

ジャッキ試験と実在ダムの基礎岩盤 の变形の相異に対する検討

電力中央研究所

石島淳次、若木清

1. 序言

現在我が国で慣用されているアーチダムと一部の重力ダムの設計法によれば、基礎岩盤の变形量をその計算に採り入れるために、現場において実用的なジャッキによる变形試験を行って、岩盤の弾性係数(以後 E_R と呼称す)を推定し、この試験値をそのまま設計に用いている。

しかるに、このジャッキによる試験値それ自体が種々の問題——たとえば試験法、完全弾性体の仮定、試験結果の解釈など——を しているうえに、後日さらに完成した実在ダムの基礎岩盤の变形量を理設計器から求めて前者と比較してみると、前者のジャッキ試験の結果ともまた異なることが判明することに至った。

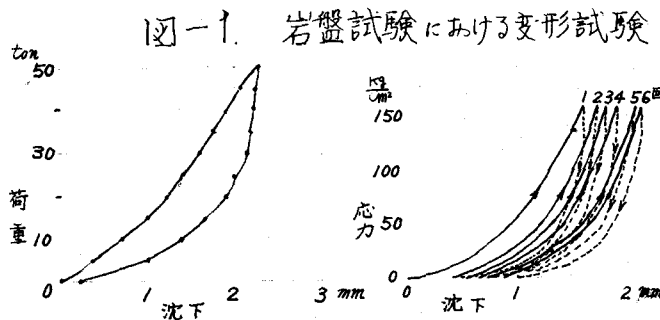
そこで著者等は、この理由を調べるために岩盤の变形に関係ある多数の要因のなかから、実験可能な若干の項目を選び出して、あるいは現場実験により、あるいは室内実験により、 E_R に及ぼす影響を検討し、さらに岩盤の变形機構が簡単な弾性体の仮定だけでは説明しきれないことを、現場試験、室内実験の両方の結果から述べている。

本文は勿論、したがってかくすべしとかこれが原因であるとの結論に到達しているものではないが、結論に至るステップとなることを望みつつ報告されるものである。

2. 実用ジャッキ試験結果

一般にジャッキ試験の結果は次に述べるような完全弾性体とはほど遠い現象を得るにも拘らず、かの有名な Boussinesq の公式を用いて荷重と沈下量から E_R を算出している。

1). 荷重の増加につれ荷重～沈下曲線は、S 字状曲線を描く(図-1 参照)。



- 2). 荷重～沈下曲線の往復路は全路が異なり、復路はひたひた荷重を下げなければ沈下が回復し始めずそこには常にヒステリシスあるいは結果的には弾性余効と同じような現象を呈する。
- 3). 一定荷重を反覆載荷すると、普通の試験範囲では、載荷の各サイクルについて殆ど同じ形のヒステリシスを示し、コンクリートのフリープ曲線に似たような漸増する永久沈下を

示す。

しかし、ダム設計のためには、実用上の観点から基礎の岩盤を以上の現象にも拘らず、取
て完全弾性体と仮定し、たとえば剛体載荷を行う時には、岩盤の作用応力直近の径路の切
線係数を E_R とみなし、

$$E_R = \frac{(\Delta P)(1-\nu^2)}{2a(\Delta w)}$$

の式から求めている。

(但し、 ΔP は荷重増分 kg、 ν はポアソン比、 a は載荷点板半径 cm、 Δw は沈下増分 cm)

筆者等が本邦各電力会社のダム地質 20 個余りについて現場試験して求めた E_R の中から主な
ものを取上げて示したものが表-1 である。これには同時に各々対応した地質の岩石供試
体の圧縮試験による静弾性係数 E_p 、各ダム地質の弾性波法による動弾性係数 E_d および設計に
採用した E_c/E_R の値をも併記してある。

表によるといづれの場合もジャッキ試験による E_R は岩石供試体または弾性波から求めた E_R
より遙かに小さく場所によって果はるが $1/4 \sim 1/10$ の範囲の値しかないことが示されている。

岩石と岩盤の弾性係数 表-1

	設計に用いた E_c/E_R	$E_p \text{ kg/cm}^2$	$E_d \text{ kg/cm}^2$	$E_s \text{ kg/cm}^2$	備 考
黒 部	6~3	150×10^3	509×10^3	40×10^3	アーチダム工事中
上 推 葉	3	690 351		49 31	"
殿 山	1	450	423 295	130 53	"
井 川		510	353	20 16	ホローダム
有 峰	1	702 235	530 122	42 8	重力ダム
興高見		812 227	774 327	91 24	" 計画中
一ツ瀬	4	729 300	488 110	148 38	アーチダム "
安 曇	2.5 8	652 276	450 50	125 27	" "
高 根	4	687	620 118	77 23	" "
諸 塚			219 50	62 10	ホローダム
佐々並川	2			110 89	アーチダム

[注]

E_p = 岩石供試体 (5^{cm} × 5^{cm} × 5^{cm})
の静弾性係数

E_d = 弾性波法による動弾性係数

E_s = ジャッキ法による静弾性係数
数値は上限値と下限値を示す。

- 4) ジャッキ試験の結果得られる E_R は一般にその岩石供試体や弾性波法により得られる E_R の値
または完成後のダム基礎実測値から得られる E_R よりかなり小さい。

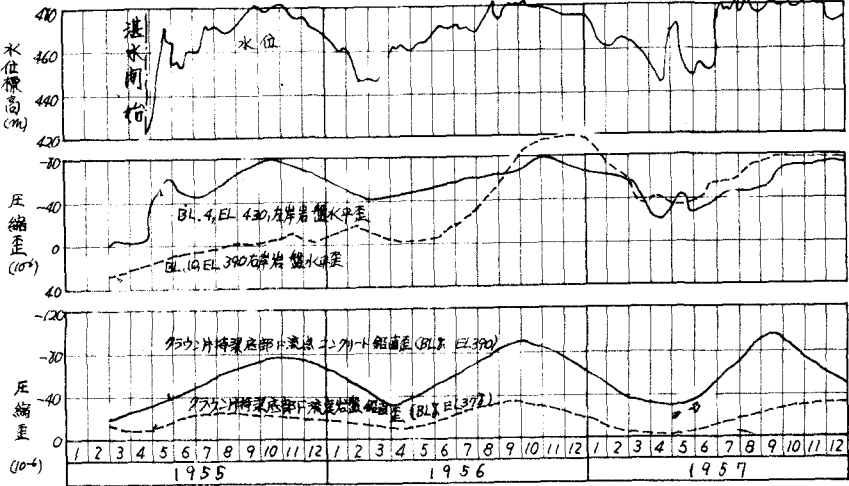
工後 動中のダムの基礎岩盤の変形(埋設計器による実測)。

いづれも岩盤中に埋体と近接させて埋設、これと比較するため近接した埋体コンフリート中
にも歪計を埋設して両変形をくらべるようにしてある。

オ2 図は上推葉アーチダムの岩盤変形を示すもので、ダム中高部のアバットメントの水平
アーチ方向の変形をみると、湛水後に急に大きな変形を生じこの大部分は永久変形となって
そのまま残存し、以後種々の変化を示している。附近のコンフリート変形に比して変形量は

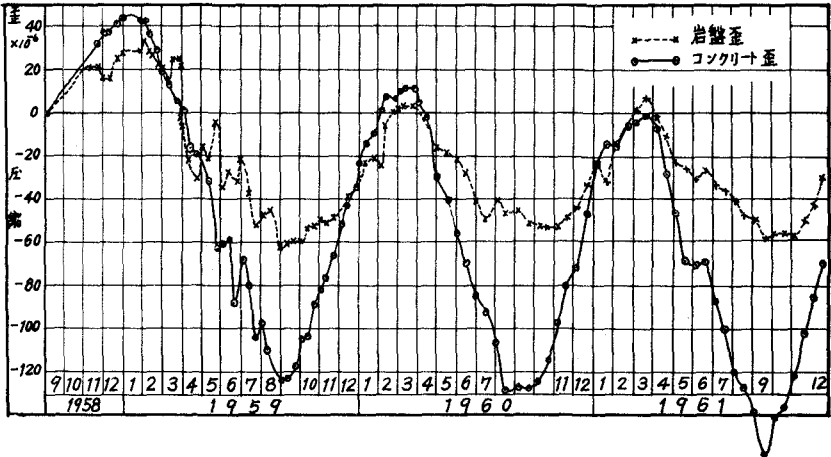
小さい。またクラウン片持深基礎の鉛直方向変形をみると、前者と異り湛水開始時には急激な変形なく、自重やその他で既に大部分の永久変形は終っているものと推察される。以後の岩盤変形は附近コンクリートのそれと相似的に規則正しく増減し、しかも変形量はコンクリートのそれより小さく、設計とは逆に $E_c/E_R < 1$ を示している。岩盤は硬砂岩でかなりひびわれが存在している。

図1-1 上椎葉ダム岩盤の変形



オ3図は佐々並川アーチダムの上部アーチの水平方向岩盤変形とコンクリート変形とコンクリート変形を比較対照したもので、明うかに岩盤変形の方がコンクリートのそれより小さく設計時の推定と逆になっている(表-1参照) また変形曲線は野水位とは無関係に季節的な規則正しい変形を示している。統計計算により1959年～1961年の3年間で約30区分の応力差の変化から E_c/E_R を求めると95%の信頼係数で $E_c/E_R = 6/10 \pm 0.03$ となり最終設計値の $E_c/E_R = 3/1$ と異っている。岩盤は石英粗面岩でかなりひびわれが存在している。

図1-3 基礎岩盤の変形 (佐々並川ダム)



才4 図はKアーチダムのフラウン片持梁底部の鉛直方向岩盤とコンクリート両方の変形を比較対照したもので、この場合は岩盤の変形は顕著にコンクリートのそれより大きく、特に無載荷時の初期変形量が大きく漸増して極めて大きな変形を示している。

E_c/E_R を概算すると約10程度となりこの場合は却って設計推定値とと迴っている。このダムの岩盤は花崗岩で、余り良質ではない軟岩であり、前記2ケースに比してひびわれの発達ははるかに多い。

以上の実測結果をみると岩盤の種類により変形状態が異なること、載荷初期の変形は特に大きいこと、鉛直と水平のように力の方向が異なり異方性を示さない岩質でも変形は異方性を示すこと、載荷後若干の時日を経た後の実測 E_R はジャッキ試験の E_R と異なり、少ない実測例ではあるが堅硬な岩盤で(たがってひびわれが多い場合は)ジャッキ試験の E_R は稼動中のダム基礎の E_R より小さく求められ、軟質で(ひびわれが少ない)はその逆に出ている。

4. 試験器、試験法に対する検討

前記で述べたようにジャッキ試験結果と実物ダム基礎 E_R の関係、荷重～沈下曲線の特性、時間効果、等多くの問題点が残されているのでこれを明瞭にするためにも先づオービに検討を加えてみかねばならないことは使用する器具、方法の正確度、信頼性である。

そこで多くの項目の中より取敢えず、次記の項目を選んで各々これらについて調査を行いその結果を得た。

- イ) 載荷位置の選定……発破、ゆるみの影響。
- ロ) 載荷速度の E_R に及ぼす影響……載荷板寸法とジャッキ加圧速度の関係。
- ハ) 載荷装置、寸法の適否……載荷板、基準梁剛柱、偏心とジャッキ損失、測定具と寸法。

4.1 載荷位置の選定

ジャッキ試験は反力を支える必要上一般に横坑内で行われるので、半無限版の仮定との相異(例えば側壁の効果等)の他に、載荷位置は発破掘削の影響でひびわれ、ゆるみを生じジャッキ試験による E_R は大部分このゆるんだ部分の変形測定から求めているから、実在ダム基礎に比してこの影響を大きく受け、たがって E_R として過少評価しているのではないかという疑いを多く持たれる。これからどの程度までこのゆるんだ表層を除去すべきかということになると明らかなでないが、次にこのゆるみの影響を示す実験例を述べる。

図-5 はあるダムサイト横坑内で発破で損傷したと相像される表層部30cmを手掘りで除去する前後の地と、地下の沈下分布の相異を3位置について調べたものである。地下の沈下はカールソン型歪計に延長脚を付して一辺30cmのベースのものを4個連続させて地下ボーリング孔に埋設し、地下120cmを不動点と見做して累積算出した。これによると明らかに地表損傷部は変形を大に E_R を小さく示すことが示されている。30cmの削除でよいか否かは地質、発破程度、実測寸法との関係で明らかでない。

表-2はこの試験結果を表示したもので1次と2次が既述の削除前後に相当する。 E_R の割

除後は前の120~160%になっている。なお本表は念のためタイアルゲンで地表以下を測定した結果も示してある。

120cmが不動か否かは最下方の歪計のよみが 2×10^{-4} 程度の値と420cm載荷板で約50gに保ったことから近似的に許容できた。またこの方式の埋設歪計の信頼性は穿入したコンフリート供試体に同様の方法で歪計を埋設してマルティンス歪計、SR-4歪計と対比検定して満足なことが証明されている。

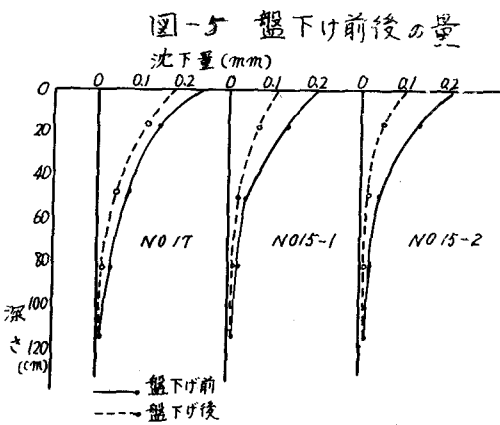


表2 表2次、表1次の両試験による切線係数 E_r の比較

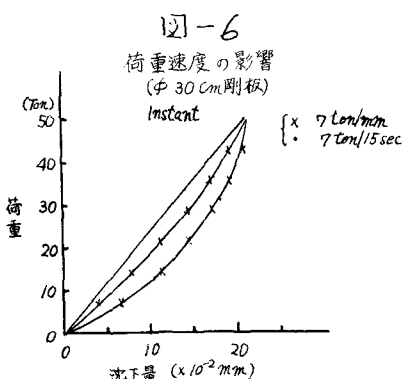
試験 個所 (標高別)	ER (単位万 $\frac{kg}{cm^2}$) カルソン型歪計による			%	ER (単位万 $\frac{kg}{cm^2}$) ダイヤルゲンによる			%
	2次	1次	差		2次	1次	差	
17	13.5	11.0	2.5	123	9.1	6.3	2.8	144
15-1	16	11.2	4.8	143	10.7	8.0	2.7	134
15-2	23.4	14.9	8.5	158	12.6	11.2	1.4	111

(注) E_r は荷重～沈下曲線の往路の切線係数より算出。

4.2 載荷速度の E_r に及ぼす影響

今日ジャッキ試験の載荷速度は試験工程上余り長時間に亘らぬよう、しかも動的載荷にならぬような範囲で実用上の目的から適宜決められている。実物の載荷速度との肉味などは余り考慮されていない。しかし載荷板の寸法効果が問題になるとすれば当然載荷板寸法に応じて荷重速度も考慮すべきであり、さらにコンフリートでは動的載荷による E_c 、 σ_c に静的との差を認めている以上調査すべきことと考えられた。

図-6は同一個所で3種の載荷速度を与えた時の荷重～沈下曲線を示すものである者の間に殆ど差異を認められたい。図のinstantとは、ハンドポンプで出来る限り速く荷重を昇降



させた意味で約20 $\frac{ton}{sec}$ 程度になる。この場合や、 E_r が大きくなっているが油の粘性や応力計のおくれなど2次の効果も混入していると思われるから直ちに載荷速度大なら E_r も大と云うわけにはゆくまい。精密に求めるには電氣的にオシシログラフ等で測定記録により結論づけることが必要であるが、現場のジャッキ試験による静的 E_r 試験を行う際の荷重速度の影響という目的から若干免脱する。岩盤の変形状態は一見したところ粘弾性物質の変形に似ているところがあるが、この結果からみれば実用的な静定荷重の範囲では E_r は荷重速度に影響されない

ということになり都合のよい荷重速度を用いてよいことになる。

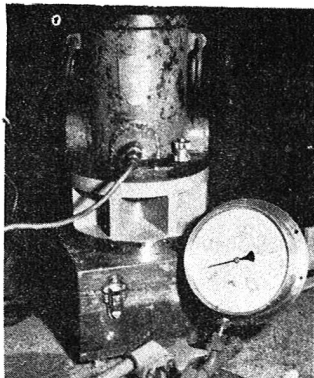
4.3 載荷装置 方法の適否

イ. 載荷の剛性

Boussinesqの公式を用い一定変位を与えた時の沈下～荷重曲線を用いて E_R を算出する場合は載荷板は無限に剛であって、いかなる地質にあっても一様分布の沈下を生じさせなければならない。

室内の加圧試験機で検定して曲げ変形を生じない載荷板でも、現場の不均質地盤に用い

写真-1



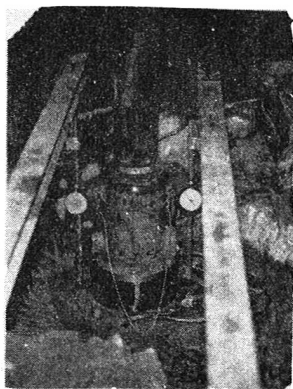
るとほとんどStiffenerで補強しない限り微少な曲げを生ずることと発見した。写真-1は近時当所で用いているφ30cm載荷板である。またこれを岩盤上に固回りの薄層fac-ingモルタルを介して接着する時、モルタルの変形が混入するから事前に検定して差引かねばならない。載荷板表面は常に平滑に仕上げ、さす、錆を生じないように保ち、下方フェーシングとのコンタクト不良による変形の増大を防ぐため一度接着した載荷板は試験終了まで剥離、移動させてはなら

ない。かようにして載荷板を設置すればこの点から誤差が混入しないことがわかった。

ロ. 基準梁

基準梁は沈下不動変を与えるものであるから剛な梁を載荷位置からなるべく離れて設置せねばならない。写真-2は当所で近時用いている基準梁で、各支持脚は載荷位置から2m

写真-2



以上離れている。従来のφ30cm、50°ジャッキ載荷による周辺沈下の観測からこの程度離れればこの場合十分であることが判明している。従来用いた梁は1/2"パイプであったがこれはダイヤルゲージ部のスピンドル反力で僅かの挠みを生ずることがわかったためI型梁に変更したものである。

ハ. ジャッキ損失

油圧ジャッキを用い油圧から荷重を求める時はジャッキの摩擦損失を検定しておいて差引かねばならない。しかし現場の不均質な岩盤上で載荷する場合によってはジャッキが傾き偏心して検定値以上の摩擦損失を生ずる場合があるから、直接的に検力器を挿入して実際に与えている力を推定する方法を取る方が望ましい。

二. 変形測定法

沈下量の測定は E_R の精度上最も影響の大きいものであり精密に求める必要があるが、一般に地表沈下をダイヤルゲージを用いて測定している。ダイヤルゲージは湿度、ゴミの附着で感度が低下するうえに載荷部分に近接して観察せねばならないので読取の支から不便であり精度の低下をまぬがれない。

差動電圧を利用した変位計は適切な取付金具を考案した結果遠隔測定が可能になり精度も $1/100$ または $1/1000$ に切替可能でありカバー等の適当な処置をすれば、ゴミ、湿度の影響は実験結果からは認められず良好のものと認められた。

カールソン型の歪計、撓目計をボーリング孔に埋設して地下の変形を測定する方法は遠隔測定、すぐれた測定精度、およびフェーシングや載荷板の影響を受けにくい長所とともつが、絶対不動点につけてのアイマイさ、費用が高いこと、取付が面倒なこと等の短所を有する。

要するに載荷装置一式は入念に設計製作して使用方法さえ正しければ略満足な精度で結果が得られるものと信ぜられるに至った。

5. 岩盤の変形機構に対する考察

5.1 考え方

現在では岩盤の変形性状を完全弾性体と仮定しているため実在する基礎変形の実測値と符合しないことや、ジャッキ試験の結果の解釈に当り弾性体とみなされない曲線を得るのにこれから弾性係数を決定せねばならない不合理を犯さねばならないことになる。

そこで明らかに弾性体の代りに弾性体の素片ブロッツを積上げたモザイク構成のものを想定すれば、あるいは現場試験結果と類似の現象が起り、ひいてはこの説明が出来るのではないかとの想像のもとに、一種の定性的模型実験としてゴムブロッツを種々の形式につみあげ、ブロッツ積基礎の変形試験も行ってみた。

もううん達は必ずしも真ならずであるからこの実験で実際の現象がよく説明出来るかどうかと岩盤の変形機構はこれであると結論するわけにはゆかないが、ブロッツ積実験で起った現象は至少も実際の現象の一部あるいは大部であると考えことは支障ないであろう。

その意味で定性的に直接視覚に訴えて、地下変形の状態を示すことができ、しかも実際のジャッキ試験の結果をよく説明出来た部分のゴム実験の結果は、将来の考え方の方角を示

唆するという意味まで有意義なものであったと信ぜられる。

5.2 ゴム模型実験の寸法

ひびわれのある岩盤構成を再現するために断面 1cm^2 の正方形、長さ 10cm の直方体のゴムブロックを作成し、写真を取るため断面の四周に白色ラッカーを塗った。

ゴムは変形を誇張して現わすように柔らかい弾性係数 100kg/cm^2 (硬度40度) の材質を用いこれを水平層、傾斜層、鉛直層になるように種々の目地を規則正しく隙間ないように積み上げた。

荷重は小型のスクリュージャッキまたは油圧ジャッキにより各表面変位はダイヤルゲージ等で測った。

載荷板は剛性大な鋼板で作成し 1cm の岩盤素片に対し種々の大きさのものを用いて相対的に寸法を変えられるようにした。結果を透明板の一方の側より撮影出来るように2次元的に取扱った。

5.3 ゴム模型実験の結果を適用した現場試験の説明

1. 岩盤の隆起

ジャッキによる現場の変形試験で時々遭遇し、弾性理論では説明不可能であった載荷板周辺の岩盤の隆起がある。隆起曲線は図-7(実例)に示されるように屢々最大荷重時には図の左側載荷初期の除荷時は図の右側のような曲線を示した場合があった。

この現象は明瞭に模型実験に再現されている。すなわち図-3で最大荷重時は素片がバッキングを起しかけてアーチングにより支えられて隆起し、除荷時には載荷板直下の素片群は空隙閉塞による大きな永久変位で相対的に隣接素片群より既にかなり大きな変位を生じているので隣接ブロック群を磨擦、インターロッキングで旧位置よりかえって上方に隆起させる結果を生じるもので、共に層の剝離を主と考えようによってはブロック積体の

Talobreは岩盤の隆起を起した時は岩盤の破壊の証拠であると述べているが前述の模型実験の結果もこれを示している。

写真-3

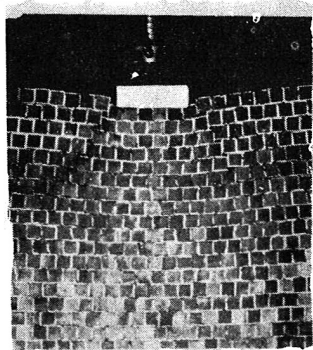
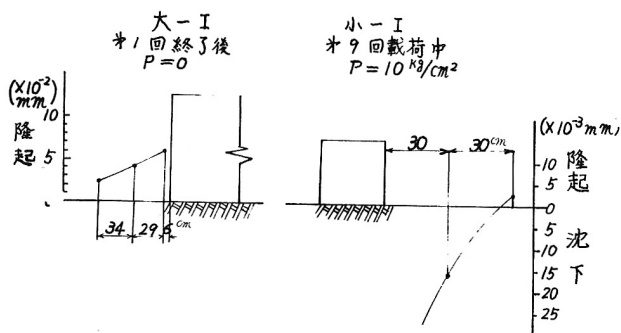
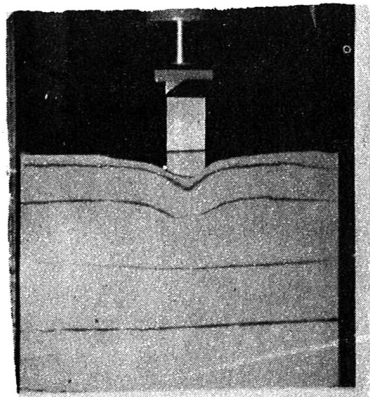


図-7 岩盤変形時の隆起と沈下



砂を載荷した場合にも同様な隆起現象がみられるので、これも模型に再現して観察した。写真-4に示されるように（左側は載荷前、右側は載荷後で横の黒線は染色した水平層）載荷板直下の三角形部分の砂の掘削用で弧形滑り面をまじ、この面内の砂は完全に位置が移り隆起し、また除荷しても載荷板は殆ど復旧しなかった。

写真-4



即ち周辺の砂粒子は載荷の前後で全く位置の位置のエネルギーが変わり隆起した状態で静止していて砂子内には殆ど弾性エネルギーとして蓄積されていない。これとの実は岩盤の場合とはかなり異なるが岩盤の隆起を直ちに砂のそれに類似させることは不適当であろうと考える。

したがって現場試験にみられる岩盤隆起の原因は少くも写真-3のような場合が多いものと信ぜられる。実在ダム基礎でもこれと同じことが起るかもしれない。撓みや、透水性などに影響するところであることは当然相像される処であるが、設計時の取扱方となると大きな問題であるだけにさらに研究を要する。

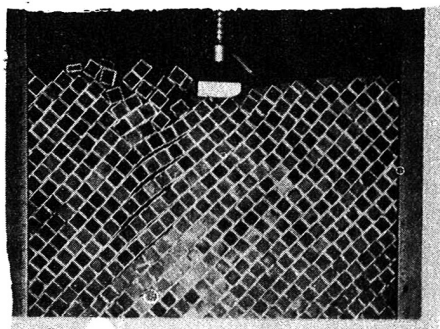
ロ. 岩盤の載荷初期の大きな変位と永久沈下

実在ダムの基礎岩盤の変形を実測しても（図-2参照）また現場でジャッキによる変形試験を実施しても、共に認められる事実は載荷初期において特に大きな地表の変位と永久沈下を生ずることである。この現象はやはりゴム模型実験においても全く同様に現われた。すなわち水平層に載荷した場合の写真-5（上段）をみると、各素片は磨擦やひっかかり以外はボンドがないから載荷板直下部から殆ど素片の配列で決まるある傾斜を持った剥離線を生じ、この内側の素片は荷重支持に加担しているが外側素片は殆ど荷重支持に参加せず遊んでいるのがみられる。したがって写真-5（上段）のようなプロック積素片より構成される地盤では、半無限弾性板地盤の場合よりも、荷重支持に参加する素片群の容積が小さいことや、引張応力を荷重支持に加担しないことなどで当然変位が大きくなることが推定される。ことに素片がルースに積み重ねられていればそれら相互の隙間の閉塞が載荷初期に起り大きな変位（永久沈下も含めて）を生ずることが相像される。

また写真-5の中段の斜層の場合は層のバックリングによる剥離を生じてやはり一帯の

弾性版より大きい沈下を生じているのがみうれ。下段の鉛直層の場合は載荷板下方の素片群のみしか荷重支持に参加せず、したがって前二者に比して最大の変位を生じた。

写真-5



またこの場合変形した下方の素片群と変形しない両側の素片群の間に大きい相対変位を生じるので、相互の摩擦やヒックリで荷重を除去しても回復悪く大きな永久変位を生じた。載荷、除荷を繰返すと毎回の永久変位量は減少するが漸近的に全永久変位量は増え全く岩盤のジャッキ試験の結果と類似する。

以上のような種々の場合のゴム模型実験の結果は、少くも定性的には実際に岩盤に起る変位をよく説明していると想像され、実験結果と傾向的によく一致している。

したがって岩盤の大きな変位と永久沈下の原因の中にはこゝで述べたような現象が大きく含まれていると信ぜられる。

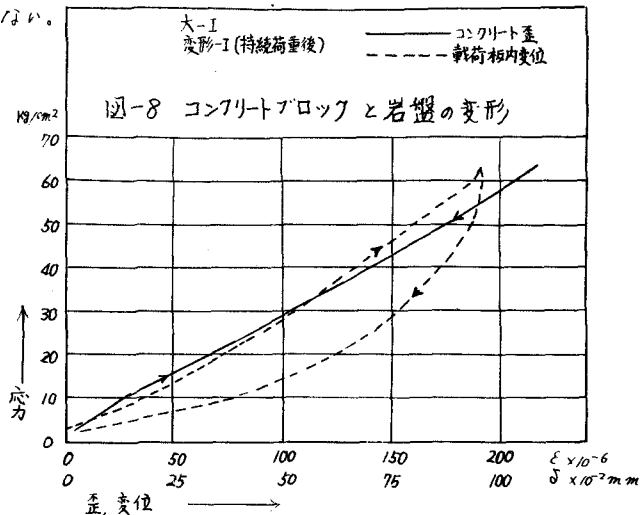
ハ、岩盤変形の曲線性について

① 慣用されているジャッキ試験の結果は、この1)、2)に述べられているように常に上向き凹型の荷重～沈下曲線と往復路のヒステリシスを認めている。そこで止むを得ず E_R として反覆載荷して永久変位が殆ど消失した頃の岩盤作用応力に近い荷重の時の往復の切線係数を採用している。果して一義的にしかも切線係数でよいかとの疑問は当然起るはずである。

② 往復路の差異を生ずるのは、あるいはジャッキの摩擦損失や、油液圧力計の戻りの遅れなど岩盤の性質とは無関係のものではないかとの疑いが先づ持たれた。

図-8は載荷装置が正しい荷重を与えていることを示すもので、 300° で60cm角板を用いコンフリートフロツクを介して岩盤に載荷した時のコンフリートと岩盤の両変位を同時にフロツクしたものである。荷重～沈下の関係がコンフリートでは略完全に直線で、往復路一致し、岩盤では曲線不一致であるが、このような寸法を用いたジャッキ等の装置一式は往復路とも正しい直線的な荷重を岩盤に与えていること、しかもこれを受けた岩盤はもはや往復路において同一荷重に対し異なる変位を示すものであることを証明している。

すなわち岩盤は一見した処時間的な遅れを伴う変形を行うもので往復路の差異は岩盤固有の特性であると認めざるを得ない。



c) そこでこの現象を確かめるためゴム模型実験を行って観察した処岩盤の場合と全く同様の現象がみられた。すなわちゴムの単体に載荷、除荷を行えば直線的な荷重～沈下直線が得られるがブロック積ではヒステリシスを持つ曲線が得られ、詳らかに観察した処によると、同一荷重に対しブロック積の場合の往路の変位は単体の場合より隙間肉密の分だけ変位が多く、復路の初めは荷重を除いてもこれが変位の回復に直結せず、先づブロック相互の回転、摩擦、局部応力の変化などを起し、これらにエネルギーが消費され然然として往路より大きな変位を示している。さらに荷重を除き続け或る限界に達するとブロック相互の内部平衡の攪乱が急に大きく回復して同時に変位も大きく回復し、曲線は旧位に近く戻るのがみられた。曲線のヒステリシスはブロック相互の回転、摩擦等の内部平衡の攪乱に消費されたエネルギーロスであると考えられる。

d) 以上の結果から載荷、除荷による岩盤変形曲線を考えると、極端に遅い荷重速度で除荷を行えば往復路は殆ど一致するかもしれないが、少くも実用的速度の範囲で載荷、除荷を行う限りは、4.2で述べたように荷重速度の如何に拘らず曲線的な荷重～沈下曲線を示すところから、粘弾性的変形というよりは主に荷重の強度に支配される岩盤固有の変形特性であると考えられるのではなからうか。

二. ER の決め方

上記のように岩盤の特性として往路復路の勾配が異なるものであるとすれば当然荷重の正負により異なる ER を与えるべきであり、殊にひびわれを有する場合の引張応力領域においてはそのさらである。また永変位が問題となるような構造物では岩盤のフリープ特性は勿論繰返し回数も変位に関係するであろうから、切線係数より割線係数の方がより良い。

うに思われさうに何々の地盤の変形特性が求められればこれに依つた ER を正負の符号毎に別々に与える(コンフリーアのフリーア特性を求めて逐次法で歪から応力を求める考え方に準じて)のが実用的ではないが一層合理的であるように思われる。これは今後の課題である。

6. 結論

多くの矛盾を含んでいる現行のいわゆる岩盤の弾性係数について現場のジャッキ試験の結果と、実在タムの基礎実測の結果、ゴム模型実験の結果等を用いて種々の角度から検討したもので、その結果

- 1) 実在タムの基礎の変形の実測結果は設計時のジャッキ試験の ER と異っている。僅かな実例であるが、堅硬な岩盤(ひざわれ多い)では前者は後者より大きく軟弱(ひざわれ少ない場合)ではその逆であった。
- 2) 試験横坑内のジャッキ試験では発破の影響で ER が小さく求められる傾向にあって携帯用小型ジャッキ(50tφ30cm)を用いた場合30cmの表層除去で ER は、除去前の120~160%と化した。
- 3) 実用範囲の載荷速度ではその値の如何に拘らず ER に殆ど影響を与えず同一であった。
- 4) 入念に設計、製作して正しい使用法を採用すれば現行の携帯用実用ジャッキは略満足な精度で岩盤の荷重-変形曲線を求めることができる。
- 5) ひざわれを多数含んだ岩盤をブロック素片より構成されるとみなすとブロック積状の岩盤では素片の運動如何によつては載荷板周辺に隆起を生ずる場合がある。
- 6) 岩盤のジャッキ試験結果にみられる曲線状ヒステリシスを有する荷重-沈下曲線は岩盤固有の特性であつて、ヒステリシスは素片ブロック相互の磨擦・回転等に消費されるエネルギーロスである。

図-4 基礎岩盤の変形(黒部オオダム)

