

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 20

NO. 1

MAR. 1981

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 20 卷 第 1 号 (Vol. 20, No. 1), 1981年 3 月 (Mar. 1981)

目 次 (CONTENTS)

1. 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度……梅原靖文・善 功企・浜田浩二…… 3
(Liquefaction Resistances of Saturated Sands under a Partial Drainage
Condition……Yasufumi UMEHARA, Kouki ZEN and Kouzi HAMADA)

1. 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

梅原靖文*・善 功企**・浜田浩二***

要 旨

液状化試験法として多用されている動的せん断試験は通常、非排水条件で実施される。港湾ならびに海洋構造物基礎地盤のように、表層まで完全に水浸し、かつ、比較的浅い位置にある飽和砂層の液状化の可能性を検討する場合には、液状化強さにある程度の排水効果を期待しうるものと考えられる。そのため、地盤の透水性 k 、排水距離 L を考慮して排水条件を制御しうる液状化試験法を考案し、各種の排水条件のもとで液状化に及ぼす影響要素の検討を行なった。その結果、完全非排水条件における液状化強度により正規化した部分排水条件における液状化強度が、地盤の透水性 k 、排水距離 L ならびに振動数 f からなる無次元パラメータ $\bar{\alpha} = k/fL$ と相対密度 D_r により表わしうることを見い出した。さらに、それらの影響要素を考慮した液状化の予測方法の提案を行なった。また、既往地震による液状化発生地点において、上述の手法を用いた液状化解析を行ない、砂地盤上層部に含まれるシルト層の排水性が液状化の発生に重要な影響を及ぼすことを明らかにした。

* 土質部動土質研究室長

** 前土質部（現国際臨海開発研究センター）

*** 前土質部（現運輸省第四港湾建設局）

Liquefaction Resistances of Saturated Sands under a Partial Drainage Condition

Yasufumi UMEHARA*

Kouki ZEN**

Kouzi HAMADA***

Synopsis

A conventional type of liquefaction test based on dynamic shear apparatuses is usually performed under a perfectly undrained condition. Foundation subsoils for harbor and ocean structures are completely submerged and usually located at a relatively shallow depth. In such cases, some degree of drainage effect on liquefaction resistances can be taken into account in evaluating liquefaction potentials for sandy subsoils.

In the present works, a liquefaction test method is developed to evaluate liquefaction resistances under a partial drainage condition. The dynamic triaxial test can be performed under different conditions of drainage, with open and closed drainage system as well as with retarded drainage.

A series of liquefaction tests both under a perfectly undrained condition and under partially drained conditions were conducted on Bandaijima sand taken from Niigata, where severe disasters were caused by the liquefaction of saturated sands in Niigata earthquake in 1964. Effects of drainage conditions and frequencies of loading on liquefaction resistances are evaluated. It is found that the strength ratio, $SR(N_i)$ defined by the ratio of liquefaction resistances under a partial drainage condition to that under a perfectly undrained condition can be well represented by the relative density and the non-dimensional parameter defined by $\bar{\alpha} = k/fL$, where k is the coefficient of permeability, L is the drainage distance and f is the frequency.

The prediction method of liquefaction is proposed on the basis of the results described above. The liquefaction phenomena which occurred in the past earthquake are analyzed using the proposed method. Analytical results show that the thin silty layer located at the subsurface deposits may play an important role for causing the liquefaction of the deposits according to the drainage condition.

* Chief of the Soil Dynamics Laboratory, Soils Division, Port and Harbor Research Institute

** Former member of the Soils Division (The Overseas Coastal Area development Institute of Japan)

*** Former member of the Soils Division (The Fourth Port Construction Bureau, Ministry of Transport)

目 次

1. ま え が き	7
2. 排水効果を考慮した従来の試験	7
3. 排水条件を制御した液状化試験の原理	8
3.1 排水条件の制御方法	8
3.2 排水制御系統の較正	9
4. 部分排水条件における液状化試験	10
4.1 試験装置	10
4.2 試 料	11
4.3 実験方法	12
5. 実験結果及び考察	13
5.1 破壊の定義	13
5.2 各排水条件における初期間隙比，液状化波数及び応力比の関係	15
5.3 完全非排水条件における液状化強度	17
5.4 部分排水条件における液状化強度	18
5.5 完全非排水条件および部分排水条件における液状化強度の比較	19
6. 排水効果を考慮した液状化の予測	22
6.1 液状化予測のための基本的考え方	22
6.2 地震時の地盤内せん断応力	22
6.3 部分排水条件における液状化強度	23
6.4 完全非排水条件における液状化強度 $(\tau_D/\sigma_v)_u$ について	23
7. 排水条件を考慮した液状化地盤の解析	26
7.1 概 要	26
7.2 解 析	28
8. 結 論	31
9. あとがき	31
参考文献	31

1. まえがき

1964年の新潟地震のさい、地盤の液状化が広範囲にわたって大規模な災害をもたらした。また、同年、起ったアラスカ地震においても飽和砂の液状化に帰因する大規模な地すべりがみられたことなどにより、液状化現象の解明が耐震設計上の重要課題とされ、内外の研究者による精力的な研究が進められてきた。1964年以降にも、十勝沖地震（1968年）、サンフェルナンド地震（1971年）、宮城県沖地震（1978年）によって、砂質土の液状化に帰因する各種構造物の被害が報告され、液状化の予測と対策の重要性が、さらに、一そう叫ばれるようになっていく。

このような液状化を調べる手法には、大別すると振動台上の振動砂槽による試験^{1),2)}と動的せん断試験による方法がある。せん断試験法としては、振動三軸試験^{3),4)}、振動単純せん断試験^{5),6)}、ねじりせん断試験^{7),8)}があり、それぞれ一長一短がある^{9),10)}が、応力解析が容易で試験技術上の問題点の少ない振動三軸試験法が、実務的な見地から最も汎用性の高いものとみられている。

動的せん断試験においては、地震時の液状化現象を飽和砂がほぼ非排水条件のもとで受ける繰返しせん断の結果生ずる現象として把握することにより、液状化発生条件を定量化し、液状化に及ぼす影響要素などが詳細に調べられ、多くの知見が得られている。このような非排水条件のもとにおける液状化試験の結果は、地震時の地盤のせん断応力の推定とあいまって、液状化の予測のために活用される。このタイプの液状化の予測手法は、Seedらにより提案され⁹⁾、その後、細粒分の影響や密度の高い砂のダイヤラタンシー効果などを考慮した予測方法が提案されている^{10),11)}。一方、液状化現象を繰返しせん断により発生した過剰間隙水圧が有効拘束圧と等しくなった時に生ずる現象としてとらえ、残留間隙水圧の大きさに基づいて判定する予測方法も提案されている¹²⁾。

上述の方法の基礎となる動的せん断試験はいずれも完全非排水条件のもとで実施されたものである。これは多かれ少なかれ部分排水条件となる現実の排水条件を完全非排水条件とみなすことは、安全側の処置であると考えられることによる。しかしながら、港湾構造物や海洋構造物基礎地盤のように表層まで完全に水浸し、かつ、比較的浅い位置にある飽和砂層の液状化の可能性を検討する場合には、完全非排水条件の仮定は、あまりにも安全側すぎると思われ、液状化強さにある程度の排水効果を期待しうるものと考えられる。すなわち、地震動が継続している間にも過剰間隙水圧の消散が始まっているの

で、地盤の排水性が液状化の発生自体を支配する場合もあり得る。このような点を考慮した方法としては土の要素内の過剰間隙水圧が繰返しせん断によって上昇し、浸透によって消散する過程を定量的に表わす解析モデルを設定し、それを用いて、境界値問題として地盤内での地震時の間隙水圧の経時変化を追跡する方法がいくつか提案されている^{13),14),15),16)}。これらの方法の要点は動荷重に対する砂の構成関係をどのように設定するかであり、それぞれ、実験データにもとづく仮定が導入されている。砂の構成関係に関する基礎データは、完全非排水条件または排水条件のもとで得られたものが使用されている。

現地盤における地震時の排水条件をより直接的に表現しようとする繰返しせん断による過剰間隙水圧の上昇と消散が同時に生じ、相互に影響しあう状態を再現することが必要となる。本文では、このような観点にたつて、排水条件を制御しうる液状化試験法を考案し、各種の条件のもとで液状化試験を実施し、部分排水条件のもとでの液状化に及ぼす影響要素の検討を行った。得られた結果から、排水効果を考慮した液状化の予測についての検討を行った。さらに、万代島地域を対象として、既往液状化地点の解析を行ない砂地盤上層部に含まれるシルト層の排水性の影響という観点から万代島地域の地盤災害の特性を検討している。

2. 排水効果を考慮した従来の試験

地震時における飽和砂層の液状化現象は完全非排水条件のもとで、繰返しせん断により生ずる過剰間隙水圧の累積にともなう有効応力の減少によって生ずる破壊としてとらえることにより、地震時の液状化に関する多くの知見が得られている。現実の排水条件は多かれ少なかれ、不完全非排水条件となり、繰返しせん断にともなう発生し、かつ、累積していく過剰間隙水圧の大きさは、浸透流の影響を受ける。室内試験によって、浸透流の影響を定量的に考慮して液状化強度を評価する方法については、確立されたものはないが、波浪による繰返し荷重のもとでの基礎地盤の液状化に対する安定性の検討などに関連して、近似的な方法が用いられた例がある。

繰返し荷重の波数、継続時間、周期、伝達機構などの特性が異なるものの、沖合大水深構造物の波浪による液状化に対する安定性が、地震の場合に対する手法を修正した方法により取り扱われている^{17),18),19)}。

Bjerrum¹⁰⁾及びLee・Focht¹⁷⁾は、エコフィスク(Ekofisk)のオイルタンクの波浪に対する安定性の問題に関連して間隙水圧応答を評価するための単純化された

解析法を示している。Bjerrumの方法では、応力分布ならびに、過剰間隙水圧の消散の影響を無視しているのに対し、Lee・Fochtは、過剰間隙水圧の消散の影響を近似的な方法により考慮している。部分排水条件の効果は、通常の方法で実施される非排水繰返しせん断試験において、繰返しせん断により発生する過剰間隙水圧 u の一部 Δu を一定波数毎に除去する方法により調べられる。図-2.1に試験の一例を示す。図-2.1においてAは完全非排水、B及びCは乾燥密度 $\gamma_d=1.73\text{gf/cm}^3$ 及び $\gamma_d=1.75\text{gf/cm}^3$ の試料に対し、50波毎に10%の Δu を除去した場合の過剰間隙水圧応答を示している。除去する割合は、地盤の透水性、波浪の周期により異なり、上記の例では、透水係数 $k=1\times 10^{-3}\text{cm/s}$ 、体積圧縮係数 $m_v=17\times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{kgf}$ 、周期 $T=10$ 秒として、鉛直方向のみの滲透流を考慮したものである。

上述の方法は、繰返し載荷中の途中段階において、載荷を一時、中断することにより、発生した過剰間隙水圧の除去をはかっている。これに対して、Breth・Schwab²⁾は、部分排水条件を再現するため、供試体頭部及び底部に排水制御システムを設け、透水係数の異なるフィルタ

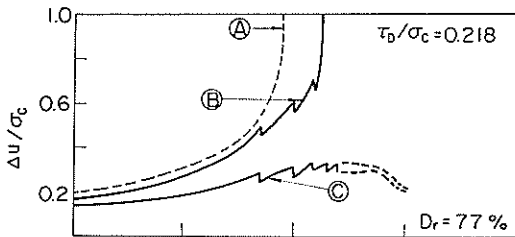


図-2.1 繰返し載荷強度に及ぼす部分排水の影響 (Lee and Focht (1975))

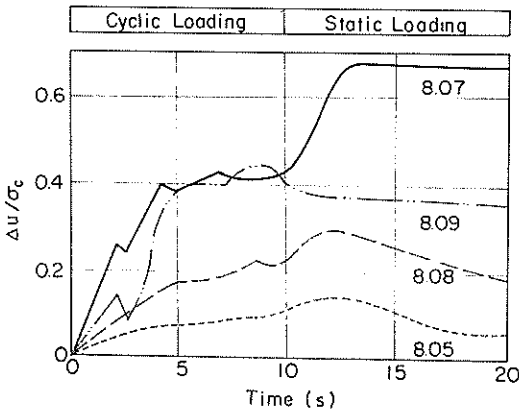


図-2.2 部分排水条件による試験例 (Breth and Schwab (1977))

を取りかえることにより、排水条件を制御する方法を用いている。図-2.2に部分排水条件の場合の液状化試験の例を示す。

3. 排水条件を制御した液状化試験の原理

3.1 排水条件の制御方法

動的せん断試験法にもとづく液状化試験は、通常、圧密終了後、排水ロックを閉じて、完全非排水条件のもとで実施される。与えられた要素の排水条件が、完全非排水か否かは地盤の透水性(透水係数 k)、考慮地点から地表面までの排水距離 L により支配されるものであり、さらに、時間的要因、たとえば、地震動の継続時間、振動数又は周期、繰返し波数などにより影響される。したがって、これらの要因を再現した条件のもとで、液状化試験を実施する必要がある。これらのうち、時間的要因については、外力として与える動的載荷重の特性に反映させればよい。一方、地盤の透水性及び排水距離などの要因については、排水系統の中で考慮することが必要となる。この場合、原地盤の透水係数と排水距離をそのまま、直接的に再現しようとする、非常に長い排水回路が必要となる。そこで、以下のような考え方により、排水系統を制御し、現実の排水条件を再現することとした。

図-3.1に示すように、地中の任意の深さの点の要素を考える。地震時の繰返しせん断により生じた過剰間隙水圧の消散にともなう排水過程がダルシーの法則に従って生ずるものとする。静水面における流速 v 、対象地点と静水面の間の水頭差 H の間には、次の関係が成立する。すなわち、

$$v = k(H/L) = (k/L)H = \alpha H \quad (1)$$

$$\alpha = k/L \quad (2)$$

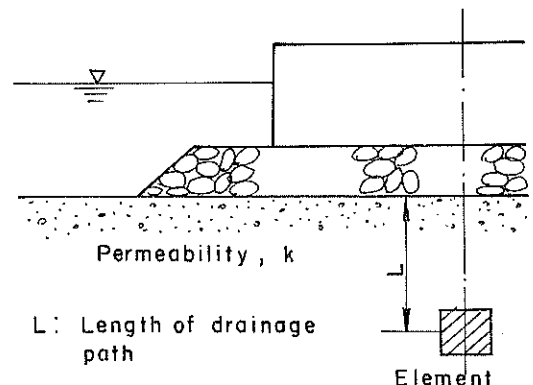


図-3.1 地盤中の要素の排水条件

ここに、 α は、排水条件の目安となるものであり、 $\alpha=0$ の時、完全非排水条件、 $\alpha=\infty$ の時完全排水条件となり、現実の排水条件は、両者の中間にあることとなる。

液状化試験において、現地盤の排水条件の再現は図-3.2に示した排水量調節バルブとビューレット（断面積を A_b とする）よりなる系により行なう。排水量調節バルブは、微小な量を調節しうるコックの開閉により、排水量を調節しうる構造となっている。コックの開きは、(2)式の α の値に応じて調節しうるよう後述のような方法によりあらかじめ較正が行われている。

3.2 排水制御システムの較正

排水条件の制御は、排水回路の中に水の流れに対して抵抗となるものを入れることにより行うことができるが、同時に、その抵抗の大きさは、具体的に評価しうるものでなければならない。供試体と底部ペDESTALの間に置かれるポーラストーン又はポーラスメタル、排水チューブなども水の流れに対して、何らかの損失抵抗を生じる。しかし、ここでは、これらの存在による影響がほとんど抵抗として有効とならない程度の低いオーダーのものを対象としている。

図-3.2に示した排水量調節バルブの存在は、排水回路の中に抵抗を置いた事に相当し、排水コックの開きの程度により排水抵抗の大きさが調節されることになる。このような抵抗の大きさを通常の透水試験における試料の長さ及び透水係数と関連させて評価することとする。

図-3.3に示した透水試験において、単位時間当りの流量 q は次式で表わされる。

$$q = vA = kiA = k \left(\frac{H}{L} \right) A = \left(\frac{k}{L} \right) HA \quad (3)$$

ここに、

q : 単位時間当りの流量 (cm^3/s)

v : 流速 (cm/s)

k : 透水係数 (cm/s)

i : 動水勾配

A : 試料の断面積 (cm^2)

H : 水頭差 (cm)

L : 試料の長さ (cm)

(3)式において、 k/L が一定の場合には、速度 v と水頭差 H は比例関係にある。流速 v と水頭差 H の関係を両対数紙上に描くと図-3.4のように k/L をパラメーターとする勾配 45° の直線群により表わしうる。このような性質を利用することにより、図-3.2に示した排水量調節バルブの開きの大きさを、図-3.4の k/L と関係づけることができる。図-3.2は、供試体を除いた三軸セルの中に水圧 $p_w = \gamma_w H$ を加え、排水量調節バルブの排水コックを

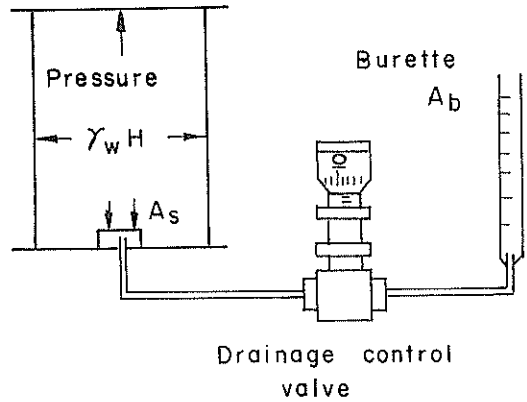


図-3.2 排水制御系模式図

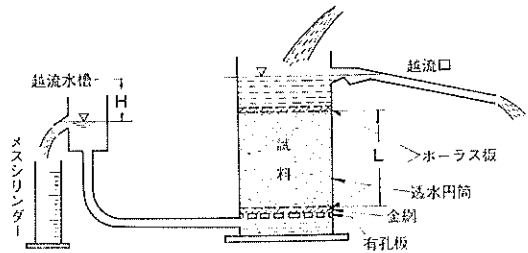


図-3.3 透水試験模式図

わずかに開けた時の排水量 q の時間的な変化をチェックするものである。図-3.2中の各記号はそれぞれ以下のものを示す。

H : 加えた圧力の水頭 (cm)

γ_w : 水の単位体積重量 (gf/cm^3)

A_s : 供試体の断面積 (cm^2)

A_b : ビューレットの断面積 (cm^2)

排水量 $q = A_b v_b$ に対するビューレットの水位の変化速度を読みとり、水頭 H が作用した時の変化速度 v_b を決め、 $v_b \sim H$ の関係を図-3.4にフィットさせることにより、 $\alpha = k/L$ を読みとることができる。この場合、ビューレットの内径は、想定される速度を考慮して、任意の径を用いてもよいが、一定の排水量に対し、断面積 A_b に応じて、ビューレットの水位の変化速度 v_b が変わり、図-3.4から求められる $\alpha = k/L$ が変わることには注意を要する。そこで、実験時に用いられるビューレットの径に対して求められる流速を v_b 、試料径と同じ径のビューレット (断面積 A_s) を使用した場合に計測されるはずの流速を v_s とし、それぞれの場合の α の値を α_b, α_s とする。流量 q 及び水頭 H はそれぞれ、(4)式～(6)式で与えられる。

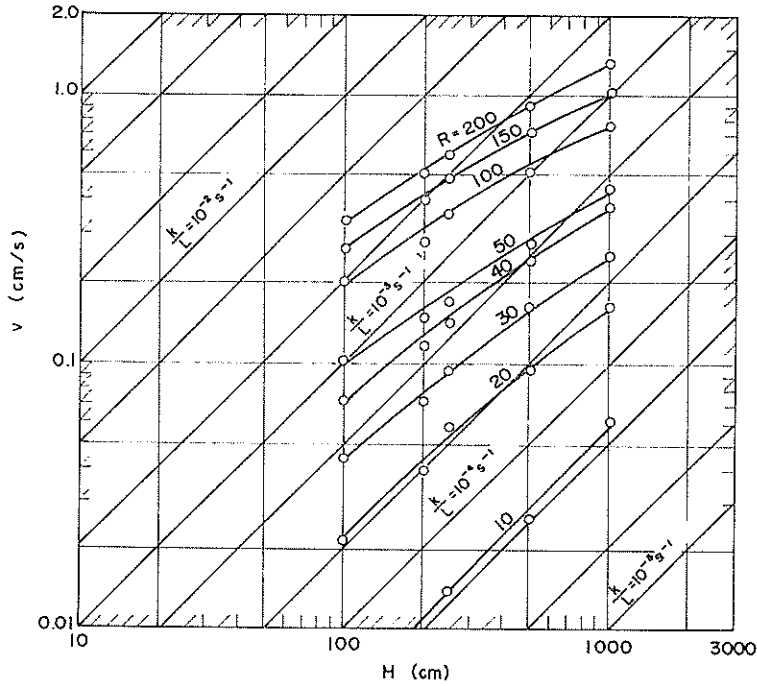


図-3.4 v, H 及び k/L の関係

$$q = A_b v_b = A_s v_s \quad (4)$$

$$v_b = \alpha_b H \quad (5)$$

$$v_s = \alpha_s H \quad (6)$$

従って、 α_b と α_s の間には、(7)式の関係がある。

$$\alpha_s = \frac{A_b}{A_s} \alpha_b \quad (7)$$

(7)式の関係を用いることにより、 α_b と α_s は相互に換算しうる。

以上のことにより、任意に設定した排水量調節バルブの排水コックの開きが、透水理論で用いる数量（透水係数 k 、排水距離 L ）と関係づけられることとなる。このことから、排水コックの開きと α_b 又は α_s との関係をあらかじめ調べておけば、排水コックによる排水量の調節が自由に行い得ることとなる。図-3.5は3cc排水するのに要する時間と排水コックの開き（ R ：目盛）の関係を示す例であり、このような関係をあらかじめ用意しておくことと速度 v_b ($v_b = 3/(A_b t)$ による) を求めるのに便利である。

4. 部分排水条件における液状化試験

4.1 装 置

実験に使用した装置は、電気油圧サーボ方式の振動三軸試験装置に前述の原理のように排水条件を任意に制御しうる排水制御系を取りつけたものからなる。振動三軸

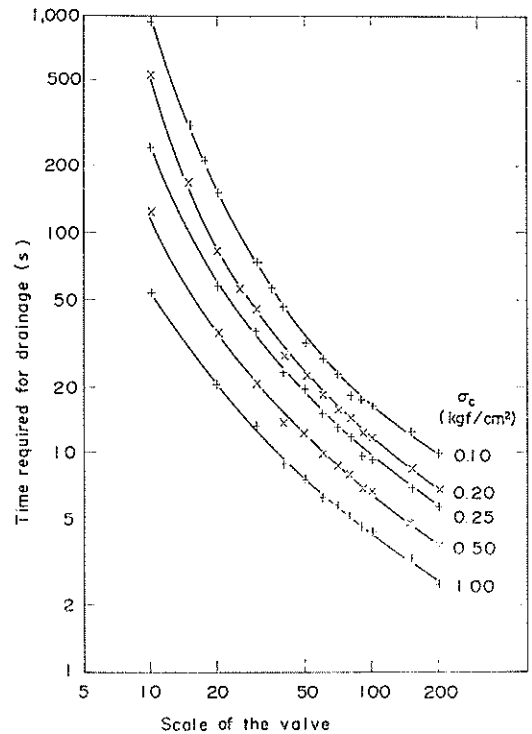


図-3.5 排水量調節バルブの開きと排水所要時間（3cc排水）

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

試験装置のブロック図を図-4.1に示した。本装置は大別すると、入力信号系・制御系・フィードバック検出系からなる制御装置、サーボ弁・油圧シリンダー（軸圧および側圧用）・三軸セルよりなる試験機本体、動力源となる油圧源、側圧・バックプレッシャー供給と圧密排水量測定などを行う装置、荷重・変位・間げき水圧・側圧・供試体容積変化量などをピックアップして電磁オシログラフに記録するための計測装置よりなっている。本装置の性能を表-4.1に示したが、振動三軸試験装置の各構成要素の詳細については、文献21)に示されている。

供試体の排水回路には、図-4.1に模式的に示したように、排水量を制御するための排水制御系統が取り付けられている。これは、排水ロックのしぼりを微動ねじのついたマイクロメーター（写真-4.1）により調節することにより、排水量の制御を可能にしたものである。

4.2 試料

実験に使用した試料は、新潟県万代島産の砂（万代島

表-4.1 振動三軸試験装置の性能

制御部	発振器周波数	0.01~20Hz
	周波数確度	1.5% 以内
	出力波形	矩形波, 三角波 正弦波, 任意波
載荷部	軸荷重	加振器形式 油圧サーボシリンダー 加振器最大出力 200kgf 動的軸圧範囲 $\pm 0.1 \sim \pm 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ 周波数範囲 0.01~20Hz
	側方荷重	加振器形式 油圧サーボシリンダー 加振器最大出力 300kgf 動的側圧範囲 $\pm 0.1 \sim \pm 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ 最大供給水量 270ml 油圧~水圧変換 断面 積 20cm ² 周波数範囲 0.01~10Hz

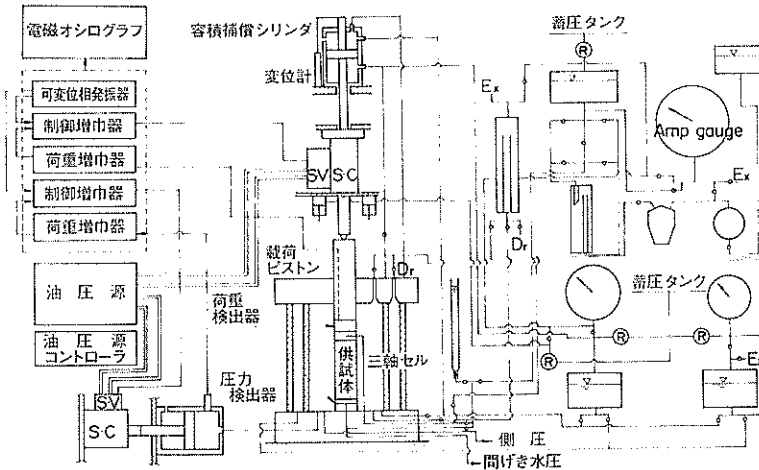


図-4.1 振動三軸試験装置ブロック図

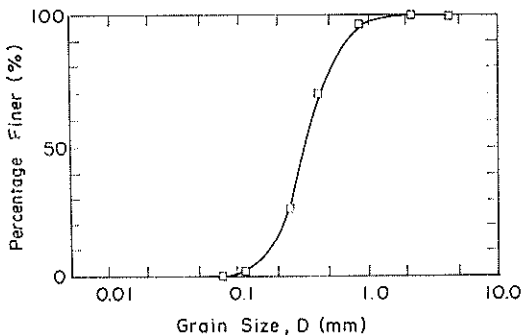


図-4.2 万代島砂の粒径加積曲線

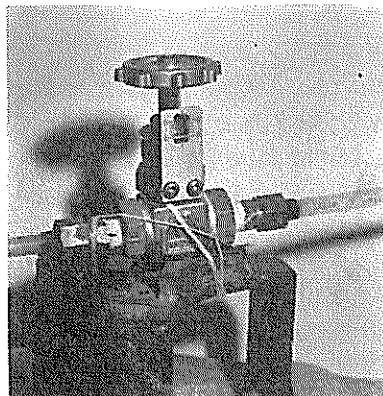


写真-4.1

表-4.2 万代島砂の物理的性質

粒度分布	D_{10} (mm)	0.25
	D_{50} (mm)	0.32
	D_{60} (mm)	0.48
	均等係数	1.9
土粒子比重 G_s		2.671
e_{max}		1.007
e_{min}		0.590

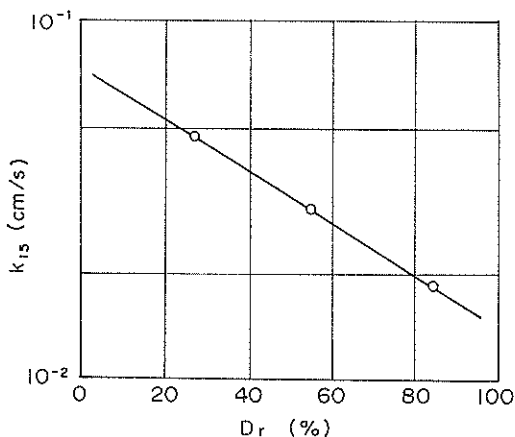


図-4.3 万代島砂の透水係数

砂と称する)である。万代島砂は、1964年、新潟地震の際に、激しい液状化を生じた原地盤より採取したものである。図-4.2に万代島砂の粒径加積曲線を示す。また、表-4.2に物理的性質を示す。

部分排水条件のもとでの液状化強度は、砂の透水性による影響を受けるため、定水位透水試験法²³⁾により、万代島砂の透水係数が調べられた。図-4.3に相対密度に対する透水係数 k の変化を示す。

4.3 実験方法

(1) 供試体の作成

乱した試料を用いて液状化試験を行なう場合、供試体作成法が液状化強度に影響を及ぼすことが指摘されている^{23), 24)}。これは、堆積構造による強度の異方性に帰因するものと考えられ、対象とする試料が自然堆積したものかあるいは人工的に締固めなどにより造成されたものかによっても異なった構造となる。どのような作成法が好ましいかを定めるのは困難な問題であるが、一応、標準的な方法と考えられる以下の方法によるものとする。まず、あらかじめ炉乾燥させた600gf~700gfの試料を500ccのビーカーにとり、乾燥重量を測定する。ビーカー内

の試料を水浸させ、スプーンで十分攪はんし、間隙に含まれる空気を除去する。さらに、その後、デシケータ内で15時間以上負圧(0.95kgf/cm²)を加え、時折ビーカーに振動を与えることにより気泡を排除して飽和試料を作成した。つぎに、供試体作成用モールドにゴムスリーブをはり、その中に、半分程度水を満たし、飽和試料をスプーンを用いて静かに水中へ流しこんだ。中詰め及び密詰めの供試体を作成する場合には、3層に分けて試料をモールド内に注ぎ、それぞれ鉄製の棒でモールドに適当な打撃を与えた。作成される供試体の寸法は直径50mm、高さ125mmを標準としている。試料がモールド内に注ぎこまれた後、トップキャップをかぶせ、ゴムスリーブで密閉された供試体を約60cmの水頭差の負圧を与えることにより自立させ、モールドを取り除いて排水量及び供試体の寸法を測定した。測定はノギスを用いて行い、直径は供試体の上、中、下部の3ヶ所、高さは約120°の間隔で3箇所を測定し、平均値を供試体寸法として採用した。供試体の乾燥重量はビーカー内に残留した試料を炉乾燥して求めた重量をもとの重量より差引くことにより求めた。

(2) 実験条件

上述の方法で作成された供試体に対し、完全非排水条件を含む各種の排水条件の相違が飽和砂の液状化強度に及ぼす影響を調べることを目的として、以下に示すような実験条件を選定した。

供試体を振動三軸試験装置の三軸セル内にセットした後、セル内に水を満たし、軸圧及び側圧がそれぞれ1.0kgf/cm²の等方圧を加えた。この時の間げき水圧係数 B をチェックし、 $B < 0.95$ の時には、バックプレッシャーをかけることとしたが、実際の場合には、バックプレッシャーをかける必要はなかった。圧密は等方圧 $\sigma_c = 1.0$ kgf/cm²で行い、圧密時の排水は供試体の頭部より行った。圧密終了状態を排水量及び間げき水圧が0になることにより確認した。以上の過程は、排水条件のいかんにかかわらず同一である。完全非排水条件及び部分排水条件の場合のそれぞれに対して、以下のステップで異なった操作を行う。

完全非排水条件の場合には、等方圧による圧密終了後排水コックを閉じて、非排水条件とし、それぞれ、所定の大きさの軸荷重振幅を繰返し載荷することとした。一方、部分排水条件の場合には、等方圧による圧密終了後排水回路を前述の排水制御系統(図-3.2)に接続し排水量調節バルブの開きを α_0 の値が、あらかじめ定められた大きさの値となるように保ち、その後、完全非排水条件の場合と同様の繰返し載荷試験を実施することとした。

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

表-4.3に排水条件にかかわらず共通の実験条件を示す。一方、表-4.4に、排水条件毎にそれぞれの実験条件を示す。表-4.4において、 α_b, α_s は、排水量調節弁の開きの程度を示す目安となるものであり、 α_b は直接的に求められるものであるが、排水量調節弁の開きの程度をキャリブレーションにより求める時のビューレットの直径により異なることに注意を要する。なお、 α_b と α_s の間には、(7)式の関係がある。

表-4.3 実験条件 (その1)

試験装置	振動三軸試験装置
載荷方式	側圧一定、軸圧変動方式
供試体寸法	直径: 50mm, 高さ: 125mm
ゴムスリーブ	材質: 生ゴム, 厚さ: 0.25mm
初期拘束圧	1.0kgf/cm ²
バックプレッシャー	0kgf/cm ²
応力波形	正弦波

表-4.4 実験条件 (その2)

排水条件	α_b α_s (s ⁻¹)	0	2.50×10^{-5}	2.50×10^{-5}	2.50×10^{-5}	3.85×10^{-4}	2.35×10^{-4}	3.85×10^{-4}	7.50×10^{-4}
		0	1.17×10^{-6}	1.17×10^{-6}	1.17×10^{-6}	1.78×10^{-5}	1.10×10^{-5}	1.78×10^{-5}	3.51×10^{-5}
振動数 (Hz)		3	5	3	1	5	3	3	5
初期間隙比		0.597-0.912	0.791-0.880	0.773-0.907	0.797-0.877	0.719-0.812	0.702-0.908	0.696-0.902	0.799-0.859
初期乾燥密度 (gf/cm ³)		1.673-1.397	1.491-1.421	1.506-1.401	1.486-1.423	1.554-1.474	1.569-1.400	1.575-1.404	1.485-1.437
相対密度 (%)		98.3-22.8	52.0-30.5	56.5-24.0	50.5-31.0	69.5-47.0	73.5-23.5	75.0-25.0	50.0-36.5

試験中の計測は、完全非排水条件の場合、軸荷重、軸変位、間げき水圧、側圧について行なった。また、部分排水条件の場合には、それらのほかに、体積変化の測定を行なった。軸荷重の測定には、供試体底部のベデスタル中に埋設された荷重検出器 (最大容量 100 kgf) を用いた。軸変位は、載荷ロッドに取付けられた差動変位計 (ストロークレンジ±20mm)により測定された。間げき水圧は供試体底部の間げき水圧計 (最大容量 5 kgf/cm²)により測定された。これらの値は電磁オシログラフに記録された。実験終了後、波形を 1/500cm のスケールで読みとり、電算機で処理する方法をとった。

部分排水条件の場合には、上述の計測ならびに処理のほかに、繰返し載荷中の排水量すなわち体積変化を測定した。繰返し載荷中の排水量の計測には、二重管式ビューレットを用い、ケロシンと水の境界面の変動を 5 コマ/秒の連続撮影可能なカメラにより実験時の振動数と同じ速さで撮影した。

5. 実験結果及び考察

5.1 破壊の定義

地震時の液状化発生条件を定量的に把握するため、各種の動的せん断試験装置が用いられる。慣用の液状化試験法においては、地震時の排水条件を近似的に完全非排

水とみなし、圧密終了後の供試体の排水回路を閉じた状態で動的せん断試験が実施される。振動三軸試験装置を用いる場合には、通常、拘束圧一定で軸圧のみ振動させるタイプの試験法が多用される。この場合、ある与えられた密度の飽和砂試料に、一定振幅のせん断応力を繰返し与えると過剰間げき水圧が徐々に上昇し、やがて初期拘束圧に等しくなる。この間、ひずみ振幅は繰返しせん断初期には微小であるが、過剰間げき水圧の上昇にともない急増し破壊に至る。このような現象は、完全非排水条件のもとにおける繰返しせん断に対する飽和砂の液状化パターンとしてよく知られており、これを定量的に評価するため、ある特定の現象が観察されるようになるまでの繰返し波数を採用するのが慣例となっている。すなわち、軸ひずみ振幅 ϵ_a が急増しはじめる点までの繰返し回数 N_c 、間隙水圧が急増しはじめる点までの繰返し回数 N_p 、過剰間げき水圧 u が初期有効拘束圧 σ_v' と等しくなるまでの繰返し波数 N_f があり、また、あるひずみ振幅 (両振幅で 5% または 10%) に至る繰返し回数 N_f を用いる場合もある。緩詰めの場合には、破壊の定義による大差はないが、密詰めの場合には、これらの繰返し回数の間はかなり大差があることが知られている²⁵⁾。これらの破壊の定義の方法には、試験結果の解釈、現象の工学的意義、実際問題への適用などの観

点からそれぞれ一長一短がある。軸ひずみ振幅急増点 N_1 や過剰間隙水圧急増点 N_2 は、一定せん断応力振幅のもとにおける現象として比較的正確に定め得るが、密な砂の場合には、液状化強度を過小評価する傾向がある。過剰間隙水圧が初期拘束圧と等しくなった点 N_3 は、密な状態の場合に対しても液状化を具体的に表現しうる観点から明解な定義であるが、破壊近くに至ると応力の追随性が、多かれ少なかれ、必然的に悪くなり、従って、一定応力振幅の条件が満足しなくなる。とりわけ、振動数が早い場合にその影響は大きい。これに対しては、装置の応力に対する追随精能を高めることにより、ある程度の改良は可能のようである²⁰⁾。緩い砂の場合には、間げき

水圧が初期拘束圧に等しくなった状態では、その軸ひずみ振幅は非常に大きくなり、完全な破壊が生じたとみなされる。密な砂の場合には、正のダイラタンシー効果により、過剰間げき水圧が初期拘束圧と等しくなった状態でも、繰返しせん断に対し相当の剛性を保持する。したがって、緩い砂の場合のような急激な破壊は起こらず、ひずみ振幅は、ある限界より進まないことが知られている²¹⁾。このような観点から、破壊をあるひずみ振幅に至るまでの波数 N_f により決める方法が採用される場合がある。しかし、破壊を何%とみなすべきかについては現在のところ定説はない。完全非排水条件の場合における破壊の定義については、上述のような方法があるので、場合によっては併用し、目的に応じて使い分ける必要がある。

前報においては、今回使用した万代島砂を含む4種類の飽和砂の完全非排水条件のもとでの液状化特性について報告した²¹⁾。これらの結果、軸ひずみ急増点を初期液状化点とする破壊基準により整理した。初期液状化点に対応する波数において、過剰間げき水圧の最大値 u_{max} の初期拘束圧 σ_c に対する割合 u_{max}/σ_c を求めたが、これらは一般的に0.6~0.8程度であった²¹⁾。軸ひずみ急増点に対応する波数により液状化基準を表わすと砂壊に至るまでには、かなり余裕があり、特に密な場合に安全側過ぎる結果を与える。今回の完全非排水条件の結果については、破壊附近においてせん断応力振幅一定という条

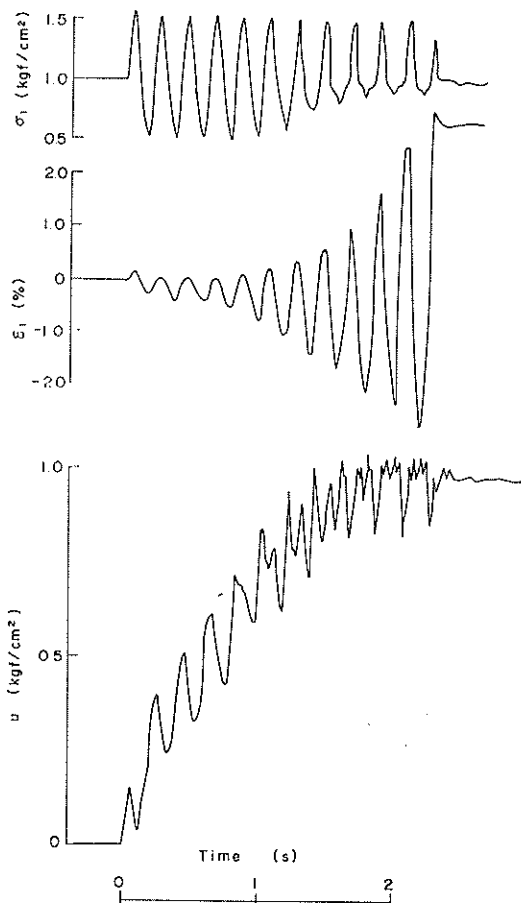


図-5.1(a) 部分排水条件のもとでの液状化試験の記録例

(万代島砂, $e_i=0.781$, $\sigma_c=1.0\text{kgf/cm}^2$, $\alpha_0=3.85\times 10^{-4}\text{s}^{-1}$, $f=5\text{Hz}$)

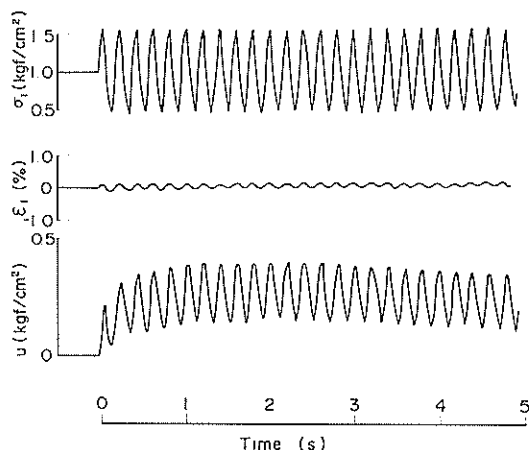


図-5.1(b) 部分排水条件のもとでの液状化試験の記録例

(万代島砂, $e_i=0.771$, $\sigma_c=1.0\text{kgf/cm}^2$, $\alpha_0=3.84\times 10^{-4}\text{s}^{-1}$, $f=5\text{Hz}$)

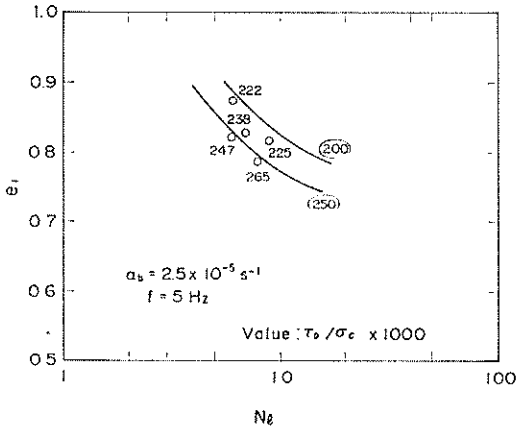


図-5.3(a) $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 2.5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, $f = 5 \text{ Hz}$)

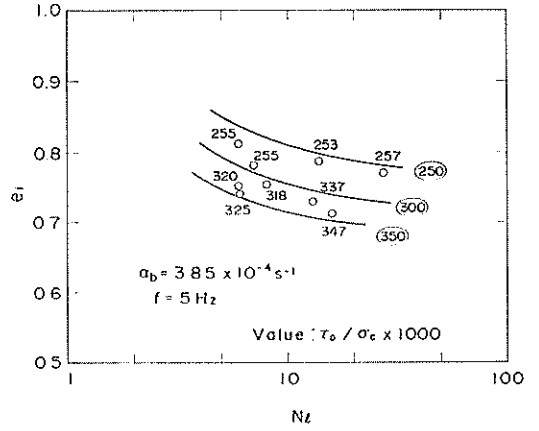


図-5.3(d) $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 3.85 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $f = 5 \text{ Hz}$)

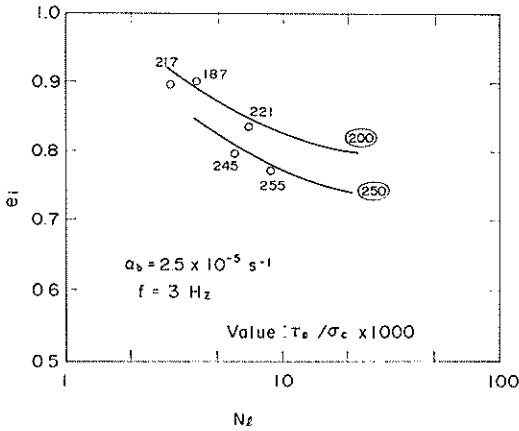


図-5.3(b) $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 2.5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, $f = 3 \text{ Hz}$)

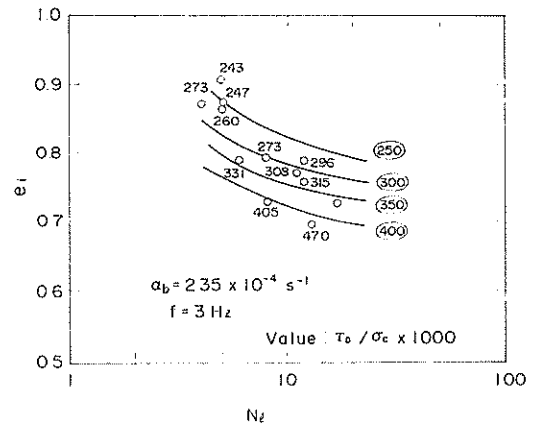


図-5.3(e) $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 2.35 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $f = 3 \text{ Hz}$)

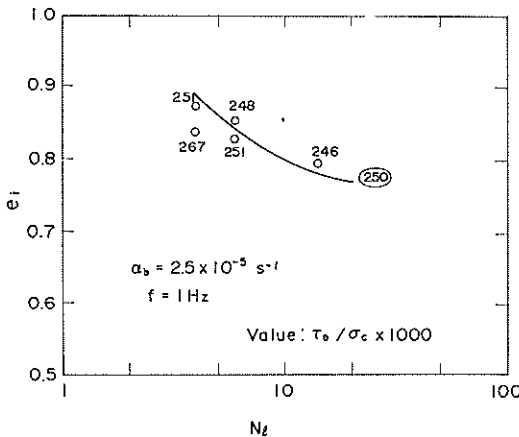


図-5.3(c) $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 2.5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, $f = 1 \text{ Hz}$)

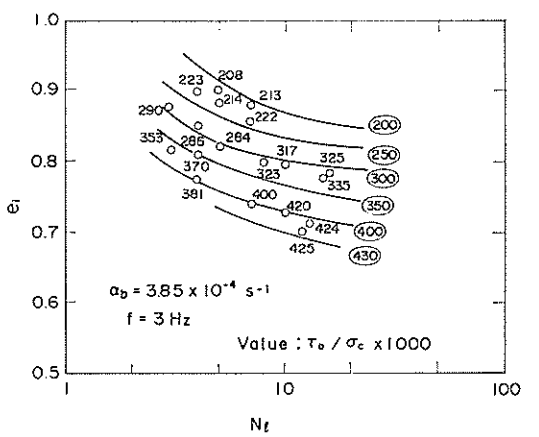


図-5.3(f) $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 3.85 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $f = 3 \text{ Hz}$)

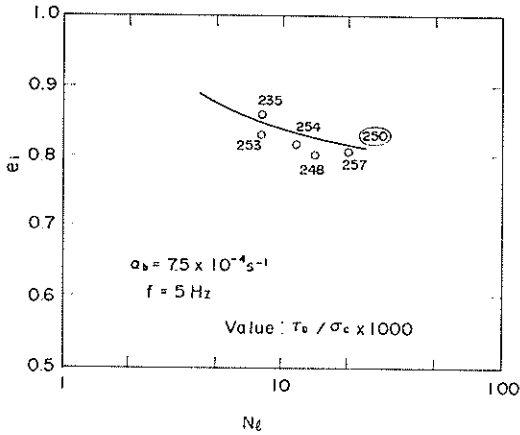


図-5.3 (g) $e_i \sim N_L \sim \tau_b / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 7.5 \times 10^{-4} s^{-1}$, $f = 5 Hz$)

件で実施された従来の結果によれば、液状化時の波数 N_L が τ_b 及び σ_c の個々の値よりは応力比 τ_b / σ_c により一義的に定まるといことが判明している。このような結果が、今回の実験のような部分排水条件の場合にもそのまま適用しうるかどうかについては、実験的裏付けはないが、一応、部分排水条件の場合（拘束圧 σ_c は全試験において $1.0 kgf/cm^2$ を使用している）においても、完全非排水条件の場合と同様、応力比をパラメータとして、初期間隙比 e_i の液状化波数との関係を表示した。

図-5.2 は、完全非排水条件（すなわち $\alpha_b = 0$ ）の場合の結果である。今回使用した万代島砂について、初期液状化点として軸ひずみ急増点を採用した場合の結果を以前に報告した²⁾。図-5.2は、液状化の定義として、間隙水圧比 $u_{max} / \sigma_c = 1.0$ を採用した場合について既報のデータを再整理したものである。

図-5.3(a)～図-5.3(g)は、部分排水条件の場合の結果であり、排水条件の相違はパラメータ α_b により表示され、かつ、また、振動数の相違もあわせて示されている。

5.3 完全非排水条件における液状化強度

図-5.2に示した初期間隙比、液状化波数及び応力比の関係より、相対密度 $D_r = 30, 50, 75\%$ に対応する初期間隙比 $e_i = 0.882, 0.801, 0.697$ の場合の応力比と液状化波数 N_L の関係を読みとり、図-5.4に示した。図-5.4には、初期液状化点として軸ひずみ急増点を採用した場合の応力比と液状化波数の関係もそれぞれ対応する相対密度の場合について示されている。図-5.4より、液状化に対する定義の相違による応力比～液状化波数関係の変化傾向に及ぼす影響が明らかにされている。破壊基準として $u_{max} / \sigma_c = 1.0$ を用いた場合、各相対密度とも、比較的小さい波数のところで液状化に要する応力比は大きく

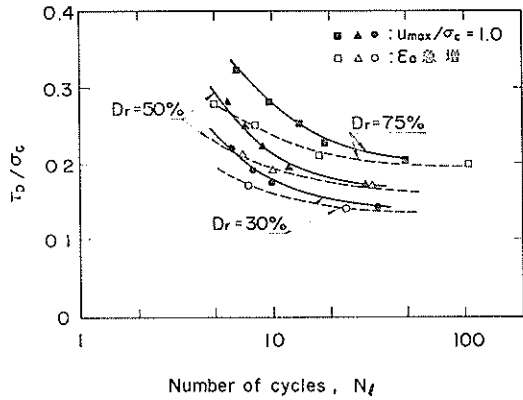


図-5.4 応力比と液状化波数（完全非排水条件）

り、波数の多いところでは破壊基準の相違による差はほとんどなくなる。また、波数の少ないところにおける応力比の相違についても相対密度の小さい場合には、それほど大きくはないが、相対密度の大きい場合、両者の基準の相違による差は大きい。

不規則な波形の地震波動を等価な規則波に置き換えた場合、地震動のマグニチュード M と等価波数 N_e の間にはある相関関係が存在することが指摘されており、 $M = 7, 7.5, 8$ に対しては $N_e = 10, 20, 30$ 波程度が対応するものとされる⁹⁾。

図-5.5(a), 図-5.5(b)及び図-5.5(c)は、図-5.2より $N_L = 10, 20, 30$ 波に対応する応力比を求め相対密度に対してプロットしたものである。初期液状化点として軸ひずみ急増点を採用した場合について、 $N_L = 10$ 及び

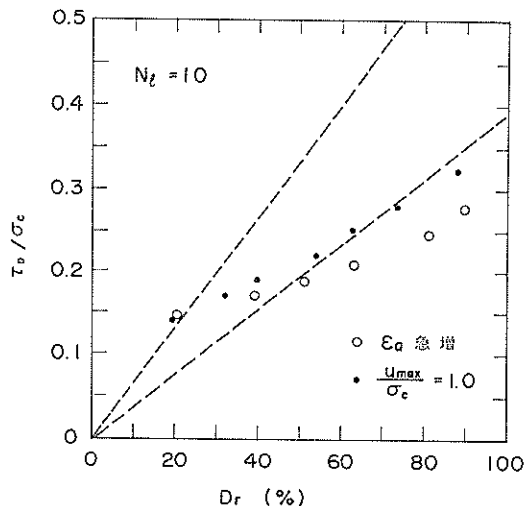


図-5.5(a) 応力比と相対密度
(完全非排水条件, $N_L = 10$)

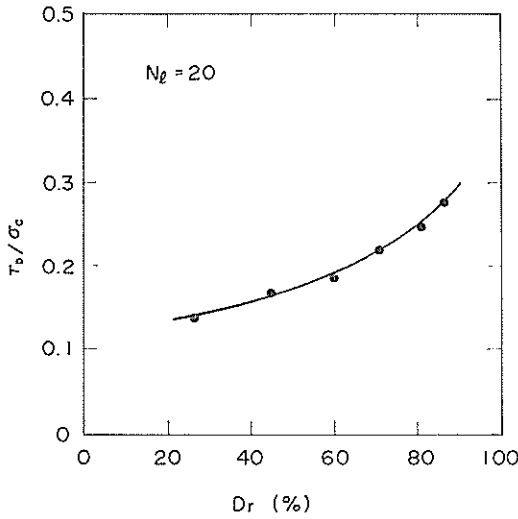


図-5.5 (b) 応力比と相対密度
(完全非排水条件, $N_t=20$)

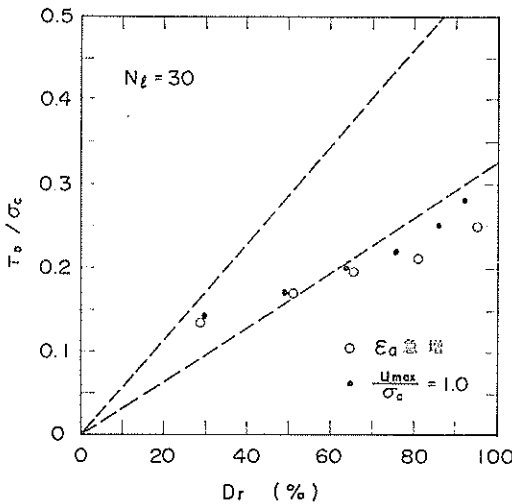


図-5.5 (c) 応力比と相対密度
(完全非排水条件, $N_t=30$)

$N_t=30$ の場合の結果を既報に示した²¹⁾。図-5.5(a)及び図-5.5(c)には、軸ひずみ急増点を初期液状化点として定義した場合の応力比と相対密度の関係があわせて示されている。図-5.5(a)、図-5.5(b)及び図-5.5(c)に示したそれぞれの波数で液状化を生ずるに要する応力比は、波数を特定した場合の液状化強度を表わすものと考えられ、 $N_t=10$ 及び $N_t=30$ の場合については、破壊基準の定義の相違にもとづく液状化強度の相違を比較することができる。 $N_t=10$ 及び $N_t=30$ の両者とも相対密度の小さい場合には、破壊基準の相違にもとづく液状化強度の

相違はほとんどみられないが、相対密度の大きい場合に破壊基準の相違にもとづく液状化強度の相違は顕著となる。すなわち、 $u_{max}/\sigma_c \approx 1.0$ を破壊基準として採用した場合、軸ひずみ急増点を破壊基準として採用した場合には、かなり大きい液状化強度を与えることになる。この傾向は、 $N_t=10$ の場合において特に顕著である。

緩詰めめの砂の場合には、過剰間隙水圧の初期拘束圧に対する割合が100%の状態($u_{max}/\sigma_c \approx 1.0$)になった後には非常に大きいひずみを生じ完全に剛性を失ってしまうのに対し、密詰めめの砂の場合には前述のように $u_{max}/\sigma_c \approx 1.0$ に達した後もせん断ひずみがある限度をこえると正のダイラタンシー効果により繰返しせん断に対してかなりの剛性を保持し、激しい破壊を生じるかわりに、有限な振幅をもつせん断変形が繰返される現象がみられることが知られている²²⁾。このようなことから破壊の定義として、ひずみ振幅により規定する方法が合理的であるとも考えられるが、どの程度のひずみを採用すべきかについて問題があり、絶対的な基準ではない。しかし、いずれの破壊基準を用いるにしても、それらは液状化試験のための基準であり、液状化の予測などに活用をはかる場合には、別途検討をはかる必要がある。このような観点にたてば、空内試験の破壊基準としては、工学的意味のあること、容易にかつ正確に定め得るものであることを念頭に置くことが必要であろう。同時に、異なった基準を用いた場合の相違点についてもそれぞれの基準による定量的評価が有意義な情報を提供するものと思われる。

5.4 部分排水条件における液状化強度

部分排水条件の場合に対して、図-5.3(a)～図-5.3(g)に初期間隙比、液状化波数及び応力比の関係が示されている。各図は排水条件 α_0 と振動数 f の各組み合わせ条件とする7シリーズの実験条件に対するものである。これらの各図において、相対密度 $D_r=30, 50, 70\%$ に対応する初期間隙比 $e_i=0.882, 0.800, 0.717$ の場合の応力比と液状化波数の関係を読みとり、 α_0 と f の組み合わせからなる各シリーズの実験条件をパラメータとして表わしたものを図-5.6(a)、図-5.6(b)、図-5.6(c)に示す。各図には、それぞれの相対密度に対する完全非排水条件の場合の応力比～液状化波数の関係があわせて示されている。これらはいずれも液状化基準として $u_{max}/\sigma_c \approx 1.0$ に対応する波数を採用した場合のものである。

図-5.6(a)、図-5.6(b)及び図-5.6(c)の各図より、応力比～液状化波数におよぼす排水条件及び振動数の影響には、相対密度により相当異なった様相がみられる。図-5.6(a)は、かなり緩詰め($D_r=30\%$)の場合であるが、応力比～液状化波数の関係は排水条件や振動数の影

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

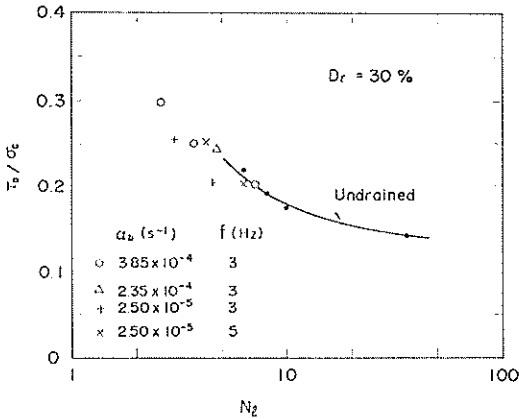


図-5.6(a) 各排水条件に対する応力比と液状化波数 ($D_r=30\%$)

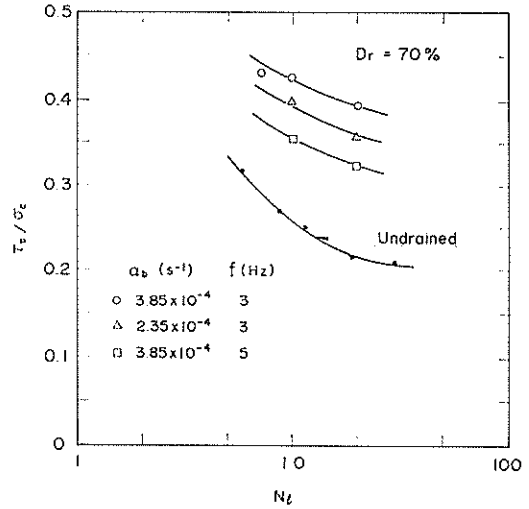


図-5.6(c) 各排水条件に対する応力比と液状化波数 ($D_r=70\%$)

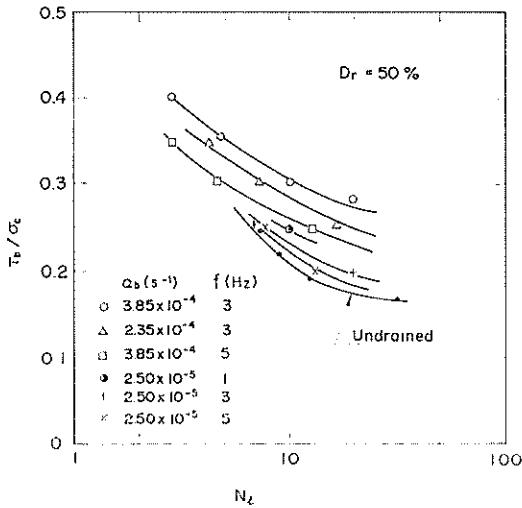


図-5.6(b) 各排水条件に対する応力比と液状化波数 ($D_r=50\%$)

響をほとんど受けず、ほぼ完全非排水条件の場合の応力比～液状化波数の関係と実用上大差がない傾向を示す。すなわち、 $D_r=30\%$ 程度の緩詰め砂の場合には、用いた実験条件の範囲では液状化強度に排水効果はほとんど期待できないとみられる。図-5.9(b)は、中詰め($D_r=50\%$)、図-5.6(c)は密詰め($D_r=70\%$)の場合である。これらの場合には、部分排水条件のもとでのある波数で液状化を生ずるに要する応力比は、完全非排水条件の場合よりかなり大きくなり、排水効果が現われる。その傾向は相対密度が大きい場合により顕著となる。さらに、これら両者の場合について、 α_b と f の影響はそれぞれ次のようである。すなわち、 f が同一の場合には α_b が大きい

ほどある波数で液状化を生ずるに要する応力比は大きく、また、 α_b が同一の場合には f が大きいほどある波数で液状化を生ずるに要する応力比は小さくなる。

完全非排水条件の場合に対し、 $N_t=10, 20, 30$ 波で液状化を生ずるに要する応力比と相対密度の関係が図-5.5(a)、図-5.5(b)及び図-5.5(c)で与えられることを示した。7シリーズの部分排水条件の場合に対しても、図-5.3(a)～図-5.3(g)の各図より完全非排水条件の場合と同様の手順により、 $N_t=10$ 及び $N_t=20$ で液状化を生ずるに要する応力比($N_t=10$ 及び $N_t=20$ の時の液状化強度)を求め相対密度に対してプロットしたものをそれぞれ、図-5.7(a)及び図-5.7(b)に示す。両図には、各シリーズの部分排水条件の場合の $N_t=10$ 及び $N_t=20$ に対する液状化強度の相対密度に対する関係のほか完全非排水条件の場合と同様の関係があわせて示されている。

図-5.7(a)及び図-5.7(b)より、部分排水条件における $N_t=10$ 及び $N_t=20$ の時の液状化強度は、 α_b 及び f 、さらに相対密度の影響を受けることが示されている。また、相対密度の小さい場合には、 α_b 及び f による影響は小さく、完全非排水条件の場合とほとんど変わらないが、相対密度の増大とともに、完全非排水条件の場合にくらべて飛躍的に大きくなるが示されている。

5.5 完全非排水条件及び部分排水条件における液状化強度の比較

(1) 液状化強度比と影響要素

図-5.7(a)及び図-5.7(b)において部分排水条件にお

ける $N_i=10$ 及び $N_i=20$ に対する液状化強度は、完全非排水条件における液状化強度よりも一般に大きい。後者は $f=3\text{Hz}$ の振動数のもとでの液状化試験より求められたものであるが、完全非排水条件の場合の液状化強度は振動数の影響を受けない^{25),31)}とされており、 $f=3\text{Hz}$ のデータは、実地震動の場合の実用上の範囲 (1~10Hz程度とみられる) において、任意の振動数の時の液状化強度を表わしているとみなすことができる。一方、部分排水条件における液状化強度は α_b 及び f の影響を受けるが、 α_b が小さいほど、また、 f が大きいほど、完全非排

水条件の場合の液状化強度に近づく。したがって、部分排水条件における液状化強度は、完全非排水条件の場合の液状化強度を基準に表わすのが便利である。図-5.7(a)及び図-5.7(b)において、ある相対密度に注目すると部分排水条件における液状化強度の完全非排水条件における液状化強度に対する比率は、 α_b 及び f の関数である。ただし、パラメータ α_b の値は、排水量調節バルブの存在により生ずる排水抵抗の目安を与えるものであるが、絶対的なものではなく、断面積 A_b のビューレットを用いて流速 v_b を計測した場合に得られる計測手法上の便宜的な値である。したがって、排水量調節バルブの抵抗は同じであるにもかかわらず、 α_b の値は用いる A_b の値により異なる。本文において使用している α_b の値は $A_b=0.909\text{cm}^2$ のビューレットを用いて得られたものである。

上述のような室内試験で得られる排水抵抗を原地盤における地盤の透水係数 k 、排水距離 L を用いて表わすため以下のように考える。断面積 A_b のビューレットのかわりに供試体の断面積 A_s ($\phi=50\text{mm}$, $A_s=19.6\text{cm}^2$) と等しい断面積のビューレットにより流速 v_s を計測したものとし、この時得られる α を α_s とすると式(7)、すなわち

$$\alpha_s = \frac{A_b}{A_s} \alpha_b$$

が得られる。この α_s が原地盤の透水係数 k の排水距離 L に対する比 k/L に等しい、すなわち、 $\alpha_s = k/L$ とする。このように考えることにより、排水量調節バルブによる排水抵抗が原地盤の透水係数 k と排水距離 L の比 k/L により表示される。

上述のことから、任意の相対密度 D_r について部分排水条件における液状化強度 $(\tau_D/\sigma_c)_p$ の完全非排水条件における液状化強度 $(\tau_D/\sigma_c)_u$ に対する比率

$$SR(N_i) = (\tau_D/\sigma_c)_p / (\tau_D/\sigma_c)_u$$

は $\alpha_s = k/L$ 及び f の関数である。 $SR(N_i)$ を波数 N_i に対する液状化強度比、無次元パラメータ $\bar{\alpha} = \alpha_s / f = k/fL$ を排水効果係数と称する。図-5.7(a)及び図-5.7(b)において、 $D_r=40, 50, 60, 70\%$ の場合について $N_i=10$ 及び $N_i=20$ に対する $SR(N_i)$ を求め、排水効果係数

$$\bar{\alpha} = \alpha_s / f = k/fL$$

に対してプロットすると図-5.8(a)及び図-5.8(b)が得られる。図-5.8(a)及び図-5.8(b)は、 $N_i=10$ 及び $N_i=20$ の場合について、液状化強度比 $SR(N_i)$ が排水効果係数 $\bar{\alpha} = k/fL$ 及び相対密度 D_r により表わし得ることを示している。

図-5.8(a)及び図-5.8(b)は、現地盤の透水係数 k 、排

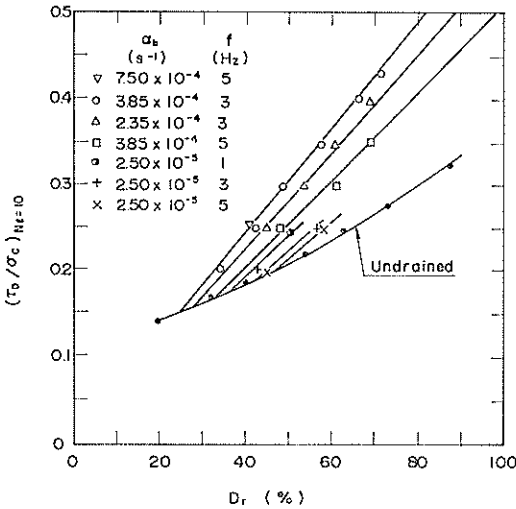


図-5.7(a) $N_i=10$ で液状化を生ずる応力比と相対密度の関係

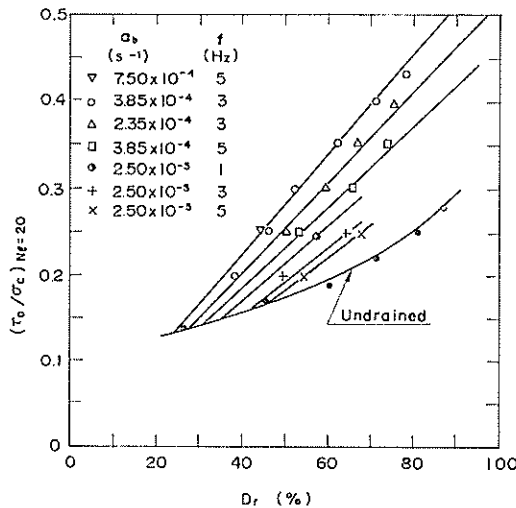


図-5.7(b) $N_i=20$ で液状化を生ずる応力比と相対密度の関係

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

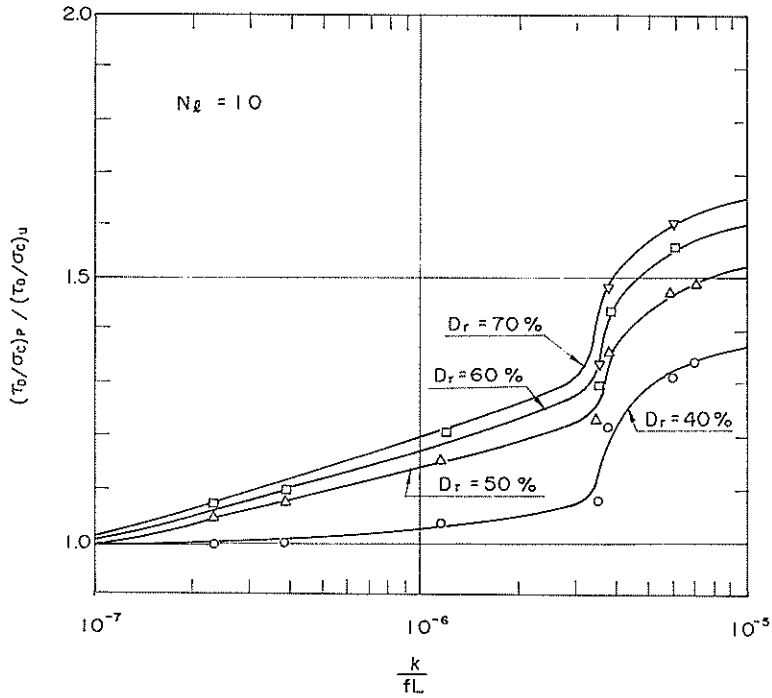


図-5.8 (a) 液状化強度比と k/fL の関係 ($N_i=10$)

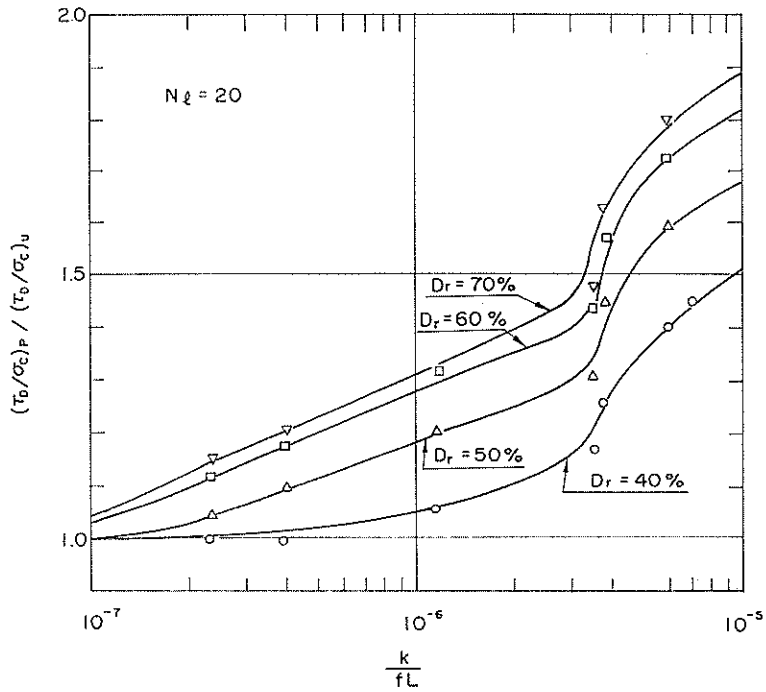


図-5.8 (b) 液状化強度比と k/fL の関係 ($N_i=20$)

水距離 L 及び地盤の卓越振動数 f が与えられた場合に、液状化強度に排水効果を考慮しうるか否か、完全非排水条件の場合の液状化強度にくらべてどの程度大きいかを判定するのに用いられる。

(2) 排水効果係数 $\bar{\alpha}=k/fL$ に関する考察

前述のごとく部分排水条件における液状化強度の完全非排水条件における液状化強度に対する比率、すなわち、液状化強度比 $SR(N_e)$ が、排水効果係数 $\bar{\alpha}=k/fL$ により表示されることが示された。ここでは、排水効果係数 $\bar{\alpha}$ について検討する。

繰返しせん断により液状化が生ずる場合には、過剰間隙水圧が最大値に達するまでにある時間が経過する。この間、排水が許容されている場合には、過剰間隙水圧の消散が同時に進行する。部分排水条件のもとでの液状化はこのように過剰間隙水圧の発生と消散が併存する過程において生ずる現象である。地震時の繰返しせん断がある等価波数の周期波により与えられるものとする過剰間隙水圧の発生量は、振動継続時間 t_d 内の繰返し波数に依存する。特に、完全非排水条件の場合については、たとえば、De Alba ら²⁷⁾の研究がある。一方、発生した過剰間隙水圧は、繰返しせん断の各サイクル毎にその一部が消散し、継続時間 t_d 内にはその差が残留していくことになる。このような、繰返し载荷の継続時間 t_d は、次式の時間係数 T_d により現わすと便利であり、排水効果を考慮した地盤の解析に採用されている^{25), 32)}。

$$T_d = \frac{kt_d}{m_v \rho_w g L^2} \quad (8)$$

ここに、 k : 透水係数、 t_d : 振動継続時間、 m_v : 体積圧縮係数、 ρ_w : 水の密度、 g : 重力の加速度、 L : 排水距離である。

上式は、振動継続時間 t_d を圧密排水過程とみなした場合の無次元時間係数となっている。 t_d 時間内には同時に繰返し波数に応じた過剰間隙水圧が発生している。そこで、この間の振動数を f 、等価な繰返し回数を N_e とすると

$$t_d = \frac{N_e}{f} \quad (9)$$

の関係があるので、(8)式は次のように変形しうる。

$$\begin{aligned} T_d &= \frac{kt_d}{L} \times \frac{1}{\rho_w g m_v L} \\ &= \left(\frac{k}{fL}\right) \left(\frac{N_e}{\rho_w g m_v L}\right) \\ &= \bar{\alpha} \left(\frac{N_e}{\rho_w g m_v L}\right) \end{aligned} \quad (10)$$

したがって、

$$\bar{\alpha} = \left(\frac{\rho_w g m_v L}{N_e}\right) T_d \quad (11)$$

(11)式の $\rho_w g m_v L/N_e$ は、1サイクル当りのひずみ量を表わす無次元量、一方、 T_d は排水過程の無次元時間係数であり、無次元パラメータ $\bar{\alpha}$ は両者の積の型で与えられる。

図-5.8(a)において $N_e=N_i=10$ 、図-5.8(b)において $N_e=N_i=20$ であり、液状化強度比が、排水効果係数 $\bar{\alpha}$ に対してプロットされている。体積圧縮係数は繰返し载荷中一定値をとらないため、決定しにくい量であるが、その影響を含む $\rho_w g m_v L/N_e$ の項は図-5.8(a)及び図-5.8(b)にパラメータとして示された相対密度に暗に含まれているものと考えられる。

6. 排水効果を考慮した液状化の予測

6.1 液状化予測のための基本的考え方

液状化予測手法については、従来いくつかの方法が提案されており、次の3つに大別される²⁵⁾。すなわち、①過去の液状化例との比較または原位置試験^{1), 30)}、②解析によって推定した地盤内の地震時せん断応力と、実験によって求めた非排水条件での液状化抵抗とを比較する方法³⁾、③土の要素内の過剰間隙水圧が繰返しせん断によって上昇し、浸透によって消散する過程を定量的に表わす解析モデルを設定し、それを用いて、地盤内での地震時の間隙水圧の経時変化を追跡する方法がある^{13), 14), 15), 16)}。

部分排水条件における液状化試験は③の方法の持つ意義を直接的に反映させようとするものであるが、得られた結果の活用にあたっては、排水効果を考慮した液状化の予測を行なうにあたり②の方法の簡便さに着目することにする。

②の方法は、基本的には、地震時の地盤の応力 τ_D と強度 $\tau_{i,N}$ を比較するもので、 $F_i = \tau_{i,N}/\tau_D$ は液状化に対する安全率を表わすことになる。 $\tau_{i,N}$ としては、非排水条件における液状化抵抗が用いられている。排水効果は、 τ_D と $\tau_{i,N}$ の両方に予想されるが、下記のような理由により、液状化強度 $\tau_{i,N}$ の方のみ考慮するものとする。

6.2 地震時の地盤内せん断応力

地震時の地盤内のせん断応力は、重複反射理論、多質点系振動応答計算、FEM法などの手法による応答計算法によって求めることができ、各種の実用的な計算プログラム (SHAKE³¹⁾, DESRA³⁵⁾, CHARSOIL¹⁵⁾, MASH³⁶⁾ など) が開発されている。地震基盤への入力地震波を与えることにより、地盤の各深さでの動的せん断応力を求めることができる。

一方、地盤を剛体と考え、水平地盤内に水平振動によって発生する最大せん断応力の深さ分布を求め、実際に

は、地盤が剛体でないことを動的せん断応力低減係数を用いて補正する方法が簡便法として有力な方法となっている⁹⁾。

排水効果を考慮した液状化の予測を行うにあたり、動的せん断応力分布の計算には、次の仮定を設けるものとする。

- ① 土は地震時間隙水圧の発生につれて、非線形性が著しくなるとしても、線形弾性理論が適用できるものとする。
- ② 地震時のせん断応力は、地盤の透水係数の影響を受けない。粘性土の場合と異なり、間隙水圧の消散が生ずる砂質土層に対してはせん断応力の大きさは、完全非排水条件の場合よりも小さくなる。しかし、地震の継続時間に比べ、一波の周期は短いため応力計算に因るかぎり、完全非排水条件の仮定は、十分、合理的であると考えられる。

上述の仮定により、地震時せん断応力については、排水条件の影響を受けないものと考え、次式で与えられるせん断応力⁹⁾を採用するものとする。

$$\tau_{av} = 0.65(r_u \cdot \gamma z \cdot a_{max}/g) \quad (12)$$

ここに、 $\gamma z \cdot a_{max}/g$: 地盤を剛体とした時の深さ z の点のせん断応力、 r_u : 地震時の最大せん断応力と $\gamma z \cdot a_{max}/g$ の比であり、文献9)では、変動範囲とともに表示されている。また、岩崎ら¹⁰⁾は、深さ z (m) に対し、 $r'_d = 1 - 0.015z$ として与えている。

6.3 部分排水条件における液状化強度

排水条件を考慮した液状化強度は、完全非排水条件における液状化強度をもとに図-5.8(a)または図-5.8(b)を利用して求める。すなわち、考慮地点より上方地盤の透水係数 k 、地盤の卓越振動数 f 、考慮地点から水面までの排水距離 L の各要素が与えられた場合、排水効果係数 $\bar{\alpha} = k/fL$ を求め、図-5.8(a)または図-5.8(b)を用いて $N_i = 10$ または $N_i = 20$ に対する液状化強度比 $SR(N_i)$ が求められる。

部分排水条件を考慮した原地盤での液状化強度 $\tau_{l,N}$ は次式で与えられるものとする。

$$\begin{aligned} \tau_{l,N} &= SR(N_i) \cdot \{\tau_{l,N}\}_u \\ &= SR(N_i) \cdot \left(\frac{\tau_D}{\sigma_c} \right)_u \cdot c_r \cdot \sigma'_v \end{aligned} \quad (13)$$

ここに、 $SR(N_i)$: 液状化強度比で完全非排水条件の場合、1.0、部分排水条件の場合、1.0以上、 $\{\tau_{l,N}\}_u$: 完全非排水条件における原位置での液状化強度、 $(\tau_D/\sigma_c)_u$: 完全非排水条件において振動三軸試験により求められた N_i 波で液状化を生ずるに要する応力比、 c_r : 振動三軸試験と原位置の拘束条件の相違を補正するための係数、

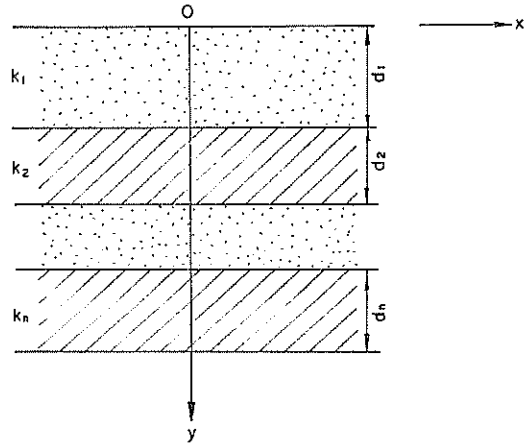


図-6.1 成層地盤の透水係数

σ'_v : 有効鉛直応力である。

係数 c_r については、Seed ら⁹⁾ は相対密度の関数として与えており、また、Finn ら⁶⁾ は、 $c_r = 1/3(1+2K_0)$ として与えている。ただし、 K_0 は静止土圧係数である。

なお、地表面からある深さ y の位置の点の液状化を検討しようとするとき、その点より上方の地盤が透水係数の異なる互層よりなっている場合には、以下のように取扱う。

成層地盤の全層厚 d 、各層の厚さ d_i 及び各層の透水係数 k_i が図-6.1で与えられるものとする。成層方向に直交する流れを考えると、連続の条件、すなわち、

$$\frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (14)$$

より、すべての層の鉛直方向の速度は同一になるということが明らかである。したがって、

$$v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n \quad (15)$$

ここに、 i_i : 全層の導水勾配、 i_n : n 層の導水勾配、 k : 等価透水係数、 k_n : n 層の透水係数である。

全水頭損失は各層の水頭損失の合計に等しいということ considering ¹⁰⁾と、

$$id = i_1 d_1 + i_2 d_2 + \dots + i_n d_n \quad (16)$$

したがって、

$$k = \frac{d}{\sum_{m=1}^n d_m / k_m} \quad (17)$$

6.4 完全非排水条件における液状化強度 $(\tau_D/\sigma_c)_u$ について

完全非排水条件における液状化強度 $(\tau_D/\sigma_c)_u$ は、一般には、振動三軸試験を実施することにより、個々の砂について求めることができる。ある波数、たとえば、 $N_i = 10$ あるいは $N_i = 30$ で液状化を生ずるに要する応力比は相

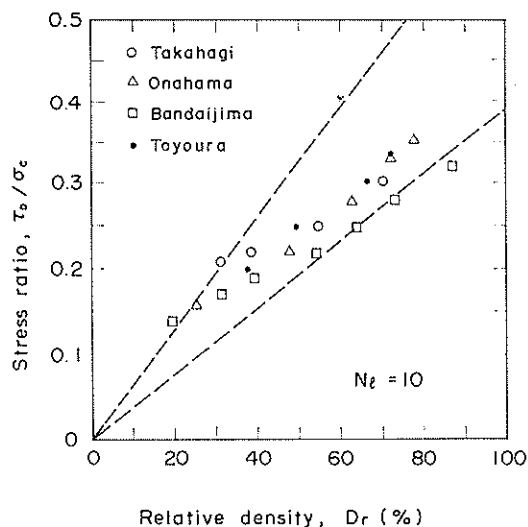


図-6.2(a) 応力比～相対密度
(完全非排水条件, $N_f=10$)

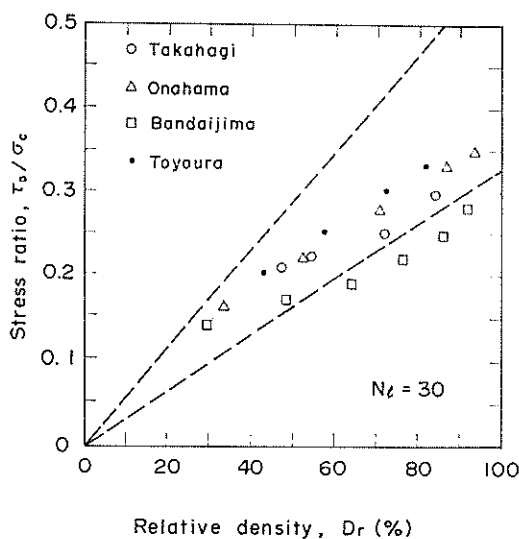


図-6.2(b) 応力比～相対密度
(完全非排水条件, $N_f=30$)

対密度 D_r の関数として表わされるが、応力比～ D_r の関係は、一般に砂の種類による変わる。たとえば、前報²¹⁾で4種類の砂に関する液状化試験の結果を報告したが、図-6.2(a)及び図-6.2(b)は、それぞれ $N_f=10$ 及び $N_f=30$ における応力比～ D_r の関係を示す。ただし、前報では、破壊の定義として軸ひずみ急増点を採用して整理したのに対し、本文では、 $u_{max}/\sigma_c=1.0$ を破壊基準として採用して整理している。このように、相対密度が同じでも砂の種類により液状化強度が異なるのは、砂粒子の

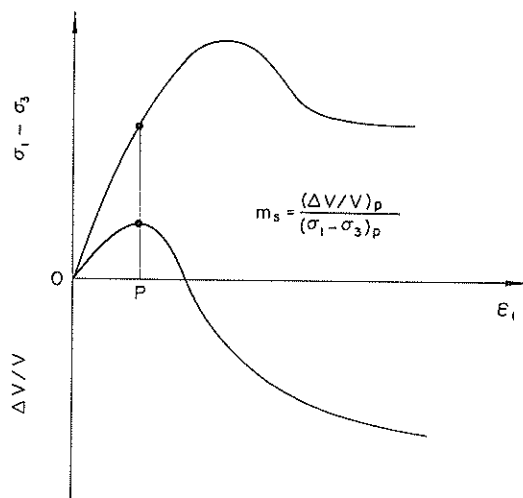


図-6.3 排水せん断試験模式図

表面形状や骨格構造の相違のような微視的要因にもとづくものと考えられる。このような微視的要因の相違による影響は、静力学的性質の中にも同様に反映されるものと考えられ、通常使用されるひずみ制御型排水せん断試験の結果を用い、液状化強度(軸ひずみ急増点により定義)との関連性について、近似的ではあるがある程度の相関性があることが見出されている。このことを本文で採用している定義($u_{max}/\sigma_c=1.0$ の時の波数)による液状化強度にもとづいて、補足的に示す。

図-6.3は、慣用のひずみ制御型排水せん断試験の場合の主応力差、体積ひずみ～軸ひずみの関係を模式的に示したものである。砂がせん断を受けた場合、通常、軸ひずみ ϵ_1 が小さい領域では、圧縮され、 ϵ_1 の増大につれて膨張しようとする傾向があり、軸ひずみに対してピークを生ずるのが普通である。ピークの大きさおよび対応する軸ひずみは砂の縮まり具合により相違する。排水せん断試験におけるこのような体積ひずみの変化傾向は、非排水せん断試験における間隙水圧の軸ひずみに対する変化傾向に対応しているとされている。したがって繰り返しせん断中の過剰間隙水圧の累積によって生ずる液状化は上述のいわゆる負のダイレイタンスの発生、すなわち、圧縮ひずみが発生する側の特性と対応するものとみられる。このような観点から、三軸排水せん断試験における圧縮性の目安として、図-6.3に定義した体積ひずみの圧縮側ピーク値 $(\Delta V/V)_p$ と対応する主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ の比 m_s を採用するものとする。

これまでに実施された多くの砂試料の実験データについて、 m_s の値を調べてみると m_s の値は拘束圧の影響を強く受け、拘束圧の増大とともに減少する傾向が認めら

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

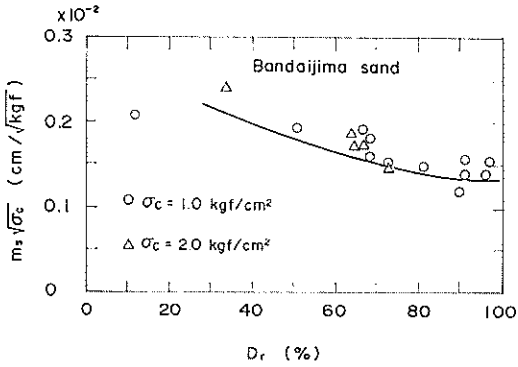


図-6.4(a) $m_s \sqrt{\sigma_c} \sim D_r$ 関係 (万代島砂)

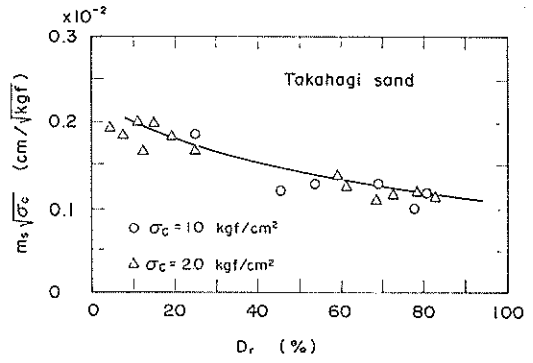


図-6.4(c) $m_s \sqrt{\sigma_c} \sim D_r$ 関係 (高萩砂)

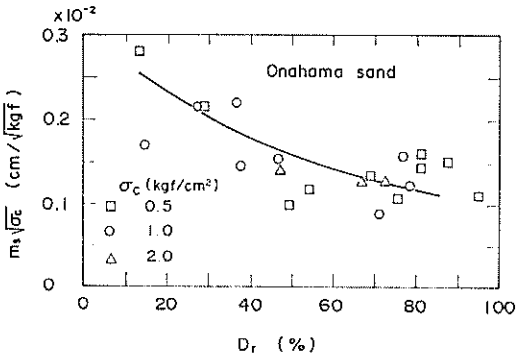


図-6.4(b) $m_s \sqrt{\sigma_c} \sim D_r$ 関係 (小名浜砂)

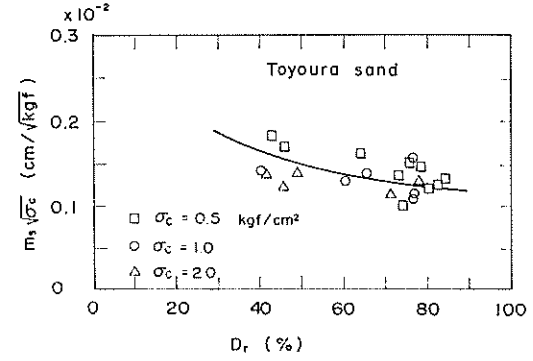


図-6.4(d) $m_s \sqrt{\sigma_c} \sim D_r$ 関係 (豊浦標準砂)

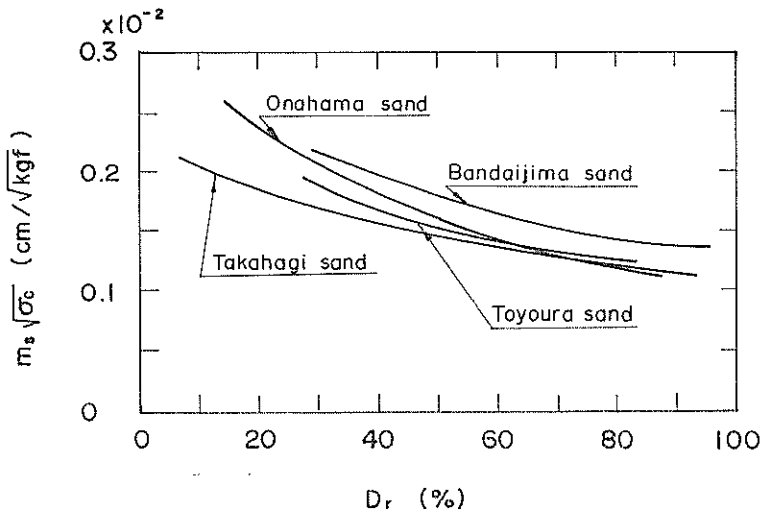


図-6.5 各砂の $m_s \sqrt{\sigma_c} \sim D_r$ 関係

れる。このことは図-6.3で定義した圧縮指数 m_s が変形係数 M の逆数に対応する量であり、変形係数 M は拘束圧 σ_c の影響を受け、 $M \propto \sigma_c^n$ の関係が、一般的に指摘されていることから予想されることである。 m_s と拘束圧の関係を探るため、上述の知見を考慮して、 $m_s \propto 1/\sigma_c^n$ の関係を仮定して、拘束圧の影響を検討したところ、砂層の液状化に関連して問題となる拘束圧の領域 $\sigma_c \leq 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ では、 $n=1/2$ と考えてもよいようである。したがって、拘束圧の影響を考慮した圧縮指数を $m_s \sqrt{\sigma_c}$ で表示することができる。このような圧縮指数 $m_s \sqrt{\sigma_c}$ は相対密度によって変わり、4種類の砂の場合についての例を示すと図-6.4(a)~図-6.4(d)に示すようである。データに多少のばらつきはあるが、 $\sigma_c \leq 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合について、実用上 $m_s \sqrt{\sigma_c}$ により拘束圧の影響が一義的に表わし得ると考えられ、 D_r に対する平均曲線を図中に示した。図-6.5にこのような平均曲線を一括して示した。

図-5.5(a)及び図-5.5(c)と図-6.5より、同じ相対密度における応力比と $m_s \sqrt{\sigma_c}$ の間の関係を示すと図-6.6(a)及び図-6.6(b)に示すようになる。図-6.6(a)及び図-6.6(b)は、応力比 $\sim m_s \sqrt{\sigma_c}$ の型で整理すると N_i 波で液状化を生ずる応力比は砂の種類、相対密度に関わら

ず一義的に与えられることを示している。このことは、慣用の排水せん断試験の結果の応力比 \sim ひずみ、体積比関係より液状化に要する応力比を近似的ではあるが推定することができることを示している。

7. 排水条件を考慮した液状化地盤の解析

7.1 概 要

部分排水条件により実施した液状化試験の結果を用い、排水効果を考慮した液状化の予測を行なう場合の簡便的な方法について述べた。前述の方法は、直接的には、置換地盤、裏込めあるいは、埋立地盤等の人工造成地盤の上層部において、その排水効果を評価することを想定したものである。しかし、ここでは、このような方法の異なった意味での適用例として、1964年の新潟地震により液状化を生じた地盤において、表層部シルト層の存在が、特に排水効果という観点から下部砂層の液状化にどのような影響を与えるかということを検討する。

(1) 検討対象地点の地盤条件

1964年の新潟地震の際、液状化にともなう大きな災害を生じた万代島地域の土質条件は、図-7.1(b)及び図-7.1(c)に示すように、一般的には、砂分が支配的であるが、比較的表層部、すなわち、海水面から $2 \text{ m} \sim 3 \text{ m}$ の

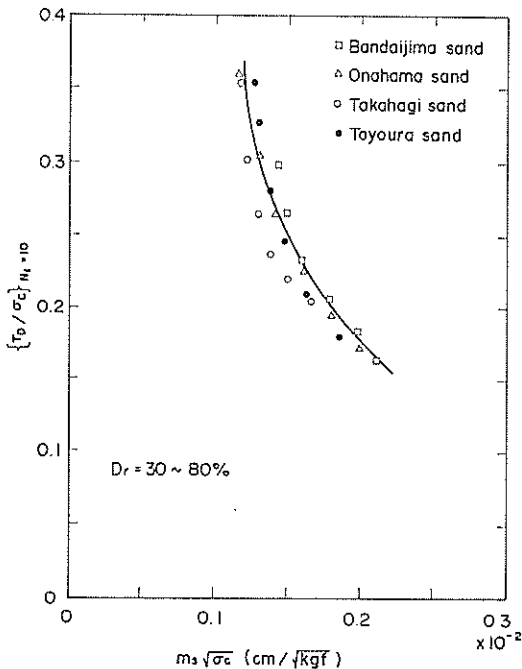


図-6.6(a) $N_i=10$ で液状化を生ずる応力比と $m_s \sqrt{\sigma_c}$ の関係

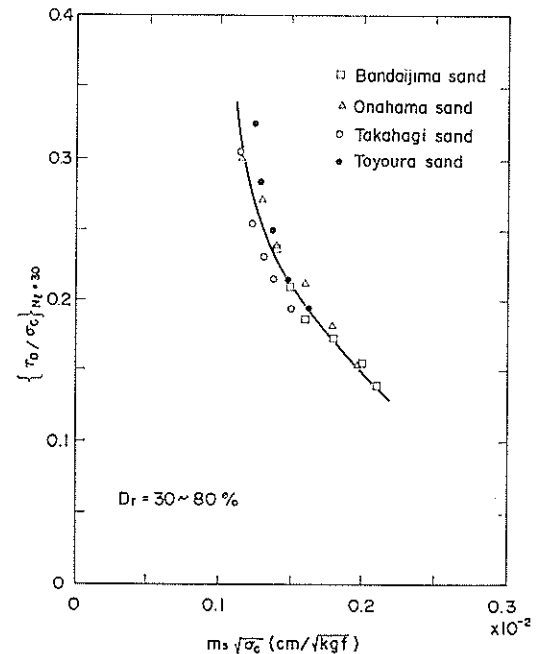


図-6.6(b) $N_i=30$ で液状化を生ずる応力比と $m_s \sqrt{\sigma_c}$ の関係

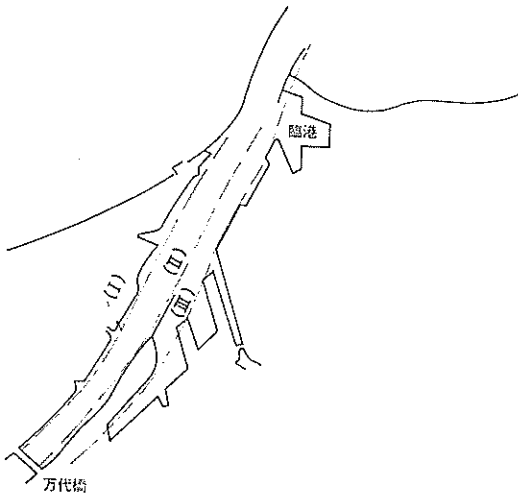


図-7.1(a) 新潟港の土質断面位置図³⁷⁾

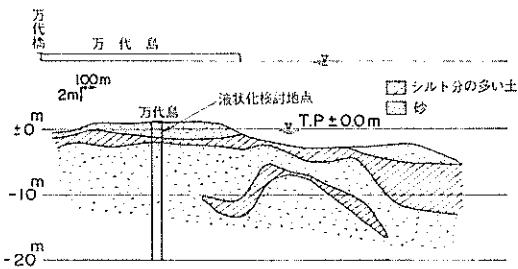


図-7.1(b) 信濃川右岸の土質断面図³⁷⁾

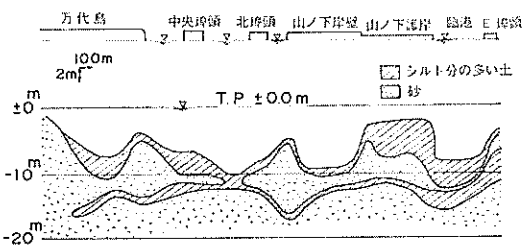


図-7.1(c) 万代島棧橋～臨港間土質断面図³⁷⁾

所に厚さ1～2mのシルト分の多い土の存在が全域的に認められる³⁷⁾。図-7.1(b)及び図-7.1(c)において、シルト分の多い土と示してある部分は、粒度分析結果によると粘土とシルトの含有率が20%をこえる部分である。これを三角座標法(ミンシッペー委員会法)による分類で示せば、シルト分の多い土のほとんどは、シルト質砂であり、特にシルト分の多い場合には、砂質シルトまたは粘土質シルトとなる。

この付近では地震前後に相当多数の標準貫入試験が実

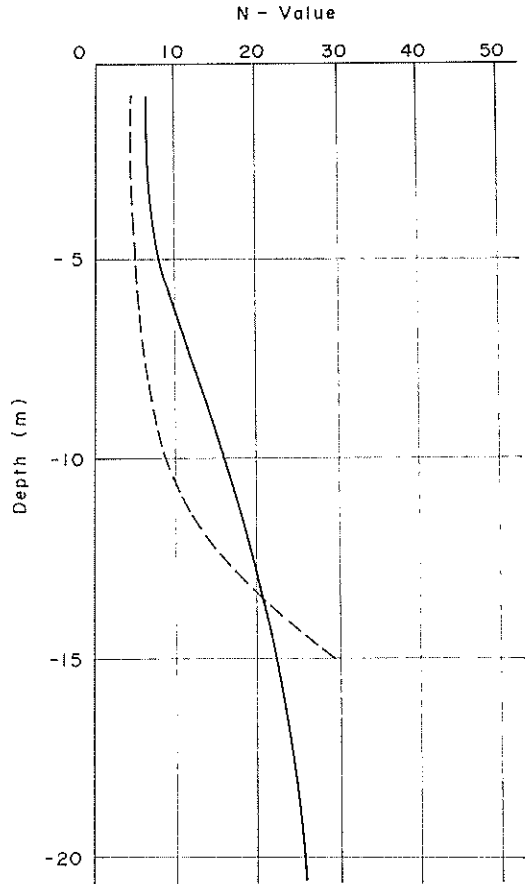


図-7.2 検討対象地点の地震前後の平均N値の深さ方向分布(実線:地震前,破線:地震後)

施されており、それらの結果より平均N値の深さ方向分布を求めると信濃川の右岸については図-7.2のようである³⁷⁾。図-7.1(b)で示した海底表面附近のシルト層の存在のN値への影響は、平均化したN値には表われていないようである。すなわち、シルト層の存在する部分の境界において、N値の分布の変化は特に見られない。図-7.2に示した平均N値の深さ方向分布を見ると-13m以浅ではN値が地震後に減少している。一方、-13m以深では、逆にN値は増大している。一般に、N値の地震前後の増減の傾向は一定していないので、N値の傾向から地盤の液状化領域を推定することはできないが、N値の変動から液状化が発生したであろうということは、十分、推定される状況にある。

(2) 地盤の透水条件

図-7.1(b)に示した液状化に関する検討対象地点の地盤の透水性については、原位試験や不攪乱試料に関する透水試験による透水係数が得られていないため、以下

のようにして推定する。万代島砂の透水試験によると透水係数と相対密度の関係が図-4.3で与えられる。また、相対密度 D_r と標準貫入試験の N 値の関係が、Gibbs・Holz により次式で与えられている。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\frac{\sigma'_v}{10} + 0.7}} \quad (18)$$

図-7.2に示した地震前の N 値の深さ方向分布より、図-4.3の $k \sim D_r$ 及び(18)式の $D_r \sim N$ 関係を用いて透水係数 k の深さ方向分布を求めると図-7.3のようになる。(18)式の関係は砂に対して適用しうるものであり、図-7.1(b)に示した表層部のシルト層に対しては適用されない。表層部のシルト層は非常に薄い層であり、通常の解析を行う場合には、無視されることになる。しかし、透水性を

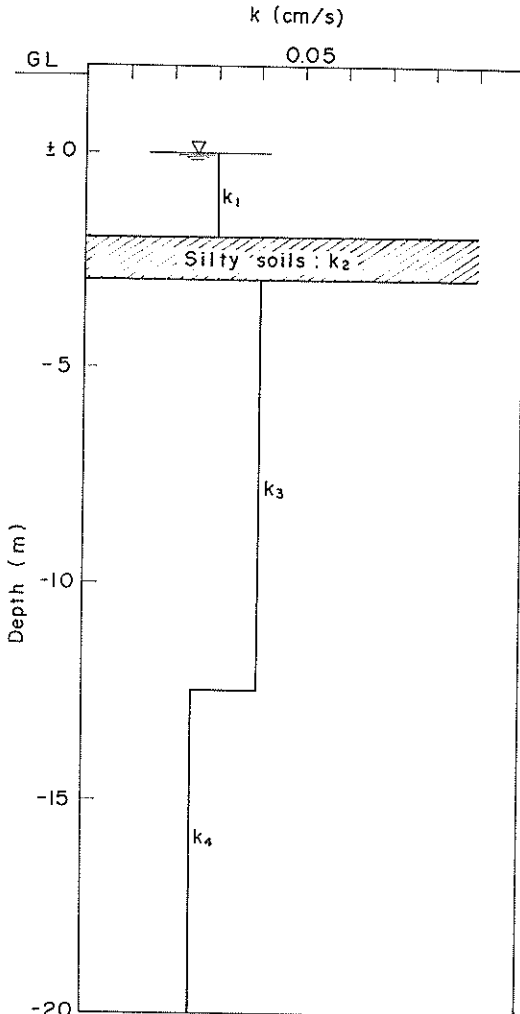


図-7.3 検討対象地点の透水係数の深さ方向分布

考慮した解析を行う場合には、透水性の相対的に低いシルト層の存在は、たとえある程度薄い層であっても、連続して存在する場合には、何らかの影響を及ぼすことが予想される。図-7.1(b)のシルト層についての透水係数については、正確な値は得られていないため、 $k=10^{-4}$ 、 10^{-3} 、 10^{-2} cm/sの各オーダーの場合について検討することとし、これらの値は図-7.3では k_2 として示されている。

(3) 地震条件

新潟地震時の強震記録によれば、地表面における最大加速度 $a_{max}=0.17G^{37)}$ とされており、また、地盤の卓越振動数は $f=2Hz^{38)}$ と推定される。

7.2 解 析

(1) 地震時せん断応力の計算

地震時せん断応力 τ_{av} は(2)式により計算する。ただし、単位体積重量は、海面上では、 $\gamma=1.8tf/m^3$ 、海水下、 $\gamma'=1.0tf/m^3$ 、 r_d は文献9)の図からの平均値を用いた。計算結果を表-7.1に示す。

表-7.1 地震時せん断応力の計算

深 度 (m)	$\gamma'z(tf/m^2)$	r_d	$\tau_{av}(tf/m^2)$
+ 1.8	0	—	0
± 0	3.24	0.99	0.35
- 5	13.24	0.94	1.38
-10	23.24	0.85	2.18
-15	33.24	0.66	2.42
-20	43.24	0.55	2.63

(2) 完全非排水条件における液状化強度の計算

図-7.2に示した地震前の N 値分布より相対密度 D_r を Gibbs・Holz の式 $D_r=21\sqrt{N/(\sigma'_v/10+0.7)}$ を用いて推定する。各深さの相対密度に対し、波数 N_i において液状化を生ずるに要する応力比は、完全非排水条件の場合、慣用の液状化試験を実施するか、または、適当な推定式より求められる。万代島砂の場合、液状化試験結果が得られているため、図-5.5(a)、図-5.5(b)または図-5.5(c)により求めた。現地盤の液状化強度は、補正係数 c_r を用い振動三軸試験の結果を補正することにより求める。計算過程の例を表-7.2に示す。

(3) 部分排水条件における液状化強度の計算

与えられた条件に対し排水効果が期待しうるか否かの判定は、排水効果係数 $\bar{\alpha}=k/fL$ と図-5.8(a) また図-5.8(b) により行う。

図-7.3に与えられた透水条件の場合、砂層部分については図-7.3に与えられたものとし、表層部シルト層につ

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

表-7.2 完全非排水条件における液状化強度の計算過程

深 度 (m)	N 値	有効上載圧 (tf/m ²)	相対密度 (%)	c _r	(τ _D /σ _c) _u		(τ _{i,N}) _u (tf/m ²)	
					N _i =10	N _i =20	N _i =10	N _i =20
+ 1.8	7	0	66	0.62				
± 0	7	3.24	54	0.58	0.220	0.180	0.413	0.338
- 2	7	5.24	50.2	0.57	0.210	0.170	0.627	0.508
- 3	7	6.24	48.3	0.57	0.183	0.143	0.667	0.509
- 5	8	8.24	48.0	0.57	0.187	0.142	0.878	0.667
-10	15.5	13.24	58.0	0.59	0.235	0.190	1.836	1.484
-15	22	18.24	62.0	0.61	0.245	0.197	2.726	2.192
-20	26	23.24	62.0	0.61	0.245	0.197	3.473	2.793

いては、 $k_2=10^{-4}$, 10^{-3} , 10^{-2} cm/s の 3 種類の条件について検討する。

上述の 3 ケースについて、各ケースの透水係数 k の深さ方向分布に対し、各検討要素の深さより上方の k の分布より等価透水係数 \bar{k} を求める。その点より水面までの排水距離 L 、卓越振動数 $f=2\text{Hz}$ とともに、各深さにおいて、排水効果係数 $\bar{\alpha}=\bar{k}/fL$ を求め、図-5.8(a)または図-5.8(b)より $N_i=10$ または $N_i=20$ に対する液状化強度比 $SR(N_i)$ を求める。 $\bar{\alpha}$ が図-5.8(a)または図-5.8(b)の上限値をこえる場合には、 $\bar{\alpha}=10^{-2}\text{s}^{-1}$ の値を用いる。(これは安全側の仮定である。)

部分排水条件における液状化強度 $\tau_{i,N}$ は(13)式すなわち、次式により求める。

$$\tau_{i,N} = SR(N_i)(\tau_{i,N})_u \quad (13)$$

ここに、 $(\tau_{i,N})_u$ は完全非排水条件における原位置での液状化強度である。

表-7.3(a)、表-7.3(b)及び表-7.3(c)に、それぞれ、 $k_2=10^{-4}\text{cm/s}$ 、 $k_2=10^{-3}\text{cm/s}$ 及び $k_2=10^{-2}\text{cm/s}$ の場合の液状化強度の計算過程の例を示す。

(4) 液状化の検討

各深さの点における液状化の可能性は、地震時のせん断応力 τ_{av} と原地盤での液状化強度 $\tau_{i,N}$ との比較により行なわれ、 $F=\tau_{i,N}/\tau_{av}$ で定義される安全率も一つの判断基準である。

図-7.4 は、 τ_{av} の深さ分布、 $\tau_{i,N}$ の深さ分布を直接比較して示したものである。 $\tau_{i,N}$ については、完全非排水条件の場合及び部分排水条件の場合があわせて示されており、さらに部分排水条件の場合については、表層部シルト層の透水係数が $k_2=10^{-4}$, 10^{-3} , 10^{-2}cm/s と仮定した場合の排水条件について示す。

図-7.4 より、排水効果の影響を取り入れて、液状化解析を行った場合、表層部シルト層の存在が、下部砂層の

液状化につきのような影響を及ぼすことが明らかにされる。

- 1) 厚さ 1 m 程度の薄いシルト層であっても広範囲に存在する場合には、排水性という観点から下部砂層に大きい影響を及ぼす可能性がある。
- 2) シルト層の透水係数 k_2 が 10^{-4}cm/s より小さいものとする完全非排水条件として解析した場合ほとんど等しい。
- 3) シルト層の存在している部分に、かなり大きい透

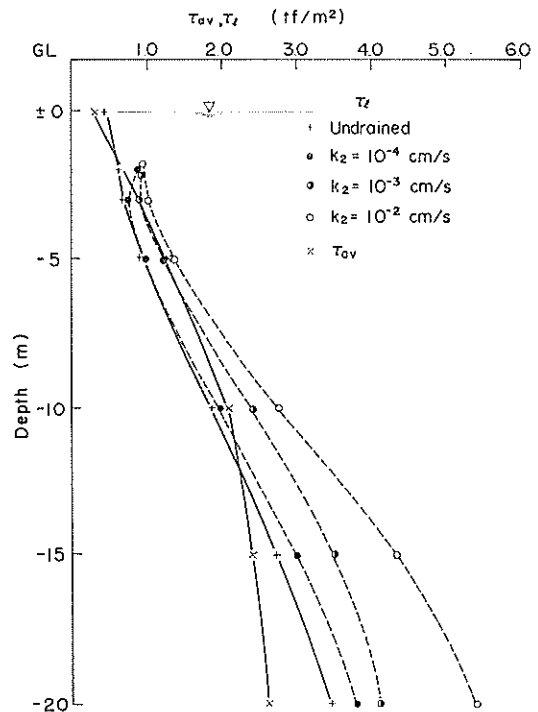


図-7.4 地震時せん断応力及び各排水条件における液状化強度の深さ方向分布

表-7.3 (a) 部分排水条件における液状化強度の計算 ($k_2=1 \times 10^{-4}$ cm/s の場合)

深 度 (m)	相対密度 (%)	$(\tau_{l,N})_u$ (tf/m ²)		k_t (cm/s)	d_t (cm)	\bar{k} (cm/s)	$\frac{\bar{k}}{fL}$	SR(N_i)		$\tau_{l,N}$ (tf/m ²)	
		$N_i=10$	$N_i=20$					$N_i=10$	$N_i=20$	$N_i=10$	$N_i=20$
+1.8	66.0										
± 0	54.0	0.413	0.338								
- 2	50.2	0.627	0.508	3.0×10^{-2}	200	3.0×10^{-2}	7.5×10^{-5}	1.52	1.68	0.953	0.853
- 3	48.3	0.667	0.509	1.0×10^{-1}	300	2.98×10^{-1}	4.96×10^{-7}	1.09	1.11	0.740	0.565
- 5	48.0	0.878	0.667	4.0×10^{-2}	500	4.94×10^{-1}	4.94×10^{-7}	1.08	1.10	0.948	0.734
-10	58.0	1.836	1.484	4.0×10^{-2}	1,000	9.76×10^{-1}	4.88×10^{-7}	1.08	1.10	1.983	1.632
-15	62.0	2.726	2.192	2.5×10^{-2}	1,500	1.44×10^{-3}	4.80×10^{-7}	1.12	1.20	3.053	2.630
-20	62.0	3.473	2.793	2.5×10^{-2}	2,000	1.88×10^{-3}	4.70×10^{-7}	1.12	1.20	3.889	3.352

表-7.3 (b) 部分排水条件における液状化強度の計算 ($k_2=1 \times 10^{-3}$ cm/s の場合)

深 度 (m)	相対密度 (%)	$(\tau_{l,N})_u$ (tf/m ²)		k_t (cm/s)	d_t (cm)	\bar{k} (cm/s)	$\frac{\bar{k}}{fL}$	SR(N_i)		$\tau_{l,N}$ (tf/m ²)	
		$N_i=10$	$N_i=20$					$N_i=10$	$N_i=20$	$N_i=10$	$N_i=20$
+1.8	66.0										
± 0	54.0	0.413	0.338								
- 2	50.2	0.627	0.508	3.0×10^{-2}	200	3.0×10^{-2}	7.5×10^{-5}	1.51	1.68	0.947	0.853
- 3	48.3	0.667	0.509	1.0×10^{-3}	300	2.81×10^{-3}	4.68×10^{-6}	1.43	1.51	0.950	0.769
- 5	48.0	0.878	0.667	4.0×10^{-2}	500	4.48×10^{-3}	4.48×10^{-6}	1.42	1.49	1.242	0.994
-10	58.0	1.836	1.484	4.0×10^{-2}	1,000	8.05×10^{-3}	4.03×10^{-6}	1.32	1.47	2.427	2.181
-15	62.0	2.726	2.192	2.5×10^{-2}	1,500	1.0×10^{-2}	3.33×10^{-6}	1.29	1.42	3.516	3.113
-20	62.0	3.473	2.793	2.5×10^{-2}	2,000	1.2×10^{-2}	3.0×10^{-6}	1.19	1.40	4.132	3.910

表-7.3 (c) 部分排水条件における液状化強度の計算 ($k_2=1 \times 10^{-2}$ cm/s の場合)

深 度 (m)	相対密度 (%)	$(\tau_{l,N})_u$ (tf/m ²)		k_t (cm/s)	d_t (cm)	\bar{k} (cm/s)	$\frac{\bar{k}}{fL}$	SR(N_i)		$\tau_{l,N}$ (tf/m ²)	
		$N_i=10$	$N_i=20$					$N_i=10$	$N_i=20$	$N_i=10$	$N_i=20$
+1.8	66.0										
± 0	54.0	0.413	0.338								
- 2	50.2	0.627	0.508	3.0×10^{-2}	200	3.0×10^{-2}	7.5×10^{-5}	1.51	1.68	0.947	0.853
- 3	48.3	0.667	0.509	1.0×10^{-2}	300	1.8×10^{-2}	3.33×10^{-5}	1.50	1.65	1.001	0.840
- 5	48.0	0.878	0.667	4.0×10^{-2}	500	2.3×10^{-2}	2.30×10^{-5}	1.50	1.65	1.317	1.101
-10	58.0	1.836	1.484	4.0×10^{-2}	1,000	2.93×10^{-2}	1.47×10^{-5}	1.50	1.65	2.754	2.449
-15	62.0	2.726	2.192	2.5×10^{-2}	1,500	2.76×10^{-2}	9.20×10^{-6}	1.59	1.81	4.334	3.968
-20	62.0	3.473	2.793	2.5×10^{-2}	2,000	2.69×10^{-2}	6.72×10^{-6}	1.57	1.75	5.453	4.888

水係数の層が存在していた($k_2=10^{-2}$ cm/s程度の層)ものと仮定して、排水効果を考慮した検討を行うと、液状化強度はかなり大きく、したがって、液状化の可能性はかなり小さかったものと推定される。

上述のような検討により、万代島地域の地盤には、上層部に薄いシルト層が全域的に存在していることから、排水効果がほとんど考慮しえず、結果的には、完全非排水条件により液状化が生じたものと考えられる。図-7.1

(a)に示した地域では、深さ-3m~-12m程度で液状化の可能性があることが指摘される。

上述のような検討からは、シルト層など細粒分を含む層の存在が、下部砂層の液状化を促進させるような働きをすることになる。一方、細粒分を含む層が厚い場合には、液状化の可能性は小さいという報告がある³⁹⁾。このことは、一見、矛盾するようであるが、上述のことはシルト層など細粒分を含む層の下方に存在する砂層の液状

化を対象としたのに対し、後者では、細粒分を含む層自体の液状化を問題としていることに注意する必要がある。

8. 結 論

港湾ならびに海洋構造物基礎地盤のように、表層まで完全に水浸し、かつ、比較的浅い所にある飽和砂層について、地震時の液状化を検討する場合には、液状化強度にある程度の排水効果を期待しうるものと考えられる。本報告では、現実の地震時の排水条件を考慮した液状化試験法の開発を行ない、各種の排水条件における飽和砂の液状化強度を評価し、その影響要素を検討するとともに、地震時の液状化の予測に活用する方法を検討している。得られた主要な結論は次のとおりである。

1) 振動三軸試験装置の排水回路に排水量調節バルブを含む排水制御回路を接続することにより、地震時の現実の排水条件を再現した液状化試験の実施が可能である。

2) 各種の部分排水条件のもとでの液状化試験の結果から、液状化強度に及ぼす各種要素の影響が明らかになった。すなわち、部分排水条件における液状化強度は、完全非排水条件における液状化強度より一般に大きく、両者の比率として定義される液状化強度比 $SR(N_i)$ は、 $\alpha = k/fL$ で定義される排水効果係数と相対密度により与えられる。

3) 上述の結果を考慮して、浸透流の影響を加味した液状化の予測に関する一つの試案を提案した。

4) 新潟地震における万代島地域の液状化現象を排水効果を考慮した液状化の予測方法により解析し、表層部シルト層の存在が下部砂層の液状化に大きい影響を及ぼすことを明らかにした。

9. あとがき

地震時の飽和砂の液状化は、非排水条件のもとでの繰返しせん断にもとづく過剰間隙水圧の上昇によって生ずる現象として近似的に把握される。しかし、港湾ならびに海洋構造物基礎地盤のように表層まで完全に水浸し、かつ、比較的浅い位置にある場合には、液状化強度にある程度の排水効果を期待しうるものと考えられる。このような観点から液状化に及ぼす排水効果の考慮について検討を行った。港湾工事の分野においては、埋立地盤、置換地盤、裏込土などの人工的に造成された砂質地盤の耐震性判定に関連して、排水効果の考慮の可否は重要な意義をもつものと考えられる。縮固めにより密度増大をはかることは、地盤改良として有効な手法であるが、排

水性の改良も有効な手法となり得る。そのような検討を行う際にも本報告で述べた手法が有用となることを期待したい。

(1980年11月29日受付)

参 考 文 献

- 1) 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, 1970年12月, pp. 3-1~33.
- 2) 吉見吉昭, 時松孝次, “構造物近傍の砂地盤における地震時の液状化”, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, 1975年11月, pp. 439~446.
- 3) Seed, H.B., and Lee, K.L., “Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading”, ASCE, Vol. 92, No. SM6, Nov., 1966, pp. 105~134.
- 4) 柴田 徹, 行友 浩, “飽和砂の繰返し載荷による液状化現象の研究”, 土木学会論文報告集 No. 180, 1970年8月, pp. 83~96.
- 5) Peacock, W.H. and Seed, H.B., “Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions”, ASCE, Vol. 94, No. SM3, May, 1968, pp. 689~708.
- 6) Finn, W.D.L., Pickering, D.J. and Bransby, P.L., “Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests”, ASCE, Vol. 97, No. SM4, Apr., 1971, pp. 639~659.
- 7) Ishihara, K. and Li, S., “Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test”, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, 1972, pp. 13~39.
- 8) 吉見吉昭, 大岡 弘, “リングねじりせん断試験機による飽和砂の液状化試験”, 第16回土質工学シンポジウム, 1971, pp. 27~32.
- 9) Seed, H.B. and Idriss, I.M., “Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential,” ASCE, Vol. 97, No. SM9, Sept., 1971, pp. 1,249~1,273.
- 10) 岩崎敏男, 竜岡文夫, 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, 1978年11月, pp. 465~468.
- 11) Seed, H.B., “Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes”, ASCE, Vol. 105, No. GT2, 1979, pp. 201~255.
- 12) 石原研而, “土質力学の基礎”, 鹿島出版会, 1976年.
- 13) Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J., “Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction”, ASCE, Vol. 102, No. GT4, April, 1976, pp. 323~346.
- 14) Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R., “An Effective Stress Model for Liquefaction”,

- ASCE, Vol. 103, No. GT6, June, 1977, pp. 517~532.
- 15) Liou, C.P., Streeter, V.L. and Richart, F.E., "Numerical Model for Liquefaction", ASCE, Vol. 103, No. GT6, June, 1977, pp. 589~605.
 - 16) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K., "Two-Dimensional Pore Pressure Changes in Sand Deposits during Earthquakes", Proc. of the Second International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, Vol. 2, Nov., 1978, pp. 853~863.
 - 17) Lee, K.L. and Focht, J.A., "Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea", ASCE, Vol. 101, No. GT1, January, 1975, pp. 1~18.
 - 18) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R., "Pore Pressure Development under Offshore Gravity Structures", ASCE, Vol. 103, No. GT 12, December, 1977, pp. 1419~1436.
 - 19) Bjerrum, L., "Geotechnical Problems Involved in Foundations of Structures in The North Sea", Geotechnique 23, No. 3, 1973, pp. 319~358.
 - 20) Breth, H. and Schwab, H.H., "Liquefaction of A Fully Saturated Sand under Anisotropic Initial States of Stress in A Controlled Drainage System", Proc. of DMSR 77, Vol. 2, Sept., 1977.
 - 21) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二, "振動三軸試験装置による飽和砂の液状化特性", 港研報告第15巻第4号, 1976年12月, pp. 49~74.
 - 22) 土質工学会, "土質試験法", 1979年11月.
 - 23) Mulilis, J.P., Seed, H.B. and Chan, C.K., "Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction", ASCE, Vol. 103, No. GT2, 1977, pp. 91~108.
 - 24) Ladd, R.S., "Specimen preparation and Liquefaction of Sands", J. GED, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT10, 1974, pp. 1180~1184.
 - 25) 吉見吉昭, "砂地盤の液状化", 技報堂, 1980年3月
 - 26) 石原研而, 安田 進, "新潟地震の液状化に関する動的三軸試験", 第7回土質工学研究発表会, 1972年6月, pp. 305~308.
 - 27) De Alba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K., "Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests", ASCE, Vol. 102, No. GT9, 1976, pp. 909~927.
 - 28) 梅原靖文, 善 功企, "部分排水条件における飽和砂の液状化試験法とその適用", 第14回土質工学研究発表会, 1979年6月, pp. 543~596.
 - 29) Umehara, Y., Zen, K. and Hamada, K., "Liquefaction Test under A Partial Drainage Condition," 7th World Conference on Earthquake Engineering, Turkey, Sept., 1980.
 - 30) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二, "成層地盤の液状化に及ぼす表層部ソルト層の影響", 第35回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp. 155~156.
 - 31) 吉見吉昭, 桑原文夫, 橋場友則, "液状化した砂地盤における構造物の挙動と被害防止対策", 土と基礎, Vol. 23, No. 6, 1975年, pp. 17~22.
 - 32) Seed, H.B. and Booker, J.R., "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains", ASCE, Vol. 103, No. GT7, 1977, pp. 757~768.
 - 33) Ishihara, K. and Mitsui, S., "Field Measurements of Dynamic Pore Pressure during Pile Driving", Proc. International Conference on Microzonation, Vol. 2, 1972, pp. 529~544.
 - 34) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B., "SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontal Layered Sites", Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
 - 35) Finn, W.D.L., Byrne, P.M. and Martin, G.R., "Seismic Response and Liquefaction of Sands," ASCE, Vol. 102, No. GT8, 1976, pp. 841~856.
 - 36) Martin, P.P. and Seed, H.B., "Simplified, Procedure for Effective Stress Analysis of Ground Response," ASCE, Vol. 105, GT6, 1979, pp. 739~758.
 - 37) 運輸省, "新潟地震港湾被害報告", 第2部, 1965年3月.
 - 38) 土木学会 "新潟地震震害調査報告", 1966年6月.
 - 39) 佐藤弘行, 岩崎敏男, 常田賢一, "流動化層地点の地盤特性(その4)", 第35回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, 1980年9月, pp. 149~150.
 - 40) Harr, M.E., "Groundwater and Seepage," McGraw-Hill Book Company, 1962.

記号表

- A: 試料の断面積 (cm²)
- A_b: ビューレットの断面積 (cm²)
- A_s: 試料の断面積 (cm²)
- a_{max}: 最大加速度 (cm/s²)
- B: 間隙水圧係数
- c_r: 補正係数
- D_r: 相対密度 (%)
- e_i: 初期間隙比
- F, F_i: 安全率
- g: 重力の加速度 (cm/s²)
- H: 水頭差 (cm)
- i: 動水勾配
- K₀: 静止土圧係数
- k, k_n, k̄: 透水係数 (cm/s)
- L: 排水距離 (cm)
- M: 変形係数 (kgf/cm²)
- m_v: 体積圧縮係数 (cm²/kgf)
- m_s: 排水せん断試験の体積ひずみのピーク値の対応する軸差応力に対する比 (cm²/kgf)

排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度

N_e : 等価波数	ΔV : 体積変化 (cm^3)
N_f : 液状化波数 (あるひずみ振幅による)	V : 体積 (cm^3)
N_i : 液状化波数 ($u_{\max}/\sigma_c=1.0$ による)	$\alpha, \alpha_b, \alpha_s$: k/L
N_p : 液状化波数 (過剰間隙水圧急増による)	$\bar{\alpha}$: 排水効果係数 ($=k/fL$)
N_s : 液状化波数 (軸ひずみ急増点)	γ_w : 水の単位体積重量 (gf/cm^3)
p_w : 過剰間隙水圧	γ_d : 土の乾燥単位体積重量 (gf/cm^3)
q : 流量 (cc/s)	γ' : 土の水中単位体積重量 (gf/cm^3)
R : 目盛	ε_a : 軸ひずみ振幅
$SR(N_i)$: 液状化強度比	σ_c : 初期拘束圧 (kgf/cm^2)
r_d, r'_d : 補正係数	σ_D : 軸荷重振幅 (kgf/cm^2)
T, T_d : 時間係数	σ'_v : 有効鉛直応力 (kgf/cm^2)
t_d : 時間 (s)	τ_D : せん断応力振幅 (kgf/cm^2)
u_{\max} : 最大間隙水圧 (kgf/cm^2)	τ_{av} : 平均せん断応力振幅 (kgf/cm^2)
v, v_b, v_s : 速度 (cm/s)	$\tau_{l,N}$: 液状化抵抗
z : 深さ (m)	

港湾技術研究所報告 第20卷 第1号

1981・3

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 第一印刷所
東京都中央区湊2-2-4