Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-12-05

風化度に着目した不撹乱まさ土の不飽和透水特性

荒木，繁幸
澁谷，啓
西形，達明
西田，一彦
佐々木，精一

(Citation)
地盤工学ジャーナル,6(2):361-369

(Issue Date)
2011

(Resource Type)
journal article

(Version)
Version of Record

(Rights)
©2011 公益社団法人 地盤工学会

(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003310

風化度に着目した不撹乱まさ土の不飽和透水特性

荒木　繁幸[1]，澁谷　啓[2]，西形　達明[3]，西田　一彦[4]，佐々木　精一[5]

1　株式会社ダイヤコンサルタント，神戸大学大学院工学研究科博士後期課程
2　神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻
3　関西大学都市システム工学科地盤工学専攻
4　関西大学名誉教授
5　和歌山工業高等専門学校名誉教授

概　　要

まさ土を用いた盛土などの土構造物への降雨の浸透や破壊問題では，乱した試料の物性値が必要であるが，自然斜面や切取斜面への降雨の浸透と崩壊を予測する場合には，乱さない試料の不飽和水理特性を知る必要がある。原地盤のまさ土は，締固めた試料と異なる土構造を有し，不飽和水理特性も大きく異なる。しかし，不撹乱状態のサンプリングや室内の試験が難しく，また，現地盤が非常に不均一であるため，難しい多くの試験を実施してもデータのばらつきが大きく，費やす労力に比して得られる成果が少ないことから，これらの研究はごく断片的にしか行われていない。本研究では，ブロックサンプリングの一種であるネイルサンプリングによって採取した，風化度の異なる乱さないまさ土の不飽和水理特性を求めるとともに，風化度および土構造との関係を明らかにする目的で一連の実験を実施した。その結果，風化度と強熱減量（Ig-loss）および不飽和水理特性の間に比較的よい相関が認められた。このことは，不撹乱試料採取が困難なまさ土地帯で，撹乱した試料から原地盤の不飽和水理特性が推定できる可能性を示した。

キーワード：斜面崩壊，不撹乱まさ土，不飽和土，透水特性

1.　はじめに

乱さないまさ土の原地盤の透水係数は，同じ間隙比の乱して締固めたまさ土の透水係数とは異なり，単純な土粒子モデルから導かれた Carman-Kozeny 理論式では表現できないことが明らかにされている[1)]。透水性の評価のためには，土粒子内部に発達した細かな間隙と土粒子と土粒子の間に発達したような比較的大きな間隙の 2 つの概念に区別する必要があり，透水性に影響を与えるのは主に土粒子間のような比較的大きな間隙と考えられる。さらに，この土粒子間の間隙比を用いると透水性が合理的に評価できることも明らかにされている[2)]。また，締固めたまさ土の場合，通常の応力レベルでは土粒子の破砕が生じ，土粒子の破砕しない粒状体に比べ大幅に透水係数が低下することが知られている[3)]。一方，不撹乱状態のまさ土の透水性については，不撹乱試料の採取が困難なことや，不均一性が大きいこと等から，過去いくつかの研究が報告されている程度であり，不明な点が多い[4)5)6)7)]。したがって，実験結果を実際問題に応用する場合の評価法についても十分解明されていない点が多かった。そこで，本論文では不撹乱まさ土の物性，土構造の影響を考慮した不飽和水理特性の測定手法とその評価法について述べるとともに簡易な試験から不飽和透水係数の概略値を推定する方法についても述べる。

2.　実験方法と試料

2.1　試料

実験に用いた試料は，大阪府交野市にある生駒山に分布する領家花崗岩の風化残積土（以降，まさ土と呼ぶ）である。当該地には約 30 年前に切取された切土斜面があり，斜面下部では弱風化の岩に近いものから，斜面上部では風化の進んだまさ土まで，深さ方向に風化度が連続的に変化している。乱さない試料の採取に先立って，当該地で実施されたボーリングコアを用い，その試料を土の強熱減量試験方法(JIS A 1226 : 2009)に準じて強熱減量を測定した。この強熱減量と一般的な風化度指標である間隙率との関係を図 1 に示した。この図からわかるように，概ねよい相関が認められる。ただ，強熱減量が大きくなると相関がやや低くなる。また，コア中心部の母岩の組織を残す部分を 1 cm^3 の不定形ブロックに切り出し，凍結乾燥した後にポロシメータを用いて，間隙径分布の測定を行った。この装置は，水銀の表面張力が大きく，加圧しなければ土の間隙に侵入しない性質を利用して間隙分布を測定するもので，0.015 MPa～80 MPa の範囲で加圧調整できる。圧力に応じた間隙径の算出には式(1)を用いた。

$$r = -2 \cdot \sigma \cdot \cos\theta / p \qquad (1)$$

ここで，r は土の間隙径，P は水銀圧力，σは水銀の表面張力，θは水銀と非金属の接触角(度)を表す。

原稿受理日：2010 年 7 月 29 日，採用決定日：2011 年 6 月 10 日

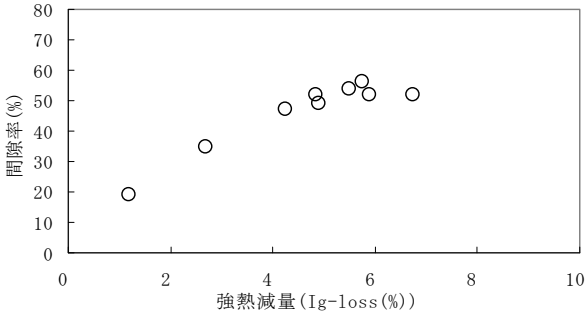

図 1　間隙率と強熱減量

さらに，圧入された水銀量で間隙の量を測定する。なお，測定できる間隙径は 1×10^{-3}～10^{-8} m の範囲である。この強熱減量の値とポロシメータで測定した 50 μm より小さい間隙量の分布を計測し，間隙率を求めたものを図 2 に示した。この図から強熱減量が 2%以下では 50μm 以上の間隙が全体の間隙の 40 %を占め，強熱減量が 2 %以上では 50 μm より小さい間隙が全ての間隙のうちの 70～80 %を占めるようになるとともに，0.1 μm 程度の間隙も多くなる。このように，強熱減量は風化花崗岩の間隙の分布状況と良い相関が見られ，風化程度の指標として利用できるものと考えられる。ただし，地表面付近においては，再圧縮等の別のメカニズムによる間隙分布となっていると推定され，一部の間隙が再度少なくなる傾向が見られる。一方，花崗岩の土粒子のクラック状況を見るために，風化度の異なる花崗岩の土粒子の顕微鏡写真から，間隙とその他の部分の輝度の差をより明確にする画像処理を施して，クラックをわかりやすくしたものを写真 1 と写真 2 に示した[6]。写真 1 からわかるように弱風化の土粒子は，岩の組織もしっかりしており，土粒子内部の間隙は比較的少ない。一方，写真 2 の強風化の土粒子では土粒子内部に細かな行き止りの間隙が多数発達している様子がわかる。このことから，不撹乱まさ土の風化に伴う間隙の発達状況を概念的に示すと図 3 のように，風化が進行するとともに土粒子内部にも，より細かな間隙が発達してくると考えられる。当該地の切り取り斜面表層部において，不飽和透水試験用の不撹乱状態のまさ土の試料を，ブロックサンプリングの一種であるネイルサンプリング法を用いて採取した[7]。この手法は，釘を地面にあらかじめ打ち込み，釘が試料を拘束することでサンプリングが困難な砂質土のサンプリングを可能とし，さらに，それが供試体容器を兼ねる構造で，現地で採取したサンプルをそのまま供試体に利用できるようになっている。図 4 はネイルサンプリングによる試料採取状況とその供試体の寸法を示している。長さ 86 cm，幅 19 cm，奥行き 16 cm に整形された供試体の上面をストレートエッジと呼ばれるカッターを用いて表面を平らに整形し，その上に下面と同様のベークライト板をみずみちができないように隙間なく密着させて固定した。両側面は水密性を保つためのエポキシ系樹脂でシールして試料を密閉すると同時に圧力計の先端部を供試体に少し埋設して固定し，不撹乱状態の供試体をそのまま透水試験に用いることができるように工夫している。試験を実施した供試体の物理的特性は表 1 に示すとおりである。この表において，締固め土(No.7)は不撹乱試料をときほぐし再度締固めたものであり，さらに比較のために用いた豊浦砂も示している。

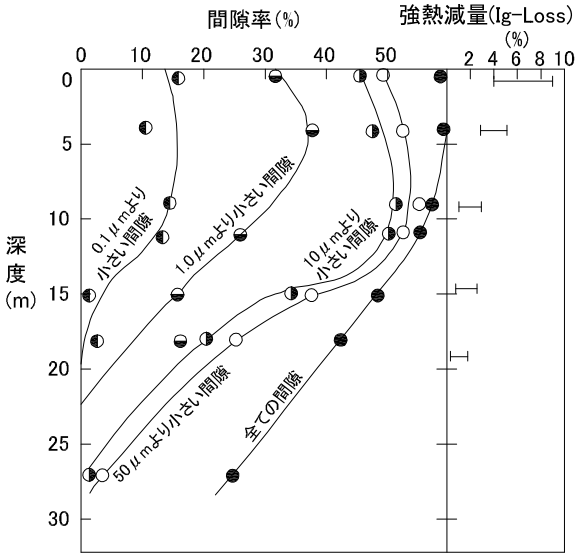

図 2　深さ方向の間隙と強熱減量の変化

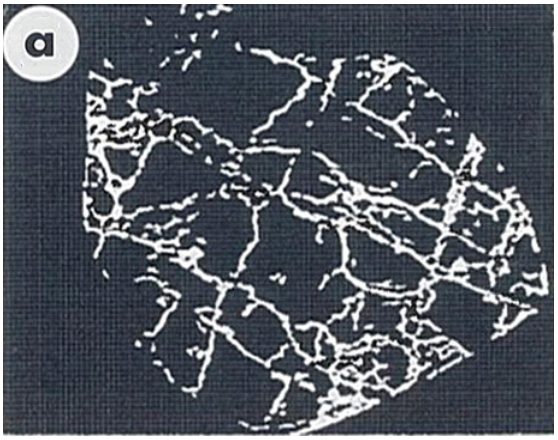

写真 1　弱風化花崗岩の土粒子の画像処理写真

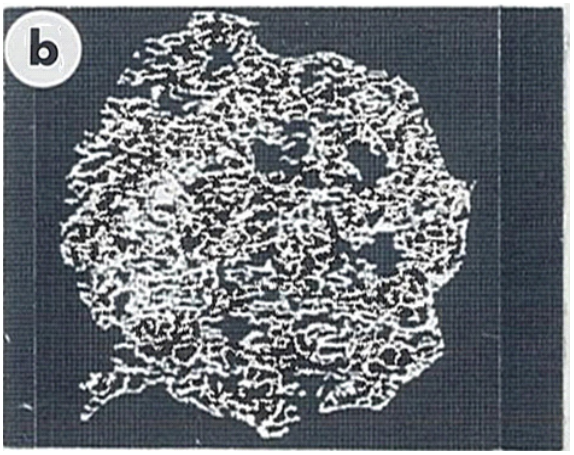

写真 2　強風化花崗岩の土粒子の画像処理写真

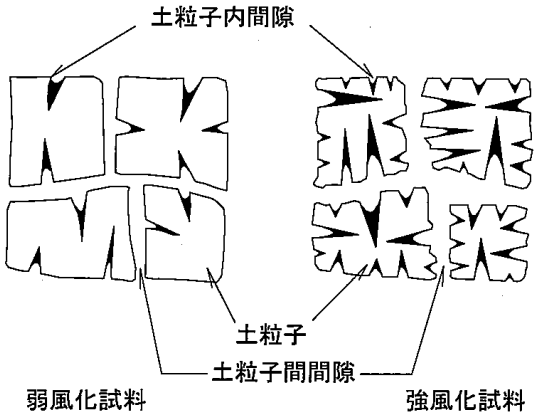

図 3　不撹乱まさ土構造の概念図

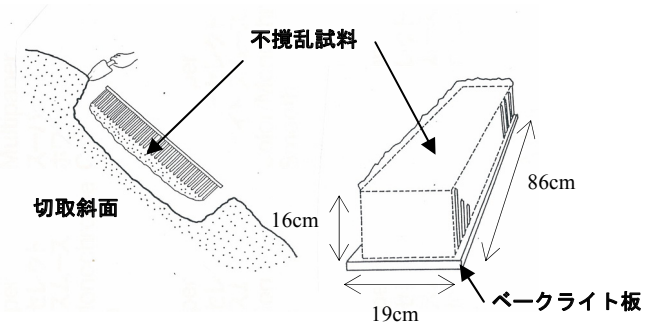

図 4　試験試料の採取と供試体作製

表 1　試料の物理的性質

供試体	強熱減量 Ig-loss(%)	土粒子の密度 (g/cm^3)	間隙率 (%)
No. 1	1. 19	2. 675	19
No. 2	2. 69	2. 705	35
No. 3	4. 25	2. 660	47
No. 4	4. 84	2. 660	52
No. 5	4. 89	2. 740	49
No. 6	5. 49	2. 738	54
No. 7	5. 75	2. 660	56
No. 8	5. 89	2. 740	52
No. 9	6. 75	2. 660	52
締固め土(No. 7)	5. 75	2. 660	56
豊浦砂	—	2. 650	46

風化度指標としての強熱減量は，まさ土では 1.19～6.75 %の範囲にあり，初期の間隙率は 19～56 %の範囲にある。一方，土粒子の密度は強熱減量，間隙率とはほとんど無関係である。ちなみに，間隙率 19 %の風化層はパワーショベルで，56%のものはスコップでそれぞれ掘削が可能な程度であり，どちらもネイルサンプリングが可能な固さである。

2.2　実験方法

図 5 に示す不飽和透水試験装置を用いて，現地で採取した試料をそのまま供試体として，試料下部より給排水する。また，自然地盤の降雨による浸透や排水の状況の再現を想定すれば，非定常浸透過程による試験方法が妥当であると考え，非定常浸透での測定を実施した。ここで，非定常浸透過程での水分とサクションの変化を同時に測定するため，水分計として中性子線源（カリフォルニウム Cf_{252}，容量 60 μci），密度の測定にはガンマ線（コバルト Co_{60}，容量 100 μci）を埋め込んでいる。一方，サクションの測定には先端に素焼版（A.E.V.200 kN/m^2）を装着した圧力計先端を試料に少し埋設させて用いた。また，水分計と密度計は供試体をはさんで，上下に自由に移動できる構造となっており，任意の時間に任意の位置の測定が可能である。この試験装置による水分量と密度の計測値の計算法と精度については既に報告されている[8)9)10)]。また，本試験装置においては，豊浦砂を用いて較正試験を実施し試験機の精度を確認している。

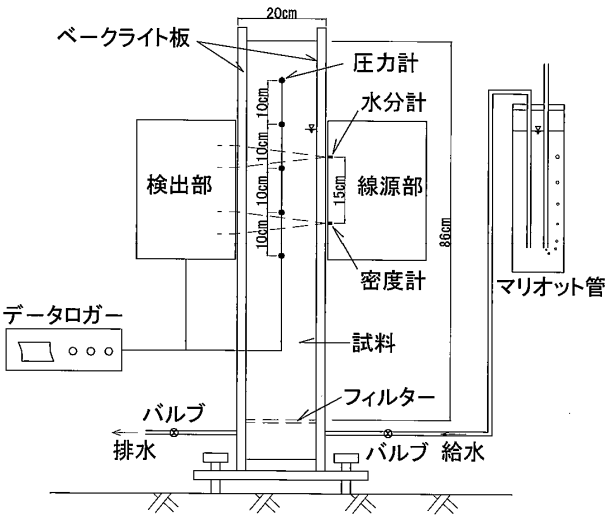

図 5　不飽和透水試験装置

実験の手順としては供試体下部から給水して上部から水をオーバーフローさせる給水過程と，つづいて水位を自由落下させる排水過程からなっている。そして，各時刻，位置におけるサクション，含水比，密度を測定した。体積含水率の経時的な変化は土中の全領域にわたって行う必要があり，また，圧力水頭の変化は複数地点での計測が必要となるため，複数地点の計測を実施した。河野ら[10)]は同様の実験から不飽和水理特性を求めており，この考えを用いて解析した。土柱内の一次元鉛直浸透の運動式と連続の式から式(2)が導かれる。試料上端面を z=0(m)，鉛直下向きを正とした基準面からの高さとすると，z=0(m)で給水が行われないため流速 v=0(m/s)として，式(3)の非定常一次元鉛直浸透の理論を用いて体積含水率とサクションならびに不飽和透水係数を求めた。

$$\int \frac{\partial \theta}{\partial t} dz = K(\theta)\left(\frac{\partial \psi}{\partial z}+1\right)+C_1 \qquad (2)$$

ここで，θは体積含水率，tは時間，$K(\theta)$は不飽和透水係数，ψはサクション，C_1は積分定数である。

$$\int_0^z \frac{\partial \theta}{\partial t} dz = K(\theta)\left(\frac{\partial \psi}{\partial z}+1\right) \tag{3}$$

$$K(\theta) = \left\{\int_0^z \frac{\partial \theta}{\partial t} dz\right\}_{z,t} \Bigg/ \left\{\left(\frac{\partial \psi}{\partial z}+1\right)\right\}_{z,t} \tag{4}$$

式(4)の分子は土中の各計測地点での体積含水率の時間的変化を測定し，ある任意の点 z_3 を時間 t_1～t_2 の間に通過する流量を A とすると，式(5)で求められる。

$$\left[\int_0^{z_3} \frac{\partial \theta}{\partial t} dz\right]_{z_3,\frac{t_1+t_2}{2}} \cong \frac{A}{t_2-t_1} \tag{5}$$

式(4)の分母は土中の各計測点の圧力水頭を経時的に観測し，任意時間 $(t_2+t_1)/2$ における任意地点 z_3 の動水勾配は，z_2，z_4 の圧力水頭 $\psi_2-\psi_4$ を用いて近似的に式(6)で求められる。

$$\left[\frac{\partial \psi}{\partial z}+1\right]_{z_3,\frac{t_1+t_2}{2}} = \left(\frac{\psi_2-\psi_4}{z_2-z_4}\right)_{\frac{t_1+t_2}{2}} +1 \tag{6}$$

式(5)，式(6)を式(4)に代入して不飽和透水係数が算出できる。

3. 実験結果

3.1 水分特性

給水過程及び排水過程における体積含水率とサクションの関係である水分特性曲線を図 6 に示す。この図からわかるように，サクション ψ=0kPa(S_r=100 %)のとき，体積含水率は風化度が大きい試料ほど大きくなっている。また，弱風化試料の体積含水率の変化に伴うサクションの変化と，強風化試料での体積含水率の変化に伴うサクションの変化の傾向はほぼ等しくなっており，体積含水率に対して水分特性曲線が平行移動している。これは強風化試料になるほど体積含水率が大きくなっていることを示し，風化が進むにつれ土粒子内部の水分が多くなり，その結果体積含水率が大きくなっていると思われる。さらには，サクションの変化に比べて体積含水率の変化が小さくなる残留サクションの値は風化度が異なるにもかかわらず一定の値に収束する傾向がある。このような，体積含水率とサクションの関係は，土の間隙の特性に依存していると考えられる。不撹乱まさ土の土構造は風化程度によって間隙の分布が異なり，図 3 の概念図のように弱風化の試料では間隙の多くが土粒子間の間隙であり連続的にネットワークを形成しているため，土粒子内部の水分はあまり多くなく，多くが流動しやすい土粒子間の間隙にあるものと推定される。一方，風化が進んだ試料では，土粒子内部に細かな間隙が発達してくることにより，水分はその土粒子内部の間隙にも入るため体積含水率が多くなっていると推定される。

ラリオノフはこのような土粒子内部の間隙を非活性間隙と呼んでいる[11]。また，風化土や団粒を形成する土では，多くの実験結果からその大きさは概ね 0.02 mm 以下としている。0.02 mm 以下の間隙は，一般の土では十分透水し

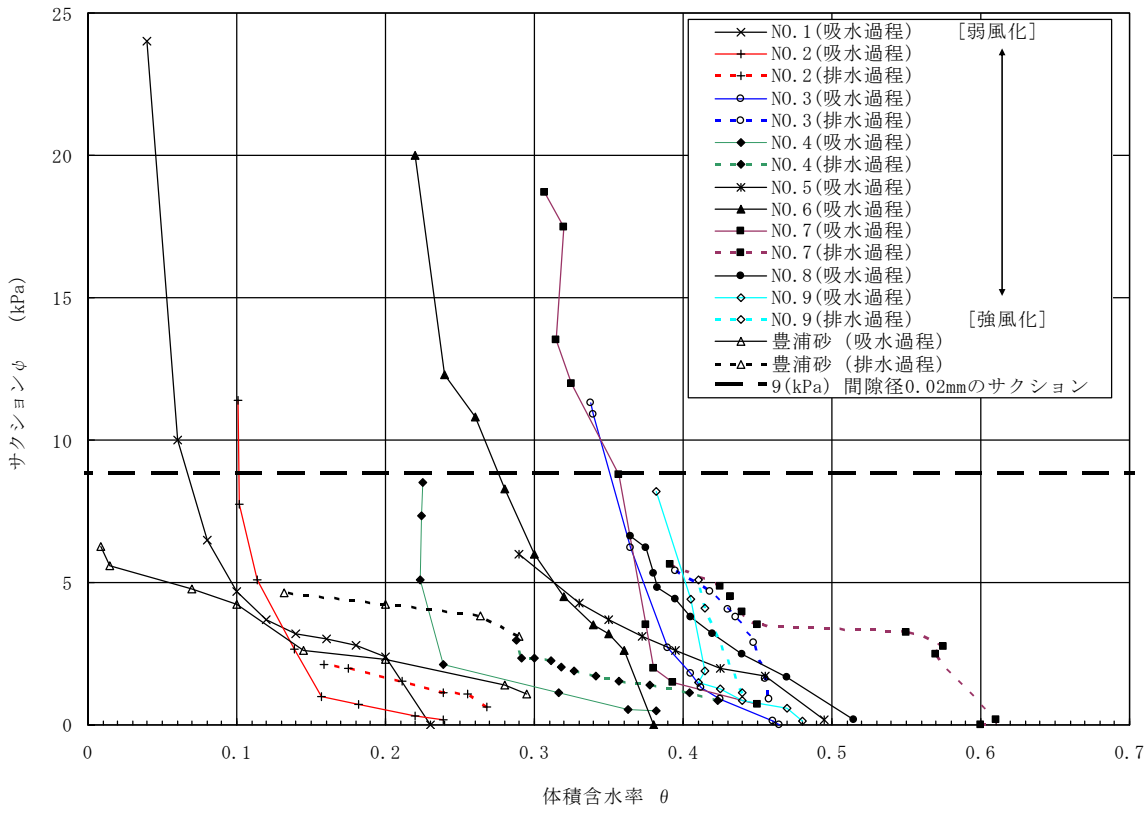

図 6 不撹乱まさ土の水分特性曲線

うる間隙であるが風化土や，団粒化した土の場合，団粒内部の間隙とそれ以外の間隙の境界がこの大きさの間隙となり，0.02 mm 以下の間隙では排水されにくくなると述べており，サクションの変化に比べ体積含水率の変化が小さくなる境界の残留サクション時の体積含水率に相当すると考えられる[11]。

また，0.02 mm の間隙に相当するサクションは，ラリオノフの実験結果によると，ほぼ 9 kPa となるとされている[11]。

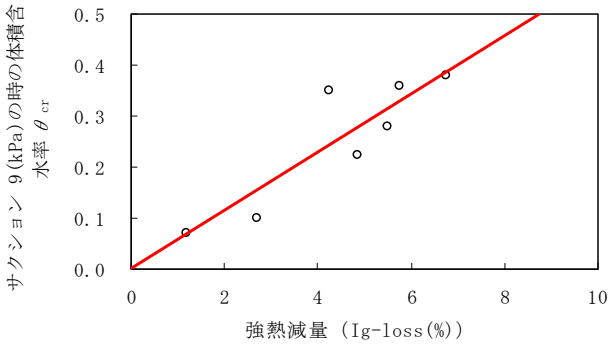

図 7　9kPa 時の体積含水率（θ_{cr}）と強熱減量との関係

この考えをまさ土に適用してみると，図 6 の点線が 9kPa のラインを示したものであるが，この付近を境にサクションが増加するにもかかわらず体積含水率の変化が少なくなる。このことは，9 kPa を示すときの体積含水率 θ_{cr} がまさ土においても，残留サクション時の体積含水率に近い値となっているものと推定される。

また，このサクション 9 kPa 時の体積含水率と風化度を示す強熱減量との相関性を調べた。強熱減量と 9 kPa を示すときの体積含水率 θ_{cr} の関係を示したものが図 7 である。両者の間には非常に良い相関が見られる。このことから，結果として強熱減量からまさ土の残留サクション時の体積含水率 θ_{cr} を推定できる事がわかった。

3.2　不飽和透水係数

飽和透水係数と不飽和透水係数（式 3 参照）の比を比透水係数 K_r として，体積含水率 θ と比透水係数 K_r の関係を示したのが図 8 である。これらを見ると，風化度の大きい供試体ほど体積含水率 θ の大きい領域に位置しており，また風化度の低い供試体は豊浦砂に近い位置に分布している。

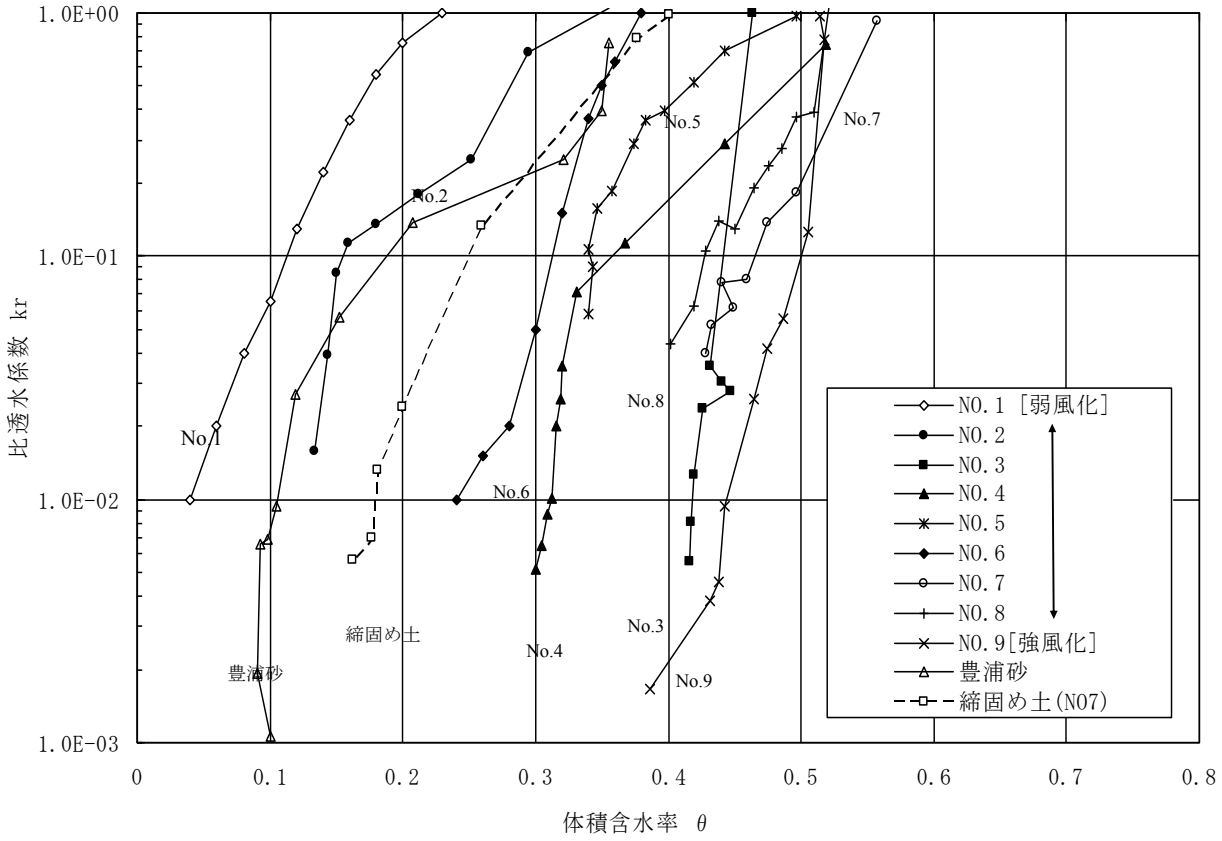

図 8　比透水係数 Kr と体積含水率 θ

4. 実験結果の解釈

これまでの実験結果から，風化度に応じて異なる不撹乱まさ土の土構造と不飽和水理特性は密接な関係にあることが分かった。とりわけ，図 6 に示すように風化度に応じて体積含水率とサクションの関係が体積含水率軸上を平行移動することは，風化度に応じた土構造の観点から解釈できると思われる。そこで，これらの不飽和水理特性を把握するため，水分特性曲線の数式表示を考える。水分特性曲線の数式表示については，van Genuchten の式（以降，VG-model と呼ぶ）がよく用いられている[12)]。この式のサクションと有効飽和度 S_e の間には式(7)，(8)のような関係があることが明らかにされている。

$$S_e = \left(\frac{1}{1+(\alpha \cdot \psi)^n} \right)^{1-1/n} \tag{7}$$

$$S_e = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r) \tag{8}$$

さらに，van Genuchten は Mualem の研究である式(8)に，式(7)を代入することで不飽和透水係数を推定する式(9)を提案している。

$$Kr = S_e^{1/2} \left[\int_0^{S_e} \frac{1}{\psi(x)} dx \Big/ \int_0^1 \frac{1}{\psi(x)} dx \right]^2 \tag{9}$$

ここで，n，αは定数，θ_r は残留サクション時の体積含水率，θ_sは Sr=100 %のときの体積含水率，ψはサクション，θは任意の体積含水率である。また，m=1-1/n として式(10)の形で表現できるとしている。

$$Kr(\theta) = S_e^{1/2} \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \tag{10}$$

この中で，θ_rは残留サクション時の体積含水率であり，不撹乱まさ土の場合，前述のように土粒子内間隙の 0.02 mm 以下の間隙量 θ_{cr} が，この残留サクション時の体積含水率と同等と考えられる。この θ_{cr} の値を適用し，体積含水率とサクションの関係式(7)を用いてフィティングした結果の例を図 9，図 10 に示す。このときのパラメータα，n，と θ_s，θ_r（θ_{cr} と等しいとする）の値を表 2 に示した。また，これらのパラメータを用いて比透水係数 Kr を計算し，実測値との比較を示したものが図 11 である。実験値と計算値が完全に一致はしないが，比透水係数 Kr の変化をある程度表現することができている。

そこで，代入した定数α，n，と θ_s を強熱減量から求めることが出来ないかと考え，両者の関係をプロットしたものが図 12，図 13，図 14 である。図中の線は最小自乗法を用いて求めたものである。これらの図から α や n は強熱減量の大きいところでは前述のような土構造の違いから相関性が低くなる傾向が認められるが，S_r=100 %のときの体積含水率 θ_s は，どの供試体でも強熱減量から精度良く推定できていると判断される。このことから，不飽和水理特性を算出する場合，風化度の指標である強熱減量が概ね有力なパラメータとなり得る事がわかった。

すなわち，不撹乱試料を採取して実施するコストの高い室内不飽和透水試験の実施量を減らして，安価な強熱減量試験から風化土の水分特性曲線や不飽和透水係数の概略値を推定できる可能性を示唆している。ただし，表層に近い強熱減量の大きいところでは，その地層の成因から強熱減量を用いて不飽和水理特性を精度良く推定するにはまだ問題が残っている。

表 2　VG-model を用いて算出したパラメータ

供試体	強熱減量 Ig-loss(%)	VG-modelから算出した各パラメータ			
		α (cm^{-1})	n	θ_r	θ_s
No. 1	1. 19	29. 0	5. 00	0. 070	0. 230
No. 2	2. 69	16. 0	4. 00	0. 100	0. 300
No. 3	4. 25	42. 0	3. 80	0. 350	0. 465
No. 4	4. 84	13. 0	3. 00	0. 225	0. 490
No. 5	4. 89	27. 0	4. 50	0. 280	0. 500
No. 6	5. 49	35. 0	3. 00	0. 270	0. 387
No. 7	5. 75	36. 0	5. 00	0. 340	0. 600
No. 8	5. 89	19. 0	3. 00	0. 360	0. 520
No. 9	6. 75	2. 9	1. 56	0. 380	0. 515

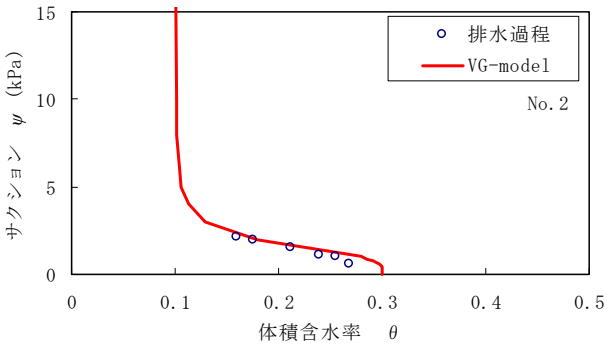

図 9　水分特性曲線 No.2(Ig-loss=2.69%)

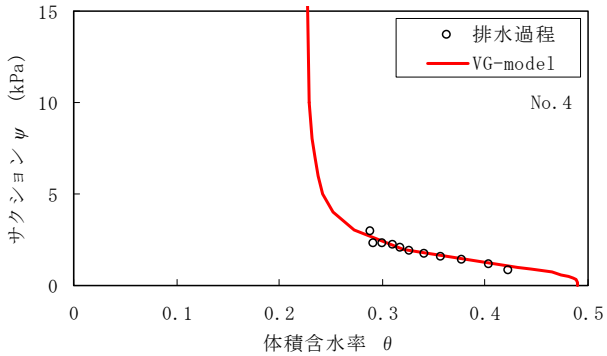

図 10　水分特性曲線 No.4(Ig-loss=4.84%)

5. 結論

1) 間隙の大きさに着目した不撹乱まさ土の土構造は，強熱減量と良い相関があり，風化の程度が大きい試料ほど強熱減量が大きく，小さな間隙の量が増加してくる傾向がある。

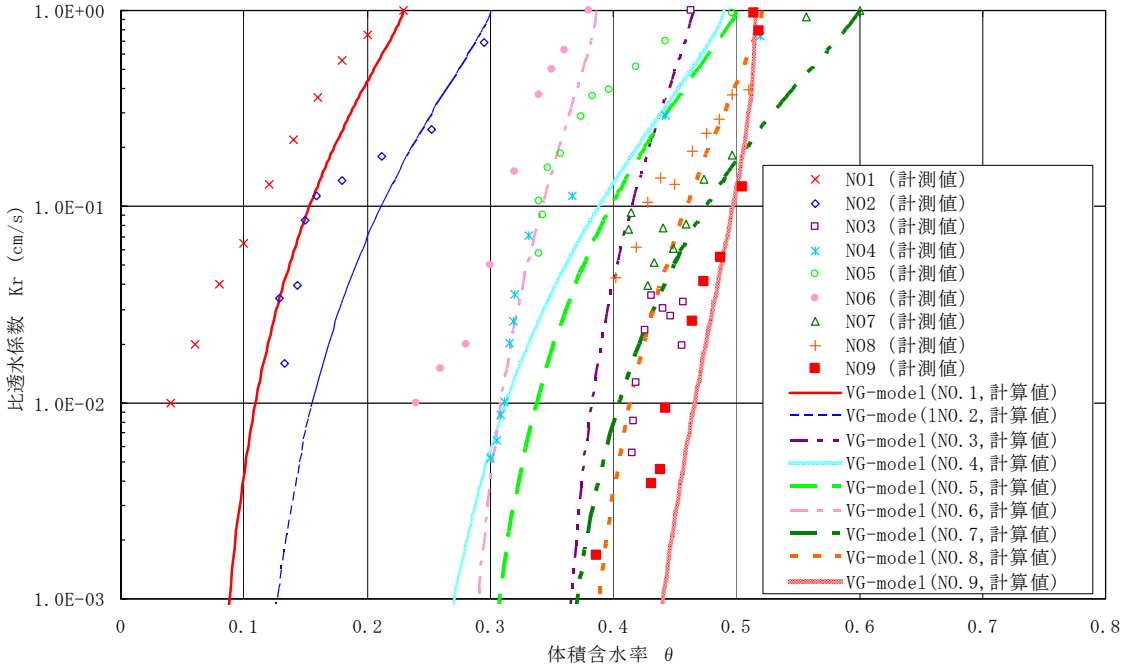

図 11　比透水係数の実測値と計算値の比較

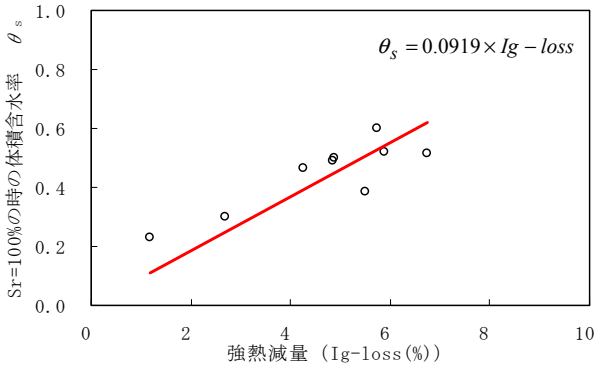

図 12　強熱減量と θ_s の関係

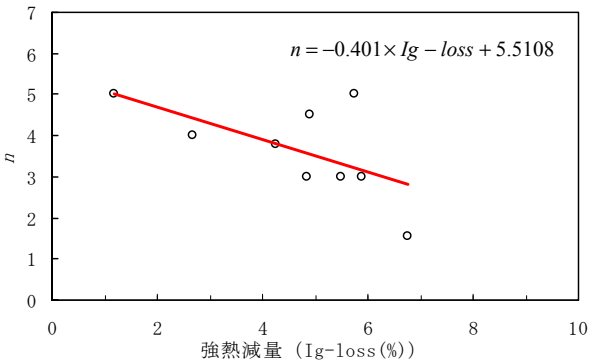

図 14　強熱減量と n の関係

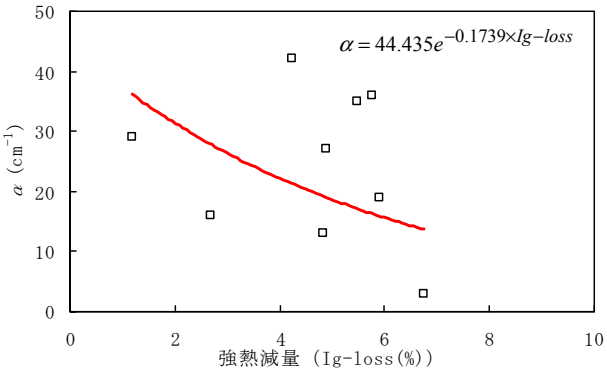

図 13　強熱減量と α の関係

2) 風化花崗岩の間隙は，土粒子間の間隙と土粒子内の間隙に区分でき，風化が進むにつれて土粒子内の間隙が増加していき，その中に水が侵入するため，残留サクション時の体積含水率が増加すると考えられる。

3) 風化花崗岩の土粒子内の間隙径はラリオノフの提唱している 0.02 mm 程度以下と推定され，その体積含水率 θcr は残留サクション時の体積含水率 θr と同等と見なせる。また，0.02 mm 程度以下の体積含水率 θcr は強熱減量とよい相関があり，強熱減量から推定可能である。また，Sr=100%のときの体積含水率 θs も強熱減量と良い相関がある。

4) van Genuchten 式を用いて，強熱減量から不飽和水理特性を推定できる可能性を示したが，地表付近の強熱減量の大きなところでは，その精度には改善の余地があり，今後のデータの蓄積を要する。

本論文では，不撹乱まさ土の不飽和水理特性を風化とそれに伴う土構造の変化から明らかにすることを試みた。その結果，現地の土層断面の不飽和水理特性を推定する場合，風化度の指標である強熱減量を用いて推定できる可能性を示した。このことは，不撹乱試料の採取が困難で，かつ不均質に風化度が深さ方向に連続的に変化するまさ土（風化花崗岩）の斜面において，代表的ないくつかの不撹乱サンプルを用いて不飽和水理特性試験を実施すれば，風化度の異なる土層の不飽和水理特性は，強熱減量を尺度として補間することが可能となり，豪雨時の斜面崩壊の安定性の検討に有効に利用できるものと考えられる。

謝辞

本論文のとりまとめに当っては株式会社ダイヤコンサルタントの鏡原聖史氏の協力を得た。ここに謝意を表します。

参　考　文　献

1) Sasaki, S., Nishida, K. and Araki, S.: Soil fabric undisturbed decomposed granite and unsaturated permeability characteristics, Proceedings of the International symposium problematic soils, pp.391-394, 1998.
2) Sasaki, S., Nishida, K. and Araki, S.: Seepage characteristics of decomposed granite soil slope during rainfall, Proceedings of the international symposium on slope stability, pp.423-428, 1999.
3) 松尾新一郎，榎本武明：マサ土の土粒子破砕に伴う透水性低下について，土質工学会論文報告集，Vol.17, No.4, pp.87-97, 1977.
4) 西田一彦，青山千彰：花崗岩風化層の間隙径分布と水分吸着特性について，応用地質，Vol.20, No1, pp.3-12, 1979.
5) Araki, S., Nishida, K. and Sasaki, S.: Porestructure and hydraulic conductivity characteristics of undisturbed decomposed decomposed granite soil, Pro.the 2nd Asian conf.unsurturated soil, pp.339-345, 2003.
6) 楠田啓，西山孝，西田一彦：花崗岩の風化に伴う微小割れ目の形成と間隙の発達について，土質工学会論文集，Vol.32, No.2, pp.169-175, 1992.
7) 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説 第1回改訂版，pp. 764, 2000.
8) 西田一彦，青山千彰：乱さない不飽和まさ土のせん断強度特性，土と基礎，vol29, NO.6, pp.35-40, 1981.
9) Matsuo, S., Nishida, K. and Sasaki, S.: Phisical puroperties of soil particles and their effect on hydraulic conductivity of unsurturated decomposed granite soil, Soils and Foundations, vol.21, No.4, pp.1-12, 1981.
10) 河野伊一郎，西垣誠：不飽和砂質上の浸透特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第307号，pp.59-69, 1981.
11) アーカー・ラリオノフ(松尾新一郎訳)：土の構造，山海堂，pp.134-144, 270-275, 1973.
12) van Genuchten: A closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil, Jounal of Soil Science America, Vol.44, pp.892-898, 1980.

（2010. 7. 29　受付）

Hydraulic conductivity of unsaturated decomposed granite soil with reference to the degree of weathering

Shigeyuki ARAKI[1], Satoru SHIBUYA[2], Tatuaki NISHIGATA[3], Kazuhiko NISHIDA[4] and Seiichi SASAKI[5]

1 Dia Consultants, Co, Ltd, also Graduate Student, Kobe University
2 Graduate School of Civil Engineering, Kobe University
3 Department of Civil and Environmental Engineering, Kansai University
4 Department of Civil and Environmental Engineering, Kansai University
5 Department of Environmental and Civil Engineering, Wakayama National College of Technology

Abstract

The hydraulic conductivity of disturbed sample is employed for engineering problems of geo-structures made of decomposed granite soil. The hydraulic conductivity of the undisturbed sample is needed for seepage and failure problems associated with natural slopes. The hydraulic conductivity of in-situ slopes differs from that of the compacted sample due mainly to the different structure. However the research into the seepage characteristics of undisturbed decomposed granite soil is scarce. In this study, a series of laboratory tests were carried out in order to manifest the suction-water characteristic curve and the hydraulic conductivity with reference to the soil structure affected by the degree of weathering.

Key words: Slope failure, Undisturbed decomposed granite soil, Unsaturated soil, Hydraulic conductivity