

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

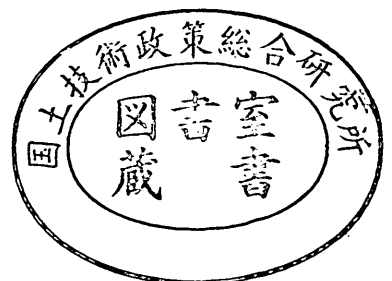
---

VOL. 23

NO. 2

JUNE. 1984

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第23巻 第2号 (Vol. 23, No. 2), 1984年6月 (June 1984)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力 (第2報)  
——現地観測波圧データの解析——……………高橋重雄・谷本勝利…………… 3  
(Uplift Forces on a Ceiling Slab of Wave Dissipating Caisson with  
a Permeable Front Wall (2nd Report)—Field Data Analysis—  
……………Shigeo TAKAHASHI and Katsutoshi TANIMOTO)
2. 三次元の経験的固有関数による深淺図解析法……………加藤一正・吉松 晃……………27  
(A New Method of Three-Dimensional Empirical Eigenfunction Analysis for  
Contour Maps ……………Kazumasa KATOH and Akira YOSHIMATSU)
3. 海域底泥中のリンの挙動モデルについて……………堀江 毅・細川恭史……………49  
(Modelling of the Behaviors of Phosphorus in Sea Mud  
……………Takeshi HORIE and Yasushi HOSOKAWA)
4. 砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究……………荘司喜博……………75  
(Experimental Study on Lateral Resistance of a Pile with Embedded  
Head in Sand ……………Yoshihiro SHOJI)
5. 波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する研究 (第1報)  
——過剰間隙水圧の挙動解析——……………善 功企…………… 181  
(Study on the Stability of Subsoil under Breakwaters Subjected to Cyclic  
Wave Loading (1st Report)  
—Analysis on Wave-Induced Excess Pore Water Pressure—  
…………… Kouki ZEN)
6. 連続水ジェットによる岩盤掘削機構……………岩崎峯夫・秋園純一…………… 207  
(A Consideration of Rock Excavation Mechanism with Water Jets  
…………… Mineo IWASAKI and Junichi AKIZONO)

## 5. 波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の 安定性に関する研究 (第1報)

——過剰間隙水圧の挙動解析——

善 功 企\*

### 要 旨

重力式混成防波堤が、波の繰返し荷重を受ける場合に基礎地盤中に残留する過剰間隙水圧の挙動を、2次元有限要素法を用いて解析した。波により発生する過剰間隙水圧は、Endochronic理論にもとづき算定し、過剰間隙水圧の消散は、Terzaghiの圧密理論により求めている。地盤内に残留する過剰間隙水圧は、波の波高、周期、地盤の透水性、捨石マウンド厚さなどの影響を受けるが、これらの条件によっては、砂地盤が波により液状化する可能性のあることを解析的に示している。

---

\* 土質部 基礎工研究室長

**5. Study on the Stability of Subsoil under Breakwaters  
Subjected to Cyclic Wave Loading (1st Report)**  
—Analysis on Wave-Induced Excess Pore Water Pressure—

**Kouki ZEN\***

**Synopsis**

The excess pore water pressure due to cyclic wave loading in sand layers under breakwaters, is analysed with two dimensional finite element method. The pore pressure generation is estimated based on the endochronic technique while the dissipation of the pore pressure is calculated with the Terzaghi's consolidation equation. The results of analysis show that the factors such as the wave height, wave periods, permeability of subsoils and thickness of rubble mounds affect the amount of the residual pore water pressure and the cyclic wave loading is possible to induce the liquefaction of sand layers under breakwaters, provided that the factors meet some conditions.

---

\* Chief of Foundations Laboratory, Soils Division

## 目 次

要 旨	181
1. ま え が き	185
2. 基礎地盤に伝達される波力	185
3. 地盤中の応力およびひずみ	186
4. 発生過剰間隙水圧	187
5. 残留過剰間隙水圧	189
5.1 基礎方程式	189
5.2 有限要素法への離散化	189
6. 解析方法およびフロー	190
7. 数値解析例	191
7.1 解析モデル及び解析ケース	191
7.2 解析結果	193
8. ま と め	204
参 考 文 献	205

## 1. まえがき

海洋の波のように比較的周期の大きな波に対する防波堤基礎地盤の安定解析では、従来、波による外力を静的な偏心傾斜荷重として、捨石マウンド表面に作用させる方法が用いられている。しかしながら、実際の波は、周期的に繰返し防波堤に作用することから、静的な方法は、必ずしも実際の現象を再現したものとは言えず、波による外力の周期性や載荷速度などの動的特性を考慮して安定解析を行わなければならない。

近年、動的な外力に対する土の強度および変形特性に関する研究成果が数多く報告されるようになり、動的現象に対する設計法も、徐々に整備されつつある。地震時における液状化問題などは、その一例である。海洋における波に対する砂地盤の液状化に関しても、いくつかの研究結果が報告<sup>1)~7)</sup>されており、海洋構造物基礎地盤の安定問題の取扱いにおいて、動的な手法の重要性がより一層認識されるようになってきている。

このような研究の背景から、本報告では、海洋構造物として、重力式混成防波堤をとりあげ、防波堤基礎地盤中に残留する過剰間隙水圧の挙動を解明するための解析的手法を示すとともに、波力を受ける防波堤基礎地盤中の過剰間隙水圧に及ぼす波高、周期、地盤の透水性、捨石マウンド厚さなど、いくつかの影響要因について明らかにする。

本研究は、2次元有限要素法を用いた防波堤基礎地盤の液状化解析手法および2~3の解析結果について述べるものであるが、解析の基本データとして、防波堤の基礎地盤を捨石マウンド、砂層、シルト層の3種類の弾性材料からなる地盤にモデル化し、節点数261、要素数225の有限要素に分割し、各要素内に残留する過剰間隙水圧を求めている。発生過剰間隙水圧は、Endochronic理論にもとづく算定法により、過剰間隙水圧の消散は、Terzaghiの圧密理論にもとづき解析を行っている。

## 2. 基礎地盤に伝達される波力

(1) 構造物基礎地盤に伝達される波による荷重の特性

従来、波力を受ける防波堤基礎地盤の安定解析などでは、波による外力は静的な荷重として取扱われている。しかしながら、波による外力は、波のもつ周期的な特性から、基礎地盤に作用する繰返し荷重として捉えられなければならない。

一般に、動的外力の静的外力と最も著しく異なる特徴の1つは、載荷速度が極めて大きいことがあげられる。基礎地盤の動的挙動の解析にあたっては、この載荷速度

の影響が無視できず、この影響は、土要素の室内試験においてみられるような材料特性に現れるものと、地盤全体を解析的に取扱う場合の土要素の慣性力の大きさとして現れるものがある。その影響度については、載荷速度の大きさによって大きく異なることから、対象とする外力の載荷速度がどの程度であるかを把握する必要がある。

海洋における波のなかで、構造物及びその基礎地盤に影響を及ぼすような波では、統計的にみて周期はだいたい10秒前後のオーダーであり、これは、地震波において観測される周期と比較して、1オーダー程度大きいことが知られている。このオーダーの周期を有する波が、重力式混成防波堤に作用する場合、ケーソンは完全に剛な挙動を示すものと考えられることから、地盤に対して伝達される荷重も同じ周期を有すると考えられる。地盤内の土要素の材料特性に及ぼす周期の影響については、波の周期と同程度の載荷速度で別途、室内試験などを行うことにより解析に導入することが可能である。慣性力については、地盤表面に周期的な荷重を作用させ、慣性力を無視した場合と、慣性力を考慮した場合における過剰間隙水圧の挙動を解析的に調べた結果が報告されている<sup>8)</sup>。その結果によると、10秒前後の周期の波を受ける砂地盤に対しては、両者は同じ値を与えることから、慣性力を無視してもよいということになる。

波による荷重のもう1つの特徴は、不規則な荷重が繰返しされる点にある。不規則な波の繰返しに対する地盤の挙動を取り扱うにあたっては、外力としての不規則な波の特性、すなわち、波の不規則性の評価法や再現性などを考慮しなければならない。海岸工学においては、不規則な波を代表させるものとして、有義波が広く用いられていることは周知の事実である。有義波の定義は、多分に経験的なものであり、不規則波に対する統計的指標としての仮想的な波であるが、実体波のもつ波高や周期などの特性ともある程度の統計的、確率的な関係が調べられている。一方、土質工学の分野においては、Annaki<sup>9)</sup>らによる等価換算波の考え方や、石原<sup>10)</sup>による衝撃型の波と振動型の波に分類する方法などが示されており、これらは、いずれも砂の液状化現象を対象として、実際の不規則波を仮想的な規則波に換算するものである。このように、波の不規則性を評価するうえでは、不規則波と等価な仮想的な規則波を定め、規則波に対する種々の実験結果をもとに、波の不規則性の影響を考慮する手法が一般に採用されているようである。このような手法は、海洋の波などを時系列的に予測することが不可能な現状から、地盤の液状化の予測などでは、特定の不規則波を

用いることの意味が必ずしも明確ではないといった理由からも肯定される方法であろう。したがって、本報告では、不規則波を逐一時系列的に解析することはやめ、まず、規則波に対する防波堤基礎地盤の挙動を調べ、従来から行われている静的な設計法との相違点を明らかにすることにする。

(2) 重力式混成防波堤に作用する波力

重力式混成防波堤基礎地盤の挙動を解明するにあたっては、基礎地盤に伝達される荷重の特性を把握する必要があるが、基礎地盤に伝達される荷重は、外力としての波が第1次的に作用するケーソンの底面を介して伝達されるものであるから、まず、ケーソンに作用する波力を明らかにしなければならない。

ケーソンに作用する波力は、実際には周期的に変動するが、ここで対象とする波力は、壁面に波の峰がある場合と壁面に波の谷がある場合（以後、それぞれ、押し波、引き波時とよぶ）のみとし、このような外力が繰り返しケーソンに作用する場合を解析の対象としている。

押し波による波力の算定式は、「港湾施設設計施針(1)」<sup>11)</sup>の5.2.2(1)に規定された合田式により行い、引き波による波力は、「港湾施設設計施針(1)」5.2.2(2)による方法を用いている。これらの式で得られる波力は、波群中の個々の実体波に対応する波力を表すものであり、得られる波力は、ある期間におけるある超過確率をもった最大波高に対するものであることから、波の繰返しを考える場合には、得られた波力が必ずしもある期間中継続的に繰返すわけではないことに留意する必要がある。主要な波がある期間中何回繰返すかについては、統計的な処理方法が考えられるが、本報告では、仮想的な規則波を対象として地盤の挙動を解明しようとするものであるから、とりあえず上記の波圧式により求められる波力が、ある期間継続するものとして解析を進めている。

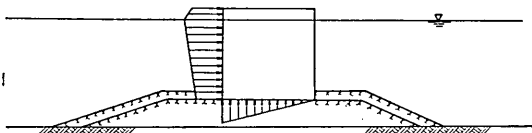


図-1(a) 押し波時の波圧分布

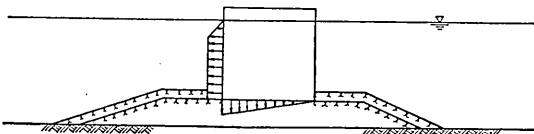


図-1(b) 引き波時の波圧分布

る。なお、図-1には、波圧式により算定される波圧分布の模式図を示している。

3. 地盤中の応力およびひずみ

ケーソン底部から捨石マウンド表面に伝達される波力により、捨石マウンド部を含めた基礎地盤中には、繰返し応力およびひずみが発生する。これらは、波の繰返しにもなって周期的に変化するが、ピーク値について考えることにして、2.で求められる押し波および引き波時の波力が、捨石マウンド表面に伝達されるものとする。

地盤は、波による外力によって発生するせん断ひずみの大きさによって、弾性または非弾性的な挙動を示すが、波の作用しない静的な状態および波力に対する静的な解析で充分安定を保っている地盤におけるひずみレベルに対しては、地盤はほぼ弾性的な挙動を示すとの前提にたって、解析では、地盤を弾性体と仮定している。

防波堤のケーソンから捨石表面に伝達される押し波による外力は、ケーソンを完全剛体として次の式により求めている。

$$\begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} = \frac{V}{B} \pm \frac{6eV}{B^2} \quad (3.1)$$

$$\tau = \frac{P_h}{B} \quad (3.2)$$

ただし、偏心荷重により引張応力が作用する結果が得られた場合には、引張応力を考えないで、圧縮応力のみが作用するように、次式により接地圧を求めている。

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{x_v} \quad (3.3)$$

$$\tau = \frac{P_h}{3x_v} \quad (3.4)$$

ここに、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ ；ケーソン端における鉛直応力

$\tau$ ；ケーソン底面のせん断応力

$V$ ；外力の鉛直合力

$P_h$ ；波による水平合力

$B$ ；ケーソン底面幅

$e$ ；偏心距離

$x_v$ ；ケーソン後趾から合力作用点までの距離

引波に対する外力も同様にして求めることができる。

上式において求める応力を、境界条件として捨石マウンド表面に作用させ、2次元有限要素法により地盤中の応力およびひずみを求める。このとき、防波堤のような細長い帯状の構造物下の地盤に対しては、地盤を平面ひずみ条件として取扱うのが一般的である。有限要素法による弾性解法については、他の多くの教科書<sup>12)</sup>に詳しい

ので省略する。

2次元平面ひずみ条件下で求められる地盤中の応力およびひずみは、後述の4.および5.において過剰間隙水圧の解析に用いられる。解析では、初期の有効拘束圧 $\sigma'_{m0}$ と、押し波、引き波によるせん断ひずみ振幅 $\gamma$ が必要であるので、ここで求めておくことにする。初期の有効拘束圧については、波力の作用しない状態で、ケーソンと土の自重を考慮して求めた、 $x$ ,  $y$ 方向の初期応力 $\sigma_{x0}$ ,  $\sigma_{y0}$  およびポアソン比 $\nu$ から、次式により求める。

$$\sigma'_{m0} = \frac{1}{3}(1+\nu)(\sigma_{x0} + \sigma_{y0}) \quad (3.5)$$

また、せん断ひずみ振幅 $\gamma$ については、押し波時に各要素で最大せん断ひずみ $\gamma_1$ の発生する面について考えるものとし、引き波によるせん断ひずみ $\gamma_2$ も、前述の面上で求め、両者の差をとっている。

$$\gamma = \gamma_1 - \gamma_2 \quad (3.6)$$

過剰間隙水圧の算定にあたって、式(3.5)、式(3.6)の適用性については、4., 5.および7.(8)で検討することにする。

#### 4. 発生過剰間隙水圧

(1) Endochronic 理論にもとづく間隙水圧の推定

繰返し荷重を受ける砂中に発生する過剰間隙水圧を実験的に予測する方法がいくつか提案されているが、本報告で用いた方法は、Zienkiewicz<sup>13)</sup>らおよび Finn<sup>14)</sup>らが示した Endochronic 理論にもとづく方法である。

飽和砂が繰返し荷重を受けると、砂の要素内の骨格構造が変形し、その結果、要素には体積ひずみが発生する。完全な非排水状態では、体積ひずみとそれにより発生する過剰間隙水圧の間にはある関係が成立する。すなわち、

$$du = \frac{1}{\frac{n}{K_w} + \frac{1}{K_T}} d\varepsilon_v \quad (4.1)$$

ここに、 $du$ ; 過剰間隙水圧  
 $d\varepsilon_v$ ; 体積ひずみ  
 $n$ ; 要素の間隙率

$K_w$ ; 間隙水の圧縮率を規定する定数

$K_T$ ; 骨格の圧縮率を規定する定数

である。もし、 $K_w \gg K_T$  であるとすると、式(4.1)は、

$$du = K_T \cdot d\varepsilon_v \quad (4.2)$$

となる。

体積ひずみについては、要素に作用するひずみ経路に

依存するので、式(4.3)で表されるパラメーター $\xi$ を導入する。

$$d\varepsilon = \sqrt{d\varepsilon_{ij} d\varepsilon_{ij}} \quad (4.3)$$

ここに、 $\varepsilon_{ij}$ ; 軸差ひずみ

体積ひずみとパラメーター $\xi$ の関係については、いわゆる Damage parameter とよばれる変数を導入し、

$$d\varepsilon_v = \frac{C}{1+D\kappa} d\varepsilon \quad (4.4)$$

$$d\kappa = e^{\lambda} d\xi \quad (4.5)$$

ここに、 $\kappa$ ; Damage parameter

$\gamma$ ; せん断ひずみ振幅

$C, D, \lambda$ ; 定数

なる関係があることが確かめられている。式(4.2)および式(4.4)、(4.5)より、過剰間隙水圧の増分と Damage parameter の関係が得られる。

実際の振動三軸試験装置を用いて、応力制御により液状化試験を実施した場合のパラメーター $\xi$ は、式(4.3)より

$$\xi = 2N\tau/G = 2N\gamma \quad (4.6)$$

ここに、 $N$ ; 波数

$\gamma$ ; せん断ひずみ振幅

$\tau$ ; せん断応力振幅

$G$ ; 剛性率

で与えられる。単一波形の場合には、式(4.5)より

$$\kappa = 2N\gamma \cdot e^{\lambda \tau} \quad (4.7)$$

となる。式(4.7)によって表される Damage parameter と、室内要素試験の結果測定される間隙水圧比  $du/\sigma'_{m0}$  の関係を求めると、 $\gamma$  や  $N$  を直接的には含まない一義的な関係が得られ、その関係は、式(4.2)、(4.4)、(4.5)より

$$du/\sigma'_{m0} = \left(\frac{A}{B}\right) I_n(1+B\kappa) \quad (4.8)$$

で表される。

図-2は、乱さない新潟砂の振動三軸試験から得られる繰返し波数と応力比  $\tau/\sigma'_{m0}$ 、間隙水圧比  $du/\sigma'_{m0}$ 、軸ひずみ振幅  $\varepsilon_v$  を示したものである。これらのデータから、上述の方法にしたがって Damage parameter  $\kappa$  を求め、測定した  $du/\sigma'_{m0}$  との関係求めたものが図-3である。図-3から、この砂の実験定数は、 $A=33.79$ ,  $B=258.55$ ,  $\lambda=549$  となり、式(4.8)は、

$$du/\sigma'_{m0} = 0.131 I_n(1+258.55\kappa) \quad (4.9)$$

で表される<sup>15)</sup>。



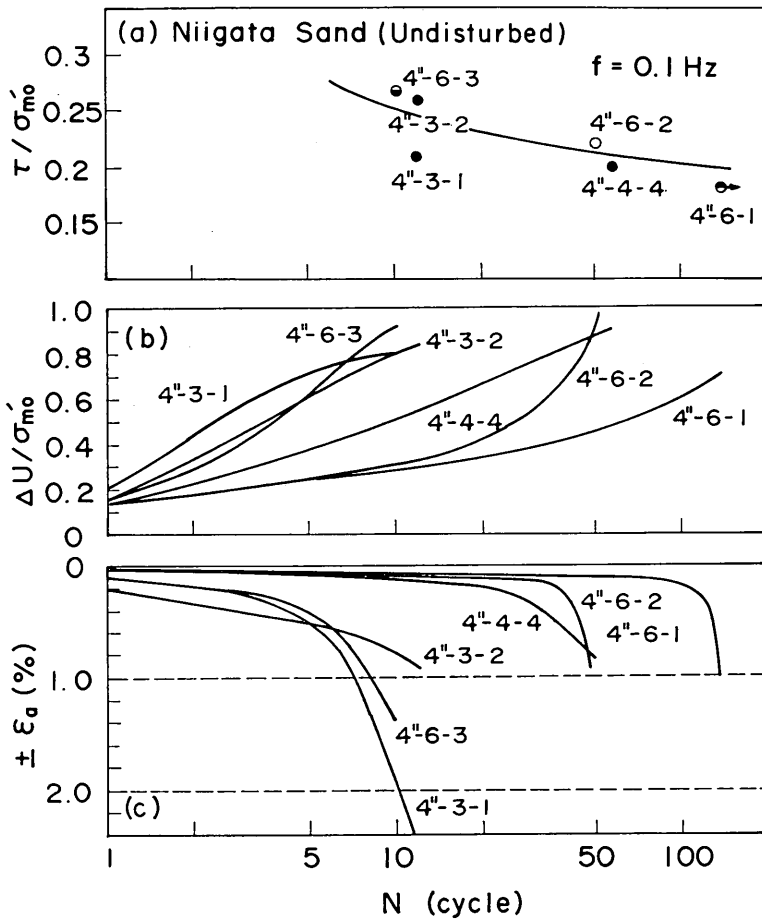


図-2 乱さない新潟砂の振動三軸試験結果

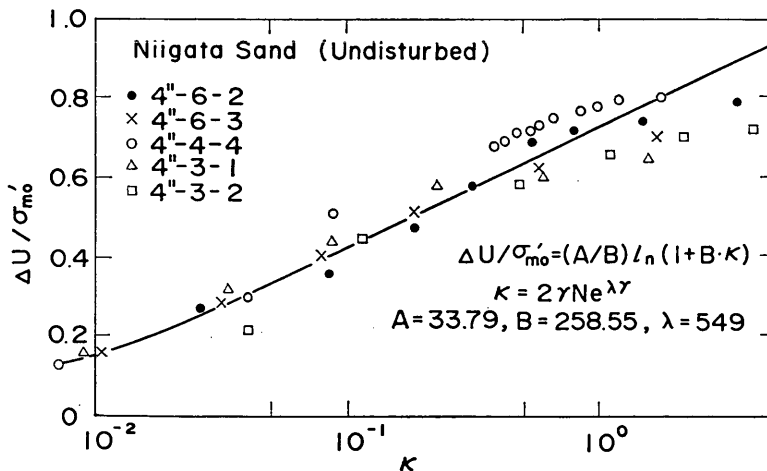


図-3 乱さない新潟砂の Endochronic 定数

実際の地盤では、外力によって発生するせん断ひずみ振幅と繰返し波数から式(4.7)により  $\kappa$  を求めて、式(4.9)に代入することにより、地盤中の任意の要素の過剰間隙水圧比を推定することができる。

(2) 初期せん断応力条件下における過剰間隙水圧比

4.(1)で述べた過剰間隙水圧の推定法は、地盤中の土要素に初期せん断応力またはひずみが作用していない場合のものである。実際の地盤では、解析の対象とするせん断面には構造物の自重などによって、波力の作用する以前にせん断応力またはひずみが発生している。この初期せん断応力の存在する土要素が、繰返しせん断力を受けた場合の過剰間隙水圧については、必ずしも初期の拘束圧まで上昇しないことが明らかにされている<sup>16)~18)</sup>。この値は、砂の相対密度および初期せん断応力の大きさとそれに関連して繰返し外力がいわゆる両振り状態にあるか片振り状態にあるかにも依存することが明らかにされている。過剰間隙水圧の上昇過程についても、初期せん断応力の影響がみられることが予想されるが、この影響について必ずしも現状では明確にされていないことから、解析においては、初期せん断応力の存在を無視して、式(4.9)により過剰間隙水圧を求めることにする。

5. 残留過剰間隙水圧

5.1 基礎方程式

地盤に繰返し外力が作用したときの地盤の排水条件は、地盤中に残留する過剰間隙水圧に大きな影響を及ぼす。すなわち、地盤の透水係数、排水距離や外力の周期などにより、液状化強度がかなり異なることが実験的に明らかにされている<sup>1), 19), 20)</sup>。

液状化過程における排水の影響は、排水が Darcy の法則にしたがうものとして圧密方程式により表される。ただし、残留間隙水圧を問題にする場合には、排水の影響とともに、発生間隙水圧についても考慮する必要がある、その場合の基礎方程式は、次式で表される<sup>2)</sup>。

$$m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{1}{\gamma_w} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \quad (5.1)$$

ここに、  $u$  ; 残留間隙水圧

$u_g$  ; 発生間隙水圧

$t$  ; 時間

$m_v$  ; 体積圧縮係数

$\gamma_w$  ; 水の単位体積重量

$k_x, k_y$  ;  $x, y$  方向の透水係数

式(5.1)中の  $\partial u_g / \partial t$  については、発生間隙水圧増分

あるから、式(4.8)を微分して、

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{m0} \cdot (A/B) \cdot (2\gamma_w B e^{i\tau})}{1 + 2\gamma_w N B e^{i\tau}} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5.2)$$

で表される。なお、 $\partial N / \partial t$  は、単一波形を考えると、振動数を表すことになる。

境界条件については、地表面および仮想的な無限遠点  $S_1$  で過剰間隙水圧が 0、不透水境界  $S_2$  で流速が 0 となることを考えると、

$$\text{境界 } S_1 ; u(t) = 0 \quad (5.3)$$

$$\text{境界 } S_2 ; \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} n_x + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} n_y = 0 \quad (5.4)$$

が得られる。ここに、 $n_x, n_y$  はそれぞれ境界に垂直なベクトルの方向余弦である。

5.2 有限要素法への離散化

残留間隙水圧に関する基礎方程式(5.1)を Galerkin 法により有限要素法の定式化を行うが、この手法については、既に多くの教科書に述べられているので、簡単に記すことにする。

重みつき残差法では、重み関数  $w_i(x, y)$  を適当に選ぶことによって、式(5.1)を次のように書きかえる。すなわち、

$$\int_A m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right) \cdot w_i dA - \int_A m_v \left( \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \cdot w_i dA - \frac{1}{\gamma_w} \int_A \left( k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \cdot w_i dA = 0 \quad (5.5)$$

ただし、 $A$  は要素の面積を表し、 $k_x, k_y, m_v$  は要素内で一定とする。上式(5.5)に Green-Gauss の定理を用いると、

$$\int_A m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right) \cdot w_i dA - \int_A m_v \left( \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \cdot w_i dA - \int_S \left\{ \frac{k_x}{\gamma_w} \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right) n_x + \frac{k_y}{\gamma_w} \left( \frac{\partial u}{\partial y} \right) n_y \right\} \cdot w_i dS + \int_A \left( \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial w_i}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial w_i}{\partial y} \frac{\partial u}{\partial y} \right) dA = 0 \quad (5.6)$$

となる。 $S$  は要素の境界を表している。左辺第3項は、要素の境界条件により決定される。Galerkin 法では、重み関数  $w_i(x, y)$  を形状関数  $N_i(x, y)$  と等しく選び、

$$w_i(x, y) = N_i(x, y) \quad (5.7)$$

と表されるが、既に節点における  $u$  の値が与えられている境界  $S_1$  では、節点における未知数はない。その結果、この節点における重み関数は 0 となる。したがって、境界  $S_1$  上では、式(5.6)の第3項は 0 となる。一方、式(5.4)で境界条件が与えられる境界  $S_2$  上では、同じく

式(5.6)の第3項は0となる。

以上の境界条件を考慮した上で、有限分割された要素の過剰間隙水圧を次式のように表現し、

$$u(x, y, t) = \sum_{j=1}^n N_j(x, y) \cdot u_j(t) \quad (5.8)$$

ここに、 $n$  ; 要素の節点数  
 $u_j(t)$  ; 節点  $j$  における過剰間隙水圧  
 式(5.6)に代入して整理すると、

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1}^n \left[ \int_A m_v N_j \left( \frac{\partial u_j}{\partial t} \right) \right] dA \\ & + \sum_{j=1}^n \int_A \left( \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right) u_j dA \\ & = \int_A \left( m_v \frac{\partial u_g}{\partial t} N_i \right) dA \end{aligned} \quad (5.9)$$

となる。上式(5.9)をマトリクス表示すると

$$[C] \frac{\partial u}{\partial t} + [K] \{u\} = \{f\} \quad (5.10)$$

ここに、

$$C_{ij} = \int_A m_v N_i N_j dA \quad (5.11)$$

$$K_{ij} = \int_A \left( \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right) dA \quad (5.12)$$

$$f_i = \int_A m_v \left( \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) N_i dA \quad (5.13)$$

となる。

上に示した式(5.10)～式(5.13)のように、個々の要素に対する有限要素式を、境界条件を考慮して表示しておく、系全体については、これらにしたがって各マトリクスを全要素について重ね合わせればよく、全体系についても式(5.10)と同様な形が得られる。

式(5.10)は時間の関数を含んでおり、実際に解く場合には差分近似を行う。いま時間  $t$  と  $t + \Delta t$  の間のある点を表すパラメータを  $\theta$  とすると、式(5.10)は、

$$\begin{aligned} & [C] \left( \theta \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}_{t+\Delta t} + (1-\theta) \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}_t \right) \\ & + [K] (\theta \{u\}_{t+\Delta t} + (1-\theta) \{u\}_t) \\ & = \theta \{f\}_{t+\Delta t} + (1-\theta) \{f\}_t \end{aligned} \quad (5.14)$$

となる。Crank-Nicolson 法では、 $\theta = 1/2$  において、

$$\begin{aligned} & (2[C] + \Delta t [K]) \{u\}_{t+\Delta t} \\ & = (2[C] - \Delta t [K]) \{u\}_t + \Delta t (\{f\}_{t+\Delta t} + \{f\}_t) \end{aligned} \quad (5.15)$$

が得られる。右辺はすべて既知なので、簡単に  $\{u\}_{t+\Delta t}$  の値を求めることができる。

## 6. 解析方法およびフロー

これまで述べてきた考え方にもとづき、数値解析を行うためのフローを示すと図-4のようになる。

まず、原地盤およびケーソン、捨石マウンド等を含めた防波堤構造物の幾可学的特性を把握し、有限要素解析のためのモデル化を行う。ケーソンは、波力に対して完全に剛なものと考えており、ケーソン自体は、単に捨石マウンド上に静置されており固定されていないことから、波力およびケーソン自重を捨石マウンド表面へ伝達した後の解析では、ケーソンより下の地盤のみを解析の対象としている。基礎地盤の静的な弾性解析および波力による地盤中の応力、ひずみ解析では、境界の条件を平面ひずみ条件としている。この条件は、防波堤のように、帯状に長い構造物下の地盤の解析を行う場合に、一般的に採用されている条件である。過剰間隙水圧の計算では、地盤の境界条件として、地盤表面、側面、底面の値を決める必要があるが、これらは、地盤を構成する材料により異なる。たとえば、すでに5.で述べたように、岩盤上の地盤のような不透水層を対象とする場合には、底面における過剰間隙水圧勾配が0となるし、表面から排水が行われる場合には、表面における過剰間隙水圧は0となる。本解析では、地盤表面および防波堤から十分離れた境界における過剰間隙水圧は0として解析を行っている。

地盤の材料特性については、室内試験などの試験を実施して求めるが、材料特性として必要な項目は、単位体積重量、砂の相対密度、透水係数、体積圧縮係数、ヤング率、剛性率、ポアソン比、Endochronic 定数などである。解析に用いた具体的な定数については、7.で述べる。

地盤中の応力およびひずみについては、波の作用しない静的状態と、波の作用した状態について求める。静的な場合の計算から、地盤中の初期拘束圧  $\sigma'_{m0}$  を式(3.5)により求める。波圧時については、波により発生するせん断ひずみ振幅  $\gamma$  を式(3.6)により求めているが、いずれの場合も、各要素内の平均値を採用している。

過剰間隙水圧の計算では、繰返し波力により発生する過剰間隙水圧から、ある時間間隔における増分を算定し、それを同一期間における過剰間隙水圧の消散を表す基本式(5.10)に代入して得られた過剰間隙水圧と、前に与えた過剰間隙水圧が等しくなるように繰返し計算を行っている。実際の繰返し打ち切り誤差は、発生する間隙水圧比の大きさにもよるが、 $| \Delta u_a / \sigma'_{m0} - \Delta u' / \sigma'_{m0} | \leq 0.005$  を採用している。

波の停止後、すなわち、蓄積された過剰間隙水圧の排

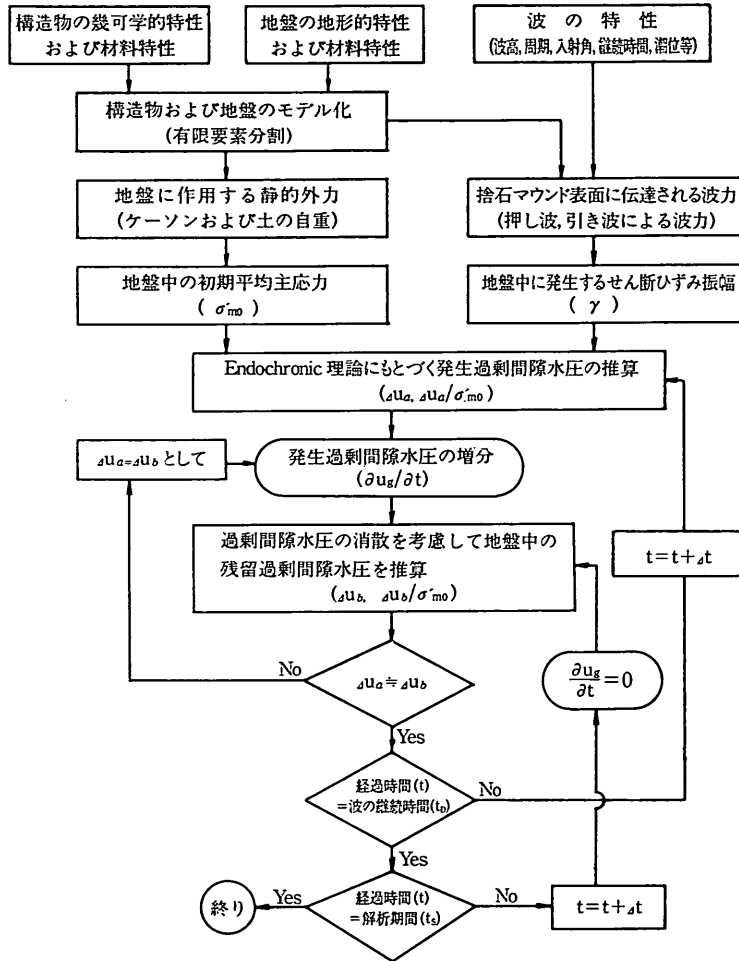


図-4 解析フローチャート

水のみを考える場合には、 $\partial u_g / \partial t = 0$  として計算を行っている。なお、この場合、式(5.1)は、単に、Terzaghiの圧密式から得られるものと等しくなる。

## 7. 数値解析例

### 7.1 解析モデル及び解析ケース

これまで述べた解析方法にしたがって作成されたプログラム“OFFSHORE”を用いて、いくつかの解析例を示すことにする。図-5は、対象とした重力式混成防波堤の標準断面を示している。構造寸法などについては図-5中に示されている。図-6は、解析の対象とした防波堤基礎地盤の土質断面図で、粒子の均一な細砂が、シルト層

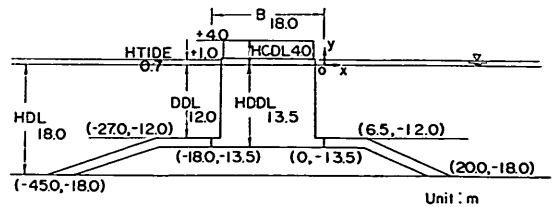


図-5 防波堤モデル

には含まれている。このような土質断面をもつ地盤をモデル化するために、地盤を次の3種類の材料からなる地層により構成される地盤とした。すなわち、これらの地

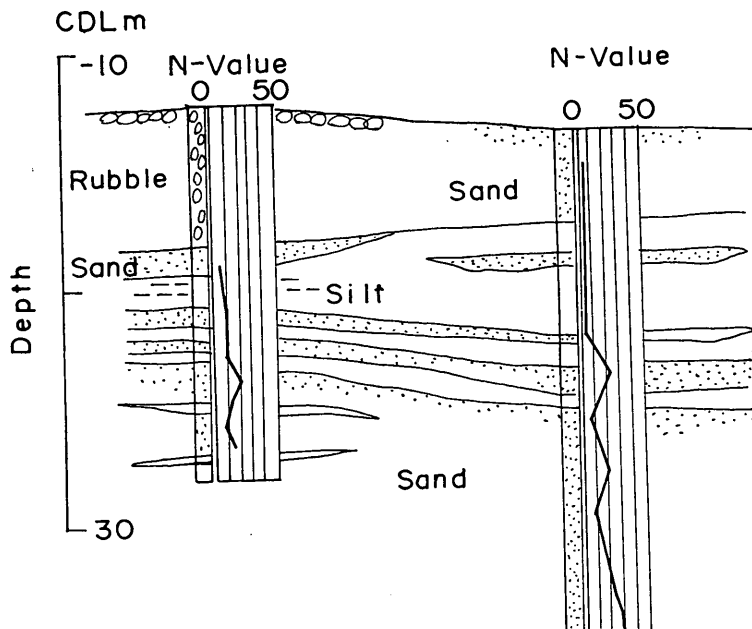


図-6 土質断面図

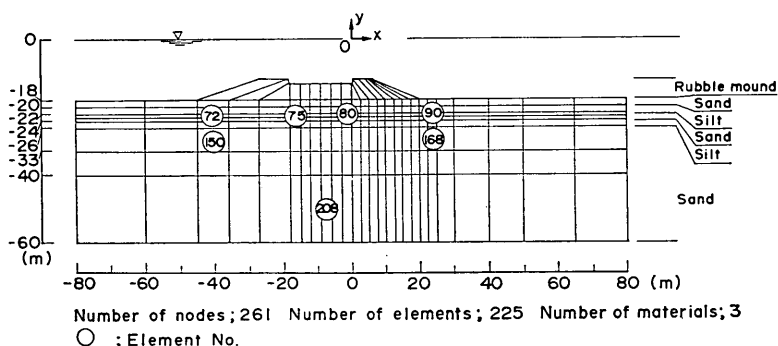


図-7 地盤の有限要素分割

層は、ケーソン直下の捨石マウンド、原地盤のシルト層および砂層である。図-7は、この地盤をモデル化したものを、有限要素分割したものである。各要素は、4節点アインパラメトリック要素からなり、要素数は225、節点数261、材料数3（捨石、砂、シルト）である。

各層の材料特性については、表-1に示される値を用いているが、捨石層、シルト層内において発生する過剰間隙水圧については無視することにし、Endochronic定数は与えていない。

計算に用いた波については、波高、周期とも一定の仮

想的な規則波を考えている。実際の海洋の波は不規則波であり、波の繰返しの影響を時系列に対して解析する場合には、個々の波に対する考慮が必要なことはいうまでもないが、実際に観測される波は、観測の日時など各観測ごとに異なり、必ずしも一般的な形での波の再現性が評価できないことから、とりあえず仮想的な規則波を用いて解析を行い、従来から行われている静的設計法との相異点を明らかにすることにする。なお、本解析法では、ケーソン底面から伝達される不規則な荷重が規定されれば、それらに対する地盤中の過剰間隙水圧は、規則

波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する研究 (第1報)

表-1 材料特性に関する基本データ

材 料	透水性係数 $k(\text{m/s})$	体積圧縮係数 $m_v(\text{m}^3/\text{tf})$	相対密度 $D_r(\%)$	Endochronic 定数			ヤング率 $E(\text{tf}/\text{m}^2)$	ポアソン比 $\nu$	単位体積重 $\gamma'(\text{tf}/\text{m}^3)$
				A	B	$\lambda$			
捨石マウンド	$1 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-6}$	50	—	—	—	$1 \times 10^5$	0.45	1.0
砂 層	$3 \times 10^{-4}$	$2 \times 10^{-3}$	50	33.79	258.55	549	$6 \times 10^3$	0.45	0.8
シルト層	$3 \times 10^{-6}$	$2 \times 10^{-3}$	50	—	—	—	$1 \times 10^3$	0.45	0.8

表-2 計算ケース

Case	時間間隔 $\Delta t(\text{s})$	波 浪 等							シルト層の透水性係数 $k_{\text{sil}}(\text{m/s})$	捨石マウンド厚さ (m)
		波高 $H_0'(\text{m})$	設計波高 $H_D(\text{m})$	周期 $T(\text{s})$	潮位 (m)	波数N (回)	入射角 ( $^\circ$ ) <sup>*</sup>	浅水係数 $K_s$		
T-2	720.8	7.07	11.7	13.6	0.70	530	16	1.0	$3 \times 10^{-6}$	4.5
T-3	72.1									
T-4	14.4									
P-1	72.1	7.07	11.7	6.8	0.70	1059	16	1.0	$3 \times 10^{-6}$	4.5
P-2				17.0						
H-1	72.1	5.13	9.0	13.6	0.70	530	16	1.0	$3 \times 10^{-6}$	4.5
H-2		3.19	5.7							
H-3		2.21	4.0							
K-1	72.1	7.07	11.7	13.6	0.70	530	16	1.0	$1 \times 10^{-5}$	4.5
K-2									$3 \times 10^{-7}$	
M-1	72.1	7.07	11.7	13.6	0.70	530	16	1.0	$3 \times 10^{-6}$	1.5
S-1**	72.1	7.07	11.7	13.6	0.70	530	16	1.0	$3 \times 10^{-6}$	4.5

\*  $\pm 15^\circ$ 補正後, \*\* 水平面におけるせん断ひずみを用いて式(3.6)のひずみ振幅を求めた場合

波に対して適用した方法をそのまま拡張することにより解析することも可能である。

解析により得られる過剰間隙水圧の挙動は、波の特性、防波堤構造形式、基礎地盤の地形的特徴、基礎地盤および捨石マウンドの材料特性などにより影響されることが予想されるが、これらの影響要因のなかで、まず、(1)差分計算に用いる時間間隔、(2)過剰間隙水圧、(3)過剰間隙水圧比などについて調べ、次に、(4)波高の影響、(5)周期の影響、(6)地盤中のシルト層の透水性、(7)捨石マウンド厚さ、(8)せん断ひずみ発生面のとり方、などの影響について調べる。表-2は、解析に用いた入力条件を示したものである。

### 7.2 解析結果

波力を受ける防波堤基礎地盤の過剰間隙水圧の挙動を把握するために、解析結果に影響を及ぼすと考えられる波の特性、地盤の材料特性、防波堤の構造等、いくつか

の要因について検討した。解析では、7.1に述べた解析対象モデルを標準データとして、個々の影響要因を入力条件により変えることによって、それらが過剰間隙水圧の挙動に与える影響を調べている。

#### (1) 差分計算に用いる時間間隔

数値解析に用いる時間間隔の相違が、解析の安定性や解析結果の精度に及ぼす影響を調べる目的で、3種類の時間間隔により解析を実施した。これらは、それぞれ、表-2の Case T-2 から T-4 までに相当し、差分計算の時間間隔は、720.8秒、72.1秒、14.1秒である。

図-8は、波が作用している期間および波の作用が瞬間的に止まったと仮定した後の過剰間隙水圧比の経時変化を示したものである。Crank-Nicolson 法では、ある時間間隔以上で、厳密解を中心に解の数値的振動の問題が生じるが、時間間隔をある値以下におさえると解の振動が起らないことが明らかにされている<sup>21)</sup>。図-8に示し

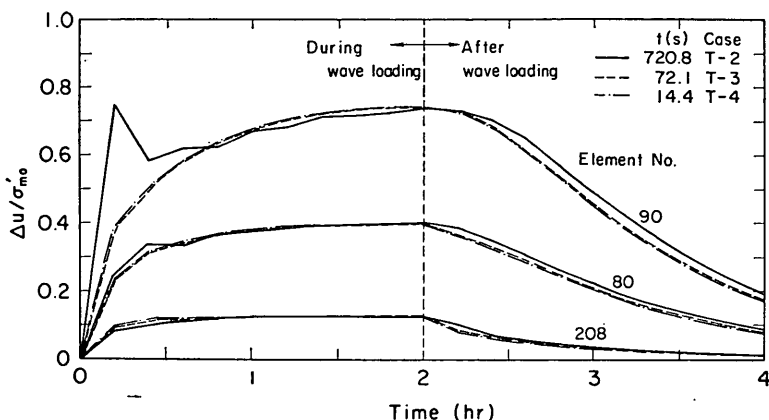


図-8 差分計算における時間間隔と過剰間隙水圧比

た解析例においても、時間間隔が720.8秒の場合で、要素番号80および90の点において解の振動がみられるが、時間間隔を1/10にすると解の振動が表れなくなる。また、時間間隔が72.1秒と14.4秒の場合では、時間間隔が720.8秒の場合と異なり両者の差はほとんど無視される程度となっている。時間間隔を小さくすることによって、数値解が厳密解に漸近すること<sup>22)</sup>、および上記の両ケースの場合において時間間隔の影響が無視しうる程度

であることから、時間間隔72.1秒を用いても、十分な精度が得られるものと考えられる。したがって、以後の解析では、演算時間も考慮して時間間隔72.1秒を採用することにする。

(2) 過剰間隙水圧の分布

地盤中の砂層内の過剰間隙水圧は、波により発生する地盤中のせん断ひずみ振幅の大きさに依存する。すなわち、他の条件が等しければせん断ひずみ振幅に比例して

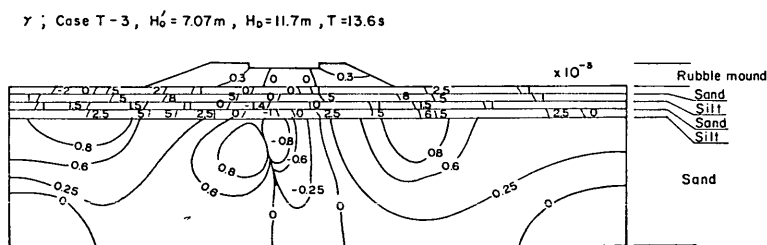


図-9(a) 地盤内のせん断ひずみ振幅

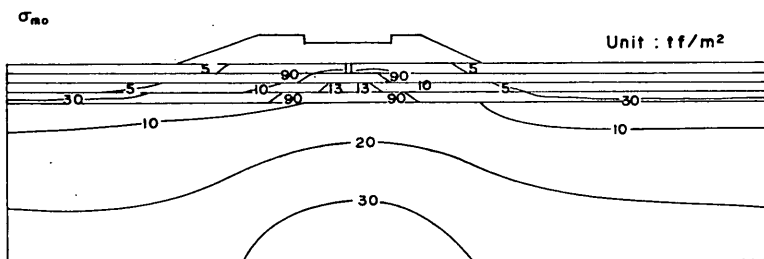


図-9(b) 地盤内の初期拘束圧

それだけ発生する過剰間隙水圧も大きくなる。また、過剰間隙水圧比を求めるさいには初期拘束圧が必要となる。したがって、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の場所的な分布を示す前に、波により発生するせん断ひずみ振幅と初期拘束圧の分布を示すことにする。図-9(a), (b)は Case T-3 の場合について、せん断ひずみ振幅  $\gamma$  と初期拘束圧  $\sigma'_{m0}$  を式 (3.5) 及び式 (3.6) から求めた結果を示したものである。図-7.5(a)によると表層を除いた砂層内でせん断ひずみ振幅の最大となる位置は3か

所存在し、それぞれ、捨石マウンド法先下付近の2か所と、ケーソン前趾直下付近である。

図-10(a), (b), (c)は、上記と同じ Case T-3 について、波が作用し始めてからの経過時間  $t_D$  が 0.2 時間、2 時間の場合、および、その後波が静止して1時間経過した場合の過剰間隙水圧の分布を示したものである。波の作用期間中の過剰間隙水圧の最大値は、図-10(a), (b)より明らかなように最下砂層内のケーソン前趾直下部でみられる。これは、図-9(a)のせん断ひずみ振幅最

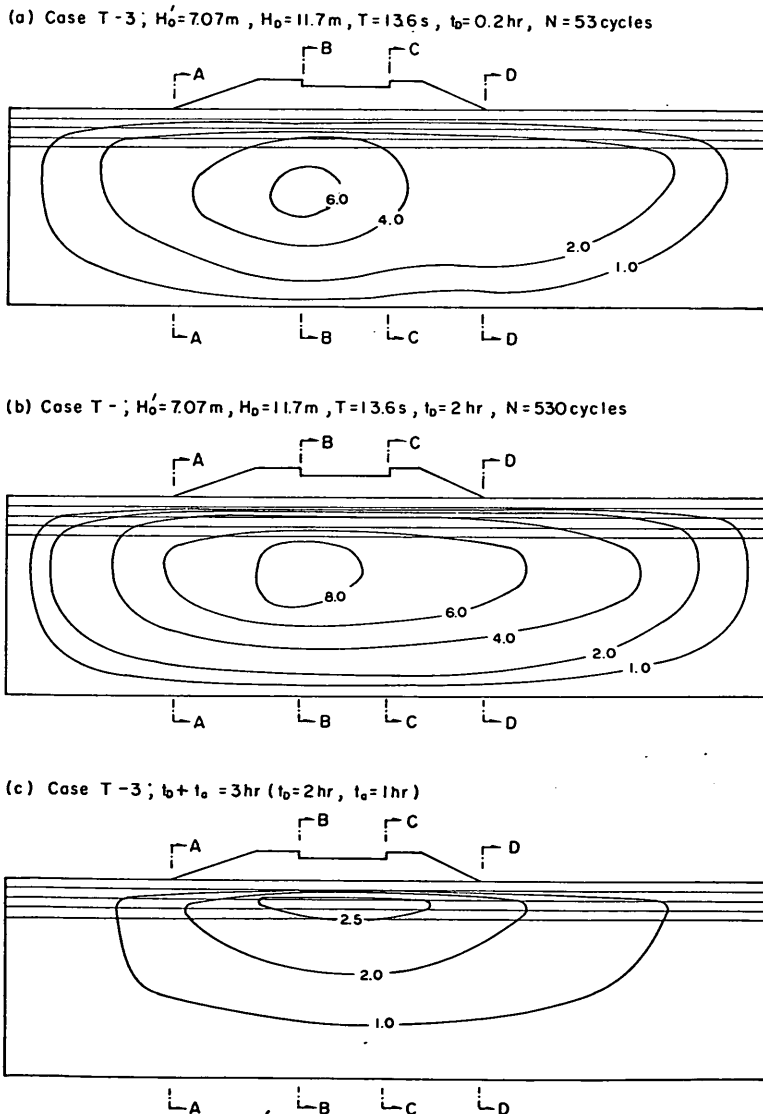


図-10 過剰間隙水圧の2次元分布



Case T-3 ;  $H'_0 = 7.07\text{m}$ ,  $H_0 = 11.7\text{m}$ ,  $T = 13.6\text{s}$

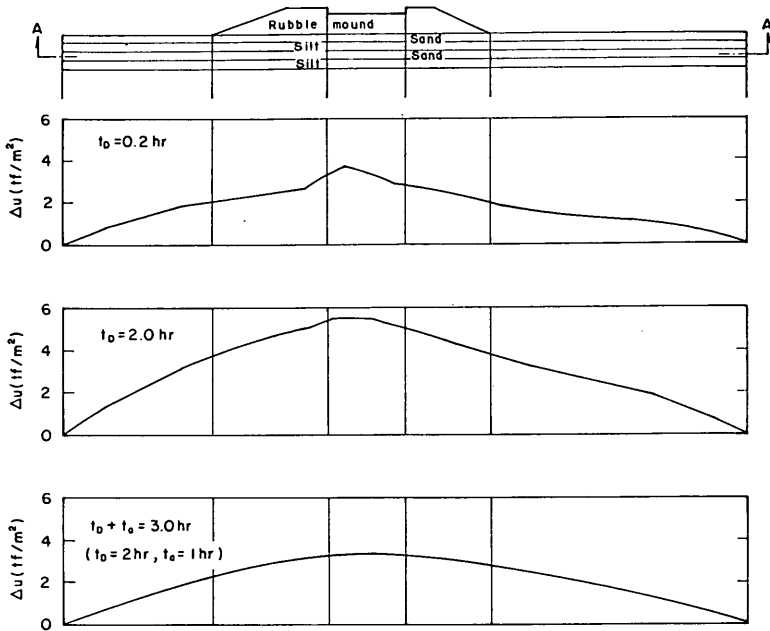


図-11 シルト層にはさまれた砂層内の過剰間隙水圧の水平分布

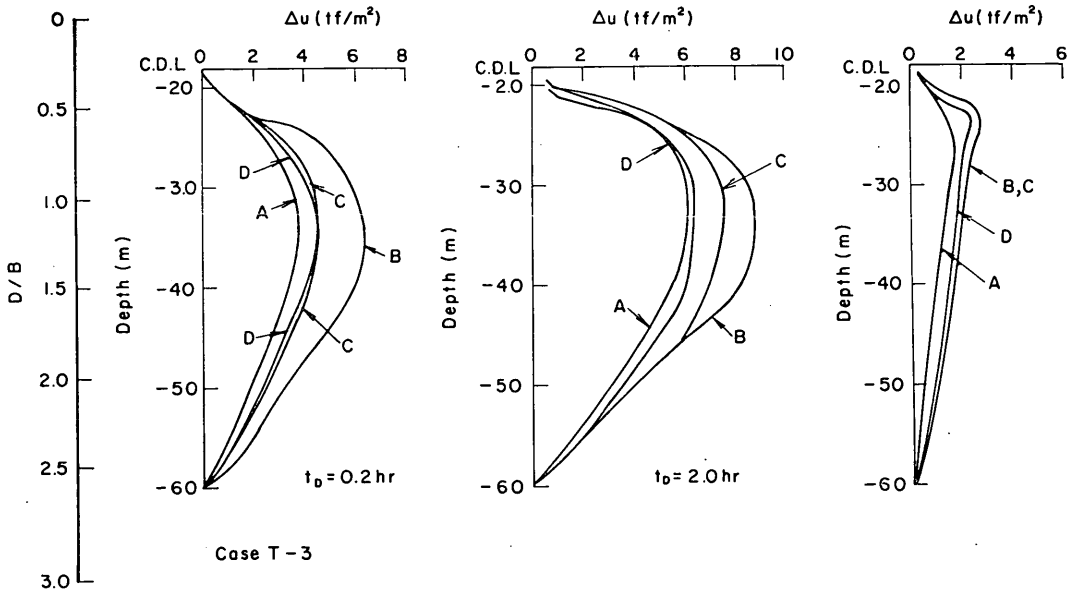


図-12 過剰間隙水圧の深度分布

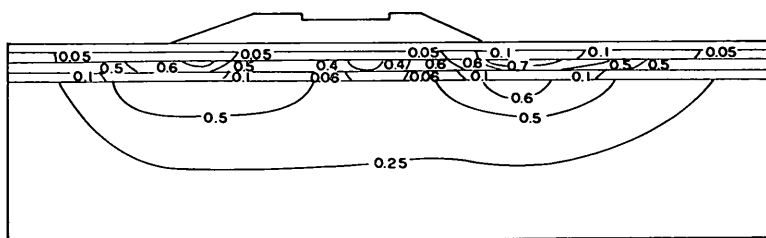
大となる位置と対応している。一方、せん断ひずみ振幅が最大となる他の2か所に対応する位置では、それほど大きな過剰間隙水圧は得られていない。この理由は、地盤周辺における境界条件として過剰間隙水圧を0としたことから、排水の影響が境界周辺でより大きく表れることによるものである。波の停止後の過剰間隙水圧の消散状況を見ると、図-10(c)より明らかなようにケーソン直下のシルト層にはさまれた砂層内に残留する過剰間隙水圧が最大となっている。図-11は、シルト層にはさまれた砂層の断面 A-A における過剰間隙水圧の分布状況を示している。波の経過時間が0.2時間では、ケーソン前趾下部で過剰間隙水圧のピークが発生している。2時間経過後においても、絶対量は増大しているが、この傾向は変わらずケーソン前趾下部でピークがみられる。また、波の停止後、1時間の時点では、ケーソン下部ではほぼ同じ値を示している。図-12は、断面 A, B, C, D における過剰間隙水圧の深度分布を示している。深さ方向にみた場合の過剰間隙水圧の最大値は、捨石マウンド表面からの深さを  $D$ 、ケーソン底面幅  $B$  として、深さ比  $D/B$  の値が1.0~1.5の付近で表れている。また、消散の過程では、 $D/B=0.5\sim 0.6$ 付近でピークがみられるが、これは、シルト層の存在による影響である。

### (3) 過剰間隙水圧比の分布

繰返し外力を受ける砂の液状化の定義法には、いくつかの方法があるが、振動三軸試験装置を用いた室内試験において、軸ひずみ急増点を考え、この点を初期液状化とよぶ場合があり、多くの実験の結果、初期液状化時の過剰間隙水圧比は0.6~0.8となっていることが明らかにされている<sup>23)</sup>。また、過剰間隙水圧比が1に到った時を完全液状化とすると、液状化に到る現象は、過剰間隙水圧比が0から1まで連続的に変化していく現象としてとらえられる。したがって、砂の液状化問題を考える場合には、過剰間隙水圧の絶対量よりも、過剰間隙水圧比が液状化判定の重要な指標となる。

図-13は、7.2(2)で示した過剰間隙水圧の分布を過剰間隙水圧比に整理し直した結果である。図-13を図-10と対比すると、必ずしも過剰間隙水圧の最大となる位置において、過剰間隙水圧比が最大とはなっていない。このことは、過剰間隙水圧比が、図-9(b)に示す初期拘束圧とも関連をもっていることによるが、液状化に対する安全性という観点からみれば、過剰間隙水圧比最大点が安全率の最小点と考えられる。液状化に対する安全率の最も小さくなる位置は、図-13から明らかなように、過剰間隙水圧の最大となるケーソン直下部ではなく、港内側

Case T-3;  $H_0=7.07\text{m}$ ,  $H_D=11.7\text{m}$ ,  $T=13.6\text{s}$ ,  $t_0=2\text{hr}$ ,  $N=530\text{cycles}$



Case T-3;  $H_0=7.07\text{m}$ ,  $H_D=11.7\text{m}$ ,  $T=13.6\text{s}$ ,  $t_0+t_1=3\text{hr}$  ( $t_0=2\text{hr}$ ,  $t_1=1\text{hr}$ )

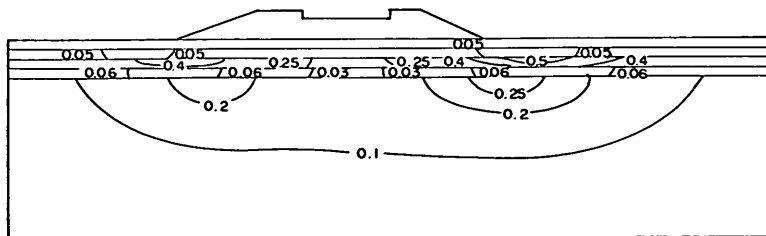


図-13 過剰間隙水圧比の2次元分布

Case T-3;  $H_0=7.07\text{m}$ ,  $H_p=11.7\text{m}$ ,  $T=13.6\text{s}$

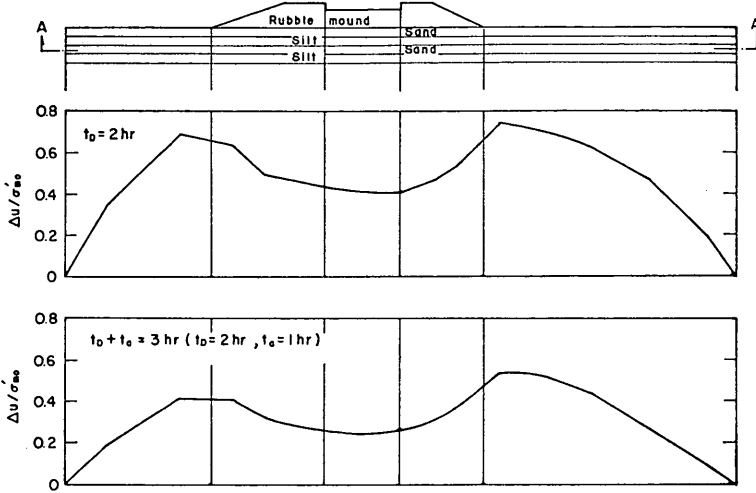


図-14 シルト層にはさまれた砂層内の過剰間隙水圧比水平分布

捨石マウンド法先下部のシルト層にはさまれた砂層部であることがわかる。このことは、地震力を受ける構造物基礎地盤において、構造物基礎直下よりも両端付近において間隙水圧比が大きくなるという報告<sup>24)</sup>と同様な結果を示すものである。また、このような傾向は、繰返し載荷を受ける防波堤模型実験においても得られている<sup>25)</sup>。図-14は、シルト層にはさまれた砂層の断面A-Aの間隙水圧比の水平分布を示しているが、上記の傾向がより一層明確に理解できる。

(4) 波高の影響

波高が大きくなると波力が増大し、基礎地盤中の過剰間隙水圧も増大することが予想される。波高が異なり、周期など他の特性が同じ規則波について、過剰間隙水圧を求め、波高の相違が過剰間隙水圧におよぼす影響を調べる。図-15および図-16(a), (b)は、波高が7.07m, 5.12m, 3.19m, 2.21mで、他の条件が同じ場合(表-2のCase T-3, H-1, H-2, H-3)の波力および捨石マウンド表面の接地圧分布を示したものである。ただし、これらの波力算定にあたって用いた波高 $H_D$ は、図-17に示す通りであることに留意する。図-15では、波高の増大により浮力も増加し、鉛直外力の減少がみられるが、その他の外力は、波高とともに増大している。図-16(a)に示された押し波による接地圧は、波高増大にともなう外力の偏心傾斜量の増加により、波高によりかなり異なった分布となる。図-16(b)に示す引き波による接地圧は、

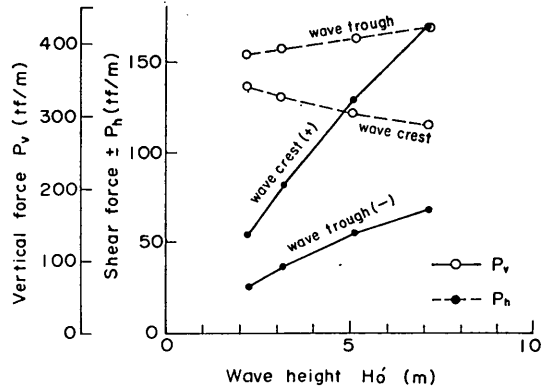
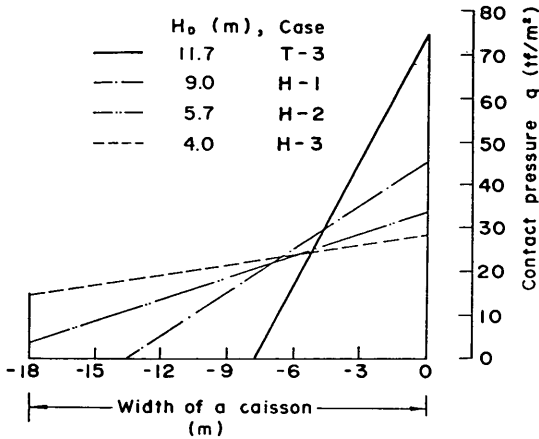
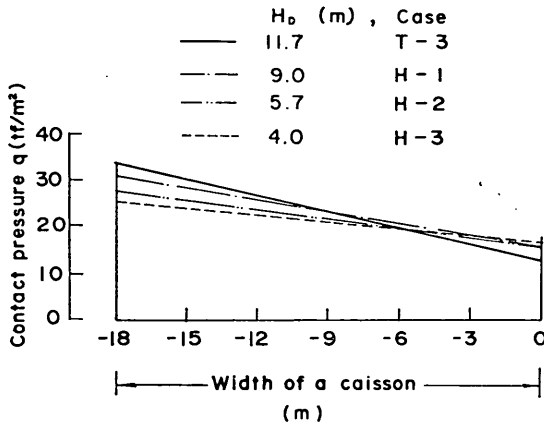


図-15 波による水平および鉛直外力

波高の影響は小さい。このような波力を想定して得られる過剰間隙水圧の経時変化を、波高7.07mおよび2.21mについて示したものが図-18である。波高が大きいかほど過剰間隙水圧比は大きくなっているが、過剰間隙水圧比の時間的変化傾向は、波高によらず各要素ごとに同様な傾向を示している。図-19(a)は、波高7.07m, 2.21mに対する過剰間隙水圧の2次元分布を示したものである。図-15および図-16に示したように、捨石マウンド表面における外力条件が波高により異なり、過剰間隙水圧量については波高により異なるが、2次元分布形状はど



(a) 押し波



(b) 引き波

図-16 波による捨石マウンド表面の接地圧分布

ちらも同様な分布状況を示しており、ケーソン前趾直下部において最大値が現れている。図-19(b)は、過剰間隙水圧比の2次元分布を示したものであるが、この場合には、過剰間隙水圧比の最大値が、港内側捨石マウンド法先下部のシルト層にはさまれた砂層内においてみられている。図-20は、波の継続時間2時間における各波高と過剰間隙水圧比を、図-7に示す地盤中の代表的な要素について示したものである。この解析例では、波高が2倍程度になると、過剰間隙水圧比は約1.3倍前後となっている。

(5) 周期の影響

波高が一定で周期の異なる波を受ける場合を想定して

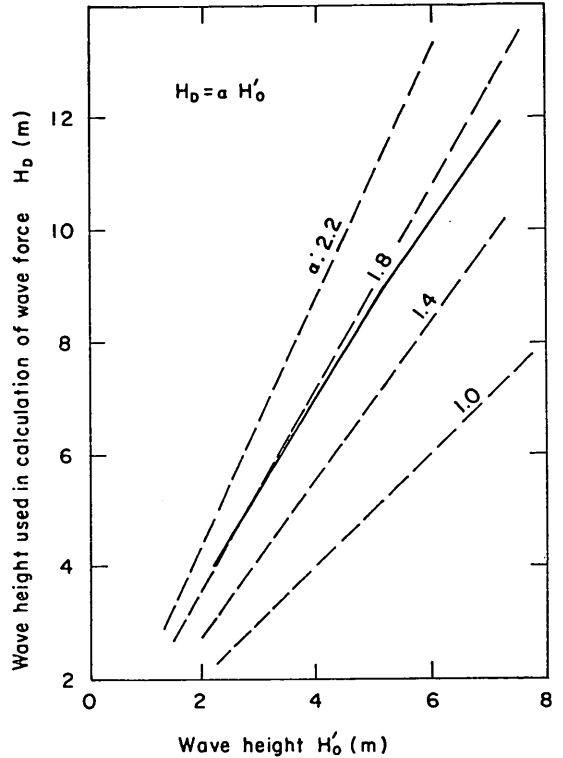


図-17 波力算定に用いた波高

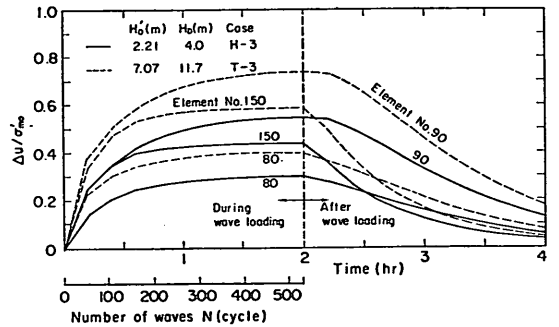
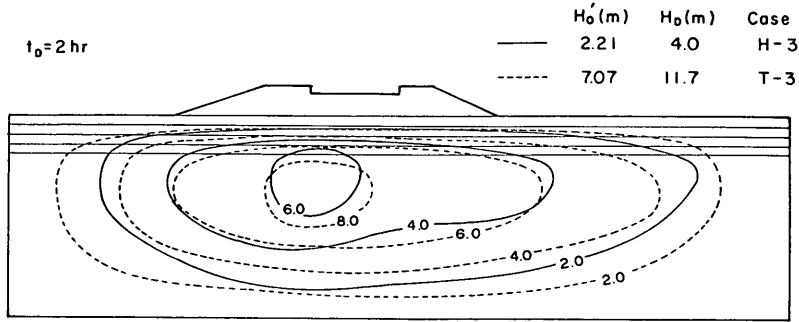
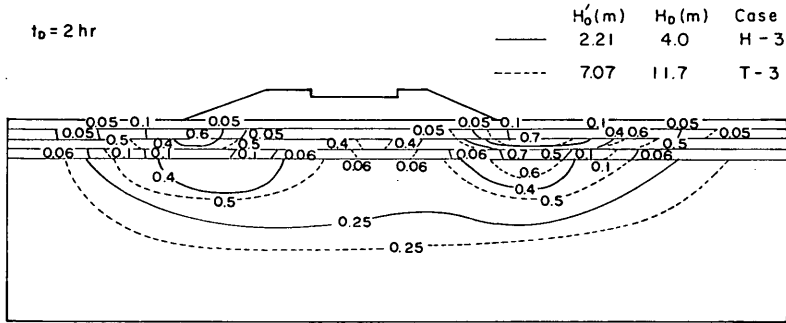


図-18 波高の相違による過剰間隙水圧比の経時変化

周期の違いが過剰間隙水圧の挙動に及ぼす影響について調べる。周期の影響は、図-21に示すように、波圧式によって算定される波力の大きさに表れてくる。これは、基礎地盤に伝達される荷重により発生するせん断ひずみ振幅の相違として、過剰間隙水圧の大きさに影響を与える。また、周期が異なると、同一の継続時間内の波数



(a) 過剰間隙水圧分布



(b) (b)過剰間隙水圧比分布

図-19 過剰間隙水圧分布および過剰間隙水圧比分布の波高による相違

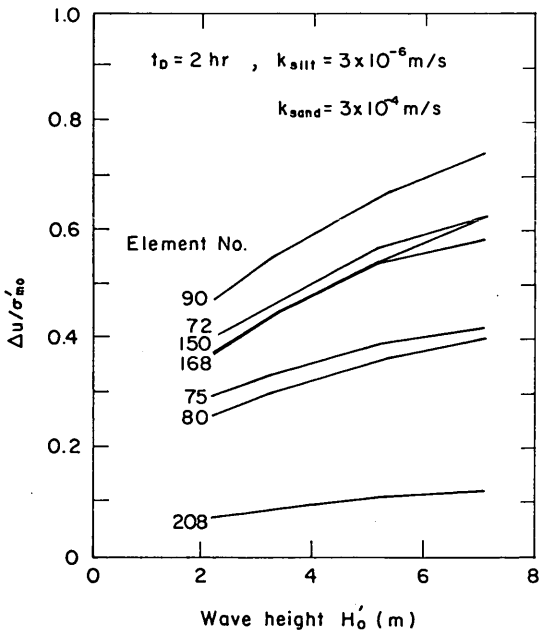


図-20 波高と過剰間隙水圧比

が変化することから、発生する過剰間隙水圧も異なることが予想される。図-22は、周期が6.8秒、13.6秒、17.0秒の波に対する過剰間隙水圧比の時間的な変化について示したものである。周期が短くなると、過剰間隙水圧比は同一の経過時間では大きくなっていることが明らかである。この傾向は、図-23(a)に示す過剰間隙水圧の分布からも明らかで、周期が短くなると、同じ継続期間における過剰間隙水圧は大きくなる傾向にあることがわかる。図-23(b)には、過剰間隙水圧比の分布を示している。分布形状は周期の違いによる相違はみられず、同じような過剰間隙水圧比分布をなしているが、絶対値については、周期が短いほど大きくなっている。また、過剰間隙水圧比の最大値は、港内側捨石マウンド法先下部のシルト層にはさまれた砂層内に現れている。

(6) 透水性の影響

計算の対象としたモデル地盤は、図-6に示したように、シルト層の間にうすい砂層がはさまれている。このような地盤中のシルト層は、波により発生した過剰間隙水圧の消散に少なからぬ影響を与える。影響の程度はシルト層の透水係数に依存すると思われるので、このシル

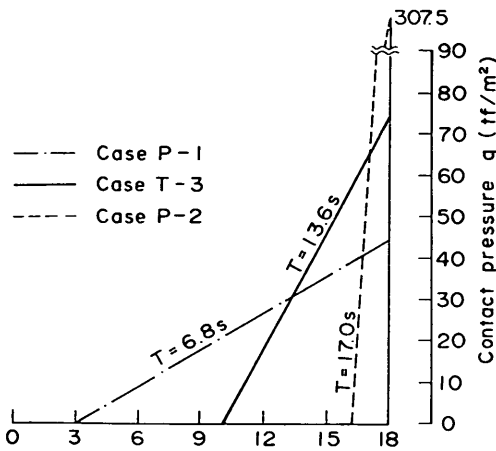


図-21(a) 周期の相違による水平外力

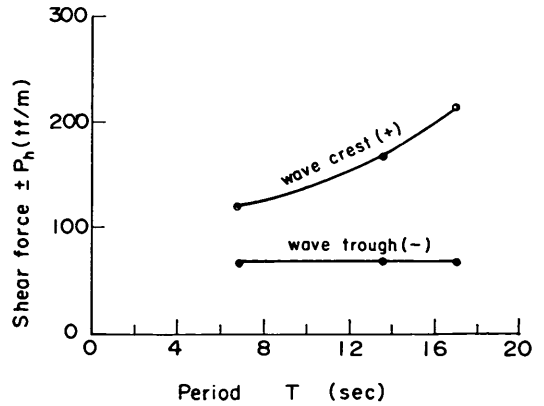


図-21(b) 周期の相違による接地圧分布

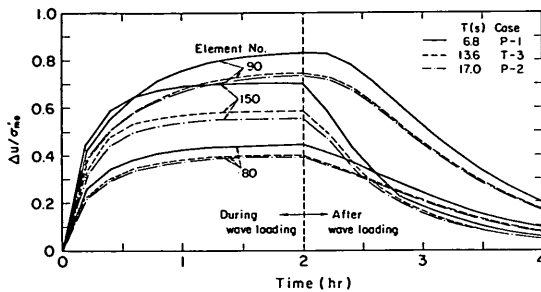


図-22 周期の相違による過剰間隙水圧比の経時変化

ト層の透水係数をいくつか与え、過剰間隙水圧に及ぼす影響について調べる。

図-24は、シルト層の透水係数  $k_{silt}$  が  $1 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ,  $3 \times 10^{-6} \text{m/s}$ ,  $3 \times 10^{-7} \text{m/s}$  の場合について、過剰間隙水圧比の時間的変化を示したものである。作用する波は、波高 7.07m, 周期 13.6秒の規則波で、潮位 0.7m, 継続時間 2時間, 波数 530 波である。また、波が作用して 2 時間後、波が瞬間的におさまったとしたときの過剰間隙

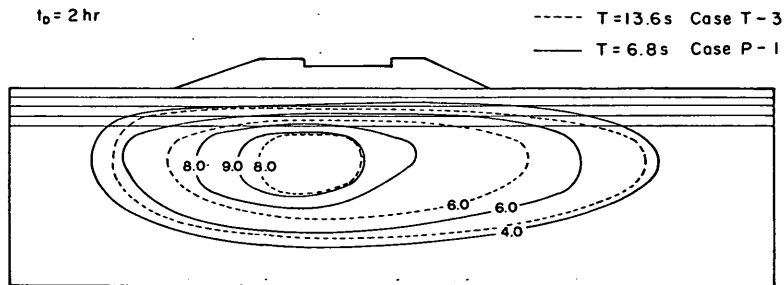


図-23(a) 周期の相違による過剰間隙の水圧の2次元分布

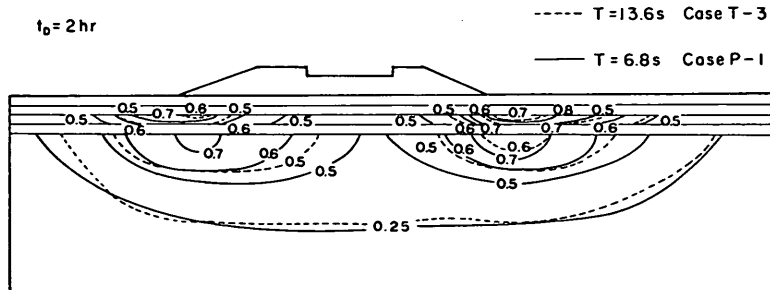


図-23(b) 周期の相違による過剰間隙水圧比の2次元分布

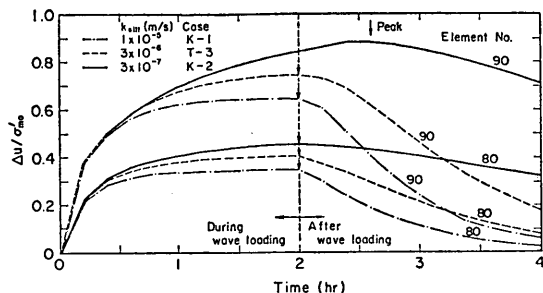


図-24 シルト層の透水係数が過剰間隙水圧比の経時変化に及ぼす影響

水圧比の変化、すなわち、排水だけの影響も示している。図-24から明らかなように、透水係数が小さくなると波の作用時における排水の効果が小さくなり、地盤中に残留する過剰間隙水圧は著しく増大する。また、波が停止した後の過剰間隙水圧についても、透水係数の大きさにより、その挙動がかなり異なっている。透水係数が大きく ( $k_{silt} = 1 \times 10^{-5} \text{m/s}$ )、排水が比較的容易な場合には、過剰間隙水圧比は、波の停止とともに急激に減少するが、一方、透水係数が小さい場合 ( $k_{silt} = 3 \times 10^{-7} \text{m/s}$ ) には、過剰間隙水圧比は、ほとんど減少せずむしろ増加

する傾向もみられる。波の停止した後にピーク値が現われる理由は、砂層内に残留している過剰間隙水圧が、排水により再配分されることによるものである。図-25(a)は、波が2時間継続したときの過剰間隙水圧比の2次元分布について示している。シルト層の透水係数が小さくなると全体的に残留する過剰間隙水圧も大きくなることわかる。図-25(b)は、波の停止後0.6時間経過したときの分布状況を示している。シルト層にはさまれた砂層内の過剰間隙水圧比は依然として大きく、シルト層の存在が、過剰間隙水圧の排水を大きく妨げていることがわかる。すなわち、 $k_{silt} = 3 \times 10^{-7} \text{m/s}$  の場合、波が2時間作用したときの過剰間隙水圧比が0.8以上の場所が、捨石マウンド法先下部付近のシルト層にはさまれた砂層内でみられるが、波の停止後も過剰間隙水圧比が0.8以上となる範囲は広がっている。逆に、同じ砂層内でも、ケーソン直下部では過剰間隙水圧比は0.45から0.4へ減少している。このことは、波の停止後、砂層内の過剰間隙水圧が水平方向に再配分されていることを示すものである。また、室内試験の結果<sup>23)</sup>から判断すると、過剰間隙水圧比が0.8以上に増加している所では、初期液状化が発生していると判断することができる。以上の現象は、Seed<sup>26)</sup>が指適しているように、地震時におけるほとんどの液状化によるすべり破壊が、地震の発生した後

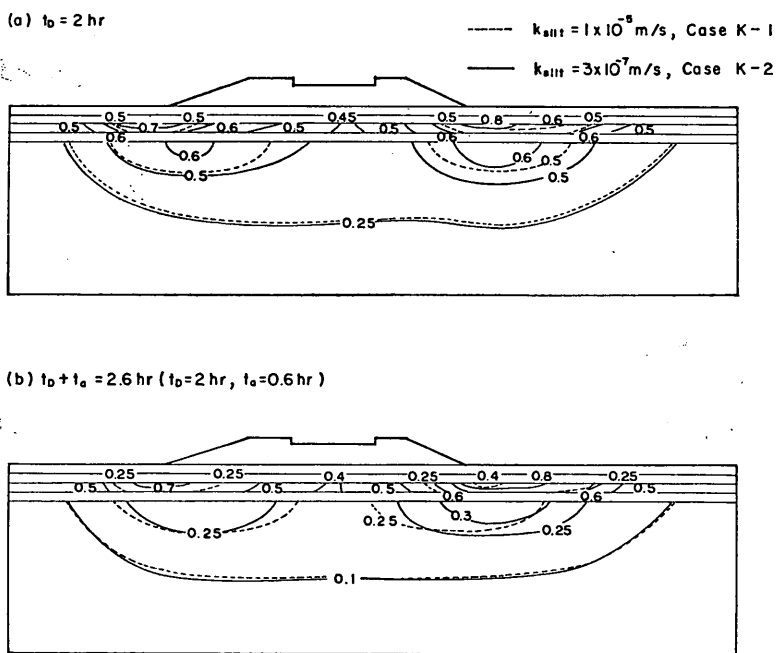


図-25 シルト層の透水係数の相違による過剰間隙水圧比の2次元分布

波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する研究 (第1報)

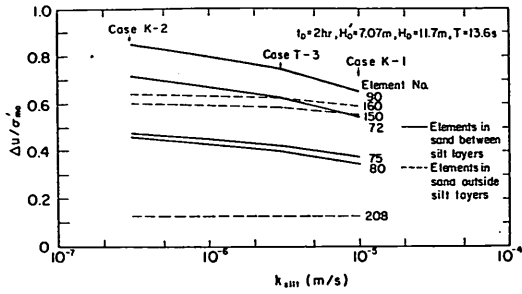


図-26 シルト層の透水係数と過剰間隙水圧比

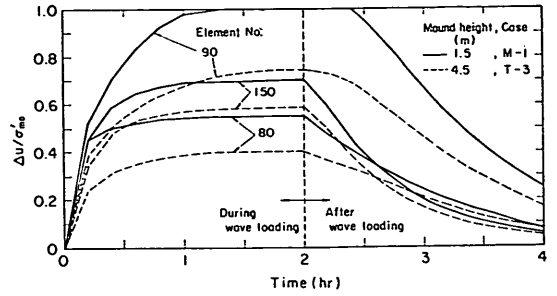


図-27 捨石マウンド厚さによる過剰間隙水圧比の経時変化

の過剰間隙水圧の再配分により発生しているといった現象とも何らかの関連があるものと思われる。

図-26は、波が2時間継続したときの過剰間隙水圧比を、シルト層の透水係数に対してプロットしたものであるが、実線で示されたシルト層にはさまれた砂層内の要素では、シルト層の透水係数が小さくなると、過剰間隙水圧比が増大している。一方、破線で示されたシルト層外の砂層内の要素では、排水の影響が卓越し、シルト層の透水係数にかかわらず、ほぼ一定の過剰間隙水圧比となっている。

(7) 捨石マウンド厚さの影響

重力式混成防波堤の場合、捨石マウンドの厚さが異なると、波力の大きさやケーソンの自重も変化し、基礎地盤中の過剰間隙水圧に対する影響度も変わってくること

が予想される。図-27は、捨石マウンド厚さが4.5mおよび1.5mの場合の基礎地盤中の代表的地点の過剰間隙水圧比の経時変化を示したものである。この解析例では、水深-18mの場所に防波堤を建設する場合を対象としており、捨石マウンド厚さの減少にともないマウンド水深やケーソン高さも変化し外力条件なども異なってくるが、それらを含めた全体としての影響を調べたもので、捨石マウンドを低くすることによって過剰間隙水圧比が大きくなり、地盤の液状化に対する安定性からみた場合には不利な構造となることがわかる。

図-28は、波が作用して2時間後の過剰間隙水圧比の分布を示したもので、マウンドを低くすることによって、過剰間隙水圧比の絶対値はかなり大きくなっている

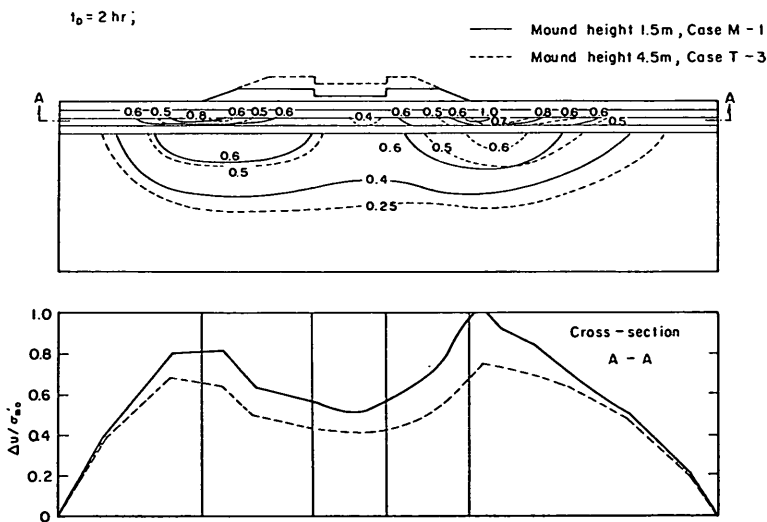


図-28 捨石マウンド厚さの相違による過剰間隙水圧比の分布



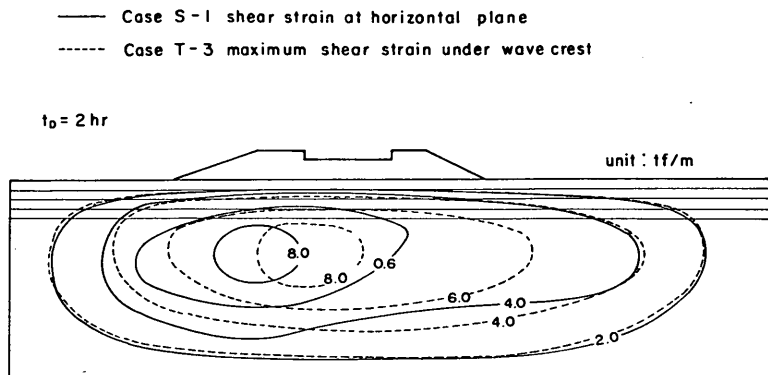


図-29 せん断ひずみ面のとり方の相違による過剰間隙水圧の2次元分布

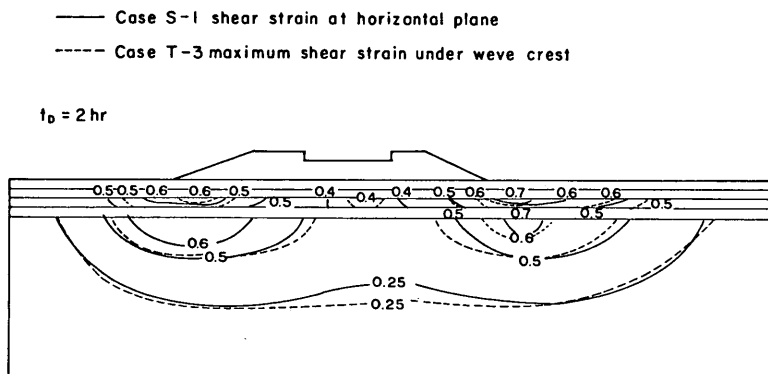


図-30 せん断ひずみ面のとり方の相違による過剰間隙水圧比の2次元分布

が、場所的な分布形状については、両者とも大きな相違はみられない。特に、シルト層にはさまれた砂層内の断面 A-A の分布状況から明らかのように、いずれの場合も、捨石マウンドの法先において過剰間隙水圧比がピークとなっている。

(8) せん断ひずみ発生面の規定方法の影響

これまでの解析結果は、周期的な波の変化による主応力軸の回転等の問題を無視し、波によって発生するせん断ひずみ振幅を、押し波が作用したときに最大となる面上で規定した場合のものである。地震時における解析では、地震力の地盤中の伝播特性から、水平面におけるせん断応力またはひずみを対象とした液状化解析が行われているが、本解析モデルのように、ケーソン底面から外力が伝達される場合には、地震時と同じ考え方は適用できない。しかしながら、主応力面の回転が液状化に与える影響については、必ずしも十分な研究がなされていない

現状から、主応力面の回転の影響については考慮外とし、せん断ひずみ面の規定方法の相違が、過剰間隙水圧に及ぼす影響を解析的に調べてみた。図-29は、水平面上において規定したせん断ひずみ振幅から求めた過剰間隙水圧と押し波時に最大せん断ひずみを与える面上のせん断ひずみ振幅から求めた過剰間隙水圧の比較を示している。前者の場合では、過剰間隙水圧の最大となる位置が、ケーソン前趾直下から港外側へ移動していることがわかる。一方、図-30は、過剰間隙水圧比について示したものであるが、この場合には、過剰間隙水圧比が最大となる位置およびその絶対値についても両者の相違はそれほど大きく表れていないことがわかる。

8. ま と め

波力を受ける重力式混成防波堤基礎地盤の過剰間隙水圧の挙動について、いくつかの条件に対する解析を行っ

た結果、従来の波力に対する静的設計法では明らかにされていない以下の結果が得られた。

(1) 規則的な波の繰返しによって、防波堤基礎の砂地盤内には、過剰間隙水圧が残留する場合がある。この現象は、シルト層などの透水性の低い層の存在によって砂層からの排水が妨げられる場合のように、波の繰返しによって発生する過剰間隙水圧が、排水による消散効果よりも卓越する条件下で起こる。

(2) 過剰間隙水圧の地盤内の分布をみると、解析の対象とした地盤では、ケーソン前趾下部の深さ比  $D/B=1.0\sim 1.5$  付近で最大値となる。また、シルト層にはさまざまな砂層内においても、ケーソン前趾下部においてピーク値がみられる。

(3) 砂地盤の液状化の判定の重要な要因の1つである過剰間隙水圧比の分布より、液状化に対する安全率の最も低い場所として、港内側捨石マウンド法先下部のシルト層にはさまざまな砂層部があげられる。

(4) 波高が大きくなると、押し波による荷重およびその偏心傾斜量が大きくなり、地盤中の過剰間隙水圧は増大するが、過剰間隙水圧の場所的な分布形状は、波高によらず相似的な分布をなし、ケーソン前趾下部砂層内において、その最大値が現れる。過剰間隙水圧比の分布形状についても、波高の違いによる影響は小さく、港内側捨石マウンド法先下部のシルト層にはさまざまな砂層内で最大値となる。

(5) 波の継続時間が同じならば、周期の短い波を受ける程、地盤内に残留する過剰間隙水圧は大きい、最大値の現れる地盤内の位置は周期によらずケーソン前趾下部砂層内である。過剰間隙水圧比についてみると、港内側捨石マウンド法先下部のシルト層にはさまざまな砂層内で最大値となる。

(6) 地盤の透水性は、波により発生した過剰間隙水圧の消散に対して重要な影響を与える。特に、排水を著しく妨げるような土層の存在によって、基礎地盤内の砂層が液状化する可能性もあることが解析的に明らかとなった。

(7) 捨石マウンド厚さが小さくなると、地盤中の過剰間隙水圧は増大する。本解析結果では、捨石マウンド厚さを4.5mから1.5mへ1/3に減少させると、捨石マウンド法先下部砂層内において、液状化が発生している。

(8) 波により発生する過剰間隙水圧の算定を行うにあたり、押し波時にせん断ひずみが最大となる面上におけるせん断ひずみ振幅を用いた場合に対し、水平面上におけるせん断ひずみ振幅を用いた場合には、残留する過剰間隙水圧の最大値の位置が、ケーソン前趾下部から港外

側へ移動する。しかし、過剰間隙水圧比で表した場所的分布には、さほど大きな差異はみられない。

本報告で述べた以上の結果は、いくつかの仮定や現象の単純化にもとづき得られたもので、実験や現地における計測にもとづく検証は行われていない。しかしながら、現状において明らかにされている土の動的特性を考慮して解析を行っていることから、波のような繰返し外力を受ける場合の基礎地盤中の過剰間隙水圧に関する基本的な挙動は解明されたものと思われる。特に、従来の波力を受ける防波堤基礎地盤の安定解析などでは、必ずしも説明できなかった波の繰返しが基礎地盤に及ぼす影響について明らかにされたことに本研究の意義をみいだすことができる。今後、室内実験等による本解析方法および結果についての検証を行なうとともに、実際の防波堤に対する本解析方法の適用性について検討していくことが必要であろう。(1984年3月31日受付)

#### 謝 辞

本研究は、昭和57年10月から昭和58年9月までの間に、British Columbia 大学 (Canada) において行った研究の一部をとりまとめたものである。当大学、Finn 教授には、留学の機会を与えていただくとともに、素晴らしい環境のもとで研究に従事させていただいたことに対し、心からの謝意を表する次第である。また、土田構造部長には、留学にあたり紹介の労をとっていただいた。梅原動土質研究室長には、研究に必要なデータを送付していただくとともに、研究に対する討議を通して有意義な御教示を仰いだ。奥村土質部長には、本研究に対する適切な助言をいただいた。あわせて、感謝の意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) Lee, K. L. and Focht, J. A.: Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT1, 1975, pp. 1~18.
- 2) Rahman, M. S., Seed, H. B. And Booker, J.R.: Pore Pressure Development Under Offshore Gravity Structures, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT 103, 1977, pp. 1419~1936.
- 3) Yamamoto, T.: Wave-induced instability in seabed, Proceedings of ASCE Spec. Conf., Coastal Sediments, 1977, pp. 898~913.
- 4) Dumas, F. and Lee, K. L.: Cyclic Movements of Offshore Structures on Clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT8, 1980, pp. 877~897.

- 5) Martin, G.R., Lam, I. and Tsai, C.: Pore-Pressure Dissipation During Offshore Cyclic Loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT9, 1980, pp. 981~996.
- 6) Marr, W. A. and Christian, J. T.: Permanent Displacements Due to Cyclic Wave Loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT8, 1981, pp. 1129~1149.
- 7) Finn, W.D.L., Siddharthan, R. and Martin, G.R.: Response of Seafloor to Ocean Waves, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 4, 1983, pp. 556~572.
- 8) Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P.: Soils and Other Saturated Media under Transient, Dynamic Conditions, General Formulation and Validity of Various Simplifying Assumptions, Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, John Wiley & Sons Ltd., 1982, pp. 1~16.
- 9) Annaki, M. and Lee, K.L.: Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, 1977, pp. 549~564.
- 10) 石原 研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 昭和51年, pp. 265~279.
- 11) 運輸省港湾局編: 港湾施設設計指針(1), 昭和53年3月, pp. 2-236~2-251. (内部資料)
- 12) たとえば, Zienkiewicz, O.C.: The finite Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill, 1971.
- 13) Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T. and Hinton, E.: Nonlinear seismic response and liquefaction, Int. J. Num. and Analytical Meth. Geomechanics, 1978, pp. 381~404.
- 14) Finn, W. D.L. and Bhatia, S. K.: Prediction of Seismic Porewater Pressures, Proc. of 10 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (X. ICSMFE), 1980, pp. 201~206.
- 15) 善 功企, 梅原靖文: 重力式海洋構造物基礎地盤の波による液状化, 第19回土質工学研究発表会概要集, 昭和59年, pp. 713~714.
- 16) Yoshimi, Y. and Oh-oka, H.: Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 3, 1975, pp. 27~40.
- 17) Vaid, Y.P. and Finn, W.D.L.: Static shear and liquefaction potential, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT10, 1979, pp. 1233~1246.
- 18) Vaid, Y. P. and Chern, J. C.: Effect of static shear on resistance to liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, 1983, pp. 47~60.
- 19) Breth, H. and Schwab, H.H.: Liquefaction of a fully saturated sand under anisotropic initial states of stress in a controlled drainage system, Proc. of DMSR77, Vol. 2, 1977.
- 20) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二: 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度, 港研報告, 第20巻, 第1号, 1981, pp. 3~33.
- 21) Wood, W.L. and Levis, R.W.: A Comparison of Time Marching Schemes for the Transient Heat Conduction Equation, Int. J. for Numerical Methods in Engineering, Vol. 9, 1975, pp. 679~689.
- 22) Smith, I. M.: Programming the Finite Element Method with Application to Geomechanics, John Wiley & Sons Ltd., 1982, pp. 194~199.
- 23) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二: 振動三軸試験による飽和砂の液状化特性, 港研報告, 第15巻, 第4号, 1976, pp. 49~74.
- 24) Tokimatsu, K.: Generation and Dissipation of Pore Water Pressures in Sand Deposit During Earthquakes, 東京工業大学博士論文, p. 164.
- 25) 梅原靖文, 善 功企, 小黒良則: 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, 昭和54年, pp. 1317~1320.
- 26) Seed, H. B.: Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, 19th Rankin Lecture of the British Geotechnical Society, Geotechnique, 29, 1979, pp. 215~263.