第２セッション
（１２：４５～１４：２５）

司 会　　檜尾　正也
(名古屋工業大学)

Evaluation on Seismic Enhancement Effect of Ground Improvement for Existing Box Culvert

Kheradi Hamayoon[1], 西遥輝[2], 岩井 裕正[3], 張鋒[4]

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・hamayoon.k@gmail.com
2 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻
3 名古屋工業大学・大学院・工学研究科
4 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・cho.ho@nitech.ac.jp

概　　要

The collapse of Daikai station of Kobe subway during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake exhibited that underground structures are also at high risk of earthquake with shallow overburden. In this paper, in order to find an optimum ground-improvement pattern for rectangular-shaped box culvert constructed in soft ground that does not meet the present seismic requirement, numerical analysis with nonlinear 3D dynamic finite element analysis are conducted. Different patterns of the ground improvement for the rectangular-shaped box culvert constructed with cut-and-cover method are investigated and finally an optimum ground-improvement pattern is proposed by the numerical analysis. In the numerical analysis, the structural and physical quantities of the box culvert considered are taken from the Daikai station. Additionally, in the 2D/3D dynamic analyses, the ground is composed of Toyoura sand, typical clean sand, and its nonlinear mechanical behavior is described by Cyclic Mobility model. Validity of the proposed numerical method is firstly confirmed with 1g shaking table test and then the numerical analyses are conducted to find the optimum pattern for the ground improvement.

Keywords：Box Culvert, Ground improvement, Numerical analysis

1. INTRODUCTION

Underground structures consist of the major parts of the infrastructure of modern society and play an important role in its development. In the design of underground structures, it was considered that underground structures are in minimum seismic risk in comparison to the aboveground structures. The collapse of Daikai station in the Kobe subway system during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake exhibited that underground structures are also at high risk of earthquake especially those are constructed in soft ground with thin overburden. Thereafter, the failure of the Bola tunnel in 1999 Turkey earthquake and failure of gas and water pipelines in 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan clarified that proper consideration of earthquake load in the design of underground structures is also important.

The failures of above-mentioned underground structures give rise to some problems that need to be clarified. The mechanical behavior of underground structure subjected to the earthquake loading is basically a soil-structure interaction problem. Besides, in active seismic region, some existing underground structures do not meet the requirement of present seismic design standard, which becomes a serious problem.

In this paper, numerical analyses are conducted to evaluate the effect of ground improvement as a seismic countermeasure for existing rectangular-shaped underground structure (in common called box culvert) in soft soil. Particular attention is paid to finding a most effective and economical type of ground improvement that can reduce the impact of earthquakes on the box culvert. Four cases for the analyses are considered. In the numerical analyses, 2D/3D dynamic finite element method (FEM) with the code name of DBLEAVES (Ye, 2007; Ye, 2011) is used. In order to evaluate the influence of the soil-structure interaction on the underground structures, a unified system consisted of soil and underground structure is considered. As for the mechanical behavior of soft soil, a nonlinear elastoplastic constitutive model with the name of Cyclic Mobility model (CM model) (Zhang et al., 2007&2011) is adopted. The concerned underground structure in the analysis is the Daikai station and particular attention is paid to its central columns. The failure of the central columns was the main reason of the structural collapse during the earthquake. In the analyses, the nonlinear behavior of the columns is modeled with the Axial-force Dependent model (AFD model, Zhang and Kimura, 2002).

In order to confirm the validity of the proposed numerical analyses, 1g shaking table test and corresponding 2D dynamic analysis were firstly conducted and the results of both the analysis and the test are compared in detail.

2. INVESTIGATION OF DAMAGE TO THE DAIKAI STATION

The Daikai station belongs to the Kobe Rapid Transit System was constructed by cut-and-cover method. It consisted of an RC rectangular section with uniformly spaced central columns. During the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake the central columns and the ceiling slab were completely collapsed, followed by the settlement of overburden soil around 2.5m. Based on the works by Iida et al., 1996, the central columns failed first, and then it caused the collapse of the ceiling slab and soil cover settlement. Fig. 1 shows the longitudinal damage patterns to the Daikai station. The severe damage had occurred in the central columns of section 1. The collapse of the central columns is shown in Fig. 2. The columns were poorly reinforced horizontally, resulting in a typical shear failure (Iida et al. 1996). In addition, the design of the station in 1962 did not include seismic provisions (Hashash, Y.M.A. et al. 2001).

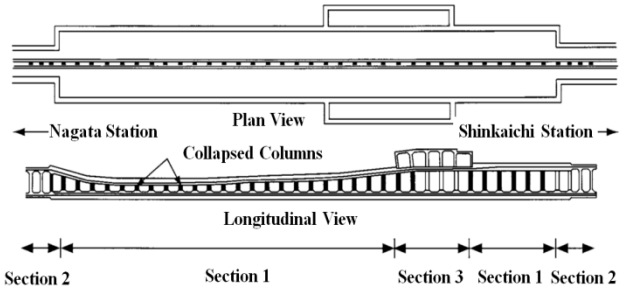


Fig. 1. Longitudinal damage patterns to the Daikai Station (adapted from Iida et al., 1996)

Fig. 2. Failure of central columns in Daikai station (Sato Industrial Inc. 1997)

3. 1G SHAKING TABLE TEST AND VALIDATION OF NUMERICAL METHOD

In this section, 1g shaking table test and 2D numerical analysis in the model scale are conducted and the results of both the analysis and test are compared in detail.

The shaking table test device used in the present study has the maximum payload, acceleration and displacement of 16kN, 9.8m/sec^2 and 0.05m respectively. In addition, the dimension of the shaking table shear box is 1.2x1.0x0.8m (length, width and height). In the model test, the Daikai station is modeled with a similarity ratio of 1/30. The model box culvert is made of iron sheet with a modulus of elasticity of 210GPa; additionally, in the model the central columns of Daikai station are assumed to be a uniform wall. Fig. 3 shows the model box culvert.

In the test, the model ground, made of dried Toyoura sand with a depth of 600mm, is prepared carefully using the air pluviation method. The model ground is prepared with two horizontally layered soils with different densities by adjusting different dropping height. The lower layer is prepared as medium dense sand with a relative density (D_r) of 70%, which is just beneath the box culvert, as shown in Fig. 4. The upper layer is prepared as loose sand with D_r=15%. The lower and upper layer has a thickness of 225mm and 375mm respectively.

Strain gauges and accelerometers are installed in different positions of the model to measure the bending strains and the accelerations. Fig. 4 shows the model box culvert and the soil layers. In the figure, the positions of the strain gauges and the accelerometers are also marked.

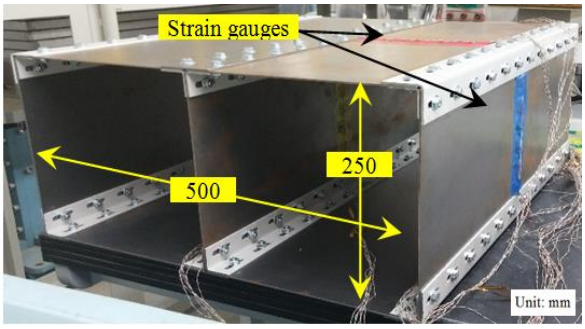


Fig. 3. Model box culvert

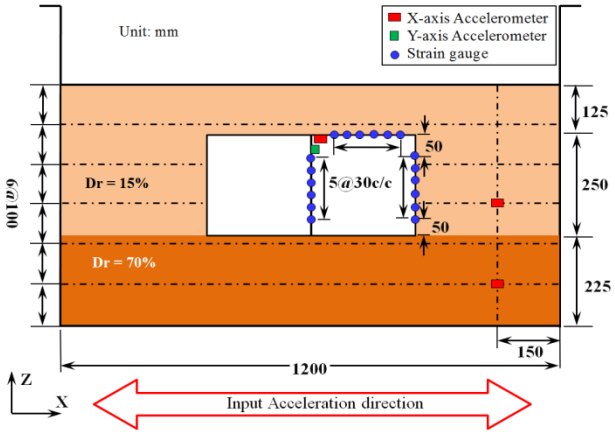


Fig. 4. Model box culvert, soil layers and measuring points

The input acceleration for the shaking table test, as shown in

Fig. 5, is in horizontal direction and lasts for 11.0 seconds with maximum amplitude of 4.0m/sec^2.

In order to validate the numerical method proposed in this paper, the model shaking table test is simulated by 2D finite element method using DBLEAVES. In the 2D analysis, the model ground and the box culvert are totally the same both in the geometry and the material properties as those used in the shaking table test. The model box culvert is model with elastic beam elements. The behavior of the soils is described by the CM model (Zhang et al., 2007&2011). The CM model is a rotating-hardening type elastoplastic constitutive model that takes into account the overconsolidation, the soil structure and the stress-induced anisotropy simultaneously. The properties of Toyoura sand as the ground material are listed in Table 1.

Table 1 Material parameters of Toyoura sand in CM model

Parameter of ground material	Symbol	Toyoura sands	Note
Compression index	λ	0.050	Same parameters as Cam Clay model
Swelling index	κ	0.0064	
Stress ratio at critical state	M	1.3	
Reference void ratio (p'=98 kPa on N.C.L)	N	0.87	
Poisson's ratio	ν	0.30	
Degradation parameter in overconsolidation	m	0.010	New parameter
Degradation parameter of structure	a	0.50	
Evolution parameter of anisotropy	b_r	1.5	
Initial structure	R_0^*	0.99	Initial values of state variables
Initial void ratio	e_0	0.65	
Initial degree of overconsolidation(2D Analysis)	OCR $(1/R_0)$	32.6 (upper) 1.4E3(lower)	
Initial degree of overconsolidation (3D Analyses)	OCR $(1/R_0)$	7.5 (upper) 30 (lower)	
Initial anisotropic	ζ_0	0.0	

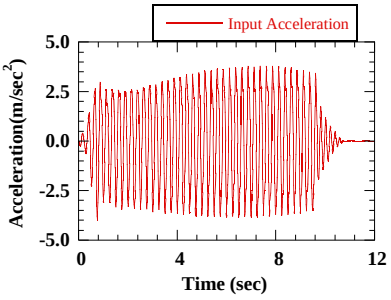


Fig. 5. Input acceleration in the shaking table test and 2D numerical analysis

In the 2D analysis, the same input acceleration as the shaking table test is applied at the base of the model ground shown in Fig. 4. The Fig. 6 shows the 2D FEM mesh, in which the model ground and the box culvert are discretized into 7749 nodes and 6212 elements. The boundary conditions of the ground are assumed to be fixed at the bottom, and the equal-displacement boundary condition is introduced in all directions at the right- and left-side boundaries.

The calculated results are compared with those from the shaking table test and the comparisons are plotted in the Figs. 7; in which the measuring points of computed and recorded data are shown in Fig. 4.

The time history of the acceleration obtained from the analysis and the shaking table test is compared in Fig. 7. Fig. 7(a) shows the vertical responding acceleration at the top of the central wall. Fig. 7(b), (c) and (d) show the horizontal responding accelerations at the top of the central wall, the levels of -300mm and -500mm respectively. From Fig. 7, it is known that the results from the numerical analysis and the shaking table test are almost the same. In addition, the Figs 7 exhibits a fact that the test results are reproduced with considerable accuracy by the numerical analysis, implying that the numerical method proposed in the present study is able to describe and predict the behavior of underground structure subjected to earthquake loading.

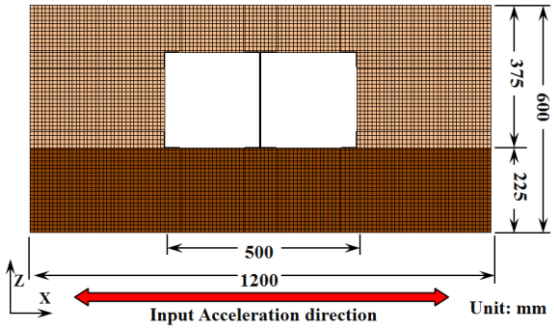


Fig. 6. 2D FEM mesh in model scale

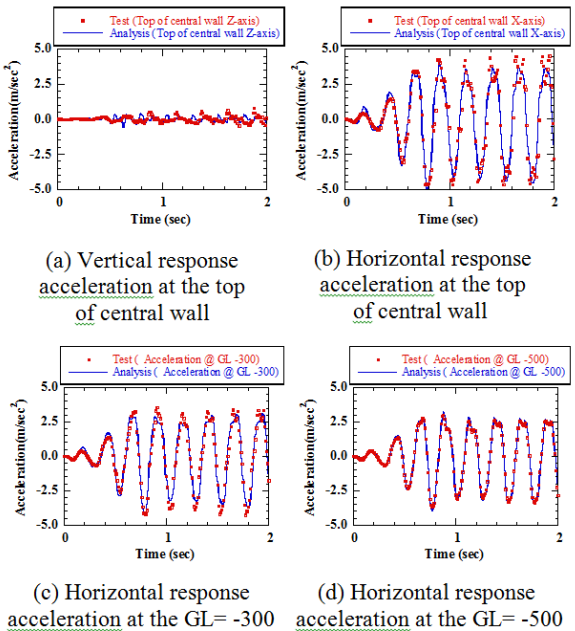


Fig. 7. Time history of acceleration from 2D analysis and shaking table test

4. NUMERICAL TESTS FOR OPTIMUM PATTERN OF GROUND IMPROVEMENT

In order to find out an optimum pattern of ground improvement that can reduce most effectively the earthquake

loading on existing box culvert, the Daikai station is taken as the objective and the analyses are focused on its central column which was the main reason of the failure happened during the earthquake. Due to the periodic condition in the longitudinal direction, a span of 7m including three columns is considered for calculation. The depth and width of the surface layer ground are 18 and 60m respectively. The FEM mesh used in the analyses, with 18600 nodes and 16560 elements, is shown in Fig. 8. The boundary conditions for the ground are assumed as follow: the bottom is fixed and the equal-displacement boundary is introduced at the right and left sides.

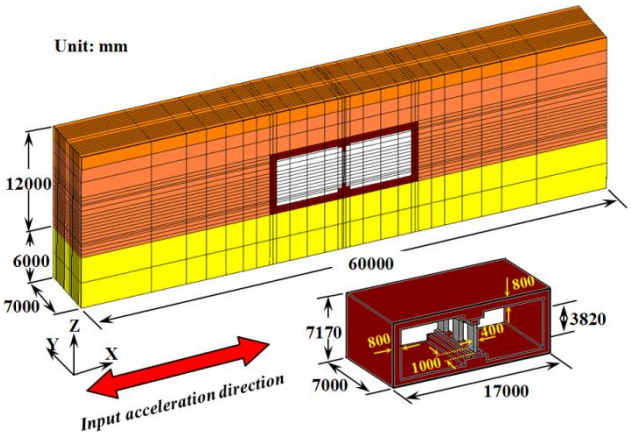


Fig. 8. 3D FEM mesh used for dynamic analysis in numerical tests

The surface ground is made of two layers, in which the layer surrounding the existed box culvert is a medium dense Toyoura sand with Dr=80%. The layer beneath the box culvert is a dense Toyoura sand with Dr=95% respectively. All the Toyoura sands with different density are described by the CM model.

The material of the box culvert, except the central column, is assumed to be elastic and its unit weight, Poisson's ratio and elastic modulus are 25kN/m^3, 0.25 and 27GPa respectively. The central column, however, is modeled with the axial-force dependent model (AFD model, Zhang and Kimura, 2002). The detailed reinforcement of the column is shown in Fig. 9. The compressive strength of the RC column is 39MPa, a value obtained from the post-earthquake survey of Daikai station. The elastic modulus of steel is E=210GP and the yield strength is 235 MPa. These values are adopted based on the research by Parra-Montesinos et al., 2006 about the central column of Daikai station.

The ground improvement in practical engineering for seismic enhancement is usually conducted by mixing cemented materials with soft soil by high-pressure jet grouting or mechanical mixing method. In the researches by Morikawa, 2013 and Kheradi et al., 2015, the ground improvement was made from adding B-type Portland blast-furnace slag cement (in short, slag cement) into the mixture of Toyoura sand and Fujimori clay. The weight ratio of the sand, the clay, the cement and the water is 80:20:3:22. The improved soil has a uniaxial compressive strength of 600 kPa (Morikawa, 2013, Kheradi et al., 2015) and the modulus of deformation of 120~300 MPa. In present study, the same improved soil with the modulus of deformation of 300MPa is used for the ground improvement.

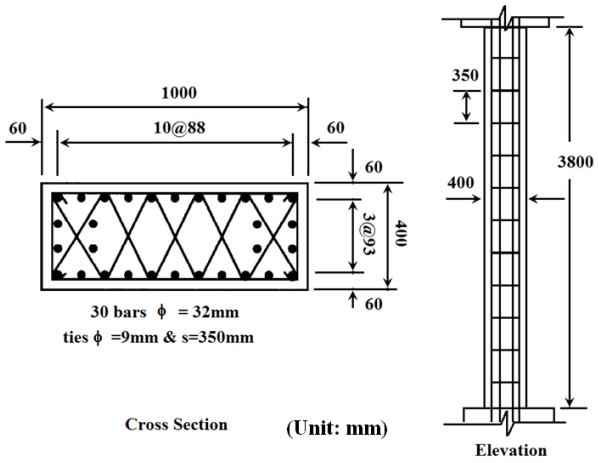


Fig. 9. Reinforcement of central column in Daikai station (Iida et al. 1996)

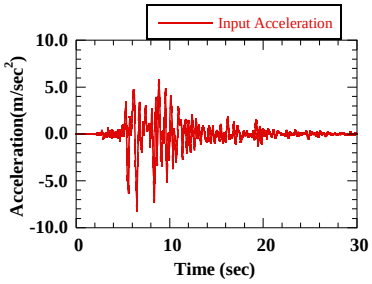


Fig. 10. Input acceleration in 3D dynamic analyses

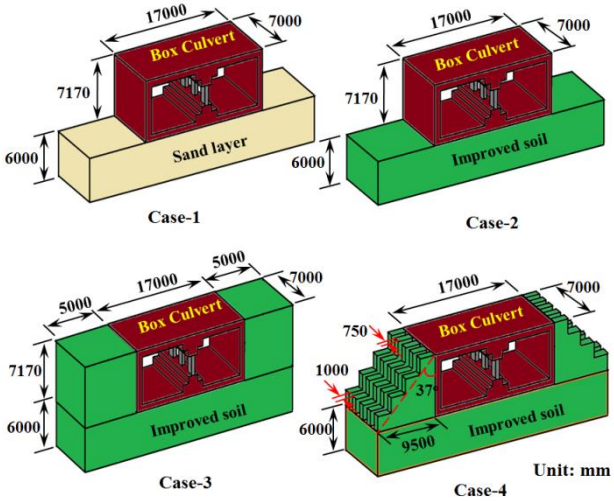


Fig. 11. Patterns ground improvement considered in 3D analyses

The input acceleration in the 3D dynamic analyses is the horizontal NS component of the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake recorded at Kobe city with a maximum acceleration of 8.18m/sec^2. Fig. 10 shows the input acceleration. The calculation conditions for the 3D dynamic analyses are the same as those for 2D analysis in the previous section.

Four different cases are analyzed in the numerical test. These cases represent a box culvert around which the sandy ground is

partially improved with different patterns, as shown in Fig. 11.

Case-1 is the base case without any ground improvement and its soil profile is just shown in Fig. 8. In Case-2, the sandy layer beneath the box culvert is improved with the cemented soil. The property of cemented soil as ground improvement material was discussed before. In Case-3 and Case-4, in addition to layer beneath the box culvert the soil around the side-walls of the box culvert is improved as well.

In Case-3 the ground improvement around the side-walls of box culvert has the shape of a rectangular prism. Alternatively, in Case-4, the quantity of ground improvement around the side-walls is reduced from full to partially ground improvement. In Case-4, the ground improvement around the side-walls of box culvert has a shape like a downstairs with an inclined angle of 37°, as shown in Fig. 11. The quantity of ground improvement around the side-walls of box culvert in Case-4 is 35% smaller than Case-3. Indeed, the Case-4 is the most cost-effective pattern of ground improvement for the box culvert. The standard for choosing the optimum pattern of the ground improvement is based on the condition that the horizontal displacement of the central column should be the minimum. It is known from the previous section that the central column is the critical member in considering the safety of a box culvert.

In order to identify the influence of the soil layer beneath the box culvert, the results from Case-1 and Case-2 are compared. The time history of horizontal displacement at the top of central column in Case-1 and Case-2 is shown in Fig. 12. The horizontal displacement in Case-1 is much larger than that of Case-2. In both cases, however, the horizontal displacements at the top of central column are large enough to cause the failure. The existence of sand layer beneath the box culvert may largely contribute to the increase of the horizontal displacement of the box culvert.

In Case-3 and Case-4, in addition to the soil beneath the box culvert, the soil around the side-walls is improved as well. However, the shape and amount of improved soil around the side-walls are different in each case, as shown in Fig. 11.

The time history of horizontal displacement at the top of the central column in Case-1, Case-3 and Case-4 is shown in Fig. 14. The figure shows that the wrecking horizontal displacement at the top of the central column of Case-1 is reduced significantly in Case-3 and Case-4. In addition, the horizontal displacement in Case-4 is the smallest among these three cases.

The comparison of the distribution of maximum horizontal displacement along the height of the central column in Case-1 and Case-2 is shown in Fig. 14(a). The horizontal displacement at the top of the column in Case-1 is larger than Case-2 as well as the bottom of the column. The relative displacement of top of column with respect to the bottom of the column, however, is nearly the same in both cases; implying that the seismic reinforcement effect is very limited.

The comparison of the distribution of the maximum horizontal displacement along the height of the column in Case-1, Case-3 and Case-4 is shown in Fig. 14(b). The reduction of the wrecking horizontal displacement at the top of the central column in Case-3 and Case-4 is significant, 72% in Case-3 and 76% in Case-4, if compared with Case-1.

Based on above-discussion, it is reasonable to say that Case-4 is the optimum pattern of ground improvement for the existing box culvert constructed in soft ground.

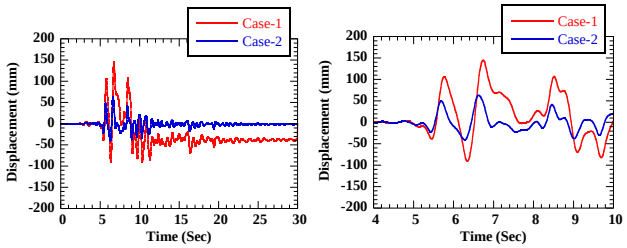


Fig. 12. Time history of horizontal displacement at top of central column in Case-1&2

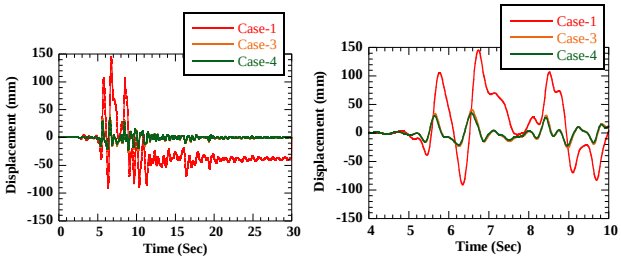
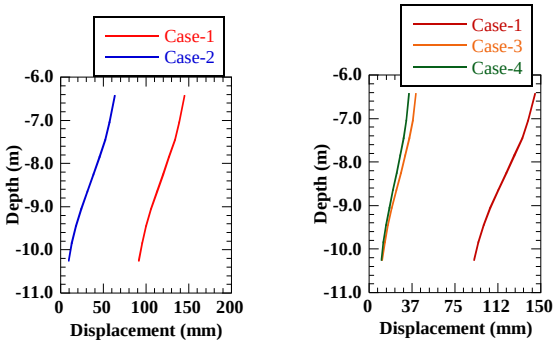


Fig. 13. Time history of horizontal displacement at top of central column in Case-1, 3 and 4



(a) Case 1 & 2 (b) Case 1 & 3,4

Fig. 14. Distribution of maximum horizontal displacement along height of column in Case-1, 2, 3 and 4

5. CONCLUSIONS

In this paper, 1g shaking table test and corresponding numerical analysis were conducted to investigate the effect of ground improvement as a seismic countermeasure for existing box culvert constructed in soft ground. Meanwhile, particular attention was paid to find an optimum pattern of ground improvement to reduce the earthquake loading.

In the numerical analysis, 2D and 3D nonlinear dynamic finite element method with the program named DBLEAVES was used. The structure of Daikai station that failed in 1995

Hyogoken-Nanbu earthquake was selected as the objective box culvert. The Toyoura sand was assumed as the ground material and its mechanical behavior was described by the CM model.

At first, in order to verify the numerical method, the 1g shaking table test is simulated with 2D analysis in model scale. After then, in order to find an optimum pattern of ground improvement, 3D numerical analyses were conducted. In the 3D numerical analysis, the central column of Daikai station, that was the critical member during earthquake, was described by the AFD model. Four different cases were numerically investigated and the following conclusions can be given.

(i) The comparison between the 2D analysis and the shaking table test shows that the test results were well reproduced by the numerical analysis. Therefore, the numerical method proposed in the present study is able to predict reasonably the behavior of box culvert during an earthquake.

(ii) The assessment of Case-1 (basic case, without improvement) and Case-2, in which only the soil layer beneath the box culvert is improved, shows that the absolute displacement is reduced significantly due to the ground improvement but the relative displacement between the top and the bottom of the central column remains unchanged; implying that the seismic reinforcement effect is very limited.

(iii) Improvement of the soils around the side walls, proved to be very effective. The optimum pattern of the ground improvement is found to be Case-4, in which a partial ground improvement with a shape of downstairs at an inclined angle of 37° around the side-walls was used. In Case-4 the soil beneath the box culvert was also improved as well. It is found from the analysis that the relative horizontal displacement was reduced significantly; therefore, the column is in safe domain. In addition, the volume of the ground improvement around the side-walls in Case-4 is 35% smaller than Case-3, implying that Case-4 is the most cost-effective pattern.

In the future, the predicted results for the optimum patterns of the ground improvement for existing box culvert should be confirmed by the shaking table tests.

REFERENCES

1) Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Drosos, V., Kourkoulis, R., Georgarakos, T. and Gazetas, G.: Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong seismic shaking, J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 133, No. 9, pp. 1067–1090, 2007.
2) Bao, X. H., Ye, G. L., Ye, B., Sago,Y. and Zhang, F.: Seismic performance of SSPQ retaining wall–Centrifuge model tests and numerical evaluation, J. Soil Dyn. & EQ. Eng., Vol. 61–62, pp. 63-82, 2014.
3) Elwood, K. and Moehle J.: Axial capacity model for shear-damaged columns, J. ACI Structural J. 102 No.4, pp. 578-587, 2005.
4) Gazetas, G., Gerolymos, N. and Anastasopoulos, I.: Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake, J. Soil Dyn. & EQ. Eng. Vol. 25, pp. 617–633, 2005.
5) Giannakou, A., Nomikos, P. Anastasopoulos, I., Sofianos, A. Gazetas, G. and Yiouta-Mitra, P.: Seismic behaviour of tunnels in soft soil: Parametric numerical study and investigation on the causes of failure of the Bolu tunnel (Düzce, Turkey, 1999), Proc. 31st ITA-AITES world tunnel congress, Underground Space Use, Analysis of the Past and Lessons for the Future, Istanbul, Vol. 1pp. 649–655, 2005.
6) Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B. and Yao, J. I.: Seismic design and analysis of underground structures, J. Tunneling and Underground Space Tech, Vol. 16, pp. 247–293, 2001.
7) Huo, H., Bobet, A., Fernández , G. and Ramírez , J.: Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: Evaluation of the failure of the Daikai station, J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 131, No. 12, pp. 1522-1533, 2005.
8) Iai, S. 1989.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 105–118, 1989.
9) Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N. and Iwafuji, M.: Damage to daikai subway station, Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Special issue on geotechnical aspects of the 17 January 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp. 283-300, 1996.
10) Kato, D. and Ohnishi, K.: Axial load carrying capacity of r/c columns under lateral load reversals, Proc. 3th US–Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Washington, US., PEER Report 2002/02, University of California, Berkeley, pp. 247-255, 2002.
11) Kheradi, H., Oka R., and Zhang, F.: Numerical analyses and shaking table tests on seismic performance of existing group-pile foundation enhanced with partial-ground-improvement method, Proc. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotech. Eng., Fukuoka, Japanese Geotech. Society Special Publication, Vol. 2, No. 38, pp. 1383-1388. , 2015.
12) Morikawa, Y.: Clarification of the mechanism of reliquefaction and its application to evaluate seismic enhancement effect of various kind of ground improvement, Doctoral dissertation, Nagoya Institute of Technology, Japan, 2013.
13) Parra-Montesinos, G. J., Bobet, A.and Ramirez , J. A.: Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Daikai subway station during Kobe earthquake, J. ACI Structural J., Vol. 103, No. 1, pp. 113-122, 2006.
14) Sato Industrial Inc.: Disaster recovery record of Daikai station Touzai line in the Kobe rapid transit railway, Sato Industrial Inc. (in Japanese), 1997.
15) Xia, Z. F., Ye, G. L., Wang, J. H., Ye, B. and Zhang, F.: Fully coupled numerical analysis of repeated shake–consolidation process of earth embankment on liquefiable foundation, J. Soil Dyn. & EQ. Eng., Vol. 30, pp. 1309-1318, 2010.
16) Ye, B.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Doctoral Dissertation, Gifu University, Japan, 2007.
17) Ye, G. L.: DBLEAVES: User's manual, Version 1.6. Shanghai Jiaotong Univ., China (in Japanese and Chinese), 2011.
18) Zhang, F. and Kimura, M.: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 3, pp. 77–92, 2002.
19) Zhang, F., Ye, B. and Ye, G. L.: Unified description of sand behavior, J. International Journal of Frontiers of Structure and Civil Eng, Springer, Vol. 5, No. 2, pp. 121–150, 2001.
20) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano , M. and Nakai, K.: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress–induced anisotropy , Soils and Foundations, Vol. 47, No. 4, pp. 635–648, 2007.

低拘束圧条件下における密度の異なる豊浦砂試料の要素試験とその数値シミュレーション

Elemental tests on Toyoura sand with different densities under lower confining pressure and its numerical simulation

白井勇有[1]，細谷旭弘[2]，顧淋淋[1]，岩井裕正[1]，張鋒[1]

1 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp
2 株式会社大林組（旧所属：名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻）

概　　要

地盤の液状化挙動を正確に予測するため，精巧な構成式に基づいた数値解析の研究が必要不可欠である。本研究では，実験および数値解析のどちらにおいても十分に議論がされていない低拘束圧条件下（σ'_{m0}≦49kPa）の密度の異なる豊浦砂試料に着目し，液状化特性を含めた砂の力学特性を把握するための排水・非排水単調載荷試験および繰返し三軸試験を実施した。また，過圧密・構造・応力誘導異方性を統一的に表現可能な弾塑性構成式 Cyclic Mobility model を用いて実験結果の再現解析を行い，低拘束圧条件下における砂の力学挙動の表現を試みた。さらに，拘束圧が非常に小さい場合，高さ 100mm の供試体の自重の影響を，境界値問題として考え，土・水連成有限要素解析プログラム DBLEAVES を用いてその影響を検証した。

キーワード：砂質土，拘束圧，液状化

1. はじめに

地震被害の 1 つである地盤の液状化対策を施すために，地震時および地震後の地盤挙動を正確に予測することが重要な課題である。液状化のメカニズムを把握するための要素・模型試験や数値解析は以前から数多く実施されてきた。近年では，液状化を表現する各種要素試験や液状化も含めた弾塑性構成式の提案，有限要素法による数値解析手法の開発が多くなされている。しかし，繰返し載荷による地盤の変形挙動は極めて複雑であり，それを数値解析で精度よく表現することはまだ十分とは程遠い。繰返し載荷または単調載荷による地盤内の挙動を精度よく表現するために必要な条件の 1 つとして，まず，各種拘束圧条件下における砂の力学挙動を実験的に把握することが求められている。さらに，その実験結果に基づき，数値解析では，種々の拘束圧条件における砂の力学挙動を統一的に再現可能であるモデルの構築が必要とされる。その中で本研究グループはこれまで種々の境界条件および応力条件下で低拘束圧～中拘束圧領域の砂の液状化挙動の解明に努めてきたが,低拘束圧条件の場合メンブレンの張力が実験結果に影響することを突き止めた[1)]。そこで本稿では，厚さ 0.20mm より薄い 0.15mm のラテックス製のメンブレンを用いて砂質土の非排水繰返し三軸試験及び排水・非排水変位制御単調載荷三軸試験を低拘束圧環境下で実施し，メンブレンの影響を考察し，液状化挙動及び力学挙動を正確に把握することに努めた。また，試験結果に基づき，過圧密・構造・応力誘導異方性の概念を導入した砂の弾塑性構成式 Cyclic Mobility model[2)]の要素シミュレーション，低拘束圧環境下において供試体が受ける自重の影響を考慮するために土・水連成有限要素解析プログラム DBLEAVES[3)]を用いて実験結果の再現を試みた。

2. 排水・非排水単調載荷三軸試験

2.1 試験概要

本試験では，緩い砂及び中密な砂を対象に動的・静的制御切り替え可能な三軸試験機を用いて排水・非排水単調載荷三軸試験を行った。実験には豊浦砂を試料とした直径 50mm，高さ 10mm の円柱供試体を使用した。表 1 に豊浦砂の物理特性を示す。供試体は水中落下法で作製し，突固めなしの緩詰供試体と 3 層に分けて 15 回ずつ突固めした中密供試体を用意し,それぞれ初期拘束圧を 5kPa, 10kPa, 20kPa の 3 種類として実験を行った。載荷速度は全試験統一し圧縮方向に 0.04%/min とした。また，メンブレンの余分の補強効果をできるだけ減らすために、本試験では非常に柔らかい厚さ 0.15mm のラテックスメンブレンを用いた。

表 1 豊浦砂の物理特性

土粒子の比重 G_s	2.65	最大間隙比 e_{max}	0.975
最大粒径（mm）	0.425	最小間隙比 e_{min}	0.609
最小粒径（mm）	0.102	均等係数 U_c	1.65

2.2 試験結果

2.2.1 排水試験結果

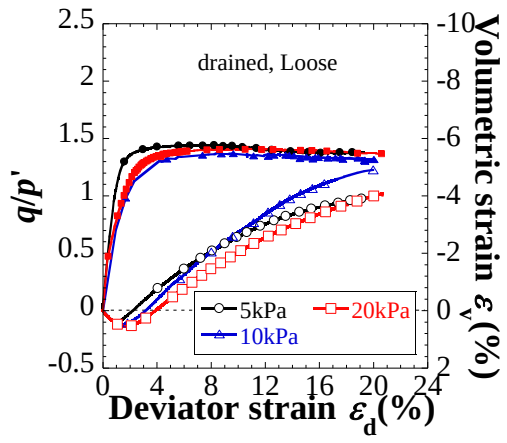
排水単調載荷三軸試験の結果を図 1，試験条件を表 2 に示す。なお，グラフの縦軸は軸差応力 q を初期平均有効応力 p’で除した応力-ひずみ関係である。

図 1 は，排水条件における応力-ひずみ関係の試験結果である。(a)の緩詰，(b)の中密どちらにおいても全ての拘束圧において軸差応力，体積ひずみ共にほぼ同じになっており，その後軸差応力の増減が安定したため供試体が限界状態に達したと考えられる。また，体積ひずみは一度圧縮し，その後膨張しており，共に正のダイレイタンシーを示していることがわかった。これは以下のことが原因であると考えられる。排水条件の緩詰は通常拘束圧条件下では，本来圧縮していく負のダイレイタンシーを示すが，本研究では拘束圧が小さい低拘束圧条件下であるため同程度の間隙比でも砂が過圧密のような状態となり，砂が密の挙動を示したことが原因ではないかと考えた。そして，体積変化の変化量がほぼ同じであることから，初期拘束圧の違いによる体積変化量の有意な差はないと考えられる。

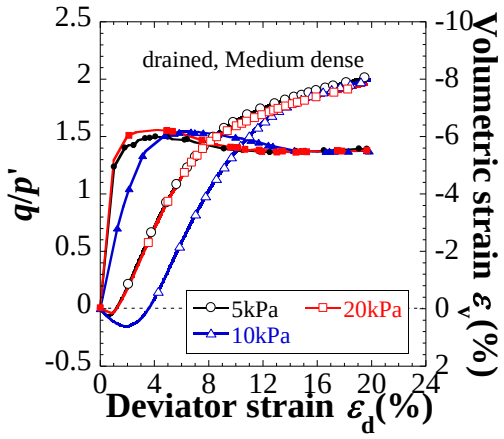
次に，図 1(a)の緩詰と(b)の中密の応力-ひずみ関係の図を比較すると，緩詰は軸差応力が上昇し，その後安定する一方中密では，軸差応力が最大値まで増加した後減少し，緩い砂と同じ応力値で安定するピーク強度を示す結果となった。

表2 図1の試験条件

Sample	Loose			Medium dense		
σ'_{m0} (kPa)	5	10	20	5	10	20
e_0	0.90	0.85	0.90	0.74	0.76	0.73
Dr (%)	20	35	21	66	60	67



(a) 緩詰



(b) 中密

図 1 排水単調三軸試験結果

2.2.2 非排水試験結果

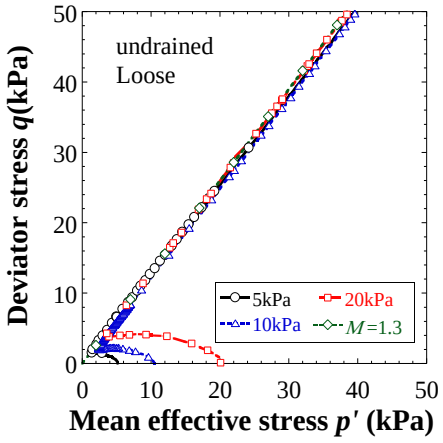
非排水単調載荷三軸試験の結果を図 2（有効応力経路：(a)(b)，試験条件を表 3 に示す。なお，限界状態の応力比をM=q/p’=1.3 として図 2(a)(b)にプロットしている。

図 2 より，(a)の緩詰，(b)の中密のどちらにおいても全ての拘束圧において非排水条件のため載荷直後から有効応力が減少し，やがて限界状態となり，その後は有効応力が増加に転ずることがわかった。

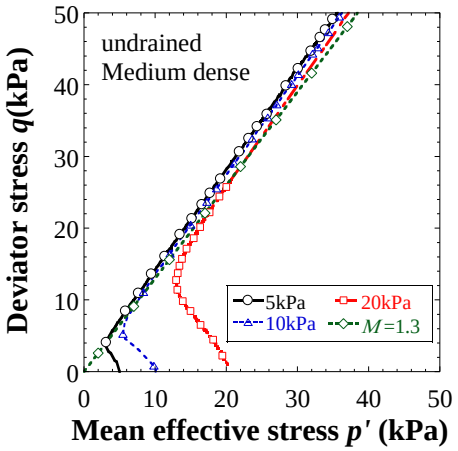
次に，図(a)の緩詰と(b)の中密の図を比較すると，同じ初期拘束圧では中密の試験ケースよりも緩詰の試験ケースの方が載荷直後から限界状態に達するまでの平均有効応力の減少量が大きいことがわかる更に，拘束圧が大きく，初期間隙比が小さい，つまり中密の方が圧縮強度は大きくなることがわかった。

表3 図2の試験条件

Sample	Loose			Medium dense		
σ'_{m0} (kPa)	5	10	20	5	10	20
e_0	0.90	0.89	0.85	0.73	0.73	0.73
Dr (%)	21	24	35	69	67	67



(a) 有効応力経路（緩詰）



(b) 有効応力経路（中密）

図2 非排水単調三軸試験結果

3. 非排水繰返し三軸試験

3.1 試験概要

緩詰供試体および中密供試体を対象に，単調三軸試験と同様の初期拘束圧（5kPa，10kPa，20kPa），異なる繰返し応力比（$q/2\sigma'_{m0}$ =0.15，0.20，0.25）において非排水繰返し三軸試験を行った。なお，動的載荷周波数は全ての試験ケースで 0.01Hz の正弦波を与えた。また，表 4 の *DA*=5%, *DA*=10%は供試体の両振幅ひずみが 5%, 10%に達するまでの繰返し載荷回数である。両振幅ひずみが 10%に達するか，繰返し載荷回数が 200 回に達した場合，試験終了としている。厚さ 0.15mm のメンブレンを今回用いて行った試験を行うことで低拘束圧環境下における正確な豊浦砂の力学挙動，液状化特性の把握に努めた。なお，本稿では，初期拘束圧σ'_{m0}=5，20kPa，繰返し応力比 $q/2\ \sigma'_{m0}$=0.20 における緩詰と中密な砂の試験結果のみ記載する。

表4 試験条件

供試体	緩詰			中密		
σ'_{m0} (kPa)	5	10	20	5	10	20
e_0	0.86	0.85	0.90	0.74	0.74	0.73
Dr (%)	31	35	31	65	64	67
DA=5%	1.36	0.61	0.61	5.14	2.59	3.17
DA=10%	3.30	0.64	0.62	—	6.05	5.03

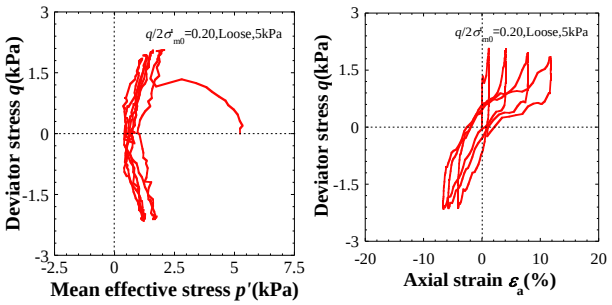
3.2 試験結果

図 3～図 6 の(a)に有効応力経路，(b)に応力-ひずみ関係を示す。

まず，緩詰の試験結果について考察する。図 3(a)(b)より，初期拘束圧 5kPa では，有効応力経路において液状化後の剛性の回復がわずかに圧縮方向に偏っており，応力-ひずみ関係においても圧縮方向に偏って軸ひずみが発達するということがわかった。また，軸差応力が増減を繰返すサイクリックモビリティの挙動を一度も示さずに液状化するということがわかった。一方，図 4(a)より，初期拘束圧が 20kPa の有効応力経路に着目すると，サイクリックモビリティの挙動を一度示してから伸張側で急激に有効応力が減少し，液状化することがわかった。また，図 4(b)より，応力-ひずみ関係ではどちらの初期拘束圧条件でも軸ひずみが圧縮方向，伸張方向の両方に発達し，初期拘束圧 5kPa よりも軸ひずみの発達が大きいということがわかった。さらに表 4 より，初期拘束圧が大きい 20kPa の方が *DA*=5%, *DA*=10%の値は小さくなることがわかった。

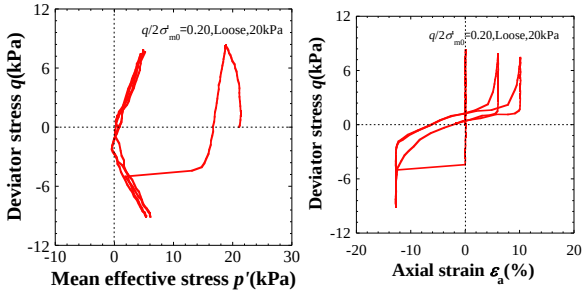
次に，中密な砂の試験結果について考察する。図 5，6(a)の有効応力経路の図に着目すると，初期拘束圧 5kPa, 20kPa は両方共伸張方向において平均有効応力が急激に減少して，液状化するということがわかった。また，図 5，6(b)に着目すると，初期拘束圧が大きい 20kPa は軸ひずみの発達が大きいということがわかった。

以上より，低拘束圧条件では，拘束圧が小さいほど軸ひずみの発達が小さい。また，図 3(a)より，拘束圧が極端に低い 5kPa の場合は軸ひずみが圧縮側に発達していることは伺えるが、それはメンブレンの影響が原因と考えられる。また，表 4 より，初期拘束圧が小さいほど *DA* の値が大きくなる傾向は緩詰、中密供試体を問わず概ね見られるが、試験ケースを増やしてさらなる検証が必要である。



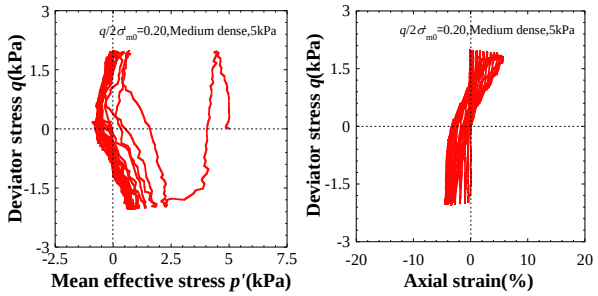
(a) 有効応力経路　　(b) 応力-ひずみ関係

図3 試験結果（緩詰・σ'_{m0} = 5kPa）



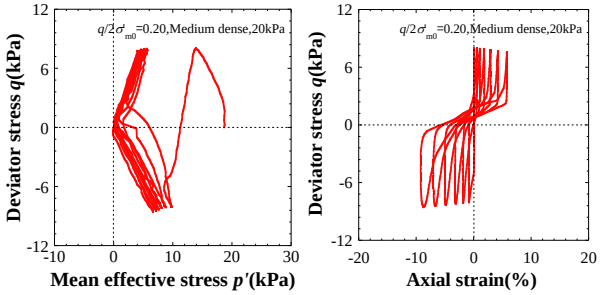
(a) 有効応力経路　　(b) 応力-ひずみ関係

図4 試験結果（緩詰・σ'_{m0} = 20kPa）



(a) 有効応力経路　　(b) 応力-ひずみ関係

図5 試験結果（中密・σ'_{m0} = 5kPa）



(a) 有効応力経路　　(b) 応力-ひずみ関係

図6 試験結果（中密・σ'_{m0} = 20kPa）

4. 要素シミュレーション

本章では，Cyclic Mobility model[2]を用いて動的および静的三軸試験を要素シミュレーションで表現した結果について述べる。既往の研究より，低拘束圧において要素シミュレーションを実施し，緩い砂の軸ひずみの過剰な発達を抑えるために，過圧密の発展則 R に新たなフィッテングパラメータ（α_1，α_2）を導入した[1]。その際，α_1，α_2 も含めた全てのパラメータを統一（α_1=1.0，α_2=1.5）して解析を行った。その結果，解析結果を定性的に実験値に近づけることはできたが，定量的にはまだ困難であった。そこで本稿では，α_1，α_2 の感度分析を実施した。解析に使用した材料パラメータを表 5 に示す。材料パラメータは通常拘束圧（σ'_{m0}＝196kPa）の要素試験結果からトライ&エラーにより決定したものである。過圧密の発展則 R は以下の式より導出した。

$$f = \ln\frac{p}{\tilde{p}_0} + \ln\left(\frac{M^2-\zeta^2+\eta^2}{M^2-\zeta^2}\right) + \ln R^* - \ln R - \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa}\varepsilon_v^p = 0 \quad (1)$$

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}}d\beta_{ij} + \frac{1}{R^*}dR^* - \frac{1}{R}dR - \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa}d\varepsilon_v^p = 0 \quad (2)$$

$$dR = -\frac{(1+e_0)mM}{\lambda-\kappa}\left\{\frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2+1}\right\}^2 \ln R\left\|d\varepsilon_{ij}^p\right\| + \left[R\frac{\eta}{M}\frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}}d\beta_{ij}\right] \quad (3)$$

フィッテングパラメータ（α_1, α_2）を以下のように加える。

$$dR = -\frac{(1+e_0)mM}{\lambda-\kappa}\left\{\frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2+1}\right\}^2 \left|\ln R\right|^{\alpha_2}\left\|d\varepsilon_{ij}^p\right\| + \left[R\frac{\eta}{M}\frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}}d\beta_{ij}\right]\alpha_1 \quad (4)$$

表5 材料パラメータ

Material Parameters	Toyoura Sand
Compression index　λ	0.050
Swelling index　κ	0.0064
Stress ratio at critical state　M	1.300
Void ratio　N　（p'=5kPa onN.C.L）	1.02
Poisson's ratio　ν	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state　m	0.010
Degradation parameter of structure　a	0.500
Evolution parameter of anisotropy　b_r	1.500
Fitting parameter　α_1	variable
Fitting parameter　α_2	variable

4.1 解析結果

状態変数を表 6 および表 7，感度分析結果を表 8，解析結果を図 7～図 9（(1)：非排水繰返し三軸試験(2)：排水・非排水単調試験）に示す。状態変数は Asaoka[4]および Hashiguchi[5]より，非常に緩い砂から振動圧縮，等方圧密を要素シミュレーションで実施して間隙比を算定した。その後，実験の間隙比と近い値を解析に使用した。なお，繰返し応力比は全て 0.20 であり，本稿では緩詰の解析結果のみ掲載する。

図 7(1)より，拘束圧 5kPa の場合，液状化に至るまでの繰返し載荷回数が多く，軸ひずみが伸張方向に大きく発達する。図 7(2)より，排水条件では，限界状態の到達が試験の結果よりも速いため，軸差応力のピークの発現および体積膨張が小さい。また，非排水条件では載荷初期における有効応力の減少経路が急勾配である。単調三軸試験におけるこれらの傾向は拘束圧が 10kPa（図 8(2)）および 20kPa（図 9(2)）の場合でも同様である。拘束圧 10kPa の場合，図 8(1)より，液状化に至るまでの繰返し載荷回数は多いが，軸ひずみは定量的および定性的に表現できている。これは拘束圧が 20kPa の場合（図 9(1)）においても同様である。なお，本稿には記載してないが，中密な砂でも繰返しおよび単調三軸試験の解析結果は緩詰と同様の傾向を示した。

続いてパラメータ α_1，α_2 について考察する。表 8 から，非排水繰返し三軸試験では α_1 の値を変えても解析結果に有意な差が無いということがわかった。α_2 の値を大きくした方が解析結果の有効応力経路のサイクリックモビリティの挙動が少し多くなり，応力-ひずみ関係において，軸ひずみの過剰な発達を防ぐことができるということがわかった。また，緩詰で拘束圧が大きいほど α_2 の値も大きくなる傾向が得られた。単調三軸試験においては，排水条件によらず α_1，α_2 の値に一意的な関係は得られなかった。

以上より，α_1，α_2 の値を試験条件毎に変えて感度分析を行うことにより，α_1，α_2 の特性を把握することができた。しかし，試験条件によらず統一的に表現可能な構成式を提案するためにさらなる改良が必要である。

表6 状態変数(Loose)

σ'_{m0}(kPa)	e	R_0^*	OCR（$1/R_0$）	ζ_0	Specimen
5	0.865	0.285	122.127	0.0769	
10	0.832	0.288	116.813	0.00869	Loose
20	0.879	0.212	24.652	0.00102	

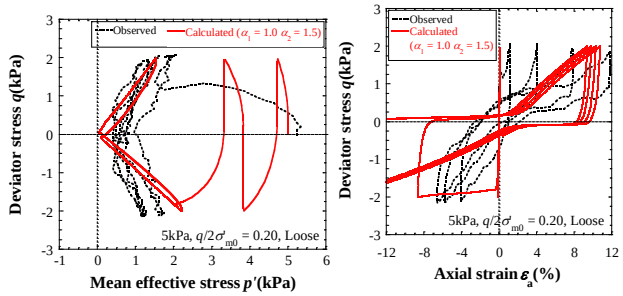
表7 状態変数(Medium dense)

σ'_{m0}(kPa)	e	R_0^*	OCR $(1/R_0)$	ζ_0	Specimen
5	0.745	0.422	1308.49	0.0258	Medium dense
10	0.766	0.365	412.218	0.00938	
20	0.742	0.366	327.439	0.00214	

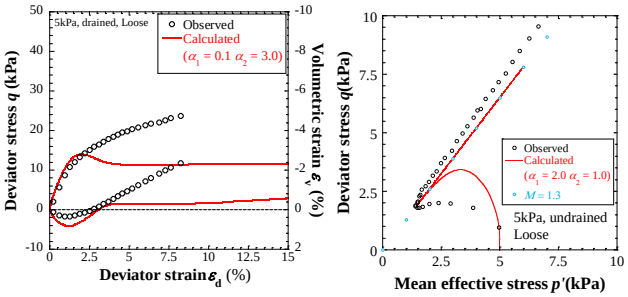
表8 感度分析結果

Load / σ'_{m0}	Lo, CCU	Lo, MCU	Lo, MCD
5kPa	α_1=1.0 α_2=1.5	α_1=2.0 α_2=1.0	α_1=0.1 α_2=3.0
10kPa	α_1=1.0 α_2=2.0	α_1=2.0 α_2=1.0	α_1=0.1 α_2=3.0
20kPa	α_1=1.0 α_2=4.0	α_1=1.0 α_2=1.0	α_1=2.0 α_2=5.0

(*Lo :緩い砂，CCU :非排水繰返し三軸試験，MCU :非排水単調載荷三軸試験，MCD :排水単調載荷三軸試験)

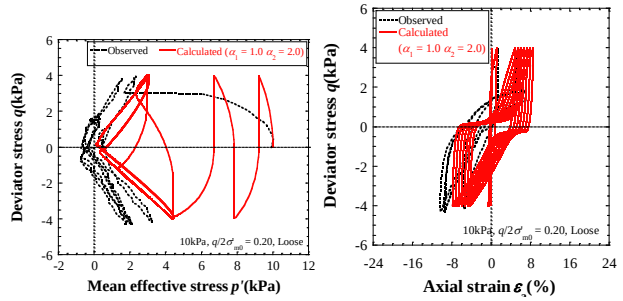


(1)Cyclic loading

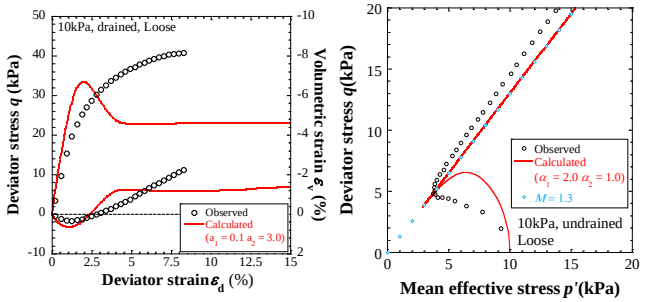


(2)Monotonic loading (left-: drained, right-: undrained)

図7 解析結果（σ'_{m0}=5kPa，Loose）

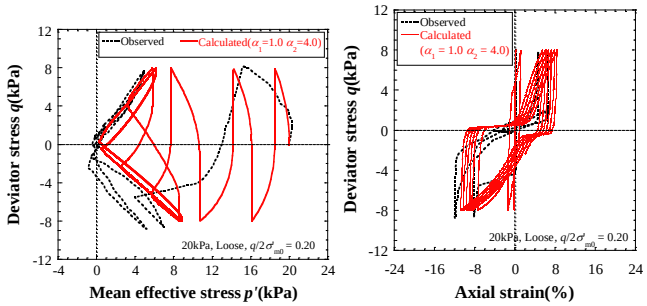


(1)Cyclic loading

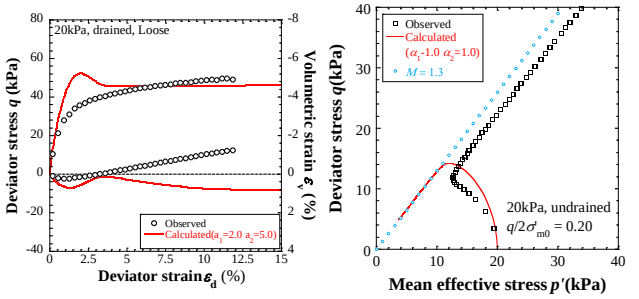


(2)Monotonic loading (left-: drained, right : undrained)

図8 解析結果（σ'_{m0}=10kPa，Loose）



(1)Cyclic loading



(2)Monotonic loading (left : drained, right : undrained)

図9 解析結果（σ'_{m0}=20kPa，Loose）

5. 有限要素解析

拘束圧が 5kPa の低拘束圧条件において，供試体はそれ自身の自重により拘束圧の不均一性が生じてしまう。供試体上部と下部の差は 1kPa で，その 1kPa は拘束圧 5kPa の 20%にあたりとても大きい。そこで，拘束圧 5kPa の自重の影響を検証するために DBLEAVES[3]を用いて実施した単調圧縮および繰返し三軸試験の有限要素解析について述べる。

5.1 解析条件

使用した材料パラメータおよび状態変数は表 5，6，7 と同様の数値を用いた。また，供試体上面の全ての節点に対して等変位境界を設け，供試体底面の全ての節点を鉛直方向に対して固定した。さらに，供試体の回転を抑制するため，2D は底面の中央 1 節点，3D は底面中央 1 節点および底面端 1 節点を全ての方向に対して固定した。また，上面，

底面および側面の摩擦は考慮せず，計算時間間隔は，1 ステップあたり繰返し載荷は 0.01 秒，単調載荷は 3.0 秒である。繰返し載荷は繰返し応力比 0.20 および載荷周波数 0.01Hz，単調載荷は圧縮方向に載荷速度 0.04%/min で，軸ひずみが 20%に達するまで実施した。排水条件は，繰返し三軸試験は非排水，単調三軸圧縮試験は排水・非排水の状態で解析を実施した。

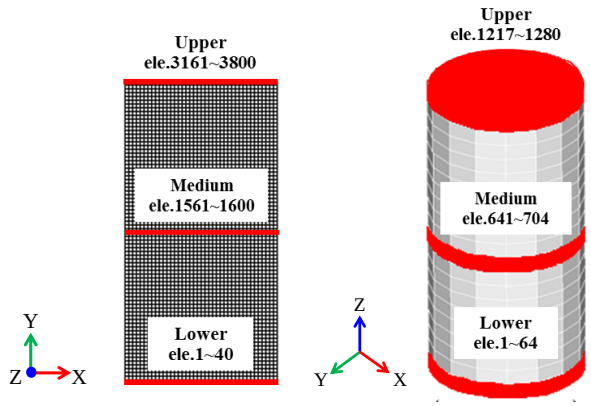


図10 二次元解析および三次元解析メッシュ

5.2 解析結果

本節では，解析結果について述べる。解析結果は図 10 に示す断面の要素データを平均化したものである。

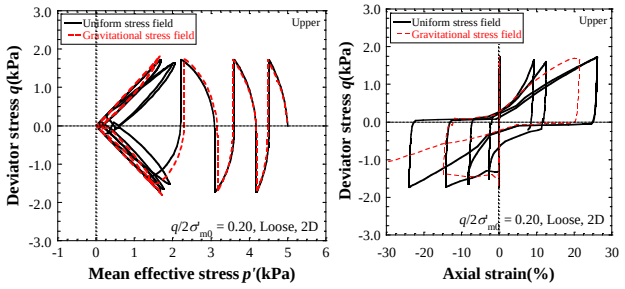
5.2.1 非排水繰返し三軸試験の解析結果

緩詰の断面平均の解析結果を図 11，中密なものを図 12，それぞれの全体の要素データを平均化して比較した場合のものを図 13 に示す。図 11，12 の(1)，(2)はそれぞれ上端部・下端部の断面平均の有効応力経路，応力-ひずみ関係を示し，図 13(1)(2)はそれぞれ緩詰，中密供試体における応力-ひずみ関係を示す。

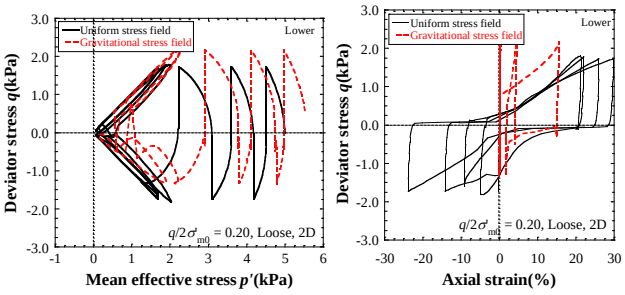
まず，緩詰供試体の解析結果について考察する。図 11(1)(2)より，自重を考慮した場合，供試体下部ほど有効応力の減少量が小さい。また，供試体上部では圧縮方向と伸張方向共に軸ひずみが発生するのに対して，供試体下部では主に圧縮方向に集中する。これらの傾向は図 12(1)(2)に示す中密な砂の場合でも同様である。

次に，全ての要素データを平均化した場合について考察する。図 13(1)(2)より，軸ひずみの発達は定性的に同様の傾向を示すが，定量的には差が見られた。

以上より，繰返し三軸試験において，自重を考慮した場合，供試体の位置により有効応力経路および軸ひずみの発達が異なることがわかった。

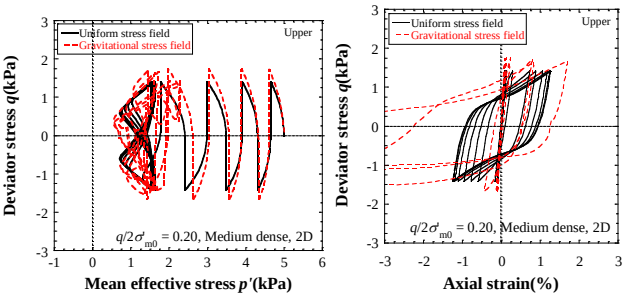


(1)Upper

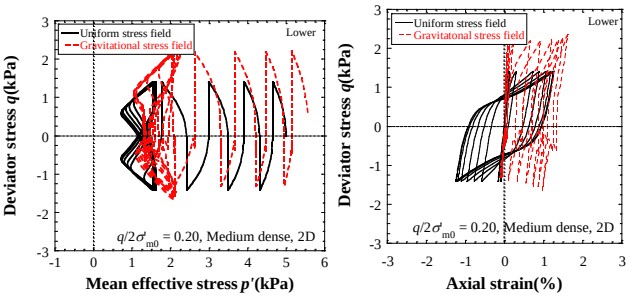


(2)Lower

図11 解析結果（Loose, 2D）

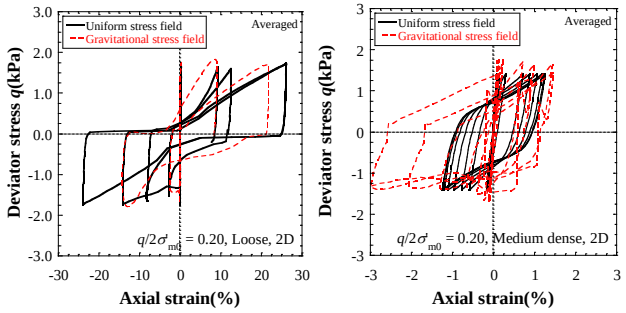


(1)Upper



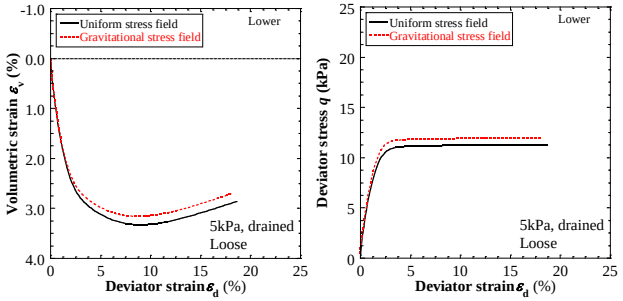
(2)Lower

図12 解析結果（Medium dense, 2D）



(1)Loose (2)Medium dense

図13 平均化した解析結果



(2)Lower

図14 解析結果（Loose, drained, 3D）

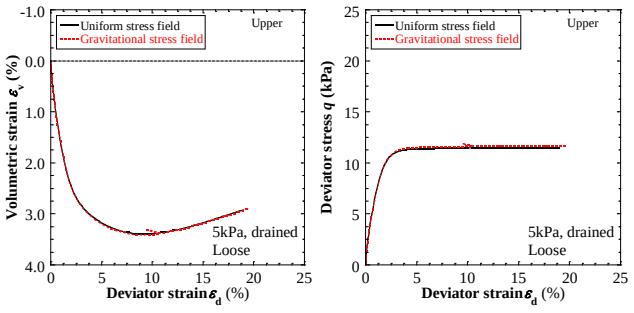
5.2.2 排水・非排水単調載荷三軸試験の解析結果

解析結果を図 14(1)(2)および図 15(1)(2)に示す。図 14 の(1)，(2)はそれぞれ排水条件で緩詰の上端部・下端部の断面平均の体積ひずみ-軸ひずみ関係，応力-ひずみ関係を示し，図 15(1)(2)はそれぞれ非排水条件で緩詰の上端部・下端部の応力-ひずみ関係と有効応力経路を示す。

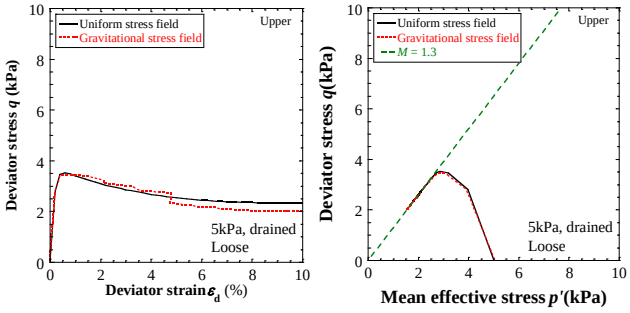
まず，排水条件の解析結果について考察する。図 14(1)(2)より，自重を考慮した場合と考慮しない場合を比較すると，供試体上部および下部のどちらにおいても軸差応力のピーク，応力-ひずみ関係および体積膨張-軸差ひずみ関係において差は見られない。

次に，非排水条件について考察する。図 15(1)(2)より自重を考慮する場合と考慮しない場合を比較すると，供試体上部および下部のどちらにおいても応力-ひずみ関係において同様の傾向を示す。また，有効応力経路において供試体下部ほど載荷初期の平均有効応力に違いが見られるが，限界状態到達後は同様の挙動を示す。なお，本稿では掲載していないが，排水および非排水条件におけるこれらの傾向は中密な砂の場合でも同様である。

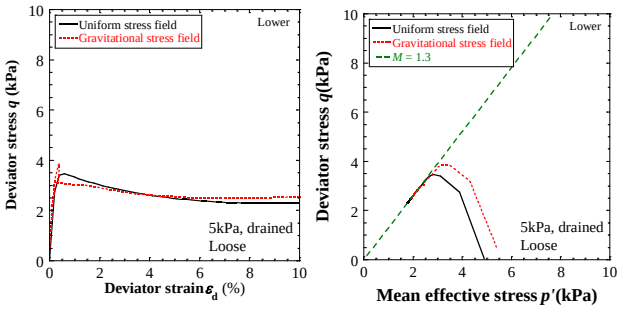
以上より，単調載荷三軸試験の解析結果において自重を考慮した場合と考慮しない場合を比較すると，供試体の位置によらず力学挙動に定量的および定性的に大きな差は見られないことがわかった。



(1)Upper



(1)Upper



(2)Lower

図15 解析結果（Loose, undrained, 3D）

6. 結論

本稿では，十分に議論がされていない低拘束圧条件下の密度の異なる豊浦砂の排水・非排水単調載荷試験および繰返し三軸試験を実施した。また，弾塑性構成式 Cyclic Mobility model を用いて実験結果の再現解析を行い，砂の力学挙動の表現を試みた。さらに，拘束圧が 5kPa の場合の供試体自重の影響を，境界値問題として捉え，土・水連成有限要素解析プログラム DBLEAVES を用いてその影響を検証した。

1) 排水条件の単調載荷三軸試験より，緩い砂においても正のダイレイタンシーを確認した。これより，同じ間隙比において拘束圧が小さいほど砂がより密な挙動を示すことが考えられる。また，軸ひずみが 20%でも体積膨張し続けていることから，限界状態にはまだ到達していないと考えられるため，今後せん断レンジを増やして検

証していきたい。

2) 非排水繰返し三軸試験より，拘束圧が小さいほど両振幅ひずみの発達に要する載荷回数が多くなる傾向が得られた。

3) Cyclic Mobility model の発展則に新しいフィッティングパラメータ（α_1，α_2）を導入し，感度分析を行った。その結果，繰返し三軸試験ではα_2の値が解析結果に大きな影響を与えることがわかった。また，単調載荷三軸試験では試験条件によらず試験結果よりも早く限界状態に達するため，限界状態の挙動は表現することができなかった。

4) 有限要素解析を用いた結果，非排水繰返し三軸試験では供試体の位置により，軸ひずみの発達度合いに多少の違いがあったため，全ての要素の平均値を要素データとみなして比較すると定量的には差があるが，定性的に有意な差は見られなかった。また，排水・非排水単調載荷三軸試験は緩詰供試体と中密供試体のどちらも供試体の位置によらず有意な差はなかった。以上より，拘束圧 5kPa における三軸試験は要素試験とみなすことができる。

参　考　文　献

1) 細谷旭弘：低拘束圧環境下の砂の力学特性に関する研究，第 26 回中部地盤工学シンポジウム，2014.

2) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K.: Explanation of cyclic mobility of soils: approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, pp635-648, 2007.

3) Ye, B., Ye, G., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, pp547-558, 2007.

4) Asaoka A: Consolidation of clay and compaction of sand, Keynote lecture, Proc. of the 12th Asian Regional Conference of Int. Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, Leung et al. (eds), Vol.2, 2003.

5) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. J. of Solids and Structures, Vo1.25, 917-945, 1989.

高摩擦材料を用いた地中連続排水壁による液状化対策効果の検討

Effect of countermeasure against liquefaction with drainage diaphragm wall using high friction material

田中雄也[1]，森河由紀弘[2]，前田健一[2]，佐藤智範[3]

1 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻・27418536@stn.nitech.co.jp
2 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻
3 名古屋工業大学・技術部

概　　要

高い透水性と摩擦性を有する材料を用いた地中連続排水壁を構造物周辺に設置することにより，液状化時の構造物の沈下被害を抑制可能であることが既往研究[1)~5)]によりわかっている．しかし，地中連続壁の改良形式やその材料特性が対策効果に及ぼす影響については十分に検討が行われていない．そこで，本研究では地中連続壁にアクリル製の壁状改良体および柱状改良体を用いた簡易振動台実験を行い，改良形式が対策効果に及ぼす影響を検討した．また，地中連続壁に透水性はほぼ同様でありながら摩擦性の大きく異なる粒状体材料に用いることにより，材料の摩擦性が対策効果に及ぼす影響についても検討を行った．検討の結果，地中連続壁は壁状改良の方が柱状改良よりも対策効果が高く，また，壁体に粒状体材料を用いる場合は材料の摩擦性が高いほど対策効果が高いことを確認した．

キーワード：液状化対策，振動台実験，排水工法，地中連続壁

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災は日本周辺における観測史上最大の地震であり，津波や液状化など様々な被害が報告[6)~8)]されている．観測史上最大規模であった液状化による被害においては，内部に空洞があるなどして見かけの比重が地盤より軽いマンホールなどの地中埋設物は浮上り被害が発生し，比重の重い住宅などの地上構造物は傾斜や沈下被害などが多数発生した．また，近い将来に高確率で来襲すると言われている南海トラフ巨大地震においても広範囲にわたり液状化被害が危惧されており，液状化に伴う落橋や構造物の沈下被害，パイプラインの損傷，それらに伴う 2 次的被害については軽視できない．特に今まで液状化対策があまり行われてこなかったライフラインや戸建住宅などの液状化対策は急務となっているが，戸建住宅などを対象とした液状化対策は施工条件やコストの面で制約が厳しいため，一般的な土木構造物などに比べ十分な検討が行われているとは言い難い．

このような背景の中，本研究では既設小規模構造物などにも適用性が高いと考えられる過剰間隙水圧消散工法とせん断変形抑制工法に着目し，地中連続壁に地震時における地盤のせん断変形抑制と地盤が液状化したときの流動抑制，さらには過剰間隙水圧の早期消散を期待した対策効果の高い液状化対策方法の検討を行っている．しかし，一般的な地中連続壁は主にセメントなどの固化材を用いた原位置撹拌による改良土によってその壁体は形成されており，高強度ではあるものの透水性は周囲の地盤に比べて著しく低い．また，機械攪拌工法や高圧噴射攪拌工法などの一般的な地盤改良工法やバーチカルドレーン工法などは柱状の改良体あるいは排水層を組み合わせた改良形式が多く，液状化した地盤に対して柱状改良形式がどの程度有効なのかはあまり検討が行われていない．

そこで，本研究では難透水性ではあるが液状化地盤よりも十分剛性が高い一般的な改良土を想定したアクリル製改良体を用いて，柱状の改良体と壁状の改良体による地中連続壁で対策した場合における改良効果を簡易振動台実験により比較し，改良形式が対策効果に及ぼす影響を検討した．また，壁状の改良体による地中連続壁を対象に，ほぼ同じ透水係数でありながら摩擦性が高い破砕瓦と摩擦性が低いガラスビーズによる地中連続壁における改良効果を比較し，地中連続壁に排水性の高い粒状体材料を用いる場合に材料特性が対策効果に及ぼす影響を検討した．

2. 実験装置と実験概要

2.1 実験装置

図 1 に本研究で用いた簡易振動台実験装置を示す．本装置はインバーター・タイマー付き電源に接続された遠心モーターによる簡易型の振動台実験装置であり，振動の制御は遠心モーターの周波数と電源の ON・OFF のみである．土槽には幅 500mm×奥行 500mm×高さ 500mm の剛土槽を用いた．本研究で行った実験では模型地盤には珪砂 7 号を使用しており，珪砂 7 号の最大粒径は 0.425mm，平均粒径は U_{50}=0.153mm，均等係数は U_c=1.9，透水係数は k=6.48×10^{-5}m/s である．模型縮尺は 1/30 程度であり，模型構造物は幅 140mm×奥行 140mm×高さ 25mm のアルミニウム製で，質量は 1.3kg，接地圧は 0.66kN/m^2 である．また，加振中の模型構造物の変位を計測するために，模型構造物上部にレーザー変位計を 2 箇所設置している．

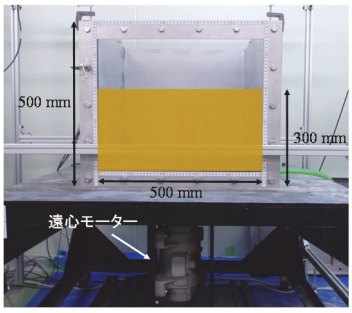


図1　簡易振動台実験装置

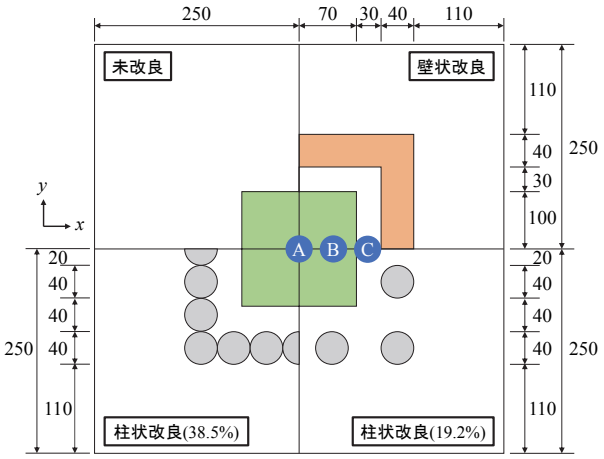
2.2 実験概要

2.2.1 改良形式が対策効果に及ぼす影響の検討

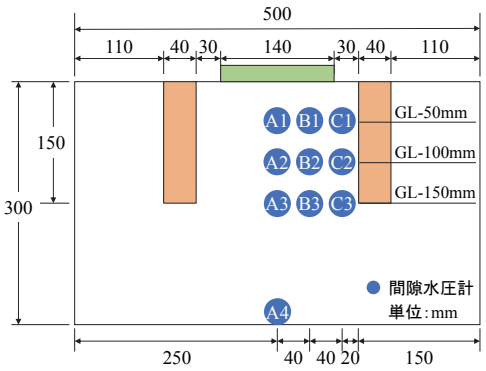
実験ケースおよび実験概要図を表 1, 図 2 に示す．また，本実験で使用した改良体を図 3 に示す．本実験では地中連続壁に一般的な改良土を想定した難透水性で十分に剛性が高いアクリル製改良体を使用しており，アクリル板の厚さは 2mm で中詰め材には珪砂 3 号を使用し，改良体の比重は 1.5 程度に調整している．また，アクリル板表面には地盤材料と同じ珪砂 7 号を塗布することにより，地盤と改良体との摩擦性を確保している．本検討では未改良である Case 0，改良厚さ 40mm で外寸法 280mm×280mm，内寸法 200mm×200mm, 高さ 150mm の等厚連続壁とした Case A1，直径 40mm で高さ 150mm の柱状改良体を改良体間隔 0mm（接円形式）で格子状に配置した Case A2，Case A2 と同様の改良体を用いて改良体間隔を改良体 1 本分である 40mm とした低改良型の Case A3 について検討を行った．全ケース共に改良深度は地表面から 150mm で構造物から改良体までの間隔は 30mm である．模型地盤には珪砂 7 号を用いて，締め固めを伴わない水中落下法による緩い飽和地盤を作成した．模型地盤の層厚は 300mm であり，間隙水圧計は図 2 に示す A～C の 3 地点×3 深度，底板部（A4）の計 10 か所に設置した．

表1 実験ケース（改良形式の検討）

実験ケース	改良形式	改良体	改良率(%)
Case 0	未改良	－	－
Case A1	壁状改良	アクリル製（難透水）	49.0
Case A2	接円型柱状改良		38.5
Case A3	低改良型柱状改良		19.2



(a) 平面図



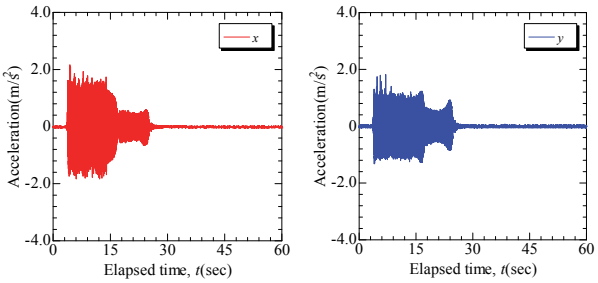
(b) 断面図

図2　実験概要図

(a) 壁状の改良体　　(b) 柱状の改良体

図3　アクリルと珪砂3号を用いた改良体

図 4 に入力加速度を示す．入力波は最大加速度が 2m/s^2 程度で周波数が約 20Hz の正弦波であり，遠心モーターの駆動時間（10 秒間）はタイマーで制御されているが，モーターへの電力供給が停止した後も数秒間は振動が続いている．また，振動の終盤で入力加速度が一時的に増加しているのは，実験機の固有周期による影響である．



(a) x 方向　　(b) y 方向

図4　入力加速度

2.2.2　材料特性が対策効果に及ぼす影響の検討

実験ケースを表 2 に示す．ここで，本検討では改良形式は図 2 に示す壁状改良体のみとし，壁体の材料には固化材などを用いた一般的な剛性の高い難透水性の改良土ではなく，透水性の高い未固化の粒状体材料を用いた．実験ケースは未改良である Case 0，壁体材料に摩擦性の高い破砕瓦を用いた Case B1，壁体材料に Case B1 と同様の透水性となるように粒度調整を行った摩擦性の低いガラスビーズを用いた Case B2 について検討を行った．本検討では Case B1 と Case B2 を比較することにより，壁体材料の摩擦性が対策効果に及ぼす影響について検討を行った．

表2 実験ケース（材料特性の検討）

実験ケース	改良形式	改良体	改良率(%)
Case 0	未改良	－	－
Case B1	壁状改良	破砕瓦（高摩擦性）	49.0
Case B2		ガラスビーズ（低摩擦性）	49.0

ここで，破砕瓦とは規格外瓦を粉砕したリサイクル材料であり，図 5 や図 6 に示す走査型電子顕微鏡写真（愛知県陶器瓦工業組合提供・あいち産業科学技術総合センター撮影）が示すように粒子寸法を問わず微小な粒子を含めた全ての粒子が非常に角張った形状をしていることがわかる．また，破砕瓦のベースとなっている粘土瓦は自然粘土を高温焼成して製造されるため，図 7 に示すように粒子内部において微細な空洞が多い多孔質な粒子であり，土粒子密度は 2.555g/cm^3 と軽い地盤材料である．

図5　破砕瓦微粒子の形状

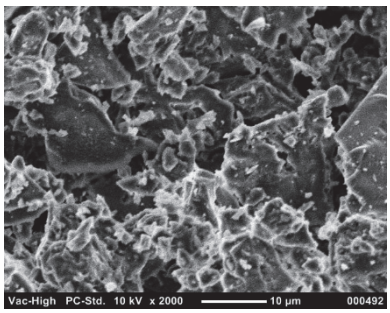


図6　破砕瓦微粒子の形状

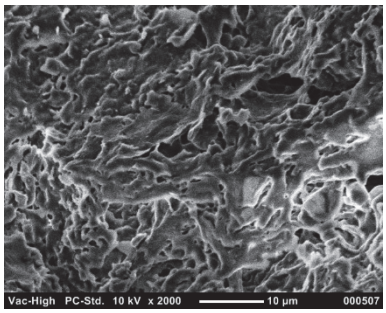
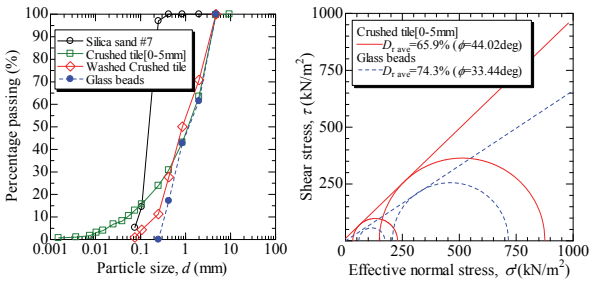


図7　陶器瓦の破断面

図 8 に破砕瓦とガラスビーズの粒度試験および排水三軸圧縮試験の結果を示す．ここで，本実験では一度水洗いした破砕瓦（0-5mm）を用いている．図 8(a)に示す粒度試験結果より，水洗い前の破砕瓦の均等係数は U_c=10 を超えており，比較的粒度の良い材料であることが分かる．また，実験に用いた水洗いした破砕瓦の最大粒径は 9.5mm，均等係数は U_c=6.0，曲率係数は U'_c=0.8 であった．ここで，ガラスビーズは破砕瓦とほぼ同等の粒度分布，透水係数に調整しており，破砕瓦とガラスビーズの透水係数はそれぞれ，k=3.26×10^{-4}m/s，k=2.61×10^{-4}m/s であり，破砕瓦は模型地盤である珪砂 7 号に比べ 50 倍程度透水係数が高い．図 8(b)に示す排水三軸圧縮試験結果より，中密な破砕瓦の内部摩擦角はϕ=44.02° であり，一般的な砂材料に比べ破砕瓦の摩擦性は非常に優れていることが分かる．一方で，中密なガラスビーズの内部摩擦角はϕ =33.44° であり，両者はほぼ同等の透水性を持ちながら，摩擦性は大きく異なっていることが分かる．また，破砕瓦の安息角は 41°，ガラスビーズの安息角は 23° であった．



(a) 粒度分布　　(b) 内部摩擦角

図 8　破砕瓦とガラスビーズの比較

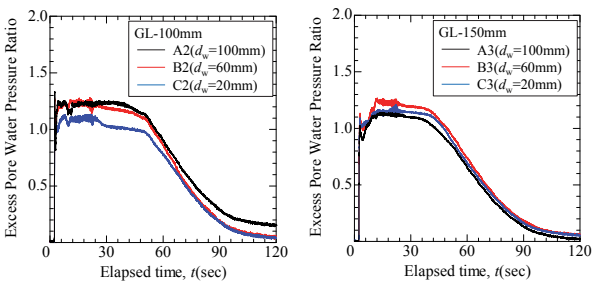
3. 実験結果および考察

3.1 改良形式が対策効果に及ぼす影響

図 9～12 に全ケースにおける地点 A～C の過剰間隙水圧比を示し，図 13 に入力加速度と構造物中心における鉛直変位量を示す．全ケースにおいて加振開始直後に液状化に至っており，加振終了後も一定時間は高い過剰間隙水圧を保持したままであり，加振終了後も構造物の沈下が進行していることが分かる．しかし，全ケースにおいて液状化は発生しているものの構造物の沈下挙動には大きな差が生じており，加振開始から沈下が始まるまでの時間は未改良の Case 0 で約 2.6 秒，壁状改良の Case A1 で約 7.4 秒，接円型柱状改良の Case A2 で約 6.8 秒，低改良型柱状改良の Case A3 で約 5.8 秒であり，Case A1 は特に他のケースに比べ沈下が始まるまでの時間が長いことが分かる．また，構造物の最終沈下量は未改良の Case 0 では約 20.5mm であったのに対し，壁状改良の Case A1 では約 12.6mm，接円型柱状改良の Case A2 では約 17.1mm，低改良型柱状改良の Case A3 では約 17.5mm であり，未改良である Case 0 に比べ，Case A1 では 39%，Case A2 では 17%，Case A3 では 14%の沈下量を抑制できた．これは，構造物下部地盤を剛性の高い改良体で拘束することにより，液状化時における構造物の沈下に伴う地盤変形や側方流動を抑制することによる効果であると考えられる．

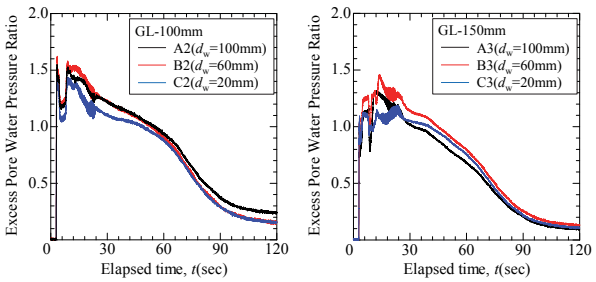
ここで，格子状改良の中でも壁状改良の Case A1 と接円型柱状改良の Case A2 では，Case A1 の方が Case A2 よりも改良効果が高いことが分かる．これは，図 14 に示すように壁状改良である Case A1 では液状化した地盤の側方流動を壁全体で拘束しているのに対し，接円型柱状改良である Case A2 では図 15 に示すように改良体周囲の地盤が液状化することによって改良体同士の隙間が開き，そこから地中連続壁の外側へ側方流動が生じてしまったためだと考えられる．また，図 16 に示す低改良型柱状改良においても同様の現象が起きていることが確認できる．

以上より，液状化対策としての地中連続壁には壁式改良の方が接円形式の柱状改良よりも対策効果が高いことが確認できた．また，次項に示す地中連続壁の材料に一般的な難透水性の改良土ではなく高い摩擦性と排水性をもつ粒状体材料を使う場合においても，改良形式は柱状改良ではなく壁状改良の方が有利だと考えられる．



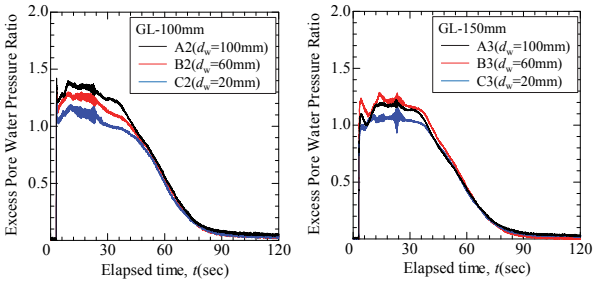
(a) GL-100mm　　(b) GL-150mm

図9　過剰間隙水圧比（Case 0：未改良）



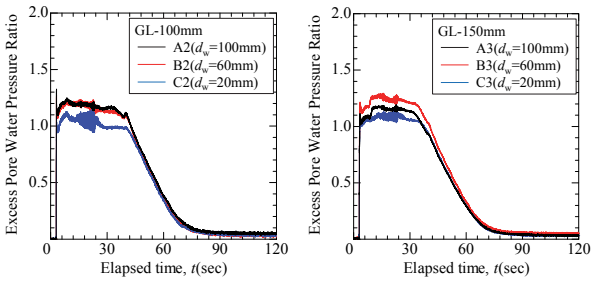
(a) GL-100mm　　(b) GL-150mm

図10　過剰間隙水圧比（Case A1：壁状改良）



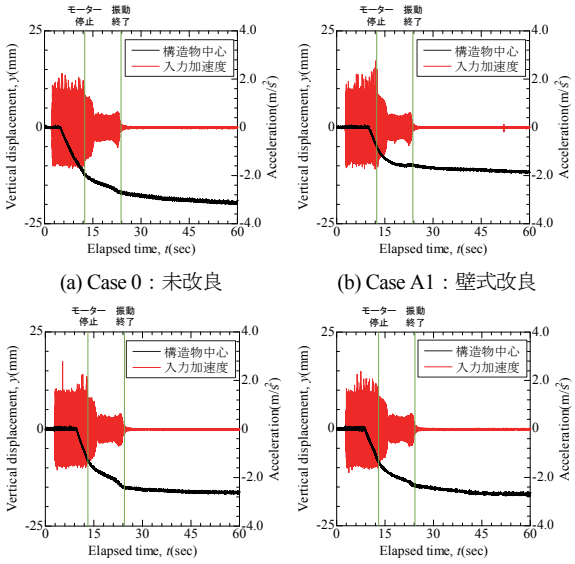
(a) GL-100mm　　(b) GL-150mm

図11　過剰間隙水圧比（Case A2：接円型柱状改良）



(a) GL-100mm　　(b) GL-150mm

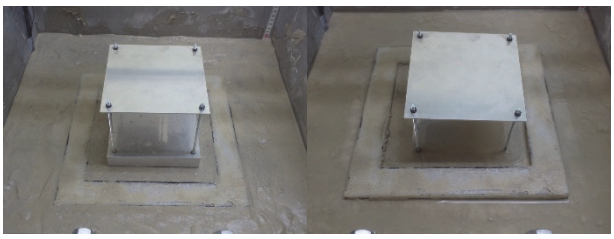
図12　過剰間隙水圧比（Case A3：低改良型柱状改良）



(a) Case 0：未改良　　(b) Case A1：壁式改良

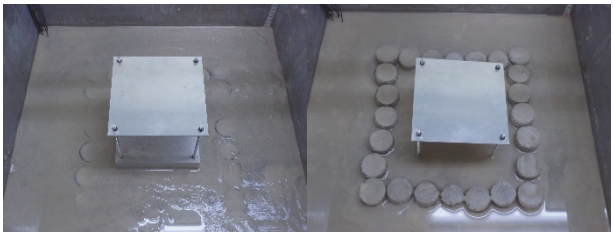
(c) Case A2：接円型柱状改良　　(d) Case A3：低改良型柱状改良

図13　入力加速度と構造物の鉛直変位



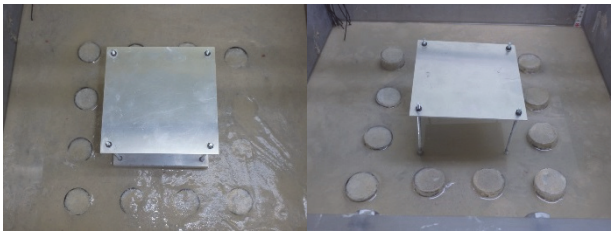
(a) 加振前　　(b) 加振後

図14　実験状況（Case A1：壁状改良）



(a) 加振前　　(b) 加振後

図15　実験状況（Case A2：接円型柱状改良）



(a) 加振前　　(b) 加振後

図16　実験状況（Case A3：低改良型柱状改良）

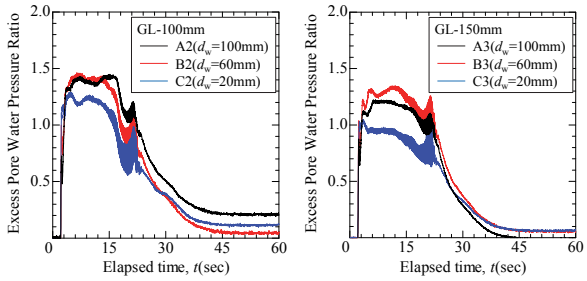
3.2　材料特性が対策効果に及ぼす影響

図 17 に実験状況を示し，図 18～19 に Case B1 および Case B2 における地点 A～C の過剰間隙水圧比を示す．ここで，図中の d_w は排水壁から間隙水圧計までの水平距離を示す．両ケースともに図 9 に示す未改良地盤と同様に加振開始直後に全深度で過剰間隙水圧比が上昇しており，液状化に至っていることが分かる．しかし，未改良地盤が加振終了後においても一定時間は高い過剰間隙水圧を保持したままであったのに対し，排水性材料で液状化対策を行った Case B2 および Case B3 においては加振終了後すぐに過剰間隙水圧の消散が始まっており，特に排水壁近傍である地点 C2 や地点 C3 では加振中においても過剰間隙水圧の消散が始まっており，同一深度においても壁体近傍の方が過剰間隙水圧が小さいことから，壁体に向かって水平方向に水の流れが生じていることが確認できる．

図 20 に入力加速度と構造物中心の鉛直変位量を示す．構造物の最終沈下量は未改良である Case 0 では前述したように約 20.5mm であったのに対し，地中連続排水壁に摩擦性の高い破砕瓦を用いた Case B1 では約 14.9mm，摩擦性の低いガラスビーズを用いた Case B2 では約 18.9mm であり，構造物周辺を排水性材料で対策を行うことにより，Case B1 で約 27%, Case B2 で約 8%の沈下量を抑制できた．また，加振開始から沈下が始まるまでの時間は Case 0 では約 2.6 秒，Case B1 で約 4.5 秒，Case B2 で約 3.8 秒であった．また，排水性材料で対策を行った Case B1 や Case B2 では沈下している時間が未改良地盤に比べて 1/5 程度と非常に短いことが分かる．これは，排水性地中連続壁により構造物下部あるいは周囲の地盤の過剰間隙水圧を早期に消散させた効果であると考えられる．

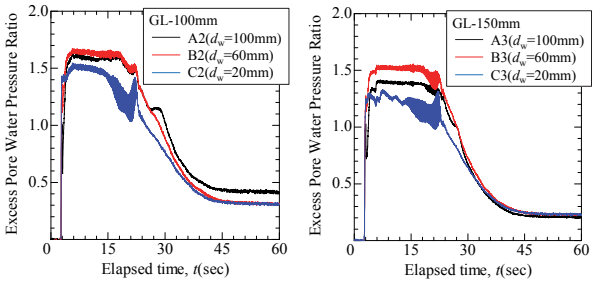
(a) Case B1：破砕瓦　　(b) Case B2：ガラスビーズ

図17　実験状況



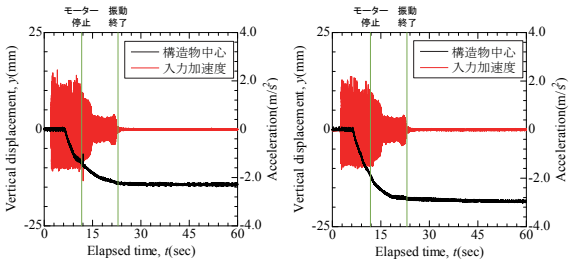
(a) GL-100mm　　(b) GL-150mm

図18　過剰間隙水圧比（Case B1：破砕瓦）



(a) GL-100mm　　(b) GL-150mm

図19　過剰間隙水圧比（Case B2：ガラスビーズ）

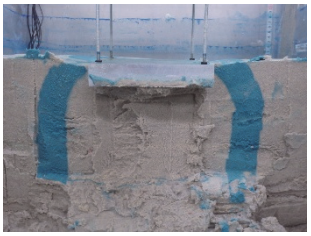


(a) Case B1：破砕瓦　　(b) Case B2：ガラスビーズ

図20　入力加速度と構造物の鉛直変位

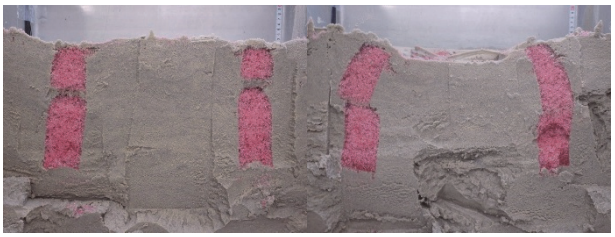
図 21 に加振終了後における地盤内の状況を示す．構造物を設置しない実験では液状化した地盤内の変状は沈下以外に見られなかったが，図 21(a)に示す未改良地盤に構造物を設置した実験では構造物の沈下に伴い構造物下部地盤は側方向に大きく変状していることが分かる．一方で，図 21(c)に示す摩擦性と透水性の高い破砕瓦を用いた地中連続壁で対策を行ったケースでは，未改良地盤に比べて側方流動を抑制していることが分かる．しかし，図 21(e)に示す破砕瓦と同様の透水性でありながら摩擦性の低いガラスビーズを用いた地中連続壁で対策を行ったケースでは，構造物下部地盤の側方流動をあまり抑制できていない．側方流動の程度は未改良である Case 0，摩擦性の低いガラスビーズを用いた Case B2，摩擦性の高い破砕瓦を用いた Case B1 の順に小さくなっており，これは構造物の沈下量にも対応している．よって，地中連続壁に粒状体材料を用いる場合には，側方流動を抑制するために透水性に加え摩擦性も高い材料を用いる必要があると考えられる．

ここで，加振中においては壁体周囲の地盤が完全に液状化しており，粒状体からなる地中連続壁はある程度崩壊することも考えられたが，構造物の沈下に伴い排水壁には変形が生じているものの，崩壊には至っていないことが確認できる．これは，壁体自身やその周辺地盤における過剰間隙水圧の消散と剛性回復，さらに排水壁に向かう透水力による効果であり，排水性材料は液状化地盤内においても崩壊しにくいと考えられる．



(a) Case 0：構造物有り

(b) Case B1：構造物無し　　(c) Case B1：構造物有り



(d) Case B2：構造物無し　　(e) Case B2：構造物有り

図21　加振終了後における地盤内の状況

4. 結論

本研究では既設小規模構造物にも適用可能な液状化対策として過剰間隙水圧消散工法とせん断変形抑制工法に着目し，地中連続壁の改良形式や材料特性が対策効果に及ぼす影響について簡易振動台実験装置を用いて検討を行った．以下に検討によって得られた知見を示す．

1) 構造物の周囲から地中連続壁による液状化対策を行う場合，柱状改良よりも壁状改良の方が効果的である．
2) 地中連続壁に高い排水性を与えた場合，壁体や壁体周辺地盤の過剰間隙水圧を早期に消散可能であり，沈下している時間を大幅に低減可能である．
3) 地中連続壁に粒状体材料を用いる場合，側方流動に伴う沈下量を抑制するため壁体材料には排水性に加え高い摩擦性を有する材料を用いる必要がある．
4) 排水性材料からなるバーチカルドレーンなどは過剰間隙水圧消散効果と自身に向かう透水力の効果によって，液状化地盤内においても崩壊しにくい．

参考文献

1) Y. Morikawa, K. Maeda and F. Zhang: Countermeasure due to liquefaction using crushed tile, Geotechnical Special Publication of American Society of Civil Engineers (ASCE) on Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering, June, vol. 240, pp.208-218, 2014.
2) Y. Morikawa, K. Maeda and F. Zhang: EFFECTIVENESS OF CRASHED TILE IN COUNTERMEASURE AGAINST LIQUEFACTION, International Journal of GEOMATE, Vol.7, No.1, pp.1003-1008, 2014.
3) 森河由紀弘，田中雄也，前田健一，張鋒：水圧消散効果に着目した地中連続排水壁による液状化対策，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.71，No.2 (応用力学論文集 Vol. 18)，pp.I_437-I-448, 2015.
4) 森河由紀弘，田中雄也，前田健一，張鋒，佐藤智範：排水性材料による地上構造物の液状化対策，第 50 回地盤工学研究発表会，pp.1809-1810，2015.
5) 田中雄也，森河由紀弘，前田健一，張鋒，佐藤智範：排水性材料による埋設構造物の液状化対策，第 50 回地盤工学研究発表会，pp.1811-1812，2015.
6) 風間基樹:2011 年東北地方太平洋沖地震被害の概要と地盤工学的課題，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.1-11，2012.
7) 岡二三生，吉田信之，甲斐誠士，飛田哲男，肥後陽介，鳥居宣之，鏡原聖史，中西典明，木元小百合，山川優樹，東瀬康孝，渦岡良介，京谷孝史：東北地方太平洋沖地震被害調査報告－宮城県北部－，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.37-55，2012.
8) 安田進・原田健二・石川敬祐：東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害，地盤工学ジャーナル，Vol.7, No.1, pp.103-115，2012

不飽和マサ土を用いた飽和度一定一次元圧密試験とそのモデル化

Uniaxial compression tests on unsaturated Masado under constant-degree-of-saturation and its modeling

常本 貴史[1]，小林 聖二[2]，Qiu Xiaoye[3]，栗本 悠平[3]，岩井 裕正[1]，張 鋒[1]

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp
2 清水建設株式会社
3 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

概　　要

自然地盤は間隙に水と空気が混在する不飽和状態になることが多く，その力学挙動は飽和度の変化によって複雑になる。また，不飽和土に関する要素試験は，高度な技術と多大な時間がかかることから飽和土に比べて，データの取得が難しく，その力学挙動に関する構成モデルの構築は遅れている。そのため，不飽和土特性を実験的に把握し，構成モデルを定式化することが必要とされている。これまで本研究グループでは，骨格応力と飽和度を状態変数とした飽和・不飽和土の力学特性を統一的に表現できる弾塑性構成モデルを提案し，同モデルの検証を行ってきた。本稿では，状態変数の一つである飽和度に着目し，不飽和土圧密試験機を用いてマサ土の飽和度一定一次元圧密試験を行い，異なる飽和度における不飽和マサ土の力学特性を調べた。また，提案したモデルを用いて実験結果の再現シミュレーションを実施し、試験結果と解析結果を比較することで提案する飽和・不飽和土弾塑性構成モデルの妥当性を検証した。

キーワード：不飽和土，飽和度，骨格応力

1. はじめに

本研究では，その不飽和土特性を実験的に把握し，構成モデルで定式化することを目的としている。不飽和土のモデルは，Alonso et al. (1990)[1)]が Barcelona Basic Model (BBM)を提唱して以来，多くの研究者が様々な構成モデルを開発，提案している。その構成モデルの多くは基底応力，サクション，飽和度を状態変数として用いている。これらは Cam-Clay モデルを基礎とした不飽和土のモデルである。また，基底応力とサクションを独立な状態変数として扱う代わりに，飽和度も含めた有効応力を状態変数として用いる構成モデルも多数提案された。飽和度を含めた有効応力や骨格応力を用いる利点は不飽和状態から飽和状態に変化する挙動をスムーズに表現できるところにある。ここで，基底応力および骨格応力は次式で定義される。

基底応力：$\sigma^{net} = \sigma - u_a$ (1)

骨格応力：$\sigma^{"} = \sigma^{net} + S_r(u_a - u_w) = \sigma^{net} + S_r s$ (2)

ここで，σは全応力，u_a は間隙空気圧，u_w は間隙水圧，S_rは飽和度，s はサクションである。そして，骨格応力を用いることにより，土の保水性についても説明ができる。モデルの構築により，飽和・不飽和状態の地盤に対して，数値解析が可能となることが期待される。

本研究グループでは，骨格応力と飽和度を状態変数とした飽和･不飽和土の力学特性を統一的に表現できる弾塑性構成モデル[2)]を提案し，同モデルの検証実験を行ってきた。本稿では，状態変数の一つである飽和度に着目し，不飽和土圧密試験機を用いてマサ土の飽和度一定一次元圧密試験を実施し，異なる飽和度における不飽和マサ土の力学特性を調べた。また，提案した構成モデルを用いた実験結果の再現シミュレーションを実施し，試験結果と解析結果を比較した。骨格応力～間隙比関係，基底応力～サクション関係を比較することで，正規圧密線（*N.C.L.*）の位置と飽和度一定条件下でのサクション変化について考察し，提案する飽和･不飽和土弾塑性構成モデルの適用性を検証した。

2. 不飽和マサ土の飽和度一定一次元圧密試験

2.1 試験概要

試験には 2 mm 以下には，ふるい分けしたマサ土を使用した。マサ土の物性値を表 1 に示す。圧密試験機に設置した圧密リングに所定のマサ土試料をいれ，直径 6.0 cm×高さ 1.0 cm，間隙比 0.65 を目標に，一層で静的締め固めた。

表 1　マサ土の物性値

	Unit	Value
Liquid limit　w_L	%	NP
Plasticity index I_p	%	NP
Specific gravity　G_s	-	2.66
Maximum dry density　ρ_d	Mg/m^3	1.85
Optimum water content　w_{opt}	%	13.7

試験ケースは締固め試験より得られた最適含水比付近と，その乾燥側と湿潤側の 2 ケースずつ，計 5 ケースの目標含水比（w = 9，12，15，18，21%）で行った。本試験では，初期飽和度の違いによる力学特性の違いを検証するために，不飽和土圧密試験機を用いた加圧板法により飽和度一定試験を実施した。試験に用いたセラミックディスクの空気侵入値（AEV）は 1500 kPa である。なお，飽和度一定試験を実現するために，間隙水圧と間隙水体積を同時に制御できる PVC（Pressure/Volume Controller）を導入した。

2.2　飽和度一定の制御方法

試験は，基底応力を 20 kPa 載荷した後，サクションを 100 kPa（u_a = 500 kPa，u_w = 400 kPa）載荷し，供試体の排水量が落ち着くまで放置した。排水量が安定した後，飽和度一定制御に切り替え，基底応力を 60 kPa/h の載荷速度で 20 kPa から 965 kPa まで載荷した。飽和度一定制御は，間隙空気圧一定の状態で，供試体からの排水量を間隙水圧の増減によって調整する Glen ら[3]が提案した手法を採用した。飽和度一定の制御を実施するための条件式を以下に示す。

$$dV_w - S_{r(init.)}dV_v = 0 \tag{3}$$

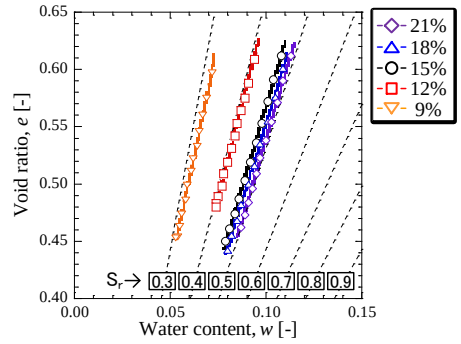
ここで，dV_w：間隙水体積変化，$S_{r(init)}$ dV_v：初期飽和度と間隙体積変化の積である。一次元圧密時には，間隙体積変化（dV_v）は供試体断面積と供試体変位の積（Adh）より得られ，間隙水体積変化（dV_w）は圧力ユニット PVC で調節することで飽和度一定を保持できる。つまり，飽和度を一定に保持する際は，間隙水体積を下げるために間隙水圧が減少し，サクションは増加する。

2.3　不飽和マサ土を用いた飽和度一定一次元圧密試験の結果

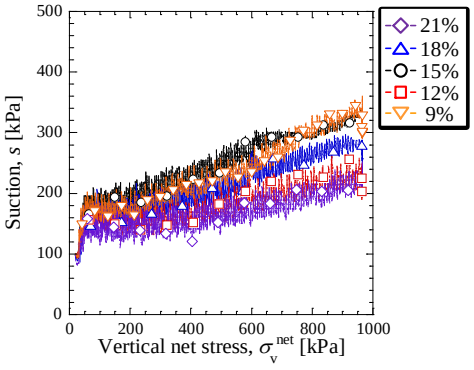
表 2 に飽和度一定試験の供試体諸量を，図 1 に試験結果を示す。供試体作製時とは，試験機に供試体を設置した時点での値である。また，飽和度一定試験開始時は飽和度一定制御に切り替えた時，飽和度一定試験終了時は目標値に達した時の値である。

表 2　飽和度一定試験の物性値

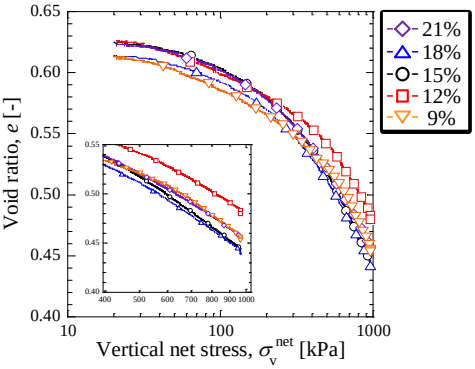
	供試体作製時			S_r一定試験開始時			S_r一定試験終了時		
	w_0[%]	e_0[-]	S_{r0}[-]	w[%]	e[-]	S_r[-]	w_f[%]	e_f[-]	S_{rf}[-]
▽	8.5	0.642	0.35	7.4	0.613	0.32	5.3	0.453	0.31
□	12.1	0.650	0.49	9.6	0.625	0.41	7.3	0.479	0.41
○	15.0	0.650	0.62	11.0	0.625	0.47	8.0	0.446	0.48
△	17.8	0.651	0.73	11.1	0.613	0.48	7.9	0.441	0.49
◇	21.8	0.660	0.88	11.5	0.623	0.49	8.5	0.455	0.50



(a)　含水比～間隙比関係



(b)　基底応力～サクション関係



(c)　基底応力～間隙比関係

図 1　飽和度一定一次元圧密試験の結果

表 2 より，試験開始時の飽和度が目標含水比 15，18，21%において概ね一致した。目標含水比 21%の供試体作製時における含水比は他のケースと比べて誤差が大きくなった。図 1(a)より，破線（$eS_r = wG_s$）に沿う形で含水比と間隙比が変化しており，飽和度を一定に保持できていることが確認できる。図 1 (b)より，基底応力が増加すると飽和度一定時におけるサクションは増加した。試験開始時（s = 100 kPa）から試験終了時のサクションの差をサクション増分とすると，サクション増分は初期飽和度によって異なると言える。試験開始時の飽和度が概ね一致した最適含水比付近と湿潤側のケースでは，サクション増分は上から 15%（○）18%（△）21%（◇）となった。乾燥側では，初期飽和度 12%（□）のケースよりサクション増分が 9%

（▽）のケースほうが大きい。図 1(c)より，正規圧密線の位置は最適含水比付近および湿潤側より，乾燥側が上方に位置しており，12%（□）のケースが最も高い位置にある。また，最適含水比付近と湿潤側の正規圧密線の位置に顕著な差は見られない。

図 2 は縦軸を間隙比，横軸を骨格応力で整理した図である。図 1(c)と比較すると，正規圧密線は最適含水比付近と湿潤側より乾燥側が上方に位置することが確認できた。また，骨格応力でまとめたケース毎の正規圧密線の位置に大きな変動はない。

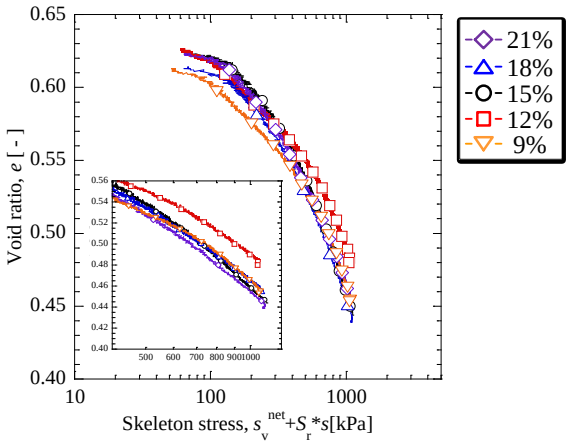


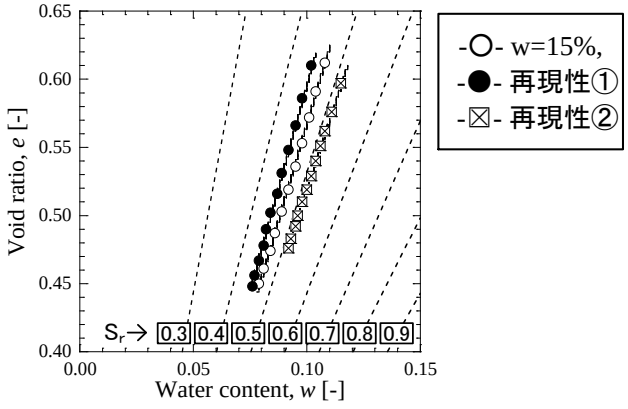
図 2　骨格応力～間隙比関係（実験値）

2.4　w = 15%における飽和度一定試験の再現性

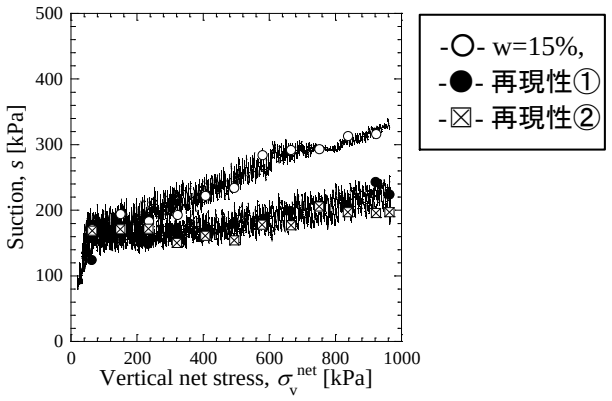
目標含水比 w = 15%に対して，追加で 2 ケースの飽和度一定一次元圧密試験を行い，再現性をする。表 3 に供試体諸量を，図 3 に試験結果を示す。

表 3　w = 15%の飽和度一定試験の物性値

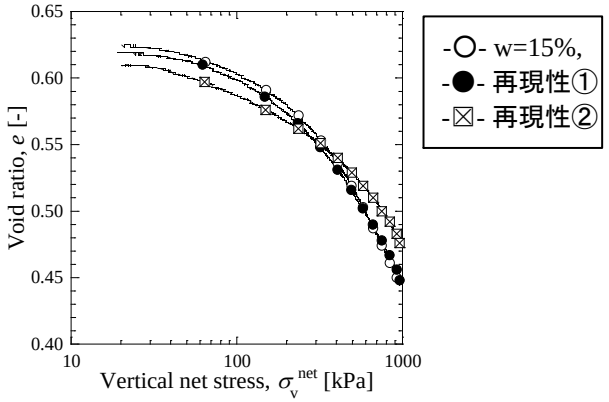
	供試体作製時			S_r一定試験開始時			S_r一定試験終了時		
	w_0[%]	e_0[-]	S_{r0}[-]	w[%]	e [-]	S_r[-]	w_f[%]	e_f[-]	S_{rf}[-]
○	15.0	0.650	0.62	11.0	0.625	0.47	8.0	0.446	0.48
●	15.2	0.638	0.63	10.4	0.619	0.45	7.5	0.447	0.45
☒	14.6	0.645	0.60	11.8	0.609	0.52	9.1	0.473	0.51



(a) 含水比～間隙比関係



(b)　基底応力～サクション関係



(c)　基底応力～間隙比関係

図 3　飽和度一定一次元圧密試験の再現性（w = 15%）

表 3 より，試験開始時の飽和度は再現性②のケースに誤差が見られる。図 3(a)より試験結果はこれまでの結果と同様に，飽和度を一定に保持できていることが確認できる。また，図 3(b)より，サクション増分に違いが見られ，再現性①，②のサクション増分が一致した。このことから，初期のケースのサクション増分が再現性の 2 ケースより高い結果となった。図 3(c)より，初期ケースと再現性①は正規圧密線がほぼ一致した。

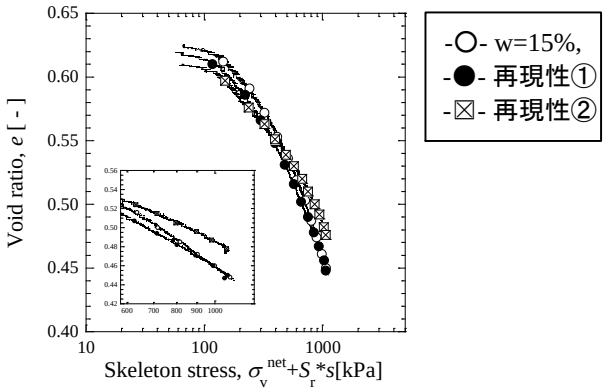


図 4 骨格応力～間隙比関係（再現性）

図 4 は縦軸を間隙比，横軸を骨格応力について整理した

図である。図 3(c)のグラフと同様に初期ケースと再現性①は正規圧密線が一致した。再現性の試験結果より，精密な供試体を作製し，初期含水比の値を合わせ，また，試験開始時の飽和度にも注意が必要である。図.5(a)，(c)より，再現性②の結果に着目すると，試験開始時の飽和度が他のケース大きくなり，間隙比変化が小さいことが確認できる。

3. 不飽和マサ土の飽和度一定一次元圧密試験解析

3.1 解析概要

本研究グループが提案する構成モデルの検証を行うことを目的として，飽和度一定一次元圧密の解析を行い，実験結果と解析結果を比較し，モデルの妥当性について検討する。

3.2 飽和・不飽和弾塑性モデルの概要

本研究の飽和・不飽和弾塑性構成モデルは，骨格応力と飽和度を状態変数として用いる。また，図 5 に示すように，不飽和土の正規圧密線（*N.C.L.S*）は飽和土の正規圧密線（*N.C.L.*）に平行であり，*N.C.L.S* は *N.C.L.*より上方にあると仮定している。

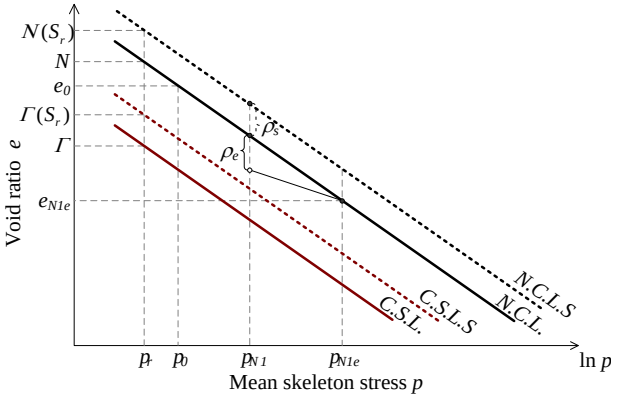


図 5　*e*-ln*p* 関係の模式図

この時，*N.C.L.S.*と *C.S.L.S.*は次式の関係が成り立つ。

$$N.C.L.S.:\quad e = N(S_r) - \lambda \ln \frac{p}{p_r}, \left(\eta = \frac{q}{p} = 0\right) \tag{4}$$

$$C.S.L.S.:\quad e = \Gamma(S_r) - \lambda \ln \frac{p}{p_r}, \left(\eta = \frac{q}{p} = 0\right) \tag{5}$$

$N(S_r)$と$\Gamma(S_r)$はある飽和度での基準の平均骨格応力（p_r = 98 kPa）時における *N.C.L.S.*および *C.S.L.S.*の間隙比，λは圧縮指数，p は平均骨格応力，q は偏差骨格応力，Mは限界状態時の応力比である。また，間隙比 $N(S_r)$は次式で与えられる。

$$N(S_r) = N + \frac{N_r - N}{S_r^s - S_r^r}(S_r^s - S_r) \tag{6}$$

S_r^s と S_r^r は完全飽和度と残留飽和度であり，保水性試験より求められる。N_r は残留飽和度で基準の平均骨格応力 p_r における *N.C.L.S.*上の間隙比である。

不飽和土の力学挙動は，飽和度とサクションの関係で表される水分特性に強く影響する。不飽和状態から飽和状態へと移行する不飽和土の水分特性曲線は，排水過程と吸水過程がそれぞれ別の過程を辿るヒステリシスを呈することが特徴である。本研究グループでは，ヒステリシスを表現できる簡易的な水分特性曲線モデルを提案しており，その主曲線は，以下の 3 つの式で定義する。

(i) 初期排水曲線（initial drying curve）：

$$S_r = S_r^{s0} - \frac{2}{\pi}\left(S_r^{s0} - S_r^r\right)\tan^{-1}\left(\frac{e^{c_1 s} - 1}{e^{c_1 s_d}}\right) \tag{7}$$

または，$$s = \frac{1}{c_1}\ln\left[1 + e^{c_1 s_d}\tan\left(\frac{\pi}{2}\frac{S_r^{s0} - S_r}{S_r^{s0} - S_r^r}\right)\right] \tag{8}$$

(ii) 主排水曲線（Main drying curve）：

$$S_r = S_r^{s0} - \frac{2}{\pi}\left(S_r^{s} - S_r^r\right)\tan^{-1}\left(\frac{e^{c_1 s} - 1}{e^{c_1 s_d}}\right) \tag{9}$$

または，$$s = \frac{1}{c_1}\ln\left[1 + e^{c_1 s_d}\tan\left(\frac{\pi}{2}\frac{S_r^{s} - S_r}{S_r^{s} - S_r^r}\right)\right] \tag{10}$$

(iii) 主吸水曲線（Main wetting curve）：

$$S_r = S_r^{s} - \frac{2}{\pi}\left(S_r^{s} - S_r^r\right)\tan^{-1}\left(\frac{e^{c_2 s} - 1}{e^{c_2 s_w}}\right) \tag{11}$$

または，$$s = \frac{1}{c_2}\ln\left[1 + e^{c_2 s_w}\tan\left(\frac{\pi}{2}\frac{S_r^{s} - S_r}{S_r^{s} - S_r^r}\right)\right] \tag{12}$$

ここで s_d は，図 6 に示した通り，空気侵入値に相当するサクション，s_w は水侵入値に相当するサクションである。また，c_1，c_2 は主曲線の形状を決めるフィッティングパラメータ，S_r^{s0} は飽和状態における飽和度であり，S_r^{s0} = 1.0 である。

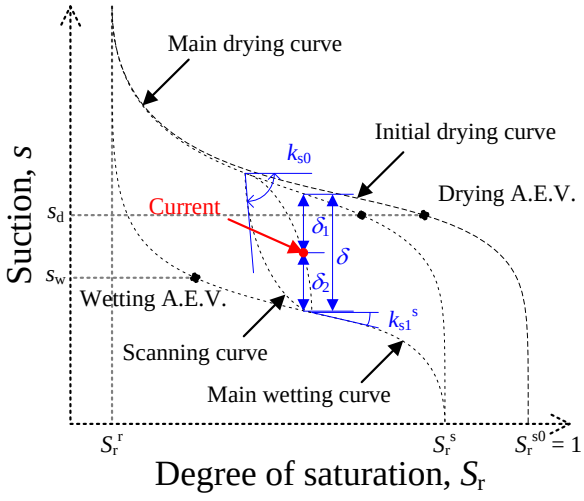


図 6　水分特性曲線の模式図

水分特性の主曲線間における排水・吸水過程を走査曲線として，サクションと飽和度の増分は次式で表される。

$$k_s^{-1} = k_{s0}^{-1} + k_{s1}^{-1} \tag{13}$$

k_{s0} は内部変数 $r = 0$ におけるサクション～飽和度関係の接線剛性であり，k_{s1} は次式で表される。

$$k_{s1} = k_{s1}^{s}\left(1 - c_3\frac{1-r}{r}\right) \tag{14}$$

ここで，c_3 は走査曲線の曲率を決めるフィッティングパラメータである。また，k_{s1}^{s} は内部変数 $r = 1$ 時点での走査曲線に相当する接線剛性係数である。さらに，内部変数 r を次式で定義する。

$$r = \begin{Bmatrix} \delta_2/\delta & ds > 0 \\ \delta_1/\delta & ds \le 0 \end{Bmatrix} \tag{15}$$

式(11)より，k_s の接線剛性係数は k_{s0} と k_{s1} から成る。そして，走査曲線のサクションと飽和度の増分は次式で与えられる。

$$dS_r = k_s^{-1} ds \tag{16}$$

ここで，k_s はサクション～飽和度関係の接線剛性係数である。以上より，本研究の水分特性曲線モデルには 8 項目のパラメータが関与しており，c_1，c_2，c_3 の 3 項目のパラメータはフィッティングにより決定され，他の k_{s0}，S_r^s，S_r^r，s_d，s_w の 5 項目のパラメータは，保水性試験より容易に決定できる。水分特性曲線の解析に用いたパラメータは表 4 に示す通りである。

以上より，飽和度一定時の正規圧密線を算出し，飽和度による正規圧密線の移行について検討する。なお，解析に用いた載荷経路は，飽和度一定一次元圧密試験と同様とし，基底応力 20 kPa の状態からサクションを 100 kPa まで載荷した後，基底応力を増加させた。この時，設定する初期飽和度は，解析から得られた水分特性曲線の主排水曲線と主吸水曲線の内側に飽和度とサクションが位置する値となる $S_r = 0.350$，0.375，0.400 の 3 ケースとした。本解析に使用したパラメータを表 5 に示す。

表 4　水分特性曲線の解析に用いたパラメータ

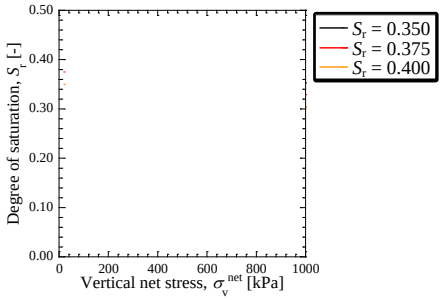
Saturated degree of saturation　S_r^s	0.85
Residdual degree of saturation　S_r^r	0.27
Parameter corresponding to drying AEV (kPa)　s_d	5.0
Parameter corresponding to wetting AEV (kPa)　s_w	1.0
Initial stiffness of scanning curve (kPa)　k_{s0}	2000
Parameter of shape function　c_1	0.014
Parameter of shape function　c_2	0.060
Parameter of shape function　c_3	50.0

表 5　飽和度一定一次元圧密の解析に用いたパラメータ

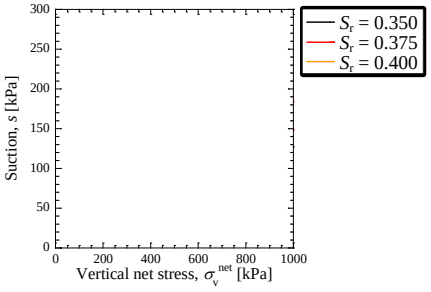
Compression index　λ	0.089
Swelling index　κ	0.008
Critical state parameter　R_{cs}	4.010
Void ratio　N (p'=98 kPa on *N.C.L*)	0.69
Poisson's ratio　ν	0.25
Parameter of overconsolidation　a	60.0
Parameter of suction　b	20.0
Parameter of overconsolidation　β	2.0
Void ratio　N_r (p' = 98 kPa on *N.C.L.S.*)	0.71
State variable of overconsolidation　ρ_e	1.65

3.3　マサ土を用いた飽和度一定一次元圧密試験の解析結果

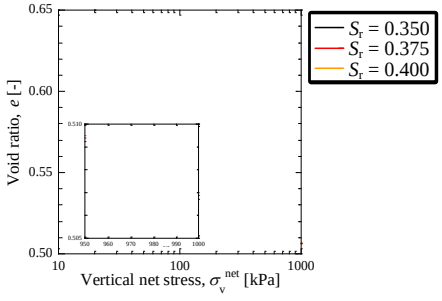
図 7 に飽和度一定一次元圧密の解析結果を示す。飽和度一定一次元圧密試験の載荷経路を再現しているため，試験開始前の基底応力 20 kPa，サクション 100 kPa を載荷した経路も含まれている。図 7(a)より，サクション載荷により飽和度が低下した後，基底応力の増加に対して飽和度が一定に保たれていることが確認できる。図 7(b)より，基底応力の増加と共にサクションが 100 kPa の状態から増加する様子が再現できている。サクション増分は飽和度が低い時ほど，高い値を示した。図 7(c)より，基底応力でまとめた正規圧密線は各ケース概ね一致する結果となった。また，拡大図により飽和度による違いを確認すると，飽和度が低い場合の正規圧密線が，飽和度が高いものよりも上方に位置する結果となった。飽和度による正規圧密線の変化が実験ほど出なかった理由として，設定した飽和度が実験に比べて範囲が狭かったこと，N，N_r の値にあまり差が出なかったことが考えられる。



(a)　基底応力～飽和度関係



(b)　基底応力～サクション関係



(c)　基底応力～間隙比関係

図 7　飽和度一定一次元圧密の解析結果

3.4　実験値と解析値の比較

図 1(b)と図 7(b)を比べると，解析のサクション増分よりも実験値のサクション増分が高い値を示している。解析ではサクションが最も高い値でも 200 kPa を越えていないが実験値は最も高い値では 300 kPa まで達している。しかし，基底応力の増加と共にサクションが上昇する傾向は解析により表現できている。

図 8 は骨格応力～間隙比関係の解析結果と実験結果をまとめた図である。基底応力でまとめた場合と同様に，正規圧密線は概ね一致する結果となった。そして，飽和度による違いを確認すると，飽和度が低い正規圧密線が高い正規圧密線よりも上方に位置する結果となった。正規圧密線は骨格応力が 100 kPa から 400 kPa まで変化する間は概ね挙動が一致していると確認できる。また，400 kPa 以降の傾向は解析結果の方が上方に位置する結果となった。実験値は異方応力状態で，解析値は等方応力状態であるため，解析結果は実験値を表現できると考えられる。

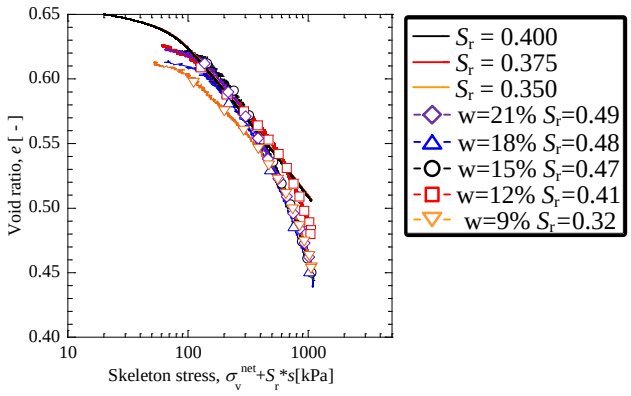


図 8　骨格応力～間隙比関係（解析値，実験結果）

4.　結論

4.1　まとめ

本稿では，骨格応力と飽和度を状態変数とした弾塑性構成モデルを検証するために，飽和度一定一次元圧密試験を行い，飽和度の違いによる正規圧密線の変化について検討した。そして，目標含水比 w = 15%のケースについて再現性を確認するために飽和度一定一次元圧密試験を行った。また，モデルの検証を行うために，飽和度一定一次元圧密の解析を行い，実験結果と解析結果を比較し，モデルの妥当性について検討した。

実験結果より以下のことが確認できた。

1. 含水比～間隙比関係より，飽和度一定に保持できていることが確認できた。
2. 基底応力の増加とともにサクションは上昇する傾向が確認できた。サクション増分は飽和度によって違いが見られた。
3. 正規圧密線は，乾燥側が湿潤側より上方に位置する傾向が確認できた。最適含水比，湿潤側では正規圧密線に顕著な違いが見られなかった。

次に一次元圧密試験の再現性試験結果より以下のことがわかった。

4. 含水比～間隙比関係，基底応力～間隙比関係はこれまでの実験結果と同様な傾向が得られている。
5. 基底応力～サクション関係はこれまで実験結果より低い値となった。

最後に，飽和・不飽和弾塑性構成モデルを用いた，実験結果の再現解析を実施した。基底応力～サクション関係，骨格応力～間隙比関係について解析結果と実験結果を比較すると以下のことがわかった。

6. 基底応力の増加に対して飽和度が一定に保持されていることが確認できる。
7. 飽和度が低下すると正規圧密線は上方に移動する結果を表現できている。
8. 基底応力が増加するとサクションが増加する様子が表現できている。間隙比の変化量に課題はあるものの概ね実験と同様の傾向を示している。

今後の課題として以下のことが言える。

1. 再現性の試験結果より，より精密な試験を行うため，供試体作製時の含水比を正確にすること，試験開始時における飽和度の値を合わせる工夫が必要となる。
2. 飽和度一定の一次元圧密の解析では，基底応力の増加によるサクションの増加は飽和度が低いと高くなる傾向が確認できた。しかし，実験結果において飽和度の違いによるサクション増分の大小関係は明確になっていないため，再現性を確認する必要がある。
3. 概ね実験値と同様に解析値は飽和度の低いケースが上方に位置する傾向が得られた。しかし，適用できる飽和度の範囲が狭く，直接実験値と比較できていない。今後多くの実験データを得て，水分特性曲線などの精緻なパラメータを決定し，モデルの適用性を検討していく。

参　考　文　献

1) Alonso, E. E., Gens, A., and Josa, A. (1990): A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
2) F. Zhang and T. Ikariya (2011): A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variable, *Soils and Foundation*, 51 (1), 67-81
3) G. J. Burton, J. A. Pineda, D. Sheng, D. Airey and F. Zhang (2015): Exploring one-dimensional compression of compacted clay under constant degree of saturation paths, *Géotechnique*, 66(5), 435–440, http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.14.P.181.

高透水性矩形土供試体の平面ひずみ圧縮試験に対する ***u-U-p*** 水～土骨格連成有限変形シミュレーション

u-U-p formulation-based Soil-Water Coupled Finite Deformation Simulation on Plane-Strain Compression Test of Rectangular High-Permeable Soil Specimen

豊田智大[1]，野田利弘[2]

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・toyoda.tomohiro@i.mbox.nagoya-u.ac.jp
2 名古屋大学・減災連携研究センター

概　　要

混合体理論に基づく飽和土の力学においては，場の未知数として固相の変位 $\boldsymbol{u}$，液相の変位 $\boldsymbol{U}$，間隙水圧 p を独立変数にとり，これらを各相の運動方程式を質量保存則と連立して解く。このような定式化は ***u-U-p*** formulation (Full-formulation)と呼ばれる。一方，水～土骨格連成有限変形解析コードである ***GEOASIA*** は，上記の厳密な定式化に「液相の固相に対する相対加速度が固相の加速度に対して非常に小さい」という近似を導入して元の数を減らした ***u-p*** formulation により定式化されている。この仮定により計算コストは削減されるが，間隙水の動的浸透を無視することになるため，極めて透水性の高い地盤材料への適用は困難であった。本稿では，***GEOASIA*** を ***u-U-p*** formulation に基づいて再定式化し，厳密な支配方程式群を解くことで，極めて透水性の高い材料の解析が可能となることを示した。

キーワード：***u-U-p*** formulation (Full-formulation)，水～土骨格連成有限変形解析，高透水性材料

1. はじめに

名古屋大学地盤力学グループにより開発されてきた地盤の動的/静的水～土骨格連成有限変形解析コード ***GEOASIA***[1]は，***u-p*** formulation と呼ばれる方法に基づいて定式化されている。この手法は，飽和土の運動を記述する未知変数に固相変位 $\boldsymbol{u}$ と間隙水圧 p をとるものであり，定式化に際しては「液相の固相に対する相対加速度が固相の加速度に対して極めて小さい」という近似が導入される。この近似は，浸透が十分に静的であると看做すことのできる細粒土の連成解析においては十分に妥当する。しかし，粗粒土を扱う場合，材料内での浸透現象は動的に生じうるため，上記の仮定を導入した ***u-p*** formulation により解析しようとすれば，計算が破綻することとなる。すなわち，***u-p*** formulation は，動的浸透を考慮した連成解析が出来ないという点において透水係数上の制約を有しているといえる。そこで筆者らは，この制約を取り除くため，固相変位 $\boldsymbol{u}$ と間隙水圧 p に加え，新たに液相変位 $\boldsymbol{U}$ を未知変数にとる ***u-U-p*** formulation[2), 3)]に基づく連成解析手法を定式化し，これを ***GEOASIA*** に搭載することで，動的浸透を考慮可能な高性能連成解析手法の開発に取り組んできた。本稿では，透水係数が極めて大きい材料を対象とした平面ひずみ矩形供試体の圧縮試験の解析事例について報告する。

2. 定式化手法の概要

GEOASIA は，速度型で記述された運動方程式の updated Lagrange 法に基づく時間積分により飽和土の変形を解く。これを ***u-U-p*** formulation に拡張するため，固相速度 $\boldsymbol{v}_s$，液相速度 $\boldsymbol{v}_f$，間隙水圧 p の 3 つを未知変数にとり，これらを求めるため，以下の 3 つの支配方程式を定式化した。

混合体（飽和土）の速度型運動方程式

$$\rho_s D_s{}^2\boldsymbol{v}_s+\rho_f D_s D_f\boldsymbol{v}_f+\rho^f\left\{\left(\mathrm{tr}\boldsymbol{D}_s\right)+\frac{n}{K_f}\left(D_s p\right)\right\}\left(D_f\boldsymbol{v}_f-\boldsymbol{b}\right)=\mathrm{div}\left(D_s\boldsymbol{s}_t\right) \quad (1)$$

液相の運動方程式（液相加速度を考慮した Darcy 則）

$$\rho^f D_f\boldsymbol{v}_f=-\gamma_w\mathrm{grad}h-\gamma_w\left(\frac{\rho^f g}{\gamma_w}-1\right)\boldsymbol{e}_3-\frac{\gamma_w}{k}n\left(\boldsymbol{v}_f-\boldsymbol{v}_s\right) \quad (2)$$

水～土骨格連成式（飽和土の質量保存則）

$$\frac{\rho^f k}{\gamma_w}\mathrm{div}\left(D_f\boldsymbol{v}_f\right)-\mathrm{div}\boldsymbol{w}_s+\mathrm{div}\left(k\mathrm{grad}h\right)-\frac{n}{K_f}\rho^f\left(D_s p\right)=0 \quad (3)$$

ここに，D_s，D_f はそれぞれ固相，液相にからみた物質時間微分作用素，ρ_s，ρ_f，ρ^f はそれぞれ固相，液相，間隙水の密度，$\boldsymbol{D}_s$ は固相の速度勾配テンソル，n は間隙率，K_f は間隙水の体積弾性率，$\boldsymbol{b}=-g\boldsymbol{e}_3$ は物体力（g は重力加速度，$\boldsymbol{e}_3$ は鉛直上向きの単位ベクトル），$D_s\boldsymbol{s}_t$ は Yatomi et al.[4)]の表記法にしたがう公称応力速度，γ_w は間隙水の単位体積重量，

h は全水頭，k は透水係数である。

u*-*U*-*p formulation では，式(1)～(3)を一切の近似を導入することなく厳密に解く。構成式には土の骨格構造に着目した弾塑性構成モデル SYS Cam-clay model[5]を搭載し，客観性のある応力速度として Green-Naghdi rate を使用する。式(2)右辺第 3 項は固相が液相に及ぼす相互作用力（浸透力と等価な物体力）であるが，西村[6]にならい Hagen-Poiseuille 流れの類推により与えている。空間離散化は，固相速度 $\boldsymbol{v}_s$，液相速度 $\boldsymbol{v}_f$ については 1 次の Iso-parametric 形状関数による FEM，間隙水圧 p は Christian 流[7]または田村流[8]の物理モデルを拡張した FVM により行う。時間離散化は，固相速度 $\boldsymbol{v}_s$，液相速度 $\boldsymbol{v}_f$ については各相の躍度（加加速度）に線形性を仮定する Wilson-θ 法，間隙水圧 p は水圧速度に線形性を仮定する台形公式により行う。

次に，***u*-*U*-*p*** formulation における固相と液相の観測の仕方について述べる。固相については，一般の固体解析に倣い，固相物質点 $\boldsymbol{X}_s$ を固定して Lagrange 的に観測する。

$$\boldsymbol{v}_s = \boldsymbol{v}_s(\boldsymbol{x}_s(\boldsymbol{X}_s,t),t) \tag{4}$$

一方，液相については，図 1 のように，ある時刻 t に固相物質点 $\boldsymbol{X}_s$ と同位置を占める液相物質点の速度を観測する。

$$\boldsymbol{v}_f = \boldsymbol{v}_f(\boldsymbol{x}_s(\boldsymbol{X}_s,t),t) \tag{5}$$

この観測の仕方は，Darcy 則に従う間隙水の相対平均流速 $\boldsymbol{v}' = n(\boldsymbol{v}_f - \boldsymbol{v}_s)$が「ある時刻に固相格子の上を相対的に通過してゆく水粒子の速度」であることを踏まえたものであり，（静的な）Darcy 則が客観性を有するための必要条件に相当する。本研究では，支配方程式中に含まれる液相加速度 $D_f\boldsymbol{v}_f$ を固相から観測された液相加速度 $D_s\boldsymbol{v}_f$ に変換した上で，固相にのって Lagrange 的に時間積分を施すこととした。物質時間微分の変換公式は次式で与えられる。

$$D_s\boldsymbol{v}_f = D_f\boldsymbol{v}_f - \frac{\partial \boldsymbol{v}_f}{\partial \boldsymbol{x}}\left(\boldsymbol{v}_f - \boldsymbol{v}_s\right) \tag{6}$$

ここに右辺第 2 項は，$\boldsymbol{v}_f$ を観測する視点を液相から固相にのりかえる際に生じる相対速度分の移流項である。

3. 解析条件

矩形供試体の平面ひずみせん断試験の解析事例を行う。

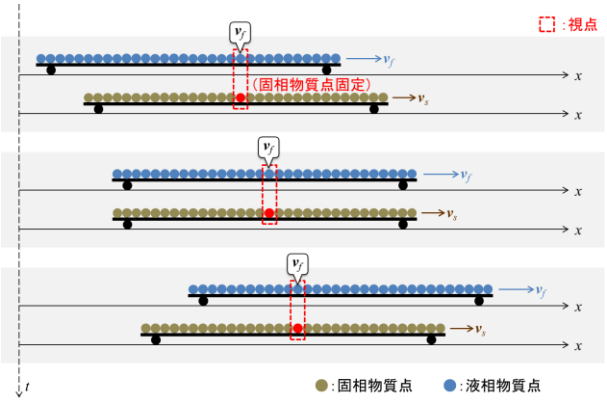


図 1　Darcy 則が客観性を有するための液相速度の観測方法

3.1　境界条件

図 2 に示す形状・寸法の有限要素メッシュを用い，平面ひずみ供試体を非排水条件下で鉛直方向に圧縮したときの土骨格の変形現象と供試体内で生じる間隙水の輸送現象（migration）を解く．このとき，材料が不透水（$k=0$）であれば供試体内での間隙水の migration は一切生じず，$\boldsymbol{v}_f = \boldsymbol{v}_s$ となり，固相物質点と液相物質点は同じ空間配置 $\boldsymbol{x}$ を占めながら運動することとなる。

土骨格については，上下端を一定の軸変位速度 10^3m/s で変位させることにより圧縮する条件とした。この変位速度は，土骨格ならびに間隙水の動的な影響が顕在化するほど極めて高速である。また，上下端は剛で摩擦なしとした。本手法は慣性項を考慮した動的解析であるため，摩擦がないこの条件でも，高速載荷に伴う衝撃力を生じることによって，矩形がそのまま保たれるような一様変形は示さず，間隙水の migration が生じてもよい条件となる[9]。間隙水については，4 つの境界面をすべて非排水境界とすることで，非排水試験に相当する条件を課した。ただし，非排水条件を課したのは領域境界のみであり，供試体内部での間隙水の migration は生じうる条件となっている。また，載荷面垂直方向の液相変位速度は固相変位速度に一致させた。

3.2　材料条件

低透水性材料（$k = 10^{-7}$cm/s）ならびに高透水性材料（$k = 10^{3}$cm/s）を想定し，***u*-*U*-*p*** formulation に基づく解析コードを用いて，平面ひずみ圧縮試験の解析を行う。構成式には SYS Cam-Clay model を用いるが，本稿では簡単のため，構造・過圧密・異方性を有さない Cam-clay model として応答するように初期状態を与え，典型的な弾塑性パラメータおよび物性値として表 1 に示す値を設定した。供試体には，初期間隙水圧として背圧－300kPa（負圧）を作用させており，これに対応する初期比体積として v_0=2.17 を与えた。また，間隙水の圧縮性はないものとして計算を行った。また，時間刻み幅は Δt=10^{-5}sec とした．

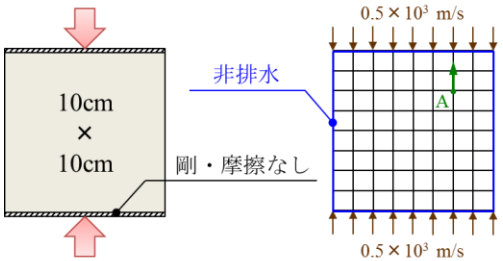


図 2　解析条件

表 1　材料定数

弾塑性パラメータ		物性値・初期条件	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.500	土粒子の密度 ρ^s (g/cm³)	2.65
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.040	間隙水の密度 ρ^f (g/cm³)	1.00
NCLの切片 N	2.40	透水係数 k (cm/s)	10^{-7} or 10^{3}
限界状態定数 M	1.40	単位体積重量 γ_w (kN/m³)	9.81
ポアソン比 ν	0.30	初期比体積 v_0	2.17

4. 解析結果

4.1 低透水性供試体の解析結果

透水係数を k=10^{-7}cm/s とした場合について，***u-U-p*** formulation 基づく解析結果を図 3，図 4，図 5 に示す。図 3 は液相の固相に対する相対速度 $\boldsymbol{v}_f$-$\boldsymbol{v}_s$ の分布の推移である。相対流速がほとんど生じていないことから，水の migration はほとんど起こっていないことが確認できる。これは，材料の透水係数が極めて小さいことによるものである。また，図 5 に示される比体積の分布が時間の経過に伴ってほとんど変化しないことは，供試体内での間隙水の migration が起こらず，供試体を構成するいずれの要素も隣接要素と水のやりとりをしないことと対応している。これに対し，図 4 に示される間隙水圧の分布は供試体内で不均一に分布するが，これは，低透水性材料内では間隙水はほとんど輸送されないため，供試体の非一様変形により生じた水圧のばらつき（動水勾配）が一向に解消されないことによる。

4.2 高透水性供試体の解析結果

透水係数を k=10^{3}cm/s とした場合について，***u-U-p*** formulation 基づく解析結果を図 6，図 7，図 8 に示す。図 6 は相対速度 $\boldsymbol{v}_f$-$\boldsymbol{v}_s$ の分布の推移であるが，間隙水が高透水性供試体内を動的に駆け巡る様子が確認できる。図 7 に示される間隙水圧の分布が一様であることは，供試体内の非一様変形により生じた動水勾配が高透水性材料中で直ちに解消されることと対応している。これに対し，図 8 に示される比体積の分布は時間経過に伴い大きく変化するが，これは供試体を構成する各要素が動的な水の運動に伴い排水・吸水を繰り返すことによる。図 8 に示される比体積の分布は時間経過に伴い大きく変化するが，これは，供試体を構成する各要素が動的な水の運動に伴い排水・吸水を繰り返すことによる。

4.3 ***u-U-p*** formulation の有効性に関する考察

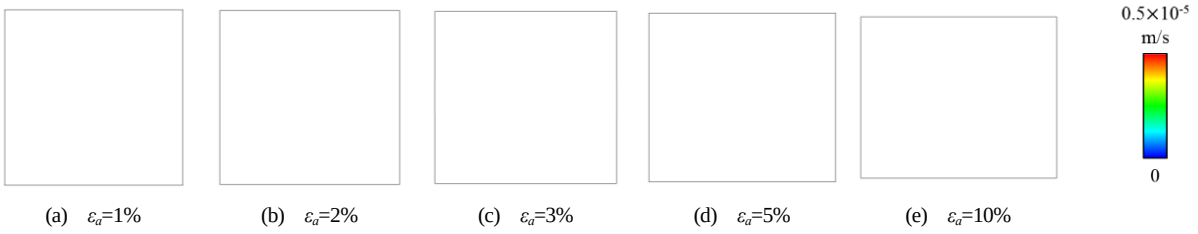
u-p formulation における「液相の固相に対する相対加速度は間隙水の加速度に対して十分に小さい」という仮定は，次式で表すことができる。

$$D_f \boldsymbol{v}_f - D_s \boldsymbol{v}_s \ll D_s \boldsymbol{v}_s \tag{7}$$

この仮定が十分に成立するときには***u-p*** formulation による解析でも十分に妥当するが，これが成立しない場合には ***u-p*** formulation によって正しく解析を行うことは困難となる。このことを確認するため，4.1 および 4.2 に示した解析について，図 2 中の節点 A における鉛直方向の液相の相対加速度ならびに固相の加速度を図 9 に示す。

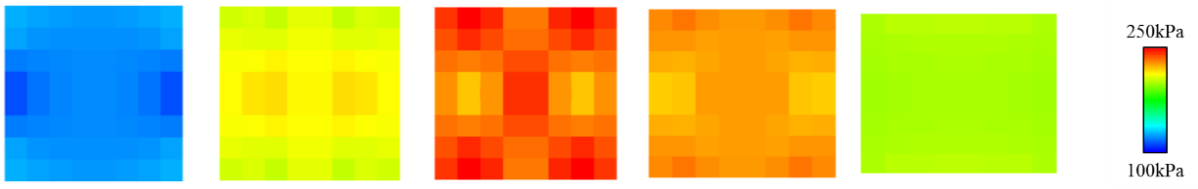
4.1 の透水係数の小さい解析を ***u-p*** formulation により実行した場合，紙幅の都合上詳細は割愛するが，***u-U-p*** formulation とほとんど同じ実行結果が得られることを確認している。このことは，図 9(a)に示すように，液相の相対加速度が固相の加速度に対して十分に小さく，浸透現象が十分静的に生じていると見做すことができるため，***u-p*** formulation における仮定が十分に妥当したことによる。このことは同時に，***u-U-p*** formulation により ***u-p*** formulation と同等の解析が可能であることを示している(Verification)。

一方，4.2 の透水係数の大きい解析を ***u-p*** formulation に



(a) ε_a=1%　(b) ε_a=2%　(c) ε_a=3%　(d) ε_a=5%　(e) ε_a=10%

図 3　間隙水の相対速度分布（k=10^{-7}cm/s）

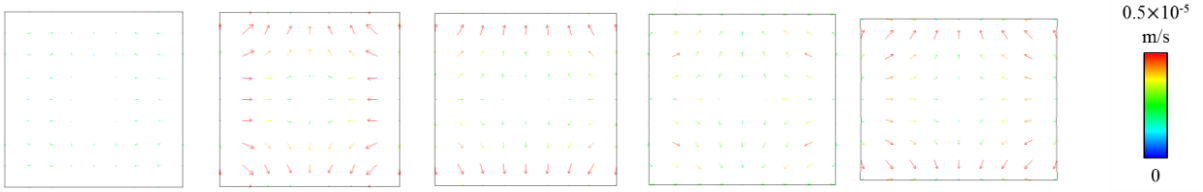


(a) ε_a=1%　(b) ε_a=2%　(c) ε_a=3%　(d) ε_a=5%　(e) ε_a=10%

図 4　間隙水圧分布（k=10^{-7}cm/s）

(a) ε_a=1%　(b) ε_a=2%　(c) ε_a=3%　(d) ε_a=5%　(e) ε_a=10%

図 5　比体積分布（k=10^{-7}cm/s）

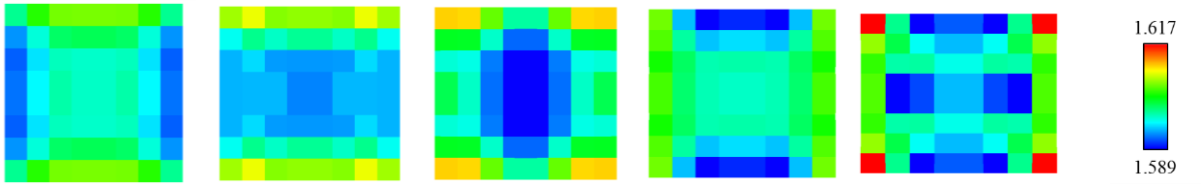


(a) ε_a=1%　(b) ε_a=2%　(c) ε_a=3%　(d) ε_a=5%　(e) ε_a=10%

図 6　間隙水の相対速度分布（k=10^{3}cm/s）

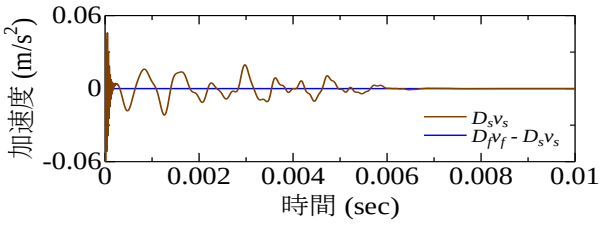
(a) ε_a=1%　(b) ε_a=2%　(c) ε_a=3%　(d) ε_a=5%　(e) ε_a=10%

図 7　間隙水圧分布（k=10^{3}cm/s）

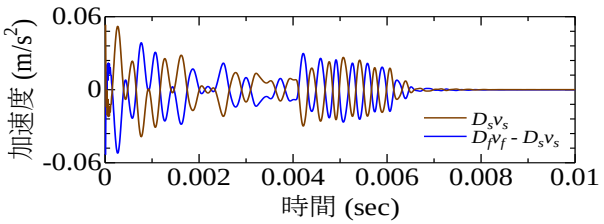


(a) ε_a=1%　(b) ε_a=2%　(c) ε_a=3%　(d) ε_a=5%　(e) ε_a=10%

図 8　比体積分布（k=10^{3}cm/s）



(a)　透水係数が小さい場合（k=10^{-7}cm/s）



(b)　透水係数が大きい場合（k=10^{3}cm/s）

図 9　相対加速度 $D_f\boldsymbol{v}_f$-$D_s\boldsymbol{v}_s$ と固相加速度 $D_s\boldsymbol{v}_s$ の比較

より実行しようとすると，反復計算が収束せずに計算が破綻する。これは，供試体の変形中に図 9(b)のような，固相加速度と同程度のオーダーの相対加速度が生じるため，***u-p*** formulation における仮定が妥当しなかったことを示唆している。言い換えれば，***u-U-p*** formulation の導入により液相の動的浸透を考慮した解析が可能となり，透水性の大きい地盤材料を対象とした連成解析が可能となった。

5.　おわりに

本稿では，***u-U-p*** formulation に基づく水～土骨格連成弾塑性有限変形解析手法を開発し，平面ひずみ圧縮試験の解析について，***u-p*** formulation によっては解くことのできない極めて透水性の高い材料の連成解析が可能となることを示した。今後は地震時の動的挙動の解明のほか，土構造物への津波の衝突や洗掘現象，河床の掃流現象，海底液状化といった，水との動的相互作用問題を視野に入れつつ検討してゆく。

参　考　文　献

1) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
2) M. A. Biot.: Theory of propagation of elastic waves in a fluid saturated porous solid. I. Low-frequency range, *Journal of Acoustic Society of America*, Vol.28, No.2, pp.168-178, 1956.
3) O. C. Zienkiewicz., A. H. C. Chan., M. Pastor., B. A. Schrefler. and T. Shiomi.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, pp.29-30, 1999.
4) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.: General theory of shear bands formation by a non-coaxial cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.45-57, 2002.
6) 西村直志: 地盤工学ハンドブック 第3章土質力学, （社）地盤工学会, pp.51-64, 1999.
7) Christian, J. T.: Undrained stress distribution by numerical method, *Proceedings of ASCE*, Vol.94, SM6, pp.1331-1345, 1968.
8) 赤井浩一，田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, Vol.269, pp.95-104, 1978.
9) Noda, T., Binbin, Xu. and Asaoka, A.: Realization of uniform deformation of soil specimen under undrained plane strain condition based on soil–water coupled finite deformation analysis considering inertia forces, *Soils and Foundations*, Vol.53, No.6, pp.937-950, 2013.

砂質堤体土の簡便サンプリング法の提案と採取試料の強度特性の評価

Proposal of simple sampling method for sandy river embankment soils and evaluation of strength properties of the sampled soils

小高猛司[1]，李圭太[2]，石原雅規[3]，崔　瑛[4]，田村太郎[5]，高木竜二[5]，尤　源[5]

1　名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
2　株式会社建設技術研究所・大阪本社・水工部・lee@ctie.co.jp
3　国立研究開発法人土木研究所・つくば中央研究所・地質・地盤研究グループ・isihara@pwri.go.jp
4　名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科
5　名城大学大学院・理工学研究科

概　　要

堤防の開削工事や開削調査などの際は，堤体内部の堤体土を採取する絶好の機会であるが，短時間に効率よく，かつ高品質なサンプリングを実施することが望まれる。本研究では，打ち込み式簡易サンプラーを開発し，実際の堤防にて開発した簡易サンプラーを用いる方法と塩ビ管を直接打ち込む方法の 2 種類の手法で，乱れの少ない堤体土を採取し，三軸試験によりその採取土の力学特性を評価した結果を示す。試験の結果，両者のサンプラーで採取した試験試料の力学挙動に差が生じたが，変相状態で強度特性を評価すれば，両者に大きな差がないことが示された。

キーワード：砂質堤防土，サンプリング，三軸試験，簡易サンプラー

1.　はじめに

堤防の開削工事や開削調査などの際は，堤体内部の堤体土を採取する絶好の機会であるが，短時間に効率よく，かつ高品質なサンプリングを実施することが望まれる。著者らは，国内の多数の河川堤防の開削工事や開削調査の際に，ボーリングによるチューブサンプリングや手掘りによる簡易的なサンプリング手法を用いて堤体試料の採取を行い，それら試料を用いて三軸試験を実施することにより堤体土の力学特性の評価を試みてきた[1)~3)]。本論文では，新たに試作した打ち込み式簡易サンプラーを加えて，乱れの少ない堤体土の採取を試みるとともに，三軸試験を実施して力学特性の観点から異なるサンプリング手法の試料の品質について検討した結果を示す。

2.　サンプリングの概要

サンプリングを実施したのは，上流に花崗岩帯を擁するために，比較的均質なマサ土で築堤された砂質堤防である。樋管改築のための開削工事（図 1）の機会に，堤体内部の堤体土のサンプリングを実施した。サンプリング方法は次の 2 種類である。方法 A：短管太径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法，方法 B：長管細径の塩ビ管を内管とする特製の 2 重管サンプラーを打ち込む方法。

図 2 は方法 A 実施の様子である。内径 100mm の塩ビ管（VP100）を長さ 190mm に切断し，片側の端面をグラインダーで鋭利に削って刃先に加工している。この塩ビ管を，極力土を乱さないように丁寧に打ち込み，その後，手掘りで周囲の土を取り除いて取り出す（図 3）。1 本の塩ビ管につき，三軸試験の 1 本の供試体になるために，同一箇所から多数のサンプリングをする必要がある。図 4 は方法 B に使用した新たに作製した 2 重管サンプラーである。内径 71mm，長さ 500mm の薄肉塩ビ管（VU65）を内管としてセットでき，土質に応じて変更可能な脱落防止具も用意した。サンプリングの手順は，ハンマーを用いて打ち込み（図 5），打ち込んだサンプラーを引き抜き（図 7），解体して内管の採取試料を養生する（図 7）。また，このサンプラーを用いて，堤体法面での採取を想定した斜め打ち込みによる採取（以下方法 B-i と標記）も行った。図 8 が打ち込み中であり，図 9 は引き抜いた様子である。なお，このサンプラーは他の開削現場おいても使用してきたが，当初は 1m の塩ビ管を用いる仕様にしていたものの，使用性ならびに室内試験時の供試体の必要本数などを勘案しながらの試行錯誤の末に 50cm の仕様とした。方法 A，B いずれの試料も，採取後に実験室に搬入してから凍結し，直径 50mm，高さ 100mm の円柱供試体に成型した。

図 1 開削工事中の堤防

図 2 塩ビ管の打ち込み（方法 A）

図 3 塩ビ管の掘り出し（方法 A）

図 4　2 重管サンプラー

図 5 サンプラーの打ち込み(方法 B)

図 6 サンプラーの抜き出し(方法 B)

図 7　採取試料の養生(方法 B)

図 8 斜め打ち込み(方法 B-i)

図 9 斜め抜き出し(方法 B-i)

3.　室内試験結果

凍結供試体を三軸試験装置に設置し，二重負圧法による飽和化を行った後，15 時間程度の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧は 50，100 および 150kPa とし，$\overline{CU}$ 試験を実施した。載荷速度はいずれの試験でも 0.1%/min とした。図 10，11 および 12 にそれぞれ，方法 A，方法 B および方法 B-i で採取した供試体での試験結果を示す。

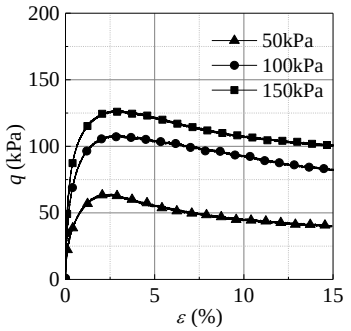
図 10 より，方法 A で採取したいずれの供試体においても，軸ひずみ 2.5%程度まで軸差応力が増加し，その後ひずみ軟化が見られる。図 11 の方法 B においては，いずれのケースでも有効応力経路を見ればわかるように，せん断初期で若干塑性圧縮した後に正のダイレイタンシーが発現し，せん断終了まで軸差応力が増加し続けている。図 12 の斜め打ち込みした方法 B-i においては，有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが，有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し，その後ひずみ軟化挙動が見られる。

方法 A と方法 B に用いた供試体の試験前の凍結状態での密度は，バラツキはあるものの両者の間に有意な違いは認められなかった。この試験結果のみで一般的な見方をすれば，方法 A はややゆる詰め砂，方法 B はやや密詰め砂の傾向が見てとれる。そのため，方法 B が現地の堤防土を忠実に表現しているとすれば，方法 A は何らかの要因による「乱れ」によりゆるんだと解釈できる。逆に，方法 A が現地の堤防土を忠実に表現しているとすれば，方法 B はサンプラー打ち込み時に密実化したと解釈できる。ただし，実際のところの判断は難しい。筆者らの既往の研究 [1)]によれば，骨格構造が低位化した供試体ほど三軸試験のせん断中に正のダイレイタンシーを発揮するのに対して，骨格構造が高位な供試体はせん断初期には頑張るものの，ある限度を超した途端にカタストロフィックな脆性破壊を呈することが実験と解析によって確認されている。その一面だけから見ると，方法 A で採取した供試体の方が高位な骨格構造を持つと解釈できないことはない。しかし，図 10 と 11 を比較すると，どの有効拘束圧においても，軸ひずみ 1%程度で方法 A が急激に軟化するまでは，応力ひずみ関係ならびに有効応力経路のいずれも両方法はほぼ一致しており，方法 A と方法 B は同じ試験結果と言える。骨格構造が違いは初期剛性などにも現れる [1)]はずであるが，今回の実験では両方法の間に違いが全く見られないことから，確信を持って骨格構造の高低についての判断，すなわちどちらが実際の堤防土を表現しているのかについての判断は現時

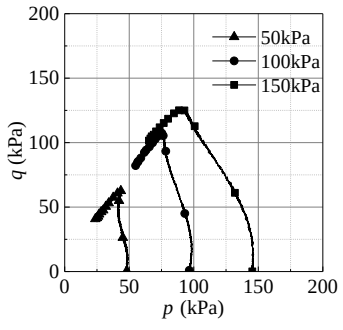
点では難しい。土の乱れが各種の地盤定数へ及ぼす影響について，更なる研究が必要である。

一方，斜めに打ち込みをした方法 B-i においては，試験前の供試体密度の段階で明らかに方法 A や B の供試体よりも密度が小さかった。法面に垂直になるように斜めにサンプラーを打ち込む時に，ハンマーの打撃がぶれやすくなり，塩ビ管に採取した土の密度が小さくなった可能性がある。場合によっては，図 8 に見えるように，鉛直打ち込みの位置（写真右の穴）と若干離れていることにより，堤体土質の差があった可能性も否定できない。現在，粒度分析などの検討中である。図 12 に示す試験結果では，有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが，有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し，その後ひずみ軟化挙動が見られる。図 11 に示す垂直打ち込みによる方法 B によって採取した供試体よりも，明らかにゆる詰め砂の傾向が見て取れる。

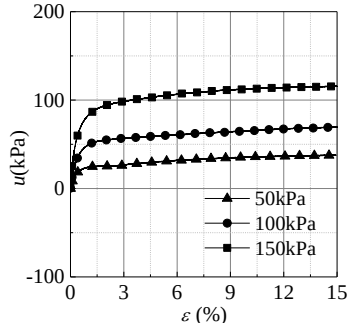
図 13～15 に三軸試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。それぞれ上下 2 つの図は，同じ $\overline{\mathrm{CU}}$ 試験を全応力と有効応力で整理した結果であり，上側はいわば CU 試験結果と同等と解釈できる。全応力で整理した場合，見かけの粘着力が発生し，内部摩擦角は非常に小さくなる。見かけの粘着力については，図 13 と 14 の方法 A と B の間で差が生じていることがわかる。これは，全応力で評価する場合には，最大軸差応力の値をそのまま「(非排水) せん断強さ」として扱うことに起因している。今回の方法 A と B においては，サンプリングの方法の違いよって両者の試験結果の後半に相違が見られたことから，この粘着力の差に最も大きく現れたと解釈でき。一方，有効応力で整理すると，せん断中のダイレイタンシー特性が反映されるために，いずれの方法の供試体でも砂質土としては適正なモール円が得られている。



(a)軸差応力～軸ひずみ関係

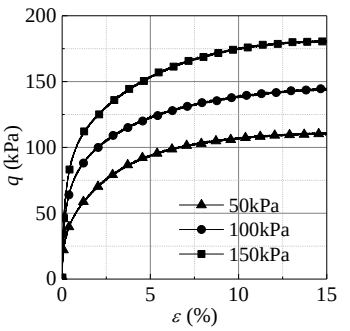


(b)有効応力経路

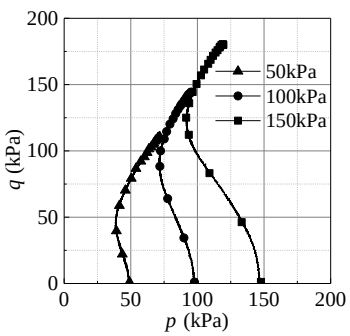


(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

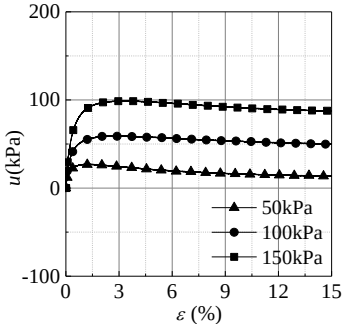
図 10 $\overline{\mathrm{CU}}$ 試験結果（方法 A）



(a)軸差応力～軸ひずみ関係

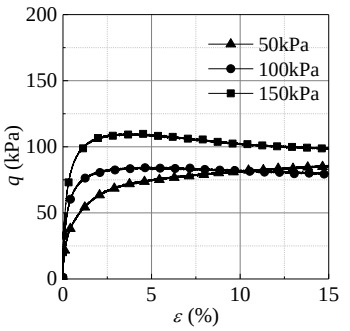


(b)有効応力経路

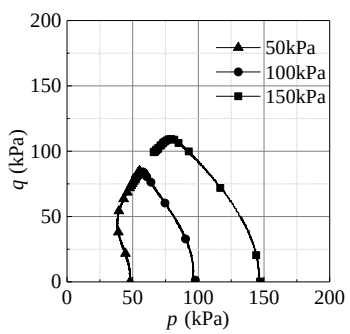


(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

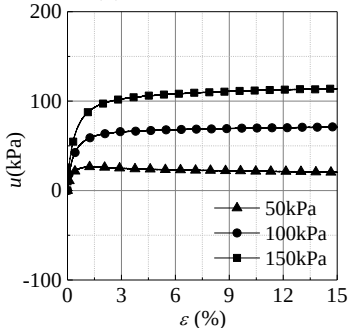
図 11 $\overline{\mathrm{CU}}$ 試験結果（方法 B）



(a)軸差応力～軸ひずみ関係

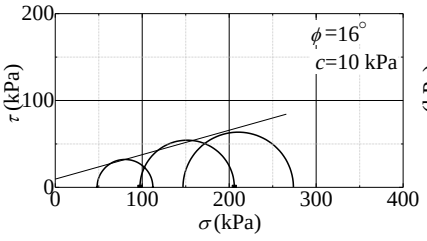


(b)有効応力経路

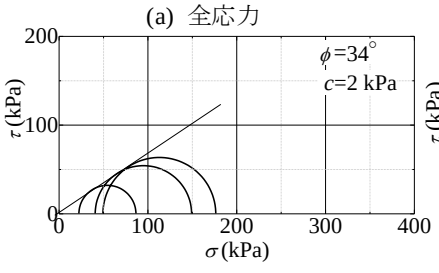


(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

図 12 $\overline{\mathrm{CU}}$ 試験結果（方法 B-i）

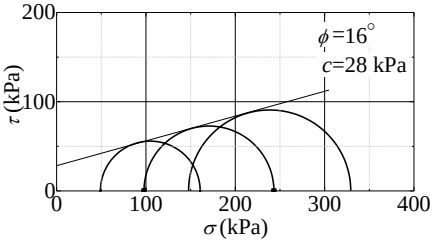


(a) 全応力

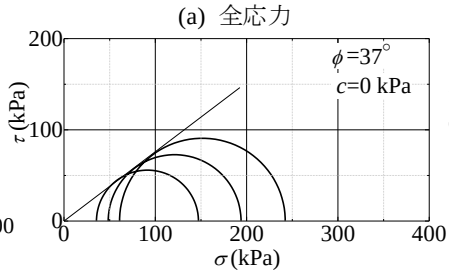


(b) 有効応力

図 13 モールの応力円（方法 A）

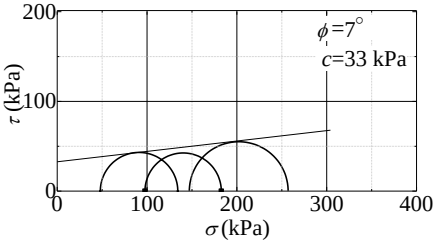


(a) 全応力

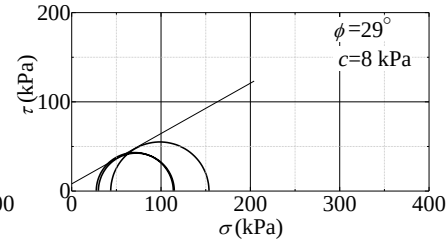


(b) 有効応力

図 14 モールの応力円（方法 B）



(a) 全応力



(b) 有効応力

図 15 モールの応力円（方法 B-i）

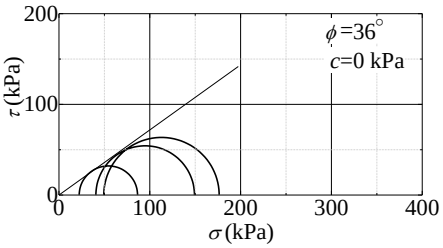


図 16 変相状態での評価（方法 A）

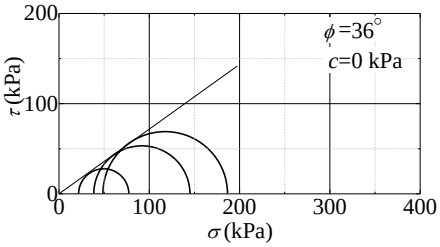


図 17 変相状態での評価（方法 B）

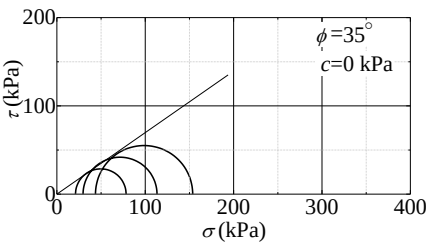


図 18 変相状態での評価（方法 B-i）

4. 変相状態での強度定数の評価

$\overline{\mathrm{CU}}$ 試験における変相状態で整理した結果も示す。変相状態とは，図10に示すように最大軸差応力を示すようなゆる詰め傾向の場合はその軸差応力が最大となる状態と考え，図11のように密詰め傾向の場合には過剰間隙水圧が最大となる状態と考える[2)]。図16～18に変相状態の有効応力で評価したモールの応力円と破壊規準を示す。また，この変相状態で評価する内部摩擦角をϕ_pと表記することとする。ゆる詰め傾向の方法Aの場合には，ϕ_pは試験基準に従い決定するϕ'より若干大きくなり，逆に密詰め傾向の方法Bの場合には，ϕ_pは試験基準に従い決定するϕ'より若干小さくなる。これは，図10と11との比較でも述べたとおり，方法AとBとでは，小ひずみレベルの変相状態までの試験結果がほとんど同じだったことを反映した結果である。現時点では，どちらの手法が実際の堤防を忠実に表しているのか不明瞭であることと，そもそも図11に示す方法Bにおける有効応力経路で現れている変相後の軸差応力の上昇は，完全非排水条件という半ば非現実的な条件下における正のダイレイタンシーの拘束によるものであり，実際のすべり破壊時では期待できないことなどから判断すれば，両者の差が生じる前の変相状態で強度定数を評価することも不確実性の高い強度定数を決定するのにあたり，有効な手段である。

5. まとめ

サンプリング方法 A と B のどちらが現地堤防を忠実に再現しているのかについては，まだ今後の研究を待たねばならないが，変相状態で土質定数を評価するのであれば，サンプリング方法による違いはそれほど大きなものではない。また，いずれの方法においても，サンプリングの場数を踏むに従って，乱れを少なくすることは可能であり，方法 A と B による供試体の試験結果は，今後より近づく余地は十分にある。ただし，方法 A と B にはそれぞれ長短があるため現場による使い分けが可能であるが，短時間でのサンプリングが必要であれば，現場でのハンドリングを考慮すると 2 重管サンプラーを用いる方法 B の方が有利であると考えている。

謝　辞：サンプリングに協力いただきました，近畿地方整備局の皆様，土木研究所の研究員の皆様，武田ジオリサーチの皆様に期して謝意を表します。

参　考　文　献

1) 小高猛司，崔瑛，李圭太，森涼香，兼松祐志：河川堤防の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響，河川技術論文集，第 18 巻，pp.339-344, 2012.
2) 小高猛司，崔瑛，小林芳樹，武楊，李圭太：河川堤防の安定性照査に用いる適切な強度定数の検討，第 59 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.145-150，2014.
3) 小高猛司，崔瑛，李圭太，兼松祐志，小林芳樹：三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼす影響，河川技術論文集，第 19 巻，pp.81-87, 2013.

剛構造樋門周辺堤防の劣化過程の検討

Investigation of the degradation process of the river embankment around rigidly supported sluiceway

崔　瑛[1]，小高猛司[2]，李圭太[3]，劉天明[4]

1　名城大学・社会基盤デザイン工学科・cuiying@meijo-u.ac.jp
2　名城大学・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
3　(株)建設技術研究所・lee@ctie.co.jp
4　名城大学・理工学研究科

概　　要

杭に剛支持された剛構造樋門では，基礎地盤の沈下によって生じた底版直下の空洞に端を発し，樋門の側方から上部にまでゆるみや空洞が拡大していくと考えられている。これらゆるみや空洞といった樋門周辺堤防地盤の劣化は，その分布や規模によっては堤防の安全性に重大な影響を及ぼすことになる。本論文では樋門を含む堤体の一部を再現した二次元および三次元の繰返し浸透条件下の模型実験を行い，浸透に伴う樋門周辺地盤の挙動について観察・検討を行った。その結果，樋門下部に空洞が存在する場合，卓越する下向きの浸透力によって樋門側壁の周辺地盤の土砂は下部空洞に流入し，これらの土砂はさらに樋門底版下部に発達する堤防横断方向にチャンネリングした水みちの早い流速によって川裏側に流出することで，樋門周辺堤防の劣化が徐々に進行して行くことが分かった。

キーワード：樋門，堤防，劣化，空洞，ゆるみ，模型実験

1. はじめに

樋門・水門などの堤防横断構造物の周辺の堤防内には，ゆるみ領域や場合によっては写真 1[1)]に示すような空洞の存在がしばしば確認されており，それらの分布や規模によっては堤防の安全性に重大な影響を及ぼすことになる。平成 10 年以降，樋門の設計は柔構造を基本[2)]としているが，今なお現存する樋門の多くは杭基礎を有する剛構造樋門である。図 1[3)]は剛構造樋門周辺の空洞およびゆるみ領域の発生・発達過程の模式図である。杭に剛支持された剛構造樋門では，基礎地盤の沈下に伴い底版直下に空洞等が生じ，その後，樋門の側方から上部にも空洞等が拡大していくと考えられる。河川堤防の横断構造物である樋門の周囲はただでさえ水みちが形成されやすいと考えられるが，周辺に空洞等が存在する場合には一層その傾向が強くなるため，空洞等の存在を事前に把握することが重要である。

写真1　樋門周辺地盤に発生した空洞[1)]

一方，図 1 のような空洞やゆるみ領域の発生・発達の過程はあくまで推測の範囲内であり，実験や数値解析では明確に示されているものではない。

そこで本研究では，二次元および三次元浸透模型実験装置を製作し，剛構造樋門の底版下部の空洞をトリガーとする周辺堤防の空洞やゆるみ領域の発生・発達のメカニズムについて詳細に検討した。具体的には，二次元模型実験によって，堤防内の水位が繰返し変動する浸透条件下において，樋門底版下の空洞に樋門側壁周辺の土砂が吸い出されることによる空洞やゆるみ領域の発生・発達について検討した。さらに，三次元模型実験によって，樋門側壁から底版下部空洞への土砂の流出，底版下部に形成される水みちのチャンネリング（連通），そしてその水みちに沿った堤防横断方向への土砂移動などの現象の観察を行った。

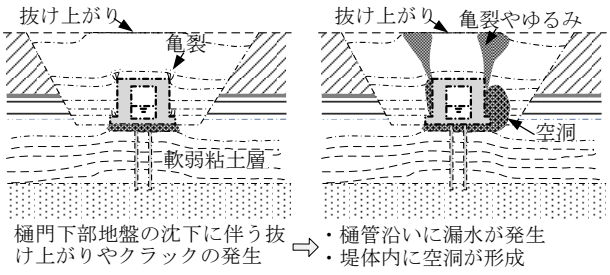


図1　空洞・ゆるみ領域の発生・発達（文献3)を加筆修正）

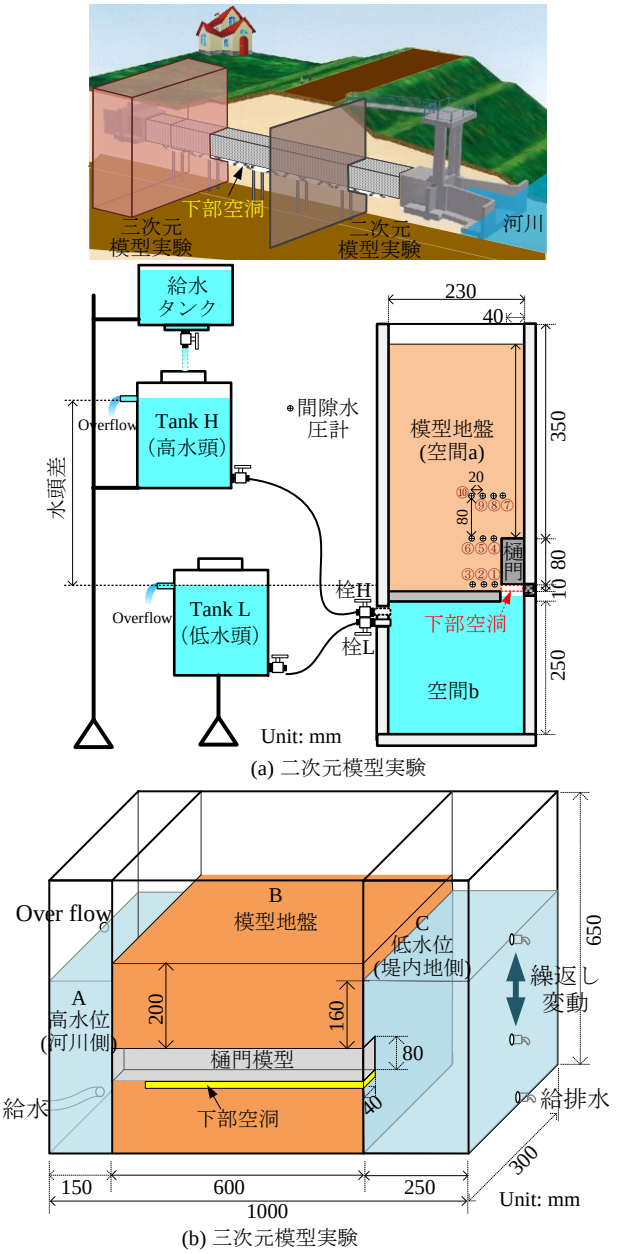


図 2　模型実験装置の概要

2.　模型実験の概要

図 2 に模型実験装置の概要を示す。二次元および三次元模型実験は，それぞれ堤防内の樋門周りの一部をモデル化したものである。なお，本実験では，圧密や地震などに起因する基礎地盤の沈下により，すでに剛構造樋門の底版下部に空洞が存在している状況を模擬している。

2.1　二次元繰返し浸透模型実験

樋門底版下部に空洞が存在し，かつその空洞が堤防横断方向に連通している場合には，洪水時における堤防内部への河川水の浸入は，樋門底版から側壁に沿って最も顕著に進行すると考えられる。また，実際の堤体内の樋門周辺地盤の空洞やゆるみ領域は，必ずしも一度の洪水で発生するだけではなく，長期にわたり，洪水時の高水位を繰り返して経験することによって大きく発達すると考えられる。そのため，本研究の二次元模型実験では，樋門下部から浸透水を周期的に流入ならびに排水させることによって，二次元繰返し浸透条件下での樋門周辺地盤の挙動を模擬し，詳細に観察した。

図 2(a)に二次元模型実験装置の概要を示す。本実験では模型地盤に作用する水頭を変化させるため，給排水装置 Tank_H, Tank_L と，Tank_H に給水するための給水タンクを用いた。Tank_L は平常時における低水位をモデル化したものであり，水頭は樋門底面と同じ高さに設定した。Tank_H は洪水時の河川水位上昇による高水位をモデル化したもので，その高さは変更できる。模型地盤に作用する水頭は，Tank_H, L と土槽本体を繋げる栓 H, L を開閉することによって繰返し変化させ，洪水時と平常時における水位の繰返し変動を模擬した。高水頭時に Tank_H より供給される水は，透明アクリル製の実験土槽の下部の栓 H より空間 b に流入した後，樋門の下部空洞を通って模型地盤に流入する。また，低水頭時には，排水は逆の経路を辿り栓 L から Tank_L に出される。その際，排水に伴い樋門周辺の土砂は下部空洞に吸い出されるが，その土砂は，本来は樋門底版下部で堤防横断方向に連通した水みちを通って堤体外に排出されると考えられる。二次元模型実験では，連通した水みちによる土砂排出を考慮する代わりに，空間 b を設けることによって，吸い出された土砂が遅滞なく底版下部から除去されることを模擬した。

模型地盤は，三河硅砂 6 号を使用し，含水比 4.0%に調整後，間隙比 1.06 となるように各層 20mm 厚ずつ慎重に締め固めた。また層間には観察用のカラーサンドを敷いた。模型地盤作製後，次の手順で繰返し浸透模型実験を行った。

I. Tank_H と実験土槽を繋ぐ栓 H を開き，所定の時間（Time_H）高水頭を保つ。この際，模型地盤に浸透し始めた時を実験開始時とする。
II. Time_H 経過後，栓 H を閉じると同時に，Tank_L と実験土槽を繋げている栓 L を開き，所定の時間（Time_L），低水頭を保つ。
III. 手順 I, II を繰返し行い，周辺地盤の挙動が変化を示さないと判断した段階で実験終了とする。

なお，すべての実験において，実験過程を通してビデオ撮影を行い，カラーサンドの歪み具合でゆるみ領域を判断する。さらに，図 2(a)に示す所定の位置に小型間隙水圧計（SSK 社 P306AVS-01，定格容量 9.81kPa，精度 0.2%R.O.）を，樋門下端と上端の横，樋門上部（樋門上端から 80mm）の計 10 箇所に設置し，1 秒間隔で給排水に伴う樋門周辺地盤に作用する間隙水圧の変化を計測した。

2.2　三次元繰返し浸透模型実験

三次元模型実験では，堤防横断面の一部を対象とし，洪水時に川表から川裏へ発生する浸透場を模擬して，樋門側壁および底版下部における土砂の挙動を観察した。

図 2(b)に三次元模型実験装置の概要を示す。三次元模型実験装置も透明アクリル板で作製され，通水孔を設けた仕切り板によって領域 A, B, C に分けられている。領域 A は

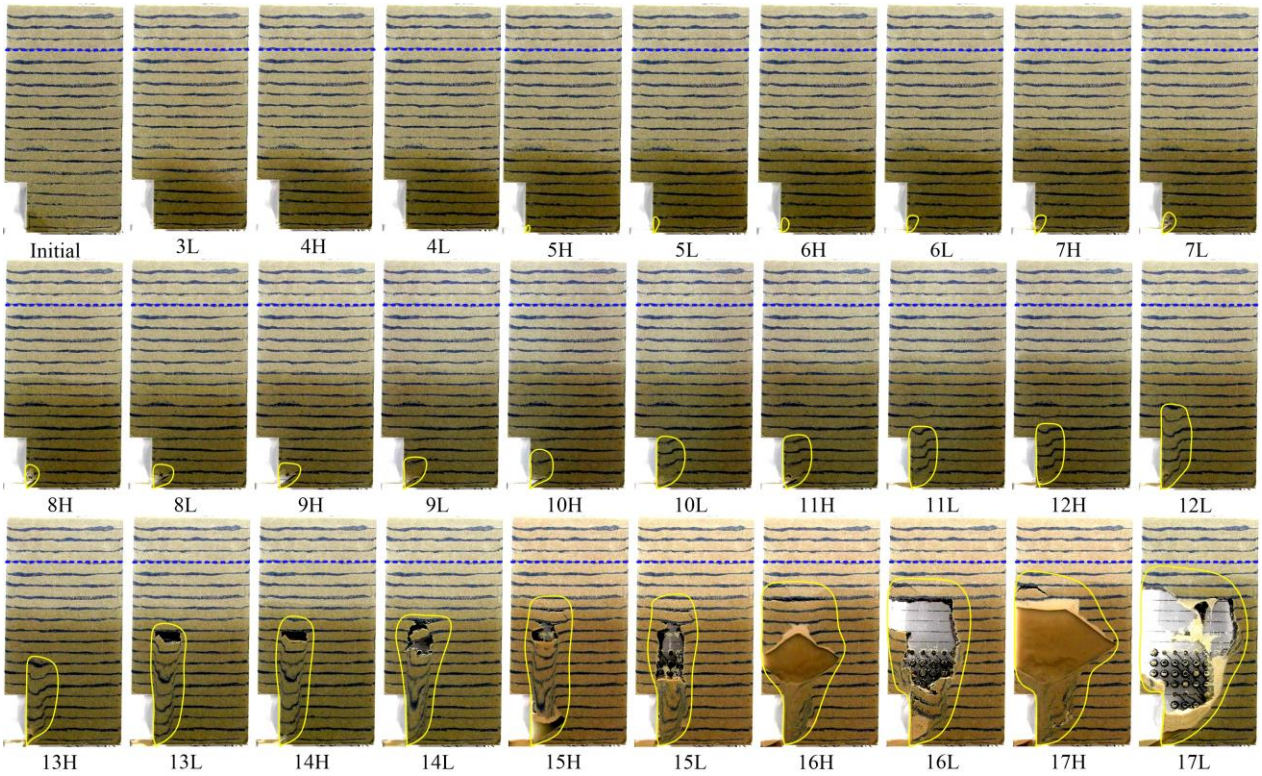


写真 2 ゆるみ領域および空洞の発生・発達過程

実堤防での河川側の高水位をモデル化するための水槽，領域 B は樋門を含む堤体の一部をモデル化するための土槽，領域 C は堤内地側の低水位をモデル化するための水槽である。水槽 A, C は様々な高さでオーバーフローさせることで，流入と流出側の水位を自由に変化させることができる。なお，水槽 C は下部空洞より流出される土砂の受け皿の役割も併せ持っている。剛支持樋門を模擬して実験装置に固定した樋門模型は，コの字型の半断面矩形筒状の透明アクリルであり，樋門内部から側部ならびに下部の土砂移動状況を観測することができる。

模型地盤は二次元模型実験と同じく，含水比を 4%に調整した三河珪砂 6 号を用いて，間隙比 1.06 になるように，一層 20mm ずつ締め固めて作製した。その際，下部空洞は空洞部分に予め厚さ 10mm のアクリル製のスペーサーを挿入した状態で模型地盤を作製し，実験開始前にスペーサーを外すことにより下部空洞を再現した。模型地盤作製後，次の手順で繰返し浸透模型実験を行った。

I. 高水位水槽 A, C の水位を樋門下端に維持し，12 時間以上飽和させる。（水頭差 0）
II. 水槽 A, C の水位を 160mm 上昇させ，水位を樋門下端から 160mm で 30 分間維持する。（水頭差 0）
III. 水槽 C の栓を開け，水位が樋門下端になるまで排水し，30 分間維持する。（水槽 A, C 水頭差 160mm）。
IV. 手順 II, III を 10 回繰返し行う。ただし，実験中に模型地盤で顕著な崩壊が見られた場合は，その段階で実験を終了する。

なお，すべての浸透過程において，実験装置の正面および樋門内部からビデオ撮影を行い，樋門周辺地盤および底面下部における土砂の挙動を観察した。

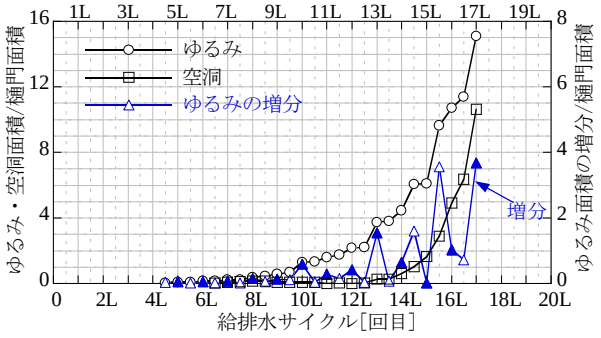


図 3 ゆるみ・空洞面積の経時変化（樋門面積により無次元化）

3. 二次元繰返し浸透模型実験結果

3.1 給排水に伴うゆるみ・空洞の発生発達過程

ここでは，水頭差 320mm，給排水時間をそれぞれ 30 秒に設定したケースを例に，給排水に伴う樋門周辺地盤におけるゆるみおよび空洞の発生・発達過程について説明する。写真 2 に，各給排水ステップにおける給排水直後の樋門周辺地盤の様子，図 3 にゆるみ領域および空洞の面積の推移を示す。ゆるみ領域（実線）および空洞の面積は，ビデオ撮影した写真から推定して読み取ったものから計算したものであり，いずれも樋門模型の断面積で無次元化している。なお，写真中の点線は高水頭の水位を示す。

写真より，排水 4 回目(4L)で空洞部と接している模型地盤から微量の土試料が流失し初め，その後給排水とともにゆるみ領域が徐々に大きくなり，排水 10 回目（10L）では樋門上端より高い領域までゆるみ領域が拡大した。またその後の給水 11 回目（11H）では，緩んだ樋門下部周辺の地

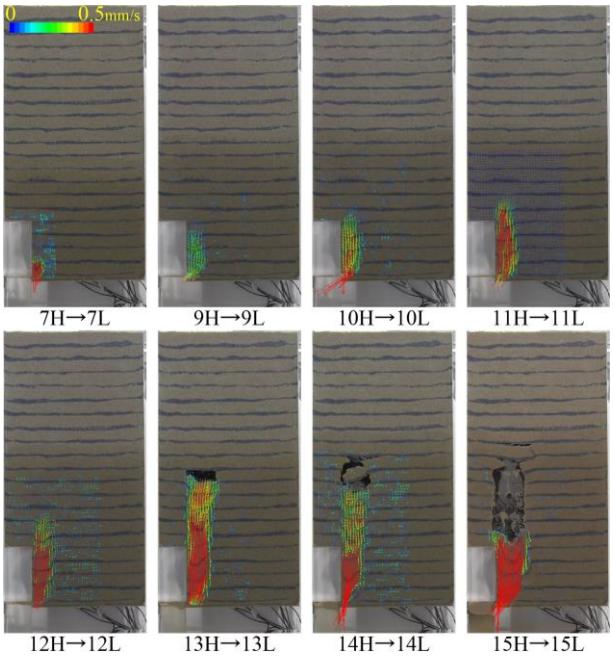


図 4　排水過程における典型的な変位速度ベクトル

盤が飽和に伴い強度を失ったため，下向きに落下し，空洞が拡大した。その後給排水に伴ってゆるみ領域は樋門上部方向に発展し，排水 13 回目（13L）では，樋門の上部地盤に顕著な空洞が確認できている。その後，給排水（H⇔L）を繰り返すことにより，空洞およびゆるみ領域は模型地盤の上部に拡大していく。排水 15 回目では樋門の斜め上の地盤領域に樋門とほぼ同じ面積の空洞が発生し，その後の 16 回目 の給水時には，空洞部分に水が侵入し，空洞が側方に拡大した。これは 13H と同じく，非常に緩んだ地盤が飽和することによって有効拘束圧を完全に失ったためであると考えられる。排水 16 回目（16L）では，空洞周辺地盤が一気に下部空洞に向かって移動し，樋門高さの 2 倍の領域まで空洞が広まった。これは，給水 16 回目に空洞部分に水が浸入することによって地盤内の水位が高くなり，排水時に大きい動水勾配が発生したためであると考えられる。17 回目の給排水後には，ほぼ高水位の高さまでゆるみ領域が発生し，排水 17 回目でゆるみ領域の約 7 割が空洞化している。なお，給水 16 回および 17 回目は，模型地盤内に発生した空洞に水が浸入しており，その水位より下の地盤は飽和したと考えられるが，これらの飽和領域で生成した空洞の下端部では，土砂が飽和することにより崩れ落ち，安息角に近い斜面が形成された。

樋門周辺地盤の挙動をさらに詳細に検討するため，撮影した画像に対して PIV 解析を行った。図 4 に，樋門周辺地盤で比較的顕著な変位が見られた 7，9～15 回目の排水過程における典型的な変位速度ベクトルを示す。例えば，「10H→10L」は，10 回目の排水過程中（30 秒）のある 2 秒間に発生した変位速度を示しており，同様な変位の積み重ねによって写真 2 に示す 10H から 10L の状況に変化することを意味する。図より，いずれの排水過程においても，排水に伴って樋門付近の土粒子は吸い込まれるように樋

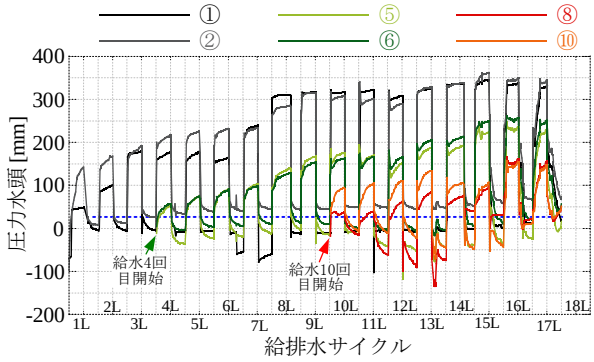


図 5　圧力水頭の経時変化

門下部空洞に向かって変位している。さらに，排水時における変位は主に樋門近傍の狭い領域で発生し，樋門直上領域でも大きい変状は見られていない。これは，不飽和状態にある樋門周辺地盤がアーチ効果を発揮することにより，ゆるみや空洞が遠方まで広まらなかったと考えられる。

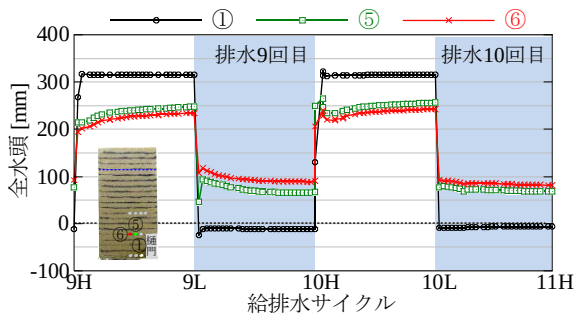
3.2　樋門周辺地盤の水頭の変動

上述の樋門周辺地盤の挙動をもたらす要因を検討するため，本実験では図 2 に示すように樋門周辺に間隙水圧計を設置し，水位の繰返し変動に伴う間隙水圧の変動を計測した。図 5 に，給排水に伴う圧力水頭の変化を示す。図に示す圧力水頭は，間隙水圧から水頭に換算したもの（U/γ_w：U は間隙水圧，γ_w は水の単位体積重量）である。

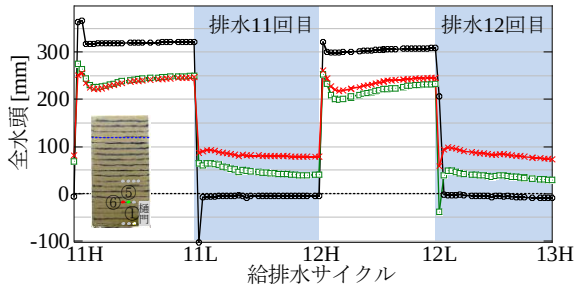
図より，樋門下端と同じ高さの計測箇所①②では，初回の給水直後から圧力水頭が急激に上昇し，その後給排水を繰り返すことによって圧力水頭が徐々に高くなり，給水 8 回目ではほぼ高水頭の 320mm になる。これは，写真 2 に示すように，排水 7 回目から給水 8 回目にかけて，下部空洞周辺に空洞が発生したため，給水時に間隙水圧計周辺地盤には高水頭（320mm）が直接作用することになったためであると考えられる。なお，樋門上端部と同じ高さの計測箇所⑤⑥では給水 4 回目から，樋門上部（樋門上端から 80mm）の計測箇所⑧⑩では給水 10 回目から間隙水圧の上昇が見られ，同時刻に間隙水圧計の計測位置まで飽和領域が広まったと考えられる。

それぞれの地盤領域に作用する浸透力を検討するため，各間隙水圧の計測位置における全水頭の経時変化を，図 6, 7 に示す。全水頭は，樋門下端を基準面とした位置水頭と，図 5 に示す圧力水頭の和である。

図 6 は，下部空洞から最も近い計測位置①，および樋門と同じ高さの計測位置⑤⑥における全水頭の経時変化を示す。図 6(a), (b)は，それぞれ樋門周辺地盤で比較的顕著な変位が見られた，給排水 8, 9 回目，給排水 10, 11 回目における計測値である。いずれの給排水過程においても，計測位置①では上述のように高低水頭を直接反映しているため，給排水変換直後に水頭も変化している。一方，下部空洞からある程度離れた計測位置⑤⑥では，給水過程では水位の上昇につれて全水頭が徐々に増加し，排水過程では水位の下降に伴って徐々に減少するが，いずれの過程でも

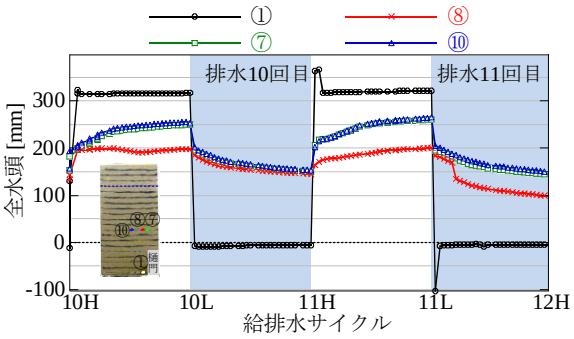


(a) 給排水 9, 10 回目

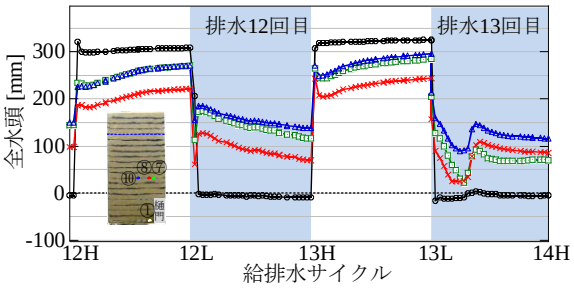


(b) 給排水 11, 12 回目

図 6　計測位置①⑤⑥における全水頭の経時変化



(a) 給排水 10, 11 回目



(b) 給排水 12, 13 回目

図 7　計測位置①⑦⑧⑩における全水頭の経時変化

約 20 秒で頭打ちになっている。下部空洞直近の計測位置①における全水頭と比べると，給水過程では，計測位置⑤⑥のほうが小さく，排水過程においては，⑤⑥に作用する全水頭が大きい。すなわち，給水過程においては，下部空洞から上部地盤に向かって透水力が作用し，その大きさが水中における土粒子の重量を上回った場合には，地盤が上向きに押し上げられるような挙動を示すと考えられる。一方，排水過程においては樋門上部・側方地盤から空洞に向かって透水力が作用し，さらに重力が加わることによって周辺地盤は空洞に向かって変位すると考えられる。

樋門上端部と同じ高さの計測位置⑤⑥における全水頭を比較すると，給水時においては常にほぼ同じ値を示しているが，これは給水時には下部空洞から侵入してきた水が樋門近傍地盤領域ではほぼ同速度で上向きに浸透していくためであると考えられる。一方，排水時においては，樋門に近い⑤に作用する全水頭がより遠方の⑥に比べて小さい値を示す。すなわち，水平方向においては，排水時に周辺地盤から樋門に向かって浸透力が発生すると考えられ，排水時に樋門周辺地盤には下部空洞へ向かう斜め下の浸透力が作用すると考えられる。

図 7 は，下部空洞から最も近い計測位置①，および樋門上端から 80mm の高さにある計測位置⑦⑧⑩における，全水頭の経時変化を示す。図 7(a), (b)はそれぞれ，樋門上部地盤で比較的顕著な変位が見られた，給排水 10，11 回目，給排水 12, 13 回目過程での値である。図より，樋門上部地盤に設置した⑦⑧⑩における全水頭は，計測位置が吸水口である下部空洞からの距離が遠いことを反映して，給排水過程において水頭が変化し続けている。空洞近くの①と比較すると，樋門上部地盤に作用する全水頭は，給水過程においては常に①より小さく，上向きの浸透力が発生すると考えられる。排水過程では，全水頭が常に①より大きく，下向きの浸透力が発生する。

一方，同じ高さに位置する⑦⑧⑩を比較すると，樋門模型左端から 20mm 離れた⑧に最も小さい水頭が作用し，その他の樋門左端直上の⑦と，樋門から最も離れた⑩に発生する水頭はほぼ同じ値を示す。すなわち，排水過程において，樋門上部領域では，計測位置⑦⑩から⑧に向う透水力が作用していることになる。

3.3　樋門横断方向における周辺地盤の力学挙動

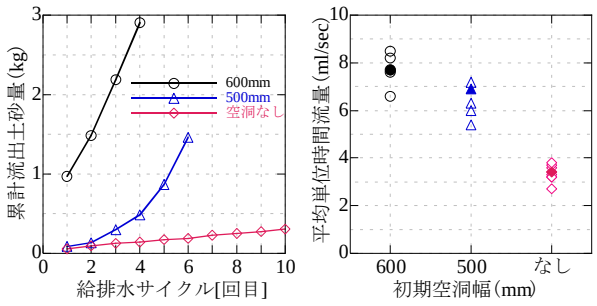
以上の実験結果により，空洞・ゆるみ領域は水位の繰返し変動によって次のように発生・進展していくとまとめられる。給水時，地盤内に水が浸透するとともに空洞周辺が飽和状態となる。飽和した空洞周囲の土は，サクションの消失により不安定になり，一部の土粒子が水中に落下し，空洞が拡大される。さらに，上向きの動水勾配が大きくなった場合は，樋門周辺地盤が上向きに押上げられる現象も見られている。排水時は，水位低下に伴って下向きに作用する浸透力により，土粒子が下部空洞に向かって下方に移動し下部空洞から排出される。また，空洞がある程度進展すると，空洞上部の地盤が不安定となり，ひび割れの発生や，徐々に崩落するなどの現象がみられる。樋門周辺地盤に樋門の断面積の数倍程度のゆるみおよび空洞が発生したにも拘わらず，地表面からは変状が確認できていない。また，樋門側方領域が崩れ落ちた土砂で埋もれ，樋門上部地盤には大きい空洞が発生している場合でも，樋門側方地盤では空洞が見られない。すなわち，地表面変状の目視点検，もしくは樋門内部からの空洞検査のみでは，地中のゆるみ・空洞を適切に評価できていない可能性がある。

写真 3　繰返し浸透に伴う樋門周辺地盤の挙動（500mm）

4.　三次元繰返し浸透模型実験結果

ここでは，土被り 200mm 初期空洞長 500mm ケースを例に，繰返し浸透に伴う樋門側面および樋門底版下部領域における地盤の挙動について検討する。写真 3 に，代表的な実験中の様子を示す。写真より，排水一回目では，実験開始後 2 分後に土砂の流出が見られ，10 分後には樋門領域で蛇行した水みちが確認できる。水みちと樋門側面地盤の接続部分（図中矢印で示した位置）の側方地盤では，カラーサンドが沈み込む現象が見られ，下部空洞に吸込まれた土砂は，水みちに沿って領域 C に流出することが分かった。その後，約 20 分までは，水みちが形状を変化させながら土砂を運び出し続けるが，その後はほとんど変化が見られない。排水 2 回目にもほぼ同じ現象が見られるが，30 分後にはかなり幅の広い水みちが形成されている。排水 3 回目では，樋門下部ではすべての水みちが一気に繋がり，土砂が急激に動き出す現象が確認できた。樋門側面では全領域に渡ってカラーサンドが大きく沈み込み，樋門側部から大量の土砂が流出していると考えられる。その後の浸透サイクルにおいても，3 回目と同じく，土砂が下部空洞に吸出された後，下部空洞から急速に流出している。

さらに，本実験では，排水側である領域 C に網の受け皿を設置し，浸透サイクル毎の空洞からの土砂の流出量を計測した。図 8(a)に，初期空洞幅が異なる各ケースにおける累計流出土砂量を示す。図 8(b)には，各浸透サイクルの排水時に計測した単位時間内の平均流量を示している。中空のものはサイクル毎の計測結果であり，密実なものは



(a) 流出土砂量　　(b)平均単位時間流量

図 8　初期空洞幅が流出土砂・流量に及ぼす影響

平均値を示している。図より，多少のバラツキはあるものの，概ね初期空洞の幅が長いほど流速が早い傾向を示している。初期空洞長 500mm のケースでは，給排水サイクル 3 回目から流出土砂が急激に増加するが，これは写真 3 の説明で述べたように，3 回目以後水みちが連通することで激しい土砂の流れが発生したことを反映したものである。初期空洞長 600mm のケースでは，給排水サイクル 1 回目から，大量の土砂が流出し続けており，初期空洞幅が広いほどゆるみ・空洞の発達が早い結果が見られた。初期空洞を設けていないケースでは，他ケースに比べて土砂の流出量は極端に少ないものの，繰返し浸透力の作用により，徐々に土砂が流出する。これは，樋門下部に初期空洞が存在しない場合でも，繰返し浸透力の作用によって樋門と周辺地盤の境界から土砂が流出し，樋門周辺堤防土が劣化することを示している。

5.　まとめ

本研究では，樋門底部への樋門側部土砂の吸い出しに加え，樋門底版直下に形成される水みちの発達やそれに伴う土砂流失についての観察，考察を行った。その結果，樋門横断方向では，地盤内の浸透流もしくは水位の変動により土砂が下方向に変位して，空洞に流入し，この土粒子はまた堤防横断方向にチャンネリングした水みちの早い流速によって川裏側に排出されることで，樋門周辺地盤の劣化が進行して行くことが分かった。今後は，樋門と周辺地盤の境界における土砂の挙動に着目し，水みちの発生から連通までのメカニズムについても検討を進めていく必要がある。さらに，模型地盤の材料特性および土被り，水頭差，流速等による影響についても検討して行く予定である。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 15K18116 と国土交通省 H24 年度河川砂防技術研究開発の助成を受けたものであり，記して謝意を表する。

参　考　文　献

1)　国土交通省東北地方整備局：台風15号概要及び樋管周辺の変状，第4回北上川等堤防復旧技術検討会 資料，2011.
2)　（財）国土技術研究センター編：柔構造樋門設計の手引き，山海堂，1998.
3)　中島秀雄：図説 河川堤防，技報堂，pp.206-210, 2003.

特別講演　その２

（１４：３５～１５：３５）

「河川堤防の調査と対策」

森　啓年　氏

（国土交通省 国土技術政策総合研究所

河川研究部 河川研究室）