

海底地盤の波浪による液状化に関する研究

善, 功企

<https://doi.org/10.11501/3063852>

出版情報：九州大学, 1992, 博士（工学）, 論文博士
バージョン：
権利関係：

第7章 液状化の予測法とその適用

7.1 序説

本章では液状化の予測法について述べる。液状化のパターンには、変動過剰間隙水圧と残留過剰間隙水圧に起因するものがあることは既に述べたが、第4章～第6章では、それぞれ、どちらか一方の過剰間隙水圧成分が卓越する場合について示した。液状化の予測にあたっては、両方の成分を同時に考慮して予測を行う方がより一般的であるが、両者を同時に評価しようとするとかかなり煩雑な解析が必要となる。そこで、ここでは、両者を別々に解析して、得られた結果を重ね合せるという簡便な方法を採用するものとする。この考え方は、変動過剰間隙水圧による液状化問題では、最大波に対する短時間の水圧応答が重要であり、一方、残留過剰間隙水圧による液状化問題では、比較的長時間における水圧の残留・蓄積が重要であるといった液状化発生機構の相違からも許容されると考えられる。

残留過剰間隙水圧による液状化予測法については、第8章において、具体的事例をあげて述べることにするが、本章では、変動過剰間隙水圧による液状化の予測法について検討を行う。始めに液状化に及ぼす影響要因について考察し、次に、液状化に支配的な要因を選びだし、それら要因の決定方法など、実用的な液状化の予測法を提案する。提案した液状化予測法を用いて、潜堤前面海底地盤の液状化に関する事例解析を行いその適用性を検討する。

7.2 液状化に及ぼす影響要因

液状化に及ぼす影響要因には、変動水圧 p 、底面水圧変動 p_b 、静穏時の有効鉛直応力 σ'_{v0} がある。変動水圧 p に影響する要因としては、海底地盤面の変動水圧振幅 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 、水の体積圧縮係数 m_w 、間隙率 n 、地盤の深さ z 、層厚 l などがある。この他、波数 N の影響も考えられる。これら関数形として表すと、

$$p = F(T, p_0, m_v, k, n, \gamma_w, S_r, m_w, z, l, N) \quad (7.1)$$

となる。これらの影響要因のうち、 T 、 p_0 、 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、地盤特性に依存するファクターである。 m_v 、 k 、 n は、相対密度と密接な関連がある。また、 k 、 γ_w 、 m_w 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要因である。本章では、第4章で述べた室内実験により得られた結果を整理して、いくつかの代表的な要因についてその影響を考察する。

7.2.1 波浪特性の影響

(1) 波数

式(4.5)の誘導にあたっては、波数の影響を無視しているが、この仮定の妥当性について検討する。図-7.1(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/p_0 の関係を示したもので、実験条件は表-4.2に示したとおりである。図-7.1によると、 p/p_0 の分布形状は波数 N が1~500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ることがわかる。図-7.2は、波数に対して p/p_0 の値の

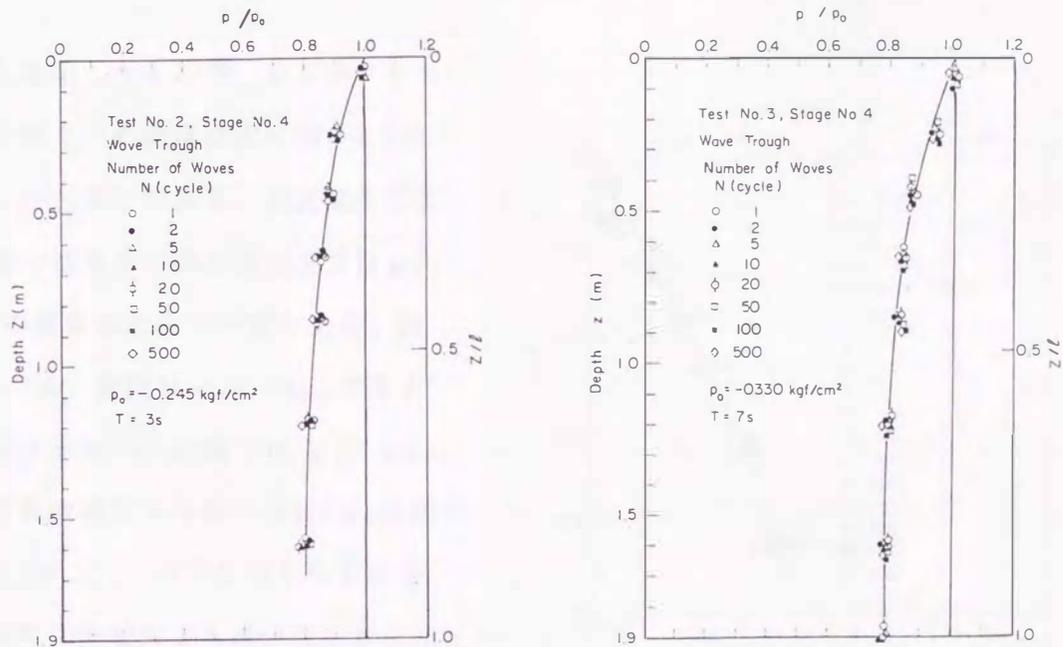


図-7.1(a) 波数と水圧比の深度分布

図-7.1(b) 波数と水圧比の深度分布

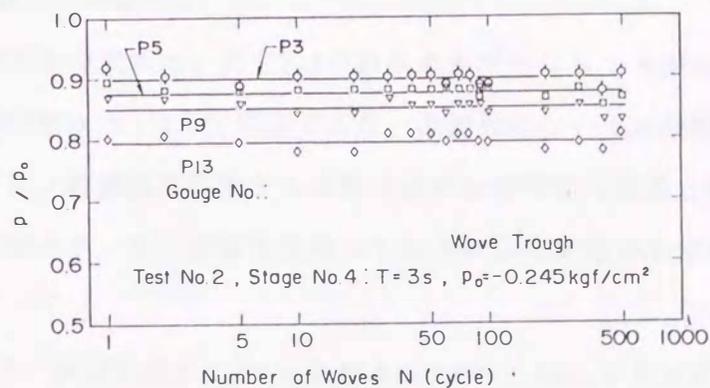


図-7.2 波数と各測定点の水圧比

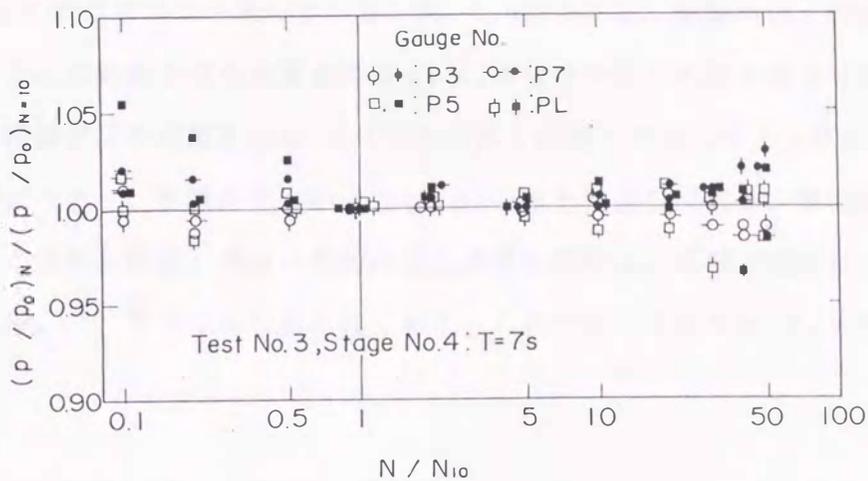


図-7.3 水圧比の変化率（黒印：波の峰、白印：波の谷）

変化を示したもので、P3～PLで表されている測定位置は図-4.6に示したとおりである。測定深度による違いはあるが同じ測定点では p/p_0 の値はほとんど一定である。図-7.3は、波数 $N=10$ (N_{10} で表す) における p/p_0 の値 $(p/p_0)_{N=10}$ 、と任意の波数 N における p/p_0 の値 $(p/p_0)_N$ の比を示したものであるが、波数による違いは小さく5%以下となっている。

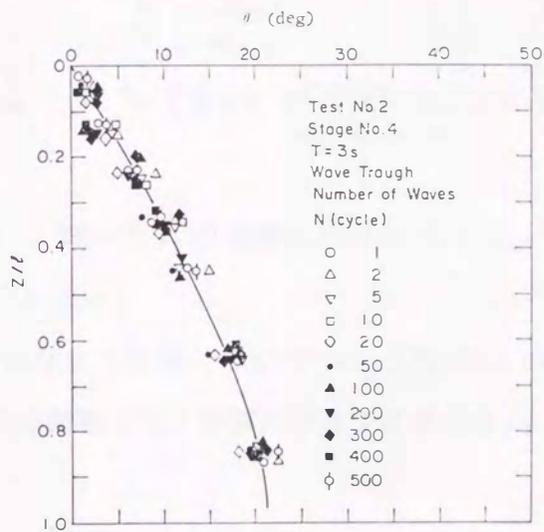


図-7.4 波数と位相差

図-7.4は、各波数ごとの波のピーク値の位相を調べたものである。図-7.4の結果にはややばらつきがあるが、波数の違いによる位相差は平均値から $\pm 2.5^\circ$ 程度であり、位相差についても波数の影響は非常に小さい。以上のように、地盤面に作用する変動水圧の伝播特性（減衰と位相差）には、波数の影響がほとんど現れず、その影響を無視してもよいことが明らかである。

(2) 周期

図-7.5(a)、(b)は、無次元深さ $z/l = 0.45$ と $z/l = 0.84$ における周期 T と水圧比 p/p_0 の関係を示したものである。図-7.5では、波数の影響がないことを考慮して、 p/p_0

の値は500波までの平均値を用いている。図-7.5によると、周期が15 s程度の比較的ゆっくりとした水圧の変動を受ける場合には p/p_0 の値はほぼ1に近くっており、地盤中の水圧 p は、地盤表面の変動水圧 p_0 とほとんど同じ変動をすると考えられる。一方、周期が15 s以下になると、周期が小さいほど p/p_0 の値も減少しており、地盤中の水圧の応答が低下することがわかる。周期が変動水圧に及ぼす影響は、式(4.12)において排水係数 $C = (k/\gamma_w m_v \iota^2) T$ として考慮されており、 C が小さくなると p/p_0 もそれに従って小

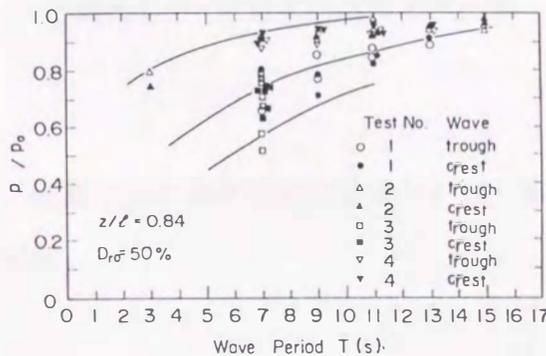
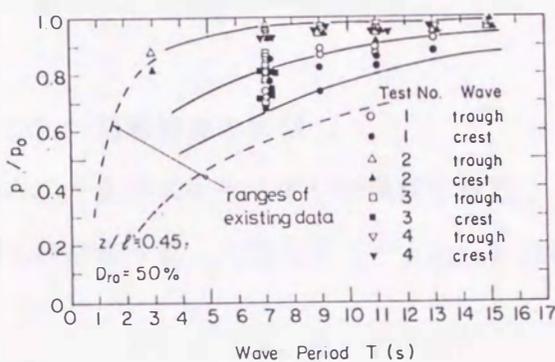


図-7.5(a) 周期と水圧比 ($z/l = 0.45$) 図-7.5(b) 周期と水圧比 ($z/l = 0.84$)

さくなることは4.2.3の解析例でも示したとおりである。 $(k/\gamma_w m_v \iota^2)$ および伝達係数 α が一定であれば、排水係数は周期のみの関数となり周期が小さくなると p/p_0 も減少することになる。

図-7.6は、各周期ごとの平均位相差 θ_{av} と周期 T の関係を示したものである。平均位相差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。

以上のことから明らかなように、波浪の周期は変動水圧 p の応答に大きな影響を及ぼす。

(3) 地盤面の変動水圧振幅

図-7.7は、地盤面の変動水圧振幅 p_0 と水圧比 p/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-7.7によると、無次元深度 z/l が0.84の場合にばらつきが大きくなるものの、 p_0 の値による p/p_0 の値の変化はほとんど見られない。このことは、 p と p_0 が正比例の関係にあることを意味している。微小振幅波を仮定すると、 p_0 は波高、波長、水深の関数であるから、これらの影響は p_0 を介して間接的に p に反映される。

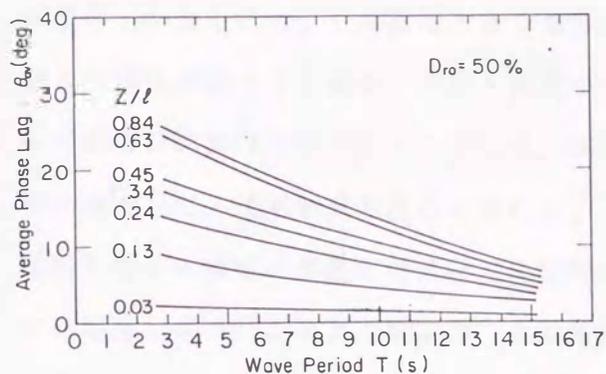


図-7.6 周期と平均位相差

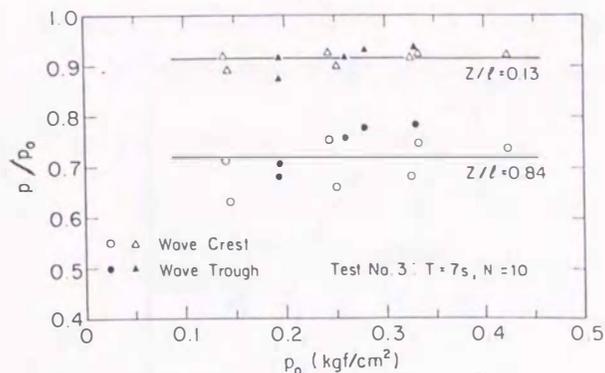


図-7.7 変動水圧振幅と水圧比

7.2.2 地盤特性の影響

一次元条件における微小振幅波を仮定すると、変動水圧に関する無次元式(4.12)から明らかのように、水圧比 \bar{p} ($= p/p_0$)は次の関数、

$$\bar{p} = G(\bar{T}, \bar{Z}, C, \alpha) \quad (7.2)$$

により表される。 \bar{T} 、 \bar{Z} が与えられているとすると、 \bar{p} は、それぞれ、式(4.8)および式(3.41)で表される無次元定数 C と α のみの関数となる。 C 、 α が \bar{p} に与える影響は、既に4.2で理論的に明らかにしている。そこで、ここでは、 C および α に影響する要因について考察する。なお、 C には波浪の周期 T が含まれるが、載荷速度を考慮した地盤全体の排水性を表すという意味で地盤特性に含めている。

(1) 相対密度と排水係数

透水係数 k と体積圧縮係数 m_v は地盤の相対密度 D_r によって変化する。透水係数は相対密度が増加するにつれて小さくなり、体積圧縮係数も相対密度の増大にともない減少する。したがって、排水係数 C は相対密度によって異なった値となる。 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。しかし、普通、 k/m_v は相対密度の増加に対して減少する傾向にある。波浪の作用によって相対密度が変化する場合、 C を一定とすることはできないが、液状化が発生する以前の状態では、相対密度の変化は比較的小さいことから、 C を一定とみなすことができると考えられる。

(2) 層厚と排水係数

排水係数は $(1/l^2)$ の関数でもある。透水層厚 l が薄い場合、 C の値は大きくなり地盤の排水性が良くなる結果、 \bar{p} は 1 に近づく。すなわち、地盤は液状化しにくくなる。実際の問題として、透水層厚を決めるさいに、土層断面図から明確に不透水境界面を決定できない場合が多い。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ることになる。ただし、図-7.8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 C を過大評価したことになり p/p_0 の正しい値は得られない。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。

(3) 飽和度と伝達係数

伝達係数 α が式(4.24)で表されるとすると、 α は飽和度 S_r および n/m_v 、 m_{w0} 、 p_{mg} の関数である。 $m_{w0} = 48 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 、 $p_{mg} = 1.033 \text{ kgf/cm}^2$ として、 α と S_r の関係を描いたものが図-7.9である。図-7.9に示すように、 α は n/m_v によって異なるが、特に留意すべき点は、 n/m_v が大きい場合、飽和度が 100% 近くなると、 α の値が極めて飽和度に敏感になることである。したがって、飽和度から α を求める場合には、飽和度の測定精度を高める必要がある。

7.3 液状化の予測方法

7.3.1 解析フロー

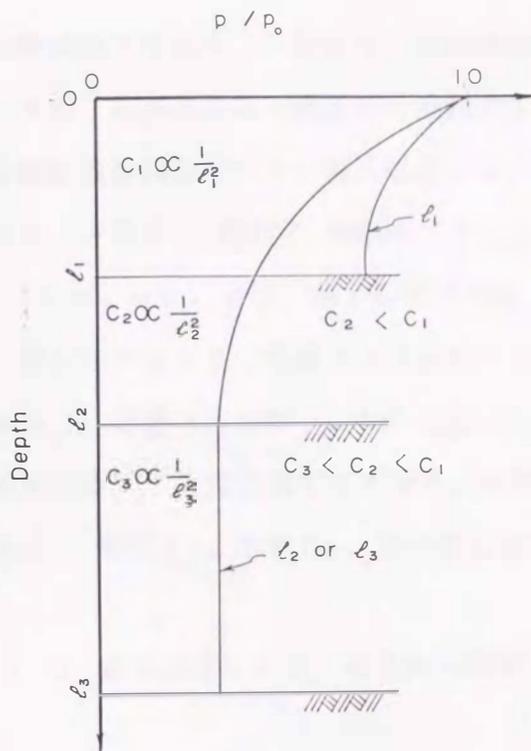


図-7.8 層厚と排水係数

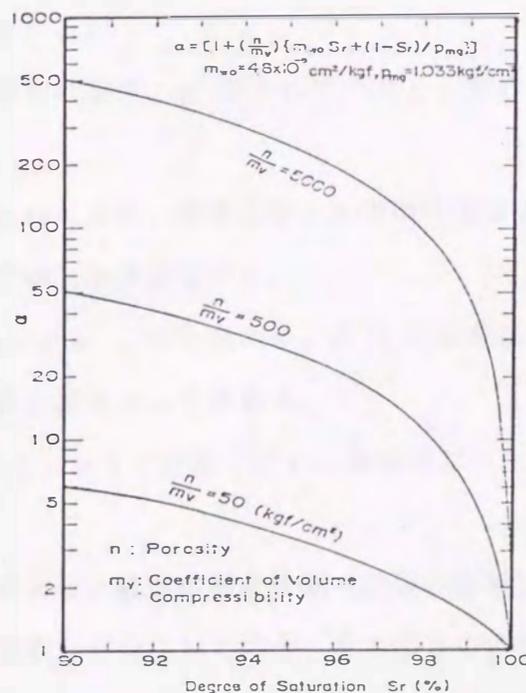


図-7.9 飽和度と伝達係数

図-7.10に液状化予測のための解析フローを示す。

①底面水圧変動 p_b については、観測値があれば理想的であるが、一般には、対象地点で波浪観測データを得ることはかなり困難である。また、不規則な水圧波形を時系列的に予測することも不可能である。そこで、対象地点近傍の波浪観測データを統計処理して、代表的な荒天時の波浪を、波高によって n 段階に分け、波高 H_i 、周期 T_i を推算する（山崎ほか；1989）。各段階 i の波群 $W_i [H_i, T_i]$ ($i = 1 \sim n$) では、微小振幅波を仮定する。この仮定は、波を取扱う場合に一般に広く用いられており、実務上は許容される。既に、第2章で述べたように、微小振幅波理論によると、底面水圧変動 p_{bi} は、式(2.1)により変動水圧振幅の関数として比較的簡単に求められる。一次元空間で考えると、変動水圧振幅を求めるために必要なパラメータは、波高 H_i 、周期 T_i 、水深 h_i 、水の単位体積重量 γ_w である。

②解析に必要な入力定数（排水係数 $C_i = C_v T_i / l^2$ 、伝達係数 α ）は、現地から採取した試料を用いて別途室内試験を行って決定する。

③ p_{bi} 、 C_i 、 α より、海底地盤中の変動水圧 p_i は式(4.12)により計算される。境界条件については、不透水層までの砂層厚 l を決定しなければならないが、土層断面図や土質試験結果から明確に定めることができない場合には、図-7.9で説明した方法で適切な砂層厚を決定する。変動過剰間隙水圧による液状化現象は、海底地盤表層部に発生することから、このような方法を用いても実務的には許容される。

④ C_i 、 α 、 l を用いて式(4.12)を解くと p_i が得られるが、 p_i と先に求めた p_{bi} から、変動過剰間隙水圧 ($p_i - p_{bi}$) の分布を計算する。

⑤静穏時の有効土被り圧 σ'_{vo} は、式(4.4)で表されるから、海底地盤の水中単位体積重量 γ' および地盤面上の載荷重による有効鉛直応力 σ'_v から算定する。

⑥液状化の判定は、④と⑤で求めた ($p_i - p_{bi}$) と σ'_{vo} の分布から、式(4.3)の液状化規準を適用して行う。また、両者を比較して液状化深さ d_{li} を求める。

⑦各段階の波群 $W_i [H_i, T_i]$ について、 $i = 1 \sim n$ まで計算を行い、各波高ごとに液状化深さを求める。

⑧以上の検討は、波数1波のときであるが、実際には、波浪の継続時間（波数の影響）を考慮する必要がある。このときの方法として、液状化が発生した場合、その深さの砂粒子がすべて運び去られると仮定して、水深 h_i を液状化深さだけ増加させ①から⑥の作業を繰り返す。深度が大きくなると、底面水圧変動の影響が小さくなり最終的には液状化し

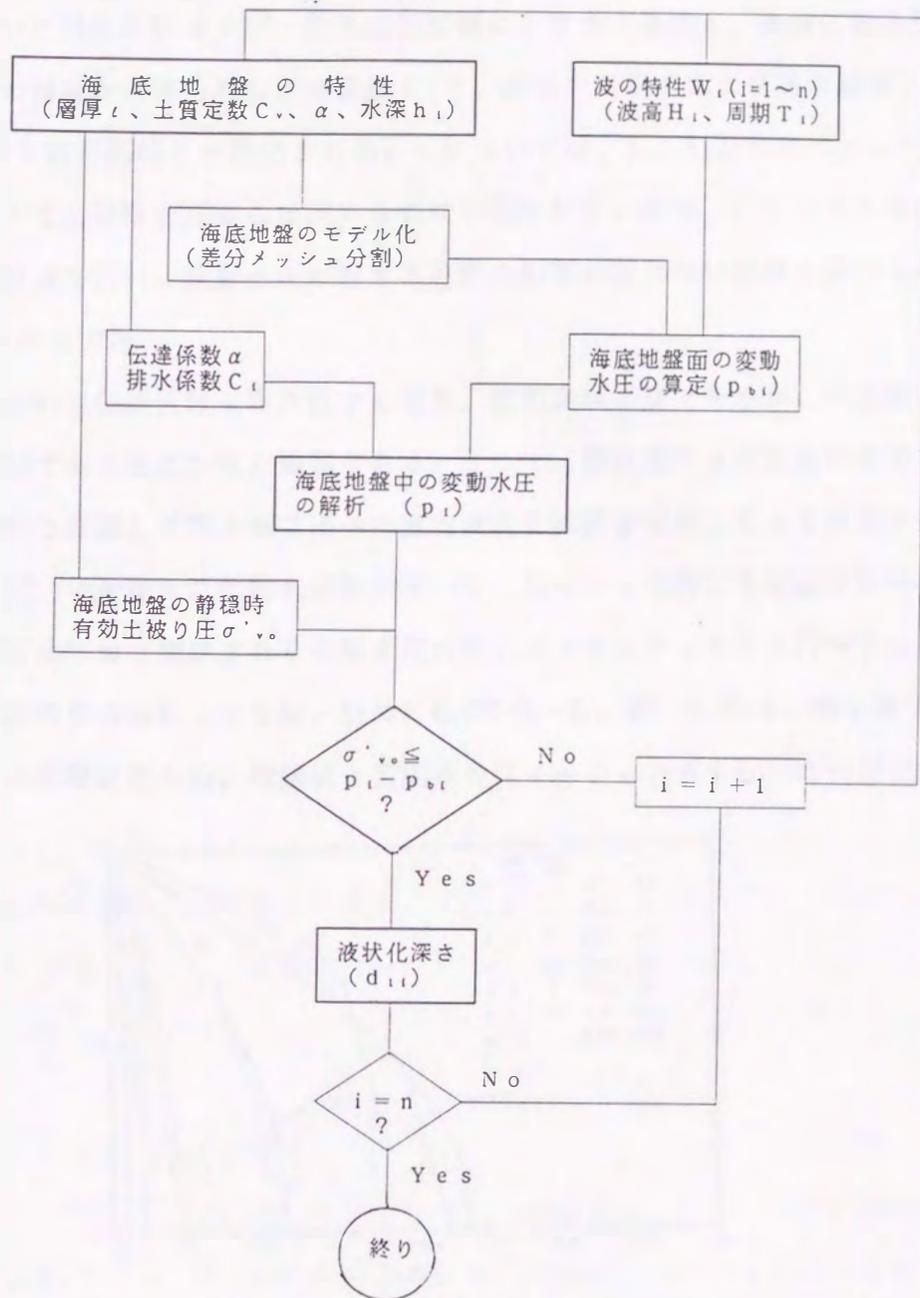


図-7.10 変動過剰間隙水圧による液化化解析フロー

ない水深が得られる。この水深を液化化限界水深とする。この検討は、液化化にともなう砂の移動という観点では、最も安全側の結果を与えることになる。

7.3.2 排水係数および伝達係数の決定方法

(1) 排水係数の決定方法

現地試料を用いた透水試験および一次元圧縮試験により透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v を測定する。この結果から得られる圧密係数 C_v と、波浪の周期 T および透水層厚 l から式 (4.8) を用いて排水係数 C が決定される。 l については、7.2.2(2) で述べたように、透水層厚が大きくて土層断面図からは決められない場合が多いので、このような場合には l を仮定して試算を行い、変動水圧に対する層厚の影響が現れない層厚を決める。

(2) 伝達係数の決定方法

式 (4.24) を用いて伝達係数 α を決定する場合、飽和度が必要であるが、原地盤の飽和度を精度良く測定することはかなり困難である。そこで、原地盤の α の実用的な決定法として、原位置試料を採取して第4章で述べた室内液状化試験を実施して α を決定する。この方法は、7.3.2(1) で決定された排水係数を用いて、種々の α に対する変動水圧分布を理論的に求め、液状化試験で測定される変動水圧分布とのフィッティングを行って α を決定するもので、具体的な方法については、既に6.6.2で述べた。図-7.11は、第4章で述べた標準砂を用いた実験結果から、理論値と実測値のフィッティングを行った一例である。

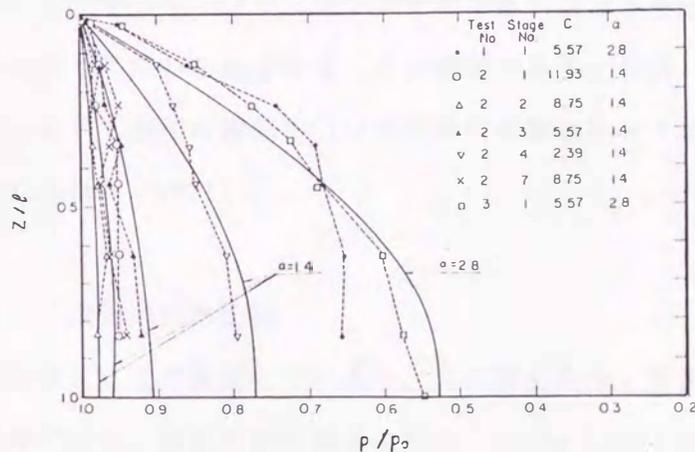


図-7.11 水圧分布のフィッティング

図-7.12は、このようなフィッティングにより決定した α の値の頻度を示したものであるが、平均値 α_{av} をみると相対密度による違いはみられない。また、図-7.12によると、 α の値は1.3~2.8の範囲にありばらつきが大きい。この理由は、本実験の各試験ケースによって、厳密には砂地盤の飽和度が同一でなかったことによるもので、飽和度が一定であれば α のばらつきはもっと小さくなると予想される。図-7.13は、各試験ケースで水圧载荷

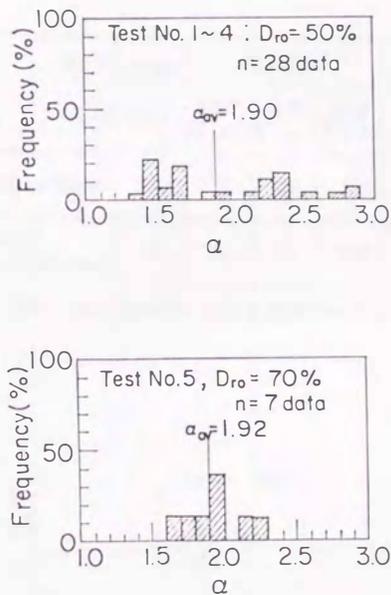


図-7.12 伝達係数の頻度

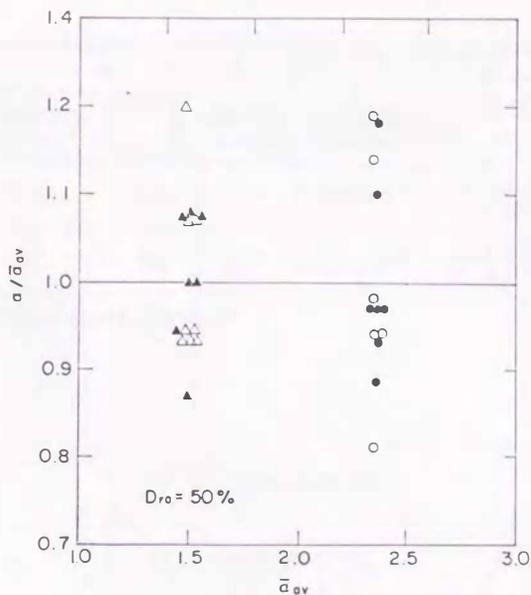


図-7.13 伝達係数のばらつき

ステージのみが異なる（地盤の飽和度は一定）場合の α を、各試験ごとの平均値 $\bar{\alpha}_{av}$ からのばらつきで示したものである。この場合、個々のステージで得られる α は、平均値 $\bar{\alpha}_{av}$ の $\pm 20\%$ 内にある。したがって、フィッティングによる方法で α を決定するにあたっては、飽和度が変わらないように試料を輸送することが重要である。なお、このような方法とは別に、直接、現地において水圧の観測を行い荒天時の変動水圧を予測しようとする試みも行われている（Nakataほか；1991）。

7.4 一次元解析と二次元解析の比較

図-7.14(a)、(b)は、ここで提案している一次元の解析手法と既往の二次元解析手法との比較を行った結果である。既往の解析例としては、Okusa (1985)の報告にある事例を用い、この解析と同一の入力条件を設定した。表-7.1に入力条件を一括して示す。解析法の大きな相違は、著者の解析は、非連成解析 (Uncoupled analysis) であり、鉛直方向の流れのみを考慮し水平方向の流れを無視している点にある。図-7.14(a)、(b)に示した著者の解析結果は、次のようにして求められている。まず、任意の位相 ωt における液状化深さを図-7.15(a)、(b)に示すようにして一次元的に求める。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 : 静水面からの高さ) に対応した液状化深さを求める。

表-7.1 入力条件

ケース	条件 水深 h (m)	波浪条件			水圧変動幅 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)	水中単位重量 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 ⁻¹	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

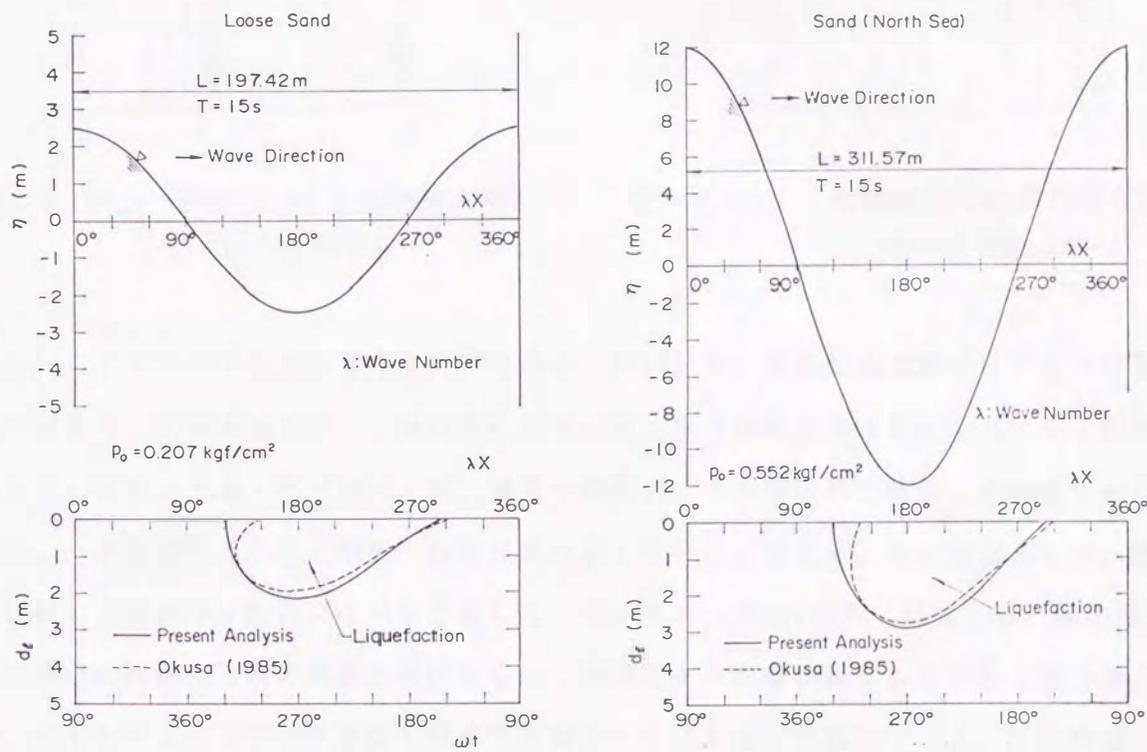


図-7.14(a) 液状化領域 (Loose Sand) 図-7.14(b) 液状化領域 (North Sea Sand)

この場合、たとえば、図-7.14(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 での液状化深さを対応する λx に対して描くと二次元的な液状化領域が得られる。

図-7.14(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しており、水平方向の流れが無視できる程

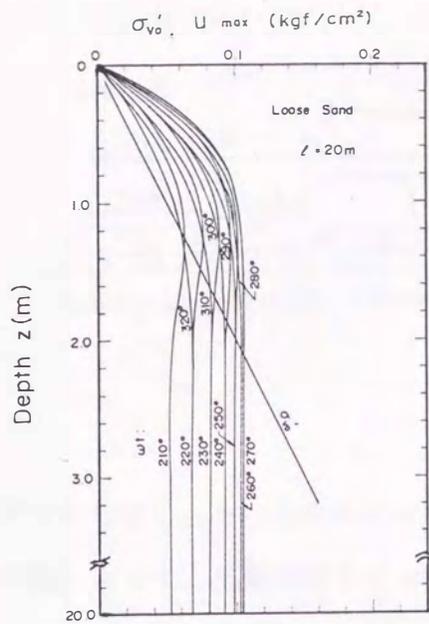


図-7.15(a) 有効応力と過剰間隙水圧
(Loose Sand)

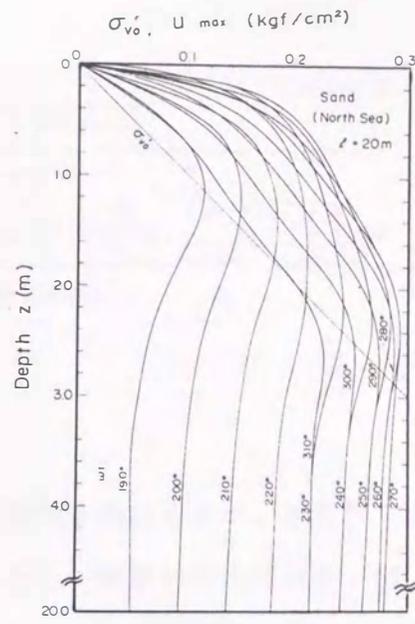


図-7.15(b) 有効応力と過剰間隙水圧
(North Sea Sand)

小さいことを示唆するものである。清水ほか(1986)は、海底地盤表層部における変動水圧に関する二次元観測を行い、鉛直方向の流れが水平方向の流れよりも卓越すると報告している。また、三浦・林(1991)は、著者の観測データを理論的に解析し実測値との比較から、一次元解析と二次元解析の結果の差は全くないことを示し、その理由として、層厚に比較して波長が十分長いためと推測している。なお、Sakaiほか(1990)は、微小振幅波の場合には鉛直方向の運動が卓越するが、碎波のような峰が鋭く谷が平坦な波の場合には、水平方向と鉛直方向の運動の両者を考慮すべきであると指摘している。この相違点については、さらに二次元の現地観測を実施して確認する必要があると考えられる。

7.5 予測法の現地への適用

7.5.1 解析の対象

離岸堤を構成する異形ブロックが、経年的に砂地盤中に沈み込んだ例が報告されている(西田ほか;1985)。この原因として、局所洗掘や砂の吸出しがあげられているが、砂地盤中への異形ブロックの沈み込みのメカニズムは、必ずしもこれらの原因だけでは説明できない。そこで、ここでは、ある潜堤モデルを対象として、主として海底地盤の液状化という観点から、その安定性に関する事例解析を行う。本節では、図-7.16のような潜堤モ

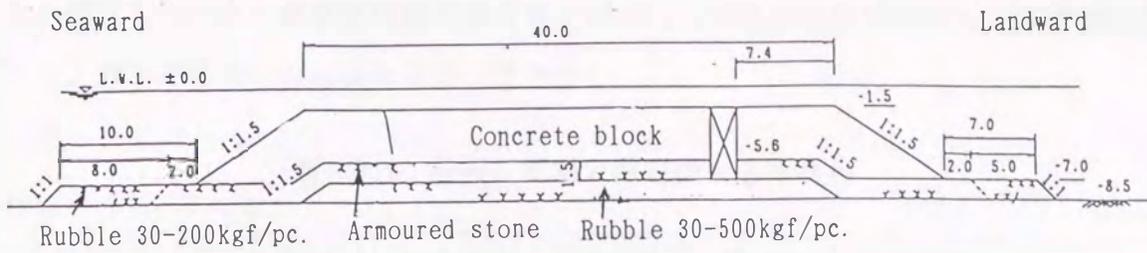


図-7.16 潜堤モデル

デルを想定し、その安定性について地盤の液状化の観点から検討するが、定量的な取扱が可能ないように、現象を以下のように単純化する。すなわち、潜堤の安定問題を、図-7.17に示すように、主要な3つのパターンに大別した。その1つは、離岸堤の全体の安定（領域IとII）、2つは、離岸堤法面の安定（領域I）、3つは、離岸堤内（領域II）の安定問題である。このモデル断面について、従来の設計法にもとづく静的な円形すべり計算を行った結果では、上記3パターンとも十分な安全率を有している。領域IIにおいては、離岸堤表面に作用する変動水圧が非線形的になることや、既往の調査による離岸堤の変状をみると、マウンド法先部が洗掘されている例が多いことなどから、ここでは、領域Iのマウンド法先部地盤に限定した液状化現象について検討を行う（善ほか；1990）。

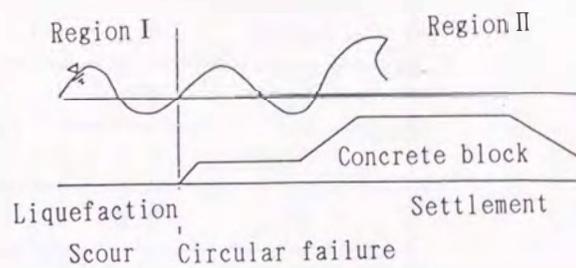


図-7.17 対象地盤

7.5.2 解析条件
解析では2タイプの離岸堤モデル（A-1およびA-2）を対象とし、解析条件を以下のように設定した。

(1) 波浪条件

解析では2タイプの離岸堤モデル（A-1およびA-2）を対象とし、解析条件を以下のように設定した。

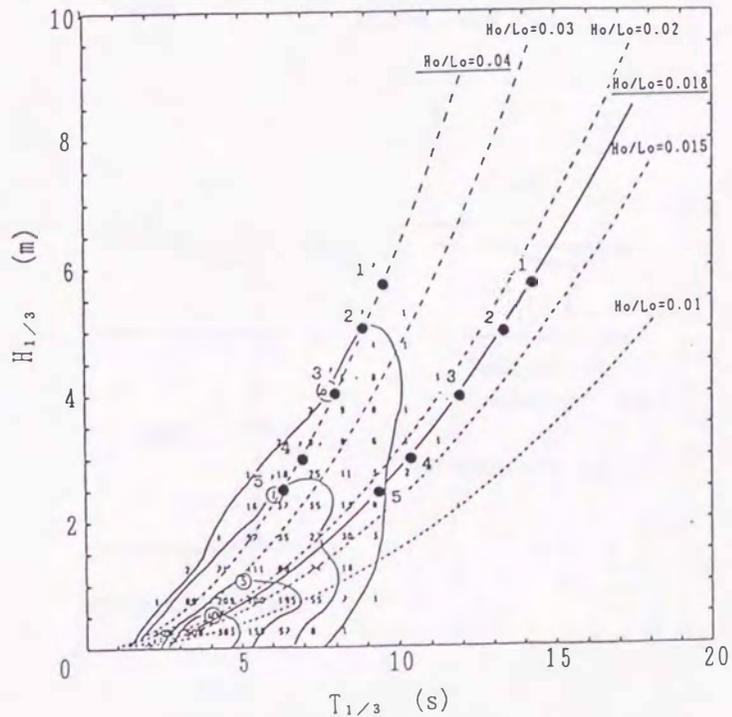


図-7.18 有義波高、周期の結合分布

設計波高および周期： $H_{1/3} = 5.7\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 14.2\text{s}$ （50年確率）、入射角： $\beta = 0^\circ$
 とし、図-7.16に示す離岸堤設置地点の $H_{1/3}$ と $T_{1/3}$ の結合分布から表-7.2の波群を想定した。解析では微小振幅波を仮定している。

表-7.2 波高、周期と海底面の水圧振幅

番号 i	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	波高* H (m)	周期 T (s)	水圧振幅** p_0 (tf/m ²)
1	5.7	10.3	14.2	4.85
1'			9.5	4.31
2	5.0	9.0	13.2	4.17
2'			9.0	3.70
3	4.0	7.2	11.8	3.24
3'			8.0	2.76
4	3.0	5.4	10.2	2.29
4'			7.0	1.89
5	2.5	4.5	9.3	1.88
5'			6.3	1.41

注) * $H = 1.8 H_{1/3}$ 、**上段：波形勾配 $H_0/L_0 = 0.018$
 下段： $H_0/L_0 = 0.040$

(2) 地盤条件

対象となる離岸堤周辺部の地盤条件は、図-7.19に示すとおりで、粘土層を不透水境界として層厚 l を決めた。A-1モデルの l は20.5m、A-2モデルでは、粘土層が比較的浅い層に存在するケースであり l を2.0mとした。砂層の水中単位体積重量 γ' は 1.0tf/m^3 とした。また、この地点の水深は、工事用基準面(D.L.)から -8.5m としている。

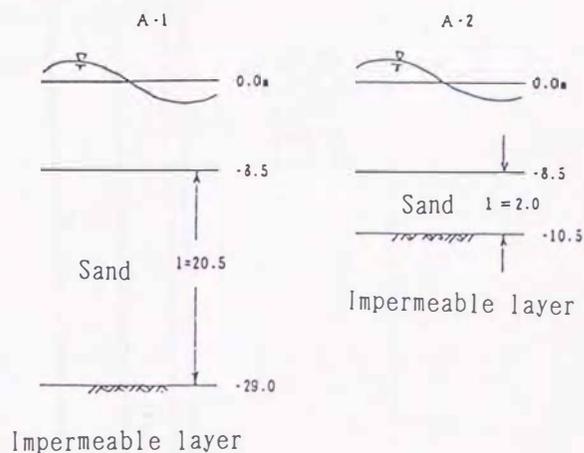


図-7.19 地盤の層構成

(3) 土質特性

室内液状化試験結果と現地観測および解析結果を参考に、伝達係数 α を2.0とした。排水係数 C は、圧密係数 C_v 、層厚 l のほかに、波の周期 T の関数でもあるので、図-7.18の結合分布を参考にして、波形勾配が0.018と0.04の場合について解析した。排水係数の一覧を表-7.3に示す。

表-7.3 排水係数一覧

	波の番号									
	1	2	3	4	5	1'	2'	3'	4'	5'
$\Lambda-1$	0.036	0.033	0.030	0.026	0.023	0.024	0.023	0.020	0.018	0.016
$\Lambda-2$	3.8	3.5	3.1	2.7	2.5	2.5	2.4	2.1	1.9	1.7

注) 圧密係数 $C_v = 1.06 (m^2/s)$
 層厚 $l = 20.5m (\Lambda-1)$, $l = 2.0m (\Lambda-2)$
 波形勾配 $H_w/L_w = 0.018 (1 \sim 5)$, $H_w/L_w = 0.040 (1' \sim 5')$

7.5.3 解析結果および考察

(1) 波浪による応力変動

解析により求まる地盤中の有効土被り圧の変動 $(p_0 - p)$ を、海底面に作用する変動水圧振幅 p_0 で無次元化した値 $(p_0 - p)/p_0$ の深度分布の一例を図-7.20に示す。

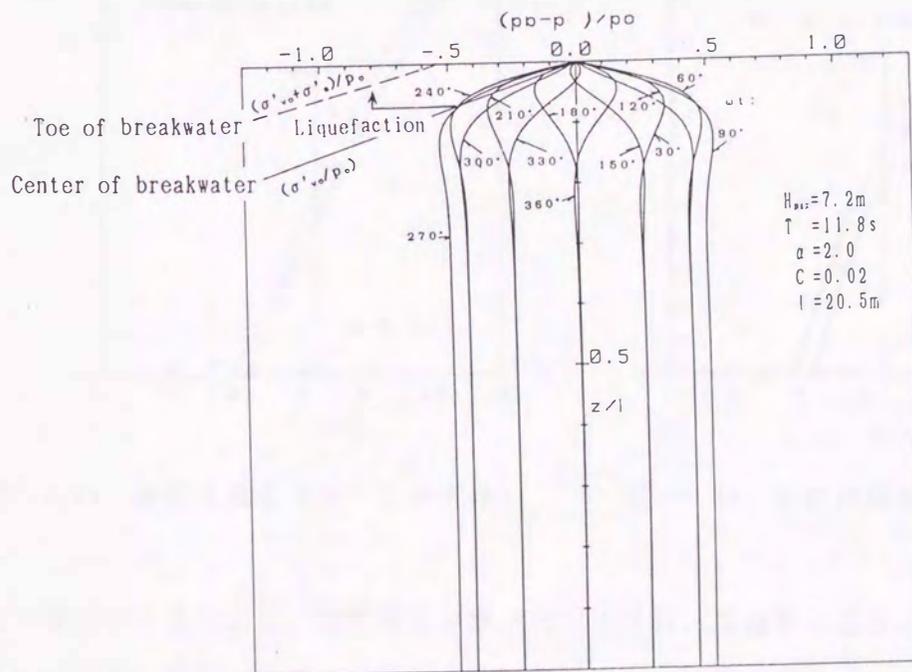


図-7.20 応力変動と液状化

提案した液状化規準によると、このような有効土被り圧の変動量が、静穩時の海底地盤中の有効土被り圧を越えたところで液状化が発生することになる。したがって、法先部地盤のように上載荷重がない場合には、0.24m以浅で液状化が発生すると考えられる。ただし、図-7.20の破線で示すように、捨石や異形ブロックなどの上載荷重による抑え効果が十分期待される場合には、静穩時の有効土被り圧が大きくなるから、地盤の液状化は発生しなくなる。

(2) 液状化深さ

各波群に対して図-7.20のような図を作成し液状化深さ d_l を求め、波高 H に対してプロットしたものが図-7.21である。図-7.21によると波形勾配の影響はそれほど大きくは現れていない。また、波高が4 m程度以下の波に対しては海底地盤は液状化しないことが明らかである。図-7.21には、波高が10.3mまでの結果が示されているが、潜堤前面水深8.5mの地点の最大波高は、規則波の碎波限界波高から推定すると6.5m(波形勾配が0.018のとき)となるから、最大液状化深さは、このときの波に対して1.0m程度となる。

図-7.22は、A-2モデルにおける液状化深さを示している。この場合も、図-7.21と同様な結果が得られているが、液状化深さは1.3m程度となる。したがって、4 m程度

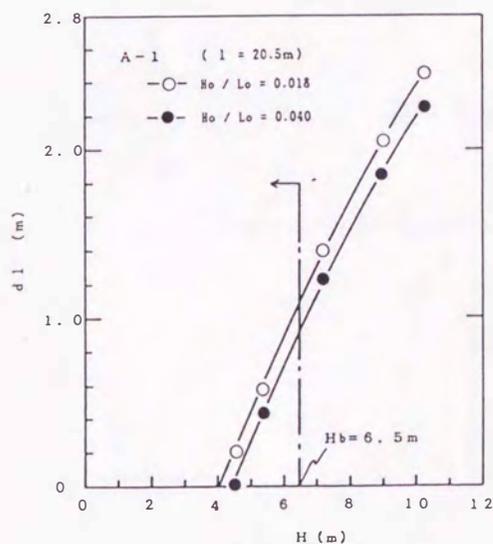


図-7.21 液状化深さ (A-1モデル)

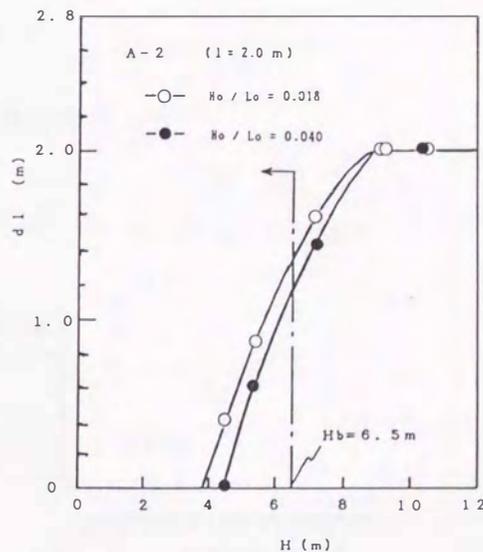


図-7.22 液状化深さ (A-2モデル)

以上の波が来た場合には、法先地盤が液状化して捨石が地盤中に沈み込み潜堤が変状する可能性がある。捨石が地盤中に広がると地盤を押える捨石の効果がなくなり、潜堤の変状は、長期的に徐々に堤中央部分に波及していくと考えられる。

(3) 液状化範囲および潜堤の安定性

図-7.23は、図-7.20のケースについて、1波長分の波に対する地盤の液状化範囲を示したものである。図-7.23では、波の谷が法先部の位置にあるときの結果を示している。捨石下部地盤の有効土被り圧は、捨石による上載荷重を考慮しているが、水圧の伝播は捨石による影響を無視し、捨石がないものとして解析している。図-7.23より明らかなように、潜堤法先地盤のかかなりの範囲で液状化が生じる結果が得られる。

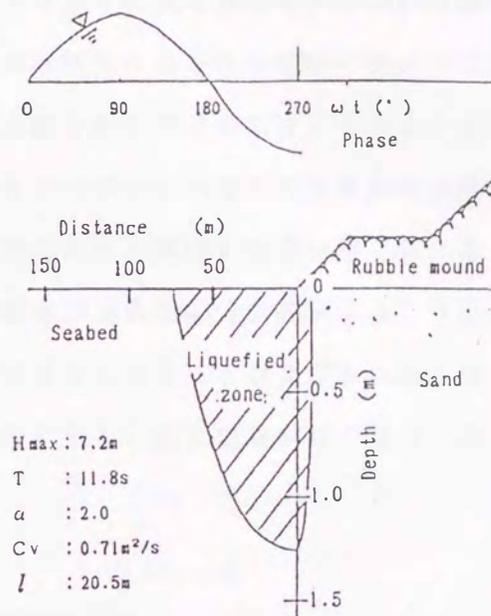


図-7.23 液状化領域

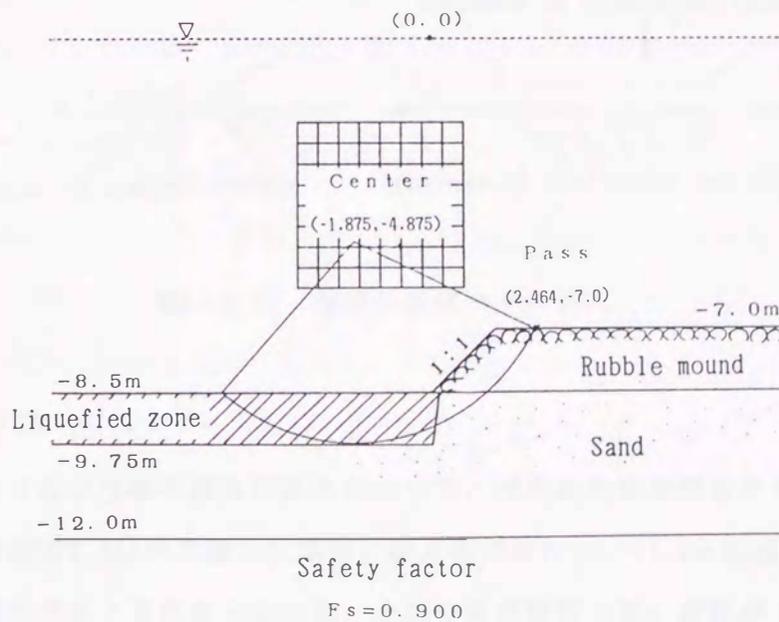


図-7.24 液状化を考慮した円形すべり計算

海底地盤が液状化すると、液状化した地盤の強度は0となることから、付近の捨石等は液状化地盤の方へ向って沈み込むことが考えられる。そこで、液状化領域のせん断強度を0として、捨石部の円形すべり計算を行った結果が図-7.24である。図-7.24によると、円形すべりに対する安全率は0.9となっており、明らかに捨石法部で破壊が生じることがわかる。ただし、安全率が低下するのは正の過剰間隙水圧が発生する波の谷あたりであり、波の峰付近では逆に負の過剰間隙水圧が発生するから安全率は大きくなる。捨石はこのような地盤特性の変動によって徐々に沈み込んでいくいわば進行性破壊（変状）のパターンをとると考えられる。この液状化にともなう変状パターンを描くと図-7.25のようになる。海底地盤の液状化は有効土被り圧に大きく依存するから、上載荷重の大きな潜堤本体下の地盤の液状化抵抗力は大きい（ブロックなどの自重が十分地盤に伝わる場合）と考えてよい。したがって、土質工学的にみた潜堤の弱点は法先部にあると考えられ、図-7.25のように、法先部の液状化の影響が堤本体部分に波及することによって、捨石、ブロック等が沈下・分散し機能を維持できなくなることが想定される。また、沈下・分散によりブロック等が個々に地盤中に埋没すると、抑え効果がなくなり、さらに沈下が進行することにな

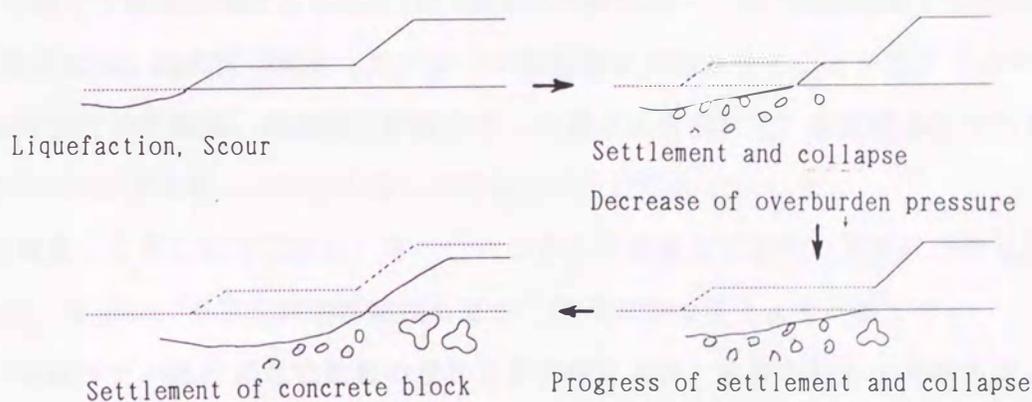


図-7.25 潜堤の変状パターン

る。

以上、波浪による海底地盤の液状化深さについて、潜堤法先部地盤をモデルとして解析を行ったが、堤前面で6.5mが来襲した場合、法先部では1.1m～1.6m以浅の海底地盤において液状化現象が発生する結果となった。上記の事例解析では、波数が1波のときのみを取り扱っているが、液状化した砂がすべて流出すると仮定して限界の液状化深さを求め

ると数mのオーダーになる。このことは海底地盤面がそれだけ低下することであり洗掘を意味する。当然のことながら、洗掘は砂の流出量と流入量の差によって決るものであるから、液状化領域と洗掘の範囲とは同じではない。しかし、液状化領域は洗掘範囲を判断する一つの重要な指標となる可能性がある。

7.6 本章の結論

本章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に及ぼす影響要因を整理し、特に、液状化に支配的な要因を選びだしてその予測法を提案した。提案方法を用いて、潜堤法先地盤の液状化解析を行った。得られた結論は以下のとおりである。

(1) 海底地盤中の変動水圧は、周期および海底面上の変動水圧により影響を受けるが、波数による影響は無視しうるほど小さい。

(2) 微小振幅波を仮定すると、海底面の変動水圧振幅で地盤中の変動水圧を無次元化した値は、新たに定義した地盤の排水係数と伝達係数のみにより支配される。

(3) 排水係数および伝達係数の決定方法について示したが、排水係数の決定にあたっては、海底地盤の透水層厚を適切に評価することが重要である。また、伝達係数は飽和度の影響を極めて敏感に受けることから、原位置試料を用いて室内実験により伝達係数を測定する場合には、飽和度が変化しないように実験室まで輸送することが重要である。

(4) 液状化の予測は、海底面の変動水圧、地盤中の変動水圧、海底地盤の有効土被り圧を用いて行われるが、これらを用いた液状化の予測手順を示した。

(5) 提案した液状化予測法は、水平方向の流れを無視した簡便な非連成二次元解析法であるが、得られた液状化範囲は既往の連成二次元解析結果とよく一致した。

(6) 潜堤モデル法先部海底地盤の液状化事例解析では、波高が約4mを越えると法先部地盤に液状化が発生し、潜堤の一部がすべり破壊を起こすことが示された。また、この破壊は進行性破壊のパターンをとることが予測される。

(7) 海底地盤の液状化領域と洗掘の領域とは同じではないが、液状化領域は洗掘範囲を判断する一つの重要な指標となる可能性がある。

参考文献

- 1) 西田仁志、山口 豊、近藤豊次、清水謙吉 (1985) : 孔間弾性波法による離岸堤の埋没

- 状況に関する考察、第32回海岸工学講演会論文集、土木学会、pp.365-369.
- 2) Madsen, O. S. (1978) : Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.155-164.
 - 3) 三浦均也、林 正幸 (1991) : 海底地盤中の間隙水圧変動の解析 - 原位置観測との比較 -、第46回年次学術講演会講演集、第3部、土木学会、pp.244-245.
 - 4) Nakata, H., Suzuki, M. and Kitayama, M. (1991) : Observation on fluctuations of pore water pressure under high wave conditions, *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development*, Vol.1, pp.615-620.
 - 5) Okusa, S. (1985) : Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.35, No.4, pp.517-532.
 - 6) 酒井哲郎、畑中克也、間瀬 肇 (1990) : 波浪による砕波帯海底面近くの地盤の挙動、*海岸工学論文集*、第37巻、土木学会、pp.733-737.
 - 7) 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.
 - 8) Yamamoto, T. (1977) : Wave-induced instability in seabeds, *Proceedings of the ASCE Special Conference, Coastal Sediments*, pp.898-913.
 - 9) 山崎浩之、善 功企、加賀谷宏基 (1989) : 波浪による防波堤基礎地盤の沈下に関する研究、*海洋開発論文集*、Vol.5、土木学会、pp.91-95.
 - 10) 善 功企、山崎浩之 (1990) : 波浪による液状化にともなう離岸堤の変状に関する考察、*海洋開発論文集*、土木学会、Vol.6、pp.223-228.

第8章 被災防波堤基礎地盤の液状化解析

8.1 序説

残留過剰間隙水圧に起因する液状化について、北海のエコフィスクタンク基礎地盤を対象に、いくつかの研究が報告されている。Lee and Focht (1975) は、繰返し三軸試験装置を用いて実験的に液状化の可能性を調べた。また、Clausenほか (1975)、Lee (1976) は、同タンク基礎地盤中の過剰間隙水圧を現地観測により測定した。同じく、Rahmanほか (1977) は、海底地盤の排水性を考慮して、有限要素法により液状化ポテンシャルを解析した。これらの研究では、エコフィスクタンク基礎地盤の波浪による液状化の可能性は小さいという結果が報告されている。この理由は、北海の海底地盤の相対密度が100%近くあり極めて密な地盤であること、また、排水性も良いことなどによると考えられる。

一方、緩く堆積した砂層が粘土層に挟まれているような場合には、液状化の可能性が否定できないことは、第5章で述べた模型実験結果からも明らかである。そこで、本章では、冬季風浪によって被災した捨石式混成防波堤を対象に、防波堤基礎地盤中の残留過剰間隙水圧の解析を行い、液状化の可能性と被災原因についての考察を行う。

8.2 防波堤の被災概況

1976年10月、日本海を通過した低気圧による異常波浪により、いくつかの港湾で防波堤などが被災した。新潟港においても建設中の第二西防波堤の一部に被害が発生した (森平ほか; 1978)。写真-8.1は、堤体の傾斜および上部工の破損状況を示す。図-8.1は被災後の防波堤断面のうち、被災程



写真-8.1 堤体、上部工の被災状況 (右が港外側)

度の激しかったケーソンを中心に、隣り合う8個のケーソンの変状を重ねて示したものである。ケーソンは最大で4.5m陸側へ移動し、同時に、海側へ20°傾いている。しかし、港外側の捨石マウンド部では、顕著な変状は見られていない。図-8.1に示すケーソンの移動状況からすると、ケーソンの滑

動や転倒の可能性は小さく、被災原因は基礎地盤のすべり破壊に関連していると推定される。

8.3 波浪および地盤状況

被災の直接の原因となった海象および気象状況を図-8.2に示す。気圧、風速、風向、潮位は、新潟港の入口の信濃川河口の観測所で記録されたもので、波浪状況は、

被災防波堤から約2 km沖合いの水深-23mの地点で観測されたものである。図-8.3に記録された波形の一部を示している。観測点における最大波高 H_{max} は10m、周期 T_{max} は13.5秒、有義波高 $H_{1/3}$ は6.72m、 $T_{1/3}$ は13.6秒で、10月29日の22時に最大波高が現れている。波高の浅水変形（浅水係数 0.95）を考慮した換算沖波波高 H' は7.1mである。表-8.1は、設計時の波浪条件（50年確率波）と被災時に観測された波浪条件を比較した結果であるが、波向以外は両者ともほとんど同じ波浪条件となっている。

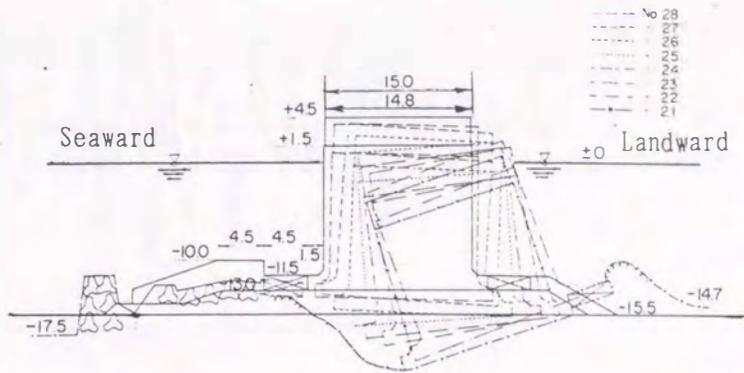


図-8.1 被災断面（左が港外側）

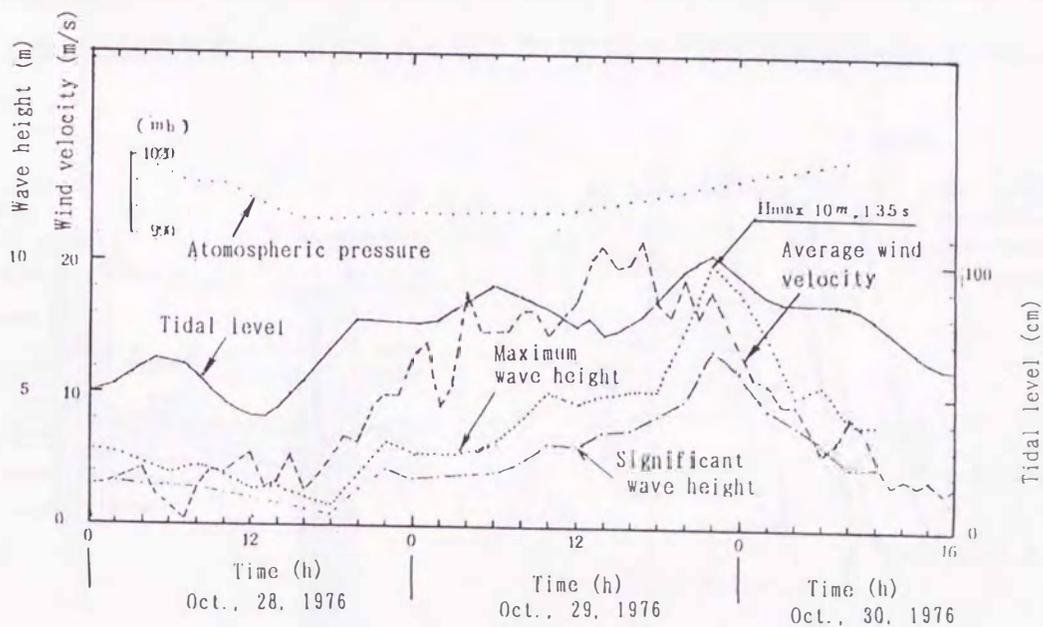


図-8.2 気象および波浪状況（1976年10月28日～10月30日）

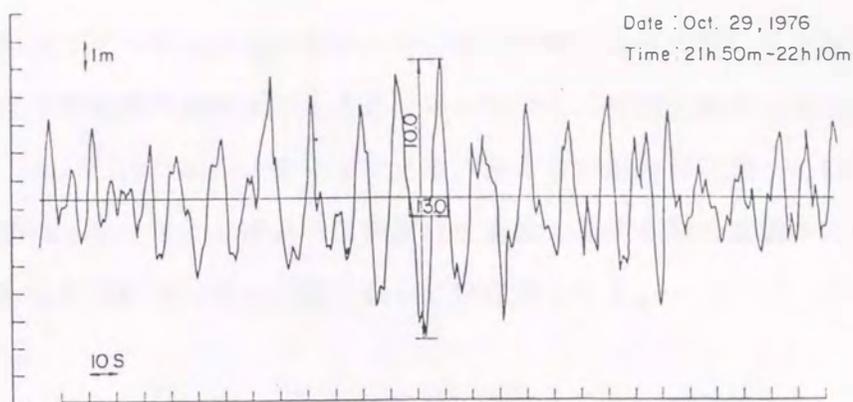


図-8.3 観測波形記録

被災後の土質調査結果によると、この地点の海底地盤は、非常に複雑な地層構成になっており、図-8.4に示すように薄い砂層とサンドシームを挟むシルト層との互層となっている。図-8.4は、被害の激しかった箇所の防波堤法線直角方向の土層断面であるが、上部砂層 (A_{s1}) のN値は、5~10、シルト・砂互層 ($A_{s,c}$) のN値は、砂の部分が10~20、シルトの部分が0~5である。下部砂層 (A_{s2}) では、その上部のN値が平均で約18、下部で約25程度である。図-8.5は、捨石層下部および原地盤から採取された乱さない試料の一軸圧縮強度を示している。シル

表-8.1 設計時・被災時の波浪

	設計時	被災時
有義波高 (m)	7.1	7.1
有義波周期 (s)	13.0	13.0
波 向	N40° W	N64° W
潮 位		
H. W. L. (m)	+0.8	+0.7
L. W. L. (m)	0.0	0.0

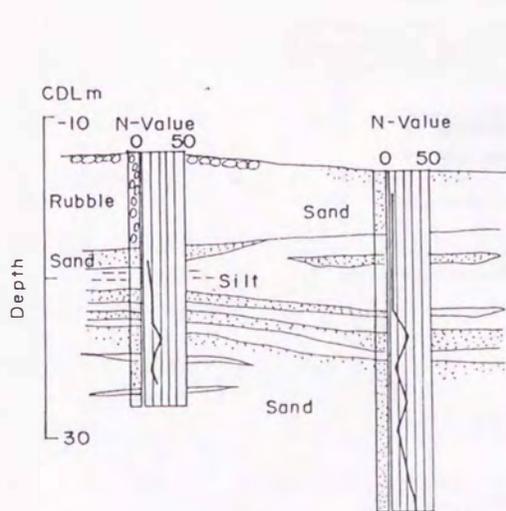


図-8.4 土層断面図

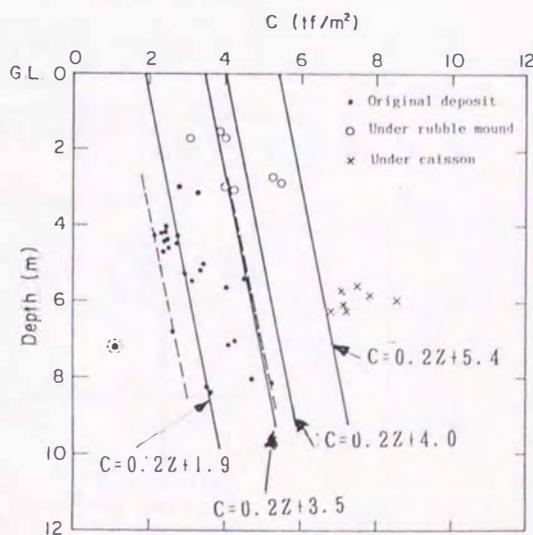


図-8.5 一軸圧縮強度

ト分を含む試料もありデータのばらつきが大きい、圧密によってケーソンおよび捨石マウンド下部の強度が原地盤の強度よりも大きくなっている。圧密試験から得られた粘性土の透水係数は 10^{-7} cm/s \sim 10^{-5} cm/sのオーダーである。乱さない新潟砂（図-5.1に実線で示した粒度分布を持つ）について、繰返し三軸試験を実施し液状化特性を調べたが、その結果については、3.5.3の図-3.9および図-3.10に示されている。

8.4 解析方法

8.4.1 解析フロー

解析フローを図-8.6に示す。解析に必要な入力条件は、フロー図の最初に示しているように、波浪特性、地盤特性および構造物の特性である。波浪特性は、捨石マウンド表面から伝達される波力によって発生する地盤中のせん断ひずみ振幅 γ を求めるために用いられる。地盤特性および構造物の特性は、地盤を有限要素にモデル化して静穏時の地盤中の

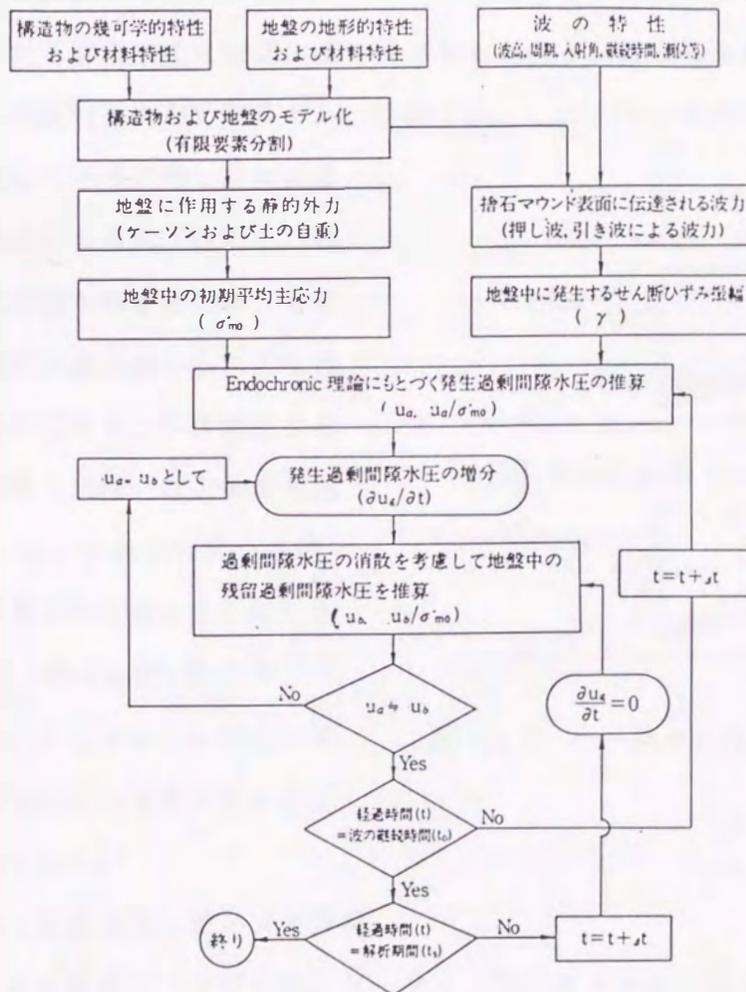


図-8.6 残留過剰間隙水圧による液状化解析フロー

平均有効主応力 σ'_m を計算するために用いられる。各要素の γ および σ'_m が得られれば、式 (3.23) を用いて微小時間 Δt 間の発生過剰間隙水圧 u_s を求め、式 (5.2) によりその増分 $(\partial u_s / \partial t)$ を求める。次に、過剰間隙水圧の消散を考慮し式 (5.1) を用いて地盤中の残留過剰間隙水圧を解析する。解析結果として得られた残留過剰間隙水圧 u_b が許容誤差範囲内で u_s に等しければ次の時間ステップへ進む。 $u_b \neq u_s$ の場合には、 u_s の代わりに u_b として $(\partial u_s / \partial t)$ を求め繰返し計算を継続する。波浪の継続時間を越えた場合には、 $(\partial u_s / \partial t) = 0$ として、残留過剰間隙水圧の消散のみを解析する。解析時間を越えたところで計算を終了する。

8.4.2 波力の評価

捨石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一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求めることが必要である。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直立壁面に波の峰がある場合と、波の谷がある場合（それぞれ、押し波時、引き波時とよぶ）のみとし、解析では、このような外力が繰返しケーソンに作用するものとしている。押し波による

波力の算定は、合田による式（合田；1985）によった。この式で得られる波力は、もともと不規則な波群中の最大波力を求めるために提案されたものである。引き波による波力は、合田・柿崎（1966）による式を用いている。図-8.7は、これらの式から得られる波圧分布を模式的に描いたものである。これらの式は、港湾施設の設計で広く用いられているが、ここでは、これらの式を準用して、不規則な波の1波ごとに対応する波力を算定している。

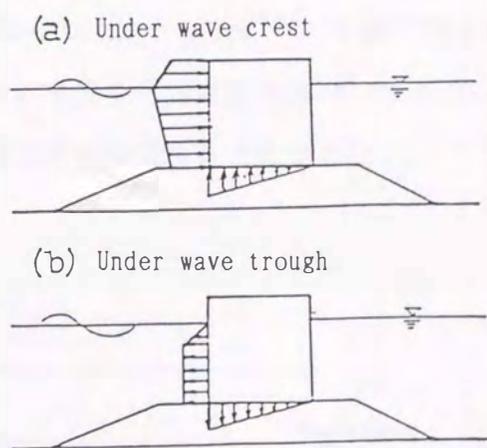


図-8.7 ケーソンに作用する波圧分布

8.4.3 繰返しせん断応力およびひずみ振幅

地盤中の繰返しせん断応力やひずみは、ケーソンに作用する波にตอบสนองして1波ごと周期的に変動する。さらに、図-8.3に示したように、波浪は1波長のなかでも複雑な変動を

呈する。このような変動を解析に取り込むことは、実際の波浪を1波ごとに確定できない現状では不可能に近く実用的でない。そこで本解析では、それぞれ波の峰および谷の状態における波力のピーク値を用いて応力、ひずみ振幅を求める。また、地盤は弾性体と仮定し、防波堤幅に比較して延長方向の長さが十分大きいことから平面ひずみ条件を仮定する。

荒天時の波浪の振動数は0.1Hzのオーダであるから、波浪に対するケーソンの動的応答は無視し、疑似静的条件のもとで地盤に及ぼす繰返しの影響のみを考慮する。

ケーソンの接地圧分布は、ケーソンを完全剛体、捨石マウンドを弾性支承として、式(2.6)～式(2.9)により求める。静穏時の地盤中の平均有効主応力 σ'_m および波浪によるせん断ひずみ振幅 γ は、それぞれ式(5.20)、式(5.21)により算定する。 γ については、押し波時に各要素で最大せん断ひずみの発生する面について考え、その面における振幅を求めるものとする。なお、ケーソンの滑動、転倒は考えず弾性的なロッキング運動のみを考慮する。

8.4.4 地盤の有限要素分割

解析の対象とした防波堤断面は、被災の最も激しかったケーソン(No. B-21)である。捨石マウンドの厚さは4.5m、設置水深は-18mで、ケーソンの寸法は、底面幅18.0m、高さ20mである。地盤の状況は図-8.4、図-8.5に示したとおりである。これらをモデル化し有限要素分割したものが図-8.8で、シルト層中のサンドシームは、シルト層に挟まれた厚さ2mの砂層としてモデル化した。解析に用いた各層の土質定数を表-8.2に示す。解析では、捨石マウンドおよびシルト層での過剰間隙水圧の発生は0と仮定した。

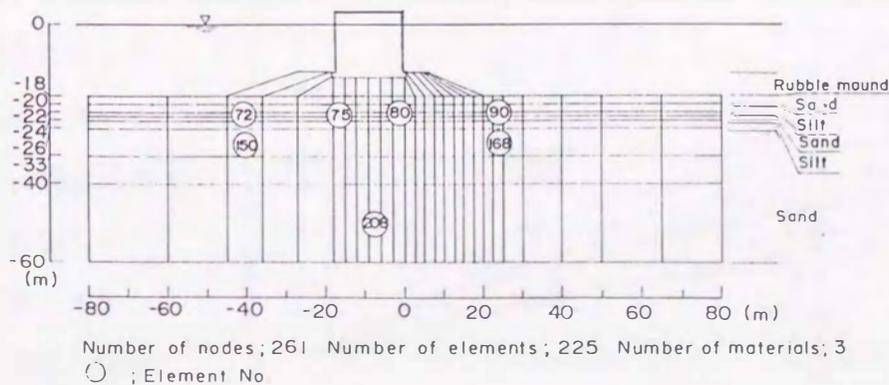


図-8.8 地盤の有限要素分割

表-8.2 土質定数一覧

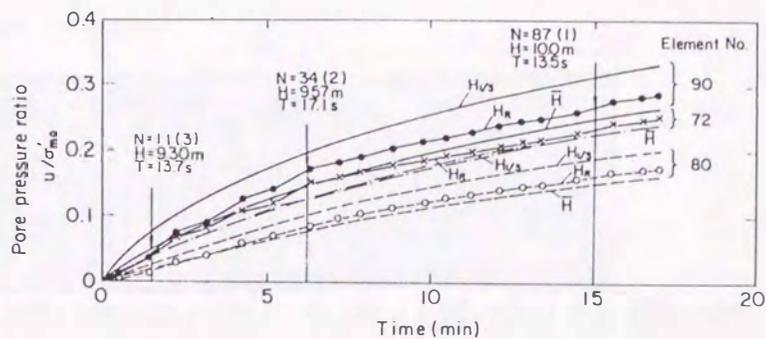
特性 材料	透水係数 k (cm/s)	体積圧縮 係数 m_v (cm^2/kgf)	Endochronic定数			ヤング率 E (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν	水中単位 体積重量 γ' (gf/cm^3)
			A'	B'	λ			
捨石マウンド	1.0	10^{-5}	-	-	-	10^4	0.45	1.0
砂層	0.3	2×10^{-2}	33.79	258.55	549	600	0.45	0.8
シルト層	3×10^{-5}	2×10^{-2}	-	-	-	100	0.45	0.8

8.5 波浪の不規則性についての考察

実際の波は不規則性をもつので、解析にあたっては不規則な波の特性を考慮すべきである。Lee and Pocht (1975) は等価換算波数の概念を導入し、各波群の波の数 N_w の (0.2 ~ 0.5) N_w を採用する方法を提案している。その後、Annaki and Lee (1977) は疲労曲線の概念にもとづいた等価換算波数のより精密な算定法を提案している。しかし、この算定法では周期の影響が考慮されていないので、地震時のように地盤を非排水とみなしうる場合は別として、過剰間隙水圧の消散を考える必要がある場合には適用できない。そこで、本解析では、以下の方法によって波浪の不規則性の影響を検討した。

図-8.9は、図-8.3に示す最大波高の現れた10月29日22時の約17分間の観測データを選び、1波ごとの波に対する波力を求め地盤中の代表的な3点(図-8.8の要素番号; 72、80、90)の間隙水圧比の上昇を計算した結果と、観測期間約17分における平均波に換算した波および有義波に換算した波に対する結果を示している。図-8.9中に、(1)(2)(3)で表しているのは観測期間中の最大から順に3波までを示したものである。また、 H_R 、 $H_{1/3}$ 、 \bar{H} は、それぞれ、不規則波、有義波、平均波に対する結果である。図-8.9によると、平均波を用いた場合には、3

要素とも不規則波を用いた場合に比較して、残留過剰間隙水圧を過小評価している。一方、有義波を用いた場合には、不規則波の場合よりも大きくなる場合と小さくなる場合がある。この



■-8.9 不規則波・有義波・平均波に対する間隙水圧比

相違をより明白にみるために、各波により求まる間隙水圧比の変化を不規則波による結果に対する比で表したものが図-8.10である。図-8.10によると、計算の初期、すなわち、波の作用開始付近では、各波に対する差異は大きい、時間の経過とともにその差は徐々

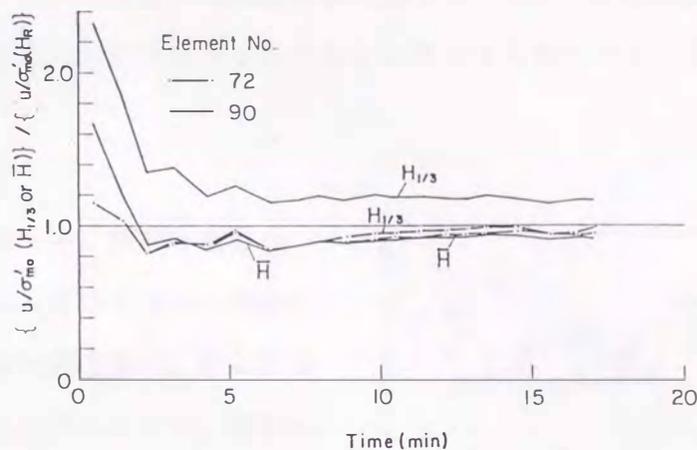


図-8.10 間隙水圧比の経時変化

に小さくなる傾向にある。また、平均波を用いた方が、最終的（17分後）には不規則波と同じ結果を与える傾向にはあるが、やはり過小評価となっている。有義波を用いた場合でも、不規則波の場合に比較して、小さい場合もあるが、17分後では1～1.2倍となっている。図-8.11は、有義波と不規則波を用いた場合の場所的分布の相違を17分後において比較したもので、場所によって差の程度が異なっている。図-8.11より明らかなように、ケーソン前し下部において有義波と不規則波の場合に対する残留過剰間隙水圧の計算結果はほぼ同じであるが、その他の点については、有義波を用いた方が残留過剰間隙水圧は大きくなるのがわかる。以上の結果は、不規則波を用いて計算した結果が、平均波を用いた

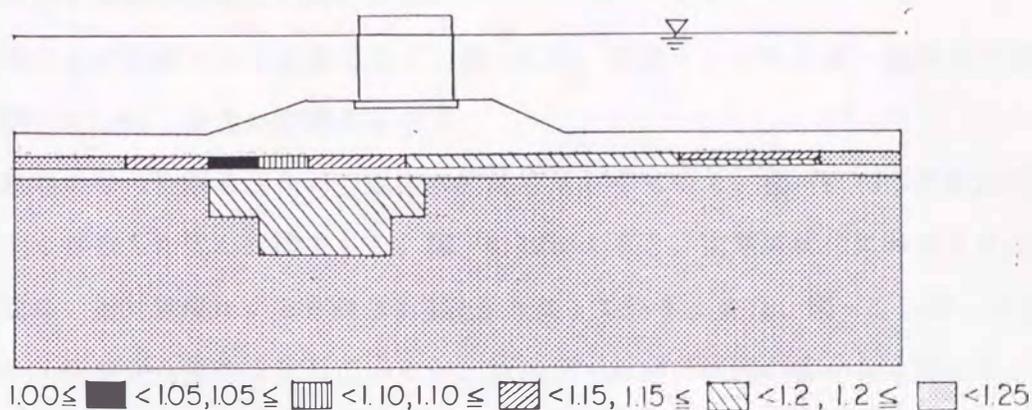


図-8.11 間隙水圧比の場所的分布

場合よりも大きく、有義波を用いた場合よりも小さいことを表すものである。したがって、以後の解析では不規則波の代りに、有義波を用いて解析することにする。これは、地盤中の位置によって最大2割程度過大な残留過剰間隙水圧を与える結果になるが、実用上安全側であることや、1波ごとの波の不規則性を予測することが不可能な現状、および場所によっては不規則波を用いた場合と同じになることなどを考慮すると、実用上許容されると考えられる。

8.6 残留過剰間隙水圧の解析と液状化

図-8.12は有義波を用いて求めた地盤中の代表点における過剰間隙水圧、せん断ひずみ振幅の経時変化を示している。解析にあたっては、図-8.2に示した波高のうち、有義波高が4 mを越えるものについて対象にし、それ以下の波による地盤への影響はないものと仮定している。図-8.12によると、波高が最大になる10月22日の22時から24時にかけて間隙水圧比のピークがみられ、また、捨石マウンド法先下部（要素番号90）において、その最大値0.6が現れている。繰返し三軸試験装置による砂の液状化試験では、間隙水圧比が1になったときに液状化が発生したとする場合の他に、軸ひずみが急増する場合を初期液状化と定義するこ

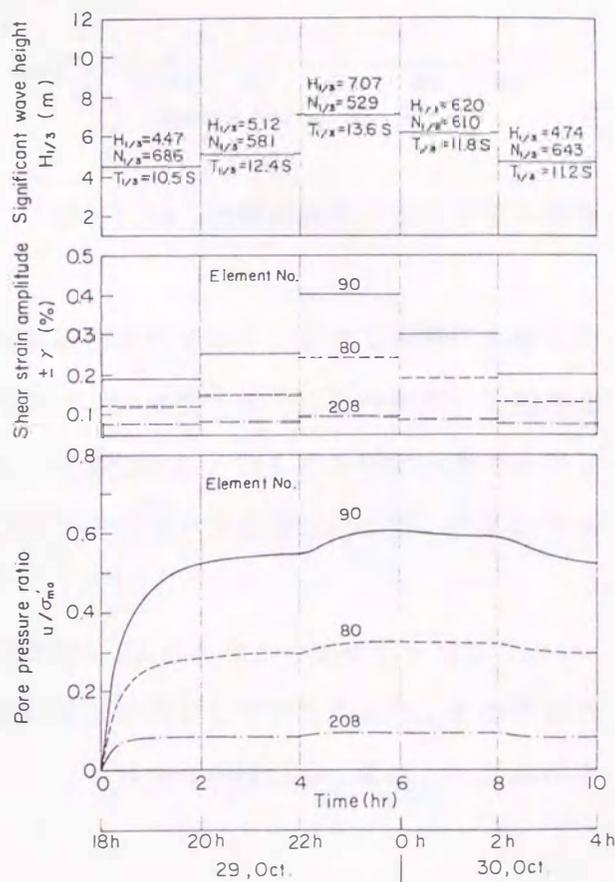


図-8.12 波高・ひずみ振幅・間隙水圧比

ともある。図-8.13は、後者の定義により整理した3種類の砂の初期液状化時の間隙水圧比を示したもので、図-8.13中の新潟砂は万代島地区から採取した乱した砂である。図-8.13によると、初期液状化における新潟砂の間隙水圧比は、相対密度によるがほぼ0.6以上となっている。また、図-8.14は、初期液状化時のせん断ひずみ振幅を示しているが、 $2 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-3}$ 程度の値となっている。これらのことを念頭において図-8.12をみると、要素番号90の点では、間隙水圧が0.6、せん断ひずみ振幅が、 4×10^{-3} と、室内試験における初期液状化の条件とも一致していること

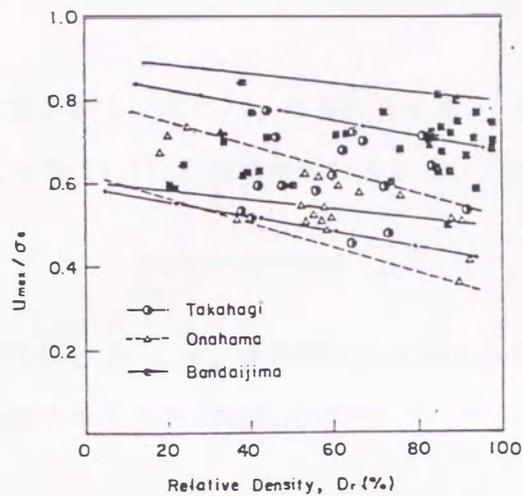


図-8.13 初期液状化時点の間隙水圧比

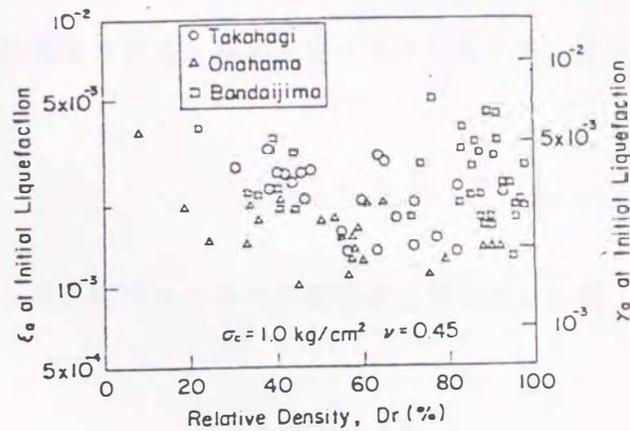


図-8.14 初期液状化時点のひずみ振幅

がわかる。乱さない新潟砂には、細粒分が10%前後含まれており、必ずしも万代島砂と同じ特性ではないが、要素番号90で表される捨石マウンド法先下部の砂層内において初期液状化が発生した可能性も十分考えられる。また、このことは、第5章の模型実験で確認されたように、ケーソン直下よりもむしろ捨石マウンド端部の方が液状化に対して危険であるということとも一致する。

一方、砂層内の他の点については、間隙水圧比は0.6よりも小さく必ずしも液状化といった現象がみられていないが、砂層内に過剰間隙水圧が残留していることは、その状態でのせん断強度が小さくなることを意味するから、この砂層の強度減少を考慮して防波堤全体の安定性を調べる必要がある。

8.7 残留過剰間隙水圧を考慮した地盤の円形すべり

過剰間隙水圧が完全に0のときのせん断強度 τ_0 は、せん断抵抗角を ϕ' 、有効垂直応力を σ'_n とすると、

$$\tau_0 = \sigma'_n \tan \phi' \quad (8.1)$$

である。過剰間隙水圧 u が存在する場合には、 σ'_n が減少するから、このときのせん断強度 τ_0 は、

$$\tau_d = (\sigma'_n - u) \tan \phi' = \sigma'_n \left(1 - \frac{u}{\sigma'_n}\right) \tan \phi' \quad (8.2)$$

で表される。ただし、せん断抵抗角 ϕ' は過剰間隙水圧によらず一定と仮定している。上式を式 (8.1) と同様な形で表すと、

$$\tau_d = \sigma'_n \tan \phi'_{eq} \quad (8.3)$$

ここに、 ϕ'_{eq} は、過剰間隙水圧が存在するときに発揮されるせん断強度と等価なせん断強度を与えるせん断抵抗角で、

$$\tan \phi'_{eq} = \left(1 - \frac{u}{\sigma'_n}\right) \tan \phi' \quad (8.4)$$

で与えられる。

式 (8.4) を用いて4時間後および6時間後における ϕ'_{eq} を求めたものが図-8.15である。図-8.15によると、過剰間隙水圧の蓄積により ϕ'_{eq} の減少域が時間の経過とともに拡大していくことがわかる。図-8.16は、図-8.15に示した ϕ'_{eq} を用いて解析した円形すべり計算結果であるが、10月29日の20時に観測された波の終了時、すなわち、10月29日22時における安全率 F_s は0.98となる。波高の最大値が観測されたのは、10月29日22時であるから、防波堤の被災は波高の最大値前後において発生したと考えられる。図-8.17は、解析による円形すべり線と被

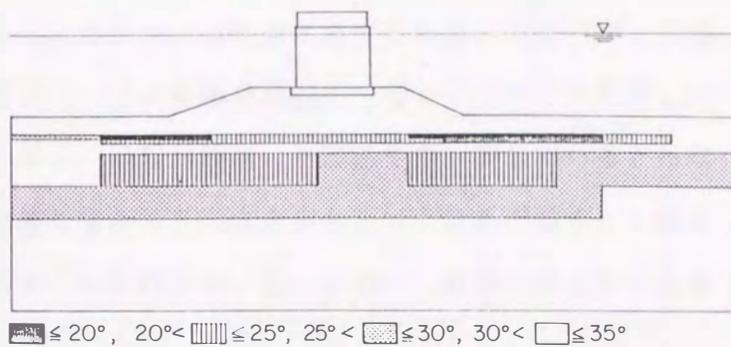


図-8.15(a) みかけのせん断抵抗角(10月29日22時)

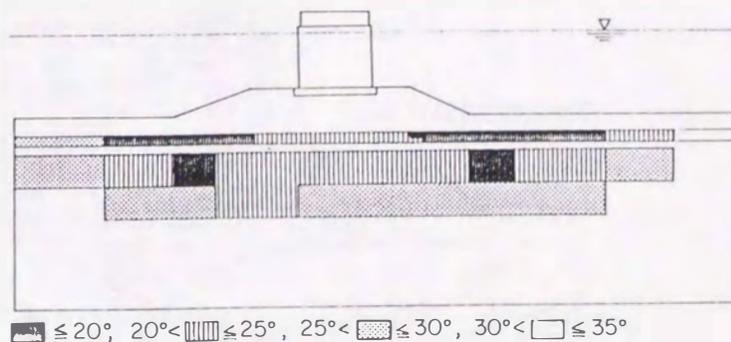
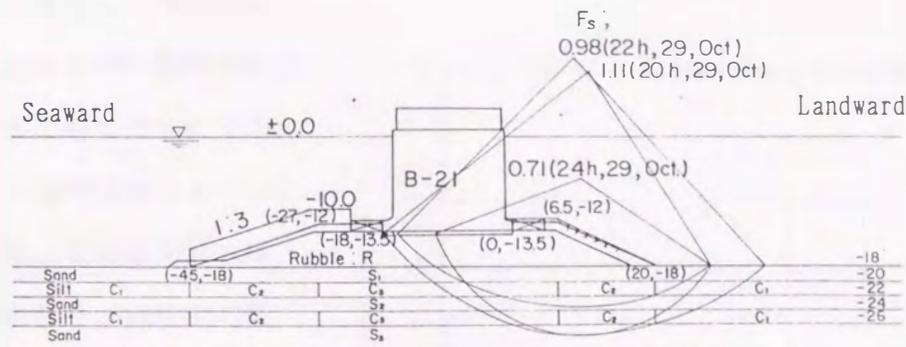


図-8.15(b) みかけのせん断抵抗角(10月29日24時)



Soil	Symbol	Unit weight γ' (tf/m ³)	Cohesion C		Friction angle(°)
			C_0 (tf/m ²)	C_z (tf/m ²)	
Rubble	R	1.0	0	0	45
Sand	S_1, S_2, S_3	0.8	0	0	35**
	C_1	0.7	1.9	0.2	0
	C_2	0.75	3.5	0.2	0
Silt	C_3	0.8	4.0	0.2	0

* $C=C_0+C_z \cdot Z$. Z: Depth from datum level (m)

** Equivalent friction angle $\phi_{eq} = 15^\circ - 35^\circ$

図-8.16 円形すべり計算結果

災後のすべり形状を比較したものである。ケーソンの断面は必ずしも単一のケーソンの移動を示したのではなく連続した8個のケーソンの移動断面を一括して描いているが、円形すべりが岸沖側に発生していることから、地盤が破壊した形跡を良く表しているとみなされる。この被災状況と解析結果を比較してみると、安全率が0.98となる円形すべり線と実際のすべり状況がほぼ同じ形状をなすことがわかる。図-8.18は、波浪の繰返しによる

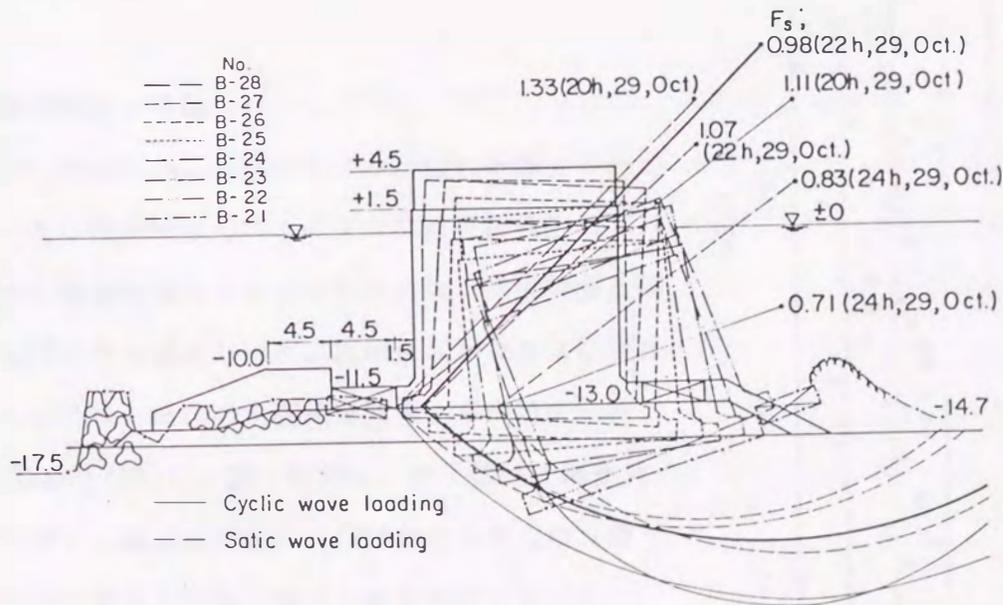


図-8.17 被災断面とすべり面

過剰間隙水圧を考慮した場合の安全率と考慮しない従来の静的手法による安全率を比較したものである。図-8.18から明らかなように、従来の手法では、安全率を過大に見積もることになり、危険側の設計となることが明らかである。図-8.18には、当初の設計波高に対する安全率が示されているが、静的設計法では安全率は1.1以上となっている。従来から、波力を考慮した円形すべりでは、波力作用

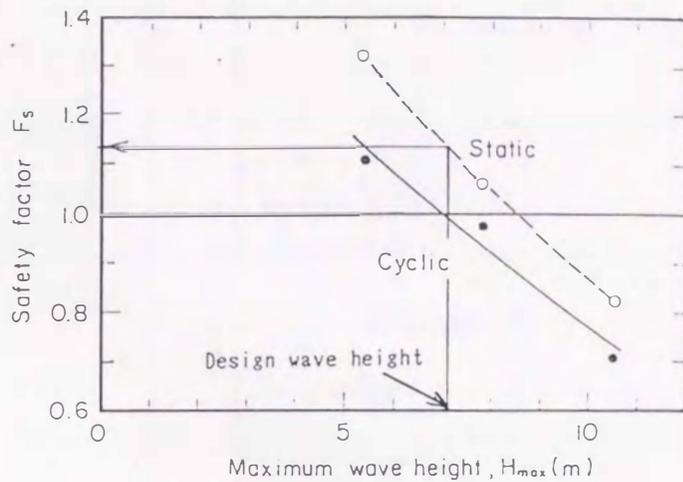


図-8.18 波高と安全率

時の安全率として1.0が採用されているから、既往設計法では十分安全であるといえる。しかし、これは砂地盤中に過剰間隙水圧が残留しない場合であり、ここで示したように、過剰間隙水圧が残留する場合には、安全率は0.98となり地盤のすべり破壊が発生することになる。

以上のように、過剰間隙水圧が十分排水されない地層構成では、過剰間隙水圧を適切に考慮して安定計算を行うことが必要である。

8.8 被災地盤のN値

被災した防波堤は、Bブロックとよばれる部分の一部であり、その他の部分ではこのような被災は発生していない。その理由を明らかにするためには、被災箇所と同じ解析を行うのが望ましいが、試料採取ができなかったため、ここでは、既存の土質調査結果からN値を比較した(Zenほか; 1986)。図-8.19は、被災地点と無被災地点のN値で、●が被災地点、○が無被災地点のN値である。シルト層および粘土層のN値を除外するために、粒度分析から得られる砂の含有率が60%以上の地点のN

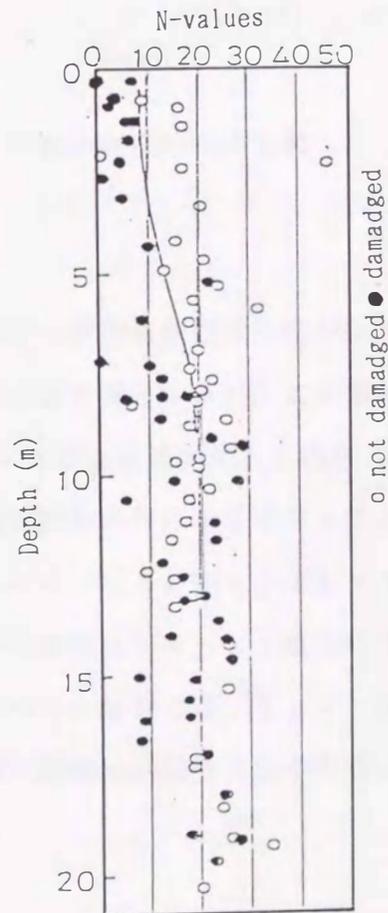


図-8.19 限界のN値

値だけをプロットしている。図-8.19から明らかなように、海底面からの深度が9 m以浅において、2~3の点を除き、●と○の境界が明確に実線で区分される。図-8.16によると、円形すべりの影響範囲は9 m以浅であり、また、波浪の入射角から推定して防波堤前面の波浪条件はほぼ同じと考えられるから、実線は被災発生の限界のN値を表すと考えられる。図-8.20は、被災地点のN値の頻度分布を無被災地点の頻度分布と比較した結果である。図-8.20からも明らかなように、被災地点ではN値10以下が1/3程度あり強度がかなり小さかったと考えることができる。

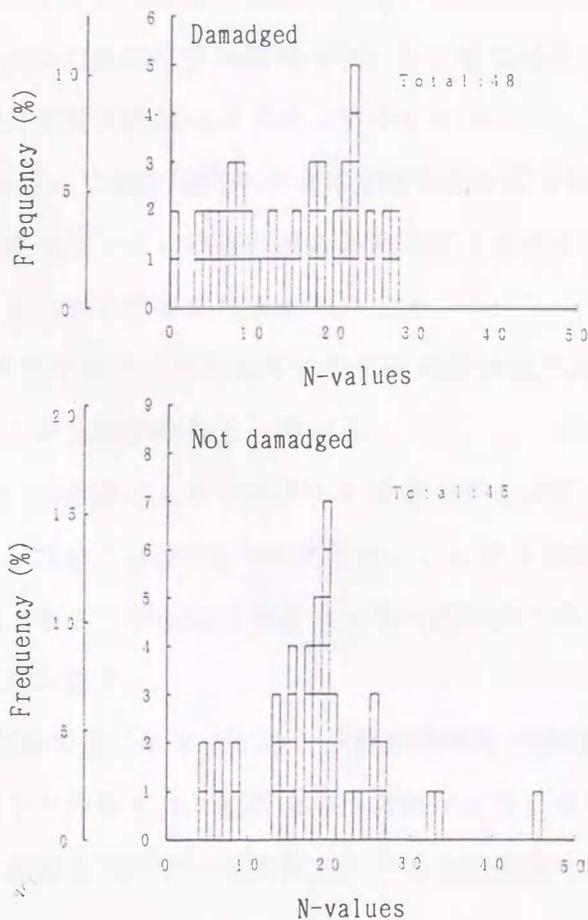


図-8.20 N値の頻度分布の比較

8.9 変動過剰間隙水圧について

液状化を引き起こす過剰間隙水圧には、残留過剰間隙水圧と変動過剰間隙水圧があることは既に述べたが、本章では変動過剰間隙水圧を無視して解析を行ってきた。この理由は、7.5で示したように、海底地盤上に捨石マウンドやケーソンなどの構造物がある場合、その自重による地盤中の応力と比較すると、波浪による変動応力がかなり小さくなることによる。また、自重による抑え効果によって液状化も発生しにくくなる。特に、捨石マウンドがある場合には、法先部周辺の地盤を除けば、変動過剰間隙水圧がケーソン直下の地盤へ及ぼす影響は小さいと考えられる（善；1984）。ここで行った解析では、ケーソン直下および港内側地盤のすべりが対象となっており、その意味で変動過剰間隙水圧の影響はほとんどないとみなしてもよいと思われる。

8.10 本章の結論

本章では、被災防波堤の基礎地盤を対象として、液状化の可能性を調べ、被災原因について考察した。液状化の解析では、いくつかの大胆な仮定が設けられたが、解析結果は基礎地盤の被災状況を良く説明した。得られた主要な結論は以下のとおりである。

(1)実測された不規則波の代りに有義波を用いて海底地盤中の残留過剰間隙水圧を解析した結果では、その違いは最大でも2割程度であった。不規則波の時系列的な変化を予測できない現状では、実用的に有義波を用いることも許容される。

(2)有義波を用いた解析結果によると、捨石マウンド法先部地盤において間隙水圧比の最大値が得られた。この結果は第5章の室内模型実験結果と一致する。

(3)本解析の結果、間隙水圧比の最大値は0.6程度となり、必ずしも地盤が完全に液状化したという結果は得られなかった。しかし、間隙水圧比が0.6の状態は、いわゆる初期液状化の状態(軸ひずみ急増点)に近い状態であり、解析対象地盤のように排水性の低い海底地盤では、波浪による液状化の検討が必要である。

(4)残留過剰間隙水圧は砂地盤のせん断強度を低下させるから、波浪に対する防波堤の安定を検討する場合には、この影響を考慮して円形すべり解析を行う必要がある。本事例解析では、残留過剰間隙水圧を考慮しない従来の円形すべり解析法によると安全率を0.1程度過大評価することになる。

(5)残留過剰間隙水圧によるせん断強度の低下を考慮して円形すべり解析を行ったところ、被災時の波浪条件に対する安全率は1.0を下回った。防波堤の被災は、過剰間隙水圧の残留・蓄積によりもたらされた基礎地盤のせん断強度の低下にともなう円形すべりの可能性がある。

(6)被災地点の地盤のN値は表層部で10以下で、同じ防波堤で被災しなかった地点のN値10~20に比較して小さかった。シルト層の存在による過剰間隙水圧の消散が抑制されたことに加えて、原地盤の強度が小さかったことが被災の理由としてあげられる。

参考文献

- 1) Annaki, M. and Lee, K.L. (1977) : Equivalent uniform cycle concept for soil dynamics, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No. GT6, pp. 549-564.
- 2) Clausen, C.J.E., DiBagio, E., Duncan, J.M. and Andersen, K.H. (1975) : Ob-

- served behavior of the Ekofisk Oil Storage Tank foundation, Proceedings of the 7th Annual Offshore Technology Conference, Vol. 3, pp. 399-413.
- 3) 合田良実 (1973) : 防波堤の設計波圧に関する研究、港研報告、第12巻、第3号、pp. 31-70.
- 4) 合田良実、柿崎秀作 (1966) : 有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究、港研報告、第5巻、第10巻、pp. 1-57.
- 5) Lee, K.L. and Focht, J.A. (1975) : Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT1, pp. 1-18.
- 6) Lee, K.L. (1976) : Predicted and measured pore pressures in the Ekofisk Tank Foundation, Proceedings of the 1st International Conference on the Behaviour of Offshore Gravity Structures, Vol. 2, pp. 384-398.
- 7) 森平倫生、神田勝己、国田 治 (1978) : 沖合防波堤設計上の諸問題 (新潟港防波堤災害の考察)、第25回海岸工学講演会論文集、土木学会、pp. 581-584.
- 8) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977) : Pore pressure development under offshore gravity structures, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT12, pp. 1419-1436.
- 9) 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年度港研講演会講演集、港湾技術研究所、pp. 77-133.
- 10) Zen, K., Umehara, Y. and Finn, W.D.L. (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, 1986, pp. 505-520.

第9章 総括

飽和砂地盤の液状化によって建築物や公共施設等が甚大な被害を受けることは、過去の地震災害の例からも広く認識されているが、最近、この液状化現象が、波浪の作用によって、海底地盤においても引き起こされることが指摘されている。液状化が発生すると海底地盤は懸濁状態になり強度を失うため、地盤のすべり破壊、海底パイプラインの浮上、異形ブロックの沈下、杭の支持力の減少などをもたらすと考えられる。また、洗掘、漂砂に関連して、海底地盤表層部の底質の移動を著しく容易にすることが予想される。しかしながら、これまで、波浪による液状化に関する研究成果の蓄積は少なく、液状化予測法については未だ十分確立されていない現状である。このような背景から、本論文は、波浪による液状化のメカニズムを理論的、実験的に解明するとともに、現地観測により液状化現象を確認し、これらの結果に基づき液状化予測法の提案を行ったものである。各章での研究の概要と得られた結論を要約すると以下のとおりである。

第1章では、研究の背景、目的、論文の構成と内容について述べた。

第2章では、既往の研究における波力の取り扱いについて、波力が直接海底地盤に作用する場合と、一旦構造物を介して間接的に地盤へ伝達される場合に分けて概説した。液状化に関するこれまでの研究の流れを総括し、既往の研究の問題点・未解明な点を整理した。特に、液状化の発生機構や発生条件等の解明にあたっては、液状化に支配的な要因である過剰間隙水圧に重点を置くことが重要であることを指摘した。また、液状化現象と洗掘、漂砂、異形ブロックの沈下、すべり破壊などとの関連性について述べ、液状化現象の工学的重要性について指摘した。最後に、本論文の課題として、(1)液状化メカニズムの理論的解明、(2)実験による液状化の検証、(3)液状化現象の現地観測による実証、(4)液状化予測手法の確立をあげた。

第3章では、波浪による海底地盤中の過剰間隙水圧の発生機構を理論的に考察した。波浪により発生する過剰間隙水圧には、海底地盤表面の土の骨格を介して伝達される表面力と海底地盤表面における変動水圧分布の相違による地盤内の物体力、すなわち浸透流に起因するものがあることを示した。また、過剰間隙水圧には、波浪に弾性的に応答して静水

圧を中心に周期的に変動する成分と、地震時と同様に波数に応じて徐々に残留・蓄積していく成分があることを明らかにし、前者を変動過剰間隙水圧、後者を残留過剰間隙水圧とよんだ。そして、これら発生メカニズムの異なる過剰間隙水圧を統一的に表す基礎方程式を誘導し、過剰間隙水圧に基づく液状化の発生規準を示した。

第4章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化現象を実験的に調べた。新たに作成した変動水圧型液状化試験装置内に砂地盤モデルを作成し、周期的な一次元水圧変動を加えて、間隙水圧および有効鉛直応力などの応答を測定した。地盤表面の変動水圧に対する間隙水圧の応答は、地盤中に存在する極めてわずかな気泡によって、位相と減衰をとまなうことを明らかにし、この応答特性が地盤内の有効鉛直応力の変動をもたらすことを実測により確かめた。また、周期的に増減する有効鉛直応力の変動量は、地盤表面の変動水圧量と対象深さの変動水圧量の差によって表されることを示した。そして、波浪による液状化は、過剰間隙水圧の変動によってもたらされる有効鉛直応力の変動量が、静穏時の地盤の有効土被り圧よりも大きくなったときに発生することを検証した。また、地盤の液状化によって、重量構造物は地盤中に沈下し、軽量構造物は地盤から浮上すること、水圧の一次的な変動による有効鉛直応力の増減によって地盤が高密度化すること、液状化は浸透流と密接な関連があることなどを明らかにした。最後に、地盤中の変動水圧に関する理論値と実測値の比較を行い提案した理論の妥当性を検証した。

第5章では、残留過剰間隙水圧に起因する液状化を実験的に調べた。二次元模型土槽内に、ある被災防波堤を対象として1/30縮尺の防波堤モデルおよびその基礎地盤モデルを作成した。波力に相当する繰返し水平力を載荷して、模型ケーソンの沈下、過剰間隙水圧などを計測した。残留過剰間隙水圧による液状化は、載荷周期と地盤の透水性に大きく依存することを明らかにし、砂層が透水性の低い層に挟まれているような場合には、特に液状化が発生しやすいことを示した。また、残留過剰間隙水圧の理論値と実測値の比較から提案した理論の妥当性を検証し、提案した方法で液状化の予測が可能なことを示した。

第6章では、茨城県鹿島郡波崎町にある運輸省港湾技術研究所の波崎海洋研究施設を活用して砕波帯における現地観測を行った結果について述べた。観測は岸から約400m離れた観測棧橋先端部の水深約4mの地点で、2ヵ年にわたり行われた。観測項目は、波高、

周期、流速、潮位、水圧、地中応力、海底面変化などである。観測結果では、2つのタイプの過剰間隙水圧のうち、第5章で述べた残留過剰間隙水圧はほとんど観測されず、第4章で述べた変動過剰間隙水圧のみが観測された。本観測地点のような透水性の良い地盤では、残留過剰間隙水圧よりも変動過剰間隙水圧が卓越することを明らかにした。また、地盤表層部では液状化が比較的容易に発生していることを実証し、海底面の砂粒子の舞上がり、地盤上向きの浸透流による液状化と密接な関連があることを示した。さらに、海底地盤中の変動過剰間隙水圧に関する理論値と実測値を比較して提案した液状化理論が不規則波に対しても妥当な結果を与えることを検証した。

第7章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に及ぼす影響要因を明らかにした。まず、液状化に支配的な要因は、海底面の変動水圧、地盤中の変動水圧、静穏時の有効土被り圧の3つであることを示し、これらを考慮した液状化予測法を提案した。そして、これら要因のうち、海底地盤中の変動水圧は、波高、周期の影響を受けるが波数の影響は小さいことを実験により明らかにした。また、波浪が微小振幅波によって表される場合には、地盤中の変動水圧は、本論文で新たに定義した伝達係数と排水係数に支配されることを明らかにし、これら係数の実用的な決定法を示した。さらに、液状化の予測手法を提案し、提案予測法を用いて半無限地盤の液状化解析および潜堤法先地盤の液状化解析を行い、液状化深さや液状化範囲などの具体的な推定法を示した。

第8章では、被災防波堤の基礎地盤を対象に、残留過剰間隙水圧に起因する液状化に関する事例解析を行った。被災地点の波浪状況および土質特性を詳細に調べ、第5章で提示した残留過剰間隙水圧の予測手法を用いて解析を実施した。本事例では、間隙水圧比は最大で0.6程度で、完全液状化の状態は得られなかったが、解析対象地盤のように排水性の低い海底地盤では、波浪による液状化の検討が必要であることを指摘した。また、液状化に至らなくても、砂層内には過剰間隙水圧が残留・蓄積することから、残留過剰間隙水圧による地盤の強度低下を考慮したすべり解析を行う必要があることを指摘した。

以上、本論文では、主として、海底地盤の波浪による液状化メカニズムと液状化によってもたらされるいくつかの現象について述べた。液状化のメカニズムが解明されれば、当然、次は液状化対策をどうするかといったことが課題となるわけであるが、本研究では、

具体的な対策を提案するまでにはいたらなかった。しかしながら、本論文によって、液状化に対する支配的な要因が明らかにされており、これらの要因を個々に検討することによって、液状化を防止する何らかの方策を見出すことが可能ではないかと考えている。たとえば、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に対しては、土被り圧を増加させることが有効であることから、海底地盤表面に捨石などを敷設するといった方法が考えられる。この方法は、既に経験的に昔から採用されている方法ではあるが、提案した理論を用いれば必要な捨石層の厚さを簡便に計算することができる。また、液状化のメカニズムが明らかになったことで、捨石に代る新たなブロックやマットの開発も期待される。さらには、沿岸域の開発にあたり、あらかじめ海底地盤の液状化分布図（液状化深さと範囲）を作成しておき、海洋構造物の配置等の決定過程において、液状化の影響の少ない地点を選定するといった方策をとることも可能であろう。

いずれにしても、具体的な対策工法については、経済性の面も含めて、今後、さらに研究を進めることが必要であると考えられるが、そのさい、本論文で述べた成果が活用されることを期待したい。

謝 辞

本論文は、運輸省港湾技術研究所土質部において、長年にわたり著者が実施してきた研究を取りまとめたものであるが、研究の遂行にあたっては、多くの方々のご協力をいただいた。

昭和51年（1976年）の防波堤の被災時には、運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所をお願いして、被災地点から乱さない試料を採取していただいた。当時は、研究者の間でも、波浪によって海底地盤が液状化するといったことは、ほとんど話題にも上っていなかったこともあって、大分無理なことをお願いしてご迷惑をおかけした。

採取試料の試験にあたっては、当時土質部動土質研究室の濱田浩二氏（現運輸省第四港湾建設局）をお願いし、また、模型土槽を用いた室内実験は、研修生の小黑良則氏（現東光コンサルタント(株)）が中心となって行った。この結果は、梅原靖文元動土質研究室長（現(財)沿岸開発技術研究センター）によりまとめて発表された。

残留過剰間隙水圧に関する理論解析の主要な部分は、昭和57年～昭和58年（1982年～1983年）にかけて、著者が留学先のカナダ国ブリティッシュコロンビア大学において行ったものである。留学にあたり土田 肇元構造部長（現(財)沿岸開発技術研究センター）には、色々とお世話をいただいた。また、W. D. L. Finn教授には、素晴らしい環境のなかで、自由な研究をさせていただいた。

変動水圧型液状化試験装置を用いた実験は試行錯誤的な面も多かったが、研修生の渡辺篤氏、引続き佐藤 泰氏（ともに、現日本国土開発(株)）により精力的に実施していただいた。また、実験データの解析は、山崎浩之元動土質研究室研究官（現土質部主任研究官）が中心となって行った。

現地観測では、茨城県鹿島郡波崎町の運輸省波崎海洋観測施設において2ヵ年にわたる観測を行った。波崎海洋観測施設の利用にあたっては、港湾技術研究所水工部漂砂研究室加藤一正室長はじめ同研究室の方々の協力をいただいた。波崎海洋観測施設を活用させていただくことによって、効率的、効果的な観測が可能となり貴重なデータの取得を行うことができた。また、観測データの解析では、共に観測を実施した山崎浩之氏、佐藤 泰氏の両氏に負うところが大きい。

研究の過程においては、多くの方々から有益な御指導と温かい激励をいただいた。特に、

梅原靖文元土質部長および西村隆夫前土質部長（現新日本気象海洋(株)）には、本研究に関する貴重な助言をいただいた。また、久田安夫元港湾技術研究所長（現日本テトラポッド(株)）には、本研究に対する温かい激励とともに有益な情報を紹介いただいた。

本論文をまとめるにあたって、九州大学工学部、落合英俊教授には、論文の作成、内容等の全般にわたり、懇切なご指導をいただいた。また、九州大学工学部、堤 一教授、入江 功教授、貴島 勝郎教授には、論文の内容についてご指導をいただくとともに不備な事項についても適切な助言をいただいた。

本論文は、上述した方々の温かいご指導と協力があってはじめて完成し得たものであり、ここに記して、心からの謝意を表する次第である。

記号表

- A' : 間隙水圧比に関する実験定数
 B : 間隙水圧係数 (B 値)
 B' : 間隙水圧比に関する実験定数
 \bar{B} : ケーソン底面幅
 C : 排水係数または圧縮率
 C_a : 気体の圧縮率
 C_b : 土の骨格の圧縮率
 C_s : 土粒子の圧縮率
 C_v : 圧密係数
 C_w : 水の圧縮率
 C'_w : 水と気泡の混合体
 D_r : 相対密度
 D_{r0} : 初期相対密度
 d : 透水層厚
 d_1 : 液状化深さ
 d_s : 底質の粒径
 e : 間隙比
 e_c : 偏心距離
 f_c : 摩擦係数
 G : 剛性率
 g : 重力加速度
 H : 波高
 $H_{1/3}$: 有義波高
 H_0 : 換算沖波波高
 \bar{H} : 平均波高
 \dot{H} : Henry の溶解率
 h : 水深
 h_0 : 粗度長さ

- h' : 過剰間隙水圧水頭
 i : 動水勾配
 j : 浸透力
 j_z : z 方向の浸透力
 K_b : 多孔質岩の体積弾性率
 K_o : 静止土圧係数
 K_w : 水の体積弾性率
 k : 透水係数
 k_x : x 方向の透水係数
 k_z : z 方向の透水係数
 L : 波長
 L_o : 沖波波長
 l : 透水層の厚さ
 m_v : 体積圧縮係数
 N : 繰返し波数
 N_l : 液状化波数
 n : 間隙率
 P_h : 構造物に作用する水平合力
 P_v : 構造物に作用する鉛直合力
 \bar{P} : 水圧比 ($= p / p_o$)
 p : 変動水圧
 $p_{a.o}$: 初期の間隙空気圧
 p_b : 海底表面の変動水圧 (底面水圧変動)
 p_m : 部分排水条件下での変動水圧
 p_{mg} : 絶対圧力で表した間隙水圧
 p_o : 海底表面の変動水圧振幅
 p'_{o} : 初期 (大気圧下) の間隙圧 (絶対圧)
 p_v : 飽和水蒸気圧
 r : 円筒座標中心からの距離
 r_o : 初期の気泡半径

- r_u : 間隙水圧比
 S_r : 飽和度
 S_{r_0} : 初期（大気圧下）の飽和度
 S_{r_s} : 圧縮率の不連続が発生するときの飽和度
 T : 周期
 $T_{1/3}$: 有義波周期
 \bar{T} : 周期で無次元化した時間（= t/T ）
 t : 時間
 t_D : 等価換算波の継続時間
 U_a : 境界層外縁流速の振幅
 U_0 : 海底地盤面における水圧変動振幅
 u : 過剰間隙水圧
 u_a : 間隙空気圧
 $u_{(body)}$: 物体力による過剰間隙水圧
 u_c : 非排水条件下で圧縮応力により発生する過剰間隙水圧
 u_g : 非排水条件下で繰返しせん断応力により発生する過剰間隙水圧
 u_m : 部分排水条件下で圧縮応力により発生する過剰間隙水圧
 u_s : 部分排水条件下で繰返しせん断応力により発生する過剰間隙水圧
 $u_{(surf)}$: 表面力による過剰間隙水圧
 u_w : 間隙水圧
 \bar{u}_c : 平均流速
 V : 物質の体積
 V_a : 間隙気体の体積
 V_{a_0} : 初期の間隙気体の体積
 V_v : 間隙の体積
 V_{v_0} : 初期の間隙の体積
 V_w : 間隙水の体積
 V_{w_0} : 初期の間隙水の体積
 v : 浸透流速
 v_z : z 方向の浸透流速

- x : 水平方向の座標
 x_e : 構造物後端から合力作用点までの距離
 \bar{z} : 透水層厚で無次元化した深さ ($= z/l$)
 z : 鉛直方向の座標 (海底地盤表面からの深さ)
 α : 伝達係数
 β : 水の圧縮率
 γ : せん断ひずみ振幅
 γ_0 : せん断ひずみ振幅
 γ_w : 水の単位体積重量
 γ' : 土の水中単位体積重量
 ε_v : 体積ひずみ
 η : 海面の変動
 θ : 位相角または実験定数
 κ : ダメージパラメーター
 $\bar{\kappa}$: カルマン定数
 λ : 変換係数
 λ_n : 相似率
 ν : ポアッソン比
 ρ : 海水の密度
 ρ_s : 砂の密度
 $\bar{\rho}_s$: 砂のみかけの密度
 σ : 等方周面応力
 σ'_m : 平均有効主応力
 σ'_{m0} : 初期平均有効主応力
 σ_t : 気泡の表面張力
 σ'_v : 有効鉛直応力または有効土被り圧
 σ'_{v0} : 初期有効拘束圧または初期有効土被り圧
 σ'_x : 波浪による x 方向の垂直応力変動成分
 σ'_{x0} : 静穏時の x 方向の垂直応力
 $\bar{\sigma}_x$: x 方向の垂直応力 (全応力)

$\overline{\sigma}'_x$: x 方向の垂直応力 (有効応力)

σ'_z : 波浪による z 方向の垂直応力変動成分

σ'_{z_0} : 静穏時の z 方向の垂直応力

$\overline{\sigma}_z$: z 方向の垂直応力 (全応力)

$\overline{\sigma}'_z$: z 方向の垂直応力 (有効応力)

$\Delta\sigma'_v$: 波浪による有効鉛直応力の変動成分

τ_h : 構造物底面のせん断応力

τ_{om} : 波および流れによる海底面の最大せん断応力

$\overline{\tau}_{xz}$: 波浪によるせん断応力変動成分

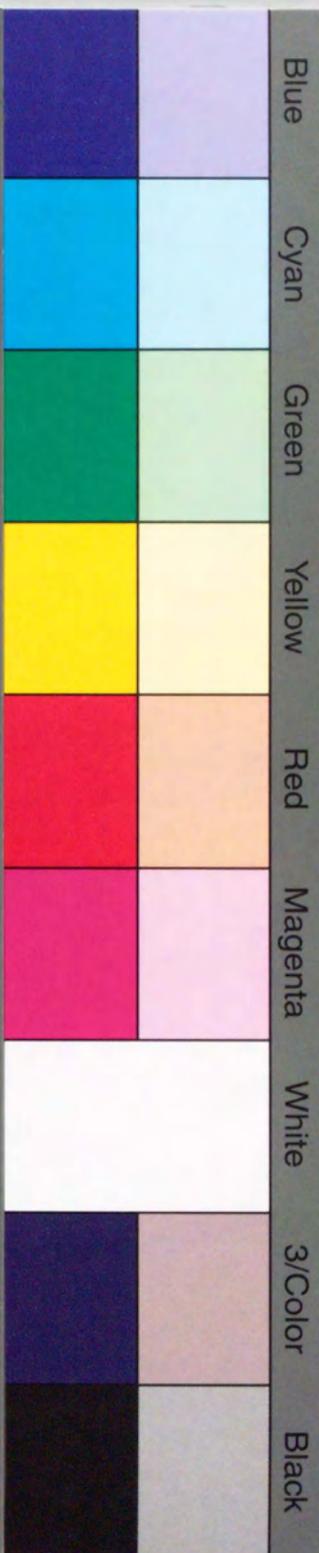
τ_{xz_0} : 静穏時のせん断応力



Inches 1 2 3 4 5 6 7 8
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black

Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19

