

# 細粒分を含む成層地盤の液状化の評価 に関する研究

木村真也<sup>1</sup>・兵動正幸<sup>2</sup>・吉本憲正<sup>3</sup>・河村志郎<sup>4</sup>・藤山敦<sup>4</sup>

<sup>1</sup>学生会員 修士 山口大学大学院 社会建設工学専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

E-mail: y028fd@stu.cc.yamaguchi-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

E-mail: hyodo@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 工修 山口大学助手 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

E-mail: nyoshi@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>4</sup>正会員 株式会社ソイルブレン (〒745-0802 山口県徳山市大字栗屋1035-6)

2001年芸予地震では、過去大きな地震に見舞われたことのなかった山口県内において、小規模ではあるが液状化が確認された。本研究では、液状化が確認された地盤付近においてボーリング調査及び不攪乱試料採取を行った。これらの結果より、細粒分を含む地盤の存在が今回の調査地点の特徴として挙げられる。そこで細粒分に着目し、採取した不攪乱試料と既往の研究データを使用し、液状化に対する評価を様々な観点から実施した。その結果、細粒分を含む地盤では、液状化判定を簡易な方法から詳細な方法へと変化させることで、判定結果に違いが生じることから、判定を行う際に十分注意する必要があることがわかった。また従来の簡易な判定である細粒分含有率に加え塑性指数の有用性が示唆された。さらにオンライン実験の結果より、細粒分を含む層では液状化は見られないものの変形が大きくなることがわかった。

**Key Words :** *N-value, FiNe fractioN, LiquefactioN, pseudo-dyNamic test*

## 1. はじめに

2001年3月24日に芸予地震が発生し、山口県東部で被害を受けた。広島県では、埋立て地などで液状化による大規模な被害が生じたが、山口県内では、液状化による大規模な被害はなかった。しかし、震度5強を記録した岩国港など東部の港湾施設で岸壁エプロン部分に数cm程度の開きや陥没が見られる等の被害が数カ所で見られた。いずれも、地震後の供用に支障が生じる程のものではなかったが、埋立て地において被害が集中した。また液状化による噴砂が、岩国港の荷揚場で1カ所、和木町の民家の庭先、あるいは畑など数カ所で確認された<sup>1)</sup>。山口県内は、過去に大きな地震に見舞われたことがなく、このような液状化が確認されたのは、県内では初めてのことと思われる。

本研究では、芸予地震の際に液状化が確認された、山口県徳山市の港湾地区における地盤から不攪乱試料を採取した。このサンプリング試料を基に、山口県内の一事例として取り上げ、液状化に対する評価を様々な観点から実施したのでその結果について報告する。

## 2. 地盤概要

ボーリング調査およびPS検層結果を図-1に、表-1に試料の概要を示す。当該地は、山口県徳山市の港湾地区に位置し、厚いシルト層の上に細粒分を含む砂層からなる地層構成となっている。地下水位はG.L.-1.4mと浅く、G.L.-20m付近までN値10以下の層が堆積し、砂礫B層でN値は30を超え道路橋示方書<sup>4)</sup>により規定されている支持層に至ることがわかる。また、N値の小さなところではせん断波速度 $V_s$ は100m/sec程度で、N値の増加とともに $V_s$ も大きくなり基盤では300m/sec程度であることがわかる。

表-1 不攪乱試料の概要

サンプリングNo.	T-1	T-2	T-3
深度(G.L. -m)	2.00~2.52	5.40~6.25	8.00~8.80
密度(t/m <sup>3</sup> )	1.88	1.83	1.58
N値	6	2	2
細粒分含有率 $F_c$ (%)	19.4	61.2	78.8
粘土分含有率 $C_c$ (%)	8.0	23.0	31.6
塑性指数 $I_p$	N.P.	18.7	28.5
有効上載圧 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	33.32	64.67	75.39

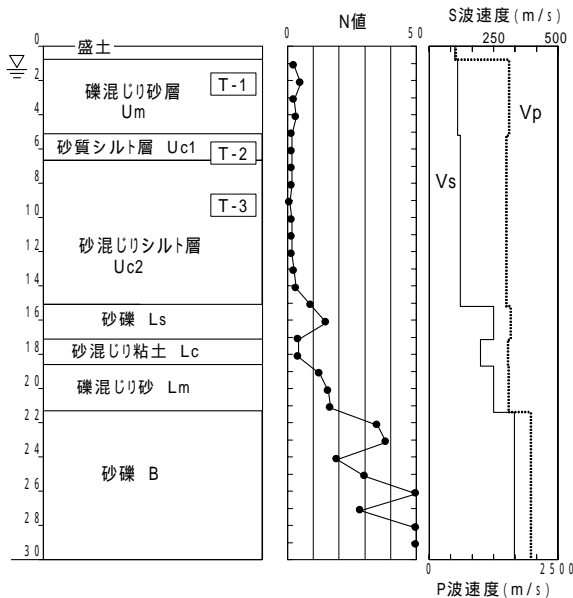


図-1 地盤概要

本研究では、地震時に液状化が懸念される地下水位以下の上層砂Um層及び活性の低いシルトUc層に着目し、液状化に対する検討を行う。なお、図-1におけるT-1~T-3は試料を採取したサンプリング位置を示しており、深度はそれぞれG.L.-2.00m~ 2.52m, G.L.-5.40m~ 6.25m, G.L.-8.80m~ 9.15mとなっている。

### 3. 不攪乱試料の物理特性

図-2は、T-1~T-3における粒径加積曲線を示す。なお図中の破線は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>の中で「特に液状化の可能性あり」、「液状化の可能性あり」とされている範囲である。この破線は、試料すべてが均等係数 $U_c > 3.5$ であったため、それに適用するものを示している。これを見ると、サンプリング試料すべてが、液状化の可能性ありの範囲内にあることがわかる。図-3は、T-1~T-3を細粒分含有率と塑性指数の関係で示したものである。図中の斜線は、「建築基礎構造物設計指針<sup>3)</sup>」や「道路橋示方書・同解説<sup>4)</sup>」で、液状化の判定を行う必要のあるものとされている範囲で、これよりT-2, T-3に関しては、細粒分含有率 $F_c$ が35%以上、塑性指数 $I_p$ が15以上であることから、液状化対象土からは除外されることがわかる。また、図中の白抜きは、鳥取県や茨城県で採取した不攪乱試料<sup>5)</sup>を示したもので、いずれも液状化対象外とされている細粒分を多く含む土である。図-4は、図-3を粘土分含有率 $C_c$ と塑性指数 $I_p$ でまとめたものである。図中の斜線は、2000年鳥取県西部地震の際に液状化が確認された範囲を示す<sup>6)</sup>。これより、液状化判定をする必要のないT-2においても液状化の可能性があると示唆される。また、過去の地震においてT-2, T-3と同程度の平均粒径を持つ細粒土の液状化による噴砂の確認がされていることから<sup>7)</sup>、必ずしも安全であるとはいえないと思われる。過去の事例や図-4からも、既往の設計法における細粒分の取り扱いについて今後の課題になると考えられる。

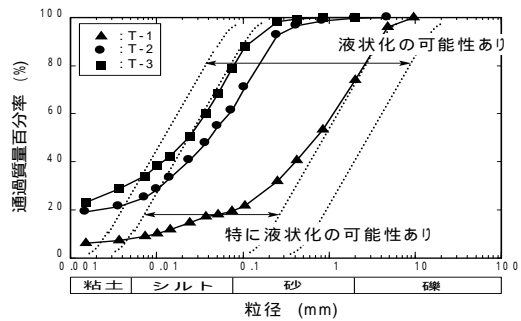


図-2 粒径加積曲線

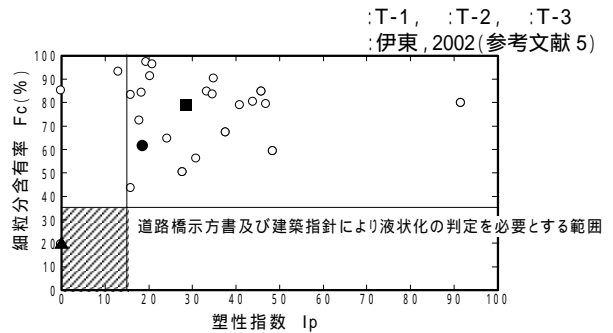


図-3 細粒分含有率と塑性指数の関係

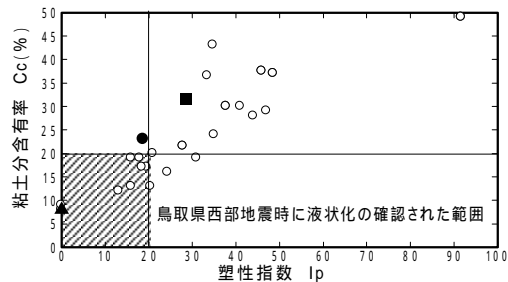


図-4 粘土分含有率と塑性指数の関係

### 4. 液状化判定

#### (1) N値・ $F_c$ による簡易的な液状化判定

道路橋示方書、建築指針、港湾の基準の3種類の基準を用いて、ボーリング調査により得られたN値及び粒度の情報を用いて、T-1~T-3に対して簡易的に液状化判定を行った。判定を行うにあたり、示方書および建築指針では、シルト層が厚く堆積していることから種地盤とし、地震動はレベルを想定した。港湾の基準においては、等価加速度はSHAKEにより算出した。また、SHAKEの入力波形は、レベル地震を想定し兵庫県南部地震の際にポートアイランドで観測された最大加速度570Galのもの(PI波)を用いた。剛性と減衰のひずみ依存性は、港湾の基準により定められているものとした。結果を表-2に示す。なお、表に示す ~ はそれぞれ、液状化すると判定、液状化すると判定するか繰返し三軸試験により判定する、液状化しないと判定するか繰返し三軸試験により判定する、液状化しないと判定となる。これより、N値と $F_c$ による簡易的な方法では、すべての判定法においてT-1のみが液状化の可能性が高いという結果が得られた。

表-2 液状化安全率  $F_L$  の算定

試料名	液状化判定を行うか否か			N値と粒度特性によるFL算出(簡易法)			液状化試験・動的変形試験結果を導入後のFL算定	
	道路橋	建築指針	港湾	道路橋	建築指針	港湾	港湾	式(1)
T-1				0.39	0.79			0.48
T-2	×	×		-	-			0.74
T-3	×	×		-	-			0.74

(2) 不攪乱試料を用いた液状化判定

原位置で採取した不攪乱試料を用い、液状化試験および動的変形試験を行い、それぞれの結果から、

$$F_L = \frac{R_{max}}{L_{max}} \quad (1)$$

により液状化判定を行った<sup>8)</sup>。ここで、 $R_{max}$ ；液状化強度比、 $L_{max}$ ；せん断強度比。

まず、 $R_{max}$ の算定を行う。 $R_{max}$ は、液状化試験より得られた繰返し回数 $N=20$ 回の応力比に対して、原位置の応力条件および地震波の多方向性、不規則性に関する補正を行い、式(2)により求めた。

$$R_{max} = \frac{0.9}{0.55} \cdot \frac{1+2K_0}{3} \cdot \frac{\sigma_d}{2\sigma_c} \quad (2)$$

つづいて $L_{max}$ の算出を行う。 $L_{max}$ に関してはPI波によりSHAKEを行い、得られた地盤各層の最大せん断応力  $\sigma_{max}$  を有効上載圧  $\sigma'_v$  で除することにより求めた。なお、T-2とT-3が位置する層に関する剛性と減衰のひずみ依存性は、動的変形試験結果を用いた。図-5にSHAKEで用いた動的変形試験結果を港湾の基準で規定されているものと併せて示す。両者を比較すると、片振幅せん断ひずみ0.1%付近までは剛性率、履歴減衰率ともによく対応しているが、0.1%を超えたあたりから、両者に違いが出てきていることがわかる。同様のことが、T-2においても表れた。これより、大ひずみが発生するような地震を想定した場合、動的変形試験を行うか否かで、地盤の安全性の評価が異なると考えられる。

式(1)から算出した結果を表-2に示す。これより、現行の手法では安全であるとされているT-2、T-3においても、より詳細に判定を行うことで $F_L$ 値が1.0を下回る結果となっていることがわかる。また、港湾の基準による判定においても不攪乱試料の動的変形試験結果を用いることで、T-2、T-3において危険側の判定に変わったことがわかる。

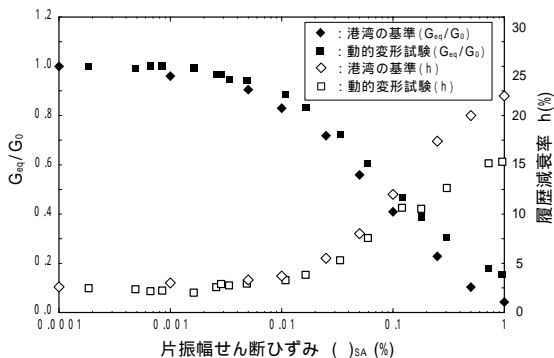


図-5 T-3における動的変形試験結果

5. 繰返しせん断強度と諸特性の関連

図-6に、軸ひずみ両振幅  $\sigma_{DA}=5\%$  に至るに必要な繰返しせん断強度比と繰返し回数の関係を示す。実験は、拘束圧を各深度の有効上載圧に近く、それを下回らない大きさと与え、0.1Hzの正弦波を繰返し応力として載荷した。

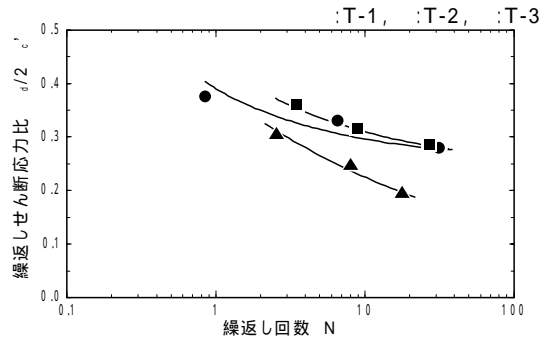


図-6 繰返しせん断強度曲線

図-7は、T-1～T-3において粒度の影響を考慮し道路橋示方書に準じて補正した補正 $N_a$ 値と繰返しせん断強度 $R_{20}$ の関係を表したものである。T-1～T-3以外の試料に関しては、塑性指数 $I_p$ が15以上のものを  $\sigma_{DA}$  で、15より小さいものを  $\sigma_{DA}/2$  でプロットした。また図中に、道路橋示方書に基づき求めた繰返しせん断強度と補正 $N_a$ の関係も併せて示す。図より、現行の示方書を用いた場合、塑性を有する土においては繰返しせん断強度を低く評価する傾向があり安全側に、一方で非活性の土に関しては危険側に設計をする可能性があることが考えられる。細粒分を多く含む土に対しては、細粒分含有率だけで補正する方法に適用の限界が指摘されており<sup>9)</sup>、この図からも細粒分含有率 $F_c$ に加え塑性指数 $I_p$ や粘土分含有率 $C_c$ を含めて定式化することで、より適切に強度を推定することが可能になるといえる。

図-7  $R_{20}$  と  $N_a$  の関係  
伊東, 2002(参考文献5)

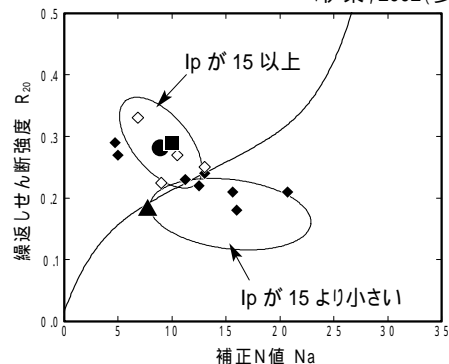


図-7  $R_{20}$  と  $N_a$  の関係

## 5. オンライン地震応答実験

### (1) 実験対象地盤のモデル化

オンライン地震応答実験<sup>(10)(11)</sup>はコンピュータによる応答計算と室内要素実験をオンラインで結合し、地震時における地盤の挙動を再現するものである。図-8に、モデル図を示す。図のように、サンプリング位置や地盤の状況を考慮し13層に分割したモデルとした。液状化が予測されるS3~S5において不攪乱試料を用いて簡易単純せん断試験装置により要素試験を行い、その他の層は修正R-Oモデルを用いた。なお、入力波形はPI波を用いた。

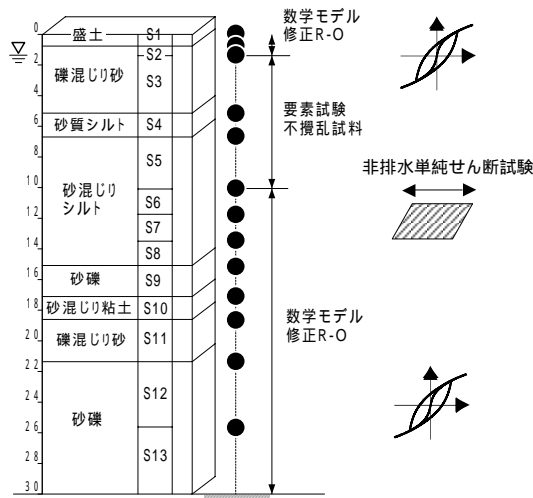


図-8 実験対象断面図

### (2) 実験結果

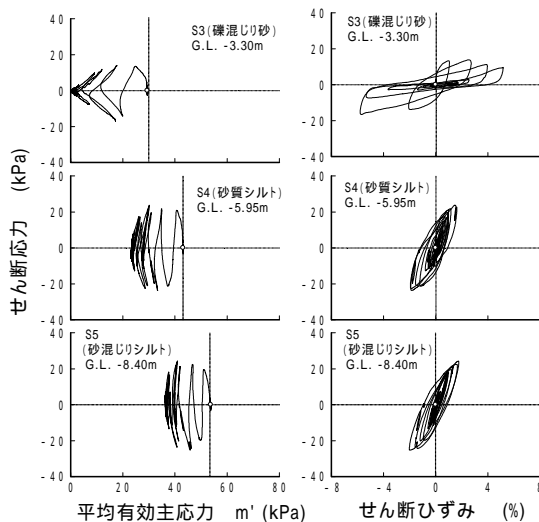


図-9 有効応力経路および応力ひずみ関係

図-9に、オンライン実験により得られたS3~S5における有効応力経路および応力ひずみ関係を示す。図より、S3ではせん断ひずみの発生に伴い有効応力が0に達し、液状化に至っていることがわかる。これは、道路橋示方書や建築指針を用いた液状化判定

より $F_L$ が大きく1.0を下回ることからも、予測できる。一方、S4, S5に関しては過剰間隙水圧の発生は、S3ほど見られないものの、せん断ひずみにおいては、共に両振幅で4~5%程度のせん断ひずみを生じていることがわかる。

## 6. まとめ

以下に、本研究より得られた知見をまとめる。

現行の道路橋及び建築指針においては、T-1は液状化対象土、T-2, T-3は対象土外とされていることがわかった。また、簡易的な液状化判定において液状化しない結果が得られた。

T-2, T-3において、液状化試験や動的変形試験により詳細な液状化判定を行うことで、 $F_L$ 値が1.0を下回る結果となったことから、細粒分を含む地盤の液状化に対する検討には注意する必要がある。

繰返しせん断強度と補正N値 $N_a$ の関係より、簡易的な設計をより合理的に進めるには、細粒分含有率 $F_c$ に加え塑性指数 $I_p$ を考慮して定式化することが有効的であると考えられる。オンライン地震応答実験より、T-1を含む層での液状化が確認された。また、T-2, T-3を含む層においては、華々しい液状化は見られないものの、共に両振幅で4~5%程度のせん断ひずみを生じることが確認された。

## 参考文献

- 1) 兵動正幸, 吉本憲正: 芸予地震による山口県内の液状化について, 第53回土木学会中国支部発表概要集, -9, pp823-824
- 2) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準(平成11年4月)
- 3) 日本建築学会: 建築基礎構造物設計指針
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編
- 5) 伊東周作: 中間土の単調及び繰返しせん断特性に関する研究, 博士論文, 2002.3
- 6) 吉本憲正, 兵動正幸他: 2000年鳥取県西部地震で液状化した細粒土の諸特性について, 土木学会論文集 No.722/ -61, 85-96, 2002.12, pp85-96
- 7) 森伸一郎: 埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎 Vol39, No.2, pp17-22, 1991
- 8) 沿岸開発技術研究センター: 埋立地の液状化対策ハンドブック
- 9) 伊東周作, 兵動正幸他: 砂・粘土・中間土の非排水単調及び繰返しせん断特性, 土木学会論文集 No.680/ -55, 2001, pp233-243
- 10) 日下部伸, 森尾敏, 岡林巧, 藤井照久, 兵動正幸: 簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用, 土木学会論文集, No.617/ -46, pp.299-304, 1999.
- 11) 日下部伸, 森尾敏, 有本勝二: オンライン地震応答実験による2層系砂質地盤の液状化挙動, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.174-184, 1990.

(2003. 10. 10 受付)