

# 港湾技研資料

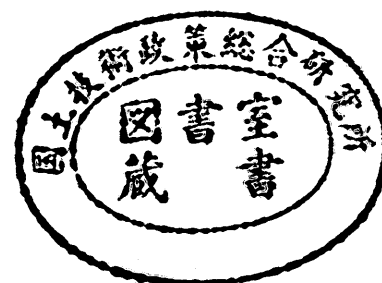
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 813    Sept. 1995

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

港湾施設被害検討委員会編

運輸省港湾技術研究所



# 序 文

稲富 隆昌\*  
稲垣 紘史\*\*  
輪湖 建雄\*\*\*

平成7年1月17日午前5時46分に淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の地震が発生した。「平成7年（1995年）兵庫県南部地震」と命名されたこの地震は、高度に発達した都市を襲った初めての活断層型直下地震である。神戸市、芦屋市などでは震度7の激震を記録した。この強震により、神戸市を中心に5,500名を越す犠牲者を出すとともに、港湾施設、高速道路、新幹線、ライフラインなどの土木施設、また住宅、ビルなどの建築構造物に未曾有の被害を出し、長期間にわたり都市機能を麻痺させた。同時に、神戸港のポートアイランド、六甲アイランドなどの埋立地では、埋立土の「まさ土」が液状化し、その噴泥が地表面を大規模に覆い、液状化現象を全国に再認識させた。

運輸省第三港湾建設局神戸港工事事務所では、水平加速度が502Gal、上下加速度が283Galの地震動を記録した。被害が集中した神戸港の岸壁の多くはケーソン式岸壁で、被害形態は岸壁の移動と傾斜およびその背後地盤の沈下であった。全国のコンテナ貨物量の約3割を取り扱う神戸港のコンテナ埠頭においても、岸壁が数m移動するなど同様な被害が発生したため、クレーンの脚に損傷が生じ、港湾荷役は完全にその機能を喪失した。一方、このような被災状況下において、耐震性を高めた耐震強化岸壁はほとんど損傷することなくその機能を保持した。この耐震性の保証は、神戸港のみならず、全国に展開する港湾施設の耐震性強化にきわめて重要な技術情報を与えた。

地震から7カ月を経過した現在、被災地港湾では地震に強い港湾を目指して復興が始まっている。同時にケーソン式岸壁の被害の原因究明の調査、研究も図-1に沿って鋭意進められている。本報

## 兵庫県南部地震に対する ケーソン式岸壁の被害考察 —— 地震動・液状化を中心に ——

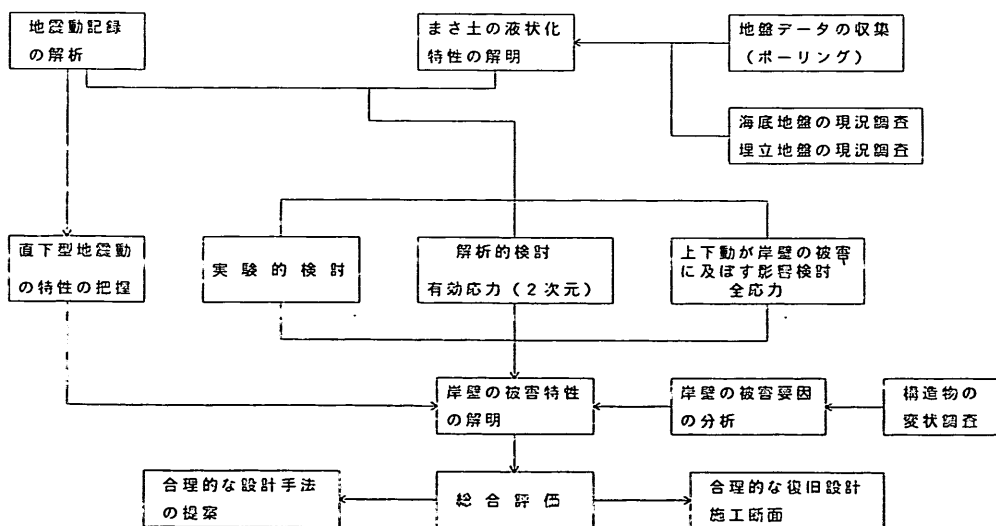


図-1 調査研究フロー

- \* 構造部長
- \*\* 前 運輸省第三港湾建設局長
- \*\*\* 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部長

告は現在までに明らかになった研究成果等を速報的に紹介するものである。したがって、復興事業に伴って明らかになる現地情報の内容によっては成果の一部変更もあり、また、解析、実験的研究も継続して実施しているため、最終的な成果は後日に待つ必要がある。

報告では、港湾施設の被害状況および地震動の特性紹介から始まり、液状化を含む埋立地盤の特性、ケーソン式岸壁の変状の要因を明らかにし、また、実験的、解析的検討からケーソン式岸壁の変状を考察した。また、コンテナクレーンについても現地データを用いて被災の実態を明らかにした。

なお、本報告を取りまとめるに際して、運輸省港湾局、同第三港湾建設局、神戸市港湾局、同開発局、兵庫県土木部港湾課、神戸港埠頭公社等から多大なる支援をいただいた。ここに関係の方々に謝意を表す。

平成7年9月

# 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

## 目 次

### 序 文

- (その1) 強震記録 .....宮田正史・佐藤幸博・井合 進..... 5
- (その2) 被災状況
- 岸壁、防波堤、海岸保全施設— .....外山進一・松永康男 ..... 51
  - 港湾荷役施設— .....藤本健幸 ..... 77
  - 臨港交通施設— .....横田 弘 ..... 95
- (その3) 神戸港のケーソン式大型岸壁の被災分析  
.....上部達生・高野剛光・松永康男..... 127
- (その4) 埋立地盤の特性 .....善 功企・山崎浩之・南 兼一郎・中島由貴..... 147
- (その5) 液状化の判定に関する検討 .....山崎浩之・善 功企・佐渡篤史・館下 徹..... 167
- (その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験 ...菅野高弘・三藤正明・及川 研..... 207
- (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析 .....井合 進・一井康二・森田年一..... 253
- (その8) ケーソン式岸壁の地震時滑動に関する数値解析  
.....野津 厚・上部達生・高野剛光..... 281
- (その9) 神戸港ケーソン式岸壁の安定性に関する一考察  
.....長尾 毅・小泉哲也・木阪恒彦・寺内 潔・細川浩二・門脇陽治・宇野健司..... 301
- (その10) コンテナクレーンの地震時挙動 .....吉田由治..... 337

# 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

## (その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験

菅野 高弘\*  
三藤 正明\*\*  
及川 研\*\*\*

### 要 旨

平成7年兵庫県南部地震において、神戸港の岸壁の構造形式の大半を占めるケーソン式岸壁の被害が甚大であった。その被災形態はケーソンの海側への移動・前傾・沈下、背後地盤が陥没するものであった。この被災形態の原因として、直下型地震のための大きな地震加速度によるもの、ポートアイランドや六甲アイランドで大規模な液状化現象が観測されていることからケーソン背後埋立地盤の液状化の影響、ケーソン基礎部分の置換土層の影響等が考えられる。

本報告では、現地の被災調査では十分把握できない地盤内の変状等を含めたケーソン岸壁の被災について、1/17縮尺の模型を用いた水中振動台による現象再現実験について述べる。

ポートアイランドで記録された地震記録を用いた振動実験の結果、ケーソンの移動量、背後埋立地盤の陥没等、現地の測量結果と概ね一致した。また、ケーソン函体・マウンド間での相対水平変位は小さく、マウンドが置換土層にめり込み、海側に変位していることが計測された。よって、置換土層の過剰間隙水圧の上昇によりせん断剛性が低下し水平方向に移動したものと考えられる。ケーソンの沈下に関しては、置換土層の地震動による軟化に伴うせん断変形が支配的であると考えられる。

1968年十勝沖地震の際に八戸港で記録された地震波を用いた再現期間75年程度の入力地震動に対して、ケーソンの残留変位は比較的小さく、特に背後埋立地盤の改良効果が認められた。再現期間75年程度の地震に対しては、背後埋立地盤を改良することによって土圧軽減を計ることが耐震上有効であることが示された。

キーワード：模型振動実験、液状化、ケーソン式岸壁、地震

---

\* 構造部主任研究官  
\*\* 五洋建設(株) 技術研究所 開発課長  
\*\*\* 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部 設計部長

## Mechanism of Damage to Port Facilities during 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

### (Part 6) Experimental study on the Behavior of Caisson- type Quay Wall during Earthquake Using Underwater Shaking Table

Takahiro SUGANO\*  
Masaaki MITOH\*\*  
Ken OIKAWA\*\*\*

#### Synopsis

During the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, many quay walls were damaged and most of these quay walls were caisson type. These caisson type quay walls moved towards seaside and suffered tilting and settlements. To investigate the reason of these damages, we should consider the effect of big acceleration induced by shallow interplate earthquake, the effect of liquefaction in the reclaimed soil behind the caisson and the effect of replaced soil behavior beneath the caisson, because extensive liquefaction phenomena were observed in Port Island and Rokko Island. A series of underwater shaking table tests with a scale of 1 to 17 model quay wall were performed.

The reproductive shaking table test results using real seismic records at Kobe Port Island were consistent with observed displacement of the caisson and observed settlement of the soils behind the caisson. The results show that the overall deformation of quay wall was consist of the relative displacement between the caisson and foundation rubble mound and foundation rubble mound moved toward seaside and sank into replaced soil. Therefore, the increase of excess pore water pressure in replaced soil induced the decrease of shear resistance of soil and it caused the horizontal displacement towards sea and settlement.

The shaking table tests using another input motion were also performed. The input motion was recorded in Hachinohe port during 1968 Tokachi-Oki earthquake and converted to the base acceleration time history.

The obtained displacement of caisson was small during the input motion with a probability of return period of about 75 years. The results show that the reduction of earth pressure in back fill by means of improvement of soil was ensure against the failure of quay wall.

**key words:** Shaking table test, Liquefaction, Caisson type quay wall, Earthquake.

---

\* Senior Research Engineer, Structural Engineering Div.

\*\* Group Chief, Institute of Technology, Penta-Ocean Const.Co., Ltd.

\*\*\* Director, Technical Division, Earthquake Disaster Restoration Headquarters, The Third Port Construction Bureau, Ministry of Transport

## 目 次

要 旨	205
1. はじめに	209
2. ケーソン式岸壁模型振動実験方法	209
2. 1 実験概要	209
2. 2 実験内容	214
3. ケーソン式岸壁模型振動実験（ポートアイランド波）	216
3. 1 加振前状況	216
3. 2 地震応答	216
3. 3 まとめ	237
4. ケーソン式岸壁模型振動実験（八戸波）	239
4. 1 加振前状況	239
4. 2 地震応答	239
4. 3 まとめ	248
5. おわりに	249
謝 辞	249
参考文献	249

## 1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震においては、5,500人を越える戦後最大の死者、土木・建築構造物ならびに神戸市などの大都市直下型地震であったため各種の都市機能に甚大な被害をもたらした。港湾構造物においては、神戸港の岸壁の構造形式の大半を占めるケーソン式岸壁の被害が甚大であった。その被災形態はケーソンの海側への移動・前傾・沈下、背後地盤が陥没するものであった<sup>1)</sup>。この被災形態の原因として、直下型地震のための大きな地震加速度によるもの、ポートアイランドや六甲アイランドで大規模な液状化現象が観測されていることからケーソン背後埋立地盤の液状化の影響、ケーソン基礎部分の置換土層の影響等が考えられる。

本報告では、現地の被災調査では十分把握できない地盤内の変状等を含めたケーソン式岸壁の被災に関して、1/17縮尺の模型を用いた水中振動台による現象再現実験について述べる。ただし、現時点までに終了した9ケースに関する中間報告であり、データ処理も一次処理段階であるため「データ集」的な構成となっている。

## 2. ケーソン式岸壁模型振動実験方法

### 2.1 実験概要

平成7年兵庫県南部地震によるケーソン式岸壁被害に

ついて特徴的な現象としては、ケーソンの海側への移動量が大きい岸壁法線の乱れが少ない<sup>2)</sup>、ケーソン背後の地盤が2~3m程陥没しているがケーソン付近では噴砂が認められない<sup>3)</sup>等が挙げられる。また、粒度分布の良い「まさ土」と呼称される風化花崗岩質の粘性土による埋立土の液状化が観測されていることも特筆すべきであろう。

典型的なケーソン式岸壁被害の例を図-1に示すが、現地での計測は背後地盤高さ、ケーソン函体の施工時と被災後の相対的な変位量、海側捨石マウンド及び海底地盤の表面変状のみの把握が可能である。ケーソン式岸壁の被災について模型振動実験を行うに当たり以下の項目を検討し、実験計画を策定した。

#### a) 入力地震動の選定

入力地震動としては、港湾地域強震観測網、神戸海洋気象台、関西地震観測研究協議会等の記録の利用が可能であるが、これらの記録が地表面あるいは構造物上の記録であることから入力地震動として直接用いることが不可能である。ポートアイランドに展開されている鉛直アレー強震観測結果を神戸市開発局から提供していただいたため、これを入力地震動として採用した。この鉛直アレー強震観測は地表、KP-12m, KP-28m, KP-78m (GL=KP+4m) に設置されているものであり図-2に示すようにポートアイランド北西部のコンテナンバー

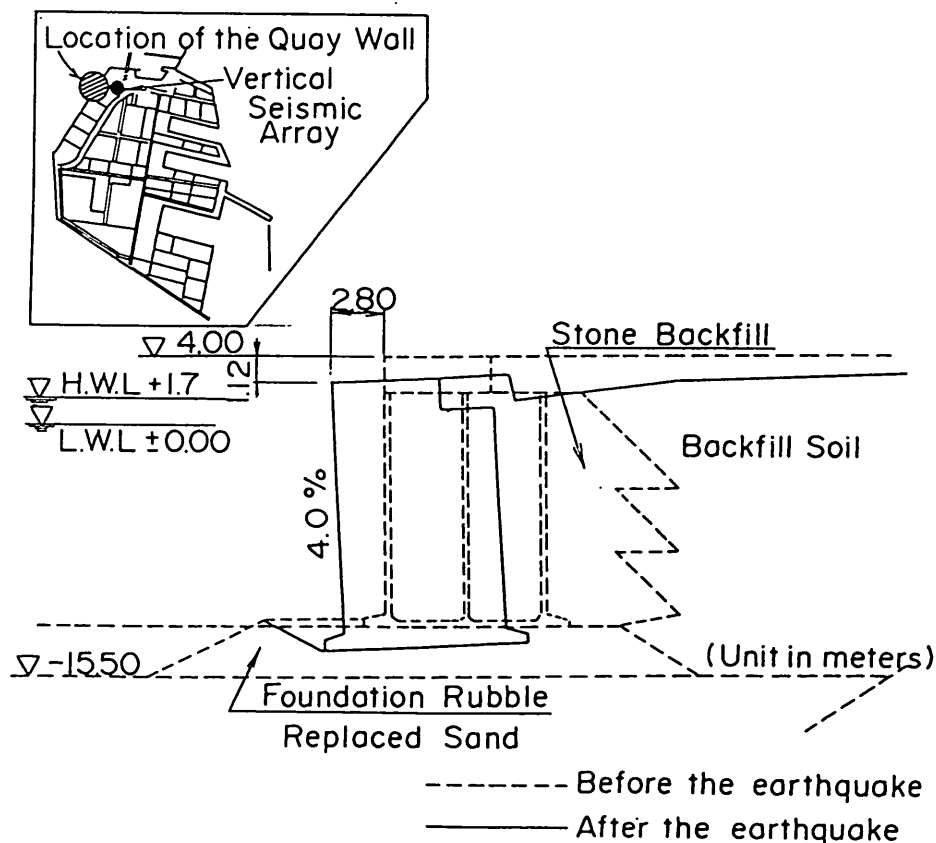


図-1 ケーソン式岸壁被災例



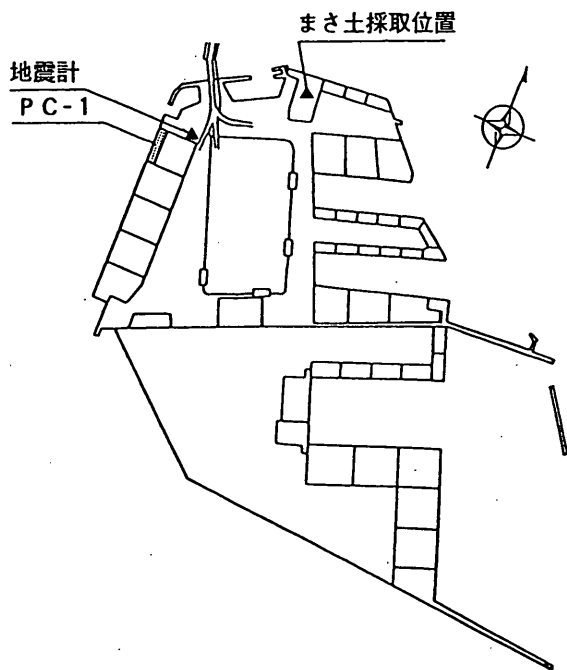


図-2 ポートアイランド内位置図

スPC-1 近隣に展開されている。図-3 は実験に採用したKP-28mの加速度時刻歴及びフーリエスペクトル図である。

実験ケース1～9の内のケース8, 9については1968年十勝沖地震において八戸港で記録された地震波の基盤波(NS成分のみ)を使用した。これは、神戸港の再現期間75年の最大加速度期待値<sup>4)</sup>が200Gal程度であることから振動台入力加速度の最大値を175Galに設定した。図-4に八戸波の加速度時刻歴及びフーリエスペクトルを示す。

b) 模型断面の選定

模型断面として入力地震動の観測位置に極めて近いPC-1～PC-9の標準断面(図-5)を採用した。これは床掘り置換土層の下端がKP-24mとなっており、入力地震動の観測位置KP-28mとも整合性がある。また、岸壁法線方向がN-S方向から約2度程西に偏角しているだけであり振動台及び模型への入力波を再構成することがなく直接入力することとした。

既存のケーソン模型の大きさ(高さ80cm, 接地断面50cm×50cm)から、ケーソン高さを基に模型縮尺は1/17と決定した。図-6に模型断面を示す。

c) まさ土の選定

現地ではまさ土による床掘り置換及び背後地盤の埋立が行われていることから、模型地盤においてもまさ土を用いることとした。現地のまさ土は、その埋立時期によって風化度や粒度分布が大きく異なることを考慮して図-

2に示す沈埋トンネル立坑掘削土を用いることとした。まさ土の採取に当たっては、表層の風化の進んだ部分をはぎ取り、ダンプトラックに積載し雨水の侵入を遮断して運搬した。

d) 相似則に関する検討

模型と実物の間に1/17の長さの縮尺が設定されたこと、またケーソン模型を剛体として扱うことから、模型地盤材料の力学的諸量と実物地盤材料の力学的諸量との間の相似則を考慮すればよいことになる。相似則には種々の提案がなされているが、対象とする現象が地震時の地盤-構造物の挙動であることから、地盤を二相系飽和材料(間隙水・土粒子骨格)と仮定したときの波動方程式を支配方程式とした井合<sup>5)</sup>の提案する相似則を採用した。表-1に今回採用した相似則を示す。

本実験は水中振動台を用いた実験であり、透水係数に関する相似則を満足するために水の粘性を上げる処置を行っていないため、過剰間隙水圧消散過程に関しては実物と比較して早く消散しているものと考えられる。

e) 実験ケース

実験は、先ず模型作成手法の確立、実験可能/不可能の見極めのためにケース1として乾燥状態での模型振動実験を実施した。次いで、被災原因特定のために種々の条件を設定した計9ケースを策定している。図-7はその概略図であり、以下に実験内容を述べる。ケース1～7は入力波としてポートアイランドにKP-28mの記録を用いた3次元入力実験である。

- ケース2: 現地での被災現象を再現するため、水中落下法による置換土層・ケーソン背後埋立地盤形成
- ケース3: 置換土層をセメント処理、背後埋立地盤は水中落下で作成
- ケース4: 置換土層をセメント処理、背後埋立地盤は足踏みによる締固め処理、地中・捨石マウンドターゲット設置
- ケース5: 置換土層を水中落下法、背後埋立地盤は足踏みによる締固めの処理、地中・捨石マウンドターゲット設置
- ケース6: ケース2と同一条件、実験精度の確認、地中・捨石マウンドターゲット設置
- ケース7: ケース2と同一条件、実験精度の確認、加振後、過剰間隙水圧の消散を確認後再加振を行い残留強度評価、地中・捨石マウンドターゲット設置
- ケース8: ケース2と同一条件、入力波は設計で用いられる1968年5月16日十勝沖地震の八戸港で記録された地震波(以下、八戸波とする)のNS成分、設計震度相当加振
- ケース9: 置換土層を水中落下法、背後埋立地盤は締固め処理、八戸波のNS成分、設計震度相当加振

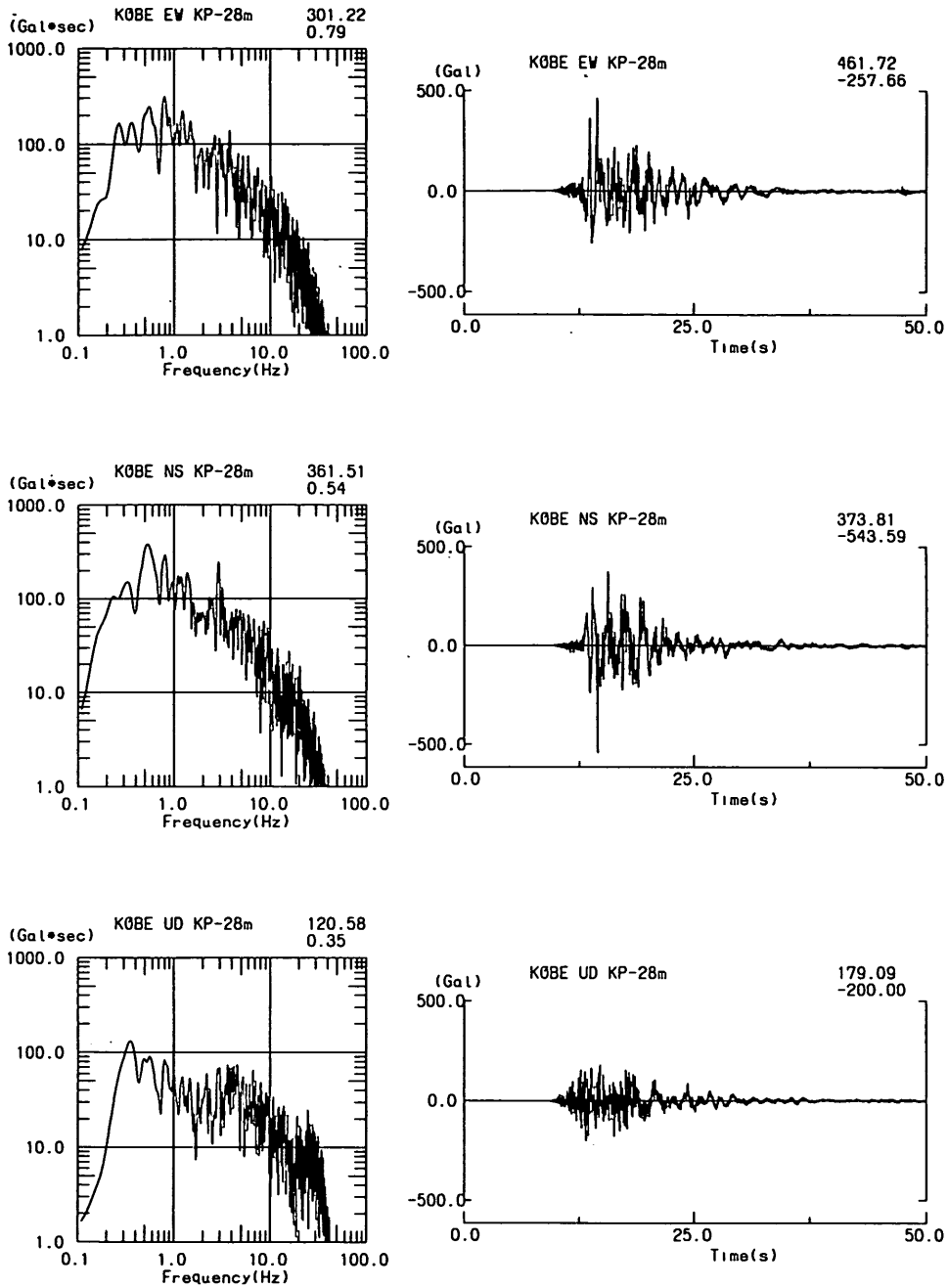


図-3 ポートアイランドKP-28m地震記録(振動台入力波形)

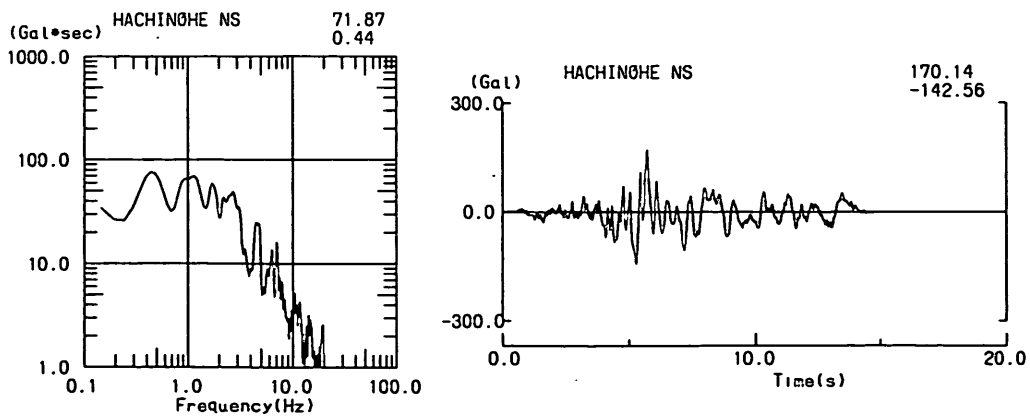


図-4 1968年十勝沖地震: 八戸港地震記録NS成分(基盤波)

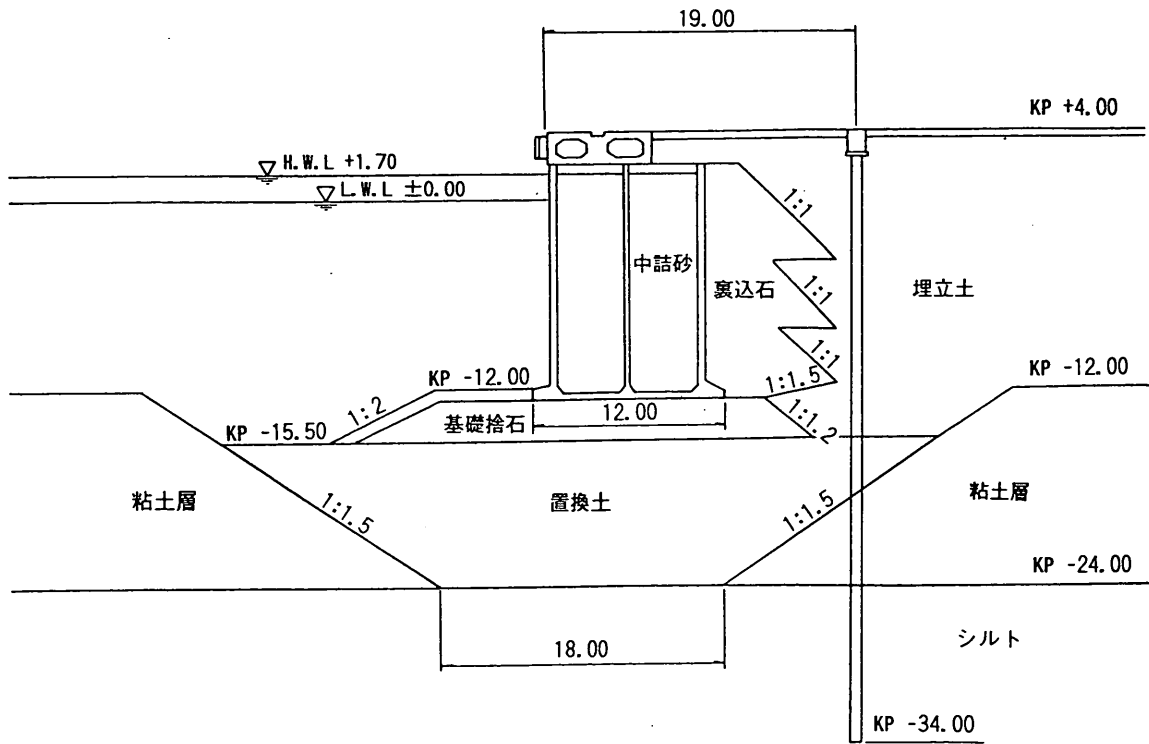


図-5 実験想定断面 (ポートアイランドPC1~9標準断面)

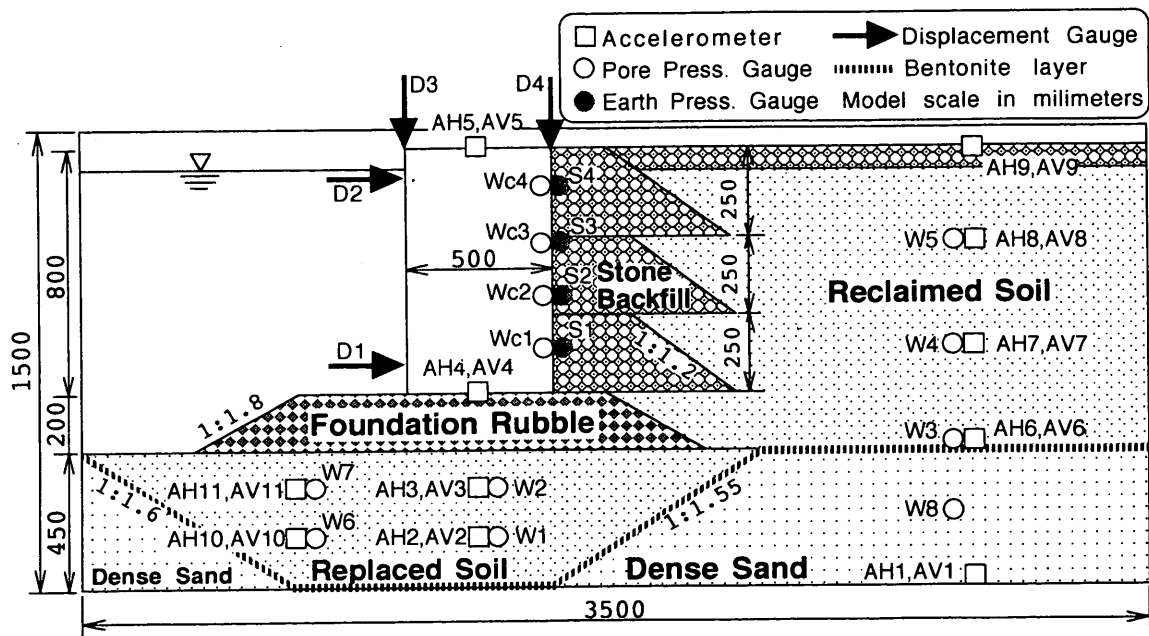


図-6 模型断面及び計器配置図 (CASE2,5~9)

表-1 実験に用いた相似則

パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	$\lambda$	17.0
密度	1.0	1.0
時間	$\lambda^{0.75}$	8.37
応力	$\lambda$	17.0
間隙水圧	$\lambda$	17.0
変位	$\lambda^{1.50}$	70.09
速度	$\lambda^{0.75}$	8.37
加速度	1.0	1.0

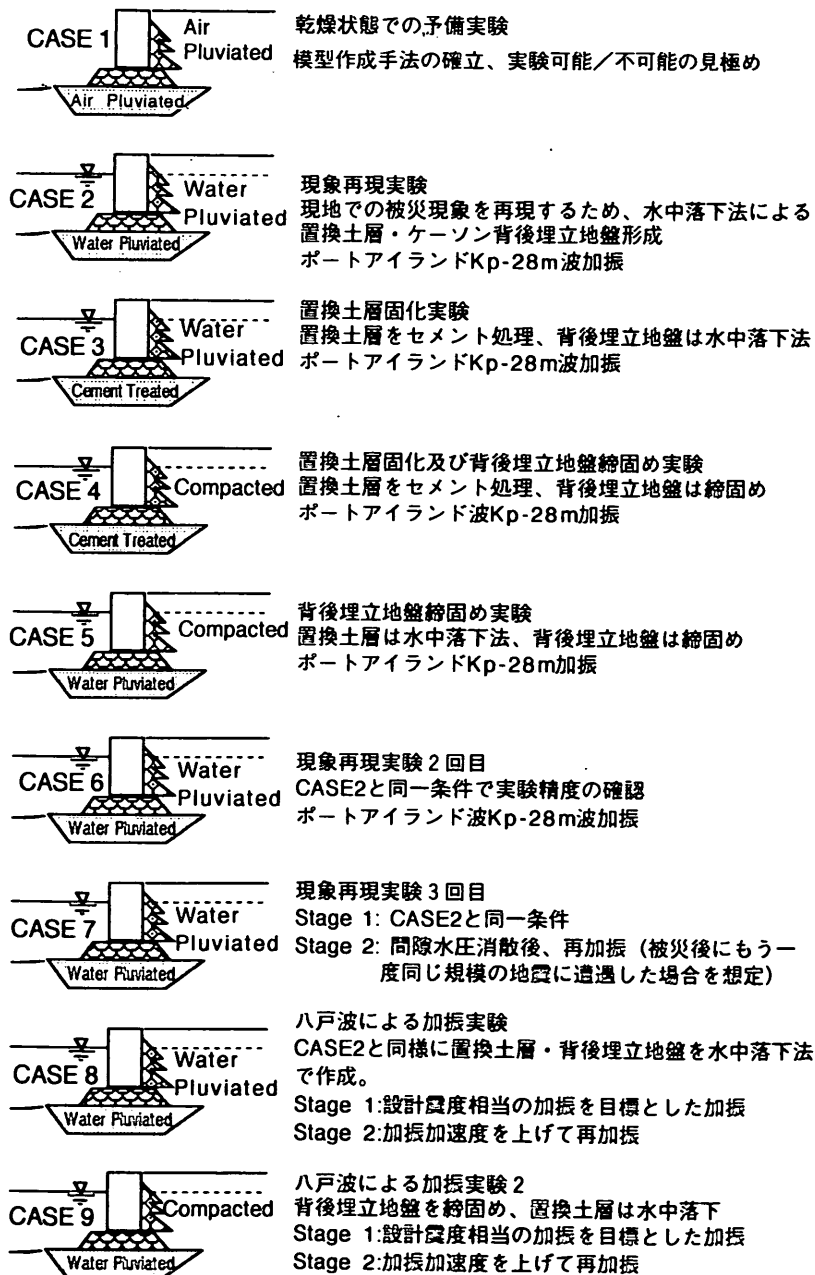


図-7 実験ケース説明図

2.2 実験内容

a) ケーソン模型

実験に使用したケーソン模型は、加速度計、土圧計、荷重計を搭載した計測用ケーソンと計測用ケーソンの両側に設置するダミーケーソンの計三函からなっている。ダミーケーソンの一函には間隙水圧計を搭載している。ケーソン模型の材質はアルミニウムであり、中詰砂を入れて実験に使用するものである。

ケーソン模型の常時及び地震時安定計算についてはケース2の現象再現模型の場合、図-8に示すように常時滑動安全率 $F_s=3.02$ であり、地震時 $k_h=0.15$ において $F_s=1.13$ となっている。

b) 実験に用いた試料

(まさ土・相馬硅砂5号・碎石4号 碎石6号)

ポートアイランドで掘削したまさ土は図-9(□)に示すような粒度分布をしており最大粒径が200mmである。このため、模型縮尺が1/17であること及び模型の密度管理を容易にする等を考慮し、30mmフルイ通過分を気乾状態として実験に使用する試料を作成した。実験に用いた試料の粒径加積曲線は図-9(△)に示すようになる。現地海底地盤は沖積粘土層となっているが、模型では相馬硅砂5号(図-10(a))を用いて作成した。捨石マウンドには碎石4号(図-10(b))を用い、裏込石としては碎石6号(図-10(c))を使用している。使用したまさ土・相馬硅砂5号・碎石4号・碎石6号の物理諸量を表-2に示す。

c) 模型作成

振動台上に高さ150cm、幅350cmの2枚の鋼製枠を間口150cmとなるように固定し土層を形成した。まず、相馬硅砂5号を用いて海底地盤を気乾状態で作成した。この際加振時に液状化の発生が無いように十分締固めを行

い相対密度 $D_r=90\%$ を目標とした。ケース4以降ではプラスチック及び金属を用いた地中ターゲットを各所に設置し設置位置を測量した。

現地海底地盤の沖積粘土層と同様の非排水境界条件とするために相馬硅砂上に5mm程度乾燥状態のベントナイト粉を散布している。次に、水中振動台の水位を上げ、床掘置換土層に関しては、水中落下法(ケース2, 5, 6)及び乾燥重量比0.2%セメント添加による固化処理(ケース3, 4)を行っている。捨石マウンド直下の間隙水圧計は振動台上に立ち上げた細い金属柱に固定し加振時の鉛直方向変位を拘束した。加速度計は土槽上下端間に4本のテグスを張り、設置位置及び方向を調整し設置した。床掘置換土層完成後、加速度計設置用テグスを切断し、出来高を計測した後に地中ターゲットを設置、測量を行った。

捨石マウンドを形成し、出来高を計測した後オレンジ

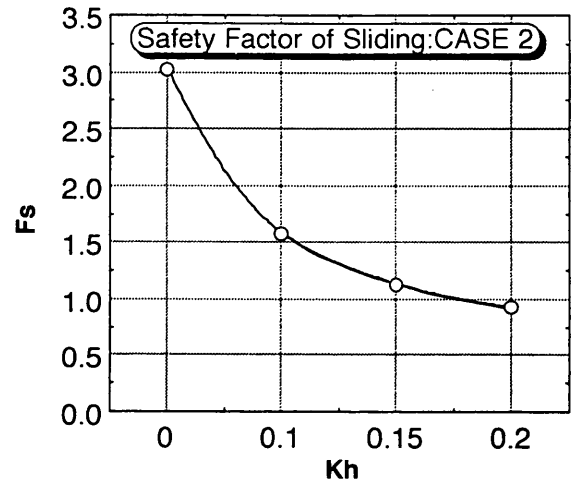


図-8 ケーソン滑動安全率

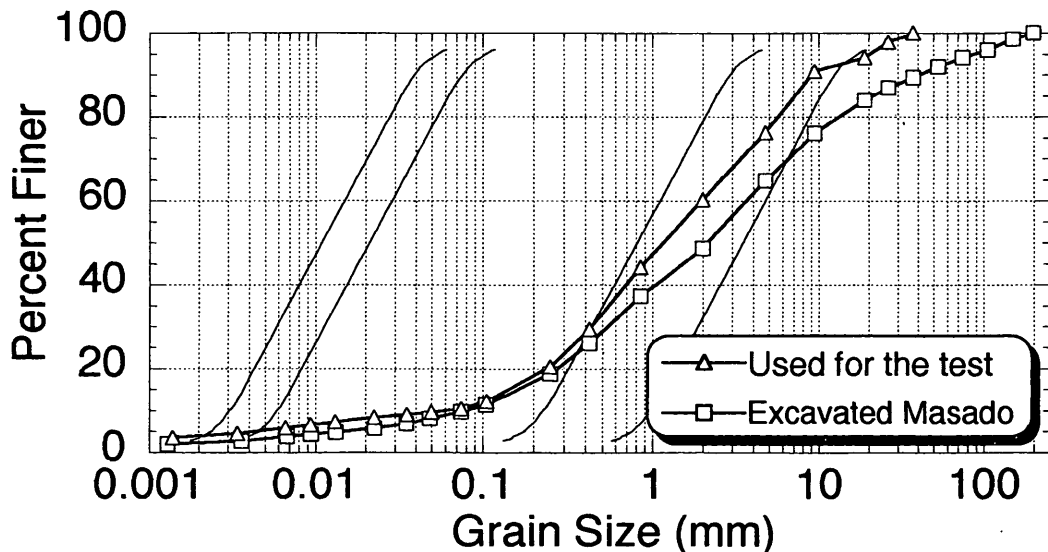
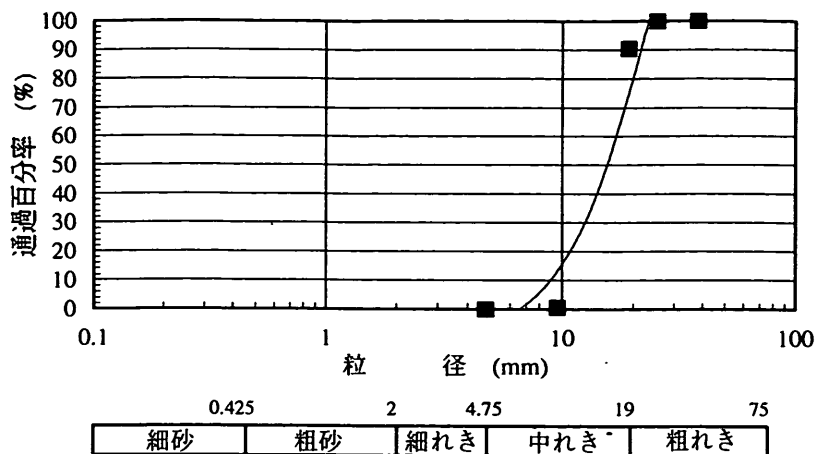


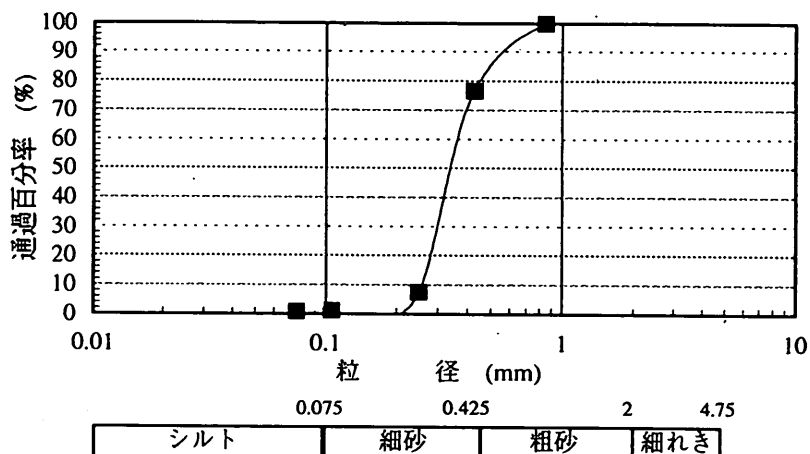
図-9 粒径加積曲線(まさ土)

### 碎石4号



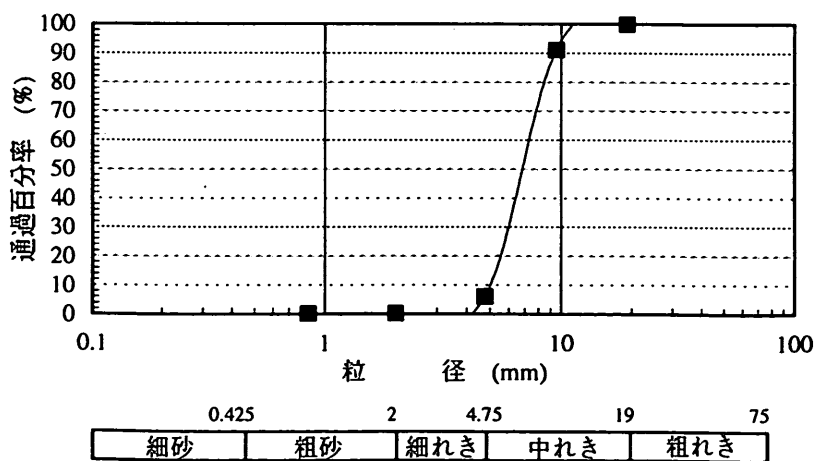
(a)

### 相馬硅砂5号



(b)

### 碎石6号



(c)

図-10 粒径加積曲線

表-2 物理諸量

名称	使用箇所	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大間隙比 $e_{max}$	最小間隙比 $e_{min}$
相馬硅砂5号	海底地盤	2.610	1.105	0.685
まさ土	置換土・埋立土	2.654	1.165	0.694
碎石4号	マウンド	2.620	-	-
碎石6号	裏込め石	2.620	-	-

色に着色した碎石4号に緑色のプラスチック球を接着した捨石マウンドターゲットを各所に設置し測量を行った。計測用ケーソン及びダミーケーソンを設置し、設置位置を測量した。各ケーソンは独立しており、陸側からの土砂の流失を防止するために各ケーソン間に不織布を置いている。背後地盤に配置したセンサーは全て土槽上下端間に張り渡したテグスを用い設置位置、方向を調整している。

現地における埋立工法がバージ船によるまさ土投入であったことから、裏込石、背後地盤の各層は全て水中落下法(ケース2, 3, 6, 7, 8, 9,)にて作成している。締固め(ケース4, 5)によるケーソン背後埋立地盤の作成は、空中落下させたまさ土を足踏み(平均体重60kgf)にて一層あたり100回、全12層を締固めている。

地下水位まで地盤を立ち上げた後に、まさ土の不飽和状態における強度発現を防止するため、碎石7号を用いて地下水位より上の地盤を作成した。加振後の表層の変状を観測するために碎石7号の上に相馬硅砂を敷詰め、石灰を散布した。背後地盤出来高を計測した後に、加速度計を設置したテグスを切断した。図-6の模型断面図内に各種センサーの設置位置を示している。本報告における実験結果は各センサーに表示した記号を用いて表示するものとする。

d) 測定項目

○Sweep加振：地震波入力前に、模型地盤の品質管理に用いる弾性波速度( $V_s$ )を推定するために1Hzから50Hzまでのサイン波によるSweep加振を行ない共振周波数を求めている。

○地震波入力加振：相似則に従って時間軸を1/8.37に縮小したポートアイランドKP-28m記録による三次元加振による(ケース8, 9については八戸波による一次元加振)ケーソン及び地盤加速度・ケーソン土圧・地盤内間隙水圧等の計測

○加振後変状計測：背後地盤表面沈下量、ケーソンの移動・沈下・傾斜量、捨石マウンドターゲット測量、地中ターゲット測量等

### 3. ケーソン岸壁模型振動実験 (ポートアイランド波)

#### 3.1 加振前状況

表-3に加振前の地盤の初期状態を示す。一般的に砂質土の場合、地盤の状態を表す指標として相対密度 $D_r$ を用いることが多いが、本研究で用いたまさ土の最大・最小間隙比は、2mmフルイ通過分で測定しており、模型作成に用いた最大粒径30mmのまさ土に関しては適用範囲外となる。このため乾燥密度、弾性波速度等を指標とした。表-3に示されるように乾燥密度はばらついてはいるが、弾性波速度に関しては比較的一致している。弾性波速度は、1Hzから50HzまでのSweep加振実験結果を基に、背後埋立地盤の地表での水平加速度増幅率(地表AH9/入力AH1)を求め、固有振動数の1次モードから $V_s(=4hf_1)$ を求めており、58.7m/s(ケース2)及び63.6m/s(ケース6)となり、弾性波速度から見ると模型の密度管理は良好であると判断される。

#### 3.2 地震応答

本報告では実験結果をケース順に示しており、図-11(a)~(g)に加速度応答時刻歴を示している。

まず、ケーソン函体の応答に注目してみると、ケース2の場合図-11(a)に示すようにケーソン天端のE-W方向水平加速度応答AH5は最大約289Galとなり、鉛直加速度応答AV5は最大約203Galとなる。ケーソン天端の水平加速度応答は、背後埋立地盤地表のE-W方向水平加速度応答(AH9:最大約222Gal)と比較すると、加振初期は同様な加速度波形となっているが、埋立地盤の間隙水圧上昇に伴う加速度振幅の減幅域においてもケーソンは大きな応答を示しており、むしろ入力波のE-W方向AH1の加振継続時間との相関が良い。ケーソン天端の最大加速度応答に関してはケース4(約437Gal)、ケース3(約352Gal)、ケース5(約328Gal)の順になっており置換土層を固化した場合に加速度が大きくなっている。他のケースも含めて、ケーソン上部の応答加速度波形からケーソンのロッキング的な運動が読み取れる。

背後埋立地盤の地表における水平加速度応答からケース2, 3, 6, 7の水中落下による場合は最大加速度応答

表-3 模型の初期状態(まさ土)

ケース	使用箇所	乾燥単位体積重量 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	間隙比 $e$
1	置換土	1.646	-	0.612
	埋立土	1.704	91.5	0.557
2	置換土	1.843	-	0.440
	埋立土	1.598	58.7	0.661
3	置換土	1.897	-	0.399
	埋立土	1.862	61.9	0.426
4	置換土	1.747	-	0.519
	埋立土	1.873	100.5	0.417
5	置換土	1.691	-	0.570
	埋立土	1.757	86.2	0.511
6	置換土	1.580	-	0.679
	埋立土	1.913	63.6	0.387
7	置換土	1.592	-	0.667
	埋立土	1.906	-	0.392
8	置換土	2.003	-	0.325
	埋立土	1.820	-	0.458
9	置換土	1.742	-	0.523
	埋立土	1.836	-	0.445

が200Gal程度となっており、模型最下面の入力波と比較して表層に近づくにつれて主要動後半部分で長周期化がみられ加速度振幅も小さくなっている。これは過剰間隙水圧上昇に伴う地盤の軟化を反映しているものと考えられる。

一方、ケース4,5の締固めによる背後埋立地盤形成の場合は最大加速度応答が300Gal程度となっている。ただし、締固めた場合においても加速度応答波形に長周期化が見られ、過剰間隙水圧上昇に伴う地盤の軟化が生じていることが考えられる。

過剰間隙水圧時刻歴を図-12(a)~(g)に示す。図中の横線は有限要素法を用いた自重解析から求められた有効上載圧を示している。ケース2の場合、図-12(a)に示すように背後埋立地盤内では加振開始後10秒程度で最大過剰間隙水圧に達している。一方置換土層では最大値に達する時刻が5秒から10秒遅れている。これはケーソン・捨石マウンドの運動と関連しているものと考えられ、加振直後にケーソンが大きく移動していることから(図-14(a))、間隙水圧の上昇に伴って置換土が軟化し、せん断変形が大きくなり正のダイレイタンスーが発生し、過剰間隙水圧上昇が遅れているものと考えられる。

置換土層を固化したケース3,4(図-12(b),(c))に

おいては固化の効果により過剰間隙水圧上昇は押えられている。

最大過剰間隙水圧分布を有効上載圧とともに図-13(a)~(f)に示す。現象再現実験であるケース2,6,7においては、背後埋立地盤は過剰間隙水圧比が0.8程度以上に達しており液状化が発生している。一方、置換土層においては捨石マウンド法肩直下ではほぼ液状化しているが、ケーソン直下においては過剰間隙水圧比が0.5程度以下となっている。これはケーソン・捨石マウンドといった構造物の自重及びケーソン背後の土圧による複雑な接地圧分布により常時に作用している初期せん断力によるものと考えられる。即ち、有効上載圧が大きく、かつ、初期せん断応力の影響により過剰間隙水圧は発生するが、過剰間隙水圧比は完全液状化まで至らないものと考えられる。山本ら<sup>9)</sup>は3連式ケルマン型せん断箱を用いた異なる鉛直圧における振動実験から、鉛直圧の比(RVS)が0.5以下の場合に鉛直圧の小さな要素砂層には液状化が発生し、鉛直圧の大きな要素砂層には液状化が発生しないことを示しており、本実験においてRVS=0.36(ケース2)となり、概ね一致するものである。また、先に示した最大過剰間隙水圧に至る時間遅れも山本らの結果に現れており整合性がある。



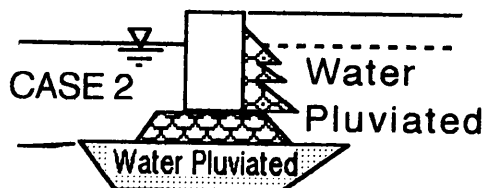
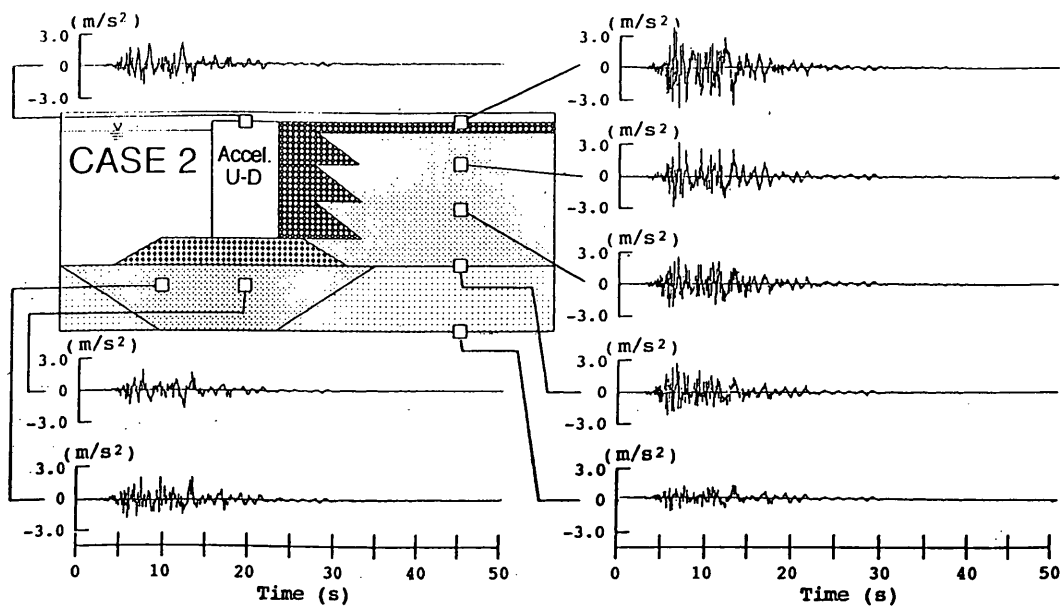
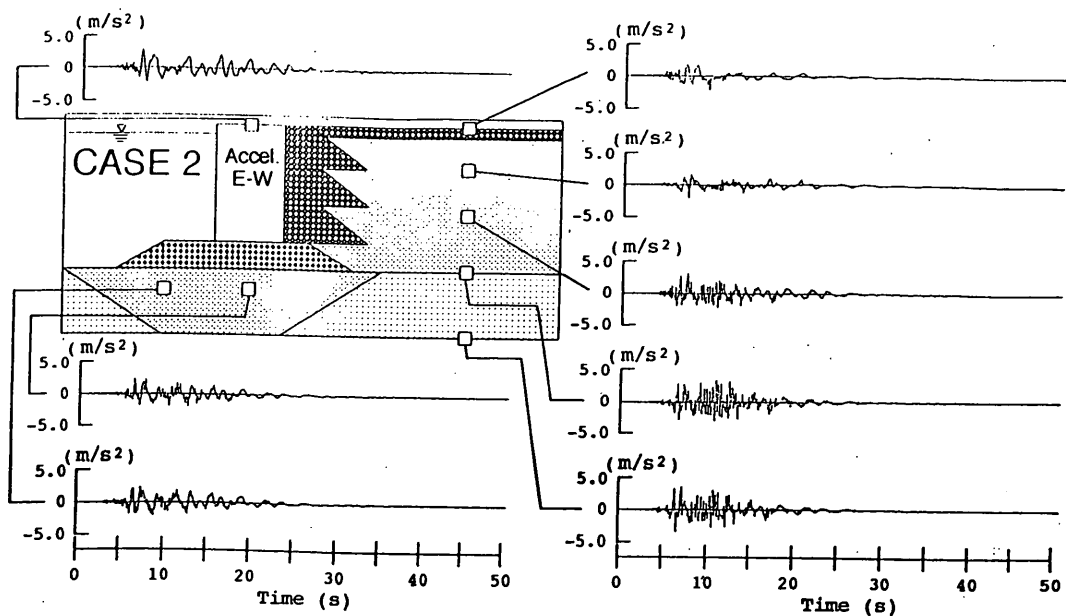


図-11 (a) 加速度時刻歴 CASE2

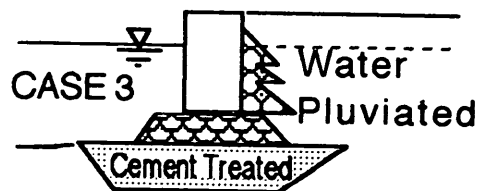
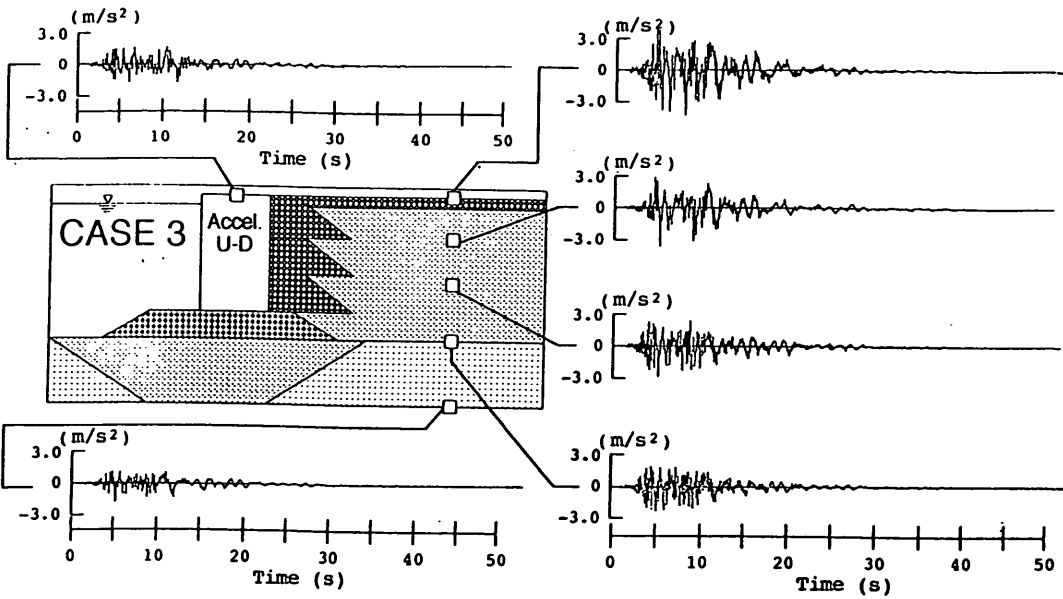
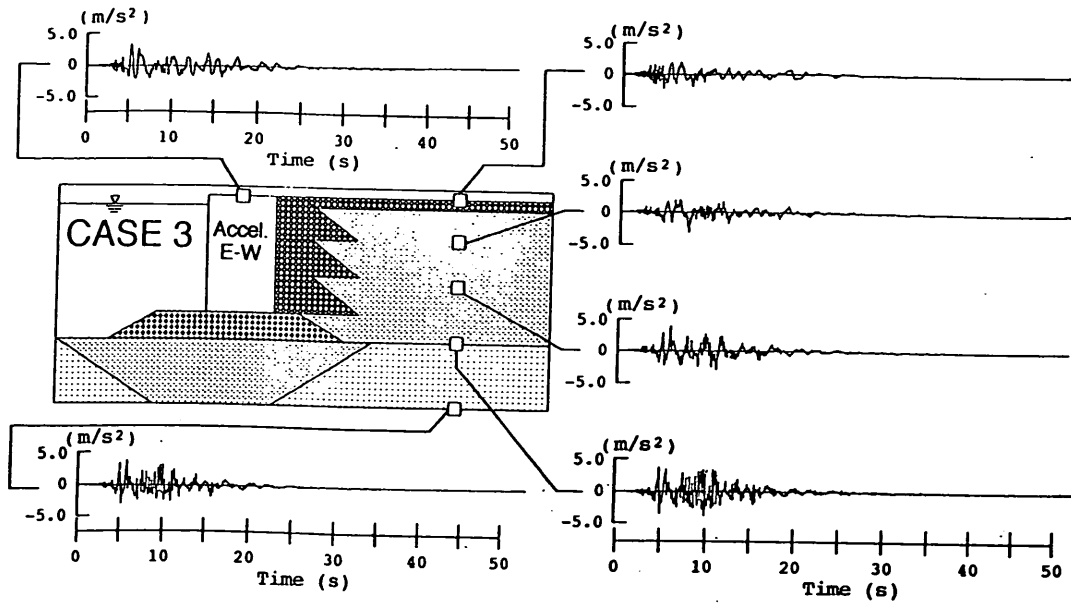


図-11 (b) 加速度時刻歴 CASE3

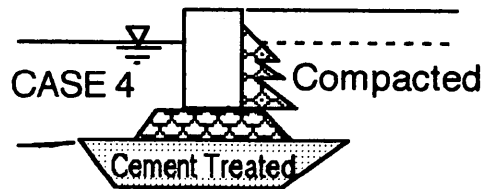
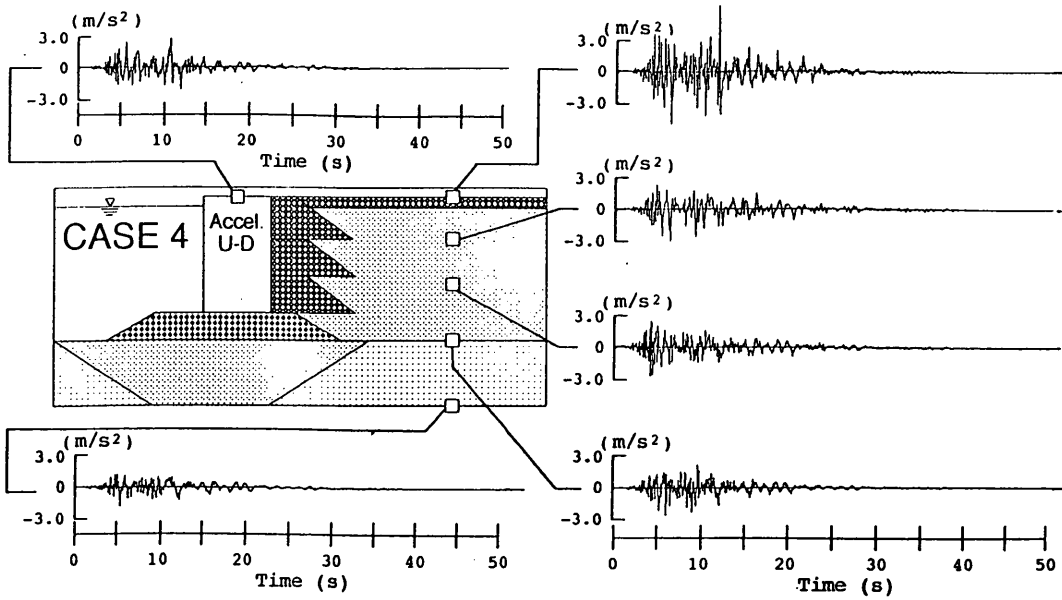
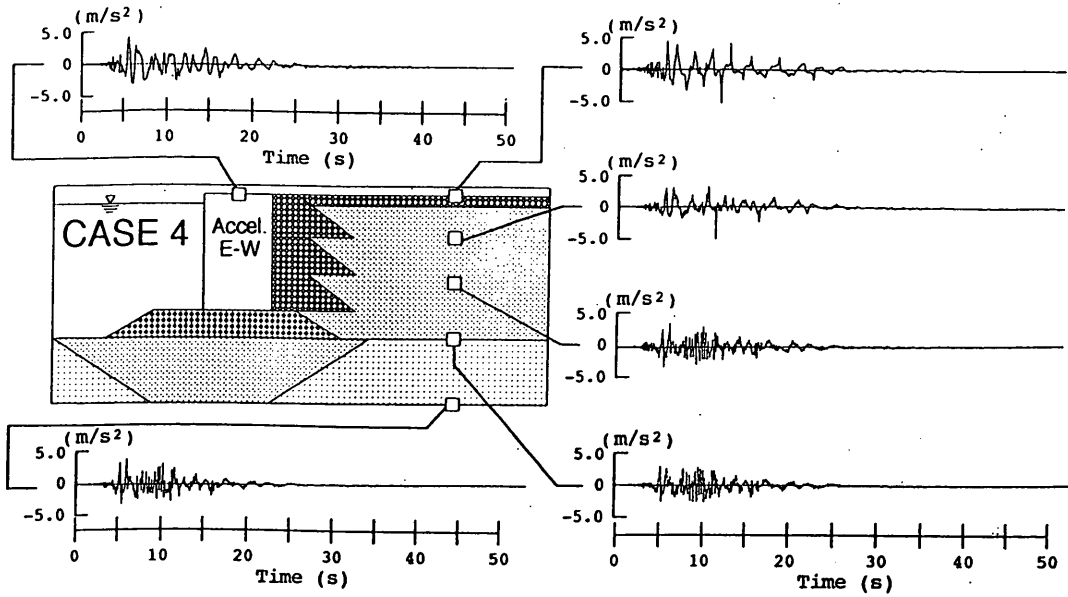


図-11 (c) 加速度時刻歴 CASE4

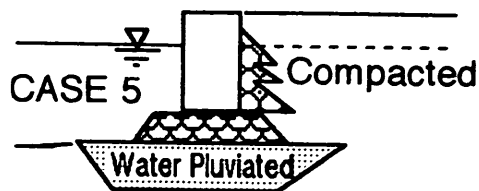
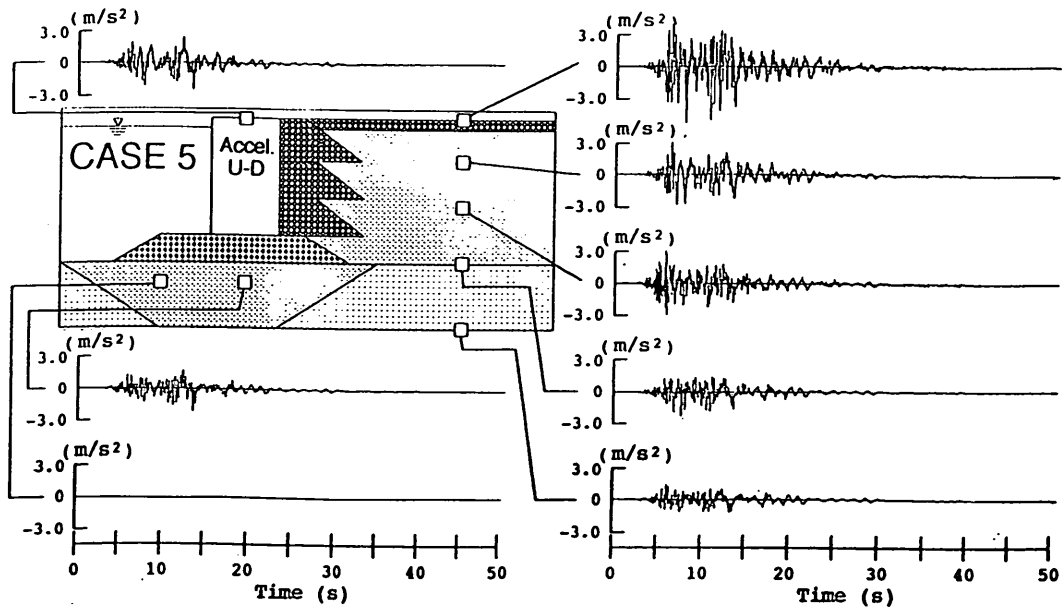
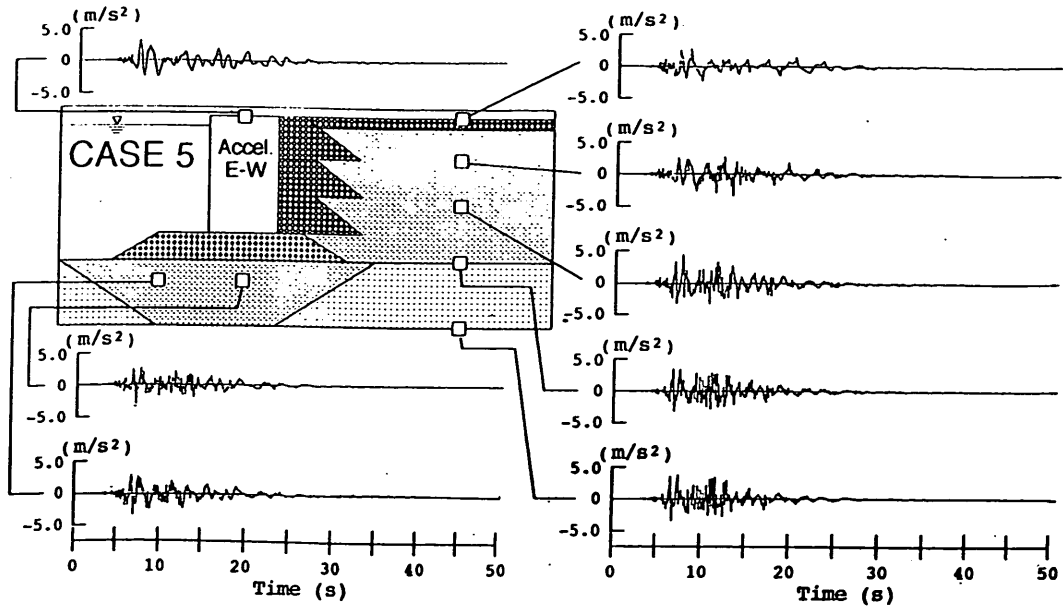


圖-11 (d) 加速度時刻歷 CASE5

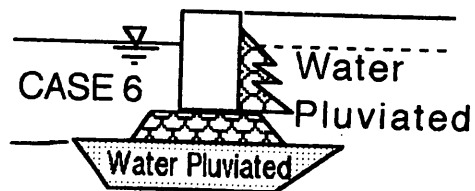
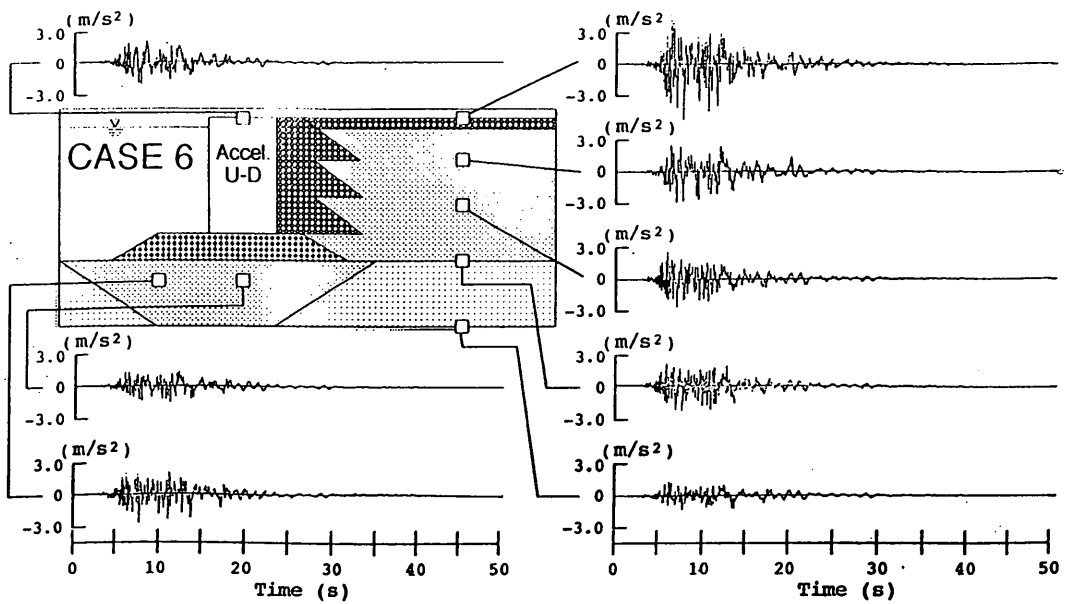
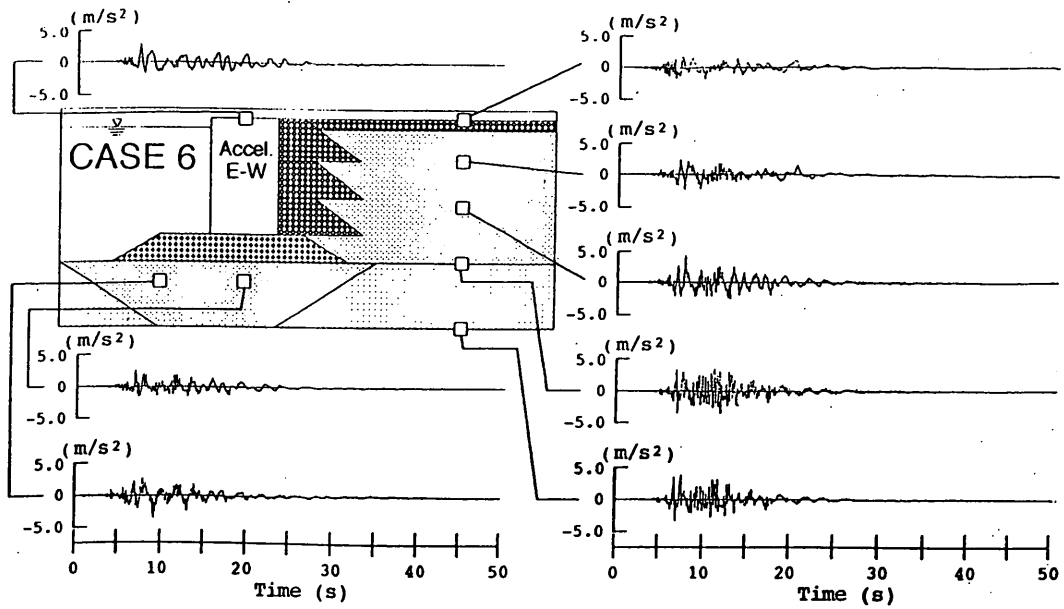


圖-11 (e) 加速度時刻歷 CASE6

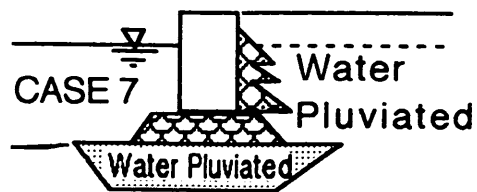
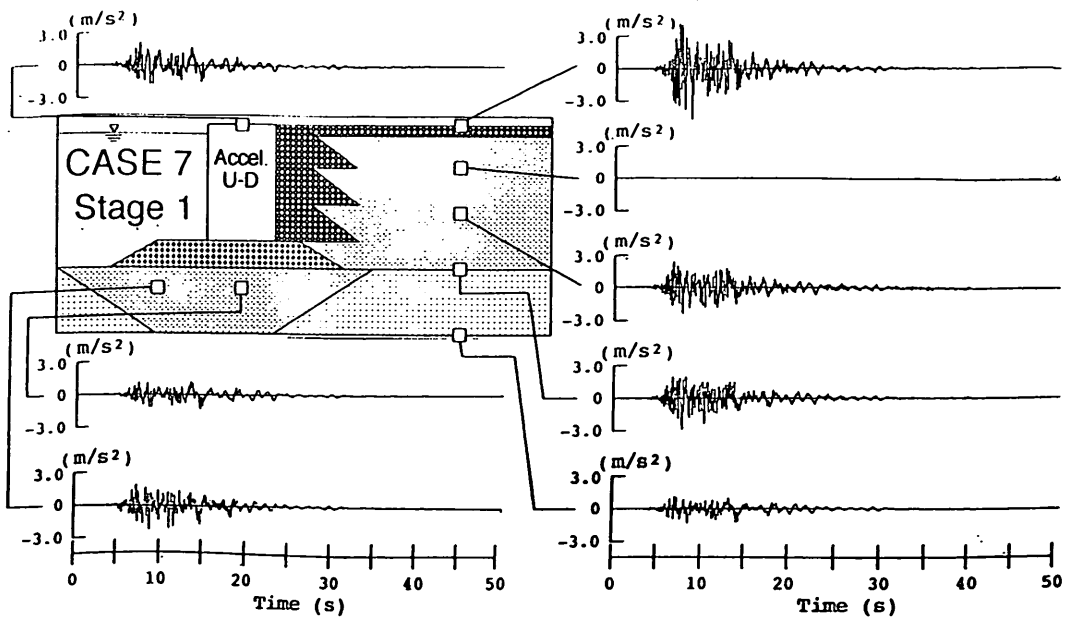
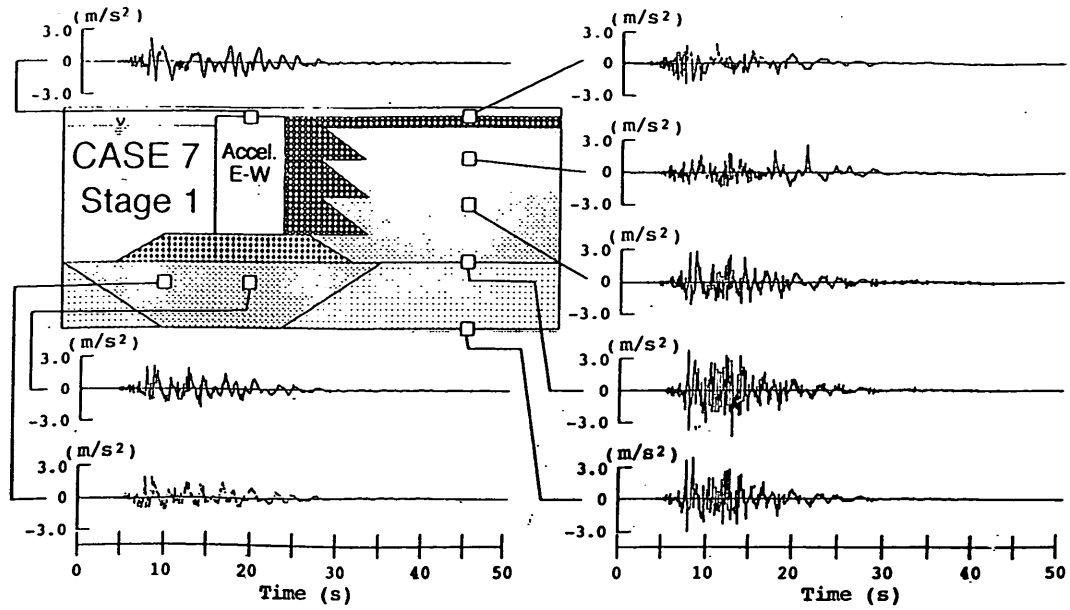


圖-11 (f) 加速度時刻歷 CASE7 : Stage1

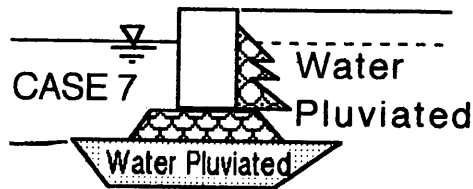
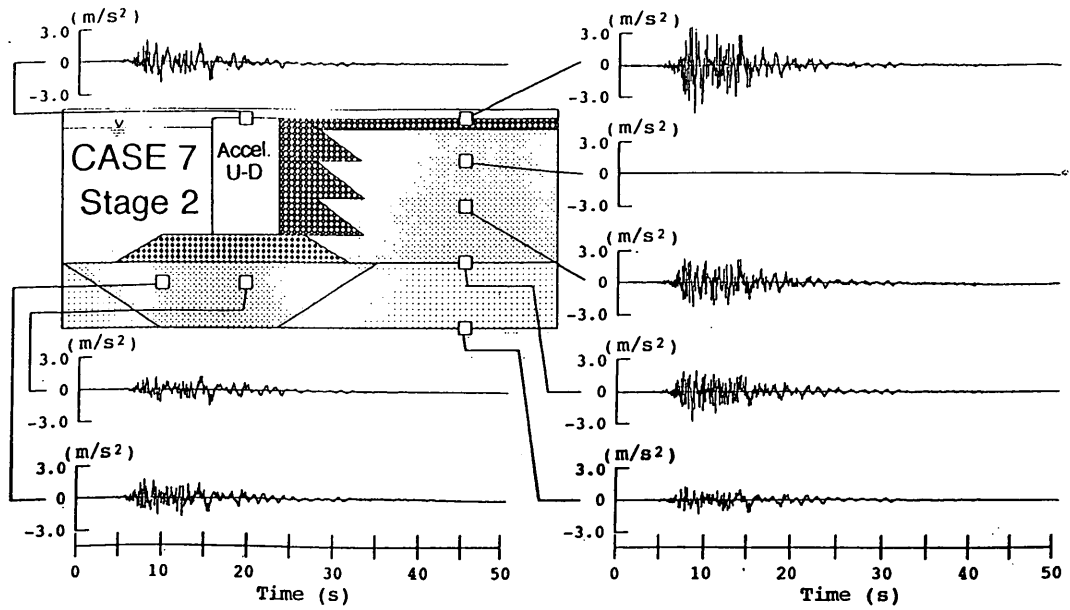
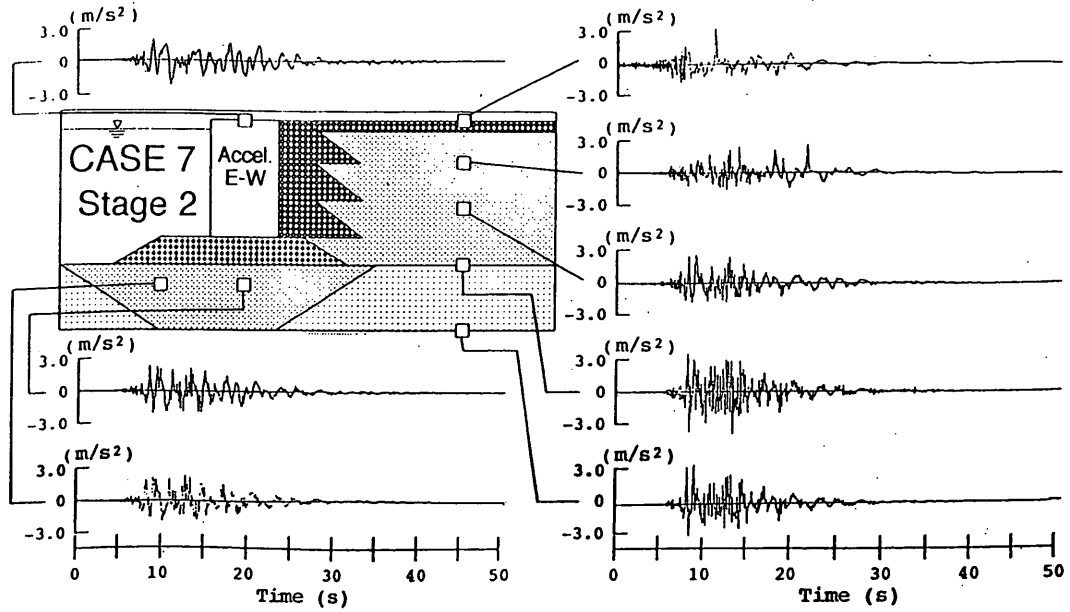


圖-11 (g) 加速度時刻歷 CASE7 : Stage2

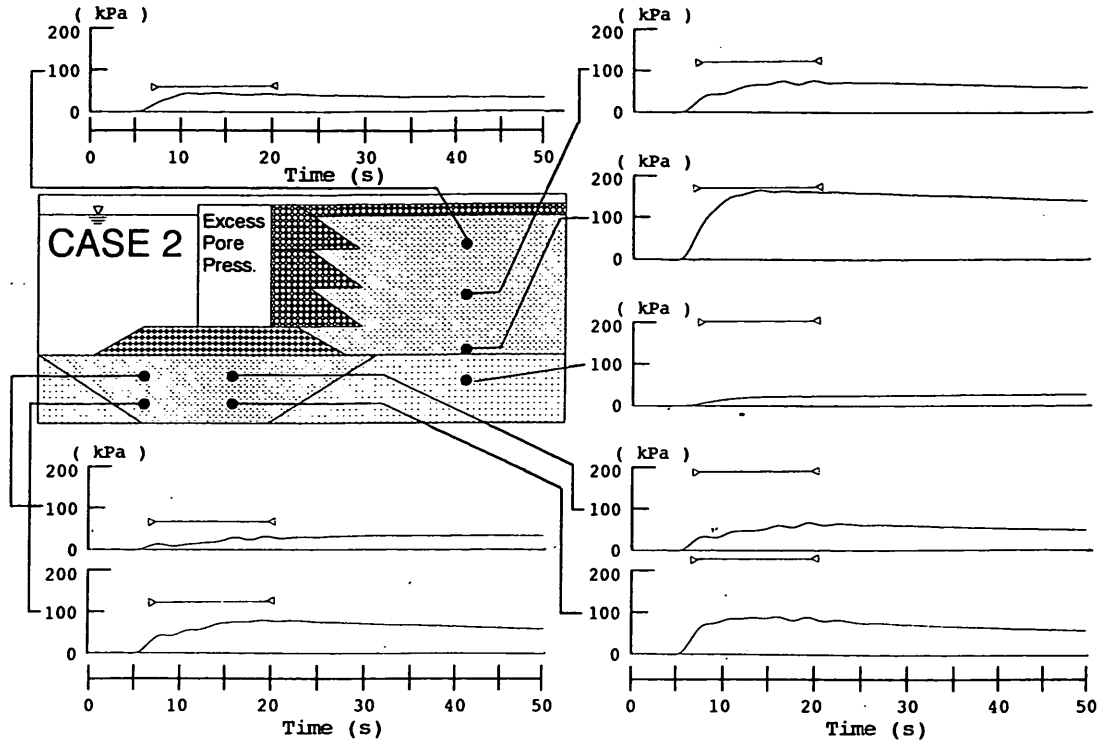


圖-12 (a) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE2

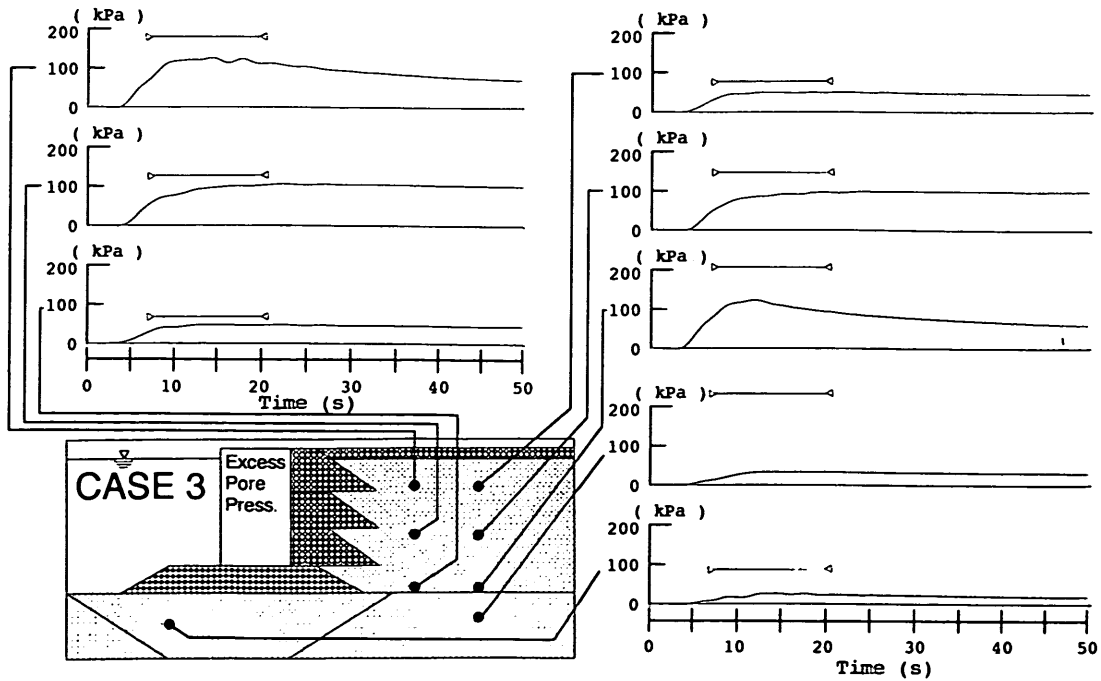


圖-12 (b) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE3



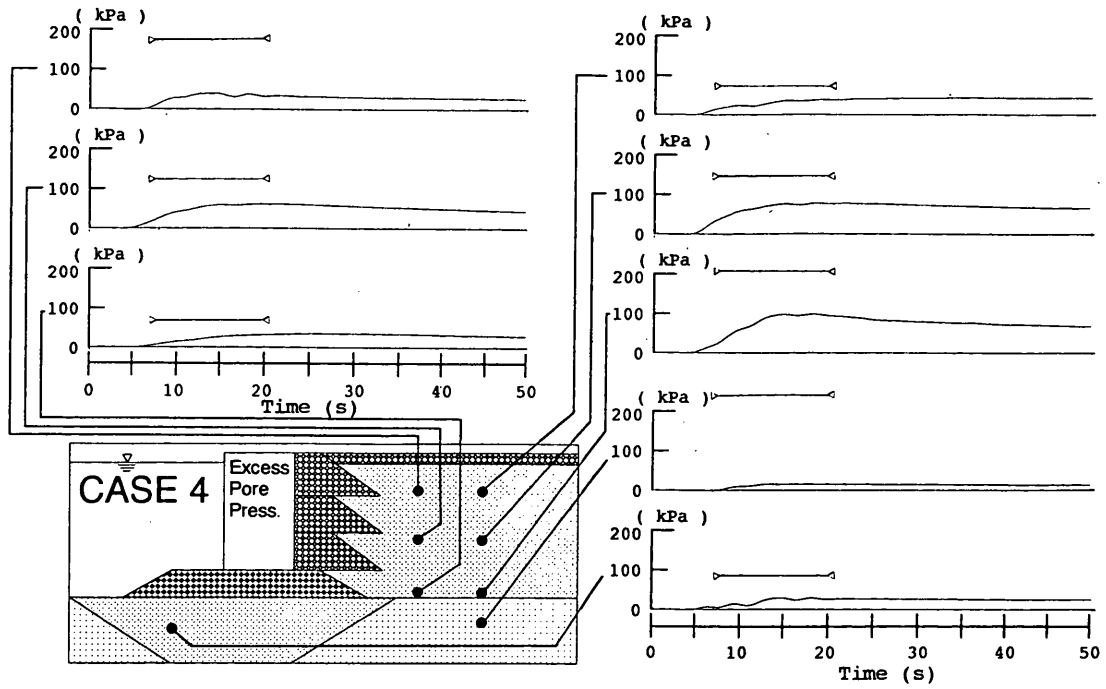


圖-12 (c) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE4

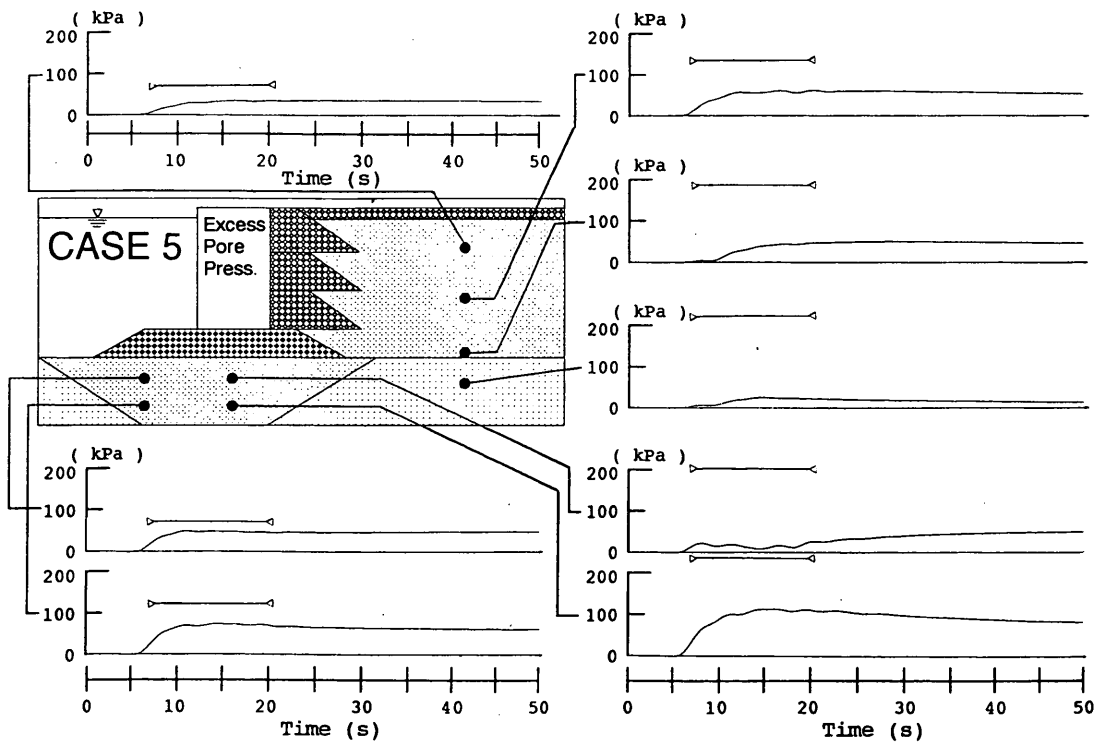


圖-12 (d) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE5

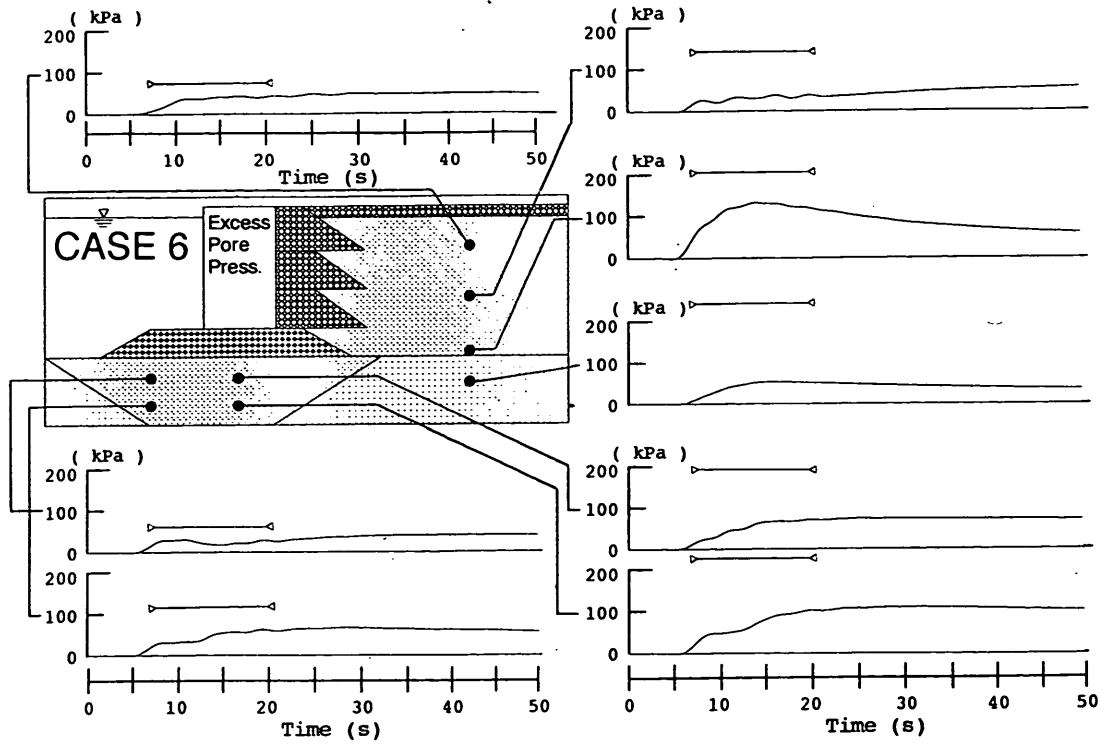


圖-12 (e) 過剩間隙水圧時刻歴 CASE6

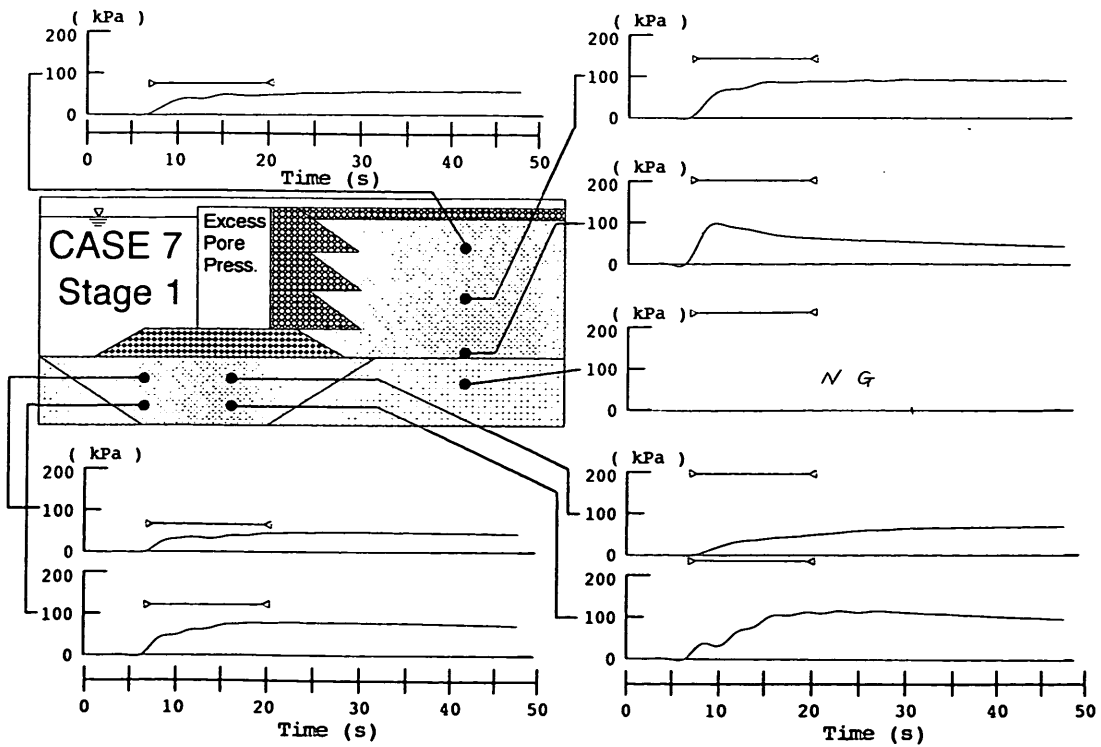


圖-12 (f) 過剩間隙水圧時刻歴CASE7 : Stage1

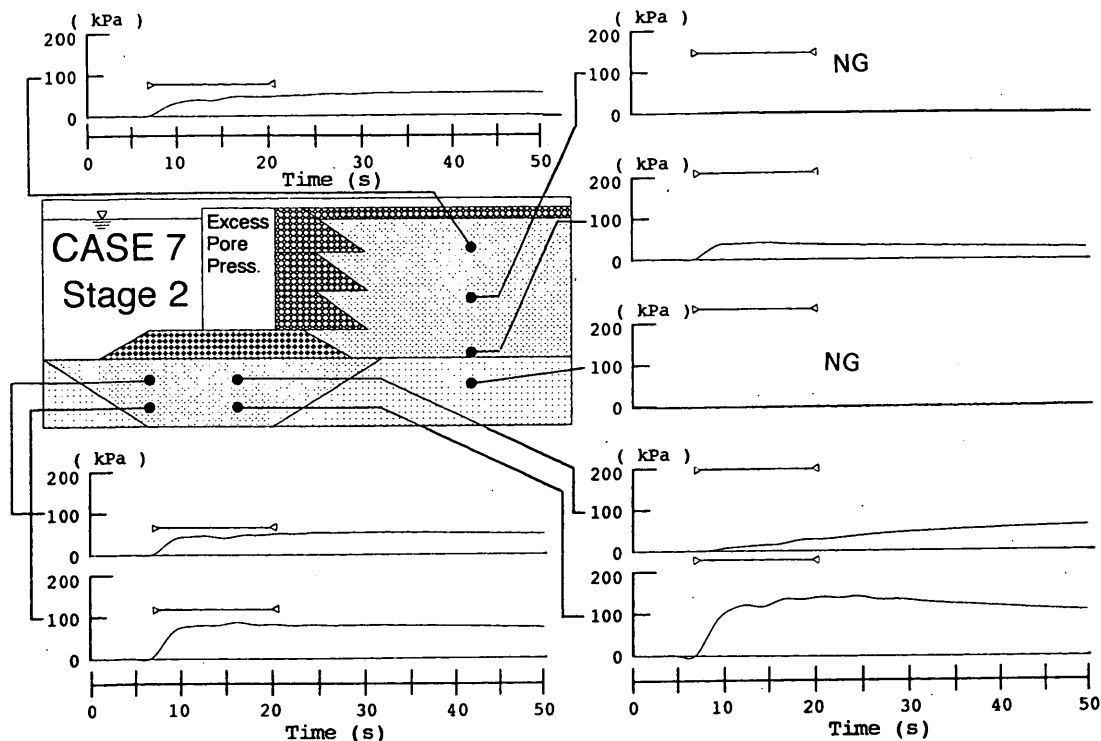


図-12 (g) 過剰間隙水圧時刻歴CASE7 : Stage2

図-14(a)~(g)にケーソンの変位時刻歴を示す。全ケースとも、入力地震動の継続時間内にほぼ最大変位に達しており、液状化発生時に見られるような過剰間隙水圧の消散過程でのゆっくりとした変位の進行は見られない。ケース2(図-14(a))とケース4(図-14(c))の置換土層セメント固化、背後埋立地盤締固めの場合の変位時刻歴を比較すると変位の最大値は異なるものの最大変位に達するまでの時間はほぼ同一である。ケース2においては計器の故障で上部水平変位が計測されていないが、加振後計測結果と総合して残留変位を求めており、表-4のように全ケースの残留変位がまとめられる。

図-15(a)~(f)に変位図を示している。ケース毎のケーソン変位の比較から、平成7年兵庫県南部地震のように設計時の想定震度をはるかに越える入力地震動の場合には、置換土層を固化することによって変形が抑制されることがわかる。また、ケーソン背後埋立地盤の締固め(ケース4,5)も未処理の水中落下法(ケース2,6,7)によるものと比較すると若干変形抑制効果が認められるが、その効果は比較的小さく、大きな加速度入力によるケーソンの慣性力による変形が支配的であったものと考えられる。

ケーソン背後埋立地盤に設置した地表面ターゲットの加振前・後の測量結果から、沈下量はケーソン背後が大きく、ケーソンから離れるに従ってほぼ一定値となる。また、水平方向に関してはケーソンの海側への移動に伴っ

て移動していることがわかり、その移動量は連続的である。また、主動崩壊に伴う地表面でのクラックは観測されておらず、背後の埋立土地盤が沈下しながら海側へ移動しているものと考えられる。

置換土・捨石マウンド・ケーソン函体の関係は、置換土層を水中落下で作成したケース6,7ではケーソンが捨石マウンドにやや沈み込み、捨石マウンド全体が置換土層に沈み・海側に移動していることがわかる。一方、置換土層をセメントで固化したケース4,5の場合、ケーソンと捨石マウンド間の滑動が支配的であり、捨石マウンドと置換土層間の相対変位は小さい。すなわち現地におけるケーソンの海側への移動(ケース2,6,7)は、設計時に考慮している捨石マウンドとケーソンの滑動だけではなく置換土層の変形に伴う捨石マウンドの変形を伴った移動の結果と考えられる。捨石マウンドの変状は海側法尻が海側に移動する際に床掘りの形状に沿って浮上がっており、ケーソンの載っている天端は沈下している、捨石マウンドと置換土層の境界に設置した地中ターゲットは捨石マウンド天端と同様に変位している。

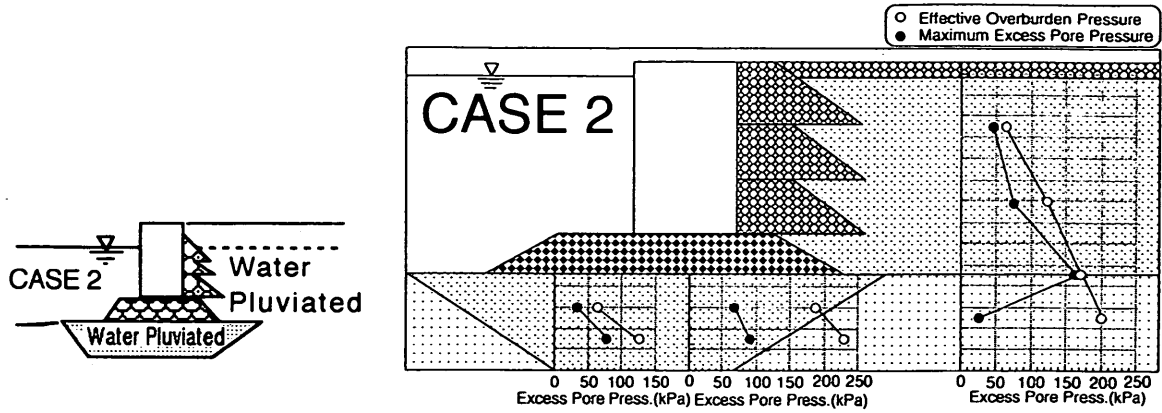


圖-13 (a) 過剩間隙水圧分布 CASE2

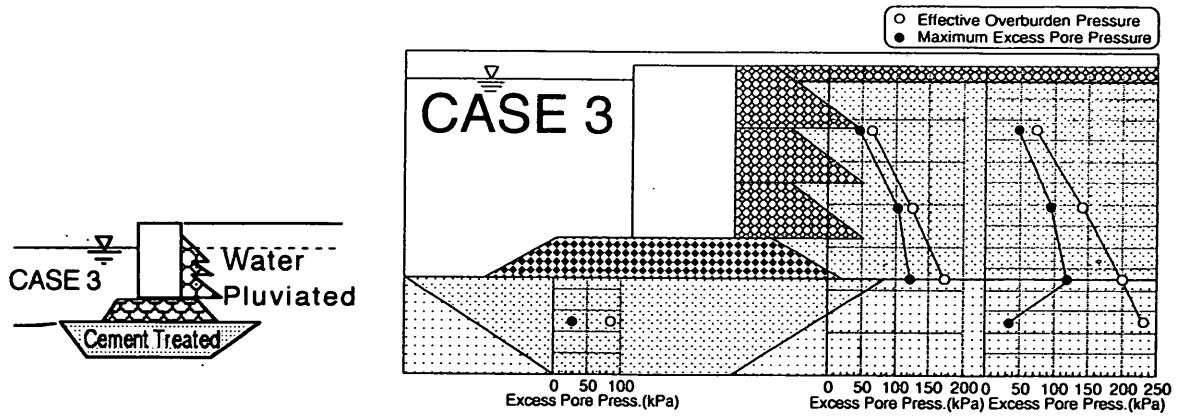


圖-13 (b) 過剩間隙水圧分布 CASE3

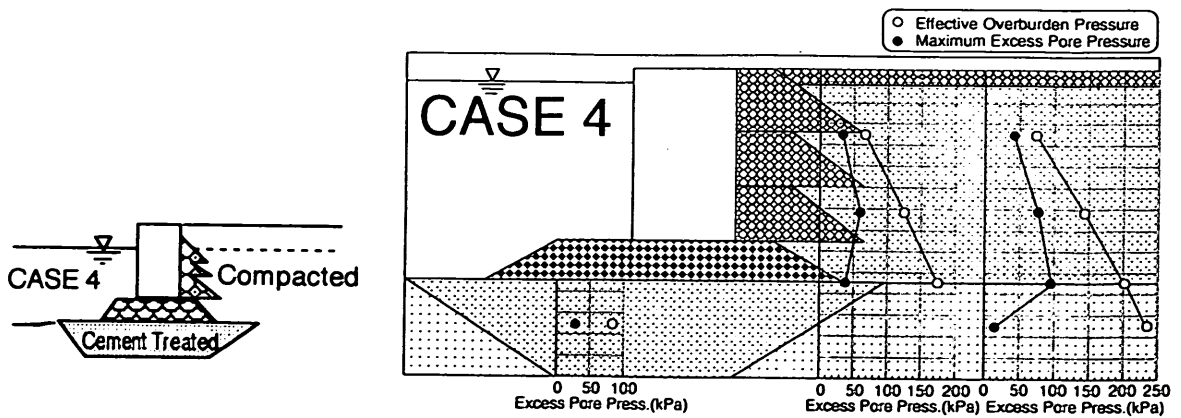


圖-13 (c) 過剩間隙水圧分布 CASE4

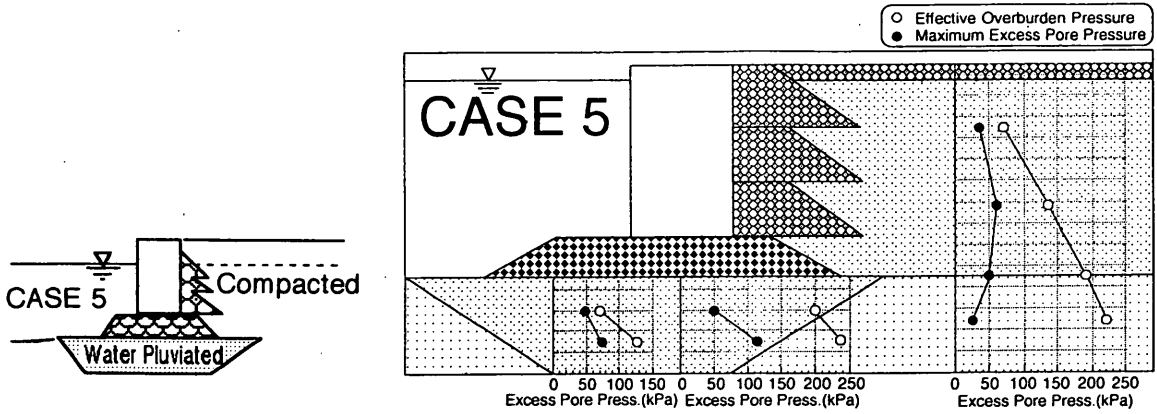


圖-13 (d) 過剩間隙水壓分布 CASE5

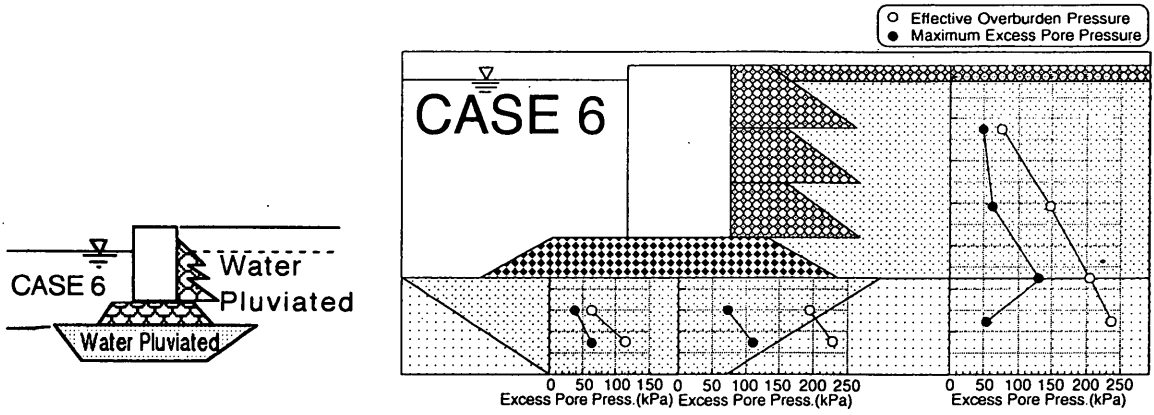


圖-13 (e) 過剩間隙水壓分布CASE6

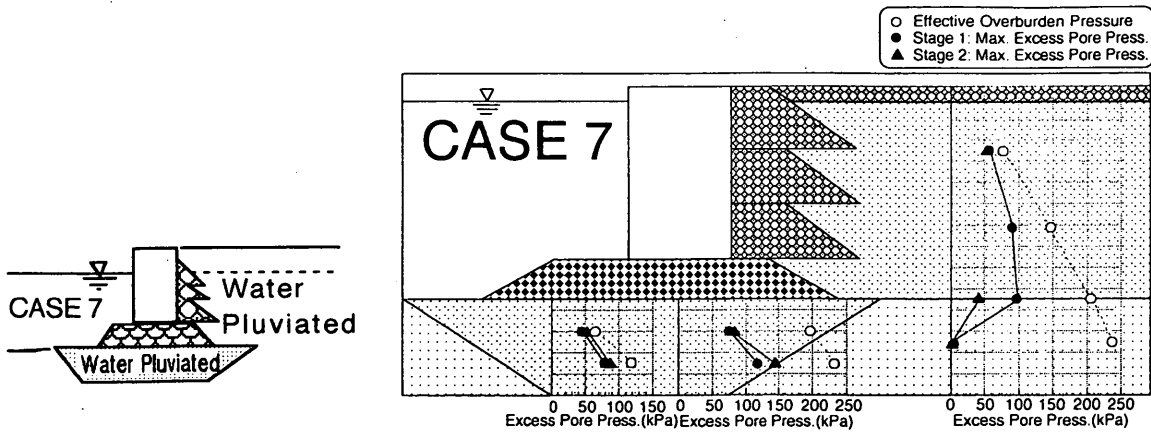


圖-13 (f) 過剩間隙水壓分布CASE7

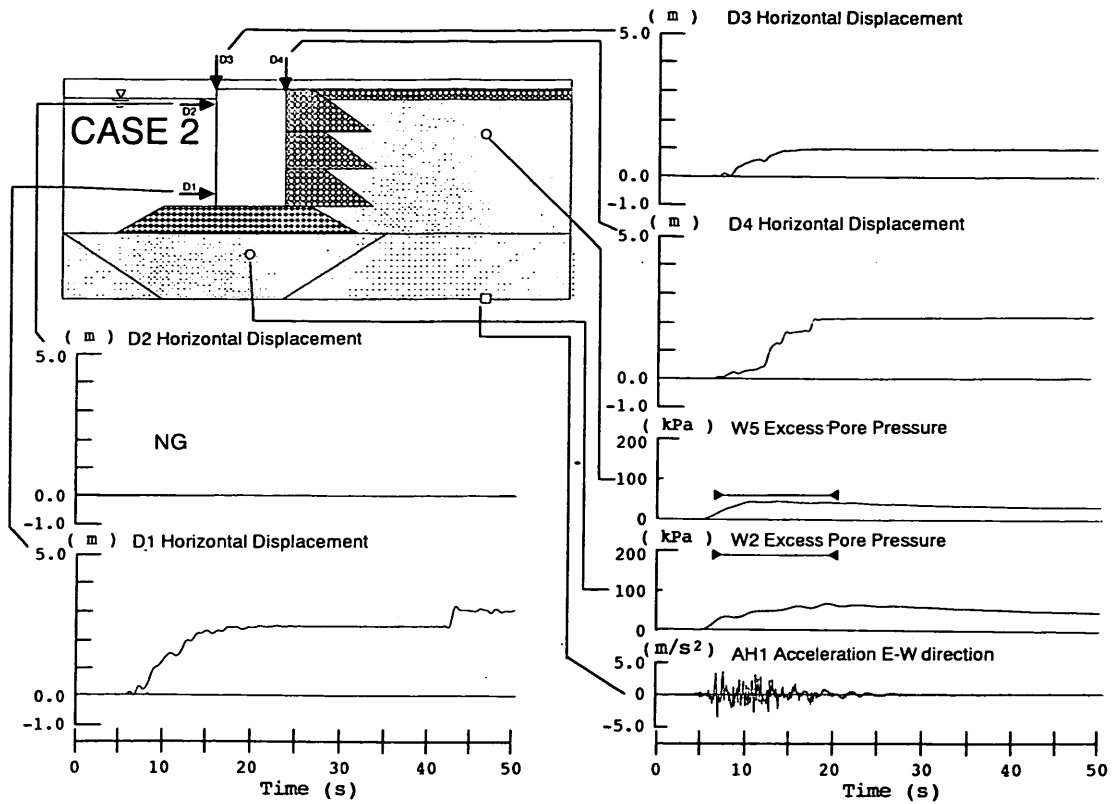


図-14 (a) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE2

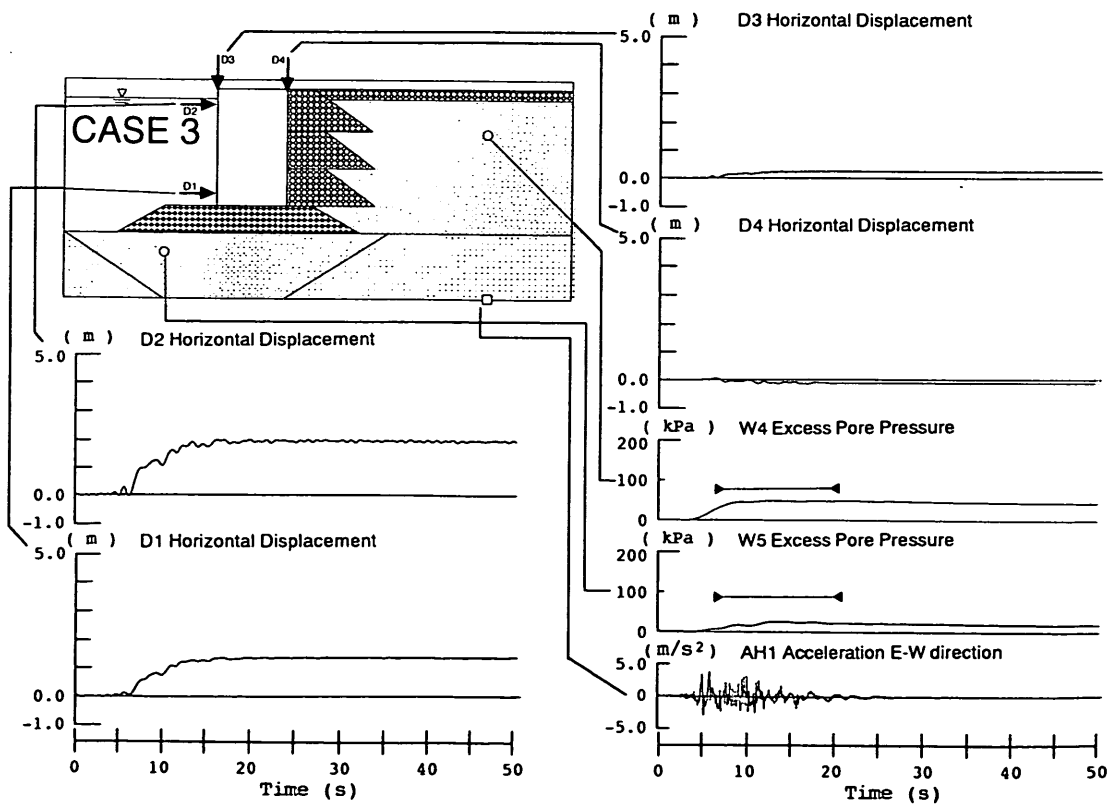


図-14 (b) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE3

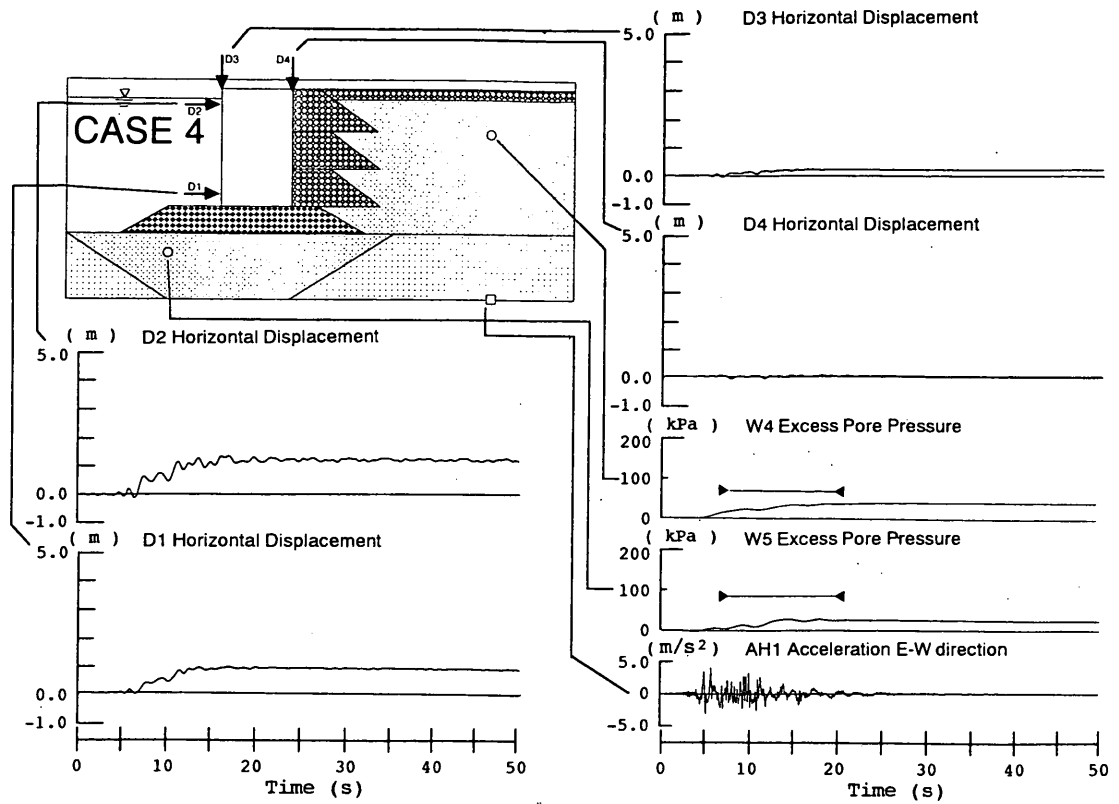


図-14 (c) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE4

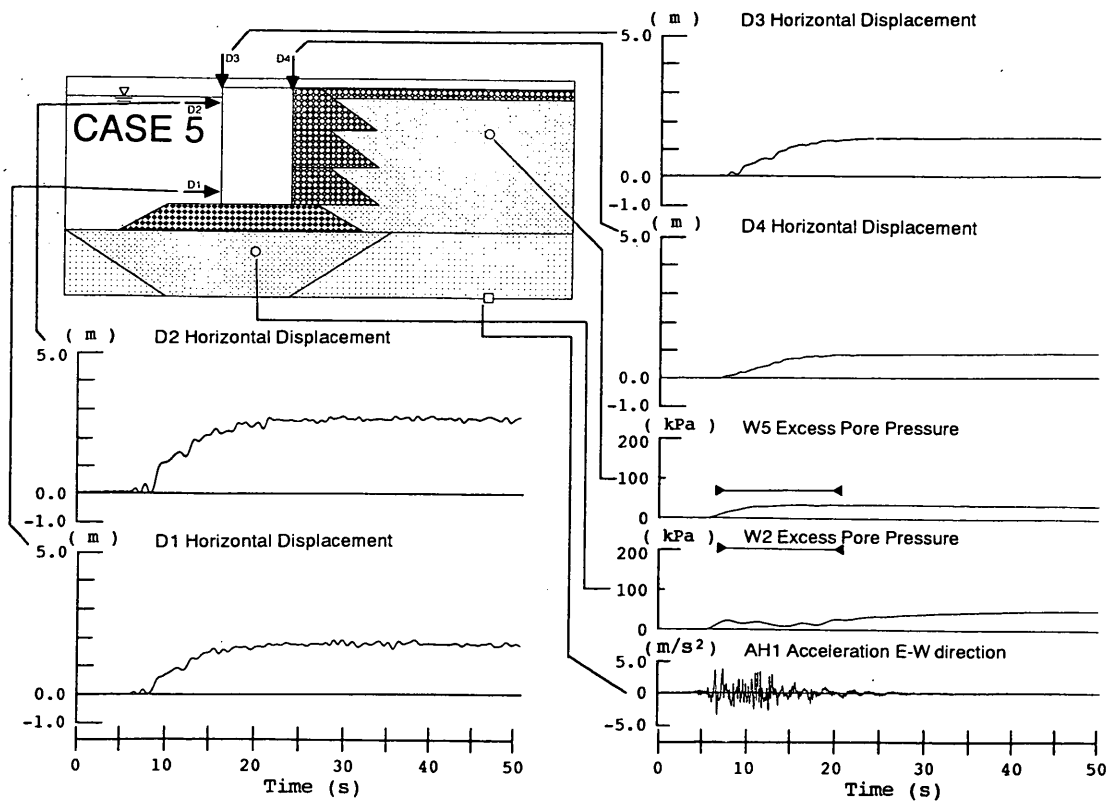


図-14 (d) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE5

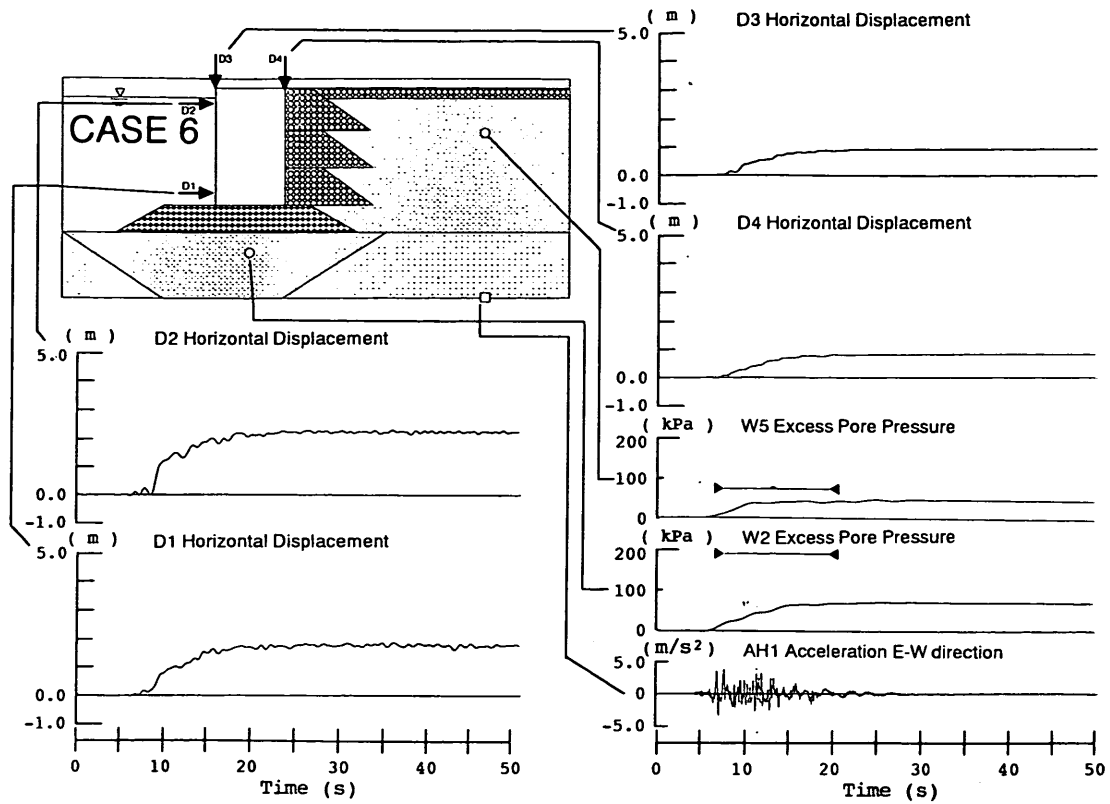


図-14 (e) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE6

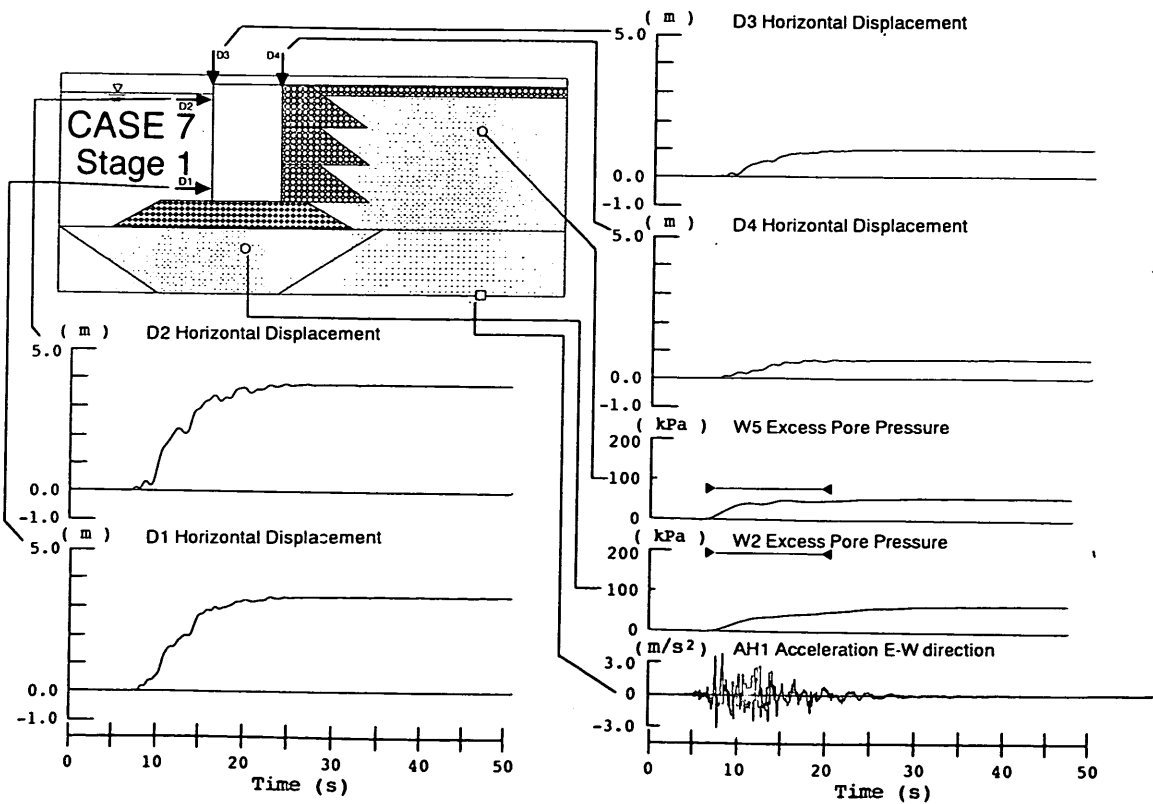


図-14 (f) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE7 : Stage1



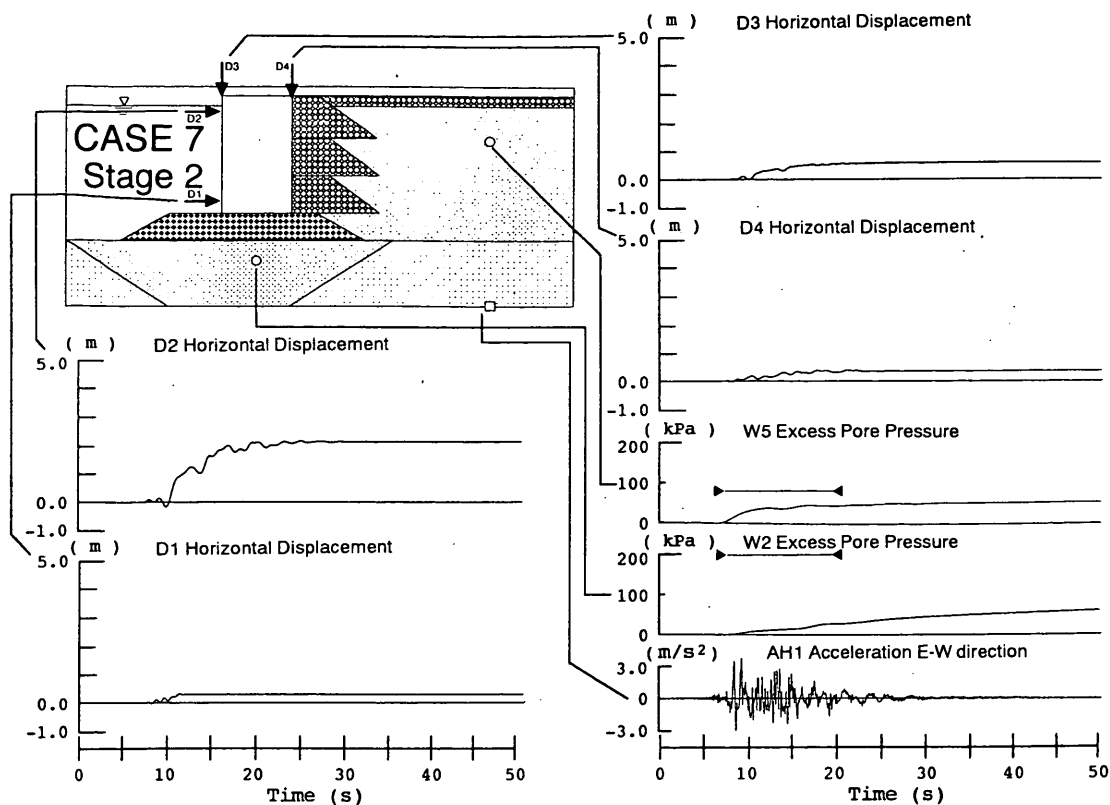


図-14 (g) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE7 : Stage2

表-4 結果総括表

Case No.	Input Wave	Input Acceleration		D1 (m)	D2 (m)	D3 (m)	D4 (m)	$\theta$ (deg)	prototype scale
		E-W ( $m/s^2$ )	U-D ( $m/s^2$ )						
1	PI K <sub>p</sub> -28m	3.54	1.51	0.41	-0.73	0.29	0.21		CASE 1 Air Pluviated
2	PI K <sub>p</sub> -28m	3.54	1.26	2.66	2.22	0.98	1.67	-2.47	CASE 2 Water Pluviated
3	PI K <sub>p</sub> -28m	3.80	1.15	1.34	1.98	0.24	0.05	3.60	CASE 2 Water Pluviated
4	PI K <sub>p</sub> -28m	3.95	1.19	0.91	1.35	0.22	0.06	2.47	CASE 3 Water Pluviated
5	PI K <sub>p</sub> -28m	3.69	1.41	1.89	2.73	1.35	0.82	4.72	CASE 3 Water Pluviated
6	PI K <sub>p</sub> -28m	3.77	1.29	1.83	2.26	1.01	0.87	2.42	CASE 3 Water Pluviated
7	PI K <sub>p</sub> -28m	3.82	1.34	3.27	3.77	1.02	0.71	2.81	CASE 3 Water Pluviated
8	Hachinohe	1.93	0.22	0.17	0.28	0.07	0.03	0.44	CASE 3 Cement Treated
		2.81	0.29	0.56	0.88	0.25	0.10	1.42	
9	Hachinohe	2.00	0.13	0.05	0.09	0.03	0.00	0.21	CASE 9 Water Pluviated
		2.91	0.18	0.11	0.20	0.08	0.02	0.46	

Stage 1	Stage 2	Stage 1	Stage 2	Stage 1	Stage 2	Stage 1	Stage 2
CASE 4 Cement Treated	CASE 4 Compacted	CASE 5 Water Pluviated	CASE 5 Compacted	CASE 6 Water Pluviated	CASE 6 Water Pluviated	CASE 7 Water Pluviated	CASE 7 Water Pluviated
CASE 8 Water Pluviated	CASE 8 Water Pluviated	CASE 9 Water Pluviated	CASE 9 Water Pluviated	CASE 9 Water Pluviated	CASE 9 Water Pluviated	CASE 9 Water Pluviated	CASE 9 Water Pluviated

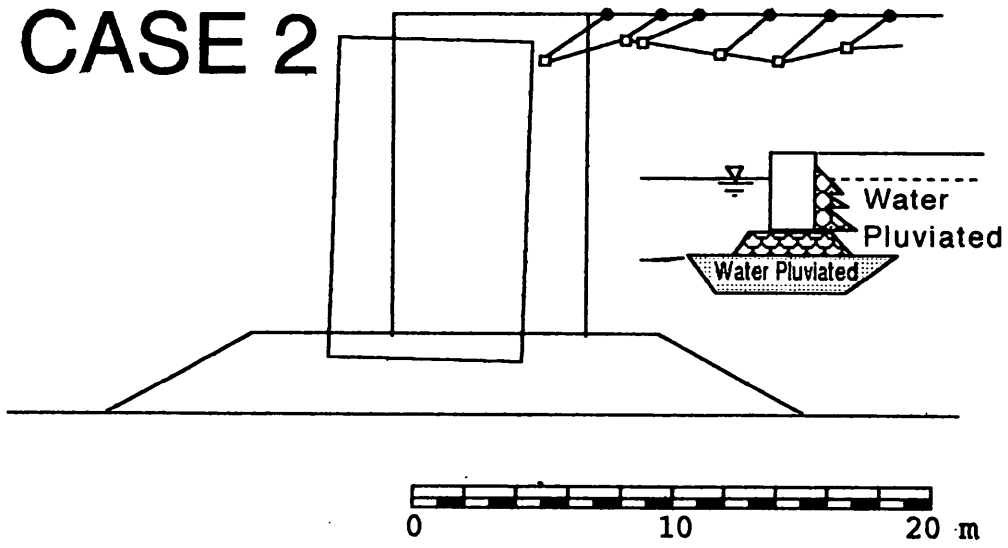


圖-15 (a) 變狀圖 CASE2

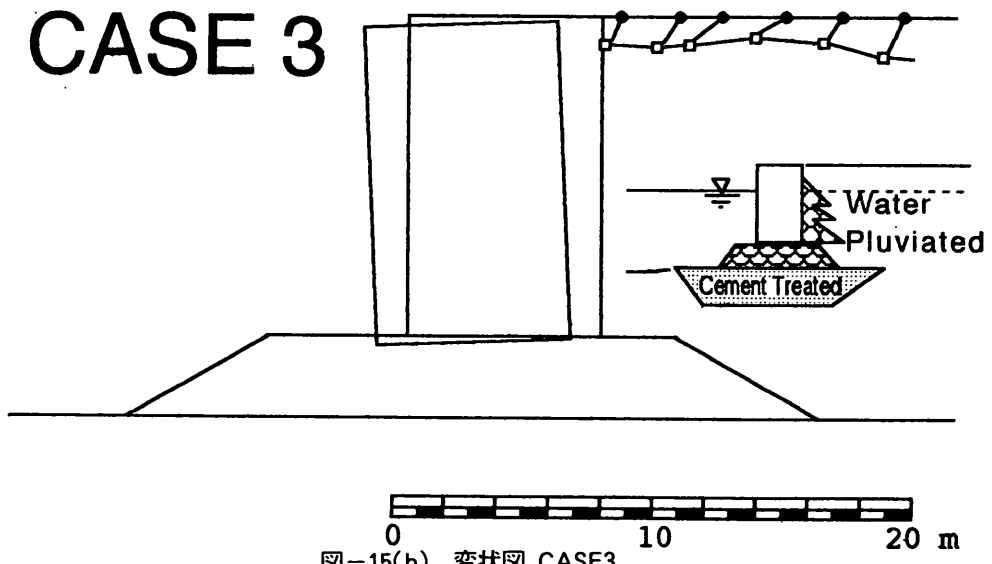


圖-15(b) 變狀圖 CASE3

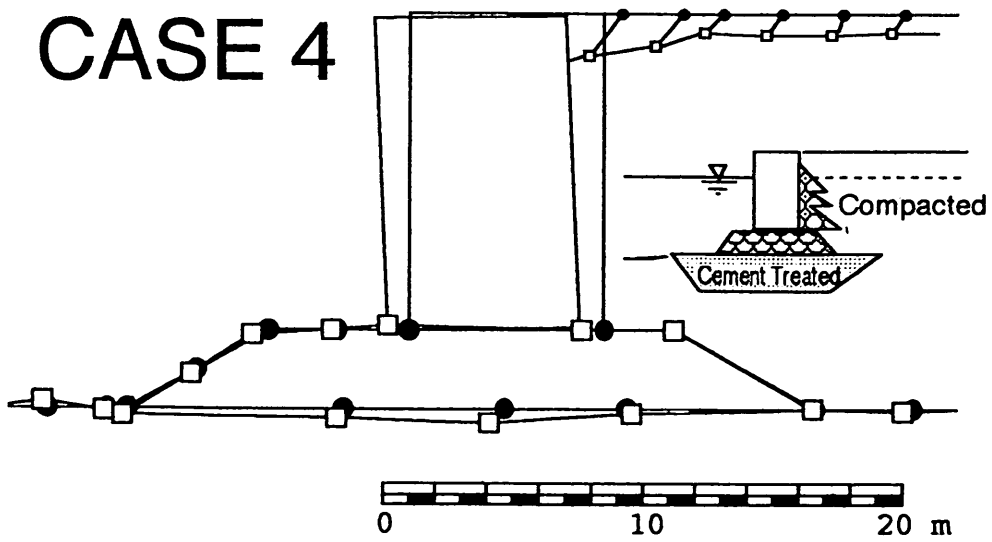


圖-15 (c) 變狀圖 CASE4

# CASE 5

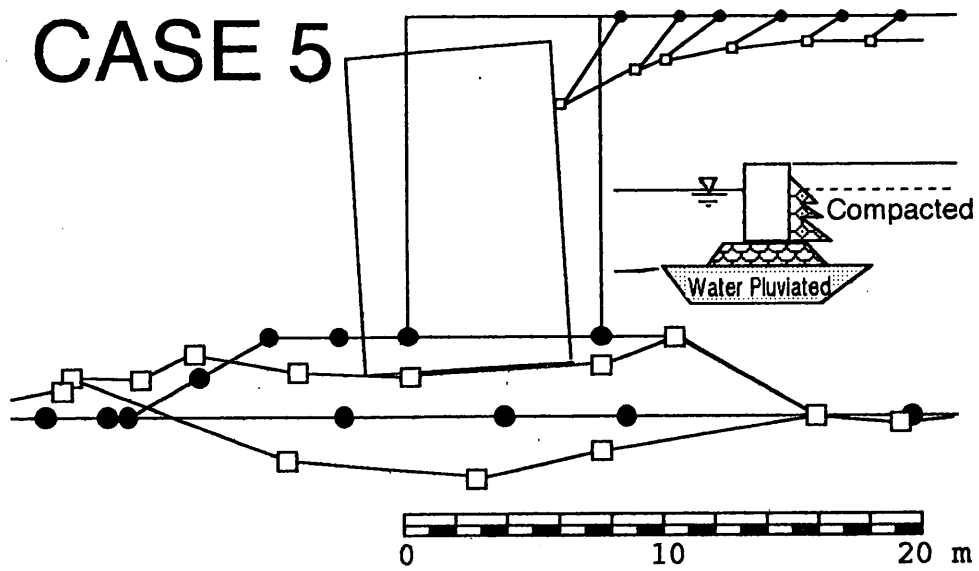


図-15 (d) 変状図 CASE5

# CASE 6

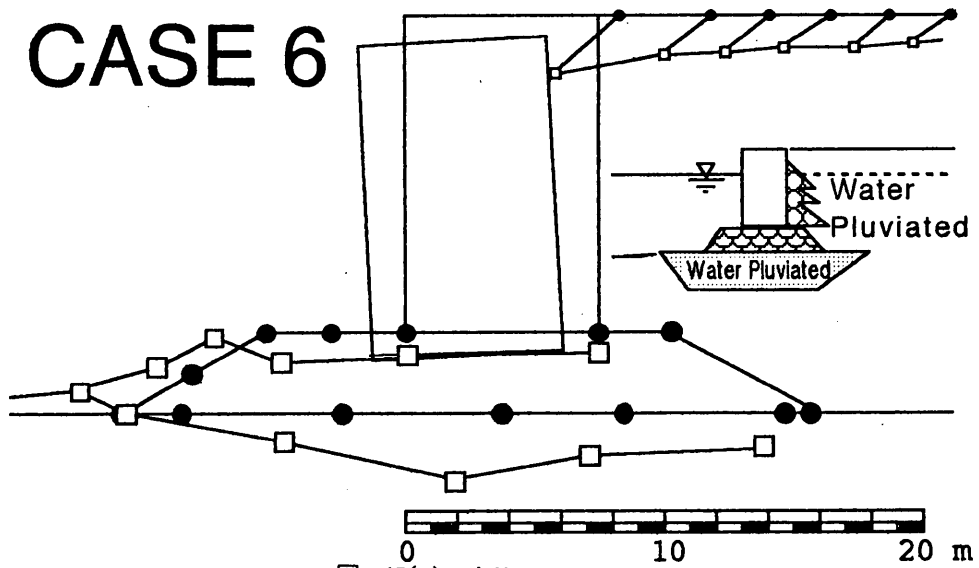


図-15(e) 変状図 CASE6

# CASE 7

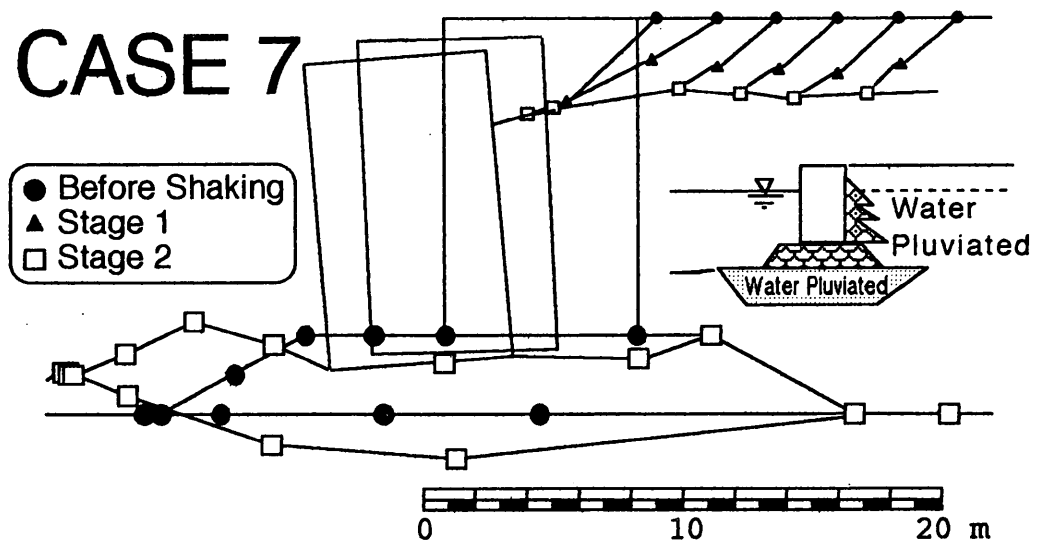


図-15 (f) 変状図 CASE7

3.3 まとめ

ケース2の模型背後埋立地盤表層でのE-W方向の水平加速度応答波形AH9と神戸市開発局で記録したKP+4m(地表)地震記録を比較すると、概ね良い相関(図-16)がみられる。このことから今回水中落下法で作成した背後埋立地盤が、現地地盤を比較的良く再現していると判断される。

ケース2において図-13(a)に示したように、水中落下法で作成された背後埋立地盤は地表から-5m(-30cm)付近までは過剰間隙水圧比が0.9以上と推定され液状化が発生している。また-17m(100cm)においても過剰間隙水圧比が0.9以上に上昇しているが、-11m(-66cm)においては過剰間隙水圧比が0.6程度と小さい。また、ケース6(図-13(e))においても同様である。これは、水中落下法で背後埋立地盤を盛立てていく過程におけるまき土の分級と関連するものと考えられる。すなわち、捨石マウンド天端まで盛立てた後に裏込め石を築き背後地盤を盛立て-9.4m(-55cm)まで埋立を完了した段階においては埋立上下層に大きな粒径成分が沈み、表層には粘土分・シルト分が分布している。次に裏込め石を築き背後地盤を水中落下させた段階で大きな粒径成分が軟弱な粘土分・シルト分を押し退けて沈み-11m(-66cm)部分のW4付近に堆積するという2段階の分級によって過剰間隙水圧比が上昇しにくい構造を形成する、または、過剰間隙水圧の消散が大きな粒度分布となるなどが考えられる。図-17に比較的加振後変状の小さいケース8の加振実験後の各深さにおける粒径加積曲線を示す。現地埋立地盤がこのような構造を有しているかどうかは明確では無いが、現地埋立地盤の構造について今後詳細に検討する必要があると思われる。

背後埋立地盤を締固めによって作成したケース4, 5については、地表付近で比較的過剰間隙水圧比が大きく

なっている。深度が大きくなる程過剰間隙水圧比は小さくなるが0.5程度まで上昇している。これは、乾燥状態での締固め時には良く固結している背後埋立地盤が、水侵により緩むためであると思われる。

現象再現実験であるケース2及びケース6, 7については、ポートアイランドPC-1岸壁の現地計測による変状と概ね一致して(図-18)。ケーソンの傾斜に関してはケース2(後傾)とケース6, 7(前傾)で異なるがケース6, 7が現場計測結果と一致している。

ケーソン式岸壁の被災原因として、設計震度を越える大きな加速度、背後埋立地盤の地震時土圧・液状化、置換土層の液状化などが挙げられる。本実験からは、置換土層の過剰間隙水圧に関しては、捨石マウンド法肩下においては過剰間隙水圧比が0.9程度まで上昇しており液状化が発生して地盤が軟弱化している。一方ケーソン函体下については過剰間隙水圧の上昇は認められるものの過剰間隙水圧比は0.5程度と小さく液状化までは至っていない。置換土層が背後埋立地盤と同様に完全液状化状態となったと仮定すると、置換土層の支持力が失われケーソンの転倒等、変状はさらに大きなものとなるものと考えられる。ケーソンが前傾した原因としてケーソン前側の置換土層の液状化の影響が考えられるが、ケーソンの変状が、ケーソン法線直角方向ではほぼ様であること、間隙水圧消散時に沈下の進行が見られないことから液状化による影響は小さく、水中落下で作成された比較的緩く堆積した置換土層の軟化に伴うせん断変形が支配的と考える方が合理的である。

ケース2~5の変状の比較から、上述の被災原因の関与率がある程度推定できるとであろうと実験計画を策定した。しかし結果的には、置換土層を固化した場合に捨石マウンドとケーソン間の滑り、水中落下の場合にケーソン・捨石マウンド・置換土層の変状と破壊モードが異な

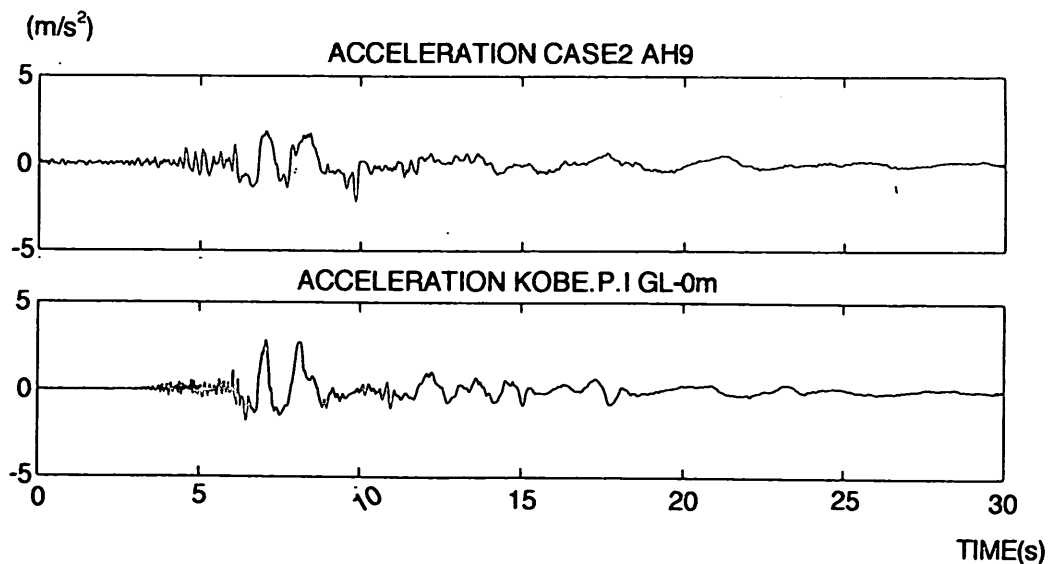


図-16 加速度応答時刻歴の比較

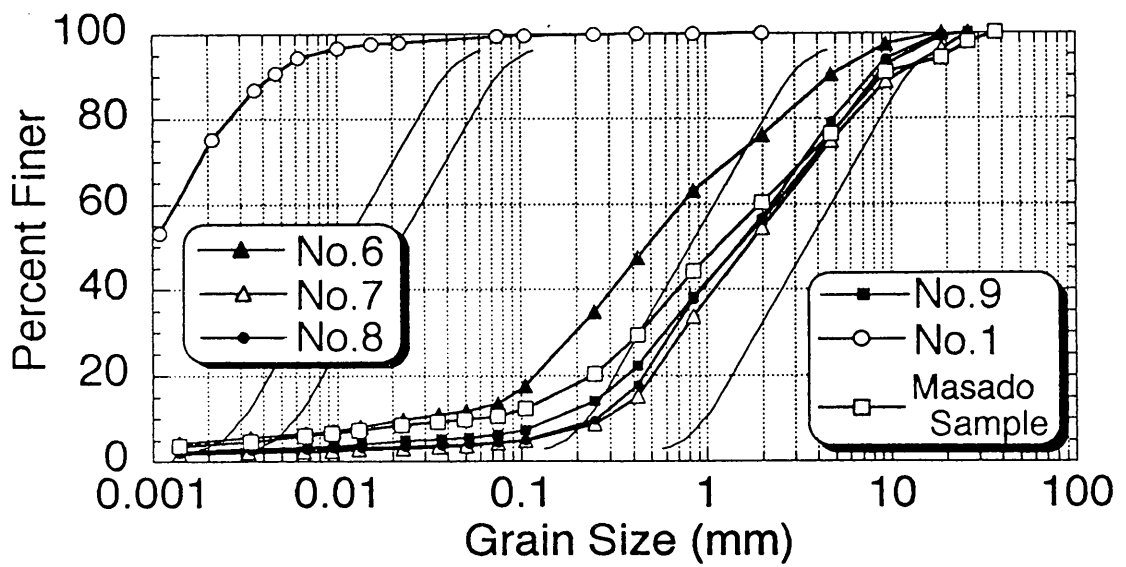
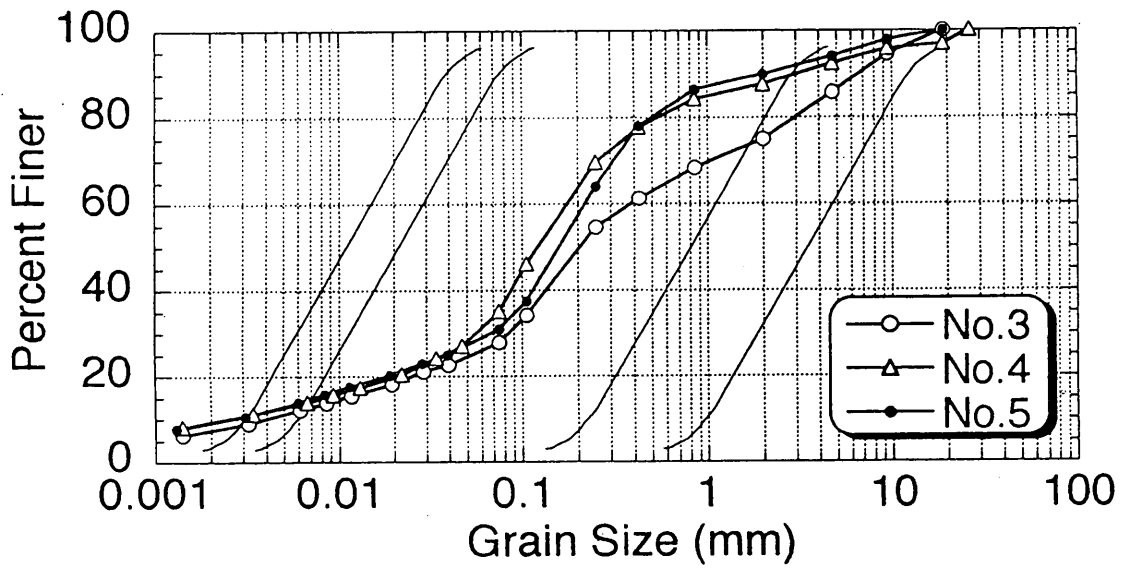
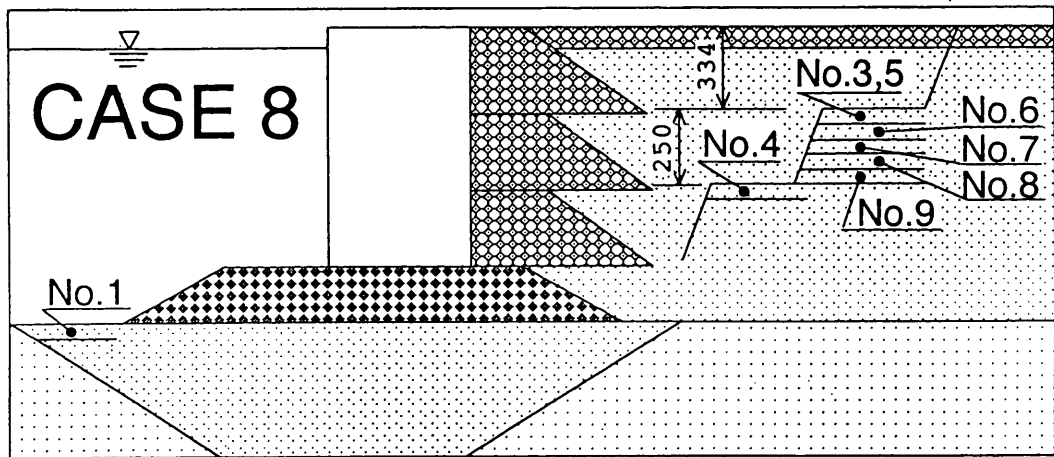


図-17 埋立地盤の分類

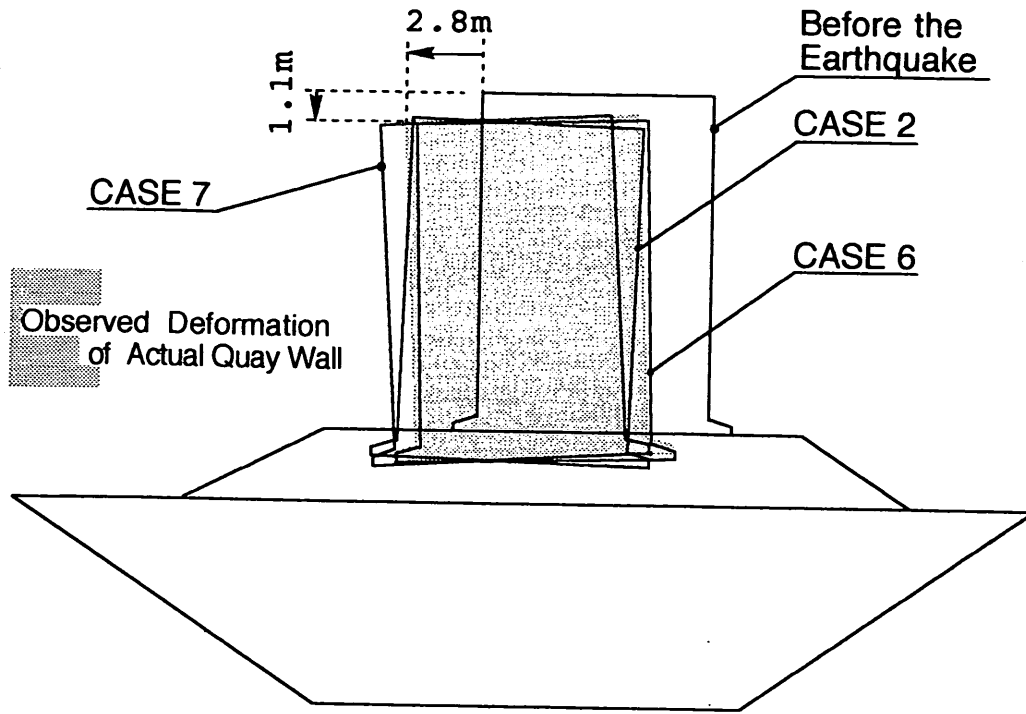


図-18 ケーソン変状の比較

ることが示され、関与率については実験データのばらつき等もあり現段階では推定することができない。

#### 4. ケーソン式岸壁模型振動実験 (八戸波)

ケース8はケース2; 6, 7と同様の模型(置換土層, 背後埋立地盤共水中落下法)に, 入力波として1968年十勝沖地震において八戸港で記録された地震波の基盤波(NS成分のみ)を使用した。ケース9は, 置換土層は水中落下法, 背後埋立地盤は最適含水比状態での足踏による締固めを行った模型に八戸波を入力したものである。

両ケースにおいて入力波は, 神戸港の再現期間75年の最大加速度期待値が200Gal程度であることから構造物における加速度応答として200Gal程度を目標として175Galとした。また, 加振後の変状が小さい場合には加速度レベルを大きくして再加振を行っており, 一回目加振をStage 1, 二回目加振をStage 2と表示している。

##### 4.1 加振前状況

ケース8はケース2, 6, 7と同様な模型作成を行っており表-3に示してある。

ケース9については, 背後埋立地盤の十分な改良効果を期待するため最適含水比状態にて締固めを行っており, ケース5に相当する。

##### 4.2 地震応答

図-19(a)~(b)に水平(N-S)及び鉛直方向加速度応答記録を示す。ケース8 Stage 1の(図-19(a))ケーソン天端において293Gal(AH5), 背後埋立地盤地

表263Gal(AH9)となっており, ケーソン背後埋立地盤ではポートアイランド波と異なり増幅している。また, ケーソン天端では加振終了後も振動が継続しておりロッキング運動が継続しているものと思われる。

ケース8 Stage 2では入力加速度を上げており, ケーソン天端353Gal(AH5), 埋立地盤地表238Gal(AH9)となっている。

背後埋立地盤を締固めたケース9 Stage 1では, ケーソン天端351Gal(AH5), 埋立地盤地表415Gal(AH9)となり, Stage 2ではケーソン天端422Gal(AH5), 埋立地盤地表581Gal(AH9)となり, 埋立地盤を締固めたことによりケーソン天端での加速度応答へも影響が出ている。

図-20(a)~(b)に過剰間隙水圧時刻歴を示す。ケース8, 9全ケース共計測位置においては液状化は発生していない。図-21(a)~(b)に示すように, 最大過剰間隙水圧分布から, ケース8においては背後埋立地盤の地表付近及び捨石マウンド法肩直下の領域では液状化の発生が外挿される。一方, 背後埋立地盤を最適含水比状態で締固めたケース9においては過剰間隙水圧が抑制されている。

ケーソンの変位に関しては, 図-22(a)~(b)に示すように入力地震動の主要動部分で変位が進行している。加速度応答時刻歴と同様に変位時刻歴からケーソンのロッキング運動が読み取れる。

ケーソン式岸壁の変状は図-23(a)~(b), 現地と同様な条件であるケース8 Stage 1において, ケーソン天端で28cm海側へ移動し, 沈下量は7cmとなっている。

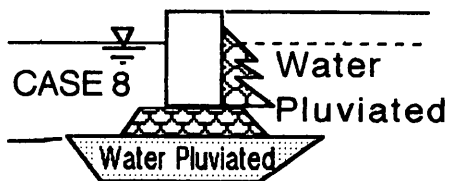
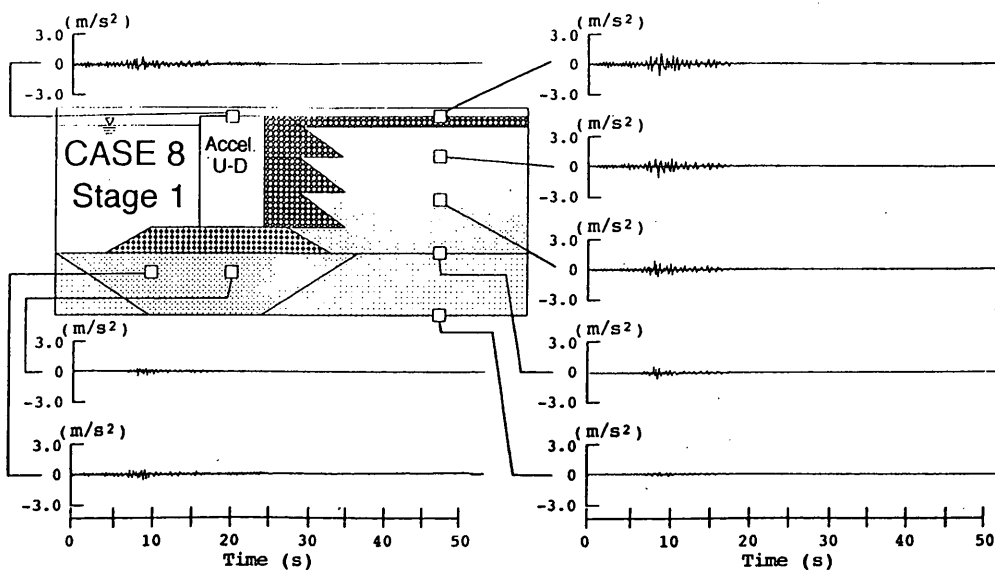
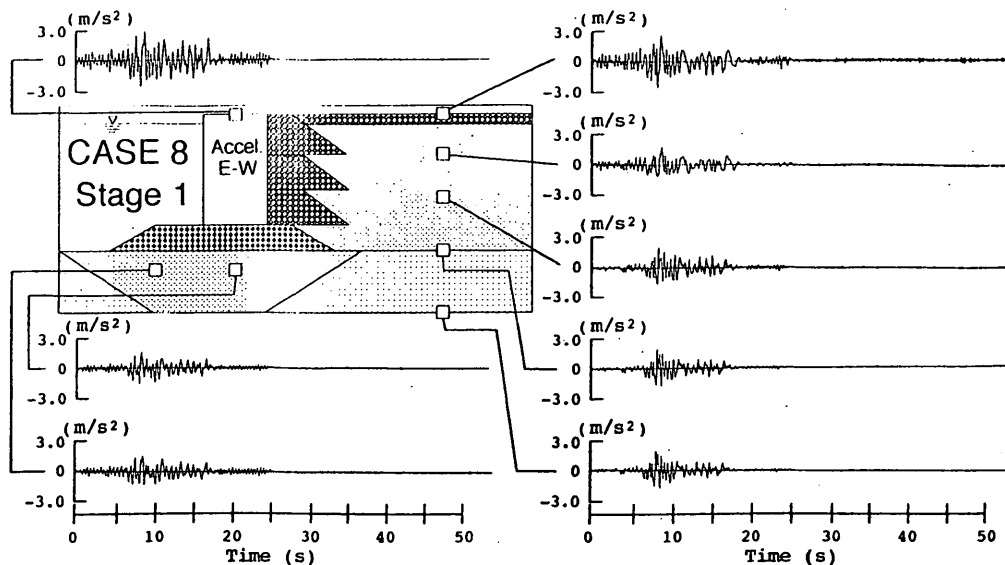


図-19 (a) 加速度時刻歴 CASE8 : Stage1 八戸波 193Gal

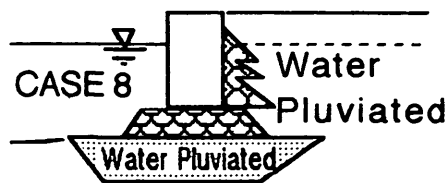
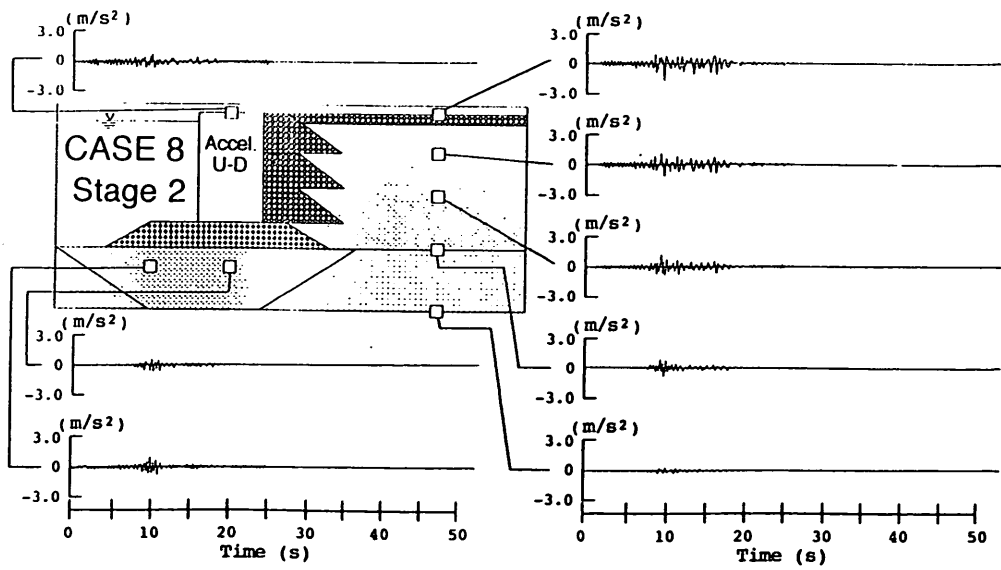
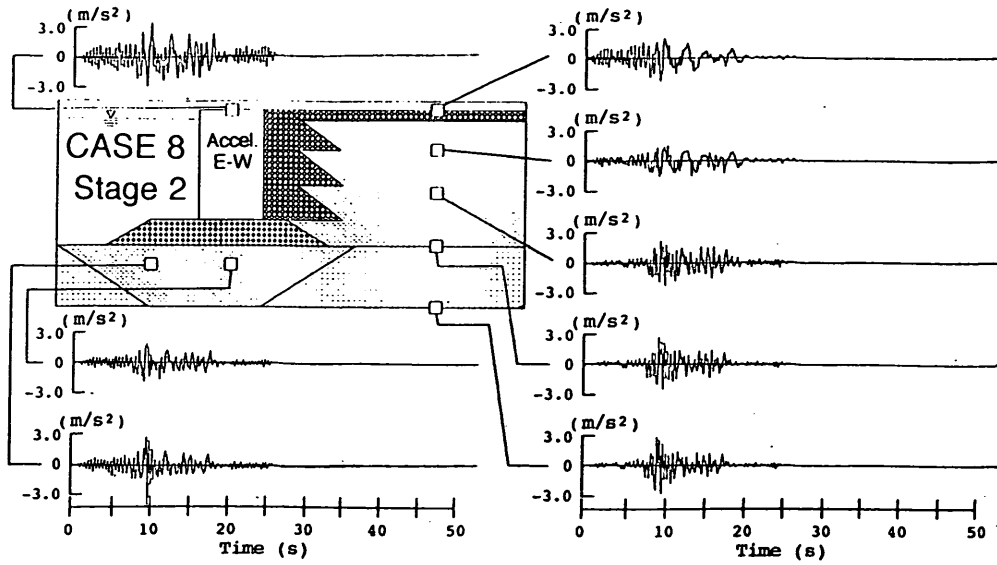


図-19 (b) 加速度時刻歴 CASE8 : Stage2 八戸波 281Gal



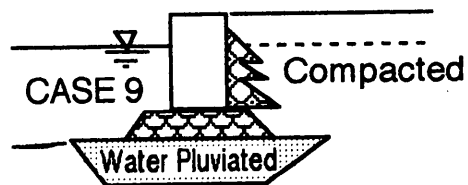
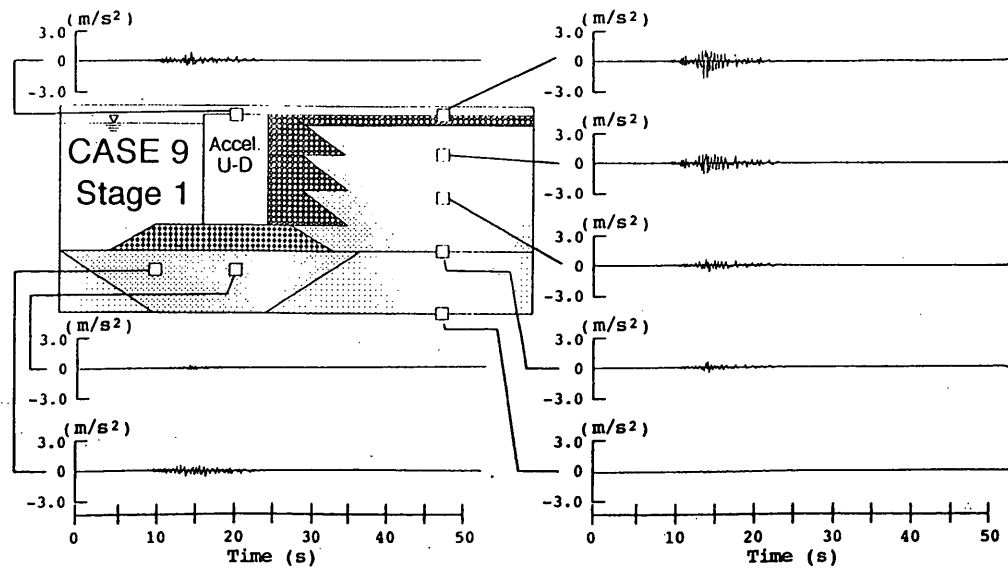
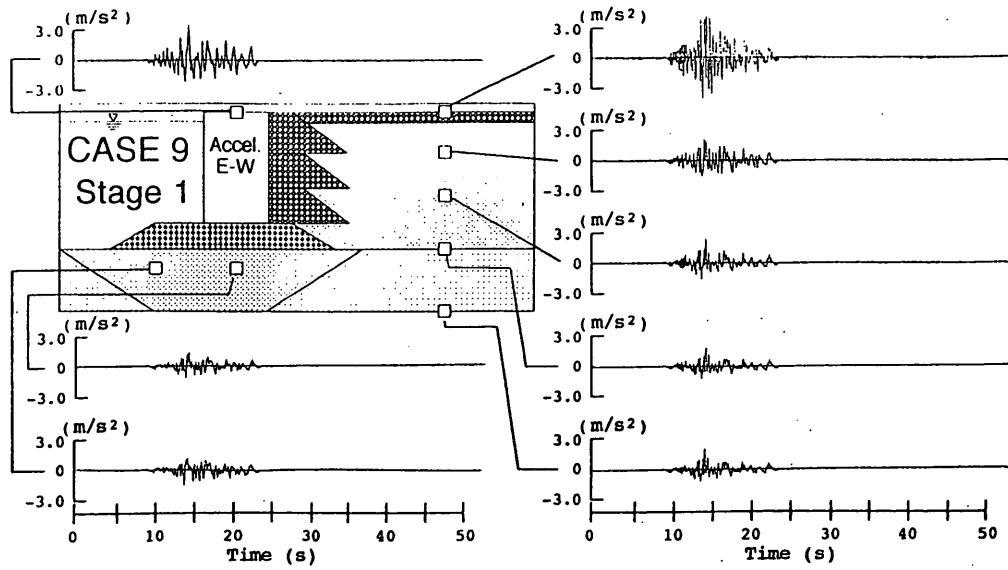


圖-19 (c) 加速度時刻歴 CASE9 : Stage1 八戸波 200Gal

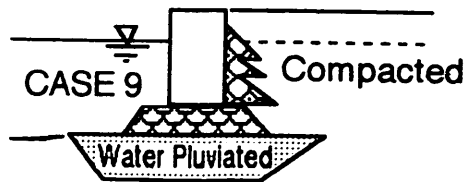
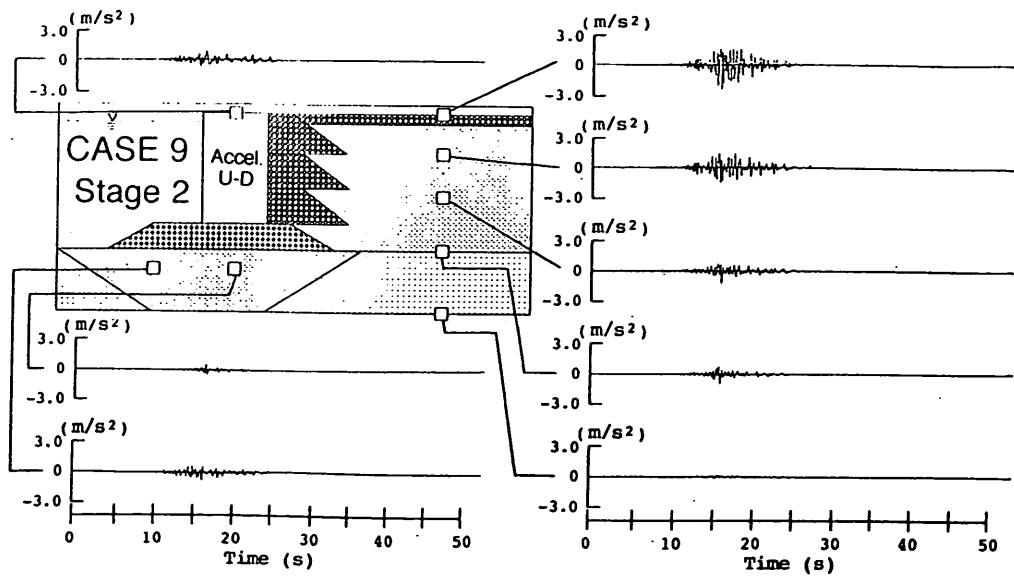
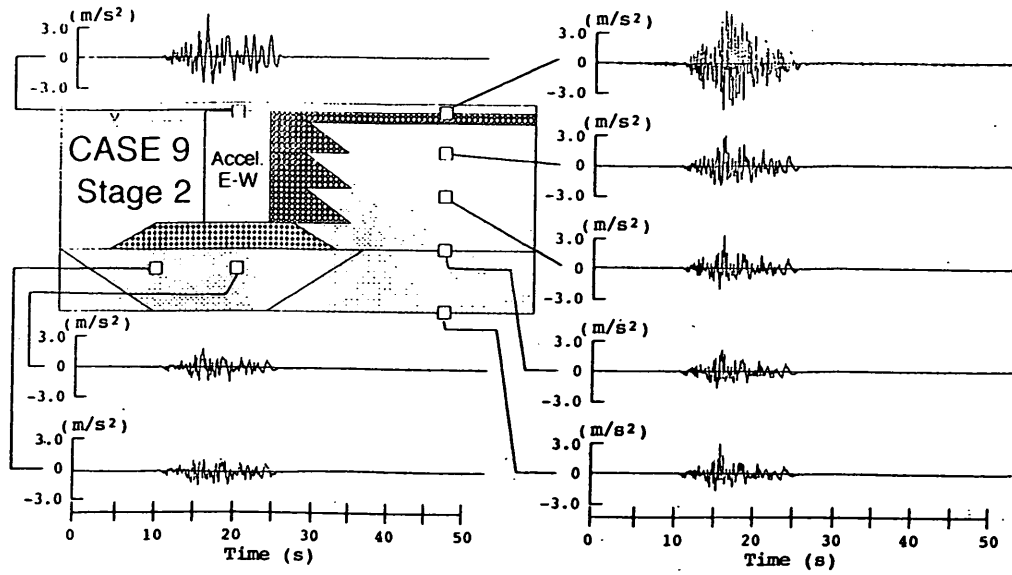


図-19 (d) 加速度時刻歴 CASE9 : Stage2 八戸波 291Gal

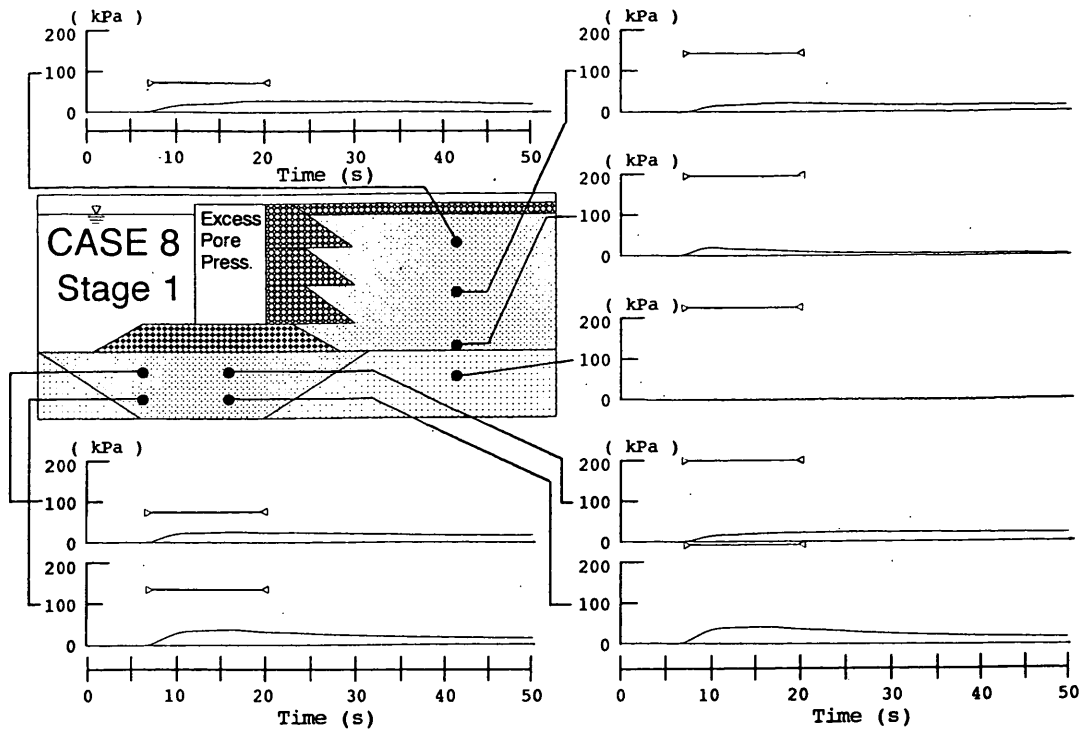


圖-20 (a) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE8 : Stage1

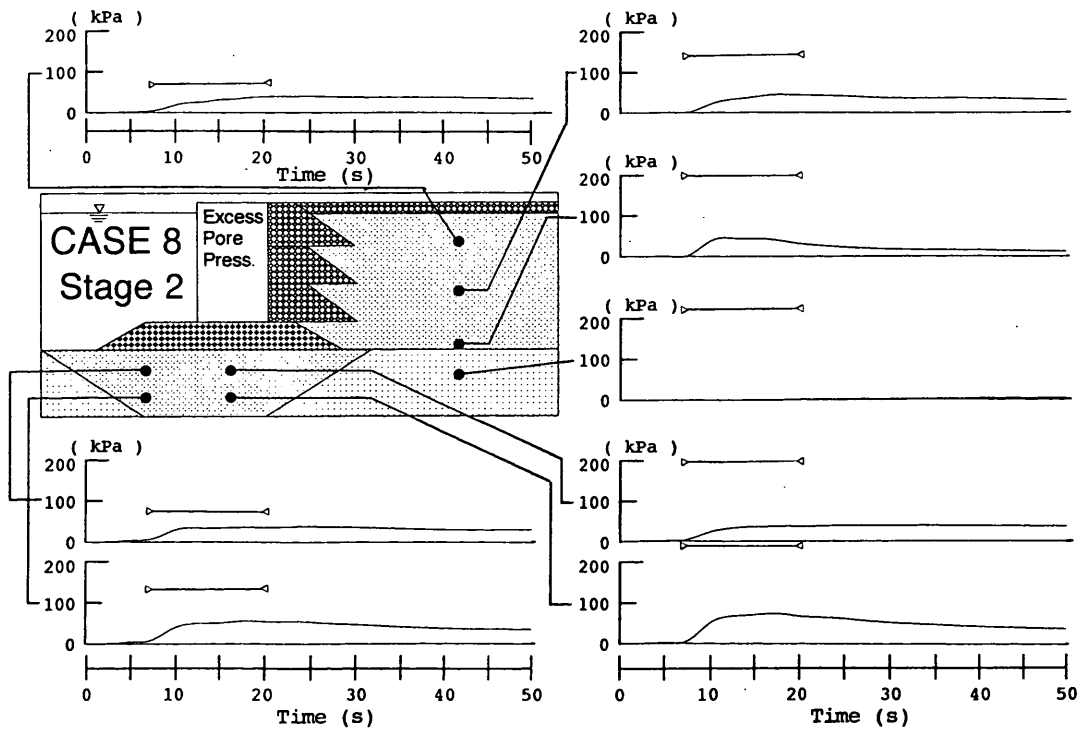


圖-20 (b) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE8 : Stage2

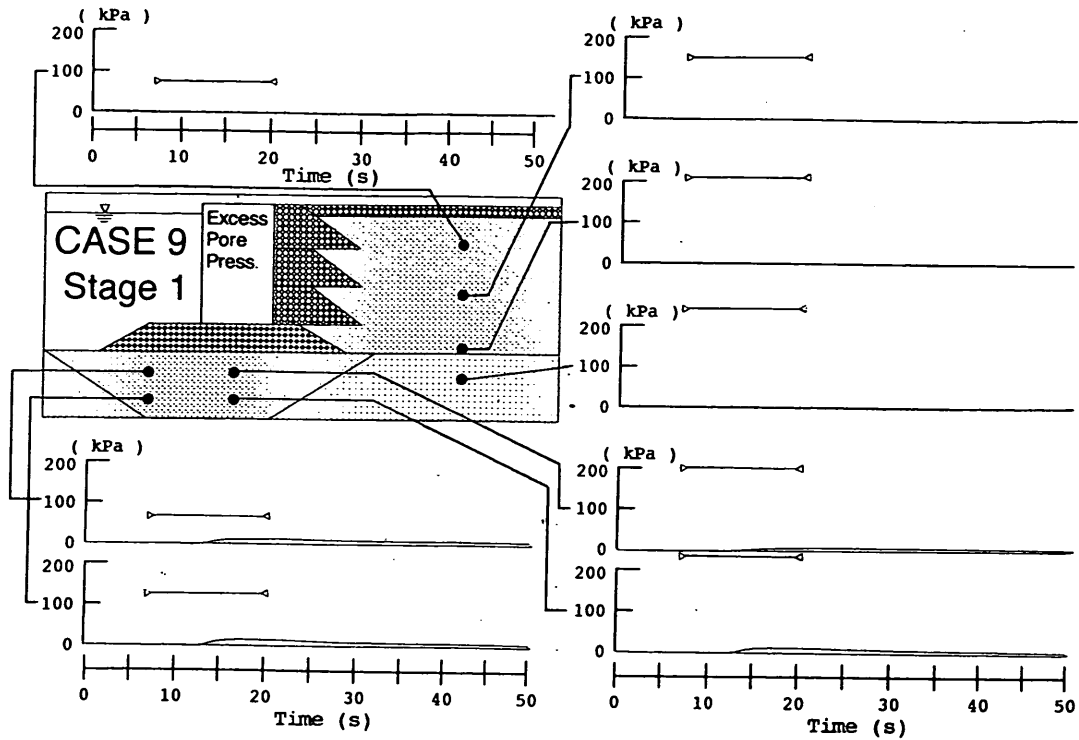


圖-20 (c) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE9 : Stage 1

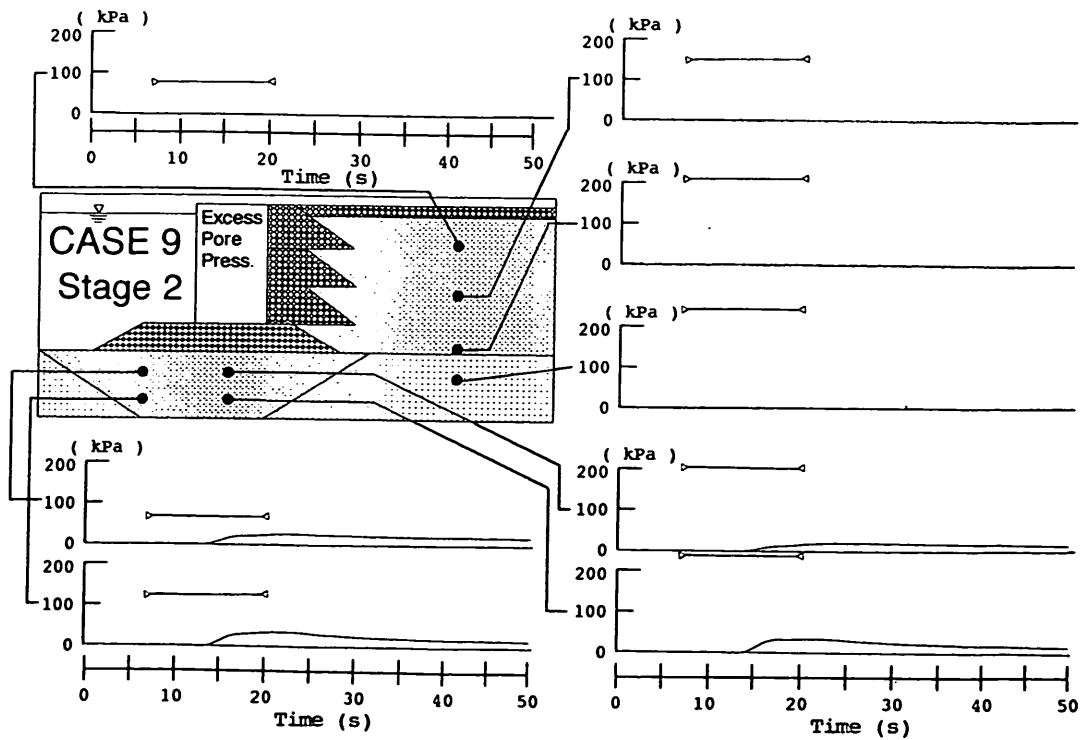


圖-20 (d) 過剩間隙水壓時刻歷 CASE9 : Stage2

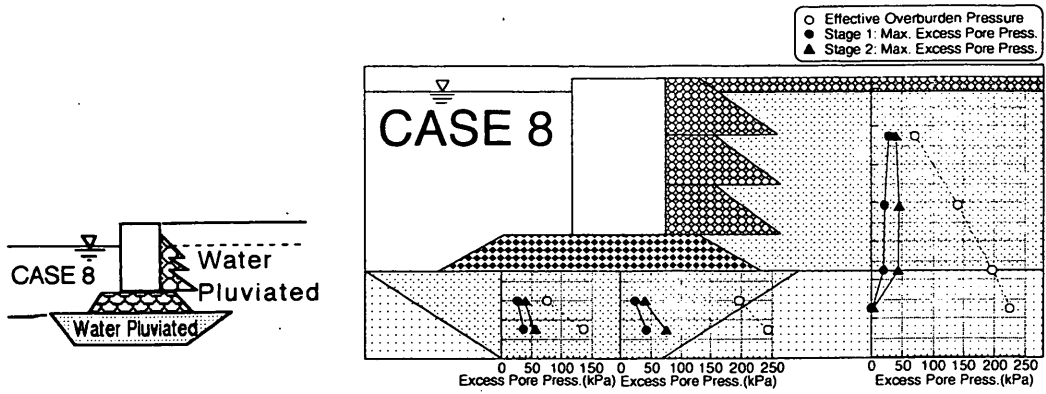


図-21 (a) 過剰間隙水圧分布 CASE8

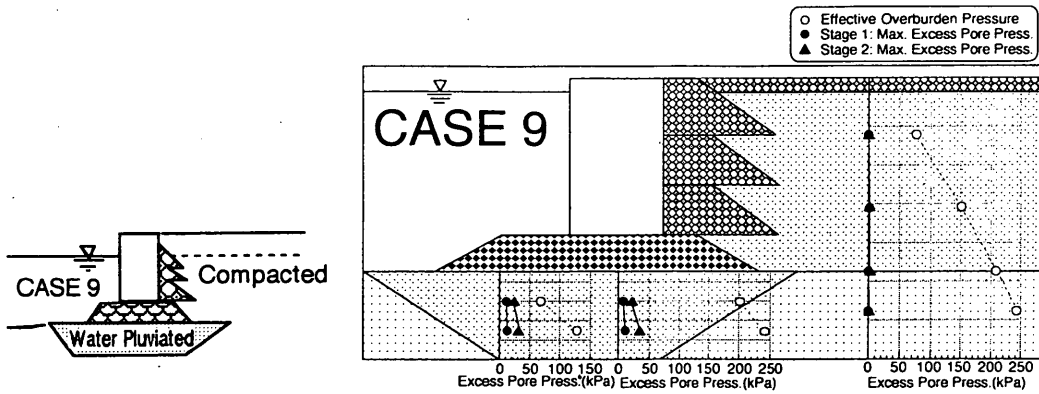


図-21 (b) 過剰間隙水圧分布 CASE9

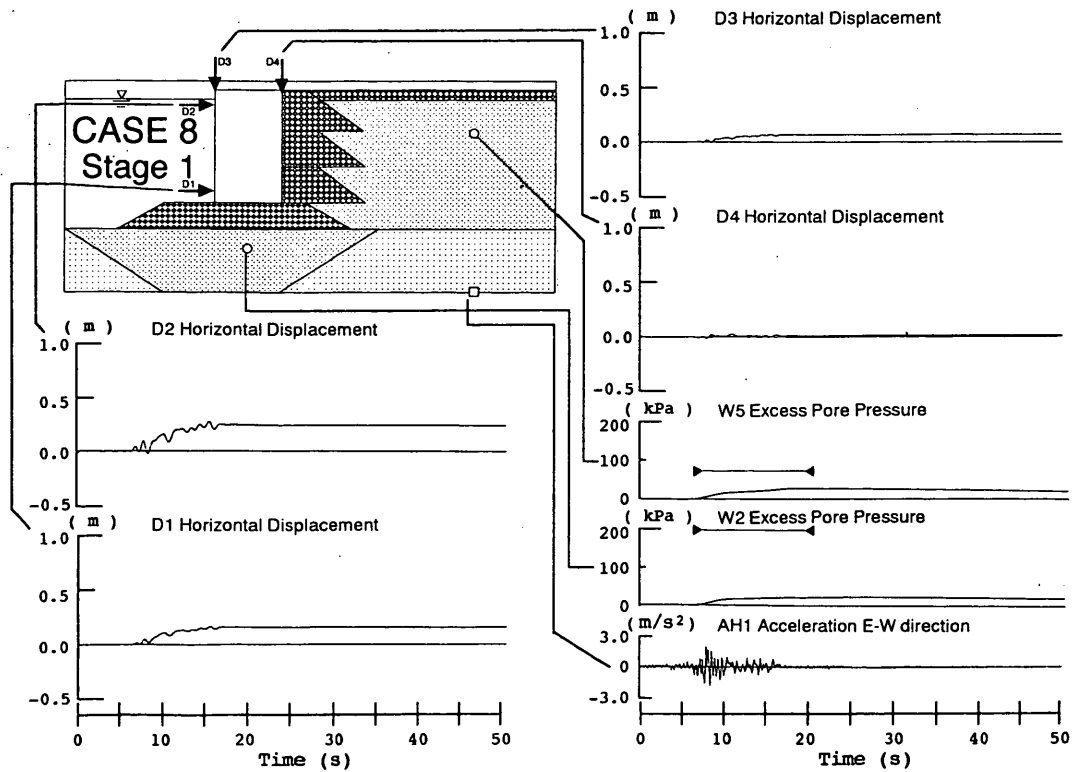


図-22 (a) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE8 : Stage1

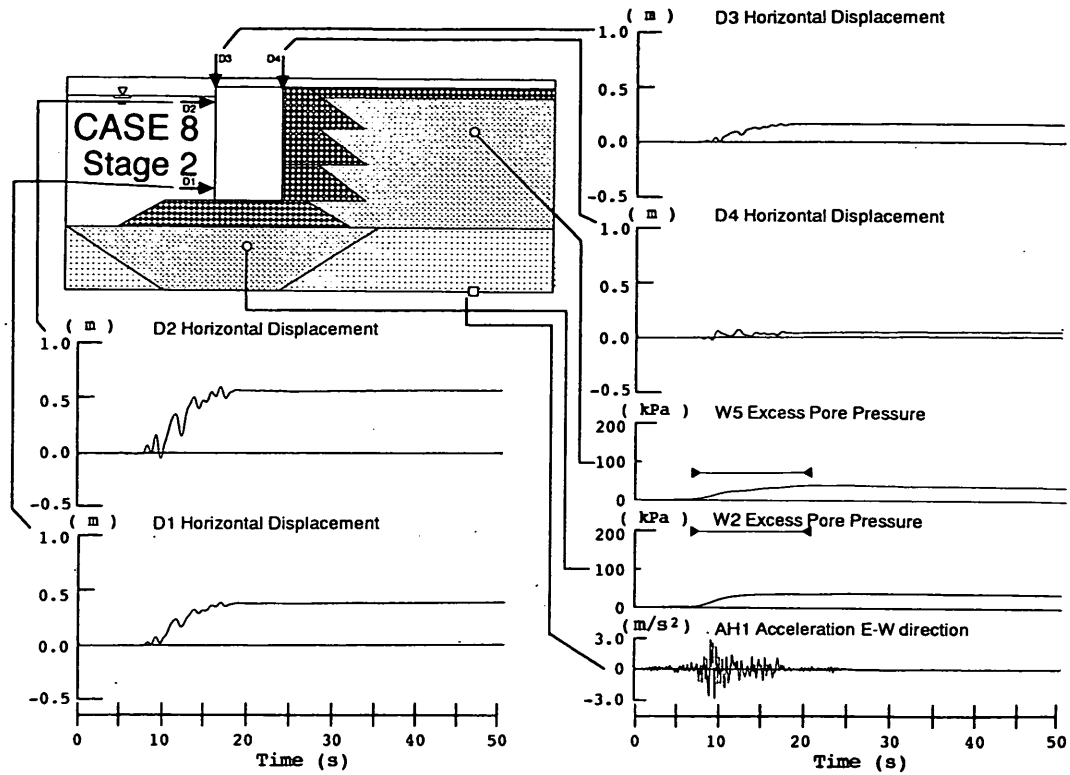


図-22 (b) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE8 : Stage2

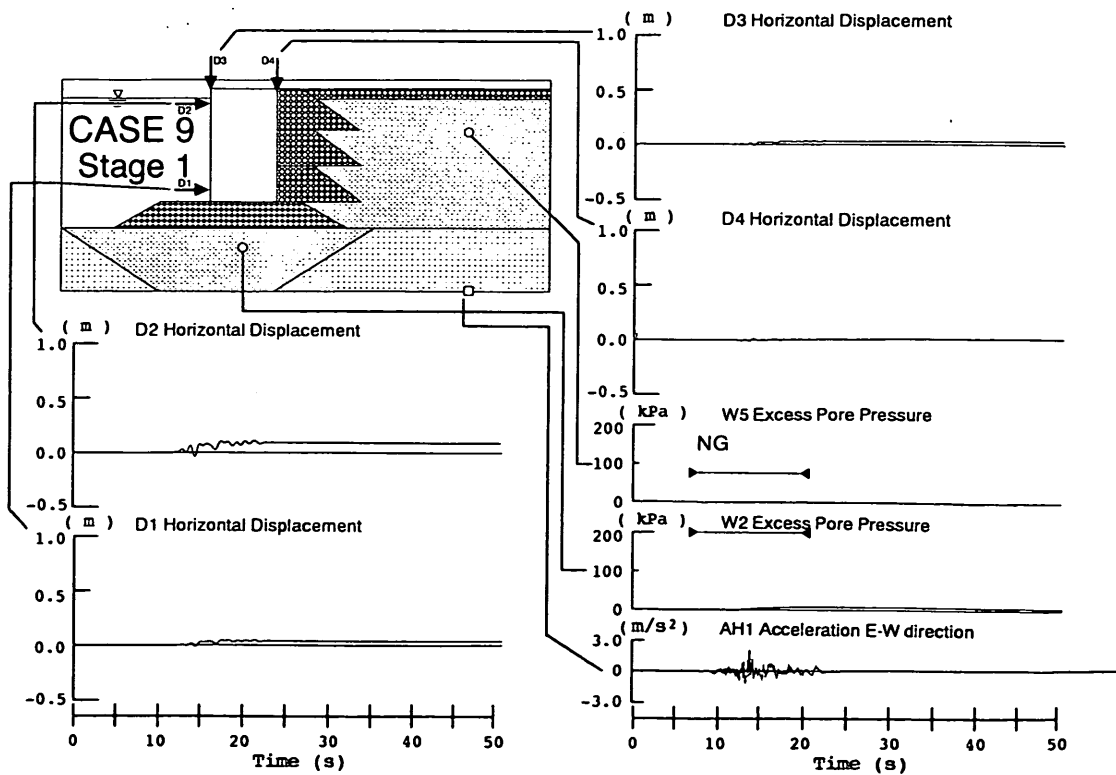


図-22 (c) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE9 : Stage1

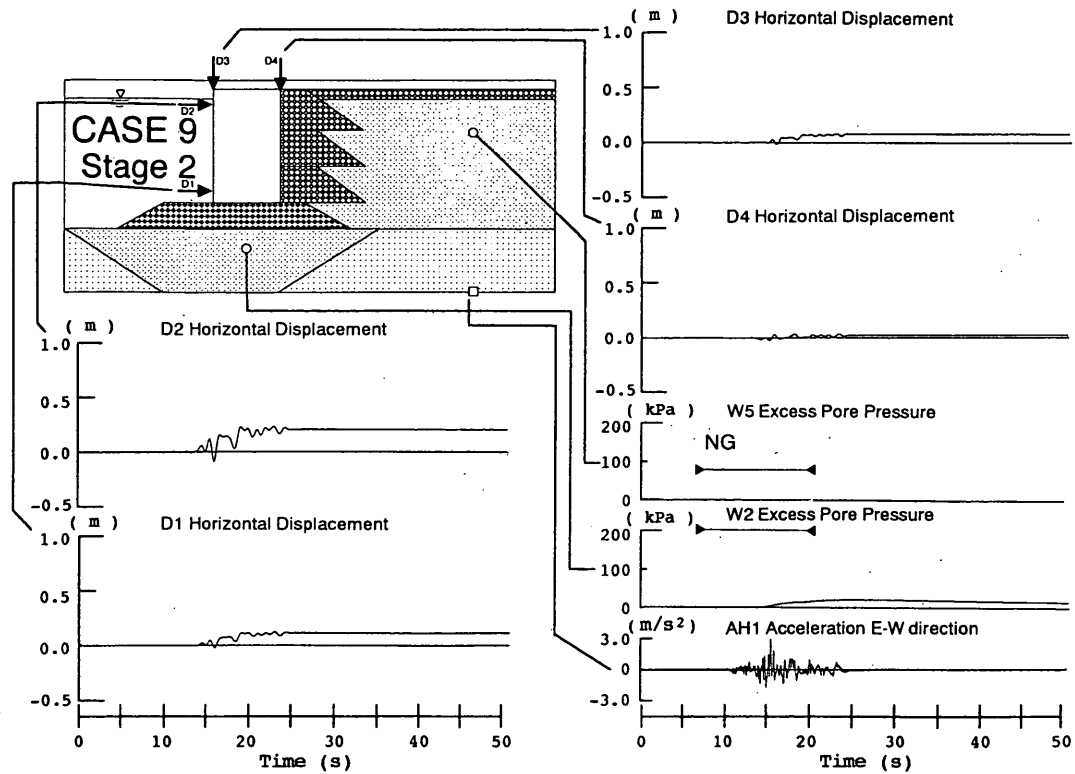


図-22 (d) ケーソン変位・過剰間隙水圧・入力加速度時刻歴 CASE9 : Stage2

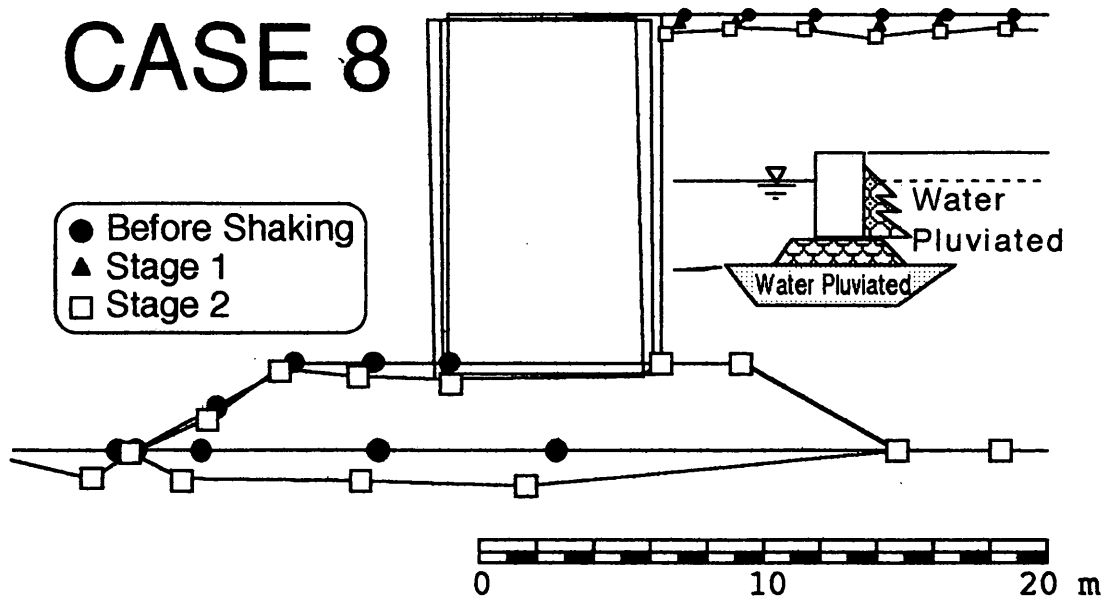


図-23 (a) 変状図 CASE8

また、背後埋立地盤を締固めて作成したケース9Stage 1では、ケーソン天端で9 cm海側へ移動、沈下量も3 cmとなり、背後埋立地盤の改良効果の大きいことが示された。

#### 4.3 まとめ

ケース2と同様に、水中落下で埋立地盤・置換土層を作成した模型に再現期間75年程度の地震動入力作用し

た場合の挙動をケース8で検証した。この程度の地震動の場合には極めて軽微な被災であり、実用上は無被害であると判断される。また、背後地盤を改良した場合にはケース9で示したように、その改良効果が大きいことが知られた。

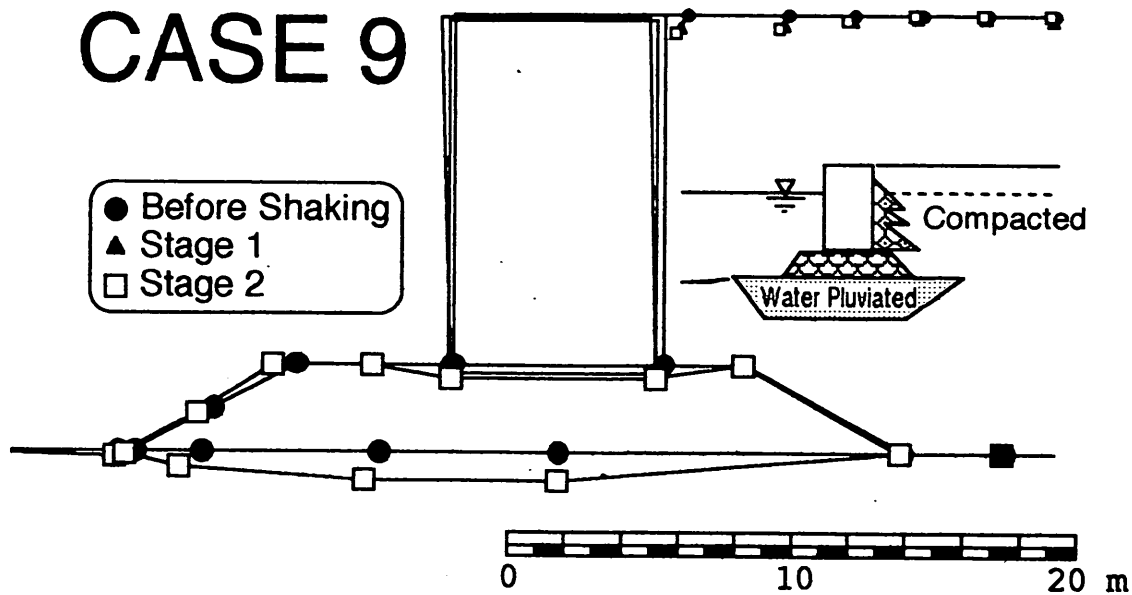


図-23(b) 変状図 CASE9

## 5. おわりに

本報告は、神戸港の岸壁の90%以上を占めるケーソン式岸壁の被災原因を検討するために実施した水中振動台を用いた模型振動実験に関するものである。原因追及のため今回示したケース2～7のポートアイランドで実際に記録された地震波による模型振動実験及びケース8, 9の再現期間75年程度の地震に対する模型振動実験について中間報告としてまとめたものである。

まず、ケース2～7のポートアイランド波による実験から、

○現象の再現性：ケース2, 6, 7共に模型の品質管理は背後埋立地盤の弾性波速度から良好であったと考えられ、ケーソンの移動量、背後埋立地盤の陥没等、現地の測量結果と概ね一致した。これは、模型の妥当性及び選定した相似則の有用性を示すものである。

○ケーソン背後の埋立地盤：過剰間隙水圧比が0.9程度まで上昇し液状化の発生が認められたが、埋立時の水中落下による粒子の分級の影響によって全層液状化に至らなかった可能性が示された。これに関しては、模型での挙動であり現地との対応は現時点では不明である。

○ケーソン函体：ケーソンの海側への移動、沈下は入力波の主要動時間帯でほぼ最大変位に達している。背後の土圧による移動に加えてケーソン自体のロッキング運動の可能性が示された。

○置換土層：ケーソン前面の上載圧の小さい部分においては過剰間隙水圧比が0.9程度まで上昇しており、液状化の発生が認められたが、ケーソン下では過剰間隙水圧比が0.5程度と液状化までは至っていない。変状の形態としては、ケーソン函体・捨石マウンド間での相対水平

変位は小さく、捨石マウンドが置換土層にめり込み、海側に変位していることが計測された。よって、置換土層の過剰間隙水圧の上昇によりせん断剛性が低下し水平方向に移動したものと考えられる。ケーソンの沈下に関しても、置換土層の地震動による軟化に伴うせん断変形が支配的であると考えられる。

ケース8・9の八戸波による加振実験から、

○入力地震動の影響：1968年十勝沖地震の際に八戸港で記録された地震波を用いた再現期間75年程度の入力地震動に対して、ケーソンの残留変位は比較的小さく、背後埋立地盤の改良効果が認められた。再現期間75年程度の地震に対しては、背後埋立地盤を改良することによって土圧軽減を計ることが耐震上有効であることが示された。

## 謝辞

神戸市開発局からポートアイランドにおける鉛直アレー地震記録を提供いただいた。この歴史的な記録は、本研究のみならず今後の耐震研究への貴重なデータとなるものと考えられる。また、運輸省第三港湾建設局、同神戸調査設計事務所、同復興建設本部には現地調査、資料提供、現地でのまさ土採取等便宜供与をいただいた。文末ながら記して謝意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 上部達生：兵庫県南部地震による港湾施設等の被害，土木学会誌，Vol.80, No.4, pp.6～10, 1995.
- 2) 菅野高弘：平成7年兵庫県南部地震による港湾施設被害，Sci.&Tech., Vol.8, No.2, pp.27～33, 1995.
- 3) 井合進：ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌，



Vol.80. No.6, pp.46~49, 1995.

4) 北澤壮介, 上部達生, 檜垣典弘: 沿岸地域における  
基盤の最大加速度期待値の推定, 港湾技研資料,  
No.486, p.75, 1984.

5) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on  
Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational  
Field, Soils and Foundations, Japan Soc. Soil  
Mech. Found. Eng., Vol.29, No.1, pp.105~118.  
1989.

6) Yamamoto, T. et al.: Liquefaction Characteristics  
of Saturated Sand deposits under Nonuniform  
Vertical Stresses, Soils and Foundations, Japan  
Soc. Soil Mech. Found. Eng., Vol.34, No.3, pp.11~  
20, 1994.

港湾技研資料 No.813

1995・9

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 (有)つばさ印刷技研

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

Copyright © (1995) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted into a machine 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、複製は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。