

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1275 September 2013

海溝型長継続時間地震動に対する砂質地盤上の
防波堤沈下挙動に関する模型実験

大矢 陽介
小濱 英司
野津 厚
菅野 高弘

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 防波堤の被災事例と被災予測事例	4
2.1 兵庫県南部地震の被災事例	4
2.2 鳥取県西部地震の被災事例	5
2.3 被災予測事例	5
3. 実験条件の設定	8
3.1 入力地震動	8
3.2 模型製作	9
3.3 模型の振動特性	9
4. 実験結果	12
4.1 時刻歴応答	12
4.2 過剰間隙水圧比分布	12
4.3 残留変形	15
4.4 地震動の強さと沈下量の関係	16
5. まとめ	17
6. あとがき	17
参考文献	17

A Model Test about Subsidence of Breakwaters on Sandy Ground under Ocean Trench Type Long Period Earthquake

Yousuke OHYA*

Eiji KOHAMA**

Atsushi NOZU***

Takahiro SUGANO****

Synopsis

If a replaced sand layer by which clay was replaced in order to improve a breakwater foundation liquefies during an earthquake, a breakwater should subside and may be unable to secure required height to protect the hinterland from Tsunami. As compared with the 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake with such subsidence damage, scenario earthquakes in recent years has long continuation time, and there are many scenario earthquakes which have a larger power spectrum intensity (PSI) used for the index of earthquake motion scale.

In this research, shake table tests of the large model in 1g gravitational field using two earthquake motions were conducted in order to understand deformations of the breakwaters and influences of characteristics of earthquake motions. One motion is the vertical array acceleration record obtained at Port Island in Kobe city during the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake. The other motion is a scenario motion assumed for the earthquake along the Nankai Trough, whose continuation time is long but maximum acceleration is not so large.

In the experimental result, the breakwater subsided with the rise of excess pore water pressure in the replaced sand layer and the subsidence velocity was accelerated once liquefaction took place in a part of replaced sand layer. Although value of excess pore pressure ratio causing the breakwater subsidence was the same in the experiments with the two earthquake motions, process of excess pore water pressure generation and subsidence rate were affected by waveform characteristics of the earthquake motions. There was significant correlation between the PSI and the amount of subsidence; the larger PSI an input earthquake motion had, the larger subsidence was.

Key Words: breakwater, shake table test, liquefaction, power spectrum intensity
Nankai Trough

* Researcher of Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division

** Head of Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division

*** Head of Engineering Seismology Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division

**** Director for Special Research

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 e-mail:ooya-y@pari.go.jp

海溝型長継続時間地震動に対する砂質地盤上の 防波堤沈下挙動に関する模型実験

大矢 陽介*・小濱 英司**・野津 厚***・菅野 高弘****

要 旨

防波堤基礎の置換砂層が地震時に液状化すると防波堤は沈下し、後続の津波に対して必要な天端高を確保できない可能性がある。このような沈下被害があった兵庫県南部地震と比較して、近年のシナリオ地震動は継続時間が長く、地震規模の指標に使われる PSI 値が大きいものが少なくない。本研究では、長継続時間地震動に対する混成式防波堤の沈下量を予測する目的で、兵庫県南部地震の鉛直アレー記録と南海トラフの地震を想定した地震動の2つの地震動を用いた 1g 場大型模型振動実験を実施し、沈下挙動について比較した。

模型振動実験の結果、防波堤は置換砂層の過剰間隙水圧上昇とともに沈下し、置換砂層の一部で液状化に至ると沈下速度は加速した。このような沈下が発生する過剰間隙水圧の上昇程度は地震動によらず同じであったが、過剰間隙水圧が上昇する過程や沈下速度は、地震動の波形の特徴が現れた。長継続地震動の場合、過剰間隙水圧は繰返しせん断とともに徐々に上昇し、沈下速度は直下型地震動と比べて遅いが、継続時間が長いこと最終沈下量は大きくなった。また、入力地震動の PSI 値が大きくなると沈下量は大きくなり、PSI 値は加速度よりも沈下量に対する相関が高かった。

キーワード：防波堤，振動実験，液状化，PSI 値，南海トラフ

* 地震防災研究領域耐震構造研究チーム 研究官
** 地震防災研究領域耐震構造研究チームリーダー
*** 地震防災研究領域地震動研究チームリーダー
**** 特別研究官
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail: ooya-y@pari.go.jp

1. まえがき

防波堤の耐津波性能照査にあたっては、防波堤の天端高と津波高との関係が重要である。平成7年（1995年）兵庫県南部地震では、神戸港の防波堤が数メートル沈下する地震被害があり、このように地震時の防波堤の沈下により天端高が計画より低くなれば、後続の津波は防波堤を越流するため、堤内地を津波から防御できない可能性がある。また、津波は大きく越流するため、マウンドの洗掘等の進行により防波堤自身の安定性が大きく低下する可能性もある。

このように地震動による沈下量を予測することは重要であるが、被害事例が少ないことから、数値解析の予測精度の検証の際に、被災事例との比較検証が十分でないのが現状である。特に、防波堤の地震被害があった兵庫県南部地震は、継続時間が数十秒であったのに対して、近年の港湾構造物の耐震性能照査で用いられているレベル2シナリオ地震動は継続時間が長く、防波堤が被災した経験が無い地震動であることから、防波堤の被災予測

の評価を難しくしている。

本研究では、基礎が砂質地盤となっている混成式防波堤を対象に、防波堤の被災事例が無い継続時間が長い海溝型地震動に対する沈下挙動について、模型実験より確認した。実験では2つの地震動を用いて沈下挙動の比較をした。一つは直下型地震動で防波堤が被災した兵庫県南部地震の際の記録、もう一つは先の地震動よりも継続時間が長い南海トラフの地震を想定した海溝型地震動である。

2. 防波堤の被災事例と被災予測事例

2.1 兵庫県南部地震の被災事例

兵庫県南部地震の際、被災した神戸港の施設配置図を図-1、防波堤の被災量等の一覧を表-1に示す。神戸港の防波堤の施設総延長は10km以上であり、そのうちの多くの防波堤が地震時に2m以上沈下した¹⁾。図-2に、神戸港の代表的な被災した防波堤の断面図を示す。同図には置換砂層の層厚と括弧内に最大沈下量を示した。本体の形式



図-1 1995年兵庫県南部地震で被災した神戸港の防波堤配置¹⁾

表-1 神戸港防波堤の被害（文献1を修正）

施設名	施設延長 (m)	設計水深 (m)	置換砂沈下率 (%)	法線変位量 (最大値) (cm)	天端沈下量 (最大値) (cm)
第1防波堤	1,220	-6.0	—	30	143
第1南防波堤	300	-10.0	8.0	20	160
和田岬防波堤	252	-1.8	—	10	130
第2防波堤	109	-4.9	28.5	50	157
第3防波堤（西）	128	-4.9	44.6	20	270
第3防波堤（東）	112	-4.9	42.9	30	260
第4防波堤	617	-9.1	30.9	62	170
第5防波堤	1,276	-8.0	14.4	43	210
第6防波堤	1,052	-10.0	11.1	0	166
第6南防波堤	828	-12.0	10.5	43	241
第7防波堤	4180	-10.0	10.3	33	252

は異なるが、神戸港の防波堤の多くは軟弱地盤対策として実施された床堀・置換工法によって、基礎が良質の砂（まさ土）に置き換えられた断面となっている。このような基礎が置換砂層となっている防波堤の多くで沈下が発生し、層厚が6m程度の断面においても2m以上沈下した²⁾。

神戸港の防波堤が地震時に沈下した原因は、軟弱地盤対策によって置き換えられた置換砂層における過剰間隙水圧の上昇やせん断変形による軟化と考えられている³⁾。菅野らは、神戸港防波堤の被災メカニズムの解明を目的に、第7防波堤の断面を対象として、模型にはポートアイランドから採取したまさ土を、入力地震動にはポートアイランドの鉛直アレー記録を用いた現地再現実験を行った³⁾。また、井合は同じく第7防波堤の断面を対象に、有効応力解析により被災メカニズムを明らかにした⁴⁾。このように神戸港第7防波堤の被災メカニズムの解明を目的に、観測波形としてポートアイランドの鉛直アレー記録を用いた模型実験や数値解析の事例はいくつかあるが、異なる地震動を用いた事例は多くない。

2.2 鳥取県西部地震の被災事例

平成12年（2000年）鳥取県西部地震では、震源に比較的近い境港を中心として港湾施設の地震被害が見られた。この地震においても神戸港の事例と同様な防波堤が沈下する被害があった。図-3に港湾施設の被害が大きかった境港の施設配置と、防波堤の沈下被害があった外港中野

地区東防波堤の位置を示す。また、図-4には沈下被害があった外港中野地区東防波堤の被災状況断面図を示す。

東防波堤は南北に470m前後の防波堤で、方塊ブロック部と直立消波ブロック部から成る。地震による最大沈下量は、前者は70cm、後者は45cmである⁵⁾。両者は法線方向が異なり、堤体が揺れやすい法線直角方向の地震動の大きさが異なる。また、直立消波ブロック部の基礎のみ床堀りした置換砂層となっていることから、神戸港の事例のように原因は置換砂層に限定できず、メカニズムは分かっていない。

2.3 被災予測事例

名古屋港の高潮防波堤を対象に、発生が予測されている南海トラフの地震に対する耐津波設計において、先行する地震動による沈下予測が有効応力解析により実施された。そのうちに厚さ6.5mの置換砂層を基礎とする知多堤（図-5参照）においては、地震時に3.3m沈下する結果が示された⁶⁾。これは、兵庫県南部地震の際の神戸港の被災量より大きな沈下量である。ただし、沈下量には地殻変動分が含まれ、置換砂層の下部に位置する地層においても沈下が発生していると考えられ、神戸港の被災事例と地盤条件や地震動に違いがあることから単純に比較することは難しい。

このように津波発生が想定される巨大地震の際に、兵庫県南部地震の神戸港の被災事例と同様に、防波堤が数メートル沈下することが数値解析により予測されている。

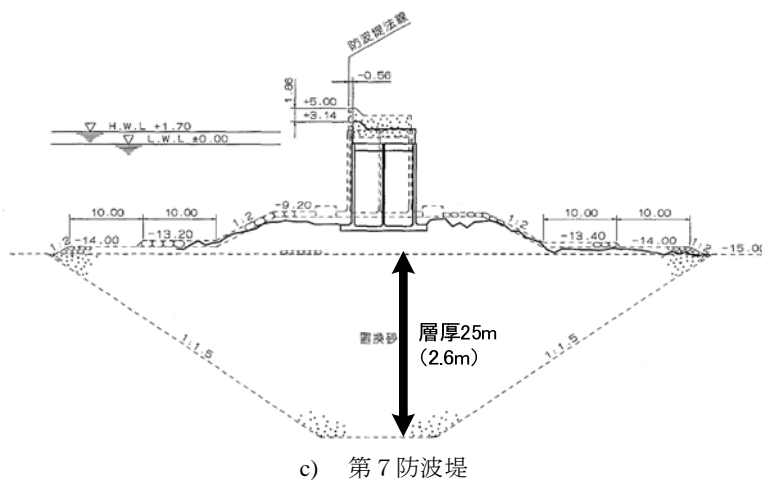
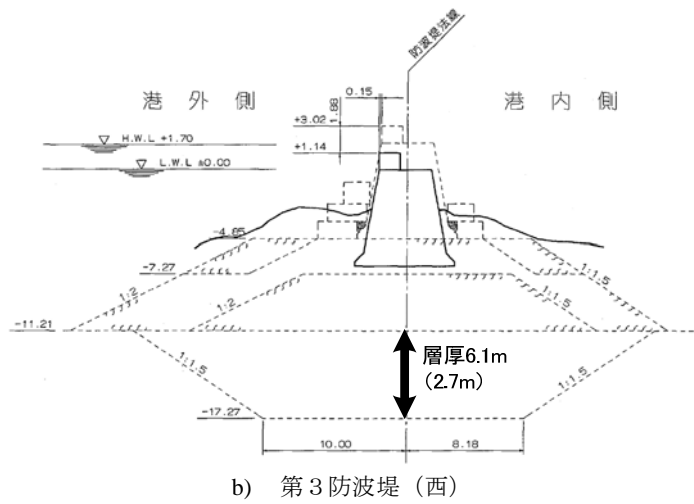
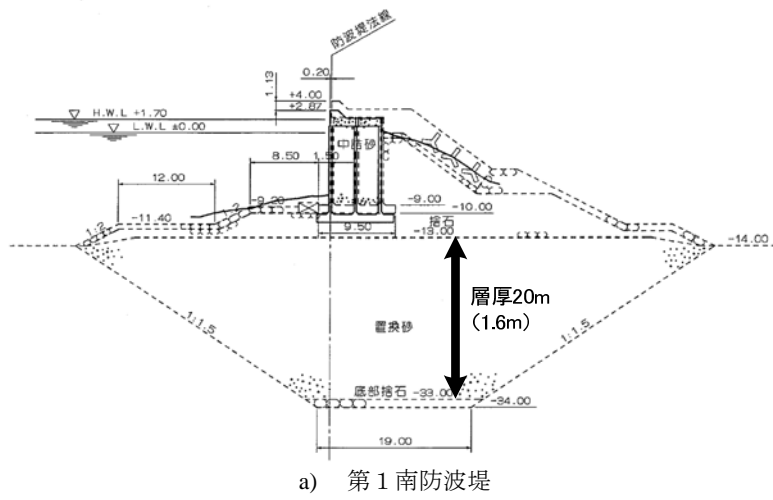


図-2 神戸港における防波堤の代表的な被災状況断面図 (文献2に加筆)

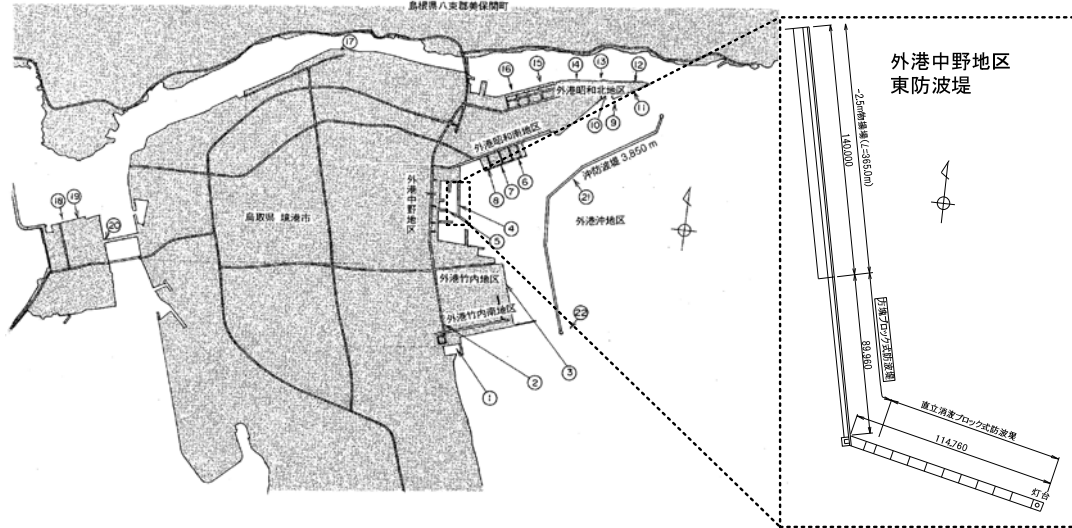
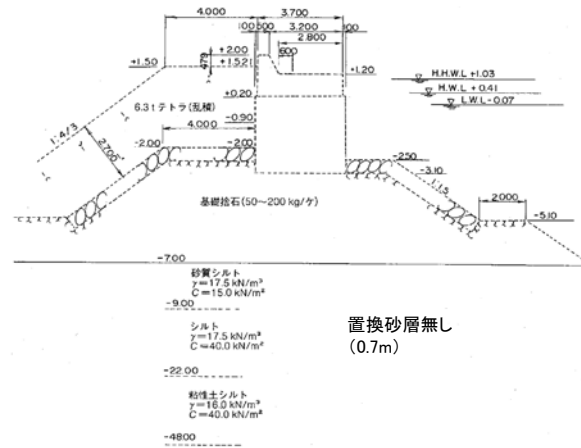
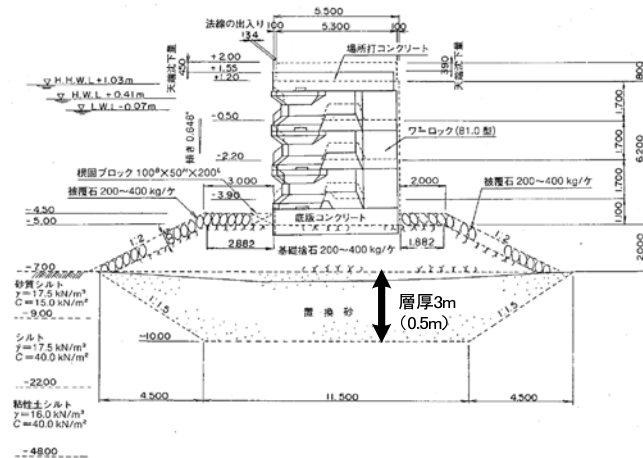


図-3 境港の施設配置と外港中野地区被害防波堤の平面図（文献5を修正）



a) 方塊ブロック部



b) 直立消波ブロック部

図-4 境港外港中野地区東防波堤の被災状況断面図（文献5に加筆）

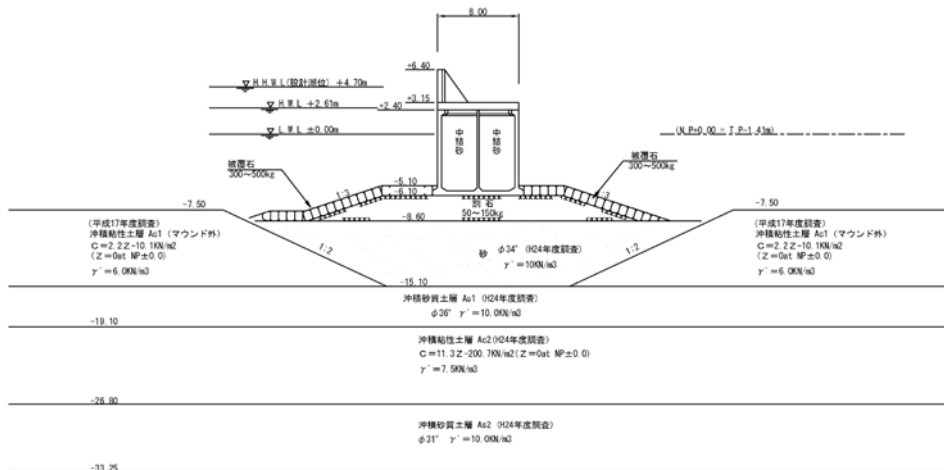


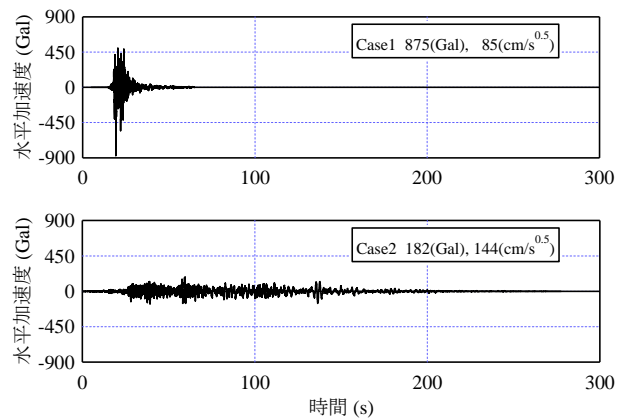
図-5 名古屋港知多堤（床堀区間）の断面図⁶⁾

3. 実験条件の設定

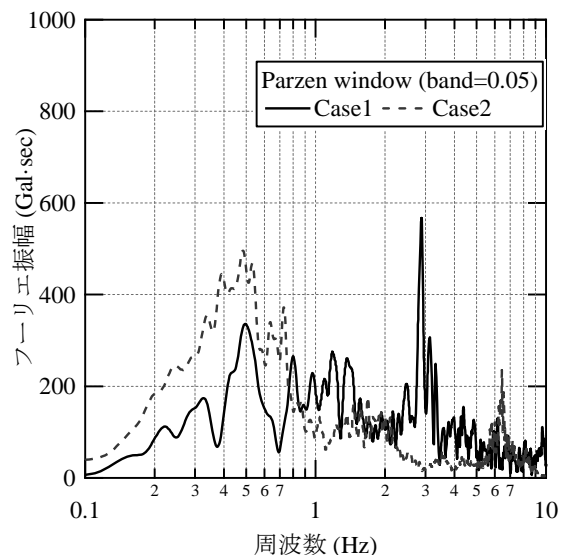
3.1 入力地震動

前述のように、直下型地震動である兵庫県南部地震のように継続時間が短く、最大加速度が大きな地震動に対して、防波堤が数m沈下する被災事例がある。一方では、現在発生が想定されている継続時間が長い海溝型地震動に対して、どの程度防波堤が沈下するかは被災事例がなく、良く分かっていない。そこで、本研究では兵庫県南部地震の観測波と、これよりも継続時間が長いことに加えて地震規模の指標である速度のPSI値が大きなシナリオ地震動を模型実験に用いた。具体的には、兵庫県南部地震の際のポートアイランドにおける鉛直アレーサイトの記録⁷⁾(以後、PI波とする)と南海トラフの地震(Mw9.0)を想定した地震動⁸⁾(以後、シナリオ波とする)である。後者は、SPGAモデルを用い南海トラフの地震に対する強震動評価した地震動のうち、地震基盤における速度のPSI値を近似的に計算し、50%非超過となる順位付けになった地震動⁸⁾である。なお、PSI値は速度波形の二乗積分値の平方根として定義される量で、港湾構造物の被害程度と良い相関を示す⁹⁾ことから、地震動の強さを表す指標として用いられている⁸⁾。

図-6に工学基盤における2つの加速度波形とフーリエスペクトルを比較して示す。加速度波形の注釈には、最大加速度とPSI値を示した。PI波と比べてシナリオ波の方が最大加速度は小さいが、継続時間が長くPSI値が大きいのが特徴である。また、0.8Hz以下の長周期側でフーリエ振幅はシナリオ波の方が大きくなっていることから、シナリオ波はPI波よりも防波堤や基礎地盤の動的挙動に与



a) 加速度波形（上段：PI波，下段：シナリオ波）



b) フーリエスペクトル

Case1 : PI波, Case2 : シナリオ波
図-6 地震動の比較（工学基盤での2E波）

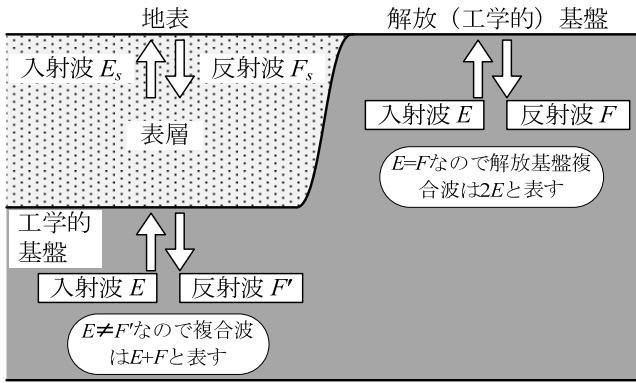


図-7 基盤の種類と地震波

える影響は大きいと考えられる。なお、これらの地震動は解放基盤での複合波（ $2E$ 波）である（図-7参照）。

前述のように、地震時の防波堤沈下被害に関して現地被災調査²⁾、模型実験³⁾および数値解析⁴⁾により被災メカニズムが解明された事例は、兵庫県南部地震の際に最大2.6m沈下した神戸港第7防波堤しかない。そのため、模型実験の対象断面は、神戸港第7防波堤と同様に基礎地盤が置換砂層となっている混成式防波堤の断面とした。

基礎地盤の模型は層厚25mの置換砂層として、模型底面（振動台位置）をポートアイランドのGL.-32m相当と設定した。また、振動台に設定する入力地震動は、PI波ではその位置における鉛直アレー記録を用いた。図-7に示すように、鉛直アレーの記録は設置位置における入射波 E と反射波 F の複合波（ $E+F$ 波）である。一方、シナリオ波は前述のように工学基盤における $2E$ 波が求められているので、PI波と同じように振動台位置における複合波（ $E+F$ 波）が必要となる。本研究では、1次元有効応力解析によりGL.-32m位置におけるシナリオ波の $E+F$ 波を求めた。ところで、ポートアイランドでは液状化が発生し、波形にもその影響が現れたことから、対象とするGL.-32mの地中においても、表層からの反射波の影響が考えられる。そのため、1次元有効応力解析には液状化を考慮できる解析コードFLIP¹⁰⁾と、本研究で着目したPSI値の算出に必要なポートアイランドの速度波形の再現性が高い地盤モデル¹¹⁾を用いた。

先に実施したPI波を用いた実験（Case1）で計測した振動台の最大加速度は、設定したGL.-32mのアレー記録より大きく、PSI値も大きくなった。そのため、PI波とシナリオ波のPSI値の違いが明瞭になるよう、後で実施したシナリオ波の実験（Case2）では、PSI値がCase1（PI波）の2倍になるよう加速度振幅を調整した。振動台で計測した加速度波形は、図-10に他の計測結果と合わせて示した。

実験は、PI波（Case1-1）およびシナリオ波（Case2-1）の加振終了後に引き続き、加速度振幅を変えたステップ

加振を行った。実験ケース名において、Case1の後の番号がステップ番号を表す。2ステップ目以降のケースは、基本ケース（Case1-1およびCase2-1）の後に実施したため、地盤は変形し、密度も変化しており、その変化を測ることができなかったため、実験結果は参考扱いとした。

3.2 模型製作

本研究では、地盤と構造物との地震時相互作用を詳細に把握するため、大型な模型を用いることが可能な1g場において振動実験を行った。実験は水中振動台に設置した長さ4m、高さ1.5m、奥行き1.5mの鋼製土槽を用いた。図-8に模型寸法と計測センサーの配置図を示す。土槽と対象断面の置換砂層厚さを考慮して、長さの縮尺比（実物スケール/模型スケール）を20とした。液状化を想定した置換砂層の厚さは、実物25mに対して模型は1.25mである。相似則は、Iaiにより提案された1g場における相似則¹²⁾を適用した。この相似則は、二相系飽和材料（間隙水と土骨格）の力の釣り合い式と連続の式に基づいて導き出されたものである。実験で使用した相似則と縮尺比を表-2に示す。以後、特に断りがない場合は、実験結果等の物理量は実物スケールに換算した値とする。

写真-1に模型の製作状況を示す。置換砂層は飯豊珪砂6号（ $\rho_{\max}=1.706$ 、 $\rho_{\min}=1.417\text{g/cm}^3$ ）を水中落下法により相対密度50%を目標に製作した。水位は各層の目標高さより10cm上方になるよう調整し、層厚20cm毎に出来高を計測した。密度管理より求めた砂層の相対密度は49%（Case1）と51%（Case2）で、おおむね目標通りの密度となった。捨石マウンドは砕石5号（粒径13~20mm）を気中落下法で製作し、表面を均した後にケーソン模型を設置した。なお、ケーソン模型は厚さ9mmの鉄板で直方体の箱型模型を製作し、中詰として飯豊珪砂を投入して締固め、鉄板を設置して重量調整を行った。また、土槽との摩擦を考慮して、ケーソン模型は奥行き方向に3函に分けた。ケーソン周りに捨石を投入した後、所定水面まで水道水を注入した。なお、土槽の北側および南側は、アクリル板と鋼製枠からなり、模型断面を可視することができる。

3.3 模型の振動特性

図-9は、加振実験前にパルス波による加振を行い、模型底面である振動台とケーソン天端に設置した加速度計の波形について、伝達関数（ケーソン天端/振動台）を求めたものである。本実験では2つの地震動について、それぞれ模型を製作した。複数の卓越振動数がおおよそ一致していることから、2つの模型が等しい振動特性で

あるといえる。

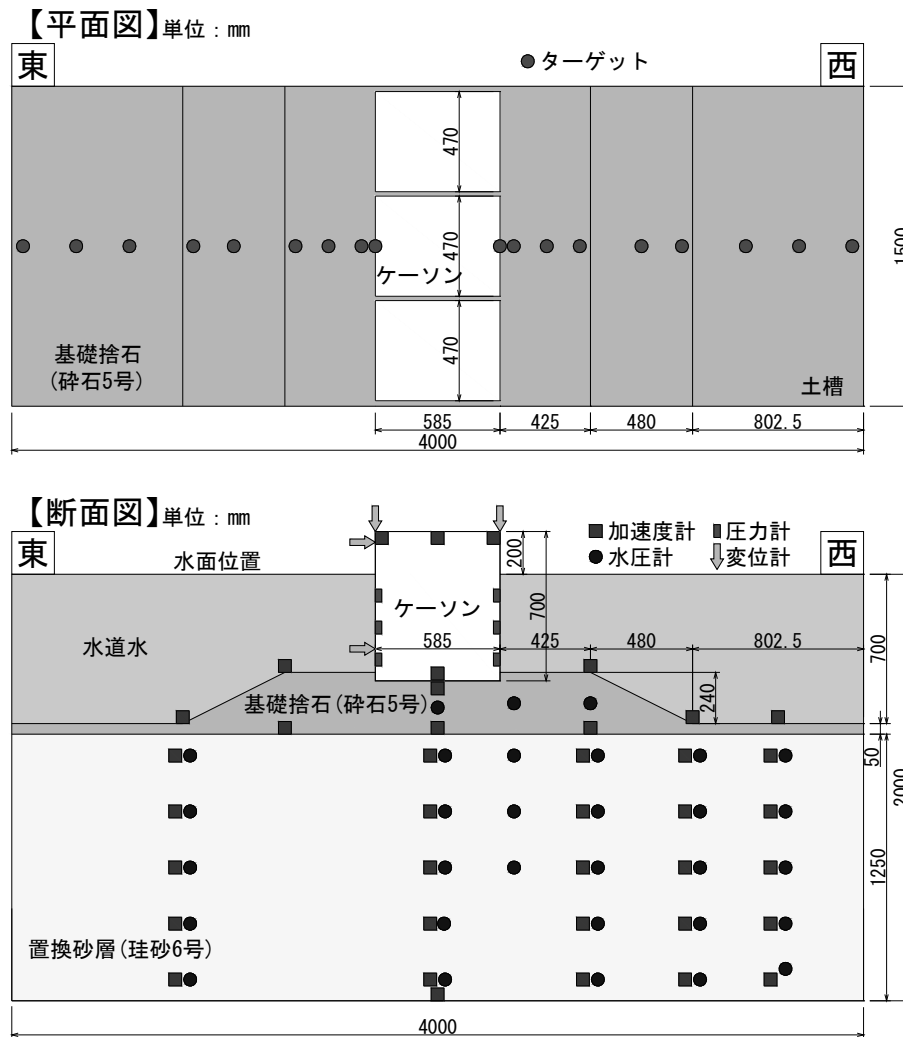
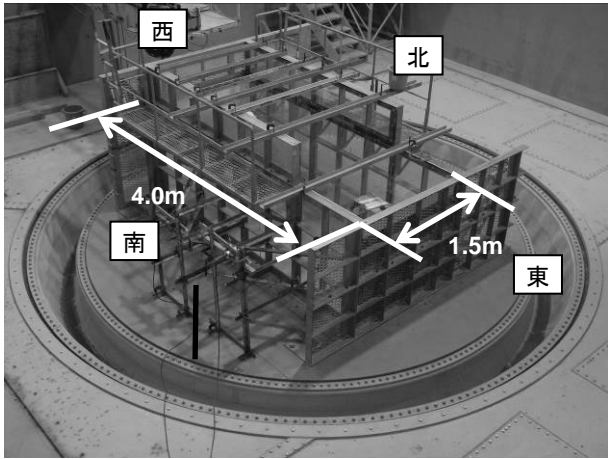


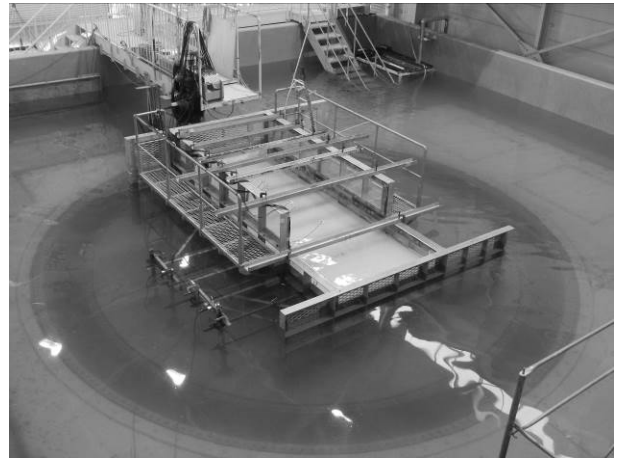
図-8 模型寸法と計測センサーの配置

表-2 相似則と縮尺比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比
長さ	λ	20.00
密度	1	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	9.46
応力, 水圧	λ	20.00
変位	$\lambda^{1.5}$	89.44
速度	$\lambda^{0.75}$	9.46
加速度	1	1.00



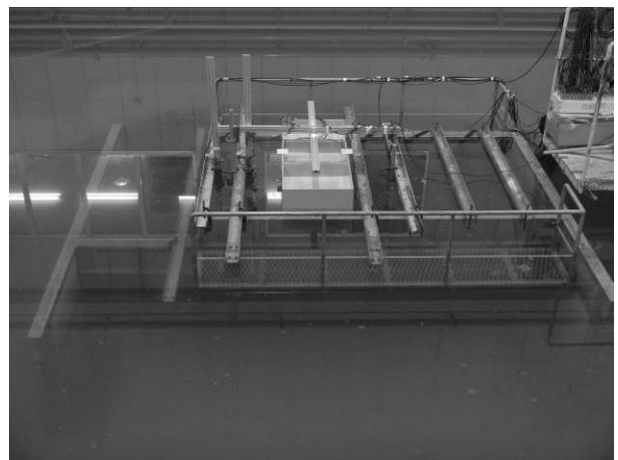
a) 鋼製土槽設置



b) 水中落下法による置換砂層製作



c) 捨石マウンド製作とケーソン据え付け



d) 加振前の模型（水入れ後）

写真-1 模型の製作状況

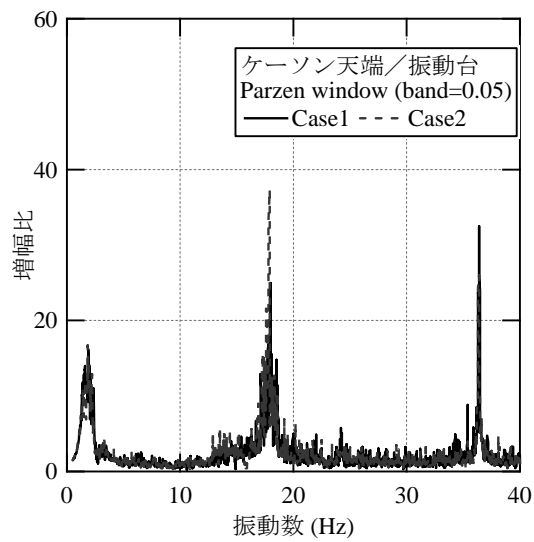


図-9 加振前の伝達関数

4. 実験結果

4.1 時刻歴応答

図-10にCase1-1 (PI波) およびCase2-1 (シナリオ波) で計測した各種計測センサーの時刻歴図および対応するセンサー位置を示す。同図にはセンサーで計測した加速度や変位に加えて、演算より求めた過剰間隙水圧比、沈下速度およびPSI値も示した。過剰間隙水圧比は1次元地層を仮定し、層厚と密度から求めた上載荷重で計測した過剰間隙水圧を除いた値であり、比較のためケーソン中央直下 (P-08) と直下から離れた捨石マウンド法尻直下 (P-24) の位置で出力した。また、沈下速度はケーソン天端の変位センサーで計測した沈下量を時間増分で除し、計測ノイズの影響がなくなるようローパスフィルターに通した。さらに、PSI値は振動台上の加速度波形 (A-01) を周波数領域で積分した速度波形より求めた。

時刻歴図には、説明しやすいよう時間軸方向に破線を引き入れた。早い時間から1本目は、過剰間隙水圧比が上昇し、ケーソンが沈下し始める時刻である。2本目は、さらに過剰間隙水圧が上昇し、ケーソンの沈下速度が速くなった時刻である。最後の3本目は、加振が終了して加速度がほぼ0となった時刻で、過剰間隙水圧が減少し始める時刻である。

まず、Case1-1とCase2-1で共通する結果を述べる。時刻歴を示した2つの水圧計は、ケーソン中央直下とケーソン直下から離れたマウンド法尻直下の置換砂層中央に位置する。ケーソン中央直下では過剰間隙水圧比は最大でも0.5程度、マウンド法尻直下では1以上となった。すなわち、ケーソン直下から離れたところでは液状化が発生し、ケーソン直下では発生しなかった。

マウンド法尻直下で過剰間隙水圧比が0.5まで上昇した時 (1本目)、ケーソンは沈下し始めた。その後、加速度波形の主要動が終わっても、過剰間隙水圧比が高い状態では、小さな加速度波形が入力されれば沈下量は増加し続けた。加振終了時 (3本目) から過剰間隙水圧は消散し始めたが、ケーソンの沈下量は増加せず小さかった。これはケーソンの沈下が、直下地盤の液状化後の過剰間隙水圧消散による沈下ではなく、地震時のケーソンの振動と地盤のせん断変形によって発生したことを示している。

次にCase1-1とCase2-1を比較すると、加速度波形の特徴が各種計測結果に良く現れた。直下型地震動の特徴である振幅が大きな加速度波形が数回入力されるCase1-1では、マウンド法尻直下で過剰間隙水圧比は、瞬時に1まで上昇

し液状化に至った。一方、海溝型地震動の特徴である振幅が小さく繰返し回数が多い加速度波形であるCase2-1では、段階的に過剰間隙水圧が上昇した。Case2-1では加振開始から50秒まで100Gal以下の加速度波形が続くが、過剰間隙水圧はほとんど上昇せず、100Galを超える波形となった時 (1本目)、過剰間隙水圧は上昇した。あたかも100Galが閾値であるように、これより大きな加速度になる時 (45, 70, 120秒) 過剰間隙水圧が段階的に上昇し、70秒に置換砂層は液状化に至った。

最大の過剰間隙水圧比の程度はCase1-1とCase2-1で違いが無く、置換砂層の水圧上昇による剛性の軟化は、両ケースで同程度と思われる。沈下速度は入力加速度が大きいほど速い傾向となり、Case1-1の方が沈下速度は速い。Case2-1はCase1-1よりも沈下速度は遅いが、地震動による繰返し载荷を受け、沈下する継続時間が長いため、沈下量はCase1-1よりも大きくなった。また、Case2-1では、液状化発生 (2本目) 以降で、沈下速度が速くなった。

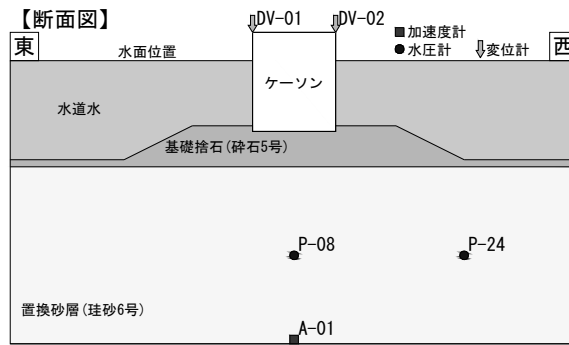
PSI値の波形は、Case1-1では変位の波形と対応したように見えるが、Case2-1ではPSI値は加振開始直後から時間と共に上昇し、変位の発生開始より早い時刻から上昇した。なお、PSI値については、4.4節で考察する。

4.2 過剰間隙水圧比分布

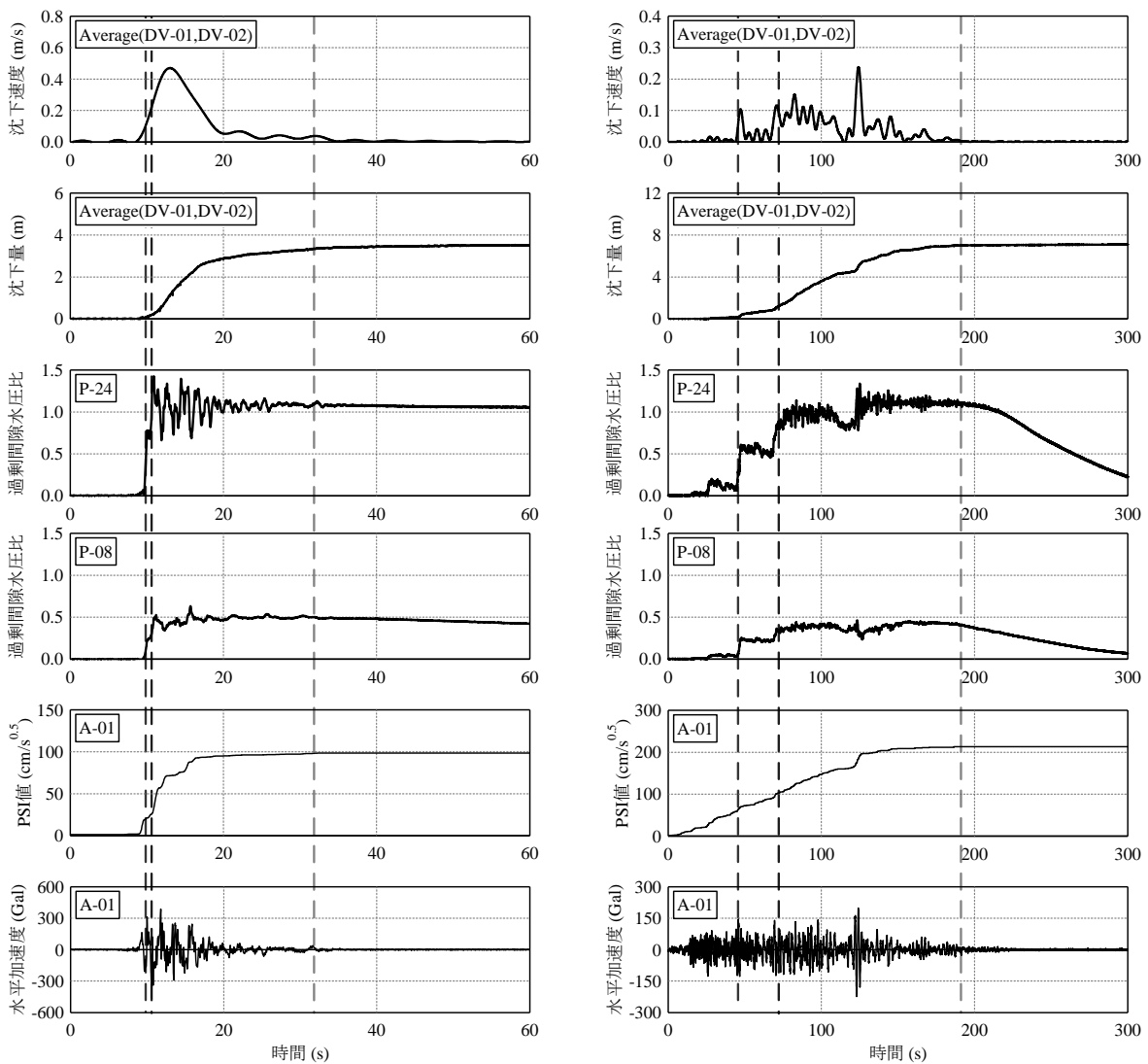
図-11に時刻歴図 (図-10) の破線で示した時刻における置換砂層の過剰間隙水圧比の分布図を示す。なお、同図には分布図作成に用いた水圧計設置位置を示しているが、これは分かりやすいようセンサーを多く配置したケーソン中央から西側の離散データを東側に鏡面コピーし、その後、補間計算により分布図を作成した。

前述のようにケーソン直下では過剰間隙水圧比は1まで上昇せず、ケーソン直下から離れたところで1まで上昇した。このようなケーソン直下で液状化しない現象は、ケーソン式護岸を対象とした模型実験でも確認され¹³⁾、ケーソンの上載荷重と地盤の水平方向の拘束条件が理由と考えられる。

Case1-1ではきわめて短い時間で、置換砂層の深いところまで過剰間隙水圧比は1まで上昇し、液状化範囲が広がった。一方、Case2-1では、置換砂層の浅層から過剰間隙水圧は上昇し、時間と共に深層まで広がった。46.8秒において、捨石マウンドの法尻直下で過剰間隙水圧比が大きくなっていることから、置換砂層の浅層の水圧上昇は、ケーソンおよび捨石マウンドの慣性力による影響を受けていると考えられる。



a) 出力した計測センサー位置

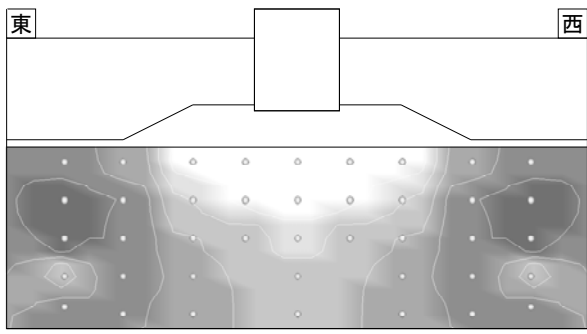


b) Case1-1

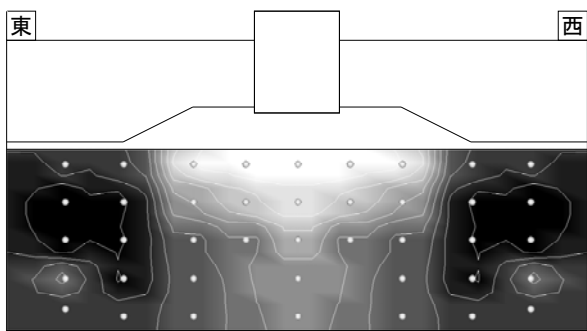
c) Case2-1

上から順に、沈下速度、沈下量、過剰間隙水圧比（捨石マウンド法尻直下，ケーソン中央直下）、PSI値、水平加速度

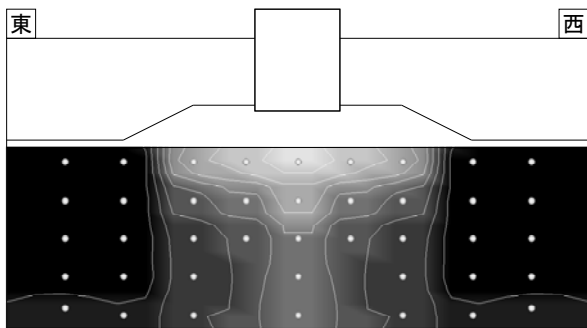
図-10 出力したセンサー位置と各種時刻歴図



9.9 秒

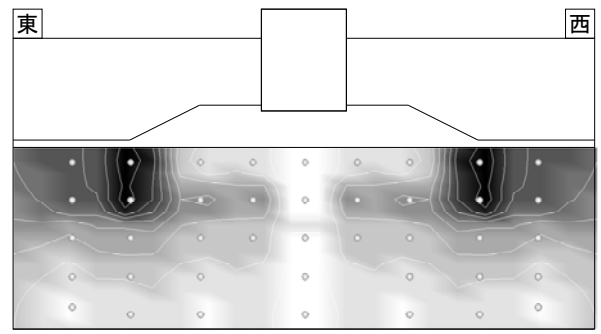


10.6 秒

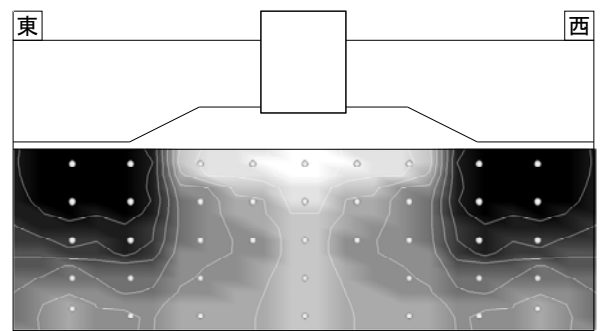


31.2 秒

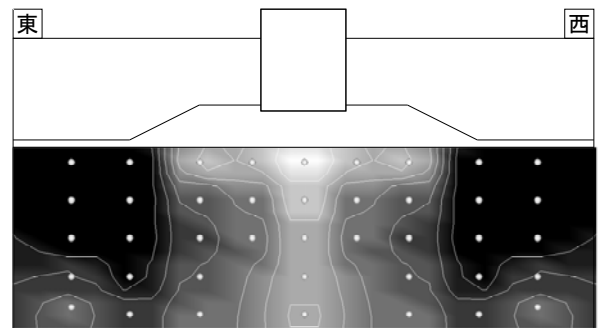
a) Case1-1



46.8 秒



75.5 秒



193.9 秒

b) Case2-1



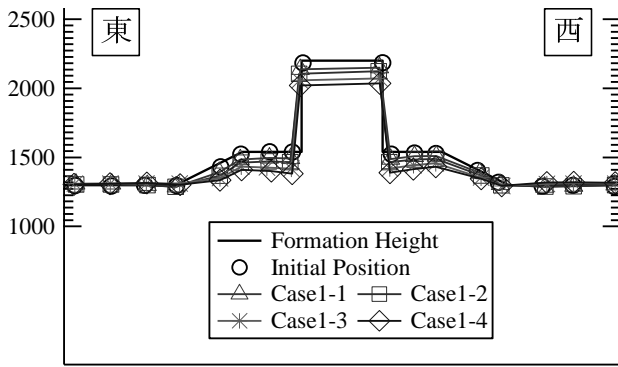
図-11 過剰間隙水圧比の分布

4.3 残留変形

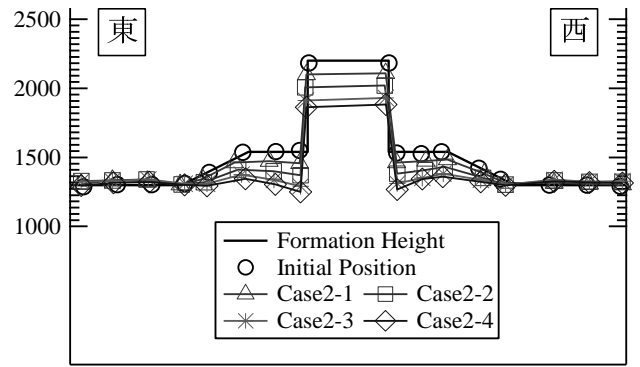
図-12は各ステップの加振実験後、模型表面に設置したターゲット位置（図-8平面図参照）の座標を計測した結果である。なお、座標は模型スケールである。写真-2は加振実験終了後（各ケース4ステップ加振後）に水を排水し、北側のアクリル壁から観測した模型の変形を写した写真を示す。

変形量がCase2の方が大きい点を除けば、変形モードの特徴は地震動によらず二つのケースで同じである。ケーソンはやや傾きながら沈下した。このケーソンの沈下に

引き込まれるように捨石マウンドも沈下し、捨石マウンド法尻より離れた海底面はやや隆起した。Case2-4の加振終了後には、マウンド天端が初期のマウンド底面まで沈下した（写真-2 b）ように、マウンド直下における置換砂層の鉛直方向のひずみが大きい。この鉛直方向のひずみは、置換砂層の過剰間隙水圧消散による体積収縮や置換砂層の側方への移動が理由と考えられるが、図-11に示したようにマウンド直下では液状化が発生していないため、過剰間隙水圧消散による体積収縮は大きくないと考えられる。



a) Case1



b) Case2

図-12 ターゲット計測（模型スケール）



a) Case1



b) Case2

写真-2 アクリル面から見た模型の残留変形（排水後）

4.4 地震動の強さと沈下量の関係

図-13に振動台で計測した最大加速度とケーソン天端の沈下量の関係、図-14に振動台で計測した加速度波形から求めたPSI値とケーソン天端の沈下量の関係を示す。図中には、神戸港第7防波堤の沈下量の実測最大値に加え、ステップ加振の実験（Case1-2, 1-3, 1-4, 2-2, 2-3）も参考値として示した。したがって、同図では着目する基本ケース（Case1-1とCase2-1）の結果と被災量を破線で囲んだ。また、沈下量は各ステップにおいて発生した沈下量であり、加速度とPSI値は振動台における値で複合波（E+F波）相当である。

Case1-1は、兵庫県南部地震の際の観測波形を用いた実験である。ケーソン天端の沈下量は3.6mで、第7防波堤の被災最大値の2.6mよりも4割程度大きくなった。これは、前述のように振動台のPSI値が観測値よりも大きくなったこと（Case1-1は $99\text{cm/s}^{0.5}$ 、観測値は $85\text{cm/s}^{0.5}$ ）に加えて、模型の置換砂層に用いた材料が第7防波堤の現地材料と異なることと密度が小さかったことが原因と考えられる。

Case2-1（PSI値= $213\text{cm/s}^{0.5}$ ）のケーソン天端の沈下量は7.1mとなり、Case1-1（PSI値= $99\text{cm/s}^{0.5}$ ）の沈下量の3.6mの約2倍の沈下量となった。これは、Case1-1よりPSI値が約2倍になったことと対応した。2ステップ以降の実験は、連続する加振実験により地盤が密になっているにも関わらず、PSI値が大きくなれば引き続き数mオーダーの沈下

が発生する結果となった。

防波堤を対象として簡易的に被災量を予測する上では、地震動の強さと沈下量の関係を設定することが必要で、地震動の強さを表す適切な指標を選択することが重要となる。最大加速度が小さかったCase2-1の方がCase1-1より沈下量が大きかった実験結果から明らかなように、図-13に示した最大加速度と沈下量は負の相関関係となり、最大加速度は防波堤の沈下量を評価する際の地震動の指標として適当ではない。一方、Case1-1よりPSI値が約2倍であるCase2-1の沈下量も約2倍になったように、被災事例も含めてPSI値と沈下量は正の相関関係となった。

ところで、PSI値は速度波形の二乗積分値の平方根を取ったものであることから、地震動に対してPSI値を一つ、すなわち、継続時間終了時の値として求めることが一般的である。ここでは、計測時刻毎に計測開始からその時刻までのPSI値を求め、その時刻でのPSI値と沈下量の関係を図-15に示す。Case2-1では、ケーソンの沈下が発生する以前にPSI値が大きくなったように、時々刻々と求めたPSI値と沈下量の関係は、必ずしも線形比例とはならない。しかし、継続時間や振動数の影響が考慮できない最大加速度とは対照的に、継続時間終了時に求めたPSI値と沈下量の相関係数は高い結果となった。実験条件が限られ範囲ではあるが、PSI値が防波堤の被害を推定する際の地震動の強さを表す指標として適当と考えられる。

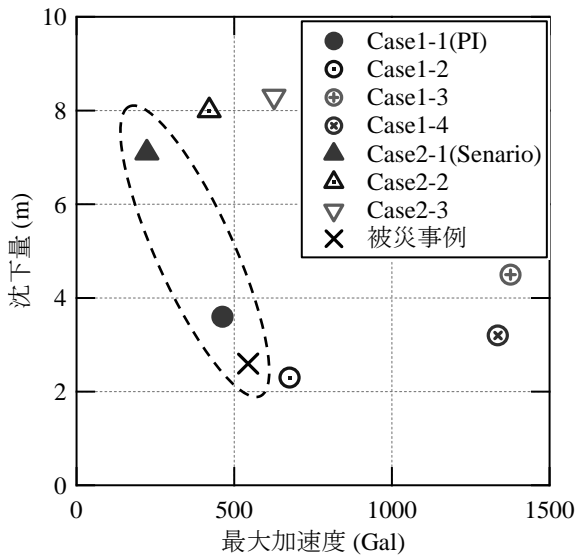


図-13 最大加速度と沈下量の関係

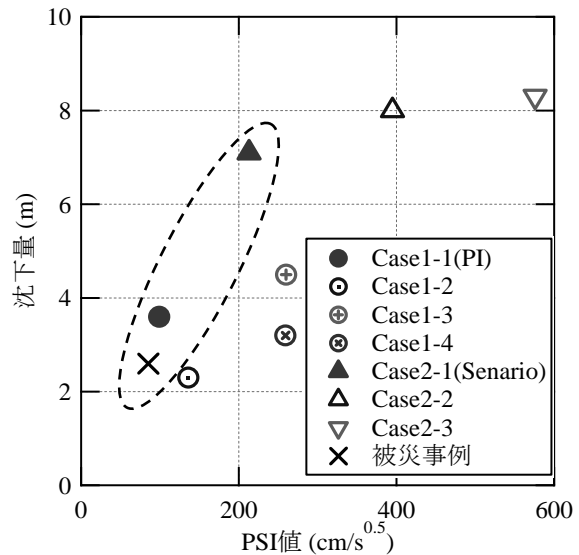


図-14 PSI値と沈下量の関係

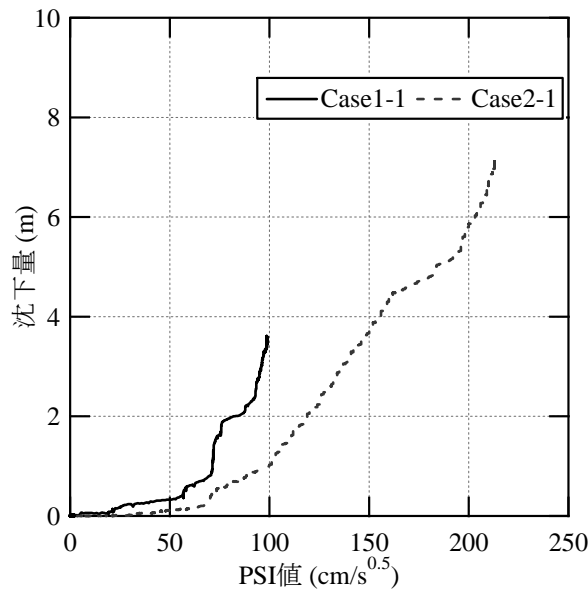


図-15 各計測時刻で求めた PSI 値と沈下量の関係

5. まとめ

長継続時間地震動では、加速度振幅が大きくないため突発的な液状化は発生しないが、時間とともに地盤がせん断変形することで徐々に過剰間隙水圧は高くなり、液状化が発生した。ケーソンの沈下は、地盤の過剰間隙水圧比が0.5程度に上昇してから発生し、過剰間隙水圧比が1に至り液状化が発生すると急激に増加した。

置換砂層の厚さや密度、地震動の規模は、本研究で行った限られた条件であるが、発生が想定されている継続時間が長い巨大地震に対して、防波堤の基礎地盤が液状化すれば、防波堤が大きく沈下する可能性を示した。

性能設計体系においては、施設の要求性能に基づく性能規定を照査するプロセスで設計する。照査手法として、精度が確認された模型実験や数値解析により防波堤の地震時挙動を予測する必要がある。そのため、何らかの工学的指標により概略検討が可能であれば設計実務が容易になるものと考えられる。PSI値は加速度よりも沈下量に対する相関が高く、防波堤の被害を推定する際の地震動の強さを表す指標となりうる可能性が示唆されたものと考えられる。

6. あとがき

本研究では、PSI値がより大きな地震動を対象とした実験を行っておらず、研究の興味はPSI値がさらに大きくなったときの沈下量の最大値に行き着く。盛土を対象とし

た場合、基礎地盤が液状化した際の実被害は、沈下量の最大値は堤体高の0.75倍より小さい¹⁴⁾。また、エネルギー原理に基づく予測手法では、盛土の最終沈下量は、盛土の荷重（密度×堤体高）と盛土底面に働く液状化地盤の浮力が釣り合う位置で決まる¹⁵⁾。このように、盛土については、実被害に合わせて最大沈下量に関する研究もある。一方、防波堤の場合、ケーソンの密度（一般的に21kN/m³が使われる¹⁶⁾）は液状化した地盤の密度よりも大きいことから、ケーソンの荷重と液状化地盤の浮力が釣り合うことは無いこと。また、実験結果のようにケーソン直下の置換砂層は、完全液状化しないこと。そして、繰返しせん断が終了したところで沈下が終了するため、浮力と釣り合うというメカニズムとは異なるメカニズムで沈下量が決まること。これらの理由により、基礎地盤が液状化した盛土の最大沈下量の議論とは前提条件が異なり、より大きな地震動に対する防波堤の最大沈下量の予測は難しい。今後、本研究で用いたPSI値より大きな地震動や置換砂層の厚さや密度が異なる断面を対象として、さらなる実験や数値解析による検討が必要である。

(2013年4月26日受付)

参考文献

- 1) 第三港湾建設局，神戸港湾震災復旧事務所：阪神・淡路大震災により被災した神戸港湾施設の復旧設計，第27回管内工事施行技術研究資料，174pp.，1996.
- 2) 稲富隆昌，善功企，外山進一，上部達生，井合進，菅野高弘，寺内潔，横田弘，藤本健幸，田中祐人，

- 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡部勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, pp.1208-1223, 1997.
- 3) 菅野高弘, 宮田正史, 三藤正明, 稲垣紘史, 及川研, 飯塚栄寿: 平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.1311-1315, 1996.
 - 4) 井合進: 大地震時の地盤・構造系の変形解析, 平成8年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.1-17, 1996.
 - 5) 井合進, 菅野高弘, 山崎浩之, 長尾毅, 野津厚, 一井康二, 森川嘉之, 小濱英司, 西守男雄, 佐藤陽子, 田中剛, 海老原健介, 大村武史, 大槇正紀: 平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.1015, 126pp., 2001.
 - 6) 中部地方整備局: 平成24年度防波堤耐津波性能評価委員会 第4回委員会資料-耐津波検討結果-, p.21, 2012.
<http://www.meigi.pa.cbr.mlit.go.jp/top/siryou02.pdf>
(2013.4)
 - 7) 震災予防協会: 強震動アレー観測, No.3, 1998.
 - 8) 野津厚: 南海トラフの地震(Mw9.0)を対象としたSPGAモデルによる強震動評価事例, 土木学会第32回地震工学研究発表会講演論文集, 15pp., 2012.
 - 9) 野津厚, 井合進: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 第28回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, pp.18-19, 2001.
 - 10) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
 - 11) 野津厚: 非線形パラメタと有効応力解析を併用した強震動評価手法, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.114-122, 2007.
 - 12) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of P.H.R.I., Vol.27, No.3, pp.3-24, 1988.
 - 13) 大矢陽介, 小濱英司, 高橋英紀, 伊勢勉, 吉田誠: 海底面の傾斜がケーソン式護岸の地震時応答に与える影響に関する大型模型振動実験, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp.I_355-I_364, 2012.
 - 14) 国土交通省: レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル, 24pp., 2012.
 - 15) 水谷崇亮: 液状化に起因する盛土基礎の側方流動の矢板による軽減, 東京大学学位論文, 218pp., 2000.
 - 16) 沿岸開発技術研究センター, 運輸省港湾局監修: 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), p.97, 1997.

港湾空港技術研究所資料 No.1275

2013.9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2013) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事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。



古紙配合率70%再生紙を使用しています