

### 3.3.8 側方流動に対する基礎の耐震性向上の新技术・新工法の研究

#### 目 次

##### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 3カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成15年度業務目的

##### (2) 平成15年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
  - 1) 1G 中型振動台装置によるケーソン護岸モデル実験
  - 2) 河川堤防の側方流動軽減に関する遠心模型実験
  - 3) 液状化時の地盤反力を直接計測可能な模型杭の水平載荷実験
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

##### (3) 平成16年度業務計画案

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目 2.2.3 側方流動に対する基礎の耐震性向上の新技術・新工法の研究

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名
東京電機大学 理工学部	教授	安田 進
中央大学 理工学部	教授	石原 研而
(財)電力中央研究所 地盤耐震部	上席研究員	金谷 守
関東学院大学 工学部	助教授	規矩 大義
(独)港湾空港技術研究所 構造振動研究室	室長	菅野 高弘
東京大学大学院 工学系研究科	教授	東畑 郁生
不動建設(株)技術統轄部 技術管理室	室長	原田 健二
応用地質(株)技術本部地震防災センター	技師長	吉田 望
委員外(研究協力者)		
東京大学大学院 工学系研究科	助手	本多 剛
(株)竹中工務店 技術研究所建設技術開発部	研究員	濱田 純次
武蔵工業大学 工学部	技術職員	田中 剛
(株)東京ソイルリサーチ 本店技術部		安 浩輝
東京大学大学院 工学系研究科	修士課程2年	福井 聡
東京大学大学院 工学系研究科	修士課程2年	亀田 真加
東京電機大学大学院 理工学研究科	博士課程2年	田中 智宏
関東学院大学大学院 工学研究科	修士課程1年	横田 正樹

(c) 業務の目的

本研究では、都市部における効率的な震災軽減を目的として、新しい合理的な側方流動対策技術の開発、提案を行なう。そして、提案する技術の有効性を確認する室内試験、模型振動実験を計画、実施するのと並行して、その数値シミュレーションを行ない、実地盤、実大模型に対策工を適用した場合の効果を予測、検討する。なお、都市部においては、岸壁・護岸背後地盤の流動と緩やかな傾斜地盤の流動の両者とも発生する可能性があるため、本研究では両者とも対象にする

(d) 3カ年の年次実施計画(過去年度は、実施業務の要約)

1) 平成14年度:

既存の液状化対策の流動対策への適用性を検討するため、既に工法として実績のある複数の液状化対策工法を、既往の研究成果等から抽出して討議、検討を行い、そのなかから基礎の流動対策として有効と考えられる、地盤改良工法、地中連続壁工法、排水工法を選定した。さらに、それらの対策工が最も有効に機能する施工位置を基礎形式ごとに検討し、次年度以降の本実験の資料とした。

統一された条件での実験を実施するため、護岸形式、地盤条件の検討を行った。これまでに実施された一斉実験、一斉解析等の結果も参考に、流動対策の模型振動実験、ならびに遠心実験の実験条件を確定した。

流動対策の実験に用いる実験用土槽の製作と、排水実験のための準備工を実施したほか、標準的に使用する土質試料を大量採取し、各種土質定数を求める試験を実施した。

採取された試料を用いて、遠心載荷実験により予備実験を実施した。

## 2) 平成15年度：

新しい流動対策技術の対策効果の検証実験の実施

護岸変状と背後地盤の流動変形量の関係についての実験的検討

簡易な流動解析手法を用いた対策効果のシミュレーションの実施

## 3) 平成16年度：

護岸変状を考慮に入れた流動対策の検討と模型実験、中型模型振動台実験の実施

既設構造物、新設構造物の両面から見た対策工の施工性の検討

対策効果の解析的な確認、検証

実大規模の模型実験への適用性の検討

## (e) 平成15年度業務目的

- ・平成14年度の業務計画に引き続き、流動対策の動的遠心模型実験を実施する。
- ・平成14年度の準備工をもとに、中型振動台実験、小型振動台実験を実施し、対策の有効性の確認に加えて、模型実験の寸法効果について検証する。
- ・護岸形式ごとに護岸変状と流動変形量の関係を明らかにする。
- ・対策工の種類としては、護岸背面の地盤改良タイプ、変形抑制タイプ、排水タイプを採用し、実験結果より対策の有効性を確認する。
- ・せん断土槽を用い、地盤変状によって基礎杭に加わる流動力を定量的に評価する。
- ・簡易な流動解析手法を用いて、対策効果のシミュレーションを実施する。

## (2) 平成15年度の成果

### (a) 業務の要約

前年度の準備工を踏まえて、流動対策の中型振動台実験と動的遠心模型実験を実施した。

中型振動台実験では、ケーソンの変位に対して抑止杭、連続壁による対策工は有効的に作用しなかったが、杭基礎変位を減少させることができ、その配置は千鳥に配置する方が効果的であることが明らかになった。河川堤防の遠心模型実験では、地盤変形は加振時の繰返し載荷に伴うせん断変形の蓄積によって生じることが明らかになった。矢板壁や改良体を地中壁として設置したケースでは、地中壁周辺のせん断変形が抑制され、結果として堤体の沈下も抑制されることが分かった。また、せん断土槽による模型杭の実験では、側方流動に伴う杭基礎被害を低減させる工法の効果を高精度で確認できる計測杭を考案した。

## (b) 業務の成果

### 1) 1G 中型振動台装置によるケーソン護岸モデル実験

#### a) 実験概要

1995年に発生した兵庫県南部地震に代表されるように過去の地震において、護岸が移動しその背後地盤が流動し、近傍の構造物に多くの影響を与えたことが報告<sup>1)</sup>されている。液状化に伴う地盤の流動を防ぐには、地盤が全く液状化しないよう対策が有効であることは自明であるものの、経済性の観点から見ると現実的ではない。

そこで本研究では流動が生じても護岸背後地盤にある杭基礎に対する被害を軽減するために、杭基礎の下流側に流動対策工法を施し、振動台を用いた模型振動実験を行った。対策工法としては「変形抑制型」に分類される抑止杭および連続壁による対策工法を選択した。

#### b) 実験装置および試料

##### ) 振動台

実験に用いた振動台は東京電機大学所有の振動台である。この振動台はテーブル寸法が3m×2mの水平2方向加振が可能である。振動台の外観と諸元を図1、表1に示す。

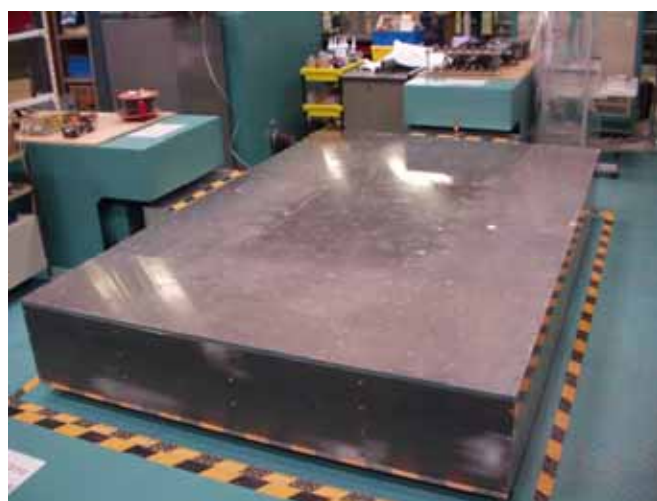


表1 振動台の諸元

寸法	3m(x方向)×2m(y方向)
積載重量	最大4t
加振方向	水平2方向
最大変位	X方向：150mm
	Y方向：150mm
最大加速度	X方向：1.9G（無負荷）
	Y方向：1.9G（無負荷）
加振周波数	0.5Hz -30Hz
加振入力波形	正弦波，ランダム波
制御対象	加速度

図1 振動台（東京電機大学所有）

##### ) 土槽

使用した土槽は内寸で長さ270cm×高さ100cm×奥行き80cmの剛体土槽である。片面はアクリル面になっており、内部の様子が観察できるようになっている。土槽外観を図2に示す。実験では内部に幅70cmのスペーサーを設けて模型地盤の長さを200cmにした。

##### ) 護岸模型

護岸模型は木製の箱に砂と鋼材を規則的に配置し、比重が2.1になるように重量調節したものをを用いた。両端面にはウレタンを貼り付けた。ケーソン護岸模型は計測ケーソンをダミーケーソン2函で挟み込むようにして土槽に設置した。ケーソン護岸模型の外観を図3に示す。



図2 剛体土槽



図3 ケーソン護岸模型

）杭基礎・抑止杭・連続壁模型

杭模型は幅 30mm×厚さ 5mm のアルミニウム製単杭を用いた。杭の寸法は実際の基礎杭を相似側を用いてモデル化したものでなく、流動時の変位量がある程度生じるように経験的に決定した。抑止杭及び連続壁の幅は図 4 に示すように杭から 45 度の拡がりの範囲内に入るように幅を設定した。厚さについては実際の杭基礎・抑止杭・連続壁の曲げ剛性  $EI$  の比率をそのまま模型にも適用し設定した。抑止杭、連続壁共にアルミニウム製で寸法はそれぞれ幅 15mm×厚さ 5mm、幅 330mm×厚さ 1mm である。これらの模型を用いて別途ヤング係数を測定したところ  $E = 6.80 \times 10^7 \text{kN/m}^2$  であった。杭模型、対策工模型共に下端部を土槽底面部にボルト、ナットを用いて固定した。

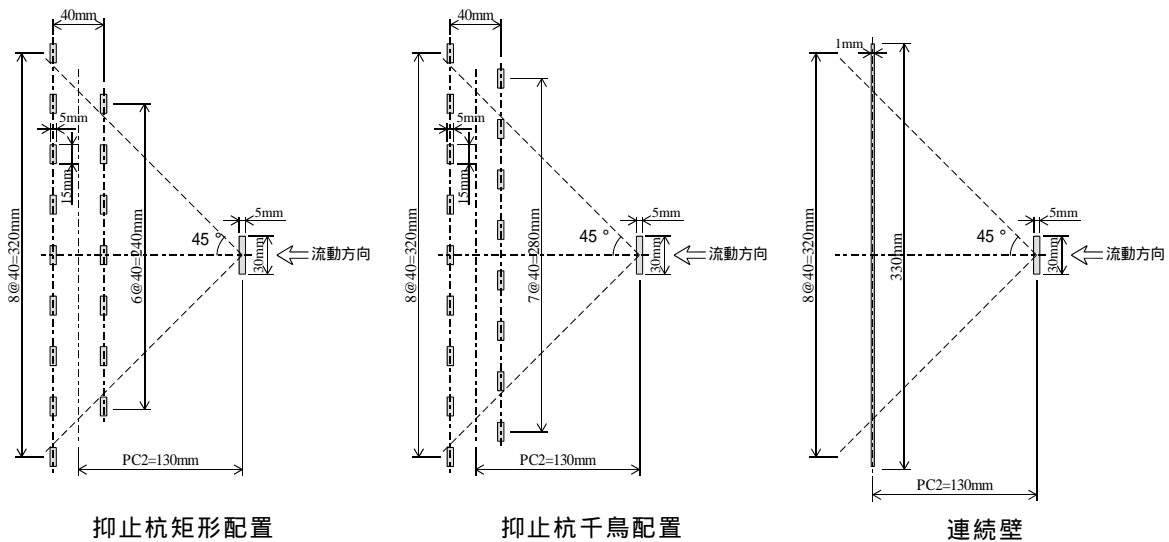


図4 杭基礎・抑止杭・連続壁模型の配置平面図

）試料

実験には 2 種類の試料を用いた。1 つは比較的均一な粒径を有する栃木県産の珪砂である。もう 1 つは鳥取県西部地震 (2000) の際に液状化した鳥取県境港市の竹内工業団地か

ら採取したシルト砂である。

模型地盤は護岸断面構造を簡素化するため、護岸下部に置換砂および捨石マウンドは設けず、護岸下部および背後地盤は硅砂もしくはシルト砂を用い作製した。また表層の非液状化層は粒径が2mm～4.75mmの礫を用いた。硅砂およびシルト砂の粒径加積曲線を図5に、また各砂の物性値を表2に示す。

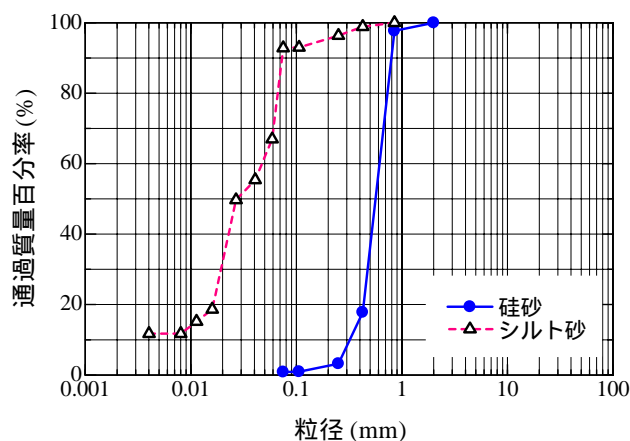


図5 試料の粒径加積曲線

表2 試料の物性値

	硅砂	シルト砂
土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.679	2.618
$D_{60}$ (mm)	0.62	0.048
$D_{50}$ (mm)	0.57	0.028
$D_{30}$ (mm)	0.48	0.020
$D_{10}$ (mm)	0.33	
$U_c$	1.88	
$U'_c$	1.13	
$F_C$ (%)	1.0	92.8
透水係数 (cm/s)	$1.05 \times 10^{-1}$	$6.84 \times 10^{-5}$
$e_{max}$	1.017	
$e_{min}$	0.634	

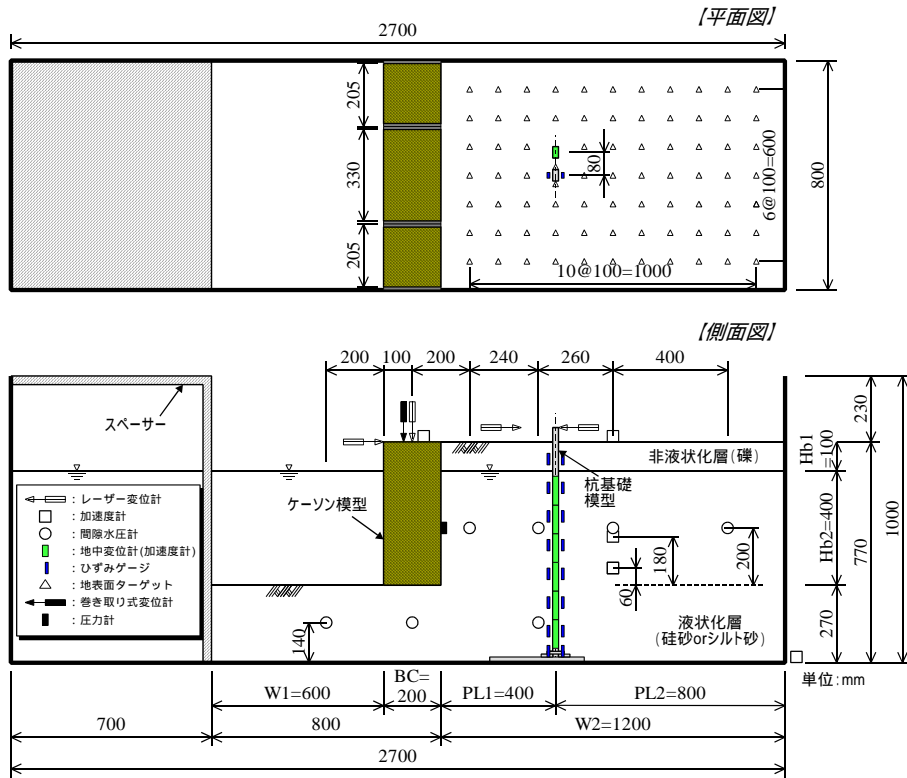
## b) 実験内容

本実験では未対策ケースの他に、抑止杭による対策および連続壁による対策を施したケースを行った。硅砂を用いた実験では抑止杭の配置を変化させ実験を行った。なお全ての実験において、対策工は杭基礎の下流側に配置した。実験ケース表を表3に示す。加振は正弦波で土槽長手方向に入力し、硅砂地盤とシルト砂地盤で周波数のみを変化させ、振幅400galと波数20波（前後3波テーパあり）は同一条件である。

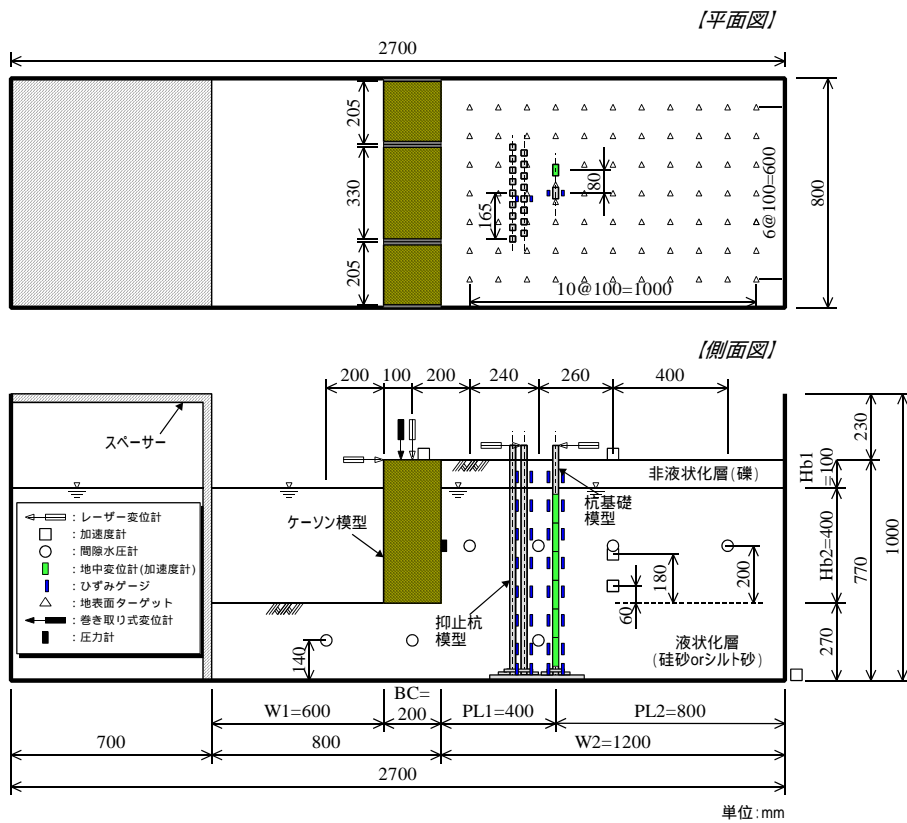
計測器は地盤内に間隙水圧計、加速度計を設置した。杭基礎および対策工模型にはひずみゲージを貼り付けた。また、ケーソンおよび杭基礎、対策工の変位を計測するためにレーザー変位計と巻き取り式変位計を設置した。さらに地盤変位の深度分布を計測するために、地中変位計を杭基礎近傍に設置した。これは加速度計を長さ8.5cm×幅5cm×厚さ1cmの木材に貼り付け、それらをキーホルダーリングで接続したものである。木材の傾きを加速度計で検出し変位を求めた。なお、加速度計を取り付けた木材は比重が1.8～1.9になるように重量調節してある。模型地盤概要および計測器配置図を図6(a)～(b)に示す。

表3 実験ケース表

実験ケース名	試料	対策工の種類	杭基礎板厚	対策工板厚	入力波	備考
CASE1-1	シルト砂	未対策	5mm		正弦波 周波数8Hz 振幅400gal 20波	地盤完成後8日間自重圧密
CASE1-2	シルト砂	抑止杭千鳥配置	5mm	5mm		地盤完成後1日間自重圧密
CASE1-3	シルト砂	連続壁	5mm	1mm		地盤完成後1日間自重圧密
CASE2-1	硅砂	未対策	5mm		正弦波 周波数3Hz 振幅400gal 20波	非液状化層なし
CASE2-1-1	硅砂	未対策	5mm			
CASE2-2	硅砂	抑止杭千鳥配置	5mm	5mm		
CASE2-2-1	硅砂	抑止杭矩形配置	5mm	5mm		
CASE2-3	硅砂	連続壁	5mm	1mm		



(a) 未対策ケース



(b) 抑止杭千鳥配置対策ケース

図6 模型地盤および計測器配置図

c) 実験結果と考察

1) シルト砂を用いた実験 (CASE1-1 ~ 1-3)

試料の取扱いは昨年度行った遠心模型実験に倣い、まずシルト砂をスラリー状態にしてよく攪拌した後、土槽内に投入し模型地盤を作製した。

試料はまずケーソン下部地盤 (GL-50 ~ 77cm) のみ投入した。試料投入直後は地盤の支持力が得られないのでケーソンを所定の位置に設置できなかった。そこで、ケーソン設置位置のみ荷重を与えて 3 ~ 4 日かけて部分的に圧密させた。ケーソン設置が完了した後、ケーソン背後地盤にスラリー状態のシルト砂を投入した。シルト砂の投入が終了した時点で、地盤中にプラスチックドレーン材を可能な限り地盤中に設置し、シルト砂の自重圧密促進を試みた。ケーソン背後地盤の圧密に費やせた時間はおよそ 8 日間である。図 7 にケーソン設置位置における部分的な圧密状況、図 8 にドレーン材を打設したケーソンは以後地盤の圧密状況を示す。



図 7 ケーソン設置位置における圧密状況



図 8 ドレーン材打設状況

図 9 に圧密中の間隙水圧計の時刻歴図を示す。測点はケーソン下部地盤に設置した PWP5 とケーソンは以後地盤中に設置した PWP4 である。土槽内に地盤を投入することで発生した過剰間隙水圧が一定値に収束していれば圧密が終了していると判断できるが、両データを見る限り水圧が上昇したり下降したり波打った形になっている。後ほどわかったことであるが、間隙水圧計を用いて大気圧を計測すると、気圧の変動の影響を受けてデータが波打つような形になることがわかった。図 9 もその影響を受けていると考えられるため、グラフから圧密が終了しているか否かは判断できなかった。ちなみに実験時には間隙水圧計を用いて大気圧の変動を計測していなかった。時間的な制約もあり、この状態で加振を行った。

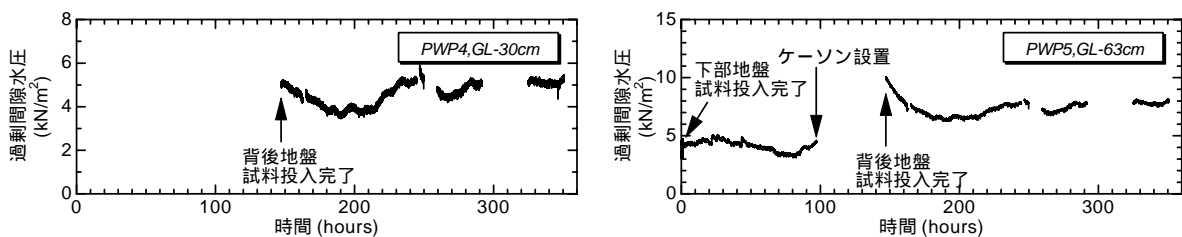


図 9 シルト砂投入後の地盤の間隙水圧時刻歴 (CASE1-1)



図 10 にシルト砂を用いた実験の地盤変形図を示す。ケーソン背後地盤にシルト砂を投入している段階でケーソンが少し変位する傾向があったため、ケーソンと土槽左側壁との間にストラットを取り付けケーソンの移動を防いだ。加振前にストラットを外すとケーソンは徐々に下流に向かって変位し始めた。これは加振の直前まで止まることなく変位し、護岸法線部の実測値で約 20mm 程下流側へ変位した。加振開始と共にケーソンは下流側へ変位し始め、加振終了時にはストラット除去時からさらに約 70mm 変位した。その後も非常にゆっくりではあるが変位し続け、最終的には完全に転倒してしまった。

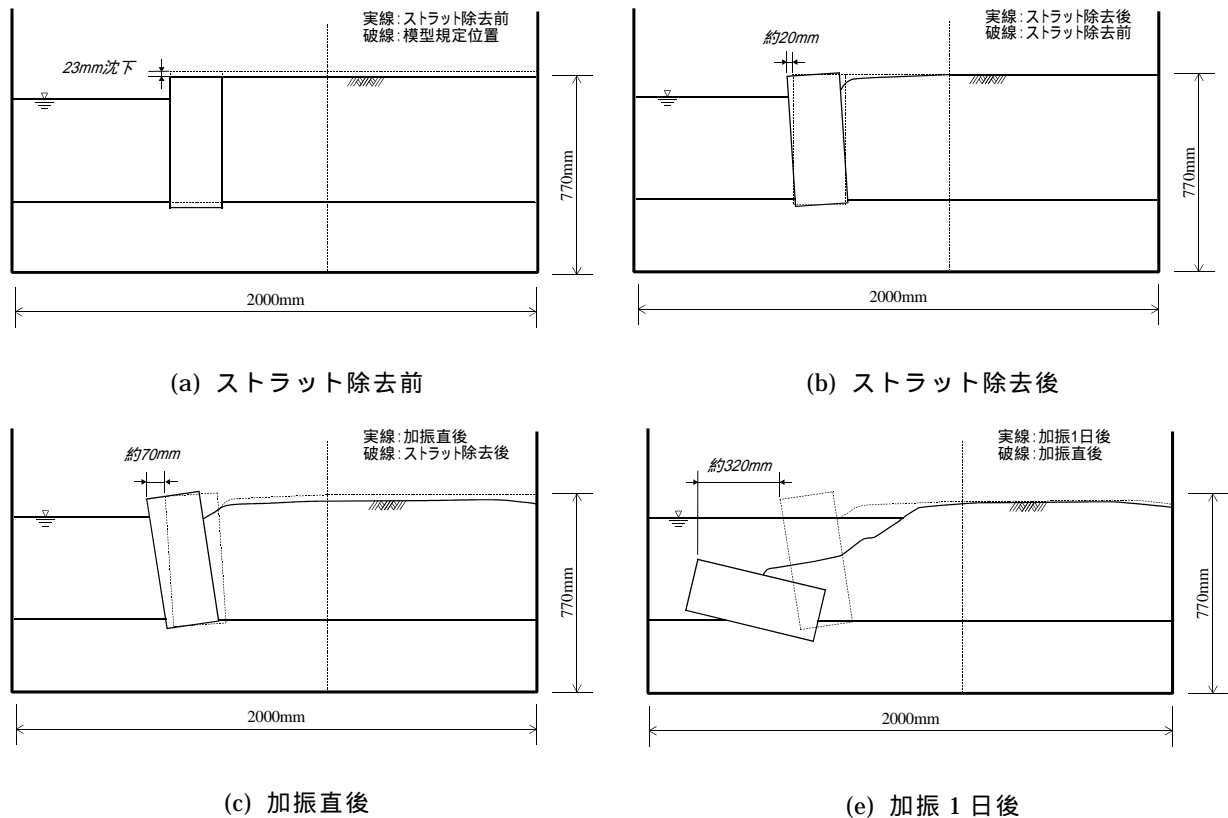


図 10 シルト砂を用いた未対策ケースにおける工程毎の地盤変形図 (CASE1-1)

図 11 に加振時における間隙水圧の時刻歴を示す。加振が始まると間隙水圧は上昇せず、背後地盤における測点でむしろ減少する結果となった。珪砂のように水圧が上昇しない理由としては、地盤の自重圧密が終了していないためそれによる過剰間隙水圧が消散しておらず、加振前に既に過剰間隙水圧が 100% (か、多少小さい) 状態であったと考えられる。そのため加振により間隙水圧は上昇せず、ケーソンの変位に伴う地盤のせん断変形による有効上載圧の変化の影響を受けて間隙水圧が減少したと考えられる。ケーソンから一番離れた測点 PWP7 では加振開始後は一旦間隙水圧が上昇している。局所的に地盤の圧密が進行し過剰間隙水圧が低下しているためではないかと推測できる。昨年度実施した遠心模型実験では、完全に地盤の圧密を終了した後に加振すると過剰間隙水圧が上昇していた。今回行ったシルト砂を用いた実験では地盤の自重圧密を終了させるためには長時間かかることがわかり、実施した一連の実験では地盤の圧密を終了させることができなかった。

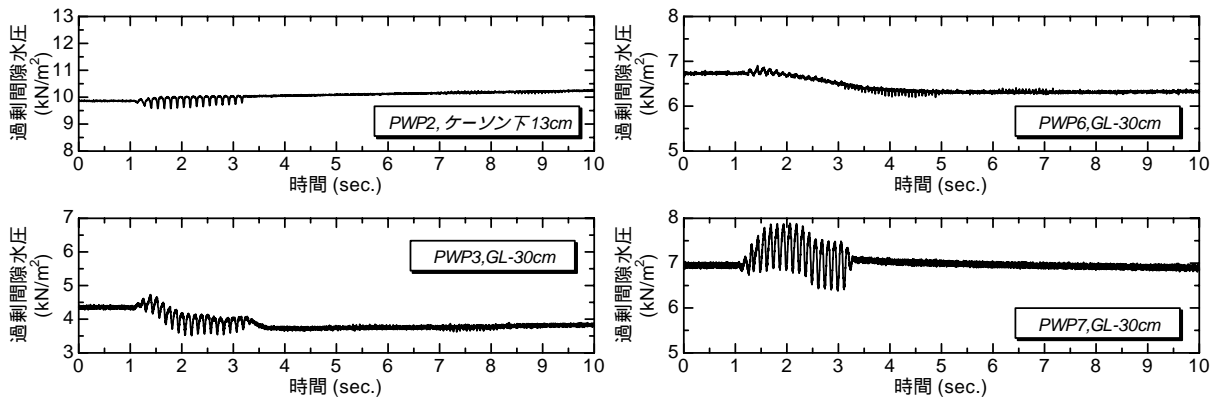


図 11 シルト砂を用いた未対策ケースにおける加振時の間隙水圧時刻歴 (CASE1-1)

この未対策ケース (CASE1-1) の他に対策工を用いた実験として、抑止杭千鳥配置ケース (CASE1-2) と連続壁対策ケース (CASE1-3) を行った。対策工を施したこの2ケースでは時間的な制約からケーソン背後地盤の圧密に1~2日程度しか時間を費やせなかったことをお断りしておく。

次にシルト砂を用いた一連の実験における杭基礎頭部の変位時刻歴を図12に示す。実際にはストラットを除去したときから加振直前までケーソン、杭基礎は変位しているが、ここに示す時刻歴図は比較のため加振直前をゼロとしてある。

未対策ケース (CASE1-1) では残留変位が約43mmに対して、抑止杭千鳥配置対策ケース (CASE1-2) では約39mmとなった。若干値が小さくなってはいるがその値は微小であり、抑止杭による対策効果が発揮できたと言うよりは、ほとんど差はなかったと言う方が適切であろう。連続壁による対策 (CASE1-3) では約49mmと未対策ケースよりも若干ではあるが大きくなった。今回用いた連続壁の板厚は1mmで非常に剛性が弱く地盤の流動圧を受けて全体的に下流側へ大きく変位した。その影響を受けて連続壁よりも上流にある地盤や杭基礎も大きく変位したと考えられる。

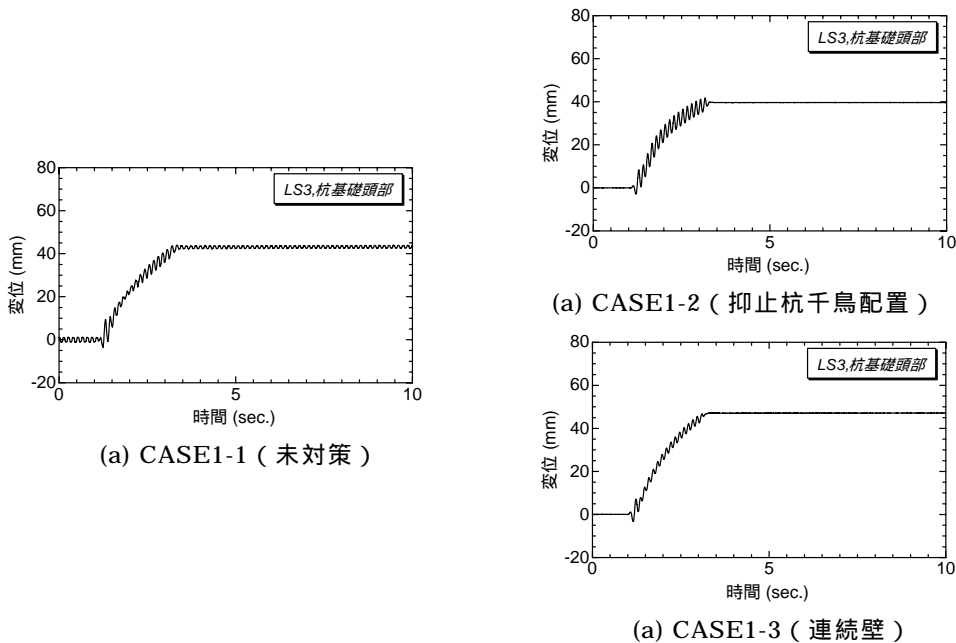


図 12 シルト砂を用いた実験における加振時の杭基礎頭部変位の時刻歴

) 珪砂を用いた実験 ( CASE2-1 ~ 2-3 )

珪砂を用いた実験ではケーソン護岸下部および背後地盤は、湿潤状態の珪砂を水中落下法で相対密度 50%程度になるように作製した。模型地盤作製時にケーソン護岸、杭基礎、地盤が変位、変形することはなかった。

図 13 に各実験ケースにおける杭基礎頭部の水平変位量の時刻歴図を示す。図 13(a)の非液状化層を有する未対策ケース ( CASE2-1 ) を見ると加振開始から杭基礎は下流側へ向かって変位し始め、その後上流側へ戻ることなく加振終了時に残留変位を生じた。図 13(b)の非液状化層を有しない未対策ケース ( CASE2-1-1 ) を見ると加振開始から下流側へ変位し始めるが、1~2 秒後あたりから上流へ戻っている。その後また下流へ変位した後、上流側へ戻り残留値を生じている。その残留値は非液状化層を有する未対策ケース ( CASE2-1 ) の約 4 割弱程度になった。このことから非液状化層による拘束力は大きいことがわかる。

図 13(c)に示した抑止杭千鳥配置対策工ケース ( CASE2-2 ) では非液状化層を有する未対策ケース ( CASE2-1 ) と比較して、最大変位で概ね 6 割程度、残留変位で概ね 5 割程度に減少しており、抑止杭による対策効果によるものと考えられる。図 13(d)の抑止杭矩形配置対策工ケース ( CASE2-2-1 ) では最大変位は同程度の値であるが、残留変位が若干大きくなっている。この差は抑止杭を千鳥配置することによって抑止杭間の地盤が流動しにくい効果が現れたと推測できる。それに対し図 13(e)に示した連続壁対策ケース ( CASE2-3 ) では未対策ケース ( CASE2-1 ) よりも大きくなった。用いた連続壁の板厚は 1mm で非常に剛性が弱く地盤の流動圧を受けて全体的に下流側へ大きく変位したため、その影響を受けて連続壁よりも上流にある地盤や杭基礎も大きく変位したと考えられる。

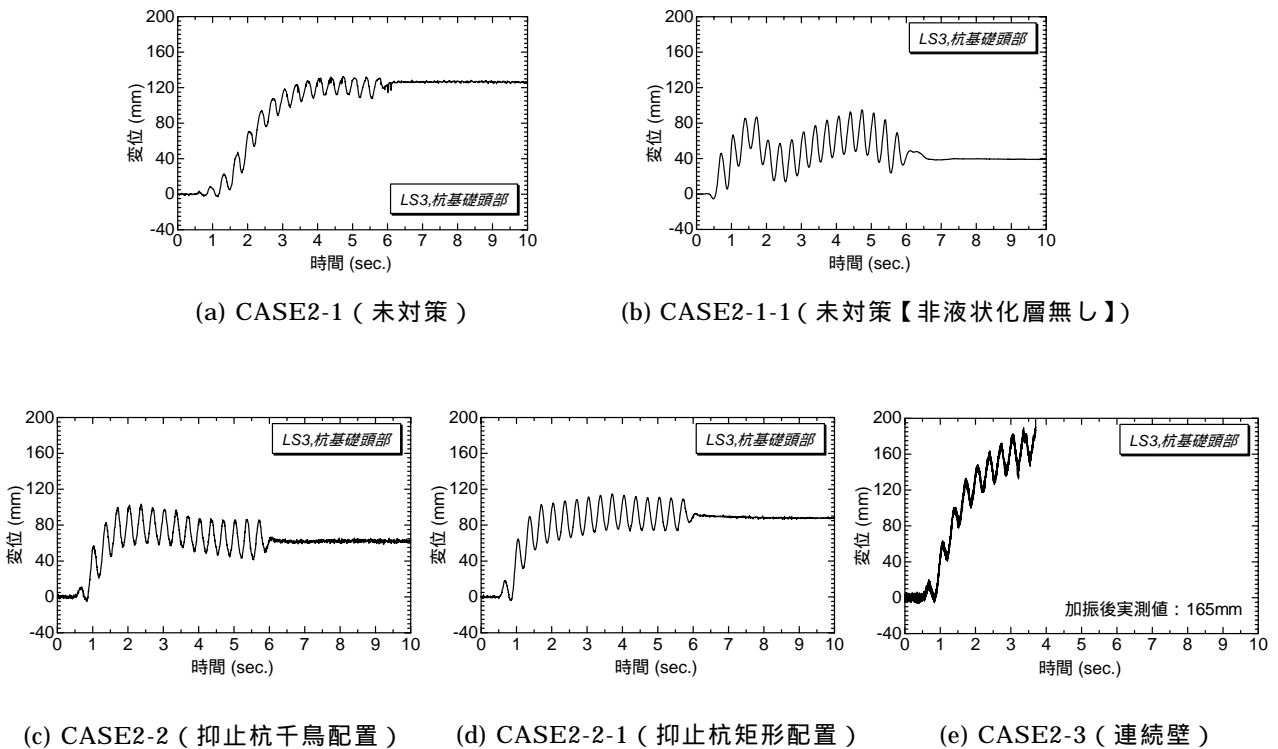
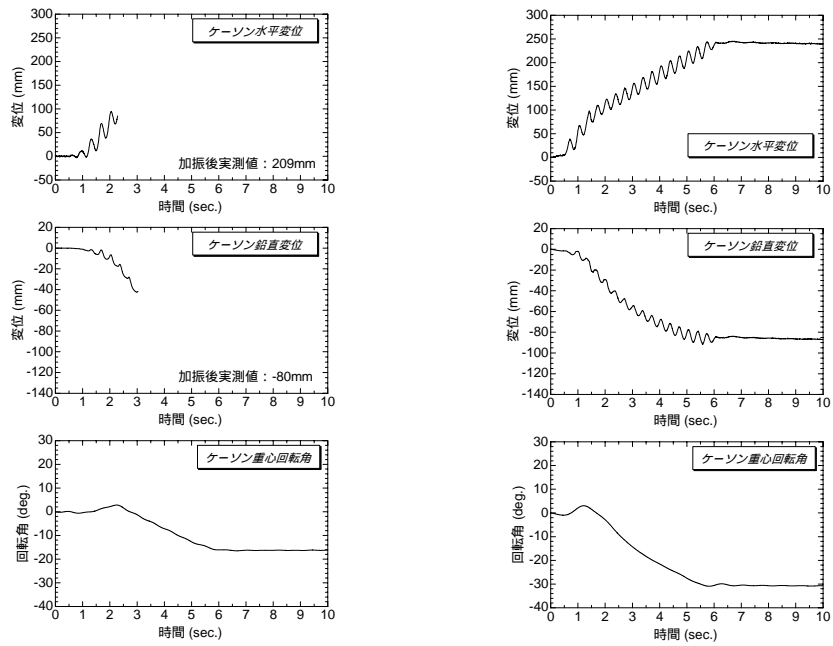


図 13 珪砂を用いた実験における杭基礎頭部変位の時刻歴

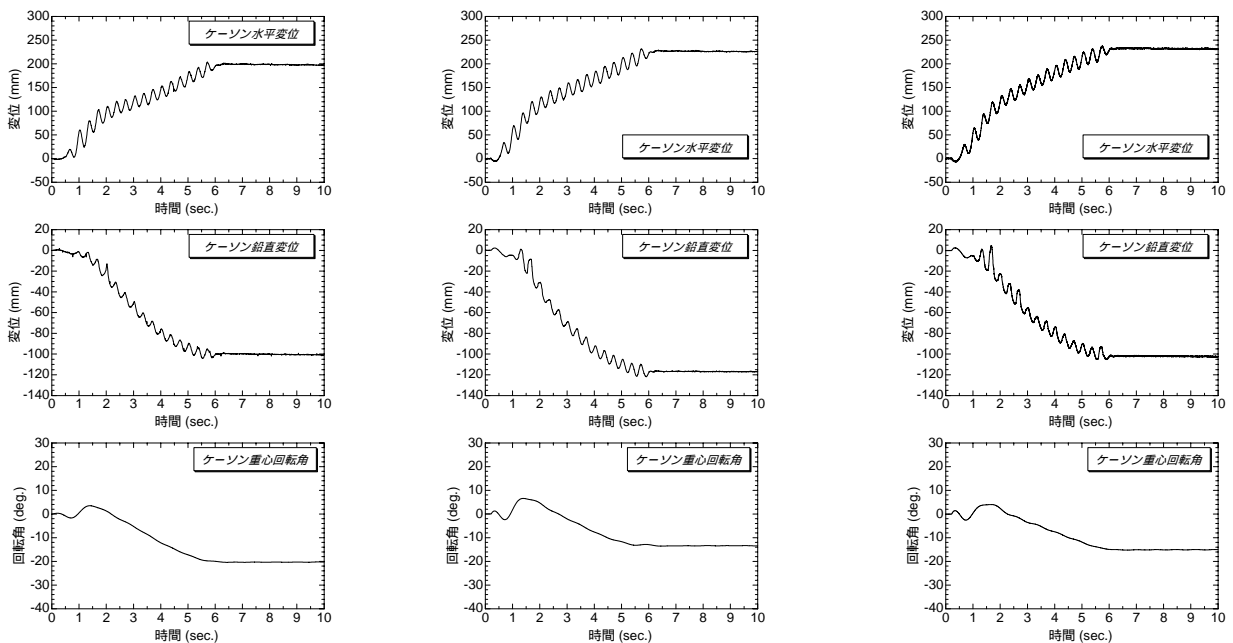
ケーソン変位の測定は測定点を護岸法線付近に取った。ケーソンは水平変位、鉛直変位、回転を同時に生じながら動いているため、計測した値そのままを比較するのは困難である。そこで、変位計や加速度計より計測した値からケーソン重心における水平変位、鉛直変位、回転角を計算した。その時刻歴を図 14 に示す。

値にばらつきはあるものの、対策工を施したとしてもケーソンの変位は減少することはない。対策工はケーソンに作用する地盤の流動圧を軽減している効果はあるかもしれないが、ケーソンが変位する原因は慣性力やケーソン下部地盤の軟化等の方が支配的であることを示唆している。



(a) CASE2-1 (未対策)

(b) CASE2-1-1 (未対策【非液化化層無し】)



(c) CASE2-2 (抑止杭千鳥配置)

(d) CASE2-2-1 (抑止杭矩形配置)

(e) CASE2-3 (連続壁)

図 14 珪砂を用いた実験におけるケーソン水平、鉛直変位および回転角の時刻歴

図 15 に硅砂を用いた全実験ケースの杭基礎近傍地盤における地盤変位の深度分布を示す。変位は前述したように加速度計による記録より傾きを求め計算した。その後、地中変位計頭部の実測値による補正を行い変位量の深度分布を求めた。

未対策ケース (CASE2-1) を見ると深度 GL-50cm ~ 60cm の位置で大きく変位している様子がうかがえる。これはケーソンが上流側へ後傾してケーソン下部が大きく移動することにより、地盤の流動も深部にまで及んだ影響であると考えられる。非液化化層がない未対策ケース (CASE2-1-1) の変位量は、非液化化層がある場合 (CASE2-1) と比較してほぼ倍の値になった。抑止杭対策ケース (CASE2-2, 2-2-1) を見ると加振開始 2 ~ 3 秒後以降はほとんど変位していない。また、抑止杭の配置に着目すると、千鳥配置 (CASE2-2) の方が矩形配置 (CASE2-2-1) に比べて小さくなっている。この差が杭基礎の変位の差に現れている。連続壁対策ケース (CASE2-3) では連続壁が大きく変位している影響で地盤変位量も比較的大きく、未対策ケースと比較するとあまり変わらない結果となっている。

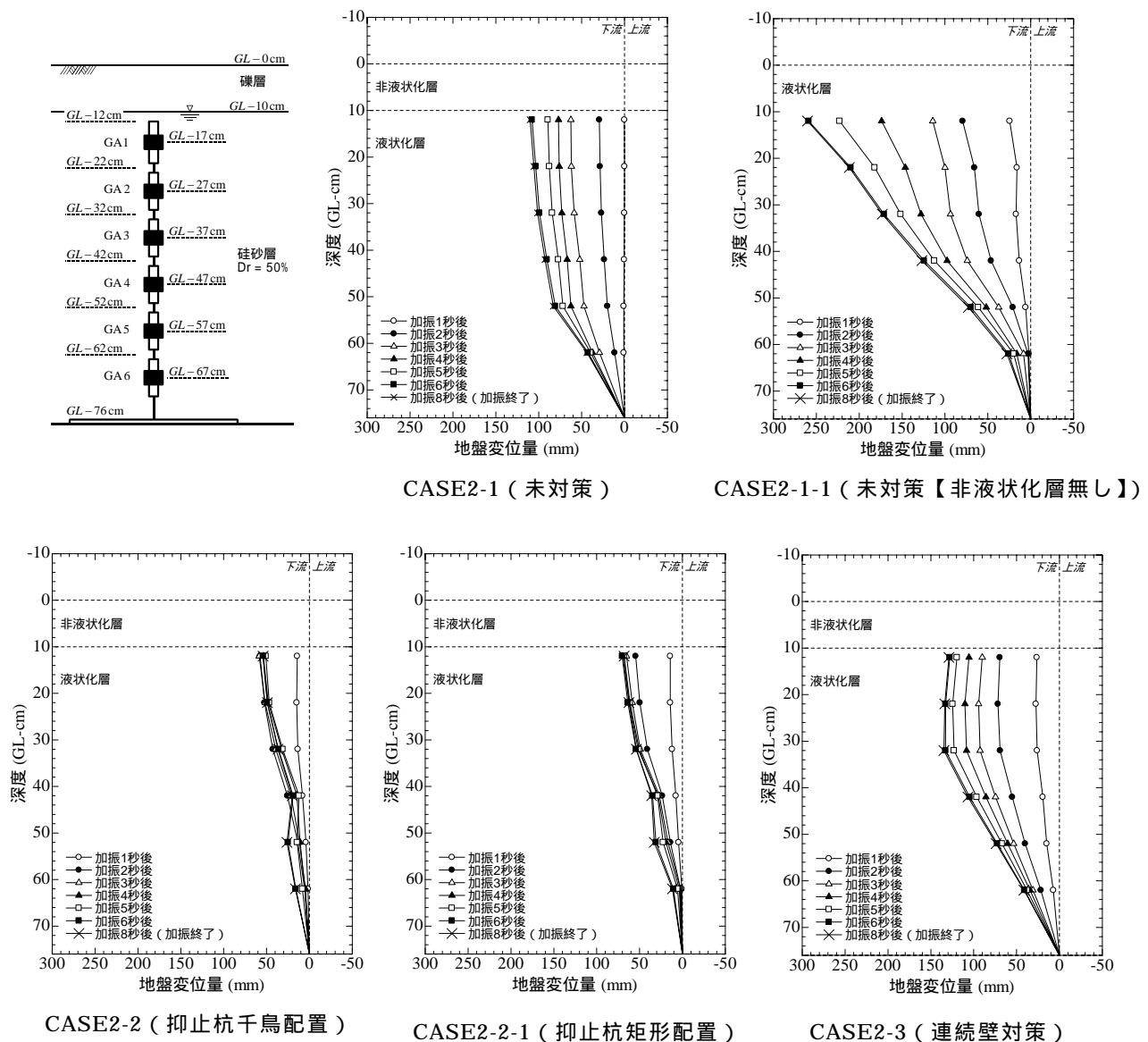


図 15 硅砂を用いた全実験ケースの杭基礎近傍地盤における地盤変位の深度分布

図 16 に硅砂を用いた実験の地盤変形図を示す。ケーソンは下部地盤へめり込み、上流側へ後傾して移動している。非液状化層を有する全てのケースにおいて、液状化層と非液状化層の相対的な“ずれ”は見られず、非液状化層は液状化層の上に載ったまま下流側へ移動したことがわかる。また、色砂の変位も深部まで及んでいることから、ケーソン下部が大きく移動したことでケーソン背後の地盤も深部より大きくさらわれるようにして流動している。なお、加振後に地盤のすべり面は目視観察することはできなかった。非液状化層のない未対策ケース (CASE2-1-1) においてケーソンの移動と地盤変形が大きくなっている。

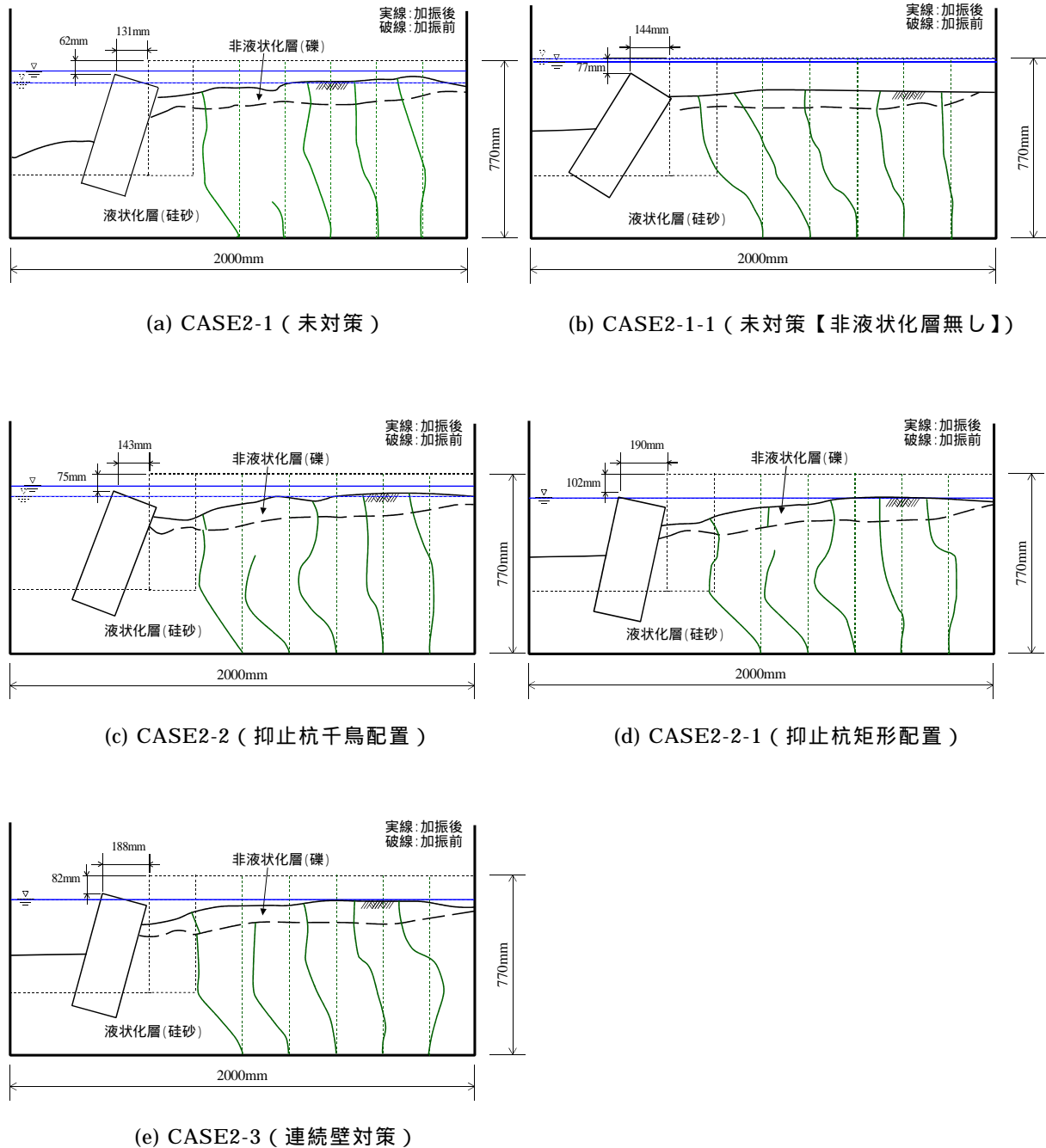


図 16 硅砂を用いた実験における加振後の地盤変形図

図 17 に砂を用いた実験の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。図中に引いた破線は計測深度における初期有効上載圧である。着目した測点はケーソン直下 (PWP2)、ケーソン直背後 (PWP3)、ケーソンから最も上流側にある測点 (PWP7) である。ケーソン護岸から離れた測点 (PWP7) を見ると、加振開始と同時に過剰間隙水圧は上昇し、3~4 波で初期の有効上載圧に至り、液状化状態になっている。加振中はほぼその値を維持し、加振が終了すると過剰間隙水圧は消散し、深度にもよるが概ね 4~5 秒で静水圧に収束する。まずケーソン直下 (PWP2) ではいずれのケースでも初期有効上載圧に達していないが、漸増成分で見ると概ね 60~70% 程度上昇している。また他の測点と比べて応答振幅が大きくなっており、過剰間隙水圧の値が頭打ちになったあたりでは波形の山と谷の数が倍になっているが、重量の重いケーソンの影響で過剰間隙水圧比は 1 にならなかった。ケーソン直背後 (PWP3) では加振開始と共に過剰間隙水圧が上昇するが、その後すぐに減少していく傾向にある。これはケーソン直背後のため加振開始と共にケーソンの移動と地盤の流動とにより生じた地盤の大きなひずみによる有効上載圧の変化の影響と水位の変化の影響を受けたためである。このことは護岸に近い測点ほどその傾向が見られた。それに対し、ケーソン護岸から離れた測点 (PWP7) では流動による影響が一番小さいので、加振により上昇した過剰間隙水圧はほぼ初期有効上載圧に達している。

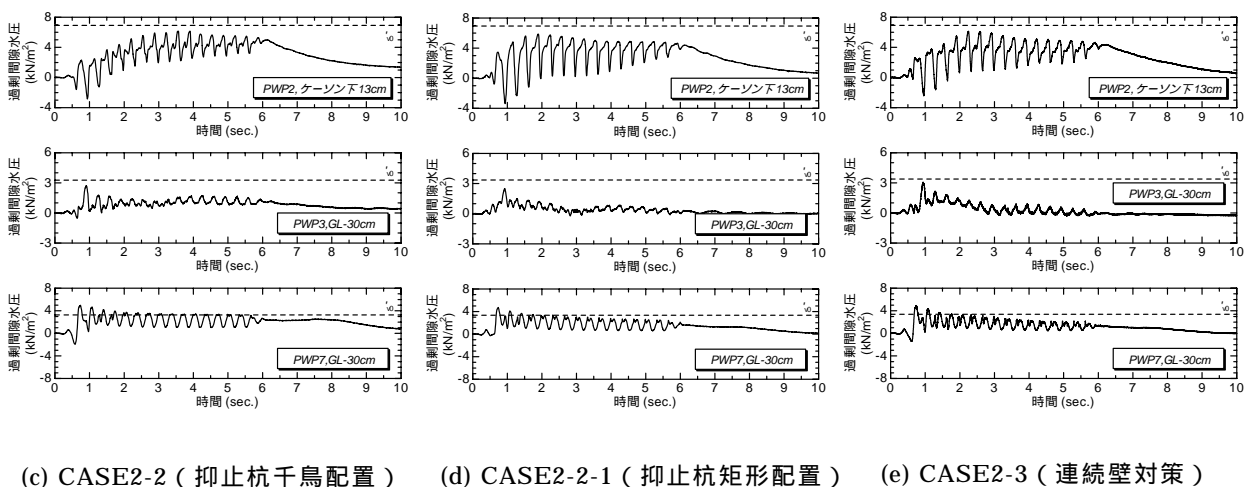
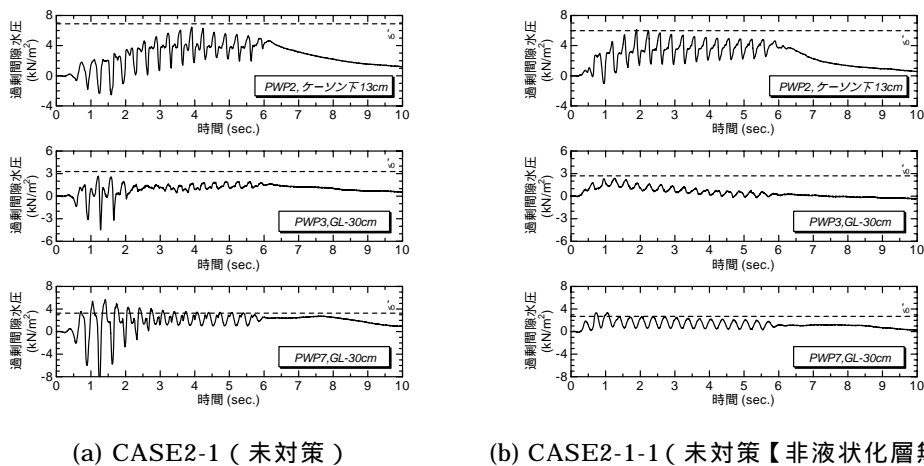


図 17 砂を用いた実験における過剰間隙水圧比の時刻歴

図 18 に珪砂を用いた実験の杭基礎に作用する荷重の深度分布を示す。作用荷重は、ひずみゲージで測定したひずみ値より計算した曲げモーメントに対し、差分法を用いて計算した。未対策ケース (CASE2-1) では加振開始 2~3 秒間で深度 GL-30cm~60cm の範囲で大きく荷重が作用している。杭基礎頭部が大きく変位している連続壁対策ケース (CASE2-3) でも同深度で大きく荷重が作用している。それに対して非液状化層のない未対策ケース (CASE2-1-1) と抑止杭対策ケース (CASE2-2、2-2-1) では、作用荷重がそれぞれ似通った分布になっている。抑止杭対策ケース (CASE2-2、2-2-1) は未対策ケース (CASE2-1) と比較して作用荷重は減っており、対策工による効果が現れたものと考えられる。ただし、差分法を用いてせん断力、作用荷重を計算した場合データにばらつきが生じることもあるため、他の手法を用いて比較、検討する予定である。

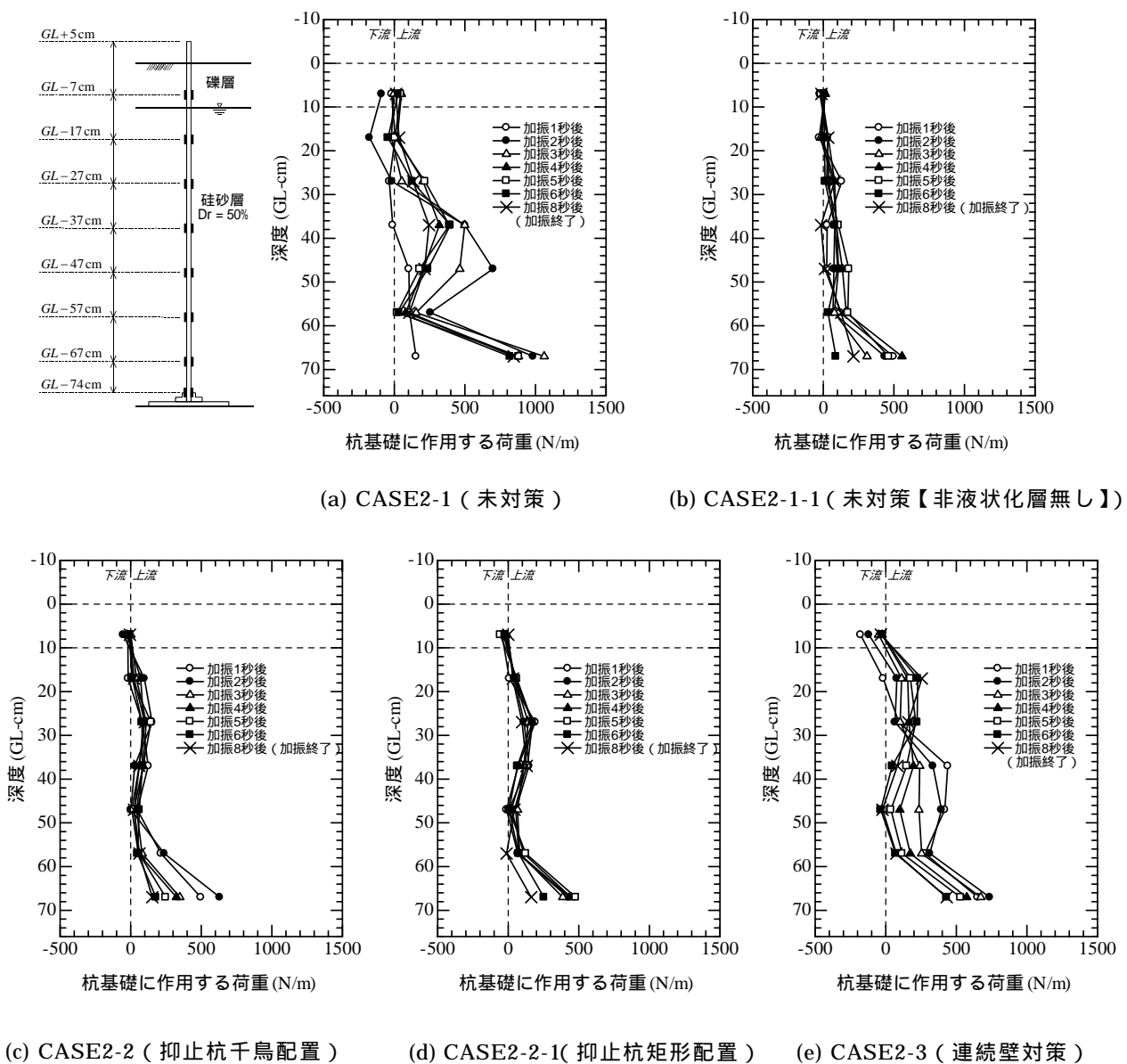


図 18 珪砂を用いた実験における杭基礎に作用する荷重の深度分布



## 2) 河川堤防の側方流動に関する遠心模型実験<sup>2,3)</sup>

### a) 実験概要

昨年度に引き続き、地震時の河川堤防の側方流動とその対策に関する遠心模型実験を実施した。地盤材料には鳥取県境港市の竹内工業団地から採取したシルト砂を使用し、図 19 に示す全断面モデルの模型地盤を用いて 30 G の遠心加速度場にて加振実験を行った。表 4 に地盤材料の物性を示す。地盤条件は各ケースとも飽和層厚を 200 mm (実物換算 6 m) とし、堤体には鉛散弾(高さ 15 mm)を設置して実物換算で約 30kPa のサーチャージを与えている。地盤作製は、スラリー状のシルト砂を遠心加速度場で自重圧密を行なって一様地盤を作製後、堤体として鉛散弾を設置後に再圧密を行い、初期地盤とした。

側方流動対策のケースでは排水機能付矢板壁 (Case 2) と改良体による地中壁 (Case 3) の工法について検討した。矢板壁のケースでは、厚さ 6mm のアルミニウム製の模型矢板 (ヤング率  $E=70$  GPa、型の鋼矢板に相当) を法尻部に設置しており、矢板内側には排水用のドレーンを取り付けている。改良体のケースでは、薬液改良体 (旭電化工業のパーマロック・ASF 4.0%) とほぼ同程度の剛性のある 80% に締め固めた豊浦珪砂を使用し、円柱状 ( $\phi 60$  mm x 200 mm) の改良体を盛土法肩直下に計 6 本配置した。矢板壁及び改良体の設置状況を図 20 と図 21 に示す。計測項目は、地盤内の加速度、間隙水圧、堤体の直下及び天端の変位量である。加振は入力加速度として振幅の異なる 3 回の正弦波 (500, 300, 200 gal、2 Hz、15 波) を入力した。Case 1 (未対策) における入力加速度の時刻歴を図 22 に示す。なお、これ以降の結果は実物換算したスケールで表示する。

表 4 模型地盤の物性

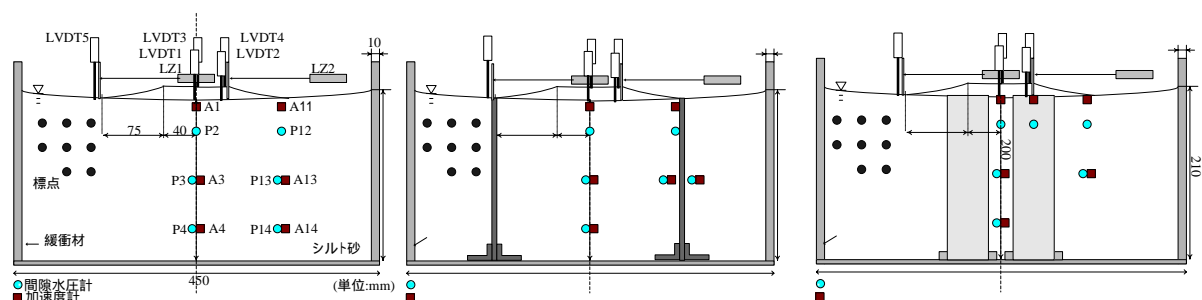
液状化層 (シルト砂)

土粒子密度:  $\rho_s = 2.618$  g/cm<sup>3</sup>,      平均粒径:  $D_{50} = 0.028$  mm,  
 細粒分含有率:  $F_c = 92.8\%$       間隙比:  $e = 1.10$ ,  
 乾燥単位体積重量:  $\gamma_d = 12.5$  kN/m<sup>3</sup>,      飽和単位体積重量:  $\gamma_{sat} = 17.7$  kN/m<sup>3</sup>

堤体 (鉛散弾: 粒径、約 1 mm、):

乾燥単位体積重量:  $\gamma_d = 67.3$  kN/m<sup>3</sup>

間隙流体: 脱気水



(a) Case1: 未対策      (b) Case2: 矢板壁 (排水機能付)      (c) Case3: 改良体

図 19 模型地盤概要

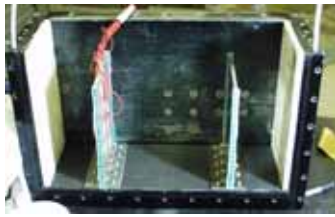


図 20 矢板の設置



図 21 改良体の設置

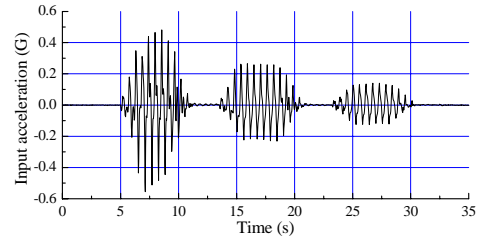


図 22 入力加速度(実物換算)

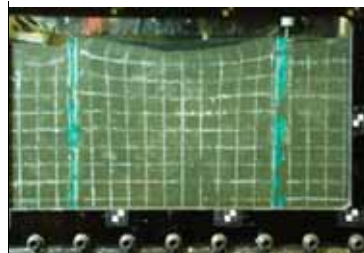
b) 実験結果と考察

実験終了後の地盤の変形状況を図 23 に示す。未対策のケースでは、堤体周辺のシルト砂層の表層に変形が集中しており、特に法尻部の水平変位と盛土直下の沈下が顕著となっている。矢板壁のケースでは、側方への水平変位がかなり抑えられ、盛土の沈下量も抑えられている。また、矢板壁内側の法尻周辺では地盤の隆起が観測された。改良体のケースでは、改良体の外側で側方への水平変位が見られており、側方への地盤変位は必ずしも抑制されていないものの、盛土の沈下量は軽減されている。

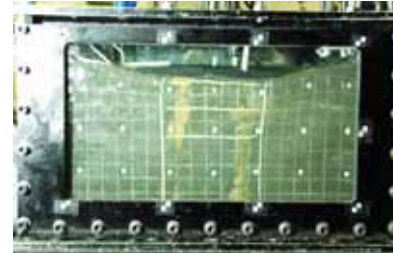
図 24 に盛土中心部と法肩直下、法尻における地盤表層の沈下の時刻歴を示す。図 24 より、未対策のケースでは 1 回目と 2 回目の加振時に堤体中心と法肩直下でほぼ同程度の沈下が生じている。そして、3 回目の 200 gal の加振では沈下の増加は止まっていることがわかる。矢板壁と改良体のケースでは、ほぼ同程度の沈下量となっており、未対策のケースに比べて堤体中心部で約 3 割、法肩部で約 5 割の沈下の軽減効果が見られた。対策ケースの時刻歴を見ると、堤体中心では 2 回目の加振後に、堤体法肩では 1 回目の加振後に沈下量の増加が止まっていることが分かる。このことから、沈下継続にはある程度の加振による繰返し载荷履歴が必要であると考えられる。



(a) Case1 : 未対策

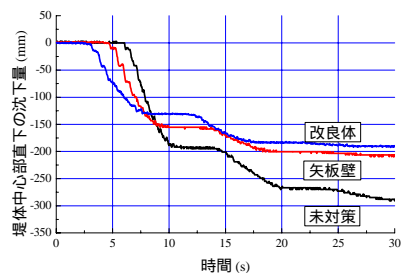


(b) Case2 : 矢板壁

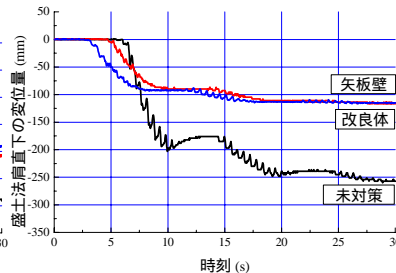


(c) Case3 : 改良体

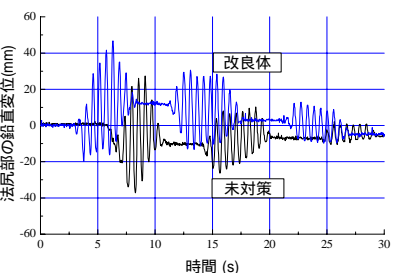
図 23 地盤の最終変形図



(a) 堤体中心直下

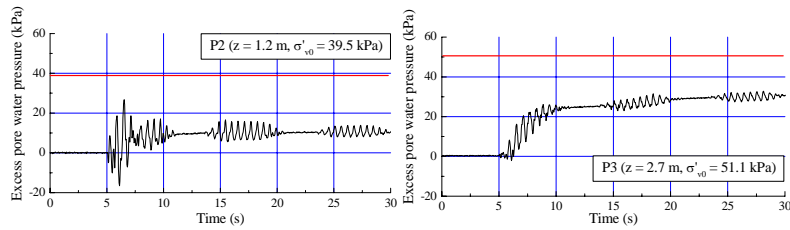


(b) 堤体法肩直下

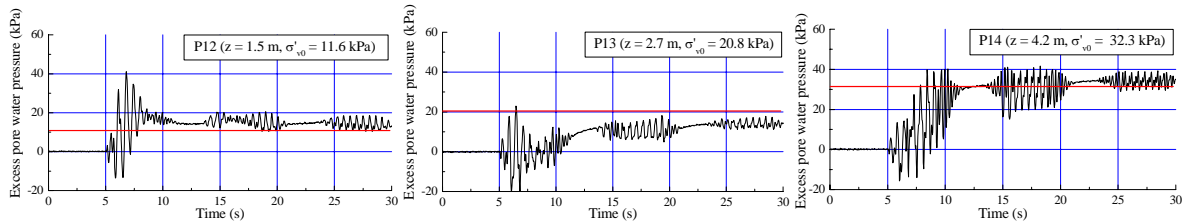


(c) 法尻部

図 24 地盤表層の鉛直変位の時刻歴

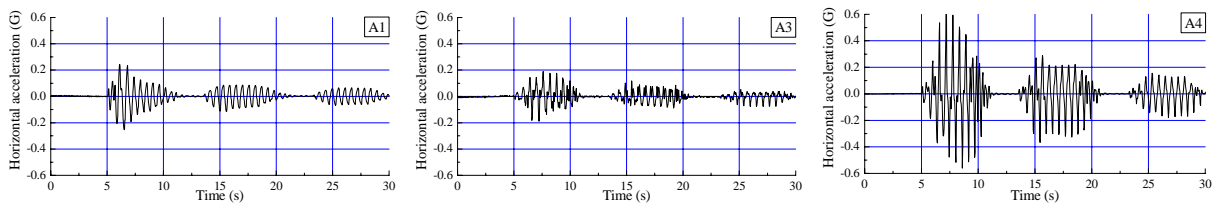


(a) 堤体中心直下

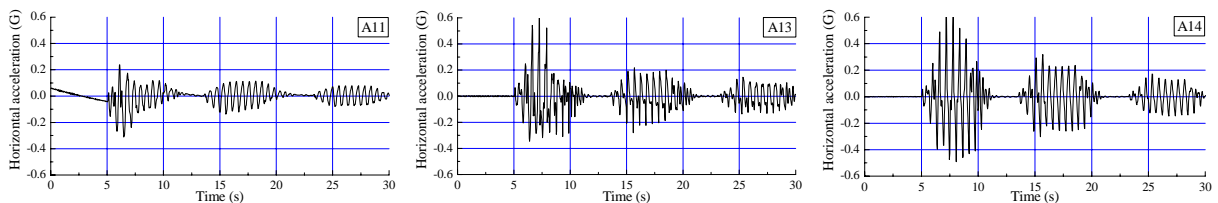


(b) 法尻直下

図 25 過剰間隙水圧の時刻歴（未対策）



(a) 堤体中心直下



(b) 法尻直下

図 26 水平方向の加速度応答（未対策）

次に、未対策ケースの地盤内の過剰間隙水圧と加速度応答の時刻歴を図 25 と図 26 に示す。計測器の配置は図 19 の通りである。

図 25 の過剰間隙水圧の時刻歴より、堤体直下にある間隙水圧 P2 と P3 は加振によって過剰間隙水圧が増加しているものの完全な液状化状態には達していない。これに対して、盛土の法尻下部にある P12 と P13、P14 はほぼ初期鉛直有効応力の値まで増加しており、完全な液状化状態に達していることが分かる。また、過剰間隙水圧の増加は 1 回目の加振終了までに最大値となり、その後定常状態にあることが分かる。

図 26 の水平方向の加速度応答より、入力振動(図 22)に比べて地点 A1 と A3、A11 では加速度応答が弱まっているのに対して、他の地点(A4 と A13、A14)では大きい応答加速度が計測された。ここで、前者のグループで小さい応答が得られた要因として、2 つの理由が考えられる。一つ目は、過剰間隙水圧の増加によって液状化が起きるために入力振動が伝えられにくくなるという要因である。しかしながら、堤体下部では完全な液状化になっていないにもかかわらず加速度応答は小さくなっている。また法尻下部の A13 と A14

では、ほぼ液状化状態にあるにもかかわらず、その応答は入力振動と同程度の応答が得られている。このことから、1つ目の理由は妥当ではないと思われる。二つ目の理由として、せん断変形が生じることによって土要素のせん断剛性の低下が起こったことが考えられる。この根拠として、小さい加速度応答が得られた地点は堤体周辺の地盤変形が発生した領域とよく一致していることが挙げられる。また3回目の200 galの加振では沈下の増加は見られなかったことを考慮すると、沈下の持続にはある大きさ以上の繰り返し载荷が必要であり、繰り返し载荷に伴って剛性の低下と残留変形の蓄積が起きたと考えられる。一方、対策を施した矢板壁と改良体のケースでは、地盤の繰り返し変形が地中壁によって抑えられるため、残留変形の蓄積も小さくなったと考えられる。

図27と図28に矢板壁ケースの過剰間隙水圧と堤体周辺の加速度応答の時刻歴を示す。過剰間隙水圧は、未対策の結果と同様に、法尻下部で液状化状態になるのに対して、堤体直下では液状化状態には至っていない。堤体中心直下のP3とP4の加振に伴う水圧の変動が小さいことから、矢板壁内において繰り返し载荷に伴うせん断変形が抑制されていると考えられる。また加速度応答は、矢板によってせん断変形が抑えられていることにより剛性の低下が起こらず、結果として未対策に比べて応答は大きくなったと考えられる。

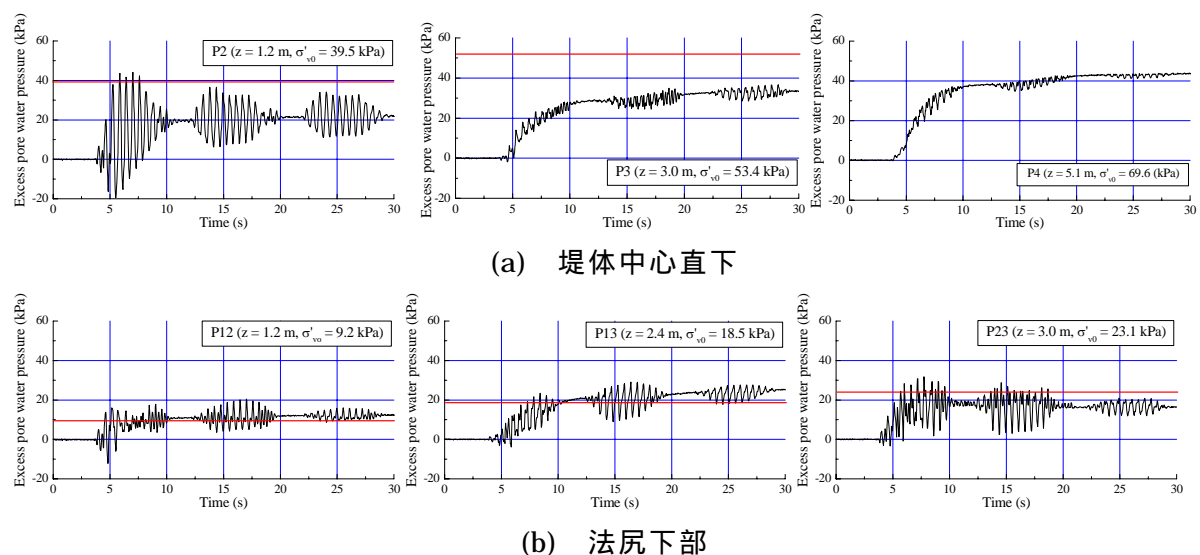


図27 過剰間隙水圧（矢板壁）

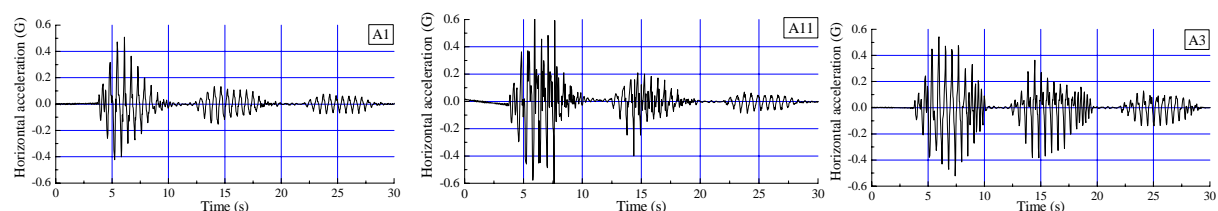
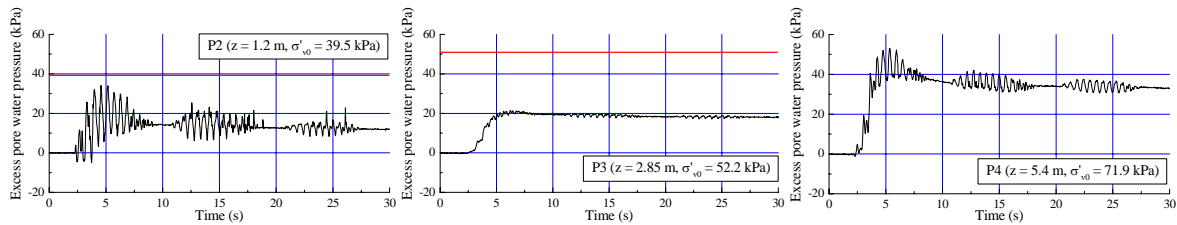


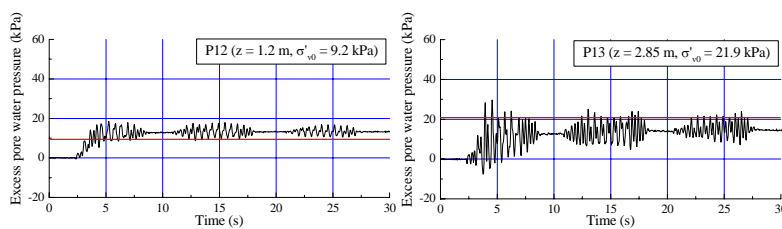
図28 水平方向の加速度応答（矢板壁）

改良体のケースの過剰間隙水圧と堤体周辺の加速度応答の時刻歴を図29と図30に示す。改良体のケースでは矢板壁のケースよりも法尻周辺で側方への変位が見られたことから分かるように、改良体の剛性は比較的低い。このため加速度応答は未対策、改良体、矢板壁の順に大きくなっている。つまり、改良体壁のケースにおいても堤体が地中壁によって仕

切られることにより、繰返し载荷によるせん断変形が抑えられ、結果として堤体の沈下が抑えられたと判断できる。また過剰間隙水圧の時刻歴から堤体直下の水圧が他のケースより増加していないことが分かる。これは、改良体モデルの締め砂を通して過剰間隙水圧の消散が起こったためであろう。



(a) 堤体中心直下



(b) 法尻下部

図 29 過剰間隙水圧（改良体）

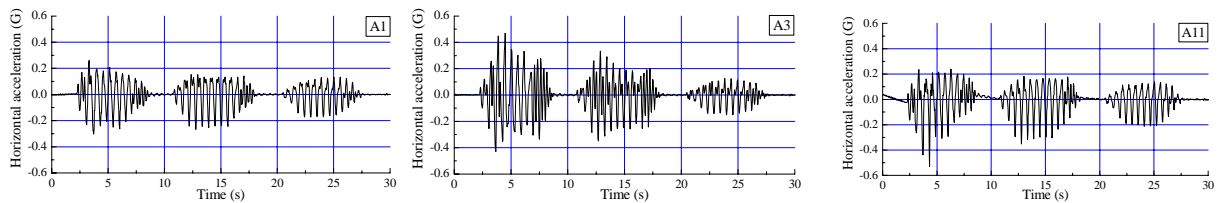


図 30 水平方向の加速度応答（改良体）

c) まとめ

細粒分を多く含むシルト砂地盤上の盛土の遠心模型実験から次の結果が得られた。

- i) 地盤変形は堤体周辺の表層地盤に集中した。この地盤変形が生じた領域では加速度応答が小さくなったことから、せん断変形に伴う土要素の剛性の低下が起こったと考えられる。また、堤体の沈下は繰返し载荷時の残留変形の蓄積によって生じるものと考えられる。
- ii) 地中壁（矢板壁・改良体）を設置したケースでは、地中壁の締め切り効果によってその周囲のせん断変形が抑制され、結果として堤体の沈下は小さくなった。本実験での対策を施したケースでは、堤体中心で約 3 割、法肩で約 5 割の沈下の軽減が見られた。

### 3) 液状化時の地盤反力を直接計測可能な模型杭の水平載荷実験

#### a) 実験の目的

1995年の兵庫県南部地震で生じた杭被害の原因に、液状化や側方流動に伴う地盤変形の可能性が指摘され、それ以降、液状化地盤中の杭に及ぼす地盤の影響として、液状化程度に応じた地盤反力係数  $k_h$  を評価する研究が盛んに行われている。既往の研究には、遠心載荷装置を用いたものや、大規模な大型せん断土槽を用いた 1 g 場での振動実験、ボイリング装置<sup>4)</sup>を用いて水圧比をコントロールさせた静的載荷実験などがある。これらの実験は、杭の反力を杭体に取り付けたひずみゲージより算定しており、杭の前面と背面の地盤反力を分離して計測することはできないものが多い。また、大変形時には、杭が塑性化するため、地盤反力が精度よく計測できない。そこで、本実験では杭に作用する外力を直接計測することのできる計測杭<sup>6)</sup>を用い、液状化時の杭の水平載荷実験を行い、杭前面と背面の土圧抵抗力を測定し、水平地盤反力係数  $k_h$  に背面地盤の主働土圧抵抗力がいかに影響しているかの検討を行った。

#### b) 実験概要

##### i) 大型せん断土槽の概要

実験に用いた大型せん断土槽を図 31 に示す。せん断土槽の大きさは内寸 2.5m x 2.5m x 深さ 8m(今回の実験では深さ 4m 程度まで使用)で、アクチュエーターにより模型地盤がせん断変形する構造になっている。水平載荷用のアクチュエーターはそれぞれ独立して制御できるようになっており、最上段のアクチュエーターは建物慣性力を模擬した水平力(水平変位)を与えることができ、土槽枠に連結したアクチュエーターは地盤変形を与えることが可能である。また、液状化地盤は上向きの浸透流により過剰間隙水圧(ボイリング)を地盤中に発生させて模擬するものとし、上向き浸透流は土槽外に設けた高架タンクを上下させて土槽との水頭差をつけることで発生させた。

##### ii) 計測杭の概要

計測杭は有効軸長さ(計測区間)2,877mm, 外径 318.5mm とし、大きな曲げ剛性を有した芯材にロードセルと受圧板をとりつけた構造となっている。杭頭はフーチングとピン接合し、杭先端は支持層上面の固定枠とピン結合とし、載荷荷重が計測杭と地盤

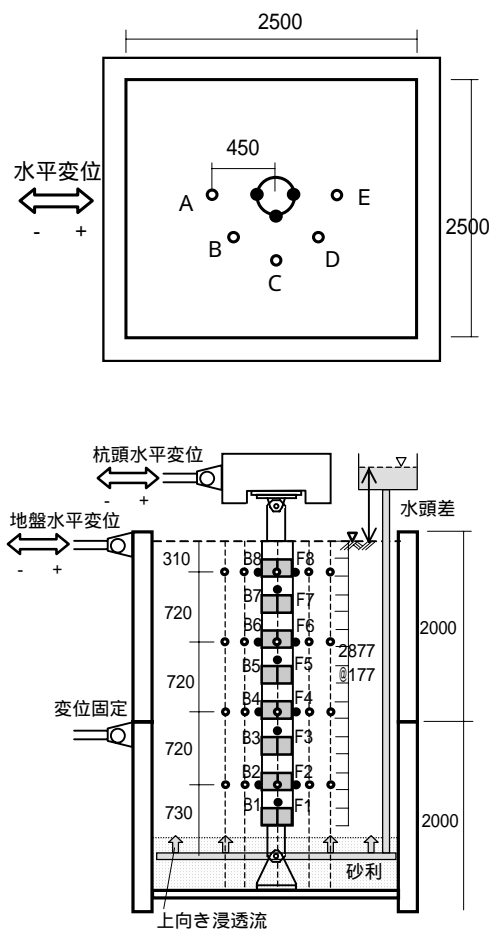


図 31 大型せん断土槽実験配置図

表 5 実験ケ - ス

Case	波形		荷重方法	地盤条件	水圧比 (水頭差)	荷重条件	振幅	
	No.	条件						
1	1	step荷重	杭頭	乾燥砂	-	漸増振幅繰り返し	±2 ~ ±30mm	
-	-	-	なし	湿潤砂へ	乾燥 湿潤 (給水)	-	-	
2	3	step荷重	杭頭	湿潤砂	水圧比 0(0cm)	一定振幅2ループ	±10, 20, 30mm	
3	2	0.1Hz			水圧比0 1 0	一定振幅繰り返し	±30mm	
4	3	step荷重			水圧比 0 0.9 @0.1 (0cm 270cm @30cm)	2ループ	±30mm	
			ボイリング 水圧比 1.0(280cm)					
			湿潤砂	水圧比 0(0cm)				
5	2	0.1Hz	地盤	湿潤砂	水圧比 0	一定振幅繰り返し	±30mm	
6	3	step荷重			水圧比 0 0.9 @0.1 (0cm 270cm @30cm)	2ループ		
7					水圧比 0(0cm)			±30, 60mm
					水圧比 0.5(150cm)			
			水圧比 0.9(270cm)					

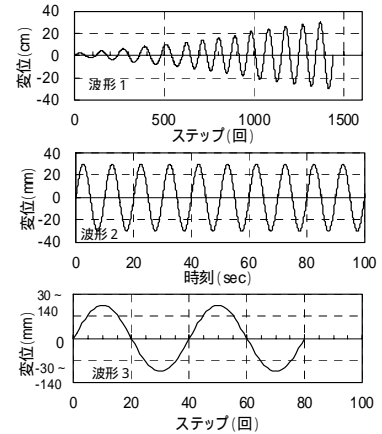


図 32 入力波形

のみに作用する構造とした。受圧板は鋼管を軸方向に 2 分割したものをを用い、深度方向に 16 枚設置されているうち 8 枚に対しロードセルを取り付けている。1 枚の受圧板の高さは 177mm、肉厚は 10.3mm であり、受圧板同士は 3mm の間隔があり、それぞれ独立したものとなっている。地盤に対する杭の相対変位の + 側を F 面(前面)、- 側を B 面(後面)とした。

iii) 実験荷重シーケンス

実験は、杭頭荷重実験および地盤に強制変位を与える荷重実験を行った。実験の手順は、表 5 のケース順に行い、Case1 で乾燥砂での杭頭荷重、給水配管より静かに地盤内に注水した後、Case2 で水圧比 0 の湿潤砂での杭頭荷重、Case3 で水圧比 0 1 0 と変化させた杭頭荷重、Case4 で水圧比を 0.1 ピッチで上昇させながらの杭頭荷重、さらにボイリング状態と水圧比 0 へ戻した杭頭荷重、Case5 以降は地盤荷重を行った。入力波形は図 32 の波形 1 および波形 3 がステップ毎に変位を停止する段階変位制御で、波形 2 が 0.1Hz の変位制御とした。水圧計は図 31 に示すように計測杭表面および杭中心から約 45cm 離れた 4 深度(5 平面 A ~ E)に設置した。

c) 地盤条件概要

i) 地盤の物性

模型地盤は、山形県飯豊珪砂 6 号(平均粒径  $D_{50}=0.19\text{mm}$ )の乾燥砂を用い作製した。JGS 0161 に準じた乾燥砂の最小・最大乾燥密度は、それぞれ

$$d_{\min} = 1.437\text{g/cm}^3、$$

$$d_{\max} = 1.765\text{g/cm}^3 \text{ と}$$

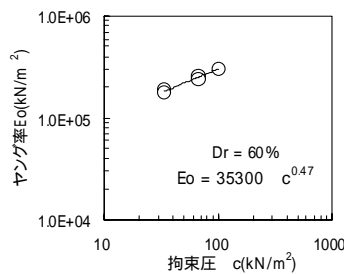


図 33  $E_o$  の拘束圧依存性

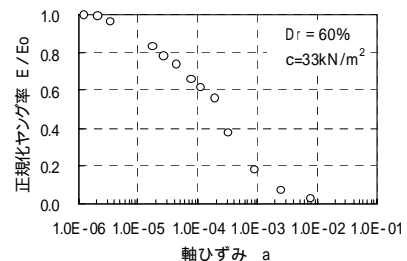


図 34  $E/E_o$  と  $a$  の関係

なった。また、内部摩擦角を求める目的で  $Dr = 60\%$  で JGS 0524 圧密排水三軸試験(CD 試験)を行ったところ  $\phi_d = 42^\circ$  となった。更に、動的変形特性を把握するため、JGS0542 繰返し三軸試験を行い、図 33 の初期ヤング率  $E_o$  の拘束圧依存性と図 34 の正規化ヤング率

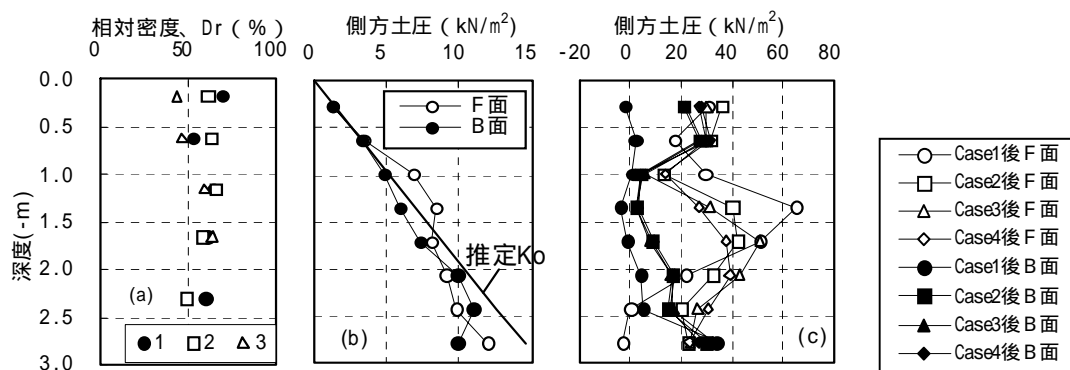


図 35 模型地盤の測定結果

と軸ひずみの関係を求めた。なお、図 33 には CD 試験直前の初期ヤング率も用いた。 $E_0$  は  $c$  の 0.47 乗に比例している。

### ii) 地盤作製

まず土槽枠の内側にゴムシートを設置した後、GL - 3.5m まで地盤を作製し、タンパーで  $Dr=80\%$  以上に締固める。そして杭先端用治具および模型杭を設置し、ピン接合部まで砂利を敷き、その上に給水配管を設置し、液状化層となる層厚約 3.1m の地盤を気中落下法により作製した。地盤作製時に  $60mm \times h40mm$  のモールドを用いて 3カ所で乾燥密度を測定し、深さ 60cm 毎の相対密度  $Dr$  を測定した。図 35(a)に示すように  $Dr=60\%$  程度(平均  $d_s=1.613g/cm^3$ )の地盤となった。

### iii) 実験地盤の土圧測定

乾燥砂を撒いた直後に測定杭のロードセルの値を計測し、受圧版の投影面積で除した値を杭に作用する初期の側方土圧とした。図 35(b)に初期側方土圧の深度分布を示す。杭前面(F)および背面(B)の土圧ともほぼ深度に比例した分布となっている。なお、図中に CD 試験の  $\alpha = 42^\circ$  を用いたヤークーの式( $K_0=1 - \sin \alpha = 0.33$ )による静止土圧の深度分布を示す。最下部の側方土圧は静止土圧から若干はずれるものの、その他の深度では概ね整合している。また、各ケース実験後( $\pm 30mm$  載荷後)の変位 0 時の土圧を図 35(c)に示す。図 32 の入力変位が - 側から + 側への戻りで 0mm に停止するため実験後の土圧は杭前面(F)面に偏り、初期の土圧とは大きく異なることが分かる。

### d) 実験条件および実験結果

#### i) 実験結果

CASE-4 での載荷実験は、ステップ毎に変位を停止する段階変位制御であり、過剰間隙水圧は、土槽外に設けた高架タンクを水圧比 0.1 にあたる 0.3m 毎に上昇させて土槽との水頭差をつける事で発生させた。各

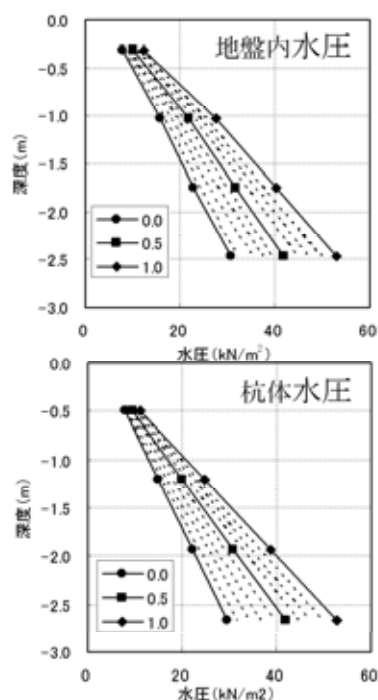


図 36 杭に作用する水圧



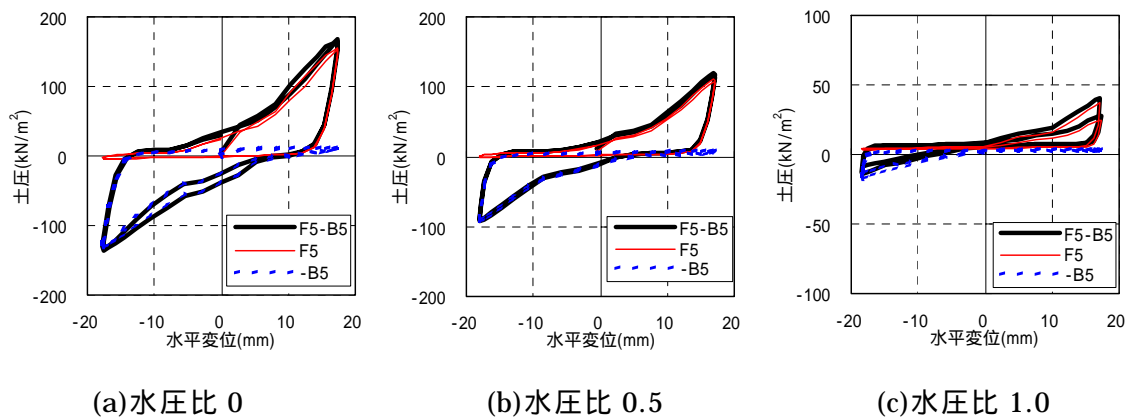


図 37 杭の水平変位～杭に作用する土圧

水圧比での载荷（2 サイクル）が終了後、タンクを所定の高さ（+0.3m）までゆっくりと上昇させ、水圧が十分に安定した事を確認した後に次の载荷実験を行った。図 36 に杭表面および地盤内に設置した間隙水圧系による、杭に作用する水圧分布を示す。これらに示す図は、水を注入する前の無負荷での水圧計の値を 0 としている。杭表面および地盤内の水圧とも深度方向の水圧分布が線形となっており、高架タンクの上昇ステップに応じて一様に分布している。杭直近部分と地盤内の水圧の差異は、杭体周りの水圧が地盤中よりも少し小さく、杭の周りが水道になっている可能性を示している。液状化時の杭の地盤反力係数を評価するため、実験より得られた地盤反力係数を示し、水圧比、水平変位および拘束圧（深度）をパラメタとして液状化時の地盤反力係数を評価する。実験結果は、表 5 に示した Case4 を用いた。

ii) 地盤反力係数

図 37 に F5、B5（GL-1.35m の荷重）を杭の投影面積  $0.177 \times 0.3185\text{m}^2$  で除した土圧と杭の水平変位（杭先端がピン結合、杭体が剛体とし、深度方向に線形分布するとして算定）の関係を示す。杭の背面（主働）の土圧は、前面（受働）の土圧より非常に小さい。地盤反力係数は、F5-B5（太線）の第一象限の正方向へ変位が増大している状態の割線勾配として求め、図 38 に杭の水平変位と地盤反力係

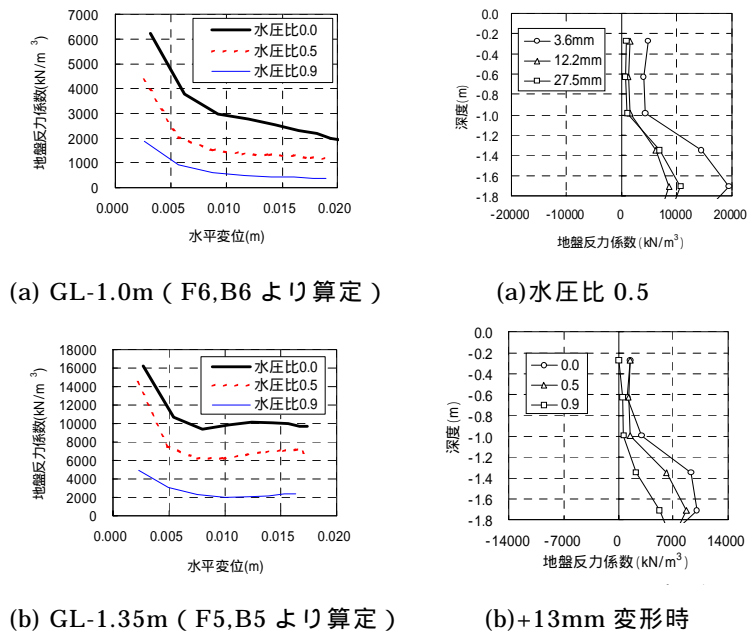


図 38 杭の水平変位～分布

図 39 地盤反力係数の深度分布

数の関係を、図 39 に地盤反力係数の深度分布を示す。地盤反力係数は、GL-1.0m では、水平変位が大きくなるに従って減少しているが、GL-1.35m では、水平変位が約 7mm 以上になると少し増加する傾向が見られた。また、地盤反力係数を  $E_s \times B^{-0.75}$  ( $\gamma=80$ 、変形係数  $E_s=2380\text{kN/m}^2$ 、杭幅  $B=31.85\text{cm}$ ) として算定すると、 $142000\text{kN/m}^3$  となり、GL-1.35m の水圧比 0 で水平変位が約 3mm (杭径の 1%) の時に値に近い。ここで  $E_s$  は、図 33、34 で示した  $E_0 \sim c$  関係および  $E/E_0 \sim$  関係を用い、GL-1.35m での鉛直上載圧を  $13.3\text{kN/m}^2$  として  $E_0=35300 \times c^{0.47}=119000\text{kN/m}^2$  と求め、 $E_s/E_0=0.02$  ( $\gamma=1\%$ 程度と考えた) として算定した。

### iii) 地盤反力係数の定式化

文献 7) では、今回の実験よりも杭径の小さな鋼管模型杭 (外径 165.2mm、肉厚 3.7mm) の液状化実験結果から地盤反力係数の算定式を提案しており、ここでは、その算定式を用いて、今回の実験結果でも地盤反力係数を評価することができるか試みた。データ整理に用いた実験ケースは、Case4 の内、水圧比が 0.0 ~ 0.9 (10 段階) のものとした。約 1.8m 以深では杭の水平変位が小さく、求められた地盤反力係数の精度が良くないので、GL-0.27m ~ 1.71m までの 5 深度の地盤反力係数のデータを用いて検討した。総データ数  $N=455$  である。以下、簡単に、液状化地盤での地盤反力係数の算定式を示す。

### iv) 初期の地盤反力係数

初期地盤反力係数 ( $k_{h0}$ ) (水圧比  $u=0$  かつ変位 0 時) は、深度の関数として、式(1) に示すように拘束圧のべき乗と考える。は砂地盤の場合 0.5 ~ 1.0 となる係数であり、 $A$  は地盤密度などにより異なる。

### v) 水圧比の影響

液状化によって地盤反力係数が小さくなる要因としては、主に水圧比の上昇であろう。地盤反力係数に及ぼす水圧比の影響として、松本ら 7)、吉沢ら 8)、河合ら 9) が求めており、水圧比に応じて線形的に地盤反力係数が低下する場合や、水圧比がある程度大きくなると急激に地盤反力係数が低下する場合が示されている。そこで、式(2)に示すように地盤反力係数は水圧比のべき乗に比例すると考える。係数は 0 ~ 1.0 の値と考え、0 に近い程、水圧比が 1 に近づいてから急激に  $k_h$  が低下する。

### vi) 変位の影響

杭と地盤の相対変位が大きくなると一般的に地盤反力係数が低下する。その非線形性として  $k_h \propto \delta^{-0.5}$  ( $\delta$ : 水平変位) が提案されている 7)。一方、 $k_h$  が地盤のせん断剛性 ( $G$ ) と線形関係にあり、を歪み ( $\gamma$ ) と考えると、 $k_h \sim G \sim \gamma$  関係のように双曲線モデルや R-O モデルでもある程度近似することができる。

表 6 式の係数

係数	参考値
A	1290
	0.5
	0.5
	0.5
	0.5
	0.5
	0.5
$\gamma$	0.02
B	0.319

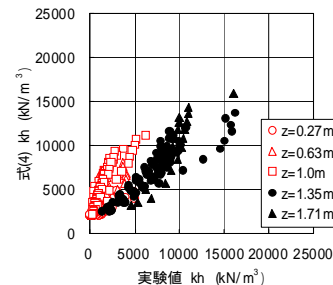


図 40 地盤反力係数の比較

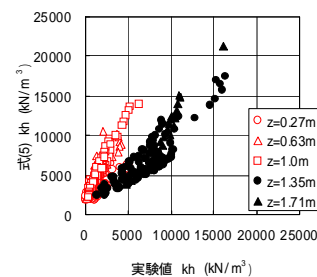


図 41 地盤反力係数の比較

更に、 $G \sim$  関係は、拘束圧に依存し、 $G/G_0 \sim \sigma' / \sigma_{v0}^{0.5 \sim 0.6}$  ( $G_0$ : 地盤の初期せん断剛性、 $\sigma'$ : 有効応力) といった関係も示されている<sup>10)</sup>。また、 $k_h \propto \sigma'^{-0.5}$  では、すべての変位レベルで近似しきれないと考えられる。そこで、変位の影響を考慮した地盤反力係数は、双曲線モデルに拘束圧の影響を考慮した式(3)で表すものとする。ここで、 $B$ : 杭幅、 $\sigma_{v0}$ : 非液状化時の全応力、 $\sigma'_y$ : 基準歪、 $\alpha, \beta, \gamma$ : 係数である。 $\sigma'/B$  を歪みと考え、これを有効応力のべき乗で除することにより  $G/G_0 \sim \sigma' / \sigma_{v0}^{0.5 \sim 0.6}$  に近い関係を表している。 $\alpha, \beta$  は 0~0.6 の値と考え、 $\gamma$  は通常の変位係数では 1.0 であるが、水平変位の-0.5乗の式も提案されていることから 0.5~1.0 と考える。

以上の影響要素を考慮して、式(1)~式(3)の積である式(4)が、液状化地盤での地盤反力係数の算定式となる。ここで、 $\sigma_{v0}(1-u)$ は有効応力であり、 $\alpha = 0, \beta = 0$  のときは、水圧比による有効応力の違いによる影響と深度による有効応力の違いによる影響を同程度と考えた場合である。

$$k_{h0} = A \sigma_{v0}^{\alpha} \quad \text{式(1)}$$

$$k_h \propto (1-u)^{\alpha'} \quad \text{式(2)}$$

$$k_h \propto \frac{1}{1 + \left( \frac{B \sigma_{v0}^{\beta} (1-u)^{\beta'}}{\sigma'_y} \right)^{\gamma}} \quad \text{式(3)}$$

$$k_h = A \sigma_{v0}^{0.5} \sigma'^{-0.5} \quad \text{式(4)}$$

$$k_h = k_{h0} (1-u)^{\alpha'} \frac{1}{1 + \left( \frac{B \sigma_{v0}^{\beta} (1-u)^{\beta'}}{\sigma'_y} \right)^{\gamma}} \quad \text{式(5)}$$

#### e) 実験値のシミュレーション

図 40 に式(4)と実験より得られた地盤反力係数の比較を示す。各係数は、表 6 に示す通りである。 $\alpha = 0.5$  は、砂地盤の一般的な場合に相当し、 $\alpha = 0.5$  は水圧比による剛性低下は、小さな水圧比での剛性低下率を線形関係よりも押さえたものである。また、 $\beta = 0.5$  は、国生<sup>11)</sup>になっている。また、比較の意味で、地盤反力係数を有効応力の 0.5 乗と水平変位の-0.5 乗に比例する式(式(5))を用いて、実験値と比較すると図 41 となる。係数 A は、杭径の異なる液状化実験の結果をシミュレートした際に用いた値<sup>4)</sup>と同じとした(式(5)の時は 57 を採用)。地盤反力係数の実験値は、図 39 より、GL-1.0m 以浅では、それ以深よりも非常に小さくなっているために、式(4)、式(5)とも深度 0.27m~1.71m までを同じ係数(特に係数 A)では表現できていない。また、深い所の実験結果では、図 38 より、水平変位が大きくなると地盤反力係数が回復しており、(4)式、(5)式にその影響は考慮されていない。しかしながら、同一深度では、両式とも概ね実験結果を表現できている。

(d) 結論ならびに今後の課題

- 1) シルト砂を用いた 1G 中型振動台実験では、模型地盤作成時に発生した過剰間隙水圧を消散させることができず、8 日間で自重圧密を完了させることができなかった。ドレーン材を打設し地盤にプレロードを載荷する等、短期間で模型地盤を圧密させる工夫が必要である。
- 2) 珪砂を用いた 1G 中型振動台実験では、ケーソンの変位に対して抑止杭、連続壁による対策工は有効的に作用しなかった。抑止杭による対策工は杭基礎変位を減少させることができ、その配置は千鳥に配置する方が効果的であった。今後は単位奥行き当たりの曲げ剛性  $EI$  を同一にした、抑止杭一列配置と連続壁対策を比較する。
- 3) シルト砂を用いた河川堤防の遠心模型実験から、地盤変形は加振時の繰返し載荷に伴うせん断変形の蓄積によって生じる。矢板壁や改良体を地中壁として設置したケースでは、地中壁周辺のせん断変形が抑制され、結果として堤体の沈下も抑制されることが分かった。
- 4) 水圧比、水平変位および深度から地盤反力係数を算定する式 ( (4)式、(5)式 ) を用いて実験値と比較した結果、様々な水圧比と様々な変位レベルの実験データに対してある程度表現することができた。以上より、液状化地盤の杭への作用を高精度で計測できることが明らかとなった。これにより、液状化による側方流動に伴う杭基礎被害を低減させる種々の工法の効果を高精度で確認できた。

(e) 引用文献

- 1) 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会：護岸構造物の地震時挙動に関する一斉実験・解析、地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.159-192、1998.
- 2) 水谷崇亮、東畑郁生：鋼矢板式護岸に作用する液状化土圧に関する模型実験、地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.355-358、1998.
- 3) Towhata, I. and Kabashima, Y.: Mitigation of seismically-induced deformation of loose sandy foundation by uniform permeation grouting、 Proc. XV ICSMGE Satellite Conf. on 'Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes'、 pp.313-319、2001.
- 4) 土屋勉：液状化地盤における模型杭の水平載荷実験その 1、2、第 36 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.2229 - 2232、2001.
- 5) 田地陽一・菅野高弘・田中剛・海老原健介：「杭に作用する外力評価のために計測杭の開発」第 37 回地盤工学会研究発表会、 pp1859-1860、2002.7
- 6) 濱田純次：大型せん断土槽を用いた液状化時の地盤反力係数の評価 ( その 2 )、 pp.667-668、日本建築学会大会、2001.9.
- 7) 松本秀應：液状化地盤における地盤反力係数、第 22 回土質工学研究発表会、 pp.827-828、1987.6.
- 8) 吉沢睦博：大型せん断土槽中の液状化した地盤における模型鋼管杭の地盤反力係数、日本建築学会大会、2000.9.
- 9) 河合栄作：液状化地盤における模型杭の水平載荷実験(その 2)、第 36 回地盤工学研究

発表会、 2001.6.

10)今井常雄：地盤の横方向 K 値に関する研究(3) - 設計に用いる k 値 -、土と基礎、  
Vol.17、No.11、pp.13-18、1969.

11)国生剛治：低拘束圧下の砂の動的物性と模型振動実験に適用される相似則、第 15 回  
地盤工学研究発表講演集、pp.265-268、1979. 7.

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
福井 聡 本多 剛 東畑 郁生 玉手 聡 田中 智宏 内山 純一 安田 進	シルト地盤上に施工した河川堤防における地震時液状化に伴う側方流動に関する遠心模型実験	土木学会第 58 回年次学術講演会	2003 年 9 月
本多 剛 東畑 郁生 玉手 聡 安田 進 福井 聡 田中 智宏 内山 純一	地中壁の設置による側方流動軽減技術に関する遠心模型実験	第 27 回地震工学研究発表会	2003 年 12 月
M.J. Alam S. Fukui I. Towhata T. Honda S. Tamate T. Tanaka J. Uchiyama S. Yasuda	Centrifuge Model Tests on Mitigation Effects of Underground Walls on Liquefaction-Induced Subsidence of Embankment	The 11th international conference on soil dynamics & earthquake engineering, The 3rd international conference on earthquake geotechnical engineering.	2004 年 1 月

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

### (3) 平成16年度業務計画案

今年度は、平成15年度の業務に引き続き、側方流動対策の新技术として変形抑制技術、地盤改良技術、基礎の補強技術、等の開発と提案を目的に、その有効性を検討するための実験と数値シミュレーションを実施する。

具体的には以下のような計画による。

- ・流動対策の動的遠心模型実験を実施する。
- ・平成15年度で実施した基本ケースの模型振動実験をもとに、流動対策工を施した模型地盤における、中型振動台実験、小型振動台実験を実施して、対策の有効性の確認を行なう。
- ・対策工の種類としては、護岸背面の地盤改良タイプ、変形抑制タイプとする。
- ・護岸形式ごとに護岸変状と流動変形量の関係を明らかにする。
- ・簡易な流動解析手法を用いて、対策効果のシミュレーションを実施する。
- ・実験結果を総括し、有効な流動対策工法の提案を行なう。
- ・最終報告書を作成する。

業務の実施場所は以下のとおりである。

- ・動的遠心載荷実験については、独立行政法人産業安全研究所の試験装置を借用し、本研究の研究分担者が直接実施する。
- ・大型振動台実験については、研究分担者の所属機関である独立行政法人港湾空港技術研究所で実施する。
- ・中型模振動台実験については、研究代表者の所属機関である東京電機大学で実施する。
- ・小型振動台実験については、研究分担者の所属機関である関東学院大学で実施する。
- ・対策工の有効性の検討、シミュレーション解析については、分担者各自の所属研究機関で実施する。