# 液状化地盤における飽和度確認手法に関する実験的研究 -不飽和化液状化対策模型地盤を用いた模型振動台実験-

**Experimental Studies on Quality Evaluation Method of Saturation Degree** - Shake table tests using model grounds by liquefaction countermeasure by desaturation -



技術研究所研究資料 第四二〇号 液状化地盤における飽和度確認手法に関す る 実験的研究

防災

National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience Tennodai 3-1, Tsukuba, Ibaraki, 305-0006 Japan

第420号

# 防災科学技術研究所研究資料

Technical Note of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience: No.420

# 防災科学技術研究所

## 防災科学技術研究所研究資料

第 352 号	平成18年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ木造建物実験-震動台活用による構造物の耐震性向上研究-
	(付録 CD-ROM)120pp. 2011 年 1 月発行
第 353 号	地形・地盤分類および常時微動のH/Vスペクトル比を用いた地震動のスペクトル増幅率の推定 242pp.
	2011 年 1 月発行
第 354 号	地震動予測地図作成ツールの開発(付録 DVD) 155pp. 2011 年 5 月発行
第 355 号	ARTS により計測した浅間山の火口内温度分布(2007 年 4 月から 2010 年 3 月) 28pp. 2011 年 1 月発行
第 356 号	長岡における積雪観測資料(32)(2009/10 冬期) 29pp. 2011 年 2 月発行
第 357 号	浅間山鬼押出火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 DVD) 32pp. 2011 年 2 月発行
第 358 号	強震ネットワーク 強震データ Vol. 29(平成 22 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
第 359 号	強震ネットワーク 強震データ Vol. 30(平成 22 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
第 360 号	K-NET・KiK-net 強震データ(1996 – 2010) (DVD 版 6 枚組). 2011 年 3 月発行
第 361 号	統合化地下構造データベースの構築 <地下構造データベース構築ワーキンググループ報告書> 平成 23 年 3 月
	238pp. 2011 年 3 月発行
第 362 号	地すべり地形分布図 第 49 集「旭川」 16 葉 (5 万分の 1). 2011 年 11 月発行
第 363 号	長岡における積雪観測資料(33)(2010/11 冬期) 29pp. 2012 年 2 月発行
第 364 号	新庄における気象と降積雪の観測(2010/11 年冬期) 45pp. 2012 年 2 月発行
第 365 号	地すべり地形分布図 第 50 集「名寄」 16 葉 (5 万分の 1).2012 年 3 月発行
第 366 号	浅間山高峰火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 CD-ROM) 30pp. 2012 年 2 月発行
第 367 号	防災科学技術研究所による関東・東海地域における水圧破砕井の孔井検層データ 29pp. 2012 年 3 月発行
第 368 号	台風災害被害データの比較について(1951 年~ 2008 年,都道府県別資料)(付録 CD-ROM)19pp. 2012 年 5 月発行
第 369 号	E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-5 橋脚)震動破壊実験研究報告書 - 実在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐
	震性に関する震動台実験及びその解析 - (付録 DVD) 64pp. 2012 年 10 月発行
第 370 号	強震動評価のための千葉県・茨城県における浅部・深部地盤統合モデルの検討(付録 CD-ROM) 410pp. 2013 年
	3月発行
第 371 号	野島断層における深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果(平林・岩屋・甲山)(付録 CD-ROM) 27pp. 2012 年
	12 月発行
第 372 号	長岡における積雪観測資料 (34) (2011/12 冬期 ) 31pp. 2012 年 11 月発行
第 373 号	阿蘇山一の宮および白水火山観測井コア試料の岩相記載(付録 CD-ROM) 48pp. 2013 年 2 月発行
第 374 号	霧島山万膳および夷守台火山観測井コア試料の岩相記載(付録 CD-ROM) 50pp. 2013 年 3 月発行
第 375 号	新庄における気象と降積雪の観測(2011/12 年冬期) 49pp. 2013 年 2 月発行
第 376 号	地すべり地形分布図 第 51 集「天塩・枝幸・稚内」 20 葉 (5 万分の 1).2013 年 3 月発行
第 377 号	地すべり地形分布図 第 52 集「北見・紋別」 25 葉 (5 万分の 1).2013 年 3 月発行
第 378 号	地すべり地形分布図 第 53 集「帯広」 16 葉(5 万分の 1).2013 年 3 月発行
第 379 号	東日本大震災を踏まえた地震ハザード評価の改良に向けた検討 349pp. 2012 年 12 月発行
第 380 号	日本の火山ハザードマップ集 第2版(付録 DVD) 186pp. 2013 年 7 月発行
第 381 号	長岡における積雪観測資料 (35) (2012/13 冬期) 30pp. 2013 年 11 月発行
第 382 号	地すべり地形分布図 第 54 集「浦河・広尾」 18 葉 (5 万分の 1).2014 年 2 月発行
第 383 号	地すべり地形分布図 第 55 集「斜里・知床岬」 23 葉 (5 万分の 1). 2014 年 2 月発行
第 384 号	地すべり地形分布図 第 56 集「釧路・根室」 16 葉 (5 万分の 1).2014 年 2 月発行
第 385 号	東京都市圏における水害統計データの整備(付録 DVD) 6pp. 2014 年 2 月発行
第 386 号	The AITCC User Guide – An Automatic Algorithm for the Identification and Tracking of Convective Cells– 33pp.
	2014 年 3 月発行
第 387 号	新庄における気象と降積雪の観測(2012/13 年冬期) 47pp. 2014 年 2 月発行
第 388 号	地すべり地形分布図 第 57 集 「沖縄県域諸島」 25 葉 (5 万分の 1).2014 年 3 月発行
第 389 号	長岡における積雪観測資料 (36) (2013/14 冬期) 22pp. 2014 年 12 月発行
第 390 号	新庄における気象と降積雪の観測(2013/14 年冬期) 47pp. 2015 年 2 月発行
第 391 号	大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のためのE-ディフェンス加振実験 報告書 -大規模空間吊り天
-	井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験- 193pp. 2015 年 2 月発行
第 392 号	地すべり地形分布図 第 58 集 「鹿児島県域諸島」 27 葉 (5 万分の 1). 2015 年 3 月発行

■ 表紙写真・・・(a) 現場におけるマイクロバブル水注入の様子 (b) マイクロバブル水の拡大写真 (c) 大型耐震実験施設における土槽 Bの様子(手前がマイクロバブルによる不飽和模型地盤) (d) 大型耐震実験施設における加振実験の様子(向かって左が土槽 A, 右が土槽 B)

# 第394号 地すべり地形分布図第60集「関東中央部」15葉(5万分の1).2015年3月発行 第395号 水害統計全国版データベースの整備.発行予定 第 398 号 長岡における積雪観測資料 (37) (2014/15 冬期) 29pp. 2015 年 11 月発行 第 399 号 東日本大震災を踏まえた地震動ハザード評価の改良(付録 DVD) 253pp. 2015 年 12 月発行 第 401 号 全国自治体の防災情報システム整備状況 47pp. 2015 年 12 月発行 第402号 新庄における気象と降積雪の観測(2014/15 年冬期) 47pp. 2016 年 2 月発行 第 403 号 地上写真による鳥海山南東斜面の雪渓の長期変動観測(1979~2015 年) 52pp. 2016 年 2 月発行 2016年3月発行 第405号 土砂災害予測に関する研究集会-現状の課題と新技術-プロシーディング 220pp. 2016年3月発行 第406号 津波ハザード情報の利活用報告書 132pp. 2016年8月発行 120pp. 2016年10月発行 第408号 新庄における気象と降積雪の観測(2015/16年冬期) 39pp. 2017年2月発行 第409号 長岡における積雪観測資料 (38) (2015/16 冬期) 28pp. 2017 年 2 月発行 第 411 号 土砂災害予測に関する研究集会-熊本地震とその周辺-プロシーディング 231pp. 2017 年 3 月発行 変動抽出- 107pp. 2017 年 9 月発行 ベースの構築- 154pp. 2017 年9月発行 第414号 2017年度全国市区町村への防災アンケート結果概要 69pp. 2017年12月発行 第415号 全国を対象とした地震リスク評価手法の検討 450pp. 2018年3月発行予定 第416号 メキシコ中部地震調査速報 28pp. 2018年1月発行 第417号 長岡における積雪観測資料(39)(2016/17 冬期) 29pp. 2018 年 2 月発行 第 418 号 土砂災害予測に関する研究集会 2017 年度プロシーディング 149pp. 2018 年 3 月発行 第 419 号 九州北部豪雨における情報支援活動に関するインタビュー調査 90pp. 2018 年 7 月発行

- 編集委	員会 -	防災
(委員長)	淺野 陽一	
(委 員) 三輪 学央 河合 伸一 中村いずみ	下瀬 健一 平島 寛行 市橋 歩	編発
(事務局) 臼田裕一郎 池田 千春 (編集・校正)	前田佐知子 樋山 信子	印

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience 2018

※防災科学技術研究所の刊行物については、ホームページ(http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/)をご覧下さい.

## 防災科学技術研究所研究資料

第 393 号 地すべり地形分布図 第 59 集「伊豆諸島および小笠原諸島」10 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行 第 396 号 2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震)における災害情報の利活用に関するヒアリング調査 58pp. 2015 年 7 月発行 第 397 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における建物被害に関する情報収集調査速報 16pp. 2015 年 9 月発行 第 400 号 日本海溝に発生する地震による確率論的津波ハザード評価の手法の検討(付録 DVD) 216pp. 2015 年 12 月発行 第404号 2015年4月ネパール地震(Gorkha地震)における地震の概要と建物被害に関する情報収集調査報告 54pp. 第 407 号 2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震)における災害情報の利活用に関するインタビュー調査 – 改訂版 – 第410号 ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究 - 改修されたため池堤体の耐震性能検証- 87pp. 2017年2月発行 第412号 衛星画像解析による熊本地震被災地域の斜面・地盤変動調査 -多時期ペアの差分干渉 SAR 解析による地震後の 第413号 熊本地震被災地域における地形・地盤情報の整備 - 航空レーザ計測と地上観測調査に基づいた防災情報データ

#### 炎科学技術研究所研究資料 第 420 号

平成 30 年 8 月 31 日 発行

集兼 国立研究開発法人 行者防災科学技術研究所 〒 305-0006 茨城県つくば市天王台3-1 電話 (029)863-7635 http://www.bosai.go.jp/

刷所松枝印刷株式会社 茨城県常総市水海道天満町2438

# 液状化地盤における飽和度確認手法に関する実験的研究 - 不飽和化液状化対策模型地盤を用いた模型振動台実験-

中澤博志<sup>\*1</sup>・永尾浩一<sup>\*2</sup>・濱本昌一郎<sup>\*3</sup>・前田幸男<sup>\*2</sup>・須佐見彩加<sup>\*2</sup> 神宮司元治<sup>\*4</sup>・田端憲太郎<sup>\*1</sup>

# Experimental Studies on Quality Evaluation Method of Saturation Degree – Shake table tests using model grounds by liquefaction countermeasure by desaturation –

Hiroshi NAKAZAWA<sup>\*1</sup>, Koichi NAGAO<sup>\*2</sup>, Shoichiro HAMAMOTO<sup>\*3</sup>, Sachio MAEDA<sup>\*2</sup>, Ayaka SUSAMI<sup>\*3</sup>, Motoharu JINGUUJI<sup>\*4</sup>, and Kentaro TABATA<sup>\*1</sup>

> \*1 Department of Disaster Mitigation Research, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Japan nakazawa@bosai.go.jp, tabata@bosai.go.jp \*2 Sato Kogyo Co., Ltd., Japan nagao@satokogyo.co.jp, s.maeda@satokogyo.co.jp, a.susami@satokogyo.co.jp \*3 The University of Tokyo, Japan shoichi@soil.en.a.u-tokyo.ac.jp \*4 National Institute of Advanced Industrial Science and Technology, Japan m.jinguuji@aist.go.jp

#### Abstract

Since a construction method of liquefaction countermeasures by desaturation with micro-air bubbles is inexpensive and simple, it has been examined after the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake and its workability and effectiveness have been demonstrated. With respect to air bubbles, construction methods with fine bubbles have been recently concerned in order to purify contaminated soil in situ because their surface is negatively charged and heavy metal ions are captured due to electric-charge interaction induced by circulation of mixture of fine bubbles and water. In one of the studies, authors conducted laboratory tests including elastic-wave measurements and cyclic undrained triaxial tests on two types of sandy soil with micro-air and fine bubbles. In the other study, authors performed a shake-table test of saturated ground and unsaturated grounds with micro-air and fine bubbles prepared in a soil container. In the shake-table test, dynamic cone penetration tests were carried out before and after shaking to obtain pore water pressure change induced by cone penetration in the model grounds. Throughout these test results, it was shown that possibility to establish quality evaluation procedure for a desaturation construction method as liquefaction countermeasures by estimating saturation condition in situ.

Key words: Liquefaction, Liquefaction countermeasure, Micro-air bubble, Elastic wave, Shake table test

<sup>\*1</sup>国立研究開発法人 防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門

<sup>\*2</sup> 佐藤工業株式会社

<sup>\*3</sup> 東京大学

<sup>\*4</sup> 產業総合技術研究所

#### 1. 研究概要

本研究は,平成27年度に実施した,佐藤工業株 式会社,産業技術総合研究所および佐藤工業株式会 社との共同研究である「原位置飽和度確認手法構築 のための模型地盤による振動台実験」および「気泡の 違いによる不飽和地盤の浸透特性および液状化特性 に関する研究」をとりまとめ,報告するものである. 本報告では,昨今,技術開発が精力的に行われてき た不飽和化液状化対策工法の品質管理等を視野に入 れ,一連の不飽和砂質土の液状化特性と原位置飽和 度把握のための実験検討の結果を示し,評価手法の 可能性を示している.次節に研究概要を示す.

#### 1.1 研究の背景

通常、地盤の液状化の発生は、地下水面以下の砂 質土が完全に飽和していることを前提としている. しかし、実際には、原位置の飽和度を直接確認する 技術や確認した事例がないことから、地下水面以下 の地層が必ずしも完全飽和状態であるとは限らな い. また, 近年, 耐震設計で扱う地震動レベルが非 常に大きくなってきているため、地盤の飽和条件に よらず,液状化の検討を要するケースが生じてきて いるのが現状である.また、2011年東北地方太平洋 沖地震では, 浦安市をはじめ, 東京湾北部沿岸部埋 立地において大規模な液状化被害が生じた<sup>1)</sup>. 宅地 地盤においての甚大な被害であったことから、この 震災以降、宅地地盤を対象とした安価な液状化対策 工法の開発が精力的に行われてきた. その1つに, 液状化層の不飽和化による対策,所謂,不飽和化液 状化対策工法の提案が積極的に行われており、その 施工性の確認や効果が実証されつつある<sup>2)</sup>.一方, 定量的な対策効果の評価のためには、飽和度と液状 化の関係および対策を行う液状化層内の原位置にお ける飽和度の評価手法の一体化した整備が必要であ ると考えられる.

#### 1.2 研究の目的

近年,マイクロバブルが様々な分野で使用されている.例えば,排水処理分野,美容,洗浄および養殖等であり,通常の泡に比べて体積が小さく泡にかかる浮力も小さいため,浮上速度が極めて遅く水中に滞在している時間が長いこと,大きい泡に比べて液体に溶けやすいこと等の特徴を有する.筆者らは, 実際に液状化対策として用いられている直径 φ10 ~ 100 μm の気泡径であるマイクロバブル(以下, MB) および  $\phi$ 10 nm ~ 10  $\mu$ m の微細な気泡であるナノバ ブル (以下, NB)を用いた検討を行い,現場におけ る確認調査,要素試験による不飽和土の液状化特性 の把握および模型実験を行い,原位置における飽和 度の評価手法の構築を試みた.

MB については、対策工法としては実用段階にあ ると考えられるため, 飽和度の評価手法は非常に重 要である.一方、昨今、汚染土壌を現位置で浄化す るために、NBを用いた工法が注目されている.NB は,水中での浮力が小さく,表面が負に帯電してい る特性を持つ.実際の土壌浄化の際には、水にファ インバブルを混入させたファインバブル水を地中で 循環させ、電荷的相互作用により重金属イオンを捕 捉して揚水させる原理を用いている.NBによる土 壌浄化特性に関する研究は、持続性、物質移動特性 は盛んに行われているのが現状であり、MB よりも 地中の拡散能力が優れているものと推察される.本 研究では、MBとNBによる工法の目的は違うもの の,水に気泡を混入させ地下水と置換する原理は同 ーとみなすことが出来るため、MBよりも広範囲の 対策が可能な NB による液状化対策効果を明らかに することも目的の1つとして各種実験を実施した.

#### 1.3 研究の内容

本研究の目的を達成するため,既往の現場実験の 整理,室内要素試験,および模型振動台実験を順次 実施した.

既往の現場実験の整理では、浦安市における検 証実験<sup>3)</sup>における知見をまとめた.室内要素試験で は、乾燥状態の飯豊珪砂を空中落下法により相対密 度  $D_r = 60\%$  に調整した供試体を用い、飽和度  $S_r =$ 100% かつ間隙水圧係数 B 値が 0.95 以上の完全飽和 状態、一方、MB および NB による不飽和状態の条 件を作り出し、飽和度  $S_r$  あるいは B 値、弾性波速 度  $V_p$  および  $V_s$  および液状化強度  $R_l$  の関係といった 基本的性質を明らかにした.

最終的には,不飽和化の効果検証と対策効果確認 手法の検討を模型振動台実験により行ったが,これ に先立ち,小型模型による予備検討も実施したので あわせて報告する.

小型模型実験では、ピエゾドライブコーン<sup>4)</sup>と同 様な原理である、コーン貫入試験における先端コー ンに間隙水圧計を内蔵した装置を用い、飽和・不飽 和地盤のコーン打撃時の間隙水圧応答を確認した. また、模型振動台実験は、2 種類の模型地盤によ り行われた.1つは、異なる条件の模型地盤での地 震時挙動を把握するため、模型地盤は土槽(L3 m × W1 m × H1 m 程度)を2 断面となるように間仕切り し、飯豊珪砂を乾燥状態で D<sub>r</sub> = 60% に調整して作 製された.2 断面の S<sub>r</sub>はそれぞれ 100%, 80% 程度 になるように、水道水と MB 水を注入した.この模 型地盤では、振動台実験の加振前後において、地盤 の品質管理のため、飽和度の確認、弾性波速度測定、 土壌水分計 TDR (Time Domain Reflectometry) 土壌水 分計による飽和度のチェックを行うとともに、効果 確認調査手法の検討として、軽量小型動的コーン貫 入試験による地盤調査を実施した.

もう1つの模型実験では、土槽 (L3 m×W1.0 m × H0.6 m)を3 断面となるように間仕切りし、飯 豊珪砂を乾燥状態で相対密度 60% に調整して作製 した.3 断面の模型地盤は、室内試験同様それぞれ 飽和度 100% の完全飽和地盤、MB および NB によ る不飽和地盤とし、それぞれの加振時挙動の比較 を行った.上述の2種類の模型振動台実験は、S<sub>r</sub>= 100% の模型地盤を液状化させるために十分なレベ ル入力動 (最大加速度 300 Gal の正弦波)を加振条件 として実施した.加振時の計測項目は、模型地盤の 間隙水圧、加速度および沈下量とし、いずれも、加 振時の液状化対策効果を判断するため、振動台実験 の加振前後において弾性波速度測定を行った.

#### 2. 既往の研究

#### 2.1 原位置飽和度の評価

一般に、地下水面以下の地層は一様に完全飽和している前提で調査および試験が行われている.しかし、地下水面以下の地層を対象に、飽和状態を直接的に調査した事例や研究事例が少ないのが現状である.しかし、狐崎<sup>5)</sup>や兼間<sup>6)</sup>によると、液状化が懸念される地盤内の地下水面付近に気泡が存在することで、P波速度が低くなることが指摘されている.また、Ishihara et al.<sup>7)</sup>は幾つかのサイトの弾性波速度検層結果をまとめ、図1に示すように、地下水位以下で地下水位から5m以内の範囲の地層では、比較的小さいP波速度が測定されることが多く、不完全飽和層になっていることを指摘している.これらの研究事例から、地盤の状態は、地下水位よりも上位で間隙の空気が卓越している"エアチャンネル状



Vp:P波速度 Vs:S波速度 Vw:水の伝播速度

図1 原位置飽和度分布の概念





態",地下水位近傍における"不完全飽和状態",地 下水位深部に向かって"完全飽和状態"の3種類に大 きく分類され,本研究で対象とした不飽和化液状化 対策は,不完全飽和状態に相当する.なお,完全飽 和の非排水条件では,間隙が非圧縮性の水で満たさ れ体積弾性係数は非常に大きいことから,体積変化 を生じながら伝搬するP波速度は1,500 m/s 以上を 示す場合が多く,一方,少しでも気泡が混入し体積 弾性係数が低下すると,P波速度が低下していくこ ととなる.

#### 2.2 不飽和砂の液状化強度

不飽和砂質土の液状化強度に関する研究は古く, Rocker<sup>8)</sup>や Chaney<sup>9)</sup>をはじめとする幾つかの研究が 海外で行われ、いずれも供試体の飽和状況を表す指 標として,飽和度 *S<sub>r</sub>*や間隙水圧係数 *B*値が指標として用いられた.国内では,Yoshimi *et al.*<sup>10)</sup>により, *D<sub>r</sub>*= 60% の豊浦砂における供試体の *S<sub>r</sub>*が 100% から 70% まで低下する時, *R<sub>l</sub>*が約 3 倍に増加することや, 不飽和砂では密な飽和砂の挙動に類似することを示 した.中澤ら<sup>11)</sup>は,不飽和砂において P 波速度 *V<sub>p</sub>* が著しく低下する性質を踏まえ,*V<sub>p</sub>*,*B*値および液 状化強度 *R<sub>l</sub>*の相関を要素試験により検討している. 最終的に S 波速度 *V<sub>s</sub>*を用いた弾性波速度比 *V<sub>p</sub>/V<sub>s</sub>*を 指標とし,**図2**に示すように,完全飽和時の液状化 強度 *R<sub>s</sub>*(=*R<sub>l</sub>*)に対し,不飽和時の液状化強度を *R<sub>u</sub>* と した際の液状化強度増加率 *R<sub>u</sub>/R<sub>s</sub>*の関係を整理し, 原位置弾性波速度データを利用することで,間接的 に飽和度を考慮した液状化強度の推定手法を提案し た.

#### 2.3 不飽和化液状化対策

一般に、不飽和化工法は、地下水位低下と空気注 入に大別される.地下水位低下は,地下水位を下げ ることによる浅部での不飽和層の形成と深部におけ る有効拘束圧を増加させ、液状化抵抗を増大させる ものである.一方,空気注入は、液状化層内の間隙 水に気泡を混入させることで、地震等による繰返し せん断時の過剰間隙水圧の上昇を防ぐことを原理と している.更に、空気の混入方法として、空気注 入管を介し空気を直接地盤内に圧入する方法<sup>12)</sup>と, 今回の検討対象としたマイクロバブル等の微細な気 泡を水に混ぜて地下水と置換する方法がある.いず れの方法についても、環境負荷低減と低コストであ るものの、不飽和化の確認方法の確立や残留性能な どの課題がある.なお、マイクロバブル注入工法の 対象土質の限界,耐久性,あるいは施工管理・出来 型確認方法についての合理的な判断指標を確立する ため、現場レベルでの確認検証は、2007年の北海 道石狩湾新港における制御発破による人工液状化実 験等<sup>13)</sup>や、2011年東北地方太平洋沖地震の際、大 規模な液状化被害が生じた千葉県浦安市内において 実施されている<sup>14)</sup>.後者の試験施工では、図3に 示すように,格子状モルタル連壁に囲まれた実地盤 への気泡を混入させたマイクロバブル水の現場注入 実験が行われた.この際,間隙水圧計測を伴う動的 コーン貫入試験を実施し、コーン打撃時の過剰間隙 水圧応答値を利用した不飽和化原位置確認手法の確 立について検討されている.しかし,動的コーン貫



図3 浦安市における試験施工断面図 Fig. 3 Section of the MB water injection conducted in Urayasu city.

入試験は空間分解能が高い一方で,出来型確認手法 としてはピンポイントの局所的な評価しか出来ない デメリットもあり,改良域を全体的に把握できる手 法も必要であると考えられる.

### 3. 不飽和化地盤の現場確認調査

不飽和化による液状化対策工法は,間隙水中に混 入した空気あるいは気泡の体積収縮により地震時の 過剰間隙水圧上昇を防ぐことを原理とし,室内試験 レベルではその効果が確認されている.しかし,実務・ 現場レベルでは,試験施工等によりその施工性は確 認されているものの,現位置における飽和度確認手 法が確立されていないのが現状である.そこで不飽 和化工法の1つであるマイクロバブル工法の試験施 工現場において,原位置の飽和度確認を目的とした 間隙水圧計測を伴う動的コーン貫入試験(PDC)を実 施し,改良効果確認手法としての可能性を調べた.

## 3.1 マイクロバブル工法および試験施工概要 3.1.1 マイクロバブル工法概要

一般に,飽和度低下による液状化対策工法は,こ れまで低コストという長所から広範囲での液状化対 策工法として有効な工法になり得るが,気泡の混入 工法や残留性能などの課題もある.今回,検討し たマイクロバブル工法では,マイクロバブル(以下, MB)水を地盤内に注入・置換するもので,MBの直径 は約10~100 μmの微細な気泡であることから,透 水性能が水と殆ど変わらず、地盤内の飽和度を効率 良く低下させることが可能であると考えられる<sup>15)</sup>.

MB工法についての既往の検討では,室内にて MBを生成し,豊浦砂を用いた1次元円筒砂供試体 への混入実験および混入後の液状化強度試験等が行 われており,さらに制御発破による人工液状化実験 現場において,定性的に液状化時の有効性が確認さ れている<sup>16)</sup>.なお,豊浦砂にMB水を混入した液 状化強度 *R*<sub>1</sub>は, *D*<sub>r</sub>が 60% かつ *Sr* が 80% の条件で, 完全飽和状態に対し 1.8 倍程度の *R*<sub>1</sub>となることが確 認されている<sup>17)</sup>.一方,原位置における定量的な 改良効果確認については,PS 検層における P 波速度, 比抵抗探査および TDR 土壌水分計による計測手法 が試されているが,改良効果確認に繋がる計測手法 の適用性や耐久性確認を意図した継続的な運用につ いての課題があるのが現状である.

#### 3.1.2 試験施工概要

本試験施工では,格子状改良壁に囲まれた実地盤 にMB水を注入し,飽和度の確認を行いながら約半 年間の耐久性の確認が行われた(MB水注入試験)<sup>14)</sup>. その後,地盤内空気の耐久性向上を高める目的で 薬液注入工法を併用し,MB水の再注入が行われた (MB水再注入試験).それぞれの注入タイミングに おいて,ピエゾドライブコーン(以下,PDC)を実施 し改良効果確認調査を実施した.

試験施工は、図4に示す千葉県浦安市の運動公園 にて行った.事前ボーリング調査結果を基づく試験 地盤のN値を表1に、粒度分布を図5に示す.試 験地盤は、1965~1975年に埋め立てられた浚渫地 盤であり、GL-5.6mまでは細粒分を多く含むシル ト質地盤、GL-5.6m以深は旧海底面以下のN値15 以下の砂質地盤である.注入対象とした地層はGL-3.0m~GL-8.0mの細粒分の多い粒径の揃ったシル ト質細砂地盤である.地下水は、潮位により変動す ると考えられるが、調査時はGL-2m程度であった. 実験概要図を図6に示す.MB水注入箇所は、直径 ¢250mmのモルタル杭連壁で深さGL-13mまで格 子状囲まれた4m×4mの連壁内地盤である.

MB水注入試験における注入孔は、狭い宅地でも 施工が可能な小型のロータリーボーリングマシンで 削孔し、多点注入結束細管を設置し、複数箇所から 注入した.また、注入方法は鉛直注入2箇所および 傾斜角80°の斜め注入2箇所の合計4箇所とした.



Fig. 5 Grain size distribution of soil.

注入深度は、それぞれ GL-3.5 m、-4.5 m、-5.5 m、 -6.5 m、-7.5 mの5 深度とした. MB 水は、水道水 を用いマイクロバブルジェネーターにて生成し、そ の生成・送水圧力は 0.5 MPa、総流量を約 35 l/min(1 箇所当たり 2 ~ 3 l/min 程度)とした.

半年後に実施した再注入試験では, MB 水の制御 を目的に GL-6.5 m よりシリカ濃度 6% の薬液を注





図7 飽和度とMB注入量の経時変化



入後, GL-4.5 m と GL-5.5 m, GL-7.5 m の 3 深度よ り MB 水の注入を行った<sup>18)</sup>. MB 水の生成・注入圧 は,注入試験と同じ条件とした.

上記,いずれの試験施工においても,MB注入時の*S*,が挿入式のTDR土壌水分計により計測されている.TDR(Time Domain Reflectometry)とは,電磁波を用い地盤の誘電率より体積含水率を求めるもので,専用の計測管にプローブを挿入することにより,計測箇所の深度方向の体積含水率の分布が把握できるものであり,次式により算定した.

$$S_r = \frac{\theta_v}{n} \tag{1}$$

ここに, θは計測体積含水率, nは地盤の間隙率で ある.実際の計測箇所は,図6に示す連壁内の4箇 所であったが,計測箇所近傍地盤の正確な間隙率の 把握が困難なため,注入前に計測した *S<sub>r</sub>* を 100% と 仮定し,その際の *n* により MB 注入後の値を求めた.

図7にMB水注入時および再注入時における注入 層の平均飽和度と改良層への総注入量の経時化を示 す.2回の試験施工では、いずれもMB水の注入に 伴いSrの低下が認められ、MB注入時には80%、再 注入後には約90%まで低下している様子がわかる. なお、施工時の地表面変状に関しては、沈下・隆起 ともに殆ど生じなかったことが水準測量により確認 されている.

#### 3.2 ピエゾドライブコーンによる効果確認調査

今回, MB 水注入による地盤改良前後における飽 和度低下に伴い, 打撃時に発生する過剰間隙水圧の 変化を捉えることを目的として, PDC を実施した. 試験実施時期は, MB 水注入試験後, 再注入試験後





図8 ピエゾドライブコーン装置の概要<sup>19)</sup> **Fig. 8** Outline of Piezo-drive cone apparatus.

供に,完了から時間を置かず1日後とした.以下に, PDCの概要と試験結果を述べる.

#### 3.2.1 ピエゾドライブコーン(PDC)概要

図8に示す様に、PDCは、打撃貫入時に先端コーン位置で間隙水圧応答を計測するサウンディング装置である.地盤定数として、N値、地下水位、細粒分含有率F<sub>c</sub>等を簡易的かつ短時間で取得が可能であるため、原位置計測により液状化判定が簡易に短時間で評価できる利点がある<sup>19)</sup>.

PDC の貫入機構は,動的貫入試験装置の先端コーン部に打撃貫入時に発生する地盤の過剰間隙水圧を 測定する調査方法であり,重錘落下による動的貫入 試験装置の先端コーン部に間隙水圧計が設置され, 打撃貫入時の間隙水圧を計測する.コーン先端での 動的な間隙水圧応答値は電気信号として中空のロッ



(b) 過剰間隙水圧の時刻歴波形記録の概念

図9 残留過剰間隙水圧と細粒分含有率の関係<sup>19)</sup>

Fig. 9 Relationship between residual excess porewater pressure and fine content.

ドを通した信号ケーブルを伝わり地上の収録装置 で A/D 変換され記録される.なお,先端コーン寸 法は, $\phi$ 36.6 mm である.使用する重錘は,ミニラ ムサウンディングと同様に,重さ30 kg であり,高 さ35 cm から自由落下させて先端コーンが地盤内に 20 cm 貫入する打撃回数 ( $N_m$  値)を計測する方式で ある.1 m のロッドの継ぎ足し時に周面摩擦補正の ためのトルク  $M_v$ を計測する. $N_m$  値は標準貫入試験 SPT による N 値に換算した換算 N 値  $N_d$  と式 (2) の 関係がある<sup>20)</sup>.

$$N = N_d = \frac{1}{2}N_m - 0.16M_v \tag{2}$$

また、PDC では、動的打撃時には重錘がノッキ ング・ヘッドに打撃するタイミングでトリガーがか かり、打撃直後の貫入変位量および間隙水圧量を $\Delta t$ = 100  $\mu$ sec でデータ収録する.打撃貫入時の過剰間 隙水圧消散は地盤の透水係数kに主に依存するもの として、図9に示すように打撃から 0.2s 後の残留値 である累積間隙水圧比 $u_R/\sigma_v$  と $F_c$ に高い相関がある ことが示されており、土質区分も判別されている<sup>19)</sup> ことから、液状化判定も可能となる.

![](_page_9_Figure_1.jpeg)

(c) 再注入後

![](_page_9_Figure_3.jpeg)

#### 3.2.2 試験結果

図 10 に事前ボーリングで得られた N 値分布を併記し, MB 注入前, 注入後および再注入後に実施した PDC の調査結果および液状化判定結果を示す. いずれのケースについても, PDC から得られる N 値分布傾向に顕著な差は認められない.また, F<sub>c</sub>の 推定値については、既往ボーリングによる層序と比較すると、GL-5 m付近の埋土(細砂)でやや $F_c$ を過大に評価する傾向にあるが、比較的調和しているものと思われる.これは、MB水を注入しても土骨格のせん断剛性が不変であること、 $F_c$ の推定、土質判別が $u_R/\sigma_v$ により判別されるため、 $S_r$ よりもkの

![](_page_10_Figure_1.jpeg)

![](_page_10_Figure_2.jpeg)

影響が支配的であるためと思われる.次に、東北地 方太平洋沖地震時の現場付近の条件相当<sup>21)</sup> (マグニ チュード M = 9.0, α<sub>max</sub> = 200 gal) で実施した建築 基礎構造設計指針<sup>22)</sup>による液状化判定結果を見る と,局所的な変化を除き,全体としては液状化安全 率 F<sub>1</sub>が1を下回っている. 震災当時, 噴砂が確認 されていることから、本判定結果は概ね妥当な結果 を与えているものと判断される. なお、MB注入に おいて,液状化判定結果にあまり変化が無いのは, 先に述べたとおり、N値とFcに変化が見られない からである.

Δu nu (kPa)

#### 3.3 改良効果確認手法としての PDC の適用性

TDR 計測結果では、Sr の低下が認められるのに対 し、通常の PDC 調査からのアウトプットでは、MB 注入効果を把握することは困難であると推察され る.しかし、実際に間隙水に気泡が混入すると、間 隙水の体積弾性係数が変化することから、一打撃辺

りの間隙水圧の応答値も変化し、一打撃毎に生じる 最大過剰間隙水圧 Aumax に着目した整理を行った.

#### 3.3.1 最大過剰間隙水圧の深度分布

図11に Δumax/σy'の深度分布を示し,併せて改良 層の TDR による  $S_r$  の深度分布も示した.  $\Delta u_{max}/\sigma_v$ については、改良前では概ね 0.5~2の分布し、土 被りが浅い程大きな値を示しているが、注入後、再 注入後に関しては、深度に拘わらず10前後の分布 を示し、かつ、改良前に比べ均一な値を示している. 一方、TDR の結果に関しては、改良前は Sr が 100% で一定としてまとめているが、概ね80%から100% 超の範囲にばらつきを有して分布し、浅い程 Sr が低 いことがわかる.

次に、既往ボーリングで確認された地層における 地盤材料ごとに,有効上載圧で補正した N 値である 基準化 N 値 N<sub>1</sub> と Δumax の関係を図 12 (a) ~ (c) にま とめ示す.図11の深度分布では、MB水の注入に

![](_page_11_Figure_1.jpeg)

図 13(1) MB 注入試験前後の PDC による各地層の代表的時刻歴データ(過剰間隙水圧および貫入量) Fig. 13(1) Representative time histories of each layer by PDC before and after MB-injection test.

より,打撃時の間隙水圧応答値の顕著な増大が見ら れたが,図12(a),(b)におけるN<sub>1</sub>に対する間隙水 圧応答値の傾向は,N<sub>1</sub>が10付近における注入後の 細砂およびN<sub>1</sub>が0,10付近のシルト混り細砂等の 一部のプロットを除き,増大する傾向が認められる. 一方,図12(c)に示すシルトでは,プロット数が少 ないこともあるが一定の傾向は確認できない.これ らの比較より,細砂においてMB水の浸透性も良く, 間隙へのMBの拡散が容易であり,その影響が現れ たものと推察される.

#### 3.3.2 打擊時過剰間隙水圧挙動

MB 水注入試験前後におけるコーン貫入打撃時の 過剰間隙水圧と貫入量の時刻歴データを図 13 にそ れぞれ示す.図に示す(a)~(g)のグラフは,図10 に示す事前ボーリング調査で得た各地層における代 表的なデータを示している.なお,表層からGL-5.6 mまでの地層は埋立て地盤,また,それ以深は在来地盤に大別されるが,各地層の違いは,上述の地盤の成因以外に,細粒分の多さや土被り圧等の各種要因が挙げられる.MBの有無による過剰間隙水圧 *Au*の特徴の違いについてはこれらの諸条件を加味して判断すべきであるが,通常,間隙水に空気が混入すると,空気の圧縮性が大きいことから,間隙流体としての体積弾性係数 K は減少することとなる.したがって,土骨格の負のダイレイタンシー挙動に対し,MB 水注入後には,コーン打撃時の *Aumax* が小さくなることが予測される.MB 水注入前後の調査地点間(1.5 m 離れ)の地盤の相違がないことを前提に各時刻歴を確認すると,(b)のシルトおよび(e)の砂混りシルト以外は,事前の予想に反し逆転現象が認め

![](_page_12_Figure_1.jpeg)

図 13(2) MB 注入試験前後の PDC における各地層の代表的時刻歴データ(過剰間隙水圧および貫入量) Fig. 13(2) Representative time histories of each layer by PDC before and after MB-injection test.

られ, MB 水注入後に *Δu<sub>max</sub>* が増加している. (b) と(e) については,細粒分を含む地層で得られたデータで あることから,局所的に MB 水が十分に注入されて いない可能性も考えられる.

これらの時刻歴のピークに絞り図 10 に示す間隙 水圧 u および Δumax の分布傾向を再び確認すると, (b) についてはデータのばらつきが大きく, MB 水 注入前後の差の確認が困難であるが,他の地層につ いては, MB 水注入後の間隙水圧応答が大きくなっ ている様子がわかる. TDR 計測結果からは, *S*, の 90% 程度までの低下を確認しており, MB が確実に 注入できていたことは事実であると見られる.した がって,測定系のメカニズムとコーン周辺地盤の間 隙水圧応答の把握の上, MB 注入効果の確認手段の 1 つとなり得るか,判断すべきであると考えられる.

なお,澤田等<sup>23)</sup>は,地下水位以浅の不飽和土中 で大きな *Δu<sub>max</sub>* を発生させる理由について,間隙の 空気の体積弾性係数 *K<sub>a</sub>* が小さいため,打撃慣性力 による圧力センサのダイアフラムの衝撃変形に対す る拘束力が小さくなることを指摘しており,必ずし も地盤の特性を反映していないものと推察される.

### 3.4 まとめ

地盤の不飽和化における改良効果確認手法につい ては、PS 検層、比抵抗探査および TDR 土壌水分計 による計測手法が試されてきており、それぞれ、地 盤の飽和度が低下した際の様相を捉えることは可能 である.しかし、長期間の耐久性確認のような場合 には、観測孔の設置・維持管理を要することとなる. 一方、本報告では不飽和化の確認手段として、PDC の適用性について検討した.本調査結果では、MB 注入前に比べ、地盤の不飽和化後にコーン一打撃で 生じる改良地盤の過剰間隙水圧の最大値に顕著な増 加が見られた.しかし、不飽和化地盤では、打撃時 に発生するコーン周辺の過剰間隙水圧は減少すると 考えられるため、PDC 打撃時の過剰間隙水圧の増加 メカニズム把握が重要である.

#### 4. 室内要素試験による評価

#### 4.1 気泡を混入した間隙水の性質に関する評価

本研究で対象としている液状化層の不飽和化によ る対策は,現場での施工性認や液状化試験といった 要素試験における効果が実証されつつある.しかし,

![](_page_13_Figure_1.jpeg)

Fig. 14 Constitution of poro-elastic body.

気泡混合水を地下水と置換することで対策する工法 であるが、人工的に精製される気泡混合水の有する 圧縮性等の諸性質について検討された事例は少な い.そこで、多孔質弾性理論に基づく弾性波の特徴 を述べ、その上で、脱気水、MB 水および NB 水に 関し、三軸試験により有効拘束圧一定条件下におけ る不飽和砂質土における背圧の影響や間隙水の圧縮 性について調べた.

#### 4.1.1 多孔質弾性理論

一般に地盤内を弾性波が伝搬する際,局部的な不 連続性の影響を受け,平均的な剛性を示さない場合 がある.例えば,岩のクラック等は,その影響が大 きいことがよく知られている.本研究で扱う原位置 地盤内の不完全飽和状態においても,エアチャンネ ル状態や不完全飽和状態に関わらず,空気と間隙水 が一様に分布していることは希であり,地層全体と しては,その局所的な影響を大きく受けると考えら れる.

ここでは局所的な影響を含む不完全飽和条件に対 し、まず、土要素内に空気と間隙水が一様に分布し、 かつ等方応力状態である条件を仮定し、図14に示 す地下水面以下近傍における不完全飽和状態にある 砂質土地盤の堆積構造を簡易的にモデル化した.実 際の不確定要素を含む地盤条件とは異なるが、この ような理想的なモデル化から(a)に示すような固体 で形成される骨格部分と間隙流体から構成される多 孔質体として仮定し<sup>24)</sup>、弾性波速度と飽和度の関 係について検討することが出来る.

図14に示す非排水状態時の多孔質体モデルのB

値と*V<sub>p</sub>*,*V<sub>s</sub>*の関係を導く過程において,土粒子骨格のせん断剛性は飽和度に関わらず一定であり,飽和度の影響は体積弾性係数*K*の変化に現れることを前提条件とした.

(a) 土の飽和度と体積圧縮係数の関係

波動伝播時の応力増分について,全応力増分を Δσ,土の骨格に作用する有効応力増分 Δσ' および間 隙水圧増分 Δu で表し,これら3者の関係について 以下に示す.

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta u \tag{3}$$

また,このとき生じる体積変化は体積弾性係数を*K*とすると式(4)のように表される.

$$\Delta \sigma = K \cdot \frac{\Delta V}{V} \tag{4}$$

ここで、土要素の間隙率および多孔質体全体の体 積弾性係数をそれぞれ n、K とし、骨格部分と気泡 を含む間隙水の体積変化および体積弾性係数をそれ ぞれ  $\Delta V_b$ 、  $\Delta V_{aw}$ 、 $K_b$ 、 $K_{aw}$  とする.体積変化を「 $\Delta \sigma$ ' による土粒子部分の体積変化」および「 $\Delta u$  による間 隙部分の体積変化」として考えると、次に示す2式 が成立する.

$$\frac{\Delta V_b}{V_b} = \frac{\Delta \sigma'}{K_b} \tag{5}$$

$$\Delta V_{aw} = \Delta u$$

$$\frac{1}{nV_b} - \frac{1}{K_{aw}} \tag{6}$$

波動の伝播は非排水条件下で起こると仮定する と,間隙部分と骨格部分の体積変化量が等しくなる ため,式(7)に示す条件が成り立つ.

$$\Delta V_b = \Delta V_{aw} \tag{7}$$

以上より,式(5)と式(6)を式(3)に代入し, *Δσ* と *Δu* をそれぞれ消去し,式(7)により *Δσ* と土要素骨 格の体積ひずみの関係にまとめると,以下の様に表 される.

$$\Delta \sigma = \left( K_b + \frac{K_{aw}}{n} \right) \frac{\Delta V_b}{V_b}$$
(8)

したがって,式(4)と式(8)より,*K*は次式にまとめることができる.

$$K = K_b + \frac{K_{aw}}{n} \tag{9}$$

次に,KとB値の関係について誘導する.

まず,式(10)に示す *B* 値の定義式を用いて式(6) における *Δu* を消去し,*Δ*σ と土要素骨格の体積ひず みの関係に整理すると,*Δ*σ は式(11)のようになる.

$$\Delta u = B \Delta \sigma \tag{10}$$

$$\Delta \sigma = \left(\frac{K_{aw}}{nB}\right) \frac{\Delta V_b}{V_b} \tag{11}$$

したがって,式(4)と式(11)より,*K*は次式に示 す通り,*B*値で整理することができる.

$$K = \frac{K_{aw}}{nB} \tag{12}$$

また,式(12)に式(9)を代入し*K*<sub>aw</sub>を消去すると, *K*は*B*値により,以下のように表すことができる.

$$K = \frac{K_b}{1 - B} \tag{13}$$

(b) 土の飽和度と弾性波速度の関係

一般に,弾性波速度検層やベンダーエレメント等の装置により弾性波速度を測定する場合,10<sup>-5</sup>以下のひずみレベルに相当すると考えられる微小波動を発生・伝播させるため,その応力変化に伴い生じるひずみは弾性的性質が顕著であると考えられる.したがって,土要素が等方線形弾性体であると仮定して,せん断弾性係数を*G*<sub>0</sub>,土要素の密度を*p*,ポア

ソン比をvとすると、 $V_p$ ,  $V_s$ , vは, 式(14)  $\sim$ 式(16) に示す関係で表現される.ただし、実際の地盤材料 で構成される土要素には構造異方性を有することを 断っておく.

$$V_{p} = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G_{0}}{\rho}}$$
(14)

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \tag{15}$$

$$v = \frac{1}{2} \cdot \frac{3K - 2G_0}{3K + G_0} \tag{16}$$

また, 土要素の飽和度が変化した場合, その影響 は体積弾性係数の変化のみに寄与すると仮定でき, 土要素骨格のポアソン比 v<sub>b</sub> は次式で示される.

$$v_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{3K_b - 2G_0}{3K_b + G_0} \tag{17}$$

ここで式(16)に式(13)を代入し, *K*を消去すると, *v*は以下に示す様になる.

$$V = \frac{1}{2} \cdot \frac{3 - 2(G_0 / K_b)(1 - B)}{3 + (G_0 / K_b)(1 - B)}$$
(18)

また,式(14)~式(16)をまとめると,vは弾性波 速度比 *V<sub>p</sub>/V<sub>s</sub>*により,次式の様に示すことができる.

$$v = \frac{\left(V_p / V_s\right)^2 - 2}{2\left(V_p / V_s\right)^2 - 1\right\}}$$
(19)

ここで,式(18)と式(19)より*v*を消去すると,飽 和度を考慮した弾性波速度比(*V<sub>p</sub>*/*V<sub>s</sub>*)は以下の様に表 現される.

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{4}{3} + \frac{K_b}{G_0(1-B)}$$
(20)

また,式(14)を*K<sub>b</sub>/G*0について整理すると,次に 示す式(21)の様に表すことができる.

$$\left(\frac{K_b}{G_o}\right) = \frac{2(1+\nu_b)}{3(1-2\nu_b)} \tag{21}$$

ここで式(21)を式(20)に代入すると,弾性波速度 比は *B* 値と *v*<sub>b</sub> により,次式で示すことができる.

$$\left(\frac{V_P}{V_s}\right)^2 = \frac{4}{3} + \frac{2(1+v_b)}{3(1-2v_b)(1-B)}$$
(22)

本検討から得られた弾性波速度と*B*値の関係,土 要素骨格および間隙内の気泡の分布が均一であり, 要素試験における等方応力状態において成立するこ とを前提としているが,原位置への適用にあたり, 原位置における*G*<sub>o</sub>,*K*<sub>b</sub>あるいは*v*<sub>b</sub>を明らかにして おくことで,式(20)あるいは式(22)のいずれかを用 いることが可能である.

#### 4.1.2 間隙水の特徴

図15に気泡全般的な性質を示す.気泡の種類は その径で大別されるが、一般的には径が大きい方か ら, ミリバブル, 次いでファインバブルと呼ばれ, 更にファインバブルはマイクロバブルとウルトラ ファインバブルに分類されている<sup>25)</sup>. ミリバブル については, 地中間隙水で発達成長し破裂する可能 性が考えられるが、本検討で対象とするマイクロバ ブル以下の径の気泡は、概ね 10<sup>-5</sup> ~ 10<sup>-4</sup> mm 以下の 微細な気泡であるため、水と混ぜた気泡混入水とす ることで、浸透能力が高く地盤内の飽和度を効率よ く低下させることが可能である.なお、本研究では 理解を簡単にするため、単純にマイクロバブル(以 下, MB)とウルトラファインバブル(以下, NB, FB の標記も含む)として区別化している.両者の違い は当然気泡径の違いであるが、見た目には、NB水 は通常の水と変わらず無色透明である一方, MB 水 は写真1に示す通り白濁している様子が目視で確認 できる.

#### 4.1.3 地盤材料および試験方法

室内試験で用いた地盤材料は飯豊珪砂6号であ り、その代表的な物理特性と粒径加積曲線を表2と 図16にそれぞれ示す.両図表より、平均粒径 $D_{50}$ が約0.299 mmの単一な粒径で構成され、また、港 湾基準<sup>26)</sup>との比較から、非常に液状化しやすい粒 度特性を有することがわかる.この飯豊珪砂6号 を空中落下法により $D_r$ が概ね60%になるよう $\phi$ 50 mm × H100 mmの供試体を作製した.その後、飽 和供試体に脱気水、不飽和土については、MB水お よび NB水を通水した.なお、水温は室温(22℃)と した.

気泡混合水の発生方法については、後述の「4.2 液 状化強度および非排水せん断強度特性」に詳しいた め、ここでは割愛する.

![](_page_15_Figure_8.jpeg)

図15 気泡の特徴 (IDEC 株式会社ホームページより 引用, http://jp.idec.com/ja/technology/finebubble/ aboutfinebubble.html)

Fig. 15 Feature of air bubble type.

![](_page_15_Picture_11.jpeg)

写真1 マイクロバブル水 Photo1 Micro-bubble water.

背圧の影響に関する確認試験に関し、有効拘束圧  $\sigma_c$ '= 50 kPa 一定で,背圧(以下, B.P.)を0, 20, 50, 100, 200, 0, 200, 0, 200 および0 kPaと変化さ せ,各ステップにおいてデジタル VTR 機材による 泡の析出確認, B 値および弾性波速度(V<sub>s</sub>, V<sub>p</sub>)測定 を行った. 各ステップの計測が終了後,本報では割 愛するが, σ<sub>c</sub>' = 50 kPa (B.P. = 0 kPa) で圧密非排水 三軸圧縮試験を実施した.また、間隙水の性質を把 握するため、脱気水、MB 水および NB 水について、 写真2に示す真鍮製の圧力容器を用い、容器断面の 膨張による体積変化を補正しながら,加圧時の水の 体積変化量 △V を求め、体積弾性係数 K を直接測定 した. AVの算出にあたり, 薄肉円筒の半径方向の 増加 u,/r が周方向ひずみ ε<sub>θ</sub> と等しいことから下記の 計算式により断面の膨張により生じる体積変化量の 誤差を補正した.

$$\frac{u_r}{r} = \varepsilon_{\theta} = \frac{P_{in}r}{E_t} \left(1 - \frac{v}{2}\right)$$
(23)

ここに, *P<sub>in</sub>*は内圧, *r*は内半径(3 cm), *E*はヤング率(100.6 GPa), *t*は厚さ(0.5 cm), および*v*は0.35 とした.

なお,**写真3**に示すように,VTRからは,泡の析 出は確認されなかった.

#### 4.1.4 背圧の影響に関する確認試験結果

図 17 に B 値と背圧の関係を示す. 図中には,参考値として,飽和過程における豊浦砂供試体から得られたデータも併記した. 飯豊珪砂の B.P. の範囲は 0 ~ 200 kPa の範囲であるが,豊浦砂と同様な傾向を示し,B.P. とともに B 値も上昇し,脱気あるいは気泡混合の有無で境界線が存在すること,背圧が大きいと,両者は近接するが,最終的に得られる B 値は初期の飽和度に依存していることがわかる. 図 18 に B 値と弾性波速度の関係を示す.式(22)で表現される多孔質弾性理論に基づく  $V_p$ の理論曲線は,気乾状態の供試体の弾性波速度計測を行い, $\sigma_c' = 50$  kPa における砂骨格の体積弾性係数  $K_b = 167.4$  MPa とポアソン比  $v_b = 0.299$  をそれぞれ用いた.

 $V_s$ については供試体密度 $\rho$ に依存するため、 $D_r$ が概ね等しい各ケース間で大きな差異は無いが、 $V_p$ は間隙水の種類により分布範囲に大きな違いが見られる. B.P. が0~200 kPa における $V_p$ の特徴として、脱気水は 1,800 m/s 前後、MB 水および NB 水の  $V_p$ は脱気水に比べ 1/3 以下の値を示すが、理論式との整合は示されている.

#### 4.1.5 間隙水の圧縮試験結果

図19に間隙水の体積ひずみ-水圧関係を示し, 混合水の圧縮特性について述べる. 脱気水と2 種類 の気泡混合水は、いずれも体積ひずみ Ev の増加に伴 い水圧 Pw も増加し、その勾配も大きくなる. 通常、 水の Kwは 2.2 GPa 程度かつほぼ線形と考えられる が、Pwが200 kPa以上のある程度安定した領域で 求めた脱気水の平均的な Kw は 470 Mpa 程度であっ た. この理由として,作業時に容器中に付着した未 確認の泡の影響も否定できない. そこで本報では, 初期勾配を除き、線形に近くなっている図中の点線 部より K<sub>w</sub>(気泡混合水は K<sub>aw</sub>)を求めた. 図中に示す 表によると、Kの値は脱気水が最も大きく、次いで 比較のため試行した水道水, MB 水と NB 水はほぼ 同様かつ最も小さな値を示している. B.P. あるいは Pw に対する供試体および混合水の体積弾性係数の 関係を図20に示す.なお、図中のKの値は、飯豊 珪砂の弾性波速度に基づき,式(19)から算出した値

![](_page_16_Figure_8.jpeg)

 Table 2 Physical properties of test material.

![](_page_16_Figure_10.jpeg)

![](_page_16_Figure_11.jpeg)

![](_page_16_Figure_12.jpeg)

![](_page_16_Picture_13.jpeg)

写真2 気泡混合水の圧縮試験 Photo 2 Compression test of air-bubble water.

![](_page_16_Picture_15.jpeg)

![](_page_16_Picture_16.jpeg)

(b) 0 ⇒ 200 kPa
 写真3 供試体の VTR 撮影画像の一例
 Photo 3 An example of VTR-captured image of specimen.

![](_page_17_Figure_1.jpeg)

図 17 B 値と背圧の関係 Fig. 17 Relationship between B-value and back pressure.

![](_page_17_Figure_3.jpeg)

Fig. 19 Compression characteristics of void water.

と、図 19 に示す気泡混合水の圧縮試験結果におい て、 $AV \ge P_w$ の増分から求めた体積弾性係数である. 脱気水の $K_w$ については、上述の通り、定量的な議 論が難しいが、一般的には非圧縮性流体として扱わ れることから、 $K_b$ に対し脱気水の $K_w$ は著しく大き な値のはずである.この場合、非排水条件下での土 骨格の変形と間隙流体の変形が同時に同じ変化量で 起こると考えると、間隙の体積変化分の間隙水圧増 分が生じる要因となり得る.一方、MB水やNB水 に関しては、 $P_w$ が低い範囲で $K_{aw}$ が $K_b$ を下回って いることから、間隙水圧の変化は小さいものと考え られる.一方、気泡混合水は過飽和状態であるため、  $P_w$ が大きくなるにつれ気泡が潰れていくことから、

![](_page_17_Figure_6.jpeg)

図18 B 値と弾性波速度の関係 Fig. 18 Relationship between B-value and elastic velocity.

![](_page_17_Figure_8.jpeg)

図19の傾向と同様に、次第に脱気水に近い傾向を 示すものと推察される.

#### 4.2 液状化強度および非排水せん断強度特性

#### 4.2.1 試験に用いた材料

(1) 地盤材料

試験に用いた試料は飯豊珪砂6号とした.飯豊珪 砂6号の諸性質は,**表2**および粒径加積曲線を図16 にすでに示されている.液状化強度についての詳 細は後述するが,今回, $D_r = 60\%$ の供試体で実施 した非排水繰返し三軸試験結果から得られた $R_l$ は 0.170程度であった.

(2) 気泡混入水

MB および FB の発生方法について以下に述べる.

MBの発生方法は、気液二相流体混合せん断方式、 細孔方式、超音波方式など様々な方法があるが、本 工法では、渦崩壊を利用したタービン翼型気泡発生 ノズルを使用した装置 27)を使用している.したがっ て、室内試験時には、写真4に示すように MB 水生 成ノズルを用い、供試体への通水時に過飽和状態の 水をノズル内で渦を生じさせることで MB 水を生成 した. 一方、NBの生成には、写真5に示す IDEC 社製発生装置(ultrafineGaLF)を用いた.生成方式は、 気液混合,気体の液体への加圧溶解,減圧による溶 解気体析出を一連の連続した配管の管路断面積の増 減で行う方式である. レーザ回折式粒度分布測定装 置 (SALD7500nano) にて測定した結果,本研究で生 成した NB の気泡径は、約 1.0 ~ 4.0 × 10<sup>-9</sup> mm 程 度であった.なお、室内試験装置がある場所とは別 の場所における作業であったため、NB水生成後, 密閉容器に保管し迅速に運搬を行った.

#### 4.2.2 試験方法

(1) 供試体作製方法

飯豊珪砂6号を用い,4.1 で述べた背圧の影響に 関する確認試験後,圧密非排水(CUB)三軸圧縮試 験(JGS 0523-2000)および土の繰返し非排水三軸試 験(JGS0541)を行った.いずれの試験も平均主応力 一定条件の下,実施された.供試体作製は,空中 落下法によりDr,が概ね60%程度になるよう落下 高を調整してモールドに試料を充填し, Ø50 mm × H100 mmの供試体を作製した.その後,飽和供試 体に脱気水,不飽和土については,MB水および NB水を用い通水した.この際,MB水については, 写真4に示した生成ノズルにより空気溶存時の背圧 200 kPa,MB水生成時の圧力220 kPaで作製しなが ら供試体へ注水した.一方,NB水については,別 途発生措置により作製し,冷蔵庫で保管した NB水 を供試体に注水した.

(2) 弾性波速度測定

供試体への間隙水通水後,載荷試験前に弾性波測 定試験を実施した.供試体上下のキャップとペデス タルには圧電型の発信・受信装置が取り付けられて いるが,P波・S波両者とも,発信には矩形波を入 力し,受信側で伝搬してくる波をとらえ,立ち上が り秒時差から速度(それぞれ,V<sub>p</sub>,V<sub>s</sub>)を算出した.

なお, P 波は波の進行方向に直接波を発生させる が, S 波はトルク力を供試体に加える方式でねじり

![](_page_18_Picture_8.jpeg)

**写真4** マイクロバブル水生成ノズル **Photo 4** Nozzle for generating Micro-bubble.

![](_page_18_Figure_10.jpeg)

**写真5** ファインバブル発生装置 (IDEC 株式会社ホームページより引用, https://jp.idec.com/promo/nano/index.html) **Photo 5** Generation device of fine-bubble.

波を供試体に加えた. なお,供試体に作用するひず みが微小であるため非破壊試験と見なされ,同一供 試体において非排水繰返し三軸試験を実施しても試 料の撹乱の影響は無いと考えられる.

#### (3) 載荷条件

繰返し載荷時の条件は、いずれのケースも背圧 B.P. が 200 kPa,初期有効拘束圧  $\sigma_c$ 、が 50 kPa,載荷 周波数 f が 0.1 Hz の正弦波で、平均主応力一定条件 の下で試験を実施し、 $R_L$ (軸ひずみ両振幅 DA = 5%, 繰返し載荷回数  $N_c = 20$ )を求めた.なお、非排水三 軸応力条件において供試体に発生する過剰間隙水圧  $\Delta u$  は、最大最小主応力  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ を用い、最小主応力 増分と主応力差増分をそれぞれ  $\Delta \sigma_3$ 、( $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ )と して、間隙水圧係数 A、B により式 (24)の様に表さ れる.

$$\Delta u = B \left\{ \Delta \sigma_3 + A \left( \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 \right) \right\}$$
(24)

さらに等方拘束圧増分を $\Delta \sigma_c$ として、繰返しせん 断時の応力増分を $\Delta q = (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3), \Delta p = \Delta q/3 +$ 

![](_page_19_Figure_1.jpeg)

$$\Delta u = B\left\{ \left( \frac{\Delta q + 3\Delta \sigma_c}{3} \right) + \frac{3A - 1}{3} \Delta q \right\}$$

$$= B\left( \Delta p + \frac{3A - 1}{3} \Delta q \right)$$
(25)

液状化強度を求める通常の非排水繰返し三軸試験 では、図21 (a) に示す側圧一定条件の様に、初期等 方拘束圧 $\sigma_c$ が一定のまま軸方向のみの繰返しせん断 応力 $q = \sigma_d$ を供試体に作用させるため、平均主応 力pは繰返しせん断応力と連動して変化する.した がって、側圧一定条件における $B \leq 0.95$ の不完全 飽和条件では、pの変化とともに供試体内に分布す る気泡が体積変化を生じることで、式(25)よりBApが生じることとなる.本研究では、図21 (b) に示す 様に初期等方応力状態から、Aq に対し等方拘束圧 を $A\sigma_c$ の大きさで、それぞれ $Aq: A\sigma_c = 3: -1$ で逆 位相に連動させることにより、pが一定になるよう に繰返し載荷を行い、式(25)のBAp項が0となるよ うにした.したがって、供試体に繰返しせん断応力 のみを作用させ試験を実施したことになる.

#### 4.3 試験結果

一連の試験から得られた,非排水単調せん断挙動, 弾性波速度計測および液状化試験結果について以下 に述べる.

#### 4.3.1 非排水単調せん断挙動

4.1 で述べた背圧の影響に関する確認試験後,圧

![](_page_19_Figure_9.jpeg)

密非排水三軸圧縮試験から得た有効応力経路を図22 に示す.3種類の間隙水のうち, *D<sub>r</sub>* = 60% である 今回の条件では,間隙水が脱気水による供試体の非 排水せん断挙動が最も収縮性を示すことがわかる. また, MB 水と NB 水による有効応力経路に大差は 認められない様子が見て取れる.

#### 4.3.2 弹性波速度測定結果

弾性波速度の計測は,脱気水,NB水およびMB 水による繰返し非排水三軸試験各供試体で実施し, 各ケースの平均値を求めた.弾性波速度計測時の走 時波形を図23,また,表4に計測結果をまとめ示す. 弾性波速度は,発信-受信子間距離を,波形の立ち 上がり時間差で除して求めている.計測結果より, 供試体密度に依存するVsについては,いずれのケー スもD<sub>r</sub>が概ね60%であることから大きな差異は無 く,ほぼ同じ値を示している.一方,V<sub>p</sub>については, 間隙水の種類により大きな違いが見られ,脱気水に ついてはB値が1.00で2,000 m/s以上,MB水およ びFB水のV<sub>p</sub>は脱気水に比べ半分以下の値を示し, B値とも調和的であることがわかる.

#### 4.3.3 液状化試験結果

脱気水と FB 水および MB 水による代表的な非排 水繰返しせん断挙動を見るため,繰返しせん断応力 比が比較的近い試験結果を図 24 に示す.

脱気水で実施した図24(a)の結果を見ると、繰返しせん断後、1波目で液状化に至るのに対し、FB水およびMB水による図24(b)および図24(c)の結

![](_page_20_Figure_1.jpeg)

区 23 定时 彼形 Fig. 23 Travel time wave forms.

表4 弹性波速度計測結果

Table 4         Measurement results of elastic wave velocities.							
水の種類	B値	Vp(m/s)	Vs( m/s)				
脱気水	1.00	2011	191				
NB	0.51	839	209				
MB	0.39	722	179				

果では、両者ともに繰返しせん断開始直後から有 効応力を消失し、過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma_c$ 'が 0.5 付近 で軸ひずみ  $\varepsilon_a$  が急増し、液状化に至っている.な お、液状化と定義する DA = 5% に至るまでの  $N_c$ は、B 値が低いほど大きくなることがわかる.なお、 Yoshimi et al.<sup>10)</sup> や中澤ら<sup>11)</sup>による既往の研究で示 されたような、不飽和砂質土の有効応力経路が原点 から離れた位置で定常状態に至り、B 値の低下によ り液状化に至らない非排水せん断挙動は確認されな かった.

図25 に液状化強度曲線を示す.脱気水と比較して,MB水,FB水の両ケースは全体的に液状化強度が上昇傾向にあることがわかる.しかし,Ncが20~40の範囲のプロットを確認すると,MB水とNB水では傾向が異なり,NB水の方が繰返し応力振幅比の増加程度が顕著であることから,気泡の違いによる液状化抵抗上昇への寄与メカニズムが異なっている様子がわかる.

#### 4.4 不飽和砂質土における液状化強度の評価

一般に, *R*<sub>1</sub>は試料の違いや密度等の各種要因によりその強度は異なる.したがって, 飽和度の違いに

伴う *R*<sub>l</sub> への影響を把握するため,図 25 で示した液 状化強度曲線に基づき,脱気水を用いた供試体の *R*<sub>l</sub> を *R*<sub>s</sub>, FB 水や MB 水による不飽和状態の *R*<sub>L</sub> を *R*<sub>u</sub> として,既往の試験結果<sup>11)</sup>を含めてまとめた.図 26 に *B* 値, *V*<sub>p</sub>,弾性波速度比 *V*<sub>p</sub>/*V*<sub>s</sub> と液状化強度増 加率 *R*<sub>u</sub>/*R*<sub>s</sub> の関係を示す.

 $B値と R_{\mu}/R_{s}$ の関係を見ると、B値の低下に対し、 $R_{\mu}/R_{s}$ は緩やかな漸増傾向を示し,NB水やMB水に よる試験結果のプロットも,既往の関係と調和して いる様子がわかる.次に、Vpに対する液状化強度の 増加傾向についても NB 水, MB 水ともに、 Vp の低 下に伴い液状化強度が増加する既往の関係と調和し ている様子がわかる.特に既往の関係では、V<sub>n</sub>が 700 m/s を下回る範囲で R<sub>u</sub>/R<sub>s</sub> が急増する傾向を示 しているが、今回の通水方法による試験結果では、 NB水, MB水ともに、変化点付近にプロットされ ている. 同様に V<sub>s</sub>が180~210 m/sの範囲で V<sub>p</sub>が 700 m/s 相当にあたる V<sub>p</sub>/V<sub>s</sub> = 3.3 ~ 3.9 を下回る範 囲で液状化強度が急増する傾向を示すこととなる が、試験結果は $V_p/V_s$ と $R_u/R_s$ の関係における変化点 に位置している様子がわかる.したがって、実際に P波速度だけでなく、土粒子骨格のせん断剛性を示 すS波速度の値によっても、プロットの箇所が変わ りやすいことから、飽和度の変化により液状化強度 が急増傾向を示したり、殆ど変化しないケースも生 じるものと推察される.

![](_page_21_Figure_1.jpeg)

**Fig. 24** Results of liquefaction tests.

![](_page_22_Figure_1.jpeg)

Fig. 25 Liquefaction strength curve.

#### 5. 予備模型実験

前章までのように,現場試験施工における施工性 の確認および要素試験による不飽和化による液状化 強度の増加傾向が確認されている.一方,出来形管 理やモニタリング手法に関しては,未確認である.

不飽和化の現場では,観測井戸を設置して定期的 に飽和度を確認する方法が考えられるが,改良範囲 の把握と維持管理が困難である.本章では,迅速に 二次元的な評価が可能な物理探査を利用した評価手 法を検討した.動的コーン貫入試験における打撃貫 入時のコーンから発生する振動を地表面の地震計で 受信するトモグラフィによって,二次元P波速度断 面を把握し,地盤内の飽和度を解釈しようとするも のである.

また,浦安市における原位置における計測結果から,PDCにおけるコーン打撃時に計測される間隙水 圧のピーク値により,地盤の飽和度低下を把握でき る可能性が見出された.しかし,飽和度の定量的な 評価するにはコーン打撃時の過剰間隙水圧の発生メ カニズムを明らかにする必要がある.そこで,現場 計測結果の検証を兼ね,小型の砂土槽地盤を用い簡 易的なコーン打撃による飽和度確認実験を実施し, 打撃時の地盤の間隙水圧応答について室内模型実験 を行った.

### 5.1 不飽和領域の面的評価に関する予備実験

#### 5.1.1 実験概要

実験概要を図27および写真6に示す. 鋼製土槽 内の模型地盤は,表2に示す飯豊硅砂6号を空中落

![](_page_22_Figure_10.jpeg)

![](_page_22_Figure_11.jpeg)

下法により, *D<sub>r</sub>* を約 60% で作製し, 土槽下部から, 脱気水を浸透させ, 地表面までを飽和地盤とした. その後, MB 水を注入し不飽和化を行い, TDR によ り, *S<sub>r</sub>* が 90% 程度となったことを確認した.

コーン試験の目的は、地盤調査だけでなく、ハン マー打撃時にコーンを地中内の振動発生源とするこ とである.発生された振動は、地表面に30 cm ピッ チで設置された地震計6基で受信する.その結果、 二次元P波速度断面が得られることとなる.地震計 には、4.5 Hz のジオフォンが用いられた.コーンの 打撃貫入にあたり、コーンを一打撃1 cm 程度の貫 入量となるようハンマーで打撃した.地震計と打撃 時の様子を写真7 にそれぞれ示す.

地盤の状態の変化は、図 28 に示す別途実施した 軽量簡易動的貫入試験装置 PANDA による動的コー ン貫入抵抗  $q_d$  を見ると、乾燥、飽和および不飽和 の各地盤において、差異がないことがわかる. なお、 PANDA の詳細は後述する. また、BE により P 波速 度  $V_p$  の計測を行ったが、乾燥砂で 180 ~ 190 m/s、 飽和砂で 500 ~ 900 m/s および不飽和化地盤で 200 ~ 220 m/s 程度であった.

#### 5.1.2 実験結果

コーン打撃貫入は地表面から連続的に実施された が、走時波形のまとめは、5 cm ごとの深度で実施さ れた.図29に示す走時波形を基に P 波速度断面を 作成し図30に示す.乾燥砂では GL-0.3 m 以浅では、 *V<sub>p</sub>*が160 m/s 以下の領域が大半を占めるが、飽和砂 では、200 m/s 以上の領域が増えている様子がわか る.MB 水注入後、局部的な *V<sub>p</sub>*の増加と低下傾向が 見られた.特に、模型地盤の GL-35 cm と GL-15 cm 付近の一部に、P 波速度の低下域が確認できる.こ の *V<sub>p</sub>*の分布には、MB 水の不均質性および模型地盤 の密度変化の影響も含まれると考えられる.しかし、 BE による計測結果と概ね整合している.

#### 5.1.3 まとめと課題

今回の模型実験を通じ、コーン貫入試験を震源と する P 波速度の探査手法が不飽和化対策効果の評価 手法となり得る可能性があることがわかった.しか し、土槽実験では境界条件の解釈が困難なため、現 場での確認調査を実施し、精度の検証と手法の確立 をする必要がある.

![](_page_23_Figure_8.jpeg)

図 27 実験概要図

Fig. 27 Schematic diagram of the model test.

![](_page_23_Picture_11.jpeg)

写真6 模型地盤表層 Photo 6 Surface of model ground.

![](_page_23_Picture_13.jpeg)

写真7 コーン貫入試験の様子 Photo 7 Situation of dynamic cone penetration test.

![](_page_24_Figure_1.jpeg)

図 28 動的コーン貫入試験結果 Fig. 28 Results of dynamic cone penetration resistance.

![](_page_24_Figure_3.jpeg)

![](_page_24_Figure_4.jpeg)

![](_page_24_Figure_5.jpeg)

**Fig. 30** Distribution of P-wave velocity.

# 5.2 コーン打撃時の間隙水圧応答に関する簡易模型実験 5.2.1 実験概要

図 31 に試験概要および計測位置を示す. 試験土 槽は幅 600 mm×奥行き 350 mm×高さ 400 mmの 小型アクリル容器を使用した. 試験地盤は,表2 に 示した飯豊硅砂6号を使用し,空中落下法により層

![](_page_25_Figure_1.jpeg)

図 31 ベンターエレメントの外観寸法(単位:mm Fig. 31 Size of bender element.

厚 350 mm, 相対密度 *D*, を約 60% で作成した. そ の後, 土槽下部から二酸化炭素を通気後, 脱気水 を浸透させ飽和地盤とした. 飽和地盤の不飽和化に は MB 水を用い, 土槽下部より注入圧は 400 kPa で 注入を行った. 模型地盤作製時の地盤の品質確認や 実験前後の地盤の状態を調べるため, 簡易小型動的 コーン貫入試験 PANDA<sup>28)</sup>による打撃貫入試験を試 験に影響のない場所で行った. 実験工程の順に撮影 した状況を**写真 8** にそれぞれ示す.

本実験では、土被りが小さいこともあり、PDC の 間隙水圧計の付いた先端ロッド部分のみを用い、重 さ 2.5 kgf のランマーを高さ 30 cm からロッド上部 に自由落下させ、その際の地盤内へのコーン打撃時 の間隙水圧を計測した.これは、通常、現場で行わ れている試験の1/14の落下エネルギー量に相当す る.また、PDCの他に比較対象として、地盤飽和 度の計測に挿入式の TDR およびベンダーエレメン ト BE を用いた. TDR 計測では、プローブ長が 30 cm であるため、計測値は図中の設置箇所地盤周辺 全体の平均的な値となる.一方, BEは、発信器と 受信機を土槽底盤と地表面に設置しており、設置箇 所の底盤から地表面までの平均的な弾性波速度値と なる. また, BE は, セラミックを材料とする圧電 素子から構成されるが、本実験では、図31に示す とおり、P波、S波速度を同地点で同時に計測でき

表5 試験ケース

Table 5 Test cases.						
試験ケース	PDC	PANDA				
乾燥砂	PDC1脇	PANDA1				
飽和砂	PDC1	PANDA1脇				
MB水30分	PDC2	PANDA2				
MB水90分	PDC2脇	PANDA2脇				

る特徴がある.外観寸法は,直径  $\phi$ 75 mm,S 波セ ンサ部を含めた厚さは t 32 mm であるが,素子寸法 は,P 波用で外径 OD60 mm,内径 ID30 mm,一方, S 波用は,幅 W30 mm,高さ H15 mm で,いずれも t = 0.55 mm である.測定はファンクションジェネ レーターにより,S 波は 10 ~ 40 kHz,P 波は 25 ~ 50 Hz の正弦波を発生させ,10 V の駆動電圧を発信 部に与え,模型地盤の下部より模型地盤内を伝播す る P 波および S 波を地表面で受信した.

表5に示す様に,PDCによる測定は,乾燥地盤, 飽和地盤,MB水注入後(30分),MB水注入後(90分) の4工程終了時にそれぞれ行った.図中に示す計測 箇所については,飽和地盤はPDC1,MB水注入後 はPDC2にて行ったが,互いにGL-200mmに設置 された間隙水圧計PWP(ひずみゲージタイプ,容量 50kPa)から3~5cmの離隔がとられている.

![](_page_26_Picture_1.jpeg)

(a) 模型土層全景

![](_page_26_Picture_3.jpeg)

(d) TDR 計測管設置状況

![](_page_26_Picture_5.jpeg)

(g) BE 計測状況

![](_page_26_Picture_7.jpeg)

(j) 脱気水注水状況

![](_page_26_Picture_9.jpeg)

(m) TDR 計測状況

![](_page_26_Picture_11.jpeg)

(b) 砂投入状況

![](_page_26_Picture_13.jpeg)

(e) PWP 間隙水圧計設置状況

![](_page_26_Picture_15.jpeg)

(h) BE 計測状況

![](_page_26_Picture_17.jpeg)

(k) 飽和地盤作成完了状況

![](_page_26_Picture_19.jpeg)

(n) コーン貫入試験

写真8 コーン貫入試験の様子 Photo 8 Situation of dynamic cone penetration test.

![](_page_26_Picture_22.jpeg)

(c) BE 設置状況

![](_page_26_Picture_24.jpeg)

(f) 砂投入完了状況

![](_page_26_Picture_26.jpeg)

(i) 二酸化炭素透気状況

![](_page_26_Picture_28.jpeg)

(1) MB 水注入状況

表 6 飽和度計測結果(TDR, BE) Table 6 Measurement results of saturation conditions.

<u>⇒</u> ⊥ ₩ \		TDR		
試験ケース	$V_p(m/s)$	$V_s(m/s)$	$S_r(\%)$	$S_r(\%)$
乾燥砂	151	92	0	—
飽和砂	1284	65	100	100
MB水 30分通水	572	78	98	81
MB水 90 分注水	411	83	90	82

#### 5.2.2 実験結果

TDR による *S*, は, 飽和砂において 100% と仮定し た場合, MB 水 30 分および MB 水 90 分の各試験ケー スに対し, それぞれ 81% および 82% であった. MB 水注入 30 分および 90 分でほぼ同じ結果となったが, これはプローブが土槽下部の飽和度を捉え, 気泡の 拡散の差が出にくい深度であった可能性がある.

次に, BE による弾性波計測結果について述べる. 弾性波速度算出にあたり、地盤工学会基準(案)<sup>29)</sup>を 参考に、立ち上がり点は受信波到達以前の電圧値を ゼロとし、初動に対応する受信波形のゼロクロス点 として,発信-受信の立ち上がり時間差を求め,弾 性波速度に換算した.弾性波計測結果について,表 **6**に示す. 乾燥砂では V<sub>n</sub> = 150 m/s, V<sub>s</sub> = 90 m/s 程 度であり、飽和砂、MB水 30 分および MB水 90 分 の各試験ケースでは、受信点で得られる到達波の立 ち上がりがあまり明瞭でなかったことから精度はあ まり良くないと思われるが、飽和砂で V,が 1,000~ 1,200 m/s, V<sub>s</sub> が 60 ~ 80 m/s 程度, MB 水注入後の  $V_p$ については 400 ~ 700 m/s 程度を示し、 $V_s$  はほぼ 不変であった. V。については、一般にせん断弾性係 数 Go との関係が良く知られているが, 式(26)に示 すように,  $G_o$ は間隙比 e, 有効拘束圧  $\sigma_c$  の関数と して用いられることが多い30).

$$G_o = CF(e) \left(\frac{\sigma_c}{p_r}\right)^n \tag{26}$$

ここに、*C*は材料定数、*F*(*e*)は間隙比関数、*p*<sub>r</sub>は基準応力、および *n* は定数であり、 $\sigma_c$ 'の平方根に比例するとし *n* = 0.5 が一般的な値である.式(26) より、乾燥砂からの飽和過程において、 $\sigma_c$ 'の変化に伴い *V*<sub>s</sub> も減少するが、飽和地盤への MB 水注入時には、大きな密度変化や *V*<sub>s</sub> に影響するほどの  $\sigma_c$ 'の変化が無かったものと推察される.

これらの P 波および S 波速度を用いた砂質土の飽

和度については、土要素骨格のポアソン比 v<sub>b</sub>と弾 性波速度比 V<sub>p</sub>/V<sub>s</sub> を用い、次式に示す間隙水圧係数 *B* 値として表現されている.

$$\left(\frac{V_P}{V_s}\right)^2 = \frac{4}{3} + \frac{2(1+v_b)}{3(1-2v_b)(1-B)}$$
(22) 再揭

Y. Tsukamoto *et al.*<sup>31)</sup> を参考に $v_b$ を 0.3 と仮定し, 式 (22) に基づき上述の $V_p \geq V_s$ の分布範囲に対する *B* 値の概算値を求めると, 飽和砂の *B* 値は 0.99, 一方, MB 水による不飽和化地盤の *B* 値は, 0.91 ~ 0.98 と 不飽和状態から完全飽和状態に跨いで分布にするこ ととなる. TDR により測定される *S<sub>r</sub>* ほどではないが, 飽和度の低下を確認できるケースも認められる.

PANDA および PDC 試験結果の深度分布を図 32 に示す. PANDA による貫入抵抗値  $q_d$  および PDC 打撃時のコーン貫入量は、表層付近では、深度方向 に  $q_d$  が増加かつ貫入量は減少するが、全体的にほ ぼ同様な値を示し、概ね一様な地盤が形成されてい ると判断される.

図 33 に PWP 深度付近の PDC 深さ GL-21 cm 貫入 時の PDC コーン内部の過剰間隙水圧の時刻歴を示 す.乾燥砂でも計測を行ったが,±15 kPa 程度の 圧力を検出しているが,打撃時の衝撃に伴う慣性力 の影響であると思われる.飽和後を見ると,飽和地 盤に対し,不飽和化地盤では過剰間隙水圧の最大値 *Au<sub>max</sub>*が増加し,最小値 *Au<sub>min</sub>*も同様な傾向が見られ る.図 32 に示した深度分布においても,注入前後 で *Au<sub>max</sub>* および *Au<sub>min</sub>* が大きくなっており,浅層を 中心に MB 水の量が多くなるに従い,PDC の応答値 が増加し,飽和度の変化を反映しているものと考え らえる.

一方, PDC 深さ GL-21 cm 時周辺地盤の間隙水圧 PWP の計測結果を図 34 に示す.不飽和化を行った 周辺地盤におけるコーン打撃時の過剰間隙水圧の正 のピーク値は,飽和地盤に対する変化があまり見ら

![](_page_28_Figure_1.jpeg)

れない.一方,コーン打撃後の過剰間隙水圧挙動に ついては,PDCとは若干異なり,負圧側に残留す る傾向にあり,MB水30分よりも90分の方が打撃 直後の負圧がより早く発生する傾向が確認できる. TDRによる計測結果によると,両ケースの*S*,はそ れぞれ81%と82%であるため,この過剰間隙水圧 挙動の差異については不明であるが,不飽和化する ことで,周辺地盤においても過剰間隙水圧挙動の変 化を確認することができた.

#### 5.2.3 まとめ

本節では,PDC 試験時に測定される過剰間隙水圧 に着目し,MB 注入効果確認に関する整理を行った. 過去の試験施工現場でのPDC 試験結果では,MB 注 入前後の過剰間隙水圧のピーク値に差が見られた. この現象を確認するため,今回,PDC により計測さ れる過剰間隙水圧と試験時に周辺地盤で発生する過 剰間隙水圧を計測する簡易な模型実験を実施した. 模型実験条件は,有効上載圧や静水圧が小さい等, 現位置試験と異なるものの,現位置試験と同様な傾 向を把握することができた.特に,不飽和化に伴う コーン打撃時の過剰間隙水圧のピーク値が増加する 傾向が捕られた.このメカニズムについては更に検 討が必要であるが,不飽和化前後で調査を行い過剰

![](_page_28_Figure_5.jpeg)

![](_page_28_Figure_6.jpeg)

間隙水圧のピーク値の変化から, 飽和・不飽和状態の区別ができる可能性があることがわかった.

![](_page_29_Figure_1.jpeg)

図 34 PDC 計測結果 (PDC GL-21 cm 時) Fig. 34 Result of PDC measurement at the depth of 21 cm.

#### 6. 飽和度の原位置確認手法に関する振動台実験

前章までに述べたように、不飽和化工法は、安価 かつ施工がシンプルなことから、2011年東北地方太 平洋沖地震以降、住宅の液状化対策としての検討が 盛んに行われてきた.本工法は、気泡の注入による 改良原理の解明がなされつつなるものの, 現場にお ける施工時の出来型確認手法は、確立されていない のが現状である. そこで, 試験施工現場の不飽和化 地盤および室内小型土槽地盤で得られた間隙水圧計 測を伴う動的コーン貫入試験 (PDC) 結果を踏まえ, 大型土槽に飽和・不飽和模型地盤を作製し、加振実 験を行った.この実験では、加振前後に簡易動的貫 入試験(PANDA)を実施し、コーン打撃時の間隙水 圧応答特性とコーン貫入抵抗から模型地盤や不飽和 化の程度やばらつきを評価した.また、この評価結 果と加振時の地盤の液状化挙動を比較し、不飽和化 の効果確認を行うとともに、加振後にも PANDA を 実施し飽和度の変化の把握を行った.

振動台実験は、2種類の土槽を用いて行われた. それぞれの土槽の諸元は、土槽A(自重3t)内寸で 長さ4.0m×幅1.0m×深さ1.5m、土槽B(自重2t) は長さ3.0m×幅1.0m×深さ0.7mであった.土 槽Aでは、1枚の中仕切り板を土槽中央に設置し、 水道水による飽和地盤とMB水による不飽和地盤を 作製した.土槽Bについては、土槽内に2枚の中仕 切り板を均等に配置し、止水処理を施した後、水道 水による飽和地盤、MB水による不飽和地盤および NB水による不飽和地盤を作製し、気泡径による加 振時挙動の違い等の確認を目的とした.模型地盤作 製後、加振実験にあたっては、加速度、間隙水圧の 測定を実施したが、それ以外の調査項目は、動的簡

表 7	模型実験における間隙水の種類
Fable 7	Types of pore water in model test.

土槽	断面名	間隙水の種類
	水道水(A-1)	水道水
土槽 A	マイクロバブル水 (A-2)	マイクロバブル水
	水道水 (B-1)	水道水
土槽 B	マイクロバブル水 (B·2)	マイクロバブル水
	ファインバブル水	フーイン・ジブルーム
	(B-3)	ファインハノル水

易動的貫入試験(PANDA),地盤内弾性波速度 P 波・ S 波速度測定,地表面鉛直変位および層別沈下量(土 槽 A)とした.次節以降に,準備段階の詳細を述べる.

#### 6.1 加振実験の準備

2つの土槽 A (2 断面)・B (3 断面)の各断面におい て、模型地盤作製およびセンサ設置を行った. なお、 各断面の呼称は表7に示す通りである.表中の間隙 水とは、模型地盤作成およびセンサ設置後に土槽底 面より注水する間隙水の種類である.

#### 6.1.1 模型地盤作製

土槽 A, Bにおいて、センサ設置層(土槽 A は 20 cm, 土槽 B は 10 または 15 cm)毎の気乾状態の砂の投入量により密度管理を行い、 $D_r = 60\%$ の模型地盤を作成した。砂の投入方法は、図 35 に示す砂投入用フレコンバックから図 36 に示す多重フルイを介して砂を土槽内へ落下させる空中落下法とし、 $D_r = 60\%$ の模型地盤を作製するための砂投入口高さ、およびフルイ設置高さについては事前に検定を行って決定した。

模型地盤を作製する前に,いずれの断面も最初に 豆砂利(平均粒径10mm程度)を突き固めてフィル 夕層(層厚3cm)を作成した後,さらに6号珪砂を投 入し突き固めることで,合計層厚5cmの基盤層を 作製し(写真9),この基盤層の上に, $D_r = 60\%$ を 目標に模型地盤を作製した.模型地盤の作製は砂投 入量,投入バックの吐出口高さ,および多重フルイ 高さの3点により管理した.投入バック吐出口高さ および多重フルイ高さは前述の検定により求めた値 を用いた.また,各土槽における砂投入順序(土槽 A;I~XII,土槽B;i~xi)は図37に示す通りであ る.なお,土槽Aについては,各段階とも左右半面 に分け層厚10cm分の砂を左右半面に交互に入れる

![](_page_30_Figure_1.jpeg)

図 35 砂投入用フレコンバック Fig. 35 Large storage bag for sand.

![](_page_30_Picture_3.jpeg)

(a) フィルタ層作製

![](_page_30_Figure_5.jpeg)

図36 砂投入用多重フルイ

Fig. 36 Multiple wire mesh for preparation of sand model ground.

![](_page_30_Picture_8.jpeg)

(b) 基盤層作製

写真9 基盤作製状況 Photo 9 Situation of foundation preoaration.

![](_page_30_Figure_11.jpeg)

(a) 土槽 A

(b) 土槽 B

図 37 砂投入順序 Fig. 37 Order of sand preparation.

	<b>Table o</b> Dry density and relative density after ground proputation.					
土槽	間隙水	間隙水     乾燥重量(kg)     地盤平均高さ (cm)     乾燥額		乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	相対密度(%)	
上捕 🗚	水道水	3828.0	121.7	1.58	57	
工帽 A	マイクロバブル水	3828.0	121.7	1.58	57	
	水道水	781.4	50.9	1.57	52	
土槽 B	マイクロバブル水	797.4	50.9	1.57	52	
	ファインバブル水	797.4	50.8	1.57	52	

表8地盤作成後の乾燥密度および相対密度Table 8Dry density and relative density after ground preparation

(I - ①~I - ④)ことで管理層厚 20 m の地盤を作 製した. 一方の土槽 B については,各段階とも管理 層厚 (10 cm または 15 cm)を一度に作製した.地盤 を作成する具体的な手順は以下に示す通りである.

- 底部半開口付き 500 kg フレコンバックに所定量の砂を吊秤により計量する.
- ② 半開口部に投入ノズルをロープで取り付ける.
- ③ 多重フルイ(土槽 A は各段面 4 組, 土槽 B は各 段面 2 組)を所定の高さに吊り下げる.
- ④ 砂投入用バックを吐出口が所定の高さになるよう,天井クレーンで土層上に吊り下げる.
- ⑤ コックを開け,所定の速度で吐出口を動かしな がら砂を投入する.

砂を全量投入後,地表面を均した上で計測した地 表面高さの平均値,砂の乾燥重量,およびそれらか ら求めた注水前の模型地盤の乾燥密度と相対密度を  $\mathbf{z}$ 8に示す.なお, $D_r = 60\%$ 時の乾燥密度は1.59 g/cm<sup>3</sup>とした.いずれの土槽においても,目標相対 密度 $D_r = 60\%$ よりやや緩い地盤となった.これは, 検定時に用いた箱の大きさの影響であり,検定容器 の側壁に当って落ちる土粒子は地盤の密度を大きく する傾向にあるものと考えられる.このため,側壁 の影響が小さくなる土槽の場合,検定時と同じ条件 で地盤を作製しても,出来上がった地盤の密度が目 標値を下回ったと考えられる.但し,土槽 A・B そ れぞれにおいては,いずれの断面もほぼ同じ相対密 度となっており,各土槽単位での比較・考察は可能 である.

#### 6.1.2 間隙水の通水

注水用パイプは,図38に示す様に5 cmの区間に 注水孔を複数開けた1/4 inch シンフレックスチュー ブを用いた.この注水孔が土槽短辺方向の中央にく るよう,図 **39** に示す通り所定の本数(土槽 A は各段 面 8 本,土槽 B は各段面 4 本)のチューブを土槽底 面に固定し,チューブ両端は土槽側壁を這わせて地 表面へ取り出すものとした.

地表面に取り出した注水パイプへの注水は,水道 水および NB 水については水頭差を与える事で行っ た.この水頭差を与えるために,図40に示す通り, 各間隙水を入れる500Lポリタンク,ポリタンクを 天井クレーンで所定の高さまでつり上げるためのハ ンガーパレット,および給水配管から成る注水設備 を作成する.給水配管の分岐部にはコックを設置し, 各注水チューブへの間隙水の流量を調整できる仕様 とした.このとき,定格容量2tの吊秤をクレーン フックとタンクの間に設置することで,おおまかな 注水量の測定も可能とした.

MB水の注水については、MB水精製時の圧力 (220 kPa 程度)で行った.このとき、注水パイプから地盤へ流出する圧力が高くなることが予想される ため、既往の実験を参考に注水パイプの注水孔区間 を 3/8 inch シンフレックスチューブ(全長 6 cm)で覆 うこととした.MB水精製アタッチメントから本注 水パイプへ給水するため、図 41 で示した注水設備 (分岐管)を作製した.なお、注水配管の分岐部には、 水道水、NB水の注水設備と同様、コックを設置し、 各注水チューブへの間隙水の流量を調整できるよう にした.代表的な注水状況を写真10にそれぞれ示す.

# 6.1.3 センサ設置

図 42 に各計測機器の配置を示す. 図中には, センサケーブルの取り出し方向, また, 各センサの略称は図の下に示す通りである.

#### (a) 加速度計

加速度計は、加振中に地盤内での回転を防ぐため、

![](_page_32_Figure_1.jpeg)

Fig. 39 Water injection pipe arrangement diagram.

写真 11 (a) に示す様に,穴をあけたアクリル板に固 定したうえで,地盤に設置した.なお,本業務で用 いた加速度計の感度方向が一軸であるため,弾性波(P 波,S波)受信用に設置した加速度計については,1 カ所につき2個の加速度計を用い,感度方向を水平 と鉛直に組み合わせて1組(写真11(a))とし,同じ 位置でP波・S波両方を受信できるようにした.地 盤設置時には,いずれの形式の加速度計についても, 平面位置,埋設深度,および写真11(b)に示すよう に水平を確認した上で据え付けを行った.据え付け 後は,地盤への追随性を高めるため,アクリル板の 四隅に M5ネジを差し込み固定した(写真11(c)). ケーブルについては,設置深度で側壁方向に水平に 引き込み,側壁沿いに地表面へ取り出している. (b) 間隙水圧計

間隙水圧計は,写真12に示す様に,設置位置に 土層底面よりボルトを立ち上げ,受圧面が上向きの 状態で,所定高さにビニールテープにて固定した.

![](_page_32_Figure_5.jpeg)

Fig. 40 Water injection system for tap water and nanobubble water.

![](_page_33_Figure_1.jpeg)

図 41 マイクロバブル水精製・注水機構 Fig. 41 Micro-bubble water preparation and water injection system.

本設置は地盤作成前に行っており、センサケーブル は一旦土層底面へおろし、まとめた上で側壁へと誘 導し、地表面に取り出している.間隙水圧計のフィ ルタは、次期の砂投入により地盤高さが間隙水圧計 受圧面高さに達する際に、前もって設置した.フィ ルタは事前に30分の煮沸をして空気抜きを行い、 フィルタに水を張るとともに、受圧面にも水をはり、 静かにフィルタをかぶせることで、フィルタと受圧 面の間に極力空気が残らないように設置した. (c) レーザー変位計

レーザー変位計 IL-300 の測定距離が 60 ~ 450 mm であることから、変位計の測定面が地表面から 200 mm 程度の高さになるよう、計測機器設置用梁 に専用治具を用いて固定した(写真 13 (a), (b)). また、レーザー変位計の照準として、写真 13 (c) に 示すような白色プラスチック板 (100 mm × 50 mm) をレーザー変位計直下の地表面に設置した.地盤へ の追随性を良くするため、プラスチック板の両端に は M5 ネジを差し込んだ. (d) 層別沈下計

層別沈下計は,複数の計測板,計測棒,計測棒挿 入用ロッドからなる(写真14 (a)).ロッドは地盤作 成前に土槽底面に固定されている.その後,模型地 盤を作成していき,地盤が所定の高さに達した段階 で,ドーナッツ円盤状の計測版をロッドに差し込ん で地表面に静置した.この計測板内円には永久磁石 が取り付けられている.一方の計測棒先端にはコイ ルが仕込まれており,計測棒先端が計測板を通過す るときに電磁誘導により電流が流れ,これをテス ターで計測することにより,地中の計測板の位置を 計測することができる.計測の状況を写真14 (b)に 示す.

#### 6.2 各種調查

土槽 A, B 各断面において,加振前後で簡易動的 貫入試験 (PANDA) を実施した.試験実施位置につ いては,図43 に示すとおりである.また,P波・S 波速度計測も実施したが,地表面にトリガー用の加 速度計を設置した発信子を据え,ここから地中に伝

![](_page_34_Picture_1.jpeg)

(a) 注水設備(ナノバブル水用(左),水道水用(右))

![](_page_34_Picture_3.jpeg)

(c) 水道水注水状況

![](_page_34_Picture_5.jpeg)

(b) マイクロバブル水注水設備

![](_page_34_Picture_7.jpeg)

(d) ナノバブル水注水状況

![](_page_34_Picture_9.jpeg)

**写真10** 注水状況 Photo 10 Water injection situation.

播する P 波・S 波を地中に据えた加速度計で検出す る方法 (写真 15 (a))をとった.発信子と地盤との接 地を良くするために,発信子の上には 5 kg 程度の錘 を載荷している.なお,P 波については,発信子上 面をハンマーで打撃する方法(写真 15 (b))とした.

#### 6.2.1 PANDA による地盤性状の把握

軽量簡易動的買入試験機 (PANDA)<sup>28)</sup> を用いて, コーン貫入抵抗を測定した. PANDA は,フランス で開発されたサウンディング手法であり,日本にお ける知名度は低いが,フランス国内で1,400 台程度, 世界的にも 2,000 台程度 (約 10 年前当時) 普及して おり,盛土や埋土などの締固め地盤の評価に多く利 用されている.試験機は小型軽量で試験方法も簡便 であることから,締固め地盤のみならず,模型実験 における模型地盤の評価にも有効であると考えられ る.今回,加振前後に調査を実施することで,飽和・ 不飽和地盤の性状変化の把握を試みた.また,図43 に示す様に,間隙水圧計の近傍で打撃貫入すること により,地盤種別ごとに発生する過剰間隙水圧の違 いを把握するため,試験とともに計測も実施した.

**図 44** (a) ~ (c) に軽量簡易動的貫入試験装置全体の概念図,試験の様子およびコーンの形状を示す.

![](_page_35_Figure_1.jpeg)

(b) 土槽 B

図 42 センサ設置位置 Fig. 42 Position of sensor installation.

![](_page_35_Picture_4.jpeg)

(a) 加速度計据え付け治具

![](_page_35_Picture_6.jpeg)

(b) 加速度計据え付け状況写真 11 加速度計据え付け方法Photo 11 Accelerometer installation method.

![](_page_35_Picture_8.jpeg)

(c) 加速度計固定状況

![](_page_36_Picture_1.jpeg)

**写真 12** 間隙水圧計据え付け状況 **Photo 12** Situation of pore water pressure gauge installation.

![](_page_36_Picture_3.jpeg)

(a) 土槽 A

![](_page_36_Picture_5.jpeg)

![](_page_36_Figure_6.jpeg)

![](_page_36_Picture_7.jpeg)

(c) レーザー変位計照準

![](_page_36_Figure_9.jpeg)

Photo 13 Installation status of laser displacement meter.

![](_page_36_Picture_11.jpeg)

(a) 層別沈下計測機器

![](_page_36_Picture_13.jpeg)

(b) 層別沈下計測状況写真14 層別沈下計据え付け状況Photo 14 Installation status of plate for measurement of subsidence.

先端抵抗 q<sub>d</sub> は, (a) に示すようにハンマーによる打 撃でロッドとその先端に接続したコーンを地盤に打 ち込み,そのときの1打撃ごとに得ることが出来る. また, q<sub>d</sub> は打撃エネルギーとその伝達効率および貫 入量の関係から,次式により求められる.

$$q_{d} = \frac{1}{A} \frac{\frac{1}{2}MV^{2}}{1 + \frac{P}{M}x}$$
(27)

![](_page_37_Figure_1.jpeg)

図 43 PANDA 実施位置 Fig. 43 Position of PANDA.

![](_page_37_Picture_3.jpeg)

(a) 弹性波測定状況

![](_page_37_Picture_5.jpeg)

(b) P 波の発生写真 15 弾性波測定状況Photo 15 Situation of elastic wave measurement.

式(27)中に示す*A*はコーン断面積,*M*は打撃側の 質量,*P*は打撃を受ける側の質量,*V*は衝撃速度,*x* は1打撃あたりの貫入長さであり,打撃エネルギー (*MV*<sup>2</sup>/2)は,アンビル内部のひずみゲージ式のセン サにより求められる.標準的な仕様は,ハンマーの 質量が2kg,ロッドの関しては,径が14mm,1本 の長さが0.5m,および質量が0.59kgである.

本調査法の利点としては、(b)にも試験の様子を

![](_page_37_Figure_9.jpeg)

図 44 PANDA の試験方法および機材の概要 Fig. 44 Outline of testing method and equipment of PANDA.

![](_page_37_Picture_11.jpeg)

写真 16 PANDA の試験状況 Photo 16 Penetration test using PANDA.

![](_page_37_Picture_13.jpeg)

写真 17 振動台上の土槽の配置 Photo 17 Arrangement of soil containers on shaking table.

示しているが, a) 狭い場所において,一人で試験が可能, b) 打撃力が任意であり試験に時間をそれほど 要さない,および c) 試験後直ちにデータのチェック が可能な点が挙げられる.また参考までに, q<sub>d</sub> と N 値の関係について地盤材料別に以下のように示され ている.

![](_page_38_Figure_1.jpeg)

(b) 土槽 B(左が MB 水,中が飽和地盤,右が NB 水)

図 45 実験断面図 Fig. 45 Section of the tests.

![](_page_38_Figure_4.jpeg)

図 46 PANDA の試験結果 Fig. 46 Test results of PANDA.

![](_page_39_Figure_1.jpeg)

![](_page_40_Figure_1.jpeg)

![](_page_41_Figure_1.jpeg)

![](_page_42_Figure_1.jpeg)

![](_page_42_Figure_2.jpeg)

![](_page_43_Figure_1.jpeg)

図 48(1) コーン打撃時における時刻歴データ Fig. 48(1) Time histries in cone penetration test.

![](_page_44_Figure_1.jpeg)

![](_page_44_Figure_2.jpeg)

$$q_d = 0.2 \sim 0.3N(粘性土)$$
 (28a)  
 $q_d = 0.4 \sim 0.5N(細砂, 中砂)$  (28b)  
 $q_d = 0.6 \sim 1N(砂, 礫)$  (28c)

貫入試験の様子を写真16に示す.また,写真17に 土槽設置後の振動台の全景(向かって左が土槽A, 右が土槽B),土槽AおよびBの模式図を図45に 示す.図45に基づき,PANDAによる各試験結果を 図46にそれぞれ示す.同図に示す試験結果は,加 振前後の実施したものであるが,加振実験自体は, 土槽AおよびBを同時に加振した.後に示すが, 加振ケースは,1回目の加振が50Gal,2回目の加 振が300Galの正弦波による入力波であり,2回目 の加振では,飽和砂だけでなく,すべての模型地盤 で液状化したことを確認した.土槽Aの結果を見 ると,qdにばらつきが見られるが,模型地盤深部に おいて,飽和地盤,MB水地盤に拘わらず,模型地 盤深部で加振後に地盤の密実化がわずかに確認でき る.土槽Bでは,飽和地盤,MB水地盤において, 模型地盤上部での加振後の緩みが顕著である様子が わかる.

これらを見ると, 飽和条件の違いによる q<sub>d</sub> の分 布に顕著な傾向は確認できなかった.

#### 6.2.2 コーン打撃貫入時に発生する過剰間隙水圧

図 46 に示す各図における矢印の深度で, コーン 打撃時に発生する周辺地盤の加速度および過剰間隙 水圧を計測した.加振前後における土槽 A の時刻歴 データを図 47, 土槽 B を図 48 にそれぞれ示す.図 中の点線のくくりは,模型地盤内に設置されている センサに最も近い打撃時の応答を示したものである. 過剰間隙水圧については,ノイズが大きいことから, 移動平均によるデータも併記した.各ケースともに, コーン打撃時には,加速度および過剰間隙水圧とも に,明瞭なピークを示していることがわかる.

図 49 および図 50 にセンサ直近における加速度応 答と過剰間隙水圧の時刻歴の重ねあわせを示す.

図 49 および図 50 より, 土槽 A と B, あるいは間 隙水の種類により, コーン打撃時の加速度と過剰間

![](_page_45_Figure_1.jpeg)

図 48(3) コーン打撃時における時刻歴データ Fig. 48(3) Time histries in cone penetration test.

![](_page_46_Figure_1.jpeg)

図 48(4) コーン打撃時における時刻歴データ Fig. 48(4) Time histries in cone penetration test.

隙水圧応答の関係について,過剰間隙水圧は,飽和 地盤で明瞭な立ち上がり見られるケースが多く,一 方,MB,NBによる気泡水については,立ち上がり があまり明瞭でないように見受けられるが,はっき りとした傾向は確認できなかった.

模型地盤内に設置した加速度計および過剰間隙水 圧計の深度において, q<sub>d</sub> や図 49 および図 50 より 得られるピーク値を深度分布にまとめ図 51 に示す. 図中の白抜きのプロットは加振前,塗りつぶされた プロットは加振後のデータを示す.

図 51 は,最大加速度(ACC)および最大過剰間隙 水圧(EPWP)だけでなく,センサの設置深度におけ る q<sub>d</sub>の深度分布を示している.図中の黒いプロッ トは加振前,赤および青いプロットは加振後を示す ものである.q<sub>d</sub>は飽和地盤の深部で大きく,飽和地 盤は不飽和地盤のケースよりやや密度が大きく見受 けられる.土被りが大きい土槽 A の結果に着目す ると,飽和地盤と MB 水における最大加速度は,q<sub>d</sub> はほぼ同じであるにも拘わらず,不飽和地盤である MB 水の GL.-0.4 mの ACC は飽和地盤よりも大きい. また, ACC の分布傾向は, 両ケースで同様であるが, MB 水の EPWP は浅層を除いて飽和地盤よりも大き い様子がわかる.また,図51 中には,基準拘束圧  $\sigma_v$ ' = 98 kPa で正規化された  $q_{d1}$  の分布を示す.基準 化の際,  $q_{d1}$  は基準化 N 値  $N_1$  を用いた Liao の提案 式 <sup>32)</sup>に基づき,次式を用いた.

$$q_{d1} = q_d \sqrt{\left(\frac{98}{\sigma'_v}\right)}$$
(29)

 $q_{d1}$ の深度分布の傾向は、生データである $q_d$ の傾向をとほぼ同様である.また、GL-0.2 m における  $\Delta u/\sigma_v$ が大きく影響が $q_d$ に影響がありそうなものの、 すべての飽和条件における $q_{d1}$ の深度分布の傾向は、 同様であるものと言える.

**図 51** に示した深度分布を基に、q<sub>d1</sub> と Δu/σ<sub>v</sub>'の関係を図 52 に示す。同図より、Δu/σv'は q<sub>d1</sub> が小さくなるほど、特に q<sub>d1</sub> が 1 MPa 以下で急増する傾向を示す。このような関係は、相対密度(土骨格)やせん

![](_page_47_Figure_1.jpeg)

国 50(1) 時刻歴テータ(工作 B) Fig. 50(1) Time histries (Soil container B).

#### 液状化地盤における飽和度確認手法に関する実験的研究-中澤ほか

![](_page_48_Figure_1.jpeg)

![](_page_48_Figure_2.jpeg)

断剛性に依存すると考えられる. プロットにばらつ きが多く,各飽和ケースにおける違いは明瞭ではな いが,NB水についてはやや過剰間隙水圧が上昇し やすくなっている様子がわかる.

![](_page_49_Figure_2.jpeg)

図 52 q<sub>d1</sub> と過剰間隙水圧比の関係 Fig. 52 Relationship between q<sub>d1</sub> and excess pore water pressure.

#### 6.2.3 模型地盤の弾性波速度測定

土槽 A および B において, P 波・S 波速度計測を 実施した. 先にも説明した通り, 地表面にトリガー 用の加速度計を設置した発信子を据え、ここから地 中に伝播するP波・S波を地中に据えた加速度計で 捉えた.なお、発信子と地盤との接地を良くするた めに,発信子の上には5kg程度の錘を載荷し,P波 については、発信子上面をハンマーで打撃した、図 53 および図 54 に弾性波速度計測時の走時波形を 示す. 測定のタイミングは, 乾燥砂地盤, 水道水, MB水およびNB水通水後,加振後とした.また, 弾性波速度の算定に当たり,発信・受信波の立ち上 がり時間差 At を読み取り、センサ間の距離 L から V<sub>p</sub>, V<sub>s</sub>を算定した.これらの計測結果をまとめ,表 9に示す.同図には、模型地盤全体の平均的な弾性 波速度が示されている.加振前のP波速度に着目す ると、通常の飽和地盤よりも低い V, を示しているも のの, 飽和(水道水)地盤, NB水地盤, MB水地盤の 順に V,が低下していることがわかる.一方,S波速 度には、乾燥砂地盤から通水過程において変化が求 められるが、有効拘束圧の変化によるものである.

![](_page_49_Figure_6.jpeg)

Fig. 53(1) Travel time wave forms (Soil container A).

![](_page_50_Figure_1.jpeg)

図 53(2) 走時波形(土槽 A)

Fig. 53(2) Travel time wave forms (Soil container A).

![](_page_50_Figure_4.jpeg)

![](_page_50_Figure_5.jpeg)

Fig. 54(1) Travel time wave forms (Soil container B).

![](_page_51_Figure_1.jpeg)

![](_page_51_Figure_2.jpeg)

Fig. 54(2) Travel time wave forms (Soil container B).

図 55 に, 土槽内における弾性波速度の深度分布 とこれから推定される B 値の深度分布を示す. なお, 推定 B 値の算定に当たり,式(22)を用いた. これら の図中の太実線は加振前,太点線は加振後の深度分 布を示している.加振後については,模型地盤の再 配列や過剰間隙水圧消散時の影響により,気泡が移 動したためか, V<sub>p</sub> あるいは B 値の深度分布が加振 前よりも上昇している傾向が読み取れる.加振前の V<sub>p</sub> あるいは B 値の深度分布に着目すると,土被り が浅い深度では,飽和地盤よりも MB 水のケースの 飽和度が低く,NB 水については,比較的飽和地盤 に近く,MB よりは飽和度が高い傾向にある.

表9 模型地盤の平均弾性波速度 Table 9 Average elastic wave velocities in model grounds.

間隙水	計測位置・時点	Vp (m/s)	Vs (m/s)
	土槽A・乾燥	258	125
	土槽A・加振前	602	189
水洋小	土槽A・加振後	855	347
小坦小	土槽B・乾燥	312	130
	土槽B・加振前	435	98
	土槽B·加振後	321	93
	土槽A・乾燥	265	115
	土槽A・加振前	446	152
ママクロバゴローを	土槽A・加振後	532	272
849007200K	土槽B・乾燥	312	118
	土槽B・加振前	370	130
	土槽B·加振後	455	169
	土槽B・乾燥	290	126
ファインバブル水	土槽B·加振前	658	155
	土槽B・加振儀	408	93

![](_page_52_Figure_4.jpeg)

図 55 弾性波速度および推定 *B* 値の dd 走時波形(土槽 B) Fig. 55 Travel time wave forms (Soil container B).

#### 6.3 振動台実験

大型土槽に飽和・不飽和模型地盤を作製し,加振 実験を行った.上述の通り,加振前後に弾性波速度 測定と PANDA を実施し,不飽和化の程度や模型地 盤のばらつきを評価した.振動台実験では,模型地 盤の液状化挙動の把握と不飽和化の効果確認を行っ た.

#### 6.3.1 実験ケース

加振は2回行われた.加振波を図56に示す.加 振実験では、定常部前後に漸増・漸減部を設けた3 Hzの正弦波を用い、1回目は、加速度振幅を入力目 標として30gal、2回目は300galとした.実験は、 土槽AおよびBの同時加振とし、加振時には、地 盤調査時と同様に、加速度、間隙水圧の計測に加え、 地表面沈下をレーザー変位計により計測した.これ らの計測は100 Hzのデータとしてまとめた.また、 300galの加振後、土槽Aの模型地盤内に設置した 沈下板により、層別沈下を手動計測した.

#### 6.3.2 実験結果

図 57 ~ 60 に加振時, 各センサにより計測された 時刻歴データを示す.

加速度振幅 30 gal による加振実験結果における過 剰間隙水圧と地表面変位はほとんど変化がないこと がわかる.300 gal による加振結果を見ると,加振に 伴い,過剰間隙水圧が上昇し,飽和地盤のみならず, MB 水および NB 水による地盤も初期液状化に達し ている.

![](_page_53_Figure_8.jpeg)

図 56 入力波 (300 gal) Fig. 56 Input wave (300 gal).

![](_page_53_Figure_10.jpeg)

図 57(1) 時刻歴データ(30 gal・土槽 A)

![](_page_53_Figure_12.jpeg)

![](_page_54_Figure_1.jpeg)

図 57(2) 時刻歴データ(30 gal・土槽 A) Fig. 57(2) Time histories of shaking test (30 gal-Soil container A).

![](_page_55_Figure_1.jpeg)

Fig. 58 Time histories of shaking test (30 gal-Soil container B).

土槽Aに設置した層別沈下計について,加振前後 および加振後約4時間経過後に測定した各計測板の 高さおよびそれらから求めた各層の沈下量(加振前 後および加振後4時間での増分)をそれぞれ表10に 示す.なお,計測板の高さとは,図61に示した通 り,模型地盤下に設置した基盤層上面からの高さを 指している.また,土槽Bの各断面2カ所において, 土槽Aと同様に,加振前後および加振後約4時間経 過後に測定した地表面鉛直高さとそれらから求めた 鉛直変位量(加振前後および加振後4時間での増分) を,それぞれ表11に示す.なお,高さ計測は,各 断面とも図60に示す位置で行った結果である.表 中の()内の数字は,負の沈下量(膨張)を示してい るが,その要因として計測誤差も含まれる.

表10,11を見ると、各ケース間の模型地盤の沈

下傾向に大きな差は確認されず,層別沈下計計測板 「上」におけるデータに着目すると,土槽Aで加振か ら4時間後に,飽和地盤で1.4 cm,MB水では0.9 cmであった.ただし,計測板「上」~「中央」におけ る体積収縮量で見ると,飽和地盤が0.6 cm,MB水 地盤が0.5 cmと大きな差異は見られず,これらを 測定板間の体積ひずみに換算すると,前者が1.50%, 後者が1.25%をそれぞれ示す.これら値は,通常の 液状化地盤で考えられている体積ひずみの3~5% に比べ,やや低い値を示している.図57~60にお ける過剰間隙水圧の時刻歴を見ると,各ケースでほ ぼ同様な挙動を示し液状化に至っていることから, 加振後の過剰間隙水圧消散に伴う地盤の体積収縮傾 向も概ね同様であったものと考えられる.

![](_page_56_Figure_1.jpeg)

図 59(1) 時刻歴データ(300 gal・土槽 A) Fig. 59(1) Time histories of shaking test (300 gal-Soil container A).

#### 6.3.3 加振実験結果から見た飽和度の効果

今回の加振実験結果では、過剰間隙水圧の時刻歴 を見ると、飽和地盤、MB水およびNB水地盤の動 的挙動に大きな差は確認されなかた.そこで、模型 地盤自体の飽和度について、図20に基づきKを再 確認する.図63に要素試験と模型地盤の平均的な Kの比較を示す.要素試験と模型地盤の違いは、間 隙水圧が異なること、また、等方、異方の違いはあ るが、有効拘束圧が要素試験では 20 ~ 200 kPa の範囲であるのに対し、模型地盤では 2 ~ 3 kPa 程度であり、 $K_b$ の大きさも異なっている。同じ $D_r = 60\%$ であっても、模型地盤の場合、土粒子骨格の圧縮性が高い状態にあることがわかる。一方、模型地盤を示す赤いプロットを確認すると、間隙水に水道水を使用し飽和地盤については思うように飽和度が上昇せず、Kだけで確認すると、MB 水および NB 水に

![](_page_57_Figure_1.jpeg)

![](_page_57_Figure_2.jpeg)

よる模型地盤と同等な分布を示している.本来,地 盤の液状化は動的せん断挙動によるものであり,有 効拘束圧にも依存するが,間隙水圧の効果について は,各模型地盤間で間隙水の圧縮性にあまり違いが 見られなかったことも要因の1つと考えられる. 飽和度の効果に関し,図26に示した液状化強度 増加率 *R<sub>u</sub>/R<sub>s</sub>*のまとめに模型実験結果を追記し,図 64に示す.なお,模型実験における *R<sub>u</sub>/R<sub>s</sub>*であるが, 基本的に飽和・不飽和のケースで液状化挙動に変わ りがなかったことから,飽和度の影響はなく1.0と

![](_page_58_Figure_1.jpeg)

図 60 時刻歴データ(300 gal・土槽 B)

![](_page_58_Figure_3.jpeg)

![](_page_58_Figure_4.jpeg)

図 61 層別沈下計測板設置高さ Fig. 61 Installed hight of plate for measurment of settlement.

![](_page_58_Figure_6.jpeg)

表10 沈下量のとりまとめ(土槽 A)

 Table 10
 Summary of settlement due to liquefaction (Soil container A).

	水道水			マイクロバブル水		
計測板	計測板高さ (cm)			計測板高さ (cm)		
	加振前	加振後	加振4時間後	加振前	加振後	加振4時間後
上	98.2	96.9	96.8	98.2	97.2	97.3
中央	58.1	57.2	57.3	57.8	57.5	57.4
下	18.5	18.2	18.1	18.1	18.1	18.1

(a) 層別沈下計測板高さ

(b) 沈下量增分

	水道水		マイクロバブル水		
計測板	層別沈下量 (cm)		層別沈下量 (cm)		
	加振前~後	加振後~4時間後	加振前~後	加振後~4時間後	
1	1.3	0.1	1.0	(0.1)	
中央	0.9	(0.1)	0.3	0.1	
$\overline{\mathbf{Y}}$	0.3	0.1	0.0	0.0	

表11 沈下量のとりまとめ(土槽 B)

 Table 11
 Summary of settlement due to liquefaction (Soil container B).

(a) 層別沈下計測板高さ						
	水道水		マイクロバブル水		ファインバブル水	
計測時間	地表面高さ (cm)		地表面高さ (cm)		地表面高さ (cm)	
	1	2	1	2	1	2
加振前	51.0	50.7	51.0	50.8	50.4	50.9
加振後	50.8	50.8	50.8	50.6	50.3	50.8
加振4時間後	50.8	50.7	50.7	50.5	50.2	50.8

(0) 亿下里增分						
	水道水		マイクロバブル水		ファインバブル水	
計測時間	地表面鉛直変位 (cm)		地表面鉛直変位 (cm)		地表面鉛直変位 (cm)	
	1	2	1	2	1	2
加振前~後	0.2	(0.1)	0.2	0.2	0.1	0.1
加振後~ 4時間後	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0

![](_page_59_Figure_11.jpeg)

図 63 体積弾性係数の比較 Fig. 63 Comparison of bulk modulus.

判断した.ただし,前述の通り,飽和地盤の間隙水 は水道水によるものであり,本来目指すべき完全飽 和状態に対して *Ru/Rs*を算定した場合には,1以上 の値を示し,効果がある可能性も否定できない.ま た,*B*値については,式(22)を適用した推定値であ る.同図では,*B*値,*Vp*および*Vp/Vs*を横軸にとっ ているが,低拘束圧と間隙水の影響で既往の関係と あまり調和的でない関係を示している.

#### 7. まとめ

近年,耐震設計で扱う地震動レベルが非常に大き くなってきているため,地盤の飽和条件によらず, 液状化の検討を要するケースが生じてきている.ま た,2011年東北地方太平洋沖地震では,浦安市をは じめ,東京湾北部沿岸部埋立地において大規模な液 状化被害が生じことを受け,以降,宅地地盤を対象 とした安価な液状化対策工法の開発が精力的に行わ

![](_page_60_Figure_1.jpeg)

図 64 液状化強度增加率 Fig. 64 Increase rate in liquefaction strength.

れてきた.その1つに,液状化層の不飽和化による 対策,所謂,不飽和化液状化対策工法の提案が積極 的に行われており,定量的な対策効果の評価のため には,飽和度と液状化の関係および対策を行う液状 化層内の原位置における飽和度の評価手法の一体化 した研究が必要である.

本研究では、実際に液状化対策として用いられて いる直径  $\phi$ 10 ~ 100 µm の気泡径であるマイクロバ ブルおよび  $\phi$ 10 nm ~ 10 µm の微細な気泡であるナ ノバブルを用いた検討を行い、現場における確認調 査、要素試験による不飽和土の液状化特性の把握お よび模型実験を行い、原位置における飽和度の評価 手法の構築を試みた.一連の検討から得られた知見 を以下に示す.

- 浦安市における不飽和化液状化対策工法の検 (1)証実験における改良効果確認手法の検討結果を まとめた. 地盤の不飽和化における出来形確認 は、PS 検層、比抵抗探査および TDR 土壌水分 計により、 地盤の 飽和度が低下した際の 様相を 捉えることは可能である.しかし、長期間の耐 久性確認のような場合には、観測孔の設置<br />
  ・維 持管理を要するため、不飽和化の確認手段とし ての PDC の適用性について検討した.調査結 果では、MB 注入前に比べ、地盤の不飽和化後 にコーン一打撃で生じる改良地盤の過剰間隙水 圧の最大値に顕著な増加が見られた.しかし、 不飽和化地盤では、打撃時に発生するコーン周 辺の過剰間隙水圧は減少すると考えられるた め、PDC 打撃時の過剰間隙水圧の増加メカニズ ム把握が課題として挙げられたが、出来形確認 としては、利用が可能であることがわかった.
- (2) 気泡混入水の圧縮特性把握では、室内において、飯豊珪砂6号によるDrが概ね60%の供試体を用い、飽和供試体に脱気水、不飽和土については、MB水およびNB水を通水し試験を行った.背圧の影響に関する確認試験に関し、有効拘束圧 σc' = 50 kPa 一定で、背圧を0~200 kPa と変化させ、各ステップにおいてデジタルVTR 機材による泡の析出確認、B値および弾性波速度測定を行った.また、σc' = 50 kPa (B.P. = 0 kPa)で圧密非排水三軸圧縮試験を実施した.

*B* 値と背圧の関係から, B.P. とともに B 値も 上昇し, 脱気あるいは気泡混合の有無で境界線 が存在すること、また、背圧が大きいと両者は 近接する傾向を示すことがわかった.また、 $V_p$ の特徴として、脱気水は 1,800 m/s 前後、MB 水 および NB 水の  $V_p$ は脱気水に比べ 1/3 以下の値 を示すが、多孔質男性理論と整合していること が確認された.

間隙水の圧縮性に関しては,非排水条件下での土骨格の変形と間隙流体の変形が同時に同じ変化量で起こると考えると,間隙の体積変化分の間隙水圧増分が生じる要因となり得る.試験結果から,MB水やNB水に関しては,Pwが低い範囲でKawがKbを下回っていることから,気泡がつぶれることにより,間隙水圧の変化が小さくなっているものと考えられる.

- (3) 飽和度が液状化強度に与える影響に関して は, 乾燥状態の飯豊珪砂を空中落下法により Dr=60% に調整した供試体を用い, 飽和度 Sr= 100%かつ間隙水圧係数 B 値が 0.95 以上の完全 飽和状態,一方,MBおよびNBによる不飽和 状態の条件を作り出し, B 値, 弾性波速度 V<sub>p</sub> お よび V, および R, の関係についてまとめた. 液 状化強度曲線から,脱気水に対し MB 水,FB 水の両ケースは全体的に液状化強度が上昇傾 向にある.液状化強度増加率で見ると、B値の 低下に対し緩やかな漸増傾向を示し, NB 水や MB 水による試験結果も,他の地盤地材料と同 様な関係を示す. これは, V<sub>p</sub>および V<sub>p</sub>/V<sub>s</sub>に対 する液状化強度増加率の傾向も同様であった. なお、今回の NB 水や MB 水を通水する供試体 作製方法では、B値はそれぞれ、0.51、0.39を 示していた.
- (4) 不飽和領域の面的評価に関する予備土槽実験 を行った.本実験では、コーン試験を行ったが、 ハンマー打撃時にコーン先端を地中内の振動発 生源とするトモグラフィ解析を行った.その目 的は、飽和度低下領域の2次元分布を把握し、 不飽和化液状化対策効果を面的にとらえること である.コーン打撃貫入は地表面から連続的に 実施されたが、その際に発生した振動を地表面 に設置した地震計で計測した.飽和砂および MB水注入後の模型地盤で実施した結果、MB 地盤の一部でP波速度の低下域が確認できた. この模型実験により、コーン貫入試験を震源と

する P 波速度の探査手法が不飽和化対策効果の 評価手法となり得る可能性があることがわかっ た.しかし,土槽実験では境界条件を解釈しな ければならないため,現場での確認調査を通じ た精度の検証と手法の確立が必要である.

- (5) 小型模型実験により、PDC と同様な原理であ る先端コーンに間隙水圧計を内蔵した装置を用 い、コーン貫入試験を実施した、飽和・不飽和 地盤におけるコーン打撃時の間隙水圧応答を確 認し、MB 注入効果確認に関する考察を行った. 浦安市における MB 試験施工現場での PDC 試 験結果では, MB 注入前後の過剰間隙水圧のピー ク値に差が見られたが、今回の実験においても、 有効上載圧や静水圧が小さい等、現位置試験と 異なるものの,現位置試験と同様な傾向を把握 することができた.不飽和化に伴うコーン打撃 時の過剰間隙水圧のピーク値が増加する傾向に ついては,更に検討が必要であるが,不飽和化 前後で調査を行い過剰間隙水圧のピーク値の変 化から, 飽和・不飽和状態の区別ができる可能 性があることがわかった.
- (6) 最後に,液状化層における不飽和化の効果検 証と対策効果確認手法の検討を模型振動台実験 により行った.模型振動台実験は、2種類の模 型地盤により行われ,飯豊珪砂によりD<sub>r</sub>=60% に調整された飽和地盤、MB水およびNB水に よる模型地盤を作製し,飽和度の確認、弾性波 速度測定,効果確認調査手法として軽量小型動 的コーン貫入試験による地盤調査を実施し,加 振による模型地盤の液状化挙動の把握を行った.

加振実験では,いずれのケースもほぼ同じタ イミングで液状化に至り,不飽和化の効果を検 証するまでに至らず,有効上載圧や模型地盤の 土粒子骨格が小さかったことが原因と考えられ る.しかし,コーン打撃時のコーン周辺地盤の 過剰間隙水圧応答を確認すると,各飽和ケース における違いは明瞭ではないが,NB水につい ては,MB水よりもやや過剰間隙水圧が上昇し やすかったようである.また,弾性波速度の深 度分布および推定B値の深度分布から,土被り が浅い深度では,飽和地盤よりもMB水の飽和 度が低く,NB水については,比較的飽和地盤 に近い傾向にあることが確認された. 以上を簡単にまとめると,一連の室内試験結果からは,NB水においてもMB水と同様な液状化強度 増加傾向が見られた.一方,振動台実験では,加振時に飽和条件によち差異が確認されなかったが,動 的コーン貫入試験結果では,飽和地盤とNBが類似 した間隙水圧挙動を示していた.今後の課題として は,試行した動的コーン貫入試験は出来型確認を原 位置で行うには十分であるが,そのメカニズムの把 握,および面的評価技術の現場における検証を行う 必要があるものと考えられる.

### 謝辞

本研究は,防災科学技術研究所と佐藤工業,産業 総合技術研究所および東京大学との共同研究の下, 実施された.防災科学技術研究所における模型実験 の実施にあたり,基礎地盤コンサルタンツの山田眞 一様,青山翔吾様をはじめとする方々の多大なご協 力をいただいた.関係者各位に謝意を表します.

#### 参考文献

- 安田 進(2011):関東の液状化被害.地盤工学会 東北地方太平洋沖地震災害調査報告会(第一回).
- 浦安市:液状化対策実現可能性技術検討委員会 ホームページ, http://www.city.urayasu.chiba.jp/ menu120 95.html4
- Nagao, K., Suemasa, N., Jinguuji, M., and Nakazawa, H. (2015): In-situ applicability test of soil improvement for housing sites using Micro-Bubbles against soil liquefaction in URAYASU. Japan, 25th International Ocean and Polar Engineering Conference, 845-852.
- 4) 澤田俊一(2006):地盤の液状化判定を目的とし たサウンディング調査法に関する研究.東京理 科大学博士論文.
- 5) 狐崎長琅(1986):気泡を含む不完全な水飽和砂 層の弾性波の速度・減衰とその応用上の意義. 物理探査, Vol.39, No.5, 42-57.
- 6) 兼間 強(1997): 不完全飽和状態の含水砂試料を 伝播する弾性波速度と減衰に及ぼす空気飽和度 の影響.物理探査, Vol.50, No.3, 229-245.
- Ishihara, K., Tsukamoto, Y., and Kamada, K. (2004): Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading. Proc. of International

Conference of Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, 27-40.

- Rocker, K.J. (1968): The liquefaction behavior of sands subjected to cyclic loading. Soils Publication, M.I.T, No.221.
- Chaney, R.C. (1978): Saturation of effects on the cyclic strength of sands. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Vol.1, 342-348.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., and Tokimatsu, K. (1989): Liquefaction resistance of a partially saturated sand, Soil and Foundations, Vol.29, No.3, 157-162.
- 中澤博志・石原研而・塚本良道・鎌田敏幸(2006):
   地盤の弾性波速度による液状化発生条件の検討.
   土木学会論文集 C, Vol.62, No.2, 346-359.
- 12) 山根信幸・磯谷修二・藤井 直・山浦昌之・ 岡田克寛・岡村未対(2013):空気注入不飽和 化工法(Air-des 工法)の開発. 地盤工学会誌, Vol.61, No.1, 34-35.
- 13) 菅野高弘・中澤博志 (2009): 液状化対策に関する実物大の空港施設を用いた実験的研究. 港空研資料, No.1195, 354pp.
- 14) 永尾浩一・末政直晃・神宮司元治・中澤博志 (2013):浦安市地盤における戸建て住宅を対象 としたマイクロバブル水液状化対策工法の実証 実験.佐藤工業技術研究所報, No.38, 27-34.
- 15) 永尾浩一・前田幸男・末政直晃・菅野高広・中 澤博志・神宮司元治(2008):マイクロバブル水 混入による液状化対策工法における実地盤実験. 佐藤工業技術研究所報, No.33, 35-44.
- 16) 永尾浩一・末政直晃・畔上洋一・中澤博志・神 宮司元治・岡庭一憲(2008):マイクロバブル水 を利用した不飽和化による液状化対策工法に関 する実大規模液状化実験.土木学会海洋開発論 文集, Vol.24, 291-296.
- 17) 岡田真幸・岡庭一憲・末政直晃・片田敏行・永 尾浩一(2009):マイクロバブル水を利用した地 盤不飽和化による液状化対策工法の開発.第36 回土木学会関東支部技術研究発表会,Ⅲ-36.
- 18) 永尾浩一・佐々木隆光・中澤博志・末政直晃
   (2013):実地盤におけるマイクロバブル水液状
   化対策工法の再注入実験.土木学会第68回年次
   学術講演会,165-166.
- 19) 澤田俊一(2006): 地盤の液状化判定を目的とし

たサウンディング調査法に関する研究.東京理 科大学博士論文.

- 20) 伊藤義行・小川重之・岩崎智久・村田芳信・佐藤 将(2002):小型オートマチックラムサウンディング試験による地盤評価.第37回地盤工学研究発表会発表講演集,103-104.
- 21) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会:資料
   2-4-1 地盤特性の把握・液状化の要因分析,
   http://www.city.urayasu.chiba.jp/menu11324.html
- 22)日本建築学会(2001):建築基礎構造設計指針.
   第4章 基礎構造の計画 4.5節 地盤の液状化, 61-72.
- 23) 澤田俊一・塚本良道・石原研而(2005):間隙水圧 測定を伴う動的貫入試験法-その5地下水位-.
   土木学会第60回年次学術講演会(III),961-962.
- 24) Biot, M.A. (1956): Theory of propagation elastic waves in a fluid-saturated porous solid. Journal of Acoustical Society of America, Vol.28, 168-191.
- 25) IDEC 株式会社ホームページ: http://jp.idec.com/ cms/pdf/usr/technology/finebubble/TEGA010102\_1. pdf (2016.6.6 閲覧)
- 26) 財団法人沿岸開発技術研究センター(1997): 埋立 地の液状化対策ハンドブック(改訂版), 114pp..
- 27) 山田麗徳・坂入信之・金子公久・京籐敏達(2005): 空気吸い込み渦の崩壊に伴う微細気泡の生成.

日本流体力学会年会 2005 講演要旨集, AM05-24-002.

- 28) Langton, D.D. (1999): The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction. Ground Engineering September, 33-34.
- 29)(公社)地盤工学会:地盤工学会基準(案) JGS0544:2011ベンダーエレメント法による土 のせん断波速度測定方法.www.jiban.or.jp/file/ organi/bu/kijyunbu/jgs\_0544.pdf (2016 年 1 月 15 日閲覧).
- 30) Hardin, B.O. (1978): The nature of stress-strain behavior for soils. Proceedings of the Geotechnical Division Specialty Con-ference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, 3-90.
- 31) Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H., Kamada K., and Yongnan Huang (2002): Resistance of Partly Saturated Sand to Liquefaction with Reference to Longitudinal and Shear Wave Velocities. Soils and Foundations, Vol.42, No.6, 93-104.
- 32) Liao SC and Whitman RV (1986): Overburden correction factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(3), 373-377.

(2018年7月6日原稿受付,2018年7月6日原稿受理)

#### 要 旨

東日本大震災以降,安価かつ施工がシンプルなことから,直径 10 ~ 100 μm の気泡径であるマイク ロバブルを用いた不飽和化液状化対策工法の提案が積極的に行われ,その施工性の確認や効果が実証 されつつある.一方,昨今,汚染土壌を原位置で浄化するために,ウルトラファインバブルを用いた 工法が注目されている.この土壌浄化で用いるファインバブルとは,直径 10 nm ~ 10 μm の微細な気 泡であり,表面が負に帯電しているため,ファインバブル水を地中で循環させることで,電荷的相互 作用により重金属イオンを捕捉することができる.また,気泡を水に混入させ地下水と置換する原理 はマイクロバブルと同等と考えられる.

今回,マイクロバブルとナノバブル混入水を用いた砂質土供試体により,弾性波速度計測と繰返し 非排水三軸試験を実施した.また,幅1.3m×高さ0.5m×長さ1mの内寸の土槽内に造成した飽和地盤, マイクロバブル水およびナノバブル水による不飽和地盤による加振実験と加振前後にて動的コーン貫 入試験を行い,間隙水の違いによるコーン打撃時の間隙水圧応答特性を調べた.

一連の室内試験結果からは、ナノバブル水においても、マイクロバブル水と同様に、飽和砂に対し、 P 波速度の低下と2~3割程度の液状化強度増加傾向が見られた.一方、振動台実験時の動的コーン貫 入試験結果では、各間隙水の違いによる違いが明瞭で無かったが、飽和地盤とナノバブルが類似した 間隙水圧挙動を示し、現位置における出来型確認手法についての課題が残った.

キーワード:液状化,液状化対策,マイクロバブル,弾性波,振動台実験