

## 締め固めたベントナイトの膨潤圧と透水係数の室内試験による評価上の留意点

田中幸久\*1 渡邊保貴\*1

本論文では、放射性廃棄物処分において放射性核種の移行を抑止するためなどの理由により用いられる締め固められたベントナイトの膨潤圧と透水係数を室内試験により測定する際、また数値解析に用いるためにモデル化する際の留意点を述べた。締め固めたベントナイトの膨潤圧に関しては、既提案の吸水膨潤時の応力・ひずみモデルにより、膨潤圧試験装置の軸方向剛性、供試体高さ、初期飽和度の影響を表すことが可能であること、拡散二重層理論に基づく平衡膨潤圧モデルを用いる場合には、層間距離の設定に留意する必要があることを述べた。透水試験に関しては、土粒子密度の変動が大きい試料の飽和度計算には、土粒子密度の設定精度が影響することを示すとともに、土粒子密度の設定が不要な B 値の剛壁透水試験装置における測定方法を示した。また、乱さない試料に対して柔壁透水試験装置を用いる場合において、供試体密度とセル圧が過大とならないための装置上の新しい工夫の例を示した。

**Keywords:** ベントナイト, 膨潤圧, 透水係数, 室内試験, 評価, モデル化, 留意点

Compacted bentonite and bentonite-based materials with low hydraulic conductivity will be used as engineered barriers to inhibit the migration of radioactive nuclides. In this paper, the points of attention for conducting swelling pressure tests and hydraulic conductivity tests of compacted bentonite in the laboratory and for modelling the test results are described. It was found that the swelling pressure test results of compacted bentonite, which are affected by several factors, such as the stiffness of the test cell, the height of the specimen, and the initial degree of saturation, can be numerically simulated using the numerical model proposed previously. It was also found that evaluating the equilibrium swelling pressure by the diffusion double layer theory, it is necessary to pay attention to the setting of the interlamellar distance. As for the hydraulic conductivity test, measurement method of B-value in the rigid wall permeability testing apparatus was proposed because it is difficult to calculate saturation of samples with large fluctuations in soil particle density. Furthermore, in the case of using a flexible wall permeability test apparatus for undisturbed samples, an example of a new contrivance for preventing the specimen density and the cell pressure from becoming excessively large was shown.

**Keywords:** bentonite, swelling pressure, permeability, evaluation, modelling, notabilia

## 1. はじめに

放射性廃棄物処分においては、放射性核種の移行を抑止するためなどの理由により締め固められたベントナイトが用いられる。性能評価上ベントナイトに求められる性質は主に低透水性である。また、低透水性を確実にする性質として膨潤性は重要な特性である。

ベントナイトの膨潤圧は過大であれば周辺施設に力学的な影響を及ぼす可能性があり、過小であれば飽和後の低透水性を確保することに支障が生じる可能性がある。ところが、現存のベントナイトの膨潤圧のデータにはベントナイトの種類と乾燥密度が同一でもばらつきがあることが報告されている[1-3]。これは、膨潤圧の試験法に関する基準が存在しないため、測定する際のよりどころがないことがその一因と考えられる。さらに、数値シミュレーションを行う上で吸水膨潤時の応力・ひずみモデルが必要であるが、そのモデルによる解析結果の信頼性は、実測データの信頼性に大きく依存しているため、数値解析結果にも影響を及ぼし、合理的な設計をする上での不確実性を高めている。

膨潤圧試験結果のばらつきの原因は膨潤圧の試験法の違いである可能性があるため、電力中央研究所 (CRIEPI) と日本原子力研究開発機構 (JAEA) は、膨潤圧を含むベントナイトの特性に対する室内試験法の標準化を目指した共同研究を実施し、ベントナイトの平衡膨潤圧 (吸水に伴って発生するベントナイトの膨潤圧であり、十分時間を経過して一定値に達したもの) に及ぼす要因を分析し、いくつか

の要因を抽出した[1-3]。本論文では、まず、膨潤圧試験結果に及ぼす各試験条件の影響を実際の測定結果と既提案の吸水膨潤時の応力・ひずみモデルによる計算結果[8]を紹介しながら説明する。さらに、平衡膨潤圧を対象とした既往のモデルの問題点について述べる。最後に平衡膨潤圧に及ぼす塩水の影響を考慮する方法についても述べる。

一方、締め固めたベントナイトまたは締め固めたベントナイト混合土の透水係数に関しては、基本的には地盤工学会基準である低透水性材料の透水試験方法 (JGS 0312-2018) [4] (以下、「JGS の基準」と略称する) としてまとめられている方法によれば良い。本論文では、供試体の飽和の判定方法などに関して JGS の基準に詳述されていない留意点について述べるとともに、乱さない試料に対する透水試験装置上の新しい工夫の例を示す。

本論文で述べる内容はいずれも基礎的な内容であるが、これらはいずれも施設の設計や安全性の評価に広範な影響を及ぼす可能性があるため、十分に考慮されなければならない。

なお、本論文におけるクニゲル V1 は、クニミネ工業 (株) の製品の名称であり、市販されている。クニゲル V1 の基本的な特性は文献[1-3]に示されている。

## 2. 膨潤圧の評価

## 2.1 実測結果と吸水膨潤時の応力・ひずみモデルによる数値シミュレーション

## 2.1.1 各種膨潤圧試験装置により測定された膨潤圧

膨潤圧試験装置は、規格化されていないため、さまざまな種類のものが使用されている。ここでは、試験装置の構造や機能から代表的なものとして Fig.1~Fig.4 の 4 種類の膨潤圧試験装置を選び、それらによる試験結果を比較する。

The points of attention for evaluating swelling pressure and hydraulic conductivity of compacted bentonite by laboratory tests by Yukihisa TANAKA (yfe19627@nifty.com) and Yasutaka WATANABE

\*1 一般財団法人 電力中央研究所

Central Research Institute of Electric Power Industry

〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646

(Received 29 January 2019; accepted 11 April 2019)

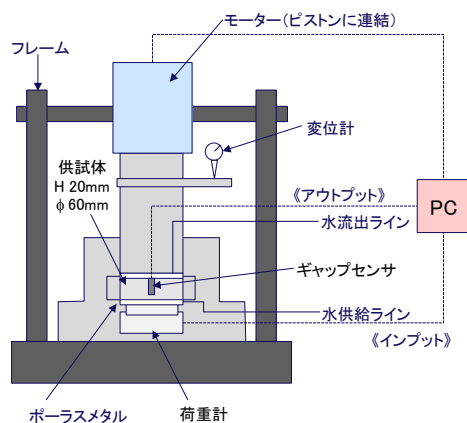


Fig.1 Type A testing apparatus for swelling pressure measurement (Watanabe and Tanaka, 2014)

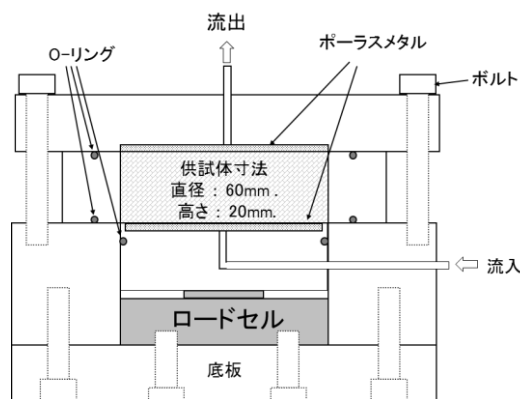


Fig.2 Type B testing apparatus for swelling pressure measurement (Tanaka and Watanabe, 2019)

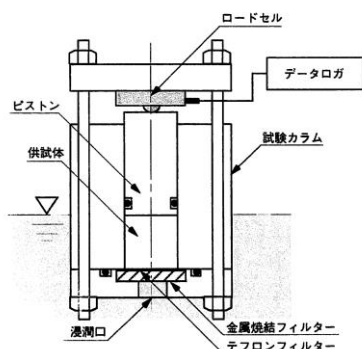


Fig.3 Type C testing apparatus for swelling pressure measurement (Suzuki and Fujita, 1999)

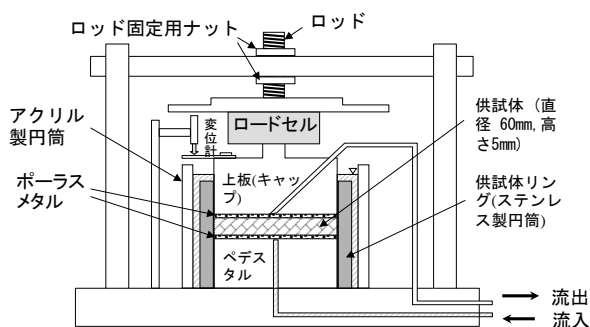


Fig.4 Type D testing apparatus for swelling pressure measurement (Tanaka et al., 2019)

Fig.1～Fig.4 の 4 種類の膨潤圧試験装置を本論文では、それぞれ、試験装置 A、試験装置 B、試験装置 C、試験装置 D と称することとする。

Fig.1 に示す試験装置 A は、供試体に発生する膨潤圧による供試体の軸方向変形を  $0.1 \mu\text{m}$  の精度で制御することが可能である[5-7]。また、ロードセルが試験容器の内側に固定されており、ロードセルと供試体の間にはポーラスメタルが設置されている。

Fig.2 に示す試験装置 B では、ロードセルが試験容器の内側にネジで固定されており、ロードセルと供試体の間にはペデスタルとポーラスメタルが設置されている[8]。容器の軸方向変形性  $D_a$  は、直接的には測定されていないが、Fig.5 にプロットした乾燥密度  $1.4 \text{ Mg/m}^3$  ならびに  $1.6 \text{ Mg/m}^3$  における実測平衡膨潤圧が後述する等価軸方向剛性を  $37,000 \text{ MPa}$  ( $D_a = 5.405 \times 10^{-7} \text{ m/MPa}$ ) に設定した試験装置 A による実測結果にほぼ一致していることから、容器の剛性は大きいと判断される。

Fig.3 に示す試験装置 C では、ロードセルが試験容器の外側に設置されている。また、ロードセルと供試体の間にはピストンが設置されている[9]。容器の軸方向変形性  $D_a$  は、直接的には測定されていないが、後述するように、 $D_a = 1.157 \times 10^{-4} \text{ m/MPa}$  としたシミュレーション計算結果と実測値との一致度が高い。

Fig.4 に示す試験装置 D では、Fig.3 に示す試験装置 C と

同様にロードセルが試験容器の外側に設置されており、供試体とロードセルの間には上板とポーラスメタルが設置されている。また、試験装置 A, B, C の供試体高さが  $20 \text{ mm}$  であるのに対して、Fig.4 の試験装置では、 $5 \text{ mm}$  である[8]。容器の変形性は実測されており、 $D_a = 1.051 \times 10^{-4} \text{ m/MPa}$  であった。

Fig.5 は、それぞれ試験装置 A, B, C, D によって得られた平衡膨潤圧と乾燥密度の関係を片対数グラフで示したものである。試料はクニゲル V1 である。また、モンモリロナイト含有率は  $50\% \sim 55\%$ 、初期含水比は  $7.4\% \sim 11.2\%$  であり差は大きくない。Fig.5 を見ればわかるように、試験装置 A と B で測定した平衡膨潤圧は、乾燥密度  $1.6 \text{ Mg/m}^3$  以下では、互いにほぼ一致しており、試験装置 C ならびに D により測定した平衡膨潤圧より大きい。乾燥密度が大きくなるほど試験装置 A または B と試験装置 C または D で測定した平衡膨潤圧の差は大きくなり、 $1.8 \text{ Mg/m}^3$  における試験装置 A による平衡膨潤圧は、試験装置 C の 2.5 倍以上、試験装置 D の 5 倍以上大きい。

Fig.5 には、吸水膨潤時の応力・ひずみモデルを用いて等価軸方向剛性を考慮した数値シミュレーションの結果[8]も示されている。この応力・ひずみモデルは、膨潤圧試験装置の軸方向の剛性が膨潤圧に及ぼす影響を考慮できるとともに吸水膨潤に伴う膨潤圧の経時変化を計算することが可能である。詳しくは、文献[8]を参照されたい。Fig.5 に

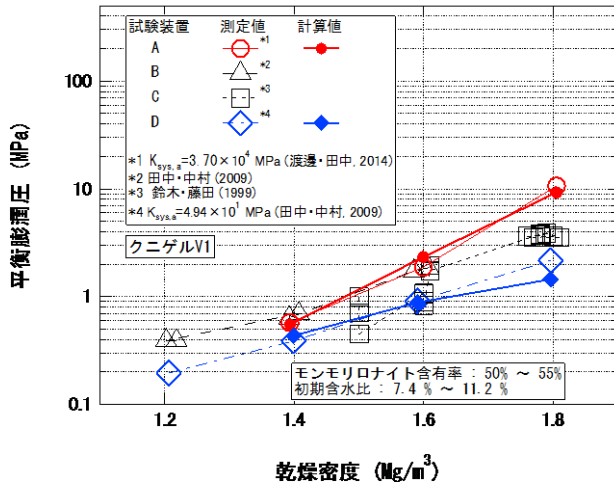


Fig.5 Relationship between dry density and equilibrium swelling pressure measured by several apparatuses

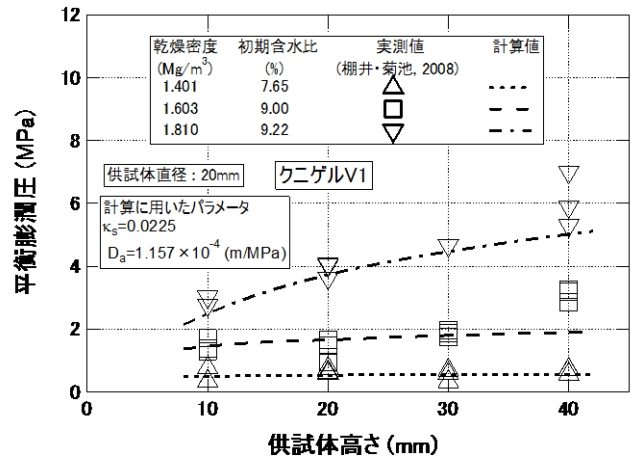


Fig.6 Relationship between height of specimen and equilibrium swelling pressure

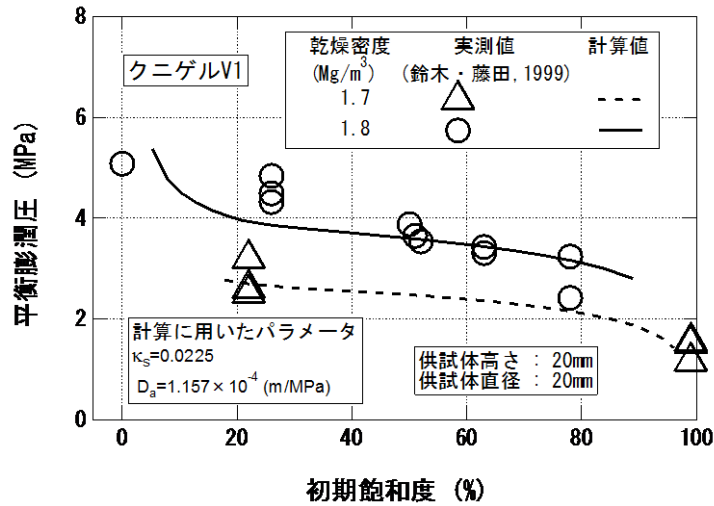
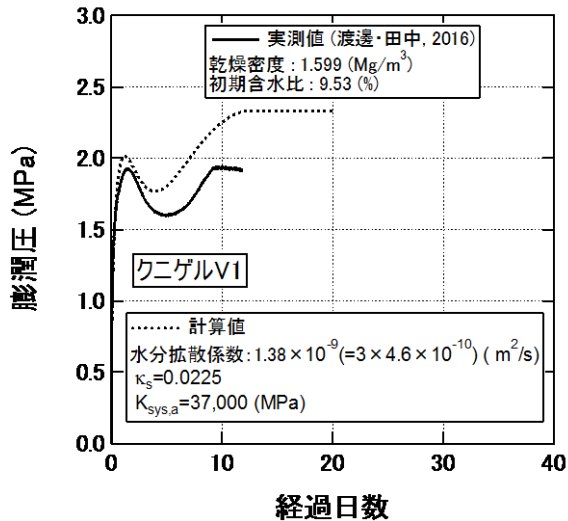
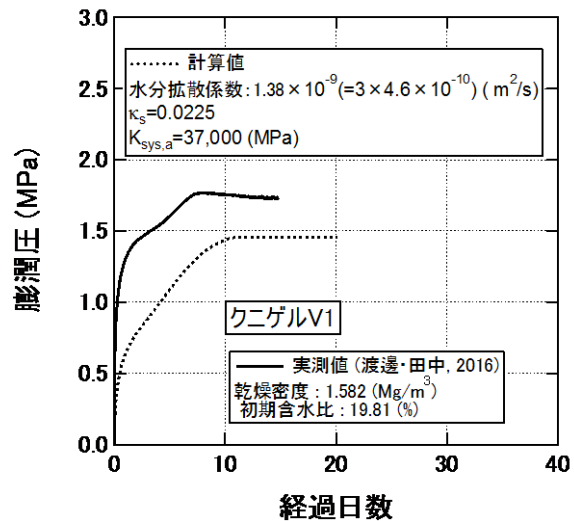


Fig.7 Effect of initial water saturation on equilibrium swelling pressure



(a) Dry density of bentonite is 1.599 (Mg/m³)



(b) Dry density of bentonite is 1.582 (Mg/m³)

Fig.8 Numerical simulation of time histories of swelling pressure measured by Testing apparatus A

示すようにこの応力・ひずみモデルによれば、供試体高さ  $h$  を容器の軸方向変形性  $D_a$  で除した等価軸方向剛性  $K_{sys,a}$  ( $=h/D_a$ ) を大きく (37,000 MPa) 設定した試験装置 A の結果

と  $K_{sys,a}$  の値が小さい (49.36 MPa) 試験装置 D の結果の違いが説明できている。

### 2.1.2 平衡膨潤圧の測定結果に及ぼす供試体高さの影響

Fig.6 は、平衡膨潤圧に及ぼす供試体高さの影響を供試体密度ごとに示したものである[10]。Fig.6 中には吸水膨潤時の応力・ひずみモデルによる計算結果も示されている。図中の□ならびに▽で表されるそれぞれ、平均乾燥密度が  $1.603 \text{ Mg/m}^3$ ,  $1.810 \text{ Mg/m}^3$  の場合、供試体高さの増大とともに平衡膨潤圧が増大している。これは、試験装置が一定であるので、容器の軸方向変形性  $D_a$  が一定であるが、供試体高さ  $h$  が増大することにより等価軸方向剛性  $K_{sys,a}$  ( $=h/D_a$ ) が増大するためである。数値シミュレーションの結果もそうした傾向をうまく説明できている[8]。

一方、Fig.6 中で△で表される平均乾燥密度が  $1.401 \text{ Mg/m}^3$  のデータは、平衡膨潤圧に及ぼす供試体高さの影響が見られない。平均乾燥密度が  $1.401 \text{ Mg/m}^3$  のデータは、平衡膨潤圧に及ぼす供試体高さの影響が見られない。これは、低密度であることにより、供試体の軸方向剛性が小さく、試験容器の等価軸方向剛性の供試体の軸方向剛性に対する比が大きかったためである[8]。

### 2.1.3 平衡膨潤圧の測定結果に及ぼす初期飽和度の影響

Fig.7 は、Fig.3 に示す試験装置 C を用いて有効粘土密度  $1.7 \text{ Mg/m}^3$  ならびに  $1.8 \text{ Mg/m}^3$  のクニゲル V1 に対して実施した試験結果である[9]。初期飽和度が大きいほど飽和後の膨潤圧は小さいことがわかる。Fig.6 の場合と同様に  $D_a=1.157 \times 10^{-4} \text{ m/MPa}$  として、数値シミュレーションを行った結果を Fig.7 中の実線と破線に示す。いずれの場合も計算結果は実験結果と同様に初期水飽和度の増大に伴って平衡膨潤圧が減少する傾向を再現できている。

### 2.1.4 吸水過程における膨潤圧の経時変化

吸水膨潤時の応力・ひずみモデルによれば、平衡膨潤圧のみならず、吸水過程における膨潤圧の経時変化を計算することができる[8]。Fig.8 は、実験結果を既に提案されている応力・ひずみモデル[8]による数値シミュレーション結果を比較したものである。いずれの場合も、膨潤圧の経時変化を表す曲線の特徴的な形状を表すことができています。

ところで、不飽和なベントナイトに対して適用した例がある応力・ひずみモデルとしては、Barcelona Basic モデル (BBM) [11], Barcelona Expansive モデル (BExM) [12], Guimarães らによるモデル[13]がある。これらはいずれも不飽和土に対する弾塑性モデルであり、吸水過程における膨潤圧の経時変化をシミュレートすることも可能であると思われるが、具体的な膨潤圧の計算方法ならびに実測結果との比較はいずれの論文にも記載されていない。

## 2.2 既往の平衡膨潤圧モデルによる評価の問題点

2.1 で述べたように吸水膨潤時の応力・ひずみモデルにより容器の軸方向剛性、供試体高さ、初期含水比の違いによる吸水膨潤時の挙動を表現できる[8]。一方、飽和時の平衡膨潤圧を求めるためのモデルが既に提案されている。

一般に、力学的な問題において地盤材料の応力・ひずみ関係をモデル化する意味は、原地盤における地盤材料の初期条件、応力条件、境界条件などが変動するなど、多様であるため、原地盤における条件を忠実に再現した実験条件の下で室内実験を行うことが困難であるためである。その

ため、室内実験は代表的な実験条件で行い、原地盤における条件の変動や多様性は、モデルによる数値シミュレーションで検討されることが多い。このことは、地盤の液状化の問題における室内液状化実験、液状化を考慮し得る応力・ひずみモデルならびにその応力・ひずみモデルを用いた数値シミュレーションの関係についてもあてはまる。

2.1 において示した吸水膨潤時の応力・ひずみモデル[8]は、初期飽和度や周辺地盤の剛性を考慮できるため、代表的な実験条件で行われる膨潤圧試験結果に及ぼす原地盤における初期条件、境界条件の変動や多様性の一部を補うことができる。それに対して、本節で述べる平衡膨潤圧モデルは、供試体の飽和を前提にしているため初期飽和度の影響を考慮できず、容器の剛性の影響も考慮できないため周辺地盤の剛性を考慮できないなど、原地盤における条件の変動や多様性を一部考慮することが困難である。

2.1 における数値シミュレーションで用いたモデル[8]では、高密度においては、平衡膨潤圧が溶液の塩分濃度の影響をほとんど受けないことを考慮して、高密度における膨潤圧はサクシンの減少により発生すると考えている[8]。一方、低密度の場合には、平衡膨潤圧が溶液の塩分濃度により明瞭に低下することから、低密度における膨潤圧は浸透圧により発生するとしている[8]。この考え方に従えば、本節で述べる内容は、低密度で膨潤圧は浸透圧により発生する場合を対象としていることとなる。

浸透圧による膨潤圧のモデルには、2.2.1 で述べる拡散 2 重層理論に基づくモデルのほか熱力学理論に基づくモデル[14-17]がある。しかし、いずれの浸透圧による膨潤圧のモデルも土の骨格の剛性を考慮していないため、2.1 で述べた平衡膨潤圧に及ぼす膨潤圧試験装置の剛性の影響ならびに供試体高さの影響を表すことができない。

### 2.2.1 拡散二重層理論に基づくモデル

Bolt によれば、1 組の陽イオン、陰イオンのみ存在する場合の膨潤圧は次式で表される[18]。

$$P_s = R \cdot T \cdot (c_c + c_a - c_0^+ - c_0^-) \quad (1)$$

ここで、 $c_c, c_a$  : それぞれ層間中心における陽イオン、陰イオン濃度、 $c_0^+, c_0^-$  : 外部溶液におけるそれぞれ陽イオン、陰イオン濃度

ベントナイトの主成分であるモンモリロナイトをはじめ、粘土粒子は一般に負に帯電しており、間隙水中の陽イオンを電気的な引力により引き付ける。土粒子表面では陽イオンが吸着され Stern 層という固定層を形成するが、粘土粒子の負の電荷は固定層内の陽イオンのみでは中和されず、固定層の外側に土粒子の負電荷と釣り合う陽イオンとわずかな陰イオンからなる拡散イオン層が形成される。固定層と拡散イオン層を合わせて拡散二重層と呼ぶ。以上は、地盤工学用語辞典[19]の「イオン」ならびに「微細粒子の引力」の項を参考に記述した。

ベントナイト中に含まれている Na 型モンモリロナイト粒子の間隔(層間距離)が小さい場合には、式(1)中の層間の陽イオン濃度  $c_c$  が高まり、層間外の外部間隙水中のイオン濃度との差(正しくは全ポテンシャルの差)により浸透

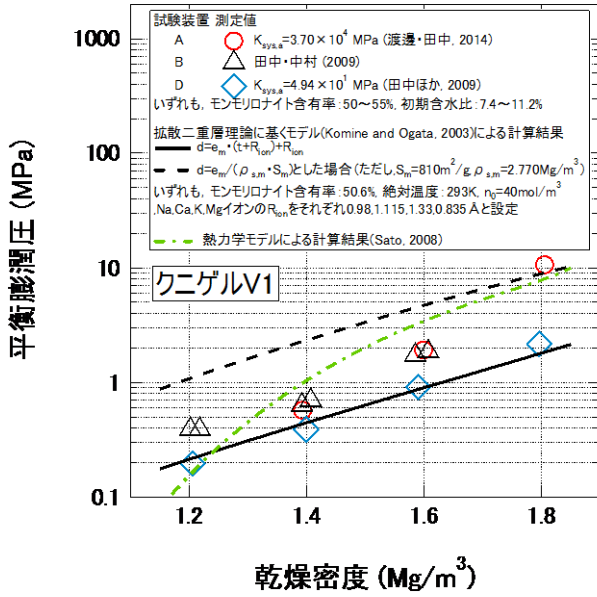


Fig.9 Comparison of measured values of equilibrium swelling pressure with calculated values based on diffuse double layer theory and thermodynamics

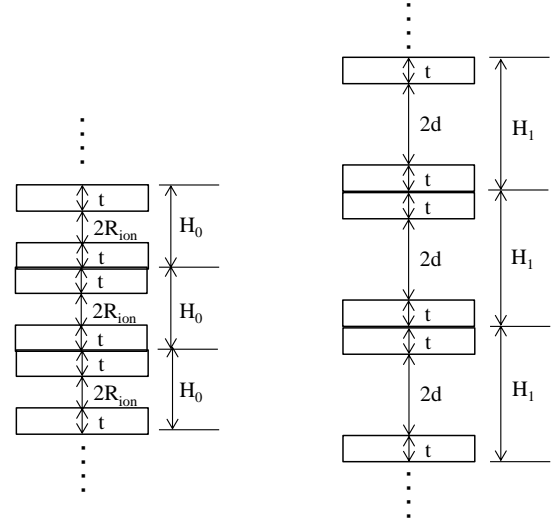
圧が生じる。供試体の変位が固定されている場合にはその浸透圧が膨潤圧として計測される。拡散層内のポテンシャル分布を理論的に定め、それに基づいて平衡膨潤圧を求めるモデルをここでは拡散二重層理論に基づくモデルと呼ぶことにする。

拡散二重層理論に基づくモデルによりベントナイトの平衡膨潤圧を求めた研究としては、Komine と Ogata の研究 [20-22], Tripathy らの研究 [23] があるが、いずれの研究でも層間のポテンシャル分布を Gouy-Chapman による拡散二重層理論に基づいて定めている。ちなみに、Gouy-Chapman による拡散二重層理論は、平衡膨潤圧に対して用いられる以前より、粘土の圧縮性の評価に用いられている [24]。

Gouy-Chapman による拡散二重層理論を用いる場合には、層間距離を仮定する必要があるが、締め固めたベントナイトの微視的構造は複雑である [25] ため、層間距離の仮定によっては平衡膨潤圧に大きな推定誤差を生じる可能性がある。以下にこのことについて述べる。

Komine と Ogata は、拡散二重層内のポテンシャル分布を Gouy-Chapman 理論から求めて、モンモリロナイト結晶間の反発力を求めるとともに、ファンデルワールス引力を考慮して各種ベントナイトの膨潤圧を計算する具体的な方法を示した [20-22]。

Komine と Ogata による計算方法 [21] によって計算した結果と膨潤圧試験装置 A, D により実測した平衡膨潤圧を比較したものが Fig.9 である。図中の実線は、文献 [21] に記載されている方法による計算結果である。等価軸方向剛性が小さい膨潤圧試験装置 D による実験結果とよく一致しているが、大きな等価軸方向剛性の試験装置 A ならびに等価軸方向剛性が比較的大きいと考えられる試験装置 B より小さい。膨潤圧は、供試体の体積が一定の下で発生する応力なので、計算結果は本来、等価軸方向剛性が十分に大きい膨



(a) Before swelling

(b) After swelling

Fig.10 Microscopic laminated structure of compacted montmorillonite based on the concept by Komine and Ogata (2003)

潤圧試験装置の結果に一致すべきである。そこで、Komine と Ogata による計算方法 [21] について、式の誘導過程の妥当性を検討した。

Komine と Ogata による計算方法においては、モンモリロナイトの膨潤によって生じる体積ひずみ  $\varepsilon_{sv}^*$  は次式で表されるとしている [21]。なお、Komine と Ogata による計算方法においては、締め固めたモンモリロナイトの微視的構造として Fig.10(a), Fig.10(b) に示される構造を仮定していると思われる。

$$H_0 = 2t + 2R_{ion} \quad (2)$$

$$H_1 = 2t + 2d \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sv}^* (\%) = \frac{H_1 - H_0}{H_0} \times 100 = \frac{d - R_{ion}}{t + R_{ion}} \times 100 \quad (4)$$

$$d = \frac{\varepsilon_{sv}^* (\%)}{100} \cdot (t + R_{ion}) + R_{ion} \quad (5)$$

ここで、 $d$ : 結晶層間距離の半分、 $t$ : モンモリロナイト結晶の厚さ、 $R_{ion}$ : モンモリロナイト結晶層間中の陽イオンの非水和半径、 $\varepsilon_{sv}^*$ : モンモリロナイトの膨潤体積ひずみ(%),  $H_0, H_1$ : それぞれ Fig.10(a), Fig.10(b) 参照。

モンモリロナイト単体の膨潤圧試験の場合、以下の式が成り立つ。

$$\frac{\varepsilon_{sv}^* (\%)}{100} = e_m \quad (6)$$

ここで、 $e_m$ : 有効モンモリロナイト間隙比



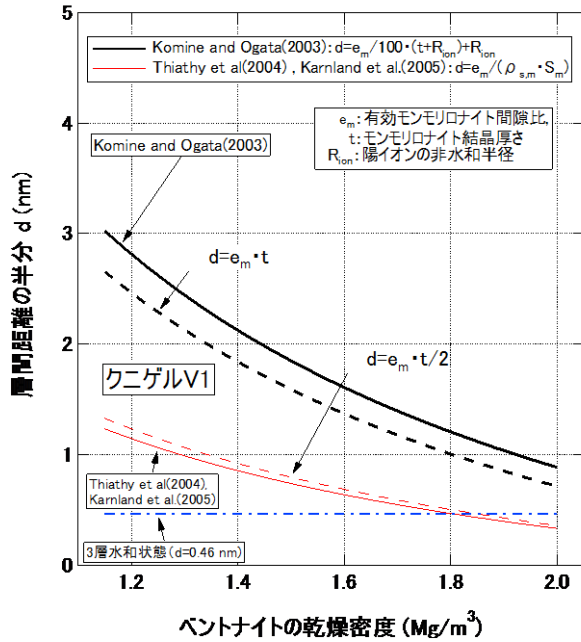


Fig.11 Relationship between half interlamellar distance and dry density for each assumed microscopic structure

式(6)を式(5)に代入すると次式が得られる。

$$d = e_m \cdot (t + R_{ion}) + R_{ion} \quad (7)$$

$t = 0.96 \text{ nm}$  とし,  $R_{ion}$  を Na イオンの非水半径である  $0.098 \text{ nm}$  とした場合の式(7)による  $d$  と  $e_m$  の関係を Fig.11 中に示す。

一方, Tripathy ら[23]は,  $e$  と  $d$  の関係は次式で表されるとして拡散二重層理論に基づきベントナイトの平衡膨潤圧の計算式を提案している。また, Mitchell[18]も膨潤圧の計算式を誘導する際, 次式を用いている。

$$d = e_m / (\rho_{s,m} \cdot S_m) \quad (8)$$

ここで,  $\rho_{s,m}$ : モンモリロナイトの土粒子密度,  $S_m$ : モンモリロナイトの比表面積

Shidharan と Jayadeva も,  $e$  と  $d$  の関係が式(8)で表されるとして粘土の圧縮性を表した[24]。

Karnland らは,  $d$  は次式で表されるとしている[26]。

$$d = V_{w,m} / A_m \quad (9)$$

ここで,  $V_{w,m}$ : 全間隙水の体積,  $A_m$ : モンモリロナイトの全表面積

$V_{w,m}$ ,  $A_m$  は次のように書き換えられる。

$$V_{w,m} = V_{v,m} = e_m \cdot V_{s,m} \quad (10)$$

$$A_m = W_{d,m} \cdot S_m = \rho_{s,m} \cdot V_{s,m} \cdot S_m \quad (11)$$

ここで,  $V_{v,m}$ : モンモリロナイトの全間隙体積,  $W_{d,m}$ : モンモリロナイトの全乾燥質量,  $V_{s,m}$ : モンモリロナイト土粒子の全体積

式(10), 式(11)を式(9)へ代入した式は式(8)と一致する。つまり, 式(8)と式(9)は同一の式である。

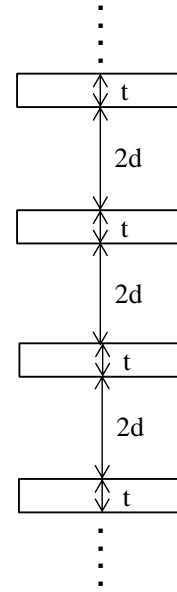


Fig.12 Assumption on the microscopic structure of compacted montmorillonite

$S_m = 810 \text{ m}^2/\text{g}$ ,  $\rho_{s,m} = 2.770 \text{ Mg/m}^3$  とした場合の式(8)による  $d$  と  $e_m$  の関係も Fig.11 中に示されている。

ところで, モンモリロナイトの微視的構造として, Fig.12 を仮定した場合, 層間距離の 1/2 である  $d$  と有効モンモリロナイト間隙比  $e_m$  との関係は, 次式で表される。

$$d = e_m \cdot t / 2 \quad (12)$$

それに対して, 式(7)において,  $R_{ion} = 0$  とした場合の関係は次式で表される。

$$d = e_m \cdot t \quad (13)$$

$t = 0.96 \text{ nm}$  とした式(12)ならびに式(13)で表される関係も Fig.11 中に示されている。式(7)による関係は, 式(13)による関係に近いことがわかる。一方, 式(8)で表される関係は, 式(12)で表される関係に近いことがわかる。こうした微視的構造の設定の相違が膨潤圧の計算式の相違となることは, 既往の文献でも既に指摘されている[27]。

前述した Komine と Ogata の方法[21]による計算結果は, 膨潤圧試験装置 D による結果と一致度が高い。しかし, 前述したように膨潤圧試験装置 D は, 等価軸方向剛性が小さいため, 平衡膨潤圧の実測値を過小評価している。それにもかかわらず, Komine と Ogata の方法による計算結果と膨潤圧試験装置 D による実験結果との一致度が高い理由は, 式(7)という式(13)に近い関係を仮定することで,  $d$  を過大評価し, 平衡膨潤圧を過小評価している可能性がある。そこで, Komine と Ogata の方法において, 式(8)で  $d$  を評価して平衡膨潤圧と乾燥密度の関係を求めたものも Fig.9 中に示す。式(8)を用いた場合の計算結果は, 乾燥密度  $1.8 \text{ Mg/m}^3$  付近では実測値に値に近いが, 乾燥密度  $1.6 \text{ Mg/m}^3$  以下では実測値の 2 倍以上大きい。乾燥密度  $1.8 \text{ Mg/m}^3$  付近ならびに乾燥密度  $1.6 \text{ Mg/m}^3$  付近の平衡膨潤圧は, サク

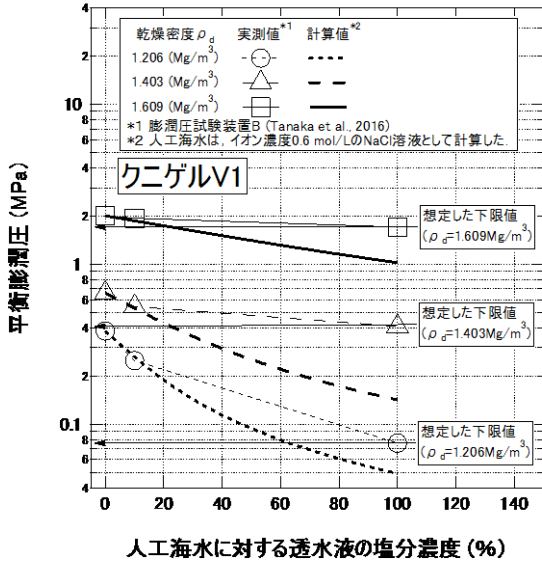


Fig.13 Influence of salt concentration of permeate on equilibrium swelling pressure

シヨンの減少によって発生すると考えられるため、そもそも拡散二重層理論では表すことができない[8]。一方、乾燥密度  $1.2 \text{ Mg/m}^3$  付近ならびに乾燥密度  $1.4 \text{ Mg/m}^3$  付近の平衡膨潤圧は浸透圧によるものと考えられる[8]ため、本来は拡散二重層理論に基づくモデルで表すことが可能であると思われる。それにもかかわらず、計算値と実測値の一致度が低い理由のひとつは、 $e_m$  から  $d$  を適切に推定することが困難であることによると思われる。

以上により拡散二重層理論により平衡膨潤圧を評価するのであれば、浸透圧による膨潤圧が発揮される低密度のベントナイトを対象として、十分に大きな等価軸方向剛性を有する膨潤圧試験装置による測定結果に一致させるように  $e_m$  と  $d$  の関係を実験結果から逆算するなどの工夫をする必要があると思われる。

### 2.2.2 熱力学理論に基づくモデル

このモデルでは、平衡膨潤圧は次式により計算される[14]。

$$P_s = -\frac{R \cdot T}{\bar{V}_w} \cdot \ln \frac{p}{p_e} \quad (14)$$

ここで、 $p$ 、 $p_e$ ：それぞれ粘土に吸着された水、外部水の蒸気圧、 $\bar{V}_w$ ：1 モル当たりの水の体積、 $R$ ：ガス定数、 $T$ ：絶対温度

熱力学理論に基づくモデルによるクニゲル V1 の平衡膨潤圧の計算結果[16]を Fig.9 中に示す。熱力学理論に基づくモデルによる計算結果は、拡散二重層理論による計算結果に比べると等価軸方向剛性が大きいと思われる試験装置 A または B による実験結果に近いが、精度向上の余地が残されているように思われる。また、式(14)において平衡膨潤圧に及ぼす等価軸方向剛性の影響を避けるため、粘土に吸着された水の蒸気圧は十分に大きな等価軸方向剛性を有する装置で測定する必要があると思われる。

### 2.2.3 平衡膨潤圧への塩水影響の評価

塩などの電解質を含む水溶液に浸漬した低密度で締め固めた Na 型ベントナイトの平衡膨潤圧は、電解質を含まない水溶液の場合の平衡膨潤圧より小さくなることが知られている[26, 28]。拡散二重層理論に基づくモデルであれば、拡散層から十分に離れた位置におけるイオン濃度を電解質の濃度に応じて増大させることにより、平衡膨潤圧が減少する現象を表現することができる[29]。しかし、2.1 で用いた吸水膨潤時の応力・ひずみモデルでは、拡散二重層理論を用いていないため、このままでは同様な方法で塩などの電解質を含む水溶液による影響を考慮することはできない。

Karnland らは、Donnan 平衡の条件と電荷の釣り合い条件を考慮することにより、締め固めた MX80 ベントナイトの平衡膨潤圧の NaCl 溶液による低下を表した[26]。ここでは、Karnland らによる方法をそのまま締め固めたクニゲル V1 に対して適用した結果を述べる。

Donnan 平衡の条件を考慮することにより、半透膜を挟んで両側にイオン濃度が異なる電解質が存在する場合の平衡状態における半透膜の両側のイオン濃度を求めることができる。この条件は、電荷を有する土粒子を、半透膜を透過できない大きなイオンに置き換えて考えることにより、土塊の内外における濃度の違いを求めることに適用することができる[18]。

土塊が初期に接していたイオン交換水が塩水に代る場合を考える。塩水に接した状態においては、Donnan 平衡により次式が成り立つ。

$$\{Na_{cc}^+\} + \{Na_{ie}^+\} \cdot \{Cl_{ie}^-\} = \{Na_e^+\} \cdot \{Cl_e^-\} \quad (15)$$

ここで、

$\{Na_{cc}^+\}$ ：初期における土塊中の電荷補償イオン濃度

$\{Na_{ie}^+\}$ 、 $\{Cl_{ie}^-\}$ ：NaCl 溶液に接することにより土塊中入り

込んだそれぞれ Na イオン、Cl イオン濃度

$\{Na_e^+\}$ 、 $\{Cl_e^-\}$ ：土塊に接する NaCl 溶液中のそれぞれ Na

イオン、Cl イオン濃度

電氣的な釣り合いを考慮すると次式が成り立つ。

$$\{Na_{ie}^+\} = \{Cl_{ie}^-\} \quad (16)$$

$$\{Na_e^+\} = \{Cl_e^-\} \quad (17)$$

式(16)、式(17)を式(15)に代入すると次式が得られる。

$$\{Na_{cc}^+\} + \{Na_{ie}^+\} \cdot \{Na_{ie}^+\} = \{Na_e^+\}^2 \quad (18)$$

式(18)を解き、 $\{Na_{ie}^+\} > 0$ であることを考えると次式が得られる。

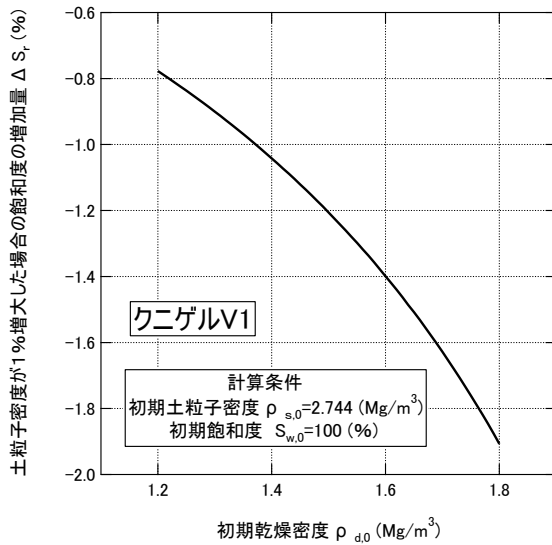


Fig.14 Influence of soil particle density on degree of saturation of a sample which is close to be fully saturated

$$\{Na_{ie}^+\} = \frac{-\{Na_{cc}^+\} + \sqrt{\{Na_{cc}^+\}^2 + 4 \cdot \{Na_e^+\}^2}}{2} \quad (19)$$

さらに式(19)を次のように変形する。

$$\frac{\{Na_{ie}^+\}}{\{Na_e^+\}} = \frac{1}{\frac{\{Na_{cc}^+\}}{2 \cdot \{Na_e^+\}} + \sqrt{\left[\frac{\{Na_{cc}^+\}}{2 \cdot \{Na_e^+\}}\right]^2 + 1}} \leq 1 \quad (20)$$

つまり、NaCl 溶液に接することにより土塊中入り込んだ Na イオンの濃度は、NaCl 溶液の Na イオンの濃度より小さいこととなる。

一方、Karnland は土塊が純水に接し、土塊の体積が一定の場合、次式が成り立つとした[26]。

$$P_{s0} = RT \cdot \{Na_{cc}^+\} \quad (21)$$

モンモリロナイト結晶の表面電荷は負であるため、層間には陽イオンのみしか存在しないので式(1)中の  $c_c + c_a$  を  $\{Na_{cc}^+\}$  で近似できること、純水に浸漬した場合を考えると層間外における間隙水中にイオンは存在せず式(1)中の  $c_0^+ = c_0^- = 0$  であること、を仮定し、純水に浸漬した場合の平衡膨潤圧を  $P_{s0}$  と表すと式(1)は式(21)に一致する。

式(21)を式(20)に代入して  $\{Na_{cc}^+\}$  を消去すると次式が得られる。

$$\frac{\{Na_{ie}^+\}}{\{Na_e^+\}} = \frac{1}{\frac{P_{s0}}{2 \cdot R \cdot T \cdot \{Na_e^+\}} + \sqrt{\left[\frac{P_{s0}}{2 \cdot R \cdot T \cdot \{Na_e^+\}}\right]^2 + 1}} \quad (22)$$

したがって、平衡膨潤圧  $P_s$  は次式で表される[26]。

$$P_s = P_{s0} + 2RT \cdot (\{Na_{ie}^+\} - \{Na_e^+\}) \quad (23)$$

Fig.13 に実測結果[30]と式(23)による計算結果を比較したものを示す。人工海水に対する透水液の塩分濃度が 10 % の場合は、実測値と計算値の対応は良いが、100 % の場合の計算値は、平衡膨潤圧を過小評価している。

ところで、菊池と棚井[28]によるクニゲル V1 実験に対する膨潤圧試験結果によれば、塩分濃度の増大とともに膨潤圧が減少するが、人工海水の塩分濃度以上では、減少量が小さい。そこで、田中と渡邊は、微視的構造に関する考察から、人工海水の場合の平衡膨潤圧を下限値に設定している[25]。その下限値を人工海水の場合の平衡膨潤圧の下限値として、Fig.13 中に書き入れた。このように下限値を導入することにより、計算値と実測値の一致度は改善されるものと思われる。

### 3. 飽和透水係数の評価

#### 3.1 透水試験法に関する基準について

土の透水試験方法に関する我が国の基準としては「JIS A 1218 土の透水試験方法」[31]がある。しかし、この基準中に掲載されている「透水性と試験方法との適用性」と題する表では、透水係数が  $10^{-11}$  m/s  $\sim$   $10^{-9}$  m/s の範囲は「実質上不透水」とされ、透水係数を直接測定する方法としては「特殊な変水位透水試験」と記載されているのみでその具体的な方法は、基準に記載されていない。また、 $10^{-11}$  m/s 未満の透水係数の測定方法は表中に記載されていない。透水係数がおおむね  $10^{-9}$  m/s から  $10^{-13}$  m/s にある土の透水試験方法としては、JGS の基準[4]がある。したがって、締め固めたベントナイトの透水試験は、おおむね JGS の基準に基づいて実施することができる。しかしながら、試料の性状によっては、JGS の基準の適用上留意すべき点がある。

本論文では、3.2 以降において下記①～③の項目について JGS の基準の適用上の留意点を述べる

- ①供試体の飽和度
- ②側壁漏れ
- ③粒子移動

ところで、JGS の基準では、側壁漏れによる影響が小さいことの確認を条件に乱さない試料に対して JGS の基準を適用できるとしている。そこで、ここでは、側壁漏れの抑制を含めた装置上の新たな工夫を施した乱さない試料に対する透水試験装置の例を示す。

#### 3.2 供試体の飽和度

##### 3.2.1 供試体の乾燥密度、含水比、水ならびに土粒子の密度から飽和度を計算する場合の問題点

JGS の基準においては、試験後の供試体の飽和度は、供試体の乾燥密度、含水比、水の密度ならびに土粒子の密度から計算される。この場合、締め固めたベントナイトでは飽和度は以下の要因に影響される。



- i) 締め固めた Na 型ベントナイトは膨潤性があるので、解体に伴う除荷により供試体が吸水膨潤するため、供試体周辺の水を吸水し、飽和度を過大評価する場合がある。
- ii) 飽和した Na 型モンモリロナイトの間隙水の密度は結晶の負電荷の影響により増大することが知られている[32]。したがって、間隙水の密度として通常の値を用いて含水比から飽和度を計算すると試験中の供試体の飽和度を過大評価することとなる[32]。
- iii) 供試体飽和度の計算値に対する土粒子密度の感度を考えると、ベントナイトの成分の変動により土粒子密度の変動が大きい場合には、飽和度の計算値の変動も大きい。

上記 i), ii) の要因はいずれも水飽和度を過大評価する。上記 iii) の要因による影響について下記に説明する。

飽和度  $S_r$  は、以下のように表される。

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot \left( \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \right)} \quad (24)$$

ここで、 $\rho_s$ ：土粒子密度、 $\rho_w$ ：水の密度、 $w$ ：含水比、 $\rho_d$ ：乾燥密度

$S_r$  を  $\rho_s$  で偏微分すると次式が得られる。

$$\frac{\partial S_r}{\partial \rho_s} = -\frac{w}{\rho_w} \cdot \left( \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \right)^{-2} \quad (25)$$

さらに式(24)を用いて式(25)から  $w$  を消去すると次式が得られる。

$$\rho_s \cdot \frac{\partial S_r}{\partial \rho_s} = -S_r \cdot \left( \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \right)^{-1} \quad (26)$$

初期土粒子密度  $\rho_{s,0} = 2.744 \text{ Mg/m}^3$ 、初期飽和度  $S_{r,0} = 100\%$  の場合、 $\rho_s$  の 1 % 増分に対する  $S_r$  の増分を  $\Delta S_r$  % と表して初期乾燥密度  $\rho_{d,0}$  と  $\Delta S_r$  の関係を表したものが Fig.14 である。初期乾燥密度が大きいほど影響が大きく、初期乾燥密度が  $1.60 \text{ Mg/m}^3$  の場合、 $\rho_s$  の 1 % の過大評価、過小評価によって供試体の飽和度は、1.4 % 程度のそれぞれ過小評価、過大評価が生じる。このことは、ベントナイト原鉱の土粒子密度が原鉱の採取位置により変動する可能性がある場合にはとくに重要な影響要因であると考えられる。例えば、伊藤らの論文[33]中に示されたデータによれば、山形県月布産の 2 種類の前鉱の土粒子密度は、 $2.68 \text{ Mg/m}^3$ 、 $2.70 \text{ Mg/m}^3$  であり、0.74 % の差がある。また、アメリカワイオミング州産の 2 種類の前鉱の土粒子密度は、 $2.73 \text{ Mg/m}^3$ 、 $2.78 \text{ Mg/m}^3$  であり、1.81 % の差がある。

以上により、式(24)により透水試験終了後の供試体の飽和度を評価するには前述の i), ii) ならびに iii) の問題があることがわかった。そこで、以下の 3.2.2 では i) ならびに ii) の問題、3.2.3 では、iii) の問題に対するそれぞれの対処方法の例を示す。

### 3.2.2 河野・西垣法に基づく飽和度評価

前述の i), ii), iii) の要因のうち、JGS の基準において透水試験中の供試体の飽和度を評価する式として挙げられている河野・西垣法[34]に基づく式(27)を透水試験後の飽和度評価に用いることにより i), ii) の要因による影響を避けることができる[4]。ただし、式(27)では、間隙水圧の変化に伴う間隙空気の間隙水への溶存量の変化は無視している。

$$S_r (\%) = 1 - \frac{P_0 \cdot \Delta V}{\Delta P \cdot V_v} \quad (27)$$

ここで、 $P_0$ ：初期間隙水圧（＝初期の背圧）、 $\Delta P$ ：間隙水圧（＝背圧）の変化、 $V_v$ ：初期間隙体積、 $\Delta V$ ：間隙水圧（＝背圧）の変化  $\Delta P$  による供試体への間隙水の流入体積（ただし、 $\Delta P$  による配管の膨らみなどのシステムコンプライアンスは補正されている）である。

しかし、式(27)中の  $V_v$  は次式で表され、 $\rho_s$  が必要であるため、前述の iii) の要因による影響は免れない。

$$V_v = V \cdot \frac{e}{1+e} = V \cdot \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \quad (28)$$

ここで、 $V$ ：供試体の体積、 $e$ ：間隙比

### 3.2.3 剛性容器を用いた透水試験における供試体の B 値の測定方法

湿潤土の間隙圧係数のうち、B 値は次式により表される。

$$B = \frac{1}{1+n \cdot \frac{K_s}{K_l}} \quad (29)$$

ここで、 $n$ ：間隙率、 $K_s$ ：土骨格の体積弾性係数、 $K_l$ ：空気と水から成る間隙流体の体積弾性係数

一方、次式が成り立つ。

$$\Delta P = \frac{\Delta V}{V_v} \cdot K_l = \frac{\Delta V}{n \cdot V} \cdot K_l \quad (30)$$

式(30)を用いて式(29)より、 $K_l$  ならびに  $n$  を消去すると剛性容器を用いた透水試験における供試体の B 値を評価するための次式が得られる[35]。

$$B = \frac{1}{1+n \cdot \frac{K_s}{K_l}} = \frac{1}{1+K_s \cdot \frac{n}{K_l}} = \frac{1}{1+K_s \cdot \frac{\Delta V}{V \cdot \Delta P}} \quad (31)$$

ASTM の柔壁透水試験機による飽和多孔質材料の透水係数測定の基準[36]（以下、「ASTM の基準」と略称する）によれば、供試体の飽和の程度を表す指標である B 値は、0.95 以上であることが望ましいとされている。式(31)を用いて B 値により飽和の程度を測定すれば、前述したような、供試体ごとの粒度分布の違いによる平均土粒子密度の違いを気にすることなく供試体の飽和の程度を知ることができる。その際、式(31)中の  $K_s$  については、平衡膨潤圧～間隙比関係または一次元圧密試験から得られる圧密圧力～間隙比関係を表す曲線の傾きから求めれば良い[25]。

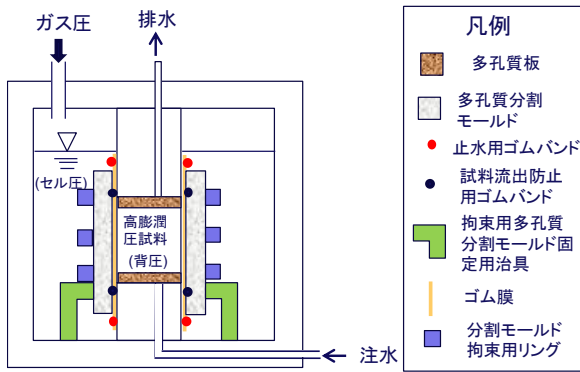


Fig.15 An example of a new contrivance for preventing the specimen density and the cell pressure from becoming excessively large (quoted from literature [42] and modified)

### 3.3 側壁漏れ

Tanaka ら[30], Watanabe と Tanaka[37]がそれぞれ Na 型ベントナイト, 砂混合 Ca 型ベントナイトを剛壁透水試験容器中で締め固め, 背圧を負荷した状態で行った透水試験結果によれば, 透水係数の測定値に及ぼす側面漏れの影響はほとんどない. また, 剛壁を有する締め固め容器で測定された透水係数と三軸試験装置など柔壁を有する装置で測定された透水係数は良く一致しているとの報告がある[38]. この理由は, 飽和に伴う供試体の膨潤により側壁漏れの原因となる水みちが閉じられるためであろうと述べられている[38]. 一方, 背圧を加えた場合には側壁漏れにより透水係数が過大に評価されることがあることが報告されている[38, 39]. これは, 背圧の加圧速度が大きかったため, 不飽和な供試体全体の体積が収縮したため側壁漏れが生じたとも考えられる.

上記のような状況を踏まえ, JGS の基準の中では, 剛壁透水試験装置を用いた場合の側壁漏れの有無の確認方法が記されている.

### 3.4 粒子移動による影響

透水試験における動水勾配が大きい場合, 水の流れることによって供試体中の土粒子が移動することが知られている[4, 36, 40, 41]. 土粒子の移動により土粒子が供試体の外へ流亡する場合には, 透水係数が通水量の増大とともに増大するが, 流出側に設置したフィルターの孔径が小さく, 目詰まりが生じる場合には透水係数が減少するものと思われる[41]. 後者の場合は, 透水係数の危険側の評価になることが多いと考えられる.

透水試験における試験期間や装置の制約上, 動水勾配を実地盤より大きく設定せざるを得ない場合において, 粒子移動の影響を少なくするためには, 動水勾配をなるべく小さく設定することはもちろんである. また, 粒子移動の影響の程度を確認するために, 透水期間内において飽和の確認直後に確認した透水係数の値と最終的に収束した透水係数の値を比較した事例がある[35].

### 3.5 乱さない供試体に対する透水試験

JGS の基準では, 実際の地盤から乱さない状態で採取した土に対しても適用されるが, その場合は, 供試体と透水円筒内面とのすき間を密封する必要がある[4]. 一方, ASTM の基準[36]は柔壁透水試験機を用いるため, 上記のすき間による影響が少ないと考えられるので,  $1 \times 10^{-11}$  m/s 未満の乱さない試料に対しても適用が可能である. しかし, 膨潤性試料を対象とする場合にはいくつか留意点がある. 剛性容器を用いた場合には, 容器の容積と供試体の乾燥重量から透水中の供試体の乾燥密度を容易に求めることができるが, 供試体の膨潤圧が不明な場合には, 供試体の拘束圧の大きさにより飽和時の供試体の体積が変化するため, 透水中の乾燥密度を把握することは容易ではない. ASTM の基準では, 膨潤圧よりも大きな拘束圧下で透水試験を実施するように定めているが, これでは, 飽和時に圧密により密度が増大し, 透水係数が過小評価され, 危険側の評価となる場合がある. また, 2.1 で述べたように平衡膨潤圧は試験条件により変化するため, 正確な値を予想することは容易でない. もう一つの柔壁透水試験機の問題点は, 製作費用が一般に剛壁透水試験機より高いことである[38]. とくに膨潤圧が大きい場合, 拘束圧を膨潤圧と背圧の合計よりも大きく設定するため, 容器をとくに頑丈に作る必要が生じ, 装置の製作費が増大することが想定される.

一方, 剛壁透水試験機では, 飽和による膨潤により容器と供試体側面の間の隙間が閉塞する場合には供試体密度が低下し, 安全側の評価となる可能性がある. その反対に, 膨潤により容器と供試体側面の間に隙間が十分に閉塞されない場合には, 側面漏れが発生し, 透水係数が過大に評価される可能性がある.

乱さない膨潤性試料に対してセルの大規模化と側面漏水の抑制するため装置上の工夫をした例を Fig.15 に示す[42]. Fig.15 に示す装置には以下のような特長がある.

- 特長 1) セル圧は多孔質分割モールドを通してゴム膜に加わるため, ゴム膜の試料側面への密着性が高く, 側壁漏れが生じにくい.
- 特長 2) 大きな膨潤圧は, 拘束用多孔質リングに作用するため, セルの耐圧性を高める必要がなく, 製作費用の増大を抑制できる.
- 特長 3) 試料の膨潤時の変形は拘束用多孔質分割モールドにより拘束されているため, 膨潤による密度低下は剛壁透水試験装置と同程度に抑制できる.
- 特長 4) 膨潤圧は, 拘束用多孔質リングに作用するため, セル圧と背圧の差を大きくする必要がない. このため, ゴム膜の供試体側面への過度な食い込みによるゴム膜破損の危険性が低い.

なお, 供試体を覆っているゴム膜は, 飽和後に多孔質分割モールドの内側面に密着するが, 予め供試体の直径をキャップならびにペDESTルの直径と同一かやや小さくなるように整形しておけば, 初期には密着しないため, 供試体の試験装置へのセットを円滑に行うことができる.

#### 4. まとめ

本論文においては、締め固めたベントナイトの膨潤圧試験法とそのモデル化、透水試験法について以下の留意点を述べた。

- 1) 締め固めたベントナイトの膨潤圧は、膨潤圧試験装置の軸方向剛性、供試体高さ、初期飽和度の影響を受ける場合があるが、これらは本論文で述べた吸水膨潤時の応力・ひずみモデルにより表すことが可能である。
- 2) 拡散二重層理論に基づくモデルならびに熱力学理論に基づくモデルにおいては、等価軸方向剛性の影響をさけるため、十分に大きな等価軸方向剛性を有する装置による測定結果を用いてパラメータを定めるべきであろう。
- 3) 拡散二重層理論に基づく平衡膨潤圧モデルを用いる場合には、層間距離の設定に留意する必要がある。
- 4) 透水試験において、試料の飽和度計算には、土粒子密度の設定精度が影響することを示した。また、土粒子密度の設定が不要な B 値の剛壁透水試験装置における測定方法を示した。
- 5) 乱さない試料に対して柔壁透水試験装置を用いる場合において、供試体密度とセル圧が過大とならないための装置上の新しい工夫の例を示した。

#### 参考文献

- [1] 中村邦彦, 田中幸久, 廣永道彦, 棚井憲治, 菊池宏人: ベントナイト系材料の標準的試験法構築に向けての試験法の現状調査と試験による検討. 電力中央研究所/日本原子力研究開発機構, 平成21年度共同研究成果報告, 電力中央研究所共同研究報告 N981001 (2010).
- [2] 中村邦彦, 田中幸久, 廣永道彦: ベントナイト系材料に対する透水試験と膨潤圧試験の現状調査と試験による検討. 電力中央研究所報告 N10026 (2011).
- [3] 棚井憲治, 菊池広人, 中村邦彦, 田中幸久, 廣永道彦: ベントナイト系材料の標準的室内試験法構築に向けての試験法の現状調査と試験による検討—日本原子力研究開発機構/電力中央研究所共同研究報告書—(共同研究). JAEA-Research 2010-025 (2010).
- [4] 地盤工学会: 新規制定地盤工学会基準・同解説 低透水性材料の透水試験方法 (JGS 0312-2018), 丸善出版, 東京 (2018).
- [5] 渡邊保貴, 田中幸久: 微小変位制御によるベントナイトの膨潤圧試験. 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, CS9-018, pp.35-36 (2014).
- [6] 渡邊保貴, 田中幸久: 微小変位制御によるベントナイトの膨潤圧試験および膨潤変形試験. 土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集, CS12-018, pp.35-36 (2015).
- [7] 渡邊保貴, 田中幸久: 締め固め時の含水比に着目した微小変位制御によるベントナイトの膨潤特性試験. 土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集, CS13-030, pp.59-60 (2016).
- [8] Tanaka, Y., Watanabe, Y.: Modelling the effects of test conditions on the measured swelling pressure of compacted bentonite. *Soils and Foundations*, **59** (1), pp.136-150 (2019).
- [9] 鈴木英明, 藤田朝雄: 緩衝材の膨潤特性 (研究報告). JNC TN8400 99-038 (1999).
- [10] 棚井憲治, 菊池広人: 緩衝材の膨潤応力測定に関する現状と課題. 日本原子力学会 2008 年秋の大会, 高知, 9月4日～9月6日, M26 (2008).
- [11] Alonso, E. E., Gens, A., Josa, A.: A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, **40** (3), pp.405-430 (1990).
- [12] Alonso, E. E., Vaunat, J., Gens, A.: Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, **54** (1-2), pp.173-183 (1999).
- [13] Guimarães, L. DO N., Gens, A., Sánchez, M., Olivella, S.: A chemco-mechanical constitutive model accounting for cation exchange in expansive clays. *Géotechnique*, **63** (3), pp.221-234 (2013).
- [14] Karnland, O.: Bentonite swelling pressure in strong NaCl solutions. SKB TR-97-31 (1997).
- [15] Agus, S. A., Schanz, T.: A method for predicting swelling pressure of compacted bentonites. *Acta Geotechnica*, **3**, pp.125-137 (2008).
- [16] Sato, H.: Thermodynamic model on swelling of bentonite buffer and backfill materials. *Physics and Chemistry of the Earth*, **33**, pp.S538-S543 (2008).
- [17] Navarro, V., De la Morena, G., Yustres, Á., González-Arteaga, J., Asensio, L.: Predicting the swelling pressure of MX-80 bentonite. *Applied Clay Science*, **149**, pp.51-58 (2017).
- [18] Mitchell, J. K.: *Fundamentals of Soil Behavior*, 2nd edn. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey (1993).
- [19] 地盤工学会: 地盤工学用語辞典, 丸善出版, 東京 (2006).
- [20] Komine, H., Ogata, N.: Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, **33** (1), pp.11-22 (1996).
- [21] Komine, H., Ogata, N.: New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials. *Canadian Geotechnical Journal*, **40** (2), pp.460-475 (2003).
- [22] Komine, H., Ogata, N.: Predicting swelling characteristics of bentonites. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130** (8), pp.818-829 (2004).
- [23] Tripathy, S., Sridharan, A., Schanz, T.: Swelling pressures of compacted bentonites from diffuse double layer theory. *Canadian Geotechnical Journal*, **41** (3), pp.437-450 (2004).
- [24] Sridharan, A., Jayadeva, M. S.: Double layer theory and compressibility of clays. *Géotechnique*, **32** (2), pp.133-144 (1982).

- [25] 田中幸久, 渡邊保貴: 飽和ベントナイトの応力・ひずみ関係に及ぼす微視的な構造変化の影響に関する考察. 土木学会論文集 C (地圏工学), **72** (4), pp.339-353 (2016).
- [26] Karnland, O., Muurinen, A., Karlsson, F.: Bentonite swelling pressure in NaCl solutions - Experimentally determined data and model calculations. In: *Advances in Understanding Engineered Clay Barriers*, (Alonso, E. E. and Ledesma, A. ed.), Balkema Publishers, Netherlands, pp.241-256 (2005).
- [27] Sridharan, A.: Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, **34** (6), pp.1004 (1997).
- [28] 菊池広人, 棚井憲治: 幌延地下水を用いた緩衝材・埋め戻し材の基本特性試験 (試験報告). JNC TN8430 2004-005 (2005).
- [29] 田中幸久, 長谷川琢磨, 中村邦彦: 海水の濃度が各種ベントナイトの透水係数ならびに膨潤圧に及ぼす影響のモデル化. 土木学会論文集 C, **65** (1), pp.66-84 (2009).
- [30] Tanaka, Y., Nakamura, K., Watanabe, Y., Hayashi, H.: Effect of prehydration by fresh water on hydraulic conductivity and swelling pressure of compacted bentonite permeated with artificial sea water or calcium chloride solution. 第 60 回地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.5-12 (2016).
- [31] 日本規格協会: 土の透水試験法, 日本工業規格, JIS A 1218: 2009 (2009).
- [32] Jacinto, A. C., Villar, M. V., Ledesma, A.: Influence of water density on the water-retention curve of expansive clays. *Géotechnique*, **62** (8), pp.657-667 (2012).
- [33] 伊藤弘志, 鈴木啓三, 小峯秀雄: 粒状ベントナイトの締固め・透水特性とその簡易評価方法. 土木学会論文集 C, **62** (4), pp.803-813, (2006).
- [34] 河野伊一郎, 西垣誠: 室内透水試験法に関する 2,3 の考察. 土質工学会論文集, **22** (4), pp.181-190 (1982).
- [35] 渡邊保貴, 田中幸久, 中村邦彦, 廣永道彦: Ca 型ベントナイト混合土の透水試験方法 (その 1) - 室内締固め供試体に対する剛性容器を用いた方法 -. 電力中央研究所研究報告 N13005 (2013).
- [36] ASTM International: Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. ASTM D5084.
- [37] Watanabe, Y., Tanaka, Y.: Permeability test for Ca-type bentonite using a rigid wall permeameter. 第 60 回地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.1-4 (2016).
- [38] Daniel, D. E.: State-of-the-Art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. In: *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*, (Daniel, D. E. and Trautwein, S. J. ed.), ASTM STP 1142-EB, Philadelphia, pp.30-78 (1994).
- [39] Edil, T. B., Erickson, A. E.: Procedure and equipment factors affecting permeability testing of a bentonite-sand liner material. In: *Hydraulic barriers in soil and rock*, (Johnson, A. I., Frobel, R. K., Cavalli, N. J. and Pettersson, C. B. ed.), ASTM STP874-EB, Philadelphia, pp.155-170.(1985).
- [40] 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 丸善出版, 東京, pp.458 (2009).
- [41] 杉井俊夫, 山田公夫, Indraratna, B.: 粒状性フィルター材の透水性挙動の評価. 中部大学工学部紀要, **44**, pp.1-9 (2008).
- [42] 電力中央研究所, 田中幸久, 渡邊保貴: 透水試験方法及び透水試験装置. 特開 2015-175623. 2015-10-5.