

港 湾 技 研 資 料

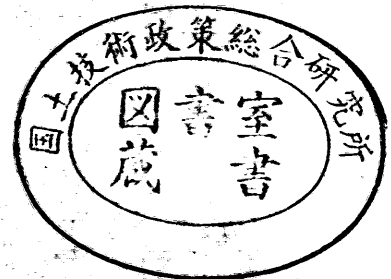
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 751 June 1993

初期応力条件が矢板岸壁の地震時挙動に与える影響
の有効応力解析による検討

亀 岡 知 弘
井 合 進

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨

1. まえがき	3
2. 有効応力解析モデルの概要	4
2. 1 応力-歪モデルの概要	4
2. 2 過剰間隙水圧モデルの概要	4
3. 解析対象岸壁の断面と土質条件	6
3. 1 解析の対象とした岸壁断面	6
3. 2 解析モデルのパラメタの決定	7
4. 矢板岸壁の解析	8
4. 1 強制変位による有効応力の増加	8
4. 2 地震応答解析	11
5. 解析結果と考察	11
5. 1 緩い砂地盤の条件での解析結果	11
5. 2 密な砂地盤の条件での解析結果	18
5. 3 初期応力の影響	28
6. 結論	28
7. あとがき	28
参考文献	28
記号表	29

Numerical Analyses on the Effects of Initial Stress Conditions on Seismic Performance of Sheet Pile Quay Walls

Tomohiro KAMEOKA*
Susumu IAI**

Synopsis

Among various techniques proposed as remedial measures against liquefaction, compaction of ground is one of the most effective and reliable techniques. The mechanisms of remediation against liquefaction by this technique are (1) densification of soil to increase material resistance to liquefaction and (2) increase in the effective horizontal stress in soil to increase the stress resistance to liquefaction. When this technique is used for sheet pile quay walls, the increase in the effective horizontal stress has an adverse effect to increase the existing level of bending stress in the sheet piles, thus reducing the resistance of the sheet piles against seismic forces.

In the present study, effective stress analyses are conducted to determine which factor, out of the material resistance increase or the bending resistance decrease, will become predominant during earthquakes. The numerical analyses are done for sheet pile quay walls with a water depth of ten meters with loosely deposited backfill sand and with compacted backfill sand. The initial stresses in the sheet pile quay walls are varied for the quay walls with both types of backfills to examine their effects. The following conclusions are obtained from the present study.

- (1) Increase in the initial stress in the ground becomes most significant at the tie-rod level, at which the horizontal movement of the sheet pile is fixed.
- (2) The initial stress increase due to compaction of ground has an overall effect to reduce the displacement and the bending moment of sheet piles during earthquakes.

Key Words : Bending Moment, Displacement, Initial Stress, Liquefaction, Sheet Pile Quay Walls

* Member of Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory

** Chief of Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory

初期応力条件が矢板岸壁の地震時挙動に与える影響の有効応力解析による検討

亀岡 知弘*
井合 進**

要 旨

液状化対策工には種々のものがあるが、中でも最も有効性に優れているとされていて、施工実績も多いものに締め固め工法がある。この工法は、地盤の密度を増加させることを目的とすると同時に、水平方向の応力を増加させて液状化に抵抗する特徴を有する。しかし一方では、矢板岸壁において締め固め工法を用いた場合、施工時に発生する曲げ応力の増加による矢板の地震時耐力の低下が危惧される。

そこで、本研究では、有効応力の増加および矢板に生ずる曲げ応力の増加が矢板岸壁の耐震性に及ぼす影響について検討することとし、この観点から、初期応力条件が地震時における矢板の挙動に与える影響について、液状化を考慮した有効応力解析によって検討した。解析は、水深10mの矢板岸壁を対象とし、矢板背後の埋立地盤が緩詰めの場合と締め固め工の施工により密になった場合の2例について計算し、考察を行った。また、地盤内の水平応力の増加による影響については、矢板背後の埋立地盤の密度がゆるい場合と密の場合のそれぞれについて、地盤内の水平応力を段階的に変化させて検討を実施した。

これらの検討の結果、以下の結論が得られた。

1. 締め固め工法による地盤内の応力増加は、控え工により変位が固定されているタイロッド付近において特に著しくなる傾向が見られる。
2. 締め固め工法を矢板岸壁に施工した場合の矢板のはらみだし等に見られる初期土圧の増加は、矢板の地震時の安定性において危険因子とはならず、むしろ地震時の矢板の変位および曲げモーメントの抑制に寄与するものと判断される。

キーワード：矢板岸壁、液状化、初期応力、変位、曲げモーメント

1. まえがき

地盤の液状化は構造物の地震被害の主要な原因の一つであることは広く知られている。その対策として、港湾構造物については、1983年日本海中部地震を契機として、既存の岸壁の液状化対策を含めた総合的な液状化対策を推進しているところである。

液状化対策工には種々のものがあり、その中で、現在、もっとも施工実績があり、かつ有効な工法とされているものに締め固め工法がある。同工法による液状化防止の原理は、第一に、地盤の密度を増加させて、過剰間隙水

圧の発生を抑制すること、第二に、地盤内の水平方向の応力を増加させて粒子間の拘束力（噛み合わさっている力）を大きくし、土粒子骨格を崩れにくくすることである。しかし一方では、同工法を矢板岸壁に用いた場合、地盤内の水平方向の土圧が増加し、液状化対策工施工後の矢板の曲げ応力の増加を招く。それによる地震時耐力の低下が危惧され、この点が、締め固め工法による液状化対策の実施上、特に検討を要する課題の一つとされる。

本研究では、地盤内の初期有効応力の増加および、矢板に生ずる曲げ応力の増加が矢板岸壁の耐震性に及ぼす影響について検討することとし、この観点から、地盤内

* 構造部地盤震動研究室

** 構造部地盤震動研究室長

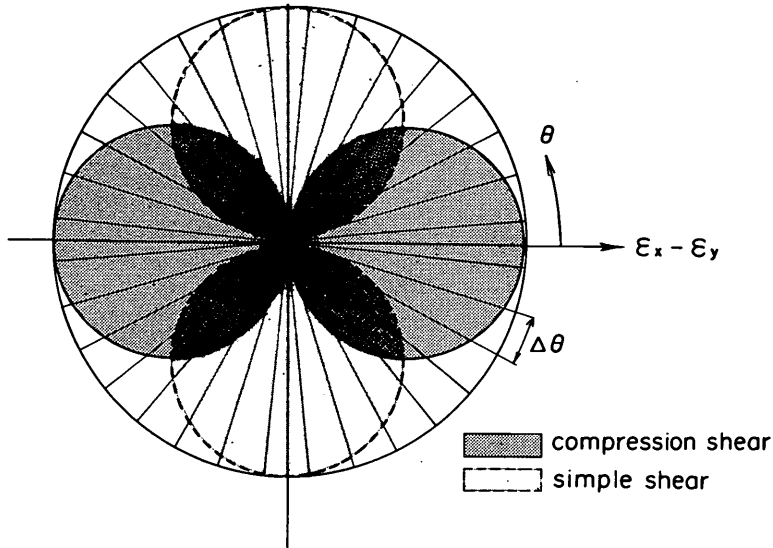


図-1 応力-歪モデル概念図

の初期応力条件が地震時に矢板岸壁の挙動に与える影響について解析を試みた。

2. 有効応力解析モデルの概要

本研究は、液状化の解析を目的として著者らが開発した有効応力解析モデルを用いて検討する^{1) 2)}。同解析モデルについては、1983年日本海中部地震における秋田港の矢板岸壁を対象として詳しい検討を行った結果、その適用性が確認されている³⁾。

この解析モデルは、基本的には、せん断応力とせん断ひずみの関係を規定する応力-ひずみモデルと、繰り返しせん断の影響で発生する過剰間隙水圧を規定する過剰間隙水圧モデルの二つから構成される。以下に、それぞれの概要を示すこととする。

2.1 応力-歪モデルの概要

本解析モデルにおける応力-歪の関係は、東畑・石原⁴⁾による任意方向せん断面の双曲線モデルに基づいている。ただし、履歴ループの大きさを任意に調節可能なように拡張している。図-1にその概念図を示す。同図に示すとおり、圧縮せん断による軸差ひずみ $\epsilon_x - \epsilon_y$ が発生すると、これに応じて、同図で濃いハッチで示す割合で各方向への仮想的な単純せん断ひずみが発生するものとしている。これに応じて、双曲線モデルによる仮想的な単純せん断応力が発揮されるとするものである。同様に、水平方向のせん断ひずみ γ_{xy} が発生すると、これに応じて、同図で薄いハッチで示すような割合で仮想的な単純せん断が発生するものとしている。

本解析モデルのパラメータとしては、内部摩擦角 ϕ'_i 、および基準有効拘束圧力 σ_{mo}' 時のせん断弾性係数 G_{ma} が必要となる。これらのパラメータから、地震応答計算の初期状態におけるせん断強度 τ_{mo} 、せん断弾性係数 G_{mo} 、および基準歪 γ_{mo} は初期有効拘束圧力を σ_{mo}' とすれば、以下のように与えられる。

$$\tau_{mo} = \sigma_{mo}' \cdot \sin \phi'_i \quad (1)$$

$$G_{mo} = \sqrt{\frac{\sigma_{mo}'}{\sigma_{ma}'}} G_{ma} \quad (2)$$

$$\gamma_{mo} = \frac{\tau_{mo}}{G_{mo}} \quad (3)$$

本解析モデルの特徴として、仮想的な単純せん断を規定する双曲線関係について、各方向ごとに異なる固さ、強さを与えれば土の異方性が考慮できること、また主応力軸の回転の影響が、新たなパラメータを導入しなくても自然に考慮できることなどが挙げられる。これらの特徴は、いずれも、液状化や地震応答解析において重要な役割を果たすものである。

2.2 過剰間隙水圧モデルの概要

過剰間隙水圧モデルとしては、著者の一人による塑性せん断仕事及びせん断応力の関数として与えるモデルを用いている。図-2にその概念図を示す。本解析モデルでは、有効応力経路のモデル化として、同図中にハッチで示すような、変相角をパラメータとする液状化フロ

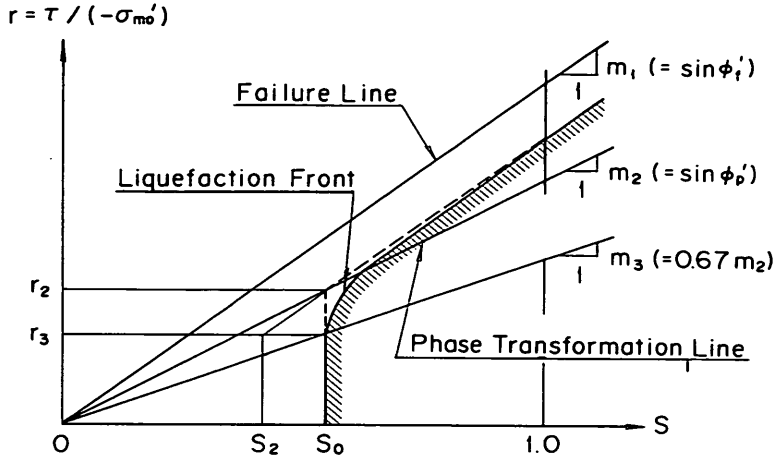


図-2 状態変数Sとせん断応力比rの概念図

トを仮定している。この液状化フロントは、静的非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において、次式に示す状態変数Sと、せん断応力比rによって規定されるものである。

$$S = \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mo}} \quad (4)$$

$$r = \frac{\tau}{\sigma'_{mo}} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \sigma'_{mo} &= (\sigma'_{x0} + \sigma'_{y0}) / 2 \\ \tau &= (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 \\ &= \sqrt{\tau_{xy}^2 + \{(\sigma'_y - \sigma'_x) / 2\}^2} \end{aligned}$$

液状化フロントは液状化フロントパラメータ S_0 とせん断応力比rの関数として、次式で与えられる。

$$S = S_0 \quad (r \leq r_3) \quad (6)$$

$$S = S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + \{(r - r_3) / m_1\}^2} \quad (r > r_3) \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} r_2 &= m_2 S_0 \\ r_3 &= m_3 S_0 \\ S_2 &= S_0 - (r_2 - r_3) / m_1 \\ m_1 &= \sin \phi'_i \\ m_2 &= \sin \phi'_p \\ m_3 &= 0.67 m_2 \\ \phi'_i &: \text{内部摩擦角} \\ \phi'_p &: \text{変相角} \end{aligned}$$

上式中の液状化フロントパラメータ S_0 は、正規化した塑性せん断仕事wの関数として次式より与えられる。

$$S_0 = 1 - 0.6(w / w_1)^{p_1} \quad (w \leq w_1) \quad (8)$$

$$S_0 = (0.4 - S_1)(w_1 / w)^{p_2} + S_1 \quad (w > w_1) \quad (9)$$

ここに、 $w = W_s / W_n$

$$W_n = (\tau_{mo} \cdot \gamma_{mo}) / 2$$

$$\tau_{mo} = m_1 \cdot (-\sigma'_{mo})$$

$$\gamma_{mo} = \tau_{mo} / G_{mo}$$

$$G_{mo} = G_{ma} \cdot \sqrt{\sigma'_{mo} / \sigma'_{ma}}$$

W_s : 塑性せん断仕事

w_1, S_1, p_1, p_2 : 液状化パラメータ

上記に加え、塑性せん断仕事の計算において、パラメータ c_1 を導入し微小なせん断応力レベルでの過剰間隙水圧の発生/非発生を柔軟に追跡できるようにしている。さらに、変相線を越えた領域においては、塑性せん断仕事ですべて液状化に作用しないとの考えから、その増加率に若干の補正を加えている。以上から、本解析モデルを用いるに当たっては、 w_1, S_1, p_1, p_2, c_1 の5つの液状化パラメータが必要となる。

本解析モデルの特徴として、数パーセントの歪が発生する場合においても対応可能であること、また塑性せん断仕事を正規化したものを液状化の際の内部変数として用いている為、せん断応力比で表される液状化抵抗は拘束圧力に依存せず一定となること、が挙げられる。これらの特徴も、前節で述べた応力ひずみモデルの特徴と併せて、液状化の解析において重要な役割を果たすものである。

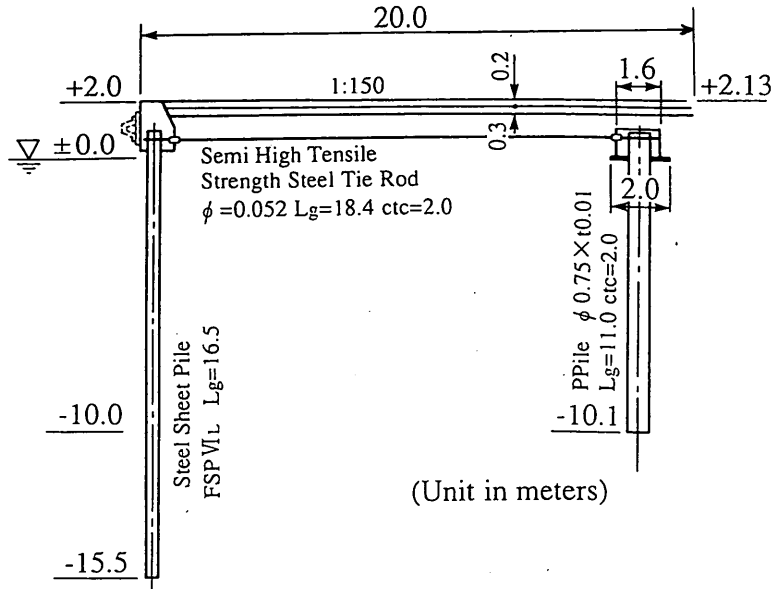


図-3 大浜1号岸壁の断面図

3. 解析対象岸壁の断面と土質条件

3.1 解析の対象とした岸壁断面

本研究では、前面水深10m程度の比較的大型の矢板岸壁を解析対象とした。水深10m程度の矢板岸壁にも種々のものがあるが、本研究では、実際に建設された岸壁断面の標準的な断面と考えられるもののうち、秋田港の大浜1号岸壁（タイロッド式矢板岸壁）の標準断面⁴⁾を参考として解析に用いることとした。図-3にその標準断面図を示す。

解析の対象とした地盤条件としては、図-4(a)に示す様に、水深10mの海底地盤でN値が18程度の比較的密な砂（以下、D砂とよぶ）で構成された現地盤面に矢板を

打設し、矢板背後を砂（以下、L砂とよぶ）で埋め立てることによってN値が4程度となっている場合を想定した。以下において、これをケース1とよぶ。次に、ケース2として、液状化対策により密度増加した地盤条件を想定し、図-4(b)に示す様に、埋立によるL砂の部分すべてD砂となった場合について解析を行った。両ケースの解析結果を比較することにより、液状化対策による密度増加の効果を明らかにすることをねらったものである。

液状化対策工の施工による地盤内の初期応力の増加の影響は、次章において説明するとおり、密度の増加の影響とは独立して検討することとし、ケース1、2の両者について、それぞれ種々の初期応力条件を与えて検討し

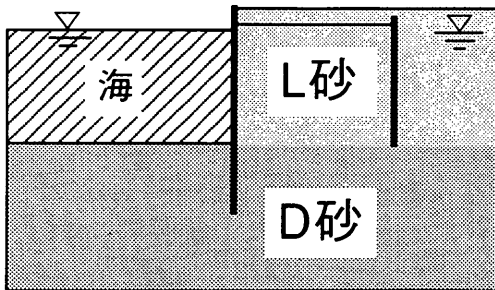


図-4(a) ケース1の断面図

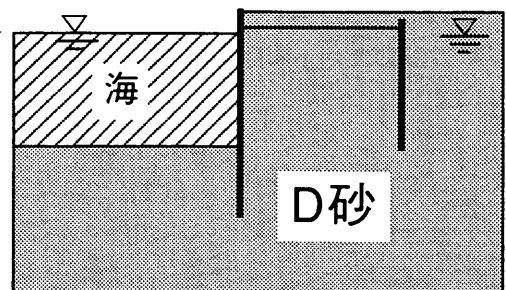


図-4(b) ケース2の断面図

た。実際には、液状化対策としての締め固め工による砂の密度増加と初期応力条件とは密接に関連するはずであるが、これらの関連は、現在のところ必ずしも明確ではないため、解析上では、砂の密度および初期応力の両者について種々の組み合わせの条件下での解析結果が得られるように配慮したものである。

3.2 解析モデルのパラメタの決定

本解析において必要となるLおよびD砂の解析モデルパラメタについては、秋田港大浜1号岸壁及び2号岸壁の土質データ³⁾を参考に決定した。以下に、基準有効拘束圧力 σ_{vm}' 、同拘束圧力に対応するせん断弾性係数 G_{ms} 、同拘束圧力に対応する体積弾性係数 K_s 、内部摩擦角 ϕ_r' の決定の詳細を示す。

まず、基準有効拘束圧力 σ_{vm}' は、L砂・D砂についてそれぞれ対象断面の-5m、-7mでの値を用いて、50kPa、69kPaとした。この基準有効拘束圧力に対応するせん断弾性係数 G_{ms} は、次式の関係を用いて算出した。

$$G_{ms} = \rho \cdot V_s^2 \quad (10)$$

ここに、 G_{ms} ：せん断弾性係数(kPa)

ρ ：密度($kN/s^2/m^4$)

V_s ：S波伝播速度(m/s^2)

なお、 V_s については、秋田港の大浜3号岸壁におけるP-S検層の結果⁵⁾における深度及びN値を勘案して、L砂については $V_s=130m/s$ 、D砂については $V_s=190m/s$ を用いた。

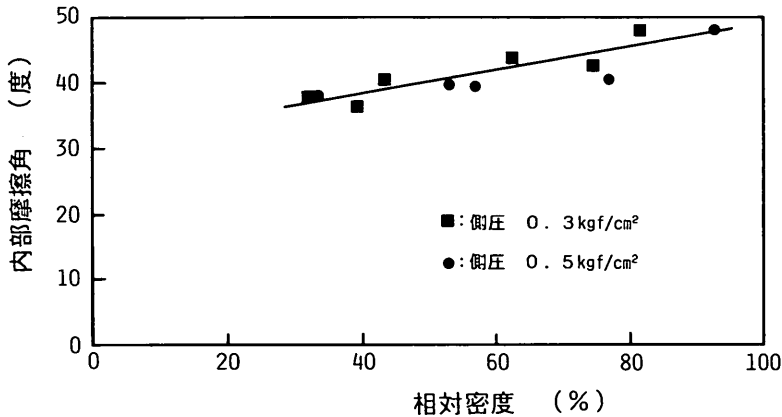


図-5 圧密排水三軸試験から求めた相対密度と内部摩擦角の関係

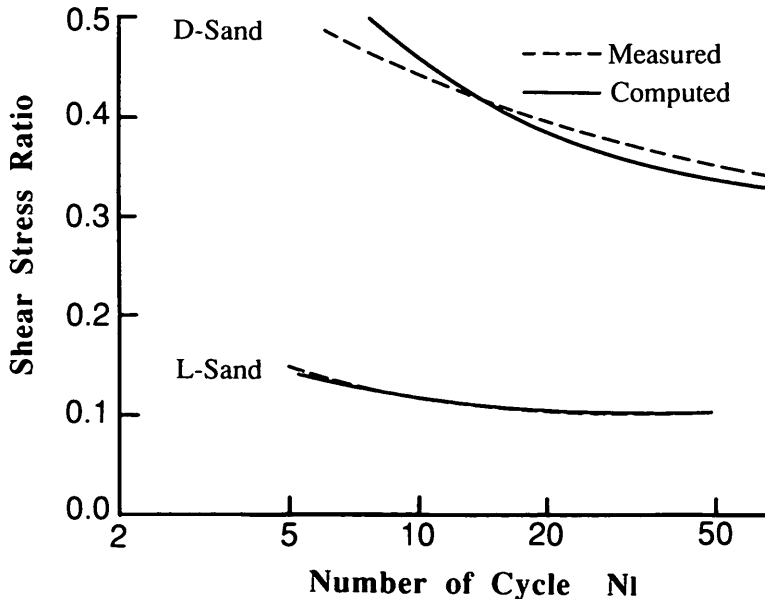


図-6 L砂、D砂に対する液状化抵抗曲線

体積弾性係数 K_a は、ポアソン比 ($\nu = 0.333$) とせん断弾性係数 G_{ma} の関係から次式より求めた。

$$K_a = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \cdot G_{ma} \quad (11)$$

内部摩擦角 ϕ_r' は、図-5 に示す秋田港外港地区の砂の室内試験結果に基づいて決定した。なお、地盤の相対密度は、次式に示すマイヤホフによる N 値と相対密度 D_r の関係から求めた。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{vo}' + 0.7}} \quad (12)$$

ここに、 D_r : 相対密度
 N : 土層の N 値
 σ_{vo}' : 土層の有効上載圧力 (kgf/cm^2)

解析には上述のパラメタに加え、液状化計算に必要な液状化パラメタ (w_1, S_1, p_1, p_2, c_1) を決定する必要がある。まず、秋田港大浜地区の砂の繰り返し三軸試験結果から、L砂、D砂それぞれの相対密度に相当する液状化抵抗曲線を図-6 に示す様に設定した。この液状化抵抗曲線をもとに、繰り返し三軸試験をシミュレートし、液状化抵抗曲線にもっともよく合うパラメタを試行的に求めた。この解析においては、あらかじめ等方圧密 ($\sigma_{mo}' = 98\text{kPa}$) させた後、非排水条件で繰り返し三軸試験での応力比に相当する応力を与え、せん断歪が片振幅で2.5%を越えた時点をもって液状化とした。これらの液状化パラメタの決定方法の詳細は、文献2) に示されている。

以上の方法により求めた解析モデルパラメタを表-1 に示す。

表-1 計算に用いた諸定数

	L砂	D砂
σ_{ma}' (kPA)	50.0	69.0
G_{ma} (kPA)	33800.0	7200.0
K_a (kPA)	89930.0	192100.0
ϕ_r' (度)	37.0	43.0
ϕ_p' (度)	30.0	30.0
S_1	0.005	0.005
W_1	0.5	14.0
P_1	0.4	0.5
P_2	0.42	1.0
C_1	1.5	4.6

4. 矢板岸壁の解析

4.1 強制変位による有効応力の増加

解析においては、まず、図-7 に示す断面図において鉛直下向きに重力を掛けて自重解析を実施し、自然圧密状態を再現した。ケース1においては、この状態が、液状化対策工の施工前の状態に相当する。また、ケース2においては、液状化対策工の施工により地盤の密度は増加しているが、地盤内の応力には変化がなかった状態に相当する。

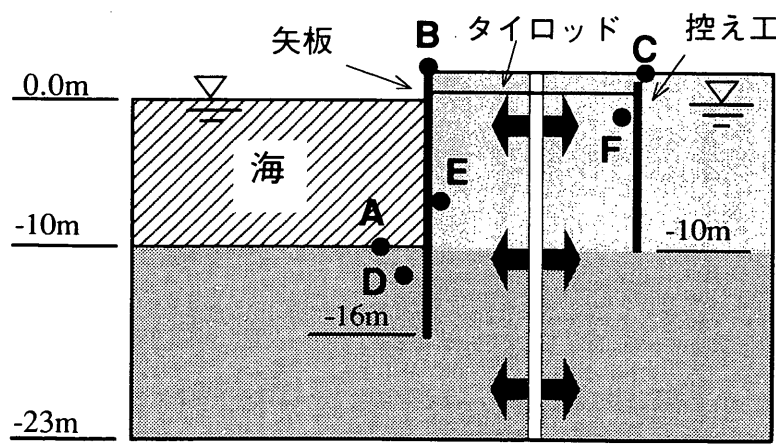


図-7 解析に用いた断面図

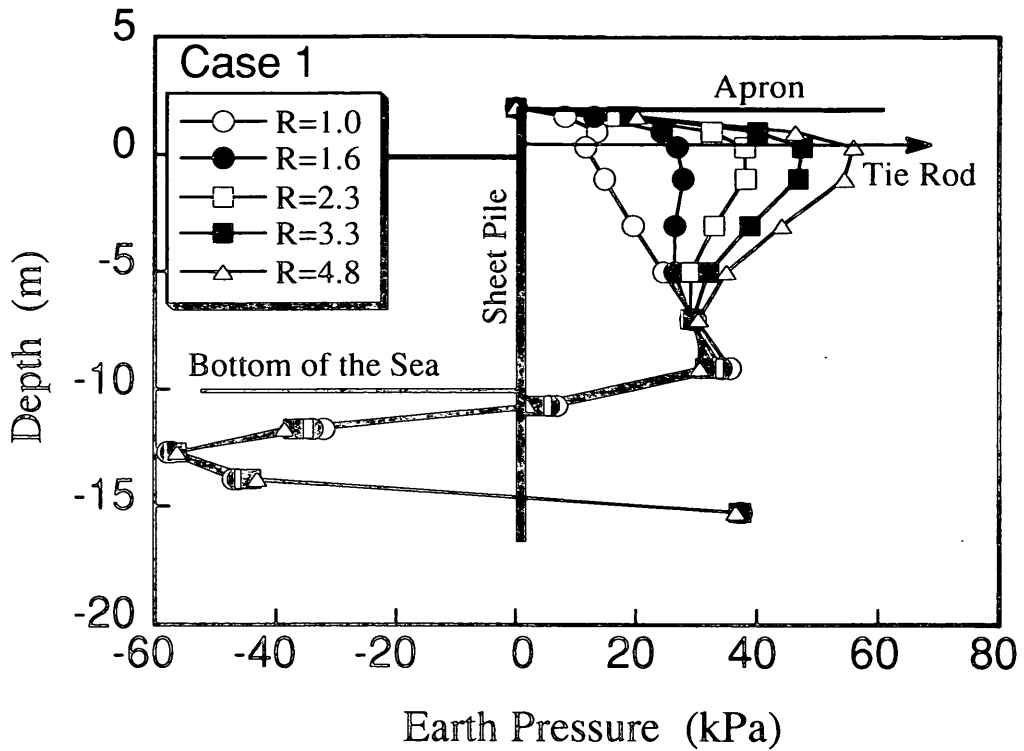


図-8 強制変位後の土圧分布図 (ケース1)

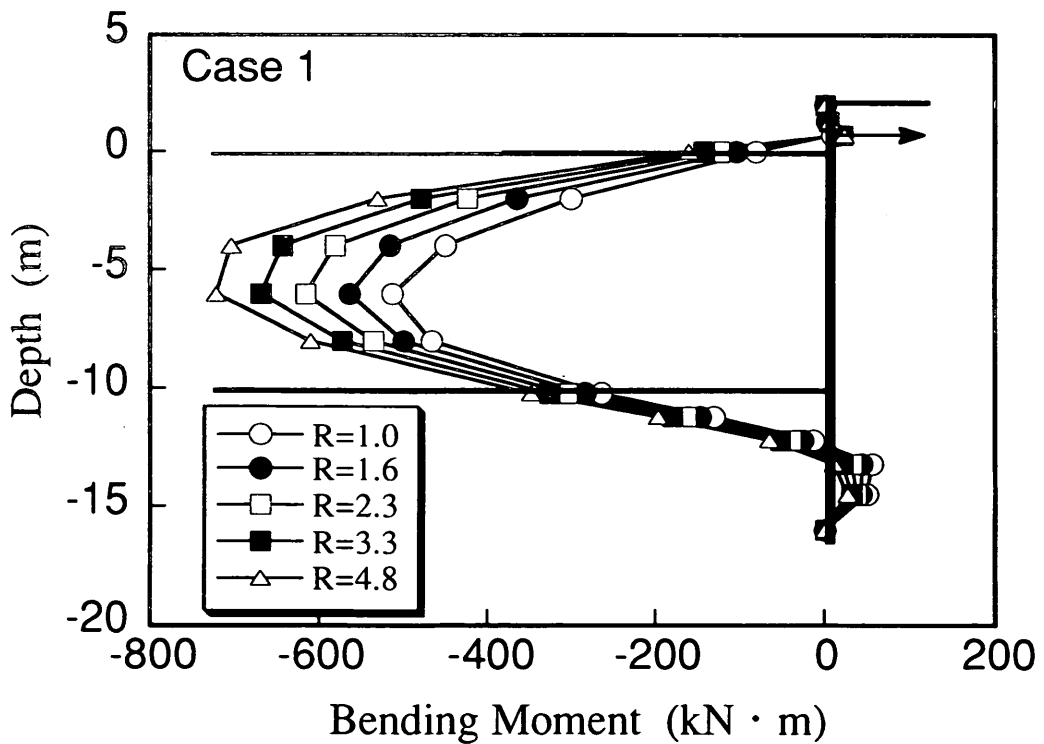


図-9 強制変位後の曲げモーメント分布図 (ケース1)

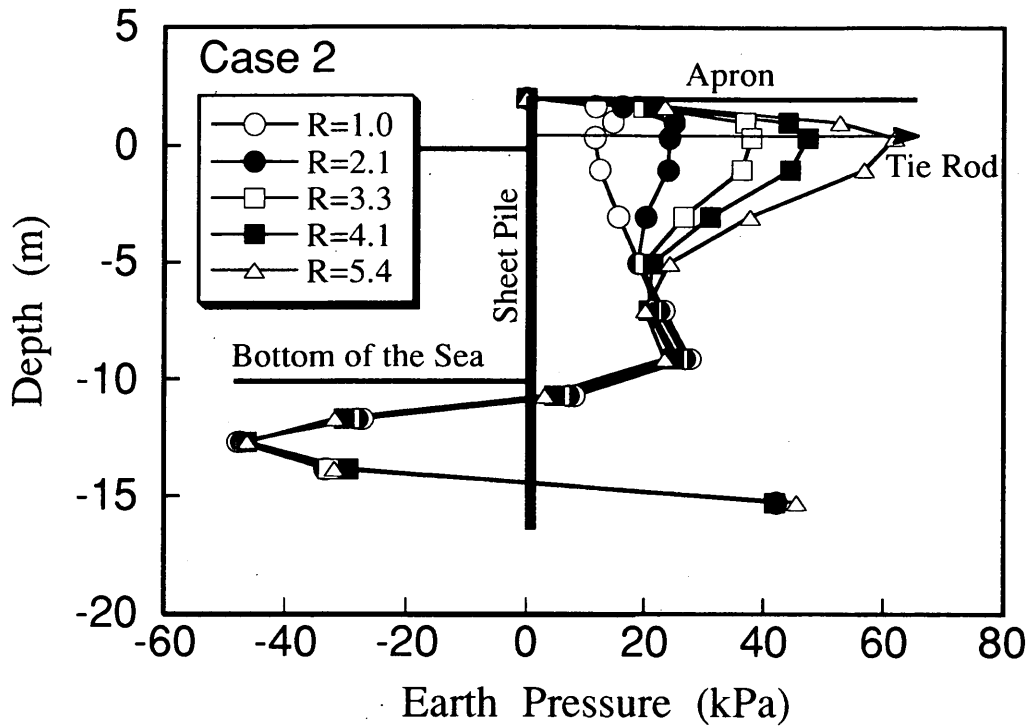


図-10 強制変位後の土圧分布図 (ケース2)

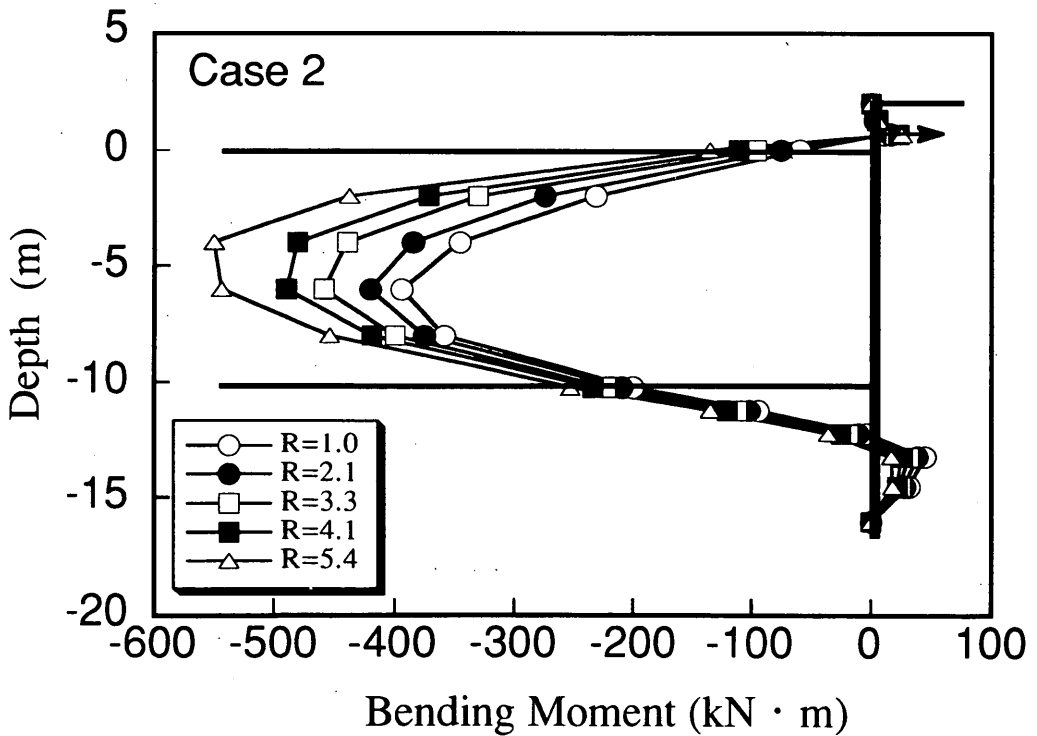


図-11 強制変位後の曲げモーメント分布図 (ケース2)

次に、液状化対策工を行った結果により地盤内の水平方向の有効応力が増加した状態を解析で再現するため、図-7において矢印で示すように地盤の水平方向に、深さ方向に一樣な強制変位を与えた。背後地盤に与えた強制変位は、ケース1において、0.002, 0.005, 0.010, 0.015, 0.020, 0.025mと変位を与えない場合の全部で7段階とし、ケース2においても、0.001, 0.003, 0.007, 0.010, 0.015, 0.020mと変位を与えない場合の全部でこの場合も7段階とした。これらの値は、タイロッドの引っ張り強度を考慮にいれて最大値を決定し、また、土要素が破壊しないという点にも配慮した。先に触れたとおり、実際には、液状化対策工による密度増加の割合と、水平方向の有効応力の増加の割合とは、関連が深いものと思われるが、その関連を明確に示す定量的なデータは得られていないため、本研究では、種々のケースを幅広くカバーするように解析を実施することとしている。

ケース1及びケース2の各強制変位段階での矢板に掛かる土圧（ここに示す土圧とは、矢板に接する背後地盤要素の水平方向の有効直応力を意味する）の分布及び曲げモーメントの分布を図-8～図-11に示す。ここで、図中の索引に示すRは、地盤の有効応力の増加を示す指標であり、タイロッド付近（正確には、+0.35mのレベル）における自然圧密状態と強制変位後の矢板背後地盤の土圧の比をもって表している。さらに、5章における解析結果の検討においては、この土圧比Rを初期応力増加を定量的に表す基本的な指標として用いている。

図-8及び図-10に土圧分布図を示すが、いずれのケースとも強制変位による水平方向の有効応力の増加がみられ、これに応じて図-9および図-11に示す曲げモーメントが増加している。土圧の分布についてより詳細に見ると、特にタイロッド取付部付近の増加は著しいが、水面下約6m以深では、強制変位による土圧の増加がほとんど見られないことがわかる。このことは、矢板の変位を拘束しているタイロッド付近においては締め固め工による有効応力増加の効果が発揮されるが、海底面付近

以深では矢板の海側への変位によりその効果は余り上がらないものと解釈できる。このような土圧の分布を反映して、図-9および図-11に示す曲げモーメントの分布においては、土圧が大きくなるにつれて、そのピーク的位置が若干上方に移動する傾向を示しているが、極めてわずかな変化に過ぎない。

本解析においては、図-7に示すとおり、締め固め工の影響を、深さ方向に一樣な強制変位を与えることによって表現しているが、実際の締め固め工法においては、施工方法如何では、砂が地盤深部に強制的に圧入され、地盤深部においても有効応力の増加が期待される。この点については、今後の検討したい。

4.2 地震応答解析

以上に述べた各種条件について、地震応答解析を実施し、地震後の矢板の変位、土圧、曲げモーメントなどを求めた。地震応答解析においては、1983年日本海中部地震の秋田港の記録⁵⁾を基に、大浜1号岸壁法線直角方向への入射波を求め、その主要動部分15秒間を基盤に入力して解析を行った。基盤への入力地震動波形は、図-12に示すとおりであり、その最大値は153Galである。

解析は非排水条件のもとで実施し、時間積分としてはWilson- θ 法 ($\theta=1.4$)を用い、レーレー減衰 ($\alpha=0.0$, $\beta=0.005$)を液状化の進行に伴って低減する形で用いた。

5. 解析結果と考察

5.1 緩い砂地盤の条件での解析結果

本節では、背後地盤が比較的緩い砂となっているケース1について、矢板に掛かる土圧および曲げモーメントに関する解析結果を示す。まず、図-13～図-17に、各土圧比毎にこれらの結果を示す。これらの結果を通覧すると、図-14～16に示す土圧比R=1.6, 2.3, 3.3の場合の結果は、図-13に示す土圧比R=1.0の場合と図-17に示す土圧比R=4.8の場合の中間段階ともいべきものとなっている。そこで、以下においては、土圧比R=1.0およびR=4.8の場合を中心として、詳しく見ていくこと

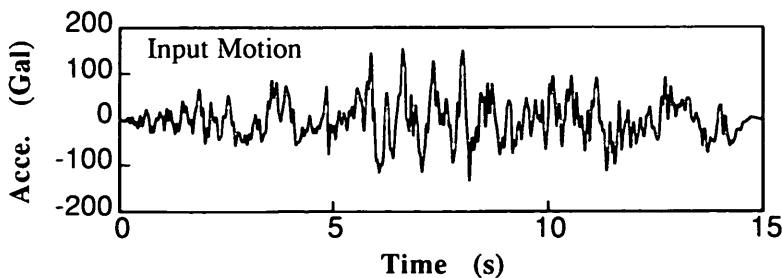


図-12 入力地震動

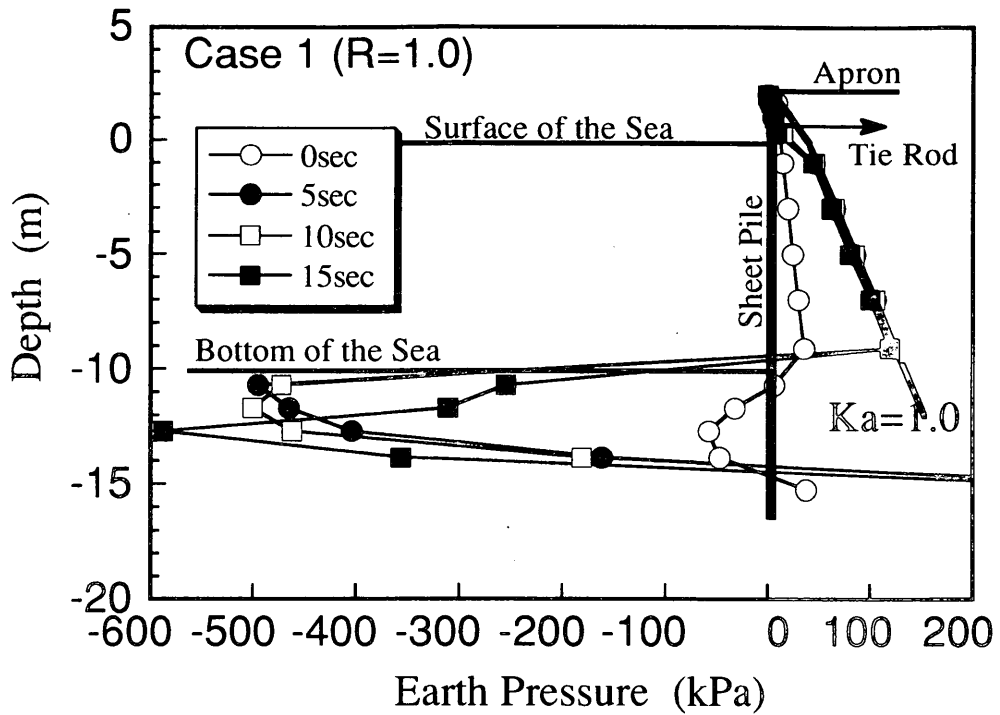


図-13(a) $R=1.0$ の矢板にかかる土圧分布図 (ケース1)

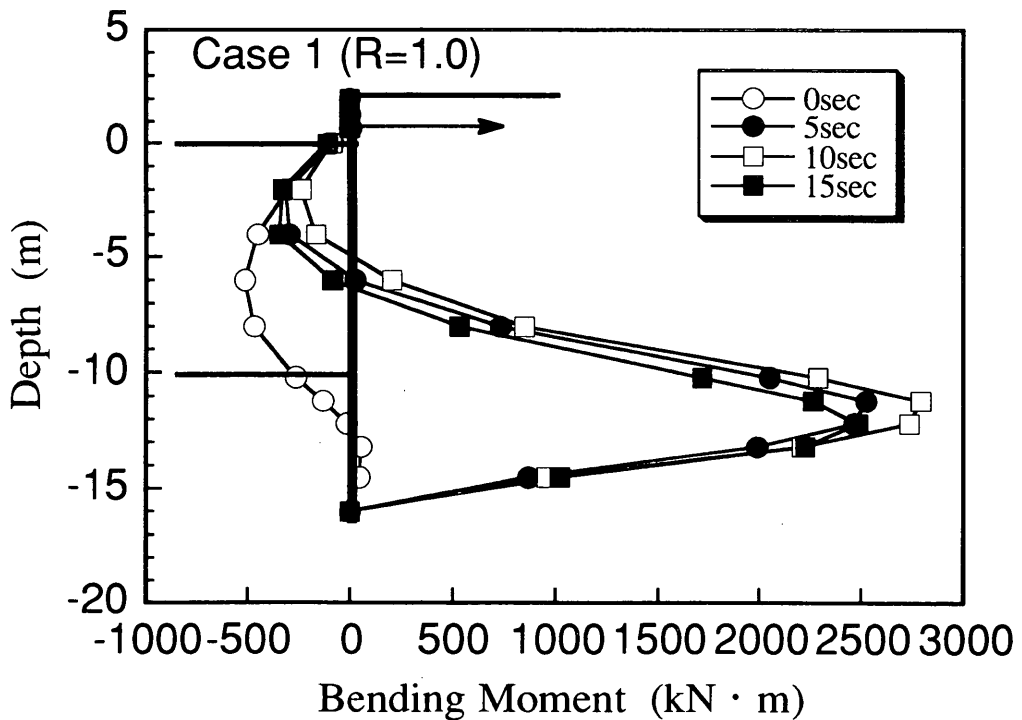


図-13(b) $R=1.0$ の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース1)

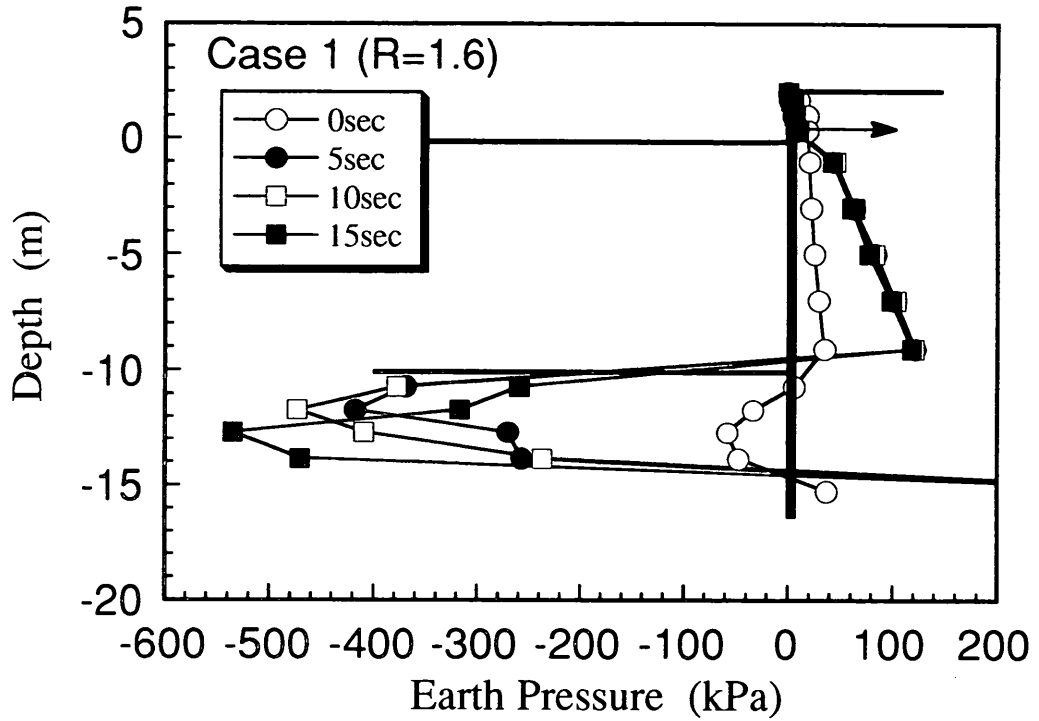


図-14(a) R=1.6の矢板にかかる土圧分布図 (ケース1)

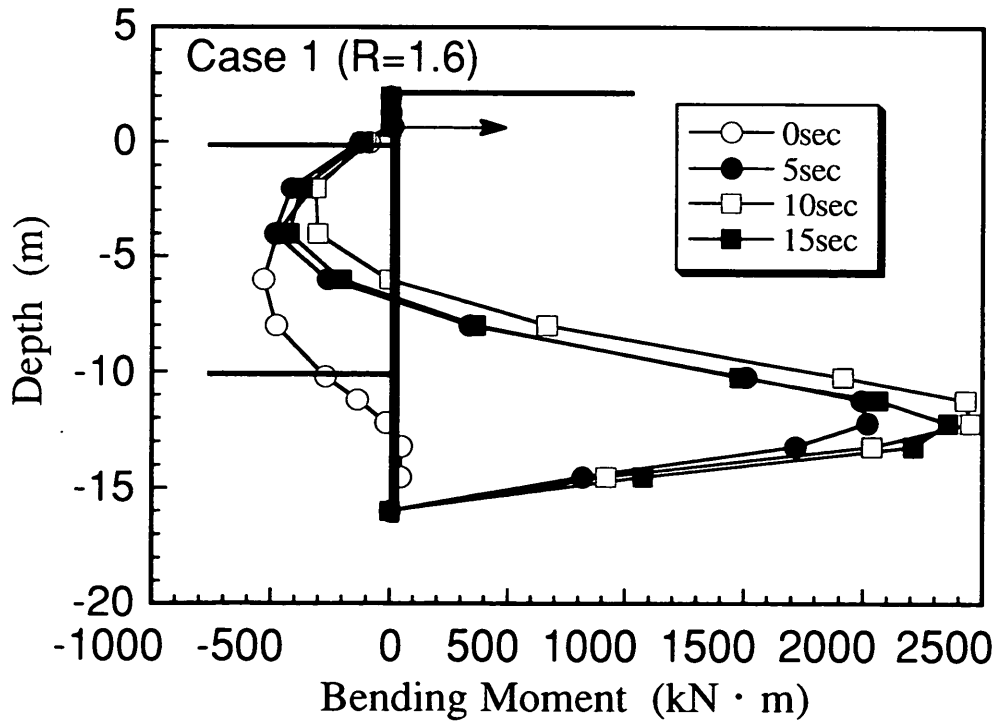


図-14(b) R=1.6の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース1)

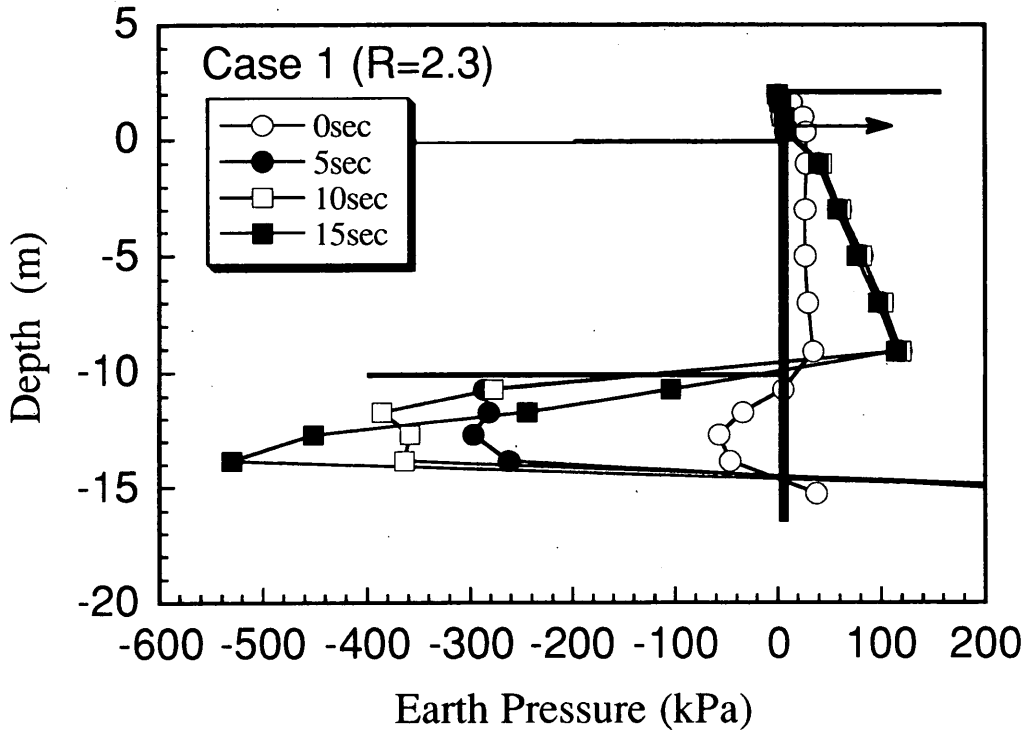


図-15(a) R=2.3の矢板にかかる土圧分布図 (ケース1)

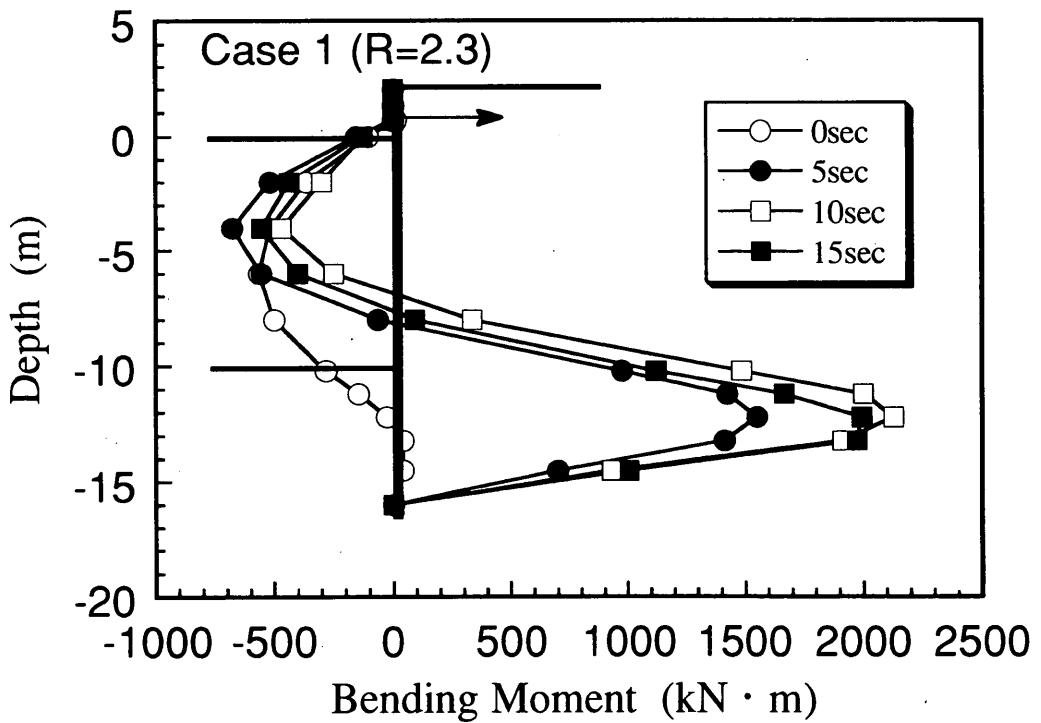


図-15(b) R=2.3の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース1)

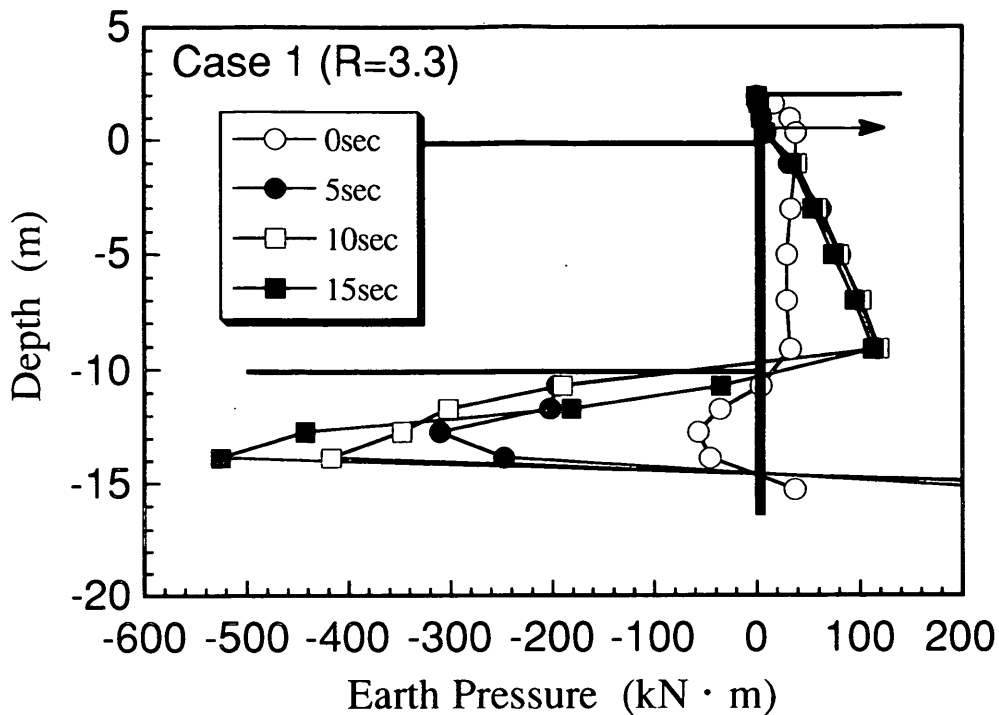


図-16(a) R=3.3の矢板にかかる土圧分布図 (ケース1)

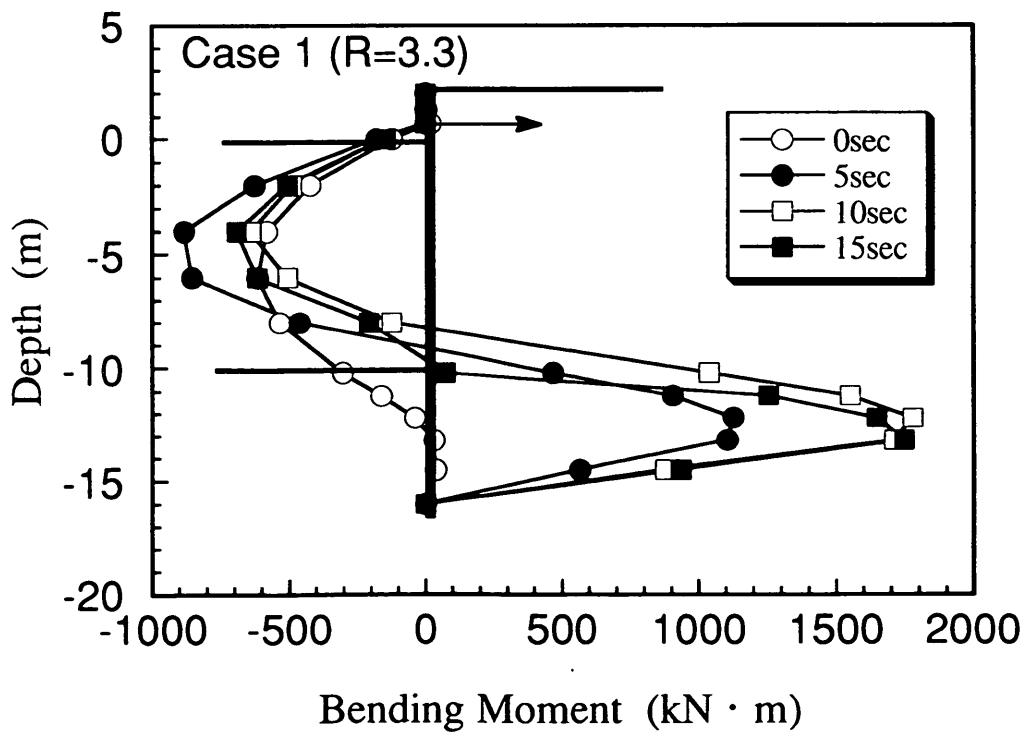


図-16(b) R=3.3の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース1)

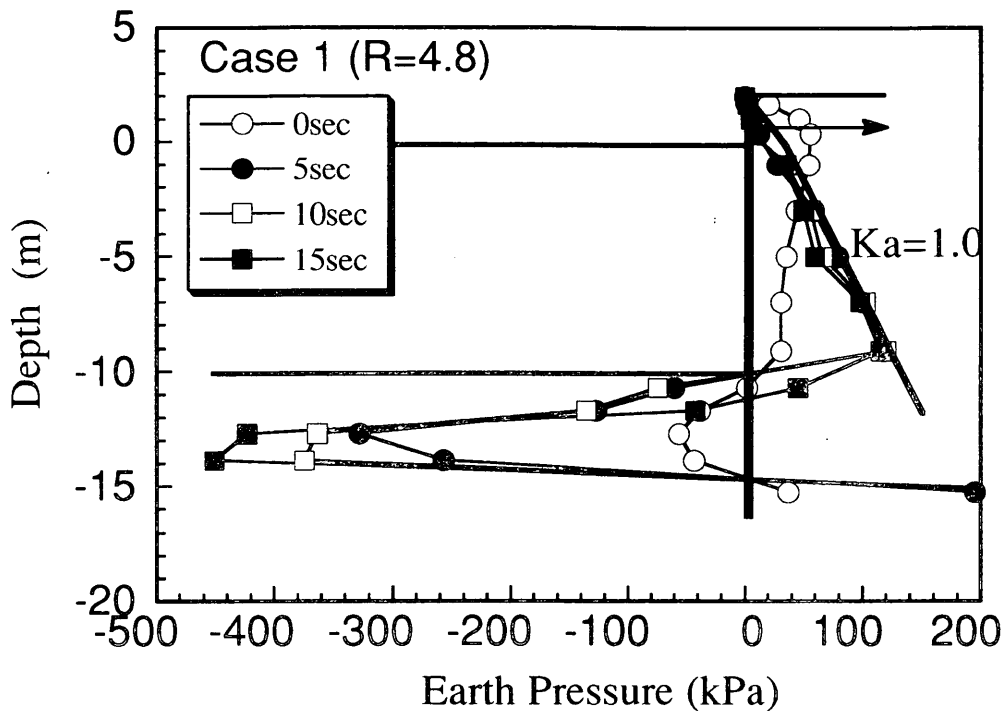


図-17(a) R=4.8の矢板にかかる土圧分布図 (ケース1)

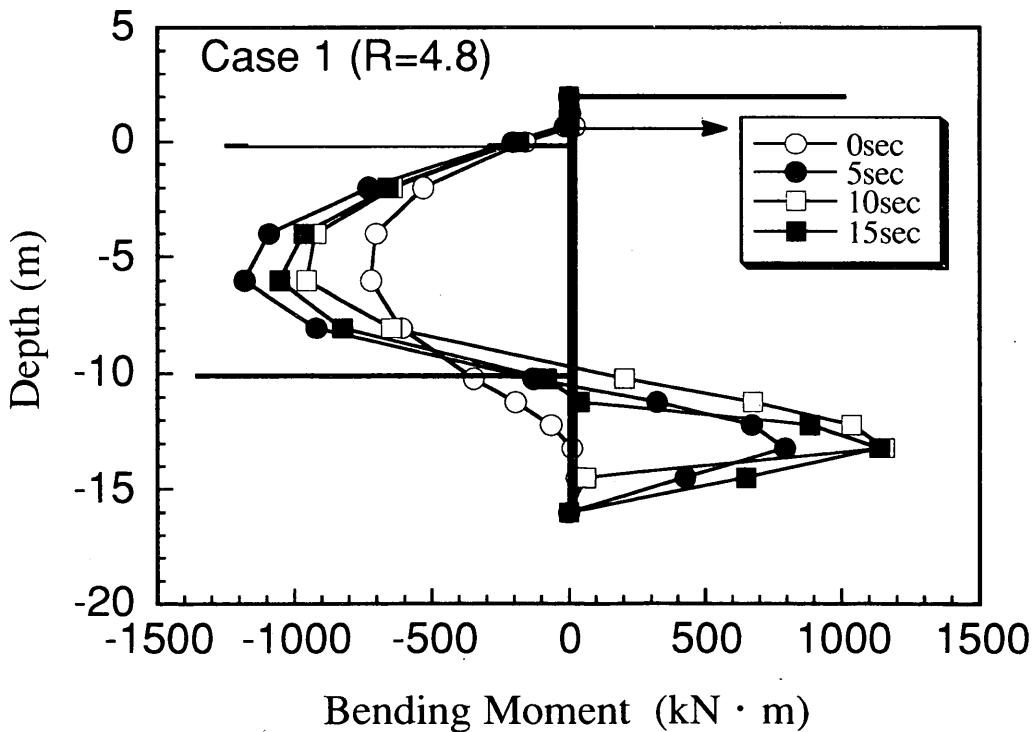


図-17(b) R=4.8の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース1)

とする。

まず、図-13(a)に示す $R=1.0$ の場合、すなわち初期応力を増加させない場合、の土圧についてみる。同図中に示す静止土圧係数 $K_0=1.0$ の線（初期土かぶり圧に等しい線）と比較すると、土圧は加振5秒時にはすでに、 $K_0=1.0$ の線に達する。つまり、背後地盤は加振5秒時にはすでに液状化していたことを示している。また、矢板の前面の海底地盤では、矢板に押された地盤が大きな受働抵抗を示しているが、加振時間とともに液状化の範囲が下方に広がるため、その最大値はやや下方に下がる傾向を示している。

このような土圧の変化に対応して、矢板の曲げモーメントは図-13(b)に示すように変化している。同図に示すとおり、海底面付近の矢板に大きな曲げモーメントが集中する結果となっている。これは、矢板背後の地盤とともに控え工前面の地盤も液状化しているため、控え工がアンカーとしての機能を失い、その結果、深さ10m以上の在来地盤に埋め込まれた矢板の突出部に土圧係数 $K_0=1.0$ の分布力が海側に向けて載荷された状態となった為であると考えられる。

初期応力を土圧比 $R=4.8$ のレベルにまで増加させた場合の矢板に掛かる土圧も、図-17(a)に示されるとおり、加振後5秒には $K_0=1.0$ の線に達しており、土圧比 $R=1.0$ の場合と同様の結果となっている。したがって、これ

らの結果のみから判断する限りでは、L砂の地盤の地震時の土圧に対しては、初期応力の増加が液状化の抑制に寄与する効果は見られないといえる。しかし、矢板にかかる曲げモーメントをみると、図-17(b)に示すとおり、 $R=1.0$ の場合と比較して海底面付近の矢板に掛かる曲げモーメントの集中が緩和され、最大曲げモーメントの値も小さくなっていることがわかる。

この差異は以下のように説明できる。図-18および図-19は、地盤中の代表的な土要素における過剰間隙水圧および矢板岸壁の主要な点の変位の時刻歴をプロットしたものである。図-18に示す矢板前面、矢板背後、控え工前面の地盤要素（図-7のD、E、F）の過剰間隙水圧をみると、矢板前面の地盤では、土圧比 $R=4.8$ の場合には過剰間隙水圧に加振による大きな変化がないのに対し、土圧比 $R=1.0$ の場合には、矢板の海側への変位に伴って矢板前面地盤内に歪が発生し、密な砂に見られるダイランシーの影響によると見られる負の間隙水圧が発生していることがわかる。また、矢板背後地盤の土要素では、5秒間隔でプロットした土圧分布図には大きな違いは現れていなかったが、過剰間隙水圧の変化を連続的にプロットした図-18では、時刻1秒から3秒の間において若干の違いが見られる。さらに、控え工前面の過剰間隙水圧の上昇傾向には、時刻0秒から7秒にかけて明らかに違いがみられ、土圧比 $R=4.8$ の場合の結果は土

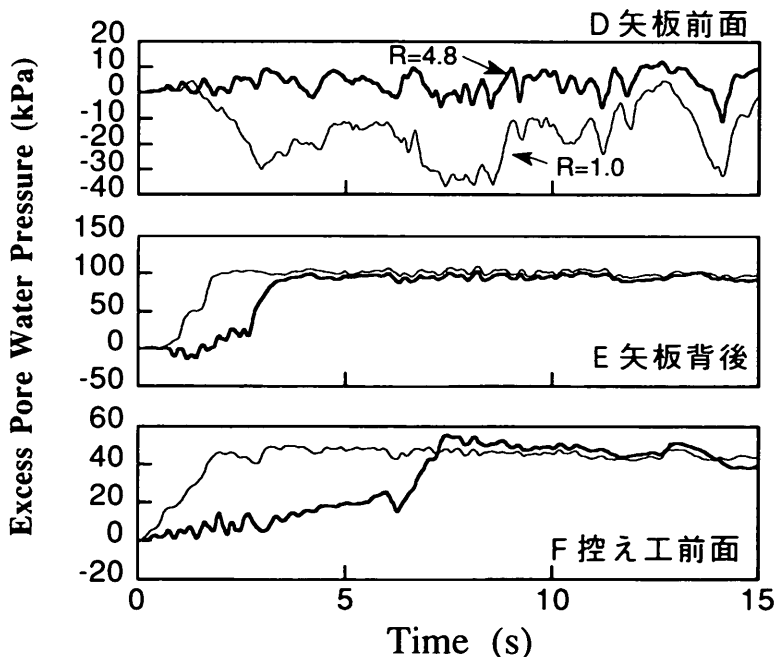


図-18 過剰間隙水圧の時刻歴（ケース1）

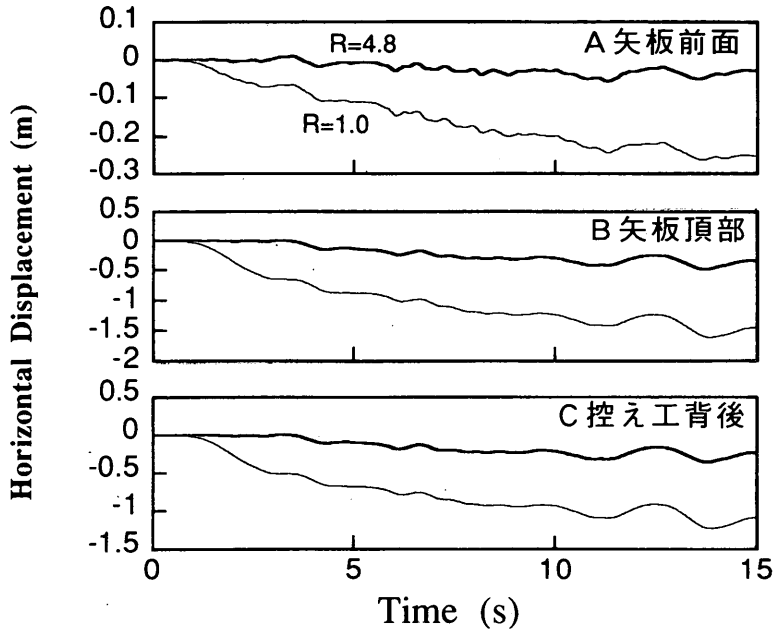


図-19 水平変位の時刻歴 (ケース1)

圧比 $R=1.0$ の場合の結果に比べ過剰間隙水圧の発生が抑制されているのがわかる。これらの影響により、図-19に示す矢板岸壁の各部の水平変位において、土圧比 $R=4.8$ の場合には、変位の発生が著しく抑制されているものと見られる。

土圧比 $R=1.0$ の場合と土圧比 $R=4.6$ の場合の岸壁の挙動の相違について、さらにその原因を詳しく検討するため、矢板岸壁断面の代表的な点の地盤の平均有効応力

$$\sigma_{mo}' = (\sigma_x' + \sigma_y') / 2$$

とせん断応力

$$\tau = \sqrt{\tau_{xy}^2 + |(\sigma_y' - \sigma_x') / 2|^2}$$

との関係をプロットしたものが図-20、図-21である。図-20に示す土圧比 $R=1.0$ の場合の応力図から、矢板背後及び控え工前面では加振とともに応力点が破壊線に近づき、有効応力及びせん断応力ともに急激に減少していることが理解される。これに対して、図-21に示す土圧比 $R=4.8$ の場合においては、加振開始後の急激なせん断応力の減少は見られない。特に、控え工前面では加振前の応力状態は土圧比 $R=1.0$ の場合に比べ、破壊線に近い状態にあるが、加振開始後は平均有効応力の減少度も小さく、加振後もある程度の大きさのせん断抵抗を保持していることがわかる。したがって、土圧比 R の違いによる矢板岸壁の地震時挙動の差異は、主に控え工前面地盤の液状化強度の増加によって控え工のアンカー効果が発揮されたことによるものであると考えられる。

以上の検討結果から、ゆるい砂地盤では、初期応力を増加させることのみでは、過剰間隙水圧の発生をくい止めることは困難であるが、初期応力の増加は、過剰間隙水圧の上昇の抑制に対して効果があり、その結果、矢板の変位及び矢板にかかるモーメントが低減されることが明らかにされた。

5. 2 密な砂地盤の条件での解析結果

本節では、ケース1と同様に、岸壁背後の地盤が比較的密なD砂となっているケース2について、矢板に掛かる土圧および曲げモーメントに関する解析結果を示す。まず、図-22～図-26に、各土圧比毎にこれらの結果を示す。これらの結果を通覧すると、図-23～図-25に示す土圧比 $R=2.1, 3.3, 4.1$ の場合の結果は、図-22に示す土圧比 $R=1.0$ の場合と図-26に示す土圧比 $R=5.2$ の場合の中間段階ともいべきものとなっている。そこで、以下においては、土圧比 $R=1.0$ および $R=5.2$ の場合を中心として、その詳細を以下に示す。

まず、土圧比 $R=1.0$ の場合の5秒毎の土圧分布を図-22(a)に示す。加振の継続とともに土圧が増加する傾向はケース1と同じであるが、図中に併せて $K_0=1.0$ として示している初期土かぶり圧に等しい線には達していないことから、地盤の密度が高いD砂の地盤は液状化には至っていないことがわかる。この土圧によって生じる矢板の曲げモーメントは、図-22(b)に示すとおり、土圧の増加に対応して、10秒加振時までは増加する傾向を示して

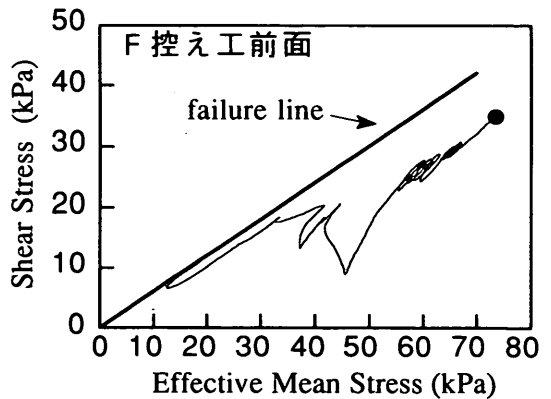
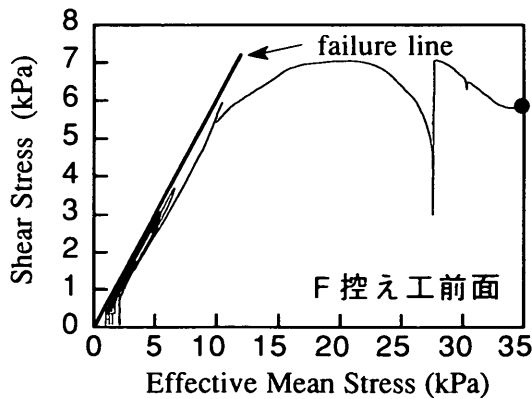
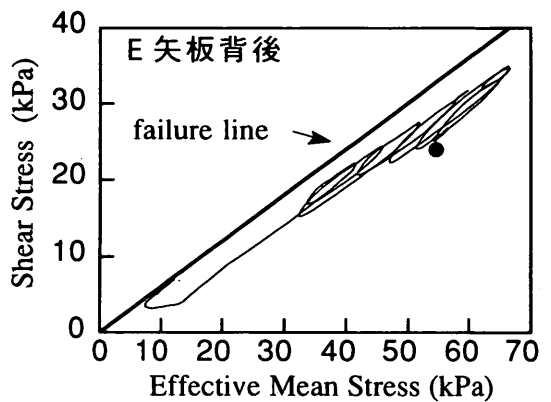
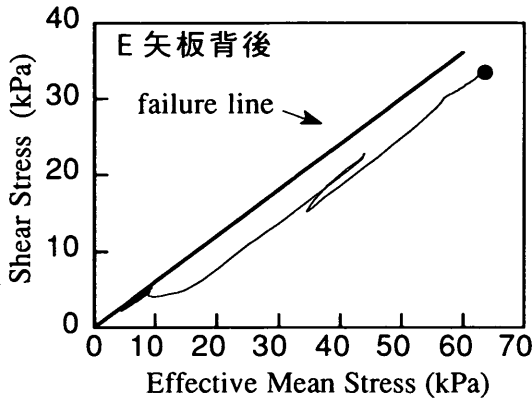
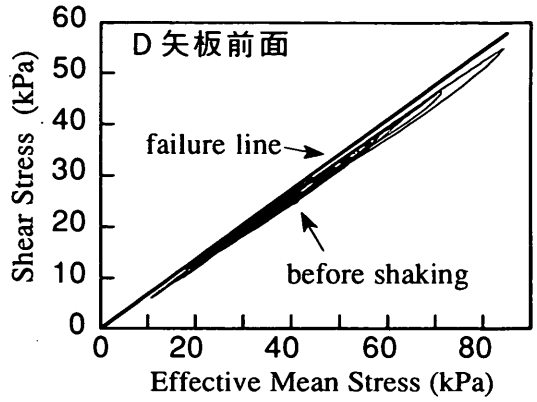
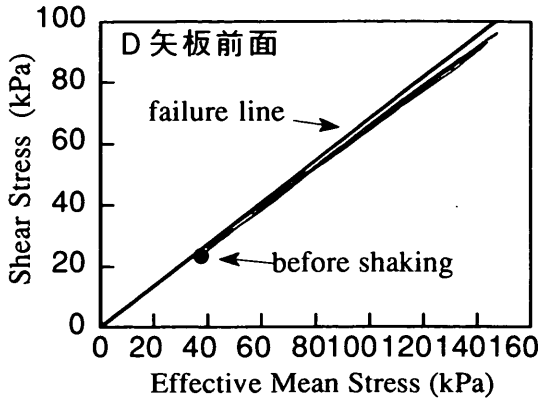


図-20 せん断応力と平均有効応力の関係 (R=1.0)

図-21 せん断応力と平均有効応力の関係 (R=4.8)

いるが、10秒以降の加振による増加は著しくない。

土圧比R=5.2の場合の土圧は、図-26(a)に示すように、強制変位による初期応力の増加がなされなかった6 m深の部分において増加がみられるものの、矢板にかかる平均的な土圧の増加はほとんど見られない。したがって、図-26(b)に示すように、矢板の曲げモーメントの増加も著しくない。図-22(b)に示す土圧比R=1.0の場合と比較してみると、初期応力を増加させた土圧比R=5.2の場合

には、初期の曲げモーメントはかなり大きい値となっているが、15秒加振時によるモーメントの増加が極めて小さいため、加振後の曲げモーメントの最大値は逆に小さい値に留まっていることがわかる。また、その発生点はやや下方に移動する傾向が見られる。

ケース1と同様に、地盤中の代表的な土要素における過剰間隙水圧および矢板岸壁の主要な点の変位の時刻歴をプロットしたものが図-27および図-28である。図-

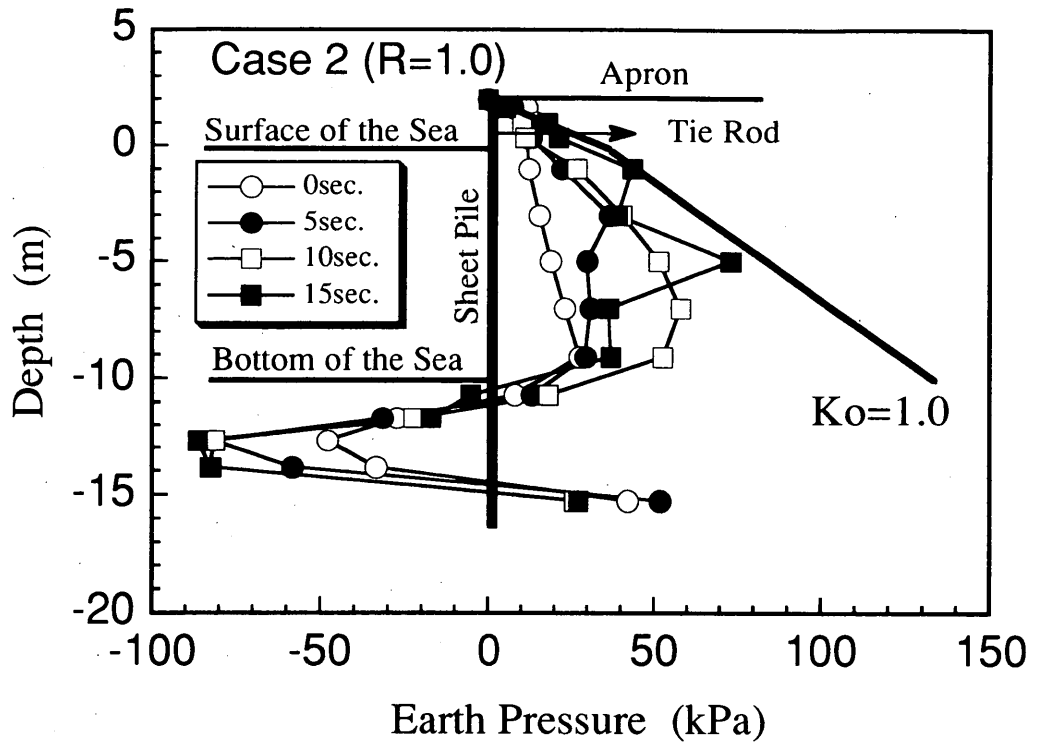


図-22(a) R=1.0の矢板にかかる土圧分布図 (ケース2)

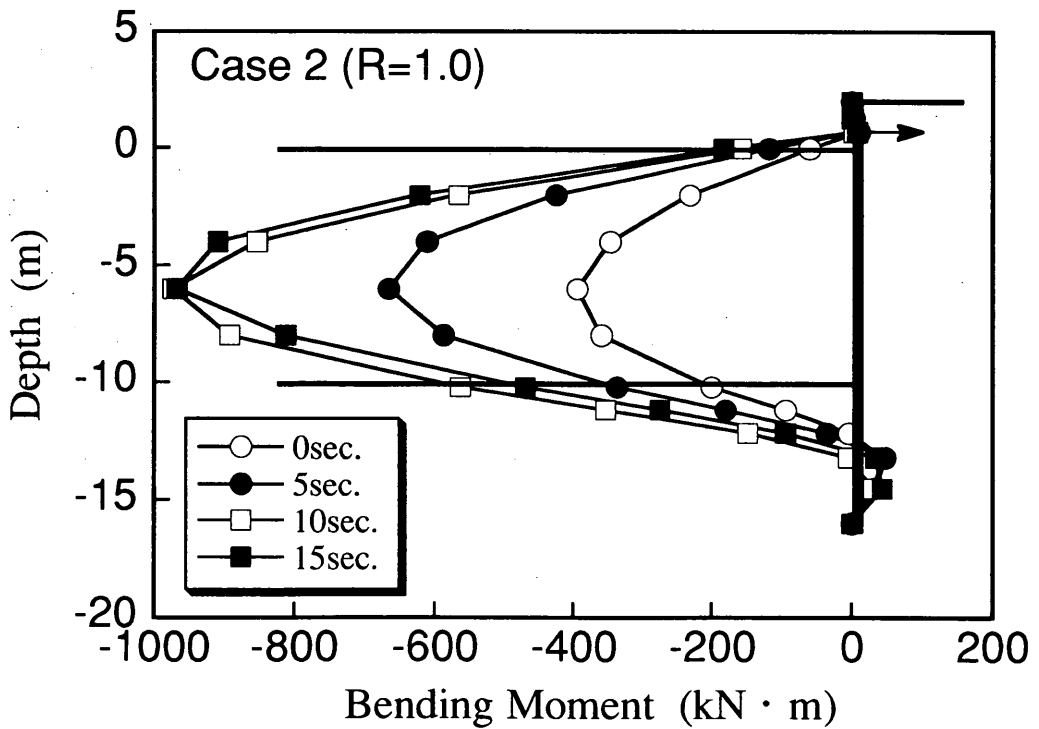


図-22(b) R=1.0の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース2)

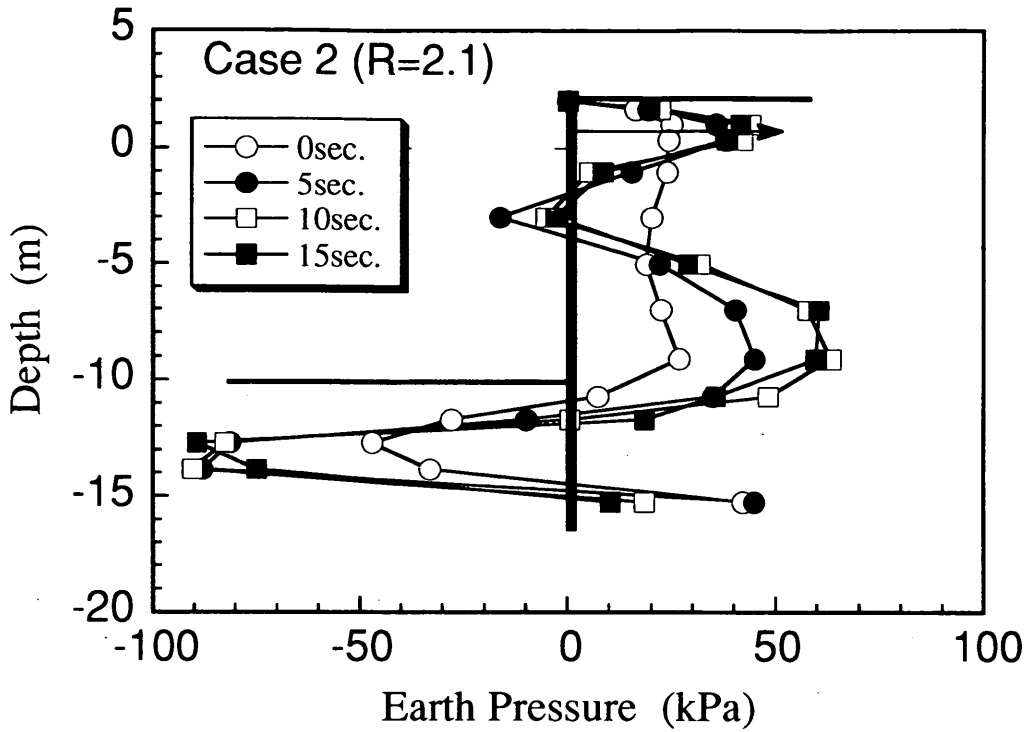


図-23(a) R=2.1の矢板にかかる土圧分布図 (ケース2)

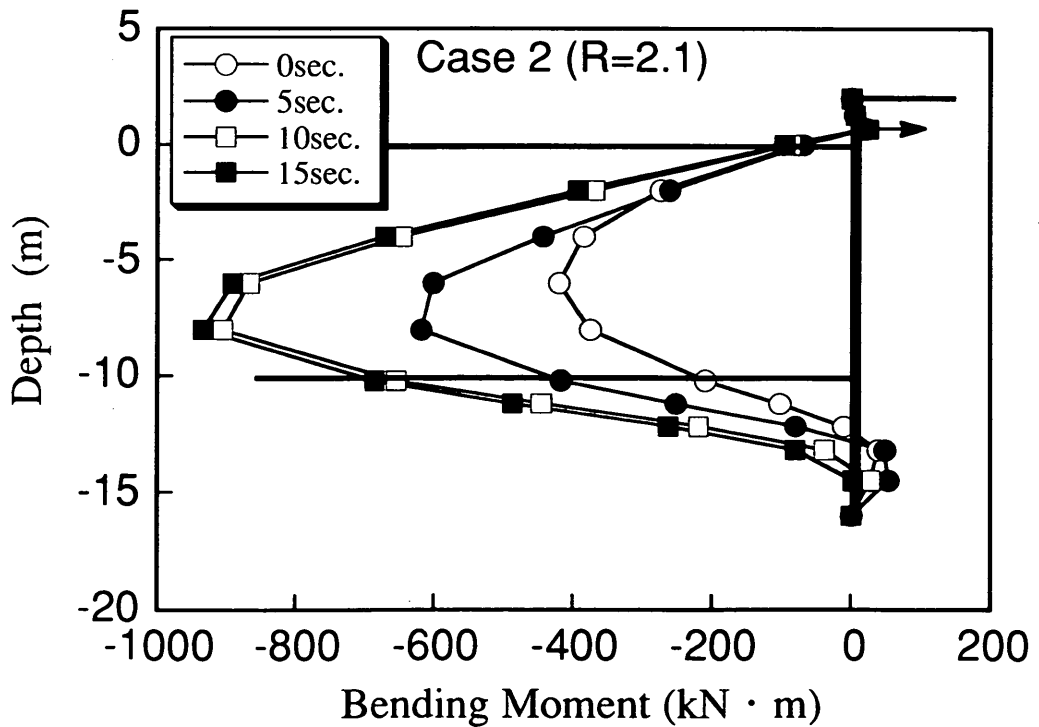


図-23(b) R=2.1の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース2)

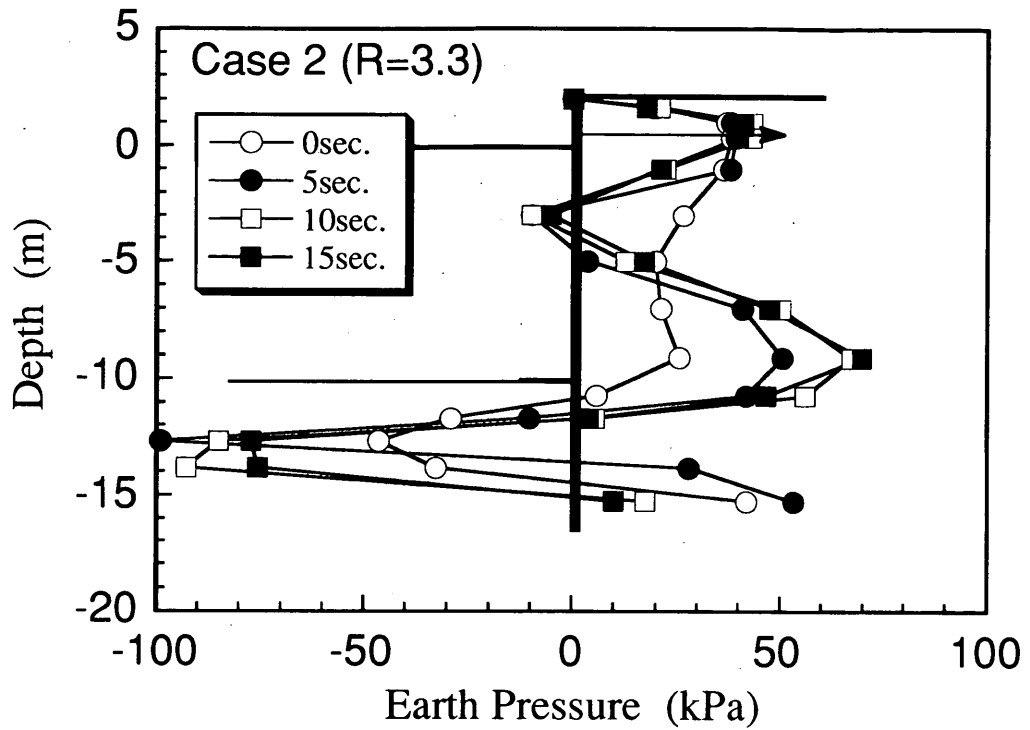


図-24(a) R=3.3の矢板にかかる土圧分布図 (ケース2)

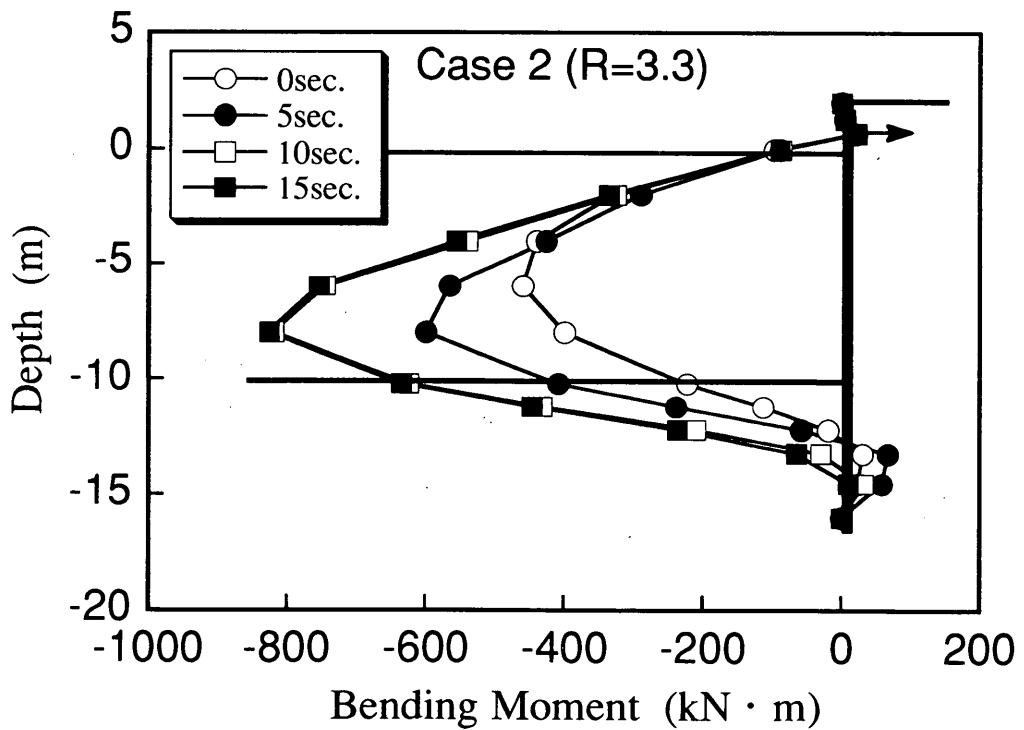


図-24(b) R=3.3の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース2)

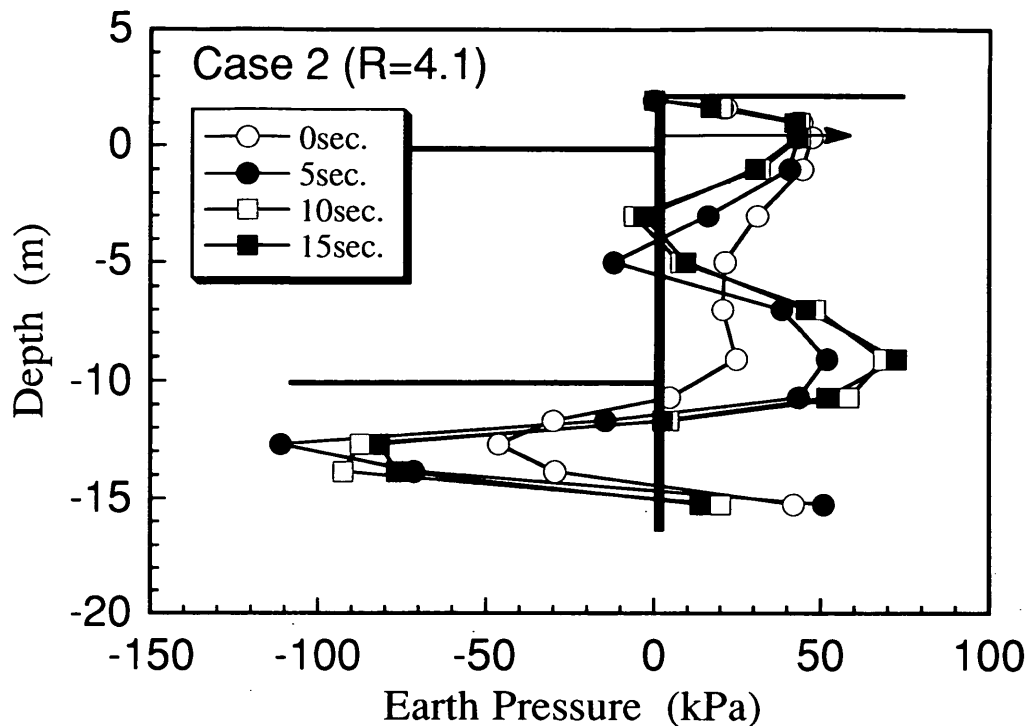


図-25(a) R=4.1の矢板にかかる土圧分布図 (ケース2)

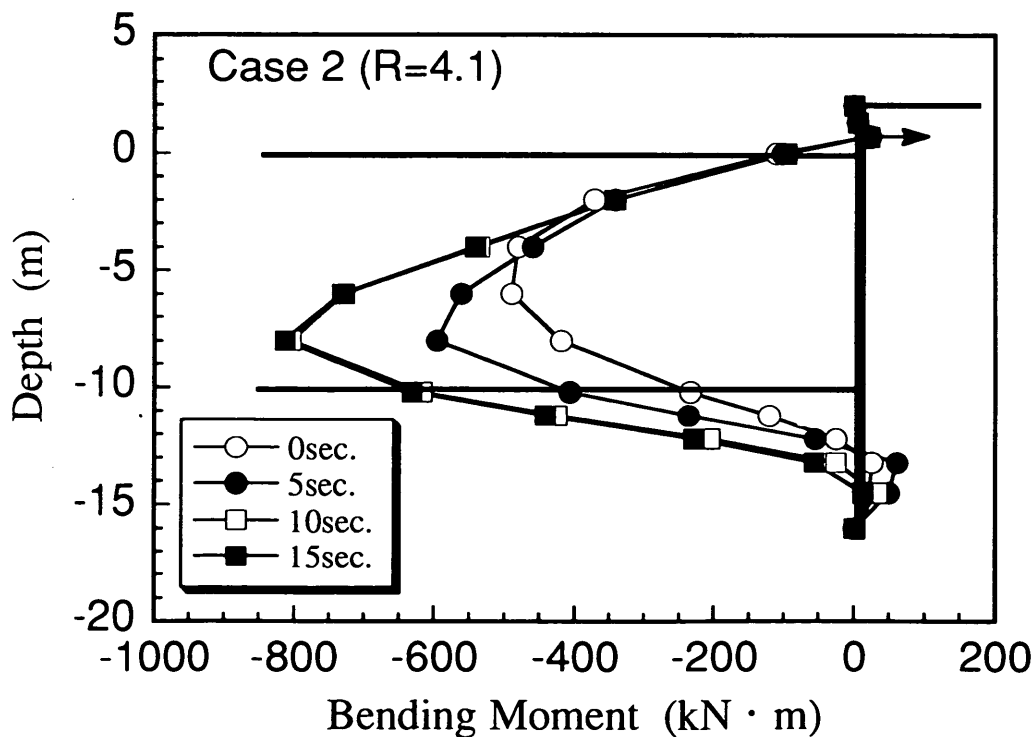


図-25(b) R=4.1の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース2)

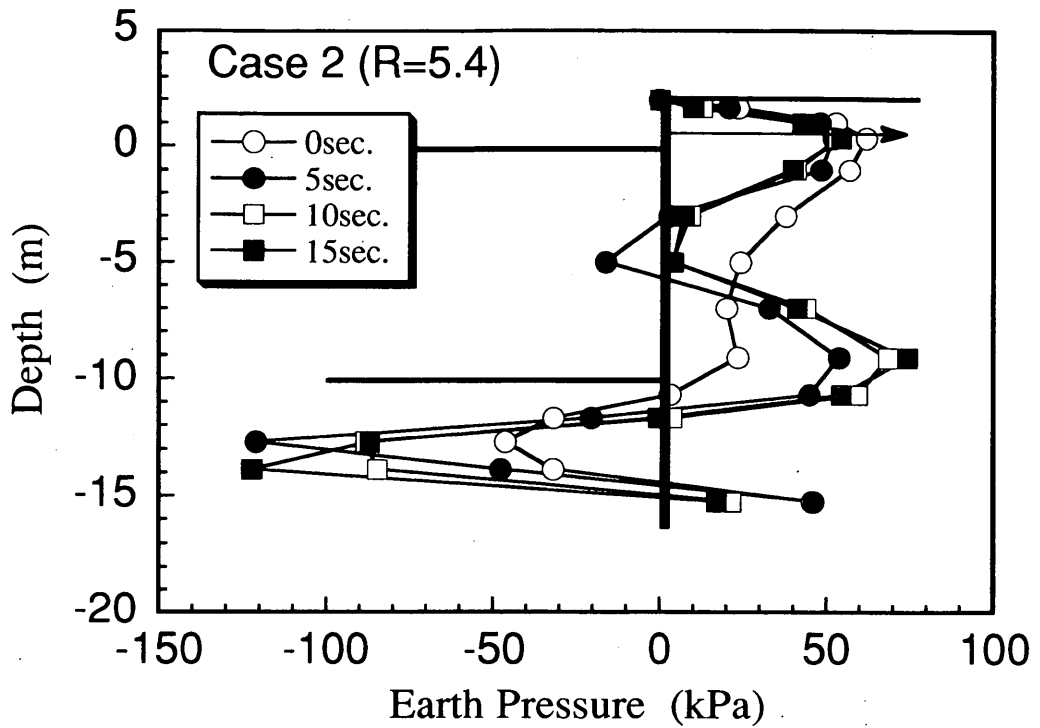


図-26(a) R=5.4の矢板にかかる土圧分布図 (ケース2)

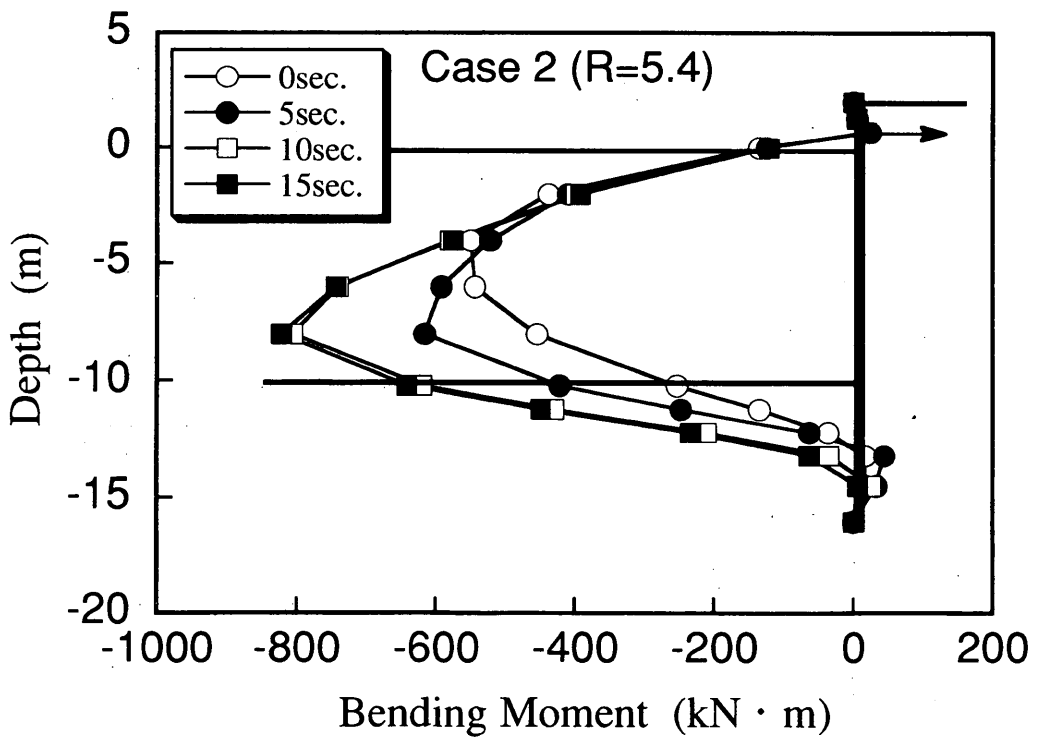


図-26(b) R=5.4の矢板にかかる曲げモーメント分布図 (ケース2)

27に示す過剰間隙水圧には、土圧比 R の大小による著しい相違は見られないが、控え工前面の土要素においては、過剰間隙水圧の上昇の程度は $R=1.0$ の場合の方が $R=5.4$ の場合よりも若干上回る傾向が見られる。しかし、図-28に示す水平変位については、土圧比 R の大小により明瞭な相違がみられる。特に、土圧比 $R=1.0$ の場合には加

振後に残留変位が発生するが、土圧比 $R=5.4$ に示される変位は、残留するものでなく加振による一時的なものである。

以上のことから、密度の増加の効果に加えて、さらに初期応力を増加させることにより、地震前の土圧および矢板の曲げモーメントは増加する結果となるが、これは

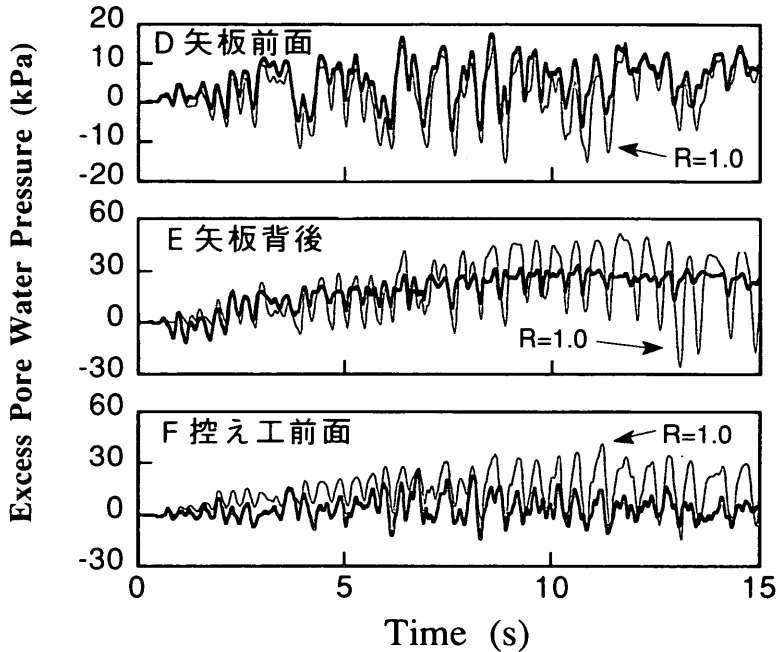


図-27 過剰間隙水圧の時刻歴 (ケース2)

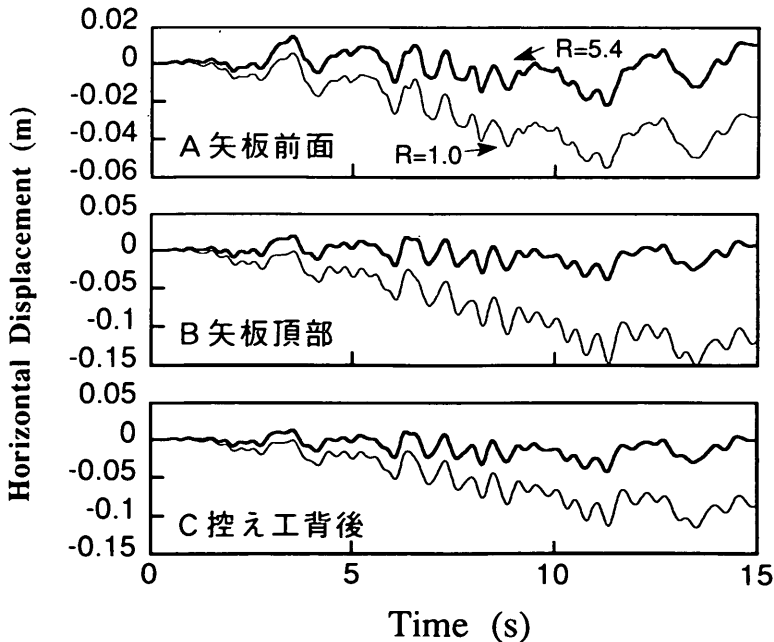


図-28 水平変位の時刻歴 (ケース2)

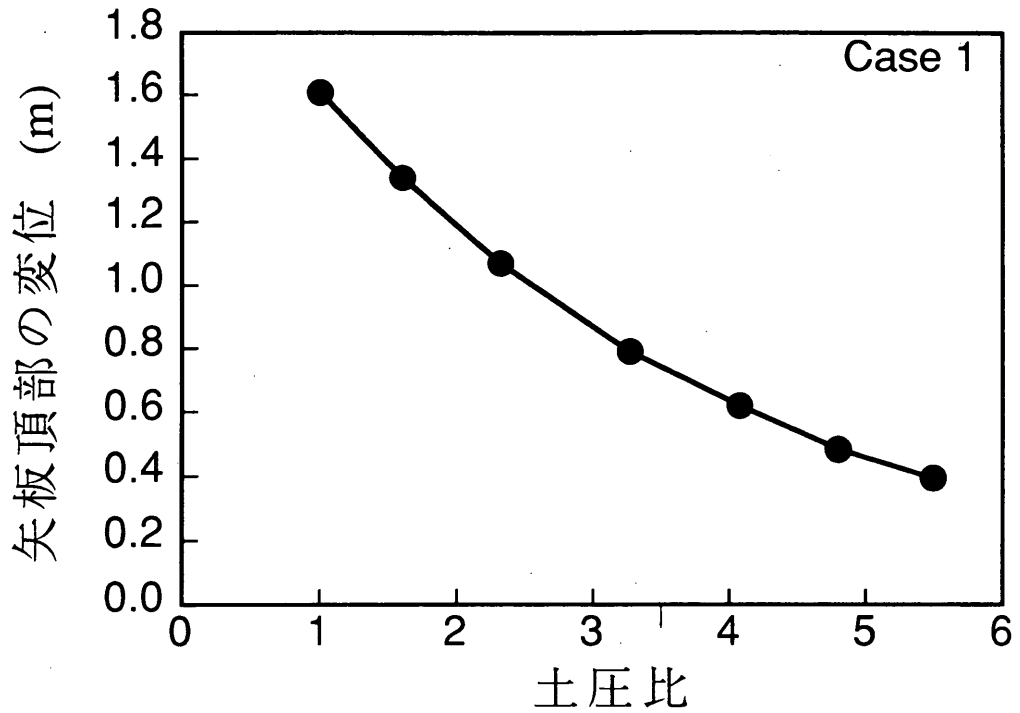


図-29(a) 土圧比と矢板頂部変位の関係 (ケース2)

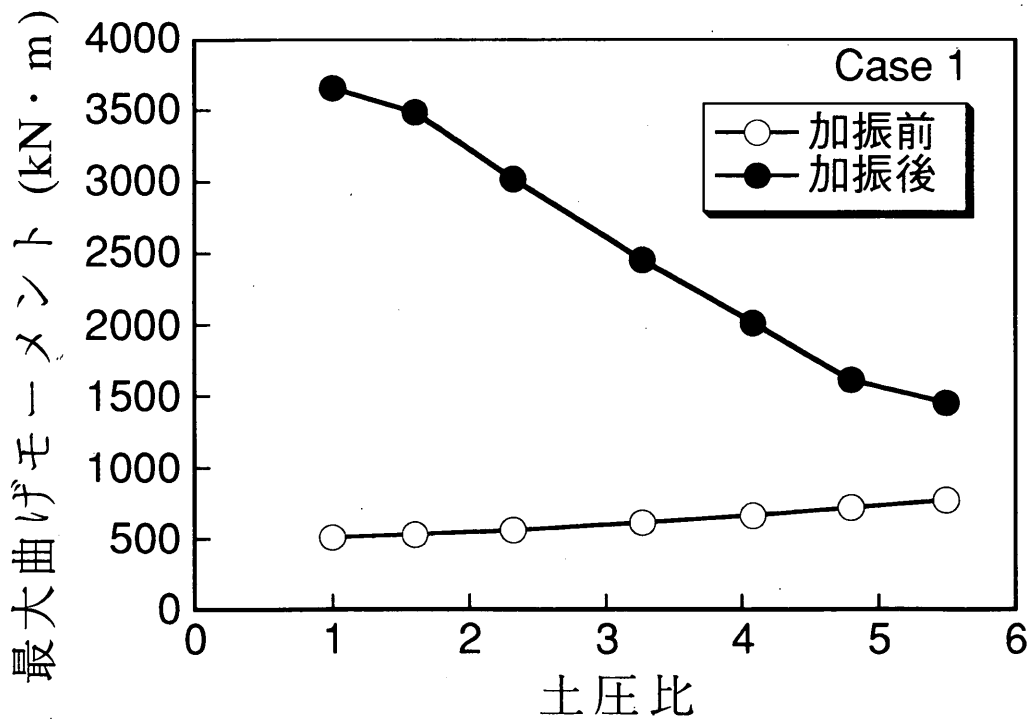


図-29(b) 土圧比と矢板にかかる最大曲げモーメントの関係 (ケース2)

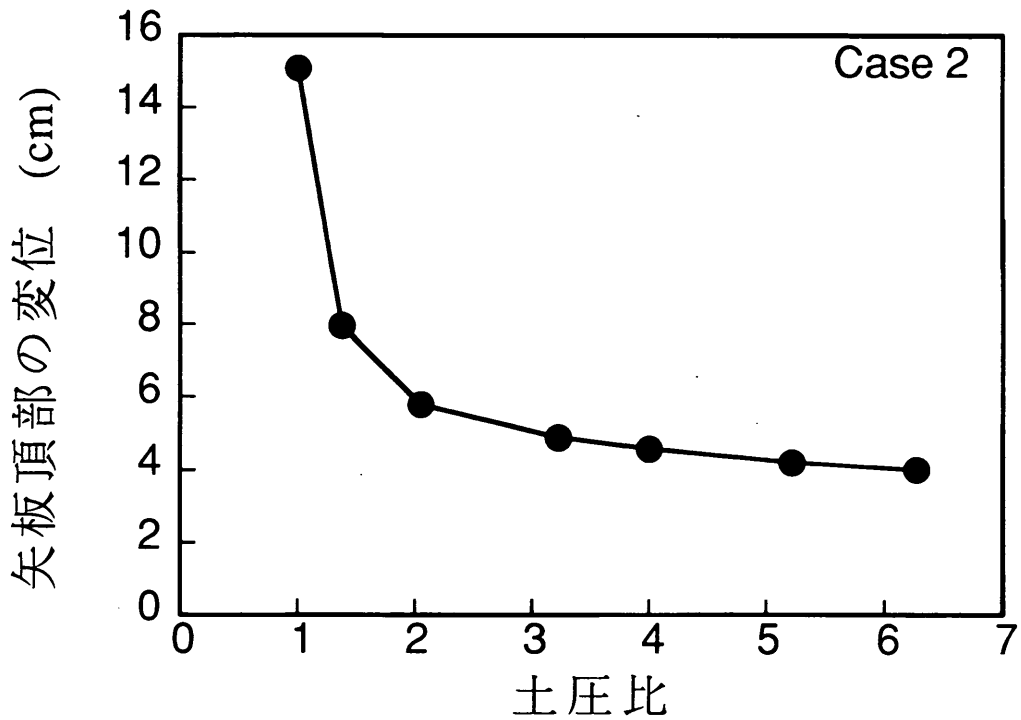


図-30(a) 土圧比と矢板頂部変位の関係 (ケース2)

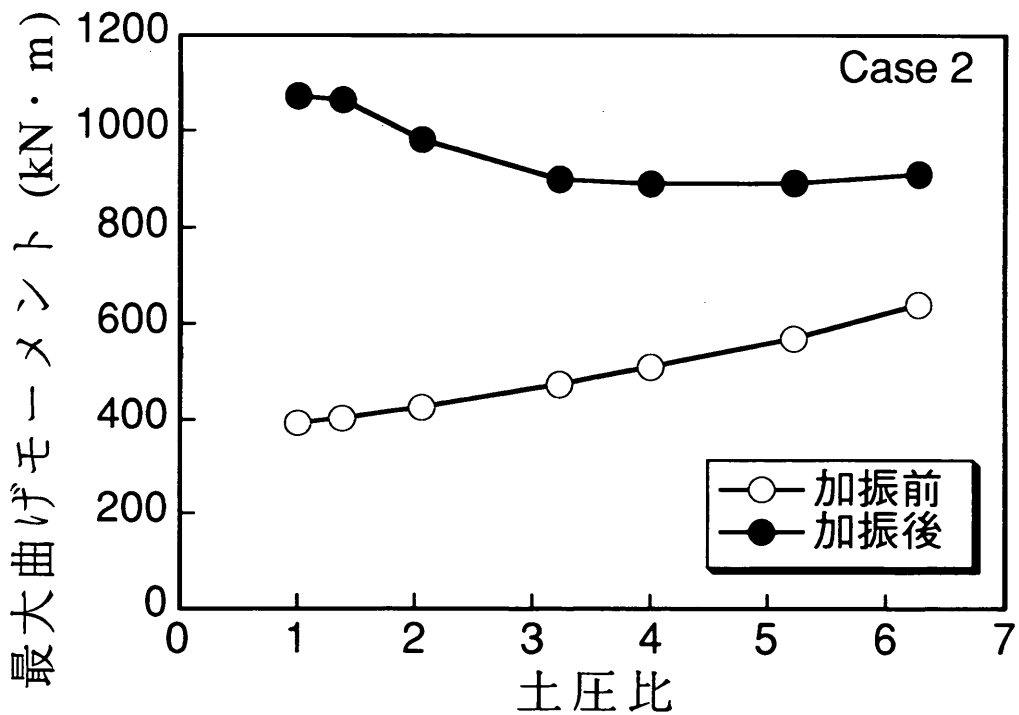


図-30(b) 土圧比と矢板にかかる最大曲げモーメントの関係 (ケース2)

地震時の矢板の耐力を低下させるものではなく、矢板に掛かる土圧及び曲げモーメントを抑制する効果があることが明らかにされた。

5. 3 初期応力の影響

以上に示してきたゆるい砂地盤のケース1及び地盤の密度を高めた場合のケース2についての解析結果をまとめて示すため、土圧比を指標として、矢板頂部の最大変位および矢板に掛かる最大曲げモーメントを示すこととする。

まず、ケース1における土圧比と矢板頂部の加振後の変位の関係を図-29(a)に示す。同図から、土圧比が大きくなるにつれて矢板頂部の変位は小さく抑えられることがわかる。続いて、土圧比と矢板に掛かる最大曲げモーメントの関係を図-29(b)に示す。同図において白丸は加振前の矢板にかかる最大曲げモーメントを示し、黒丸は、加振後の最大曲げモーメントを示す。加振前の曲げモーメントは土圧比が大きくなるにつれて増加するが、黒丸で示す加振後の最大曲げモーメントは、逆に小さくなる傾向を示しており、初期応力を増加させた場合、矢板に発生する曲げモーメントを抑制する効果があることが明瞭に示されている。

ケース2についても、ケース1と同様に、土圧比ごとにまとめた図を図-30(a)と図-30(b)に示す。この両図からも、土圧比が大きくなるにつれて矢板頂部の最大変位及び矢板に掛かる最大曲げモーメントが抑制されることが明らかである。

以上から、地盤内の水平応力を増加させることは地震時の矢板の耐力に悪影響を与えるものではなく、むしろ、矢板にかかる最大曲げモーメントを軽減し、矢板頂部の変位を抑える効果があることが解析レベルにおいて定性的に確認されたといえる。

はじめに触れたとおり、実際の液状化対策工の施工においては、地盤の密度増加および初期応力の増加の両者の効果が期待される。図-29および図-30の比較から理解されるとおり、同一の土圧比においては、地盤の密度が高いめられた場合には地震時の変位および曲げモーメントが小さい値に留まる傾向は明かである。これらのことから、液状化対策としての締め固め工法の施工により、地盤の密度増加および初期応力の増加の両者が効果的に作用するものであることが、明らかにされたと考えられる。

6. 結論

本研究では、矢板岸壁に締め固め工法を適用した際の地盤内の水平方向の応力増加が矢板岸壁の地震時耐力に

与える影響について解析的な検討を行った。その結果、以下に示す結論を得た。

- 1) 締め固め工法による地盤内の応力増加は、控え工により変位が固定されているタイロッド付近において特に著しくなる傾向がみられる。
- 2) 締め固め工法を矢板岸壁に施工した場合の矢板のはらみ出し等に見られる初期土圧の増加は、矢板の地震時の安定性において危険因子とはならず、むしろ地震時の矢板の変位および曲げモーメントの抑制に寄与するものと判断される。

7. あとがき

本研究は、初期水平応力の増加および矢板に生ずる曲げ応力の増加が矢板岸壁の耐震性に及ぼす影響について定性的検討をおこなったものである。この検討においては、あくまでも定性的な結論を得ることを目的として、仮想的な岸壁を対象として数値解析を行った。

今後、有効応力と地盤の密度との関係について、定量的に把握することができればさらに実用的になると考えられ、この点に関する解明が進められることが期待される。
(1993年3月31日受付)

参考文献

- 1) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘: ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル, 港湾技術研究所報告, 第29巻第4号, 1990年, pp.27~56
- 2) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘: サイクリックモビリティのモデルのパラメータの同定, 港湾技術研究所報告, 第29巻第4号, 1990年, pp.57-83
- 3) 井合進, 亀岡知弘: 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析, 港研報告, 第30巻第2号, 1991年, pp.349~379
- 4) I.Towhata and K.Ishihara: Modeling Soil Behaviour under Principal Stress Axes Rotation, *Proc.5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, 1985, pp.523~530
- 5) 土田肇, 野田節男, 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 大根田秀明, 外山進一: 1983年日本海中部地震港湾被害報告, 港湾技研資料, No.511, 昭和60年, pp.5~27
- 6) 倉田栄一, 福原哲夫, 野田節男: 昭和58年(1983年)日本海中部地震の港湾地域における強震記録, 港湾技研資料, No.458, 1983年

記号表

c_1, p_1, p_2, w_1, S_1	: 液状化パラメータ
G_{m0}	: 初期せん断弾性係数
G_m	: せん断弾性係数
K_a	: 体積弾性係数 ($\sigma_{m0}' = \sigma_{m1}'$)
$m_1 = \sin \phi_r'$: 破壊線の傾き
$m_2 = \sin \phi_p'$: 変相線の傾き
$m_3 = 0.67m_2$: 補助線の傾き
r	: せん断応力比 ($\tau / -\sigma_{m0}'$)
S	: 有効応力比 (σ_m' / σ_{m0}')
S_0	: 液状化フロントパラメータ
W	: 歪エネルギー
$W_0 = \tau_{m0} \cdot \gamma_{m0} / 2$	
W_s	: 塑性せん断仕事
w	: 正規化したせん断仕事
γ_{m0}	: 初期基準歪
γ_m	: 基準歪
σ_{m1}'	: 平均有効応力
σ_{m0}'	: 初期平均有効応力
τ	: 偏差応力 ($(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$)
τ_m	: せん断力
τ_{m0}	: 初期せん断力
ϕ_r'	: 内部摩擦角
ϕ_p'	: 変相角

港湾技研資料 No.751

1993・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1993) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a
maching language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複
写は、港湾技術研究所所長の文書による承認を得ずしてこれを行なってはならない。