

平成 31 年度原子力規制庁委託成果報告書

防潮堤等の基礎地盤の液状化の影響評価  
に関する実験的検討及び解析的検討

東北大学大学院工学研究科

令和 2 年 2 月

本報告書は、原子力規制委員会原子力規制庁からの委託により実施した業務の成果をとりまとめたものです。

本報告書に関する問い合わせは、原子力規制庁までお願いします。

## 目次

1. はじめに
  2. 遠心模型実験による対象地盤の挙動の把握
    - 2.1 概要
    - 2.2 実験方法・条件
      - 2.2.1 遠心模型実験装置
      - 2.2.2 模型地盤
      - 2.2.3 使用材料
      - 2.2.4 加振条件
    - 2.3 実験結果
      - 2.3.1 初期応力状態
      - 2.3.2 加振実験の結果 (Case1)
      - 2.3.3 加振実験の結果 (Case1 と Case3 の比較)
      - 2.3.4 加振実験の結果 (Case2)
    - 2.4 地盤内の応力状態について
      - 2.4.1 初期応力の影響について
      - 2.4.2 本報告での地盤内応力計算の際のデータ補正について
      - 2.4.3 模型各部の応力状態について
  3. 数値解析による模型実験の再現性の確認
    - 3.1 はじめに
    - 3.2 解析条件
    - 3.3 解析ケース
    - 3.4 解析手順
    - 3.5 解析結果
  4. 中空ねじり試験
    - 4.1 はじめに
    - 4.2 予めパターン化され系統的に知見を集積すべき実験
    - 4.3 原位置で生じる現象を可能な限り忠実に再現する実験
  5. まとめ
- 付録 A 遠心模型作製状況
- 付録 B ソイルモルタル試験結果
- 付録 C 使用した礫質土の中空ねじりによる液状化試験結果
- 付録 D 三次元 FEM による土槽壁の影響検討
- 付録 E DEM 解析による初期水平土圧に関する検討
- 付録 F 豊浦砂の中空ねじり試験概要

## 1. はじめに

原子力発電所敷地前面の防潮堤周辺地盤は密な礫質の埋戻土で造成されている場合がある<sup>1)</sup>。一般に、密な礫質土は液状化の可能性は低いと考えられているが、既往研究<sup>2)</sup>によれば、室内試験においては密な礫質土であっても過剰間隙水圧が蓄積することが報告されており、また近年では、東北地方太平洋沖地震を例とする巨大地震の発生を背景として、原子力関連施設としての性能評価の際、加速度振幅が大きく、継続時間の長い地震波形が基準地震動として用いられている<sup>3)</sup>ことから、そういった地震動が入力された場合、原子力発電所敷地前面防潮堤周辺でみられる密な礫質の埋戻土においても過剰間隙水圧が蓄積する可能性があり、それを考慮した性能評価が求められる。性能評価の際には、前面側と背面側の地盤の高低差に起因する初期せん断応力の作用や、地震入力時の護岸構造物(ケーソン)との相互作用などによって生じる、複雑な応力状態・変形状態を示す地盤挙動を予測する必要があることから、FEM地震応答解析の実施が不可欠であり、原子力規制委員会によって制定された「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド<sup>4)</sup>」においても、動的解析の実施による安全性評価が求められている。

上述のような護岸部地盤に限らず、地盤は不均質な材料であり、境界条件も複雑であることから、その観点からも、やはり重要な構造物において地震時の地盤の挙動を詳細に予測するためには数値解析の実施が不可欠であり、その結果を設計や性能評価に用いる場合にはそこで得られた結果が信頼できるものであることが必要とされる。解析コードが開発された段階では、様々な応力状態に対して土の特徴的な挙動を再現できることが確認されている<sup>例えば5)6)</sup>が、その一方で、種々の要因(適用対象の限定、利用可能な実験装置の制約など)により、原位置の複雑な応力状態に対して比較的単純化した応力場での挙動のみを元に構成則を構築している場合も想定される。そのため、実務において解析を実施する際には、まずその構成式の表現能力が求める性能を満たしているか確認する必要がある。さらに、種々の土の挙動を再現できる高度な構成式を使用する場合も含めて、実際の原位置の土は様々であり、強度特性や変形特性もそれぞれ異なるため、本来は構成式の開発段階で確認した各種応力状態に対するそれぞれの応答を、設計対象ごとに確認すべきである。例えば、初期異方性ならびに応力誘導異方性を考慮できる構成式であっても、パラメータを設定するための実験から異方性に関する情報が得られていないのであれば、そのパラメータについては設定のしようがない。しかし、実際には、予算や時間の制約を受けて、等方応力状態からのせん断試験など非常に限定された室内物性試験の結果からパラメータを設定することがほとんどであり、実地盤の複雑な挙動に対して、どの程度の再現精度を期待できるのか、定量的に(場合によっては定性的にすら)妥当性が検証できているとは言い難い。そのため、得られた数値解析結果を実務設計に反映する場合には、少なくとも図1-1に示すような観点で、適切に解析手法とその結果の妥当性検証を行うことが必要であると考えられる。

数値解析結果の妥当性検証の例としては、Karamitrosら<sup>7)</sup>による検討が挙げられる。著者らは、飽和地盤を対象として、水平成層地盤と構造物直下にある地盤の地震時の挙動の違いについて検討するため数値解析を実施し、その結果を既往の実験結果と比較することで、数値解析結果の妥当性について考察している。具体的には、水平成層地盤では地震中に過剰間隙水圧比がほぼ1.0に達し液状化している一方で、構造物直下の地盤では過剰間隙水圧は蓄積するものの完全な液状化状態には至らないといった解析結果について、常に一方向のせん断応力が作用した状態の地盤要素では完全に有効応力がゼロにならないといった既往の実験結果と整合することを確認し、これにより数値解析結果の妥当性が示されたと考察している。このように応力状態の異なる要素ごとに実験結果から得られた傾向と定性的に適合しているかを確認し、数値解析結果が正しく物理現象を表現できているかを検証することは、解析結果の妥当性検証における必要事項ではあるが、ここで挙げた検討例は、妥当性検証方法の一般化や枠組みの構築を念頭に置いたものではなく、妥当性検証の一事例を示したのみである。

土木分野において、数値解析手法の妥当性確認・検証(Verification & Validation)は、2014年に土木学会で立ち上げられた「土木分野の数値解析におけるV&Vに関する小委員会」によって取り込まれ始めたが、特に、地盤工学分野では、地盤を構成する材料の不均質性<sup>8)</sup>といった要因もあり、妥当性検証の方法は確立されていない。

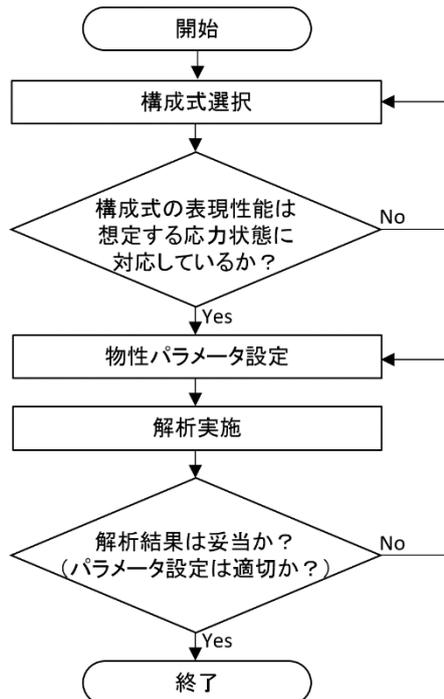


図 1-1 数値解析とその結果の妥当性検証の実施フロー

数値解析結果の妥当性評価の標準的な方法が存在しない中、実務においてその方法は設計者の判断に委ねられている部分が大きく、例えば、盛土防潮堤の地震応答解析結果を設計に用いる際、堤体天端高さの変化量といった、設計において必要とされる量にのみ着目し、解析結果の妥当性を判断してしまう場合がある。堤体天端に沈下が生じる原因としては、液状化とその後の圧密による体積圧縮のほか、盛土下部地盤の流動、盛土自体の水平方向への伸長などが挙げられるが、解析結果においてそれぞれの現象の発生程度や形態に誤差が生じていたとしても（あるいは、このうち全く再現できていない挙動があったとしても）、誤差の累積によって堤体天端の沈下量は妥当な値となってしまう可能性が考えられる。この場合、地盤内部の挙動が再現できていないにも関わらず解析結果が妥当であると誤認し、この結果を設計に反映してしまう可能性がある。このように、地盤の地震時応答のような複雑な問題では、解析要素ごとの挙動を正しく表現できていない場合でも、その誤差の累積結果として、たまたま沈下量や液状化発生の有無といった最終的な結果が正しく見えてしまう可能性があるが、その場合は地震動波形の振幅や周期特性の違いや設計変更に伴う断面条件の違いによって結果の精度が大きく異なる可能性が高い。もちろん定量的に整合することは重要であるが、土木における設計という観点からは、誤差を生む要因を考察し、その影響について解析的または実験的にパラメトリックな検討を実施し、誤差程度を把握した上で安全側の判断が出来ることは、見た目の定量的な整合性よりも重要である。そのような状況も踏まえると、妥当性検証の際には、設計や性能評価で必要とされる定量的な着目点のみならず、変形や破壊の要因となるメカニズムにも着目した、以下に示すような大きく 2 つの段階を踏まえた検証が必要であると考えられる（図 1-2）。これらの各段階において、当該設計対象に関する数値シミュレーション結果が、“たまたま”そのメカニズム・その値になっているのか、それとも定量的にある程度の誤差は含まれるものの、多少の条件の変化（ばらつきや不確実性などの避けえない要因による入力パラメータの相違）では結果の大きな変化（メカニズムそのものの変化、到底許容し得ない定量的誤差）は生じないのか、そのいずれであるのかをパラメトリックスタディや現象に対する洞察を通じて確認する必要がある。

- 1) 解析結果が、着目する変形・破壊の要因となる主要なメカニズムを捉え、全体の定性的な傾向を再現できているか、原位置での観測結果や模型実験の結果などと比較して確認する。

2) 上記1) で解析結果が定性的な傾向を捉えていると確認されたことを前提として、定量的な評価に関わる要素の特性が精度よく再現されているか、材料に与えられる応力状態やそれに対する変形などの応答を、対応する室内試験データなどを用いて検証する。

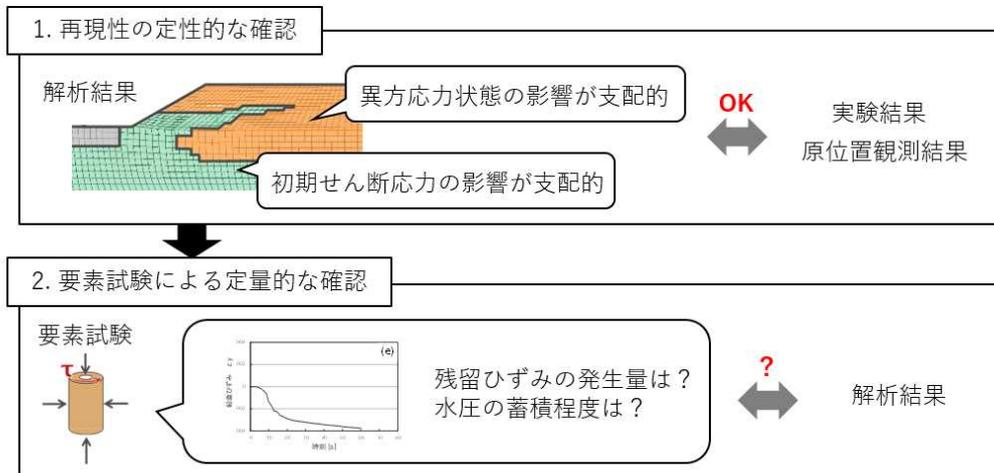


図 1-2 解析結果の妥当性検証方法

原子力発電所敷地前面の防潮堤については、近年、加速度振幅が大きく、継続時間が長い入力加速度に対する性能評価が求められており、その際には、地盤の高低差に起因した初期せん断応力の作用下での地震時挙動など、複雑な地盤応答の評価が必要とされることから、FEM 地震応答解析の実施が不可欠である。その際、解析結果が実現象と比較して妥当なものであるか確認する必要があるが、複雑な地盤挙動に関する数値解析結果の妥当性を検証する標準的な方法などは存在しないため、それを個々の設計者の判断に委ねず、客観的な方法として確立することは重要である。

そこで、本報告では、飽和地盤の地震時挙動解析の妥当性検証方法の確立に向けた基礎的検討として、護岸部地盤を有する地盤を対象に、遠心模型実験とそれを再現する数値解析を実施し、地盤や護岸の変位といった性能評価における着目点に限らず、発生する変形や破壊を支配する要因となる、地盤要素の応力状態などにも着目した比較・検討を行った。

また、要素試験を活用した数値解析結果の妥当性検証方法の確立に向けて、一般に平面ひずみ状態で実施される 2 次元断面解析における解析要素の応力状態を中空ねじり試験で再現するため、平面ひずみ状態を維持し载荷を行う制御方法の検討を行った。

## 2. 遠心模型実験による対象地盤の挙動の把握

### 2.1 概要

地盤材料の強度や変形特性は拘束圧に依存することから、実物の規模に応じた拘束圧下での土の挙動を再現するためには、遠心模型実験の実施が有効な手段となる。

本委託事業では、「盛土有りで締固め度が大きい」「盛土有りで締固め度が小さい」「盛土無し」の3ケースの実験を実施することが当初予定されていた。そこで、実験の順序として、平成30年度の事業で実施された実験の結果を踏まえ、下記の順に実施する者とした。

- ①盛土有りで締固め度が小さい
- ②盛土無し
- ③盛土有りで締固め度が大きい

平成30年度事業では、「盛土有りで締固め度が大きい」に相当する密な礫質土地盤に関する実験において、実験と数値シミュレーションの過剰間隙水圧の蓄積傾向に乖離があり（実験：非常に小さな過剰間隙水圧の蓄積、解析：液状化発生）、実験結果の妥当性について疑問が生じていた。すなわち、室内三軸試験での液状化強度は図2.1-1に示す通り約0.3（繰返し回数20回で軸ひずみ両振幅5%、過剰間隙水圧比0.95もほぼ到達）であり、模型地盤に生じたであろうせん断応力が図2.1-2に示す通り<sup>9)</sup>最大応力比が1.0より大きく、応力比0.3を超える波が10波以上は存在する（模型実験データの処理）にも拘わらず、盛土下方地盤内に蓄積した過剰間隙水圧が0.2にも満たない値（d04 Kumamoto 加振、瞬間値を除く）となっていた。そのため、上記の順に実験を実施するものとして、まずは「①締固め度が小さい実験（Case1）」において模型地盤内に液状化が発生することを確実に確認し、その後、有識者委員会でコメントがあった数値解析の検証を順に進めるためのシンプルな実験に相当する「②盛土無し（Case2）」を実施しつつ最初に行った実験結果を分析し、最後に、最初に実施した実験のデータ整理結果を踏まえ、平成30年度事業と同等の模型断面である「③盛土有りで締固め度が大きい」を実施する予定であった。しかし、①の実験においても、密度を小さくして、液状化強度が約0.2程度となったにも拘わらず、依然として盛土下方地盤では非常に小さな過剰間隙水圧の蓄積しか認められなかったため、模型実験データの分析結果と予備的に実施した3次元FEM解析の結果を踏まえ、「③盛土有りで締固め度が大きい」条件の実験の代わりに、①と同等で、壁面処理の方法と計測器配置を変えた実験（Case3）を行うこととなった（令和元年11月29日委託元確認済み）。

以下では、まずはCase1の結果について示し、次にその分析結果を踏まえて実施したCase3の結果を示す。最後に、それらの実験ケースとは独立に実施されたCase2の実験結果について分析した結果を示す。

Case1：締固め度が小さい実験（護岸+盛土）

Case2：盛土無し（水平成層地盤）

Case3：締固め度が”小さい”実験（護岸+盛土）

※模型断面と計測器配置をCase1から変更

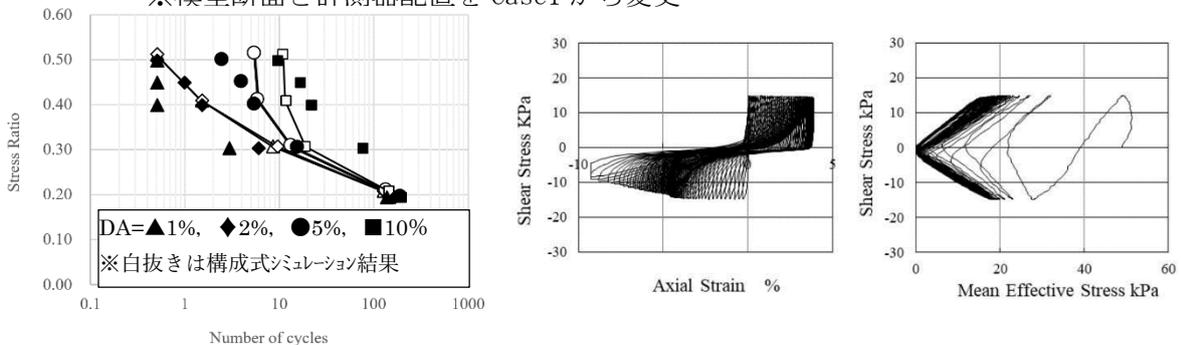


図 2.1-1 使用礫質土の液状化特性  
（左：液状化強度曲線，右：個別試験結果の例[応力比 0.3]）

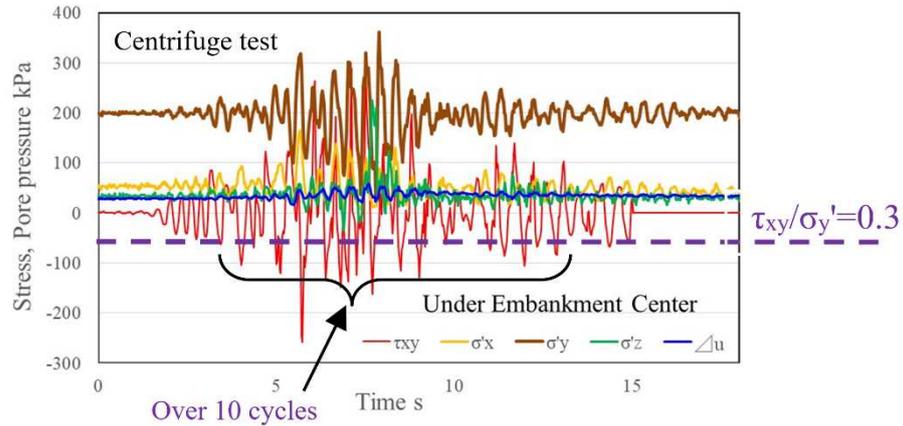


図 2.1-2 模型地盤内応力の推定結果<sup>9)</sup> (土圧計, 間隙水圧計, 加速度計の記録を用いて計算)

## 2.2 実験方法・条件

### 2.2.1 遠心模型実験装置

本検討では, 図 2.2-1 に示す, (株)大林組 技術研究所所有の動的遠心载荷模型実験装置を使用した. 遠心模型実験では, 加速度 50G の遠心場に模型を置いた場合, 表 2.2-1 に示す相似則が成立する. 時間の相似率は対象とする現象によって異なり, 50G 場において圧密・浸透現象は Darcy 則により  $50^2$  倍, 動的な現象は運動方程式により 50 倍の速さで進行するが, ここでは水の 50 倍の粘性を持つ流体を使用することで, 圧密・浸透現象に関わる相似率を 50 倍とし, 動的現象の相似率と整合させる. 遠心模型実験で使用する地盤材料については, 相似則の適用によって見かけの粒径が大きくなるため, 破壊や変形といった現象の局所化が懸念され, 様々な検討がなされているが, 例えば Goodings ら<sup>10)</sup>によれば, 斜面の安定性についての検討する際には平均粒径と斜面高さの比を 250 以上に保つことで粒径の影響を回避できると報告されているなど, 着目する部分の代表的な長さに対して粒径の比が適切な範囲内であれば, 遠心模型地盤の作製に実地盤と同じ材料を使用することができるが示されている.

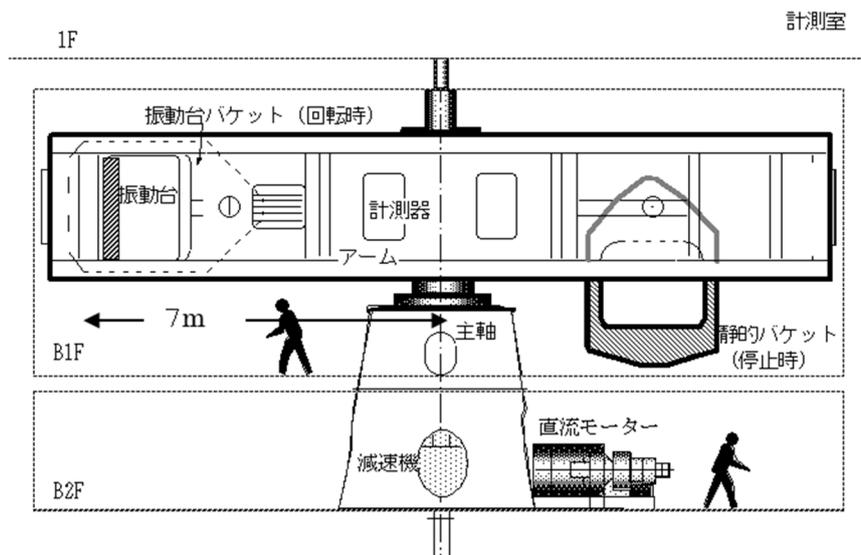


図 2.2-1 遠心模型実験装置の構成

表 2.2-1 遠心模型実験(50G 場)における相似率  
(本表の値を模型の値に乗じたものが想定実物となる)

物理量	相似率
加速度	1/50
速度	1
変位	50
応力	1
ひずみ	1
透水係数	1 (但し粘性が 50 倍の流体を使用)

## 2.2.2 模型地盤

各ケースの模型地盤の断面図および平面図を図 2.2-2～図 2.2-4 に示す。Case1 および Case3 は剛土槽に、傾斜した基盤層(ソイルモルタル層)と、ケーソンおよびその後背部を埋め立てる礫質土からなる模型を作製した(付録 A 参照)。また、後背地盤上には、埋め立て土と同様の礫質土材料による盛土が配置されている。但し、Case3 では、Case1 よりも土槽側面と模型の接触摩擦を軽減するために、地下水面よりも上方の部分に法面を設け、非接触としている。Case2 は、より単純な応答で計測結果から得られる地盤内応力状態に関する情報の精度を確認し、数値解析結果の将来的な妥当性検証に資するだけでなく、模型実験における各種応力の計算方法とその精度の確認のため、せん断土槽を用いた水平成層地盤モデルとした。これらの模型には、図 2.2-5～図 2.2-7 に示すように、変位計や土圧計、水圧計、加速度計を設置し、ケーソンや盛土天端の沈下量といった基本的な応答のほか、地盤中の要素応答の把握を可能としている。Case1 と Case3 とでは、断面図で見た場合、両者に違いは無いが、奥行き方向の応答の確認や土圧計の感度の確認のため、いくつかの計測器配置が異なっている。それらについては、計測結果と併せて後述する。

ソイルモルタル層は、7 号珪砂とセメント、水を攪拌機によって所定の割合(7 号珪砂:セメント:水=20:2:6(質量比))で混ぜ合わせたフレッシュモルタルを、傾斜を持たせ設置した剛土槽に打設し、作製した。礫質土層は、自然含水比の状態では、バイブレータによる振動および突き固めによって所定の層厚ごとに締め固め、作製した。その際、土槽壁・礫質土層間の摩擦を低減するため、剛土槽内側の長手方向壁面にテフロンシートを張り付けた。なお、Case3 については、このテフロンシートを二重にし、テフロンシート同士の間にはグリースを塗布した。ソイルモルタル層の打設と礫質土層の締め固め、ケーソンの設置の後、加振を実施する 50G 場での相似則に従って、水の 50 倍の粘性を持つメトロゾ溶液を地盤下方より注入した。

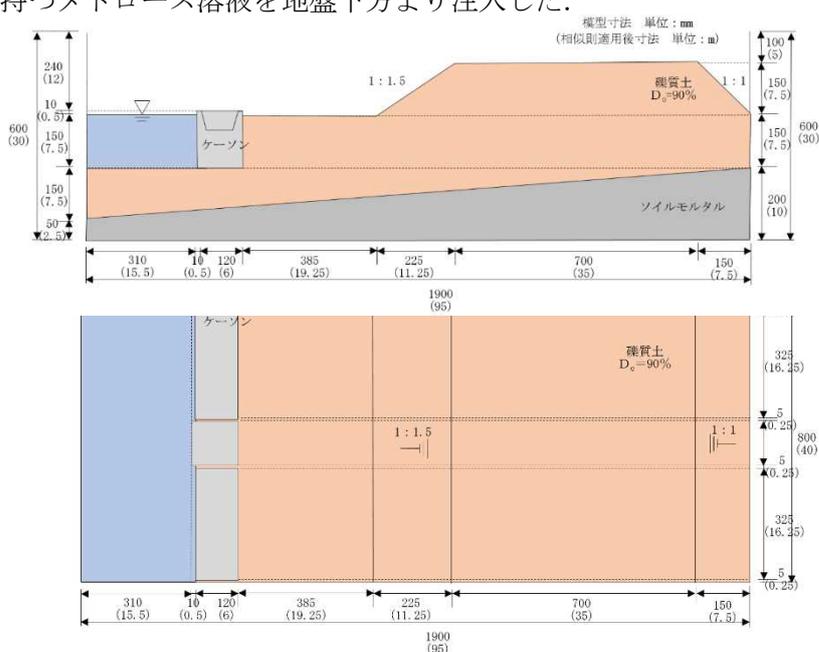


図 2.2-2 Case1 の模型地盤(上:断面図, 下:平面図)

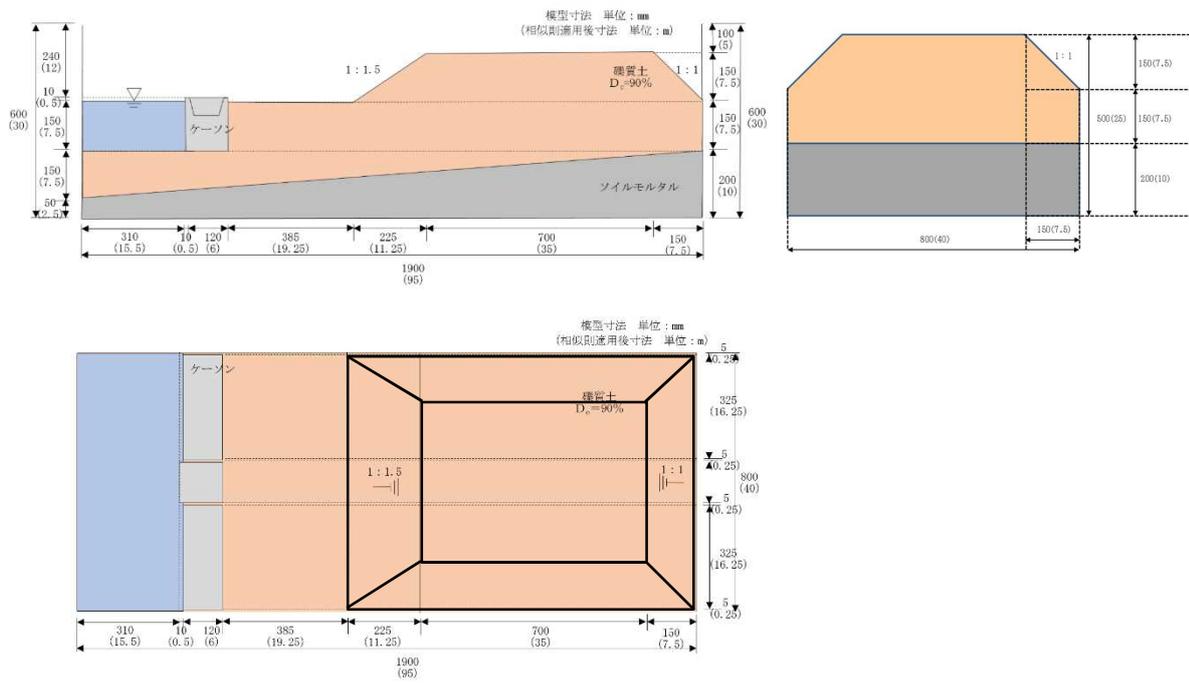


図 2.2-3 Case3 の模型地盤(上:断面図, 下:平面図, 右:側面図)

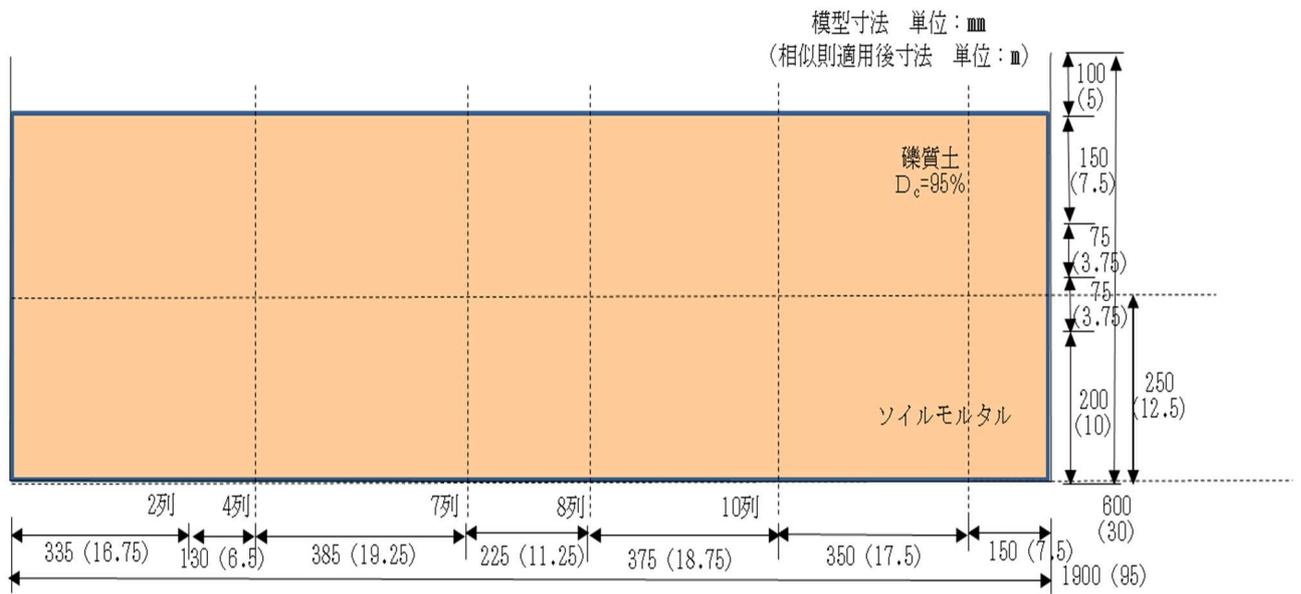
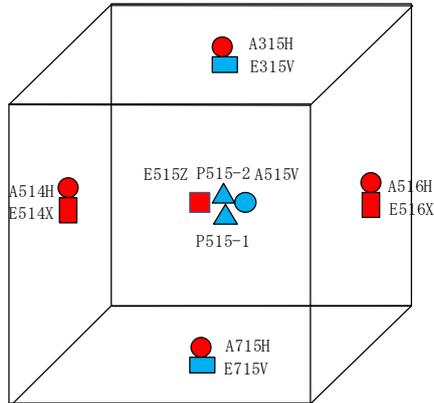


図 2.2-4 Case2 の模型地盤(上:断面図, 下:平面図)



- 加速度計（水平）：4ch
- 加速度計（鉛直）：1ch
- ▲ 間隙水圧計：2ch
- 土圧計（水平X）：2ch
- 土圧計（水平Z）：1ch
- 土圧計（鉛直）：2ch
- 合計：12ch

土圧計（水平Z）、間隙水圧計（2）、加速度計（鉛直）をブロックの中央付近に設置

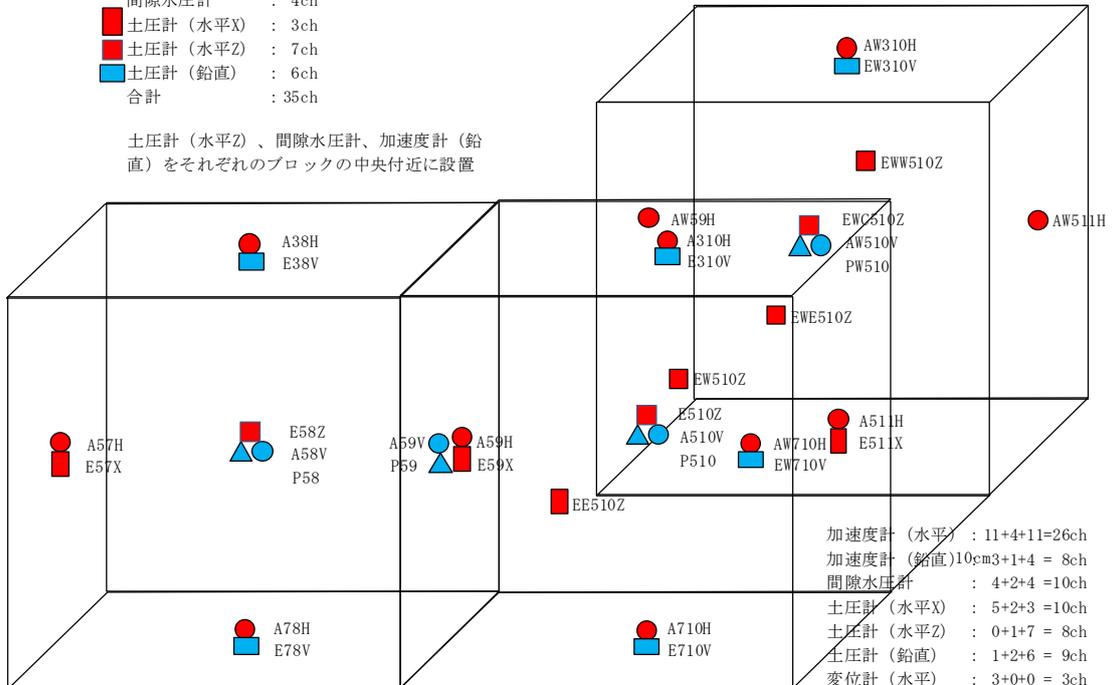


計器配置（実験1、実験3、剛土槽）

**A** H10cm×W10cm×B10cm

- 加速度計（水平）：11ch
- 加速度計（鉛直）：4ch
- ▲ 間隙水圧計：4ch
- 土圧計（水平X）：3ch
- 土圧計（水平Z）：7ch
- 土圧計（鉛直）：6ch
- 合計：35ch

土圧計（水平Z）、間隙水圧計、加速度計（鉛直）をそれぞれのブロックの中央付近に設置



- 加速度計（水平）：11+4+11=26ch
- 加速度計（鉛直）：10×3+1+4 = 8ch
- 間隙水圧計：4+2+4 = 10ch
- 土圧計（水平X）：5+2+3 = 10ch
- 土圧計（水平Z）：0+1+7 = 8ch
- 土圧計（鉛直）：1+2+6 = 9ch
- 変位計（水平）：3+0+0 = 3ch
- 変位計（鉛直）：4+0+0 = 4ch
- 合計：78ch

**B** (H10cm×W10cm×B10cm) ×3

図 2.2-5(c) Case1 の計測器配置図(重要計測部のブロック図)

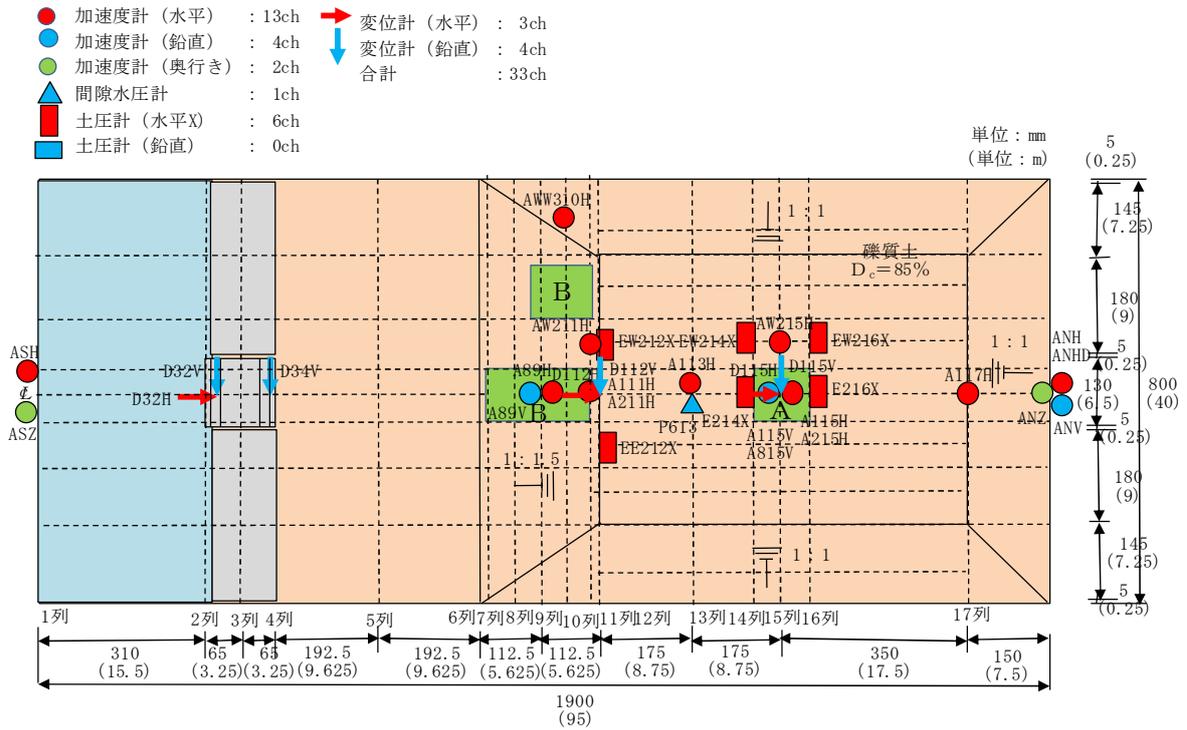


図 2.2-6(a) Case3 の計測器配置図(平面図)

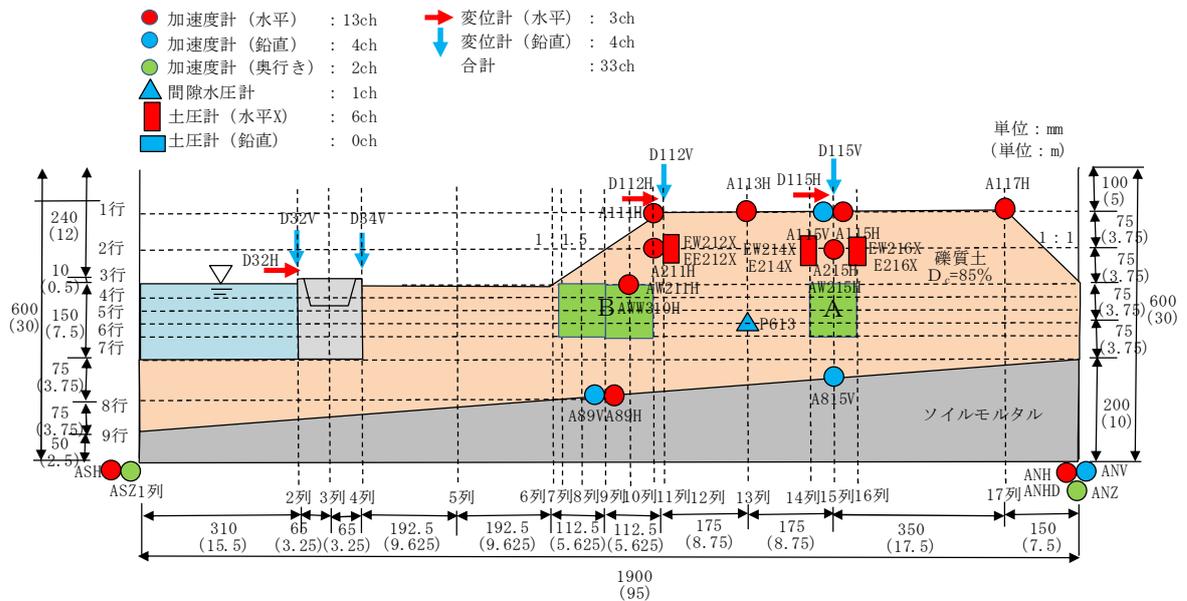


図 2.2-6(b) Case3 の計測器配置図(中央断面図)



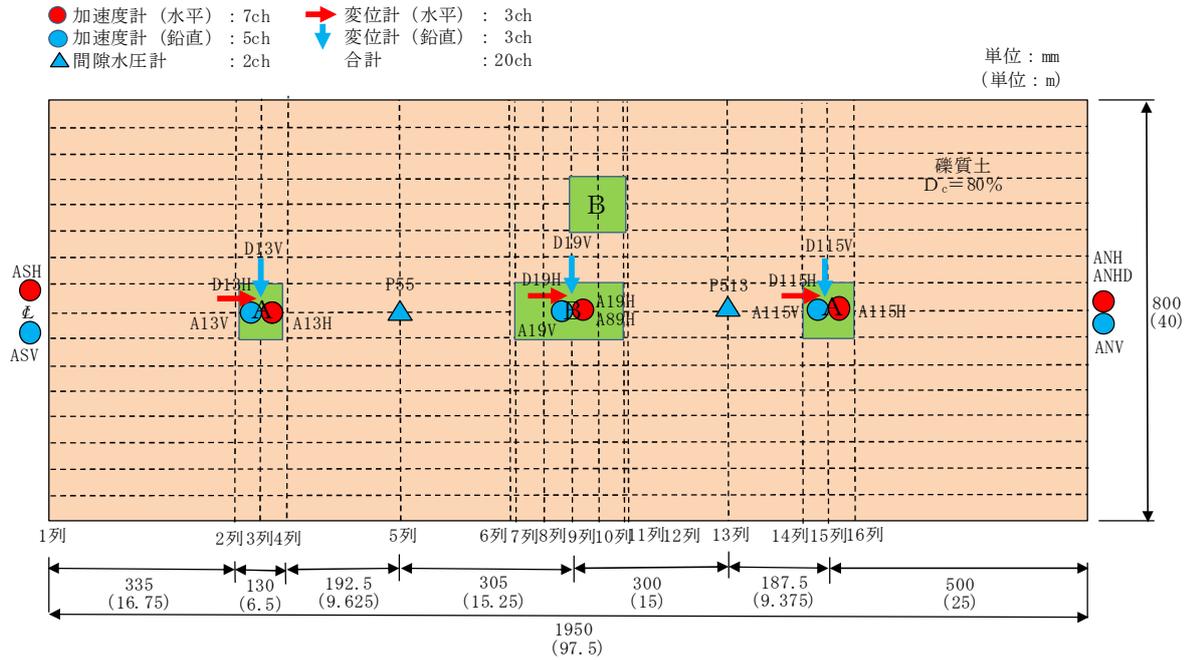


図 2.2-7(a) Case2 の計測器配置図(平面図)

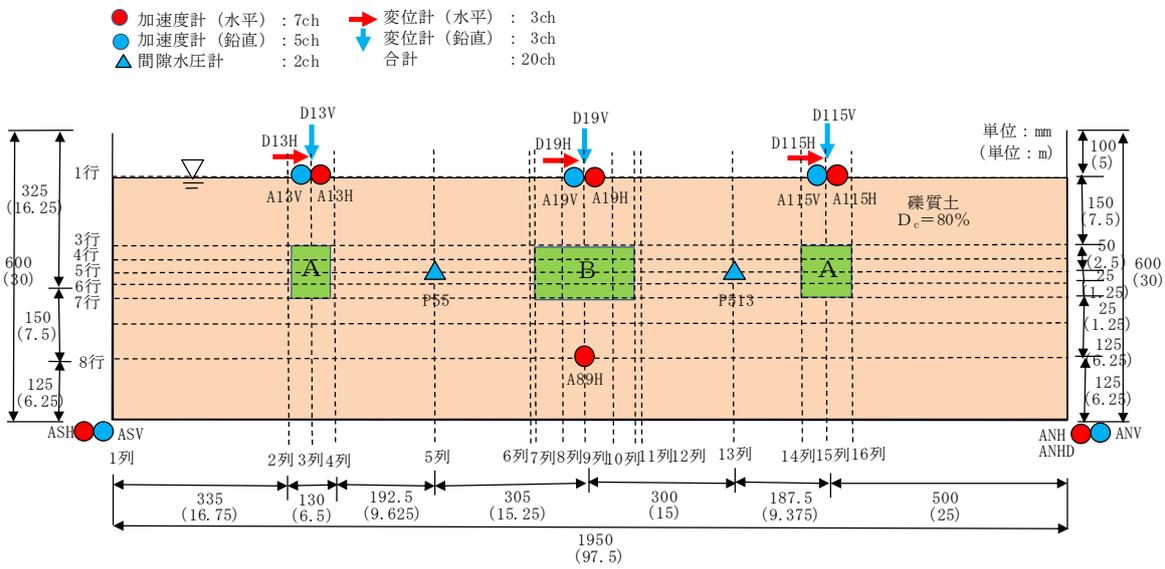
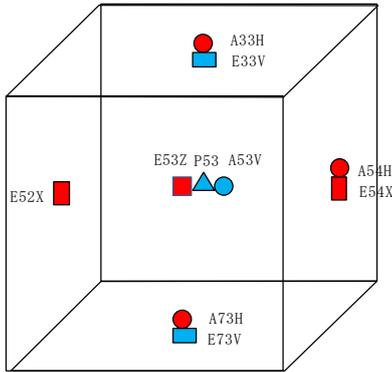


図 2.2-7(b) Case2 の計測器配置図(中央断面図)

- 加速度計（水平）：3ch
- 加速度計（鉛直）：1ch
- ▲ 間隙水圧計：1ch
- 土圧計（水平X）：2ch
- 土圧計（水平Z）：1ch
- 土圧計（鉛直）：2ch
- 合計：10ch

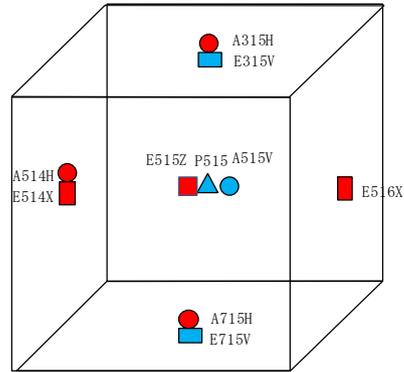
- 加速度計（水平）：3ch
- 加速度計（鉛直）：1ch
- ▲ 間隙水圧計：1ch
- 土圧計（水平X）：2ch
- 土圧計（水平Z）：1ch
- 土圧計（鉛直）：2ch
- 合計：10ch

土圧計（水平Z）、間隙水圧計、加速度計（鉛直）をブロックの中央付近に設置



計器配置（実験2、せん断土槽）  
A H10cm×W10cm×B10cm

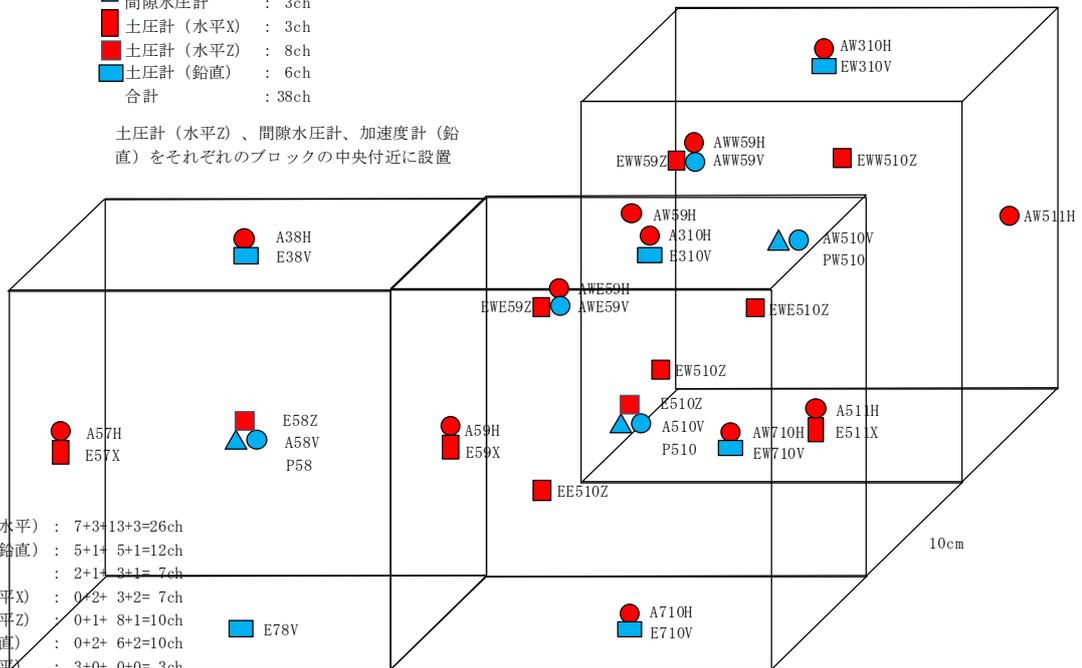
土圧計（水平Z）、間隙水圧計、加速度計（鉛直）をブロックの中央付近に設置



計器配置（実験2、せん断土槽）  
A H10cm×W10cm×B10cm

- 加速度計（水平）：13ch
- 加速度計（鉛直）：5ch
- ▲ 間隙水圧計：3ch
- 土圧計（水平X）：3ch
- 土圧計（水平Z）：8ch
- 土圧計（鉛直）：6ch
- 合計：38ch

土圧計（水平Z）、間隙水圧計、加速度計（鉛直）をそれぞれのブロックの中央付近に設置



- 加速度計（水平）：7+3+13+3=26ch
- 加速度計（鉛直）：5+1+5+1=12ch
- 間隙水圧計：2+1+3+1=7ch
- 土圧計（水平X）：0+2+3+2=7ch
- 土圧計（水平Z）：0+1+8+1=10ch
- 土圧計（鉛直）：0+2+6+2=10ch
- 変位計（水平）：3+0+0+0=3ch
- 変位計（鉛直）：3+0+0+0=3ch
- 合計：78ch

● AEE59H B (H10cm×W10cm×B10cm) ×3

図 2.2-7(c) Case3 の計測器配置図(重要計測部のブロック図)

### 2.2.3 使用材料

使用した礫質土は、模型地盤の飽和が困難とならない程度の細粒分含有率であることや、礫質土の特性を把握するという目的に沿うために礫分の含有率がある程度以上であることなどを条件として選定を行った平成30年度事業で用いたものと同じ試料を使用した。その物性値を表2.2-2に、粒径加積曲線を図2.2-8に示す。各ケースの初期地盤密度は、Case1とCase3を $1.75\text{g/cm}^3$ 、Case2を $1.70\text{g/cm}^3$ とした。

ソイルモルタルは、一軸圧縮強度 $2000\text{kN/m}^2$ を目標とし、7号珪砂とセメント、水を質量比20:2:6で混合し作製した。また、模型地盤への打設時にテストピースを作製し、模型実験の再現解析時の物性パラメータ設定の対象とするため、一軸圧縮試験と引っ張り強さ試験、超音波速度測定試験を、材令による強度変化を考慮して遠心模型実験の加振と同日(ソイルモルタル打設から29日後)に実施した。各試験結果は付録Bに記す。また、変水位透水試験も実施し、3回の平均値として、 $8.82 \times 10^{-6}\text{m/s}$ を得た。

表 2.2-2 礫質土物性値

土粒子密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	最大乾燥密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	最適含水比 (%)
2.676	2.084	10.1

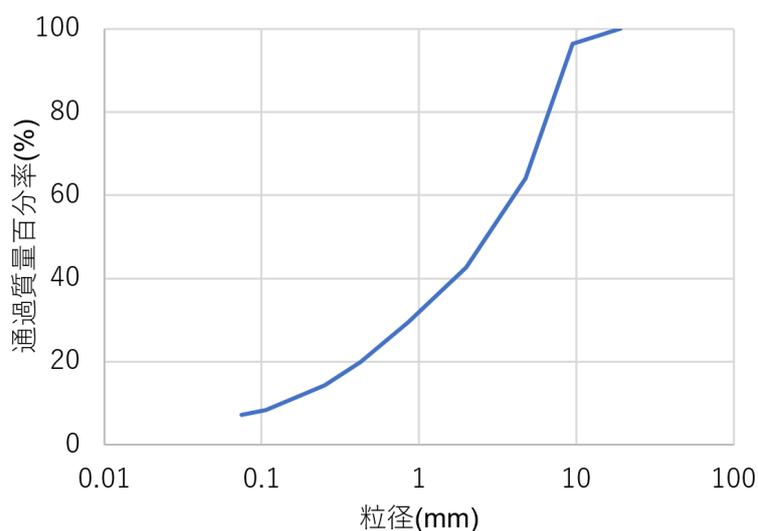


図 2.2-8 礫質土粒径加積曲線

#### 2.2.4 加振条件

遠心加速度は50Gとし、入力加速度波形には2016年4月16日熊本地震および、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震をそれぞれ想定した2つの波形と、地盤の固有振動数に合わせた1.6Hzの正弦波を主に用いた。さらにCase2の水平成層地盤の実験については、基本的な応答を把握するため、各種周波数・振幅の正弦波を主に加振に使用した。加振ケースの一覧を表2.2-3～表2.2-5に、各ケースの入力加速度時刻歴を図2.2-9～図2.2-11に示す。加振は同一の模型地盤に対して、加振と加振の間に過剰間隙水圧の消散時間を設けて段階的に続けて実施した。全加振終了後は、遠心装置を停止させ、地表ターゲット位置の計測を行った。なお、各加振実験の間に遠心装置を一旦停止した場合は、同様のマーカー変位計測を実施した。

表 2.2-3 Case1 の加振実験一覧

加振ケース	波形	加速度振幅 Gal (最大/最小)	内容
d01	ホワイトノイズ	-	微小振動時の固有周期の把握を目的とした加振
d02	熊本地震 (小振幅)	55/32	加振ケースd03の試加振
d03	熊本地震 (原波形)	940/-430	振幅が大きく継続時間が短い加振
d04	東北地方太平洋沖地震 (原波形)	299/-215	継続時間が長い地震波による加振
d05	東北地方太平洋沖地震 (原波形比振幅2倍)	1030/-678	振幅が大きく継続時間が長い地震波による加振

※加振 d02, d03 終了後に遠心装置を一旦停止。

表 2.2-4 Case3 の加振実験一覧

加振ケース	波形	加速度振幅 Gal (最大/最小)	内容
d01	ホワイトノイズ	-	微小振動時の固有周期の把握を目的とした加振
d02	熊本地震 (小振幅)	70/-32	加振ケースd03の試加振
d03	熊本地震 (原波形)	465/-350	振幅が大きく継続時間が短い加振
d04	東北地方太平洋沖地震 (原波形)	235/-267	継続時間が長い地震波による加振
d05	東北地方太平洋沖地震 (原波形比振幅2倍)	/	振幅が大きく継続時間が長い地震波による加振
d06	正弦波	518/-447	

※加振 d03 終了後に遠心装置を一旦停止。

表 2.2-5 Case2 の加振実験一覧

加振ケース	波形	加速度振幅 Gal (最大/最小)	内容
d01-0	正弦波	/	倍率設定のための微小加振
d01	正弦波	30/-12	倍率設定のための微小加振
d02	正弦波(10波)	136/-123	入力加速度振幅～発生せん断応力把握
d03	ホワイトノイズ	-	
d04	熊本地震 (原波形)	623/-645	他のケースとの比較用
d05	ホワイトノイズ	-	
d06	ホワイトノイズ	-	
d07	正弦波	142/-116	入力加速度振幅～発生せん断応力把握
d08	ホワイトノイズ	-	
d09	正弦波	145/-128	再現性確認
d10	ホワイトノイズ	-	
d11-0	正弦波	/	倍率設定のための微小加振
d11	正弦波	145/-121	周波数の影響検討(2.0Hz)
d12	ホワイトノイズ	-	
d13-0	正弦波	/	倍率設定のための微小加振
d13	正弦波	126/-102	周波数の影響検討(1.2Hz)
d14	ホワイトノイズ	-	
d15	正弦波	256/-244	正弦波大加振
d16	ホワイトノイズ	-	
d17	正弦波	134/-115	履歴の影響確認
d18	ホワイトノイズ	-	
d19-0	正弦波	/	倍率設定のための微小加振
d19	正弦波	65/-59	

※加振 d05, d17 終了後に一旦遠心装置を停止.

※波数の記載の無い正弦波は 20 波 + 前後テーパ部 3 波

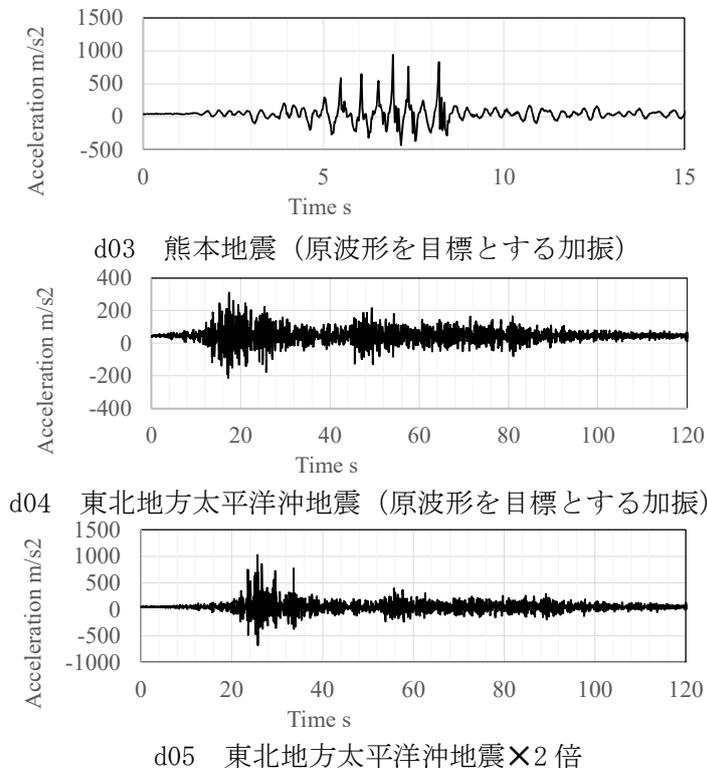
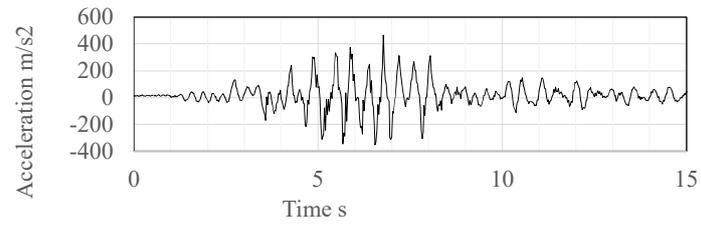
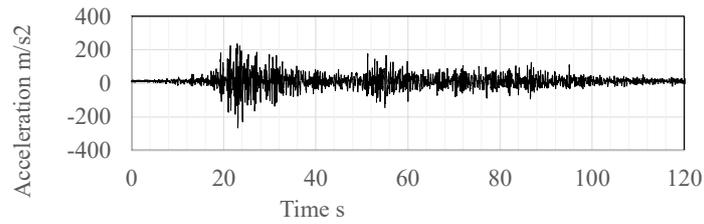


図 2.2-9 Case1 の主な加振実験の入力加速度時刻歴 (振幅については相似則適用前)

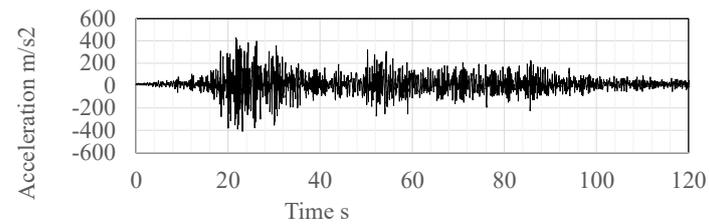
※原波形は入力信号を (目標波形) × (定型フィルター) とする. 上記はそれによって得られた土槽底板の応答. 以下同様.



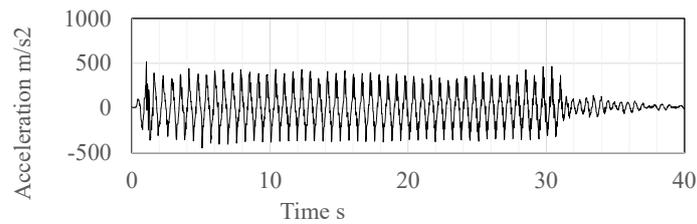
d03 熊本加振（原波形）



d04 東北地方太平洋沖地震（原波形）

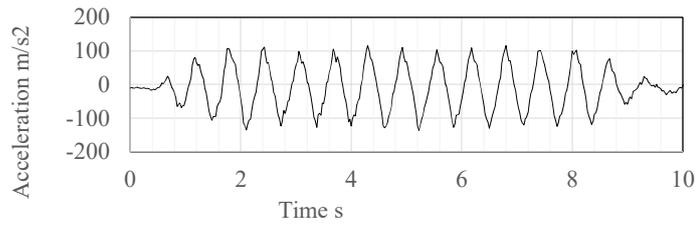


d05 東北地方太平洋沖地震×2倍

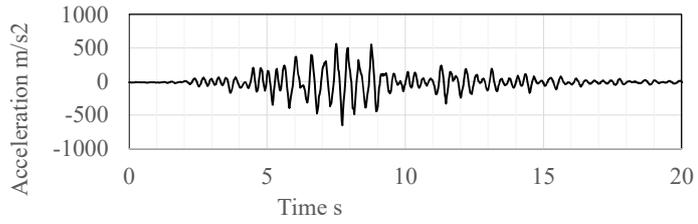


d06 正弦波加振

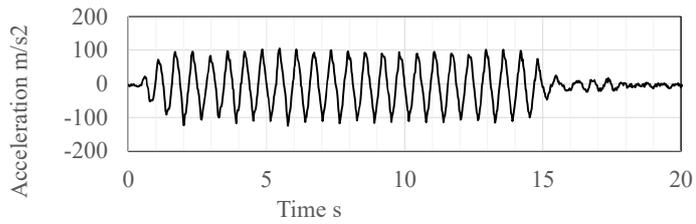
図 2.2-10 Case3 の主な加振実験の入力加速度時刻歴（振幅については相似則適用前）



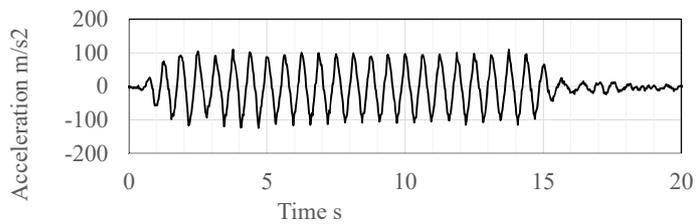
d02 正弦波 1.6Hz



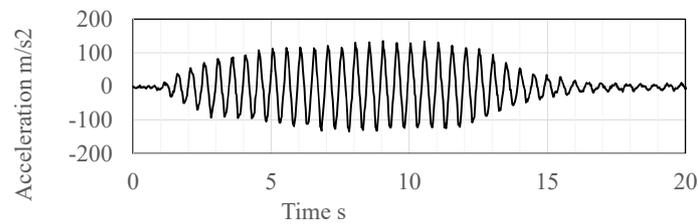
d04 熊本地震 (原波形)



d07 正弦波 1.6Hz

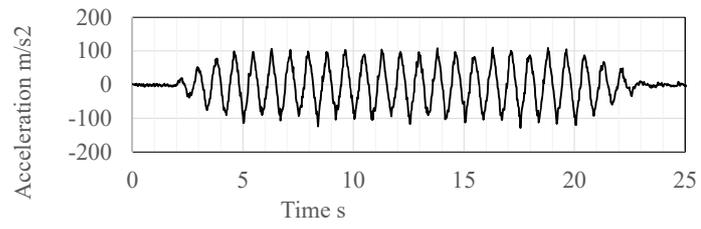


d09 正弦波 1.6Hz

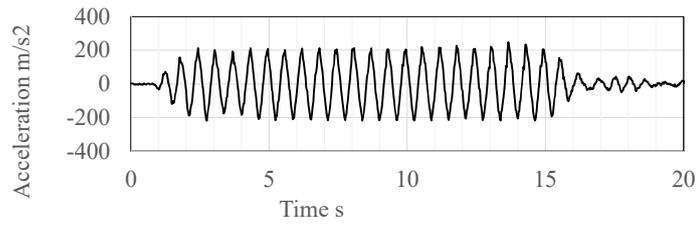


d11 正弦波 2.0Hz

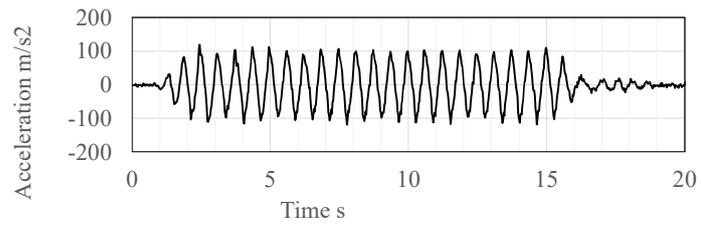
図 2.2-11 Case2 の主な加振実験の入力加速度時刻歴 (振幅については相似則適用前)



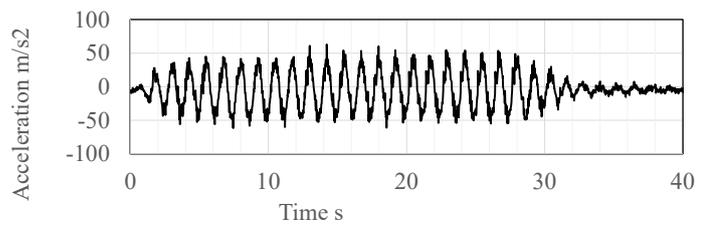
d13 正弦波 1.2Hz



d15 正弦波 1.6Hz



d17 正弦波 1.6Hz



d19 正弦波 1.6Hz (at 25G)

図 2.2-11 Case2 の主な加振実験の入力加速度時刻歴（振幅については相似則適用前）※続き

## 2.3 実験結果

### 2.3.1 初期応力状態

実地盤において初期応力を計測することは困難であるが、遠心模型実験では地盤中に計測機器を設置した後に遠心加速度を増加させることから、ある程度、地盤の初期応力状態を計測することが可能であり、数値解析結果の妥当性検証用のデータ取得という観点では利点となる。

図 2.3-1 および図 2.3-2 は、Case1 と Case3 で鉛直(y)・水平(x:加振方向)・奥行(z)の3方向の土圧計を設置した3地点(法先下, 法肩下, 盛土中央下)における、遠心加速度載荷(1G→50G)時の有効応力成分の時刻歴である。また図 2.3-3 は、Case2 について、3方向の土圧計を設置した位置での同様な結果を示している。これらの図の内、センターライン上の South, North, Middle South, Middle North に対して、Middle North2 は奥行方向にややずらした測線上の結果であるが、設置したセンサーの都合上、 $\sigma_x$  については Middle North の値を示している。

まず、図 2.3-1 より、Case1 では、いずれの場所でも水平有効応力 ( $\sigma'_x$ ,  $\sigma'_z$ ) がかなり小さいことが確認できる。また、地下水面より上の盛土部分の断面形状を変化させ、土槽壁と地盤の接触部の処理方法を変えた Case3 の結果は、側面の摩擦が軽減されたためか、やや Case1 よりも大きな水平応力となっている。特に盛土中央下の奥行方向 ( $\sigma'_z$ ) については、Case3 の結果は Case1 のそれより 3 倍程度大きくなっている。但し、鉛直応力 ( $\sigma'_y$ ) で見ると、盛土中央部分は、Case1 の方が逆に大きくなっているため、必ずしも摩擦軽減の影響ではなく、ぼらつきの範囲である可能性も考えられる。比較的均質に造り易いであろう水平成層地盤を模擬した Case2 の結果においても、それぞれの場所で鉛直土圧と水平土圧の関係はバラバラであり、土圧計測の難しさ、または実際に地盤中の土圧が場所ごとに不均質で、水平方向の土圧が小さくなる傾向にあることを示している。

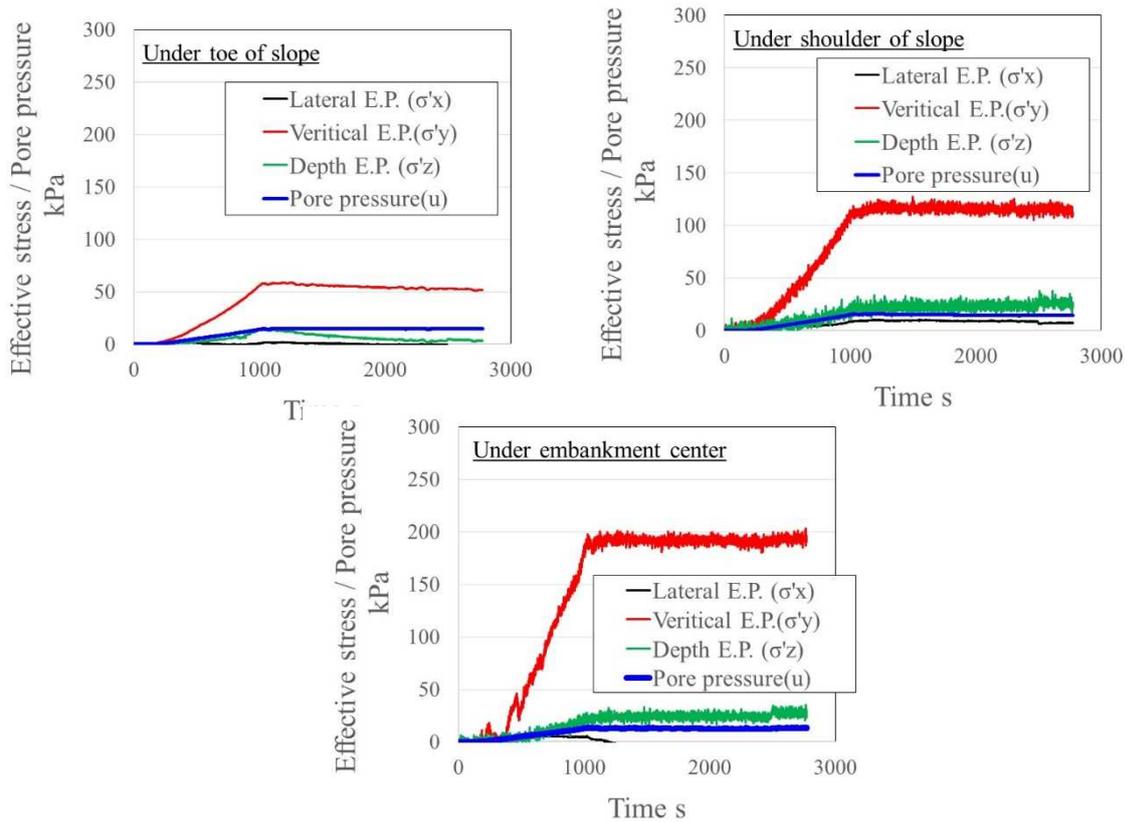


図 2. 3-1 Case1 の遠心力载荷時 (1G→50G) の直応力の変化

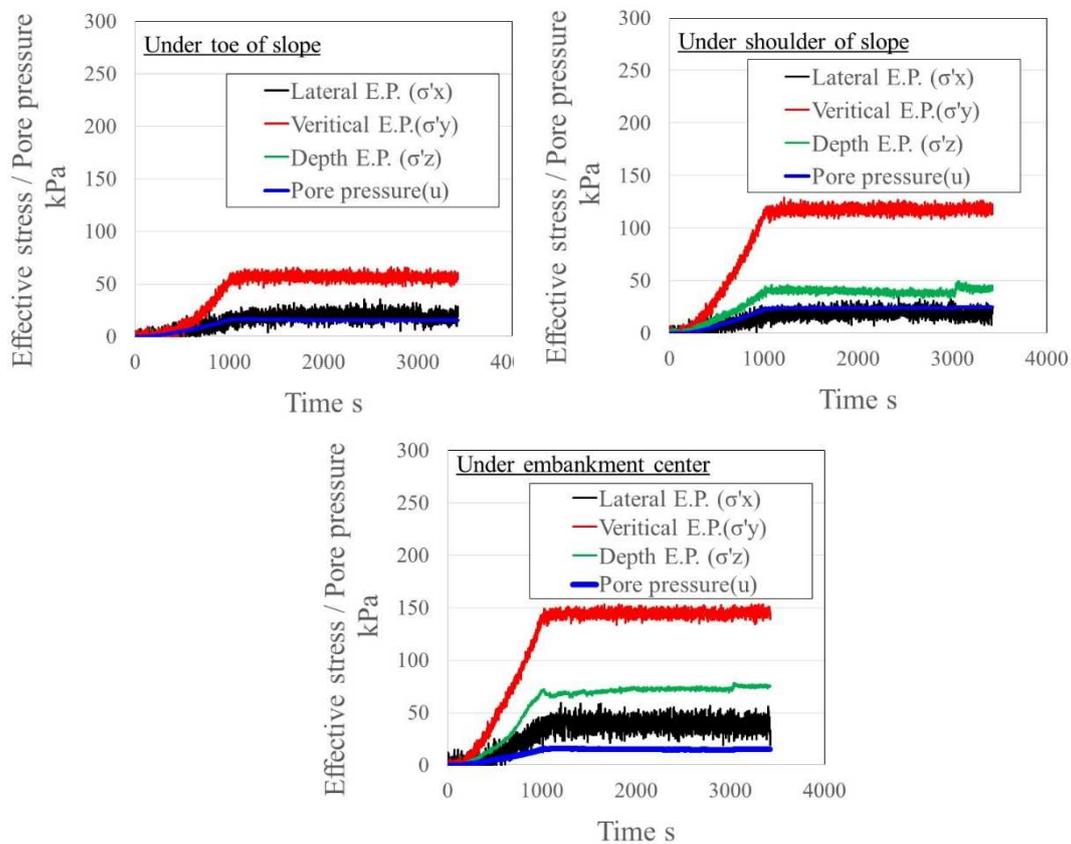


図 2. 3-2 Case3 の遠心力载荷時 (1G→50G) の直応力の変化

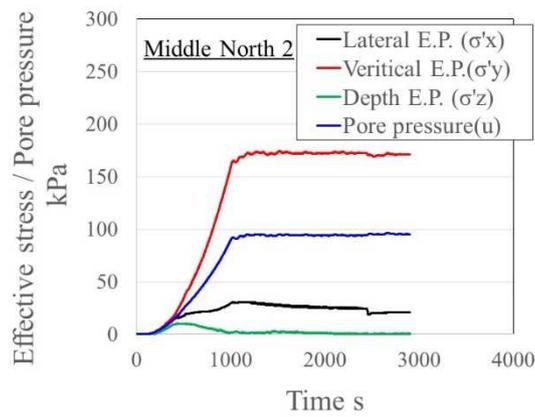
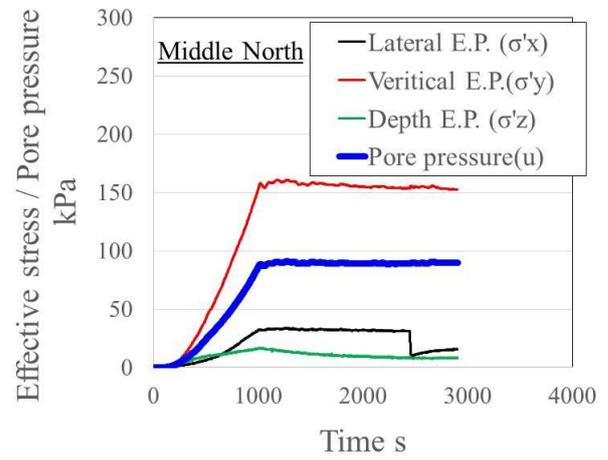
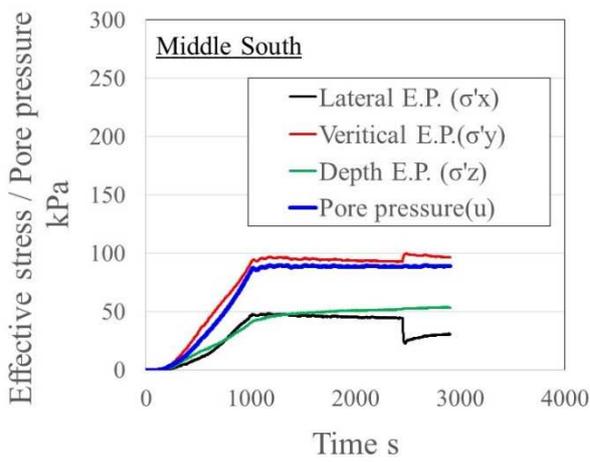
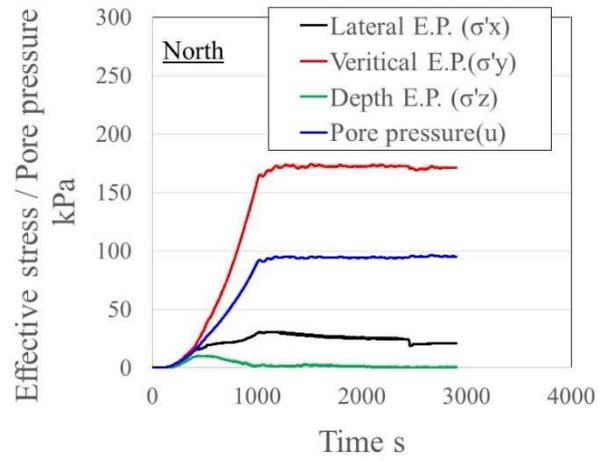
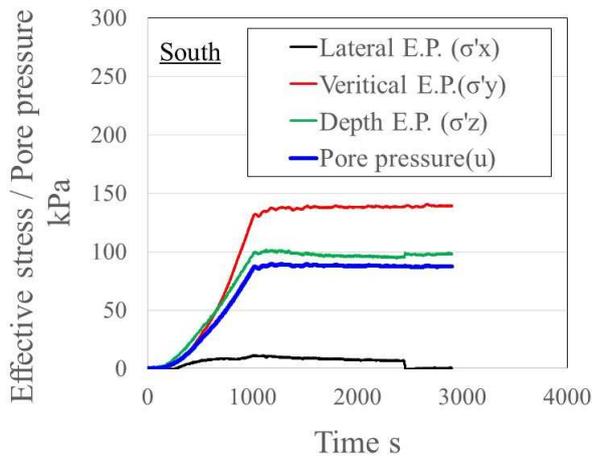


図 2. 3-3 Case2 の遠心力载荷時 (1G→50G) の直応力の変化

### 2.3.2 加振実験の結果 (Case1)

平成 30 年度事業においては、本事業と同じ試料を用いて、同じ断面で地盤密度だけ異なる模型について加振実験がなされている。そこで、Case1 について、昨年度事業の結果と比較した場合、応答の相違は主に地盤密度の影響であると考えられる (H30 : 1.87g/cm<sup>3</sup>, Case1 : 1.75g/cm<sup>3</sup>)。

図 2.3-4 は、変位 (鉛直 | 水平) を左側に、加速度 (水平 | 鉛直) を右側に配した図であり、青が本事業の Case1、赤が H30 年度事業の結果を示している。ソイルモルタルはほぼ剛体とみなせる強度・剛性を有しており、そのソイルモルタル表面で水平加速度を比較した AH1 の結果見ると、両実験は概ね同じ入力であることが確認できる。その同じ入力に対して、相対的に密度の小さな Case1 の結果は、概ね全ての場所で大きな残留変位となっている。但し、ケーソン前面 (DV1) については、H30 年度事業の結果の方が大きくなっているが、これはケーソン背面 (DV2) の結果と組み合わせて考えると、H30 年度事業の結果では兵庫県南部地震時のケーソン護岸と同様に、天端が海側に傾斜する方向に変位を生じているのに対し、Case1 の方は、密度が緩くケーソン底部にすべり様の変位が生じたためか、やや背後地盤側に傾斜を生じているようである。

一方、振動変位の大きさについて比べると、ケーソンについては H30 年度事業の方が大きく、それ以外の部分については概ね同等の大きさとなっていた。また加速度振幅も、両者でそれほど大きな差は生じていなかった。

図 2.3-5 には、各部の間隙水圧の結果を示している。図中には、液状化の目安として、間隙水圧計をセットした位置での理論的な有効鉛直土被り圧 (斜面部でも直上の地盤厚さ×密度で計算) を示しているが、いずれの場所においても、ソイルモルタル表面で 600Gal 程度の入力を与えているにも拘わらず、液状化に至っていないことがわかる。H30 年度の事業において、地盤材料の液状化強度 (三軸試験) と計算した地盤中のせん断応力の関係から、液状化していないことに懸念が示されていたが、Case1 については、さらに密度が小さく液状化強度も小さいにも拘わらず (図 2.3-6 および実験の詳細は付録 C 参照)、より密な地盤である H30 年度事業の結果とほとんど同程度の間隙水圧が記録されていた。

図 2.3-7 には、主な部分の 3 方向の直応力の計測結果 (全応力) と間隙水圧の時刻歴を示しているが、それぞれの土圧の変動幅を見ても、かなり大きな加振であったことが伺われ、この点からも、間隙水圧の蓄積程度が小さいことが、本来の模型地盤の特性を反映した結果となっていないことが懸念される。さらに、Case1 の応答を分析すると、図 2.3-8~図 2.3-10 に示すような点から、土槽側壁と地盤との摩擦により、地盤の変形量が拘束されている可能性が示唆された。そのため、当初は比較のために礫質土ではなく砂質土で模型を作製する予定であった Case3 の条件を変更し、図 2.3-11 に示す方針で Case3 を実施するものとした。

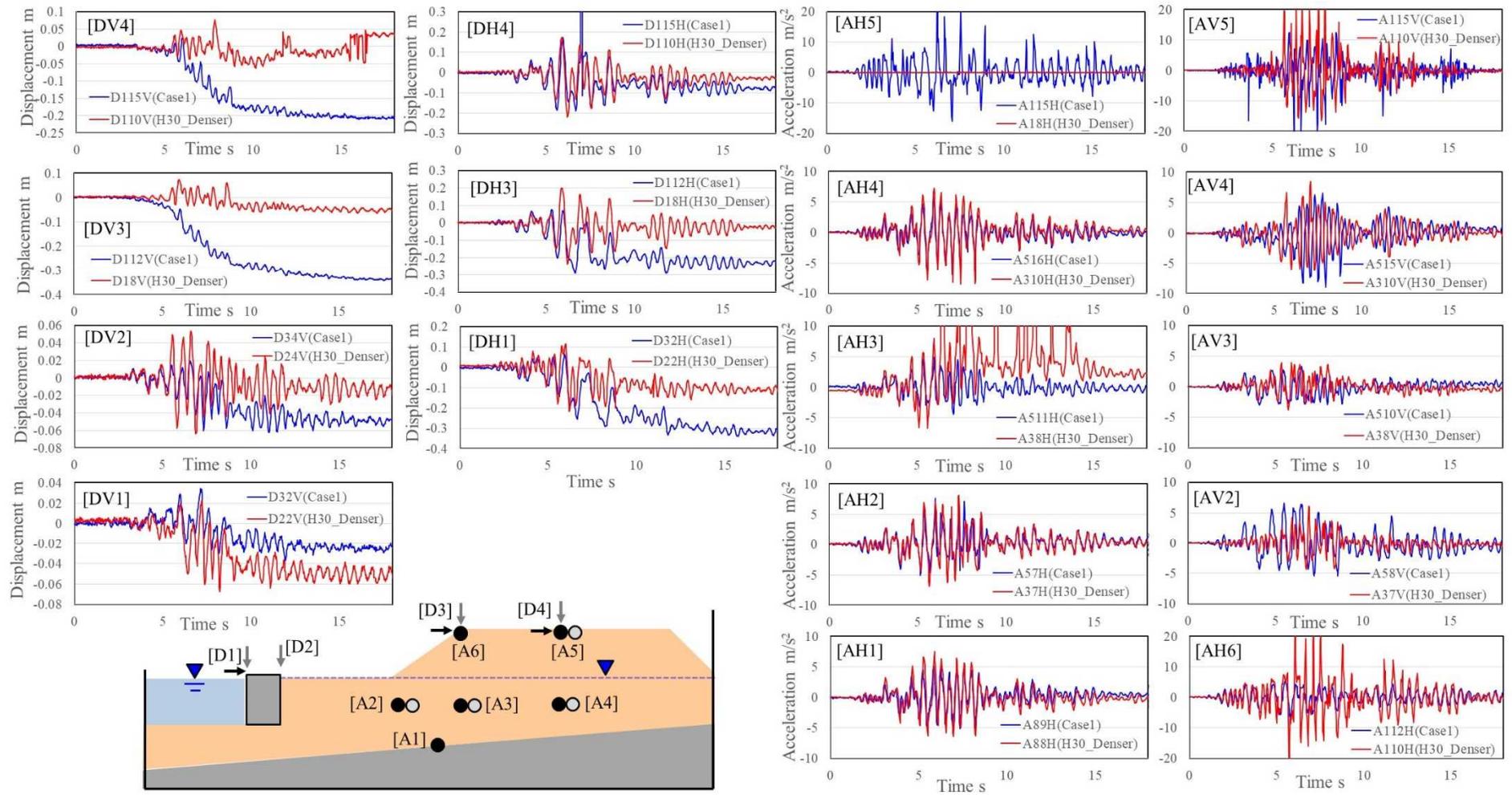


図 2.3-4 Case1 の Kumamoto 加振結果(d03)と H30 年度事業の同加振結果の比較 (加速度・変位)

(Case1 :  $\rho d=1.75\text{g/cm}^3$ , H30 年度事業 :  $\rho d=1.87\text{g/cm}^3$ )

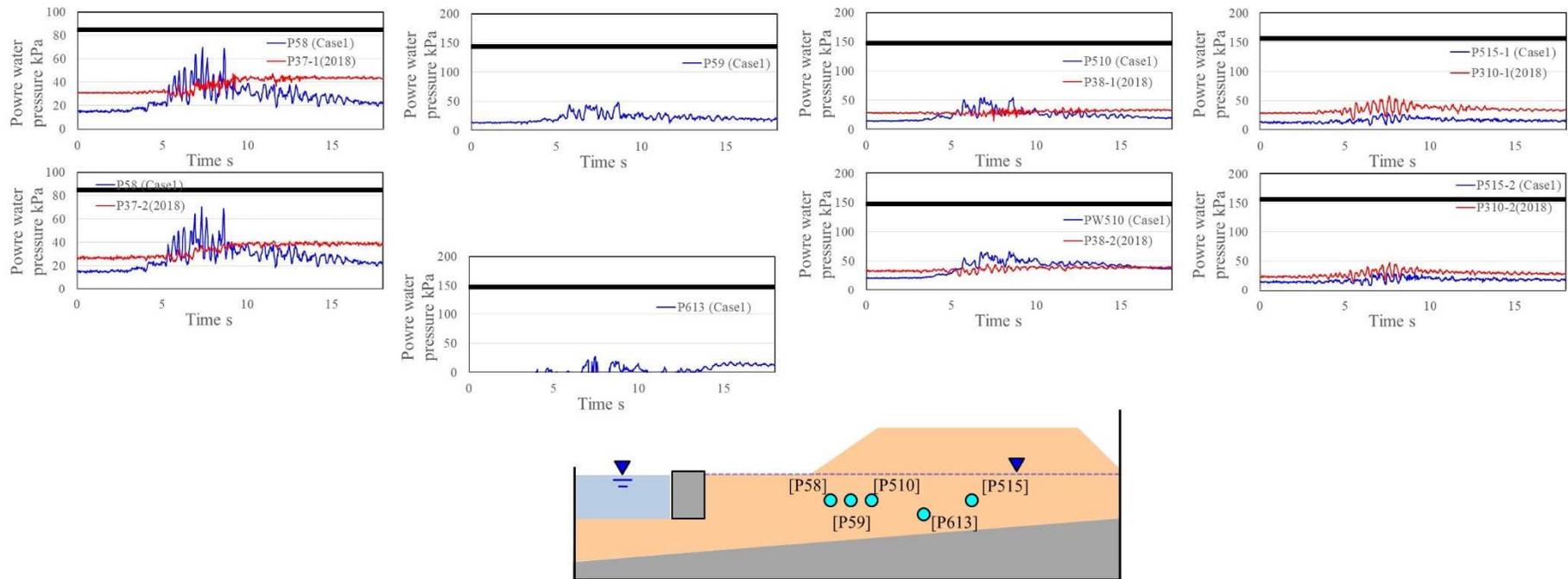


図 2.3-5 Case1 の Kumamoto 加振結果 (d03) と H30 年度事業の同加振結果の比較 (間隙水圧)  
 (Case1 :  $\rho d=1.75\text{g/cm}^3$ , H30 年度事業 :  $\rho d=1.87\text{g/cm}^3$ )

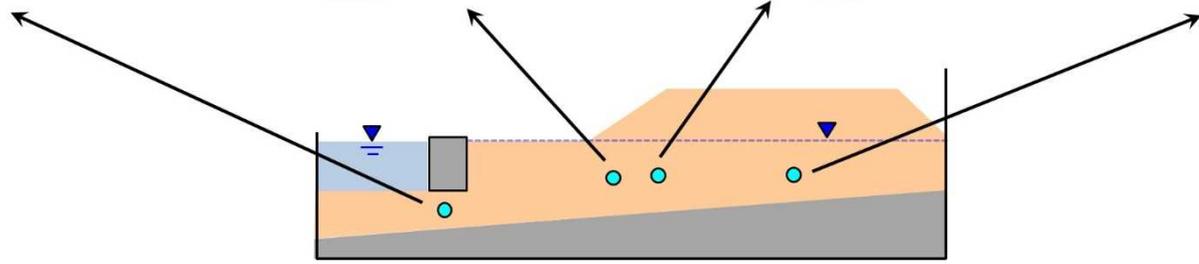
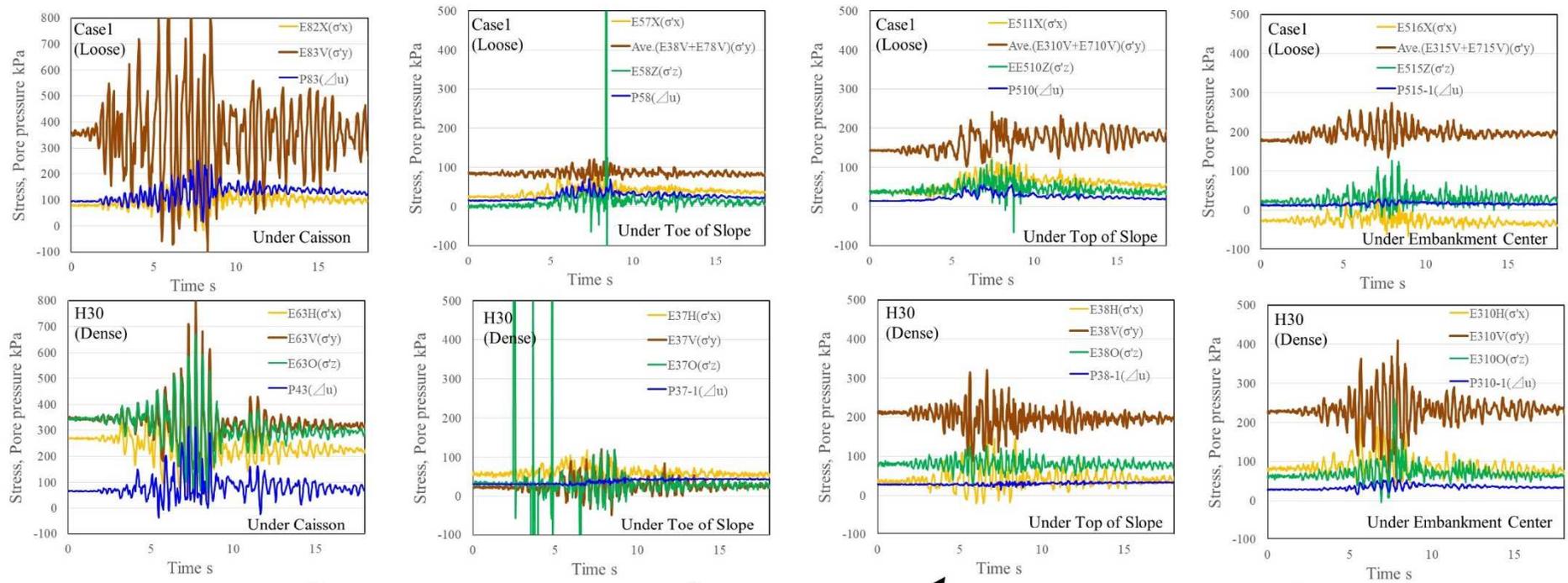


図 2.3-7 Case1 の Kumamoto 加振結果(d03)と H30 年度事業の同加振結果の比較 (主な地点の応力状態)  
 (Case1 :  $\rho d=1.75\text{g/cm}^3$ , H30 年度事業 :  $\rho d=1.87\text{g/cm}^3$ )

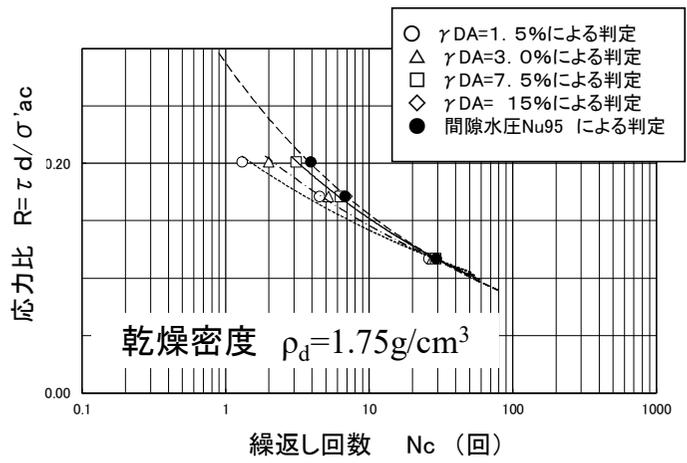
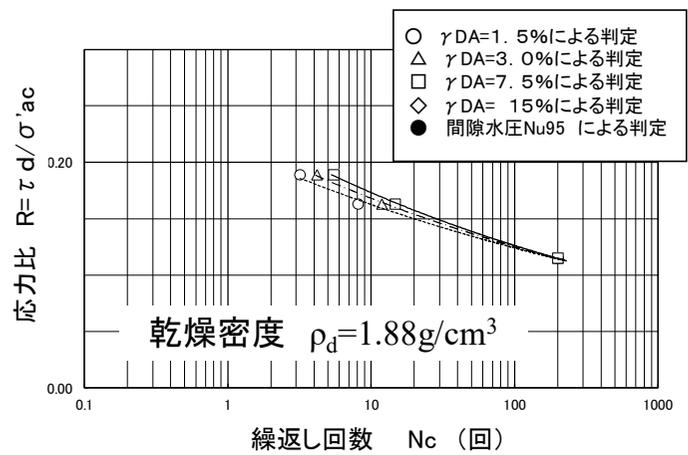


図 2.3-6 礫質土の液状化強度

( $D_{max} < 2\text{mm}$  のせん頭粒度試料で実施)

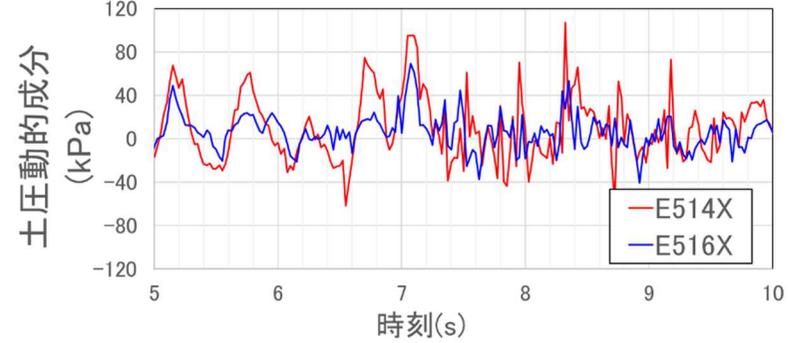
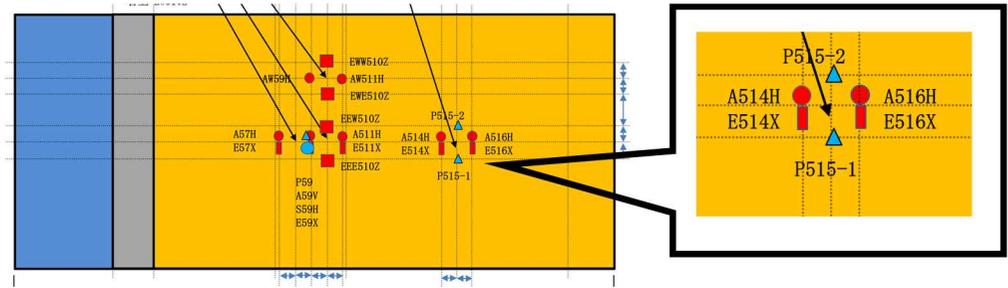
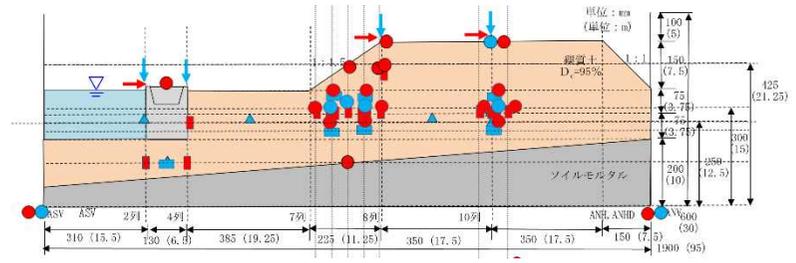
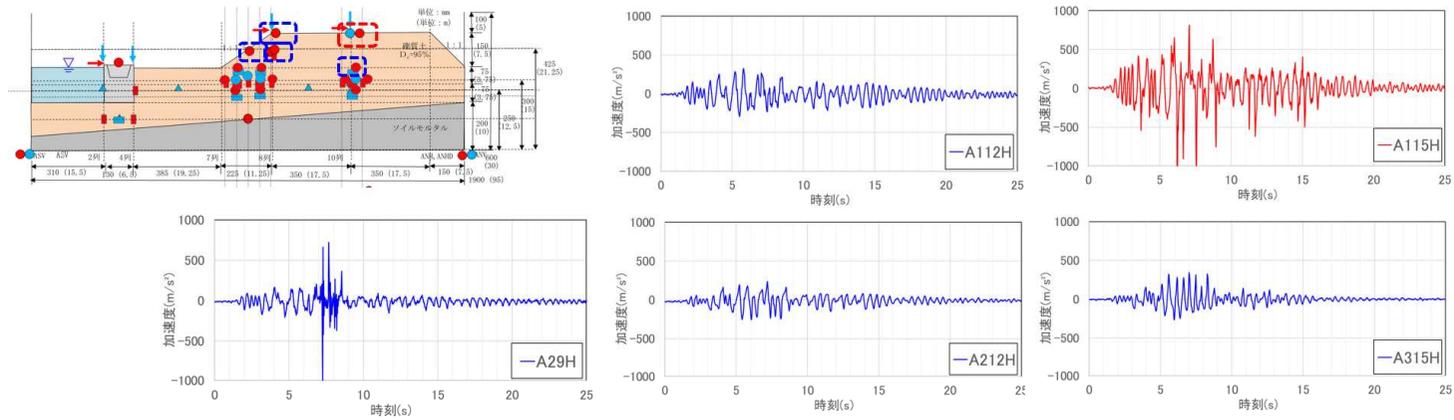


図 2.3-8 土槽側方境界の影響

(ごく近傍で向かい合わせに設置した土圧計の応答が大きく異なり、その付近に底面から一様に伝達されるせん断応力以外の力の存在すなわち、奥行き方向から伝達される摩擦の影響、が示唆される)



加速度の増幅特性について、

盛土中央表面だけの特異な加速度増幅(不安定な法肩の方が本来は大きい?)

- ①下→上でない応力の伝達?
- ②盛土両サイド法面からの表面波の合成?

図 2.3-9 盛土中央の地表面における加速度の特異な応答

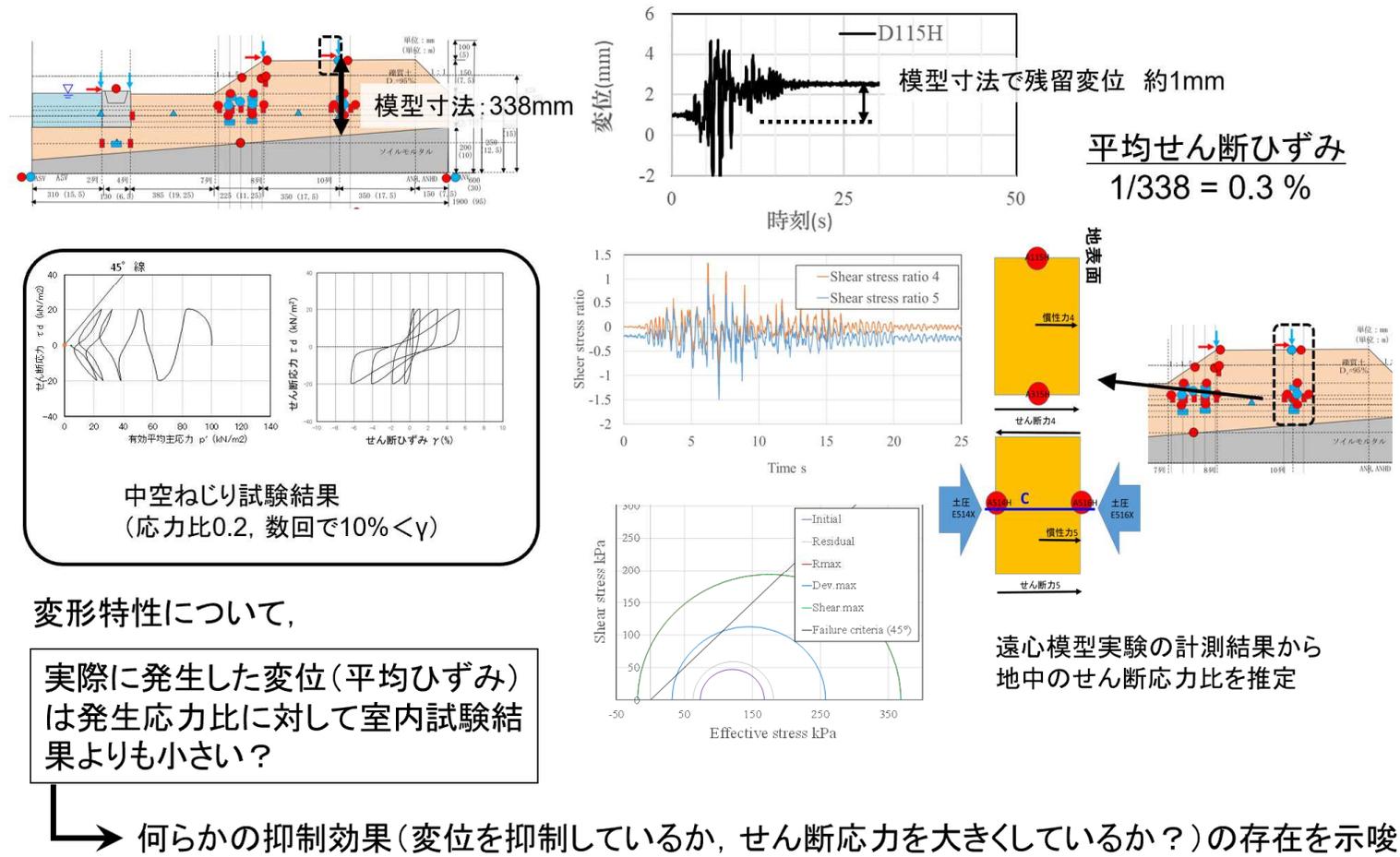


図 2.3-10 盛土中央付近のせん断応力と平均ひずみの大きさの不整合

- ①土槽側面と模型地盤との間のテフロンシートを二重化(間にグリース塗布) ※Case1は一枚のみ
- ②地下水面より上部は、盛土側面も法面として土槽側面とは非接触にする ※Case1は地表面まで接触
- ③奥行方向のベース加速度応答を確認 ※Case1はなし
- ③奥行方向に側線を追加, センサーを追加

※地下水面より上の部分だけを非接触(切土)したのは、地下水面より下方では水の影響により、加振中に崩落の可能性が高かったため。

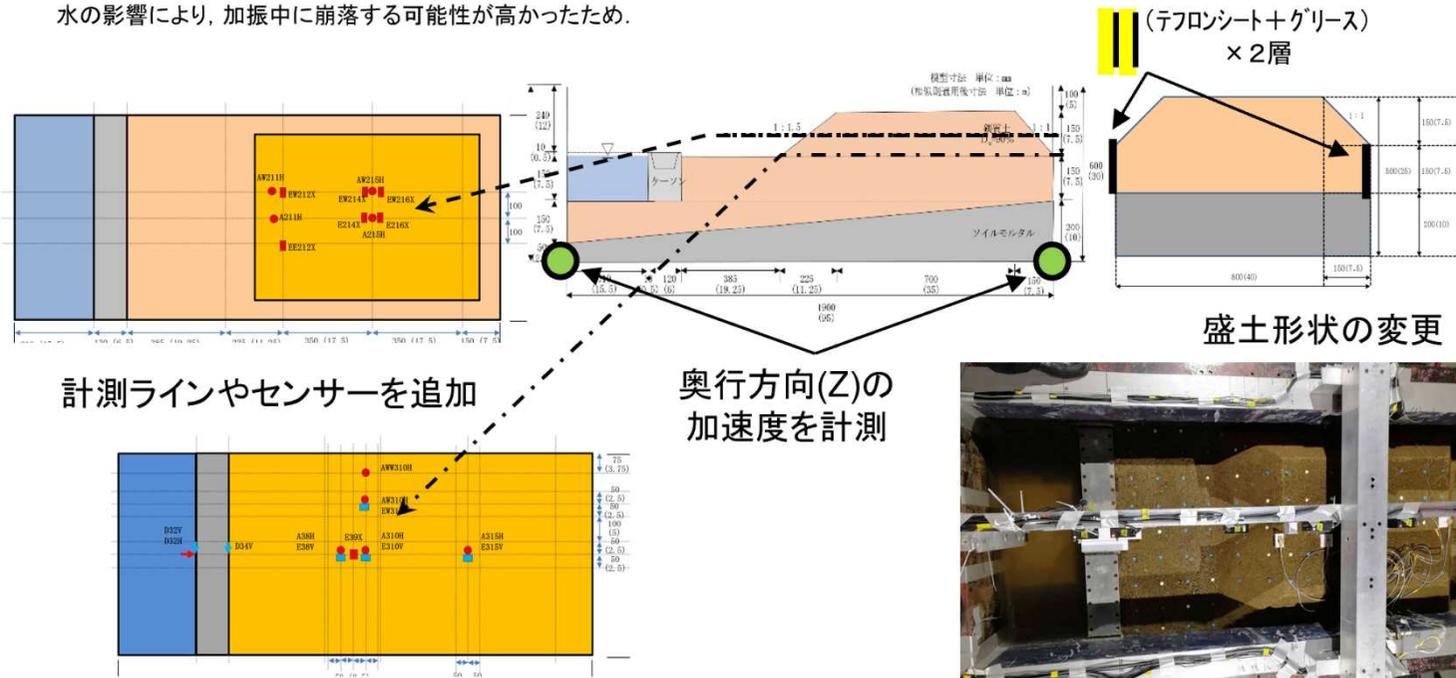


図 2.3-11 Case3 の実施方針

### 2.3.3 加振実験の結果 (Case1 と Case3 の比較)

前述の方針に従い、Case3 を盛土側面の処理と若干の計測器配置の変更以外は、ほぼ Case1 と同等の条件で実施した。図 2.3-12～図 2.3-14 は、Case1 と Case3 の結果を比較したものである。まず図 2.3-12 を見ると、右側から 2 列目の水平加速度時刻歴については、地表面の加速度を除き概ね両者は同等であった。また、左側から 2 列目の水平変位は、やや Case3 の方が大きくなっているが、その差はそれほど大きくなかった。しかし、右端列の鉛直加速度については、両者で大きく異なる結果となっていた。さらに、図 2.3-13 では、盛土下部の間隙水圧 (P510, P515, P613) が両者で大きく異なり、Case3 は Case1 よりかなり大きな値となっており、瞬間的には液状化の目安となる初期鉛直土被り圧 (図中の黒実線) に到達していた。図 2.3-14 にはこの時の、模型の主な部分の直応力 3 成分と間隙水圧の時刻歴を示す。

これらのことを踏まえると、Case3 において、盛土側面を法面として土槽壁面から離れたことの影響は大きく、今回用いた試料の液状化強度では、これまでの数値解析や実験の分析で示唆された通り、Case3 のように液状化することが現実に近い状態であると考えられる。その影響は、詳細に実験結果をみていくと、図 2.3-15 のような部分でも確認できる。

但し、Case3 の実験が理想的な実験条件、すなわち想定した通りの二次元平面ひずみ+水平地震入力になっているかと言えばそうではなく、未だ図 2.3-16 および図 2.3-17 に示すような三次元的な応答になっていることが確認された。これが示唆することは、一般に数値解析の検証のために模型実験データが用意された場合、「模型実験は事実 (真実) であるので、数値解析結果はこれを再現できなければ、数値解析結果が正しくない」と判断されがちであるが、その際に想定している条件を超えた真実 (二次元的な実験を想定していても実際には三次元応答となる、地盤のみに着目していても土槽の影響が出ている、etc.) となっている可能性があり、少なくともそれらの挙動までを計測により確認し、あるがままの解析条件を設定しない限り、模型の応答は (理想化された) 真実ではありえないということである。また、そのような前提に立って実験結果を解釈しない限り、数値解析を経ず、直接的に実験結果で実務設計の妥当性を検証する機会において、実験結果からの (誤った) 予測結果は、危険側の判断になり得る (今回の実験の場合には、Case1 の結果から”原位置でも液状化しない”と判断してしまうようなケース) ということである。

このようなことを避けるためには、材料の強度、想定される (設計対象となる) 入力加速度レベルで発生すべきせん断応力のレベル (ニュートンの法則から  $F=ma$  でラフには予測可能) とその繰返し回数など、例え解析条件がばらついたとしても、力学的には概略の範囲が限定されるような基本事項を押さえて、そこから結果のあるべき姿を予測するという作業が、精緻な実験や数値解析と並行してなされている必要がある。すなわち、今回実施した模型実験においても、これまでの実績に基づいた境界処理 (テフロンシート 1 枚+土槽壁面へのグリース塗布) はされており、既往の被害事例からその影響が懸念される程度以上の奥行距離は確保しているため、多数の実験実績がある機関でも事前予測が困難であったこと、そもそも数値解析では、それが厳密なものであるが故に、入力パラメータを少し誤るだけで結果に多大な影響が出てしまう可能性があることを踏まえると、実験結果や数値解析を実務設計で誤用しないための重要なポイントとなり得る。今回の実験については、例えば、付録 D に示すような三次元解析を予め実施していれば避けえたかもしれないが、現実的には手間のかかる三次元解析を何も問題の生じていない段階で二次元 (を想定した) 実験に対して実施することは非現実的であり、さらには、その結果を予め見た上でもテフロンシート一重で十分対処可能であると判断する可能性もあり、それほど経験や常識からもたらされる、いわゆる”正常性バイアス”を排除するのは困難であると考えられる。

今回の結果を踏まえると、上記のような点に実務での数値解析の使用方法に関するヒントが隠されていると考えられる。すなわち、数値解析は特定の細かい定量的な値を鵜呑みにして使用するというのではなく、その力学がもたらす普遍的なことを洞察し (少々パラメータ変わったところで変わらない者)、まずはそこから導かれる結論を踏まえ、その上でパラメトリックスタディ等により、定量的な結果の存在する範囲を予測するという手順で使うことが有用であると思われる。あくまでも正しい予測結果を出す数値解析手法の使用が前提とはなるが。

図 2.3-18～図 2.3-26 には、d03-Kumamoto 加振以外の結果の一覧を示す。これらの加振でも、やはり Case3 で生じる変位は、Case1 のそれを上回っていることが確認できる。

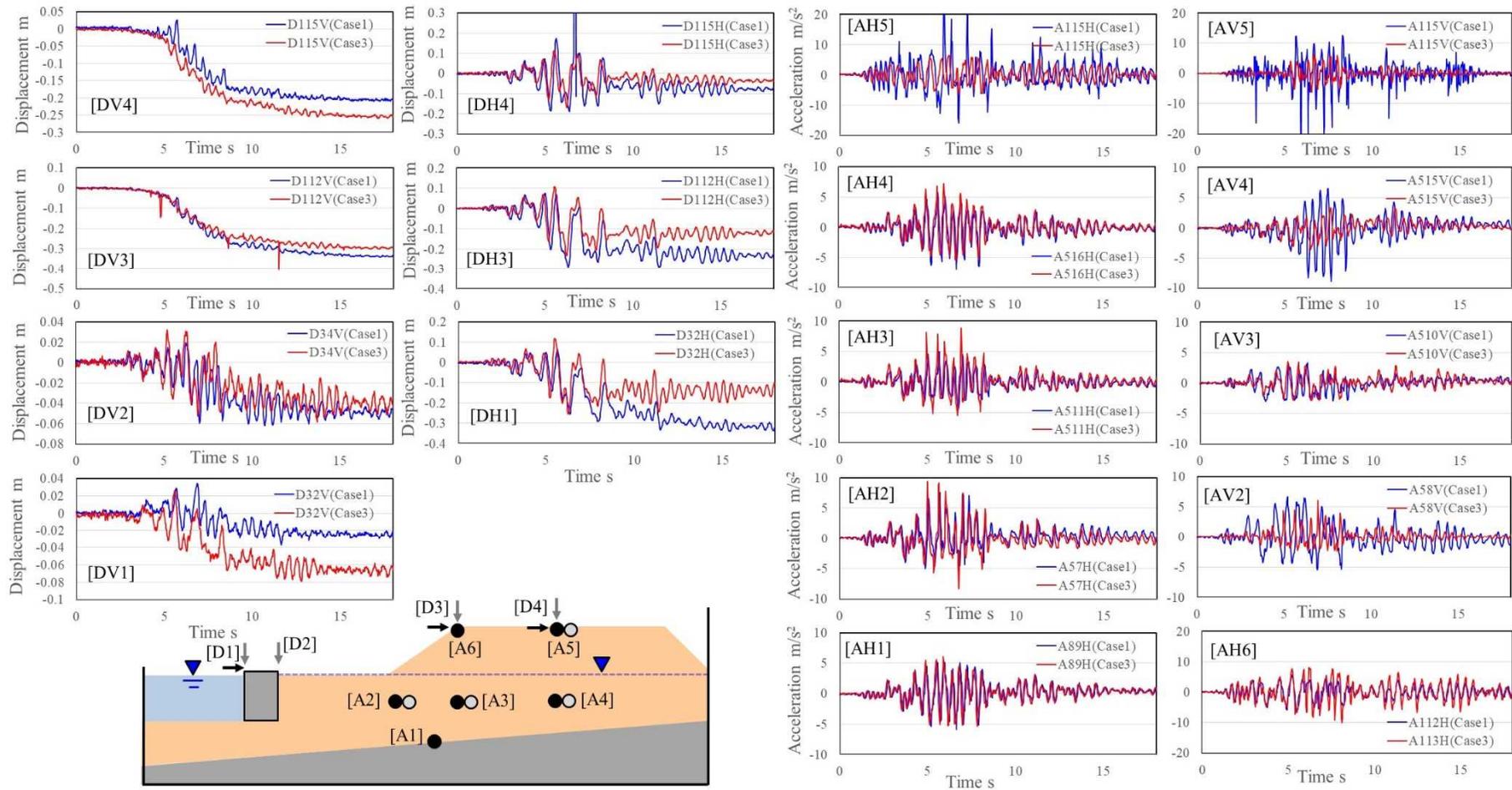


図 2.3-12 Case1 と Case3 の d03(Kumamoto)加振結果の比較 (加速度・変位)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

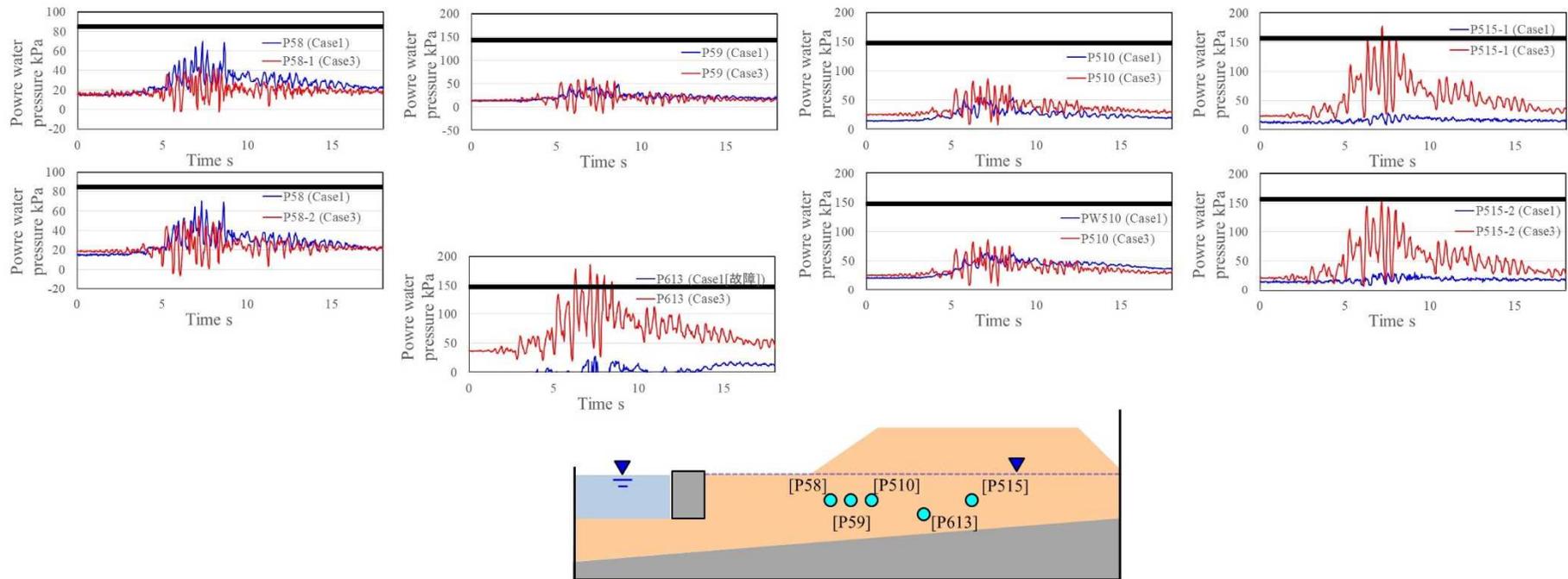


図 2.3-13 Case1 と Case3 の d03 (Kumamoto) 加振結果の比較 (間隙水圧)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

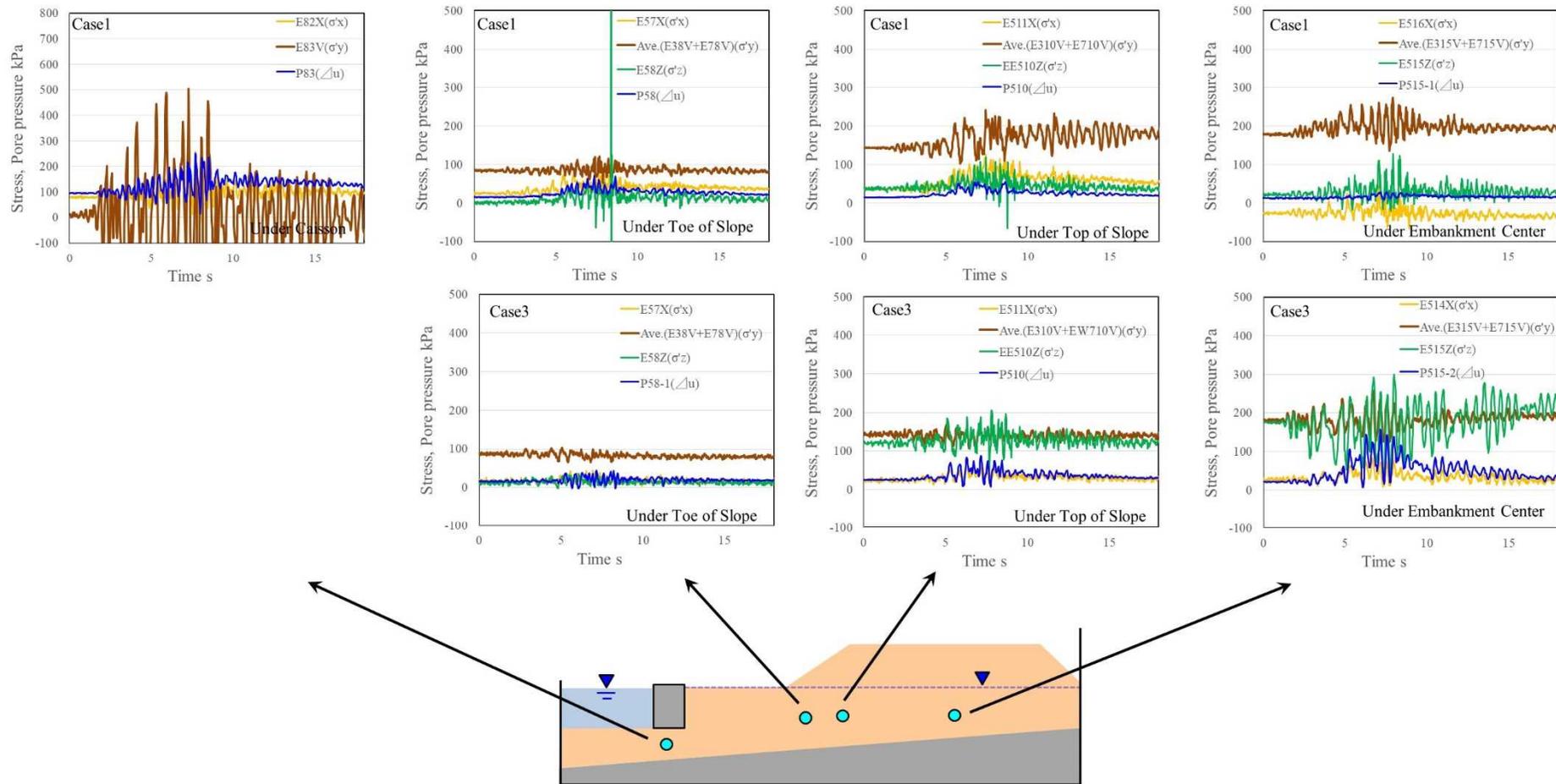


図 2.3-14 Case1 と Case3 の d03(Kumamoto)加振結果の比較 (主な地点の応力状態)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

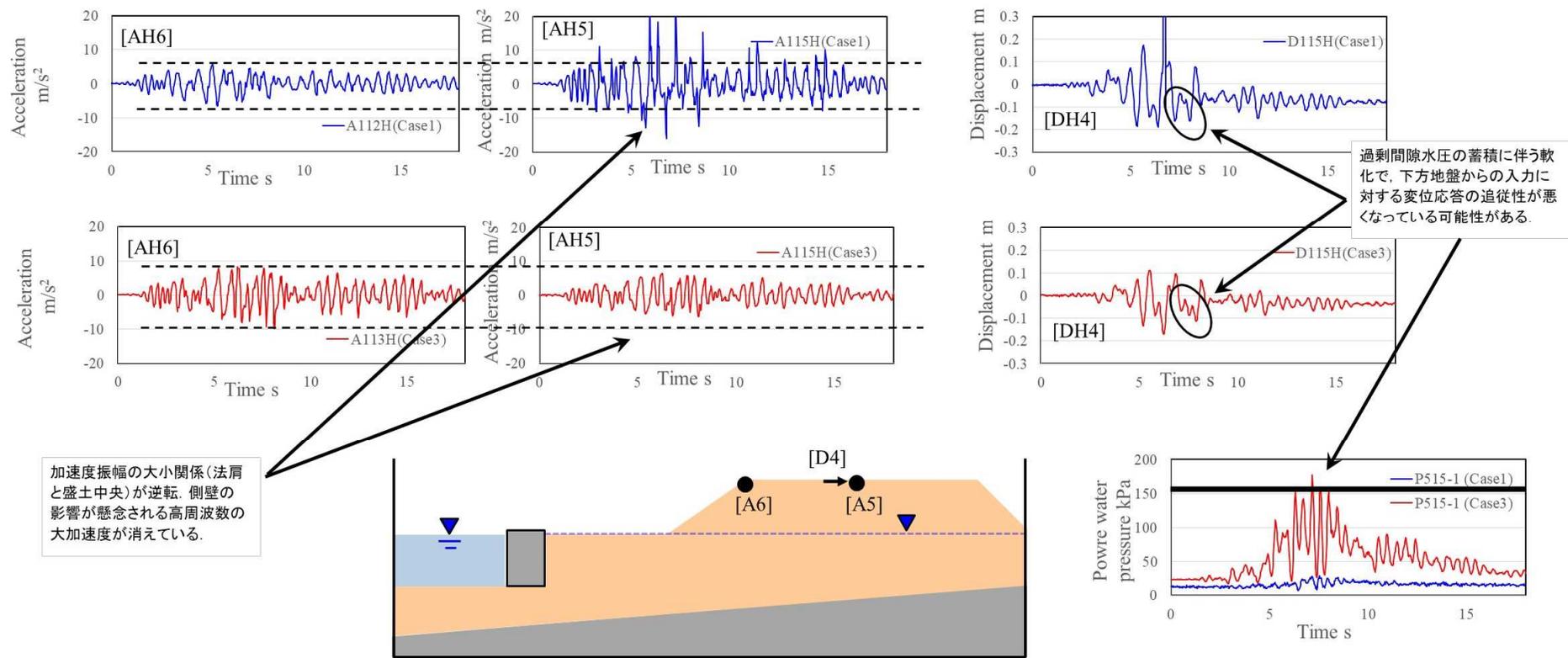
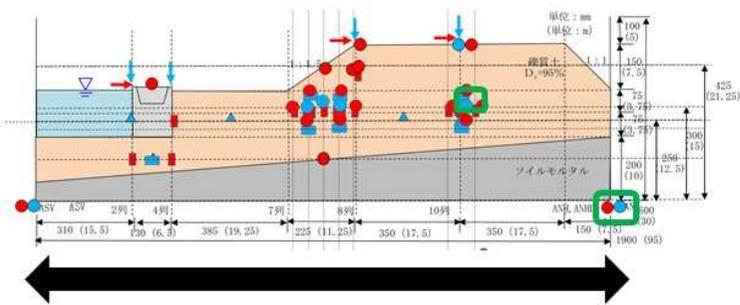
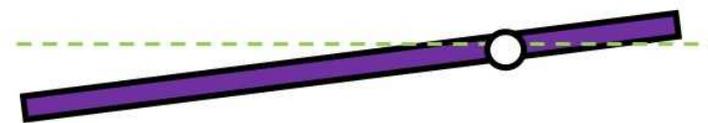


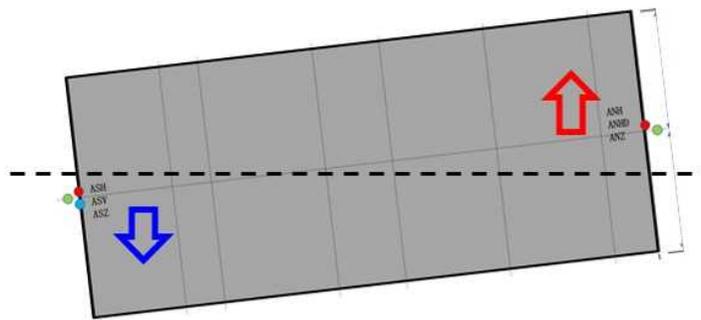
図 2.3-15 Case1 と Case3 の d03 (Kumamoto) 加振結果の比較 (過剰間隙水圧蓄積の影響確認)  
(Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)



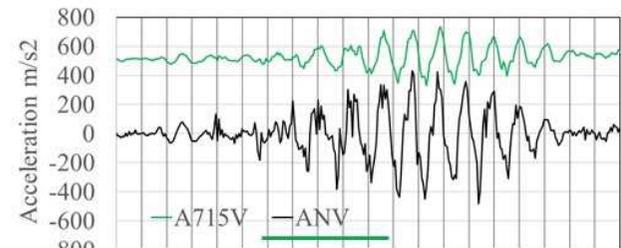
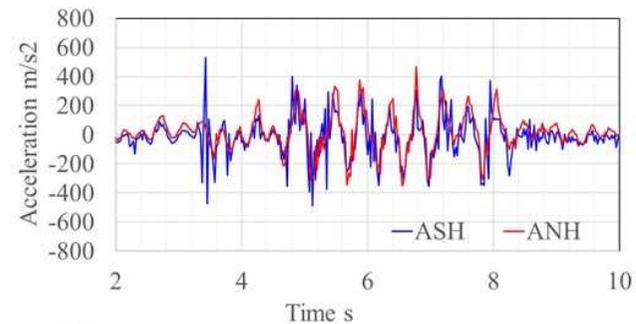
加振方向の加速度は一様



鉛直方向は加振入力と同レベルでロッキング



奥行方向は加振入力の1/4程度のレベルでロッキング



※センサー数の制限によりCase3では土槽ベースは1個だけ鉛直加速度計を設置した(Case1で鉛直ロッキング自体は確認済み).

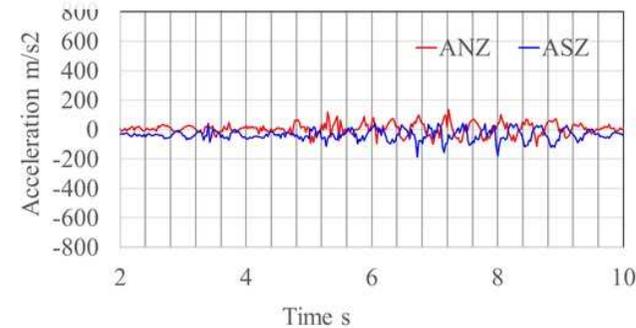
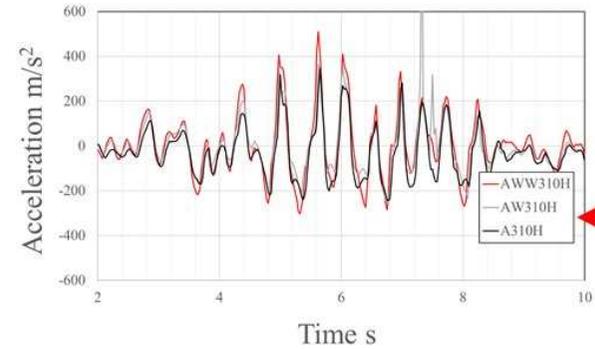
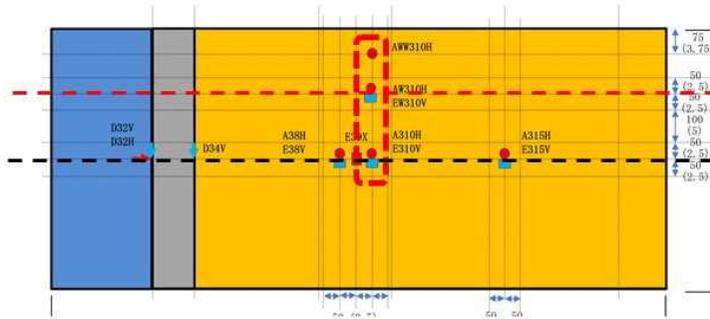


図 2.3-16 Case3 の d03(Kumamoto)加振結果 (想定する理想状態 [二次元・水平応答のみ] からの乖離)



土槽壁に近づくほど加速度が大きくなる  
(最大で約1.5倍)

但し、中央と隣のライン上の比較(上図以外の位置も含め)では、それほどの差は認められない。

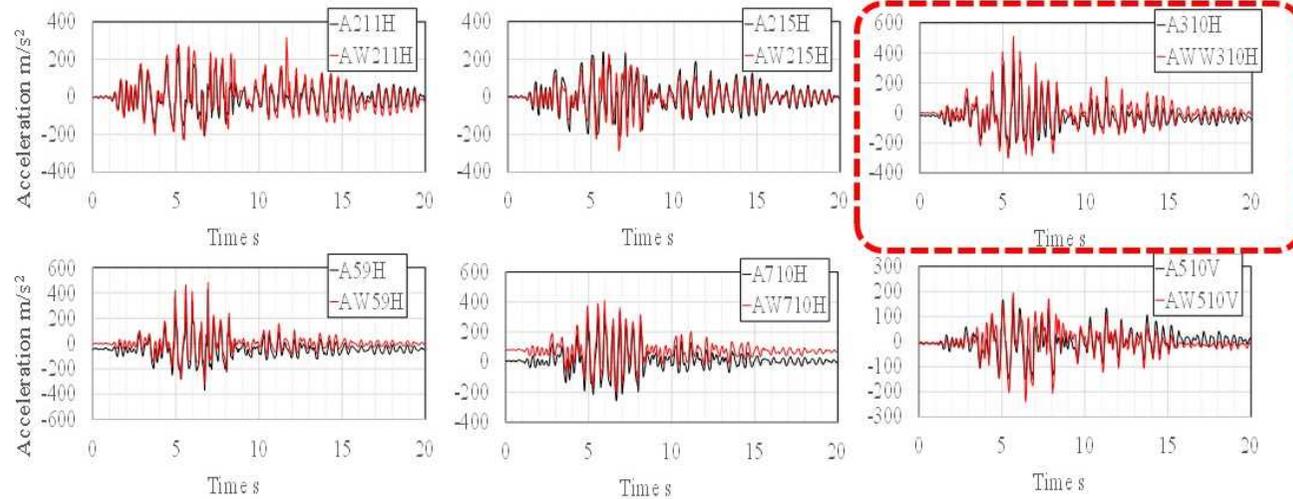


図 2.3-17 Case3 の d03(Kumamoto)加振結果 (加振方向加速度を奥行方向で比べた場合の相違)

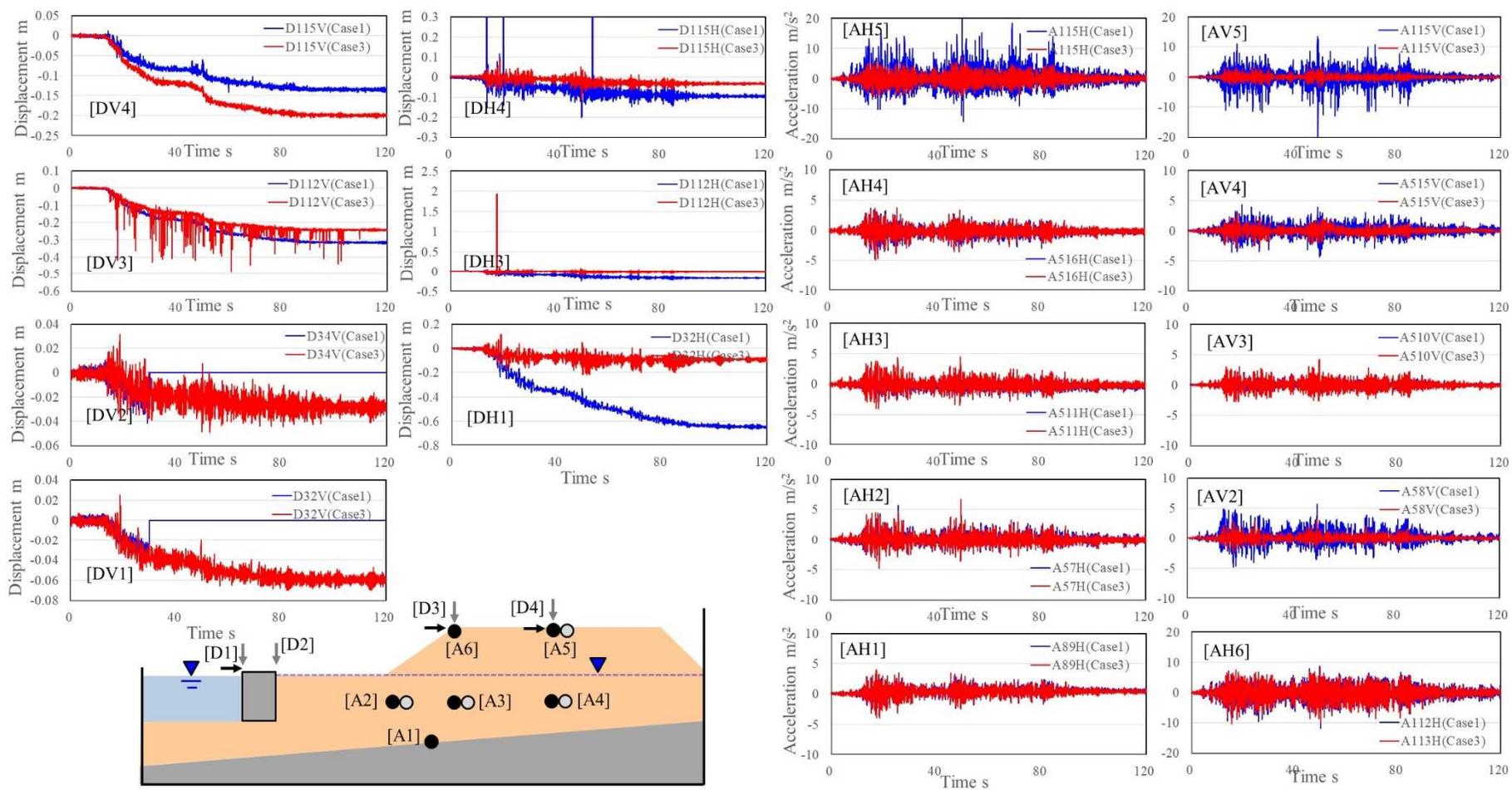


図 2.3-18 Case1 と Case3 の d04(Tohoku)加振結果の比較 (加速度・変位)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

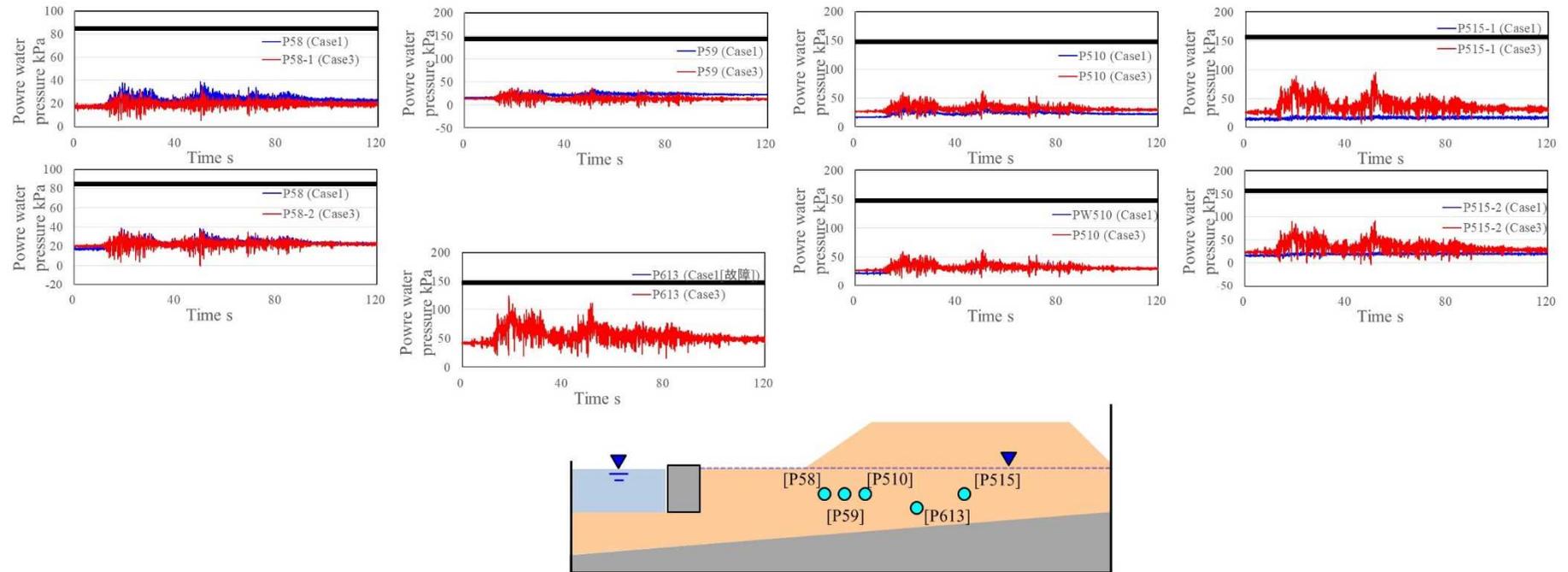


図 2.3-19 Case1 と Case3 の d04 (Tohoku) 加振結果の比較 (間隙水圧)  
 (Case1 : 盛土側面処理なし, Case3 : 盛土側面処理あり)

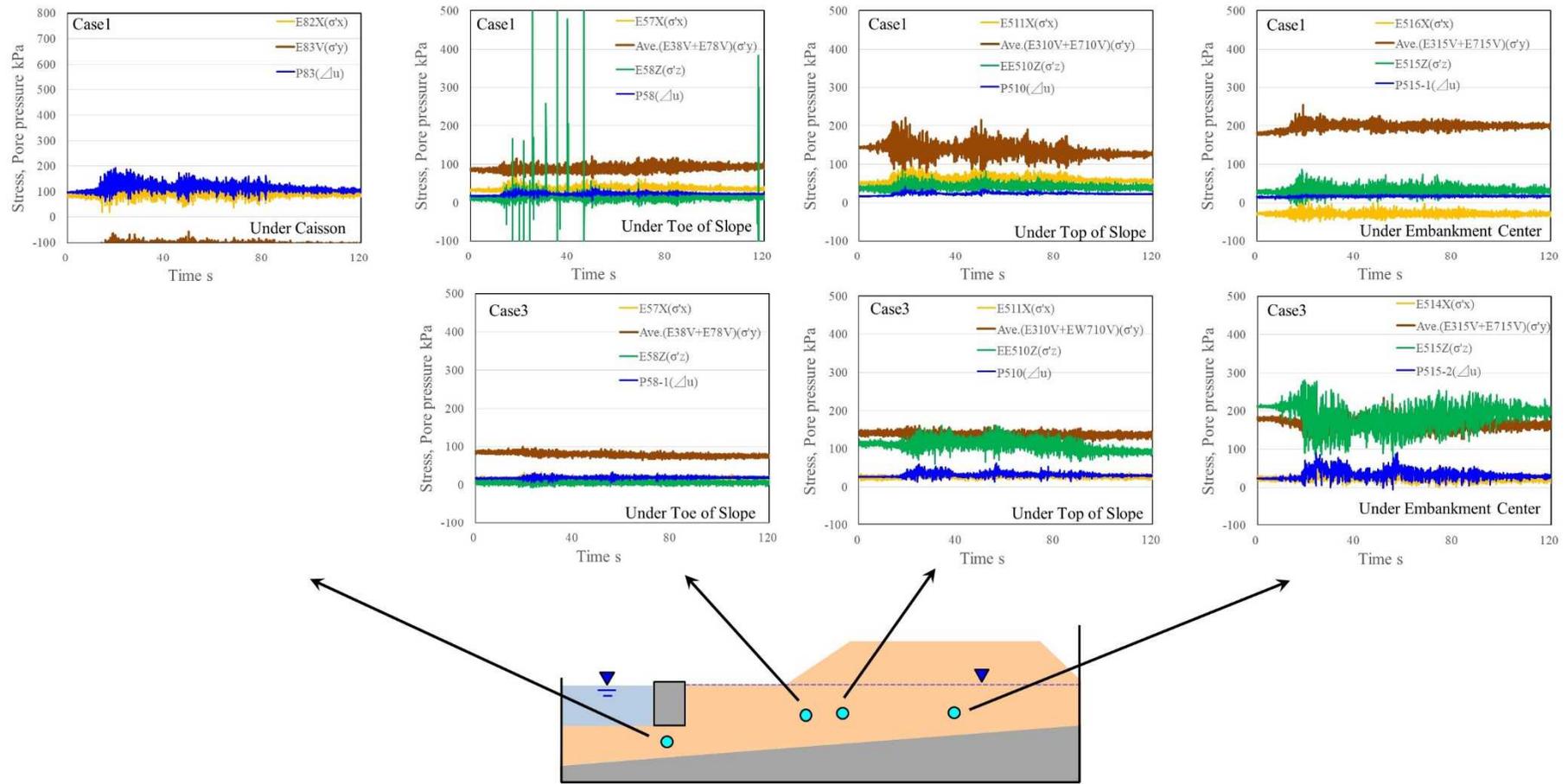


図 2. 3-20 Case1 と Case3 の d04(Tohoku)加振結果の比較 (主な地点の応力状態)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

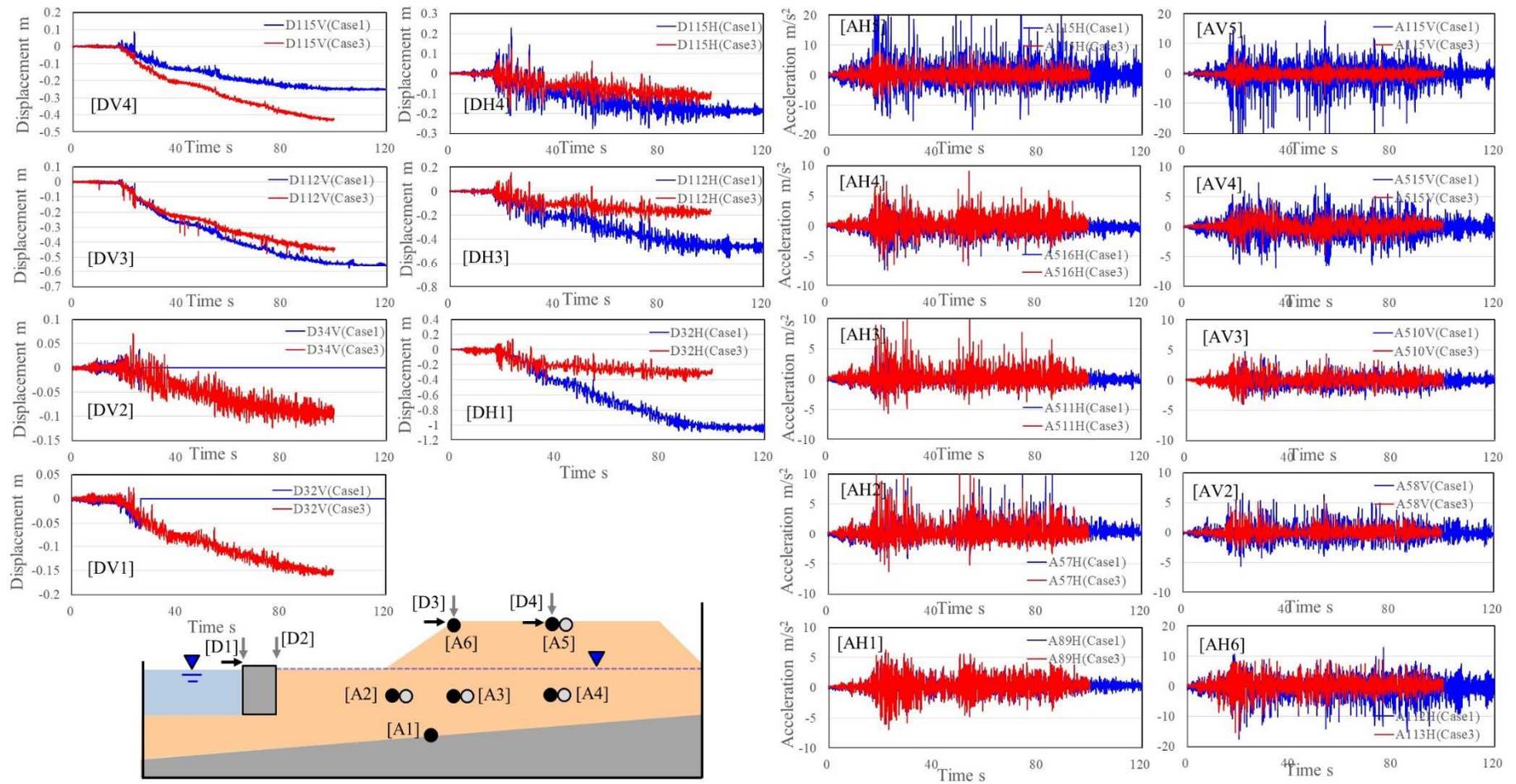


図 2.3-21 Case1 と Case3 の d05(Tohoku×2 倍)加振結果の比較 (加速度・変位)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

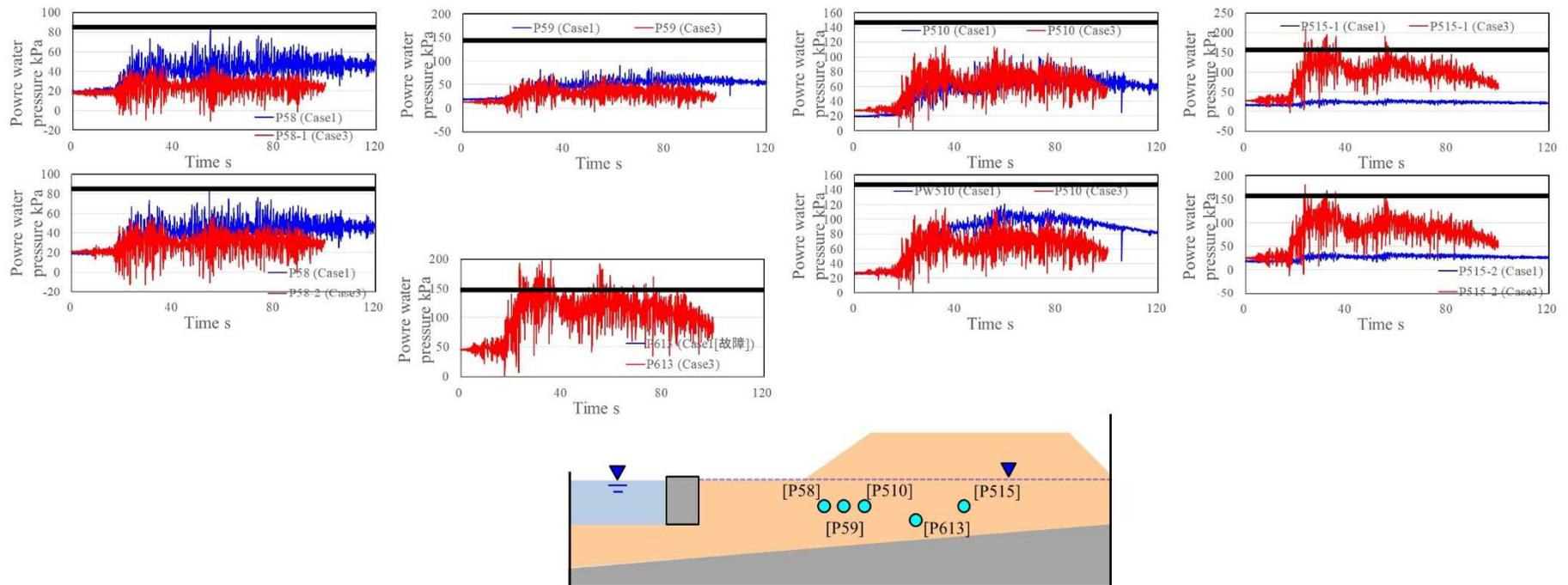


図 2.3-22 Case1 と Case3 の d05(Tohoku×2 倍)加振結果の比較 (間隙水圧)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

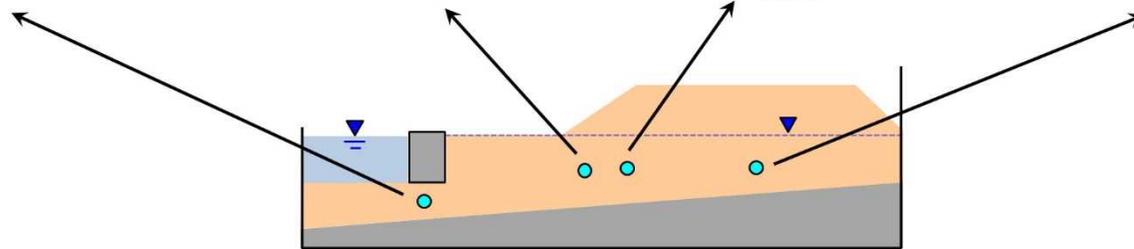
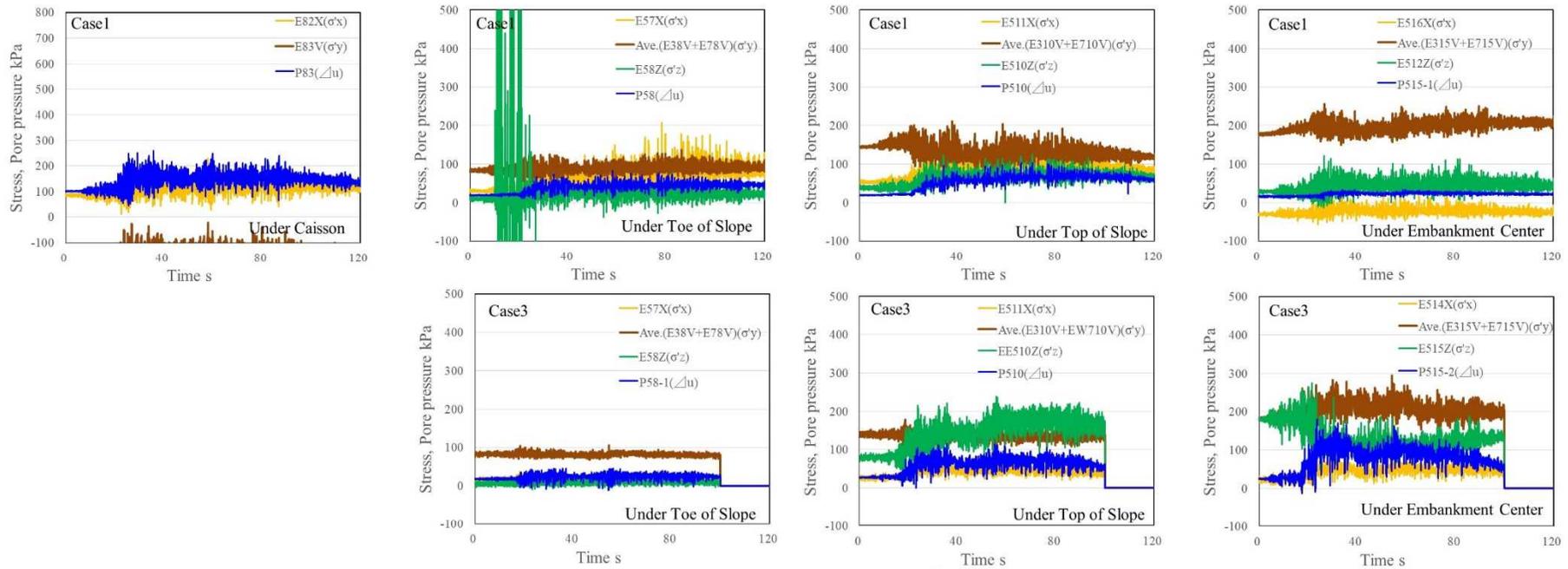


図 2.3-23 Case1 と Case3 の d05 (Tohoku×2 倍) 加振結果の比較 (主な地点の応力状態)  
 (Case1: 盛土側面処理なし, Case3: 盛土側面処理あり)

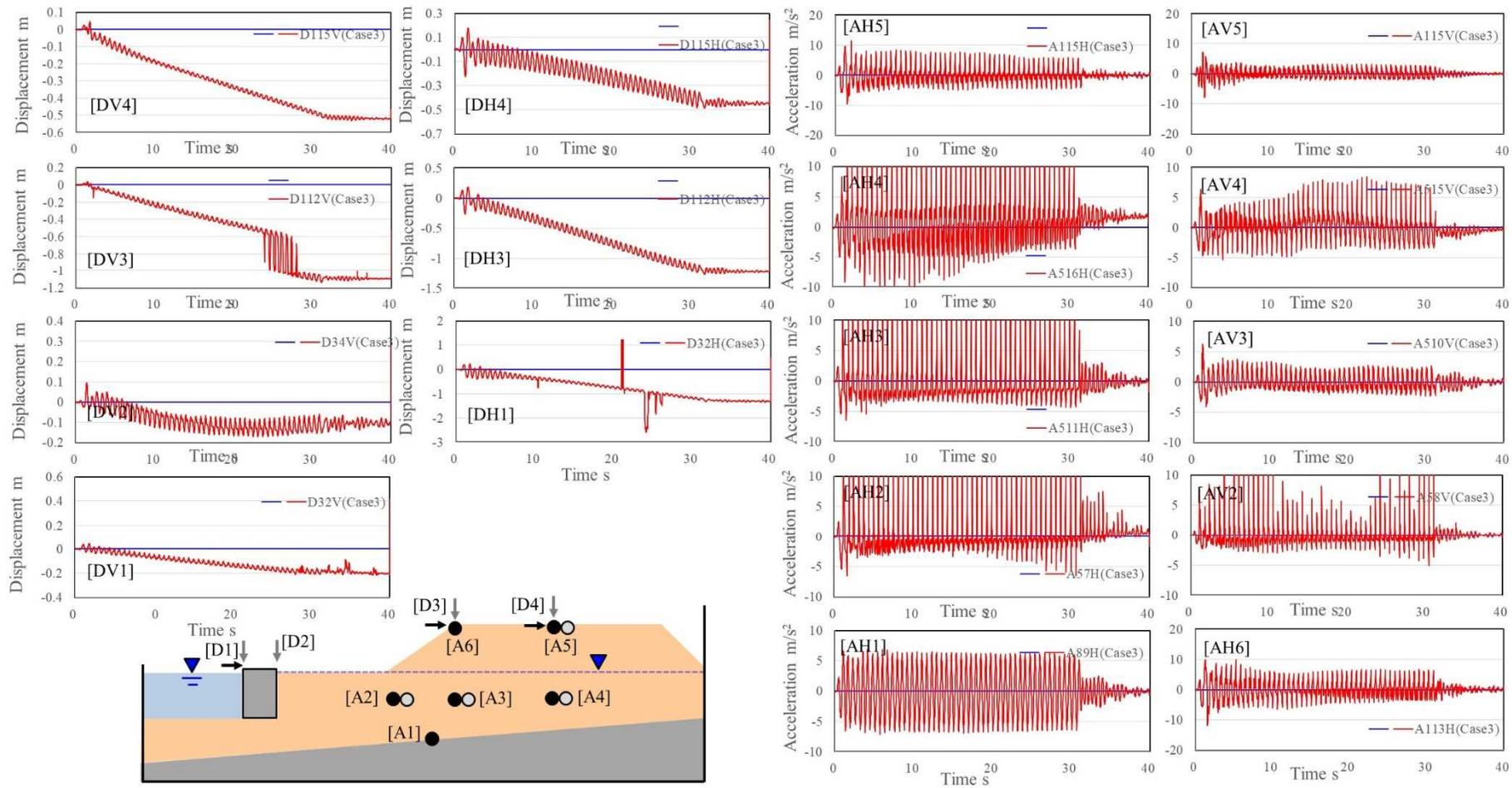


図 2.3-24 Case3 の d06(正弦波)加振結果 (加速度・変位)

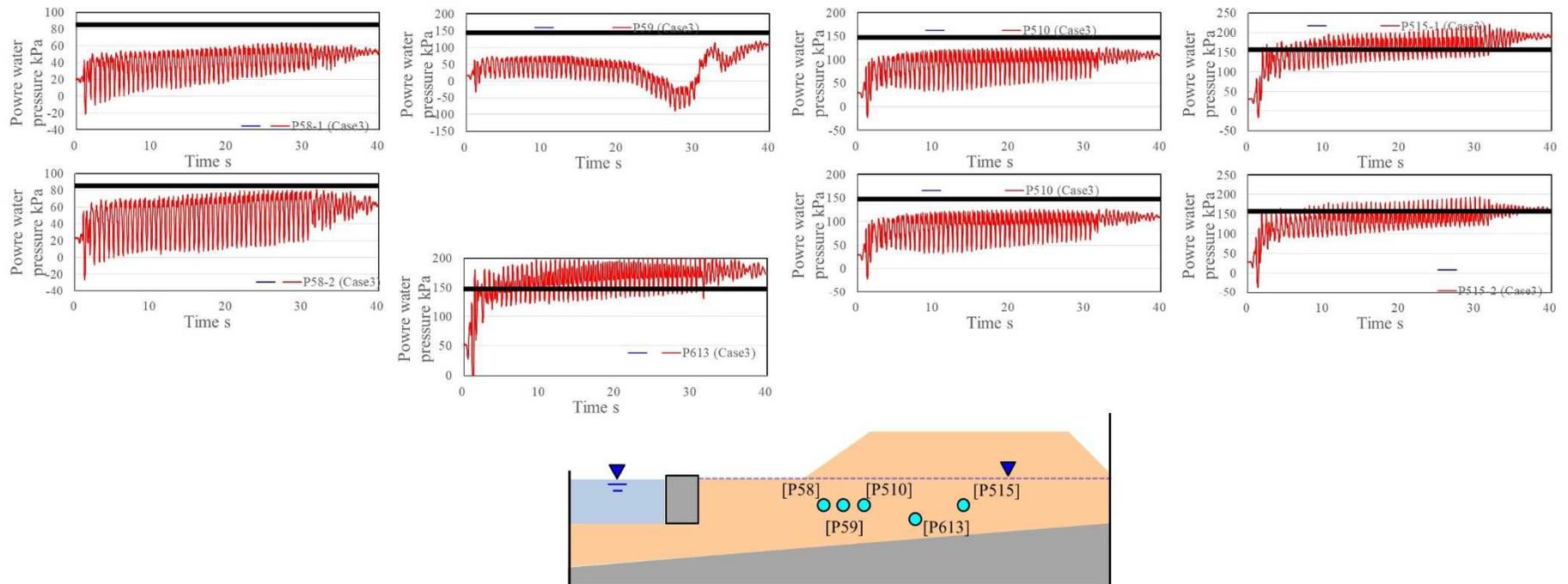


図 2.3-25 Case3 の d06(正弦波)加振結果 (間隙水圧)

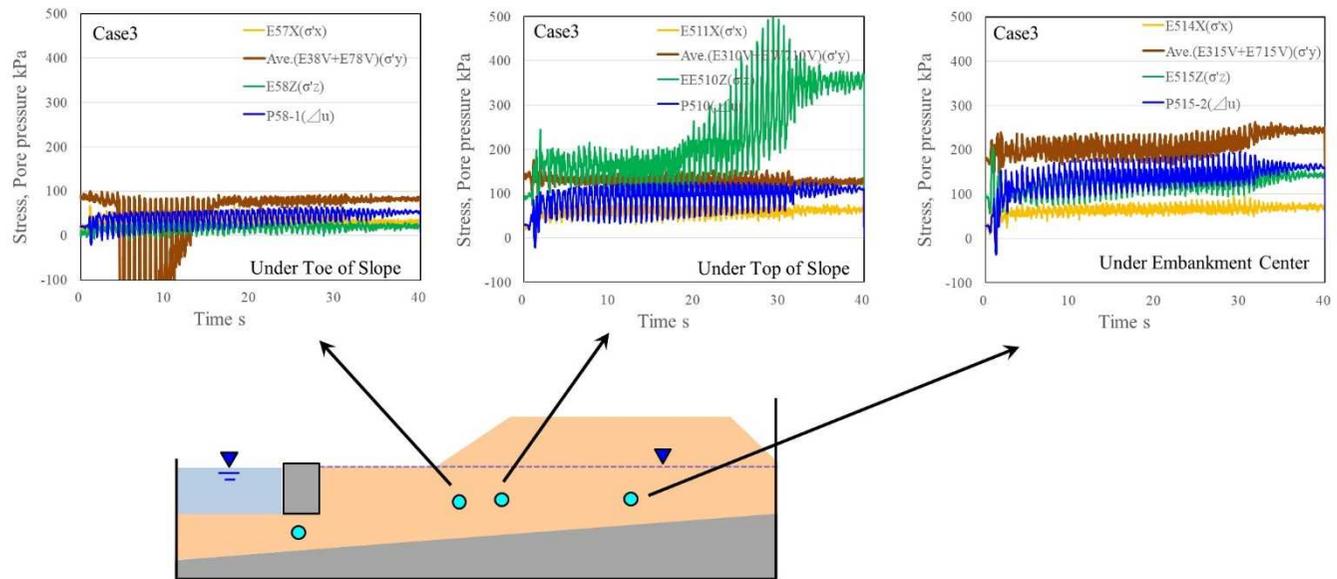


図 2. 3-26 Case3 の d06(正弦波)加振結果 (主な地点の応力状態)

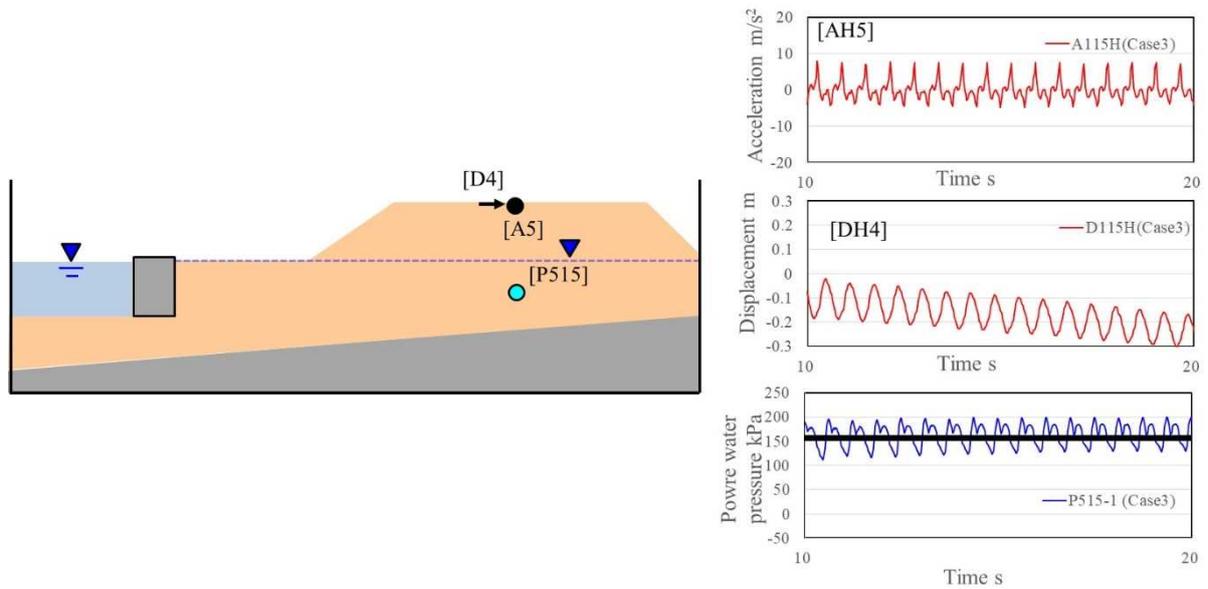
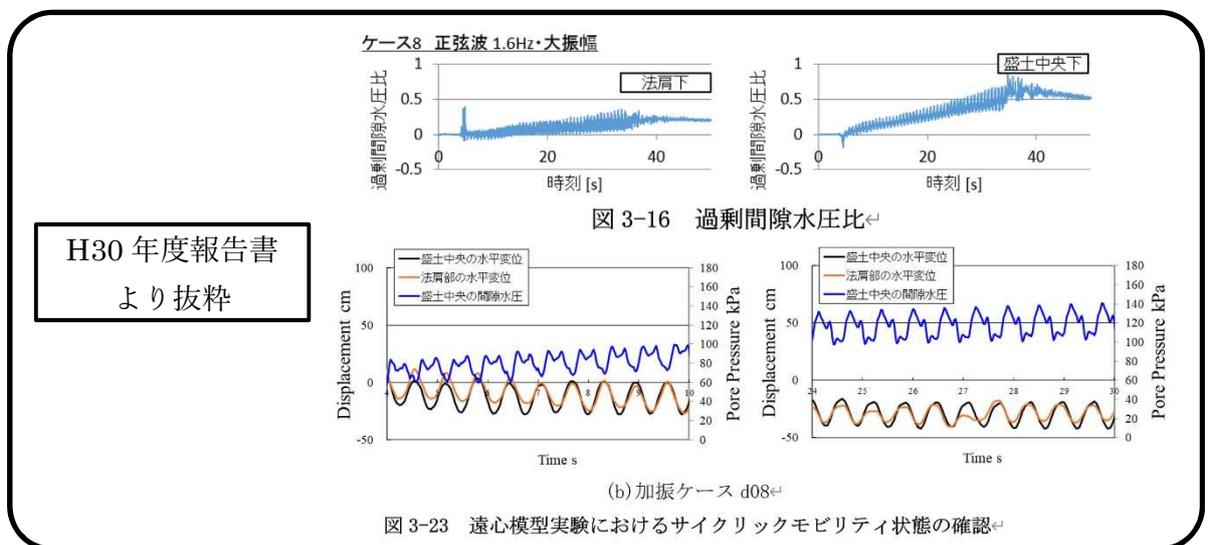


図 2.3-27 サイクリックモビリティの確認

図 2.3-27 は Case3 の d06-正弦波加振の結果より、盛土下部の加速度，変位，間隙水圧の時刻歴の一部を拡大表示したものである．この図を見ると，今回使用した礫質土 ( $\rho d=1.75\text{g/cm}^3$ ) では，液状化強度が 0.2 にも満たなかったが，それでも顕著なサイクリックモビリティを呈し，急激な変位を生じないことが確認できた（図 2.3-24 の変位，図 2.3-25 の間隙水圧時刻歴も参照）．これらの応答の特徴は，昨年度事業で観察されたサイクリックモビリティ（昨年度報告書，図 3-16，図 3-23 参照．下記枠内の転載）と遜色なく，これは一般的に間隙比の小さい礫質土の特徴である可能性がある（Case1 :  $e=0.53$ , H30 :  $e=0.43$ )．すなわち，液状化強度としては決して強くない場合でも，礫質土は液状化後のねばりは呈する可能性があることを示唆している．なお，正確には，昨年度事業の結果は土槽壁の影響を受けて液状化に至っていない状態での挙動であり，Case3 と同じ条件で実施した場合は，液状化に至った後，さらに顕著なサイクリックモビリティを呈した（負の過剰間隙水圧がさらに大きくなる）可能性は考えられることを付記しておく．ここで，サイクリックモビリティ≒安全は，これもある種の正常性バイアスがかかっており，サイクリックモビリティ=剛性の回復が正しい理解であり，剛性が大きくなるのが安全側になるのか，危険側になり得るのかは，力学に基づいて判断する必要がある（例えば，変位自体は小さくなるが，周囲地盤の剛性が大きいと杭の損傷は大きくなる可能性がある，など）．



#### 2.3.4 加振実験の結果 (Case2)

図 2.3-28～図 2.3-45 には、水平成層地盤を模擬し、せん断土槽に水平な地盤を作製した Case2 の一連の加振結果を示す。この結果より、200Gal (1.6Hz) の加振でも、概ね液状化に達すること、水平成層地盤を模擬してせん断土槽+水平地盤を作製しても均質な応答にはなっていないことなどが確認できる。

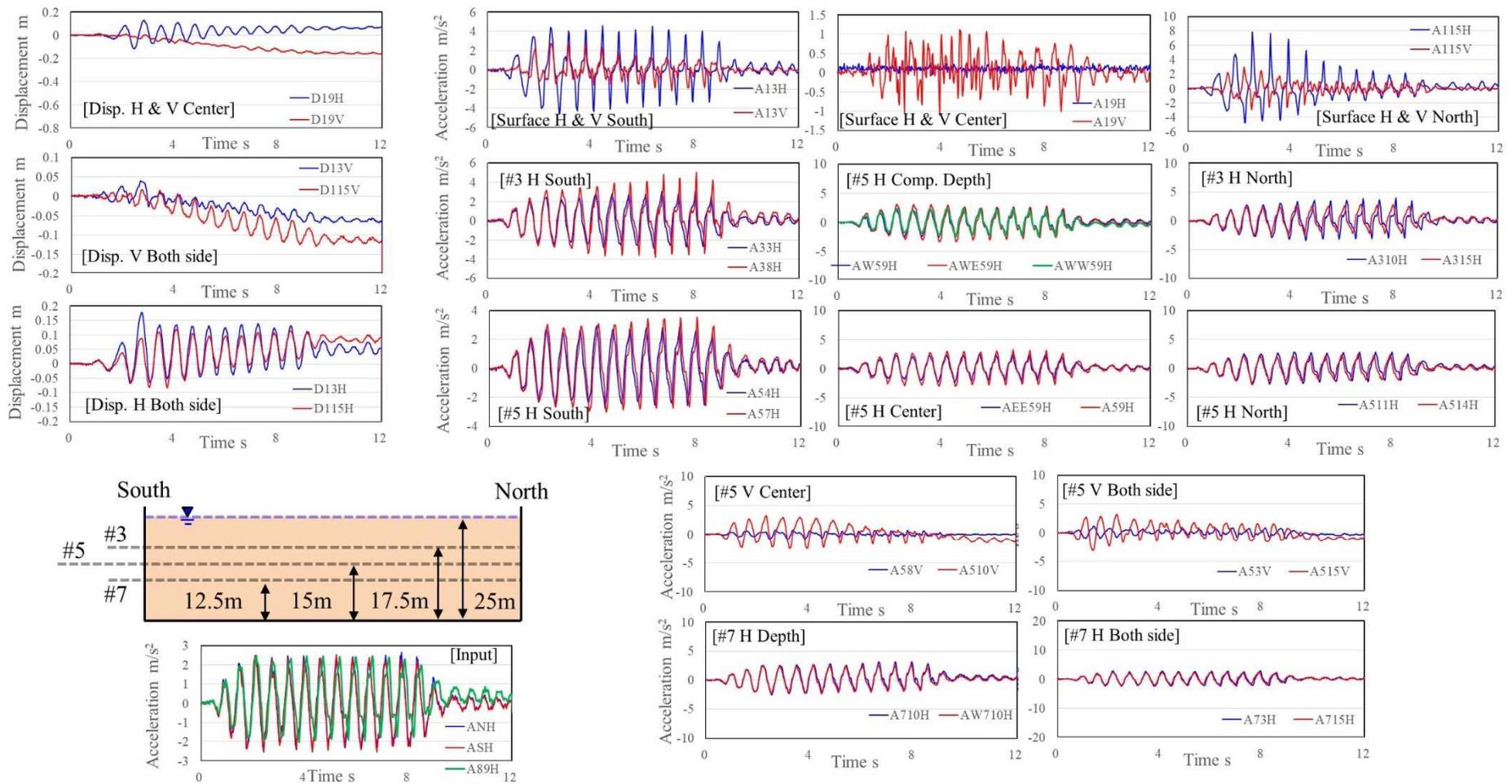


図 2.3-28 Case2 の d02 (正弦波 1.6Hz) 加振結果 (変位・加速度時刻歴)

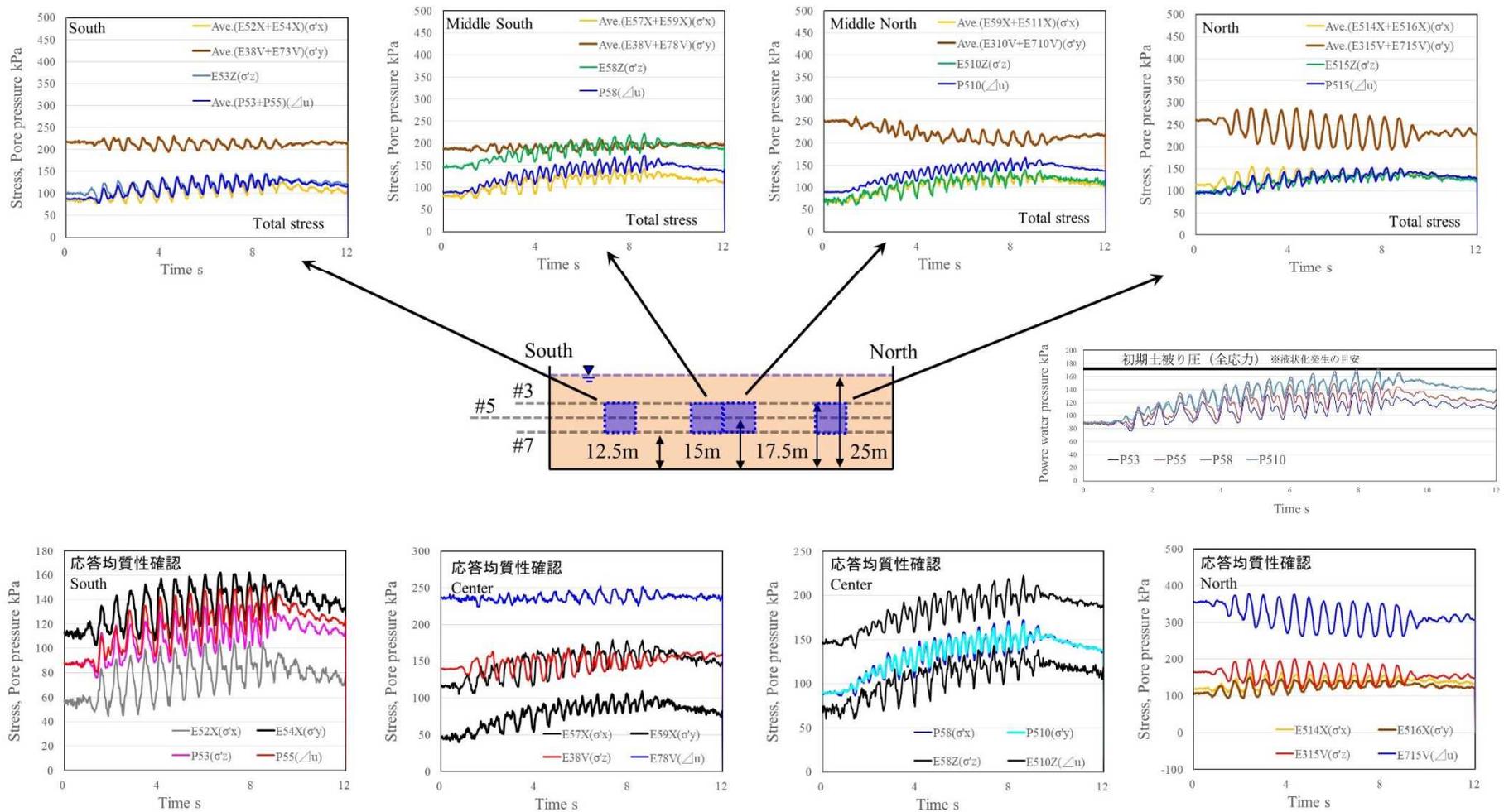


図 2.3-29 Case2 の d02 (正弦波 1.6Hz) 加振結果 (主な地点の応力状態)

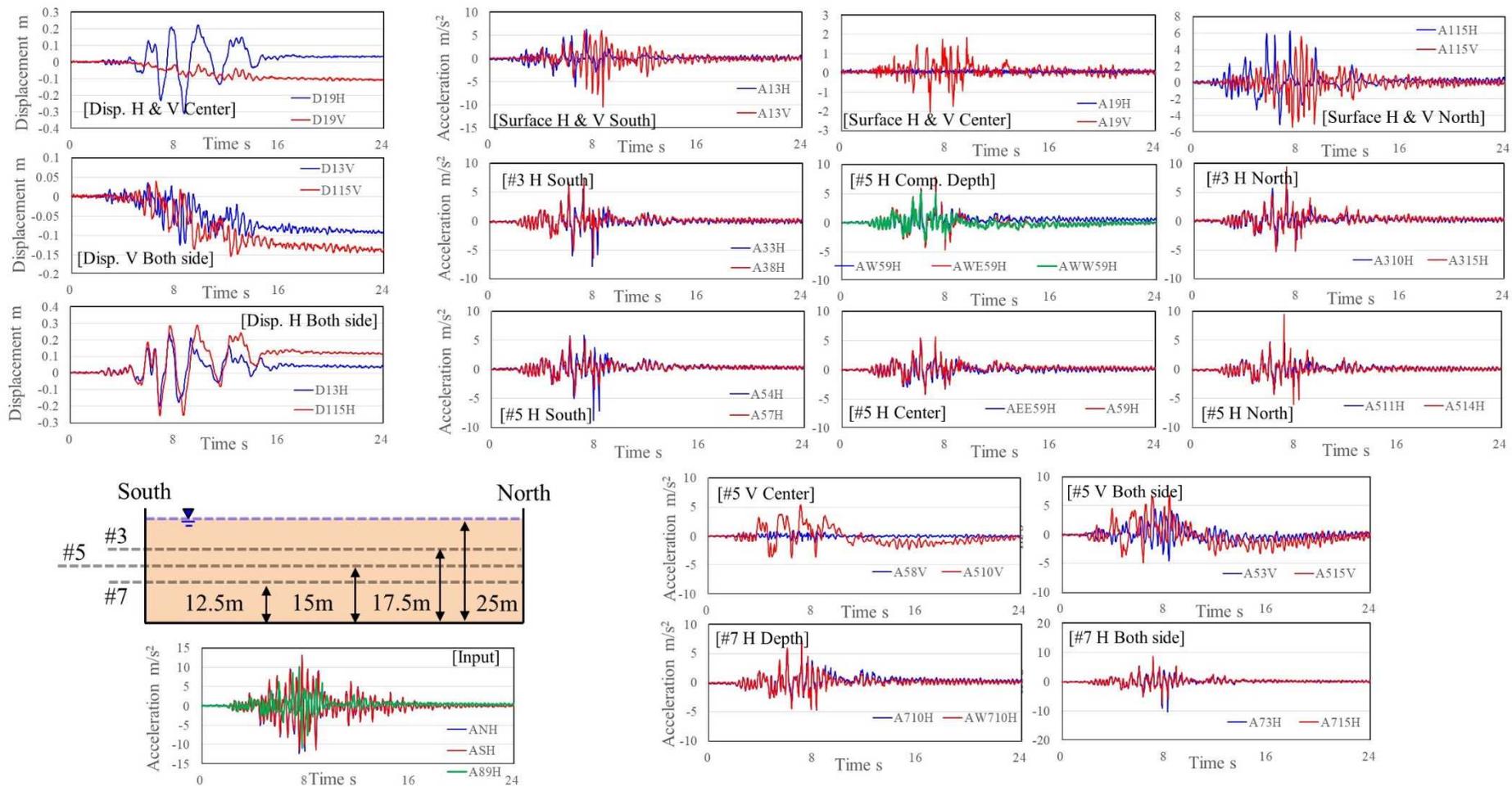


図 2.3-30 Case2 の d04(地震波: Kumamoto)加振結果 (変位・加速度時刻歴)

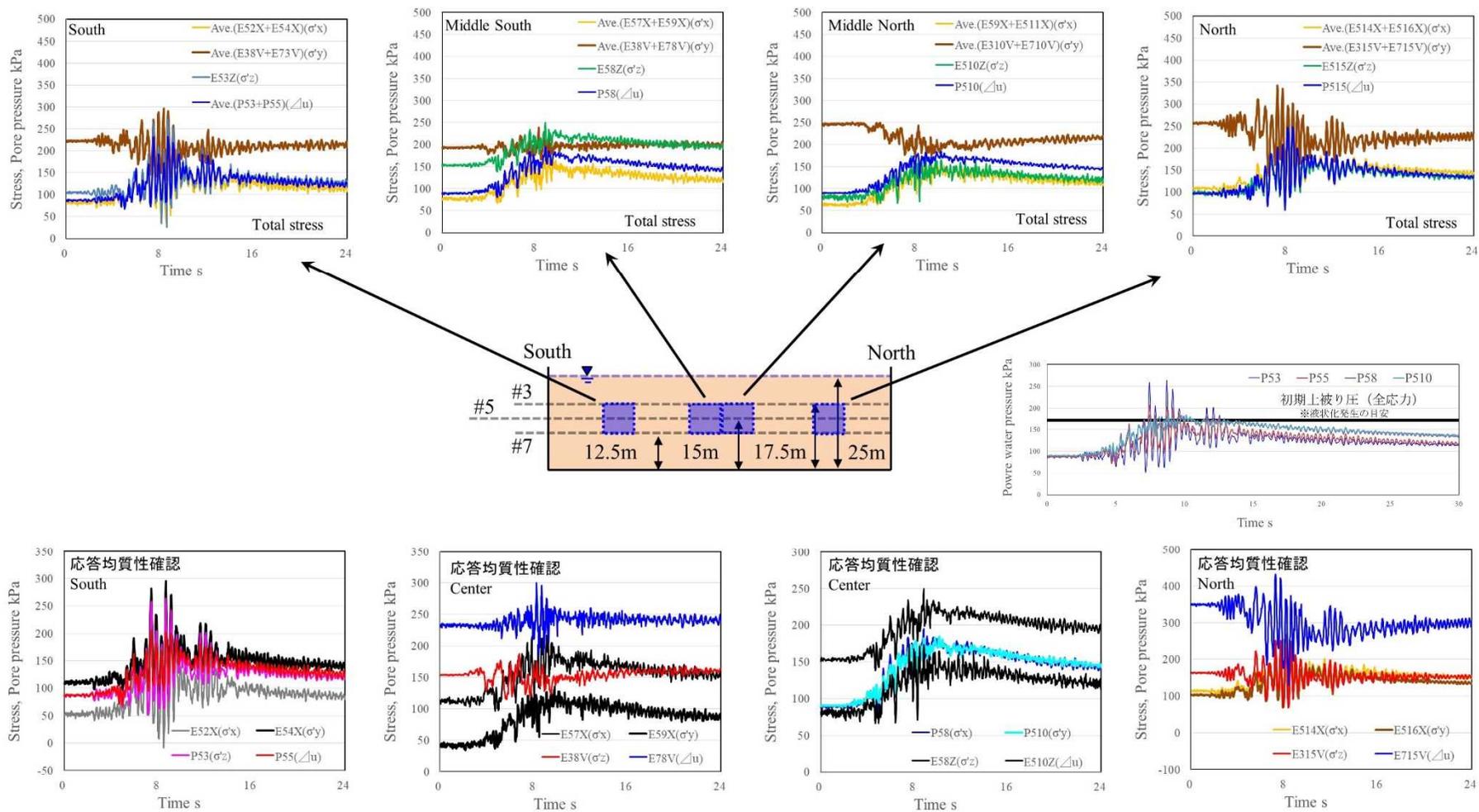


図 2.3-31 Case2 の d04(地震波 : Kumamoto)加振結果 (主な地点の応力状態)



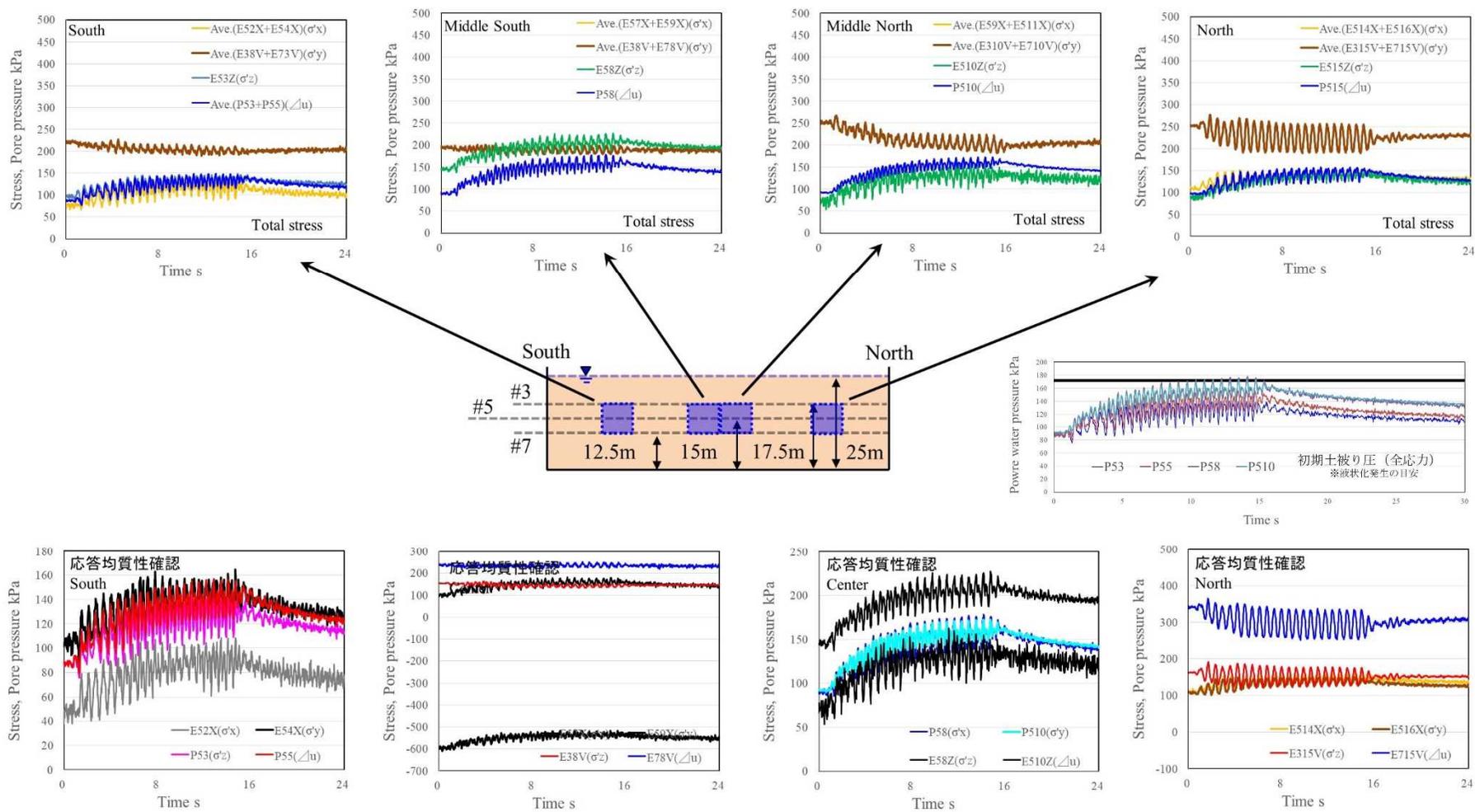


図 2.3-33 Case2 の d07(正弦波 1.6Hz)加振結果 (主な地点の応力状態)

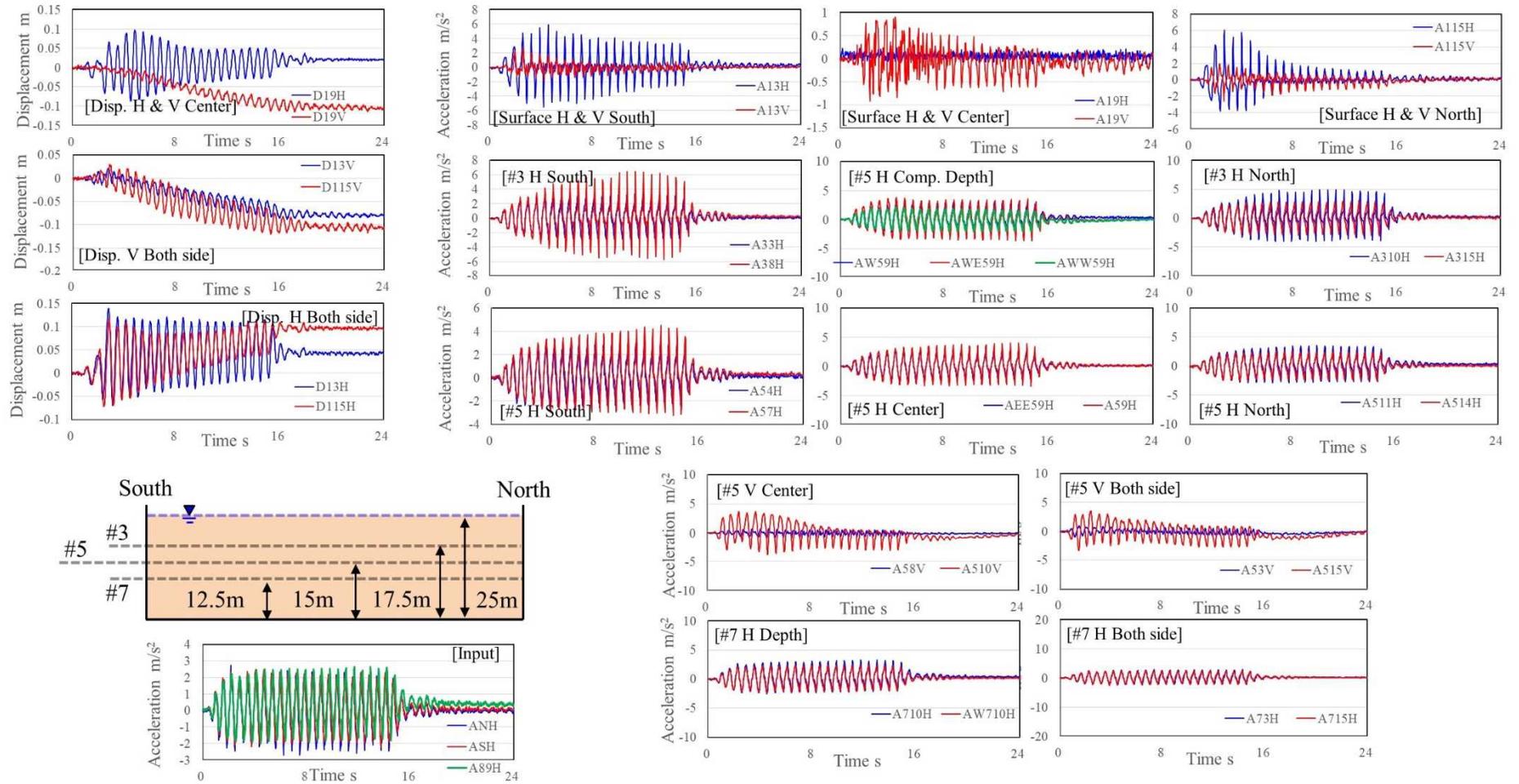


図 2.3-34 Case2 の d09(正弦波 1.6Hz:再現性確認用繰返し同入力[d07])加振結果 (変位・加速度時刻歴)

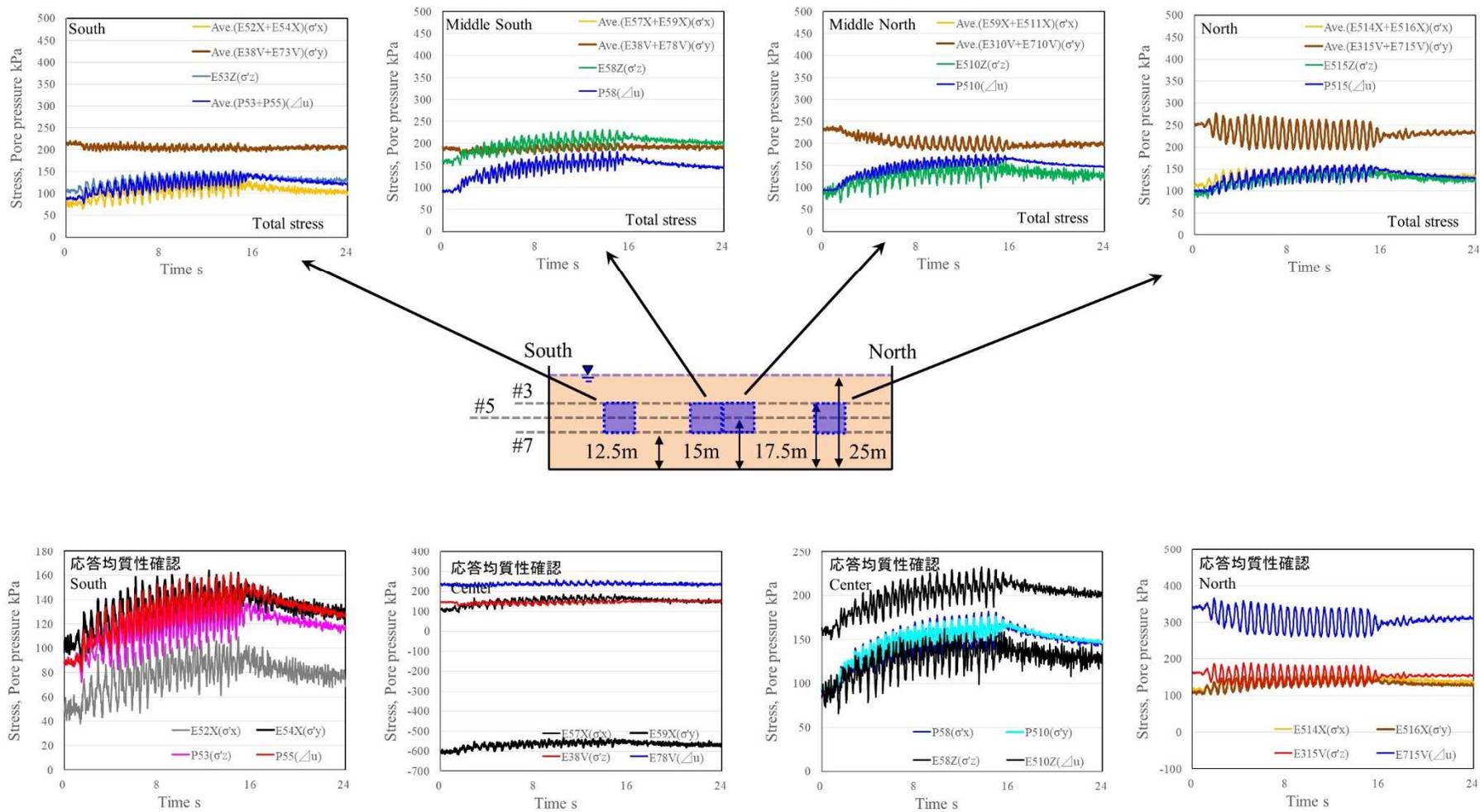


図 2.3-35 Case2 の d09(正弦波 1.6Hz:再現性確認用繰返し同入力[d07])加振結果 (主な地点の応力状態)

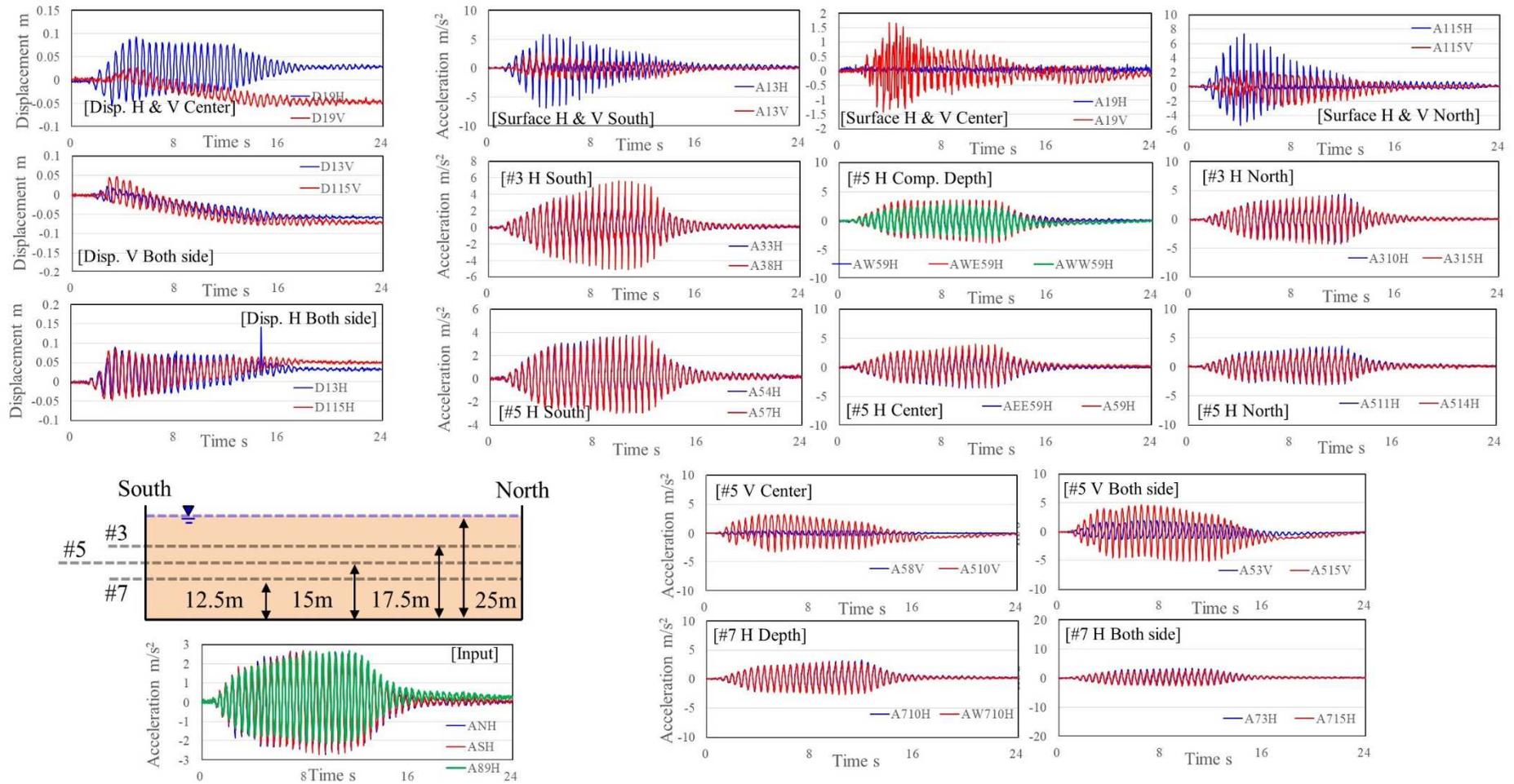


図 2.3-36 Case2 の d11(正弦波 2.0Hz)加振結果 (変位・加速度時刻歴)

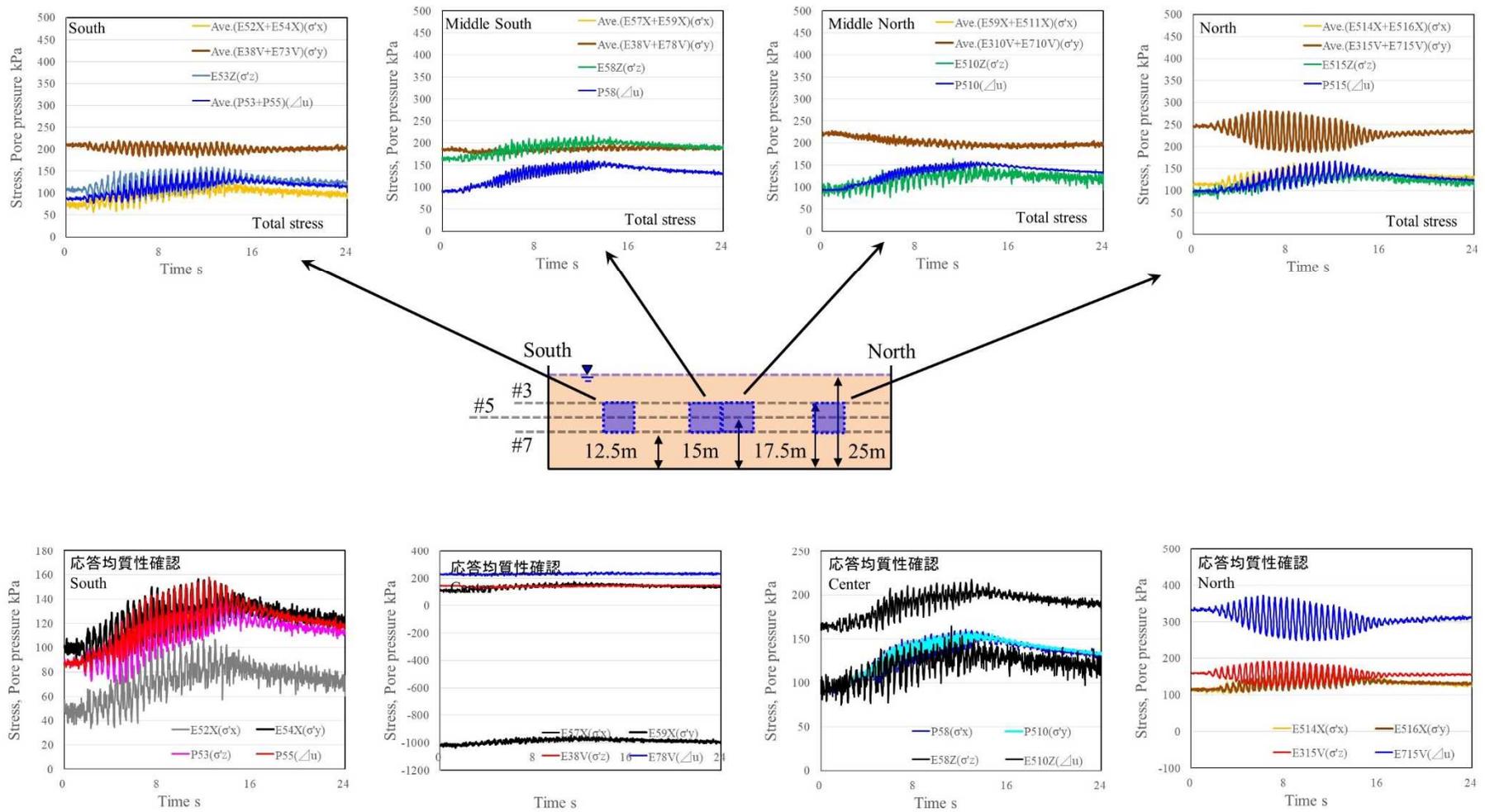


図 2.3-37 Case2 の d11(正弦波 2.0Hz)加振結果 (主な地点の応力状態)

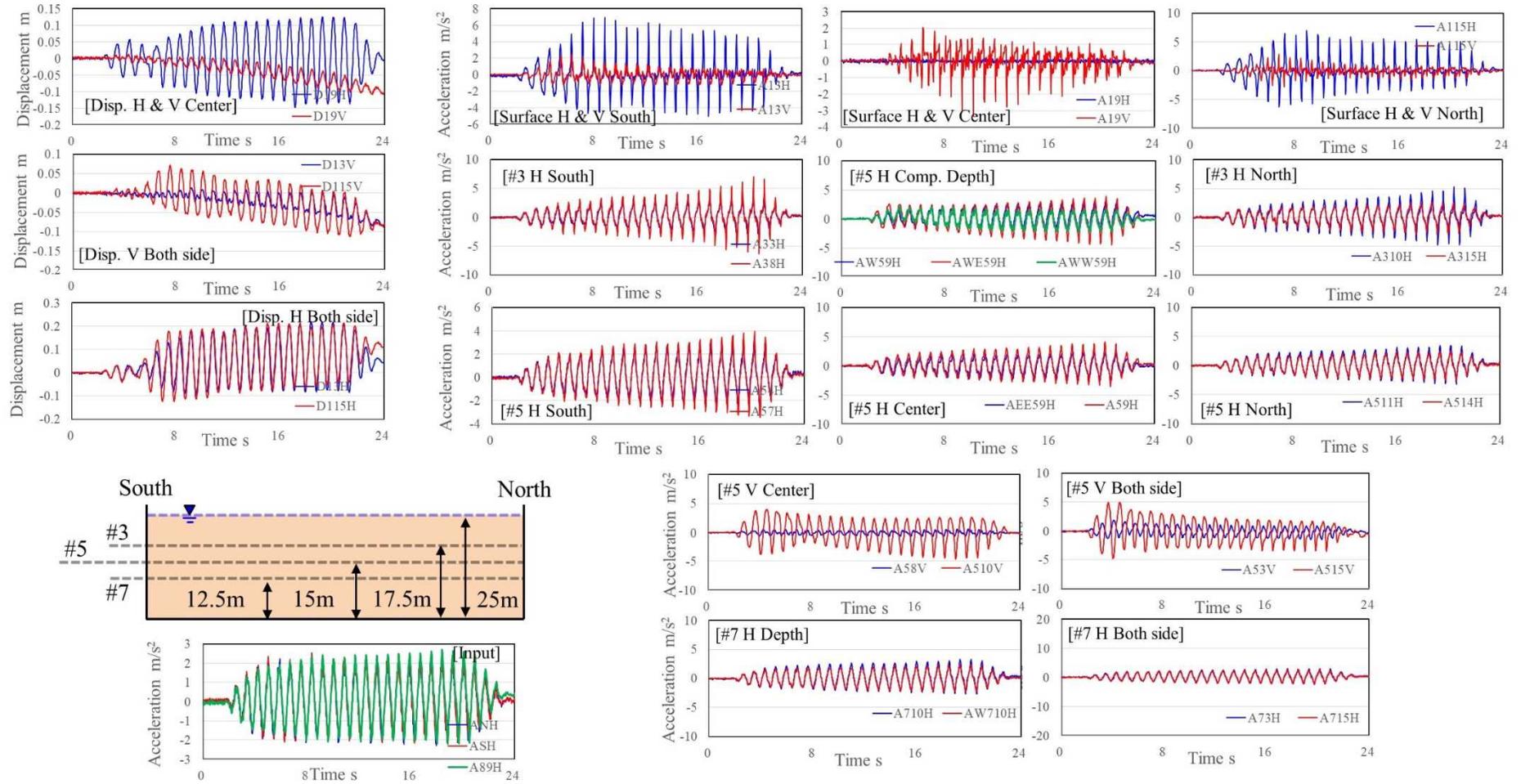


図 2.3-38 Case2 の d13(正弦波 1.2Hz)加振結果 (変位・加速度時刻歴)

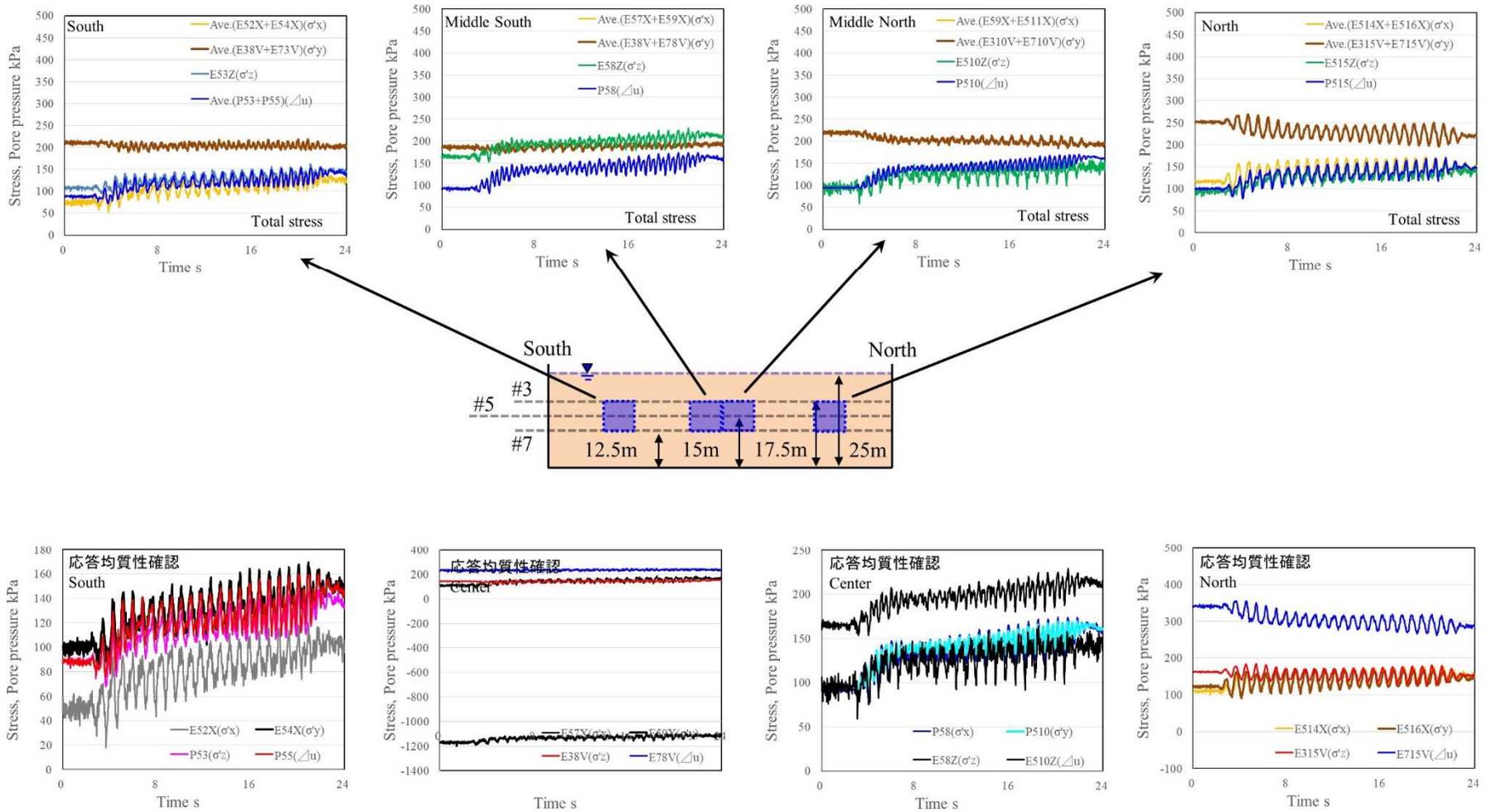


図 2.3-39 Case2 の d13(正弦波 1.2Hz)加振結果 (主な地点の応力状態)

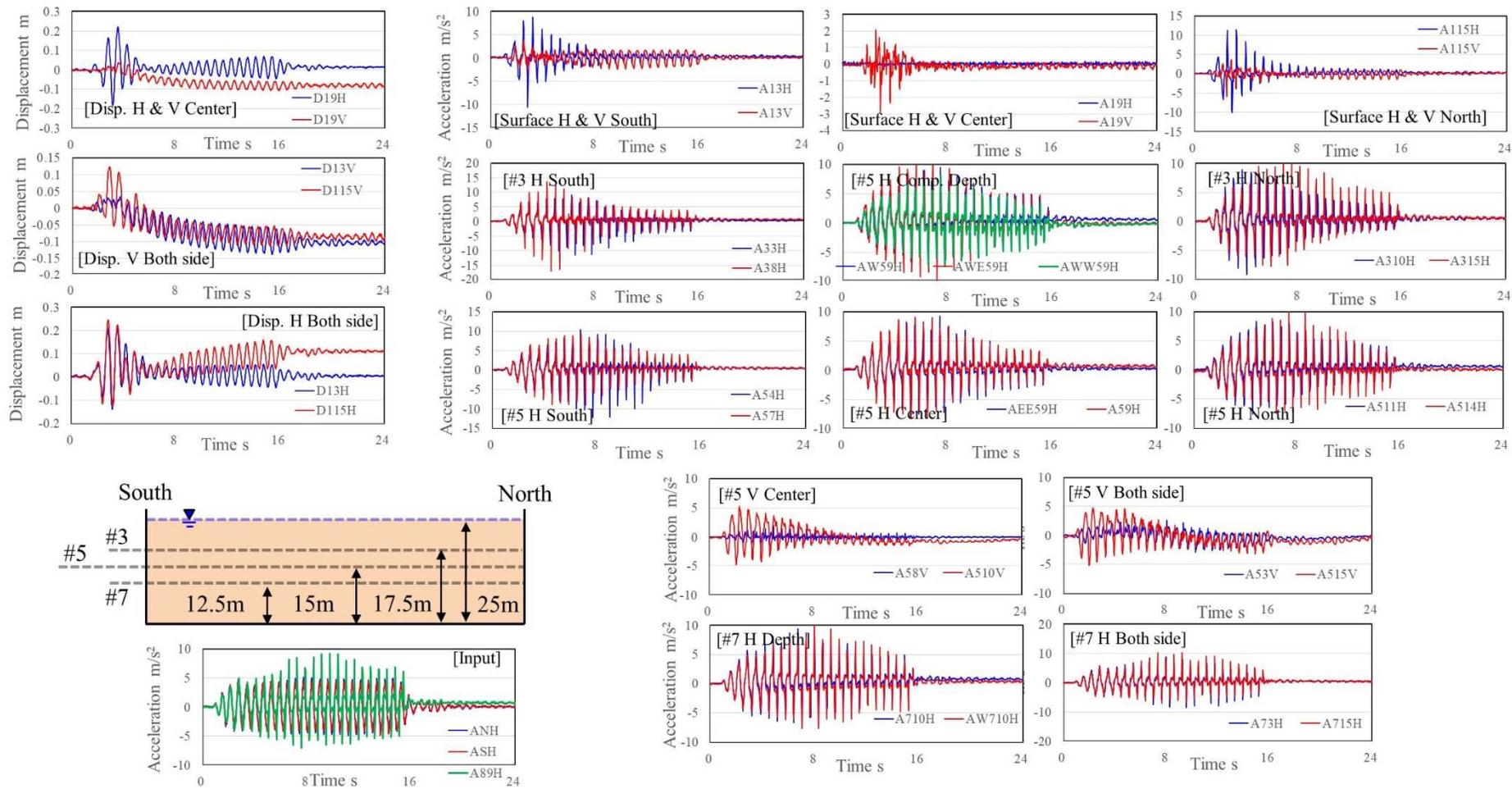


図 2.3-40 Case2 の d15(正弦波 1.6Hz : 振幅大)加振結果 (変位・加速度時刻歴)

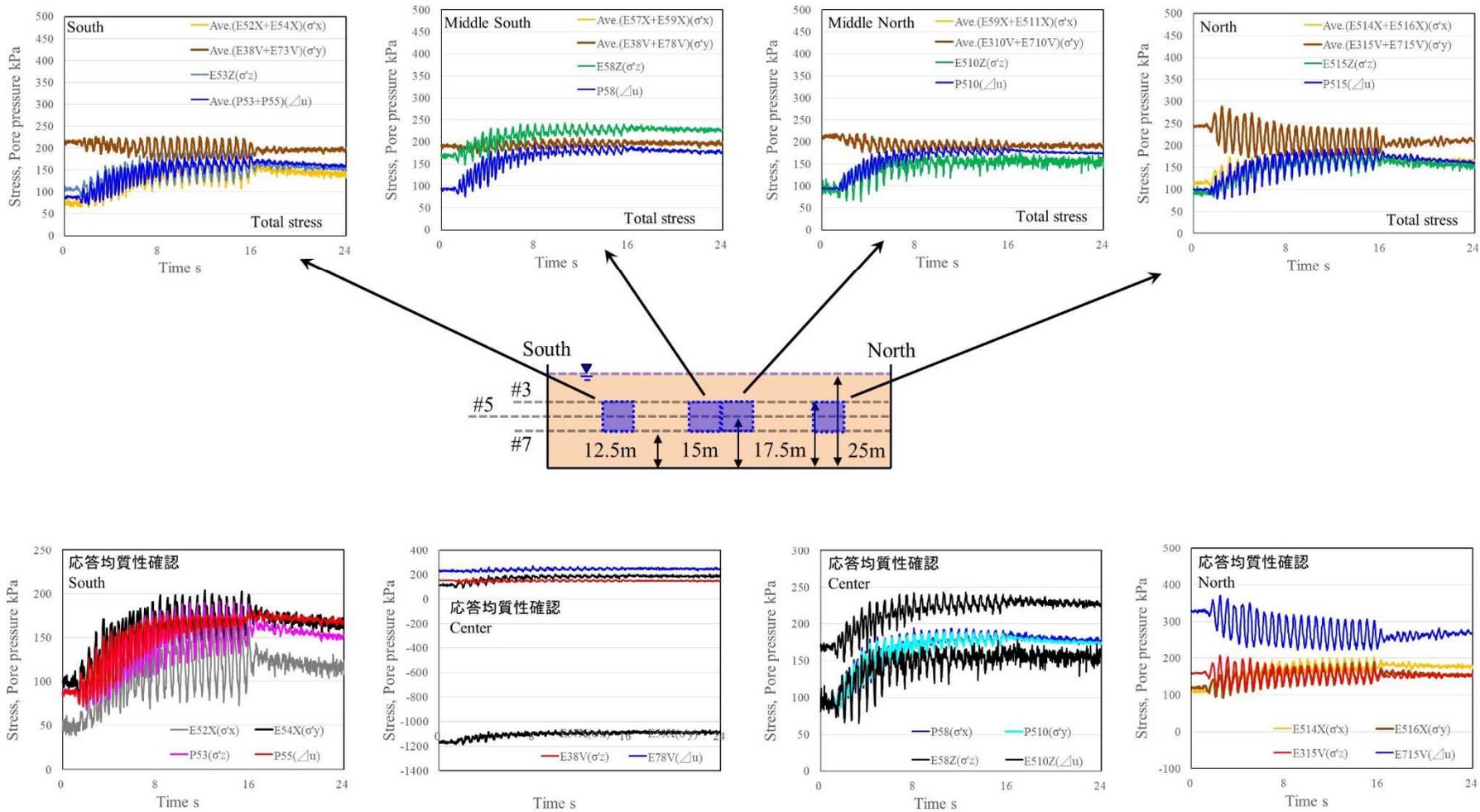


図 2. 3-41 Case2 の d15(正弦波 1. 6Hz : 振幅大)加振結果 (主な地点の応力状態)

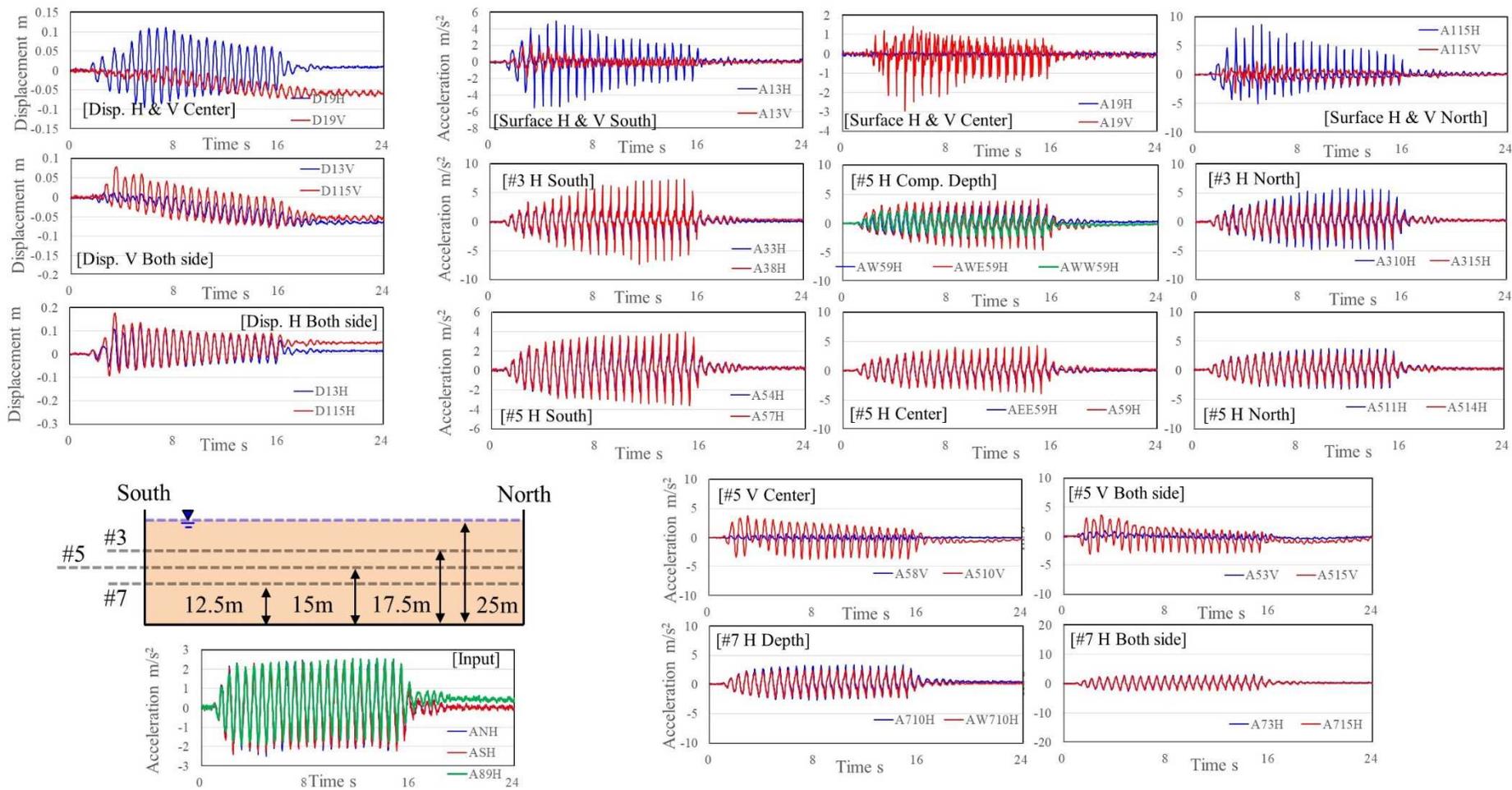


図 2.3-42 Case2 の d17(正弦波 1.6Hz : 履歴影響確認[d07, d09])加振結果 (変位・加速度時刻歴)

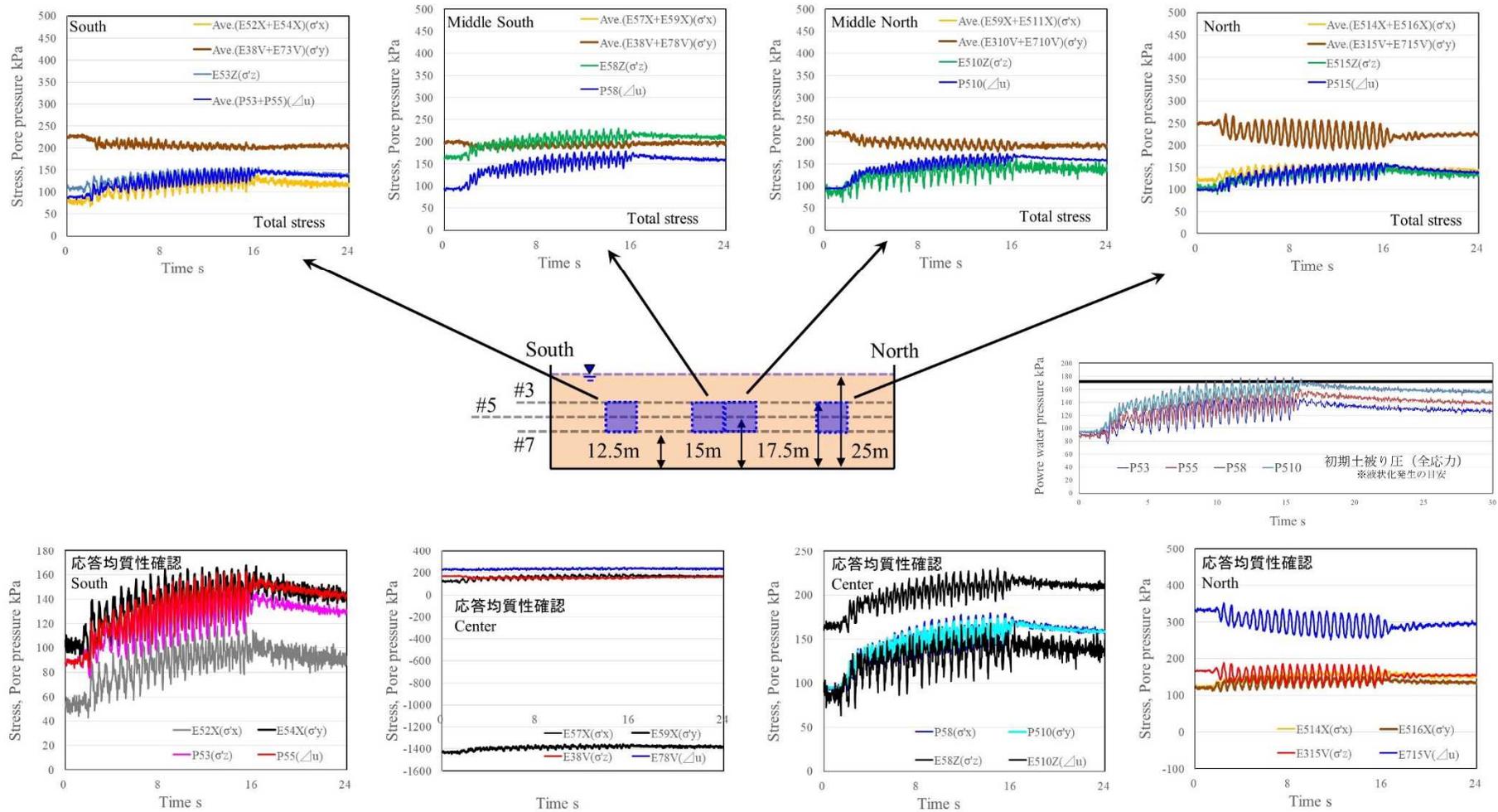


図 2.3-43 Case2 の d17(正弦波 1.6Hz : 履歴影響確認[d07, d09])加振結果 (主な地点の応力状態)

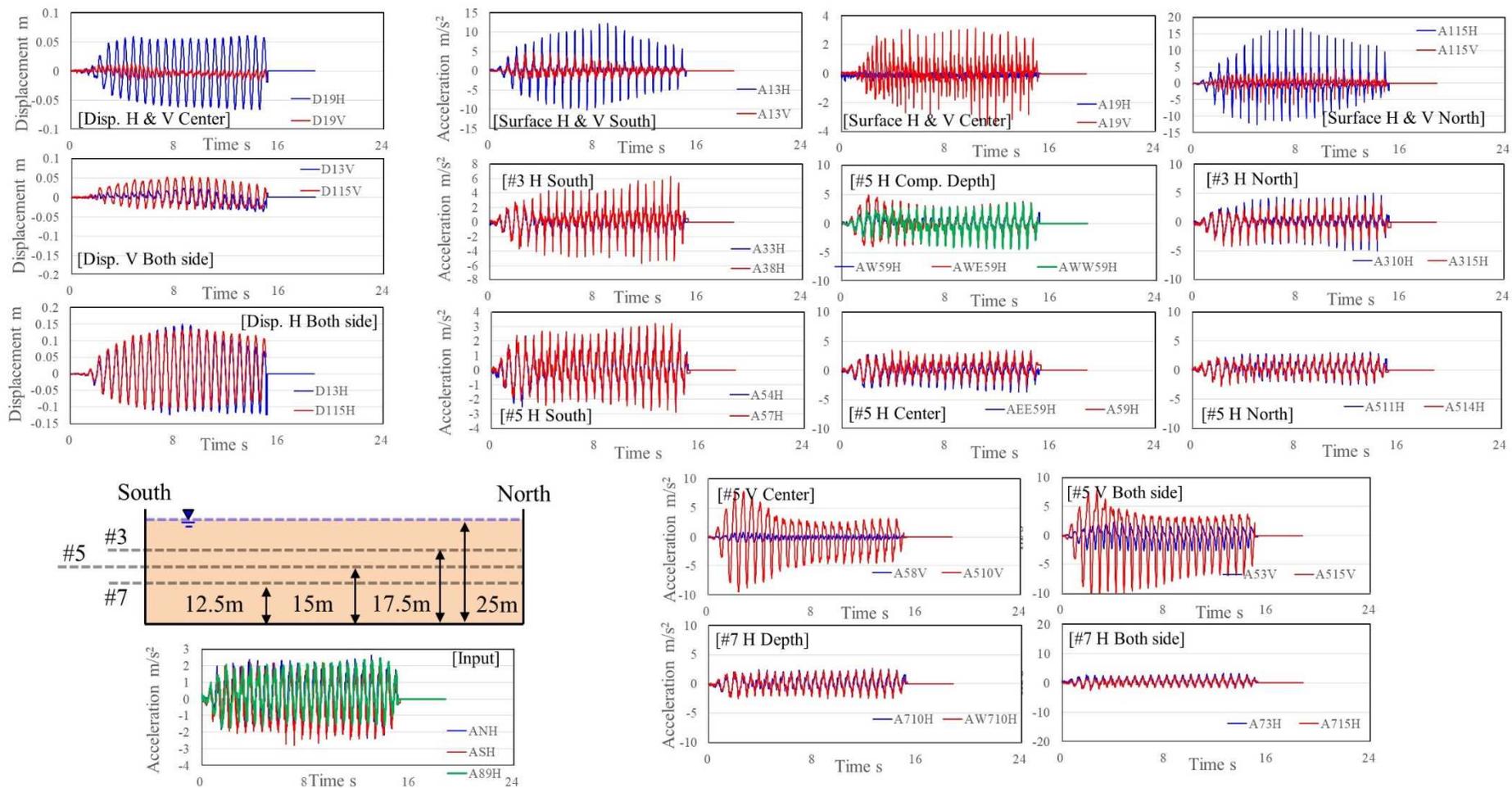


図 2.3-44 Case2 の d19(正弦波 1.6Hz at 25G)加振結果 (変位・加速度時刻歴)

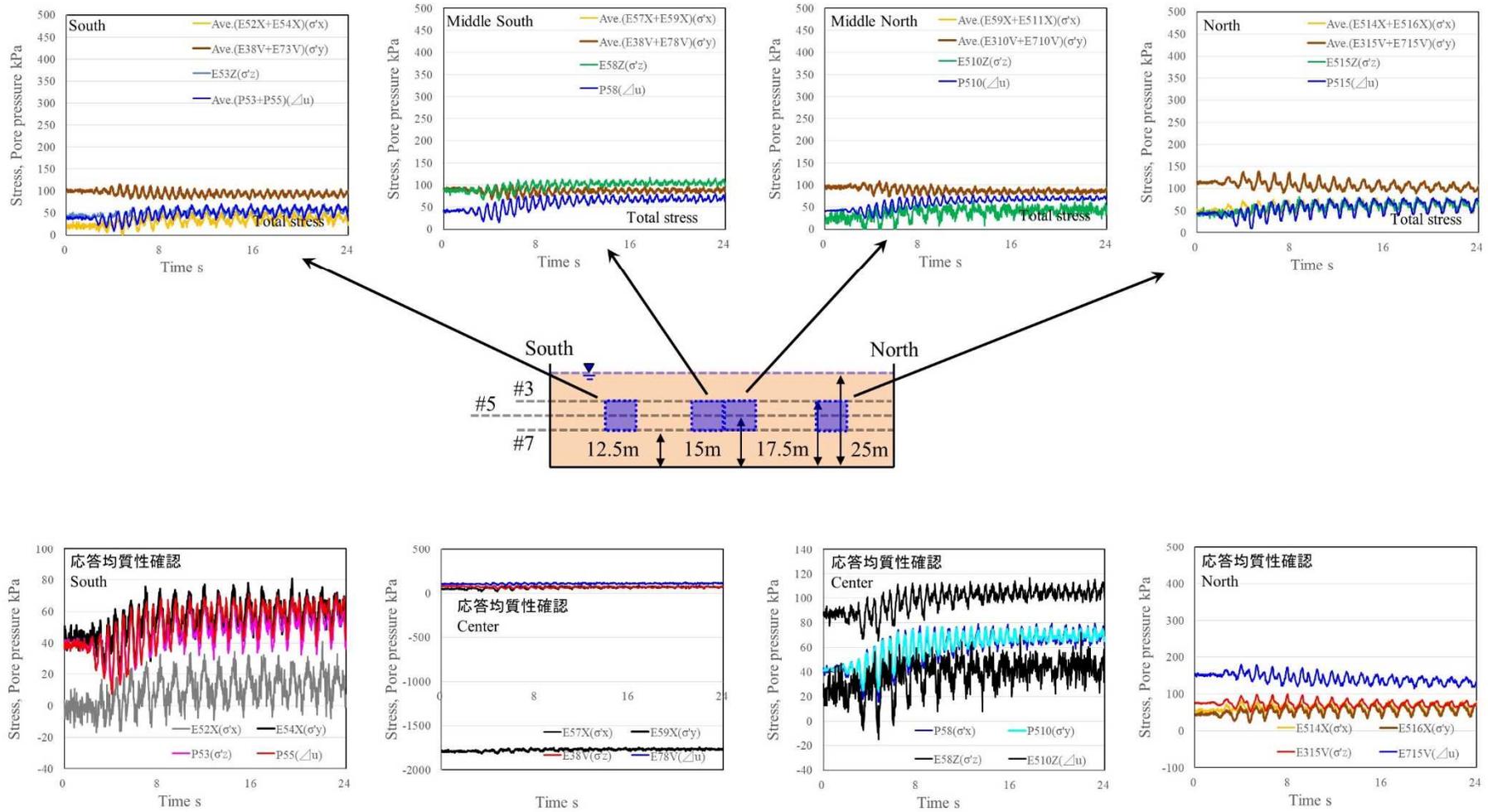


図 2.3-45 Case2 の d19(正弦波 1.6Hz at 25G)加振結果 (主な地点の応力状態)

## 2.4 地盤内の応力状態について

### 2.4.1 初期応力の影響について

我が国における原子力に関連した液状化の評価では、いわゆるFL法に基づく水平成層地盤を想定した液状化発生の有無を判定する方法は重要でなく、大抵の場合は、そのハザードの大きさ故、液状化後の地盤が重要構造物に与える影響の評価が必要となる。その場合、地盤内の応力状態としては、鉛直・水平応力の異方性或初期せん断の存在などを考慮する必要がある。いわゆる構成式では、座標系に依存しない量として不変量で定式化されている場合が多く（多重せん断機構に基づくモデルは除く）、性能的には座標系に依存しない評価が可能であるが、地球上の構造物を評価する限り、鉛直や水平の座標を重力加速度の方向を基本として設定することが自然であり、構造物の機能維持検討においても、沈下や水平変位といった座標系に依存した量の評価が必要となる。さらに言えば、構成式自体が座標系に依存しない定式化となっても、具体的に異方性のパラメータを決める場合には、異方性の卓越する方法ということで現実のいずれかの方法とリンクして考える必要があるという点では同様である。その場合、その方向とリンクし、主に断面の幾何学的条件や重力加速度の方向、施工条件によってもたらされる直応力の異方性或初期せん断の存在は、次に示すような顕著な影響が生じることに留意が必要である。すなわち、兵庫県南部地震の際に、ケーソン護岸が例外なく海側に押し出された（傾斜方向に例外は数例認められたが、すべて海側に押し出されており、それは力学的に必然の帰結である）ことに示されているように、前後の地盤高さの段差がケーソンに作用する水平力となり、それがケーソン底面から基礎地盤に作用する初期せん断となって、その方向に残留変位が生じるといった力学現象は、程度の違いこそあれ、地盤に高さの差がある限り不可避の現象である。また、程度の違いを定量的に評価することこそが機能維持検討の中で求められることは想像に難しくなく、初期せん断の程度や直応力の異方性の程度ならびに入力動のレベルが加振中の地盤内の応力変動や結果として生じる残留変位にどのような影響を与えるかと言ったことを把握しておくことが重要である。

本年度に実施した一連の実験においては、水平成層を模擬した（地盤高さに差のない）Case2においては、図2.4-1に示されるように、水平方向に初期せん断応力が存在しないため、波形や最初に液状化した時点の加振方向の影響と言った理由で残留変位が生じるだけであるため、振動時の最大変位に対して、加振終了後の残留変位は非常に小さい。それに対して、Case1やCase3の加振では、断面の幾何学的形状により、盛土部や護岸部に地盤の高さの差が生じるため、内部での分布はともあれ、その高さに起因する水平せん断応力が地盤内に作用しており、結果として加振後の残留変位が水平成層地盤の場合と比べて大きくなる。それは、図2.4-2に示されるように、盛土法面付近だけでなく、法面からある程度離れた盛土中央部（ $H=7.5\text{m}$ の盛土で法肩より $17.5\text{m}$ の水平距離位置）でもその影響が生じている。さらに、図2.4-3に示されるように、Case3で実施した継続時間の長いTohoku加振や正弦波による大加振では、もはや振動時の変位振幅が問題とならないほど、残留変位が顕著である。

以下では、このような変位量を評価する上で重要となり得る、地震時の地盤内の応力の変動の定量化を、実験から得られた計測記録を用いて試みる。但し、上記で重要性を指摘した初期せん断応力の大きさそのものは、せん断応力の計算が主に地震時の慣性力に基づくこと、土圧計を用

いて計測した”初期”水平土圧の計測結果の信頼性が著しく低いことから、ここでの議論は、地震時の変動量に関する知見の整理に留まることに留意されたい。

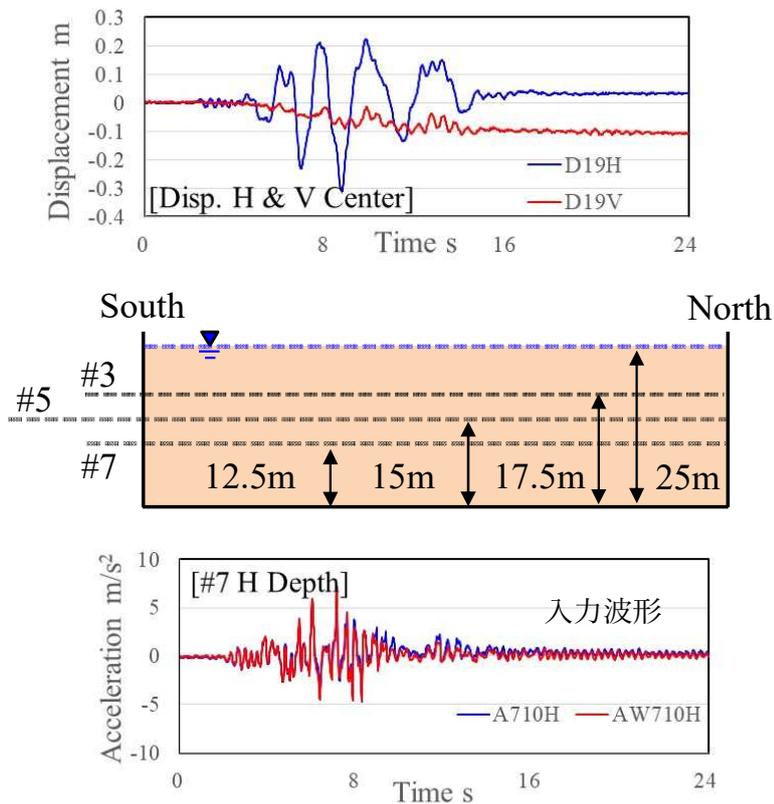


図 2.4-1 Case2（水平成層地盤想定ケース）の d04-Kumamoto 加振における振動変位と残留変位

※水平成層地盤における小さな残留変位は、入力波形の異方性と入力方向、 $G-\gamma$  曲線でモデル化可能な範囲での入力終了時の位置、液状化発生のタイミング等の影響を受けるが、いずれにせよ小さいため、一般に詳細な検討は不要。液状化が関係すると、位相特性等は再現できず、厳密には理論的背景が無いため、その点では全応力系の解析手法は適用できないが、工学的には、最大変位が液状化前に発生するような入力波形 [例えば内陸直下型地震] であれば、一定程度の適用可能性はある。特に、密な地盤でサイクリックモビリティが生じる場合は適用可能である可能性が高い。

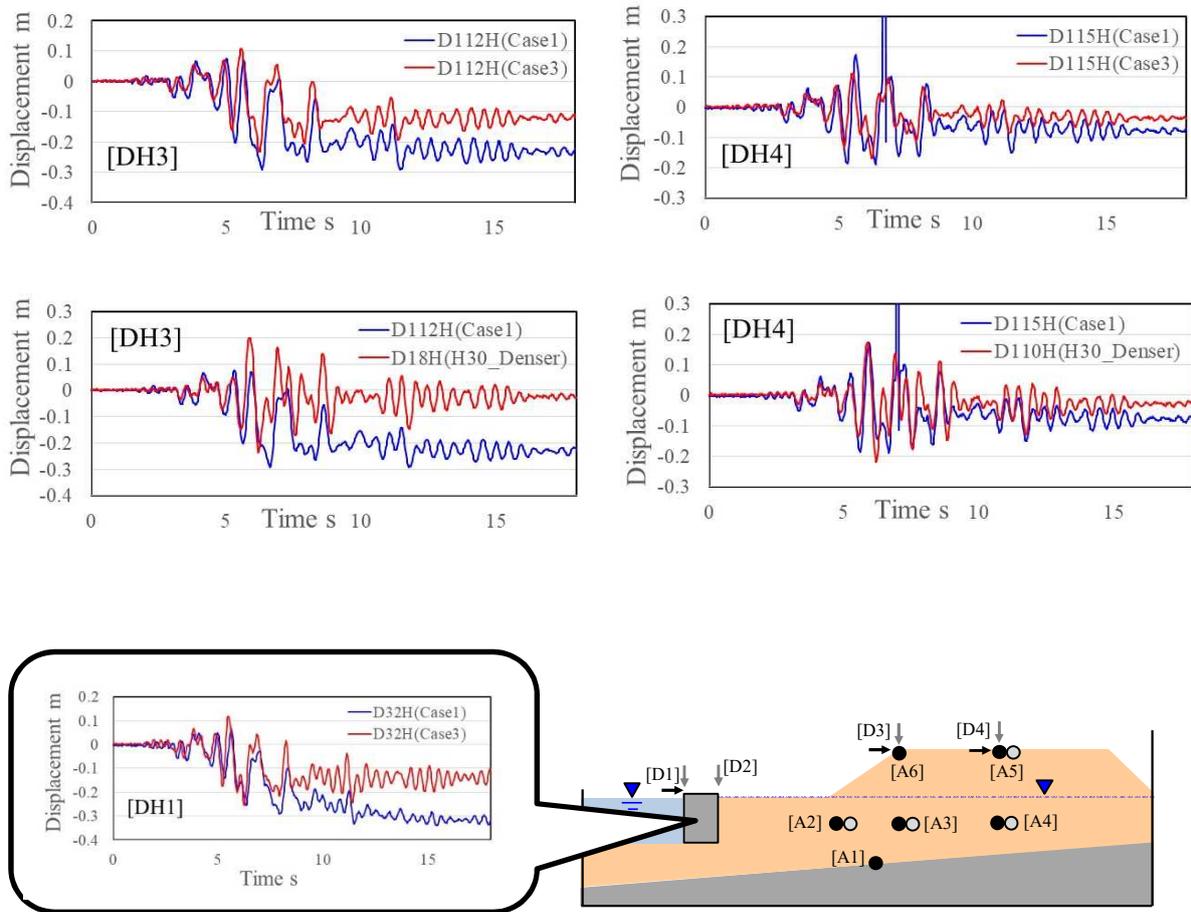


図 2.4-2 護岸断面の d04-Kumamoto 加振における振動変位と残留変位

※地盤傾斜の影響と液状化程度の関係等から振動変位と残留変位が同定であった。定量的な評価が必要であり両方の評価が等しく重要。そもそも両者の割合がどの程度になるかの評価自体も必要であり難しいが、原位置での被災例や模型実験の例を力学的考察に基づいて整理しておく（高さ、勾配、物性、etc.などの力学的メカニズムに含まれる諸量に注意して結果を整理）ことで、ある程度解析結果の妥当性評価が可能。またいわゆる全応力系の数値解析結果で評価する場合は最新の注意が必要（結果の定量的な保証がないため、見かけ上小さな残留変位となっても、その予測結果の信頼性が著しく低いことには留意が必要 → 全応力解析結果の適用範囲は、どの程度高低差のある部分から離れているか、入力地震動のレベルはどの程度かといった点を踏まえて評価する必要あり）。

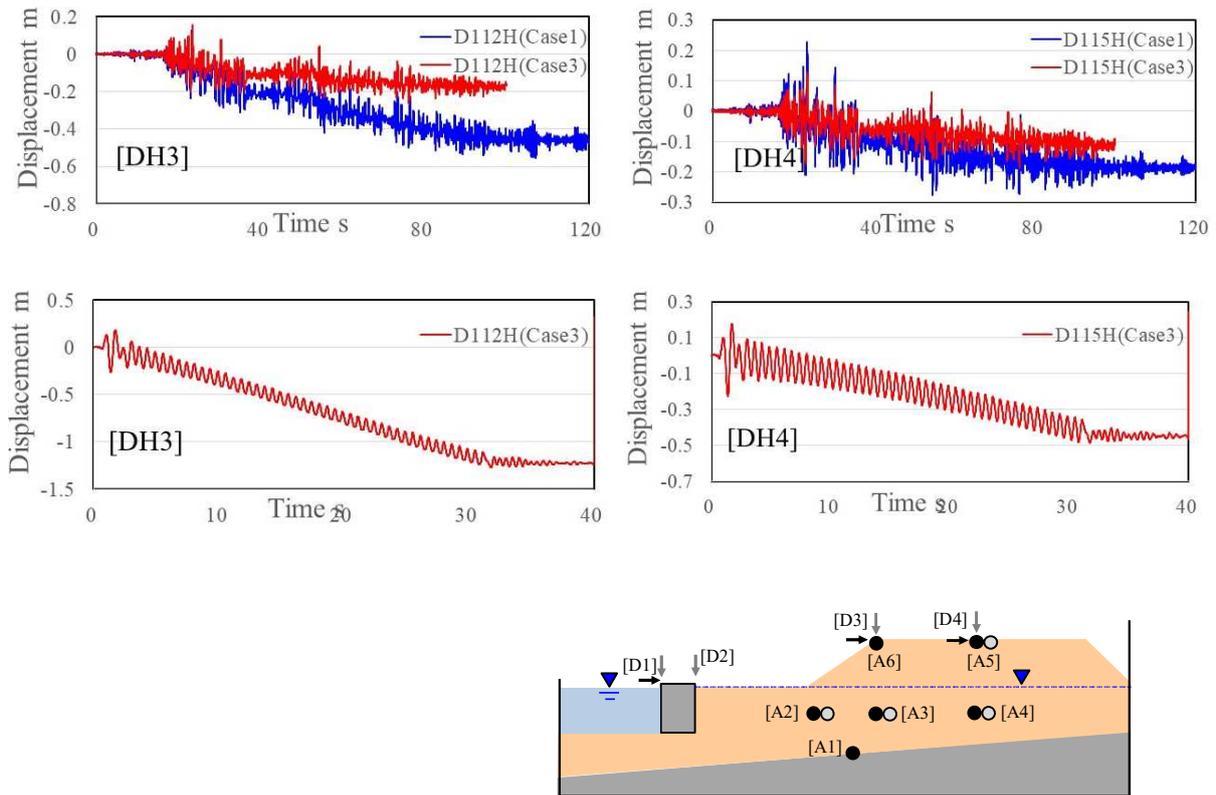


図 2.4-3 護岸断面 (Case3) の d06-正弦波加振における振動変位と残留変位

※もはや、いわゆる動的物性と言われる土の  $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$  等の精度は変位量評価にほぼ影響を与えず、全応力系の数値解析では原理的に評価することが不可能な変位。この場合は、地震動の継続時間、液状化の程度、地盤の高低差（初期せん断や直応力異方性に影響）といった量の変位量に支配的な影響を与える。中空ねじり試験等により、初期せん断の影響や直応力異方性の影響を定量化（応力一定条件下や平面ひずみ条件下での把握）することが数値解析結果の妥当性評価に資することが期待される。

## 2.4.2 本報告での地盤内応力計算の際のデータ補正について

ここでは、本報告で地盤内の変動応力を計算する際に適用したデータの補正方法について説明する。

地盤内応力 ( $\sigma'_x$ ,  $\sigma'_y$ ,  $\sigma'_z$ ,  $\tau_{xy}$ ) を求める際は、基本的には、土圧計で計測した全応力から間隙水圧を減じて有効応力を計算し、せん断応力は、図 2.4-4 に示す力のつり合いから計算によって求めた。その際、上部地盤に作用する加速度が必要になるため [慣性力 = (質量) × (加速度)]、加速度時刻歴を使用している。その場合、土の変形には直接寄与しないノイズ的な加速度（微視的に見れば関与しているとは言えるが、ある領域内で見れば、ごく局所的な  $ma$  のつり合いで相殺し、その領域全体では無視できるような加速度。また理論的・メカニズム的背景は不明瞭であるが、運動方程式において、 $ma+cv=0$  となるような加速度）が邪魔となるため、変形に影響しない範囲で除去した。具体的には、変位記録の時刻歴形状を変えない範囲として 3Hz のハイカットフィルターを適用した（図 2.4-5 参照）。

さらに、土圧計の計測記録においても、受圧面の礫あたり、電気的なノイズ等による対象領域（室内試験と対比するために要素的に捉える領域）の力のつり合いに影響を与えない成分を除去するため、同様なハイカットフィルターを適用した。但し、この時の設定周波数は、ダイレイタンシーによる間隙水圧の変動（土圧記録は全土圧なので間隙水圧の変動も寄与）を考慮して、正弦波の場合は、加振周波数の 2 倍の成分までを確実に残しつつ、有意な応力径路が得られるように適宜設定周波数を調整したハイカットフィルターを適用した（図 2.4-6 参照）。

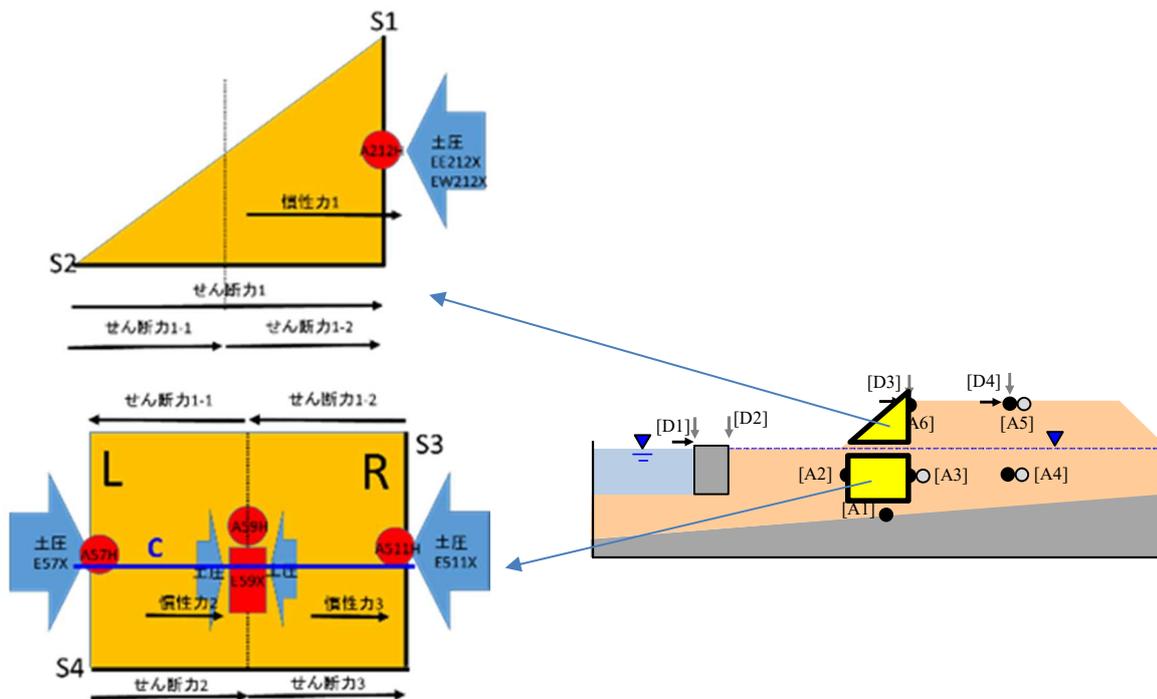
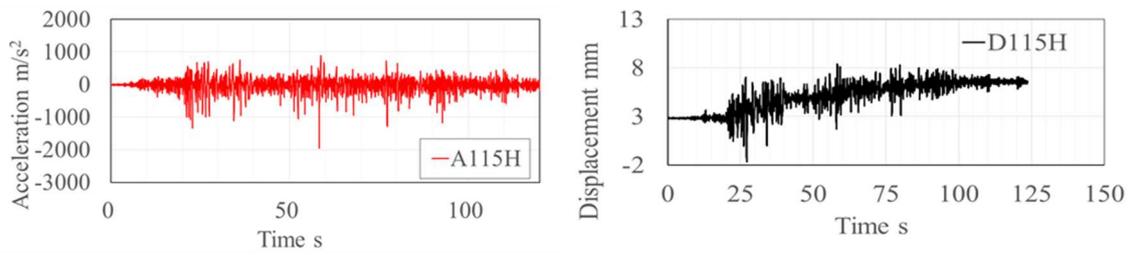
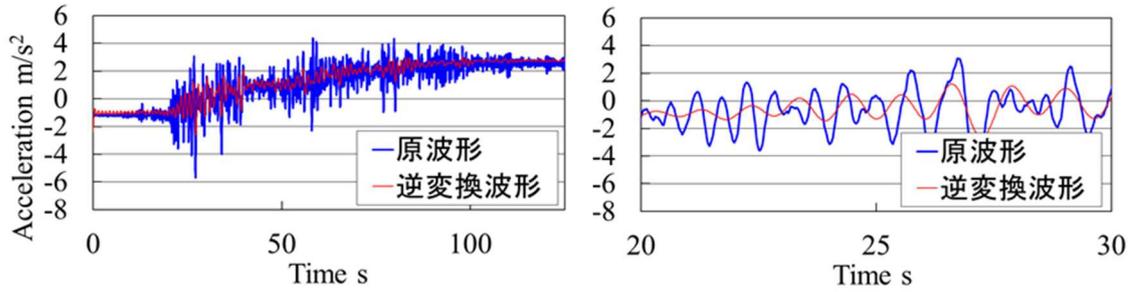


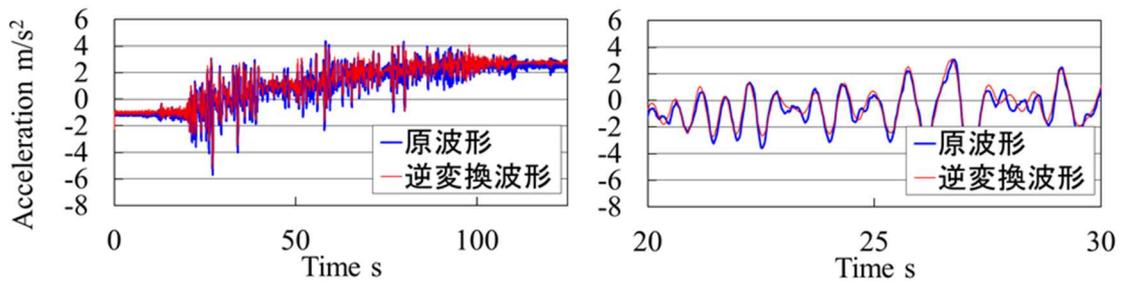
図 2.4-4 せん断応力計算方法の概要



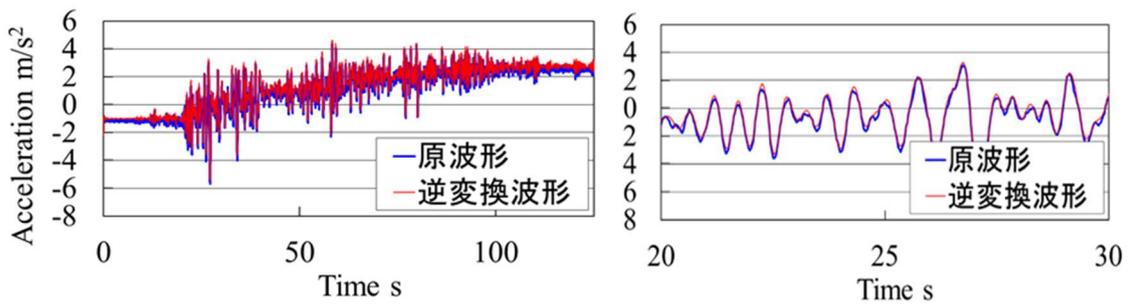
(a) 原波形



(b) 1.0Hz でハイカットした場合

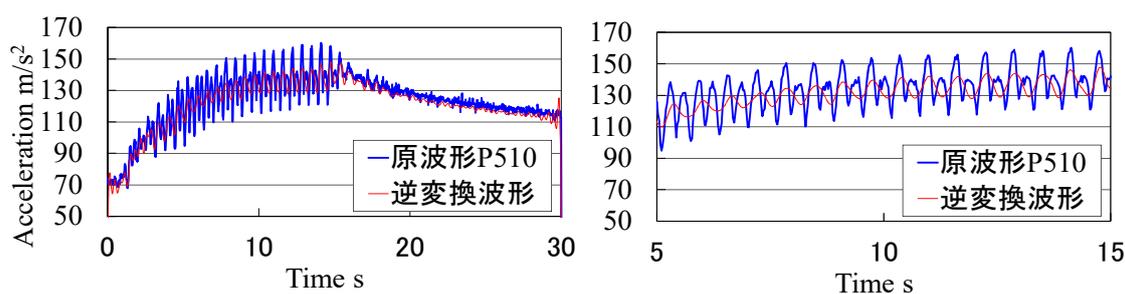


(c) 2.0Hz でハイカットした場合

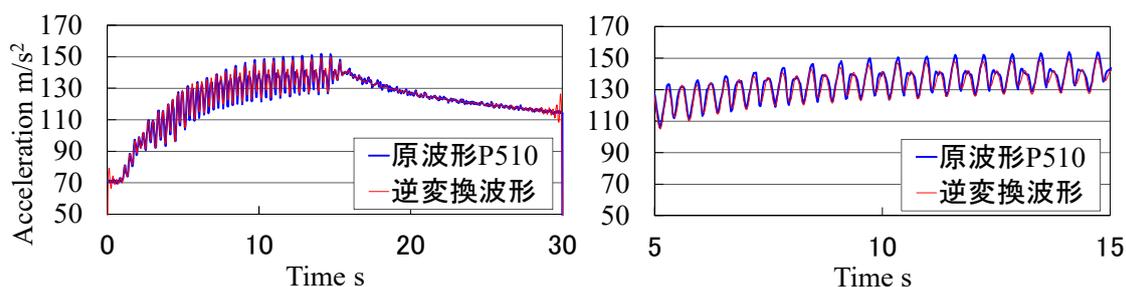


(d) 3.0Hz でハイカットした場合 (採用)

図 2.4-5 加速度波形に適用するハイカットフィルターの設定周波数の影響



(a) 3.0Hz でハイカットした場合



(b) 4.0Hz でハイカットした場合 (採用)

図 2.4-6 土圧波形に適用するハイカットフィルターの設定周波数の影響

上記の補正を各計測記録に適用した後、応力状態の確認のため、得られた記録の特徴的な時刻のデータ（初期，最大時刻，残留時等）を用いて Mohr 円を描いてみた。その結果を図 2.4-7 に示す。

この結果を見ると、別途中空ねじり試験の結果から推定された破壊強度線（正確には、液状化試験におけるサイクリックモビリティ時の応力径路の角度であり、破壊線はその若干上に位置すると推測される）を超える Mohr 円になってしまっており、実際には存在し得ない応力が与えられていることとなった。そこで、上記の補正に加えて、初期水平土圧の信頼性の低さ（模型実験の記録及び付録 E に示す DEM 解析による検討結果を参照）を考慮し、Mohr 円が想定破壊線付近に収まるために必要な水平土圧（具体的な計算時は  $K_0$  で調整した初期水平土圧に計測で得られた振動成分を加算）に補正した。その結果の例を図 2.4-8 に示す。但し  $K_0=2.0$  でも収まらない場合は、 $K_0=2.0$  の時の円を示した。

なお、この初期水平土圧の補正については、非現実的な応力状態になっていないかを確認するための作業として位置付けており、地盤中の応力状態の議論においては、恣意的な操作の影響を避けるため、動的変動分に限定した振幅の比率を整理した。

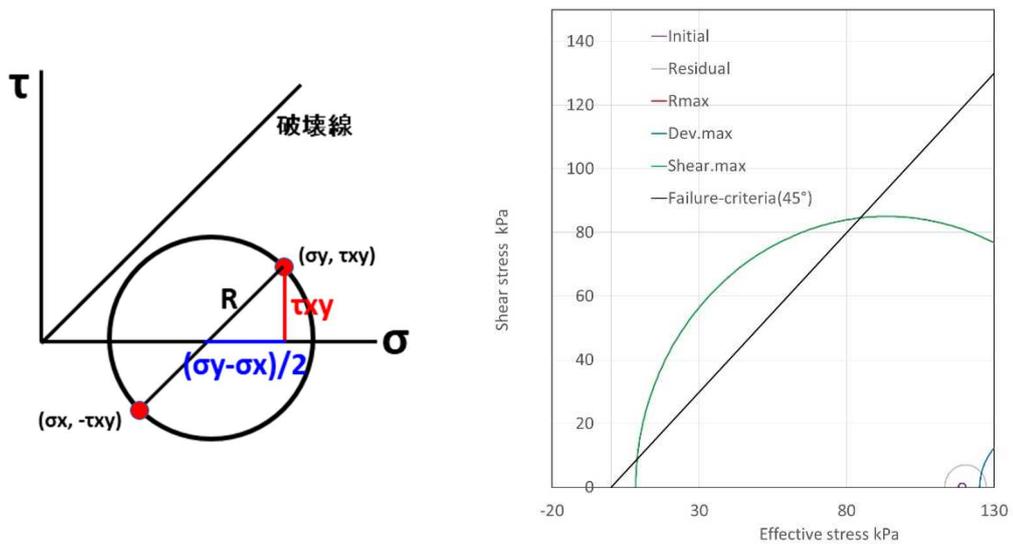


図 2.4-7 ハイカットフィルターを適用した波形で求めた応力状態から描いた Mohr 円

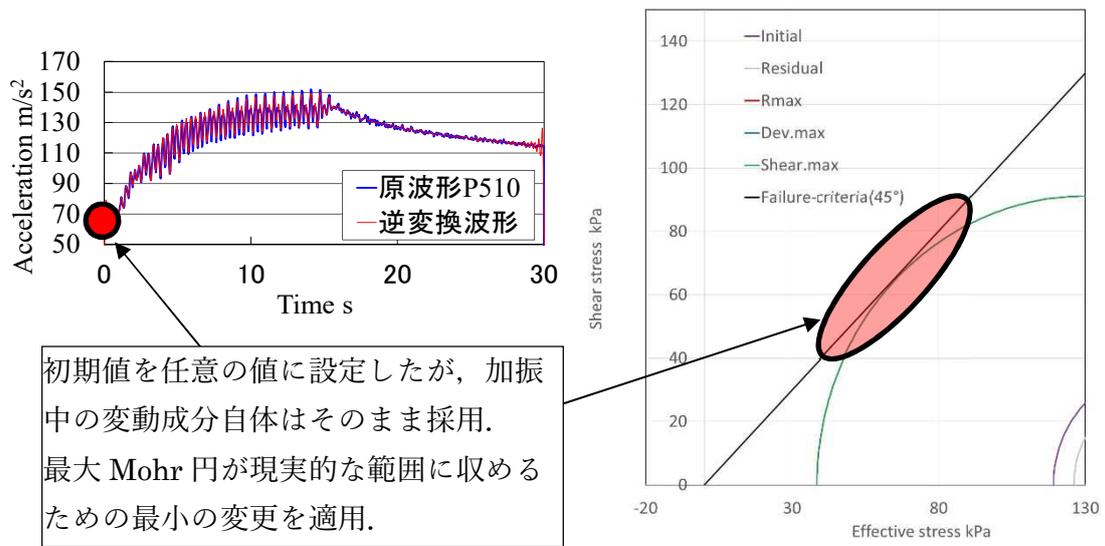


図 2.4-8 初期水平土圧を補正した応力状態から描いた Mohr 円

### 2.4.3 模型各部の応力状態について

図 2.4-9～図 2.4-10 には、上記のデータ補正を行って得られた Case1 の d03 加振時の模型各部の応力波形（せん断応力と軸差応力 [鉛直応力－水平応力]）と Mohr 円の例を示す。

さらに、図 2.4-12～図 2.4-15 には、Case3 の各加振の応力波形と Mohr 円の例を示す。

なお、このように各加振の時刻歴を得た後、その活用方法の例としては、図 2.4-16～図 24-18 のようにそれぞれの比率を整理した上で、加振条件や場所ごとのそれぞれの成分の比率がどの程度になっているか解析結果と比較する、中空ねじり試験によって結果の妥当性を確認したり、さらに予め初期条件が変化した場合や材料が異なる場合、加振波形が異なる場合などに、それらがどの程度変化するか平面ひずみ状態で試験を実施して整理しておくことで、数値解析結果の妥当性検証（実断面の沈下量や水平変位の残留成分の妥当性検証）に資することが可能となる。但し、そのためには、模型実験自体が想定通りの実験になっている必要があり、ここまでの模型実験結果の分析では、理想的な平面ひずみ状態、加振条件とはなっていないため、それらの解決がまずは喫緊の課題となる。

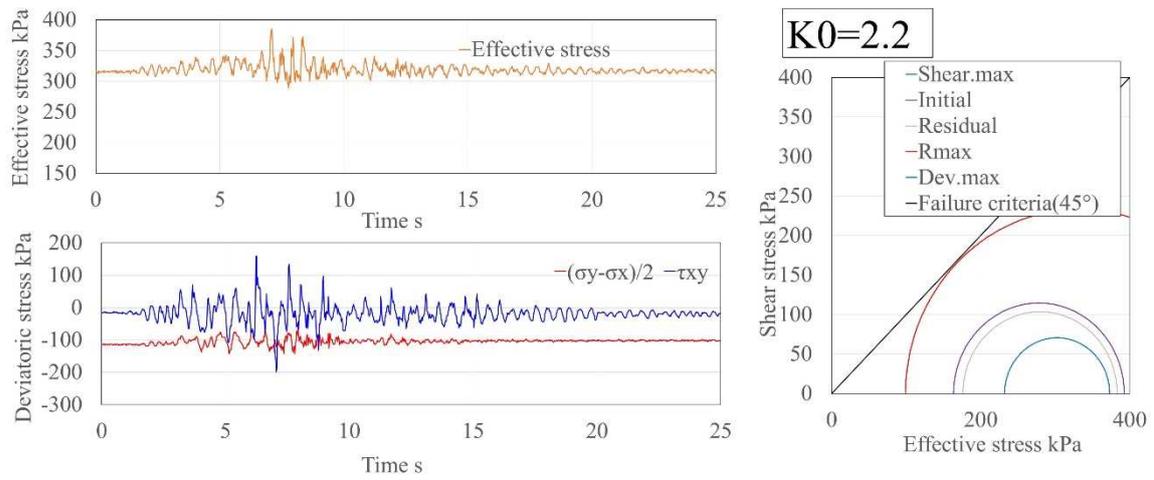


图 2.4-9 Case1 d03 盛土中央 応力状態

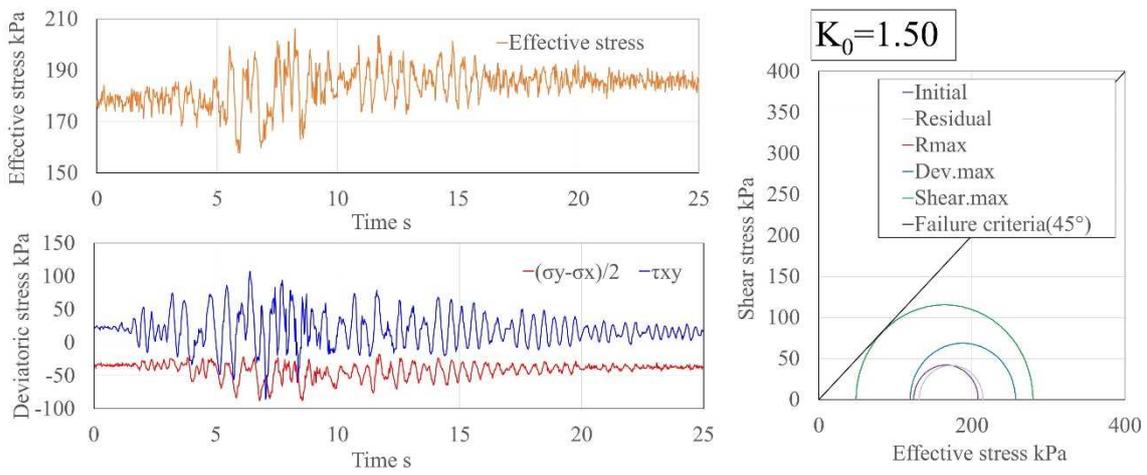


图 2.4-10 Case1 d03 法肩 応力状態

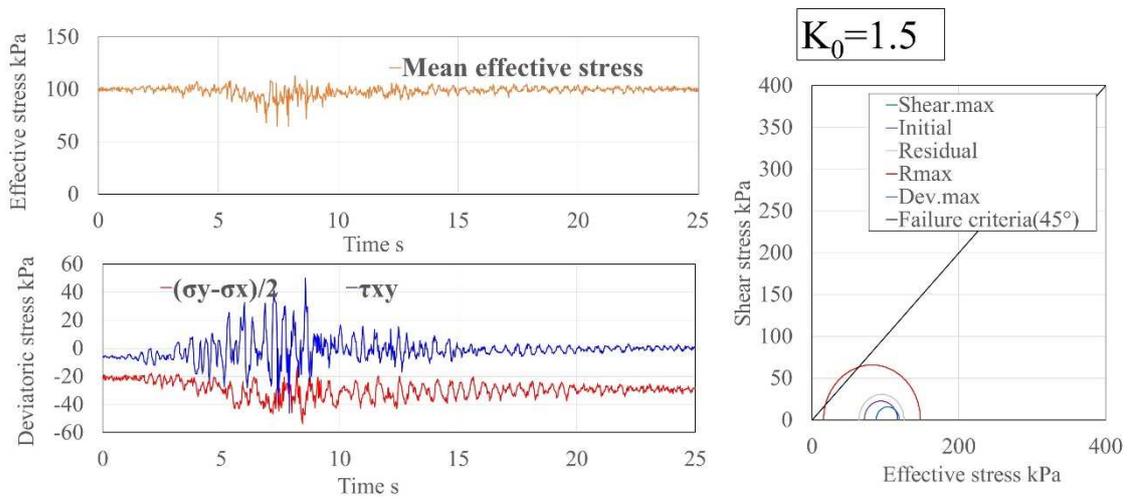
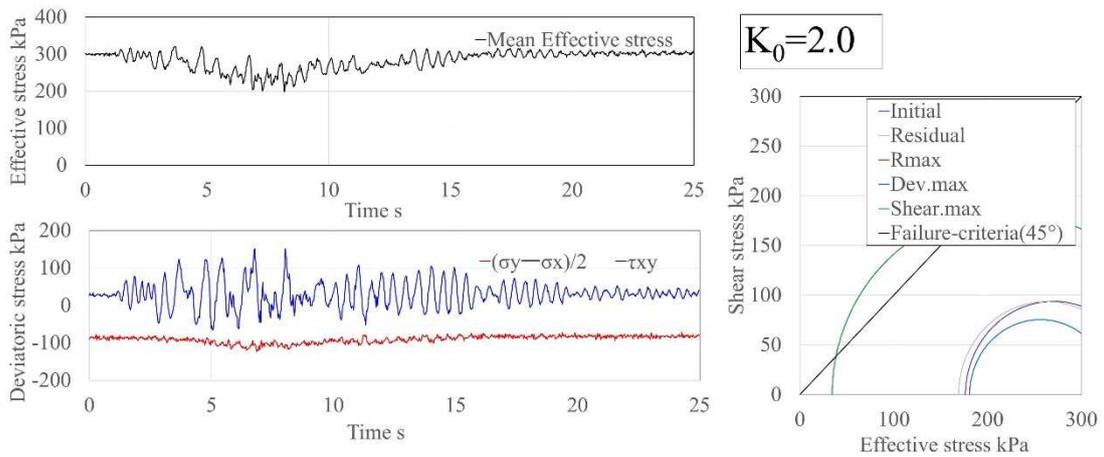
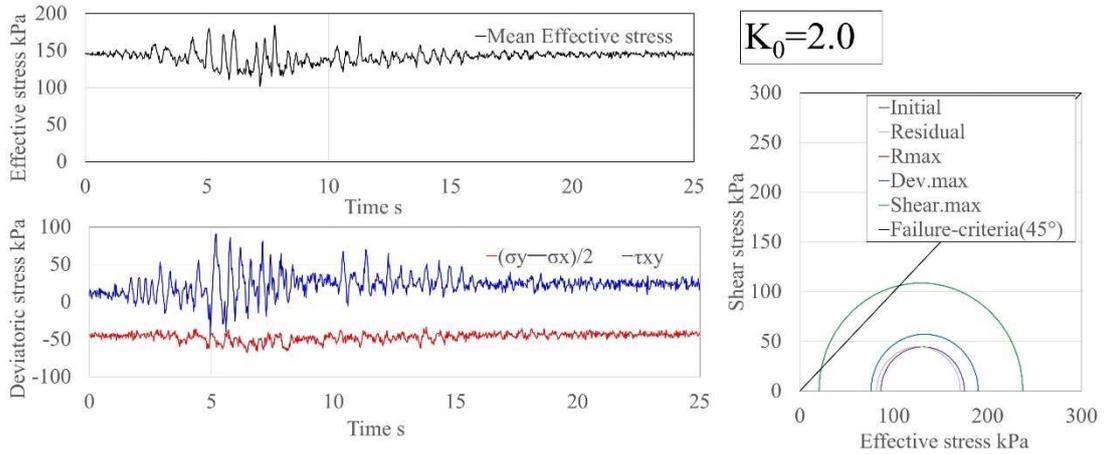


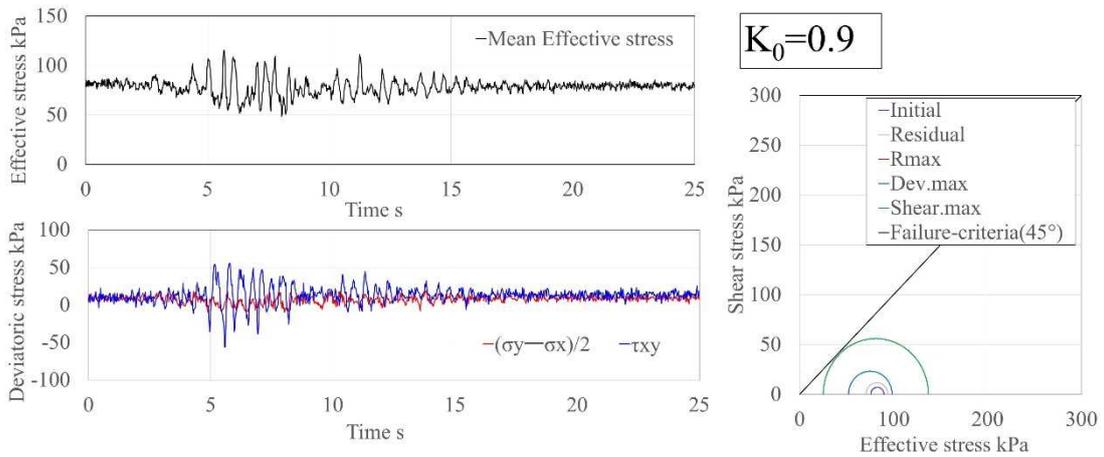
图 2.4-11 Case1 d03 法先 応力状態



(a) 盛土中央下

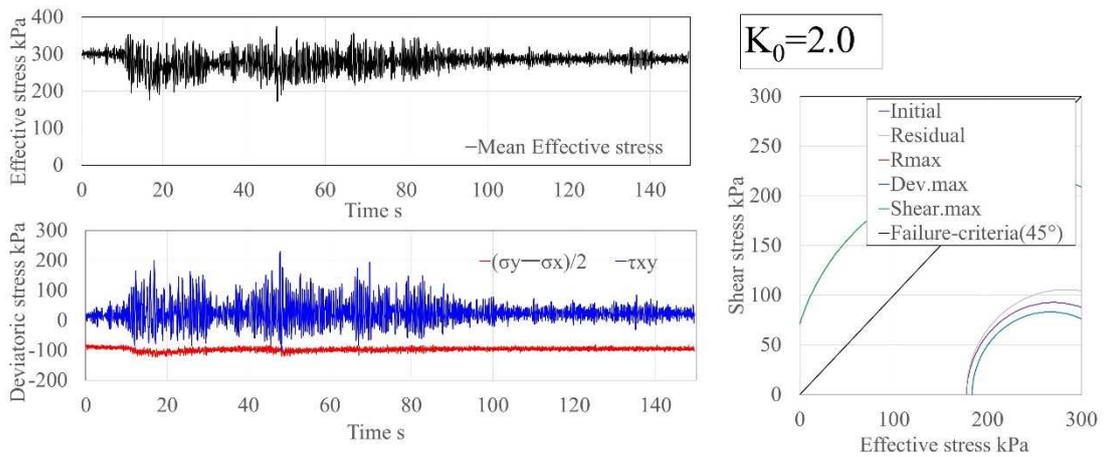


(b) 法肩下

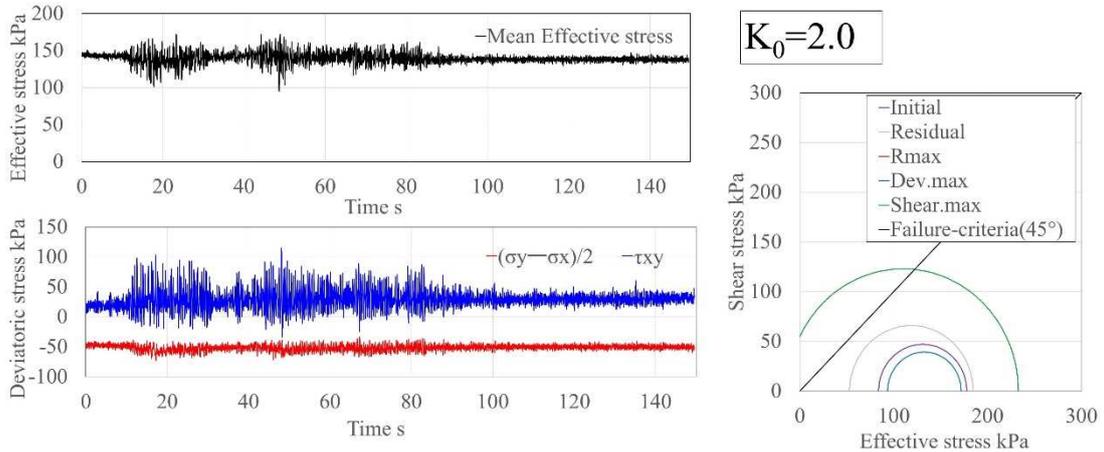


(c) 法先下

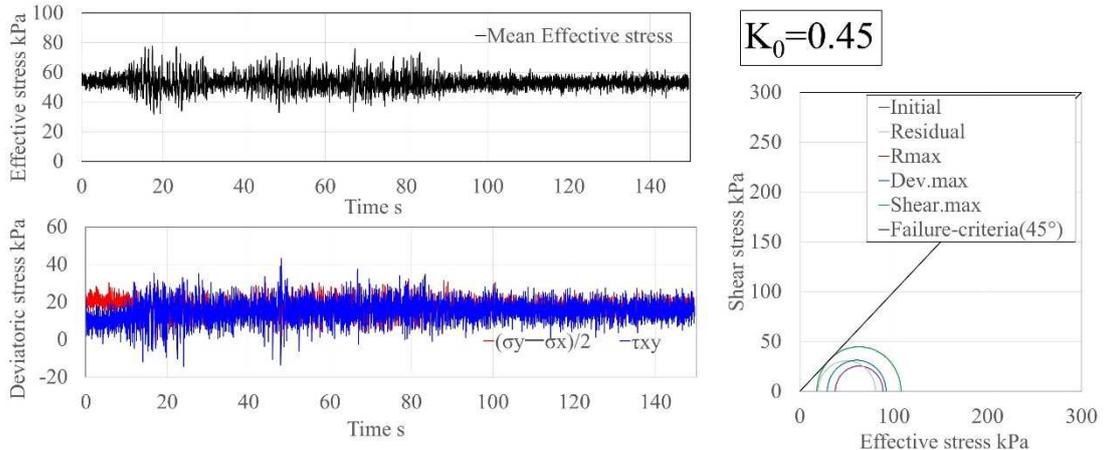
图 2.4-12 Case3 d03-Kumamoto 加振



(a) 盛土中央下

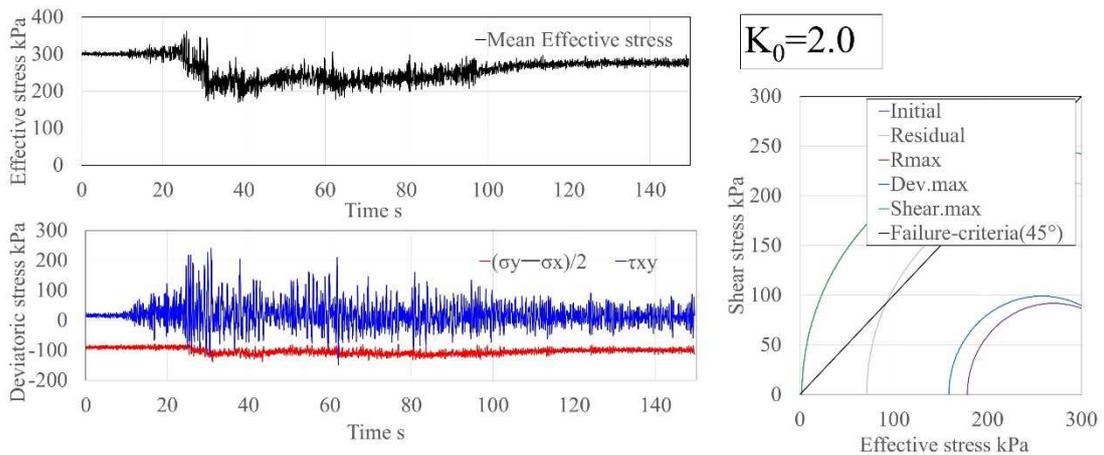


(b) 法肩下

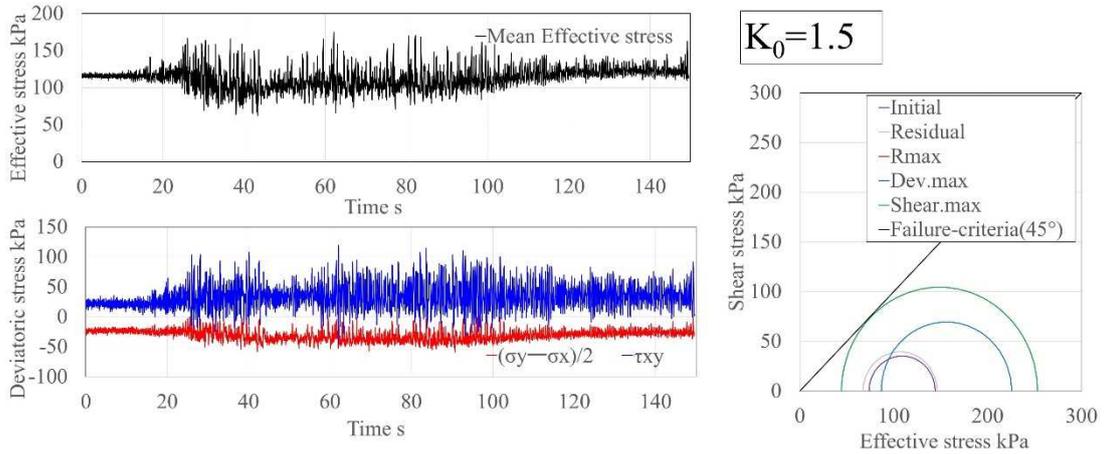


(c) 法先下

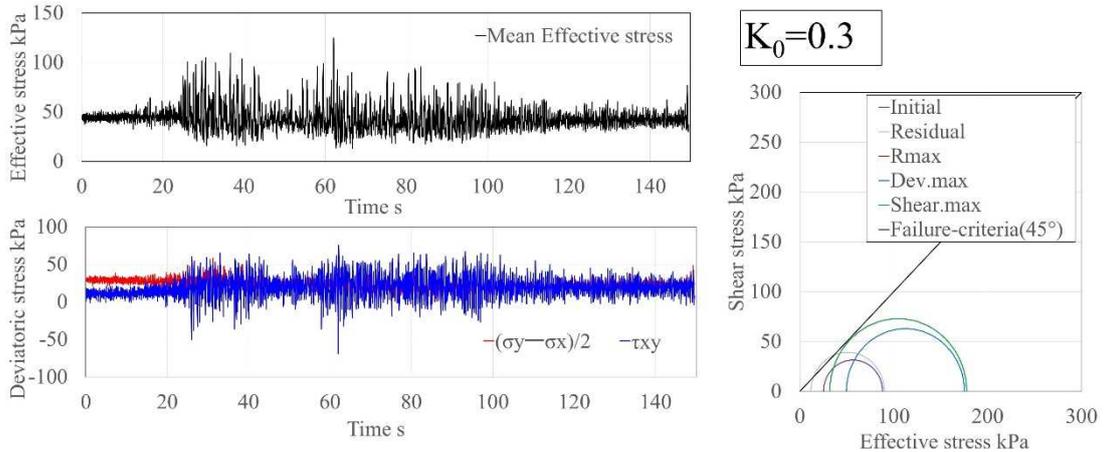
图 2.4-13 Case3 d03-Tohoku 加振



(a) 盛土中央下

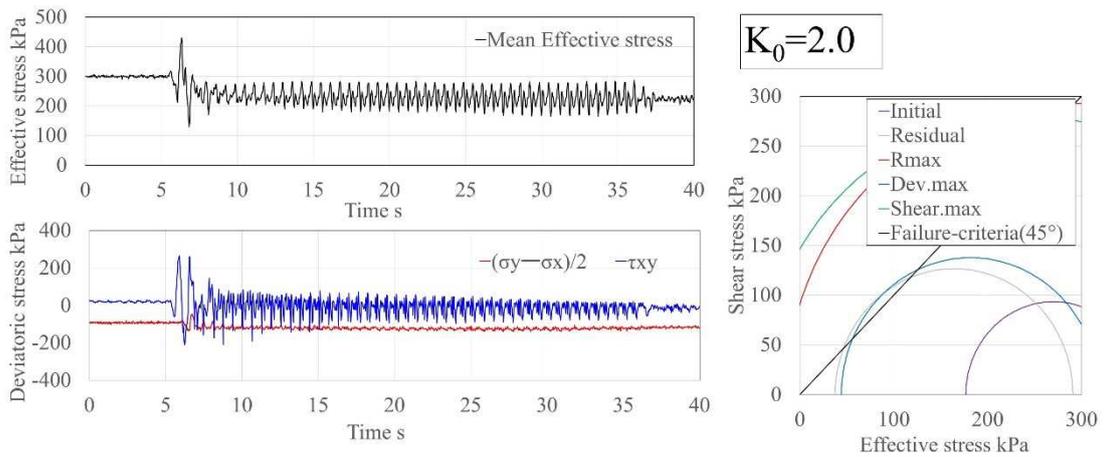


(b) 法肩下

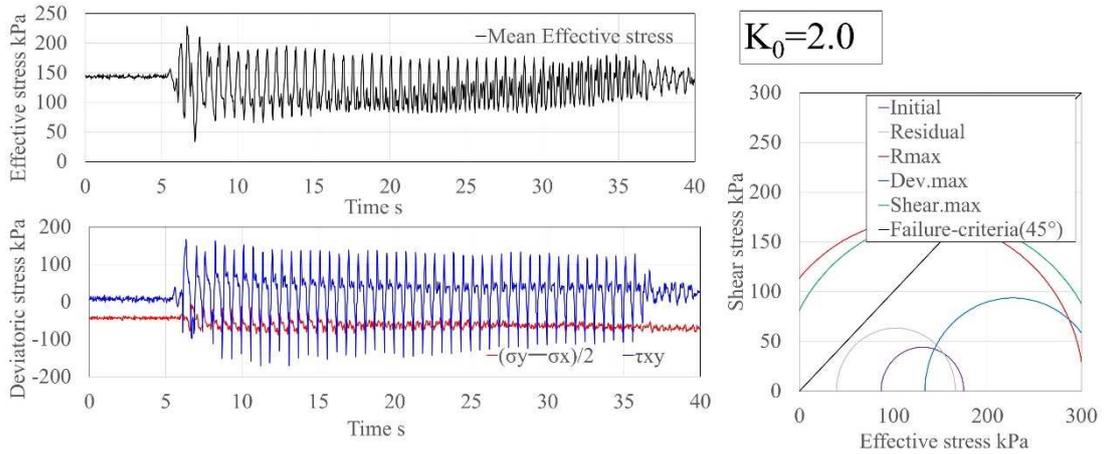


(c) 法先下

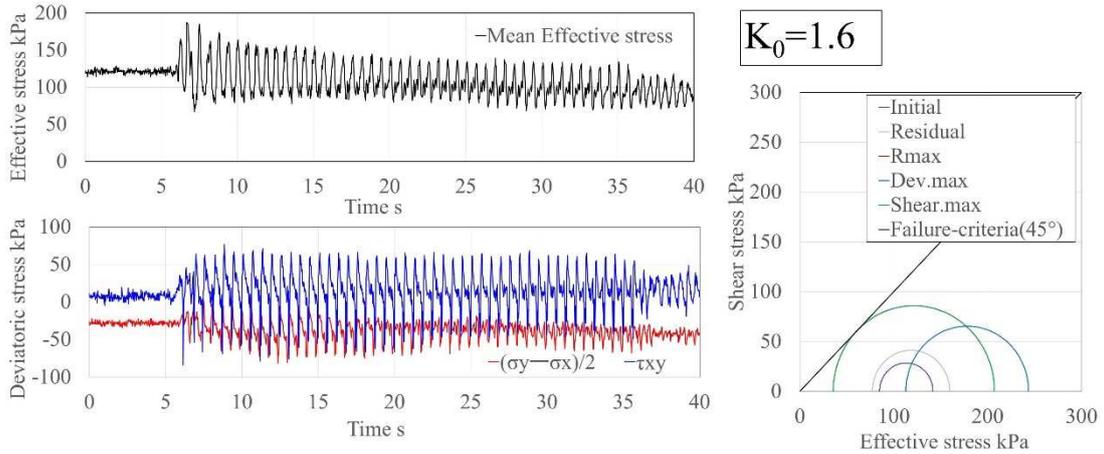
図 2.4-14 Case3 d05-Tohoku x 2.0 加振



(a) 盛土中央下



(b) 法肩下



(c) 法先下

图 2.4-15 Case3 d06-正弦波加振

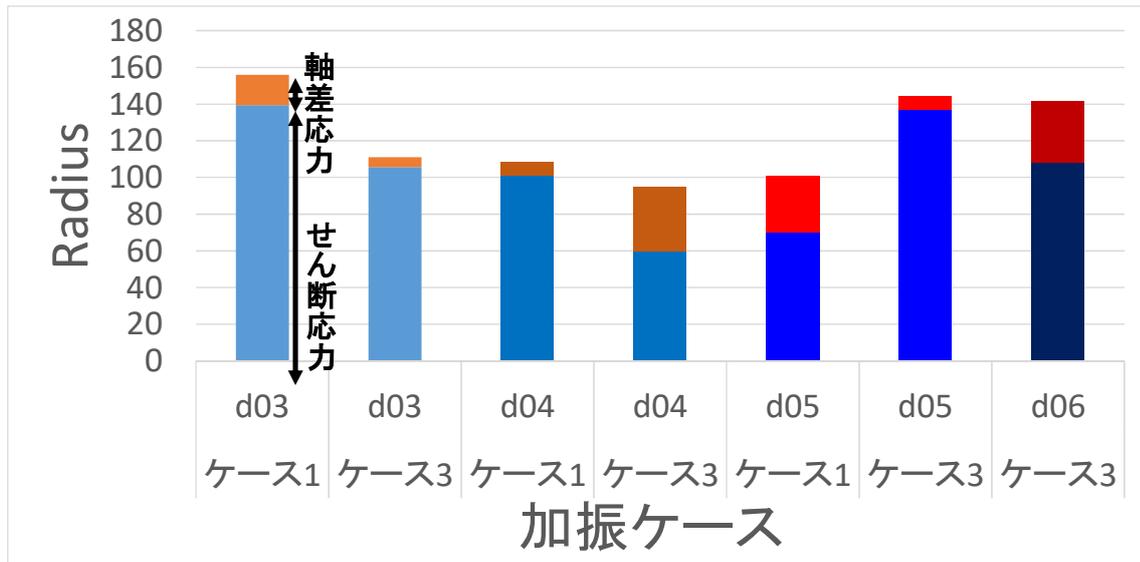


図 2.4-16 盛土中央 せん断応力,軸差応力比

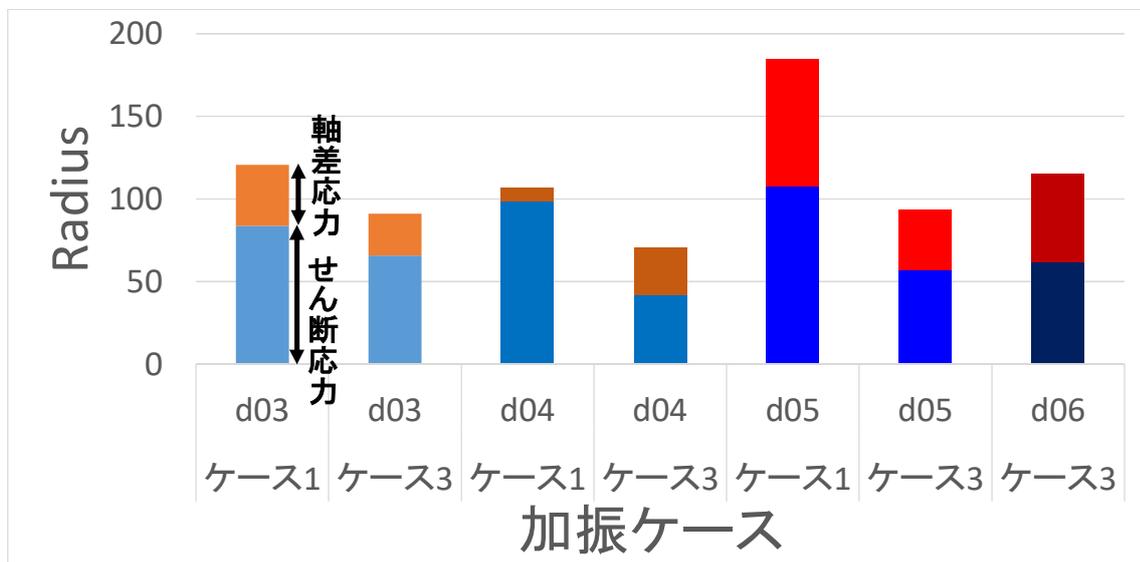


図 2.4-17 法肩 せん断応力,軸差応力比

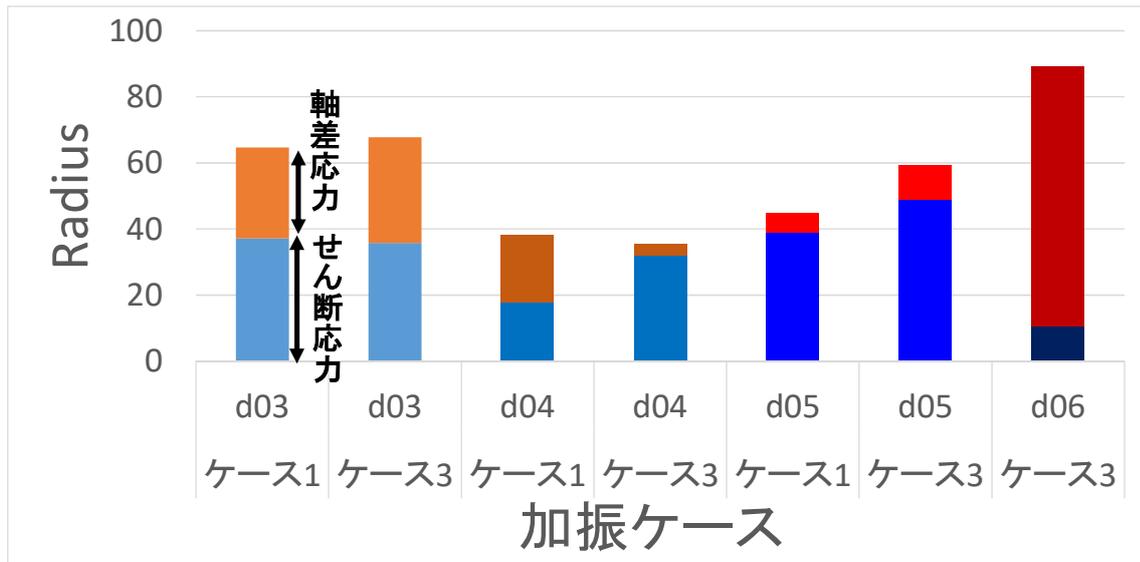


図 2.4-18 法先部 せん断応力,軸差応力比

### 3. 数値解析による模型実験の再現性の確認

#### 3.1 はじめに

第2章では遠心模型実験によって対象地盤の地震時挙動を把握した。ここでは、遠心模型実験を再現する数値解析を行い、数値解析による模型実験の再現性を確認する。

#### 3.2 解析条件

解析コードには名古屋大学地盤工学研究室で開発された土骨格-水連成有限変形有効応力解析コード GEOASIA<sup>(11), (12), (13)</sup>を用いた。図 3.2-1 に解析条件の概要を示す。解析メッシュは、遠心実験模型の相似則適用後スケール(実大地盤スケール)の断面寸法とした。

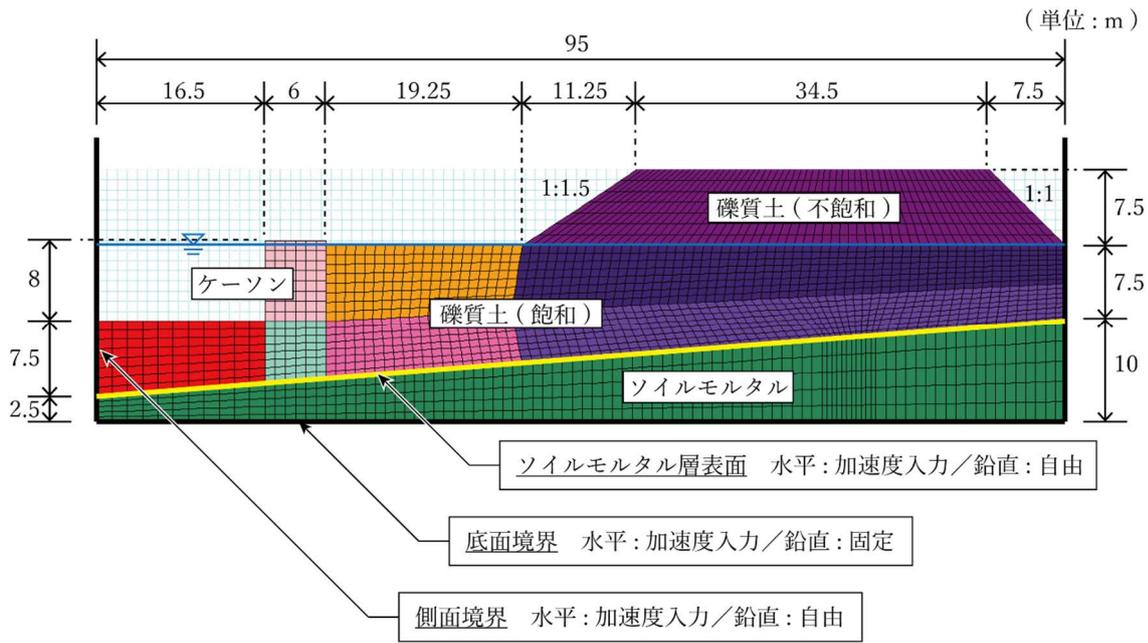
加速度入力位置については、H30 年度事業の検討結果を踏まえ、直接ソイルモルタル層にそこで得られた加速度波形を入力することにした。実験では、土槽底面～ソイルモルタル表面間で顕著な増幅や位相差は認められず、さらにソイルモルタル表面に設置した3個の加速度計(高さは異なる)の記録がほぼ同じであったことから、礫質土層の応答の再現性を確認することが目的であれば、妥当な方法であると判断できる。入力した加速度時刻歴は、前掲した図 2.2-9～図 2.2-10 の波形を使用した。

礫質土の物性パラメータ設定は、模型実験で使用した礫質土で実施したせん頭試料による中空ねじり試験の結果を対象とした構成式シミュレーションによって行った。図 3.2-2 に構成式シミュレーションおよび要素試験によってえられた液状化強度曲線を示す(付録C参照)。また、ソイルモルタル層については、前述の通り遠心模型地盤作製と同時に作製したテストピースで実施した一軸圧縮試験の結果を用いて、物性パラメータを調整した。

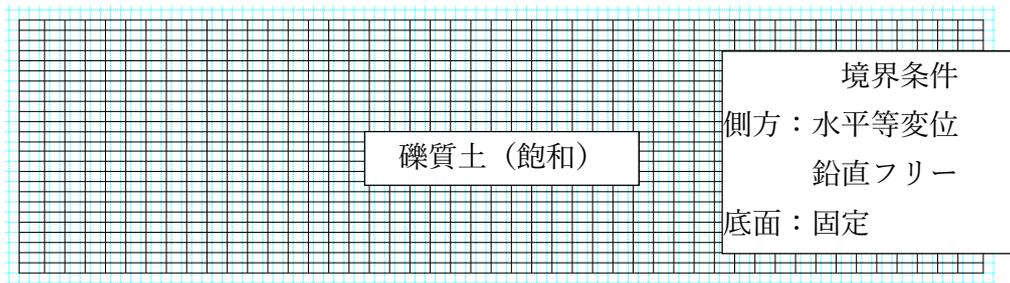
#### 3.3 解析ケース

本検討では、表 3.3-1 に示す解析を実施した。表中に記載したように、実験側の課題、すなわち、主に想定した二次元応答になっておらず、土槽側面の影響を受けて理想的な二次元断面時[二次元解析の前提条件]の液状化傾向を実験が再現出来ているか不明であることを考慮し、非排水繰返し中空ねじり試験(せん頭粒度試料の試験であり、この点も模型地盤の液状化強度を正確に得られているか不明)を目標に設定した物性の解析結果と、それよりも液状化強度が大きく、Case3での過剰間隙水圧の蓄積傾向に近づけた物性の両方を用いて解析を実施した。なお、物性名がF011およびF044となっているのは、100 ケース以上の構成式シミュレーションを試行錯誤敵に実施して、最終的に使用する物性を決めた際に、混乱を避けるために元の構成式シミュレーションにおける識別番号をそのまま使用しているためである。

なお、模型実験における理想的な二次元状態の再現程度は、Case1 < Case3 で向上したが、Case3でも理想状態になっていない可能性が既に示唆されている。

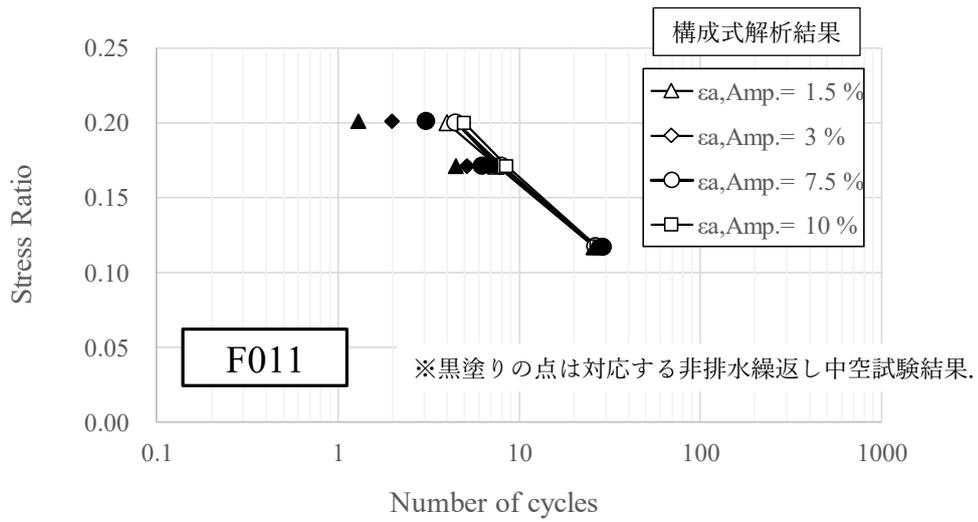


(a) 護岸断面の解析メッシュ

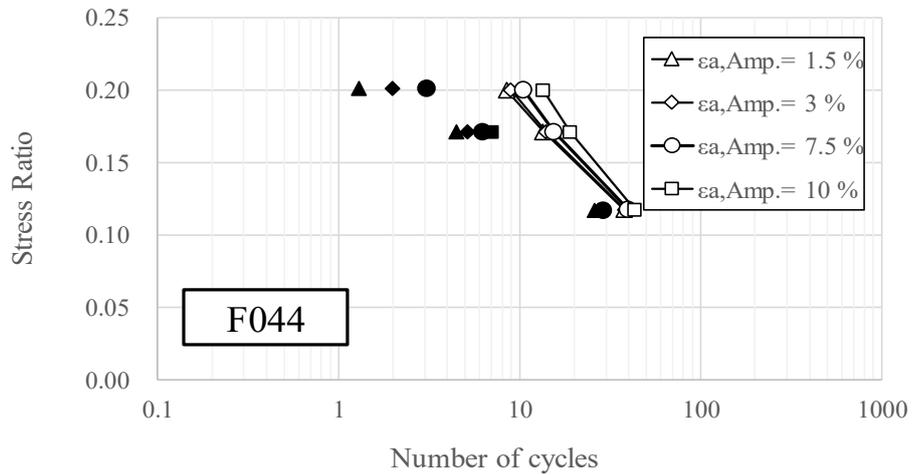


(b) 水平成層地盤の解析メッシュ

図 3.2-1 解析条件の概要



(a) 設定 F011 : 実験値フィッティング



(b) 設定 F044 : 仮想設定 (液状化強度大)

図 3. 2-2 礫質土液状化強度曲線

表 3.3-1 解析ケース一覧

#	対象実験ケース		礫質土の設定	備考
1	Case1 & 3	d03	F011	実験物性を採用したが実験側の課題もあり液状化傾向が一致せず（解析は早期に完全に液状化） 実験側の課題を踏まえて仮想的に液状化強度を大きめに設定してシミュレーション
2	Case1 & 3	d03	F044	
3	Case1 & 3	d04	F044	
4	Case1 & 3	d05	F044	
5	Case2	d02-d17	F011	両方の物性でシミュレーションしたが、土槽の復元力特性までモデル化していないため、解析では液状化後に反力を失い大変形を生じた。
6	Case2	d02-d17	F044	

### 3.4 解析手順

図 3.4-1 に解析手順の概要を示す。GEOASIA を用いた解析では、水平成層地盤のモデルを作製した後に、盛土または掘削により水平成層以外の形状を形成して行き、施工過程等を通常は考慮するが、本検討で使用した最新バージョンの解析コードでは、圧密・掘削過程に対応していなかったため、図中に示す通り、初期いきなり最終断面形状の解析モデルを作製し、その後幾何学的形状に応じた地盤応力状態に近づくように、等価節点力を操作した。そのイメージは、一番最初の状態では、盛土法先直下の地盤に剛な壁を挿入して、盛土基礎地盤が側方にはらみ出さないように盛土を作製した後、その仮想の壁を取り除き、それが支えていた水平荷重を盛土周辺地盤に伝達していることになる。これは、通常他の解析手法において、弾塑性物性で自重解析を実施していることと同等である。そのような操作を行わない場合、断面の幾何学的形状に応じた初期せん断応力が発生せず、残留変形の評価に大きな影響を与える。

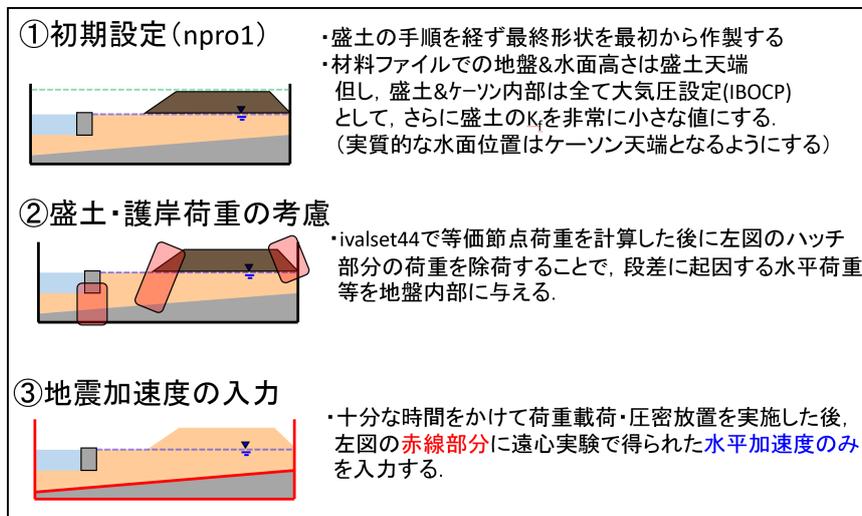


図 3.4-1 解析手順の概要

### 3.5 解析結果

初期応力状態はいずれのケースも図 3.5-1 のように計算されている。最初の状態では、各要素の被り厚さ（その要素が存在する位置とその X 座標での地表面との Y 座標の差）と密度から計算される鉛直応力に対して、入力ファイルで指定した  $K_0$  の値により水平応力が計算される。その状態から、前述の操作を行い、最終的に加振波形入力前の応力状態が作製される。この時、初期に指定する  $K_0$  の値は 0.8 とした。

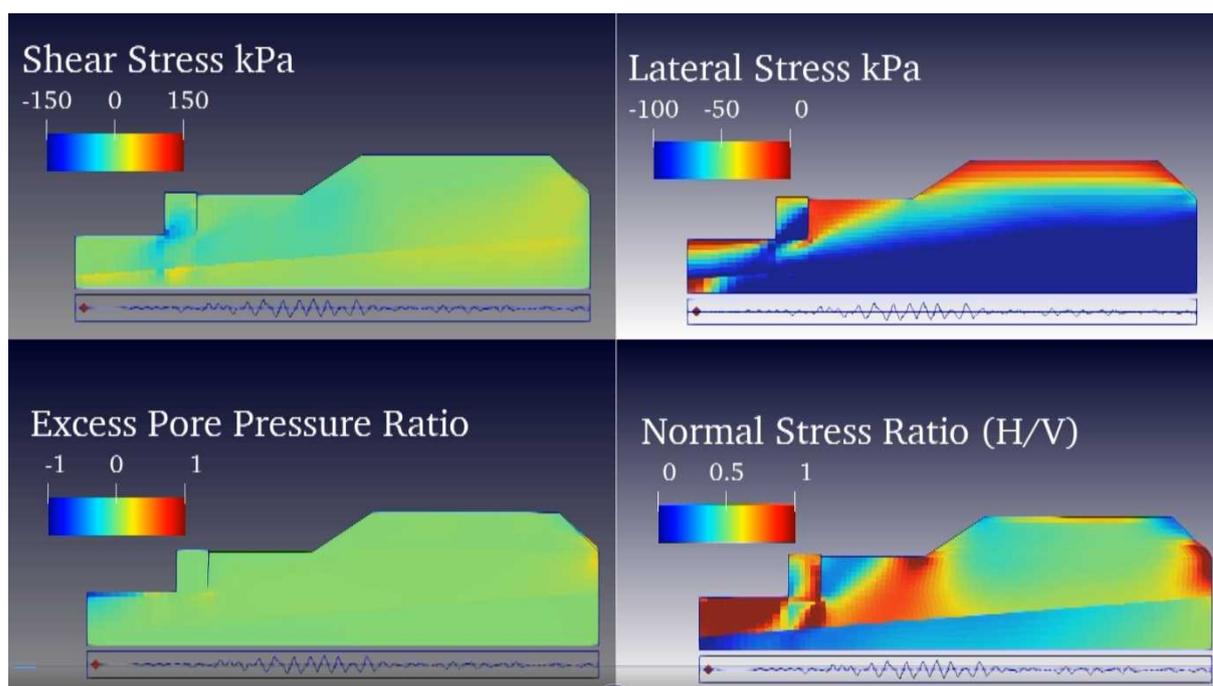


図 3.5-1 初期応力状態

表 3.3-1 に示した解析結果の一覧を図 3.5-2～図 3.5-31 に示す。

まず、図 3.5-2 を見ると、解析結果の変位は、実験結果のそれより大きくなっており、盛土天端の水平変位 [D4] などは、顕著な長周期化を示している。これは、図 3.5-3, 4 を見ればわかる通り、解析結果では、早い時刻から液状化状態に至っており、その結果として各部の変位量が大きく、位相特性も変化したものと思われる。なお、図 3.5-4 の過剰間隙水圧時刻歴では、定量的には異なるものの、過剰間隙水圧が蓄積し易い部位とあまり蓄積量が大きくない部位は、数値解析結果と実験結果とで概ね対応している。

そこで、礫質土の物性を変更し、液状化強度を少し大きくした物性を用いて同じ実験のシミュレーションを行った。その結果が図 3.5-5～図 3.5-13 に示してある。結論として、液状化強度を変更することにより、変位量は解析ケース#1 よりも実験結果に近づいたが、それでも数値解析結果は、実験よりも液状化状態に近づいており、水平変位量は大きく、その位相特性も整合していない。すなわち、解析で想定してる理想的な二次元状態と模型実験条件の乖離によって、実験結果自体に問題があり、その実験条件を解析の条件に反映させないまま（例えば、二次元解析でのみシミュレーションし、三次元解析を行わないなど）シミュレーションを行っても、誤りに誤りを重ねて、たまたま結果が整合して見えるという状態になりかねない。

なお、図 3.5-8～13 の Tohoku 加振（長時間地震動の例）では、残留変位が卓越し、液状化状態に達した時刻やその程度が変位量に大きく影響を与えるため、解析結果と実験結果との変位量の差は、Kumamoto 地震よりも大きくなっている。

図 3.5-14～図 3.5-31 は、礫質土の材料物性を F011 にした場合と、F044 にした場合の Case2 のシミュレーション結果であるが、これらに関しては、数値解析の条件が理想的な水平成層地盤に近い状態であるのに対し、模型実験の方は、有限の剛性を持つせん断土槽自体の復元力が影響しているため、より結果の乖離が顕著となっている。これについては、三次元解析を実施するまでもなく、土槽の剛性に相当する弾性体を左右境界部に導入するなど、シミュレーション精度を向上できる可能性がある。

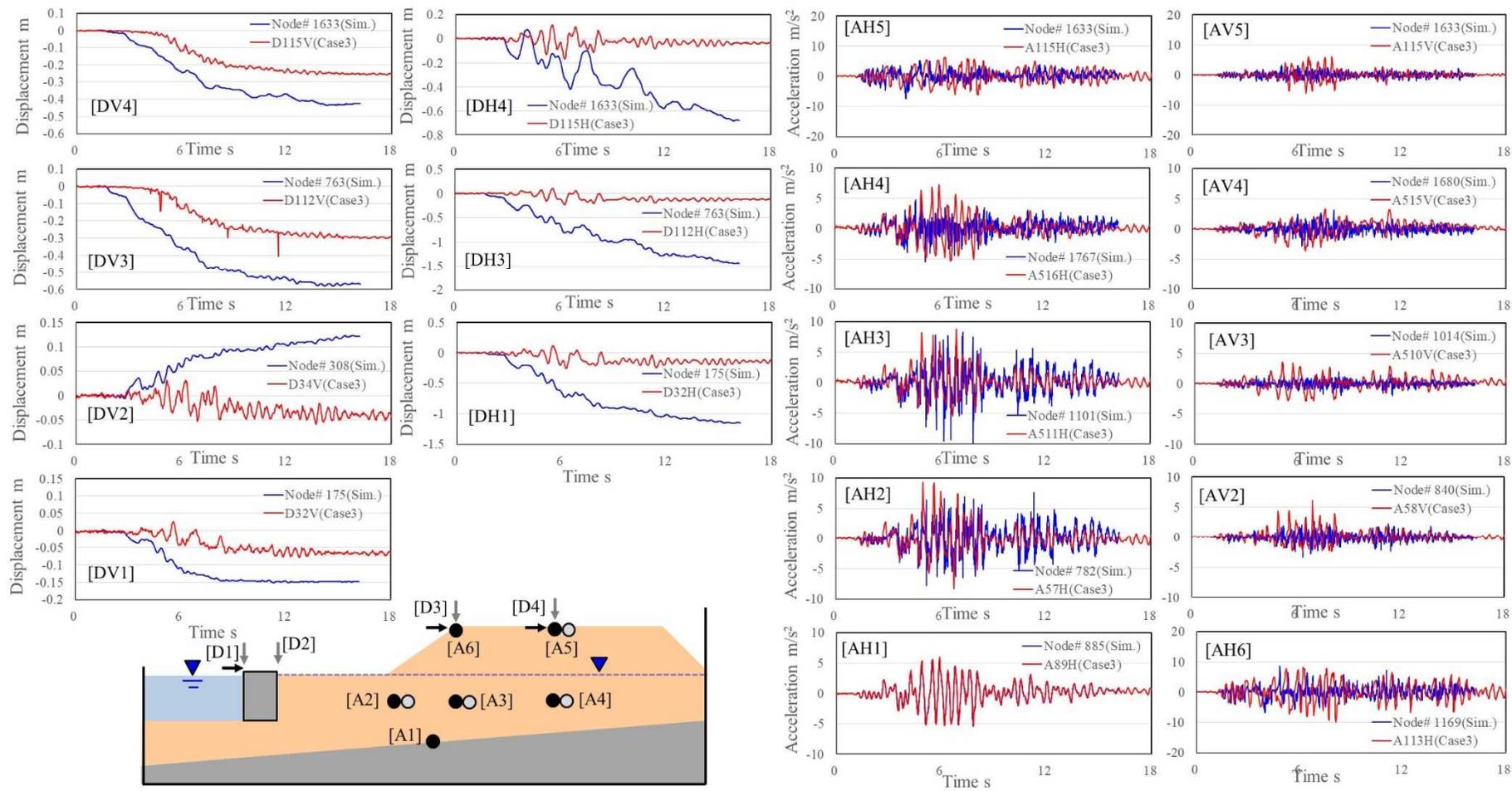


図 3.5-2 Case3 d03 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#1, Mat. F011) ①変位・加速度

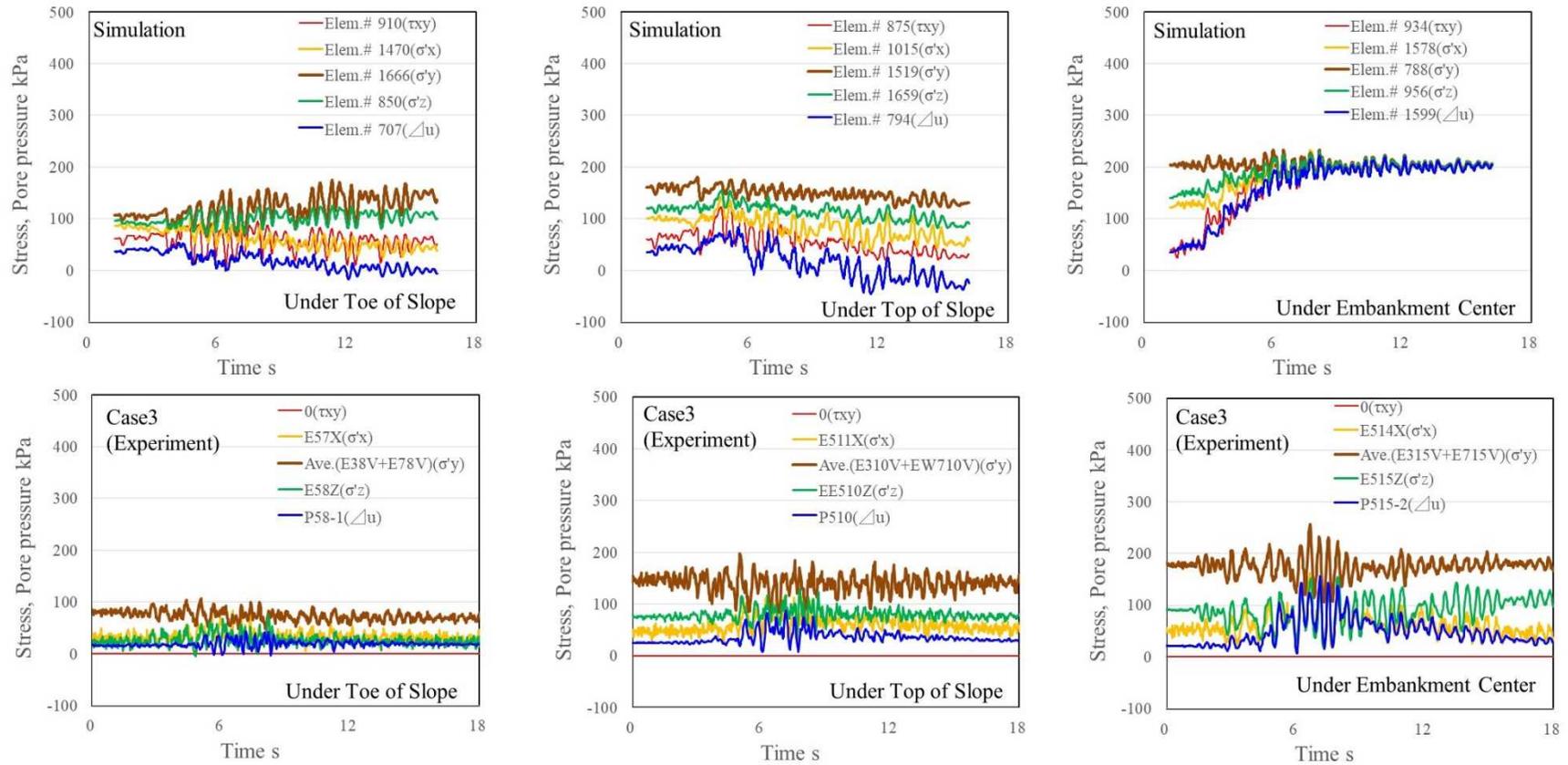


図 3.5-3 Case3 d03 加振の応答結果 (上: 解析ケース#1, Mat. F011, 下: 実験) ②応力状態

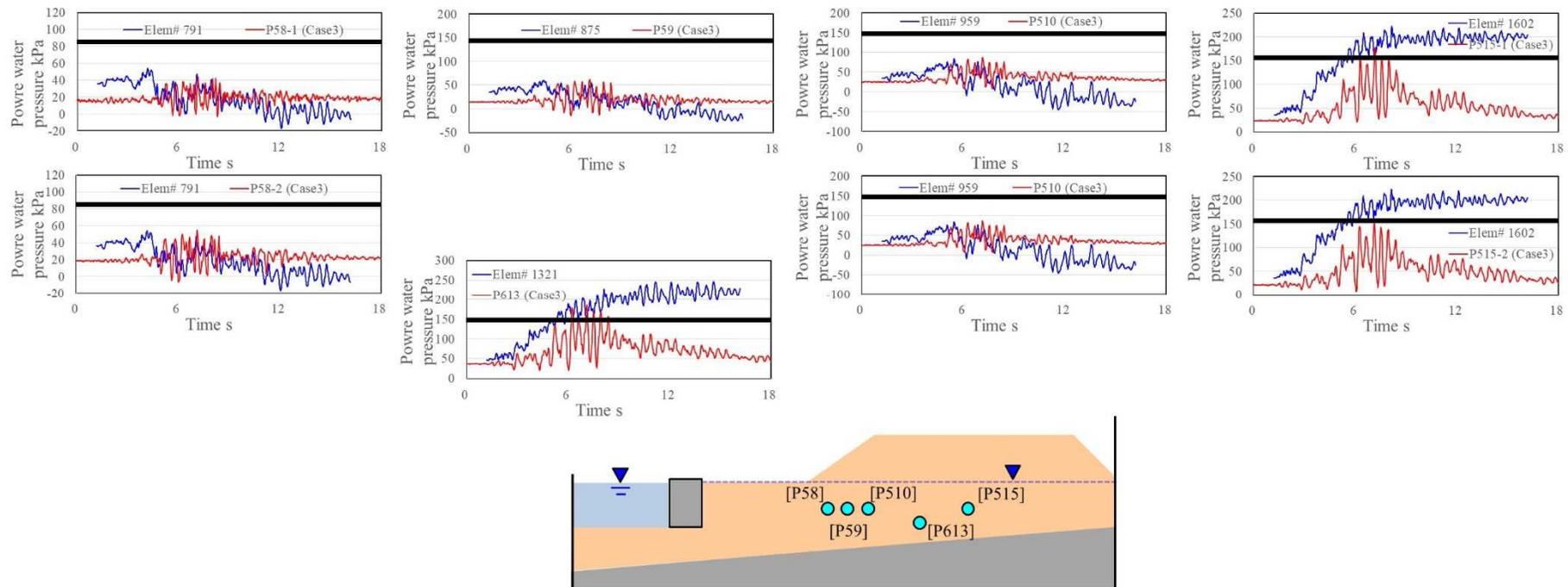


図 3.5-4 Case3 d03 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#1, Mat. F011) ③間隙水圧

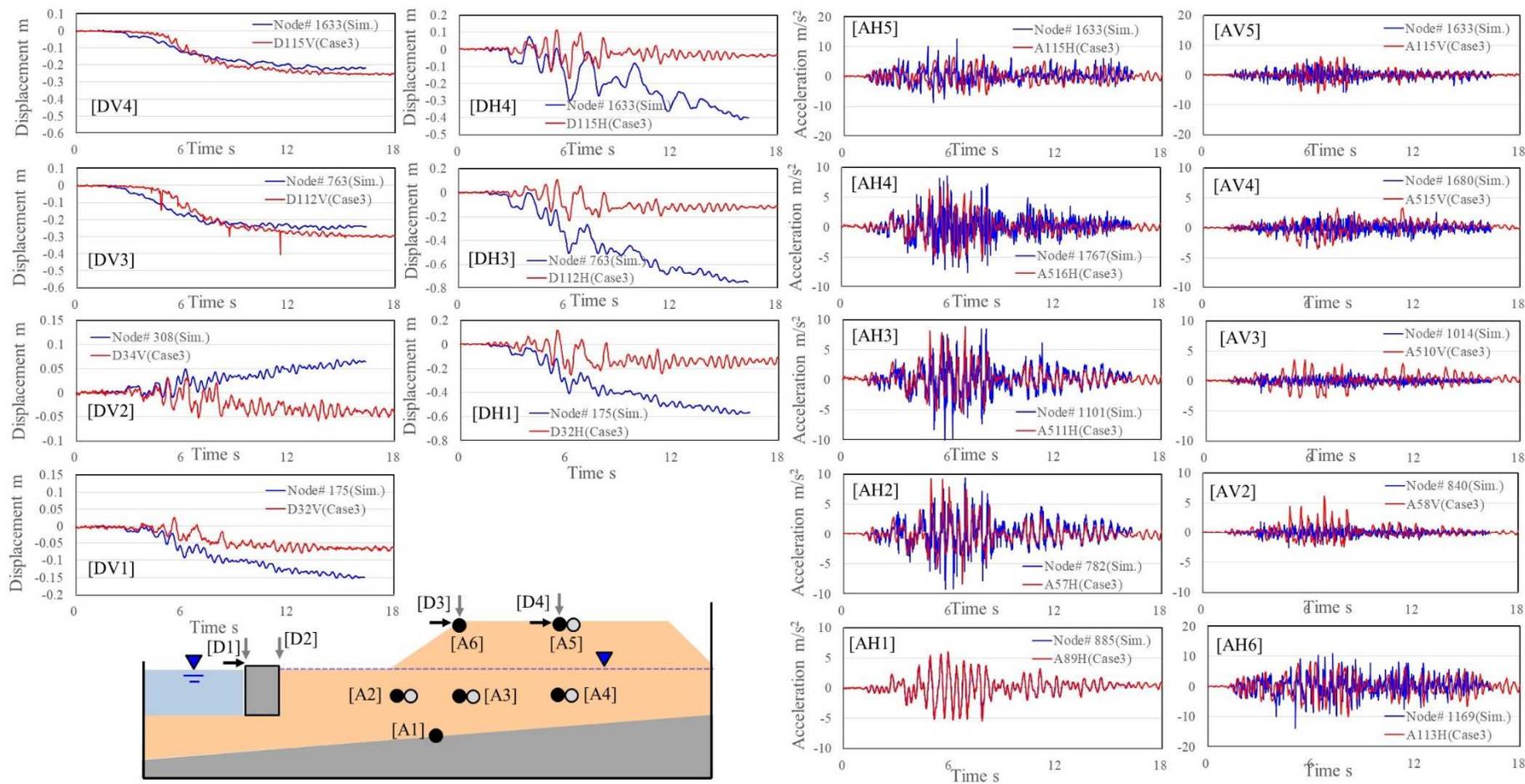


図 3.5-5 Case3 d03 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#2, Mat. F044) ①変位・加速度

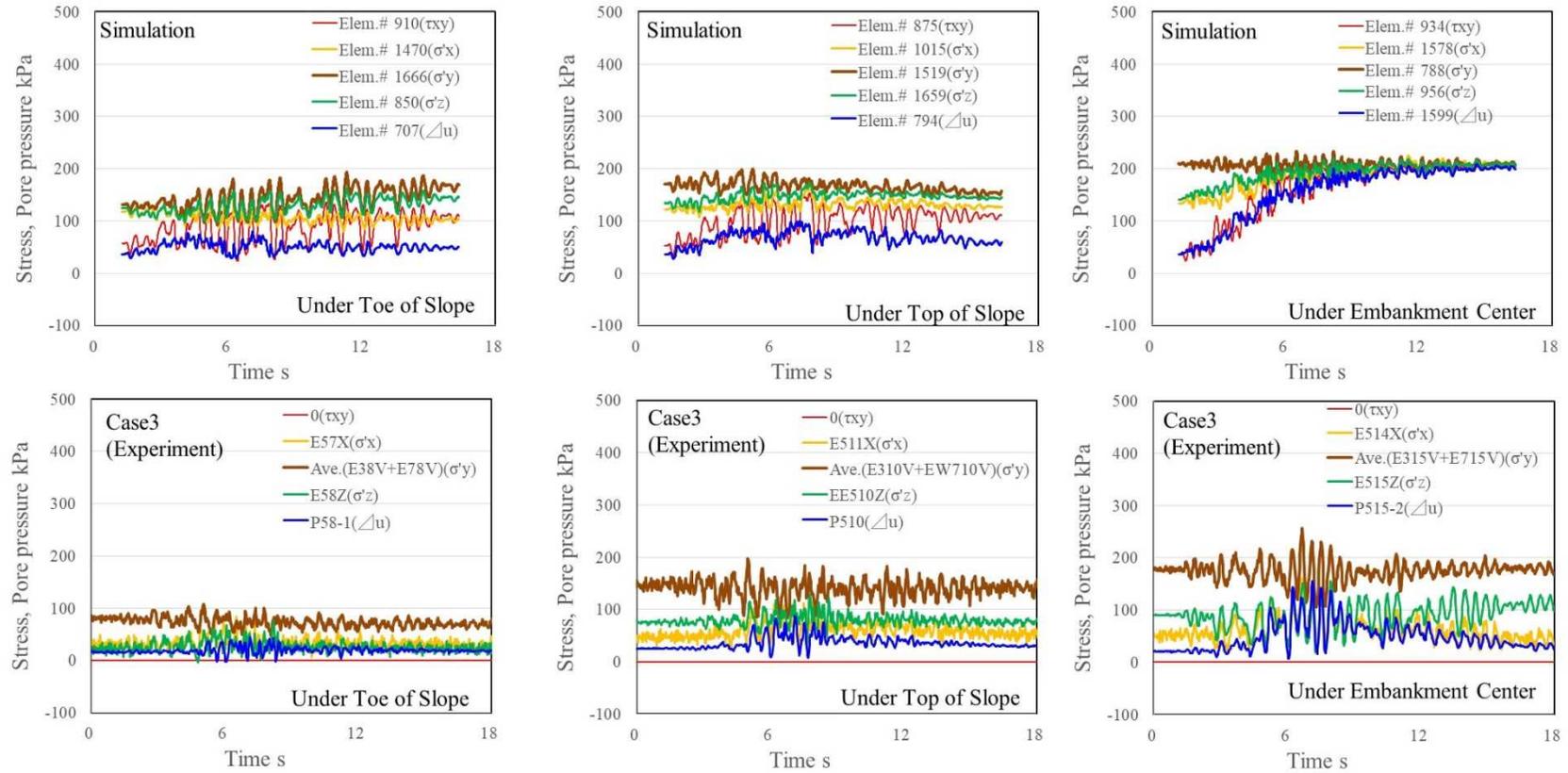


図 3.5-6 Case3 d03 加振の応答結果 (上：解析ケース#2, Mat. F044, 下：実験) ②応力状態

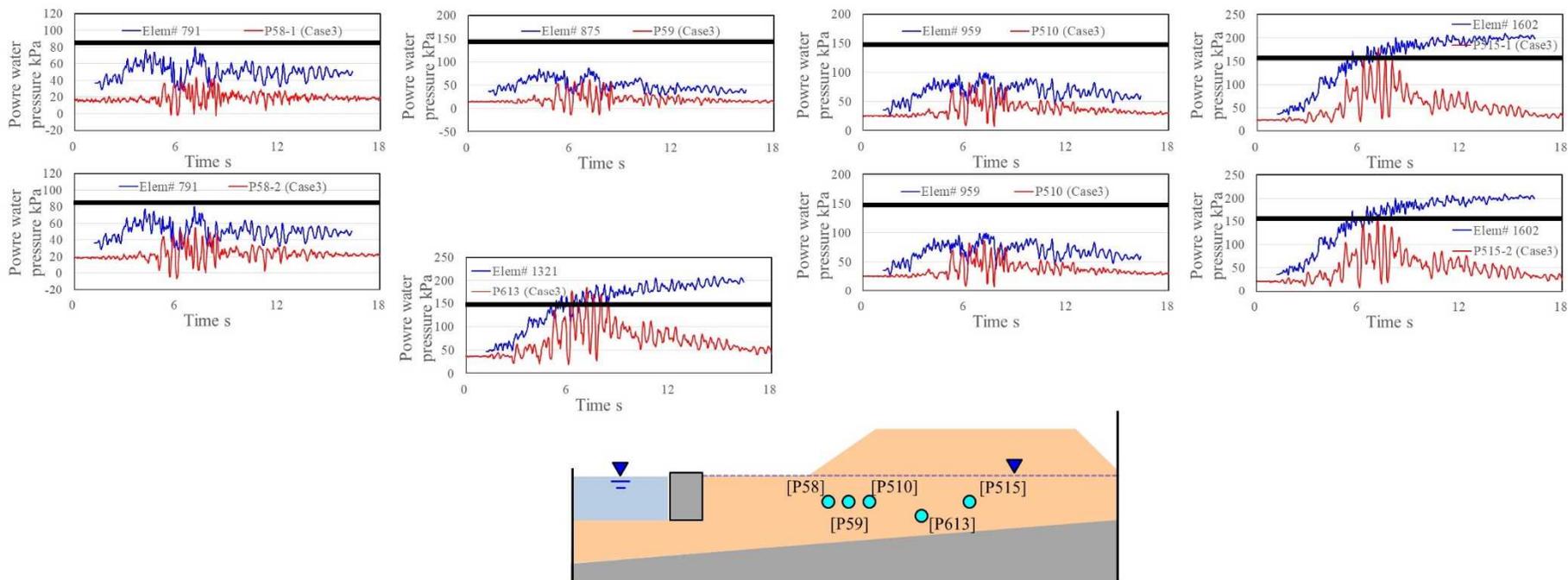


図 3.5-7 Case3 d03 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#2, Mat. F044) ③間隙水圧

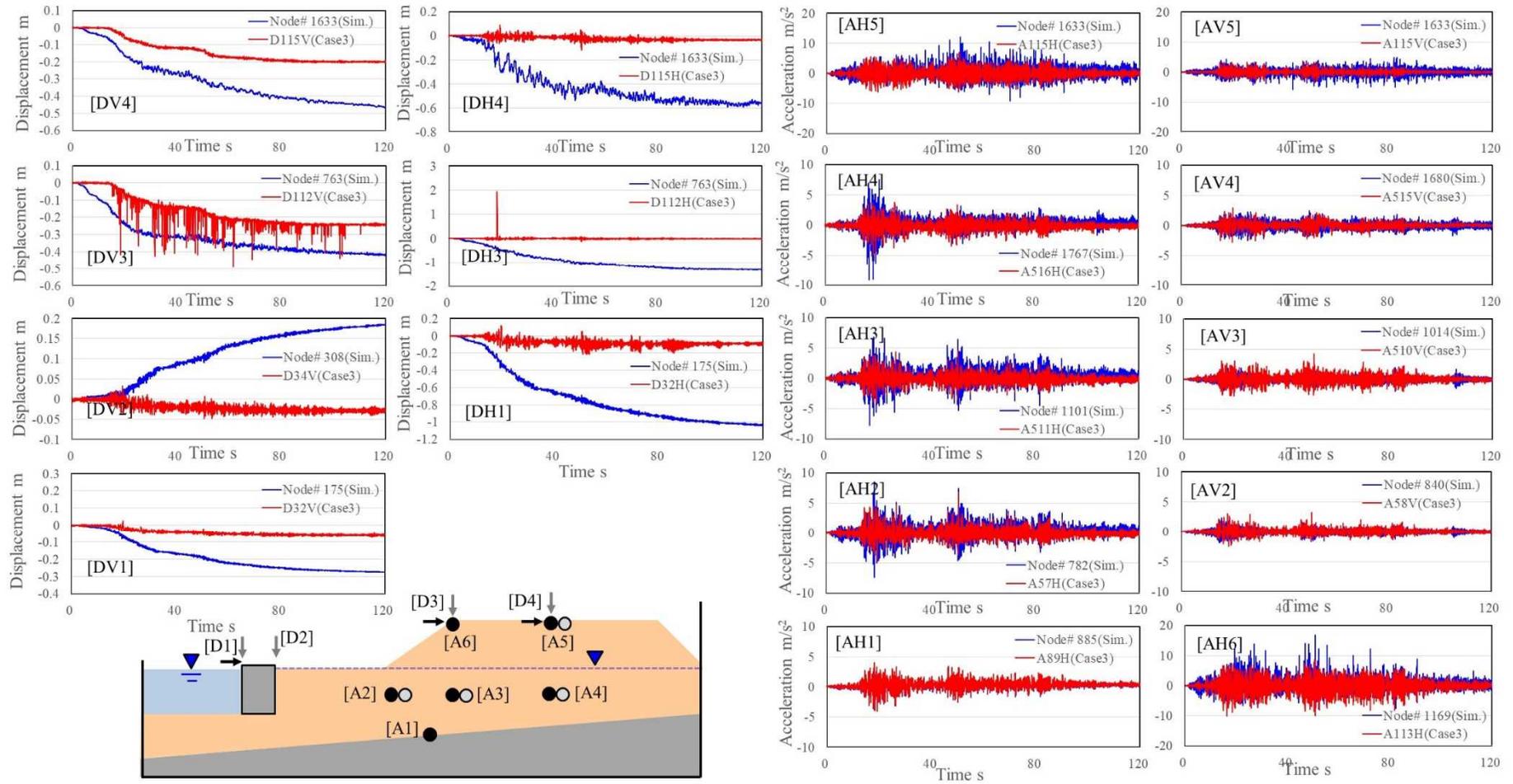


図 3.5-8 Case3 d04 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#3, Mat. F044) ①変位・加速度

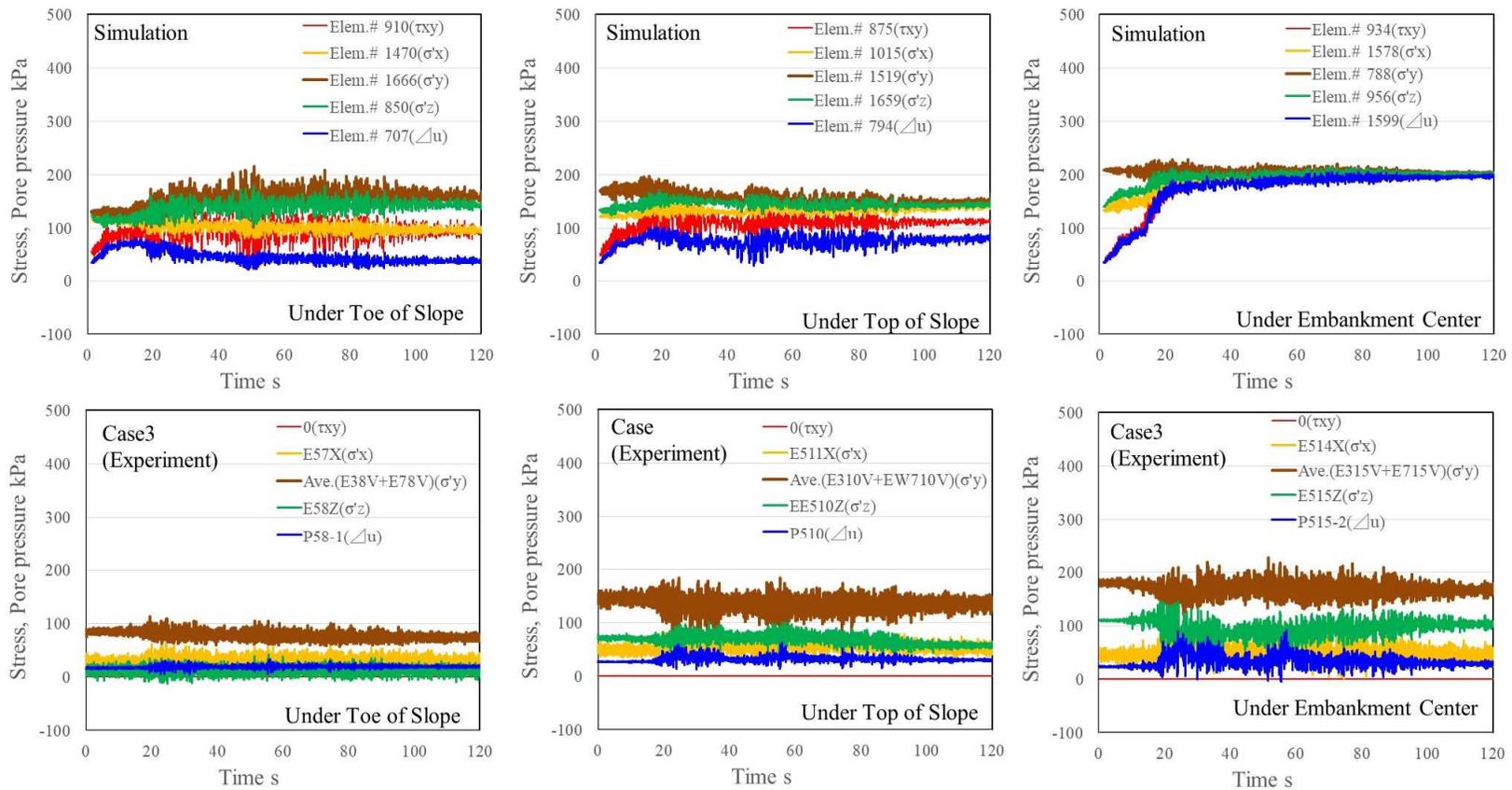


図 3.5-9 Case3 d04 加振の応答結果 (上：解析ケース#3, Mat. F044, 下：実験) ②応力状態

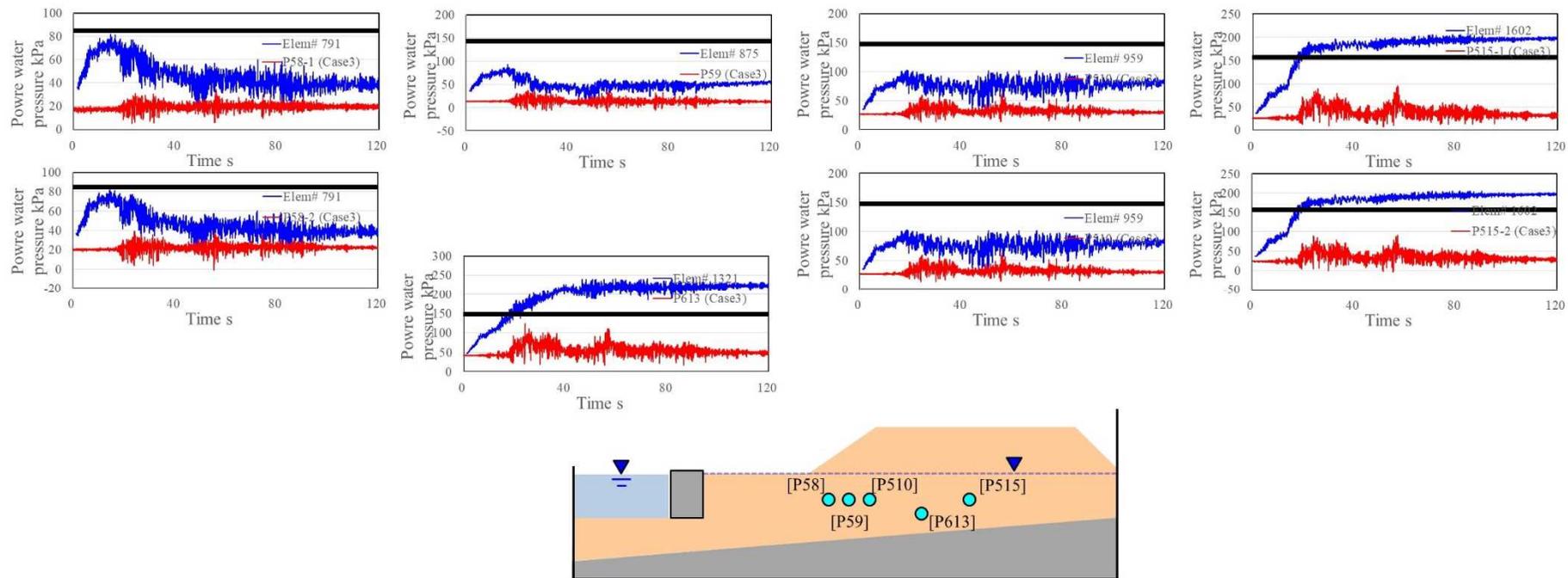


図 3.5-10 Case3 d04 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#3, Mat. F044) ③間隙水圧

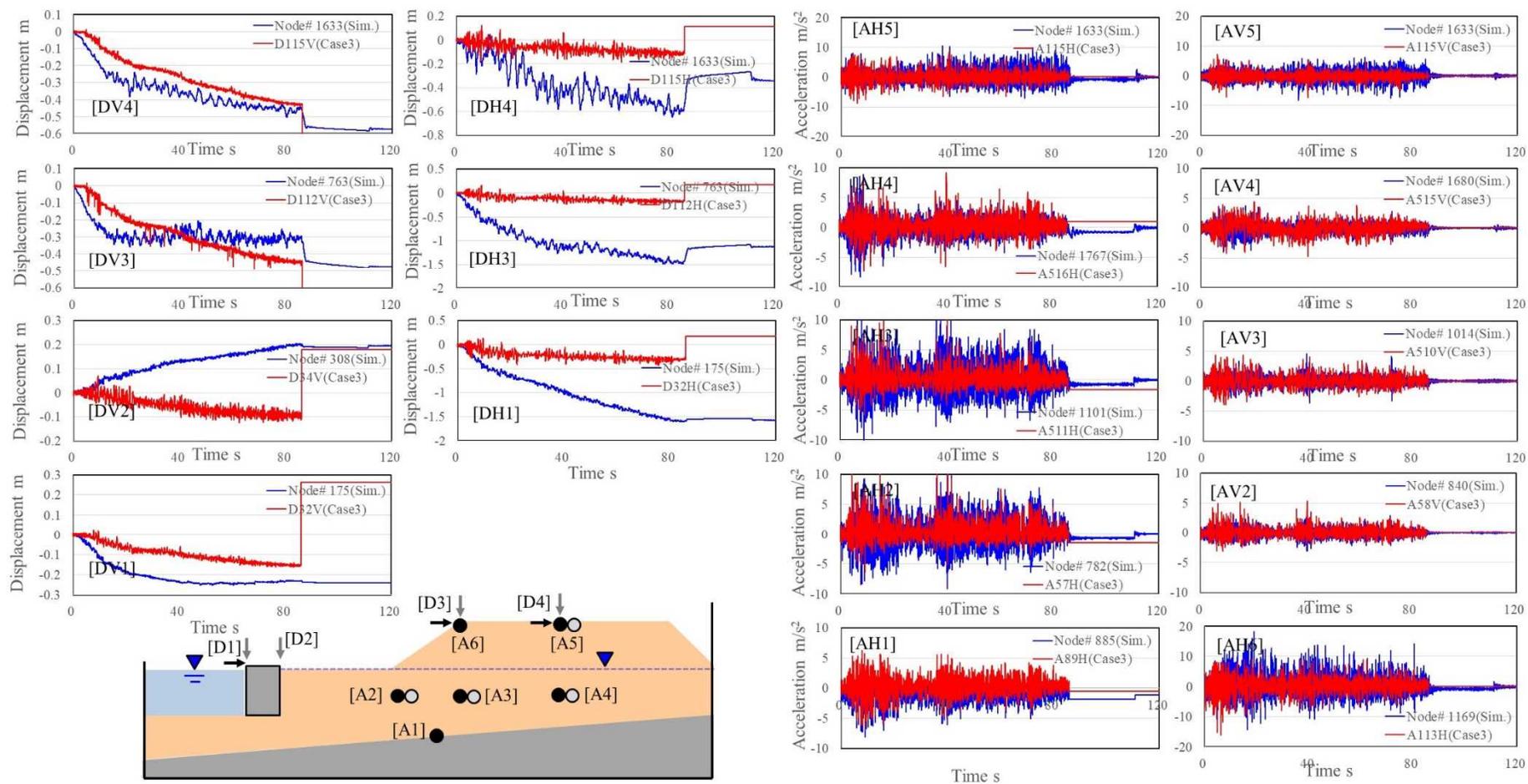


図 3.5-11 Case3 d05 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#4, Mat. F044) ①変位・加速度

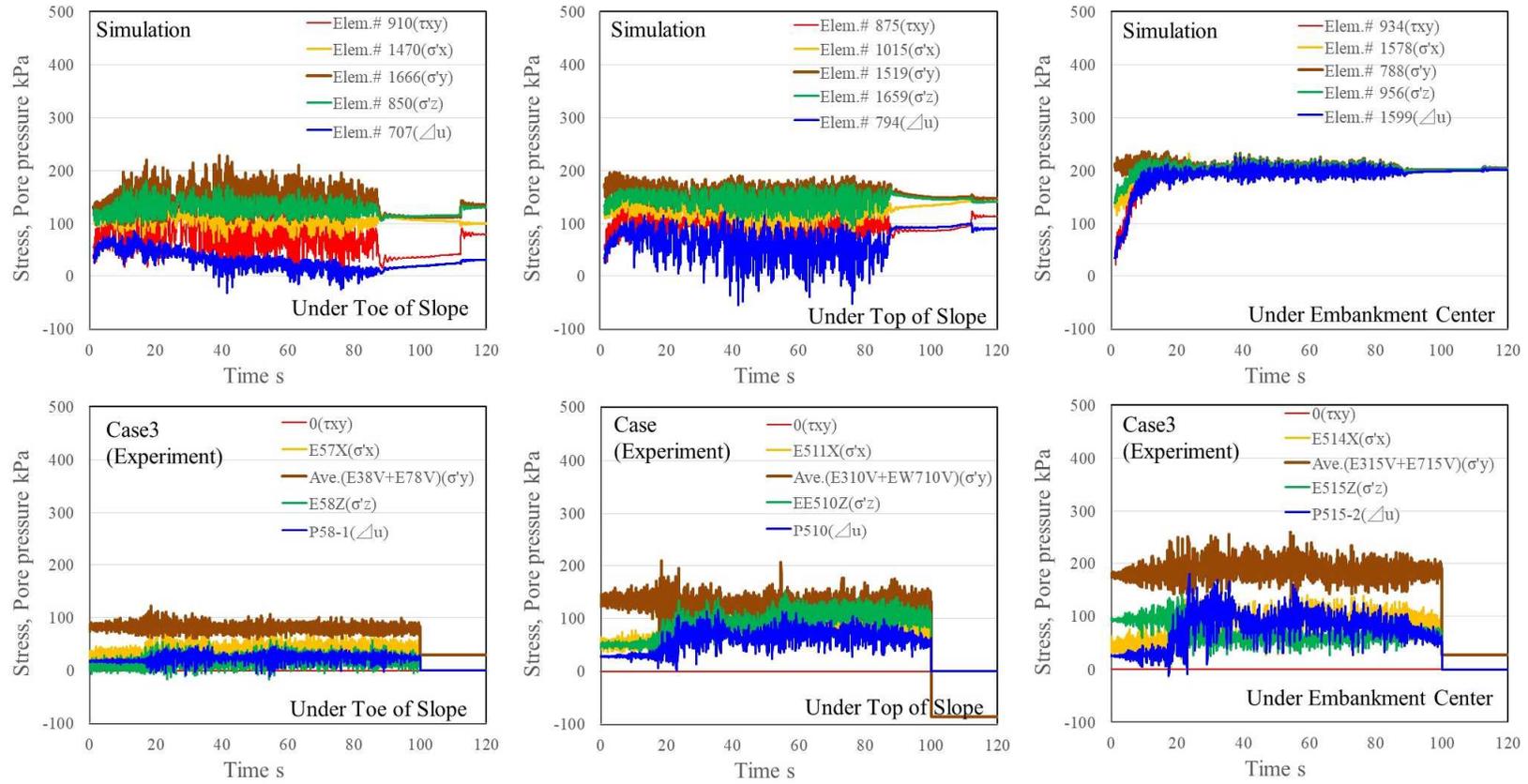


図 3.5-12 Case3 d05 加振の応答結果（上：解析ケース#4, Mat. F044, 下：実験） ②応力状態

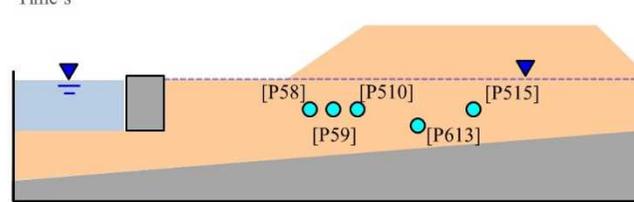
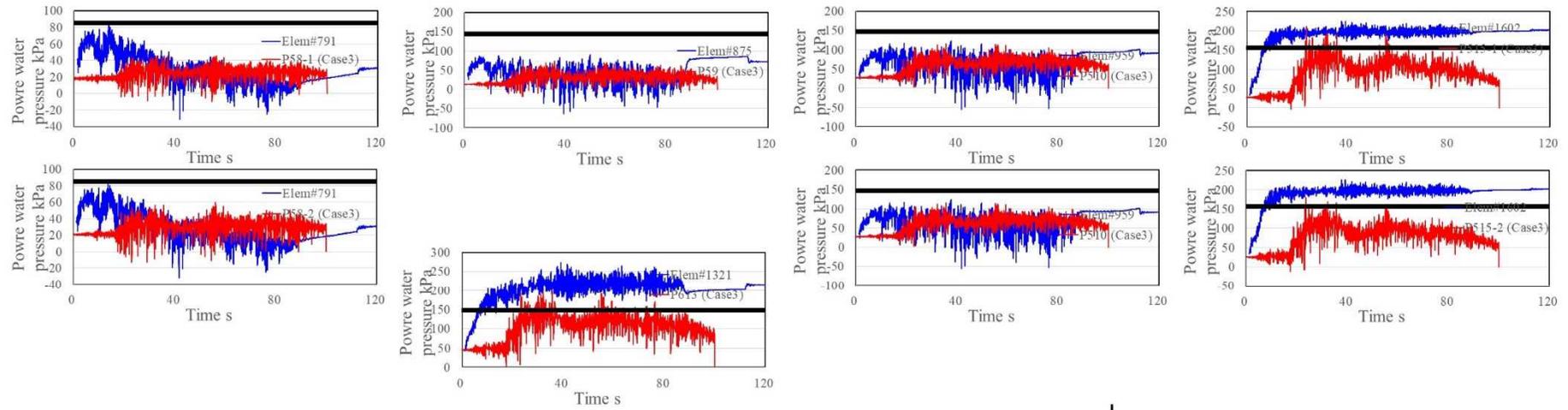


図 3.5-13 Case3 d05 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#4, Mat. F044) ③間隙水圧

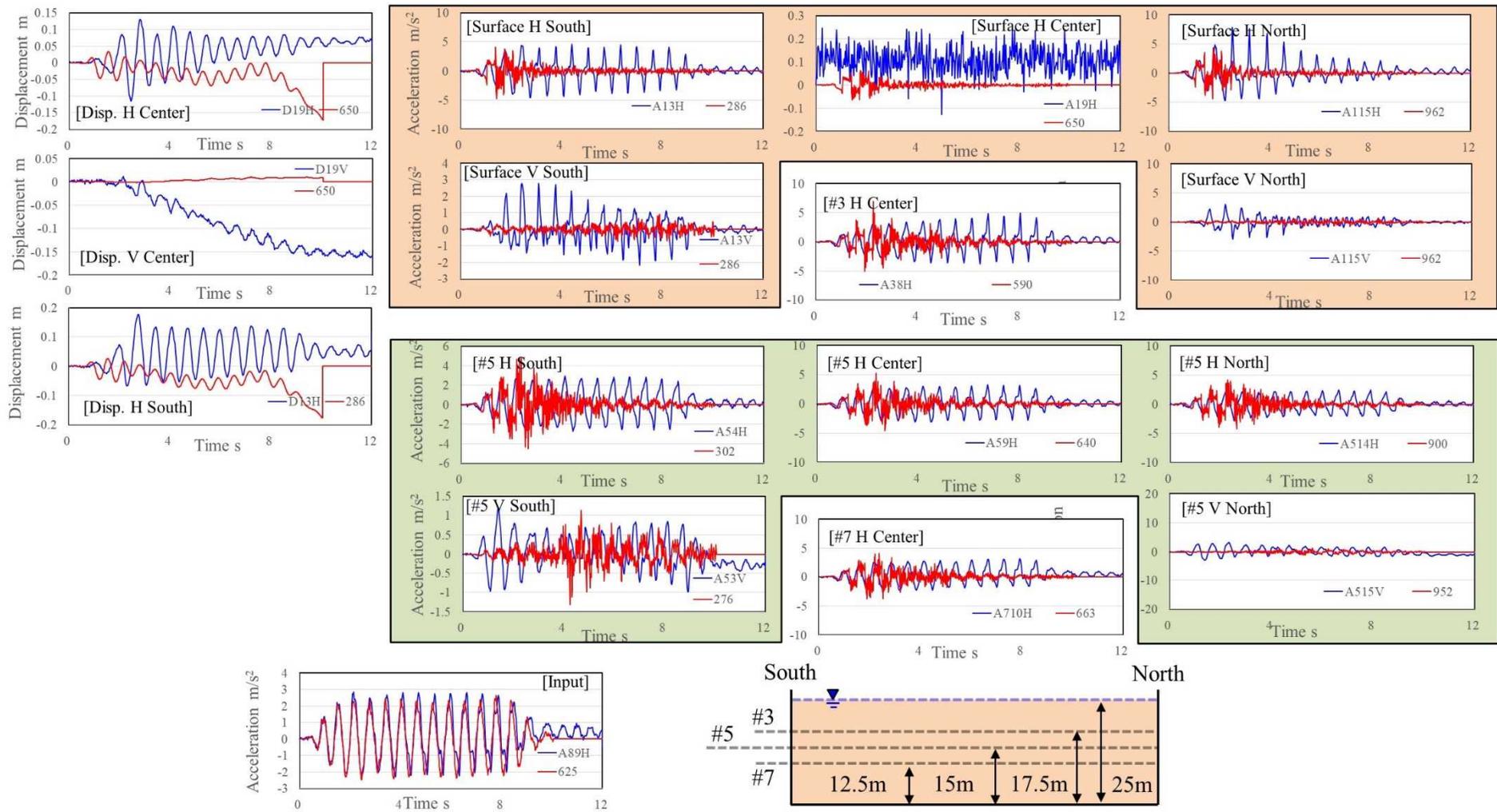


図 3.5-14 Case2 d02 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F011) ①変位・加速度

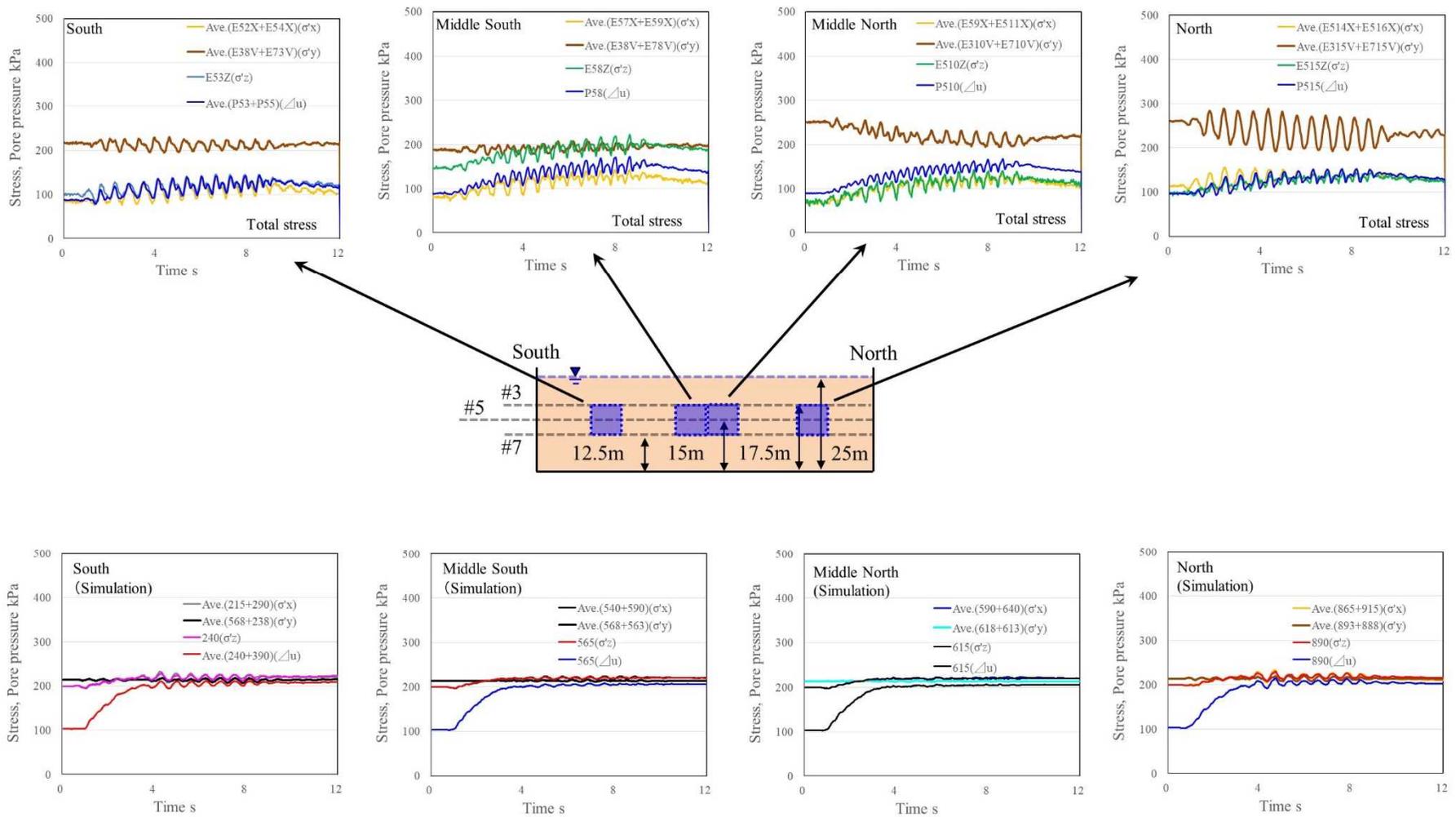


図 3.5-15 Case2 d02 加振の応答結果（上：解析ケース#4, Mat. F011, 下：実験） ②応力状態

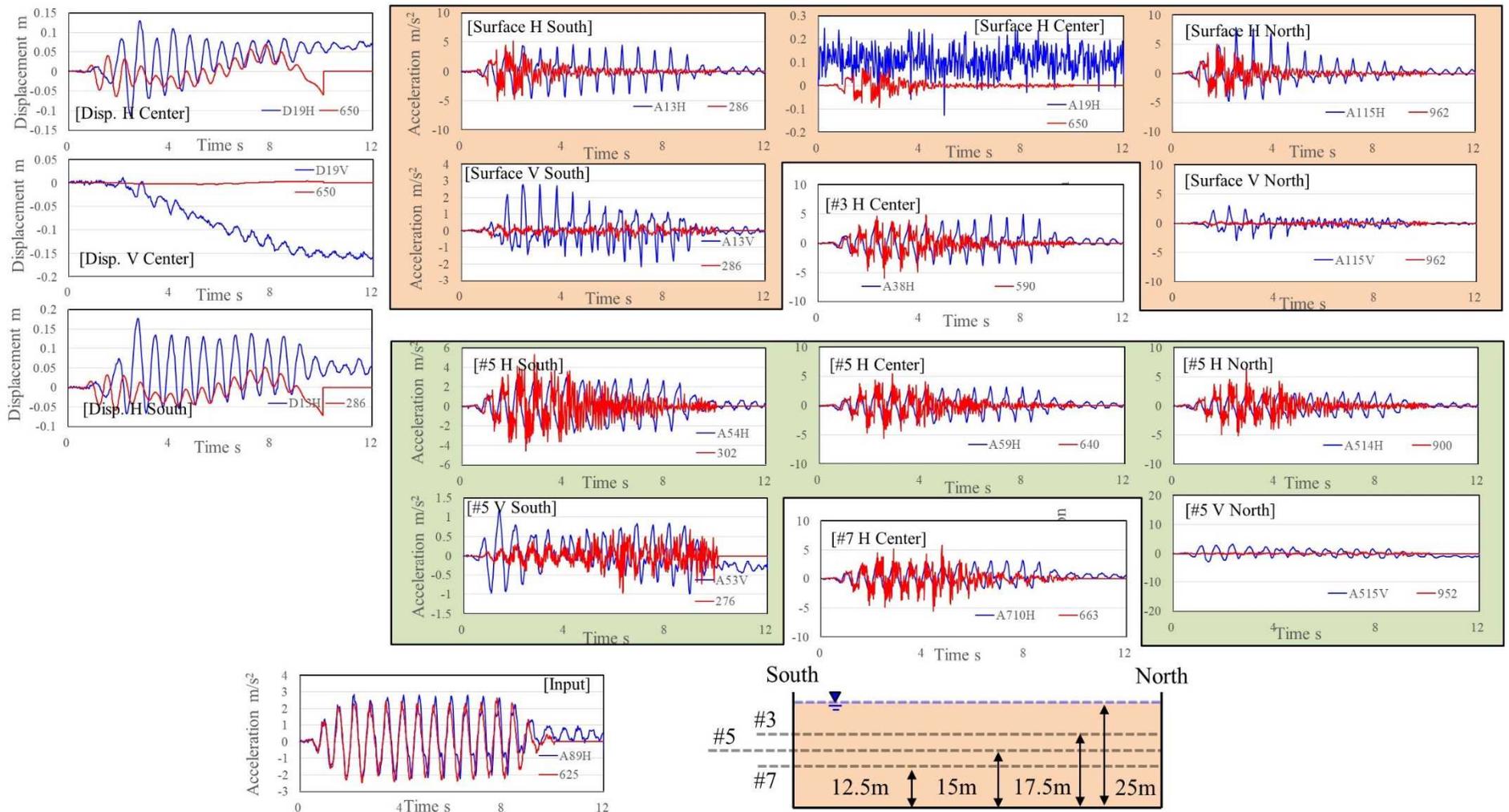


図 3.5-16 Case2 d02 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

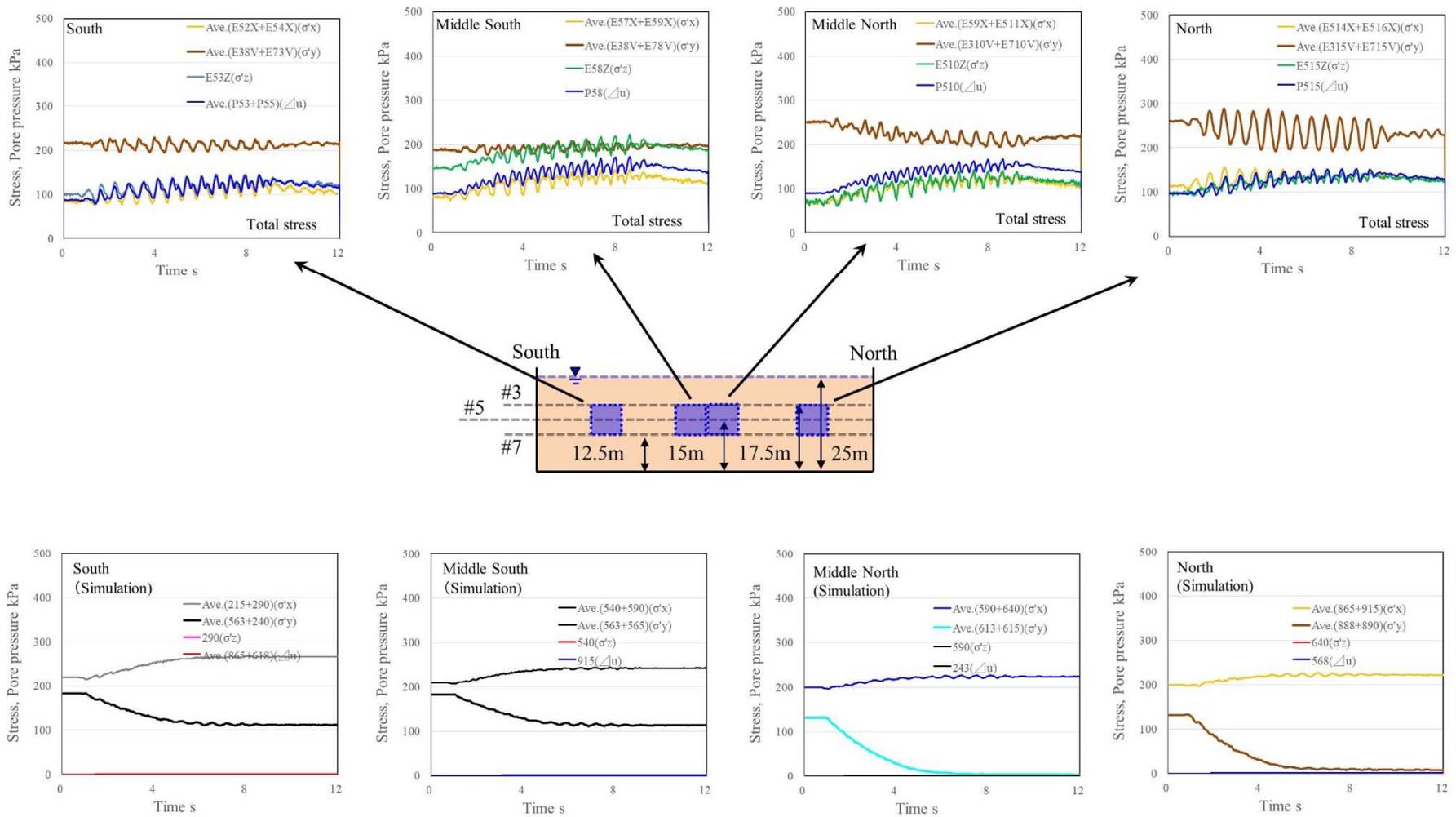


図 3.5-17 Case2 d02 加振の応答結果（上：解析ケース#5, Mat. F044, 下：実験） ②応力状態

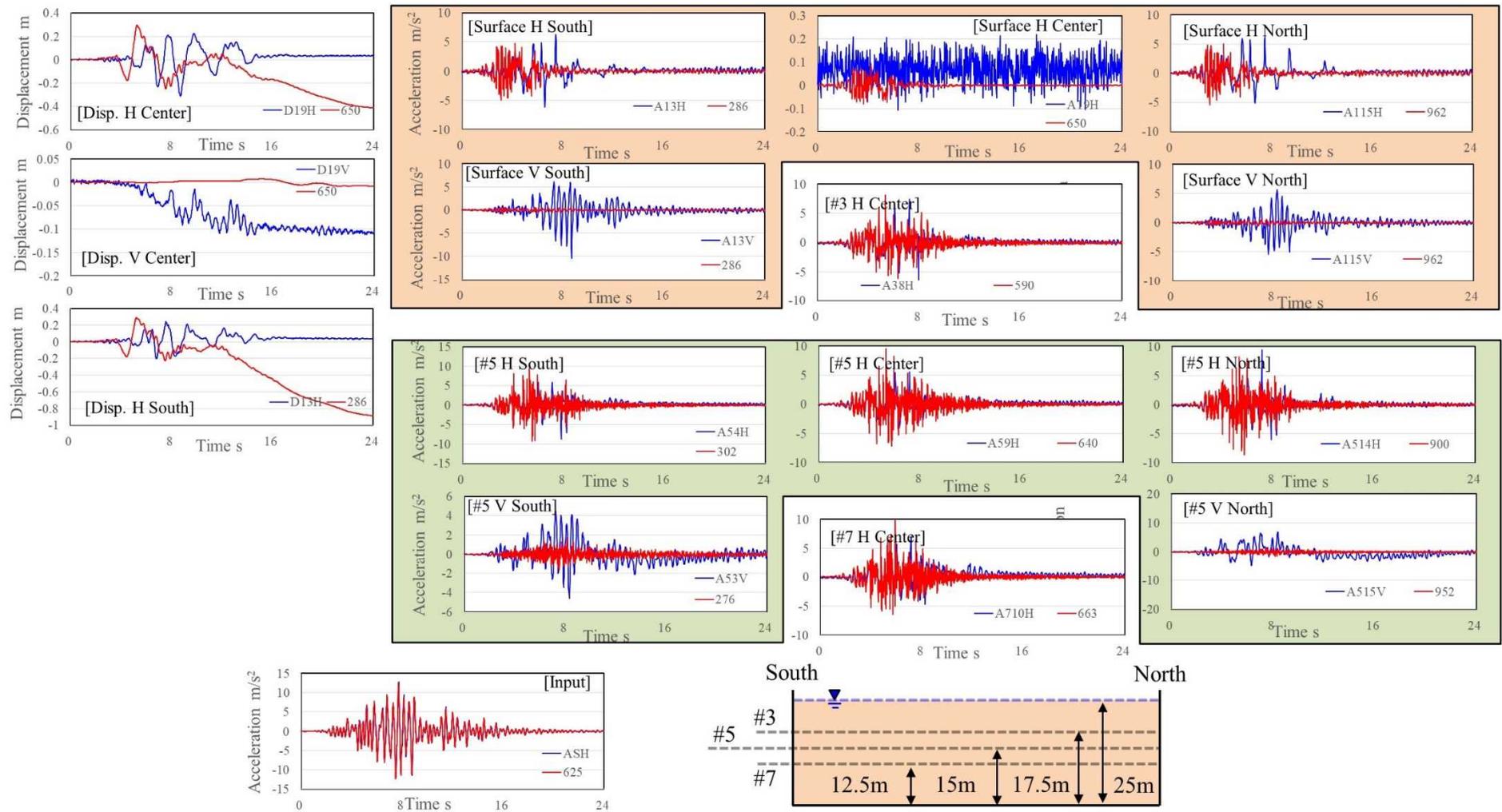


図 3.5-18 Case2 d04 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

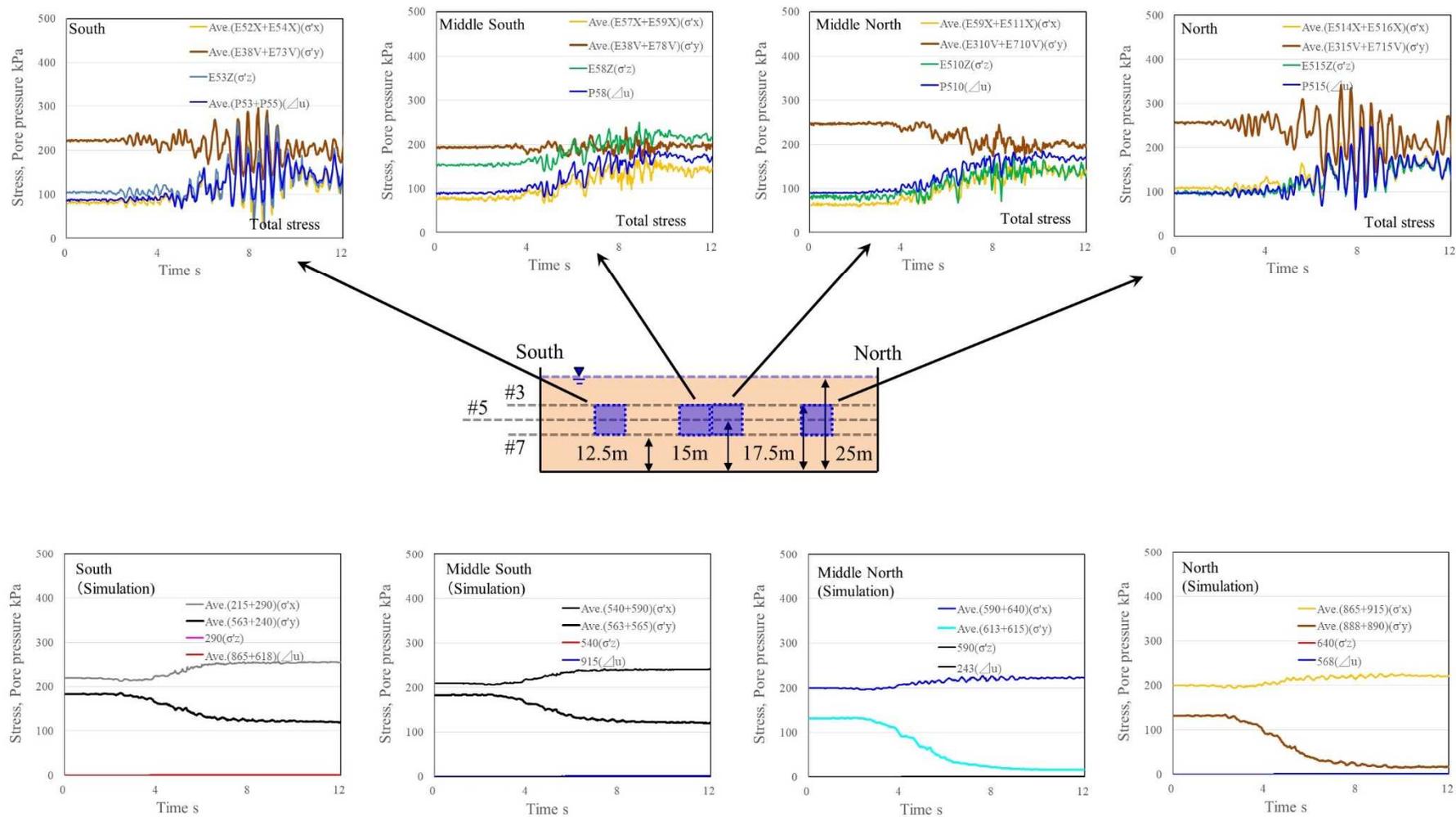


図 3.5-19 Case2 d04 加振の応答結果 (上: 解析ケース#5, Mat. F044, 下: 実験) ②応力状態

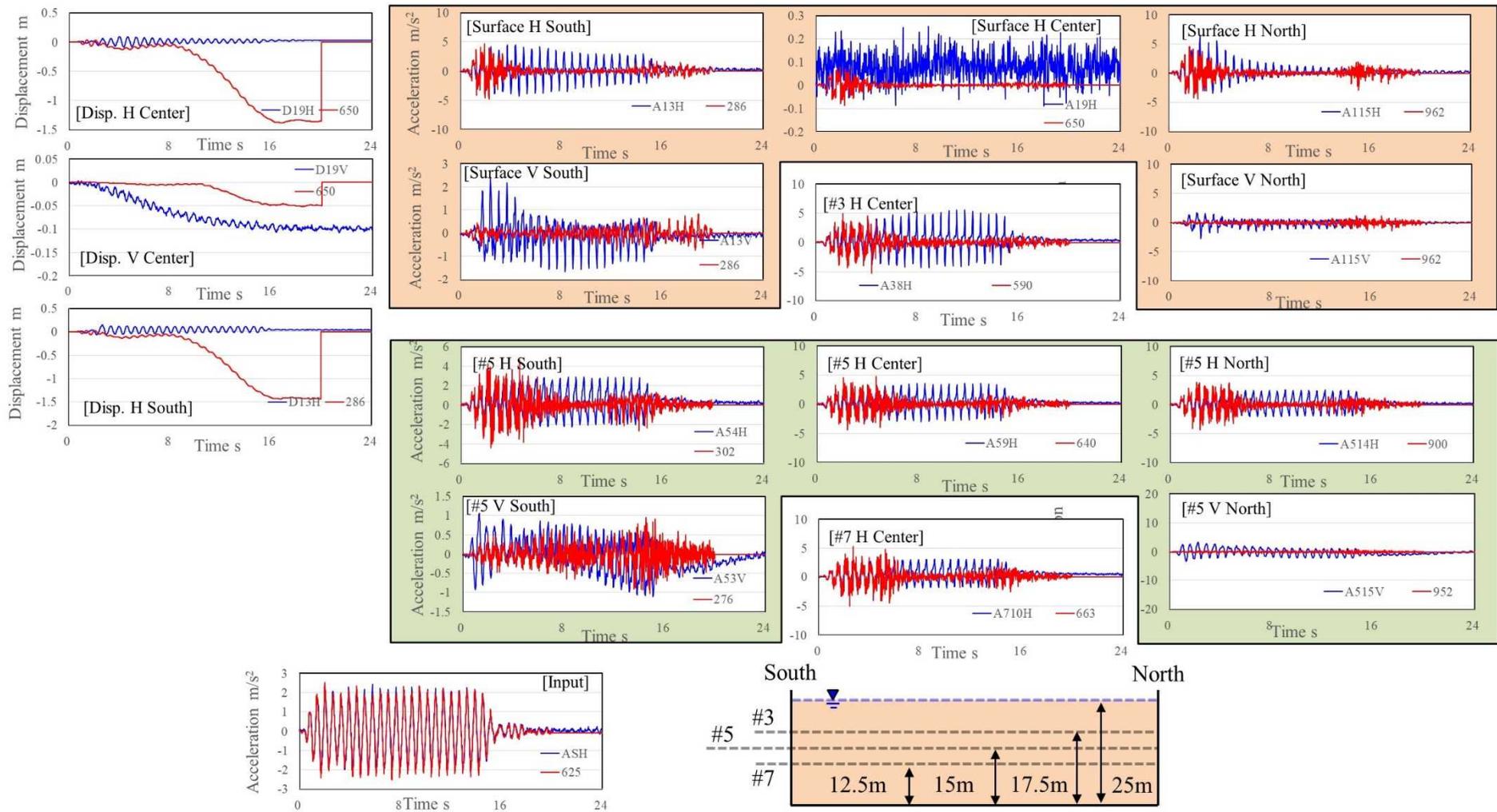


図 3.5-20 Case2 d07 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

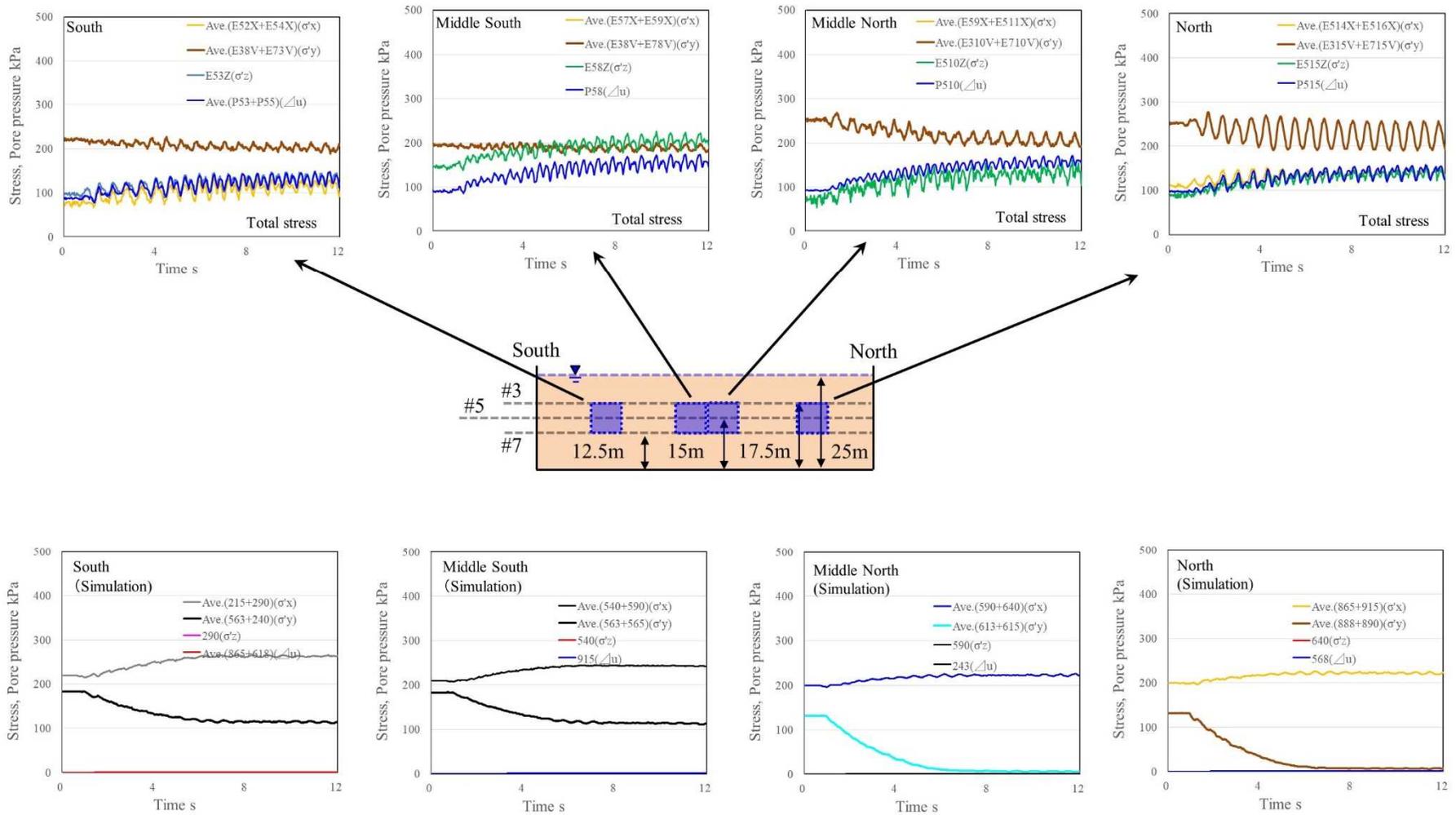


図 3.5-21 Case2 d07 加振の応答結果 (上: 解析ケース#5, Mat. F044, 下: 実験) ②応力状態

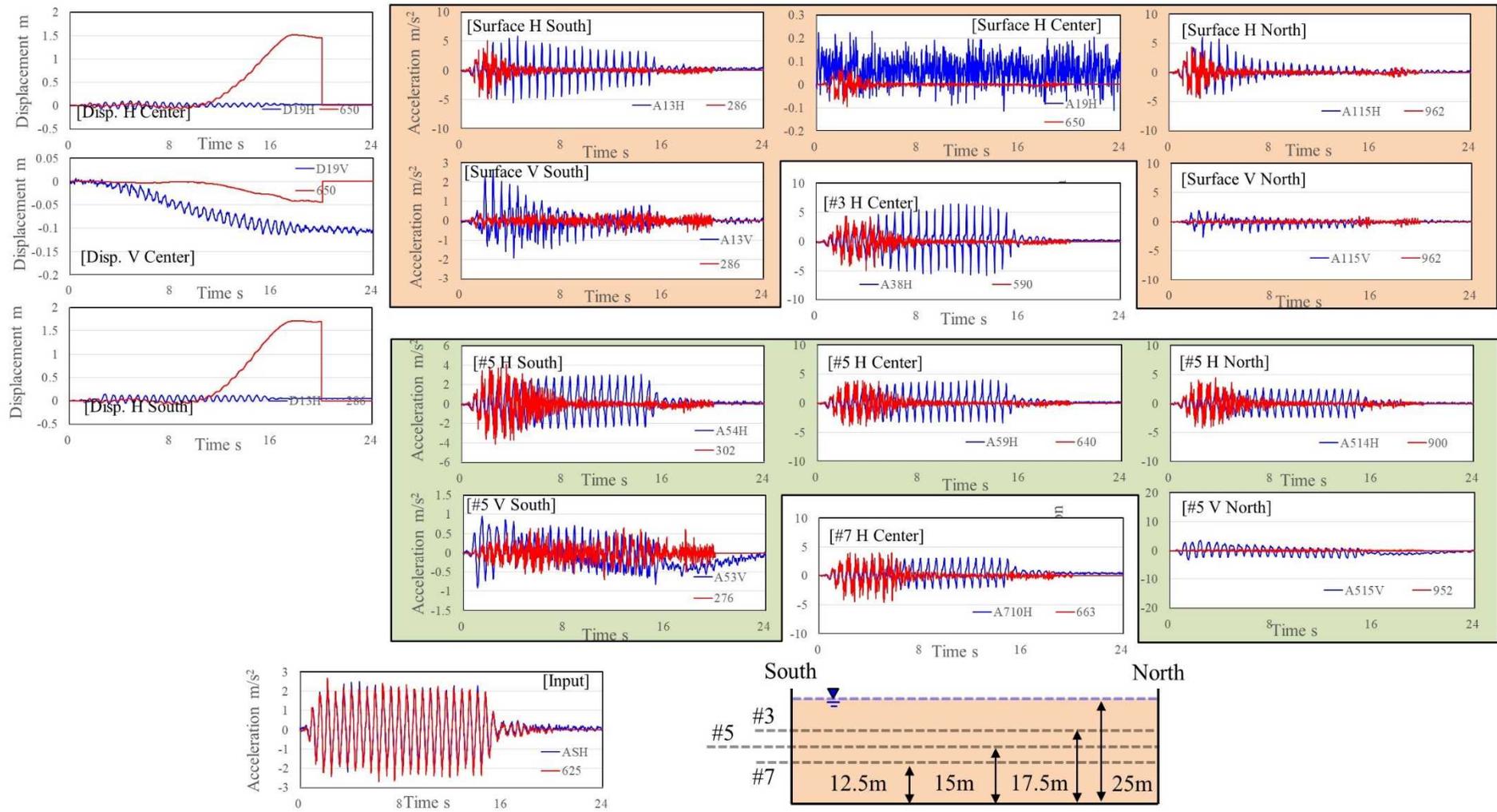


図 3.5-22 Case2 d09 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

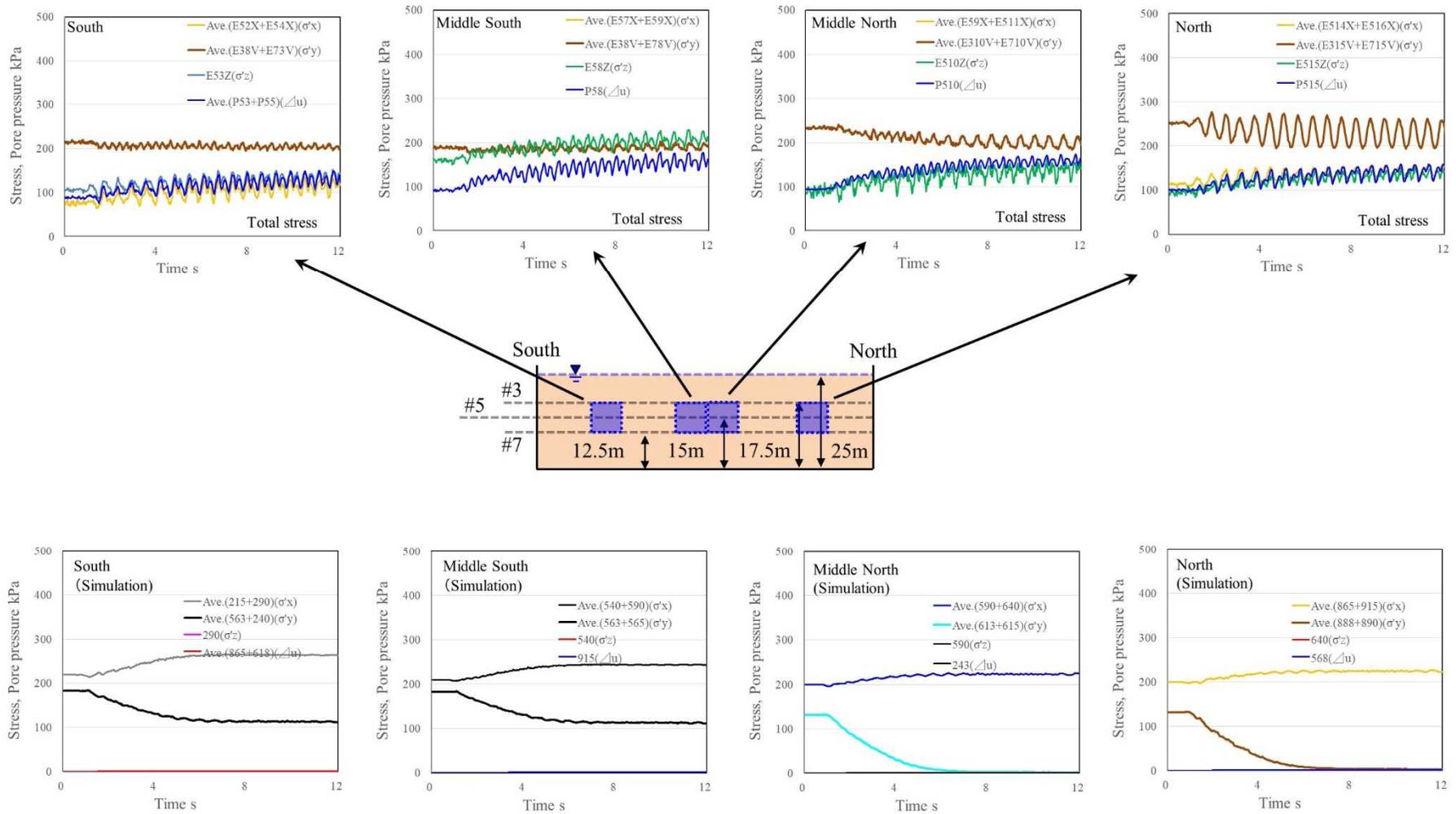


図 3.5-23 Case2 d09 加振の応答結果（上：解析ケース#5, Mat. F044, 下：実験） ②応力状態

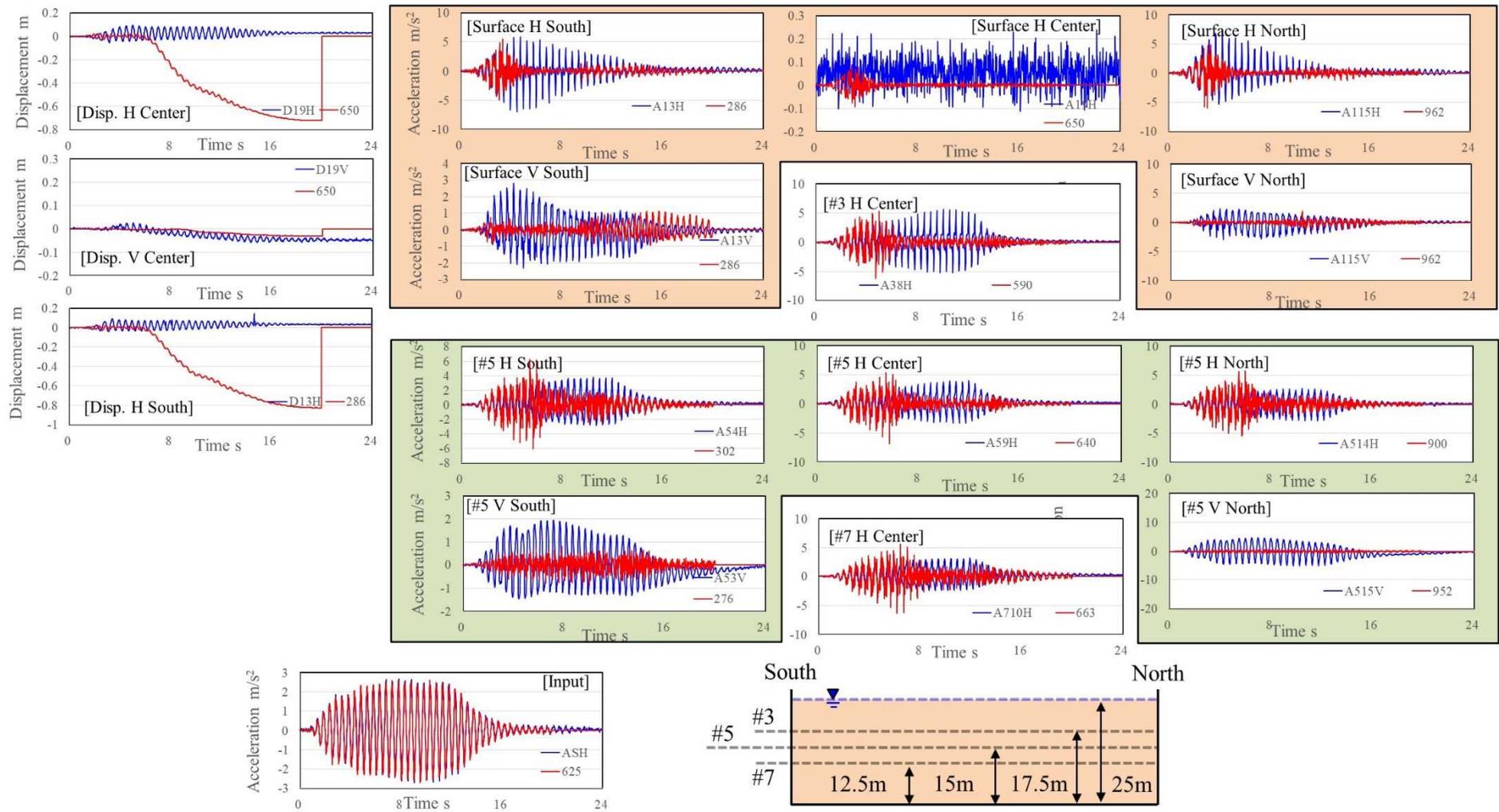


図 3.5-24 Case2 d11 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

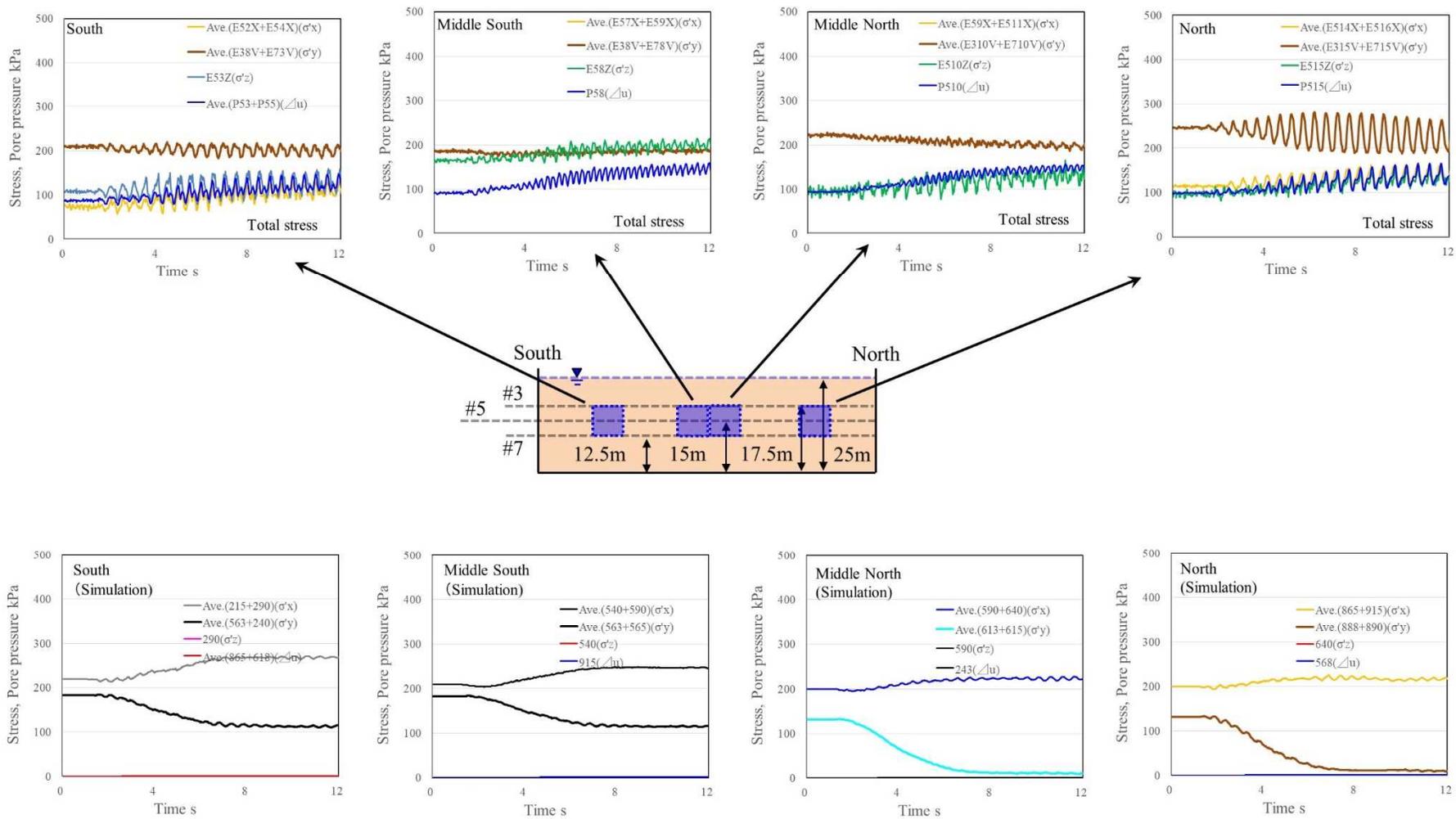


図 3.5-25 Case2 d11 加振の応答結果 (上: 解析ケース#5, Mat. F044, 下: 実験) ②応力状態

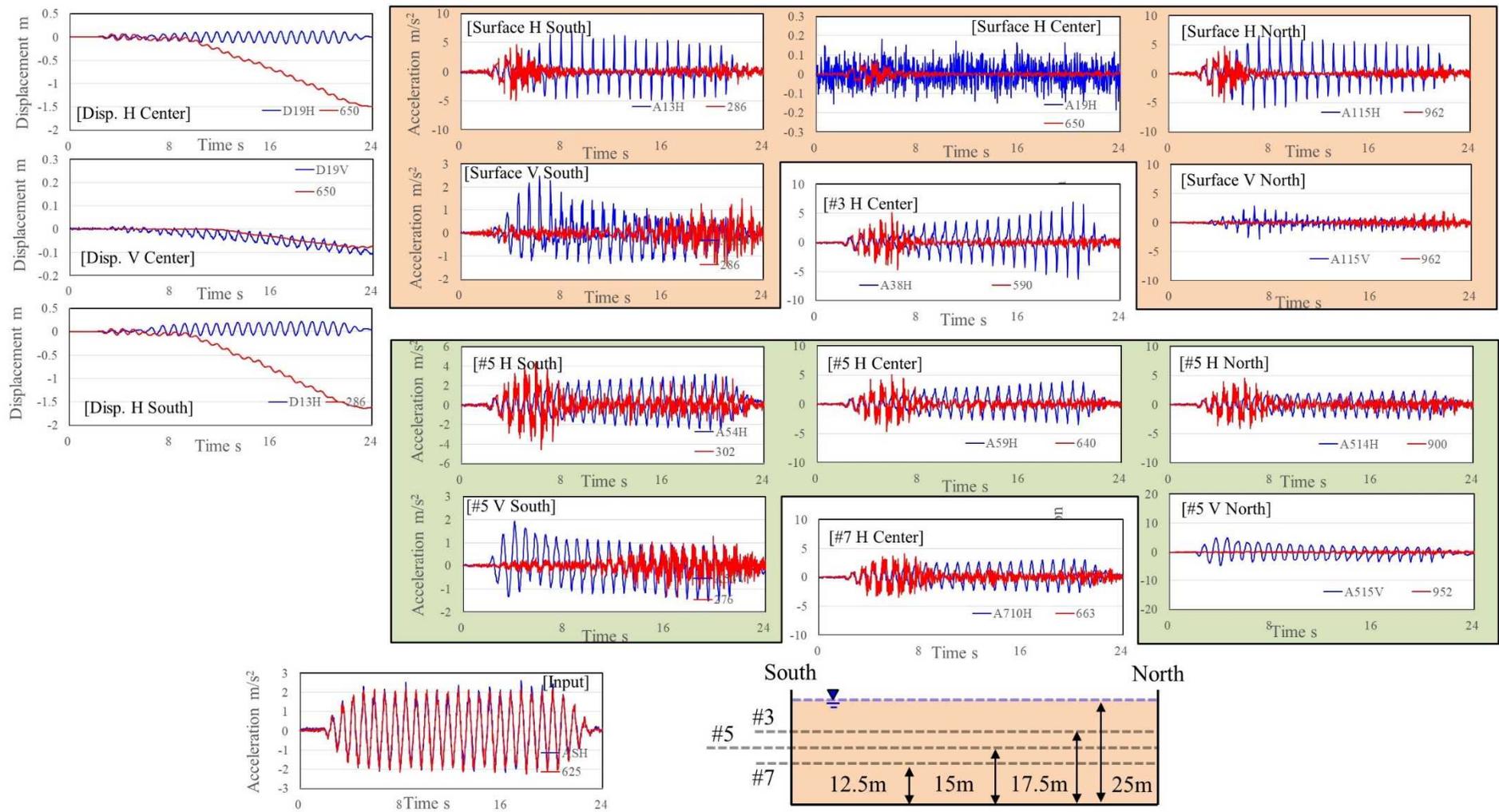


図 3.5-26 Case2 d13 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

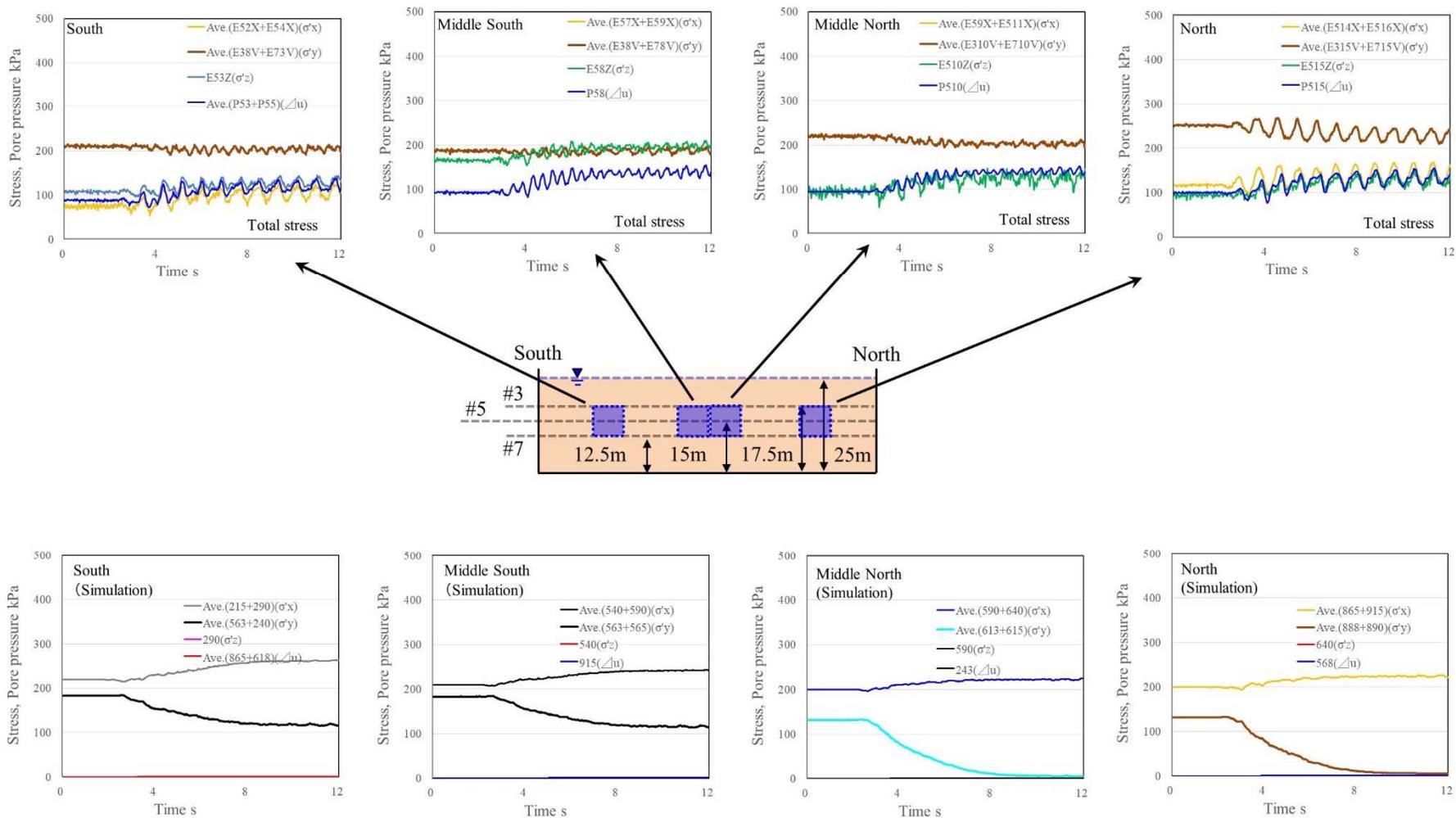


図 3.5-27 Case2 d13 加振の応答結果 (上: 解析ケース#5, Mat. F044, 下: 実験) ②応力状態

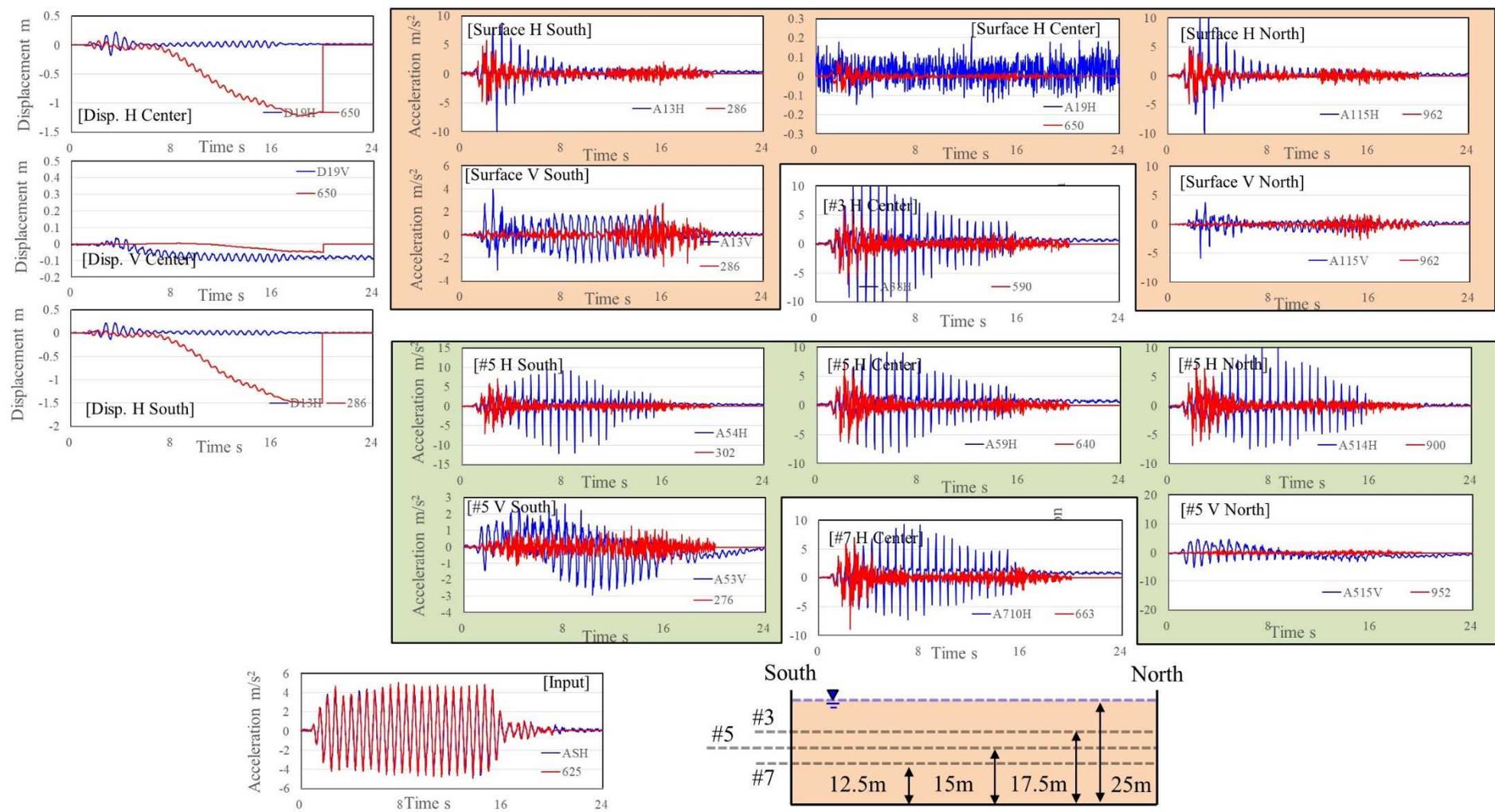


図 3.5-28 Case2 d15 加振の応答結果 (青：実験，赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

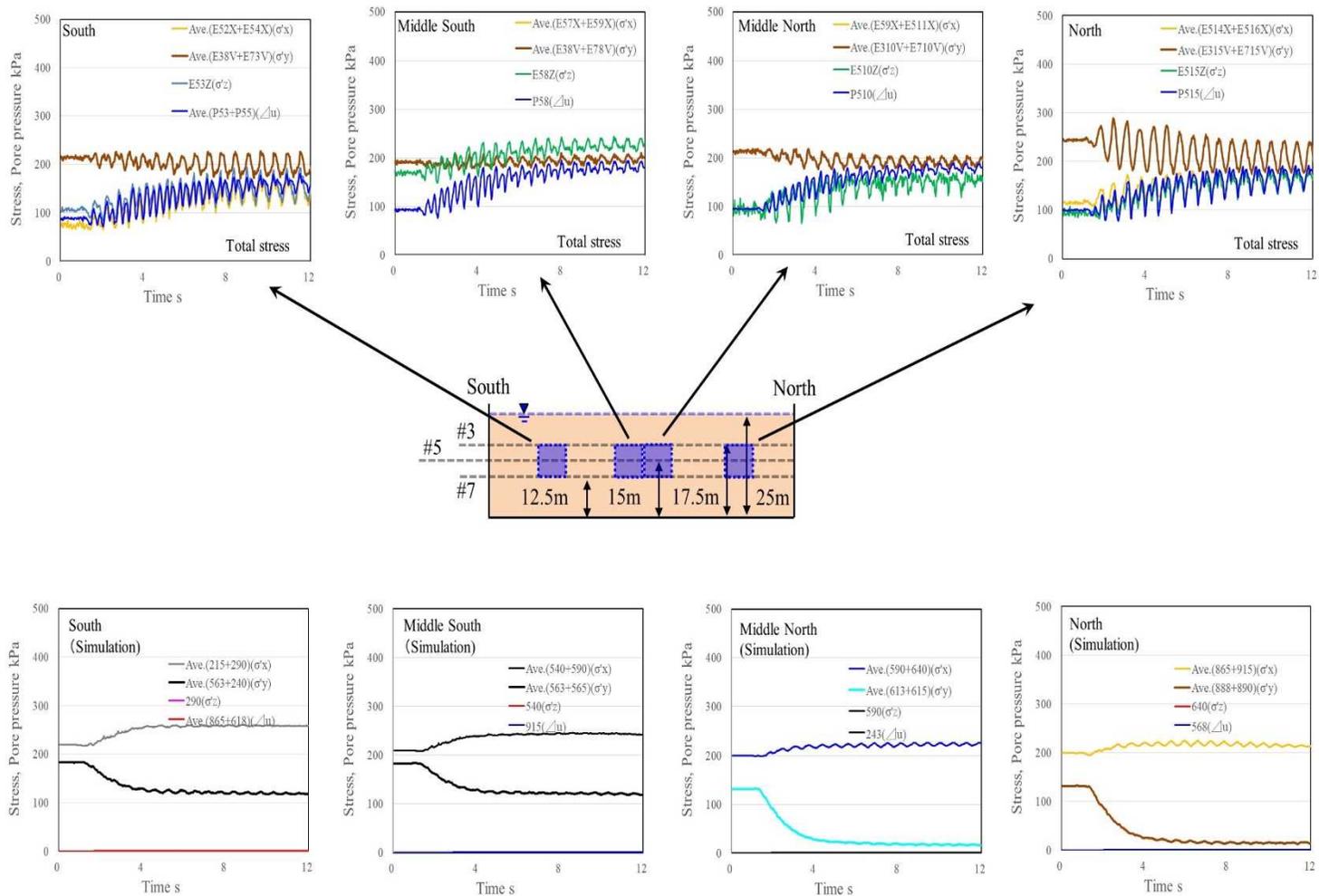


図 3.5-29 Case2 d15 加振の応答結果（上：解析ケース#5, Mat. F044, 下：実験） ②応力状態

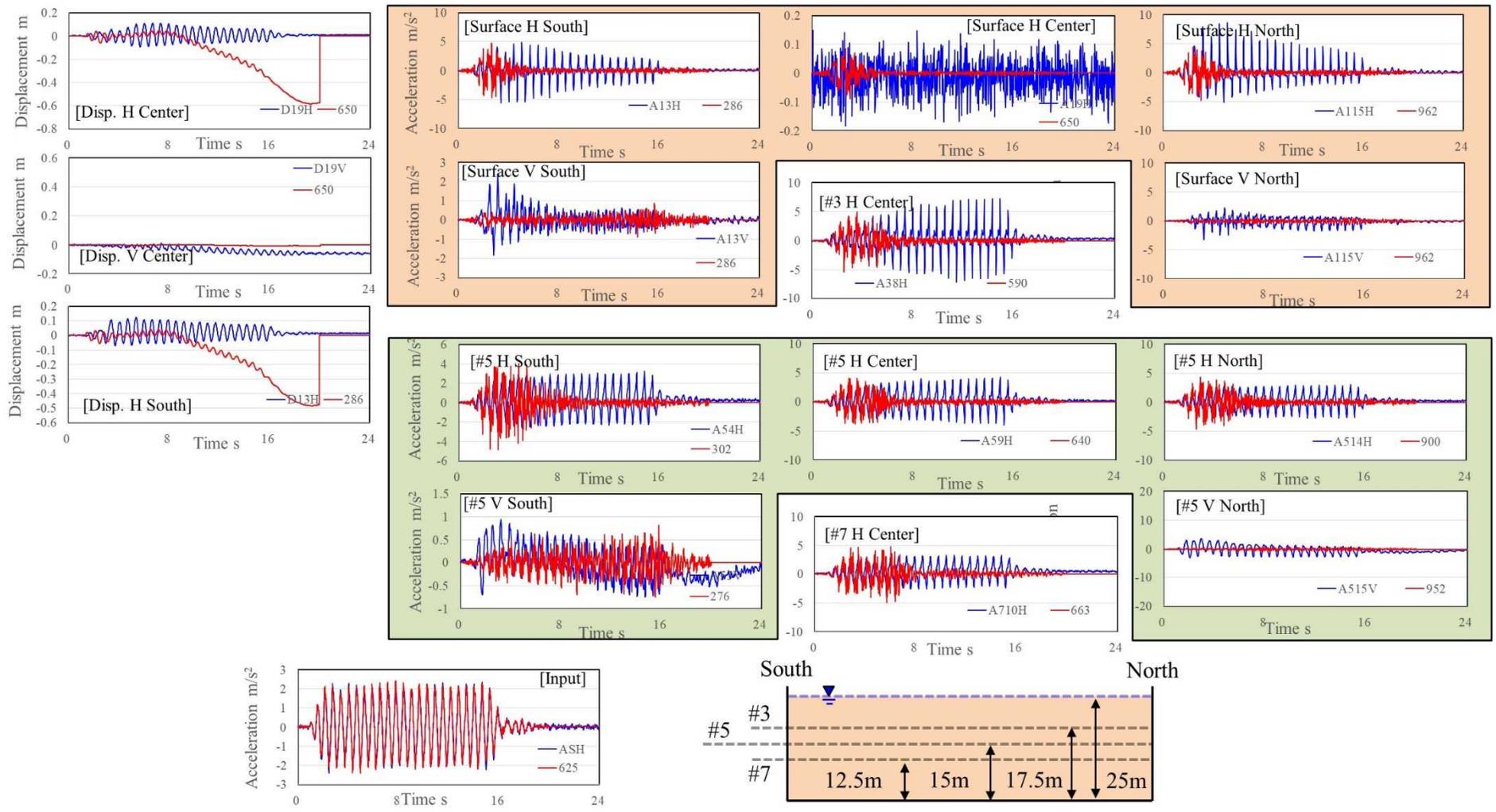


図 3.5-30 Case2 d17 加振の応答結果 (青：実験, 赤：解析ケース#5, Mat. F044) ①変位・加速度

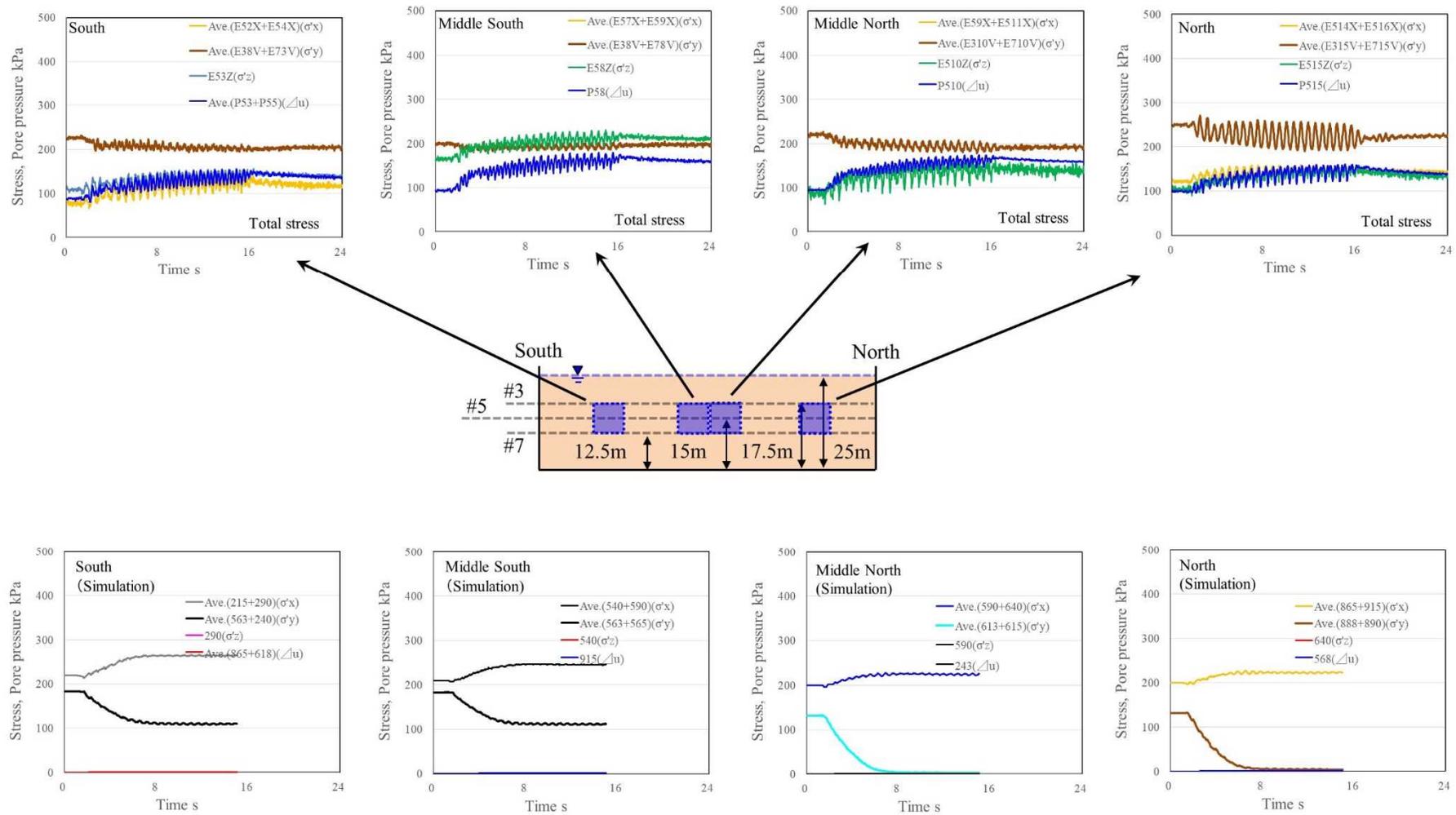


図 3.5-31 Case2 d17 加振の応答結果（上：解析ケース#5, Mat. F044, 下：実験） ②応力状態

## 4. 中空ねじり試験

### 4.1 はじめに

1章で述べたように、数値解析結果の妥当性検証の際には、その結果が地盤応答の定性的な傾向（メカニズム）を捉えていることを前提として、定量的な評価に関わる要素の特性が精度よく再現されているか、具体的には材料に与えられる応力状態やそれに対する変形などの応答を、対応する室内試験データなどを用いて検証する必要がある。また、その際には、異方応力状態下での水平方向せん断応力の作用といった複雑な応力状態を再現する必要があることから、三軸試験などの単純化された応力状態下での要素試験ではなく、中空ねじり試験を例とする複雑な応力状態を再現できる要素試験を用いることが必要と考えられる。

一般に、実務においては等方状態からの繰返しせん断試験以外の条件で物性試験が実施されることは非常に稀である。また構成式の開発者が、その開発段階で行う実験は、複雑な応力状態までを対象とはするものの、異方状態（ $\sigma'_v \neq \sigma'_h$ ）を固定して水平せん断応力（ $\tau_{vh}$ ）のみを変動させた場合やMohr円半径を固定したまま主応力軸を回転させた場合にどのような変形を生じるかなど、先に想定した仮想の複雑な応力状態に関して検討したものが多い。すなわち、あくまでも構成式にどのような表現性能を持たせるかを検討するための実験であり、定量的にどこまで再現できるか、するべきかという観点から、現実の土が平面ひずみ状態でどのような応力成分の変化を生じるか、またそれは砂の種類や相対密度によってどのように変わるかなどについて系統的に調べたデータに基づく知見が整理されているわけではない。そもそも、上記のような応力を固定した組み合わせ（パラメトリックスタディ）は、実験本数的にいくら努力して多数の実験を実施したとしても、それは現実に生じ得る現象の一部でしかない。すなわち、第2章の模型実験で見てきたように、液状化の程度が残留変位の大きさや、残留変位と振動変位の割合に影響を及ぼすのであれば、極端に言えば不規則波のひとつひとつの波が、その振幅がどのタイミングで生じたかによって結果が異なることになり、応力状態は無限に存在することになる。

しかし、実際には、そのような考え方では工学的な設計は成り立たないので、例えば地震動の特徴については、大きい（Level2）、小さい（Level1）、長い（海洋プレート型）、短い（断層直下型）などのように大別し、土の挙動としては、古典的弾塑性論では降伏面内の弾性挙動時は同じ経路を往復するだけで塑性変形には影響を与えず（地震動で言えば、先に起きた大きな波より小さい地震動では残留変位は生じないということに相当する）、降伏面を超えた载荷状態においてのみ塑性変形を生じるとモデル化する。さらには、古典的弾塑性論の降伏面内でも実際には工学的に無視し得ない塑性変形が生じるので（砂粒をイメージすると、粒の配列が変わる程度の力が加われば負荷方向であっても除荷方向であっても応力の変化に対して塑性変形は生じるのであるから当然の現象）、古典的弾塑性論の枠組みの良い点を取り入れつつそのような現象に対応するため、降伏面内で塑性変形を生じる仕組みとして下負荷面の概念が導入されている。但し、実際の土の挙動はもっと複雑であり、古典的弾塑性論で考えていた降伏面を超える方向への挙動

（負荷時挙動）自体が、土がどのような状態の時にそれを超えるか（例えば、分かり易い例で言えば粘土の過圧密の程度など）によって異なるので、それを表現するためにさらに上負荷面の概念が導入されている。すなわち、古典的弾塑性論の降伏面（正規降伏面）は、土が終局の状態でも有する小さな変形（弾性に近い挙動）と大きな変形のいずれが生じるかを分ける境界と位置づけ、その途中過程（終局に至るまでの間）においては、そのような同じ負荷に対する変形の大きさを分ける境界は、正規降伏面と上負荷面との関係において任意に変わり得ることとなる。なお、それが不連続ではなく連続的に変わるということが、計算テクニック上の利点やあらゆる土のあらゆる状態に対応可能であるということにつながっている。

さて、話を無限に取り得る応力状態（不規則性）という点に戻すと、このような外力（地震）に関する単純化や土の挙動に対する精緻化だけでは実務上不十分であると考えられる。理論上は、非常に精緻な完全無欠な構成式が存在する場合、その構成式で現実の挙動を再現可能な完全無欠なパラメータ設定を行えば、それだけで十分なことになるが、実務上は主に後者のパラメータ設定に非常に大きな制限があり、残念ながら理論通りの成果は期待ができない。すなわち、土の挙動を考えれば、そのような構成式には当然異方性の影響を考慮できる仕組みが導入されているはずであるが、その異方性が初期に卓越する方向から、载荷中の変化の程度までを精緻に表現するためのパラメータ群が、等方状態から一つの応力成分を変動させるような室内試験の結果で

得られるとは考えられない（試験結果にその傾向を示す挙動自体が現れないのであれば当然それをフィッティングするというのも無理）。実際に、重要構造物でコストをかけて性能照査を行う場合でも、サンプルの品質には注意を払っても、試験方法としては上記のような非常に単純な応力状態で実施されることが限界である。まして一般構造物であれば、極端な場合には、N値などのデータからパラメータを設定するような場面も生じている。これがよりコストを増やせば解決するという問題ではないことは、土という材料が、その材料の種類（粒度分布、粒子形状、粒子表面状態、etc.の組み合わせが、それぞれ現実の地盤のどこに存在するか、それをどうやって確認するかという解決不可能な問題。そもそも全てを調べるくらいなら、すべてを品質を管理できるコンクリートにしてしまう方がコストが小さい）のみならず、間隙比の大きさや地下水面などの状態の影響を大きく受けるという点より自明である。

しかし、その努力を完全に放棄してしまえば、いかに高度な数値解析手法が存在しても、実務において信頼してその数値解析”結果”を使用することは困難であり、何か対応が求められる。そこで、概念的には、図 4.1-1 に示すような対応方法などが考えられる。すなわち、概略で言えば、土の挙動に関してこれまでよりも多くの情報（例えば異方性）が必要なエリアを予め分けてしまい、さらにそのエリアの中でも、必要な情報のタイプ（例えば、K0 依存性、初期せん断応力比依存性、etc.）と程度によって追加で必要となる実験の本数を限定する、または無視した場合でも安全側の解析結果が得られるパラメータ設定方針を予め把握しておくということである。現象の再現を目的とする場合は”無視”ということとは考えられないが、実務設計上は安全側で経済的である限り必ずしも現象を忠実にトレースする必要はなく、無視した結果でも安全側であるという保証が非常に重要な意義をもつことは想像に難くない。また信頼性を向上するためには、地表面沈下量や水平変位量といった設計に必要な物理量の寄与する割合の高い部分については、その応力状態を再現する試験を行い、解析要素のひずみと中空ねじり試験などで得られるひずみの大きさが概ね整合するかなどを後付けで確認することも可能であり、その時の着眼点の整理なども必要である。

上記を踏まえ、本事業では、(1) 予めパターン化され系統的に知見を集積すべき実験、(2) 数値解析実施後の検証も念頭に原位置で生じる現象を可能な限り忠実に再現する実験に大別して検討を行った。

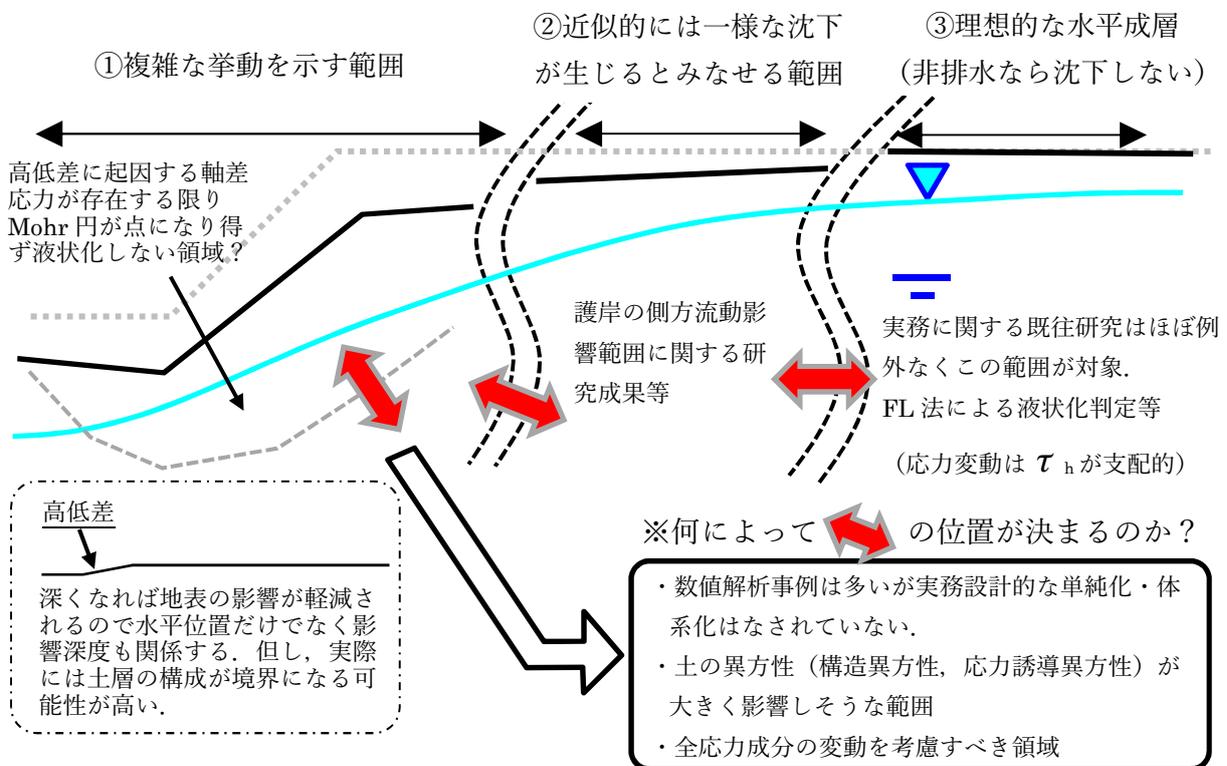


図 4.1-1 物性パラメータ設定の方針や着目すべき挙動を区別すべき領域の目安

#### 4.2 予めパターン化され系統的に知見を集積すべき実験

予めパターン化され系統的に知見を集積すべき実験として、表 4.2-1 に示す実験を行った。#1～#6 は、通常の解析実務で実施されるように、初期等方応力状態から水平せん断応力のみを繰返し载荷したいわゆる液状化試験である。そのため遠心模型で使用したのと同じ礫質土を、粒径を 2 mm 以下のせん頭粒度に調整して試験に用いた。それに対して、#7～#9 は  $K_0$  や初期せん断の影響を確認するため、同じ礫質土を用いて、 $K_0=0.5$  ならびに  $K_0=0.8$  の状態で非排水繰返しせん断試験を実施した。 $K_0$  を 1.0 から低下させる手順は、まず水平応力 1, 2 の値まで軸圧も同調し等方圧密した後、三軸せん断と同様に軸圧だけをさらに増加させて、所定の  $K_0$  状態とした。それ以外の実験条件については、#1～#6 と同様で、付録 C に記載した方法で準備した。

一方、豊浦砂に関する実験は、H30 年度事業において相対密度 80% で実施された試験と比較するために、相対密度 60% の供試体を作製し、所定の  $K_0$  状態にしたあと、軸差応力を一定に保ったまま（3 方向の全応力を一定に保持）非排水繰返しせん断を実施した。

なお、今後データが蓄積し、比較対象が出来た場合の参考になることを期待し、#7～#9 については、履歴はあるものの、一回目の载荷が終わった供試体に対して、軸変位をゼロに固定した非排水繰返しせん断試験を実施して、平面ひずみ状態でのせん断特性を把握した。

図 4.2-1～図 4.2-6 に#7～#12 の実験結果一覧を示す（#1～#6 については、既に図 2.3-6 に掲載したため、ここでは割愛する）。さらに、実務において重要な評価項目となる沈下量に関する鉛直ひずみについて、繰返しせん断回数と軸ひずみの関係を図 4.2-7 に整理した。この図を見ると、 $K_0=1.0$  の状態で実施した液状化試験の過剰間隙水圧の蓄積が速くなるほど、同じ鉛直ひずみの発生に必要な繰返し回数も小さくなるようである。但し、#8 と #9 は、同一の実験で実施されているにも関わらず結果が大きく異なり、結果の再現性に注意が必要である。

ここで、このような整理を行うのは、例えば、豊浦砂の実験結果について、図 4.2-8 に比較を示す 4 ケースでは、 $K_0=0.3$  と  $K_0=0.5$  の蓄積傾向の大小関係が逆転しており、 $DR=60\%$  では、 $K_0=0.5$  で蓄積した鉛直ひずみの方が、 $K_0=0.3$  のそれより大きくなっている（後半）に対して、 $DR=80\%$  では、常に  $K_0=0.3$  の方が大きくなっており、 $K_0=1.0$  の通常の液状化試験ではわからないこのような傾向を把握し、知見を集積するためである。また、このようになる理由として、同じ水平せん断応力振幅である場合、 $\sigma'_m$  を小さくすることも、 $K_0$  を小さくすることも、両者とも Mohr 円を破壊線に近づけることになるが、 $DR=60\%$  の方が  $DR=80\%$  の場合より  $\sigma'_m$  が低下したため、 $DR=60\%$  の場合のみ  $K_0$  を小さくする効果以上に過剰間隙水圧が蓄積することの影響が大きかったためと考えられる。それはせん断ひずみの大きさにも現れている。

なお、 $K_0=1.0$  の場合のみ、鉛直ひずみが伸張側となっているが、これは一般には  $K_0=1.0$  の方が有効応力が低下し、その時に大きな軸ひずみが発生するものと理解されているが、今回の実験については、図 4.2-9 に示すように、ある程度拘束圧が存在するときに大きなひずみを生じており、実験誤差である可能性も含め、さらなる検討を要する。

このように一見複雑な挙動から、起こっていることを力学的に正しく把握し、そのひとつひとつを検証していくことが、数値解析の信頼性を向上することにつながる。

表 4.2-1 中空ねじり試験の一覧

	試料	初期乾燥密度 $\rho_d$	初期有効応力				繰返しせん断 応力振幅比 $\Delta\tau_{a\theta}/\sigma'_{m0}$	備考
			平均 $\sigma'_a$	鉛直 $\sigma'_a$	水平1 $\sigma'_r$	水平2 $\sigma'_\theta$		
#1	B砂（せん頭粒度）	1.771	100	100			0.201	解析用物性試験（緩）
#2		1.751						
#3		1.755						
#4		1.881	100	100			0.189	
#5		1.886						
#6		1.872						
#7	1.693	49	73.5	36.75	36.75	0.2	2段階载荷 (2回目の载荷は軸変位固定平面ひずみ) #9のみ2回目の载荷時に初期せん断あり	
#8	1.700	49	56.6	45.2	45.2	0.2		
#9	1.700	49	56.6	45.2	45.2	0.2		
#10	豊浦砂 ( $DR=60\%$ )	1.512	49	49			0.3	精度の問題で軸差応力が2kPa程度存在
#11		1.512	49	73.5	36.75	36.75	0.3	
#12		1.512	49.5	92.6	28	28	0.3	

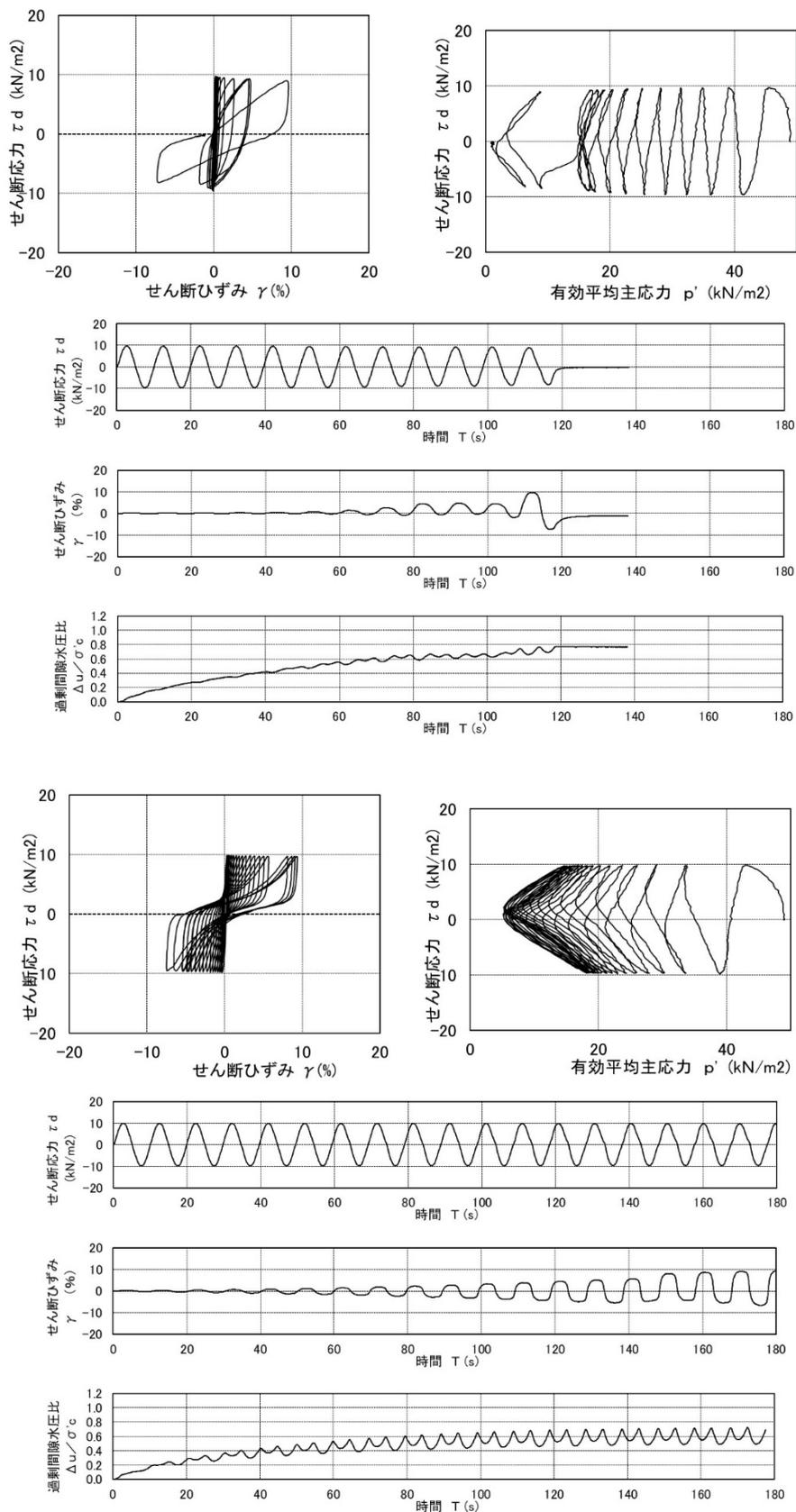


図 4.2-1 中空ねじり試験結果  
(#7  $K_0=0.5$ , 上段:1回目の載荷\_直応力一定、下段:\_平面ひずみ)

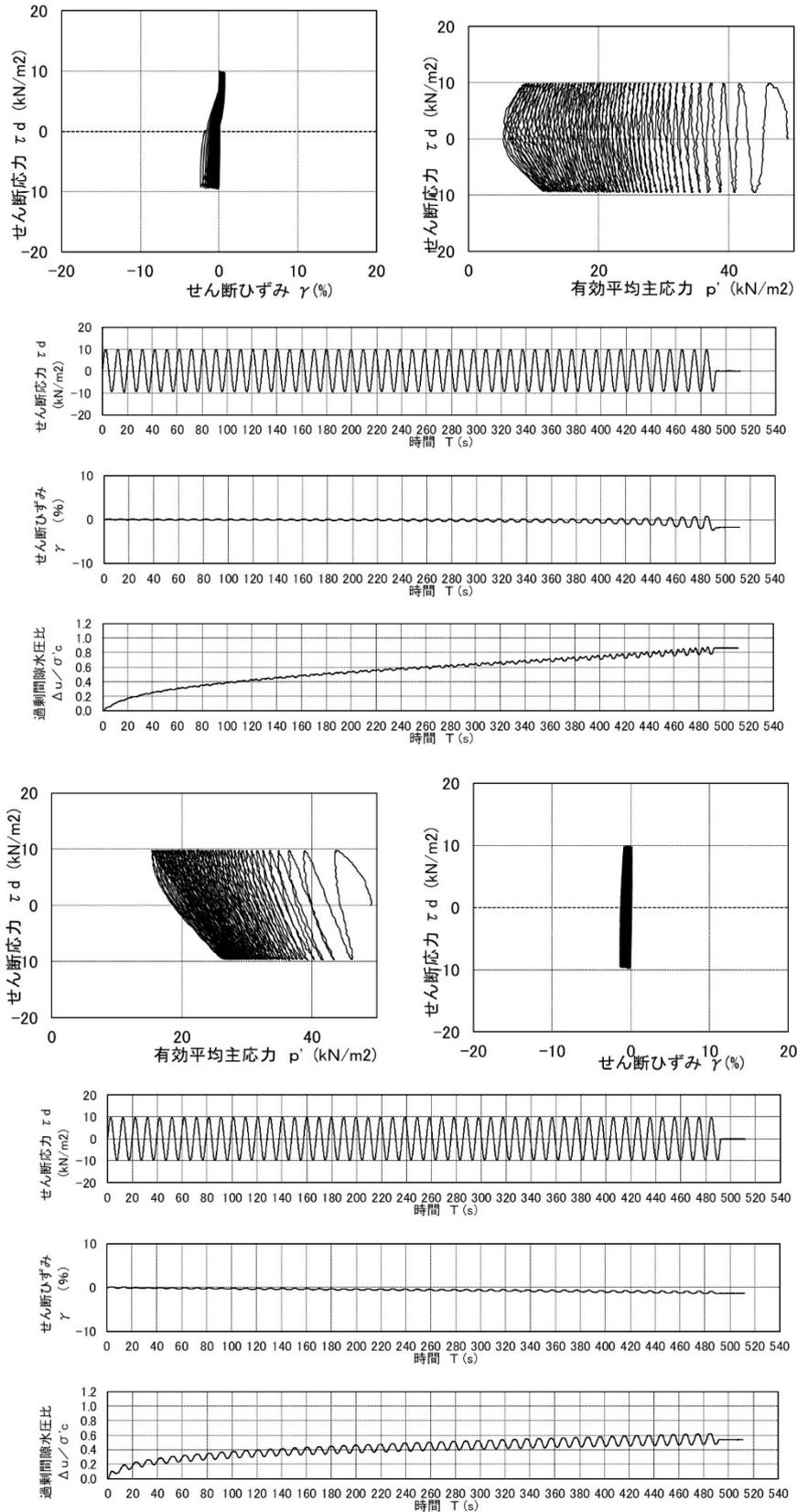


図 4.2-2 中空ねじり試験結果  
(#8  $K_0=0.8$ , 上段:1 回目の載荷\_直応力一定、下段:\_平面ひずみ)

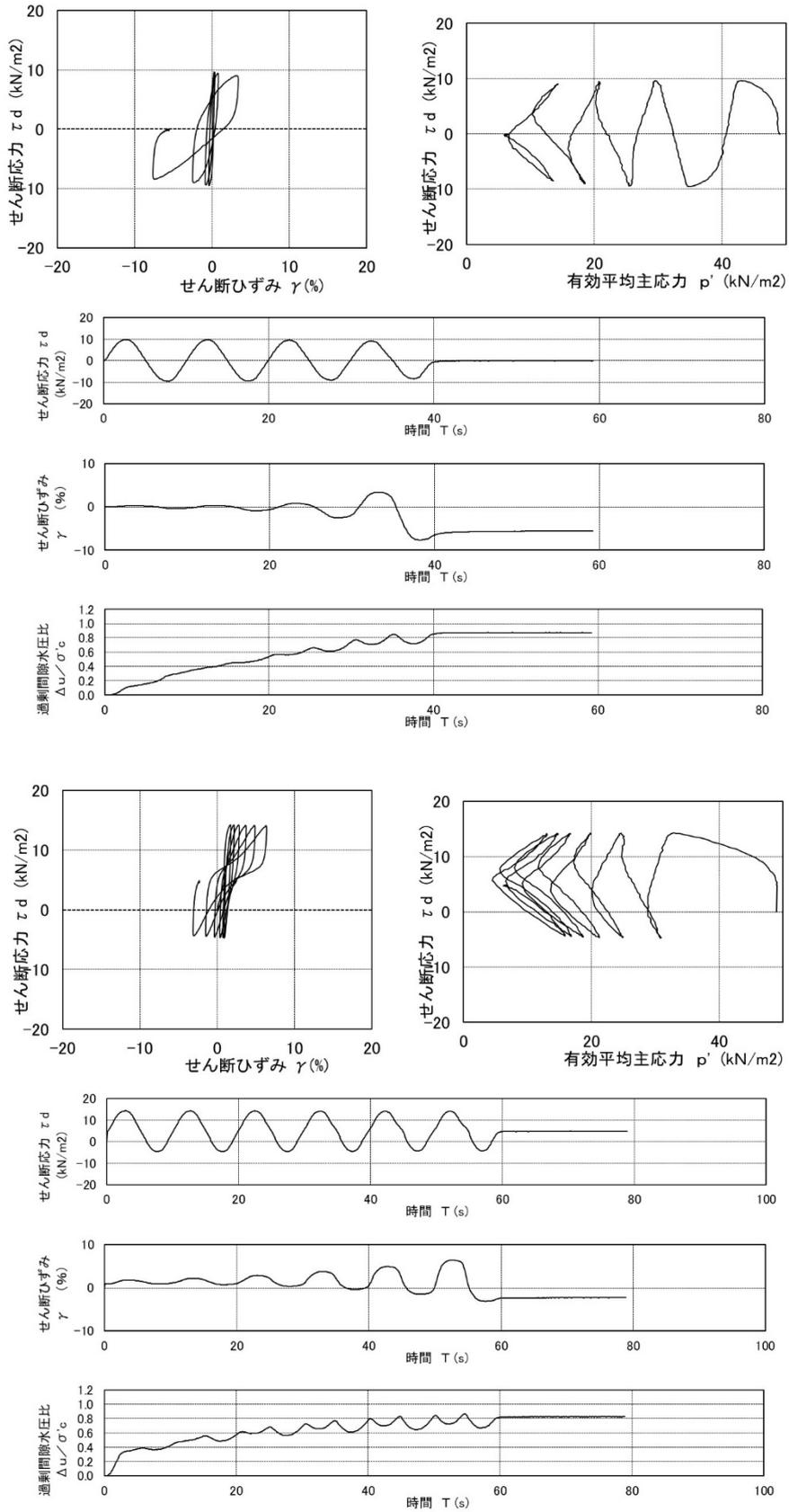


図 4.2-3 中空ねじり試験結果  
(#9  $K_0=0.5$ , 上段:1回目の載荷\_直応力一定、下段:\_平面ひずみ)

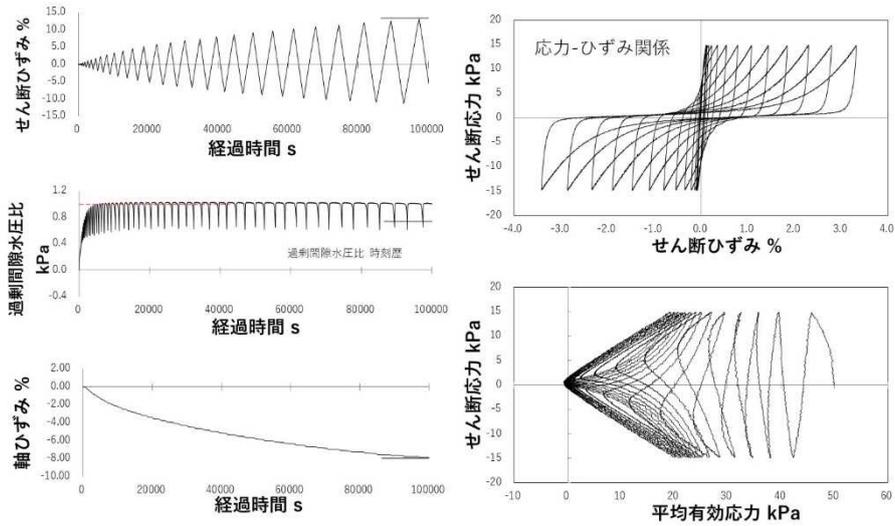


図 4.2-4 中空ねじり試験結果 (#10  $K_0=1.0$ )

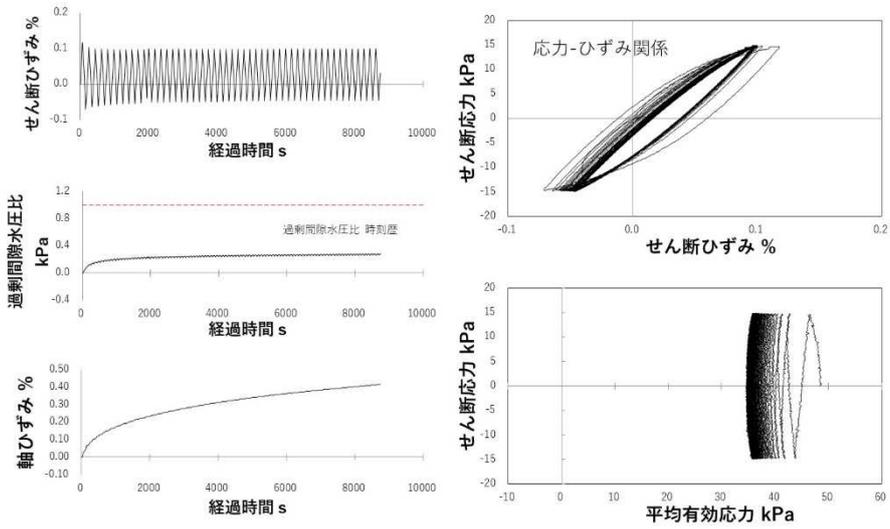


図 4.2-5 中空ねじり試験結果 (#11  $K_0=0.5$ )

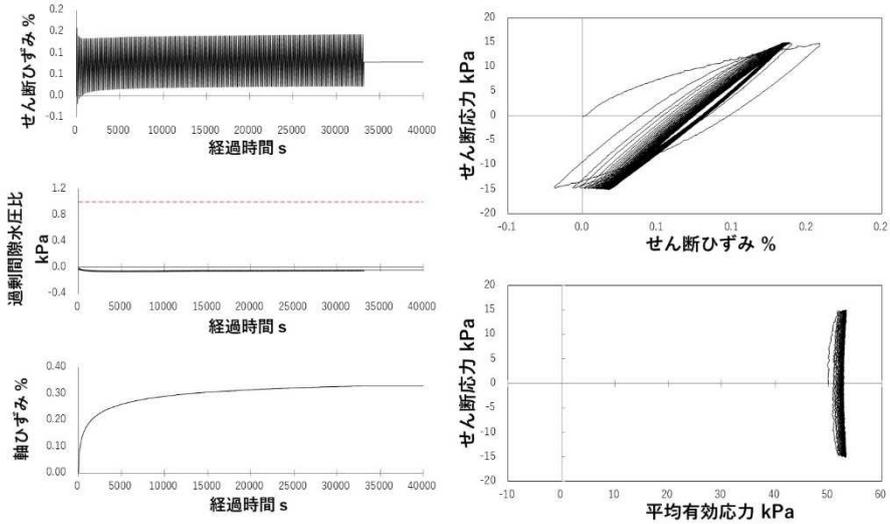
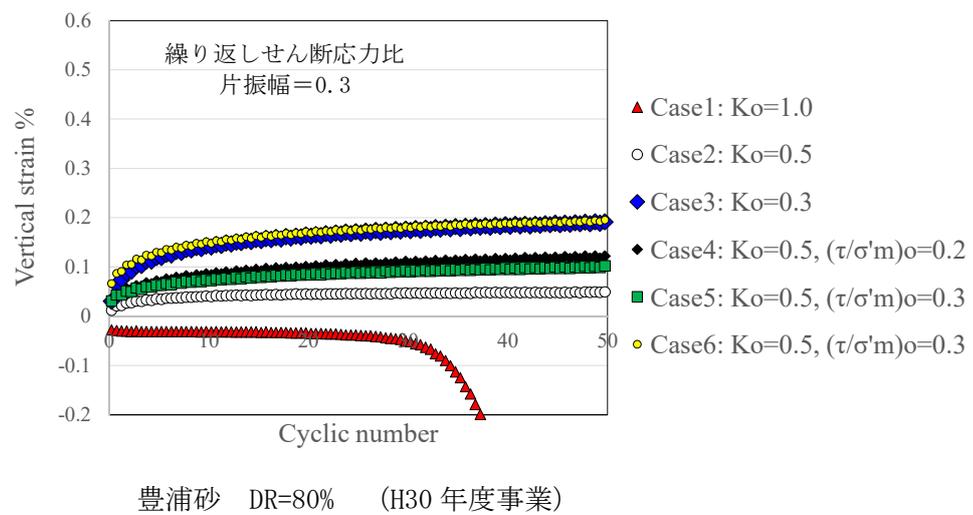
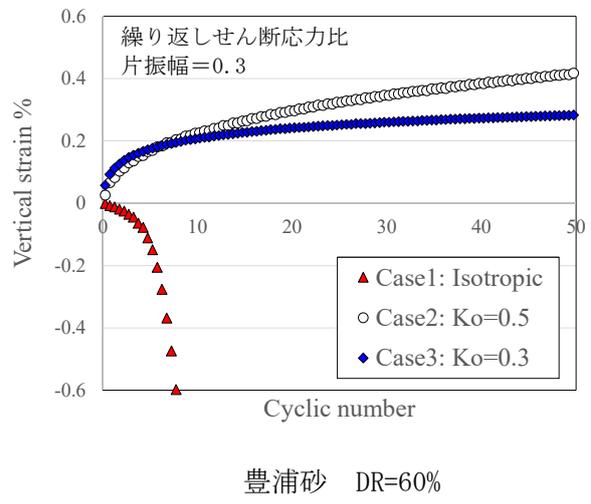
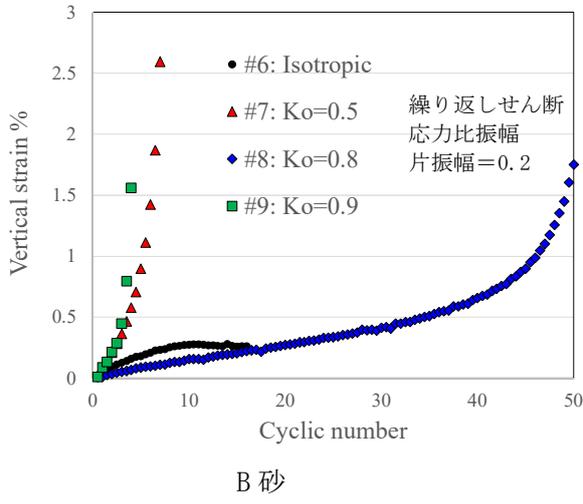
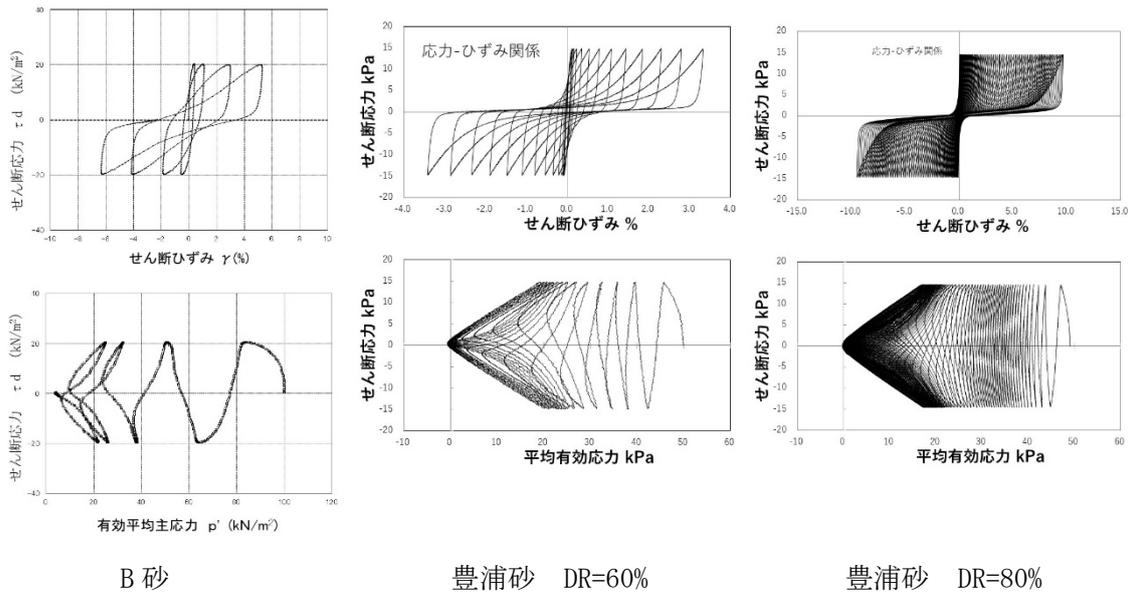


図 4.2-6 中空ねじり試験結果 (#12  $K_0=0.3$ )



豊浦砂 DR=80% (H30 年度事業)

図 4.2-7 繰返し回数と鉛直ひずみの関係

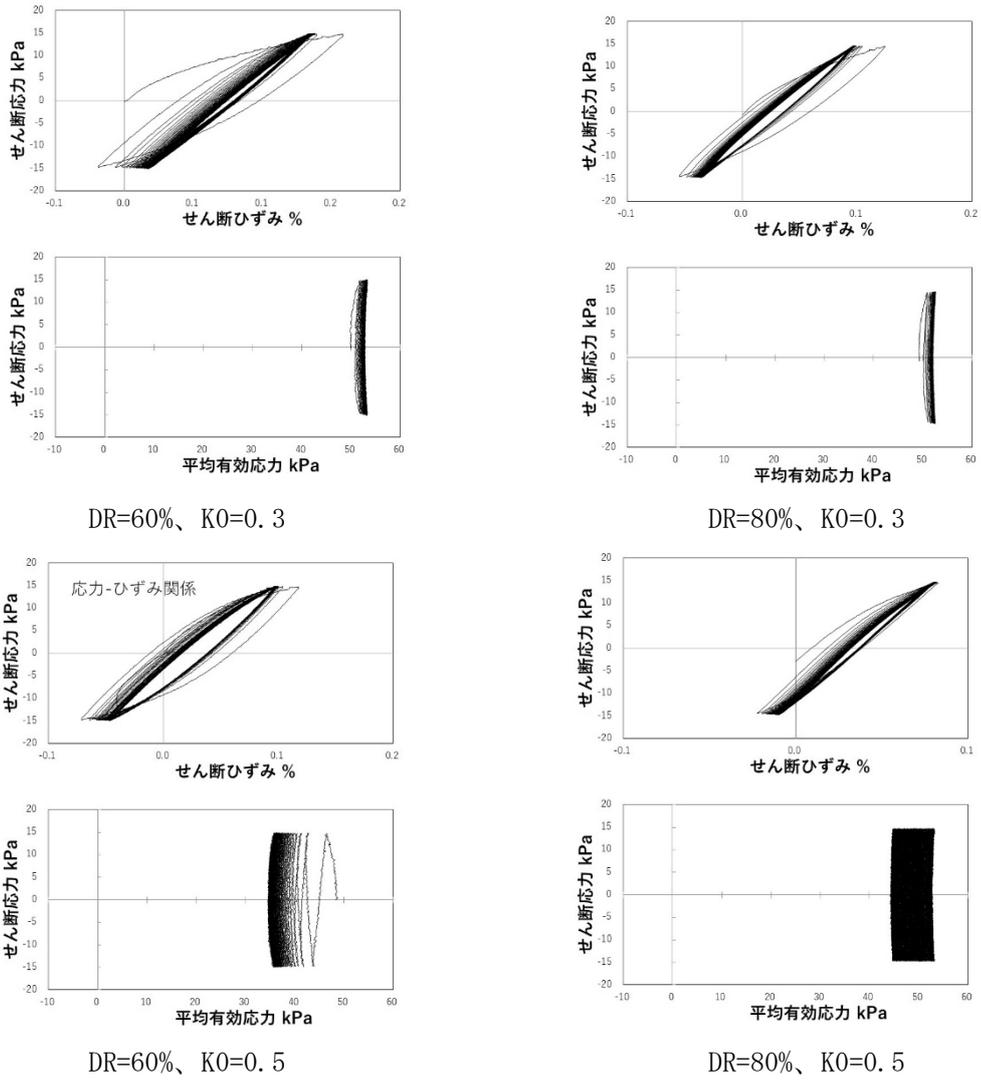


図 4.2-8 各ケースのせん断応力～せん断ひずみ関係と応力経路 (DR=80%は H30 事業)

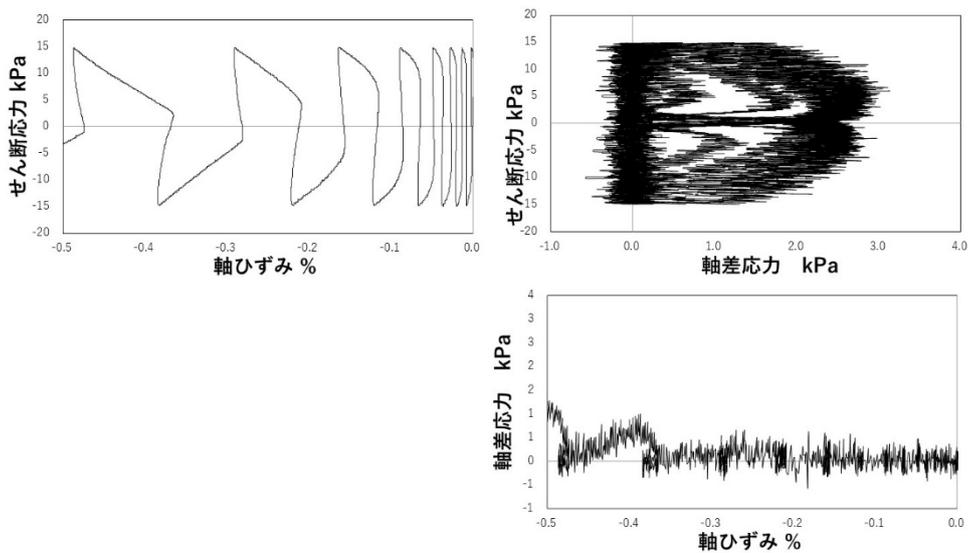


図 4.2-9 KO=1.0 の場合に軸ひずみ (鉛直ひずみ) が発生するタイミング

### 4.3 原位置で生じる現象を可能な限り忠実に再現する実験

前節では、ある程度パターン化した実験結果より、土の挙動に対して理解を深め、数値解析の信頼性を向上していくことについて言及したが、ここでは、もっと直接的に、中空ねじり試験を用いて数値解析の妥当性を検証していく方策について検討する。そのため、ここではまず地震時の地盤内部の応力状態について、平面ひずみ状態（理想的な二次元断面）について整理する。二次元断面に限定するのは、通常の土木構造物はそのスケールと特性から、二次元断面で設計されることが多いことと、そもそも中空ねじり試験では、平面ひずみまたは平面応力状態の実験しかできないためである。

図 4.3-1 は、平面ひずみ状態の制御方法と想定される地盤の条件の関係について整理したものである。まず、法面部からもっとも離れ、理想的には水平成層地盤であるとみなされ得る場合、飽和地盤で体積変化が許容されない場合、排水されない限り沈下は生じないため、中空ねじり試験においても、鉛直変位を固定するだけで実現可能である。これは装置の改良が不要であるため、単に平面ひずみと称しこのタイプの実験を実施していることが散見されるが、その他の2箇所について考える場合、いずれの場所でも沈下量が生じる状態での平面ひずみであるため、鉛直変位を固定するだけで実現することは不可能である。H30 年度事業では、このことを踏まえ、主に中央のケースを念頭に、鉛直全応力一定で沈下は許容する、すなわち、非排水で体積ひずみがゼロである場合には、鉛直ひずみが生じた分、許容される方向の水平ひずみ（この場合は図の左右）が等しく生じることになる。実際には、法面部を想像すれば分かるように、鉛直全応力が一定とは限らないため、鉛直応力の不規則な変動を与えつつ平面ひずみ状態で試験を実施することが必要になる。そこで、本年度事業では、応力4成分（直応力3成分+水平せん断応力）を独立に不規則波で制御できる中空ねじり試験装置を用い、まずは4成分を不規則波で制御した場合の精度を確認し、次に鉛直応力を変動させたケースとさせないケースで実験を行い比較した。その際、供試体は豊浦砂 DR=60%で作製している。詳細は付録 F を参照されたい。それらの実験結果を図 4.3-2~4 に示す。

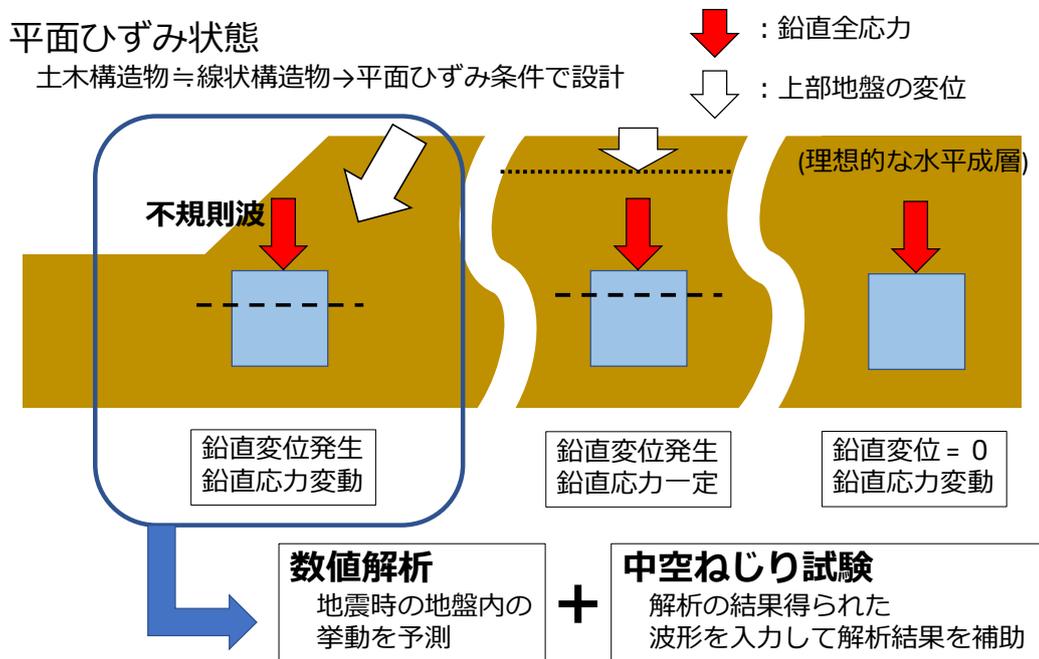


図 4.3-1 平面ひずみのバリエーション

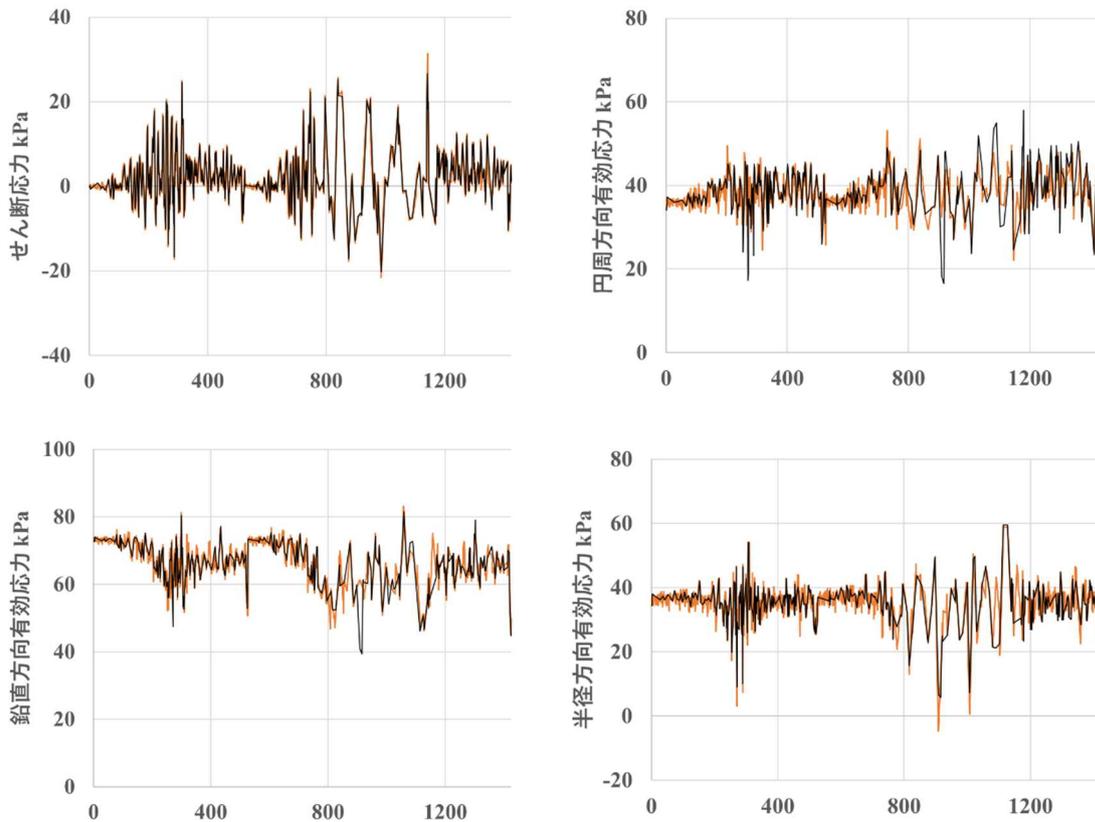
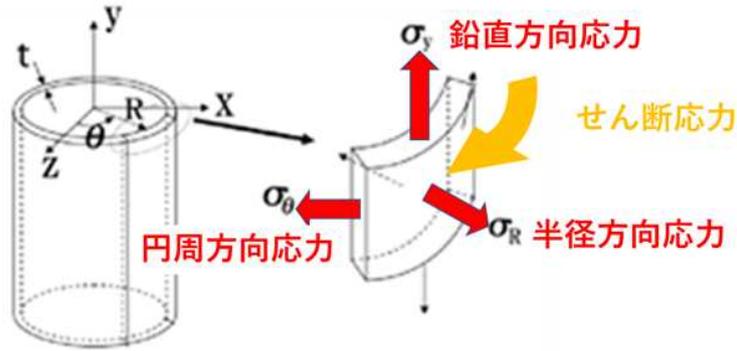


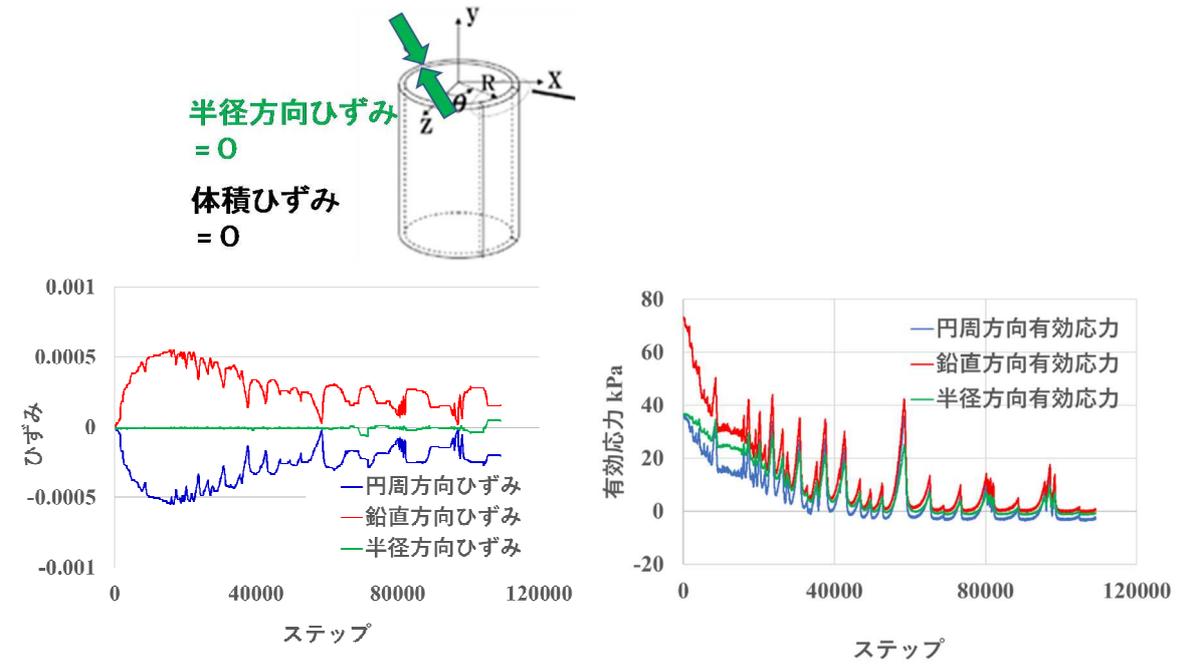
図 4.3-2 応力 4 成分不規則波制御の試験精度

図 4.3-2 を見ると、多少の乖離は認められるものの、概ね応力 4 成分は目標とする不規則波をトレースできていることが確認できる。なお、この不規則波は、第 2 章の遠心模型実験結果の分析で得られた波形を、土の破壊線を踏まえて補正した結果を使用している。今回試用した材料が豊浦砂であるため（粒径と粒子形状の問題により、当該装置での B 砂での試験が不可能であったため）、遠心模型実験の結果との直接の比較はできないが、材料と密度を同じにした供試体に対して同様のことを実施すれば、そこで得られたひずみ（水平・鉛直ひずみ、せん断ひずみ）の大きさから、模型実験で得られた各変位量に寄与する変形形態の割合などを把握することが可能になると思われる。

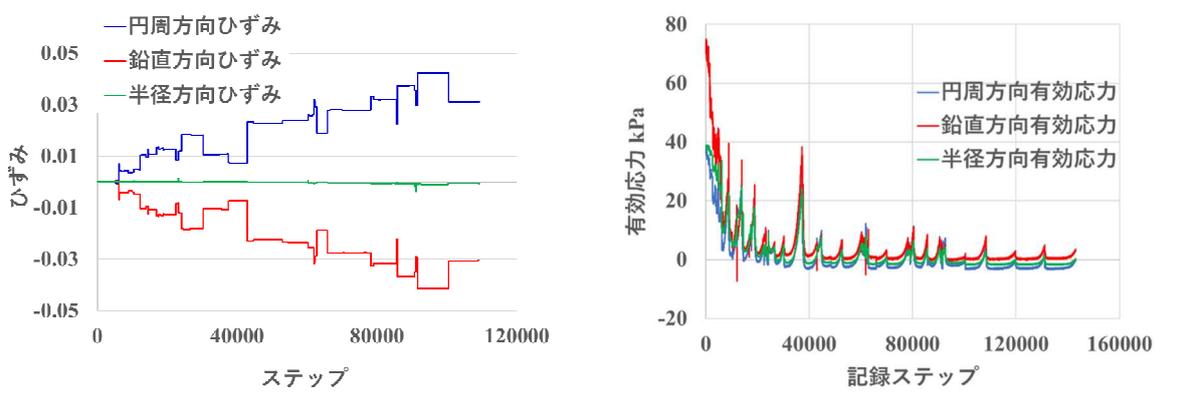
図 4.3-3 は、平面ひずみの制御方法を変えて（図 4.3-1 の中央と左側 [法面部]）実験を行った結果であるが、まずこの図から、いずれのケースも半径方向ひずみがほぼゼロに保たれており、両者ともに平面ひずみを実現できていることが確認できる。但し、鉛直ひずみと円周方向ひずみの発生方向は逆でしており、さらに有効応力の低下傾向（過剰間隙水圧の蓄積傾向）も異

なっていることがわかる。図 4.3-4 では、両者において、概ね有効応力的に液状化したと判断されるステップを比較しているが、鉛直応力を制御したケースの方が、せん断応力波形において早めに液状化に達していることが確認できる。なお、制御のそれぞれのステップで収束に至る時間が異なるため、時刻歴では比較できないことに留意されたい。

このような相違が生じるのは、構成式的に考えるとある意味当然のことであり、鉛直応力も変動させるということは、偏差応力の不変量の変動が大きくなることを意味し、履歴を多く与えた分、早く液状化に至るということが結果となって現れたに過ぎない。数値解析を実務で使用する場合、数値解析コードの背景となる数式の誘導の大部分は不要であるが、このような力学的解釈が可能な程度には、構成式や支配方程式の理解は必要である。しかし、土質力学の教科書がそのような力学体系に基づいて教えられていない成果、地盤工学の技術者の何割程度が、このような力学の基本的な事項を理解しているか不明である。



(a) 鉛直全応力を一定に保った場合の非排水平面ひずみ繰返しせん断試験



(b) 鉛直全応力を不規則波で制御した場合の非排水平面ひずみ繰返しせん断試験

図 4.3-3 平面ひずみ条件の確認

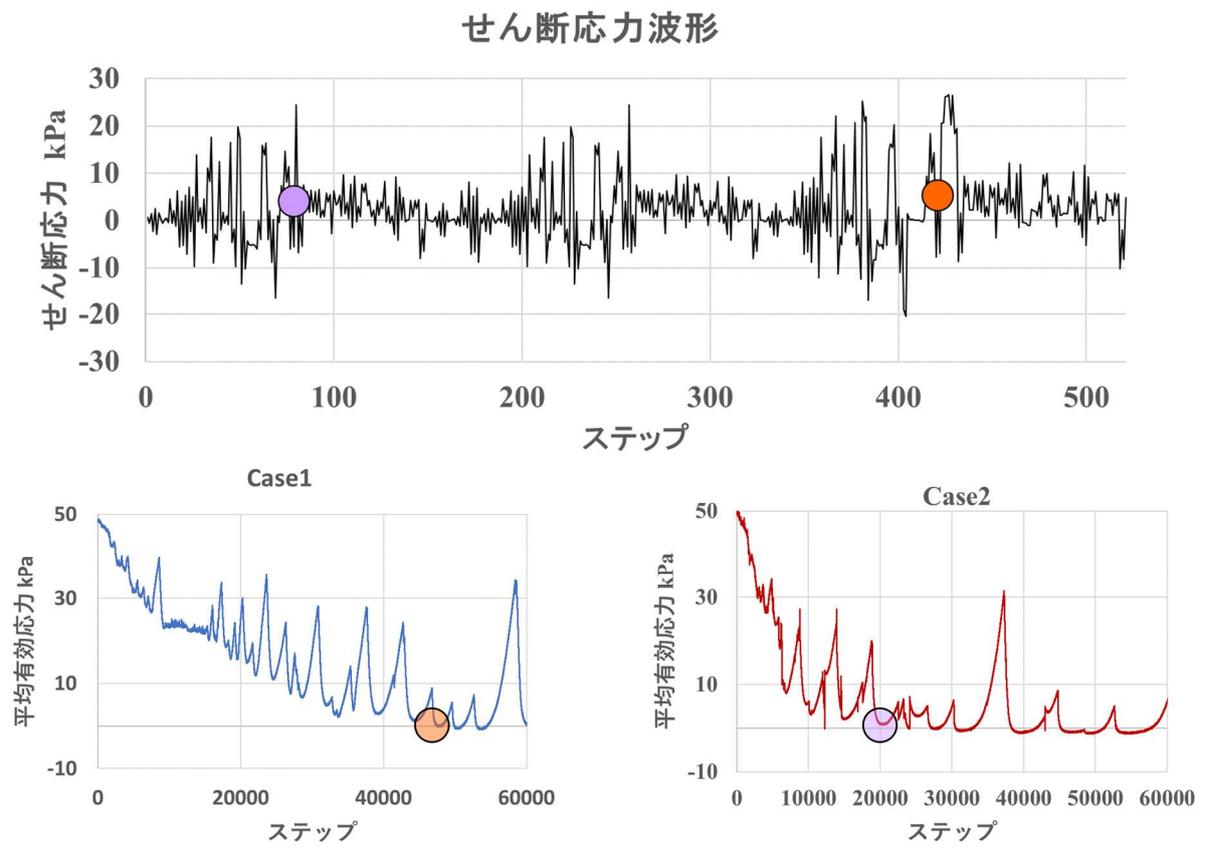


図 4.3-4 平面ひずみ条件の制御方法が平均有効応力の低下に及ぼす影響

## 5. まとめ

飽和地盤の地震時挙動解析の妥当性検証方法の確立に向けた基礎的検討として、護岸部を有する地盤を対象に遠心模型実験およびそれを再現する数値シミュレーションを実施した。さらに、将来的な中空ねじり試験の知見を踏まえた有効応力解析結果の妥当性検証方法の確立に向けて、中空ねじり試験を行った。以下におもな結論を示す。

- ・礫質土（最大粒径 20 mm）を用いた遠心模型実験では、H30 年度事業の模型（ $\rho d=1.87\text{g/cm}^3$ ）よりも緩い地盤（ $\rho d=1.75\text{g/cm}^3$ ）を作製し、熊本地震および東北地方太平洋沖地震を想定した地震動と東北地方太平洋沖地震の振幅を 2 倍とした地震動を入力した結果、H30 年度事業の結果と同様に地盤内の過剰間隙水圧比が想定されるよりも著しく小さな結果となった。
- ・その結果について、応答の詳細な検討を行った結果、土槽側壁と地盤の間の摩擦（原位置では生じないもの）によって模型の変形が抑制されている可能性について示唆された。
- ・それらの結果を踏まえ、ほぼ同一の模型断面に対して、側方土槽境界の摩擦低減のための工夫を導入し（テフロンシートの二重化、地下水面より上部の盛土側面の法面化）、同様の加振実験を行った結果、前述の実験より大きな過剰間隙水圧の蓄積が観察され、熊本地震を基にした加振によって、盛土下部が概ね液状化に達していた。
- ・より単純な条件で数値解析結果と比較し検証するためのデータの取得を目的として、水平成層地盤を模擬したせん断土槽による水平地盤の遠心模型実験も実施した。その結果、比較的小さな正弦波の加振（1.6Hz、200Gal）の加振においても顕著な過剰間隙水圧の蓄積が観察され、それ以上の加振実験においては、概ね液状化に至っていた。
- ・GEOASIA を用いた有効応力解析による模型実験の数値シミュレーションを実施し、護岸断面および水平成層模擬断面の両方とも、数値解析の結果ではより早い段階での液状化の発生が確認され、それぞれの実験について、さらに実験条件の検証が必要であることが示唆された。
- ・一般に、実験は”真実”とみなされて、数値解析結果が合わない場合には、数値解析側に改善が期待されるが、実験自体も理想化された実験条件から大きく異なっている可能性があり、数値解析の妥当性検証に模型実験結果を使用する場合には、模型実験での計測器配置とその分析に十分な注意を払う必要がある。
- ・将来的に数値解析結果の妥当性検証に資するため、定型応力パターンと不規則波による中空ねじり試験の両方を実施し、数値解析結果を解釈する際の着眼点や、今後中空ねじり試験を用いた直接的な解析要素応答の確認の可能性について整理した。

## 参考文献

- 1) 北海道電力株式会社 (2017) : 泊発電所 3 号炉設置許可基準規則等への適合状況について (設計基準対象施設等), 泊発電所 3 号炉審査資料.
- 2) 田中幸久 (1990) : 礫の工学的特性と液状化対策への適用に関する研究, 東京工業大学博士論文.
- 3) 東北電力株式会社 (2011) : 東通原子力発電所 平成 23 年東北地方太平洋沖地震の知見等を踏まえた原子力施設への地震動及び津波の影響に関する安全性評価実施計画書について.
- 4) 原子力規制委員会 (2013) : 基礎地盤および周辺斜面の安定性評価に係わる審査ガイド.
- 5) 浅岡顕, 中野正樹, 野田利弘, 山田英司, 金田一広, 中井健太郎 (2002) : ゆるい砂の排水・非排水繰返し三軸試験の水～土連成解析, 第 37 回地盤工学研究発表会概要集.
- 6) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘 (1990) : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, 港湾技術研究所 報告 第 29 巻 第 4 号, pp. 27～56.
- 7) Dimitrios K. Karamitros, George D. Bouckovalas and Yannis K. Chaloulos (2013) : Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations, J. Geotech. and Geoenv. Eng. (ASCE), Vol. 139, No. 4, pp. 599-607, April 1.
- 8) 若井明彦, 佐竹亮一郎 (2017) : 地盤工学分野での数値解析, 土木学会平成 29 年度全国大会研究討論会 研-18 資料.
- 9) 河井正, 山崎宏晃, 百間幸晴, 森和成, 山田正太郎, 野田利弘 (2019) : 密な礫質土地盤の動的遠心模型実験に対する数値シミュレーション, 第 22 回応用力学シンポジウム, 札幌, C00046.
- 10) Goodings, D. J., Gillette, D. R. (1991): Grain and model size effects in centrifuge models of granular slope instability, Centrifuge 91:583-590.
- 11) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002) : An elastoplastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
- 12) Noda, T., Asaoka, A. & Nakano, M. (2008) : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 48(6) , pp. 771-790.
- 13) 山田正太郎, 野田利弘, 中野正樹, 中井健太郎, 浅岡顕 (2014) : 複合負荷状態を有する二重硬化弾塑性構成式の提案, 第 49 回地盤工学研究発表会概要集.