

液状化メカニズム・予測法と設計法

6. 礫を含む粗砂および細粒分を含む砂の液状化特性（その2）

田 中 幸 久 (たなか ゆきひさ)

財電力中央研究所 我孫子研究所地盤耐震部

畑 中 宗 憲 (はたなか むねのり)

千葉工業大学工学部建築学科

鈴木 康 嗣 (すずき やすつぐ)

鹿島建設㈱技術研究所 建築技術研究部

6.2 原位置試験を用いた液状化強度の検討

6.2.1 換算 N 値と液状化強度の関係

ここでは、細粒分を含む砂や礫地盤における換算 N 値と液状化強度の関係について述べるが、諸基準類における細粒土ならびに礫質土の取り扱い方については本講座4.3（2002年9月号）の中で述べられている。

(1) 砂質地盤における換算 N 値と液状化強度の関係
液状化強度と換算 N 値（有効上載圧が98 kPaの場合に換算した N 値）の関係式については数多く提案されている。また、これらの方法は設計指針などにも取り入れられている。

細粒分を含む砂の場合には、きれいな砂に対する換算 N 値と液状化強度の関係を細粒分含有率や平均粒径などに応じて補正して用いるが、表—6.2³⁵⁾に示すようにその補正方法にもいくつかある。一方、細粒分含有率や平均粒径よりも粘土分含有率や塑性指数の方が液状化強度との相関が強いとする研究³⁶⁾もあるため、今後も十分な検討を要する。

(2) 礫質地盤における液状化の程度と N 値などの動的貫入抵抗値の関係

一般に、地盤の液状化強度を N 値などの原位置試験結果から求める方法としては、大きく分けて以下の二つの方法がある。

① 地震時の地盤加速度から推定した地盤内せん断応力比と原位置試験結果の関係を液状化した場合と非液状化の場合で整理し、両者の境界をもって液状化強度とする。

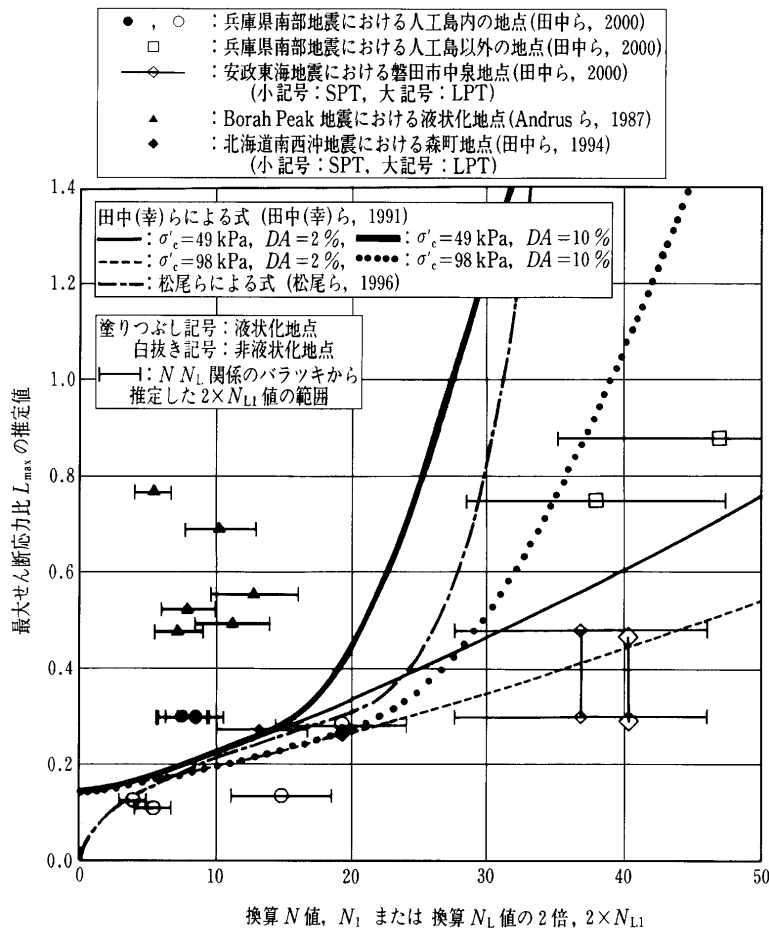
② 不攪乱サンプリングした試料に対する非排水繰返し載荷試験により得られた液状化強度（または非排水繰返し強度）と原位置試験結果の関係を利用して求める。

礫地盤の場合には砂地盤に比べて液状化事例数が少ないので、前述の①の方法により礫地盤の液状化強度と原位置試験結果の関係を調べた例は従来少なかったが、最近では考古学的な発掘調査において砂礫が液状化した事例が発見されたり^{37),38)}、最近の地震において礫質土の液状化が確認されたりしている^{39)~41)}。このため①の方法で液状化の判定もしくは液状化強度を推定しようという試みがなされている。

田中ら⁴¹⁾は、砂礫地盤の液状化発生の有無と地盤の強さと地震による地震動の大きさの関係を検討するため、図—6.18に示すように横軸に換算 N 値 N_L 、縦軸に地盤に生じた最大せん断応力比 L_{max} の大きさをとって、考古学的な発掘調査において砂礫の噴出が発見された事例や最近の地震において礫質土の液状化が確認された事例をプロットし、砂礫地盤における液状化発生条件を検討した。図—6.18にプロットしたデータによれば、礫地盤

表—6.2 細粒分に関する補正方法³⁵⁾

文 献	適 用 範 囲	補 正 法	備 考
龍岡 ら (1978)	$D_{50} < 0.3 \text{ mm}$	$0.0035 F_c$ を液状化強度 R_L に加算	細粒分含有率 F_c で液状化強度を補正する方法と平均粒径 D_{50} で液状化強度を補正する方法の2種類の方法を提案
	$0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$	$-0.225 \cdot \log(D_{50}/0.35)$ を R_L に加算	
	$0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm}$	-0.05 を R_L に加算	
時松 ら (1983)	$F_c < 5 \%$ $F_c \geq 10 \%$ $5 \leq F_c < 10 \%$	補正なし $0.1 \cdot F_c + 4$ を換算 N 値に加算 内挿	細粒分含有率により換算 N 値を加算補正し液状化強度を算出
Seed (1985)	$F_c \leq 5 \%$, $F_c = 15 \%$, $F_c = 35 \%$	細粒分含有率が3種類の条件に対して換算 N 値と液状化強度関係を図示	
井合 ら (1988)	$F_c < 5 \%$ $5 \leq F_c \leq 15 \%$	補正なし 細粒分含有率に応じてきれいな砂の限界 N 値を低減（最大0.5倍まで）	換算 N 値を細粒分含有率で乗算補正することと同じ
	特に F_c が大きい	限界 N 値を1/4程度まで低減	
草野 (1990)	$F_c \leq 60 \%$	$0.085 \cdot \log(F_c + 1)$ を液状化強度に加算	2種類の液状化強度の算定法を提案。換算 N 値から得られた液状化強度は、細粒分含有率だけでなく、 D_{50} 、有効鉛直圧でも補正される。 $D_{50} > 0.5 \text{ mm}$ では D_{50} による補正項がない。
	$D_{50} < 0.074 \text{ mm}$	$0.0025 F_c$ を液状化強度に加算	
	$0.074 \leq D_{50} \leq 0.5 \text{ mm}$ $D_{50} > 0.5 \text{ mm}$	$0.055 \cdot \log(F_c + 1)$ を液状化強度に加算 $0.055 \cdot \log(F_c + 1)$ を液状化強度に加算	

図—6.18 最大せん断応力比と換算貫入抵抗値の関係⁴¹⁾

は地表面加速度が大きいほど、換算 N 値 N_1 が小さいほど液状化しやすい傾向が読みとれる。砂礫層であっても換算 N 値 N_1 が液状化の判定にある程度有効であることを図—6.18に示した事例は示している。

前述したように、礫地盤の場合には砂地盤に比べて液状化事例数が少ないが、特に密な礫地盤は液状化事例が皆無に近いので、その液状化強度を求めるためには前述の②の方法によらざるを得ない。

砂礫は、通常、非凍結チューブサンプリングによって高品質な不攪乱試料を採取することが困難であるので、凍結サンプリングにより不攪乱試料を採取することが多い。凍結サンプリングによって砂礫の不攪乱試料の非排水繰返し強度と動的貫入試験抵抗値の関係を調べた研究にはいくつか^{42)~45)}ある。

Tanaka ら⁴²⁾は、凍結サンプリングにより密な砂礫地盤から試料を採取し、非排水繰返し強度と大型貫入試験⁴⁶⁾による貫入抵抗値 N_L の関係を調べた。更に、砂礫の場合、 N_L 値は N 値の約半分である⁴⁷⁾とすれば次式で表される。

$$R_s(N_c=20, DA=2\%) = 0.15 + 0.0059 \left\{ \frac{N_1}{2} \left(\frac{\sigma'_c}{P_1} \right)^{-0.5} \right\}^{1.3} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $R_s(N_c=20, DA=2\%)$ は、繰返し回数 $N_c=20$ 回で軸ひずみ両振幅 $DA=2\%$ を生じる時のせん断応力比、 N_1 は換算 N 値、 σ'_c は有効拘束圧 (kPa) であり、

P_1 は 98 kPa である。

一方、Matsuo ら^{44), 45)}は、礫地盤の液状化の判定ラインとして次式を提案している。

$$R_L = 0.0882 \cdot \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} \quad (N_a < 14) \quad \dots\dots\dots (2a)$$

$$R_L = 0.0882 \cdot \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \quad (N_a \geq 14) \quad \dots\dots\dots (2b)$$

ここで、

$$N_a = \left\{ 1 - 0.36 \cdot \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{2} \right) \right\} \cdot N_1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

D_{50} : 平均粒径 (mm)

R_L : 繰返し三軸強度比

式(1)による計算結果は有効拘束圧 σ'_c の値によって変化する。 $\sigma'_c=49, 98$ kPa の場合の計算結果を図—6.18中のそれぞれ細い実線、細い点線で示す。一方、 $D_{50}=1.9$ mm と仮定し、式(2a)、(2b)を計算した結果は図—6.18中に太い一点鎖線で示されている。

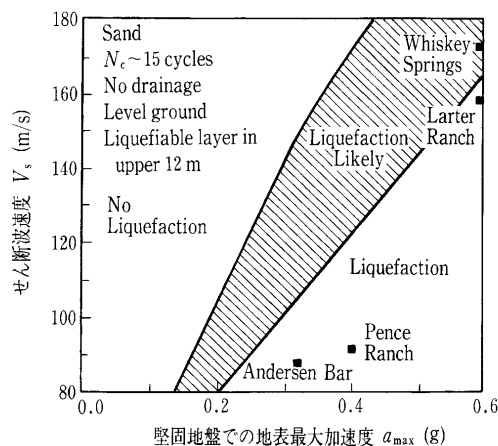
換算 N 値 N_1 の値が 5~20 では式(1)と式(2)による計算結果の差が少ないが、 N_1 の値が 20 以上の場合は差が大きい。これは、式(2)における非排水繰返し強度が繰返し回数 $N_c=20$ 回、軸ひずみ両振幅 $DA=5\%$ で定義されているのに対して、式(1)における非排水繰返し強度が $N_c=20$ 回、 $DA=2\%$ という比較的小さなひずみで定義されているためである。

地表面の噴砂の状況の差を論じるにはもっと大きなひずみで定義した繰返し非排水強度を用いるのが適切であると思われる⁴⁸⁾ので、 $N_c=20$ 回、 $DA=2\%$ で定義された非排水繰返し強度から $N_c=20$ 回、 $DA=10\%$ で定義された非排水繰返し強度を推定したのが図—6.18中の太い実線、太い点線である。

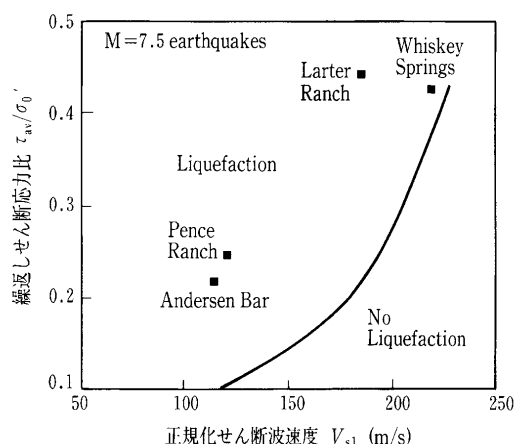
図—6.18において、実測データと上述の計算式を比較することにより、換算 N 値 N_1 の値が 5~20 では式(1)と式(2)により液状化を判定した結果は、ほぼ実際の地盤の挙動と整合していること、 $N_c=20$ 回、 $DA=10\%$ で定義された非排水繰返し強度と換算 N 値 N_1 の関係ならびに式(2)による計算結果を表す曲線の傾きが比較的大きいので、 N 値のばらつきが判定結果に及ぼす影響が大きいことがわかる。(田中幸久)

6.2.2 原位置せん断波速度と液状化強度の関係

6.2.1節において礫地盤を対象に大型貫入試験の適用をベースとした換算 N 値と液状化強度の関係に関する研究が紹介されている。一方、現在使われている大型貫入試験のスプーンサンプラーの内径は 50 mm 程度で礫粒子の大きさによってはそれで十分とはいえないものもある。そのような観点から、砂質地盤で試みられているせん断波速度と地盤の液状化強度との関係を礫質地盤にも適用した研究も進められてきた。本節は砂礫地盤を対象とした原位置せん断波速度と液状化強度の関係についての研究を紹介する。



図—6.19 せん断波速度に基づく液状化評価図⁵³⁾と四つの液状化サイトの結果との比較⁵¹⁾



図—6.20 正規化せん断波に基づく液状化評価図⁵⁷⁾と四つの液状化サイトの関係⁵¹⁾

原位置地盤の液状化強度を評価するこの種の研究は、以下に示す三つのグループに分けることができる。

- ① 原位置のせん断波速度と地震時の地盤の液状化挙動との関係からの研究
- ② 供試体の初期せん断剛性（せん断波速度）と液状化強度の関係からの研究
- ③ 原位置のせん断波速度と不攪乱試料の液状化強度との関係からの研究

以下、順を追って述べる。

- (1) 原位置のせん断波速度と地震時の地盤の液状化挙動との関係からの研究

このグループに属する研究としては砂地盤について、ひずみに着目した Dobry (ドブリー) ら⁴⁹⁾の研究、Bierschwale (ビルシュウェール) と Stokoe (ストークー)⁵⁰⁾の研究などがある。Andrus (アンドルス) ら⁵¹⁾はこれらの方法を液状化した礫地盤に適用した。図—6.19は15回の繰返しで、表層12 mで液状化した水平砂層について評価図を作成した。四つのサイトにおける液状化する最小の V_{s1} (正規化せん断波速度、式(4)参照)も図—6.19に示してある。四つの礫地盤でのデータは液状化領域にプロットされている結果から、このような方法は有効であるとしている。

Robertson (ロバートソン)⁵²⁾は液状化強度とせん断

波速度を結びつけるもう一つの方法を示した。図—6.20に示すように式(4)により、正規化したせん断波速度 (V_{s1}) と原位置繰返しせん断応力の間の経験的関係を用いて砂地盤の液状化可能性を評価する方法である。繰返しせん断応力比は式(5)により求める。ここで、 a_{max} は地表最大加速度、 σ_v は全上載圧、 σ_v' は有効上載圧、 γ_d は応力減衰係数である。式(5)において、 P_a は基準圧力で、通常は100 kPaである。礫地盤の繰返しせん断応力と最小の V_{s1} の値は Andrus による液状化評価図に図—6.20のようにプロットされており、現地の観察結果と一致している。この図は地盤の性質、場所、そして地震によって影響を受けるため（地表最大加速度は下部地盤の性質、地震の周波数特性などにより影響される）、この図を他のサイトに応用する場合は上記のことに注意する必要があると述べている。

$$V_{s1} = V_s (P_a / \sigma_v')^{0.25} \quad (4)$$

$$\tau_{av} / \sigma_v' = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_v' / \sigma_v) \gamma_d \quad (5)$$

ここで、 τ_{av} は平均的な繰返しせん断応力、 g は重力加速度。

- (2) 供試体の初期せん断剛性（せん断波速度）と液状化強度の関係からの研究

時松らは「土の種類と拘束圧が決まれば、その土の液状化強度と弾性せん断剛性 (G_0) の間には良い相関関係がある」に基づいて、砂質土や礫質土の液状化特性を評価する方法を示している^{54), 55)}。原位置でのせん断波速度 (G_0) を測定すれば、式(6)より弾性せん断剛性 (G_{of}) が求まる。一方、原位置から採取した土試料について室内で弾性せん断剛性 (G_{ol}) を求め、 $G_{ol} = G_{of}$ であれば、その試料について液状化実験を行い、前述の考えに基づき得られる液状化強度が原位置での液状化強度と考えられる。もし $G_{ol} < G_{of}$ であれば、その供試体に微小せん断ひずみを与えて $G_{ol} = G_{of}$ になるようにする。そのようになったのち、液状化実験を行い、液状化強度を求める。さらに G_0 に及ぼす間隙比 (e) と拘束圧 (σ_c') の影響を考慮するため、式(7)および式(8)により G_0 を間隙比と拘束圧で正規化した弾性せん断剛性 (G_N) を導入している。

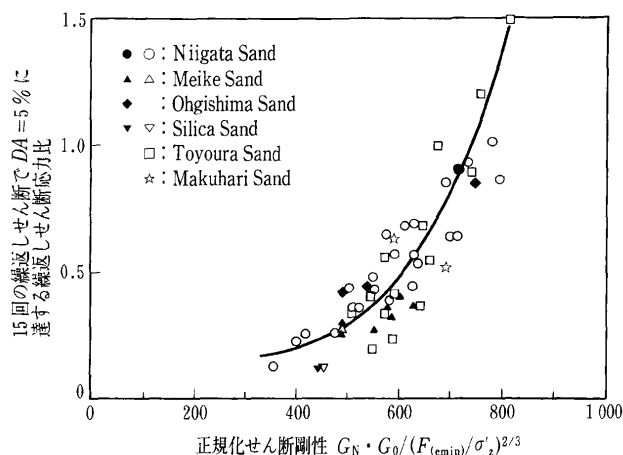
$$G_{of} = \frac{\gamma_t}{g} V_{SF}^2 \quad (6)$$

$$G_N = \frac{G_0}{F(e_{min}) (\sigma_m')^{2/3}} \quad (7)$$

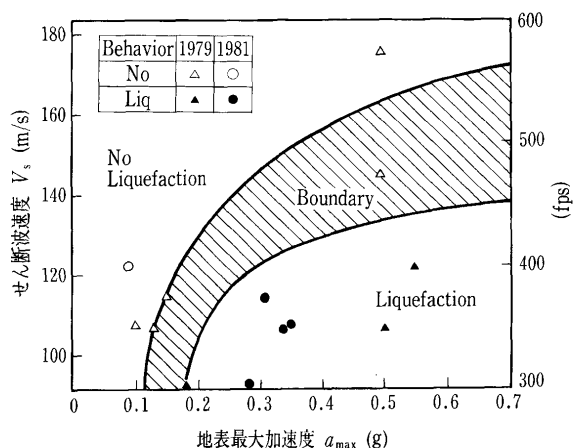
$$F(e_{min}) = (2.17 - e_{min})^2 / (1 + e_{min}) \quad (8)$$

ここで、 γ_t は土の湿潤単位体積重量、 g は重力加速度。

図—6.21に示すように、各種砂についてこの方法で求めた液状化強度と正規化した弾性せん断剛性 (G_N) には良い相関が見られる。図—6.22本方法と実地震での観察結果との比較を示したものであり、良い対応となっている。この方法では、室内実験により求められる G_0 が重要な役割を果たしているが、その値は実験に用いられる拘束圧に大きく影響される。そのため、原位置での応力状態を精度良く把握する必要がある。一般に、有効上載圧はある程度の精度で求められるが、水平方向の有効



図—6.21 正規化せん断剛性と液状化強度の関係⁵⁴⁾



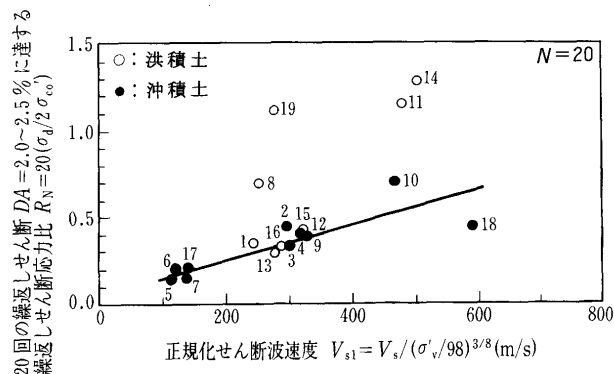
図—6.22 観測結果と提案方法による「液状化可能性あり」と「液状化しない」の境界との比較⁵⁴⁾

応力は特に砂質・礫質地盤については測定できる有効な方法もない現状ではかなり困難であるため、実務では室内実験に用いる拘束圧を原位置の有効上載圧としている場合がほとんどである。しかし、これはとりもなおさず、静止土圧係数 K_0 を1.0にしていることと同じ意味である。実際の地盤の K_0 値が常に1.0であるとは考えにくいので、有用な原位置の K_0 値を求める方法の開発が望まれている。

(3) 原位置のせん断波速度と不攪乱試料の液状化試験結果との関係からの研究

畑中らは原位置地盤凍結法で採取した高品質の不攪乱礫試料について、繰返し三軸試験を実施して液状化強度を求め、それらと原地盤における不攪乱試料採取深度でのせん断波速度 (V_s) を関係づけて検討した (図—6.23参照)⁵⁶⁾。なお、せん断波速度に及ぼす拘束圧の影響を考慮するため式(5)と同様な考えでせん断波速度を拘束圧で正規化したせん断波速度 (V_{s1}) と液状化強度の関係で示した。ただし、拘束圧のべき乗は式(4)に示す0.25乗ではなく 3/8 乗とした。その理由は近年の不攪乱砂礫試料についての実験結果によれば、せん断波速度の拘束圧依存性は 1/4 乗～1/2 乗の間に分布し、ここではそれらの平均値である 3/8 乗の値を用いた^{57)～60)}。

図—6.23から、繰返し回数 (N) が20の場合、沖積の



図—6.23 正規化S波速度と $DA=2\%$ あるいは $DA=2.5\%$ になる繰返しせん断応力比の関係 ($N=20$)⁵⁶⁾

礫層 (図中●印) では V_{s1} と液状化強度は比較的良好な相関が見られる。しかし、洪積の礫地盤 (図中○印) については、沖積地盤とほとんど同じ関係が見られる場合と、同じ V_{s1} でも液状化強度が沖積地盤よりかなり大きい場合と二つのグループに結果が分かれている。この原因については、密度、間隙比、細粒分などの影響について検討した限りではまだ説明ができなく、セメンテーションや年代効果も大きな影響があると考えられるが、現時点ではそれらを定量的に評価するのは大変困難であり、今後の研究が待たれる。なお、この方法でも、実地盤との対応については、室内試験で得られた液状化強度を原位置強度に変換する必要がある。式(9)は通常その換算に用いられる関係式である。この場合もやはり、原位置での静止土圧係数を知る必要がある。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0.9 \frac{1+2K_0}{3} \frac{\sigma_d}{2\sigma_{c(三軸)}} \quad \dots\dots\dots (9)$$

畑中らは、原位置のS波速度 (V_{SF}) と不攪乱試料について、室内で測定したS波速度 (V_{SL}) が本来等しいはずだとの考え (V_s 等価法) から式(10)～式(13)により K_0 値を求める方法を提案し、実地盤へも適用している⁶¹⁾。

$$V_{SF} = V_{SL} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$V_{SL} = a(\sigma'_m)^n \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\sigma'_m = (1+2K_0)\sigma'_v/3 \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$K_0 = \{(3/\sigma'_v)(V_{SF}/a')^{1/n'} - 1\}/2 \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで、 σ'_m は有効平均主応力、 a と n は実験定数。

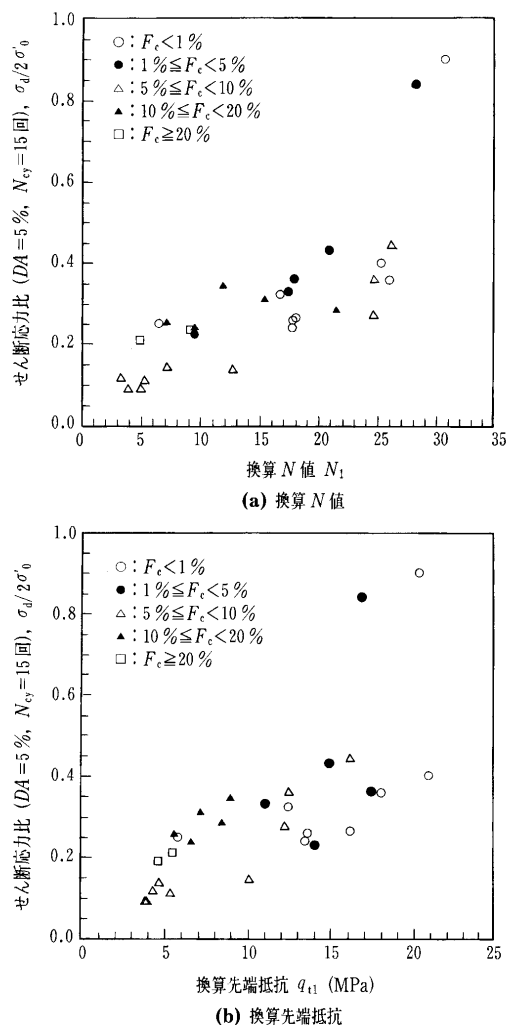
(畑中宗憲)

6.2.3 コーン貫入抵抗と液状化強度の関係

(1) コーン貫入試験の適用性

標準貫入試験による N 値は、細粒分を多く含むシルト質砂では値が小さくなり適用性に欠ける部分があること、データが連続的に得られないため薄層を見逃す可能性があること等の問題点を有している。これらの問題点を解決するため、日本でもコーン貫入試験が行われているが、大きな貫入反力が必要な硬質地盤への適用には限界があり、実務ではまだあまり普及していない。

しかし、コーン貫入試験の測定値と原位置凍結サンプリングによる不攪乱試料の液状化強度との関係^{62)～64)}や、

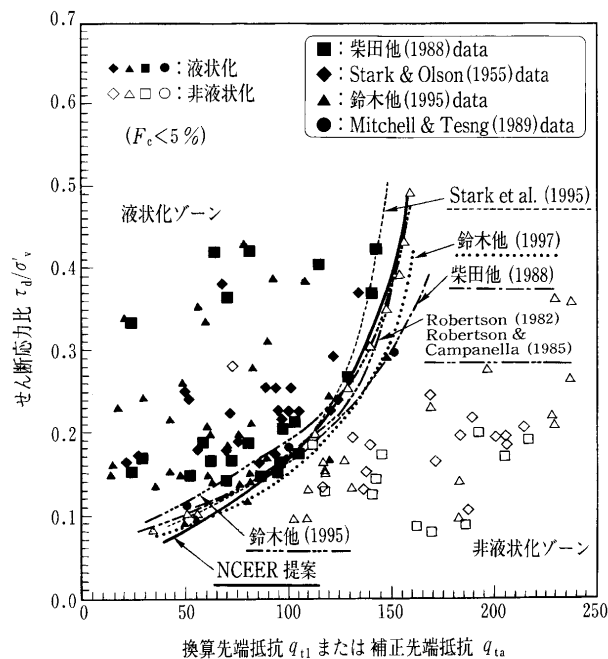


図—6.24 換算 N 値, 換算先端抵抗と原位置凍結試料の液状化強度の関係⁶³⁾

地震時の液状化事例との関係^{65)~70)}が明らかとなり, 研究的には標準貫入試験の N 値と対等に比較できるレベルに到達しつつある。また, N 値が小さなシルト質砂では N 値より優れた液状化判定が可能と考えられる。

(2) 原位置凍結試料の液状化強度との関係

原位置凍結サンプリング試料の液状化強度と標準貫入試験の N 値およびコーン貫入試験の先端抵抗の関係⁶²⁾を図—6.24に示す。なお, 図—6.24の横軸は有効上載圧 σ'_v の影響を取り除いた換算 N 値および換算先端抵抗 q_{t1} で示している。換算先端抵抗と液状化強度の関係は比較的良好な相関が認められるが, 換算 N 値と液状化強度の関係と比較すると, 換算 N 値の方が相関が良いように見える。しかし, Seed ら⁷¹⁾が指摘しているように, 先端抵抗は細粒分含有率の違いに対して敏感にその値を変える性質がある。したがって, 図—6.24の関係は一見ばらつきが大きいようにも見えるが, 細粒分を多く含むシルト質砂に対して, 先端抵抗が敏感に変化していると考えられる。また, 換算 N 値が25程度, 換算先端抵抗が15 MPa程度を過ぎると急激に液状化強度が大きくなる傾向が認められ, この傾向は換算先端抵抗の方が顕著である。これは, 試験時の排水条件の違いにより密度の高い砂地盤の N 値が, 先端抵抗に比べて急激



図—6.25 各提案による換算先端抵抗あるいは補正先端抵抗とせん断応力比の関係⁷⁰⁾

に大きくなる性質⁷²⁾から説明できる。

原位置凍結サンプリングは, 細粒分が少ない砂試料にしか適用できないため, 図—6.24に示したデータは比較的細粒分が少ないものばかりである。コーン貫入試験は細粒分を多く含むシルト質砂に対して有効な手法と考えられるので, 次項に示す液状化事例との対応において本来の優位性が示されることになる。

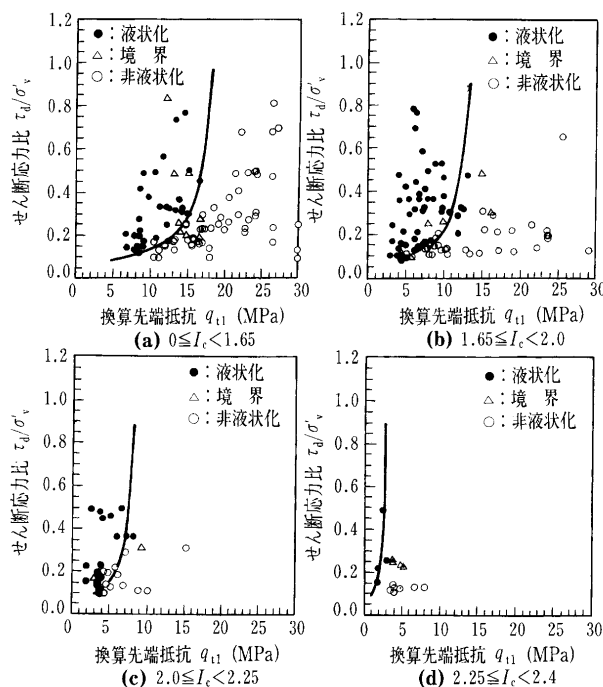
(3) 液状化事例との関係

先端抵抗と液状化事例との関係については, 原位置のコーンデータに基づいたもの, N 値から換算されたデータに基づいたものを含め, 各種の提案^{65)~70)}が行われている。1例として, 4論文のコーンデータと4論文の液状化・非液状化の境界線^{65)~68)}を併記した関係⁶⁹⁾を図—6.25に示す。ただし, 図—6.25のデータは細粒分含有率が5%以下のきれいな砂に限られている。異なった国のデータが混在しているにもかかわらず液状化・非液状化の境界線は比較的狭い範囲に存在していることが分かる。図—6.25の関係から, 少なくともきれいな砂に関しては実設計に使えるレベルに到達していると言えるのである。次の課題は, コーン貫入試験が得意とする細粒分を多く含むシルト質砂に関してである。

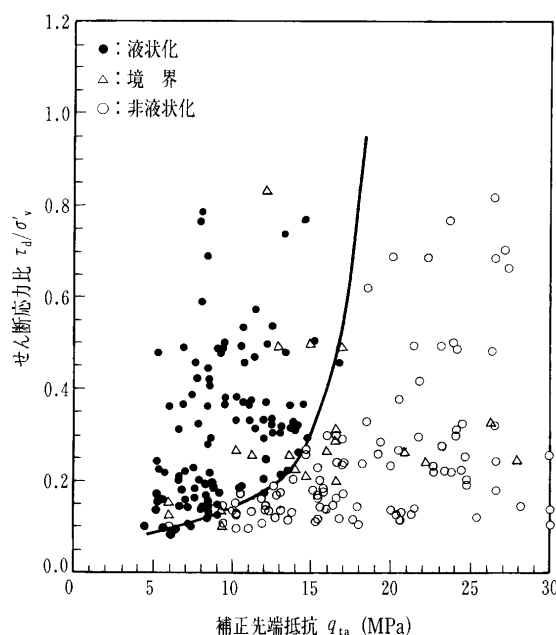
しかし, シルト質砂に関するデータはそれ程多くなく, 明確に境界線を提案している論文は少ない。そこで, 1例として日本における最新の強震記録と液状化事例が揃っている地域におけるコーン貫入試験データに基づき, 強震記録との比較を行った研究例⁶⁷⁾を以下に示す。コーン貫入試験は平成5年釧路沖地震, 平成5年北海道南西沖地震, 平成6年北海道東方沖地震, および平成7年兵庫県南部地震において地盤の液状化の有無が明らかとなっている地点で実施している。

液状化・非液状化の境界線は細粒分含有率の影響を強く受けることから, 繰返しせん断応力比と換算先端抵抗

講 座



図—6.26 I_c で分けた換算先端抵抗とせん断応力比の関係⁶⁸⁾



図—6.27 補正先端抵抗とせん断応力比の関係⁶⁸⁾

の関係を、土質分類指数 (Soil Behavior Type Index) I_c ⁷³⁾ が (a) 1.65 以下, (b) 1.65~2.0, (c) 2.0~2.25, (d) 2.25 以上に分けて図—6.26⁶⁸⁾ に示す。図には液状化・非液状化の境界線を併記している。なお、 I_c は先端抵抗と周面摩擦抵抗を組み合わせて土質を分類する指標で、別の研究⁷²⁾ によれば、 $I_c = 1.65, 2.0, 2.25, 2.4$ はおおむね細粒分含有率 $F_c = 8, 18, 30, 40\%$ に相当している。図—6.26 より以下のことが指摘できる。

- I_c で分類すると液状化・非液状化の境界線が明瞭に示される。
- I_c が大きくなるほど液状化・非液状化の境界線が左側に移動する。
- 上記境界線の左側への移動量は換算先端抵抗 q_{t1} が大

きいほど大きくなる傾向がある。

文献⁶⁸⁾ では、 I_c に応じた換算先端抵抗の補正方法を提案している。図—6.27 に地震時に地盤内に生じる繰返しせん断応力比と補正先端抵抗の関係⁶⁸⁾ を示す。図—6.27 には図—6.26 (a) に示した I_c が 1.65 以下で細粒分含有率が少ない砂の境界線を併記している。図—6.27 より補正先端抵抗 q_{ta} を用いることで I_c が 1.65 以上の細粒分を含んだ土も含めて液状化・非液状化を比較的明瞭に区別できることが分かる。

なお、図—6.27 の補正先端抵抗はコーン貫入試験の先端抵抗と周面摩擦抵抗から得られ、他の物理試験結果等を必要としない。したがって、コーン貫入試験のみで液状化強度が推定できることになる。

(4) まとめ

コーン貫入試験による液状化強度予測式は、きれいな砂に関しては各提案間のばらつきも少なく、細粒分を多く含んだシルト質砂に関しても合理的な補正法が提案されており、実設計に用いることが可能なレベルに達していると言えそうである。今後は、 N 値やせん断波速度による方法との対応を明らかにし、それぞれの長所を生かしながら補完して用いる方法を検討する必要がある。

(鈴木康嗣)

参 考 文 献

- 35) 山崎浩之：3.2 細粒分を含む砂の換算 N 値と液状化強度の関係、「液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム」発表論文集、地盤工学会、p. 248, 1999.
- 36) Taiping, Q., Chenchun, W., Lunian, W. and Hoishan, L.: Liquefaction Risk Evaluation during Earthquakes, Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, MO, Vol. 1, pp. 445~454, 1984.
- 37) 寒川 旭：地震考古学、中公新書、1992.
- 38) 静岡県磐田市教育委員会：御殿・二之宮遺跡、第 8 次発掘調査のあらまし、1994.
- 39) Andrus, R. D. and Youd, T. L.: Subsurface investigation of a liquefaction-induced lateral spread Thousand Spring Valley, Idaho, MISCELLANEOUS PAPER GL-87-8, US Army Corps of Engineers, 1987.
- 40) Kokusho, T., Tanaka, Y., Kawai, T., Kudo, K., Suzuki, K., Tohda, S. and Abe, S.: Case study of rock debris avalanche gravel liquefied during 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 35, No.3, pp. 83~95, 1995.
- 41) 田中幸久・金谷 守・幡谷竜太・佐藤清隆・河井 正・工藤康二：事例調査に基づく砂礫地盤の液状化発生条件の検討、土木学会論文集、No. 666/III-53, pp. 55~72, 2000.
- 42) Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y. and Kokusho, T.: Undrained cyclic strength of gravelly soil and its evaluation by penetration resistance and shear strength, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 4, pp. 128~142, 1992.
- 43) Suzuki, Y., Goto, S., Hatanaka, M. and Tokimatsu, K.: Correlation between strengths and penetration resistances for gravelly soils, Soils and Foundations, Vol. 33, No.1, pp. 92~101, 1993.
- 44) Matsuo, O., Tamura, K., Hamada, T., Azuma, T.,

- Shimazu, T. and Murata, K.: Revised liquefaction potential evaluation procedure and seismic design treatment of liquefaction for bridge foundation, 日米橋梁 WS, 1996.
- 45) 松尾 修: 液状化の判定法と耐震設計, 基礎工, pp. 34~39, 1997.
 - 46) 貝戸俊一・阪口 理・西垣好彦・三木幸蔵・湯上英雄: 大型貫入試験, 土と基礎, Vol. 19, No. 7, pp. 15~21, 1971.
 - 47) 吉田保夫・國生剛治: 砂礫地盤への貫入試験の適用法の提案, 電力中央研究所研究報告 U87080, 1988.
 - 48) 龍岡文夫: 3.2 飽和砂の繰返し非排水せん断特性 (液状化特性), 土質地震工学, 土質基礎ライブラリー24, p. 71, 1983.
 - 49) Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. and Powell, D.: Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method, N.S.B. Building Science Series 138, U.S. Department of Commerce.
 - 50) Biershwale, J. G. and Stokoe, K. H.: Analytical evaluation of liquefaction potential of sand subjected to the 1981 Westmoreland Earthquake, Geotech, Engrg. Rep. GR-84-15, Civ. Engrg. Dept., University of Texas, Austin, Tex, 1984.
 - 51) Andrus, R. D., Stokoe, II, K. H., Bay, J. A. and Youd, T. L.: In situ V_s of gravelly soils which liquefied, 10th Earthquake Engineering of World Conference, pp. 1447-1452, 1992.
 - 52) Robertson, P. K., Woeller, D. J., Finn, W. D. L.: Seismic Cone Penetration Test for evaluating Liquefaction Potential under Cyclic Loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, pp. 686~695, 1992.
 - 53) Stokoe, K. H., II, J. M. Roesset, J. G. Bierschwale & M. Aoua.: Liquefaction potential of sands from shear wave velocity, Proc. of 9th WCEE, Vol. III, pp. 213~218, 1989.
 - 54) Tokimatsu, K., Yamazaki, T. and Yoshimi, Y.: Soil liquefaction evaluations by elastic shear moduli, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 25~35, 1986.
 - 55) Tokimatsu, K. and Uchida, A.: Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 2, pp. 33~42, 1990.
 - 56) Hatanaka, M., Uchida, A. and Suzuki, Y.: Correlation between Undrained cyclic shear strength and shear wave velocity for gravelly soils, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 4, pp. 85~92, 1997.
 - 57) Finn, W. D. L.: Assessment of liquefaction potential and post liquefaction behavior of earth structures: developments 1981~1991, Proc. 2nd ICARGEESD, Vol. II, pp. 1833~1850.
 - 58) Nishio, S. and Tamaoki, K.: Measurements of Shear wave velocities in diluvial gravel samples under triaxial conditions, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, pp. 35~48, 1988.
 - 59) Tanaka, Y., Kokusho, T., Okamoto, T. and Kudo, K.: Evaluation of initial shear modulus of gravelly soils by laboratory tests, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Balkema, pp. 101~106, 1995.
 - 60) Hatanaka, M., Uchida, A., Taya, Y., Hagsiawa, T. and Terui, N.: Some factors affecting the initial elastic modulus measured in triaxial cell, 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, Portugal, Vol. 1, pp. 59~64.
 - 61) Hatanaka, M., Uchida, A. and Taya, U.: K_0 -value of in-situ gravelly soils, 11th ISSMGE, Asian Regional Conference, 1999.
 - 62) Tokimatsu, K., Suzuki, Y., Taya, Y. and Kubota, Y.: Correlation between liquefaction resistance of in situ frozen samples and CPT resistance, Proc. of the 10th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 493~496, 1995.
 - 63) 時松孝次・鈴木康嗣: 液状化の判定方法と実際の現象, 基礎工, Vol. 24, No. 11, pp. 36~41, 1996.
 - 64) Matsuo, O. and Tsutsumi, T.: Evaluation of cone penetration testing as an in situ liquefaction resistance measurement, Proc. of the First International Conference on Site Characterization, Vol. 2, pp. 1309~1315, 1998.
 - 65) Robertson, P. K. and Campanella, R. G.: Liquefaction potential of sands using the CPT, Jour. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 384~403, 1985.
 - 66) Shibata, T. and Teparaksa, W.: Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, pp. 49~60, 1988.
 - 67) Stark, T. D. and Olson, S. M.: Liquefaction resistance using CPT and field case histories, Jour. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp. 856~869, 1995.
 - 68) Suzuki, Y., Koyamada, K. and Tokimatsu, K.: Prediction of liquefaction resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction, Proc. of the 14th ICSMFE, Vol. 1, pp. 603~606, 1997.
 - 69) Olsen, R. S. and Koester, J. P.: Prediction of liquefaction resistance using the CPT, Proc. of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Vol. 2, pp. 251~256, 1995.
 - 70) Mitchell, J. K. and Brandon, T. L.: Analysis and use of CPT in earthquake and environmental engineering, Proc. of the First International Conference on Site Characterization, Vol. 1, pp. 69~114, 1998.
 - 71) Seed, H. B. and De Alba, P. M.: Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands, Proc. of the Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp. 281~302, 1986.
 - 72) Suzuki, Y., Sanematsu, T. and Tokimatsu, K.: Correlation between SPT and seismic CPT, Proc. of the First International Conference on Site Characterization, Vol. 2, pp. 1375~1380, 1998.
 - 73) Robertson, P. K. and Fear, C. B.: Liquefaction of sands and its evaluation, Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp. 1253~1291, 1995.