

# N 値と相対密度を条件とした 非塑性で細粒な土の液状化抵抗

沼田淳紀<sup>1</sup>・嶋本栄治<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 飛鳥建設株式会社 技術研究所 (〒270-0222 千葉県野田市木間ヶ瀬 5472)

E-mail: atsunori\_numata@tobishima.co.jp

<sup>2</sup>正会員 工修 飛鳥建設株式会社 札幌支店 (〒060-0001 北海道札幌市中央区北 1 条西 19-10)

E-mail: eiji\_shimamoto@tobishima.co.jp

海岸埋立地のような若齢な地盤では、沖積地盤のようにやや堆積年代の古い地盤で液状化した土の粒度組成に比べて細粒な土が液状化している。このような細粒な土は、非塑性、均等粒径、低粘土分含有率であるという性質がある。既往の設計方法では、細粒分含有率が増加すると液状化抵抗を大きく見込むことができる。しかしながら、細粒な噴砂が発生した地点が特に地震動が大きかったわけではない。そこで、このような細粒な土の液状化抵抗を明らかにする目的で、粒度調整などを行った人工の試料ではなく、実際に存在する細粒分含有率が異なる土を用いて、室内で標準貫入試験と液状化試験を実施した。この結果、本論文で新たに定義した相対密度が同じという条件や同じ N 値という条件下では、液状化抵抗は粒径に依存しないことが明らかになった。

**Key Words:** fines, grain size, liquefaction, N-value, reclaimed ground, relative density, silt

## 1. はじめに

1987 年千葉県東方沖地震で細粒な噴砂が多く確認<sup>1)</sup>されて以来、細粒な土に対する液状化の研究が数多く行われるようになってきた。加えて、1995 年兵庫県南部地震以降、大きな地震外力いわゆるレベル 2 地震動が設計に取り入れられるようになり、今まで液状化しにくいと考えられてきた細粒な土の液状化特性を明らかにする必要が出てきた。既に、新しい設計方法も示されているが、細粒な土の液状化については、まだ不明な点が多い。

沼田・森<sup>2)</sup>は、地震の液状化によって生じた数多くの噴砂を分析した。この結果図-1 に示すように、噴砂には特に細粒側に粒度組成の限界値が存在し、その限界値は海岸埋立地に代表される若齢な地盤と、それよりは堆積年代が古い沖積地盤で異なることを示した。また、このような噴砂の粒度組成は、細粒な場合 (50%粒径が概ね 0.2mm 以下) には均等な粒径であり、これ以上の粒径になると粒径が大きくなるにしたがい粒度配合が良くなることを明らかにした。

ところで、上述の限界値の内側に入る土の液状化抵抗は粒径によりどのように変化するのであろうか。特に、細粒になるにしたがいどのように変化するのであろうか。既往の設計方法<sup>3), 4), 5)</sup>では、液状化抵抗は細粒分含有率

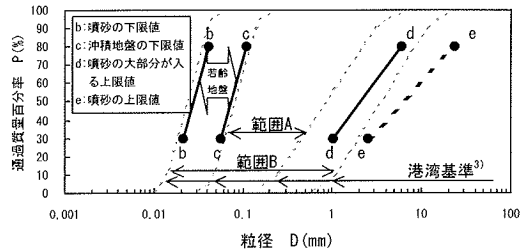


図-1 噴砂から求められた液状化土の粒度組成限界値<sup>2)</sup>

や塑性指数の増加とともに液状化抵抗を大きく見積もることができる。しかしながら、b-b と c-c 間に入る噴砂発生地点が特別に大きな地震動であったわけではなく、このような細粒な粒度組成の土が大きな液状化抵抗を持っているとは考えづらい。

本論文は、この点を明らかにするために、海岸埋立地に代表される若齢な地盤を対象とし、実際に存在する、非塑性、均等粒径、低粘土分含有率であるが粒径の異なる 4 種類の土と豊浦砂を用いて模型地盤を作製し、標準貫入試験と液状化試験を実施し、N 値と新たに定義した相対密度を条件に、液状化抵抗を検討したものである。

なお、粘性土も繰返し荷重を受けると大きな変形が生じる。しかしながら、その粘り強さは緩詰めの砂やシル

トの液状化とは全く異なる<sup>6)</sup>。緩詰めめの砂のように有効応力が低下し液体状になるような現象を「狭義の液状化」、そして、このような現象に加え粘性土のように地震などの外力によって強度や剛性が低下し有害な沈下や変形が生じるような現象を「広義の液状化」と呼ぶ場合がある<sup>7)</sup>。本論文では、粘性土は「狭義の液状化」にはならないので検討対象とはしない。

## 2. 試験条件の設定

細粒な土の液状化抵抗評価法について、既往の設計法は、以下のようなデータに基づいている。

港湾基準<sup>3)</sup>は、土田<sup>8),9)</sup>による1964年新潟地震と1968年十勝沖地震で生じた噴砂や振動台実験結果に基づいて「液状化の可能性あり」(以降、範囲Bと呼ぶ)と「特に液状化の可能性あり」(以降、範囲Aと呼ぶ)の粒度組成範囲が示されている。その後山崎ら<sup>10)</sup>は、1993年北海道南西沖地震と1995年兵庫県南部地震の液状化・非液状化事例のデータに基づき、範囲Aと範囲Bの間の粒度組成が必ずしも範囲Aの粒度組成の土よりも液状化しにくいわけではなく、限界N値を求めるときには危険側の判定を下す可能性があるとして、範囲Bのみを用いるように改良を行った。加えて、既往の研究成果も参考にし、細粒分含有率と塑性指数が大きくなるほど、液状化抵抗を割り増すことができるとした。2つの地震の事例は、主には海岸埋立地のデータが用いられている。ただし、N値の大きなデータなどについては埋土層に深の沖積地盤のデータが使われていると考えられる。

道路橋示方書<sup>4)</sup>に示される動的せん断強度比は、松尾・村田<sup>11)</sup>により沖積地盤、洪積地盤、埋立地盤から採取された不攪乱試料の試験データ<sup>12)</sup>、東京低地の不攪乱試料の試験データ<sup>13)</sup>、室内土質実験で求められたデータ<sup>14)</sup>に基づいている。これらのデータの中で、埋立土のデータが他と比較して液状化抵抗が低めであることが示されているが、最終的には全てのデータをまとめて取り扱い、細粒分含有率が大きくなるほど動的せん断強度比を大きく見込めるとした。

建築基礎構造設計指針<sup>5)</sup>では、Tokimatsu and Yoshimi<sup>15)</sup>が数多くの地震による液状化・非液状化の調査事例について分析した結果を参考に、他と同様に細粒分含有率が大きくなるほど繰返しせん断応力比を大きく見込めるとしている。これらの事例は、1978年伊豆大島近海地震の鉾津の液状化も含まれるが、多くは河川流域の沖積地盤が主体となっているようである。

このように、既往の設計法の基となったデータは、若齢な地盤や沖積地盤といった堆積年代が異なるデータが

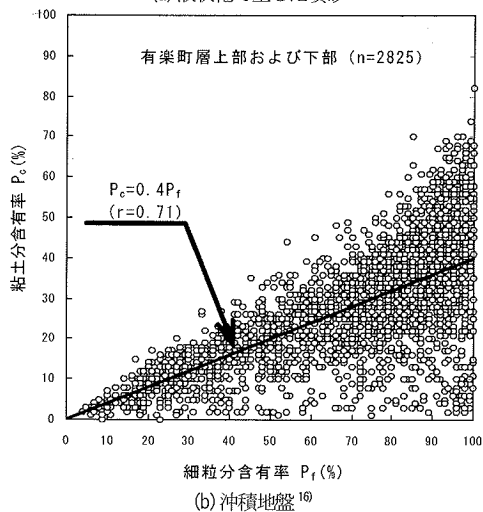
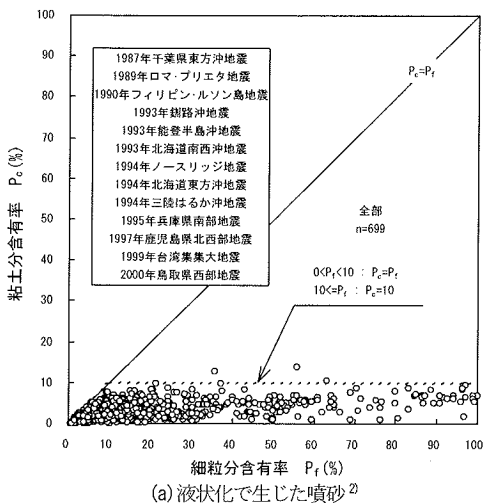


図-2 細粒分含有率と粘土含有率

混在し、最終的な評価方法には両者の区別が明確な形では取り入れられていない。

図-2は、近年の地震の液状化で生じた噴砂<sup>2)</sup>と沖積地盤の代表として東京都に分布する有楽町層上部と下部の細粒分含有率と粘土含有率の関係<sup>16)</sup>である。液状化によって噴出した噴砂は、細粒分含有率が0から100%近くまで分布するが粘土含有率は10%以下である。一方、通常沖積地盤では細粒分含有率が多く粘土含有率が低いものもあるが、多くは細粒分含有率Pfが増加すると粘土含有率Pcも増加し、その関係は平均的には $P_c = 0.4P_f$ である。既往の設計方法の背景となったデータには、前述の通り多くの沖積地盤のデータが使用されていると考えられる。また、いずれも細粒な土の指標として細粒分含有率が使用されており、既往の設計法の基となったデータには細粒分含有率の4割程度は粘土分を含んでいると考えられる。噴砂の事例研究<sup>2)</sup>から

も粘土の液状化は確認されていないので、粘土分含有率が増加すれば液状化が生じにくくなることは容易に想像できる。このため、既往の設計法では細粒分含有率が大きなものほど繰返し抵抗を大きく見込めることになったと推察される。

細粒な土の液状化抵抗は、室内の液状化試験などによっても研究されてきた。Lee and Fitton<sup>17)</sup>は、均等な粒径に調整した再構成試料を用い相対密度 50%と 75%における 50%粒径と液状化抵抗の関係を求め、細粒砂やシルト質砂が最も液状化抵抗が低いことを示した。このとき、最大間隙比は JIS A 1224 によるものとはほぼ同じであるが、最小間隙比は最小の間隙比になるまで振動を与えることで求められている。

古関ら<sup>18)</sup>は、砂、ベントナイト、鈹滓などを混合し、水を加え練り混ぜ圧密箱で圧密するとした供試体作製方法一定の再構成試料を用いて、細粒分含有率と液状化抵抗は相関が低い、粘土分含有率や塑性指数とは相関が高いことを示した。森ら<sup>19)</sup>は、液状化で生じた噴砂を用いて、空中落下法で供試体を作製する供試体作製方法一定の再構成試料を用いて、粘土分含有率が 10%以下のとき細粒分含有率が約 0~100%の範囲で異なっても液状化抵抗には差が認められないことを示した。このときの相対密度は、JIS に示される方法により最大・最小間隙比が定義され、約 30~70%の範囲に分布している。

砂にシルトや粘土を混合した人工的な試料を用いて、黄ら<sup>19)</sup>は相対密度（論文には記載されていないが、JIS により定義されたものと推察される。）50%と 70%の条件で、佐藤ら<sup>20)</sup>は JIS による最大・最小間隙比で定義した相対密度 65%の条件で、細粒分含有率が増加すると液状化抵抗は増加するのではなく、細粒分含有率が 10%を超えるとむしろ液状化抵抗は低下することを明らかにした。

以上の室内試験の結果は、必ずしも同じ結果となっていないが、これは試料の作製方法や試験の条件が異なるためであると考えられる。また、室内試験結果は細粒分含有率の増加により必ずしも液状化抵抗が増加しないことを示している。この原因の一つは、前述の通り既往の設計法は沖積地盤のデータによっているため細粒分含有率の増加により粘土分含有率が増加すると考えられるのに対し、室内試験の結果で細粒分含有率が増加しても液状化抵抗が増加しないのは、粘土分を含まないためだと考えられる。このような室内試験結果に基づくと、細粒分含有率が 100%近い細粒な土が液状化している事実を説明できる。

しかしながら、沖積地盤のようにやや堆積年代の古い地盤では、細粒分含有率が 100%になるような噴砂は確認されておらず、細粒分含有率が大きい土は液状化しにくいといえる。そこで既往の設計法と研究が整合しない

もう一つの原因は、堆積年代だと考えられる。沖積地盤のデータを多く含む既往の設計法のデータに対し、室内試験の結果は、堆積年代が極めて若齢である。したがって、細粒な土の液状化抵抗を議論するためには一般の沖積地盤と海岸埋立地に代表される若齢な地盤を分けて検討すべきである。

以上のように、実際の地盤の液状化を評価する場合、対象地盤、試験条件、比較条件を明確にすることがきわめて重要である。

そこで、本論文では、対象地盤、試験条件、比較条件を明確にするために次のような明確な条件で細粒な土の液状化抵抗を検討することとした。①検討対象は過圧密履歴を受けていない若齢な地盤とした。これは、既往の設計法では液状化しにくいと考えられていた細粒分含有率の多い噴砂が確認された地盤は、いずれも海岸埋立地に代表されるような若齢地盤であったためである。模型地盤は若齢な地盤であるので、このような条件に適用可能である。②試料は、実際に存在する土で、非塑性で、その粒度組成は均等な粒径で粘土分含有率は低いが粒径の異なる互いにほぼ相似粒度である土とした。これは、過去確認された噴砂は、いずれも非塑性で 50%粒径が 0.2mm 程度以下のものは均等な粒径で、粘土分含有率が低かったためである。③比較検討を行うための条件は、一般的によく用いられてきた相対密度と既往の液状化判定法に用いられている標準貫入試験より得られる N 値とした。ただし、JIS による相対密度の定義方法は、細粒な土を用いる場合適用範囲外なので、ここでは新たに相対密度を定義した。以上のように、本論文の特徴は、条件を明確にしたことと、試料として実際に存在する互いにほぼ相似粒度である土を用いたこと、比較するための条件として相対密度に加え N 値を用いたことである。

液状化というと、一般的には狭義の液状化<sup>7)</sup>を指す場合が多い。以降では、密な土も扱うことから、「液状化抵抗」という言葉を用いずに、「繰返し非排水せん断抵抗」と称することとする。ただし、場合によっては省略し、「繰返し三軸試験」、「繰返し抵抗」とも称することとする。

### 3. 検討方法

#### (1) 試料

用いた試料は、竹内シルト、函館シルト、北海道 T 砂、豊浦砂、利根川砂である。竹内シルトは、2000 年鳥取県西部地震の液状化により海岸埋立地の竹内団地で大量に発生した噴砂より採取した。函館シルトは、1993 年北海道南西沖地震の液状化で、大量の噴砂が確認された海岸埋立地である函館市浅野町の貯蔵物被災現場より、

表-1 用いた試料の物理的性質

項目	竹内シルト	函館シルト	北海道T砂	豊浦砂	利根川砂	まさ土
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.640	2.682	2.775	2.640	2.754	2.608
最小密度 (JIS法) $\rho_{dminJIS}$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.944	0.962	1.055	1.337	1.217	1.696
最大間隙比 (JIS法) $e_{maxJIS}$	1.797	1.788	1.630	0.975	1.263	0.538
最大密度 (JIS法) $\rho_{dmaxJIS}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.305	1.294	1.411	1.651	1.620	2.038
最小間隙比 (JIS法) $e_{minJIS}$	1.023	1.073	0.967	0.599	0.700	0.280
最大密度 (最小法) $\rho_{dmaxm}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.512	1.680	1.765	—	1.703	—
最小間隙比 (最小法) $e_{minm}$	0.746	0.596	0.572	—	0.617	—
最大粒径 $D_{max}$ (mm)	0.85	2.00	9.50	0.42	4.75	50.8
細粒分含有率 $P_f$ (%)	90	81	25	0	7	12
粘土分含有率 $P_c$ (%)	8	5	7	0	5	5
50%粒径 $D_{50}$ (mm)	0.040	0.044	0.12	0.21	0.28	1.17
均等係数 $U_c$	4.2	3.9	8.6	1.3	2.9	46
液性限界 $W_L$ (%)	40	40	29	—	—	—
塑性限界 $W_P$ (%)	NP	NP	NP	NP	NP	NP
塑性指数 $I_p$	NP	NP	NP	NP	NP	NP

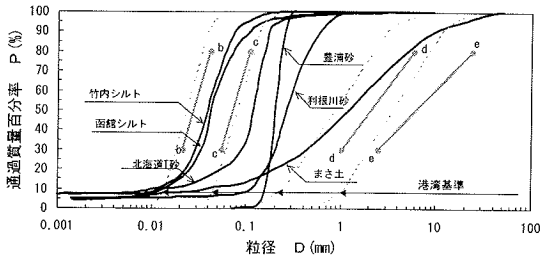


図-3 用いた試料の粒度組成

地盤を掘削して採取した。地盤内の粒度組成と噴砂の粒度組成はほぼ一致する<sup>2)</sup>。したがって、竹内シルトと函館シルトは、実際の地震によって液状化した土である。北海道T砂は、北海道苫小牧市の海岸埋立地から採取した。利根川砂は、土木工事用の土である。豊浦砂を除けば、これらは、いずれも実際に存在している土である。これらの試料に加えて、比較を行うために粒度配合の良いまさ土を用いた。

用いた試料の物理的性質を表-1に、粒度組成を図-3に示す。図-3には、港湾基準<sup>3)</sup>と図-1に示した限界値<sup>2)</sup>を併記した。竹内シルト、函館シルト、北海道T砂、豊浦砂、利根川砂は、いずれも非塑性で、粘土分含有率が10%以下で、均等係数が10以下と均等な粒径であるが、細粒分含有率が大きく異なり、互いにはほぼ相似粒度である。本論文では粒径の違いを主に50%粒径を用いて議論するが、試料は互いにはほぼ相似粒度であるので、概略の細粒分含有率は式(1)によって換算することが可能である。

$$P_f = -125 \log D_{50} - 87 \quad (1)$$

ここで、 $P_f$ : 細粒分含有率(%)

$D_{50}$ : 50%粒径 (mm)

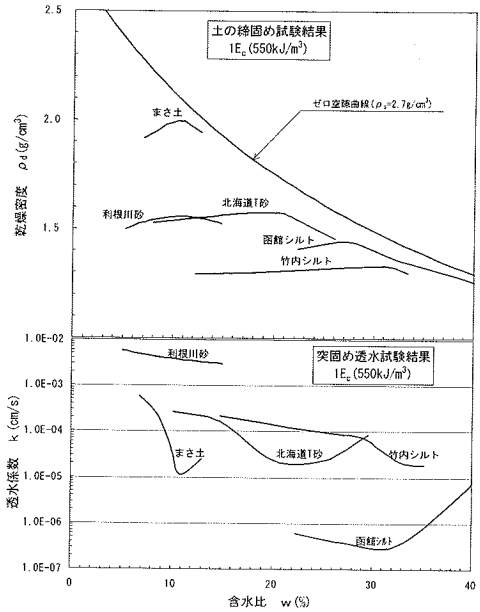


図-4 用いた試料の締固め曲線と透水係数

図-4に、JIS A 1210により締固めエネルギー  $E_c=550 \text{ kJ/m}^3$  で締固めたときの試料の締固め曲線とそれに対する透水係数を示す。締固め曲線は、まさ土を除き均等な粒径なためにこのエネルギーでは鋭く凸な曲線とはならない。竹内シルトと函館シルトの粒度組成は類似しているが、締固め曲線と透水係数は異なり、特に函館シルトの締固め曲線はゼロ空隙曲線に近く、透水係数は他と比べ約2オーダー低い。なお、豊浦砂は締固め曲線を描くことができなかった。

## (2) 試験手順

図-5に試験手順を示す。まず、種々の密度の模型地盤を土槽に作製し(以降、土槽地盤と呼ぶ)、実物大の

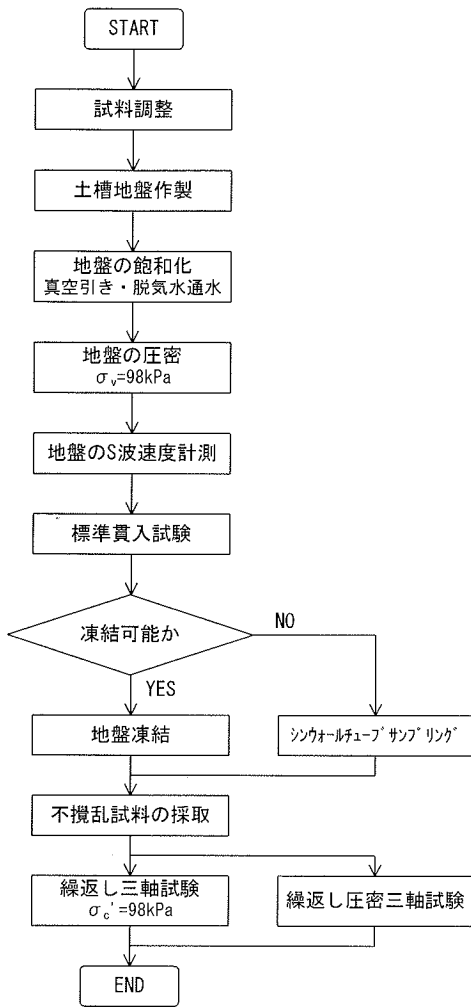


図-5 試験手順

標準貫入試験を行った（以降、土槽貫入試験と呼ぶ）。次に、土槽地盤より不攪乱試料を採取し、繰返し三軸試験と繰返し圧密試験を実施した。

### (3) 土槽貫入試験

土槽貫入試験は、地盤作製後、二重負圧法と同じ要領で地盤を脱気水で飽和し、98kPaの上載圧で圧密を行い、一次圧密の終了を確認後、標準貫入試験を実施した。

図-6に土槽貫入試験に用いた土槽<sup>22)</sup>の概略図を示す。この土槽は、鋼材でできており水平方向は変位拘束条件であるが、鉛直方向は水圧により上下面の載荷用ゴム膜を介して土槽地盤に上載圧を載荷可能な応力拘束である。上蓋中央に孔があり、標準貫入試験が行える。試験時には、サンプラーでゴム膜を損傷する恐れがあったので、下部ゴム膜中央に直径30cm程度の鉄板を置いた。

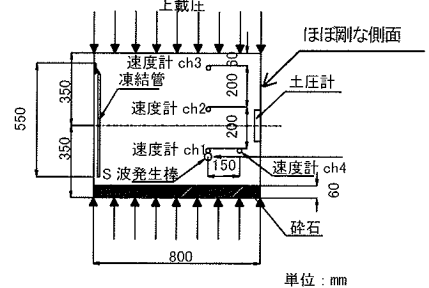
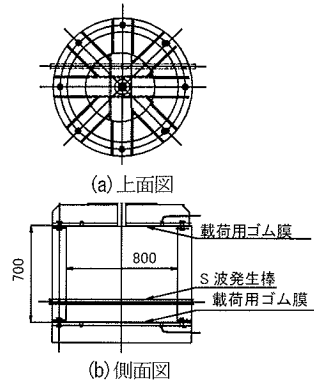


図-6 土槽概略図<sup>22)</sup>

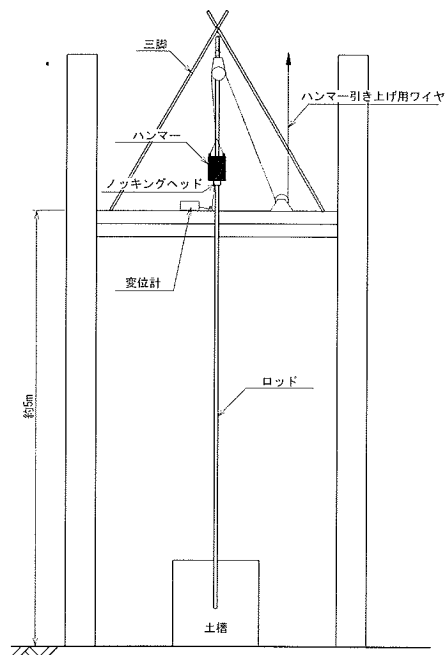


図-7 標準貫入試験の概要

土槽は、さらに以下の特徴を有している。①S波発生棒よりせん断波を土槽地盤内部に発生させこれを計測可

表-2 土槽地盤作製方法一覧表

竹内シルト	試験番号		TU45	TU55	TU65	TU75			
	模型地盤※	作製時含水比	$W_L+20\%$ 程度	$W_{opt}$	$W_{opt}$	$W_{opt}$	$W_{opt}$		
		密度調整方法	ヘドロ状で投入、98kPaで圧密	タコにて軽く突固め(100回/層+8層)	タコにて強く突固め(200回/層+8層)	タコにて強く突固め(400回/層+8層)			
	$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	43	58	68	76			
三軸試験	供試体作製方法	再構成試料(空中落下法(H=15cm))	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)				
$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	49	66	70	79				
函館シルト	試験番号		HDLO	HDMO	HDDO	HD20	HD30	HD40	
	模型地盤※	作製時含水比	$W_L+20\%$ 程度	$W_L+20\%$ 程度	$W_{opt}$	$W_{opt}$			
		密度調整方法	ヘドロ状で投入、98kPaで圧密	ヘドロで投入、392kPaの過圧密で圧密	タコにて強く突固め(150回/層+16層)	タコにて強く突固め(150回/層+16層)			
	$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	60	67	78	71	76	74	
三軸試験	供試体作製方法	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)	不攪乱試料(シコイ-射水-ア)		
$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	58	64	79	69	76	72		
北海道1砂	試験番号		TKLO	TKL1	TKMO	TKDO	TKD1		
	模型地盤※	作製時含水比	$W_{opt}$		$W_{opt}$	$W_{opt}$			
		密度調整方法	タコにて軽く突固め(50~100回/層+8層)		タコにて強く突固め(150回/層+8層)	タコにて強く突固め(150~200回/層+16層)			
	$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	59	61	70	82	83		
三軸試験	供試体作製方法	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)				
$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	59	65	69	82				
豊浦砂	試験番号		TYLO	TYMO	TYDO	TYHO			
	模型地盤※	作製時含水比	乾燥砂	乾燥砂	乾燥砂	乾燥砂			
		密度調整方法	空中落下法(H=15cm)	空中落下法(H=100cm)	空中落下法後ハンドバイブレイタ(H=100cm+8層)	多重ふるい法(H=100cm)			
	$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	29	64	84	99			
三軸試験	供試体作製方法	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)				
$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	36	67	80	101				
利根川砂	試験番号		TNL2	TNM1	TNM2	TNDO	TND1		
	模型地盤※	作製時含水比	$W_{opt}$		$W_{opt}$	$W_{opt}$			
		密度調整方法	ハンドバイブレイタで軽く締め(8層)		タコにて強く突固め(100~200回/層+8層)	タコにて強く突固め(200回/層+16層)			
	$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	59	79	73	87	88		
三軸試験	供試体作製方法	不攪乱試料(凍結)	不攪乱試料(凍結)		不攪乱試料(凍結)				
$\sigma_v=98kPa$	相対密度 $D_{rel}$ (%)	57	71		85				

※ 密度は、目標密度になるように上記以外に、必要に応じて足踏み、ハンドバイブレイタ、鉄製ランマなどを用いて締められた。  
 ※※ 相対密度は、いずれも圧密後の値で、最小法で示してある。  
 ※※※ Hは、落下高さ。

能である。ただし、本論文ではこの結果を省略する。②側方土圧が計測可能である。③凍結管に液体窒素を流し、土槽地盤を凍結することが可能である。④熱電対により土槽地盤内部の温度を計測可能である。

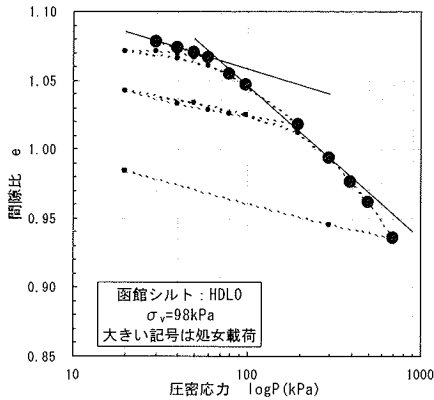
図-7に、土槽貫入試験の概要を示す。標準貫入試験は、土槽地盤に対して、JIS A 1219に準拠して実施した。使用したロッドの長さは、ノッキングヘッド上端面より上のガイドロッドが1.75m、ノッキングヘッド上端面よりサンプラーの先端までが4.92mである。

ロッド長が12m以下で、対象地盤が軟弱な場合には、ハンマーの打撃によりロッド内に生じた圧縮波がサンプラー先端部で引張波となりノッキングヘッドへ返るので、打撃効率が低下することが指摘されている<sup>23)</sup>。波動がノッキングヘッドからサンプラー先端部へ伝播し、再度ノッキングヘッドへ戻る1サイクルを考えた場合、引張波の影響で打撃効率は落ちる。しかし、引張波により一時的にハンマーからノッキングヘッドへのエネルギー伝達が停止した後でも小さな打撃が繰り返され、これらも加

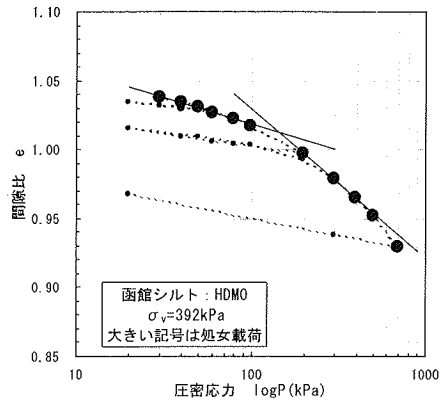
えたロッドに伝達されたエネルギーの累計は、ハンマー落下の位置エネルギーの90%程度となり、十分に長いロッドを用いた場合とほぼ同じエネルギー伝達になることを確認した<sup>24),25)</sup>。そこで、本論文ではN値の補正は行わない。

ノッキングヘッド下面には、ワイヤ式の変位計が取り付けられ、ロッドの貫入量が計測可能である。ハンマーは、二つの滑車を介して引き上げた。ハンマーは所定の高さよりトンビ法により落下させたが、1打撃ごとに種々の計測を行い、ワイヤの引き上げにも時間を要したので、次の打撃までに要した時間は、通常0.5分から1分程度である。さらに時間を要した場合もある。貫入試験は、サンプラーを土槽地盤に設置し自沈量を計測後、15cmの予備打ち、30cmの本打ち、後打ちを行った。

表-2に、土槽地盤作製方法を示す。竹内シルトと函館シルトの緩い地盤の作製は、浚渫埋立を想定し、液性限界プラス20%のヘドロ状の試料を投入した。豊浦砂は、空中落下法または多重ふるい法を基本とし、一部ハ



(a) HDL0



(b) HDM0

図-8 繰返し圧密試験結果の一例

ンドパイププレートにより締固めた。その他は、タコを用いて締固め層厚や、突固め回数、突固めときの強さを変化させ、種々の密度を作製した。締固めを行うときには、目標の地盤密度を得るためと、密度分布が一樣になるように、各層で密度を計測し締固めを調整した。函館シルトのHDM0については、上載圧を一度392kPaまで上げ過圧密にして地盤を作製した。

本来このような比較検討を行う場合、土の堆積構造によって繰返し抵抗が異なるので、理想的には地盤作製方法を統一できると良い。しかしながら、異なる密度の地盤を統一の方法で作製することは容易ではないので、表-2に示したように種々の方法で地盤を作製した。Tatsuoka et al.<sup>20)</sup>は、豊浦砂と浅間山砂を用いて4種類の方法により供試体を作製し、繰返し抵抗を比較した。この結果によれば、供試体作製方法により繰返し抵抗が異なり、特に密になるとその差が大きい。また、空中落下法により作製された繰返し抵抗が最も低い。このような供試体作製方法による繰返し抵抗の違いは豊浦砂が特に大きい。豊浦砂と比較すると浅間山砂では小さい。したがって、本試験においては、空中落下法を基本にした豊浦砂の繰返し抵抗は低めとなり、その他の締固めを基本とした試料の繰返し抵抗はやや高めになると予測される。全く細粒分がなく微粒子も含まない豊浦砂と比較し、Tatsuoka et al.が用いた浅間山砂は細粒分含有率が2.4%あり、微粒子も存在していると推察される。本試験で用いた試料も、豊浦砂以外は自然の土であり、ある程度の細粒分を含んでおり、顕微鏡観察では多かれ少なかれ主要な大きさの土粒子の周りに粉のような微粒子が存在していた<sup>21)</sup>。浅間山砂の供試体作製方法による繰返し抵抗の差は、豊浦砂と比較して小さい。この理由の一つに、主要な大きさの土粒子によって構成される作製方法によ

る構造の違いが、土粒子間に存在している微粒子によって緩和されることが推察される。粒子形状の影響も考えられるが、このように、粒度組成の主要部分の粒子径以外の細粒分や微粒子の存在が供試体作製方法による繰返し抵抗の差を低減していると仮定するならば、本試験で用いた試料に対しても、地盤作製方法による繰返し抵抗の差は、豊浦砂ほど顕著ではない可能性が考えられる。

#### (4) 繰返し三軸試験

土槽貫入試験実施後、土槽地盤より不攪乱試料を採取し、初期有効拘束圧98kPaで繰返し三軸試験を実施した。なお、後述の繰返し圧密試験の供試体も含め不攪乱試料の採取は、土槽中央深さで、土槽側面と中央の中間付近のほぼ同心円上で行った。

不攪乱試料は、シンウォールチューブサンプリングまたは凍結サンプリングにより採取した。後藤ら<sup>20)</sup>は、凍結サンプリングにおいて、凍結時の体積膨張量が0.7%以上になると試料に乱れが生じることを示した。そこで凍結時に0.7%以上の体積膨張量となった竹内シルトと函館シルトは、シンウォールチューブサンプリングを行った。この方法で試料を採取した供試体は、丁寧にブロックサンプリングを行った供試体と比較した場合、繰返し抵抗曲線や有効応力経路、応力ひずみ関係がほぼ同じものが得られることを確認している<sup>20)</sup>。なお、竹内シルトの最も緩いTU45の供試体は、三軸試験機にセットするとき供試体が自立しないので、土槽地盤と同じ密度となるように空中落下法により作製した。

繰返し三軸試験の供試体寸法は、直径7.5cm×高さ15cmである。供試体を試験機に設置後、二重負圧法、脱気水の通水、背圧の载荷により飽和度を上げた。その後、有効拘束圧98kPaで圧密を行い一次圧密の終了とB

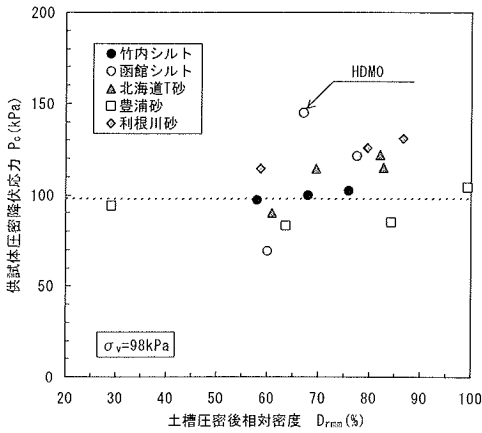


図-9 各供試体の圧密降伏応力

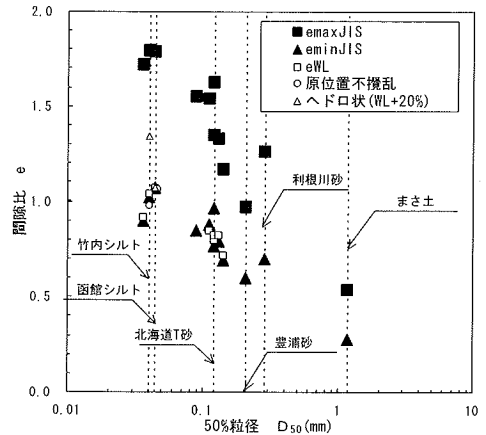


図-10 50%粒径とJIS法による最大・最小間隙比

値が 0.95 以上であることを確認し、非排水条件下で荷重振幅一定で周波数 0.1Hz の正弦波による載荷を行った。

#### (5) 繰返し圧密試験

前述したように、目標の地盤は、正規圧密状態である。しかしながら、土槽地盤作製時、強い締めを行った場合には、過圧密履歴を受けたときと同じようになる。また、標準貫入試験によるサンプラーの貫入や凍結時の地盤の膨張によっても場合によっては繰返し三軸試験用の供試体が過圧密状態になる。そこで、繰返し三軸試験実施時の過圧密比を知る目的で繰返し圧密試験を実施した。

繰返し圧密試験は、三軸試験用のセルを用いて、繰返し三軸試験と同様に供試体を飽和後、等方の拘束圧を段階的に載荷除荷し、供試体からの排水量を計測した。

図-8 に、繰返し圧密試験結果の一例として、函館シルトの HDL0 と HDM0 を示す。HDM0 は、土槽地盤作製時に上載圧を一度 392kPa に上げたものである。図中には、正規圧密領域と過圧密領域と考えられる  $e$ -logP 関係を直線で示した。2 つの直線の交点を圧密降伏応力  $P_c$  と定義した。過圧密履歴を与えた HDM0 の  $P_c$  は、予想よりも大きくはならなかったが 98kPa よりも大きく過圧密状態にあり、一方、HDL0 の  $P_c$  は 98kPa よりも小さく正規圧密状態にあることがわかる。

図-9 に、土槽地盤の圧密後相対密度（定義方法は後述）と各供試体の圧密降伏応力  $P_c$  を示す。約半数の  $P_c$  が 98kPa 程度以下で正規圧密領域にあるが、残りの約半数の特に相対密度が 75% 以上の場合には、HDM0 を除き最大で約 130kPa の  $P_c$  となっている。このときの過圧密比 OCR は 1.3 である。繰返し抵抗が OCR<sup>0.5</sup> に比例して増加する<sup>30)</sup> と仮定すると、繰返し抵抗を 1.14 倍程度正規圧密のものよりも大きく見積もることになる。

## 4. 相対密度の定義方法<sup>27)</sup>

細粒な土に、JIS に示される試験方法を用いて最大・最小間隙比を求め相対密度を定義した場合の問題点と、本論文で用いる相対密度の定義方法を示す。

種類の異なる砂の繰返し抵抗を比較するために、相対密度は密度を表す便利な指標である。このような理由で、JIS A 1224 に定められる砂の最小密度・最大密度試験方法（以下 JIS 法と呼ぶ）の適用範囲が細粒含有率 5% 未満であるが、あえて細粒な土に対しても JIS 法に準拠し相対密度を求めることがある。最大・最小間隙比は、物理的意味が明確であり、実際に繰返し抵抗などとの相関が高く実用上使いやすいということが望ましい。

### (1) 細粒な土に JIS 法を用いる問題点

図-10 に、各試料の 50%粒径と JIS 法により求めた最大・最小間隙比の関係を示す。図には、文献 1) に示される 1987 年千葉県東方沖地震の液状化で生じた噴砂の結果も併記した。図中 eWL とあるのは、液性限界より飽和度 100% を仮定し、間隙比を求めたものである。液性限界は、土が塑性状態であるときの最小のせん断強さを持つ含水比と定義されている。したがってこのような状態の間隙比は、密な状態ではない。原位置不攪乱とあるのは、函館シルトの原位で採取した不攪乱試料の間隙比である<sup>31)</sup>。試料採取地点は、1993 年北海道南西沖地震で激しく液状化が生じた地点であり、不攪乱試料は地震後に採取した。したがって、このような地盤の間隙比も密であるとはいえない。さらに、ヘドロ状 (WL+20%) とあるのは、表-2 に示したように中型土槽に液性限界+20% 程度のヘドロ状の試料を投入し上載圧 98kPa で圧密した後の間隙比で極めて緩い状態である。最大・最小間隙比ともに、豊浦砂の間隙比が小さめで



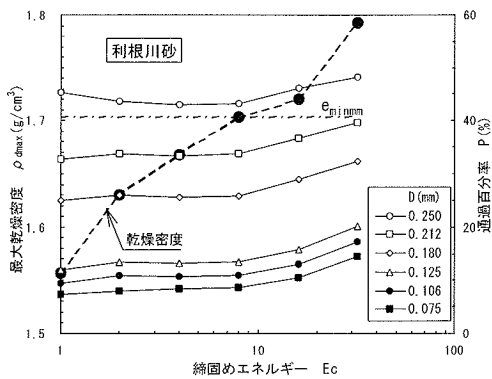


図-11 締固めエネルギーと乾燥密度および各粒径の通過百分率の一例

あり、その他は粒径が小さいほど間隙比が大きくなる傾向がある。このように、JIS法で求められた最大・最小間隙比は、粒径に依存している。また、粒度配合の良いまさ土は、他の試料と比較して小さな間隙比となる。

緩い状態である  $e_{WL}$ 、原位置不攪乱、ヘドロ状 ( $WL+20\%$ ) と比較すると、これらの間隙比は最小間隙比に近い値が多く、かなり緩い状態と考えられる間隙比が、相対密度で表現すると  $100\%$  近くになってしまう。このように、細粒な土に JIS 法を適用し最大・最小間隙比を定義すると、求められる相対密度は繰返し抵抗などを考える上で極めて不合理な値となる。

## (2) 本論文で用いる相対密度 (最小法)

以上のように、細粒な土に対して JIS 法で最大・最小間隙比を定義すると不合理な値となるので、ここでは、新たに最小間隙比を定義した。この方法は、最小間隙比を幾何学的に得られる最小間隙比に可能な限り近づけることを目標に、「物理的に得られる最小の間隙比」と定義した。この方法を、最小法と呼ぶこととする。

最小法による最小間隙比は、振動を与えたり突固めたりして物理的に得られる最小の間隙比を得ようというもので、一つの方法として試料の含水比を種々に変えて JIS A 1210 の締固め試験の締固めエネルギーを  $1E_c(550\text{kJ/m}^3)$ 、 $2E_c$ 、 $4E_c$ 、 $8E_c$ 、 $16E_c$ 、 $32E_c$  (場合によって  $64E_c$  を追加) と変化させ、最大の最大乾燥密度より求めた。均等な粒径の砂の場合には、締固め試験により最大乾燥密度を求めることが難しいが、試料が細粒な場合には、締固め試験により容易に最大乾燥密度を得られるので、この方法が良いと考えられる。ただし、締固めエネルギーを増加すると粒子破砕が生じ、得られる間隙比が収束しない場合がある。

図-11 に、一例として締固めエネルギーと締固め試験より得られた最大乾燥密度および各粒径における通過

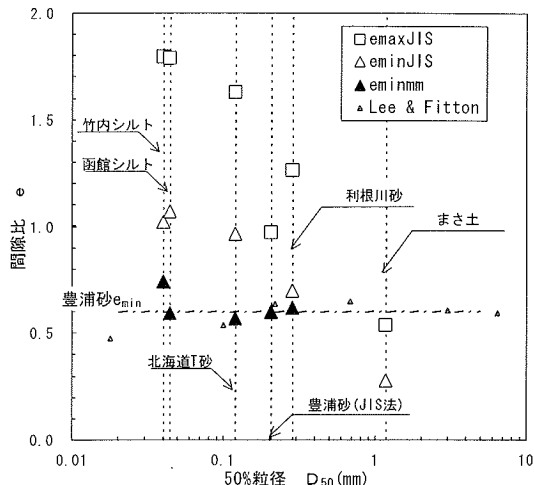


図-12 最小法で定義した 50% 粒径と最大・最小間隙比

質量百分率の関係を示す。締固めエネルギーの増加とともに最大乾燥密度も増加する。各粒径の通過率は、 $8E_c$  以下ではほとんど変化しないが、 $8E_c$  を超えると増加しており、このとき最大乾燥密度も増加している。 $8E_c$  を超えるあたりから粒子破砕が多く生じ、これと同時に密度が増加したものと考えられる。 $8E_c$  では最大乾燥密度が完全に収束しておらず収束値を過小評価している可能性があるが、 $8E_c$  以下においてもわずかの粒子破砕が認められ  $8E_c$  でも最大乾燥密度を若干過大評価している可能性があること、 $16E_c$  では明らかに過大評価であることを考慮し、このような場合  $8E_c$  における値を最小間隙比とした。

なお、豊浦砂のようなクリーンな砂では締固め曲線を求められないことが多く、このような場合には JIS 法のように乾燥砂を振動させる方法が物理的に得られる最小の間隙比を与える一つの方法と考えられ、豊浦砂については JIS 法を用いた。

図-12 に最小法で定義した最小間隙比と JIS 法による最大・最小間隙比を示す。図中には、Lee and Fitton<sup>17)</sup> による、粒度配合の良い試料より所定の範囲のふるいの残留分のみを取り出した均等な粒径の試料と単体で均等な粒径のシルトの最小間隙比も併記した。これらは最大の密度が得られるまで試料に振動を与え求められているが、締固めによっても同様な結果が得られるとしている。粒度組成は、微粒子を含まないクリーンな砂である本論文の豊浦砂に類似したものと推察される。

竹内シルトが他と比べやや大きめであるが、最小法で求めた最小間隙比は、JIS 法で求めた最小間隙比よりも小さく、その差は細粒になるほど顕著であり、JIS 法の適用範囲に近い比較的クリーンな利根川砂では JIS 法との差が少ない。このように、最小法は細粒な土に対して

は JIS 法との差が大きいですが、粒径が大きくなり JIS 法の適用可能範囲のクリーンな砂に近づくとも JIS 法の値に近づく。したがって、最小法はクリーンな砂を対象とした JIS 法と連続的に細粒な土に適用可能であり、最小法の一つの方法として JIS 法が位置付けられるとも考えられる。

最小法で求められた最小間隙比は、豊浦砂とほぼ同じ値となった。このような傾向は、Lee and Fitton の結果も同様であり、いずれも均等な粒径の試料の最小間隙比は 0.6 程度である。

試料の粒度組成が互いに完全な相似粒度であれば、幾何学的に求められる最小間隙比は粒径に依存しない。

図-12 に示した試料の粒度組成は、まさ土を除き互いにほぼ相似粒度であることから、ほぼ同じ最小間隙比が得られたものと考えられる。既往の研究によれば、最小間隙比は粒径が大きくなると小さくなるといった研究結果が多いが、その原因は明確にはされていない<sup>32)</sup>。一方で、粒径にほとんど依存しないといった研究結果もある<sup>17), 33), 34)</sup>。既往の研究は、50%粒径が 0.1mm 程度以上のクリーンな砂やガラスビーズを対象にしたものが多く、最小間隙比を求める方法も乾燥状態または飽和状態で一定エネルギーの振動を与え比較したものが多く<sup>35)</sup>。これらとは異なり最小法の特徴は、細粒な土を主な対象としたことから、幾何学的に得られる最小間隙比に近づけるために、必要に応じて含水比と締固めエネルギーを種々変えたことである。細粒な土に対して Lee and Fitton も最密になるまで振動を与えている。このように物理的に得られる最小間隙比を得るために必要に応じて締固めエネルギーや含水比を変えて最密化を行えば、幾何学的に求められる最小間隙比に近づく可能性が高く、このため最小間隙比は粒径に依存しないと考えられる。若干のばらつきがあるのは、後述するが完全な相似粒度ではないことや粒子形状などの違いが原因だと考えられる。

突固めを用いる場合、粒子破碎を生じる試料に対する最小間隙比の決定方法が難しいと言った課題もあるが、最小法は物理的意味が明確であり、細粒な土に対して適用範囲外のないにあえて JIS 法を実施することに比べ、細粒な土に対してははるかに合理的に最小間隙比を定義できるといえる。以降では、最小間隙比として最小法を使うこととするが、相対密度を表記するとき、JIS 法によるものと区別するために、相対密度を  $D_{rmin}$  と記す。

最大間隙比も最小間隙比と同様に相似粒形、相似粒度であれば幾何学的に取り得る間隙比は粒径に依存しない。しかしながら、実際の土は相似粒形・相似粒度・同一材質ではなく、微細な粒子も多く存在している。最大間隙比はこれらの影響が敏感に影響すると考えられる。JIS 法による最大間隙比は、これらを反映した結果であると考えられるので、最大間隙比は JIS 法により求めた。

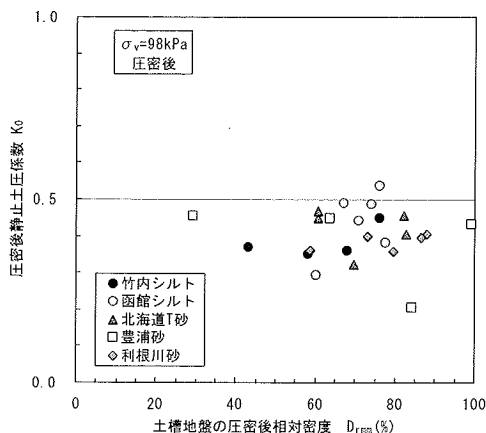


図-13 相対密度と静止土圧係数

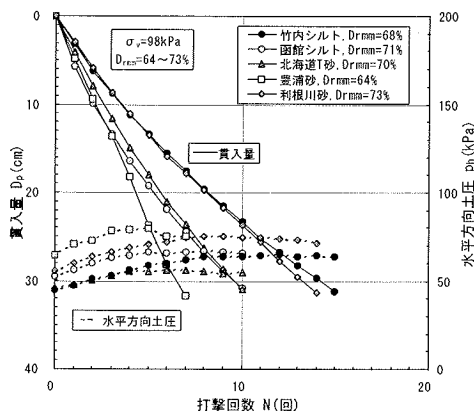


図-14 打撃回数に対するサンプラー貫入量と水平方向土圧の関係

## 5. 土槽貫入試験結果

土槽地盤の応力状態を表す静止土圧係数  $K_0$  を示し、繰返し抵抗の指標になると考えられる  $N$  値と相対密度の関係を示す。

### (1) 土槽地盤の静止土圧係数 $K_0$

図-13 に、土槽地盤の圧密後相対密度と圧密後の静止土圧係数  $K_0$  の関係<sup>36)</sup>を示す。 $K_0$  は、相対密度や試料の種類によらず、概ね 0.3~0.5 の範囲である。密度が異なっても  $K_0$  が変化しない傾向は、 $K_0$  の推定式として良く用いられる Jaky<sup>37)</sup> による  $K_0 = 1 - \sin \phi$  とは整合していない。しかしながら、 $N$  値の異なる地盤でほぼ  $K_0$  が 0.5 であった事例<sup>38)</sup>、個別要素法による粒子間摩擦角を変え数値解析を実施し  $K_0$  が変化しなかった事例<sup>39)</sup>、6層からなる鋼製薄肉円筒容器を用いて  $K_0$  の測定を行い  $K_0$  がほとんど密度に依存せず一定であった事例<sup>40)</sup>と整合しており、異常なデータとは考えられない。

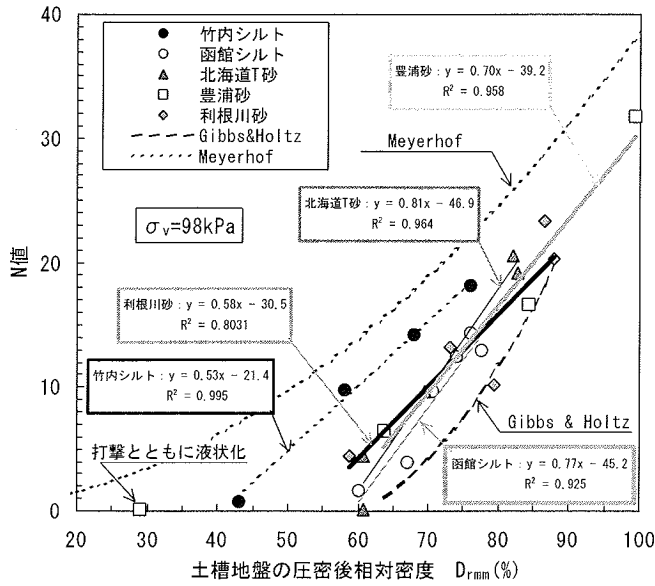


図- 15 土槽地盤の圧密後相対密度とN値

## (2) 相対密度とN値の関係

図- 14 に、標準貫入試験結果の一例として、相対密度  $D_{rmm}$  が 70%程度の土槽地盤について打撃回数に対するサンプラーの貫入量と土圧の関係を示す。粒径の異なる試料であるが、いずれもサンプラーの貫入量と打撃回数の関係はやや下に凸であり、類似の関係となっている。また、サンプラーの貫入とともに水平方向の土圧が上昇している。この土圧の上昇量が 98kPa を超える場合には、特に土槽地盤が密な場合、標準貫入試験実施後の地盤より不攪乱試料を採取したので、繰返し三軸試験用の供試体が過圧密状態になる可能性がある。前述の図- 9 で、過圧密状態のものがあるのは、このような応力履歴も影響要因の一つと考えられる。実際の地盤でも本試験と同様に、サンプラーが地盤に貫入されてもある程度サンプラーから離れた位置では水平方向の変位はゼロであり、変位拘束されていると考えられる。サンプラーの貫入によりサンプラー周辺の地盤は押し広げられるので、変位拘束された地盤内では水平方向の応力が増加する。この水平方向の増加応力は、サンプラーから変位拘束される境界までの距離に左右され、また、サンプラーに近いほど大きな応力が発生すると考えられる。國生ら<sup>40)</sup>のサンプラー貫入後の地盤変形の目視観察結果によれば、地盤が変形するのはせいぜいサンプラー径の半分程度の極限られた範囲である。本試験は、サンプラーの外径が 51mm なのに対し土槽の内径は 800mm で、サンプラー貫入に対して変位ゼロの境界は十分離れた位置にあり、水平方向の境界条件は実地盤に比較的近いものと考えられる。

図- 15 に、土槽地盤の圧密後の相対密度と N 値の関係を示す。図中には、Meyerhof の粗い砂 (50%粒径が 2mm 程度) に対する関係<sup>42)</sup>と Gibbs and Holtz<sup>43)</sup>の細粒な砂 (50%粒径が 0.3mm 程度) に対する関係を示した。ただし、Gibbs and Holtz の関係は上載圧が 138kPa である。なお、Meyerhof が示した関係は、Gibbs and Holtz が求めた粗い砂に対する実験結果を定式化したものである。図中、豊浦砂の相対密度が 30%程度の値は、打撃とともに土槽地盤が液状化し、サンプラーが土槽の底部まで達したものである。

既往の研究結果と比較すると、いずれも Meyerhof の粗い砂の関係に比べ N 値は小さく、Gibbs and Holtz の細粒な土の関係に近い。Gibbs and Holtz は、飽和砂を振動によって一定密度になるまで締固めるか、突固めによって求めた密度のうち密な方を最小間隙比とした。この方法は、ここで定義した最小法に似ており、Gibbs and Holtz が実験に用いた 50%粒径が 0.3mm の砂から、ここで用いた試料の粒径の範囲では、最小法による相対密度と N 値との関係はある程度の幅の範囲にあり粒径に依存せずほぼ一義的であることがわかる。

Meyerhof や Gibbs and Holtz の関係は、下に凸な関係となっている。しかしながら、本試験結果は相対密度と N 値の関係がほぼ直線的である。竹内シルトと北海道 T 砂では相対密度が 40~60%程度で、N 値がほぼ 0 となり、小さな相対密度であっても N 値を有する Meyerhof の粗い砂の関係とは大きく異なる。これは、緩いシルトや細砂の飽和地盤では、サンプラーの打撃貫入にともない地盤の過剰間隙水圧が上昇し、地盤の抵抗が低下する

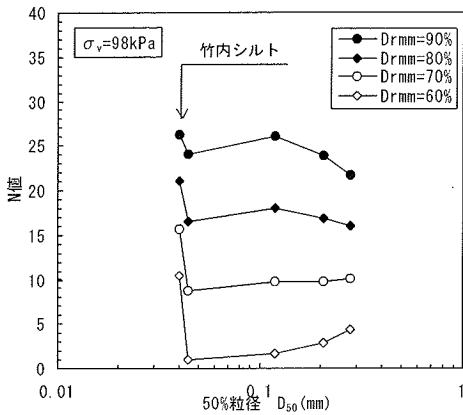


図-16 50%粒径と土槽地盤のN値

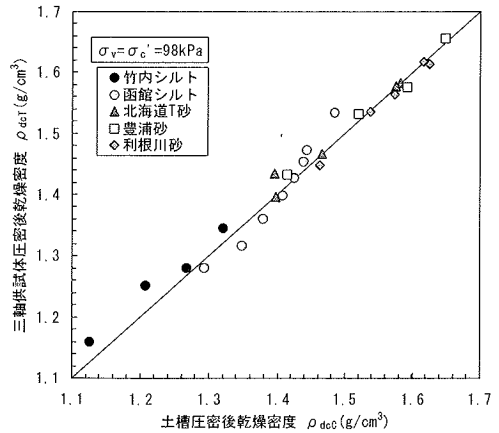


図-17 土槽地盤と三軸供試体の相対密度の比較

ためだと考えられる。さらに緩詰めの場合には豊浦砂の結果のように完全な液状化が生じ、N値が0近くにになると考えられる。一方 Kokusho and Yoshida<sup>44)</sup>は、50%粒径が0.34~7.3mmの種々の粒度組成の礫質土を用いた実験より、独自に定義した対数相対密度とN値の関係を求めた。これによれば相対密度が0%のときのN値は5.8である。このように、粒径が大きくなると排水性が増すので相対密度が小さくともある程度のN値を有すると考えられる。

また、Gibbs and Holtzの関係を外挿すると、相対密度が100%近くになった場合には、N値はかなり大きくなるが、豊浦砂の試験結果では、相対密度が100%におけるN値が30程度であった。N値の小さな範囲およびN値が25~30以上の範囲を除いた中間付近の関係は、MeyerhofとGibbs and Holtzの関係もほぼ直線に近い関係である。以上の試験事実より、本試験の範囲内では、相対密度とN値の関係は、直線近似できると考えられる。図中には、得られた近似式を試料ごとに示した。

図-16に、相対密度が60%、70%、80%、90%における50%粒径と土槽地盤のN値の関係を示す。それぞれのN値は、図-15に示した関係式に相対密度を代入して求めた。一般に、細粒な土ほどN値が小さくなる印象を受けるが、試験の範囲内では竹内シルトを除けば、同一の相対密度に対してN値はほぼ同一の値を示し粒径に依存しないことがわかる。竹内シルトが他と比べやや大きいのは、類似の粒度組成である函館シルトと一致していないことから、粒径の影響よりも主には後述する粒子形状などの別の要因であると考えられる。

## 6. 繰返し三軸試験結果

土槽地盤より採取した不攪乱試料の繰返し三軸試験結

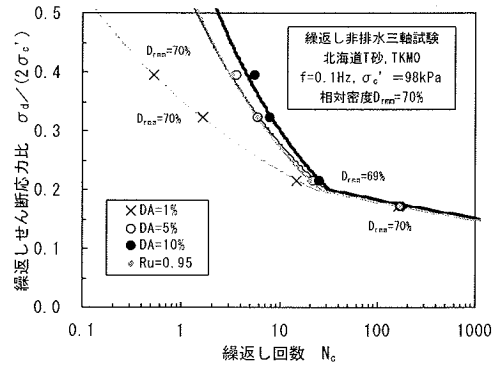


図-18 繰返し抵抗曲線の一例

果より、繰返し抵抗曲線の比較、相対密度および粒径と繰返し抵抗の関係を明らかにする。

### (1) 三軸供試体の相対密度

図-17に、土槽地盤と三軸供試体のそれぞれ圧密後の相対密度の関係を示す。両者はほぼ一致しているが、相対密度が70%以下の範囲では三軸供試体の相対密度が大きな場合が多い。これは、次が原因と考えられる。土槽地盤の圧密後の $K_0$ は、前述の通り密度や粒径に依存せず平均的に0.4程度であった。これより平均的な土槽地盤の平均有効主応力は59kPaである。一方、三軸供試体の圧密は98kPaの等方応力状態でありこのように平均有効主応力が大きいことが、特に緩い土槽地盤に対して三軸供試体の密度が大きくなった原因と考えられる。

### (2) 繰返し抵抗の比較

図-18に、繰返し抵抗曲線の一例として中密な北海道T砂の結果を示す。図には、両振幅軸ひずみ $DA=1, 5, 10\%$ と過剰間隙水圧比 $R_u=\Delta u/\sigma'_{vc}=0.95$ に対する結

果を示した。図中の曲線は、これらが両対数紙上で2本の直線になると仮定した関係であるが、このような近似が可能であることがわかる。

図-19に、このように求めたそれぞれのDA=5%に至る繰返し抵抗曲線を緩い ( $D_{mm} \leq 65\%$ )、中密 ( $65\% < D_{mm} \leq 75\%$ )、密 ( $75\% \leq D_{mm}$ ) に分けて示す。

緩い地盤の繰返し抵抗曲線は、いずれも繰返し抵抗が低くなだらかである。繰返し抵抗は豊浦砂が最も低く、函館シルトが高いが、その差は繰返し回数  $N_c$  が20回以上で繰返しせん断応力比 0.1 程度の幅である。この差は、実務的にはけて小さな差ではない。しかしながら、竹内シルトと函館シルトの結果より、粒度組成とコンシステンシーがほぼ同じであり相対密度も同程度であっても、粒子の形状、土粒子表面の粗度、堆積構造、土粒子表面の微粒子の存在などの影響により、この程度の差は生じるといえる。 $N_c$  が少ない領域では函館シルトと利根川砂の繰返し抵抗が他の試料に比べて大きくなる傾向がある。竹内シルトは函館シルトと粒度組成がほぼ同じで細粒であるが、豊浦砂や北海道T砂と類似している。

中密では全体的に繰返し抵抗が大きくなる。繰返し抵抗は豊浦砂が最も低いが、その差は  $N_c$  が20回以上で繰返しせん断応力比 0.05 程度の幅であり、差は少ない。 $N_c$  が少ない領域では、竹内シルト、函館シルト、北海道T砂の曲線がそり上がり繰返し抵抗が大きくなる。

密になると、大幅に繰返し抵抗は大きくなり、 $N_c$  の少ない領域でいずれも曲線がそり上がり、急激に繰返し抵抗が大きくなる。密な場合も繰返し抵抗は豊浦砂が最も低く、全体のばらつきも大きくなるが、豊浦砂を除けば繰返しせん断応力比 0.15 程度の幅にある。

このように、細粒含有率が 100% 近い試料も含まれるが、細粒な土も砂とほぼ同じ繰返し抵抗曲線が得られることがわかる。

### (3) 相対密度と繰返し抵抗の関係

図-20に、三軸供試体の圧密後相対密度と繰返し抵抗の関係を示す。ここでは、繰返し回数  $N_c=2$ 、20回で両振幅軸ひずみ DA=5%に達する繰返し抵抗を示した。

ここで、 $N_c=2$  回としたのは、内陸直下型の地震動を想定した場合、繰返し回数が少なく大きな振幅となるので、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の強震記録を参考に、最初の大きな2波に着目して繰返し回数2回とした。(b)には佐々木ら<sup>46)</sup>が豊浦砂について求めた関係を点線で併記した。両者はほぼ一致している。本試験の豊浦砂の結果と比べ佐々木らの結果はわずかに大きい、これは、佐々木らの関係は、 $N_c=10$  回に対する値であるためである。

最小法で定義した相対密度と繰返し抵抗の関係は、 $N_c=2$  回のばらつきがやや大きい、異なった粒径の土

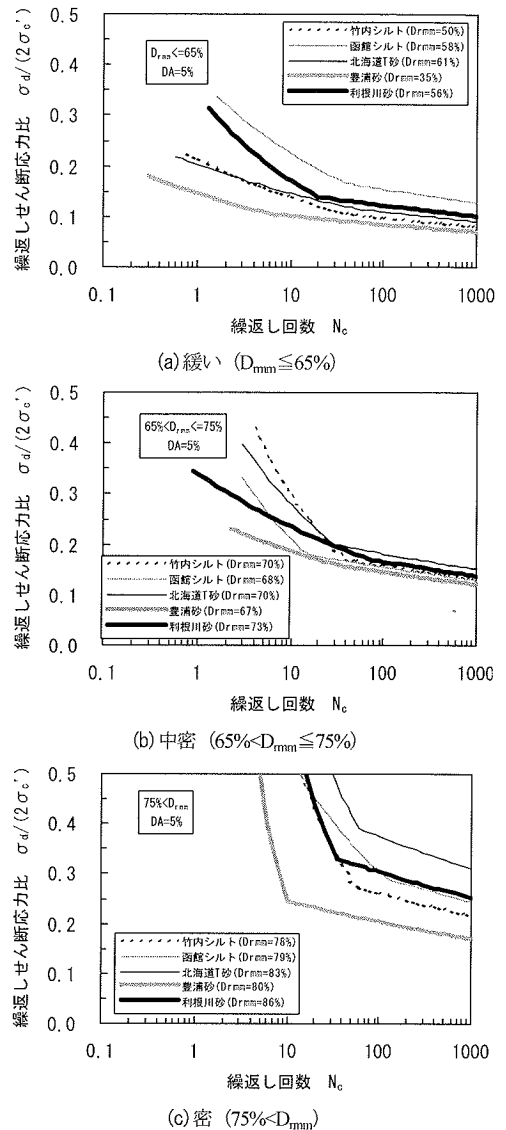
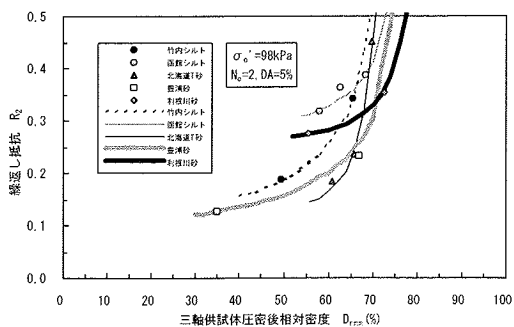


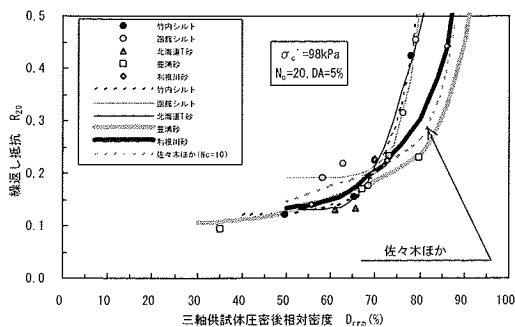
図-19 繰返し抵抗曲線 (DA=5%)

であるにもかかわらず狭い幅の範囲にあり、ほぼ一義的な関係にある。竹内シルトや函館シルトのようにシルトが卓越する土も、砂と同様に緩い場合には繰返し抵抗が小さく、密になると繰返し抵抗が急激に大きくなる。したがって、実施工の難しさはさておき、シルトの卓越した地盤も密にすれば繰返し抵抗が上がる。特に内陸直下型のような繰返し回数が少ない地震動が想定される場合には、相対密度を70%以上に改良すれば十分改良効果が期待できるといえる。

相対密度と繰返し抵抗の関係は、本来連続的で滑らかな関係にあると考えられるので、両者の関係を図中に示すそれぞれの曲線と仮定した。

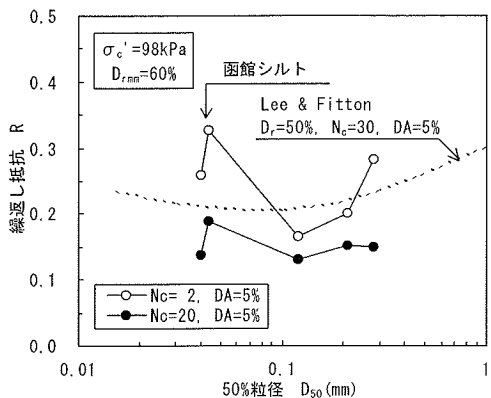


(a)  $N_c=2$  回,  $DA=5\%$

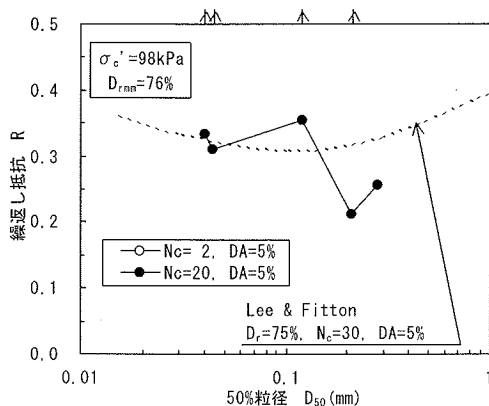


(b)  $N_c=20$  回,  $DA=5\%$

図-20 三軸供試体の圧密後相対密度と繰返し抵抗



(a) 相対密度  $D_{r,rs}=60\%$



(b) 相対密度  $D_{r,rs}=76\%$

図-21 50%粒径と繰返し抵抗 (相対密度一定)

図-21に、50%粒径と相対密度60%と76%における繰返し抵抗の関係を示す。繰返し抵抗は、相対密度より図-20の関係から求めた。図中には、Lee and Fitton<sup>17)</sup>による試験結果も併記した。ただし、Lee and Fittonの結果は、相対密度が約50%と75%に対して繰返し抵抗を繰返し回数30回で $DA=5\%$ に至る繰返しせん断応力比としたものである。Lee and Fittonの結果も含め、相対密度が一定という条件で、この粒径の範囲では細粒土の繰返し抵抗が粒径に依存していないことがわかる。

(a)では函館シルトの結果がやや大きい、粒度組成は竹内シルトとほぼ同じであることから、このような差が生じた原因は粒径によるものではなく他の要因であると考えられる。また、各試料が同一粒子形状で同一鉱物であるLee and Fittonの結果に比較して本試験結果のばらつきがやや多い。このような差が生じるのは、本試験では考慮されていない、粒度組成のわずかな違い、土粒子の形状、土粒子の鉱物組成、土粒子表面の粗度や微細粒子の状況、土槽地盤の堆積構造の違いといった要因が考えられる。

函館シルトと竹内シルトは、粒度組成も液性限界もほ

ぼ同じである。しかしながら、図-4に前述したように、他と比較して函館シルトの締りめ曲線はゼロ空隙曲線に近く、透水係数は2オーダー近く小さい。また、両者の顕微鏡観察によれば、竹内シルトは函館シルトに比べギザギザした粒子や細長くどがった粒子が多く、また、函館シルトは竹内シルトより微細な粒子が多かった<sup>27)</sup>。

$N$ 値や繰返し抵抗に対する相対密度の影響は大きい、このように粒度組成やコンシステンシーが類似であっても、粒子形状などが異なる場合があり、これによっても $N$ 値や繰返し抵抗が影響を受けていると考えられる。竹内シルトは、ギザギザした粒子や細長くどがった粒子が多く同じ相対密度の函館シルトよりもインターロッキングなどにより $N$ 値が大きくなり、一方函館シルトは、土粒子表面に微粒子が多く付着しているため、繰返し抵抗が竹内シルトより大きくなったと考えられる。

## 7. $N$ 値と繰返し抵抗の関係

標準貫入試験より得られた $N$ 値と繰返し抵抗の関係

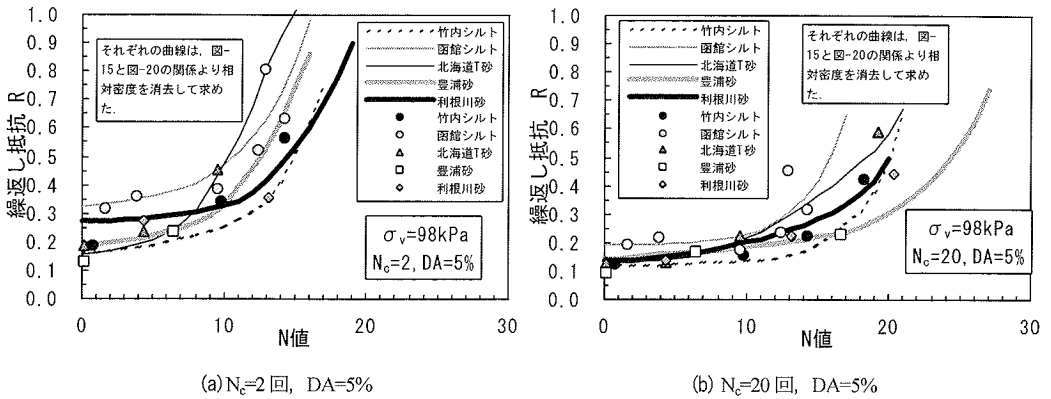


図-22 N値と繰返し抵抗の関係

について明らかにし、粒径の異なる試料について同一のN値に対する繰返し抵抗の比較を行う。N値と繰返し抵抗の関係は、相対密度と繰返し抵抗の関係、および、相対密度とN値の関係を各試料ごとに滑らかな曲線または直線でそれぞれ近似し、相対密度を消去し求めた。

本試験結果は近似誤差を述べるほど試験数が十分ではない。したがって、ある程度のばらつきが存在する限られた数量の試験データに基づき真値に近い平均的な特性を求めするために、相対密度とN値の関係や相対密度と繰返し非排水せん断抵抗の関係は不連続な関係ではなく、本質的に滑らかな関係であるという仮定に基づき近似的な関係を求め検討を行った。

### (1) N値と繰返し抵抗の関係

図-22に、N値と繰返し抵抗の関係を示す。繰返し抵抗は、繰返し回数 $N_c$ が2回と20回で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ にいたる繰返しせん断応力比とした。各点は、参考のために土槽地盤で得られたN値に対してその地盤から得られた三軸供試体の繰返し抵抗をそのままプロットした。図中の曲線は、それぞれの点から近似したものではなく前述のように相対密度を消去して求めた関係である。したがって図-17で前述したように、土槽地盤と三軸供試体の相対密度は必ずしも一致しないので、両者の相対密度が異なるものほど曲線と点が離れる。なお、過圧密の繰返し抵抗への影響は、HDM0を除けば最大でも1.14倍程度と考えられたので、他の誤差も含めると無視し得るものと考え特に補正は行っていない。

前述したように、相対密度とN値の関係はほぼ直線関係であり、相対密度と繰返し抵抗の関係は相対密度70%程度以上になると急激に繰返し抵抗が増加する。したがって、N値と繰返し抵抗の関係もN値が7~10程度までは繰返し抵抗がほとんど増加しないが、これを越えると急激に増加する関係となる。

特に細粒な土の場合、相対密度とN値の関係は、相対密度が40~60%程度でN値がほぼ0であった。この相対密度に対する繰返し抵抗は、概ね0.1以上である。永瀬ら<sup>46)</sup>は、相対密度が25%と超揺詰め状態であっても繰返し抵抗は0.08程度あることを示しており、小さな相対密度でもある程度の繰返し抵抗があると考えられる。実際の地盤で相対密度が30%以下になるのはきわめて稀であることも考慮すると、N値が0の地盤もある程度の繰返し抵抗を有していると考えられる。

(a)に示されるように、 $N_c=2$ 回に対する繰返し抵抗は、N値10以上から急激に増加する。仮に、液状化に対する繰返し抵抗の改良目標値が0.5だと仮定すると、2波程度の衝撃型の地震動が想定された場合には、N値を最大で15以上に改良すれば良いことになる。また、同様に(b)に示されるように、 $N_c=20$ 回に対しては、N値が10~15程度から繰返し抵抗が増加し、最低でもN値が25以上になると繰返し抵抗は0.5以上になるので、繰返しの多い振動型の地震動に対しては、最大でもN値を25以上に改良すれば良いことになる。

図-23は、図-22より同一のN値から繰返し抵抗を読み取り、図-21と同様にN値を同一条件として50%粒径と繰返し抵抗の関係を示したものである。N値が5の繰返し抵抗は、函館シルトがやや大きめであるが、ほぼ同一である。N値が10の繰返し抵抗は、 $N_c$ が20回の場合にはほぼ同一であり、 $N_c$ が2回の場合では函館シルトと北海道T砂が大きい。また、N値が15の繰返し抵抗は、繰返し回数が20回の場合には同様に函館シルトと北海道T砂が大きく、繰返し回数が2回の場合はいずれも0.5以上である。このように、 $N_c$ の少ない場合やN値の大きな場合にばらつきがあるが、それ以外では、N値を一定にした条件で繰返し抵抗はほぼ同じで粒径に依存しないことがわかる。ばらつきが生じるのは、前述したように、粒子形状、土粒子の鉱物組成、土粒子

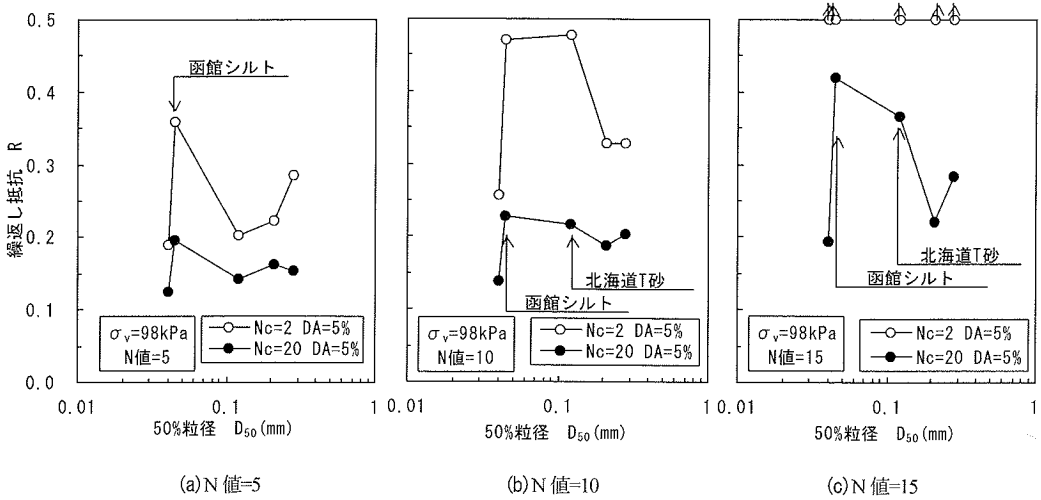


図- 23 50%粒径と繰返し抵抗 (N 値一定)

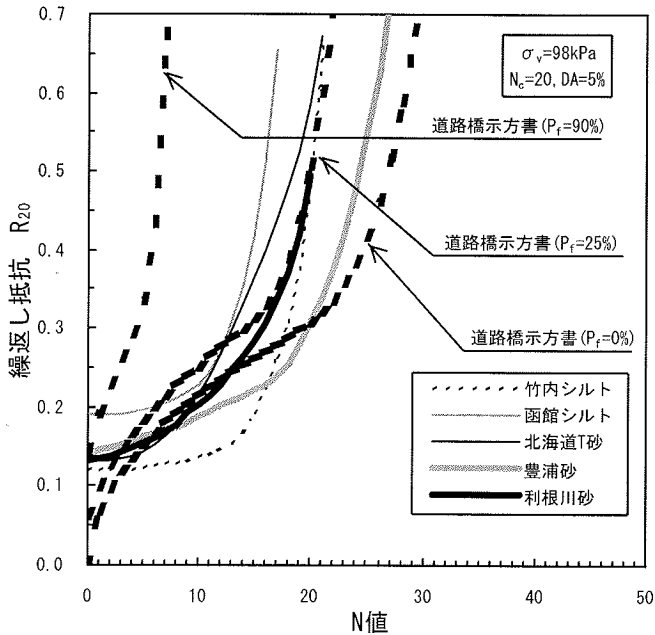


図- 24 N 値と繰返し抵抗の既往設計法との比較

の表面の粗度、微粒子の土粒子への付着程度、堆積構造などの理由であると考えられる。

## (2) 道路橋示方書<sup>4)</sup>との比較

図- 24 は、道路橋示方書<sup>4)</sup>に示される N 値と繰返し抵抗の関係と図- 22 (b) の結果を比較したものである。本試験結果の N 値は、全て上載圧 98kPa で実施したので、道路橋示方書<sup>4)</sup>に示される換算 N 値と考えて良い。道路橋示方書の曲線は、細粒分含有率  $P_f$  が豊浦砂に対

応する 0%と、北海道 T 砂に対応する 25%、竹内シルトに対応する 90%の値を示した。

本試験結果は、粒径が異なるにもかかわらず N 値と繰返し抵抗の関係は狭い範囲内にあることがわかる。 $P_f=0\%$ の曲線は豊浦砂に、また、 $P_f=25\%$ の曲線は北海道 T 砂にある程度一致しているが、 $P_f=90\%$ の曲線は竹内シルトや函館シルトよりもかなり繰返し抵抗を過大評価している。このように、海岸埋立地に代表されるような若齢で非塑性な地盤に対しては、繰返し抵抗は粒径に依



存しないので、既往の設計法のように細粒分含有率の増加により繰返し抵抗を大きく見込めないことが明らかになった。

既往の設計方法の繰返し抵抗が本試験結果と比較して過大となる理由は、前述のように本試験は若齢地盤を対象としているのに対して、既往の設計法は主に沖積地盤を対象としているためだと考えられる。

## 8. 結論

正規圧密状態の若齢な地盤を対象として、N 値と相対密度を条件とした粒径の異なる細粒な土の液状化抵抗を明らかにするために、実際に存在する、非塑性、均等粒径、低粘土分含有率だが粒径の異なる互いにはほぼ相似粒度である土を用いて標準貫入試験と繰返し非排水三軸試験を室内で実施した。この結果、以下が明らかになった。

- (1) 細粒な土の最小間隙比を幾何学的に得られる最小間隙比に近づくように「物理的に得られる最小の間隙比」と定義し求めると、最小間隙比は粒径に依存せずほぼ同一の 0.6 程度となり、クリーンな砂に対して JIS により求めた値とほぼ一致した。このように細粒な土に対しては新しく定義した最小間隙比より求めた相対密度は、最小間隙比を JIS により求めたものよりもはるかに合理的な値が得られた。以下では、この相対密度を用いる。
- (2) 相対密度と N 値の関係は、粒径に依存せずほぼ一義的な関係にあり、両者の関係は試験を行った範囲ではほぼ直線的であった。特に細粒な土に対しては、相対密度が 40~60% で N 値はほぼ 0 となり、相対密度が 100% で N 値は 30 程度であった。
- (3) 相対密度と繰返し非排水せん断抵抗の関係は、粒径に依存せずほぼ一義的な関係にあるので、相対密度一定条件では繰返し非排水せん断抵抗は粒径に依存しない。細粒な土の繰返し非排水せん断抵抗は、クリーンな砂と同様に、相対密度が 60~70% 程度以下ではほぼ一定値であるが、それ以上密になると急激に増加する。
- (4) N 値と繰返し非排水せん断抵抗の関係も、粒径に依存せずほぼ一義的な関係にあるので、N 値一定条件では繰返し非排水せん断抵抗は粒径に依存しない。細粒な土もクリーンな砂も繰返し非排水せん断抵抗は、N 値が 0 であってもある程度の値を有し、N 値が 10~15 程度から急激に増加する。

なお、以上の結論は正規圧密状態の若齢な地盤、非塑性、均等粒径、低粘土分含有率で結果的に互いに相似粒度である 50% 粒径が 0.2mm 程度以下の細粒な土が適用

対象である。このような条件の地盤は、浚渫埋立てされた海岸埋立地などで存在する。本論文では液状化によって発生する噴砂の知見より、均等な粒径の土を対象とし互いに相似粒度の土の比較を行った。噴砂からの知見によれば細粒で粒度配合の良い土は液状化しにくいことになる。このような粒度配合の良い土に対しては本論文の結果は対象外である。

謝辞：本論文を作成するにあたり、中央大学の國生剛治教授に色々と御意見を戴いた。本試験は、(社)電力土木技術協会「液状化対策実証調査ワーキング」(主査：國生剛治中央大学教授)で実施された試験を参考にさせて戴いた。試験を実施するにあたり、元シー・アール・エスの吉田保夫氏に懇切丁寧に指導して戴いた。また、試験は主に元中央大学の諏訪正博氏(現在福島県)と飛鳥建設(株)技術研究所の染谷昇氏に協力して戴いた。最後になりましたが上記の方々やワーキングに参加されていた方々に心より感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 森 伸一郎, 沼田 淳紀, 境野 典夫, 長谷川 昌弘: 埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, 39-2(397), pp.17-22, 1991.2.
- 2) 沼田 淳紀, 森 伸一郎: 噴砂の粒度組成, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.129-147, 2002.12.
- 3) 日本港湾協会: 第 13 章地盤の液状化, 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), pp.281-288, 1999.4.
- 4) 日本道路協会: 8.2.3 砂質土層の液状化の判定, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.121-125, 2002.3.
- 5) 日本建築学会: 4.5 節 地盤の液状化, 建築基礎構造設計指針, pp.61-72, 2001.10.
- 6) 沼田 淳紀, 染谷 昇, 嶋本 栄治, 筒井 雅行: 細粒な土の液状化, レベル 2 地震動による液状化に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.339-344, 2003.6.
- 7) 後藤 聡, 国生 剛治: 2.1 液状化と液状化に関連する言葉の定義, レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書, 土木学会, pp.3-4, 2003.6.
- 8) 土田 肇: 砂質地盤の液状化現象に関する工学的研究, 北海道大学博士学位論文, 345p., 1978.10.
- 9) 土田 肇: 砂質地盤の流動化の予測と対策, 昭和 45 年度港湾技術研究所講演会講演概要, pp.(3)1-33, 1970.12.
- 10) 山崎 浩之, 善 功企, 小池 二三勝: 粒度・N 値法による液状化の予測・判定に関する考察, 港湾技研資料, No.914, 31p., 1998.9.
- 11) 松尾 修, 村田 健司: 液状化強度の細粒分含有率による補正法の検討, 土木学会第 51 回年次学術講演会, 第 3 部, pp.202-203, 1996.9.

- 12) 松尾 修: 種々の砂質土の液状化強度について, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp.1035-1036, 1996.7.
- 13) 東京都土木技術研究所編著: 東京低地の液状化予測, 土質工学会, 189p., 1987.10.
- 14) 佐々木 康, 松本 秀應, 近藤 益央: 室内土質試験に基づく液状化強度—細粒分含有量の影響—, 建設省土木研究所資料, 第 2592 号, 142p., 1988.2.
- 15) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-Value and Fines content, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.12.
- 16) 森 伸一郎, 沼田 淳紀: 沖積層の細粒分含有率と粘土分含有率, 第 26 回土質工学研究発表会, pp.865-868, 1991.7.
- 17) Lee, K.L. and Fitton, J.A.: Factors affecting the cyclic loading strength of soil, *Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations*, ASTM, STP 450, pp.71-95, 1968.
- 18) 古関 潤一, 石原 研而, 藤井 光久: 細粒分を含む砂の三軸液状化試験, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.595-596, 1986.6.
- 19) 黄 大振, 柳沢 栄司, 菅野 高弘: シルトを含む砂のせん断特性について, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.25-33, 1993.3.
- 20) 佐藤 正行, 小田 匡寛, 風間 秀彦, 小瀬木 克己: 細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.271-282, 1997.3.
- 21) 森 伸一郎, 沼田 淳紀: 1993 年北海道南西沖地震における函館市の臨海埋立地の液状化, 第 29 回土質工学研究発表会, pp.1015-1018, 1994.6.
- 22) 國生 剛治, 吉田 保夫, 諏訪 正博, 桑原 弘昌, 佐藤 正行: 土槽貫入実験によるまさ土の液状化強度の評価(その 1) —土槽実験による各種土質定数の関係—, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.125-126, 1999.7.
- 23) Schmertmann, J. H. and Piacios, A.: Energy dynamics of SPT, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, GT8, 14769, pp.909-926, 1979.8.
- 24) 諏訪 正博, 須田 嘉彦, 國生 剛治, 吉田 保夫, 平岡 良介, 沼田 淳紀: 室内の標準貫入試験における打撃効率についての一考察, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 第 3 部, pp.140-141, 2000.9.
- 25) 諏訪 正博, 沼田 淳紀, 嶋本 栄治, 國生 剛治, 吉田 保夫: 試料の異なる標準貫入試験における打撃効率についての考察, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.127-128, 2001.6.
- 26) Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S. and Okamoto, M.: Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp.23-41, 1986.9.
- 27) 沼田 淳紀, 染谷 昇, 田雑 満孝, 國生 剛治: 細粒な土に対する最小間隙比定義方法の提案, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp.665-670, 2002.11.
- 28) 後藤 茂, 吉見 吉昭, 田地 陽一: 細粒分を含む砂地盤に対する原位置凍結サンプリングの適用性, 清水建設研究報告, 第 67 号, pp.11-20, 1998.4.
- 29) 沼田 淳紀, 嶋本 栄治, 染谷 昇: 非塑性シルトの液状化強度におよぼすサンプリング方法の影響, 第 25 回地震工学研究発表会, 土木学会, pp.237-240, 1999.7.
- 30) Ishihara, K. and Takatsu, H.: Effect of over-consolidation and  $K_0$  conditions on the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.59-68, 1979.12.
- 31) 沼田 淳紀, 森 伸一郎: 1993 年北海道南西沖地震で液状化したシルト埋立地盤の液状化強度, 土木学会第 52 回年次学術講演会, 第 3 部, pp.262-263, 1997.9.
- 32) 奥山 一典, 藤原 身江子, 越智 洋秀, 井上 真理子: 砂の最大・最小密度試験における最大粒径制限値の拡大に関する研究, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.11-27, 1999.12.
- 33) 立元 勉: 砂質土の粒度粒形などが最大・最小間隙比におよぼす影響について, 砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.71-78, 1981.11.
- 34) 宮森 建樹: 粒度分布が砂の最大密度および最小密度に及ぼす影響について, 第 13 回土質工学研究発表会, pp.141-144, 1978.10.
- 35) 立元 勉, 青山 清道, 山門 明雄: 砂質土の最緩・最密充てんに関する実験的研究, 土と基礎, 20-5(171), pp.61-66, 1972.5.
- 36) 沼田 淳紀, 嶋本 栄治, 染谷 昇, 國生 剛治: 杭打設にともなう  $K_0$  の増加に関する実験的検討, 第 26 回地震工学研究発表会, 土木学会, pp.13-716, 2001.8.
- 37) Jaky, J.: Pressure in soils, *Proc. 2nd ICSMFE*, Vol.1, pp.103-107, 1948.
- 38) 善 功企, 野上 富治, 松下 信夫, 山本 良, 滝 昌和: コンパクションラウチングの液状化対策効果, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2411-2412, 2000.6.
- 39) 岩崎 好規, 澤田 純男, プラダン テージ B.S.: 個別要素法による砂の繰返し載荷挙動のシミュレーション, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.131-136, 1988.12.
- 40) 國生 剛治, 野尻 敏弘: 一次元圧縮装置を用いた高圧下における砂礫の静止土圧係数と変形特性, 礫質土の力学特性に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.209-216, 2001.11.
- 41) 國生 剛治, 吉田 保夫, 江刺 靖行: 密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討(その 2)標準貫入試験による評価法, 電力中央研究所報告, 研究報告 383026, 32p., 1983.10.
- 42) Meyerhof, G. G.: Discussion on soil properties and their measurement, Session 2, *Proc. 4th ICSMFE*, Vol. III, p.110, 1957.8.
- 43) Gibbs, H. J. and Holtz, W. G.: Research on determining the density of sand by spoon penetration test, *Proc. 4th ICSMFE*, Vol. I, pp.35-39, 1957.8.
- 44) Kokusho, T. and Yoshida, Y.: SPT N-value and S-wave velocity for gravelly soils with different grain size distribution, *Soils and*

- 45) 佐々木 勉, 龍岡 文夫, 松村 正重, 関 眞一: 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, pp.597-600, 1981.5.
- 46) 永瀬 英生, 安田 進, 柳畑 亨: 超緩詰め状態における砂の液状化特性, 土木学会第47回年次学術講演会, 第3部,

(2003. 9. 16 受付)

## LIQUEFACTION RESISTANCE OF NON-PLASTIC FINE SOILS UNDER CONDITION OF SPT N-VALUES AND RELATIVE DENSITY

Atsunori NUMATA and Eiji SHIMAMOTO

On recently deposited ground such as reclaimed land, it has been confirmed that liquefied soils contain finer soils than soils liquefied in alluvial ground. Such fine soils liquefied during previous earthquakes have the following characteristics: they are non-plastic, uniform grain size and low clay content. In such cases, according to the present design specification, liquefaction resistance can be expected to increase with increasing fines content. However, there is no evidence of very strong ground motion at sites where fine soil liquefied. To investigate liquefaction resistance of such fine soils, standard penetration tests and liquefaction tests were performed in a laboratory. The results of these investigations indicated that grain size was not the principal determinant of liquefaction resistance under constant relative density, which was newly defined in this paper, and constant SPT N-values.