

砂質土のコーン貫入抵抗と三軸液状化強度

柴田 徹・Wanchai TEPARAKSA

EVALUATION OF CPT-BASED LIQUEFACTION PREDICTION METHOD USING CYCLIC TRIAXIAL TEST

By Toru SHIBATA and Wanchai TEPARAKSA

Synopsis

A new practical method for evaluation of soil liquefaction by means of the Cone Penetration Test (CPT), proposed by the authors (1987), was reviewed. The critical normalized cone resistance, $(q_{c1})_{cr}$, was presented in terms of cyclic stress ratio, τ/σ'_0 , and mean grain size of soil, D_{50} . The validity of this correlation was confirmed by the CPT calibration chamber experiments as well as the laboratory cyclic triaxial tests conducted on medium to coarse and fine to medium normally consolidated sands at different states of relative density. Based on the field CPT data at various liquefaction-susceptible sites in Japan and Canada, the predicted cyclic stress ratios causing liquefaction from CPT were also compared with the laboratory cyclic triaxial tests on undisturbed samples. The proposed CPT-based liquefaction assessment methods agree well with laboratory-measured values.

1. ま え が き

地震時における地盤の液状化ポテンシャルを、原位置試験によって予測する試みが従来から行われてきた。例えば標準貫入試験 (SPT), コーン貫入試験 (CPT), セルフ・ボーリング・プレシャメーター試験, あるいはS波速度試験の結果を利用する方法などである。これら原位置試験の中で, 代表的なものはSPTの結果を用いる方法であり, Seed-Idriss¹⁾, 龍岡ら²⁾, 時松-吉見³⁾およびSeedら⁴⁾⁵⁾の成果が実用に供されている。しかしながら, 電気式CPTが精度, 情報量, 簡便さなどの点でSPTより優れていることから, 最近ではこの長所を活かしたCPTによる液状化予測法の開発が注目されるようになってきた。

Seedら⁴⁾は, SPTのN値とCPTの先端抵抗 q_c 値との比 q_c/N が粒度組成の関数で表わされるという事実を利用して, SPTによる液状化予測法をCPTに基づく予測法へと拡張した。その結果として, 平均粒径 D_{50} の違いによる液状化と非液状化の限界曲線が, Fig.1に示されている。図において $(\tau/\sigma'_0)_l$ は液状化を生じさせる応力比, q_{c1} は有効土かぶり圧 σ'_0 が $\sigma'_0=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 相当圧力に規準化したコーン先端抵抗である。

次いでRobertson-Campanella⁶⁾は, 地震後の

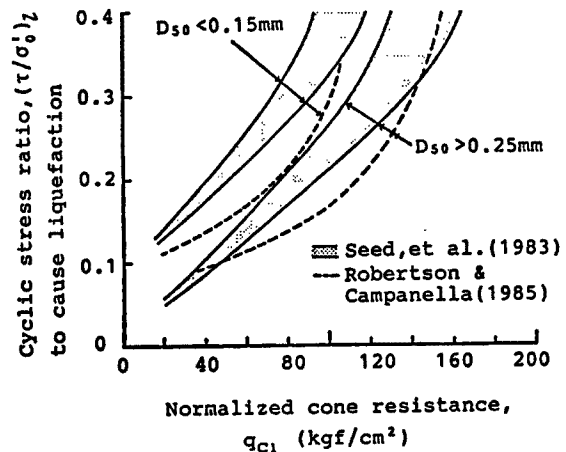


Fig. 1 Recently proposed correlations between liquefaction resistance and normalized cone resistance for $M=7.5$ earthquake.

液状化調査データを収集し、実状に合うように上記の Seed 法を修正した。Fig. 1 中の破線がその結果であるが、図によれば、液状化頻度の高い $0.1 < (\tau/\sigma'_0)_t < 0.3$ の範囲において、Seed 法との差が大きい。

一方 Zhou⁷⁾⁸⁾ は、唐山地震 (1976) 後に広域にわたって実施された CPT 結果と液状化記録をもとにして、液状化発生の限界 CPT 値 $(q_c)_{cr}$ を求めた。その際に、 $(q_c)_{cr}$ は地下水位、震央距離、震度などの関数として表わされており、その関係が唐山以外の地震や地盤条件にも適用できるか否かという問題が残されている。

実地盤における液状化挙動を根拠としたアプローチは以上のものであるが、別のアプローチとして、三軸液状化試験と CPT の結果を関連づける試みがある。石原⁹⁾ は、東京湾埋立て地、新潟、青森港などの地盤を対象にして CPT を実施し、同時に採取した不攪乱試料を用いて三軸液状化試験を行い、それらを整理して Fig. 1 と同じ座標上にプロットした。しかし結論としては、プロット点のばらつきが大きいために、液状化-非液状化の境界線を引くのが難かしいといえる。

以上のような研究の現況を踏まえて、本論文では、先に筆者らが提示した CPT に基づく液状化予測法の妥当性を、三軸液状化試験によって検証することを目的としている。そのために、土の種類と相対密度を変えたモデル地盤で電気式 CPT を行い、かつ同じ土に対する非排水繰返しの三軸試験によって液状化抵抗を求める。さらに実地盤を対象にして、CPT と不攪乱土の三軸液状化試験が実施された事例報告を引用し、それらの結果にも検討を加えるものである。

2. CPT による液状化予測法

過去の地震における液状化被害の状況と、地震後に行われた原位置試験 (CPT と SPT の両方) とに基づいて、筆者らは液状化ポテンシャルの予測法を提案した¹⁰⁾。その内容は、既発表の方法¹¹⁾¹²⁾に若干の修正を加えたものであり、以下に骨子を説明する。

Fig. 2 は液状化 (●印) と非液状化 (○印) のプロット、ならびに液状化の限界曲線を示したもので、次の①～④の手順を経て得られた結果である。

- ① 縦軸の応力比 τ/σ'_0 は、時松-吉見³⁾ が提案した式 (1) を用いて求めた。

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.1(M-1) \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} (1 - 0.015 \cdot z) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 τ ; 等価せん断応力振幅、 M ; 地震のマグニチュード、 α_{max} ; 地表最大加速度、 σ_0 と σ'_0 ; 全応力と有効応力で表わした土かぶり圧、 z ; 深さ (m) である。

- ② 横軸の q_{c1} は $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に規準化した q_c の値で、次の式 (2) より算出した。

$$q_{c1} = C_1 \cdot q_c = \left(\frac{1.7}{\sigma'_0 + 0.7} \right) q_c ; (\text{kgf/cm}^2) \dots \dots \dots (2)$$

ここに C_1 は有効土かぶり圧力に関する補正係数であり、Fig. 2(b) 横軸の係数 C_2 については後述する。

- ③ 図中の大きい丸印は CPT の結果に基づいている。一方、小さい丸印は SPT の N 値と平均粒径 D_{50} より、Robertson ら¹³⁾ の関係を用いて CPT の q_c 値に換算したものであるから、やや信頼性に欠ける。

- ④ 液状化と非液状化を区別する図中の実線は、次式的双曲線で表わされる。

$$(q_{c1})_{cr} = C_2 \left[50 + 200 \left\{ \frac{(\tau/\sigma'_0) - 0.1}{(\tau/\sigma'_0) + 0.1} \right\} \right] \dots \dots \dots (3-a)$$

または

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)_t = 0.1 + 0.2 \left\{ \frac{(q_{c1}/C_2) - 50}{250 - (q_{c1}/C_2)} \right\} \dots \dots \dots (3-b)$$

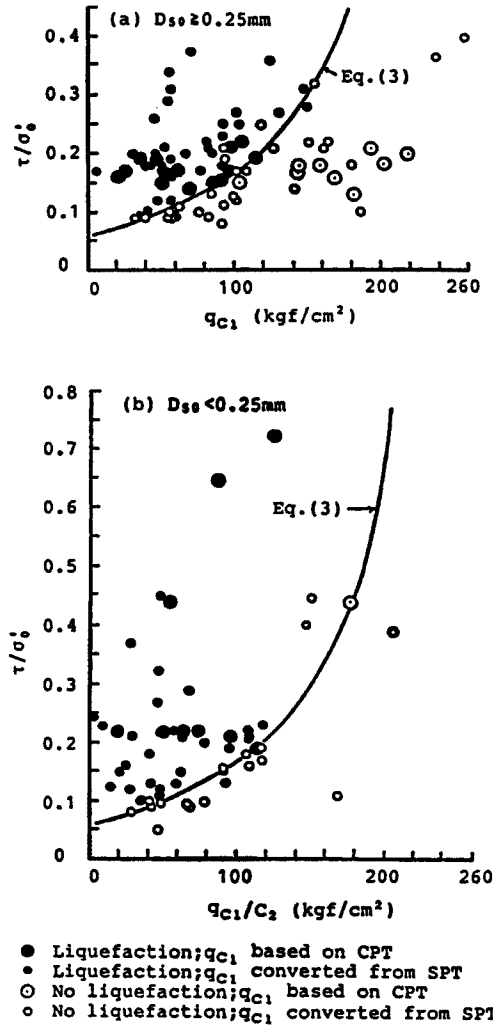


Fig. 2 Correlation between field liquefaction behavior and normalized cone resistance (Shibata & Teeparaksa)¹⁰⁾.

3. CPT 土槽実験と三軸液状化試験

土槽中のモデル地盤に対する CPT と、同じ土を用いた三軸液状化試験を行った。土槽は円筒状で Fig. 4 に示す寸法（有径約 1.5m, 高さ約 1.0m）をもつ。その特徴は、ゴム膜を介してモデル地盤に上載圧と側圧が任意に付加できること、および土試料を充填後に土槽底部より給水して飽和せしめることである。

土試料としては、Fig. 5 に示す 2 種類の砂を用いた。CPT は原則として直径 48.6mm（先端角 60°）のものを使用しているが、比較のために直径 35.7mm の Fugro cone でも行った。貫入速度は 1.0cm/sec である。Fig. 6 に CPT の例を示す。この場合には、30cm 深さの付近でコーン抵抗値 q_c のピークが現われており、相対密度 D_r が増えるほど q_c 値も大きくなる様子が明瞭に読みとれる。

Fig. 7 は、規準化した q_{c1} と相対密度との関係を示す。粒径が $D_{50}=0.68$ mm 砂と類似した Baldi らの

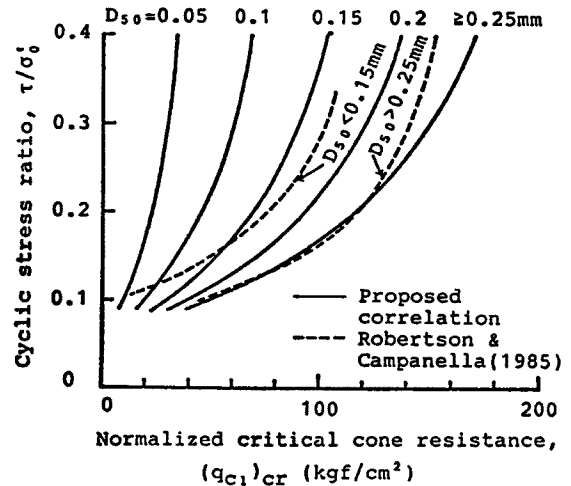


Fig. 3 Comparison of boundary curves defined by Eq. (3) with Robertson & Campanella CPT correlation.

ここで式 (3-a) は応力比 τ/σ'_v を与えて液状化に対する CPT 限界値 $-(q_{c1})_{cr}$ を、また式 (3-b) は CPT $-q_c$ 値を与えて、液状化抵抗 $(\tau/\sigma'_v)_l$ を求める場合に用いる。

上式において、係数 C_2 は粒径（平均粒径 D_{50} ）の影響を考慮した補正係数で

$$D_{50} \geq 0.25 \text{ mm の砂に対して } C_2 = 1.0,$$

$$D_{50} < 0.25 \text{ mm の細粒土に対して}$$

$$C_2 = D_{50}(\text{mm}) / 0.25(\text{mm})$$

とする。

Fig. 3 は D_{50} をパラメータとしたとき、式 (3-a) を図示したものである。この図には、前出の Robertson-Campanella⁹⁾ の結果も併記しているが、 $D_{50} \geq 0.25$ mm および $D_{50} < 0.15$ mm の範囲において、筆者らの提案とほぼ一致していることが分かる。

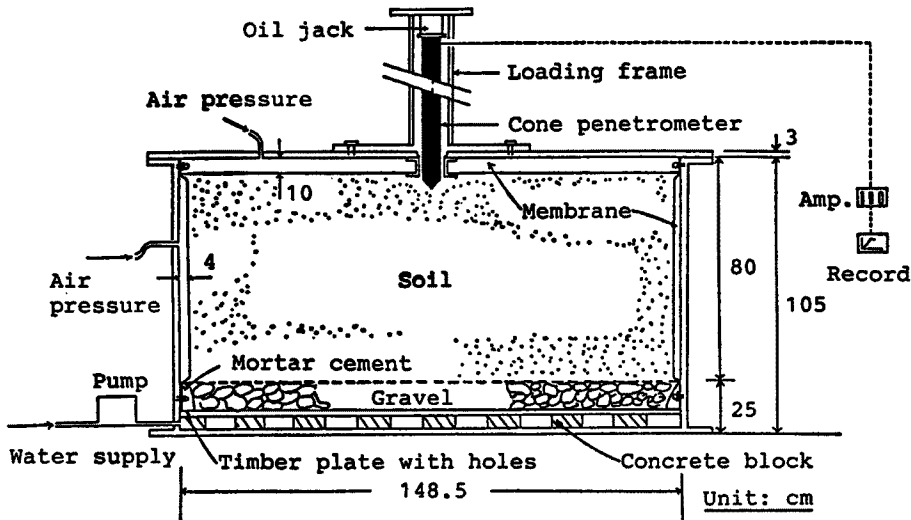


Fig. 4 Schematic cross section of CPT chamber.

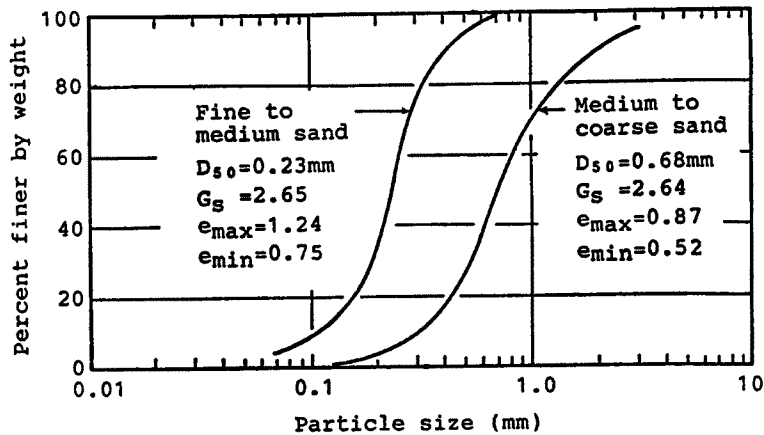


Fig. 5 Physical properties of sands.

結果 (Ticino sand, $D_{50}=0.60$ mm)¹⁴⁾ も併記されているが、今回の実験に用いた2種類の砂は、それぞれ両対数紙上で勾配が 1:2 の直線になることから、 $q_{c1} \propto (D_r)^2$ の関係が成立する。また D_{50} が 0.23 mm → 0.68 mm と大きくなると、同じ D_r での q_{c1} はおよそ2.3倍にも増加することが分かる。

Fig. 8 は三軸液状化試験の例で、主応力差 σ_d を規則的に繰り返したときの応力比と繰り返し回数との関係を示している。相対密度 D_r が 56.7% の場合は液状化の定義、すなわち [初期液状化]、[両ひずみ振幅 D.A.=5%] あるいは [D.A.=10%] でそれぞれ異なった曲線が描かれるのに対して、 $D_r=22.2\%$ と緩る詰めの場合には、それらの差がみられない。

Fig. 9 には繰り返し回数 N_i を15回とし、[初期液状化] および [両ひずみ振幅 D.A.=5% と 10%] 時の応力比 $(\sigma_d/2\sigma'_v)_i$ が、相対密度に対してプロットされている。

Fig. 7 と Fig. 9 から、相対密度を媒介として三軸液状化抵抗 $(\sigma_d/2\sigma'_v)_i$ と CPT- q_{c1} 値とを対応させることができる。Fig. 10 はその結果であるが、縦軸の $(\tau/\sigma'_v)_i$ は前述の Fig. 2 と比較するために、

$$(\tau/\sigma'_v)_i = 0.57(\sigma_d/2\sigma'_v)_i \dots \dots \dots (4)$$

として求めた。ただし係数の0.57は、三軸と単純繰返しせん断試験を比較した De Alba ら¹⁵⁾の報告に基づいている。

Fig. 10 には, Fig. 2 中の曲線すなわち式 (3) が併記されている。これによれば, 三軸試験において [$N=15$ 回, D.A.=5%] としたときの結果が, 式 (3) とよく一致していることが分かる。

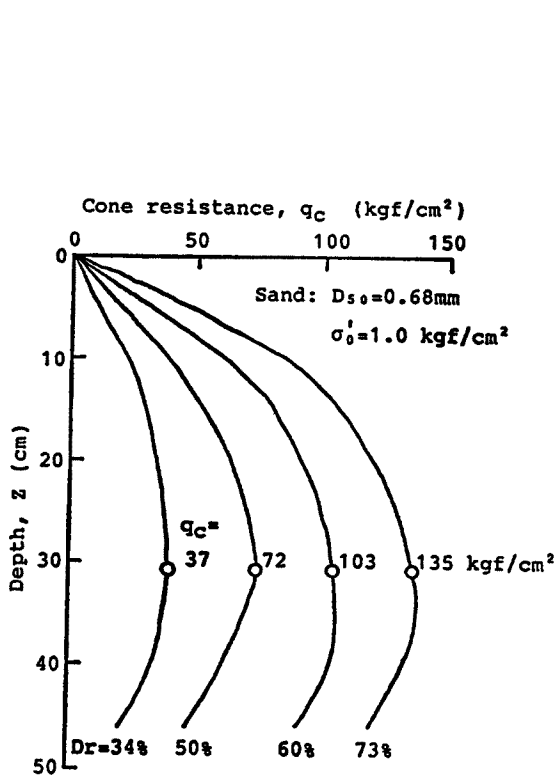


Fig. 6 Example of CPT chamber test.

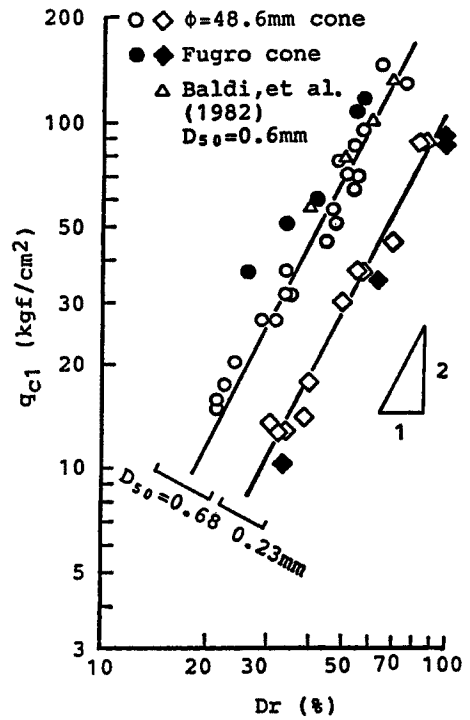


Fig. 7 Correlations between normalized cone resistance and relative density for sands.

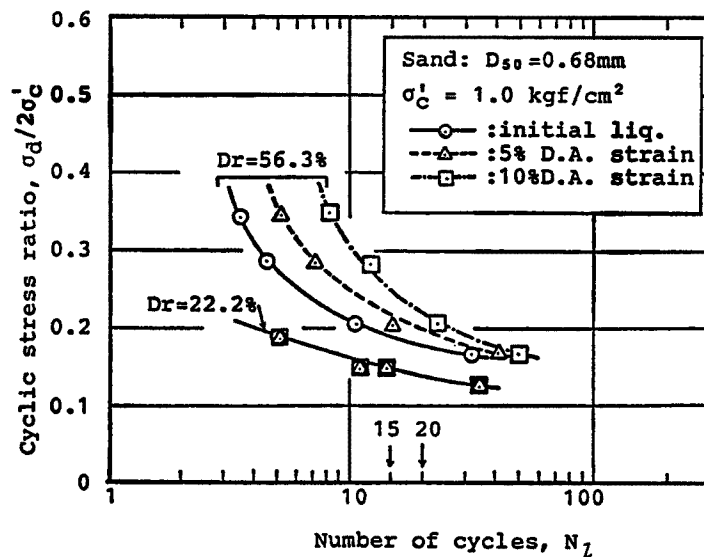


Fig. 8 Example of results of cyclic triaxial tests for different relative densities.

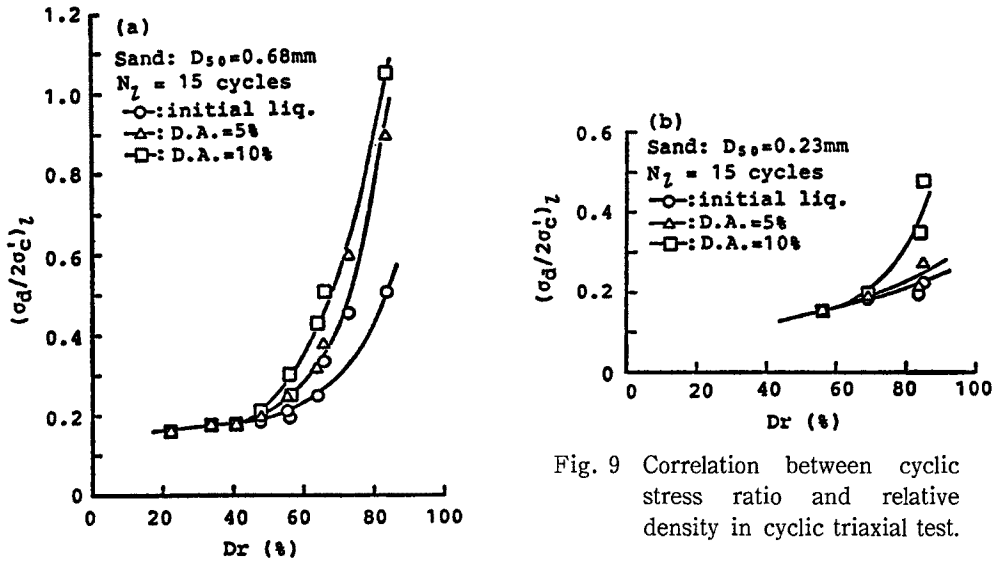


Fig. 9 Correlation between cyclic stress ratio and relative density in cyclic triaxial test.

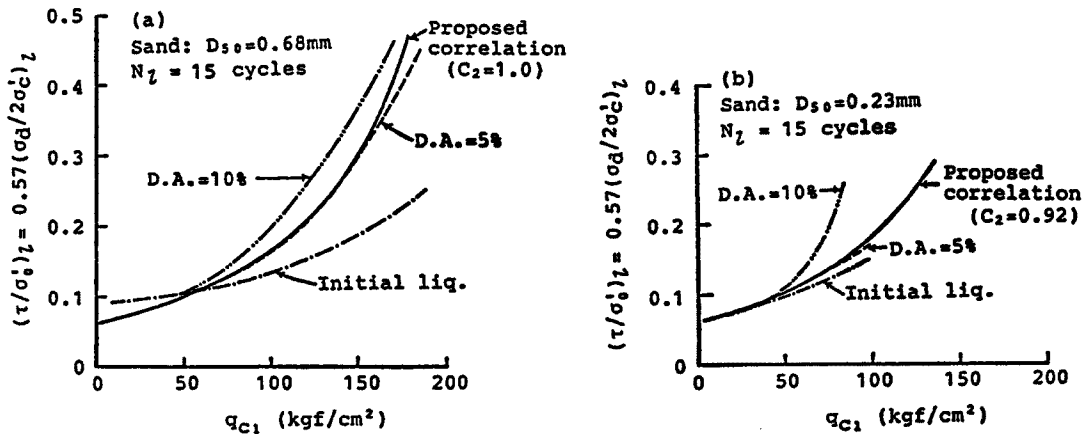


Fig. 10 Correlations between cyclic stress ratio and normalized cone resistance.

4. 実地盤への適用

前節で説明したのは、土槽内に作成したモデル地盤を対象にした場合であったが、実地盤について、CPTと不攪乱土に対する三軸液状化試験の両方が行われた事例報告がいくつかある。その場合、次の①→④の手順を経て得られた結果の例が、Fig. 11 と Fig. 12 にそれぞれ示されている。

- ① CPT- q_c より、式 (2) を用いて規準化した q_{c1} を求める。
- ② 式 (3-b) を用いて、 q_{c1} より液状化応力比 $(\tau/\sigma'_0)_{field}$ を推定する。
- ③ 三軸試験より求めた $(\sigma_d/2\sigma'_c)_1$ を、式 (4) によって $(\tau/\sigma'_0)_{labo}$ に換算する。
- ④ 上記の $(\tau/\sigma'_0)_{field}$ と $(\tau/\sigma'_0)_{labo}$ を比較する。

Fig. 11 は新潟地盤の例¹⁶⁾で、このケースでは平均粒径は $D_{50} \geq 0.25 \text{ mm}$ であるから、式 (3) で説明したように粒径の補正を加える必要がなく、各試料とも $C_2=1.0$ である。図中に示すように CPT から推定した $(\tau/\sigma'_0)_1$ は、三軸試験の値とよく合っている。

Fig. 12 は Vancouver 地盤 (Canada) における試験結果¹⁷⁾である。この場合、文献 17) では、三軸試験が $[N_z=15$ 回, $D.A.=10\%$] に対してのみ整理されているので、これを龍岡らの方法¹⁸⁾で $[N_z=15$ 回, $D.A.$

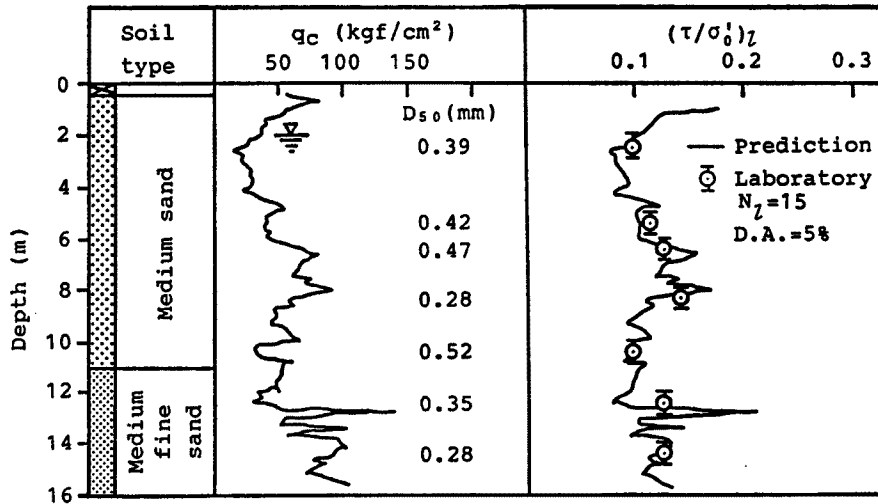


Fig. 11 Comparison of cyclic stress ratio to cause liquefaction estimated from CPT with cyclic triaxial test at Niigata.

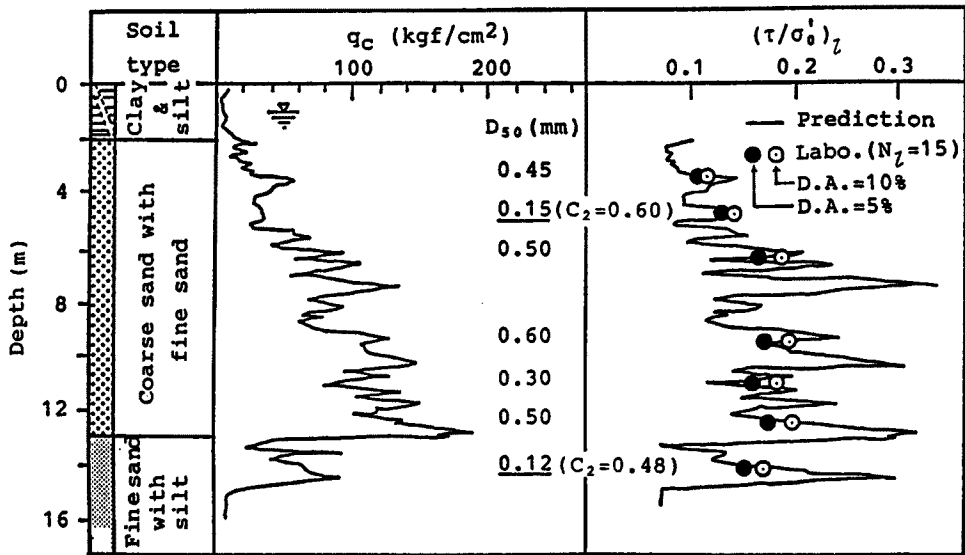


Fig. 12 Comparison of cyclic stress ratio to cause liquefaction estimated from CPT with cyclic triaxial test at Vancouver.

=5%] に換算して●印でプロットした。しかし結果をみると、D.A.=5%と10%の違いが $(\tau/\sigma'_0)_z$ に表われる差は、CPT から推定した $(\tau/\sigma'_0)_z$ の変動幅に比べて僅かである。Fig. 12 では $D_{50} < 0.25$ mm の細粒土が堆積しているの、その部分に対しては係数 C_2 による粒径補正を施したが、CPT よりの推定値と三軸液状化試験結果には、よい一致が見られる。

5. む す び

原位置試験によって、地震時における地盤の液状化ポテンシャルを予測する試みとして、従来は標準貫入試験 (SPT) の結果に基づく方法が広く用いられてきた。しかし地盤調査法としてのコーン貫入試験 (CPT)、

特に Fugro 型のもは、いくつかの点で SPT にない長所を有することが認められ、それに伴う趨勢として、ここ数年間は CPT による予測法の開発が注目されるようになった。

この報文では、まず CPT と液状化ポテンシャルとを結びつけるために、筆者らが既に提案した内容を要約して示したのち、その関係を CPT の土槽実験と三軸液状化試験の両者によって確かめた。その結果として、液状化予測の具体的方法は以下のような手順で行えばよいと結論された。

1) 実地盤で CPT を実施した場合

- ① CPT- q_c から、式 (2) により規準化コーン抵抗 q_{c1} に換算する。
- ② 式 (3-b) を用いて、液状化抵抗 $(\tau/\sigma'_0)_l$ を求める。その際、平均粒径 D_{50} の大きさに応じて、 $D_{50} < 0.25$ mm では係数 C_2 が変わること留意する。
- ③ 地震のマグニチュード M や地表最大加速度 α_{max} を想定し、式 (1) により τ/σ'_0 を求める。
- ④ 液状化に対する安全率 F_l を、次式により計算する。

$$F_l = (\tau/\sigma'_0)_l / (\tau/\sigma'_0)$$

- 2) 不攪乱試料に対する三軸液状化試験を実施した場合、液状化の条件を [$N_l=15$ 回, D. A. =5%] として、抵抗 $(\sigma_d/2\sigma'_0)_l$ を求める。これを式 (4) によって $(\tau/\sigma'_0)_l$ になおすと、上記②の CPT に基づく値に等価となる。以後の手順は、上記③④に同じである。

参 考 文 献

- 1) Seed, H. B. and I. M. Idriss: Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM9, 1971, pp. 1249-1273.
- 2) Tatsuoka, F., T. Iwasaki, K. Tokida, S. Yasuda, M. Horose, T. Imai and M. Kon-no: Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, 1980, pp. 95-111.
- 3) Tokimatsu, K. and Y. Yoshimi: Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, 1983, pp. 56-74.
- 4) Seed, H. B., I. M. Idriss and I. Arango: Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Jour. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 109, No. 3, 1983, pp. 458-482.
- 5) Seed, H. B., K. Tokimatsu, L. F. Harden and R. M. Chung: The Influence of SPT Procedures on Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Report No. UCB/EERC-84/15, University of California, Berkeley, CA.
- 6) Robertson, P. K. and R. G. Campanella: Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Jour. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 111, No. 3, 1985, pp. 384-403.
- 7) Zhou, S. G.: Evaluation of the Liquefaction of Sands by Static Cone Penetration Test, Proc. of the 7th World Conf. on Earthquake Eng., Istanbul, Turkey, Vol. 3, 1980, pp. 156-162.
- 8) Zhou, S. G.: Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by CPT, Proc. of the 1981 Inter. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, 1981, pp. 167-172.
- 9) Ishihara, K.: Stability of Natural Deposits During Earthquakes, Proc. of the 11th Inter. Conf. on SMFE, San Francisco, Vol. 1, 1985, pp. 221-254.
- 10) Shibata, T. and W. Teparaksa: Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using the CPT, Soils and Foundations, 1987. (投稿中)
- 11) 柴田 徹: 砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗, 京大防災研究所年報, 28号 B-2, 1985, pp. 87-96.

- 12) 柴田 徹：砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗（続報），京大防災研究所年報，29号 B-2, 1986, pp. 59-67.
- 13) Robertson, P. K., R. G. Campanella and A. Wightman: SPT-CPT Correlations, Jour. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 109, No. GT11, 1983, pp. 1449-1459.
- 14) Baldi, G., R. Bellotti, M. Jamiolkowski and E. Pasqualini: Design Parameters for Sands from CPT, Proc of the 2nd European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, 1982, pp. 425-432.
- 15) De Alba, P., B.H. Seed and C.K. Chan: Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT9, 1976, pp. 909-927.
- 16) Ishihara, K. and Y. Koga: Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 3, 1981, pp. 35-52.
- 17) Campanella, R.G., P.K. Robertson and D. Gillespie: Cone Penetration Testing in Deltatic Soils, Canadian Geotech. Jour., Vol. 20, No. 4, 1981, pp. 85-100.
- 18) Tatsuoka, F., S. Yasuda, T. Iwasaki and K. Tokida: Normalized Dynamic Undrained Strength of Sands Subjected to Cyclic and Random Loading, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 3, 1980, pp. 1-16.