

第3セッション
(16:00～17:30)

司会 棚橋 秀行
(大同大学)

低拘束圧環境下の砂の力学特性に関する研究 Research on mechanical behavior of sand under lower confining pressure

細谷旭弘¹，長田辰弥²，張鋒³

1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻

2 名古屋市役所

3 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

地盤の液状化挙動を適切に評価するために、要素試験によってあらゆる拘束圧における土の力学挙動を把握し、数値解析を行う必要がある。現在、通常拘束圧（49kPa 以上）での要素試験が数多く実施されてきたが、低拘束圧条件下での試験はまだ十分とは言えない。本稿では、静的・動的三軸試験機を用いて初期拘束圧 5kPa から 20kPa という低拘束圧条件下における密度の異なる排水・非排水変位制御単調圧縮試験、及び非排水繰返し載荷試験を行い、砂の力学挙動を検証した。排水・非排水条件下で単調圧縮試験を行った結果、緩い状態においても通常拘束圧下での中密砂と類似する挙動が確認された。また、砂の粗密状態を判断する要因として、間隙比だけでなく、拘束圧にも依存することがわかった。さらに、これらの実験結果に基づき、過圧密・構造・異方性を統一的に考慮する弾塑性構成式 Cyclic Mobility (CM) モデルの改良を試みる。

キーワード：繰返し三軸試験，砂質土，液状化

1. はじめに

地震時における地盤の挙動や液状化を評価するために、要素試験だけでなく、精巧な構成式に基づいた数値解析を用いることも重要と考えられる。しかしながら、液状化被害は表層地盤で発生したものが多く、現状では低拘束圧環境下における土の室内要素試験のデータがあるものの十分とはいえないため、従来の構成式では表層地盤の力学挙動を正確に評価できない可能性がある。そのため、地盤材料の変形特性を精度よく表現するためには、要素試験によって低拘束圧環境下（初期拘束圧 49kPa 以下）を含めた種々の拘束圧における土の力学挙動を正確に把握しなければならない。本研究では、要素試験、及び構成式の研究で未だ十分に議論されてない低拘束圧状態における砂地盤の力学特性に着目し、非排水繰返し三軸試験および排水・非排水変位制御三軸圧縮試験を実施した。また、この試験結果を受け、構成式の改良による低拘束圧環境下の砂の力学挙動の解釈を試みる。

2. 試験概要

本研究では、静的・動的三軸試験機を用いて非排水繰返し載荷試験、及び排水・非排水変位制御三軸圧縮試験を行った。試験機の概要を Figure.1 に示す。低拘束圧条件下で

の試験を行うにあたり、本試験機では側圧・背圧の制御に電気制御レギュレータを用いることで、圧力が 0.5kPa の単位で制御可能である。また、ロードセルも初期拘束圧の大きさに合わせて変更することで、低拘束圧条件下でも精度の良い計測（1/1000）が可能になっている。試験には Table.1 に示す物理特性を持つ豊浦砂を用いた直径 5cm、高さ 10cm の円柱供試体を使用している。供試体は水中落下法によって作製し、緩詰め状態（ $Dr=20\sim40\%$ 程度）と、3 層に分けて 15 回突き固めた中密な状態（ $Dr=50\sim70\%$ 程度）とした。また、本試験は低拘束圧で行うため、ラテックス製のメンブレン（厚さ 0.20mm）を使用している。

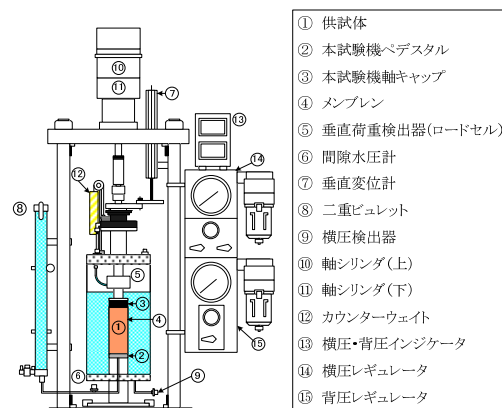


Figure 1 周辺機器及び三軸室の概要

Table 1 豊浦砂の物理特性

土粒子の比重 G_s (g/cm ³)	2.65	均等係数	1.37
最大粒径 (mm)	0.425	最大密度 $\rho_{\max}$ (g/cm ³)	1.647
最小粒径 (mm)	0.102	最小密度 $\rho_{\min}$ (g/cm ³)	1.347
60%粒径 (mm)	0.281	最大間隙比 $e_{\max}$	0.975
30%粒径 (mm)	0.241	最小間隙比 $e_{\min}$	0.613
10%粒径 (mm)	0.206		

3. 試験結果

本稿では、非排水繰返し三軸試験、及び排水・非排水条件下における変位制御単調載荷三軸圧縮試験を行い、低拘束圧条件下における豊浦砂の液状化特性を含めた力学挙動を検証した。

3.1 非排水繰返し三軸試験

緩い砂 ($e=0.77\sim0.93$ 程度)、及び中密な砂 ($e=0.67\sim0.76$ 程度)を対象に、種々の初期拘束圧 ($\sigma_{m0}=5\text{kPa}$, 10kPa , 20kPa)、異なる応力比 ($q/2\sigma_{m0}=0.15$, 0.20 , 0.25)において非排水繰返し三軸試験を行った。ここでの応力比は、偏差応力 q を初期拘束圧 σ_{m0} の2倍で除した値である。なお、載荷周波数は全試験で 0.01Hz としている。

3.1.1 緩い砂における試験結果

緩い砂における試験条件等を Table.2~Table.4、試験結果を Figure.2~Figure.4 に示す。ここで、試験条件にある $DA=5\%$, $DA=10\%$ は、それぞれ両振幅ひずみ幅が 5% , 10% に至るまでの繰返し載荷回数を示す。また、試験結果のうち、[a]を有効応力経路、[b]を偏差応力～軸ひずみ関係としている。これらの図は見やすくするために、偏差応力 q 及び有効応力 p' を初期拘束圧 σ_{m0} で除し、同一グラフにプロットしたものである。

まず、各初期拘束圧での[a]の図より、低拘束圧であっても通常拘束圧と同様に、載荷するたび有効応力が減少し、サイクリックモビリティ挙動を伴った液状化が確認できた。

次に、応力比の違いによる影響に着目すると、どの初期拘束圧においても応力比が小さくなるほど $DA=5\%$, 10% の値が増えていることがわかる。これは、応力比が小さくなるほど供試体に対して働く応力が小さくなり、軸ひずみが発生しづらくなるためだと考えられる。初期拘束圧 5kPa では、 $DA=5\%$, 10% まで至らない場合があり、(α), (β)における[a]の図を見てみると、有効応力が原点を通らず液状化し、(β)における[b]の図を見てみると、軸ひずみが圧縮側に偏る結果となった。本来ならば、有効応力が原点を通り液状化するのだが、応力が非常に小さいため、メンブレンの引張に対する抵抗力が無視できなくなり、原点を通らない結果となった。

続いて、初期拘束圧の違いによる影響に着目すると、初期拘束圧 5kPa では、 $DA=5\%$, 10% の値が他の低拘束圧より少し大きくなっている。これは、同じ間隙比において、

初期拘束圧が小さくなるほど砂が密な状態となるためだと考えられる。この現象は後ほどの静的載荷でも見られる。また、同じ応力比における各初期拘束圧の[a]の図を見てみると、同じ応力比では、初期拘束圧が小さくなるほど、載荷初期における有効応力減少幅が大きくなることが確認できた。

Table 2 緩い砂, $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ における試験条件

	(α)	(β)	(γ)
Stress ratio $q/2\sigma_{m0}$	0.15	0.20	0.25
Initial void ratio e	0.77	0.79	0.85
$DA=5\%$	—	2.18	1.64
$DA=10\%$	—	—	2.24

Table 3 緩い砂, $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ における試験条件

	(α)	(β)	(γ)
Stress ratio $q/2\sigma_{m0}$	0.15	0.20	0.25
Initial void ratio e	0.88	0.91	0.91
$DA=5\%$	2.64	2.07	1.07
$DA=10\%$	4.12	4.12	2.69

Table 4 緩い砂, $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ における試験条件

	(α)	(β)	(γ)
Stress ratio $q/2\sigma_{m0}$	0.15	0.20	0.25
Initial void ratio e	0.85	0.84	0.92
$DA=5\%$	5.09	2.66	1.06
$DA=10\%$	7.11	4.71	2.15

3.1.2 中密な砂における試験結果

中密な砂における試験条件等を Table.5~Table.7 に示す。試験結果を同じく Figure.2~Figure.4 に示す。

まず、各初期拘束圧における[a]の図より、中密な砂においても緩い砂と同様に、繰返し載荷とともに有効応力が減少し、サイクリックモビリティ挙動を伴った液状化が確認できた。しかし、初期拘束圧 20kPa 、応力比 0.15 では液状化が発生しなかった。Table.6 を見てみると、初期拘束圧 5kPa では、どの応力比においても $DA=10\%$ は得られなかった。また、中密な砂においては、有効応力が原点を越えて液状化していることがわかる。これはメンブレンの引っ張り拘束力がもたらした結果と考えられる。

次に、応力比の違いによる影響に着目してみると、初期拘束圧 5kPa 以外では、応力比が小さくなるほど $DA=5\%$, 10% の値が大きくなることがわかる (Table.7, Table.8)。これは先ほど述べたように、応力比が小さいほど、供試体に働く応力が小さくなるためだと考えられる。

続いて、初期拘束圧の違いによる影響に着目してみると、初期拘束圧が大きくなるほど、 $DA=5\%$, 10% の値が大きくなっていることがわかる。また、初期拘束圧が小さくなるほど、載荷初期における有効応力減少幅が大きいことがわかる。

Table 5 中密な砂, $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ における試験条件

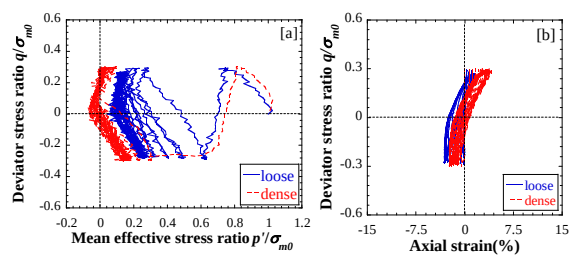
	(α)	(β)	(γ)
Stress ratio $q/2\sigma_{m0}$	0.15	0.20	0.25
Initial void ratio e	0.70	0.71	0.67
DA=5%	6.28	6.21	7.14
DA=10%	—	—	—

Table 6 中密な砂, $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ における試験条件

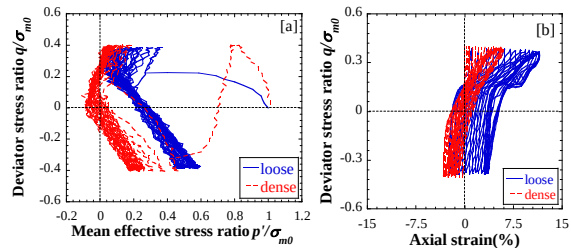
	(α)	(β)	(γ)
Stress ratio $q/2\sigma_{m0}$	0.15	0.20	0.25
Initial void ratio e	0.72	0.73	0.76
DA=5%	25.7	10.23	5.67
DA=10%	33.26	21.21	16.22

Table 7 中密な砂, $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ における試験条件

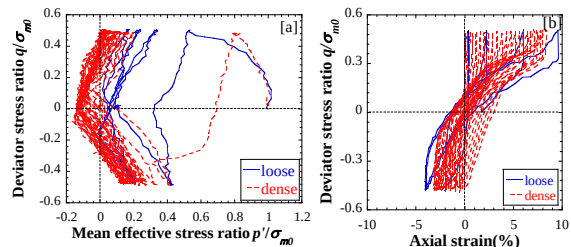
	(α)	(β)	(γ)
Stress ratio $q/2\sigma_{m0}$	0.15	0.20	0.25
Initial void ratio e	0.70	0.73	0.76
DA=5%	—	34.89	6.20
DA=10%	—	45.5	16.4



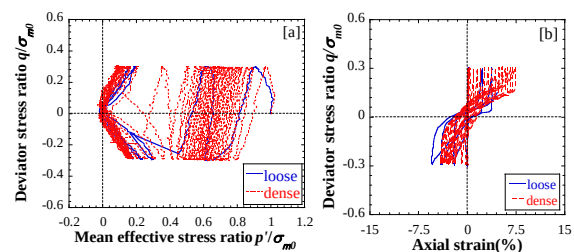
(α) 応力比0.15



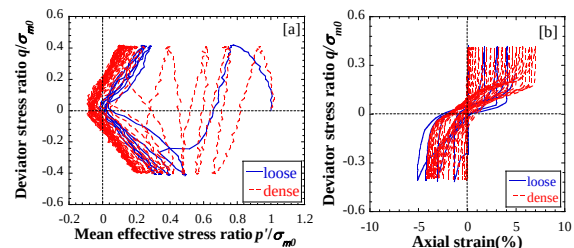
(β) 応力比0.20



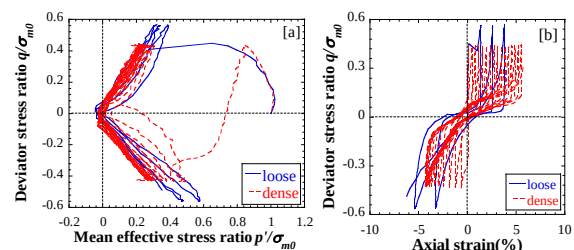
(γ) 応力比0.25

Figure 2 $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ における繰返し三軸試験結果

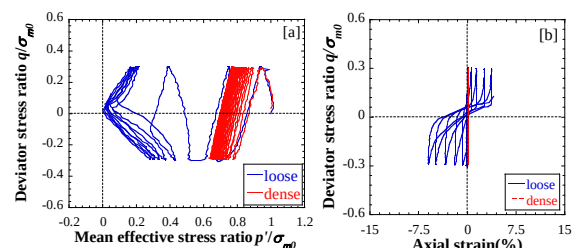
(α) 応力比0.15



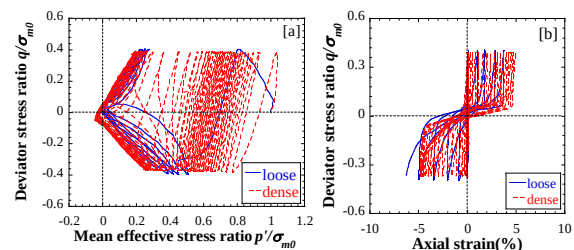
(β) 応力比0.20



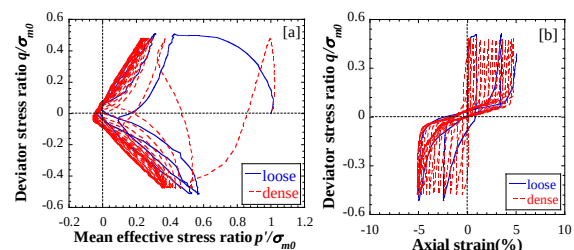
(γ) 応力比0.25

Figure 3 $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ における繰返し三軸試験結果

(α) 応力比0.15



(β) 応力比0.20



(γ) 応力比0.25

Figure 4 $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ における繰返し三軸試験結果

3.2 排水・非排水単調載荷三軸圧縮試験

緩い砂 ($e=0.83\sim0.91$ 程度), 及び中密な砂 ($e=0.71\sim0.77$ 程度) を対象に, 種々の初期拘束圧 ($\sigma_{m0}=5\text{kPa}$, 10kPa , 20kPa), 排水・非排水条件において三軸圧縮試験を行った. なお, 載荷変位速度は全試験で 0.04mm/min としている.

3.2.1 排水条件における試験結果

試験条件を Table.8, 応力比 $\sim$ 偏差ひずみ関係の試験結果を Figure.5 に示す.

まず, この図をより, 中密な砂だけでなく, 緩い砂においても通常拘束圧の密な砂における特徴であるダイレイタンシーの発生が確認できた.

次に, 初期拘束圧の違いによる影響に着目してみると, 初期拘束圧が小さいほど, 応力比 q/p' が大きく, 供試体が膨張していることがわかる. この現象は緩い砂, 中密な砂どちらでも確認できる. これより, 非排水繰返し三軸試験でも述べたように, 同じ間隙比において, 初期拘束圧が小さいほど砂が密な状態になることがわかる.

続いて, 初期間隙比の違いによる影響に着目してみると, 中密な砂の方が緩い砂より応力比 q/p' が大きく, せん断膨張がより顕著であることがわかる. これは, 中密な砂の方が緩い砂より間隙比が小さいため妥当である.

Table 8 排水条件における試験条件

	(1)		(2)		(3)	
Confining stress σ_{m0}	5kPa		10kPa		20kPa	
Sand Conditions	loose	dense	loose	dense	loose	dense
Initial void ratio e	0.85	0.72	0.84	0.73	0.91	0.77

3.2.2 非排水条件における試験結果

試験条件を Table.9, 有効応力経路の試験結果を Figure.6 に示す.

まず, この図をより, 緩い砂と中密な砂はいずれの場合においても, せん断初期に有効応力は減少するがやがて増加に転じ, 限界状態におけるせん断応力比ラインに沿って上昇し, 通常拘束圧における密な砂の挙動を示す.

次に, 初期拘束圧の違いによる影響に着目してみると, 初期拘束圧が大きいほど有効応力の曲線がゆるやかになっていることがわかる.

続いて, 初期間隙比の違いによる影響に着目してみると, 中密な砂の方が緩い砂より有効応力の減少が早く終わり, その後, 限界状態におけるせん断応力比ラインに沿って上昇していることがわかる.

Table 9 非排水条件における試験条件

	(1)		(2)		(3)	
Confining stress σ_{m0}	5kPa		10kPa		20kPa	
Sand Conditions	loose	dense	loose	dense	loose	dense
Initial void ratio e	0.83	0.71	0.89	0.73	0.89	0.76

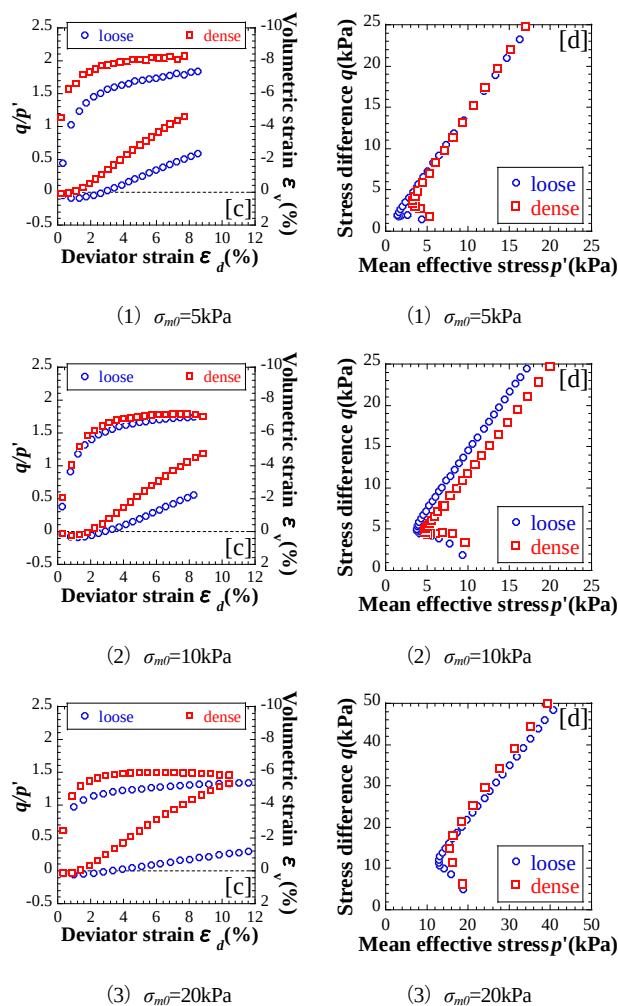


Figure 5 排水条件における試験結果

Figure 6 非排水条件における試験結果

4. 要素シミュレーション

低拘束圧環境下での試験結果に基づき, CM モデルによる要素シミュレーションを行い, モデルの改良を試みる. 良い構成式の条件としてパラメータを変えること無く, 種々の力学特性を表現できるかが重要であるため, 従来使われてきた材料パラメータを変えること無く解析を行う. 解析に用いた材料パラメータを Table.10 に示す.

Table 10 材料パラメータ

Material Parameters	Toyourea Sand
Compression index λ	0.05
Swelling index κ	0.0064
Stress ratio at critical state M	1.300
Void ratio $N(p' = 5\text{kPa on N.C.L})$	1.02
Poisson's ratio ν	0.300
Degradation parameters of over consolidation state m	0.010
Degradation parameters of structure a	0.500
Evolution parameters of anisotropy b_r	1.500

4.1 新たな発展則の提案

従来の構成式による解析結果では、軸ひずみの発達が過大に評価されているため、過圧密の発展則 R に新しくパラメータ τ を導入し、その値を変化させることで解析結果にどのような影響を与えるかを検証した ($\tau=1$ は従来通り)。変更した発展則は次式で表す。

$$dR = U \left\| d\varepsilon_{ij}^p \right\| + \left[R \frac{\eta}{M} \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} \right] \quad (1)$$

$$U = -\frac{mM}{C_p} \left\{ \frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2 + 1} \right\}^2 (-\ln R)^{\tau} \quad (2)$$

4.1.1 パラメータ τ の導入と解析結果

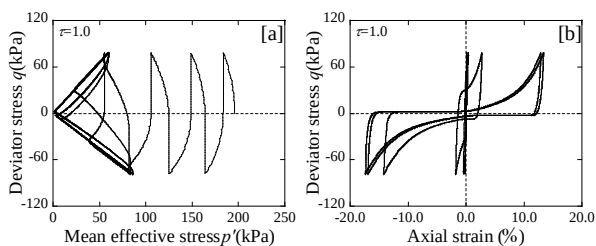
初期拘束圧 196kPa における τ の値を変化させた砂の非排水繰返し三軸試験解析結果を Figure.7 に、状態変数を Table.11 に示す。(このとき、応力比 $q/2\sigma_{m0}=0.20$)

Figure.7 の[a]の図より、 τ の値が大きくなるほど液状化に至るまでの繰返し載荷回数が多くなり、液状化後のサイクリックモビリティ挙動時に応力経路が原点から離れていくことが確認できた。また、[b]の図より、 τ の値が大きくなるほど軸ひずみの発達が小さくなることがわかる。

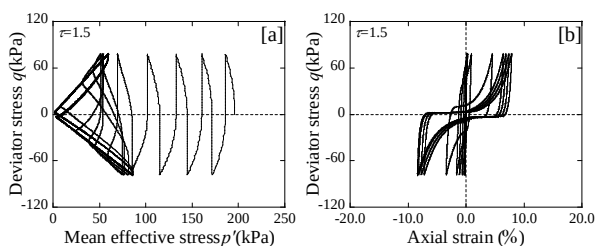
以上より、パラメータ τ を導入することで、液状化に至るまでの繰返し載荷回数や軸ひずみの発達速度の抑制など、定量的な表現を行えることが確認できた。

Table 11 $\sigma_{m0}=196\text{kPa}$ における τ を変えた繰返し三軸試験の状態変数

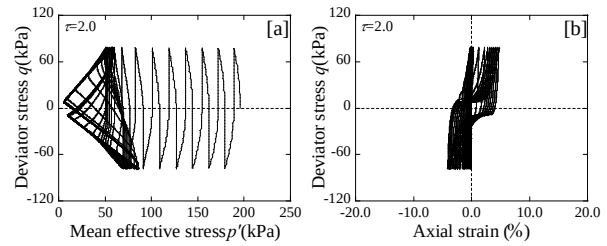
State variables	(i)	(ii)	(iii)
Degradation parameter of over consolidation state τ	1.0	1.5	2.0
Initial void ratio e_0	0.732	0.732	0.732
Initial degree of structure R_0^*	0.149	0.149	0.149
Initial degree of over consolidation OCR	73.40	73.40	73.40
Initial anisotropy ζ_0	0.00595	0.00595	0.00595



(i) $\tau=1.0$



(ii) $\tau=1.5$



(iii) $\tau=2.0$

Figure 7 $\sigma_{m0}=196\text{kPa}$ における τ を変えた繰返し三軸試験解析結果

4.2 新たな発展則を導入した要素シミュレーション

本節では、新たな発展則を導入した構成式での要素シミュレーションを行い、実際にどの程度構成式が改善できたのか、また問題点・課題を挙げ、今後の方針について示す。なお、Table.10 の値に加え、 $\tau=1.5$ も用いた。

4.2.1 低拘束圧における非排水繰返し三軸試験の表現

非排水繰返し三軸試験における状態変数を Table.12, Table.13, 解析結果を Figure.8~Figure.13 に示す。

まず、緩い砂における解析結果を検討していく。Figure.8~Figure.10 の[a]の図より、従来の構成式での解析結果 (図中では示していないが) よりも軸ひずみの発生が大幅に抑制されているのがわかる。これより、緩い砂での解析結果においても初期拘束圧の違いによる粗密状態の変化が評価できるようになったと言える。

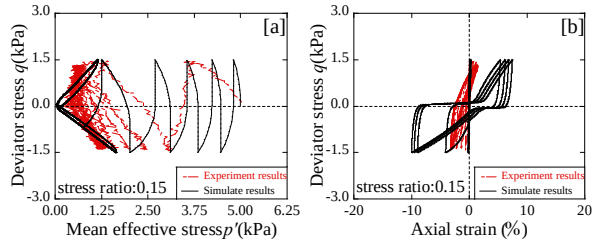
次に、中密な砂における解析結果を検討する。Figure.11~Figure.13 の[b]の図より、初期拘束圧 20kPa では実験値を定性的にも定量的にもよく表現できていることがわかる。しかし、初期拘束圧 5kPa, 10kPa では過剰に軸ひずみを抑制してしまい、実験値よりも小さくなってしまった。また、[a]の図を見ていると、初期拘束圧が小さいほど過圧密比が大きくなる影響でサイクリックモビリティ挙動時に応力経路が原点を通りにくくなっていることが確認できる。

Table 12 緩い砂における非排水繰返し三軸試験解析の状態変数

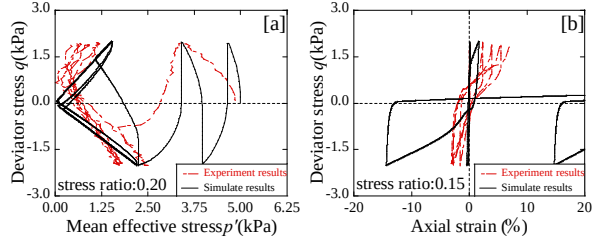
State variables	(α)	(β)	(γ)
Initial mean effective stress σ_{m0}	5.0	10.0	20.0
Initial void ratio e_0	0.91	0.89	0.89
Initial degree of structure R_0^*	0.292	0.293	0.233
Initial degree of over consolidation OCR	33.6	33.2	18.4
Initial anisotropy ζ_0	1.34E-02	1.24E-03	9.63E-05

Table 13 中密な砂における非排水繰返し三軸試験解析の状態変数

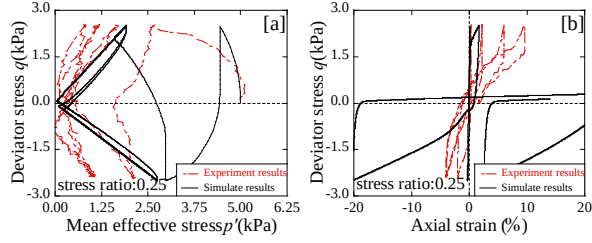
State variables	(α)	(β)	(γ)
Initial mean effective stress σ_{m0}	5.0	10.0	20.0
Initial void ratio e_0	0.75	0.74	0.74
Initial degree of structure R_0^*	0.621	0.621	0.538
Initial degree of over consolidation OCR	608.1	498.7	216.3
Initial anisotropy ζ_0	1.15E-02	2.06E-03	2.15E-04



(α) 応力比0.15

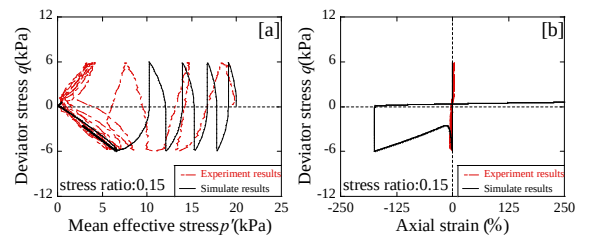


(β) 応力比0.20

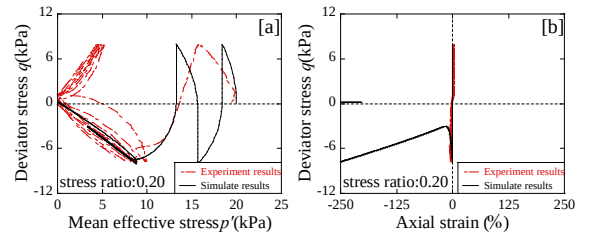


(γ) 応力比0.25

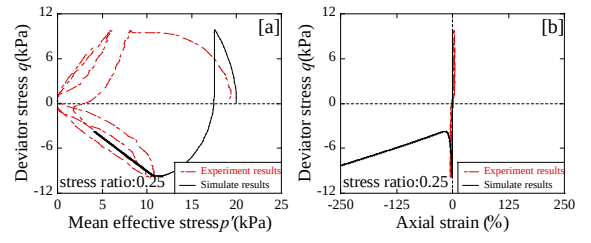
Figure 8 緩い砂, $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ における繰返し三軸試験解析結果



(α) 応力比0.15

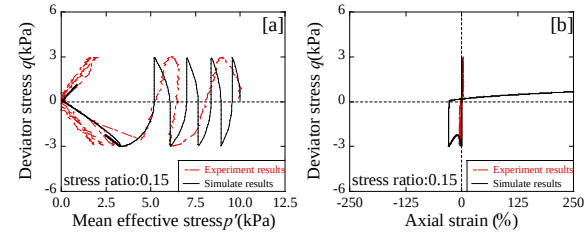


(β) 応力比0.20

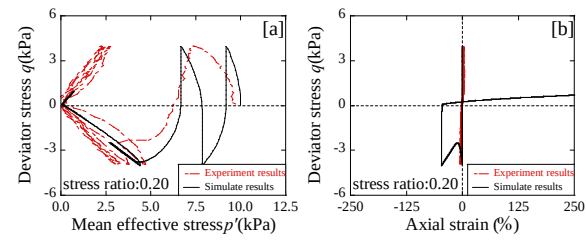


(γ) 応力比0.25

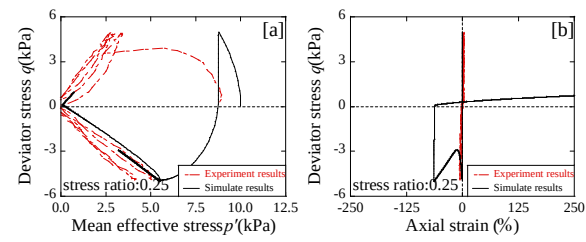
Figure 10 緩い砂, $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ における繰返し三軸試験解析結果



(α) 応力比0.15

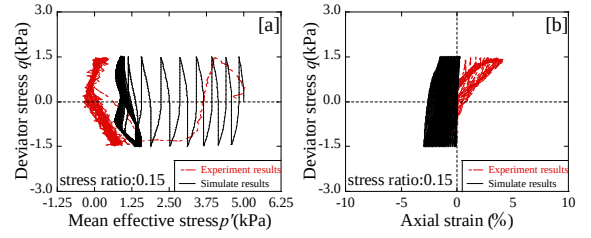


(β) 応力比0.20

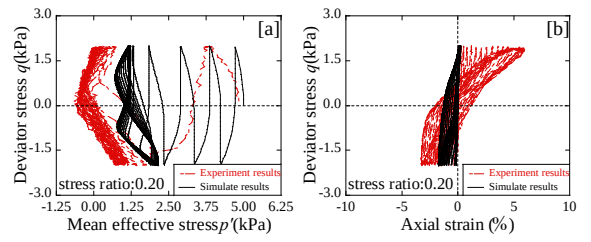


(γ) 応力比0.25

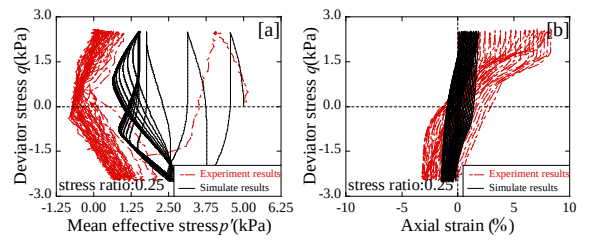
Figure 9 緩い砂, $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ における繰返し三軸試験解析結果



(α) 応力比0.15

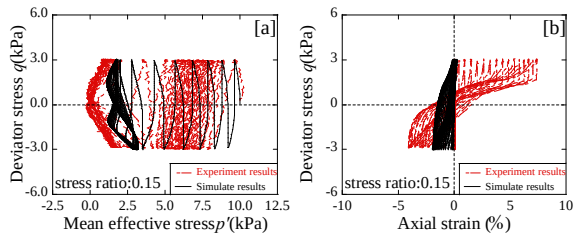


(β) 応力比0.20

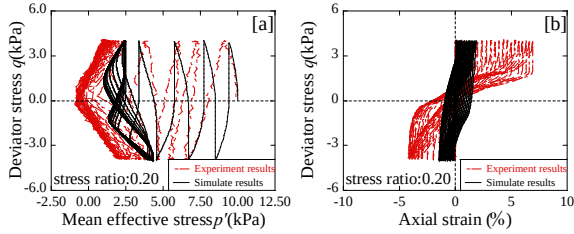


(γ) 応力比0.25

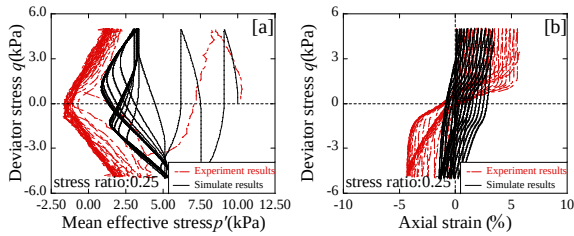
Figure 11 中密な砂, $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ における繰返し三軸試験解析結果



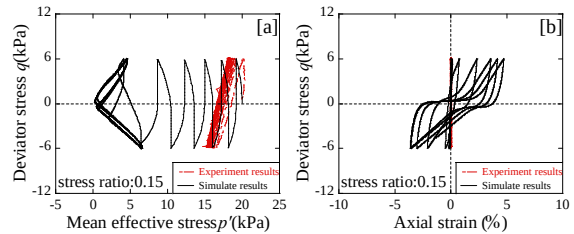
(α) 応力比0.15



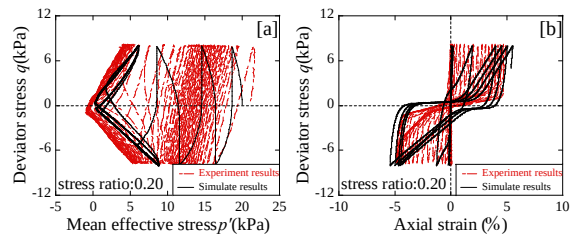
(β) 応力比0.20



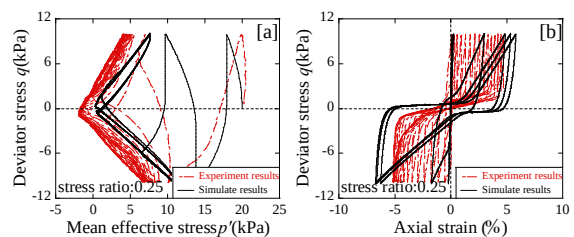
(γ) 応力比0.25

Figure 12 中密な砂, $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ における繰返し三軸試験解析結果

(α) 応力比0.15



(β) 応力比0.20



(γ) 応力比0.25

Figure 13 中密な砂, $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ における繰返し三軸試験解析結果

4.2.2 低拘束圧における単調荷重三軸圧縮試験の表現

三軸圧縮試験における解析の状態変数を Table.14, Table.15 解析結果を Figure.14~Figure.17 に示す。

まず、排水三軸圧縮試験の解析結果について検討する。緩い砂に着目すると、Figure.14 の[c-1]の図より、拘束圧の違いによる降伏応力の違いが定性的に表現できており、[c-2]の図より、正のダイレイタンシーの表現ができていないまでも、従来の構成式での解析結果よりも負のダイレイタンシーが発生しておらず、実験値に近づいていることがわかる。これは、中密な砂においても同様である。

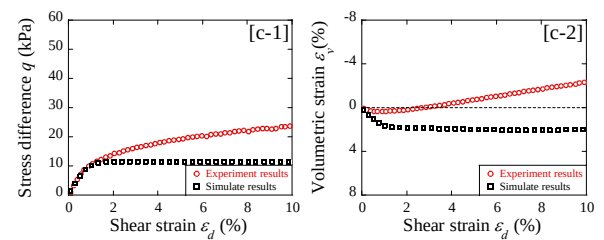
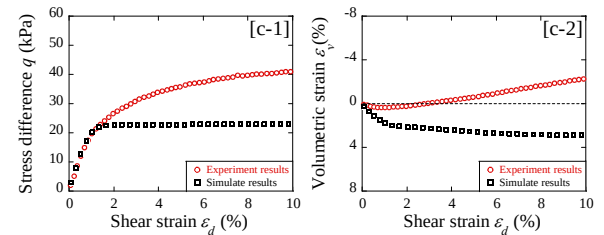
次に、非排水三軸圧縮試験の解析結果について検討する。緩い砂に着目すると、Figure.16 より、初期拘束圧が小さくなるほど限界状態に達するまでの力学挙動だけでなく、限界状態後の力学挙動もよく表現できていることがわかる。また、中密な砂に着目すると、Figure.17 より、有効応力経路が定性的にも定量的にもよく表現できていることがわかる。

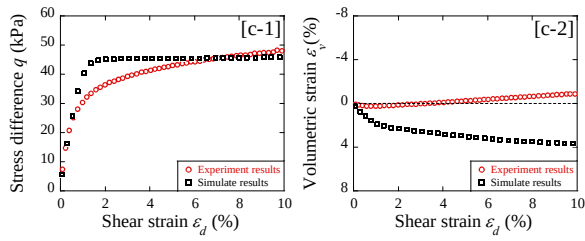
Table 14 緩い砂での排水・非排水三軸圧縮試験解析の状態変数

State variables	(1)	(2)	(3)
Initial mean effective stress σ_{m0}	5.0	10.0	20.0
Initial void ratio e_0	0.86	0.88	0.90
Initial degree of structure R_0^*	0.255	0.198	0.147
Initial degree of over consolidation OCR	154.05	62.67	24.08
Initial anisotropy ζ_0	2.60E-02	5.89E-04	2.71E-04

Table 15 中密な砂での排水・非排水三軸圧縮試験解析の状態変数

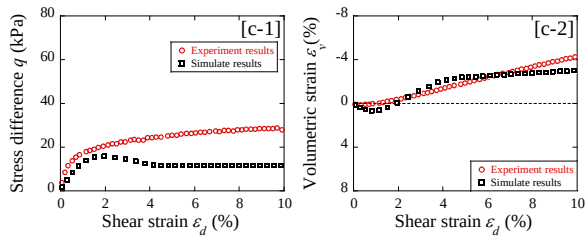
State variables	(1)	(2)	(3)
Initial mean effective stress σ_{m0}	5.0	10.0	20.0
Initial void ratio e_0	0.75	0.73	0.76
Initial degree of structure R_0^*	0.427	0.427	0.311
Initial degree of over consolidation OCR	1119.18	828.71	237.42
Initial anisotropy ζ_0	1.56E-02	9.66E-04	2.83E-04

(1) $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ (2) $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$

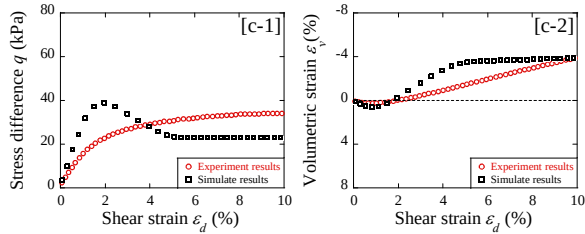


(3) $\sigma_{mf}=20\text{kPa}$

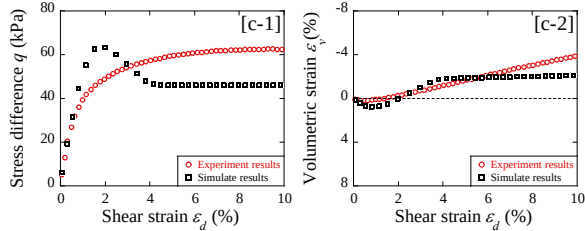
Figure 14 緩い砂，排水条件での三軸圧縮試験解析結果



(1) $\sigma_{mf}=5\text{kPa}$

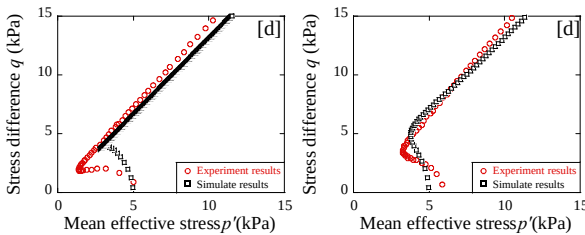


(2) $\sigma_{mf}=10\text{kPa}$

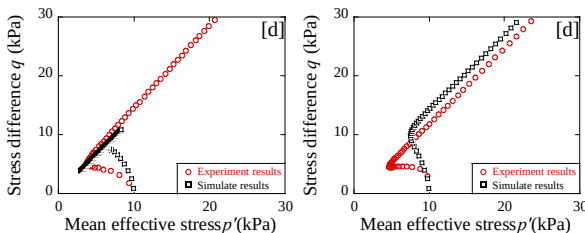


(3) $\sigma_{mf}=20\text{kPa}$

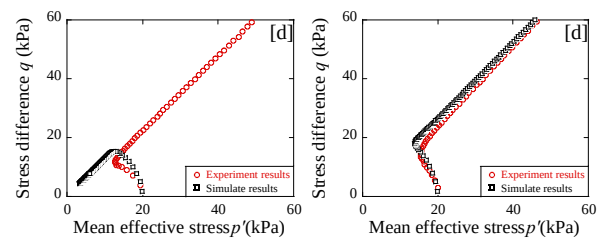
Figure 15 中密な砂，排水条件での三軸圧縮試験解析結果



(1) $\sigma_{mf}=5\text{kPa}$



(2) $\sigma_{mf}=10\text{kPa}$



(3) $\sigma_{mf}=20\text{kPa}$

Figure 16 緩い砂，非排水条件 Figure 17 中密な砂，非排水条件
三軸圧縮試験解析結果

5. まとめ

- 1) 排水・非排水三軸圧縮試験を行った結果，緩い砂においても通常拘束圧や中密な砂と同様にダイレイタンスの発生が確認できた．これは，砂の粗密状態を判断する際，間隙比だけでなく，拘束圧も関わっていることがわかった．
- 2) 非排水繰返し三軸試験を行った結果，緩い砂においては，メンブレンの引張に対する抵抗力が働き，軸ひずみが圧縮側に偏ることが確認できた．中密な砂においては，初期拘束圧が小さいと負の有効応力（約1kPa）が発生することがわかり，薄いメンブレンでもその影響を完全に無くすることができない．
- 3) CM モデルの過圧密状態変数 R の発展則に新しいパラメータ τ を加え，その影響を検証した．その結果， τ の値が大きいほど液状化に至るまでの繰返し荷重回数が多くなり，サイクリックモビリティ挙動時にせん断ひずみを抑えることが確認でき，構成式のパフォーマンスを改善した．
- 4) 例えば， τ の値を調整することで，非排水繰返し三軸試験の解析では緩い砂においても軸ひずみの発達速度が抑えられ，実験値に近づけることが可能となった．排水・非排水三軸圧縮試験の解析では，従来の構成式での解析結果よりも実験値に近づき，定性的にも定量的にも改善された．しかし，初期拘束圧が小さいほど荷重初期の有効応力減少幅が大きいことや初期拘束圧の違いによる液状化に至るまでの繰返し荷重回数の変化等，低拘束圧特有の力学挙動がまだうまく説明できていないため，表現できるようにさらなる研究を進めていきたい．

参考文献

- 1) Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.
- 2) Zhang, F., Ye, B. and Ye, G. L. (2011) : Unified description of sand behavior, Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Vol.5, No.2, 121-150.
- 3) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007): Explanation of Cyclic Mobility of Soils: Approach by Stress-Induced Anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648.

地層処分の緩衝材として用いるベントナイト・珪砂混合体の不飽和力学特性

Unsaturated mechanical properties of bentonite-silica sand mixture using as a buffer material for geological disposal

古山翔悟¹，小高猛司²，崔瑛³

1 名城大学大学院・理工学研究科建設システム工学専攻

2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

3 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科・cuiying@meijo-u.ac.jp

概 要

本研究では、放射性廃棄物の地層処分に於いて緩衝材として用いられる予定のベントナイト・珪砂混合体を対象として、不飽和から飽和過程までを含む様々な含水条件下での強度・変形特性の把握を試みた。具体的には、試験材料として選択した工業製品である粉末状ベントナイトの自然状態での含水比から、ほぼ飽和に近い疑似飽和状態までの広い領域の含水比をカバーして作製したベントナイト・珪砂混合体の供試体を用いて、それぞれの含水条件下での変形・強度特性を詳細に調べた。特に、供試体の均質性と試験の再現性、ならびにせん断試験中に供試体の含水条件が極力変化させないために、非排気・非排水条件下での三軸試験を行った。ただし、せん断試験中の変形特性を詳細に把握するために、気相を含む不飽和供試体の体積変化を正確に計測できる 2 重セル構造の三軸試験装置を新たに作製して試験に用いた。その結果、供試体の飽和度が上昇するにつれ、せん断強度が低下することが示され、しかも飽和直前でその傾向が顕著になることがわかった。

キーワード：ベントナイト，緩衝材，地層処分，三軸試験，不飽和土

1. はじめに

東日本大震災における福島原発の事故処理をはじめ、脱原発社会を考える日本では、放射性廃棄物が大量かつ早期に発生する問題に直面しており、放射性廃棄物を安全かつ恒久的に処分することが重要な課題である。我が国の高レベル放射性廃棄物の地層処分に於いては、多重バリアシステムで数万年にわたり超深地層処分に於て廃棄物を封じ込めておくことを基本方針としており、2000 年に「特定放射性廃棄物の最終処分に於ける法律」¹⁾（特定放射性廃棄物とは、高レベル放射性廃棄物および TRU 廃棄物を指す）が制定されている。具体的には、ガラス固化された高レベル放射性廃棄物をオーバーパックと呼ばれる金属製容器に封入し、その周りを緩衝材で覆い、地下 300m 以深の岩盤に埋設することを基本としている²⁾。その際の緩衝材の役割は、周辺岩盤から加わる外力によってオーバーパック等の破損を防ぐ緩衝機能や、廃棄物と地下水との接触を阻み、放射性核種の移行を遅延させる遮水機能等が求められる。地層処分に於けるこれらの必要条件を持った材料として、緩衝材には高圧で圧縮したベントナイトが用いられる。なお、高レベル放射性廃棄物処分に用いられる緩衝材には、支持力性能や放射性廃棄物が発する熱を逃がすための熱伝導率や透気性の向上、また経済的な面からもベントナイ

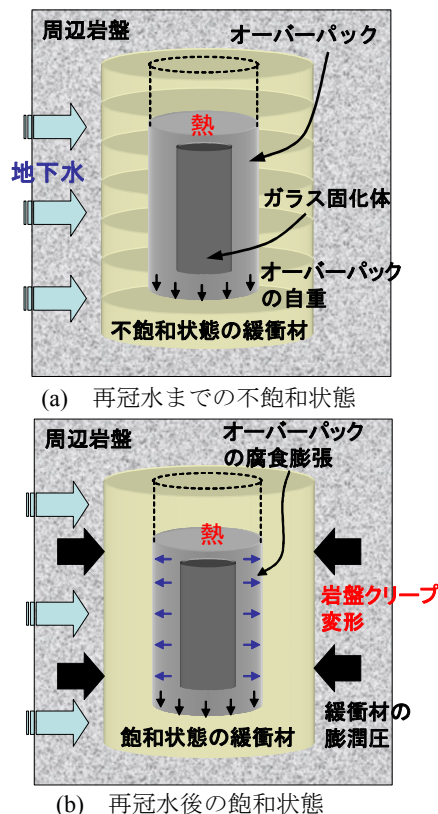


図1 地層処分に於ける多重バリアシステムの概要

トに珪砂を混入させると考えられている。

地層処分において、緩衝材および遮水材として用いられるベントナイト・珪砂混合体は、不飽和状態で締め固められて製造されるため、放射性廃棄物が搬入される処分場の操業時には不飽和状態である。この不飽和状態は、処分場の操業が終わって閉鎖された後に、地下水が処分場を完全に覆う再冠水と呼ばれる状態となるまで続く（図1（a）参照）。その後、緩衝材は地下水の浸潤により飽和するが、ベントナイト自身が持つ膨潤特性により緩衝材内部では膨潤圧が上昇するとともに、周辺岩盤からのクリープ変形やオーバーパックが腐食膨張することなどによって様々な外力が長期的にわたり作用することになり、不飽和状態の時とは環境も大きく変化する（図1（b）参照）。このように、ベントナイト・珪砂混合体は、処分場建設時の不飽和状態から、地下水環境下にて数十年を経て飽和状態に移移することが考えられる。そのため、処分場を合理的に設計するためには、不飽和状態から飽和過程までを含むベントナイト・珪砂混合体の力学特性を把握する必要がある。

そこで、本研究の目的として、様々な飽和状態での強度・変形特性を求めるために、各種の含水条件で作製したベントナイト・珪砂混合体の供試体を用いて、非排気・非排水条件下での三軸試験を行った。また、各飽和度におけるベントナイト・珪砂混合体の力学特性について説明するとともに、サクションがこれらの試験結果に及ぼす影響について議論する。

2. 供試体作製方法および試験方法

図2に本研究で用いた2重セル構造の高圧三軸試験装置の概要を示す。荷重機構にはメガトルクモータを使用している。荷重方法には単調荷重および繰り返し荷重が可能となっており、せん断速度はそれぞれ、0.01%~2.0%/min、0.01%~1.0%/minの範囲で可変となっている。なお、本研究では不飽和から飽和状態へと遷移する過程の高密度ベントナイト緩衝材の力学特性を把握することを目的としている。そのため、各種不飽和状態の珪砂・ベントナイト供試体を用いた非排気非排水条件の三軸試験を実施した。一般的な飽和供試体を用いた三軸試験を行う場合であれば、供試体の吸排水量を計測することによって試験中の供試体の体積変化を計測することが可能である。しかし、不飽和供試体を用いる場合では、供試体には液相も気相も存在するので、供試体に存在する気相の体積変化まで含めて正確に計測することが、供試体の変形特性を把握する上で必要不可欠となる。そこで、本研究では2重セル構造の三軸試験装置を使用した。2重セルは、同じ圧力を作用させられる外セルと内セルの2つを有し、試験中の供試体の体積変化と等しい水が内セルに流出入すると考え、その水の体積を2重管ビュレットと差圧計で計測する。

本研究の試料には、粉末ベントナイト（クニゲル V1、クミネ工業製 Na 型ベントナイト、自然含水比 $w=9.51\%$ ）に三河珪砂 6 号を乾燥質量比 30%で混合した試料を自然

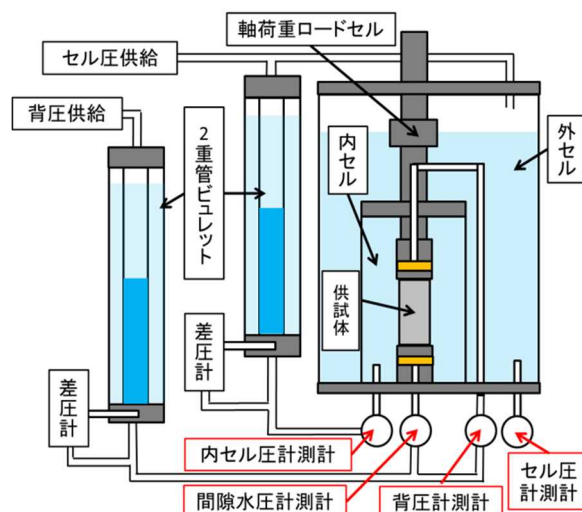


図2 2重セル構造の高圧三軸試験装置

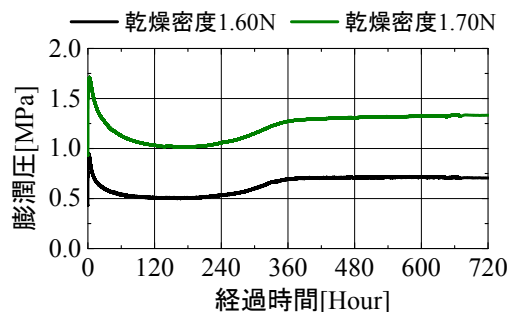


図3 ベントナイト・珪砂混合体の膨潤圧試験

表1 非排気非排水試験における試験ケース

	供試体名	飽和度 $S_r(\%)$	拘束圧 (MPa)
供試体 自然含水	IM1-1	29	0.1
	IM1-2	27	
	IM5-1	29	0.5
	IM5-2	29	
供試体 疑似飽和	QS1-1	92	0.1
	QS1-2	90	
	QS5-1	91	0.5
	QS5-2	91	
	QS15-1	92	1.5
各種不飽和供試体	VM1-1	32	0.1
	VM1-2	42	
	VM1-3	50	
	VM1-4	63	
	VM1-5	77	
	VM1-6	88	
	VM5-1	34	0.5
	VM5-2	44	
	VM5-3	48	
	VM5-4	63	
	VM5-5	73	
	VM5-6	87	
	VM15-1	79	1.5
	VM15-2	86	

含水状態の試料として用いた。作製した供試体は、供試体の飽和度ごとに異なる名称で呼ぶ。自然含水状態の試料で作製した場合は「自然含水供試体」。飽和に近い含水比の試料を用いた場合は「疑似飽和供試体」。そして、それらを補間する様々な飽和度の供試体を「各種不飽和供試体」と呼ぶ。自然含水供試体は、自然含水状態の試験試料を油圧ジャッキにて圧縮成形した後、両端面を成形し作製した。各種不飽和供試体および疑似飽和供試体は、所定の飽和度となるように、霧吹きにて含水比調整を行った試験試料を用いて、自然含水供試体と同様の手順で作製した。供試体の乾燥密度は 1.6Mg/m^3 とし、供試体は直径 35 mm、高さ 70mm の円柱とした。三軸試験の初期拘束圧は 0.1MPa および 0.5MPa の 2 つを基本とした。図 3 は完全拘束条件下でのペントナイト・珪砂混合体の膨潤圧試験の結果である。厚さ 20mm の自然含水供試体に上下端面から脱気水を注水した際の時間～膨潤圧の関係を示している。乾燥密度 1.6Mg/m^3 の供試体において、およそ 1.0MPa の膨潤圧が発生することから、実際の処分場においても、緩衝材の飽和過程において周囲の岩盤からの反力によって 1.0MPa 以上の有効拘束圧が作用する場合も想定される。そのため、本研究では高拘束圧（1.5MPa）での試験も行った。

なお、いずれの試験においても、載荷速度は 0.5%/min で軸ひずみ 15%まで非排気非排水条件のせん断を行った。表 1 に各試験ケースの詳細情報を示す。

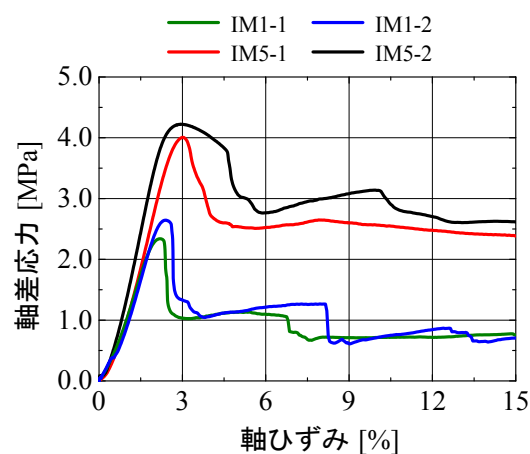
3. 試験結果

3.1 自然含水供試体の試験結果

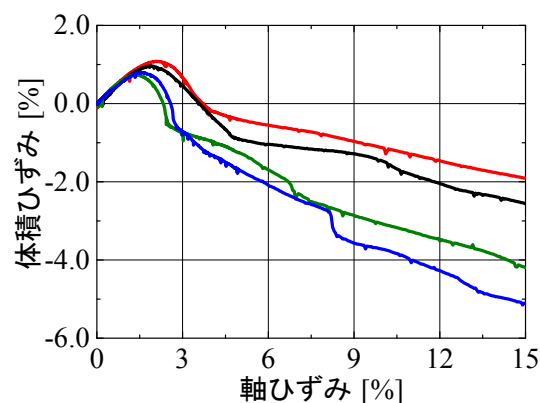
図 4 に自然含水供試体の非排気非排水三軸試験の結果を示す。凡例は表 1 に示した試験ケースである。

図 4 (a) の軸差応力～軸ひずみ関係より、いずれの供試体においても軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が急激に増加し、最大軸差応力に到達している。最大軸差応力に到達した後、供試体はひずみ軟化の挙動を示し、軸ひずみ 6%付近から残留状態となっている。この破壊形態は固結材料に見られる挙動で、試験終了時の供試体には明確なせん断面とひびが見られた。IM1-1、IM1-2 と IM5-1、IM5-2 を比較すると、最大軸差応力の値は拘束圧が高い IM5-1、IM5-2 の方が高い値となっている。また、IM1-1 と IM1-2 を比較すると、供試体の飽和度が低い IM1-2 の方が、若干ながら高い値を示している。

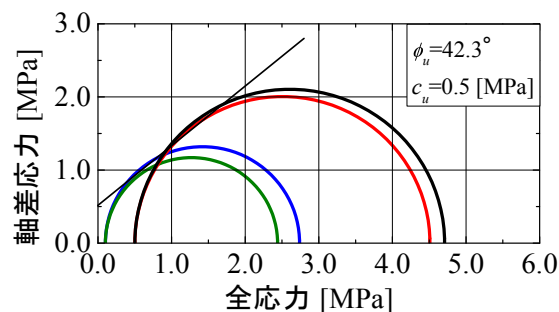
図 4 (b) の体積ひずみ～軸ひずみ関係より、供試体の体積ひずみが正の値では供試体の体積圧縮を示し、負の値では供試体の体積膨張を示している。いずれの供試体においても、軸差応力が最大値を示す手前まで体積圧縮が続いている。最大軸差応力に到達する軸ひずみでは、供試体がすでに体積膨張に転じており、その際の膨張割合は試験中に最大となっている。その後、供試体は緩やかに体積膨張を続け、残留強度を発揮している。各拘束圧を比較すると、拘束圧の低い IM1-1、IM1-2 の方が試験終了後の供試体の体積膨張量が大きくなっている。



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 体積ひずみ～軸ひずみ関係



(c) モールの応力円

図 4 自然含水供試体の非排気非排水三軸試験

図 4 (c) のモールの応力円より、粘着力 c は 0.5MPa、内部摩擦角 ϕ_u は 42.3° と、非常に大きい値となった。

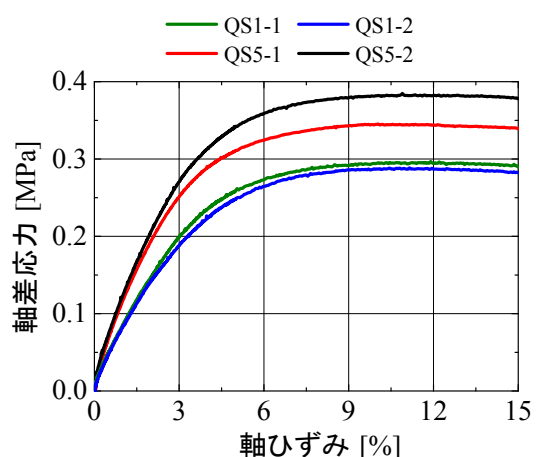
3.2 疑似飽和供試体の試験結果

図 5 に疑似飽和供試体の非排気非排水試験の結果を示す。凡例は表 1 に示した試験ケースである。

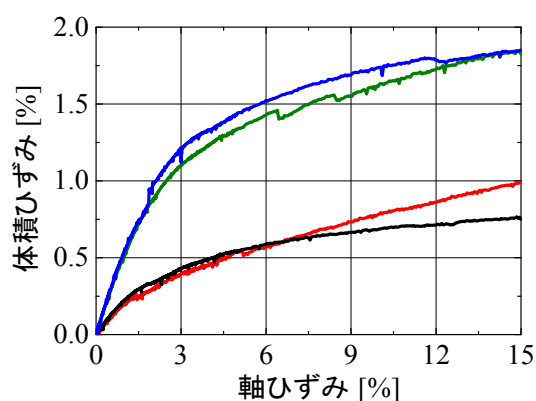
図 5 (a) の軸差応力～軸ひずみ関係より、いずれの供試体でも軸ひずみの増加に伴い軸差応力が増加し続け、軸ひずみ 10%程度で最大軸差応力に到達している。しかし、いずれの供試体においても最大軸差応力の値は自然含水供試体に比べると非常に低い値となった。さらに、自然含水供試体で見られた最大せん断応力到達後の大きなひずみ軟化挙動、試験終了後の供試体の明確なせん断面は疑似飽和供試体では見られなかった。

図 5 (b) の体積ひずみ～軸ひずみ関係より、いずれの供試体においても軸差応力の増加に伴い、供試体は体積圧縮している。せん断終了時の体積ひずみは QS1-1, QS1-2 に比べ、QS5-1, QS5-2 の方が小さい値となった。これは、等方圧縮時に拘束圧が高い方が供試体内の気相の体積が減少しており、供試体内の土粒子構造がせん断前から密詰め傾向にあったと考えられる。

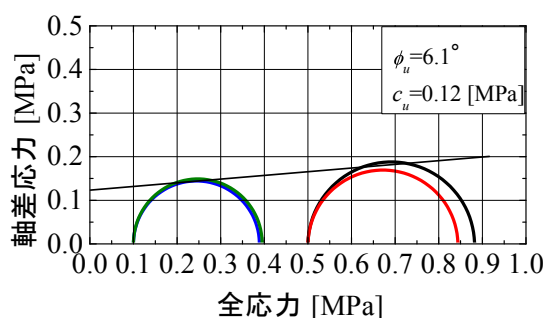
図 5 (c) のモールの応力円より、粘着力 c は 0.12MPa、内部摩擦角 ϕ_u は 6.1° となり若干の ϕ_u が見られる結果となった。しかし、本試験で使用した疑似飽和供試体は完全に飽和しておらず、完全飽和状態であれば、内部摩擦角は 0° であったと考えられる。また自然含水供試体と比較すると、粘着力および内部摩擦角とも非常に低い値となった。



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 体積ひずみ～軸ひずみ関係



(c) モールの応力円

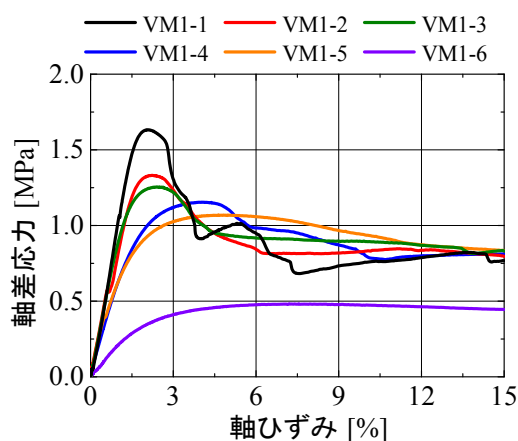
図 5 疑似飽和供試体の非排気非排水三軸試験

3.3 各種不飽和供試体の試験結果

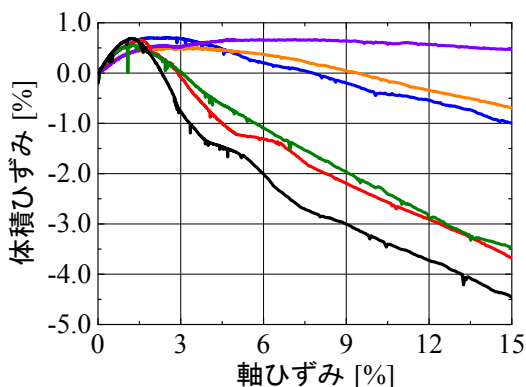
図 6～8 に各種不飽和供試体の非排気非排水三軸試験の結果を示す。なお、図 6 に拘束圧 0.1MPa、図 7 に拘束圧 0.5MPa の試験結果を示す。図 8 は各種不飽和供試体の試験結果から描いたモールの応力円となっている。凡例は表 1 に示した試験ケースである。

図 6 (a) と図 7 (a) の軸差応力～軸ひずみ関係より、拘束圧 0.5MPa で試験を実施した VM5-2～VM5-6 では、疑似飽和供試体と同様にせん断中にひずみ軟化が見られず単調に増加する結果が見られた。また、飽和度 73%である VM5-5 と飽和度 87%である VM5-6 のせん断挙動に大きな差が見られた。一方、拘束圧が低い場合、飽和度が比較的低いケースではせん断中にひずみ軟化挙動が見られるが、飽和度の増加とともにその度合いが緩やかになり、VM1-6 ではひずみ軟化挙動はほとんど見られなかった。さらに、拘束圧が高い場合も、飽和度 77%と飽和度 88%のケースのせん断挙動が大きく異なる傾向が見られた。すなわち、いずれの拘束圧においても飽和度が 70 %を超えるとせん断強度が急激に減少する傾向が見られ、これは飽和度が 70%以上になるとサクションが急激に低下するためであると考えられる。これらの試験結果から、ベントナイト・珪砂混合体では、供試体飽和度が高くなるにつれ強度が徐々に低下し、特に飽和直前で急激に低下することが示された。

図 6 (b) と図 7 (b) に体積ひずみ～軸ひずみ関係より、VM5-2～VM5-6 では疑似飽和供試体と同様に供試体は体積圧縮を続ける結果となった。しかし、VM5-1 は自然含水供試体と同様の挙動を示している。ただし、体積圧縮量は自然含水供試体に比べ小さく、供試体の体積膨張の値も小さい値となっている。VM5-3 については、いずれの供試体より大きく体積圧縮している。これは、VM5-3 の供試体が若干のゆる詰め傾向であり、VM5-3 の最大軸差応力が、飽和度の高い VM5-4 より小さくなったと考えられる。VM1-1～VM1-6 では自然含水供試体と同様の挙動を示しており、せん断開始直後の軸差応力が急激に増加する段階において供試体は体積圧縮を続けている。最大軸差応力に到達する手前で供試体は体積膨張に転じ、その後は軸差応力の急激な低下に伴い、急激に体積膨張している。残留状態となつてからは、供試体は緩やかに体積膨張している。供試体の体積ひずみは飽和度が低いほど変化量が大きく、膨張割合も大きくなっている。しかし、飽和度が高くなるほど、最大せん断応力到達後の供試体体積ひずみの膨張は徐々に見られなくなった。これらの結果から、各種不飽和供試体の飽和度が低い場合では自然含水供試体と同様に、体積圧縮した後、体積膨張に転じる挙動となる。しかし、供試体の体積圧縮量および体積膨張量はいずれも自然含水供試体よりも小さい値となった。また、供試体の飽和度が高くなると、疑似飽和供試体と同様に、せん断中に供試体は体積圧縮を続ける挙動となった。ただし、供試体の拘束圧が高い場合では、全般的に疑似飽和供試体と同様の挙動となった。しかし、供試体の飽和度が低い場合では、自然含水供試体と同様に膨張傾向を示した。これらの試験結果か

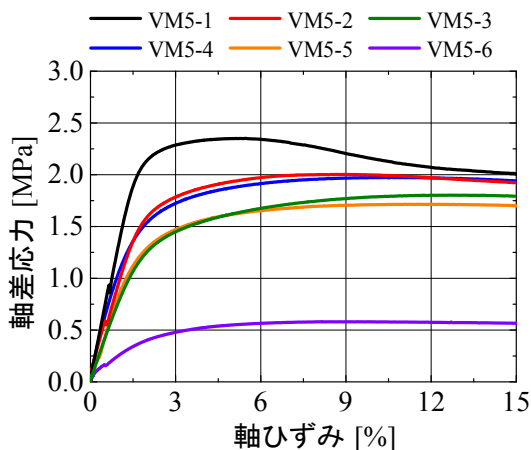


(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

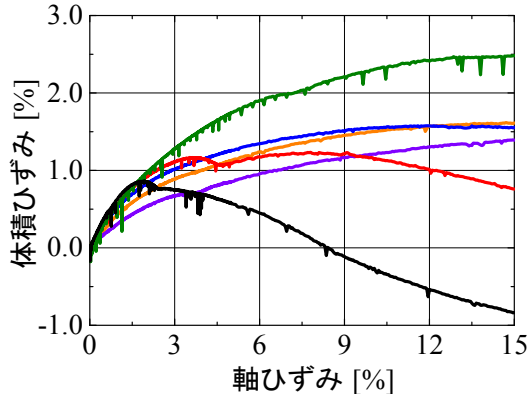


(b) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

図6 各種不飽和供試体の試験結果 (0.1MPa)



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

図7 各種不飽和供試体の試験結果 (0.5MPa)

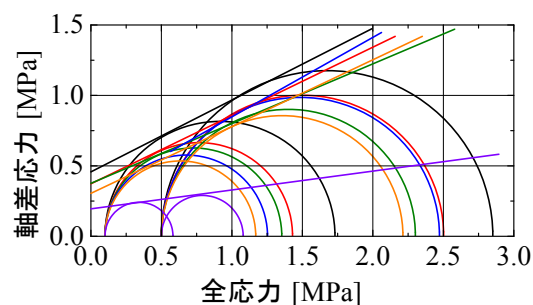


図8 各種不飽和供試体のモールの応力円

表2 各種不飽和供試体粘着力 c と内部摩擦角 ϕ_u

供試体	飽和度 (%)	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ_u (°)
各種不飽和供試体	32, 34	0.46	27.1
	42, 44	0.37	25.8
	50, 48	0.38	23.2
	63, 63	0.28	29.4
	77, 73	0.30	25.3
	88, 87	0.19	7.6

ら、試験中の珪砂・ベントナイト混合体のダイレイタンスー特性は、せん断特性と同様に供試体の飽和度と拘束圧によって変化することが示された。

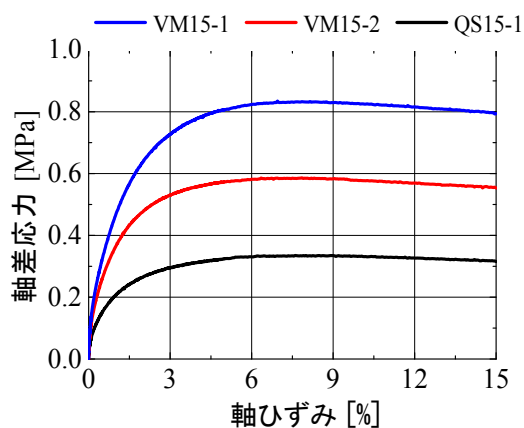
表2に図8の各種不飽和供試体のモールの応力から求めた、粘着力 c と、内部摩擦角 ϕ_u を示す。表より、供試体飽和度が高くなるにつれ、粘着力と内部摩擦角は徐々に低下し、飽和直前で急激に低下していることがわかる。

3.4 高拘束圧条件における試験結果

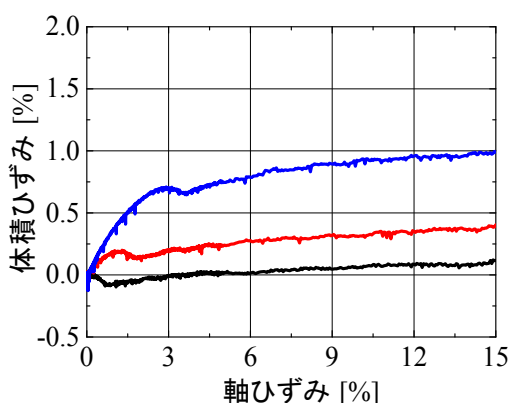
図9に高拘束圧条件による非排気非排水三軸試験の結果を示す。なお、高拘束圧としたのは、2節で述べたように実際の現場では飽和状態の高密度ベントナイト自体の膨潤圧が反力として作用することが想定されるためである。凡例は表1に示した試験ケースである。図9(c)は各飽和度の試験結果から描いたモールの応力円である。ただし、表1に示した飽和度は供試体作製時の値であり、高校側圧を作用させた状態では、気相の圧縮によって、飽和度が相当量上昇している可能性がある。

図9(a)の軸差応力～軸ひずみ関係より、いずれの供試体においても軸ひずみの増加に伴い軸差応力が増加し続け、軸ひずみ7%程度で最大軸差応力に到達している。また、最大軸差応力は飽和度が低いものほど、大きい値となり、低拘束圧（拘束圧 0.1MPa, 0.5MPa）の試験結果と同様の傾向を示した。しかし、高拘束圧の飽和度79%と飽和度86%の供試体のせん断挙動は、低拘束圧ほど大きく異なる傾向はみられなかった。これは、先述のように供試体作製時に低飽和度であった供試体でも、高拘束圧条件下では高い飽和度に変化しているためと考えられる。

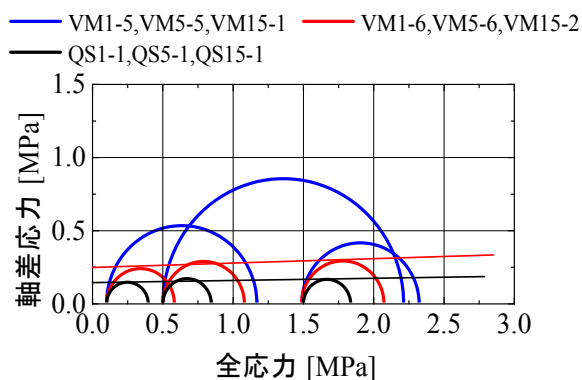
図9(b)の体積ひずみ～軸ひずみ関係から、いずれの供試体においても体積圧縮を続け、供試体の飽和度が高くなるにつれ体積変化の度合いは小さくなる結果となった。このことから、高拘束圧の試験結果は、拘束圧 0.5MPa と



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 体積ひずみ～軸ひずみ関係



(c) モールの応力円

図9 高拘束圧の非排気非排水三軸試験結果

ほぼ同様の傾向を示し、試験中のベントナイト・珪砂混合体のダイレタンシー特性は高拘束圧においても、飽和度によって変化することが示された。また、QS15-1は3.2節のQS1-1, QS5-1と同様に試験中は圧縮傾向を示したが、圧縮量は非常に小さい値となっている。これは、高拘束圧の作用によって、供試体内の空気や間隙が充填されたためと考えられる。また、せん断開始直後のわずかな体積膨張については、内セル内に貫入する载荷ロッドの補正による誤差の可能性が考えられる。

図9(c)のモールの応力円より、飽和度が約90%で整理したモール円では、粘着力 $c=0.15\text{MPa}$ 、内部摩擦角 ϕ_i

$=0.8^\circ$ 、飽和度が約80%では、粘着力 $c=0.25\text{MPa}$ 、内部摩擦角 $\phi_i=0.0^\circ$ となった。なお、飽和度約70%で整理したモール円については内部摩擦角と粘着力を求めることができなかった。これは、高拘束圧の供試体の飽和度が他の拘束圧よりも高くなっているためと考えられる。

Agusら³⁾は、様々な混合率のベントナイト・珪砂混合体の含水比とサクシオンとの関係を調べており、珪砂30%混合の供試体においては、含水比が15から25%に上昇するのに対して、サクシオンは約10MPaから1MPa程度まで低下することを示している。本研究における飽和度によるせん断挙動の違いは、このようなサクシオンの変動に大きく影響を受けていると考えられる。

また、向後・森山⁴⁾は、非塑性シルトの不飽和三軸試験を実施し、不飽和供試体に作用させるサクシオンが、せん断時の最大軸差応力やダイレタンシー特性などの力学特性に大きく影響を及ぼすことを示している。本研究の試験結果は、試験材料は異なるものの、向後・森山の試験結果の傾向ときわめて類似している。

4. おわりに

様々な飽和度を有するベントナイト・珪砂供試体の非排気非排水三軸試験を実施した。試験結果から、供試体の飽和度が上昇するにつれ、せん断強度が低下するが、特に飽和直前で急激に低下することが示された。不飽和の粘性土においては、飽和度によって土粒子間のサクシオンが大きく変化し、結果として粘性土の力学挙動に大きな影響を及ぼすことが既往の研究により示されている^{4),5)}。本研究の不飽和ベントナイトの力学特性もサクシオンの影響を受けていることは明白であることから、今後はサクシオンをパラメータとして力学特性の統一的な解釈をすすめるとともに、不飽和領域の力学挙動に適用できる数値モデルの構築を検討する。

参考文献

- 1) 経済産業省 資源エネルギー庁, 特定放射性廃棄物の最終処分に
関する法律 (平成十二年六月七日法律第百十七号, 最終改正
平成二十三年七月二二日法律第八四号)
- 2) 核燃料サイクル開発機構, わが国における高レベル放射性廃棄物,
地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまと
め—, 分冊2 地層処分の工学技術, 第IV章 処分場の設計
に関する検討, 4.1 人工バリアの設計・製作, IV-1-IV-205, 1999.
- 3) S. Agus, T. Schanz and D. Fredlund, Measurements of suction
versus water content for bentonite-sand mixtures, Canadian
Geotechnical Journal, 47(5), 583-594, 2010.
- 4) 向後雄二, 森山英樹: 不飽和シルトおよび砂・粘土混合土の三
軸応力条件下での体積変化およびせん断挙動, 農業土木学会論
文集 66(1), 35-49, 1998.
- 5) 地盤工学会編, 不飽和地盤の挙動と評価, 第4章 不飽和地盤
の評価法, pp.115-138, 2004.

K_0 および等方応力条件下で繰返し载荷を受ける堆積軟岩の力学特性

Mechanical properties of soft sedimentary rock under K_0 and isotropic cyclic loading condition

栗本悠平¹, 小枝幸真¹, 山本由弦², 阪口秀², 氏家恒太郎³, 張鋒⁴

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻

2 海洋研究開発機構

3 筑波大学・生命環境科学研究科・地球進化科学専攻

4 名古屋工業大学・高度防災工学センター・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

沈み込み帯におけるプレート境界断層（デコルマ）形成時の力学特性を理解することは、海溝型地震発生帯の形成メカニズムを解明する大きな手がかりになる。しかし、将来的にプレート境界断層になるとされるデコルマ相当層準からデコルマへの変性過程における材料の力学特性やそのメカニズムに関する研究は数少なく、室内要素試験や数値実験などの基礎的な研究が求められる。そこで、本研究ではデコルマ形成メカニズムを検討する初期段階として、境界断層を形成する岩盤の基礎的な力学特性を把握するために、房総半島の海溝斜面被覆層から採取した未固結シルト岩を用いて K_0 および等方応力条件下での静的载荷試験と動的载荷試験を実施し、試料の力学特性と試験前後における内部組織を観察した。その結果、未固結シルト岩は動的载荷を受けると塑性変形を生じるにも関わらず、その内部組織には変化がないことを確認した。

キーワード：デコルマ，繰返し载荷，帯磁率異方性

1. はじめに

プレート境界である南海トラフでは、近い将来高確率で巨大地震が発生すると予測されており、その発生メカニズムの解明が望まれている。しかし、これまでの巨大地震に関する研究は、遠方観測データや非常に古い地質記録等からの類推によるものがほとんどでありマグニチュード 8 クラスの断層材料を用いた力学試験やその形成メカニズムに関する研究は数少なく、室内要素試験や数値実験などの基礎的な研究が求められる。

このような背景のもと、近年ではプレート境界断層の掘削を目指した国際海洋掘削計画が実施されている。ODP (Ocean Drilling Program) 第 190 次航海では、図 1 に示す室戸岬沖の南海トラフにおいて掘削調査が実施された。図 2 に示す試料より、将来的にプレート境界断層になると考えられる Site1173 のデコルマ相当層準（以下、プロトデコルマ）では自生鉱物粒子による粒子間セメンテーションが存在し、低密度な状態であることが確認されている。また、Site1174 のプレート境界断層に相当するデコルマ内部では、異常とも言える体積変化を生じ、高密度な状態であることがわかっている^{1),2)}。これは、プロトデコルマで形成されていた粒子間セメンテーションが数十万年の月日を経てデコルマへ変化する過程で崩壊し、高密度な状態に移行し

たことを意味している。一方、採取されたデコルマのコア試料を観察すると、図 3 に示すように数 mm～数 cm 程度の角礫から形成されており、その角礫内部においてはランダム組織を保持していることが確認されている。これは、デコルマを形成する角礫内部においてはせん断を受けた形跡が認められないことを意味している。

地盤工学においては、セメンテーションや構造の崩壊は一般的にはせん断に起因するとされている。しかし、デコルマを形成する角礫内部はランダム組織を保持したままセメンテーションが崩壊して高密度な状態であり、この一般認識と矛盾している。一方、既往の研究から低周波数を持つ地震によりデコルマ層準において瞬間的な流圧変動が発生している³⁾こと、緩い砂は小さな振動により大圧縮する⁴⁾ことがわかっている。そこで、著者らは従来の認識とは大きく異なるデコルマ形成メカニズムの仮説を立てた。すなわち、ランダム組織を保持したままセメンテーションや構造が崩壊する原因は、静的なせん断圧縮だけでなく、図 4 に示すようなプレート境界で頻発する地震やプレート境界断層内部の局所的な材料破壊、流圧の変動等により発生する「平均応力と偏差応力が共に変化する動的外力」にあると仮定した。なお、デコルマの異常とも言える高密度化が静的なせん断圧縮に起因する可能性は、既に数値実験により検証⁵⁾されており、否定されている。

本稿では、デコルマ形成メカニズムを検討する初期段階として境界断層を形成する岩盤の静的、および動的挙動などの基礎的な力学特性を把握するために、予備試験として房総半島の海溝斜面被覆層から採取した未固結シルト岩を用いて K_0 および等方応力条件下での静的载荷試験と地震等による動的外力を想定した動的载荷試験を実施し、試験前後における試料の力学特性と内部構造・組織を観察した結果を報告する。

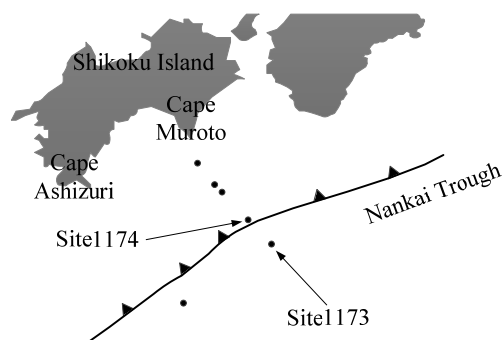


図1 ODP Leg190の掘削地点（黒丸）

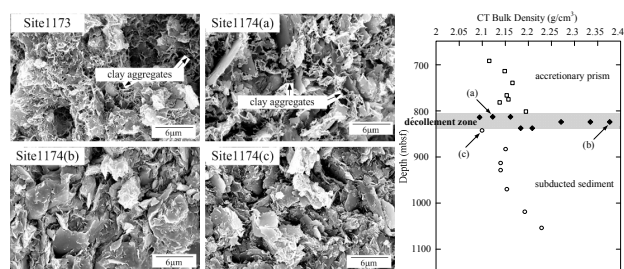


図2 Site1173 および Site1174 の内部組織（SEM）と密度分布²⁾

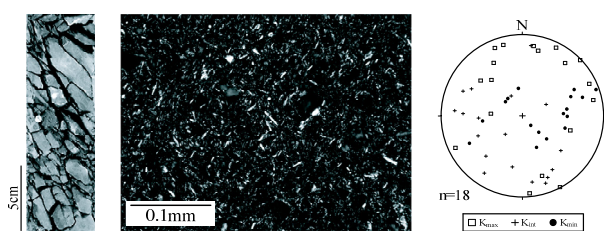


図3 Site1174 の断層角礫および内部組織（AMS）²⁾

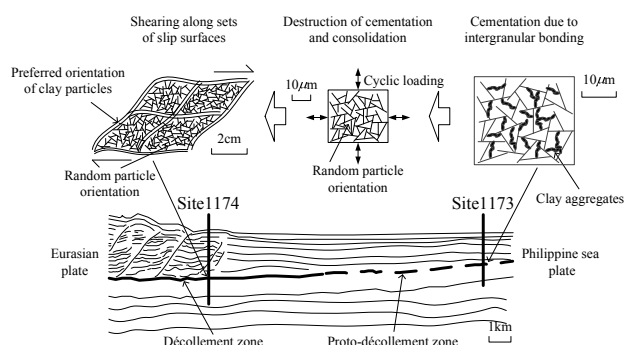


図4 南海トラフの断面および海底堆積物内部構造の概略図
(文献2)に加筆)

2. 試験概要

本研究では「デコルマは動的外力により形成される」という仮説を検証するために、プロトデコルマとデコルマの原位置応力状態を再現可能、すなわち、最大 20MPa の高圧下で最大 10Hz という高周波数の異方・等方動的荷重を载荷できる 2 種類 (K_0 载荷仕様と等方応力载荷仕様) の試験装置⁶⁾を開発した。なお、上記試験装置を用いた室内要素試験はあくまでも試料の変形や体積変化などの巨視的特性を把握するものであり、試料内部の微視的構造・組織や各種物理特性の変化を評価することは困難である。そこで、磁場を与えて粒子の配列方向を測定する帯磁率異方性 (AMS) 測定^{6),7)}に着目し、载荷前後における試料内部の組織変化を観察することで微視的变化を評価できる環境を整えた。

2.1 試験試料

本試験では房総半島に露出し、約 300 万年前に海溝斜面に堆積した被覆層から採取した未固結シルト岩を使用する。試験試料に房総半島の未固結シルト岩を使用する理由は、房総半島が南海トラフと同様にプレート沈み込み境界であることに加え、南海トラフ試料と同程度に圧密されており、物性が近いためである。なお、コアリングは地層面と直交方向に行い、その後は図5に示すように直径 25mm × 高さ 20mm に端面整形した。整形後は試料の状態を保つために真空パック状態で冷蔵保管した。

表1に K_0 および等方応力条件下での静的・動的载荷試験に用いた未固結シルト岩の物性値を示す。これより、同じサンプル箇所から採取された未固結シルト岩であるにもかかわらず、実施する試験により物性値が異なることがわかる。この要因としては、採取した時期が異なること、たとえ同じサンプルブロックから整形した場合でも箇所により堆積期間が数万年と異なるためである。これは、後述する帯磁率異方性の初期値にも影響を与えている。ただし、本試験の目的は载荷による試料の変形特性と内部構造・組織の変化を試験前後で連続的に把握することにあり、初期物性値の違いは問題ないと考えられる。

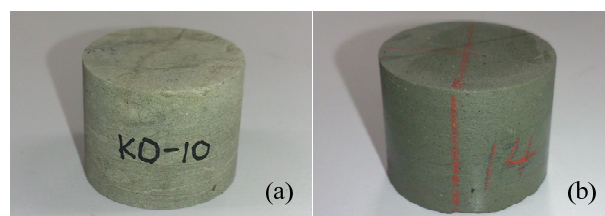


図5 未固結シルト岩；(a) K_0 条件, (b)等方応力条件

表1 未固結シルト岩の物理特性

	Unit	K_0 condition	Isotropic condition
Soil particle density ρ_s	g/cm ³	2.64	2.66
Dry unit weight γ_d	kN/m ³	14.4	11.9
Void ratio e	-	0.80	1.20
Moisture content w	%	25.9	43.2
Degree of saturation S_r	%	85.7	96.2

3. 静的載荷試験（予備試験）

3.1 試験条件

動的載荷試験に先立ち静的載荷試験を実施し、 K_0 状態と等方応力状態での圧密降伏応力 p_c と静的荷重が未固結シルト岩の内部構造・組織に与える影響を把握する。 K_0 条件下では、ひずみ速度 0.01%/min で最大鉛直応力 20MPa の定ひずみ圧密試験、等方応力条件下では表 2 に示す試験条件で段階圧密試験を実施する。なお、両試験では不飽和状態の未固結シルト岩を用いる。

表 2 静的載荷試験（段階圧密試験）条件

Loading condition: 60 minutes/stage	
Loading:	0.2 → 0.4 → 0.8 → 1.6 → 3.2 → 6.4 → 12.8 → 16
Unloading:	12.8 → 6.4 → 3.2 → 1.6 → 0.8 → 0.4 → 0.2 → 0.1
Unit: MPa	

3.2 試験結果および考察

図 6 に各応力条件下で得られた未固結シルト岩の圧密曲線を示す。図 6(b) に示す段階圧密試験結果より、0.2～0.8MPa の低拘束圧下における間隙比が大きく変化していることがわかる。この原因は、試料の力学特性やばらつきでなく、試料寸法が直径 25mm×高さ 20mm である場合は試験装置の都合上、低拘束圧下で左右変位計が大きく変動するためであると考えられる。以上の結果より、本試験で用いる未固結シルト岩の圧密降伏応力は K_0 状態では 5～6MPa、等方応力状態では 4～6MPa と推定される。なお、静的載荷による試料の内部構造・組織の変化に関しては 4 章で述べる。

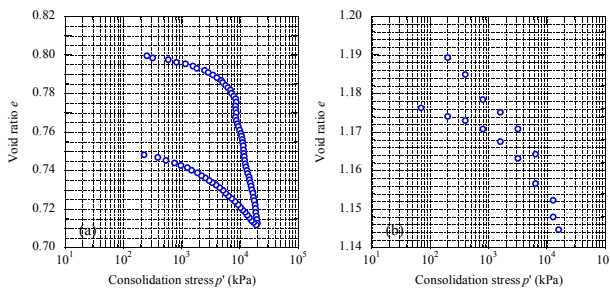


図 6 e - $\log p'$ 関係；(a)定ひずみ圧密試験，(b)段階圧密試験

4. 動的載荷試験および帯磁率異方性（AMS）測定

4.1 試験条件

動的荷重を受ける未固結シルト岩の力学特性と内部構造・組織の変化を把握するために、 K_0 動的載荷試験と等方動的載荷試験の 2 種類を実施する。ここで、 K_0 動的載荷試験とは実地盤の応力状態である K_0 条件下で試料に繰返し荷重を作用させる試験である。試験は圧密応力までは上端排水とし、動的載荷中は非排水条件で実施した。一方、等方動的載荷試験とは等方応力という特殊な応力条件下で試料に繰返し荷重を作用させる試験であり、水を媒体として等方応力状態を再現する。試験は圧密応力まで両端排水

とし、動的載荷中は K_0 動的載荷試験と同様に非排水条件で実施した。なお、両試験には静的載荷試験と同様に不飽和状態の試料を用いている。この理由としては、作用させる荷重を確実に有効応力として与えるためである。表 3 に静的載荷試験から得られた圧密降伏応力を基に設定した K_0 および等方動的載荷試験の試験条件を示す。なお、 K_0 および等方動的載荷試験は同条件で実施した。

本試験における応力経路を図 7 に示す。これより、設定荷重を精度良く制御していることが確認できる。また、圧密応力まで載荷後は約 1 時間荷重を保持し、動的載荷を加える。これは、変位が定常化しない状態で動的載荷を与えると、変位量が静的載荷、動的載荷のどちらにより発生したのか区別しにくいためである。

表 3 K_0 および等方動的載荷試験条件

Case	Consolidation stress (MPa)	Stress amplitude (MPa)	Frequency (Hz)	Number of vibration (times)
A	5	1	0.5	1000
B		4		
C	10	1		

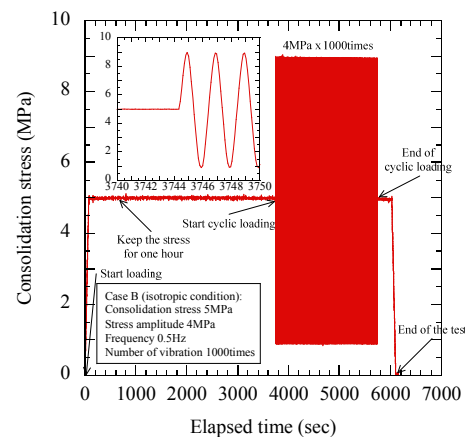


図 7 等方動的載荷試験の応力経路（代表例 CaseB）

4.2 試験結果および考察

図 8 に K_0 および等方動的載荷試験における鉛直変位～振動回数関係を示す。グラフの縦軸は振動開始直前の変位を 0mm としたときの鉛直変位の値である。図 8(a) に示す K_0 動的載荷試験における Case A と Case B の応力振幅の違いに着目すると、応力振幅が大きいほど動的載荷中の変位の増減幅が大きく、載荷後の塑性変形量も大きく発生することがわかる。さらに、Case A と比較して応力振幅が大きい Case B に着目すると、振動回数が 670 回を過ぎた辺りから急激に変位増加していることが確認できる。これは、 K_0 条件下で応力振幅が大きな動的荷重を作用させたことにより、金属の疲労破壊に似た現象が発生したためと考えられる。この現象は同条件下で複数回確認しているが、今後も継続的に試験を実施し、再現性を確認する必要がある。また、 K_0 条件下での Case A と Case C の初期圧密応力の違いに着目すると、圧密応力が大きいほど動的載荷中の変位増減幅は小さいが、載荷後の塑性変形量は大きいことが分

かる。この要因としては、Case Cでは二次圧密により振動開始直前も変位が一定になることはなく、動的载荷中もその影響を強く受けたためであると考えられる。

次に、図 8(b)に示す等方動的载荷試験における Case A と Case B の応力振幅の違いに着目すると、応力振幅が大きいほど振動中の変位の増減幅は大きく、動的载荷後の塑性変形量も大きいことがわかる。ただし、 K_0 動的载荷試験と異なり、急激に変位が増加する疲労破壊現象は確認されなかった。これは、等方応力条件下で繰返し荷重を作用させたためで、せん断応力が発生しないことが原因と考えられる。また、Case A と Case C の初期圧密応力の違いに着目すると、圧密応力が大きいほど振動中の変位の増減幅が小さく、振動後の塑性変形量も小さいことがわかる。

図 9 に静的・動的载荷試験前後における試料の内部組織を磁率異方性 (AMS) 測定により検討した結果を示す。これより、荷重载荷前の試料は堆積過程の影響を受け、面構造が既に発達しているが、応力条件下によらず静的・動的荷重は未固結シルト岩の AMS 変化に寄与していないと言える。

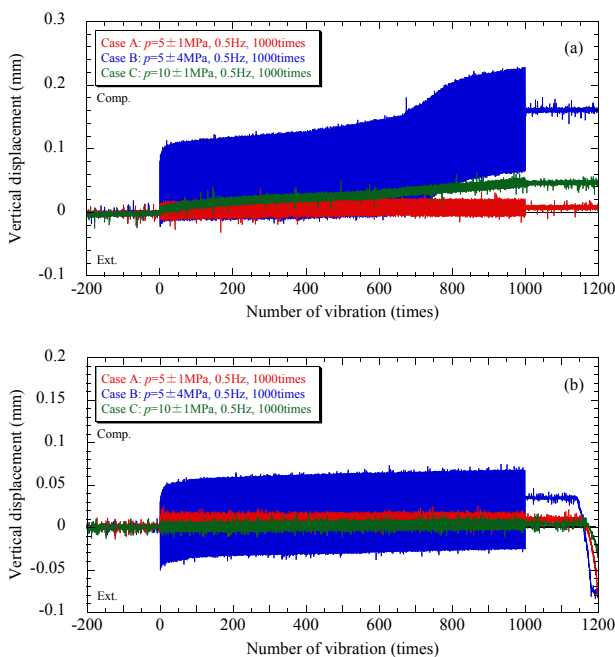


図 8 動的载荷試験結果 (鉛直変位～振動回数関係) ; (a) K_0 条件, (b)等方応力条件

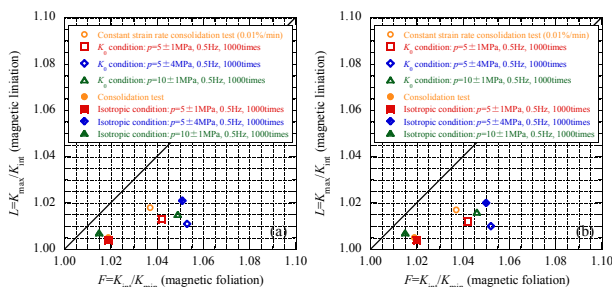


図 9 帯磁率異方性測定結果 ; (a)試験前, (b)試験後

5. まとめ

本研究で提案するデコルマ形成メカニズムの仮説を検証するために、その初期段階として未固結シルト岩を用いた予備試験を実施した。その結果、全試験ケースにおいて動的载荷を受けると塑性変形するにも関わらず、内部組織の状態を表す指標の一つである AMS に変化は見られなかった。さらに、 K_0 条件下における動的载荷試験では、動的载荷中に金属の疲労破壊に似た現象が発生し、急激な変位増大が見られた。これは、内部組織を保持したまま急激な密度増加を意味し、自然のデコルマから類推される力学特性と全く同じである。言い換えれば、堆積物試料が地震等の動的外力を受ける場合は内部組織を保持したまま大圧縮するという自然のデコルマと同様の現象を見出した。よって、本研究で提案する試験装置、および試験方法により、デコルマの形成メカニズムを解明する糸口を見つける可能性が示された。ただし、今回は試料が初期に有する異方性が大きく、動的载荷過程で発生した変位量が極めて小さいために、AMS に変化が生じなかった可能性も考えられる。今後は異方性を有していない再構成の藤森粘土を作製し、圧密量および初期異方性をコントロールした試料を用いて载荷試験を実施し、仮説の検証を継続する。

参考文献

- 1) Morgan, J. K. and Karig, D. E.: Décollement processes at the Nankai accretionary margin, southeast Japan: Propagation, deformation, and dewatering: *Journal of Geophysical Research*, Vol.100, No.B8, pp.15221-15231, 1995.
- 2) Ujiie, K., Hisamitsu, T. and Taira, A.: Deformation and fluid pressure variation during initiation and evolution of the plate boundary décollement zone in the Nankai accretionary prism, *Journal of Geophysical Research*, Vol.108, No.B8, pp.2398-1-14, 2003.
- 3) Davis, E. E., Becker, K., Wang, K., Obara, K., Ito, Y. and Kinoshita, M.: A discrete episode of seismic and aseismic deformation of the Nankai trough subduction zone accretionary prism and incoming Philippine Sea plate, *Earth and Planetary Science Letters*, Vol.242, No.1-2, pp.73-84, 2006.
- 4) Asaoka, A.: Consolidation of clay and compaction of sand -An elasto-plastic description-, Keynote lecture, 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al, Singapore, Vol.2, pp.1157-1195, 2003.
- 5) Kurimoto, Y., Yamamoto, Y., Sakaguchi, H. and Zhang, F.: Numerical experiments on the influence by shear deformation to the formation of décollement zone, 1st International Conference on Computational Engineering and Science for Safety and Environmental Problems, Sendai, Japan, pp.150-153, 2014.
- 6) 栗本悠平, 小枝幸真, 張鋒, 阪口秀, 氏家恒太郎, 山本由弦: 動的繰返し荷重による堆積軟岩の帯磁率異方性発達の実験検証, 第 25 回中部地盤工学シンポジウム, pp.91-94, 2013.
- 7) Nakai, M.: Anisotropy of magnetic susceptibility (Explanation of geologic term), *Earth Science (Chikyu Kagaku)*, Vol.54, pp.279-280, 2000.

小径倍圧型水圧ピストンサンプラーの硬質地盤に対する適用性

Applicability of the small diameter sampler

with a two-chambered hydraulic piston for hard soil deposits

正垣孝晴¹, 津坂喜彦², 中野義仁³

1 防衛大学校・システム工学群建設環境工学科

2 アオイテック・技術部・E-mail address tsusaka@aoi-tec.co.jp

3 興和・土質試験センター

概 要

小径倍圧型水圧ピストンサンプラーの粘性土と砂質土地盤への適用性の検討が継続的に行われ、幅広い塑性や強度を有する高有機質土、沖積粘土、洪積粘土、沖積砂に対して高品質な試料が採取できることが明らかにされてきた。これらの実績から、このサンプラーは、2012年のサンプリング基準の改訂で、同じ単管構造の水圧式サンプラー（JGS 1221-2012）を満足するサンプラーとして同基準に組み込まれた。小径倍圧型水圧ピストンサンプラーの最大の利点は、66mmのボーリング孔径から、粘性土や砂質土を高品質で採取できることにある。さらに、水圧式であることから、二重管（JGS 1222-2012）と三重管（JGS 1223-2012）サンプラーに比べ採取試料の品質がオペレータの技術力に依存しないことも大きな利点である。

本稿では、従来の著者らの結果に硬質粘性土と密な砂質土に対する結果を統合して、国内外41箇所の堆積地から採取した沖・洪積粘土、高有機質土、第三紀粘土、砂質土地盤に対する小径倍圧型水圧ピストンサンプラーの適用性を検討する。

キーワード：小径倍圧サンプラー、硬質土、試料の乱れ、一軸圧縮強さ、圧密降伏応力、体積ひずみ

1. はじめに

小径倍圧型水圧ピストンサンプラーの粘性土と砂質土地盤への適用性の検討が継続的に行われ、幅広い塑性や強度を有する高有機質土、沖積粘土、洪積粘土、沖積砂に対して高品質な試料が採取できることが明らかにされてきた^{1)~5)}。これらの実績から、このサンプラーは、2012年のサンプリング基準の改訂で、同じ単管構造の水圧式サンプラー（JGS 1221-2012）を満足するサンプラーとして同基準に組み込まれた。小径倍圧型水圧ピストンサンプラーの最大の利点は、66mmのボーリング孔径から、粘性土や砂質土を高品質で採取できることにある。さらに、水圧式であることから、二重管（JGS 1221-2012）と三重管（JGS 1223-2012）サンプラーに比べ採取試料の品質がオペレータの技術力に依存しないことも大きな利点である。

本稿では、従来の著者らの結果に硬質粘性土と密な砂質土に対する結果を統合して、国内外41箇所の堆積地から採取した沖・洪積粘土、高有機質土、第三紀粘土、砂質土地盤に対する小径倍圧型水圧ピストンサンプラー（試料径によって45-mm、50-mmと略記）の適用性を検討する。

その結果、 $q_u=8\sim1415\text{kN/m}^2$ の沖・洪積粘土や第三紀粘土に加え、標準貫入試験（SPT）による N 値が3~54の砂

質土に対しても二重管サンプラー（JGS 1222）や三重管サンプラー（JGS 1223）と同等以上の品質で試料が採取できることを示す。また、JGS 1221, 1222, 1223が対象とする粘性土、砂質土のサンプリング方法の統一化に向けた考察を行う。

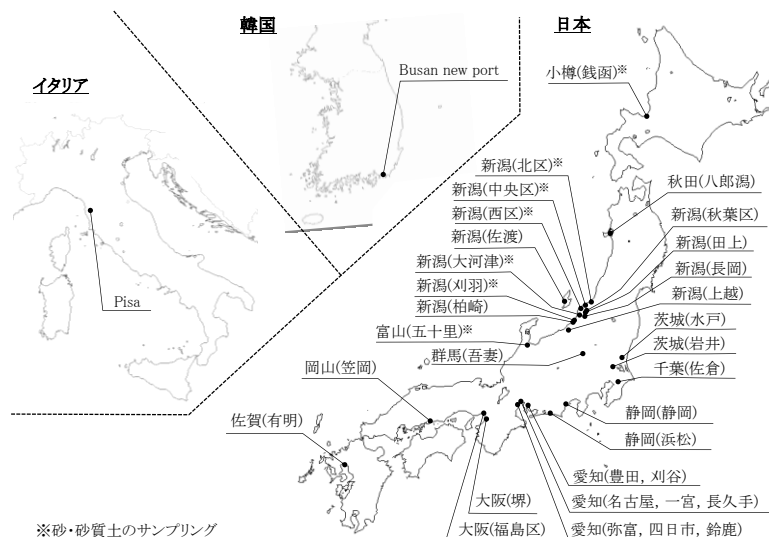
2. 試料採取地と地盤概況

図-1と表-1は、45-mmと50-mmで採取した試料の採取地と採取土の土質特性をまとめている。イタリア⁶⁾と韓国⁷⁾を含む国内外の41堆積地の塑性指数 I_p が7~370、 q_u が8~1415kN/m²、圧密降伏応力 σ_p が17~2118kN/m²の高有機質土を含む粘性土と $N=3\sim54$ の砂質土である。

表-1の出典のない採取地が本稿で新規に扱う22試料であるが、出典を示した19試料の結果も統合して検討する。

3. 地盤強度と試料採取長の関係

表-1に示した各堆積地から45-mmと50-mmで採取した粘性土の試料採取長 l と q_u の関係を図-2に示す。また、同様に砂質土の l と N の関係を図-3に示す。45-mmと50-mmの試料径はそれぞれ45mmと50mmであり、最大採取長は



それぞれ 50cm と 73.5cm である。粘性土地盤では、ボーリングマシンや仮設足場を反力(2~3ton 程度)にして採取しており、45-mm は $q_u \leq 510 \text{ kN/m}^2$ で、50-mm は $q_u \leq 519 \text{ kN/m}^2$ で最大採取長に近い l の試料が採取できている。また、45-mm では $q_u = 1415 \text{ kN/m}^2$ 、50-mm では $q_u = 907 \text{ kN/m}^2$ の地盤に対して最大採取長のそれぞれ 60%と 75%の試料が採取できている。砂質土地盤に対しては、 N とチューブ貫入力の関係¹⁴⁾から必要な反力を推定して試料を採取しているが、45-mm と 50-mm 共に $N \leq 50 \sim 54$ の砂地盤であっても最大採取長に近い試料が採取できている。

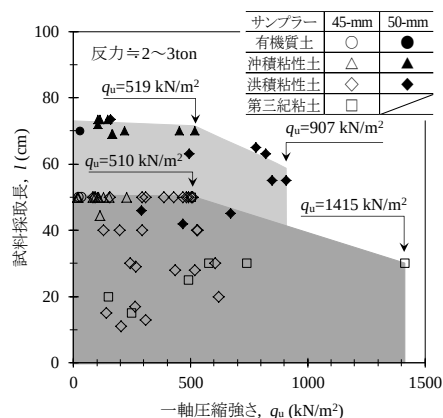
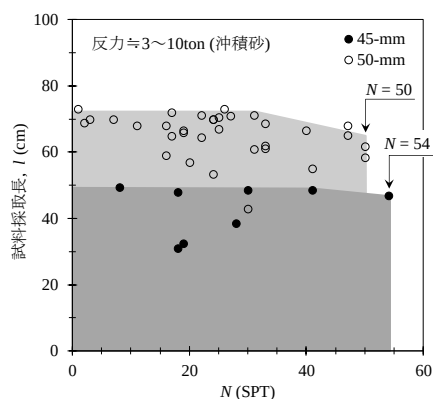


図-2 試料採取長と一軸圧縮強さの関係 (粘性土地盤)

図-3 試料採取長と N の関係 (砂質土地盤)

4. 採取試料の強度・圧密特性と品質

45-mm と 50-mm で採取した洪積と第三紀粘土の代表的な試料に対する圧縮応力 σ と圧縮ひずみ ε の関係を図-4 に

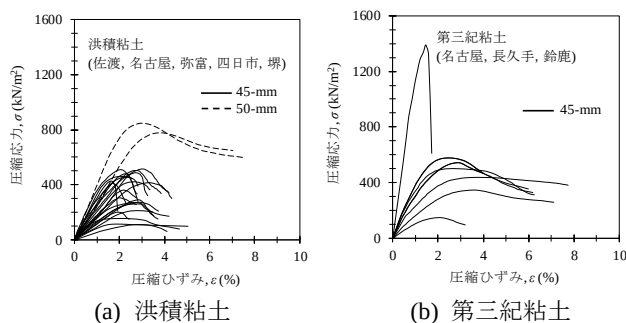


図-4 圧縮応力と圧縮ひずみの関係

示す。同図は、複数の堆積地の結果を集約しているため、 q_u の差はあるが、破壊ひずみ ε_f は概ね 3%以下であり、品質の良い試料が採取できていることが分かる。

図-5 は、表-1 の各堆積地から得た一軸圧縮試験による q_u と三軸圧縮試験 (uu) による主応力差 ($\sigma_a - \sigma_r$) を N に対してプロットしている。図中の直線は、総てのプロットに対する回帰直線であり、 r は相関係数である。

我が国の港湾地域および内陸部の沖・洪積粘性土における範囲 ($q_u = 0.025N \sim 0.05N$)¹⁵⁾ をハッチで示しているが、このハッチを外れる $N = 5 \sim 10$ のプロット (◆) は、従来の品質を超える試料が採取出来ているとも解釈できる。回帰式はハッチの下部に位置している。

図-6 は、一軸と三軸 (uu) の強度試験と標準圧密試験を同時に実施した試料に対する σ_p と粘着力 c の関係である。また、図中の直線と r は図-5 と同様求めている。プロット数は多くはないが、 σ_p と c の間には正の関係がある。これらのプロットの多くは、濃尾平野から採取した試料から得ており、同地域で従来から知られている関係 ($\sigma_p \approx 3c \sim 6c$)¹⁶⁾ の範囲にあり、回帰式の係数である 3.84 は、これらの関係の平均値である。

図-7 は、高有機質土、沖・洪積粘土、第三紀粘土から採取した試料に対する標準圧密試験結果から得た体積ひずみ ε_{v0} と過圧密比 OCR の関係である。 ε_{v0} は乱れに対する試料の品質を示す指標になる²⁾が、 OCR が大きくなるとこの値は小さくなる。本研究で得た 45-mm と 50-mm による試料 (●) の ε_{v0} は、既往の結果^{6),11)}と同様に、Lacasse と Berre¹⁷⁾や従来の我が国の品質の良好な採取試料の結果²⁾の範囲内にあり、45-mm と 50-mm は品質の良好な試料が採取できていることがわかる。なお、45-mm と 50-mm で採取した砂質土の品質については、新潟北区 (東港)³⁾、

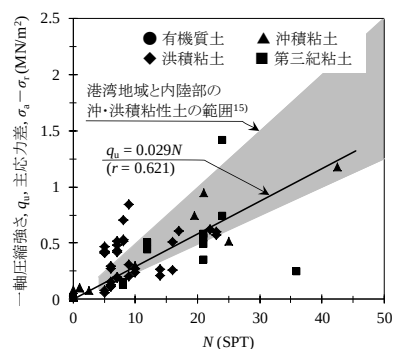
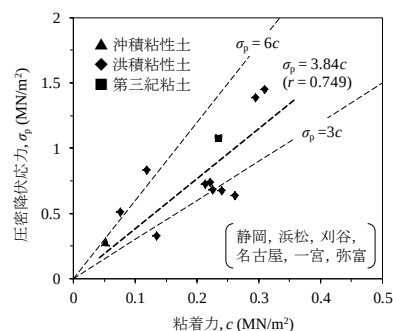
図-5 圧縮強さと N の関係

図-6 圧密降伏応力と粘着力の関係

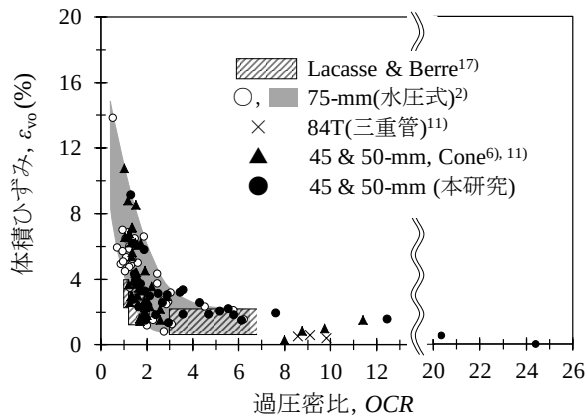


図-7 体積ひずみと過圧密比の関係

新潟中央区(女池)⁴⁾、新潟西区(中権寺)¹²⁾の結果から、三重管サンプラーと同等以上の品質であることを確認している。

小径倍圧型水圧ピストンサンプラーは、 $q_u=8 \sim 1415 \text{ kN/m}^2$ の高有機質土、沖・洪積粘土、第三紀粘土や $N=3 \sim 54$ の砂質土が高品質で採取できることを示した。同サンプラーによる採取試料径は、45mm と 50mm であるが、直径 $d15\text{mm}$ 、高さ $h35\text{mm}$ の一軸供試体や $d30\text{mm}$ 、 $h10\text{mm}$ の圧密供試体は、標準寸法の供試体と同等の強度・圧密特性を与え^{1),18)}、これらの寸法は、当該 JIS でも認められている。また、50-mm は 73.5cm の試料長が採取できることから、繰返し三軸試験や変形試験も行える^{3),4)}。さらに、同サンプラーによる試料採取は、イタリアや韓国を含めて国内外の 41 地点の幅広い地域の地盤を対象に実施しているが、これらの地盤は、本稿で新規に扱った 22 試料のような二重管サンプラーや三重管サンプラーが対象とする硬質粘性土や密な砂質土も含まれている。したがって、小径倍圧型水圧ピストンサンプラーは、JGS 1221, 1222, 1223 による単管、二重管、三重管サンプラーが対象とする粘性土、砂質土も採取できることになる。また、水圧式であることから、採取試料の品質がオペレータの技術力に依存しない利点がある。このことは、試料採取の低廉化や仕様書の単純化の効果も大きい。

5. おわりに

小径倍圧型水圧ピストンサンプラーは、2012 年のサンプリング基準の改訂で、同じ単管構造の JGS 1221 の基準を満たすサンプラーに組み込まれた。サンプリング基準は、サンプラーの構造で分類され、適用地盤を定めているが、単管式である小径倍圧型水圧ピストンサンプラーで二重管と三重管サンプラーが対象とする硬質粘性土や密な砂質土が高品質で採取できることが示された。このことは、対象地盤に応じてサンプリング方法を規定するなど、サンプリング方法の統一化への道も拓かれることを意味する。

- 1) 正垣孝晴：性能設計のための地盤工学-地盤調査・試験・施工管理まで、鹿島出版会、2012。
- 2) Shogaki, T.: A method for correcting consolidation parameters for sample disturbance using volumetric strain, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.3, pp.123-131, 1996.
- 3) 吉津考浩・正垣孝晴・中野義仁・菅野高弘：チューブサンプリングで得た新潟東港堆積砂の動的強度・変形特性、土木学会関東支部研究発表会、2014。
- 4) Shogaki, T., Sakamoto, S., Nakano, Y. and Shibata, A.: A applicability of the small diameter sampler for Niigata sand deposits, *Soils and Foundations*, Vol.46, No. 1, pp. 1-14, 2006.
- 5) Shogaki, T. and Sakamoto, R. : The applicability of small diameter sampler with a two-chambered hydraulic piston for Japanese clay deposits, *Soils and Foundations*, Vol.44, No. 1, pp.113~124, 2004.
- 6) 正垣孝晴・蛭崎大介・菅野康範・中野義仁・北田奈緒子：ピサの斜塔下の粘性土の地盤工学的性質、土と基礎、Vol.53, No. 3, pp.26~28, 2005.
- 7) Shogaki, T., Nochikawa, Y., Jeong, G. H., Suwa, S. and Kitada, N. : Strength and consolidation properties of Busan new port clays, *Soils and Foundations*, Vol.45, No. 1, pp.153~169, 2005.
- 8) 地盤工学会：地盤調査・試験法の小型・高精度化に関する研究委員会報告第 5 章、最近の地盤調査・試験法と設計・施工への適用に関するシンポジウム論文集、pp.137~150, 2006.
- 9) Shogaki, T., Sakamoto, R., Kondo, E. and Tachibana, H. : Small diameter cone sampler and its applicability for pleistocene osaka Ma12 clay, *Soils and Foundations*, Vol.44, No. 4, pp.119~126, 2004.
- 10) 正垣孝晴・高橋章・熊谷尚久：既設アースダム堤体の耐震性能評価法ーレベル1地震動を想定してー、土と基礎、Vol.56, No. 2, pp.24-26, 2008.
- 11) 正垣孝晴・中野義仁：コーン機能を有する小径倍圧型水圧ピストンサンプラーで採取した試料の品質、地盤工学ジャーナル、Vol.5, No.2, pp.363~375, 2010.
- 12) 中野義仁・柴田東・正垣孝晴：小径倍圧型水圧ピストンサンプラーで採取した新潟砂の動的強度・変形特性、第 37 回地盤工学研究発表講演集、pp. 141~142, 2002.
- 13) 坂保吉則・大塚悟・高原利幸：信濃川大河津分水旧可動堰の基礎地盤特性：土木学会第 68 回年次学術講演概要集、pp. 313~314, 2013.
- 14) Shogaki, T., Nakano, Y. and Shibata, A.: Sample recovery ratios and sampler penetration resistance in tube sampling for Niigata sand, *Soils and Foundations*, Vol.42, No. 5, pp. 111-120, 2002.
- 15) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、二分冊の一、pp.308~309, 2013.
- 16) 久保祐一・坪田邦治：伊勢湾および濃尾平野地域の圧密特性について、中部地質調査業協会「土と岩」、pp.42~44, 2007.
- 17) Lacasse, S. and Berre, T. : Triaxial testing methods for soils, *Advanced triaxial testing of soil and rock*, ASTM STP 977, pp. 264~289, 1988.
- 18) 地盤工学会：地盤調査・試験法の小型・高精度化に関する研究委員会、最近の地盤調査・試験法と設計・施工への適用に関するシンポジウム論文集、pp.付-1~14, 2006.

非破壊分析の適用による土壌中の重金属移動と不溶化メカニズムの解明 Lead transport and immobilization mechanism in lead-contaminated soil applying the non-destructive analysis

小川翔平¹, 加藤雅彦², 佐藤健²

1 岐阜大学大学院・工学研究科生産開発システム工学専攻・kkgxq712@yahoo.co.jp

2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科

概 要

不溶化処理は重金属の移動を抑制することが目的であるが、そのためには資材との反応による重金属不溶態の形成が不可欠である。しかし、実土壌中での重金属移動と資材との不溶化メカニズムの関係は未知である。本研究では、鉛の移動性が異なる模擬汚染土を用いて、不飽和状態での水分移動を介した Pb 移動を評価した。加えて、リン資材の混和による Pb 移動の抑制量を評価するとともに、Pb 不溶態である緑鉛鉱の形成量を X 線回折法による非破壊分析で定量した。Pb の移動性が高い土壌ほど緑鉛鉱の形成量が多く、資材添加で抑制された Pb 移動量は全て緑鉛鉱の形成によって説明された。以上のことから、Pb は溶解、移動する過程で資材と反応し緑鉛鉱が形成されることが明らかとなった。実汚染土壌でも資材が十分に混和されていれば、重金属の移動性が異なる土壌であっても、雨水等の浸透が生じ、重金属不溶態が形成され、それ以上の移動が抑制されることが示唆された。

キーワード：重金属，不溶態形成，不飽和条件，X 線回折，緑鉛鉱

1. はじめに

土壌中の重金属は、結晶や溶存イオンもしくは酸化鉱物や有機物との収着態として存在し、不飽和条件での水分移動を介して溶解、沈殿、収着、脱着、コロイド輸送を繰り返して移動する^{1),2)}。これにより、重金属は浸透拡散し、地下水や周辺河川へ浸出する危険性が高まる。そのため、重金属に汚染された土壌では、地下水経由で重金属が人体に摂取されることを防ぐため、汚染土壌の掘削除去、遮水工による重金属移動の未然防止、矢板や地中壁による重金属移動の経路遮断などの対策がとられる。なかでも、重金属の不溶化処理は、土壌への資材混和のみで重金属の移動性を低減できるため、他の対策よりも安価かつ簡便である。

不溶化処理による重金属の移動抑制の主要なメカニズムは、混和された資材と重金属の不溶化反応である。すなわち、土壌中での水分移動を介し移動した重金属が、混和された資材粒子と接触・反応し、溶解性の低い重金属形態（不溶態）に変換されることで、それ以上の移動が抑制される反応を指す。そのため、不溶化処理において不溶態を同定し、定量することは、重金属の移動が抑制されたことの裏付けとなり、処理の信頼性向上につながる。

重金属の地下水浸出の危険性は、環境省告示第 18 号に準拠した、固液比 1:10 の振とう操作により土壌から純水に移行した重金属量（溶出量）で評価される。不溶化処理の重金属の移動の抑制効果も、この溶出試験に基づき、

資材無しと資材有りの汚染土壌の溶出量を比較することで推定される。ところが、溶出試験では、飽和条件かつ土壌から純水への重金属の移行が平衡状態で再現される。実際の汚染土壌では、不飽和条件が一般的で、重金属の水への移行も平衡状態に達するとは限らない^{3),4)}。そのため、溶出試験後の不溶化土壌で不溶態の形成を確認しても、実際の汚染土壌で同様に不溶態が形成される確証はない。

また、不溶化処理における不溶態の同定と定量は、土壌からの重金属の抽出操作を伴う手法（逐次抽出法）が一般的である。しかし、逐次抽出法は、不溶態を相対的に同定、定量する手法であり^{5),6)}、かつ抽出操作によって水分移動を過大に模擬してしまうため⁷⁾、不飽和条件の土壌中での重金属不溶態の形成を正確に評価できない。

そのため、不飽和条件の土壌中で移動した重金属が、資材と接触し、どの程度が不溶態へ変化し、どの程度の移動が抑制されるか明らかにした例はこれまでに存在せず、実土壌中における重金属の移動と不溶化メカニズムの関係は未知である。前述のとおり、土壌中で重金属は様々な形態で存在するとともに、様々な反応が生じている。その結果として、土壌中での重金属の移動性が決まる。そのため、重金属の移動性は土壌中の構成物質や重金属形態によって大きく異なる。したがって、重金属移動性が異なる土壌で重金属移動と不溶化メカニズムとの関係を明らかにできれば、不溶化処理を適用できる土壌中での重金属移動性の程度を明確化できる。加えて、汚染土壌に資材を混和

するだけでも、雨水等の浸透が生じることで、重金属が移動し資材と反応、不溶態へ変化しそれ以上の移動を抑制でき、地下水への浸出を防ぐことができる確証となる。

そこで、本研究では土壌の有機物、酸化鉱物量を変えることによって重金属収着能の異なる 3 種類の土壌を調整した。これに重金属の中でも汚染例が最も多い鉛 (Pb) を添加することで、Pb の移動性が異なる土壌を模擬した。そして、不飽和条件の水分移動を再現した物質移動試験によって、実際の土壌に近い条件で Pb の移動性と資材添加による Pb 移動の抑制を評価した。加えて、重金属不溶態を非破壊で直接的に同定できる X 線回折法を用い、物質移動試験後の土壌中の重金属不溶態量を定量した。これらの実験によって、不飽和条件の土壌中で移動した重金属が、資材混和により不溶態に変化した量と移動が抑制された量を関連づけ、土壌中での重金属移動と不溶化メカニズムの関係解明を図った。

2. 実験方法

2.1 供試土壌の作成

実験に際し、構成物質量が異なる 3 種類の土壌を準備した。市販の黒土を風乾後、2mm 以下に篩別し、土壌 A とした。土壌 A と次亜塩素酸ナトリウムを混合し (固液比 1:2, pH9.5), 80℃で湯煎しながら 15 分間振とうさせた (酸化処理)。その後、遠心分離して土壌のみを回収した。同様の酸化処理をさらに 4 回行った後、土壌を純水で洗浄し、pH5 に調整、乾燥させた。乾燥後、2mm 以下としたものを土壌 B として用いた。次亜塩素酸による酸化処理は、土壌有機物が酸化分解することによる全炭素量の低減を狙った操作である。土壌 A と 0.2M シュウ酸アンモニウム +0.2M シュウ酸緩衝液を混合し (固液比 1:25, pH3), 遮光して 4 時間振とうした。遠心分離し、土壌のみを回収した。さらに、回収した土壌と 0.1M アスコルビン酸を含んだ 0.2M シュウ酸アンモニウム +0.2M シュウ酸緩衝液を再度混合し (固液比 1:25, pH3), 遮光したまま 80℃で湯煎しながら 30 分間振とうさせた (還元処理)。処理後の土壌を純水で洗浄し、pH5 に調整、乾燥させた。乾燥後、2mm 以下としたものを土壌 C として用いた。シュウ酸緩衝液およびアスコルビン酸による還元処理は、Fe, Mn, Al などの晶質・非晶質酸化鉱物が還元溶解することによる酸化鉱物元素全量の低減を狙った操作である。

2.2 供試土壌の化学性と収着能の分析

供試土壌の化学性として、全炭素量と元素全量を測定した。全炭素量は有機微量元素分析装置 (株式会社ジェイ・サイエンス・ラボ マイクロコーダー JM10) にて測定した。供試土壌中の元素全量は、供試土壌を 14.5M 硝酸、12M 塩酸と混合、マイクロ波加熱分解システム (CEM MDS-2000) にて 600W で 10 分間分解処理し、ICP-AES (堀場製作所 ULTEMA2) にて分解液中の Fe, Mn, Al, Ca, Mg の濃度を測定することで求めた。

供試土壌の Pb 収着能は、収着試験を行い評価した。供試土壌と pH5 に調整した硝酸鉛溶液 (2-1250mg-Pb/L) を固液比 1:100 で 24 時間振とう、平衡後の溶液中の Pb 濃度を ICP-AES にて測定し、Pb 初期濃度との差を求めることで Pb 収着量を求めた。Pb 平衡濃度と Pb 収着量から与えられる Pb 収着等温線を Langmuir 式 (式(1)) に当てはめ解析を行い、供試土壌の Pb 収着能を評価した。

$$Q = \frac{K_L C Q_{\max}}{1 + K_L C} \Leftrightarrow \frac{C}{Q} = \frac{1}{Q_{\max}} C + \frac{1}{K_L Q_{\max}} \quad (1)$$

ここで、 Q は収着量 (mg/g), C は平衡濃度 (mg/L), $Q_{\max}$ は Langmuir 式の最大収着量 (mg/g), K_L は Langmuir 定数 (L/mg) を示す。

2.3 供試資材の作成

不溶化資材には、Pb の不溶態である緑鉛鉱を形成し、実土壌での不溶化実績も多い水酸アパタイトと^{8),9)}、Pb をはじめとした多くの重金属類の不溶化に効果のある非晶質鉄酸化物を用いた^{10),11)}。水酸アパタイトは、窯業から排出される廃石膏と肥料のリン酸水素二アンモニウムから合成した¹²⁾。非晶質鉄酸化物は硝酸鉄(III)九水和物溶液を中和し析出させた¹³⁾。水酸アパタイトと非晶質鉄酸化物は、粒径 0.425 mm 以下とし、質量比 9:1 で混合させ、使用した。

2.4 模擬汚染土の作成

3 種類の供試土壌に対し、それぞれ塩化鉛を Pb 源 (50000mg-Pb/kg) として添加し、模擬汚染土を作成した。さらに、添加した Pb 源を土壌に収着させるため、土壌の水分量を最大容水量の 60% に調整し 2 週間、25℃で静置した。その後乾燥させ、使用した。模擬汚染土に対し、質量比 10% の資材を添加した資材添加区、資材を添加しなかった無添加区をそれぞれ 3 反復ずつ設けた。

2.5 不飽和条件での水分移動を再現した物質移動試験

図 1 には不飽和状態での水分移動を再現した物質移動試験の模式図を示した。試験には底部に 25 個の漏水孔があり、下から汚染土層、吸着層、未汚染土層の 3 層構造を有するポットを使用した。吸着層は汚染土層から移動した Pb 量を評価するため設けた。土壌の流出を防ぐため汚染土層の底部には、けい砂を 50g 充填した。その後、汚染土層に無添加区もしくは資材添加区の土壌を 65g、吸着層に Pb を吸着できる資材を 4.7g、未汚染土層に黒土を 100g 充填した。ポット内の土壌の水分量は飽和度が 60% となるよう調整した。未汚染土層の表層から 10cm の高さに 40W の植物栽培用蛍光灯 6 本を常時点灯させた。室温 25℃でポットを静置し、漏水は数日ごとに前漏水直後の重量からの減量分をポット下部から加えた。総漏水量が 1 か月の降水量に相当する面積当たり 170mm に達した後、土壌を層ごとに分離しそれぞれ風乾した。

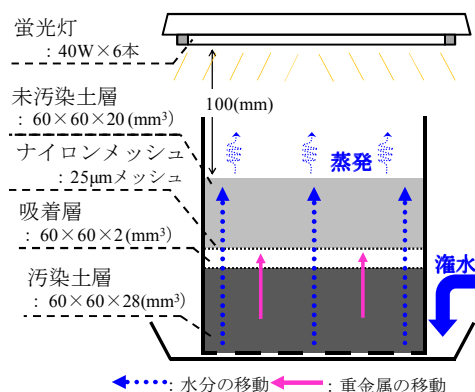


図1 ポットでの不飽和水分移動を再現した物質移動試験

表1 供試土壌の化学性

供試 土壌	全炭素 量 (g/kg)	元素全量				
		Fe	Mn	Al	Ca	Mg
		(mg/kg)				
土壌 A	57	38200	722	65500	1500	2720
土壌 B	11	39600	800	69600	1630	2660
土壌 C	50	20000	369	14300	2100	2840

表2 供試土壌の Pb 収着に関する Langmuir モデル係数値

供試土壌	Langmuir 収着モデル係数値		
	最大収着量 $Q_{\max}$ (mg/g)	Langmuir 定数 K_L (L/mg)	決定定数 R^2 (-)
土壌 A	14.9	0.0328	0.998
土壌 B	16.6	0.0204	0.984
土壌 C	24.2	0.0799	0.999

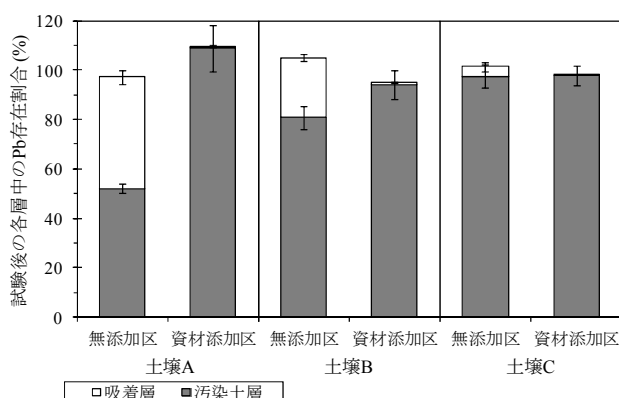


図2 物質移動試験後の吸着層と汚染土層中の Pb の存在割合

2.6 試験後の吸着層と汚染土層中の Pb の存在割合

試験後の吸着層の資材と汚染土層の土壌は、14.5M 硝酸、12M 塩酸と混合し、マイクロ波加熱分解システムにて 600 W で 10 分間分解処理にかけた。分解液中の Pb 濃度を ICP-AES にて定量し、それぞれの Pb 全量を求めた。資材

の Pb 全量は、吸着層の資材重量を乗じ、汚染土層の汚染土重量で除することで、汚染土重量当たりの Pb 移動量に換算した。それぞれ、模擬汚染土に添加した Pb 全量との比をとり、吸着層と汚染土層中の Pb の存在割合を求めた。

2.7 X線回折法による汚染土層中の緑鉛鉱の定量

試験後の汚染土層中の土壌は不溶態 Pb の形成量を定量するため、内標準物質として 20%のアルミナを加えて、粉碎した¹⁴⁾。調整した試料を X 線回折装置（リガク UltimaIV）にて結晶構造を分析し、緑鉛鉱のピーク範囲（ $29.46^\circ - 30.00^\circ$ ）とアルミナのピーク範囲（ $52.00^\circ - 52.90^\circ$ ）の最大ピーク強度の比を算出した。緑鉛鉱/アルミナピーク最大ピーク強度比と緑鉛鉱 Pb 濃度の検量線の関係式を用いて、算出した最大ピーク強度比から試料中の緑鉛鉱濃度を定量した。

3. 実験結果

3.1 供試土壌の化学性と Pb 収着能

表1に供試土壌の化学性を示した。土壌 A は 5%以上の炭素を含有し、かつ Fe や Al などの酸化鉱物元素の合計も 5%以上であった。他方、土壌 B は酸化処理を行ったことで、全炭素量が土壌 A の 1/5 以下に減少した。Fe, Mn, Al の全量は変化なかった。一方、土壌 C は、還元処理を行ったことで Fe と Mn の全量が土壌 A の半分、Al の全量は 1/4 以下に減少した。全炭素量と Ca や Mg などの全量は変化なかった。

表2に供試土壌の Pb 収着等温線の Langmuir 式との近似から求められた諸係数値を示した。算出された、Pb 最大収着量は土壌 C が最も多く、次いで土壌 B、土壌 A の順であった。また、収着質と収着媒の収着強度を示す Langmuir 定数も、土壌 C が最大であった。

3.2 不飽和状態での水分移動による各模擬汚染土の Pb 移動量と資材による移動の抑制

図2には試験後の吸着層と汚染土層中の Pb の存在割合を示した。いずれの処理土でも、吸着層と汚染土層中に存在した Pb の割合の和はおおよそ 100%となり、試験前後の Pb の移動はこの2層で説明可能であることが確認された。試験後の吸着層に存在した Pb の割合（Pb 移動率）は、無添加区では土壌 A、土壌 B、土壌 C の順で多く、それぞれ 45.0%、24.2%、4.1%であった。一方、資材添加区の Pb 移動率はそれぞれ 0.9%、1.1%、0.2%であり、いずれの模擬汚染土でも資材添加により Pb の移動が抑制された。

3.3 供試土壌を使用した模擬汚染土における不溶態形成とその割合

各模擬汚染土の資材添加区の試験前後の X 線回折結晶構造を図3に示した。試験前のいずれの模擬汚染土も、鉛化合物は塩化鉛（ PbCl_2 ）のみが同定された。しかし、試験後の模擬汚染土からはいずれも、塩化鉛は同定されず、

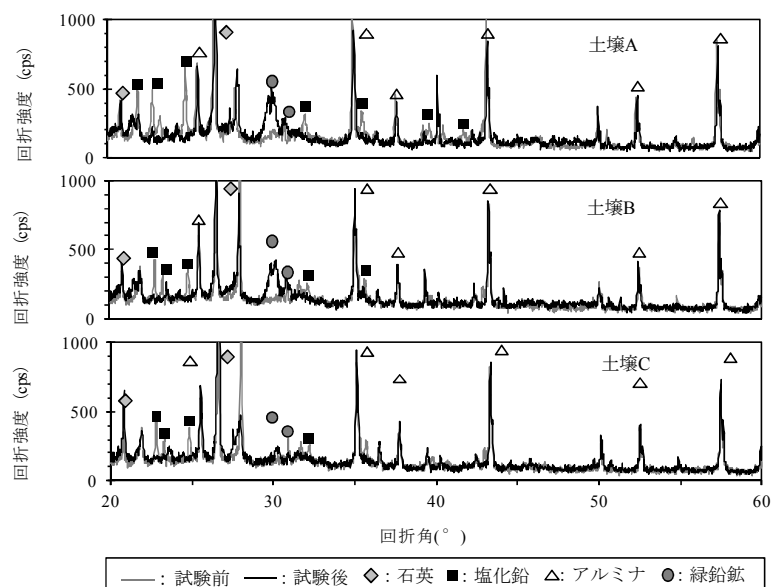


図3 物質移動試験前後の資材添加区模擬汚染土の結晶構造

表3 物質移動試験後の資材添加区模擬汚染土の緑鉛鉱定量値

資材添加区 模擬汚染土	緑鉛鉱/アルミナ 最大ピーク強度比 (-)	緑鉛鉱 Pb の 定量値 (mg-Pb/kg)	Pb 全量に対する 緑鉛鉱 Pb の割合 (%)
土壌 A	0.993	24000	48.0
土壌 B	0.984	23000	46.0
土壌 C	0.502	5000	10.0

Pb 不溶態である緑鉛鉱 ($\text{Pb}_5(\text{PO}_4)_3\text{OH}$) のみが同定された。特に、緑鉛鉱の固有回折ピーク ($29.46^\circ - 30.00^\circ$) は試験後の土壌 A と土壌 B において明瞭に確認された。表 3 には、各模擬汚染土の X 線回折の結果から算出された緑鉛鉱/アルミナ最大ピーク強度比とそれから算出した緑鉛鉱 Pb の定量値、および Pb 全量に対する緑鉛鉱 Pb の割合を示した。算出された緑鉛鉱/アルミナ最大ピーク強度比は土壌 A、土壌 B、土壌 C の順に大きく、緑鉛鉱として存在する Pb 量はそれぞれ 24000mg-Pb/kg、23000mg-Pb/kg、5000mg-Pb/kg と定量され、それぞれ添加された Pb 量の 48%、46%、10% に相当した (緑鉛鉱形成率)。

4. 考察

4.1 土壌への Pb 収着による不飽和水分移動を介した Pb 移動性の違い

供試土壌への Pb の最大収着量や収着強度は、土壌 A、土壌 B、土壌 C でそれぞれ異なり、どちらの値も酸化鉱物が少ない土壌 C で最大であった。土壌に含有される、酸化鉱物や有機物は、表面の官能基へ重金属を収着することが知られ^{15), 16)}、さらに酸化鉱物と有機物の一部は、互いに収着した複合態として土壌中で存在している¹⁷⁾。そのため、酸化処理、還元処理によって土壌に存在していた有機物もしくは酸化鉱物が除去され、複合態の形成に使われていた

収着サイトが空席となることで、各供試土壌の Pb 収着能に違いが生じたと考えられた。Pb 最大収着量は、土壌 C、土壌 B、土壌 A の順で高かったが、それに対応し土壌 C で Pb 移動率が最も低く、土壌 C で最も高かった。したがって、Pb 収着能が高いほど、不飽和水分移動を介した土壌からの Pb 移動は、Pb の移動が抑制されることが示された。

4.2 不飽和水分移動による Pb の移動と不溶態形成のメカニズム

土壌 A、土壌 B、土壌 C の試験後の資材添加区の Pb 移動率は、無添加区よりもそれぞれ、44.1%、23.2%、3.9% 低く、無添加区において Pb 移動率が高い土壌ほど、多くの Pb 移動が抑制された。

X 線回折結晶構造解析では、試験後の資材添加区の模擬汚染土から塩化鉛は同定されず、緑鉛鉱のみが代わって同定された。試験前の資材添加区の模擬汚染土からはいずれも塩化鉛のみが同定されていることから、Pb の不溶化処理では、資材を混和するだけでは Pb 不溶態が形成されず安定ではないことが確認された。しかし、各模擬汚染土に存在していた塩化鉛は、不飽和水分移動によって溶解、移動し、混和された資材と反応することで Pb 不溶態である緑鉛鉱に変化したことが示された。また、試験後の資材添加区の模擬汚染土から定量された、緑鉛鉱形成率は、土壌 A、土壌 B、土壌 C でそれぞれ、48%、46%、10% であり無添加区において Pb 移動率が高い土壌ほど、多くの緑鉛鉱が形成された。Pb の移動性が高い土壌は、Pb が資材と接触・反応する機会も多いため、緑鉛鉱形成率が高かったと推察される。

さらに、Pb 移動性が異なるいずれの土壌でも緑鉛鉱形成率は、無添加区と資材添加区の間での Pb 移動率の違いを上回っていた。したがって、本研究で確認された資材混和による Pb 移動の抑制は、全て Pb 不溶態の形成によって

説明できると考えられた。中でも、土壌 B の緑鉛鉱形成率は、無添加区と資材添加区で低減された Pb 移動率の 2 倍に相当した。土壌 B は、土壌 A と比べ全炭素量が少ないため、Pb は酸化鉱物に多く収着されていると推察される。著者らの研究では、リン資材と Pb の不溶態形成は、酸化鉱物への収着よりも優先的に反応することが示唆されており^{18), 19)}、土壌 B でも酸化物収着態 Pb が資材添加によって緑鉛鉱に変換されたために、土壌 B でも緑鉛鉱形成率が高かったと考えられる。

以上のことから、Pb の不溶化処理では、資材を混和するのみでは Pb 不溶態が形成されないことが確認された。しかし、不飽和水分移動を介して Pb が一旦溶解、移動する過程で資材と接触し、緑鉛鉱が形成される。また、構成成分によって土壌の Pb の収着能は異なり、Pb の移動性にも違いがあるが、その Pb 移動のほとんどが緑鉛鉱に変換され、抑制されることが、本研究によって示された。このことは、資材が十分に混和されていれば、雨水等の浸透が生じても Pb の系外への拡散を安定的に防止できることを示唆する。

5. まとめ

本研究では、Pb 収着能の異なる 3 種類の土壌を調整し、Pb の移動性が異なる土壌を模擬した。そして、不飽和条件の水分移動を再現した物質移動試験によって、Pb の移動性と資材添加による Pb 移動の抑制を評価した。さらに、X 線回折法を用い、物質移動試験後の土壌中の重金属不溶態量を定量した。これらの実験によって、不飽和条件の土壌中での重金属移動と不溶化メカニズムの関係解明を図った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 土壌の Pb 収着能によって、不飽和水分移動を介した Pb の移動性は異なった。
- 2) 不飽和水分移動によって汚染土層から吸着層へ移動した Pb 量 (Pb 移動率) は、Pb 収着能が高い土壌ほど少なかった。また、Pb 移動率が高い土壌ほど、資材混和による Pb 移動の抑制量 (抑制された Pb 移動率) は大きかった。
- 3) いずれの土壌でも Pb 不溶態の形成量 (緑鉛鉱形成率) は、資材混和により抑制された Pb 移動率を上回り、かつ抑制された Pb 移動率が高い土壌ほど緑鉛鉱形成率も高かった。

以上の結果から、土壌中の Pb は不飽和水分移動を介し、一旦溶解、移動する過程で資材と反応し緑鉛鉱が形成されることが明らかとなった。土壌の Pb 移動性が異なっても、移動した Pb のほとんどが緑鉛鉱として変換される。そのため、実汚染土壌でも資材が十分に混和されていれば、重金属の移動性が異なる土壌であっても、雨水等の浸透が生じ重金属不溶態が形成され、それ以上の移動が抑制される。

参 考 文 献

- 1) Zhang, W. and Tsang, D. C. W.: Conceptual framework and mathematical model for the transport of metal-chelant complexes during in situ soil remediation, *Chemosphere*, Vol. 91, pp. 1281–1288, 2013
- 2) Yin, X., Gao, B., Ma, L. Q., Saha, U. K., Sun, H. and Wang, G.: Colloid-facilitated Pb transport in two shooting-range soils in Florida, *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 177, 2010, pp. 620–625, 2010
- 3) Fonseca, B., Figueiredo, H., Rodrigues, J., Queiroz, A. and Tavares, T.: Mobility of Cr, Pb, Cd, Cu and Zn in a loamy sand soil: A comparative study, *Geoderma*, Vol. 164: pp. 232–237, 2011
- 4) Wennrich, R., Daus, B., Müller, K., Stärk, H., Brüggemann, L. and Morgenstern, P.: Behaviour of metalloids and metals from highly polluted soil samples when mobilized by water – Evaluation of static versus dynamic leaching, *Environmental Pollution*, Vol. 165, pp. 59–66, 2011
- 5) Tessier, A., Campbell, P. G. C. and Bisson, M.: Sequential Extraction Procedure for the Speciation of Particulate Trace Metals, *Analytical Chemistry*, Vol. 51, No. 7, pp. 844–851, 1979
- 6) Wenzel, W. W., Kirchbaumer, N., Prohaska, T., Stingeder, G., Lombi, E. and Adriano, D. C.: Arsenic fractionation in soils using an improved sequential extraction procedure, *Analytica Chimica Acta*, Vol. 436, pp. 309–323, 2001
- 7) Scheckel, K. G., Ryan, J. A., Allen, D. and Lescano, N. V.: Determining speciation of Pb in phosphate-amended soils: Method limitations, *Science of The Total Environment*, Vol. 350, pp. 261–272, 2005
- 8) Venäläinen, S. H.: Apatite ore mine tailings as an amendment for remediation of a lead-contaminated shooting range soil, *Science of The Total Environment*, Vol. 409, pp. 4628–4634, 2011
- 9) Mignardi, S., Corami, A. and Ferrini, V.: Evaluation of the effectiveness of phosphate treatment for the remediation of mine waste soils contaminated with Cd, Cu, Pb, and Zn, *Chemosphere*, Vol. 86, pp. 354–360, 2012
- 10) Álvarez-Ayuso, E., Otones, V., Murciego, A. and García-Sánchez, A.: Evaluation of different amendments to stabilize antimony in mining polluted soils, *Chemosphere*, Vol. 90, pp. 2233–2239, 2013
- 11) Komárek, M., Vaněk, Aleš. and Ettler, V.: Chemical stabilization of metals and arsenic in contaminated soils using oxides – A review, *Environmental Pollution*, Vol. 172, pp. 9–22, 2013
- 12) Furuta S, Katsuki H and Komarneni S (2000): Removal of Lead Ion Using Porous Hydroxyapatite Monoliths Synthesized from Gypsum Waste, *Journal of Ceramic Society of Japan*, Vol. 108, No. 3, pp. 315–317
- 13) Richmond, W. R., Loan, M., Morton, J. and Parkinson, G.

- M.: Arsenic removal from aqueous solution via ferrihydrite crystallization control, *Environmental Science and Technology*, Vol. 38, pp. 2368–2372, 2004
- 14) 中村利広, 貴家恕夫: X線回折分析法における内標準物質の検討, *分析化学*, Vol. 22, No. 1, pp. 47-54, 1973
- 15) Gangloff, S., Stille, P., Pierret, M. C., Weber, T. and Chabaux, F.: Characterization and evolution of dissolved organic matter in acidic forest soil and its impact on the mobility of major and trace elements (case of the Strengbach watershed), *Geochimica et Cosmochimica Acta*, Vol. 130, pp. 21–41, 2014
- 16) Martinez, R. E., Sharma, P. and Kappler A.: Surface binding site analysis of Ca^{2+} -homoionized clay–humic acid complexes, *Journal of Colloid and Interface Science*, Vol. 352, pp. 526–534, 2010
- 17) Orsetti, S., Quiroga, M. M. and Andrade, E. M.: Binding of Pb(II) in the system humic acid/goethite at acidic pH, *Chemosphere*, Vol. 65, pp. 2313–2321, 2006
- 18) 小川翔平, 加藤雅彦, 佐藤健: 射撃場へのアパタイト施用における含鉄資材の添加が鉛およびアンチモンの不溶化に与える影響, 第24回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp135-138, 2012
- 19) Ogawa, S., Katoh, M., and Sato, T.: Contribution of hydroxyapatite and ferrihydrite in combined applications for the removal of lead and antimony from aqueous solutions, *Water, Air and Soil Pollution*, in press, 2014

各務原台地下部層の堆積物からみた地盤形成の特徴 Characteristic of the ground formation seen from sediment of the lower plateau Kakamigahara

西村勝広¹，可児幸彦²，奥田昌男³，中根洋治⁴，早川清⁵

1 各務原市・歴史民俗資料館・Katsu777f@plala.to

2 (株)エイトン

3 奥田建設

4 昭和コンクリート工業(株)

5 立命館大学理工学部

概 要

濃尾平野北東部に位置する各務原台地の周辺は、更新世の気候変動に伴い、古木曽川が河床の高さや流路を変化させ複雑な地盤を形成した。本稿では、新たに得られた各務原台地のボーリング柱状図、及び台地東部の砂利採取現場から得た地層情報を基に、各務原台地下部層と低位段丘（鵜沼面）を構成する堆積物の特徴を観察し、これらが広域な堆積層に対比できることを確認した。

また、段丘崖線の形状や等高線の分布、木曽川泥流堆積物の層順に注目して各段丘を比較し、同時性について考察した。これによって、鵜沼面・前渡面・三井面と鳥居松面は同時代に形成された地形として評価し、各務原面と犬山面については、関連性が高いことを示しながら今後の検討課題とした。

キーワード：各務原台地，各務原層，濃尾第一礫層，濃尾第二礫層，鵜沼面，犬山台地，犬山扇状地

1. はじめに

岐阜県各務原市の主要部分を構成する地盤は、各務原台地と呼ばれる。その規模は、東西 10km、南北 2～3km である。台地上は、広大な面積を活かし航空自衛隊岐阜基地や工場用地などに利用されている。

各務原台地は、濃尾平野の北東端に位置する(写真 1)。ここでは、木曽川が渓谷から平野へ解放され、その流路や河床が多様に変化し複雑な地形を造ってきた。

今回、新たに入手した地質調査のボーリングデータや砂利採取の工事現場で観察した所見を分析し、これまでに説明されてきた各務原台地及び周辺の地盤的特長を検証し考察する。

また、木曽川泥流堆積物の層位、各務原台地及び複数の低位段丘や犬山扇状地の各標高データを比較することで、各段丘の相対的な関係をとらえ、木曽川流路の変化に伴う地形形成過程の復元を試みる。

2. 各務原台地の地盤構成

約 10 万年前、熱田海進（下末吉海進）期に古木曽川が河口付近に浅海性、若しくは三角州性の砂層群を堆積させた。後のヴルム氷期の海面低下により、この砂層群を古木曽川が浸食するが、小丘陵群の存在により浸食

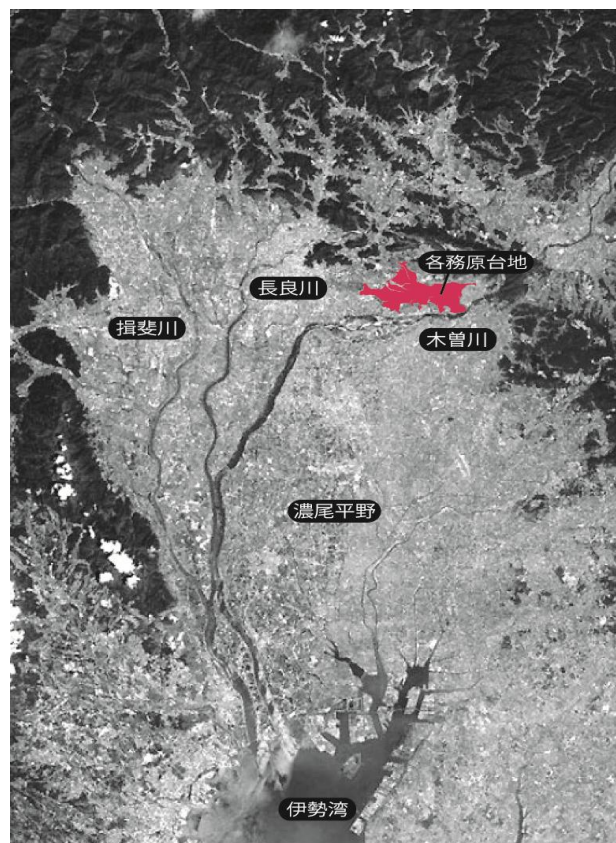


写真 1 濃尾平野と各務原台地の位置

が阻まれ台地状の地形が取り残された。この地形が各務原台地である。したがって、各務原台地の主体部を成すのは礫を含んだ厚さ 12m の砂層群である。これらは各務原層と呼ばれ、熱田海進期に堆積した熱田層上部に相当するとされる。

『各務原市史』¹⁾では、各務原層は下部・中部・上部の3枚に分層されている。各務原下部層は、水平層理をもつ浅海性の堆積物でシルト及び細砂層から成る。径 10 cm 程度の黄白色軽石を包含。濃尾第二礫層との層理には、黄白色の凝灰質シルト層が不整合で覆う。これらのシルト及び細砂は、熱田海進期に浅海底となった濃尾平野北縁地区に広く堆積したものとされる。

各務原中部層は、下部層と不整合の堆積関係にある。台地東部では、下部層を全て浸食しているという。西方に傾斜した斜層理がよく発達している。径 4 cm 程度の花崗岩、安山岩等から成る円礫を含む粗砂から成り、径 1 ～4 cm 程度のオレンジ色の軽石を含む。

各務原上部層は、中部層と整合関係にある。火山灰シルト、中粒・細粒砂層から成る層厚 2～3m の砂層とされる。オレンジ軽石を多量に包含する。広い氾濫原を曲流しながら堆積したと考えられている（写真 2・3）。

各務原層の直下には、濃尾平野全域を広く覆う礫層が存在する。濃尾第二礫層に相当するとされ、リス氷期に堆積した砂礫層で固結している。花崗岩、安山岩、石英斑岩の円礫で構成されるが、砂岩、チャートはほとんど見られず大きさは不揃いだという。鉄分に富み、礫の表面が酸化鉄によってコーティングされている場合が多い。また断続的な酸化鉄帯が確認されている。

濃尾第二礫層の下位には東海層群に比定される礫層が堆積している。そして、最深部は古・中生代に由来す

る岩盤（美濃帯堆積岩類）へ達する。この岩盤が地表で複雑に隆起・褶曲・破断、若しくは風化・溶解して金華山等を含む美濃の山々を形成している。岩盤の深度は一定ではなく、各務原台地の範囲では深度 35.2～87.6m というデータがある²⁾。また台地南端の三井山・長根山・伊木山などの稜線も、岩盤が地表に現れた部分で、これらが各務原台地の浸食を阻んだ小丘陵群である（図 1）。

3. ボーリングデータの検証

今回入手できたのは、各務原市内の建築工事に伴うボーリングデータである。そのうち、各務原台地を横断する形で採取された①～⑤のデータを示す（図 1）。

台地上①～④の柱状図については、東高西低型の地表面と各層理面を如実に示す。⑤は、台地東部域に形成された鵜沼面と呼ばれる低位段丘のデータであるため、地表面は一段低く層準も他とは異なる。

I 層は、表層土である。人工的に改変された、若しくは盛られた部分である。

II 層は、本来の自然堆積による表層土、すなわち腐植土から火山灰質の赤土までの範囲を捉えた部分である。考古学では、黒褐色土層、ローム層、そして両間の滲んだ漸移層という分層の捉え方をしている。これらは風性堆積層で、旧石器時代の生活面はローム層中に遺存し、縄文時代の遺構は黒褐色土中からローム層中へ掘り込まれるのが通例である。

III 層は、各務原層である。ボーリングの技術者は各務原層の3分層を意識しなかったかもしれないが、その分、客観的なデータとして評価できる。III 層は、柱状図では2枚に分層され、ここではIII1 層とIII2 層とする。観察記事から、III1 層は暗色で粗砂、III2 層は比較的に明色で中砂か細砂の傾向が看取される。共通点は砂層であることと、一部に礫・シルト・軽石を含むことである。III 層は、より細分も可能だが広域に一樣ではなさそうである。

図 1 には、標準貫入試験による N 値も示した。柱状図と対比すると、新しい所見が得られた。III 層中の N 値の変化は、III1 層とIII2 層との層理付近で値が小さくなるのが分かる。この視点に立てば、③蘇原三柿野町のサンプリングデータに両層の区別が確認されていないものの、N 値の変化から層理の見当を付けることができる。また、III1 層中にも N 値が小さくなるか変化が緩くなる箇所が認められ、こうした変化点で、『各務原市史』で言うところの上・中層の区別が出来るのかもしれない。層理面で N 値が低くなるのは、今のところ不整合などにより締りの連続性がないことに原因が考えられる。

IV 層は、暗赤褐色礫層で濃尾第二礫層に相当する。締りが強いことから、若い礫層ではないことが知られる。含水量が多く、各務原台地の地下帯水層となっている。

次に、⑤鵜沼南町における低位段丘（鵜沼面）のサンプリングデータを観察する。台地上の①～④には現れない層準に、アラビア数字を用いて 2・3 層と命名した。

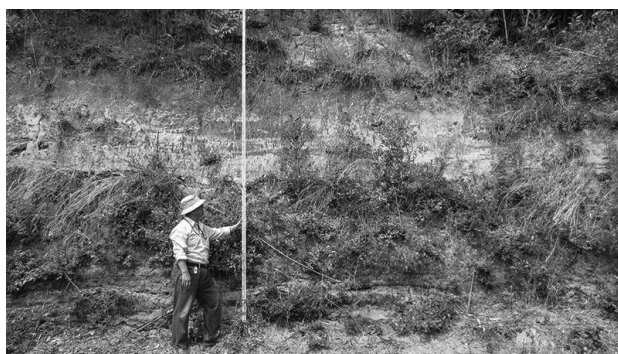
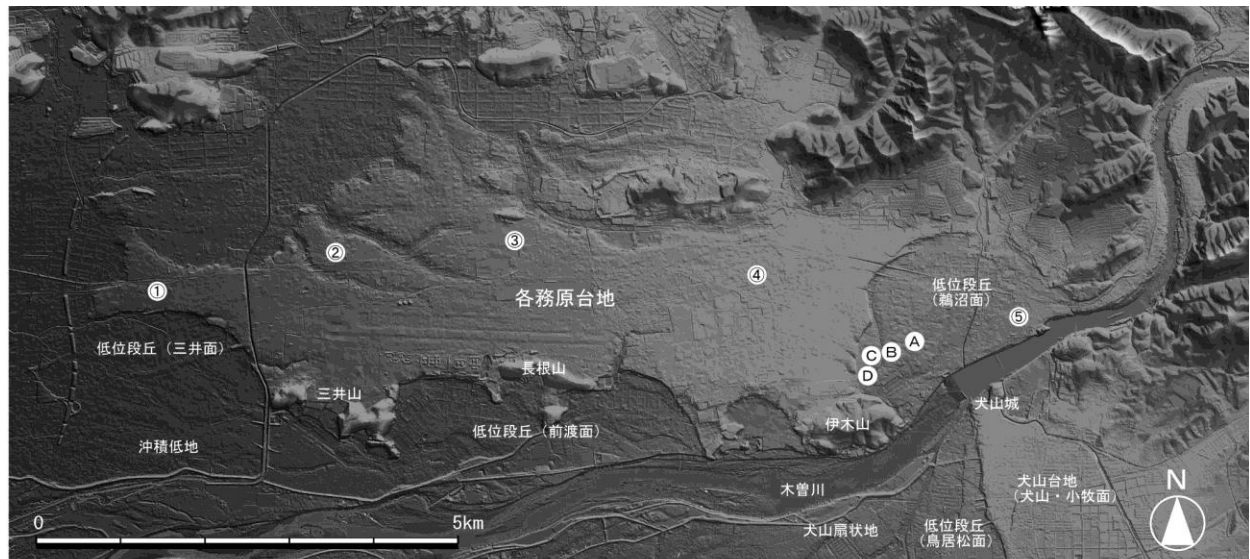


写真2 露頭した各務原層群の一部（鵜沼大伊木町）



写真3 各務原層中に包含されたオレンジ軽石（同上）



＜ボーリング及びサンプリングの位置＞（国土地理院発行の基礎地図情報に加筆）

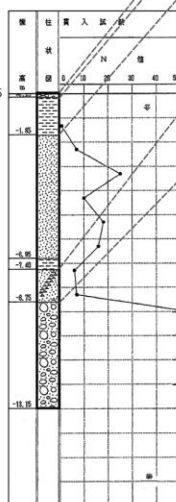
標高（単位：m）



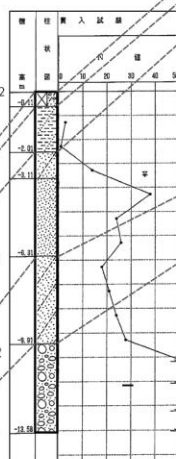
＜各層準の特徴＞

- I 層 表層土，碎石や盛土
- II 層 黒灰～暗褐灰～黄褐灰色シルト，風性堆積土
- III1 層 暗灰褐～灰～暗黄褐色砂土，各務原層群，粗砂，部分礫混じり，軽石含む，含水中位
- III2 層 灰褐～黄灰～黄褐色砂土，各務原層群，細砂，部分礫混じり，軽石含む，含水中位

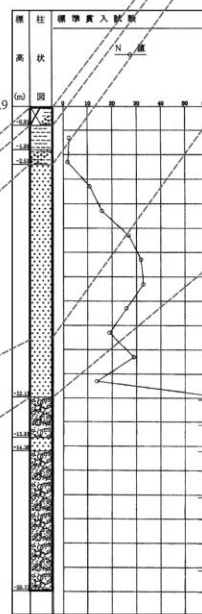
①那加日吉町



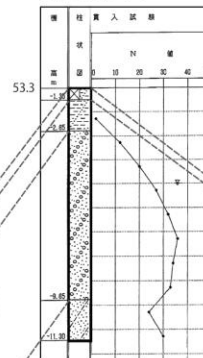
②那加雄飛ヶ丘町



③蘇原三柿野町

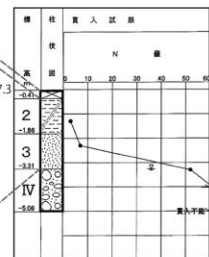


④鵜沼各務原町



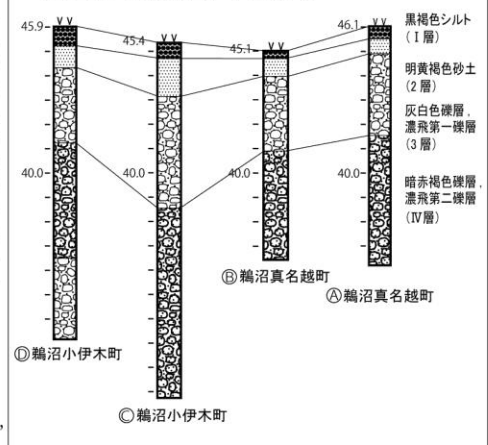
低位段丘（鵜沼面）

⑤鵜沼南町



＜各務原台地のボーリング柱状図＞

＜低位段丘（鵜沼面）の柱状図＞



＜各層準の特徴＞

- IV 層 暗灰色礫層，濃飛第二礫層，締り強い，2～100mm の礫主体，礫間細砂～粗砂，含水高位
- 2 層 黄灰色砂土，微細砂～細砂，シルト質，含水小位
- 3 層 褐灰色礫層，濃飛第一礫層，礫径 2～300mm，礫間は粗砂，含水量高位

図1 各務原台地のボーリング及びサンプリングの位置と柱状図

2層は、台地上のⅡ層とは異なり下位の黄褐色土が砂質であるため、水性の二次堆積土とみなされる。一部地域に限っては、風性堆積土が覆った地点も確認される。

3層は、灰白色礫層である。この段丘範囲ではヴェルム氷期の海面低下に伴い、木曽川が各務原層の全てと濃尾第二礫層の上部を浸食して低位段丘を形成した。そして、代わりに堆積させた若い礫層が3層である。本層を、濃尾第一礫層に対比させる考え方がある^{3),9)}。

Ⅳ層（濃尾第二礫層）は、台地下部から連続する層位である。上部が浸食を受け、3層とは不整合を成す。

4. 砂利採取工事現場における所見

本章では、低位段丘（鵜沼面）について詳細に触れる。この段丘では、砂利採取工事が盛んに行われている（写真4～7）。得られた砂利は砕石され、建設資材として利用される。採取工事の後には、別の土砂によって埋め戻され現況が復旧される。現場は、約10～20mの深度まで掘削される。最終的な深さは、採取面積や砂利層の質、地下水位の事情で決まるという。

図1のなかに、低位段丘（鵜沼面）の柱状図を掲載した。法面の礫層を観察すると、地表下4～6mの前後に明らかな層理が確認できる。上位は灰白色で締りの弱い礫層、下位は赤褐色の締りある礫層である。下位の礫層は、

礫の大きさが均一化されていないほか、上方に鉄分が帯状に集まった箇所が認められ、また全体に礫が鉄分でコーティングされたように赤い。両層の境は不整合を成し、堆積年代に明らかな時間の隔たりを感じさせる。これらの特徴から、上層が3層（濃尾第一礫層）、下層がⅣ層（濃尾第二礫層）に対比できよう。その間に存在すべき各務原層は、やはり浸食により皆無である。なお、最上部にはⅡ層（黒色土・黄褐色砂層）が普遍的に存在し、先に見た⑤鵜沼南町のサンプリングデータと全く同様な層序を確認した。

各柱状図の地表高が不揃いなのは、複数の埋没谷の影響による。段丘浸食の進行中、Ⅳ層中に複数の網流路が谷筋を開削した。直後に灰白色礫層（3層）が上面を被覆するが、流路はある程度固定されていたようで谷地形は継承された。昭和30年代の土地改良を経た今日も、それらの痕跡はよく残っている。

5. 木曽川泥流堆積物との関係

木曽川泥流堆積物⁴⁾とは、かつて、御岳山（3,067m）の東側旧斜面に厚く堆積していた火山噴出物が大崩落を起こし、木曽川を流れ下ったものである。泥流は、八百津町・美濃加茂市・各務原市の一定の条件下に堆積しているが、大部分は河口へ流出した。その量は10億m³



写真4 (A) 鵜沼真名越町の礫層断面



写真5 (B) 鵜沼真名越町の礫層断面



写真6 (C) 鵜沼小伊木町の礫層断面



写真7 (D) 鵜沼小伊木町の礫層断面

とも言われ、鶯沼までの距離は 200km にも及ぶ⁵⁾。泥流の堆積年代については、約 27,000 年前という C_{14} 年代が算出されたが、その後、岐阜県八百津町の木曽川泥流堆積物中の埋没樹木の C_{14} 年代測定から $49,850 \pm 420 \text{y.B.P.}$ という数値が得られるに至っている⁶⁾。

各務原台地の場合、木曽川泥流堆積物は台地の東端部、言い換えれば低位段丘（鶯沼面）との境を成す崖に乗り上げた状態で遺存している（図 3・4）。つまり、木曽川泥流は、この崖地形が概ね形成された時点に到来したと推定される。また、木曽川対岸の犬山城付近でも、犬山台地（犬山面・小牧面）の北部に確認されている⁸⁾。堆積物の層中には、不整合が認められないことから、1 回の押し出しと考えられている。木曽川泥流堆積物は、絶対年代を得るための重要な鍵層となる。

ところで、低位段丘（鶯沼面）には上述の通り 3 層（濃尾第一礫層）が堆積するが、この下部にも泥流が確認される。稀にはあるが、長軸 20~60 cm の礫として混入することがある（写真 8）。泥流礫は、一度堆積して凝固した層が、再び粉砕し他に混じったものである。つまり、木曽川泥流の堆積は、3 層（濃尾第一礫層）の堆積に先行したことになる。

なお、泥流礫が下位の IV 層（濃尾第二礫層）に含まれることはない。木曽川泥流堆積物は、各務原層堆積後の所産なので濃尾第二礫層中に混入しないという事実は、理に適っており、礫層の対比に矛盾をもたらさない。



写真 8 除去された木曽川泥流礫



写真 9 木曽川泥流土塊の包含（矢印部分，D 鶯沼小伊木町）

6. 各地形の相対的關係について

本章では、濃尾平野北東部における各段丘の相対的な関係について考察する。

本稿に関連する段丘については、これまでの研究を概観する限り、概ね図 2 の様に表せる。つまり、熱田海進期に堆積した熱田面の熱田層上部が、各務原面に対応する。両層には御岳山起源のオレンジ軽石が含まれている。熱田面では、ヴェルム氷期の最寒冷期に至る浸食で大曾根面が形成されたが、この段丘面は北方の小牧面・犬山面に連続すると考えられている。

鳥居松面・鶯沼面等は、それより新しい段丘で、構成する礫層は濃尾第一礫層に対比させる考え方がある。木曽川泥流堆積物は、犬山面の城下町付近で確認されていることから、この直下が 5 万年前に固定される。諸説あるものの、基本的には以上のような見解が今日に踏襲されていると伺える⁹⁾。

今回、各務原台地と犬山台地（犬山・小牧面）、及び周辺の地形図に等高線を重ねてみた（図 5）。犬山台地では、城下町辺りと以南の段丘崖に沿う部分の標高がやや高いことが分かる。これらの部分と対岸の各務原台地との間で、等高線が扇状に連続した可能性が看取される。また、上述の通り各務原台地東端部にも木曽川泥流堆積物が確認されていることから、この両地点の関連性と、浸食・堆積の経緯について整理する必要がある。

しかしながら、犬山台地の地下は各務原台地と様相を異にしている。犬山台地では、2~5m 前後という比較的浅い深度に礫層が位置し、その直上に砂質シルトが覆う。両台地の対比を行うためには、犬山市側の地盤をもう少し調査したうえで慎重に論じる必要がある。

次に、鶯沼面と鳥居松面を比較する（図 6）。これらは、各務原面と犬山面を大きく浸食した段丘である。各段丘崖は、鶯沼面で 12m 前後、鳥居松面で 7.5~12.5m の段差を成す。両面の等高線を比較すると、浸食時の流路に沿う連続した勾配として理解される。段丘崖のカーブを見る限り、木曽川は上流の溪谷地帯から蛇行を繰り返し、両岸を浸食しながら一部は南下したと看取される。

一方、各務原台地南部にも前渡面や三井面など、各務原層を浸食する低位段丘が入り江のように連なる。鶯沼面と鳥居松面の形成期に、木曽川の流路が放射状に振れながら網流し、段丘を発達させたと考えられる。

犬山扇状地は、犬山城下を扇頂とする半径約 12km、面積約 100 平方キロメートルに達する広大な範囲に及んでいる。上述の前渡面や三井面、及び鳥居松面と 2.5~5 m の段差を介する（図 7）。粗大な砂礫層から構成され、扇状地面には多くの放射状の旧流路痕を残している。木曽川右岸（各務原市側）では、前渡東町・山脇町・松本町・上中屋町・上戸町の集落が、同じ扇状地上に位置することになる。なお、大佐野町・小佐野町・成清町・下中屋町・神置町など、扇状地の先端へ連続する地域には、自然堤防や氾濫平野が発達する。



図2 濃尾平野東部の縦断面検討モデル図

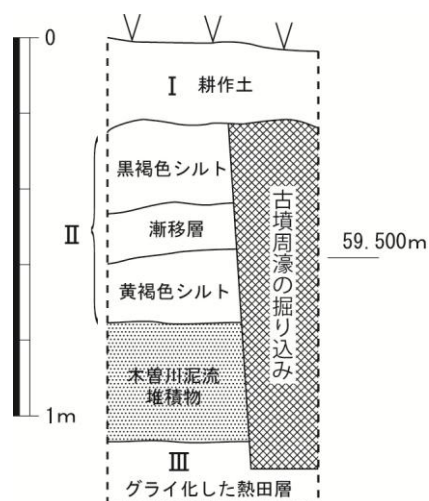


図3 坊の塚古墳北西部の柱状図⁵⁾

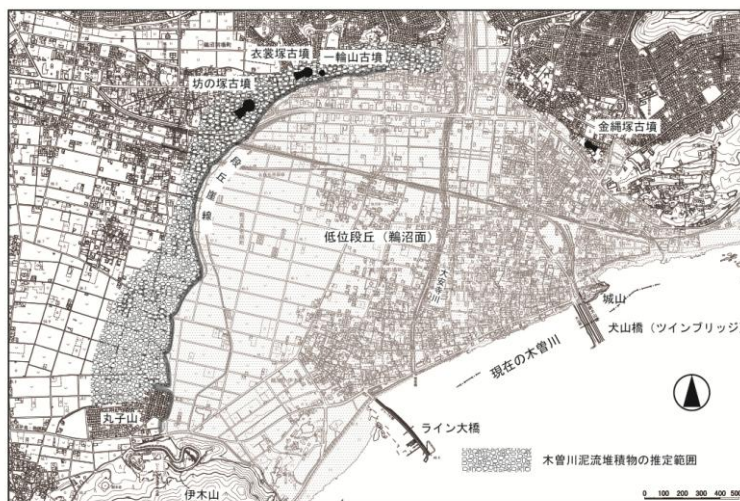


図4 各務原台地の木曾川泥流堆積物推定範囲⁷⁾

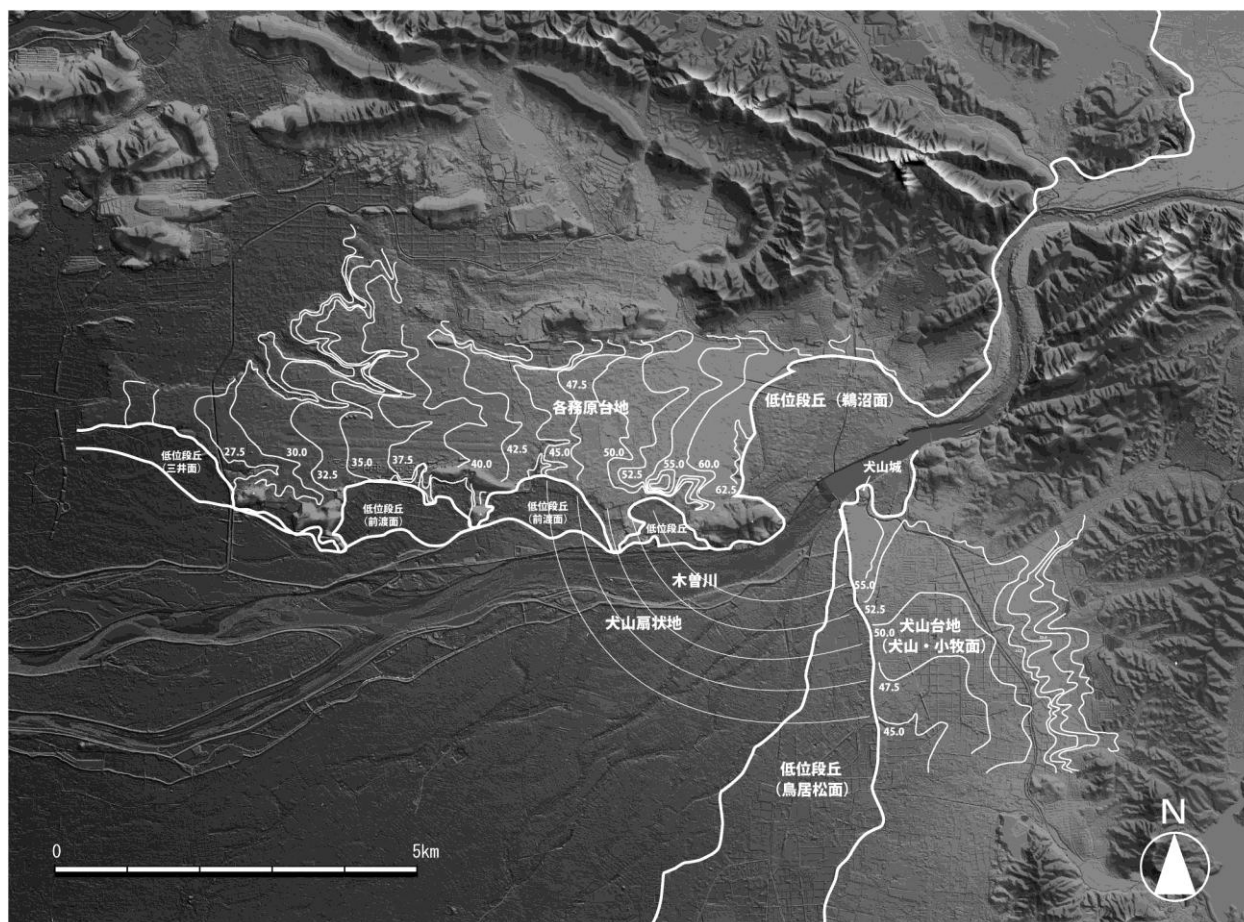


図5 各務原台地と犬山台地の地形 (国土地理院発行の基礎地図情報に加筆)

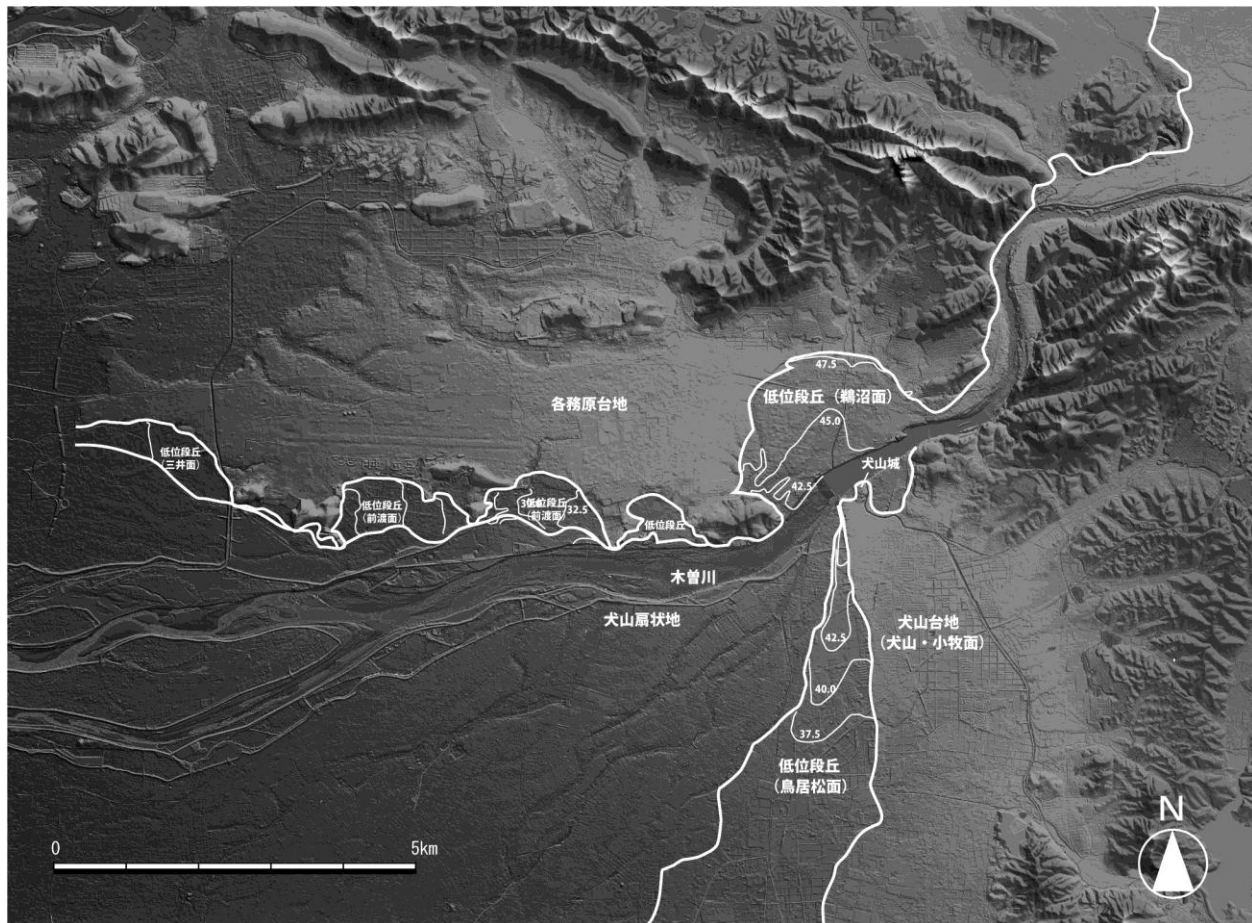


図6 低位段丘面の地形（国土地理院発行の基盤地図情報に加筆）

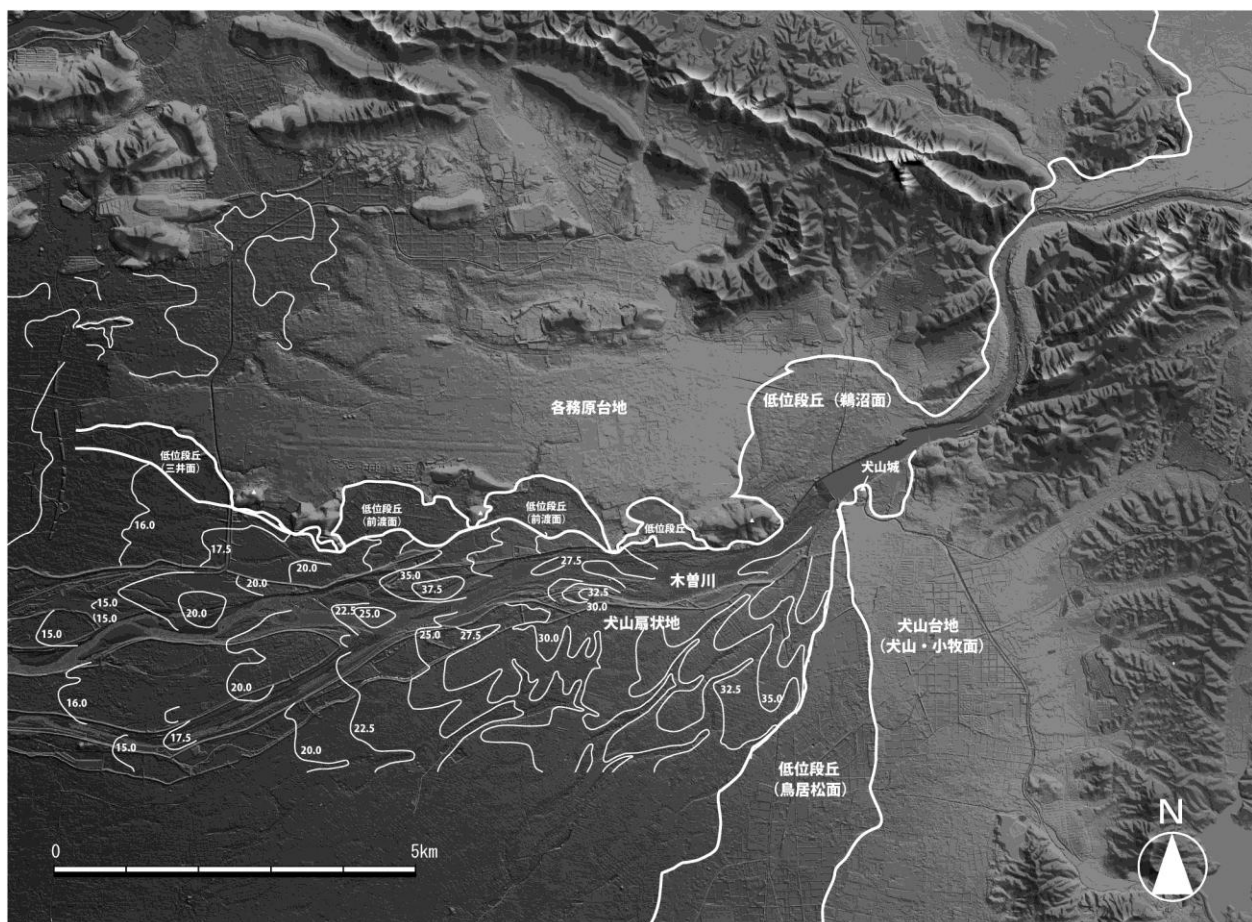


図7 犬山扇状地の地形（国土地理院発行の基盤地図情報に加筆）

7. 地形形成の復原

最下層から層序と特徴をまとめると以下の通りとなる。基盤には古・中生代に由来する美濃帯堆積岩類が根を張る。その直上には、東海湖を埋積した東海層群相当層が堆積する。今回は、サンプリングデータの深度が及ばないため分析の対象から外した。

東海層の上位には、濃尾第二礫層が堆積する。この礫層はリス氷期（寒冷期のピークは16万年前）の海退期に堆積したとされる。海面低下は最大で100m前後であったという。濃尾第二礫層は、台地のみならず低位段丘の下位を含めた広い範囲に分布している。

間氷期に入り熱田海進（12.5万年前）が進むと、海水は濃尾平野北縁にまで及んだ。古木曽川の河口付近では、広い範囲で砂礫層を沈殿堆積させた。これが、熱田層上部相当で、各務原台地を構成する各務原層である。下位には、7.3～9.5万年前の白色軽石（御岳第一浮石層 Pm-I）、上位には、6.6～6.8万年前と測定されたオレンジ軽石（御岳第三浮石層 Pm-III）が含まれる^{10,11)}。犬山台地にも、同様な堆積物があることに期待したい。

続いてヴェルム氷期（寒冷期のピークは2万年前）に入ると、最大で140mの海面低下を迎え始める。この時、各務原層から濃尾第二礫層上部までが浸食され、鵜沼面・前渡面・三井面・鳥居松面などの低位段丘が形成された。この途中、段丘崖の上に5万年前に上流から押し寄せた木曽川泥流堆積物が覆った。また、低位段丘には濃尾第一礫層を堆積させた。この段丘で注目したいのは、表層の黒褐色土直下に見られる黄褐色砂層（2層下位）である（写真10）。この砂層は、厚い部分で2m以上を成し、雲母とシルトを含む。考古遺物から推定すると更新世末期までに堆積が終わる。この砂層の由来については、ヴェルム氷期末の相対的温暖化期に海進があり、砂やシルトの沈殿堆積を促したためと考えられる。当層を、濃尾層に対比させる考え方がある¹²⁾。

その後、木曽川は放射状に分岐し、一帯に広く扇状地を発達させる。すなわち、犬山扇状地である。この扇状地と中流域の自然堤防・氾濫平野地帯、下流域の三角州平野が、今日の広大な濃尾平野を構成している。



写真10 低位段丘の黄褐色砂層（D鵜沼小伊木町）

最後に、地表を覆う黒褐色土層について触れる。黒ボクと呼ばれているが、各務原台地に限らず全国に存在する。火山灰のイメージで説明されることがあるが、火山灰は無機質なので黒くならない。黒色が強いのは腐植成分が多いためである。完新世の気候温暖化とともに植生が豊かになった証である。ベースには、確かに火山灰も含まれており、強い酸性を示すのはそのためである。但し、この火山灰は風性堆積物なので、御岳山由来ではない。縄文時代早期末の広域火山灰、アカホヤ火山灰等が偏西風に乗って飛来したと考えられる。

8. 結論

- (1) 各務原台地を構成する各務原層は、熱田層上部に対比され御岳軽石（Pm-I・Pm-III）を含んだ砂層である。
- (2) 各務原層の堆積は広域に一律ではないが、2～3層に細分される。N値が層理面を示唆する可能性がある。
- (3) 低位段丘（鵜沼面）は、各務原層の全てと直下の濃尾第二礫層上部が侵食されて成る。代わって堆積する濃尾第一礫層や黄褐色砂層のうち、砂層は濃尾層相当に対比される可能性がある。
- (4) 木曽川泥流堆積物は5万年前という絶対年代を得る鍵層で、各務原層上部と犬山面の上部、いずれも木曽川に最も近い段丘崖上の一部に被覆している。
- (5) 各段丘の標高を比較すると、鵜沼面・前渡面・三井面・鳥居松面は併行関係にあることが理解される。各務原面と犬山面については、今後の課題とする。
- (6) 犬山扇状地は、各低位段丘を僅かに侵食し、犬山城下を扇頂として放射状に広く堆積する。

参 考 文 献

- 1) 各務原市教育委員会編『各務原市史』通史編自然・原始・古代・中世,1986.
- 2) 横山卓雄・牧野内猛:岐阜県各務原台地の地質と地下水盆,地質学雑誌,第97巻,第11号,1991.
- 3) 桑原徹:濃尾傾動盆地と濃尾平野,アーバンクボタ.No.11,1975.
- 4) 古川虎雄:木曽川の河岸段丘-御岳山と濃尾平野との地形発達に関連を中心として-,辻村太郎古希記念地理学論文集,1961.
- 5) 西村勝広・可児幸彦・奥田昌男・中根洋治:各務原市における古墳築造と木曽川泥流堆積物,第21回調査・設計・施工技術報告会論文集,2012.
- 6) 中村俊夫ほか:岐阜県八百津町の木曽川泥流堆積物中の埋没樹木の加速器14C年代,第四紀研究,32,1992年.
- 7) 西村勝広・可児幸彦・奥田昌男・中根洋治:各務原市鵜沼に築造された坊の塚古墳の設計について,第24回中部地盤工学シンポジウム論文,2012.
- 8) 犬山市教育委員会編『犬山市史』通史編・上・原始・古代・中世・近世,1997.
- 9) 海津正倫:熱田台地・熱田層の形成に関する若干の問題,名古屋大学文学部研究論集,史学.v.42,1996.
- 10) 高木信行:各務原層の堆積に関する考察,地理学報告(愛知教育大学地理学会)第45号,1976年.
- 11) 町田洋・鈴木正男:火山灰の絶対年代と第四紀後期の編年-フィッショントラック法による試み-,科学,41,1971.
- 12) 中根洋治:秋葉古道と愛岐地方の旧河道, pp61

公益社団法人 **地盤工学会中部支部**

〒460-0008 名古屋市中区栄二丁目 9 番地 26 号

ポーク名古屋ビル 8 階

TEL 052-222-3747 ・ FAX 052-222-3773