

土研資料第1313号

土 木 研 究 所 資 料

ダム基礎岩盤の変形特性に関する2,3の考察

昭和53年1月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

目 次

ま え が き	1
1. ジャッキ式による変形試験法に関する検討	2
— フラットジャッキ法と剛体円板法との比較 —	
1) コンクリートダムギャラリー内での試験	2
2) 小渋ダム地点における岩盤変形試験での比較	5
3) 剛体円板法のその後の改良法	5
2. 岩盤変形特性に関する試験と考察	8
1) 小渋ダム地点岩盤変形試験	8
2) 矢作ダム, 緑川ダム, 石手川ダム地点岩盤変形試験	8
3) 川治ダム地点岩盤変形試験	12
4) 滝沢ダム地点岩盤変形試験	16
5) 大川ダム地点岩盤変形試験	18
6) 長島ダム地点岩盤変形試験	29
3. 試験結果のまとめと総合考察	34

まえがき

(昭和三十一年三月三十一日現在)

一般に岩盤の中には、キレツ、節理、断層等が大なり小なり発達しており、堆積岩などでは層理が発達し、さらに、硬岩と軟質の岩とが互層をなしているという場合もある。このような複雑な機構を持つ岩盤の力学的性質を解明すべく、当研究室では、多くのダム基礎岩盤で、変形試験を実施してきた。これらの試験を通し、各ダム地点の岩盤の力学的性質の把握に対する努力が払われ、さらに、これらの資料に基づき岩盤の力学的性質の一般的解釈について検討が行なわれている。

この報告は、主として当研究室が、これまで実施してきた岩盤変形試験についての検討の中から、経緯的に主たるものについて抽出し概略的にその特徴を述べ、それに対する2,3の考察を行なったものである。また、ジャッキ法による現在の岩盤変形試験方法の留意すべき点についても記した。

昭和三十一年三月三十一日現在

ダム部長 飯田隆一

ダム構造研究室 西岡正

斉藤孝三

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

昭和三十一年三月三十一日現在

1. ジャッキ式による変形試験法に関する検討

(フラットジャッキ法と剛体円板法との比較)

岩盤の変形係数の測定法としては、動的なものとして弾性波法、静的なものとしてジャッキ法があり、現在、ダム設計に採用している基礎岩盤の変形係数（弾性係数）を求める方法としては、ジャッキ法が一般的に広く行われている。この試験は、試験横坑内で行われ、横坑内の左右面、または上下面に荷重伝達板を介在してオイルジャッキによって荷重を加え、対応する変位量から変位係数を測定する方法である。この方法の荷重伝達板には2種類あり、等分布载荷を目的にしたフラットジャッキを用いるものと、等変位载荷を目的にした剛体円板を用いるものがある。

1) コンクリートダムギャラリー内での試験

フラットジャッキを用いるジャッキ試験は、外径80cm、内径14cm、厚さ2.5cmのドーナツ型のフラットジャッキを2枚横坑内の上下面に設置し、その間に150tオイルジャッキを2台設置するものであり、一方、剛体円板を用いたジャッキ試験では、直径30~50cm、厚さ2~3cmの鉄製円板を被試験体面に設置し、150tオイルジャッキで加圧するものである（図-1(a)(b)）。

当研究室では、ジャッキ試験法で得られる変形係数が妥当なものであるかどうかを検討するため、フラットジャッキを用いた場合と剛体円板を用いた場合の相互の比較および特性を把握するために、比較的弾性体とみられるコンクリートギャラリー壁でジャッキ試験を行っている。これには同時にギャラリー壁と同一材料のコンクリート供試体を作製し、得られる弾性係数との比較も行っている。

ジャッキ試験法によって測定した結果を載荷面内の表面変位と載荷荷重関係で図示すれば、図-2(a), (b)の通りである。フラットジャッキを用いた場合の図-2(a)は、ほとんど直線的でコンクリートが弾性体に近いことを意味する。図-2(b)は剛体円板の場合で、荷重が 5Kg/cm^2 程度までのものと、それ以上の荷重のものと、こう配の異った2つの曲線からなっている。この原因については深く究明されていないが、1つの原因として剛体円板と被試験体面との接触不良、すなわち「なじみ悪さ」が指摘されている。

一方、同じ材料を用いたコンクリートテストピース（ $\phi 30 \times 60\text{cm}$ ）による測定結果を荷重—ひずみ図で示すと図-3のようになり、直線的であって、弾性係数として $270,000\text{Kg/cm}^2$ 程度の値を示していて、フラットジャッキによる荷重—変位曲線から算出した弾性係数、約 $300,000\text{Kg/cm}^2$ が比較的一致している（剛体円板式では、約 $100,000\text{Kg/cm}^2$ ）。

次に、コンクリート内部に埋設したひずみ計から得られた結果を図示すると、図-4(a)(b)の通りであり、フラットジャッキを用いた図-4(a)では、ひずみはほとんど直線的であるのに対し、剛体円板を用いた図-4(b)では表面変位でみられるような2つのこう配からなっていることはないが、荷重増加時と除荷時のこう配が著しく異っているようである。次に、コンクリート内に埋

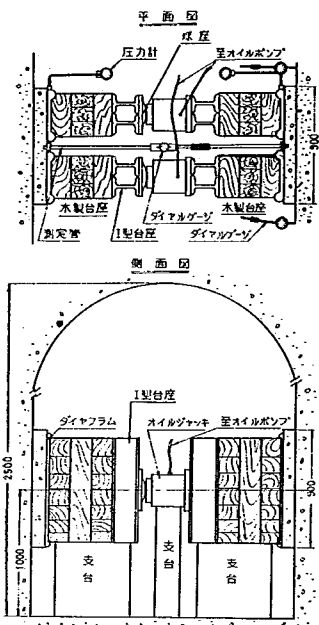


図-1(a) ジャッキ試験装置略図
(フラットジャッキ使用)

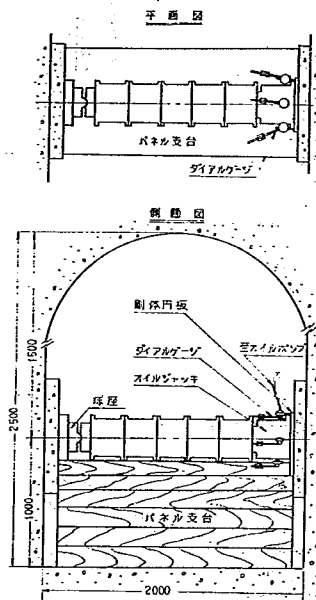


図-1(b) ジャッキ試験装置略図 (剛体円板使用)

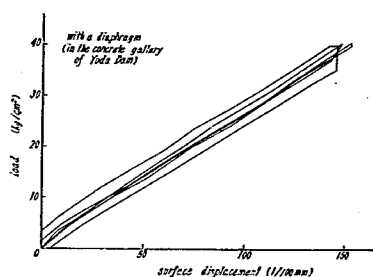


図-2(a) 荷重 — 載荷板中央表面変位曲線
(フラットジャッキ使用・コンクリートギャラリー)

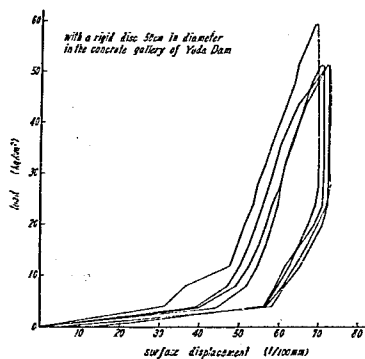


図-2(b) 荷重 — 載荷板内表面変位
($\phi 50$ cmの剛体円板使用, コンクリートギャラリー)

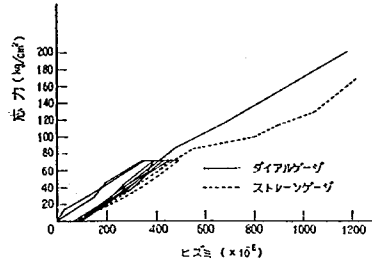


図-3. 応力ヒズミ曲線

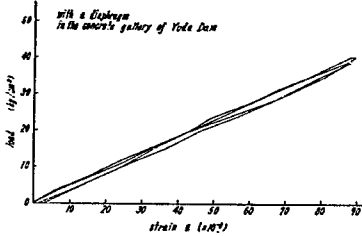


図-4(a) 荷重 — 内部ひずみ曲線
(フラットジャッキ使用, コンクリートギャラリー)

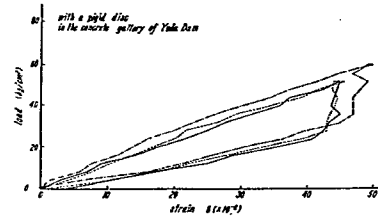


図-4(b) 荷重 — 内部ひずみ曲線
(剛体円板使用, コンクリートギャラリー)

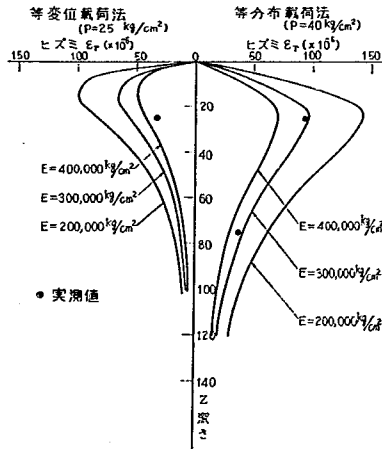


図-5. 内部ヒズミの弾性解と実測値の比較

設したひずみ計の読みと、表面変位から求めた弾性係数を用いた内部ひずみの弾性理論値とを比較すると図-5の様になり、等分布載荷法（フラットジャッキ法）では、弾性係数 $300,000 \text{ Kg/cm}^2$ とおいた理論値と概ね一致しているが、等変位載荷法（剛体円板法）では、実測値が、理論値よりもかなり小さいようである。

以上、比較的弾性的であると考えられたコンクリートギャラリ内でのフラットジャッキ法、剛体円板法との比較試験では、フラットジャッキ法による結果が多少大き目の値ではあるけれども、テストピースでの値とはほぼ一致しているのに対し、剛体円板法では、テストピースでの測定値よりかなり小さい値を示すこと、荷重—変位曲線が多少他と異なることなど2,3の問題を含んでいることが解った。

2) 小渋ダム地点における岩盤変形試験での比較

試験地点はダム基岩の生田花崗岩類と呼ばれる粗粒角閃石黒雲母花崗閃緑岩で、岩質は粗粒塊状、局部的に片麻状構造が発達し、節理の発達の顕著のところである。この地点で、1)のコンクリートギャラリ内での試験方法と同じ要領で、フラットジャッキ法、剛体円板法での比較試験を行っている。

図-6(a)、および(b)はこの一例を示したものである。この図は、先のコンクリートギャラリでの変位曲線とは、形状がかなり異っていて、いわゆる残留変位が大きいことや、繰返し載荷による「押しかたまり」現象など、岩盤としての特徴が表れているが、ここでもフラットジャッキ法による変形係数は約 $260,000 \text{ Kg/cm}^2$ に対し、剛体円板法では約 $110,000 \text{ Kg/cm}^2$ と $1/2$ 以下となった。

また、同一横坑の隣接地で水室法による変形試験を実施したところ、約 $280,000 \text{ Kg/cm}^2$ の値を得たため（図-7水室法による試験結果）、この時点ではフラットジャッキ試験法が良好なのではないかと判断された。

3) 剛体円板方法のその後の改良法

湯田ダム以後、電力中央研究所が成出ダムコンクリートギャラリ内に於いて同様な試験を試みている。これによると、従来の剛体円板方式においては載荷板が厚さ 2 cm 程度の1枚の鋼板だけで剛性的に不足していること、ジャッキ上部に数多くの継足部を用いていて機械的なガタが生じ易いこと、載荷板下面とフェーシング面が密着してなく変位が一樣でない場合があること、等が懸念されるため、この除去に十分配慮されたものである。すなわち、図-8のように剛体円板装置の加圧板及び支柱の改良を行って剛性を十分にし、更に加圧板をフェーシングのペーストがまだ固まらない前に十分押し乍ら設置して密着させるなどして試験を実施している。その結果、図-9のような荷重—変位曲線が得られたもので、図-2(a)の湯田ダムコンクリートギャラリ内フラットジャッキによるものと同様に比較的直線的である。また、同一コンクリートテスト

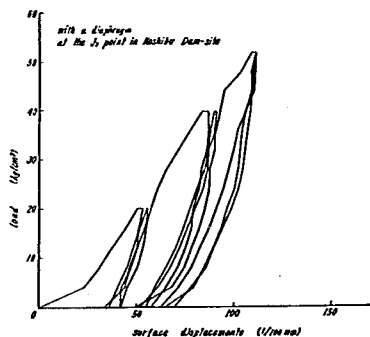


図-6 (a) 荷重—載荷板中央表面変位曲線
(フラットジャッキ使用, 小渋ダム岩盤J₃地点)

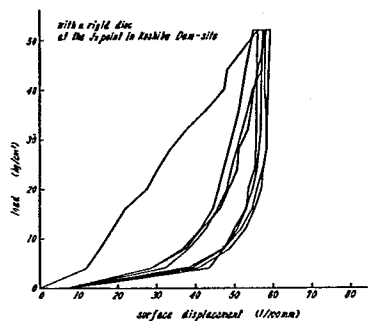


図-6 (b) 荷重—載荷板内表面変位曲線
(剛体円板使用, 小渋ダム岩盤J₃地点)

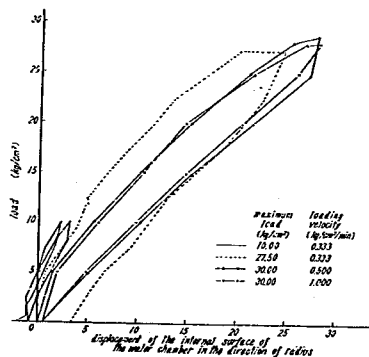


図-7. 荷重—水室内面半径方向変位曲線

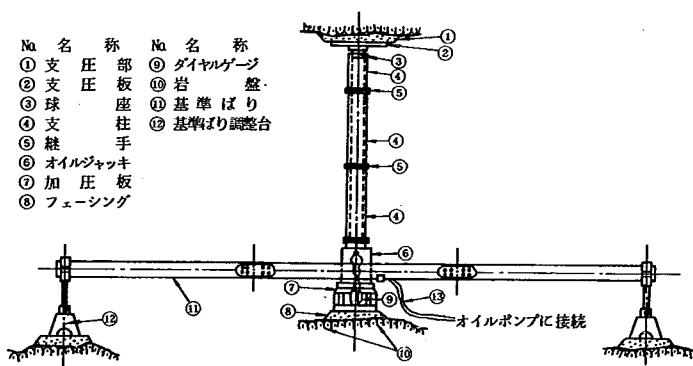


図-8 (a) 剛板載荷時の試験装置図 (等変位法)

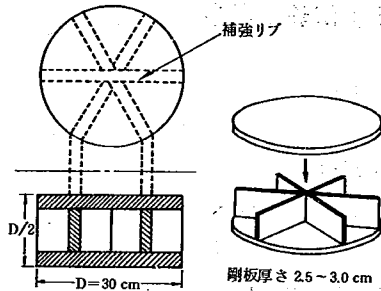


図-8(b) 剛板円形載荷板参考図

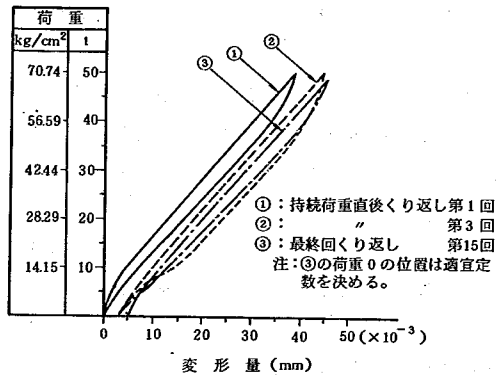


図-9. 荷重—変位曲線 (成出ダム)

ピースによる弾性係数約 $300,000 \text{ Kg/cm}^2$ に対し、同試験で約 $340,000 \text{ Kg/cm}^2$ の値を得ている。

したがって、剛体円板式においても図-8のように加圧板の剛性を十分にし、支柱の継足し数を減じて機械的ガタによる偏圧を避けフェーシングと加圧板の密着を計れば、十分良好な結果が得られるものであり、フラットジャッキ法による装置と比べて、全装置がかなり軽便であることからその後は、各地のダムの現地試験で多く用いられるようになっていく。しかし、その加圧板の直径はオイルジャッキのそれより極端に大きくすることは剛性上難しく、一般に 30 cm 程度であり、フラットジャッキの 80 cm に比べてかなり小さいため、岩盤特有のキレツを多く含む特性を捕える点においてはフラットジャッキに劣るものと云えるであろう。

2. 岩盤変形特性に関する試験と考察

1) 小渋ダム地点岩盤変形試験

小渋ダム地点の基礎岩盤でフラットジャッキを用いた場合の載荷面中心軸に沿って、岩盤内に埋設したひずみ計の実測値と弾性解との比較をしてみれば、図-10の通りで、載荷面中央の変位から算定した変形係数を約 $300,000 \text{ Kg/cm}^2$ として求めた弾性解より実測値が大きい。岩盤表面に近い $Z=15 \text{ cm}$, 50 cm では大きく、 $Z=100 \text{ cm}$ では両者が一致するようである。また、載荷板外の表面変位についての比較図は図-11 のようになり、弾性解より実測値は大巾に小さいことがわかった。すなわち、岩盤内に存在する節理またはキレツはせん断力を伝達し難く、すべりを生じやすいものであることが考えられ、表面変位は、主としてせん断力による荷重伝達で起るものと考え、岩盤のキレツは、このせん断力を伝達し難い特性をもっていて、外力との釣合から、載荷板直下には弾性体としたよりも多く荷重が加わり、みかけひずみ量が多くなり、また、載荷面外の変位が生じ難いことが考えられる。

次に、荷重—変位曲線、図-6(a)および(b)を観察すると、初回の除荷のときは、かなり残留ひずみがあるが、荷重回数の増加に伴い、残留ひずみの増分は少なくなり、荷重—変位曲線は同じ様なループを描くようになる。このことは、岩盤内のキレツ現象を表わしているもので、岩盤内には載荷によって一種の「押しかたまり」が起っているものと推察された。この小渋ダムの試験では、ひずみ計の配置量も少ないので、岩盤内のことはよく解明出来ないが、岩盤を損傷しない程度に多数のひずみ計を埋設すれば、さらに詳しい機構が検討出来るものと考えられた。

2) 矢作ダム・緑川ダム・石手川ダム地点岩盤変形試験

小渋ダム地点に続いて矢作ダム、緑川ダム、石手川ダム地点においては、埋設ひずみ計の数を増やし、図-12のような配置で岩盤内のひずみ分布の測定を行っている。図-13(a)~(e)は、それぞれにおける岩盤内のひずみ分布を示している。この図には、繰り返し荷重時の 20 Kg/cm^2 より 40 Kg/cm^2 までのひずみ増分と 40 Kg/cm^2 より 60 Kg/cm^2 までのひずみ増分とが分けて示されており、弾性解も併記されている。ここで注目されたことは、矢作ダムA、C地点は弾性係数も $200,000 \text{ Kg/cm}^2 \sim 350,000 \text{ Kg/cm}^2$ と大きく、荷重—変位曲線(図-14)も弾性的であったため、 20 Kg/cm^2 より 40 Kg/cm^2 までのひずみ増分と 40 Kg/cm^2 より 60 Kg/cm^2 までのひずみ増分がほぼ一致したが、矢作ダムB地点、緑川ダム地点、石手川ダム地点のように弾性係数が $23,000 \text{ Kg/cm}^2 \sim 68,000 \text{ Kg/cm}^2$ と低く、荷重—変位曲線も図-6(a)に類似していて非弾性的である場合は、 20 Kg/cm^2 より 40 Kg/cm^2 までのひずみ増分と 40 Kg/cm^2 より 60 Kg/cm^2 までのひずみ増分とは異っていて、前者の方が大きかったことである。このことは岩盤のキレツが少なく、かつゆるみのない場合は弾性的となり、キレツが多く、ゆるみのあるものは非弾性的となり、荷重増加によって、そのキレツによってゆるんでいる部分が押し固まっていく様子を正に示しているものと云えよう。

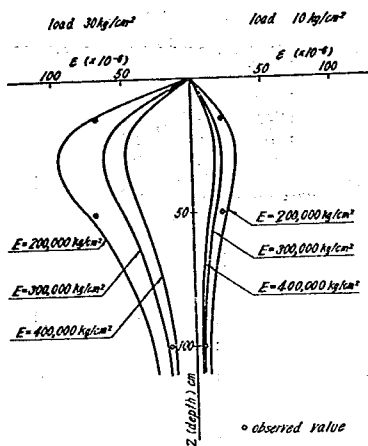


図-10. 内部ひずみの弾性解と実測値の比較
(小渋ダム岩盤, フラットジャッキ使用)

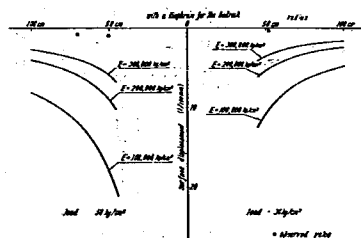


図-11. 表面変位の弾性解と実測値の比較
(フラットジャッキ使用)

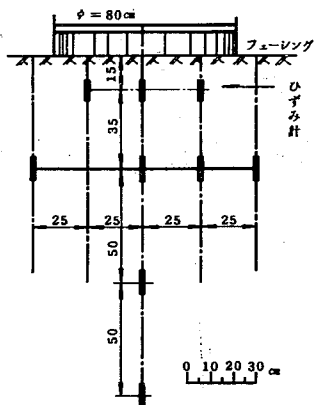
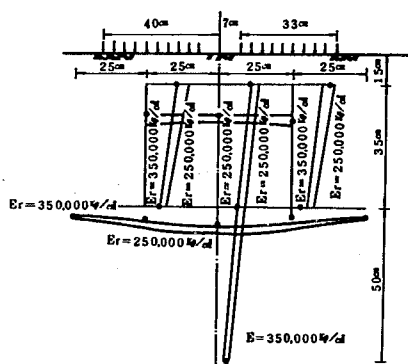
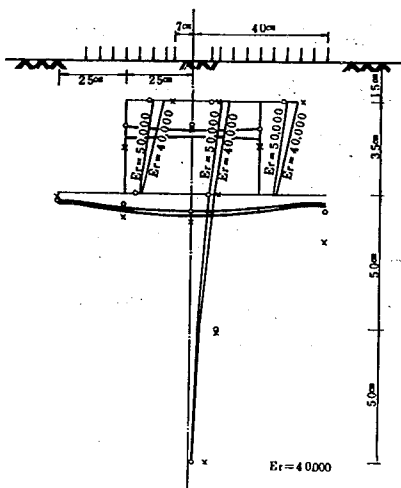


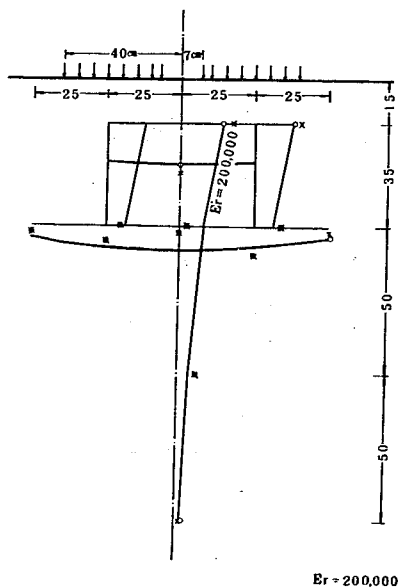
図-12. ひずみ計埋設位置



(a) 矢作ダムA地点

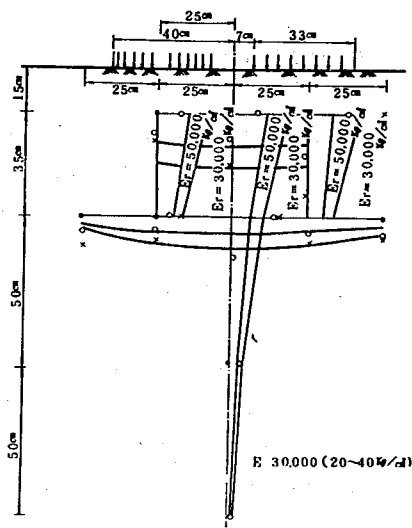


(b) 矢作ダムB地点

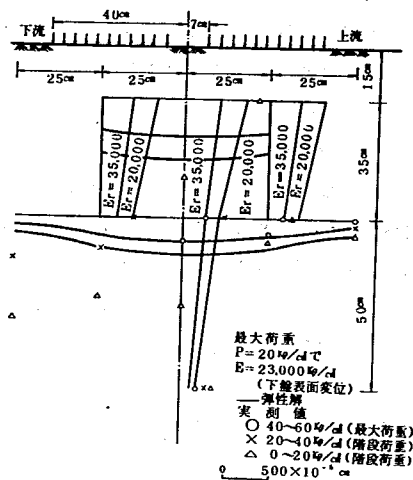


(c) 矢作ダムC地点

図-13. 弾性解によるひずみと測定ひずみ値の比較



(d) 緑川ダム



(e) 石手川ダム

図-13. 弾性解によるひずみと測定ひずみ値の比較

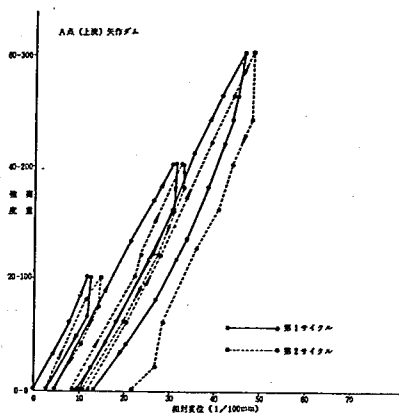


図-14. 荷重—変位曲線 (階段荷重)

3) 川治ダム地点岩盤変形試験

小波ダム岩盤試験以来、岩盤の表面変位測定時に岩盤内のひずみ分布測定を実施して来たことも当研究室の岩盤変形試験の大きな特色と伝える。

前項で述べてある小波ダム地点等で用いたカーソン型ひずみ計は数箇所ほど埋設したにすぎず、キレツの無い所では、小さな測定値を示し、ひずみ計が大きなキレツの位置に埋設されたときは大きな測定値を示して、埋設位置の局所的な影響を強く受けた測定しか得られず、巨視的な岩盤の特性を把握することが困難であった。したがって、連続的にひずみを測定し得る測定器を開発する必要が生じ、種々検討の結果、川治ダム地点では新しい測定器を使用して岩盤内部のひずみ分布を詳しく測定することに成功した。

このひずみ計の構造は、長さ 11 cm の電気抵抗線を 7.5 cm 間隔で配置し、これをエポキシ樹脂で包んで棒状に固めたものである。したがって 100 cm のひずみ計には 13 個、60 cm のひずみ計には 7 個のゲージが埋め込まれている。このように多数のひずみ計を全長にわたり設置した測定器を開発したことにより、岩盤内部の全体的な現象もかなり詳しく捕えることが出来るようになった。

試験は、川治ダムのキレツの少ない閃緑岩の岩盤でフラットジャッキによって行ったもので、岩盤内に埋設したひずみ計の配置は図-15 に示すとおりである。フラットジャッキ載荷面の中心に長さ 100 m のひずみ計を、中心から 25 cm、50 cm のところには 60 cm のひずみ計をボーリングして埋設した。

a 試験結果について

岩盤の表面変位の測定は載荷板の中心で行ったもので得られた荷重—変位曲線は図-16 (a)(b)のとおりである。これから求められた諸数値は次に示すような値となった。

	変形係数	弾性係数	コア静弾性係数
A 地点	71,000 Kg/cm ²	156,000 Kg/cm ²	212,000 Kg/cm ²
B 地点	51,000 Kg/cm ²	175,000 Kg/cm ²	292,000 Kg/cm ²

また、上記に示すようにひずみ計埋設のために行ったボーリングのコアについて、長さ 10 cm の供試体を切り出し静弾性係数の測定も行っている。

岩盤内のひずみ分布の測定結果については、載荷中心で測定されたひずみについて整理されたものを図-17 (a),(b)及び図-18 (a)(b)に示す。図-17 は A, B 地点の最も浅い表面から 15 cm の点のひずみ測定値であり、図-18 は最も深い表面から 105 cm の点のひずみ測定値である。これらを観察すると、表面に近い荷重—ひずみ曲線は、先の荷重—変位曲線に類似しており、処女曲線の勾配も荷重が増大するに従って大きくなる傾向を有するのに反し、深い点での荷重—ひずみ曲線は、弾性的であると云える。このことを更に解り易くするために、0~20 Kg/cm²の間の処女曲線の勾配、20~40 Kg/cm²、40~60 Kg/cm²間の処女曲線の勾配、繰返し荷重時の勾配を各ひずみ計について整理したものが図-19 (a)(b)である。なお、表面変位から求めた

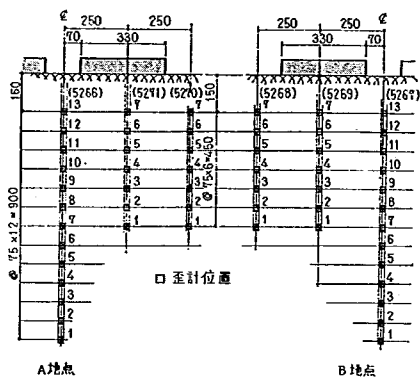


図-15(a) ひずみ計配置図

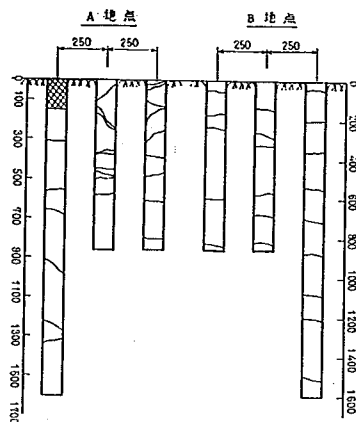


図-15(b) コアのキレツ図

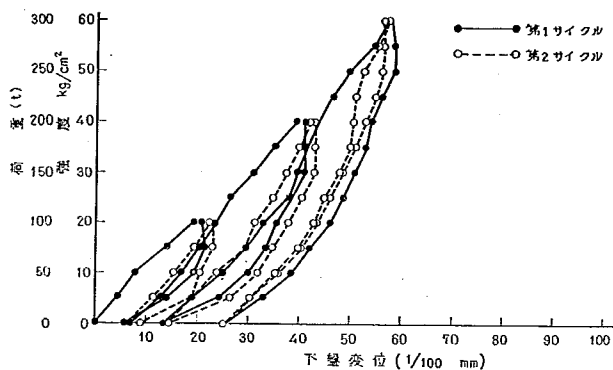


図-16(a) 荷重—変位曲線 (階段荷重) A地点

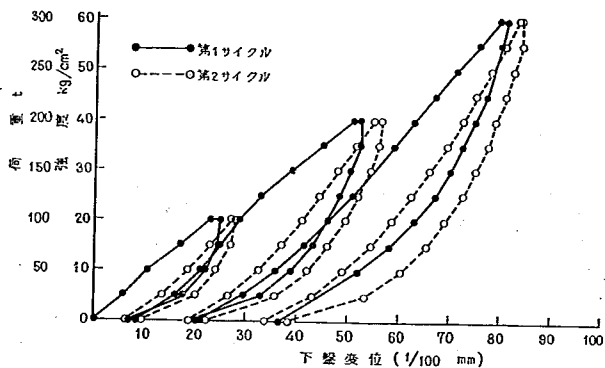


図-16(b) 荷重—変位曲線 (階段荷重) B地点

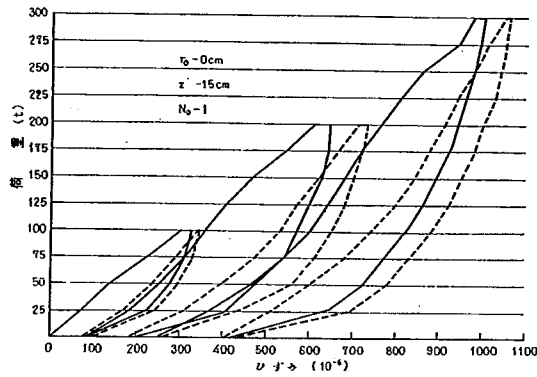


図-17(a) 荷重—ひずみ曲線 (階段荷重) A 地点

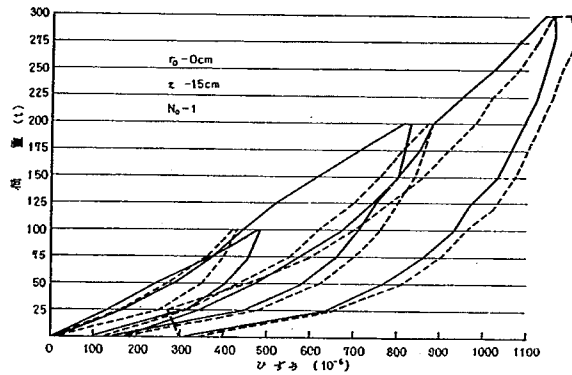


図-17(b) 荷重—ひずみ曲線 (階段荷重) B 地点

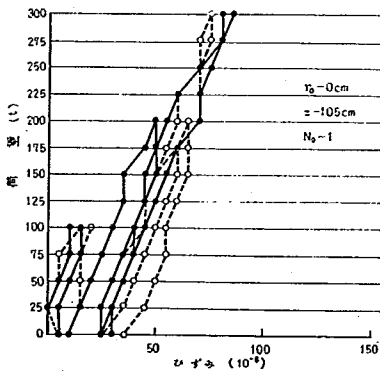


図-18(a) 荷重—ひずみ曲線 (階段荷重) A 地点

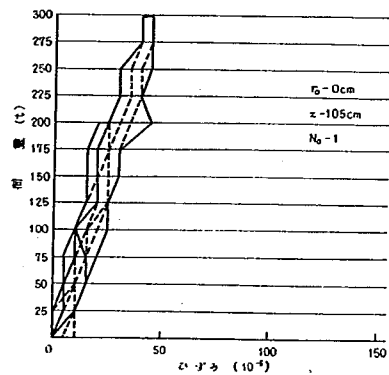


図-18(b) 荷重—ひずみ曲線 (階段荷重) B 地点

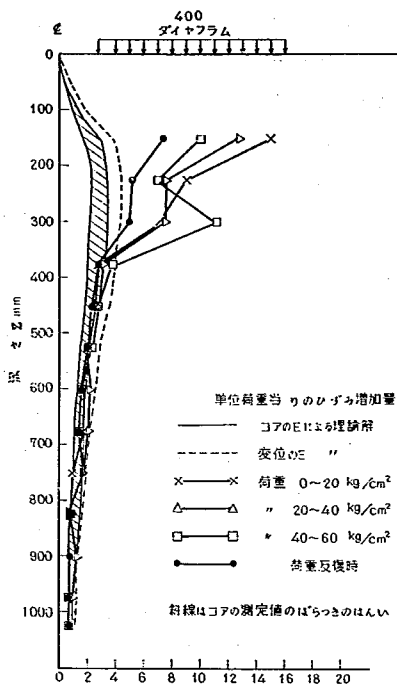


図-19(a) A地点理論弾性解と実測値対応表
(载荷中心)

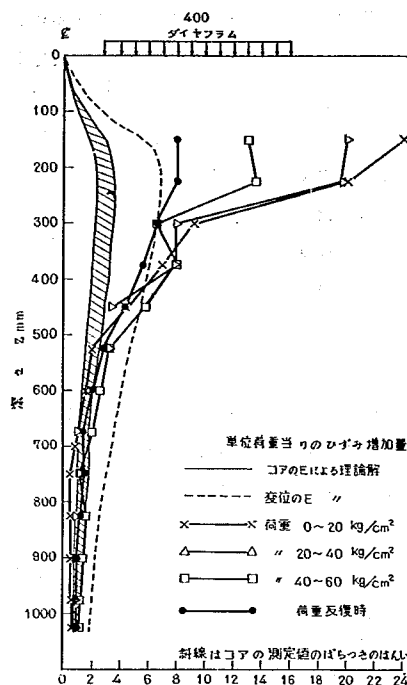


図-19(b) B地点理論弾性解と実測値対応表
(载荷中心)

弾性係数と同じ弾性係数を有する弾性体と仮定したときの理論ひずみ分布と、ボーリングコアと同じ弾性係数を有する弾性体と仮定したときの理論ひずみ分布も示されている。

これらのひずみ分布の図を観察すると、表面40~60 cmまでの所では荷重の増加によってひずみの増分は減少する傾向をはっきり示しており、また、表面変位より求めた弾性係数あるいはコアの弾性係数をもつ弾性体のひずみより大きい値となっている。一方、40~60 cmより深い所では荷重が増加してもひずみ増分は変化せず、その値も表面変位およびコアの弾性係数をもつ弾性体のひずみ増分とはほぼ一致しているようである。

b 測定結果に対する考察

この川治ダム地点における岩盤内部ひずみ測定においては、新しい興味ある結果が得られたと云えよう。すなわち、表面より40~60 cmまでとそれより深い部分では、その挙動が異なり、表面近くでは非弾性的であり、深い所では弾性的であると言える。また、表面近くでは、荷重-ひずみ曲線の形が、荷重-変位曲線と類似していて、荷重が増加するに従って、ひずみ増分は減少する傾向を持ち、繰返し荷重時には、ひずみ増分は一層減少している。

このようなことから、川治ダム地点の測定を行った岩盤は、もともとはボーリングコアの弾性係数をもつ弾性体に近いものであったと予想され、載荷表面近くでは掘削時に火薬の影響によりゆるみを生じたために、非弾性的挙動を示すようになったのではないかと推察された。この非弾性的挙動は、荷重の増加にともなって、ひずみ増分が減少を示すことから、ゆるんだ部分は荷重の増加にともなって次第に締固まっていく状態へ移行したものと考えられた。

ただし、この試験地点のキレツは、ある程度存在するが、ゆるみはほとんどない極めて良好な岩盤であったために、たまたま深い所での挙動がコアの弾性係数をもつ弾性体と一致するような傾向を示したのであって、一般的には岩盤は自然の状態でもゆるみが存在しているから、岩盤自体も非弾性的性質をもっているのではないかという疑問も持たれるわけで、良好な岩盤のみでなく、ゆるみの多い岩盤についての測定を追加して行くべきことが検討された。

4) 滝沢ダム地点岩盤変形試験

岩盤内部に数多くのひずみ計を埋込んだ川治ダム地点での試験では、岩盤の非弾性的な興味のある事実を得ることが出来たが、その後、よりゆるみの多い岩盤での試験追加ということから滝沢ダム地点でも同様な試験を行ったものである。試験は4個所で行ったが、そのうち2個所は弾性係数も大きく、川治ダム地点と類似した挙動を示したが、次にのべる2個所については、比較的岩盤のゆるみも多く、川治ダム地点とはまた異った現象を測定することが出来た。

試験地点は古生層粘板岩のキレツの多い所で、そのキレツに粘土を含み岩盤としては変形性の大きい部類に属する。荷重-変位曲線は図-20 (a),(b) のとおりである。荷重-変位曲線とボーリングコアから求めた諸数値は次のとおりであった。

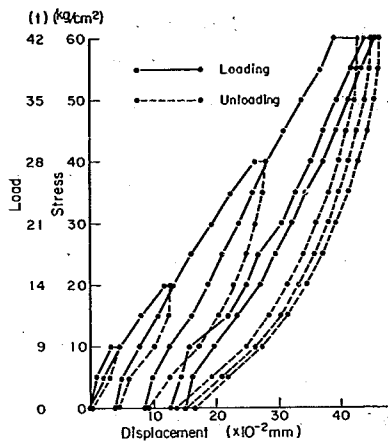


図-20(a) 荷重—変位曲線 No. 1 地点

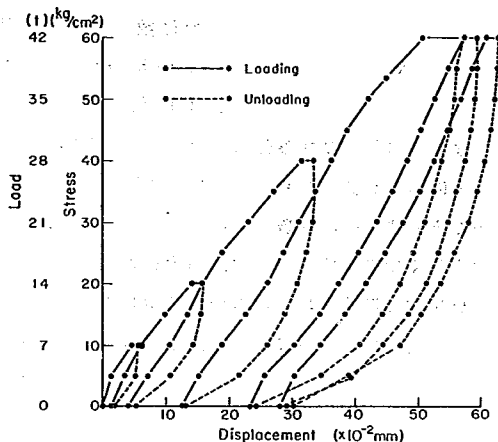


図-20(b) 荷重—変位曲線 No. 2 地点

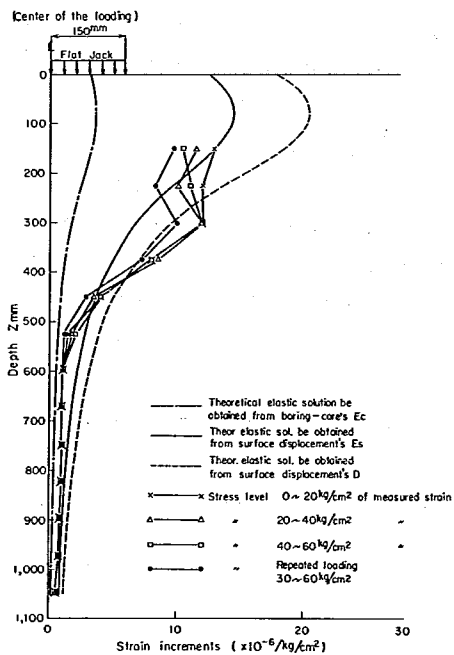


図-21(a) No. 1 地点理論弾性解と実測値対応表

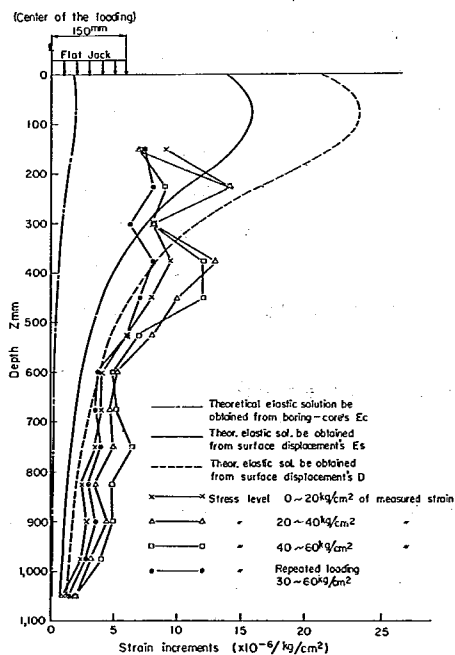


図-21(b) No. 2 地点理論弾性解と実測値対応表

	変形係数	弾性係数	コア静弾性係数
No 1 地点	31,000 Kg/cm ²	44,000 Kg/cm ²	174,000 Kg/cm ²
No 2 地点	26,000 Kg/cm ²	40,000 Kg/cm ²	320,000 Kg/cm ²

なお、岩盤内ひずみ分布を示すと図-21(a)(b)のとおりである。

上に示す数値の如く、岩盤の弾性係数とコアの弾性係数の差が著しく大きいことは、キレッツが多くそのゆるみの影響で変形性を大きくしていることを示している。ひずみ分布図を観察すると表面近くでのひずみ分布は、川治ダム地点のように大きくはなく、全体的に岩盤の弾性係数をもつ弾性体のひずみ増分に近い値を示している。このことは、岩盤が堅硬でなかったため掘削に際して火薬使用量が少なく、岩盤を傷めることが少なかったこともあると思われるが、むしろ、キレッツが多かったことと、キレッツに狭まされる粘土の方も影響を与えているものと推察された。

次に、荷重増加とひずみ増分の関係についてみると、No 1 地点では、川治ダム地点ほど明らかなではないが、荷重増加に従ってひずみ増分は減少する傾向を示し、深い部分では荷重の大小に余り関係なく、一定値を示した。興味を持たれたのはNo 2 地点で、表面に近い部分は、はっきりした傾向は示さないが、深い部分($Z > 30$ cm)では明らかに荷重の増加に伴って、川治ダムとは逆にひずみ増分が大きくなる傾向を示していることであった。このことはNo 2 地点のボーリングコアからキレッツは多いが、その面に粘土等の狭雑物がゆるみなく詰まっている岩盤と観察され、その間隙が少ないために、荷重が増加しても締固め現象は示さず、より荷重の増加によって粘土等の狭雑物が降伏するために逆にひずみ増分が大きくなったものだろうと推察された。

ただし、滝沢ダム地点No 1 およびNo 2 のひずみ分布図を比較するといずれもキレッツ多く、同じ弾性係数を有する岩盤とは云え、双方とも複雑に異なり、川治ダム地点のように2点ともはっきりと同じ傾向を有するものではない。したがって、この種の岩盤の非弾性的挙動の複雑さを解明してゆくためには更に多くのキレッツの多い岩盤での試験が、継続されなければならないとされた。

5) 大川ダム地点岩盤変形試験

大川ダム地点で岩盤変形試験を行った際にひずみ計を埋設する機会を得たので、キレッツの多いゆるみのある岩盤について更に測定資料を得ることが出来た。

大川ダム地点の試験地点は、流紋岩でキレッツに富み、かなり風化が進み粘土を狭んでいるものもかなり多い。

また、堆積岩の泥岩が変質化したもの(ホルンフェルス)で、モザイク状に細かい割れ目が発達した地点でも行なっている。

なお、いずれも岩盤のキレッツ間隔が小さく、ボーリングコアは採取出来ても室内試験供試体として成形出来るものは無かったようである。

ここで行った試験の特徴としては、川治ダム地点でのひずみ分布の結果から推察して、横坑掘削によるゆるみの影響を除去するため、Na 303 および Na 405 地点では他の地点より更に 50 cm 程試験面の盤下げを行ったことであろう。試験における諸数値は次の通りであった。

試験番号	岩盤地質	変形係数 (Kg/cm ²)	弾性係数 (Kg/cm ²)	備 考
Na 301	流 絞 岩	5,900	18,700	
Na 302	"	4,800	17,000	
Na 303	"	10,400	22,000	50 cm 盤下げ
Na 403	"	4,100	16,100	
Na 405	"	8,200	16,500	50 cm 盤下げ
Na 601	"	10,900	30,000	
Na 602	"	17,000	41,600	
Na 603	"	18,300	32,000	
Na 401	ホルンフェルス	4,000	17,200	
Na 801	"	2,200	12,900	

荷重-変位曲線を図-22(a)~(j), それぞれの岩盤内ひずみ分布を図-23(a)~(j) に示す。

これらのひずみ分布図からは、次の様な非弾性的な挙動の特徴がみられた。

- ① 大川ダム地点としては、比較的弾性係数の大きな Na 601, 602, 603 地点は、表面付近では横坑掘削によるゆるみの影響が他地点より顕著にみられ、荷重増加によってひずみ増分は著しく減少する。

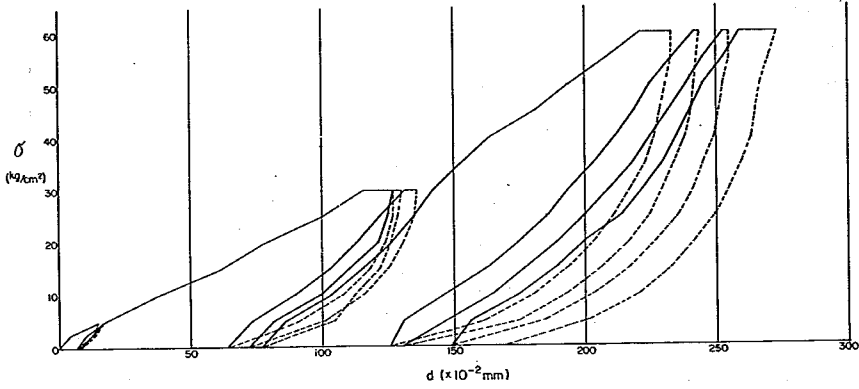
ボーリングコアによると、他の試験地点と比較してキレツは少なく、キレツ面の茶色の変色もなく、一見、新鮮に見える流絞岩である。また、岩石としては硬く、弾性係数 150,000 Kg/cm² 程度はあると推定される。しかし、岩盤としての弾性係数は 30,000~40,000 Kg/cm² よりなく、両者の差の大きい理由としては、やはりキレツ面のゆるみの影響が大きいと考えざるを得ない。

すなわち、この地点の岩盤のキレツ面は、一見新鮮に見えるが、その面には岩石と同色の薄い狭雑物を有するか、またはキレツ間隔が小さいため、ゆるみ頻度が川治ダム地点等より多く、その面が点接触をしているために、これらのゆるみと岩石の複合体として弾性係数となっているためと考えられる。

- ② Na 301, 302, 303, 403, 405 は、弾性係数 16,000~22,000 Kg/cm² 程度であるが、いずれもキレツ面の風化が顕著で粘土を介在する流絞岩である。ひずみ分布は、種々複雑な挙動を示している。まず、Na 301, 303, 403, は深部までゆるみ度の大きい現象を示し、荷重の増加によってひずみ増分は一様に減少し、締固まっていく傾向を示している。これに対し Na 302 の深部 40~60 cm 付近および Na 405, 深部 50~80 cm 付近では荷重増加にともなって、明らか

流紋岩 CL

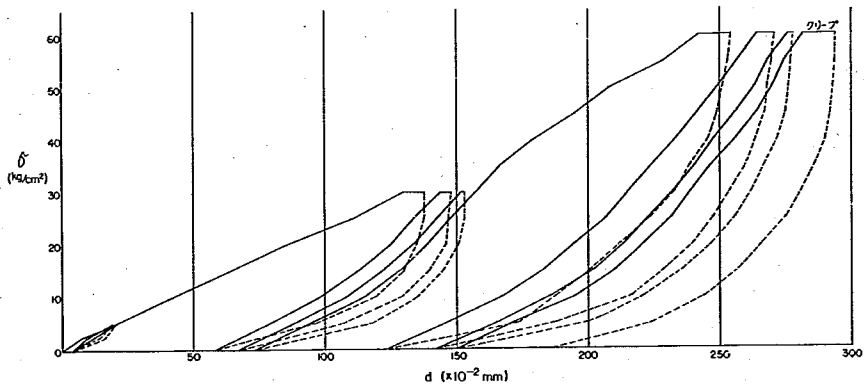
Displacement No. 301



(a)

流紋岩 CL

Displacement No. 302

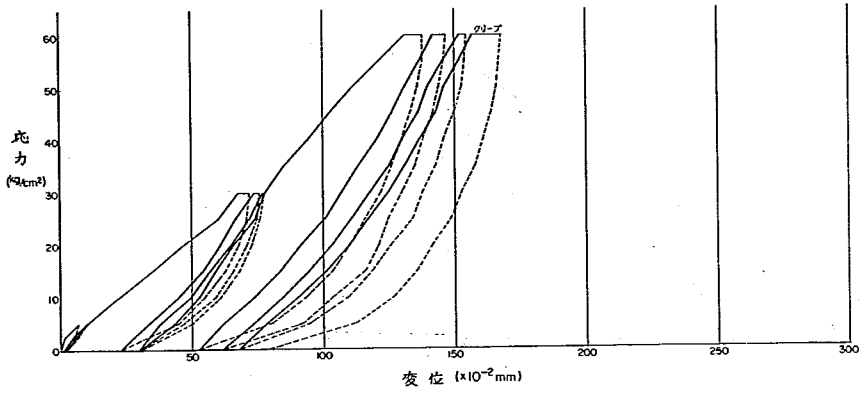


(b)

図-22 大川ダム地点荷重-変位曲線

流紋岩 CL

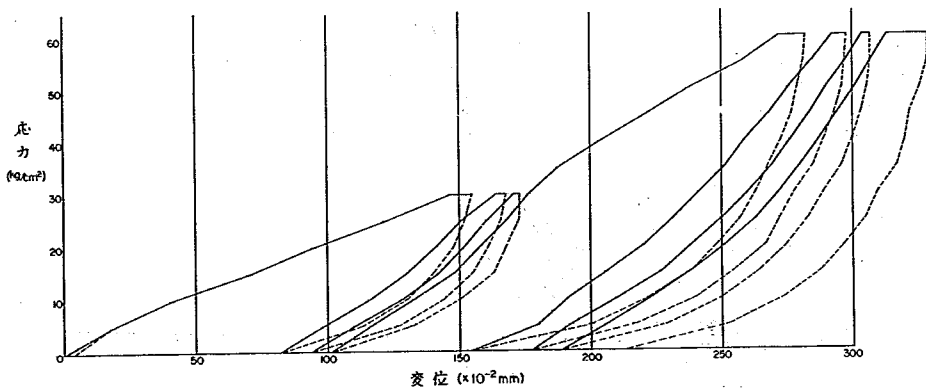
Displacement No. 303



(c)

流紋岩 CL

Displacement No. 403

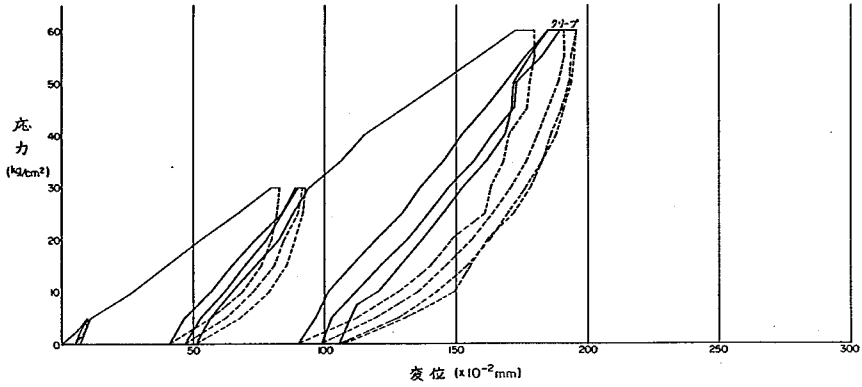


(d)

図-22 大川ダム地点荷重—変位曲線

流紋岩 CL

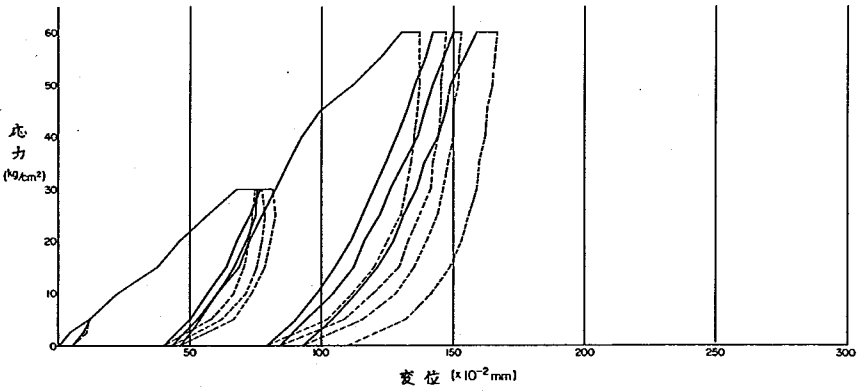
Displacement No. 405



(e)

流紋岩 CM

Displacement No. 601

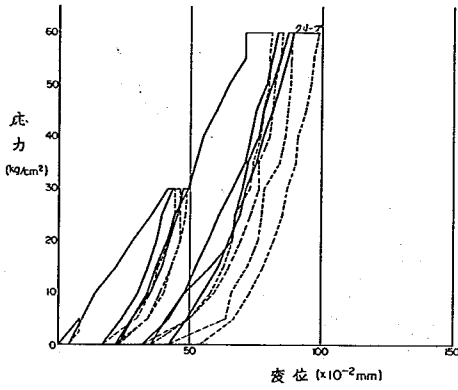


(f)

図-22 大川ダム地点荷重—変位曲線

流紋岩 C_M

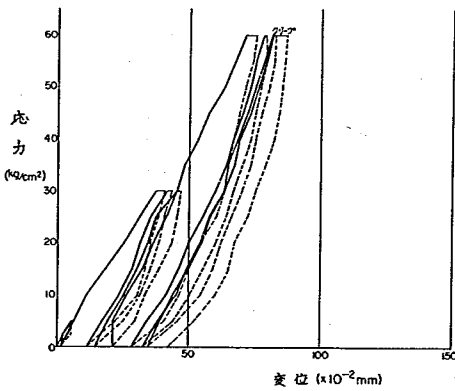
Displacement No. 602



(g)

流紋岩 C_M

Displacement No. 603

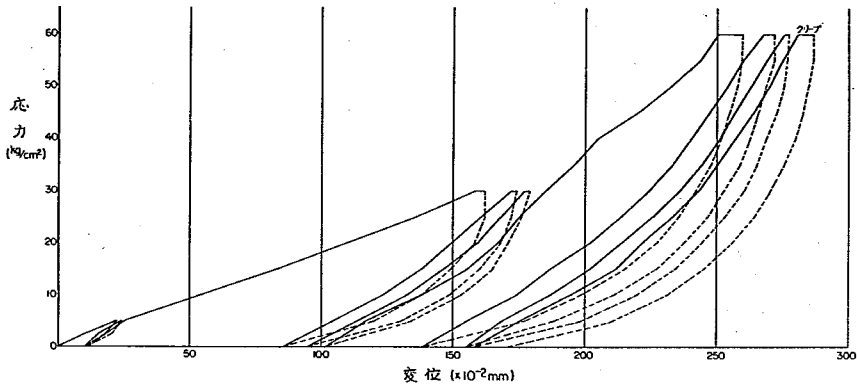


(h)

図-22 大川ダム地点荷重—変位曲線

ホルンフェルス Cl

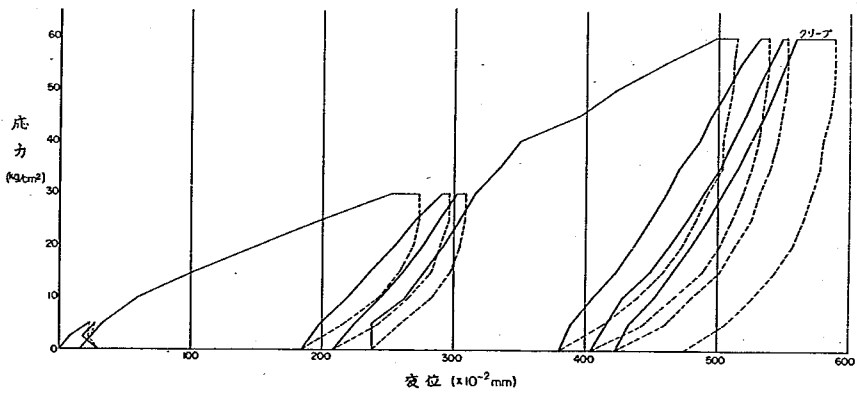
Displacement No. 401



(i)

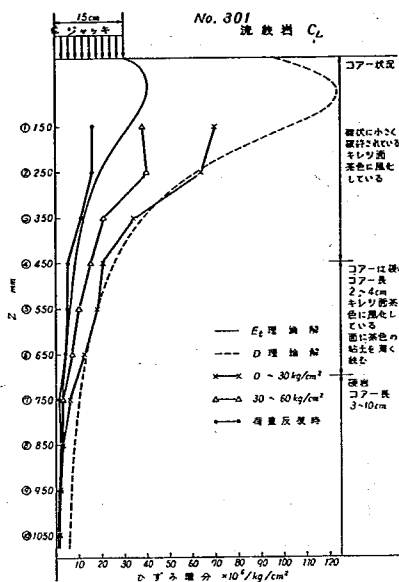
ホルンフェルス Cl

Displacement No. 801

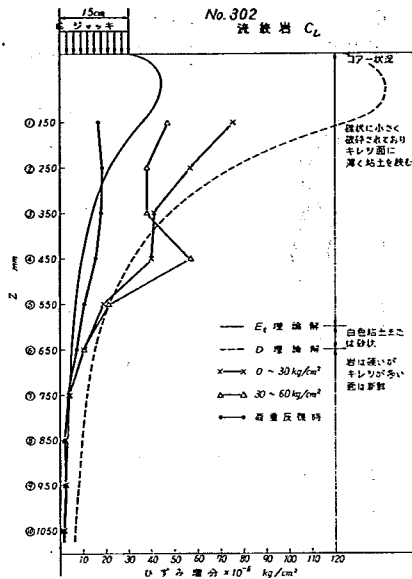


(j)

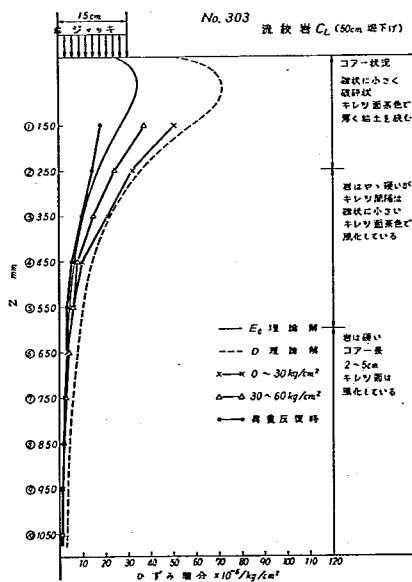
図-22 大川ダム地点荷重—変位曲線



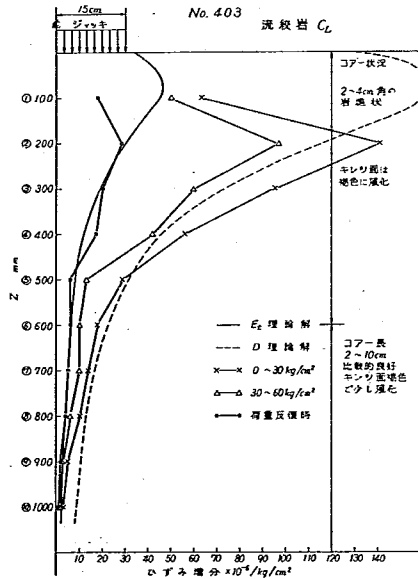
(a)



(b)

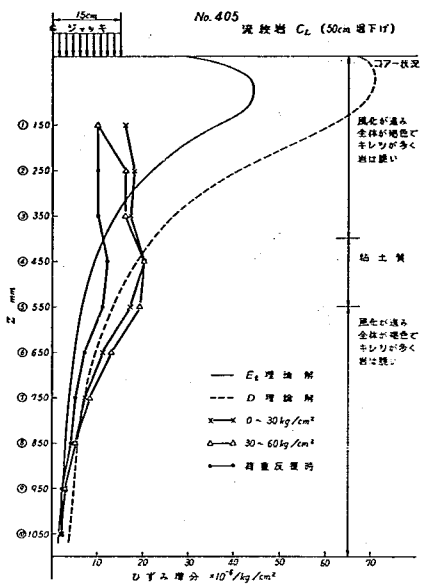


(c)

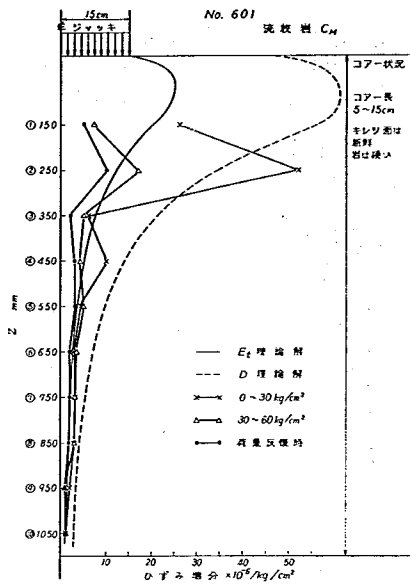


(d)

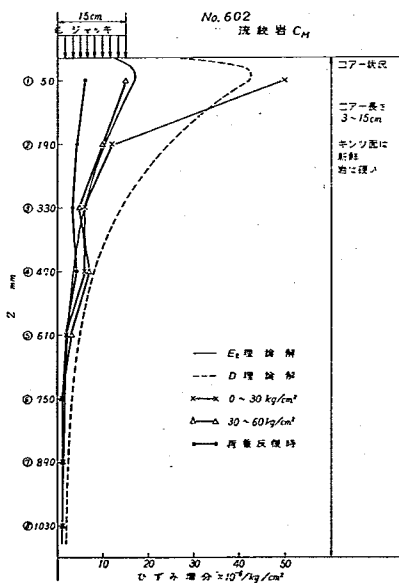
図-23. 大川ダム地点理論弾性解と実測値対応表



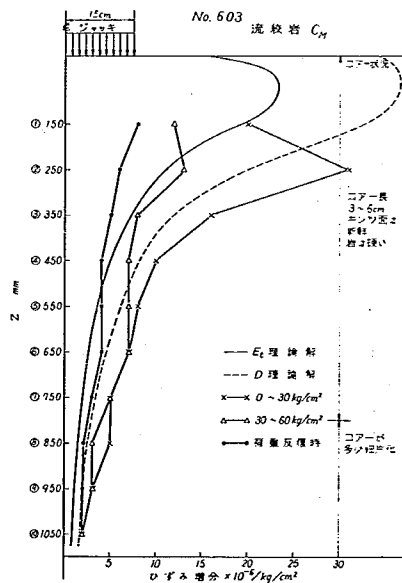
(e)



(f)

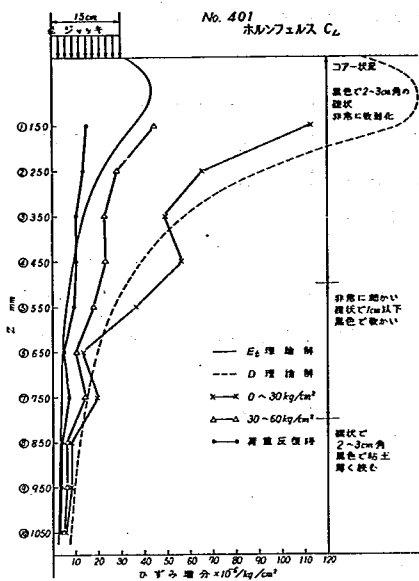


(g)

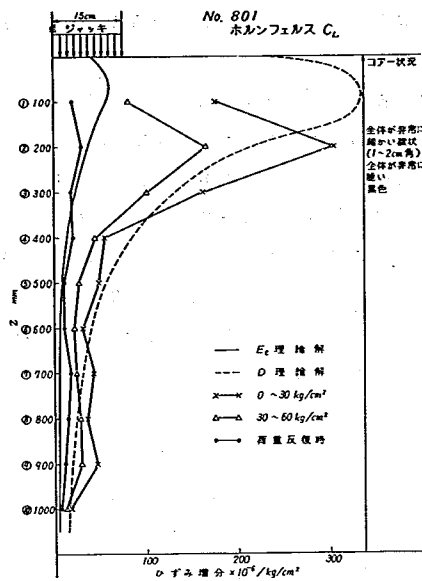


(h)

図-2.3. 大川ダム地点理論弾性解と実測値対応表



(i)



(j)

図-23. 大川ダム地点理論弾性解と実測値対応表

にひずみ増分が増加していることが注目される。ただし、これは繰返し荷重時においては減少し、締固まっていくようである。

③ 泥岩で変質作用を著しく受けているホルンフェルスのNa 401, 801 では非常に細かい礫状で、黒色の粘土を多量に挟むものであり、弾性係数も $13,000 \sim 17,000 \text{ Kg/cm}^2$ と大川では最も低いグループであるが、ひずみ分布も深部までゆるみ度の大きい現象を示し、荷重の増加によってひずみ増分は一様に減少し、締固まっていく様である。

④ 次に横坑掘削によるゆるみの影響を除去することを考慮し、他地点より更に 50 cm 盤下げを行った後に試験を行った Na 303, および Na 405 地点についてその結果をみても。Na 303 は、Na 301, 302 と近傍であり、Na 405 は Na 403 と近傍して地質性状はほぼ同質に近いと考えてよい。

Na 303 は、他の近傍地点より変形係数で約 2 倍、弾性係数で約 20~30% 程度大きい値となっているようで、表面近くでのひずみ分布も約 70% 程小さい。

Na 403 についても、近傍地点より変形係数で約 2 倍大きく、表面に近くでのひずみ分布も著しく小さくなっている。

これらのことは、このようなキレツの多いゆるんだ岩盤で火薬使用量が少ない所でも、横坑掘削時には更にゆるみが増長されていることを意味し、変形係数も真値よりも小さく測定されているものと云えよう。

以上の特徴から大川ダム地点での試験結果を更に要約するならば、比較的弾性係数の大きなもの ($30,000 \sim 42,000 \text{ Kg/cm}^2$) と小さなもの ($13,000 \sim 22,000 \text{ Kg/cm}^2$) に分類され、前者については、キレツ面は、新鮮の様に見えても岩石と同色の薄い粘土を介在し、キレツ間隔も小さい (3~15 cm) ためにゆるみも見掛け以上にあり、非弾性的挙動を示す。しかし、荷重増加によって表面付近のゆるみは容易に締固まる傾向を示すものである。後者については、前者以上にキレツが多く礫状となっていて風化が著しく、かなりの粘土を介在しているため、ひずみ分布も複雑な非弾性的挙動を示す。ひずみ増分は荷重増加によって減少し、次第に締固まってゆくものと、逆に荷重増加によってひずみ増分が増加の傾向を示すものと 2 種類あったと云えよう。

次に横坑掘削によるゆるみの影響度を観るために他の地点より更に盤下げを行ったものについては変形係数で約 2 倍、弾性係数では 2~30% 程度の増加がみられた。弾性係数の増加が余り大きくなかったものについての考察を加えると、もともと深部までゆるみがあり、変形性が大きい弾性係数の低い岩盤のためであつたろうと考えられる。また、火薬使用量が少なくとも横坑掘削によってゆるみが増長されていることは、変形係数が 2 倍も異なることから理解出来る。したがって川治ダムでのひずみ測定結果では、横坑掘削のために表面付近 50 cm 程がキレツ面のゆるみを生じ、変形係数と弾性係数の差を大きくし、かつ弾性係数の値自体も低く測定されていることが懸念されていたが、大川ダム地点の様に岩盤のキレツ面が、元来ゆるんでいて横坑掘削時の火薬使用量が少なかった場合でも、表面付近は相当な傷みを受け、川治ダム地点と似たような結果

を得ていることから、表面付近 30～50 cm 程度は、ていねいな手掘りによる除去が必要であると考えられた。

6) 長島ダム地点岩盤変形試験

これまでの試験では、キレツに富み、そのキレツ面の状態（ゆるみの有無、狭雑物の有無）が、岩盤の挙動にどのような影響を与えているかについての試験検討が行われてきた。そのうち、特にキレツ面に狭雑物を有する場合の岩盤内部のひずみ分布は複雑で、その非弾性的な挙動も、狭雑物の物性、キレツ面の頻度などによって異なるようである。この種の岩盤に対しては測定資料の積み上げが必要であり、それによる詳細な観察による分類に基づけば、この非弾性的挙動の理論的な説明が、かなり可能になるのではないかと考えられる。

長島ダム地点で試験の対象としたものは、左岸ダムサイト上流部に広く分布するシャージーンで、片状構造の発達した厚さ数 cm の脆い粘板岩と厚さ数 cm の砂岩のレンズ状の薄層から成る互層で褶曲している。この互層のうち粘板岩は、緻密に良く締まっているものと、ゆるんでいてルーズなものがあり、岩盤の変形性を特に左右しているものである。

試験は、フラットジャッキによるもので、岩盤内部に埋込んだひずみ計他、試験方法は従前通りである。なお、ボーリングコアは採取出来ても細かく碎片しており、室内試験供試体として使用出来るものは無かった。

得られた荷重-変位曲線は図-24 (a)～(d) のとおりで、これから求められた諸数値は次に示すような値となった。

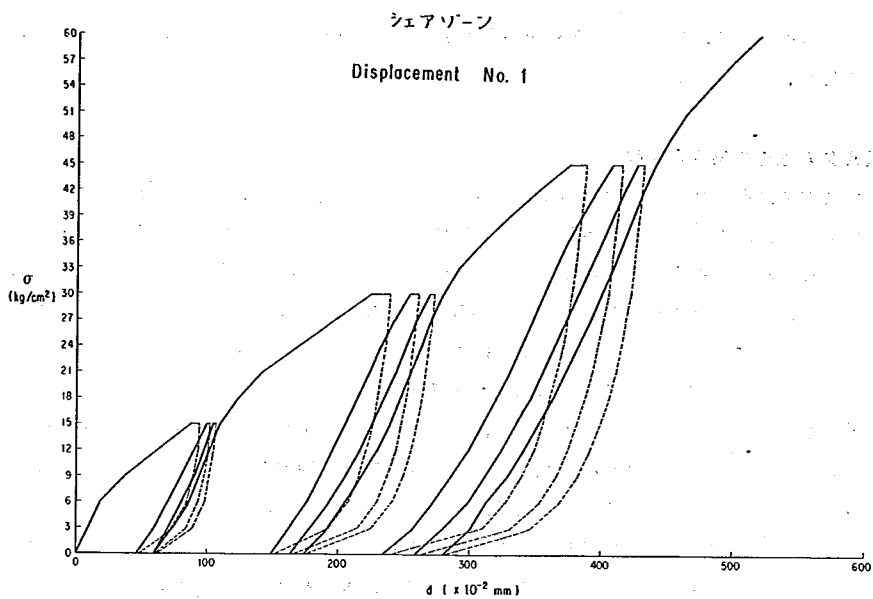
シャージーンの状態		変形係数	弾性係数
Na 1.	緻密	7,400 Kg/cm ²	24,400 Kg/cm ²
Na 3.	緻密	11,900	42,600
Na 4.	ルーズ	4,100	15,200
Na 5.	ルーズ	4,500	15,600

なお、岩盤内ひずみ分布を示すと、図-25 (a)～(d) のとおりである。

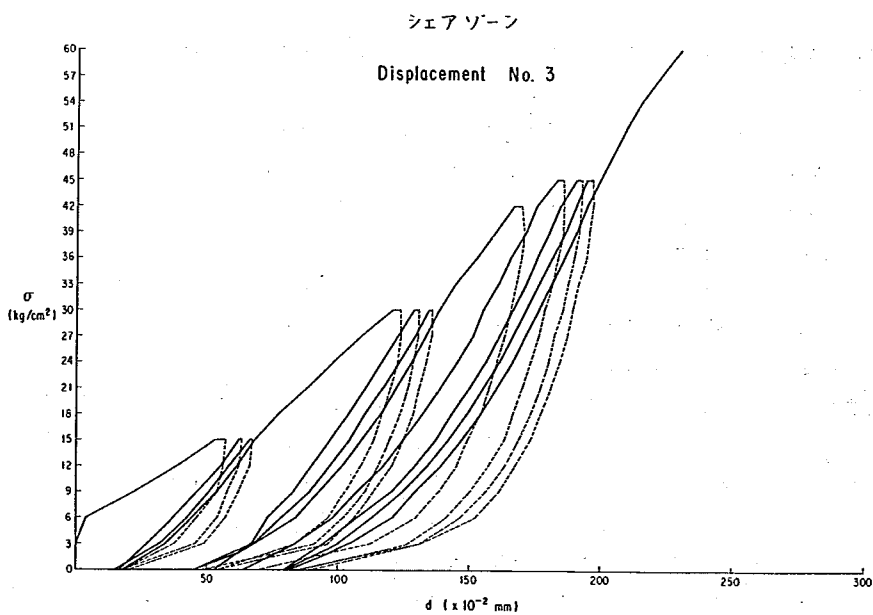
一般に変形係数と弾性係数の差は、その岩盤のキレツ面のゆるみと締固まりの程度を表わすものとすれば、この長島ダム地点のシャージーンは、他の川治、滝沢ダム地点等に比較して著しくこの両者の差が大きい。因に変形係数 (D) と弾性係数 (E_R) の比 (D/E_R) をとってみると、0.28～0.30 であり、川治、滝沢ダム地点での 0.42～0.77、大川ダム地点の弾性係数の高い方での 0.36～0.57 に比して、この長島ダム地点では著しく小さい。このことは、キレツ面の頻度とそのゆるみの程度が、他ダムに比較してかなり大きいことを表すものであろう。

ひずみ分布図では、次の 3 つのタイプが見られる。

- ① ひずみ増分が、荷重増加に従って減少する傾向を示しているもの (Na 4 地点及び Na 3 地点表面付近)。

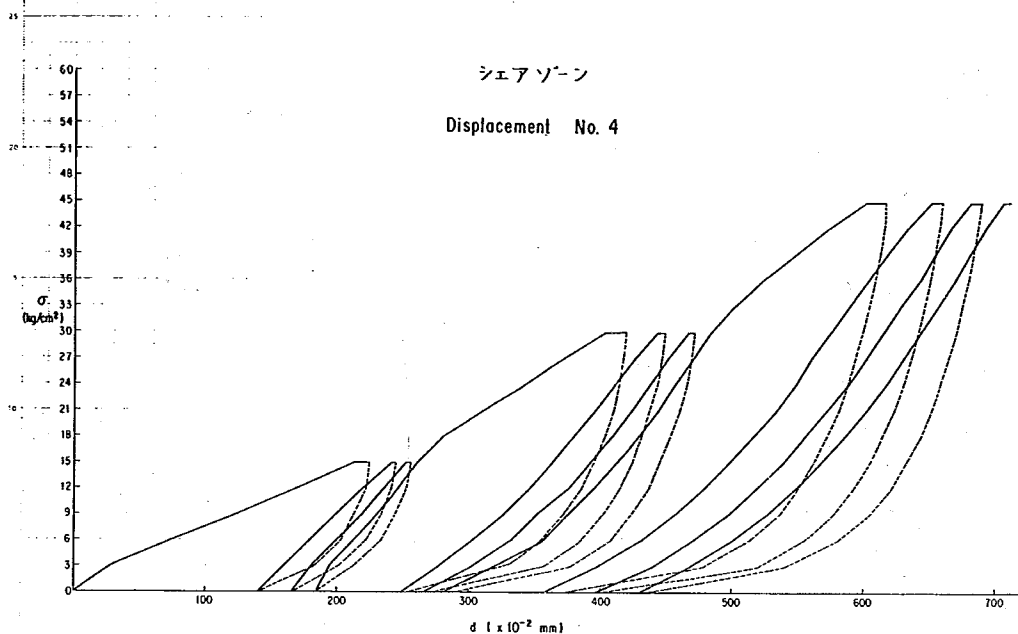


(a)

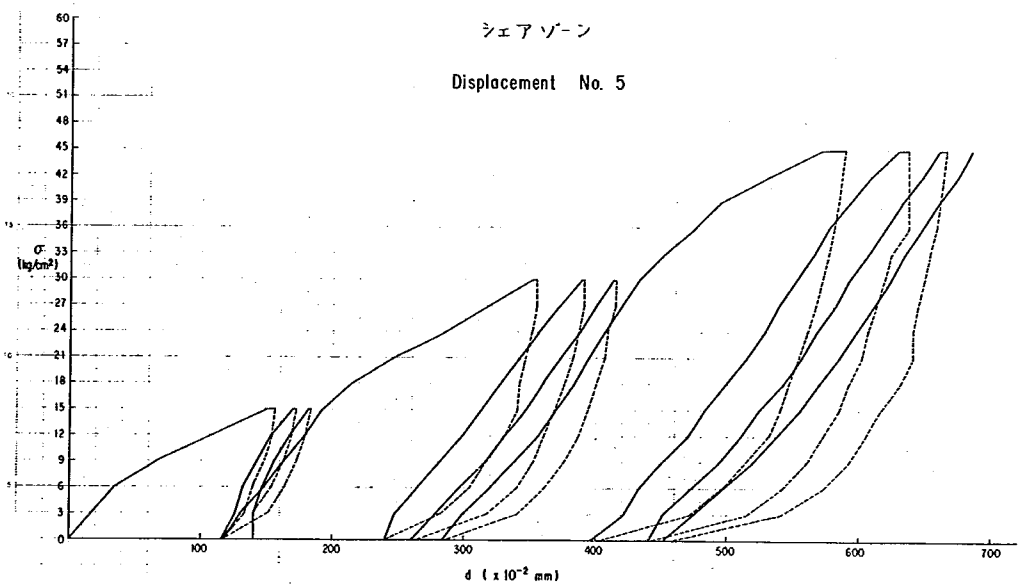


(b)

図-24. 長島ダム地点荷重—変位曲線

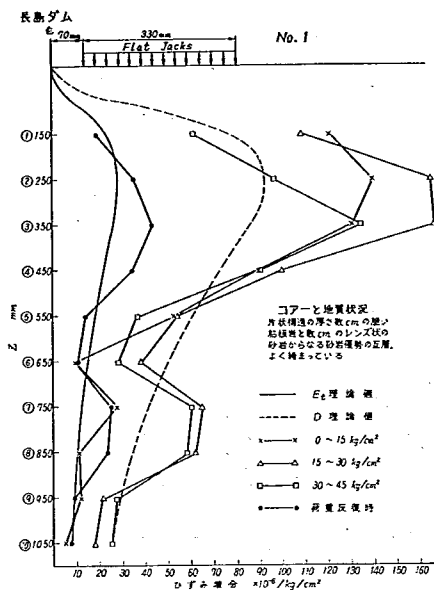


(c)

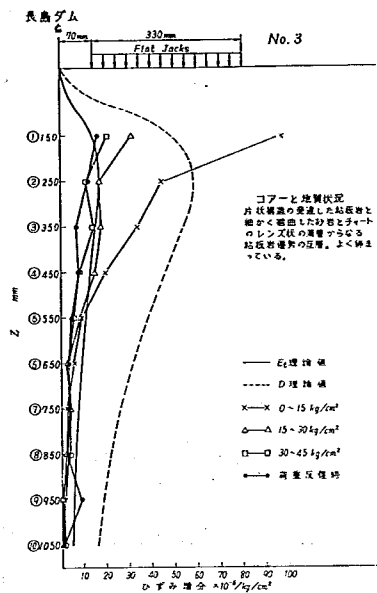


(d)

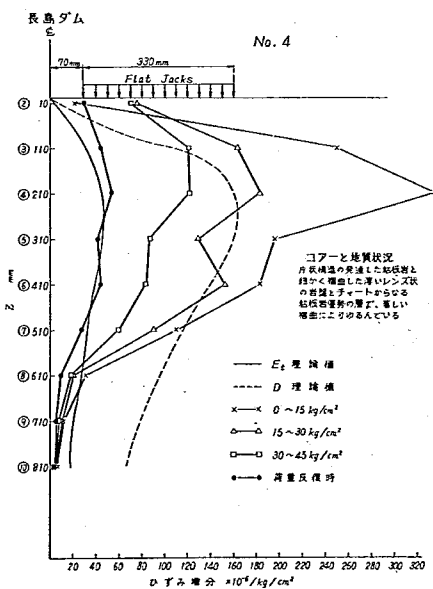
図-24. 長島ダム地点荷重—変位曲線



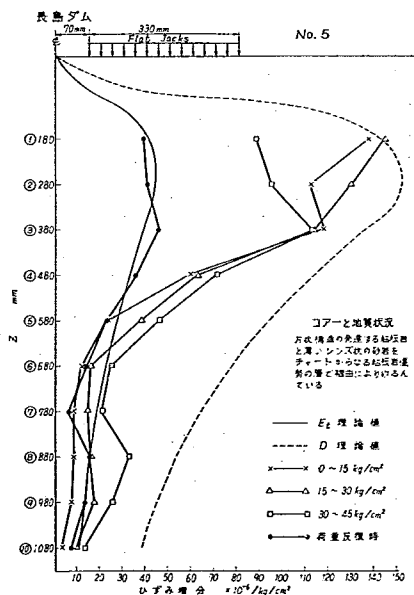
(a)



(b)



(c)



(d)

図-25. 長島ダム地点理論弾性解と実測値対応表

② ひずみ増分が、荷重増加に従って増加し、繰返し荷重によって減少するもの（Na 5 地点の深部）。

③ ①と②を重合したような複雑な挙動を示しているもの（Na 1 地点表面付近及び Na 5 地点表面付近）。

試験地点は、砂岩と粘板岩の互層で、いずれも褶曲していて粘板岩のゆるみの程度の差と堅硬な砂岩の厚みの差が複雑に作用していて、4 地点とも同じ地質とは云い乍ら、それぞれ異った傾向を示したものであろう。

3. 試験結果のまとめと総合考察

湯田ダムコンクリートギャラリーから始った変形試験は、ジャッキ試験法の妥当性を確認し、更には小渋ダム地点では岩盤のキレツがすべり面を形成し、せん断力を伝達し難いものとしていて、ジャッキ載荷面上では理論値より多くの荷重が加わり、みかけ上のひずみ量が多くなっていること、このキレツ面は、荷重回数の増加に伴って締固まっていく・押し固まり・現象を起こすこと等を明らかにして来た。

川治ダム地点での試験から、長島ダム地点に致るまでの岩盤変形試験では、岩盤表面変位測定に加えて、内部ひずみ測定を実施してきたことにより、岩盤内部の変形特性がかなり解明されつつあると云えよう。すなわち岩盤の変位は、単なる岩石の硬さによる影響より、岩盤が有するキレツの間隔とそのキレツ面がゆるんでいるか、狭雑物を有するか、その物性はどうか、また、その量は多いか少いか等のキレツ面の性状によって著しく異った性質を示すものであることが解ってきた。これまでの試験を通して、岩盤をその内部ひずみ分布状態から特徴づけて分類すると次の様に大別出来るであろう。

① (川治ダム地点深部、滝沢ダムNo 1 地点深部)

これらは、比較的硬い岩石からなり、キレツ間隔が大きく(10~15 cm)キレツ面のゆるみがないため、極めて弾性的挙動を示す。

② (①の表面部及び大川ダムNo 601, No 602 地点)

これらはもともと、①と同じ岩盤構成であったものが、掘削時にキレツ面にゆるみを生じたために、非弾性的挙動を示すものである。しかし、荷動増加に伴ってこのゆるみ領域は容易に締固まり、やがては弾性的挙動に移行する。

③ (滝沢ダムNo 2 地点深部、大川ダムNo 302, No 405 地点深部、長島ダムNo 5 地点深部)

これらは、硬い岩石と多数のキレツからなり、そのキレツ面には、粘土等の狭雑物がゆるみなく詰まっているもので、荷重増加によっても、締固め現象は示さず、キレツの狭雑物が降伏するためか、かえってひずみ増分が増加して非弾性的特徴を示す。

ただし、大川ダムNo 302, No 405, 地点のように繰返し荷重によって、次第に締固まり傾向を示すこともある。

④ (滝沢ダムNo 1, No 2 地点表面部、大川ダムNo 301, No 303 地点、長島ダムNo 1, No 4 地点)

これらは、硬い岩石と多数のキレツからなり、そのキレツ面は、空隙と粘土等の狭雑物からなり、ゆるみのある岩盤で、荷重増加によってひずみ増分が一樣に減少して、締固め現象を示す傾向のものと、②と③の特徴が混合していて、ひずみ分布の傾向がはっきりしないものとの2種類があり、いずれも非弾性的挙動を示す。

以上のうち、①の種類のものについて弾性的挙動を示すものとして、力学的には弾性体として取扱っても差し支えないものであり、また②についても、土研報告(第144号)で飯田らによって、

その力学的取扱い方法について明らかにされ、弾塑性理論にもとずいた解析方法を見出している。③及び④については存在する粘土等の狭雑物の力学的特性に関係すること大であり、数多くの測定データを得て、そのキレツ間隔、狭雑物の種類（粘土状、砂質状）、その量と云ったきめこまかな分類をして検討されなければ、そのひずみ分布が極めて複雑なだけに、解析方法を見いだすことは困難である。したがって、今後もゆるみのある岩盤を主体とした変形試験を実施し、資料の収集に努める必要があろう。

次に、今後のジャッキ式による変形試験法の留意点について2,3の考察を加えて以下に述べる。

最近、荷重装置の規模と重量の大きいフラットジャッキに代って軽量で運搬、移動も軽便な剛体円板式が広く用いられるようになってきている。しかし、剛体円板式では直径30 cm程度の荷重板が用いられているようであり、それ以上に直径を大きくしようとすれば、剛とするためには鋼重が著しくかさむことになり、かえって取扱いが不便となる恐れがある。岩盤は岩石とキレツから成り、前記の様にキレツの状態によってそれぞれ特徴ある挙動を示していることを考慮するならば、このキレツは試験面になるべく包含させることが、岩盤としてのより精度の高い試験値を得ることになる。したがって理想的には、直径が80 cmにも及ぶフラットジャッキが望ましいと云えよう。

また、剛体式では、岩盤を等変位させる必要があることと、偏圧荷重を防ぐ意味からも試験面の不陸は避けなければならない。その面はセメントペーストでフェーシングが行われている。荷重板の荷重に対する十分な剛性も重要であるが、荷重板とこのフェーシング面とは密着していなければ、岩盤の様な変位の測定は出来ない。したがって、セメントペーストが未だ凝結する前に荷重板と面合せを行うなどの配慮をすることが試験精度向上につながる重要なことであろう。

フラットジャッキも荷重面積が大きいことと、等分布荷重なので、剛体式ほど不陸は問題にならないなどの点では理想的ではあるが、何と云っても装置の規模が大きいため鋼重が高み、取扱いが著しく不便であると同時に、通常の調査横坑では更に拡張しなければ装置が組立てられない。したがって、剛体式に比して経費が著しく嵩むことがあり、特にキレツ性に留意しなければならない変形特性を高精度に測定する必要がある以外は、一般的な方法とは云えないであろう。

試験法で次に考慮しなければならないことは、川治ダム地点、大川ダム地点の結果からも明らかに、横坑掘削にともなう岩盤表面のキレツのゆるみを除去する必要があることであろう。この横坑掘削に伴うキレツのゆるみは、一般的な岩盤の変形特性と考えられている変形係数と弾性係数の差を本来以上に大きくし、特に良好な岩盤では弾性係数も低く測定されている懸念もあり、この影響を避けるためには30~50 cm手掘でいねいに除去する必要がある。なお、例え横坑掘削の火薬使用量が少ない所の変形性が大きく弾性係数が低いと想定される岩盤でも、大川ダム地点での例が示す様に、表面付近は相当にこのゆるみを助長していることもあるので、同等の除去を要することは云うまでもない。

参 考 文 献

ダム構造研究室，地質研究室：岩盤の変形係数測定法に関する2,3の考察 土木技術資料5-9

土木学会：土木技術者のための岩盤力学

多目的ダム岩盤試験班：日本の多目的ダムにおける岩盤試験 第8回国際大ダム大会自由報文C-5.

飯田隆一，小林茂敏：割れ目を有する岩盤の非弾性的挙動に関する理論的研究 土木研究所報告

第144号

飯田隆一，小林茂敏：現地載荷試験時における岩盤の挙動特性の測定 土木技術資料14-8.

Ryuichi Iida, Koji Hojo, Kozo Saito : Study of Deformation Characteristics and
Analyses of jointed Rockmasses Secoud Internatinal Conference
on Numerical Methods in Geomechanics, June 1976.