

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

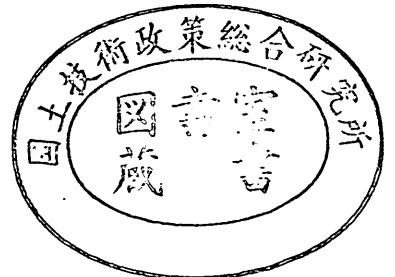
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 30      NO. 2(1)    JUNE 1991

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第30巻 第2号 (Vol. 30, No. 2) 1991年6月 (June, 1991)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Investigation of Cross-shore Sediment Transport Rates and Flow Parameters  
in the Surf Zone using Field Data ..... Yoshiaki KURIYAMA ..... 13  
(現地データによる砕波帯内の岸沖漂砂量と流速特性の検討  
..... 栗山 善昭)
2. 避泊フェリーの係留張力と振れ回り運動に関する検討  
..... 平石 哲也・本城 智 ..... 59  
(Characteristics of the motion and tension of a ferry moored in a storm  
..... Tetsuya HIRAISHI and Satoshi HONJO)
3. 離散渦法による構造物周りの流れシミュレーション  
..... 細川 恭史・古川 恵太 ..... 155  
(Modeling of Discrete Vortices Induced by an Inclined Flat Plate  
Yasushi HOSOKAWA and Keita FURUKAWA)
4. プラスティックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性  
..... 田中 洋行・太田 一己・丸山 隆英 ..... 211  
(Performance of Vertical Drains for Soft and Ununiform Soils  
..... Hiroyuki TANAKA, Kazumi OHTA and Takahide MARUYAMA)
5. 杭の横抵抗における捨石層の評価  
..... 高橋 邦夫・壹岐 幸史 ..... 229  
(Lateral Resistance of a Pile in Rubble Mound  
..... Kunio TAKAHASHI and Yukifumi IKKI)
6. サンドドレーンの効果に関する有限要素解析  
..... 小林 正樹 ..... 275  
(Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains  
..... Masaki KOBAYASHI)
7. 接円式深層混合処理地盤の挙動  
..... 北誥 昌樹・中村 健・寺師 昌明 ..... 305  
(Reliability of Clay Ground Improved by the Group Column Type DMM with  
High Replacement)  
..... Masaki KITAZUME, Takeshi NAKAMURA and Masaaki TERASHI)

8. 斜面近傍の杭頭自由の長杭の横抵抗	寺師 昌明・北誥 昌樹	327
(Influence of a slope on the Lateral Resistance of a Long Pile	Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)	
9. 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析	井合 進・亀岡 知弘	349
(Analysis of Deformation in Sheet Pile Quaywall due to Liquefaction	Susumu IAI and Tomohiro KAMEOKA)	
10. 盛土の地震被災事例に基づく円形すべり安定解析手法の検討	上部 達生・長田 信	381
(Circular Arc Analysis of Earthquake Damage of Embankments on Saturated Sand Layers	Tatsuo UWABE and Makoto OSADA)	
11. ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性	清宮 理・山田 昌郎	445
(Mechanical Properties of Long Caisson Subjected to Torsion	Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA)	
12. 歩行式水中調査ロボットの開発		
— (第2報) 軽量防水型実験機の設計 —	朝倉 修・秋園 純一・岩崎 峯夫・根本 孝志	483
(Development on Aquatic Walking Robot for Underwater Inspection	— (Second Report) Design of the Light-weight Type Aquatic Walking Robot —	
Osamu ASAKURA, Jun-ichi AKIZONO, Mineo IWASAKI	and Takashi NEMOTO)	
13. 水平管における空気混入軟泥の流動特性	岡山 義邦・鮎貝 基和・鈴木 誠・福本 裕哉	533
(Fluidity Characteristics of Muddy Slurry with Compressed Air in	Horizontal Pipe	
Yoshikuni OKAYAMA, Motokazu AYUGAI, Makoto SUZUKI	and Hiroya FUKUMOTO)	

## 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析

井 合 進\*  
亀 岡 知 弘\*\*

### 要 旨

1983年5月26日に、秋田県沖100kmに震源を持つマグニチュード7.7の日本海中部地震が発生した。この地震は、日本海沿岸各地の港湾施設に被害をもたらした。特に、秋田港大浜地区(-10m)2号岸壁(以下、大浜2号岸壁)は、裏込め砂の液状化により過去に例を見ない被害を受けた。この被害を調査するために砂が採取され、室内試験が行われた。

本研究は、これら試験結果をもとに2次元有効応力解析を実施し、有効応力解析手法の適用性の検証を行ったものである。この解析に用いたモデルとして、応力—歪の関係は、任意方向せん断面の双曲線モデルを、過剰間隙水圧については、塑性せん断仕事およびせん断応力の関数として与えるモデルを用いた。なお、解析断面として、大浜2号岸壁およびその近隣にありながら無被災であった大浜1号岸壁を取り上げた。

被災断面および無被災断面について有効応力解析を実施した結果、実際の現象に整合性のある結果が得られた。特に、被災した岸壁の変形の機構は、液状化に伴う応力の解放によって発生するものであって、簡便な手法として一般に用いられる滑り面を仮定した機構とは全く異なることがわかった。

キーワード：地震時土圧、液状化、有効応力解析、矢板の変形

---

\* 構造部 地盤震動研究室長  
\*\* 構造部 地盤震動研究室

## Analysis of Deformation in Sheet Pile Quaywall due to Liquefaction

Susumu IAI\*  
Tomohiro KAMEOKA\*\*

### Synopsis

In 1983, Nihonkai-Chubu Earthquake of magnitude 7.7 hit northern part of Japan. The earthquake caused damage to quaywalls at Akita Port located about 100km from the epicenter. The damage was associated with the liquefaction of backfill sand. In order to analyze the mechanism of the damage, soils are taken from the site for laboratory tests. The record of the earthquake motion is digitized.

Two dimensional effective stress analyses are conducted for two kinds of quaywalls based on these test data. One is analysis for Ohama No.2 Wharf that was seriously damaged by the earthquake. Another is for Ohama No.1 wharf that was not damaged at all. The effective stress model used in this analysis is composed of two parts. One is the model of the stress-strain relationship for shear mechanism that is composed of virtual simple shear mechanisms in arbitrary directions. The other is the model for generating excess pore water pressure that is given as a function of plastic shear work.

The results of the effective stress analysis of both quaywalls indicate that a fundamental pattern of the deformation of the quaywall is reasonably simulated by the present approach. In particular the results obtained from the analysis of the damaged quaywall indicate that a fundamental mechanism of the deformation of the quaywall is due to the reduction of the initial stress caused by liquefaction. This mechanism of deformation is quite different from that indicated by conventional Newmark's sliding block concept.

**Key Words** : Earth Pressure during Earthquakes, Liquefaction, Effective Stress Analysis, Deformation of Sheet Pile

---

\* Chief, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structural Engineering Division.  
\*\* Member, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structural Engineering Division.

## 目 次

要 旨 .....	349
1. はじめに .....	353
2. 被 害 .....	353
2.1 地 震 .....	353
2.2 被災岸壁（大浜2号岸壁） .....	355
2.3 無被災岸壁（大浜1号岸壁） .....	356
2.4 入力地震動 .....	357
3. 有効応力解析モデルおよび入力パラメータ .....	357
3.1 応力—歪モデル .....	357
3.2 間隙水圧モデル .....	360
3.3 入力断面のモデル化 .....	363
3.4 要素シミュレーション .....	364
3.5 液状化強度の補正 .....	365
4. 被災岸壁の解析 .....	367
4.1 変位および加速度 .....	367
4.2 矢板に作用する土圧および曲げモーメント .....	367
4.3 過剰間隙水圧 .....	370
4.4 応力—歪の関係 .....	372
5. 無被災岸壁の解析 .....	374
5.1 変位および加速度 .....	374
5.2 過剰間隙水圧 .....	375
5.3 矢板に作用する土圧および曲げモーメント .....	375
6. 結 論 .....	376
参 考 文 献 .....	378

## 1. はじめに

港湾構造物を設計する際、地震時の安定によってその断面が決定されることが多い。したがって、地震に対して信頼性が高く合理的な設計法を確立することが重要である。現在の実務においては、土塊の平均崩壊面を仮定して作用する力の極限平衡から求めたクーロン土圧式に震度から求めた地震合成角を考慮にいたれた物部・岡部式<sup>1)</sup>が使用されている。しかし、矢板式構造物の地震時の土圧については、変形との関連で不明な点があることが指摘されている<sup>2), 3)</sup>。港湾構造物の場合、そのほとんどが飽和している土を対象とするため、液状化発生時の土の強度特性の非線形な挙動および土—構造物系の動的相互作用等については不明瞭な点が多い。

一方、コンピュータの発達により、液状化現象が発生した場合の有効応力の低下による土の剛性の低下（液状化することによって土が時間と共に軟化）していく現象を忠実に再現する有限要素法による有効応力解析が簡単に行えるようになった。その有効応力解析法を適用するに当たっては、応力—歪の関係および過剰間隙水圧モデルをどのように設定するかが鍵となる。著者らは、応力—歪関係については、東畑・石原による任意方向せん断面の双曲線モデル<sup>4)</sup>を、過剰間隙水圧については、著者らの一人による塑性せん断仕事およびせん断応力の関数として与えるモデル<sup>5)</sup>を構成則として取り入れた液

状化汎用解析プログラム（以下、FLIP：FINITE ELEMENT ANALYSIS OF LIQUEFACTION PROGRAM）を開発し、これまでに実務での利用に向けて矢板岸壁に関する事前検討を行ってきた<sup>6), 7)</sup>。

本報告では、実際の構造物の被災事例である昭和58年（1983年）日本海中部地震<sup>7)</sup>により被害を受けた大浜地区（-10m）2号岸壁（以下、大浜2号岸壁）について、既存の設計資料および被害報告書を基にモデル化し、有効応力解析を実施し、FLIPの適用性の検討を行うこととした。また、地震応答解析手法の検証を行うに当たっては、被災事例ばかりでなく無被災事例についての検証も必要である。したがって、その近隣にありながら、無被災であった大浜地区（-10m）1号岸壁（以下、大浜1号岸壁）についてもあわせて解析を行うこととした。

## 2. 被害<sup>8)</sup>

### 2.1 地震

解析の対象とした地震は、1983年5月26日秋田県能代沖約100kmに震源を持つ地震である。この地震は、秋田県、青森県および北海道南部の各地に激しい震動をもたらした。マグニチュードは7.7、秋田、むつ、深浦で震度Vの強震が発生した。後に、気象庁はこの地震を「昭和58年（1983年）日本海中部地震」（以下、日本海中部地震）と命名した。地震の諸元を表-1に、震央および各地の震度を図-1に示す。

表-1 地震の諸元および各地の震度

地震諸元	
地震名	1983年日本海中部地震
発震年月日	1983年5月26日11時59分57.5秒
震源地	
震源地名	秋田県沖
緯度	40°21'
経度	139°05'
深さ	14km
規模	
マグニチュード	7.7
各地の震度（気象庁震度階）	
V. 秋田、むつ、深浦	
IV. 盛岡、青森、八戸、酒田、森、江差	
III. 室蘭、福島、宮古、仙台、大船渡、俱知安、輪島、山形、函館、帯広、新潟、新庄、相川、高田	
II. 札幌、小名浜、留萌、寿都、前橋、浦河、小樽、白河、苫小牧	
I. 金沢、釧路、旭川、長野、網走、館山、石巻、西郷、豊岡、水戸、福井、岩見沢、米子、敦賀、三島、羽幌、熊谷、横浜、諏訪、広尾	





液状化による矢板岸壁の変形の数值解析

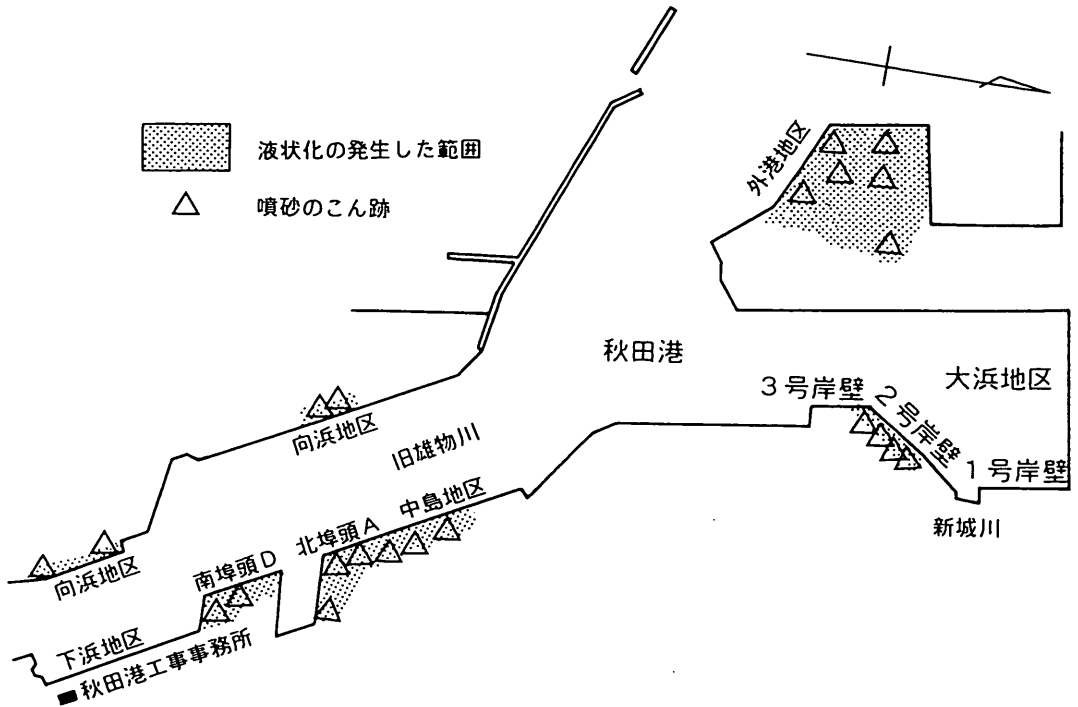


図 - 3 秋田港位置図

同地震では、港湾地域に設置された強震計のうち9地点で本震が記録されており、秋田港工事事務所（震央距離107km）において、地震動加速度の最大のものが記録された。同記録は、SMAC-B2強震計により記録されたもので、図-2に示すように、最大水平加速度NS成分190Gal、EW成分205Galに達するものであった。

2.2 被害岸壁（大浜2号岸壁）

同地震により被害を受けた秋田港は、図-3に示すように秋田市の郊外西方に位置し、旧雄物川河口に展開している。

同港の大浜2号岸壁は、新城川河口に位置し、図-4に示すように、海面下約-10mから陸側に向かって勾配のついた原地盤にFSP-V<sub>L</sub>型矢板を打設したタイロッド式矢板岸壁である。控え工は、直杭（鋼管；φ=550mm）を断面方向に2本打ち込んだものとなっている。

同岸壁の法線方向の変位分布は図-5に示すように旧法線に対する上部工の出入りで表される。ここで言う旧法線とは被災前の法線を正確に把握できないため、被災後の状況から推定した法線である。測点番号間の距離は30mである。なお、本解析対象区間は、土質の均一性および取り付け区間等の影響を比較的受けにくい区間を選定することとし、No.3からNo.7とした。

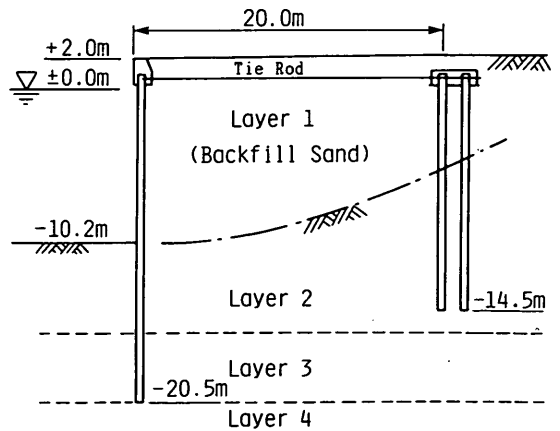


図-4 大浜2号岸壁断面図

また、断面深さ方向に被害の状況を見ると次のとおりである。同矢板岸壁の変形パターンは、図-6示すように2つのパターンに大別される。その1つは、控え工に十分な耐力があるため、上部工は、余り変化せず矢板が海側に凸状に湾曲した状態、他方は、控え工に十分な耐力がなかったがために、上部工が海側へ変位した状態である。図-7は、各側点ごとの矢板の変形を示したものである。図中の横軸は、矢板上部工の前端からの距離を

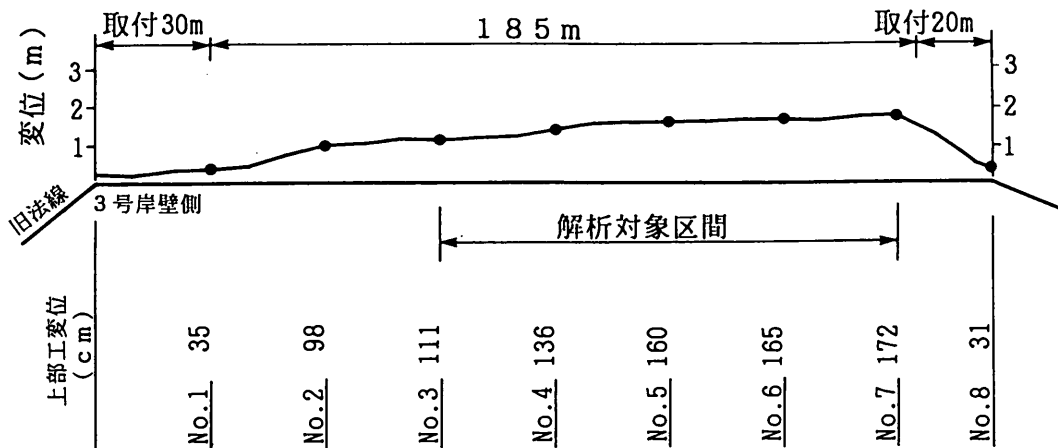


図-5 大浜2号岸壁法線出入り図

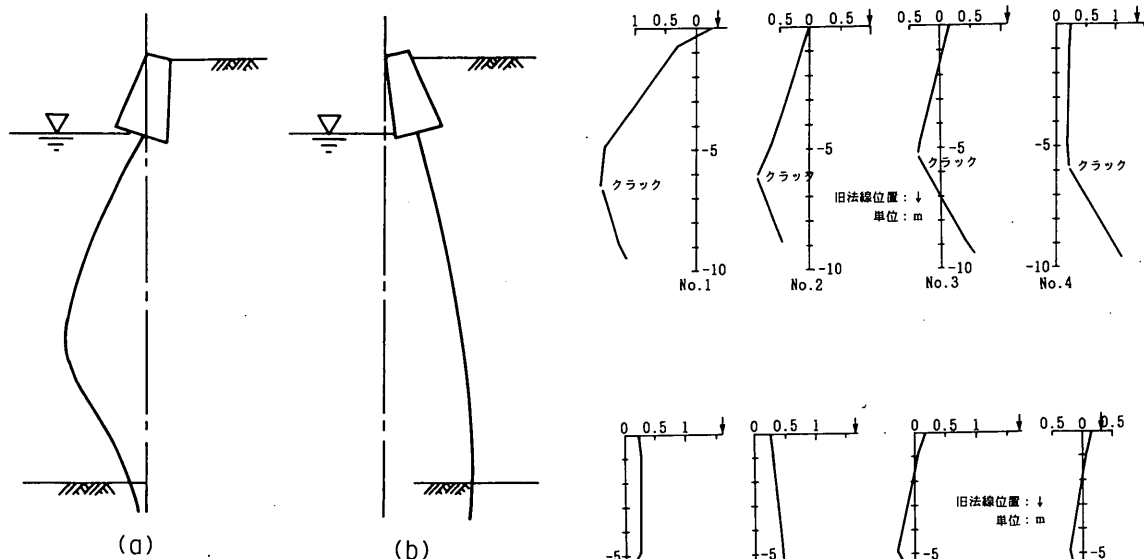


図-6 矢板の変形パターン(大浜2号)

示す。側点No.1からNo.3, No.7およびNo.8の変形は、前者の変形パターン、No.4からNo.6までは、後者の変形パターンを示している。解析対象区間(No.3~No.7)の水平変位は、この図によれば、1.1m~1.8m程度となっている。深さ方向にみみると写真-1に見られるように矢板は折れ曲がり、半数以上で海面下-6m前後の所にクラックもしくは折損が生じており、この位置に同矢板の降伏応力を越えるモーメントが発生したことが推察される。

次に、矢板背後のエプロンの沈下状況を図-8に示す。解析対象区間の沈下状況は、上部工が海側にせり出した事により、岸壁上部から控土工まではほぼ一様に1.0m~

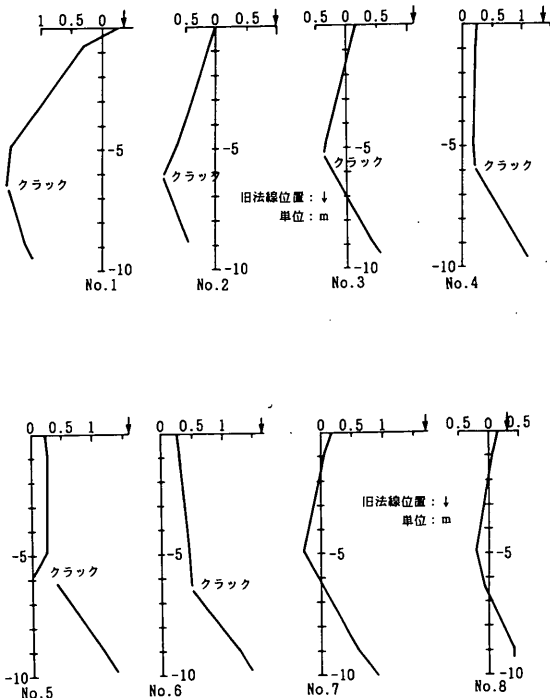


図-7 測点毎の矢板の変形(大浜2号)

1.5m沈下している。その状況は、写真-2にも示されるとおりである。

以上の被災の主な原因は、岸壁背後地盤の噴砂痕跡後等から判断して、裏埋土の液状化によるものと考えられており、図-9に示す裏埋土砂の粒径加積曲線並びに液状化発生限界N値分布図からもこのことは理解されるであろう。

### 2.3 無被災岸壁(大浜1号岸壁)

## 液状化による矢板岸壁の変形の数值解析

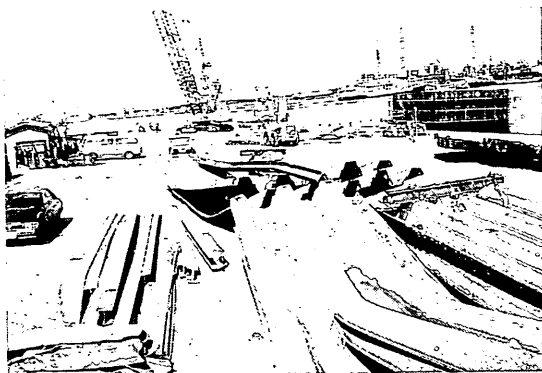


写真-1 変形した矢板

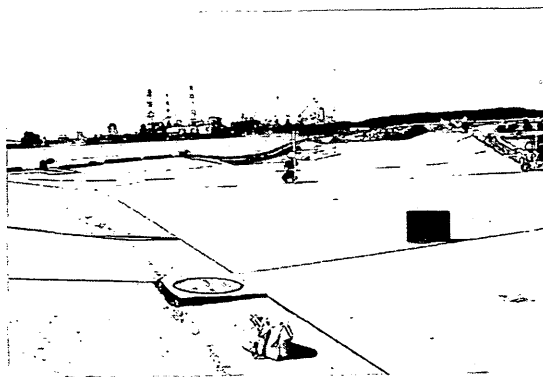


写真-2 大浜2号岸壁のエプロンの沈下

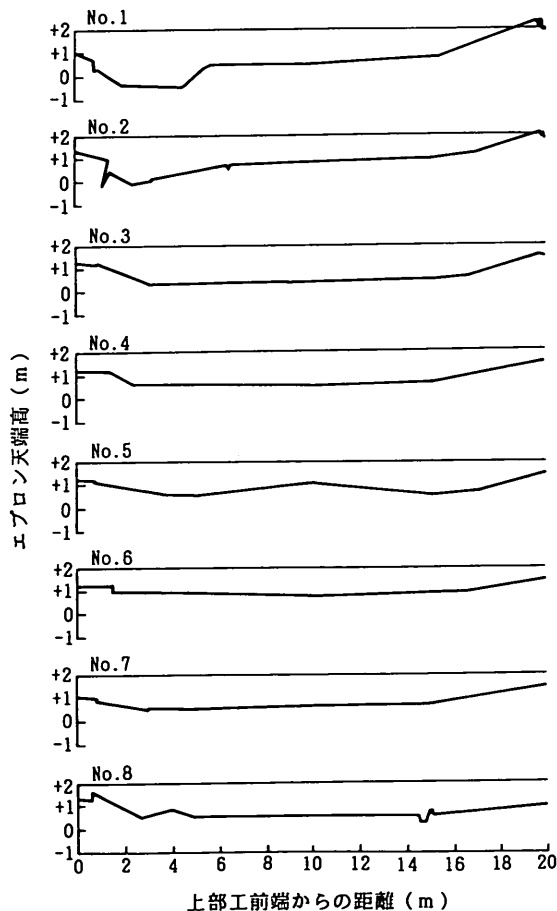


図-8 エプロンの沈下状況(大浜2号)

日本海中部地震によって、秋田港の多くの矢板岸壁が被災したのにも関わらず、大浜岸壁1号は、無被災であった。なお、詳細な検討によれば、矢板の水平変位は数cm程度、また、写真-3にあるようにエプロンに局部的な陥没が見受けられる。同岸壁は、図-3に見られる

とおり新城川をはさみ、大浜2号岸壁の近隣に位置し、原地盤中にFSP-VI<sub>L</sub>型矢板を打設したタイロッド式矢板岸壁で、図-10に示すように直杭(鋼管;  $\phi = 520$  mm)を控え工に持つ。

本岸壁の前面水域はかつて陸地であり、本岸壁を建設するために掘込んだものである。本岸壁を建設する直前の原地盤高さを図-11示す。図からわかるように、岸壁法線の原地盤高は $\pm 0.0$  mで、裏埋めした土量は極めて少なく、矢板および控え工はほとんど原地盤中にあった事になる。本地盤は、噴砂の痕跡等も観測されなかった事から、液状化しなかったものと考えられる。

### 2.4 入力地震動

大浜1, 2号岸壁の解析にあたって、図-3に示した秋田港工事事務所内で得られた強震記録に各種の補正を行った地震波を用いた。すなわち、図-2に示す観測波形に対し、計器特性に対する補正をほどこした後、等価線形解析により観測地点の基盤での入射波を算定した。図-12に、地盤応答計算の際に使用した強震計設置位置において行ったPS検層結果および土質柱状図を示す。

秋田港工事事務所と近隣の大浜1, 2号岸壁の基盤における地震動は等しいと見なせる。したがって、大浜1号, 2号岸壁の断面方向への入力地震動を求めるため、図-13に示す観測地点の基盤における水平面内での地震動から、それぞれの解析地点の基盤における断面方向の成分を図-14, 図-15に示すように求めて、それぞれ解析に用いた。

## 3. 有効応力解析モデルおよび入力パラメータ

### 3.1 応力-歪モデル

有効応力解析において、過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変化を考慮して動的解析を行うため、これらを適切に表現する応力-ひずみ関係および過剰間隙水圧

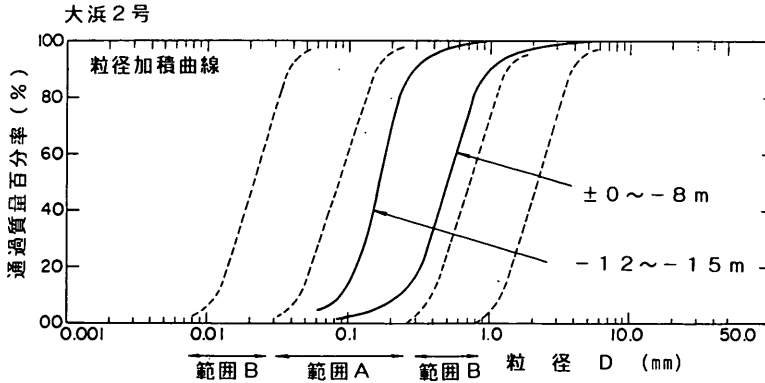


図-9 (a) 粒径加積曲線 (大浜 2号)

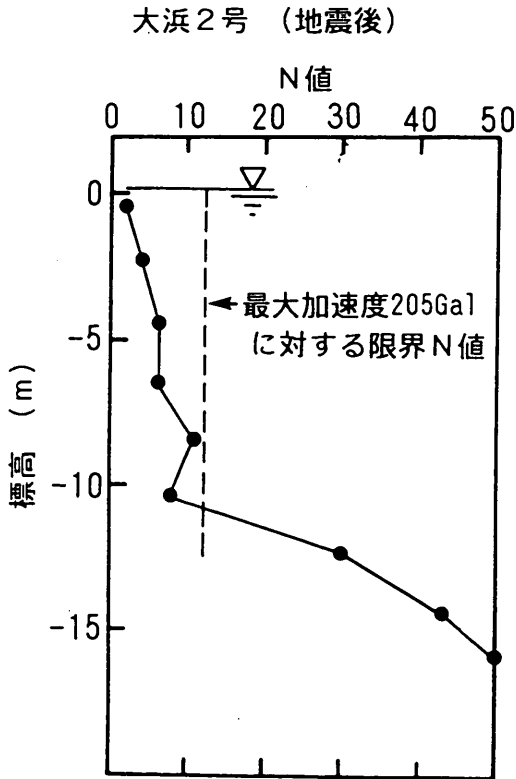


図-9 (b) 最大加速度に対する限界 N 値 (大浜 2号)

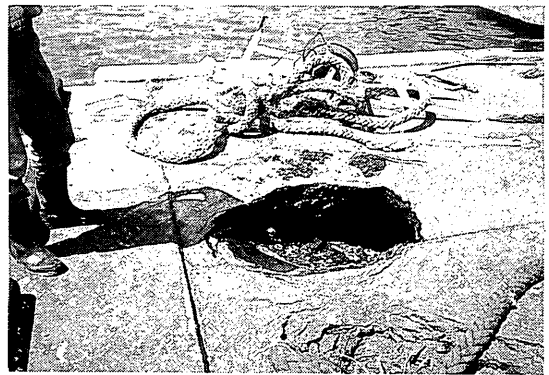


写真-3 大浜 1号岸壁のエプロンの陥没

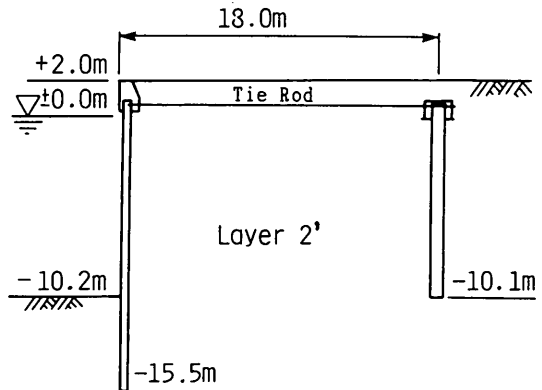


図-10 大浜 1号岸壁断面図

モデルが必要となる。せん断に関する応力—ひずみ関係については、図-16に示すように任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとして、これらのせん断面に対して双曲線型モデルを適用することとした。このモデルは、東畑・石原<sup>3)</sup>により提案されたものである。本解析においては、双曲線モデルにおけ

る Masing 則を修正し、履歴ループの大きさを任意に調整可能なように拡張してある<sup>3)</sup>。

双曲線モデルのパラメータとしては、内部摩擦角  $\phi$ 、および有効拘束圧力が  $\sigma_{m0}$  時のせん断弾性係数  $G_{m0}$  が必要である。これらのパラメータにより、地震応答解析の初期状態における非排水せん断強度  $\tau_{m0}$ 、せん断弾性

液状化による矢板岸壁の変形の数値解析

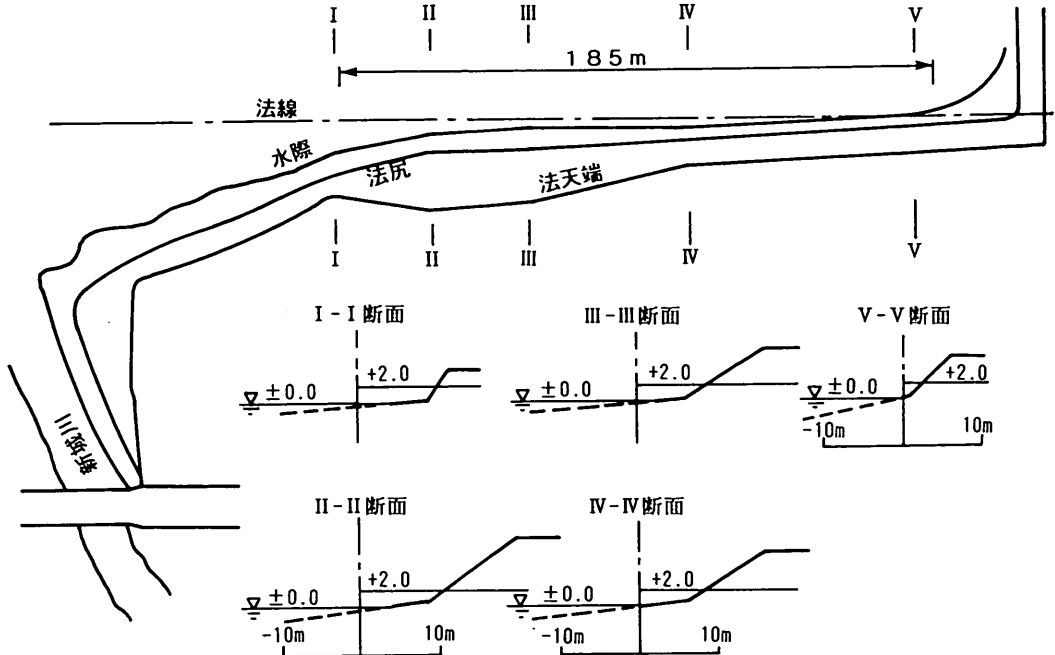


図-11 施工前の原地盤面の高さ分布図(大浜1号)

標高 m	深さ m	土質名	N 値	地盤物性値				
				弾性波速度 (m/sec)		密度 $\rho^*$ (g/cm <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\epsilon$	剛性率 G (kg/cm <sup>2</sup> )
				Vp	Vs			
1.90	0.45	粗砂	●	900	140	1.85	0.488	370
-0.45	2.8							
-1.65	4.0							
-2.75	5.1	砂礫	●	900	230	1.90	0.465	1030
-3.25	5.6	固結粘土						
-6.55	8.9	砂混り礫	●	1800	390	1.95	0.475	3030
-8.15	10.5	砂礫						
-9.65	12.0	礫混り粗砂						
-13.25	15.6	砂礫	●	1800	430	1.95	0.470	3680
-14.15	16.5	砂混り礫						
-15.65	18.0	細粒砂岩 (風化)						
-23.65	26.0	細粒砂岩	●	1800	570	1.95	0.444	6460

\* $\rho$ は推定値

図-12 秋田港強震観測地点の地盤条件

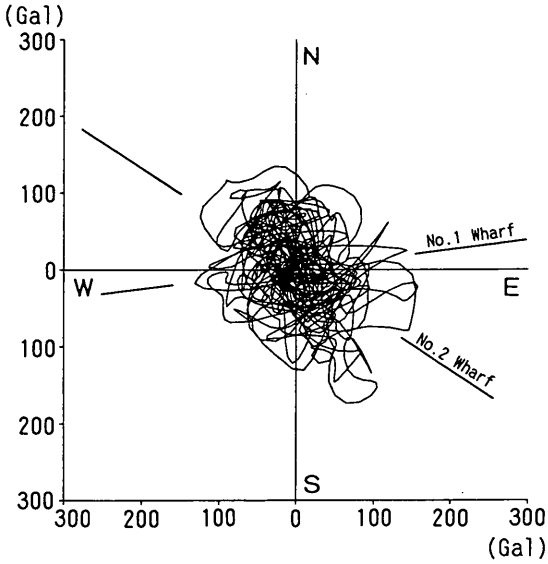


図-13 基盤における入射波の軌跡

係数  $G_{m0}$ 、および双曲線モデルの基準歪  $\gamma_{m0}$  は、初期有効拘束圧力を  $\sigma_{m0}'$  とすると以下のような関係となる。

$$\begin{aligned} \tau_{m0} &= \sigma_{m0}' \cdot \sin \phi_f \\ G_{m0} &= G_{ma} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{m0}'}{\sigma_{ma}'}} \end{aligned} \quad (1)$$

$$\gamma_{m0} = \frac{\tau_{m0}}{G_{m0}}$$

このモデルの特徴は以下の通りである。

- 1) 排水条件におけるせん断応力—せん断歪の履歴ループの特性（歪依存カーブ）は、既往の試験データとよく適合する。
- 2) 主応力の回転の影響が自然に（新たなパラメータを導入しなくても）考慮される。
- 3) 材料の異方性が導入されやすい形となっている。

### 3. 2 過剰間隙水圧モデル<sup>5)</sup>

有効応力解析は、サイクリックモビリティの進行に対応じて、せん断破壊線に極めて接近した有効応力経路を対象としなければならない。したがって、有効応力経路のモデル化として、図-17に斜線で示すような変相線を伴う液状化フロントを仮定した。図に示す変相線は、応力空間において contractive zone から dilative zone を区分する線である。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  $\sigma_m' / \sigma_{m0}'$  に一致する状態変数  $S$  と、せん断応力比  $r = \tau / \sigma_{m0}'$  によって示される（ここに、 $\sigma_{m0}' = (\sigma_{x0}' + \sigma_{y0}') / 2$ 、 $\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') / 2 = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \{(\sigma_y' - \sigma_x') / 2\}^2}$ ）。液状化フロントの形は、基本的には同図中の破線によって示されるとおり、変相線以下では鉛直、変相線を越えると破壊線に平行になるとした。具体的には、液状化フロントは、液状化フロントパラメータ  $S_0$  から以下に示す関数

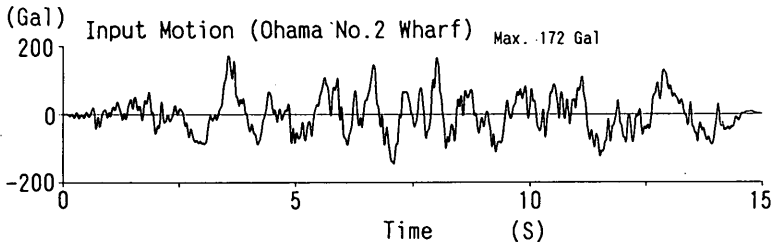


図-14 大浜2号岸壁の入射波

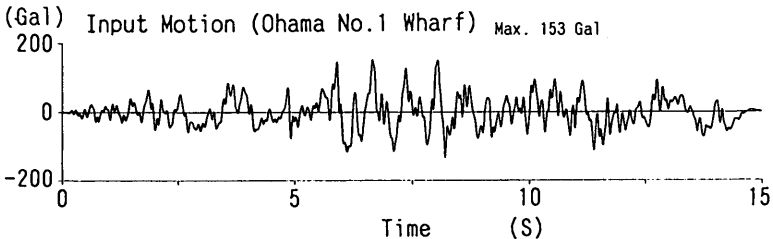


図-15 大浜1号岸壁の入射波

液状化による矢板岸壁の変形の数值解析

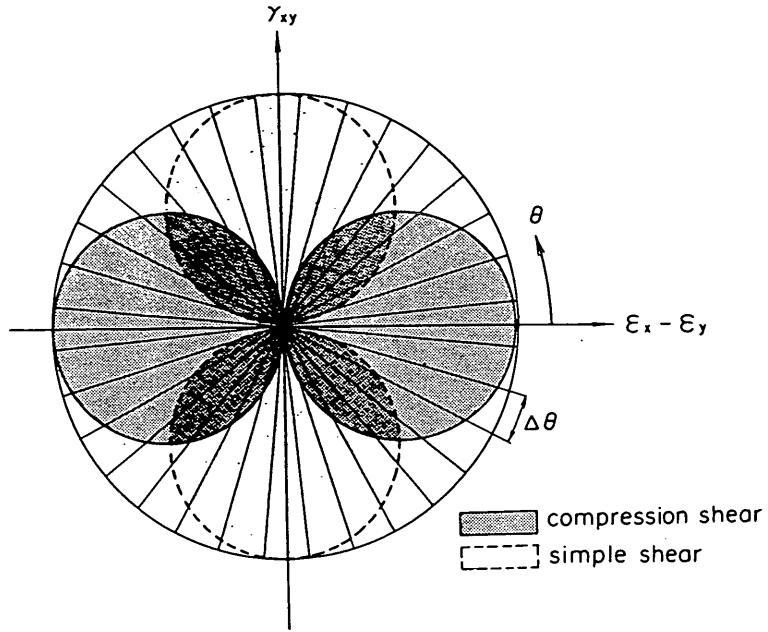


図-16 せん断応力—せん断歪モデル

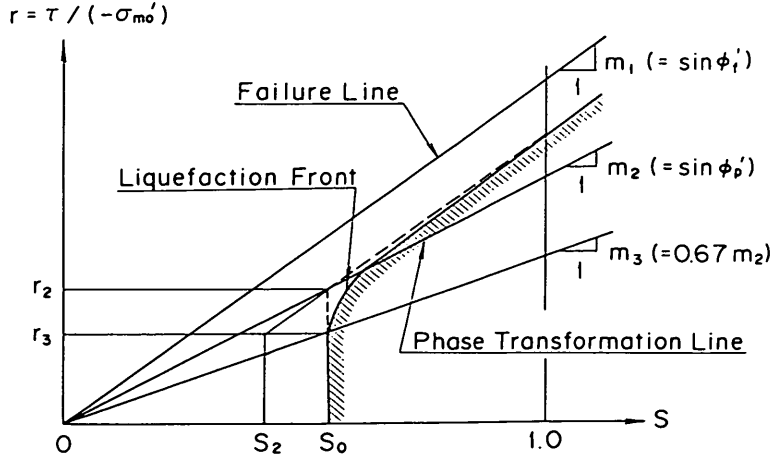


図-17 状態変数 S とせん断応力比 r の概念図

により近似した。

$$S = S_0 \quad (r \leq r_3 \text{ の時})$$

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

$$(r > r_3 \text{ の時})$$

ここに、

$$r_2 = m_2 S_0$$

$$r_3 = m_3 S_0$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1$$

$$m_1 = \sin \phi_f$$

$$m_2 = \sin \phi_p$$

$$m_3 = 0.67 m_2$$

$\phi_f$  : 内部摩擦角  
 $\phi_p$  : 変相角

同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  $w (= W_s/W_n, W_s$ : 塑性せん断仕事,  $W_n = (\tau_{m0} \cdot \gamma_{m0})/2, \tau_{m0} = m_1 \cdot \sigma_{m0}, \gamma_{m0} = \tau_{m0}/G_{m0}, G_{m0} = G_{ma} \cdot \sqrt{\sigma'_{m0}/\sigma'_{ma}}$ ) の関数とし

して次式より与えられる。

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

$$S_0 = (0.4 - S_1) (w_1/w)^{p_2} + S_1 \quad (w > w_1 \text{の時}) \quad (3)$$

上式の中の  $p_1, p_2, w_1, S_1$  は、以下の考えに基づき与えている。

- 1) 実験室レベルでの研究では、 $S_0 = 0.4$  で土の性質が急変する。したがって、定式化の際、 $S_0 > 0.4$  に対するパラメータと  $S_0 < 0.4$  に対するパラメータの少なくとも2つのパラメータが必要となる。 $(p_1, p_2)$
- 2) 様々な土の液状化をモデル化するために、正規化した塑性せん断仕事の寄与および  $S_0$  を全域に渡ってコントロールできるパラメータが必要となる  $(w_1)$
- 3) サイクリックモビリティの安定したシミュレーションを得るために、限界状態 (すなわち完全液状化状態) において  $S_0$  は0となるべきではない。したがって、 $S_0$  の限界最小値としてパラメータが必要となる。 $(S_1)$

上記パラメータの概念図を図-18 に示す。また、塑性せん断仕事の計算においては、全せん断仕事から弾性せん断仕事にパラメータ  $c_1$  をかけて微小なせん断応力レベルでの過剰間隙水圧の発生/非発生の挙動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、塑性せん断仕事がすべて液状化に作用しな

いと考えられることから、その増加率について若干の補正を加えている。

有効応力解析に当たっては、式(2)から求まる状態変数  $S$  から、これに等価な塑性体積歪を求める。また、液状化の進行 (すなわち、状態変数  $S$  および液状化フロントパラメータ  $S_0$  変化) にともなって、せん断弾性係数  $G_m$  を次式により与える。

$$S_0 > 0.4 \text{の時} \quad \tau_m = \tau_{m0} \cdot S, \quad G_m = \tau_m / \gamma_{m0} \quad (4)$$

$$S_0 < 0.4 \text{の時} \quad \tau_m = \tau_{m0} \cdot S + \Delta \tau_m, \quad G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (5)$$

$$\text{ここに、} \Delta \tau_m = \Delta r_m \cdot \sigma_{m0}'$$

$$\Delta r_m = (m_1 - m_2) \cdot (0.4 - S_0)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0} / (S_0 / 0.4)$$

ただし、動的解析の初期条件として、 $S_0 < 0.4$  となる場合には、上式に対し、若干の補正を行っている。

以上から、本モデルの特徴として、以下の事が言える。

- 1) 式(5)に示すように、液状化の進行 ( $S_0$  の減少) にともなって、せん断歪のスケールを拡大することにより、数パーセント程度以上の歪を数値解析上安定して求められる。
- 2) 塑性せん断仕事  $W_s$  を  $W_n = (\tau_{m0} \cdot \gamma_{m0}) / 2$  により正規化したものを、液状化を進行させる内部変数

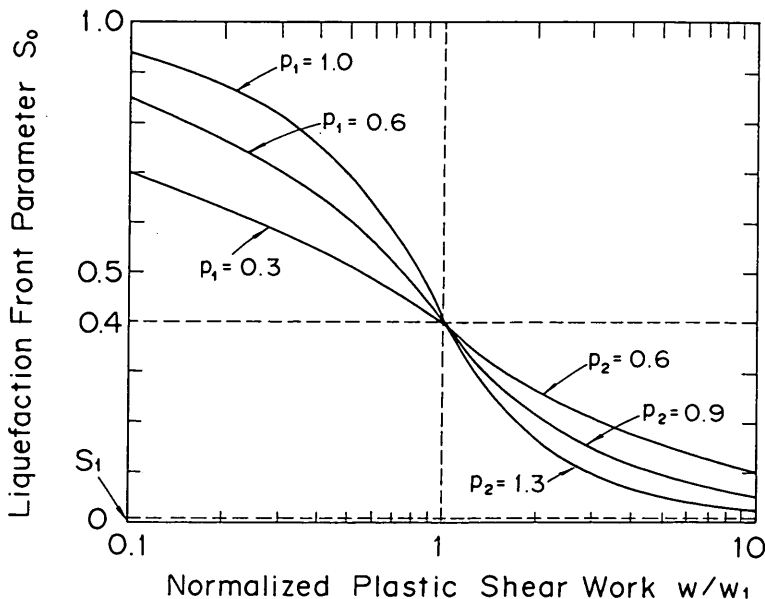
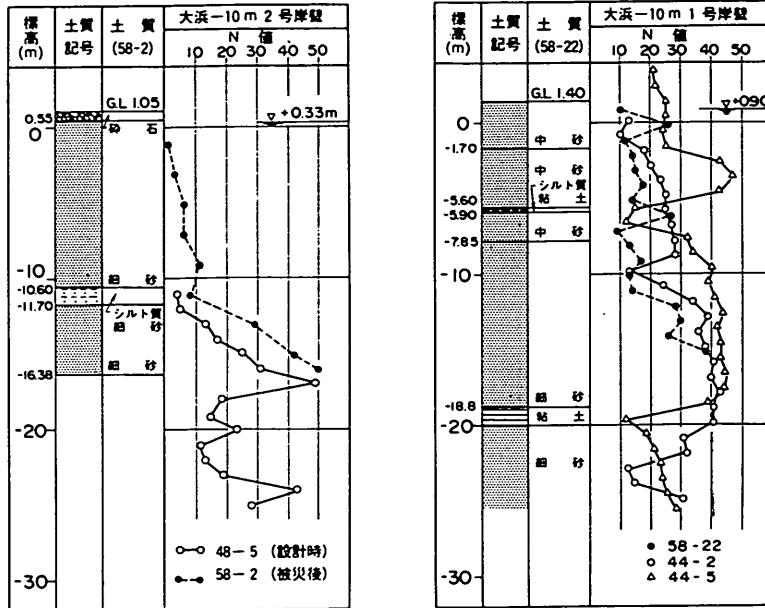


図-18 液状化パラメータの概念図



液状化による矢板岸壁の変形の数値解析



(a) 大浜2号岸壁

(b) 大浜1号岸壁

図-19 土質柱状図

$w$  (式(3)) として用いているので、非排水繰り返しせん断試験における液状化せん断抵抗は、拘束圧力に依存せず一定となる。

3.3 入力断面のモデル化

これらのモデルを用いて解析を実施した大浜2号岸壁および大浜1号岸壁の土質柱状図は、図-19に示すとおりである。図には岸壁設計時と被災後の  $N$  値を示している。大浜2号岸壁の土質は-10mまでは  $N$  値1~10程度の埋立地盤、-10m以下は原地盤で-10m~-16mの間は  $N$  値8~50、その下に  $N$  値15程度の層が約5mあり、それ以下は  $N$  値40程度の良く締まった砂質土層という構成となっている。1号岸壁は全層在来地盤で  $N$  値10から50まで概ね深さ方向に増加する傾向を示している。以上から、大浜2号岸壁を上層から  $N$  値4 (第1層)、18 (第2層)、15 (第3層)、40 (第4層) の4層の砂質土層に分割した。大浜1号岸壁については、 $N$  値18の第2'層および  $N$  値40の第4層のみから成るとした。有効応力解析を実施するに当たって、初期せん断弾性係数、初期体積弾性係数、初期有効拘束圧、内部摩擦角および液状化パラメータが必要となる。液状化パラメータについては、次項に譲ることとし、まず、初期せん断弾性係数  $G_{m0}$  は  $S$  波伝播速度より次式より求めた。

$$G_{m0} = \rho \cdot V_s^2$$

ここに、 $G_{m0}$  : せん断弾性係数 (kPa)

$\rho$  : 単位体積質量 ( $kN \cdot s^2/m^4$ )

$V_s$  :  $S$  波伝播速度 ( $m/s$ )

初期体積弾性係数  $K_0$  は、ポアソン比 ( $\nu = 0.333$ ) と  $G_{m0}$  の関係により次式により求めた。

$$K_0 = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \cdot G_0 \tag{7}$$

なお、 $S$  波伝播速度については、本岸壁での実測値がないため、近隣にある大浜地区(-10m)3号岸壁旧護岸において実施されている図-20に示す  $PS$  検層結果より、土質深度等を勘案して表-2のとおり設定した。内部摩擦角を求めるに当たっては、まず相対密度を次式から算出した。

$$D_r = 21 \cdot \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}}$$

ここに、 $D_r$  : 相対密度

$N$  : 土層の  $N$  値

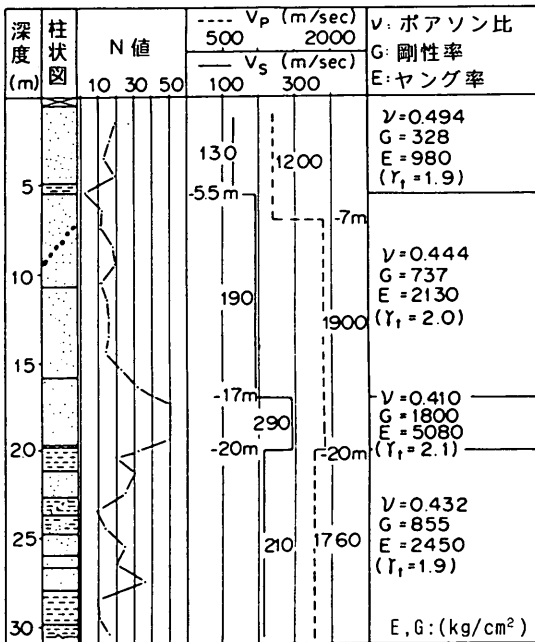


図-20 PS 検層図 (大浜 3 号岸壁)

$\sigma_{m0}'$ : 土層の有効上載圧力(kgf/cm<sup>2</sup>)

次に、既実施されている圧密排水三軸試験結果より、図-21に示す相対密度と内部摩擦角の関係より内部摩擦角を求めた。以上より求めた諸定数を表-2に示す。解析は図-22に示すメッシュに対してそれぞれ実施し、計算に際して、矢板と地盤との摩擦抵抗はないものとした。タイロッドは矢板にヒンジ結合とし、自重解析においてタイロッドの自重が張力に影響を及ぼさないようにするため、その密度を無視することとした。2本の控え杭は、断面直角方向に連続な控え矢板に換算し、頭部を

剛結とした。地震応答解析に先だって、モデル側方の影響を考慮するため、水平地盤の地震応答解析を実施した。さらに、地震前の応力状態を再現するため、重力を鉛直下向きにかけて自重解析を行った。

地震応答解析では、非排水条件下で15秒間の計算を実施した。積分はWilson- $\theta$ 法 ( $\theta=1.4$ )により実施し、時間間隔は0.01秒とした。また、レーレー減衰 ( $\alpha=0.0$ ,  $\beta=0.005$ )を液状化の進行に伴って過減させる形で用いた。

### 3.4 要素シミュレーション

3.2に示す過剰間隙水圧モデルの使用に当たっては、前述の通り $S_r$ ,  $w_l$ ,  $p_l$ ,  $p_s$ ,  $c_l$ の5つの液状化パラメータが必要となる。液状化パラメータは、振動三軸試験結果をシミュレーションし、その結果を目標とする過剰間隙水圧上昇曲線および液状化強度曲線にフィッティングさせることによって設定した。液状化強度曲線については、第1層は秋田港大浜地区の砂について行った振動三軸試験結果から得られたものをもとに、第2, 2', 4層については、粒径から判断して外港地区の砂に近いと考え、外港の砂について行った試験結果をもとに、各々について相対密度を考慮した液状化強度線を用いた。これを図-23に示す。第3層については、細粒分を多く含むシルト質細砂であるため、過剰間隙水圧を抑制する形で有効応力解析を実施した。過剰間隙水圧上昇曲線については、振動三軸試験結果から得られた過剰間隙水圧上昇特性を図-24に示す様な正規化した曲線に近似し、各層共通とした。

要素解析は、等方圧密 ( $\sigma_{m0}' = 98.0$  kPa)したのち、非排水条件下で振動三軸試験での応力比に相当する応力を要素の各節点に与える事により実施した。発生する過剰間隙水圧比が1.0を越えた時点もしくは片振幅歪が2.5%を越えた時点をもって液状化とした。

表-2 計算に用いた土の諸定数

	第1層	第2層	第2'層	第3層	第4層
$\sigma_{m0}'$ (kPa)	50	110	69	140	157
$V_s$ (m/s)	130	190	190	210	290
$V_p$ (m/s)	1200	1900	1900	1760	1900
$G_{m0}$ (kPa)	33800	72200	72200	74970	168200
$K_a^*$ (kPa)	89930	192100	192100	199470	447530
$D_r$ (%)	35	58	67	48	75
$\phi_f$ (度)	37	41	43	39	44

\* 砂粒子骨格の体積弾性係数

液状化による矢板岸壁の変形の数値解析

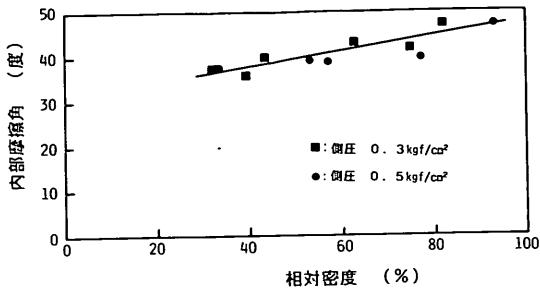


図-21 圧密排水三軸試験結果から求めた相対密度と内部摩擦角の関係

図-25 に第1層について応力比0.12での解析により得られた有効応力経路およびせん断応力とせん断歪の関係を示す。繰り返し回数12回にして片振幅歪が2.5%に達し、それに応じて有効応力も初期の値から減少し、ほぼ0となっている。

3.5 液状化強度の補正

一般に、砂粒子は、長い年月堆積することにより粒子間の付着力が大きくなることが知られている。また、一度乱した砂と乱さない砂では、同じ相対密度であってもその液状化強度は、3倍近く違うという報告もある<sup>9)</sup>。不攪乱試料による試験結果であれば特に問題はないものと思われるが、本解析に適用した液状化強度曲線は、乱した砂に対して実施した振動三軸試験結果をもとに相対密度に応じて求めたものである。したがって、埋立土砂

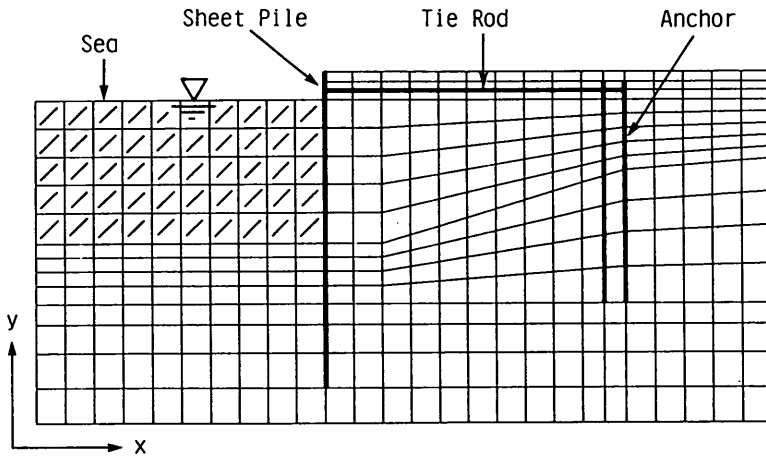


図-22(a) メッシュ分割図(大浜2号)

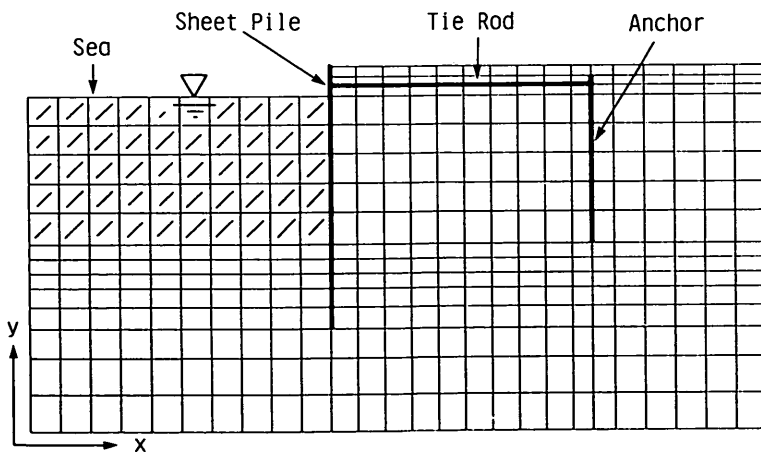


図-22(b) メッシュ分割図(大浜1号)

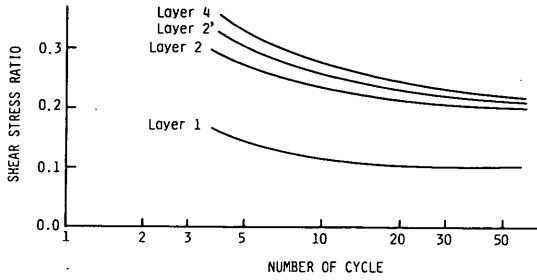


図-23 液状化強度曲線

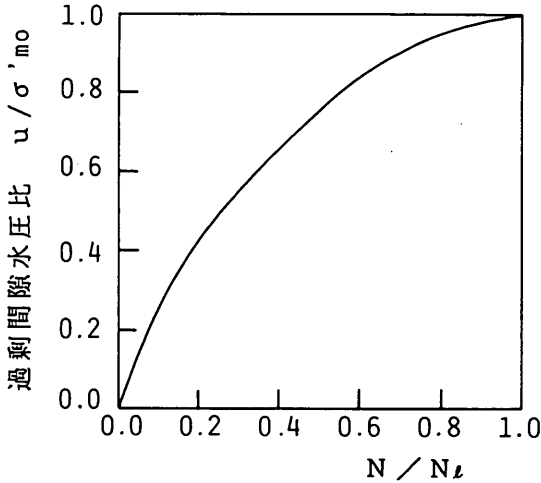


図-24 過剰間隙水圧上昇曲線

である第1層を除く土層に対しては、液状化パラメータに何らかの補正が必要になると考える。その補正法として以下に示す方法を適用した。

この補正に当たっては、図-26に示すようなSeedらにより求められた不攪乱試料を用いた振動三軸試験結果から等価 $N$ 値と液状化の発生する限界のせん断応力比 $\tau_{av}/\sigma'_{vo}$ の関係<sup>10)</sup>(ただし、繰り返し回数 $N_1 = 15$ の場合、細粒分含有率5%以下)を用いた。なお、この関係は、著者らの検討により、港湾地域における液状化の発生状況ともよく整合することが確認されている<sup>11)</sup>。同図に示すように、まず、この関係を用いるに当たって、次式により等価 $N$ 値を求めた。

$$(N)_{0.66} = \frac{N - 1.828 \cdot (\sigma'_{vo} - 0.66)}{0.399 \cdot (\sigma'_{vo} - 0.66) + 1} \quad (9)$$

ここに、 $(N)_{0.66}$  : 等価 $N$ 値  
 $N$  : 土層の $N$ 値  
 $\sigma'_{vo}$  : 土層の有効上載圧力(kgf/cm<sup>2</sup>)

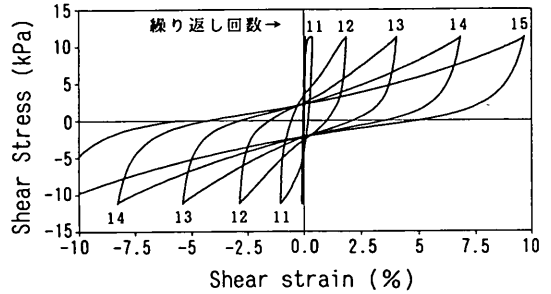
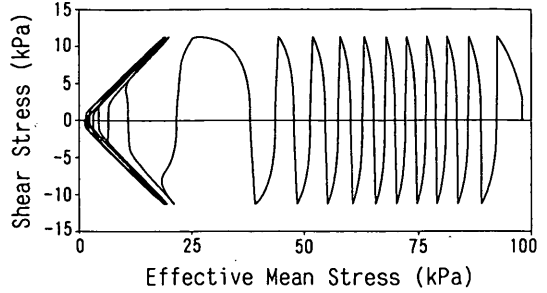


図-25 要素試験の有効応力径路とせん断応力—せん断歪の関係

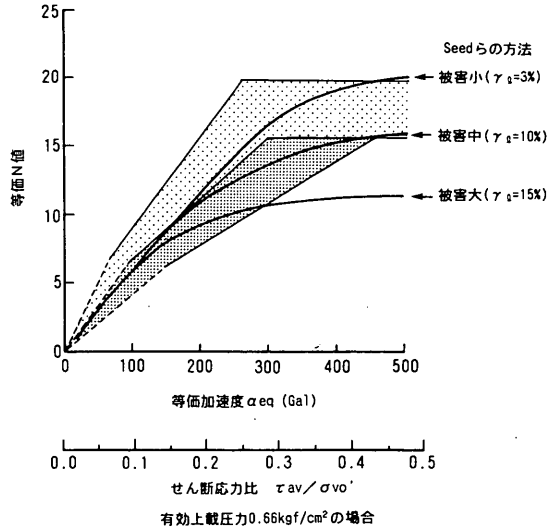


図-26 Seedらによる不攪乱試料を用いた $(N)_{0.66}$ と $\tau_{av}/\sigma'_{vo}$

次に、この等価 $N$ 値に対応する歪 $\gamma_1$ が5%に相当する応力比を求め、応力比を1.5倍( $K_0 = 0.5$ 圧密値を等方圧密値に変換)することにより補正值を得た。

改めて補正後の観測値および計算値の液状化強度曲線を図-27に、液状化パラメータを表-3に示す。なお、第4層の液状化強度は、 $N$ 値が40と高く補正適応外の

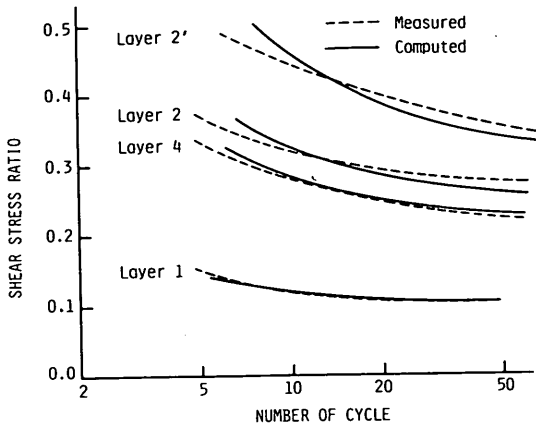


図-27 補正後の液状化強度曲線

上、解析結果に関わらないため補正はしないこととした。

#### 4. 被災岸壁（大浜2号岸壁）の解析

##### 4.1 変位および加速度

###### (1) 変位

図-28に大浜2号岸壁の3.5秒毎の変形を示す。14秒加振時には、控え工に耐力がないために、矢板は背後の埋立地盤と共に海側に徐々に出ている。解析により求めた矢板の変形は、図-7に示す実際に被災を受けた矢板の変形に一致する形となった。また、第1層と第2層の境界面を境として変位量に違いがみられる。図-29に図-28(d)に示す各地点の時刻歴を示す。時間とともに水平変位は、各地点とも海側に徐々に増加している。解析による矢板頂部の最大水平変位は1.1m程度となった。被災した矢板の実測値は1.1m～1.8mであり、整合性のある結果となった。矢板前面では隆起が進み、矢板背後の地盤では、矢板背面を最大として沈下傾向にある。控え工前面においては、控え工に押された地盤の隆起が見られる。なお、本解析においては、先に述べたとおり、

表-3 液状化パラメータ

	第1層	第2層	第2'層	第3層	第4層
$\phi_f$ (度)	37	41	43	39	44
$\phi_p$ (度)	30	30	30	-	30
$S_f$	0.005	0.005	0.005	-	0.005
$w_f$	0.5	8.5	14.0	-	3.8
$p_f$	0.4	0.5	0.5	-	0.5
$p_p$	0.42	0.8	1.0	-	0.84
$c_f$	1.5	3.3	4.6	-	2.4

矢板を降伏しない材料として理想化しており、この点で実際に発生した-6m付近での矢板の降伏・破断による矢板の変形とは異なるものとなっている。しかし、矢板岸壁頂部の変位はタイロッドで連結された控え工の変位によって支配されるので、-6m付近での矢板の降伏あるいは破断によって矢板の下部の変位が発生しても、これによって矢板岸壁頂部の変位が著しく変化することはないものと著者らは考えている。また、解析時間として15秒のみを対象としているが、この解析時間内において、地震の主要部分はカバーされており、解析時間を延長しても解析結果が実測変位1.1m～1.8mと比べて著しく異なったものとなる可能性は小さいものと考えられる。

以上のとおり、本研究の範囲では解析上いくつかの検討すべき点は残されているが、本研究で対象としている液状化による変位のオーダーすなわち、1m～2m程度の変位が発生するという実現象は、本解析により十分捉えることができているものと考えられる。

###### (2) 加速度

図-28(d)に示す解析断面の代表的な節点における水平方向の応答加速度を図-30に示す。入力加速度172Galに対し、矢板頂部の加速度は、190Gal程度となっている。下層から軟化した上層に伝播するにしたがって加速度波形の短周期成分が取り除かれ、また、上層と下層では位相差が見受けられる。なお、矢板の影響を比較的受けにくいと考えられる控え工背面地表面では、193Galとなっている。

##### 4.2 矢板に作用する土圧および曲げモーメント

図-31に加振前（静的解析結果）および15秒加振後の土圧合力分布（有効応力+過剰間隙水圧）を示す。図中の破線は加振前、実線は加振後を示す。加振後の矢板背面の主働側土圧分布は、海面下-10mまで深さ方向に増加する傾向を示している。同図中にあわせて土圧係数 $K_a = 1.0$ の線を一点鎖線で示したが、第1層がほぼ全域に渡ってこの線に沿った形で分布している。すなわち、

第1層が液状化状態にあることを示しているといえる。また、加振が進むに連れて、矢板前面地盤の表層部の降伏により土圧が0となる位置が下方に移動している。

土圧によって矢板に作用する曲げモーメント分布を図-32に示す。点線は加振前の状態を示し、実線が15秒加振後を示す。曲げモーメント分布を時間をおって見てみ

ると、5秒加振時には、第1層の上部の液状化により矢板の浅い部分に土圧が加わり、最大値発生点および曲げモーメント0点がいったんは加振前より上側に発生する。しかし、その後は第1層の液状化域の拡大および前面地盤の降伏に伴って、最大値および曲げモーメント0点が下方に移動している。

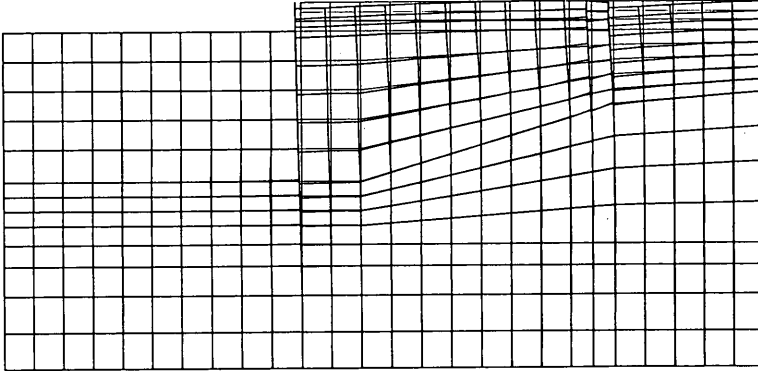


図-28(a) 3.5秒加振時の全体変形図(大浜2号)

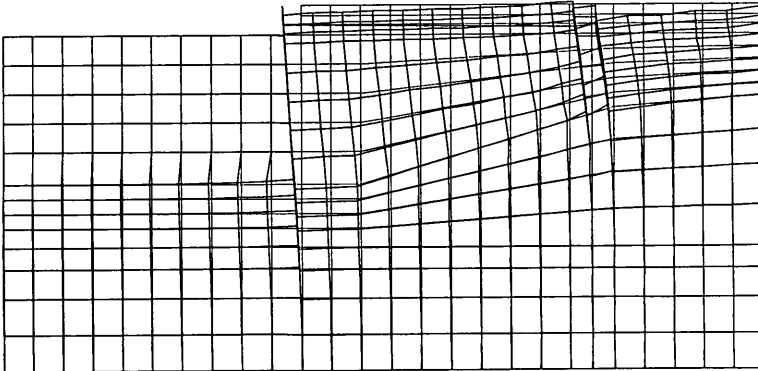


図-28(b) 7秒加振時の全体変形図(大浜2号)

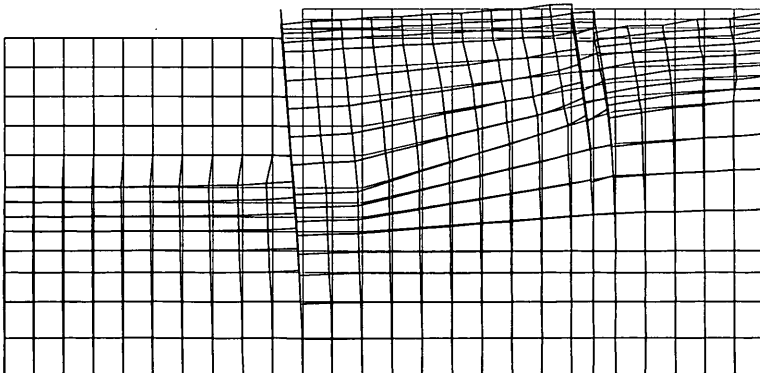


図-28(c) 10.5秒加振時の全体変形図(大浜2号)

液状化による矢板岸壁の変形の数値解析

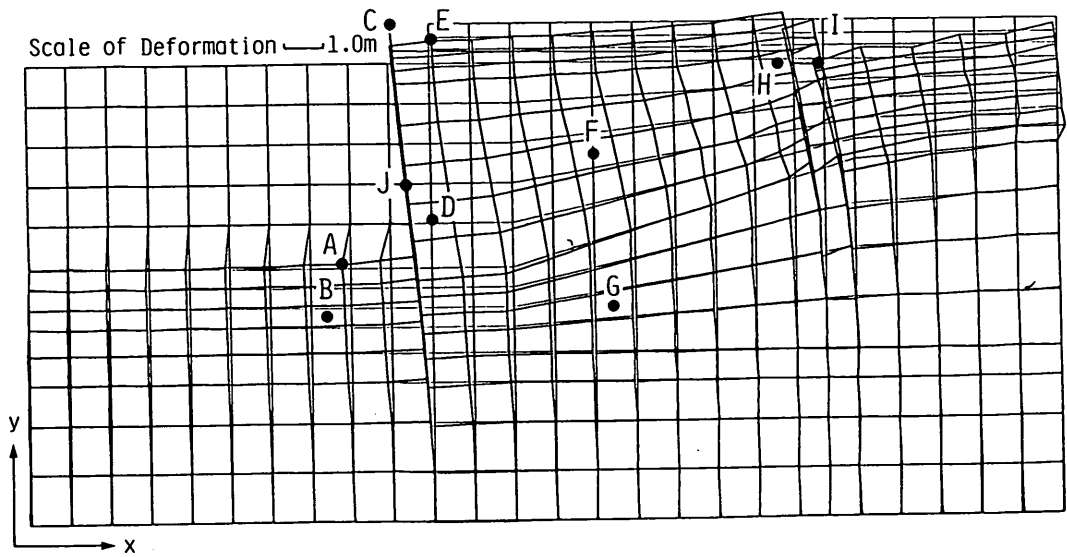


図-28(d) 14秒加振時の全体変形図(大浜2号)

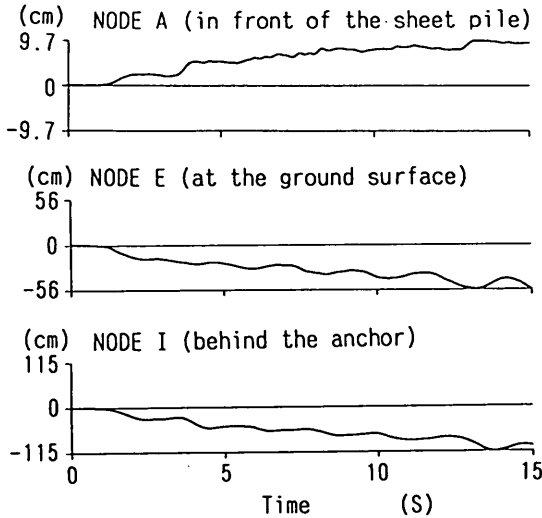


図-29(a) 鉛直変位時刻歴(大浜2号)

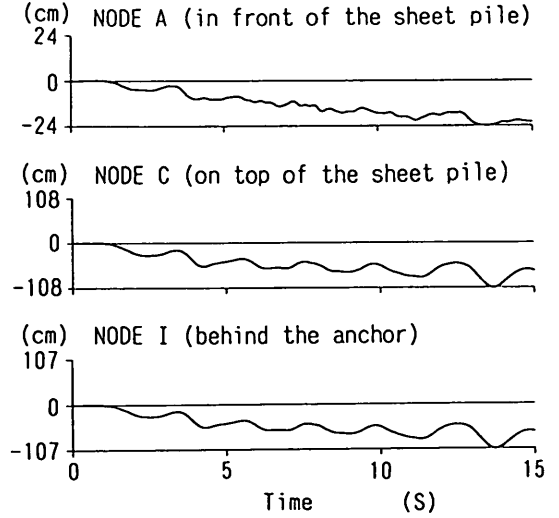


図-29(b) 水平変位時刻歴(大浜2号)

図-28(d)に示す海面下-6mの地点のJ点における曲げモーメントの時刻歴を図-33に示す。矢板を線形要素として取り扱っているため、計算上では矢板が降伏することはないが、曲げモーメントは加振時間と共に増加し、5秒加振時には $3,200\text{kgf/cm}^2$  ( $1,200\text{kPa}\cdot\text{m/m}$ )となり、同矢板の降伏応力 $3,000\text{kgf/cm}^2$  ( $1,120\text{kPa}\cdot\text{m/m}$ )を越える値となった。15秒加振終了後には、降伏応力の1.6倍程度の曲げモーメントにまで達している。また、海面下の原地盤内においても降伏応力を越える曲

げモーメントが発生している。実際に被災した矢板では、全体変形および亀裂発生箇所から海面下-6m前後の所に最大曲げモーメントが発生したと考えられ、解析結果の最大曲げモーメント発生箇所と一致する結果となった。

また、地震前の土圧および曲げモーメントについて本解析値を現行の設計法に用いられる常時のクーロン土圧およびたわみ角法による値と比較してみた。図-34に常時の土圧についてクーロン土圧によって試算した矢板

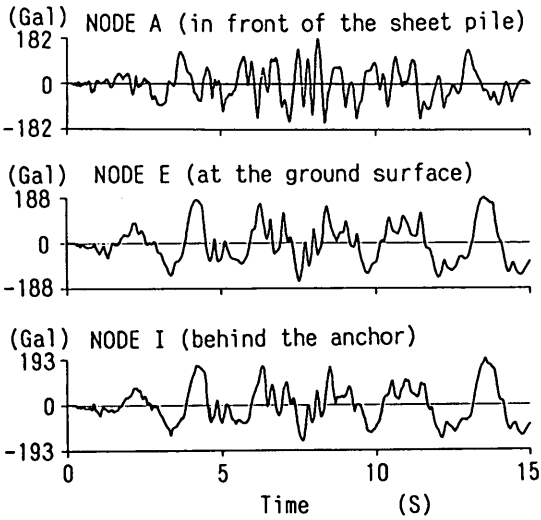


図-30 水平方向の応答加速度時刻歴 (大浜 2 号)

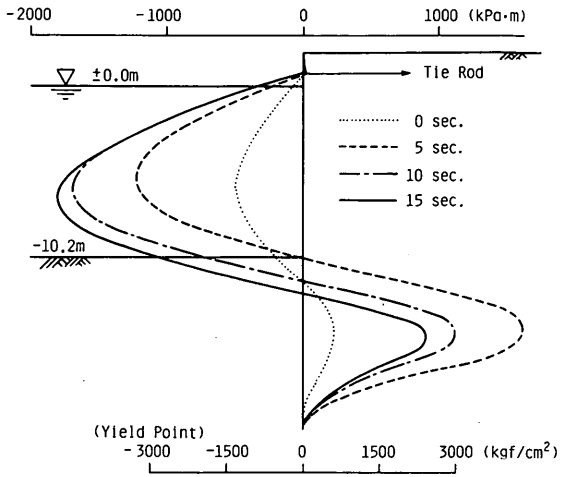


図-32 曲げモーメント分布図 (大浜 2 号)

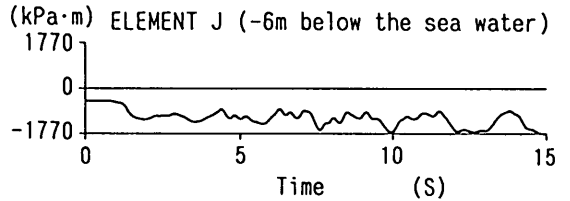


図-33 曲げモーメント時刻歴 (大浜 2 号)

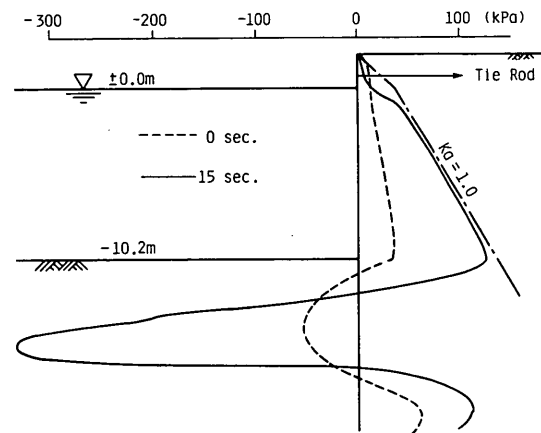


図-31 土圧分布図 (大浜 2 号)

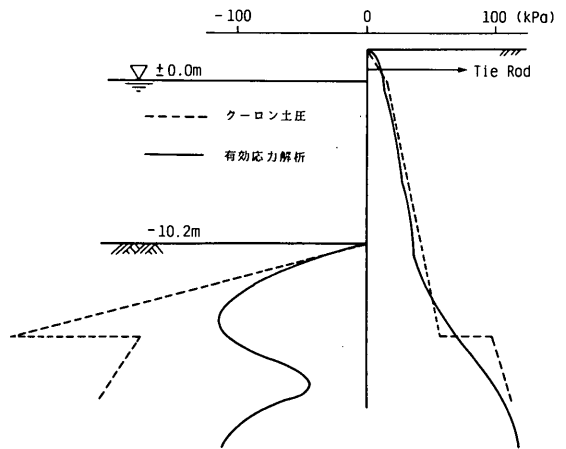


図-34 クーロン土圧と解析値の比較(常時) (大浜 2 号)

に作用する土圧と静的解析値を示し、図-35 にたわみ角法により算定した曲げモーメントと有効応力解析法によって算出された曲げモーメント分布を示す。クーロン土圧の算定およびたわみ角法に入力したパラメータについては、図-36 に示すように現行設計法に準じたものを使用した。主動側の土圧はよい一致を示しているが、受働側土圧については、クーロン土圧の方が解析値より大きい値を示す結果となった。それに伴う、モーメントの分布についてはモーメントの 0 点に違いはみられるが、海底面までのモーメント分布およびその値はよい一致を示している。

#### 4.3 過剰間隙水圧

図-37 に過剰間隙水圧分布の 1 つの指標として、5 秒毎の過剰間隙水圧比  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$  の等高線を示す。

5 秒加振時には、第 1 層のほぼ中心部に帯状に  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$  が 0.9 以上を示している範囲が発生し、加振時間が増す毎に徐々にその範囲が下方に広がって行く。また、矢板前面地盤のごく浅い部分においても有効応力が減少する傾向にある。

図-38 に解析断面の代表的な点の過剰間隙水圧の時



液状化による矢板岸壁の変形の数值解析

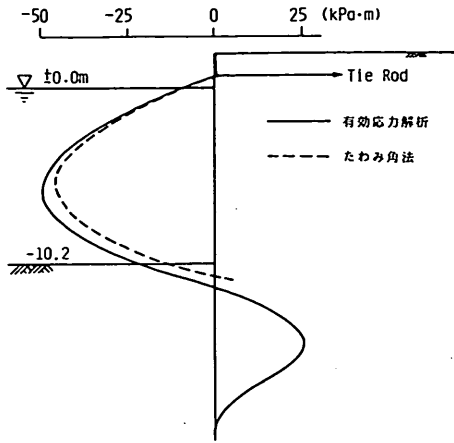


図-35 たわみ角法によるモーメント分布と解析値の比較(常時)(大浜2号)

刻歴を示す。原地盤層についてみると、矢板前面地盤の要素Bにおいては、繰り返しせん断によるダイレ

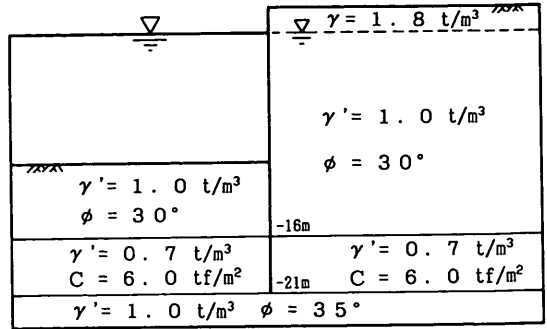


図-36 土質条件(現行設計法)(大浜2号)

タンシーの影響で、負と正の値を繰り返すとどまり、過剰間隙水圧の上昇は認められない。また、地盤中央部の要素Gでは、有効上載圧に比べ、過剰間隙水圧の値そのものも小さく上昇傾向は認められない。これに比べ、矢板背後の要素Dの過剰間隙水圧は加振開始と共に急激な上昇を示し、地盤中央部の要素F、控え工前面の要

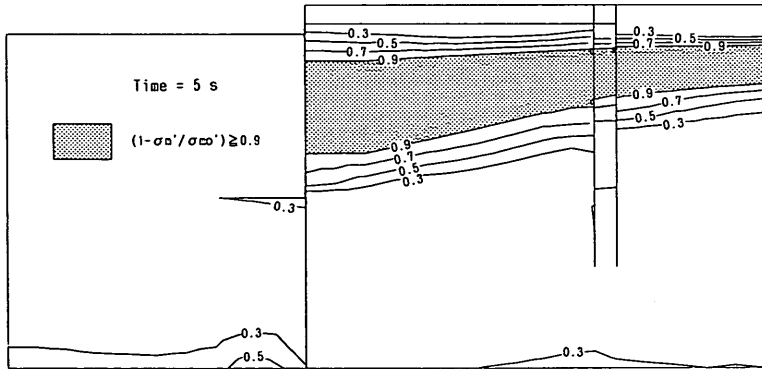


図-37(a) 5秒加振時の  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0'})$  の等高線図(大浜2号)

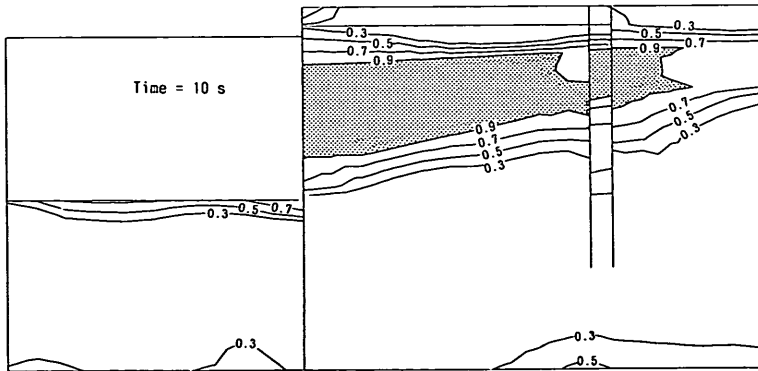


図-37(b) 10秒加振時の  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0'})$  の等高線図(大浜2号)

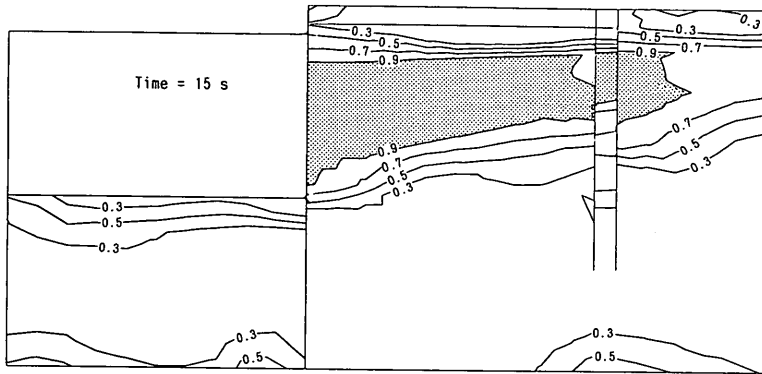


図-37(c) 15秒加振時の  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$  の等高線図 (大浜2号)

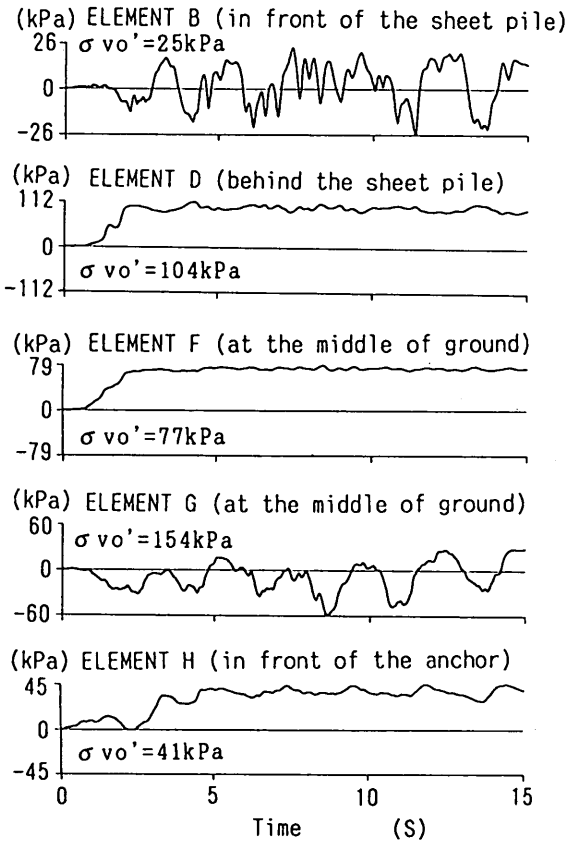


図-38 過剰間隙水圧の時刻歴 (大浜2号)

素Hともに、それぞれの位置で初期有効上載圧力をやや上回っている。これらは、第1層の完全液状化を示すものである。計算結果の示す裏込め砂の液状化は、実際の岸壁に見られた噴砂などの液状化現象と良く整合するものである。

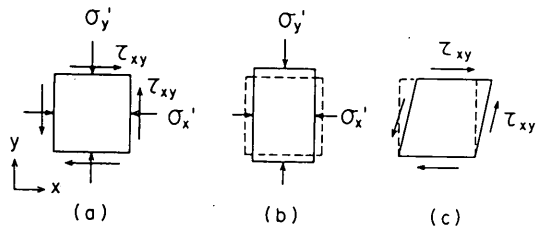


図-39 応力—歪の概念図

#### 4.4 応力—ひずみの関係

矢板岸壁の変形の機構についてやや詳しく検討するため、応力—ひずみの関係について考察する。図-39に示す応力—歪の概念に基づいて、上段に平均有効応力  $(\sigma'_y - \sigma'_x)/2$  とせん断応力  $\tau = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \{(\sigma'_y - \sigma'_x)/2\}^2}$  の関係、中段に軸差応力  $(\sigma'_y - \sigma'_x)$  と軸差ひずみ  $(\epsilon_y - \epsilon_x)$  の関係、下段にせん断応力  $\tau_{xy}$  とせん断ひずみ  $\gamma_{xy}$  の関係を示す。

まず、図-28(d)に示す矢板前面の要素Bの有効応力とせん断応力の関係を図-40の上段に示す。初期においてダイラテンシーの影響で、有効応力は一時的にせん断応力と共に増大するが、最終的には初期の応力程度で増減を繰り返し、有効応力およびせん断応力の低下は認められない。初期のせん断応力の増大は、同図中段に示すように、軸差歪の初期の急激な増加につながる。図-29に示す矢板背面の要素Dについて見ると、矢板前面と違い図-41の上段に示すように有効応力は加振と共に、液状化により急激に減少し、有効応力およびせん断応力は0に近いところまで低下する。また、軸差応力と軸差歪の関係は同図中段に示すとおり、有効応力の低下と共にx方向の歪の増大により軸差ひずみが増加し、軸差応力が減少している。しかし、軸差応力は矢板の影

液状化による矢板岸壁の変形の数值解析

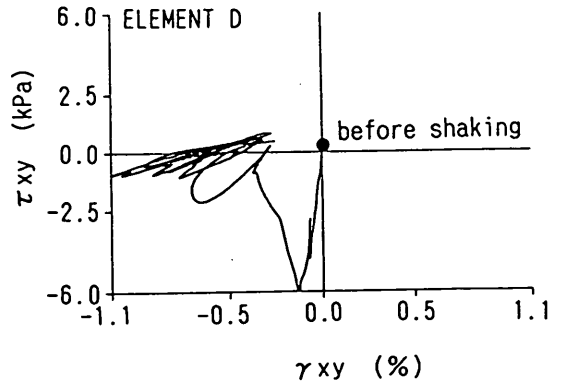
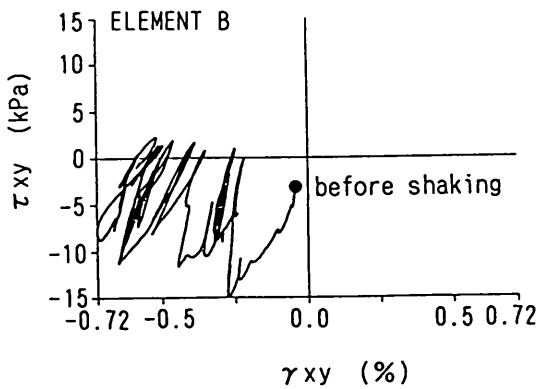
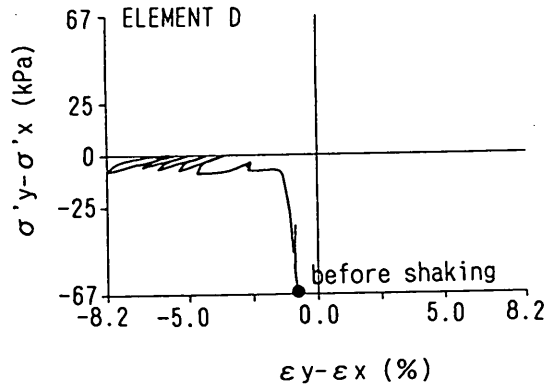
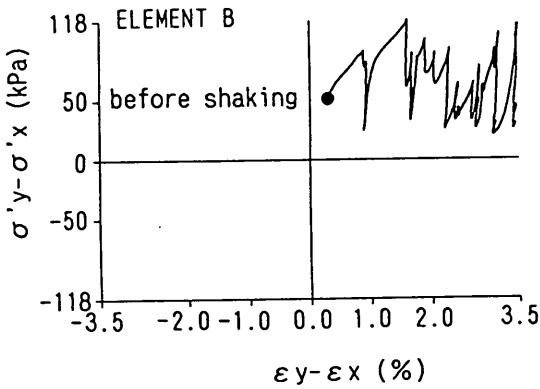
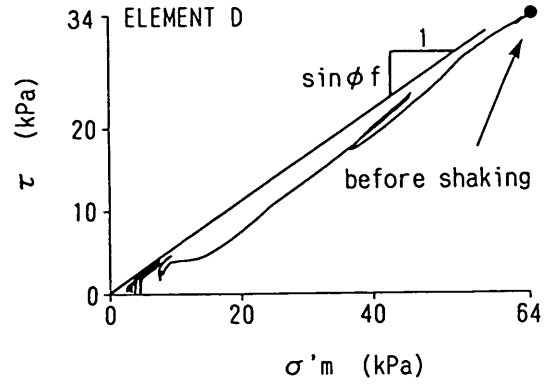
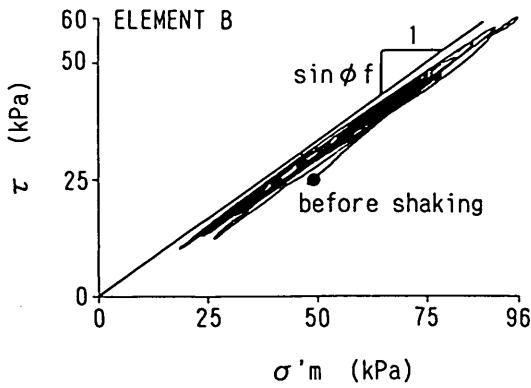


図-40 矢板前面の応力—歪の関係(大浜2号)

図-41 矢板背面の応力—歪の関係(大浜2号)

響により完全にはならない。同図下段に示すようにこの要素は、矢板によって変形を拘束されているため、あまり大きなひずみはでない。

次に、地盤中央部における第1層(液状化層)と第2層(非液状化層)についてみる。第1層の要素Fについては、図-42に示すように要素Dと概ね同様の

傾向にあるが、矢板の影響が少ない同要素の軸差応力は、限りなく0に近づいている。第2層の要素Gについては、図-43に示すように前述の矢板全面の地盤と定性的にほぼ同様である。他の要素と違い初期においてせん断破壊状態に近くない要素Hは、図-44に示すように加振と共に徐々に破壊線に近づき、到達と同時に軸差歪

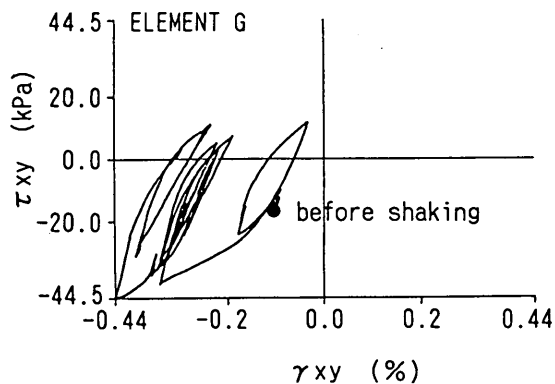
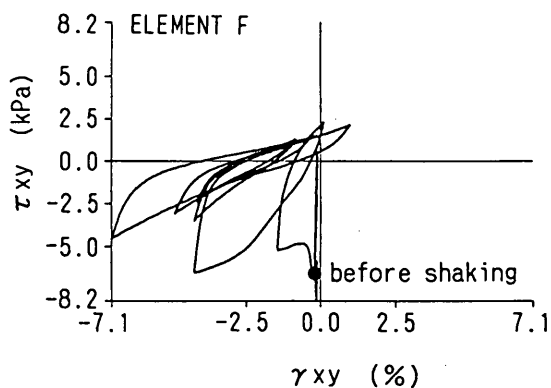
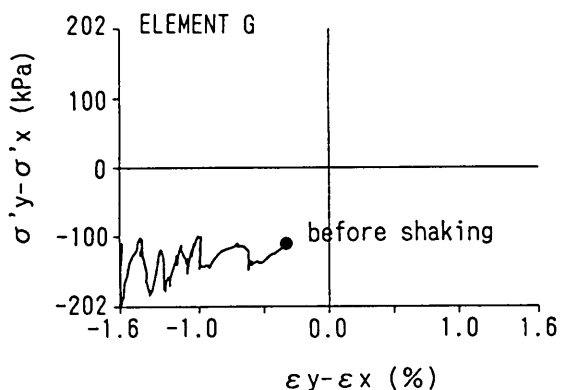
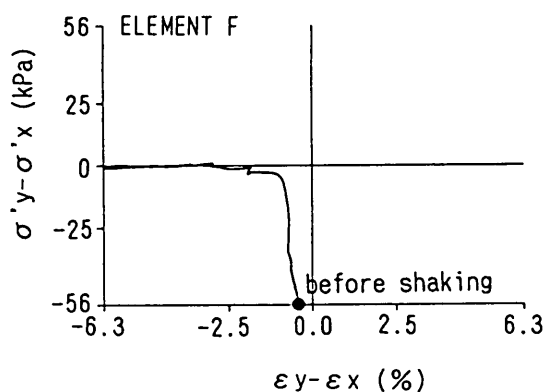
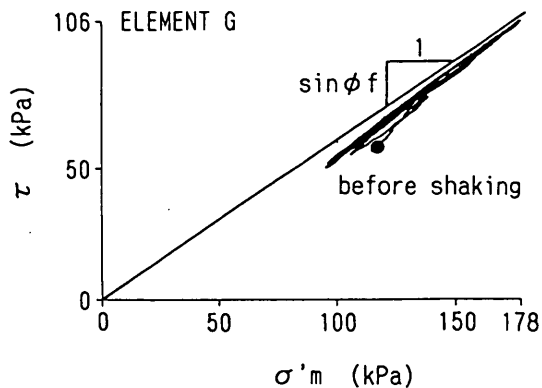
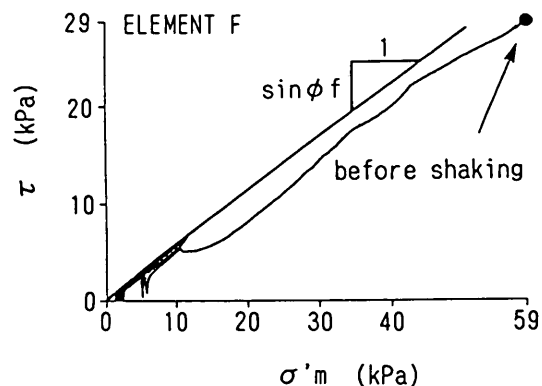


図-42 液状化層の応力—歪の関係(大浜2号)

図-43 非液状化層の応力—歪の関係(大浜2号)

およびせん断歪が発生している。

これらの変形の機構は、より簡便な解析において仮定されるすべりに伴う変形とは全く異なるものであることが理解される。

## 5. 無被災岸壁(大浜1号岸壁)の解析

### 5.1 変位および加速度

無被災岸壁(大浜1号岸壁)の14秒加振後の全体変形図を図-45に示す。矢板は海側へ変位しているが、その大きさは被災断面と比べ1オーダー程度小さい。図-

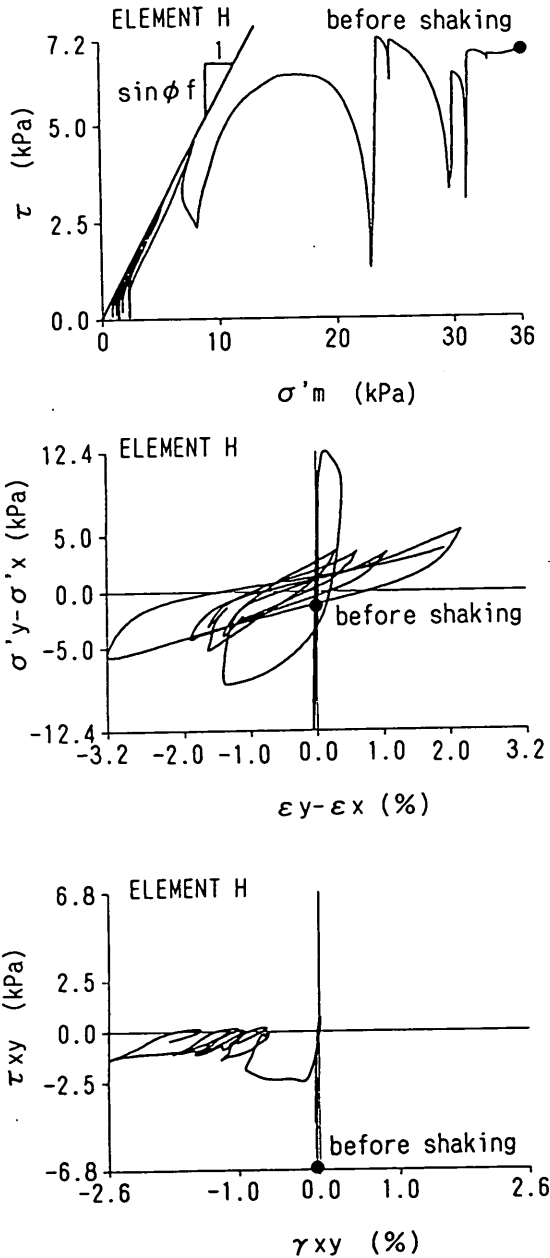


図-44 控え工前面の応力—歪の関係（大浜2号）

46に各地点の鉛直および水平変位の時刻歴を示す。矢板頂部の節点Cの水平変位は、最大変位15cmとなっている。実際の同矢板岸壁における変位は、数cmであり、解析値の方がやや安全側の値を示す結果となった。

地盤の液状化抵抗を評価するにあたって、既往の原位置における液状化試験研究結果により補正值を得るとし

たことは、3.5に示したとおりである。そこで、この補正值が適当であるかどうかについては、無被災断面（大浜1号岸壁）を解析することによって検証することとした。図-23および図-27より、大浜1号岸壁のほぼ全域を構成する第2層の補正值は、この方法によると無補正の液状化強度の1.72倍となる。さらに比較のために1.2倍、1.4倍の液状化強度を加えて、解析を実施した。液状化強度の補正值に対し、各解析から得られた矢板頂部の最大変位、および矢板に作用する最大曲げモーメントを図-47に示す。無補正の液状化パラメータを入力した際の解析結果は、矢板頂部の最大変位は45cm、最大曲げモーメントは1,210kPa・mである。矢板頂部の変位は、液状化強度が大きくなるほどに指数関数的に小さくなり1.72倍で15cmとなる。また、矢板に作用する最大曲げモーメントは、1.72倍以上で同矢板の降伏応力を下回る。大浜1号岸壁の被災程度については前述のとおりであり、したがって、本補正法が概ね妥当であると考えられる。

次に、応答加速度について、代表する節点における水平方向の応答加速度の時刻歴を図-48に示す。海底の節点Aでは133Gal程度、矢板背後地盤面の節点Eでは270Gal程度を示している。なお、控え工背後の節点Hにおいて高周波数成分の発生により300Galを越える高い加速度を示しているが、数値解析上の誤差によるものである。

### 5.2 過剰間隙水圧

図-49に5秒毎の過剰間隙水圧比 $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ の等高線を示す。10秒を経過すると、矢板背面地盤の比較的浅い部分と前面のごく浅い部分および控え工背面において有効応力の低下がみられる。しかし、15秒加振時にも、その範囲は広がる傾向はなく、中心部の $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ も0.7となっており、液状化には至っていない。

図-45に示す代表的な地点の過剰間隙水圧の時刻歴を図-50に示す。図-49において有効応力の低下がみられる矢板背面の要素Dおよび矢板背後地盤中央部の要素Fの過剰間隙水圧は、加振と共に上昇しているが、4.3において示した図-38の過剰間隙水圧の上昇傾向と異なり、勾配は比較的緩やかである。実際の岸壁においても、エプロンの一部に陥没は見られるものの、噴砂等の液状化現象の観測されておらず、整合性のある結果となった。

### 5.3 矢板に作用する土圧および曲げモーメント

矢板に作用する土圧分布を図-51に示す。加振前が破線、加振後を実線で示す。矢板背面の比較的浅い部分での過剰間隙水圧の上昇による土圧の増大が見られ、海

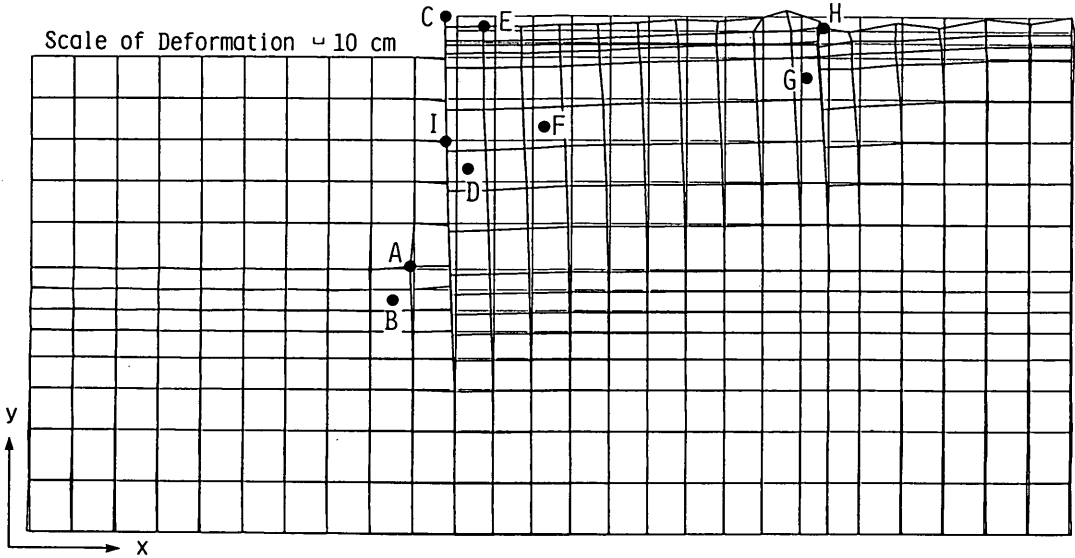


図-45 14秒加振時の変形図(大浜1号)

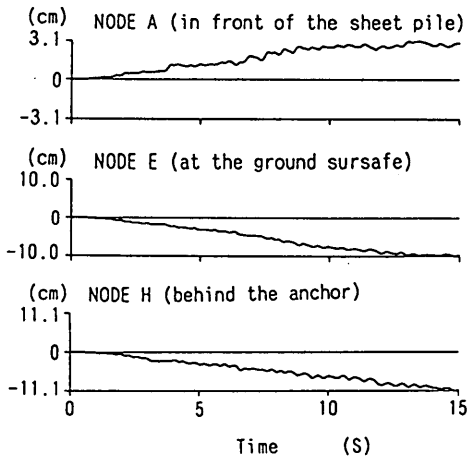


図-46(a) 鉛直変位の時刻歴(大浜1号)

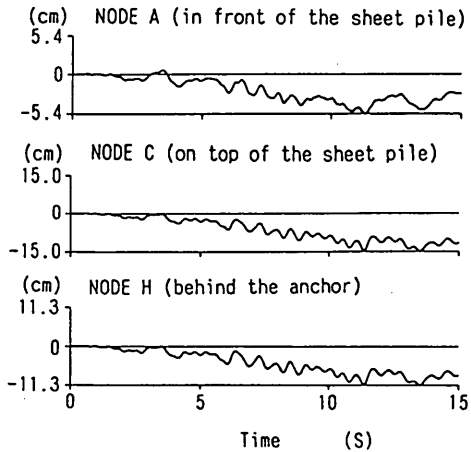


図-46(b) 水平変位の時刻歴(大浜1号)

底面以深の主働側土圧は一時負の値を示し矢板下端以深では加振前と同様の分布をしている。海底面以深の主働土圧が負の値を示す原因は、比較的浅い地盤では上載圧力が小さく過剰間隙水圧の発生・上昇と共に体積歪が発生して矢板の海側への変位させる、その変位とともに下方地盤要素に体積歪が生じた結果、過剰間隙水圧を減少させたものと考えられる。

次に、加振前から5秒毎の曲げモーメント分布を図-52に示す。加振時間が増すにしたがって、上層部の土圧の増加により最大曲げモーメント発生位置がわずかに上側に移動する傾向を示している。矢板に最大の曲げモーメントが発生すると見られる海面下-4mの所における

モーメント時刻歴を図-53に示す。最大曲げモーメントは $1,070\text{kPa}\cdot\text{m}$ ( $2,860\text{kgf}/\text{cm}^2$ )となり、同矢板の降伏応力以下の値を示しており、実際の挙動と整合性のある結果となった。

## 6. 結論

本研究では、実際の地震動により被害を受けた矢板岸壁および無被災岸壁について有効応力解析を実施し、本解析法の適用性について検討した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 被災した岸壁の実際の水平変位1.1mから1.8mに対して、加振時間15秒間での解析による変位は、1.1

液状化による矢板岸壁の変形の数値解析

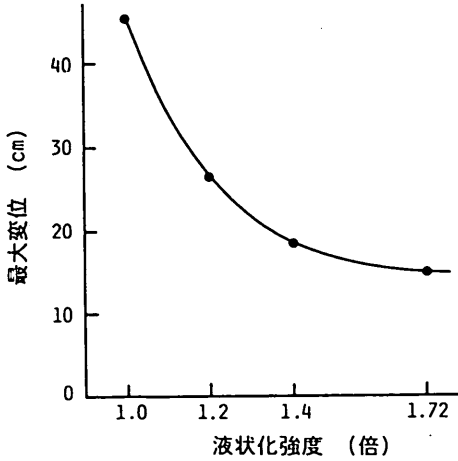


図-47(a) 矢板の頂部変位と液状化強度 (大浜1号)

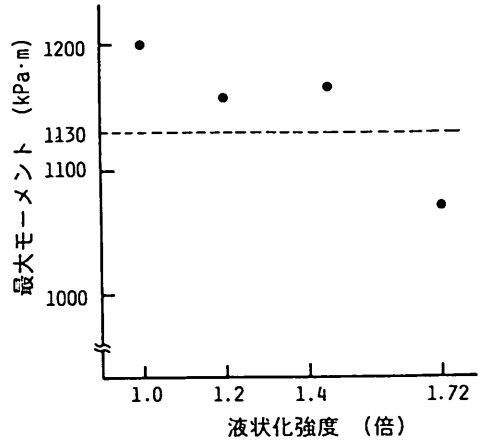


図-47(b) 最大曲げモーメントと液状化強度 (大浜1号)

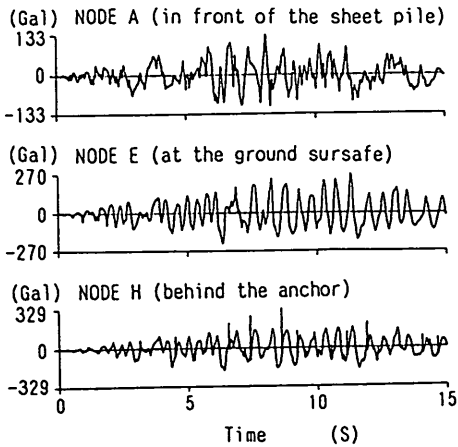


図-48 水平方向の応答加速度時刻歴 (大浜1号)

m となり、整合性のある結果が得られた。また、被災した岸壁では、矢板が-6mのレベルにおいて降伏したが、解析による曲げモーメントも-6m付近で最大値が発生し、しかもその値は降伏モーメントを上回るものとなり、この点でも整合性のある結果が得られた。さらに、解析による裏込め砂の液状化は、実際にみられた噴砂などの液状化を示す現象とよく整合するものとなった。

2) 被災した岸壁の変形の機構は、液状化にともなう応力の解放によって発生するものであって、簡便な手法として一般に用いられる滑り面を仮定した機構とは全く異なるものであることが示された。

3) 無被災の岸壁では、解析による変位は15cmとなり、実際の矢板に生じる数cm程度の変位と比較するとやや安全側の解析値が得られた。また、解析による曲げ

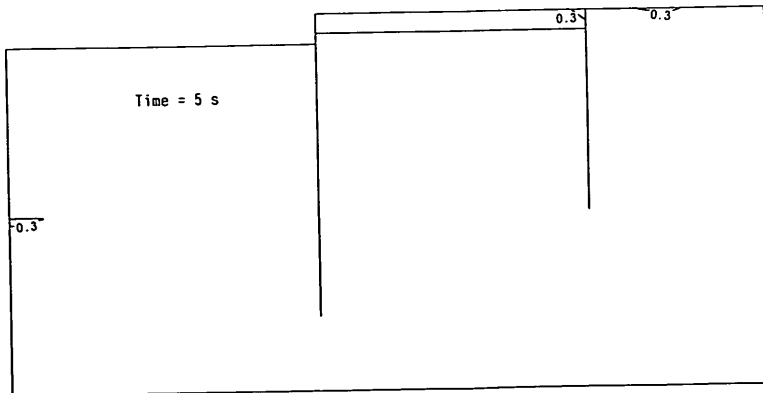


図-49(a) 5秒加振時の  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_m0)$  の等高線図 (大浜1号)

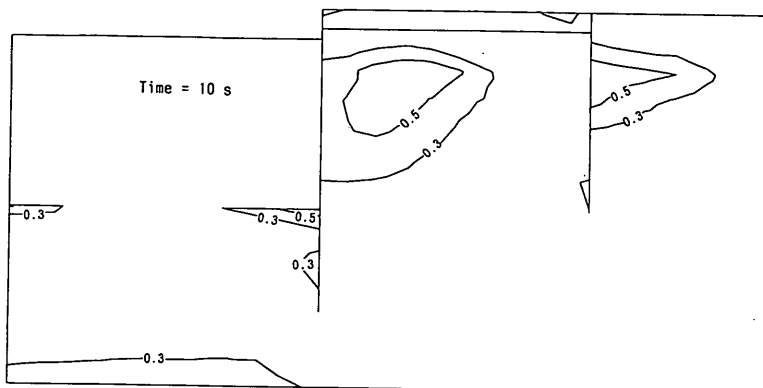


図-49(b) 10秒加振時の  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$  の等高線図(大浜1号)

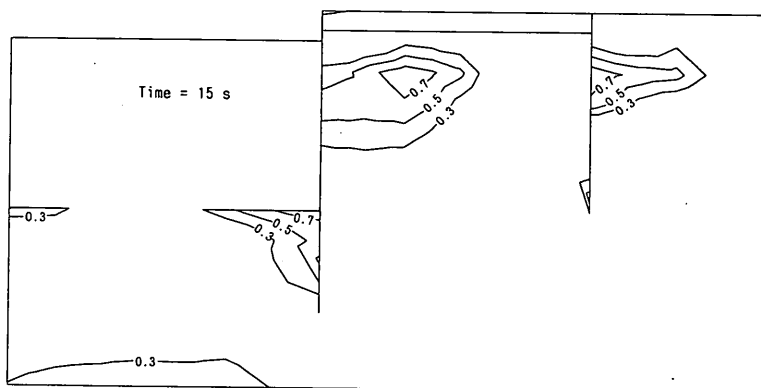


図-49(c) 15秒加振時の  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$  の等高線図(大浜1号)

モーメントは降伏モーメントを下回るものであり、この点では整合性のある結果が得られた。さらに、解析により液状化は発生しないこととなり、この点でも、実際の挙動と整合性のある結果が得られた。なお、地盤の液状化抵抗を地盤の  $N$  値から評価するにあたっては、通常の室内試験結果のみならず、原位置における既往の液状化事例などに基づいた研究結果を参考することが特に重要であることが明らかにされた。

- 4) 本解析法により求められた地震前の土圧および曲げモーメントを、標準的な設計法による常時の値と比較したところ、両者は矢板前面の受働土圧を除けばよく整合するものとなった。
- 5) 以上に示すように、本研究で用いた有効応力解析法は、飽和した地盤における地震時の矢板式岸壁の挙動を解析する手法として、十分な適用性があるものと結

論される。特に、液状化が発生する場合にもまた、液状化の発生に至らない場合にも、また、常時における矢板式岸壁の挙動の解析にも、矢板岸壁の変形および発生する応力および曲げモーメントを求める汎用的な手法として、その威力を発揮することが期待される。

(1991年3月31日受付)

<参考文献>

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1989, pp.210~219
- 2) 荒井秀夫：地震時土圧に関する一考察，港湾技術研究所報告，第4巻2号，昭和40年，pp.1~19
- 3) 荒井秀夫，岩淵守義，中沢定男：矢板岸壁模型の振動性状，第3回日本地震工学シンポジウム講演集，昭和45年，pp.603~609
- 4) I.Towhata and K.Ishihara :Modelling Soil Behaviour under Principal Stress Axes



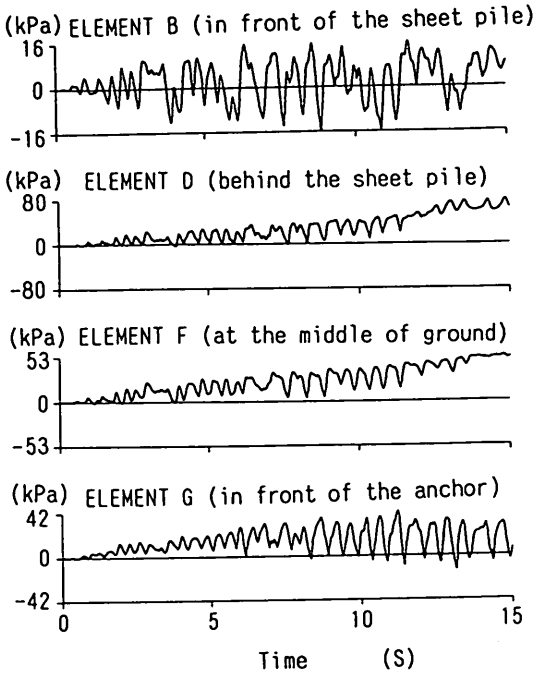


図-50 過剰間隙水圧の時刻歴 (大浜1号)

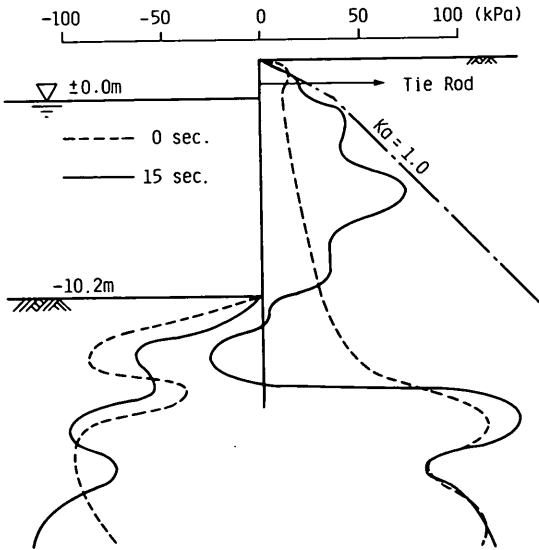


図-51 土圧分布図 (大浜1号)

Rotation, Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 1985, pp.523~530

5) S.Iai, Y.Matsunaga and T.Kameoka : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol. 29 No.4, 1990, pp. 57~83

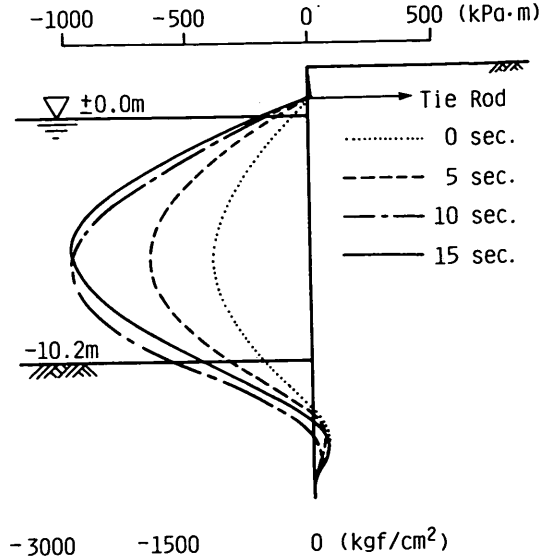


図-52 曲げモーメント分布図 (大浜1号)

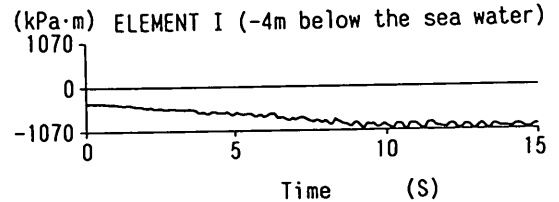


図-53 曲げモーメント時刻歴 (大浜1号)

6) 井合進, 浦上武: 液状化を考慮した水—構造物—地盤系の地震応答解析, 第33回土質工学シンポジウム—ウォーターフロント開発における土質工学上の諸問題—, 土質工学会, 昭和63年, pp.13~18

7) 井合進, 松永康男: 水—地盤—構造物系における有効応力解析法の適用性の検討, 第34回土質工学シンポジウム—21世紀の土質工学を考える—, 土質工学会, 平成元年, pp.99~106

8) 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

9) Y.Yoshimi, K.Tokimatsu, O.Kaneko and Y. Makihara: Undrained Cyclic Shear Strength of a Dense Niigata Sand, Soils and Foundations, Vol.24 No.4, 1984, pp.131~145

10) H.B.Seed, K.Tokimatsu, L.F.Harder and R. M.Chung : The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No.UCB/EERC-84-15, 1984, 50p.

11) 井合進, 小泉勝彦, 土田 肇: 粒度とN値による新しい液状化予測法, 港湾技術研究所報告, 第25巻, 第3号, 1986, pp.125~234