

## 講座

## 粒状体力学の現状とその応用

## 5. フィルダムのような盛土の設計施工と粒状体力学

まつ い いえ たか  
松 井 家 孝\*

## 5.1 はじめに

フィルダムや鉄道・道路の盛土、河川堤防などの盛土構造物は、一度乱された粒状材料を締め固めて築造するものであり、かなり古い時代から、人類はこのような構造物をつくりながら、粒状体の力学を実践してきたといえる。例えば、人の足や動物の足で踏み固めればしっかりした盛土ができるとか、雨が降ればふんわりおかれた土が沈下して固まるとか、容器に入れた穀物が振動を加えるとよく詰まるとか、この他にも数多く粒状材料の特性に関する事実を経験的に知っていて、これをうまく利用してきたものと思われる。

現代の我々にとって、土構造物の設計・施工に際して最も重要なことは、上記のような経験的な知識を体系的にとらえ、現実問題に的確に応用することであろう。

本稿においては、「粒状体の力学特性研究委員会」に話題として提起され、議論されたもののうち、フィルダムや盛土に関するものを取り上げた。

## 5.2 フィルダム設計の現状に対する疑問

現実には、現場でロックフィルダムの建設に直接携わった立場から、原田<sup>1)</sup>は、フィルダムの設計・材料試験・完成後のダムの管理などに関し、その問題点に関する次のような指摘を行った。

## 5.2.1 フィルダムの設計

現在、フィルダムの設計指針として用いられているものは、建設省ダム構造令(案)、同施工規則(案)、通産省技術基準、日本大ダム会議ダム設計基準及び農林省土地改良事業計画設計基準などである。しかし、設計思想及び具体的な設計手法に関しては、いずれも同一歩調をとっている。すなわち、現設計法の特徴は、

- 1) スライス法によるすべり面法を採用している。
- 2) 安全率は  $1.1 + \alpha$  ( $\alpha = 0.1$ ) を最低値としている。
- 3) 耐震設計を行う場合は、震度法によっており、地震力として水平震度のみを考慮している。
- 4) ロック材料に対しては、内部摩擦角:  $\phi$  のみを考慮し、粘着力成分:  $c$  は余裕として無視している。

5) 堤体の変形、内部に生ずるひずみは考慮されない。などをあげることができる。

しかし、現実にフィルダムを設計する場合には、この設計法には疑問を感じる部分が少なくない。例えば

- a. すべり面法によれば、材料の強度特性として  $c$ ,  $\phi$  を適切に選定することにより具体的にのり面を設計することができるが、ほとんどの場合ロックゾーンの表層を通るすべり面が最小の安全率を与えることになる。しかし、 $c$  を無視しなければならないため、安全率 1.2 を確保するためには、のり面勾配をゆるくするか  $\phi$  を大きくしなければならない。
- b. 地震時の計算では水平震度のみが考慮されることになっているが、最近では、直下型地震を想定する場面も出てきており、鉛直震度に対する考慮もしなければならないのではないか。
- c. フィルダムの完成後、水圧載荷時の変形挙動を見ると、最終的にはすべり破壊に関連すると思われる挙動も見受けられるが、満水に至る過程での鉛直変位、水平変位、またこれに起因する不同変位、上流ロック部の引張りひずみの発生などを観察すると、いわゆるせん断・すべりよりも水平方向に引張りが生じた結果、圧縮ひずみが生じて沈下する場合の方が卓越している。従って、粒状材料の応力状態の変化に対応する変形を設計に考慮すべきであろう。

## 5.2.2 F. E. M. によるフィルダムの設計

F. E. M. (有限要素法) による解析は、複雑な形状の構造物や応力集中などの解析に有効であり、前節で指摘した変形に対するの考慮を行う場合にはきわめて有力な手段となりうる。しかし、実際には、のり面勾配の差による内部応力・ひずみの差の検出はかなり困難な問題であり、また、材料の変形係数:  $E$ 、ポアソン比:  $\nu$  の決定にはまだ不十分な面が多く残されている。解析結果と実測値との照合を精細に行って、材料試験結果から変形特性を抽出するルールを確立する必要がある。

しかし、F. E. M. による解析は、二次元・三次元問題に対して実施され、その有効性を発揮していることは事実であり、とくに動的設計に関しては、震度法では乗りこえられない巨大地震に対する設計には有力な手段となっている。

\* 電力中央研究所 土木技術研究所 地盤耐震部 土質研究室

講座

解析と実測データの蒐集を通じて、ダム設計基準に、F. E. M. による解析を織りこむ努力を続けるべきであろう。

5.2.3 堤体材料の試験方法

材料の設計値 ( $c$ ,  $\phi$ ) の決定に当たって行われる試験の多くは、三軸圧縮試験である。しかも、大型といっても供試体直径は 30 cm であり、これに含まれる粒子の最大寸法は 60 mm 程度である。これからえられた  $c$ ,  $\phi$  で数十 cm の大塊を含む実物の強度をどの程度の信頼度で推定しているか不明のまま、設計に用いているのが実状である。現在望みうる姿としては、試験のモデルサイズの統一を図ること、粒度・ロックピースの一軸圧縮強度・岩質・安定性試験に関する数多くの実績から、 $\phi$  の値を選べるようなルールをつくり上げることなどを考えていきたい。

上記のことは、材料の変形性に関しても共通の問題点であり、更には、静的のみならず動的物性を求めるための試験法の確立にも努力すべきものとする。

5.2.4 フィルダムの施工管理と完成後の保守管理

実ダムの施工は、設計値・設計条件が満足されるようにつくられた施工基準に基づいて行われる。しかし、完成したダムが設計条件を満足しているかどうかを判断することは困難なことであり、又、施工管理の方法も必ずしも確立されたものとはいえない。とくに、粒径の大きなロック材料の  $\phi$  が、設計値とどういう関係にあるかについては、ほとんどのダムで検証されたことはないであろう。高さが 100m にも及ぶダムでは、コア部・ロック部ともその盛立期間中に 50~150 cm の沈下を記録している。圧縮ひずみが 7~10% にも達するものが生ずれば、三軸試験の破壊ひずみに近い状態にあるのに、なぜ堤体は安定を保っているのかなど、現実の問題が案外見過されてるように思える。

フィルダムの保守管理上は、この変形量の予測と実変形量とが堤体安定とどう結びついているかを評価する基準が必要となってくる。F. E. M. による解析も種々行われており、実測値も収録されつつあるが、このような評価の基準は今のところなく、この要求に応えることによって、ダム管理者が安心して管理できることになる。

5.3 堤体材料の締固め密度と諸特性

5.3.1 含水比と密度との相関

フィルダム設計時に定められる各種材料の強度 ( $c$ ,  $\phi$ ) は、乾燥密度:  $\gamma_d$  をパラメータとして与えられ、密度が大きいほど強度が大きいと考えるのが一般である。また、密度が大きい方が、結果的に堤体の変位・変形を小さく抑えることができる。従って、どのようにして大きな密度を得ることができるかが、当事者にとって最大関心事であり、多くの場合、Proctor の突固め曲線を基本におく概念図 (図-5.1) を念頭において、設計・施工に当たっている<sup>2)</sup>。

図-5.1 は、いわゆる最適含水比付近での締固めが最も効果的であることを示している。しかも、図-5.2<sup>3)</sup>に示すよ

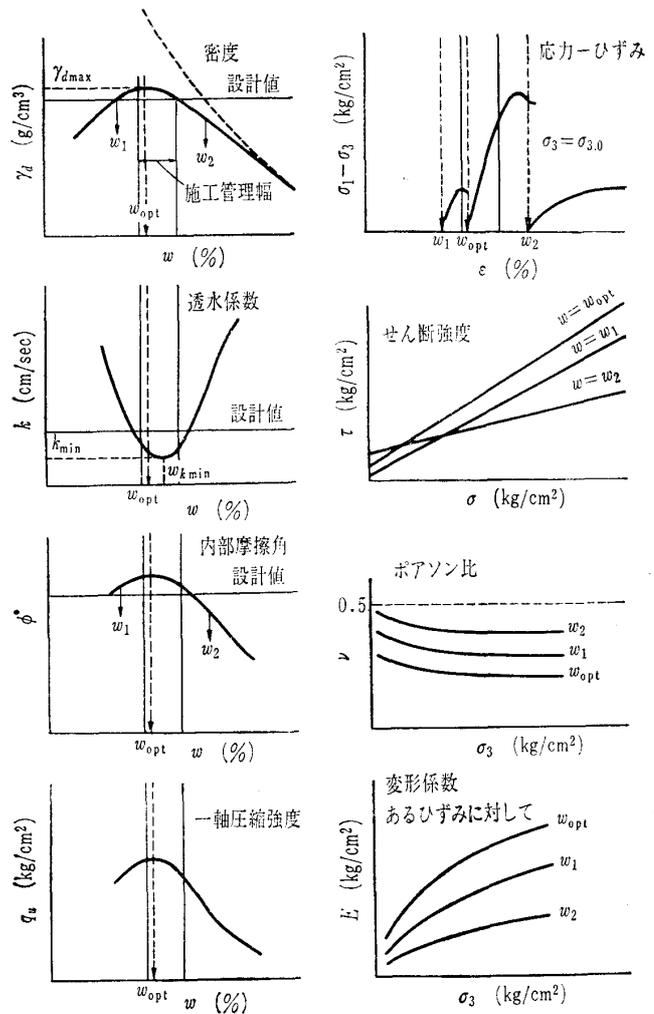


図-5.1 設計・施工管理のための概念図 (松井 1975)

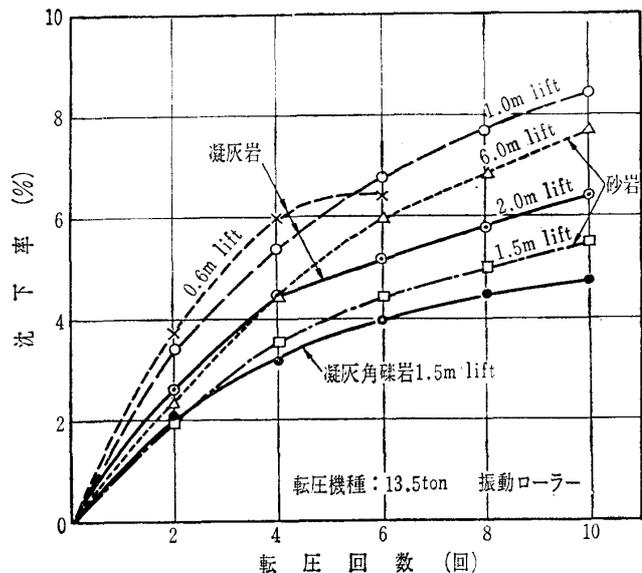
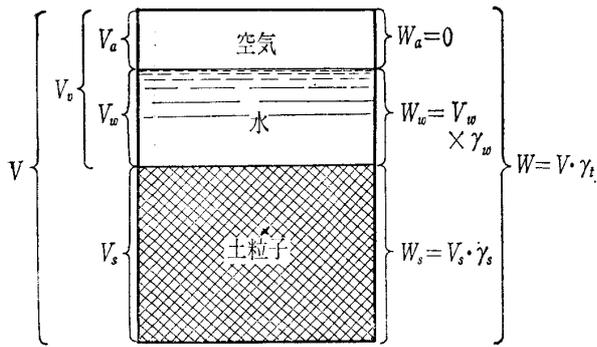


図-5.2 ロック材の現場転圧試験データ (凝灰岩・凝灰角礫岩・砂岩の転圧回数-沈下率) (原田 1975)

うに、締固めエネルギーを大きくすれば、得られる密度は大きくなり、材料の示す諸特性のレベルが向上することに



図—5.3 土を構成する要素 (土質試験法)

なる。実施工において得られる密度は、転圧機械の重量・締固め機能などにより、室内試験では到達できないほど大きくなる場合があり、このような材料に関しては、転圧試験と室内試験との結果の対比によって強度が決められる。従って、施工管理上大きな意味をもつものは、まき出された状態での含水比と締め固められた状態での乾燥密度といえる。

5.3.2 密度の測定

乾燥密度の大きさが粒状材料の諸特性に及ぼす影響が大きいだけに、密度の測定は十分正確に行われねばならない。密度は、重量を体積で除した値として定義されているが、この他にも目的によって用いられる量があるので、これを概観しておく (記号は図—5.3参照)<sup>4)</sup>。

$$\text{湿潤密度: } \gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{W}{V_s + V_v} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{乾燥密度: } \gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W}{(1 + W_w/W_s)V} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{間隙比: } e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_w + V_a}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 \dots\dots(3)$$

$$\text{間隙率: } n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_w + V_a}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s} \dots\dots(4)$$

$$\text{相対密度: } D_r = \frac{\gamma_d \max(\gamma_d - \gamma_{d \min})}{\gamma_d(\gamma_d \max - \gamma_{d \min})} = \frac{e \max - e}{e \max - e \min} \dots\dots(5)$$

締固め度:  $\gamma_d/\gamma_{d \min}$  (JIS, AASHO, ASTM, BS)  $\dots\dots(6)$

余裕間隙比:  $e - e \min$

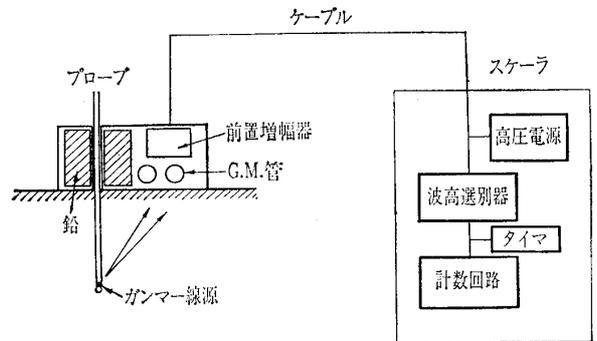
これらのうち、測定される量は、重量と体積であり、一般的には、とくにロック材料の場合には、その測定精度は、前者は後者に比較してはるかに高い場合が多い。しかも、現場で直接的に体積を測定しようとする場合、掘った穴は不定形であるため、砂・水・ベントナイト水などで体積測定が行われ、正確な測定が難しく、誤差が大きくなる。さらに、材料が湿潤状態にあれば、この測定誤差が累積され、また、材料の粒径が大きくなればなるほど測定精度が低くなる。ここで問題となるのは、西井<sup>5)</sup>が指摘するように、粒状材料の平均密度を測定する場合に、被測定物の最大粒径に対して、それを包含してどの程度の体積の範囲までを測定の対象とすべきかに関する基準が明確でないこと

であろう。とくに、ロックフィル材料のように、最大粒径がメートルのオーダーに達するものについては、数m<sup>3</sup>に及ぶ試験坑を掘削して測定する必要がある場合も生ずるが、これらの測定に対するJIS規格のようなオーソライズされた方法がないので、現場技術者の判断に委ねられることになる。このような場合、経験的に見て、置換法では穴の体積を過小評価する傾向があり、その結果密度は過大評価される。フィルダム材料の設計値が、密度をパラメータとして定められる関係上、密度測定に対する何らかの規準の設定が行われる必要のあることは、現場技術者の等しく認めるところである<sup>6),7)</sup>。

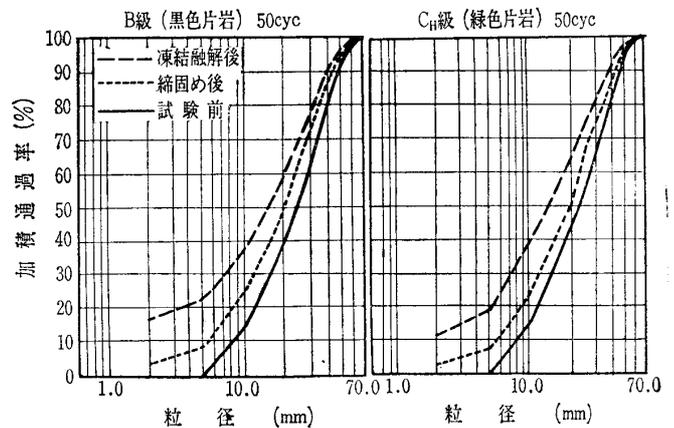
一方、最近では、ラジオアイソトープ (RI) を利用したガンマ線密度計<sup>8)</sup>の利用もふえてきており、フィルダムの現場で使用される例が多い。これは図—5.4に示すような構造のもので、ガンマ線源を地中にそう入して、地表面にある検出器で土を透過してくるガンマ線の強度から密度を測定する間接的な方法である。これの実用透過距離は50cm程度であるので、大きな粒径を含むものに対しては適用できない。現在、被測定物に含まれる試料の最大粒径は40mm程度とされている。

5.3.3 締固めによる粒子破碎と密度

フィルダムのロック材料を重機で転圧する場合、粒子が破碎して、密度がどんどん大きくなっていく場合がある<sup>9)</sup>。



図—5.4 ガンマ線密度計の機構



図—5.5 突固めによる試料の破碎 (赤司 1975)

講座

これは、室内試験でエネルギーを増大させて締固めを行う場合にも生ずる現象であって、図-5.5 に示すように、締固め後に粒子は細粒化している。この粒子破碎は、強度や透水係数に大きな影響を与えることになるが、これに伴う強度の変化は、確実に強度低下が予測される場合以外、設計上無視しているのが実状である。これは、必ずしも大粒径のロック材料を対象とする場合ばかりでなく、標準砂を用いた室内実験の場合にも若干現われており、将来、問題となろう。

5.4 ロック材料の強度

5.4.1 強度試験の方法と粒子寸法

円弧すべり面法でフィルダムの安定計算を行うと、ロックゾーンの表面付近で最小安全率がえられる場合が多く、しかも、この値が1.2ぎりぎりという場合が生ずるため、ロック材料の強度をできるだけ正確に知ることが必要である。この背景には、ロック材料として堅硬で良質なものが得られない場合がかなり多いことに加え、ロック材料の強度はもっと大きいのではないかという疑問を技術者達がもっている実状がある。

現在一般的に行われている試験方法は、三軸圧縮試験であり、材料の最大粒径が大きいところから大型の試験装置を用いることが多い。しかし、大型といっても、フジタ工業(株)所有の超大型三軸試験装置（供試体直径：1.2m、高さ：2.4m）を例外とすれば、現在国内に設置されている大型三軸試験装置は、供試体直径：30 cm、高さ：70 cm のものがほとんどであり、試料の最大粒径は、供試体直径の約 1/5 以下という一応の目安から 63.5 mm としている。現実に盛立てられるロック材料の最大粒径を数十 cm とすれば、その開きは約10倍であり、実物に対する試験は、装置の規模、荷重の大きさからして到底不可能なことである。現状では、大型試験（供試体直径：30 cm）によるか、これと小型試験（供試体直径：10 cm）を併用して、試料の

表-5.1 せん断強度定数（酒見・鎌田・石井・栗原 1977）

型式	粒度	内部摩擦角 $\phi_{co}$	見掛けの粘着力 $c_{cp}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
超大型	粒度 A	38°54'	1.87
	粒度 B	36°18'	1.18
大型	粒度 A	40°29'	1.22
	粒度 B	38°23'	0.95

寸法効果が強度にどのように影響するか考慮している場合が見受けられる<sup>10)</sup>が、一般的な結論は出せていない。現在一応の目安となるものは、Seed, Duncan らの直径 1.0m の供試体に対する試験結果<sup>11)</sup>であり、最大粒径が大きい場合の方が、 $\phi$  が 1°~2° 大きくなるという結果である。

これに対して、フジタ工業技術研究所で行われた超大型と大型の三軸試験の結果<sup>13)</sup>は、 $\phi$  に関しては逆の結果を示している。試験は、最大粒径をそれぞれ 200 mm, 60 mm として、2種類の粒度曲線をもつ試料について行われているが、試験時に得られた応力~ひずみ曲線は図-5.6 に示すとおりであり、最大軸差応力は超大型の方が若干大きい。しかし、モールの破壊包絡線を直線として求めた  $c$ ,  $\phi$  の値は、表-5.1 に示すようになり、 $\phi$  に関しては超大型の方が 2° ほど小さい。このことは、現在の設計基準がロック材に関して  $c$  を無視する立場をとっている関係上、一つの矛盾として残される。

三軸試験の他、平面ひずみ型試験も行われた例があるが、直接ロック材料を対象として行われているものに、大型一面せん断試験、ダムサイト横坑内での現場せん断試験がある。小型三軸試験では取り扱えない大粒径を含む材料を対象としているが、前者は、装置として一応完成されたものといえる。これらによる試験結果は、三軸試験に比較して若干大き目の  $\phi$  を与えている。

一方、実際のロック材料を模擬する粒度をどのように選ぶかも試験結果を左右する大きな要素となる。すなわち、

ロック材料の原粒度に対して、大型・小型試験に採用する試料の最大粒径には制限がある。また、図-5.7 に示すように、単純に最大粒径以上のものを取り除いた粒度（截頭粒度）を選んだらよいのか、または、原粒度と似たような粒度曲線をもつもの（相似粒度）を選んだらよいのか、このような粒度の差が強度にどのような影響を及ぼしているかなどについて、まだ検討の余地が多い。

5.4.2 試験時及び築堤時に土要素のたどる応力履歴<sup>12)</sup>

ここで、三軸試験における試験条件と、実際の堤体内の土要素の受ける条件を、応力履歴の面から見てみよう。まず、試験時の応力を二次元的に見ると、 $\sigma_1 \sim \sigma_3$  座標上で供試体のたどる

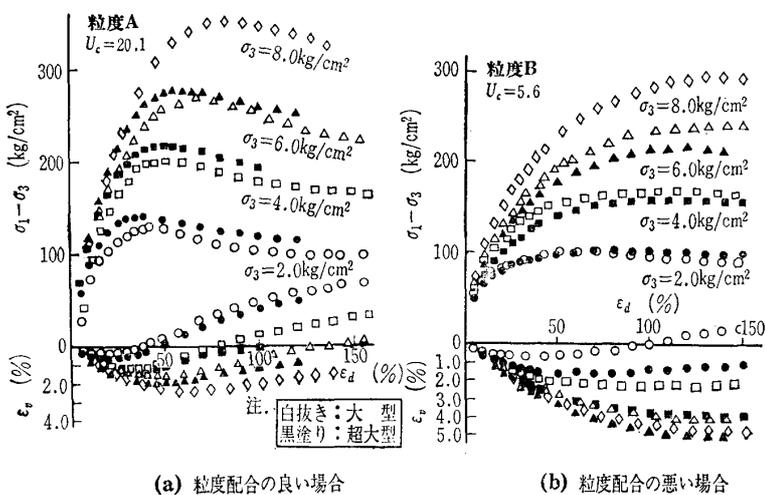


図-5.6 大型試験における応力~ひずみ曲線（酒見・鎌田・石井・栗原 1977）

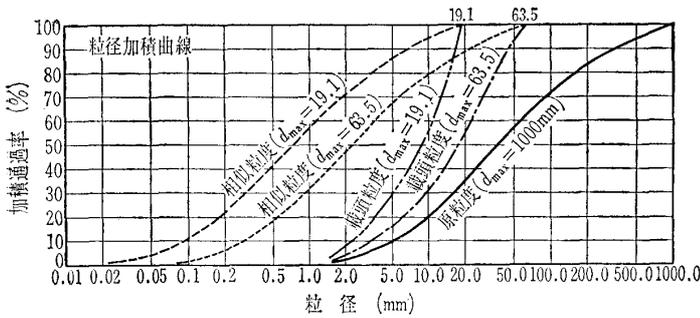


図-5.7 大型及び小型試験に用いる試料の粒度曲線

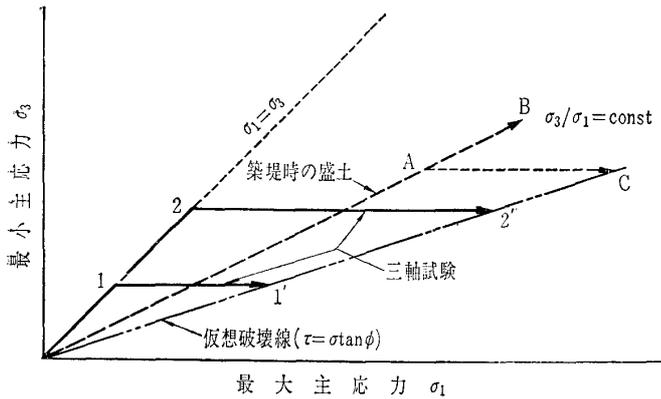


図-5.8 三軸試験及び築堤時の盛土がたどる応力履歴

応力履歴は図-5.8 のようになる。すなわち、 $\sigma_3$ 一定のもとで  $\sigma_1$  が增大して破壊に至る線であり、図中の二点鎖線はモールの破壊包絡線に対応する線（仮想破壊線と呼ぶ）である<sup>13),14)</sup>。一方、実ダムでの測定結果によれば、堤体内の応力の軌跡は、図-5.8の破線で示すように、 $\sigma_1$ の増大につれて  $\sigma_3$ も増大する傾向を示しており、 $\sigma_3/\sigma_1$ の値はほぼ一定と見なすことができ、その勾配いかんによっては、仮想破壊線と交わらない。これをモール円図で示せば、図-5.9 のようになり破壊包絡線よりもかなり低いレベルにある。このように、設計強度を求めるための供試体の応力履歴と、実測値から得られるそれとの間には大きな差があることは認識しておく必要がある。松井<sup>15)</sup>は、両者のつながりを図-5.10に示すように、初期条件・側圧条件を異にする応力～ひずみ曲線群を小さなひずみの範囲で乗り換

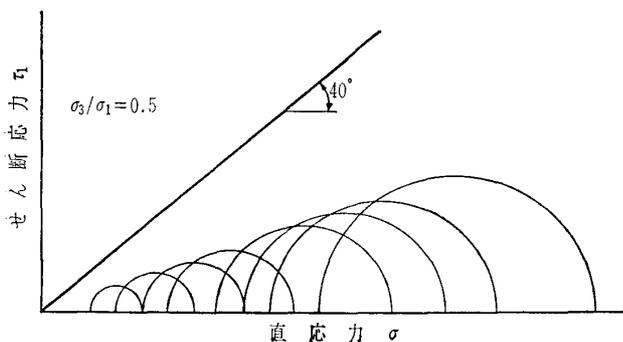


図-5.9 築堤時の盛土の示すモールの応力円（原田 1977）

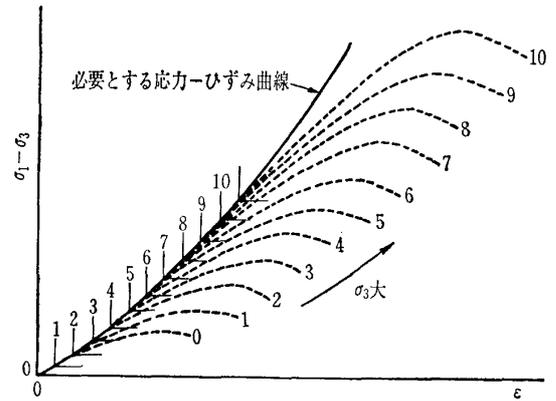


図-5.10 想定されるフィルダム内部の主要素の応力～ひずみ曲線（松井 1972）

えを行い、破壊の様相を示す場合には、大ひずみの方向に向う曲線上を動くものと解釈している。

### 5.4.3 ロック材料の内部摩擦角

比較的小さな粒から成る粒状体に比較して、粒子寸法の大きい材料に対しては、試験装置も大きくなり、それに伴う技術的困難さが増加する。従って、大きい粒から成る粒状材料に関するせん断試験結果は、きわめて少ない。しかし、安定計算上、ロック材料のような大粒径の粒状体に対しても、合理的に内部摩擦角を知る必要がある。

最上<sup>16)</sup>は、平面ひずみ状態における材料の間隙比： $e$ と内部摩擦角： $\phi$ との関係を理論的に誘導し、浅尾の試験結果により検証を行った。

$$\sin \phi = \frac{k}{1+e} \dots\dots\dots(7)$$

最上の理論によれば、 $k$ という定数は、せん断が生ずる時のせん断ひずみの増し高： $\gamma$ 、粒状体内の間隙比： $e$ 、及びそのばらつき： $s$ とを結びつけているものであり、その関係は次のようである。

$$s-s_0 = 2k\gamma e(1+e) \log \frac{1+e}{e} \dots\dots\dots(8)$$

つまり、せん断時に等しいせん断ひずみの増し高、間隙比をもつ2つの粒状体を比較する  $\epsilon$ 、 $k$ の大きい方がより大きなく乱を生ずるということである。

さて、浅尾の試験結果から  $k$ の値を求めた結果は、次のようであった。すなわち、 $k$ の平均値  $\bar{k}$ が1.0付近より高いものは岩質がよく、これよりも低いものは岩質が悪いといってもよいことがわかった。更に、材料の均等係数： $U$ との関係を調べると、図-5.11に示されるようになりかなり良好な直線近似が可能であり、粒度曲線がわかっていたれば、図-5.10によって  $k$ の値が定まり、(7)式から  $\phi$ が求まることになる。最上は、このような検討結果から判断して、せん断試験の結果を(7)式で整理することが便利であり、理論的根拠ももっており、このような理論が粒状体の内部摩擦角を考える場合の基本的原理となりうるといってよいと述べている。

講座

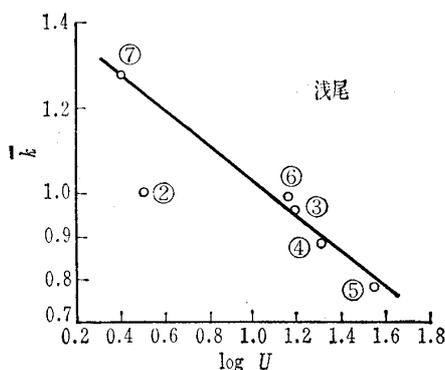


図-5.11 均等係数と  $\bar{k}$  との関係 (最上 1968)

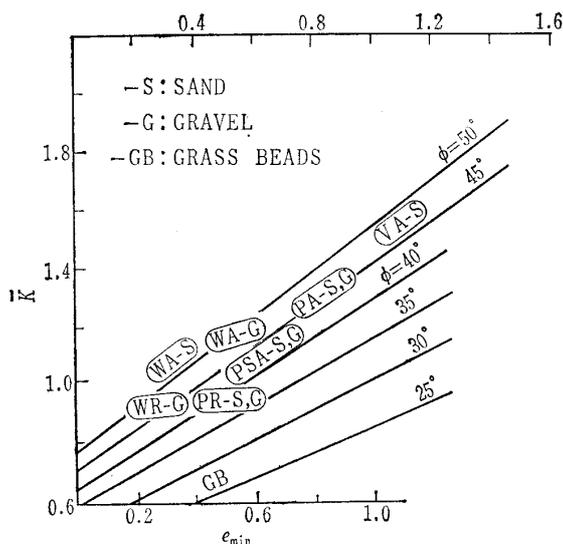


図-5.12  $e_{min}$  と  $\bar{k}$  との関係 (諸戸 1975)

諸戸<sup>17)</sup>は、最上のこのような理論をふまえて、粒状材料の  $\phi$  に関し、 $\bar{k}$  と最小間隙比:  $e_{min}$  との間に良い相関関係があることを指摘している。図-5.12によれば、 $e_{min}$  が大きくなれば  $\bar{k}$  も大きくなる。つまり、密度が同じ砂や礫があった場合、 $e_{min}$  が大きい材料の方が  $\phi$  が大きくなるという結果を得ている。もちろん岩質によっても粒状体の強度は変るものであるから、 $e_{min}-\bar{k}$  図上にプロットされる点の位置は、大まかに考えて ( $e_{min}$ , 岩質) で定まるものと考えられる。 $e_{min}-\bar{k}$  図は、工学的に重要なせん断抵抗や最大密度特性に関連して、材料の工学的性質を分類し、特徴づける上で有効に利用できる。この  $e_{min}-\bar{k}$  図は、粘性土の統一分類法で用いられている塑性図とかなり似かよった性質をもっている。

5.4.4 ロック材料の粘着力成分

ロック材料の三軸試験あるいは一面せん断試験の結果を見ると、何らかの形で粘着力成分:  $c$  が測定されている。この  $c$  の大きさは、突固めあるいは転圧による粒子破碎の程度が大きいものほど大きい傾向を示している。一方、従来から、ロック材料のような粗粒のものに対しては、 $c$  の

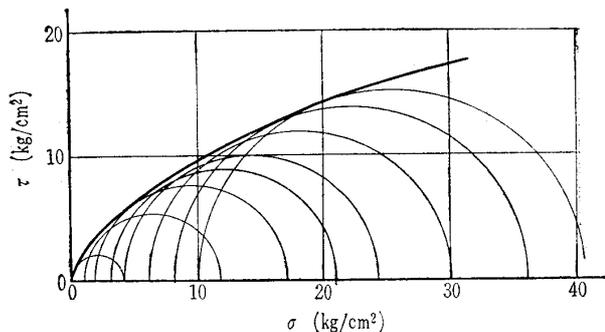


図-5.13 非線型的なモールの包絡線 (松井 1973)

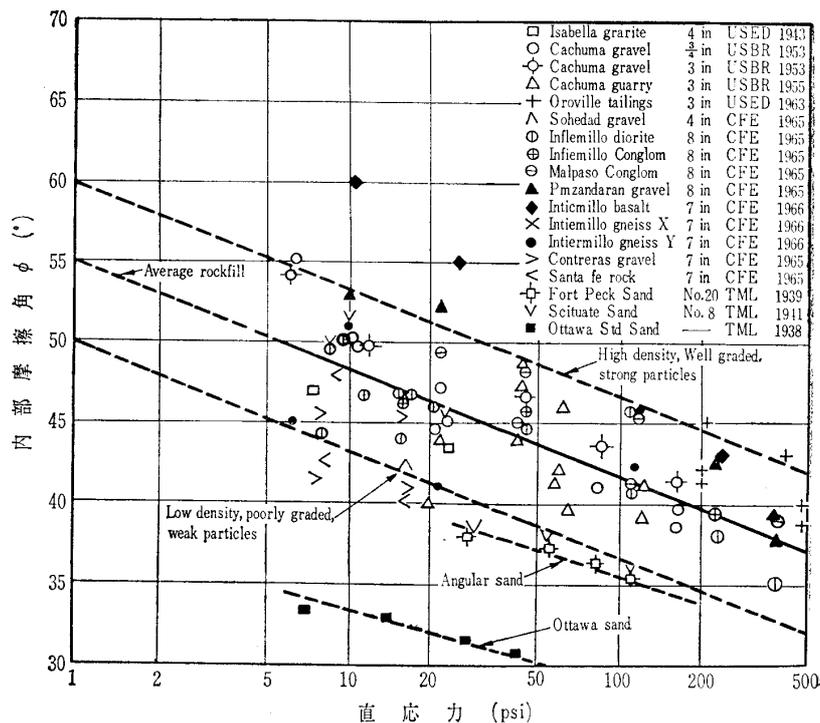


図-5.14 大型三軸試験で得られたロックフィルダム材のせん断強度 (Leps 1970)

存在は考えられないものとして扱われてきており、現実には、このような材料に引張り強度が存在すると考えることには無理がある。すなわち、 $c=0$  と考えねばならないであろう。

上記のような  $c$  に対する考え方のギャップを問題にする理由は、 $c$  をとり入れるかどうかフィルダムの設計に大きな影響を及ぼしているからである。現行の設計法では、ロック材料の  $c$  は無視する立場に立っているが、高い側圧レベルまでの試験データによれば、図-5.13に示されるように、モールの破壊包絡線は、直線 ( $\tau=c+\sigma \tan \phi$ ) で表わされるものではなく、一つの曲線で表わされるため<sup>18)</sup>、その接線の勾配で定義される  $\phi$  の値が、側圧レベルが高くなるにつれて小さくなり、 $\phi$  のみで設計が行われれば、安全率が不足するという事態を招くことがある。これは、図-5.14に示す Leps のデータ<sup>19)</sup>からも明らかである。

これまでに、電力関係のフィルダム設計時に、 $c=0$  を前提に、 $\phi$  を決定するに当たっていくつかの議論が行われたが、いずれもオーソライズされていない。

このように、側圧レベルによって  $\phi$  の値が異なる場合には、どの  $\phi$  をとればよいのかの基準がないため、設計者は判断がつかず困惑することになるが、現行のように、たとえ  $c$  が測定されても、それを余裕として安全側の設計を進める立場をはなれて、せん断強度:  $\tau$  をすべて設計に反映させる立場をとれば、問題は比較的簡単になるのではなかろうか。

### 5.5 堤体材料の変形性

#### 5.5.1 F. E. M. による解析と材料の変形性

F. E. M. による解析が盛んになると、これに必要な変形性(変形係数:  $E$ , ポアソン比:  $\nu$  など)も、できるだけ精度よく求めることが要求されてきている。2.2 で原田が指摘したように、これまで行われてきた解析で用いられた変形係数は、個々のダムを比較した場合かなりの差があることは否定できない。これらのほとんどは、室内三軸試験の応力~ひずみ曲線に基づくものであり、基本的には、図-5.10に示すようなひずみの小さな範囲の応力~ひずみ曲線を合成した曲線の接線勾配をとって、拘束応力:  $\sigma_3$  の関数として扱ったものである<sup>15),16)</sup>。これを数式表示すれば

$$E = A \times \sigma_3^{\beta} \dots \dots \dots (9)$$

のようになり、図-5.15のようになる。もしも、堤体のある部分に破壊への方向性が生じた場合には、変形係数が小さな値へ移行するような扱いと組み合わせている。

このような考え方による変形係数を用いて予測計算を行った結果と、その後に収集された実測データとの間には、変位・変形に関する傾向はかなり一致しているものの、その絶対値に関しては、かなり大きな差がある場合がある。設計段階で、堤体の変位・変形を予測することに重点がおかれる場合には、変形係数の推定に不十分な点が多いことは否定できない。この原因は、室内試験で扱われる試料の最大粒径と、実際のダムに盛立てられる材料の寸法との間に大幅な差があること、締め固められた状態での供試体と

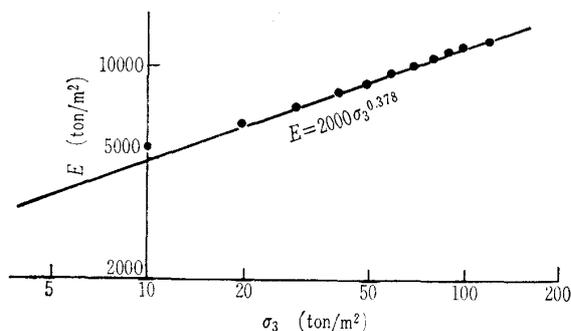


図-5.15 応力-変形係数曲線 (松井 1973)

表-5.2 解析に用いた物性値 (下小鳥ダム) (原田・松井 1977)

	変形係数	ポアソン比
ロック	$E=190.0 \times \sigma_1^{0.131} \geq 175.0 \text{ kg/cm}^2$	$\nu=0.30 + \frac{0.75}{10 \times \sigma_1 + 9.43} \leq 0.33$
フィルター	$E=205.0 \times \sigma_1^{0.213} \geq 175.0 \text{ //}$	$\nu=0.34 + \frac{0.74}{10 \times \sigma_1 + 8.25} \leq 0.38$
コア	$E=218.0 \times \sigma_1^{0.312} \geq 175.0 \text{ //}$	$\nu=0.37 + \frac{0.73}{10 \times \sigma_1 + 6.69} \leq 0.42$

ただし  $\sigma_1$ : 最大主応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

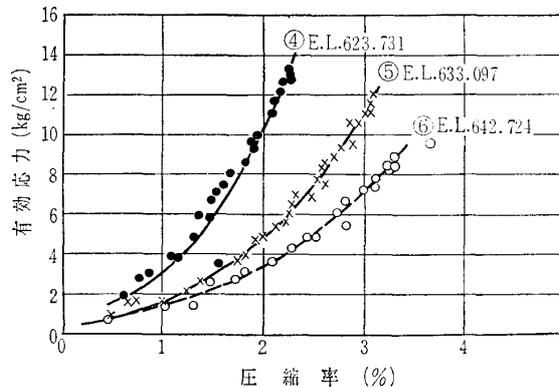


図-5.16 コア材の有効応力~圧縮率の関係 (層別沈下計SD-2の実測値) (原田 1972)

実物の密度との間に差があること、強度が大きい割にロック材料が意外に大きな変形を示すことなど多種多様である。多くのダムの実測データと、室内試験結果との照合を行って、合理的に変形特性を推定する努力が続けられねばならない。

#### 5.5.2 実測データに基づいたフィルダムの解析<sup>12),20)</sup>

通常、大規模なロックフィルダムでは、間隙水圧・漏水量の測定他、鉛直・水平変位、土圧などが測定されている。これらの実測結果を解析に適用し、ダム挙動の解明に成功した例の一つに下小鳥ダム(関西電力)がある。

変形係数は、堤体に設置された層別沈下計の測定値を直上の土柱重量との関係(図-5.16)から定められ、ポアソン比は、弾性波速度の分布から推定された。結果は、水平・鉛直変位、内部応力ともきわめて良好な一致を見せており<sup>12)</sup>、これにより、堤体全域の応力分布や局所安全係数の分布をかなり合理的な形で推定することが可能となった。この解析で用いられた  $E, \nu$  の値を参考として表-5.2に示したが、これらは直上の土柱重量に対応する  $\sigma_1$  の関数として与えてある。

### 5.6 むすび

以上に、フィルダムの設計・施工と粒状体力学の適用に関して、粒状体の力学特性研究委員会で行われた討議を中心に、まとめてみた。粒状体力学をまだ十分に体系的に適用しているとはいえないが現状であるが徐々にこのような考え方が浸透していきつつあると思われる。

## 講 座

これから研究を進めねばならない事柄が数多く残されているが、粒径の大きな材料に関しては、多くの資料を集集・整理し、一般化できるよう努力していく必要があることを痛感する。

本稿をもって、「粒状体力学の現状とその応用」と銘打った講座を終らせていただくこととなった。もともとが、粒状体の力学特性研究委員会で討議されたものを中心に、その現状を概観し、土質力学の中でどのような位置を占めているのかを見定めようと試みたわけである。この意味では、5回にわたった本講座は、一応その役目を果たしたのではないかと考えている。

今後、これまでに行ってきたかなり発散的な議論を、例えば、粗粒材料の強度のようなもう少し焦点を絞った方向で研究していければ、これまでの研究がもう少し具体性をもった成果がえられるものと思っている。

講座というには、多少固苦しい議論が多く、読者諸兄には緊張を強いた面があったかもしれないと思いますが、現状のレビューとして、ご参考になれば幸いです。

末筆ながら、本講座を終るに当って、特殊な形態の研究委員会を終始リードしてくださった最上武雄委員長を初め、熱心に討議に参加された研究委員会委員の諸氏に、深く感謝致しますとともに、委員会の成果を講座という形で取り上げて下さった講座委員会の方々に、厚くお礼申し上げる次第です。 (文責 松井家孝)

## 参 考 文 献

- 1) 原田次夫: フィルダム設計の現状と粒状体の力学 (委員会資料, No.8, 1974.11)
- 2) 松井家孝: 施工管理のためのチャート (委員会資料, No.8,

1975. 6)
- 3) 原田次夫: ロック材料の現場転圧試験データ (委員会資料 No.6, 1975. 6)
- 4) 陶野郁雄・春山元寿: 密度の定義および測定 (委員会資料 No.1, 1975.12)
- 5) 西井 功: 粒状体の密度測定における二, 三の問題点 (委員会資料 No.3, 1975.12)
- 6) 金沢紀一: ロックフィルの密度測定 (委員会資料 No.2, 1975.12)
- 7) 鎌田正孝・石井武美他: 粗粒材の現場密度測定に関する諸問題 (委員会資料 No.4, 1975.12)
- 8) 土質工学会: 土工管理とラジオアイソトープ, 1974
- 9) 鎌田正孝・小山田吉孝他および赤司六哉: 粗粒材の締固めによる密度と破碎 (委員会資料 No.7, 1975.12)
- 10) 例えば, 中部電力および水資源開発公団: 岩屋ダム工事誌, 1978
- 11) N. Dean Marach, C. K. Chan, H. B. Seed and J. M. Duncan: Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials, Report No. TE-69-5, University of California, Berkeley 1969
- 12) 原田次夫・松井家孝: ロックフィルダムの築造中およびたん水後の挙動 (講座), 土と基礎, Vol.25, No.5, 1977. 5
- 13) 松井家孝: フィルダムのゾーン境界部における異種材料間の相対変位の実測とこれを考慮した解析についての考察, 大ダム No.78 (国際大ダム会議第12回大会提出論文)
- 14) 松井家孝: ゾーンタイプダムの異種材料接触部におけるせん断変位を考慮した有限要素解析と実測挙動についての考察, 電研報告 No.375012, 1976. 2
- 15) 松井家孝: フィルダムの変形と内部応力, 土と基礎, Vol.20, No.12, 1972.12
- 16) 最上武雄: レキの内部摩擦角と常数 $k$ について, 土と基礎, Vol.16, No.11, 1968.11
- 17) 諸戸靖史: 粒状体のせん断強度常数の密度特性との関係 (委員会資料 No.15, 1975.12)
- 18) 松井家孝: ロックフィルダムの弾塑性解析, 電研報告 No.72012, 1973. 4
- 19) Leps: Review of Shearing Strength of Rockfill, Proc. of A.S.C.E Vol.96, SM 4, 1970
- 20) 矢ヶ崎収一・原田次夫: 下小鳥ロックフィルダムの設計と施工について (その3), 発電水力, No.122, 1973. 1  
(原稿受理 1978. 8.31)

※

※

※