

# 飽和条件を考慮した砂質土地盤の液状化特性

中澤博志<sup>1</sup>・石原研而<sup>2</sup>・塚本良道<sup>3</sup>・鎌田敏幸<sup>4</sup>

<sup>1</sup>基礎地盤コンサルタンツ株式会社 関東支社  
(〒135-0016 東京都江東区東陽3-22-6 東陽町AXISビル)  
E-mail:nakazawa.hiroshi@kiso.co.jp

<sup>2</sup>東京理科大学工学部土木工学科教授 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)  
E-mail:ishihara.kenji@kiso.co.jp

<sup>3</sup>東京理科大学工学部土木工学科助教授 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)  
E-mail:ytsoil@rs.noda.tus.ac.jp

<sup>4</sup>東京理科大学大学院理工学研究科 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)  
E-mail: j7603607@ed.noda.tus.ac.jp

一般に液状化判定を実施する際には、地下水面以下の液状化対象層が完全飽和しているという前提の下、室内試験が行われている。しかし実際には、PS検層を実施した際に、地下水面近傍では地層が不飽和状態にあるP波速度が測定されることが少なくない。従って、本研究では、室内で砂質土の液状化強度を求める際、数種類の飽和度において供試体の弾性波速度を測定し液状化試験を実施した。その結果、P波速度及び飽和度の低下と共に液状化強度が上昇する傾向が明らかになり、3者の間に明瞭な関係が得られた。また、実際のボーリング調査及びPS検層結果をもとに、室内試験で得られた弾性波速度と液状化強度の関係を適応させた液状化判定を実施した。

*Key Words* : degree of saturation, B-value, elastic wave velocity, liquefaction strength, factor of safety against liquefaction

## 1. はじめに

1964年に発生した新潟地震を契機に、飽和砂質土における液状化の研究が盛んに行われてきた。以来、液状化発生の有無を判定する際には、地下水面以下の土層が一様に完全飽和しているという前提の下、地下水面以下の飽和砂質土を対象とした調査および試験が行われている。

ここで、完全飽和状態にある土層のP波速度について考えてみると、地下水面以下の軟弱層を伝播するP波速度は、水中を伝播する圧縮波速度( $V_p=1465\text{m/s}$ , 15)とほぼ等しいと言われている。しかし、日本海中部地震における既往の研究によると、液状化した地下水位以下の地盤を対象に実施したPS検層結果より、地下水位以下であっても気泡の混入等により不完全飽和状態が続く場合が多いことや、地下水面は必ずしも飽和 - 不飽和の境界ではないことが示唆されている<sup>1)</sup>。

一方、不完全飽和状態における砂の液状化強度は、完全飽和状態から不飽和状態に飽和度が低下することで、砂の液状化強度が増大することが良く知られており、飽和度が $S_r=100\%$ から70%まで低下することで、液状化強度が約3倍に増加すること<sup>2)</sup>が報告されている。

したがって、本研究では室内において砂質土供試

体の飽和度を変化させながら弾性波速度( $V_p$ ,  $V_s$ )の計測を実施し、弾性波速度と飽和度( $S_r$ , B 値)の関係の直接求めることにより、現位置データとしての飽和度の推定を試みた。これに加え、様々な飽和条件において非排水繰返し三軸試験を実施することにより、不完全飽和条件が砂質土の液状化強度に及ぼす影響を検討した。また、試験結果を利用し、原位置の飽和条件を考慮した液状化判定を実施したのでここに報告する。

## 2. 室内試験概要

### (1) 使用した試料

本研究で使用した試料は、豊浦砂および越谷砂である。越谷砂は、N値が2~12と緩く堆積する砂質土層から不攪乱試料として採取し、細粒分含有率が概ね $FC < 30\%$ 程度の砂質土である。

豊浦砂、越谷砂および新潟砂の物性値をそれぞれ表-1に示す。なお、比較のため、過去に同様の検討をした新潟砂<sup>3)</sup>のデータも掲載した。

### (2) 試験方法

各試験の実施に先立ち、豊浦砂は空中落下法、新潟砂および越谷砂は不攪乱試料を整形し、それぞれ60mm×H120mmの供試体を作成した。また、越谷

砂は、不攪乱試料以外に乱した試料においても湿潤締固め法により供試体を作成した。その後、供試体に脱気水を通水した後、所定の等方拘束圧  $\sigma_c'$  (豊浦砂:  $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ , 越谷砂: 有効土被り圧  $\sigma_v'$  相当) を保持しながら背圧を負荷し、B 値の制御を行った。

背圧の上昇過程において、任意の B 値で三軸試験機のキャップ、ペDESTALに装着したベンダーエレメントにより弾性波速度計測を行い、B 値と弾性波速度の関係性を求めた。なお、弾性波速度計測において供試体に発生させた弾性波は、 $V_p$ ,  $V_s$  の計測に対しそれぞれ 35kHz, 10kHz のサイン波とした。

非排水繰返し三軸試験は、所定の B 値 (豊浦砂:  $B = 0.1, 0.2, 0.6$  および  $0.95$ , 越谷砂:  $B = 0.1, 0.6$  および  $0.95$ ) を示した後、平均主応力一定条件により実施し、各々の条件において液状化強度曲線にまとめた。

### 3. 室内試験結果

#### (1) 弾性波速度計測結果

##### a) 弾性波計測結果の整理

弾性波速度の値は、図-1 に示すように、キャップ側からの発振波とペDESTALにおいて計測した受信波の立ち上がり時間差 (間の時間差) で弾性波の伝播距離を除すことにより算出した。図-1 において、 $B = 0.1$  と  $0.95$  の走時波形を比較すると、B 値が  $0.95$  から  $0.1$  まで低下し、気泡が混入することで、弾性波の伝播が遅くなることがわかる。

ここで、弾性波速度と B 値の関係に関して、土要素の体積弾性係数  $K$ , せん断弾性係数  $G$  および土骨格のポアソン比  $b$  を用いて、多孔質弾性理論<sup>4)</sup> から導かれる式を式 (1) に示す。

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

式 (1) より、弾性波速度と  $b$  が既知であれば原位置の B 値の推定が可能であるため、本研究では試験結果を式 (2) により結果を整理した。

##### b) 飽和度と弾性波速度の関係

図-2 に B 値と弾性波速度比  $V_p/V_s$  の関係を示す。図中には、 $b$  を変化させた式 (1) による理論値も示した。 $V_p/V_s$  は、 $B < 0.6$  の範囲では試験値は理論値と比較的良好一致を見せるが、 $B > 0.6$  では理論値よりも若干大きい傾向を示す。また、平均的な  $b$  は概ね  $0.35 \sim 0.40$  であると考えられる。

#### (2) 非排水繰返し三軸試験結果

##### a) B値を変化させた液状化強度曲線

図-3 に非排水繰返し三軸試験から得られた液状化強度曲線の例を示す。豊浦砂および越谷砂の両試料において、完全飽和条件から B 値あるいは  $V_p$  の低下に伴い、曲線が上方にほぼ平行に近い形で移動し、液状化強度が増大していることがわかる。

表-1 試料の物理的性質

試料	FC (%)	Gs	$e_{max}$	$e_{min}$	$D_{50}$ (mm)	$U_c$	$U_c'$
豊浦砂	0.0	2.652	0.968	0.609	0.18	1.41	0.78
越谷砂	0.8~26.7	2.680~2.695	1.064~1.194	0.706~0.881	0.22~0.40	1.73~5.40	0.47~1.17
新潟砂	0.0	2.751	1.089	0.690	0.34	1.61	1.13

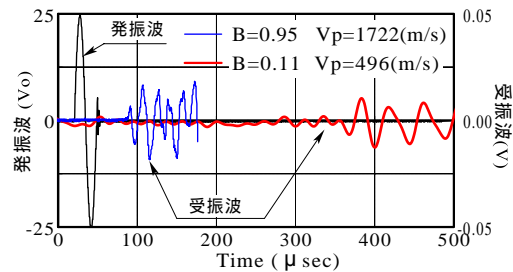


図-1 豊浦砂のP波走時波形 (Dr=60%) (B=0.95の受振波は×10V)

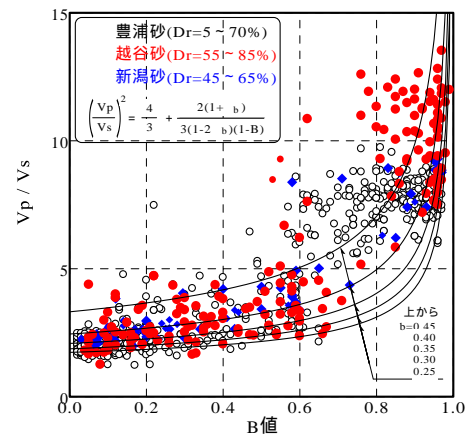


図-2 B値と弾性波速度比の関係

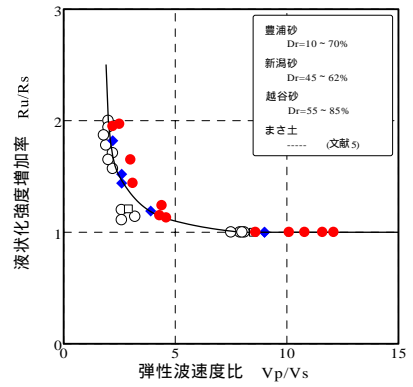
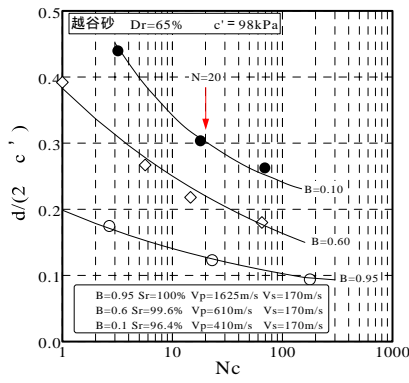
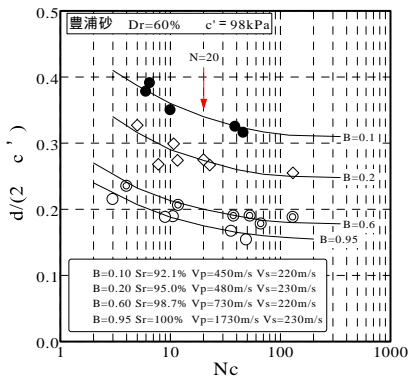
##### b) 液状化強度増加率

液状化強度  $R_l$  は、軸ひずみ両振幅  $DA=5\%$ , 繰返し載荷回数  $N_c=20$  における繰返し応力比  $d/(2\sigma_c')$  で定義した。一連の非排水繰返し三軸試験結果より、完全飽和時 ( $B = 0.95$ ) の液状化強度を  $R_s$ , 不完全飽和条件 ( $B < 0.95$ ) における液状化強度を  $R_u$  とし、図-4 に  $V_p/V_s$  と液状化強度増加率  $R_u/R_s$  の関係を示す。図中には、既往資料<sup>5)</sup> によるまさ土の試験結果も同様に併記した。図より、 $V_p/V_s$  と  $R_u/R_s$  の関係から概ね単一の相関関係が得られ、 $V_p/V_s < 5$  の範囲では、 $R_u/R_s$  が次第に増加する傾向にあり、最終的に  $V_p/V_s = 2$  に至ると  $R_u/R_s = 2$  を示すことがわかる。

### 4. 原位置飽和条件を考慮した液状化判定結果

#### (1) 液状化判定方法

液状化判定方法は、主に簡易予測法と詳細予測法による手法がある。本研究では、簡易予測法については道路橋示方書・同解説 (H14.3) によって実施した。また、詳細法については、解析コードに FLIP<sup>6)</sup>



(a) 液状化強度曲線 (豊浦砂 Dr=60%) (b) 液状化強度曲線 (越谷砂 Dr=65%) 図-4 B値と液状化強度増加率の関係  
図-3 B値を変化させた液状化強度曲線

を用い、地震時せん断応力の算出を行い液状化強度との比較をした。式(2)~(4)に、詳細予測法において今回実施した液状化判定に用いた式を示す。

$$F_{\ell} = R/L \quad (2)$$

$$L_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (3)$$

$$R_{\max} = \frac{0.9(1+2K_0)}{c_k} \left( \frac{\sigma'_d}{2\sigma'_c} \right)_{\ell} \quad (4)$$

ここに、 $L_{\max}$ ：地震時せん断応力比  
 $R_{\max}$ ：地震荷重の下での液状化強度  
 $c_k$ ：波の不規則性の補正係数 (=0.55)  
 $K_0$ ：静止土圧係数 (=0.5)  
 $d/2 \ c'$ ：三軸試験から得られた液状化強度

式(4)において、繰返し三軸試験から得られた液状化強度は、室内試験と原位置における拘束圧の補正、地震波荷重(衝撃型)のランダム性に関する補正および水平面における地震動の二次元性に関する補正を施し地震荷重の下での液状化強度に換算した。

## (2) 地震応答解析結果

原位置の飽和度の違いが解析結果に与える影響を検討するため、表-2に示す一次元モデルにより液状化解析を実施した。地盤モデルは、1995年の兵庫県南部地震における神戸ポートアイランドの鉛直アレー観測サイトのデータ<sup>7)</sup>を利用し、GL-32.4mを固定基礎とし、強震計記録地震波(EW成分)を入力した。また、地盤モデルにおける液状化判定対象層は、地下水面以下のBs-2~4層である。図-5に示す要素シミュレーションは、文献<sup>8)</sup>によるまさ土の液状化試験結果を完全飽和条件として使用し、表-3に示す液状化パラメータを使用した。なお、不完全飽和条件における液状化強度曲線は、 $V_p/V_s$ から得られる $R_u/R_s$ を完全飽和条件の液状化強度曲線に乗り設定した。

図-7に表-2の印で示す深度における加速度振幅と過剰間隙水圧比  $u/p'$  の時刻歴を示す。各深度における加速度振幅は飽和条件により大きな差異は認

表-2 地盤モデルおよび地盤定数

地層	$\rho_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{mo}$ (kPa)	$G_{mo}$ (kPa)	$\phi_f$ (°)	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$V_s/V_s$
Bs-1	1.700	18.76	49130	40	240	170	1.41
Bs-2	2.000	92.70	61369	40	330	170	1.94
Bs-3	2.000	92.70	80898	40	780	210	3.71
Bs-4	2.000	92.70	102750	40	1480	210	7.05
Ac	1.700	173.64	55080	-	1180	180	6.56
Ag	2.000	215.57	120050	38	1330	245	5.43

◆ 鉛直アレー観測点 — 試験深度

表-3 液状化パラメータ

液状化層	完全飽和条件( $V_p=1500\sim 1600$ m/s)				不完全飽和条件( $V_p < 1500$ m/s)			
	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$
Bs-2	0.50	0.40	0.63	1.50	3.00	0.40	0.63	3.20
Bs-3	1.80	1.00	0.63	1.25	3.00	1.00	0.63	1.25
Bs-4	2.50	0.60	0.85	1.40	2.50	0.60	0.85	1.40

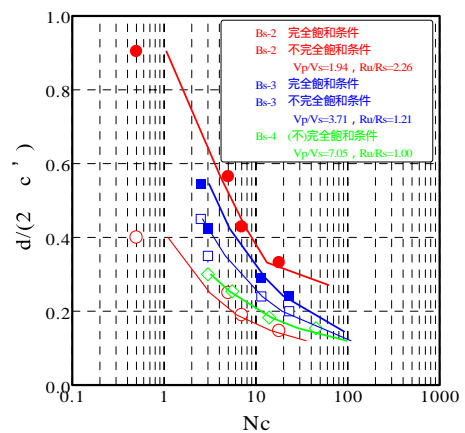


図-5 要素シミュレーション

められないが、Bs-2層における残留過剰間隙水圧比の発生傾向には差異が生じ、不完全飽和条件では初期液状化に至っていないことがわかる。

### (3) 飽和度を考慮した液状化判定結果

図-7に液状化判定対称層における最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$ 、最大過剰間隙水圧  $u_{max}/p'$  および液状化安全率  $F_1$  の深度分布を示す。最大せん断ひずみと最大過剰間隙水圧を見ると、Bs-2層において飽和条件による差異が認められ、不完全飽和条件として解析することで、最大せん断ひずみが1/4～1/5に減少している。

液状化安全率については、Bs-3層とBs-4層で、簡易予測法、詳細予測法共に飽和条件による大きな差異は認められなかったが、Bs-2層においては、簡易予測法のみ判定ではあるが、不完全飽和条件とすることで、 $F_1 < 1$  から  $F_1 > 1$  へと評価が変化した。これは、Bs-2層ではP波速度が  $V_p = 330\text{m/s}$  と他の土層に比べかなり低く、 $V_p/V_s = 1.94$  から推定する液状化強度増加率が  $R_u/R_s = 2.26$  となったことが大きな原因となったものと考えられる。

## 5. まとめ

現在の調査技術では、不完全飽和層の現位置における飽和度を直接測定することは極めて困難である。

本研究の結果から、室内において弾性波速度と飽和度の関係を直接求め、原位置で計測された弾性波速度と比較することで、現位置データとしての飽和度を求める手段が有効であると考えられる。また、現位置における液状化強度は、弾性波速度の関数として表現できることから、地下水近傍のP波速度の低い土層において、より現位置に近い液状化強度の評価が可能であると考えられる。

液状化判定に関しては、今回試験的に1ケースのみ実施しただけであり、特に詳細予測法を実施する場合には、様々な試料における不完全飽和時の非排水せん断挙動の詳細な把握が必要であるため、更なる検討を要するものと思われる。

謝辞：本研究の遂行にあたり、応用地質㈱の吉田望、澤田俊一の両氏に貴重なご意見・ご指導を賜りましたので、ここに深く感謝の意を表させていただきます。

### 参考文献

- 1) 兼間強：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/No3, pp.229-245, 1997.
- 2) Yoshimi, Y., Tanaka, K. and Tokimatsu, K.: Liquefaction resistance of a partially saturated sand, Soil and Foundations, vol.29/No.3, pp.157-162, 1989.
- 3) K, Ishihara., Y. Huang, H, Tsuchiya.: Liquefaction resistance of nearly saturated sand as correlated with longitudinal wave velocity, Proceedings of the Boit conference on poromechanics, Rotterdam Belgium, pp.583-586, 1998.
- 4) 石原研而：土質力学の基礎、第4章、鹿島出版会、1976.
- 5) 石原研而、土屋尚、黄永男：不攪乱礫質土の液状化抵抗とP波速度の関係、第34回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.979-980, 1999.
- 6) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, 1990.

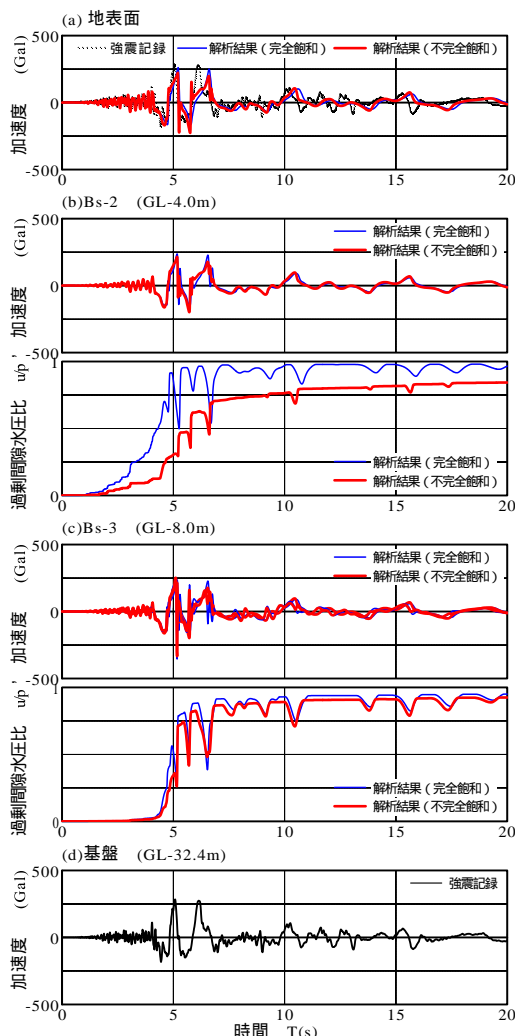


図-6 加速度振幅および過剰間隙水圧時刻歴

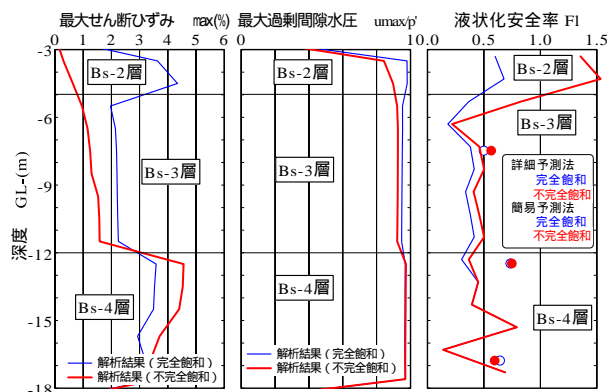


図-7 液状化対称層における最大せん断ひずみ、最大過剰間隙水圧および液状化安全率の深度分布

- 7) 例えば、風間基樹、柳沢栄司、稲富隆昌、菅野高弘、稲垣紘史：アレー観測から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力 ひずみ関係、土木学会論文集、No.547/ -36, pp.171-182, 1996.9.
- 8) Hatanaka, M., Uchida, A. and Ohara, J.: Liquefaction Characteristics of a gravelly filled during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, Vol.37, No.3, pp.107-115, 1997.9.

(2003. 10. 10 受付)