

**招待論文**  
**INVITED**  
**PAPER**

## 招待論文

## 液状化研究小史

## ——原位置における液状化抵抗を求めて

A BRIEF HISTORY OF RESEARCH ON THE EVALUATION OF IN SITU SOIL LIQUEFACTION RESISTANCE

吉見吉昭

Yoshiaki YOSHIMI

Ph. D. 清水建設(株) 常任顧問(東工大名誉教授)  
(〒135 江東区越中島 3-4-17)

Keywords:

liquefaction, sand, earthquake, N-value

## 1. はじめに

飽和砂の液状化という現象については、クイックサンドとのかかわりで古くから知られていたが、地震時の砂の液状化に関する研究が本格的に始められたのは、1964年に相次いで起こったアラスカ地震と新潟地震以来のことであろう。そうすると、まだ四半世紀しか経っていないのであるが、このテーマが多くの研究者の関心を集めたため、その間の研究は大変な量になっている。液状化のメカニズム、砂の構成式などに関する実験的研究、ならびに、それに基づく解析的研究も精力的に行われ、多くの成果が得られている。しかし、この論文では、液状化研究全般についての現況報告を目的とせず、砂地盤の原位置における液状化抵抗の評価に関する研究に的を絞らせていただきたい。

このテーマの研究に貢献した第一人者が、H. B. Seed (1922~1989年)であったことに異義を唱える人はいないであろう。1954年から1990年にかけて同氏が発表した、地盤地震工学に関する論文は、178編にも及んでいる<sup>1)</sup>。研究の内容に立入ってみると、同氏にとって、室内実験および数値解析は、耐震設計に役立つ知見を得るための手段に過ぎなかったことは明らかであって、かなり大胆とも思える補正を加えてでも、原位置の液状化抵抗を推定しようと常に努力したことがわかる。これらの暫定的推定値は、研究の進展につれて“バージョンアップ”されたが、本質的な訂正が必要になったことはほとんどなかったように思う。同氏の優れた洞察力によるものであろうが、一方では、世界中の論文やケースヒストリーを勉強する超人的努力によって裏付けられたものでもあった。この稿は、必然的に、故 H. B. Seed 教授の足跡をたどるといふ一面ももつことになる。

## 2. 液状化発生のメカニズム

アメリカ合衆国では、ある時期に水締めアースダムがかなり多く建設されたが、砂の密度が低くなりがちなため、必ずしも地震が起こらなくても、液状化して流動すべりを起こすことがあったようである。Hazenは、このような砂質土の流動が、衝撃による砂の体積収縮が過剰間隙水圧の上昇を招き、それによる粒子間応力の低下がせん断抵抗の低下をもたらし、結果として砂がliquefy(液化)したために起こったと説明した<sup>2)</sup>。有効応力なる術語がTerzaghiによって提案される以前の1920年にこれだけ明確に現象を理解していたことは注目に値する。

砂地盤の地震時の液状化現象を室内で再現しようとするときに、まず考えつくことは、箱に入れた砂に振動を加えることであろう。このような砂槽振動実験は、1950年代にソ連で行われ、その成果が1961年の第5回国際土質基礎工学会論文集に英語で発表された<sup>3)</sup>。供試体は、自由表面を有する飽和砂であるから、水平地盤の模型に相当する。この実験では、振動または衝撃によって初期有効応力と等しい過剰間隙水圧が発生し、振動停止後も、限界動水勾配をもつ上向き浸透流がしばらく継続するという準定常現象としての液状化現象と、排水による砂表面の沈下が観察された。

砂槽振動実験は、その後、箱による拘束の影響を減らすために、長さ/深さ比を大きくしたり、箱の構造をせん断変形が可能なものとするなどの工夫が加えられたが、一方では、模型地盤内の応力レベルを実地盤に近づけるために、箱の寸法を深さ2~3mと大きくしたり、遠心載荷装置を用いることが試みられている<sup>4)</sup>。後者は、高価な装置で、高度な技術を必要とするが、地盤-構造物系の挙動を観察し、現象に関する手掛りを得たり、解

析方法を検証するために、導入する機関が増える方向にある。

初期の砂槽振動実験は、境界値問題としての液状化現象を定性的に説明することには貢献したけれども、地盤内の任意の深さにおける液状化発生条件を定量的に解明することには不向きであった。この課題に応えるものが次に述べる要素試験である。

### 3. 要素試験による液状化発生条件の解明

#### (1) Seed の単純化仮定

H. B. Seed は、複雑な動的応答問題である地盤の地震時液状化現象のなかの液状化発生条件を解明するために、これを要素問題としてとらえ、次のような仮定を設ければ、本質を失うことなく問題を単純化できると判断した。

- ① 地震動のなかで、液状化の発生に貢献するものは主としてせん断波である。
- ② 不規則な地震動は、それと等価な振幅と載荷回数との組合せをもつ規則的な繰返しせん断によって代表させることができる。
- ③ ある深さにある細砂地盤の要素は、地震動によって、ほぼ非排水条件のもとで両振り繰返しせん断を受ける。
- ④ 水平地盤の原位置における鉛直有効応力と水平有効応力は等しい（静止土圧係数=1）。
- ⑤ 砂の供試体をほぼ完全に飽和させ、かつ非排水条件を満足することができる。

このような仮定により、三軸供試体に一定の側圧を加えたまま、軸差応力 ( $\sigma_d$ ) を圧縮方向と伸張方向に同振幅だけ変動させることによって、有効主応力の最大値と最小値の平均値  $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2]$  を一定に保ちながら、供試体の 45° 面に完全両振り繰返しせん断応力  $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = \sigma_d/2]$  を加えることができた。したがって、既存の動的三軸試験機（圧縮→除荷→圧縮が繰り返される交通荷重が路床土に及ぼす影響を研究する目的で開発されたもの）に、軸方向に圧縮荷重だけでなく伸張荷重をも加えられるようにするというわずかな改造を施すだけで、液状化発生条件を定量的に検討する研究をいち早く開始することができた<sup>5)</sup>。

この研究は、K. L. Lee という有能な研究者の協力を得て精力的に推進され、その成果は 1965 年に、カリフォルニア大学の研究所報に発表された後、翌年の 4 月から 5 月にかけて 2 つの論文にまとめられ、ASCE 論文集に発表された<sup>5), 6)</sup>。このような日付にこだわる理由は、1965 年 7 月、東京および新潟市で 1 週間にわたって開催された「土の動力学に関する日米科学協会合会」<sup>7)</sup> の席上、液状化に関する定量的な研究がアメリカで行われているかとの最上武雄教授の質問に対して、Seed 教授

がまだこれからだと答えていたからである。上記の論文の基礎となった膨大な実験量からみて、その頃盛んに実験を行い、かなりの成果があがっていたはずなのに、あえて隠していたとしか考えられないが、知的所有権自衛に関する厳しい姿勢を示すものと善意に解釈したい。

#### (2) 初期液状化

Seed・Lee は、人工的に作製したきれいな砂の供試体に非排水条件のもとに両振り繰返しせん断応力を加えると、

- ① 過剰間隙水圧が蓄積し、ある回数で、初期有効応力に等しくなる（有効応力がゼロになる）が、この現象は密度の大小にかかわらず起こり得る。
- ② 過剰間隙水圧の蓄積とともに、せん断ひずみ振幅が増大するが、増大の仕方は、緩い砂では急激なのに対して密な砂では緩やかである。

ことを示し、①の状態を initial liquefaction（初期液状化）と呼んだ。初期液状化に達するまでの繰返し回数は、せん断応力振幅、初期拘束圧（初期有効応力）および相対密度によって変わるが、繰返し回数をたとえば 10 回に固定したときのせん断応力振幅（液状化抵抗  $\tau_l$ ）は、ほぼ初期拘束圧 ( $\sigma'_0$ ) と相対密度 ( $D_r$ ) に比例すると結論した<sup>6)</sup>。すなわち

$$\tau_l \propto \sigma'_0 D_r \dots \dots \dots (1)$$

#### (3) ひずみ振幅による液状化発生条件の定義

砂の試料の密度が高くなると、有効応力がゼロに漸近するため、それがゼロになるまでの繰返し回数が明確に把握しにくいので、上記の初期液状化条件よりも、せん断ひずみ振幅によって液状化を定義する方が好都合である。しかし、極端に大きいひずみ振幅では、三軸試験供試体の上端部がくびれたり、はらみ出したりして、軸ひずみ測定値の意味が不明確になりやすいので、三軸試験の場合、軸ひずみ両振幅 ( $DA = \text{Double Amplitude}$ ) 5% を液状化の定義として用いることが多くなった。ちなみに、一定体積のもとでは、 $DA = 5\%$  に相当するせん断ひずみ振幅は  $\pm 3.75\%$  である。

#### (4) Liquefaction vs. Cyclic Mobility

A. Casagrande 教授の指導のもとに液状化の実験的研究を行った Castro は、

- ① liquefaction という言葉は、せん断ひずみが大きいときでも体積が収縮する（負のダイレイタンスをもつ）ような砂が、斜面などで静的なせん断応力のもとに流動すべりを起こす現象に限定して用いるべきであって、その状態に対応する残留強度は、繰返しせん断応力振幅とは無関係な、間隙比だけの関数である。
- ② Seed・Lee が示した、繰返しせん断応力によって密な砂のひずみ振幅が成長する現象を liquefaction へいうのは紛らわしいので、他の言葉、たとえば

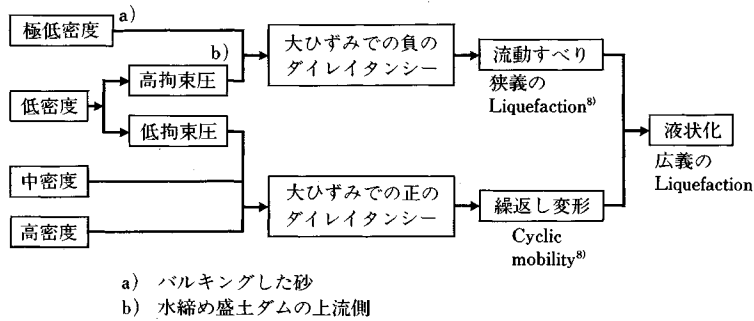


図-1 液状化とサイクリックモビリティ

cyclic mobility と呼ぶべきである。と強く主張した<sup>9)</sup>。①の状態は、バルキングを起こして極端に緩く堆積した砂が徐々に飽和した場合、または、水締め盛土の砂が高いダムの堤体を構成し、高い拘束圧のもとに置かれている場合だけであろう(図-1参照)。前者の例として、青森県の八戸海岸で、砂鉄を採取したあと野積みになっていた砂が埋め戻された結果、4mの深さでN値が0.3という異常に低い値を示した事例があり、十勝沖地震(1968年)の際、激しい液状化を起こした<sup>9)</sup>。極端に緩くない砂でも、高いダムの堤体またはその下の地盤が流動すべりを起こす可能性があることは、前述したとおりである。

密な砂の cyclic mobility までも liquefaction と呼ぶことに対しては、Castro, Casagrande のほかにも、過剰設計を招くおそれがあるという懸念を表明する向きもあったが<sup>10)</sup>、現在では、両者を広義の liquefaction に含めるようになってきている(図-1参照)。

わが国では、1960年代から1970年代にかけて、液状化、流動化、液化などの用語が同義語として混用されたが、現在では、専門分野でもマスコミでも“液状化”にほぼ統一され、上記の広い意味で用いられている。ちなみに、中国では液化と書かれている。

(5) 相対密度の影響

式(1)の相対密度に関する比例関係が無制限には成立しないことがその後の研究によって判明した。たとえば、図-2をみると、過剰間隙水圧比100%または  $DA=2.5\%$  に関しては、相対密度85%までほぼ原点を通る直線上にあるが、 $DA$  がもっと大きくなると、相対密度が約70%以下の範囲でしか比例関係が成立しないことがわかる。特に  $DA=10\%$  の曲線を見ると、相対密度がある値(この場合75%)を超えると液状化抵抗が急激に増加する、一種の“限界相対密度”が存在するように見える。逆にみれば、曲線がほぼ鉛直に立上がる部分では、せん断応力比をいくら大きくしても、せん断ひずみがある限界値を超えないという意味で、“限界せん断ひずみ振幅”が存在することになるが、この概念は、大

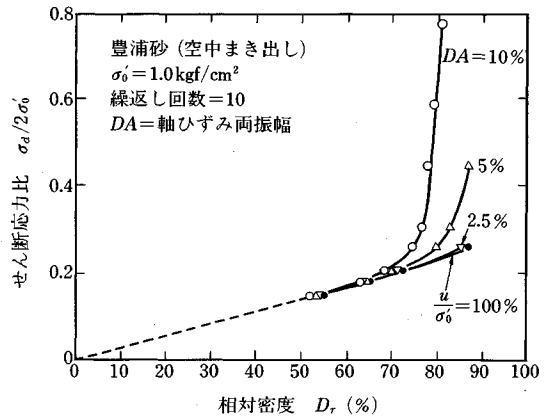


図-2 相対密度が液状化抵抗に及ぼす影響 [文献11)に加筆]

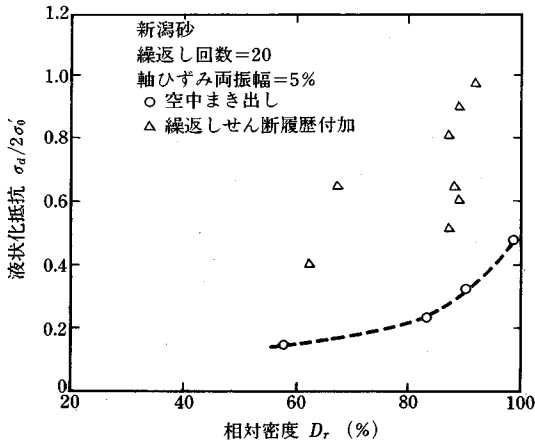
型単純せん断試験結果に基づいて提唱された<sup>12)</sup>。このことは、異常に強い地震動を受けても、密な砂のせん断ひずみ振幅がある限界値以上にはならないということの意味し、密な砂が、耐震設計において重要な、靱性を有する材料であることを示している<sup>13)</sup>。

相対密度と液状化抵抗の関係が直線か曲線かという問題とは別に、同じ相対密度でも、試料のひずみ履歴によって液状化抵抗が大幅に変わり得ることがわかってきた。このことについて以下に述べる。

(6) 応力・ひずみ履歴の影響

圧密時間、過圧密、およびせん断ひずみ履歴が粘性土のせん断強さに影響を及ぼすことは昔から知られていたが、きれいな砂の液状化抵抗も、これらの影響をかなり強く受けることがわかってきた。含水比の高い沖積粘性土と比べて圧縮性の低い砂が、密度があまり変わらないまま、これらの応力・ひずみ履歴の影響を受けるということから、砂の微視構造およびセメンテーションのようなものがこれらに共通する要因であると考えられるが、その定量化は、難しいけれども興味ある今後の研究課題であろう。

a) 圧密時間の影響



図—3 小ひずみせん断履歴が砂の液状化抵抗に及ぼす影響<sup>15)</sup>

きれいな飽和砂の液状化抵抗が、数か月間の圧密によって数十%増加したという室内実験結果があるが、一方では、振動・衝撃によって締め固められた砂地盤の貫入抵抗が、いったん低下した後、時間とともに増加するという現場観測結果もある。砂粒子間の接点における局部応力がかなり大きいことにより、きれいな砂といえどもレオロジ的挙動を示すものと思われる。

b) 過圧密の影響

きれいな砂に対する等方過圧密が液状化抵抗に及ぼす影響を調べた三軸試験によると、液状化抵抗が過圧密比の平方根に比例するといわれている<sup>14)</sup>。

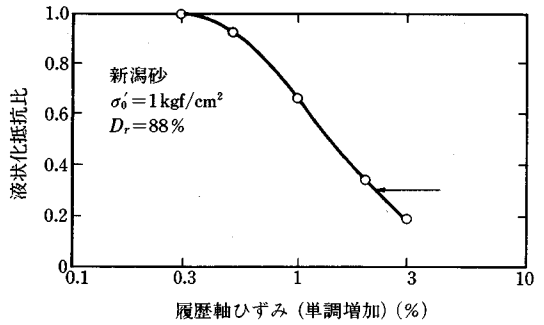
c) 小ひずみ繰返しせん断履歴の影響

図—3は、等方圧密されたきれいな砂の三軸試験供試体に振幅0.1%程度の軸ひずみを繰返し作用させると、密度はほとんど変わらないにもかかわらず、液状化抵抗が大幅に増加し得ること、すなわち、相対密度だけで砂の液状化抵抗を表すことが無意味であることを明確に示している。ただし、すでに強い履歴効果を受けた砂については、新たに加える履歴の影響は、これほど大きくならないはずである。

d) 大ひずみせん断の影響

ここでいう大ひずみとは、1%台以上のひずみであって、排水条件のもとでは、緩い砂の体積が減少し、密な砂の体積が増大する、密度によるダイレイタンスの違いが顕著になるようなせん断ひずみ振幅である。そのうち、大ひずみが繰返し発生する状況は、液状化した地盤においてみられるが、大ひずみが単調に増加する状況は、チューブサンプラーによる試料採取時に砂試料が受ける変形、液状化した斜面の流動すべり、または構造物の沈下・浮上がり・傾斜に伴う地盤の変形に対応する。

図—4の曲線は、きれいな砂の密な試料にc)で述べた小ひずみ繰返しせん断履歴を加えることにより、原位置



図—4 単調増加軸ひずみ履歴が砂の液状化抵抗に及ぼす影響<sup>16)</sup>

置における強度（原位置凍結サンプリング法による良質な乱さない試料に基づく。5.(2)参照）に近づけた“強化試料”を作製し、これに、排水条件のもとに軸差応力（圧縮）を載荷した後除荷することによって0.3~3%の軸ひずみ履歴を加えた試料に対して行った非排水繰返し三軸試験の結果を、軸ひずみ履歴を加えない試料に関して正規化した液状化抵抗比を示している。この例では、3%のひずみを受けると、液状化抵抗が1/5と、著しく低下している（矢印については後述する）。

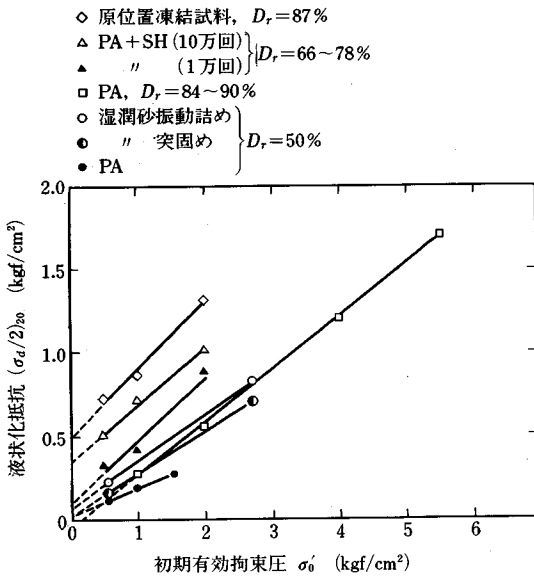
一方、非排水条件のもとで起こる大ひずみ繰返しせん断とは液状化そのものであるが、その直後は、排水・沈下を伴う密実化が起こるにもかかわらず、液状化抵抗が大幅に低下する現象が観察され、“再液状化”と呼ばれた<sup>17)</sup>。余震による再液状化<sup>18)</sup>は別として、実際には、いったん液状化した地盤が次の強い地震に遭遇するまでには、相当な年数が経過するので、a)で述べた圧密時間効果によって液状化抵抗が回復する可能性がある。過去の地震の際に、同じ地域で何回も液状化が起こったこと<sup>19),20)</sup>と、そのような液状化がかなりの強さの地震の際に起こったらしいことを突き合わせると、実際には、液状化した地盤の液状化抵抗は、地震直後を除けばあまり大きく変化しないと考えてよさそうである。

(7) 試料の作製方法と乱れの影響

繰返しせん断による過剰間隙水圧の上昇は、微小ひずみのもとでのせん断剛性と負のダイレイタンスに依存するが、それらを支配すると思われる砂の微視構造は、試料の作製方法やサンプリング中および供試体作製中の乱れの影響を受けることがわかっている。

(6)で述べた履歴効果を反映するものと思われるが、砂が同じで、密度が同じでも、試料の作製方法によって、その液状化抵抗が大幅に変わることがわかった<sup>21),22)</sup>。

固定ピストン式シンウォールサンプラーを用いて、きわめて注意深く試料を採取しても、緩い砂は密になり、逆に密な砂は緩くなることが観察されている<sup>23)</sup>。チューブを押し込むことによる影響は、単に密度だけでなく、微視構造にも及ぶので、液状化抵抗への影響は避けられ



図—5 細砂の液状化抵抗と初期有効拘束圧の関係<sup>24)</sup>

ない。

(8) 初期拘束圧の影響

図—5は、液状化抵抗と初期有効拘束圧の関係を示しているが、密度にかかわらず、乾燥砂をまき出して作製した試料(PA)および他の方法で詰めた緩い試料については、ほぼ直線関係があり、直線が原点付近を通っているので、式(1)の比例関係がほぼ成立するといえる。したがって、液状化抵抗を  $\tau_i/\sigma'_0$  のような応力比の形で表すことができる。

しかし、密な原位置凍結試料(◇印)および小ひずみ繰返しせん断履歴(SH)を10万回加えた試料(△印)のデータは、原点を通る直線上にはなく、したがって式(1)の比例関係は成立しない。

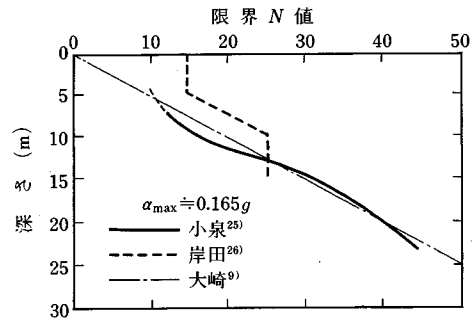
(9) 要素試験の限界

要素試験としての液状化試験は、非排水条件のもとで、応力制御方式の繰返しせん断試験として行われるのがふつうである。試験条件を一定にするために、供試体の剛性が低下しても、いわば強引に応力振幅を維持しようと努めるが、これはあくまでも人為的条件に過ぎない。また、液状化が発生した後の地盤内でしばらく続くはずの上向き浸透流は、供試体のなかでは維持できない。したがって、液状化が発生した後の供試体の挙動は、一応の参考にはなるが、実地盤の挙動そのものではないことに留意すべきである。

4. 標準貫入試験法の吟味

新潟地震(1964年)の際、新潟市において、

- ① きれいな砂の層が広範囲にわたって教科書的ともいえる明確な液状化を起こし、多くの構造物が被害



図—6 1964年新潟地震に関する限界N値

を受け、詳細な調査が行われた、

- ② 地震前にJISに従って実施された標準貫入試験結果がかなり多く存在した、

ことによる豊富な調査資料を活用して、建設省建築研究所の研究者グループが、深さとともに増加する“限界N値”なる概念を提唱したことはよく知られている(図—6参照)。その後、3.で述べたように、人工的に詰めて作製した砂の試料に対する要素試験によって、液状化発生条件の解明が進められたけれども、原位置における砂地盤の液状化抵抗を評価するために必要な、良質な乱さない試料の採取が困難なために、N値の重要性が再認識されるようになった。たとえばH. B. Seedは、「標準貫入試験のような適当な液状化抵抗の指標と現場の液状化事例を組合せた液状化推定法のほうが、土の試料を直接試験するよりも、より実用的で、より信頼できる。」という判断(Peckも同意見<sup>10)</sup>)を示し、N値の定量的意義を明らかにするための検討を行った<sup>27)</sup>。また、Skemptonも、砂のN値の定量的意義に強い関心を持ち、詳細な検討を加えている<sup>28)</sup>。

N値は、ボーリングの孔径および孔壁の安定法、ハンマーの形状および落下方法、ロッドの長さ、ノッキングヘッドの形状・質量、サンプラーのライナーの有無などの影響を受けるが、これらについてのJIS、ASTMなどによる標準化はかなり幅のある数値または定性的な記述になっている。たとえば、JISによれば、「ボーリング孔は、直径6.5~15cmの範囲を原則とする」、「ハンマーは自由落下させる」となっており、ロッド長さに関する補正にも言及していない。しかし、わが国における実施状況をみると、ボーリング孔径およびハンマー、ノッキングヘッドの形状の変動が比較的少なく、標準化の水準が高いといえる<sup>29)</sup>。一方、アメリカでは、ハンマーを含め、かなり大幅に異なる用具が用いられており、その結果、N値の変動が大きい<sup>27)</sup>。このことと、わが国における豊富なデータを活用するために、両国間のN値の関係を明らかにしたいという要求が、液状化問題にかかわるアメリカのN値研究の強い動機づけとなったと

思われる。

(1) ハンマー打撃効率の影響

$N$  値に影響を及ぼす諸要因のうち、特にハンマー落下方法に依存する打撃効率（ロッドに伝達されるエネルギーの、理論的自由落下エネルギーに対する比）の影響が最も顕著であるといわれている。ロッド長さが 10 m 以上の場合の打撃効率の値は、わが国のトンビ法およびプリー法において、それぞれ 78% および 65% と高いのに対して、外国では、中国で 55~60%、アメリカで 45~55%、イギリスで 50~60% と、いずれも低い<sup>28)</sup>。

Seed らは、 $N$  値が打撃効率とほぼ反比例すると仮定して、打撃効率 60% に関して正規化した  $N$  値として、アメリカで  $N_{60}$  を用いることを提唱している。ちなみに、わが国でトンビ法を用いた場合（打撃効率=78%）の  $N$  値を  $N_{78}$  と書くと、 $N_{60} \doteq (78/60)N_{78} = 1.3N_{78}$  となる。

(2) ロッド長さの影響

ロッドが 10 m より短いと、ノッキングヘッドが下降しきらないうちにサンプラーからの反射波が戻ってくるために、打撃効率が低下し、したがって  $N$  値を過大評価する。これを補正するには、ロッド長さ 6~10 m, 4~6 m, 3~4 m について、それぞれ実測  $N$  値を 5%, 15%, 25% 割引けばよいといわれている<sup>28)</sup>。

(3) 土被り圧の影響

砂が同じで、密度が同じであっても、深さが増すほど土被りによる有効応力が大きくなるために  $N$  値が大きくなる。このような有効応力の影響を分離するために、鉛直有効応力が  $1 \text{ kgf/cm}^2$  のときの換算  $N$  値 ( $N_1$ ) を用いることが提案されている。換算式としては、次の 2 式がよく用いられている。

$$N_1 = \frac{1.7N}{\sigma'_v + 0.7} \dots\dots\dots (2)$$

$$N_1 = \frac{N}{\sqrt{\sigma'_v}} \dots\dots\dots (3)$$

ここに  $\sigma'_v$  は鉛直有効応力（単位： $\text{kgf/cm}^2$ ）、 $N$  は実測  $N$  値である。

(4) 細粒含有率の影響

細粒含有率が大きくなるほど、同じ強度をもつ土の  $N$  値が低くなる傾向がある。砂質土の液状化抵抗に及ぼす細粒含有率の影響については、まだ十分わかっていないが、細粒含有率に応じて異なる液状化抵抗・ $N_1$  関係を用いたり<sup>27), 30)</sup> “補正  $N$  値” を用いることが暫定的に提案されている<sup>31), 32)</sup>。

5. 原位置液状化抵抗の推定法

原位置における砂地盤の液状化抵抗を推定するための基礎資料としては、

- ① 噴砂、噴水、埋設物の浮上りなど、液状化の発生を示す事例の記録

- ② 強震計記録など、地震動の強さを示す記録
- ③ 地下水水位、標準貫入試験、コーン貫入試験、せん断波速度などの地盤調査結果
- ④ 砂の試料に対する室内試験結果

がある。これらを活用するにあたっては、それぞれの特性をよく理解しなければならないが、相手が不確定性の高い地震と、ばらつきの大きい砂地盤であることを考えると、見掛けの精度よりは、大筋で正しいという信頼性を問題にすべきである。

(1) 液状化事例と  $N$  値に基づく簡易判定法

新潟地震直後わが国で提唱された限界  $N$  値（図—6）は、特定の地盤での特定の地震によるものなので、より普遍的な方法が求められ、その要求に応えるべく提案された方法が、Seed・Idriss の簡易評価法である。その概要を示すと図—7 のようになる。すなわち、地震および地盤に関する情報から、各深さにおける等価せん断応力比  $\tau_d/\sigma'_v$  および換算  $N$  値  $N_1$  を求め、両者の関係をプロットするときに、地震時の液状化発生の有無を区分する。たとえば、マグニチュードが 7.5 の場合、地表最大加速度の 0.65 倍の振幅の加速度によるせん断応力振幅  $\tau_d$  が 15 回作用するものと仮定する方法がある。図—8 がその一例である。この種の図はほかにもあるが、液状化しなかった事例（○印）を積極的に集めたこと、ならびに、○印と液状化した事例（●、▲印）とがかなり明確に区分されていることが図—8 の特長である。このような区分線の縦軸の値が液状化抵抗  $\tau_d/\sigma'_v$  を表すことになる。

Seed・Idriss の方法の 1971 年版<sup>33)</sup>では、液状化抵抗が砂の相対密度に比例するという仮定に基づいていたため、図—7 の換算  $N$  値の代わりに相対密度が用いられていたが、1979 年、1983 年、1985 年の改定版では換算  $N$  値になった<sup>34), 35), 27)</sup>。なお、1985 年版は、打撃効率に関する  $N$  値の補正に基づき、わが国における研究成果<sup>31)</sup> および中国での経験が積極的に取り入れられたものとなっている。図—9 は、この方法に基づいて暫定的に提案された、自然堆積のきれいな砂の液状化抵抗、 $N_1$ 、および限界せん断ひずみの間の関係を示している。日本建築学会の建築基礎構造設計指針の表現も、これに近いが、細粒分の影響を考慮した補正  $N$  値を用いる点と、わが国の打撃効率に基づく  $N$  値を想定する点が異なる。

(2) 良質な乱さない試料に対する室内試験による方法

ボーリング孔内に設置した凍結管から周囲の地盤の熱を奪うと、凍結領域は円柱状に拡大するが、細粒分が少なく、拘束圧（深さ）が十分だと、間隙水は凍結時の膨張分を外に追出ししながら凍結するので、砂の骨格の体積は全く変化しない<sup>36)</sup>。別途人工的に詰めて作製した砂試料を用いて行った研究によれば、砂が受けるひずみ履歴効果も凍結融解履歴の影響を受けないことがわかってい

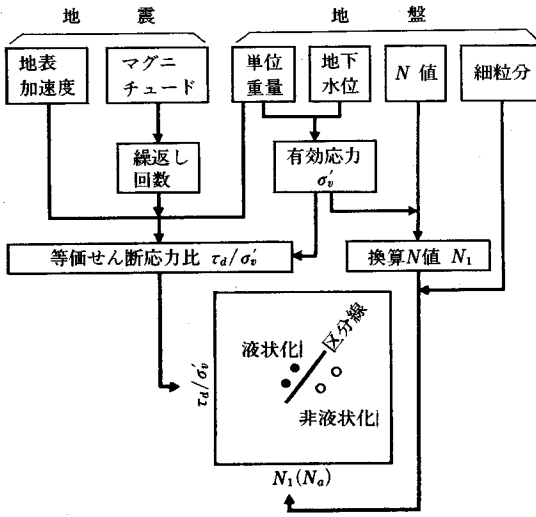


図-7 液状化事例と N 値に基づく簡易判定法のフロー<sup>24)</sup>

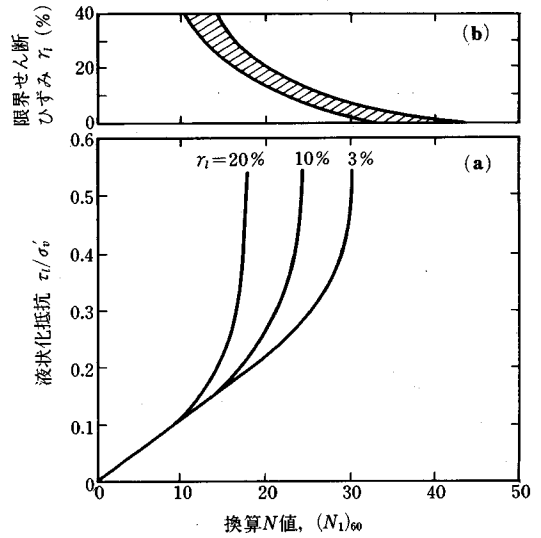


図-9 液状化事例と N 値に基づく簡易判定法のきれいな砂への適用例: その 2 [文献 27) を簡略化]

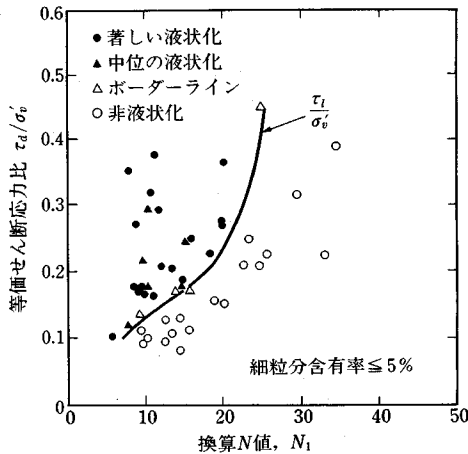


図-8 液状化事例と N 値に基づく簡易判定法のきれいな砂への適用例: その 1<sup>31)</sup>

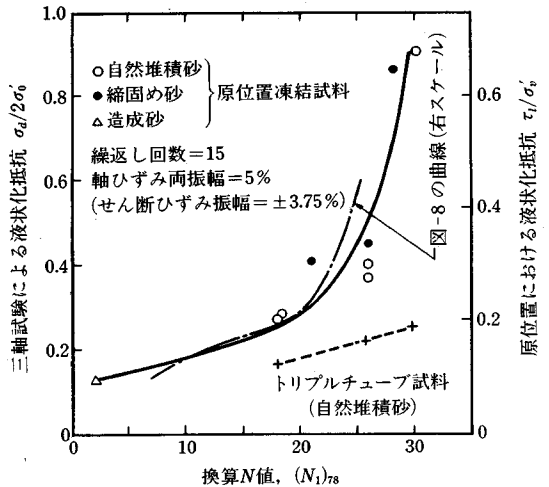


図-10 原位置凍結試料およびチューブ試料に対する繰返し三軸試験によって求めたきれいな砂の液状化抵抗と換算 N 値の関係<sup>30),39)</sup> (右スケールは式 (4) による  $K_0 = 0.75$  に対する推定値)

る<sup>37)</sup>。さらに、原位置凍結試料を凍結したまま供試体を切り出し、拘束圧を加えた状態で解凍し、微小ひずみ時のせん断弾性係数を測定すると、原位置で求めた S 波速度から算定した値とほぼ等しいということも、注意深く採取された原位置凍結試料が、原位置地盤の微視構造を保持した、良質な乱さない試料であることの根拠とされている<sup>38)</sup>。

図-10の実線は、原位置凍結試料に対して行った繰返し三軸試験結果を示している。図中、造成砂は、深さ 5 m の土槽内に水中堆積させた細砂であり、締固め砂は、埋立て地盤をサンドコンパクションパイル工法によって締固めた砂である。  $N_1$  がある限度を超えると、液状化抵抗が急激に増加する傾向は、図-8、図-9と同様であり、また、図-2で示した液状化抵抗と相対密度の

関係とも矛盾しない。

次に、三軸試験によって求めた液状化抵抗から、水平地盤の原位置における液状化抵抗を推定するために次の換算式を用いる。

$$\left(\frac{\tau_i}{\sigma'_v}\right)_{\text{原位置}} = 0.9 \frac{1+2K_0}{3} \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_v}\right)_{\text{三軸試験}} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、0.9 は地盤内の水平断面上の地震時のせん断応力が、いろいろな方向に作用すること (多方向せん断) に関する補正係数で、 $(1+2K_0)/3$  は、鉛直応力と水平応力が等しくないことに関する補正係数である<sup>30),31)</sup>。原



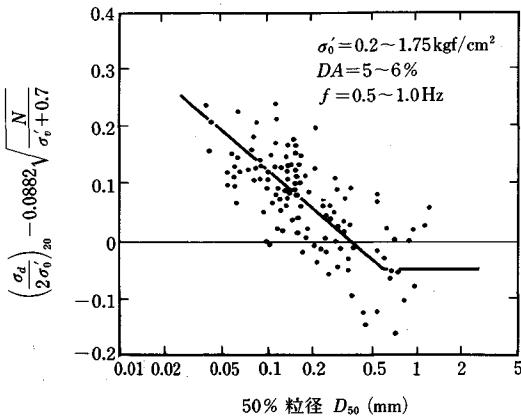


図-11 沖積または埋立砂質土のチューブ試料に対する繰返し三軸試験結果 [文献 40) の凡例を簡略化し、縦軸の表現を変更]

位置における  $K_0$  の値を求めることは難しいが、一応、0.5~1.0 の範囲にあると考え、その平均値として 0.75 を仮定すると、図-10 の右スケールのようになる。このスケールによって、液状化事例による図-8 の曲線を描き移すと、図-10 の一点鎖線が得られるが、実線と、かなりよく一致している。

一方、図-10 の + 印は、○印の原位置凍結試料のすぐ近くで採取されたトリプルチューブサンプラーによる、いわゆる“乱さない試料”の液状化抵抗である。○印と比べて著しく低い値を示し、 $N_1$  が大きいほど差が開いているが、これは、せん断ひずみ履歴 (乱れ) によるものと思われる。この例で試料の乱れの影響がこのように大きかったのは、 $N$  値の大きい、きれいな砂であったためであると考えられる。このチューブ試料の液状化抵抗と原位置凍結試料の液状化抵抗の比 ( $N_1=30$ ) を図示すると図-4 の矢印のようになる。これから類推すると、チューブサンプラー貫入による試料の乱れは、2% 強のせん断ひずみによるものに該当することになる。

重要構造物を第四紀層に立地するとき問題となる、きわめて強い地震動に対する密な砂の耐震性能を検討する場合、従来のチューブ試料に対する試験結果をそのまま用いると、設計不可能という誤った結論を出したり、極端な過剰設計を招くおそれがあるので、注意しなければならない。締め固めによる地盤改良の改良目標を設定したり、改良された地盤の液状化抵抗を評価する際も同様である。

(3) チューブ試料に対する室内試験による方法

沖積砂および埋立て砂が細粒分を含む場合は珍しくない。このような砂質土では、原位置凍結サンプリング、ブロックサンプリングなどの適用が困難で、良質な乱さない試料の採取がきわめて難しいのが現状である。

このような砂質土の液状化抵抗を  $N$  値に基づいて評

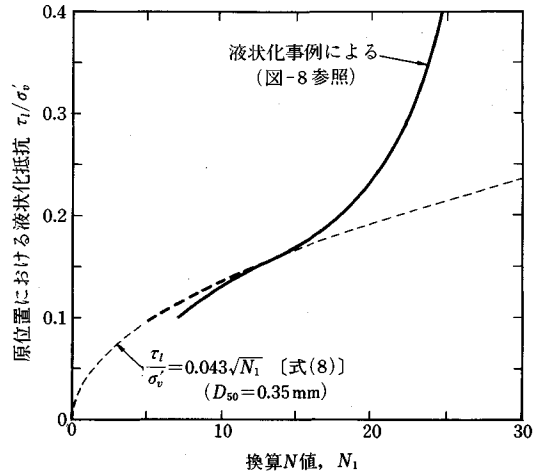


図-12 液状化事例に基づく限界  $N$  値 (実線) とチューブ試料に対する三軸試験結果 (破線) に基づく原位置液状化抵抗の比較

価する目的で、チューブサンプラー (改良ピシヨップ型サンドサンプラー、ツイストサンプラー、大口径サンプラー、シンウォールサンプラー) による“乱さない試料”を多数採取し、繰返し三軸試験を実施した結果を整理して、液状化抵抗を  $N$  値、有効土被り圧および 50% 粒径の関数としてプロットすると図-11 が得られた<sup>40)</sup>。50% 粒径が 0.35 mm に等しい場合、縦軸の値がゼロになるので、次のように書ける。

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_v'}\right)_{20} = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $(\sigma_d/2\sigma_v')_{20}$  は三軸試験による液状化抵抗 (繰返し回数=20 回) であり、 $\sigma_v'$  は鉛直有効応力 (kgf/cm<sup>2</sup>) である。この式の右辺を式 (2) と比べることにより、

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_v'}\right)_{20} = 0.068\sqrt{N_1} \dots\dots\dots (6)$$

が得られる。

式 (6) の左辺を図-8 に示した液状化事例による液状化抵抗と比較するために、繰返し回数 15 回における値  $(\sigma_d/2\sigma_v')_{15}$  に換算すると、次のようになる<sup>41)</sup>。

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_v'}\right)_{15} = 1.05\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_v'}\right)_{20} \dots\dots\dots (7)$$

次に、式 (4) において、沖積または埋立地盤ということで、静止土圧係数  $K_0$  を 0.5 とすれば、式 (4)、(7) から

$$\left(\frac{\tau_i}{\sigma_v'}\right)_{\text{原位置}} = 0.043\sqrt{N_1} \dots\dots\dots (8)$$

が得られ、図-12 の破線のようになる。道路橋示方書などで、記号は異なるが式 (8) に基づく液状化判定方法が提案されている<sup>42)</sup>。そのなかの地震動の強さの取扱いは図-8 の  $\tau_d$  とやや異なるけれども、抵抗値として

は図-8の曲線と比較できるはずである。これを描き移したものが図-12の実線であるが、図-11の原データに対応すると思われる  $N_1=5\sim 15$  の範囲で、実線と破線はほぼ一致する。上記の三軸試験による液状化抵抗としては、試料の採取、成型、圧密の過程での乱れなどの影響を補正しない値が用いられているが、これらの影響がお互いに相殺するとの仮定<sup>30)</sup>が、 $N_1=7\sim 15$  の範囲で、液状化事例と矛盾しない結果を与えていることになる。

しかし、

- ① 式(8)は、図-11に示したとおり、かなりばらついたデータの平均値であること、
- ② 50% 粒径=0.35 mm と、細粒分含有率 $\leq 5\%$  なる条件の対応が不明確であること、
- ③ 標準貫入試験のハンマー打撃方法の影響が考慮されていないこと、

などの不確定要素が含まれていることに留意する必要がある。

図-12の細い破線は、参考までに、原データの範囲と思われる太い破線の外に延長した曲線であるが、 $N_1$  が15を超えると、実線との差が急激に増大している。道路橋示方書の判定法は、深さ20 m以下の沖積砂質土層を対象とすることになっているが<sup>42)</sup>、杓子定規に適用されると、沖積層を締め固めた砂まで含まれてしまい、液状化抵抗がかなり過小評価されるおそれがある。適用範囲としては、地質年代によるよりも、 $N_1$  に関する上限(たとえば15程度)を設ける方がわかりやすいと思われる。

乱さない試料を採取して室内試験を行うことによって液状化抵抗を求め、別途、地盤の地震応答解析を行う方法を、 $N$  値などに基づく“簡易法”と対比して“詳細法”と称することがある。しかし、詳細法が簡易法より高い信頼性を持ち得るかどうかは、試料の品質の良否によって決まることを強調しておきたい(図-10参照)。

#### (4) 標準貫入試験以外の調査法

ページ数の都合で詳細は割愛するが、標準貫入試験の  $N$  値以外にも、コーン貫入抵抗、S波速度などの原位置調査結果に基づいて液状化抵抗を推定する研究が進められており、成果が期待される。

## 6. おわりに

はじめにお断りしたとおり、原位置における地盤の液状化抵抗の評価に問題を絞って、研究の流れをたどってみた。しかし、われわれが知りたいことは、地盤そのものではなく、そこにある構造物の挙動である。少なくともわが国では、液状化が問題になるような地盤に相当規模の構造物を設計する場合、地盤改良であれ、基礎構造の強化であれ、なんらかの対策を講ずることが、今や常識となっている。構造物の重要度が増せば、両者を併用

することになるだろうが、そうすると、改良を施した地盤と、基礎を含む構造物から成る系の地震時の挙動が問題になる。本稿で、密な砂の液状化抵抗について詳しく述べたのは、そのためである。

図-11に関する資料の解釈については、東京大学生産技術研究所の龍岡文夫教授のご指導を賜わった。厚くお礼申上げる次第である。

## 参考文献

- 1) Svihra, J. : Professor Harry Bolton Seed (1922-1989) — Selected Bibliography of His Works, Earthquake Engineering Research Center Library, University of California at Berkeley, 1991.
- 2) Casagrande, A. : Role of the “Calculated Risk” in Earthwork and Foundation Engineering, Jour. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, Vol.91, No.SM 4, pp.38~40, 1965.
- 3) Florin, V.A. and Ivanov, P.L. : Liquefaction of Saturated Sandy Soils, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Div., Vol.1, pp.107~111, 1961.
- 4) Whitman, R.V. and Lambe, P.C. : Earthquake Like Shaking of a Structure Founded on Saturated Sand, Proc. International Conference on Geotechnical Centrifuge Modelling, Paris, pp.529~538, 1988.
- 5) Seed, H.B. and Lee, K.L. : Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, Jour. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, Vol.92, No.SM 6, pp.105~134, 1966.
- 6) Lee, K.L. and Seed, H.B. : Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand, Jour. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, Vol.93, No.SM 1, pp.47~70, 1967.
- 7) 「土の動力学」に関する日米科学協力会合, 土と基礎, Vol.13, No.10, pp.46~48, 1965.
- 8) Castro, G. : Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands, Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.101, No.GT 6, pp.551~569, 1975.
- 9) Ohsaki, Y. : Effects of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachioki Earthquake, Soils and Foundations (土質工学会), Vol.10, No.2, pp.112~128, 1970.
- 10) Peck, R.B. : Science Versus Practice, Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.105, No.GT 3, pp.393~398, 1979.
- 11) 佐々木勉・龍岡文夫・村松正重・関 真一: 振動三軸試験における試験条件が砂の液状化強度に及ぼす影響, 第16回土質工学研究発表会講演集, pp.597~600, 1981.
- 12) De Alba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K. : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.102, No.GT 9, pp.909~927, 1976.
- 13) 吉見吉昭: 「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準, 土と基礎, Vol.38, No.6, pp.33~38, 1990.
- 14) Ishihara, K. and Okada, S. : Effects of Stress History on Cyclic Behavior of Sand, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.4, pp.31~45, 1978.
- 15) Tokimatsu, K., Yamazaki, T. and Yoshimi, Y. : Soil

- Liquefaction Evaluations by Elastic Shear Moduli, 土質工学会論文報告集, Vol.26, No.1, pp.25~35, 1986.
- 16) Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. : Effects of Sample Disturbance on Dynamic Properties of Sand, 土質工学会論文報告集, Vol.26, No.1, pp.53~64, 1986.
- 17) Finn, W.D.L., Bransby, P.L. and Pickering, D.J. : Effect of Strain History on Liquefaction of Sand, *Jour. of Soil Mech. and Found. Eng., ASCE*, Vol.96, No.SM 6, pp.1917~1934, 1970.
- 18) Yasuda, S. and Tohno, I. : Sites of Reliquefaction Caused by the 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake, 土質工学会論文報告集, Vol.28, No.2, pp.61~72, 1988.
- 19) Kuribayashi, E. and Tatsuoka, F. : Brief Review of Liquefaction During Earthquakes in Japan, 土質工学会論文報告集, Vol.15, No.4, pp.81~92, 1975.
- 20) 若松加寿江 : 日本液状化履歴図, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.1, pp.915~919, 1990.
- 21) Ladd, R.S. : Specimen Preparation and Liquefaction of Sands, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.100, No.GT 10, pp.1180~1184, 1974.
- 22) Mulilis, J.P., Seed, H.B. and Chan, C.K. : Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.103, No.GT 2, pp.91~108, 1977.
- 23) Marcuson, W.F. III, Cooper, S.S. and Bieganousky, W.A. : Laboratory Sampling Study Conducted on Fine Sands, Soil Sampling, Specialty Session 2, 9th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, pp.15~22, 1977.
- 24) 吉見吉昭 : 砂地盤の液状化 (第2版), 技報堂出版, 182 pp., 1991.
- 25) Koizumi, Y. : Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake, *Soil and Foundation (土質工学会)*, Vol.6, No.2, pp.38~44, 1966.
- 26) Kishida, H. : Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering, *Soil and Foundation (土質工学会)*, Vol.6, No.1, pp.71~88, 1966.
- 27) Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. : Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, *Jour. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.111, No.12, pp.1425~1445, 1985.
- 28) Skempton, A.W. : Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation, *Geotechnique*, Vol.36, No.3, pp.425~447, 1986.
- 29) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. : SPT Practice Survey and Comparative Tests, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.3, pp.106~111, 1983.
- 30) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田 進 : 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.641~648, 1978.
- 31) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.4, pp.56~74, 1983.
- 32) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Criteria of Soil Liquefaction with SPT and Fines Content, *Proc. 8th World Conf. on Earthquake Eng.*, Vol.3, pp.255~262, 1984.
- 33) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, *Jour. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE*, Vol.97, No.SM 9, pp.1249~1273, 1971.
- 34) Seed, H.B. : Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.105, No.GT 2, pp.201~255, 1979.
- 35) Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. : Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, *Jour. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.109, No.3, pp.458~482, 1983.
- 36) Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Oh-oka, H. : Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.3, pp.59~73, 1978.
- 37) Singh, S., Seed, H.B. and Chan, C.K. : Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.108, No.GT 2, pp.247~264, 1982.
- 38) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. : Evaluation of Liquefaction Resistance of Clean Sands Based on High-Quality Undisturbed Samples, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.1, pp.93~104, 1989.
- 39) Tokimatsu, K., Yoshimi, Y. and Ariizumi, K. : Evaluation of Liquefaction Resistance of Sand Improved by Deep Vibratory Compaction, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.153~158, 1990.
- 40) Tatsuoka, F. *et al.* : A Method for Evaluating Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils Using Standard Penetration Resistances, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.3, pp.43~59, 1978.
- 41) Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T. and Tokida, K. : Normalized Dynamic Undrained Strength of Sands Subjected to Cyclic and Random Loading, 土質工学会論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1~16, 1980.
- 42) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, pp.38~42, 1990.

(1991.5.8 受付)