

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. 26 NO. 4 DEC. 1987

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第26巻 第4号 (Vol. 26, No. 4), 1987年12月 (Dec. 1987)

目 次 (CONTENTS)

1. ベイズ型モデルを用いた方向スペクトルの推定
一入・反射波共存場を対象として……………橋本典明・小舟浩治…… 3
(Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach in
Incident and Reflected Wave Field
…………… Noriaki HASHIMOTO and Koji KOBUNE)
2. 逆流中での風波の発達特性……………鶴谷広一・中野 晋・柳嶋慎一・松延嘉國…… 35
(Development of Wind Waves Generated on Adverse Current
……………Hiroichi TSURUYA, Susumu NAKANO,
Shin-ichi YANAGISHIMA and Yoshikuni MATSUNOBU)
3. 海域の物質循環過程のモデル化と浄化効果の予測手法について……………堀江 毅…… 57
(Nutrient Cycle Model and Its Application to the Prediction of
Seawater and Sediment Improvement …………… Takeshi HORIE)
4. 海底地盤の波浪による液状化および高密度化……………善 功企・山崎浩之・渡辺 篤… 125
(Wave-induced Liquefaction and Densification in Seabed
…………… Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Atsushi WATANABE)

4. 海底地盤の波浪による液状化および高密度化

善 功企*・山崎浩之**・渡辺 篤***

要 旨

本報告は、海底地盤の波浪による液状化および高密度化現象のメカニズムを理論的、実験的に調べたものである。理論的研究では、海底地盤中の変動間隙水圧に関する基礎方程式を、Biotの圧密理論と有効土かぶり圧の変化をカップリングすることにより誘導している。実験的研究では、16個のアクリル製のセルからなる模型タンクが用いられている。模型タンクの内径は、205mm、長さは2100mmである。模型地盤を豊浦砂により作成し、正弦波形の繰り返し水圧を地盤表面に載荷した。地盤内の間隙水圧とマーカーの沈下量および地盤底部の土圧を測定した。

本研究で得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 波浪による過剰間隙水圧の発生機構は、地震時の過剰間隙水圧の発生機構と全く異なっている。
- (2) 海底面の水圧と地盤内の変動間隙水圧の差として求められる有効土かぶり圧の変化によって、地盤の液状化、膨張、高密度化が一周期の中で連続的に発生する。
- (3) 液状化および高密度化に対する影響要因には、波高、周期、水深、有効土かぶり圧、透水係数、体積圧縮係数、層厚、間隙率、飽和度、水の単位体積重量、水の圧縮率などがあげられる。
- (4) 影響要因を考慮した提案理論から計算した理論変動間隙水圧は、実測した変動間隙水圧と良く一致した。
- (5) 実験結果によると、波浪による液状化によって、重力式海洋構造物は沈下し、地中の軽量構造物は浮上する可能性があることが明らかとなった。
- (6) 海底地盤の波浪による液状化は、洗掘現象を引き起こす原因の一つと考えられる。

* 土質部 動土質研究室長
** 土質部 動土質研究室
*** 土質部 動土質研究室 研修生(日本国土開発院)

4. Wave-induced Liquefaction and Densification in Seabed

Kouki ZEN*

Hiroyuki YAMAZAKI**

Atsushi WATANABE***

Synopsis

The mechanism of wave-induced liquefaction and densification in a permeable seabed is theoretically and experimentally investigated. The governing equation on the fluctuating pore pressure in the seabed is derived by coupling Biot's consolidation equation with the change of the effective overburden pressure. The experiments are carried out with a model tank composed of 16 acrylic cells. The inner diameter of the tank is 205 mm and the length of it is 2100 mm. The model layers are constructed with Toyoura sand and sinusoidal cyclic water pressures are applied to the surface of the layers. The pore pressures, the settlements of markers in the layer and the earth pressures at the bottom of the layer are observed.

The results of this study are as follows:

- (1) The mechanism of the excess pore pressure generation due to ocean waves is quite different from that due to earthquakes.
- (2) The change of the effective overburden, which is evaluated as the difference between the pressure on the seabed and the fluctuating pore pressure in the seabed, causes the liquefaction, the expansion and the densification in the seabed continuously in a period of time.
- (3) The influence factors to wave-induced liquefaction and densification are the wave height, the wave period, the depth of water, the effective overburden, the coefficient of permeability, the coefficient of volume compressibility, the thickness of layer, the porosity, the degree of saturation, the unit weight of water and the compressibility of water.
- (4) Theoretical pore pressures calculated from the proposed theory taking account of the influence factors compare well with measured pore pressures.
- (5) The result of the test suggests that the wave-induced liquefaction may cause the settlement of gravity type offshore structures and the rising of light-weight structures in the seabed.
- (6) Wave-induced liquefaction is thought to be one of the reason causing the scouring of the seabed.

* Chief of Soil Dynamics Laboratory, Soils Division.

** Member of Soil Dynamics Laboratory, Soils Division.

*** Trainee, Soil Dynamics Laboratory, Soils Division.

目 次

要 旨	125
1. ま え が き	129
2. 既往の研究	129
3. 波浪による液状化理論	130
3.1 波浪による液状化機構	130
3.2 基礎方程式の誘導	132
3.3 基礎方程式の差分解	133
3.4 液状化に及ぼす影響要因の検討	135
4. 実験概要	137
4.1 試料	137
4.2 実験装置	137
4.3 実験方法	139
4.4 実験条件	140
5. 実験結果および考察	142
5.1 変動間隙水圧分布	142
5.2 波浪による液状化現象の検証	144
5.3 液状化による構造物の挙動	147
5.4 液状化に及ぼす影響要因	151
5.5 理論解析のための排水係数および伝達係数	154
5.6 理論値と実測値の比較	159
5.7 既往の理論解析結果との比較	161
5.8 伝達係数の決定法に関する考察	163
5.9 水圧変動による地盤の挙動	165
5.10 現地への適用に関する考察	171
6. 結 論	176
7. あとがき	177
参 考 文 献	177
記号一覧表	178
付 録	
A. 現地観測の概要	179
B. 測定精度の検討	180

1. まえがき

波浪の作用を受ける海底地盤の土質工学的問題を大別すると、①波による外力が海洋構造物を介して間接的に海底地盤に伝達される場合の問題と、②海底地盤が、直接波の作用を受ける場合の問題がある。本研究では、主として後者に属する問題のなかで、海底地盤の波浪による液状化 (liquefaction) および高密度化 (densification) 現象を取り扱っている。このような問題の取り扱いには、いわゆる全応力法に基づくものと、有効応力法に基づくものがある。有効応力法を用いるか、全応力法を用いるかは、地盤の排水性の難易により判断され、一般に、砂地盤では有効応力法が用いられる場合が多い。有効応力法による地盤の液状化問題を検討するためには、まず地盤中の間隙水圧の挙動を明らかにする必要がある。この点に関しては、これまで比較的多くの研究がある。しかしながら、水圧変動と地盤中の有効応力の関連について土質工学的観点から調べた研究はきわめて少なく、波浪による液状化のメカニズムについては未解明な点も多い。また、液状化現象および高密度化現象は、地盤中の有効応力により支配されると考えられることから、両者の間にはある関連性が存在することが予想される。このような背景から、本研究は、海底地盤の液状化・高密度化現象を有効応力の概念に基づき理論的に解明し、室内実験により検証するとともに、液状化・高密度化に及ぼす影響要因について明らかにしようとするものである。また、実際の海底地盤を想定した液状化解析例を示し、液状化を防止するための2～3の方法についても考察を加えている。

2. 既往の研究

波浪の作用を受ける海底地盤の問題を取り扱おうとする場合には、まず、海底地盤表面に作用する水圧を知ることが必要である。そのため、従来の研究では微小振幅波理論を適用する場合が多く、微小振幅理論によると海底地盤表面の水圧が比較的簡単に求められる。海底地盤表面の水圧がわかれば、その水圧を地盤に働く外力とみなすわけであるが、この場合、外力の作用速度に対する相対的な地盤の透水性によって、全応力法もしくは有効応力法に基づく取り扱いがなされる。前者の例としては、たとえば、Henkel¹⁾が行った粘土地盤の波浪による円形すべりの研究がある。後者の例としては、これまで多くの理論的、実験的研究が行われており、これらの研究の現状については、既に別途取りまとめ紹介されている²⁾。波浪の変動にともなう地盤中の間隙水圧を理論的に取り

扱った研究についてみると、間隙水圧の変動を支配する基礎方程式として、次の①～③のいずれかが用いられている。

- ① Laplace 型の方程式
- ② Terzaghi 型の圧密方程式
- ③ Biot 型の圧密方程式

これらの基礎方程式の違いは、式誘導の前提となる間隙水および土粒子骨格の圧縮性の仮定の相違により生じるものである。Putnam³⁾、Liu ら⁴⁾、Sleath⁵⁾の誘導した Laplace 型の方程式では、間隙水および土粒子骨格を非圧縮性と仮定しており、実際の地盤に適用するにあたっては、これらの仮定が近似的に満足されるような地盤に対してのみ有効である。Moshagen-Torun⁶⁾は、間隙水の圧縮性、土粒子骨格の非圧縮性を仮定して、Terzaghi 型の圧密方程式を導いたが、Prevost ら⁷⁾も指摘しているように、骨格の圧縮性を無視しているため、粗粒材の場合を除いてかなり非現実的な解を与える。大草ら⁸⁾は、間隙水、土粒子骨格の圧縮性を考慮して Terzaghi 型の圧密方程式を誘導しており、また、井上⁹⁾は、土粒子に付着する気泡を考慮して同様な式を導いている。ただし、以上の研究は、主として地盤中の間隙水圧の挙動に着目したもので、間隙水圧の変動に伴う地盤中の応力、ひずみ状態については明確にされていない。

Yamamoto¹⁰⁾、Madsen¹¹⁾、大草¹²⁾は、地盤を弾性体と仮定して Biot 型の圧密方程式と地中応力をカップリングすることにより、地盤中の間隙水圧と応力の関係を解析している。May ら¹³⁾、Mynett ら¹⁴⁾、名倉¹⁵⁾、¹⁶⁾は、Yamamoto、Madsen と同様な方法で、構造物近傍地盤の間隙水圧、弾性応力を求めている。以上のような研究の他に、手法はやや異なるが、石原ら¹⁷⁾は、波浪の進行による地盤中の主応力の回転を考慮した液状化の研究を行っている。これらの既往の研究は、いずれも、応力を算定する過程で弾性地盤を仮定しているため、海底地盤の液状メカニズムや液状化に及ぼす影響要因に関しては、いくつかの未解明な点が残されている。それらの中の主要なものとして、①液状化現象のような大変形問題を取り扱うにあたって弾性論の適用性が明確にされていないこと、②実用上の不透水境界面の決定方法が明らかでないこと、③理論解析に用いられる入力定数の測定方法、決定法、およびそれらの定数の特性について明らかにされていないこと、④波浪の繰返し回数に対する検討が行われていないことなどがあげられる。また、⑤これまでの研究では地盤中の間隙水圧と応力の関係に主眼が置かれており、応力の変化に伴う地盤の挙動が明確になっていないことなどがあげられる。

本研究は、以上のような背景から、波により変動する地盤中の間隙水圧と有効応力の関連を、弾性地盤を仮定しない見地から理論的、実験的に明確にし、波浪により引き起こされる砂地盤の液状化・高密度化機構を解明することを目的としたものである。

3. 波浪による液状化理論

3.1 波浪による液状化機構

海面の水位変動に伴い海底地盤表面に作用する水圧は変動する。図-1は、海底面の水圧の変動を模式的に描いたものであるが、海底面は、常にこのような水圧の変動作用を受けており、本章ではこのような水圧変動が地盤に及ぼす影響について理論的に解明しようとするものである。ここでは、問題を簡単にするために、水圧変動ならびに地盤を一次元空間において取り扱うことにするが、波長が比較的長い波を想定した場合には、この仮定は近似的に成立するものと考えられる。したがって、以後の議論では、図-1に示した地盤中の土要素が一次元的水圧変動を受ける場合について考えることにする。

図-2は、破線で示す位置（初期状態）にあった水位が実線の位置まで低下した時の地盤中の有効鉛直応力を示したものである。図-2のa), b)は、それぞれ、水位低下速度が遅い場合（slow）と速い場合（quick）に対応するものとしているが、ここでいう速度の大小は絶対量を表すものではなく、水位低下に伴う水圧変化が瞬間的に伝達される場合を速度が遅いと定義しておく。図-2のa), b)とも、初期状態における応力状態は同一であり、深さ z での有効鉛直応力 σ'_{v0} は、全応力で表した鉛直応力 σ_{v0} から初期間隙水圧 u_0 を引いた値で、 $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$ となる。このような初期状態から同じ量だけの水位低下が生じたときの z における有効鉛直応力を求めてみる。図-2のa)は、水位低下速度が遅く、水位低下に伴う水圧変化が瞬間的に伝達される場合であるから、有効鉛直応力 σ'_{vs} は、水位低下量を h_d 、水の単位体積重量を γ_w とすると、

$$\sigma'_{vs} = (\sigma_{v0} - \gamma_w \cdot h_d) - (u_0 - \gamma_w \cdot h_d) = \sigma'_{v0} \quad (1)$$

となる。一方、図-2のb)は、水位低下速度が早く、水圧変化が瞬間的に伝達されない場合であるから、有効鉛直応力 σ'_{vq} は、伝達される水圧の遅れ分を $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ とすると、

$$\begin{aligned} \sigma'_{vq} &= (\sigma_{v0} - \gamma_w \cdot h_d) - \{u_0 - \gamma_w \cdot (h_d - \Delta h_d)\} \\ &= \sigma'_{v0} - \gamma_w \cdot \Delta h_d \end{aligned} \quad (2)$$

で表される。ここで、 σ'_{vs} と σ'_{vq} を比較すると、

$$\sigma'_{vq} < \sigma'_{vs} = \sigma'_{v0} \quad (3)$$

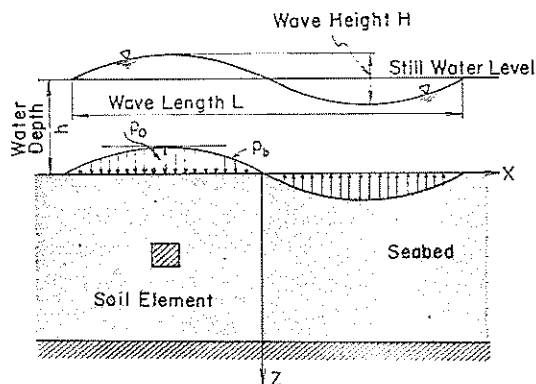


図-1 海底面の水圧変動

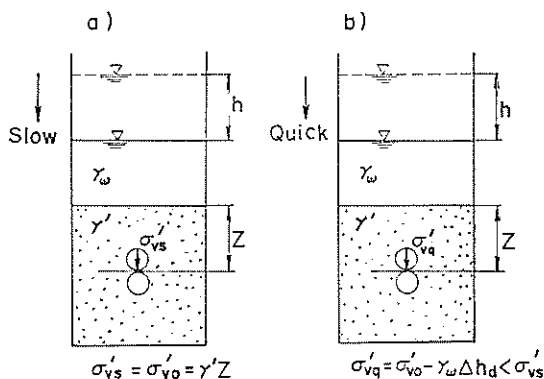


図-2 水位変動と有効応力

となる。したがって、水位低下量が同じであっても、 $\Delta h_d \neq 0$ となるような速度で水位が低下すれば、明らかに地盤中の有効鉛直応力は初期有効鉛直応力よりも小さくなる。また、式(2)において、 $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ は、みかけ上、過剰間隙水圧と同じ働きをしており、理論上は、 $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ が σ'_{v0} よりも大きい場合には、その位置における有効鉛直応力が負となる。実際には、有効鉛直応力が負とはなりえないので、有効鉛直応力がゼロのときにいわゆる液状化が発生すると考えられる。

以上の概念を海洋空間における場合に適用してみる²⁾。図-3のa)は、議論を簡単にするために、波の谷と峰の状態を想定し、静水状態からの地盤中の水圧の変化を深度分布として表したものである。波の谷の状態における海底面上の水圧変化を p_0 とおき、地盤中の水圧の静水圧状態からの変化量を p_m (以後、静水圧状態からの変動という意味で変動間隙水圧とよぶ)とおくと、 $p_0 - p_m$ は、海底面における水圧の変化に対する地盤中への

水圧伝達の時間的な遅れを表し、式(2)の $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ に相当する。水圧の伝達が瞬間的に行われる場合には、地盤中の水圧の変化量はどの深さにおいても同じで $p_m = p_0$ となり、有効応力の概念によると地盤中の有効応力の変化は生じない。一方、水圧が瞬間的に伝達しない場合には $p_m < p_0$ となり、地盤中には $p_0 - p_m$ だけの水圧差が生じていることになる。この水圧差 $p_0 - p_m$ は、上述のように、みかけ上、過剰間隙水圧と同様な意味を持つもので、そのため、地盤中の有効応力は減少することになる。このような考えから、地盤中の有効鉛直応力 σ'_v を求めると、 $\sigma'_v = \sigma'_{v0} - (p_0 - p_m)$ となる。波の降の場合も同様にして、 $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + (p_0 - p_m)$ で表される。ここでの説明において、有効鉛直応力 σ'_v は波の谷の場合には減少し、波の峰の場合には増加することになるが、 σ'_v は、 p_m の分布状況に依存することは言うまでもない。

図-3のb)は、地盤中の水圧が図-3のa)に示した①と②の分布をなすときの σ'_v を、 $\sigma'_{v0} = \gamma'z$ として概念的に描いたものである。ここに、 γ' は、土の水中単位体積重量である。図-3のb)によると、①の分布に対応する σ'_v は、ある深さで負となっており、これは、その深さで浅い地盤において液状化が発生していることを意味するものと考えられる。一方、②に対応する σ'_v は、静水状態の σ'_{v0} よりも大きくなっており、 σ'_v と σ'_{v0} の差の分だけ有効鉛直応力が増加しているから、地盤は、この増加応力によって高密度化 (densification) している、別の表現では、圧縮、締め固められていると考えられる。このように、波浪の変動にともなう地盤中の水圧の応答がある減衰と位相差をもって伝達されるといふ前提にたてば、 $\sigma'_v - \sigma'_{v0} (= p_0 - p_m)$ の大きさによ

って、地盤は液状化と高密度化を繰り返し生じていることになる。また、 $p_0 - p_m$ の値の深さ方向の違いによって、地盤中には浸透水圧が作用していることになる。この浸透水圧は、水圧の分布を $p_m = p_0$ とする方向に作用すると考えられる。以上の議論は、波の谷と峰の状態におけるものであったが、任意の状態における場合にも、その時の海底面の水圧 p_b を p_0 のかわりに用いることによりすべて成り立つ。そこで、静水状態から変動間隙水圧 p_m が増加する方向を正とすると、一般的に、有効鉛直応力 σ'_v は、

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + (p_b - p_m) \quad (4)$$

また、有効鉛直応力の変動量 $\Delta\sigma'_v$ は、

$$\Delta\sigma'_v = p_b - p_m \quad (5)$$

で表される。さらに、土の水中単位体積重量 γ' 、下向きの浸透水圧 j とすると、 $\partial\sigma'_v/\partial z = j + \gamma'$ であるから、 $\partial\sigma'_{v0}/\partial z = \gamma'$ 、 $\partial p_b/\partial z = 0$ より、

$$j = \frac{\partial(p_b - p_m)}{\partial z} = -\frac{\partial p_m}{\partial z} \quad (6)$$

となる。この浸透水圧が、地盤の液状化および高密度化を引き起こす原因と考えられるのである。

以上、海底面上の水圧変動が地盤中へ伝達される状況によっては、地盤の液状化や高密度化が生じる可能性のあることが示されたが、この場合、これらの現象を支配する要因は、 σ'_{v0} 、 p_b 、 p_m の3つと考えられる。

さて、上述のように波浪の変動により地盤が液状化する可能性があることが明らかとなった。この液状化現象を地震時の液状化現象と比較することにより両方の外力により引き起こされる液状化機構の相違について述べ

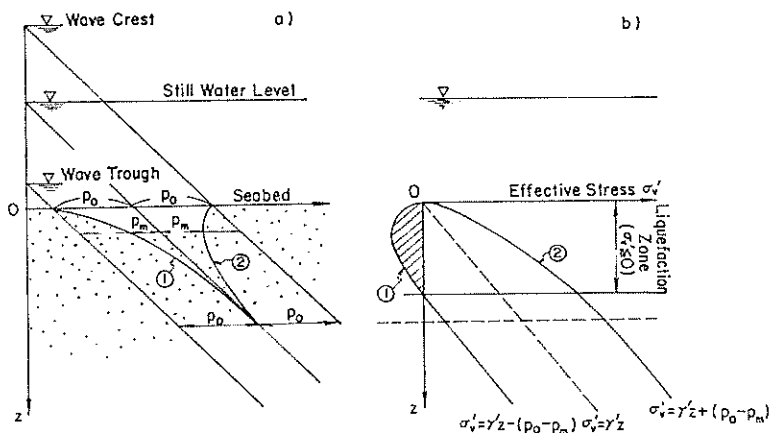


図-3 波の変動による海底地盤の液状化概念図

る。図-4の a) は、波浪および地震による液状化機構を示したものである。前者の場合、土粒子間に作用している水圧は $p_b - p_m$ であり、上述のように、これは、土粒子骨格の変形が生じなくとも、水圧の変動が完全に地盤に伝達されないことにより生じるみかけの過剰間隙水圧である。一方、後者は、地震力により土粒子骨格が変形し、間隙流体と土粒子骨格の圧縮率の違いにより発生する過剰間隙水圧であり、過剰間隙水圧の発生メカニズムが全く異なっている。図-4の b) は、波数 N に対する過剰間隙水圧の上昇状況を模式的に描いたもので、地震時の過剰間隙水圧は波数とともに残留・上昇していくのに比較して、波浪による過剰間隙水圧は、波数に対して静水時を中心に周期的に変動する特徴を有している。以上のことから、これら両者の過剰間隙水圧は明確に区別されるべきと考えられ、その意味で前者を残留過剰間隙水圧、後者を変動過剰間隙水圧とよぶことにする。なお、波浪による液状化には、地震時と同様に残留過剰間隙水圧に起因するものがある。これは、1. で述べたように、波力が構造物を介して地盤に伝達される場合で、このような問題に関するいくつかの研究^(9), 10)がある。筆者ら^{20)~23)}は、波浪による被災防波堤の被災原因が、この種の液状化による可能性のあることを指摘している。

3.2 基礎方程式の誘導

(1) 変動間隙水圧

地盤の応力状態を解明するためには、地盤中の変動間隙水圧 p_m が重要な要因であることが明らかにされた。ここでは、 p_m を解析的に求めるための理論について述べる²⁴⁾。いま、一次元の浸透流を考え、図-5に示されるような深さ z で面積 A 、長さ Δz の土要素を想定する。微小時間 Δt における土要素への水の流入量 Δq_w は、透水係数を k 、水の単位体積重量を γ_w とし、Darcy の法則が成り立つと仮定すると、

$$\Delta q_w = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t \quad (7)$$

となる。また、 Δt 時間における土要素の間隙水の流出量 Δq_m を、図-3で説明したように、変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ に起因する有効鉛直応力 σ'_v の変化による土粒子骨格の圧縮（間隙水の流出）成分と、変動間隙水圧 p_m の変化による間隙水の圧縮（間隙水の流入）成分からなるとすると、間隙率を n 、土の体積圧縮係数を m_v 、間隙水の圧縮率を m_w とし、

$$\Delta q_m = \left(-m_v \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + n \cdot m_w \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} \right) \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t \quad (8)$$

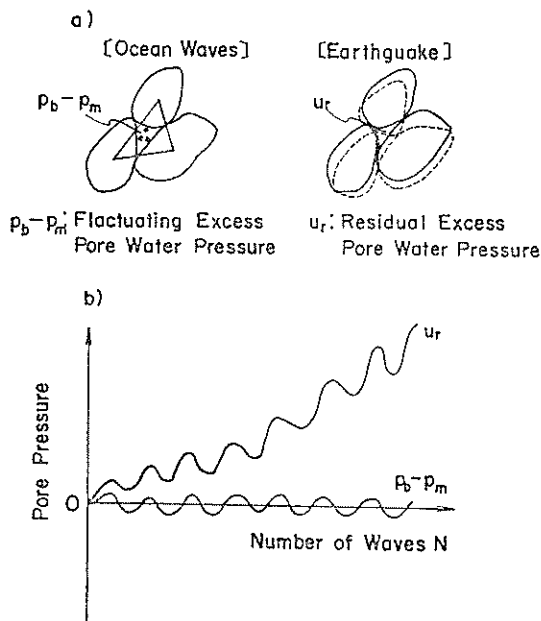


図-4 変動過剰間隙水圧 ($p_b - p_m$) と残留過剰間隙水圧 u_r

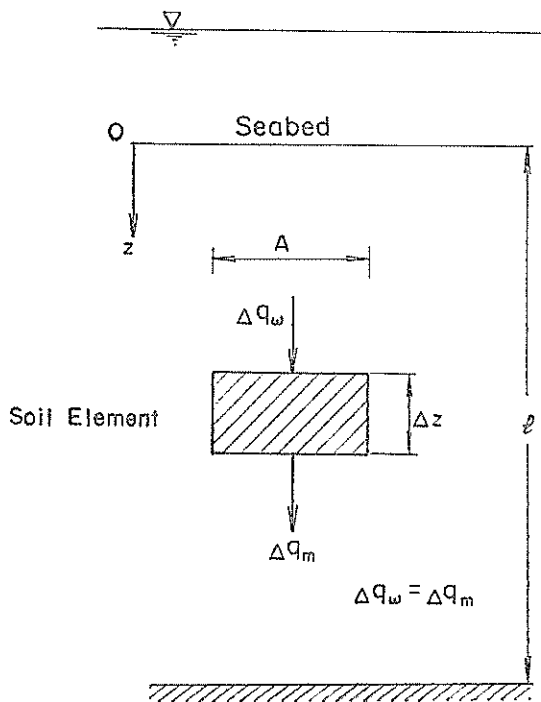


図-5 土要素内の流れ

で表される。ここで、質量保存則が成り立つとすると、間隙水の流入量 Δq_w と流出量 Δq_m は等しいから $\Delta q_w = \Delta q_m$ とおき、有効鉛直応力 σ'_v が式(4)で表されることを考慮すると、 $\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = 0$ であるから、 $\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \frac{\partial (p_b - p_m)}{\partial t}$ となり、変動間隙水圧に関する基礎方程式、

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} = \left(1 + \frac{n \cdot m_w}{m_v}\right) \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (9)$$

を得る。ここで、 $C_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v}$ 、 $\alpha = 1 + \frac{n \cdot m_w}{m_v}$ とおくと、

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} = \alpha \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (10)$$

となる。式(10)は、一次元状態における基礎方程式ではあるが、 p_b については何ら制限を設けていないので、不規則な波に対しても一般的に成立する。

また、 m_w は飽和度 S_r の影響を受けるが、水の圧縮率を m_{w0} ($S_r = 100\%$)、絶対圧力で表した間隙水圧を p_{mg} で表し、 $m_w = \frac{m_{w0} \cdot S_r + (1 - S_r)}{p_{mg}}$ とおくと^{12), 16)}

$$\alpha = 1 + \frac{n}{m_v} \cdot \left(m_{w0} \cdot S_r + \frac{(1 - S_r)}{p_{mg}}\right) \quad (11)$$

となる。

(2) 初期条件および境界条件

地盤中の変動間隙水圧を求めるには、海底地盤表面における境界条件を与える必要があるが、そのために、従来から行われている多くの研究と同様に、微小振幅波理論にもとづき海底表面に作用する水圧を以下のように求める。すなわち、図-1 に示したように、 x, z 座標をとり、 t ；時間、 p_0 ；海底面の水圧変動振幅、 H ；波高、 γ_w ；水の単位体積重量、 h ；水深、 L ；波長、 T ；周期、 λ ；波数 ($2\pi/L$ ；ただし、ここ以外での波数は波の数 N を表す)、 ω ；角振動数 ($2\pi/T$)、とすると、海底面の変動水圧 p_b は、

$$p_b = p_0 \cdot \sin(\lambda x - \omega t) \quad (12)$$

ここに、

$$p_0 = \frac{\gamma_w \cdot H}{2 \cos(\lambda h)} \quad (13)$$

で表される。ここでは一次元問題を取り扱っているから、式(12)は、

$$p_b = p_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (14)$$

で与えられる。

式(14)から得られる p_b を海底地盤表面の水圧とすると、海底面での境界条件は、

$$z = 0 \text{ で、 } p_m = p_b \quad (15)$$

一方、不透水面の境界条件は、不透水層までの距離を l として、式(6)の浸透水圧が 0 であるから、

$$z = l \text{ で、 } \frac{\partial p_m}{\partial z} = 0 \quad (16)$$

となる。

初期条件は、静水状態における変動間隙水圧が 0 であることを考えると、

$$t = 0 \text{ で、 } p_m = 0 \quad (17)$$

となる。

3.3 基礎方程式の差分解

(1) 基礎方程式の無次元化

式(10)に示した基礎方程式の差分解を求めるために無次元化を行う。

$$C = \frac{C_v \cdot T}{l^2} \quad (18)$$

$$\bar{Z} = \frac{z}{l}, \quad \bar{T} = \frac{t}{T} \quad (19)$$

$$\bar{P} = \frac{p_m}{p_0} \quad (20)$$

とおき、式(14)を用いると、式(10)は次式のように無次元化される。

$$C \cdot \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial \bar{Z}^2} = \alpha \cdot \frac{\partial \bar{P}}{\partial \bar{T}} + 2\pi \cos(2\pi \bar{T}) \quad (21)$$

同様に、境界条件および初期条件は、

$$\bar{Z} = 0 \text{ で、 } \bar{P} = \sin(2\pi \bar{T}) \quad (22)$$

$$\bar{Z} = 1 \text{ で、 } \frac{\partial \bar{P}}{\partial \bar{Z}} = 0 \quad (23)$$

$$\bar{T} = 0 \text{ で、 } \bar{P} = 0 \quad (24)$$

となる。

(2) 基礎方程式の差分化

深度および時間の差分間隔をそれぞれ $\Delta \bar{Z}, \Delta \bar{T}$ とすると、式(21)は、

$$C \cdot \frac{[\bar{P}(\bar{Z} + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) - 2\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z} - \Delta \bar{Z}, \bar{T})]}{(\Delta \bar{Z})^2} = \frac{\alpha \cdot [\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T}) - \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T})]}{\Delta \bar{T}} + 2\pi \cos(2\pi \bar{T}) \quad (25)$$

となる。したがって、

$$\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T}) = \left[\left(\frac{\Delta \bar{T}}{(\Delta \bar{Z})^2} \right) \cdot \left(\frac{C}{\alpha} \right) \right] \cdot [\bar{P}(\bar{Z} + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) - 2\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z} - \Delta \bar{Z}, \bar{T})] - \left(\frac{2\pi \Delta \bar{T}}{\alpha} \right) \cos(2\pi \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) \quad (26)$$

境界条件および初期条件は、式(22)～式(24)より、

$$\bar{P}(0, \bar{T}) = \sin(2\pi \bar{T}) \quad (27)$$

$$\bar{P}(1, \bar{T}) = \bar{P}(1 + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) \quad (28)$$

$$\bar{P}(\bar{Z}, 0) = 0 \quad (29)$$

であるから、任意の時間 $\bar{T} + \Delta \bar{T}$ 、任意の深度 \bar{Z} にお

る $\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}+4\bar{T})$ が簡単に計算される。なお、式 (28) の $\bar{P}(1+4\bar{Z}, \bar{T})$ は、差分計算上設けた仮想点 $1+4\bar{Z}$ における \bar{P} の値である。

(3) 差分計算方法と解析結果

差分計算にあたっては、初期の立ち上がりにおいて、 \bar{P} の値がその後の \bar{P} の周期的変動からずれた結果が得られるので、何波分か繰り返し計算を行い、繰り返し波数の影響がなくなるのを確認して計算を打ち切っている。繰り返し回数としては3回(波の3波長分)以上である。差分間隔については、本論文の計算で使用した定数 C, α の範囲内で精度と安定性の検討を行い、 $4\bar{Z}=0.1, 4\bar{T}=0.001$ を用いている。後者は、周期の1/1000ごと、すなわち一波長 ($\omega t=0^\circ\sim 360^\circ$) を 0.36° の間隔で計算していることになる。

図-6、図-7 は、計算結果の一例を示したものである。図-6 は、 $\bar{Z}(=z/l)$ が 0, 0.5, 1.0 の位置における \bar{P} ($=p_m/p_0$) を描いたもので、二つの興味ある点が明らかとなっている。一つは、深度が大きくなると p_m/p_0 の値が減少していることで、他の一つは、波のピーク時をみると明らかなように、深度が大きくなるほど位相 ωt がずれていることである。3.1 では、波浪の変動にもなる地盤中の水圧の応答がある減衰と位相差をもって伝達されるという前提のもとに議論を進めたが、ここで示した結果から、海底面上の水圧変動はそのまま地盤中に伝達されるものではなく、ある減衰と位相差をもって伝達されることが理論的に明らかにされたものと考えられる。図-7 は、各位相(時間)毎の変動過剰間隙水圧の無次元量 $(p_b-p_m)/p_0$ の深度分布を示したものである。図-7 によると、変動過剰間隙水圧の絶対値が最大となる位相は 220° となっており、これは、海底面上

の水圧の変動が峰から谷へ移行する過程において、静水圧よりもやや下がった時点に相当している。

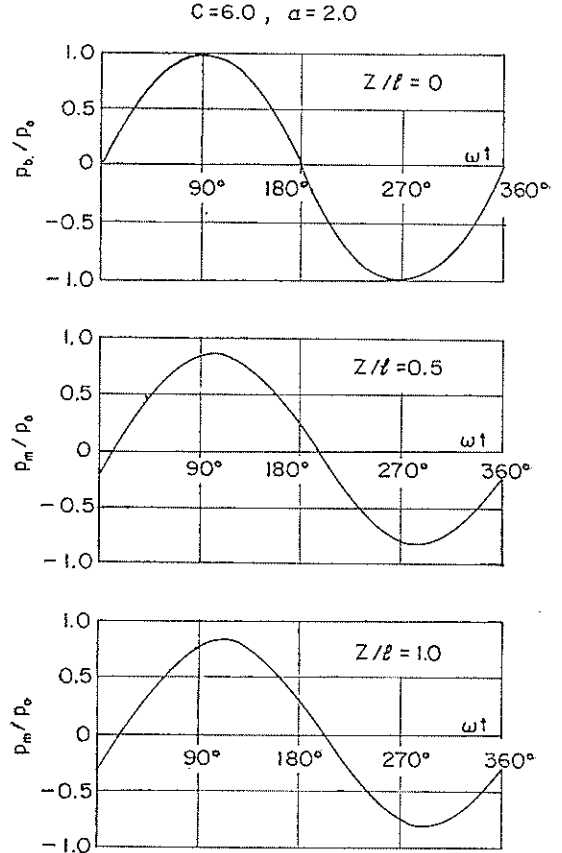


図-6 変動過剰間隙水圧の無次元量 p_m/p_0 の変化

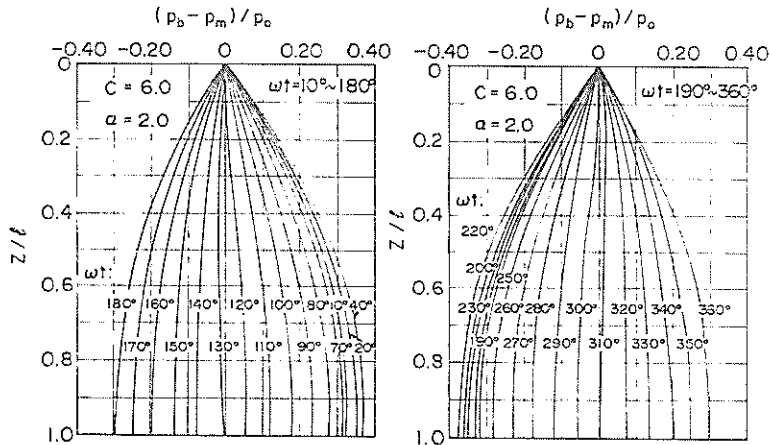


図-7 変動過剰間隙水圧の無次元量 $(p_b - p_m)/p_0$ の分布

3.4 液状化に及ぼす影響要因の検討

(1) 変動間隙水圧 p_m に及ぼす影響要因

海底地盤の液状化は、変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ と密接な関連があることは既に述べた。そこで、まず変動間隙水圧 p_m に影響する要因について調べてみる。

変動間隙水圧に関する基礎方程式 (10) に示したように、 p_m に及ぼす影響要因としては、地表面の水圧変動振幅 p_0 、周期 T 、土の体積圧縮係数 m_v 、透水係数 k 、水の単位体積重量 γ_w 、飽和度 S_r 、間隙水の圧縮率 m_w 、間隙率 n 、地盤の深さ z 、層厚 l などがあり、この他、式(10)には含まれていないが、波数 N の影響も考えられる。これらを図数形として表すと、

$$p_m = F(p_0, T, m_v, k, n, \gamma_w, S_r, m_w, z, l, N) \quad (30)$$

となる。これらの影響要因の中で、 p_0 、 T 、 N は、波浪特性および水深に依存するファクターで、 m_v 、 k 、 n 、 S_r は、地盤の特性に依存するファクターである。 m_v 、 k 、 n については、相対密度とも密接な関連があるものと思われる。また、 k 、 γ_w 、 m_w については、間隙水に依存するファクターで、 z 、 l は、地盤の幾何学的なファクターにより決まる定数である。波数 N の影響については別途考慮するとして、残りの要因を式(21)を参照して無次元化すると、

$$\bar{P} = G(\bar{T}, \bar{Z}, C, \alpha) \quad (31)$$

により表される。 \bar{T} 、 \bar{Z} が既に与えられているとすると、 \bar{P} は、定数 α と C のみの関数となる。したがって、まず、それぞれ式(11)と式(18)で表される α と C について検討を加える。

(2) 定数 α

ここでは、導入された定数 α の持つ意味について考えてみる。微小な時間 dt において海底面上の水圧が dp_b だけ変化し、そのとき地盤はほぼ非排水状態にあるとすると、基礎方程式 (10) の左辺はゼロとおけるから、

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\frac{\partial p_m}{\partial t}}{\frac{\partial p_b}{\partial t}} \quad (32)$$

となる。式(32)の右辺は、微小時間における海底面上における水圧の増分に対する地盤中の間隙水圧の増分の比を表し、 $1/\alpha$ は、海底面上の水圧の伝達しやすさを表すものと考えられる。別の見方をすると、上記のことは、三軸試験における供試体に非排水条件のもとで拘束圧を dp_b 増加させたとき、供試体中の間隙水圧増分が dp_m となったことと同義であるから、 $1/\alpha$ は間隙水圧係数 B 値に関連することを意味している。したがって、式(11)で定義された α は、この B 値の関数、 $\alpha = f(1/B)$ と考えられ、水圧の伝達のしにくさを表すことになる。大草¹²⁾は、地盤中の変動間隙水圧に及ぼす B 値の影響を詳細に検討し、海底地盤中では $B < 1.0$ であることを示すとともに、 B 値が小さくなる（これは、 α が大きくなる場合に相当する）と変動間隙水圧の伝達が低下することを理論的に明らかにしている。図-8 は、 C を 6 と一定にした時の α の p_m/p_0 に与える影響を調べたもので、 α の値が大きくなるにつれて p_m/p_0 の値は減少していることがわかる。また、位相差 θ についても同様で、 α が増加するにつれて増大している。 α が 1 の場合については、図-8

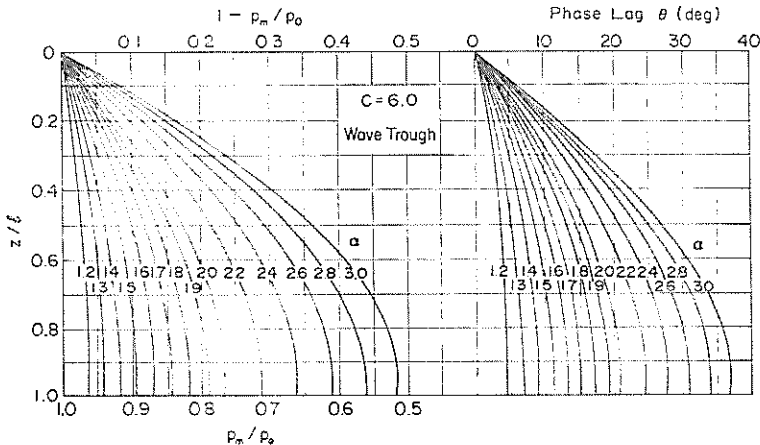


図-8 伝達係数 α と変動間隙水圧の無次元量 p_m/p_0

に示されていないが、図-8の傾向から判断すると、 $p_m/p_0=1$ 、 $\theta=0^\circ$ となると考えられる。これは、 B 値が1に相当し、水圧 p_0 が瞬時に伝達されると考えると当然のことと思われる。以上のように、定数 α は、海底面上の水圧の地盤中への伝達特性を表す定数であると考えられ、したがって、以後、この定数 α を便宜的に伝達係数と呼ぶことにする。ただし、この場合、 α の値が大きくなると水圧は伝達しにくくなることを意味するものである。

(3) 定数 C

定数 C は、式(18)で定義される。これは、圧密係数 $C_v=k/\gamma_w \cdot m_v$ と周期 T と層厚 l の二乗の比 T/l^2 の積で表される無次元量で、排水のしやすさを表している。すなわち、 C_v が大きいと間隙水は速く排水され、周期 T が短い場合には、排水がしにくいことを表している。また、層厚 l が薄い場合には、排水が速く起きることを表している。図-9は、伝達係数 α を2.0とした場合の C の p_m/p_0 に及ぼす影響を調べた結果で、定数 C が大きくなると p_m/p_0 は小さくなっており、これは、間隙水の排水の効果と思われ、 C は、排水のしやすさを表す定数と考えることの妥当性を裏付けている。したがって、以後この定数 C を排水係数と呼ぶことにする。なお、 C は、圧密問題で用いられている時間係数における時間を周期で置き換えた形となっている。

(3) 波数 N

式(31)では、波数 N の影響を無視している。しかしながら、式(30)に示したように、 p_m は N の影響を受けることが予想される。この場合、 N の影響は、直接的なものではなく式(30)の N 以外の要因に間接的に影響を及ぼ

すことにより現れると考えられる。 N に影響を受ける要因としては、波の繰り返しによって生じる地盤の密度変化に関連があると思われるファクター、 m_v, k, n, S_r があげられる。したがって、 N の影響をみるためには、これらの要因を含む C と α について検討すればよい。 C には、 m_v と k が k/m_v という形で含まれているから、波の繰り返し作用による k/m_v の変化が p_m に影響を及ぼす一要因と考えられる。いま、波の繰り返しによって相対密度 D_r が変化した場合を想定すると、 k と m_v が D_r の変化に対して同じように割合で変化する場合には k/m_v は一定となり、排水係数 C も一定となる。これ以外の場合には、 C は波数 N によって変化することになる。

一方、 α については、式(11)に示したように $S_r, n/m_v, p_{mg}$ の要因が含まれている。飽和度 S_r については、図-10に示すように α の値に敏感に影響し、わずか1%の S_r の相違でも α は大きく変化する。ただし、波数 N に対する S_r の変化を考える場合には、 p_{mg} の変化による間隙中の空気溶解、放出にともなう S_r の変化について検討すればよい。井上²⁾は、Leeら²⁵⁾、Blackら²⁵⁾の研究に基づき、Boyleの法則、Henryの法則を用いて、水圧の変動による間隙水中の気飽量の変化について検討した結果、水圧の変動周期が比較的短い場合には、気飽の溶解、放出はないとみなしてよいと述べている。したがって、波数 N による S_r の変化は無視しうるものと考えられ、 α に対する波数 N の影響は、 n/m_v と p_{mg} により支配されることが考えられる。なお、ここで留意すべき点は、絶対圧力 p_{mg} で表示した間隙水圧が、定数ではなく変数となっていることである。 α が p_{mg} によって

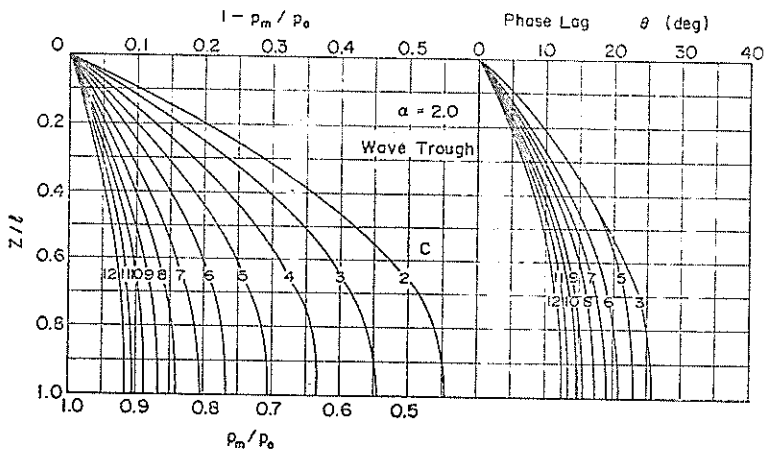


図-9 排水係数 C と変動間隙水圧の無次元量 p_m/p_0

大きく変化する場合には、 α を定数と仮定すると誤差が大きくなるが、静水圧に比較して変動水圧が小さければ p_m として静水圧をとれば α に及ぼす影響は小さいと考えられる。

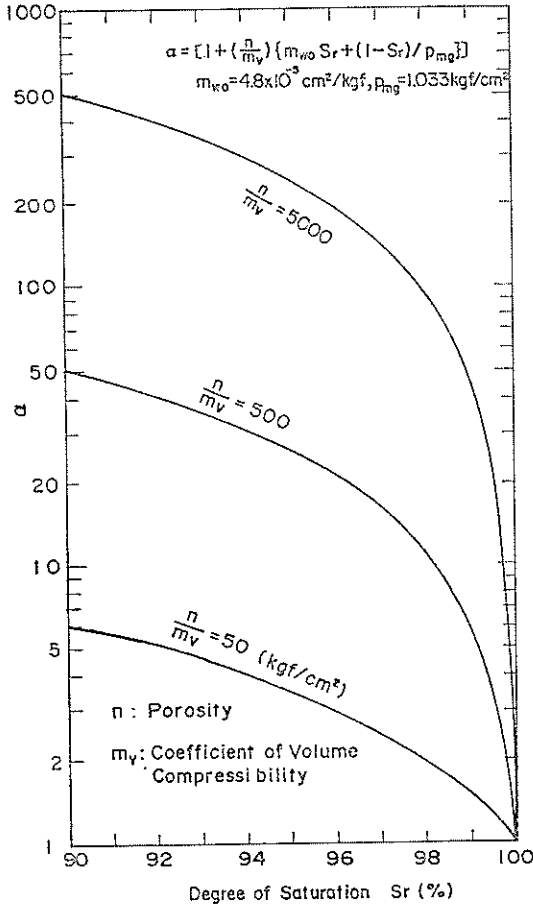


図-10 飽和度 S_r と伝達係数 α

(4) 液状化に及ぼすその他の影響要因

以上、変動間隙水圧 p_m に影響する要因について検討したが、液状化現象は、3.1の式(4)に示した有効鉛直応力 $\sigma'_v (= \sigma'_{v0} + (p_b - p_m))$ が σ'_{v0} よりも小さくなった時に発生する。ここに、 σ'_{v0} は、土の水中単位体積重量 γ' と深さ z の積および有効上載荷重 q_s で表され、 p_b は、海底面上の変動水圧で、次元空間における微小振幅波を仮定した場合には、式(13)、式(14)で表される。したがって、液状化に及ぼす影響要因としては、上記、変動間隙水圧 p_m に及ぼす要因の他に、 γ' 、 q_s 、 p_b があげられる。なお、 p_b は、波高 H 、周期 T 、波長 L 、水深 h 、水の単位体積重量 γ_w に依存している。

4. 実験概要

4.1 試料

実験には豊浦標準砂を使用した。豊浦標準砂の粒径加積曲線を図-11に、物理的特性を表-1に示す。実験では、模型地盤の初期相対密度を30%、50%、70%の3種類に調整している。

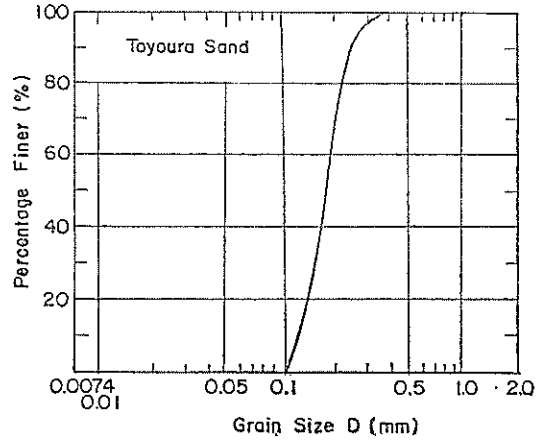


図-11 粒径加積曲線

表-1 試料の物理的特性

比重 G_s	2.647
最大間隙比 e_{max}	0.988
最小間隙比 e_{min}	0.615
均等係数 U_c	1.79
50% 粒径 $D_{50}(mm)$	0.181

4.2 実験装置

実験に用いた変動水圧型液状化試験装置(仮称)を図-12(a)に、装置全景を写真-1に示す。本装置は、①試料を詰めるアクリル円筒部、②変動水圧載荷・制御部、③計測部、④記録・解析部から構成されている。アクリル円筒部は、内径 205mm、外径 225mm、高さ 100mm および 200mm の円筒リングを積みかさね全高 2.1m にしたものである。リングは下端から1個ずつ試料を詰めながら積み重ねるが、リングを積みかさねる場合、各リング間にOリングをセットし、特殊な固定バンドで各リングを締め付け一体化しながら積み上げる。積み重ね終了後、図-12(a)に示されるように、円筒上端の鋼製板と

底板を銅製の棒により締結し全円筒リングを一体化する。これはリング間の一体化によってアクリル円筒が内圧に耐えられるようにするためである。変動水圧・制御部は、静的な空気圧および周期的な空気圧を発生し制御する部分（空気圧発生・制御装置）と、空気圧を水圧に変換する圧力タンクからなる。圧力タンクの内部には、図-12(a)に示すように、水と空気を分離するゴム製チューブがあり、チューブ内の空気圧はこのゴム製チューブを介して水圧に変換され、水圧に変換された圧力は円筒の上部から伝達される。計測部は、間隙水圧計（本実験では、各円筒リングの中央側壁に設けられている間隙水圧測定孔（写真-2）のうち、図-12(b)に示す P0、

P1, P3, P5, P7, P9, P11, P13および PLの9点と模型地盤底部の土圧計およびアンブからなる。その他に、模型地盤作成時に各リング中央高さの内壁面に、直径約5 mm程度の着色された礫（レキ）がマーカーとしてセットされており、マーカー（M1~M14）の移動量は透明アクリルの外側から測定される。電気的な測定結果は、実験の初期の段階では電磁オシログラフ上に記録されていたが、その後データレコーダを用いている。データレコーダの記録は、実験終了後、マイクロコンピュータにより処理・解析される。なお、試験の能率を上げるために、アクリル円筒部と計測部については、同じものを2連使用している。

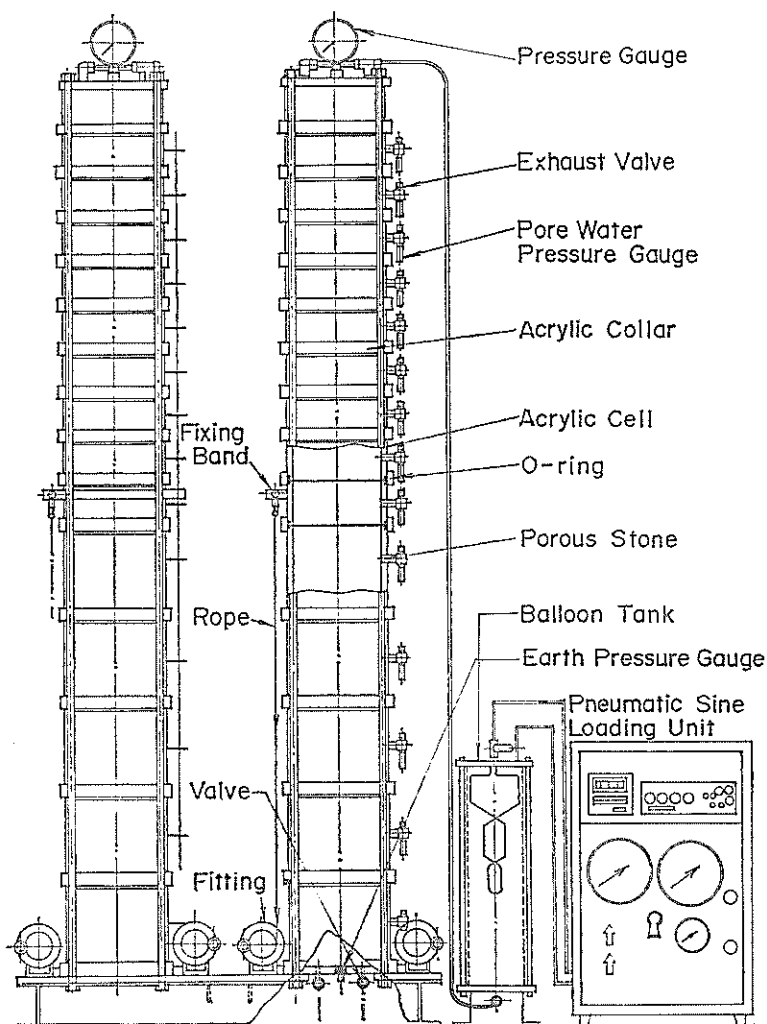


図-12(a) 変動水圧型液状化試験装置

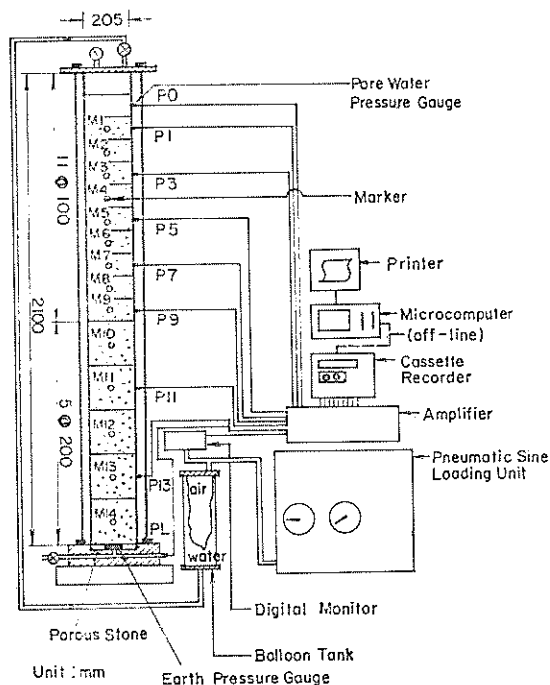


図-12(b) 計測システム模式図

4.3 実験方法

試料は天日乾燥した後、相対密度を50%とするための所要重量の試料をあらかじめ円筒リングの数だけ準備し、乾燥状態で最下端のリングから順にタンピングを加えながら詰めていった。この時、タンピングにより既に詰め終えた下部の地盤の相対密度が変化しないように注意し、1つのリングで3層毎に試料を注ぎ、各リングごとの所要試料重量が詰め終わるまで軽いタンピングを行った。相対密度が30%、70%の場合もほぼ同様にして地盤を作成した。また、試料を詰めるさいに、マーカーとして用いるため、粒径が5mm程度のレキを、各リングの中央高さの位置の内壁にグリースにより張り付けた。各円筒リングのマーカー数は4個とした。地盤高さが1.90mになったところで、さらに2個の円筒リングを積みかさね、鋼製板をかぶせて、鋼製棒で円筒全体を固定した。地盤厚は1.90mのほか、0.28mのケースについての実験も行っているが、地盤厚が0.28mの場合も同様にして地盤を作成している。地盤の下端から二酸化炭素(CO₂)をゆっくりと注入し、その後、水道水を注入した。間隙水圧計および土圧計の初期点を記録し、レコーダをスタートして、時間を置きながら徐々に水圧を上げていき最終的に地盤の表面において1.0kgf/cm²となるようにした。これは、実際の水深に対応した水圧とする

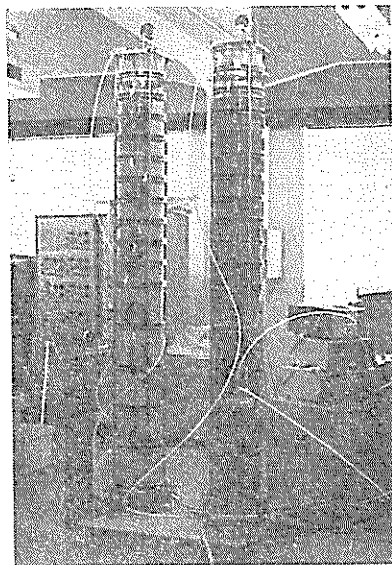


写真-1 変動水圧型液状化試験装置

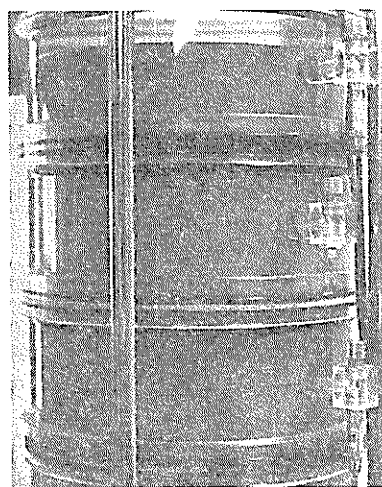


写真-2 間隙水圧測定孔

ためである。また、飽和度をあげるため、水圧を加えた状態で約一晩放置した。静水圧を確認後、地盤の表面およびマーカーの位置を再度読みとった。以上の準備が終了後、空気圧発生装置により所要の変動水圧を加えた。変動水圧の波形は正弦波を用いているが、振幅、周期については実験ケースにより変化させ、一つの地盤について数段階の変動水圧を加えるいわゆる段階試験(ステージテスト)を実施している。加えた波数は、各ステージごとに500波であるが、途中、適当な波数ごとに間隙水圧等の計測を行っている。また、地盤の表面沈下量は、

適当な繰り直し波数に対して読みとっているが、地盤中のマーカーの変位量については、各ステージ終了後、アクリル円筒の外側からノギスをあてて読み取り、4点の平均値を求めている。全ステージの載荷が終了した後、円筒をおおのこのリングに分解し、各円筒リング内の試料を取り出して飽和度、相対密度の測定を行っている。これらの測定のために、まず、水位を地盤表面まで排水しその上のリングを取りはずした。地盤中央部の試料を少量だけスプーンで容器に移し、次に、中央部にできた数cmのくぼみにたまった水をスポイドで容器にくみだした。そうしておいて試料をまた容器に移し、この操作を何回か繰り直し、リングの境界近くになるとエッジナイフで静かに試料を取り出した。上部のリングから順に同様な作業を行い、リング1個分ずつの試料の湿潤重量、乾燥重量を測定し飽和度、相対密度を求めている。

4.4 実験条件

試料としては豊浦標準砂の1種類であるが、模型地盤の初期相対密度は、50%を中心に、30%、70%の3種類について実験が行われている。前述のように、ここでは水深10mにある砂地盤を想定し、静水圧として地盤表面において1.0kgf/cm²の水圧が加えられている。波浪条件としての水圧変動（ここでの水圧変動は、海底面もしくは模型地盤表面における水圧の変動をいう）は、実際の波を微小振幅波と考慮して正弦波が用いられている。水圧変動の振幅および周期については次のようにして決定されている。すなわち、既往の観測²⁷⁾によれば、有義波高 $H_{1/3}$ と有義波周期 $T_{1/3}$ の間に図-13(a) に示される相関性があることが明らかにされている。図-13(a) では、酒田港、鹿島港、那覇港、波浮港における観測データが示されており、 H_0/L_0 は波形勾配を表している。したがって、実験で使用する水圧変動の振幅、周期については、実際の波浪条件に近くなるように、図-13(a) に示された範囲をできるだけカバーできるように設定されている。実験で使用された水圧変動両振幅 $2\bar{p}_0$ は、0.129 kgf/cm² ~ 0.892 kgf/cm²、周期 T は、3 s ~ 15 s の範囲である。なお、図-13(a) の右側の縦軸に示している $2\bar{p}_0$ は、式(13)の $1/\cosh(\lambda h)$ が1.0の場合の変動水圧振幅で、実際の微小振幅波では、式(13)に示したように水深 h や波長 L により $1/\cosh(\lambda h)$ 倍だけ小さくなるが、海底地盤内の水圧の変動を調べる場合には、 $2\bar{p}_0$ の値を規定しておけば、種々の水深、波高、波長に対応可能である。

実験は、8 ケース（試験番号1~8）であるが、各試験ケースごとに数段階の水圧変動が加えられており、最大8ステージまで実施されている。図-13(a), (b) には、今回使用した水圧変動両振幅 $2\bar{p}_0$ と周期 T を各ステージ

ごとに連続して示している。図-14 は、波数 N と $2\bar{p}_0$ の関係を試験番号1~4について示したものである。試験

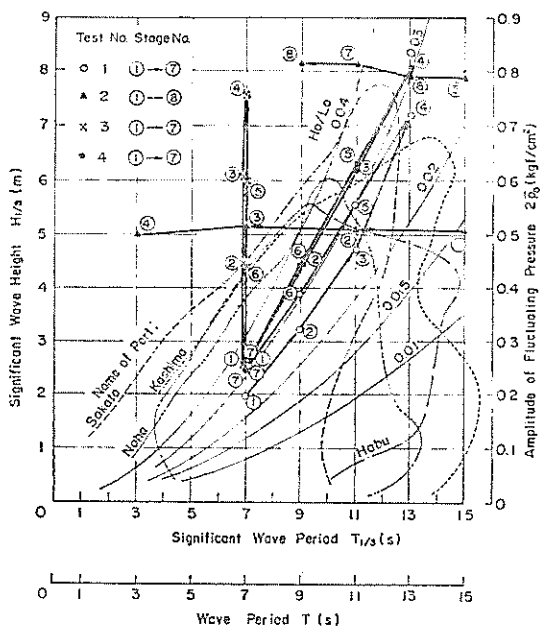


図-13(a) 周期 T と水圧変動両振幅 $2\bar{p}_0$ (Test No. 1~4)

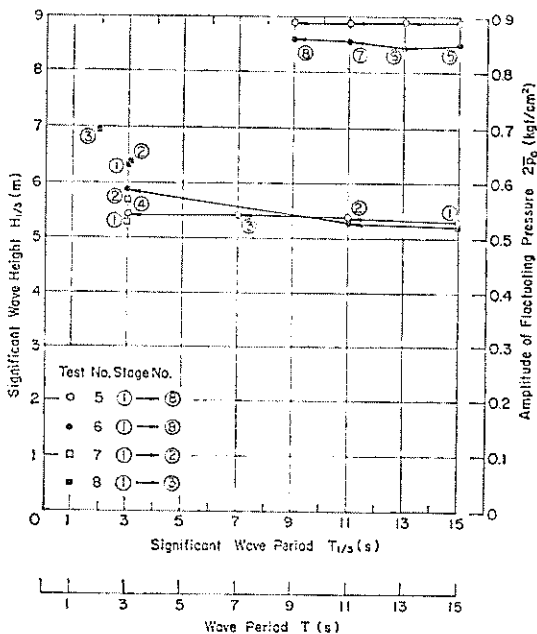


図-13(b) 周期 T と水圧変動両振幅 $2\bar{p}_0$ (Test No. 5~8)

番号1, 3, 4は, 波高と波数の分布形状はほぼ等しいとみなされるが, 各ステージにおける周期が異なっている。

それぞれの試験における水圧の加え方などの特徴をあげると, 試験番号1は, 図-13(a)に示した波形勾配 $H_0/L_0=0.03$ の曲線に沿うように周期 T と水圧振幅 $2\bar{p}_0$ の関係を段階的に変えて水圧変動を与えた試験, 試験番号2は, 振幅 $2\bar{p}_0$ を一定にして周期 T のみを段階的に変えた試験, 試験番号3は, 周期 T を一定にして水圧振幅 $2\bar{p}_0$ のみを段階的に変えた試験, 試験番号4は, 試験番号1と同様な水圧変動を加えているが, 模型地盤上に上載荷重を加えた条件下での試験である。上載荷重は, 地盤表面上に直径 2.5mm 程度の散弾 27kgf を 20cm の厚さに敷きならすことにより加えられている。散弾の水中単位体積重量は 3.58gf/cm^3 で, 有効上載荷重 q_s は 0.0716kgf/cm である。図-13(b)に示した試験番号5および6は, 水圧の変動条件を試験番号2とほぼ同様にし, 地盤の初期相対密度をそれぞれ70%, 30%にした実験である。試験番号7のステージ番号1は, 模型地盤底面での応力の変動を精度良く測定するために, 地盤厚を 0.28m に短くして実施した実験で, ステージ番号2は, 水圧の変動による重量構造物の挙動を調べるために, 地

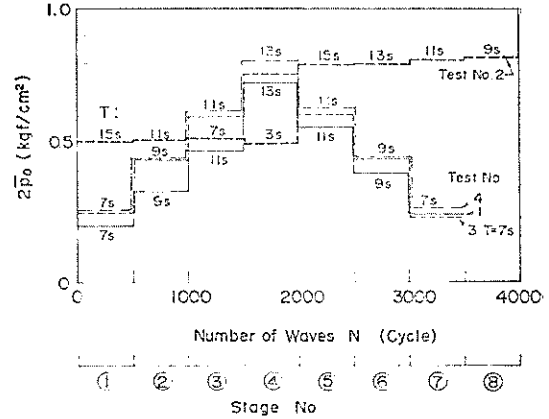


図-14 波数 N と水圧変動両振幅 $2\bar{p}_0$ (Test No. 1~4)

盤表面上に模型構造物 (寸法: 高さ 190mm × 幅 69.4mm × 奥行 69.4mm, 重量 2502gf, 接地圧 0.052kgf/cm^2) を設置した実験である。試験番号8は, 模型地盤中の軽量構造物の挙動を調べるために, 直径約38mmのピンポン玉を埋設した実験である。以上の実験条件を表-2(a), (b)にまとめて示す。

表-2 (a) 実験条件

Test No.	Stage No.	\bar{p}_0 (kgf/cm ²)		$2\bar{p}_0$ (kgf/cm ²)	T (s)	I_0 (m)	D_{r0} (%)	備考
		Trough	Crest					
1	1	-0.080	0.117	0.197	7	1.90	50	$H_0/L_0 \approx 0.03$
	2	-0.122	0.203	0.325	9			
	3	-0.187	0.286	0.473	11			
	4	-0.314	0.408	0.722	13			
	5	-0.253	0.302	0.555	11			
	6	-0.192	0.197	0.390	9			
	7	-0.105	0.138	0.243	7			
2	1	-0.248	0.259	0.507	15	1.90	50	$2\bar{p}_0 = \text{Const.}$
	2	-0.235	0.274	0.509	11			
	3	-0.240	0.275	0.515	7			
	4	-0.240	0.257	0.497	3			
	5	-0.361	0.430	0.791	15			$2\bar{p}_0 = \text{Const.}$
	6	-0.383	0.410	0.793	13			
	7	-0.355	0.458	0.813	11			
	8	-0.365	0.453	0.818	9			
3	1	-0.104	0.143	0.247	7	1.90	50	$T = \text{Const.}$
	2	-0.190	0.249	0.439	7			
	3	-0.256	0.339	0.595	7			
	4	-0.330	0.425	0.756	7			

表-2 (b) 実験条件

Test No.	Stage No.	\bar{p}_0 (kgf/cm ²)		$2\bar{p}_0$ (kgf/cm ²)	T (s)	l_0 (m)	D_{r0} (%)	備 考
		Trough	Crest					
3	5	-0.274	0.330	0.604	7	1.90	50	
	6	-0.188	0.255	0.443	7			
	7	-0.104	0.149	0.253	7			
4	1	-0.109	0.149	0.258	7	1.90	50	$H_0/L_0 \approx 0.03$ $q_s = 0.0716$ kgf/cm ²
	2	-0.185	0.260	0.445	9			
	3	-0.280	0.338	0.618	11			
	4	-0.352	0.452	0.804	13			
	5	-0.281	0.352	0.633	11			
	6	-0.198	0.248	0.446	9			
	7	-0.103	0.163	0.266	7			
5	1	-0.272	0.257	0.529	15	1.90	70	Test No. 2 と同様な載荷条件
	2	-0.271	0.265	0.536	11			
	3	-0.274	0.267	0.541	7			
	4	-0.268	0.270	0.538	3			
	5	-0.485	0.404	0.889	15			
	6	-0.490	0.402	0.892	13			
	7	-0.489	0.400	0.889	11			
	8	-0.490	0.400	0.890	9			
6	1	-0.260	0.266	0.526	15	1.90	30	Test No. 2 と同様な載荷条件
	2	-0.268	0.261	0.529	11			
	3	—	—	—	7			
	4	-0.294	0.295	0.589	3			
	5	-0.446	0.404	0.850	15			
	6	-0.450	0.395	0.845	13			
	7	-0.459	0.397	0.856	11			
	8	-0.460	0.399	0.859	9			
7	1	-0.251	0.278	0.529	3	0.28	50	土圧計測 重量構造物設置
	2	-0.243	0.323	0.566	3	0.28	50	
8	1	-0.299	0.332	0.631	3	0.28	50	軽量構造物設置
	2	-0.305	0.329	0.634	3			
	3	-0.332	0.361	0.693	2			

(注) 各ステージの波数 $N=500$

5. 実験結果および考察

5.1 変動間隙水圧分布

3.1 では、地盤中の変動間隙水圧 p_m の分布が図-3 に示されたようになることを前提とした議論を行った。また、3.2 では、この前提条件が成立することを理論的に示した。ここでは、この前提条件の妥当性を実験的に

検証する。

図-15 は、層厚 1.90m の実験により得られた各深さでの変動間隙水圧の一例を示したものである。図-15 の例では、波数 N が 10 波目の間隙水圧を示したものであるが、波の谷に相当する時間 t が 2.25 秒の時の間隙水圧を見てみると、変動間隙水圧は -0.244 kgf/cm² から -0.190 kgf/cm² まで、絶対値で見ると深さとともに低下

していることがわかる。また、変動間隙水圧の負側のピーク値の現れている時間も深さとともに遅れてきており、水圧がある減衰と位相差をもって地盤に伝播されていることが明らかである。そこで、これらの実測値から波の谷および波の峰に相当する時の変動間隙水圧を p_0 で無次元化した値 p_m/p_0 を深さに対して整理してみると、図-16(a)が得られる。図-16(a)において、●, ○は、それぞれ、地盤面の水圧が最小の時（波の谷に対応： $-p_0$ ）および最大の時（波の峰に対応： $+p_0$ ）である。図-16(a)より明らかなように、地盤中の p_m/p_0 値は1.0より小さくなっている。このことは、地盤面の水圧の変動が必ずしもそのまま地盤中の水圧変動とはならず、同一時間においては、地盤面の値よりも小さくなることを示

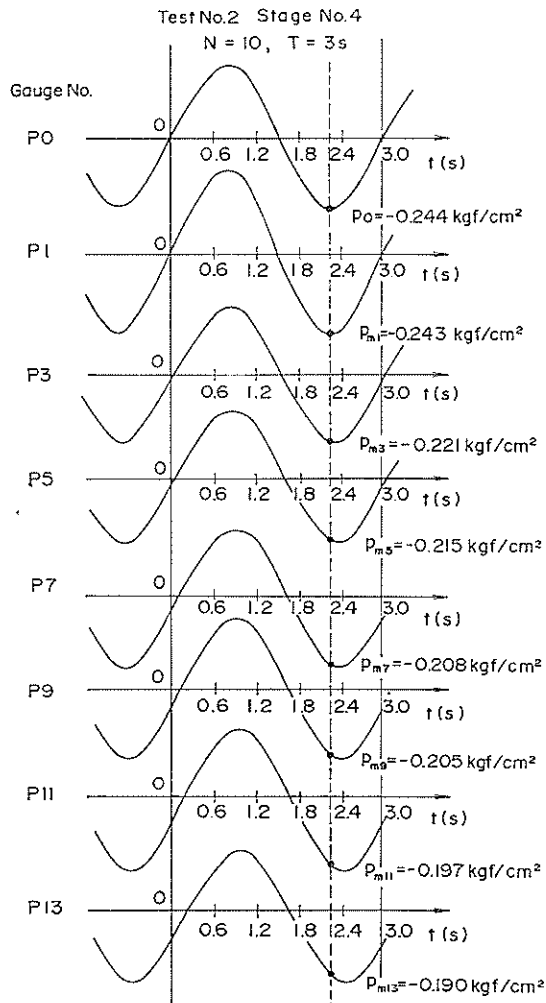


図-15 変動間隙水圧 p_m の実測記録例

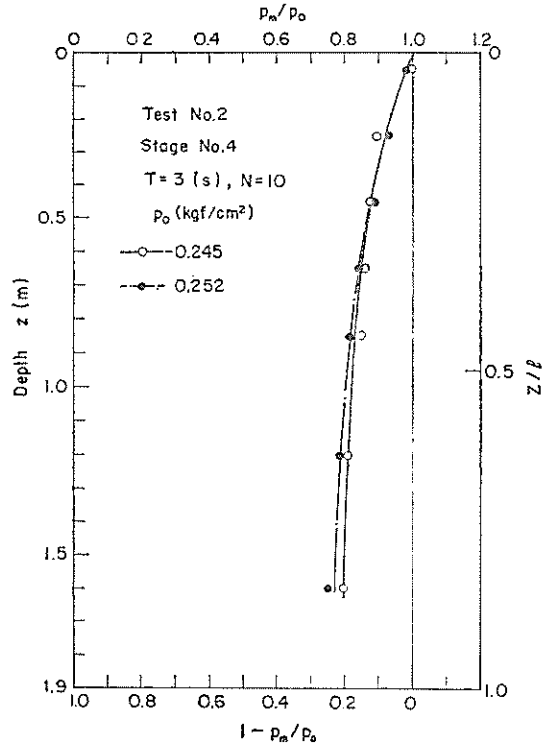


図-16(a) p_m/p_0 の深度分布 (Test No. 2, Stage No. 4)

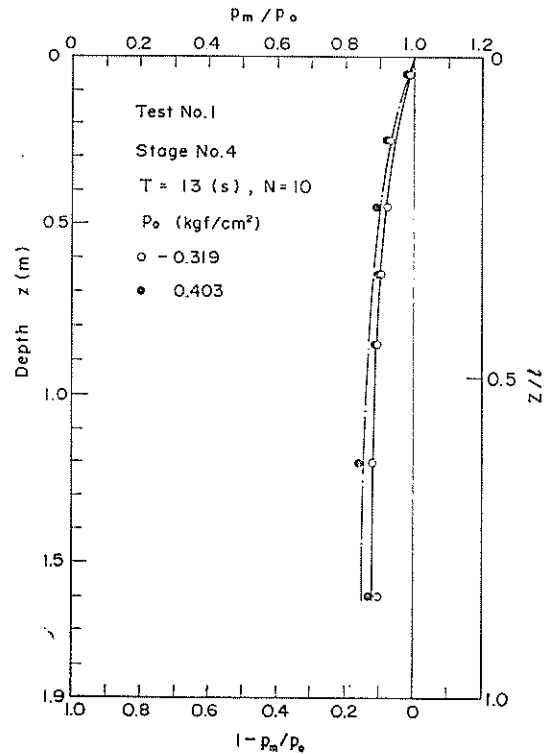


図-16(b) p_m/p_0 の深度分布 (Test No. 1, Stage No. 4)

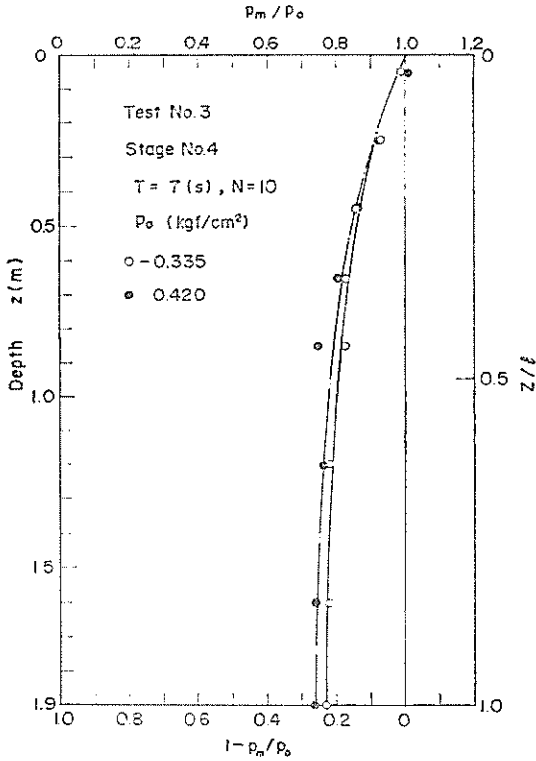


図-16(c) p_m/p_0 の深度分布 (Test No. 3, Stage No. 4)

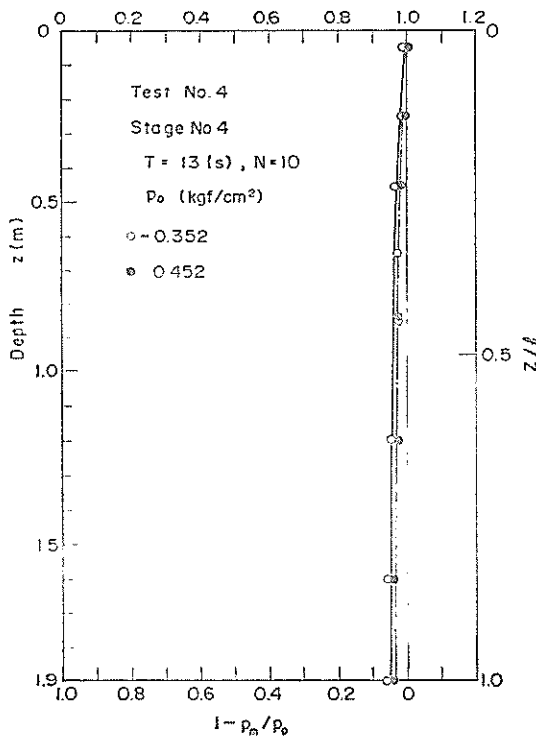


図-16(d) p_m/p_0 の深度分布 (Test No. 4, Stage No. 4)

すものである。図-16(b)~(d)には、その他のケースについての実験結果を示しているが、いずれの場合にも図-16(a)と同様なことが言える。このような傾向は、現場における測定においてもみられており、たとえば、大草ら²⁸⁾の報告がある。図-17は、筆者の一人が、昭和59年に国際協力事業団(JICA)の短期専門家としてアラブ連合共和国、スエズ運河リサーチセンターに派遣された折り、イスマイリア、ビーテクラブ前面水域で行った現地観測結果の一例を示したものである。現地観測はスエズ運河を航行する船舶の航跡波による地盤中の変動間隙水圧を測定したもので、その概要は付録に示されている。図-17に示した変動間隙水圧のうち、No. 1-0~No. 1-3では波長の大きな成分に波長の短い成分が重なっているが、深さの大きなNo. 1-4では、波長の短い成分は観測されていない。図-18は、各船舶の通過時に得られたそれぞれの変動間隙水圧の測定記録から、たとえば、図-17の矢印に示すようなある時刻(p_0 が最大の時刻)における変動間隙水圧の各深さの値から求めた深度分布を示したものであるが、図-16の室内試験結果と同様に深さとともに p_m/p_0 (この場合の海底面の水圧としては p_0 を用いている)が減少している傾向を示している。また、図-18には、Yamamotoら¹⁰⁾の測定結果もあわせて示しているが筆者らの測定結果もこれらと同様な分布を示している。

以上、地盤中の変動間隙水圧の深度分布について、室内実験および現地観測の結果を示した。その分布形状は異なるものの、いずれの場合も波浪の変動による地盤中の変動間隙水圧は地盤表面の水圧に比較して小さくなることが明らかであり、3.1で仮定した変動間隙水圧分布の妥当性を裏づけるものである。

5.2 波浪による液状化現象の検証

水圧の変動にともない地盤中には変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ が発生し、その結果、地盤中の有効応力が減少して地盤が液状化する場合があることは既に理論的に明らかにした。このような液状化現象を実験的に検証するために、間隙水圧とともに地盤中の鉛直応力を実際に測定した²⁹⁾。この場合、応力を測定するさいの技術的問題から、地盤の底部における全応力を測定した。実際には、全応力の変動量 $\Delta\sigma_v$ から、同時に地盤底部で測定した間隙水圧の変動量 p_m を差し引くことにより有効鉛直応力の変動量 $\Delta\sigma'_v$ を求めている。地盤の相対密度は50%にし、地盤の厚さは、周面摩擦やアーチ作用の影響をできるだけ少なくする目的で0.28mにした。水圧の変動周期は3sである。

図-19は、地盤表面の水圧変動 p_0 と地盤底面の有効

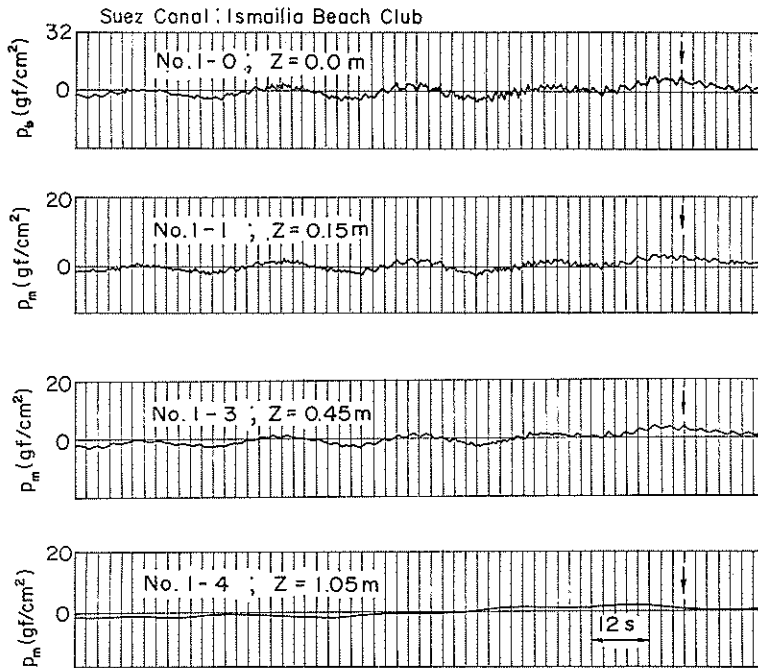


図-17 変動間隙水圧 p_m : 現地観測例 (スエズ運河; イスマイリヤ)

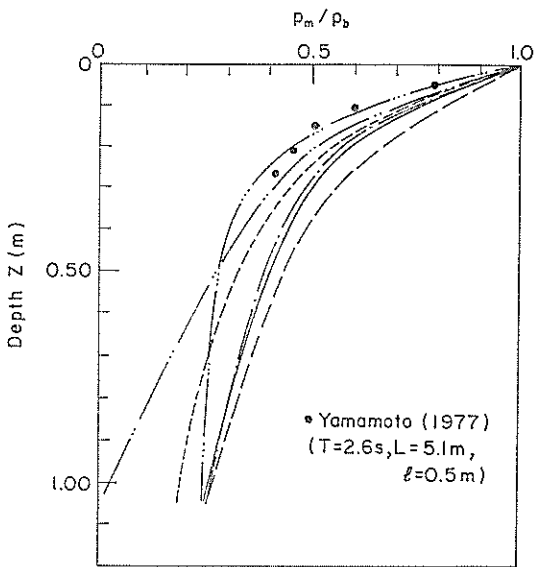


図-18 p_m/p_b の深度分布 (スエズ運河; イスマイリヤ)

鉛直応力の変動量 $\Delta\sigma'_v$ を示したもので、縦軸の $\Delta\sigma'_v=0$ は、変動水圧の作用していない初期状態における有効鉛直応力 $\sigma'_{v0}=0.026\text{kgf/cm}^2$ に対応している。図-19 の

実線で示された $\Delta\sigma'_v$ は、静水状態からの全応力の変動量 $\Delta\sigma_v$ から、変動間隙水圧 p_m を差し引いた実測値である。図-19 によると、地盤表面の水圧 p_b の変動とともに地盤底部の有効鉛直応力 $\Delta\sigma'_v$ も周期的に変動することが確認される。なお、図-19 に示されている破線および一点鎖線の意味については後で説明する。

以上のように、地盤底部の有効鉛直応力は、静水時における初期有効鉛直応力 σ'_{v0} の状態から、増加と減少を繰り返しながら変動していることが明らかとなったが、このことだけでは液状化の検証にはならない。液状化の検証を行うためには、地盤中の有効鉛直応力が 0 となる領域が存在することを確認しなければならない。そのため、地盤中の有効鉛直応力を実測することが必要であるが、地盤中の有効鉛直応力を精度良く測定することは、測定技術上困難である。そこで、まず、式(5)に示した $\Delta\sigma'_v = p_b - p_m$ の関係が地盤の任意の深さで成り立つと仮定して、地盤中の有効鉛直応力の変動量を $p_b - p_m$ から求めて議論を進める。図-20(a) は、実測した変動間隙水圧 $p_b - p_m$ の深度分布と σ'_{v0} を描いたものである。式(4)によると、液状化の条件 ($\sigma'_v \leq 0$) を満たすのは $\sigma'_{v0} \leq -(p_b - p_m)$ であるから、理論的には、 $-(p_b - p_m)$ が σ'_{v0} よりも大ききところもしくは等しいところが存在すれば、その深さで液状化が発生していること

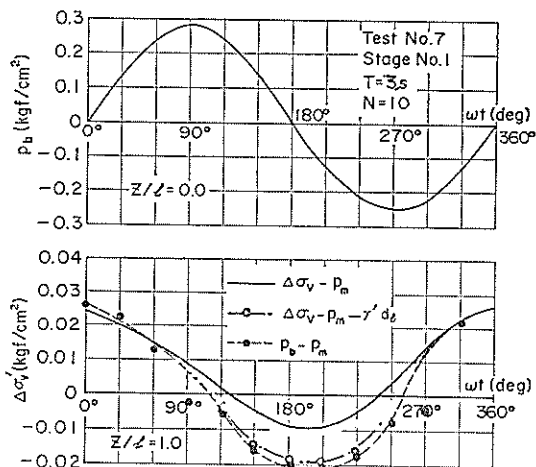


図-19 地盤底面 ($z/l=1.0$) における有効鉛直応力の変動

になる。図-20(a) では、破線の左上側が $\sigma'_{vo} \leq 0$ となる範囲で、この領域において液状化が発生していることを意味している。これは、図-20(a) を σ'_{vo} と深さ Z の関係に整理し直して比較するとより明らかで、たとえば、図-20(b) に示すように、 $\omega t=210^\circ$ では、深さ 0.13m 以浅で $\sigma'_{vo} \leq 0$ となっており液状化が発生していることがわかる。

以上の議論は、式(5)が成立するとした前提にたっている。そこで、この関係の妥当性について検討する。図-19 の破線は、地盤底部において実測した変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ を描いたものである。式(5)が成立する場合には、変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ は $\Delta\sigma'_v$ に等しく、実線と破線は一致すべきである。この両者は、 $\Delta\sigma'_v$ が正を示す位相 $\omega t=0^\circ \sim 90^\circ$ および $300^\circ \sim 360^\circ$ の範囲ではよく一致しており $\Delta\sigma'_v = p_b - p_m$ となることが実験的に確認される。一方、位相 $\omega t=120^\circ \sim 240^\circ$ では、 $\Delta\sigma'_v$ キ $p_b - p_m$ となっている。この理由については、図-21 を参照して次のように考えることができる。

液状化深さ d_i 以浅では上向きの浸透水圧により負の有効鉛直応力が作用すると考えられるが、地盤の引張強度は 0 であるから地盤は懸濁状態となっており、その部分の圧力は水圧として作用している。したがって、実測された全応力の変動量 $\Delta\sigma_v$ には、懸濁水による圧力増加分 $\gamma' \cdot d_i$ が含まれているから、 $\Delta\sigma_v - p_m$ は、 $\Delta\sigma'_v$ ではなく図-21 の $\Delta\sigma'_v$ を表している。ただし、図-21 からも明らかのように、液状化によって既に $\gamma' \cdot d_i$ だけの有効鉛直応力の減少が生じているから、 $\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma'_v - \gamma' \cdot d_i$ となり、実測値から $\gamma' \cdot d_i$ だけ補正する必要がある。こ

のような考えにもとづいて、図-20(a) から、液状化深さ d_i を各位相毎に求め補正した結果を描いたものが図-19 の一点鎖線である。このような補正を行うと、破線 ($p_b - p_m$) と一点鎖線 ($\Delta\sigma'_v - p_m - \gamma' \cdot d_i$) はきわめて良く一致していることがわかる。以上のことから、液状化後の地盤においても式(5)が成立することが検証されたものと考えられる。

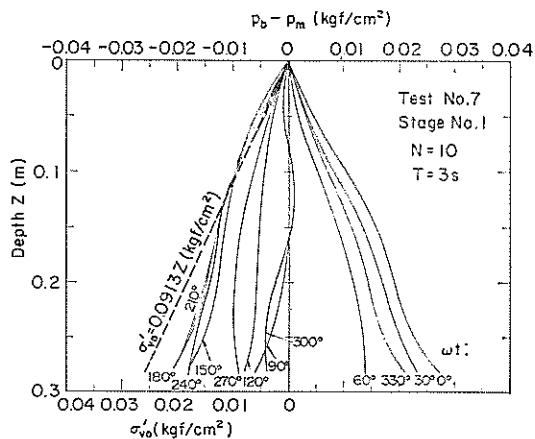


図-20(a) 変動過剰間隙水圧 ($p_b - p_m$) と初期有効鉛直応力 σ'_{vo}

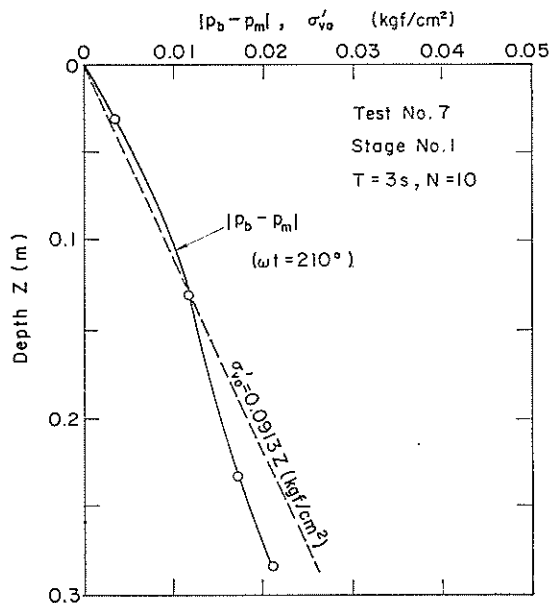


図-20(b) 液状化領域 ($\omega t=210^\circ$)

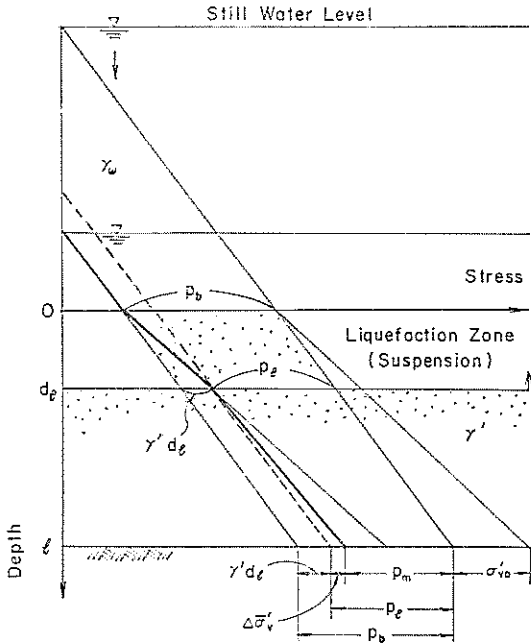


図-21 $p_b - p_m$ の補正法

5.3 液状化による構造物の挙動

5.2 では、 $\sigma'_{v0} \leq -(p_b - p_m)$ となるところで液状化発生の可能性が明らかになったが、液状化の発生している期間は、実験に用いた周期の 1/4 時間 (3/4 秒) と短く、また、波の繰り返しのよって、液状化と高密度化が交互に発生している。この種の液状化は、地震時の液状化とは、そのメカニズムが異なることは既に 3.1 で述べたが、液状化と高密度化が繰り返された場合、構造物にどのような影響が生じるか、その基本的挙動を調べておくことは無意味ではないと思われる。そのため、重量構造物に相当するものとして矩形アルミ塊 (高さ 190mm × 幅 69.4mm × 奥行き 69.4mm, 重量 2502gf, 接地圧 0.052 kgf/cm²) を地盤表面に設置したケースと、軽量構造物に相当するものとしてピンポン玉を地表面から 2 cm, 6 cm の深さ (地盤面からピンポン玉上端までの深さ) に埋設したケースについて実験を実施した。

実験条件は、表-2(b) の試験番号 7 と 8 に示されているように、初期相対密度 50%, 層厚 0.28m で、周期 T は 2 s および 3 s である。矩形アルミ塊およびピンポン玉の変位は、50mm の格子座標を描いた透明なプラスチック用紙をアクリル円筒の外壁にはりつけ、円筒の外側からやや離れた位置に固定したカメラにより適当な波

数毎に写真撮影を行って、実験終了後格子座標に対するそれらの移動量を読み取ることにより測定した。

図-22 は、写真から読み取った矩形アルミ塊の移動状況を、写真-3 は、代表的波数における矩形アルミ塊の状態を示したものであるが、矩形アルミ塊は波数の増加に従って徐々に移動量 (沈下および傾斜) が増大しており、波数 500 波では、既に、矩形アルミ塊はアクリル内壁に接触した状態に到っている。写真-4 は、地盤中に埋設したピンポン玉の上端に固定した細棒を地盤上まで突き出した状態で、その棒の移動を撮影したもので、ピンポン玉の上部までの深さは 2 cm および 6 cm である。写真-4 によると、6 cm の位置に埋設した細棒の移動はほとんどみられていないが、2 cm の位置に埋設した写真-4 の右側にある細棒は、波数の増加により徐々に傾斜しており、波数 100 波の写真-4(d) では既に細棒は写真に写っていない。これは、ピンポン玉が地盤から水面上に浮き出てしまったためである。図-23 は、波数毎の写真から読み取った矩形アルミ塊の角 (A, B, C 点) と細棒の先端 (D 点) の水平および鉛直変位を示したもので、図-23 の 49 波と 90 波の矢印は、ピンポン玉が地盤から完全に浮き出た波数を示したものである。図-23 によると、矩形アルミ塊は、波数の増加とともに傾斜しながら沈下し、ピンポン玉は、わずかな上下方向の移動と回転を繰り返しながら浮上していることがわかる。

写真-3, 写真-4 および図-23 に示した模型構造物の移

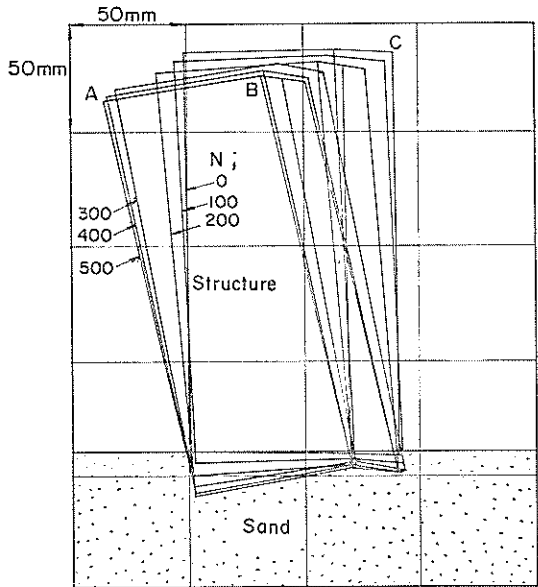
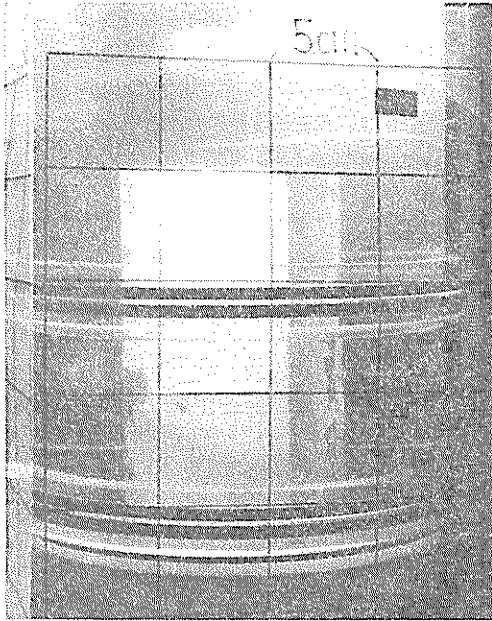
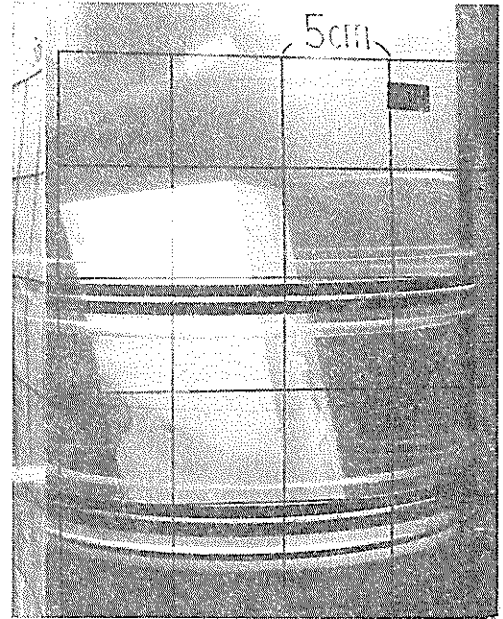


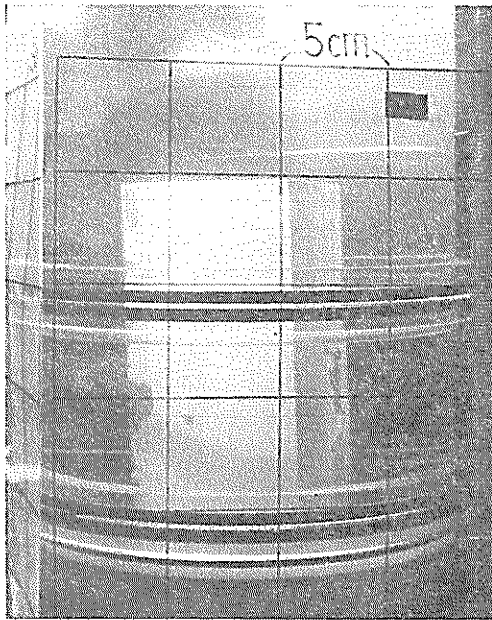
図-22 模型重量構造物の移動



(a) (試験番号 7, ステージ番号 2, $T=3s$, $N=0$)



(c) (試験番号 7, ステージ番号 2, $T=3s$, $N=300$)



(b) (試験番号 7, ステージ番号 2, $T=3s$, $N=100$)

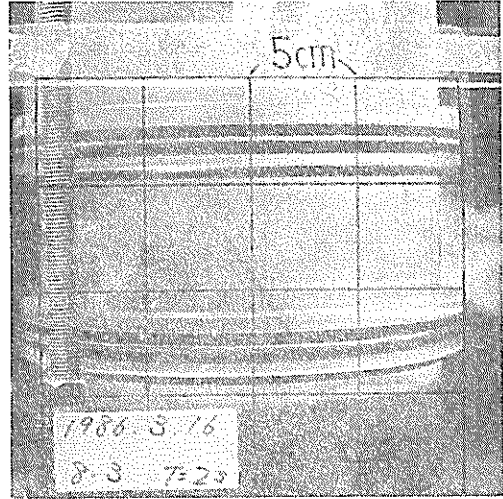


(d) (試験番号 7, ステージ番号 2, $T=3s$, $N=500$)

写真-3 模型重量構造物の移動状況



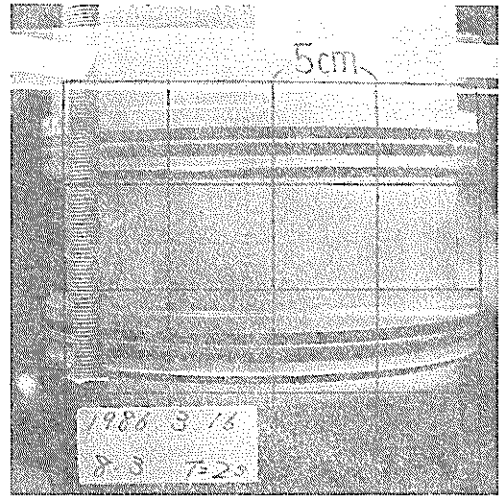
(a) (試験番号 8, ステージ番号 3, $T=2s$, $N=0$)



(c) (試験番号 8, ステージ番号 3, $T=2s$, $N=90$)



(b) (試験番号 8, ステージ番号 3, $T=2s$, $N=75$)



(d) (試験番号 8, ステージ番号 3, $T=2s$, $N=100$)

写真-4 模型軽量構造物の移動状況

動は、図-24 に示す地盤中の変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ の分布と関連づけて考えると理解しやすい。図-24(a) によると、地盤の表層部のきわめて浅いところで σ'_v はほぼ 0 に近くなっており、5.2 の考察にもつづけば、表層部において液状化が発生していると考えられる。表層部以外では、 $p_b - p_m$ の負側の絶対値は初期有効鉛直応力 σ'_{v0} よりも小さく $\sigma'_v \leq 0$ とはなっていないが、位相 $150^\circ \sim 240^\circ$ における $p_b - p_m$ (実線) は、 σ'_{v0} (破線) にかなり近づいており、有効鉛直応力は、ほとんど 0 に近く

なっていると考えられる。この場合、砂のせん断抵抗が有効鉛直応力に比例することを考慮すると、地盤の支持力は、初期状態に比べ著しく低下しているものと思われ、それに起因して矩形アルミ塊の沈下が生じたものと解釈される。また、地盤が高密度化する位相においても、地盤の高密度化とともに矩形アルミ塊は沈下すると考えられ、地盤中の $p_b - p_m$ が図-24(a) のような分布となる場合には、いずれの位相においても、重量構造物には沈下が生じる可能性がある。図-24(b) では、位相 180°

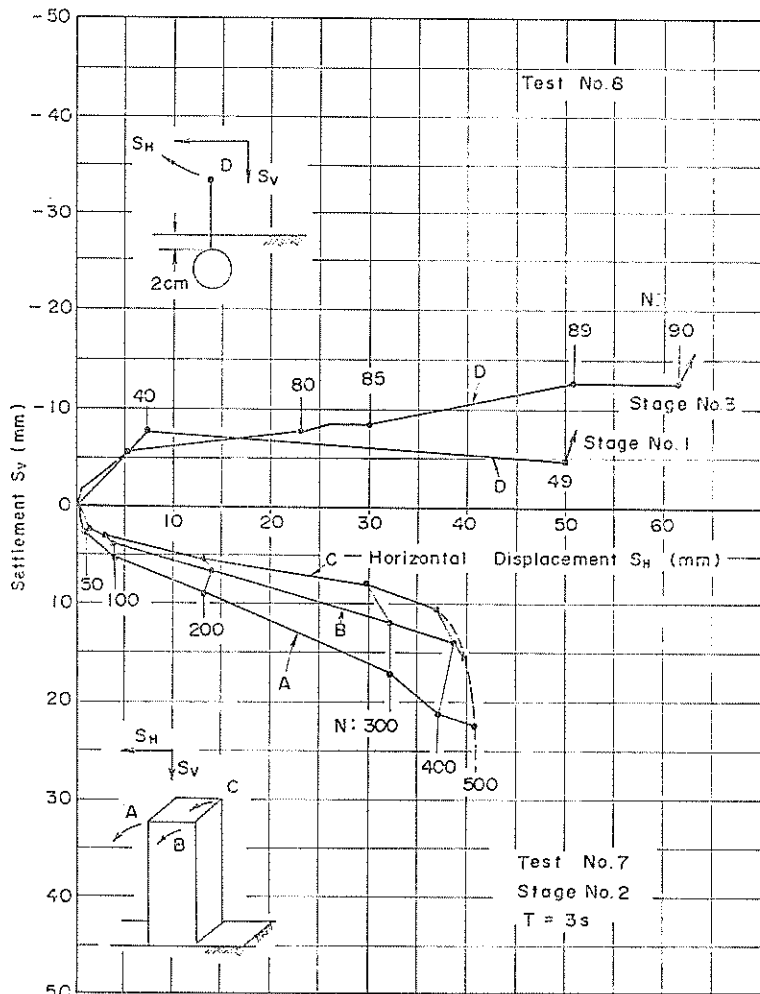


図-23 模型重量および軽量構造物の沈下・浮上

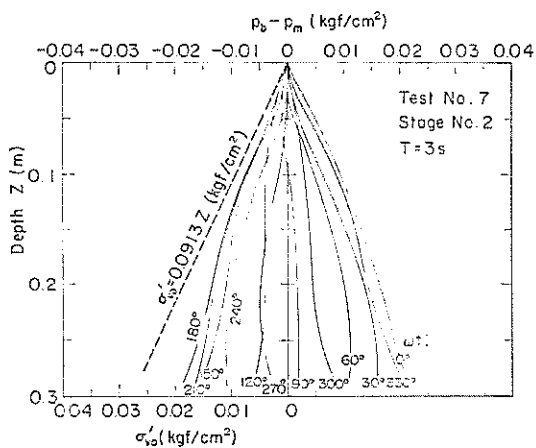


図-24(a) 変動過剰間隙水圧分布 (重量構造物)

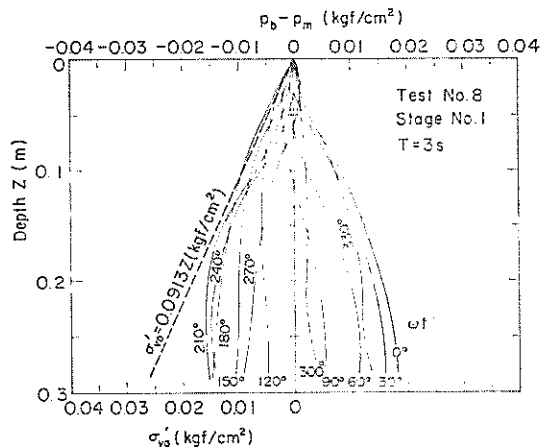


図-24(b) 変動過剰間隙水圧分布 (軽量構造物)

において、深さ 0.10m 付近まで $p_0 - p_m$ の負側の絶対値が σ'_{v0} よりも大きくなっており、この深さで明らかに液状化が発生しているとみなされるが、前述のように、埋設深さが 6 cm と 2 cm の場合では、ピンポン玉の挙動が異なっている。埋設深さ 6 cm の位置のピンポン玉の重心は、深さ 0.08m の位置にあり、液状化の境界深さが 0.10m であることを考慮すると、その差は 0.02m と小さく、したがって、測定精度から判断して、地盤が完全な懸濁状態（液状化状態）になっていない可能性も想定されることから、移動量が小さく現れたものと考えられる。一方、埋設深さ 2 cm の位置のピンポン玉は、明らかに液状化領域内に存在し、この領域の地盤が懸濁状態にあるとすると、浮力により浮き上がることは容易に推測される。

以上のことから、波浪の変動によって海底地盤が液状化した場合には、地震による液状化時と同様に、重量構造物は沈下し、軽量構造物は地盤から浮き上がる現象が発生する可能性のあることが予想されるが、ここで述べたことは、地盤中の変動過剰間隙水圧が図-24 に示した分布をなす場合に限定されている。実際の構造物直下では、変動過剰間隙水圧の分布は二次元的でより複雑になるものと思われ、構造物変位の定量的評価とあわせて今後に残された課題と考えられる。

5.4 液状化に及ぼす影響要因

これまで述べたように、地盤の液状化現象は変動間隙水圧 p_m と密接な関連がある。したがって、ここでは p_m に及ぼす影響要因のいくつかについて実験的に調べる。変動間隙水圧 p_m に影響する要因としては、地表面の水圧変動振幅 p_0 、周期 T 、土の体積圧縮係数 m_v 、透水係数 k 、飽和度 S_r 、間隙水の圧縮率 m_w 、間隙率 n 、地盤の深さ z 、層厚 l 、波数 N などがあげられ、これらの影響要因の中で、 p_0 、 T 、 N は、波浪特性および水深に依存するファクター、 m_v 、 k 、 n 、 S_r は、地盤の特性に依存するファクター、 k 、 γ_w 、 m_w は、間隙水に依存するファクター、 z 、 l は、地盤の幾何学的なファクターであることは既に述べた。これらの各種影響要因のなかで、ここでは波数 N 、周期 T 、水圧振幅 p_0 などの波浪条件と、深さ z 、層厚 l などの幾何学的条件の影響について述べる。

(1) 波数 N の影響

図-25(a), (b) は、深さ z と波数 N が 1~500 波までの代表的な波数における p_m/p_0 の関係を示したものである。図-25によると、 p_m/p_0 の分布形状は波数 N が、1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500 の場合ではほとんど変化しておらず、波数の影響は非常に小さいと考えてよいことが

わかる。図-26 は、波数に対して p_m/p_0 の値の変化を示したもので、測定深度による違いはあるが同じ測定点では p_m/p_0 の値はほとんど一定である。図-27 は、 $N=10$ における p_m/p_0 の値 $(p_m/p_0)_{N=10}$ に対する任意の波数 N における p_m/p_0 の値 $(p_m/p_0)_N$ の比を示したものであるが、波数による違いは 5% 以下におさまっている。これまでは、波の谷における比較であったが、図-28 は、図-27 と同様に、波の谷の場合と一緒に波の峰の場合を比較したものであるが、いずれの場合もその差は 5% 以下となっており波数の影響を無視しうることを示すものである。

図-15 の実測記録では、ピーク値の位相差も現れている。そこで、図-29 は、図-16(a) のケースについて、位相差の分布に及ぼす波数の影響を調べたものである。図-29によると、図-16(a) に示した p_m/p_0 の分布形状に比較してややばらつきはあるが、その差は平均値から $\pm 2.5^\circ$ 程度であり位相差についても波数の影響は無視しうるものと考えられる。

以上の実験結果から、変動間隙水圧の応答に関しては波数の違いによる変化は小さく波数の影響を無視しても

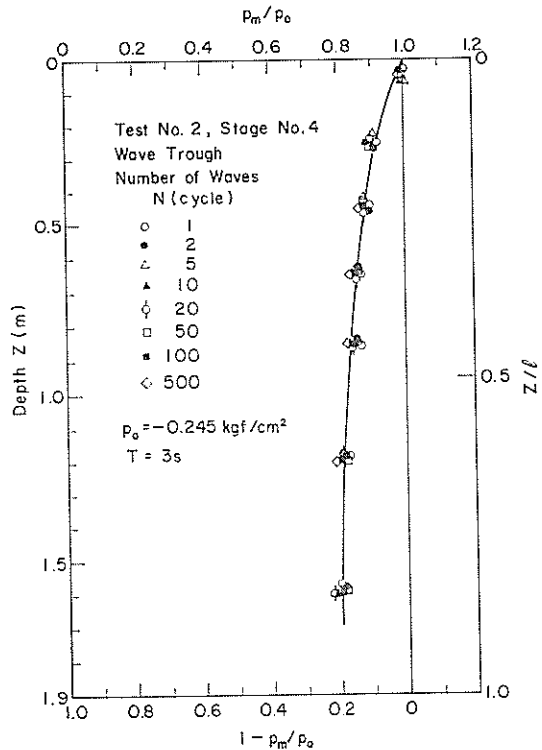


図-25(a) 波数 N と p_m/p_0 の深度分布 (Test No. 2, Stage No. 4)

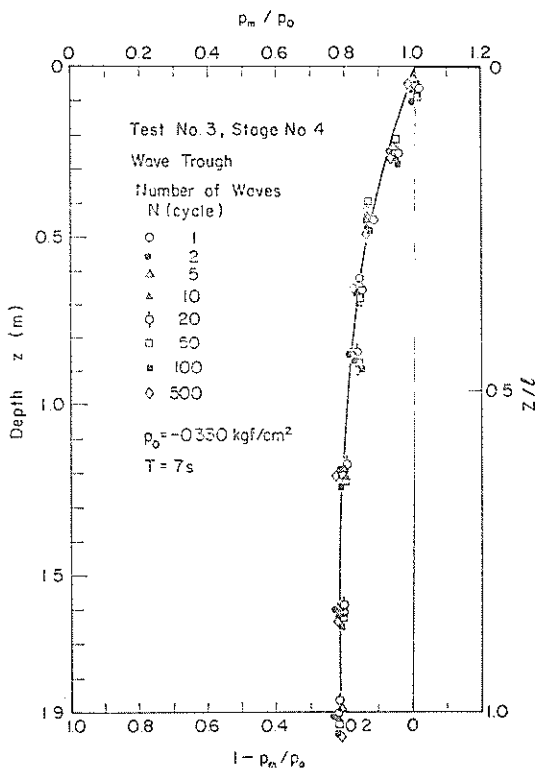


図-25(b) 波数 N と p_m/p_0 の深度分布 (Test No. 3, Stage No. 4)

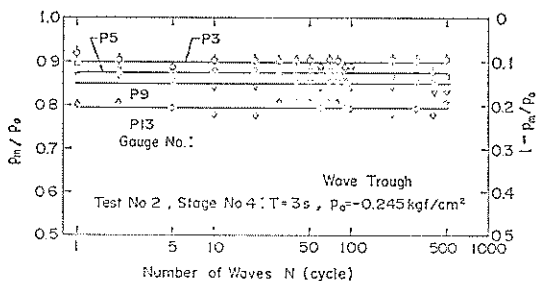


図-26 波数 N と各測定点の p_m/p_0

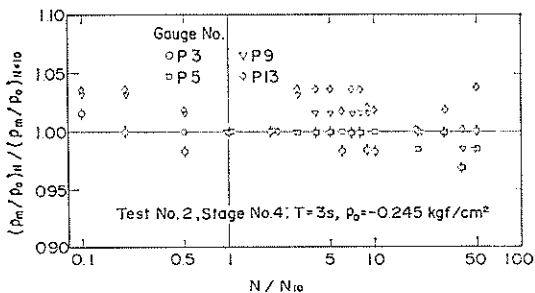


図-27 p_m/p_0 の変化率

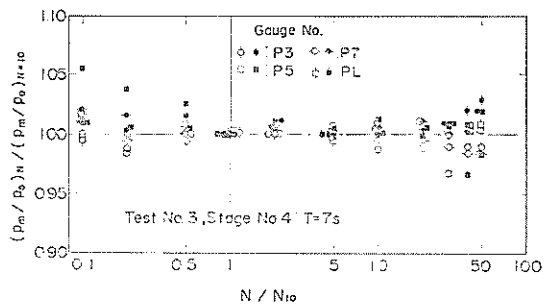


図-28 p_m/p_0 の変化率の比較 (黒印: 波の峰, 白印: 波の谷)

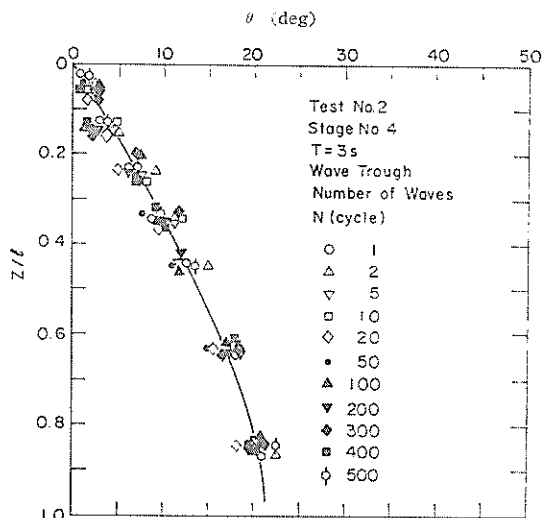


図-29 波数 N と位相差 θ

よいことが明らかとなった。なお、この理由については後で詳細に述べることにする。

(2) 周期 T の影響

図-30(a), (b) は、無次元深さ $z/l=0.45$ と $z/l=0.84$ における周期と p_0/p_m の関係を示したものである。図-30では、5.4(1)で示したように波数の影響がないことから、 p_m/p_0 の値は500波までの平均値を用いている。図-30によると、周期が15 s程度の比較的ゆっくりとした波の変動を受ける場合には p_m/p_0 の値は1に近くっており、地盤中の変動間隙水圧 p_m は、地盤表面の変動水圧 p_0 とほとんど同じ変動をすることがわかる。一方、周期が15 sよりも小さくなると、周期の減少に比例して p_m/p_0 の値も減少することがみられており、周期

が小さいほど p_m/p_0 の値は減少する傾向がある。図-31は、既往の実験結果を取りまとめ今回の実験結果と比較したものである。既往の実験結果は、試料の種類や地盤の密度が異なり厳密には z/l も0.45には対応していないが、周期が小さくなると p_m/p_0 の値が減少する傾向は今回の実験結果と良い対応を示している。

周期 T が変動間隙水圧 p_m に及ぼす影響は、基礎方程式(21)において排水係数 $C=kT/\gamma_w m v_l^2$ として考慮されており、 C が小さくなると p_m/p_0 もそれに従って小さくなることは図-9の解析例にも示したとおりである。したがって、 $k/\gamma_w m v_l^2$ および α が一定であれば、 C は T のみの関数となり、 T が小さくなると p_m/p_0 も減少することになる。なお、本実験結果と既往の結果では同

じ T に対する p_m/p_0 は必ずしも一致していない。これは、土によって k , m_v , l , α 等がそれぞれ異なっていることによるものと思われる。

図-32は、各周期毎の位相差の平均値 θ_{av} と周期 T の関係を示したものである。 θ_{av} は、深度が大きくなると増大し、また、周期が大きくなると減少することがわかる。

(3) 振幅 p_0 の影響

図-33は、模型地盤面の変動水圧振幅 p_0 と p_m/p_0 の関係を波数10波、周期7 sの場合について示したものである。図-33によると、 z/l が0.84の場合にばらつきが大きくなるものの、 p_0 値による p_m/p_0 の値の変化は見られない。このことは、 p_0 の大きさに無関係に p_m/p_0

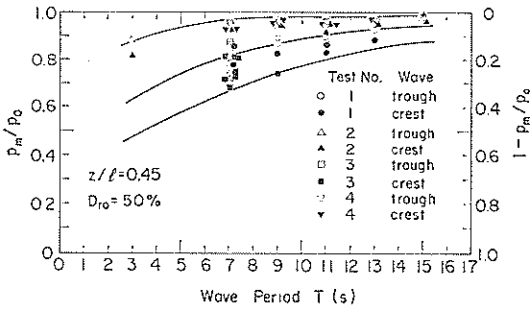


図-30(a) 周期 T と p_m/p_0 ($z/l=0.45$)

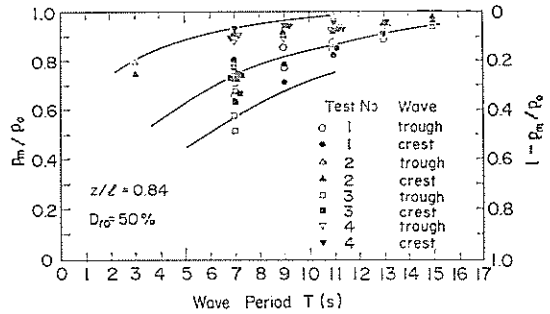


図-30(b) 周期 T と p_m/p_0 ($z/l=0.84$)

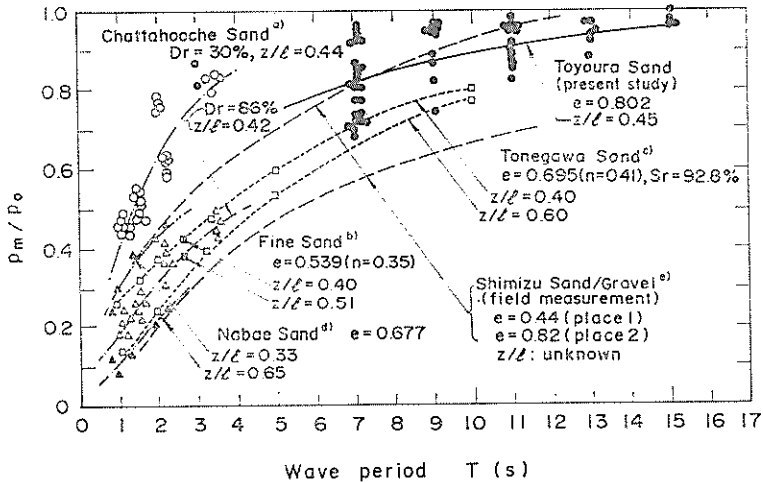


図-31 既往の文献における周期 T と p_m/p_0 (文献: a) Tsui et. al (1983)⁸⁰⁾, b) Yamamoto (1977)¹⁰⁾, c) 井上 (1975)⁹⁾, d) Maeno et. al (1985)³¹⁾, e) Okusa et. al (1984)²⁸⁾)

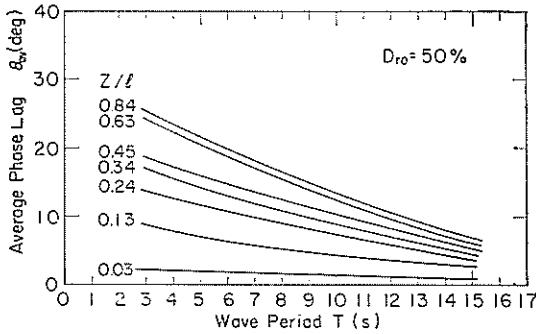


図-32 周期 T と実測位相差の平均値 θ_{av}

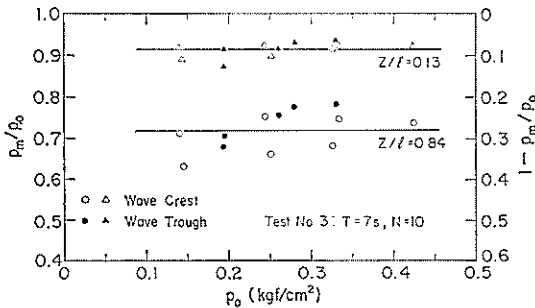


図-33 水圧変動振幅 p_0 と p_m/p_0

が決定されることを意味するもので基礎方程式(21)に用いている無次元量 \bar{P} の妥当性を示唆するものと考えられる。

(4) 層厚の影響

図-34は、層厚 l の影響を調べるために、 $l=1.90\text{m}$ と $l=0.28\text{m}$ の場合の p_m/p_0 を比較したものである。両者の地盤条件は等しく初期相対密度は50%である。伝達係数は同じであるとみなして、5.4(1)~(3)で述べたことを考慮すると、 p_m/p_0 は排水係数 C に依存することになるので、層厚の影響を調べるには同じ C の実験ケースを比較する必要がある。いま、層厚 l_1, l_2 の場合を考えると、それぞれ $C_1 = kT_1/\gamma_w m_v l_1$ 、 $C_2 = kT_2/\gamma_w m_v l_2$ となるから、 $C_1 = C_2$ となるためには、 $T_1/T_2 = (l_1/l_2)^2$ を満たさなければならない。したがって、 $l_1=0.28\text{m}$ 、 $T_1=3\text{s}$ の実験は、 $l_2=1.90\text{m}$ 、 $T_2=13.8\text{s}$ の実験に対応することになる。このような考えにもとづいて整理した結果が図-34で、 p_m/p_0 の座標がかなり拡大されて描かれていることを考慮すると、両者の相違は非常に小さく、 p_m/p_0 の値は無次元深度 z/l が同じであれば l に無関係に決まると考えてよい。このことは、 C および α が同じ条件では、層厚 l が異なっても無次元深度 z/l に

ついてみれば p_m/p_0 は同じであることを意味している。

以上、波浪特性および地盤の幾何学的特性が p_m/p_0 に及ぼす影響について明らかにしたが、その結果、変動間隙水圧に及ぼす影響要因のなかでは、波数 N 、地盤表面の水圧変動振幅 p_0 (p_m/p_0 としてみた場合)の影響は小さく、周期 T の影響が最も重要であることが明らかになった。さらに、周期 T と層厚 l の影響については、排水係数 C により考慮されることが理論的に明らかにされており、排水係数 C ならびに伝達係数 α については、次の5.5で詳細に検討する。

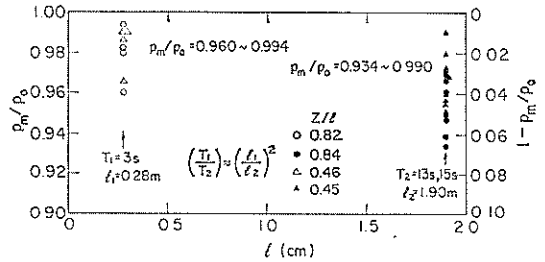


図-34 層厚 l と p_m/p_0

5.5 理論解析のための排水係数および伝達係数

変動間隙水圧に関する基礎方程式には、定数として排水係数 C と伝達係数 α が含まれている。ここでは、これらの定数の特性と決定方法について考察する。

(1) 透水係数 k と体積圧縮係数 m_v

排水係数 C は、透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v 、間隙水の単位体積重量 γ_w 、波浪の周期 T および層厚 l により決定される。これらの因子のうち、 γ_w については一定とみなしてよく、土に関係する因子は k と m_v であることから、まず相対密度50%における k と m_v について調べる。

透水係数 k については、既に、その試験法が規定されている。本研究では、土質工学会による「土の透水試験方法(案)」(A 1218 T-1978)により透水係数を測定した。その結果、相対密度50%では $k = 1.8 \times 10^{-4}\text{m/s}$ が得られた。

体積圧縮係数については決められた方法がないので、次のようにして測定した。図-35に示すようなモールドに相対密度を50%に調整して試料を詰め、静的な荷重を段階的に載荷と除荷を繰り返す。沈下量と載荷荷重から体積ひずみ ϵ_v と鉛直応力 σ'_v を求め図-36に示すような両者の関係を描く。図-36では、○が載荷側、●が除

荷側の実測値で、 m_v は、 ϵ_v と σ'_v 関係の勾配として求められるが、第一段階の勾配は第二段階の勾配に比較してかなり大きくなっている。排水係数 C を決定する場合、第一段階の m_v と第二段階以後の m_v を採用する場合ではその値が大きく異なることになる。しかしながら、5.3(1)で述べたように、 p_m に及ぼす波数の影響は小さく、本実験においては、波数 N が10波のときを中心に検討を行っていることから、 m_v としては、繰り返し回数（波数）によらずほぼ一定の値を示す第二段階以降（波数2波以降）の値を採用する方が妥当であると考えられ、 m_v としては第二段階以降の試験結果の平均を用いることにする。また、載荷側と除荷側の平均的な m_v を比較すると、載荷側の体積圧縮係数 $m_{vc}=1.918 \times$

$10^{-3} \text{cm}^2/\text{kgf}$ 、除荷側の体積圧縮係数 $m_{vr}=0.975 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{kgf}$ となり、載荷側の m_v がやや大きくなっている。本報告における変動間隙水圧の解析手法は、3.で述べたように残留ひずみを考慮しない方法であるので、土の弾性的特性を表す膨張時の値を評価し除荷側の体積圧縮係数 m_{vr} を採用する。以上のようにして k と m_v が求められれば T と l を用いて排水係数 C が決定される。

(2) 相対密度 D_{r0} と排水係数 C

上述の k と m_v は、地盤の相対密度によって変化する。図-37は、相対密度の相違による透水係数の違いを示したもので、 k の値は相対密度 D_{r0} が増加するにつれて小さくなるのがわかる。一方、体積圧縮係数 m_v と相対密度 D_{r0} の関係を示したものが図-38である。 m_v

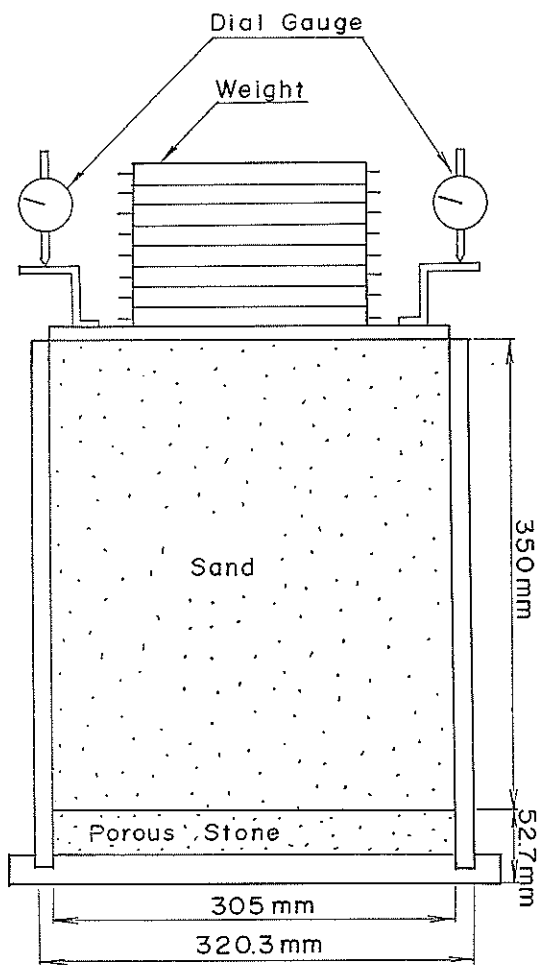


図-35 体積圧縮係数測定器具

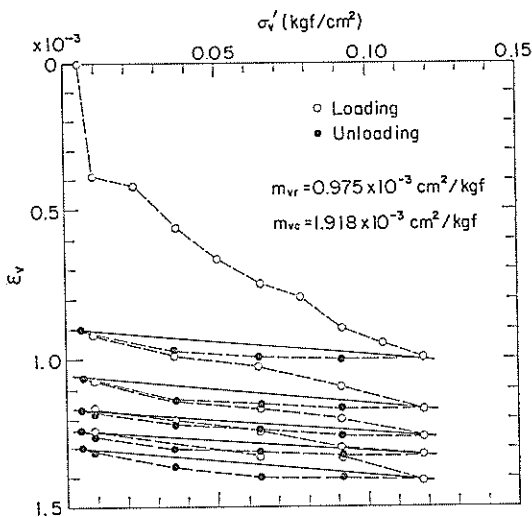


図-36 有効鉛直応力 σ'_v と体積ひずみ ϵ_v

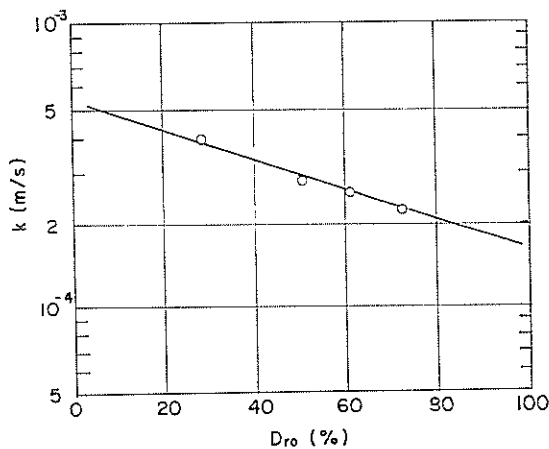


図-37 相対密度 D_{r0} と透水係数 k

の値も k と同様に、相対密度の増大にともない減少している。したがって、排水係数 C は、相対密度によって異なる値となることが予想されるが、 C に含まれる k と m_v が相対密度の変化に対して同じ割合で低下する場合には、 k/m_v が相対密度に無関係に一定となり C も一定値を持つことになる。図-39は、相対密度 D_{r0} と k/m_v の

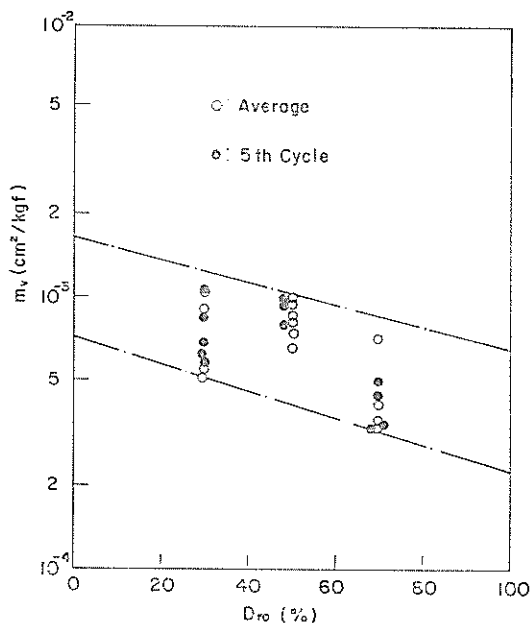


図-38 相対密度 D_{r0} と体積圧縮係数 m_v

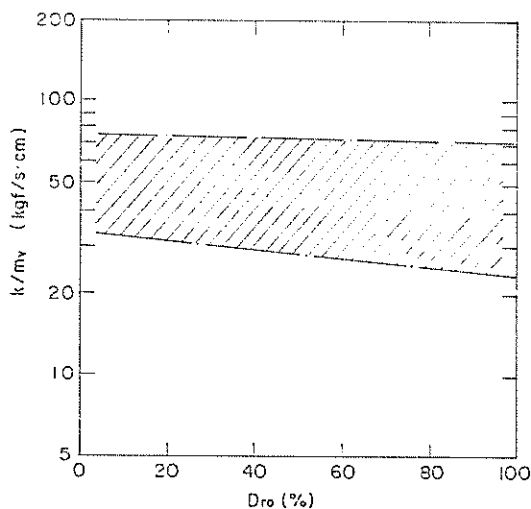


図-39 相対密度 D_{r0} と k/m_v

関係を示したものであるが、 k/m_v は相対密度の増加に対してやや小さくなる傾向にある。ただし 図-38 に示したように、 m_v の値に幅があることや、 C の値を時間ごと、深度ごとに変化させることは解析上非常に複雑になることなどを考慮すると、ここに示された範囲の k/m_v の変化は実用上ないものとして C を一定とみなすことができるものと思われる。

(3) 層厚 l と排水係数 C

ここで提案している基礎方程式では、層厚 l は、排水係数 C のなかで考慮されている。排水係数 C は、 $1/l^2$ に比例するから、層厚 l を適切に決定すれば層厚の影響が考慮される。実際の問題として、土層断面図から明確に不透水面を決定できない場合もあるが、このような場合、ある深さに不透水境界面を仮定し層厚を決めればよい。ただし、図-40 に示すように、実際の不透水面が l_3 の深さにあるときに、解析上の不透水面の深さを l_1 とした場合には排水係数を過大評価したことになり p_m/p_0 の正しい分布は得られない。少なくとも、排水の影響が現れない深さ l_2 よりも深い位置に不透水面を設定しなければならないことに留意すべきである。

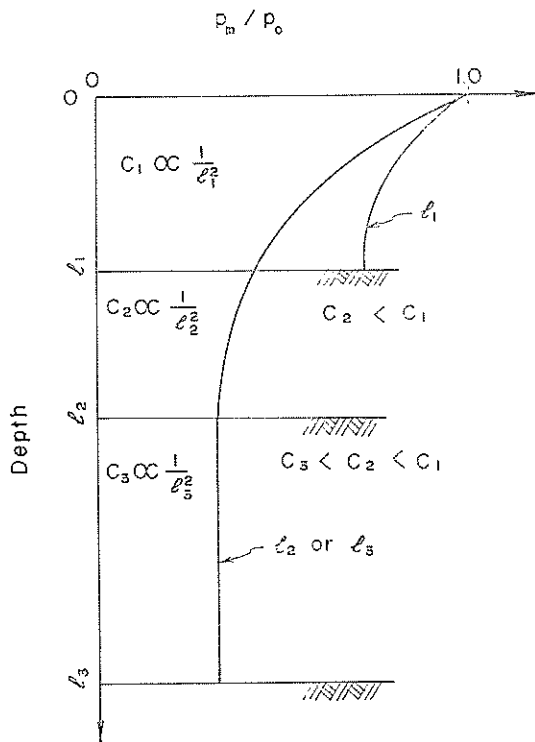


図-40 層厚 l と排水係数 C

(4) 間隙率 n と体積圧縮係数 m_v の比 n/m_v

伝達係数 α は、 n/m_v の関数である。ここでは、間隙率 n (相対密度 D_r) の変化によって n/m_v がどのように変化するかを調べる。図-41 は、間隙率 n と体積圧縮係数 m_v の関係を示したものである。図-39 の説明で述べたように、 m_v は同じ相対密度でもばらつきが大きく、図-41 においても n と m_v の関係はある幅をもった関係となっているが、傾向的には右上がりの関係にある。これらのデータの包絡線を直線で描くと、 n/m_v は $145 \text{ kgf/cm}^2 \sim 230 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にある。 m_v の測定法については、今後、より精密な測定方法の確立が必要と考えられるが、ここでは、図-41 に示した n と m_v の関係の平均的な値を採用するものとする、 $n/m_v = 182 \text{ kgf/cm}^2$ が得られる。これは、水圧の変動により地盤の間隙率 (相対密度) が変化しても n/m_v の値は一定と仮定するものである。 n と m_v は、相対密度 D_r に対してそれぞれ独立した関数と考えられるから、個々のデータについてみれば n/m_v は一定とはならない可能性もある。ただし、 m_v のばらつきを平均的な観点からとらえた場合には、 n/m_v を一定とする仮定は妥当なものと思われる。

(5) 間隙水圧 p_{mg} と伝達係数 α

伝達係数 α には、変数として絶対圧力で表した間隙水圧 p_{mg} が含まれている。 p_{mg} は、地盤表面の水圧 p_b によって逐一変動するから、場合によっては α を定数と

みなされない可能性がある。このことを調べるために描いたものが図-42 で、 n/m_v が 182 kgf/cm^2 の場合を示している。本実験では、静水圧 p として 1.0 kgf/cm^2 (絶対圧力として 2.033 kgf/cm^2) を加えており、地盤表面の水圧変動振幅 $2\bar{p}_0$ の最大値は十側で 0.458 kgf/cm^2 側で -0.490 kgf/cm^2 であるから、地盤中の間隙水圧を絶対圧力で表した p_{mg} は、 $1.543 \text{ kgf/cm}^2 \sim 2.491 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にある。この範囲における α は、 S_r が 99% の場合 $1.73 \sim 2.18$ 、 S_r が 97% の場合 $3.19 \sim 4.54$ となる。図-43 は、間隙水圧 $p_{mg} = 2.033 \text{ kgf/cm}^2$ に対する伝達係数 α の変化率 $\alpha_{p_{mg}}/\alpha_{p_{mg}=2.033}$ と飽和度 S_r との関係を示したものであるが、静水時の $p_{mg} = 2.033 \text{ kgf/cm}^2$ に対して α の変化率は $\pm 20\%$ 以内となっている。この結果は、地盤中の間隙水圧が地盤表面の水圧変動に等しいとした場合であり、実際には、 $p_m < p_0$ となるから地盤中におけるこれらの差はもっと小さくなると

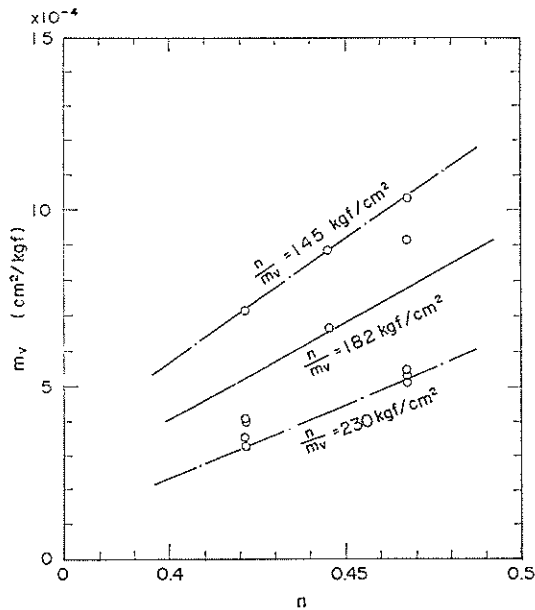


図-41 間隙率 n と体積圧縮係数 m_v

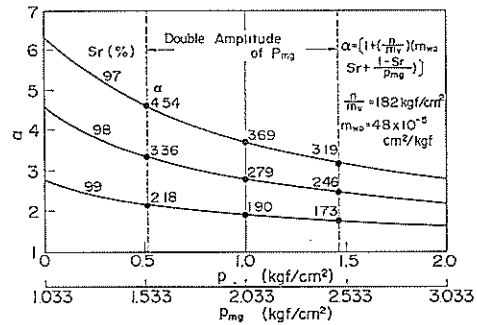


図-42 絶対圧力で表した間隙水圧 p_{mg} と伝達係数 α

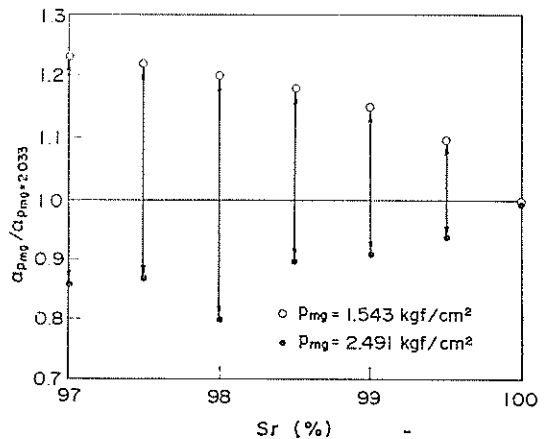


図-43 伝達係数 α の変化率

考えられる。以上のことから、飽和度 S_r が97%程度以上であれば、静水時の間隙水圧を想定することによって、 α に及ぼす p_{mg} の変動の影響を無視してもよいものと思われる。

(6) 飽和度 S_r と伝達係数 α

伝達係数 α は式(11)で表されるが、 n/m_v 、 m_{w0} 、 p_{mg} についてはこれまでの考察から実用上は一定とみなしてもよいことが明らかとなった。このような仮定が妥当だとすると、 α は飽和度 S_r のみの関数となるから、 S_r が確定できれば α が求められる。図-44 は、実験終了後の飽和度の実測値の一例を示したものである。測定値にはかなりのばらつきがあるが、地盤上部と下部の S_r に明らかな相違がみられる。これは、試験時に地盤上部に液状化が発生したことによって、その部分が懸濁状態になったことから飽和度が高まったものと思われる。非液状化部分は、土粒子のかみあわせがはずれるような大きな変化を受けていないと想定されることから飽和度についても変動水圧載荷前の初期の状態を保っていると考えられる。また、飽和度の測定にあたっては、実験終了後、水位を地盤表面まで下げて個々のリングごとに試料を切

りだしているが、地盤の沈下が均等でなく表面が水平を保っていないことによる体積測定の見誤差や、地盤表面の位置がリングの中間にある場合、表面張力によって残留する地盤表面の余分の水を完全に除去できなかったことによる測定誤差などから、得られた飽和度は極端に大きな値となっている。したがって、最上部の測定値は信頼性に欠けると思われることから、以後のデータ整理では除外するものとする。その他のリング内の試料の飽和度は、4.3 で述べた方法で測定しているが、エッジナイフによる試料の切り出し中にリング境界の試料間における水の出入りも若干存在すると考えられること、また、基礎方程式(10)では、伝達係数 α を地盤全体で一定と仮定していることなどを考慮して、地盤の飽和度を評価する場合には、各リングで得られた値の平均値を用いることにする。このような考えにもとづき、試験後の飽和度として、実測された飽和度の地盤全体の平均値をとると $S_r=99.3\%$ が得られる。変動水圧載荷前の地盤の初期飽和度は測定されていないが、液状化が発生していないと思われる深さ 80cm 以深の平均値として推定すると、 $S_r=98.6\%$ となる。

以上のようにして決定された S_r から $n/m_v=182\text{kgf/cm}^2$ 、 $m_{w0}=4.8 \times 10^{-5}\text{cm}^2/\text{kgf}$ 、 $p_{mg}=2.033\text{kgf/cm}^2$ として α との関係を描くと図-45 のようになる。 α の値は、初期値 2.3 から 1.7 まで変化しているが、これは、本実験がステージテストを採用しており、最終ステージに到るまでに生じた液状化により地盤中の気泡量が減少し、飽和度が変化したものと思われる。このような飽和度の変化は、負圧をかけたデンケータ内に水浸した砂を置き、デンケータに振動・衝撃を与えると、砂層の中から気泡が出現することからも推測される。

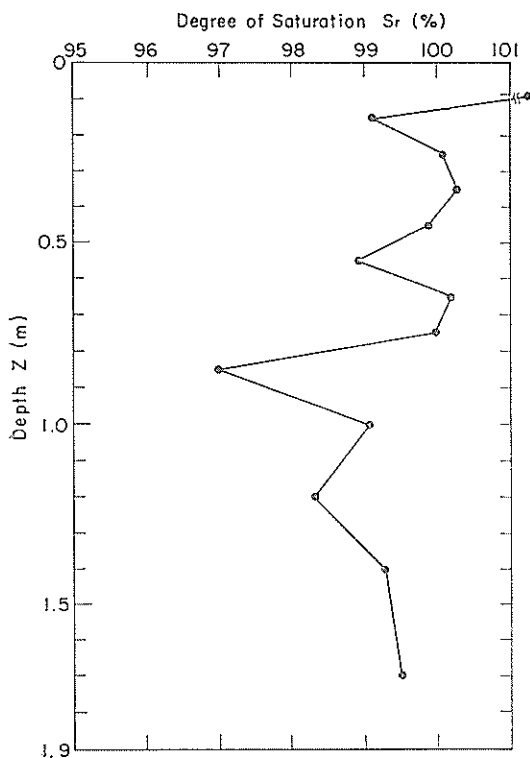


図-44 飽和度 S_r の実測値

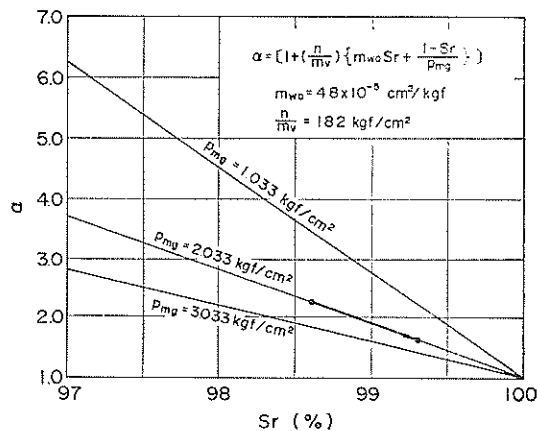


図-45 飽和度 S_r と伝達係数 α

5.6 理論値と実測値の比較

5.5 の方法で決定された C , α を用いて提案式により解析した理論値と実測との詳細な比較・検討を行う。検討を行うにあたっては、できるだけ精度をあげるため、層厚 $l=1.90\text{m}$ のケースを取り上げる。

(1) 非液状化地盤

理論解析では、5.5 での検討結果にもとづき、排水係数 $C=5.57$ ($k=2.8 \times 10^{-4}\text{m/s}$, $m_v=0.975 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{kgf}$, $T=7\text{s}$, $l=1.90\text{m}$) を用いる。伝達係数 α は、実測値がステージ番号 1 におけるものであることを考慮して、図-45 に示した初期の飽和度から推定した値 2.3 を採用する。図-46 は、試験番号 3, ステージ番号 1 のケースについて、 $z/l=0.0, 0.45, 1.0$ の深度における p_m/p_0 の経時変化を比較したもので、理論計算における水圧変動振幅 p_0 は、実測された両振幅 $2\bar{p}_0$ の平均値をとり 0.124kgf/cm^2 とした。これは、実測された振幅の+側と-側の値に差が生じていたことによる。 p_m/p_0 の経時変化は、波の峰および谷付近で理論値と実測値でやや差がみられるが、理論計算における p_0 は、両振幅の平均値が用いられていることを考慮するとほぼ良い対応を示しているとみなされる。図-47 は、変動過剰間隙水圧 p_b-p_m の深度分布を示している。 p_b-p_m 分布は、理論値および実測値とも同様な放物線形を示しており、一部に p_b-p_m の値に差のみられるところもあるが、両者は全体として良く対応しているものと思われる。また、図-47には、 σ'_{v0} の線も描いているが、 p_b-p_m の負側の絶対値は、いずれの位相においても σ'_{v0} よりも小さくなっており、液状化が発生していないことを表している。この結果は、実測値でも理論値でも同様である。図-48 は、地盤中の σ'_v の深度分布を示したもので、 $\sigma'_v = \gamma'z + p_b - p_m$ で求められている。図-48によると、地盤中に作用する有効鉛直応力 σ'_v は常に正の値となっており、液状化が発生していないことが明確に示されている。

(2) 液状化地盤

ここでの理論解析では、排水係数 C は 5.6 (1) と同様に 5.57 としたが、実測値が試験番号 3, ステージ番号 4 の液状化が最も著しいときであることから、伝達係数は α 図-45 に示した 1.7 を用いている。図-49 は、 $z/l=0.0, 0.45, 1.0$ における 1 波長間の p_m/p_0 の経時変化を比較した例である。図-49によると、位相が 270° 以降では理論値と実測値はややずれている。これは、 $z/l=0.0$ における水圧変動 p_b がきれいな正弦波として制御されていないのかかわらず、理論計算では正弦波で近似したためと考えられる。ただし、その他のところでは理論値と実

Test No.3, Stage No.1, $\alpha=2.3, C=5.57$

• Observed — Calculated

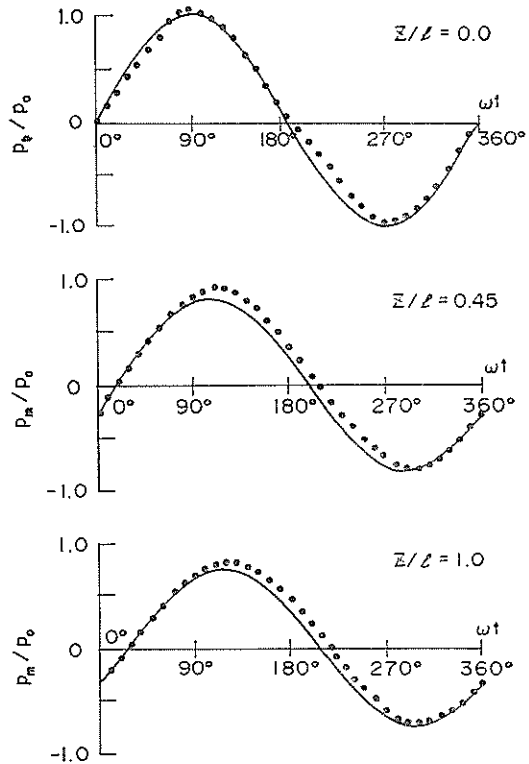


図-46 変動間隙水圧 p_m の実測値と理論値 (非液状化地盤)

測値は良い対応を示している。図-50 は、変動過剰間隙水圧 p_b-p_m の深度分布を比較したもので、実線が理論値、破線が実測値である。図-49の説明で述べたように、位相が 270° 以降の理論値と実測値の対応はあまり良くなく、 p_b-p_m の分布についても同様である。また、図-50 の実測値の分布では、深さ 0.75m 以浅において理論値とはきわめて異なった分布となっている。この理由について考察するために、図-50 中に初期の有効鉛直応力 σ'_{v0} を描いている。これまで述べたように、変動過剰間隙水圧 p_b-p_m の負側の絶対値が σ'_{v0} 以上のところでは液状化現象が発生していると思われるが、実際には、砂の引張強度は 0 と考えられることから有効鉛直応力は負の状態にはなりえず液状化領域の地盤は懸濁状態となっている。図-50 における実測値はこの懸濁部分の影響を強く受けたものと思われ、したがって、液状化が発生した

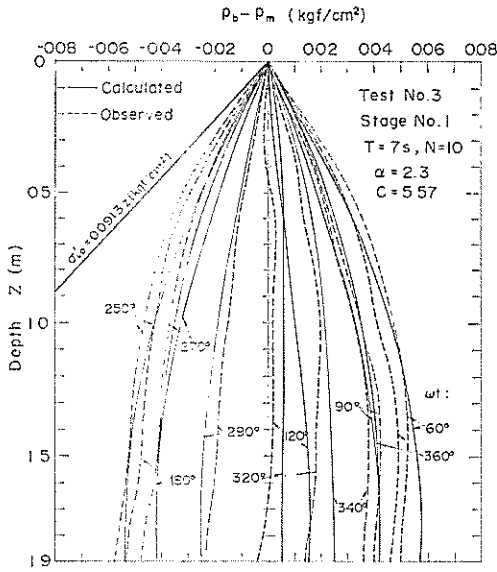


図-47 変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ 分布の実測値と理論値 (非液化化地盤)

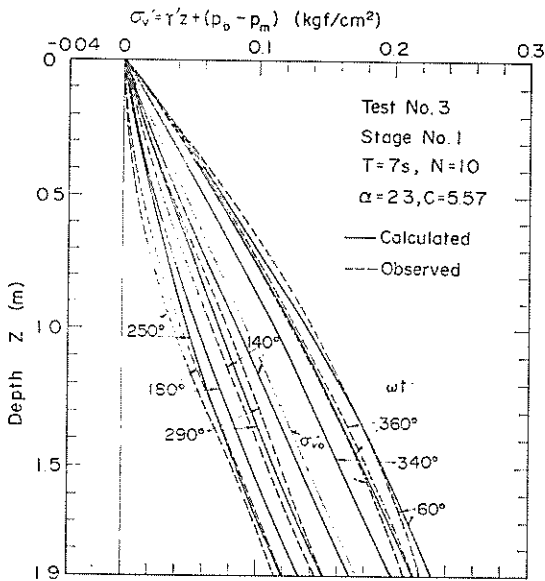


図-48 $p_b - p_m$ から求めた地盤中の有効鉛直応力 σ'_v と理論値 (非液化化地盤)

深さが 0.75m 以下の $p_b - p_m$ 分布の理論値と実測値の対応性が著しく低下したものと考えられる。本研究における理論展開は、土粒子が相互に接触して骨格を構成している液化化以前の状態を前提としていることから、液

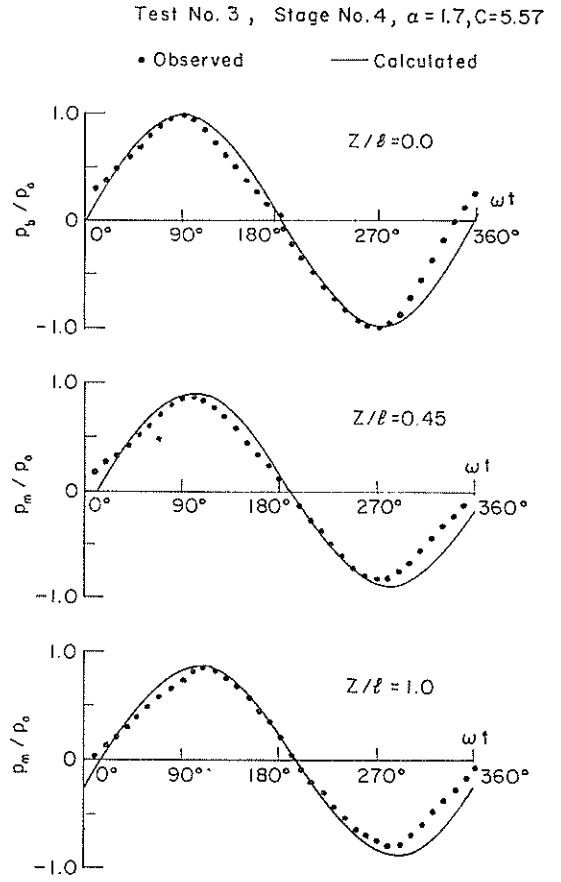


図-49 変動間隙水圧 p_m の実測値と理論値 (液化化地盤)

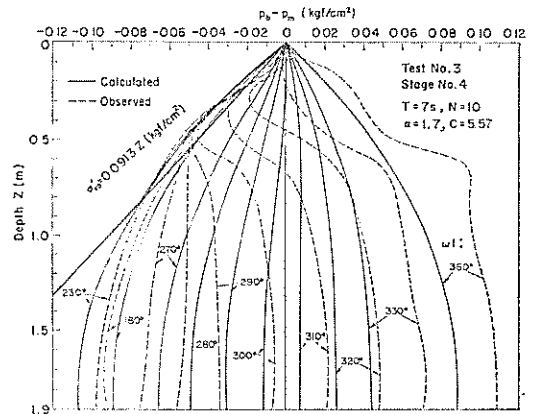


図-50 変動過剰間隙水圧 $p_b - p_m$ 分布の実測値と理論値 (液化化地盤)

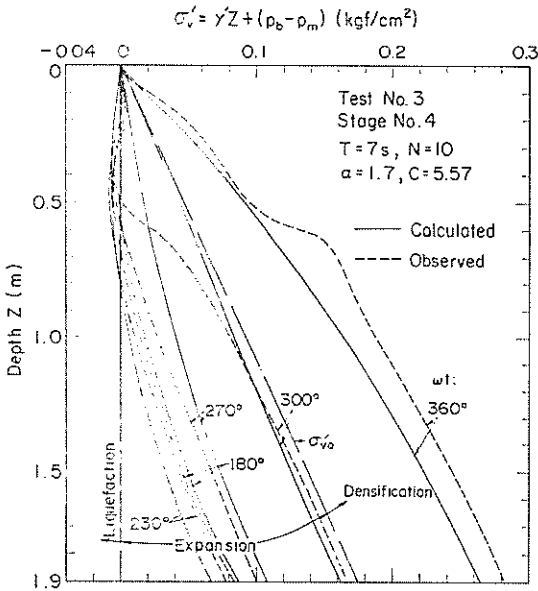


図-51 p_b-p_m から求めた地盤中の有効鉛直応力 σ'_v と理論値（液状化地盤）

状化後の p_b-p_m の実測値と理論値が異なることはむしろ当然のことと思われる。ただし、実際には、地盤表面部が液状化することによって、非液状化領域への地盤表面の水圧の伝達がよくなり、 p_m の値は p_b に近づくと考えられるから、非液状化領域の p_b-p_m の値（有効鉛直応力の変動量）は、液状化後の地盤の特性を考慮した場合の方が小さくなるものと考えられることから、液状化領域を考慮しないで求めた本理論解は実用上安全側の結果を与える。図-51 は、液状化したと考えられる深さをより明確にみるために、実測変動過剰間隙水圧から推定した地盤中の有効鉛直応力と理論値との比較を示したものである。図-51 の実測結果によると、有効鉛直応

力 σ'_v が 0 となる深さは 0.75m 以浅で、この領域では液状化現象が生じていると考えられる。一方、 σ'_v が正の領域では、地盤が膨張（Expansion）している領域（ $0 < \sigma'_v < \sigma'_{v0}$ ）と地盤が高密度化（densification）している領域（ $\sigma'_{v0} < \sigma'_v$ ）が存在する。図-51 では、波数 N が 10 波のときにおける 1 周期の間の変化を示しているが、このように、波の周期の間に、地盤は液状化、膨張、高密度化の 3 つの現象が発生していることになる。すなわち、同一地点で、時間の経過につれて、上記 3 つの現象が連続的に発生していることを意味している。

5.7 既往の理論解析結果との比較

図-52 (a)~(b)は、ここで提案している理論解析法と既往の理論解析法との比較を行った結果である。既往の解析例としては、大草¹²⁾の報告から引用し、その解析に用いられた条件と同一の入力条件を設定した。表-3に条件を一括して示す。解析法の大きな相違は、①大草の理論では、地盤の有効応力を求めるさいに地盤を弾性体と仮定しているが、筆者らの理論では、式(5)を用いていること、②大草の理論が二次元であるのに対し、筆者らの理論は一次元であり鉛直方向のみの間隙水の流れを考えていることがあげられる。図-52 (a)~(b)に示した筆者らの解析結果は、次のようにして求められている。まず、任意の位相における液状化深さを図-52 (c), (d)に示すようにして一次元的に求める。この場合、実際には、土の引張強度はゼロと考えられるから、 $|p_b-p_m|_{max}$ の値は σ'_{v0} より大きくはならないが、理論上は、 $|p_b-p_m|_{max} \geq \sigma'_{v0}$ の範囲を液状化領域とした。次に、大草の解析では波を $\cos(\lambda x - \omega t)$ の関数で近似しており、本研究では $\sin(\omega t)$ を用いていることを考慮して各位置 λx における波の状態（ η ：静水面からの水位）に対応した液状化深さを求める。この場合、たとえば、図-52 (a)~(b)の $\lambda x = 0, \pi/2, \pi, 3\pi/2, 2\pi$ における波の状態は、それぞれ、本解析における $\omega t = \pi/2, 2\pi, 3\pi/2, \pi, \pi/2$ における水位に対応しているから、これらの ωt にお

表-3 入力条件

条件	水深 h (m)	波浪条件			水圧変動 振 幅 p_0 (kgf/cm ²)	地 盤 条 件				排水 係 数 C	伝達 係 数 α	
		波高 H (m)	周期 T (s)	波長 L (m)		飽和単位重量 γ_{sat} (gf/cm ³)	水中単位 重 γ' (gf/cm ³)	透水係数 k (m/s)	体積圧縮係数 m_v (cm ² /kgf)			B 値
Loose Sand	20	5	15	197	0.207	1.5	0.5	10^{-2}	9.003×10^{-3}	0.5	4.165×10^{-3}	2.0
Sand (North Sea)	70	24	15	312	0.552	2.0	2.0	10^{-2}	2.452×10^{-3}	0.5	1.529×10^{-2}	2.0

(注) 本理論解析における層厚 $l=20$ m, 海水の単位体積重量 $\gamma_w=1.03$ gf/cm³

る液状化深さを、対応する λx に対して描くと図-52(a), (b)に示すような二次元的な液状化領域が得られる。

図-52 (a), (b)によると、いずれの結果も液状化の状況

が良く一致しており、海底地盤表層部を除いて、二次元解析と一次元解析結果の大きな相違は見られない。このことは、半無限地盤中の間隙水の流れが鉛直方向に卓越

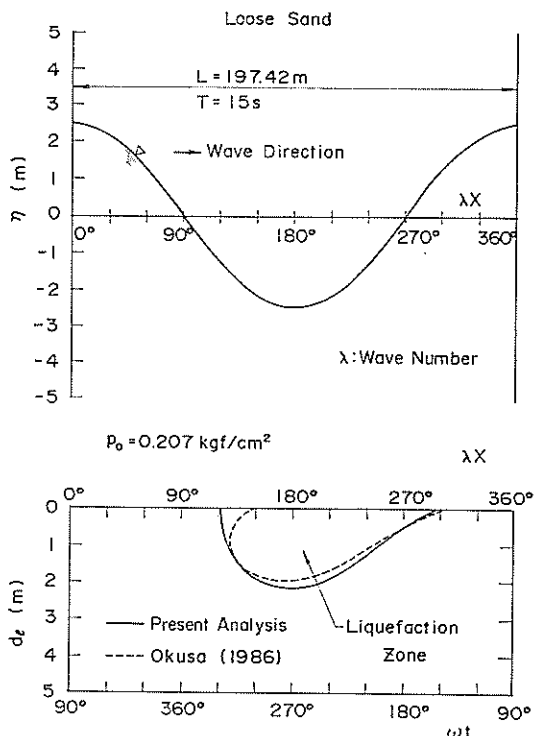


図-52(a) 液状化領域の比較 (Loose Sand)

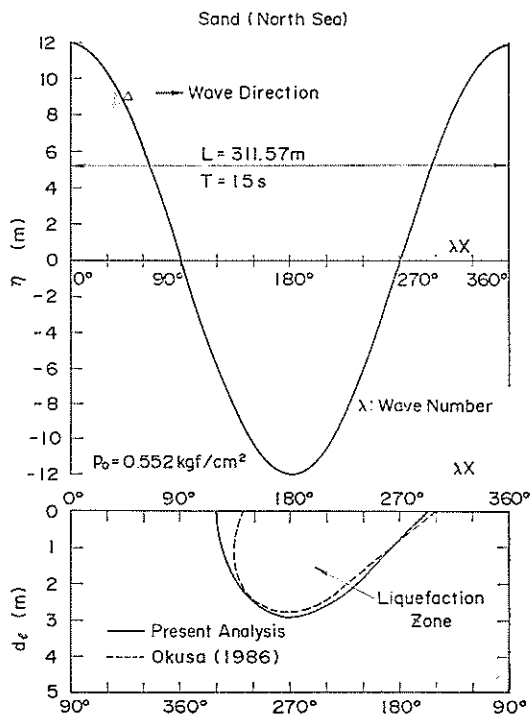


図-52(b) 液状化領域の比較 (Sand (North Sea))

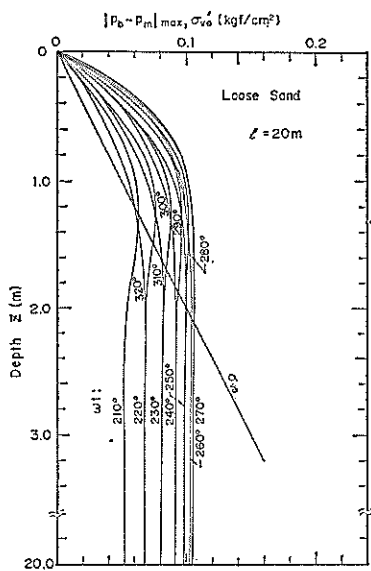


図-52(c) $|p_b - p_m|_{max}, \sigma'_{v0}$ の深度分布

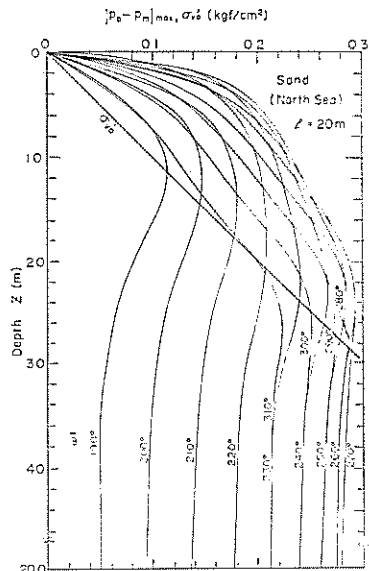


図-52(d) $|p_b - p_m|_{max}, \sigma'_{v0}$ の深度分布

しており、水平方向の流れが無視できる程小さいことを示唆するものである。このような結果は、清水ら³²⁾の現地観測結果からも報告されている。また、図-52 (a), (b)の結果では、波の谷付近において液状化深さが最大となっている。図-7の理論解析結果や、図-19に示した実測例では、位相 $\omega t = 180^\circ \sim 240^\circ$ 付近で液状化深さが最大となることが明らかにされているが、ここに示した解析結果では、それらの位相よりもやや遅れて波の谷あたりで液状化深さが最大となっている。これは、解析に用いた排水係数 C や伝達係数 α 等の入力条件の相違によるものと考えられ、液状化深さが最大となる位相は、いつも一定の位相の時ではないことがわかる。

図-52 (c), (d)は、筆者らの解析によって得られた代表的な位相 ωt における $|p_b - p_m|_{\max}$ と σ'_{v0} の関係を描いたものである。本解析では、層厚 l を20mとしているが、深さが3m~4mより大きくなると $|p_b - p_m|_{\max}$ の値は深さに対してほぼ一定となっており、 $l=20m$ としてもよいことを示している。

5.8 伝達係数の決定法に関する考察

5.6 で示した理論解析に用いられた伝達係数 α は、室内試験で実測された飽和度の平均値から式(11)により求められている。この伝達係数 α は、図-10 に示したように飽和度 S_r によって敏感に異なることから、伝達係数を決定する場合には、飽和度を精度良く測定する必要がある。この場合、本報告で示したような室内実験では比較的精度良く飽和度の測定が可能であるのに対して、原位置における飽和度の測定方法についてはかなりの困難が予想され、伝達係数 α の実用的な決定方法について検討しておく必要がある。

原位置の地盤の伝達係数の決定方法については、①飽和度の測定精度を向上させる方法を開発し、その方法を用いる、②原位置の試料を採取して、室内実験により伝達係数を測定することが考えられるが、ここでは、②の観点から伝達係数を決定する方法について考察する。そ

のための方法として、各ステージで実測された p_m/p_0 の深度分布と、 α の値を種々に変えて計算した理論 p_m/p_0 分布とを、図上でフィッティングすることにより逆解析的に α の値を求める方法について検討する。

図-53 は、実測値と理論値をフィッティングしたいくつかの例を示したもので、図-54 は、図-53 に示したようなフィッティングによって決定した各試験番号、各ステージごとの α の値の頻度を示したものである。図-54

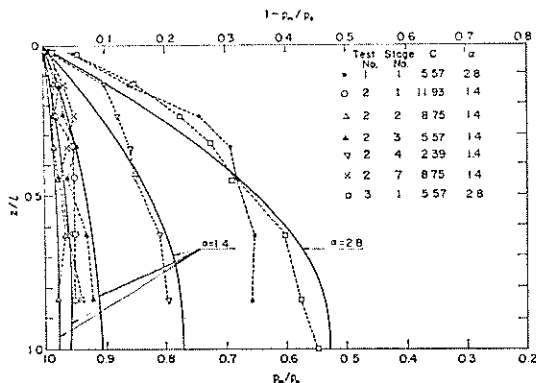


図-53 伝達係数の α フィッティング

によると、標準砂を用いた今回の実験では、 α の値は、1.3~2.8の範囲にあることがわかる。また、初期相対密度が50%の場合の平均値は1.92、初期相対密度が70%の場合の平均値は1.90となっており、平均的にみれば、初期相対密度による α の相違はほとんど見られていない。この理由については、5.5(4)で述べたように、 α の値が相対密度にはあまり依存しないことによるものと考えられる。なお、試験番号3、ステージ番号1の α は2.8となっており、図-46~図-48 で用いた $\alpha=2.3$ に比較して18%大きい。これは、 $\alpha=2.3$ は実測された飽和度の平均値から式(11)を用いて算定したものであるのに対して、 $\alpha=2.8$ は波の谷(位相 $\omega t=270^\circ$)における実測 p_m/p_0 分布からフィッティングにより逆算され

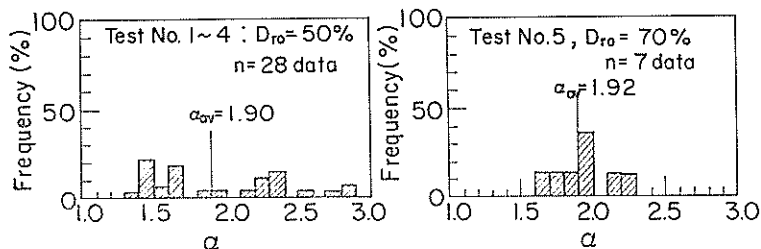


図-54 伝達係数の α 頻度

た平均値であることによる相違と考えられる。図-55は、試験番号1~4の各試験ごとのそれぞれのステージの α の平均値 $\bar{\alpha}_{av}$ からのばらつきを調べたものであるが、各ステージにおける α の値の変化はそれほど大きくはなく、各ステージにおいて相対密度の変化が生じたとしても、個々の α の値は平均値から $\pm 20\%$ の範囲内にある。

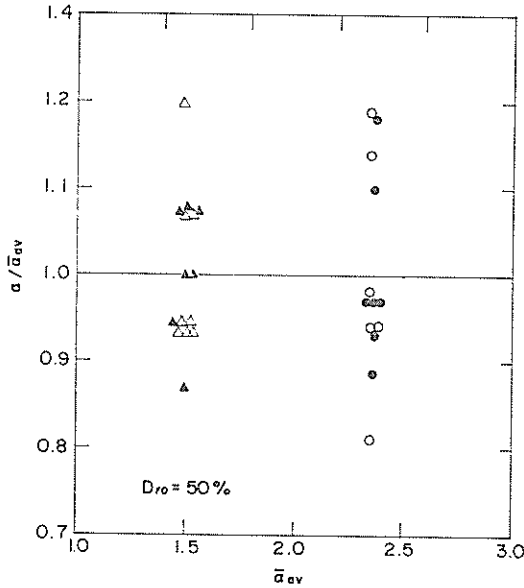


図-55 伝達係数 α のばらつき

$\alpha = 1.3 \sim 2.8$ の範囲で異なった場合の p_m/p_0 の相違について調べた結果が 図-56 である。図-56 では、 $\alpha = 1.3, 2.0, 2.8$ を用いた場合の無次元深度 $z/l = 0.45$ における p_m/p_0 の理論値と実測値を周期 T に対して整理している。 α は、実測値からフィッティングして得た値であるから、理論値と実測値が良く対応するのは当然であるが、図-56 は、 p_m/p_0 に対する α の感度を示していると考えられる。すなわち、図-56 のデータは、すべて初期相対密度が 50% の地盤に対して得られたものであるから、 $k/m_v, \gamma_w, l$ が等しいとすると、排水係数 C は T のみの関数となる。したがって、周期 T が同じところにおけるこれらのデータの幅は、伝達係数 α の相違によるものと考えられ、 α が $1.3 \sim 2.8$ の範囲で異なれば、 p_m/p_0 は 図-56 に示した幅の値となり、周期 T が短くなるにつれてその幅は大きくなる傾向にある。

次に、 $\alpha = 1.3 \sim 2.8$ に相当する飽和度を求めてみる。
5.5 (4) で述べたように、 n/m_v も相対密度の変化に依存

せず一定と仮定すると、式 (11) によって α は飽和度 S_r のみの関数であるから、 $p_{mq} = 2.033 \text{ kgf/cm}^2$ (これは本実験に用いた静水圧 1.0 kgf/cm^2 に対応する) とし

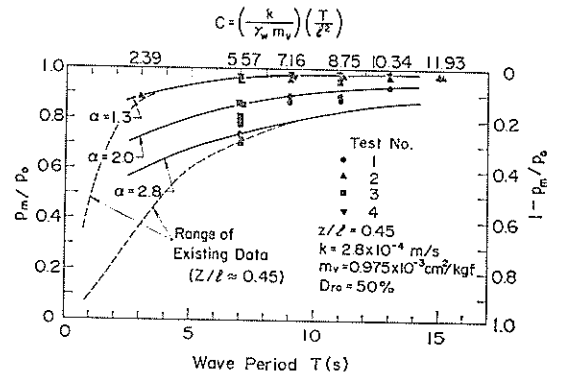


図-56 $p_m/p_0 \sim T$ 関係の実測値と理論値 ($z/l = 0.45$)

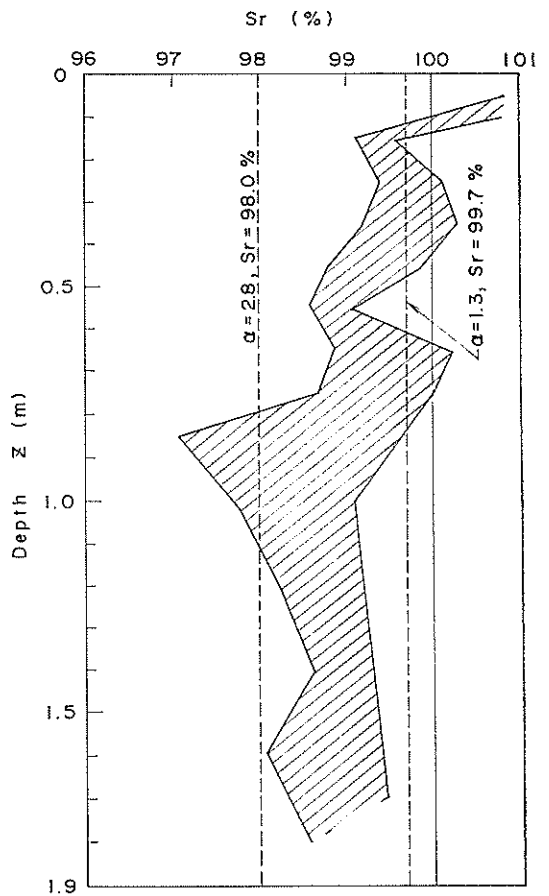


図-57 実測した飽和度の範囲

て S_r を計算すると、 $\alpha=1.3$ の場合は $S_r=99.7\%$ 、 $\alpha=2.8$ の場合は $S_r=98.0\%$ となる。図-57 は、実測した飽和度の範囲を示したもので、 $S_r=97\%$ から 100% をやや越えた範囲（上層部の飽和度が高いのは、5.5(6)で述べたように、この部分の飽和度が液状化の影響を受けて増加したものと考えられる）にあり、フィッティングにより求めた α から逆算した S_r と実測した S_r は良く対応しており、フィッティングにより伝達係数を決定できるものと思われる。

以上、フィッティングにより伝達係数 α を決定する方法について検討したが、原地盤における伝達係数をフィッティングにより求める場合には、原位置で採取された試料を状態が変化しないように試験室まで運ぶ必要があり、試料の量も多くなる。この意味では、①で述べた飽和度を精度よく測定する方法についても開発を進める利点があるものと思われる。今後、これらの点を考慮して、伝達係数を適切に決定する方法について、原位置調査を含め検討していく必要があるものと考えられる。

5.9 水圧変動による地盤の挙動

(1) 地盤表面の累積沈下量

図-58 は、試験番号1～4における地表面沈下量 S_0 を繰り返し波数 N に対してプロットした結果である。従来の土質力学における有効応力の概念では、静水圧が変化しても有効応力は不変であるから、地盤中には何らのひずみも発生せず、したがって地盤表面の沈下も発生しないことになる。ところが、図-58 をみると、いずれの場合においても明らかに地表面の沈下が測定されており、波数の増大とともに沈下が進行していることがわかる。このように、水圧の変動により地盤の沈下が進行する例は、名合ら¹⁶⁾の実験においても得られている。このことは、地盤に沈下を発生させるための何らかの有効応

力の変化が生じたことを裏づけるもので、この有効応力の変化はとりもなおさず変動過剰間隙水圧 p_b-p_m に起因していることはこれまで述べたことから明らかである。

図-58 において、波数 500 波における最終沈下量をみると、試験番号2と3の場合が試験番号1と4の場合に比べて著しく大きくなっている。この理由については、発生する変動過剰間隙水圧 p_b-p_m の大きさによるものと思われるが、特に、図-51 に示したように、地盤中では液状化、膨張、高密度化の一連の現象が繰り返して生じており、楠見ら³³⁾、保国ら³⁴⁾が室内三軸試験の結果から指摘しているように、液状化によって締め固め効果が著しく大きくなることを考慮すると、地盤の液状化発生の有無によって沈下量が大きく異なったものと考えられる。すなわち、図-13～図-14、表-2 に示したように、波浪条件、地盤条件の等しい試験番号1と4を比較してみると、試験番号1では、表層部で液状化が発生したことにより沈下量が大きくなったと考えられ、試験番号4では、地盤表面に載せた上載荷重による初期有効鉛直応力 σ'_{v0} の増加により液状化が発生しなかったため沈下量が小さくなったと考えられる。一方、試験番号2と3については、試験番号1と2の場合に比較して、より深部まで液状化した可能性があるものと思われる。図-59 は、 D_{r0} が 50% の地盤（試験番号1～4）の最大液状化深さ $d_l(p_m)$ を変動過剰間隙水圧 p_b-p_m から推定したものである。図-59 によると、試験番号2と3の場合の液状化深さが大きくなっており、上述のことを裏づけている。なお、図-58 では、試験番号2の場合が累積沈下量が最大となっており、図-59 の最大液状化深さとは必ずしも比例関係にない。これは、液状化深さが最大となるのは、ともにステージ番号4 の時であり、図-13～

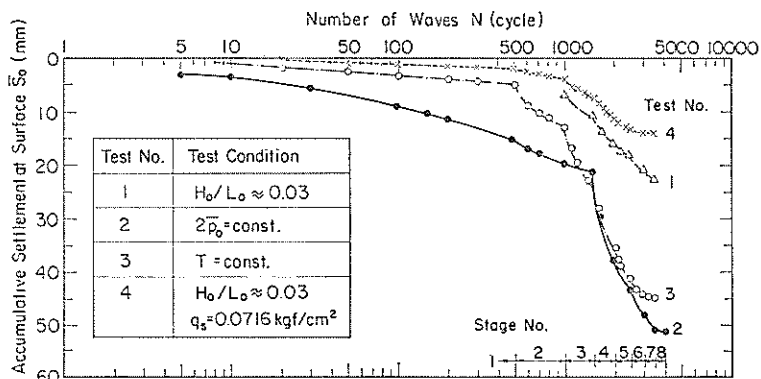


図-58 波数 N と累積表面沈下量 S_0

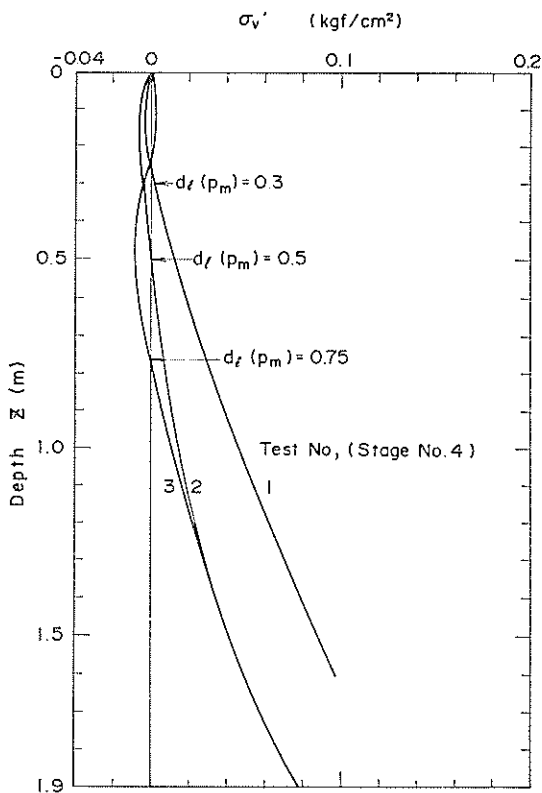


図-59 変動過剰間隙水圧から求まる液状化深さ $d_f(p_m)$

図-14 に示したように、試験番号2と3の波浪条件が異なることから、ステージ4に到るまでの各ステージにおける圧縮力 $\Delta\sigma'_v (> 0)$ がそれぞれ異なっていることによるものと考えられる。

図-60 は、各ステージごとの累積沈下量 S_0 を、周期 $T=7s$ で水圧変動の両振幅 $2\bar{p}_0$ が変化する場合（試験番号3）について示したものである。図-60 から明らかのように、 $2\bar{p}_0$ が大きくなるにつれてステージ No. 1 から No. 4 へ沈下量が増加している。理論的には、地盤条件が等しく、周期が同じ場合には、排水係数 C と伝達係数 α は一定であり、図-7 に示したように $(p_0 - p_m)/p_0$ は同じ値となる。したがって、 p_0 の値が大きいうことは、 $p_0 - p_m$ も大きくなることを意味し、液状化および高密度化に対する影響は増大する。すなわち、 $p_0 - p_m$ の負の値は、地盤の膨張や液状化の誘因となり、 $p_0 - p_m$ の正の値は、地盤の高密度化を引き起こすように作用する。このことが、図-60 において大きな沈下を発生させた理由と考えられる。図-61 は、各ス

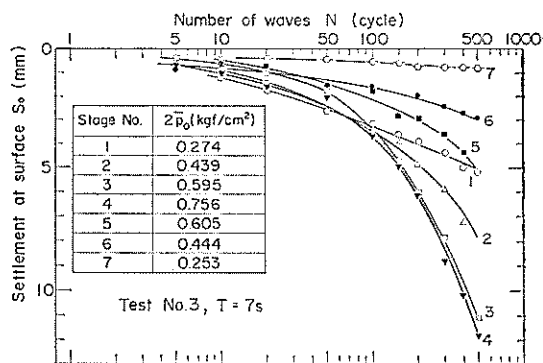


図-60 波数 N と各ステージごとの累積表面沈下量 S_0

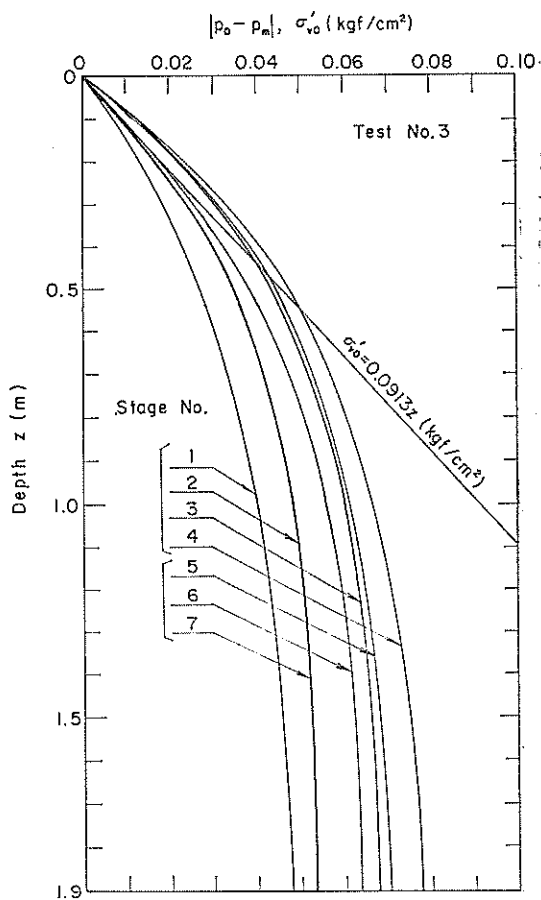


図-61 各ステージにおける $|p_0 - p_m|$ の深度分布

ジの波の谷 (位相 $\omega t = 270^\circ$) における $p_0 - p_m$ の分布を描いたものであるが、図-61 に示した沈下量と各ステージでの $p_0 - p_m$ の分布形状の大小関係はよく一致しており変動過剰間隙水圧の大きさと沈下量には密接な相関性があるものと考えられる。なお、ステージ No. 3 と No. 5 では、 $2\bar{p}_0$ の値と $p_0 - p_m$ の分布はほとんど等しくなっているにもかかわらず、沈下量には大きな差がみられている。これは、本実験が、段階的に载荷条件を変えていくステージテストを採用しているため、ステージ No. 5 の沈下量にはそれ以前の影響 (地盤の相対密度の増大の影響) が現れたものと解釈される。変動間隙水圧は相対密度変化に対する感度が鈍く、波数の影響をあまり受けないことは既に 5.3(1) で述べたが、ここで議論している累積沈下量は、相対密度によってかなり異なると考えられる。このことは、図-38 に示したように、相対密度と体積圧縮係数が反比例する傾向にあることから背首される。また、図-58 の試験番号 2 と 3 を見る

と、最終ステージでは累積沈下量が波数に対して定常状態に到っている。これは、地盤の液状化が発生していないことや、前のステージで既により大きな圧縮力 $\Delta\sigma'_v$ (> 0) を受けたことなどから、発生する圧縮力に対して、それ以上の沈下が進行しなくなったものと思われる。

(2) 地盤中の累積沈下量と鉛直残留ひずみ

図-62(a)~(d) は、各ステージの終わりに測定した地盤中のマーカーの累積沈下量 S_i を示したものである (ただし、図-62(a) については、ステージ番号 7 終了後のみ測定)。図-62 において、地盤上層部に行くほど大きな沈下量となるのは対象深さの沈下量がそれより下部の沈下量に影響されるため、沈下量と深さの関係が直線で表される場合には、全層にわたって同じひずみが生じたことになる。図-62(a)~(c) では、あるステージ番号以降になるとある深さにおいて矢印で示す沈下量の変曲点がみられており、その変曲点で浅においてより大きな沈下が発生していることがわかる。一方、図-62(d) の結果では、ごく表層部を除き沈下量と深さの関係は直線となっており、全層にわたって均等なひずみが生じている。

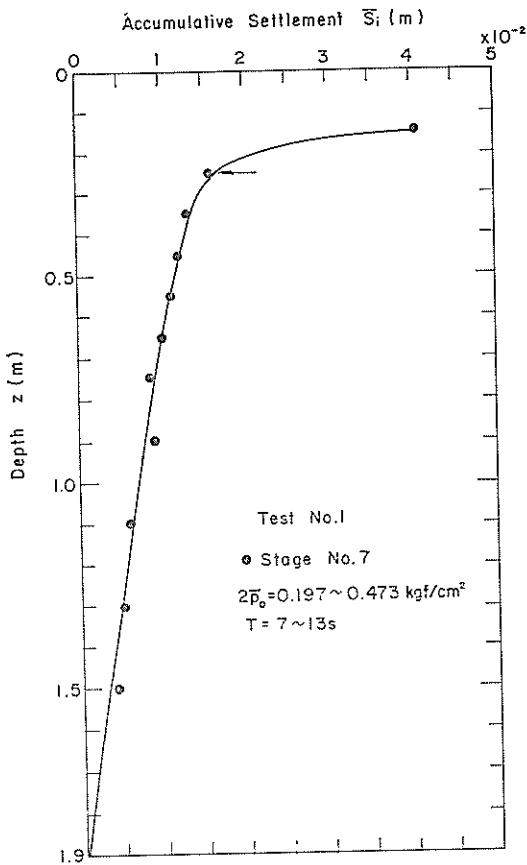


図-62(a) 各層ごとの累積沈下量 S_i (Test No. 1)

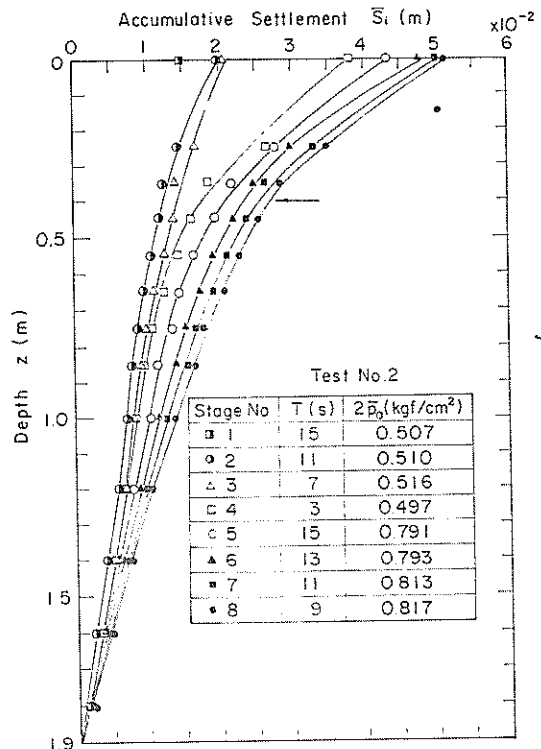


図-62(b) 各層ごとの累積沈下量 S_i (Test No. 2)

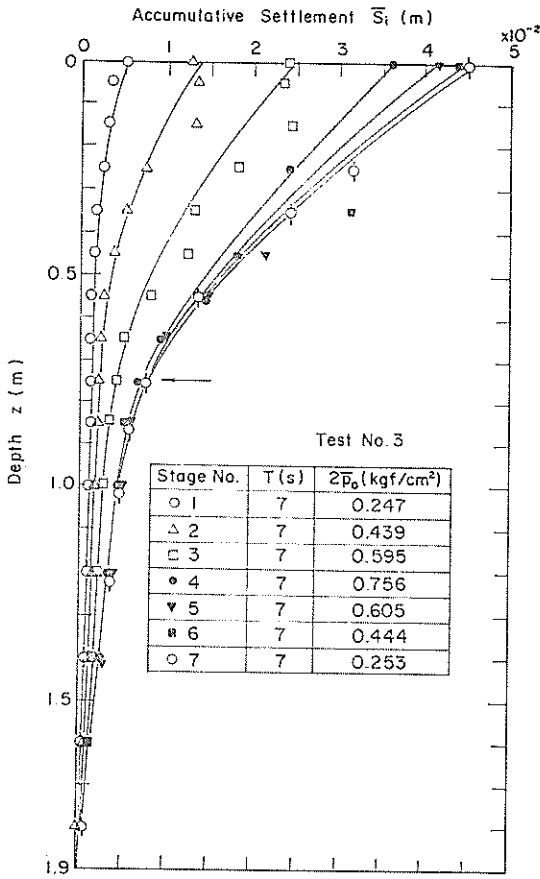


図-62(c) 各層ごとの累積沈下量 S_i
(Test No. 3)

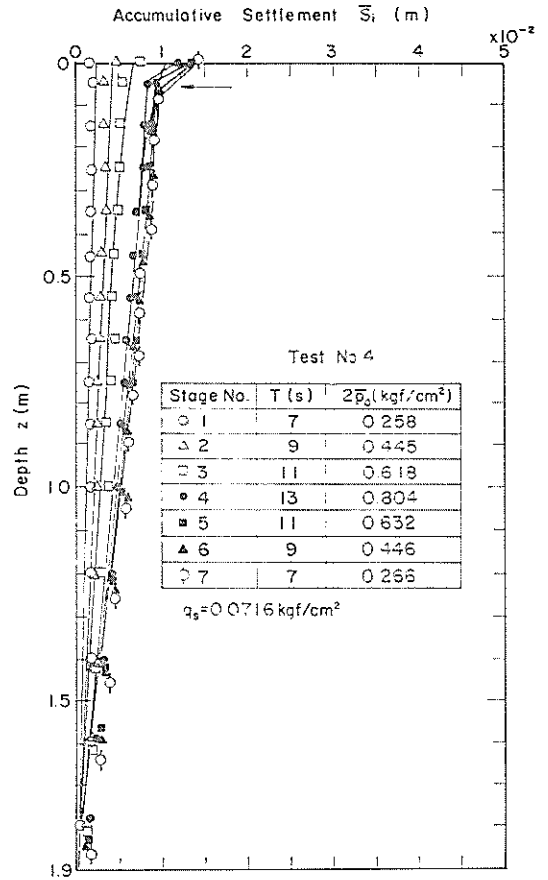


図-62(d) 各層ごとの累積沈下量 S_i
(Test No. 4)

図-63 は、図-62 から、試験終了後の各要素の鉛直残留ひずみを計算により求めた結果である。鉛直残留ひずみは、隣り合うマーカーの初期点の相対移動量を試験終了後に測定して、その値を各層厚で除して求めている。図-63 によると、試験番号 1, 2, 3 の場合、上述のように、明らかにある深さ以下において急激に大きな鉛直残留ひずみが発生している。試験番号 4 については、上載荷重を加えているため液状化が発生せず深さに関係なくほぼ等しい鉛直残留ひずみが生じたものと思われる。以上のように、地盤中の累積沈下量や鉛直残留ひずみも地盤の液状化および高密度化と密接な関係があると考えられる。

(3) 相対密度の変化

図-64 は、試験終了後、地盤を 10cm もしくは 20cm ごとに切りだし、相対密度を測定した結果である。試験前の相対密度 D_{r0} は 50% になるように調整して詰めら

れており、地盤作成後の通水等の作業により初期相対密度が若干変化したことは考えられる（試料を乾燥状態で詰めているため、相対密度 30% の場合には通水中にマーカーの沈下が観測された）が、全体的な相対密度の分布から判断すると、相対密度が 50% の場合には、図-64 に示した相対密度の増加は水圧の変動によって引き起こされたものと考えられる。このことは、図-64 の結果が、図-63 の鉛直残留ひずみ分布と非常に良く似た形状をしていることから明らかである。すなわち、鉛直残留ひずみは水圧の載荷直前からの値で、通水等の事前作業の影響は含まれておらず、地盤表面層部の測定値は水圧の変動に起因するものと考えられることから、相対密度についても同様に水圧変動によるものと考えられる。すなわち、後の図-65 に示すが、層ごとの鉛直残留ひずみから計算した相対密度の変化と実測した相対密度の変化はよく一致しており、上記のことが裏づけられている。

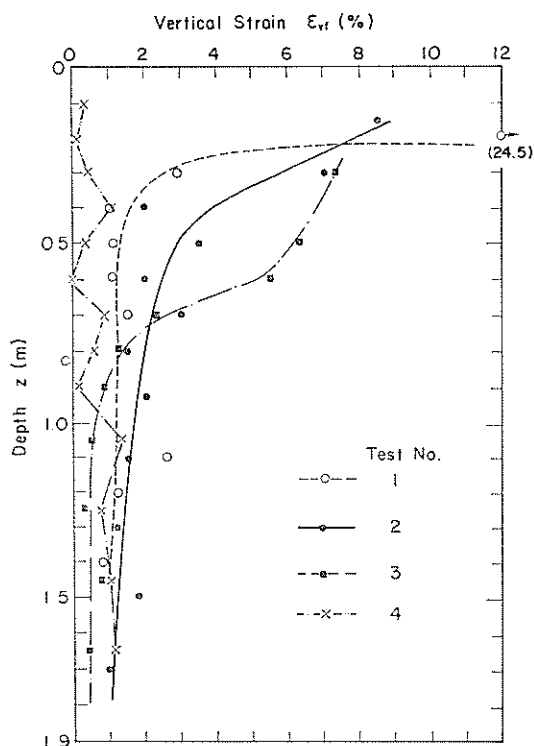


図-63 最終鉛直残留ひずみ分布
(初期相対密度50%)

図-64の結果によると、試験番号1, 2, 3の場合に地盤表層部において相対密度が初期の状態から著しく増加していることを示しており、特に、地盤表面付近では、相対密度が85%~100%となっており、100%を越えるものもある。このことは、波の変動により海底地盤が締め固められる場合があることを示唆するもので、Bjerrum³⁵⁾は、北海の海底砂地盤の相対密度が100%前後である理由として波による繰返しせん断応力を挙げている。本結果は、必ずしもせん断応力の繰返し作用によらなくとも、一次元的な波の上下方向の変動によって地盤が締め固まる可能性があるという新しい知見を示すものである。

図-65(a)~(b)は、相対密度の変化から液状化深さを推定しようとしたもので、○は試験後の実測相対密度で、●は図-63に示した鉛直残留ひずみから計算により推定した相対密度である。○は実測値で、●はマーカーの実測移動量から推定した値であるにもかかわらず、両者はほぼ一致している。このことは、前述のように、相対密度の変化が地盤作成時におけるものではなく、水圧の変

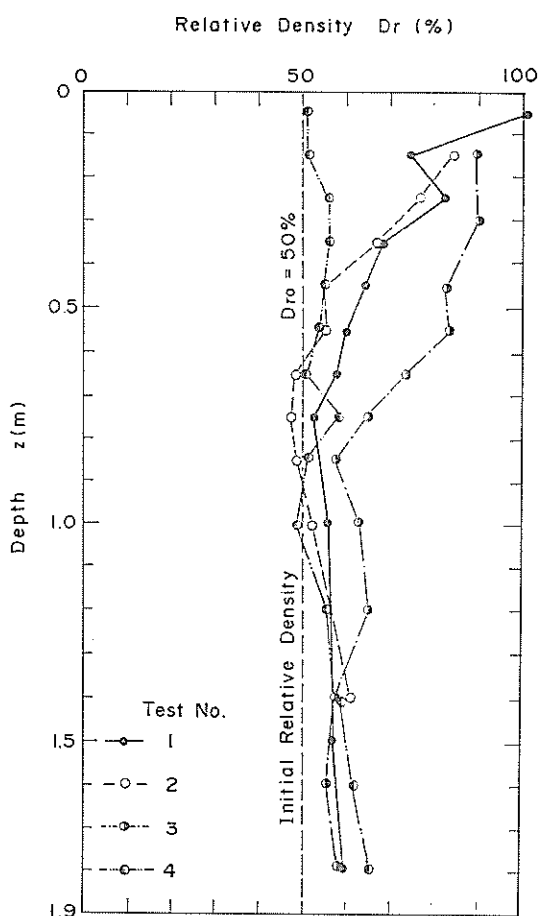


図-64 最終相対密度分布

動によることを示すものである。図-65(a)~(b)には、相対密度分布の変曲点を液状化深さと仮定して求めた液状化領域を示している。図-65(b)では、地盤の上に上載圧を加えているため液状化現象が発生しなかったものと考えられ、相対密度分布の変曲点が明確にはみられない。このようにして求めた液状化深さ $d_l(D_r)$ を図-59の $d_l(p_m)$ および図-62に示した矢印の深さ $d_l(S_i)$ と比較した結果が表-4および図-66である。表-4および図-66によると、3通りの方法で推定した液状化深さはよく一致していることがわかる。この理由は、前述のように、地盤が液状化することによってその部分の締め固め効果が著しく増加し、非液状化部分における締め固め効果と大きな差が生じた結果、相対密度に変曲点が現れたものと考えられる。なお、ここでの実験では、地盤表面に平行な水の流れがなく、液状化領域の土粒子の移動

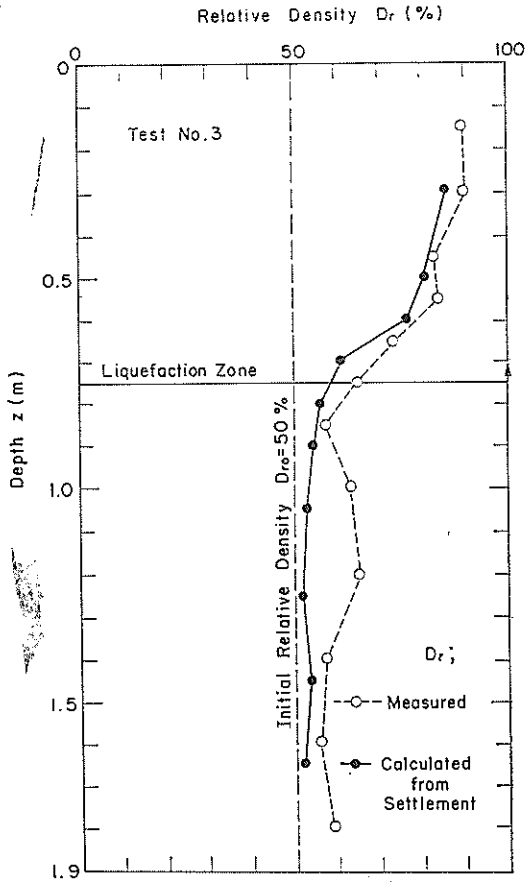


図-65(a) 相対密度の変化から推定した液状化深さ $d_l(D_r)$ (Test No. 3)

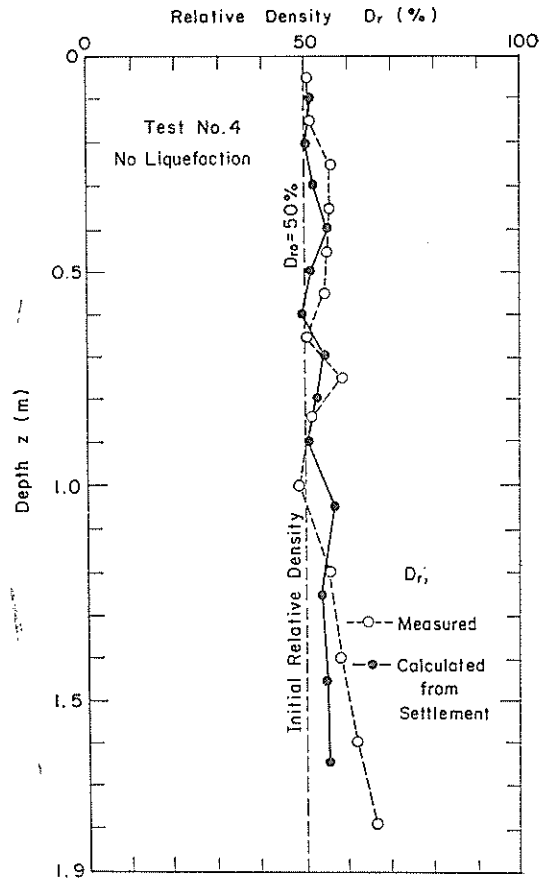


図-65(b) 相対密度の変化から推定した液状化深さ $d_l(D_r)$ (Test No. 4)

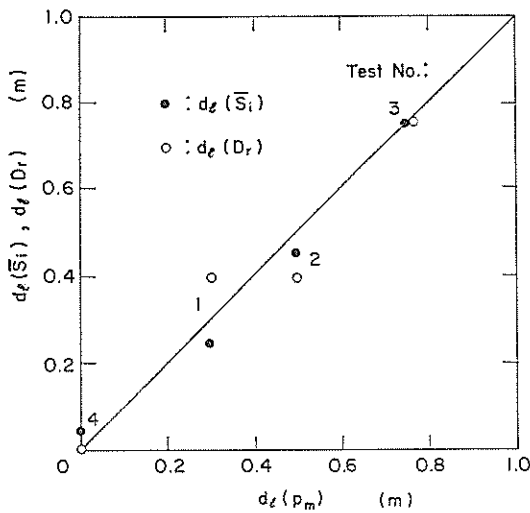


図-66 各層の累積沈下量分布, 相対密度分布および変動過剰間隙水圧から求める液状化深さ

表-4 液状化深さの比較

Test No.	液状化深さ d_l (m)		
	累積沈下量から $d_l(S_i)$	相対密度から $d_l(D_r)$	変動間隙水圧から $d_l(p_m)$
1	0.25	0.40	0.30
2	0.45	0.40	0.50
3	0.75	0.75	0.75
4	0.05	0	0

は鉛直方向に限定されている。実際の海底地盤表面付近におけるように、海底流が存在する場合には、液状化部分が比較的容易に輸送される可能性もあり、常に上述のような地盤の締め固めが生じるわけではないと思われる。

5.10 現地への適用に関する考察

(1) 液状化解析例

本論文で提案している方法を用いて実際の海域における海底地盤の液状化深さを推定した一例について示す。解析条件は、表-5 に示すように、水深 $h=10$ m, 地盤厚 $l=20$ m, 波高 $H=5$ m, 周期 $T=7$ s, 透水係数 $k=2.8 \times 10^{-4}$ m/s, 体積圧縮係数 $m_v=0.975 \times 10^{-3}$ cm²/kgf, 地盤の水中単位体積重量 $\gamma'=0.913$ gf/cm³, 海水の単位体積重量 $\gamma_w=1.03$ gf/cm³ である。まず、図-67 から、海底地盤表面の水圧の振幅 p_0 を算定すると、 $p_0=0.16$ kgf/cm² となる。解析条件から、排水係数 $C=0.050$ が与えられる。伝達係数 α については、本研究で得られた値のうち、安全側をとって $S_r=98\%$ とすると $\alpha=2.8$ となる。これらから、地盤中の変動過剰間隙水圧 p_0-p_m を計算し、この値の負側の絶対値が最大となるときの値 $|p_0-p_m|_{\max}$ の深度分布を描くと図-68 のようになる。同じ図-68 に、有効上載圧 σ'_{v0} の分布を描き両者を比較すると $|p_0-p_m|_{\max} > \sigma'_{v0}$ となる深さが液状化領域で、 $p_0=0.16$ kgf/cm² の場合では、液状化深さは 40 cm となる。実際に、この深さで液状化が発生した場合の海底地盤表面の動きは、海底の流れの状況により異なってくると考えられるが、いま、海底流が存在する場合を想定すると、この液状化部分は懸濁状態になって

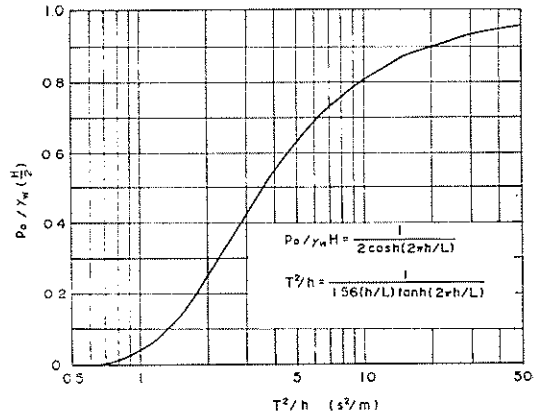


図-67 海底地盤表面の水圧変動振幅 p_0 の推定図

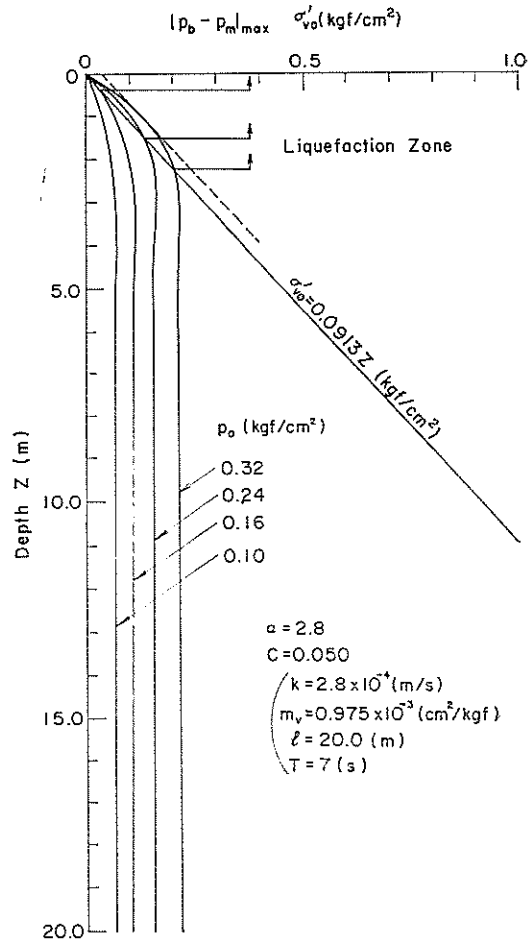


図-68 海底地盤の液状化判定例

表-5 解析条件

波	高	H (m)	5
周	期	T (s)	7
水	深	h (m)	10
層	厚	l (m)	20
透	水	k (m/s)	2.8×10^{-4}
体	積	m_v (cm ² /kgf)	0.975×10^{-3}
土	の	γ' (gf/cm ³)	0.913
海	水	γ_w (gf/cm ³)	1.03
飽	和	S_r (%)	98.0
排	水	C	0.050
伝	達	α	2.8

いるから比較的容易に輸送されることが考えられる。そうすると、水深が変化し、新たな海底地盤は、原地盤から40cm下がった所になり、そこに再度波が作用すると、同様なメカニズムで液状化が繰り返されることになる。これは、とりもなおさず、洗掘現象のことを意味しており、土質工学的観点からみた洗掘の原因の一つが海底地盤の液状化と考えられるわけである。また、この例では、液状化深さが40cmとなったが、液状化深さがわずかに数cmの場合でも、懸濁部分が流失するという前提にたてば、波の作用を繰り返すことにより洗掘深さが増加していくことになり、わずかな液状化深さであっても長期的には無視できない重要な問題となることが予想される。ただし、実際には、砂の流出と供給が生じていると考えられることから、洗掘の問題はここで述べたようには簡単ではないと思われるが、構造物周辺の海底地盤において、どうしても洗掘を抑えたい場合には、海底流等による局所的な砂の輸送と供給が明確に把握できない現状においては安全側の結果を与えることにはなるが、上記の検討方法が参考となるであろう。

図-68には、 p_0 の条件だけを変えた場合の液状化深

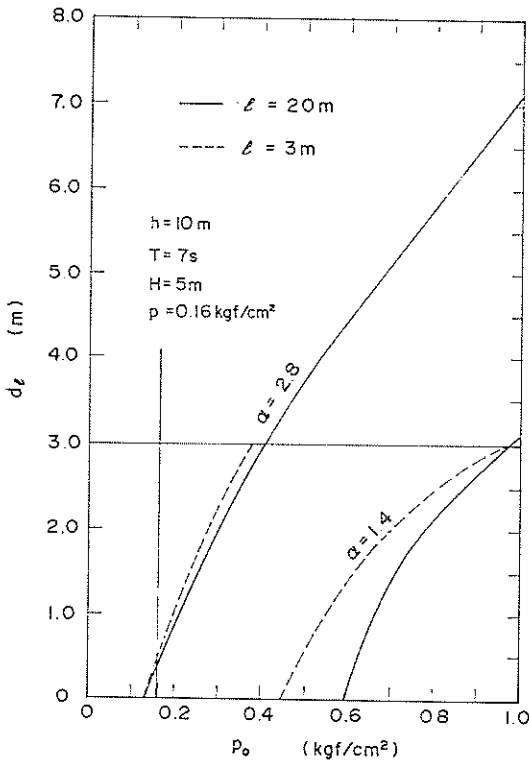


図-69(a) 伝達係数 α と液状化深さ d_l

さをあわせて示している。 p_0 が大きいと液状化が発生しやすく、 p_0 が小さくなると液状化が発生しなくなるのは、これまで述べたことから明らかである。なお、図-68では、 p_0 の影響を示すために微小振幅波理論の適用範囲を越えた非現実的な p_0 の範囲まで取り扱っている。ただし、砕波帯内などで微小振幅波理論が適用できない場合には、 p_0 を確定することが前提にはなるが、 p_0 がわかれば、理論上は基礎方程式(10)に戻って $\partial p_0 / \partial t$ を逐次与えることにより p_m が計算される。

図-69(a)は、同じ条件で伝達係数 α を変えて求めた液状化深さ d_l と p_0 の関係を比較したものである。図-69(a)より明らかなように、 α の違いによって液状化深さはかなり異なっている。したがって、本理論の適用にあたっては、実際の海底地盤の伝達係数 α を決定するための飽和度 S_r を精度良く測定することが重要である。図-

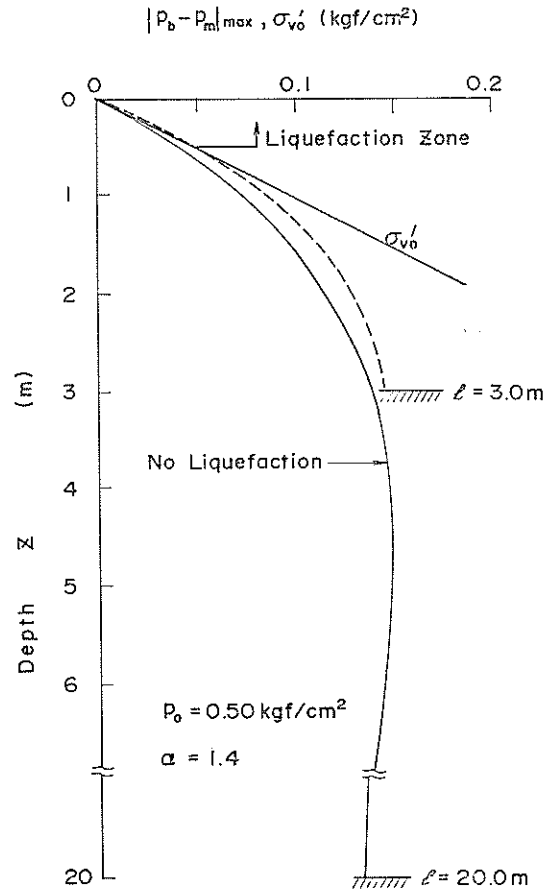


図-69(b) $l=3m$ と $l=20m$ の場合の
 $|p_b - p_m|_{max}, d_l$ の比較

69 (a)には、層厚 l の決め方による計算結果の相違についても示している。これは、図-69 (b)に、一例として示したような $p_0=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合における $|p_b-p_m|_{\max}$ と σ'_{v0} の比較から求めたものである。 $\alpha=2.8$ の場合には、 $l=3 \text{ m}$ も $l=20 \text{ m}$ も d_l はほぼ同じ値が得られるが、 $\alpha=1.4$ の場合には、 $l=3 \text{ m}$ では $l=20 \text{ m}$ と同じ結果にはならず d_l は小さくなっており、深さ 3 m の位置に不透水層があるとみなすことはできない。これは、5.5 (3) で述べたことを具体的に示したもので、層厚の決定にあたっては、実際の地盤条件に適合した十分な大きな値をとることが必要である。

図-69 に示した d_l と p_0 関係は、波数が1のときのみ成り立つものである。波が何波も作用すると、このような液状化が繰り返し発生することになる。ただし、地盤の液状化と、それに続く液状化部分の流失に伴い、水深が増大して p_0 は小さくなるから、液状化は起こりにくくなり、無限に液状化が進行するわけではない。図-70は、液状化部分がすべて流出し、後に砂の補給がないとしたときの限界の液状化深さ d_{lc} を、波高 $H=5 \text{ m}$ 、周期 $T=7 \text{ s}$ 、初期水深 $h=10 \text{ m}$ 、 $C=0.05$ 、 $\alpha=2.8$ の場合について描いたものであるが、 d_{lc} は次のようにして求められている。初期水深 $h=10 \text{ m}$ 、波高 $H=5$

m 、 $T=7 \text{ s}$ のとき $d_l=40 \text{ cm}$ となることは既に図-69 に示した。この部分がすべて流失してしまうとすると、水深 $h=10.4 \text{ m}$ となるが、 H 、 T が不変とすると p_0 は低下する。この p_0 に対して図-69 から再度液状化深さ d_{lc} が求められる。同様な計算を液状化が発生しない最大の水圧変動振幅 $p_{0c}=0.13 \text{ kgf/cm}^2$ まで繰り返し、そのときの水深から初期の水深を差し引いた値が限界液状化深さ d_{lc} となる。ここで示した例では、波数 $N=9$ のときに $p_0 > p_{0c}$ となり、液状化が発生しなくなる。限界液状化深さ d_{lc} は、図-70 から明らかのように、波数 $N=8$ で 2.23 m となり、同じ波ではこれ以上繰り返し作用を受けても液状化は発生しないことを示している。

(2) 液状化防止に関する2~3の考え方

波浪による海底地盤の液状化を防止しようとする場合には、液状化に影響を及ぼす要因の中から、液状化防止に効果的で効率的な要因を選択する必要がある。波浪による液状化要因としては、3.4 および 5.4 で検討したように、

- ①波浪条件に関するファクター
: H, T, L, H, N
- ②地盤中の応力条件に関するファクター
: σ'_{v0}
- ③地盤特性に関するファクター
: k, m_v, n, S_r, γ'
- ④間隙水に関するファクター : k, m_w, γ_w
- ⑤地盤の幾何学的特性に関するファクター : h, z, l

があげられる。これらのうち、①、④、⑤の要因については別途取り扱うものとして、②、③の要因について検討する。

図-71 は、考えられる2~3の液状化防止対策の概念を示したものである。図-71 (a)は、海底地盤表面に捨石等の上載荷重を加えたもので、この方法は、従来の洗掘対策でも用いられている。上載荷重を加えることが液状化に対して極めて有効であることは、式(4)や試験番号4 (上載荷重を加えた実験)の結果からも明らかである。また、捨石層厚をどの程度にするべきかについては、従来あまり明確な予測法がなかったが、これまで述べた方法により計算することが可能である。たとえば、 $p_0=0.32 \text{ kgf/cm}^2$ の水圧変動に対して液状化が発生しないようにするためには、図-68 中の破線で示すように、 σ'_{v0} に平行な線を $|p_b-p_m|_{\max}$ に接するように引き、 $z=0$ における値を読み取ると 0.04 kgf/cm^2 を得るから、有効土かぶり圧がこれ以上あれば液状化しない

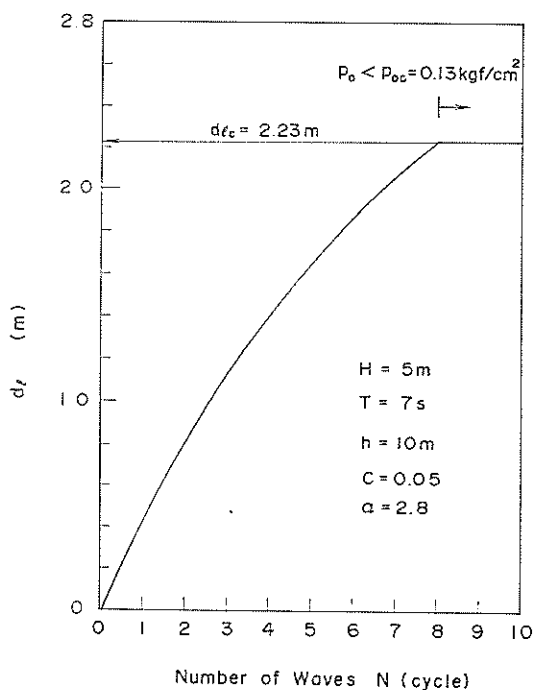


図-70 限界液状化深さ d_{lc}

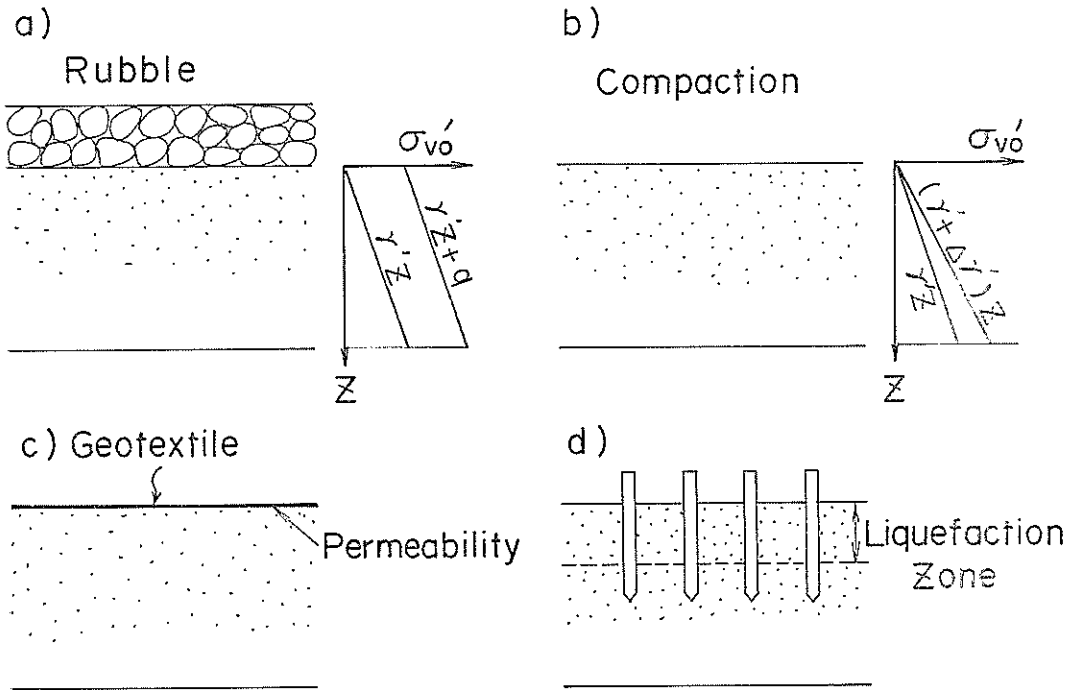


図-71 液状化防止対策概念図

ことになる。したがって、荷重の伝達率（影響係数）を 1.0 とすると、有効上載荷重 0.04 kgf/cm^2 を加えることによって、液状化を防止できることになる。なお、これは、捨石の水中単位体積重量を 0.8 tf/m^3 とすると、捨石層厚 0.5 m に相当し、計算上は 0.5 m 厚さの捨石を行えばよい。なお、この検討は、地盤の液状化のみ防止することを目的としたもので、5.3 で述べたような変動間隙水圧に起因する支持力低下については別途検討の必要がある。図-71 の(b)は、地盤を締め固めることによって土かぶり圧 (σ'_{vo}) を増大させようとしたものである。この方法は、 k/m_v を大きくし排水係数 C を増大させるか、 n/m_v を小さくし伝達係数 α を減少させることによって変動過剰間隙水圧を小さく抑えようとするものであるが、本実験に用いた標準砂についてみれば、これらは、相対密度を増加させてもあまり大きな変化はない。したがって、 $p_v - p_m$ を抑える効果は少ないと考えられる。図-72 (a), (b)は、それぞれ、地盤の初期相対密度 $D_{r0} = 50\%$ (試験番号 2)、 $D_{r0} = 70\%$ (試験番号 5) のケースの地盤表面の累積沈下量および鉛直残留ひずみを示したものである。波浪条件は、図-13 に示したようにはほぼ等しい。また、波浪条件は異なるが、 $D_{r0} = 50\%$

で地盤表面に上載荷重を加えた（試験番号 4）のケースも示している。図-72 によると、 $D_{r0} = 70\%$ の場合には、 $D_{r0} = 50\%$ の場合に比較して累積沈下量、鉛直残留ひずみはともに小さく、上載荷重を載せた場合と同程度の値となっており、地盤の沈下量を抑える目的では、地盤の密度を大きくすることは有効であると思われる。一方、図-73 (a), (b)は、それぞれ、 $D_{r0} = 70\%$ の場合の液状化深さ $d_l(p_m)$ 、 $d_l(D_r)$ を示したものである。図-73 によると、 $d_l(p_m) = 0.85 \text{ m}$ 、 $d_l(D_r) = 0.5 \text{ m}$ と液状化深さはやや異なるが、いずれの場合にも、 $D_{r0} = 70\%$ のケースが $D_{r0} = 50\%$ のケース ($d_l(p_m) = 0.5 \text{ m}$ 、 $d_l(D_r) = 0.4 \text{ m}$) に比べて液状化深さが抑えられているとはいえ、むしろやや大きな値となっている。この理由は、地盤作成中の飽和度が厳密には等しくないことによるものと推定されるが、いずれにしろ、密度増加による有効土かぶり圧の増加は、液状化を防ぐほど大きくは増大しない。これらのことは、密度増加が液状化防止に対してはあまり効果がないことを意味するものである。

図-71 の(c)は、地盤表面にシート等のジオテキスタイルを敷設した例で、この場合のジオテキスタイルの役割については二つの考えがある。ジオテキスタイルの透水

海底地盤の波浪による液状化および高密度化

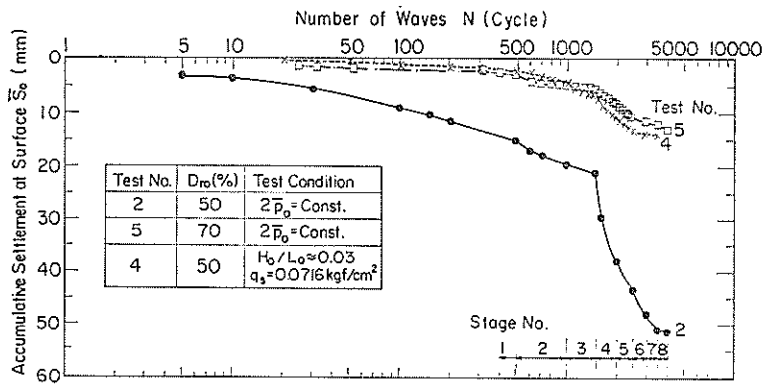


図-72(a) 波数 N と累積表面沈下量 S_0

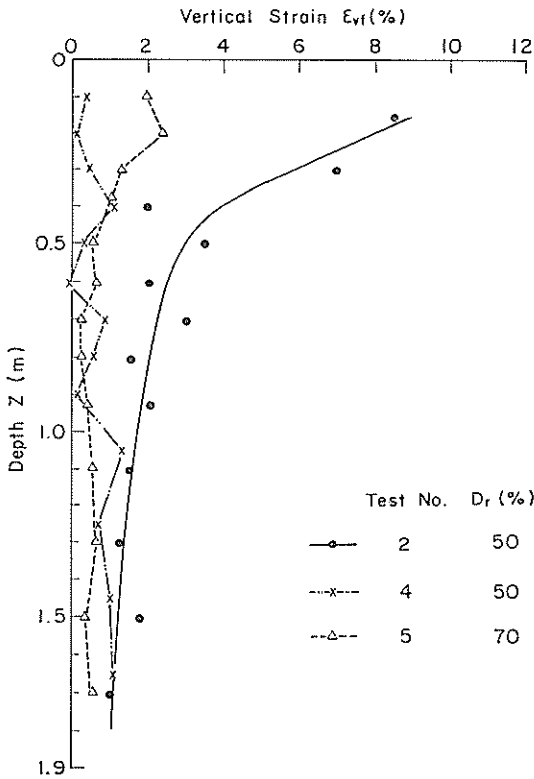


図-72(b) 最終鉛直残留ひずみ分布

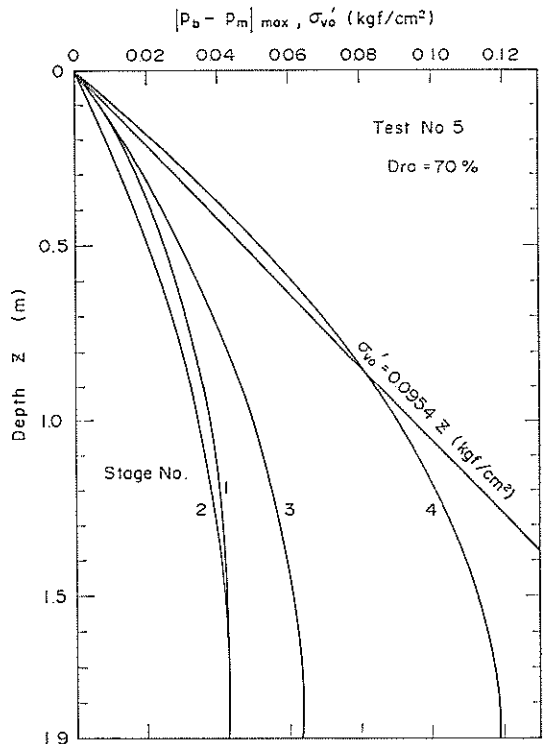


図-73(a) 液状化深さ $d_l(p_m)$

性が地盤と同じ程度に良い場合には、地盤中の変動過剰間隙水圧はジオテキスタイルがない場合とほぼ等しくなり、これにより液状化を抑える効果は薄い。ただし、液状化した部分の流出を抑制する効果は期待される可能性もある。一方、透水性が低く、ほぼ不透水とみなされる

場合には、地盤中の浸透水圧が発生しないと考えられることから、本研究で述べているような液状化に限定すれば効果があるものと予想されるが、排水性が悪いということは、3.1で述べた残留過剰間隙水圧に起因する液状化の可能性も考えられる。これらの問題については、現

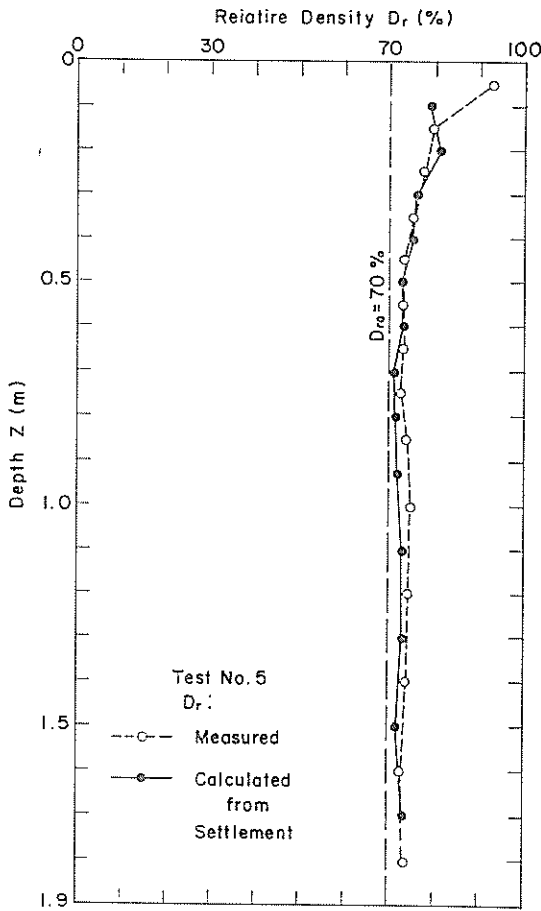


図-73(b) 液状化深さ $d_l(D_r)$

状では不明な点もあり、今後、明らかにされる必要がある。

図-71の(d)は、砂地盤中に打設した杭等の構造物を想定したものである。この場合、これらの構造物の安定について、液状化領域を考慮した計算が必要と考えられる。

以上、波浪による液状化防止対策として、いくつかの概念を示し、本研究の結果を用いて考察を加えた。本研究では、波浪による液状化・高密度化のメカニズムを解明することに主眼が置かれていることから、具体的な対策については今後検討すべき点も多く残されている。ただし、本研究では、従来、あまり明確でなかった洗掘の要因が波浪による液状化によるものであることが解明されており、洗掘対策の上からも有用な情報を提供するものと考えられる。

6. 結論

本研究により得られた主要な結論は以下のとおりであ

る。

(1) 波浪による液状化機構は、地震時の液状化機構とは全く異なっている。これは、過剰間隙水圧の発生メカニズムの相違に起因するもので、波浪による過剰間隙水圧と地震による過剰間隙水圧は区別して考えるべきである。

(2) 地盤中の有効鉛直応力は、波のない静水状態から増減をもって変動するが、ある深さの有効鉛直応力の変動量は、本報告で変動過剰間隙水圧とよぶ量に等しい。

(3) 地盤中の変動過剰間隙水圧は、Biot型の圧密方程式と地盤中の有効鉛直応力の変化をカップリングした基礎方程式により求められることを理論的、実験的に明らかにした。波を微小振幅波と考えると、この基礎方程式に含まれる実験定数は、本論文で新たに定義した排水係数と伝達係数のみとなる。

(3) 排水係数は、地盤の透水系数、体積圧縮係数、間隙水の単位体積重量、波の周期、層厚により決定される無次元量で、圧密係数と波の周期の積を層厚の二乗で割った値として、伝達係数は、体積圧縮係数、間隙率、飽和度、間隙水の圧縮率によって決まる無次元量で表される。

(4) 波浪による海底地盤の液状化は、変動過剰間隙水圧が静水状態における地盤の有効土かぶり圧よりも大きくなった時に発生するが、海底地盤の液状化に影響する要因としては、土かぶり圧、排水係数、伝達係数のほかに、波高、水深があげられる。

(5) 液状化に対して最も危険な状態は、必ずしも波の谷に相当する位相の時ではなく、海底面の変動水圧、排水係数、伝達係数に依存することが理論的、実験的に解明された。

(7) 波浪により液状化が発生した場合には、重量構造物は沈下し、地中に埋設された軽量構造物は浮上する可能性があることが実験的に確認された。

(8) 水圧変動により海底地盤が液状化する場合には、波の一周期の間に液状化、膨張、高密度化の三つの現象が連続的に発生している。したがって、液状化時には地盤は懸濁状態となり、海底流により容易に洗掘される可能性がある。一方、今回の室内実験のように海底流がない状態に相当する場合は、地盤表面層部は著しく締め固められる。

(9) 液状化を防止する手段として、(4)で述べた影響要因の中から比較的容易な手段を2~3検討した結果、地盤の有効土かぶり圧を増加させる方法が有効であることが確認された。具体的には、海底地盤面に捨石等を設置する方法があげられるが、そのときの捨石層の厚さを決

定するための基本的な考え方を示した。

7. あとがき

本研究によって、海底地盤の波浪による液状化・高密度化現象のメカニズムが解明された。ここでは、とりあえず一次元空間における問題として研究を進めているが、研究の過程で誘導した基礎方程式は簡単に二次元問題に拡張される。また、外力としての海底面上の水圧変動には、何ら制限を設けていないので、不規則波に対しても適用可能である。現地における波浪と地盤の二次元的な相互作用について実験的に調べようとする場合には、地盤における相似則の適用にかなりの困難を伴うことから、波に対してのみ相似則を適用した水理模型実験の結果をそのまま現地に適用することには疑問な点もある。今後、現地における観測を通してより複雑な波に対する問題を解明していきたいと考えている。

本研究にあたっては、東海大学大草教授、岡山大学名合教授、舞鶴工専前野講師、Miami 大学 Yamamoto 教授から、貴重な文献をいただいている。また、久田安夫元港湾技術研究所長（現新日本製鉄）からは、本研究に対する激励といくつかの有用な情報をいただいた。上記の方々には、心からの謝意を表する次第である。最後に、本論文に対して貴重な御意見をいただいた梅原土質部長に感謝の意を表する次第である。

なお、本研究は、昭和61年度、昭和62年度の海岸事業調査費による「波による海岸地盤の液状化に関する調査」の一環として実施したものである。

(1987年9月30日受付)

参 考 文 献

- 1) Henkel, D. J. (1970): "The Role of Waves in Causing Submarine Landslides", *Geotechnique* 20, No. 1, pp. 75~80.
- 2) 善 功企 (1984): 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港湾技術研究所講演会講演集, pp. 77~133.
- 3) Putnam, J. A. (1949): "Loss of Wave Energy Due to Percolation in a Permeable Sea Bottom", *Transactions, American Geophysical Union*, Vol. 30, pp. 77~133.
- 4) Liu, P. L. F., Timothy, P. and O'Donnell (1979): "Wave Induced Forces on Buried Pipelines in Permeable Seabeds", *Proceedings of the 4th Conference on Civil Engineering in the Oceans*, San Francisco, Calif., pp. 111~121.
- 5) Sleath, J. F. A. (1970): "Wave-Induced Pressures in Beds of Sand", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 96, No. HY 2, pp. 367~378.
- 6) Moshagen, H., and Tørum, A. (1975): "Wave Induced Pressures in Permeable Seabeds", *Journal of the Waterways, Harbor and Coastal Engineering, ASCE*, Vol. 101, No. WW 1, pp. 49~58.
- 7) Prévost, J. H., Eide, O. and Anderson, K. (1975): "Wave induced pressures in permeable seabeds (Discussion)", *Journal of the Waterways, Harbor and Coastal Engineering, ASCE*, Vol. 101, No. WW 4, pp. 464~465.
- 8) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1975): 波による海底地盤中の間隙水圧の変化 I (実験), 第10回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp. 643~646.
- 9) 井上令作 (1975): 飽和度の高い砂層における間隙水圧の伝ば, 土木学会論文報告集, 第236号, pp. 81~92.
- 10) Yamamoto, T. (1977): "Wave Induced Instability in Seabeds", *Proceedings of the ASCE Spec. Conference, Coastal Sediments*, pp. 898~948.
- 11) Madsen, O. S. (1978): "Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed", *Geotechnique* 28, No. 4, pp. 377~393.
- 12) Okusa, S. (1985): "Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments", *Geotechnique* 32, No. 3, pp. 235~247.
- 13) Mei, C. C. and Foda, M. (1981): "Wave-induced stresses around a pipe laid on a poro-elastic sea bed", *Geotechnique* 31, No. 4, pp. 509~517.
- 14) Mynett, A. E. and May, C. C. (1982): "Wave-induced stresses in a saturated poroelastic sea bed beneath a rectangular caisson", *Geotechnique* 32, No. 3, pp. 235~247.
- 15) 名合宏之 (1982): 砂層内水圧変動と液状化, 水工学シリーズ 82-A-9, 土木学会水理委員会, pp. A-9-1~A-9-15.
- 16) 名合宏之他 (1984): 変動水圧による砂層の液状化と局所洗掘防止に関する研究, 文部省科学研究費・自然災害特別研究(1)研究成果報告書.
- 17) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1983): "Wave-induced Liquefaction in Seabed Deposits of Sand", *Proceedings of the IUTAM '83 Symposium, Seabed Mechanics*, pp. 139~148.
- 18) Lee, K. L. and Focht, J. A. (1975): "Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea", *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 101, No. GT 1, pp. 1~18.
- 19) Rahman, M. S., Seed, H. B. and Booker, J. R. (1978): "Pore Pressure Development Under Offshore Gravity Structures", *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 103, No. GT 12, pp. 1419~1436.
- 20) 梅原靖文, 善功企, 小黑良則 (1979): 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp. 1317~1320.
- 21) Zen, K. and Umehara, Y. (1985): "Analysis on Wave-induced Pore Water Pressure in Sand Layers under Breakwater", *Proceedings of the International Symposium, Ocean Space Utiliza.*

記号一覧表

tion' 85, Vol. 1, pp.467~474.

22) Zen, K. and Umehara, Y. (1986): "A Case Study of the Wave-induced Liquefaction of Sand Layers under the Damaged Breakwater", *Proceedings of the 3rd Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering*.

23) 善 功企, 梅原靖文 (1986): 波浪による防波堤基礎地盤の液状化被災, 海洋構造物の基礎に関するシンポジウム, 第2編シンポジウム論文集, pp.225~232.

24) 善 功企, 山崎浩之, 渡辺 篤, 梅原靖文 (1986): 波浪による海底地盤の液状化および変形機構, 海洋構造物の基礎に関するシンポジウム, 第2編シンポジウム論文集, pp.241~248.

25) Lee, K.L. and Black, D.K. (1972): "Time to Dissolve Air Bubble in Drain Line", *Proceedings of ASCE*, Vol. 98, No. SM 1, pp.181~194.

26) Black, D.K. and Lee, K.L. (1973): "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure", *Proceedings of ASCE*, Vol. 99, No. SM 1, pp.75~93.

27) 広瀬宗一他 (1982): 観測結果に基づく沿岸波浪の出現特性, 昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.1~55.

28) Okusa, S., Nakamura, T. and Fukue, M. (1984): "Measurements of wave-induced pore pressure and coefficient of permeability of submarine sediments during reversing flow", *Proceedings of the IUTAM' 83 Symposium, Seabed Mechanics*, pp.113~122.

29) 善 功企, 山崎浩之, 渡辺 篤 (1986): 波浪による海底地盤の液状化現象の実験的検証, 土木学会第42回年次学術講演会講演集, 第III部門, pp.130~131.

30) Tsui, Y. and Helfrich, S.C. (1983): "Wave-Induced Pore Pressures in Submerged Sand Layer", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. GE4, pp.603~618.

31) Maeno, Y. and Hasegawa, T. (1985): "Evaluation of wave-induced pore pressure in sand layer by wave steepness", *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 28, pp.31~44.

32) 清水正喜, 河崎尚弘, 岩成敬介, 野田英明 (1986): 海浜砂層内の間隙水圧の挙動, 鳥取大学工学部研究報告, 第17巻, 第1号, pp.111~119.

33) 楠見晴重, 谷口敬一郎 (1982): 衝撃荷重による砂質土の締固め特性, 土と基礎, Vol. 30, No. 8, pp.11~16.

34) 保国光敏, 山田 功 (1985): 衝撃三軸試験による緩い砂の締固め試験, 土と基礎, Vol. 33, No. 2, pp.51~57.

35) Bjerrum, L. (1973): "Geotechnical Problems Involved in Foundations of Structures in the North Sea", *Geotechnique* 23, No. 3, pp.319~358.

A	: 土要素の断面積
B	: 間隙水圧係数 (B値)
C	: 排水係数
C_v	: 圧密係数 ($k/\gamma_w m_v$)
D_r	: 相対密度
D_{r0}	: 初期相対密度
d_l	: 液状化深さ
d_{lc}	: 限界液状化深さ
$d_i(D_r)$: 相対密度変化から求めた液状化深さ
$d_i(p_m)$: 変動過剰間隙水圧から求めた液状化深さ
$d_i(S_i)$: 累積沈下量から求めた液状化深さ
H_0/L_0	: 波形勾配
h	: 水深
h_a	: 水位低下量
j	: 浸透水圧
k	: 透水係数
L	: 波長
l	: 層厚
m_v	: 土粒子骨格の体積圧縮係数
m_w	: 間隙水の圧縮率
m_{w0}	: 完全飽和状態での水の圧縮率
N	: 波数 (波の数)
n	: 間隙率
\bar{P}	: 無次元化した変動間隙水圧 p_m/p_0
p_b	: 地盤表面の変動水圧
p_l	: 液状化後の地盤表面の変動水圧
p_0	: 地盤表面の水圧変動振幅
$2\bar{p}_0$: 地盤表面の水圧変動両振幅
p_m	: 変動間隙水圧
p_{mg}	: 絶対圧力で表した間隙水圧
$p_0 - p_m$: 変動過剰間隙水圧
q_s	: 上載荷重
S_0	: 地盤表面の累積沈下量
S_i	: 地盤中の累積沈下量
S_r	: 飽和度
T	: 周期
\bar{T}	: 無次元化した時間 t/T
t	: 時間
u_0	: 間隙水圧
\bar{z}	: 無次元化した深さ z/l
z	: 地盤表面からの深さ
α	: 伝達係数
γ'	: 土の水中単位体積重量

- γ_s' : 懸濁水の単位体積重量
- γ_w : 水の単位体積重量
- ε_v : 地盤中の鉛直残留ひずみ
- η : 静水面からの水位
- λ : 波数 (Wave number)
- σ_{v0} : 初期鉛直応力
- σ'_v : 有効鉛直応力
- σ'_{v0} : 初期有効鉛直応力 (初期有効土かぶり圧)
- σ'_{vq} : 水圧変化が瞬間時に伝達されない場合の地盤中の有効鉛直応力
- σ'_{vs} : 水圧変化が瞬間的に伝達される場合の地盤中の有効鉛直応力
- θ : 位相差
- ω : 角振動数 ($2\pi/T$)

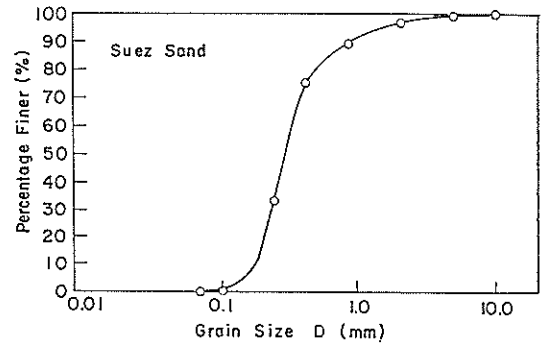
付 録

A. 現地観測の概要

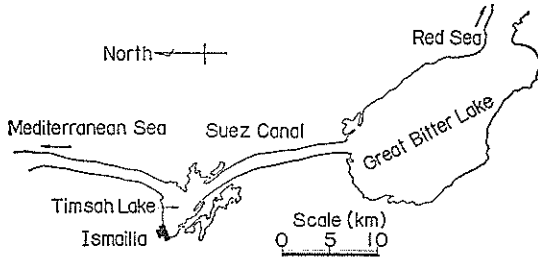
現地観測は、付図-1 に示すアラブ連合共和国 イスマイリヤ、ビーチクラブ前面水域において実施された。付図-2 に示す位置においてボーリングを行い、先端にポラストーンのチップを取り付けた間隙水圧計を順に埋め込んでいった。測定位置の周辺における試料を採取し、比重、粒度分布を調べた。それらの結果を付表-1 および付図-3 に示す。船舶の通過によって発生する航

付表-1 スエズ運河砂の物理的特性

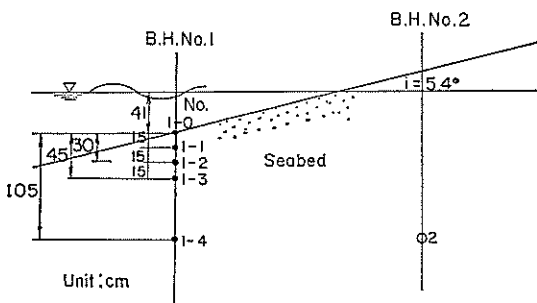
比 重 G_s	2.666
最大間隙比 e_{max}	0.870
最小間隙比 e_{min}	0.521
均等係数 U_c	1.889
50% 粒 径 $D_{50}(mm)$	0.34
30% 粒 径 $D_{30}(mm)$	0.24
10% 粒 径 $D_{10}(mm)$	0.18



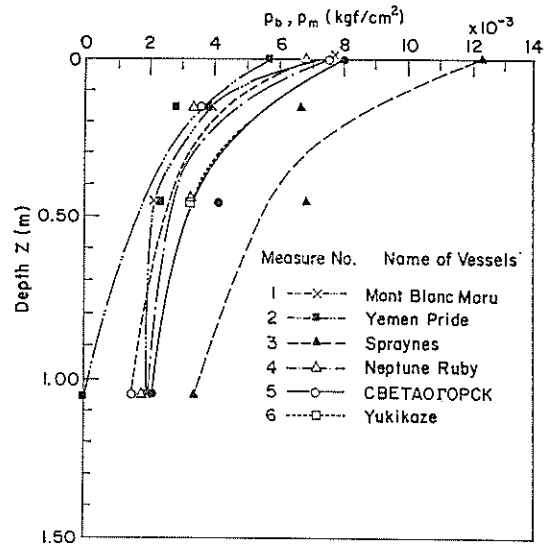
付図-3 スエズ運河砂の粒径加積曲線



付図-1 現地観測場所



付図-2 測定位置



付図-4 p_m の深度分布

付表-2 計測・記録機器

	型 式 名	容 量	メ ー カ ー 名
間 隙 水 圧 計	PGM-2KC	2 kgf/cm ²	KYOWA
土 圧 計	BE-2KC	2 kgf/cm ²	KYOWA
デジタルデータレコーダ	DR-200	—	TEAC
電 磁 オ シ ロ グ ラ フ	Photocorder 2925	—	YOKOGAWA
マイクロコンピュータ	PS-85	—	TEAC

跡波と地盤中の間隙水圧を、X-T レコーダーに記録した。付図-4 は、泥底面上の水圧 p_b と各深さにおける変動間隙水圧 p_m を示したものである。データのばらつきはあるが、平均的に各点を結ぶと付図-4 の線となる。これらから、 p_m/p_b の深度分布を描いたものが本文中の図-18 である。

B. 測定精度

実験に使用した計測機器の一覧を付表-2 に示す。間隙水圧計はすべて新品を用いたが、ヒステリシスを調べた結果最大 0.002 kgf/cm² であった。データの記録は、はじめの頃は電磁オシログラフによるアナログデータを読み取っており、その読み取り誤差（線を読む位置による）は、付表-3 に示すように線の中間の読み値から ±0.007 kgf/cm² である。データの整理では、中間値を用いている。一方、データレコーダに記録してコンピュータ処理した結果は、±0.002 kgf/cm² 以内のばらつきであった。

相対密度を測定するさいの円筒の直径のばらつきは

付表-3 読み取り誤差

	読 み	圧 力 (kgf/cm ²)	中間値との圧力の差 (kgf/cm ²)
最大値	0.126	-0.070	+0.007
中間値	0.119	-0.077	0
最小値	0.113	-0.083	-0.006

205 mm に対して -0.2% ~ +0.3% であった。これを相対密度に換算すると -2% ~ +3% のばらつきとなる。全試料の試験前後の重量差は、最大で 7.7%、最小で 0.05% であった。

飽和度の測定では、本文中に述べているように、地盤表面が平坦でなくなるため、水位を地盤表面と一致させることが難しく、したがって、この部分（最上部のセル内の試料）の飽和度の測定値は信頼性に欠けるものと思われる。

港湾技術研究所報告 第26巻 索引

論文名・著者名	巻号	頁
水工部		
波力発電ケーソンの波の入射角と方向分散性による空気出力の変化 ——波エネルギーに関する研究(第5報)——高橋重雄・明瀬一行・吉本靖俊・田中 智	26. 1.	3~ 39
汀線位置の短期変動特性とそのモデル化の試み加藤一正・柳嶋慎一・村上裕幸・末次広児	26. 2.	63~ 96
ベイズ型モデルを用いた方向スペクトルの推定.....橋本典明	26. 2.	97~125
大型模型による波力発電実験 ——波エネルギーに関する研究 第6報——高橋重雄・安達 崇・田中 智	26. 3.	3~ 35
ベイズ型モデルを用いた方向スペクトルの推定 一入・反射波共存場を対象として——.....橋本典明・小舟浩治	26. 4.	3~ 33
海洋水理部		
湧昇流を発生させるための水中設置構造物背後の流れと乱れ特性鶴谷広一・松延嘉國・惟住智昭・柳嶋慎一	26. 2.	127~169
波と底泥の相互干渉による波高減衰と底泥の流動について中野 晋・鶴谷広一・鷹濱 潤	26. 2.	171~212
水質自動観測データの解析と赤潮予測への応用.....村上和男	26. 2.	213~252
海上工事に伴う濁り予測モデルと濁り監視への適用性について.....堀江 毅	26. 2.	253~295
マイクロコズムとセジメントトラップとを用いた沿岸域での浮遊粒子挙動の観測細川恭史・三好英一・関根好幸・堀江 毅	26. 2.	297~368
サーペント型造波機による発生波の特性に関する実験 一大水深海洋構造物実験場内の切れ波造波装置——高山知司・平石哲也	26. 3.	37~ 83
逆流中での風波の発達特性鶴谷広一・中野 晋・柳嶋慎一・松延嘉國	26. 4.	35 ~ 56
海域の物質循環過程のモデル化と浄化効果の予測手法について堀江 毅	26. 4.	57 ~123
土質部		
地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究善 功企・山崎浩之・梅原靖文	26. 1.	41~113
コンクリート舗装の新しい目地構造の開発.....八谷好高・佐藤勝久・田中孝士	26. 1.	115~140
偏心傾斜荷重を受ける高マウンド上の浅基礎の支持力.....寺師昌明・北誥昌樹	26. 2.	3~ 24
捨石マウンドの支持力の新しい計算法小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷 拓	26. 2.	371~411
砂地盤の支持力に及ぼす複数基礎の干渉効果.....寺師昌明・北誥昌樹	26. 2.	413~436

砂地盤の横方向反力に対する杭幅の影響	高橋邦夫・春日井康夫	26. 2.	437~464
コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発——フォーリングウエイトデフレク トメーターによる	八谷好高・佐藤勝久・田中孝士	26. 2.	465~492
海底地盤の波浪による液状化および高密度化	善 功企・山崎浩之・渡辺 篤	26. 4.	125~180

構 造 部

プレストレストコンクリート柱・はり接合部の波力に対する疲労特性	清宮 理・横田 弘・横井聰之・阿部宗人・郡山 修・ 南川光一・迎 邦博	26. 2.	26~ 62
港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討			
——作用荷重の変動係数と荷重係数の算定——	白石 悟・上田 茂	26. 2.	493~576
防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の力学特性と構造解析	横田 弘・清宮 理	26. 2.	577~618

Index of Report of P.H.R.I. Vol. 26

	Vol. No.	pp.
Hydraulic Engineering Division		
Variation of Wave Power Extraction due to Incident Angle and Directional Wave Spreading—A Study on Development of Wave Power (5th Report) —	Shigeo TAKAHASHI, Kazuyuki MYOSE, Yasutoshi YOSHIMOTO and Satoru TANAKA	26. 1. 3~ 39
Daily Changes of Shoreline Position and its Tentative Predictive Model	Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Hiroyuki MURAKAMI and Kohji SUETSUGU	26. 2. 63~ 96
Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach	Noriaki HASHIMOTO	26. 2. 97~125
Electric Power Generation by a Large-scale Model of Pneumatic-type Wave Power Converter —A Study on Development of Wave Power, 6th Report—	Shigeo TAKAHASHI, Takashi ADACHI and Satoru TANAKA	26. 3. 3~ 35
Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach in Incident and Reflected Wave Field	Noriaki HASHIMOTO and Koji KOBUNE	26. 4. 3~ 33
Marine Hydrodynamics Division		
Measurements of Turbulent Flow Downstream of a Submerged Structure	Hiroichi TSURUYA, Yoshikuni MATSUNOBU, Tomoaki KOREZUMI and Shin-ichi YANAGISHIMA	26. 2. 127~169
On Wave Attenuation and Flowing of Mud Layer due to an Interaction of Waves with a Mud Bottom	Susumu NAKANO, Hiroichi TSURUYA and Jun TAKAHAMA	26. 2. 171~212
Analysis of Water Quality Data obtained by Automatic Measurement System and Its Application of Red-Tide Prediction	Kazuo MURAKAMI	26. 2. 213~252
Mathematical Modeling on the Fate of Suspended Particles Caused by Marine Works and Application of thd Models to Environmental Monitoring	Takeshi HORIE	26. 2. 253~295
Field Observation of Dynamics of Suspended Particles in Coastal Sea by Microcosm and Sediment Trap Experiments	Yasushi HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI, Yoshiyuki SEKINE and Takeshi HORIE	26. 2. 297~368
Experimental Characteristics of Random Waves Generated by the Serpent Type Wave Generator—The short-crested wave generator		

in the Offshore Structure Experimental Basin—Tomotsuka TAKAYAMA and Tetsuya HIRAIISHI	26. 3.	37~ 83
Development of Wind Waves Generated on Adverse CurrentHiroichi TURUYA, Susumu NAKANO, Shin-ichi YANAGISHIMA and Yoshikuni MATUNOBU	26. 4.	35~ 56
Nutrient Cycle Model and Its Application to the Prediction of Seawater and Sediment ImprovementTakashi HORIE	26. 4.	57~123

Soils Division

Experimental Study on Shear Modulus and Damping Ratio of Natural Deposits for Seismic Response AnalysisKouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasufumi UMEHARA	26. 1.	41~113
Development of New Joint for Concrete PavementsYoshitaka HACHIYA, Katsuhisa SATO and Takashi TANAKA	26. 1.	115~140
Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined LoadMasaaki TERASHI and Masaki KITAZUME	26. 2.	3~ 24
A New Method for Calculating the Bearing Capacity of Rubble MoundsMasaki KOBAYASHI, Masaaki TERASHI, Kunio TAKAHASHI, Kenjiro NAKASHIMA and Hiraku ODANI	26. 2.	371~411
Interference Effect on Bearing Capacity of Foundations on SandMasaaki TERASHI and Masaki KITAZUME	26. 2.	413~436
Influence of Pile Width on Lateral Reaction of Sandy SubgradeKunio TAKAHASHI and Yasuo KASUGAI	26. 2.	437~464
Development of Non-Destructive Evaluating Method of Concrete Pavement —by Falling Weight DeflectometerYoshitaka HACHIYA, Katsuhisa SATO and Takashi TANAKA	26. 2.	465~492
Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach in Incident and Reflected Wave FieldNoriaki HASHIMOTO and Koji KOBUNE	26. 4.	125~180

Structures Division

Fatigue Properties of Prestressed Concrete Beam-to-Column Joints for Waves.....Osamu KIYOMIYA, Hiroshi YOKOTA, Toshiyuki YOKOI, Muneto ABE, Osamu KOHRIYAMA, Koichi MINAMIKAWA and Kunihiro MUKAI	26. 2.	25~ 62
Study on the Method of Verification of Structural Safety of Port and Offshore Structures—Computation of Coefficients of Variation of Loads and Load Factors—Satoru SHIRAIISHI and Shigeru UEDA	26. 2.	493~576
Mechanical Properties and Structural Analyses of New Types of Footing Used in Breakwater CaissonsHiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA	26. 2.	577~618