

締固めた土の二、三の膨潤特性について

SOME SWELLING CHARACTERISTICS OF COMPACTED SOILS

齋藤孝夫*・箭内寛治**
By Takao Saito and Kanji Yanai

要 旨 土塊のせん断強度の変化に影響を与える因子は種々あるが、本報告は、water-deficiency の状態にある土塊に、浸透が生じた時に起こるせん断強度の減少を、土塊の膨潤性より論じようとするものである。実験の結果、わが国の土では、最適含水比における乾燥密度・膨潤圧間および膨潤量比・膨潤圧間の変化率比は、塑性比の大きいほど大であることが見出された。また、吸水（体積一定）による土塊の非排水強さは、塑性指数の大きいほど急激に減少することがわかった。

1. 緒 言

せん断強度の減少は、粘着力成分、摩擦力成分、間げき水圧の三者の変化に帰着される。しかし一般に、浸透によるせん断強度の減少を土塊の軟弱化で説明する場合には、粘着力成分の減少と間げき水圧の増加を意味することが多い。そして、それらは、付随的に土粒子間隔の増加や潜在圧縮応力の増加をもたらすものである。

事実、施工中の降雨による土羽土の崩壊、浜田・三隅間の国道9号線改修工事に見られた崩壊¹⁾、米原峠に生じた岩石切取斜面の崩壊²⁾などは、土塊の吸水によるせん断強度の低下のために生じた例であり、鉄道路盤における噴泥³⁾もこれと結びつけることができよう。また、盛土斜面内の間げき水圧の発生についても、土塊の膨潤性がその要因となることが、うかがえる。他方、岩石の風化過程を経てきた粘土の water-deficiency^{***} は高度であるから、それらの粘土に自由水の供給がある場合には、軟弱層が形成され地すべりが生じやすい。

そして、日本においては、軟弱化現象のもととなる土塊の膨潤性を扱った研究は比較的少ない。最近の研究としては、岩盤の吸水性を扱ったもの^{4),5)}、地山の吸水に

関するもの⁶⁾、および、地すべり土の風化現象を岩の軟弱化現象として考えたもの⁷⁾などが見られるのみで、粘性土の膨潤に関する基本的問題の解決は、主として W.G. Holtz 氏⁸⁾、H.B. Seed 氏^{9),10)}、Celestino L. Ruiz¹¹⁾、J.V. Parcher 氏¹²⁾、T.W. Lambe¹³⁾ によってなされている。

2. 土塊の膨潤特性一般について

(1) 膨潤の定義と分類

双極性で水素結合をしやすい水は、土粒子と結び付くことにより電気的な場を形成する。一方、土粒子は表面が負に帯電しているからある一定量の電気エネルギーを持つが、これを中和するため電気二重層水内の電気エネルギーもこれに見合う量だけ必要となる。そして、自然状態の土塊は、常に不安定な場にあり、外力（拘束力）が中和エネルギーとして作用することを考えるならば、安定な系のエネルギー方程式は次式で示される。

$$\begin{aligned} & \text{土粒子の電気エネルギー} \\ & = \text{電気二重層水内の電気エネルギー} \\ & \quad + \text{外力（拘束力）} \dots\dots\dots (1) \end{aligned}$$

左辺 > 右辺の時、water-deficiency 正の状態と名づけ、この時、膨潤が生ずる。そして、これを引き起こす現象としては、毛管サクシオンと浸透サクシオンの2つが代表的なものである。

実際の膨潤現象は、定常膨潤と非定常膨潤とに分けられる。前者は、式(1)の左辺が一定な状態において生ずる膨潤であり、短期間の膨潤を対象とし、土羽土や斜面表層の短期安定の問題に対応する。また後者は、式(1)の左辺が変化する場合に発生する膨潤で、長期間の膨潤を対象とする。たとえば浸透作用を伴う風化現象を受ける土の問題などがそれである。

* 工修 基礎地盤コンサルタント

** 正会員 工博 山梨大学教授 工学部土木工学科

*** 土粒子が水を吸水する能力

(2) シキソトロピー・透水・浸透および圧縮との関連

Soil water system におけるシキソトロピーの原因を、系内における土粒子・水分子の再配列によるものとすれば¹⁴⁾、膨潤への影響はないものとみなし得る。また透水が溶脱を伴う場合には、式(1)の電気二重層水内のエネルギー状態に変化を与える。浸透現象が風化を促進するものとして作用する場合には、粘土鉱物からの金属イオンの析出を伴い、式(1)の左辺および右辺の第1項に変化を与えるであろう。そして、飽和土の場合の圧縮は、式(1)の右辺の第2項の増加になり、圧縮応力が減少すれば膨潤を生ずるが、不飽和土の場合は圧縮の増加とともに飽和度の増加を伴うために、飽和土のように単純に論ずることはできない。

(3) せん断強度との関連

物理化学的条件、土塊の生成条件、排水条件および荷重条件などによって支配される土塊のせん断挙動は、膨潤によっても影響を受ける。Hvorslev の破壊規準にしたがうものとすれば、定常膨潤により粘着力成分が減少することが立証でき、野外での測定例では¹⁵⁾、このような膨潤に、2~10年の期間が必要とされる。また、式(1)の左辺の増加に伴って生ずる非定常膨潤の際には、摩擦成分の減少を引き起こすであろう。

一方、斜面の崩壊面は、地表面からの深さが、ある程度以上の場所に生ずるのが一般的である。そのような観点からすれば、ごく小さい膨潤、あるいは、膨潤を起こすことなく生じたせん断強度の減少が大切となる。

そして、water-deficiency が正の状態にある土塊が、体積一定の状態で吸水したための非排水強さの減少程度は、間げき圧係数 A, B の関数になる。すなわち、式(2)は吸水前の土塊の非排水強さ¹⁶⁾、式(3)は吸水後の非排水強さを示すものである。

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{c' \cos \phi' + \sigma_3(1-B)\sin \phi'}{1 + (2BA-1)\sin \phi'} \dots (2)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{\sigma_3 \sin \phi'}{1 + (2A-1)\sin \phi'} \dots (3)$$

ただし、 σ_3 = 膨潤圧、とする。

ここで間げき圧係数 A, B は、飽和度および骨格の移動抵抗によって変化すると考えられる量であり、かつ骨格の移動抵抗は、電気二重層水内の反発力と吸引力の組み合わせと考えられるものである。

このような観点より、飽和度の微小変化による、異なった water-deficiency の状態にある系の粒子間に働く反発力と吸引力の変化を考えてみる。図-1 (a)、図-2 (a) とともに同程度の不飽和の状態にあるものとする。完全に飽和された後の反発力の増分は、高度の water-deficiency の状態にある 図-2 (a) の方が、低度の状

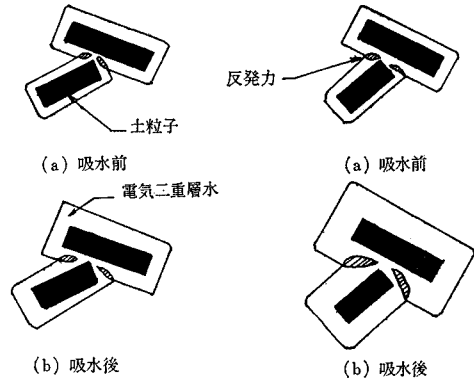


図-1 water-deficiency の低い soil water system

図-2 water-deficiency の高い soil water system

態にある 図-1 (a) より大きい。それゆえに、骨格の移動抵抗も、図-2 (a) の方が、より変化する。

以上のような理由で、吸水前の water-deficiency の高い土ほど、飽和度の微小変化による間げき圧係数の変化は大きく、したがって非排水強さの減少度も大きい。

3. 試料および実験方法

(1) 膨潤圧および膨潤量の測定

実験に用いた土は、合計5種類であり、諸指数は表-1に、粒度曲線は 図-3 に示される。

膨潤圧および膨潤量測定のための供試体は、2000 μフルイ通過空気乾燥土に相当量の蒸留水を加え、CBRランマー(直径5 cm, 重量4.5 kg, 落下高45 cm)で2層に締固めて作られた。供試体の寸法は、直径15 cm,

表-1 膨潤圧・膨潤量測定に使われた土

試料	自然含水比	気乾含水比	LL	PL	PI	比重	統一分類
No. 441	18.5%	6.5%	30	18	12	2.69	CL
No. 442	110.6	35.6	107	76	31	2.85	OH
No. 443	85.4	21.0	96	47	49	2.87	OH
No. 444	22.5	7.0	47	26	21	2.71	CL
No. 445	40.0	18.0	57	41	16	1.70	MH

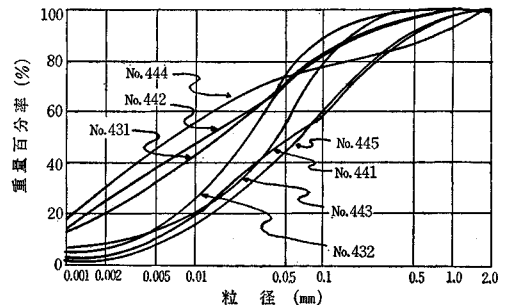


図-3 粒径加積曲線

高さ 6 cm である。その時の締固め回数は一層につき、12 回・30 回・66 回の 3 種類である。

膨潤に関する試験は、側方拘束状態のまま、供試体に上下両方向からの吸水を許すようにして実施した。すなわち膨潤圧は、水浸供試体が膨潤を起こさないように、段階的に荷重をのせ、その値を記録して算定した。また膨潤量は、載荷板上に 60 g/cm² (地表下 30 cm の土かぶり圧を想定) の荷重を載荷した後、上下両方向からの吸水を行なわせ、その時の膨潤量をダイヤルゲージを用いて測定したものである。

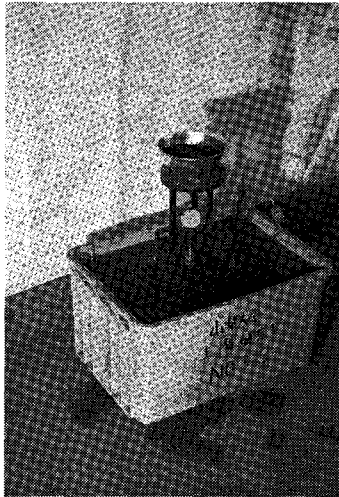


写真-1

(2) 非排水せん断試験

実験に用いた土は、合計 3 種類であり、その諸指数は表-2 に、粒度曲線は図-3 に示される。

表-2 強度試験に使われた土

試料	自然含水比	気乾含水比	LL	PL	PI	比重	統一分類
No. 431	41.0%	11.0%	69	28	41	2.75	CH
No. 432	110.0	20.4	81	56	25	2.80	OH
No. 445	表-1 のものと同じ						

強度試験用の供試体は 2000 μ フルイ通過土を JIS A 1210 の方式で締固め、それをスリーブを用いて抜き出し直径 5 cm、高さ 12 cm の大きさに整形したものである。非水浸試験にあたっては、それをそのまま使い、側圧 1 kg/cm² のもとで、非排水試験を実施した。水浸試験の供試体は、上記供試体の上下両面のポーラスストーンで、側面をゴムスリーブでおおい、さらに膨潤を防ぐためその外側に縦割り塩化ビニール管をゴムチューブで締め付け、水浸させて作製した。そして、それを側圧 1 kg/cm² のもとで非排水試験した。なお水浸終了時の供試体の含水比は、破壊後の供試体の中間 1/3 の区間の含水比に等しいとした。その含水比をもとにした飽和度が 90% から 99% にあるものを、水浸試験供試体として用いた。

非排水試験は、ノルウェー型三軸試験機を用い、定ひずみ方式で行なわれた。ひずみ速度は 1%/min であり、

間げき水圧の測定は行なわなかった。

4. わが国の土に関する二、三の膨潤特性について

(1) 膨潤圧

図-4 から 図-9 には、No. 441, No. 444, No. 445 の締固め含水比・乾燥密度・膨潤圧の関係が示される。

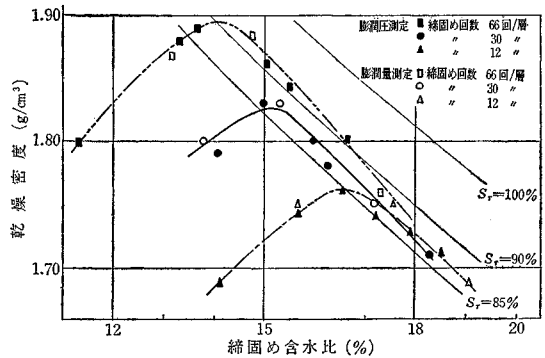


図-4 締固め含水比・乾燥密度曲線 (No. 441)

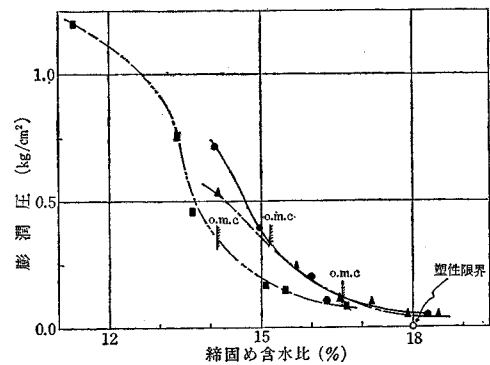


図-5 締固め含水比・膨潤圧曲線 (No. 441)

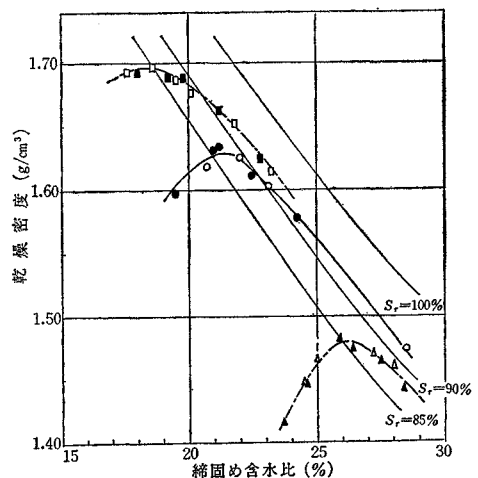


図-6 締固め含水比・乾燥密度曲線 (No. 444)

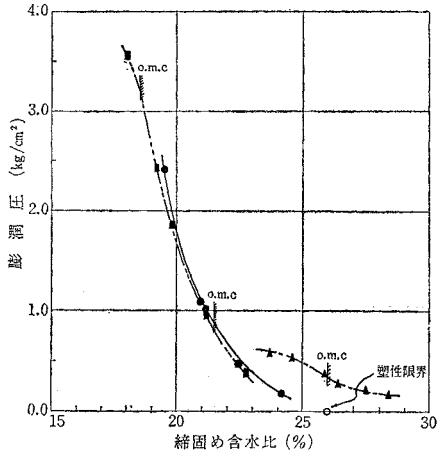


図-7 膨潤圧・縮固め含水比曲線 (No. 444)

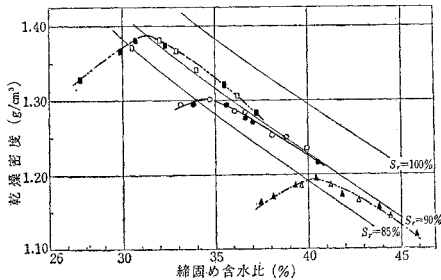


図-8 乾燥密度・縮固め含水比曲線 (No. 445)

これらの図から最適含水比を境として膨潤圧が急激に変化することがわかる。変化の程度は、最適含水比が塑性限界値より低く、最大乾燥密度の高いほど大となる。このような傾向は、No. 442, No. 443 でもみられた。

図-10 は、最適含水比における膨潤圧と塑性指数の関係を示したものである。これから、塑性指数が大きいほど、膨潤圧 (o.m.c. における) も大となる。しかし、No. 442 や No. 443 のように自然含水比の高い土は、必ずしもこの通りではない。図-11 は、最適含水比に

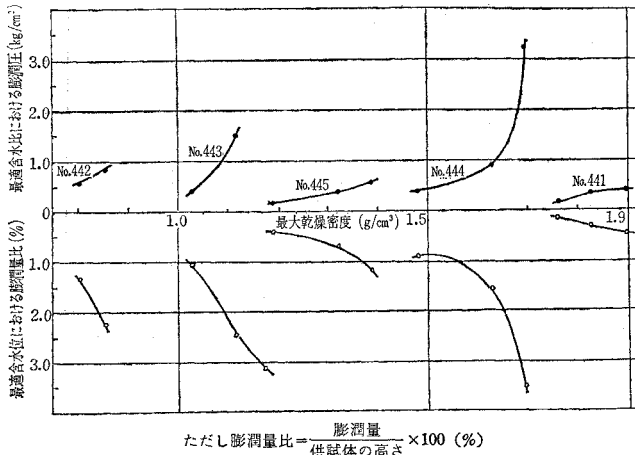


図-11 膨潤圧(omc)・膨潤量比(omc)および最大乾燥密度の関係

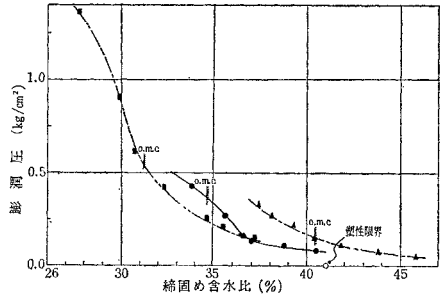


図-9 膨潤圧・縮固め含水比曲線 (No. 445)

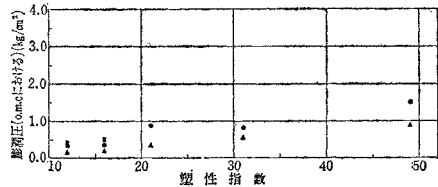


図-10 膨潤圧(omc)と塑性指数の関係 (No. 441~No. 445)

における膨潤圧・膨潤量比・最大乾燥密度の関係を示す。これより、soil water system のエネルギー・粒子間隔曲線が土によって異なるのがわかる。図-12 は 図-11 をもとに描かれた。図-12 の座標軸によれば原点から発する点線群は最大乾燥密度・膨潤圧(o.m.c. における)間の変化率の比を示すことになる。これより、塑性比の大きいほど、最大乾燥密度の変化率に対する膨潤圧 (o.m.c. における) の変化率の比が大であるといえよう。ここで、塑性比とは、塑性指数を塑性限界値で除したものである。すなわち、土塊が塑性状態を示す含水比の範囲を標準統一化した一つの指数と考えられる。以下、これを P_r と略記する。

(2) 膨 潤 量

図-13, 図-14 は、No. 444, No. 445 の膨潤量比・縮固め含水比曲線である。これより、膨潤量比も膨潤圧と同じ最適含水比を境として変化することがわかる。なお、No. 441, No. 443 は No. 444 と、No. 442 は No. 445 と、ほぼ同じ傾向を示している。

最適含水比における膨潤量比と塑性指数の関係が 図-15 に示される。図-15 は 図-10 と同じ傾向を持つから、最適含水比における膨潤圧と膨潤量比の間には、相関関係があるといえる。

図-16 は、Seed ら⁹⁾により自然土の swelling-potential を推察するために作られたものである。図中の点は筆者らの実験値である。この実験に関する限り、日本の土の膨潤量は比較的小さく、塑性指数の増大に対して膨潤量の増

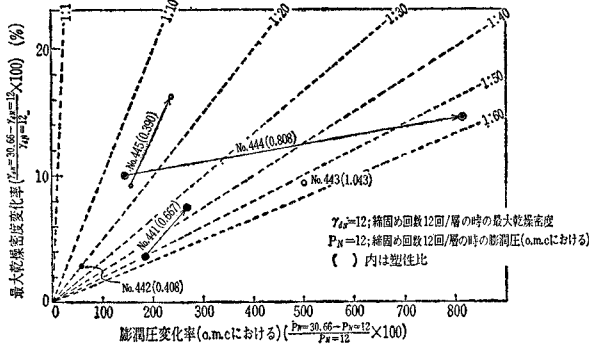


図-12 最大乾燥密度・膨潤圧間変化割合関係図

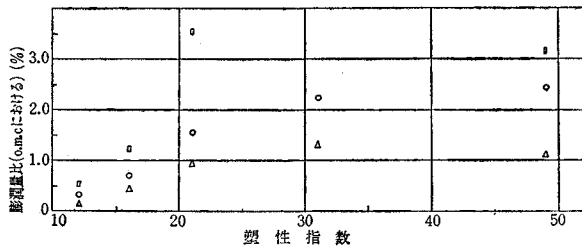


図-15 膨潤量比と塑性指数の関係

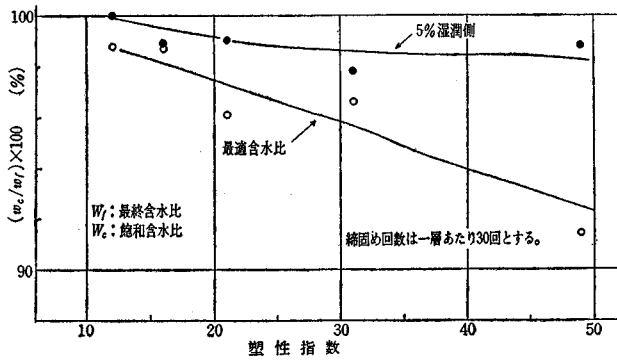


図-17 膨潤による含水比の増加と塑性指数の関係

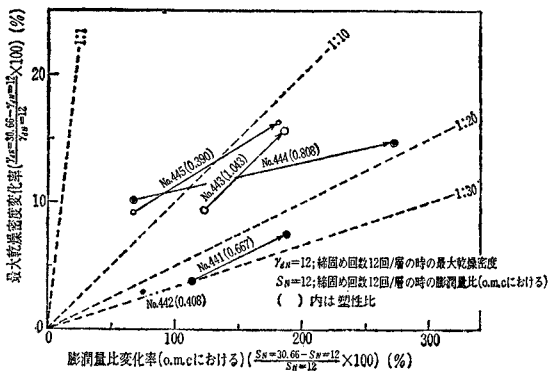


図-18 最大乾燥密度・膨潤量比間変化割合図

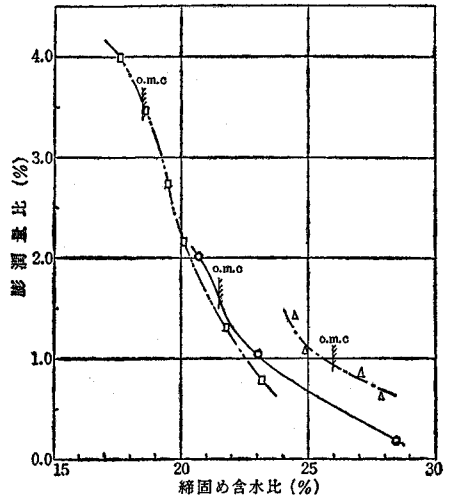


図-13 膨潤量比・締固め含水比曲線 (No. 444)

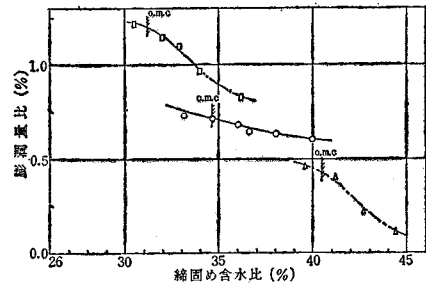


図-14 膨潤量比・締固め含水比曲線 (No. 445)

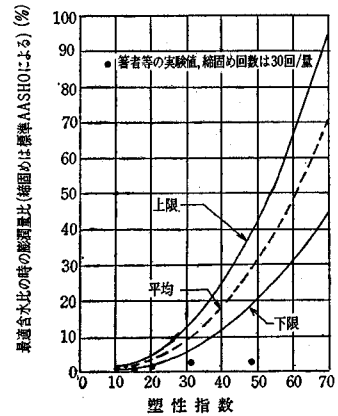


図-16 自然土に対する swelling-potential と塑性指数の関係 (Seed 等による)

加は鈍感であると考えられる。なお筆者らは Seed の実験装置を改良したため、締固めエネルギーは Seed の約 1.6 倍、載荷圧は約 6/7 倍の直接載荷であった。

膨潤による含水比の増加割合と塑性指数の関係が図-17 に示される。図-17 における W_e は、非水浸供試体を体積一定のまま、飽和度 100% にした時の含水比である。また W_f は膨潤を終了した時の含水比であり、膨潤終了時の飽和度を 100% と仮定した。この図より、塑性指数の大きい土ほど、最終含水比に対する膨潤

のための増加含水比 ($W_f - W_c$) の割合が大きいことがわかる。しかし、このような傾向は、最適含水比より5% 湿潤側では、散らばりが大きくなる。図-18 は、最大乾燥密度と膨潤量比 (o.m.c における) 間の変化率の比を示すものである。この結果に関する限り、最大乾燥密度の変化率に対する膨潤量比 (o.m.c における) の変化率の比と塑性比の間には、明確な関連は認められない。

(3) 膨潤圧と膨潤量の関連

図-19 は 図-11 をもとにして作られた。図-19 の座標軸によれば、原点から発する点線群は、最適含水比における膨潤量比の変化率に対する膨潤圧の変化率の比を示すことになる。すなわち、塑性比の大きいほど、上記の変化率の比は大きくなるのがわかる。

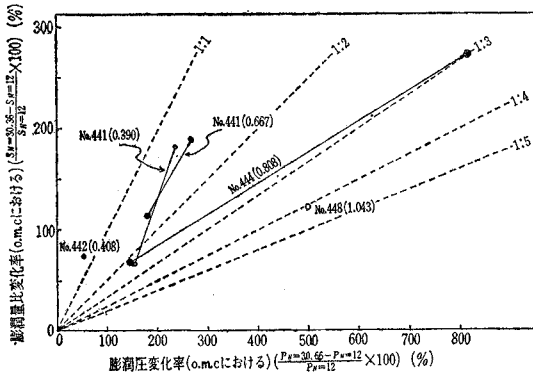


図-19 膨潤量比・膨潤圧間変化割合図

つぎに、図-12 と 図-19 の関連について述べよう。図-12 の最大乾燥密度と膨潤圧 (o.m.c における) 間の変化率比直線は、締固め回数 12 回/層 によって得られた土粒子間隔を基準とした場合の土粒子間隔に対する膨潤圧 (o.m.c における) の平均変化率を示すものである。膨潤圧 (o.m.c における) を soil water system のポテンシャル エネルギーの現われとすれば、その変化率比は、系内のエネルギー勾配 ($\Delta E/\Delta x$)* を示す一つの尺度になる。

このようなことから、上記の変化率比は、soil water system の平均エネルギー勾配を示す指数と考えられる。

また、粒子間隔の微小変化に伴う膨潤圧の変化量を膨潤量の変化量で除した値は、電気二重層水の電気的なエネルギー密度を示す尺度といえる。すなわち、図-19 の変化率比は soil water system の平均エネルギー密度を示す指数と考えられる。

そして、図-12 と 図-19 は、塑性比の大きいほど、

* E; soil water system の任意の点 x におけるポテンシャルエネルギー
x; 土粒子表面からの距離

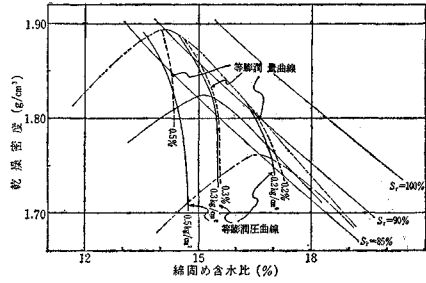


図-20 等膨潤圧・等膨潤量比曲線 (No. 441)

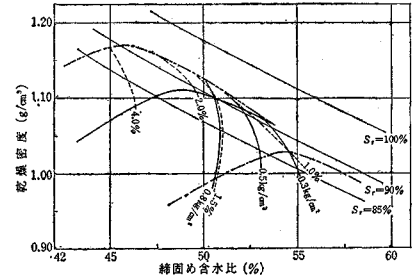


図-21 等膨潤圧・等膨潤量比曲線 (No. 443)

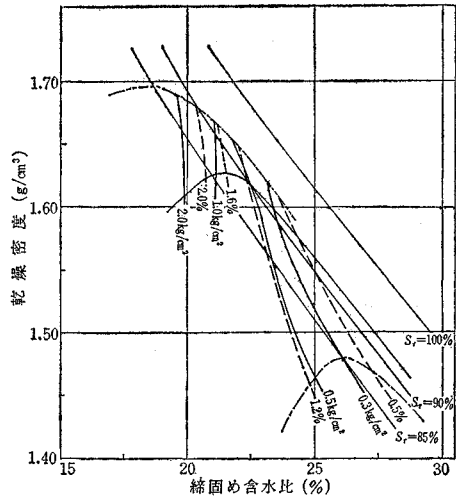


図-22 等膨潤圧・等膨潤量比曲線 (No. 444)

それらの指数も大なることを示している。

図-20, 図-21, 図-22 は、No. 441, No. 443, No. 444 の等膨潤圧・等膨潤量比曲線である。これより、最適含水比より湿潤側においては、締固めランマーによって引き起こされるせん断ひずみの大きさが土塊の骨格構成に影響することがわかる。すなわち、乾燥密度と飽和度が等しい時には、土塊の骨格構造が分散の形であるほど、膨潤圧・膨潤量は減少する。等膨潤圧・等膨潤量比曲線が、いずれも左上りであることは、湿潤側においては、締固めランマーによって生ずるせん断ひずみの増加の方が乾燥密度の増加よりも、より大きく膨潤圧・膨潤量に影響することを示している。このようなことは No.

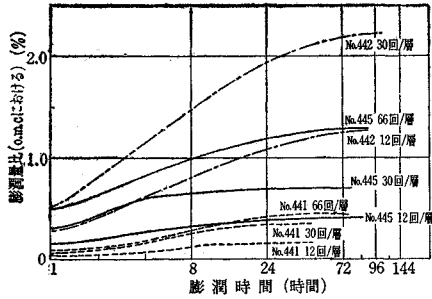


図-23 膨潤量比・時間曲線 (No. 441, No. 442, No. 445)

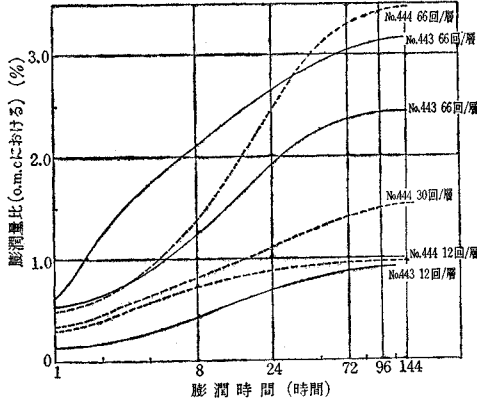


図-24 膨潤量比・時間曲線 (No. 443, No. 444)

442, No. 445 でもみられた。

(4) 最適含水比における膨潤量比・時間曲線

図-23, 図-24 は, No. 441, No. 442, No. 445 および No. 443, No. 444 の膨潤量比 (o.m.c における) 時間曲線である。密度が高いほど, すなわち締固め回数が多いほど, water-deficiency の程度が高くなり, かつ透水が悪くなる。そのために, 時間の経過にしたがい膨潤量の増加は緩慢になる。しかし, その傾向は土の種類によって異なる。No. 441, No. 442 および No. 445 では一層あたりの締固め回数が違って, 曲線の上昇挙動には, 大きな違いがみられないが, No. 443, No. 444 における曲線の上昇挙動は, 図により, はっきりと異なるのがわかる。これらのことは, 土の締め具合によって soil water system の性状が変化することを示すものである。そして, 図-11 と結び付けて考えれば, 電気二重層水の拡散挙動を支配する soil water system の water-deficiency の程度が, 最適含水比における膨潤量比・時間曲線に第一に寄与するものとして考えられる。

5. 非排水強さの減少割合について

最大軸差応力・乾燥密度・締固め含水比の関係が, 図-25, 図-26, 図-27 に示される。これより, 最適含

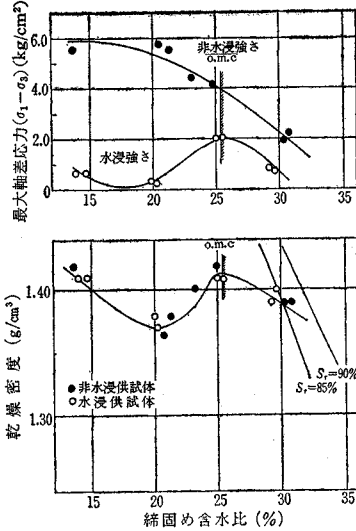


図-25 水浸による軸差応力の変化と締固め曲線 (No. 431)

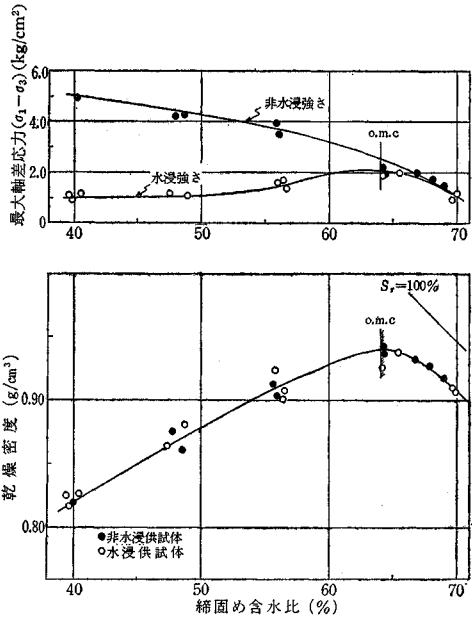


図-26 水浸による軸差応力の変化と締固め曲線 (No. 432)

水比より乾燥側では, 非水浸排水強さは飽和度の増加に伴い減少し, 乾燥密度による影響は少ないことがわかる。最適含水比より湿潤側では, 乾燥密度の減少とともに非水浸非排水強さは減少する。また非水浸非排水強さの最大値は, 最適含水比より乾燥側に生ずる。一方, 水浸非排水強さには, 乾燥密度の影響が明確に現われ, 密度の最も大きい最適含水比で最大となることがわかる。

図-28 には, 最大軸差応力の減少割合と塑性指数の関係が示される。試験例は少ないが, これより, 塑性指数が, 大きいほど, 水浸後の非排水強さの減少も大きく

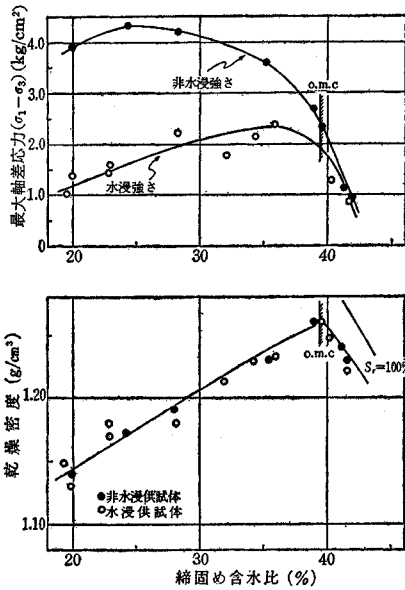


図-27 水浸による軸差応力の変化と締固め曲線 (No. 445)

なることが推定できる。たとえば、非排水強さに対する水浸後の非排水強さの減少した割合は、最適含水比において No. 431 で 50%，No. 432 で 20%，No. 445 で 15% である。

そして 図-17 と 図-28 より、塑性指数が大きいほど膨潤も水浸による非排水強さの減少割合もともに大なることがわかる。

6. 結 語

以上述べたことを総合検討した結果、つぎの事柄が明らかになった。

- 1) H.B. Seed らの得た結果と同じく、日本の土においても、塑性指数が大きいほど、最適含水比における膨潤圧および膨潤量は大きくなる。しかし、わが国の土は膨潤圧・量ともに小さく、塑性指数の変化に対し鋭敏でない。
- 2) 塑性比が大きいほど、最大乾燥密度の変化率に対する膨潤圧 (o.m.c. における) の変化率の比、および最適含水比における膨潤量比の変化に対する膨潤圧の変化率の比が大となる。
- 3) 膨潤圧・膨潤量比・締固め含水比の関係より、土羽土などの比較的地表面近くにある土塊は、降雨などにより容易に膨潤を起しやすいたことがわかる。
- 4) 等膨潤圧・等膨潤量比曲線からすれば、最適含水比より湿潤側では、締固め含水比と乾燥密度が同じでも締固め回数が多いほど、膨潤圧・膨潤量比が減少する。
- 5) 塑性指数が大であれば、水浸前後での土塊の非排

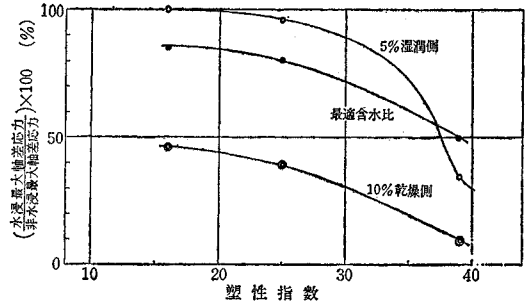


図-28 水浸による強度減少の割合と塑性指数との関係

水強さの変化は大きい。そして塑性指数を求めることにより、膨潤の大きいほど、せん断強度低下大という推定ができる。

なお、この報告に含まれた実験を担当された、名嘉山興武氏、本郷国吉氏、新保高之氏、横川巖氏には多大の援助を頂いた。この場をかりて深謝したい。

参 考 文 献

- 1) 定井喜明・松上真典：ノリクブレ地帯における道路の設計施工について、土と基礎第 13 巻，昭和 40 年。
- 2) 山根 巖・八木則男：岩石切取斜面の崩壊について，第 2 回岩盤力学に関するシンポジウム，1963，pp. 15~19。
- 3) 西亀達夫：鉄道の路盤に関する 2, 3 の問題，土と基礎第 4 巻 6 号，昭和 31 年。
- 4) 谷津栄寿：岩盤の吸水膨張について，岩の力学国内シンポジウム 1964 講演集，1964。
- 5) 村山朗郎・八木則男：粘板岩の吸水膨張について，京大防災研究所年報第 8 号，昭和 40 年 3 月。
- 6) 村山朗郎：トンネル背面地山の吸水膨張，京大防災研究所年報第 9 号，昭和 41 年 3 月。
- 7) 仲野良紀：由比地すべり母岩 (泥岩) の軟弱化と物性の変化について，土と基礎第 12 巻 11 号，昭和 39 年。
- 8) W.G. Holz, H.J. Gibbs: Engineering properties of expansive clays, Transactions ASCE, Vol. 121, pp. 641~677.
- 9) H.B. Seed, R. Woodward, R. Lundgren: Prediction of swelling potential for compacted clays, Proc. ASCE, Vol. 88, SM 3, 1962.
- 10) H.B. Seed, J.K. Mitchell, C.K. Chan: Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays, Bulletin 313, Highway Research Bd., Natl Research Council, Washington D.C., 1961.
- 11) Celestino L. Ruiz: Osmotic interpretation of the swelling of expansive soils, Bulletin 313, Highway Research Bd., Natl Research Council., Washington D.C., 1961.
- 12) J.V. Parcher, D.C. Lin: Some swelling characteristics of compacted clay, Proc. ASCE, Vol. 91, SM 3, 1965.
- 13) T.W. Lambe: The structure of compacted clay, Proc. ASCE, Vol. 84, SM 2, 1958.
- 14) J.K. Mitchell: Fundamental aspects of thixotropy in soils, Proc. ASCE, Vol. 86, SM 3, 1960.
- 15) W.G. Holtz: Proceedings of the 5th International Conf. SMFE, Vol. III, p. 343.
- 16) 土質工学会：土質工学ハンドブック，技報堂，昭和 41 年，p. 183.