九州大学学術情報リポジトリ Kyushu University Institutional Repository

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。、静穏時の有効鉛直応力 σ'、。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。、周期 T、土の体積圧縮係数 m、、透水係数κ、水の単位体積重量γ、、飽和度Sr、水の体積圧 縮係数m、間隙率n、地盤の深さz、層厚ιなどがある。この他、波数Nの影響も考え られる。これらを関数形として表すと、

 $p = F (T, p_{\circ}, m_{v}, k, n, \gamma_{w}, S_{r}, m_{w}, Z, \iota, N)$ (7.1)

となる。これらの影響要因のうち、T、p。、Nは、波浪特性および水深に依存するファ クターで、m、、k、n、S、は、地盤特性に依存するファクターである。m、、k、nは、 相対密度と密接な関連がある。また、k、γ、、m、は、間隙水に依存するファクターで、 2、 ι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。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。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てよいことがわかる。図-7.2は、波数に対してp/p。の値の









- 140 -



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.の値はほとんど一定である。図 -7.3は、波数N=10(N10で表す) におけるp/p.の値(p/p.) N-10、 と任意の波数Nにおけるp/p.の値 (p/p.) 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

-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±2.5°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 $z/\iota = 0.45$ と $z/\iota = 0.84$ における周期Tと水圧比p/p。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。

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。の値はほぼ1 に近くなっており、地盤中の 水圧 p は、地盤表面の変動水圧 p。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。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 / γ "m、ι²) Tとして考慮されており、Cが小さくなると p/p。もそれに従って小



図-7.5(a) 周期と水圧比(z/1=0.45) 図-7.5(b) 周期と水圧比(z/1=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/γ "m 、 l²)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 。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_•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。と水圧比p/p。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 / t が0.84の場合にばらつ きが大きくなるものの、p。の値による p / p 。の値の変化はほとんど見られない。このこ とは、p と p 。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。 は波高、波長、水深の関数であるから、これらの影響は p 。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



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 明らかなように、水圧比下(=p/p。)は次の関数、

 $\overline{P} = G(\overline{T}, \overline{Z}, C, \alpha)$

(7.2)

により表される。 T、 Zが与えられているとすると、 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 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 、 は地盤の相対密度 D , 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 、 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 、 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 、 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/ℓ²)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、下は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ℓ₃の深さにあるときに、解析 上の不透水面の深さをℓ₁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。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ℓ₂よりも深い値置に不 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,および n/m v、m wo、p m gの 関数である。m wo = 48 x10⁻⁶ cm²/kgf、p m g = 1.033 kgf/cm² として、 α と S,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-7.9 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 。 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 ,、周期 T ,を推算する(山 崎ほか;1989)。各段階 i の波群 W , [H ,、T ,] (i = 1 ~ 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 , 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 ,、周期 T ,、水深 h ,、水の単位体 積重量 7 *である。

②解析に必要な入力定数(排水係数C₁=C_vT₁/ι²、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 • ι、 C ι、 α より、海底地盤中の変動水圧 p ι 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 ι 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 C₁、α、ιを用いて式(4.12)を解くとp₁が得られるが、p₁と先に求めたp_{b1}から、
変動過剰間隙水圧(p₁-p_{b1})の分布を計算する。

⑤静穏時の有効土被り圧σ'、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'および地盤面の上載荷重による有効鉛直応力σ'、から算定する。

⑥液状化の判定は、④と⑤で求めた(p₁-p_{b1})とσ'_v。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d₁₁を求める。

⑦各段階の波群 W_i [H_i 、 T_i] について、i = 1 ~ 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」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状化解析フロー

ない水深が得られる。この水深を液状化限界水深とする。この検討は、液状化にともなう 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、 を測定する。この結果から得られる圧密係数C、と、波浪の周期Tおよび透水層厚 ι から 式(4.8)を用いて排水係数Cが決定される。ι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 ιを仮定して試計算を行い、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.v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載荷



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α,,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α,, の±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、 飽和度が変化し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、0kusa(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(ωt)を用いていることを考慮して各位置 λx における液の状態(η :静水面からの高さ)に対応した液状化深さを求める。

— 148 —

表-7.1 入力条件

条件	水深	ì	皮浪条 件	+	水圧変動		地 盤	条	件		排水	伝達
ケース	<i>h</i> (m)	波高 H(m)	周期 T(s)	波長 L(m)	か か か (kgf/cm ²)	飽和単位重量 7sat(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 mv(cm²/kgf)	3值	係 数 C	係数 α
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=20m, 海水の単位体積重量 7w=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 $\lambda x = 0$ 、 $\pi/2$ 、 π 、3 $\pi/2$ 、2 π 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 π 、3 $\pi/2$ 、 π 、 $\pi/2$ 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

— 149 —





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、砕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 8 法先部が洗掘されている例が多いこ E となどから、ここでは、領域Iのマ H1/3 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) .

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









図-7.18 有義波高、周期の結合分布

- 151 -

設計波高および周期: H_{1/3}=5.7m、T_{1/3}=14.2s(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。

番号 i	有義波高 H 1/3(m)	波高* H(m)	周 期 T(s)	水圧振幅** p。(tf/m²)	
1	5.7	10.2	14.2	4.85	
1 '	5.7	10.5	9.5	4.31	
2	5 0	0 0	13.2	4.17	
2 '	5.0	9.0	9.0	3.70	
3	4 0	7 2	11.8	3.24	
3 '	4.0	1.2	8.0	2.76	
4	3 0	5 4	10.2	2.29	
4 '	5.0	J. 4	7.0	1.89	
5	2 5	4.5	9.3	1.88	
5'	2.5	4.0	6.3	1.41	

表-7.2 波高、周期と海底面の水圧振幅

注) * H = 1.8 H_{1/3}、**上段:波形勾配 H₀/L₀ = 0.018 下段: H₀/L₀ = 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 ι を決 めた。A-1モデルの ι 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 ι を 2.0mとした。砂層の水中単位体積 重量 γ 'は1.0tf/m³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。



Impermeable layer

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、、層厚ι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

	彼の番号									
	1	2	3	4	5	1 '	2 '	3 '	4 '	г.,'
Λ - 1	0.036	0.033	0.030	0.026	0.023	0.021	0.023	0.020	0.018	0.016
Λ - 2	3.8	3.5	3.1	2.7	2.5	2.5	2.1	2.1	1.9	1.7

注) 圧密係数 C₂=1.06(m²/s) 層 厚 ι = 20.5m(Λ-1) ι = 2.0m(Λ-2) 波形勾配 II₀/L₀=0.018(1~5), II₀/L₀=0.040(1~5^{*})

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_b-p)を、海底面に作用する変動 水圧振幅 p。で無次元化した値(p_b-p)/p。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

- 153 -

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、静穏時の海底地盤中 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、静穏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d₁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4m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、規則波の砕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、4m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、潜堤法先地盤のかなりの範囲で液状化が生じる結果が得られる。











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

00000

Liquefaction, Scour

000 532 Settlement of concrete block

Settlement and collapse Decrease of overburden pressure

00,000

Progress of settlement and collapse

図-7.25 潜堤の変状パターン

3.

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

- 157 -

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 度の激しかったケーソンを中心に、



写真-8.1 堤体、上部工の被災状況(右が港外側)

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、



図-8.1 被災断面(左が港外側)

被災防波堤から約2km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_{mex}は10m、周期T_{mex}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-8.2 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 表-8.1 設計時・被災時の波浪 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(Asi)のN値は、5 ~10、シルト・砂互層 (As.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

	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° ₩	N64° W
潮 位 H.W.L.(m) L.W.L.(m)	+ 0.8 0.0	+ 0.7 0.0

12

部砂層(As2)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



図-8.4 土層断面図

図-8.5 一軸圧縮強度

— 161 —

ト分を含む試料もありデータのばらつきが大きいが、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~10⁻⁵ cm/sのオーダである。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 , …。を計算するために用いられる。各要素の γ および σ , …。が得られれば、 式(3.23)を用いて微小時間△t間の発生過剰間隙水圧u.を求め、式(5.2)によりその 増分(∂u₁/∂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,が許 容誤差範囲内でu」に等しければ次の時間ステップへ進む。u。≠u。の場合には、u。の代 りにu_bとして(∂u_g/∂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、($\partial u_{a}/\partial t$) = 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) (a) Under wave crest 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応答して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0.1H₂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

— 164 —

表-8.2 土質定数一覧

特性 核料 (cm/s)	透水係数	な 体積圧縮 係数m↓ (cm²/kgf)	Endochronic定数			ヤンク 率	* 7 4 4	水中単位	
	(cm/s)		Α'	В'	λ	E (kgf/cm²)	ν ν	淬損重重 γ'(gf/cm ³)	
捨石マウンド	1.0	10 ^{- Б}	-	-	-	104	0.45	1.0	
砂層	0.3	2 x 1 0 ^{- 2}	33.79	258.55	549	600	0.45	0.8	
シルト層	3 x 1 0 ^{- 5}	2 x 1 0 ^{- 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 Focht (1975) は等価換算波数の概念を導入し、各波群の波の数Ngの(0.2 ~0.5) Ng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}、 ਜ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

— 165 —

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が、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 くなることがわかる。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





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4m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、2x10-3~8x10-3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、4x10-3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

- 167 -



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ことが必要である。

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_o は、せん断抵抗角を ϕ' 、有効垂直応力 を σ'_o とすると、

$$\tau_{o} = \sigma'_{n} \tan \phi' \tag{8.1}$$

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

$$\tau_{d} = (\sigma'_{n} - u) \tan \phi' = \sigma'_{n} (1 - \frac{u}{\sigma'_{n}}) \tan \phi' \qquad (8.2)$$

で表される。ただし、せん断抵抗角¢'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、

$$\tau_{d} = \sigma'_{n} \tan \phi'_{eq} \tag{8.3}$$

ここに、 φ'., 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、

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

で与えられる。

式 (8.4) を用いて4時間後お よび6時間後におけるゆ。。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 ø'。。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' 。。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。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



<u>■</u> ≤ 20°, 20°< <u>|||||||</u> ≤ 25°, 25° < <u>≤</u> 30°, 30° < <u>≤</u> 35°

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)



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も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

- 170 -

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 ので、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、〇が無被災地点の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



— 171 —

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9m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9m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 3.



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に比較すると、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.3 1-70.
- 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 waveinduced 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、異形プロックの沈下、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、位相と減衰をともなう 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 元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い上 がりが、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 にお願いして、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)にお願いし、また、模型土槽を用いた室内実験は、研修生の小黒良則氏(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である。

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、

- 179 -

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
В	: 間隙水圧係数(B值)
В'	:間隙水圧比に関する実験定数
B	:ケーソン底面幅
С	: 排水係数または圧縮率
C a	:気体の圧縮率
Съ	: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
Dro	:初期相対密度
d	:透水層厚
dı	:液状化深さ
d s	:底質の粒径
е	: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
Н	: 波高
H 1/3	: 有義波高
Н.	: 換算沖波波高
H	:平均波高
Ĥ	: Henryの溶解率
h	:水深
h.	: 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 Кь :多孔質岩の体積弾性率 K。:静止土圧係数 :水の体積弾性率 K " k : 透水係数 : x 方向の透水係数 k. : z 方向の透水係数 k z : 波長 L : 沖波波長 L 。 :透水層の厚さ ٤ m, :体積圧縮係数 :繰返し波数 N : 液状化波数 Nı n : 間隙率 :構造物に作用する水平合力 P_h P、:構造物に作用する鉛直合力 P :水圧比 (= p/po) р : 変動水圧 p.。:初期の間隙空気圧 p。:海底表面の変動水圧(底面水圧変動) pm :部分排水条件下での変動水圧 **P**_m : 絶対圧力で表した間隙水圧 p。 : 海底表面の変動水圧振幅 p'。:初期(大気圧下)の間隙圧(絶対圧) pv : 飽和水蒸気圧 r : 円筒座標中心からの距離 r。:初期の気泡半径

- 182 -

- r : 間隙水圧比
- S, : 飽和度
- S. : 初期(大気圧下)の飽和度
- S₁, : 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
- **T** : 周期で無次元化した時間(= t / T)
- t :時間
- t_p:等価換算波の継続時間
- U.: 境界層外縁流速の振幅
- U。:海底地盤面における水圧変動振幅
- u : 過剰間隙水圧
- u. : 間隙空気圧
- u (body):物体力による過剰間隙水圧
- u。 :非排水条件下で圧縮応力により発生する過剰間隙水圧
- u₂: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
- um :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. : 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 (sur r):表面力による過剰間隙水圧
- uw :間隙水圧
- u。:平均流速
- V :物質の体積
- V.: :間隙気体の体積
- V.。:初期の間隙気体の体積
- V、:間隙の体積
- V_v。:初期の間隙の体積
- V ...:間隙水の体積
- V...。: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. :構造物後端から合力作用点までの距離
- Z:透水層厚で無次元化した深さ(=z/ι)
- 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。 :せん断ひずみ振幅
- γ ":水の単位体積重量
- γ': :土の水中単位体積重量
- ε、:体積ひずみ
- η :海面の変動
- θ:位相角または実験定数
- κ :ダメージパラメター
- κ : カルマン定数
- λ :変換係数
- λ n :相似率
- ν :ポアッソン比
- *p* :海水の密度
- p. :砂の密度
- ρ, :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'm。:初期平均有効主応力
- σ_t : 気泡の表面張力
- σ'、:有効鉛直応力または有効土被り圧
- σ'、。: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'x。:静穏時のx方向の垂直応力
- σ_x : x 方向の垂直応力(全応力)

— 184 —

- σ'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。:静穏時のz方向の垂直応力

σ₂ : z 方向の垂直応力(全応力)

σ'z : z 方向の垂直応力(有効応力)

△σ'、: 波浪による有効鉛直応力の変動成分

て n: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

て** :波浪によるせん断応力変動成分

τxz。:静穏時のせん断応力



Koda A 1		Kod	inches I I I cm 1 2
k Gray		Cyan	3 4
Scale		or Contr Green	5 6
о З		Yellow	7 8
9 10		hes Red	9 10
11 12		Magent	11 12
13 14		a White	13 14 1
15 ®		s 3/Col	5 16 11
Kodak, 2007 TM: Koda 17 18 19		odak, 2007 TM: Koda	18 19