

### 3 大型遠心力模型実験

#### 3.1 正規圧密状態にある地盤模型の製作

##### 3.1.1 実験装置

遠心模型実験装置は、遠心重力を発生させる回転装置（図 3-1）と地震動を再現する遠心振動台（図 3-2）で構成される。

回転装置の最大回転半径は 7.00m であり、最大搭載容量は 700tonf\*g (6,860kN) である。ただし、今回の実験における有効半径は 6.67m になる。この回転装置には 2 つのバケットが搭載されているが、本実験で使用するのは振動台バケットであり、静的バケットにはバランスウェイトが設置される。

遠心振動台の搭載面積は長さ 2.2m、幅 1.07m である。加振方向は水平一方向で、加振能力は最大加振力 120tonf (1,176kN) である。加振方式は電気油圧式アクチュエータを採用し、デジタル制御によって高振動数までの応答特性を確保している。

計測システムは、回転装置内に設置されたオンボードコンピュータ制御のアンプ類および A/D 変換装置と、伝送部および地上にある収録部で構成される。オンボードコンピュータ制御によって回転中の計測レンジの変更は随時可能であり、最適な計測状態を保つことができる。また、回転装置内で計測信号を増幅、デジタル化するため、伝送に伴う誤差は基本的に生じない。伝送部は無線 LAN で構成され、大量データを短時間で移送する能力を有している。本計測システムで計測可能な物理量は、変位、加速度、ひずみ、間隙水圧、土圧、温度等である。最大計測総数はおよそ 90ch である。

表 3-1 に遠心重力場 ( $N_g$  場) で成立する地盤及び地中構造物の相似則を示す。この相似則は、静的な問題から振動問題まで共通して成立する。ただし、時間の縮尺に関しては浸透・透水に関する相似率と動的問題に関する時間の相似率は異なることに注意を要する。

実験に用いた剛土槽および傾斜架台を写真 3-1 に示す。剛土槽は片側が厚さ 50mm のアクリル板でできており、後述する画像計測によって遠心重力場において、地盤模型の

変位を側面から計測することが出来る。反対側の側面は鋼製の剛壁であり、亚克力面を除いてすべて鋼製である。以降、亚克力剛土槽と称す。亚克力剛土槽の寸法図を図 3-3 に示す。土槽寸法（内寸）は  $L=1500\text{mm} \times B=400\text{mm} \times H=500\text{mm}$  である。傾斜架台は、亚克力剛土槽を  $15^\circ$  の角度で設置することが出来、後述する地盤模型の予備圧密時に用いた。

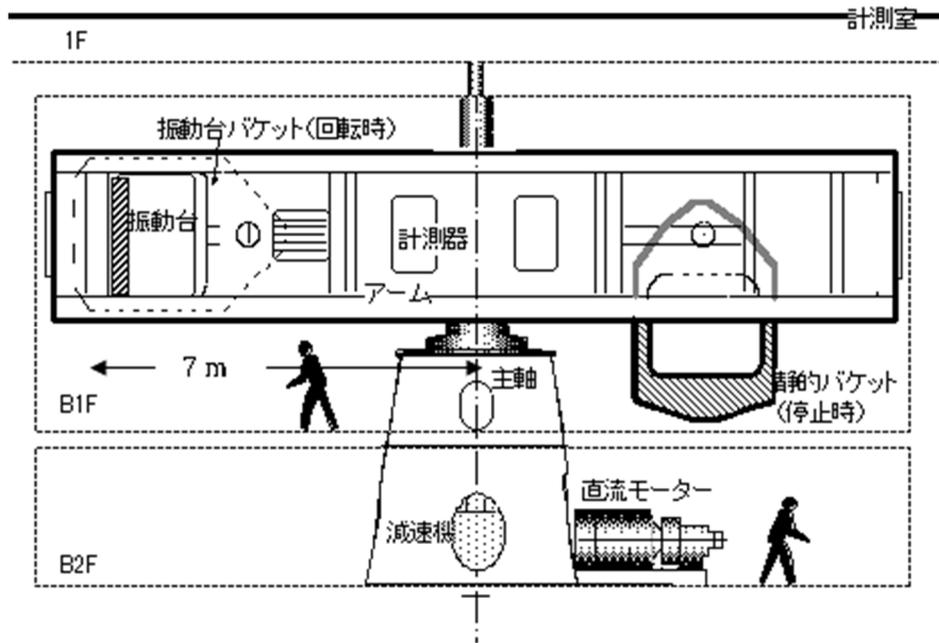


図 3-1 遠心模型実験装置の構成

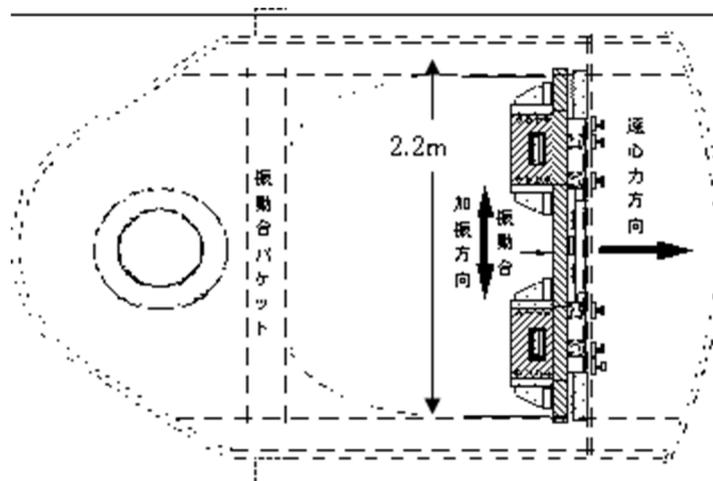


図 3-2 遠心振動台の構成

表 3-1 相似則の比較（縮尺 1/30、1/50）

| 実験         | 重力場*   |  | 遠心重力場       |                  |
|------------|--|--|-------------|------------------|
|            | 模型／実物  | 縮尺   | 模型／実物       | 縮尺               |
| 物理量<br>力学量 |  |  |             |                  |
| 長さ         | $1/\lambda$  | $1/30$<br>$1/50$                                 | $1/\lambda$ | $1/30$<br>$1/50$ |
| 密度         | 1  | 1  | 1           | 1                |
| 時間         | $1/\lambda^{0.75}$   | $1/(30)^{0.75}=1/12.8$<br>$1/(50)^{0.75}=1/18.8$ | $1/\lambda$ | $1/30$<br>$1/50$ |
| 振動数        | $\lambda^{0.75}$   |  | $\lambda$   | 30<br>50         |
| 応力         | $1/\lambda$  | $1/30$<br>$1/50$                                 | 1           | 1                |
| 間隙水圧       | $1/\lambda$  | $1/30$<br>$1/50$                                 | 1           | 1                |
| 変位         | $1/\lambda^{1.5}$  | $1/(30)^{1.5}=1/164$<br>$1/(50)^{1.5}=1/354$     | $1/\lambda$ | $1/30$<br>$1/50$ |
| 速度         | $1/\lambda^{0.75}$   | $1/(30)^{0.75}=1/12.8$<br>$1/(50)^{0.75}=1/18.8$ | 1           | 1                |
| 加速度        | 1  | 1  | $\lambda$   | 30<br>50         |
| 備考         | *井合の重力場相似則（地盤ひずみの相似比を $1/\lambda^{0.5}$ と仮定）：第 19 回地震工学研究発表会，土木学会耐震工学委員会，pp.341-344，1987 |  |             |                  |



写真 3-1 実験用剛土槽および傾斜用架台

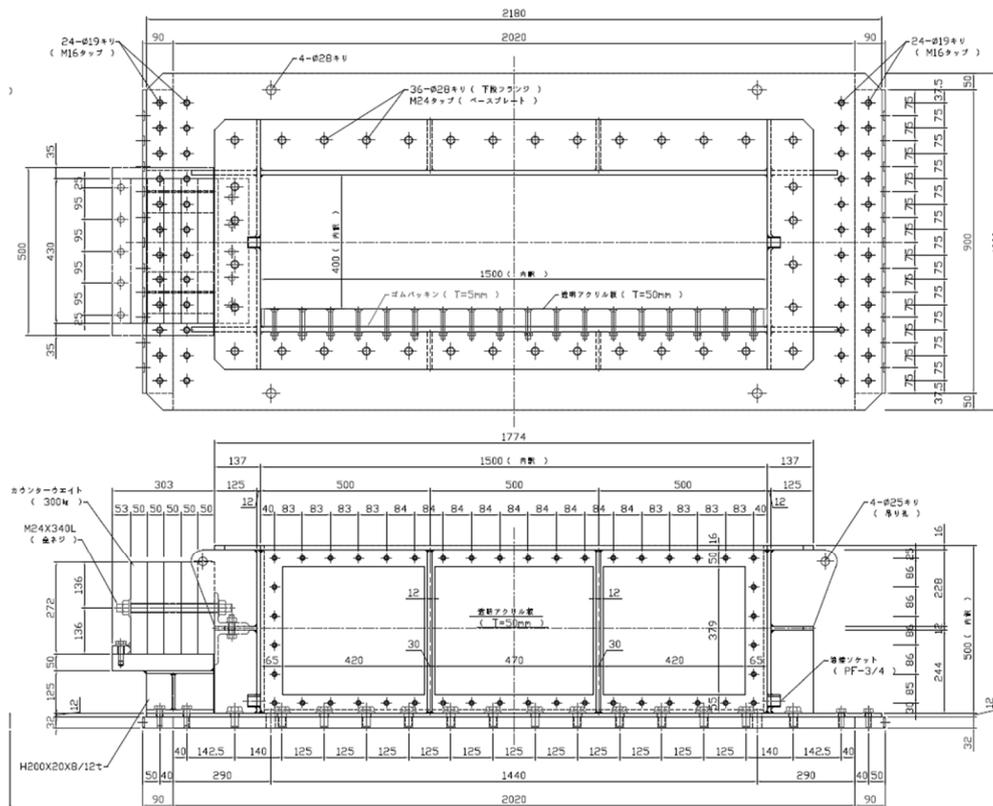


図 3-3 実験用土槽

### 3.1.2 実験ケース

実験ケースを表 3-2 に示す。ケース 1 は遠心加速度 30g、入力波は正弦波である。ケース 2 は遠心加速度 50g、入力波は正弦波である。いずれも斜面傾斜角は 15 度であり、地盤材料は混合粘土（AX カオリンと MC クレー）である。

表 3-2 実験ケース

| 実験ケース | 加振日             | 遠心加速度 | 入力波  | 斜面傾斜角 | 地盤材料 |
|-------|-----------------|-------|------|-------|------|
| ケース 1 | 2019 年 12 月 5 日 | 30g   | 正弦波  | 15°   | 混合粘土 |
| ケース 2 | 2020 年 1 月 24 日 | 50g   | 不規則波 |       |      |

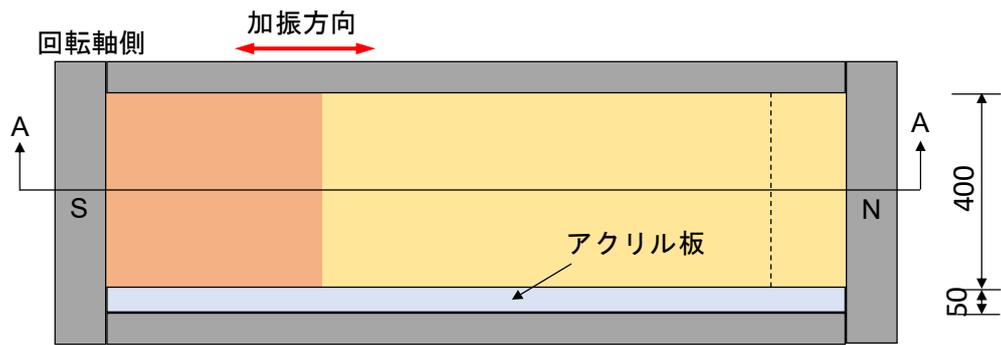
### 3.1.3 模型地盤の概要

模型地盤の概要を図 3-4 に示す。ケース 1、2 ともに地盤模型の形状は等しいが、遠心重力が異なるため圧密荷重と、せん断強度が異なる。地盤模型は、下層よりソイルセメントによる基盤層、飽和粘土層（以降、粘土層と称す）で構成されている。いずれも傾斜角は  $15^\circ$  である。これは予備実験において試作供試体 1 体を作製し、ベーンせん断強度および含水比を求めて決定した値である。表 3-3 と表 3-4 に予備実験の 1 層目および 2 層目のベーンせん断強度を示す。強度を確認した上で、斜面勾配などを設定したとする基盤層は、事前の数値解析的検討によって加振に伴う粘土層のすべり面に影響しない深さに設定した。ソイルセメントは、粘土層厚を薄くすることによる圧密時間の短縮、および傾斜させた状態での作業性を考慮して設置した。

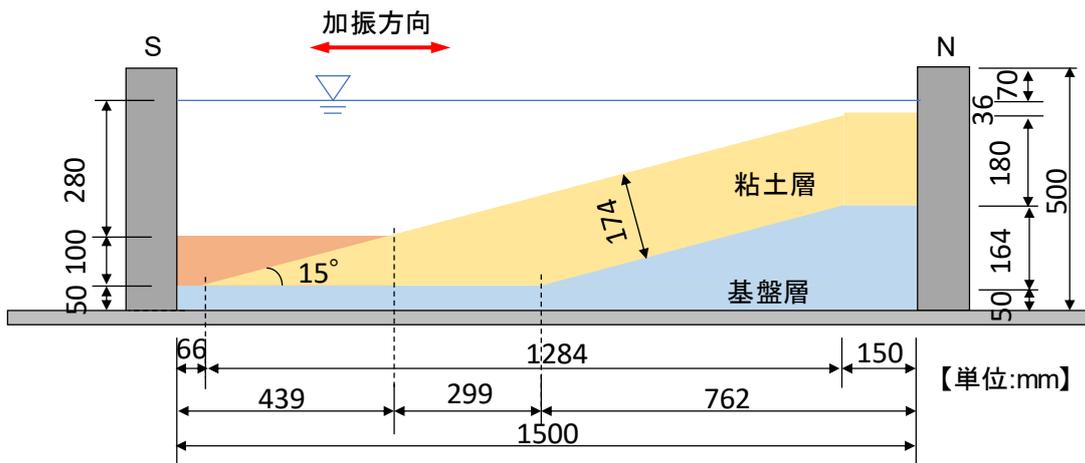
粘土層の層厚は傾斜角  $15^\circ$  に対し垂直方向に 174mm を目標として作製した。法尻部には同一材料による層厚 100mm の粘土層を水平に作製した。

水深は、粘土層天端から 36mm 上方の位置とした。

アクリル壁には透明のビニールシート（タフニール）を貼り付けた上からグリスを塗布し、反対の剛壁にはケース 1 ではグリスを、ケース 2 ではテフロンシートを貼り付けることで壁と地盤模型との摩擦低減を図った。



(a) 平面図



(b) 側面図 (A-A 断面)

図 3-4 模型地盤の概要

表 3-3 予備実験一層目ベーンせん断試験結果

|     | N壁からの距離<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度             |                   |
|-----|---------------|-----------------|-------------------|-------------------|
|     |               |                 | N/cm <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |
| 法尻  | 780           | 11.9            | 0.406             | 4.06              |
| 中央a | 540           | 22.4            | 0.764             | 7.64              |
| 中央b | 480           | 25.2            | 0.859             | 8.59              |
| 法肩a | 250           | 19.4            | 0.662             | 6.62              |
| 法肩b | 200           | 19.4            | 0.662             | 6.62              |

表 3-4 予備実験二層目ベーンせん断試験結果

|    | N壁からの距離<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度             |                   |
|----|---------------|-----------------|-------------------|-------------------|
|    |               |                 | N/cm <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |
| 法尻 | 1150          | 2.3             | 0.628             | 6.28              |
| 中央 | 680           | 2.6             | 0.709             | 7.09              |
| 法肩 | 250           | 3.5             | 0.955             | 9.55              |

### 3.1.4 模型材料

基盤層にはソイルセメントを用いた。粘土層には AX カオリンと MC クレーを 1 : 1 の乾燥重量比で練り混ぜて作製した混合粘土を用いた。混合粘土の土粒子の密度 (JIS A 1202) は  $2.708\text{g/cm}^3$  であった。JIS A 1217 に準拠して求めた混合粘土の圧縮曲線 (JIS A 1217) を図 3-5 に示す。なお、間隙流体には脱気水を用い、練り混ぜ時の含水比は 120% とした。

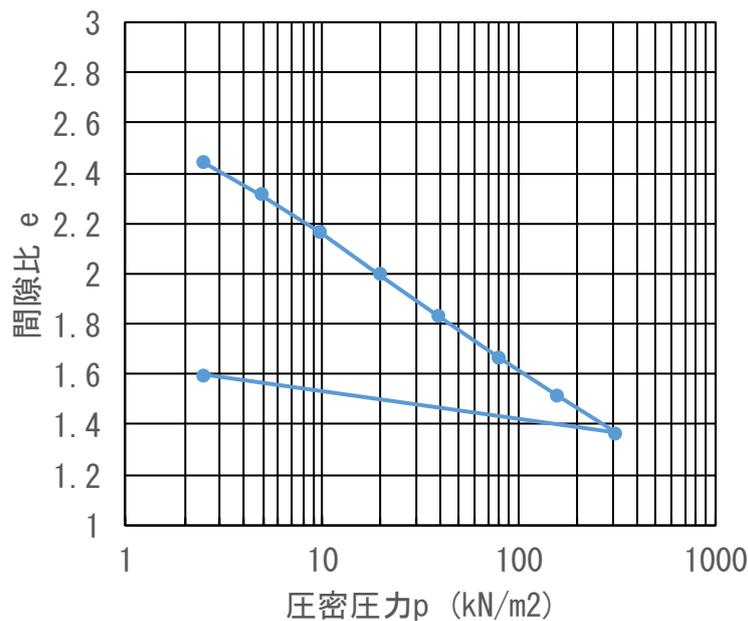


図 3-5 混合粘土の圧縮曲線

### 3.1.5 模型地盤の作製方法

地盤模型の作製手順を図 3-6(a)~(f)に示す。アクリル剛土槽が傾斜している図は、傾斜架台に設置した状況を表し、架台を省略して図示している。粘土層一層目と二層目の予備圧密時に、法尻にソイルセメントで作製した仮設の壁を設置している。これは圧密予備実験の知見から、圧密時の法尻方向への粘土の抜けと、これに伴うせん断強度の低下を防止するために設置した。

また注水は、実験日当日に行った。これは粘土層の膨潤による強度低下を防ぐためである。また粘土層は作製途中に表面から水分が蒸発し含水比が変化しないよう、圧密時以外は常にラップを用いて粘土層表面を養生した。

基盤層は一軸圧縮強度 2.0MPa を目標として作製した。図 3-4 で示したように、基盤層には傾斜部と水平部が存在する。傾斜部はアクリル剛土槽を傾斜架台に設置し打設することで傾斜角度を 15° にした。打設翌日に高さ調整し、その後土槽を水平に戻してから水平部分を打設した。

写真 3-2 に示すように、傾斜部には加振方向に幅 50mm、深さ 20mm の溝を 2 つ掘り、珪砂 4 号で間詰めしている。これは一層目の粘土層圧密時に両排水条件とすることによって圧密時間を短縮するためである。また基盤層打設面は、写真 3-3 に示すように基盤層と粘土層の境界で滑りが生じないように金属製のメッシュを用いて目荒らしをした。

粘土層は AX カオリンと MC クレーを 1 : 1 の乾燥重量比で練り混ぜ、含水比 120% となるよう脱気水を混ぜてスラリーを作製した。作製したスラリーは約-0.1MPa 下の脱気槽に 24 時間以上入れ、空気抜きをしてから用いた。粘土層は 3 層に分けて作製し、アクリル剛土槽を傾斜架台に載せた状態でスラリーを流し込み、圧密して作製した。1g 場での予備圧密では遠心重力場で作用する鉛直有効応力相当の荷重を予め載荷した。これは、実験日の遠心重力場における圧密時間を短縮するためである。各層の圧密荷重についてケース 1 (30g 場)、ケース 2 (50g 場) の場合をそれぞれ図 3-7、図 3-8 に示す。深さ方向に三層に均等分割した各層に、各層の中心深度に作用する鉛直有効応力相当の圧密荷重を載荷した。ただしケース 2 の三層目は、後述するケース 1 で遠心重力上昇時に地表面で滑りが生じたことから、二層目相当の荷重を与え過圧密状態とした。

載荷ステップは、スラリーが圧密荷重を載荷するための鉄板（以降、載荷用鉄板と呼ぶ）と土槽壁面との間から抜け出さないよう、初期圧密荷重は 100kg 未満とし、以降 600kg ずつ圧密荷重を上げ所定の圧密圧力を作用させた。

載荷用鉄板は、写真 3-4 に示すように全ねじを 12 本立てることで、鉛製の錘を加振方向に 3 列、法線方向に 2 列の計 6 列に追加することができる。鉛製の錘は、1 個 20kg で穴が二カ所に開いており、ここに全ねじを通して設置した。

鉄板と粘土層の間には不織布と珪砂 4 号を設置し、圧密に伴う地表面からの排水を阻害しないようにした。圧密圧力は、粘土層の圧密沈下が収まってから、錘を追加することで上昇させた。沈下量のモニタリングは、載荷用鉄板の加振方向に 2 台設置した CDP と、データロガーを用いて行った。サンプリング間隔は 10 分とした。CDP の設置

状況を写真 3-5 に示す。傾斜計を用いて載荷用鉄板の傾きを確認し、錘追加のタイミングで傾斜を是正しながら載荷した。

基盤層上端には水圧計も設置しており、過剰間隙水圧の消散についても確認している。

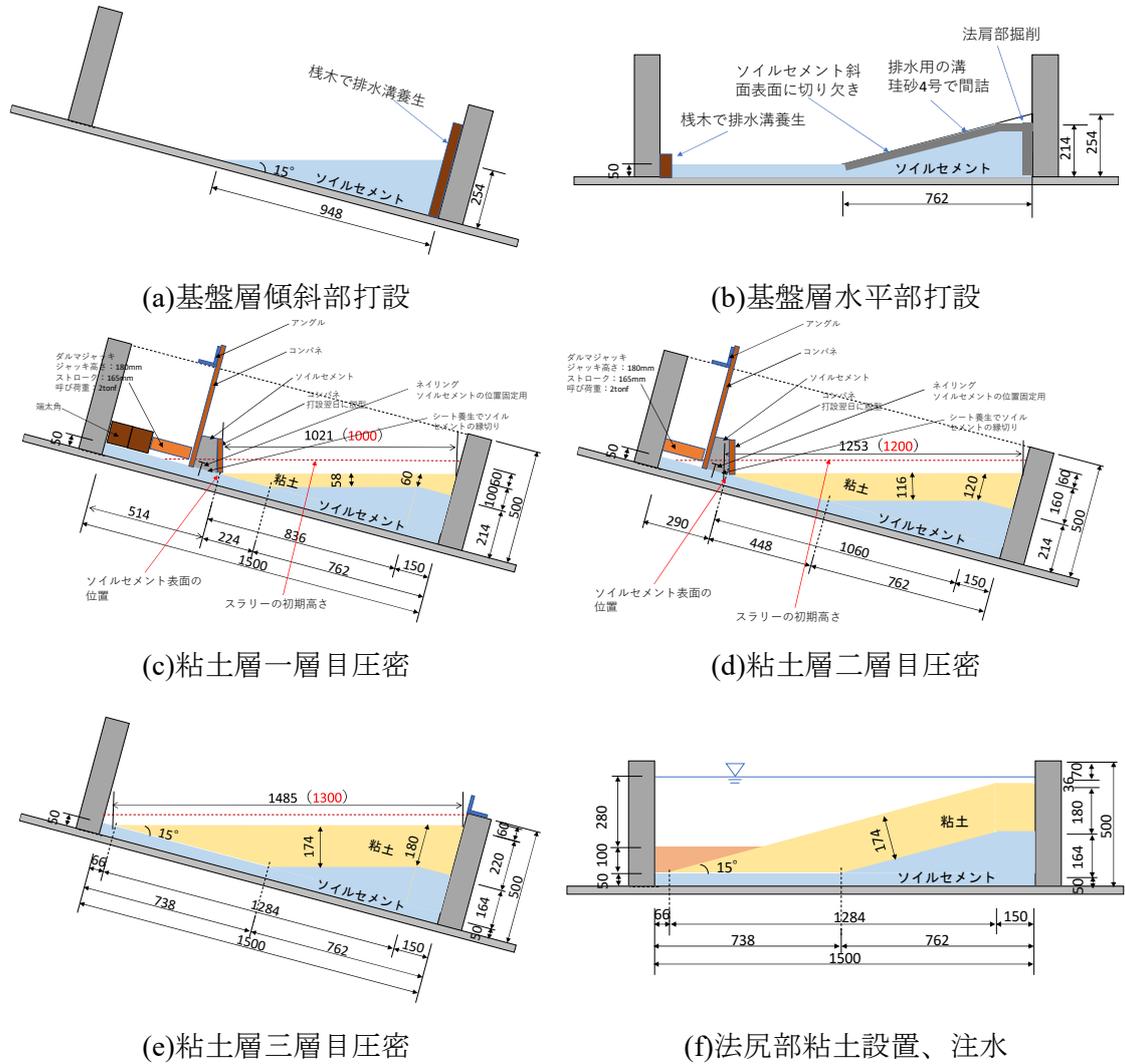
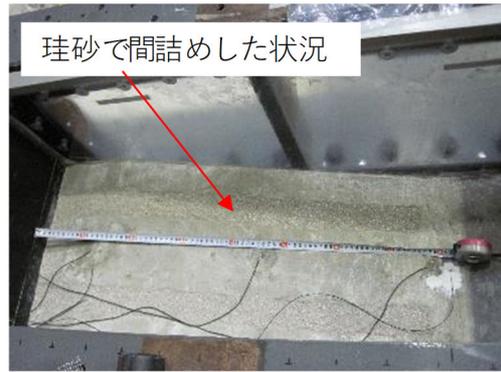


図 3-6 地盤模型作製手順



(a)排水用の溝掘削完了状況



(b)珪砂による間詰め完了状況

写真 3-2 排水溝作製状況



(a)金属製メッシュによる目荒らし状況



(b)目荒らし後の基盤層表面

写真 3-3 基盤層目荒らし状況

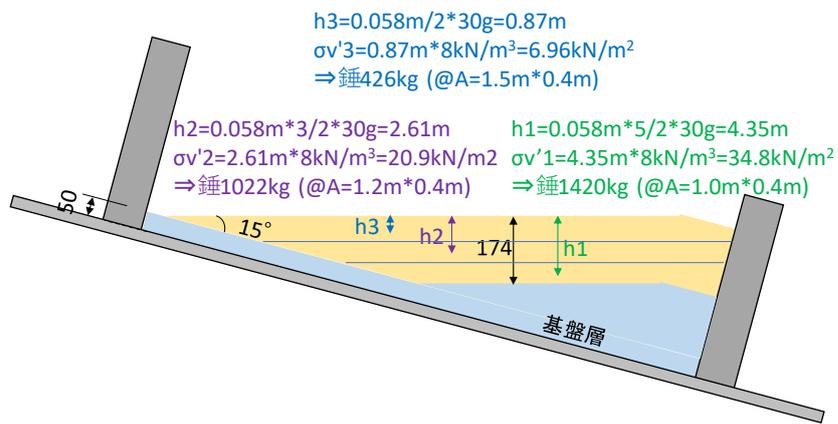


図 3-7 ケース 1 (30g) における各層の予備圧密荷重

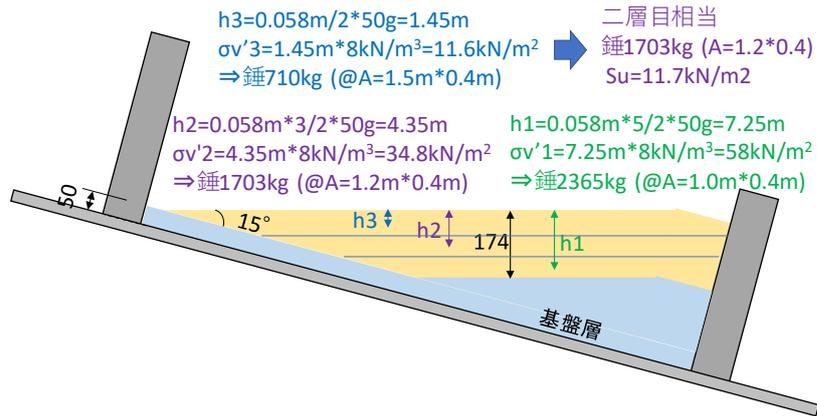
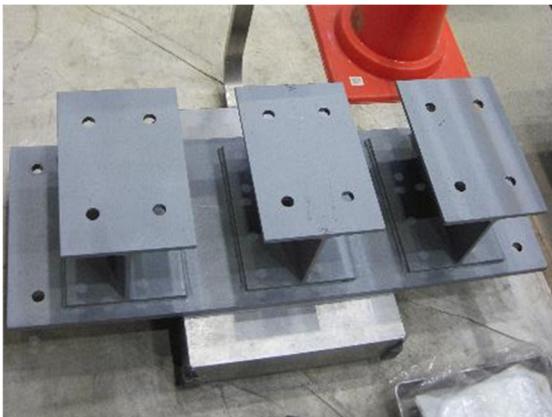


図 3-8 ケース 2 (50g) における各層の予備圧密荷重

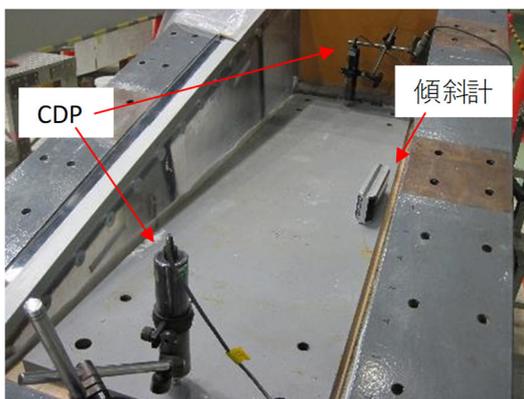


(a) 荷重用鉄板

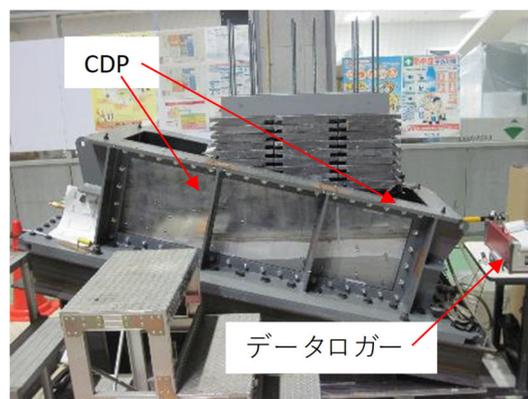


(b) 鉛製の錘設置時の荷重用鉄板

写真 3-4 圧密状況



(a) CDP 設置状況



(b) 圧密状況

写真 3-5 圧密時の沈下量計測状況

### 3.1.6 実験の計測項目

本実験では以下の物理量に関する計測を実施した。表 3-5 に計測機器の仕様を示す。

振動台および地盤模型の加速度応答を確認するため、加振方向に S 側が正となるよう振動台、基盤層上端、粘土層上端に加速度計を設置した。

遠心重力上昇時の粘土層中の過剰間隙水圧を計測するため、基盤層上端に水圧計を設置した。また静水圧を計測する目的で S 側壁面にも水圧計を設置した。水圧計はいずれも鉛直上向きに受圧面を向けて設置した。

遠心重力上昇時の粘土層の圧密に伴う沈下を計測するため、粘土層斜面天端位置に設置したアクリル板による架台にレーザーを照射して、鉛直変位を計測した。

表 3-5 計測機器名及び仕様

| 機器名称 | 加速度計  |         | 間隙水圧計   |         | 変位計     |
|------|-------|---------|---------|---------|---------|
| 型式   | 701   | AS-100A | PS-S    | P306A   | LKG-155 |
| メーカー | TEAC  | エスエスケイ  | 共和電業    | エスエスケイ  | キーエンス   |
| 容量   | ±550g | ±100g   | 500kPa  | 500kPa  | ±40mm   |
| 形式   | 圧電式   | ひずみゲージ式 | ひずみゲージ式 | ひずみゲージ式 | レーザー式   |

1g=9.8m/s<sup>2</sup>

### 3.1.7 画像解析

図 3-9 に示すように遠心振動台に搭載したアクリル剛土槽を側面から撮影できるカメラを二台設置して、地盤模型側面に設置したターゲットの加振前後の様子を撮影し、変位量を測定した。アクリル壁には土圧に抵抗するためのリブが加振方向に二カ所設けてある。このリブによって粘土層側面のターゲットが隠れることがないように、それぞれのリブの正面にカメラを設置した。

写真 3-6 にアクリル剛土槽とカメラ設置状況を、写真 3-7 に左右のカメラから撮影したアクリル剛土槽を示す。左カメラが主に窓①と窓②から見えるターゲットを捕捉し、右カメラが窓②と窓③から見えるターゲットを捕捉する。

画像解析の流れを表 3-6 に示す。

実験前に等間隔の格子パターンをあらゆる角度から撮影し、レンズひずみのデータを取得する。次にアクリル剛土槽の垂直平行の取れた不動点を設定する。本実験では写真 3-8 に示すアクリル壁の窓枠の四隅を不動点とし、オルソ画像作成の基準とした。

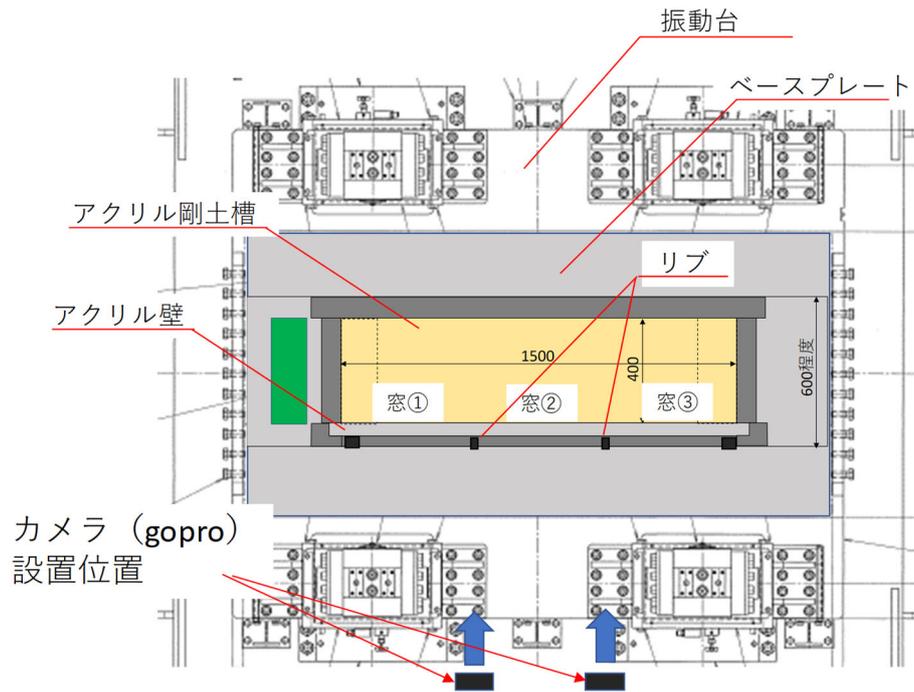


図 3-9 振動台上でのアクリル剛土槽とカメラの位置関係（平面図）

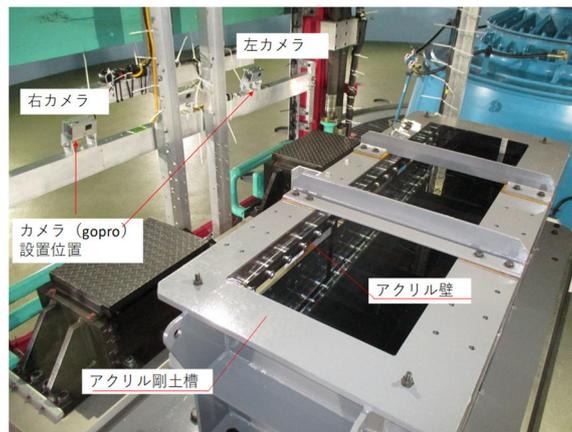
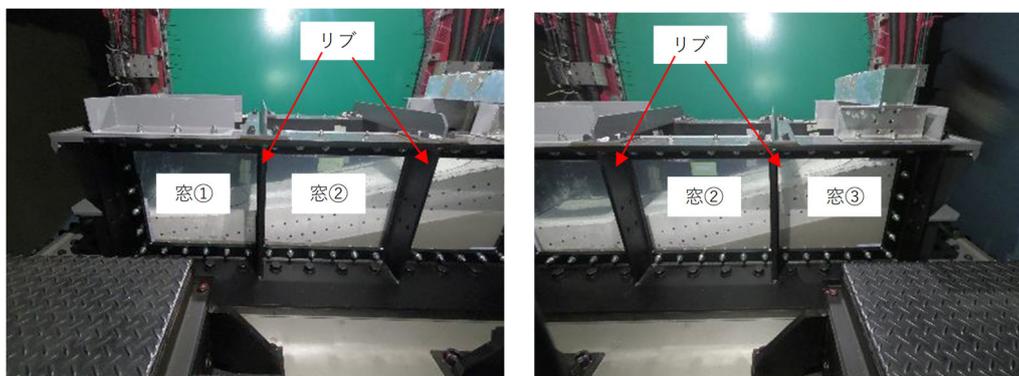


写真 3-6 振動台上でのアクリル剛土槽とカメラの設置状況



(a)左カメラの画角

(b)右カメラの画角

写真 3-7 画像解析用カメラの画角

表 3-6 画像解析フロー

|   | 実施内容          |
|---|---------------|
| 1 | レンズひずみデータの取得  |
| 2 | 不動点、基準距離の設定   |
| 3 | 撮影            |
| 4 | 補正データの適用      |
| 5 | 射影変換（オルソ画像作成） |
| 6 | ターゲットの座標捕捉    |
| 7 | 差分データの抽出      |

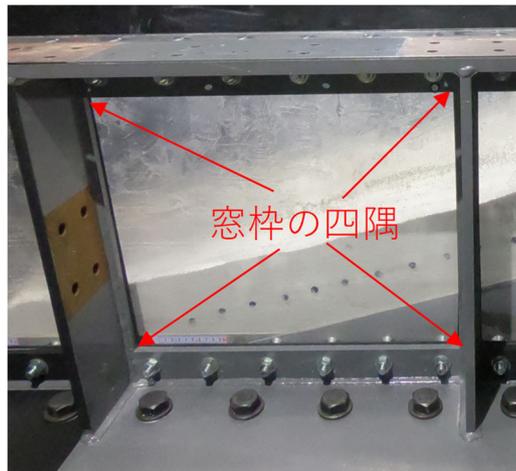


写真 3-8 画像解析用の不動点の設定

### 3.1.8 加振実験

地盤模型を遠心模型実験装置に搭載し、計装準備後、実験日当日に地盤模型に注水してから遠心重力を作用させ、加振実験を実施した。実験手順を表 3-7 に示す。実験フローはケース 1、2 とともに同様である。後述するようにいずれのケースも複数回の加振を実施している。

ケース 1、2 の入力波を図 3-10、図 3-11 に示す。ケース 1 は 2Hz の正弦波 20 波（余弦テーパ 3 波付き）、ケース 2 は不規則波で、2003 年十勝沖地震の本震(2003.9.26.4.50)である k-net 広尾（HKD100）の EW 成分の観測波を用いた。入力波は、相似則に基づき周波数を調整しており、いずれも加速度振幅を調整して入力した。

表 3-7 実験フロー

|   | 実施内容                 |
|---|----------------------|
| 1 | 地盤計測                 |
| 2 | 注水                   |
| 3 | 遠心载荷 (1g→30g or 50g) |
| 4 | 加振実験 (複数回加振)         |
| 5 | 遠心除荷 (30g or 50g→1g) |
| 6 | 排水                   |
| 7 | 地盤計測                 |

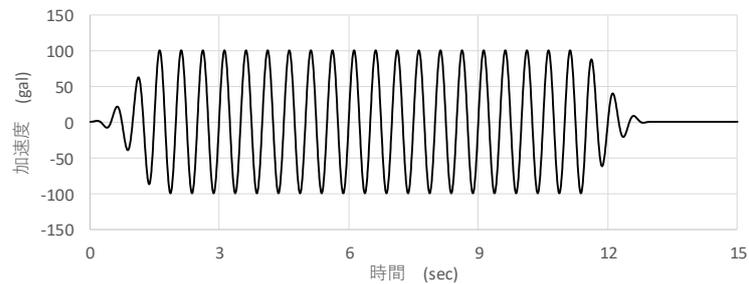


図 3-10 入力波 (ケース 1、正弦波)

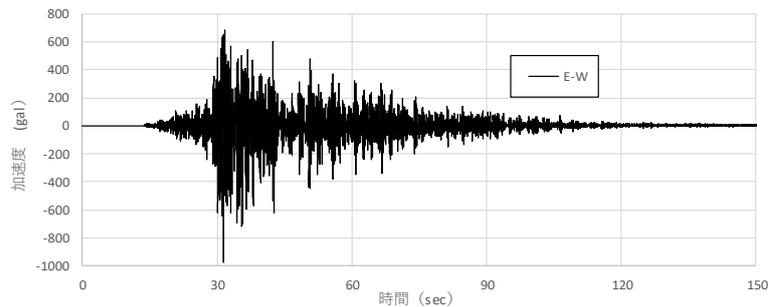


図 3-11 入力波 (ケース 2、不規則波)

### 3.1.9 実験データ整理の概要

実験データは、表 3-1 の相似則に基づき物理量を換算して整理した。表 3-8 に加振実験の時刻歴データの整理項目と、初期値の取り方を示す。表において A、B、C はそれぞれ以下を意味する。

- ・ A : 遠心模型実験回転前を初期値とする。
- ・ B : 遠心重力が加振実験を実施する g に到達した段階を初期値とする。
- ・ C : 各加振における計測開始時を初期値とする。

表 3-8 時刻歴データの整理項目と初期値

| 実験ケース | 加速度 | 静水圧<br>間隙水圧 | 過剰間隙水圧 | 変位 |
|-------|-----|-------------|--------|----|
| ケース 1 | C   | A           | C      | B  |
| ケース 2 | C   | A           | C      | B  |

## 3.2 動的載荷実験の結果と崩壊挙動の分析

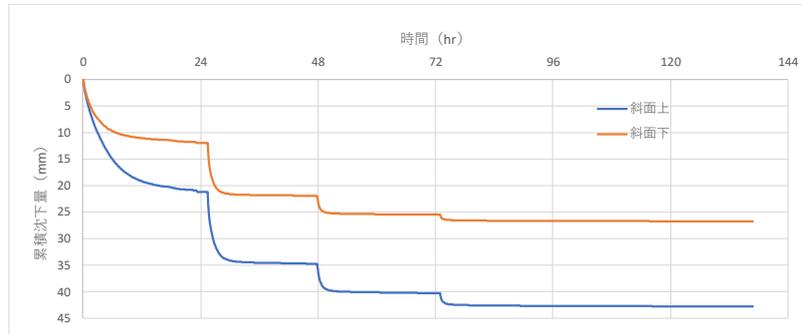
### 3.2.1 Case1

#### (a) 地盤の圧密状況

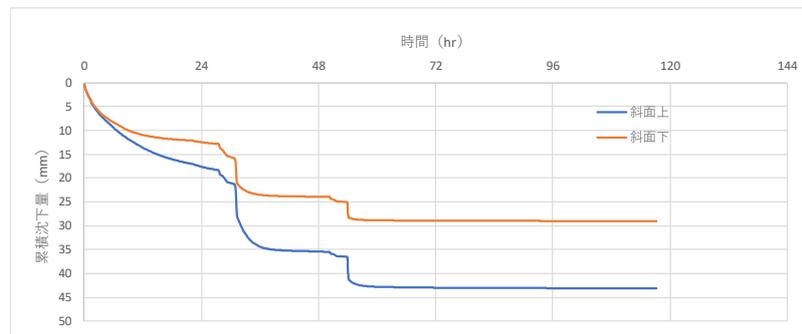
載荷用鉄板に設置した CDP による粘土層の一層目から三層目までの圧密履歴を図 3-12 に示す。いずれの圧密履歴においても、法肩部と法尻部で層厚が異なるため、斜面上側と下側で沈下量に差がみられる。このため錘を追加するタイミングで、載荷用鉄板と粘土層との間に敷設した珪砂 4 号の高さを調整することで傾斜を是正しながら圧密した。したがって図に示す累積沈下量は、斜面上側と下側で差はみられるが、圧密は各段階において斜面に対して水平に圧密されている。図 3-13 に 1g 場での予備圧密による粘土層の過圧密領域、正規圧密領域を示す。3.1.5 で述べたように各層の中間深度に作用する鉛直有効応力より算定した圧密荷重を載荷しているため、各層の中間深度を境に下方は正規圧密、上方は過圧密領域となる。遠心重力が作用する前の段階では、粘土層の圧密履歴は地表面から基盤層上端にかけて、階段状になっている。粘土層一層目から三層目までの各層における予備圧密後に、圧密荷重を除荷した状態で実施したベーンせん断試験の結果（ピーク値）を表 3-9～表 3-11 に示す。また各層で採取した含水比を表 3-12～表 3-14 に示す。

本実験で使用した混合粘土と同じ土質試料を用いて実施された一面せん断試験の結果より、圧密非排水条件における強度定数として、正規圧密領域で  $c_{cu}=2.7\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=14.4^\circ$ 、 $170\text{kPa}$  からの除荷による結果から過圧密領域で  $c_{cu}=26.6\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=7.2^\circ$  が得られている。表 3-9～表 3-11 のベーンせん断試験結果に過圧密領域での  $\phi_{cu}=7.2^\circ$  を用い、遠心重力場における所定の拘束圧下でのせん断強度をプロットして図 3-14 に示す。同図には一面せん断試験による正規圧密領域での応力関係も直線で示している。

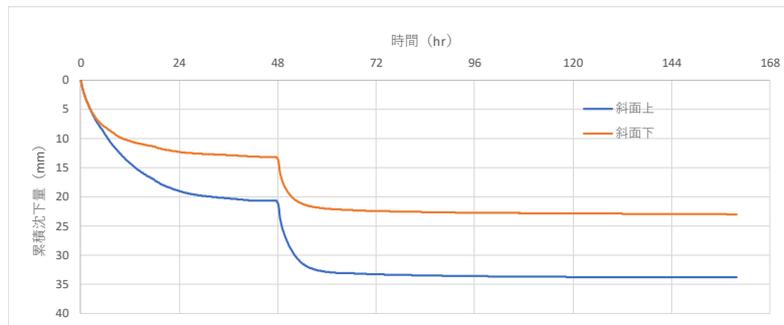
図に示す結果より、一面せん断試験結果が示す正規圧密状態でのせん断強度を概ね満足していると考えられる。



(a) 一層目の圧密履歴



(b) 二層目の圧密履歴



(c) 三層目の圧密履歴

図 3-12 ケース 1 の粘土層圧密履歴

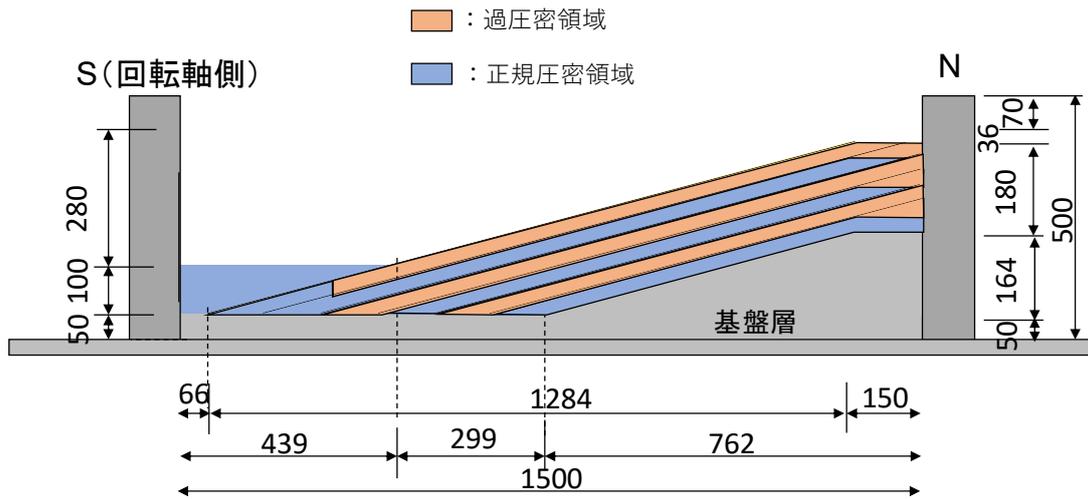


図 3-13 ケース 1 における遠心重力载荷前の圧密領域の別

表 3-9 ケース 1 のベーンせん断試験の結果（一層目）

|     | N壁からの<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度             |                   |
|-----|-------------|-----------------|-------------------|-------------------|
|     |             |                 | N/cm <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |
| 法肩a | 100         | 2.2             | 0.600             | 6.00              |
| 法肩b | 200         | 3.0             | 0.819             | 8.19              |
| 中央a | 450         | 2.3             | 0.628             | 6.28              |
| 中央b | 550         | 2.0             | 0.546             | 5.46              |
| 法尻a | 800         | 2.0             | 0.546             | 5.46              |
| 法尻b | 900         | 1.9             | 0.518             | 5.18              |

表 3-10 ケース 1 のベーンせん断試験の結果（二層目）

|     | N壁からの<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度             |                   |
|-----|-------------|-----------------|-------------------|-------------------|
|     |             |                 | N/cm <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |
| 法肩a | 100         | 2.5             | 0.682             | 6.82              |
| 法肩b | 200         | 2.3             | 0.628             | 6.28              |
| 中央a | 550         | 1.9             | 0.518             | 5.18              |
| 中央b | 650         | 2.1             | 0.573             | 5.73              |
| 法尻a | 1050        | 1.6             | 0.437             | 4.37              |
| 法尻b | 1150        | 2.6             | 0.709             | 7.09              |

表 3-11 ケース 1 のベーンせん断試験の結果（三層目）

|     | N壁からの距離<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度             |                   |
|-----|---------------|-----------------|-------------------|-------------------|
|     |               |                 | N/cm <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |
| 法肩a | 100           | 1.4             | 0.382             | 3.82              |
| 法肩b | 200           | 1.4             | 0.382             | 3.82              |
| 中央a | 700           | 1.5             | 0.409             | 4.09              |
| 中央b | 800           | 1.0             | 0.273             | 2.73              |
| 法尻a | 1300          | 0.8             | 0.218             | 2.18              |
| 法尻b | 1400          | 1.5             | 0.409             | 4.09              |

表 3-12 ケース 1 の含水比（一層目）

| 測点 | N壁からの距離<br>mm | 含水比<br>w % | 湿潤密度<br>g/cm <sup>3</sup> | e    |
|----|---------------|------------|---------------------------|------|
| 法肩 | 100           | 61.2       | 1.63                      | 1.71 |
| 中央 | 500           | 60.4       | 1.63                      | 1.69 |
| 法尻 | 900           | 61.8       | 1.66                      | 1.67 |

表 3-13 ケース 1 の含水比（二層目）

| 測点 | N壁からの距離<br>mm | 含水比<br>w % | 湿潤密度<br>g/cm <sup>3</sup> | e    |
|----|---------------|------------|---------------------------|------|
| 法肩 | 100           | 65.5       | 1.71                      | 1.65 |
| 中央 | 600           | 63.7       | 1.67                      | 1.69 |
| 法尻 | 1150          | 58.6       | 1.72                      | 1.53 |

表 3-14 ケース 1 の含水比（三層目）

| 測点 | N壁からの距離<br>mm | 含水比<br>w % | 湿潤密度<br>g/cm <sup>3</sup> | e    |
|----|---------------|------------|---------------------------|------|
| 法肩 | 100           | 65.5       | 1.71                      | 1.65 |
| 中央 | 600           | 63.7       | 1.67                      | 1.69 |
| 法尻 | 1150          | 58.6       | 1.72                      | 1.53 |

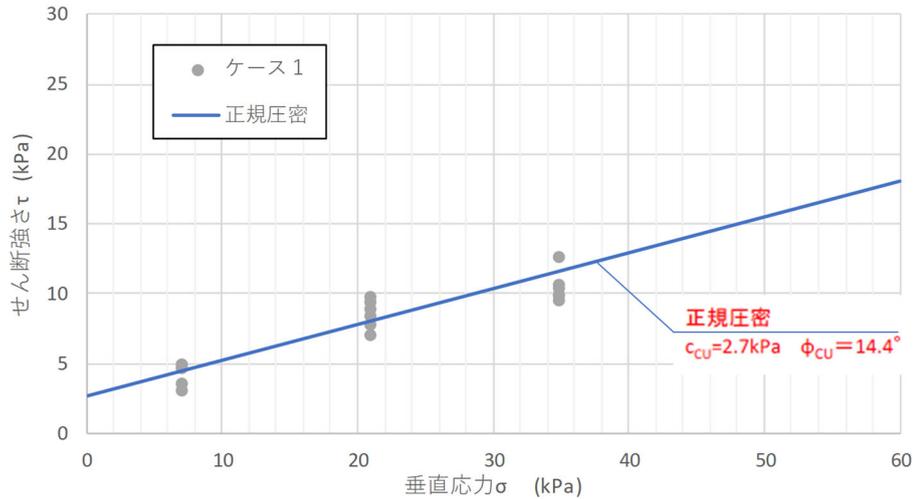
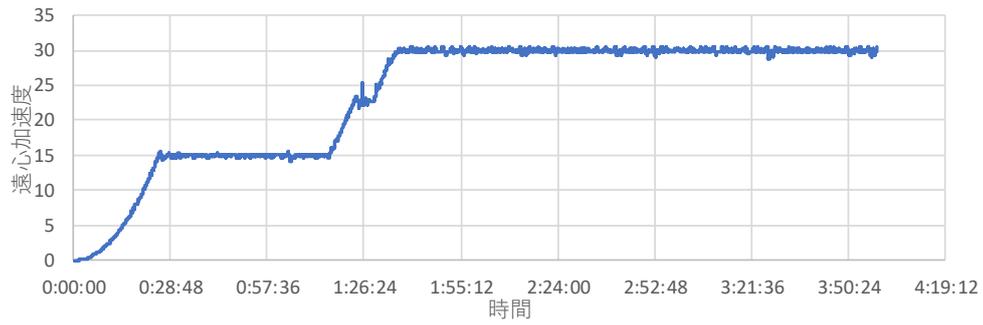


図 3-14 ケース 1 のせん断強度

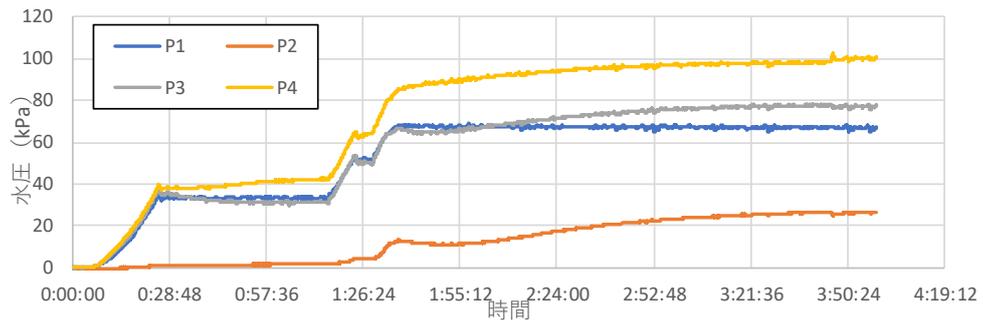
(b) 遠心重力上昇時の挙動

遠心重力上昇時の水圧・変位応答を図 3-15 に示す。遠心重力の上昇速度が、粘土層圧密過程で生じる過剰間隙水圧の消散よりも著しく早い場合、有効応力の減少によって粘土層が斜面崩壊する可能性がある。このため遠心重力の上昇は、地表面および側面ターゲットの変位、ならびに水圧応答、粘土層天端の鉛直変位応答を監視しながら行った。

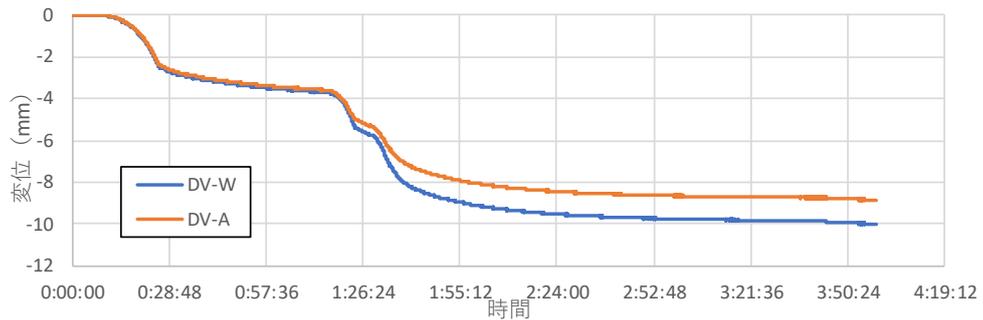
遠心重力上昇前後の側方からの粘土層の様子を写真 3-9 に示す。水圧応答や鉛直変位応答からは急激な値の変状はみられないものの、23g 付近で表層（三層目上端）のターゲットが法尻方向に動いており、滑った表層の粘土が法尻部に堆積し、法尻部分が膨らんでいる。一方で一層目上端、二層目上端のターゲットには大きな変位は見られなかった。



(a) 遠心重力

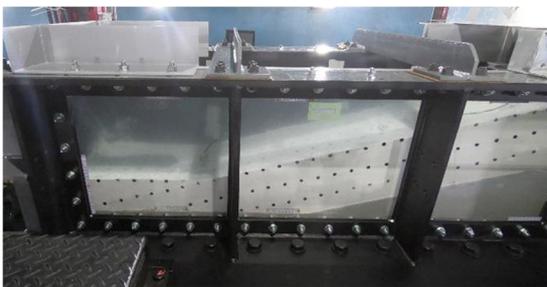


(b) 水圧応答

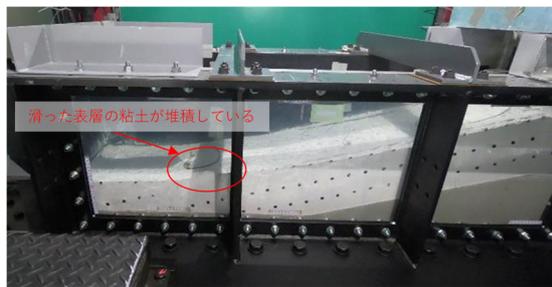


(c) 鉛直変位応答

図 3-15 遠心重力上昇時の応答



(a) 遠心重力载荷前



(b) 30g 場到達後加振前

写真 3-9 側方からの粘土層の様子

(c) 加振実験の応答結果

計測器設置位置および計測器番号を図 3-16 に示す。実験では入力加速度振幅は 50gal、100gal、200gal、300gal、400gal、500gal とした。

50gal 加振時の加速度時刻歴を図 3-17 に、水圧、変位時刻歴を図 3-18 に示す。100gal 加振時の加速度時刻歴を図 3-19 に、水圧、変位時刻歴を図 3-20 に示す。200gal 加振時の加速度時刻歴を図 3-21 に、水圧、変位時刻歴を図 3-22 に示す。300gal 加振時の加速度時刻歴を図 3-23 に、水圧、変位時刻歴を図 3-24 に示す。400gal 加振時の加速度時刻歴を図 3-25 に、水圧、変位時刻歴を図 3-26 に示す。500gal 加振時の加速度時刻歴を図 3-27 に、水圧、変位時刻歴を図 3-28 に示す。

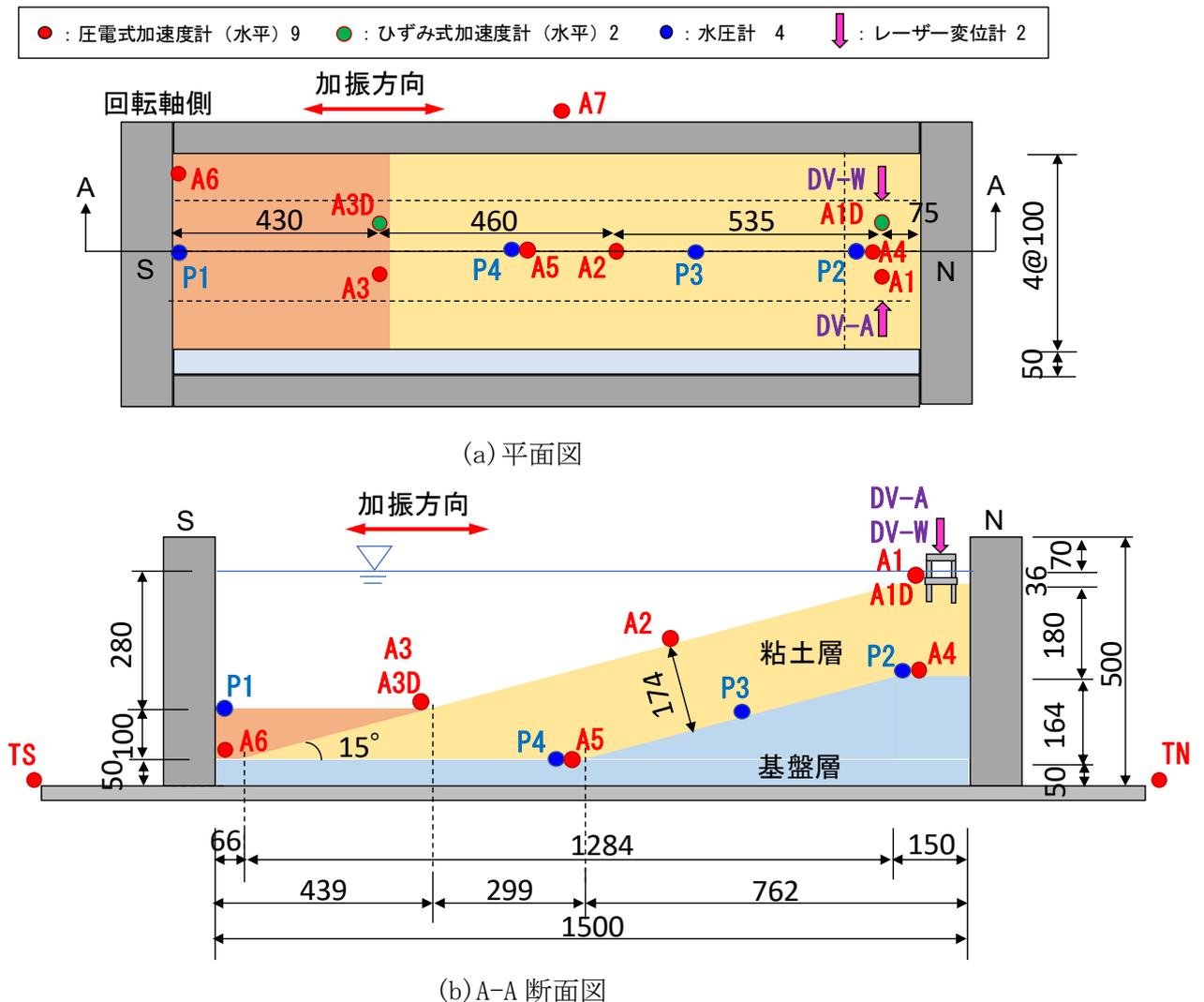


図 3-16 計測器設置位置と計測器番号

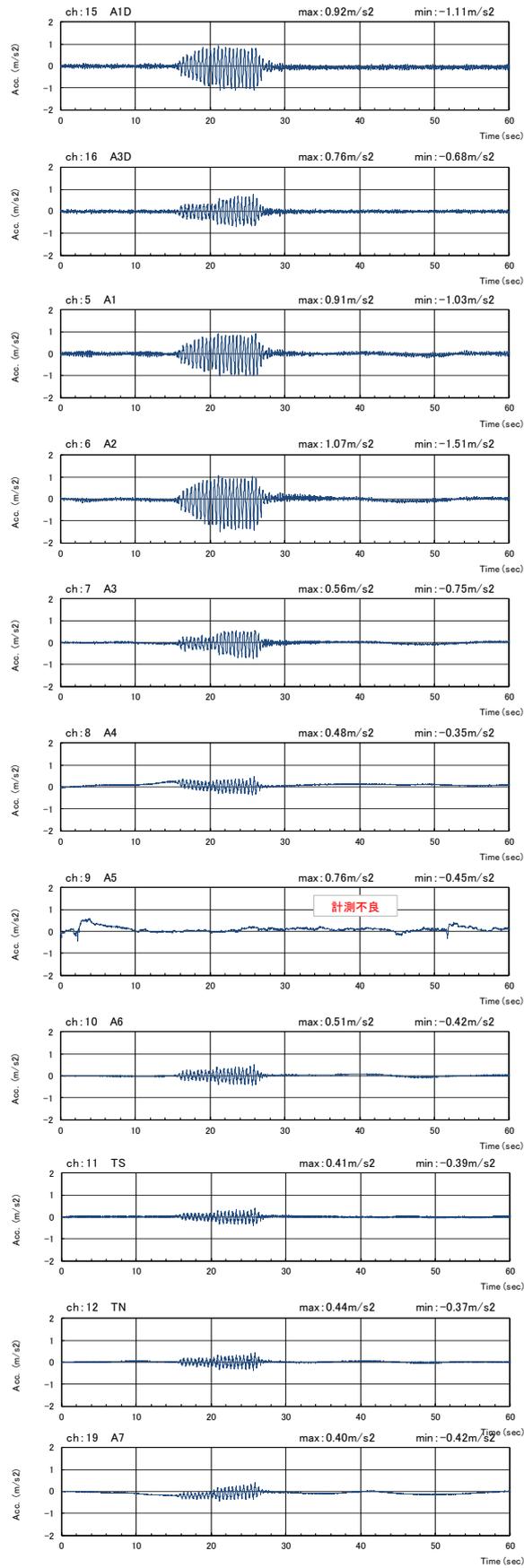
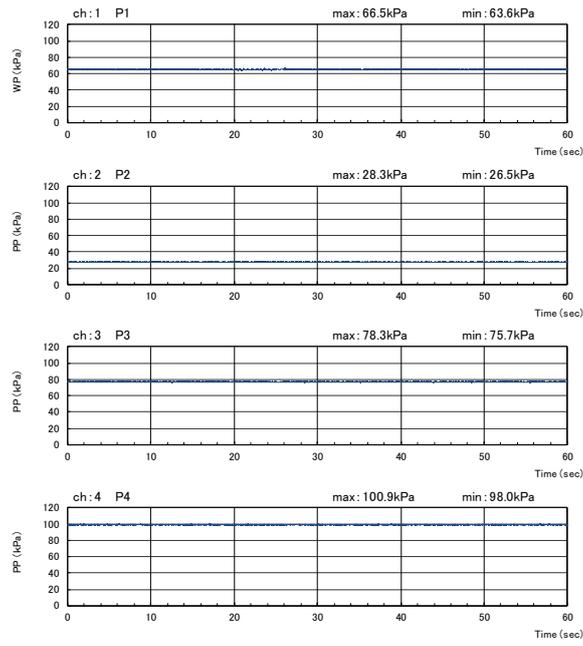
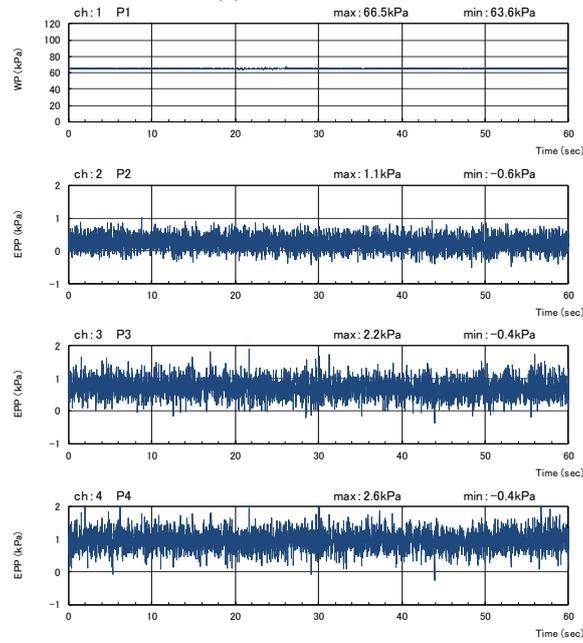


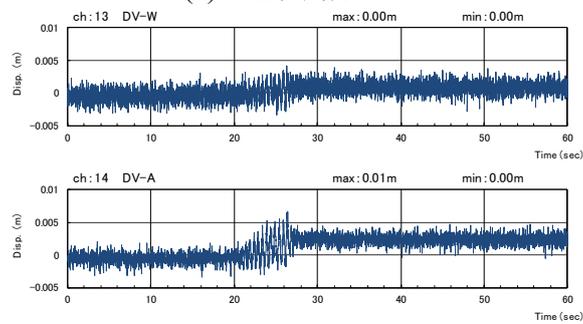
図 3-17 加速度の時刻歴（正弦波 50gal）



(a) 間隙水圧



(b) 過剰間隙水圧



(c) 変位

図 3-18 間隙水圧、過剰間隙水圧、変位の時刻歴（正弦波 50gal）

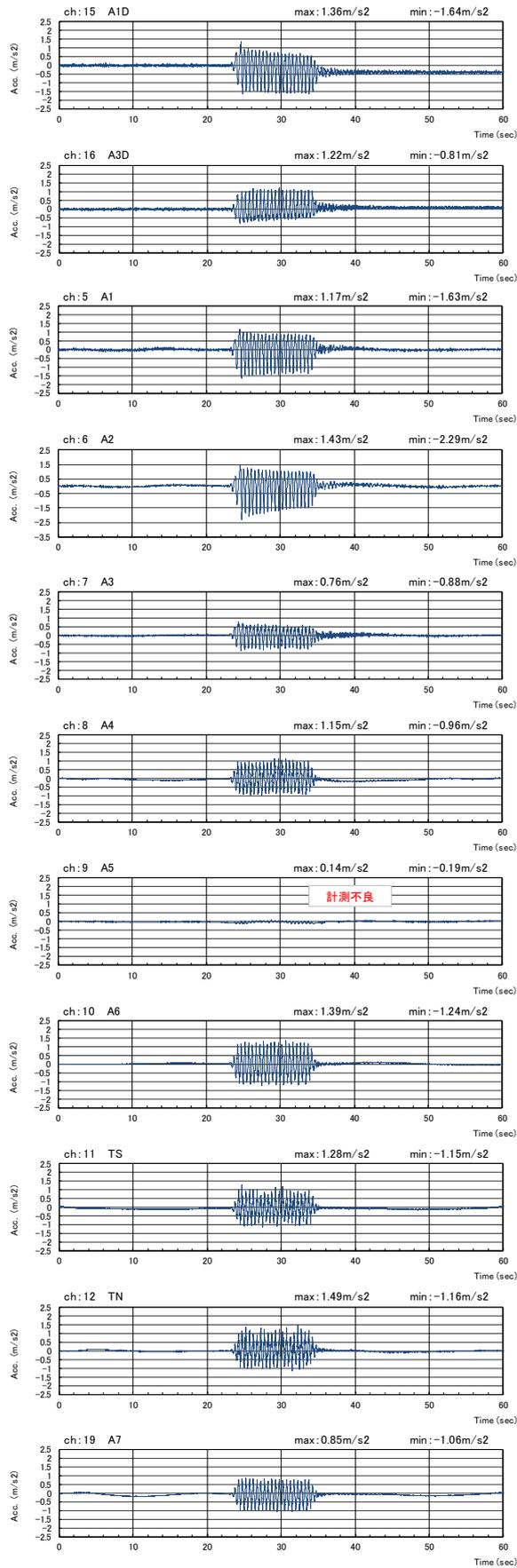
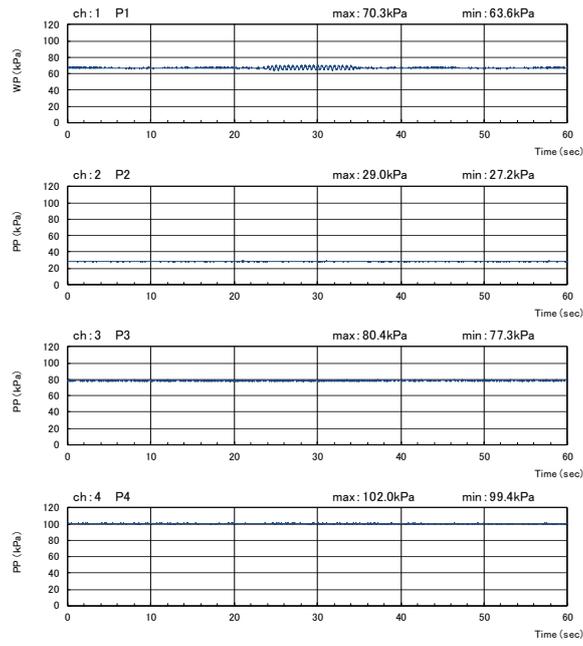
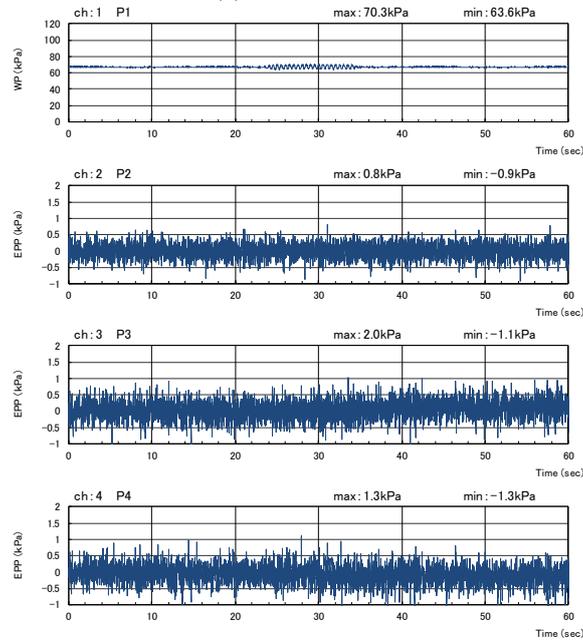


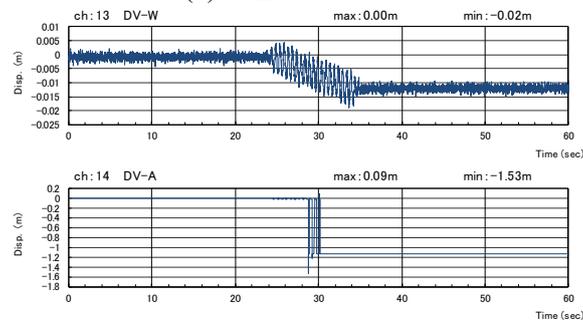
図 3-19 加速度の時刻歴 (正弦波 100gal)



(a) 間隙水圧



(b) 過剰間隙水圧



(c) 変位

図 3-20 間隙水圧、過剰間隙水圧、変位の時刻歴（正弦波 100gal）

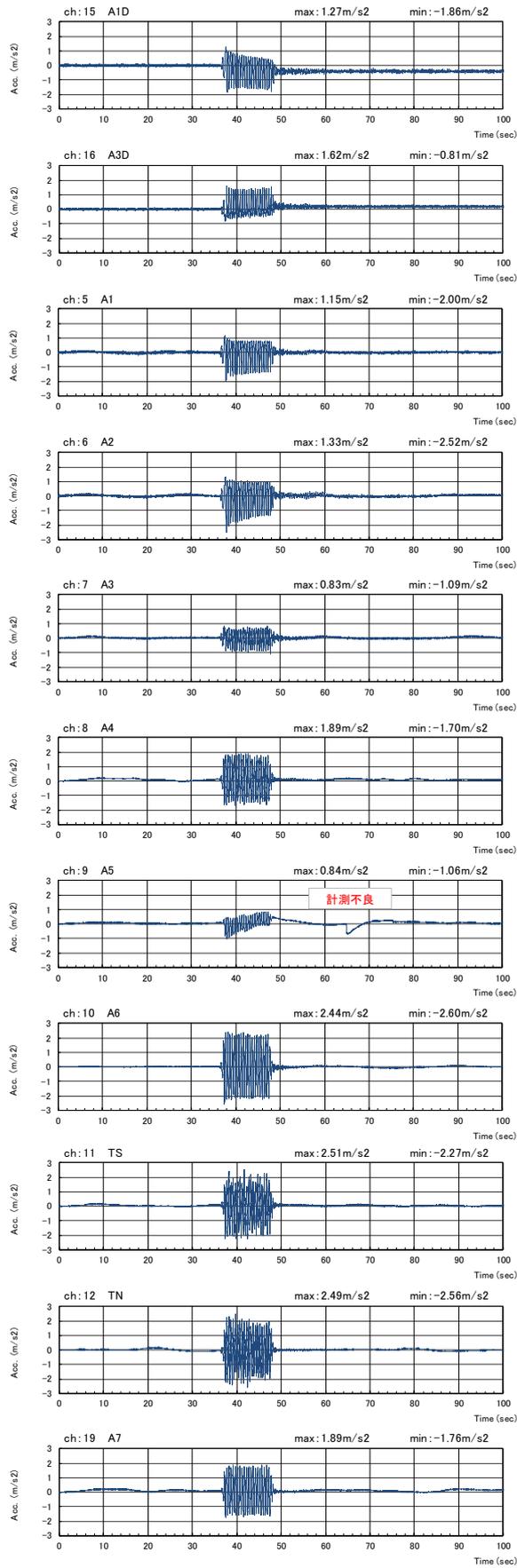
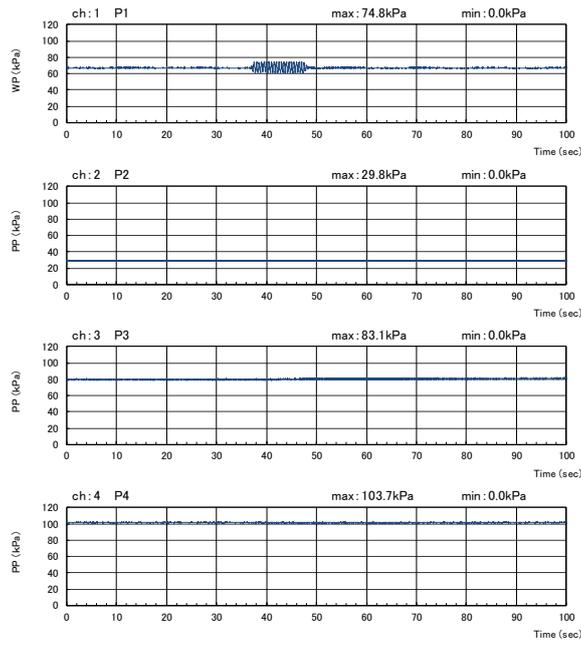
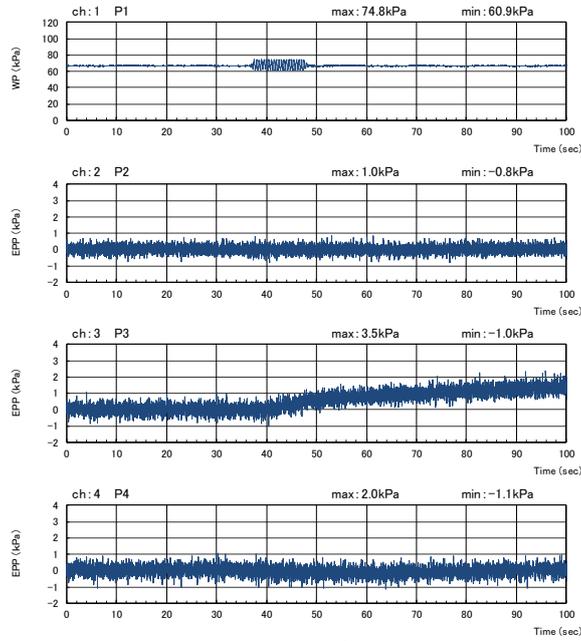


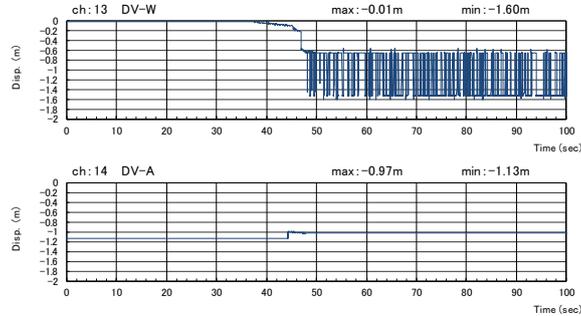
図 3-21 加速度の時刻歴 (正弦波 200gal)



(a) 間隙水圧



(b) 過剰間隙水圧



(c) 変位

図 3-22 間隙水圧、過剰間隙水圧、変位の時刻歴（正弦波 200gal）

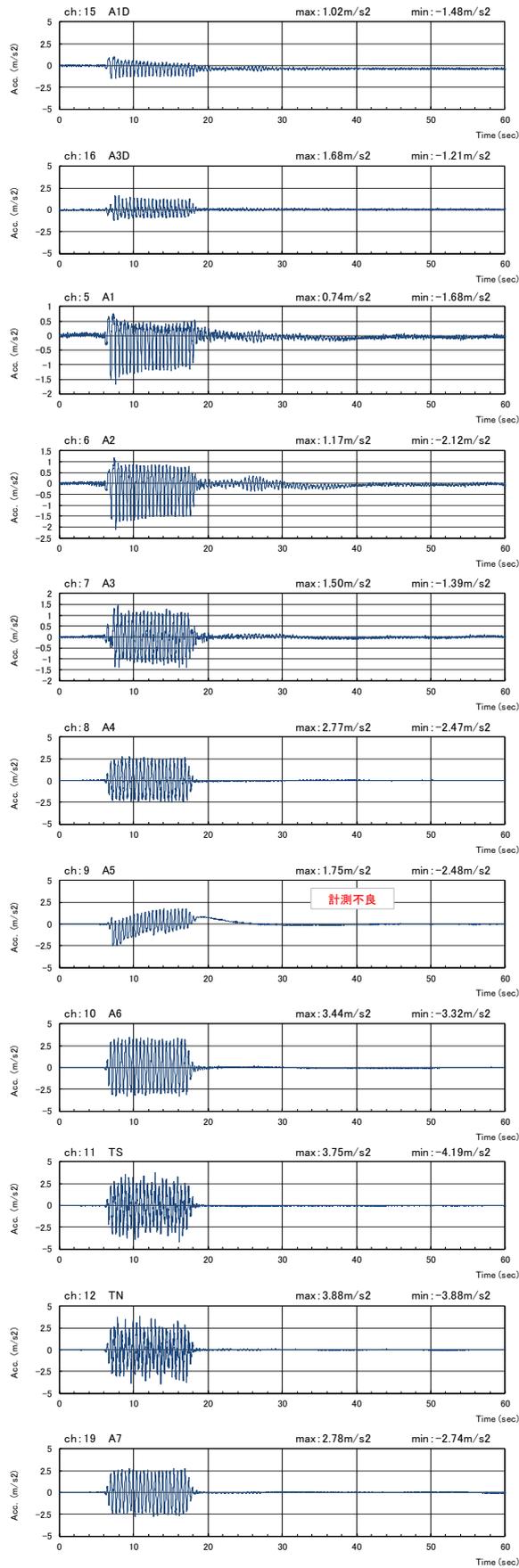
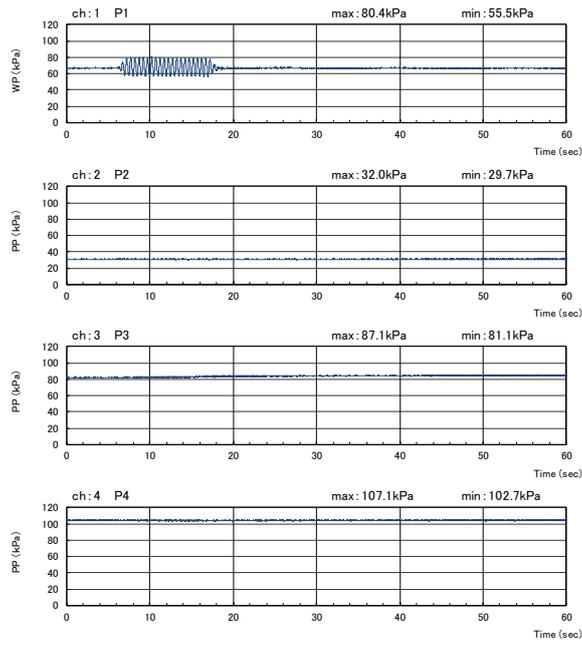
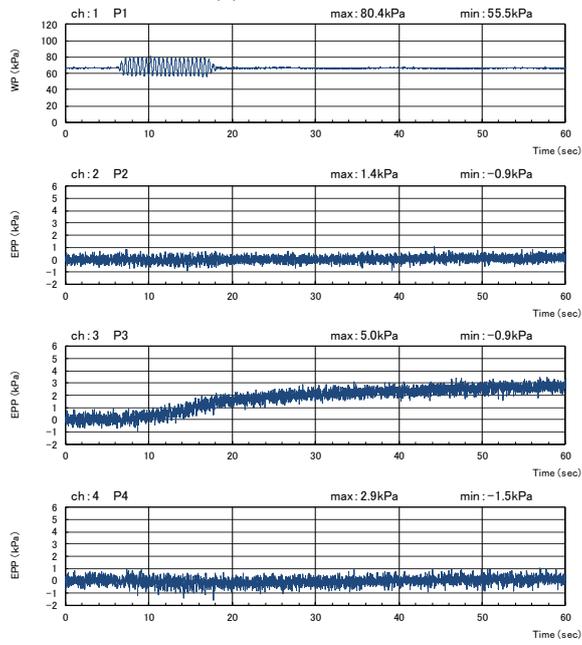


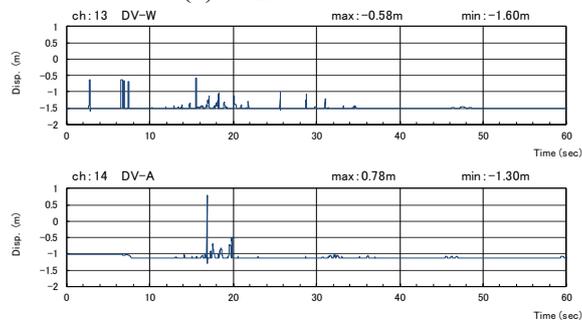
図 3-23 加速度の時刻歴（正弦波 300gal）



(a) 間隙水圧



(b) 過剰間隙水圧



(c) 変位

図 3-24 間隙水圧、過剰間隙水圧、変位の時刻歴（正弦波 300gal）

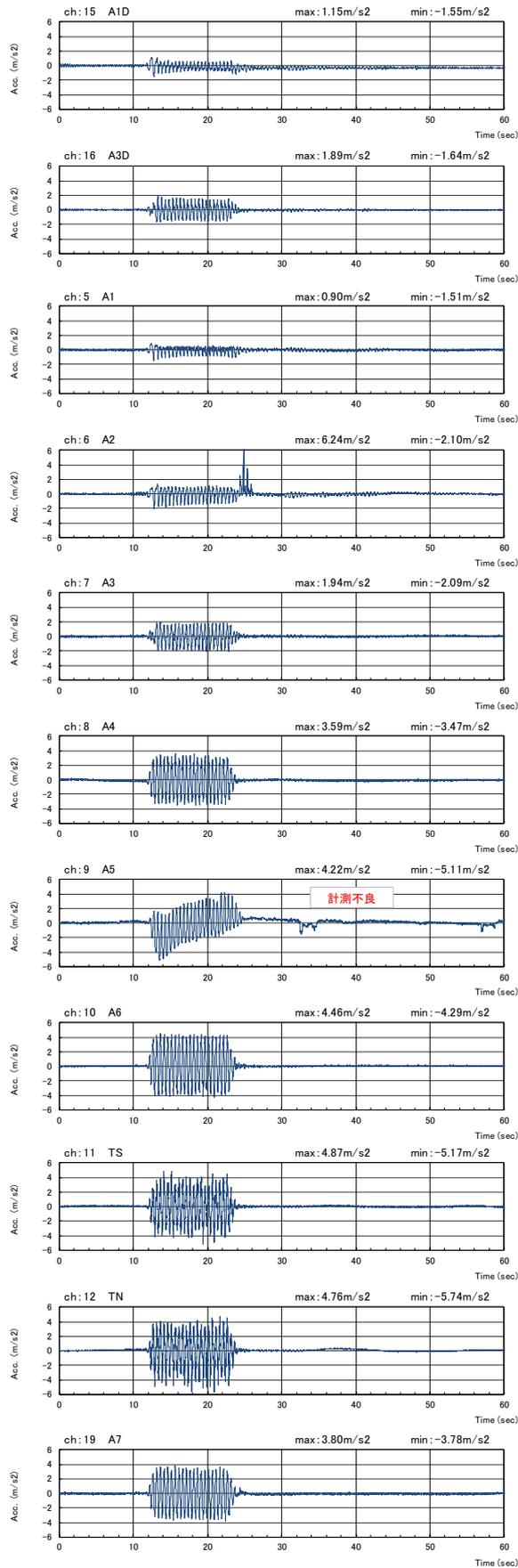
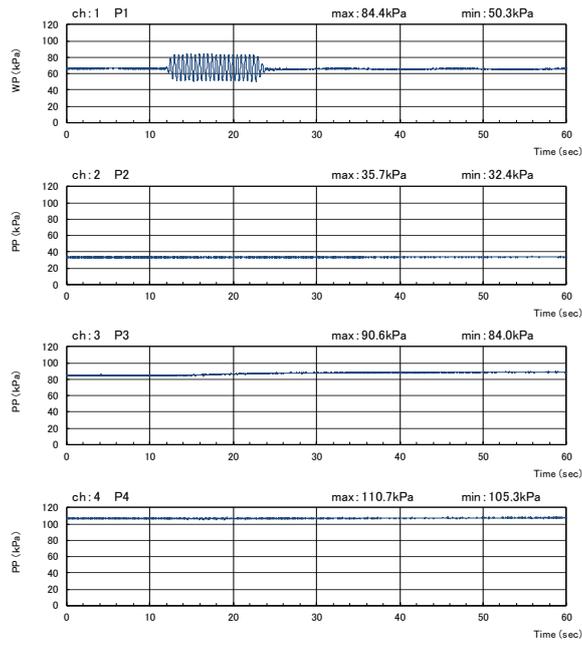
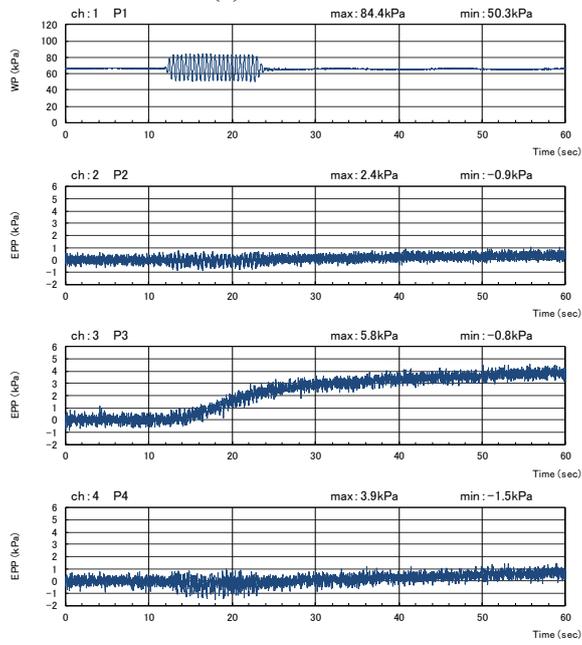


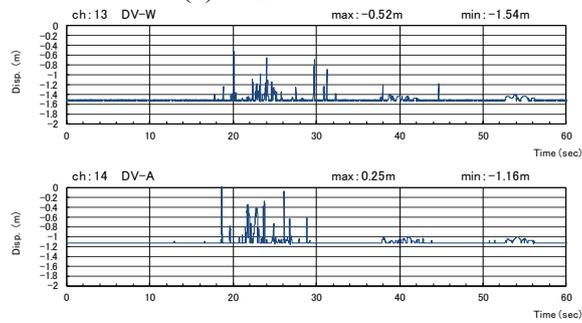
図 3-25 加速度の時刻歴 (正弦波 400gal)



(a) 間隙水圧



(b) 過剰間隙水圧



(c) 変位

図 3-26 間隙水圧、過剰間隙水圧、変位の時刻歴（正弦波 400gal）

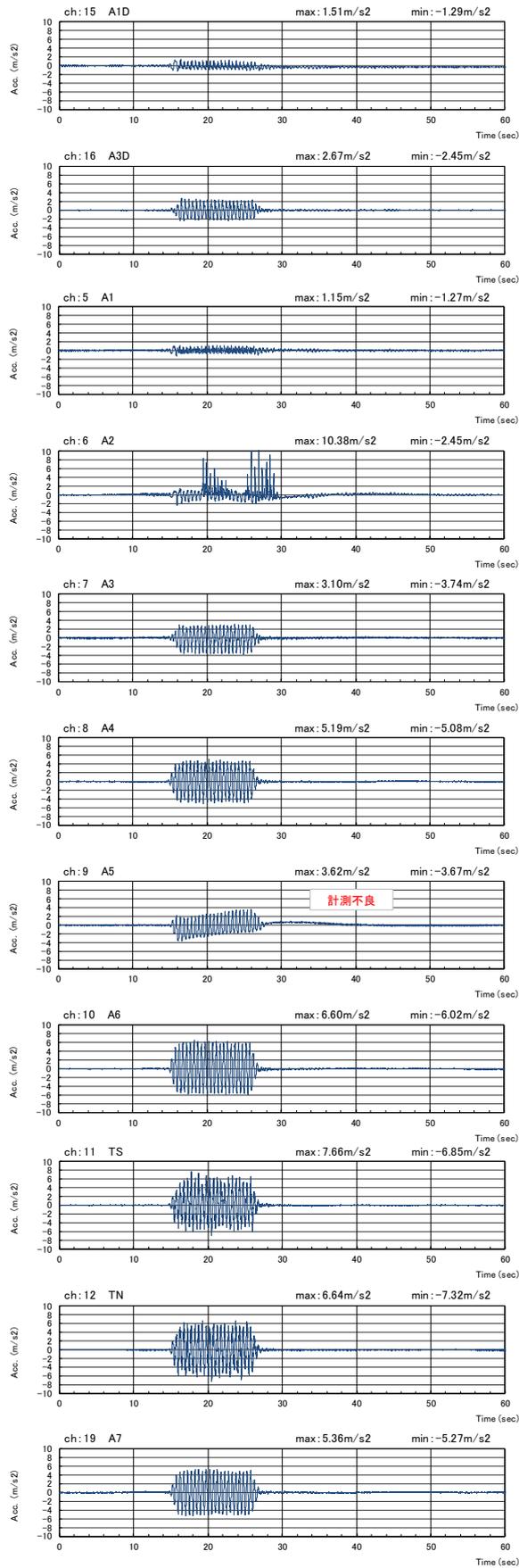
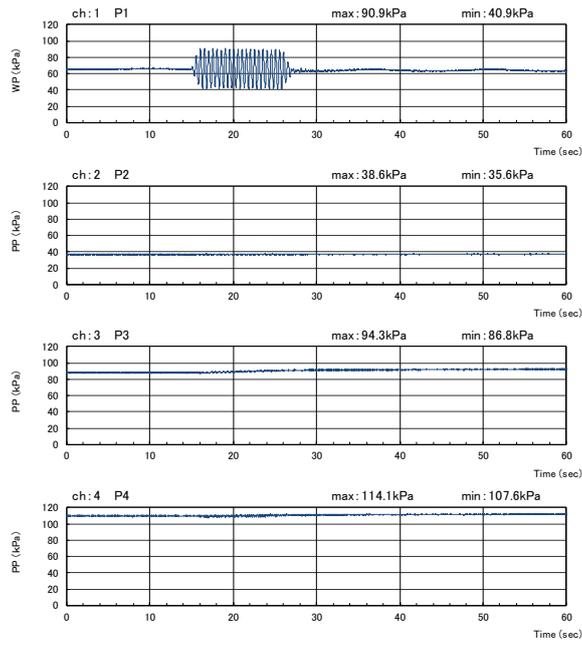
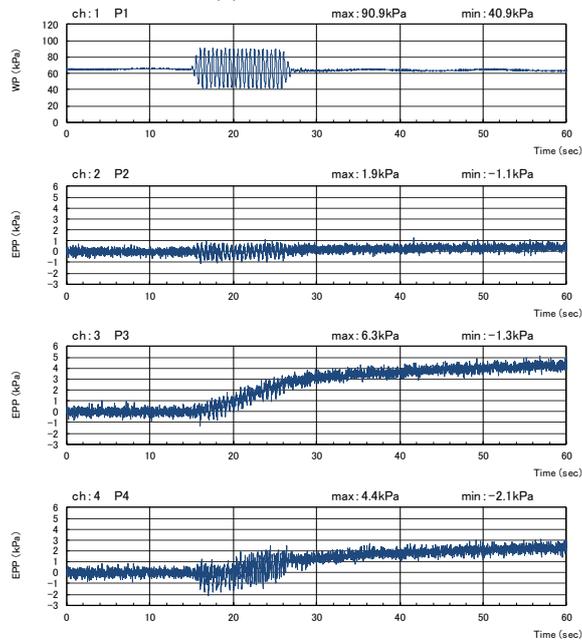


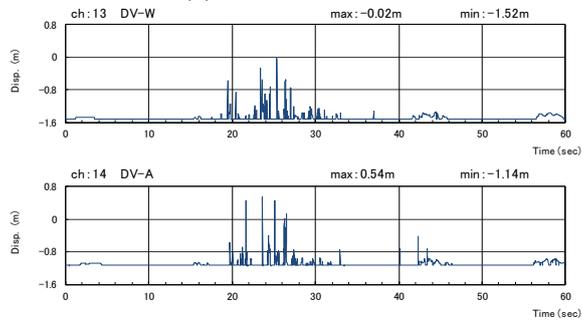
図 3-27 加速度の時刻歴 (正弦波 500gal)



(a) 間隙水圧



(b) 過剰間隙水圧



(c) 変位

図 3-28 間隙水圧、過剰間隙水圧、変位の時刻歴 (正弦波 500gal)

(d) 地表面変位

遠心重力を上昇させる前と、加振実験終了後遠心重力を解放した後に計測した地表面変位計測用ターゲットの位置を測線ごとに側面図で図 3-29～図 3-31 に示し、平面図を図 3-32 に示す。側面図よりいずれの断面も法肩が大きく沈下し、法尻部では地表面が隆起している。

平面図の実験後のプロットは、実験前のプロットの視認性を確保する目的で、加振法線方向にわずかにずらしている。加振によるこの方向へのターゲットの変位はほとんど生じていない。図に示す結果より、剛壁側のターゲットの変位量が、他の二測線と比較してやや小さいものの、測線間の変位量の差は小さい。

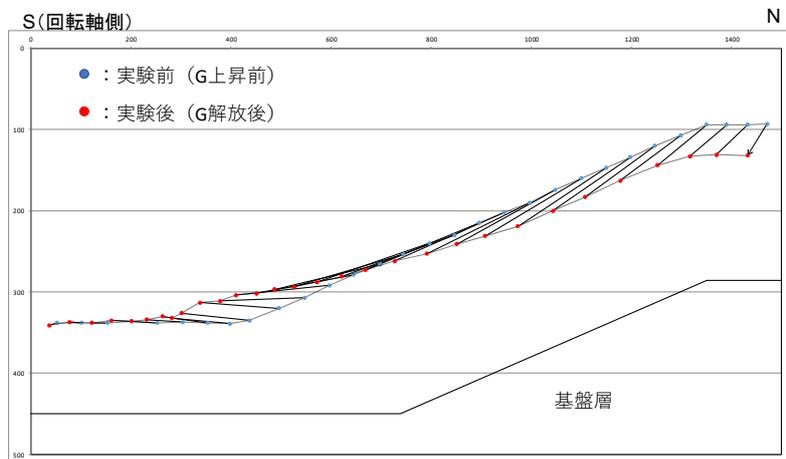


図 3-29 ケース 1 実験前後のターゲット位置（側面図：アクリル壁側）

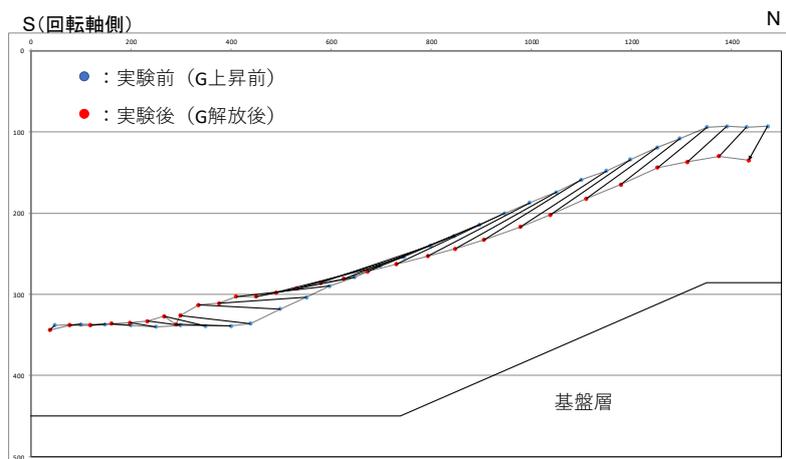


図 3-30 ケース 1 実験前後のターゲット位置（側面図：中心線）

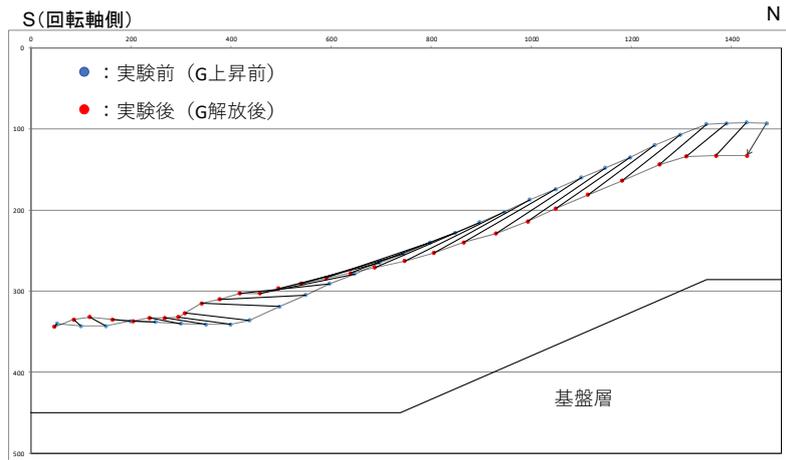


図 3-31 ケース 1 実験前後のターゲット位置（側面図：剛壁側）

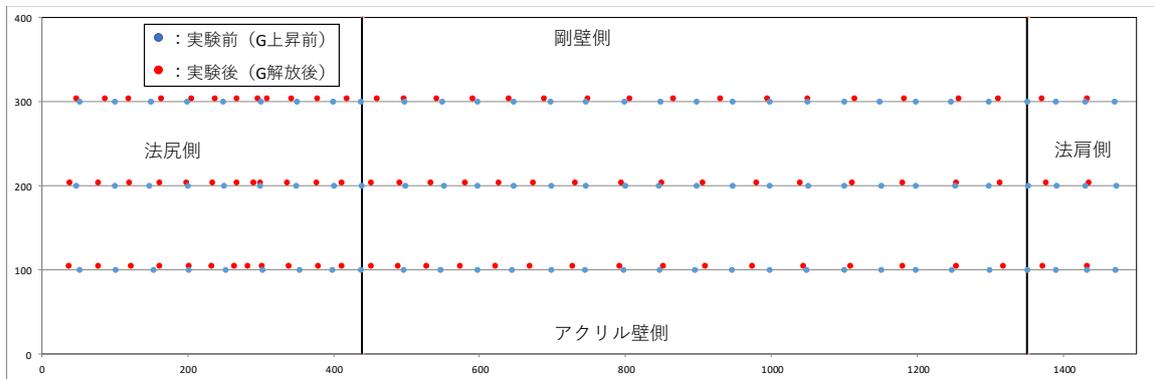


図 3-32 ケース 1 実験前後のターゲット位置（平面図）

(e) 画像解析結果

写真 3-10 に正弦波加振前の状況、写真 3-11 に正弦波 200gal 加振後の状況、写真 3-12 に正弦波 300gal 加振後の状況を、写真 3-13 に正弦波 400gal 加振後の状況を示す。ケース 1 は、200Gal から 300Gal にかけて法中央部の上から 2 段目にて標点が消えるような変状を示し、400Gal にかけて上から 2 段目にて標点が法尻に近いところまで消える変状が生じていた。図 3-33 に粘土層の側方からの変位量と、図 3-29 で示したアクリル壁側測線のターゲットの位置を重ねて示す。

画像解析による粘土層の側方からのターゲットの位置は、30g 場で加振する直前の位置、正弦波 200gal 加振後の位置、正弦波 300gal 加振後の位置の 3 つを示している。正弦波 400gal 以上では側壁に設置したターゲットが、写真 3-14 に示すように壁面側と先端側で移動距離が異なったことで、ターゲットがアクリル壁面より外れてしまい視認できなくなった。

画像解析の結果より、変形は地表面に集中しており、斜面の深度の深いところではほとんど変形していないことがわかった。また深度の深いところでは法尻付近の変位はみられず、法肩から斜面中央にかけての地盤が法尻方向に変位している。

遠心重力解放後に計測した側面ターゲットの壁側位置と先端側位置との差を図 3-34 に示す。同図には図 3-29 の結果を重ねており、横軸にターゲットの壁側位置を、右横軸に先端との距離の差を示している。斜面中央から法肩にかけて壁面と先端との距離の差が大きく最大で 30mm の差が生じている。



左側画像

右側画像

写真 3-10 地盤の状況（加振前）



左側画像

右側画像

写真 3-11 地盤の状況（正弦波 200gal 加振後）



左側画像

右側画像

写真 3-12 地盤の状況（正弦波 300gal 加振後）



左側画像

右側画像

写真 3-13 地盤の状況（正弦波 400gal 加振後）

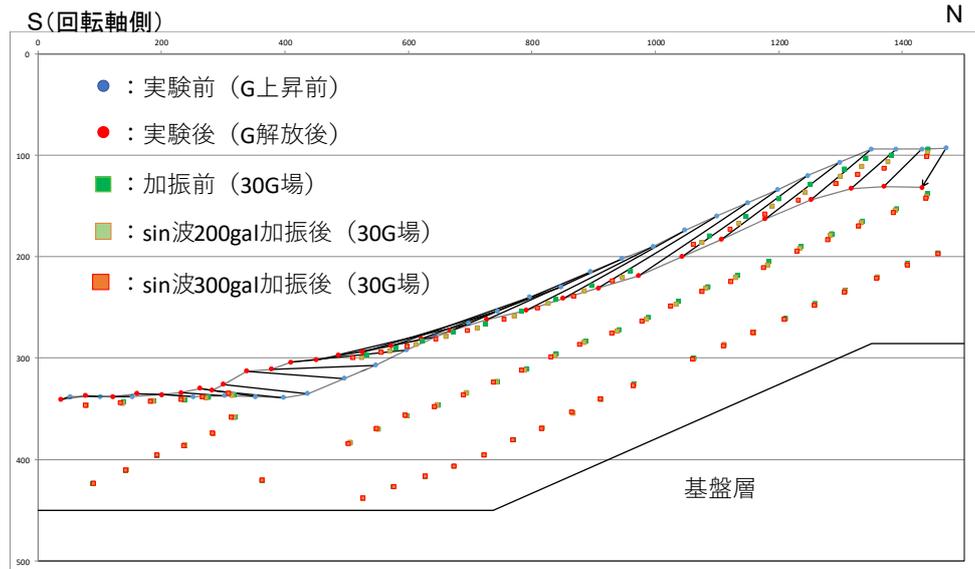


図 3-33 実験前後および加振前後のターゲット位置

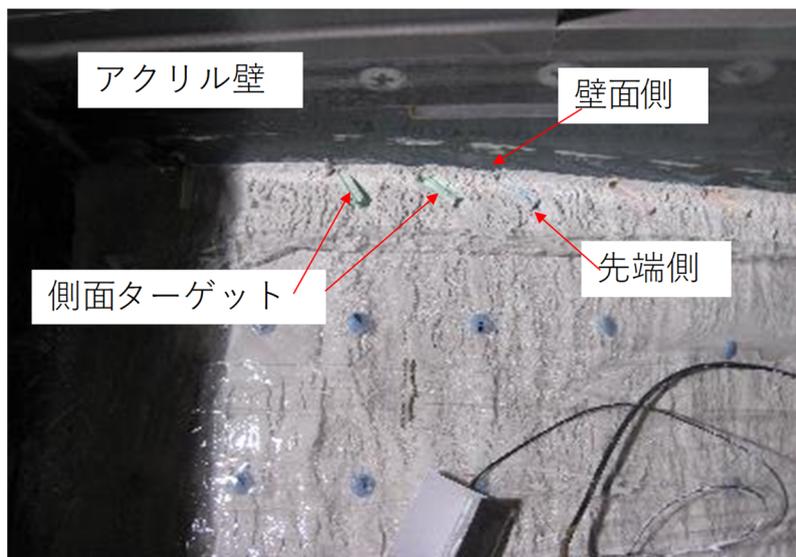


写真 3-14 ターゲットの状態

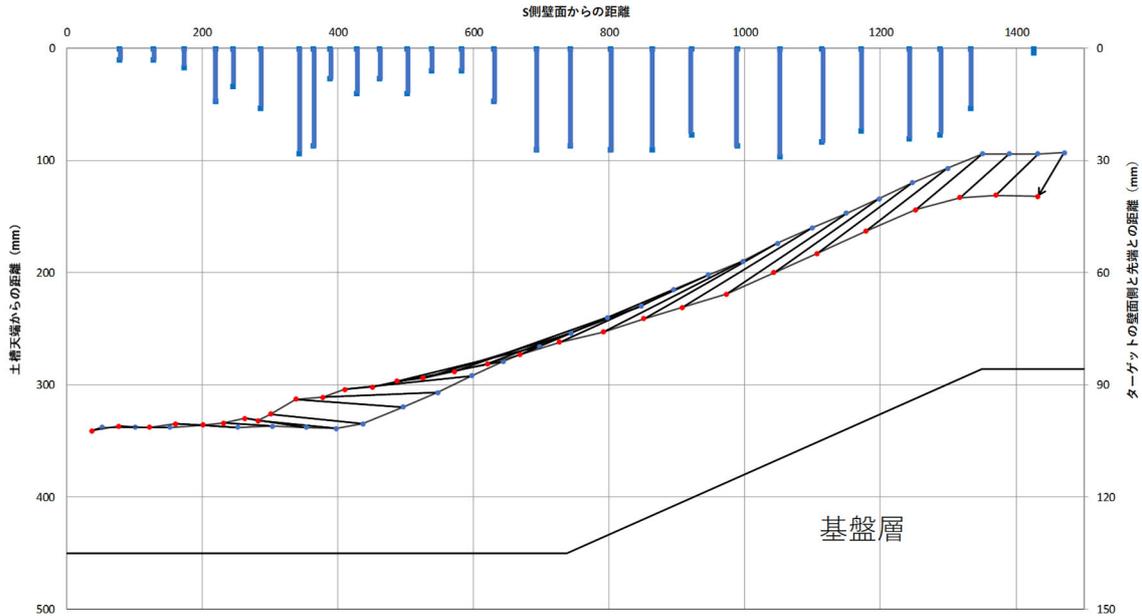


図 3-34 ターゲットの壁面側と先端との移動距離の差

(f) 加振後の地盤の強度と含水比

加振後の地表面のベーンせん断試験結果および含水比を加振前の状態と比較して表 3-15、表 3-16 に示す。表層では遠心重力上昇時に表層を滑った粘土が堆積した法尻部など、せん断強度が減少したと考えられる地点がある。一方で、遠心重力と加振に伴う圧密によってせん断強度が増加したと考えられる地点もあり一様な傾向ではない。

含水比に着目すると、ほとんどのサンプリング地点で、実験前と比較して含水比は低下している。これは深度のある地点では遠心重力と加振に伴う圧密によって間隙比が低下したためと考えられる。

実験後、図 3-35 に示す位置においてブロックサンプリングを行い、 $\phi 35$ 、 $h50$  の供試体を作製し一軸圧縮試験を実施した。供試体はブロックサンプルから直ナイフで整形し作製した。一軸圧縮強度を表 3-17 に示す。表 3-9 で示したベーンせん断試験結果と比較するとせん断強度はやや増加している傾向にある。

表 3-15 加振前後の地表面のベーンせん断試験結果

|     | 加振前           |                            | 加振後           |                            |
|-----|---------------|----------------------------|---------------|----------------------------|
|     | N壁からの距離<br>mm | せん断強度<br>kN/m <sup>2</sup> | N壁からの距離<br>mm | せん断強度<br>kN/m <sup>2</sup> |
| 法肩a | 100           | 3.82                       | 100           | 3.00                       |
| 法肩b | 200           | 3.82                       |               |                            |
| 中央a | 700           | 4.09                       | 570           | 6.28                       |
| 中央b | 800           | 2.73                       |               |                            |
| 法尻a | 1300          | 2.18                       | 1060          | 2.73                       |
| 法尻b | 1400          | 4.09                       |               |                            |

表 3-16 加振前後の含水比

|    | 一層目  |      | 二層目  |      | 三層目  |      |
|----|------|------|------|------|------|------|
|    | 加振前  | 加振後  | 加振前  | 加振後  | 加振前  | 加振後  |
| 法尻 | 61.8 | 54.6 | 58.6 | 60.9 | 67.0 | 62.2 |
| 中央 | 60.4 | 52.6 | 63.7 | 53.4 | 74.1 | 64.9 |
| 法肩 | 61.2 | 51.9 | 65.5 | 56.3 | 71.2 | 60.6 |
| 平均 | 61.1 | 53.0 | 62.6 | 56.9 | 70.8 | 62.6 |

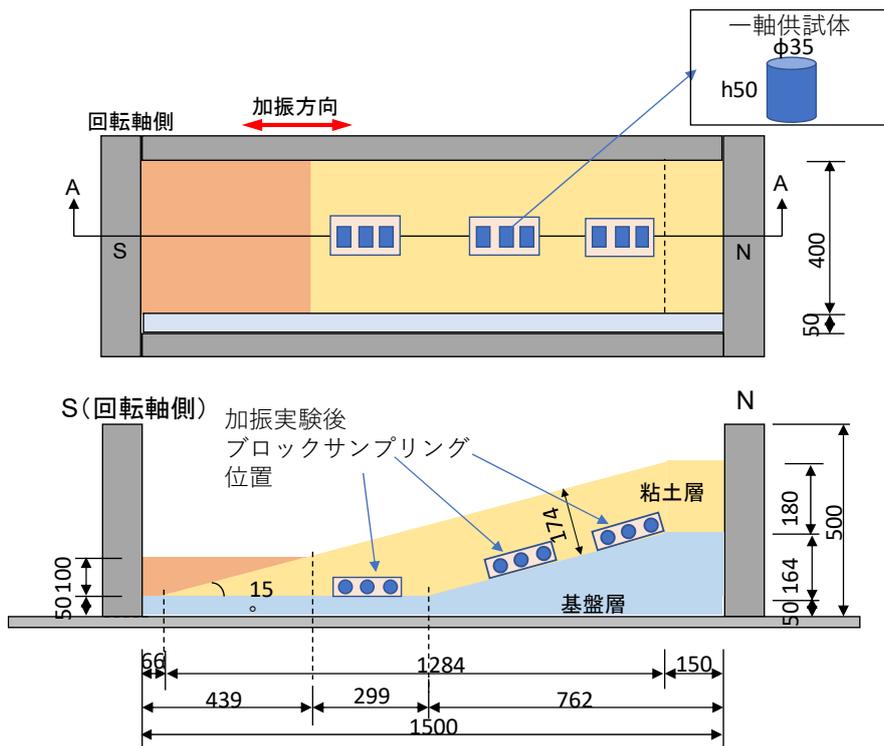


図 3-35 ブロックサンプリング位置

表 3-17 一軸圧縮強度

|      | 一軸圧縮強さ kN/m <sup>2</sup> |     |     |
|------|--------------------------|-----|-----|
|      | 法肩                       | 中央  | 法尻  |
| 供試体A | 8.6                      | 5.4 | 6.8 |
| 供試体B | 8.2                      | 5.5 | 5.6 |
| 供試体C | 9.1                      | 6.4 | 5.6 |
| 平均   | 8.6                      | 5.8 | 6.0 |

### 3.2.2 Case2

#### (a) 地盤の圧密状況

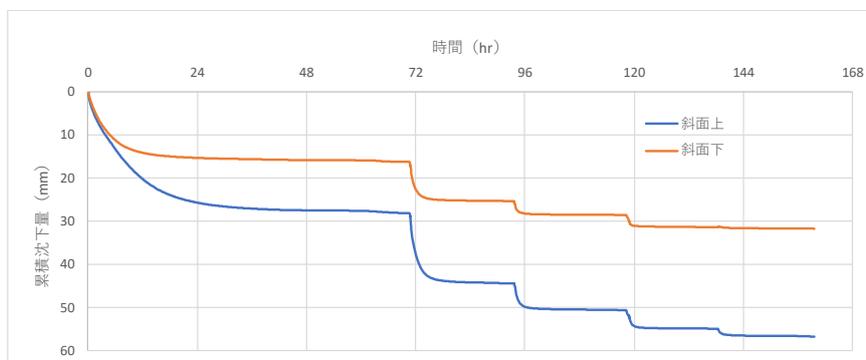
載荷用鉄板に設置した CDP による粘土層の一層目から三層目までの圧密履歴を図 3-36 に示す。ケース 1 の場合と同様、法肩部と法尻部で層厚が異なることで生じる傾斜は、錘を追加するタイミングで、載荷用鉄板と粘土層との間に敷設した珪砂 4 号の高さを調整することで傾斜を是正しながら圧密した。したがって図に示す累積沈下量は、斜面上側と下側で差はみられるが、圧密は各段階において斜面に対して水平に圧密されている。図 3-37 に 1g 場での予備圧密による粘土層の過圧密領域、正規圧密領域を示す。2.3.2 で述べたように各層の中間深度に作用する鉛直有効応力を基準に圧密荷重を載荷しているため、各層の中間深度を境に正規圧密と過圧密領域が分かれている。

ここで地表面に近い三層目がすべて過圧密領域となっているが、これはケース 1 において遠心重力上昇時に地表面で滑りが生じたことに対する対策として、二層目と同じ圧密荷重を作用させたためである。粘土層一層目から三層目までの各層における予備圧密後に、圧密荷重を除荷した状態で実施したベーンせん断試験の結果（ピーク値）を表 3-18～表 3-20 に示す。また各層で採取した含水比を表 3-21～表 3-23 に示す。

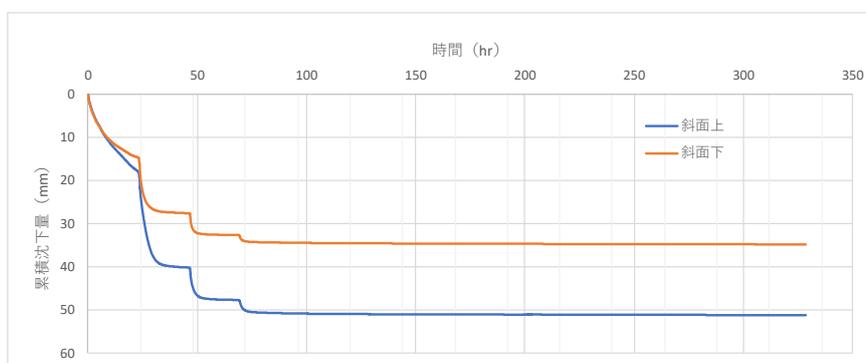
本実験で使用した混合粘土と同じ土質試料を用いて実施された一面せん断試験の結果より、圧密非排水条件における強度定数として、正規圧密領域で  $c_{cu}=2.7\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=14.4^\circ$ 、170kPa からの除荷による結果から過圧密領域で  $c_{cu}=26.6\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=7.2^\circ$  が得られている。

表 3-18～表 3-20 のベーンせん断試験結果に過圧密領域での  $\phi_{cu}=7.2^\circ$  を用い、遠心重力場における所定の拘束圧下でのせん断強度をプロットして図 3-38 に示す。同図には一面せん断試験による正規圧密領域での応力関係も直線で示している。図に示す結果

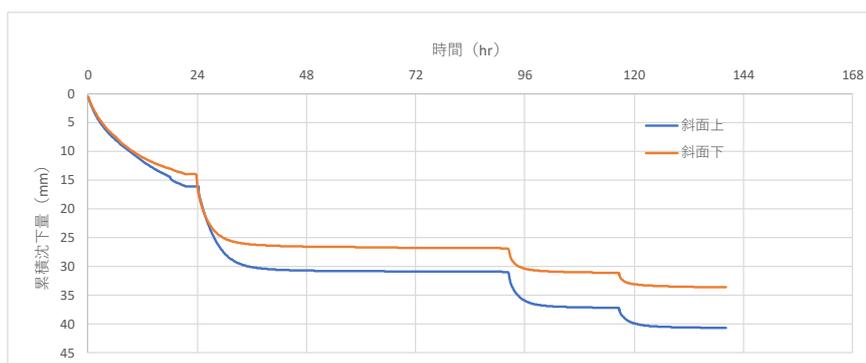
より、最深部の一層目で一面せん断試験結果のせん断強度をやや下回るものの、概ね一面せん断試験結果が示す正規圧密状態でのせん断強度を満足していると考えられる。



(a) 一層目の圧密履歴



(b) 二層目の圧密履歴



(c) 三層目の圧密履歴

図 3-36 ケース 2 の粘土層圧密履歴

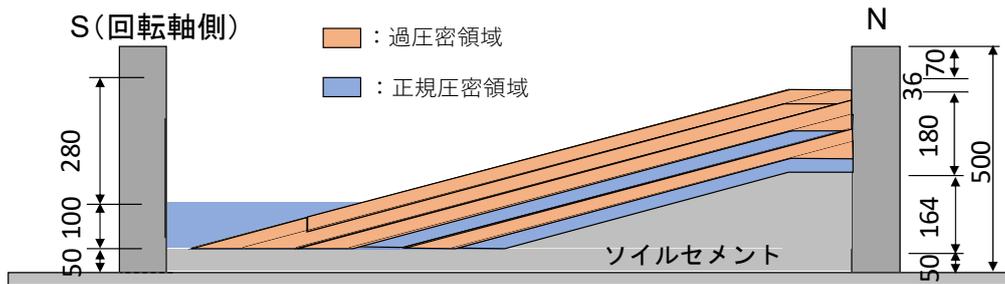


図 3-37 ケース 2 における遠心重力载荷前の圧密領域の別

表 3-18 ケース 2 のベーンせん断試験の結果（一層目）

|     | N壁からの距離<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度 |       |
|-----|---------------|-----------------|-------|-------|
|     |               |                 | N/cm2 | kN/m2 |
| 法肩a | 100           | 3.3             | 0.900 | 9.00  |
| 法肩b | 200           | 3.2             | 0.873 | 8.73  |
| 中央a | 450           | 2.4             | 0.655 | 6.55  |
| 中央b | 550           | 2.4             | 0.655 | 6.55  |
| 法尻a | 800           | 2.0             | 0.546 | 5.46  |
| 法尻b | 900           | 2.3             | 0.628 | 6.28  |

表 3-19 ケース 2 のベーンせん断試験の結果（二層目）

|     | N壁からの距離<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度 |       |
|-----|---------------|-----------------|-------|-------|
|     |               |                 | N/cm2 | kN/m2 |
| 法肩a | 100           | 3.7             | 1.009 | 10.09 |
| 法肩b | 200           | 3.9             | 1.064 | 10.64 |
| 中央a | 550           | 3.0             | 0.819 | 8.19  |
| 中央b | 650           | 2.4             | 0.655 | 6.55  |
| 法尻a | 1050          | 2.4             | 0.655 | 6.55  |
| 法尻b | 1150          | 3.3             | 0.900 | 9.00  |

表 3-20 ケース 2 のベーンせん断試験の結果（三層目）

|     | N壁からの距離<br>mm | ピークトルク値<br>N・cm | せん断強度 |       |
|-----|---------------|-----------------|-------|-------|
|     |               |                 | N/cm2 | kN/m2 |
| 法肩a | 100           | 3.3             | 0.900 | 9.00  |
| 法肩b | 200           | 3.0             | 0.819 | 8.19  |
| 中央a | 700           | 2.5             | 0.682 | 6.82  |
| 中央b | 800           | 2.5             | 0.682 | 6.82  |
| 法尻a | 1300          | 2.1             | 0.573 | 5.73  |
| 法尻b | 1400          | 2.5             | 0.682 | 6.82  |

表 3-21 ケース 2 の含水比（一層目）

| 測点 | N壁からの距離<br>mm | 含水比<br>w % | 湿潤密度<br>g/cm <sup>3</sup> | e    |
|----|---------------|------------|---------------------------|------|
| 法肩 | 100           | 54.4       | 1.70                      | 1.49 |
| 中央 | 500           | 54.6       | 1.68                      | 1.52 |
| 法尻 | 900           | 56.2       | 1.66                      | 1.58 |

表 3-22 ケース 2 の含水比（二層目）

| 測点 | N壁からの距離<br>mm | 含水比<br>w % | 湿潤密度<br>g/cm <sup>3</sup> | e    |
|----|---------------|------------|---------------------------|------|
| 法肩 | 100           | 56.5       | 1.75                      | 1.46 |
| 中央 | 600           | 62.1       | 1.69                      | 1.63 |
| 法尻 | 1150          | 57.2       | 1.71                      | 1.52 |

表 3-23 ケース 2 の含水比（三層目）

| 測点 | N壁からの距離<br>mm | 含水比<br>w % | 湿潤密度<br>g/cm <sup>3</sup> | e    |
|----|---------------|------------|---------------------------|------|
| 法肩 | 100           | 62.3       | 1.67                      | 1.67 |
| 中央 | 750           | 66.3       | 1.67                      | 1.73 |
| 法尻 | 1400          | 61.4       | 1.69                      | 1.62 |

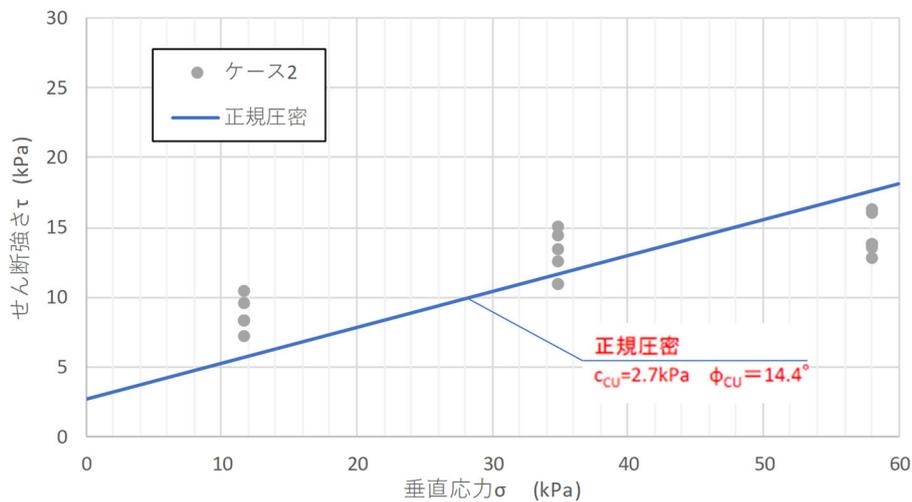


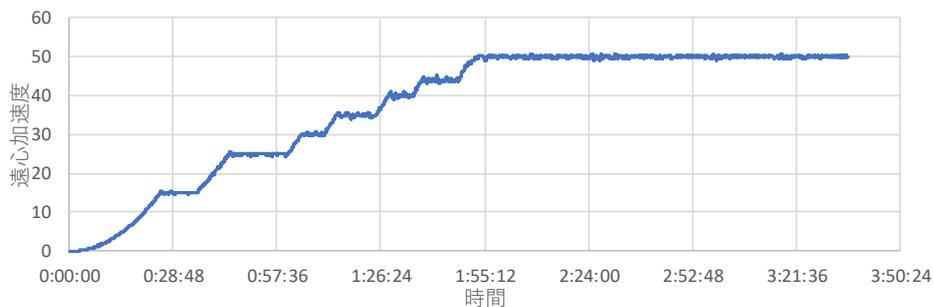
図 3-38 ケース 2 のせん断強度

(b) 遠心重力上昇時の挙動

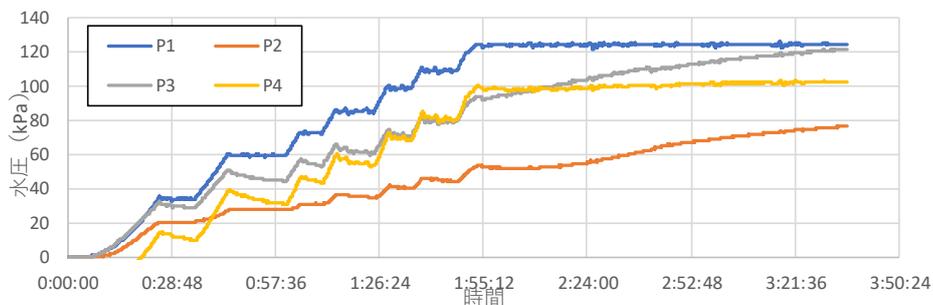
遠心重力上昇時の水圧・変位応答を図 3-39(a)～(c)に示す。遠心重力の上昇速度が、粘土層圧密過程で生じる過剰間隙水圧の消散よりも著しく早い場合、有効応力の減少に

よって粘土層が斜面崩壊する可能性がある。このため遠心重力は、地表面および側面ターゲットの変位、ならびに水圧応答、粘土層天端の鉛直変位応答を監視しながら、上昇幅を 15g、10g、5g と徐々に小さくしながら上昇させた。水圧応答や鉛直変位応答からは急激な値の変化はみられない。

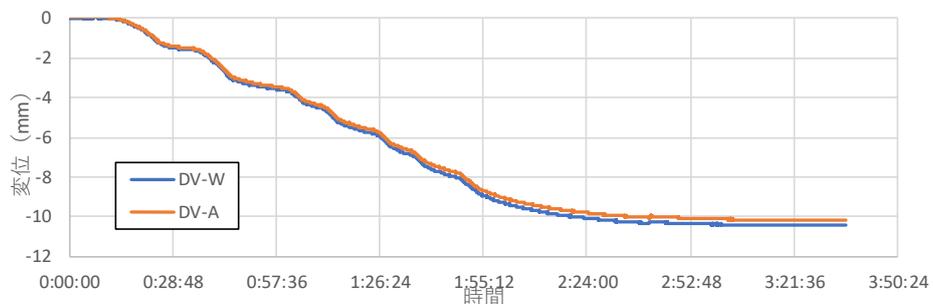
遠心重力上昇前後の側方からの粘土層の様子を写真 3-15(a)、(b)に示す。写真 3-15(b)の赤の色砂で示した格子が、図中青点線で示す遠心重力载荷前の位置と比較して、地表面が圧密によって沈下し、やや法尻側に変位している。しかしながら、三層目を過圧密状態にしたことでケース 1 と比較して地表面付近の滑りは抑制されており、圧密に伴う斜面の沈下も、 $\phi 9\text{mm}$  のターゲット 1 個分程度であることから図 3-39(c)に示す天端の沈下量とほぼ同程度であると考えられる。



(a) 遠心重力

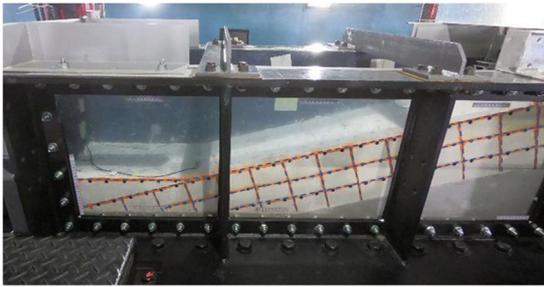


(b) 水圧応答

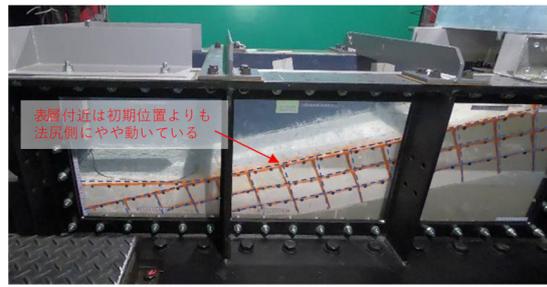


(c) 鉛直変位応答

図 3-39 遠心重力上昇時の応答



(a)遠心重力载荷前



(b) 50g 場到達後加振前

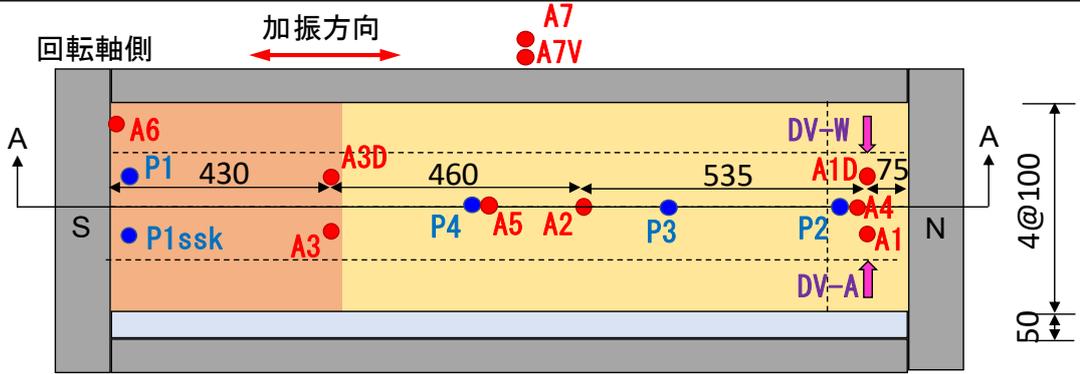
写真 3-15 側方からの粘土層の様子

(c) 加振実験の応答結果

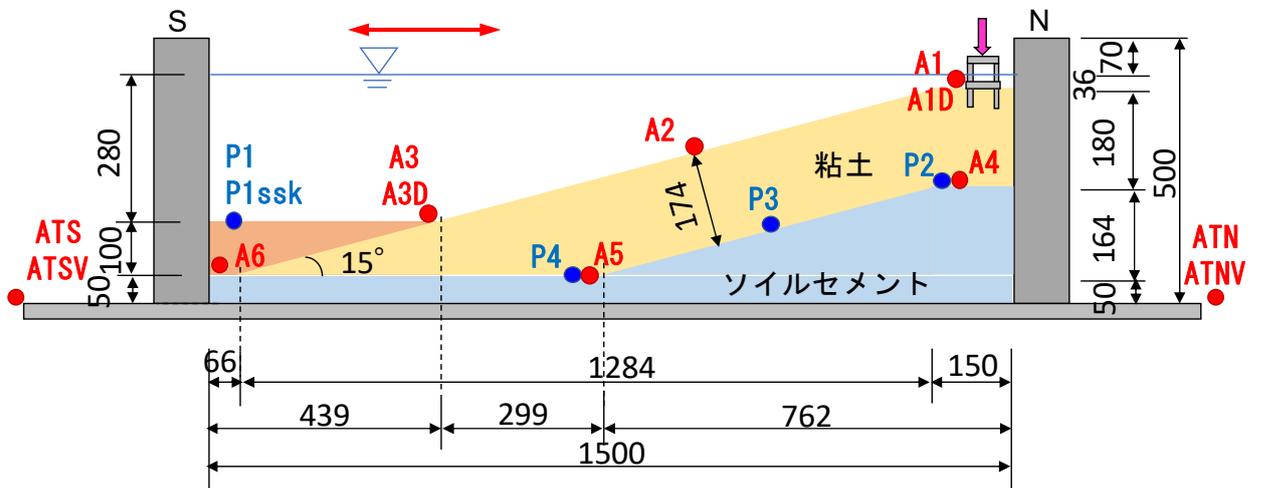
計測器設置位置および計測器番号を図 3-40 に示す。実験では入力加速度振幅は 500gal、1000gal 1 回目、1000gal 2 回目とした。

以降の時刻歴は不規則波加振のデータについて、実験ごとに加速度、水圧、変位の順に示す。500gal 加振時の加速度の時刻歴を図 3-41～図 3-42 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-43 に、過剰間隙水圧の時刻歴を図 3-44 に、変位の時刻歴を図 3-45 に示す。1000gal 1 回目加振時の加速度の時刻歴を図 3-46～図 3-47 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-48 に、過剰間隙水圧の時刻歴を図 3-49 に、変位の時刻歴を図 3-50 に示す。1000gal 2 回目加振時の加速度の時刻歴を図 3-51～図 3-52 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-53 に、過剰間隙水圧の時刻歴を図 3-54 に、変位の時刻歴を図 3-55 に示す。

● : 圧電式加速度計 (水平 : 9、鉛直 : 3) ● : ひずみ式加速度計 (水平) 2 ● : 水圧計 5 ↓ : レーザー変位計 2



(a) 平面図



(b) A-A 断面図

図 3-40 計測器設置位置と計測器番号

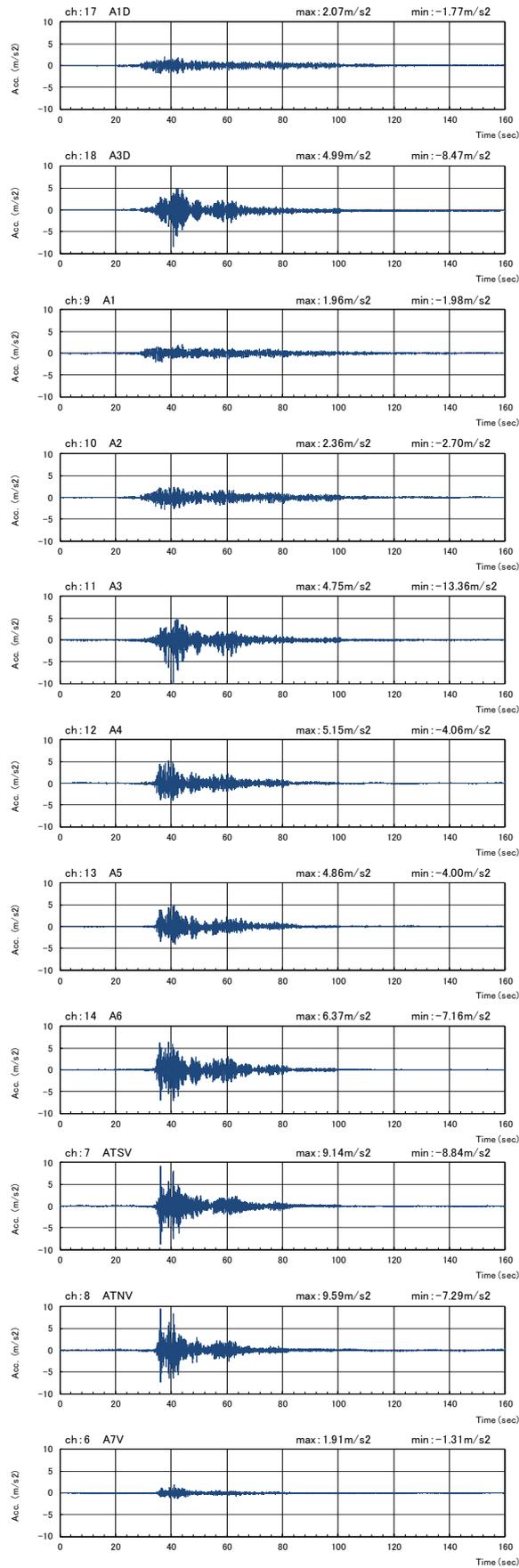


図 3-41 加速度の時刻歴（不規則波 500gal）（その 1）

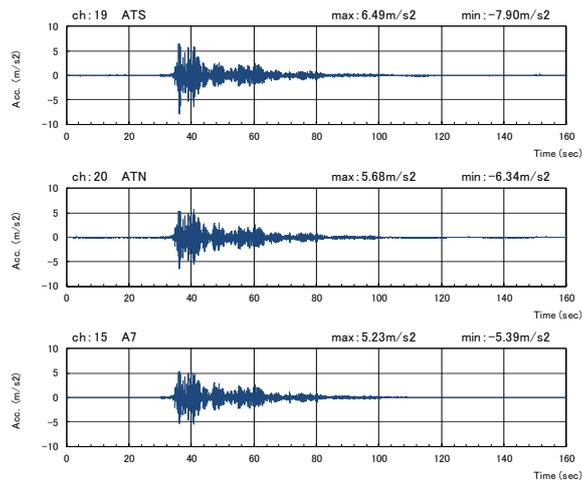


図 3-42 加速度の時刻歴（不規則波 500gal）（その 2）

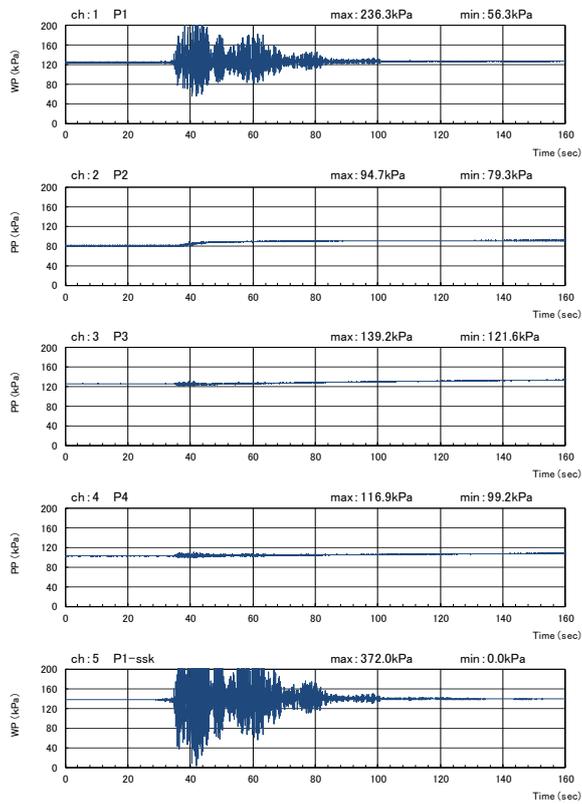


図 3-43 間隙水圧の時刻歴（不規則波 500gal）

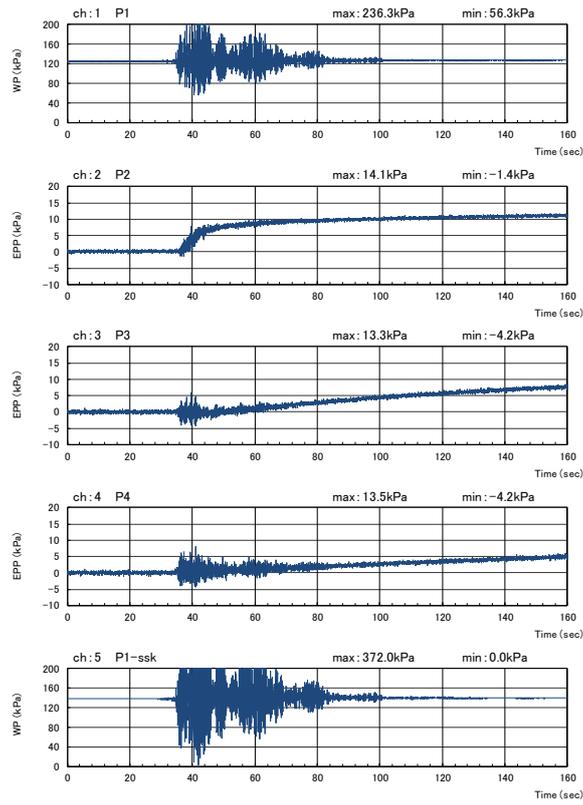


図 3-44 過剰間隙水圧の時刻歴（不規則波 500gal）

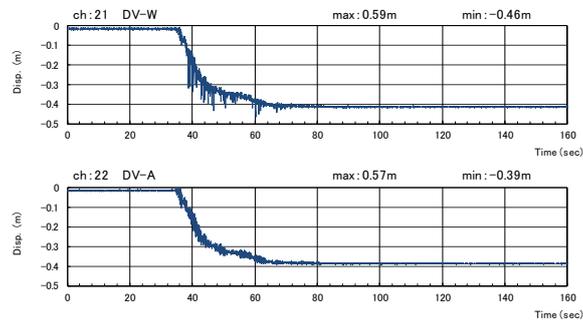


図 3-45 変位の時刻歴（不規則波 500gal）

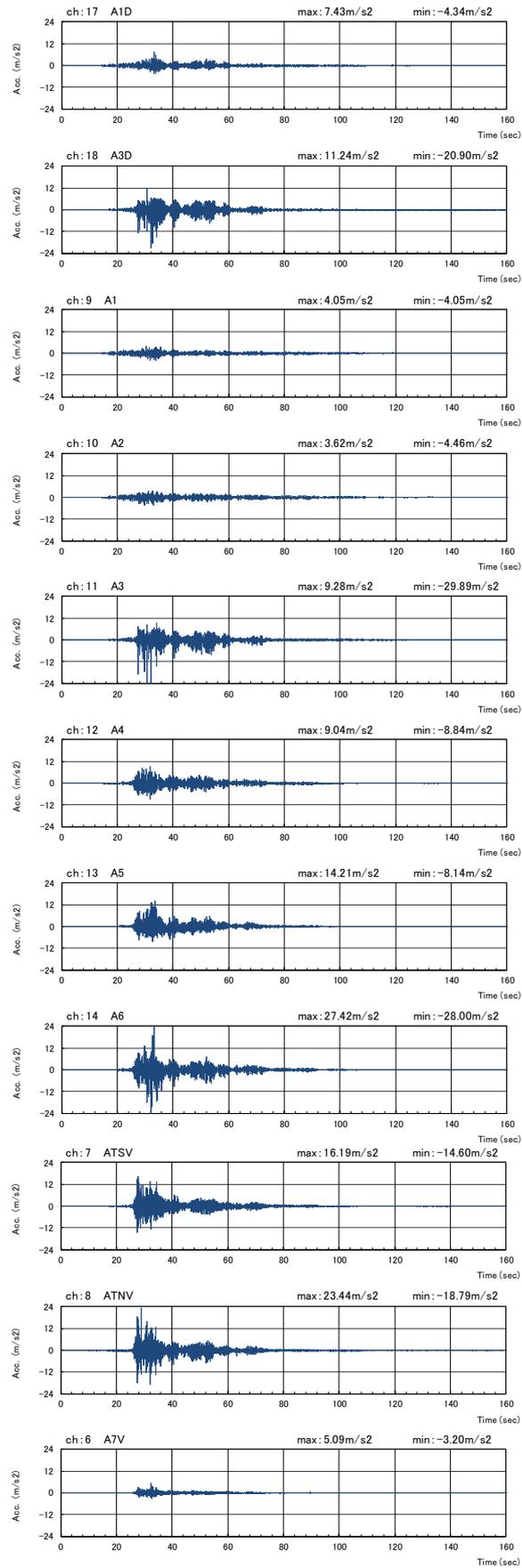


図 3-46 加速度の時刻歴（不規則波 1000gal 1回目）（その1）

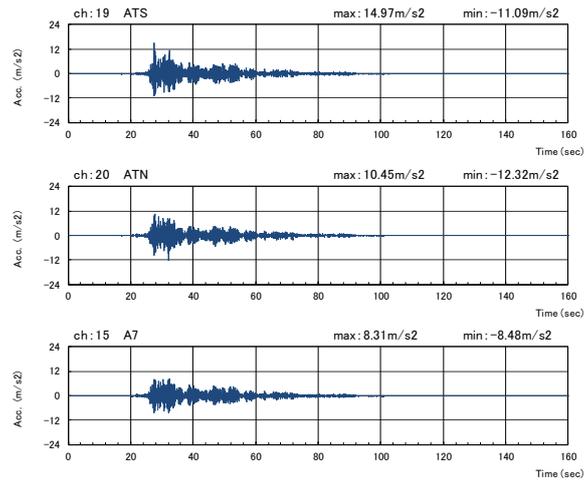


図 3-47 加速度の時刻歴（不規則波 1000gal 1回目）（その2）

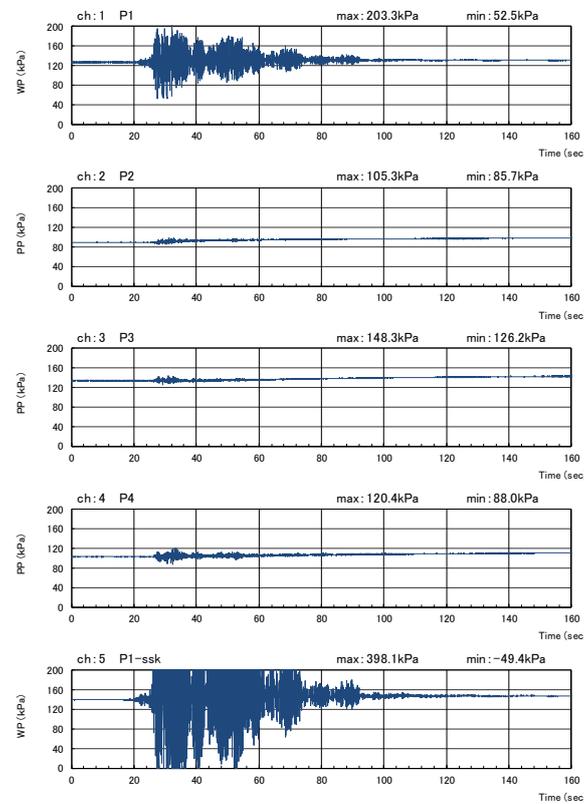


図 3-48 間隙水圧の時刻歴（不規則波 1000gal 1回目）

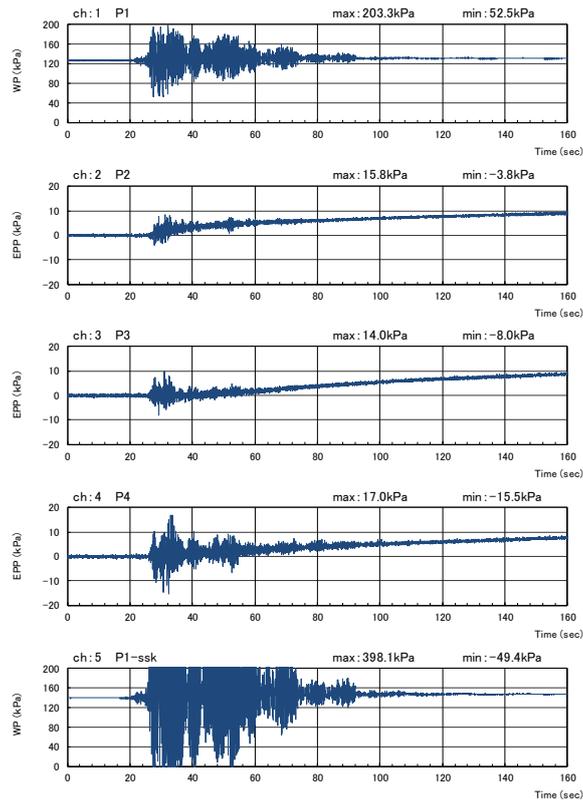


図 3-49 過剰間隙水圧の時刻歴（不規則波 1000gal 1回目）

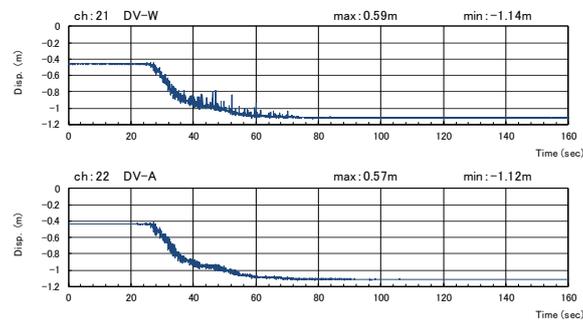


図 3-50 変位の時刻歴（不規則波 1000gal 1回目）

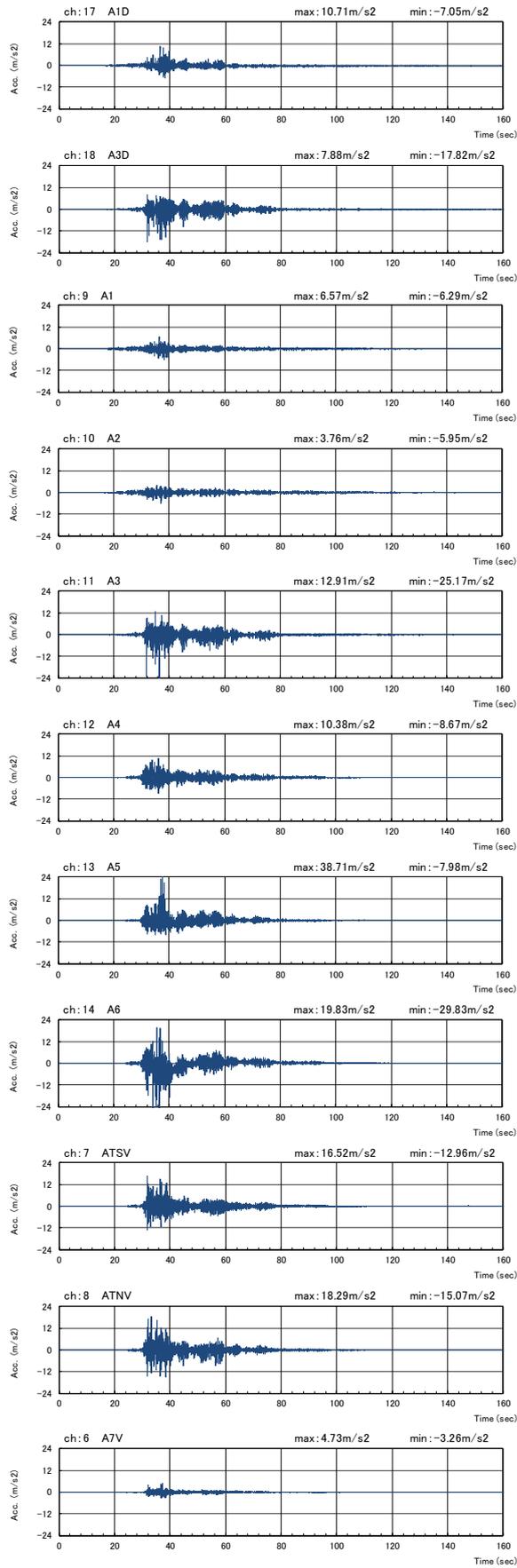


図 3-51 加速度の時刻歴（不規則波 1000gal 2 回目）その 1

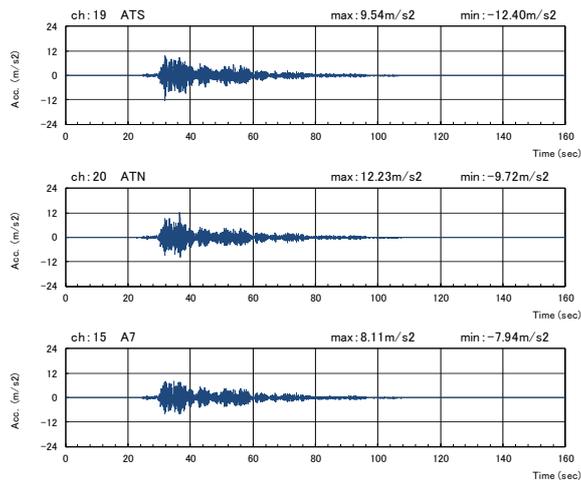


図 3-52 加速度の時刻歴（不規則波 1000gal 2 回目）その 2

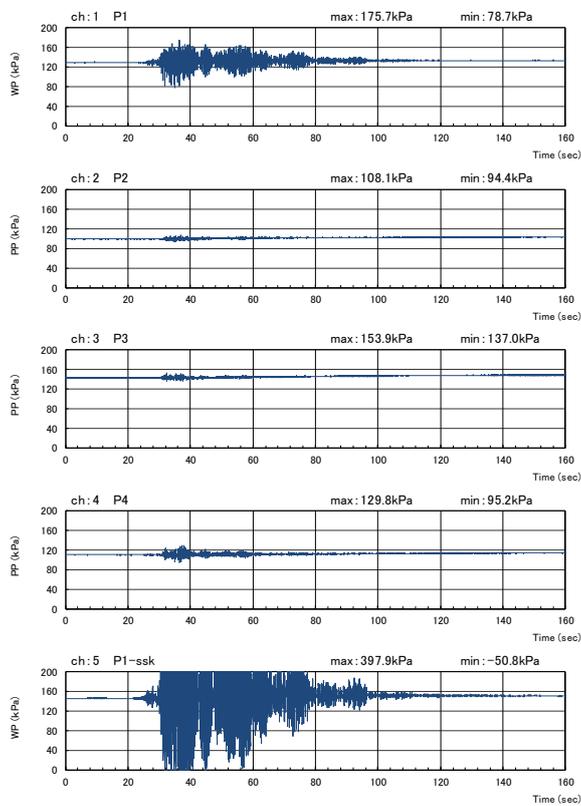


図 3-53 間隙水圧の時刻歴（不規則波 1000gal 2 回目）

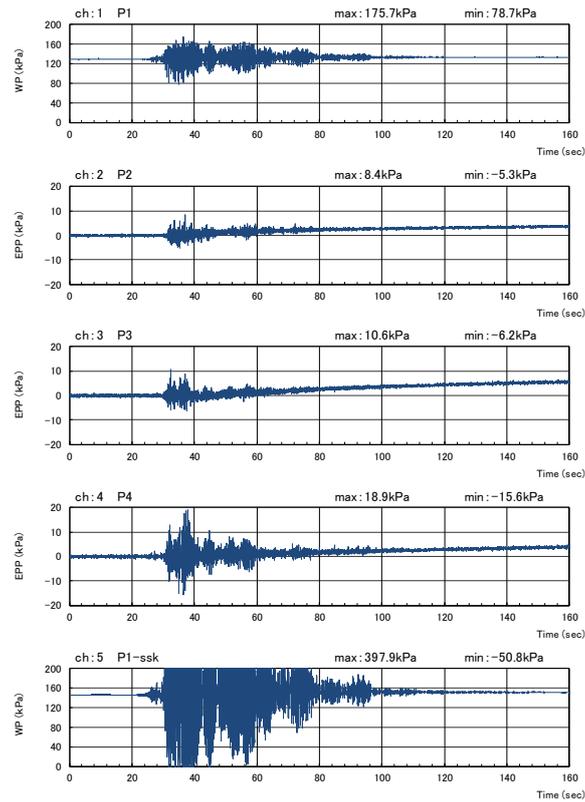


図 3-54 過剰間隙水圧の時刻歴（不規則波 1000gal 2 回目）

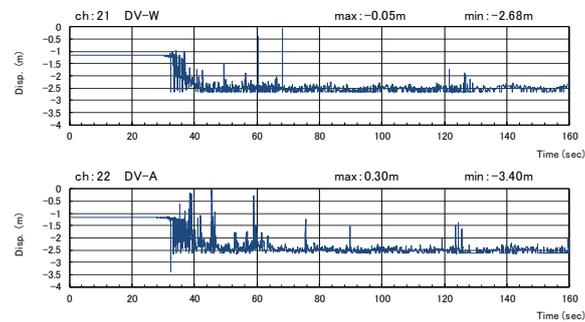


図 3-55 変位の時刻歴（不規則波 1000gal 2 回目）

(d) 地表面変位

遠心重力を上昇させる前と、加振実験終了後遠心重力を解放した後に計測した地表面変位計測用ターゲットの位置を測線ごとに側面図で図 3-56～図 3-58 に示し、平面図を図 3-59 に示す。側面図よりいずれの断面も法肩が大きく沈下し、法尻部では地表面が隆起している。斜面中央から法尻にかけての法面形状の変化は小さいものの、法尻方向へに大きく変位していることがわかる。

平面図の実験後のプロットは、実験前のプロットの視認性を確保する目的で、加振法

線方向にわずかにずらしている。加振によるこの方向へのターゲットの変位はほとんど生じていない。図に示す結果より、剛壁側のターゲットの変位量が、他の二測線と比較してやや小さいものの、測線間の変位量の差は小さい。

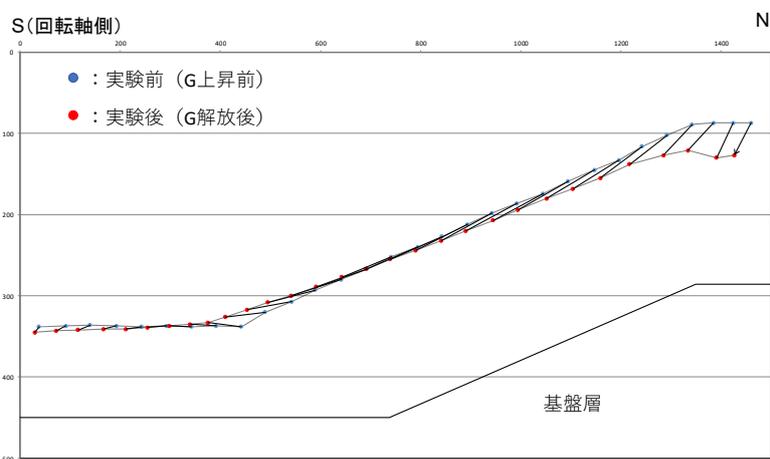


図 3-56 ケース 2 実験前後のターゲット位置（側面図：アクリル壁側）

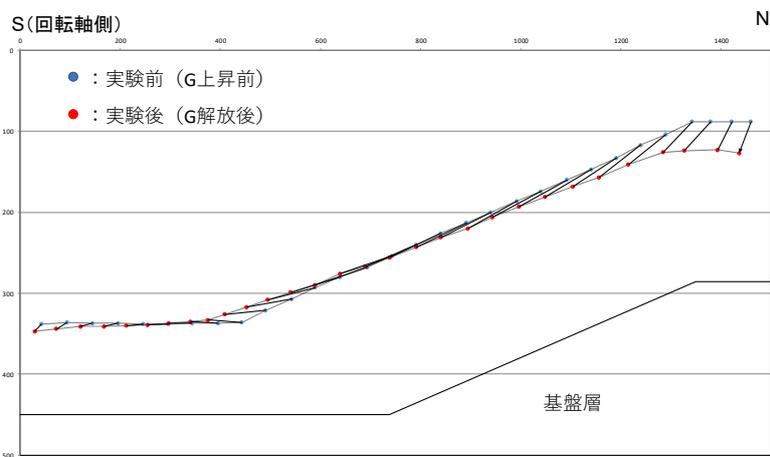


図 3-57 ケース 2 実験前後のターゲット位置（側面図：中心線）

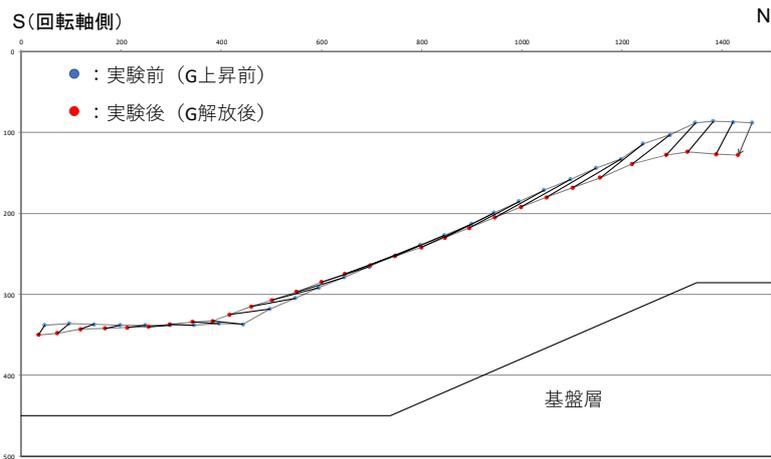


図 3-58 ケース 2 実験前後のターゲット位置（側面図：剛壁側）

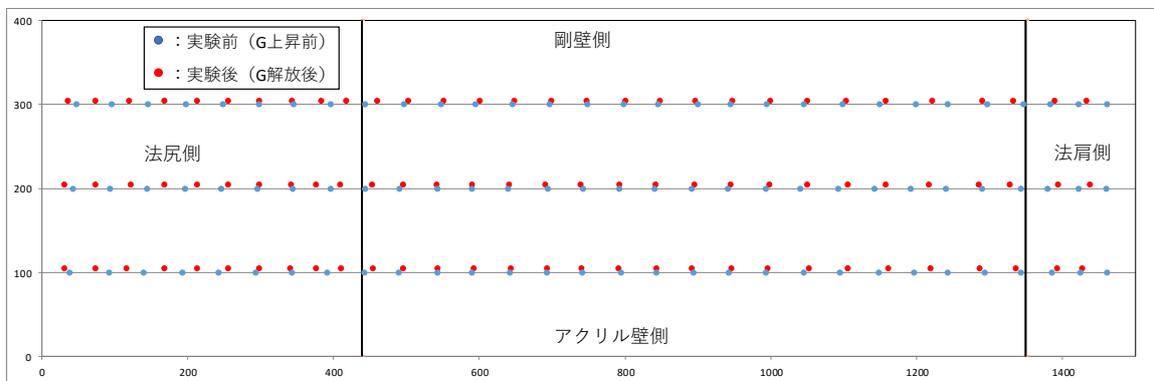


図 3-59 ケース 2 実験前後のターゲット位置（平面図）

### (e) 画像解析結果

図 3-60 に粘土層の側方からの変位量と、図 3-56 で示したアクリル壁側測線のターゲットの位置を重ねて示す。

画像解析による粘土層の側方からのターゲットの位置は、50g 場で加振する直前の位置、不規則波 500gal 加振後の位置、不規則波 1000gal の一回目加振後の位置の 3 つを示している。不規則波 1000gal の二回目以上では側壁に設置したターゲットが、ケース 1 の場合と同様、写真 3-14 に示すように壁面側と先端側で移動距離が異なったことで、ターゲットがアクリル壁面より外れてしまい視認できなくなった。

画像解析の結果より、変形は斜面の深度の深いところにおいても生じており、法尻と法肩付近での変位の軌跡は円弧を描くように変位している。

写真 3-16 に加振前後の側面からの様子を示す。加振後は加振ステップがすべて終了

した段階を表す。写真 3-16(a)、(b)には、それぞれ加振前の赤い色砂の線を青の点線で重ね書きしている。写真 3-16(b)に着目すると、最深部の一層目の中間あたりから地表面にかけて縦線の色砂が法尻方向に流れて線が太くなっていることがわかる。線が太くなり始める点を赤点線で結び、推定されるすべり線として図に示した。すべり線は生じていると考えられるものの、1000gal 加振を二回入力しても、すべり線に沿って大きく滑るような現象は観測されなかった。

遠心重力解放後に計測した側面ターゲットの壁側位置と先端側位置との差を図 3-61 に示す。同図には図 3-56 の結果を重ねている。横軸にターゲットの壁側位置を、右横軸に先端との距離の差を示している。斜面方向のいずれの地点においてもターゲットの壁面側と先端側との加振方向の距離の差は 6mm 程度であった。

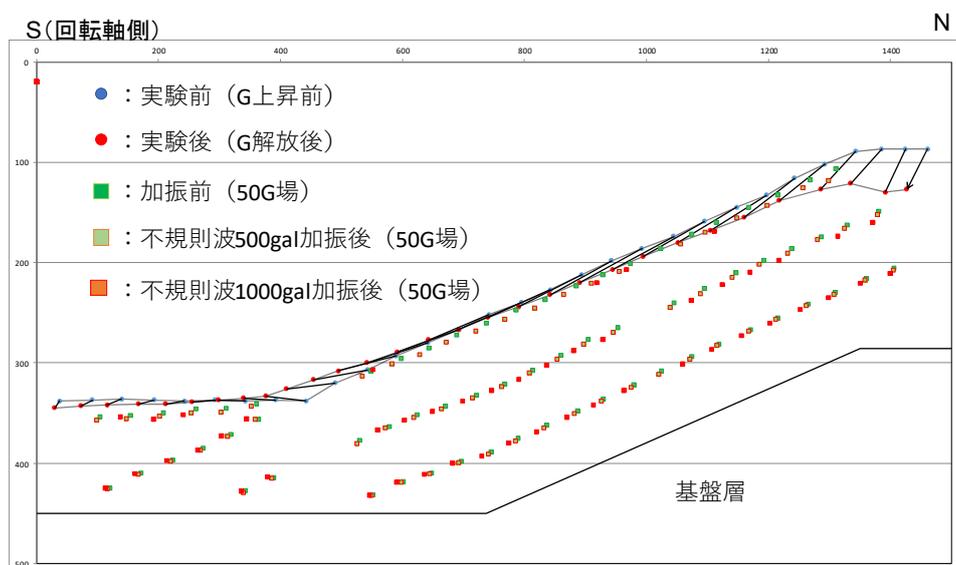
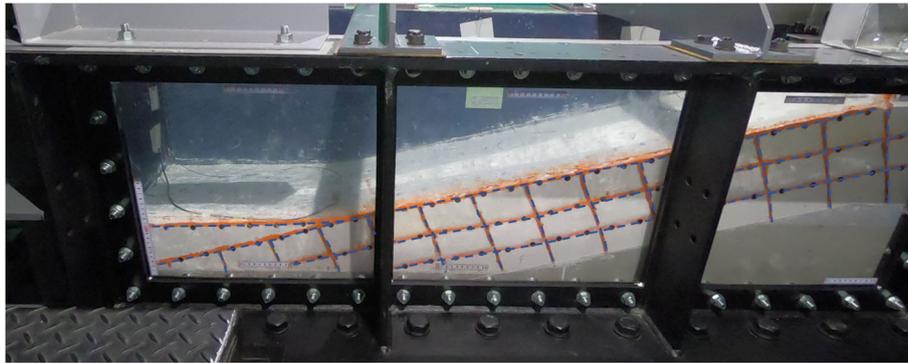
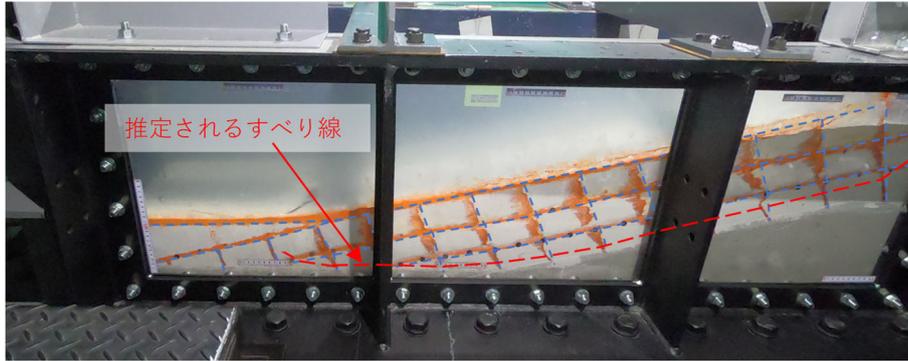


図 3-60 実験前後および加振前後のターゲット位置



(a) 加振前 (50g 場)



(b) 加振後 (50g 場)



(c) (b) の元写真

写真 3-16 色砂格子の変化

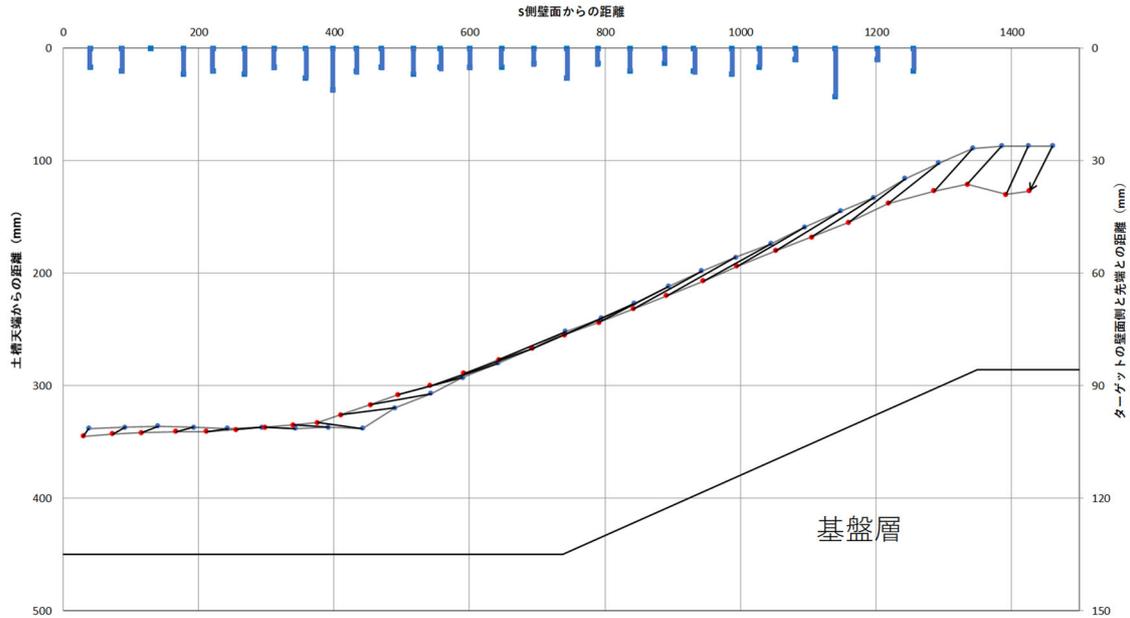


図 3-61 ターゲットの壁面側と先端との移動距離の差

(f) 加振後の地盤の強度と含水比

加振後の地表面のベーンせん断試験結果および含水比を、加振前の状態と比較して表 3-24、表 3-25 に示す。表層ではいずれの地点においてもせん断強度が減少しているが、加振によって法尻方向への滑りが生じた影響と考えられる。

含水比に着目すると、いずれのサンプリング地点においても、実験前と比較して含水比は低下している。これは遠心重力と加振に伴う圧密によって間隙比が低下したためと考えられる。

実験後、ケース 1 の場合と同様に図 3-35 に示す位置においてブロックサンプリングを行い、 $\phi 35$ 、 $h50$  の供試体を作製し一軸圧縮試験を実施した。供試体はブロックサンプルから直ナイフで整形し作製した。一軸圧縮強度を表 3-26 に示す。表 3-18 で示したベーンせん断試験結果と比較するとせん断強度は増加している。

表 3-24 加振前後の地表面のベーンせん断試験結果

|     | 加振前           |                            | 加振後           |                            |
|-----|---------------|----------------------------|---------------|----------------------------|
|     | N壁からの距離<br>mm | せん断強度<br>kN/m <sup>2</sup> | N壁からの距離<br>mm | せん断強度<br>kN/m <sup>2</sup> |
| 法肩a | 100           | 9.00                       | 100           | 6.55                       |
| 法肩b | 200           | 8.19                       |               |                            |
| 中央a | 700           | 6.82                       | 570           | 5.18                       |
| 中央b | 800           | 6.82                       |               |                            |
| 法尻a | 1300          | 5.73                       | 1060          | 3.55                       |
| 法尻b | 1400          | 6.82                       |               |                            |

表 3-25 加振前後の含水比

|    | 一層目  |      | 二層目  |      | 三層目  |      |
|----|------|------|------|------|------|------|
|    | 加振前  | 加振後  | 加振前  | 加振後  | 加振前  | 加振後  |
| 法尻 | 56.2 | 52.4 | 57.2 | 55.3 | 61.4 | 59.6 |
| 中央 | 54.6 | 52.0 | 62.1 | 50.9 | 66.3 | 59.8 |
| 法肩 | 54.4 | 50.5 | 56.5 | 55.0 | 62.3 | 57.6 |
| 平均 | 55.0 | 51.6 | 58.6 | 53.7 | 63.3 | 59.0 |

表 3-26 一軸圧縮強度

|      | 一軸圧縮強さ kN/m <sup>2</sup> |      |      |
|------|--------------------------|------|------|
|      | 法肩                       | 中央   | 法尻   |
| 供試体A | 11.4                     | 14.1 | 13.7 |
| 供試体B | 10.3                     | 14.6 | 12.0 |
| 供試体C | 10.3                     | 15.1 | 12.1 |
| 平均   | 10.7                     | 14.6 | 12.6 |

### 3.3 模型地盤の斜面破壊の再現解析

#### 3.3.1 修正フェレニウス法による安定解析

##### a) Case1

修正フェレニウス法による安定解析に用いた強度定数は、3.2.1 で測定した模型地盤のベーンせん断試験結果を用いて、同じ混合粘土の過圧密条件の一面せん断試験より求めた内部摩擦角  $\phi_{cu}=7.2$  度を用いて 30g 場における有効拘束圧が作用する地盤で発揮されるせん断強度に補正した (図 3-62 の実線)、強度定数  $c=4.7\text{kPa}$ 、 $\phi=10.5$  度を安定解析に用いた。

解析対象となるすべり面は、図 3-63 に示す実験結果写真および再現解析のせん断ひずみ分布を参考に決定した。図 3-64 にすべり面位置を示す。図中の赤破線線は上記の方法で求めたすべり線、青破線は実験結果に近い安定解析に用いた円弧、緑破線は安全率が最小となる円弧（臨界円）である。臨界円は実験で生じたすべり面よりも深くに位置している。以降に、安定解析に用いたすべり面と臨界円における安全率と加振加速度の関係を図 3-65 に示す。安全率が 1 となる加振加速度は解析結果で 120gal、臨界円で 70gal となった。

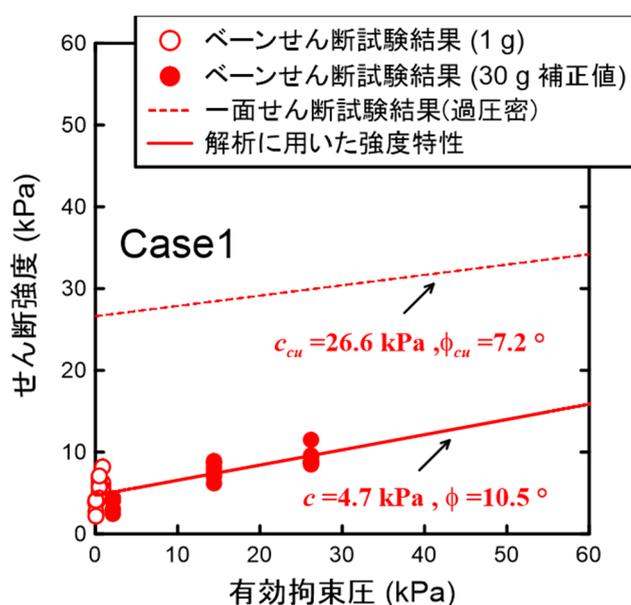


図 3-62 強度定数の設定(Case1)

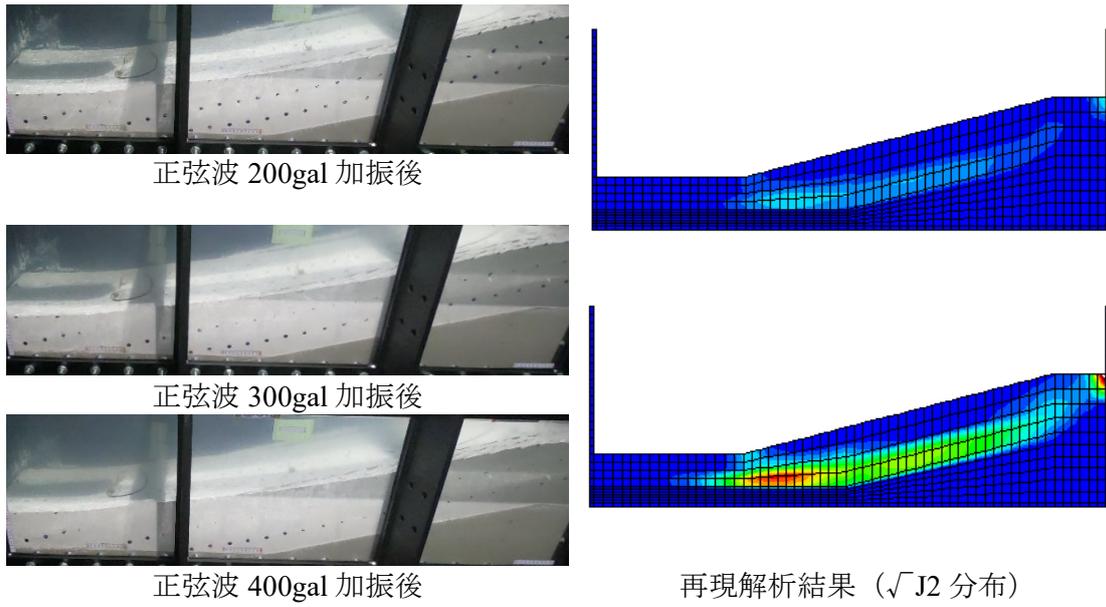


図 3-63 実験で生じたすべり面の推定 (Case1)

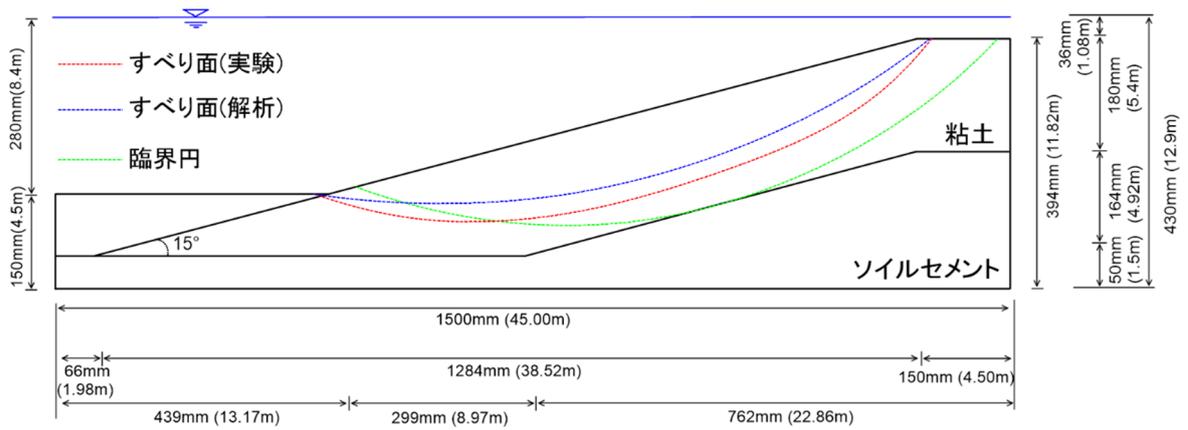


図 3-64 実験より求めたすべり面と解析に用いたすべり面および臨界円 (Case1)

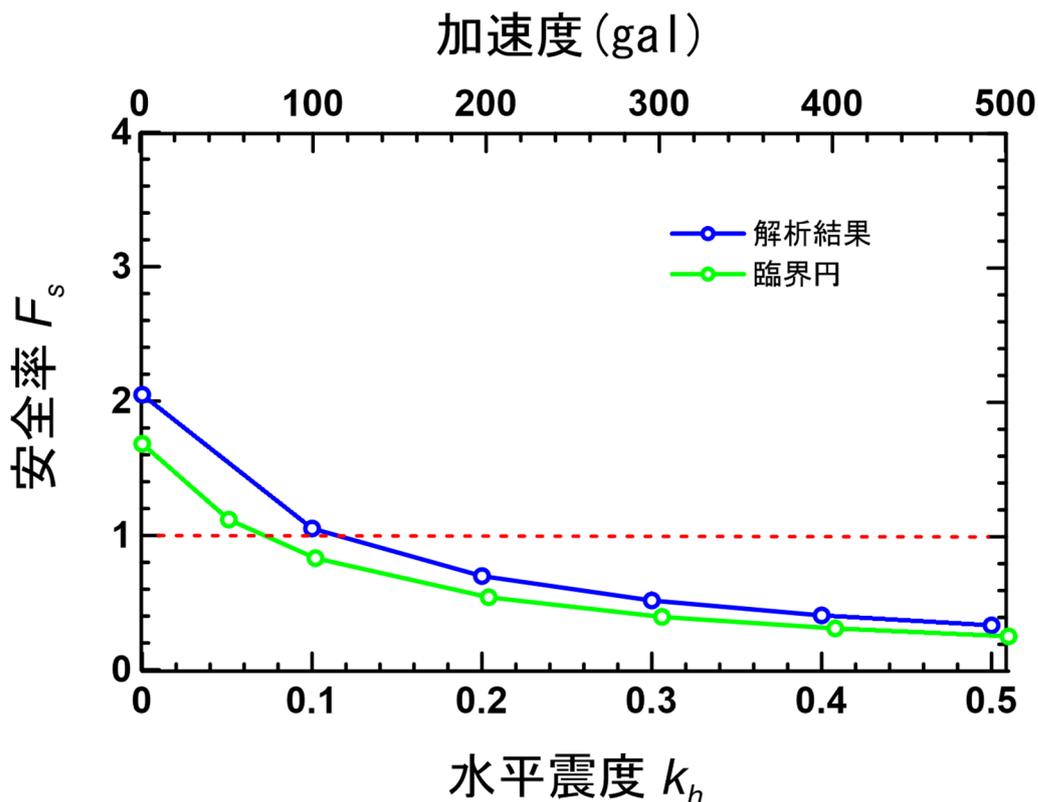


図 3-65 加振加速度と安全率の関係 (Case1)

b) Case2

修正フェレニウス法による安定解析に用いた強度定数は、3.2.2 で測定した模型地盤のベーンせん断試験結果を用いて、同じ混合粘土の過圧密条件の一面せん断試験より求めた内部摩擦角  $\phi_{cu}=7.2$  度を用いて 50g 場における有効拘束圧が作用する地盤で発揮されるせん断強度に補正した (図 3-66 の実線)、強度定数  $c=7.6\text{kPa}$ 、 $\phi=7.2$  度を安定解析に用いた。

解析対象となるすべり面は、図 3-67 に示す実験結果写真および再現解析のせん断ひずみ分布を参考に決定した。図 3-68 にすべり面位置を示す。図中の赤破線は上記の方法で求めたすべり線、青破線は実験結果に近い安定解析に用いた円弧、緑破線は安全率が最小となる円弧 (臨界円) である。臨界円は実験で生じたすべり面よりも深くに位置している。以降に、安定解析に用いたすべり面と臨界円における安全率と加振加速度の関係を図 3-69 に示す。安全率が 1 となる加振加速度は解析結果で 70gal、臨界円で 40gal となった。

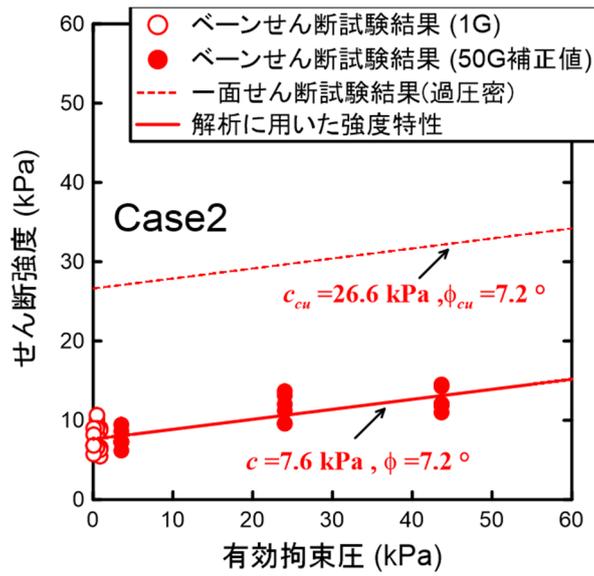


図 3-66 強度定数の設定 (Case2)

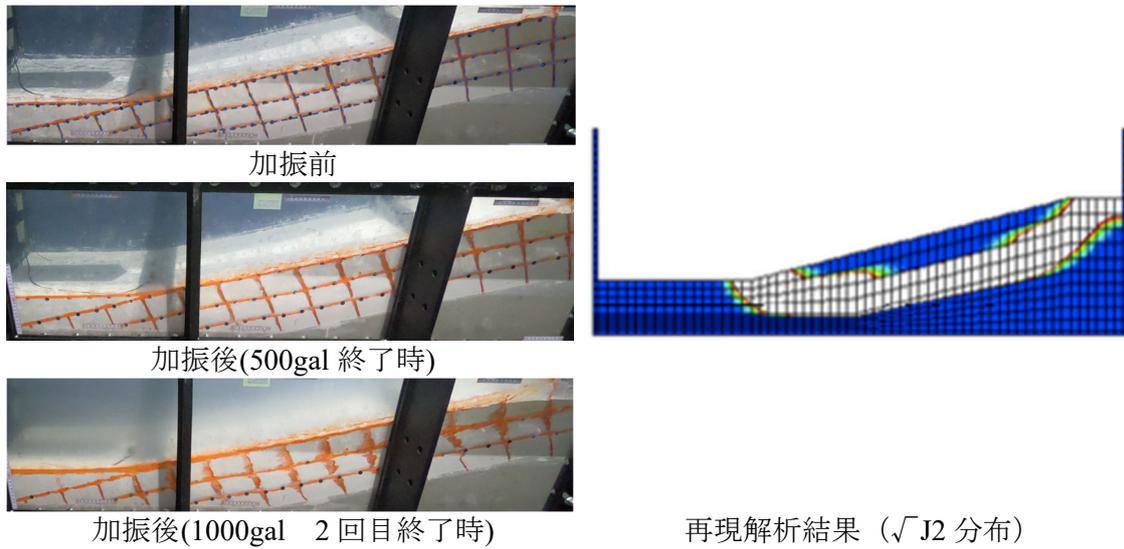


図 3-67 実験で生じたすべり面の推定 (Case2)

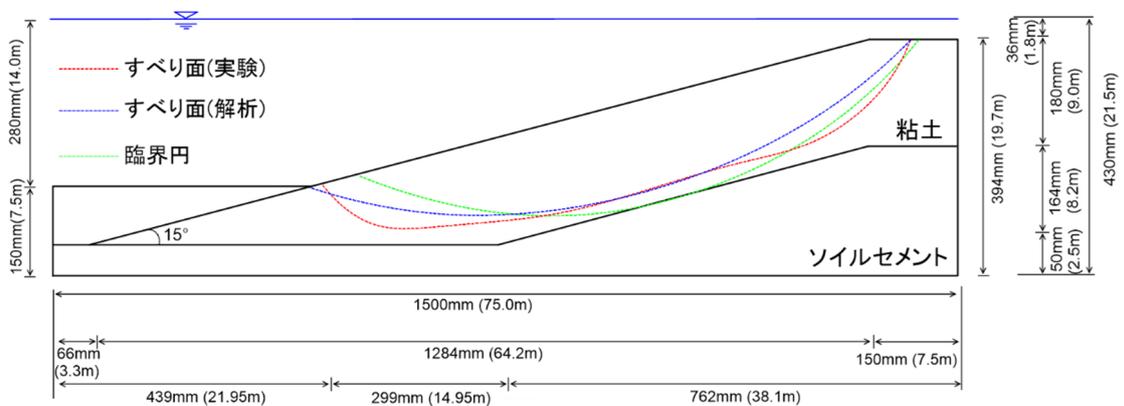


図 3-68 実験より求めたすべり面と解析に用いたすべり面および臨界円 (Case2)

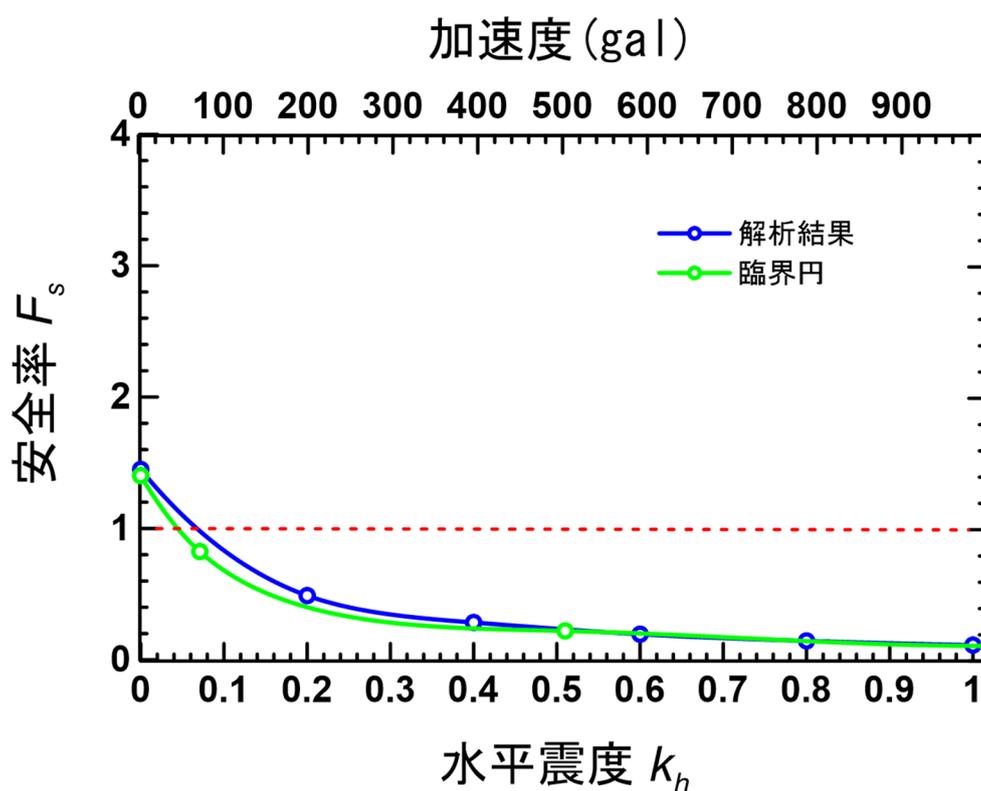


図 3-69 加振加速度と安全率の関係 (Case2)

### 3.3.2 動的解析による再現解析

#### a) Case1

モールクーロンモデルを用いて再現解析を実施した。ここでは、有限差分法による解析コード「FLAC」を用いた。実験ケースを表 3-27 に示す。再現解析に用いた物性値を表 3-28 に示す。なお、表中の強度定数は、重力場でベーンせん断試験により測定したせん断強さを 30G 場の有効拘束圧で補正して求めたものであり、その結果を図 3-70 に示す。図 3-71 に模型地盤の概要を示す。図 3-72 に解析モデルを示す。加振加速度 50gal における加速度の時刻歴を図 3-73 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-74 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-75 に示す。加振加速度 100gal における加速度の時刻歴を図 3-76 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-77 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-78 に示す。加振加速度 200gal における加速度の時刻歴を図

3-79 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-80 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-81 に示す。加振加速度 300gal における加速度の時刻歴を図 3-82 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-83 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-84 に示す。加振加速度 400gal における加速度の時刻歴を図 3-85 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-86 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-87 に示す。加振加速度 500gal における加速度の時刻歴を図 3-88 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-89 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-90 に示す。図より 200gal 加振からせん断ひずみが発生し始め、300gal 加振以降はすべり破壊が進行していることがわかる。すべり面形状は、法肩から法尻に達する緩やかな円弧形状を示し、円弧は基盤層の境界よりもやや上にあることがわかる。

表 3-27 解析ケースと条件

| 実験ケース | 斜面勾配 (°) | 水深 (m) | 遠心場 (g) | 地震外力 |
|-------|----------|--------|---------|------|
| Case1 | 15       | 12.9   | 30      | 動的   |
| Case2 |          | 21.5   | 50      |      |

表 3-28 地盤の物性

|                                |   |
|--------------------------------|---|
| モデル                            | Mohr-coulomb                              |
| 密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | 1744                                      |
| ポアソン比 $\nu$                    | 0.4                                       |
| ヤング率 $E$                       | $E = 16100 \times (\rho / \rho_0)^{0.66}$ |
| せん断剛性 $G$                      | $\nu$ と $E$ から算出                          |
| 体積弾性率 $K$                      | $\nu$ と $E$ から算出                          |
| 粘着力 $c$ (kPa)                  | 4.7                                       |
| 内部摩擦角 $\phi$ (°)               | 10.5                                      |
| 引張強度 (Pa)                      | $1 \times 10^9$                           |

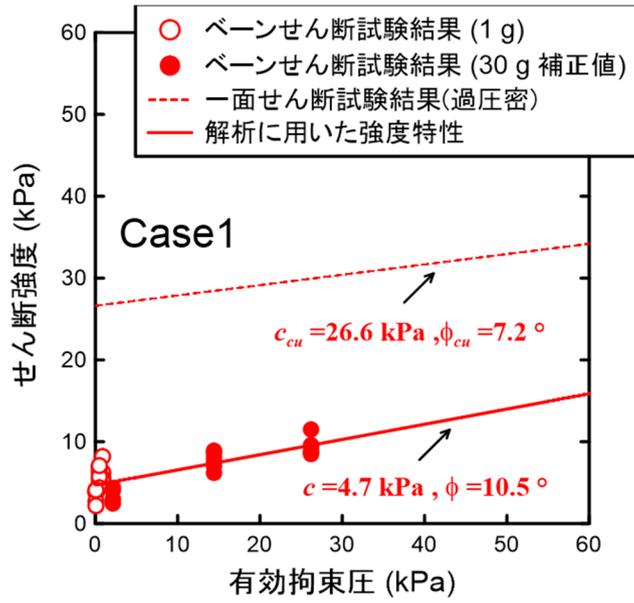


図 3-70 強度定数の設定

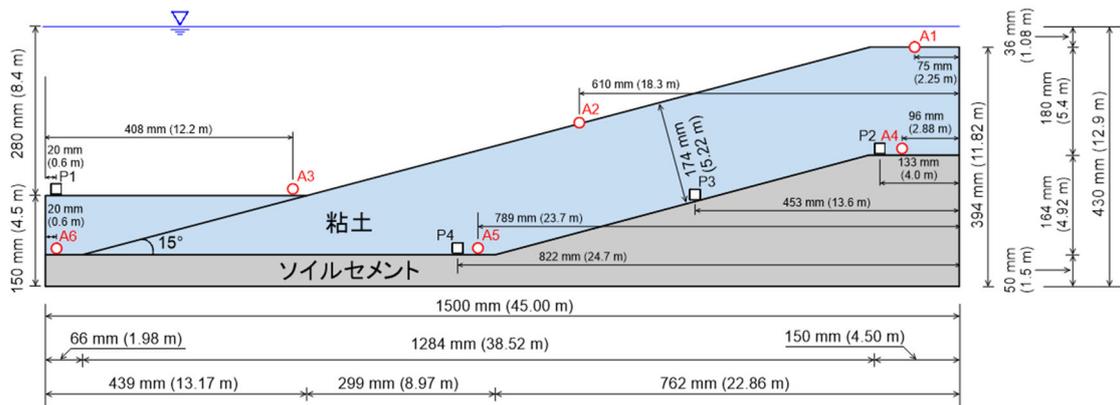


図 3-71 模型地盤の概要

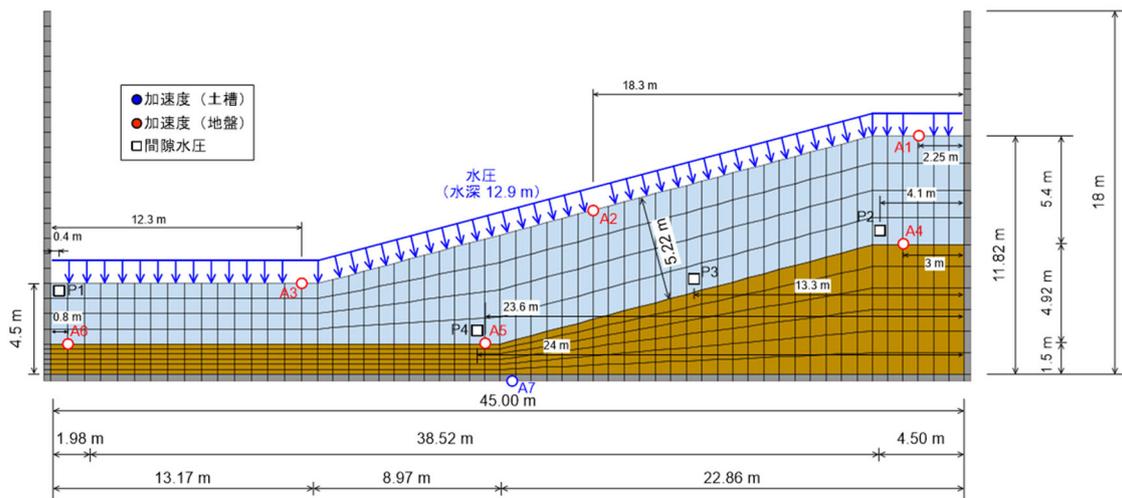


図 3-72 解析モデル

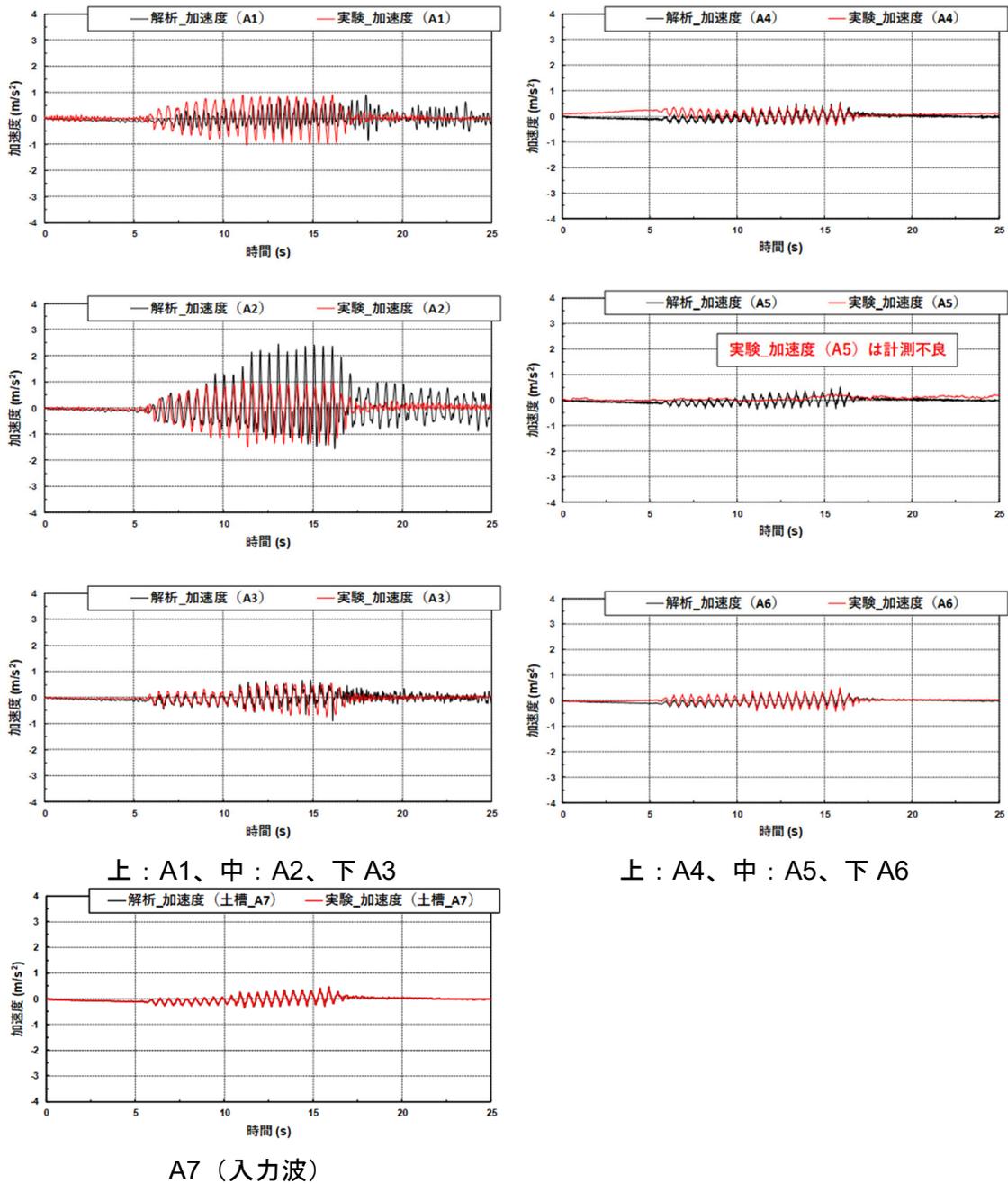
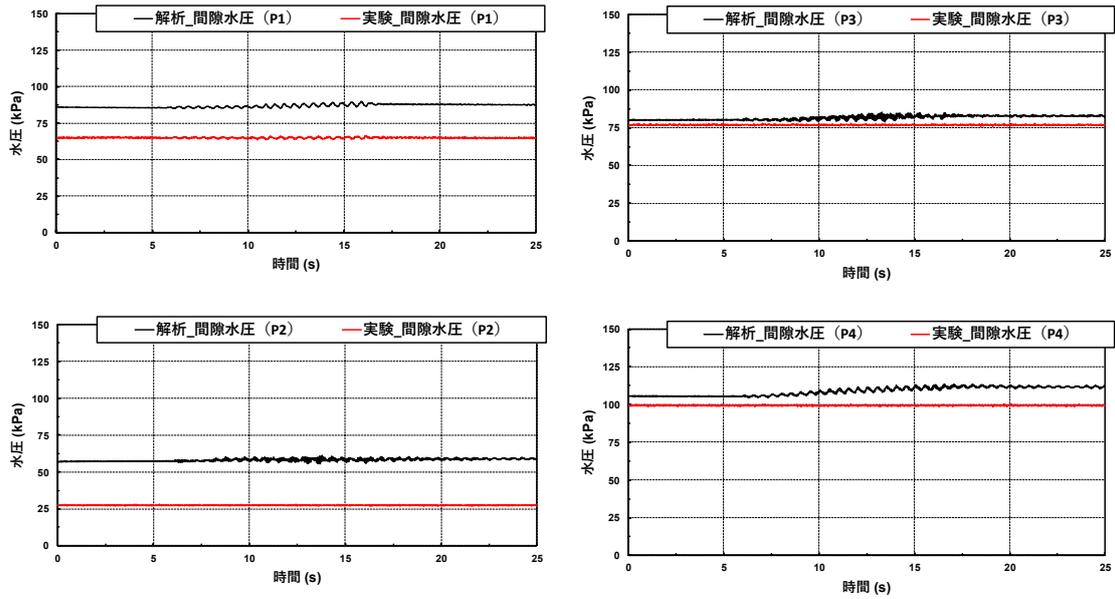


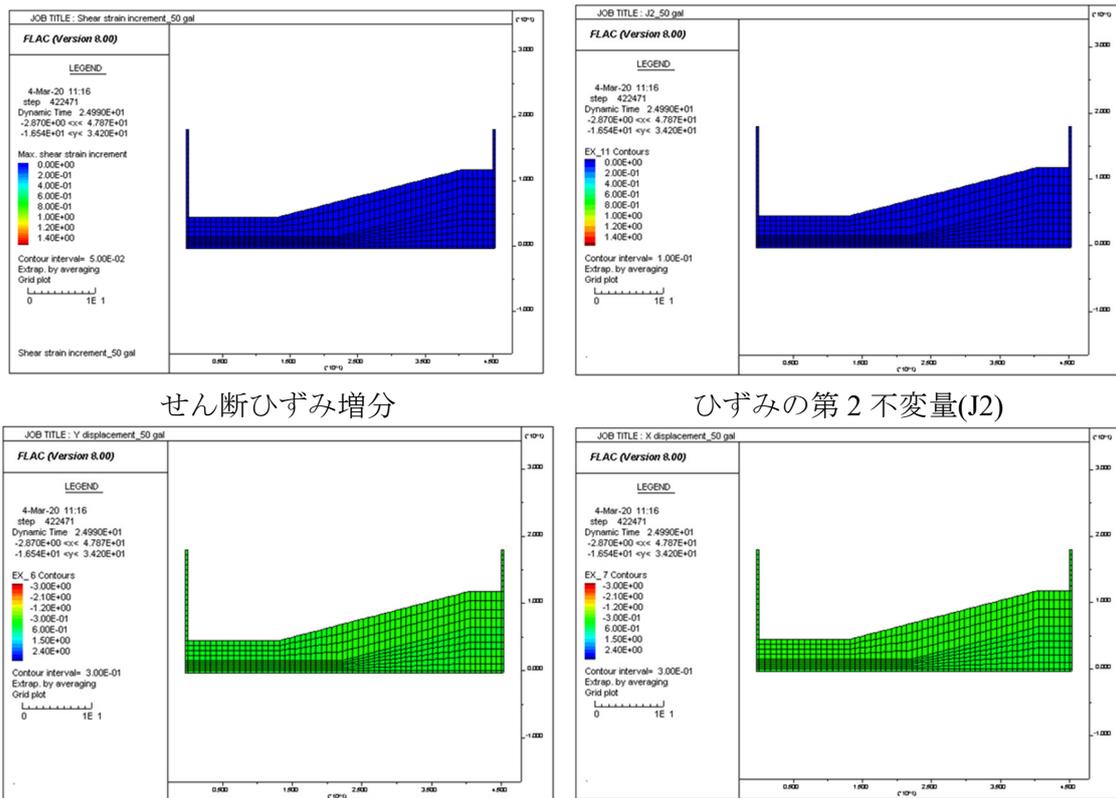
図 3-73 加速度の時刻歴 (50gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-74 間隙水圧の時刻歴 (50gal)



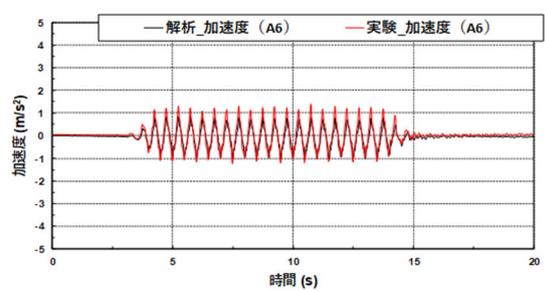
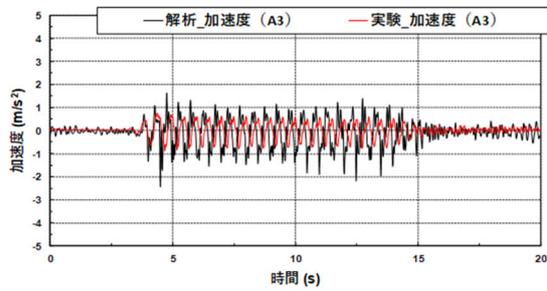
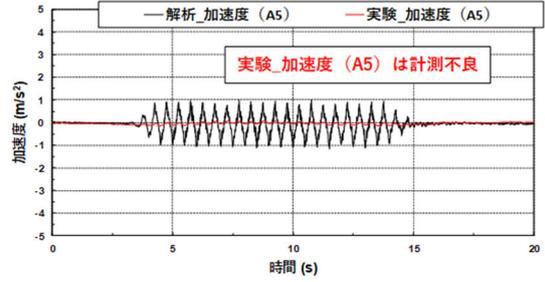
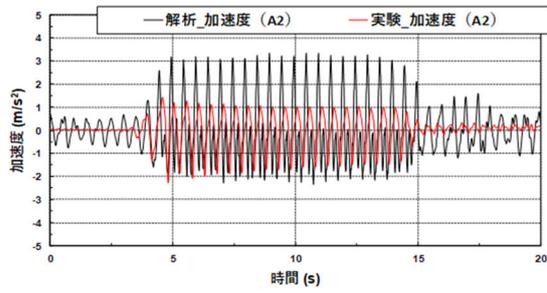
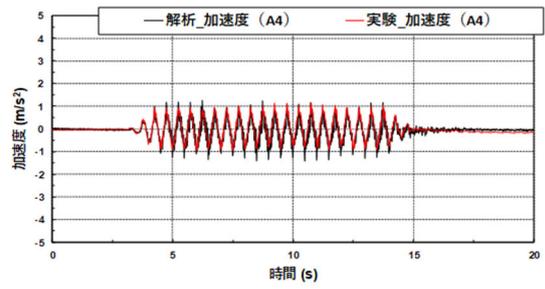
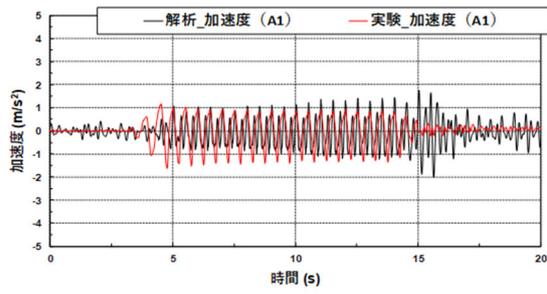
せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

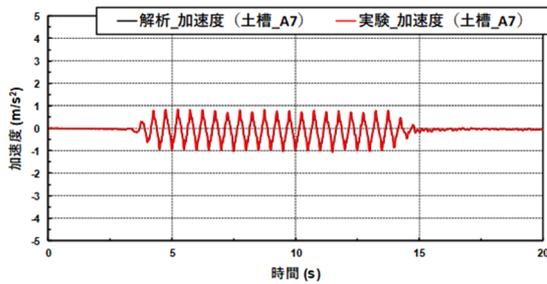
水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-75 解析結果 (50gal)



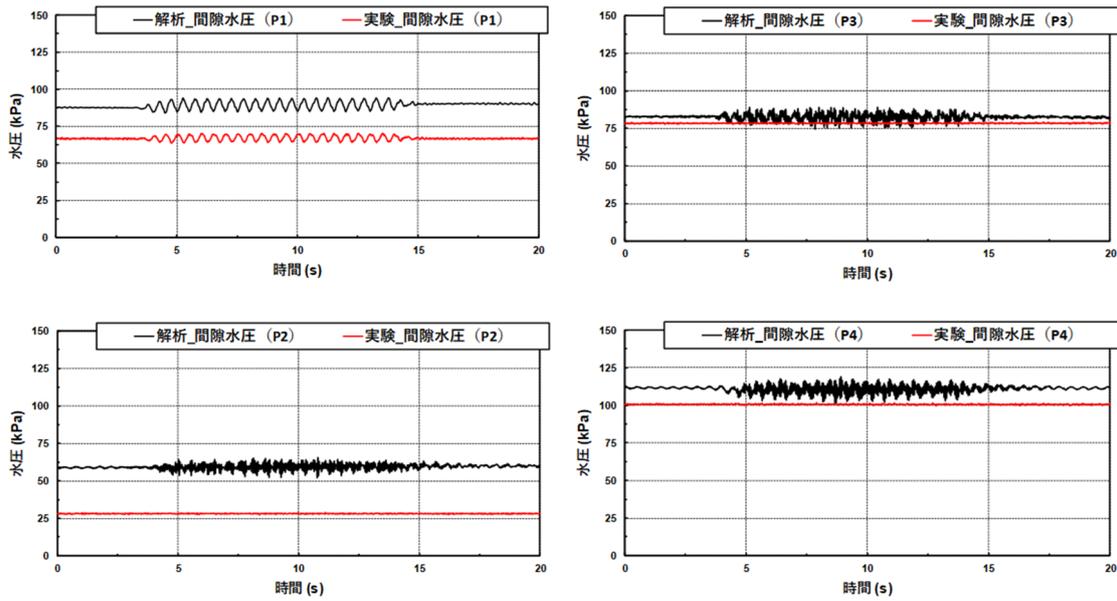
上 : A1、中 : A2、下 A3

上 : A4、中 : A5、下 A6



A7 (入力波)

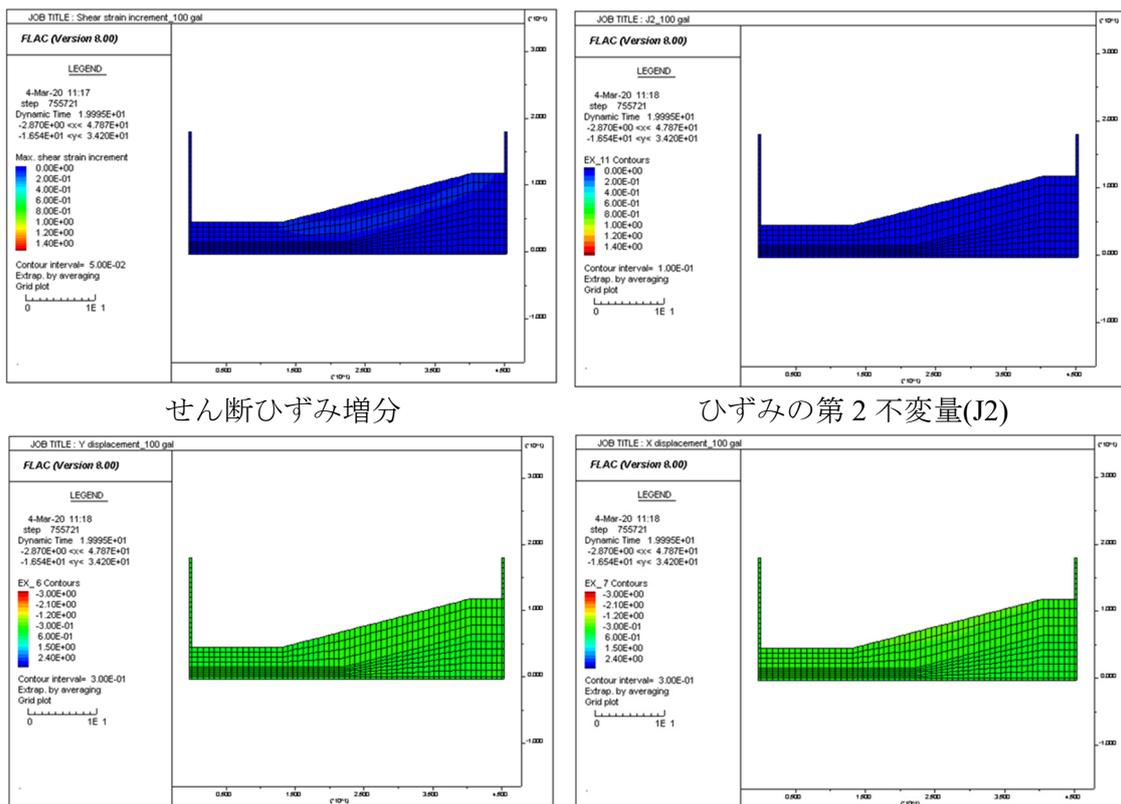
図 3-76 加速度の時刻歴 (100gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-77 間隙水圧の時刻歴 (100gal)



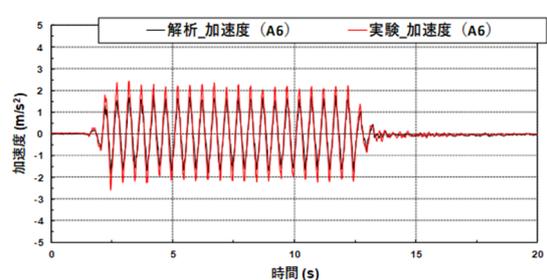
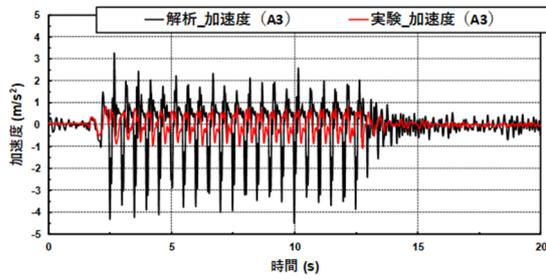
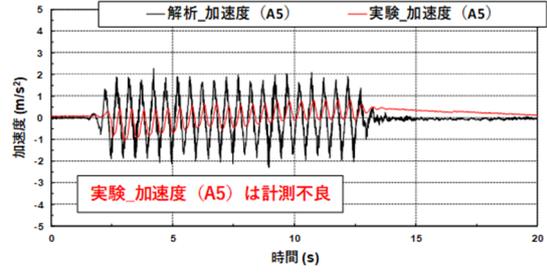
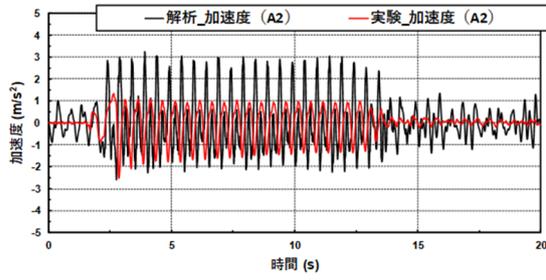
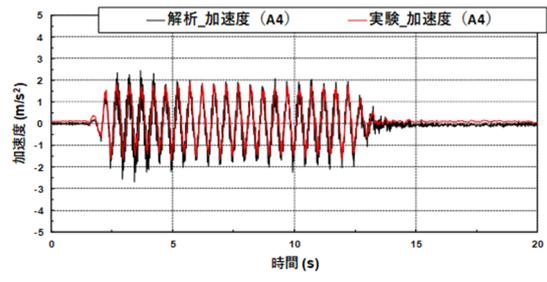
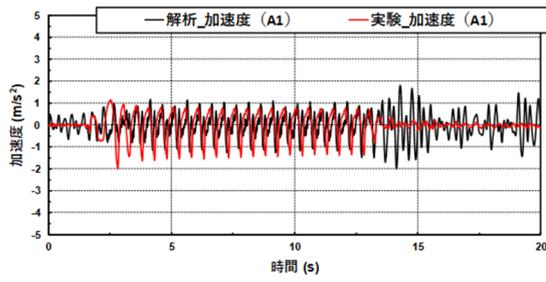
せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

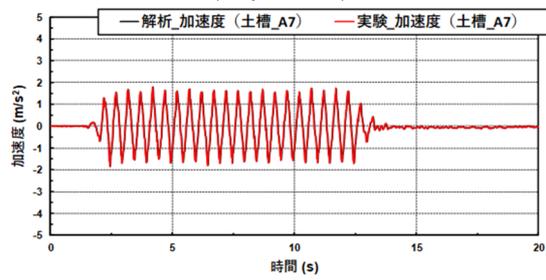
水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-78 解析結果 (100gal)



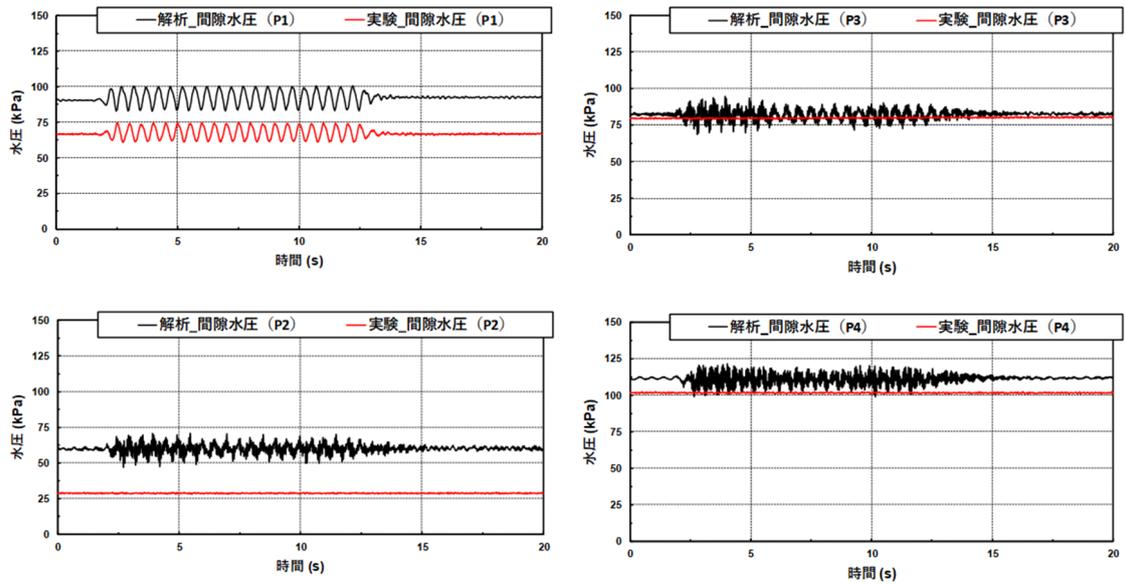
上 : A1、中 : A2、下 A3

上 : A4、中 : A5、下 A6



A7 (入力波)

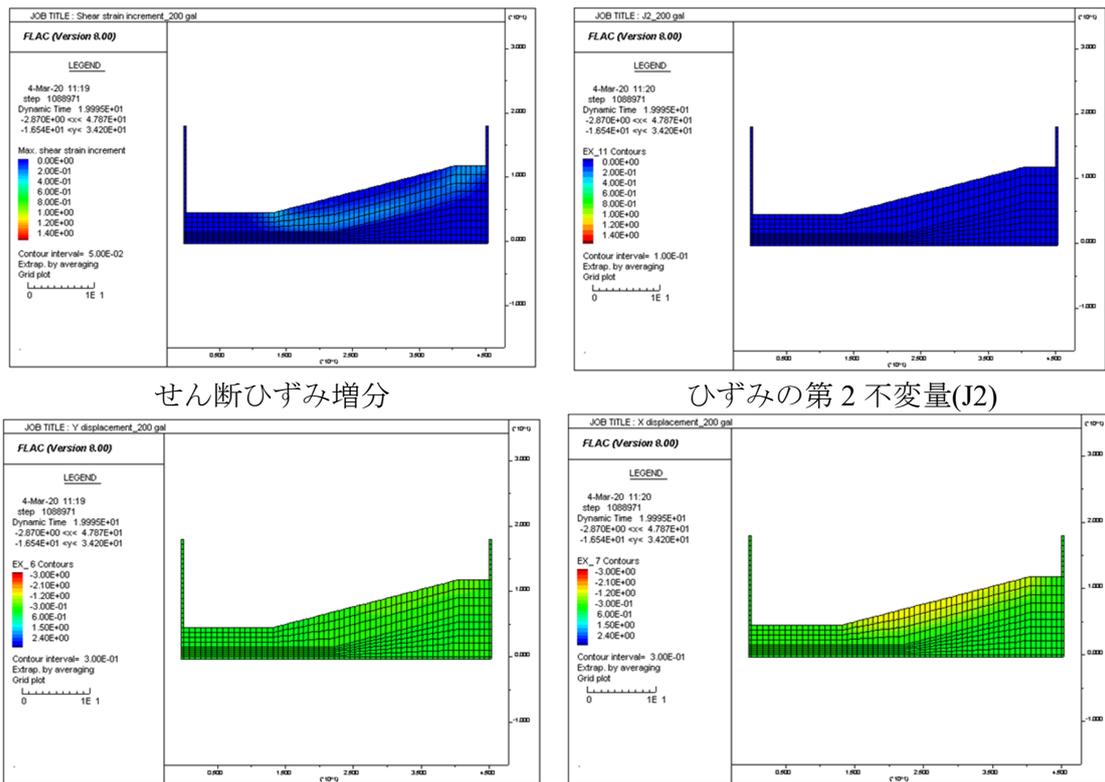
図 3-79 加速度の時刻歴 (200gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-80 間隙水圧の時刻歴 (200gal)



せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-81 解析結果 (200gal)

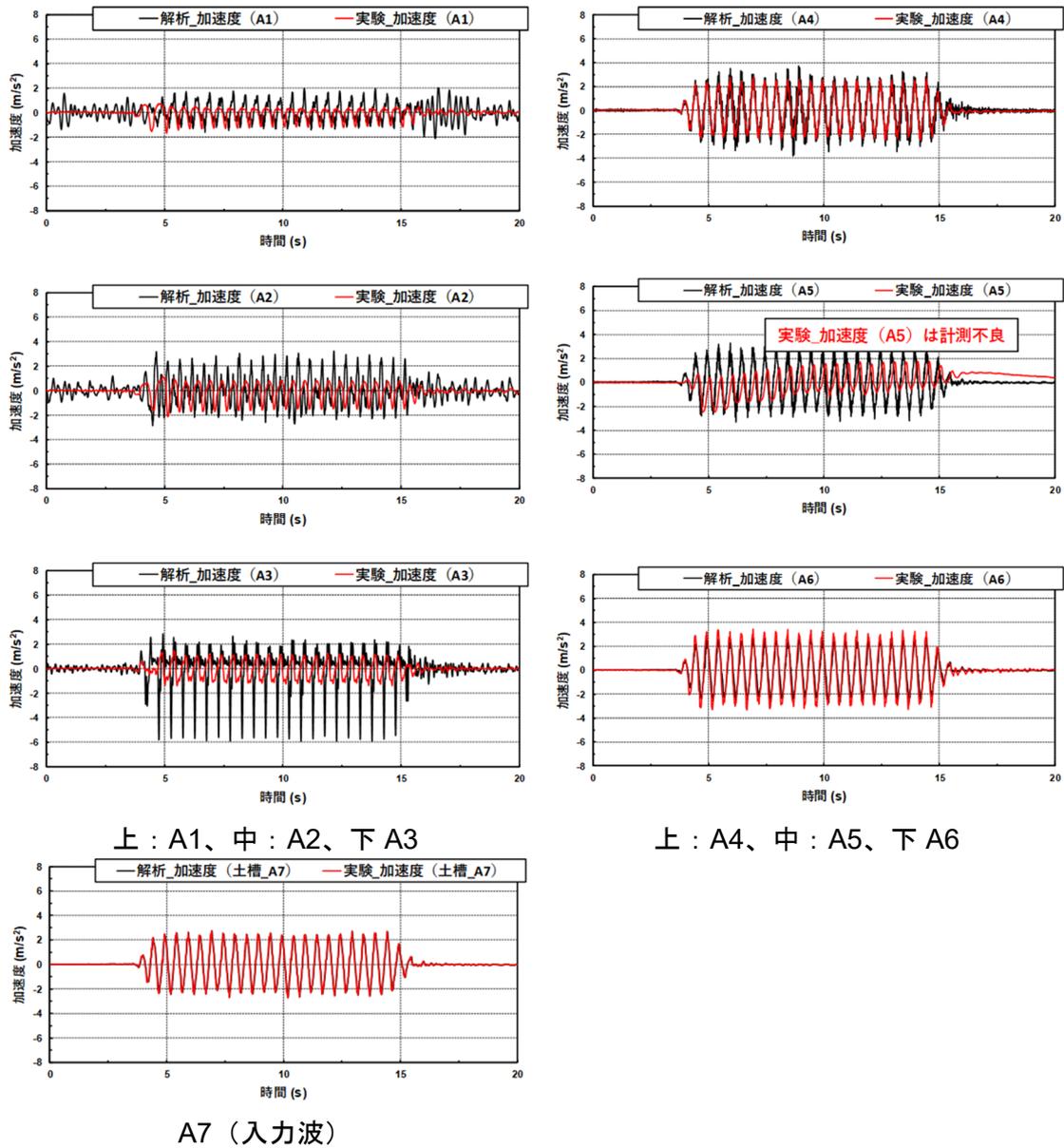
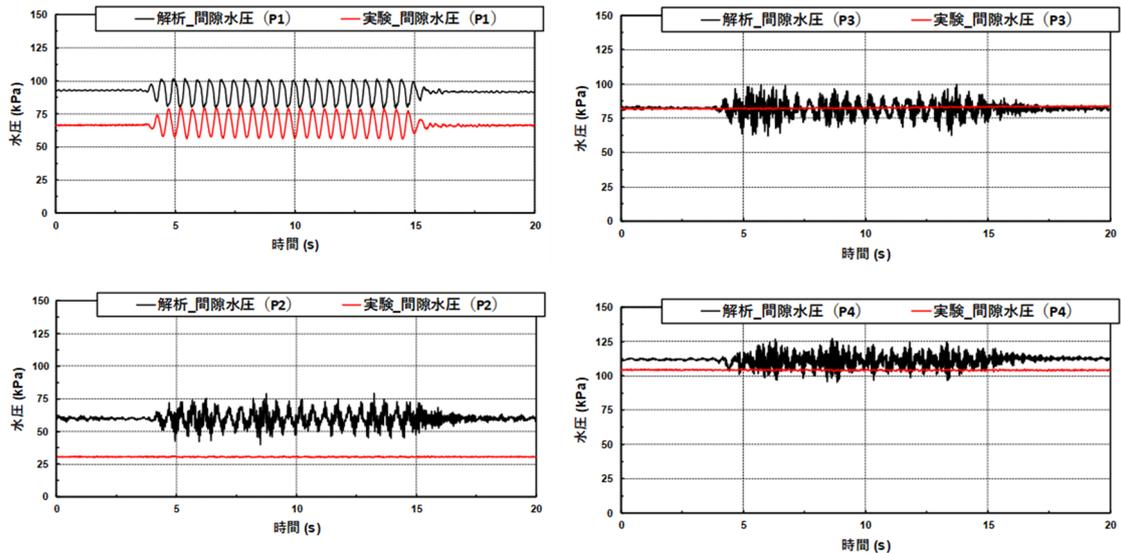


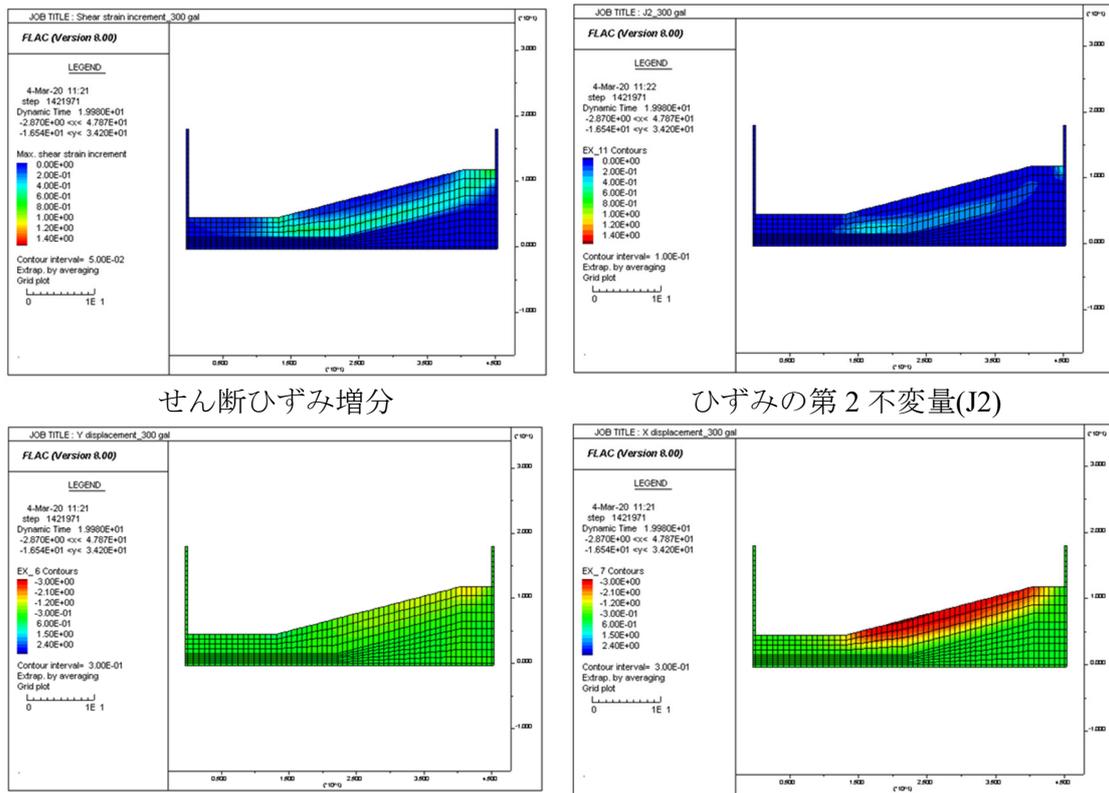
図 3-82 加速度の時刻歴 (300gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

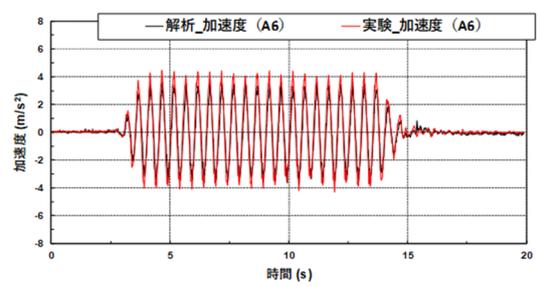
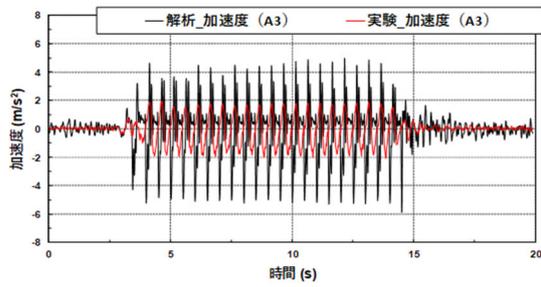
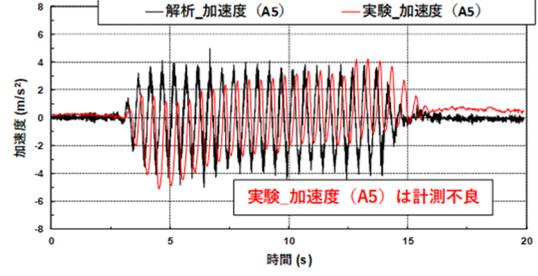
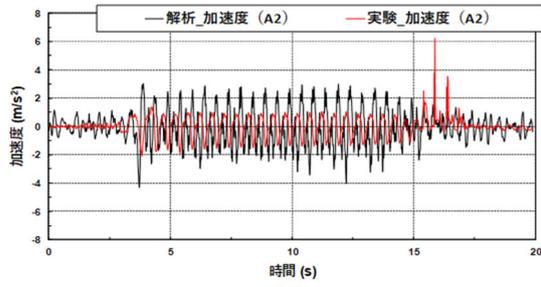
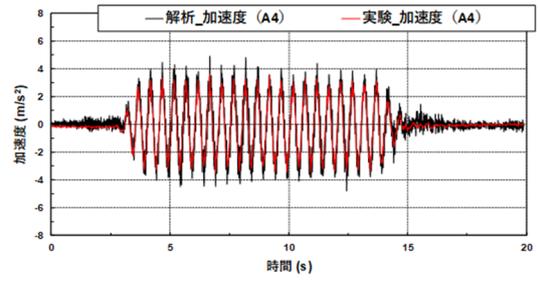
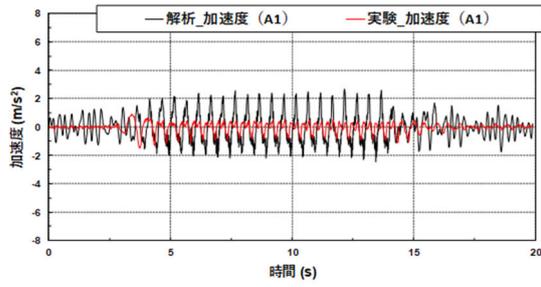
図 3-83 間隙水圧の時刻歴 (300gal)



鉛直方向の相対変位 (単位 m)

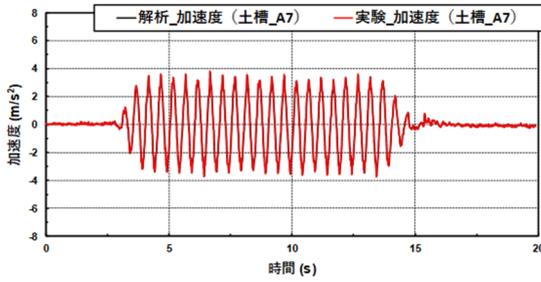
水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-84 解析結果 (300gal)



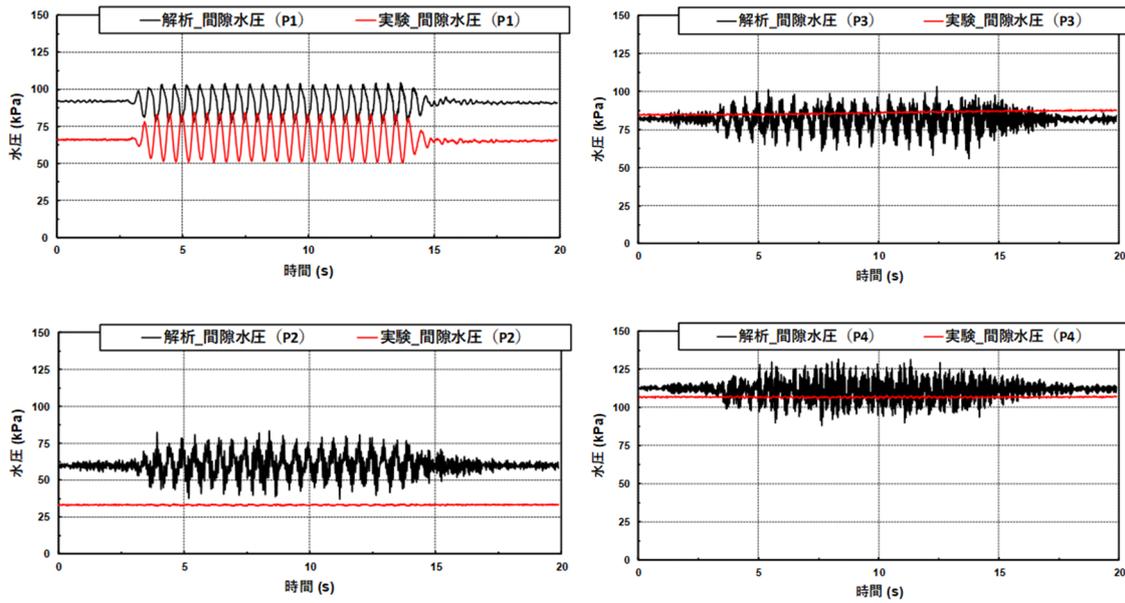
上 : A1、中 : A2、下 A3

上 : A4、中 : A5、下 A6



A7 (入力波)

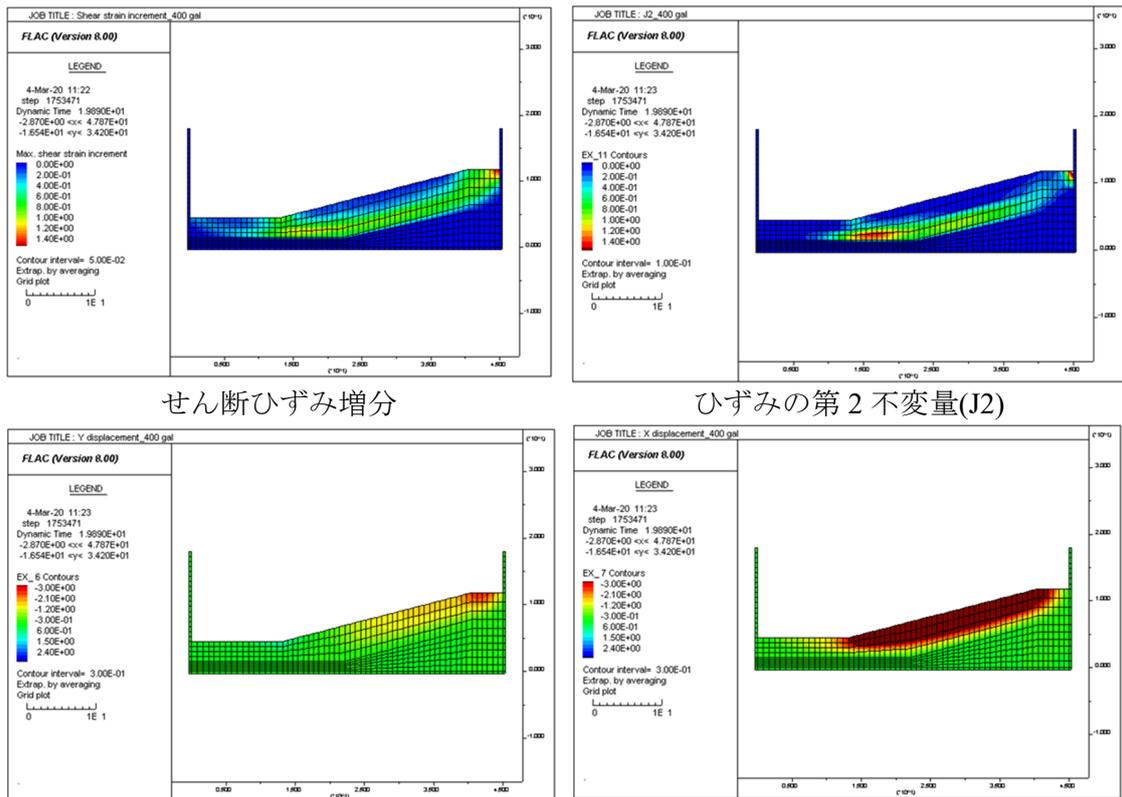
図 3-85 加速度の時刻歴 (400gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-86 間隙水圧の時刻歴 (400gal)



鉛直方向の相対変位 (単位 m)

水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-87 解析結果 (400gal)

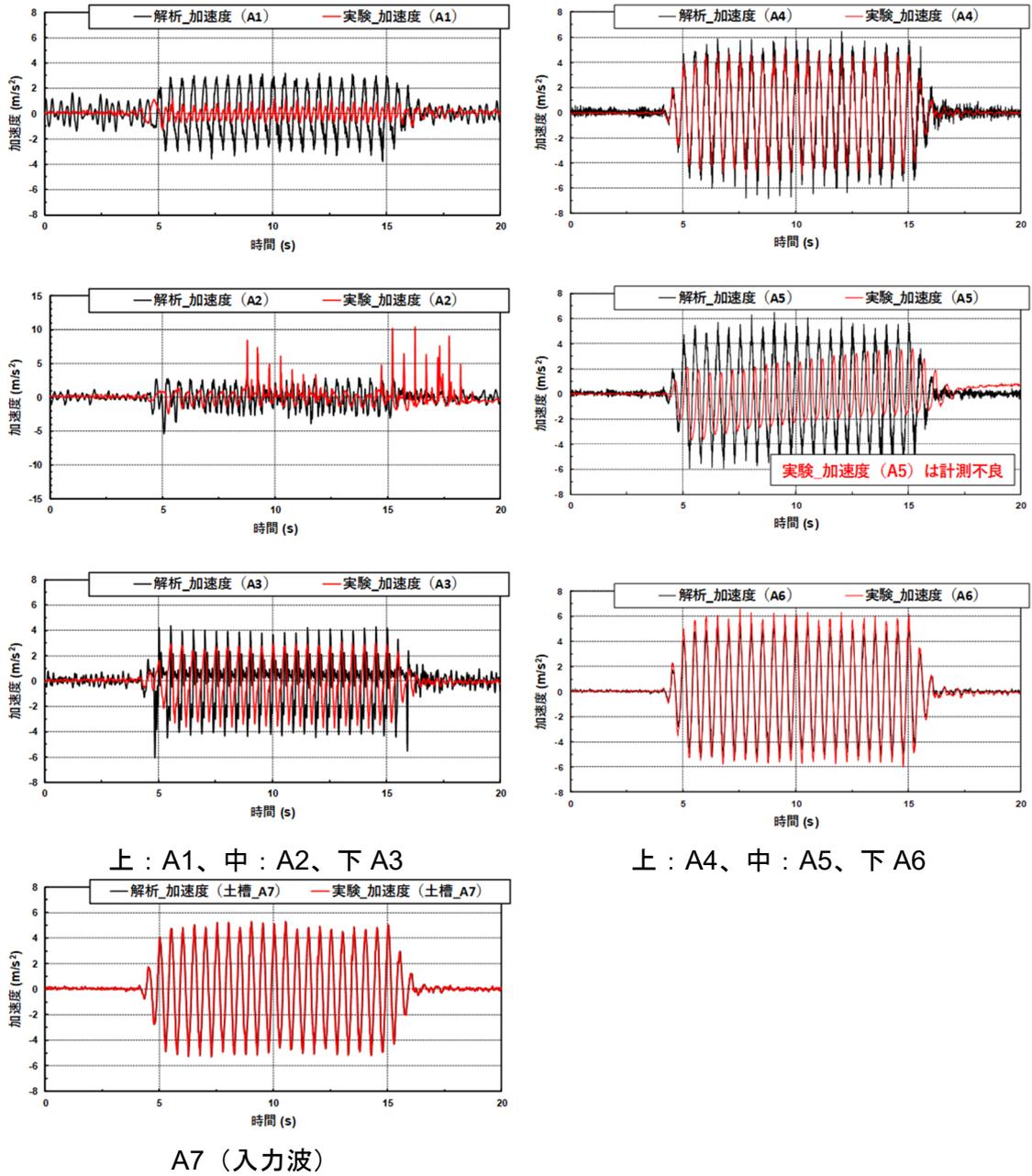
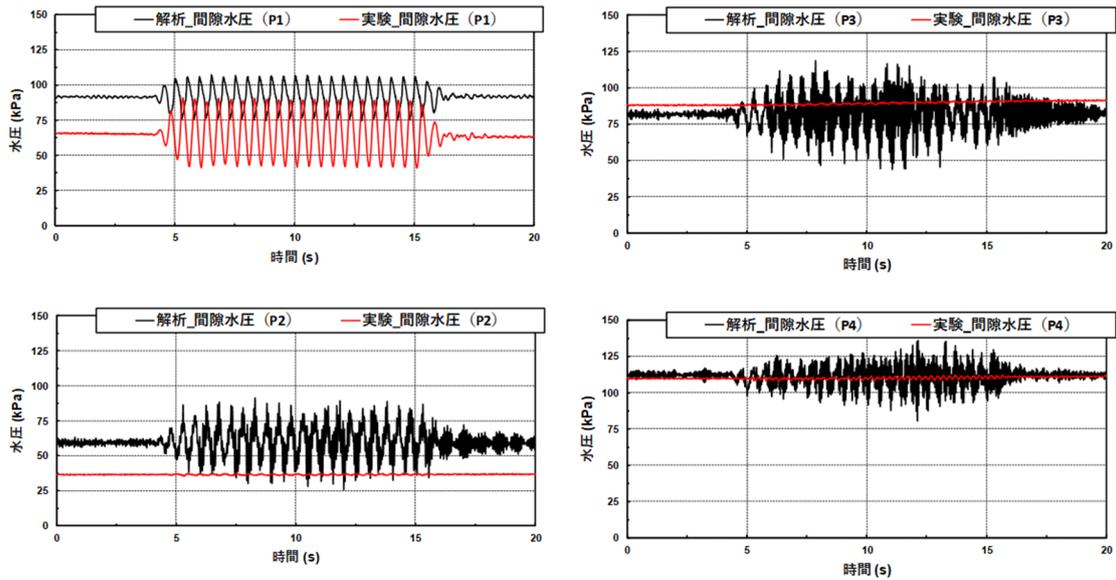


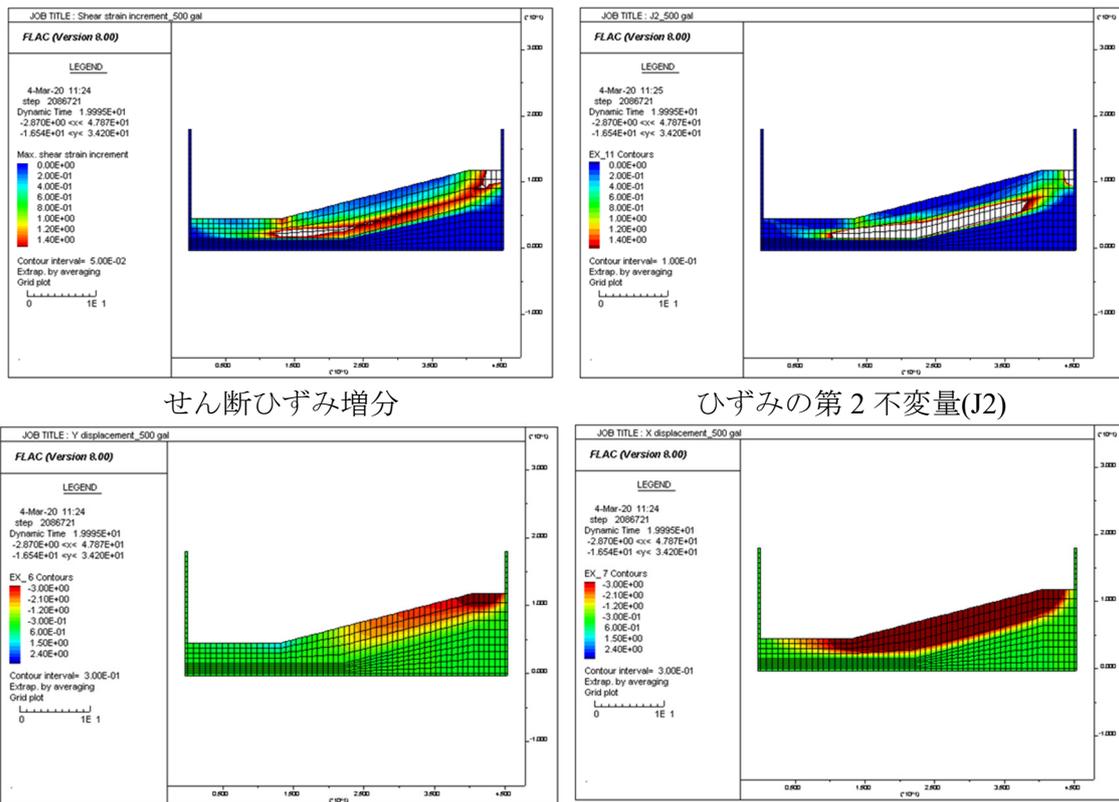
図 3-88 加速度の時刻歴 (500gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-89 間隙水圧の時刻歴 (500gal)



せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-90 解析結果 (500gal)

## b) Case2

モールクーロンモデルを用いて再現解析を実施した。ここでは、有限差分法による解析コード「FLAC」を用いた。実験ケースを表 3-29 に示す。再現解析に用いた物性値を表 3-30 に示す。なお、表中の強度定数は、重力場でベーンせん断試験により測定したせん断強さを 50G 場の有効拘束圧で補正して求めたものであり、その結果を図 3-91 に示す。図 3-92 に模型地盤の概要を示す。図 3-93 に解析モデルを示す。加振加速度 500gal における加速度の時刻歴を図 3-94 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-95 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-96 に示す。加振加速度 1000gal の 1 回目における加速度の時刻歴を図 3-97 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-98 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-99 に示す。加振加速度 1000gal の 2 回目における加速度の時刻歴を図 3-100 に、間隙水圧の時刻歴を図 3-101 に、せん断ひずみ増分、ひずみの 2 次不変量、鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位の分布を図 3-102 に示す。図より 500gal 加振で既にせん断ひずみが発生しすべり破壊が発生していることがわかる。すべり面形状は、法肩から法尻に達する緩やかな円弧形状を示し、円弧は基盤層の境界よりもやや上にあることがわかる。

表 3-29 解析ケースと条件

| 実験ケース | 斜面勾配 (°) | 水深 (m) | 遠心場 (g) | 地震外力 |
|-------|----------|--------|---------|------|
| Case1 | 15       | 12.9   | 30      | 動的   |
| Case2 |          | 21.5   | 50      |      |

表 3-30 地盤の物性

| モデル                            | Mohr-coulomb                        |
|--------------------------------|-------------------------------------|
| 密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | 1744                                |
| ポアソン比 $\nu$                    | 0.4                                 |
| ヤング率 $E$                       | $E = 16100 \times (p / p_0)^{0.66}$ |
| せん断剛性 $G$                      | $\nu$ と $E$ から算出                    |
| 体積弾性率 $K$                      | $\nu$ と $E$ から算出                    |
| 粘着力 $c$ (kPa)                  | 7.6                                 |
| 内部摩擦角 $\phi$ (°)               | 7.2                                 |
| 引張強度 (Pa)                      | $1 \times 10^9$                     |

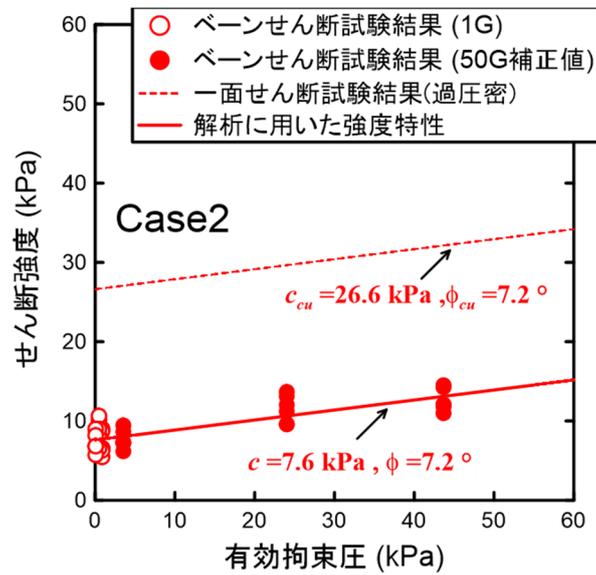


図 3-91 強度定数の設定

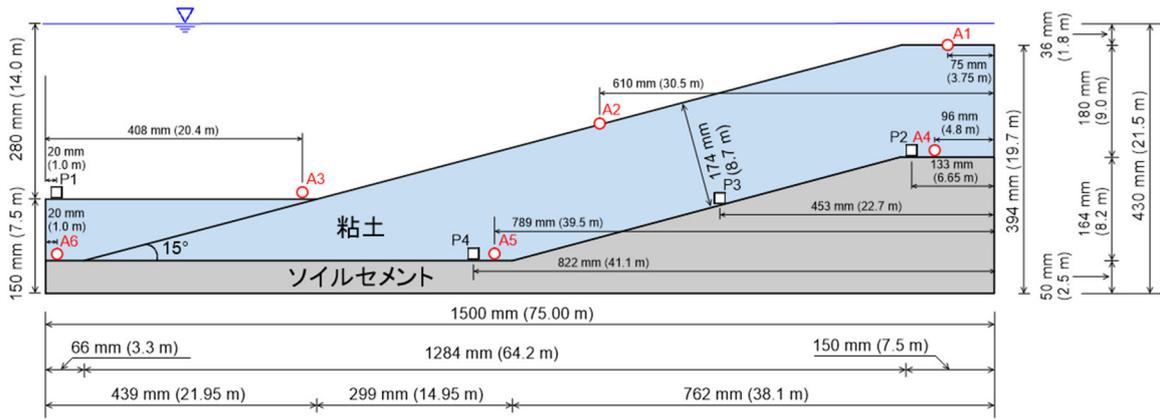


図 3-92 模型地盤の概要

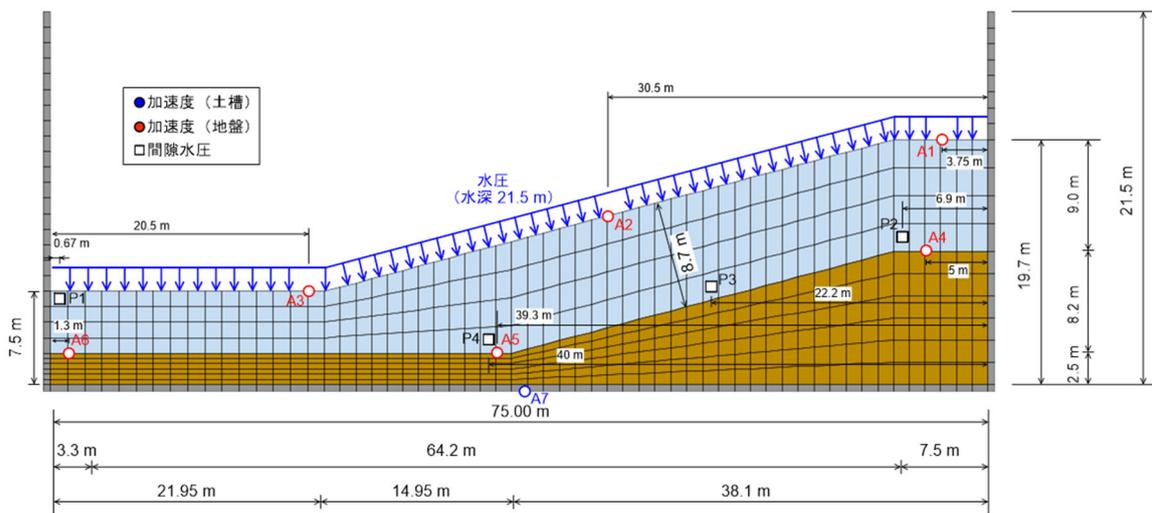


図 3-93 解析モデル

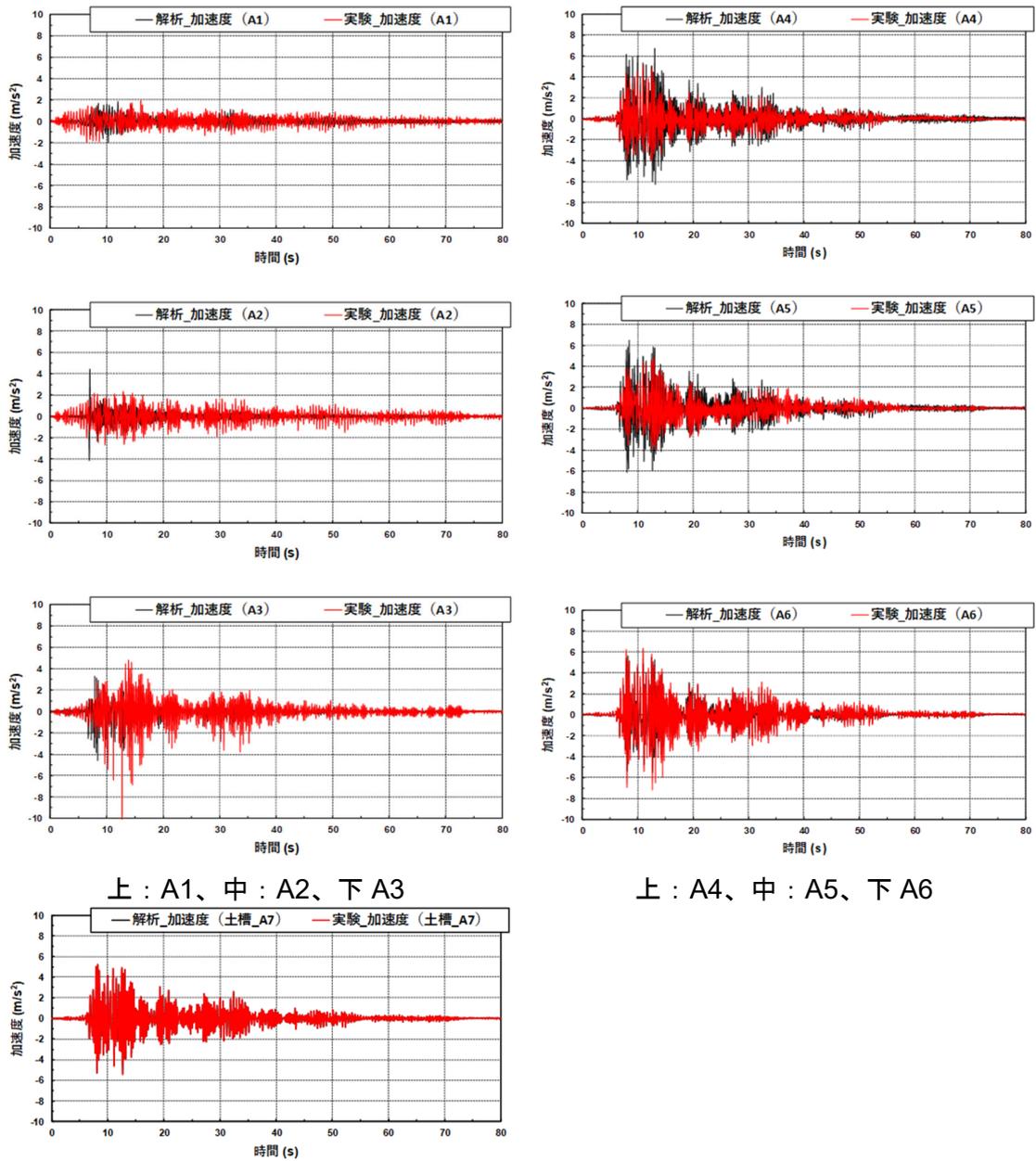
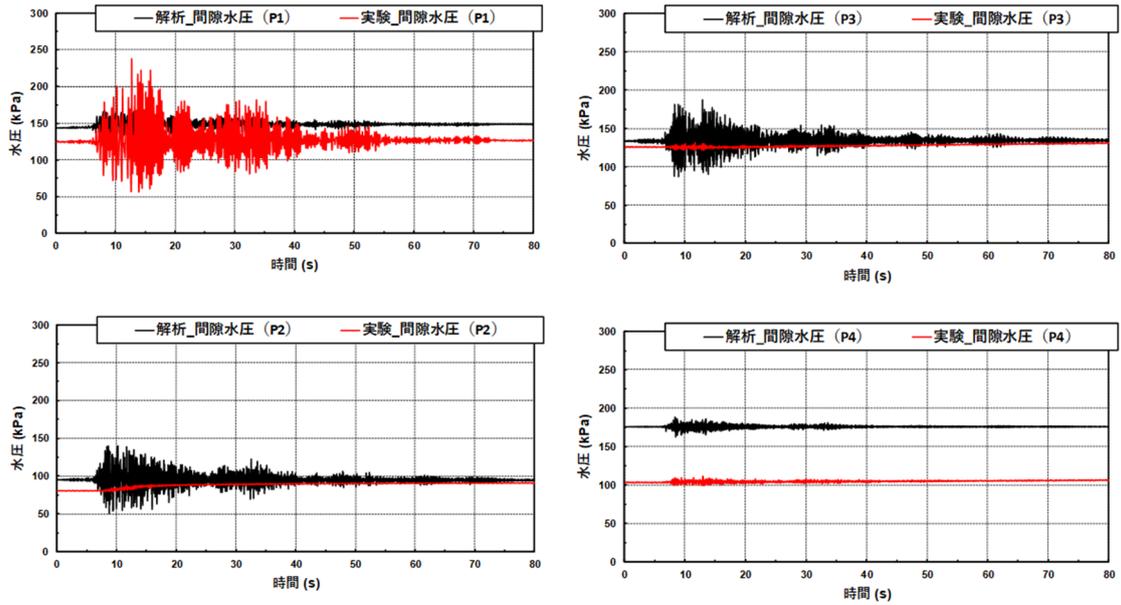


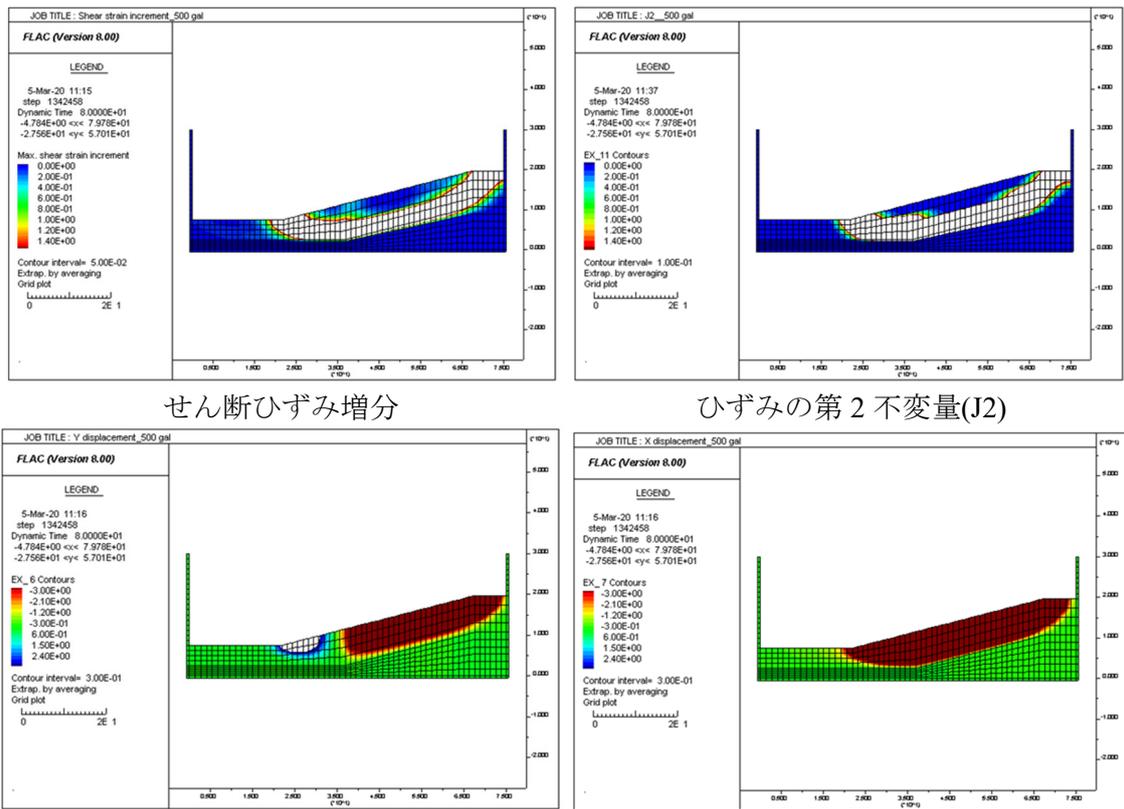
図 3-94 加速度の時刻歴 (500gal)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-95 間隙水圧の時刻歴 (500gal)



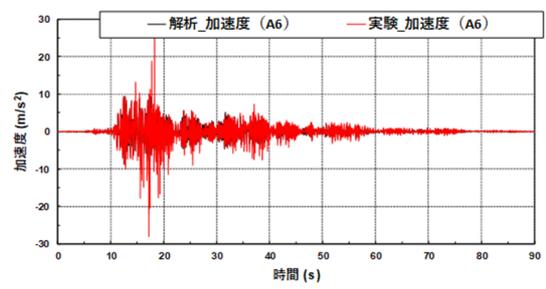
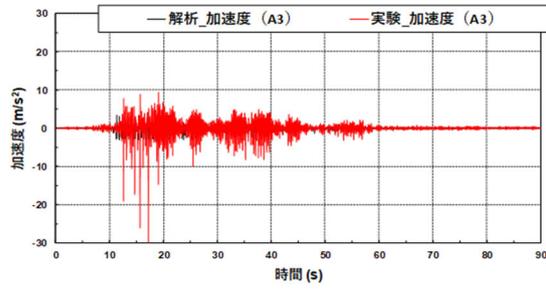
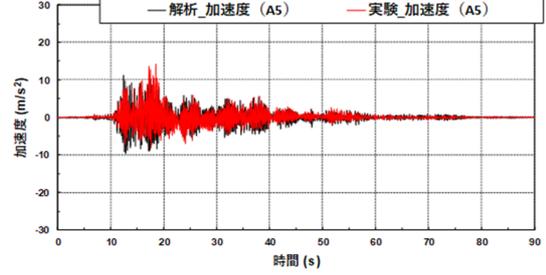
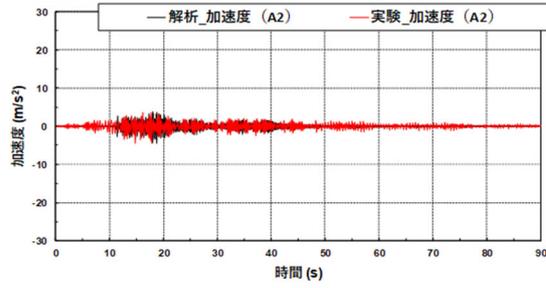
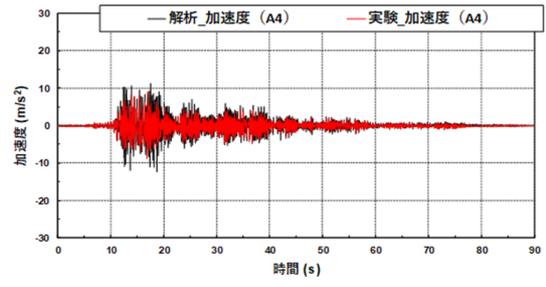
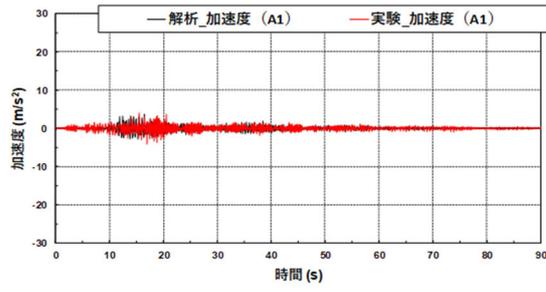
せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

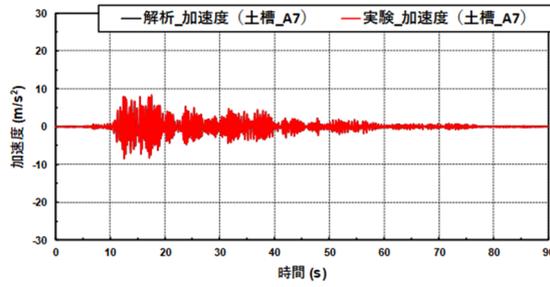
水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-96 解析結果 (500gal)



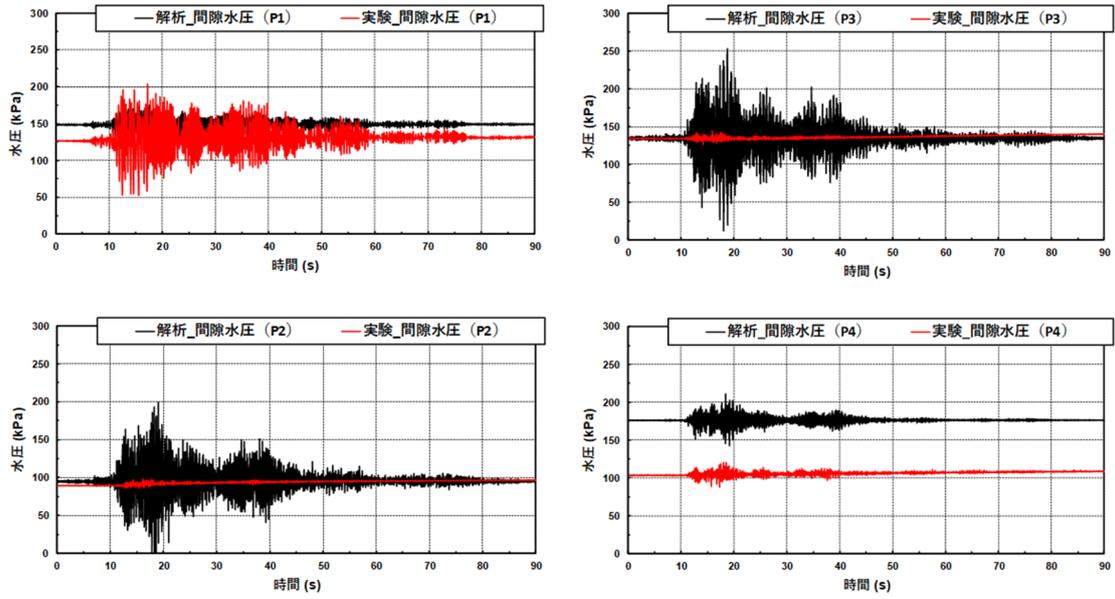
上 : A1、中 : A2、下 A3

上 : A4、中 : A5、下 A6



A7 (入力波)

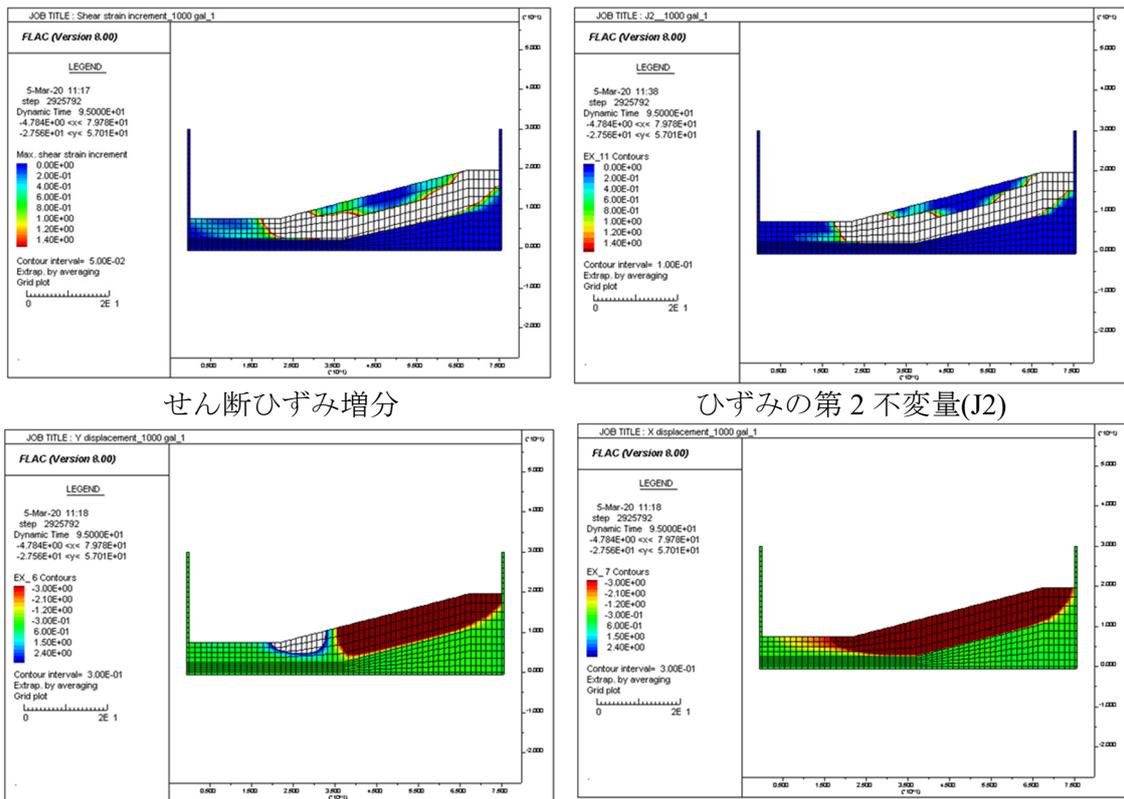
図 3-97 加速度の時刻歴 (1000gal 1回目)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-98 間隙水圧の時刻歴 (1000gal 1 回目)



せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-99 解析結果 (1000gal 1 回目)

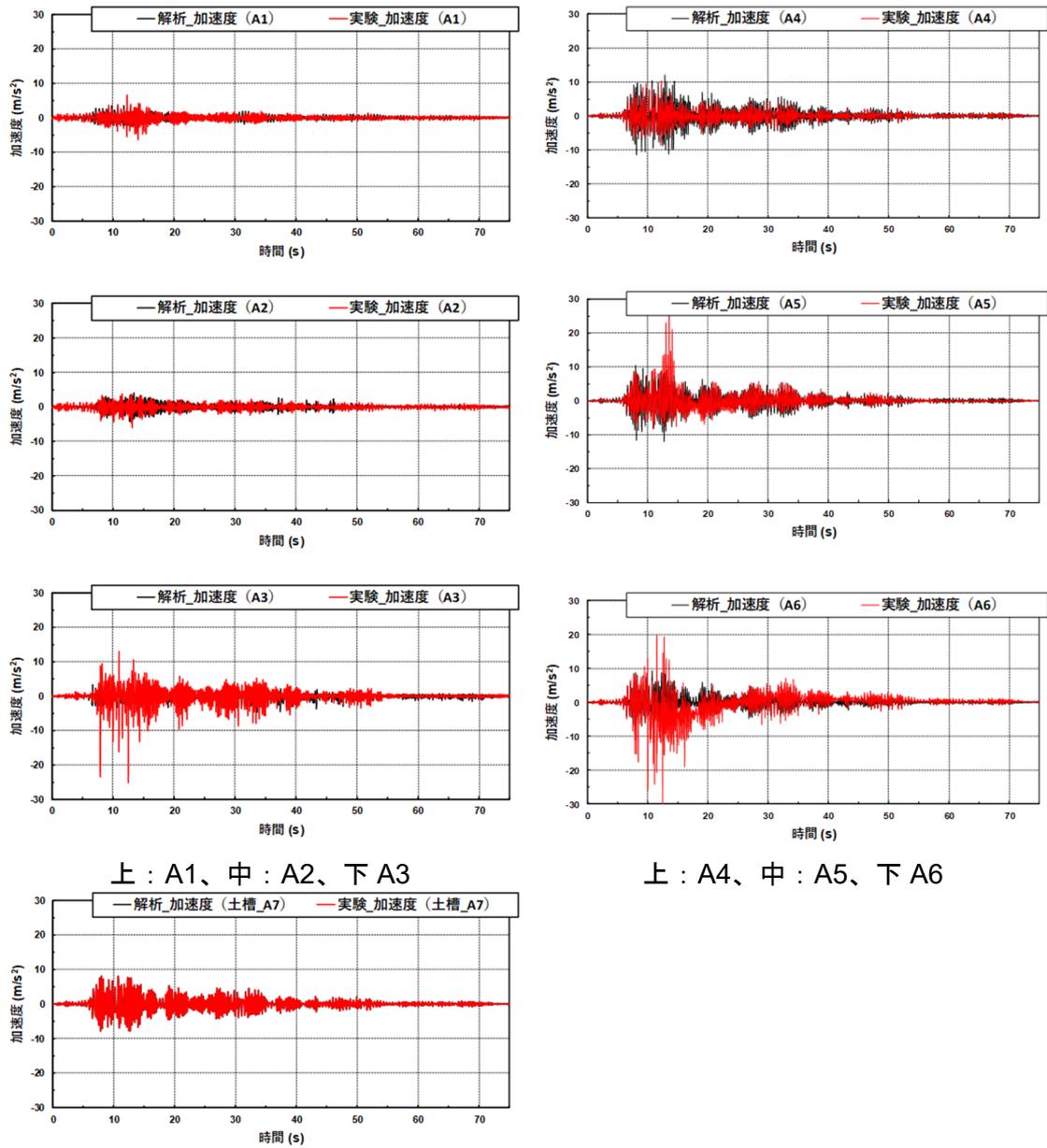
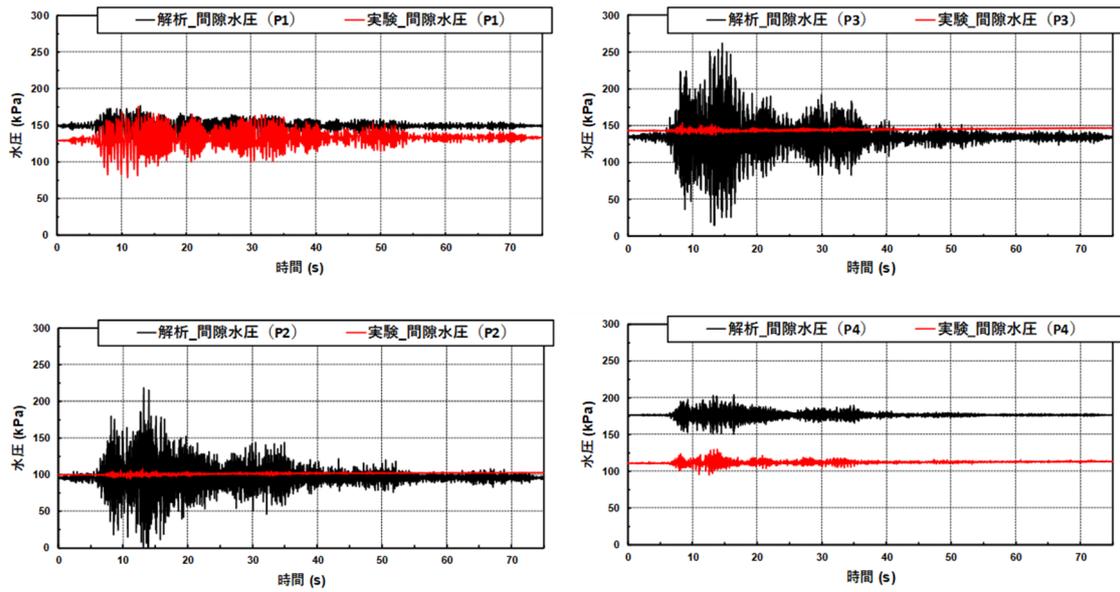


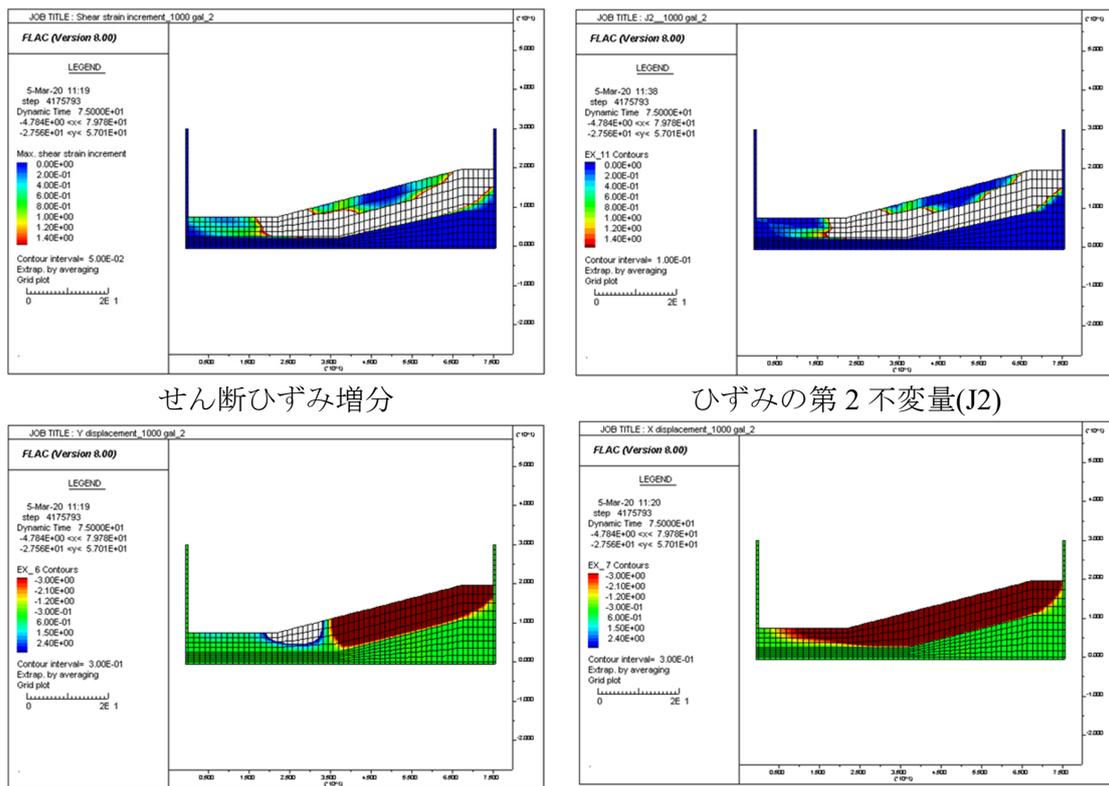
図 3-100 加速度の時刻歴 (1000gal 2回目)



上 : P1、下 : P2

上 : P3、下 : P4

図 3-101 間隙水圧の時刻歴 (1000gal 2 回目)



せん断ひずみ増分

ひずみの第2不変量(J2)

鉛直方向の相対変位 (単位 m)

水平方向の相対変位 (単位 m)

図 3-102 解析結果 (1000gal 2 回目)

## 4 海底下の斜面不安定化の評価への修正フェレニウス法の適用性

### 4.1 適用性評価に用いる実験とその考え方

#### 4.1.1 適用性評価に用いる実験

ここでは、令和元年度に実施した実験に加えて平成 28 年度および平成 30 年度に実施した静的・動的遠心模型実験で得られた結果をふまえ、修正フェレニウス法の適用性に関する要因の分析を整理する。

比較対象とした実験は、地盤模型の作製方法や PIV 解析などが共通である小型の地盤模型を用いた表 4-1 に示す 11 ケースとした。表に示すように斜面勾配、斜面高さ(各遠心場での換算高さ)、水深および圧密条件などの斜面模型、遠心加速度、外力の作用などの条件が異なっている。

表 4-1 検討に用いる実験の条件

| 実験ケース | 斜面模型条件  |        |      |        |       | 遠心加速度(G) | 外力 | 実験年度   |
|-------|---------|--------|------|--------|-------|----------|----|--------|
|       | 斜面勾配(°) | 斜面高(m) | 圧密状態 | 法肩クラック | 水深(m) |          |    |        |
| ケース1  | 30.0    | 25.38  | 過圧密  | 無      | 45    | 90       | 静的 | 平成28年度 |
| ケース2  | 30.0    | 25.38  |      |        | 70    |          |    |        |
| ケース3  | 30.0    | 25.38  |      | 有      | 45    |          |    |        |
| ケース4  | 30.0    | 25.38  |      |        | 70    |          |    |        |
| ケース5  | 30.0    | 8.46   | 無    | 無      | 15    | 30       | 動的 | 平成30年度 |
| ケース6  | 35.0    | 8.46   |      |        | 23    |          |    |        |
| ケース7  | 15.0    | 3.92   |      |        | 23    |          |    |        |
| ケース8  | 30.0    | 8.46   |      |        | 15    |          |    |        |
| ケース9  | 14.7    | 3.15   | 正規圧密 | 無      | 23    | 30       | 静的 | 令和元年度  |
| ケース10 | 13.1    | 2.79   |      |        | 23    |          | 動的 |        |
| ケース11 | 12.3    | 2.61   |      |        | 15    |          |    |        |

#### 4.1.2 適用性評価の考え方

適用性は、安定解析から得られるすべり面形成時の震度である降伏震度の推定精度に及ぼす影響に着目する。その観点から、図 4-1 に示す様に実験で得られたすべり面に近

い位置に安定解析に用いる円弧状のすべり面を設定し、両者から得られるすべり面形成時の震度の比較を行う。

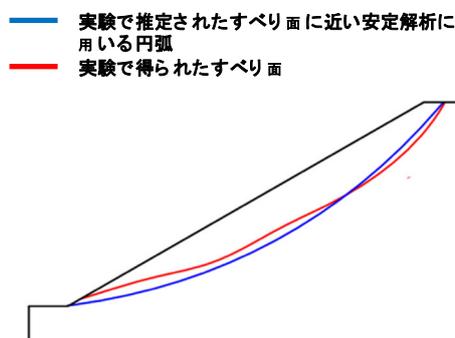


図 4-1 実験で得られたすべり面と安定解析に用いるすべり面位置

## 4.2 適用性の分析

まず、表 4-1 に示した 11 ケースについて、実験で得られたすべり面と、それに近い位置に設定した安定解析に用いる円弧状のすべり面を図 4-2 に示す。ここで、実験で得られたすべり面、安定解析に用いるすべり面は、各年度の報告書に記載されている位置を用いた。静的実験では崩壊が生じた時点で認められるすべり面位置、動の実験では PIV 解析による深度方向のせん断ひずみ分布よりすべり面が形成されたと推定されるせん断ひずみ位置を連ねることによる推定される面としている。実験によるすべり面と安定解析に用いる円弧のすべり面との面積比は平均で 1.03 (最大 1.18 ; ケース 11, 最小 0.91; ケース 2, 3)、変動係数が 0.055 と小さく、概ね実験によるすべり面の形状を表していると考えられる。

次に、安定解析に用いるすべり面に対してすべり安全率が 1.0 となる降伏震度を求め、実験ですべり面が形成された震度との比較を行う。安定解析には修正フェレニウス法を用い、降伏震度の算出に用いる強度定数を表 4-2 に示す。正規圧密粘土を地盤材料としたケース 9 から 11 の粘着力は過圧密粘土より小さい。また、強度特性は、実験前後に実施したベーンせん断試験の結果を用いて遠心加速度相当地盤における強度特性を評価した結果を用いている。

最後に、修正フェレニウス法を用いた安定解析により得られた降伏震度と実験による

降伏震度の比較を表 4-3 および図 4-3 に示す。ここで、ケース 9 については、実験によるすべり面形成時の傾斜角を 9~11°の範囲で設定しているが、11°相当の震度を降伏震度として表、図に示している。

全体としてみると、安定解析による降伏震度は実験値と同程度の評価となる傾向があり、中央値で実験値は安定解析より得られた値の 0.98 倍(対数平均  $\lambda = -0.02$ )、図 4-3 にて他と傾向の異なるケース 7 を除いても、1.009 倍(対数平均  $\lambda = 0.009$ )となっている。しかし、ばらつきは大きく、全体として対数標準偏差  $\xi$  で 0.45 程度となっている。

また、いずれも安定解析と実験の相関は低く、全体で相関係数が 0.54、ケース 7 を除いた場合でも 0.36 となっている。さらに、正規圧密粘土を用いた実験のケース数が少ないものの、過圧密粘土を用いたケースでは実験値が安定解析より得られた値に比べて大きく、正規圧密粘土を用いた実験では異なる傾向も認められる。この地盤材料特性に応じた違いと合わせ、両ケースでは斜面勾配が異なっている。過圧密粘土のケースにおいても、斜面勾配が 35°、15° のケース 6、7 は他の斜面勾配 30° のケースより実験値が大きな値となっている。

以上より、模型地盤の強度特性としての圧密状態の差異、斜面勾配が降伏震度の評価に及ぼす影響が大きいと考えられ、海底地盤の特性に近い正規圧密状態における実験データを追加することが、定量的な適用性を検討する上で重要と考えられる。一方、これまでの実験結果より、水深などは影響が小さいと考えられる。

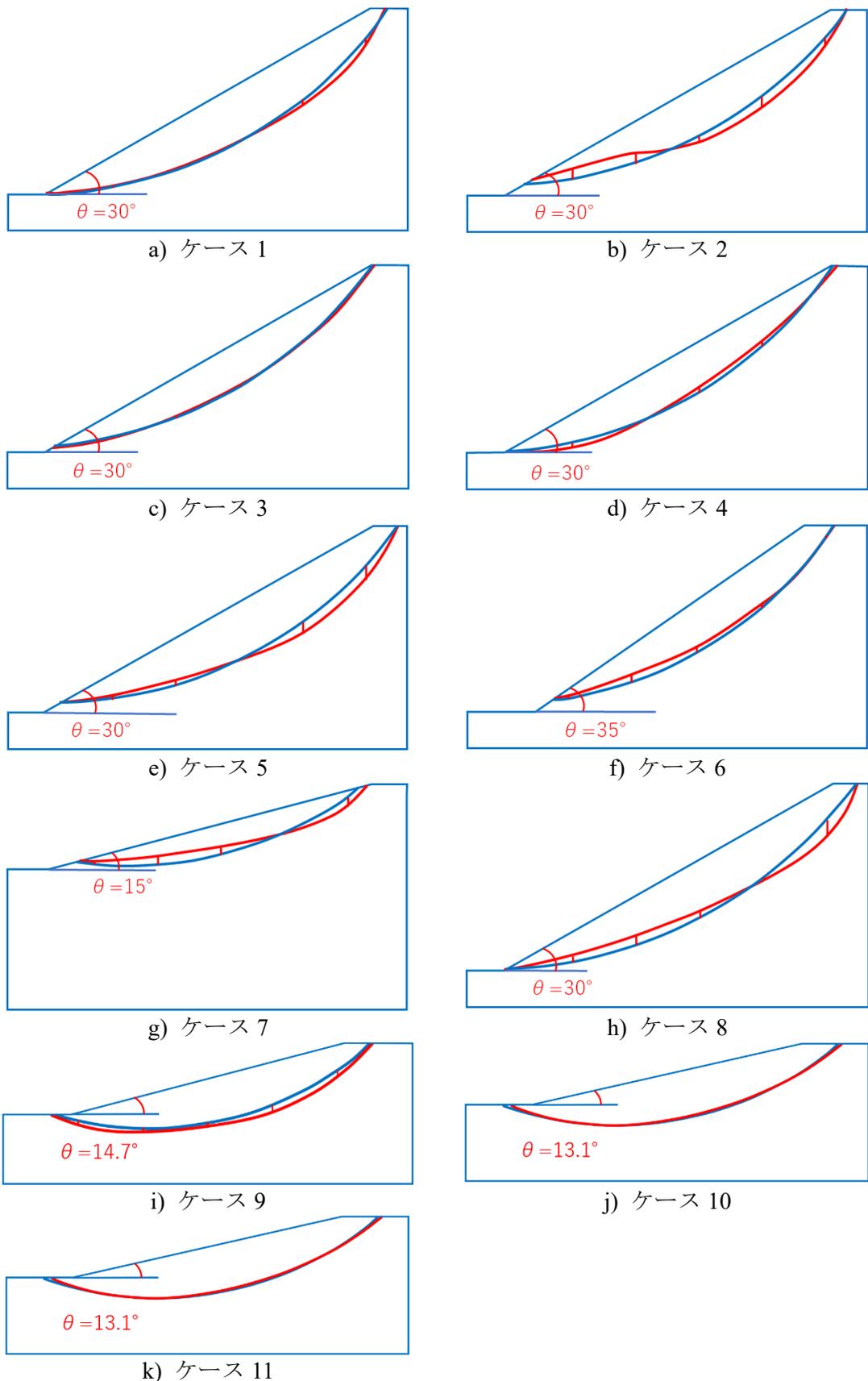


図 4-2 実験で得られたすべり面と安定解析に用いるすべり面位置の比較

表 4-2 各ケースの強度定数

| 実験ケース | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\phi_{cu}$ ( $^{\circ}$ ) | $c_{cu}$ (kPa) |
|-------|-------------------------------|----------------------------|----------------|
| ケース1  | 17.1                          | 9.3                        | 24.6           |
| ケース2  |                               | 10.9                       | 21.1           |
| ケース3  |                               | 8.6                        | 13.3           |
| ケース4  |                               | 10.7                       | 21.3           |
| ケース5  |                               | 11.1                       | 8.5            |
| ケース6  |                               | 9.7                        | 9.0            |
| ケース7  |                               | 11.1                       | 8.3            |
| ケース8  |                               | 11.3                       | 10.4           |
| ケース9  |                               | 10.9                       | 5.8            |
| ケース10 |                               | 11.5                       | 6.4            |
| ケース11 |                               | 10.8                       | 5.3            |

表 4-3 解析と実験による降伏震度の比較

| 実験ケース | 降伏震度  |       | 実験/解析 |
|-------|-------|-------|-------|
|       | 解析    | 実験    |       |
| ケース1  | 0.200 | 0.210 | 1.05  |
| ケース2  | 0.190 | 0.250 | 1.32  |
| ケース3  | 0.085 | 0.190 | 2.24  |
| ケース4  | 0.210 | 0.240 | 1.14  |
| ケース5  | 0.210 | 0.250 | 1.00  |
| ケース6  | 0.210 | 0.325 | 1.19  |
| ケース7  | 0.540 | 0.325 | 0.35  |
| ケース8  | 0.325 | 0.250 | 0.74  |
| ケース9  | 0.270 | 0.194 | 0.72  |
| ケース10 | 0.280 | 0.339 | 1.21  |
| ケース11 | 0.300 | 0.255 | 0.85  |

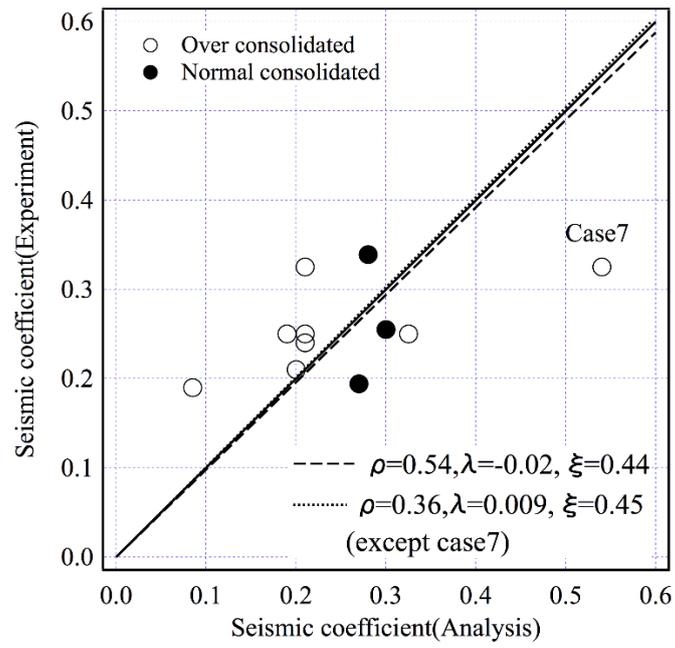


図 4-3 解析と実験による降伏震度の比較

## 5 まとめ

土を対象とし、正規圧密状態とした斜面模型を作製し、小型遠心力模型実験、大型遠心力模型実験を実施した。小型遠心力模型実験では、水圧等の影響を考慮した斜面模型の動的、静的遠心力載荷実験を実施し、円弧すべり法（修正フェレニウス法）の海底環境下における適用性の把握を実施した。

まず、小型遠心力模型実験では、正規圧密状態とした小型の模型地盤を作製し、30G場での静的載荷実験を1ケース、正弦波加振による動的載荷実験を2ケース実施した。地盤の破壊状況について考察するために、PIV解析で変位を求めた標点のうち、斜面内で5断面周辺に位置する標点を抽出し、各断面の深度方向に沿った標点の水平変位分布とせん断ひずみの分布を求めた。静的実験のケース1は、傾斜角9~11°にてせん断ひずみが20%を超え、すべり面が形成されたと考えられる。動的実験のケース2は、加振振幅333Galにてせん断ひずみが20%を超える位置が法中央から法尻にかけて明瞭にあらわれ、すべり面が形成されたと考えられる。推定されたすべり面位置は水深を含む条件の近いケース1に近い位置であった。動的実験のケース3では、加振振幅250Galにてせん断ひずみが20%を超える位置が法中央から法尻にかけて明瞭にあらわれ、すべり面が形成されたと考えられる。すべり面の位置はケース1やケース2に比べて、やや深い位置に生じていた。

さらに、実験で得られた強度特性を用いて、修正フェレニウス法による斜面安定解析を実施し、実験で得られたすべり面やそれが形成されたと推定される震度〔以後、降伏震度（実験）〕との比較を行った。修正フェレニウス法による安定解析に用いる円弧を実験で得られたすべり面に近い位置に設定し、解析で得られたすべり安全率が1.0となる降伏震度〔以後、降伏震度（安定解析）〕はケース1が0.27、ケース2が0.28、ケース3が0.30となり、ケース2の降伏震度（安定解析）は降伏震度（実験）0.339より小さいものの、他のケース1(0.15~0.19)およびケース3(0.255)の降伏震度（実験）より大きな値となっている。次に、静的載荷実験と動的載荷実験について、有限差分法による解析コード「FLAC」を用いた再現解析を実施した。解析に用いる材料特性にはモールクーロンモデルを用い、解析パラメータは平成30年度と同様の考え方に基づいて設定した。

ケース 2 および 3 について、土槽位置において計測された加速度は解析結果とほぼ同定度、地盤内の加速度は解析結果がすこし大きな波形が得られ、適切に応答が評価できていると考えられる。すべり面位置について見ると、ケース 1 は実験と同様に  $9^\circ$  にて最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )が 20%を超え、その分布も実験によりすべり面が形成された位置の下方に生じている。ケース 2、ケース 3 とも最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )が 20%を超えた加速度は実験と同様、ケース 2 が 330Gal、ケース 3 が 250Gal であり、その分布もケース 1 と同じ、実験によりすべり面が形成された位置の下方に生じている。

次に、実験スケールの違いが地すべり面形状や破壊の進行等に及ぼす影響を確認するための大型遠心力模型実験として、大きな模型地盤を対象とし小型模型地盤との比較のために 30G 場で正弦波加振、50G 場で不規則波加振の動的載荷実験を 2 ケース実施した。地盤の破壊状況について考察するために、PIV 解析で側面標点の変位を求めたが、その状態変化に着目する。ケース 1 は、200Gal から 300Gal にかけて法中央部の上から 2 段目にて標点が消えるような変状を示し、400Gal にかけて上から 2 段目にて標点が法尻に近いところまで消える変状が生じていた。ケース 2 は、500Gal、さらに 1000Gal 加振にて、表層および上から 2 段、3 段目の標点が全体として法尻方向に移動していた。

さらに、実験で得られた強度特性を用いて、修正フェレニウス法による斜面安定解析を実施し、降伏震度（実験）との比較を行った。ここでは、実験から明確なすべり面が確認できなかったことから、再現解析により得られた最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )の分布に基づきすべり面を設定した。ケース 1 は 300Gal 加振時に最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )が 20%を超える領域が顕れ、標点の動きも勘案して、その領域の上方に円弧状のすべり面を設定した。その円弧の形状は、小型模型地盤におけるケース 2 のすべり面位置とも概ね対応しており、地盤条件が同一であればすべり面の発生位置に斜面の規模の影響はみられないことが分かる。次に、ケース 2 は 500Gal 加振時に最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )が 20%を大きく超える領域が顕れ、標点の動きからすべり面位置を推定することは困難なため、その領域の真ん中に円弧状のすべり面を設定した。修正フェレニウス法による安定解析に用いる円弧を実験で得られたすべり面に近い位置に設定し、降伏震度（安定解析）はケース 1、ケース 2 とも、0.10 以下となり、実験よりかなり小さな値となっている。大型模型地盤の強度特性は小型模型地盤と異なり、加圧密領域と正規圧密領域が交互に存

在する不均質性を有しており、小型模型地盤と同様な考え方で強度特性を設定していることなども、実験と整合しない理由と考えられる。次に、動的載荷実験について、有限差分法による解析コード「FLAC」を用いた再現解析を実施した。解析に用いる材料特性にはモールクーロンモデルを用い、解析パラメータは平成 30 年度と同様の考え方に基づいて設定した。ソイルセメント上にて計測された加速度はいずれも解析結果とほぼ同定度、地盤内の加速度は解析結果、特に法尻方向の加速度が大きな値となる波形が得られており、適切に応答が評価できていると考えられる。すべり面位置について見ると、ケース 1 は実験と同様に 300Gal にて最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )が 20%を超え、ソイルセメント上にその領域が分布している。ケース 2 では、500Gal 加振で最大せん断ひずみ( $\sqrt{J2}$ )が 20%を大きく超え、その分布はケース 1 と同じソイルセメント上に広い範囲に分布していることが分かった。

最後に、平成 28 年度、平成 30 年度および令和元年度の遠心場での静的載荷実験および動的載荷実験の結果と修正フェレニウス法による評価結果をそれらの条件や結果について整理し、海底下における斜面の地震時安定性評価について修正フェレニウス法の適用性を検討した。全体としてみると、安定解析による降伏震度は実験値と同定度の評価となる傾向があるが、ばらつきは大きく、全体として対数標準偏差 $\xi$ で 0.45 程度となっている。また、いずれも安定解析と実験の相関は低く、全体で相関係数が 0.54、ケース 7 を除いた場合でも 0.36 となっている。さらに、正規圧密粘土を用いた実験のケース数が少ないものの、過圧密粘土を用いたケースでは実験値が安定解析より得られた値に比べて大きく、正規圧密粘土を用いた実験では異なる傾向も認められる。これらより、修正フェレニウス法により降伏震度を評価する上で、模型地盤の強度特性としての圧密状態の差異、斜面勾配が降伏震度の評価に及ぼす影響が大きいと考えられ、海底地盤の特性に近い正規圧密状態における実験データを追加することが、定量的な適用性を検討する上で重要と考えられる。一方、これまでの実験結果より、水深などは影響が小さいと考えられる。

## 6 参考文献

平成 28 年度原子力施設等防災対策等委託費、海底における斜面の地震時安定評価に関する基礎検討、281514、平成 29 年 3 月

平成 30 年度原子力規制庁委託成果報告書、海底における斜面の地震時安定評価に関する検討、平成 31 年 3 月