

平成17年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 地盤基礎実験

-震動台活用による構造物の耐震性向上研究-

Shaking Table Tests of Large-Scale Models of Ground
Special Project for Earthquake Disaster Mitigation in Urban Areas in 2005
-Improvement of Seismic Performance of Structures by E-Defense Shaking Table-



平成17年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトII 地盤基礎実験
－震動台活用による構造物の耐震性向上研究－

田端憲太郎*・佐藤正義**

**Shaking Table Tests of Large-Scale Models of Ground
Special Project for Earthquake Disaster Mitigation in Urban Areas in 2005**
－Improvement of Seismic Performance of Structures by E-Defense Shaking Table－

Kentaro TABATA* and Masayoshi SATO**

**Hyogo Earthquake Engineering Research Center,
National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan
tabata@bosai.go.jp*

***Disaster Prevention System Research Center,
National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan
m.sato@bosai.go.jp*

Abstract

In order to investigate the behavior of pile foundations in level ground under earthquake motions and the failure of the pile-foundation structure behind quay walls caused by liquefaction-induced lateral spreading of ground, two types of E-Defense shaking table test, “non-liquefiable ground test” and “lateral-spreading test,” were performed as a part of the Special Project for Earthquake Disaster Mitigation in Urban Areas. In these tests, two specimens were prepared in containers as large as currently possible so as to enable reproducing actual phenomena on the shaking table. The non-liquefiable ground tests of five specimens with different natural frequency were carried out under various input motions. The testing results reveal the effect of the difference between the structure’s natural frequency and deposit’s predominant frequency on the piles. In addition, the lateral-spreading test of the model of liquefiable deposit with a pile-foundation structure behind sheet-pile-type quay wall demonstrates the influence of liquefaction on the sheet pile and the failure behavior of the pile foundation.

Key words: E-Defense, Shaking table test, Large-scale model, Liquefaction, Pile foundation, Lateral spreading

1. はじめに

本文では、文部科学省主導の研究プロジェクト「大都市大震災軽減化特別プロジェクト(大大特)」のテーマII「震動台活用による耐震性向上研究」の一環として平成17年度に実施された、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)の震動台による地盤基礎実験について報告する。大大特は、大都市圏における大地震発生時の人的・物的被害を大幅に軽減するための科学・技術基盤を確立することが目的であり、平成14年度より始まっ

た事業「新世紀重点研究創生プラン(リサーチ・レポリユーション・2002)」の課題の一つとして平成14年度より5年間実施された。この大大特のテーマIIでは、E-ディフェンスをはじめとする震動(振動)実験設備や数値シミュレータを活用した実験・研究により構造物の耐震性向上を図ることを目的とし、本実験が対象とする地盤・基礎構造物の他、木造建物と鉄筋コンクリート建物を対象とした。地盤・基礎構造物に関する実験研究では、平成14年度から16年度の3年間、これまでにない大規

*独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

**独立行政法人 防災科学技術研究所 防災システム研究センター

模な実験となるEーディフェンスによる地盤基礎実験を確実に実施するための準備研究として、既存振動台による模型実験とそれを対象とした数値シミュレーション、Eーディフェンスによる大型土槽実験の計画作成と実験に必要な施設整備の検討を行った。これらの結果に基づき、平成17・18年度の2年間、本実験を含むEーディフェンスによる大型土槽を用いた模型の震動実験を実施すると共に、その数値シミュレーションと地盤評価技術の検討を行った。

Eーディフェンスによる実験研究として、地盤と基礎構造物の耐震性に関して取り組むべき課題は多岐にわたる。特に、1964年新潟県地震や1995年兵庫県南部地震での被害状況のように、地盤の液状化は、その被害が広範囲かつ発生件数が多いことから、重要な課題の一つである。地盤の液状化に関する研究課題の中でも、「水平地盤における杭基礎の破壊メカニズムの解明」と「側方流動に伴う護岸とその背後の杭基礎の破壊メカニズムの解明」が重要であることから、Eーディフェンスによる地盤・基礎構造物に関する実験研究としてこれらに取り組むこととした。本文では、これらの2つの課題を対象とした「水平地盤中の杭基礎実験(水平地盤実験)」と「護岸の側方流動実験」の概要と結果について述べる。

2. 水平地盤中の杭基礎実験(水平地盤実験)

我が国では、多くの大都市が海や大河川近傍の軟弱地盤に位置している。このような軟弱地盤上に構造物を建設する場合、地盤上に直接建設することができないため、地盤中で構造物を支持する基礎構造が必要となる。基礎構造として、経済的・工期的な利点から杭基礎が用いられる場合が多く、基礎構造物の7~8割程度が杭基礎を採用している。この杭基礎は水平方向の剛性が高い構造ではないことから、地盤や構造物が水平に大きく振動する地震の際、構造物慣性力や地盤変形で損傷を受けることが多く、基礎に大きな損傷を受けることにより構造物全体に傾斜や沈下を生じ、構造物自体が健全であっても使用することができなくなる。杭基礎で支持された構造物は非常に多いことから、地震時における杭基礎の健全性を保証することは重要な課題である。ところで、杭基礎の地震時被害事例は今までに多く報告されているが、実際の地震時における観測データがないため、それらがどのような力を受けて壊れたのかについては依然未解明である。すなわち、現状において、杭基礎の合理的な耐震設計方法の確立に必要なその地震時破壊メカニズムが十分に把握されているとは言い難い。杭基礎に対して合理的な耐震設計を実施するためには、基礎の根入れ効果、水平地盤反力、群杭効果等を明らかにする必要があるが、それらに対する実際の地震と同様の三次元震動の影響を検討した例はない。

このような背景から、三次元加振が可能なEーディフェンスの震動台を用いて、杭基礎構造物を有する水平地盤模型の試験体に対する実験を実施し、地震時における杭基礎構造物の挙動と破壊現象の再現を行った。本実

験に供した試験体は円筒形状のせん断土槽内に作製された模型であり、これまでになく大きな規模を有するものである。この試験体に対して本実験は、震動下の構造物慣性力と地盤変形が杭基礎構造物におよぼす影響に着目して、杭基礎の地震時破壊メカニズムの解明を行うとともに、杭基礎の破壊を考慮した耐震設計法の確立に資する基礎データの取得を目的としている。これらの目的に基づき本実験では、種々の杭基礎構造物における挙動を把握するため、異なる固有周期を有する5形式の杭基礎構造物に対して、異なる周期特性を有する3種類の地震時加速度記録に基づく目標波を入力する震動実験を実施した。なお、本実験の試験体に用いられた規模のせん断土槽に対して三次元加振を行った事例がないため、本実験では地盤を非液状化(乾燥砂)地盤とした。

2.1 試験体

水平な地盤中にある杭基礎構造物を想定した試験体を作製した。試験体の代表例の全景を写真2.1に、その平面および断面の概略図を図2.1にそれぞれ示す。この試験体は、円筒形せん断土槽、およびその中に作製された3×3=9本の鋼管杭で支持された構造物を有する直径8m、高さ6.4m、相対密度約70%の非液状化地盤で構成される。

この試験体に対する本文での座標系を、3×3で配置された杭のうち中央の杭の杭頭中心を原点として、水平にxとy方向、鉛直にz方向と設定した。また便宜上、原点からxの正・負の方向をそれぞれ北・南、yの正・負の方向をそれぞれ西・東と称した(図2.1(a))。

2.1.1 円筒形せん断土槽

地盤変形が杭基礎構造物に与える影響に着目するため、土槽内の地盤の変形を極力拘束しないよう、円筒形状のせん断土槽を作製し、試験体に用いた。この土槽は、土槽本体と外部架工で構成される。

土槽本体(写真2.2(a))は、内径8m、深さ約6.5mの円筒形状である。この土槽本体は、厚さ約15cmの鋼製リング40個を積み重ね、円筒形状を形成している。リング間に水平方向可動・鉛直方向固定のリニアスライダを設置することにより、土槽本体内の地盤に水平方向のせん断変形を許容することができる。また、土槽内壁と地盤との摩擦を低減させるため、ゴムを内壁に設置した。

外部架工(写真2.2(b))は土槽本体の外部に設置され、

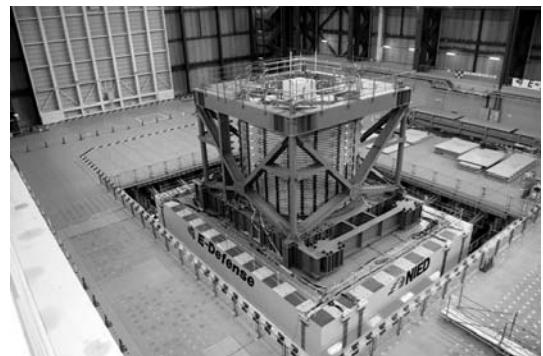


写真2.1 試験体の全景(形式III-1の杭基礎構造物)
Photo 2.1 Specimen (Type III-1) on the table.

計測機器設置や作業時の足場として用いられる。

2.1.2 非液状化地盤

非液状化地盤は、オーストラリア産の珪砂(アルバニー珪砂)を用いて作製された。この珪砂は、本実験を含むEーディフェンスによる土槽を用いた実験に必要な質量約1,000tを一度に使用した場合でも品質が安定していることと共に、長期的な安定供給が可能であることから、Eーディフェンスによる実験の地盤材料として採用された。この珪砂の代表的な物性値を表2.1に、粒径加積曲線を図2.2にそれぞれ示す。この珪砂の粒度分布は、図2.2にあわせて示した豊浦砂の粒度分布と類似である。この珪砂を、目標とする相対密度になるように土槽上

部から所定質量を巻出し、転圧することにより締固め、高さ6.4mの非液状化地盤を作製した(写真2.3)。この地盤では、相対密度70%の中密な地盤を作製時の目標とした。

2.1.3 杭基礎構造物

杭基礎構造物は、杭基礎とフーチングで構成され、さ

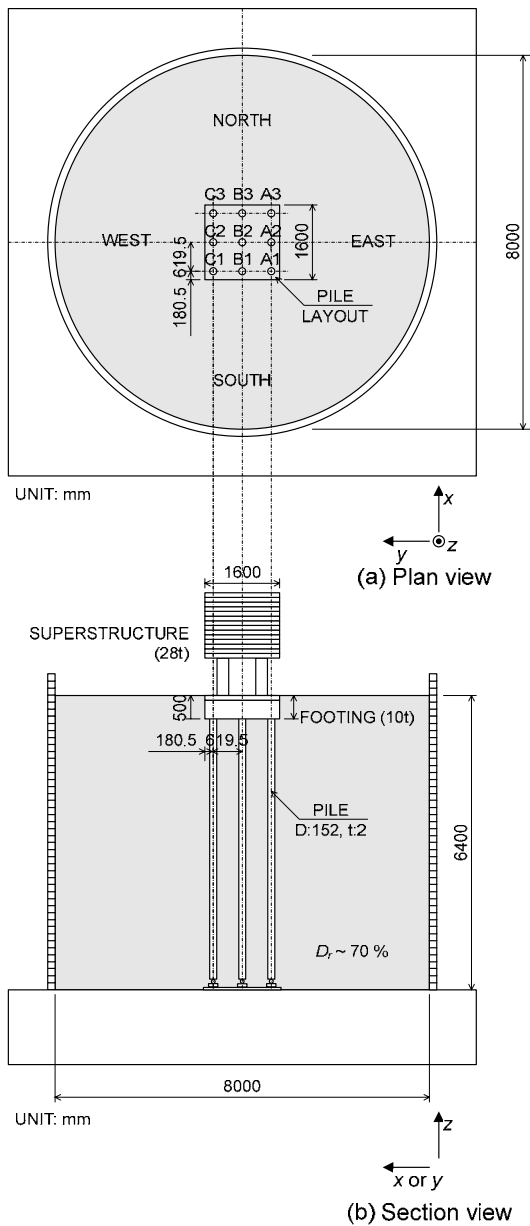


図2.1 試験体の概略(タイプIII-1の杭基礎構造物) : (a) 平面図, (b)断面図
 Fig.2.1 Illustration of the specimen (Type III-1): (a) Plan and (b) section views.

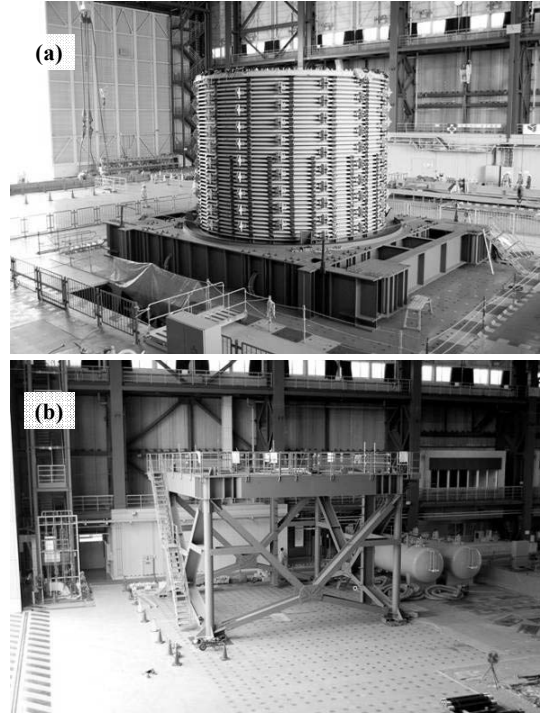


写真2.2 円筒形せん断土槽 : (a)土槽本体, (b)外部架工
 Photo 2.2 Cylindrical laminar container: (a) Container and (b) outer frame.

表2.1 アルバニー珪砂の物性値

Table 2.1 Properties and indices of Albany silica sand.

Density of soil particle	$\rho_s = 2.63 \text{ g/cm}^3$
Maximum void ratio	$e_{\max} = 0.783$
Minimum void ratio	$e_{\min} = 0.513$
Mean grain size	$D_{50} = 0.20 \text{ mm}$
Uniformity coefficient	$U_c = 1.64$
Coefficient of curvature	$U'_c = 1.13$

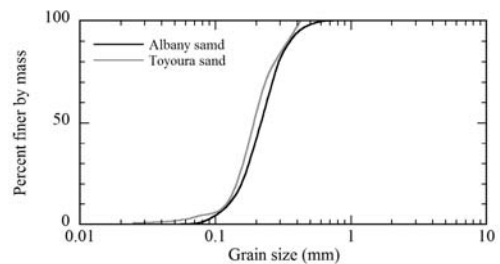


図2.2 粒径加積曲線(アルバニー珪砂, 豊浦砂)
 Fig.2.2 Grain size distributions of Albany silica sand and Toyoura sand.

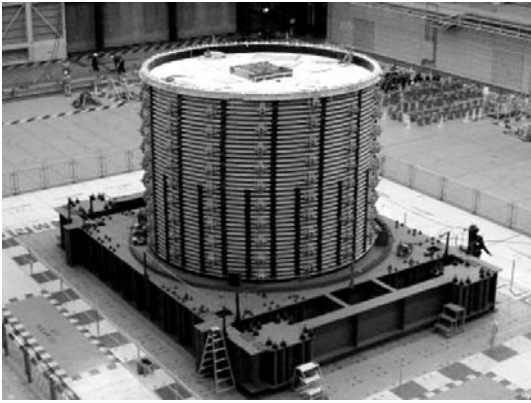


写真2.3 非液化化地盤
Photo 2.3 Non-liquefiable deposit in the container.

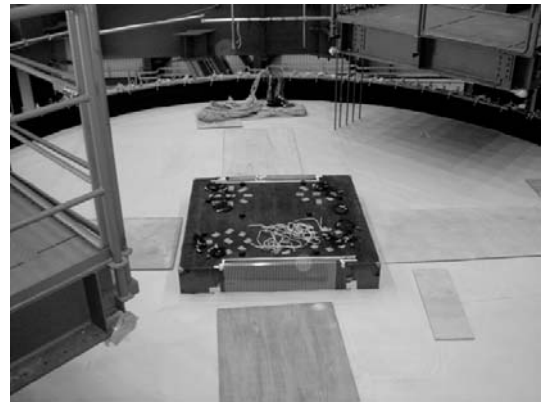


写真2.5 フーチング
Photo 2.5 Footing.



写真2.4 杭基礎
Photo 2.4 Pile foundation.

らに実験条件に応じて上部構造物と上部構造物-フーチング間の柱をフーチング上に設置した。

杭基礎(写真 2.4)は、長さ 5.7m、直径 152mm、肉厚 2mm の鋼管杭 9 本で構成され、杭頭をフーチングと剛結合、下端を土槽底面とピン結合とした。これらの杭を、縦・横それぞれ 3 列、杭間隔を直径の 4 倍で配置し、群杭構造とした。なお杭の名称を、その位置により x 方向に 1~3 の数字と y 方向に A~C のアルファベットを組み合わせることにより、杭 A1~A3, B1~B3, C1~C3 と設定した(図 2.1 (a))。

フーチング(写真 2.5)は鋼製であり、平面が 1 辺 1.6m の正方形形状、高さ 0.5m、質量 10t の直方体である。このフーチング上に、必要に応じて上部構造物と上部構造物-フーチング間の柱を設置した。

種々の構造物における挙動を把握するため、上部構造物と上部構造物-フーチング間の柱を設置・変更するこ

とにより、次に示す異なる固有周期を有する 5 種類の 1 質点系杭基礎構造物を設定し、実験に供した。なお、フーチング上に設置された上部構造物は鋼製であり、1 辺 1.6m、質量 28t の立方体である。

- ・タイプ I(写真 2.6 (a)) : 上部構造物を設置せず、杭基礎とフーチングのみの構造物(上部構造物なし)。フーチング根入れあり。
- ・タイプ II(写真 2.6 (b)) : 固有周期の短い構造物(剛体構造物)。フーチング上に高さ 0.3m の鋼製柱を介して上部構造物を設置。フーチング根入れあり。
- ・タイプ III-1(写真 2.6 (c)) : 中位の固有周期を有する構造物(短周期構造物)。フーチング上に高さ 1 m の鋼製柱を介して上部構造物を設置。フーチング根入れあり。
- ・タイプ III-2(写真 2.6 (d)) : 形式 III-1 と同じ構造物。フーチング根入れなし(短周期構造物、根入れなし)。
- ・タイプ IV(写真 2.6 (e)) : 長い固有周期の構造物(長周期構造物)。フーチング上に高さ 0.3m の免震ゴム柱を介して上部構造物を設置。フーチング根入れあり。

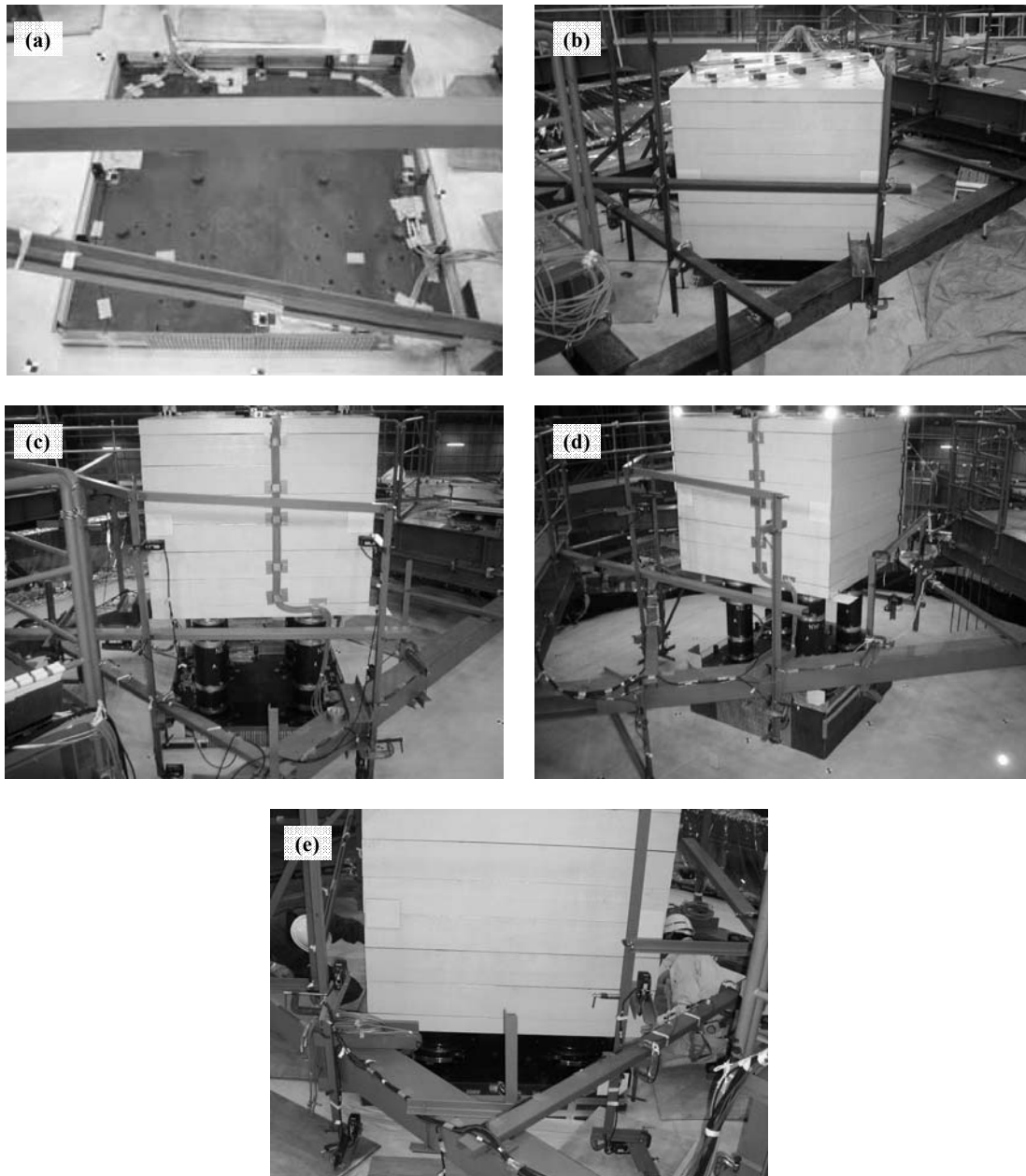


写真2.6 上部構造物：(a)タイプI(上部構造物なし)，(b)タイプII(剛体構造物)，(c)タイプIII-1(短周期構造物)，(d)タイプIII-2(短周期構造物，根入れなし)，(e)タイプIV(長周期構造物)

Photo 2.6 Superstructures: (a) Types I (structure without superstructure), (b) II (rigid structure), (c) Types III-1 (short-period structure), (d) III-2 (short-period structure with no footing penetration) and (e) IV (long-period structure).

2.2 計測

試験体に設置した計測機器の一覧を表 2.2 に、その配置を図 2.3 にそれぞれ示す。この表に示すように、試験体にデータ収録装置の 857 チャンネル分に相当する計測機器を設置した。これらの計測機器の目的は、次の通りである。

- ・ 杭基礎構造物の変形と破壊挙動の把握
 - ・ 杭の変形、曲げモーメント、せん断力：杭表面のひずみゲージ、加速度計
 - ・ 地盤反力：杭表面のひずみゲージ、土圧計、間隙水圧計
 - ・ 上部構造物・フーチングの慣性力・変位：加速度計、変位計
 - ・ フーチング根入れの影響：土圧計、変位計
- ・ 地盤の変形挙動の把握
 - ・ 地盤表面の変位：変位計
 - ・ 地盤中の変位：せん断リングの変位計・加速度計、地盤中の加速度計

これらの計測機器の他、次に記す機器も設置した。

- ・ 層別沈下計：地盤中に埋設された 1 辺 15cm の正方形の板に取り付けられたワイヤを地盤表面に引き出し、それを変位計に取り付けることにより、板設置位置の地盤の沈下を計測する機器。
- ・ ベンダーエレメント

表2.2 計測機器の一覧

Table 2.2 Measurement sensors installed with the specimen.

Type of sensor	Ground	Piles	Superstructure and footing	Container	Total
Strain gauge		476	48		524
Accelerometer	63	28	24	82	197
Velocity transducer			4		4
Displacement transducer	2		11	24	37
Earth pressure transducer		52	16		68
Load cell		27			27

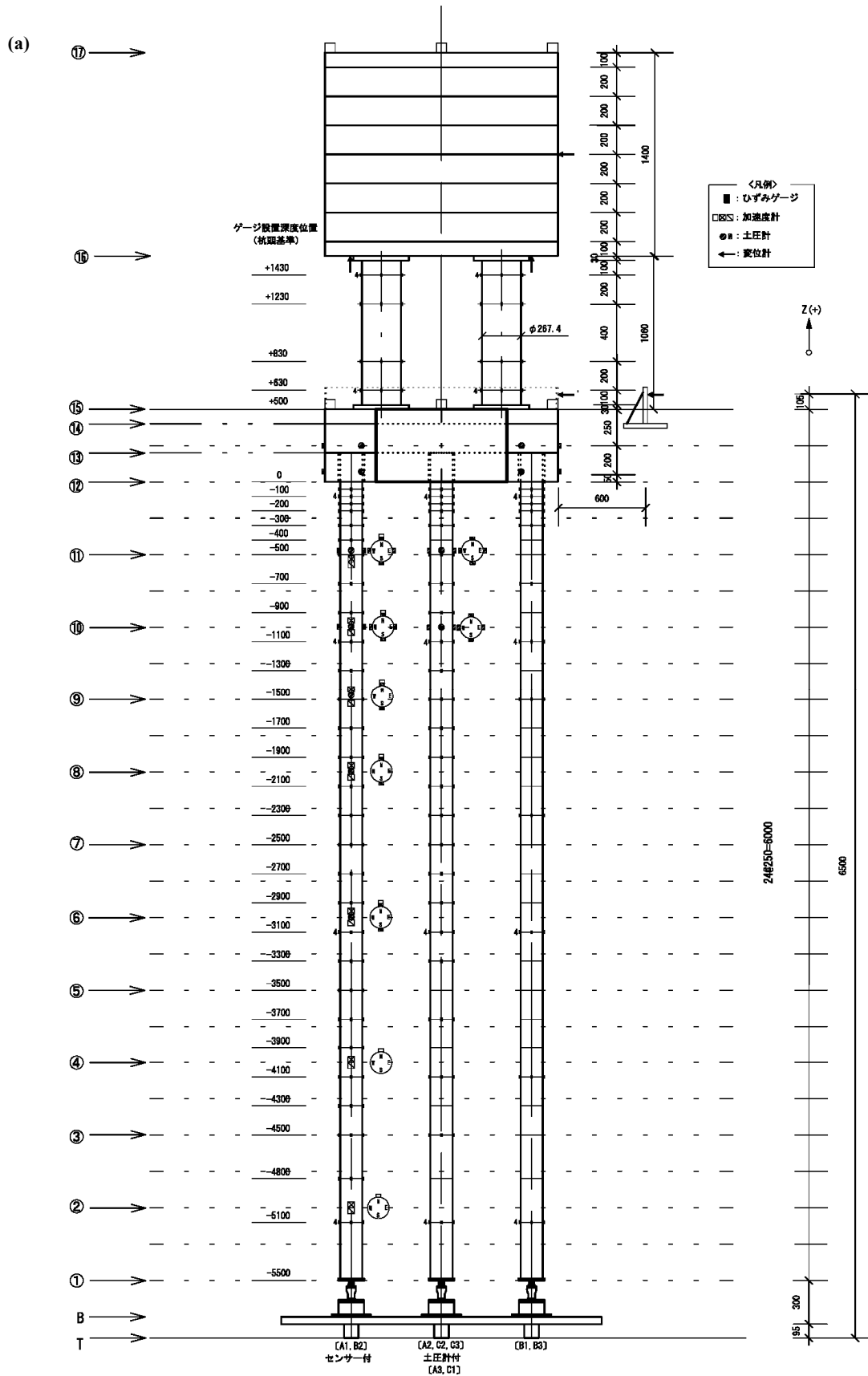


図2.3(a) 計測機器の配置：杭基礎構造物

Fig.2.3a Section of sensor distribution: Pile-foundation structure.

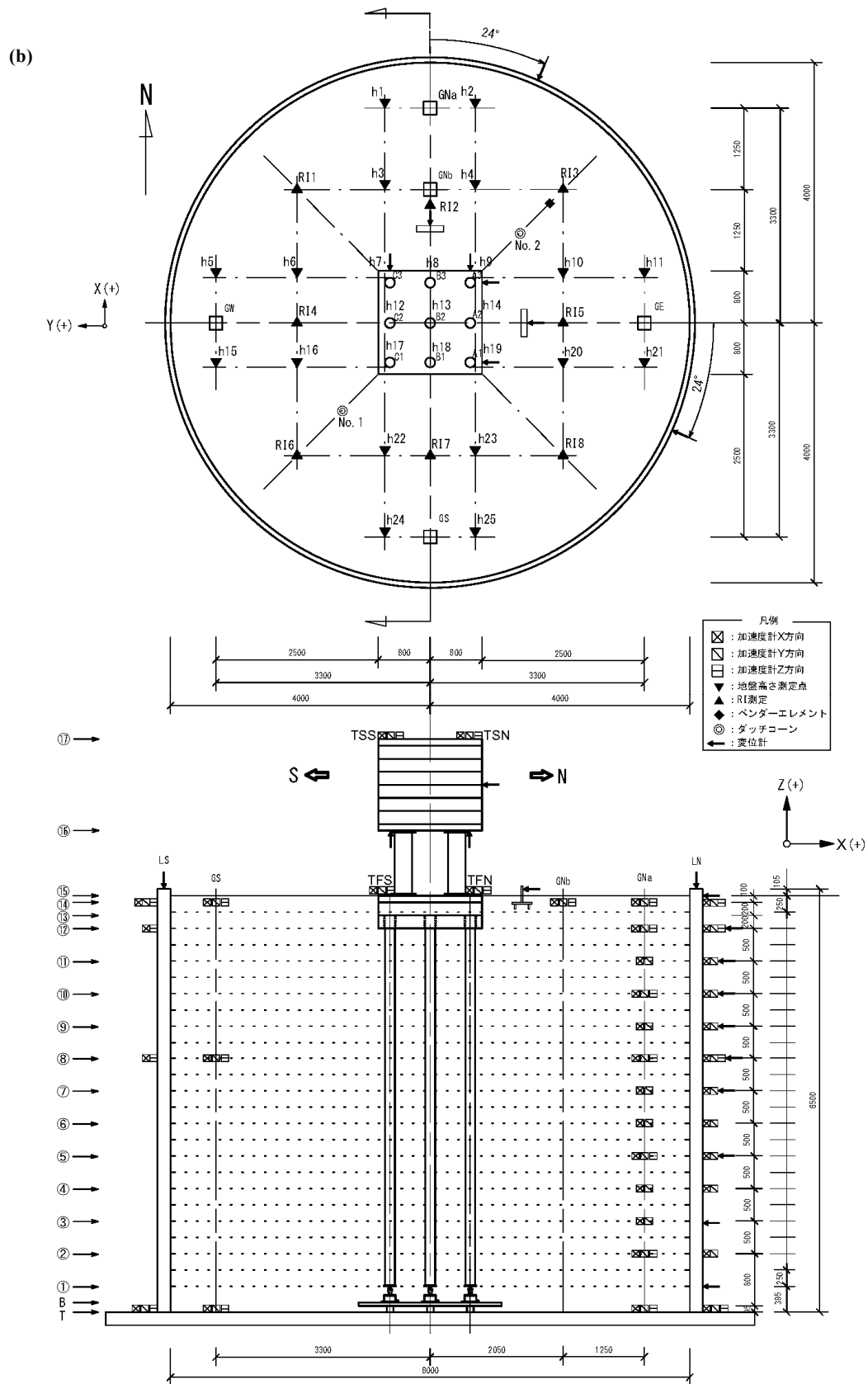


図2.3(b) 計測機器の配置：地盤(x断面)
 Fig.2.3b Section of sensor distribution: Deposit (x-section).

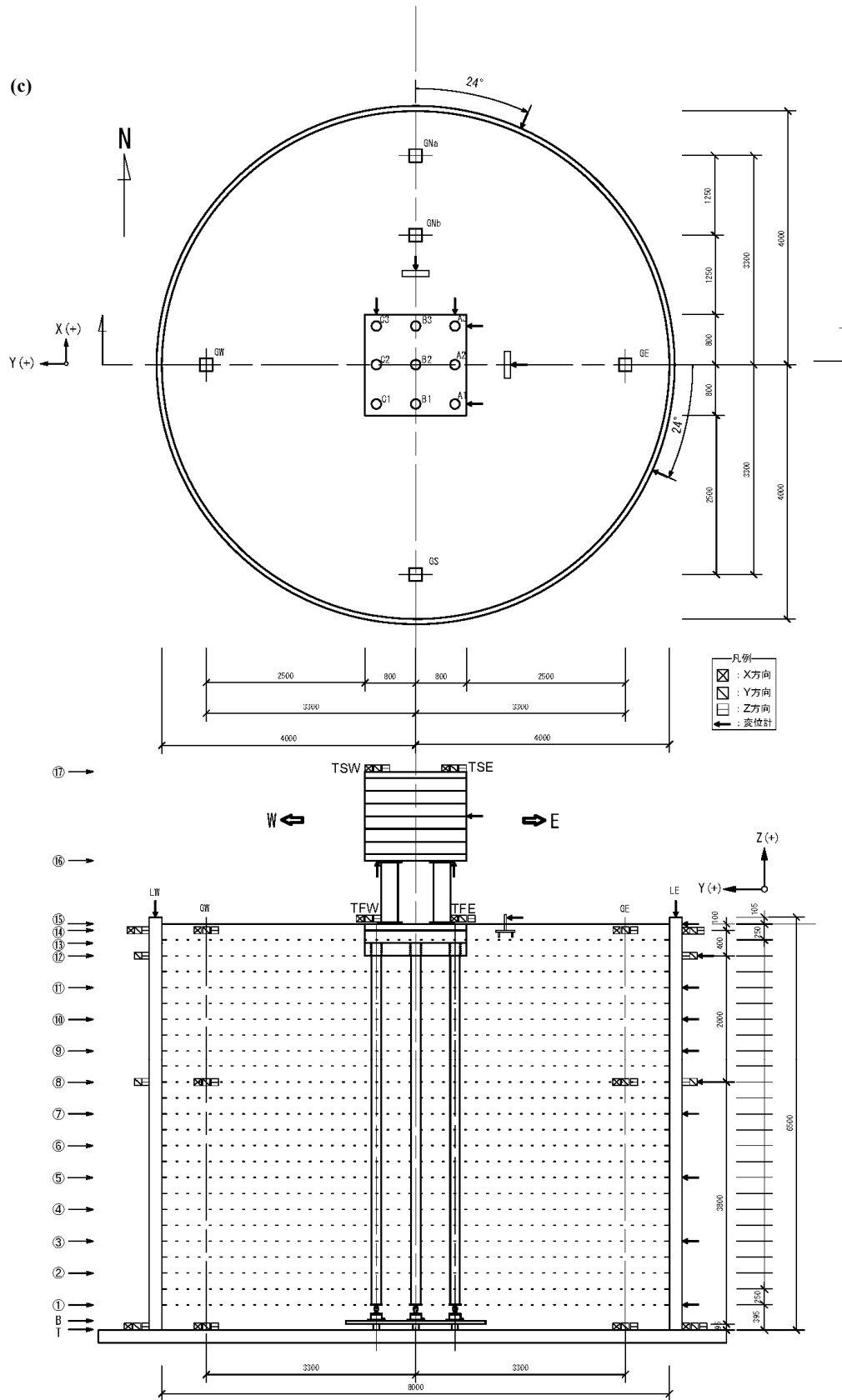


図2.3(c) 計測機器の配置：地盤(y断面)

Fig.2.3c Section of sensor distribution: Deposit (y-section).

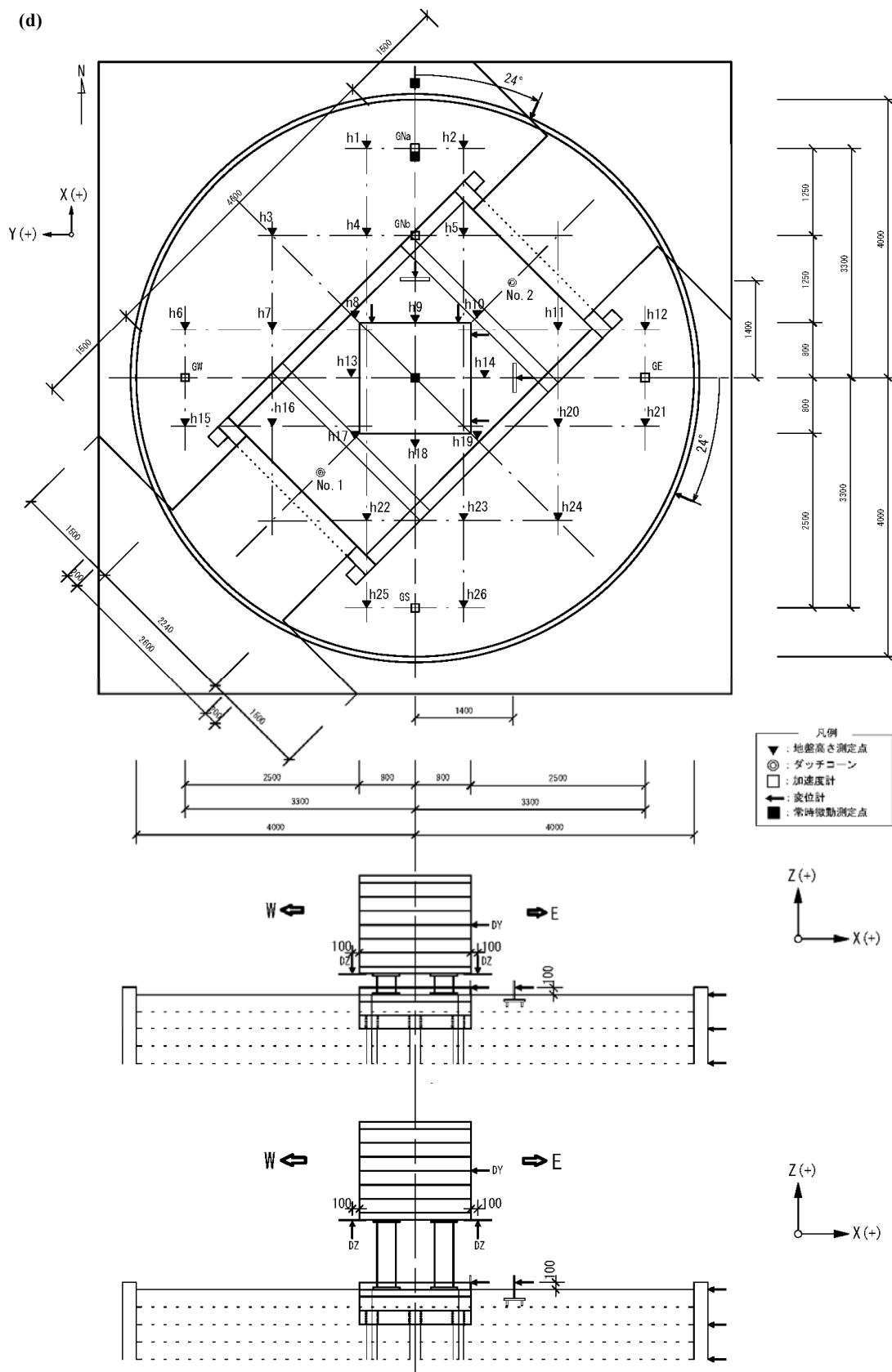


図2.3(d) 計測機器の配置：変位計（地盤表面付近）

Fig.2.3d Section of sensor distribution: Displacement transducers (ground surface and its surrounding).

2.3 実験手順

本実験は、実験の準備、試験体の作製、試験体の震動台上への設置、震動実験、および試験体の解体の順に実施された。

2.3.1 実験の準備

実験の準備として、次の作業を実施した。

- ・地盤の密度検定(写真 2.7)：地盤は硅砂を転圧することにより締固めて作製されるため、作製時に必要となる硅砂の転圧回数と相対密度の関係を調べた。
- ・計測機器設置の準備：図 2.3 に示す計測機器の配置に基づき、数量の確保、動作確認、ラベル作成を行い、震動実験時に計測収録システムに必要な計測機器ファイル(センサテーブル)作成の準備を行った。
- ・地盤作製の準備：地盤作製時の硅砂の土槽への投入量を正確に把握するため、硅砂袋の計量を行った。

2.3.2 試験体の作製

試験体を作製するために、次の作業を実施した。

- ・杭の土槽への設置：杭を、土槽内に設置した。杭下端と土槽底面の間には 3 成分荷重計とボールジョイントを設置し、ピン結合の状態とした。杭頭は、フーチングを設置するまで仮固定の状態とした。
- ・地盤の作製(写真 2.8)：高さ 6.4m、相対密度 70% の中密地盤を、硅砂を締固めることにより作製した。作製の手順を、次に記す。この手順を、地盤の高さが 6.4m となるまで繰返した。
 - (1) 質量約 21t の硅砂を、土槽へ投入する。
 - (2) 投入した硅砂の上に木製合板を敷き、その上からコンパクタを用いて転圧による締固めを行う。杭の間等、狭隘な範囲では足踏みによる締固めを行う。
 - (3) 締固め後、地盤高さを測定する。その測定結果と投入した硅砂の質量から、相対密度を算出する。目標とする相対密度を下回った場合、さらに締固めを行う。
- ・フーチングの杭基礎上への設置(写真 2.9)：地盤の高さが約 5.8m となった時点で、フーチングを杭頭に設置した。フーチング下部の孔に杭頭を挿入し、フーチングと杭頭の間隙に無収縮セメントを注入し固定することにより、杭頭を剛結合の状態とした。

2.3.3 試験体の震動台上への設置

試験体は震動台のある実験棟から離れた実験準備棟内で作製されたため、試験体を重量物運搬車両により、実験準備棟から実験棟へ移動した(写真 2.10)。その後、試験体を実験棟天井クレーンにより震動台上へ設置し(写真 2.11)、高張力ボルトにより固定した。

2.3.4 震動実験

震動実験では、5 種類の杭基礎構造物に対して、次に

記す周波数特性の異なる 3 種類の地震時加速度記録に基づく目標波の加振を行った。なお、図 2.4~2.6 に示す加速度 a_x 、 a_y および a_z は、それぞれ NS(北-南)、EW(東-西) および UD(上-下) 成分の加速度記録である。

- ・鷹取波(図 2.4)：1995 年・兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅付近において観測された加速度記録であり、本実験では Pacific Earthquake Engineering



写真2.7 地盤の密度検定
Photo 2.7 Examination of compaction.



写真2.8 地盤の作製
Photo 2.8 Compaction of sand.



写真2.9 フーチングの設置
Photo 2.9 Installation of the footing.

Research Centerの強震動データベースに収録されている記録を利用した。

- ・タフト波(図 2.5) : 1952年・Kern County地震の際にアメリカ・カリフォルニア州 Taft において観測された加速度記録であり, 本実験では Pacific Earthquake Engineering Research Centerの強震動データベースに収録されている記録を利用した。
- ・赤碕波(図 2.6) : 2000年・鳥取県西部地震の際に鳥取県東伯郡琴浦町赤碕において観測された加速度記録であり, 本実験では防災科学技術研究所の強震ネットワークに収録されている記録を利用した。

加振条件を, 表 2.3 に示す。加振は, この表に示す実験ケース A, B, C, D, および E の順で実施された。実験ケース A~D の加振では, 種々の震動下における試験体の挙動を把握するため, 杭が塑性化しない範囲内である最大水平加速度が 30gal, 90gal を目標とする加振を行った(実験ケース C では 110gal を目標とする加振も実施)。実験ケース E では, 杭基礎の震動による破壊過程を把握するため, 鷹取波の実際の記録を目標とした加振等の, 大きな加速度レベルの加振を行った。なお, 実験ケース E の鷹取波・600gal 目標・x-y-z 方向加振以外では, 入力補償制御による加振である。

また各実験ケースの実施前に, 試験体の特性を把握す

るため, 地盤高さ測定, P 波・S 波速度計測, および常時微動計測を行った。

2.3.5 試験体の解体

試験体を解体するため, 次に記す作業を実施した

- ・上部構造物の撤去: 震動実験後の状態を保持しながら, 上部構造物を取り除いた。
- ・試験体の移動: 試験体を震動台上から撤去し, 実験準備棟へ輸送した。
- ・フーチングと地盤の撤去: 杭の状態を保持しながら, フーチングおよび地盤を取り除いた。
- ・杭の損傷調査: 杭の曲がり方向と杭頭からの曲がり位置を測定した。
- ・杭の撤去



写真2.10 試験体の震動台への運搬
Photo 2.10 Specimen carried to the shaking table.



写真2.11 試験体の震動台上への設置
Photo 2.11 Specimen set on the shaking table.

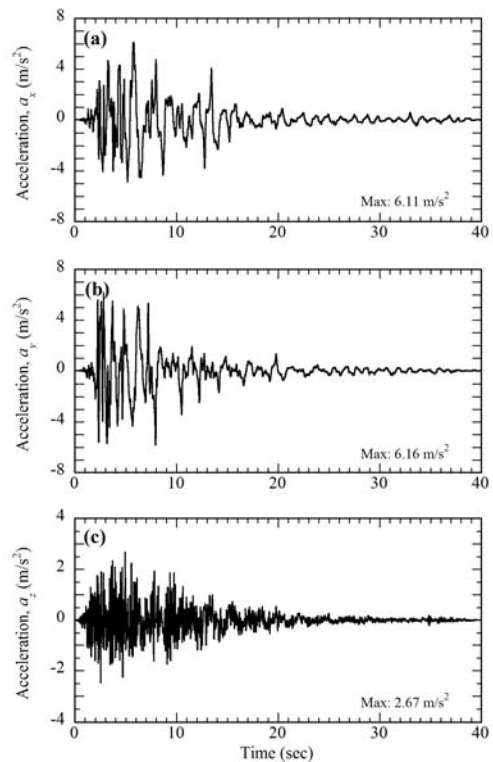


図2.4 震動実験で用いた地震時加速度記録(鷹取波) : (a)x方向, (b)y方向, (c)z方向
Fig.2.4 Acceleration records (Takatori records) for the tests in (a) x, (b) y and (c) z directions.

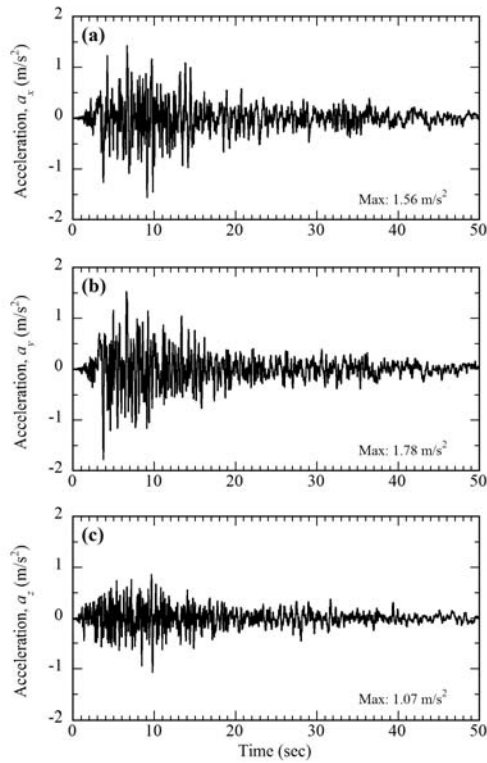


図2.5 震動実験で用いた地震時加速度記録(タフト波) : (a)x方向, (b)y方向, (c)z方向
Fig.2.5 Acceleration records (Taft records) for the tests in (a) x , (b) y and (c) z directions.

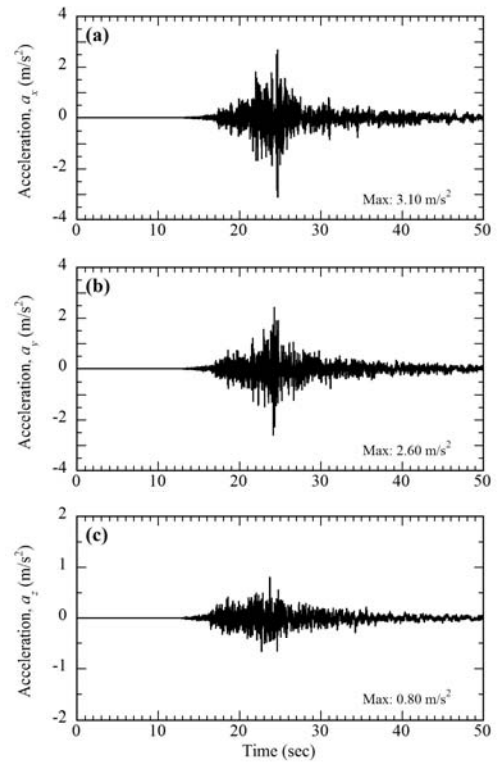


図2.6 震動実験で用いた地震時加速度記録(赤崎波) : (a)x方向, (b)y方向, (c)z方向
Fig.2.6 Acceleration records (Akasaki records) for the tests in (a) x , (b) y and (c) z directions.

表2.3 加振条件の一覧(数値は目標とする最大水平加速度)

Table 2.3 Testing program. Values in the table indicate the target maximal acceleration in a horizontal direction.

Input motion		Takatori				Taft				Akasaki			
Direction(s)		$x-y-z$	$x-y$	x	y	$x-y-z$	$x-y$	x	y	$x-y-z$	$x-y$	x	y
Test case A	Structure type II	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90				30 90			
Test case B	Structure type IV	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90				30 90			
Test case C	Structure type I	30 90 110	30 90 110	30 90 110	30 90 110	30 90 110				30 90 110			
Test case D	Structure type III-1	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90	30 90
Test case E	Structure type III-2	30, 90, 110 300, 600	30 90	30 90	30 90	30 90							

UNIT: gal = cm/s^2

2.4 試験体の特性

試験体の特性を把握するため、地盤作製時および各実験ケース実施前後に地盤高さ測定を、各実験ケース実施前にP波・S波速度計測、および常時微動計測を行った。

2.4.1 作製時の地盤の相対密度

地盤作製時に地盤高さ測定結果から求められた地盤の相対密度の深度分布を、図2.7に示す。相対密度は、投入された硅砂の質量とそれに伴う地盤高さ表面の増加分から算出された。この図より、地盤は全層において相対密度が約70%であり、ほぼ均質かつ目標とした相対密度であることがわかる。

2.4.2 地盤高さの変化

各実験ケースの実施前後の地盤高さ、その高さに基づく地盤の体積と硅砂の質量から求められた密度と相対密度を、表2.4に示す。この表より、各実験ケースでの加振に伴い地盤高さが多少低くなり、それに伴い相対密度も増加傾向にあるが、全実験ケースの実施前で相対密度は70~73%であり、それほど大きな変化ではないことがわかる。このことから、各実験ケースの地盤はほぼ同じ状態の密度を有すると言える。一方、杭基礎の破壊過程把握を目的とした実験ケースEの実施後の相対密度は78%であり、実施前の72%より大きくなっていることから、鷹取波600gal目標加振等の大きな加速度レベルの加振により地盤が締固まったことがわかる。

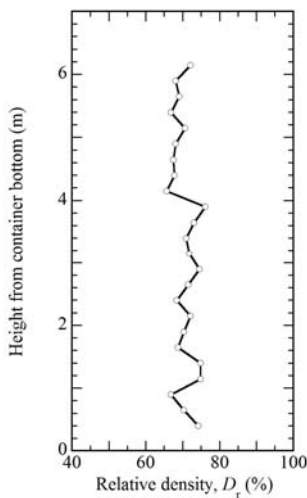


図2.7 作製時における地盤の相対密度の深度分布
Fig.2.7 Relative density distribution of the deposit.

2.4.3 P波・S波の伝播特性

各実験ケース実施前のP波・S波の深度分布と、これらの速度から求めたせん断弾性係数とヤング率を、図2.8に示す。この図より、各実験ケースにおいてS波速度は約200m/s、せん断弾性係数は約100MN/m²、ヤング率は150~300MN/m²であり、深さと共に増加傾向にある。

2.4.4 常時微動計測による周波数特性

各実験ケース実施前の地盤および杭基礎構造物に対する常時微動計測結果を、表2.5に示す。この表より、地盤の卓越周波数は約8Hzであることがわかる。杭基礎構造物の固有周波数についてはタイプにより異なり、タイプIV(長周期構造物)とIII-1・III-2(短周期構造物)では地盤の卓越周波数よりも低く、タイプII(剛体構造物)では高かった。

表2.5 常時微動計測結果から得られた杭基礎構造物の固有周波数および地盤の卓越周波数

Table 2.5 Structure's natural frequencies and deposit's predominant frequencies obtained by the results of microtremor.

Structure	I	II	III-1	III-2	IV
Structure's natural frequency	---	8.7-8.8	6.6-6.7	5.9-6.2	1.8
Deposit's predominant frequency	6.9-7.2	7.7	8.0-8.4	7.9	7.6

表2.4 地盤高さ、密度、および相対密度の変化

Table 2.4 Change of surface level and densities of the deposit.

	Case A (before shaking)	Case B (before shaking)	Case C (before shaking)	Case D (before shaking)	Case D (after shaking)	Case E (before shaking)	Case E (after shaking)
Height (m)	6.381	6.364	6.364	6.362	6.351	5.878	5.810
Density (g/cm ³)	1.705	1.709	1.709	1.710	1.712	1.709	1.729
Relative density (%)	70.5	71.9	71.9	72.0	72.9	72.0	78.0

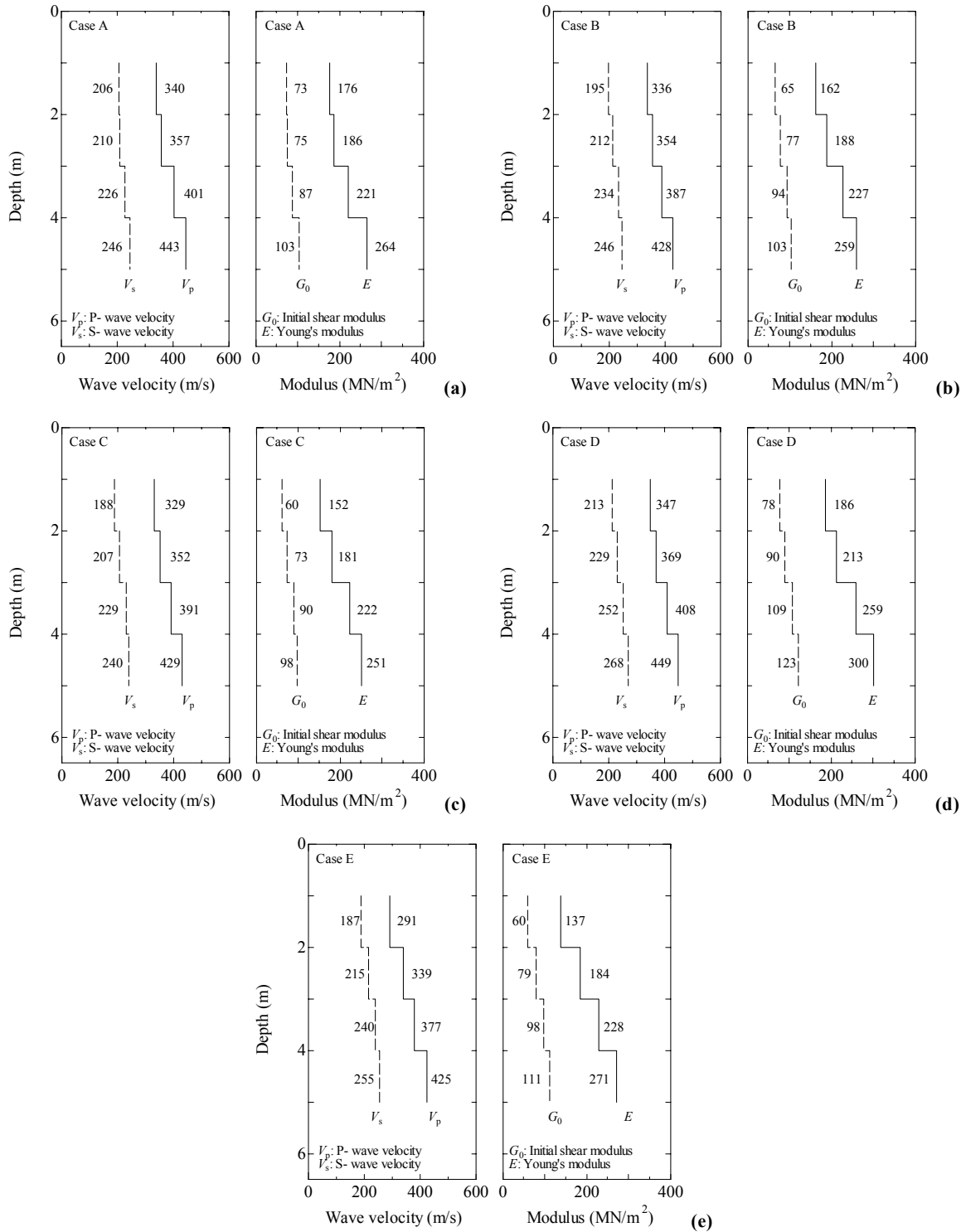


図2.8 P波・S波速度，せん断弾性係数，およびヤング率の深度分布：(a)実験ケースA，(b)実験ケースB，(c)実験ケースC，(d)実験ケースD，(e)実験ケースE

Fig.2.8 Distributions of P- and S-wave velocities, secant shear moduli and Young's moduli of the deposit in Test Cases (a) A, (b) B, (c) C, (d) D, and (e) E.

2.5 実験結果

2.5.1 震動台による目標波の再現性

目標波および震動台上で実際に計測された加速度の比較のため、一例として鷹取波を目標波とした加振における目標波加速度と実際に計測された震動台加速度の時刻歴の比較を図2.9および図2.11に、スペクトルの比較を図2.10および図2.12にそれぞれ示す。図2.9に示す実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x-y-z方向加振のような比較的小さな加振の場合、震動台加速度は水平・鉛直方向とも目標波加速度より小さくなり、図2.10に示すように、低い周波数領域での震動台加速度のスペクトルが目標波よりも特に小さい。また、図2.11に示す実験ケースE・鷹取波・300gal目標・x-y-z方向加振のような大きな加振においても震動台加速度は目標波と大きく異なり、最大加速度を生じる時刻も異なっている。これらは地盤を含む試験体が強い非線形特性を有しているためと考えられ、本実験のような大型模型試験体の実験においては目標波を震動台上で正確に再現することが困難であると言える。ところで、図2.12に示す震動台加速度のスペクトルは、1~2Hz以下の低い周波数領域では目標波加速度のスペクトルとほぼ等しいかやや小さく、2Hz以上の領

域では大きい。この2Hz以上の周波数成分の影響により、図2.11の時刻歴に見られるように、震動台加速度が目標加速度を越え、最大加速度の発生時刻も異なると考えられる。

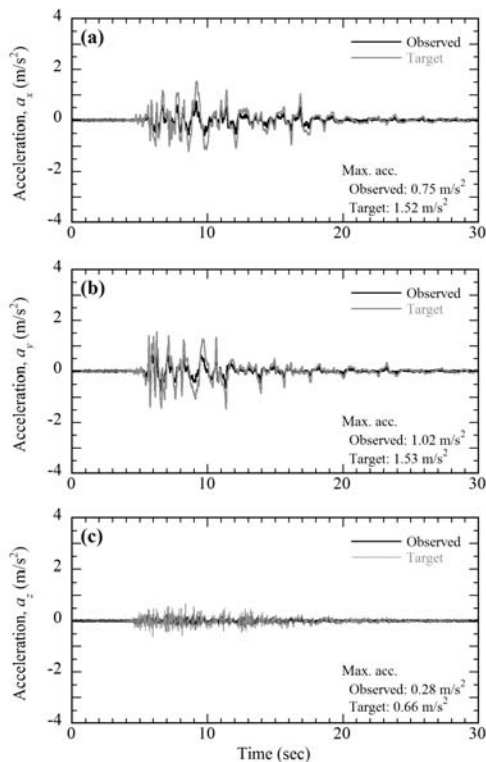


図2.9 目標波と震動台加速度の時刻歴の比較(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x-y-z方向加振)：(a)x方向，(b)y方向，(c)z方向

Fig.2.9 Acceleration time histories of the target input motions signaled to the table and actual, observed table motions (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, 3-directional (x-y-z) excitation): (a) x, (b) y and (c) z directions.

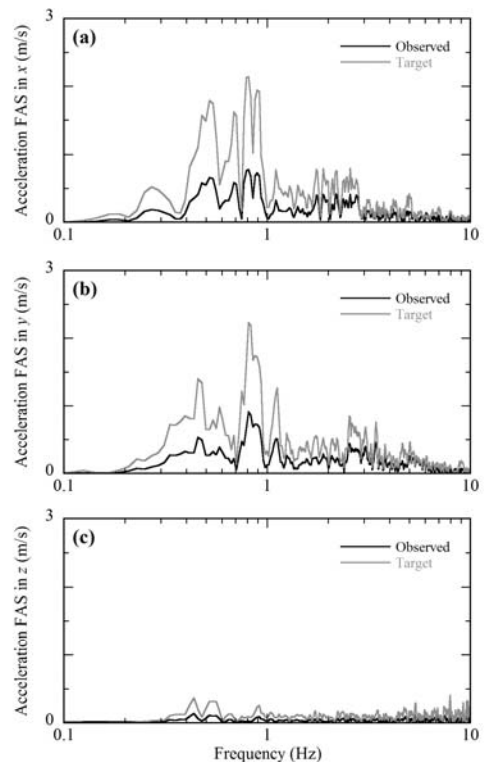


図2.10 目標波と震動台加速度のスペクトルの比較(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x-y-z方向加振)：(a)x方向，(b)y方向，(c)z方向

Fig.2.10 Acceleration Fourier amplitude spectra of the target input motions signaled to the table and actual, observed table motions (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, 3-directional (x-y-z) excitation): (a) x, (b) y and (c) z directions.

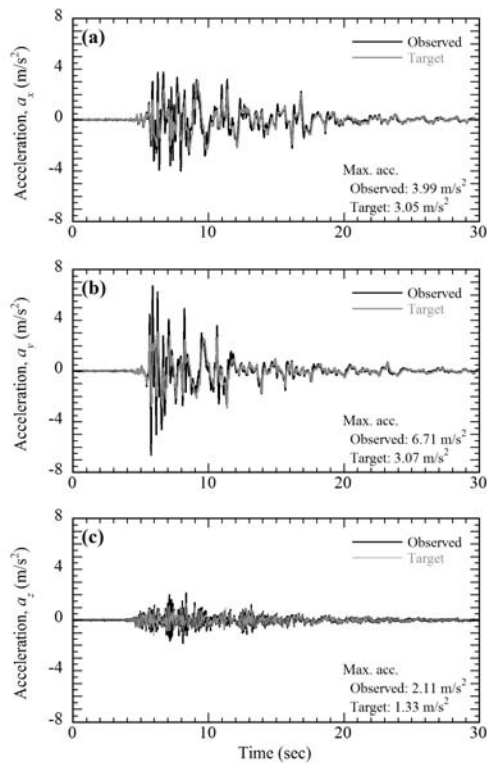


図2.11 目標波と震動台加速度の時刻歴の比較(実験ケースE・鷹取波・300gal目標・x-y-z方向加振)：(a)x方向，(b)y方向，(c)z方向

Fig.2.11 Acceleration time histories of the target input motions signaled to the table and actual, observed table motions (Test Case E: Takatori motion, maximum acceleration level of 300 gal, 3-directional (x-y-z) excitation): (a) x, (b) y and (c) z directions.

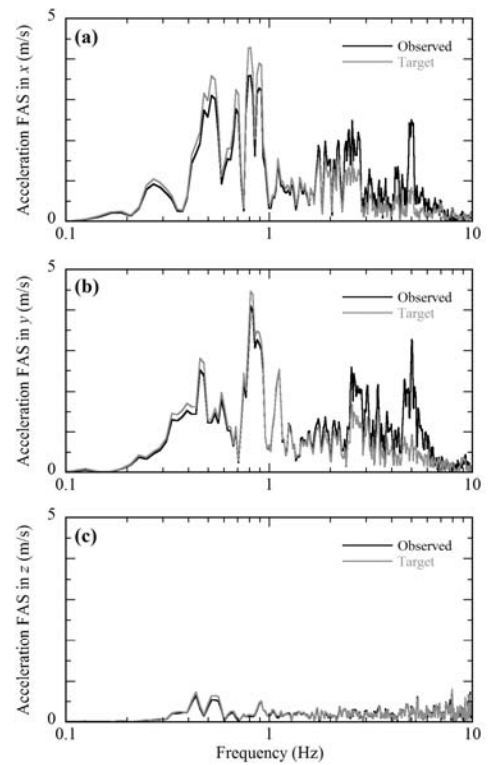


図2.12 目標波と震動台加速度のスペクトルの比較(実験ケースE・鷹取波・300gal目標・x-y-z方向加振)：(a)x方向，(b)y方向，(c)z方向

Fig.2.12 Acceleration Fourier amplitude spectra of the target input motions signaled to the table and actual, observed table motions (Test Case E: Takatori motion, maximum acceleration level of 300 gal, 3-directional (x-y-z) excitation): (a) x, (b) y and (c) z directions.

2.5.2 せん断リングの鉛直方向の挙動

円筒形せん断土槽を構成する鋼製リングは、それぞれ水平方向に可動のリニアスライダで締結されているため、水平方向にのみ可動である。しかし、土槽が大型であり、かつ加振時に大きな加速度が作用することから、リングが鉛直方向にも動く可能性もある。そこで、水平1方向加振がリングの鉛直方向の動きに及ぼす影響を調べるとともに、その動きが土槽内の地盤に及ぼす影響を検討した。ここで対象とした加振は、実験ケースDの鷹取波・80gal目標・x方向加振である。

土槽底面、 $z = -2.0\text{m}$ (杭頭から2.0m下の深度の面)、および $z = +0.4\text{m}$ (杭頭から0.4m上の深度、すなわちフーチング天端から0.1m下の深度の面)の位置にあるリングについて、それぞれの北側に設置された加速度計の加速度時刻歴を、図2.13に示す。図2.13(a)・(d)・(g)より、x方向加振によりリングの加速度はx方向に生じており、y方向にはほとんど生じていないことがわかる。しかしz方向加速度については、土槽底面とほぼ同じ高さでは生じていない(図2.13(c))が、高い位置のリングになるほど大きくなっており、最も高い位置である $z = +0.4\text{m}$ のリングにはx方向の最大加速度に対して約半分の大きさのz方向加速度が生じている(図2.13(i))。一方、図2.14に示す、土槽底面、 $z = -2.0\text{m}$ 、および $z = +0.4\text{m}$ の位置にあるリングの東側に設置された加速度計の加速度時刻歴では、z方向加速度はy方向とともにそれほど大きな大ききはない。次に、 $z = +0.4\text{m}$ の位置のリングにおける、

北側-南側および東側-西側の組み合わせで重ね合わせた時刻歴を、図2.15に示す。この図より、北側と南側について、x方向加速度はほぼ同じであるが、z方向加速度は逆位相で変化していることがわかる。一方、東側と西側については、x方向・z方向加速度ともほぼ同じように変化している。これらのことから、リングは加振方向に対してピッチングを生じていると言える。

リング近傍の北側地盤において、 $z = -2.0\text{m}$ および $z = +0.4\text{m}$ に設置された加速度計の加速度時刻歴を、図2.16に示す。これらの加速度計はリングから0.7m離れた地盤内に設置され、リングに比較的近い位置にある。この図より、リングに近い地盤は、リングの鉛直方向の動きの影響を受けることによりz方向加速度を生じていることがわかる。一方、図2.17に示すリングから2m(フーチング北面から1.2m)離れた北側地盤内に設置された加速度計の加速度時刻歴では、リング近傍の地盤と異なり、それほど大きなz方向加速度は見られない。これらのことから、リングの鉛直方向の動きによる地盤への影響は、杭基礎構造物周辺においてはそれほど大きくないと考えられる。また、リングから0.7m離れた東側地盤内に設置された加速度計の加速度時刻歴についても、図2.18に示すように、z方向加速度はそれほど大きくない。以上のことから、リングの鉛直方向の動きが非液状化地盤へ与える影響は、土槽の中心部ではそれほど大きくないとと言える。

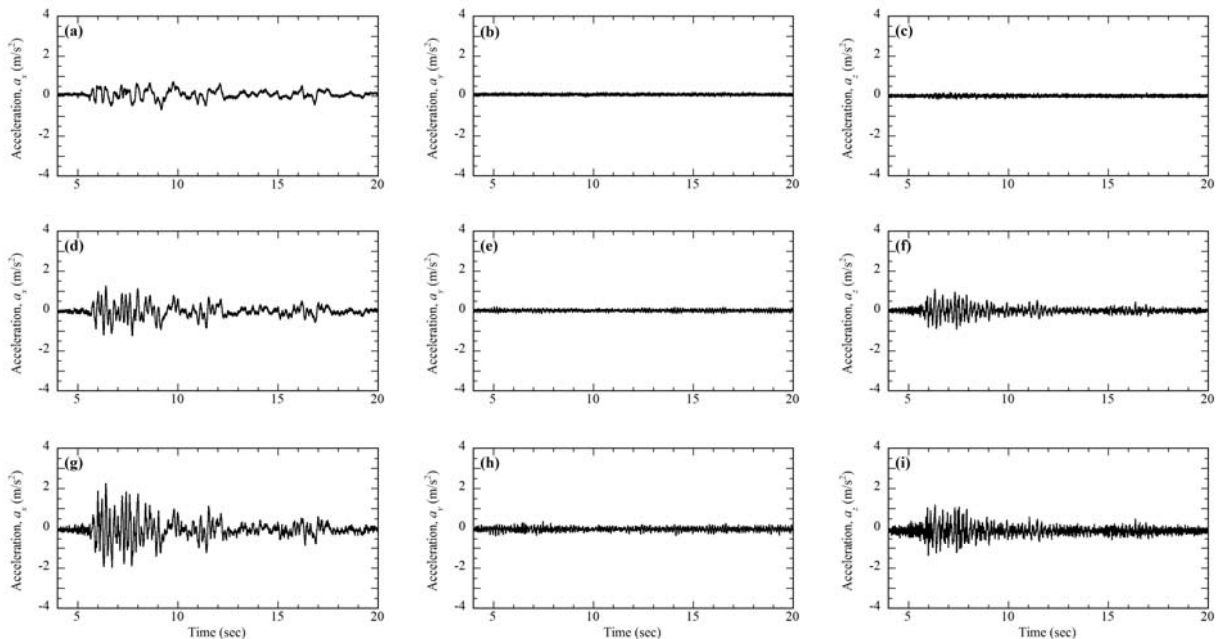


図2.13 リング北側の加速度時刻歴(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x方向加振)：(a)～(c)土槽底面、(d)～(f) $z = -2.0\text{m}$ (杭頭から2.0m下の深度の面)、(g)～(i) $z = +0.4\text{m}$ (フーチング天端から0.1m下の深度)

Fig.2.13 Acceleration time histories of rings at north side (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x) excitation) at (a)-(c) the shear-box base, (d)-(f) $z = -2.0\text{m}$ (the depth of 2.0m from the pile head) and (g)-(i) $z = +0.4\text{m}$ (the depth of 0.1m from the footing top).

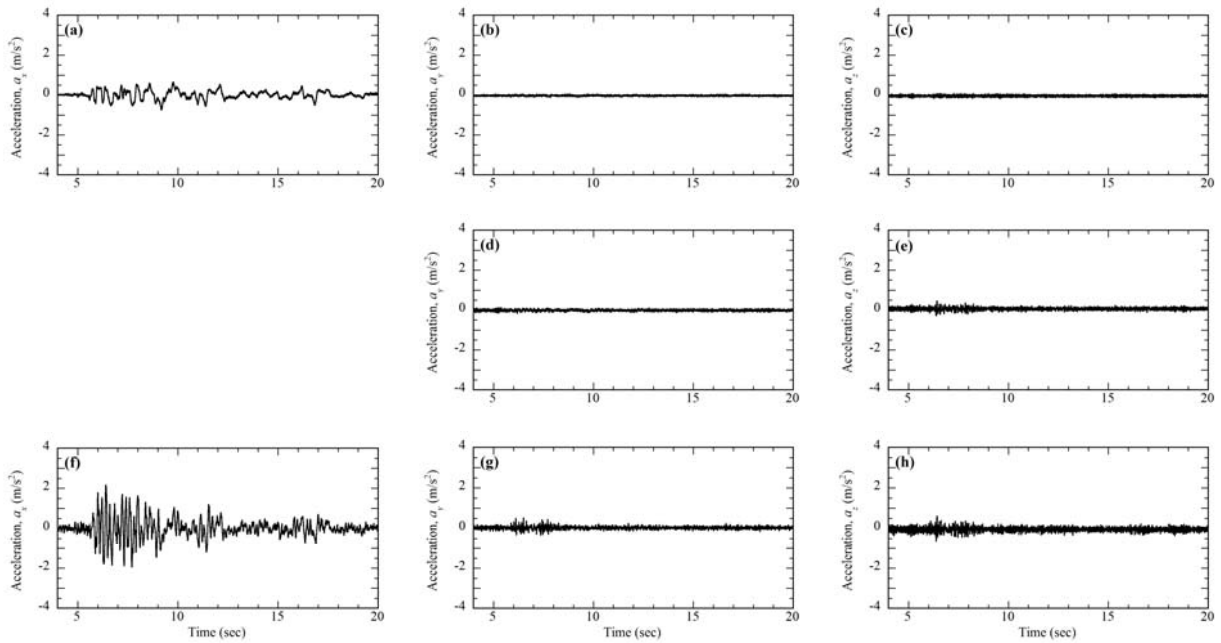


図2.14 リング東側の加速度時刻歴(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・ x 方向加振)：(a)～(c)土槽底面，(d)・(e) $z = -2.0\text{m}$ (杭頭から2.0m下の深度の面)，(f)～(h) $z = +0.4\text{m}$ (フーチング天端から0.1m下の深度)

Fig.2.14 Acceleration time histories of rings at east side (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x) excitation) at (a)-(c) the shear-box base, (d)-(e) $z = -2.0\text{m}$ (the depth of 2.0m from the pile head) and (f)-(h) $z = +0.4\text{m}$ (the depth of 0.1m from the footing top).

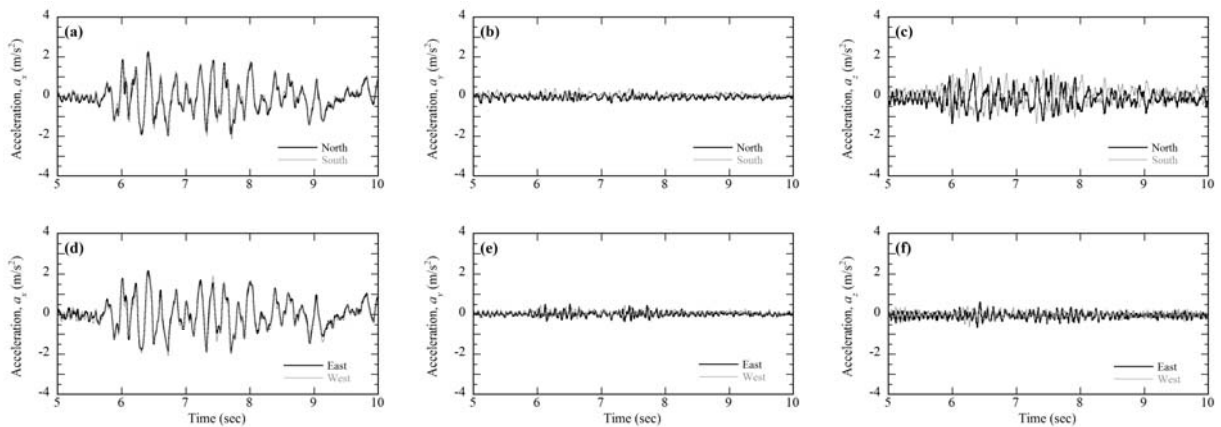


図2.15 $z = +0.4\text{m}$ (フーチング天端から0.1m下の深度)のリングにおける加速度の比較(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・ x 方向加振)：(a)～(c)リング北側－南側，(d)～(f)リング東側－西側

Fig.2.15 Comparison of acceleration time histories of the rings at the depth of 0.1m from the footing top (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x) excitation): (a)-(c) the north- vs. south-side rings and (d)-(f) the east- vs. west-side rings.

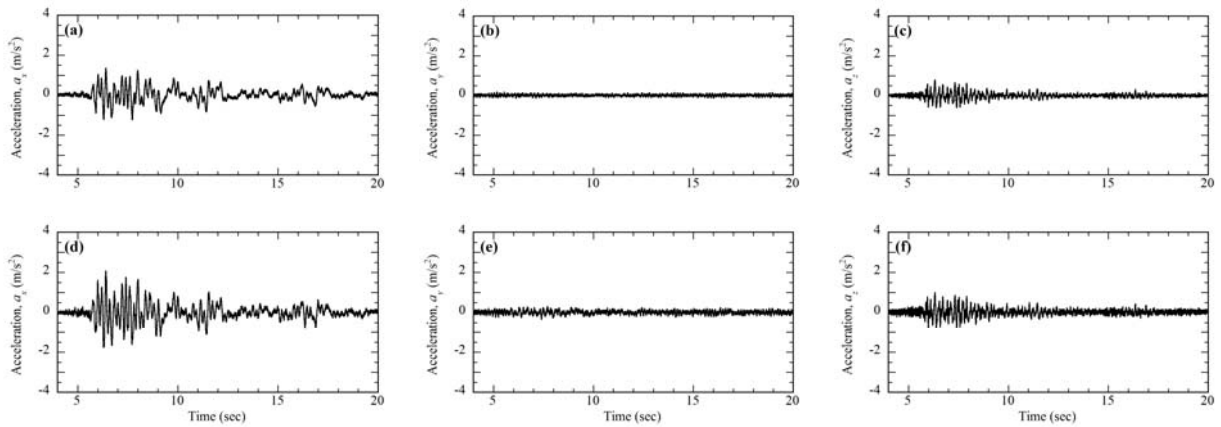


図2.16 リング近傍の北側地盤の加速度時刻歴(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x方向加振) : (a)~(c) $z = -2.0\text{m}$ (杭頭から2.0m下の深度の面), (d)~(f) $z = +0.4\text{m}$ (フーチング天端から0.1m下の深度)

Fig.2.16 Acceleration time histories of the north-side deposit close to the ring (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x) excitation) at (a)-(c) $z = -2.0\text{m}$ (the depth of 2.0m from the pile head) and (d)-(f) $z = +0.4\text{m}$ (the depth of 0.1m from the footing top).

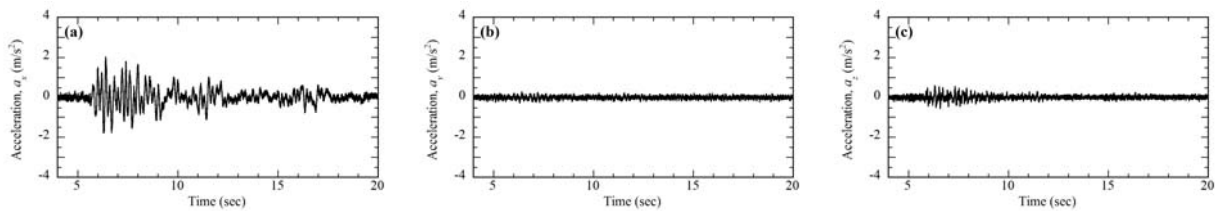


図2.17 フーチング近傍, 土槽底面から6.295mの高さの北側地盤の加速度時刻歴(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x方向加振)

Fig.2.17 Acceleration time histories of the north-side deposit close to the footing at $z = +0.4\text{m}$ (the depth of 0.1m from the footing top) (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x) excitation).

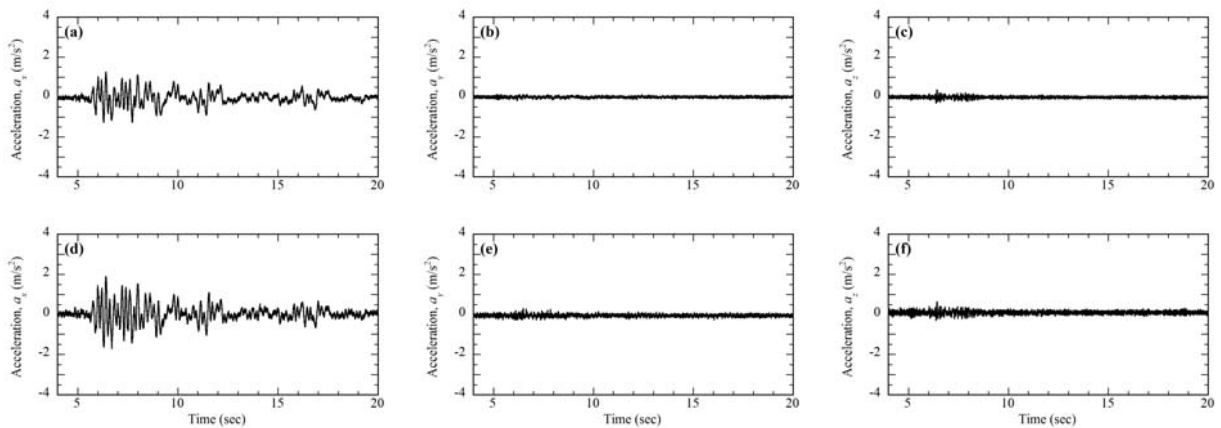


図2.18 リング近傍の東側地盤の加速度時刻歴(実験ケースD・鷹取波・80gal目標・x方向加振) : (a)~(c) $z = -2.0\text{m}$ (杭頭から2.0m下の深度の面), (d)~(f) $z = +0.4\text{m}$ (フーチング天端から0.1m下の深度)

Fig.2.18 Acceleration time histories of the east-side deposit close to the ring (Test Case D: Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x-direction) excitation) at (a)-(c) $z = -2.0\text{m}$ (the depth of 2.0m from the pile head) and (d)-(f) $z = +0.4\text{m}$ (the depth of 0.1m from the footing top).

2.5.3 異なる固有周期を有する杭基礎構造物の挙動

杭が塑性化しない範囲内の震動下における固有周期が異なる杭基礎構造物の挙動の違いを把握するため、実験ケース A～D の鷹取波・80gal 目標・ x - y 方向加振における上部構造物、フーチング、および杭 A1・B2 の挙動を比較する。

フーチングの水平変位の軌跡を、図 2.19 に示す。図

2.19(a)に示す実験ケース C の軌跡より、タイプ I の上部構造物がない状態のフーチングは x 方向に約 4mm、 y 方向に約 10mm の振幅を伴う y 方向に卓越した挙動である。

図 2.19(b)・(c)に示す実験ケース A・D の軌跡より、タイプ II の剛体構造物およびタイプ III-1 の短周期構造物のフーチングの軌跡はタイプ I と類似であるが、タイプ II では振幅が各方向に 2 倍程度大きくなっている。タイプ

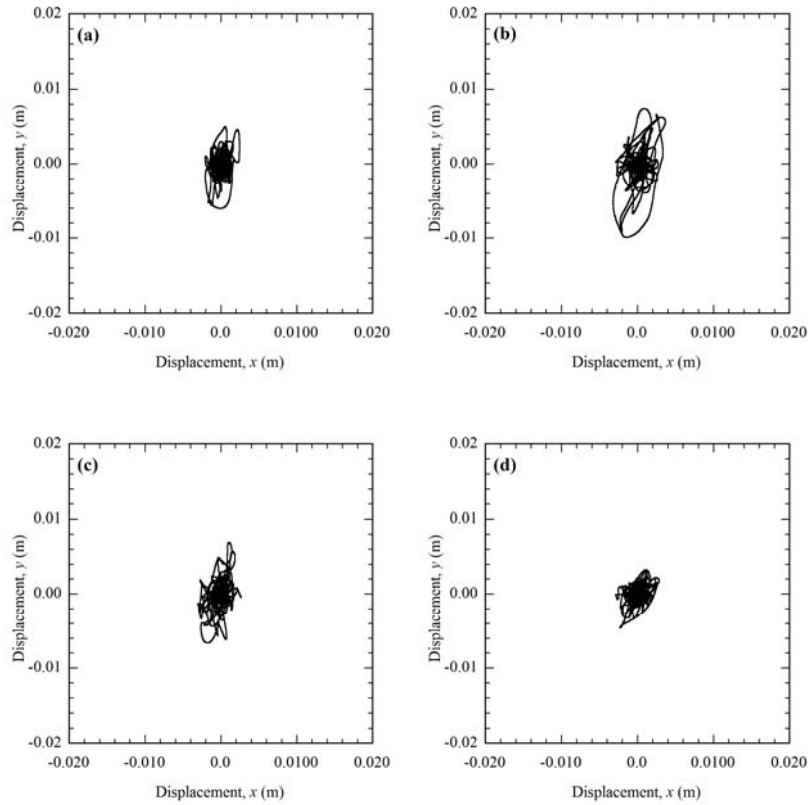


図2.19 フーチングの水平変位(鷹取波・80gal目標・ x - y 方向加振)：(a)実験ケースC，(b)実験ケースA，(c)実験ケースD，(d)実験ケースB

Fig.2.19 Horizontal displacements of the footing in Test Cases (a) C, (b) A, (c) D and (d) B (Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x - y) excitation).

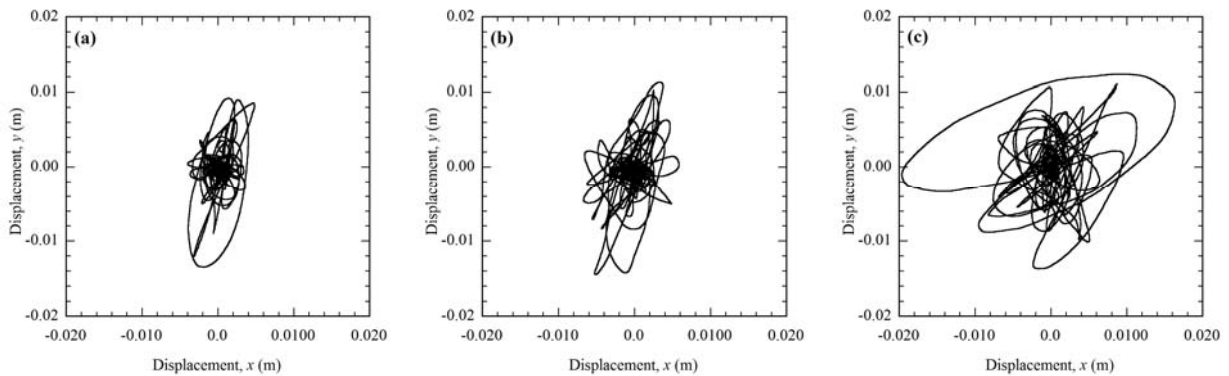


図2.20 上部構造物の水平変位(鷹取波・80gal目標・ x - y 方向加振)：(a)実験ケースA，(c)実験ケースD，(d)実験ケースB

Fig.2.20 Horizontal displacements of the superstructure in Test Cases (a) A, (c) D and (d) B (Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x - y) excitation).

IVの長周期構造物では、実験ケースBの軌跡を示した図2.19(d)より、他の実験ケースと異なり各方向の差異が小さい軌跡の挙動であり、振幅の大きさも最も小さい。一方、実験ケースA・D・Bにおける上部構造物の軌跡を示した図2.20より、振幅がタイプII、タイプIII-1、タイプIVの順に大きくなり、図2.19(b)~(d)に示すフーチングの軌跡と逆の傾向であることがわかる。また、図2.19(b)・2.20(a)に示すタイプIIのフーチングと上部構造物の軌跡は、他のタイプに比べて振幅と形状がほぼ同じである。これらのことから、杭基礎構造物の固有周期が大きいほど上部構造物の水平変位は大きくなるが、フーチングの水平変位は固有周期が小さい杭基礎構造物より小さくなることわかる。

杭の挙動について、杭A1・B2の加速度の最大値深度分布を図2.21に示す。これらの図より、杭の加速度の深度分布に杭基礎構造物の違いによる差はほとんどなく、概ね位置が浅くなるほど加速度が大きくなる傾向が見られる。また、図2.21(b)・(d)の杭B2の分布にあわせて示した上部構造物の最大加速度より、タイプIVの最大加速度はx・y方向ともほぼ同じレベルであることにに対し、タイプII・III-1ではy方向の最大加速度がx方向の約2倍となり、杭頭からの上の最大加速度が急増していることがわかる。これらのことから、構造物の固有周期の違いは、その杭の加速度の最大値に大きな違いをおよぼさず、杭頭より上のフーチングと上部構造物の加速度の最大値に差をもたらすと言える。

杭A1・B2の曲げひずみの最大値深度分布を、図2.22に示す。タイプIII-1では、曲げひずみの最大が杭頭から0.4~0.6mの位置であり、深くなるに従い小さくなり、2mより深い位置ではほとんど生じていない。一方タイプIIでは、杭頭から1mの位置が最大となると共に、フー

チング直下でも曲げひずみ最大値が大きくなる傾向が見られることから、他のタイプと異なり杭の2か所に影響を及ぼすことがわかる。なお、タイプI・IVでは曲げひずみの最大値はタイプII・III-1ほど小さくなく、その最大はフーチング直下であり、杭頭から1mの位置まで深くなるに従い小さくなり、1mより深い位置で曲げひずみがほとんど生じていない。

杭A1・B2の軸ひずみの最大値深度分布を、図2.23に示す。タイプII・III-1・IVでは、杭A1の軸ひずみの最大値の方が杭B2よりも大きくなる傾向が見られる。その大きさはタイプIVの方がタイプII・III-1よりも小さく、上部構造物の慣性力が、免震ゴム柱により杭の変形に及ぼす影響が小さくなっていることがわかる。一方、タイプIでは軸ひずみは小さく杭A1・B2の差違も小さい。

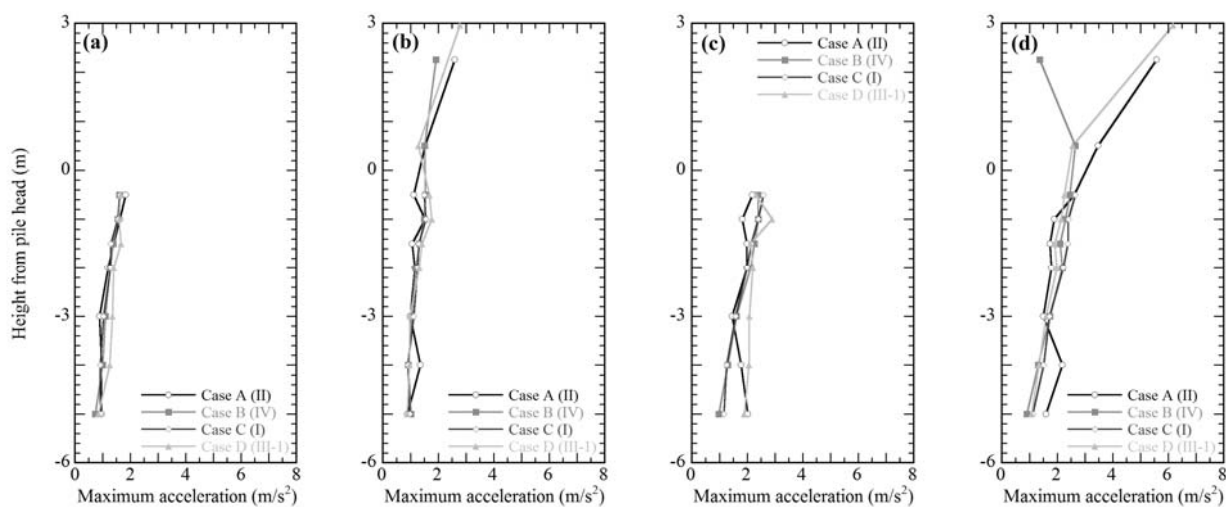


図2.21 杭の加速度の最大値深度分布(鷹取波・80gal目標・x-y方向加振)：(a)杭A1・x方向、(b)杭B2・x方向、(c)杭A1・y方向、(d)杭B2・y方向

Fig.2.21 Distributions of maximum acceleration of (a) Pile A1 in x, (b) Pile B2 in x, (c) Pile A1 in y and (d) Pile B2 in y (Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x-y) excitation).

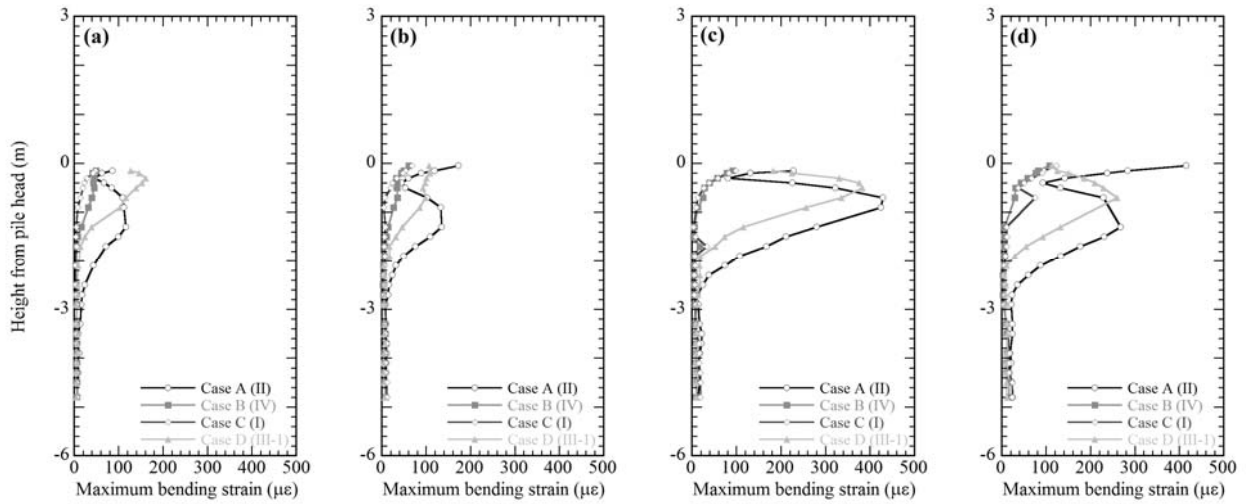


図2.22 杭の曲げひずみの最大値深度分布(鷹取波・80gal目標・x-y方向加振)：(a)杭A1・x方向，(b)杭B2・x方向，(c)杭A1・y方向，(d)杭B2・y方向

Fig.2.22 Distributions of maximum bending strain of (a) Pile A1 in x, (b) Pile B2 in x, (c) Pile A1 in y and (d) Pile B2 in y (Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x-y) excitation).

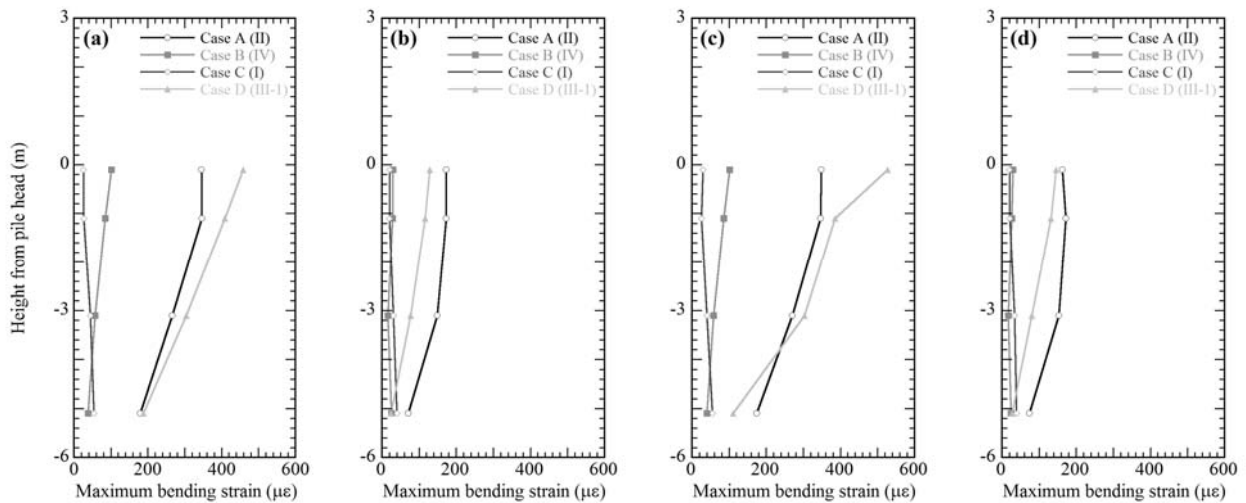


図2.23 杭の軸ひずみの最大値深度分布(鷹取波・80gal目標・x-y方向加振)：(a)杭A1・x方向，(b)杭B2・x方向，(c)杭A1・y方向，(d)杭B2・y方向

Fig.2.23 Distributions of maximum axial strain of (a) Pile A1 in x, (b) Pile B2 in x, (c) Pile A1 in y and (d) Pile B2 in y (Takatori motion, maximum acceleration level of 80 gal, horizontal (x-y) excitation).

2.5.4 杭基礎の破壊を伴う挙動

杭基礎の震動による破壊過程を把握するため、実験ケース E において 300gal, 600gal 目標の鷹取波・ x - y - z 方向加振を実施した。本実験の最後の加振である鷹取波・600gal 目標・ x - y - z 方向加振後の試験体の状況を、写真 2.12 に示す。この加振により、図 2.24 に示すように上部構造物が天端で約 10 度北東方向に傾いた状態となった。

試験体の解体時における杭の損傷状況を、写真 2.13・図 2.25 に示す。すべての杭において、フーチング直下に提灯状の座屈とともに、杭頭から 0.7m~1.5m の位置での折れ曲がりが見られた。なお、各杭とも折れ曲がった位置から下部には曲げ等の損傷は見られなかった。

実験ケース E の鷹取波・300gal 目標・ x - y - z 方向加振における上部構造物の変位を、図 2.26 に示す。この図より、上部構造物は地盤とほぼ同じ挙動であるが、水平変位は上部構造物の方が地盤より大きいことから、上部構造物の変形に地盤の変形のみではなく慣性力も影響を与えていると言える。また、加振後に変位の残留が見られることから、杭がある程度の損傷を受けていたことがわかる。

実験ケース E の鷹取波・600gal 目標・ x - y - z 方向加振における上部構造物の変位を、図 2.27 に示す。変位はレーザ変位計を用いて計測されたが、上部構造物と地盤が 3 方向の加振により激しい挙動を示したために変位計本体とターゲットの位置関係が許容範囲外となり、加振中の上部構造物の一部分と地盤のすべての変位を計測することが不可能であった。この図より、計測開始から約 7 秒で z 方向の負の変位（沈下）を生じ始めていることがわかる。また水平変位については、約 7 秒の後に x , y 方向共大きな変位を生じた後に変位が残留していることがわかる。これらのことから、約 7 秒の時点で上部構造物に沈下を生じるように杭が損傷したと考えられる。

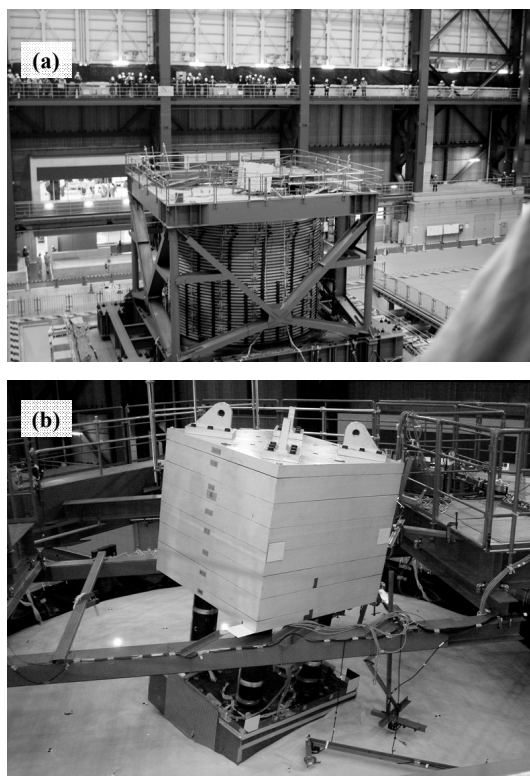


写真2.12 震動実験後の試験体の状況：(a)試験体全景、(b)上部構造物とその周辺

Photo 2.12 Specimen after the test: (a) specimen and (b) superstructure and its surrounding.

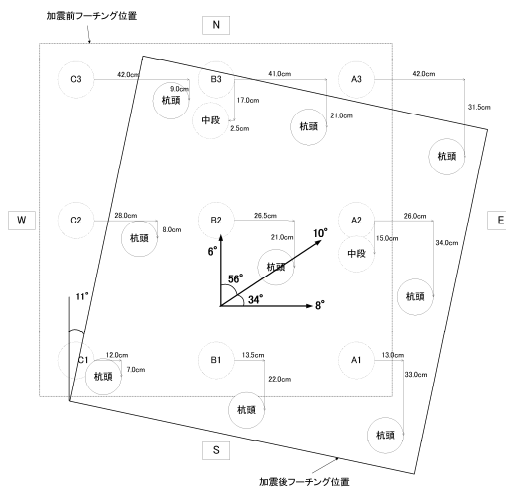


図2.24 フーチングと杭の震動実験前後の比較
Fig.2.24 Plan views of the footing before and after the test.

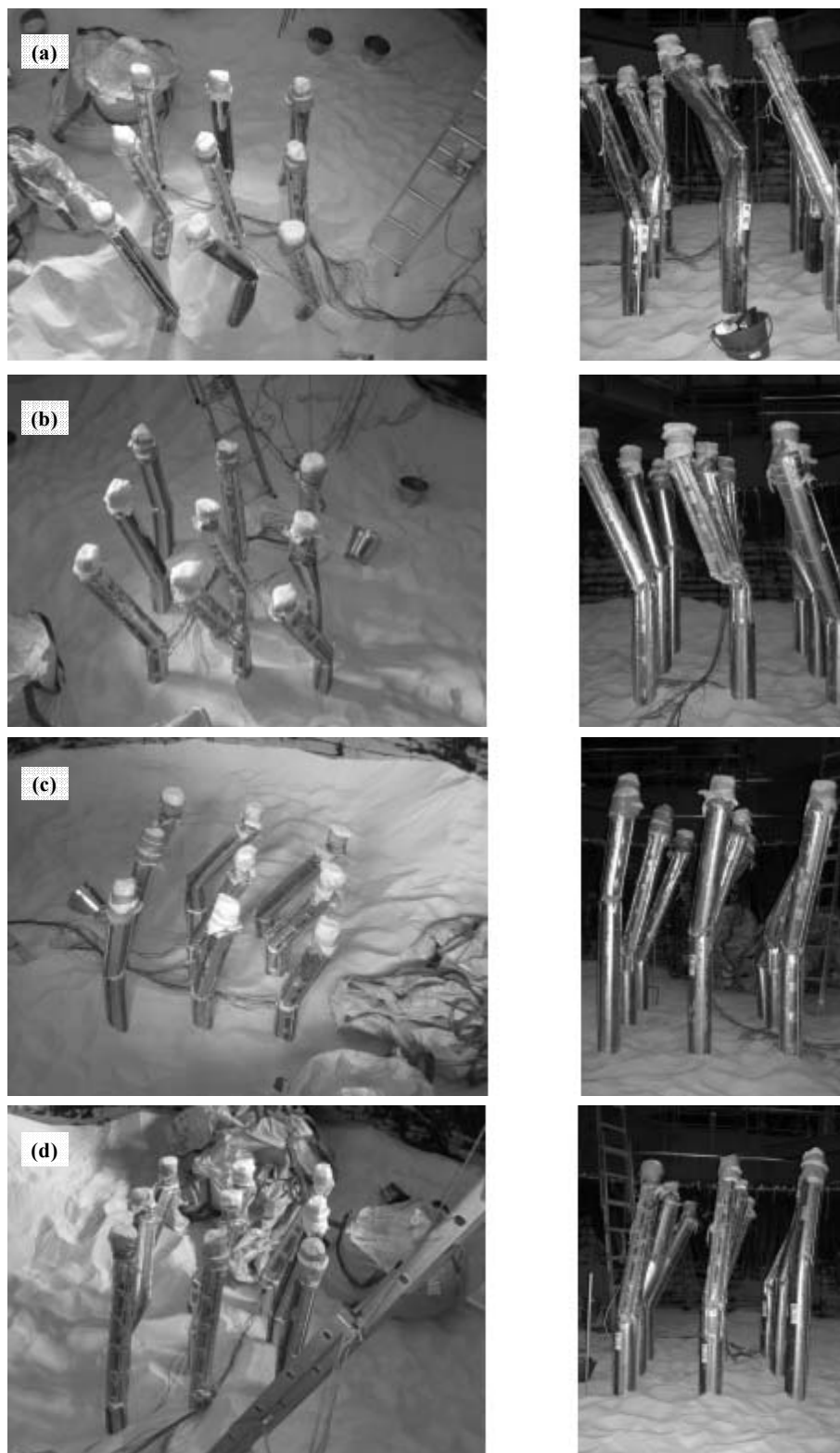


写真2.13 震動実験後の試験体の状況：(a)北側，(b)東側，(c)南側，(d)西側
Photo 2.13 Piles after the test of (a) north, (b) east, (c) south and (d) west sides.

(a)

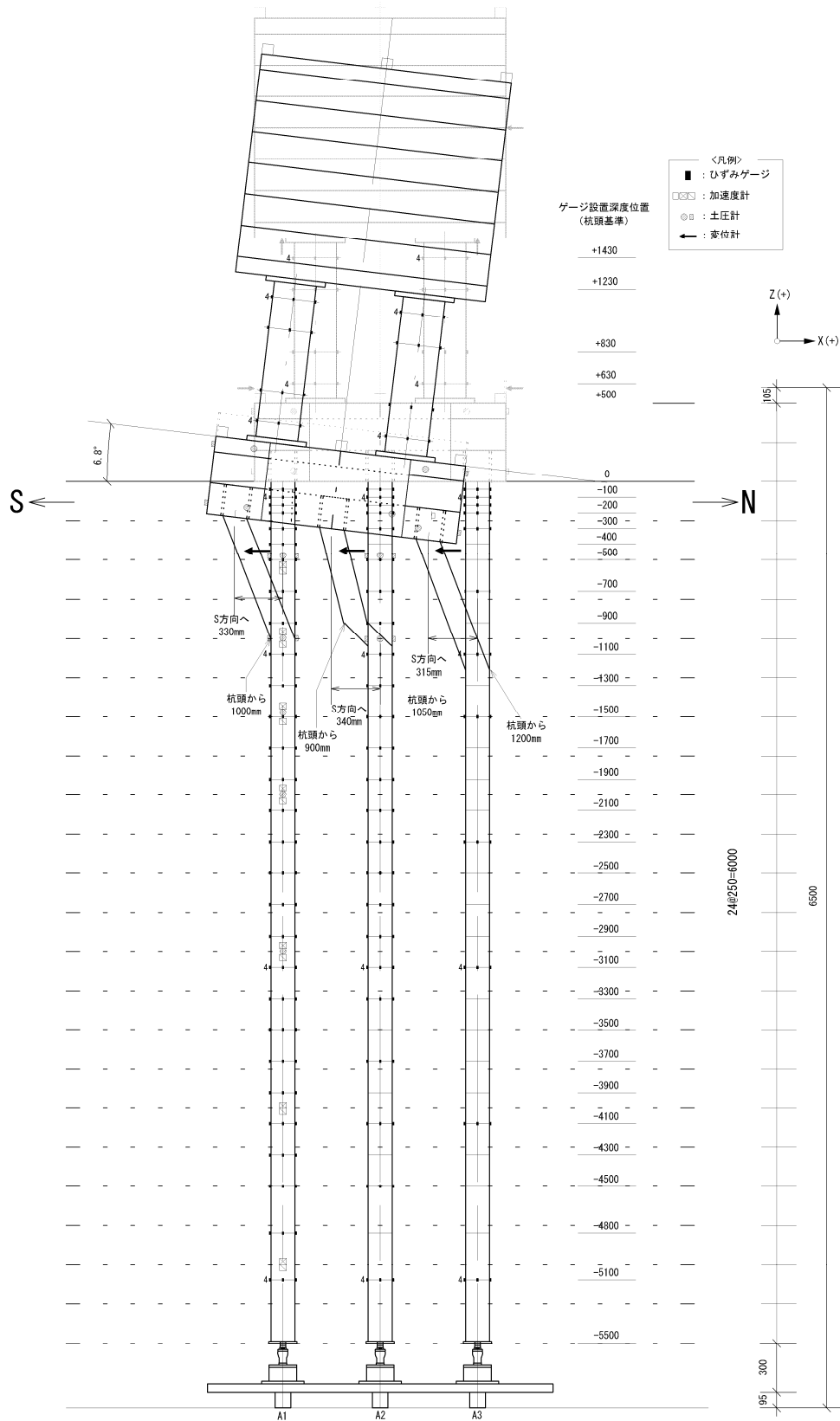


図2.25(a) 杭の損傷状況：杭A1, A2, A3(南北断面)

Fig.2.25a Piles after the test: Piles A1, A2 and A3 in north-south section.

(b)

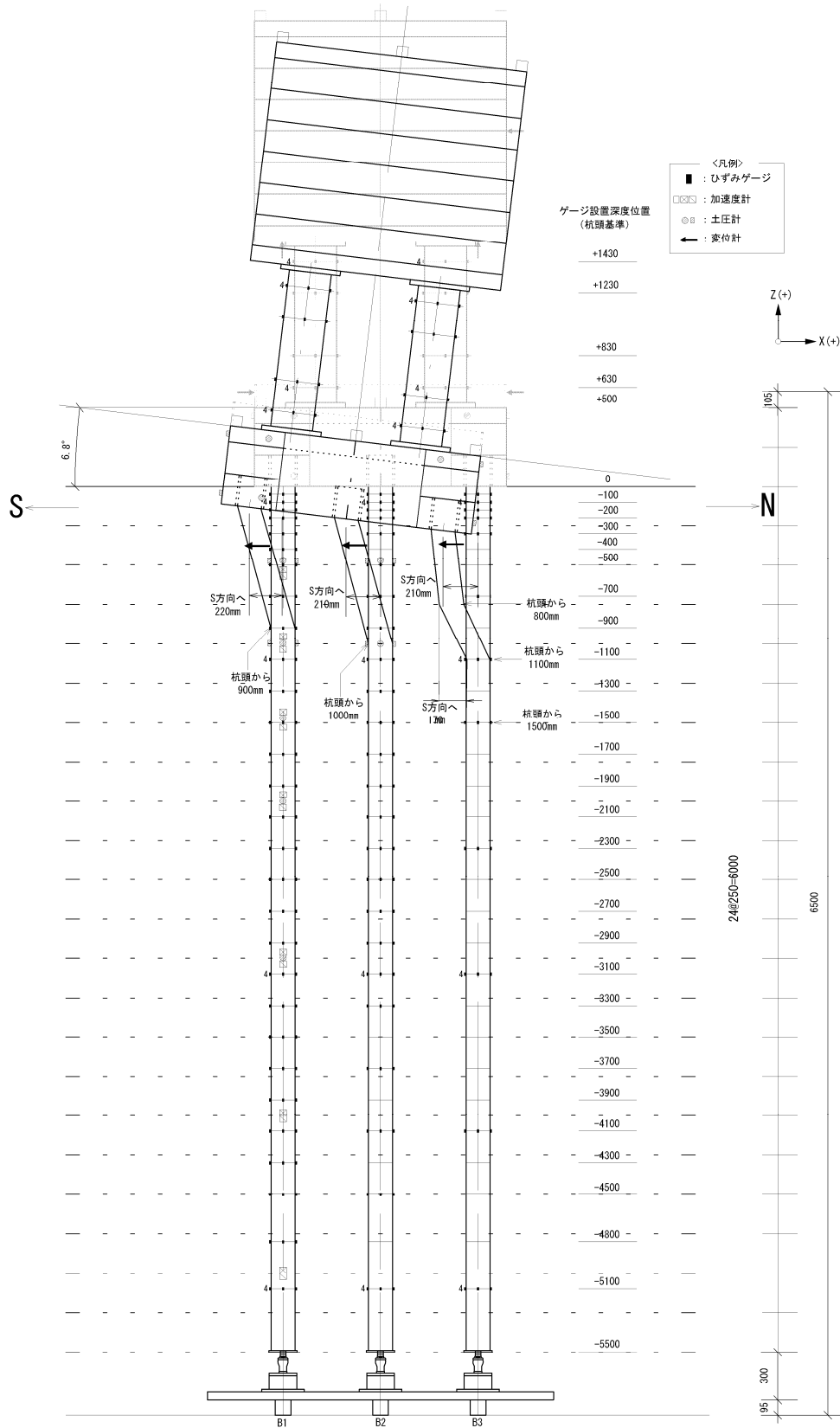


図2.25(b) 杭の損傷状況：杭B1, B2, B3(南北断面)

Fig.2.25b Piles after the test: Piles B1, B2 and B3 in north-south section.

(c)

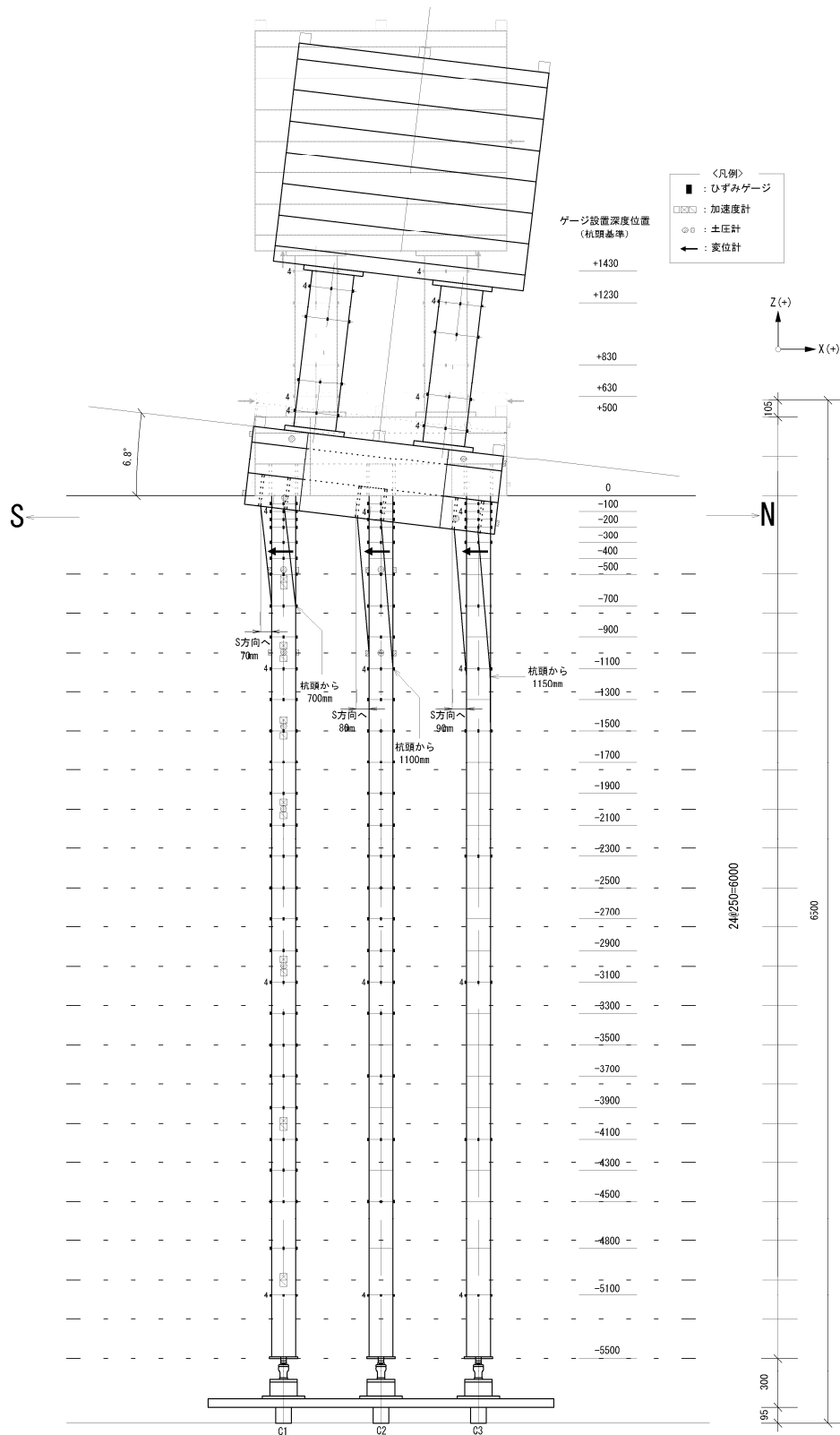


Fig.2.25c Piles after the test: Piles C1, C2 and C3 in north-south section.

(d)

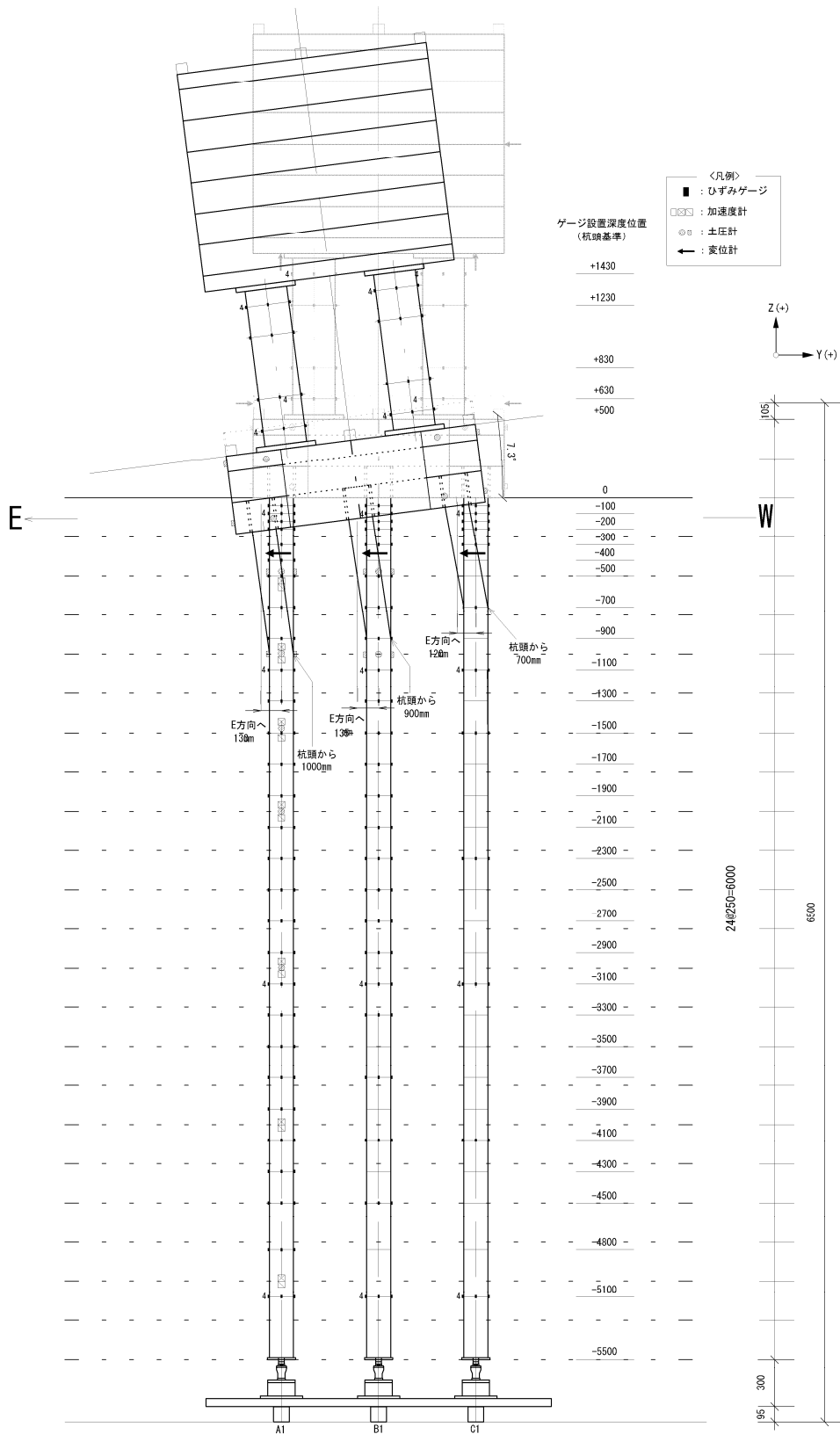


図2.25(d) 杭の損傷状況：杭A1, B1, C1(東西断面)

Fig.2.25d Piles after the test: Piles A1, B1 and C1 in east-west section.

(e)

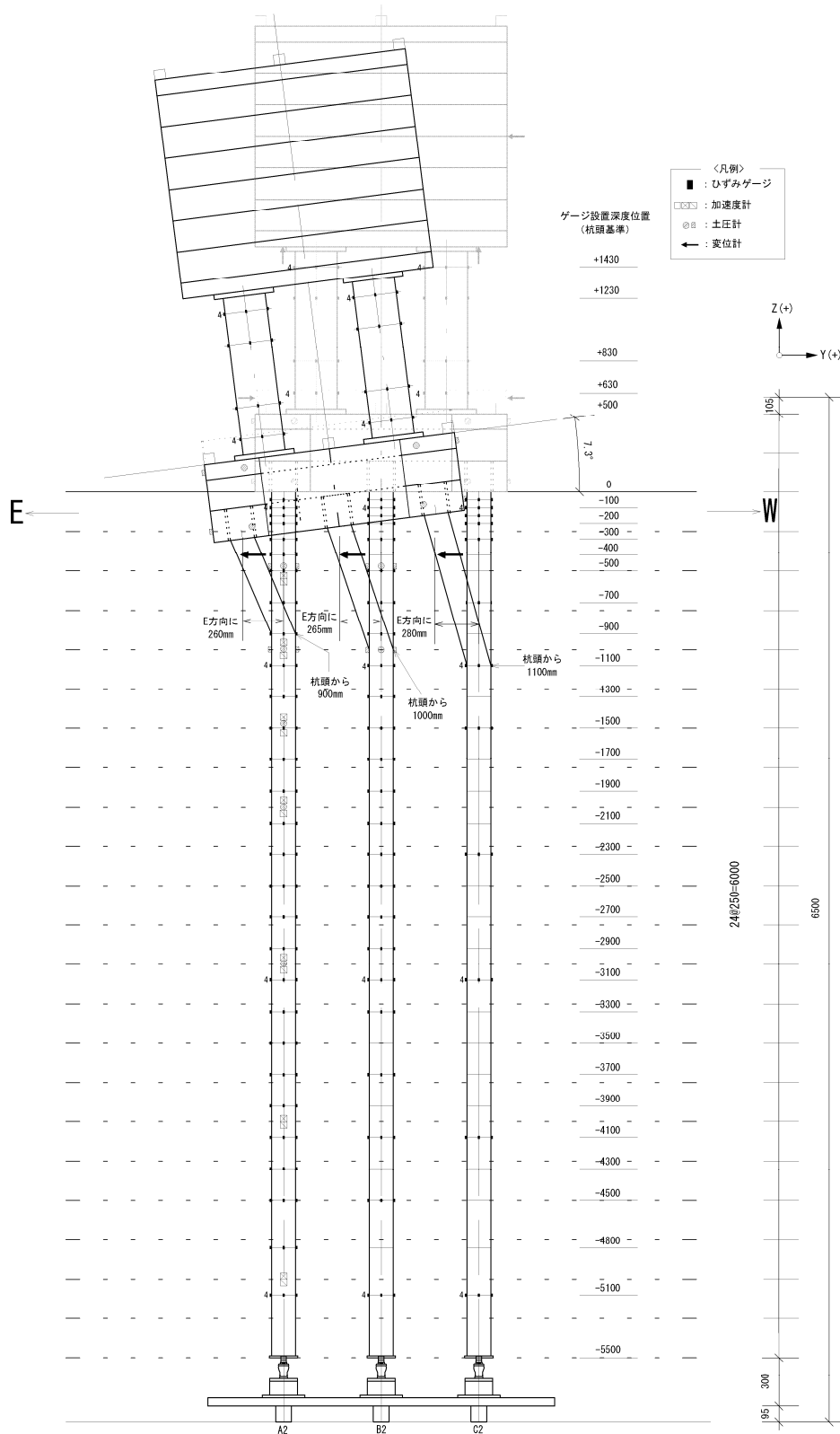


図2.25(e) 杭の損傷状況：杭A2, B2, C2(東西断面)

Fig.2.25e Piles after the test: Piles A2, B2 and C2 in east-west section.

(f)

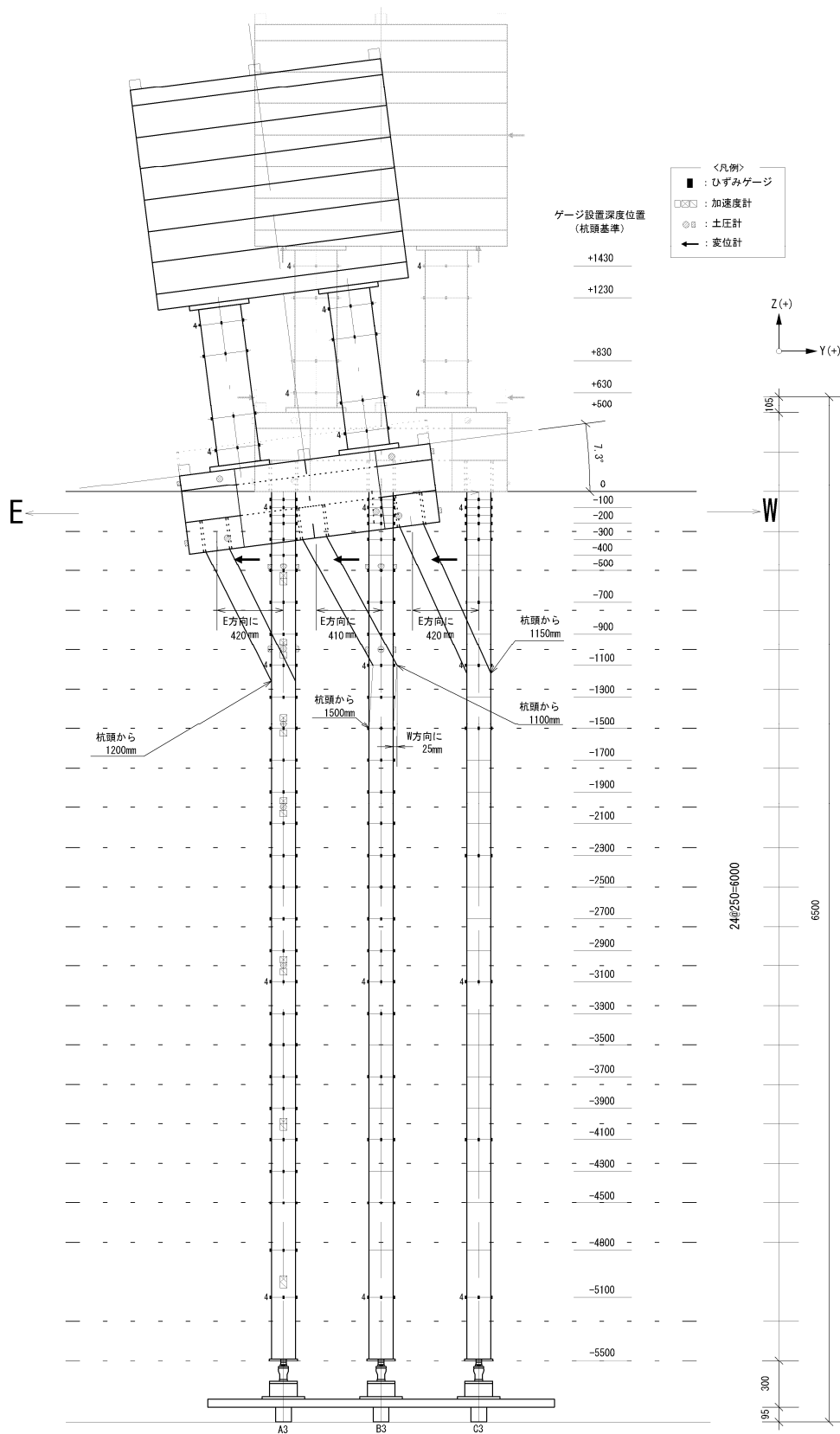


Fig.2.25f Piles after the test: Piles A3, B3 and C3 in east-west section.

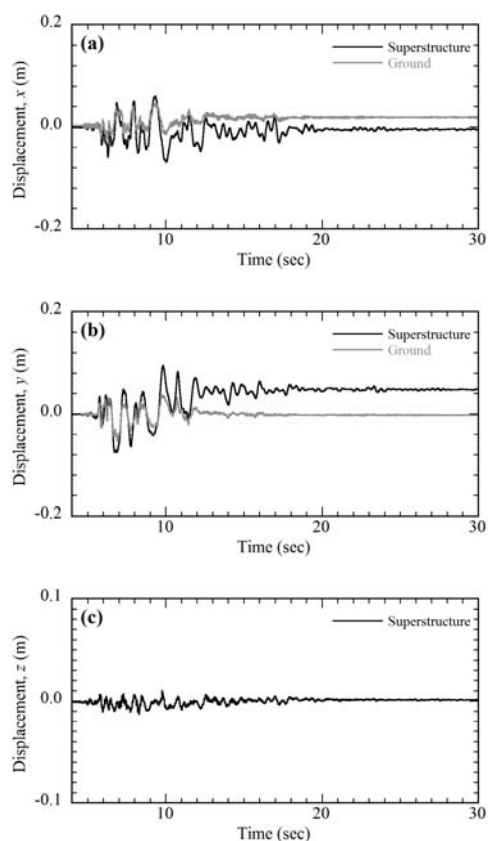


図2.26 上部構造物および地盤表面の変位(ケースE: 鷹取波・300gal目標・ x - y - z 方向加振)
Fig.2.26 Displacement time histories of the superstructure and deposit surface (Takatori motion, maximum acceleration level of 300 gal, horizontal (x - y - z) excitation).

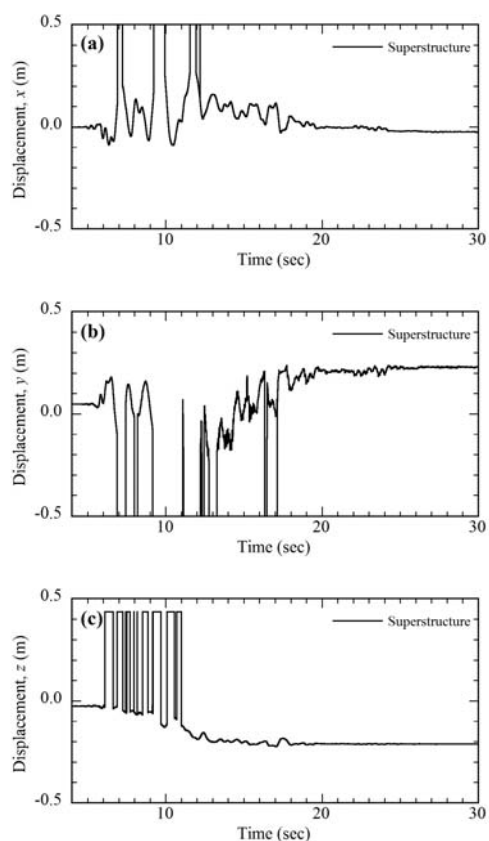


図2.27 上部構造物および地盤表面の変位(実験ケースE: 鷹取波・600gal目標・ x - y - z 方向加振)
Fig.2.27 Displacement time histories of the superstructure and deposit surface (Takatori motion, maximum acceleration level of 300 gal, horizontal (x - y - z) excitation).

3. 護岸の側方流動実験

1995年兵庫県南部地震では、臨海部において地盤の液状化に伴う側方流動により矢板式護岸やケーソン岸壁が被災し、その背後にある施設の杭基礎構造物も多くの被害を受けた。これらの臨海部の施設は物流拠点であるのみではなく、地震等の災害発生時において救援・復旧に必要な物資の拠点ともなることから、災害後の速やかな機能回復が被災地の復興への足がかりとなる。したがって、地震時における液状化に伴う側方流動による護岸等の構造物被害とその背後地盤にある杭基礎構造物の被害を軽減することはきわめて重要であり、地盤地震工学における重要課題の一つである。

側方流動現象とその際の杭基礎の破壊メカニズムを明らかにするために、多くの実験や数値解析による研究が行われてきた。しかし、側方流動による被害に関して、杭基礎が地震中に被害を受けたのか、地震後に地盤の変

形により破壊したのか、構造物の慣性力と地盤の変形のどちらが支配的か、地盤の液状化が護岸にどのような影響を及ぼすのか、護岸に大きな水平変位を生じる際の背後地盤はどのような挙動なのか等、未だ多くの課題が解明されていない。これらを実証的に解明するために、側方流動現象の再現を試みた実験が実施されてきた。しかし、重力場の振動実験では、模型の大きさがプロトタイプよりも非常に小さいため、地盤の破壊を伴う側方流動現象が表現されているかが不明確である。また遠心力場の振動実験では、原理的に相似則を満足できるとはいえ、実際の現象がどの程度再現されているのかが証明されていない。

このような背景から、Eーディフェンスの震動台を用いて、可能な限り大型の地盤模型試験体に対する震動台実験を実施し、地震時における地盤の液状化に伴う側方流動現象の再現と、護岸・杭基礎構造物の挙動把握を行った。本実験に供した試験体は、護岸としての矢板とその背後に杭基礎構造物を有する液状化地盤が土槽内に作製された模型であり、これまでになく大きな規模を有するものである。この試験体に対して本実験では、側方流動に伴う矢板式護岸の前面(水側)と背後地盤の挙動、および護岸背後の構造物の杭基礎の破壊に対する作用に着目し、これらを時系列で把握することにより、地震時被害メカニズムの解明を行うことを目的とした。さらに、本実験のような大規模実験のデータを将来にわたり蓄積することにより、地盤と構造物の地震被害軽減化の検討に資するデータベース構築も視野に入れている。

3.1 試験体

護岸の背後に杭基礎で支持された構造物を有する液状化地盤を想定した試験体を作製した。試験体の全景を写真3.1に、その平面および断面の概略図を図3.1にそれぞれ示す。この試験体は、直方体剛体土槽、およびその中に作製された $3 \times 2 = 6$ 本の鋼管杭で支持された杭基礎構造物と矢板式護岸を有する液状化地盤で構成される。

この試験体に対する本文での座標系を、杭基礎構造物のフーチング天端中心を原点として、水平・土槽短辺方向に x 方向、長辺方向に y 方向、鉛直に z 方向と設定した。また便宜上、原点から x の正・負の方向をそれぞれ北・南と称した(図3.1(a))。

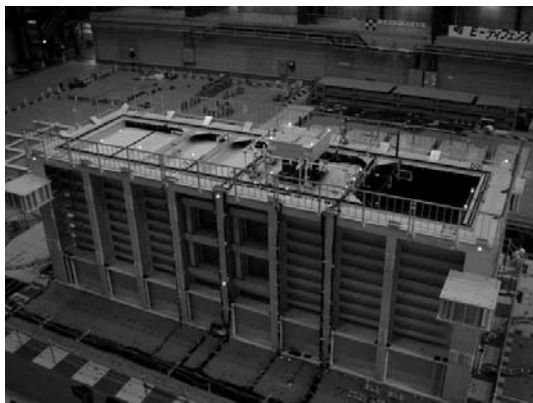


写真3.1 試験体の全景
Photo 3.1 Specimen on the table.

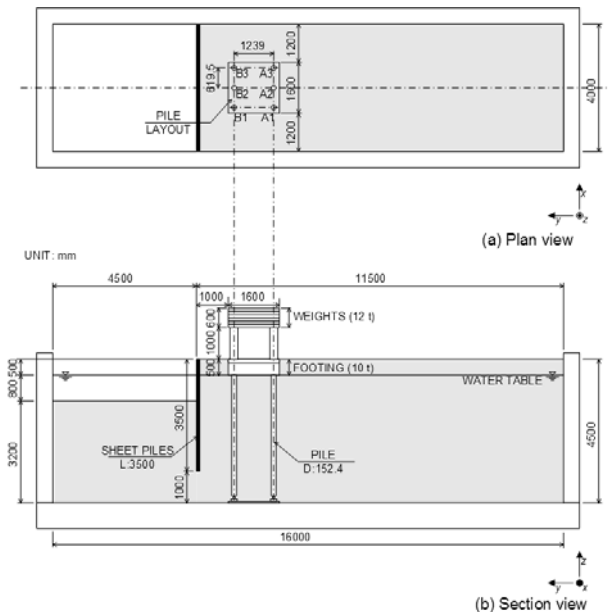


図3.1 試験体の概略：(a)平面図，(b)断面図
Fig.3.1 Illustration of the specimen: (a) Plan and (b) section views.



写真3.2 直方体剛体土槽
Photo 3.2 Rectangular rigid container.

3.1.1 直方体剛体土槽

矢板式護岸とその背後地盤の変形現象を再現するため、護岸法線方向に長い直方体形状の剛体土槽(写真 3.2)を作製し、試験体に用いた。土槽内部は長さ16m、幅4m、高さ5mである。なお、土槽長辺方向の内壁と地盤間の摩擦を低減させるため、長辺方向内壁にゴムを設置した。また、土槽短辺方向の内壁での振動の反射を低減させるため、短辺方向内壁の近傍に、土槽底面と下端をヒンジ接合とした矢板を設置した。

3.1.2 液状化地盤

液状化地盤は、アルバニー砂を目標とする相対密度になるように土槽上部から所定質量を巻出し、転圧することにより締固めて作製された(写真 3.3)。作製時において、土槽底面から高さ0.75mまでの相対密度が約70%の地盤を、それより上層の相対密度が約60%の地盤を目標とした。地盤の高さは、護岸の矢板背後の陸側地盤で4.5m、前面の水側地盤で3.2mである。

この地盤を飽和状態の液状化地盤とするため、土槽全体を真空に近い状態にした後、脱気水を土槽底面より徐々に注入し、飽和砂の液状化地盤を作製した(後述 3.3)。地下水位面は陸側地盤表面から0.5m下、すなわち水側地盤表面から0.8m上である。

3.1.3 矢板式護岸

護岸(写真 3.4)は長さ3.5mの鋼製矢板であり、その上端は陸側地盤と同じ高さ、根入れ長さは2.2mである。

3.1.4 杭基礎構造物

杭基礎構造物は、杭基礎、フーチング、上部構造物と上部構造物-フーチング間の柱で構成される。

杭基礎(写真 3.5)は、長さ4.2m、直径152mm、肉厚2mmの鋼管杭6本で構成され、杭頭をフーチングと剛結合、下端を土槽底面とピン結合とした。これらの杭を、土槽長辺方向2列、短辺方向3列に配置した。なお杭の名称を、その位置によりx方向に1~3の数字とy方向にA・Bのアルファベットを組み合わせることで、杭A1~A3、B1~B3と設定した(図 3.1(a))。

フーチングは鋼製であり、平面が1辺1.6mの正方形形状、高さ0.5m、質量10tの直方体である。このフーチング上に上部構造物(写真 3.6)を高さ1mの柱を介して設置した。上部構造物は平面が1辺1.6mの正方形形状、高さ0.6m、質量12tの直方体である。

3.2 計測

試験体に設置した計測機器の一覧を表 3.1 に、その配置を図 3.2 にそれぞれ示す。この表に示すように、試験体にデータ収録装置の844チャンネル分に相当する計測機

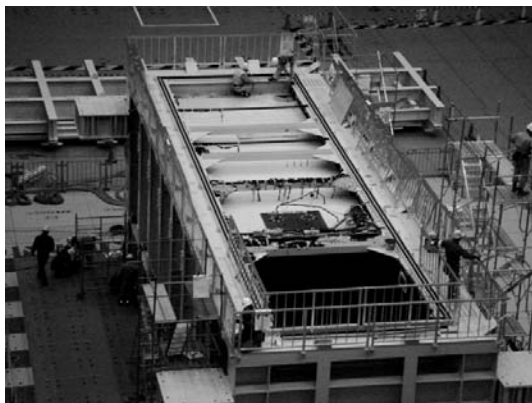


写真3.3 液状化地盤
Photo 3.2 Liquefiable deposit in the container.



写真3.5 杭基礎
Photo 3.5 Pile foundation.

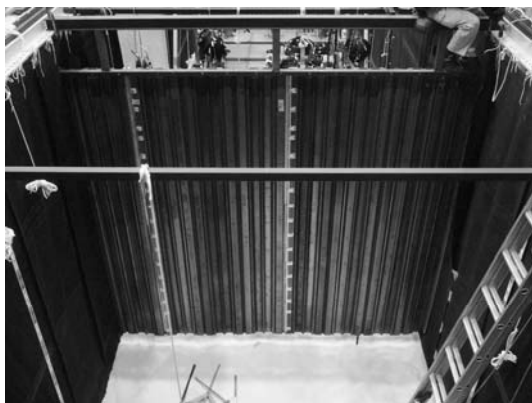


写真3.4 矢板式護岸
Photo 3.4 Sheet-pile-type quay wall.

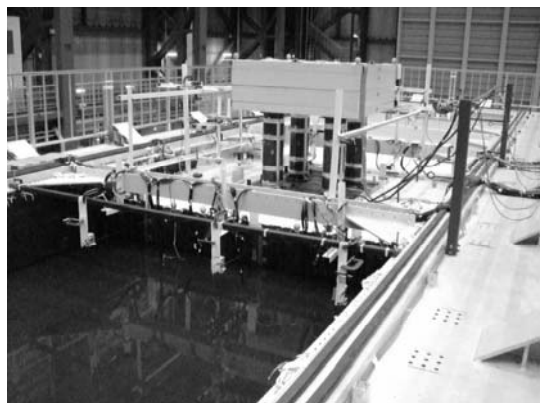


写真3.6 上部構造物
Photo 3.6 Superstructure behind the wall.

器を設置した。これらのうち地盤内の挙動を把握するための加速度計および間隙水圧計を、地盤中に設定された計測線 A～G(図 3.2(a)～(c))において、深度方向に 0.4m 間隔で設置した(図 3.2(d)～(j))。

表3.1 計測機器の一覧

Table 3.1 Measurement sensors installed with the specimen.

Type of sensor	Ground	Piles	Superstructure and footing	Sheet-pile quay wall	Container	Total
Strain gauge		216	48	34		298
Accelerometer	83	22	24	12	24	165
Displacement transducer	11		11	6		28
Water pressure transducer	117	72		13		202
Earth pressure transducer		104	16	13		133
Load cell		18				18

(a)

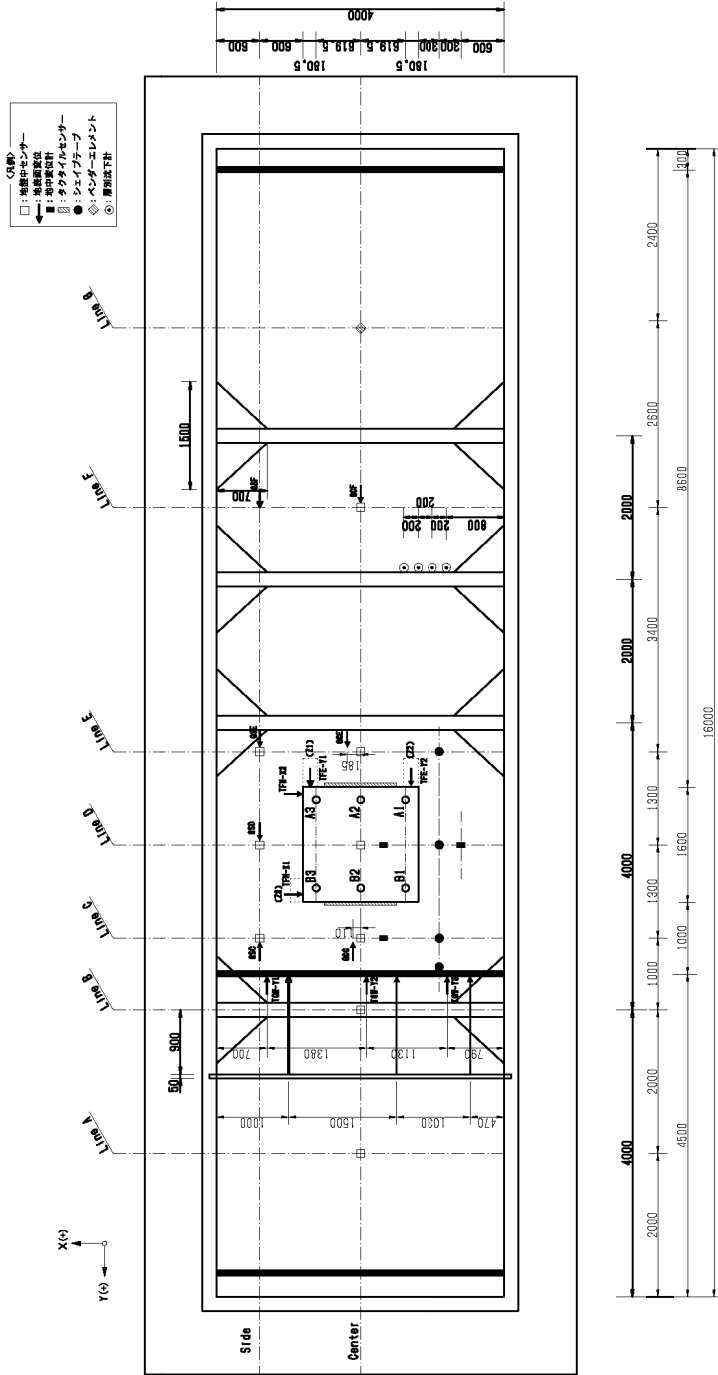


図3.2(a) 計測機器の配置：平面図

Fig.3.2a Section of sensor distribution: Plan view.

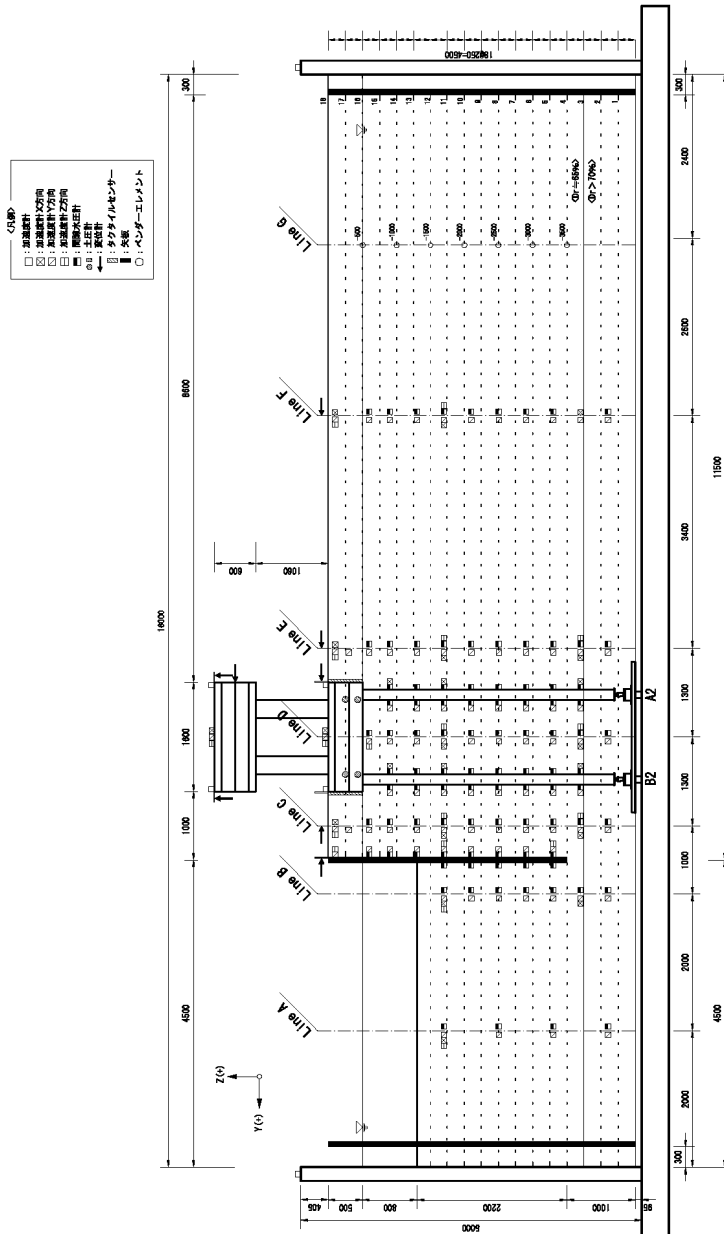


図3.2(b) 計測機器の配置：中央断面

Fig.3.2b Section of sensor distribution: Cross-section view at the center.

(b)

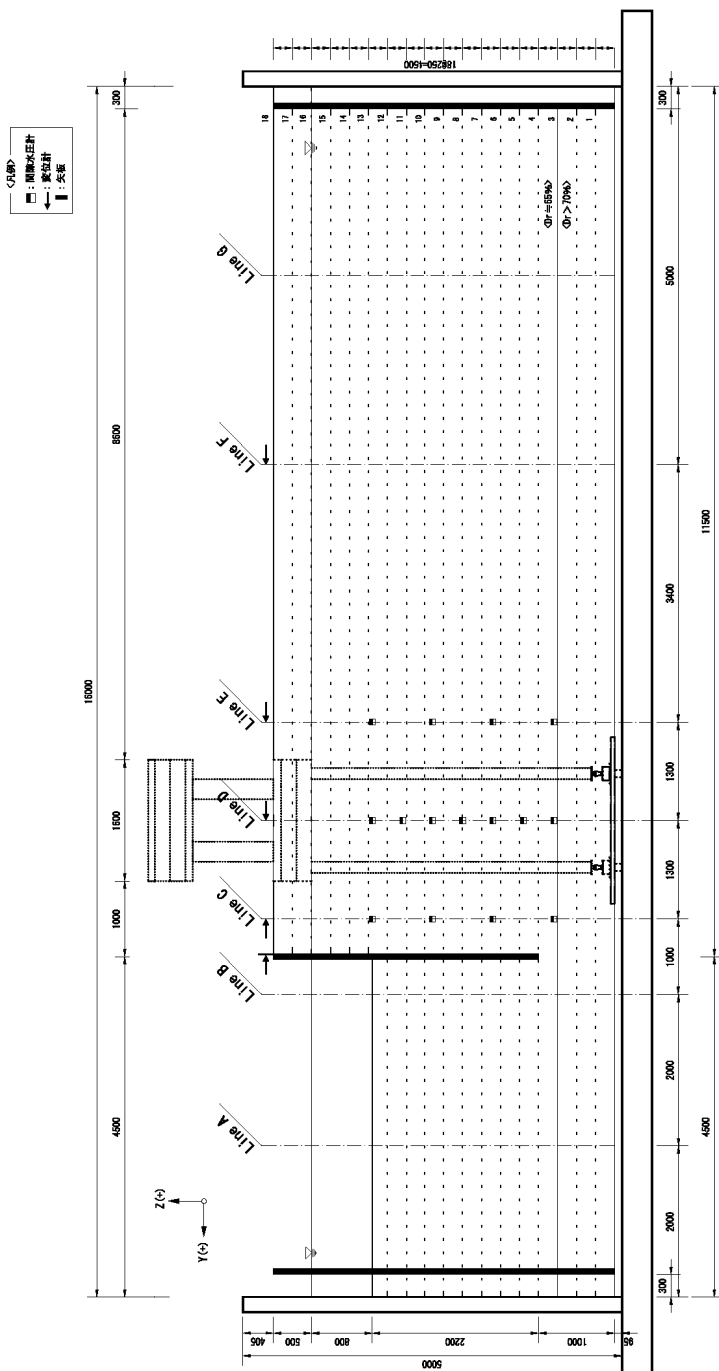


図3.2(c) 計測機器の配置：北側断面
Fig.3.2c Section of sensor distribution: Cross-section view at the north.

(c)

(d)

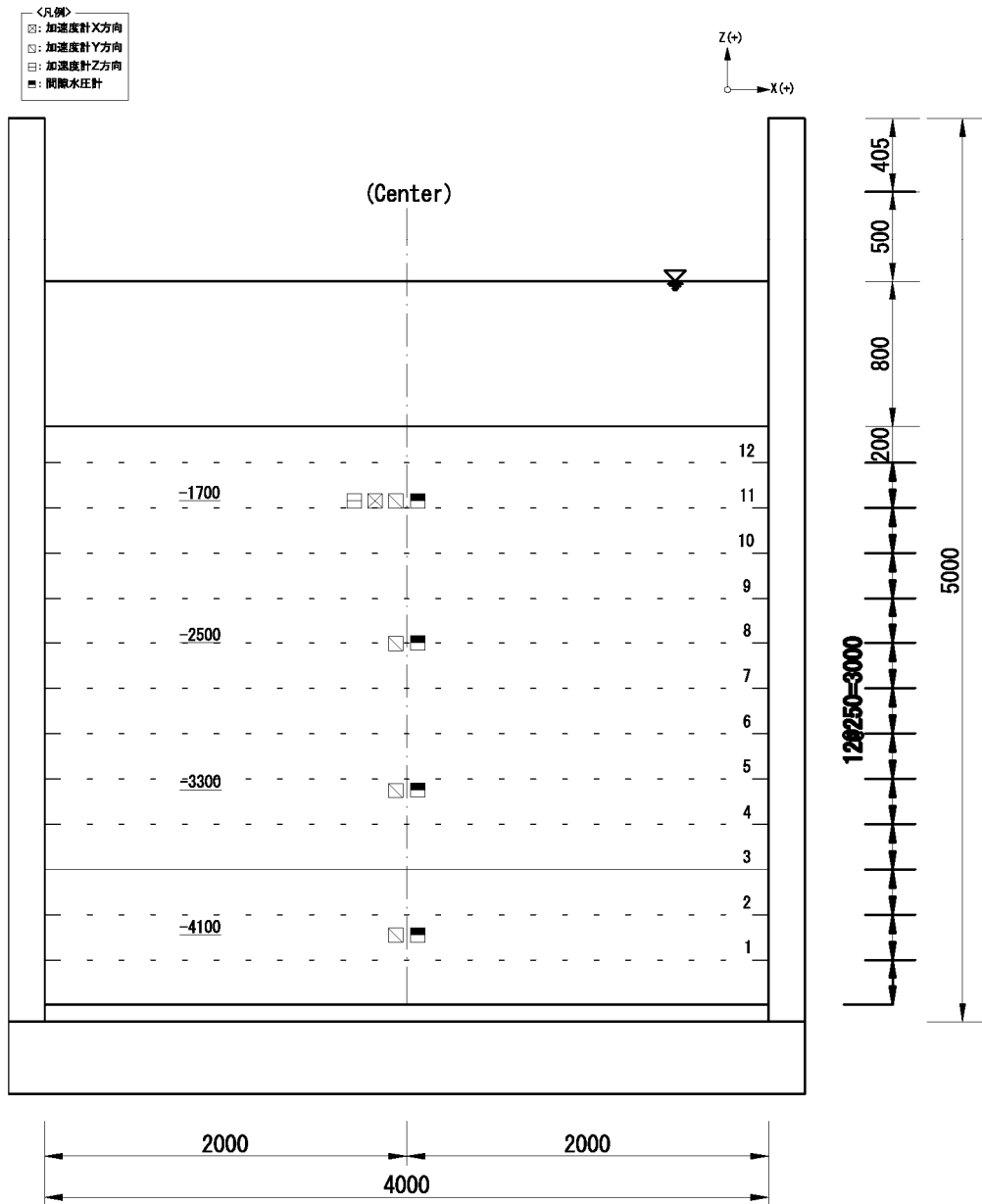


図3.2(d) 計測機器の配置：計測線A

Fig.3.2d Section of sensor distribution: Cross-section at Line A.

(e)

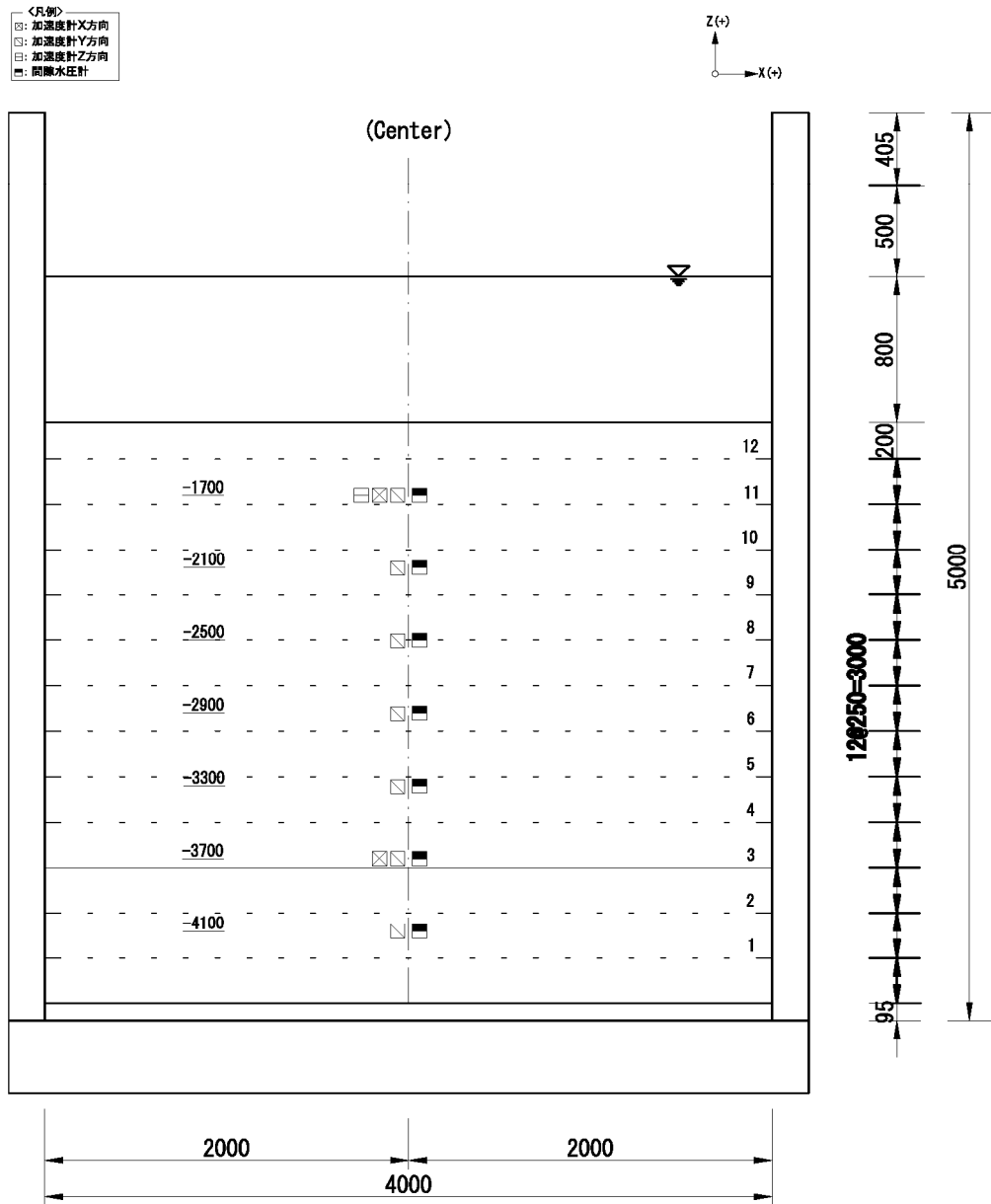


図3.2(e) 計測機器の配置：計測線B

Fig.3.2e Section of sensor distribution: Cross-section at Line B.

(f)

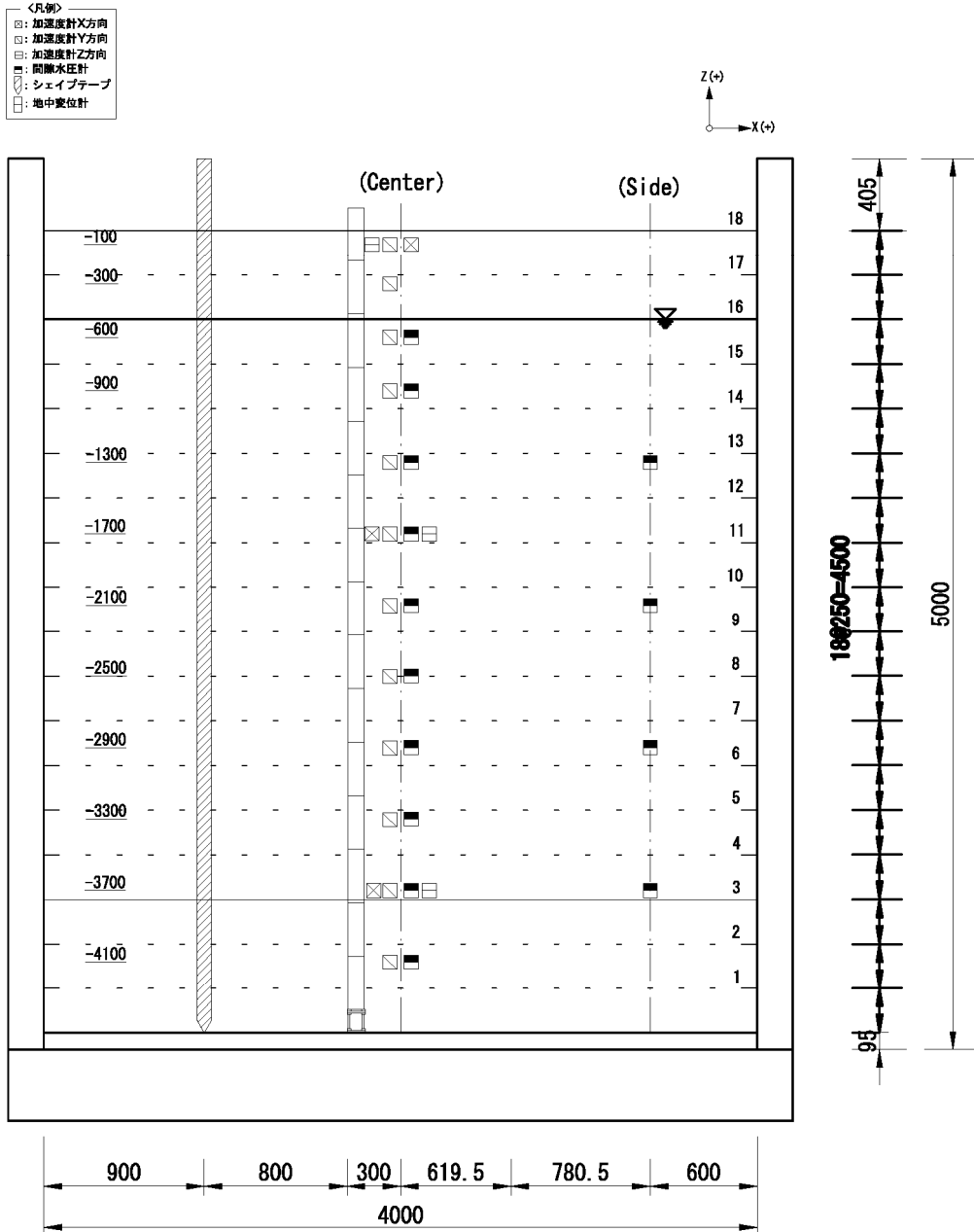


図3.2(f) 計測機器の配置：計測線C

Fig.3.2f Section of sensor distribution: Cross-section at Line C.

(g)

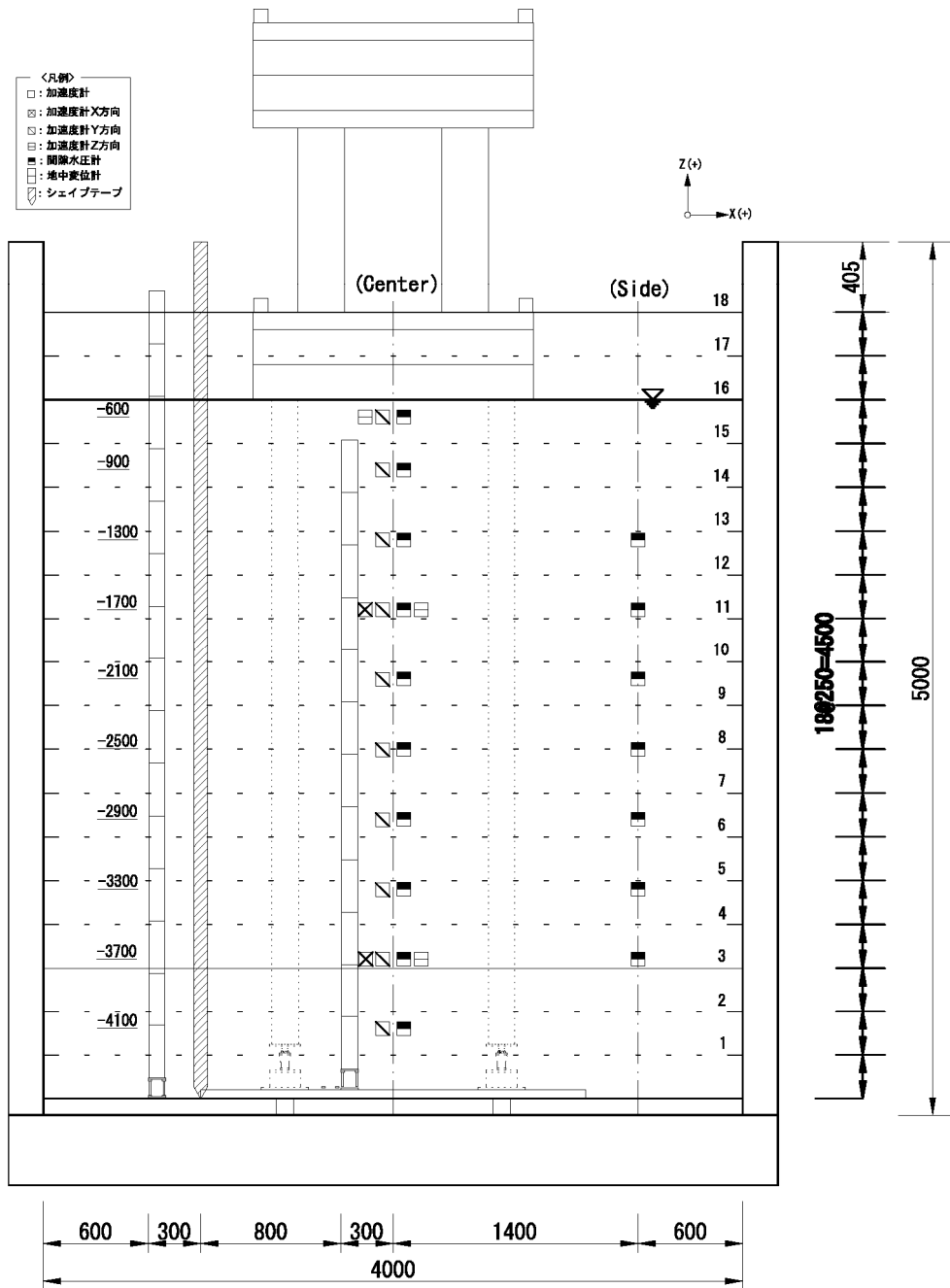


図3.2(g) 計測機器の配置：計測線D

Fig.3.2g Section of sensor distribution: Cross-section at Line D.

(h)

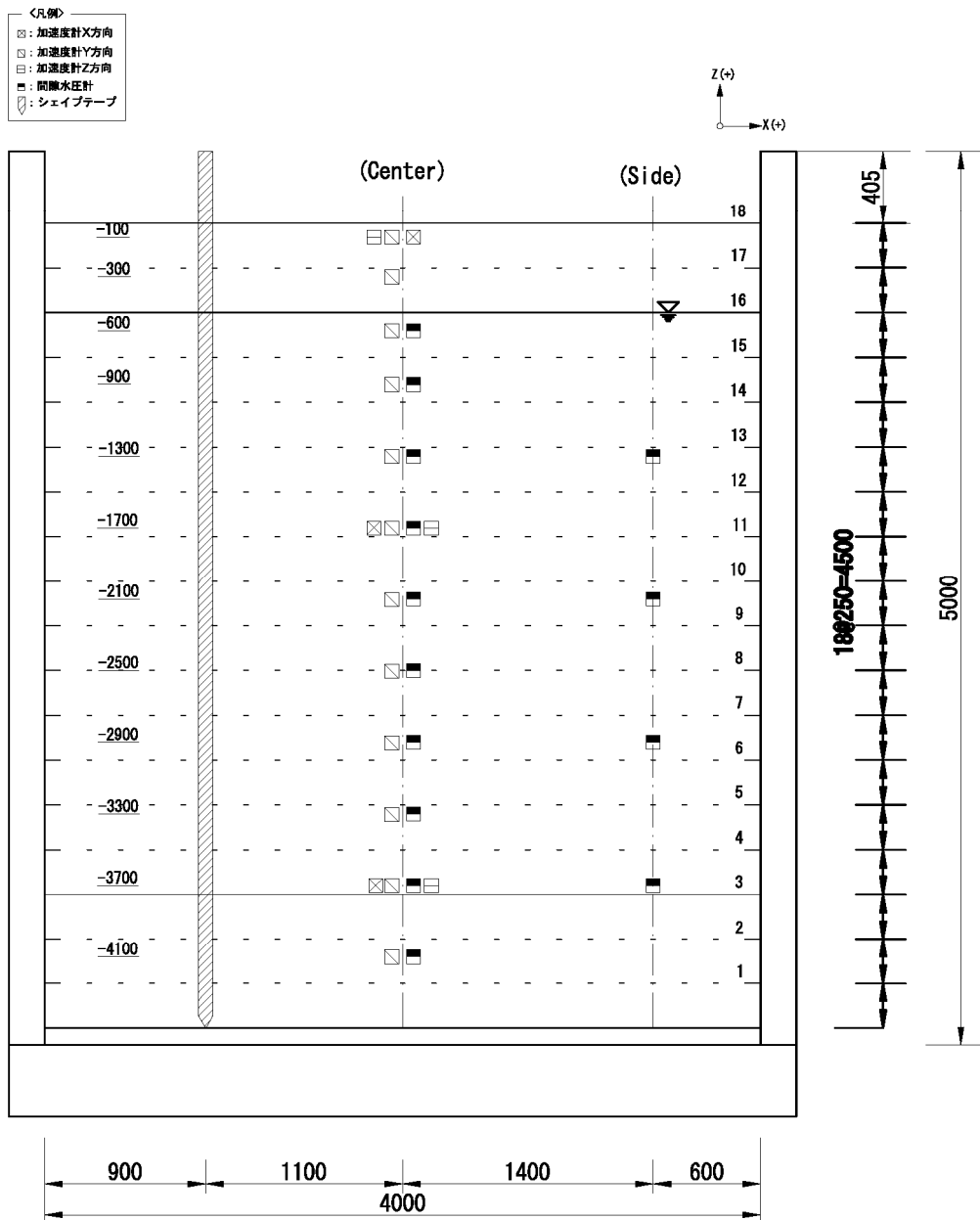


図3.2(h) 計測機器の配置：計測線E

Fig.3.2h Section of sensor distribution: Cross-section at Line E.

(i)

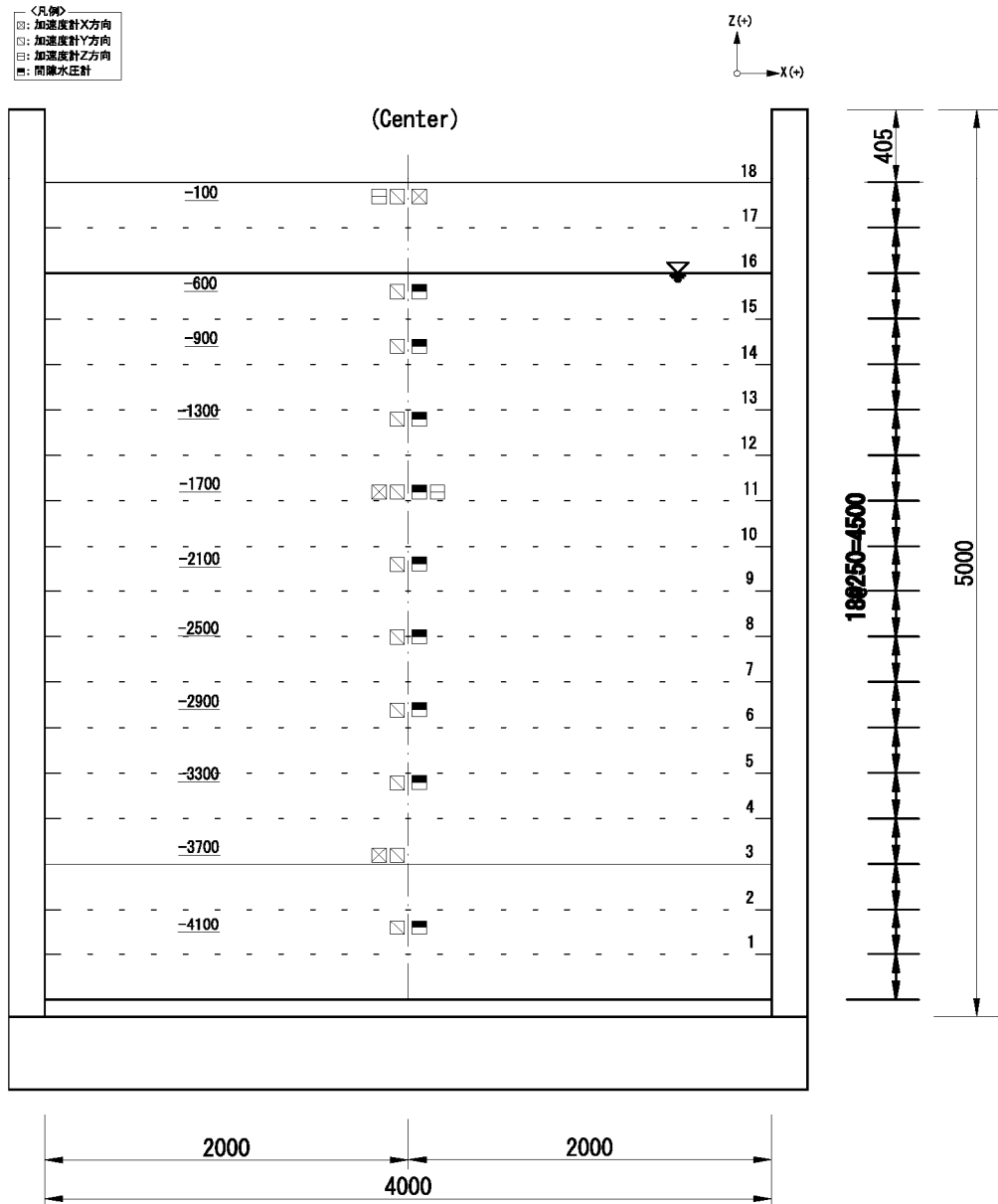


図3.2(i) 計測機器の配置：計測線F

Fig.3.2i Section of sensor distribution: Cross-section at Line F.

(j)

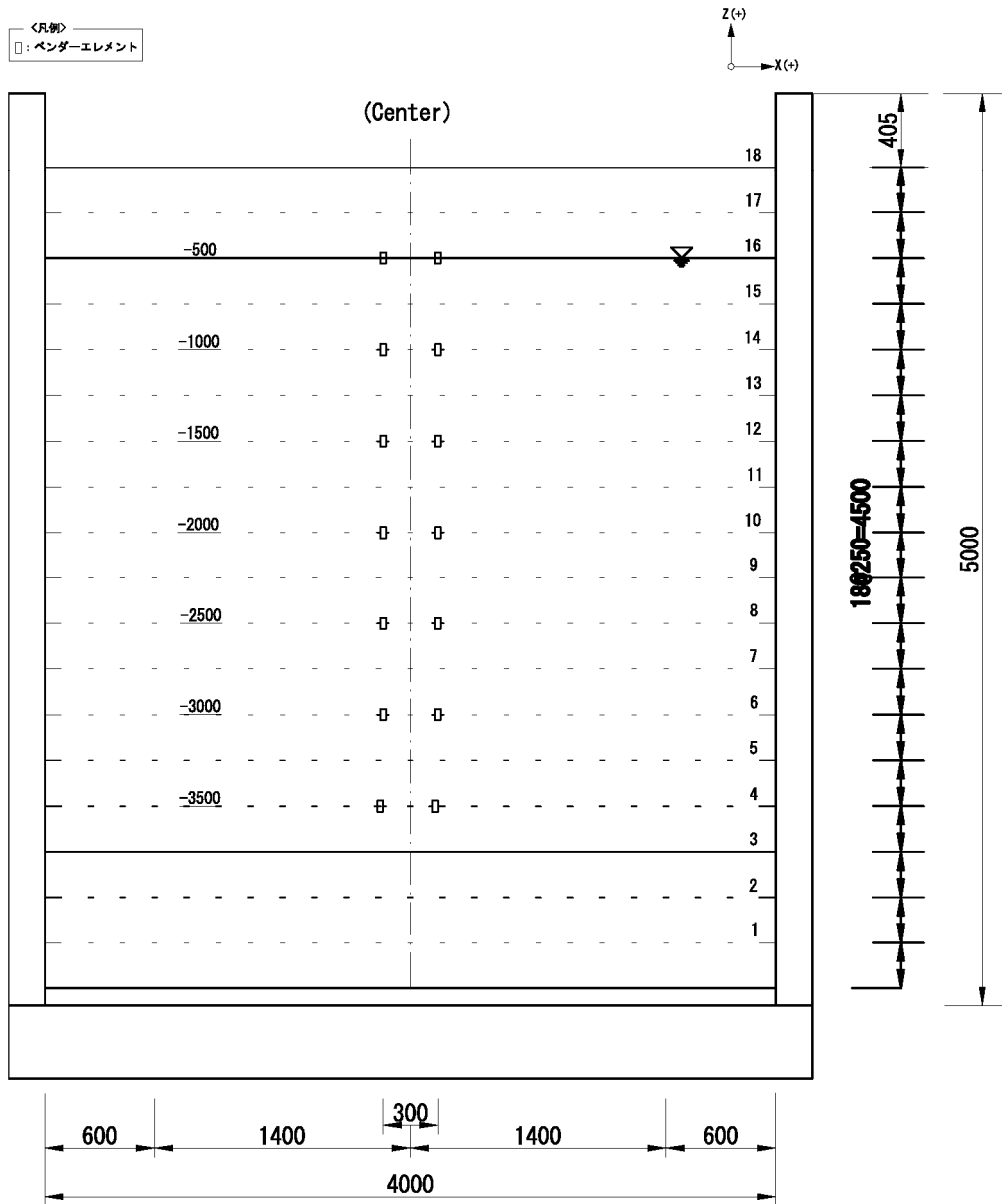


図3.2(j) 計測機器の配置：計測線G

Fig.3.2j Section of sensor distribution: Cross-section at Line G.

(k)

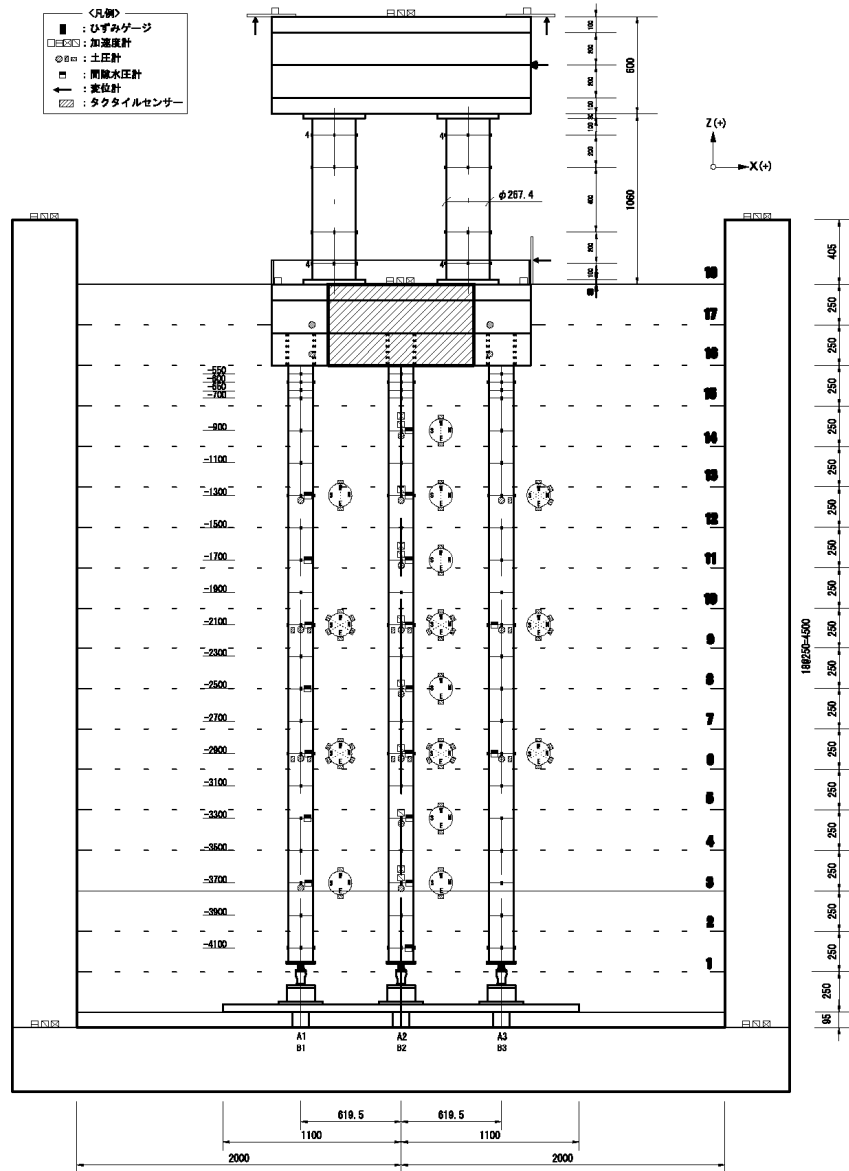


図3.2(k) 計測機器の配置：杭基礎
 Fig.3.2k Section of sensor distribution: Pile foundation.

(I)

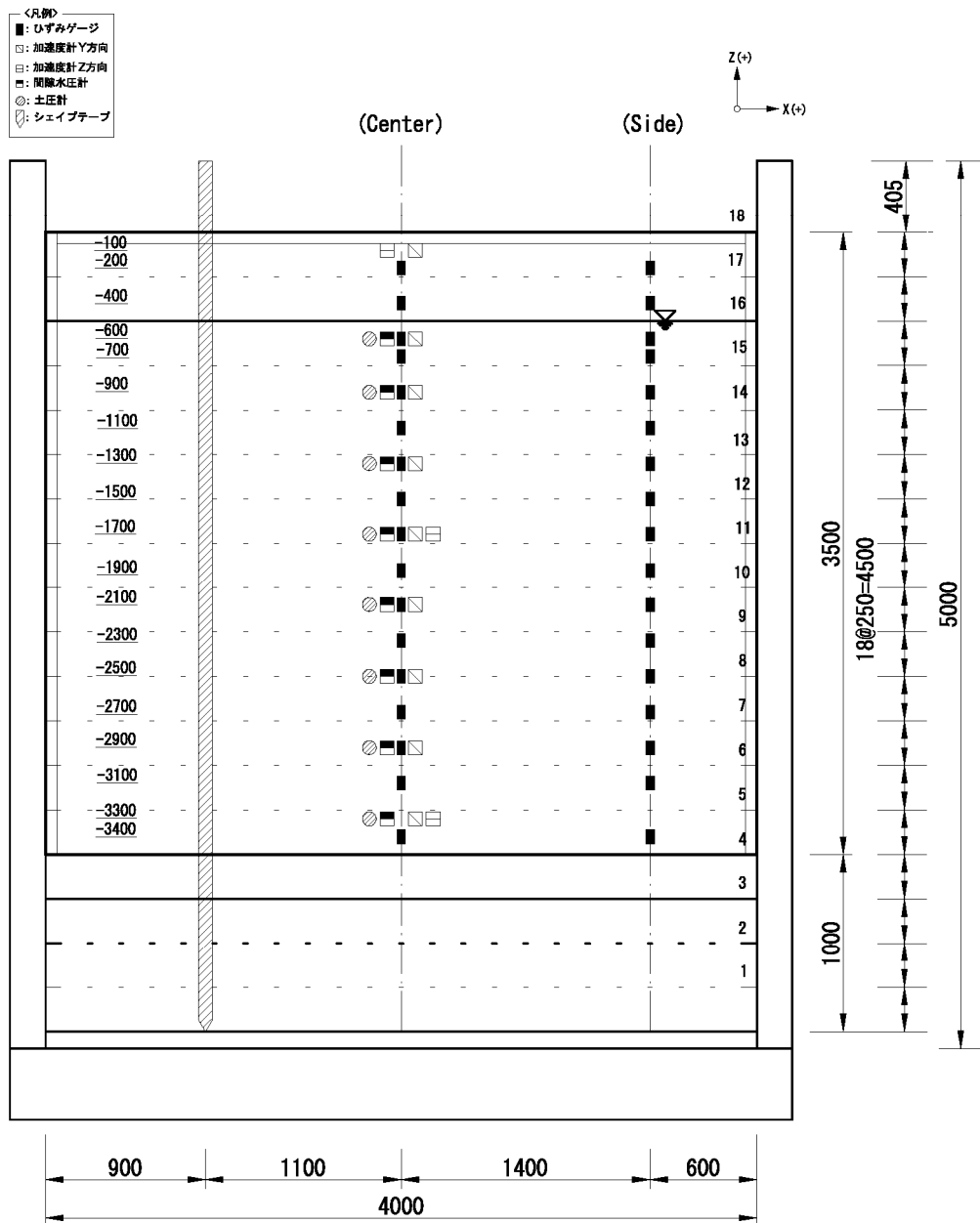


図3.2(I) 計測機器の配置：矢板式護岸

Fig.3.2I Section of sensor distribution: Sheet-pile-type quay wall.

(m)

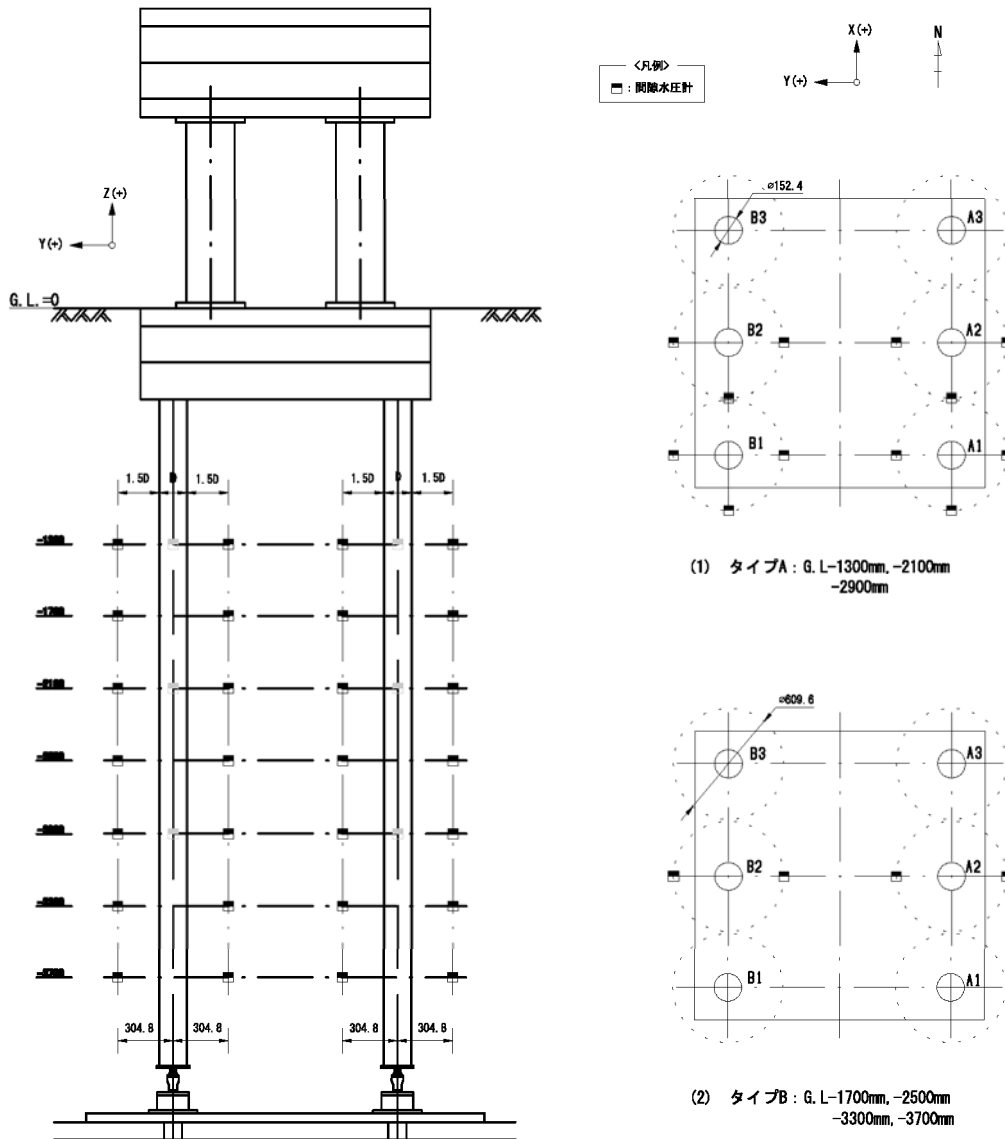


図3.2(m) 計測機器の配置：間隙水圧計測アレイ

Fig.3.2m Section of sensor distribution: Arrays of pore water pressure transducers.

3.3 実験手順

本実験は、実験の準備、試験体の作製、試験体の震動台上への設置、地盤の飽和、震動実験、および試験体の解体の順に実施された。

3.3.1 実験の準備

実験の準備として、次の作業を実施した。

- ・計測機器設置の準備：図 3.2 に示す計測機器の配置に基づき、数量の確保、動作確認、ラベル作成を行い、震動実験時に計測収録システムに必要な計測機器ファイル(センサテーブル)作成の準備を行った。
- ・地盤作製の準備：地盤作製時の珪砂の土槽への投入量を正確に把握するため、珪砂袋の計量を行った。

3.3.2 試験体の作製

試験体を作製するために、次の作業を実施した。

- ・杭の土槽への設置：鋼管杭 6 本を、土槽内に設置した。杭下端と土槽底面の間には 3 成分荷重計とボールジョイントを設置し、ピン結合の状態とした。杭頭は、フーチングを設置するまで仮固定の状態とした。
- ・矢板の設置：護岸となる矢板を、陸側地盤と水側地盤の境界となる位置に設置した。矢板側面からの珪砂の流出入を防ぐため、土槽内壁と矢板との間にゴムシートを設置した。
- ・地盤の作製：陸側で高さ 4.5m、水側で高さ 3.2m の地盤を、乾燥状態の珪砂を締固めることにより作製した。目標とした相対密度は、土槽底板から高さ 0.75m までが 70%、それより上層が 60% である。作製の手順を、次に記す。この作製手順を、陸側で地盤の高さが 4.5m となるまで繰り返した。
 - (1) 質量約 25t の珪砂を、土槽へ投入する。
 - (2) 投入した珪砂の上に木製合板を敷き、その上からコンパクタを用いて転圧による締固めを行う。杭の間等、狭隘な範囲では足踏みによる締固めを行う。
 - (3) 締固め後、地盤高さを測定する。その測定結果と投入した珪砂の質量から、相対密度を算出する。目標とする相対密度を下回った場合、さらに締固めを行う。
- ・フーチングの杭基礎上への設置：地盤の高さが約 4m となった時点で、フーチングを杭頭に設置した。フーチング下部の孔に杭頭を挿入し、フーチングと杭頭の間隙に無収縮セメントを注入し固定することにより、杭頭を剛結合の状態とした。

3.3.3 試験体の震動台上への設置

試験体を重量物運搬車両により、実験準備棟から実験棟へ移動した(写真 3.7)。その後、試験体を実験棟天井クレーンにより震動台上へ設置し(写真 3.8)、高張力ボルトにより固定した。

3.3.4 地盤の飽和

乾燥状態の珪砂を締固めて作製された地盤に、土槽下

部より脱気水を注入することにより飽和状態の液状化地盤を作製した。飽和の手順を、次に記す。この飽和後、地盤内水位の高さを地盤底板から高さ 4m (陸側地盤では地盤表面から-0.5m、水側地盤では地盤表面から 0.8m) とした。

- (1) 土槽にふたをかぶせ(写真 3.9)、土槽内を真空ポンプにより脱気することにより、真空に近い状態とする。
- (2) 脱気水を、土槽下部より所定の高さまで注入する(写真 3.10)。
- (3) ふたを撤去し、上部構造物をフーチング上に設置する。

3.3.5 震動実験

震動実験の前に、試験体の特性を把握するため、地盤高さ測定、P 波・S 波速度計測、および常時微動計測を行った。

震動実験では、鷹取波に基づいた土槽長手(水平)－鉛直 2 方向の目標波の加振を行った。土槽長手(水平)方向には鷹取波の NS 成分(図 2.4 の a_x)を、鉛直方向には UD 成分(図 2.4 の a_z)をそれぞれ入力した。

3.3.6 試験体の解体

試験体を解体するため、次に記す作業を実施した



写真3.7 試験体の震動台への運搬

Photo 3.7 Specimen carried to the shaking table.



写真3.8 試験体の震動台上への設置

Photo 3.8 Specimen set on the shaking table.

- ・ 上部構造物の撤去：震動実験後の状態を保持しながら，上部構造物を取り除いた。
- ・ 試験体の移動：試験体を震動台上から撤去し，実験準備棟へ輸送した。
- ・ フーチング，矢板，地盤の撤去：杭の状態を保持しながら，フーチング，矢板および地盤を取り除いた。
- ・ 杭の損傷調査：杭の曲がり方向と杭頭からの曲がり位置を測定した。
- ・ 杭の撤去

3.4 試験体の特性

試験体の特性を把握するため，地盤作製時および各実験ケース実施前後に地盤高さ測定を，各実験ケース実施前にP波・S波速度計測，および常時微動計測を行った。

3.4.1 作製時の地盤の相対密度

地盤作製時に地盤高さ測定結果から求められた地盤の相対密度の深度分布を，**図3.3**に示す。相対密度は，投入された硅砂の質量とそれに伴う地盤高さ表面の増加分から算出された。この図より，土槽底面から高さ約0.8mまでは相対密度が約70%，それより上層では相対密度が約60%であり，各層ともほぼ均質かつ目標とした相対密度であることがわかる。

3.4.2 P波・S波の伝播特性

地盤の飽和前後および震動実験後のP波・S波の深度分布と，これらの速度から求めたせん断弾性係数とヤング率を，**図3.4**に示す。この図より，飽和前に約150m/sであったP波速度が飽和により約1600m/sに上昇していることから，地盤の飽和後，すなわち震動実験前の地盤の飽和度は非常に高い状態にあったと言える。また，震動実験前の地盤のS波速度は約120m/s，せん断弾性係数は約70MN/m²，ヤング率は約20MN/m²であった。なお，震動実験後は地盤の激しい乱れのため，S波速度を適切に計測することができなかった。

3.4.3 常時微動計測による周波数特性

地盤の飽和前後および震動実験後の地盤および杭基礎構造物に対する常時微動計測結果を，**表3.2**に示す。なお，震動実験後は地盤の激しい乱れのため，適切に計測することができなかった。

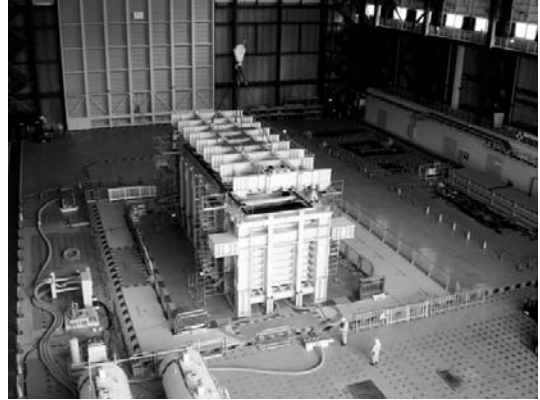


写真3.9 ふたの設置
Photo 3.9 Lid installed with the container.

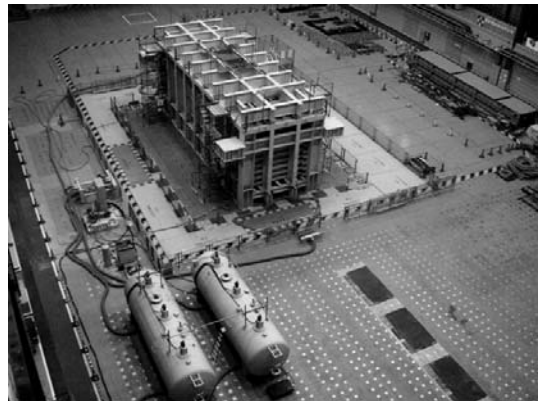


写真3.10 地盤の飽和
Photo 3.10 Saturation of the deposit.

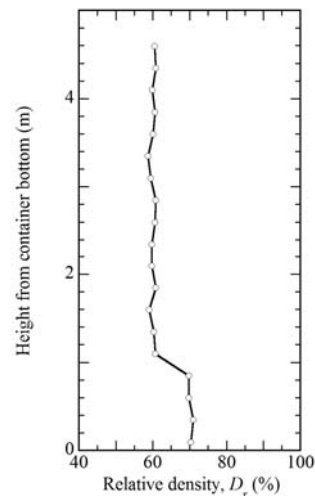


図3.3 作製時における地盤の相対密度の深度分布
Fig.3.3 Distribution of relative density of the deposit.

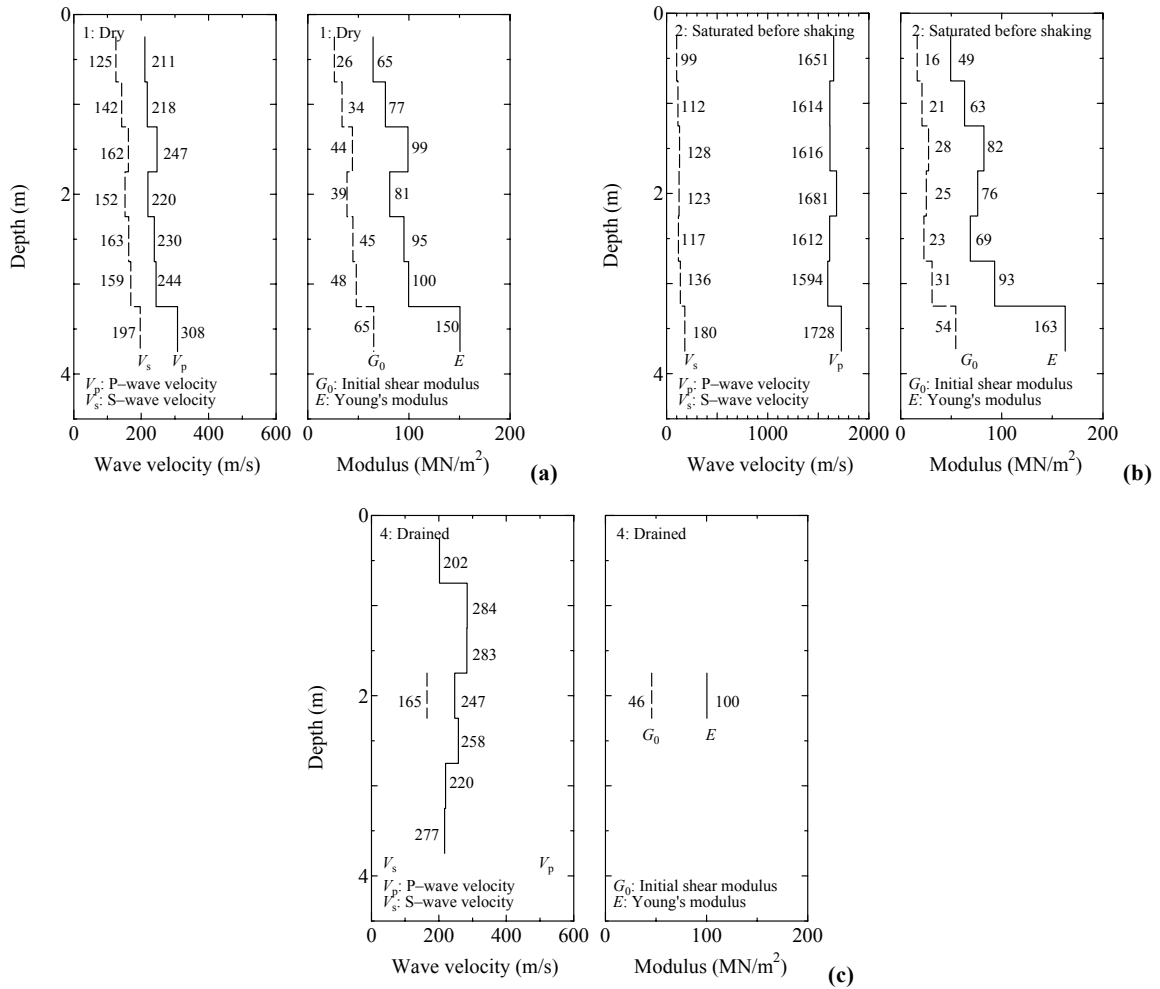


図3.4 P波・S波速度，せん断弾性係数，およびヤング率の深度分布：(a)地盤の飽和前，(b)地盤の飽和後，(c)震動実験後
 Fig.3.4 Distributions of P- and S-wave velocities, secant shear moduli and Young's moduli of the deposit (a) before saturation, (b) after saturation and (c) after the test.

表3.2 常時微動計測結果から得られた杭基礎構造物の固有周波数および地盤の卓越周波数
 Table 3.2 Structure's natural frequencies and deposit's predominant frequencies obtained by the results of microtremor.

	Before saturation	After saturation (before test)	After test
Structure's natural frequency	---	7.7	---
Deposit's predominant frequency	9.2	7.5	7.6

3.5 実験結果

震動実験における加振により、地盤が液状化すると共に、矢板式護岸が水側に変位を生じた。また杭基礎構造物の6本の杭が損傷し、上部構造物が水側に傾いた。震動実験後の試験体の状況を、写真3.11に示す。

3.5.1 震動台による目標波の再現性

目標波加速度と実際に計測された震動台加速度の時刻歴の比較を図3.5に、スペクトルの比較を図3.6にそれぞれ示す。図3.5より、震動実験におけるy方向の目標波加速度と震動台加速度の最大値はそれぞれ約 6m/s^2 とほぼ同じであるが、加振開始から約9秒までは目標波加速度より震動台加速度の方が大きく、それ以降は震動台加速度の方が小さくなる傾向が見られる。スペクトルについては、図3.6に示すように、1Hz以下の低周波数領域において目標波加速度より震動台加速度の方が小さい。一方、z方向については、目標波加速度より震動台加速度の方が小さく、スペクトルについては1Hz以上の領域において震動台加速度の方が小さい。なお、震動台の最大変位は、図3.7に示すように、y方向で水側へ約28cm、z方向で上方へ約4cmであった。

3.5.2 震動実験後の試験体の状況

震動実験前後の試験体の比較を、図3.8に示す。加振により、護岸の矢板は水側へ約14度傾き、その天端で水

側方向に約1.2mの水平変位を生じた。杭基礎構造物は水側へ約1.3mの水平変位を生じ、上部構造物の天端が陸側へ約20度傾いた状態となった。杭は6本すべてにおいてフーチング直下に提灯状の座屈が生じ、陸側の杭3本では杭頭から約2mの位置で曲げひずみが最大となった。地盤は陸側で約25cm沈下し、水側で約35cm上昇した。また図3.8(b)より、陸側地盤の水平変位は矢板や杭基礎構造物に近いほど大きく、離れるに従って小さくなる。

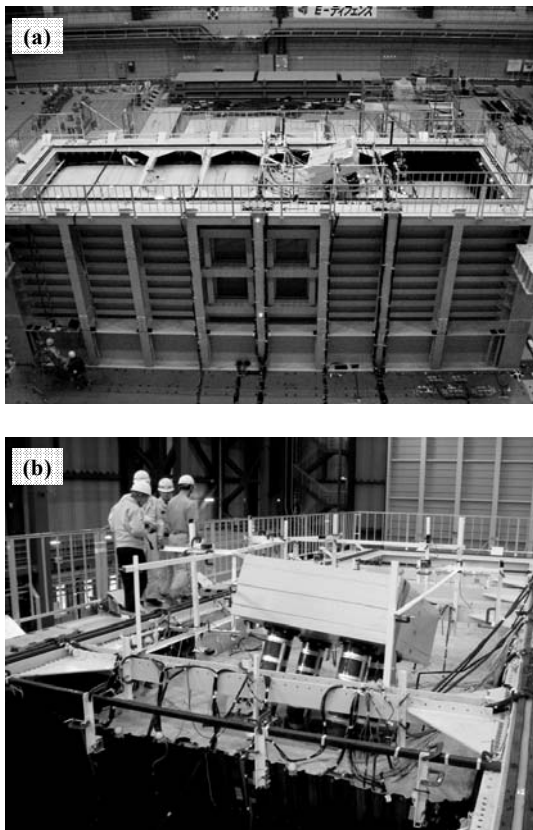


写真3.11 震動実験後の試験体の状況：(a)試験体全景、(b)上部構造物とその周辺

Photo 3.11 Specimen after the test: (a) specimen and (b) superstructure and its surroundings.

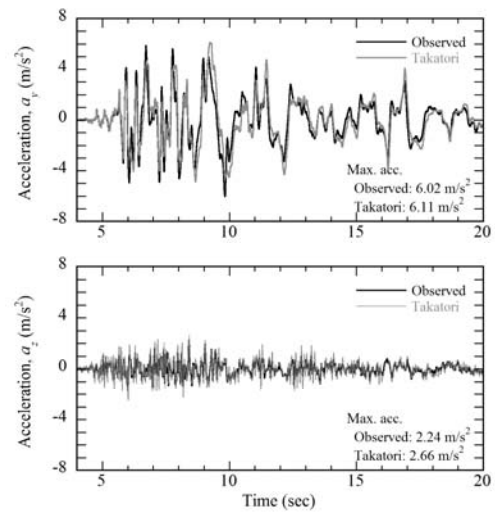


図3.5 目標波と震動台加速度の時刻歴の比較
Fig.3.5 Acceleration time histories of the target input motions signaled to the table and actual, observed table motions.

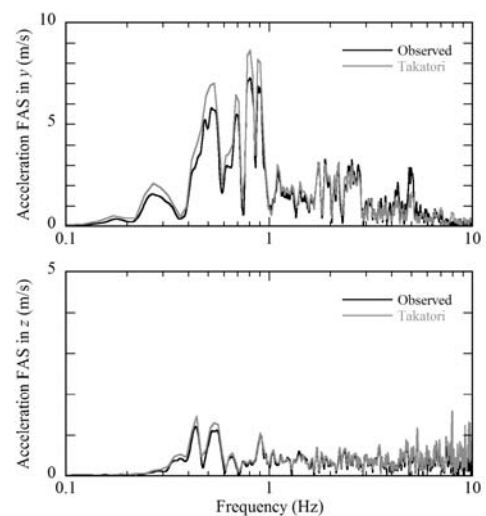


図3.6 目標波と震動台加速度のスペクトルの比較
Fig.3.6 Acceleration Fourier amplitude spectra of the target input motions signaled to the table and actual, observed table motions.

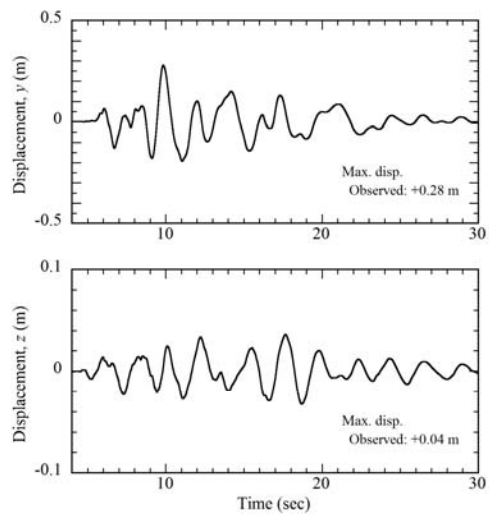


図3.7 震動台の変位の時刻歴
Fig.3.7 Displacement time histories of the actual, observed table motions.

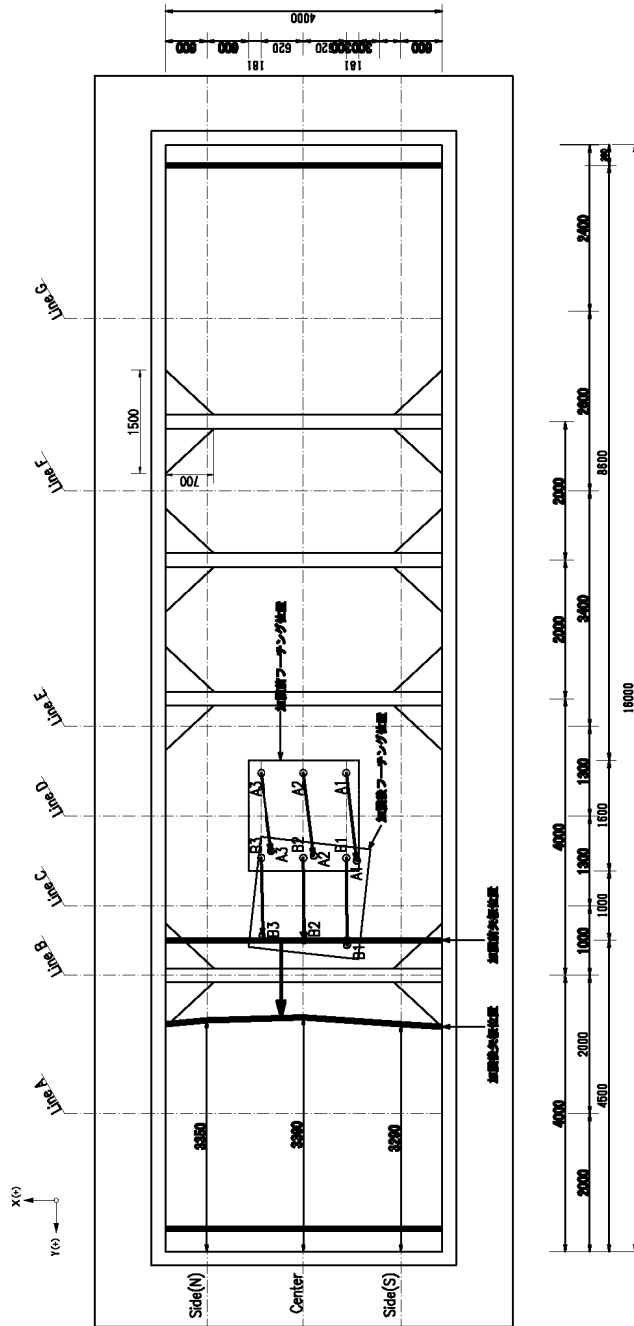


図3.8(a) 試験体の地震実験前後の比較：平面図
Fig.3.8a Comparison of the specimen before and after the test: Plan view.

(a)

(b)

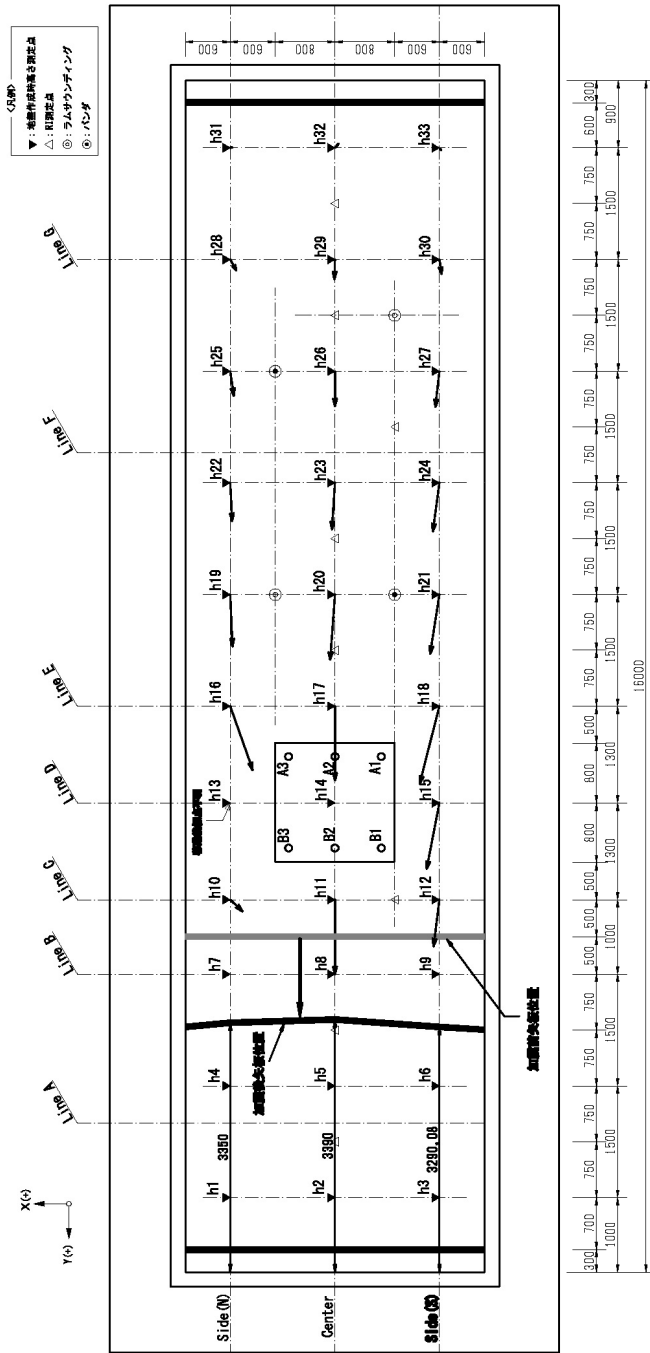


図3.8 (b) 試験体の震動実験前後の比較：地盤表面の水平変位

Fig.3.8b Comparison of the specimen before and after the test: Horizontal displacements of ground surface.

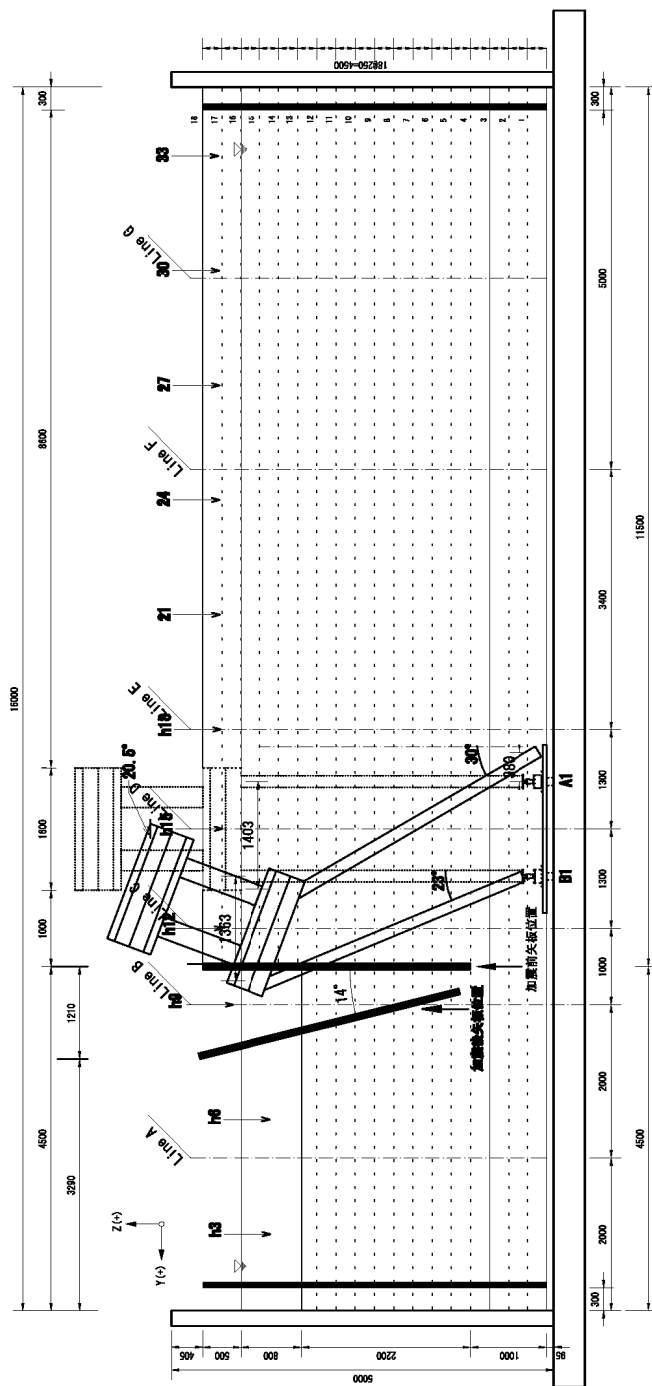


図3.8(c) 試験体の震動実験前後の比較：南側断面
 Fig.3.8c Comparison of the specimen before and after the test: Cross-section of the south.

(c)

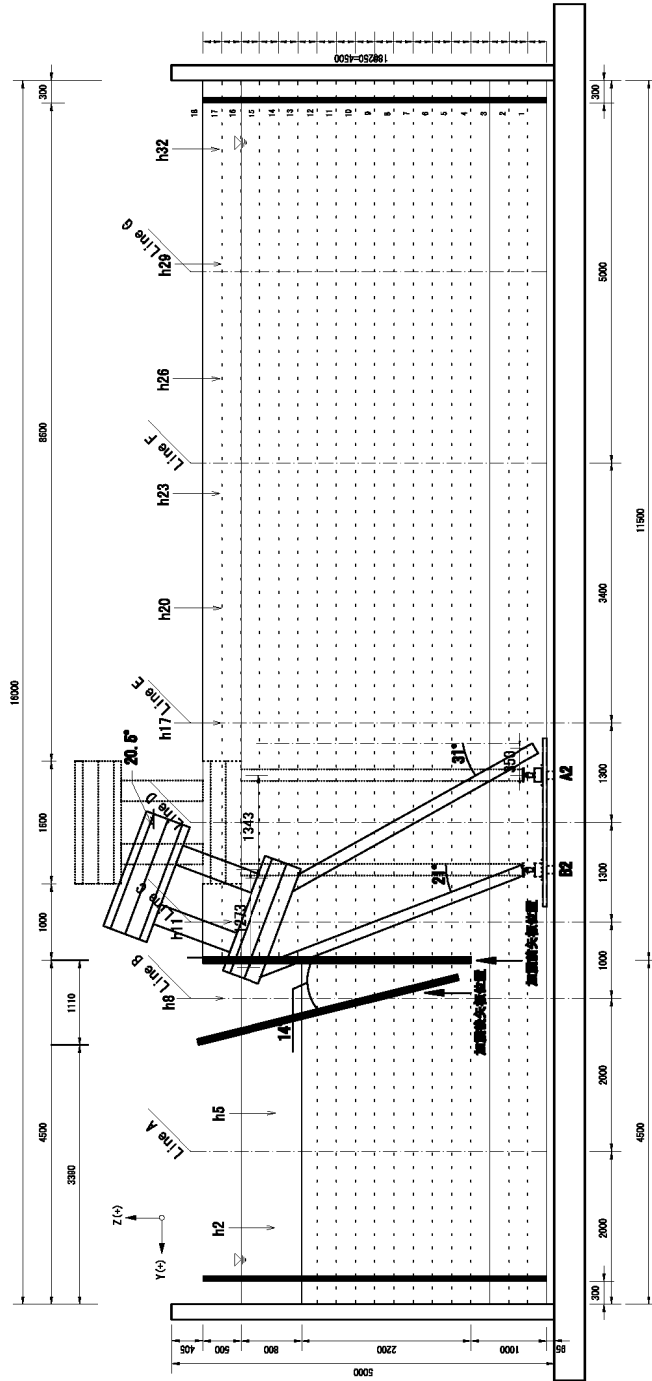


図3.8(d) 試験体の震動実験前後の比較：中央断面
 Fig.3.8d Comparison of the specimen before and after the test: Cross-section of the center.

(d)

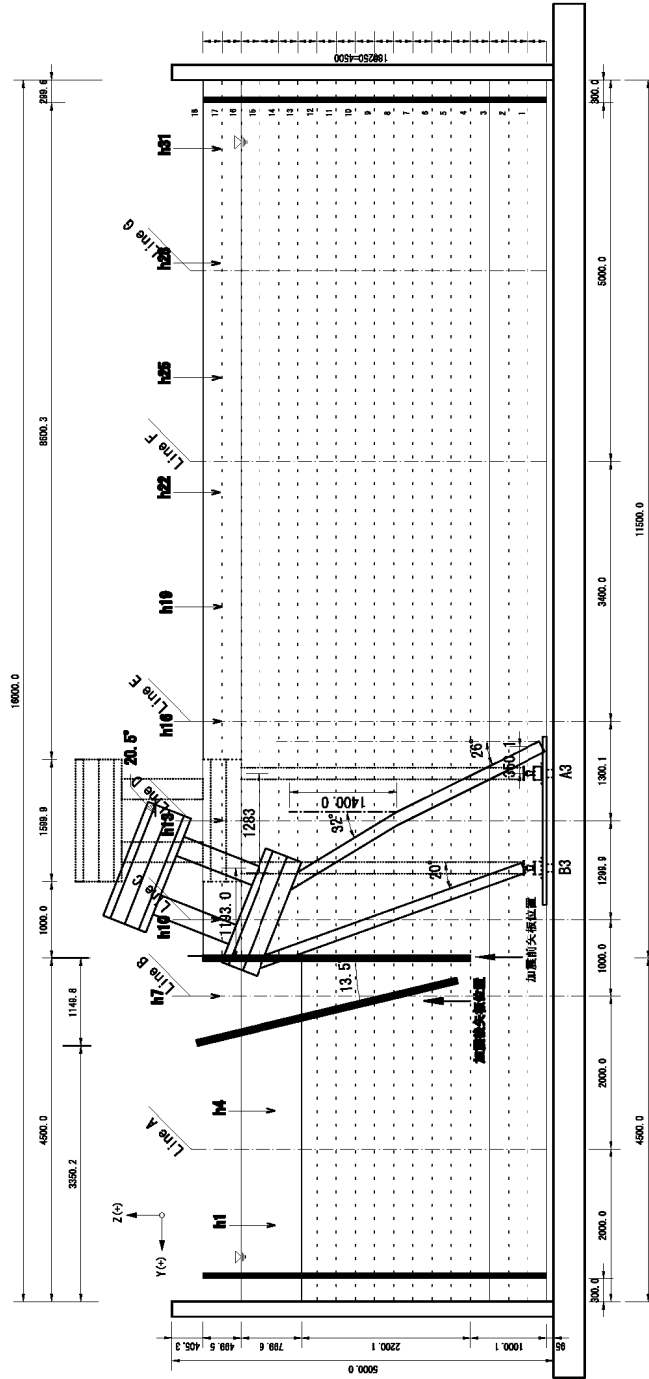


図3.8(c) 試験体の震動実験前後の比較：北側断面
 Fig.3.8e Comparison of the specimen before and after the test: Cross-section of the north.

(c)

3.5.3 杭基礎構造物と矢板式護岸の挙動

水側の杭 B2 の曲げひずみの深度毎の時刻歴を、**図 3.9** に示す。なお、曲げひずみの正の値は水側への曲げを、負の値は陸側への曲げを示す。約 6.3 秒において杭頭から 0.05m の位置で大きな曲げひずみを生じ、約 6.8 秒で計測不能となるが、ほぼ同時点で震動台に大きな加速度と水平変位を生じており、この時点で杭頭付近が大きく損傷したものと考えられる。このような大きな曲げひずみは、それより深い位置ではそれほど顕著ではないが、この損傷に伴うものと考えられる大きな曲げひずみが、杭頭から 0.2m の位置において約 7.1 秒に生じている。その他、大きな曲げひずみは、約 9.8 秒に杭頭から 2.2m の位置において見られる。

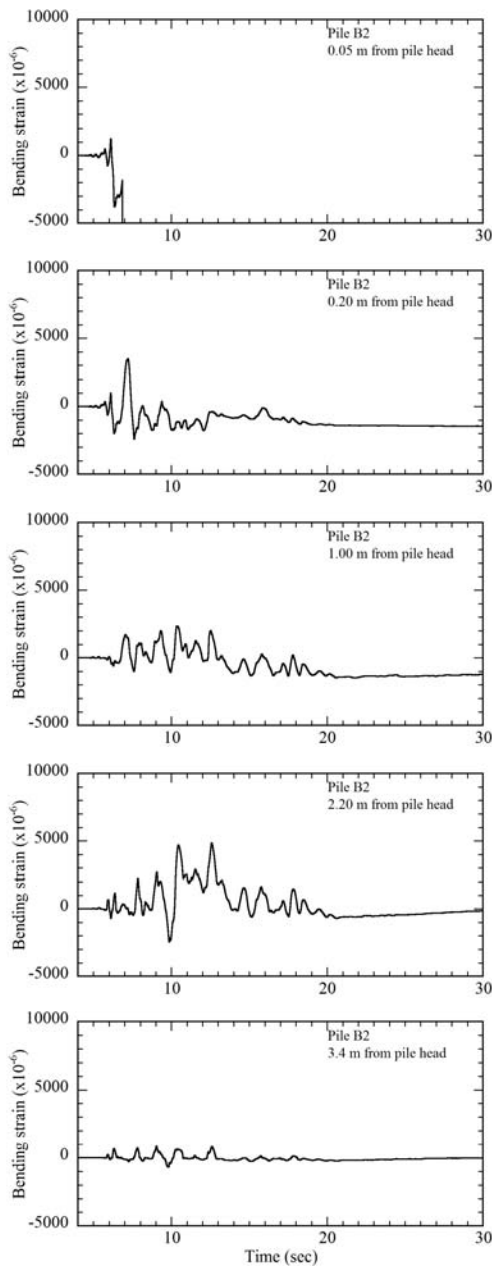


図3.9 水側の杭B2の曲げひずみの時刻歴
Fig.3.9 Bending strain time histories of waterside pile B2.

陸側の杭 A2 の曲げひずみの深度毎の時刻歴を、**図 3.10** に示す。杭頭から 0.05m と 0.2m の位置において、杭 B2 と同様、約 7.1 秒に大きな曲げひずみを生じており、杭 B2 の杭頭付近の大きな損傷による影響と考えられる。杭頭から 0.05m の位置では、約 9.4 秒に大きな曲げひずみを生じた後に計測不能となるが、震動台の加速度と水平変位が約 9.1 秒から約 11 秒の間に大きく変化したために杭頭付近が損傷したものと考えられる。この時、杭頭から 1m と 2.2m の位置でも大きな曲げひずみが生じ、大きな震動が終わる約 20 秒以降もひずみが増加する傾向が見られるが、地盤の変形や上部構造物の傾斜による杭の変形を示すものと考えられる。

杭基礎構造物のフーチングおよび護岸の矢板の水平

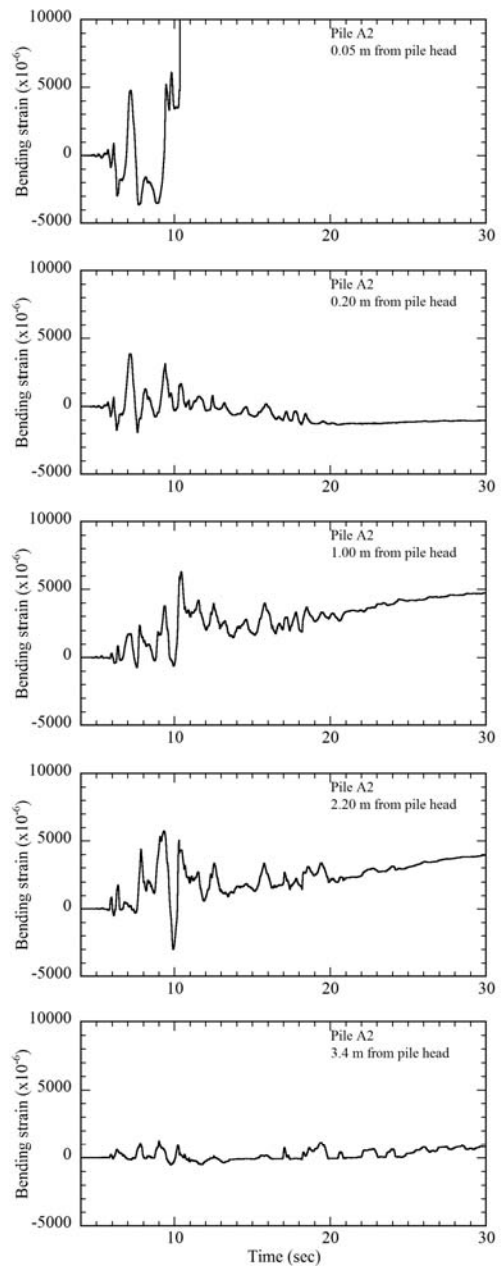


図3.10 陸側の杭A2の曲げひずみの時刻歴
Fig.3.10 Bending strain time histories of landside pile A2.

変位を、図 3.11 に震動台の水平変位とあわせて示す。フーチングと矢板の水平変位は許容量が 0.5m の変位計を用いて計測されたが、この図に示すように杭基礎構造物と矢板の挙動が 0.5m を上回る変位を伴っていたため、計測することが不可能であった。水平変位が計測された範囲内について、フーチングと矢板は震動台とほぼ逆位相の変位を生じている。また、矢板の方がフーチングより大きな水平変位を生じている。

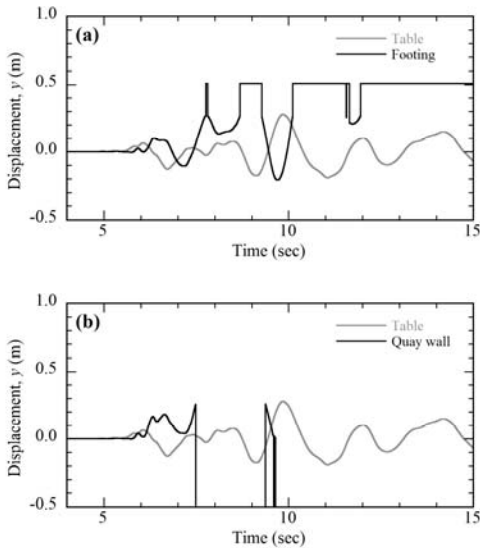


図3.11 杭基礎構造物と護岸の水平変位の時刻歴：(a)杭基礎構造物のフーチング、(b)護岸の矢板

Fig.3.11 Horizontal displacement time histories of the pile-foundation structure and quay wall: (a) structure's footing and (b) sheet-pile-type quay wall.

3.5.4 液状化地盤の挙動

計測線 E および F における陸側地盤表面の水平変位を、図 3.12 に震動台の水平変位とあわせて示す。陸側地盤が液状化に伴い激しい挙動を示したため、計測が一部不可能であった。この図より、矢板から遠いほど水平変位は小さく、また約 9 秒までは震動台とほぼ逆位相で変化していることがわかる。

地盤中の計測線 B, E, および F における過剰間隙水圧変化の時刻歴を、図 3.13~3.15 にそれぞれ示す。これらの図より、加振開始直後より過剰間隙水圧が上昇を始め、地盤全体が液状化したことがわかる。過剰間隙水圧は地盤の深い層ほど早く発生・消散し、地盤表面に近い層ほど、また矢板から離れるほど消散が遅い。

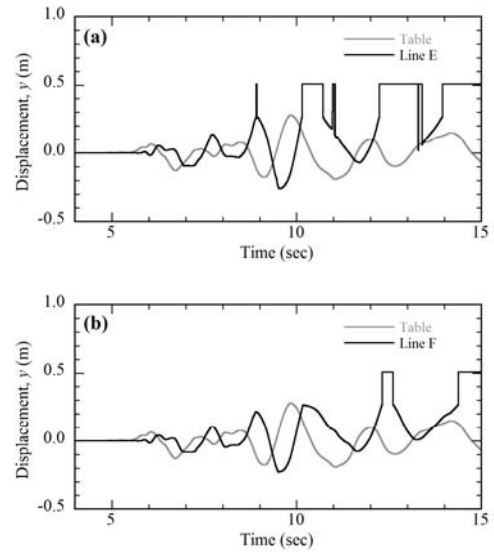


図3.12 陸側地盤表面の水平変位の時刻歴：(a)計測線E、(b)計測線F

Fig.3.12 Horizontal displacement time histories of the landside deposit surface: (a) Line E and (b) Line F.

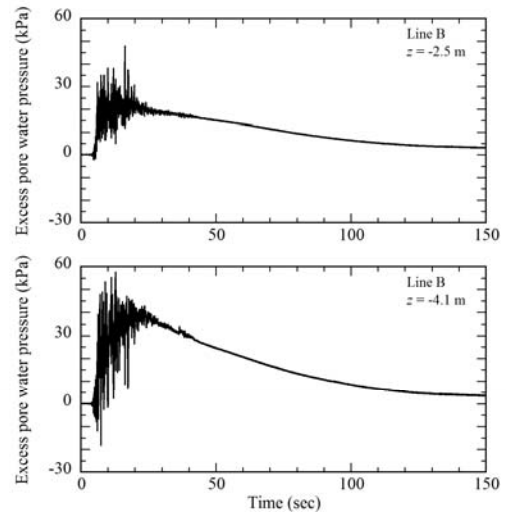


図3.13 水側地盤中の計測線Bの過剰間隙水圧の変化
Fig.3.13 Excess pore water pressure time histories of Line B in the waterside deposit.

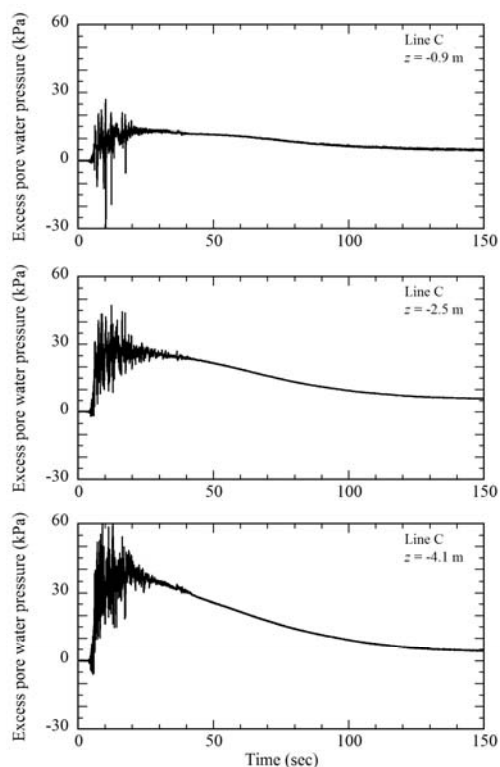


図3.14 陸側地盤中の計測線Cの過剰間隙水圧の変化
 Fig.3.14 Excess pore water pressure time histories of Line C in the landside deposit.

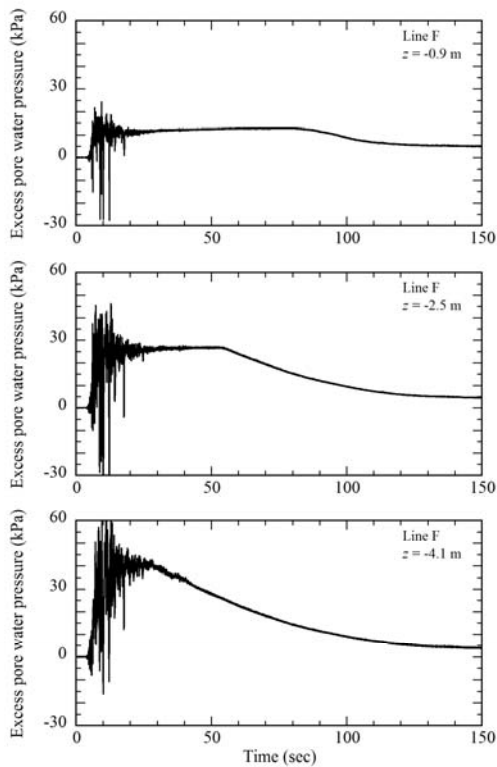


図3.15 陸側地盤中の計測線Fの過剰間隙水圧の変化
 Fig.3.15 Excess pore water pressure time histories of Line F in the landside deposit.

4. まとめ

地震時における地盤と杭基礎構造物の挙動を把握するため、2種類の大型土槽を用いた試験体に対するEーディフェンスによる実験(水平地盤実験, 側方流動実験)を実施し、震動による非液状化地盤中の杭基礎の変形・破壊挙動や地盤の液状化に伴う側方流動現象を再現させた。水平地盤実験では、非液状化地盤中の杭基礎構造物について、構造物の固有周期と地盤の卓越周期の違いが杭に及ぼす影響を把握することができた。側方流動実験では、矢板式護岸とその背後に杭基礎構造物を有する液状化地盤について、杭の変形に地震時の地盤の変形が支配的であり、地震後は影響が小さいことがわかった。

これらの実験は今までにない規模の模型に対する震動台実験であり、1回の加振あたり約900チャンネル分の計測機器から加速度、変位、水圧、ひずみ等の数多くの

データを取得することができた。これらのデータが、今後、数値シミュレーションの開発や精度検証等へのベンチマークとして広く活用されることを期待する。

謝辞

本実験は、文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト II・震動台活用による構造物の耐震性向上研究」の一環として実施されました。また震動台への入力波のうち鷹取波、タフト波について、アメリカ・Pacific Earthquake Engineering Research Centerの強震データベースに収録されている加速度記録を使用いたしました。ご協力いただいた多くの方々に対し、ここに記して謝意を表します。

(原稿受理：2009年4月15日)

要 旨

地震時における水平地盤中の杭基礎の破壊挙動および地盤の側方流動に伴う護岸とその背後杭基礎の破壊挙動の把握・解明のため、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において、水平地盤実験および側方流動実験を、大都市大震災軽減化特別プロジェクトの一環として実施した。実験では、実現象の再現のため、大型の円筒形せん断土槽と剛体土槽内に現状で可能な限り大型の地盤模型を作製し、試験体とした。水平地盤実験では、固有周期の異なる5種類の群杭基礎構造物を有する非液状化地盤の試験体に対し、種々の周期特性の加振波を入力することにより、構造物の固有周期と地盤の卓越周期の違いが杭の応力に及ぼす影響を把握した。側方流動実験では、矢板護岸とその背後に杭基礎構造物を有する液状化地盤の試験体に対して、実際の地震動を目標とした加振波を入力することにより、地盤の液状化が矢板護岸の変形に及ぼす影響や杭基礎の破壊現象を把握した。

キーワード：E-ディフェンス，震動台実験，模型実験，液状化，杭基礎，側方流動