

粘板岩の吸水膨張について

村山 朔郎・八木 則男

SWELLING OF MUDSTONE OR CLAYSTONE DUE TO SUCKING OF WATER

By Sakuro MURAYAMA and Norio YAGI

Synopsis

Sometimes newly cut slope or tunnel wall fails due to swelling of mudstone by sucking of water. In this paper, various mechanisms which cause such failure are investigated and classified into following 3 main cases.

(1) Deviatoric stress may be generated in the mudstone due to the unisotropical expansion caused by sucking of water. In order to examine the character above stated, sample of mudstone obtained from deluvial layer situated below about 180 m from the surface of Osaka City were tested. On these tests, it was shown that the swelling strain perpendicular to bedding was larger than that parallel to the bedding. If the stress on mudstone is decreased under nearly confined state, stress generated in the stone becomes unisotropical. If the deviatoric stress thus generated reaches the strength of the stone, failure takes place in the stone.

These strain or stress due to swelling increase with time and the rate of the increase can be estimated by applying the expansion coefficient of rock. Moreover, capability of the sucking of the mudstone was measured by suction-measuring device.

(2) Failure of structure of the rock may be caused by the local unequal expansion of the containing mineral and the fine seam of different material. To observe such phenomena occurred in the rock when the rock sucks water, micrometric expansive deformation will be measured by the microscope.

(3) Failure of the stone may be occurred by ununiform swelling due to the unequal distribution of sucked water.

1. ま え が き

近年国土の開発にともない、諸施設、交通路は山地および劣弱地質地帯にも土木構造物の施工が強いられる状態になってきた。これにともない山地崩壊、地層滑落、落盤、落石の事故が急増し、人命、財貨、資源が受ける被害も数多きに昇っている。上記の災害は特に粘土鉱物を含む地質（例えば粘板岩）地帯に多く発生し、構造物の施工中施工後の管理に注意しなければならない問題点が多くある。この原因として粘土鉱物を含む岩石の吸水膨張による膨張地圧の発生および強度低下によるものがあると思われる。また、このような岩石は力学的に等方等質でなく、鉱物の堆積による異方性および不均一性を有するとともに、ひび割れの存在などがその力学的性質を複雑にし、その方面の研究を困難にしている。

このような膨張に関する研究は従来粘土鉱物の研究とともになされ L. Bjerrum らはトンネルや掘削現場における破壊地帯にはモンモリロナイトの存在していることが多いことを数多くの例で示している。谷津²⁾もトンネル現場や地すべり地帯の岩石や粘土の鉱物分析や吸水膨張試験を行ない、岩石の吸水膨張のメカニズムについて述べている。

このように吸水膨張には粘土鉱物の性質が非常に重要な役割を示すが、本研究では、一応粘土鉱物についてはふれずに、岩石の吸水による破碎の原因および吸水膨張の性状を調べることにし、岩石の破碎の一例として米原峠に施工された切取斜面の崩壊について述べ、その現場より採取した粘板岩および膨張性岩石と性質が非常によく似ている大阪府の地下 180 m～200 m より採取した供積層の粘土を実験に供することにした。

2. 岩石の破碎の原因

トンネル内の落盤や切取斜面の崩壊は岩石の破碎が原因となっている。このような現場における岩石の破壊の原因をセン断応力の増大および吸水による強度低下ということに着目して記述するとつぎのようになる。

(1) 切取りまたは掘削による主応力差しセン断応力の発生。切取り、掘削によりその周辺の応力状態が変化することによるより大きな主応力差が発生する。

(2) 切取りまたは掘削により上載荷重が減少し、平均主応力 ($\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$) が減少する。したがって吸水膨張が起り、岩石の強度が低下する。(粘性土では含水比と強度の関係は一義的に定まる) 岩石ではほかに節理や層理などの性質も関係してくる。

(3) 切取りまたは掘削による拘束圧が除去されることによる表面の引張亀裂により強度低下が起る。

(4) 鉛直方向と水平方向の吸水膨張量の違いによるセン断応力の発生。粘土鉱物の堆積の際に生ずる材料的、力学的異方性のために、鉛直方向の膨張量 ϵ_v と水平方向の膨張量 ϵ_h の差によりセン断ヒズミ τ が生じ、そのためにセン断応力 τ が発生する。(後に実験により確かめられている。)

(5) 材料内部での部分的な吸水膨張量の違いによるセン断応力の発生。材料の不均一性のため各部分での伸びの差によりセン断応力が発生する。

(6) 材料が吸水膨張する場合は、材料の表面より膨張が深部へと進んでいくので、その表面と深部の膨張量の時間的なおくれによりセン断応力が発生する。

(7) 材料が自然の大気と接している場合、降雨および日照りの繰り返しによる吸水、乾燥により水の出入が起り、岩石が風化され、強度低下が起る。

以上のような原因が一応考えられるが、実際の破壊は上記の原因の一つにより起るのではなく、いくつかの原因の組合せによって起るものと思われる。

3. 岩石切取斜面の崩壊の実例

この実例は日本道路公団が米原峠で施工した岩石切取斜面で、上部は節理の発達したチセート、下部は古生層粘板岩が砂岩と互層をなしている場所である。掘削当時は安定しているようにみえたが斜面が時とともにゆるみ、かなり大規模に崩壊した。その斜面の中復の移動量は 3 m 前後にも達し特に降雨の直後には移動量が急進するようである。このためオープンカット式のラーメン構造のトンネルを施工することになり、そのラーメン構造の側壁の築造のために掘削した導坑に用いた支保工に作用する地圧の測定を行なった。支保工は Fig. 1 に示すような H 型鋼のフランジおよびウェブにカールソンヒズミ計を置いて応力を測定した。その結果は Table 1 に示されており、設置 2 週間後に 18.7 kg/cm^2 になり、その後ベースコンクリートを打設し、支保工の拘束度を高めると急激に圧力が増加している。ま

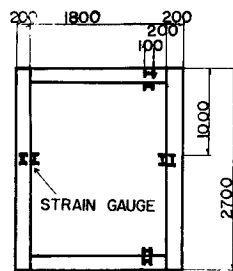


Fig. 1. H-shape support.

Table 1

		BA		Axial forth (ton)	Earth pressure ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$)
		Unit stress (kg/cm^2)			
		Flange	Web		
August	5th	0	0	0	0
	13th	— 420	— 630	26	6.8
	19th	— 1150	—	71	18.7
	27th	— 4500	—	279	73.8

た地圧の大きさは支保工と地山との間に入れた腹板の変形により部分的に異なっていることがわかった。

4. 吸 水 膨 張

4-1 試料, 供試体, 実験装置

実験に用いた試料は大阪府堺市の地下 180m ~ 200 m より採取した洪積粘土で、軟弱な粘板岩と性質がよく似ているものである。この試料の物理的、力学的性質はつぎのようである。粒径加積曲線は Fig. 2 に示すようで、均等係数2.5以上、土粒子の比重は2.66、液性限界、塑性限界はおおの110.8%、45%である。また単軸圧縮試験の応力～ヒズミ関係は Fig. 3 であり、破壊ヒズミ1.5%である。圧密試験の結果、先行圧縮荷重は約 25 kg/cm²、圧縮指数 $c_c = 0.9$ 、圧密係数 $c_\alpha = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、秀水係数 $k = 1 \sim 7 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ である。このような試料の他に米原峠より採取した粘板岩についても若干の膨張試験を行なった。

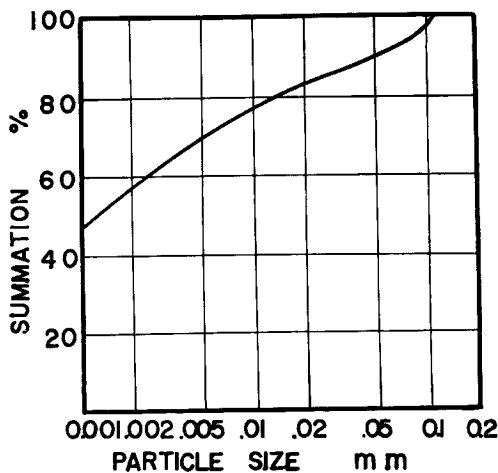


Fig. 2. Grain size distribution curve.



Fig. 3. Stress-strain curve.

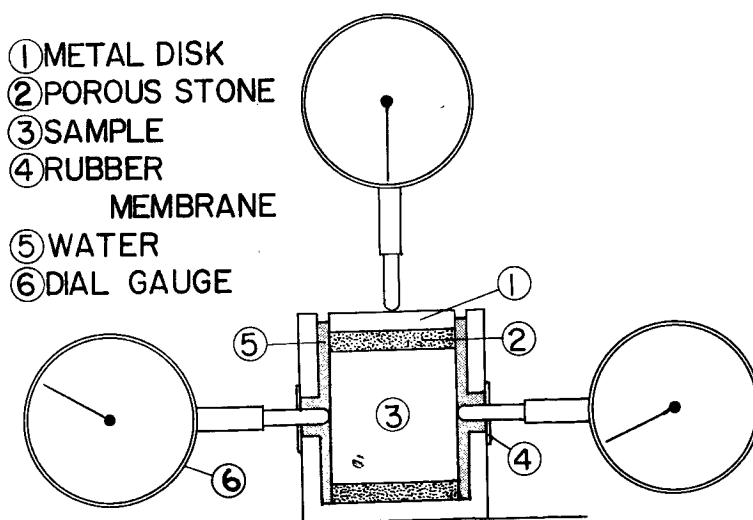


Fig. 4. Apparatus for measuring amount of expansion.

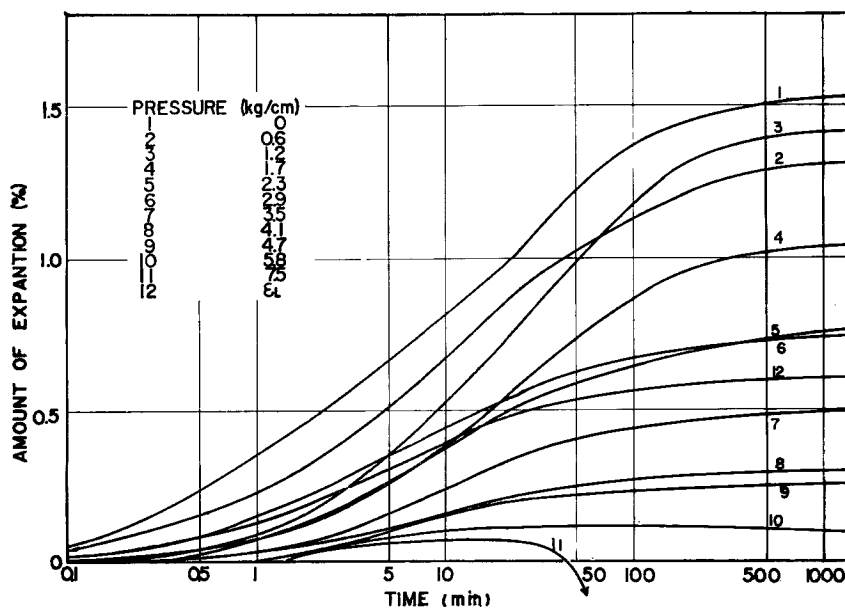


Fig. 5. Amount of expansion-time curves.

供試体は洪積層粘土は直径 3.5 cm, 高さ 3.5~4.0 cm の円筒形としたが, 米原峠の粘板岩は一辺 3cm の立方体とした。

試料の膨張を測定する実験装置は Fig. 4 に示されたものであり, たて方向および横方向の変位が測定できるものである。荷重載荷はレバー比28.3のレバーにより行なった。吸水膨張圧力の測定には容量 25 kg のロードセルが付属した圧縮試験機で行ない, ロードセルは自記記録計に接続してある。

4-2 吸水膨張量

4-1 で述べたような実験装置により供試体の鉛直方向および水平方向のヒズミ ϵ_v, ϵ_L を測定した。供試体は上下面からも吸水できるように上下面々にはポーラストンを置いた。

実験は種々の鉛直方向荷重を作用させた場合の鉛直方向の変位を測定し, ϵ_v, ϵ_L と時間の関係で Fig. 5 に示されている。ここに水平方向は不拘束であり, 鉛直方向とは試料の地中における鉛直方向と一致している。Fig. 5 で荷重が作用していない場合の ϵ_v と ϵ_L (図中の曲線 1, 12) に注目すると外的な条件は等方であるにもかかわらず, 試料内部の異方性のために ϵ_v と ϵ_L の大きさが異なっている。これは粘土粒子の方向および自然圧密時の鉛直圧力と水平圧力 (水平圧力は鉛直圧力に静止土圧係数 K を乗じたもの) の差が原因となっているものであろう。このようなことから, おそらく ϵ_v は最大主ヒズミ, ϵ_L は最小主ヒズミとなっているであろう。したがって最大せん断ヒズミ $\tau_{\max}$ は次式で与えられる。

$$\tau_{\max} = \epsilon_v - \epsilon_L \dots\dots\dots(1)$$

またせん断ヒズミとせん断応力 $\tau_{\max}$ の関係は

$$\tau_{\max} = G\gamma_{\max} \dots\dots\dots(2)$$

で与えられる。ここに G はせん断弾性係数である。ここで ϵ_v と ϵ_L の違いによるせん断応力を量的に扱うため Fig. 3 の応力-ヒズミ曲線を $\tau_{\max}-\gamma_{\max}$ の関係で示したのが Fig. 6 である。Fig. 6 より $G \approx 225 \text{ kg/cm}^2$ となり, Fig. 5 より $\tau_{\max} = \epsilon_v - \epsilon_L \approx 0.01$ (曲線 1 と 12 の 1000 分後の差) であるから, 仮りに膨張時と圧縮時における G の値が同じであるとすると, 鉛直, 水平方向の膨張量の違いによるせん断応力 $\tau \approx 2.25 \text{ kg/cm}^2$ となり, 破壊せん断応力 (Fig. 6 より 5.3 kg/cm^2) の 45% にあたる。しかし吸水により破壊せん断応力が低下しているから実際には 50% に達していると思われる。これで 2 で述べた岩石の破碎の原因 (4) が量的にも概算できた。

つぎに膨張量と時間関係について述べると膨張時にも圧縮時と同様に飽和土について次式が成立するものとする。

$$\sigma = \sigma' + u \dots\dots\dots(3)$$

ここに σ は全応力, σ' は有効応力, u は間ゲキ水圧である。切り取り, 堀削を行なうと全応力 σ は減少し, その減少量だけ過剰間ゲキ水圧 u (負圧) が発生し, 試料中に水の流れが生じ膨張が始まる。この 3 次元流れの微分方程式を鉛直, 水平方向の透水係数が異なっている場合について, 直交座標を用いて次のように書くことができる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + c_{yy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + c_{zz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots(4)$$

ここに t は時間で, c_{xx}, c_{yy}, c_{zz} は x, y, z 方向の膨張係数である。 x, y を水平方向にとると $c_{xx} = c_{yy}$ となり, $nc_{xx} = nc_{yy} = c_{zz}$ (n 常数) とおくと (4) 式は次式となる。

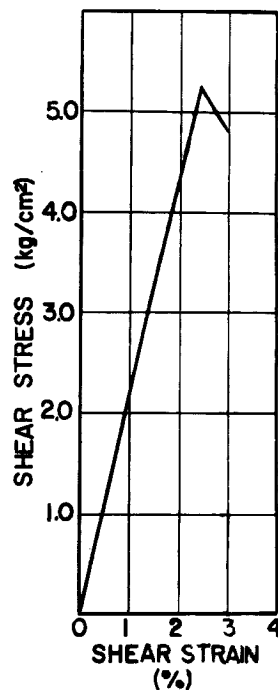


Fig. 6. Shear stress-shear strain curve.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{sz} \left(n \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + n \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \dots\dots\dots(5)$$

一般に膨張係数は次式で示される。

$$c_s = \frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \dots\dots\dots(6)$$

ここに a_v は圧縮係数, k は透水係数, γ_w は水の密度, e は間ゲキ比である。膨張係数 c_s と圧密係数 c_v とは一般に値は異なるが, それは a_v の膨張時と圧縮時との違いによるものや膨張時には圧縮時に作用している物理的な力のほかに化学的な力が作用しているからであろう。 k は間ゲキが変らないかぎり変化しないので圧密試験より求めたものを用い, a_v を求めるにはつぎのようにする。すなわち a_v は次式で示される。

$$a_v = \frac{\partial e}{\partial u} \dots\dots\dots(7)$$

ゆえに吸水前後の u と e の値を求めることにする。吸水後は $u=0$ である。吸水前の u は負の値をもっているが, その値は後に示される pF と含水比の関係を示す Fig. 18 (5 suctionの測定を参照) より求めることができる。いま吸水前の含水比は56.7%であるから Fig. 14 より $pF \approx 3.5$ が得られ, これは $u = -12.2 \text{ kg/cm}^2$ に相当する。したがって間ゲキ水圧の変化 $\Delta u = 12.2 \text{ kg/cm}^2$ となる。一方この供試体の土粒子の体積 $V_s = \text{乾燥重量/土粒子の比重} = 33.37/2.66 = 12.52 \text{ cm}^3$ となる。ゆえに吸水前の間ゲキ比は $(34.00 - 12.52)/12.52 = 1.71$, 吸水後の間ゲキ比は $(35.70 - 12.52)/12.52 = 1.85$ であるから, $\Delta e = 0.14$ となる。ゆえに

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta u} = \frac{0.14}{12.2} = 0.0105 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

なる値が得られる。そして圧密試験より $k = 7 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$, $\gamma_w = 1.0 \text{ g/cm}^3$, 間ゲキ比は吸水前後の平均値 $e = 1.77$ を用いると

$$c_s = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{7 \times 10^{-8} (1+1.77)}{0.0115 \times 1.0 \times \frac{1}{1000}} = 1.69 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

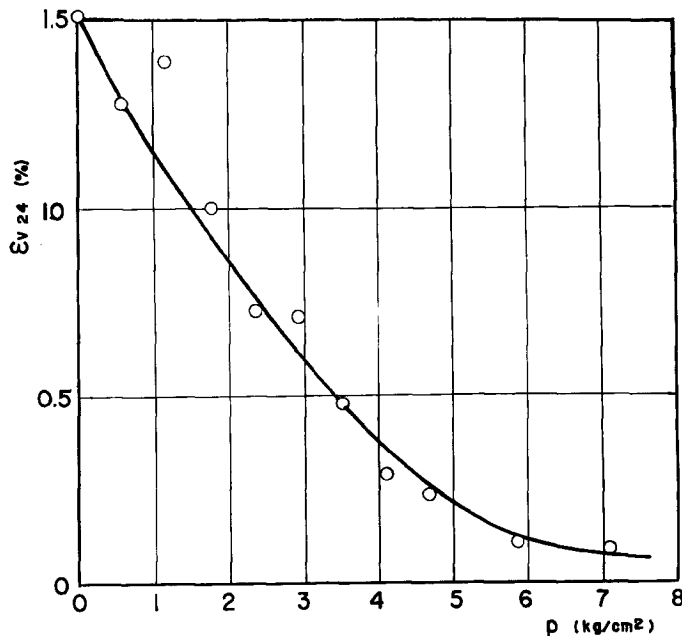


Fig. 7. Relation between vertical pressure and amount of expansion after 24 hours.

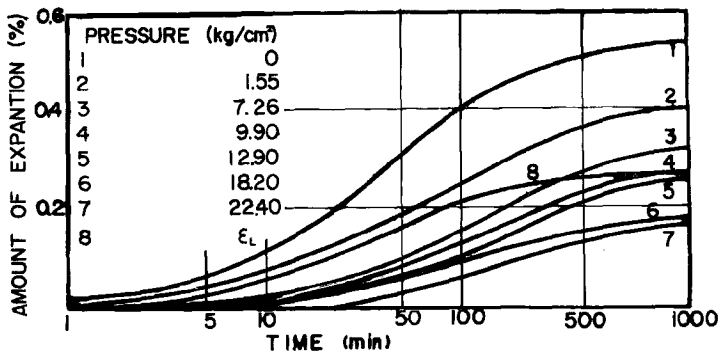


Fig. 8. Amount of expansion-time curves (claystone at Maibara pass)

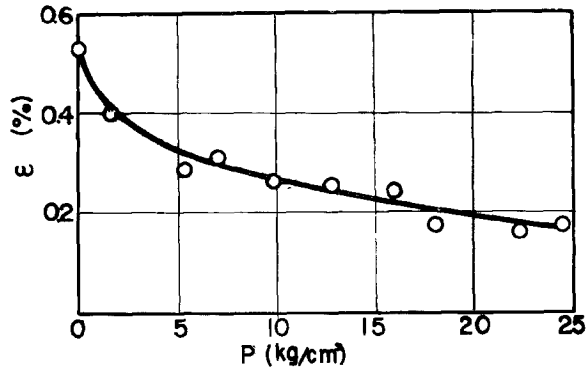


Fig. 9. Relation between vertical pressure and amount of expansion after 24 hours (claystone at Maibara pass).

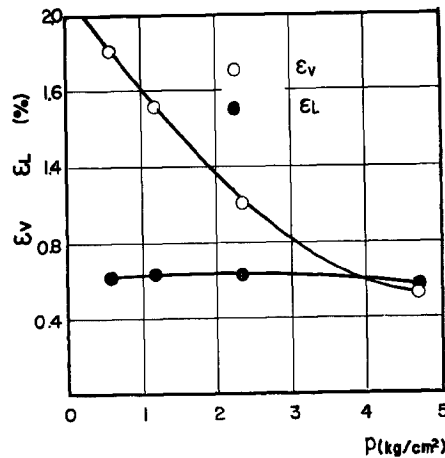


Fig. 10. Relations between vertical pressure and vertical, lateral amount of expansion after 24 hours

なる値を得る。ゆえに $c_s > c_v$ である。

つぎに鉛直荷重を作用させて鉛直方向の膨張を測定すると Fig. 5 のような種々の曲線が得られ、これより鉛直荷重に対し、24時間後の膨張量 ϵ_{v24} を示したのが Fig. 7 である。同様の実験を米原峠の粘板岩について行なった結果が Fig. 8, Fig. 9 に示されており、Fig. 8 は Fig. 5 に、Fig. 9 に Fig. 7 に対応するものである。荷重が大きくなると ϵ_v はゼロに漸近するが、Fig. 5 より荷重が 8 kg/cm^2 を越えると、最初は荷重に抵抗して膨張するが、しだいに有応力が減少して、逆に圧縮クリープが起り、クリープ破壊が生じている。したがって、初期の膨張圧力は試料の上限降伏値より大きいことがわかる。一方米原峠の粘板岩の膨張量の時間曲線も洪積層粘土と同様の形をしており、荷重を作用させないときのとの比も洪積層粘土と同様 2 : 1 となっている。ただ粘板岩は圧縮強度が大きく、大きな荷重に対しても膨張するので完全に膨

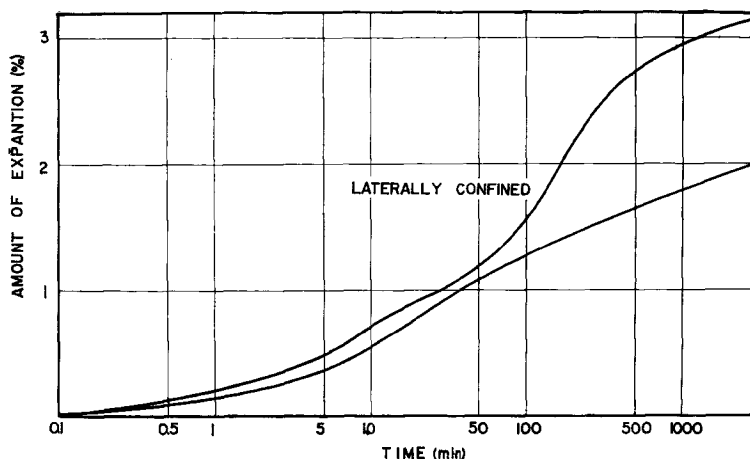


Fig. 11. Amount of expansion-time curves.

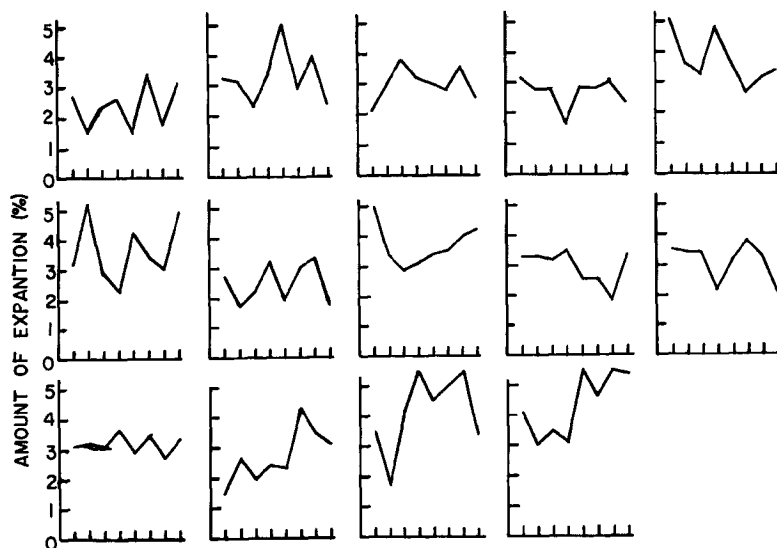


Fig. 12. Local amount of of expansion.

張を止めるに必要な荷重は相当大きなものになると思われる。ただ膨張量が小さいので少し膨張を許せば膨張圧は小さくなるであろう。ここに粘板岩は試験前に1時間塩化カルシウムの入ったデシケーター中に放置したものである。

また鉛直荷重を段階的に減少させた場合の ϵ_v と ϵ_L を測定した結果を示すと Fig. 10 となり ϵ_v については Fig. 7 と同様の曲線が得られるが、Fig. 10 の ϵ_v の方がやや大きいのは別の試料を用いたからである。一方横方向膨張の ϵ_L がほとんど変化しないのは最初に鉛直荷重を減少したことによる横方向の圧縮と平均主応力 σ_m の減少による吸水膨張とがうち消し合ったものと思われる。さらに側方を拘束した場合と全く拘束のない場合のたて方向の膨張量を比較したのが Fig. 11 である。今ポアソン比 ν とすれば拘束のない場合のたて方向の膨張量を ϵ_{vf} とし、側方拘束のたて方向の膨張量 ϵ_{vc} との比は $1/(1+\nu)$ となる。ただし拘束のない時 $\epsilon_v = 3\epsilon_L$ とする。測定の結果最初には両者にはあまり差がないがこれは吸水条件の違いであり、1日後ではその比は $2/3$ である。これから ν を求めてみると $\nu = 1/2$ となるが、実際 ν は $1/2$ より小さいであろう。これは吸水条件の違いにより1日以後の膨張量が拘束の場合の方が大きいことおよび側面まさつにより膨張がある程度抑制されたことによるのであろう。

なお破砕の原因(5)をたしかめるために投影機とマイクロメーターにより、試料の各部分の膨張量を測定したが、あまりよい結果が得られなかったので、その一例を Fig. 12 に示すにとどめる。Fig. 12 の横座標の目盛は試料を 5mm 間隔に目盛った各位置を示している。たて軸は各点での膨張量を表わしたもので、部分的に膨張量が異なっていることがわかる。

4-3 吸水膨張圧

試料のたて方向を拘束し横を不拘束状態で岩層に鉛直方向と水平方向膨張圧を変位を許さないで測定した結果が Fig. 13 に示されている。ここで用いた試料は前記の試料とやや性質を異にするので、吸水膨張曲線もつけ加えた。岩層に水平方向の膨張圧 P_L は鉛直方向の膨張圧 P_v よりも小さいがその比 P_v/P_L はほぼ ϵ_v/ϵ_L に等しい。したがって膨張圧は膨張量に比例している。これを確証するために試料をある値 ϵ_0 だけ膨張させた後の膨張圧を測定しその圧力を残留膨張量(最終の膨張量 ϵ_f から ϵ_0 を差引いたもの)の関係は Fig. 14 のようになり、その結果は直線である。ゆえに、潜在の膨張量と膨張圧は比例することがわかる。また膨張圧は初期含水比によっても異なり、側方拘束したときどうなるかという問題を扱うには測定機の容量が不足しているので今後実験を行ないたいと思う。

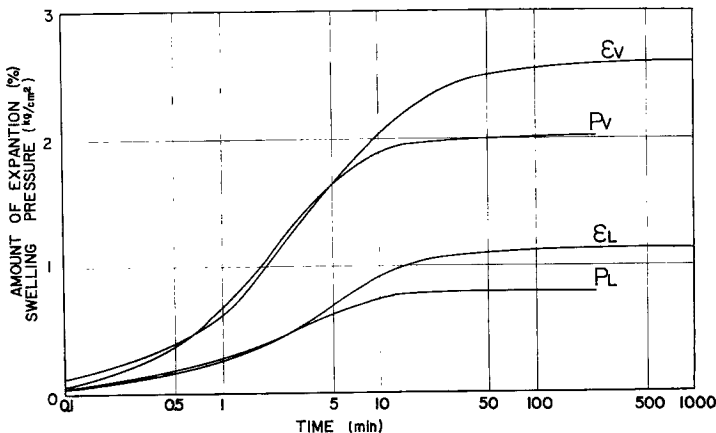


Fig. 13. Amount of expansion, swelling pressure-time curves.

5. Suction の測定

5-1 pF 表示法

土や岩の間ゲキ水の Suction を表すには, Schofield が提案した pF 表示法を用いると便利である。 pF とは試料がある含水状態で間ゲキ水がつり合う水頭を cm で表わしたものの常用対数として示されている。すなわち $pF = \log_{10} h$, h は水頭差, したがって pF の値は $-\infty$ から 7 まで変化するもので, $pF=7$ とは 110°C の乾燥炉内の値である (110°C で乾燥させた場合の含水比を 0 とする。)

5-2 pF 測定法

pF の測定は pF の範囲により種々の方法が, 以下その 2, 3 について説明する。

(1) ガラスフィルター・サクシオンメーターによる方法: ガラスフィルターの細かい孔のメニスカスを利用して, ガラスフィルターの裏面に負圧をかけても大気圧の空気が浸入してこない原理である。その測定装置は Fig. 15 に示すごとくで, ガラスフィルター上に試料を密着させると, 土(岩)のサクシオンがガラスフィルターのサクシオンよりも小さければ, 土中(岩石中)の水はガラスフィルターの方へ吸い取られ, またその逆も生ずる。そしてガラスフィルターと土(岩)のサクシオンが等しくなったとき水の動きはとまる。水の動きがとまったかどうかはガラスフィルター側の水量の変化を知ればよい。実際にはスクリーコントロールにより, 水銀マンオメーターに水頭差を与えることによりガラスフィルターにサクシオンを与える。ガラスフィルターの空ゲキ寸法が 2.9μ 以下であれば 1 kg/cm^2 の吸水圧を与えることができるが, 実際には 0.3 kg/cm^2 ($PF=2.5$) ぐらいが限度である。ゆえにこの装置で測定できる pF の範囲は $-\infty \sim 2.5$ である。

(2) 遠心分離機による方法: 遠心力によって試料内の吸水を平衡させるものであるが, ここではこの装置により実験を行なわなかったので, くわしい説明は省略する。ただこの装置で pF が測定できるのは 3 ~ 4 の範囲が適当である。

(3) 硫酸を使用する方法: 硫酸の吸水性を利用して pF の値を求める方法である。実験装置は Fig. 16

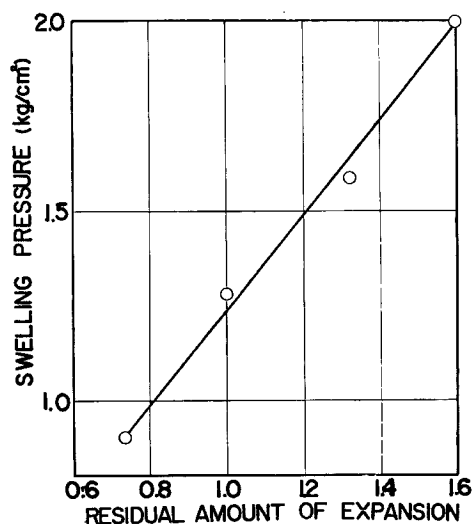


Fig. 14. Relation between residual amount of expansion and swelling pressure.

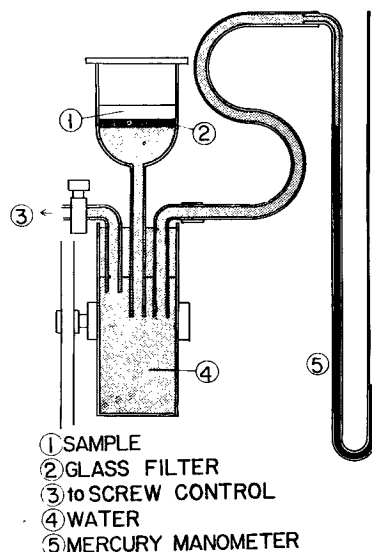


Fig. 15.

に示すごとくであり、試料の含水状態が早く平衡に達するためフラスコ内に真空をかける。使用する硫酸は Fig. 17 の硫酸の比重と pF の関係より知ることができる。

その他種々の方法があるが、ここで用いたのは (1) と (3) である。

5-3 pF と含水比の関係

pF と含水比の関係を求めておく非常に便利ことが多い。例えば気象状態などから pF がわかるとそこでの含水比を知ることができるし、切り取りを行なった場合にでも地下水面の位置がわかればそこから水を吸いあげ、いくら含水比で平衡するかもわかる。また逆に、含水比がわかればどれだけの吸水能力をもっているかが pF ~ 含水比曲線よりわかる。前述の pF 測定法の (1), (3) を用いて測定を行なった結果を Fig. 18 に示す。 pF の小さな範囲では試料は飽和しながら含水比を変える。 pF が大きくなるにしたがい試料は不飽和になって含水比を変えるが、この範囲ではまだ試料中の自由水が脱出しているが、さらに pF が増加すると Interlayer water (自由水と結晶水との間にある水) と呼ばれる水が出て含水比が変化する

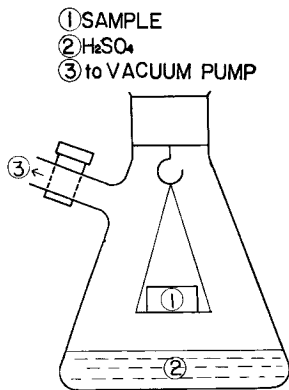


Fig. 16.

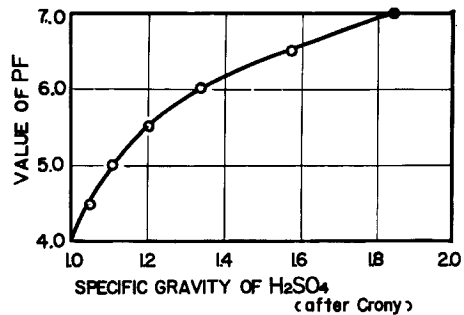


Fig. 17. Relation between specific gravity of H_2SO_4 and value of pF .

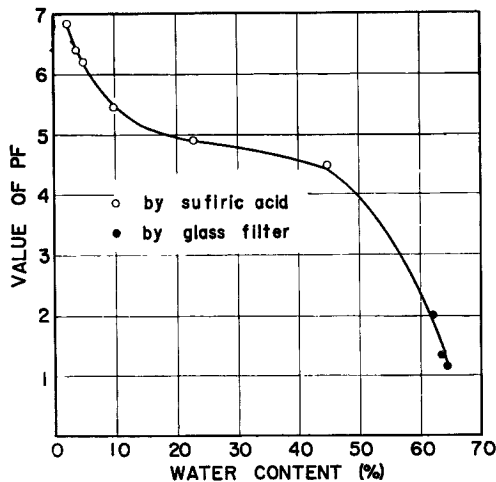


Fig. 18. Relation between water content and value of pF .

る。Fig.18 をみると 2 つの変曲点が現われているがこれが上述の 2 つの状態変化を表わしているとはかならずしもいそないが、何か脱水機構に変化があると思われる。しかし pF が 2 ～ 4.5 の範囲での測定値がなく、データも十分でないので pF については明確なことはいえない。

6. あ と が き

ここに述べた岩石の吸水性は粘板岩などの吸水性を有する岩石の特性とよく似ており、切り取りやトンネルなどにおける粘板岩の破壊や崩落に吸水膨張のおよぼす影響が少なくないことを示すことができた。しかし吸水作用は岩石の含む粘土鉱物などにより差異があるから鉱物的研究も必要であり、その他今後研究を進めるべき事項も少なくない。なお米原峠での資料は日本道路公団からいただいたものであり、室内実験に多大の協力を受けた永田春氏に対し深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) L. Bjerrum, T.L. Brekke, J. Woum and R. Selmer-Olsen "Some Norwegian Studies and Experiences with Swelling Materials in Rock Joints", Rock Mechanics and Engineering geology, Vol. I/1 1963 pp. 23～31
- 2) 谷栄津寿 "岩盤の吸水膨張について" 岩の力学/国内シンポジウム 1964 pp. 145～155