

種々な地盤材料の液状化特性に関する考察

石川 敬祐¹・安田 進²・原田 健二³

¹正会員 東京電機大学 助手 理工学部建築・都市環境学系 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

E-mail : ishikawa@g.dendai.ac.jp

²フェロー会員 東京電機大学 教授 理工学部建築・都市環境学系

(〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

E-mail : yasuda@g.dendai.ac.jp

³正会員 株式会社不動テトラ 地盤事業本部 (〒103-0016 東京都中央区日本橋小網町7-2)

E-mail : kenji.harada@fudotetra.co.jp

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、東京湾岸部の埋立地や河川堤防、造成宅地盛土において液状化による甚大な被害を受けた。被害要因の一つに、盛土内に地下水が存在する場合において、盛土材が地震動に揺すられることで盛土内に過剰間隙水圧が発生して沈下やすべり等の変状が発生した。現在、設計基準に取り入れられる液状化判定法は F_L 法であり、液状化の程度を簡易に予測することはできるが、地盤材料や F_L の程度の違いによる過剰間隙水圧の発生量を求めることはできない。本研究では、種々な地盤材料に対して実施した液状化試験結果を用いて、地盤材料や F_L の程度の違いに応じた過剰間隙水圧比の定式化を試みた。

Key Words: : *liquefaction, sandy soil, cohesive soil, excess pore water pressure*

1. はじめに

わが国では、1964年の新潟地震の際に新潟市内で発生した砂地盤の液状化による被害が契機となり、液状化に関する研究が広く進められてきた。液状化に起因した構造物の被害としては、道路・鉄道・河川等の土構造物の沈下や崩壊、港湾施設の岸壁のはらみ出しやエプロン部の沈下、地下構造物では下水管、マンホールや地下貯水槽の浮き上がり、建築物では直接基礎構造物の沈下・傾斜といった被害を受けてきた。

2011年3月11日に発生した東日本大震災においても同様に河川堤防の被害¹⁾、造成宅地盛土の変状被害²⁾が確認されている。崩壊の一つの要因として、盛土内に地下水が存在する場合には、盛土材が地震動に揺すられることで過剰間隙水圧が発生して沈下やすべり等の変状によって崩壊したと考えられる。現在、設計基準に取り入れられている液状化判定法³⁾では、地震時に地盤内に発生する最大せん断応力比(L)と地盤の繰返しせん断強度比(液状化強度比: R)の比から、液状化に対する抵抗率($F_L = R/L$)を求め、その大小によって液状化の程度を予測する手法が一般的となっている。また、 F_L を用いた過剰

間隙水圧特性は、例えば安田⁴⁾や谷口ら⁵⁾によって検討されてきた。対象とする土質は、主に砂質土が主体に整理されており、砂の種類や相対密度によって若干変化するが平均的な曲線として、過剰間隙水圧比は $ru = F_L^{-7}$ ($F_L > 1.0$)として共同溝設計指針や河川構造物のレベル1検討に使用されてきている。

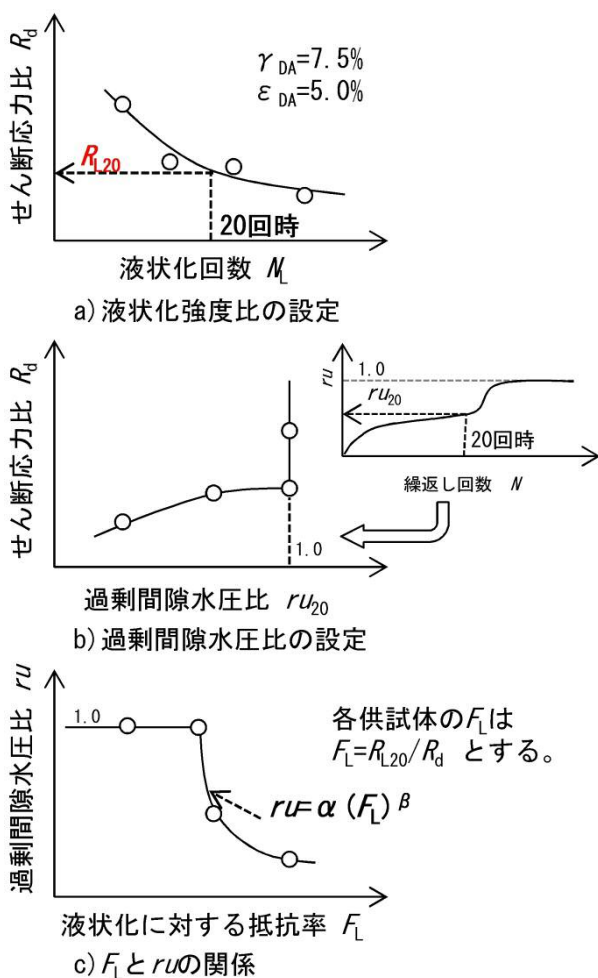
本研究では、これまでに筆者らが実施してきた地盤材料に対する試験結果や東日本大震災以後に実施された試験結果も含めて、種々な地盤材料の粒度組成が液状化強度に与える影響や液状化の程度の違いによる過剰間隙水圧特性に与える影響について検討を行った。

2. 検討に用いた地盤材料及びデータ整理方法

検討に用いた試験結果は、主に不攪乱・攪乱試料について繰返し中空ねじりせん断試験装置を用いて液状化試験を実施したものである。ただし、一部の試料は繰返し非排水三軸試験によって実施されている。検討に用いた試料を表-1に示す。本検討では、不攪乱・攪乱試料を含めて全63種の地盤材料に対して比較検討を実施した。不攪乱試料は、埋立地盤、

表-1 検討に用いた地盤材料の概要

試料名	試料状態	試験方法	乾燥密度 (g/cm^3)	細粒分含有率 F_c (%)	塑性指数 IP	液状化強度比 R_{L20}	備考
豊浦 ⁶⁾	攪乱	ねじり	1.469~1.608	0.0	NP	0.180~0.962	—
浦安 ⁶⁾	攪乱	ねじり	1.333~1.490	36.5	NP	0.209~0.619	噴砂
浦安 ⁷⁾	不攪乱	三軸・ねじり	1.152~1.482	1.2~49.7	NP~0.3	0.254~0.498	埋立土, 沖積砂質土
徳島 ⁸⁾	不攪乱	ねじり	0.979~1.463	13.0~98.4	NP~13.2	0.223~0.325	沖積砂質土, 粘性土
岩見沢 ⁸⁾	不攪乱	ねじり	—	100.0	302.9~312	0.463~0.623	泥炭 (Pt)
神田 ⁸⁾	不攪乱	ねじり	—	100.0	86.6~94.0	0.354~0.455	粘土 (CH)
武雄 ⁸⁾	不攪乱	ねじり	—	98.0~100.0	42.8~50.0	0.346~0.461	粘土 (CH)
大沢郷 ⁸⁾	不攪乱	ねじり	—	100.0	112.9~206.4	0.423~0.610	高有機質土 (OH)
端野 ⁹⁾	攪乱	ねじり	0.976~1.220	28.0	NP	0.094~0.188	火山灰質土
宮城 ¹⁰⁾	攪乱	ねじり	1.081~1.396	3.2~18.7	NP	0.162~0.293	河川堤防材料
盛土材 ¹⁰⁾	攪乱	ねじり	—	39.3~85.5	7.1~27.8	0.135~0.365	道路盛土材料

図-1 $F_L \sim ru$ 関係の整理方法

沖積砂質土、沖積粘性土や泥炭・高有機質土であり、様々な地盤材料を用いている。不攪乱試料の細粒分含有率 (F_c) は 1.2~100% であり、塑性指数 (IP) は NP~312 である。攪乱試料は、豊浦砂、河川堤防材料、火山灰質土、道路盛土、東日本大震災で発生した噴砂試料と様々な地盤材料を用いている。攪乱試料の F_c は 0.0~85.5% であり、 IP は NP~27.8 である。

今回検討に用いた試験結果は、主に繰返し中空ね

じりせん断試験を用いて実施されており、一部の試料に対して繰返し非排水三軸試験を用いて実施されている。試験方法は、供試体を二酸化炭素及び脱気水で飽和させ、 B 値 0.95 以上の供試体に対して、所定の有効拘束圧下の等方応力状態で圧密を実施し、その後非排水状態で正弦波による繰返し载荷を実施している。液状化試験結果の整理法を図-1に示す。ここで、各供試体の液状化時点の判断としては、ねじりせん断試験は両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA} = 7.5\%$ とし、三軸試験では両振幅軸ひずみ $\epsilon_{DA} = 5.0\%$ としている。図-1 (a) より液状化強度比 R_{L20} は、液状化回数 N_L が 20 回での応力比と定義している。また、液状化に対する抵抗率 F_L は、液状化強度比 R_{L20} と各供試体のせん断応力比 R_d の比より、 $F_L = R_{L20} / R_d$ として定義することができる。過剰間隙水圧比は、図-1 (b) より繰返し载荷試験時の 20 波目に発生した過剰間隙水圧比を ru_{20} とし、図-1 (c) の各供試体の F_L と ru_{20} の関係より F_L と ru の関係を求めている。また、過剰間隙水圧比 ru は、既往の研究成果⁴⁾と同様に指数関数で近似できることを確認し、以下の近似式でデータ補間を行った。

$$ru = \alpha (F_L)^\beta \quad (1)$$

3. 様々な地盤材料の液状化特性

(1) 液状化強度の特性

液状化強度比は、既往の研究成果より一般的に密度や粒度分布、塑性指数等に影響することがわかってきている。本検討に用いた地盤材料の試験結果より、細粒分含有率と液状化強度比の関係を図-2に、乾燥密度と液状化強度比の関係を図-3に、塑性指数と液状化強度比の関係を図-4にそれぞれ示す。デー

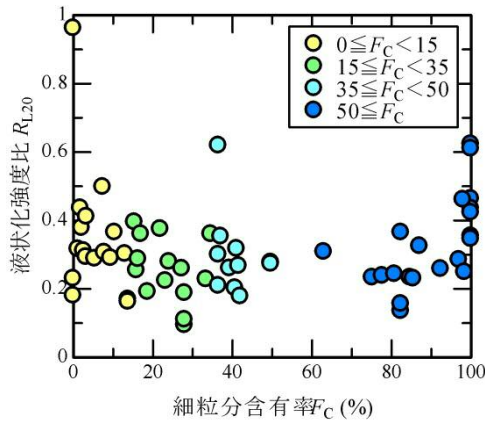


図-2 細粒分含有率と液状化強度比の関係

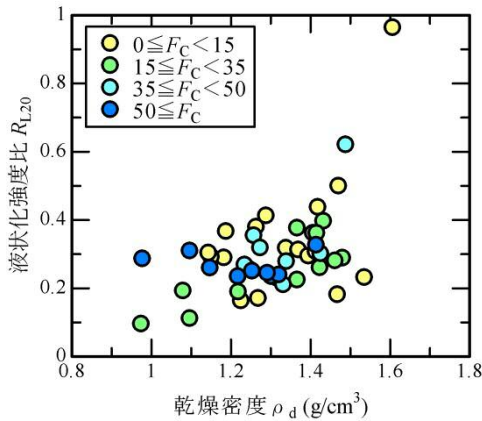


図-3 乾燥密度と液状化強度比

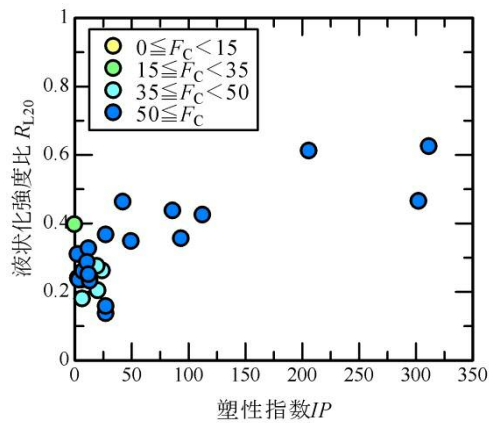


図-4 塑性指数と液状化強度比の関係

タ整理を行うにあたり，土の工学的分類を参考に砂 ($F_C < 15\%$)，砂質土 ($15 \leq F_C < 35\%$ ， $35 \leq F_C < 50\%$)，粘性土 ($50 \leq F_C$) に分類わけを行った．細粒分含有率と液状化強度比の関係では，各分類ごとにバラつきも大きく明瞭な特徴は見られないが， $F_C = 100\%$ 付近の粘性土や泥炭，高有機質土の R_{L20} は $0.35 \sim 0.62$ 程度と他の地盤材料に比べて大きな値を示している．また， $F_C = 0\%$ で $R_{L20} = 0.95$ 付近のデータは豊浦砂の $D_r = 88.1\%$ の結果であり非常に密な砂の結果である．次に，乾燥密度と液状化強度比の関

係では， $F_C \leq 50\%$ の砂質土では不攪乱・攪乱試料伴に供試体の密度が増加すると液状化強度比も増加する傾向を示した．また，供試体密度が同程度の場合に細粒分混じり砂 ($F_C < 15\%$) に比べて細粒分質砂 ($15 \leq F_C < 35\%$) の液状化強度比は若干低くなるようである． F_C が 50% 以上の細粒土の場合には，供試体の密度変化による液状化強度比の増加は砂質土ほど確認できなかったが，塑性指数の増加に伴い液状化強度比が増加する傾向が確認された．また， $IP < 15$ 程度の低塑性な細粒土の液状化強度比は， $0.233 \sim 0.325$ 程度であり IP の増加に伴い液状化強度比が若干増加する傾向である．一方， $IP > 40$ 程度になると液状化強度比は 0.35 以上となり，大きな液状化強度比であった．

(2) 過剰間隙水圧の特性

液状化に関する各種設計では， F_L 法が一般的に用いられている．また，液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 ru の関係はこれまで安田や谷口らによって整理されてきたが，主に砂質土に対して検討が実施されてきた．ここでは，種々な地盤材料を用いて， F_L と ru の関係を整理し，液状化強度比がこの関係に与える影響について検討した．

代表的な液状化試験時の時刻歴図を図-5 に示す．図-5 の左図は均質な砂である豊浦砂 ($F_C = 0\%$ ， $IP = NP$ ， $D_r = 67.5\%$) の時刻歴図であり，右図は低塑性な粘性土である徳島砂 ($F_C = 75.2\%$ ， $IP = 6.5$ ，不攪乱) の時刻歴図である．細粒分を含まない豊浦砂の様な砂質土では，過剰間隙水圧比 ru が 0.6 程度から急激に増加して $ru = 1.0$ に達し，ほぼ同時にせん断ひずみも 7.5% に達している．これに対して低塑性な粘性土である徳島砂では，繰返しせん断に伴い徐々に過剰間隙水圧やせん断ひずみが増加し，砂質土のように急激に増加する傾向ではなく，せん断ひずみが 7.5% に達した際の過剰間隙水圧比は $ru = 0.88$ 程度である．このように地盤の材料特性によって繰返し载荷中のせん断ひずみや過剰間隙水圧比の発生特性は異なることがわかった．また，同じ砂質土であっても供試体の密度の違いによって，その発生特性は異なり密度が増加すると伴にせん断ひずみの発生は遅れるため $ru = 1.0$ となった時点では $F_L > 1.0$ となる．

各地盤材料の細粒分含有率と過剰間隙水圧比の関係を図-6 に，乾燥密度と過剰間隙水圧比の関係を図-7 に，塑性指数と過剰間隙水圧比の関係を図-8 にそれぞれ示す．それぞれの関係は，液状化の程度が $F_L = 0.9$ ， 1.0 ， 1.1 に対して整理している．細粒分含有率と過剰間隙水圧比の関係では，細粒分含有率が

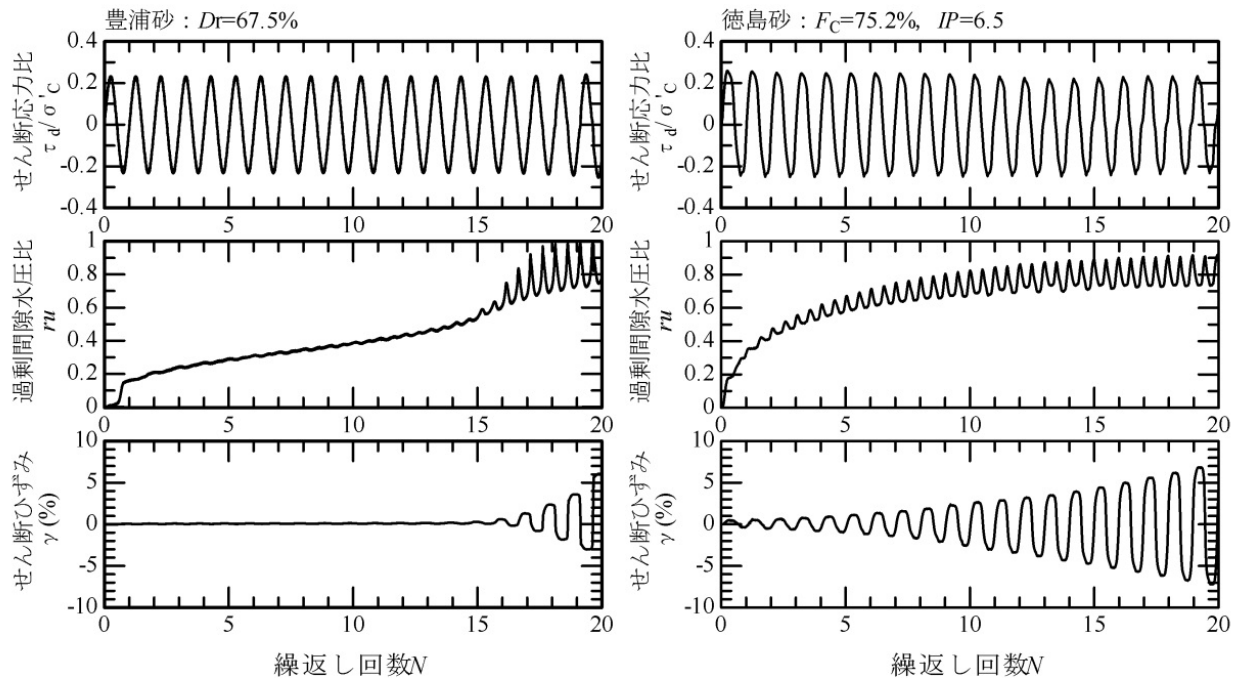


図-5 液状化試験時刻歴図 (左図：豊浦砂 (S)，右図：徳島砂 (ML))

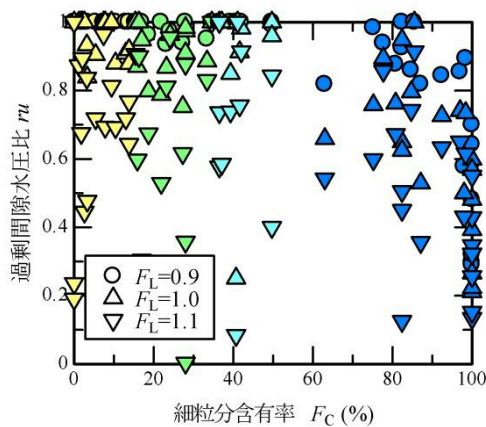


図-6 細粒分含有率と過剰間隙水圧比の関係

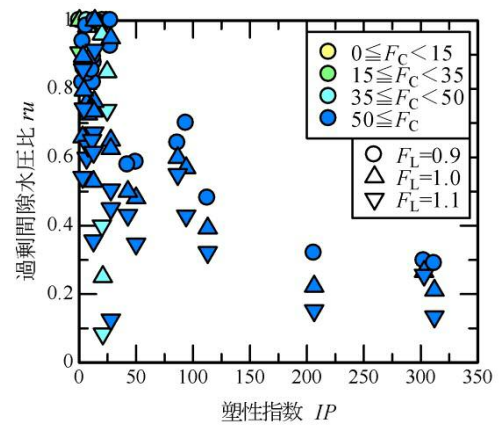


図-8 塑性指数と過剰間隙水圧比の関係

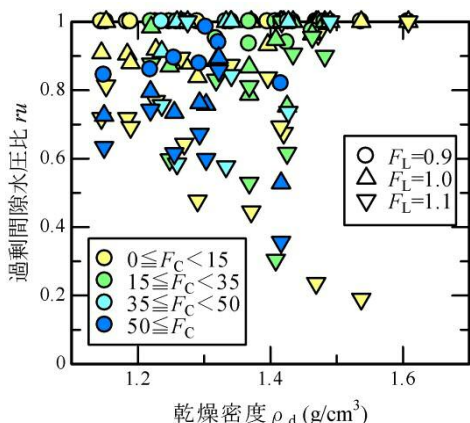


図-7 乾燥密度と過剰間隙水圧比の関係

は、過剰間隙水圧比の上昇はさほどしていない。次に、乾燥密度と過剰間隙水圧比の関係では、 $F_L=0.9$ 時の砂質土では $ru \approx 1.0$ となる。一方、 $F_L=1.1$ 時には供試体の密度が大きいものほど過剰間隙水圧比が小さくなる傾向を示している。 F_C が50%以上の細粒土では、砂質土ほど顕著に密度の増加に伴う過剰間隙水圧比の減少は確認できなかった。塑性指数と過剰間隙水圧比の関係より、 $F_C \geq 50\%$ の細粒土は塑性指数の増加に伴い過剰間隙水圧比が減少する傾向が確認された。また、 $IP < 15$ 程度の低塑性な細粒土は $F_L = 0.9$ 時に $ru=0.9 \sim 1.0$ 程度まで上昇しているが、 $IP > 40$ 程度になると $ru = 0.6 \sim 0.7$ 程度までしか上昇しないようである。

加すると共に過剰間隙水圧比が減少する傾向を示し、 F_L が大きくなるほど過剰間隙水圧比が減少する傾向であった。 $F_C=100\%$ 付近の泥炭や高有機質土で

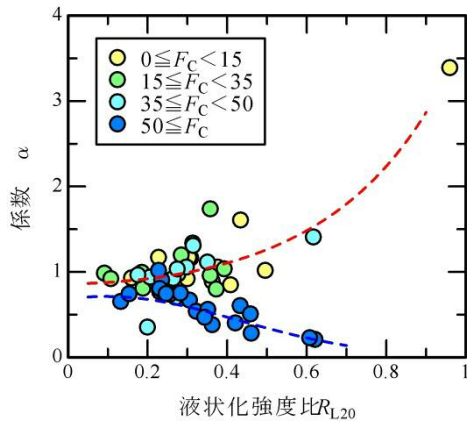


図-9 液状化強度比と係数 α の関係

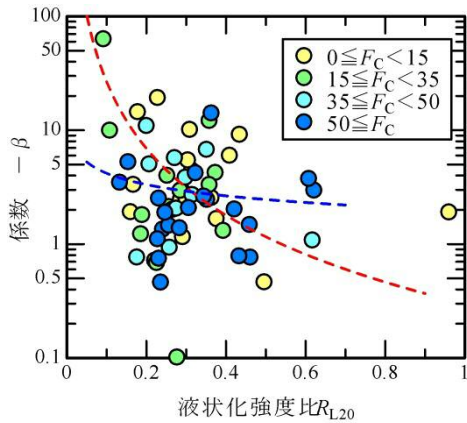


図-10 液状化強度比と係数 β の関係

(3) 過剰間隙水圧特性の定式化

各地盤材料に対して、図-1(c)の液状化に対する抵抗率と過剰間隙水圧比の関係を整理したところ、既往の研究同様に図中に示す指数関数（式（1））で

$F_L \sim ru$ 曲線がほぼ表示できることが確認できた。各地盤材料の係数 α 、 β には、各供試体の密度や細粒分含有率、塑性指数、攪乱・不攪乱等による影響が関係していると考えられ、これらの条件は液状化強度比にも関係するパラメーターであることから、液状化強度比と係数 α 、 β の関係を整理してみた。図-9に液状化強度比と係数 α の関係を示し、図-10に液状化強度比と係数 β の関係を示す。図-9より係数 α は、 $F_C < 50\%$ までの砂質土と $F_C > 50\%$ の細粒土によって傾向が変わってくるようである。砂質土の場合は、液状化強度比の増加に伴い係数 α を増加する傾向を示している。これは、砂質土の液状化強度比が高い地盤材料（密度が大きい）での液状化試験によって得られる液状化強度曲線が $\gamma_{DA}=7.5\% < ru=0.95$ となることを意味している。一方、 $F_C > 50\%$ の細粒土の場合は、砂質土とは逆に液状化強度の増加に伴い係数 α が減少する傾向を示している。これは、粘性土の液状化試験によって得られる液状化強度曲線が $\gamma_{DA}=7.5\% > ru=0.95$ となることを意味している。図-10より係数 β は、データのバラつきが見られるが液状化強度の増加に伴い係数（ $-\beta$ ）は減少する傾向を示している。また、その減少傾向は砂質土と細粒土を比べると砂質土の方が大きいようである。データにバラつきは見られるがそれぞれの係数の近似曲線を求めると以下の通りである。

砂：

$$\alpha = \exp(1.43 \times R_{L20}^2 + 0.05 \times R_{L20} - 0.15) \quad (2)$$

$$\beta = 0.30 \times R_{L20}^{-1.95} \quad (3)$$

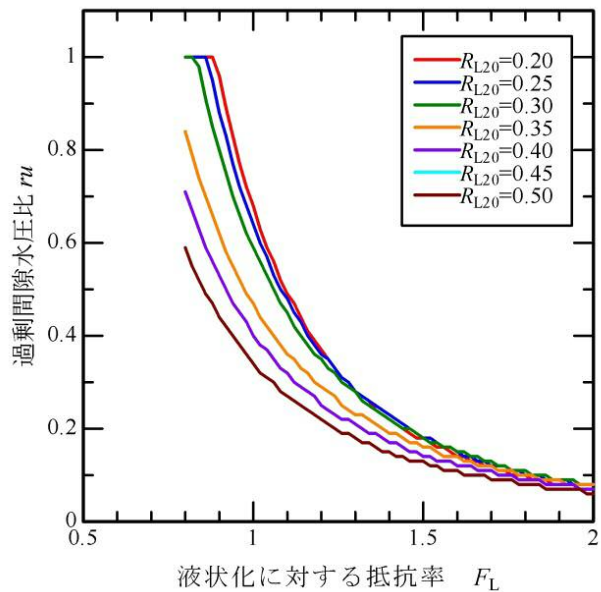
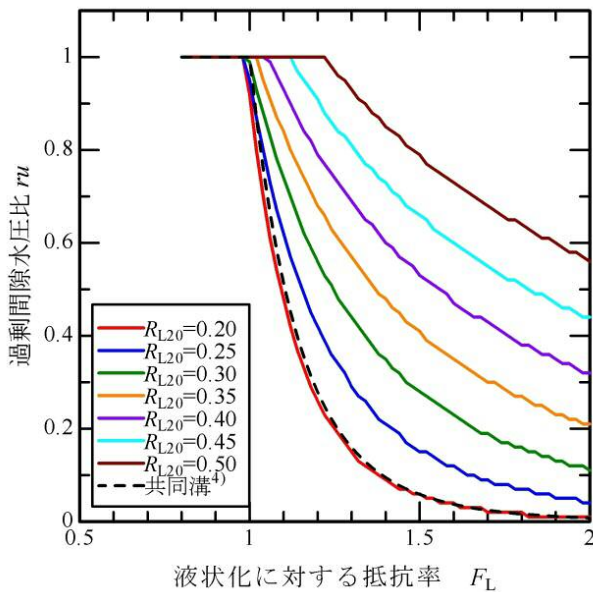


図-11 液状化に対する抵抗率と過剰間隙水圧比の関係（左図：砂，右図：粘性土）

粘性土：

$$\alpha = \exp(-4.49 \times R_{L20}^2 + 0.86 \times R_{L20} - 0.38) \quad (4)$$

$$\beta = 1.96 \times R_{L20}^{-0.33} \quad (5)$$

以上のことより、式(2)～式(5)の砂質土及び細粒土の係数 α 、 β を用いて、式(1)に代入することで砂質土及び細粒土の物理特性の異なる地盤材料の液状化に対する抵抗率と過剰間隙水圧比の関係を図-11のように表すことができる。同図の関係式は、以下の通りである。

砂：

$$ru = \exp(1.43R_{L20}^2 + 0.05R_{L20} - 0.15) \times F_L^{(0.30R_{L20} - 1.95)} \quad (6)$$

粘性土：

$$ru = \exp(-4.49R_{L20}^2 + 0.86R_{L20} - 0.38) \times F_L^{(1.96R_{L20}^{-0.33})} \quad (7)$$

図-11には、共同溝設計指針に示される関係も併せて図示している。この関係より、共同溝設計指針¹¹⁾で示されている $ru = F_L^{-7}$ は、本検討での $R_{L20} = 0.20$ とほぼ同程度の値を示す結果となった。砂質土の場合の $F_L \sim ru$ 関係は、液状化強度比の増加に伴い右上に移動していく傾向を示し、細粒土の場合には砂質土とは逆に液状化強度比の増加に伴い左下へ移動していく傾向となった。このことから、 F_L 法を用いて過剰間隙水圧比を簡易に推定する場合には、地盤材料の物理特性に応じて適切に設定する必要があることが確認された。

なお、この関係式は全63種類の地盤材料をもとに定式化を行っているが、試験結果のバラつきがあるため誤差は含んでいることに注意する必要がある。また、細粒土を多く含む砂質土や砂質土多く含む粘性土の様な中間土($F_c = 40 \sim 70\%$)はデータ数が少ないため、このような土質を評価対象とする場合には適切な土質試験を実施して同関係式との整合性を確認することが望ましい。

4. まとめ

本研究では、多くの設計基準に取り入れられている液状化判定方法である F_L 法を用いて、種々な地盤材料に対する液状化強度比や過剰間隙水圧特性に関して検討を実施した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 砂質土の液状化強度は、供試体の密度が増加することで液状化強度も増加する傾向であった。

一方、粘性土の液状化強度は、塑性指数に従い液状化強度が増加する傾向を示し、 $IP > 40$ 程度となると液状化強度比は0.35以上と大きな値を示した。

- 2) 過剰間隙水圧の発生特性は、細粒分が増加すると共に過剰間隙水圧比は減少する傾向を示した。また、砂質土では供試体の密度が増加するほど過剰間隙水圧比は減少し、粘性土では塑性指数が増加するほど過剰間隙水圧比が減少する傾向を示した。
- 3) 液状化に対する抵抗率と過剰間隙水圧比の関係の定式化を行い、砂質土では液状化強度が高い場合に $F_L > 1.0$ でも過剰間隙水圧比が $ru = 1.0$ となり、粘性土では砂質土とは逆に液状化強度が高い場合に $F_L = 1.0$ でも $ru = 0.5$ 程度までしか上昇しない。このことから、 F_L 法を用いて過剰間隙水圧比を簡易に推定する場合には、地盤材料の物理特性に応じて適切に設定する必要がある。

参考文献

- 1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について、pp. 10-14., 2011.
- 2) 若井明彦, 佐藤真吾, 三辻和弥, 森友宏, 風間基樹, 古関潤一：東北地方太平洋沖地震による被害調査報告：地域別編 宮城県内陸－仙台市内の造成宅地を中心に－, 地盤工学ジャーナル Vol. 7, No. 1, pp. 79-90, 2012.
- 3) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 丸善, pp. 134-141, 2012.
- 4) 安田進： F_L と過剰間隙水圧比の関係, 第21回土質工学研究発表会, pp. 841-842, 1986.
- 5) 谷口栄一, 古賀泰之, 森下義：周辺地盤の液状化による地中構造物の浮上りの安全率の評価手法, 土木学会第40回年次学術講演会講演集, pp. 79-80, 1985.
- 6) 石川敬祐, 安田進, 青柳貴是：東北地方太平洋沖地震で観測された地震波形が液状化強度に与える影響, 第48回地盤工学研究発表会, pp. 539-540, 2013.
- 7) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：平成23年度浦安市液状化対策技術検討調査報告書, pp. 23-27, 2012.
- 8) Yasuda, S., Inagaki, M., Yamada, S. and Ishikawa, K.: Stress-strain curves of liquefied sands and softened clays, *Proceedings of the International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits*, pp. 337-342, 2004.
- 9) 安田進, 石川敬祐：端野町で液状化した火山灰土の液

状化後の変形特性, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp. 2181-2182, 2005.

- 11) 日本道路協会編：共同溝設計指針, pp. 58-70, 1986.
- 10) 安田進, 横田聖哉, 鶴田隆文：繰返しせん断力を受けたときの種々の盛土材の過剰間隙水圧比, (XX.XX.XX 受付)

STUDY ON THE EXCESS PORE WATER PRESSURE PROPERTIES OF VARIOUS SOIL MATERIALS

Keisuke ISHIKAWA, Susumu YASUDA, Kenji HARADA

The study on soil liquefaction in Japan started from the Niigata earthquake in 1964. The liquefaction damages caused by the Great East Japan Earthquake included reclaimed land, river dikes, and developed residential land. The damage influencing factor was the increase of groundwater levels that led to liquefaction of banking material. Now, the design criteria of designing structures in Japan include performing a liquefaction assessment using the F_L method. F_L is the ratio of the shearing force, in the event of an earthquake, to the liquefaction strength. This method enables the simple forecasting the grade of liquefaction. However, it is not able to forecast the amount of excess pore water pressure that will result. In this study, we carried out the liquefaction test on various soil materials, which included 63 types for which the physical properties were different. The experimental device mainly used the cyclic torsional shear test. From the experiment results, we formulized the relationship between F_L and excess pore water pressure. The liquefaction strength of sandy soil increased in proportion to the increment in the sample density, while that of fine grained soil increased in proportion to the increment in the plastic index. The excess pore water pressure of sandy soil decreased with an increase in the sample density, while that of fine grained soil decreased with an increase in the plastic index. As a result of performing formulization of F_L and excess pore water pressure, when physical properties are different, such as that of sandy soil or fine grained soil, the resultant properties of the excess pore water pressure according to the F_L value were found to be different.