

# 港湾技研資料

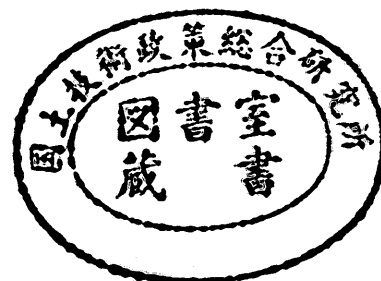
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

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 ——

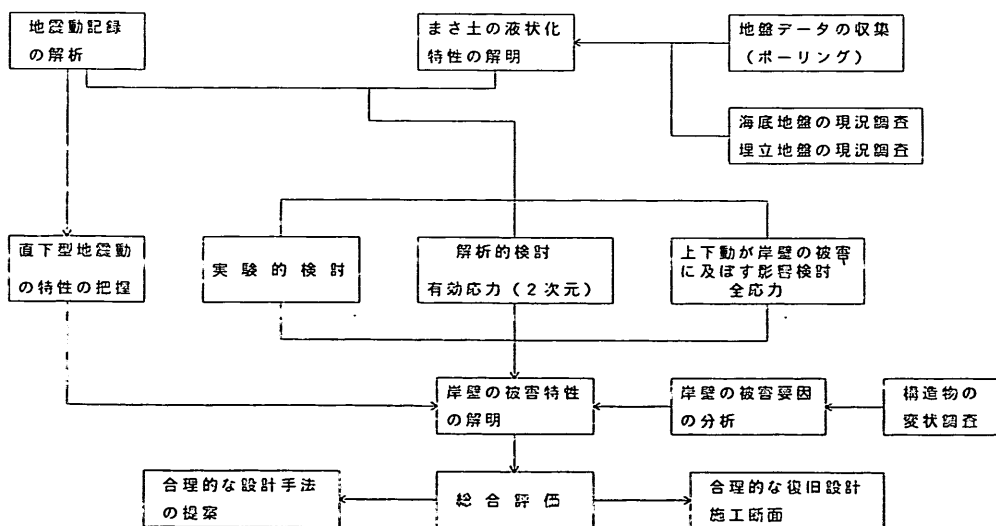


図-1 調査研究フロー

- \* 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\*

### 要 旨

兵庫県南部地震で被災したケーソン式岸壁の被災原因の究明を目的として、ポートアイランド西側コンテナ岸壁をとりあげ、ジョイント要素を用いた2次元有限要素地震応答解析プログラムによる滑動解析を行った。ここで用いた計算手法は背後地盤および置換砂内の過剰間隙水圧の発生を考慮しない手法である。解析の結果得られた滑動変位量は実際のそれと比較して小さな値となっている。その原因として、実際の構造物の被災において置換砂内に過剰間隙水圧が発生していたと推察される。なお、本計算手法の大変形問題への適用性については必ずしも十分な検討がおこなわれていないため、今後、模型振動実験結果との比較等を通じて、本手法の適用性について検討していく必要がある。

キーワード：ケーソン式岸壁，兵庫県南部地震，滑動，地震応答解析，ジョイント要素

---

\* 構造部地震防災研究室  
\*\* 構造部地震防災研究室長

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

## (Part 8) Numerical Analysis on Sliding of Caisson - type Quaywall during Earthquake

Atsushi NOZU\*  
Tatsuo UWABE\*\*  
Takemitsu TAKANO\*

### Synopsis

Two dimensional FEM dynamic analysis with joint element was conducted to investigate the mechanism of damage to caisson-type quaywall in Kobe port caused by 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake. In this analysis, excess pore water pressure in the replacement sand and backfill is not taken into account. According to the results, analytical residual displacement of caisson is smaller than the actual one. If present method is an appropriate one, we can conclude that excess pore water pressure played an important part in the actual damage to caisson - type quaywall. However, present method is not verified enough for large-deformation problems. This verification should be carried out through comparison with model tests, etc.

**Key Words :** Caisson-type Quaywall, Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Sliding, Earthquake Response Analysis, Joint Element

---

\* Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division  
\*\* Chief of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division

## 目 次

要 旨	279
1. 概 要	283
2. 滑動解析対象岸壁	283
3. 滑動解析手法	284
4. 水 - 構造物 - 地盤系のモデル化	284
4. 1 剛体滑動モデル	285
4. 2 実物モデル	285
5. 入力地震動と計算条件	288
5. 1 剛体滑動モデルの入力地震動	288
5. 2 実物モデルの入力地震動と計算条件	288
6. 計算結果の検討	289
6. 1 剛体滑動モデルによる計算結果	289
6. 2 実物モデルによる計算結果	289
7. 結 論	298
参考文献	298
記号表	298

## 1. 概要

兵庫県南部地震では神戸港のケーソン式岸壁の大半が被災した。その被災形態はほぼ共通しており、ケーソン本体が海側に滑動し、背後のエプロン・ヤードが沈下するというものであった<sup>1)</sup>。ケーソンの最大はらみ出し量は大きなところでは数メートルに達したとされる。このような大きな変位が生じたことの原因として、ケーソン本体に作用した地震外力が強大であったこと以外に、ケーソン背後に過大な土圧が作用したこと、マウンド下の置換砂の液状化によりマウンド・置換砂間の摩擦抵抗が減少したこと等が考えられる。

本解析ではポートアイランド西側コンテナ岸壁を対象としてケーソン式岸壁の滑動解析を行った。ここで用いた計算手法は背後地盤および置換砂内の過剰間隙水圧の発生を考慮しない手法であるが、実際の被災要因として地盤内の液状化が重要な役割を果たしていないとすれば、本解析に用いた手法により実際の滑動挙動が検討可能であると考えられる（ただし、その場合でも結果の適用性については十分な検討が必要である。）今回の地震外力は強大で大きな破壊エネルギーを持った波形であるとい

われている。そこで、このような地震外力が作用した場合に、ここで用いた滑動解析手法でどの程度の変形量が得られるのかは興味のある問題である。以上のような観点から、ケーソン式岸壁の地震時滑動解析を行った。

## 2. 滑動解析の対象岸壁

解析対象としてとりあげたポートアイランド西側コンテナ岸壁の位置を図-1に、標準断面図を図-2に示す。本岸壁は被災施設の一つであり、運輸省第三港湾建設局が地震後に実施したGPS測量の結果によれば、本岸壁の海側へのはらみだし量は1~2mであった<sup>2)</sup>。

本岸壁を解析対象として取りあげたのは次の二つの理由による。

(1) 本岸壁をはじめとして、神戸港の多くのケーソン式岸壁は、図-2に示すように、海底地盤の粘土層を砂で置換し、その上にマウンドおよびケーソン本体を載せた構造となっている。そこで本解析では置換砂を基礎とするケーソン式岸壁の典型である本岸壁を解析対象として取りあげた。

(2) 後述のように本岸壁に近いポートアイランドの内陸部で神戸市開発局による強震記録が得られており、地

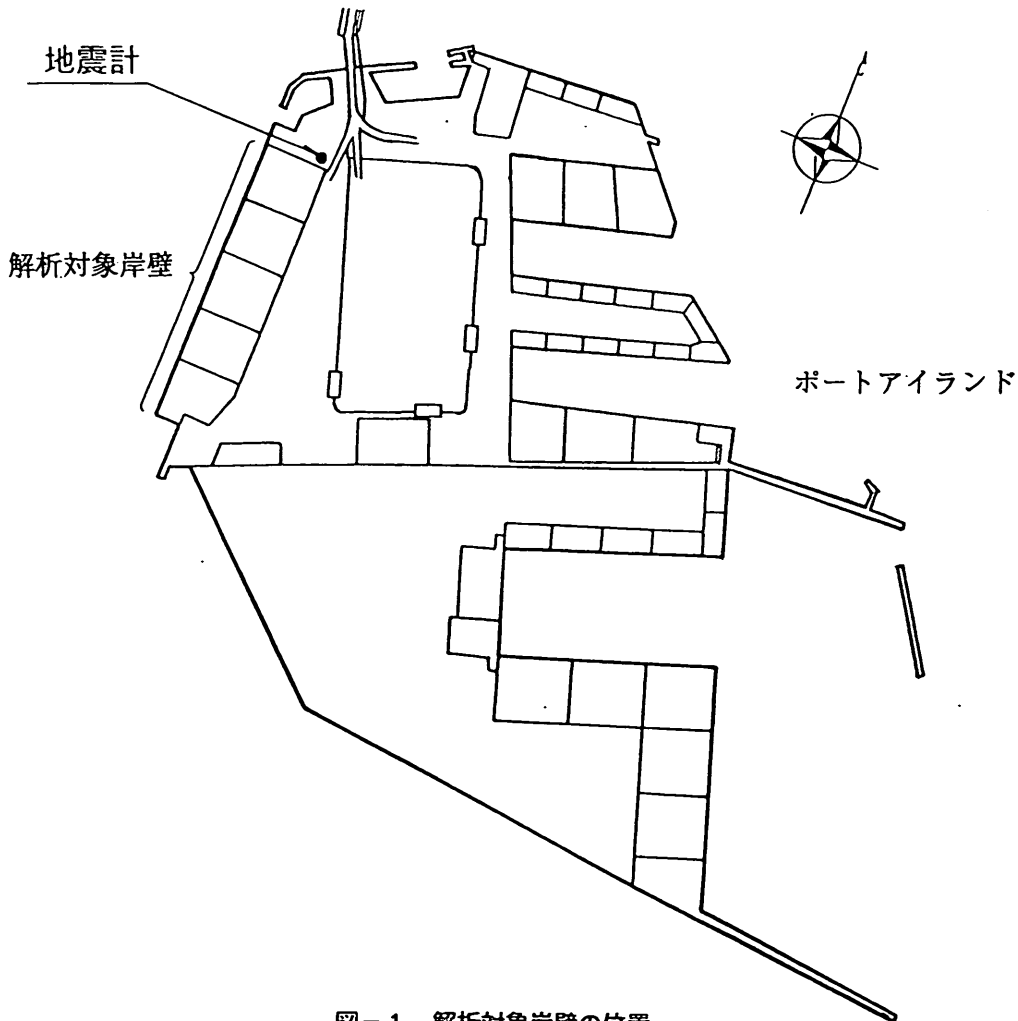


図-1 解析対象岸壁の位置



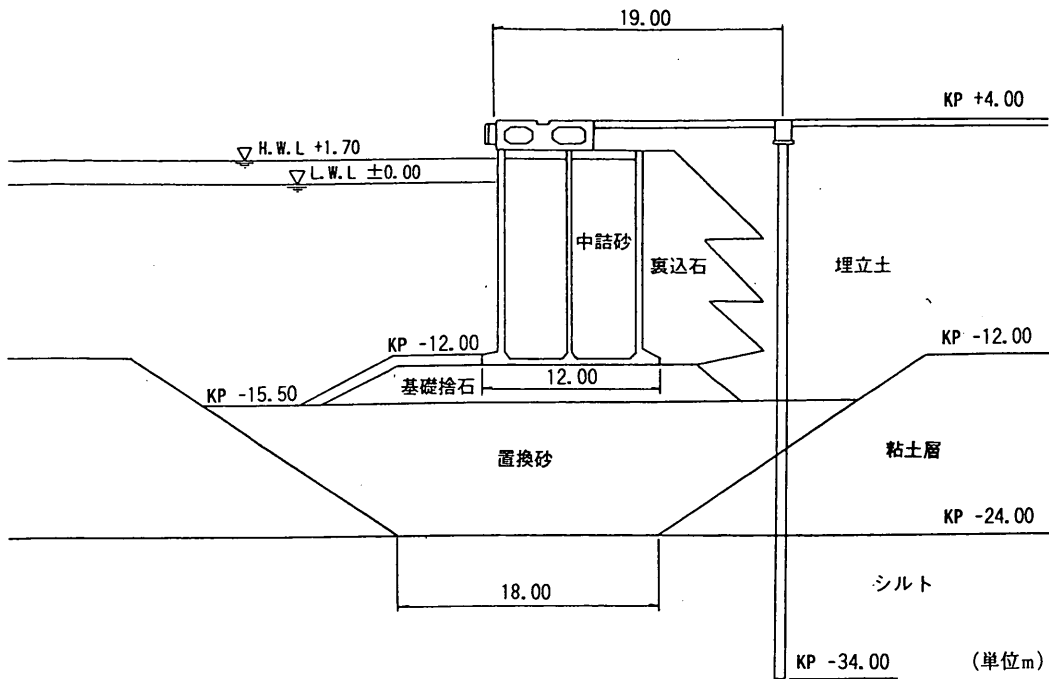


図-2 解析対象岸壁の標準断面図

震応答計算の入力波として利用可能である。

### 3. 滑動解析手法

本解析に用いたプログラムBEADⅢ<sup>3) 4)</sup> (Bank Earthquake Analysis with Dynamic water pressureⅢ) は水-構造物-地盤の動的相互作用を考慮した等価線形手法による2次元有限要素地震応答計算プログラムである。

本解析手法の主要な特徴は次の通りである。

- i) ジョイント要素を用いた滑動解析が可能である。前述のように兵庫県南部地震では岸壁のケーソンに非常に大きな変位が生じている。このような現象の再現にはジョイント要素を用いた滑動解析を行う必要がある。
- ii) 水平動と上下動の同時入力が可能である。兵庫県南部地震では場所により非常に大きな上下地震動が記録されており(関西地震観測研究協議会の観測地点「神戸」では40kine以上)、上下動がケーソン式岸壁をはじめとする構造物に及ぼす影響を適切に評価することが急務となっている。このような検討には水平動と上下動を同時入力した応答計算が必要である。
- iii) 海水が構造物に及ぼす動水圧を考慮できる。本解析の対象は大型岸壁(水深-12m)であるため、動水圧の影響は大きい。したがって地震応答計算にあたってはその効果を考慮する必要がある。
- iv) 地盤の変形による過剰間隙水圧の発生と、それによるせん断抵抗力の低下は考慮しない。
- v) 地盤の非線形性を等価線形手法によって取り入れている。すなわち地震継続時間中の時々刻々の地盤定数の

変化を追っていくことはせず、継続時間中の地盤定数は一定として計算する。

上述の iv) および v) では実際の現象を単純化していることになるが、このことにより設定すべきパラメータ数を少なくすること、および計算時間の短縮が可能であるから、この両者は長所ともとらえることができる。

このジョイント要素を用いた滑動解析手法の適用性について検証を行った例として、上部<sup>5)</sup>は剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動に関する模型振動実験を行い、実験結果と解析結果を比較している。それによれば、解析結果は実験結果と比較してやや大きな滑動量を与えるとしている。しかし本解析手法を今回のような大変形問題に適用した例はなく、結果の適用性については模型振動実験等をとおして十分な検証を行っていく必要がある。

さて、上述のように本解析では置換砂および背後地盤内の過剰間隙水圧の発生を考慮していない。この点で、過剰間隙水圧の発生を考慮する有効応力解析(本資料に掲載の「ケーソン式岸壁の有効応力解析」参照)とは異なっている。ポートアイランドコンテナ岸壁の被災では、置換砂および背後地盤での過剰間隙水圧の発生と被災との関わりが議論されているが、過剰間隙水圧の発生が破壊要因として重要な役割を果たしている場合には本解析により実現象を完全に再現することは不可能である。

### 4. 水-構造物-地盤系のモデル化

本解析ではまず単純な剛体滑動モデルによる検討を行い、続いて実物モデルによる滑動解析を行った。剛体滑動モデルではケーソンが剛な基礎にあるものとしてモ

デル化を行っているのに対して、実物モデルではマウンドおよび置換砂の部分を含めた形でモデル化を行っている。

4.1 剛体滑動モデル

図-3に示す剛体滑動モデルは設計震度0.15のケーソン式岸壁をモデル化したものである。モデルは単純化して剛な基礎にあるとしている。簡単のため背後はすべて裏込め石として、同じ材料とした。ジョイント要素は図-3に太線で示されているとおりケーソン-基礎間、ケーソン-裏込め石間、および裏込め石内に用いられている。裏込め石内のジョイント要素の水平面となす角は現行設計法<sup>6)</sup>で採用されている物部・岡部の土圧理論で求められる崩壊面から定めた。岸壁の設計震度が0.15であるから、作用震度が0.15に達した時点でケーソンが滑動し崩壊が起こると考え、震度0.15、内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$ に対応する主働崩壊角 $49^\circ$ を採用した。ケーソン下面の摩擦係数は0.6とした。計算に用いた物性値は表-1に示すとおりである。またジョイント要素のバネ係数は $k_s=1,000$  (tf/m<sup>3</sup>)、 $k_n=1,000,000$  (tf/m<sup>3</sup>)とした。

4.2 実物モデル

図-4はポートアイランド西側コンテナ岸壁の実物モデルである。図-5はモデルの構成を示している。また各部分の構成材料を表-2に示す。図-5と表-2の材料番号は対応している。ここでは標高-28mから上の部分をモデル化しているが、これは入力地震動として用いる記録の得られた標高から定めた。入力地震動については5.2で述べる。

ジョイント要素は図-5に示すようにケーソン-マウンド間、ケーソン-裏込め石間、裏込め内のすべり面、およびマウンド-置換砂間に用いられている。裏込め内のジョイント要素の水平面となす角は、剛体滑動モデル

表-1 剛体滑動モデルの物性値

	$G_0$ (tf/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )
ケーソン	$1.285 \times 10^6$	0.167	2.1
裏込め石 (水面上)	4,500	0.38	1.96
裏込め石 (水面下)	10,000	0.38	1.50

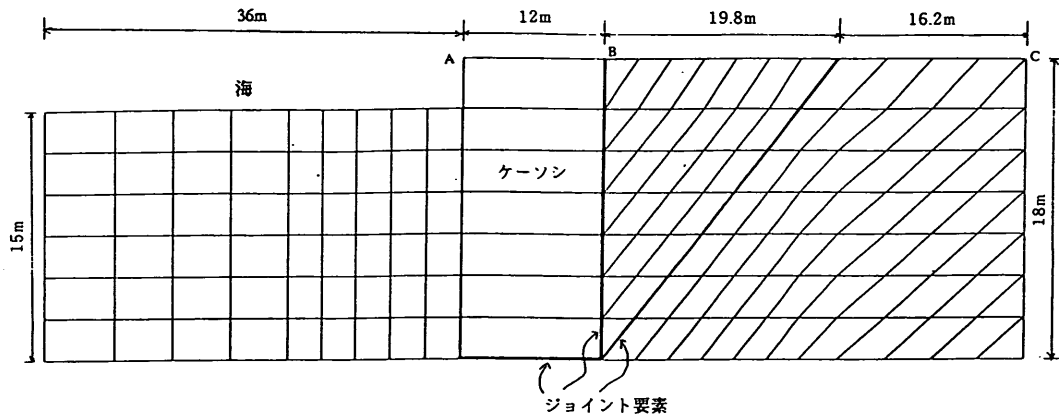


図-3 剛体滑動モデル

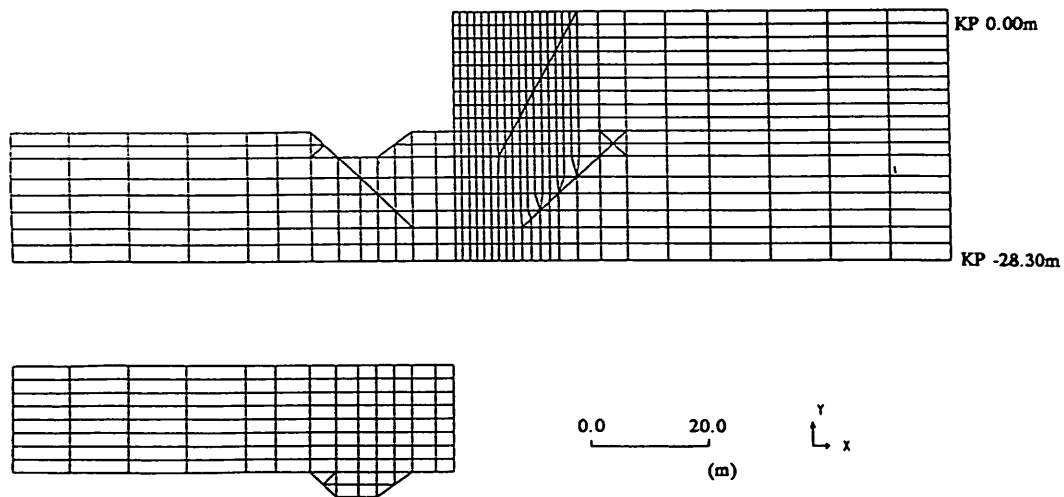


図-4 ポートアイランド西側コンテナ岸壁の実物モデルの構造および地盤部分(上)と水部分(下)

# 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

## (その1) 強震記録

宮田 正史\*  
佐藤 幸博\*  
井合 進\*\*

### 要 旨

1995年1月17日05時46分、兵庫県の明石海峡付近を震源とする気象庁マグニチュード7.2の地震が発生した。気象庁によって、この地震は「平成7年(1995年)兵庫県南部地震」と命名された。港湾地域強震観測網では、神戸港を中心とする16港20地点において強震計が作動し、11港12地点でデジタルデータとしての加速度記録が得られた。

本資料では、まず地震の概要を示すとともに、港湾地域強震観測網で得られた記録として、神戸港工事事務所(地表)、神戸港第八突堤(岸壁上)、尼崎港(地表)の地震動の時刻歴・軌跡・応答スペクトル等を示す。次に、今回の地震における水平最大加速度の距離減衰の関係、および水平最大加速度と鉛直最大加速度の関係を示す。最後に、近年の大地震(1993年釧路沖地震および1994年三陸はるか沖地震)と本地震との比較を、各地震動の時刻歴・軌跡・応答スペクトル等を通じて行う。これらの結果より、今回の地震動の特徴として以下の事実が判明した。

- (1) 今回の地震において、神戸市・淡路島の一部では気象庁震度Ⅶの激震を記録した。港湾地域強震観測網では、神戸港をはじめとする16港において強震記録が得られた。
- (2) 神戸港では、SMAC-B2型強震計により地表記録が得られた。その観測記録(未補正記録)の最大値は502Gal(N43W), 205Gal(E43N), 283Gal(UD)であった。また、計器特性補正後の最大加速度は525Gal(N43W), 230Gal(E43N), 446Gal(UD)であった。強い水平動とともに強い上下動を受けたことが、今回の地震動の特徴と見られる。但し、本観測地点では液状化が認められ、N43W成分は振り切れていた。従って、この記録の利用に関しては十分な注意が必要である。また、今回の地震動では、加速度・速度・変位のいかんを問わず、全て明確な方向性を有していた(北北西～南南東方向)。この振動方向は、推定されている地震断層に対して直交方向にあたった。
- (3) 神戸港における地震動の水平加速度成分の卓越振動数は約0.8Hzであった。この値は、現在港湾地域の設計入力地震動に用いられている1968年十勝沖地震(マグニチュード7.9)の八戸港における強震動の卓越振動数(約1Hz)および1978年宮城沖地震(マグニチュード7.4)の大船渡港における強震動の卓越振動数(約2.4Hz)に比較して小さい値であった。
- (4) 本観測記録(神戸とよぶ)を、1993年釧路沖地震の際に釧路港で得られた記録(釧路とよぶ)、および1994年三陸はるか沖地震の際に八戸港で得られた記録(八戸とよぶ)と比較したところ、水平面内で最も卓越する方向の最大補正加速度は、八戸(751Gal), 神戸(538Gal), 釧路(468Gal)の順となった。また鉛直加速度では、順位が入れ替わり、神戸(446Gal), 釧路(342Gal), 八戸(132Gal)の順となった。
- (5) 速度・変位について同様の比較を行ったところ、水平方向の最大値に関しては、神戸(122cm/s, 43.3cm), 釧路(63.0cm/s, 19.5cm), 八戸(50.5cm/s, 16.3cm)の順となった。水平速度および変位の最大値は、兵庫県南部地震の値が非常に大きく、三陸はるか沖地震・釧路沖地震の約2~3倍程度の値を有した。これに対し、鉛直方向の最大速度・変位は、神戸(33.8cm/s, 10.9cm), 八戸(11.7cm/s, 3.1cm), 釧路(7.2cm/s, 1.0cm)の順となっており、水平方向の順位と三陸はるか沖地震・釧路沖地震が入れ替る結果となった。

\* 構造部 地盤震動研究室  
\*\* 構造部 地盤震動研究室長

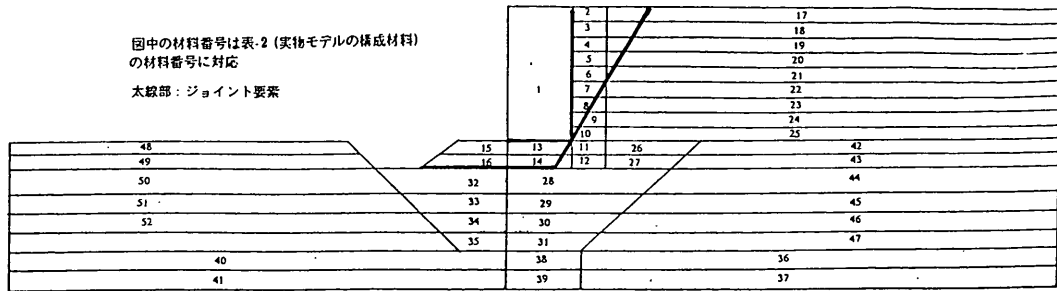


図-5 実物モデルの構成

表-2 実物モデルの構成材料

材料番号	材料	G <sub>o</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	材料番号	材料	G <sub>o</sub> (tf/m <sup>2</sup> )
1	ケーソン	1.285-10 <sup>6</sup>	28	砂質土	24027.40
2	碎石	2834.00	29	砂質土	25462.60
3	碎石	5668.03	30	砂質土	26555.00
4	碎石	7057.52	31	砂質土	27604.10
5	碎石	8251.81	32	砂質土	9045.68
6	碎石	9318.72	33	砂質土	12363.30
7	碎石	10293.83	34	砂質土	14480.10
8	碎石	11198.60	35	砂質土	16324.70
9	碎石	12047.10	36	砂質土	24674.90
10	碎石	12849.20	37	砂質土	25800.70
11	碎石	13612.40	38	砂質土	28614.90
12	碎石	14297.30	39	砂質土	29591.10
13	碎石	14563.80	40	砂質土	12781.40
14	碎石	15213.40	41	砂質土	14838.70
15	碎石	1847.00	42	粘性土	21106.60
16	碎石	3694.24	43	粘性土	21605.50
17	砂質土	4522.50	44	粘性土	22093.10
18	砂質土	9045.68	45	粘性土	22882.70
19	砂質土	11281.90	46	粘性土	23495.30
20	砂質土	13143.10	47	粘性土	24092.30
21	砂質土	14771.50	48	粘性土	2308.00
22	砂質土	16237.50	49	粘性土	4616.10
23	砂質土	17581.60	50	粘性土	6528.16
24	砂質土	18830.10	51	粘性土	8839.16
25	砂質土	20000.70	52	粘性土	10321.92
26	砂質土	21106.60	53	粘性土	11616.90
27	砂質土	22093.10			

と同様、現行設計法<sup>6)</sup>で採用されている物部・岡部の土圧理論から定めた。本岸壁の設計震度は0.1であるから、作用震度が0.1に達した時点でケーソンが滑動し崩壊が起こると考え、震度0.1、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ に対応する主動崩壊角 $51.6^\circ$ を採用した。

物性値は以下の方法で決定した。

ケーソンおよび碎石の物性は大船渡湾口防波堤の地震応答解析<sup>7)</sup>に用いられたものをそのまま用いた。ケーソンは線形材料とし、せん断弾性係数は $1.285 \times 10^6 \text{tf/m}^2$ 、ポアソン比は0.167、単位体積重量は $2.1 \text{tf/m}^3$ とした。碎石のポアソン比は0.38、飽和単位体積重量 $\gamma_w$ は $1.96 \text{tf/m}^3$ 、間隙比 $e$ は0.79とした。碎石の微小ひずみ時(ひずみが $10^{-6}$ のとき)のせん断弾性係数 $G_0$ は文献<sup>7)</sup>の式(6)、すなわち、

$$G_0 = 1260 \times \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.55} \quad (4.1)$$

により定めた。ここに、

- $G_0$  : 微小ひずみ時のせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $e$  : 間隙比
- $\sigma'_m$  : 平均有効主応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

である。碎石の $G/G_0$ と減衰定数のそれぞれのひずみ依存曲線は図-6および図-7に示すものを用いた。上部<sup>7)</sup>はこれらの物性値およびひずみ依存曲線を仮定して大船渡湾口防波堤の地震応答計算を行い、応答加速度ならびに動水圧を観測結果と比較して、両者が比較的良好に一致しているとしている。したがって本解析においてこれらの物性値・物性曲線を用いることは妥当であると考えた。地下水位以上の碎石の単位体積重量は、上述の飽和単位体積重量 $\gamma_w$ と間隙比 $e$ の値から $\gamma_d = 1.52 \text{tf/m}^3$ とした。

砂質土および粘性土の単位体積重量およびポアソン比は、標準的な値として表-3に示すものを用いた。Hardin<sup>8)</sup>によれば、丸い粒子からなる砂に対し、次の経験式が成り立つ。

$$G_0 = 7000 \times \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.5} \quad (4.2)$$

ここに

- $G_0$  : 微小ひずみ時のせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $e$  : 間隙比
- $\sigma'_m$  : 平均有効主応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

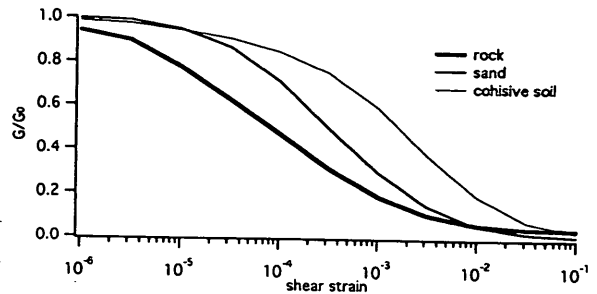


図-6  $G/G_0$ のひずみ依存曲線

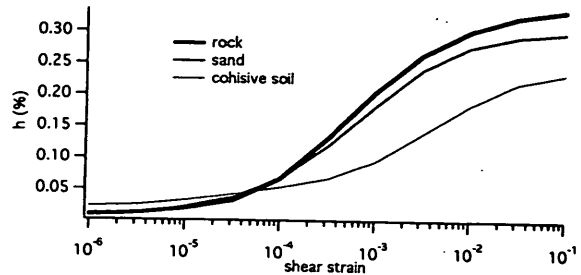


図-7 減衰定数のひずみ依存曲線

表-3 物性一覧

	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
ケーソン	2.1	0.167
碎石(水面上)	1.52	0.38
碎石(水面下)	1.96	0.38
砂質土(水面上)	1.8	0.33
砂質土(水面下)	2.0	0.33
粘性土(水面下)	1.5	0.33

表-4 ジョイント要素の物性

	$k_s$ (tf/m <sup>3</sup> )	$k_n$ (tf/m <sup>3</sup> )	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	静摩擦角 (°)	動摩擦角 (°)
ケーソン背後	1,000	1,000,000	0.0	15	15
ケーソン下	1,000	1,000,000	0.0	30	30
裏込め内	1,000	1,000,000	0.0	30	30
マウンド下	1,000	1,000,000	0.0	30	30など

\* 表-5 参照

である。本解析ではこの経験式をすべての砂質土および粘性土に適用した。粘性土にこの式を適用することには問題があるが、ここでは便宜的に適用することとした。砂質土および粘性土の $G/G_0$ と減衰定数のひずみ依存曲線は図-6および図-7に示すものを用いた。

碎石・砂質土・粘性土の $G_0$ を求める際に必要な地盤内の平均有効主応力は次式により求めた。

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \quad (4.3)$$

ここに

$\sigma'_m$  : 平均有効主応力 ( $kgf/cm^2$ )

$\sigma'_v$  : 鉛直有効応力 ( $kgf/cm^2$ )

$K_0$  : 静止土圧係数 (0.5とする)

である。ただしここでは鉛直有効応力を有効土かぶり圧で代用している。

以上の手続きから求めた $G_0$ 以外の物性の一覧を表-3に示す。また $G_0$ の値は表-2に記入してある。

ジョイント要素の物性値は表-4に示すものを用いた。ケース1-マウンド間のジョイント要素の摩擦角は $30^\circ$ としたが、これは現行設計法で標準的に用いられている静止摩擦係数の値0.6に対応するものである。マウンド-置換砂間の静止摩擦角は $30^\circ$ としたが、動摩擦角は $30^\circ$ ,  $22^\circ$ ,  $11^\circ$ の3通りとした。これらはそれぞれ動摩擦係数0.6, 0.4, 0.2に相当する。置換砂に過剰間隙水圧が発生した場合、マウンド-置換砂間の摩擦抵抗力が低下して滑動が促進される可能性がある。いくつかのケースで動摩擦係数を標準よりも小さな値としたのは、このような摩擦抵抗力の低下を表現するためである。

## 5. 入力地震動と計算条件

### 5.1 剛体滑動モデルの入力地震動と計算条件

剛体滑動モデルによる検討では最大加速度500Gal, 周波数1 Hz, 波数5の正弦波を入力した。上下動も同時入力する場合には、位相を $90^\circ$ ずらし、最大加速度は水平と同じ500Galとした。また海水の動水圧の影響をみるために、図-3のモデルから水の要素を取り去り、水平加振のみとして計算を行った。

### 5.2 実物モデルの入力地震動と計算条件

神戸市開発局は、本解析で対象としている岸壁から400m程離れたポートアイランド埋立地内の地表および地中で強震観測を実施しており、兵庫県南部地震の本震の記録を得ている。強震計の設置地点を図-1に示す。強震記録は深度別に4箇所得られており、それぞれの標高は+4 m (地表), -12m, -28m, -79mである。ボーリング調査の結果によれば、標高-28mの強震計は標高-23m以下の洪積砂礫層に位置している。一方岸壁

の標準断面図(図-2)によれば、標高-24m以下は砂質土層である。ここでは二つの砂質土層が一体であると考へ、-28mの観測波を応答解析の入力地震動として用いた。-28mの観測波の最大値はそれぞれ543Gal (NS), 461Gal (EW), 200Gal (UD)である。

岸壁の法線直角方向はほぼ東西であるから水平入力地震動は観測波のEW成分を用いた。観測波のEW成分とUD成分を図-8に示す。入力地震動の極性は水平・上下とも実際の地震動と一致させている。入力にあたってフィルタリングは行っていない。なお計算に用いたのは観測記録のうち主要動を含む10秒間である。

表-5に各ケースの計算条件を示す。ケース1で採用したパラメータは、地盤内に過剰間隙水圧が発生しないとした場合に、最も実際に近いと思われるパラメータである。マウンド-置換砂間の動摩擦角は摩擦係数0.6にほぼ対応する $30^\circ$ とし、入力地震動は水平・上下とも観測記録をそのまま入力している。ケース2およびケース3ではマウンド-置換砂間の動摩擦角の影響を検討するため、動摩擦角をそれぞれ $22^\circ$ および $11^\circ$ とした。これらは摩擦係数0.4および0.2に相当する。ケース4~ケース7では入力加速度レベルの違いによる滑動量の変化をみるため、水平・上下両方向の入力加速度レベルを同じ倍率で縮小している。ケース8では上下動の影響をみるため、上下動を入力しない滑動計算を行っている。

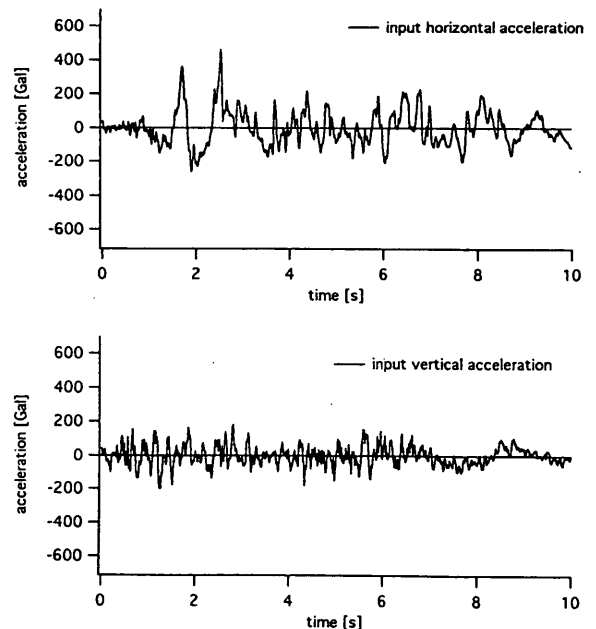


図-8 入力地震動の水平成分(上)と上下成分(下)

表-5 計算ケース一覧

	入力加速度レベル	マウンド下の動摩擦角 (°)	
ケース 1	284Gal (100%)	30°	上下動あり
ケース 2	284Gal (100%)	22°	上下動あり
ケース 3	284Gal (100%)	11°	上下動あり
ケース 4	227Gal (80%)	30°	上下動あり
ケース 5	170Gal (60%)	30°	上下動あり
ケース 6	114Gal (40%)	30°	上下動あり
ケース 7	57Gal (20%)	30°	上下動あり
ケース 8	284Gal (100%)	30°	上下動なし

## 6. 計算結果の検討

### 6.1 剛体滑動モデルによる計算結果

計算結果を図-9に示す。図にはケーソン天端加速度(図-3の点A)、ケーソンの直背後の裏込め地盤の加速度(図-3の点B)、ケーソンから離れた背後地盤の地表面加速度(図-3の点C)、ケーソンの滑動変位(図-3の点A)、ケーソンに作用する動水圧(-5mの位置)の順に示してある。実線が水平加振のみ、点線が水平・上下同時加振の結果である。水平加振のみで滑動変位の最大値(残留変位ではない)は約78cm、水平・上下同時加振でそれは約95cm(水平加振のみの約2割増)となっている。このように上下動が存在することによりケーソンの滑動量は増加するという結果が得られた。また海水の動水圧の影響をみるために、水の要素を取り去って行った計算結果では、滑動変位の最大値は約65cmであった。

### 6.2 実物モデルによる計算結果

#### (1) 破壊モードおよび滑動の時刻歴

実物モデルによるケーソン岸壁の最終変形図(ケース1)を図-10に示す。ケーソン-マウンド間およびマウンド-置換砂間でともに滑動が生じ、置換砂にもおおきな変形が生じている。その結果ケーソン天端は約80cmほど海側に変形している。ケーソン本体はマウンド内のめり込むようにしてやや海側に傾斜している。背後の地盤はジョイント要素に滑りが生じ、エプロンに相当する部分は大きく沈下している。このような破壊モードは解析対象岸壁の実際の破戒状況と定性的に整合するものである。しかしながら変位の絶対量はGPS測定の結果得られた1~2mという値と比較して約40%~80%の値にとどまっている。この点については(2)で検討を行う。

水平応答加速度の時刻歴を図-11に、鉛直応答加速度の時刻歴を図-12に示す。図-13はケーソンから離れた

背後地盤の地表と標高-12m地点について、解析結果の水平加速度時刻歴と強震計による水平加速度記録を対比させる形で示している。標高-12m地点では解析波と観測波はよく一致している。地表の解析波と観測波にはこのような一致はみられないが、これは、等価線形化手法の限界を示すものと思われる。

図-14にケーソン天端などの(基盤に対する)相対変位の時刻歴を示す。主要動付近で滑動が始まり、以後、変位が増大していく様子があらわれている。

最終変位量がGPS測定の結果得られた値の約40%~80%にとどまっていることには、二つの原因が考えられる。

考えられる第1の原因は、ここで用いているジョイント要素による滑動解析手法による大変形滑動挙動の再現に限界がある可能性があるということである。3.で述べたように、本解析手法の大変形問題への適用性については、今後の検証が必要である。またここで用いているジョイント要素のパラメタの適切さについても検討を要する。

考えられる第2の原因は、実際の滑動挙動において置換砂内の過剰間隙水圧の発生によるマウンド-置換砂内摩擦抵抗力の低減効果が重要な役割を果たしていたということである。3.で述べたように本解析手法では地盤内の過剰間隙水圧の発生を考慮していない。したがって実際の現象として過剰間水圧の発生があれば、実際の滑動量が解析結果の滑動量より大きくなる可能性がある。

ここで用いている滑動解析手法およびジョイント要素パラメタを大変形問題に用いることの妥当性が確認されれば、本解析で得られた滑動量が実際の滑動量と比較して小さいことから、実構造物の被災の一因として過剰間隙水圧の発生があったとの推論も可能となる。したがって今後は、本解析手法およびパラメタの妥当性について、模型振動実験および実構造物の被災との比較を通じて検証していくことが課題となる。





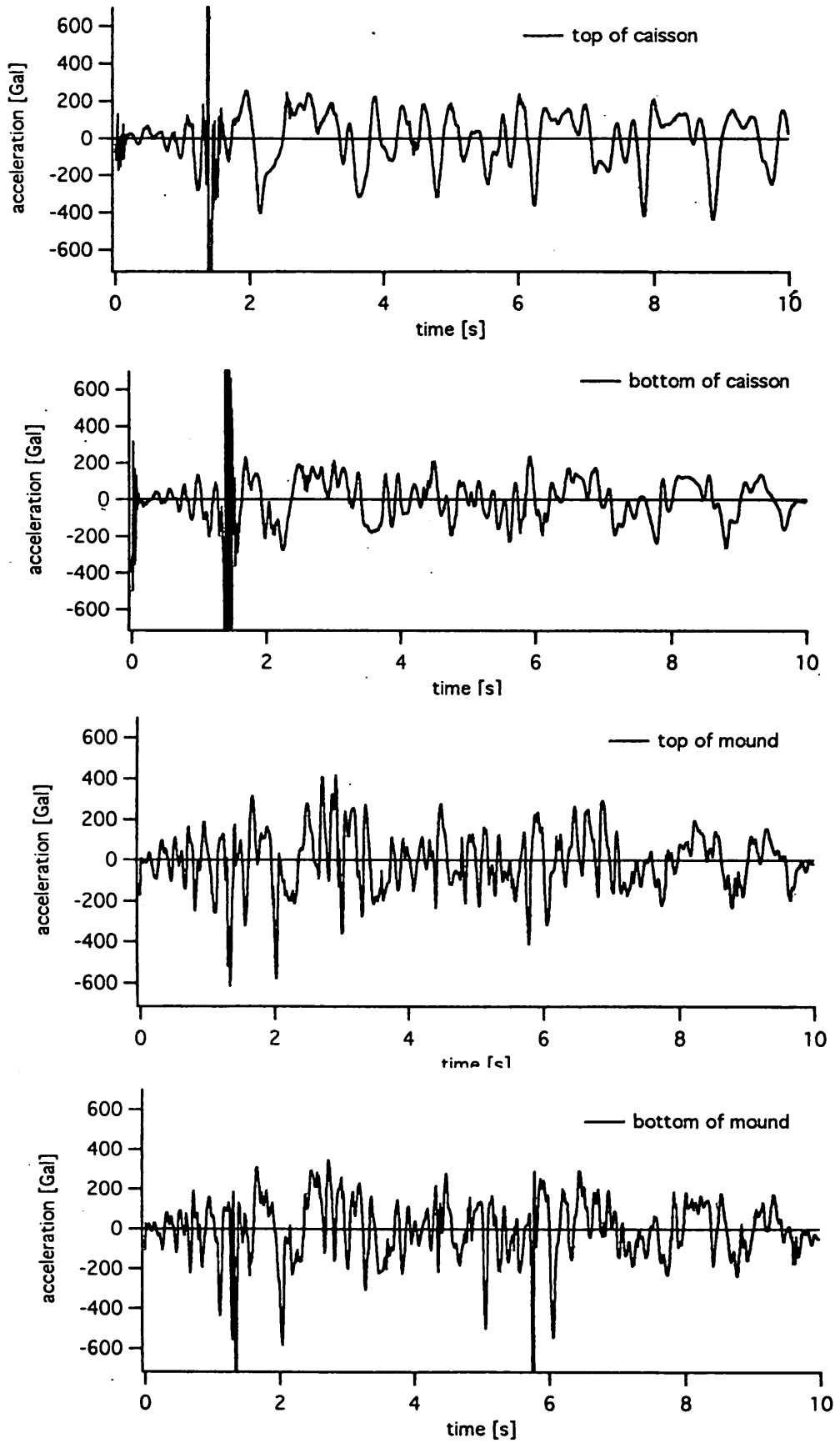


图-11 水平応答加速度

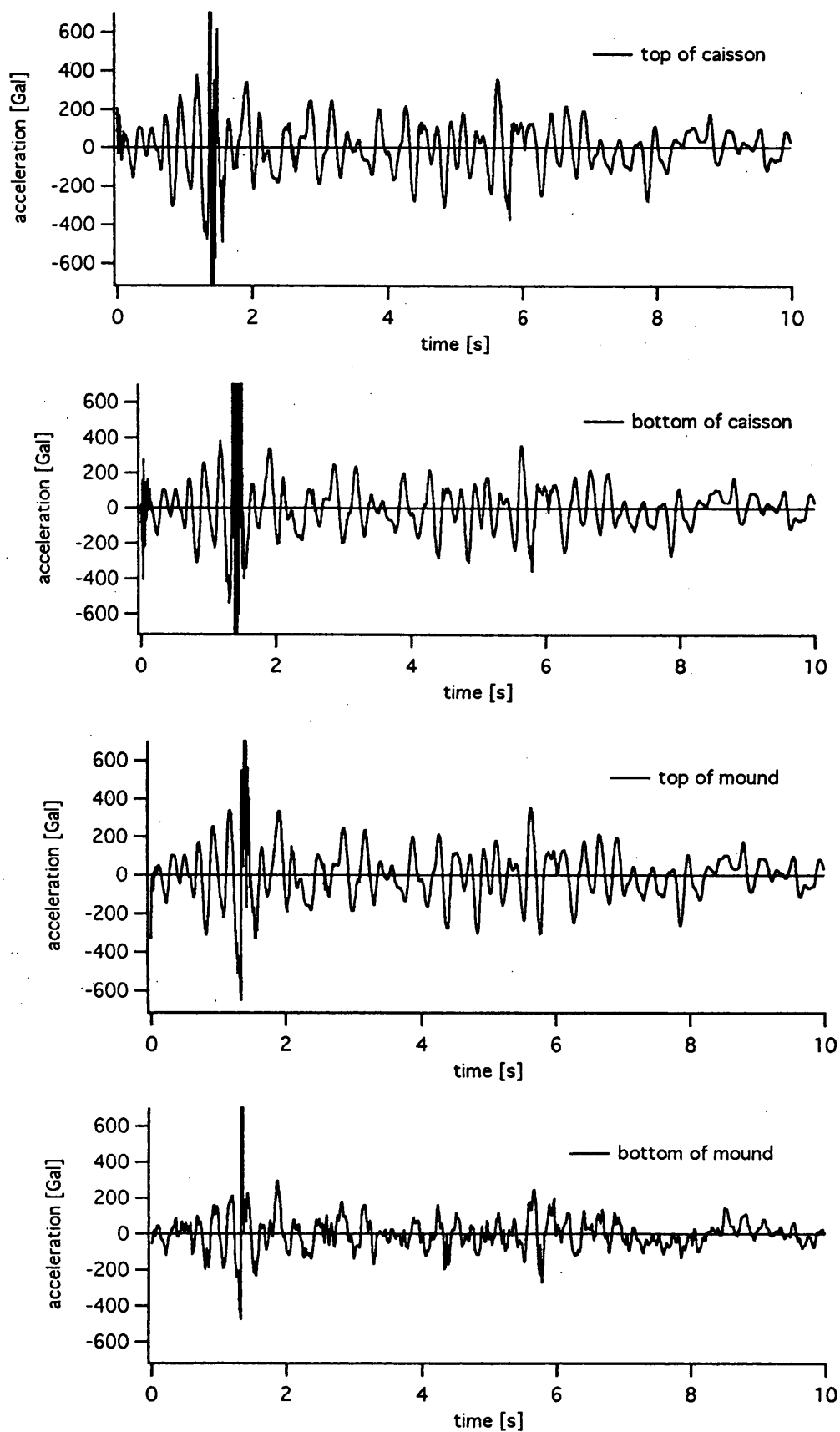


圖-12 鉛直応答加速度

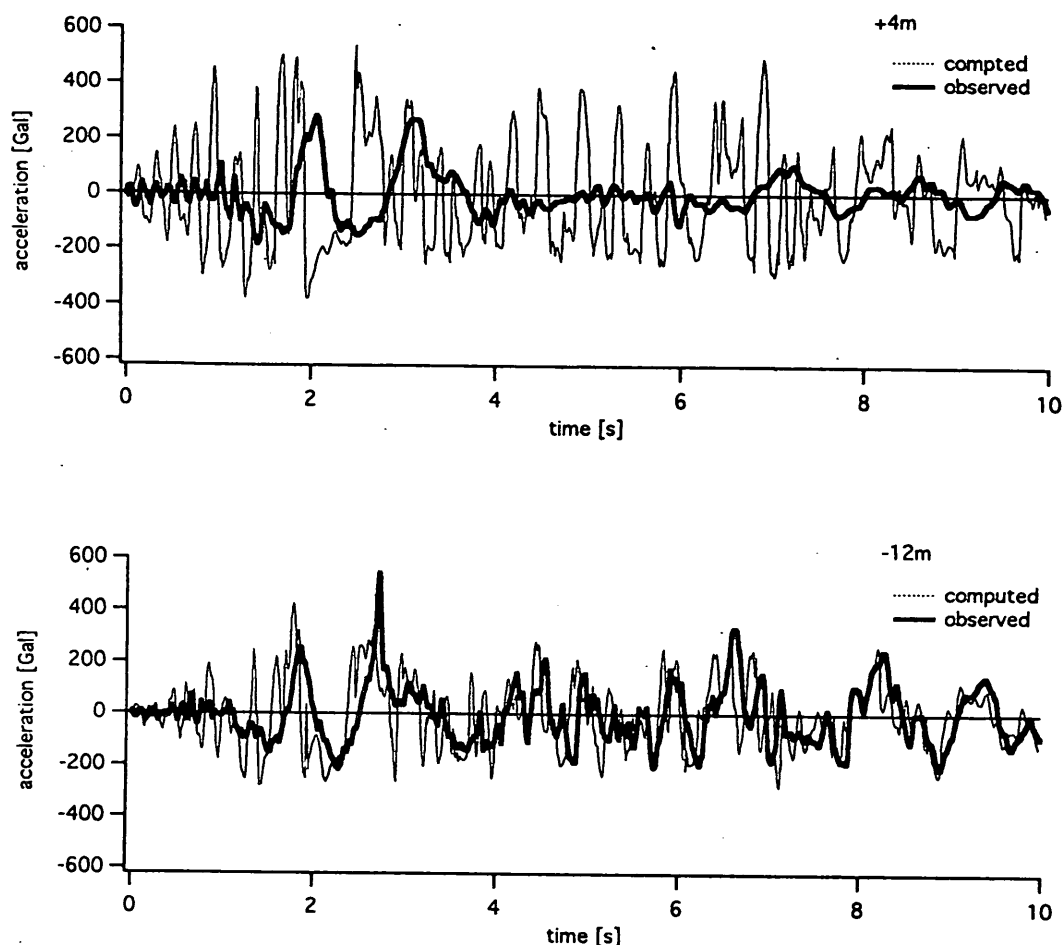


図-13 ケーソンから離れた背後地盤における水平加速度

(2) マウンド-置換砂間の摩擦抵抗力の低下の影響

置換砂内の過剰間隙水圧の発生によりマウンド-置換砂間の摩擦抵抗力が低減する場合の滑動量の増加について検討を行うため、便宜的にマウンド-置換砂間の動摩擦係数を0.6から0.4および0.2に落として滑動計算を行った(ケース2, ケース3)。静摩擦係数については変更を行っていない。

動摩擦係数が異なる各ケースのケーソン天端の変位時刻歴を図-15に示す。摩擦抵抗力の低下によってケーソンの変位量が増加することがわかる。またケーソン-マウンド間およびマウンド-置換砂間の滑動の時刻歴を図-16に示す。それによればマウンド-置換砂間の動摩擦係数が低下する場合、マウンド-置換砂間の滑動量は増加するが、ケーソン-置換砂間の滑動量は逆にやや減少する傾向にある。

(3) 入力最大加速度レベルによる滑動量の変化

兵庫県南部地震では神戸港で非常におおきな地震動が記録された。同様の地震動が今回検討対象とした岸壁を襲った場合、置換砂および地盤背後に過剰間隙水圧の発生がなかったとしても、最大で80cm程度の滑動が生じる可能性がある。このような強大な地震動はまれである

が、一方、より小さな地震動は構造物の耐用年数以内の生起確率も高い。そこでより小さな地震動に対する滑動について検討を行った。小さな地震動では周波数特性が大きな地震動と異なる可能性が高いが、ここでは単純に兵庫県南部地震の記録の加速度レベルを縮小して計算を行った(ケース4~8)。滑動量について比較を行った結果を図-17に示す。それによれば、ケーソン天端の滑動変位量は入力加速度レベルの増加とともに線形的に増加している。

(4) 上下動の影響

兵庫県南部地震では、神戸市本山の地表の観測点で40kine以上の上下最大速度が記録されるなど、場所によっては非常に大きな上下動が観測され、上下動の構造物に与える影響が問題視されている。ポートアイランドの-28mの記録では上下加速度の最大値は200Galであり、水平加速度に対して必ずしも大きいとはいえないが、上下動が及ぼす影響について検討するため、上下動を入力しない応答計算(ケース9)を行い、結果を通常の場合と比較した。

ケーソン天端、ケーソン最下部、マウンド最上部、およびマウンド最下部の基盤に対する相対変位の時刻歴を

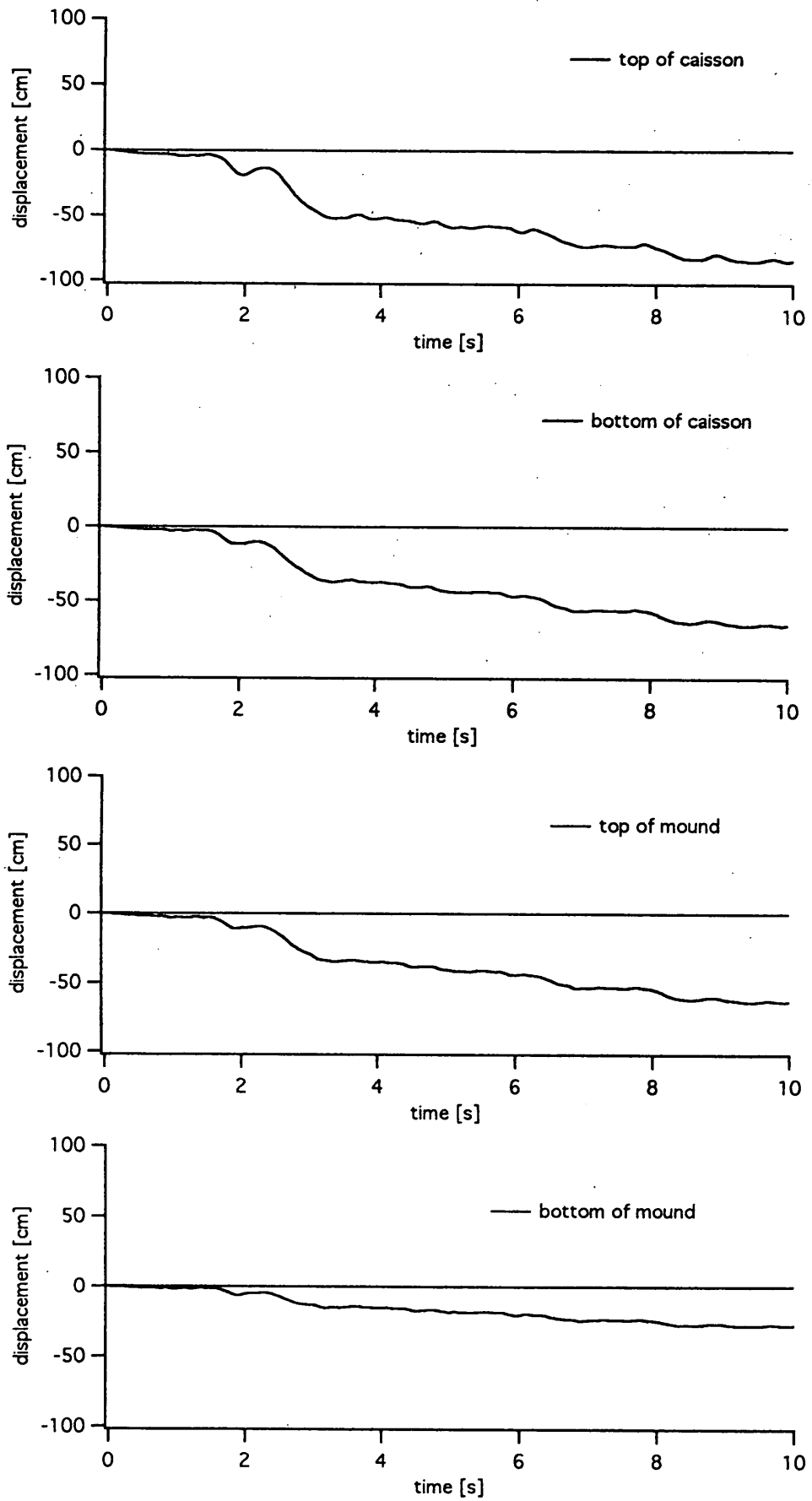


图-14 水平相对变位

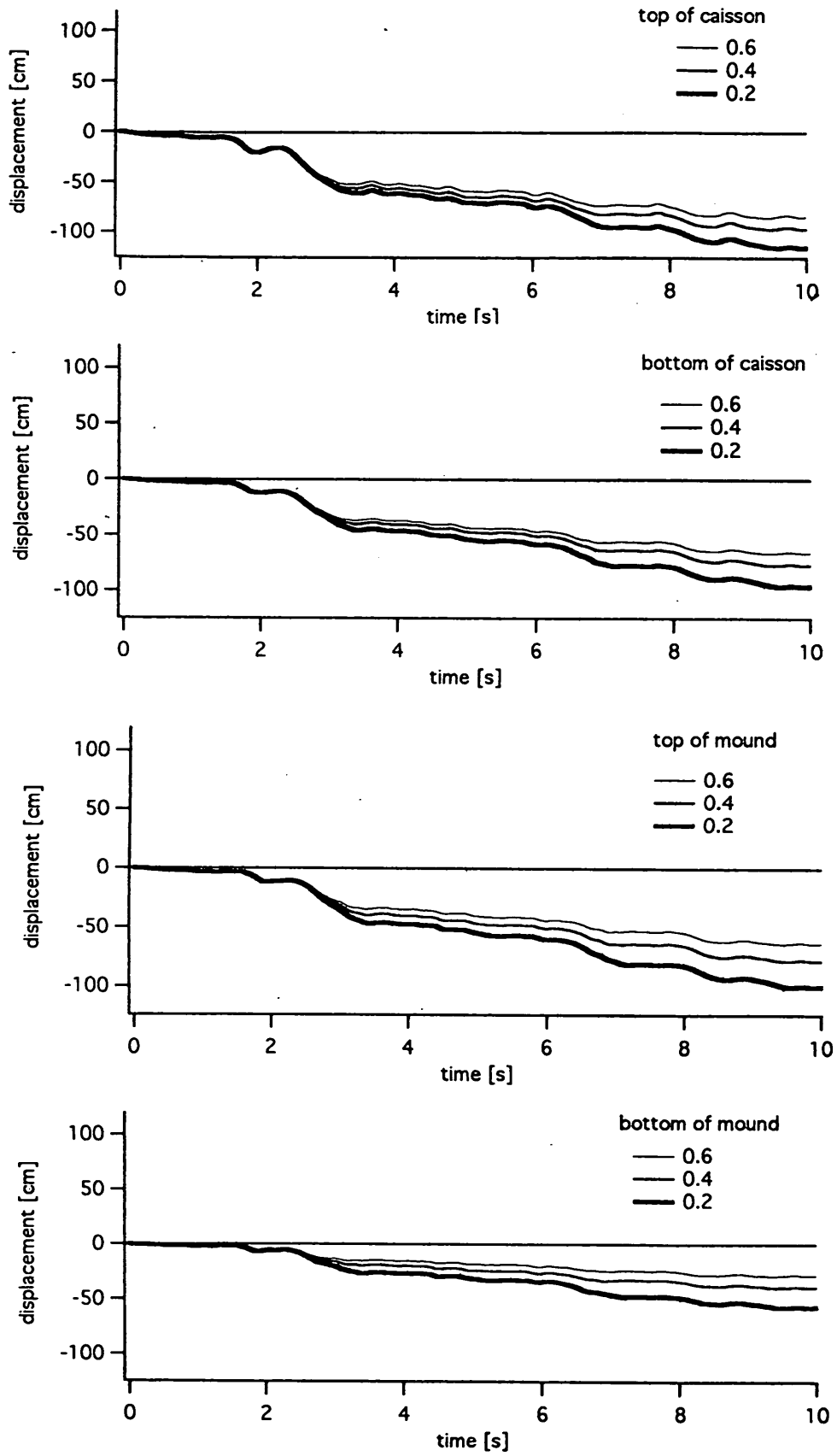


図-15 マウンド-置換砂間の動摩擦係数の違いによる滑動変位の相違

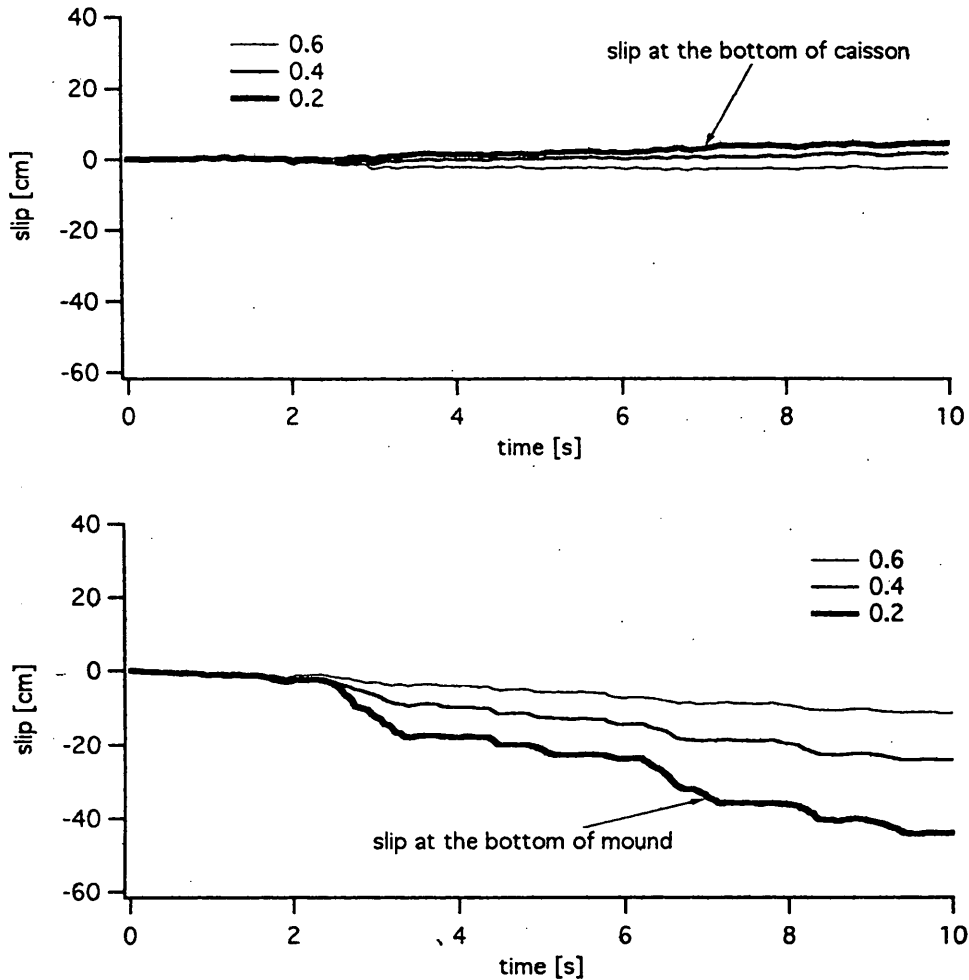


図-16 マウンド-置換砂間の動摩擦係数の違いによる滑動挙動の相違

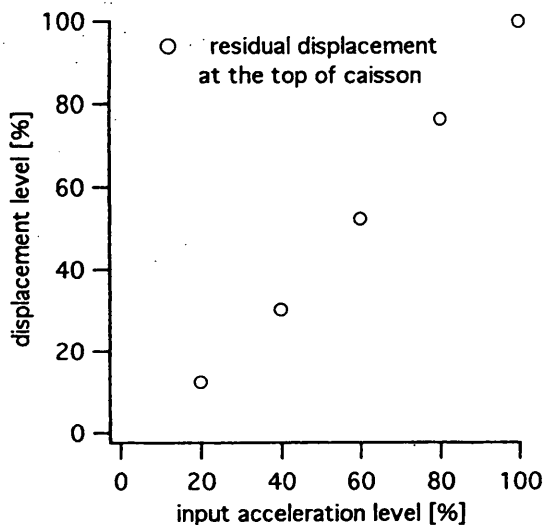


図-17 入力観測度レベルとケーソン天端の最終変位量の関係

上下動を入力する場合としない場合について比較したものを図-18に示す。上下動の存在によってケーソンの変位はやや大きくなるものの、その変化は小さな値に止まっている。これは、6.1にのべた剛体モデルで上下動の影響が大きかったことと異なる結果となったが、これは入力地震動の相違によると思われる。上下動と水平動の振幅の比については、剛体滑動モデルでは上下入力地震動として水平入力地震動と振幅が等しい500Galの正弦波を与えているが、実物モデルによる解析に用いたポートアイランドの標高-28mの記録では上下動は水平動と比較して小さい。また周波数特性に関しては、剛体滑動モデルの上下地震動として入力した正弦波の周波数が1Hzであるのにたいして、ポートアイランドの記録の上下動成分は他の多くの上下地震動と同様高周波成分の卓越したエネルギーの小さい波である。さらに位相特性についても、剛体滑動モデルで入力した上下・水平地震動は滑動に対して最も危険となる位相特性を持つものであったが、ポートアイランドの記録はこのような位相特性は有していない。このようなことから、ケーソン式岸壁の滑動挙動に対しては上下動の影響が小さなものに止まった

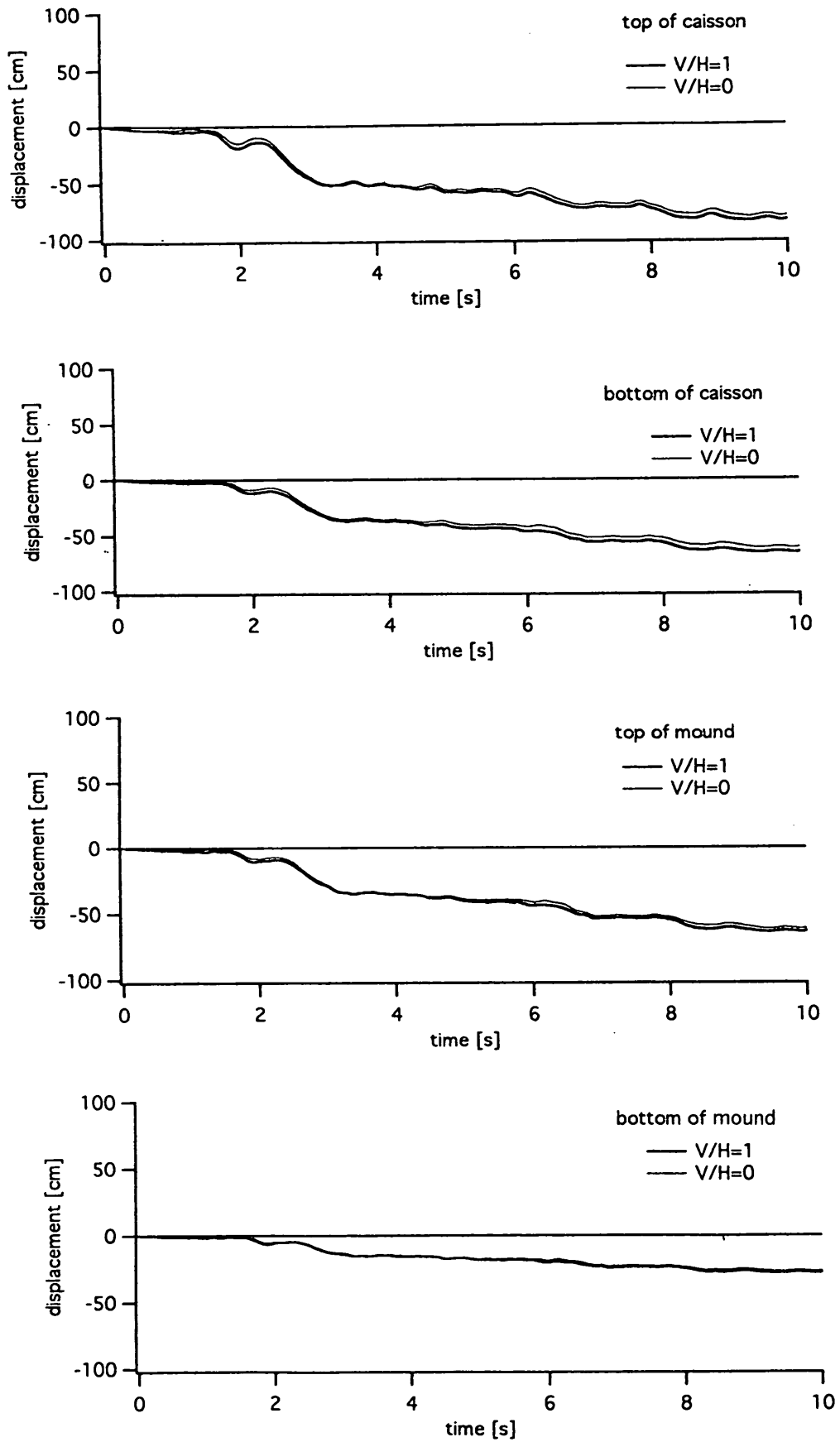


図-18 上下動を入力する場合としない場合の滑動変位量の相違

ものと思われる。

以上のようにポートアイランドの-28mの記録を用いた解析では上下地震動の影響は比較的小さなものとどまったが、神戸市本山の強震観測点で40kineを越える上下地震動が記録されているように、震源距離の小さい地震では大きな上下地震動が発生することがあるので、構造物を設計する上で注意が必要である。

## 7. 結 論

①兵庫県南部地震で被災した神戸港のポートアイランド西側コンテナ岸壁について、ジョイント要素を用いた2次元有限要素モデルによる滑動解析を行った。ここで用いた地震応答計算手法は地盤内の過剰間隙水圧の発生を考慮しない手法である。

②解析の結果得られた滑動量はGPS測定の結果得られている変位量よりも小さい。この理由として考えられるのは次の二つである。1) ここで用いているジョイント要素による滑動解析手法による大変形滑動挙動の再現に限界がある。2) 実際の滑動挙動において置換砂内の過剰間隙水圧の発生によるマウンド-置換砂間の摩擦抵抗力の低減効果が重要な役割を果たしていた。

③ここで用いた手法およびパラメタの妥当性について模型振動実験との比較等を通じて検討していくことが今後の課題である。

④便宜的にマウンド-置換砂間の動摩擦係数を低減させた解析ケースでは、より大きな実際に近い滑動変位量が得られた。

⑤入力レベルの違いによる滑動量の変化について検討を行った結果、滑動量は入力レベルに対して線形的に増加した。

⑥上下動の影響について検討を行った結果、今回の地震での解析対象岸壁の滑動挙動に対しては上下動の影響はごく小さいことがわかった。

## 謝 辞

本解析に当たり、第三港湾建設局から構造物データならびに被災データを提供いただきました。神戸市開発局からは貴重な強震記録を提供いただきました。また稲富隆昌構造部長・外山進構造部長振動研究室長からは貴重なご意見をいただきました。ここに記して謝意を表します。

## 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. 80-4，1995年4月，pp. 6-10
- 2) 井合進：ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌，Vol. 80-7，1995年6月，pp. 46-49
- 3) 上部達生，野田節男，千葉忠記，檜垣典弘：水との

連成を考慮した大型混成式防波堤の振動性状と動水圧，港湾技術研究所報告，Vol. 20，Vol. 4，1981年12月，pp. 41-81

- 4) 上部達生，守屋正平：砂地盤の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験と地震応答解析，港湾技研資料，No. 589，1987年6月
- 5) 上部達生，守屋正平，工藤勝己：剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol. 27，No. 2，1988年6月，pp. 211-240
- 6) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，改訂版，第14章，1989年2月
- 7) 上部達生：大水深混成式防波堤の強震記録および動水圧記録に基づく地震応答解析，港湾技研資料，No. 764，1993年3月
- 8) Hardin, B. O. and Richart, F. E. : Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Proc., ASCE, Vol. 89, No. SMI, 1963, pp. 33-65

## 記号表

$e$	: 間隙比
$K_0$	: 静止土圧係数
$K_n$	: ジョイント要素の面直角方向バネ定数
$K_s$	: ジョイント要素のせん断方向バネ定数
$G$	: せん断弾性係数
$G_0$	: 微小ひずみ時のせん断弾性係数
$\delta$	: 壁面摩擦角
$\gamma_d$	: 乾燥単位体積重量
$\gamma_w$	: 飽和単位体積重量
$\phi$	: 内部摩擦角
$\sigma_m'$	: 平均有効主応力
$\sigma_v'$	: 鉛直有効応力



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。