

締固め度・スレーキング進行の異なる泥岩盛土の地震時変形挙動

中野正樹¹，酒井崇之²

1 名古屋大学・大学院工学研究科

2 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

泥岩で築造された盛土においては、スレーキング進行を考慮した長期安全性の確保、特に耐震性の検討が必要である。本研究では、現場採取した泥岩を9.5~19mmに粒度調整し、乾燥・湿潤のサイクルを0, 1, 2回経験させた試料に対し、2種類の締固め度で締固めた泥岩砕石供試体を作製し、室内力学試験を実施した。得られた力学挙動を、弾塑性構成モデルSYS Cam-clay modelにより再現し、材料定数の獲得と力学挙動の解釈を試みた。さらに泥岩盛土を想定したFEM解析を行い、盛土の地震応答解析を実施し、スレーキング進行が盛土の耐震性に及ぼす影響について調べた。得られた主要結論は以下の通りである。1) 泥岩砕石供試体は、スレーキングが進行すると、構造の劣化と過圧密の解消が起こる。より密詰めにすると、構造が低位になり、過圧密比が大きくなる。2) 盛土計算において、スレーキング進行に伴い、地震による変形は大きくなった。しかし締固め度を高くすれば、ある程度変形、崩壊を抑えることができる。

キーワード：泥岩，スレーキング，締固め，地震応答解析，盛土

1. はじめに

2009年駿河湾沖で発生した地震では、東名高速道路牧之原SA付近の盛土が崩壊した。この原因は「盛土下部に使用された泥岩が長年の水の作用により強度低下するとともに、透水性が低下。その結果、盛土の地下水位が上昇し、地震が誘因となり崩落が発生したもの」と推定された¹⁾。このように泥岩を用いた盛土は、水の作用による強度低下が懸念され、長期安定性、特に地震外力を考慮した安定性の確保が重要となる。

本研究では、泥岩にスレーキングが生じた場合の盛土の地震応答に及ぼす影響を調べることを目的とする。まず、①盛土材として使用されている泥岩の砕石集合体に対し、乾燥・湿潤のサイクルを0, 1, 2回経験させた試料に対し、二つの異なる締固め度で締固めて、三軸圧縮試験を実施し、得られた試験結果から、スレーキング進行に伴う泥岩砕石集合体の力学挙動の変化を把握する。また、②得られたせん断挙動を、弾塑性構成式 Super/subloading Yield Surfaces Cam-clay model²⁾³⁾に（以後SYS Cam-clay model）によって再現を行い、スレーキング進行が泥岩砕石集合体の骨格構造に及ぼす影響を調べる。そして、③SYS Cam-clay model を搭載した水～土連成有限変形解析プログラム GEOASIA⁴⁾を用い、これらの砕石集合体からなる盛土の地震応答解析を実施し、スレーキング進行が盛土の耐震性に及ぼす影響について調べる。

2. 試験に用いた泥岩試料のスレーキング率および物理的性質

本研究で用いた泥岩試料は、伊勢湾西岸の丘陵地に分布する奄芸層群の中でも、砂・シルト・粘土の互層を主体とした新第三紀の泥岩である。JHS 110-2006に準拠して、スレーキング率試験を実施したところ、スレーキング率は83%であり、本試料はスレーキングが起こりやすい材料であった。つぎに泥岩試料を調整し、密度試験および液・塑性限界試験を実施した。表-1に試験結果を示す。泥岩試料は低塑性で、土粒子密度は通常の土材料と同等であった。

表 1 密度試験および液塑性試験結果

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.70
液性限界 w_L (%)	34.7
塑性限界 w_p (%)	18.9
塑性指数 I_p	15.8

3. 3つの状態の泥岩試料供試体の力学特性

本研究では、泥岩で築造された土構造物を対象とするため、泥岩砕石試料の力学挙動に注目する。まず、砕石試料を構成する泥岩母岩や泥岩練返し試料の力学挙動について紹介した後、泥岩砕石試料の力学挙動を説明する。

3.1 泥岩練返し試料の力学特性

練返し試料は、スレーキングにより泥岩が粘土化した状態であると解釈できる。練返し試料は、泥岩試料を細かく砕き、 $425\mu\text{m}$ ふり通過させ、含水比を液性限界に調整し作製した。図1に練返し試料に対する標準圧密試験結果を示す。圧縮線は直線を示し、圧縮指数は0.2と通常見られる粘土よりも小さい値となった。

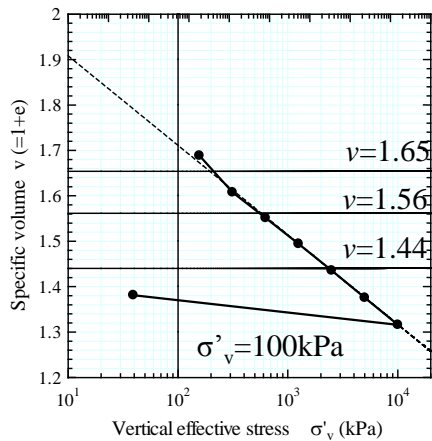


図1 標準圧密試験結果

またせん断特性を把握するため圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。練返し試料による供試体作製は困難であることから、再構成試料を用いている。再構成試料は練返し試料を液性限界の2倍の含水比に調整し、圧密応力100kPaで1週間予備圧密により作製した。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmの円筒形で、拘束圧として等方圧力を100、300kPaの2種類に設定している。またせん断速度は、0.014%/minとした。

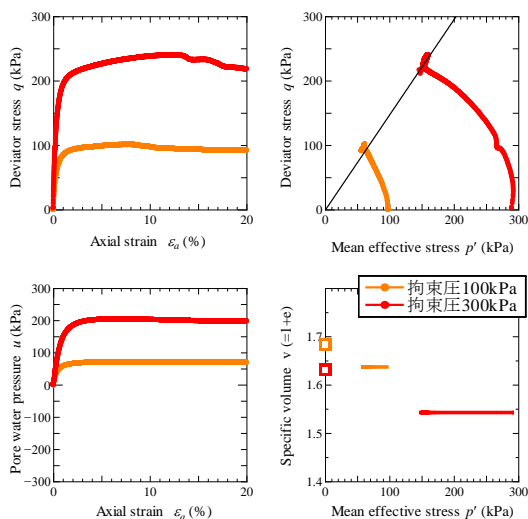


図2 三軸試験結果(再構成試料)

図2に試験結果を示す。せん断初期(軸ひずみ $\epsilon_a=1\sim 2\%$)程度で平均有効応力 p' の減少に伴う軸差応力 q の増加が見られ、その後、両者はほとんど一定になる。この挙動は練返し正規圧密土の挙動に類似している。詳細は後述する

が、限界状態定数 M は1.42となり、通常の粘土と同程度の値となった。

3.2 泥岩固結試料の力学特性

つぎに固結試料の非排水三軸試験結果を示す。固結試料は泥岩母岩を直ナイフでトリミングすることにより作製している。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmの円筒形で、拘束圧として等方圧力を100、300kPaに設定している。またせん断速度は0.014%/minとした。図3に試験結果を示す。 $q\sim \epsilon_a$ 関係において、拘束圧100kPa、300kPaにおける q の最大値はそれぞれ1000kPa、1500kPaを超える。一軸圧縮試験は実施していないが、地盤材料として十分な強度を有すると予測される。また、図中には練返し試料の限界状態線を示しているが、有効応力 p' の増加に伴う軸差応力 q の上昇、その後 q の減少を示し、限界状態線に向かう。なお q の減少時には供試体にせん断面が観察された。また図3に固結試料の初期比体積1.44を示すが、練返し試料と比較してかなり小さい値を示している。

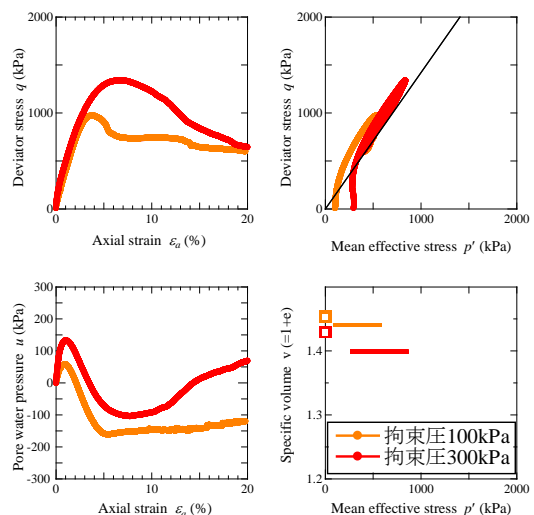


図3 三軸試験結果(固結試料)

3.3 泥岩砕石試料の力学特性

つぎに泥岩砕石試料の非排水三軸試験結果を示す。砕石試料は、破碎することにより粒径を9.5~19mmに調整し、そして乾燥・湿潤のサイクルを0、1、2回経験させた試料に対し、自然含水比($w=15\%$)となるように含水比を調整した後、2種類の締固め度で締固めた。その比体積は、図2に示すように、鉛直応力100kPa(盛土高5m程度)に対し、練返し試料の圧縮線の下側($v=1.65, 1.56$)としている。今回、等方圧密後に設定した比体積になるよう初期締固め度を調整している。なお、締固め度 D_c は95%、100%である。また自然含水比を15%とすると、それぞれ空気間隙率 v_a は15%、10%となる。供試体は二重負圧法により B 値が95%以上になるよう飽和化させ、各拘束圧で24時間圧密した後、せん断速度0.014%/minでせん断を行った。供試体寸法は直径7.5cm、高さ15cmの円筒形としている。

図4, 5には、各比体積、拘束圧 100kPa におけるスレーキングの進行程度に違いによる力学挙動の比較を示す。赤色が乾燥・湿潤のサイクル 0 回の試料（乾湿未経験の試料と呼ぶ）、緑色が乾湿 1 回の試料、青色が乾湿 2 回の試料の試験結果を示す。なお $q \sim p'$ 関係の黒色の実線は、練返し試料の限界状態線である。

図4の密詰め供試体の力学挙動に注目する。せん断時の比体積はどの試料もおおよそ 1.55 前後である。 $q \sim \epsilon_a$ 関係においては、乾湿未経験の試料は、各軸ひずみに対し高い軸差応力を示す。乾湿の経験回数が増加するほど、その軸差応力は減少している。有効応力パスにおいては、せん断初期で鉛直に上昇し、ほとんど弾性的な挙動を示す。その後、練返し試料の限界状態線の上側を沿うように平均有効応力 p' の上昇に伴う軸差応力 q の上昇を示しており、過圧密土のような挙動を示す。また、乾湿経験回数が少ないほどより高い軸差応力を示していることや、乾湿未経験の試料や乾湿 1 回の試料では、負の過剰間隙水圧が発生していることから、スレーキングが進行していない泥岩の方が、より過圧密が卓越していると推察される。乾湿未経験の泥岩粒自体は図3の母岩と等しく、そのため最大軸差応力が最も大きくなった。一方、泥岩粒に乾湿を経験させることで、泥岩粒自体が表層から脆くなったために、集合体としての最大軸差応力が低下してしまったと考えられる。

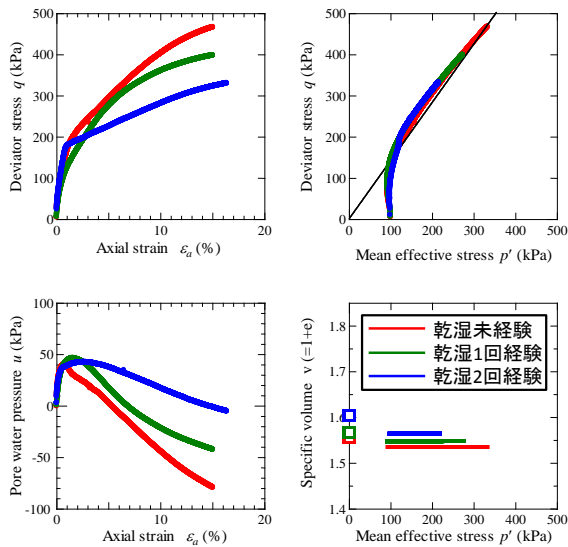


図4 $v=1.56$, 拘束圧 100kPa

図5の中詰め供試体も密詰め供試体と同様の傾向を示す。せん断時の比体積はどの試料もおおよそ 1.6 前後である。 $q \sim \epsilon_a$ 関係においては、乾湿の経験回数が増加するほど、最大軸差応力は小さくなる。有効応力パスにおいても、せん断初期で鉛直に上昇し、その後、限界状態線の上側を沿うように上昇し続けるが、乾湿経験回数の増加に伴い、その程度は小さくなる。同じスレーキング進行程度で比較すると、締め固め度が大きいほど（比体積が小さいほど）、最大軸差応力は大きくなるとともにより過圧密比が卓越していると推察される。

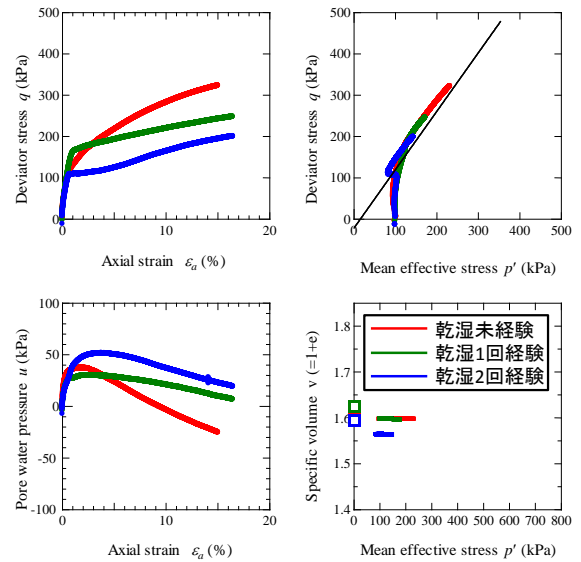


図5 $v=1.65$, 拘束圧 100kPa

4. スレーキングが泥岩碎石集合体の骨格構造に及ぼす影響

図6, 7に泥岩の練返し試料に対して行った標準圧密試験、三軸試験結果およびSYS Cam-clay modelによる再現結果を示す。計算結果は力学挙動をよく再現している。表2に、再現計算に用いた弾塑性パラメータおよび発展則パラメータを、表3に練返し試料の初期値を示す。

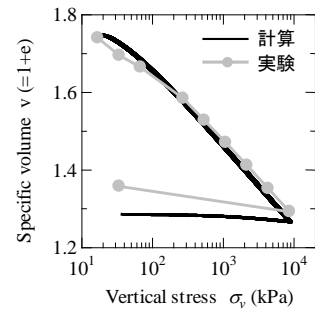


図6 練返し試料の再現(標準圧密試験)

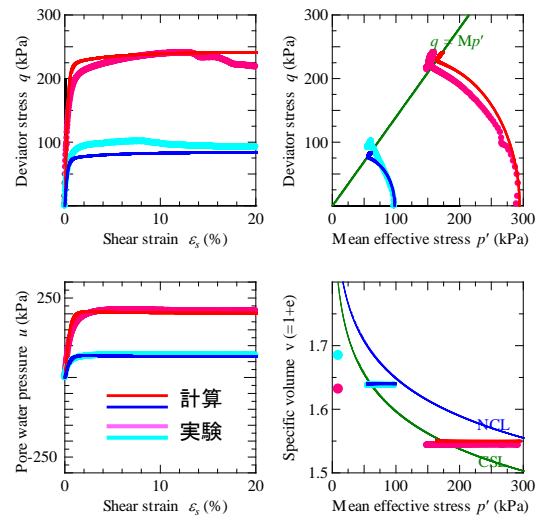


図7 練返し試料の再現(三軸圧縮試験)

表 2 練返し試料の材料パラメータ

弾塑性パラメータ		発展則パラメータ	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.085	正規圧密土化指数 m	0.600
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.010	構造劣化指数 a	0.100
限界状態定数 M	1.400	b	1.000
NCLの切片 N	1.650	c	1.000
ポアソン比 ν	0.300	塑性指数 c_s	0.500
		回転硬化指数 b_r	0.001
		回転硬化限界定数 m_b	0.001

表 3 練返し試料の初期値

	練返し	
	100kPa	300kPa
拘束圧	100kPa	300kPa
過圧密比 $1/R_0$	1.14	1.09
構造の程度 $1/R_0^*$	1.00	1.00
比体積 v_0	1.64	1.55

図 8, 9 には、乾湿未経験の試料と乾湿 1 回の試料に対する非排水三軸圧縮試験結果について、SYS Cam-clay model による再現計算を示す。スレーキングにより泥岩砕石試料が完全に細粒化、泥濁化したら練返し状態になるとし、土の骨格構造概念^{2),3)}から、構造のない正規圧密状態の土試料であると解釈できる。したがって練返し試料の力学特性から泥岩砕石試料を骨格構造概念に基づき考察することが可能となる。乾湿の経験回数によらず、弾塑性パラメータは表 2 の練返し試料と同じとし、骨格構造を表す初期値のみ変化させている。また本研究では、発展則パラメータも練返し試料と同じと仮定した。計算は試験結果を良く再現している。表 4 に泥岩砕石試料の初期値を示す。再現計算から、スレーキングが進行するほど、初期構造と初期過圧密が減少し、比体積が小さいほど（密詰めほど）初期構造は低位で、過圧密比が高くなる。

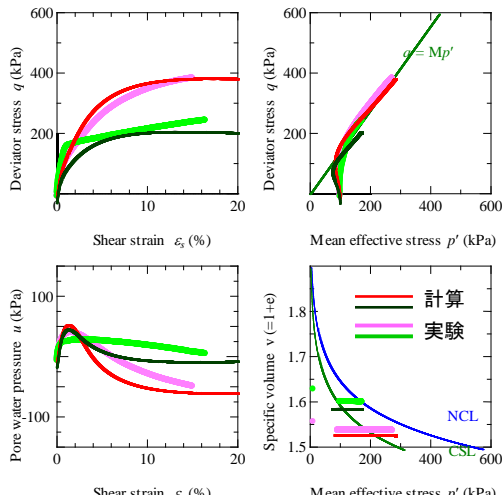


図 8 乾湿 1 回試料の再現

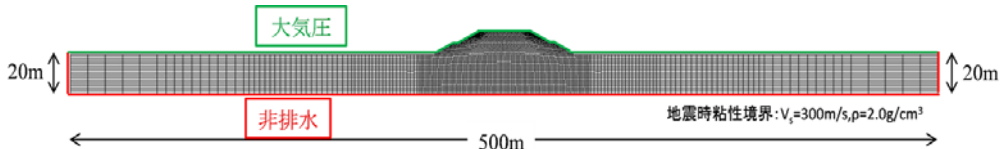


図 11 解析全断面図

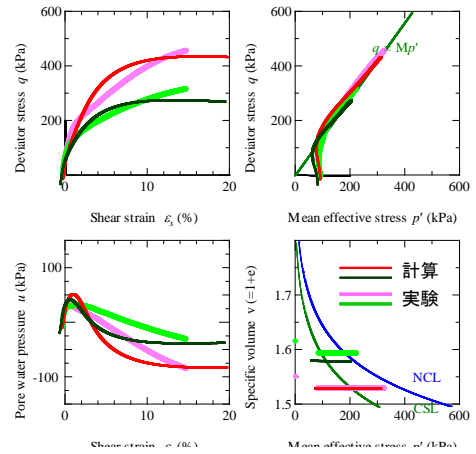


図 9 乾湿未経験試料の再現

表 3 練返し試料の初期値

	密詰め (v=1.56)		中密詰め (v=1.65)	
	乾湿 1 回	乾湿未経験	乾湿 1 回	乾湿未経験
過圧密比 $1/R_0$	7.21	8.48	4.17	5.71
構造の程度 $1/R_0^*$	1.70	2.00	2.50	3.00
比体積 v_0	1.54	1.54	1.61	1.60

5. スレーキング進行が盛土の耐震性に及ぼす影響

図 10 に解析で用いた有限要素メッシュ図(盛土部のみ拡大)を示す。盛土高 12m, 天端幅 30m, 一段目の法面勾配 1:2, 二段目の法面勾配が 1:1.8 の典型的な道路盛土断面である。図 11 に解析全断面を示す。計算は二次元平面ひずみ条件で行った。水理境界は図 11 が示す通りである。なお、盛土、地盤ともに完全飽和状態を仮定している。地震時には、地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の水平方向に粘性境界⁵⁾(Vs=300m/s)を設け、両端には周期境界を設けた。地盤は非常に硬い地盤を想定している。本研究では、2 章で示したように、2 種類の締固め度 (v=1.56 と v=1.65) と、スレーキング進行の異なる泥岩材料 (乾湿未経験と乾湿 1 回) を解析対象の盛土としている。本解析では、スレーキング進行過程を表現するのではなく、スレーキング進行程度の違う盛土材料を対象とした。盛土築造後、圧密が終了したのち、地盤の下端水平方向に、図 12 に示す地震動を入力した。なお、地震動は兵庫県南部地震において、神戸海洋気象台にて観測された地震動⁶⁾である。

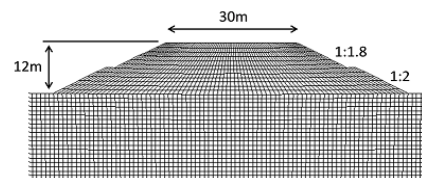


図 10 乾湿未経験試料の再現

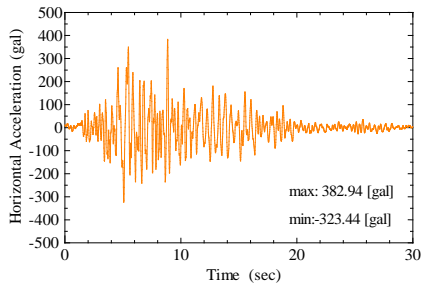


図 12 入力地震動

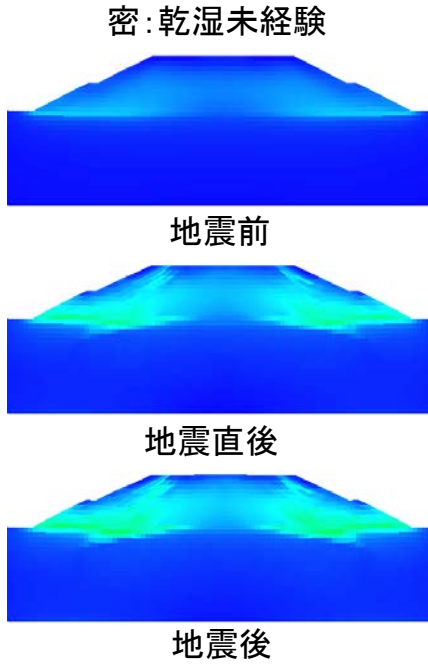


図 13 泥岩盛土の地震等解析の変形挙動とせん断ひずみ分布 (密詰め乾湿未経験)

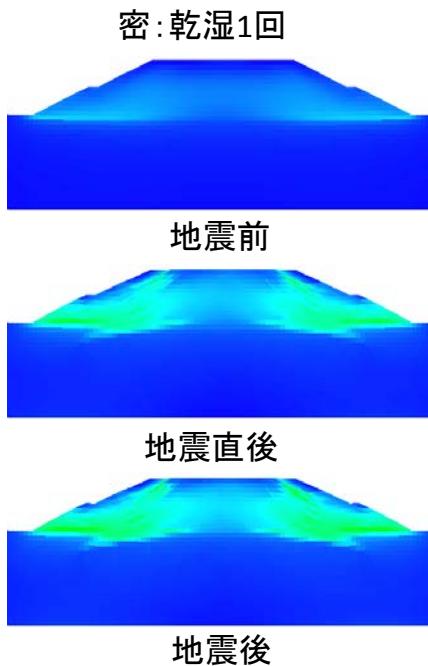


図 14 泥岩盛土の地震等解析の変形挙動とせん断ひずみ分布 (密詰め乾湿 1 回経験)

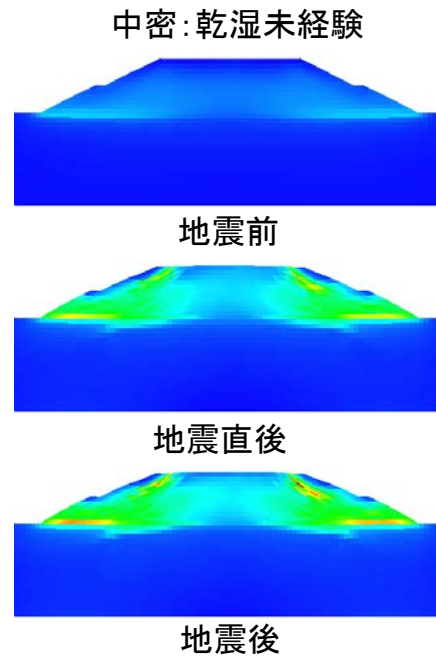


図 15 泥岩盛土の地震等解析の変形挙動とせん断ひずみ分布 (中密詰め乾湿未経験)

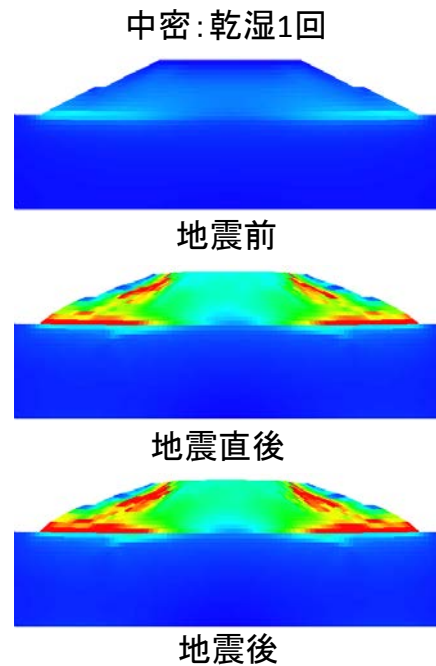


図 16 泥岩盛土の地震等解析の変形挙動とせん断ひずみ分布 (中密詰め乾湿 1 回経験)

図 13, 14 に地震前, 地震直後, 地震後の圧密終了時の盛土の変形とせん断ひずみ分布を示す。密詰め ($v=1.56$) の盛土では, スレーキング進行の程度が異なっても, せん断ひずみ分布に大きな違いは見られなかった。一方, 図 15, 16 に示す中密 ($v=1.65$) の盛土では, スレーキング進行に伴い, ひずみが大きく発生し変形が大きく出ている。

図 17 に盛土の天端沈下量を, 図 18 に盛土の右法肩の水

平変位量をそれぞれ示す。密詰め前の乾湿未経験の盛土は、天端で約 35cm 程度の沈下、法肩で約 40cm 側方変位が発生している。スレーキングが進行し、乾湿 1 回の盛土の場合、天端で約 40cm 程度の沈下、法肩で約 50cm 側方変位が発生している。今回の解析では、密詰めでは、ほとんどスレーキングによる影響は見られなかった。

中詰めの場合、乾湿未経験の盛土は、天端で 45cm 程度の沈下、法肩で、80cm 程度の側方変位が発生している。一方、スレーキングが進行し、乾湿 1 回の盛土は、70cm 程度の沈下、法肩で 1.7m 程度の側方変位が発生しており、やはりスレーキング進行による影響が密詰めと比較して大きくなった。

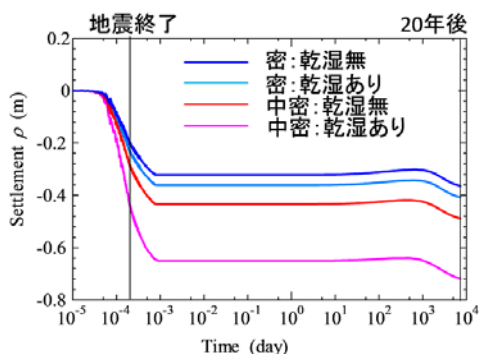


図 17 天端沈下量

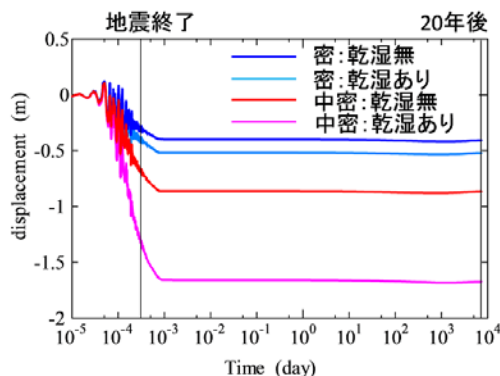


図 18 左法肩水平変位量

6. 結論

- (1) 密詰め状態（比体積 1.56, $V_a=10\%$ 相当）では、超過圧密土のような挙動を示す。また、スレーキング進行とともに、最大軸差応力は小さくなり、過圧密比が小さくなっていることが推定される。中詰め状態（比体積 1.65, $V_a=15\%$ 相当）についても、密詰め状態とほぼ同様の結果である。
- (2) 練返し泥岩試料で得られた材料パラメータを用い、初期値のみを変えることによって、乾湿未経験、乾湿 1 回といったスレーキング進行程度の異なる試料の力学挙動を再現することができた。そして、スレーキングが進行すると、構造の劣化と過圧密の解消が起こり、より密詰めになると、低位構造、過圧密比が大きくなることがわかった。
- (3) 泥岩盛土の地震応答解析では、締固め度を高くすれば、スレーキングが進行した盛土であっても、ある程度変形、崩壊を抑えることができる。しかし、さらにスレーキングが進行した場合や、今回とは異なる地震動の場合には、異なる変形特性が得られる可能性があり、様々な想定のもと、盛土の安全性を高めていく必要がある。

参考文献

- 1) 齊藤 康博, 鳥本 康弘: NEXCO 中日本における防災への取り組み, 第20回調査・設計・施工技術報告会, pp.1-2, 平成23年6月.
- 2) Asaoka, et al. (2000): Superloading yield surface concept for highly structured soilbehavior, S&F,40(2), pp.99-110.
- 3) Asaoka, A. et al, Anelasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S&F, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002,
- 4) Noda, T. et al, Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the sys cam-clay model, S&F, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008
- 5) William, B., Joyner and Albert T. and F. CHEN.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336, 1975.
- 6) 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室: 大規模地震を考慮した地中建造物の耐震設計法に関する試験調査, 平成12年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書振動研究室資料第22号、pp.19-20, 2001.3

Seismic response of mudstone embankment of degree of compaction and different progress of slaking through soil-water coupled finite deformation analysis

Masaki NAKANO¹, Takayuki SAKAI²

1 Nagoya University, Department of Civil Engineering

2 Nagoya University, Disaster Mitigation Research Center

Abstract

The effect of the degree of compaction and progress of slaking on the mechanical behavior of crushed mudstone was studied through laboratory tests. The mechanical behavior obtained from the tests was interpreted based on the concept of soil skeleton structure through simulation of an elasto-plastic constitutive model, and seismic response of mudstone embankment with slaking was examined through soil-water coupled finite deformation analysis, GEOASIA. The new findings are as follows; 1) As the slaking progresses for the crush mudstone specimen, soil structure and overconsolidation ratio of the specimen are gradually lost. However, as the specimen packed densely, the specimen became low structured and heavily overconsolidated soil. 2) The mudstone embankment deformed largely due to slaking progress during/after the earthquake through the finite deformation analysis. Even though slaking progresses for the embankment, the compaction of the embankment decreases small and avoids failure.