろ、岩盤の変形性を与えはするが、強さに結びつくものではない。もちろん実験室的規模での岩石試験によってその機械的性質を明らかにすることは可能であるが、ジョイントその他をふくむ岩盤の強度を直接代表するものではなく、岩盤の強度はただこれらの試験結果にもとづく経験的判断にゆだねられていたのが実状である。

黒四ダム地点は、下流部分の左右両岸に深く切れ込む沢を控えた地形にも、多くの断層やジョイント（以下地質分離面と総称する）をふくみ、かつかなり風化の進んだ地質にも、困難な問題が多かった。こういった地点にダムを建設する場合、単なる直観に頼って基盤の安定性を推測することは明らかに不合理であり、危険さえもともなうので、岩盤の性質に関する確定的な資料を得るために、大型の現地岩盤試験が行なわれたのは自然の帰結であった。

2. 試験ブロックの選定上の注意

岩盤は地質分離面の存在のために、ほかの材料たとえばコンクリートや土などはもちろん、岩盤を構成する岩石とも異なる性質をもち、その強度と変形性は構成岩石の性質、地質分離面の状態すなわち間隔、走向傾斜、規模、分離面の機械的性質ならびに分離面の組み合わせなどに左右され、さらに載荷の速度、荷重の方向、くり返しの有無によって大きな影響を受ける。したがって岩盤試験のブロックは種々の方向に発達するクレフトを十分

\* 正員 関西電力KK取締役兼黒部川第四水力発電所建設事務所所長

にふくむことによって岩盤のもつ特殊な構造を代表するに足る大きさが必要となる。また断層の物質もその幅全体にわたって一様ではなくかなり複雑に変化するから、平均的な性質を求めるためにはやはり十分の大きさが必要であって、その結果、黒四ダム地点の試験ブロックは多くの場合 10 m<sup>3</sup> 以上におよんでいる。

ブロック軸の方向と傾斜角の決定では、現実の荷重方向から大きくはずれぬと同時に、ブロックにふくまれる分離面の過大な影響をさげねばならない。たとえば大きな分離面がブロックを横断している場合、その走向傾斜いかんでは、ブロックのかなりの部分が分離面沿いに滑動し、分離面沿いのせん断試験となら異ならなくなる。

したがって、試験ブロックの選定には対象となる岩盤の広汎かつ綿密な地質調査が不可欠であり、また試験を行なったブロックについても、十分な地質資料の裏付けがあって始めてその結果を役立たせることができる。

3. 試験の形式と方法

(1) 試験の形式

試験の形式は大別してせん断試験と圧縮試験の二種に分類される。前者はコンクリートブロックと岩盤の接触面沿いのせん断（ブロックせん断試験）、岩盤のせん断（岩盤せん断試験）、ならびに断層沿いのせん断（断層せん断試験）を行ない、後者で岩盤および断層の3軸圧縮試験を行なった。黒四ダムでの各試験ブロックの位置およびその数を図-1に示し、以下簡単にその要領を説明する。

a) ブロックせん断試験 (図-2) アーチダムではアバットメントにおける合力の着岩面に対する接線成分

図-1 試験ブロックの位置と数

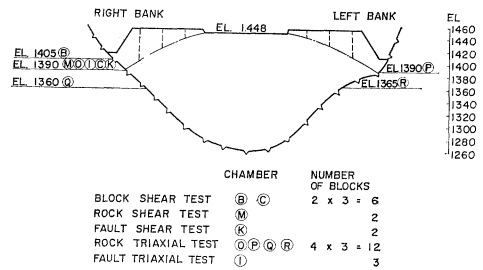
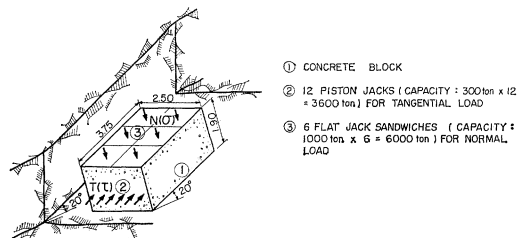


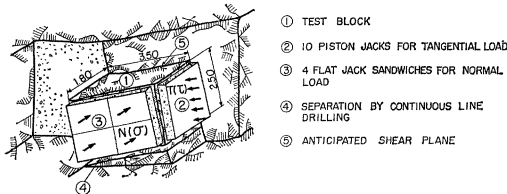
図-2 ブロックせん断試験



は上向きになるのが一般で、着岩面のせん断抵抗が十分でなければダムが上向きにすべる可能性がある<sup>1)</sup>。ブロックせん断試験はこの点の検討を主目的とし、コンクリートブロックの基礎面と卓越する地質分離面との交角をダムの着岩面における両者の関係に近づけるため、基礎面を水平に対し20°傾斜させ、ブロックの平面的な方向もおよそダムのスラスト方向にとった。また基礎面の仕上げもその凹凸を±5cmに押えてある。

**b) 岩盤せん断試験 (図-3)** 試験の要領は a) と同じであるが、ブロックを岩盤から切出したものであること、およびせん断面を地山内部に考えられる最小せん断抵抗面を予想して鉛直にした点が異なる。図-3に示すようにブロックの下面も連続ドリリングで下の岩盤から切離されている。

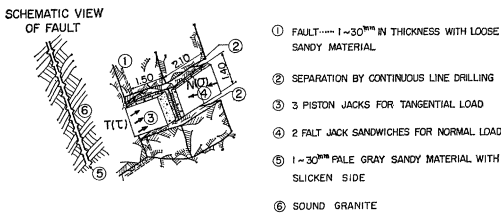
図-3 岩盤せん断試験



- ① TEST BLOCK
- ② 10 PISTON JACKS FOR TANGENTIAL LOAD
- ③ 4 FLAT JACK SANDWICHES FOR NORMAL LOAD
- ④ SEPARATION BY CONTINUOUS LINE DRILLING
- ⑤ ANTICIPATED SHEAR PLANE

**c) 断層せん断試験 (図-4)** 試験の対象とした断層は厚さ1~30mmで比較的規模は小さいが、砂質の軟弱物質をかんでおり、右岸の主要な断層グループの1つである。ブロックの上下面はブロックを横方向(σ方向)から十分押えておいて、慎重に連続ドリルで周囲の岩盤から切離した。

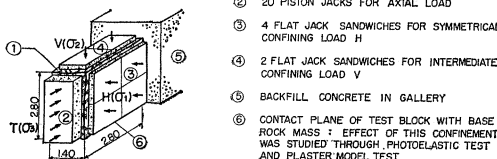
図-4 断層せん断試験



- ① FAULT—1~30<sup>mm</sup> IN THICKNESS WITH LOOSE SANDY MATERIAL
- ② SEPARATION BY CONTINUOUS LINE DRILLING
- ③ 3 PISTON JACKS FOR TANGENTIAL LOAD
- ④ 4 FLAT JACK SANDWICHES FOR NORMAL LOAD
- ⑤ 1~30<sup>mm</sup> PALE GRAY SANDY MATERIAL WITH SLICKENSIDE
- ⑥ SOUND GRANITE

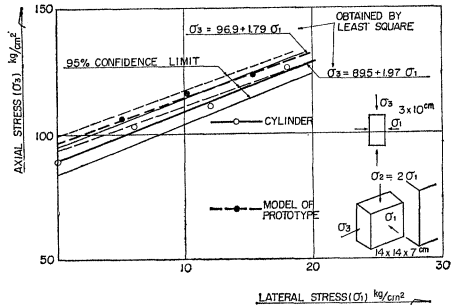
**d) 岩盤3軸圧縮試験 (図-5)** 試験ブロックの軸の方向および傾斜角(0~38°)は予想される地山内部の主応力の方向に合わせて決定した。したがって最大主応力を与える方向は水平に近く、側圧をかける4面のうち1面はブロックの底面となって岩盤とつながり拘束を受

図-5 岩盤3軸圧縮試験



- ① TEST BLOCK
- ② 20 PISTON JACKS FOR AXIAL LOAD
- ③ 4 FLAT JACK SANDWICHES FOR SYMMETRICAL CONFINING LOAD H
- ④ 2 FLAT JACK SANDWICHES FOR INTERMEDIATE CONFINING LOAD V
- ⑤ BACKFILL CONCRETE IN GALLERY
- ⑥ CONTACT PLANE OF TEST BLOCK WITH BASE ROCK MASS : EFFECT OF THIS CONFINEMENT WAS STUDIED THROUGH PHOTOELASTIC TEST AND PLASTER MODEL TEST

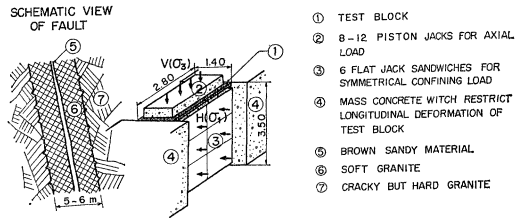
図-6 石膏模型による3軸圧縮試験方法の比較



ける。この拘束の影響は光弾性実験および石膏模型による破壊実験(図-6)を通じて検討したが実用上無視して差し支えない。

**e) 断層3軸圧縮試験 (図-7)** 対象とした右岸の断層は幅40~50cmの褐色砂質ローム層と、これをはさむ両側2~3mずつのはなはだしく破碎され軟弱化したカコウよりなる黒四の最も重要な断層の1つである。試験ブロックはこの砂質ローム層と軟弱岩をふくみ、長さ方向の側圧は図に示すようにコンクリートマスで変形を拘束することにより与えられる。

図-7 断層3軸圧縮試験



- ① TEST BLOCK
- ② 8-12 PISTON JACKS FOR AXIAL LOAD
- ③ 6 FLAT JACK SANDWICHES FOR SYMMETRICAL CONFINING LOAD
- ④ MASS CONCRETE WITH RESTRICTED LONGITUDINAL DEFORMATION OF TEST BLOCK
- ⑤ BROWN SANDY MATERIAL
- ⑥ SOFT GRANITE
- ⑦ CRACKLY BUT HARD GRANITE

## (2) 荷重方式

岩盤に限らず一般に材料の変形と強度は荷重の状態、すなわち荷重速度ならびにくり返しの有無によっていちじるしい影響を受けることは周知の事実である。ダムの基礎は貯水位の変動に対応するくり返し荷重を受け、その作用時間は事実上無限である。しかも岩盤の強度ならびに変形と荷重状態の関係が一般的に知られていない現状では、試験荷重を実際の範囲で現実の状態に近づける努力が必要である。

この観点から、黒四で採用した試験荷重は最も基本的な静的長期荷重とこれにくり返しを加えた長期荷重の2種である。いずれの場合も試験の形式ごとに一定の荷重増分を階段状に与えていくが、新たな荷重増分はブロックの変形が事実上止まるまでは加えない。いい換えれば、各荷重段階で生ずべき変形が100%起こるに必要な時間の余裕を与え、それによって荷重の時間的効果の現実への接近をはかったわけである。

静的荷重は図-8に示すような荷重方式で、一般の定速荷重と異なり前述の規定にしたがう持続荷重を持つ。

なお荷重の各段階において3回ずつのくり返し荷重をふくむが、これはブロックの弾性的な性質を観察するため、厳密には静的荷重といえないにしてもつぎに述べるくり返し荷重と区別する意味でも

図-8 静的荷荷方式

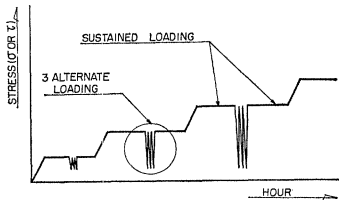
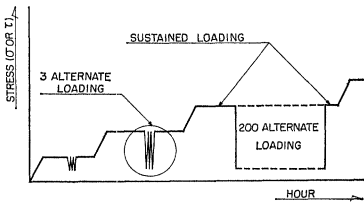


図-9 くり返し荷荷方式



静的荷重と呼ぶ。これに対しくり返し荷重は図-9に示すように静的荷重の特定の荷重段階で原則として200回のくり返し荷重を加えたものである。したがって、そのブロックにおけるくり返し回数の総計は大体500~1000回に達する。

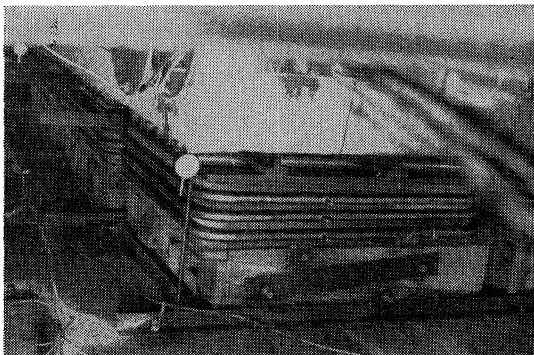
もちろん、実際の荷重に対応する荷荷方式であれば理想ではあるが、くり返し荷重1つとりあげてもその回数、荷重速度など時間上、試験技術上非常に困難であり、またそれは非常に特殊化した解に墮する。したがって一般的な静的荷重を試験の基本として上述のくり返し荷重を併用することが、実際の荷重の効果を判断するための現実的な解決策といえる。

(3) 試験装置

a) 荷荷装置 荷荷にはピストン ジャッキ (容量300 t, ストローク 200 mm) およびフラット ジャッキ (載荷面積約 0.9 m<sup>2</sup>, 最高油圧 150 atm) の2つを用いた。前者はせん断試験ではせん断力を、3軸圧縮試験では最大圧縮力を与え、後者はそれらの拘束力を加える。

フラット ジャッキは作用ストロークが小さいので、2~3枚をスペーサーとサンドイッチにして用い、ブロッ

写真-1 フラット ジャッキ設置状態



ク表面に沿う変形に対しては試験ブロックとフラットジャッキの間にローラー群か、二枚の鉄板を重ねてその間で十分グリースを塗布したものを媒介させて拘束を防いでいる(写真-1)。油圧の測定は十分な注意が必要で、なるべくジャッキ内か、それに近いところで測定して正確さを期した。また油圧計のほかに、抵抗線式圧力計を用いて変形量の記録と同様に記録計に記録した。

c) 測定装置 測定計器の主体は最小読取値 1/100 mm, 最大測定長 50 mm および 10 mm の電磁誘導型ひずみ計である。試験ブロックの変形はすべての外力方向について測定し、記録計に同時に記録した。

荷荷装置をつけた試験ブロックでは測定のためのスペースはとりにくく、また荷荷時間が5~6日の長さにわたるので、電気的な計器は非常に価値を發揮した。

4. 黒四地点の地盤ならびに断層の変形性と強度

(1) 変形曲線

最初に各種の試験ブロックの応力-変形曲線の例を紹介する。図-10は岩盤せん断試験(静的荷荷の場合)の $\tau$ 方向の変形を、図-11は同じブロックの $\sigma$ 方向の変形を示す。図-12,13は岩盤3軸圧縮試験(くり返し荷荷の場合)の $\sigma_3$ 方向の変形およびこれに直角な $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ 方向の変形を示し、図-14,15は断層3軸圧縮試験の

図-10 岩盤せん断試験応力-変形曲線(1)

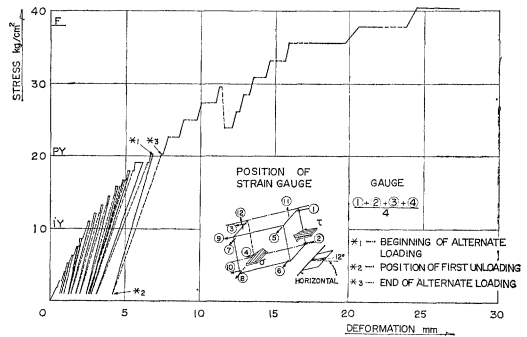
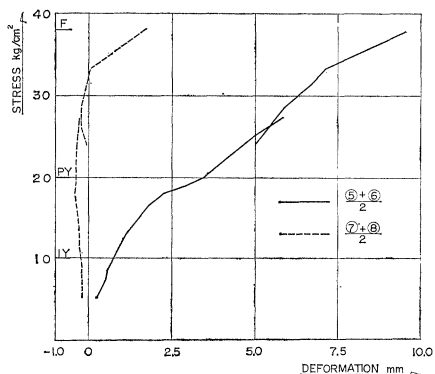


図-11 岩盤せん断試験応力-変形曲線(2)



$\sigma_3$  および  $\sigma_1$  方向の変形の例である。図の中で持続荷重における変形は横軸に平行な直線として示され、くり返し荷重による変形の伸びは簡略化して点線で表わしてある。

図は载荷過程にしたがい忠実にプロットしてあるのでくり返し荷重のもふくみわずらわしいが、応力-変形曲線として各応力段階における最終変形量の包絡線を描けば、これらの曲線は破壊に達するまでに2つの弯曲点を

図-12 岩盤3軸圧縮試験応力-変形曲線(1)

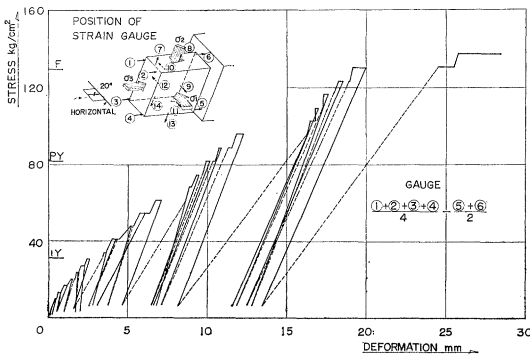


図-13 岩盤3軸圧縮試験応力-変形曲線(2)

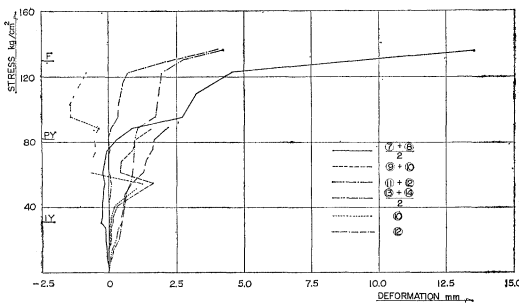


図-14 断層3軸圧縮試験応力-変形曲線(1)

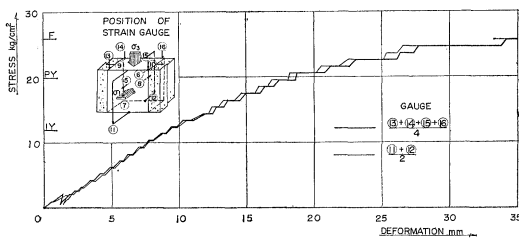
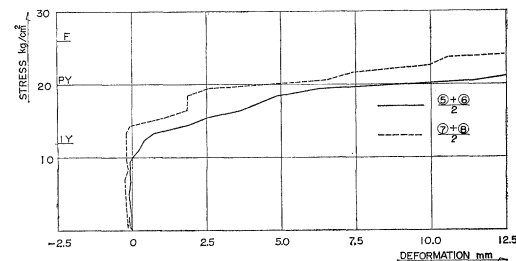


図-15 断層3軸圧縮試験応力-変形曲線(2)



持っているのを読みとることができる。これら2つの弯曲点はすべての試験ブロックの変形曲線に見出され、これを IY 点、PY 点と名付けると

IY 点…破壊応力の 20~40%, 平均的には 30% 程度の応力で現われる。

PY 点…同じく破壊応力の 50~80%, 平均的には 60% 程度で現われ、破壊に先立つ顕著な弯曲点。

これらの点は図-16~21 の変形曲線図では縦軸上に示してある。このような変化は  $\tau$  方向あるいは  $\sigma_3$  方向の変形だけでなく、これらに直角な方向にも同様の変化が現われる。

つぎにこれら弯曲点における曲線の変化の程度を説明する。一般に弾性材料では応力-ひずみ曲線の勾配より弾性係数を求めるが、ここでは軸方向の応力-変形曲線(岩盤および断層の3軸圧縮試験)について原点と IY 点、IY 点と PY 点を結んだ直線の勾配を求めた。後述するように岩盤の変形は弾性変形と非弾性変形から成るので、ここでは岩盤の変形の程度を表わすものとして変形係数と呼び、静的载荷、くり返し载荷をそれぞれ符号  $D_{ST}$ ,  $D_{AV}$  として表わす(図-16)。個々の試験ブロックについての変形係数の値は表-1 に示した。

IY 点における変形の変化の割合を計るには  $O-IY$ ,  $IY-PY$  の変形係数の比をとればよく、 $D_{ST}(IY-PY)/D_{ST}(O-IY)=0.45\sim 0.90$ ,  $D_{AV}(IY-PY)/D_{AV}(O-IY)=0.40\sim 0.60$  である。平均すれば静的载荷で約 0.75, くり返し载荷で約 0.50 と IY 点を境として変形係数は相当に低下する。PY 点における変形曲線の弯曲は IY 点よりもいっそう顕著であるが、PY 点以上は破壊の領域に近づいているのでは変形係数で云々すべき段階ではない。

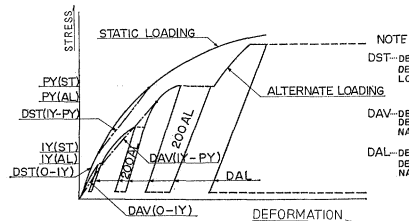
変形曲線および IY 点、PY 点について考察はつぎに二、三述べる。

## (2) 岩盤の弾性変形と非弾性変形

岩盤の変形はその構成上、最初の低い応力段階から弾性変形と非弾性変形が認められる。ここで弾性変形とはくり返し荷重に対応する変形をいい、非弾性変形はこれ以外の変形をいう。

くり返し荷重の個々のサイクルにおいて、応力-変形曲線は正確には直線ではなく、1つのループを描くが、ほ

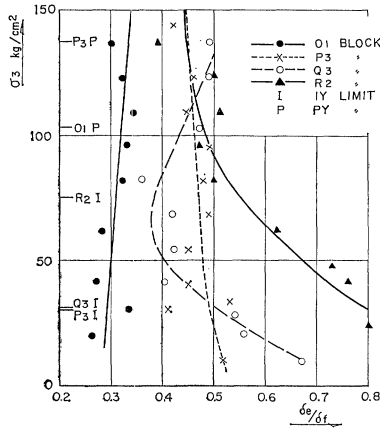
図-16 変形係数のとり方



ば近似的にこれを直線と見なせば、その勾配より同じようにして弾性変形の変形係数  $D_{AL}$  が算出できる (図-16)。この変形係数の値は表-1にも示すが、最初は応力の増加にともなって増大したり、逆に減少したりしてばらつくのが、IY 点を過ぎる頃よりほとんど一定の値となり、この傾向はブロックが破壊に至るまで保たれている。

すなわち、弾性変形はほとんど破壊の直前まで応力に直線的に比例するのであって、上述の IY 点、PY 点における変形曲線の変化

図-17 全変形量の中で弾性変形が占める割合と応力との関係



は非弾性変形の伸びに変化が生じたためである。これは変形を荷重増加中に生じた変形(弾性変形とほぼ等しい)と持続荷重ならびにくり返し荷重による非弾性変形とに分けて集計し、それぞれの荷重-変形曲線を掛けばいっそう明瞭となる。前者はほとんど応力と変形の関係が直線で表わされ、IY 点、PY 点の弯曲点は後者にのみ見出される。

全変形量  $\delta_t$  のうちに弾性変形  $\delta_e$  の占める割合  $\delta_e/\delta_t$  は当然応力の増加にしたがい減少する。図-17 は静的荷重の場合についてこの関係をプロットしたものであるが、およその傾向として IY 点に至るまでは弾性変形が非弾性変形をやや上まわり、IY 点以降ではこれが逆になるといえる。

### (3) 岩盤の軸方向変形と直角方向の変形

IY 点ならびに PY 点を境として軸に直角な方向の変形曲線にも弯曲点が現われることはすでに述べた。岩盤 3 軸圧縮試験の場合について  $\sigma_3$  方向の変形と  $\sigma_1$  方向の変形とから仮りにポアソン比 ( $\sigma_1$  方向と  $\sigma_3$  方向のひずみの比を弾性体の例にならってポアソン比  $\mu$  と呼ぶ) を算出し、 $\sigma_3$  との関係プロットした例が図-18 であ

表-1 現地岩盤試験結果

	BLOCK	LODA*1	STRESS kg/cm²						DEFORMATION MODULI kg/cm²				φ*3 度	C*4 kg/cm²						
			IY		PY		F		END OF TEST WITHOUT FAIL		DST OR DAV				DAL*2					
			σ	τ	σ	τ	σ	τ	σ	τ	O-IY	IY-PY			O-IY	IY-PY				
SHEAR TEST	B 1	AL	3	6	10	14	13	27							45-50	13-17				
	B 2	ST	3	7	14	25	16	36												
	B 3	ST	—	—	3	10	5	21												
	C 1	AL	3	9	6	14	12	23							"	10-13				
	C 2	AL	5	8	9	14	11	21												
	C 3	ST	8	16	14	26	21	38												
	M 1	ST	2	—	2	10	2	21							"	18-32				
	M 2	ST	5	10	5	20	5	38												
K 1	ST	4	—	4	—	4	4							30-40	2-3					
K 1	AL	11	—	11	—	11	12													
TRIAXIAL COMPRESSION TEST			σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>						
	O 1	ST	0	0	—	0	0	103	0	0	—	0	—	154	—	11 000	—	35 000	45-50	30
	O 2	AL	1-2	7	—	1-2	7	130	1-2	7	150	—	—	—	—	11 000	—	35 000		
	O 3	AL	0	0	—	0	0	109	0	0	157	—	—	—	—	14 000	—	39 000		
	P 1	AL	1-2	7	41	1-2	7	82	1-2	7	130	—	—	—	35 000	18 000	88 000	69 000	"	22-25
	P 2	AL	0	0	21	0	0	144	0	0	—	0	0	171	80 000	33 000	120 000	78 000		
	P 3	ST	0	0	30	0	0	137	0	0	—	0	0	154	60 000	27 000	120 000	82 000		
	Q 1	ST	1-2	7	60	1-2	7	—	1-2	7	—	1-2	7	137	25 000	22 000	33 000	52 000	"	22-25
	Q 2	AL	1-2	7	31	1-2	7	82	1-2	7	130	—	—	—	32 000	18 000	78 000	63 000		
	Q 3	ST	1-2	7	31	1-2	7	—	1-2	7	—	1-2	7	150	33 000	24 000	58 000	63 000		
	R 1	ST	2-3	7	55	2-3	7	—	2-3	7	—	2-3	7	154	38 000	35 000	64 000	69 000	"	—
	R 2	ST	1-2	7	75	1-2	7	—	1-2	7	—	1-2	7	154	37 000	32 000	52 000	74 000		
	R 3	AL	1-2	7	39	1-2	7	—	1-2	7	—	1-2	7	163	37 000	23 000	77 000	63 000		
	I 1	ST	2	—	15	2	—	27	2	—	37	—	—	—	7 000	4 000	—	—	40-45	5-6
	I 2	ST	1-2	—	15	1-2	—	29	1-2	—	38	—	—	—	10 000	5 000	—	—		
I 3	ST	1	—	12	1	—	20	1	—	26	—	—	—	4 000	3 000	—	—			

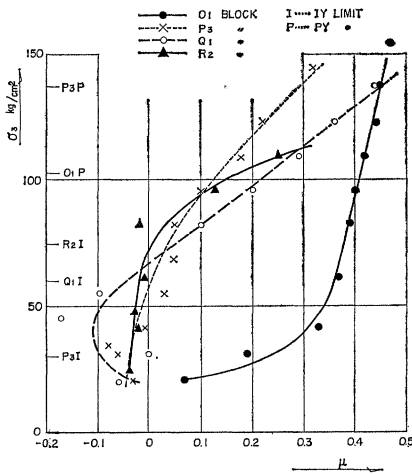
\*1 AL: ALTERNATE LOAD ST: STATIC LOAD

\*3 φ: ESTIMATED ANGLES OF INTERNAL FRICTION

\*2 MEAN VALUES

\*3 C: SHEARING STRENGTHS

図-18 ポアソン比と応力との関係



る。同図は静的荷重の場合であるが、 $\mu$ の値は $\sigma_3$ の増加にしたがって増大し、多くの場合 IY 点ならびに PY 点の近傍にて弯曲点が生じ、しかも PY 点付近では 0.35~0.40 あるいはそれ以上の高い値に達する。これはくり返し荷重の場合でも同じ傾向である。

このような現象の理由を推定すれば以下のとおりである。IY 点以下の応力では既存の分離面が変形の主役を演じ、しかも軽微であって、横方向の変形もごく小さい。IY 点付近から既存の分離面に沿うゆるみが増著になるばかりでなく、新たなき裂つが出現し始め、結果として岩盤の見掛けの容積が増大するため、横方向の変形も大きくなっていく。上述の高いポアソン比もこのような容積増大の結果とみればうなづけることであろう。

したがって既存の分離面が相当影響することは容易に想像されるところであって、事実既存の分離面が少ない場所ではポアソン比は小さく、変形係数は大きく(軸方向変形が小さい)かつ弾性変形の占める割合は大きい。

#### (4) くり返し荷重の影響

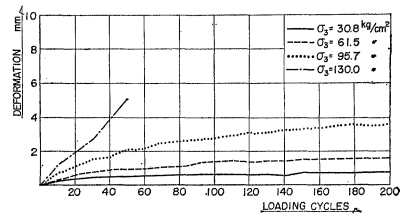
3.(2)において静的荷重とくり返し荷重の2つの荷重方式を採用した理由を述べた。200回のくり返し荷重が静的荷重だけとくらべいかなる影響をおよぼすかについて、試験ブロック数の多い岩盤3軸圧縮試験の結果を中心に述べる。

普通弾性体材料の場合、応力が弾性比例限度内にあればくり返し荷重によって非弾性変形を生じることはないが、岩盤は最初の低い応力段階でも若干の非弾性変形を生じる。したがって静的荷重に比しても、くり返し荷重の変形は大きくなるが、このような荷重履歴はくり返し荷重終了後のつぎの段階の荷重増分による変形を抑制する効果がある。すなわち全変形量からくり返し荷重による変形量を差し引いたものについて静的荷重とくり返し荷重を比較すると、ほとんどの場合後者は前者を下まわ

る。この結果、初期の応力段階では、200回のくり返し荷重による変形が顕著であるにもかかわらず両者の全変形量には大きな開きが見られない。試みに同一場所のブロックについて変形係数を用い両者の比較をすると  $D_{AV}(O-IY)/D_{ST}(O-IY) \approx 1.04$ ,  $D_{AV}(IY-PY)/D_{ST}(IY-PY) \approx 0.89$  となる。すなわち IY 点以下では 200回のくり返し荷重による影響はほとんどなく、PY 点までも変形におよぼす影響は 10% 内外である。

このように PY 点以下の応力では 200回のくり返し荷重による影響は大きくないが、PY 点以上のくり返し荷重では重大な変形をもたらす、多くの場合破壊に直結する。図-19は各荷重段階でくり返し回数とそれによる変形量をプロットしたものである。くり返し荷重による非弾性的変形はある荷重サイクルを経た後一定値に達するが、応力が高くなるにつれてこの荷重サイクル数は増大し、最後には発散してそのまま破壊へつなげた。

図-19 くり返し荷重による変形量とくり返し回数の関係



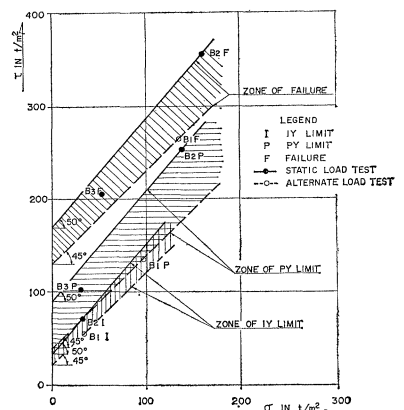
をプロットしたものである。くり返し荷重による非弾性的変形はある荷重サイクルを経た後一定値に達するが、応力が高くなるにつれてこの荷重サイクル数は増大し、最後には発散してそのまま破壊へつなげた。

強度については、残念ながらピストンジャッキの荷重容量が小さかった関係で定量的には論じられないが、岩盤3軸圧縮試験では、静的荷重を与えた6ブロックには破壊したものがなく、PY 点に到達したのが2つに過ぎなかったのに対し、くり返し荷重を与えた同数のブロックでは5つが PY 点に達しそのうち4つが破壊した。

#### (5) 強度

個々の試験ブロックについての破壊応力は表-1に示した。これよりせん断強度を求めるには、内部摩擦角の値を岩盤で 45~50°, 断層ではKブロックを 30~40°, Iブロックを 40~45° と仮定した。試験個数が制約される大型現地試験

図-20 ブロックせん断試験結果



の結果からは、岩盤の不

均一なとも

相まって、内

部摩擦角を求

めははっきりし

た数値として

せん断強度を

求めるのは非

常に困難である。結局強度

の評価は得ら

れた資料をもとにある幅で与えざるを得ない。

図-20 はブロックせん断試験について上記の値を用いてせん断強度の範囲を推定した例である。これらせん断強度も表-1 の最終欄に示してある。黒四地点の場合、岩盤はブロックせん断試験を除き 20~30 kg/cm<sup>2</sup>、断層で 2~5 kg/cm<sup>2</sup> の範囲にある。

これらの大型試験と平行して、試験位置から 50 mm φ の岩石コアを採取し、三軸圧縮試験を行なった。圧縮強度は 240~480 kg/cm<sup>2</sup>、せん断強度は 25~40 kg/cm<sup>2</sup> であった。

### (6) ブロックせん断試験と岩盤せん断試験

ブロックせん断試験はせん断強度 10~15 kg/cm<sup>2</sup> と、岩盤せん断試験その他にくらべいちじるしく小さな強度を示しており、注意に値する。この理由はせん断面が掘削によって露出された面であり、岩盤のゆるみが他の場

合よりいちじるしいことおよびこの試験に限り方法上可能であったので、飽和状態で行なったことの 2 点にあると考えられる。

ブロックせん断試験と岩盤せん断試験では応力分布が異なると考えられるが、この点は光弾性実験で検討した(図-21)。ブロックせん断試験の模型でブロックと基盤の弾性係数比が約 70 と現実の 5~6 に比し大きいのは、この相違を強調したためである。図の結果はブロック底面の平均せん断応力と平均垂直応力の比  $\tau_0/\sigma_0=2$  の場合であるが、 $\tau_{xy}, \sigma_x, \sigma_y$ , いずれの応力も岩盤せん断試験が  $x=B$  付近で応力集中がいちじるしい。すなわち応力分布に関してはブロックせん断試験がむしろ有利であって、上述の強度差の原因がここにはないことは明らかである。

また、これらブロックの岩質も他にくらべて劣ることはなく、分離面も B ブロックでは特に不利な状態とはいえない。したがってブロックせん断試験の強度の低い原因は前記の 2 点に求めるほかはなく、それはダム基盤の効果的なコンソリデーショングラウトおよびドレーンの重要性を裏付けたものといえよう。

### 5. 一般的な試験の結果と対比すること

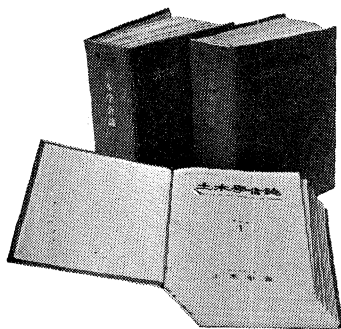
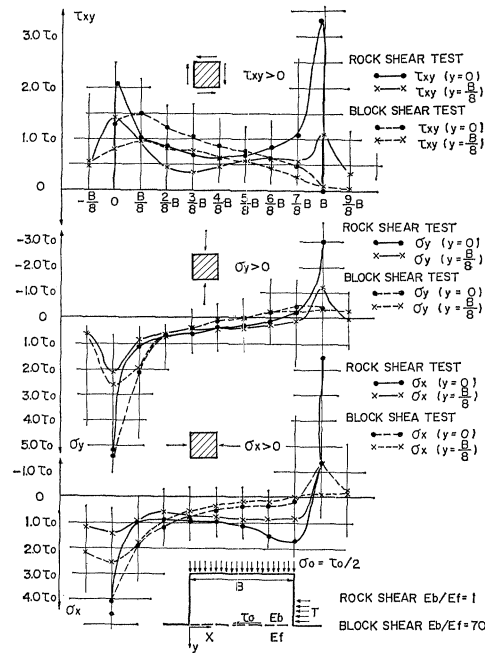
現地岩盤試験とコア試験その他の一般的な試験の結果の間には、強度と変形性に明確な差が認められることはすでに述べた。しかし現地岩盤試験はそれが要求される規模からして多大の費用、時間および労力を必要とする。

したがって、ジャッキ試験、コア試験などの一般的な試験を併用して現地岩盤試験の結果と対比し、両者の関係を明らかにすれば、同じ地点内で現地岩盤試験が行なわれていない場所の岩盤の性質を推定する上に役立つであろう。

#### 参 考 文 献

- 1), 2) 高野 稔: アーチダムの基盤の安全性に関する実験的研究
- 3) 林 正夫: 黒部第四ダム ロック テストに関する光弾性応力解析
- 4) L. Müller: Geomechanische Antwortung getügekundlicher Details—Geologie und Bauwesen.—

図-21 岩盤およびブロックせん断試験の応力分布の比較



## 土木学会誌の保存は合本ファイルで

毎月の学会誌は貴重な研究資料です。学会誌の保存には 3 つの特長をもつ合本ファイルをご利用下さい。

- ①操作がきわめて簡単、②本の組替えが自由、③製本費が省ける
- B5 判学会誌 12 冊とじ用 (薄グリーンクロス装, 金文字入)

定価 150 円 (〒 100 円)

お申込みは東京都新宿区四谷一丁目土木学会へ (振替 東京 16828 番), 入金次第発送いたします。