

令和 2 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 3 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	1
2. 遠心模型実験による対象地盤の挙動の把握	5
2.1 概要	5
2.2 実験方法・条件	5
2.2.1 遠心模型実験装置	5
2.2.2 模型地盤	5
2.2.3 使用材料	6
2.2.4 加振条件	10
2.3 実験結果	12
2.3.1 初期応力状態	12
2.3.2 加振実験の結果	14
2.4 地盤内の応力状態について	31
2.4.1 初期応力の影響について	31
2.4.2 地盤内応力計算について	32
2.4.3 得られた地盤内応力状態の比較	34
3. 数値解析による模型実験の再現性の確認	61
3.1 はじめに	61
3.2 解析条件	61
3.3 解析ケース	61
3.4 解析手順	61
3.5 解析結果	65
4. 中空ねじり試験	94
4.1 はじめに	94
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	97
4.3 原位置で生じる現象を解釈するための実験	111
5. まとめ	114

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

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¹⁾。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²⁾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³⁾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⁴⁾」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^(例えば5)6)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⁷⁾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」によって取り組まれ始めたが、特に、地盤工学分野では、地盤を構成する材料の不均質性⁸⁾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。

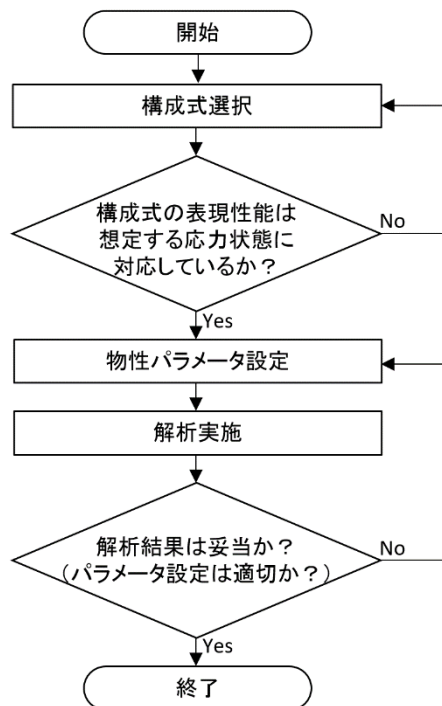


図 1-1 数値解析とその結果の妥当性検証の実施フロー

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。

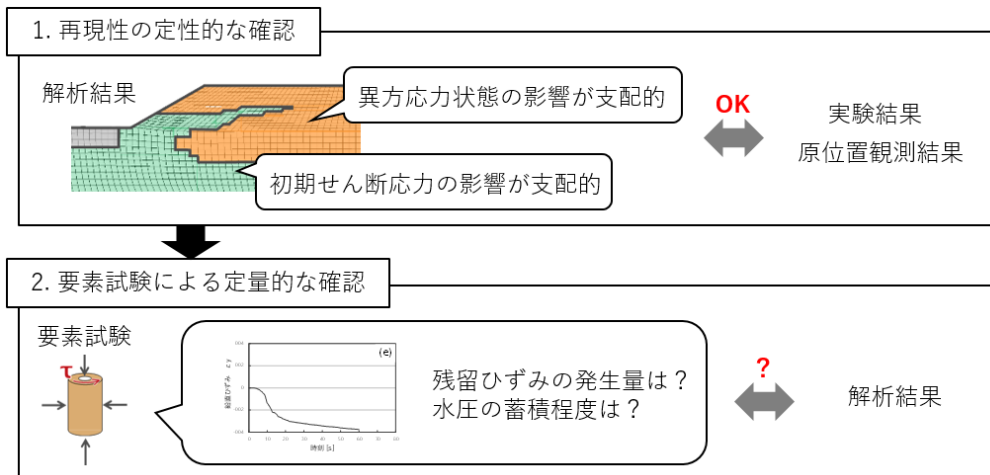


図 1-2 解析結果の妥当性検証方法

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、これまでに実施されている礫質土の盛土ならびにケーソン護岸を有するモデルと比較するために、礫質土の代わりに砂質土を用いて密に締め固めたモデル地盤で実験を行った。その際、令和元年度までに実施された知見を踏まえ、地下水面より上の部分と土槽壁との間の摩擦を無くすための盛土側面に斜面加工を施した断面とし、地盤内部の応力状態を把握するためのセンサー配置には、後述の様にさらなる工夫を施した。

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載荷模型実験装置を使用した。遠心模型実験では、加速度 50G の遠心場にモデルを置いた場合、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¹⁰⁾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にあれば、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示されている。

2.2.2 模型地盤

模型地盤の断面図および平面図を図 2.2-2 に示す。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砂質土からなるモデルを作製した(付録 A 参照)。また、後背地盤上には、埋め立て土と同様の砂質土材料による盛土が配置されている。前述の通り、土槽側面とモデル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。このモデルには、図 2.2-3 に示す通り、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。礫質土の代わりに砂質土を用いたこと以外は、令和元年度の Case3 の実験と概ね同じ条件で実施されているが、4 個の土圧計配置のみ変更している。それらの目的については、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。砂質土層は、自然含水比の状態、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二重にして張り付けた。テフロンシート同士

の間にはグリースを塗布した。ソイルモルタル層を打設し、一定期間養生後に、砂質土層を締固めて海底砂層と陸上部の盛土を作製した。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。

2.2.3 使用材料

使用した砂質土は、綺麗な砂だけでは、加振時に雪崩状に砂が移動してしまうことを踏まえ、珪砂 7 号に細粒分としてトチクレー 5% を添加した。その物性値を表 2.2-2 に示す。土粒子の比重は 2.645 であり、JIS1224 に基づく最大・最小間隙比は、それぞれ 1.212 ならびに 0.665 であった。初期地盤密度は、 $\rho_d = 1.581 \text{ g/cm}^3$ とした。また、変水位透水試験も実施し、4 回の平均値として、 $1.445 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ を得た。なお、突固め試験 (A-c 法：装置種類と試料準備の方法) も実施しており、最適含水比 19.7% とその時の最大乾燥密度 $= 1.508 \text{ g/cm}^3$ を得た。最大乾燥密度は、別機関においても実施したところ、最大乾燥密度 $= 1.538 \text{ g/cm}^3$ (A-a 法) であり、また可能な限り密に締め固めた中空ねじり供試体の密度が 1.64 g/cm^3 であった。そのため、この 1.64 g/cm^3 を最大密度として求めた最小間隙比を相対密度の算出に用い、相対密度 90% になる値として、遠心模型地盤の初期地盤密度を $\rho_d = 1.581 \text{ g/cm}^3$ に決定した。なお、JIS1224 による最小間隙比 0.665 を密度に換算すると $\rho_d = 1.588 \text{ g/cm}^3$ であり、概ね JIS1224 による相対密度 100% となっている。

ソイルモルタルは、一軸圧縮強度 2000 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。

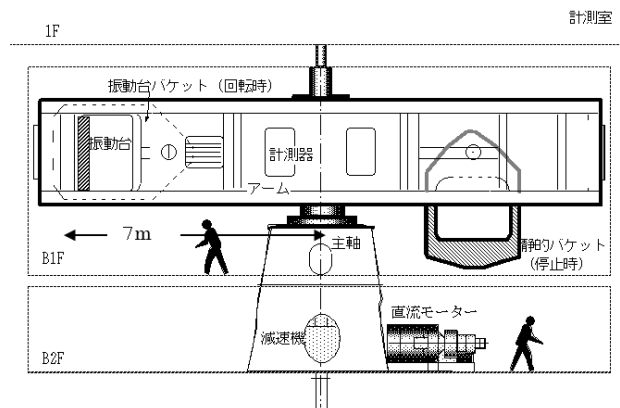


図 2.2-1 遠心模型実験装置の構成

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)

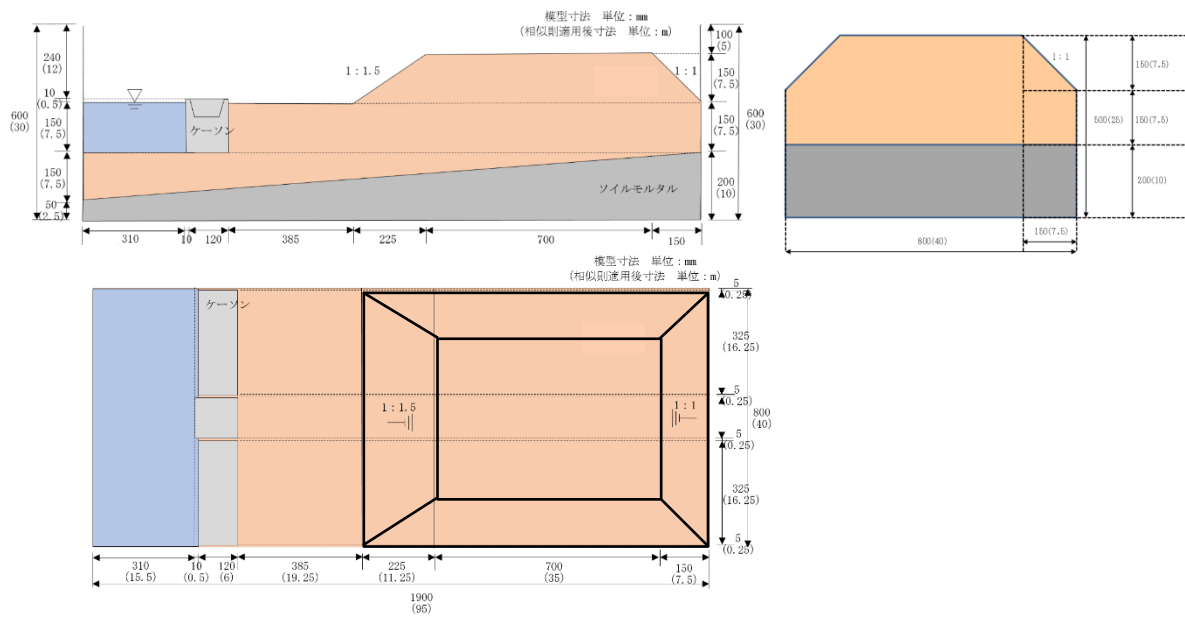


図 2.2-2 模型地盤(上:断面図, 下:平面図, 右:側面図)

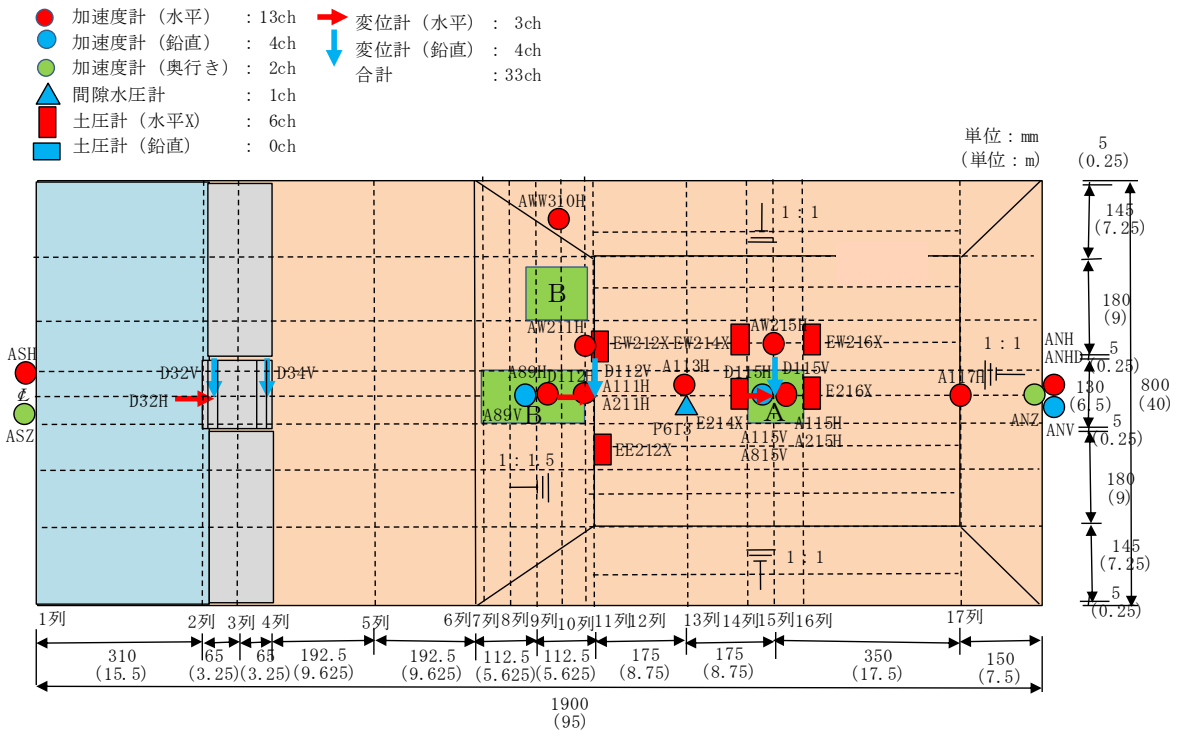


図 2.2-3(a) 計測器配置図(平面図)

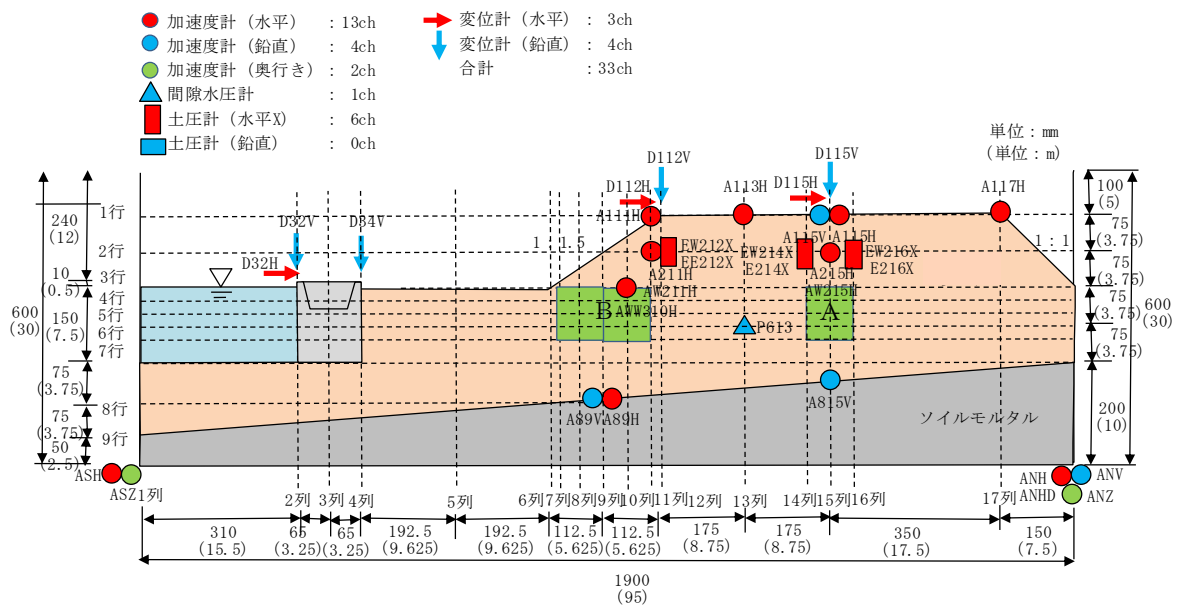
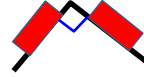


図 2.2-3(b) 計測器配置図(中央断面図)

- 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

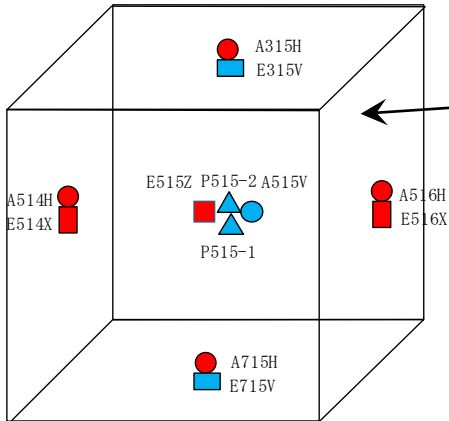
令和元年度から令和2年度での変更分

【追加】



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

土圧計を水平（鉛直）から45度傾けてペアで設置。鉛直と水平を合力で計算して求めるために、2つの土圧計が直交するように設置する。



E515S45, E515N45（左図の奥行方向隣接）
E510S45, E510N45（下図のブロック内部）

の2つのペア。

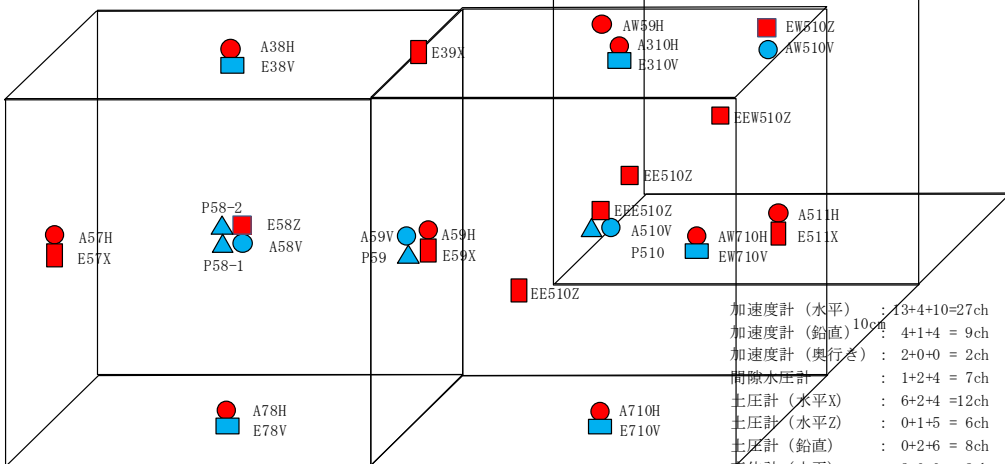
【削除】

EW214X, EW216X,
EW310V, EWE510Z,

A 計器配置（実験3、剛土槽）
H10cm×W10cm×B10cm

- 加速度計（水平）：10ch
- 加速度計（鉛直）：4ch
- ▲ 間隙水圧計：4ch
- 土圧計（水平X）：4ch
- 土圧計（水平Z）：5ch
- 土圧計（鉛直）：6ch
- 合計：33ch

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）：13+4+10=27ch
- 加速度計（鉛直）：4+1+4 = 9ch
- 加速度計（奥行き）：2+0+0 = 2ch
- 間隙水圧計：1+2+4 = 7ch
- 土圧計（水平X）：6+2+4 =12ch
- 土圧計（水平Z）：0+1+5 = 6ch
- 土圧計（鉛直）：0+2+6 = 8ch
- 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 2.2-3(c) 計測器配置図(重要計測部のブロック図)

表 2.2-2 珪砂 7 号+トチクレーの物性値

土粒子密度 (g/cm ³)	(突固め)最大乾燥密度 (g/cm ³)	最適含水比 (%)	最小間隙比	最大間隙比
2.645	1.538(A-a), 1.508(A-c)	19.7	0.665	1.212

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（菊池、KMMH03）および、2011 年 3 月 11 日 東北地方太平洋沖地震（田老、IWITH14）をそれぞれ想定した 2 つの波形と、令和元年度の Case3 に合わせた 1.6 Hz（50 波+前後テーパー3 波）の正弦波を主に用いた。加振ケースの一覧を表 2.2-3 に、入力加速度時刻歴を図 2.2-4 に示す。なお、数値解析の入力波形としては、ソイルモルタル表面に設置した A89H 加速度計の記録を使用した。この波形と土槽底部の両端（S 側：海側，N 側：盛土側）に設置した加速度波形との比較（最大値付近の時刻拡大表示）を図 2.2-5 に示す。3 者は多少異なっているが、後述の数値解析では、より大きな差が生じていた令和元年度の熊本地震波形（Case3）と本年度の同波形を同じ解析断面（メッシュ、物性パラメータ）に対して入力した結果、変位応答にそれほど顕著な差は認められなかった。そのため、この図における高周波成分の差も、結果の解釈に影響を与えるほど有意な差を生じないものと判断できる。そもそも、高周波成分に起因したピーク値の差は、電気的なノイズである可能性も考えられる。

加振は同一の模型地盤に対して、加振と加振との間に過剰間隙水圧の消散時間を設けて、段階的に入力した。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 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)	93/-94	加振ケースd03の試加振
d03	熊本地震 (原波形)	662/-683	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)	453/-412	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)	721/-730	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	732/-751	加振装置の能力の限界まで加振

※加振 d03 終了後に遠心装置を一旦停止。

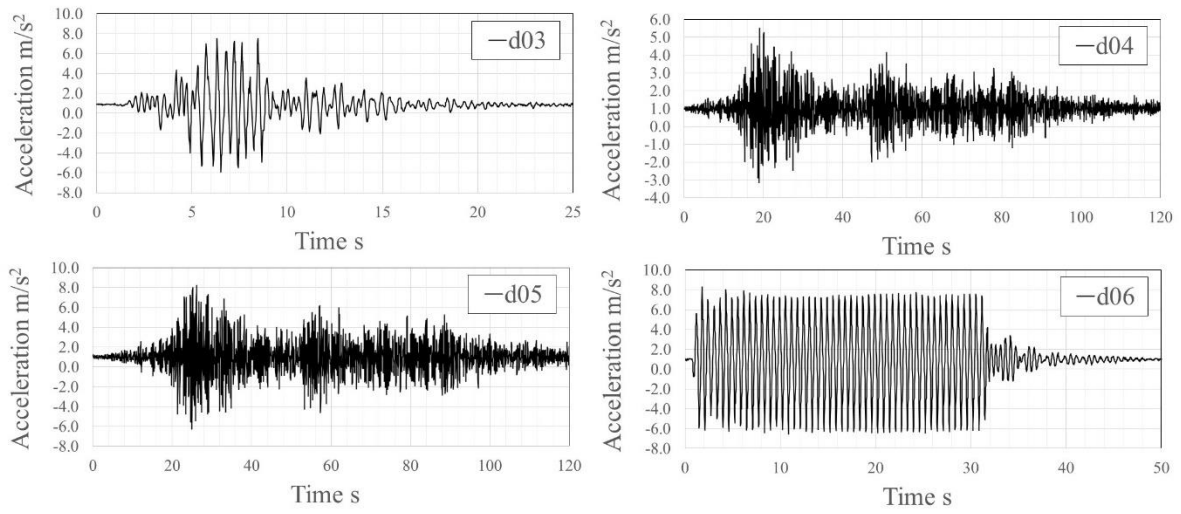


図 2. 2-4 主な加振実験の入力加速度時刻歴 (ソイルモルタル表面 A89H)

(d03:熊本地震原波形, 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 倍波形, d06:正弦波最大加振)

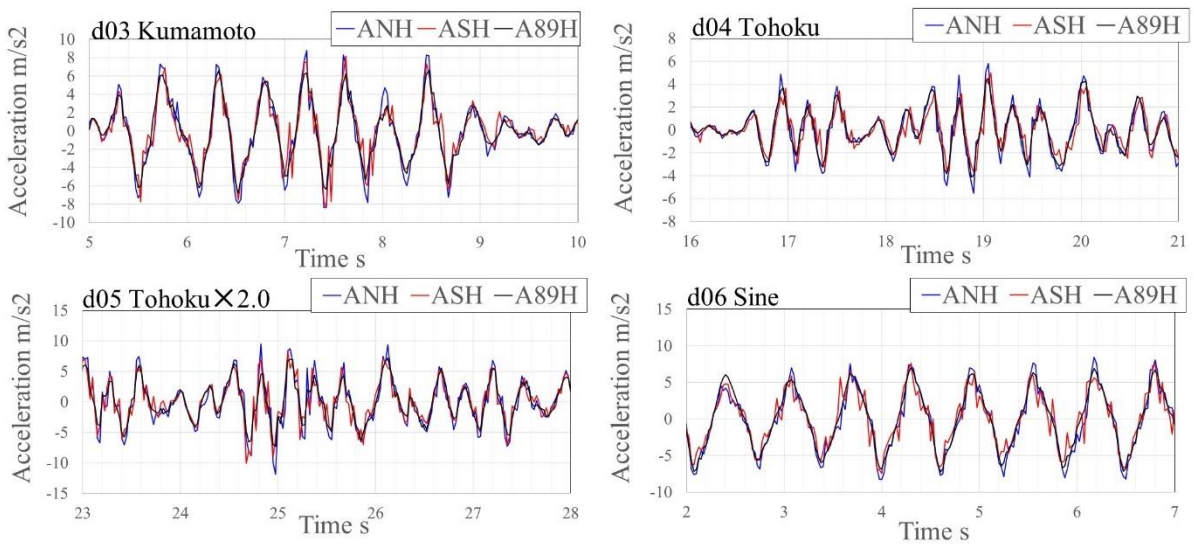


図 2. 2-5 土槽底部とソイルモルタル表面の加速度波形比較

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 は、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、遠心加速度载荷(1G→50G)時の有効応力成分の時刻歴である。また図 2.3-2 は、令和2年度の試験において設置した、水平から45度傾斜させて設置した土圧計の同観測記録と、それらの記録と鉛直土圧を用いて計算した、水平土圧ならびに水平せん断応力の時刻歴である。

まず、図 2.3-1 より、直接水平土圧を計測した場合は、令和元年度の結果と同様に、斜面法肩下(B-2)、盛土中央下(A)では水平有効応力(σ'_x , σ'_z)の小さいことが確認できる。例えば、盛土中央部については、奥行き方向水平有効土圧に対する鉛直有効土圧の比0.16は、この軸差応力だけで Mohr 円を描いた場合の接線の角度が計算上 46° になり、これだけで後述の中空ねじりによる液状化試験の応力径路の包絡線の角度(破壊線よりやや小さな角度)である 41° をはるかに上回っている。そのため、実際の水平応力がこれほど小さいとは考え難い。なお、盛土法肩下(B-2)の奥行方向と盛土中央下(A)の加振方向水平土圧は、それぞれの土圧計が故障(malfunction)したため、有効応力が表示されていない。唯一水平二方向の土圧が計測出来た盛土法先下(B-1)を見ると、同じ水平応力でも、地盤変形が拘束されている奥行方向と容易に変形可能な加振方向では、前者が後者よりも大きくなっている。

左右対称な盛土中央下に比べて左右非対称な盛土法先下では、前者の方が土被りが遥かに大きいにも拘わらず奥行方向土圧は後者の方が大きくなっていること、傾斜し始めた盛土法肩部よりも法先部の方が加振方向水平土圧係数が大きくなっていること($K_{0,x}: 0.23 \rightarrow 0.43$)などは、いずれも模型の幾何学的境界条件と整合する傾向になっているので、前述の通り値の大きさそのものの信頼性に懸念はあるが、ある程度は実際の地盤内部の応力状態を反映した計測結果になっていると推察される。

本年度の事業では、図 2.3-2 に示す通り、水平から45度傾斜させた土圧計のペアと鉛直有効土圧を組み合わせて計算することで、直接計測する場合とは異なる計測方法による地盤内部の応力状態の推定を試みた。すなわち、45度傾斜させた土圧計のペアの平均値と鉛直有効土圧の差分が Mohr 円の半径になること、45度傾斜させた土圧計同士の差分を1/2にしたものが計算上は水平せん断応力(τ_{xy})になることを利用して地盤内部の応力状態を推定した。その結果を見ると、盛土中央下(A)および盛土法肩下(B-2)のいずれにおいても水平土圧が大きくなっていること、盛土法肩下では遠心加速度を与えるに従いせん断応力が発生しているのに対して、左右対称な盛土中央下では、概ね初期せん断応力がゼロとなっていることが確認できた。

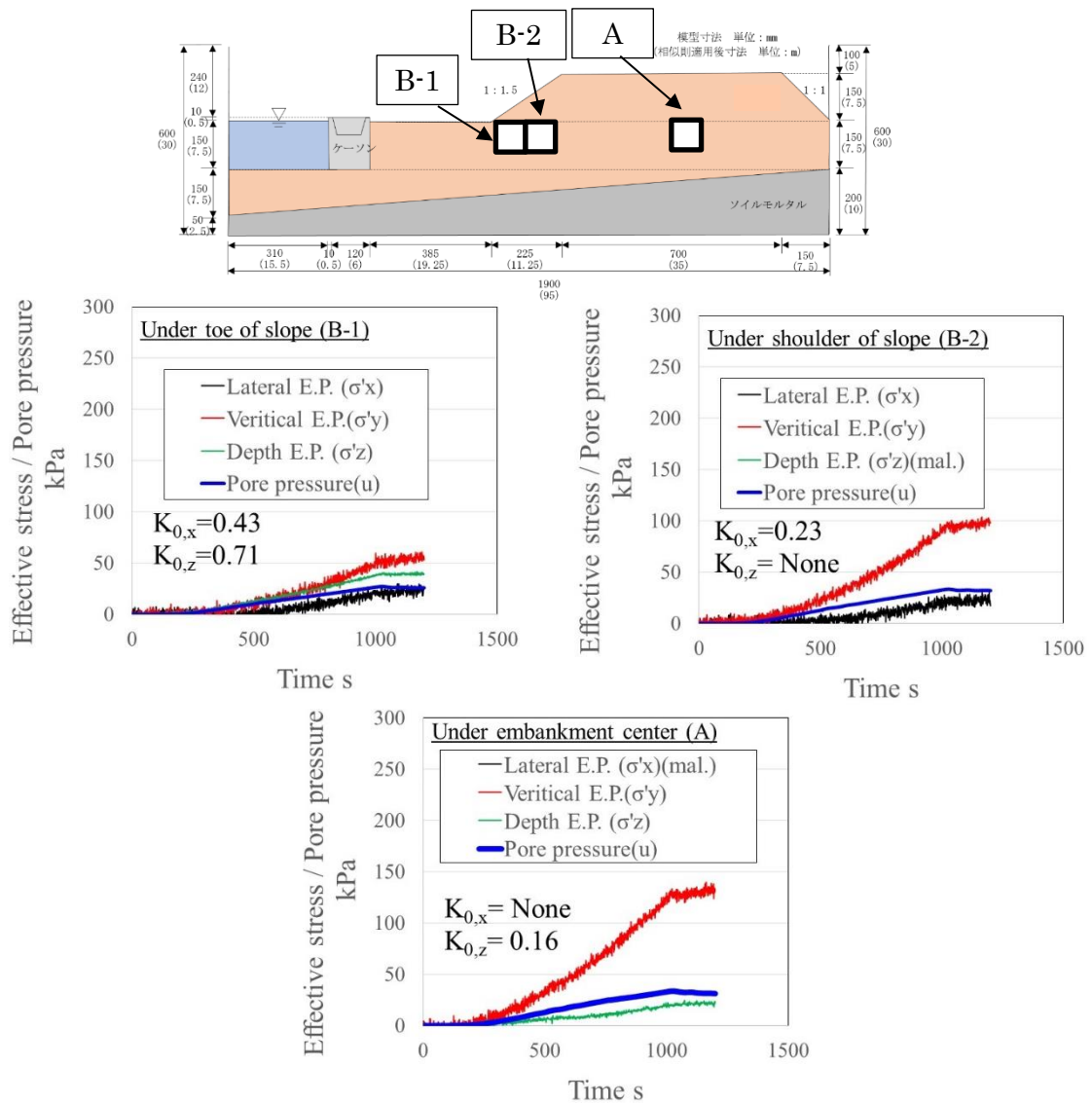


図 2.3-1 遠心力载荷時 (1G→50G) の有効応力の変化

上記の結果はあくまでも理論上の計算結果であり、土圧計の計測精度（局所化の影響、設置位置の精度）も含めて妥当性は検証出来ていないが、地盤内をブロックに分けて多数のセンサーを設置して応力状態を推定する場合に比べて、比較的少ない土圧計の設置数で狭い範囲の値を推定できるため、新たな計測方法として有望である。特に、今回の計測では、重要な土圧が故障により計測出来ていないが、模型の大きさに対するセンサーやそれらのケーブルの体積の比率や総計測点数の制約を考えた場合、かなり有望な計測方法であると考えられる。本事業において、間隙水圧計は二重化して計測し、故障対策ならびにばらつきを確認しているが、土圧計に関しても工夫によりある程度そのような対応が可能となる。

図 2.3-4 の変位応答を見ると、両者には差が生じており、盛土部分の沈下は、液状化強度が大きい本年度の方が小さな変位になっており、強度の差から推測される整合的な結果となっている。それに対して、盛土部の水平変位やケーソンの変位は本年度の結果の方が大きな値となっており、液状化強度の相対関係からすると、やや不思議な結果となった。図 2.3-5 の過剰間隙水圧、図 2.3-6 の過剰間隙水圧比でも、少なくとも変形の大部分が生じている加振開始から 10 秒までの間では、過剰間隙水圧比は液状化強度の小さな礫質土の方が大きな値となっており、それは有効応力の低下、すなわち剛性や強度の低下を示すため、砂質土の結果が大きくなる理由はない。加速度波形を見ると、地表面の水平応答 (A5, A6) や鉛直加速度全般は砂質土の方が大きく、慣性力の点では砂質土の方が変位が大きくなる可能性が示唆されている。表 2.3-1 は、過剰間隙水圧比を計算する差に使用した理論土被り圧等を一覧で示す。

ケーソンについては、水平・鉛直変位の組み合わせで判断すると、礫質土地盤の場合は、前後の鉛直変位が同程度にいずれも沈下し、水平変位が相対的に小さな値であったため、ケーソンは水平を保ったまま前に押し出されたことが伺われる。それに対して、砂質土地盤の上に置かれた場合は、ケーソンの前後で、前側が大きく沈下し、後ろ側はやや隆起していることから、水平変位が大きくなっているのは、ケーソンの傾斜によるものであることがわかる。このケーソン傾斜を踏まえてケーソンの 1/2 高さでの水平変位を求めると約 0.5m であり、礫質土の場合よりもケーソンは大きく前に押し出されていることになる。

図 2.3-7 を見ると、間隙水圧の変動成分は、砂質土の方が礫質土の場合よりも小さく、これはダイレイタンシー特性の差によるもの（変相角：礫質土 21° < 砂質土 28° であり、礫質土の方が変相線を超えやすい）と理解できるが、鉛直土圧の変動成分は、逆に砂質土の方が大きくなっており、これについては明確な理由は思いつかない。なお、ここで示す土圧は計測結果そのものであり、全土圧であるため、鉛直土圧も過剰間隙水圧が蓄積した分増加することになり、見かけ上初期値に対して最終値の全土圧が大きくなっている砂質土の結果は、過剰間隙水圧の消散が遅く残留しているためである。

図 2.3-8 には、前述の初期土圧の検討の際と同様に、45 度傾斜させた土圧計を用いた鉛直・水平土圧とせん断応力の波形を、図 2.3-7 の一部の結果との対比で示している。Kumamoto 加振における地盤内部応力状態の推定については後述する。

上記と同様なデータ整理の形式で、図 2.3-9～11 に Tohoku 加振の結果、図 2.3-12～図 2.3-14 に Tohoku×2.0 加振の結果、図 2.3-15～図 2.3-17 に正弦波加振の結果をそれぞれ示している。これらの図を見ると、Kumamoto 加振での両実験ケースの傾向は、それ以外の加振でも確認される。すなわち、盛土部の沈下量は液状化強度通りになって砂質土の方が小さいものの、盛土部の水平変位やケーソン変位は液状化強度の大きな砂質土の方が大きな値となっていて、Tohoku×2.0 加振と正弦波加振では、直ぐに計測限界（レーザー変位計のターゲットの移動量が大きく、レーザーがターゲットから外れて計測不能になること）に達している。したがって、Kumamoto 加振の結果は誤差やばらつきの範囲ではなく、液状化強度の大小関係と断面各部の変位の大小は対応せず、変形メカニズムを踏まえて詳細に検討しなければ、設計に必要な変位の情報が得られないことが示唆されている。特に、Kumamoto 加振の結果ではそれほど明らかではなかったが、以降の長時間の加振では、液状化強度の小さな礫地盤の方が明らかに過剰間隙水圧の蓄積量は大きくなっており、

何らかの理由によって液状化強度の小さな方が逆に過剰間隙水圧の蓄積が小さかったなどの理由ではなく、液状化強度の大小通りに過剰間隙水圧が蓄積していたにも拘わらず、変位の大きさの大小関係は模型各部で異なっていたことになる。機能維持検討においては、より詳細に変形メカニズムを分析することが重要である。

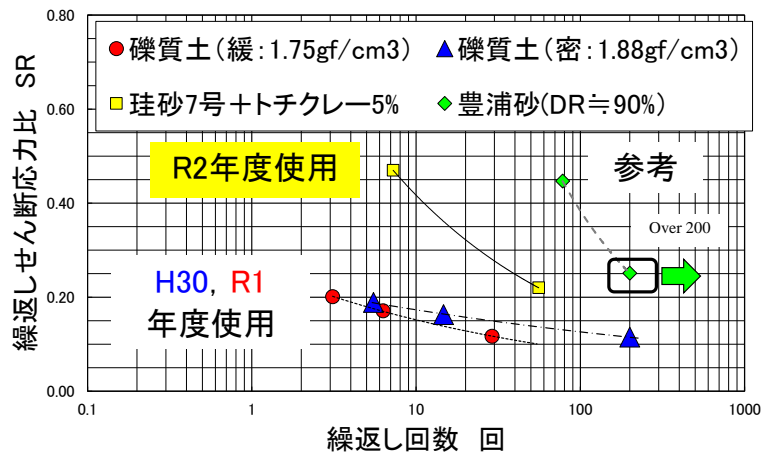


図 2.3-3 模型材料の液状化強度の比較

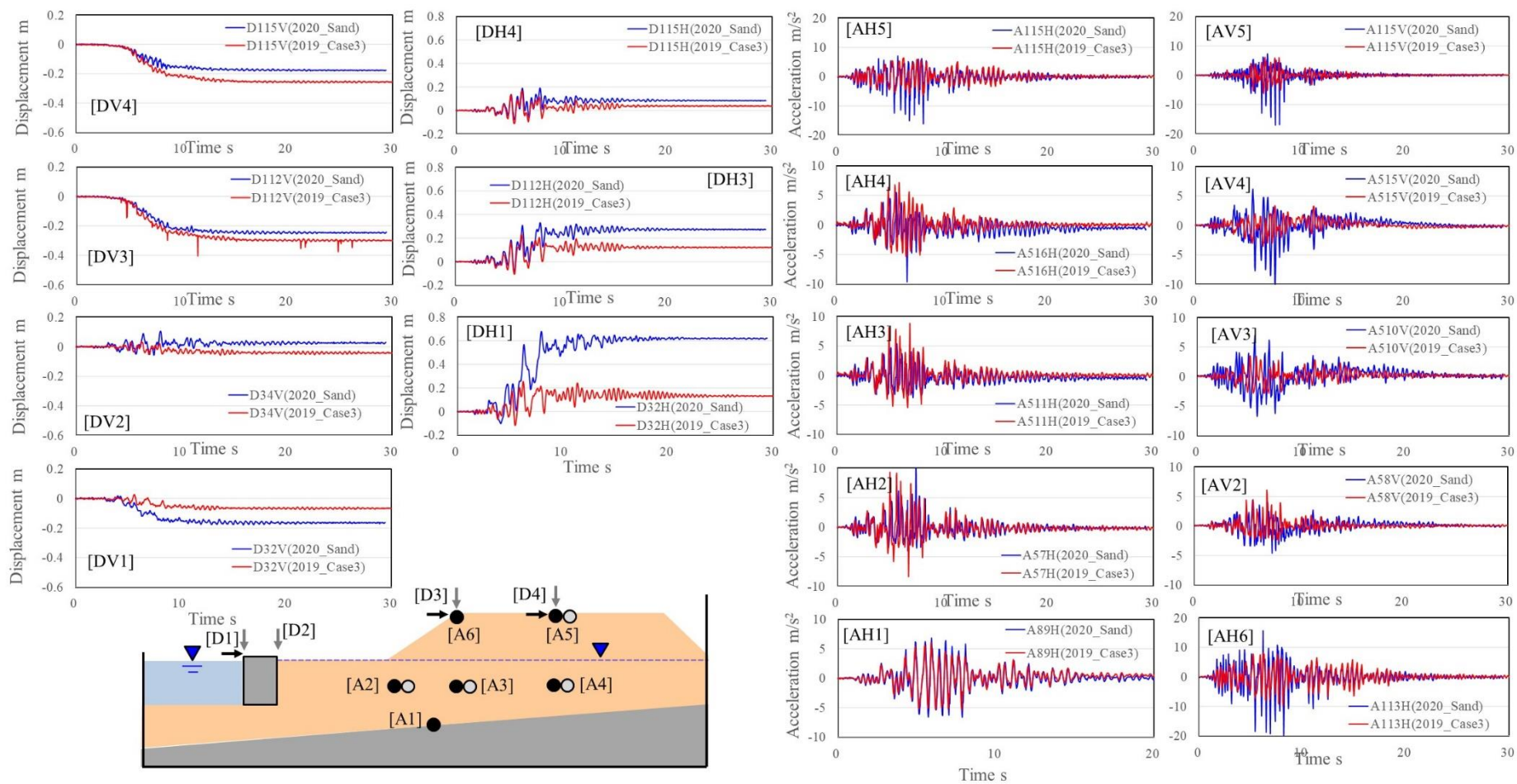


図 2.3-4 Kumamoto 加振結果(d03)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (加速度・変位)

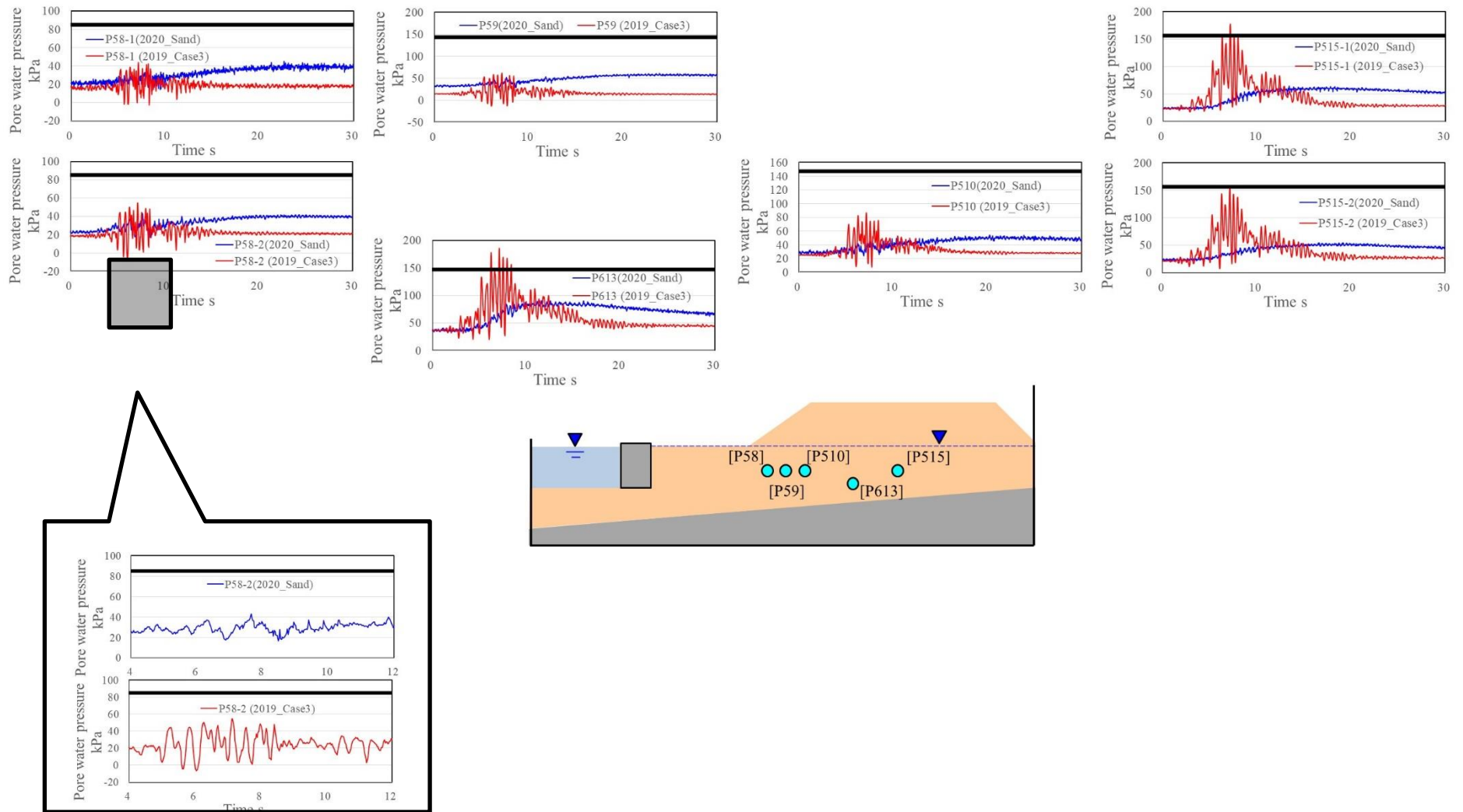


図 2.3-5 Kumamoto 加振結果 (d03) と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (間隙水圧)

表 2.3-1 各計測器位置での理論土被り厚（センサー直上の地表面高さに対して計算）

センサー名	P58	P59	P510/PW510	P515-1/2	P613	P62	P65	P83
全土圧 kPa	83.6	115.7	147.9	180.1	205.8	—	77.1	232.3
静水圧 kPa	24.5	24.5	24.5	24.5	36.8	36.8	36.8	110.8
有効土圧 kPa	59.0	91.2	123.4	155.6	169.0	—	40.3	121.5

センサー名	P58-1/2	P59	P510	P515-1/2	P613
全土圧 kPa	77.7	106.8	135.8	164.9	189.2
静水圧 kPa	24.5	24.5	24.5	24.5	36.8
有効土圧 kPa	53.2	82.2	111.3	140.4	152.4

2019_Case1 & 3
Gravel

2020_Sand

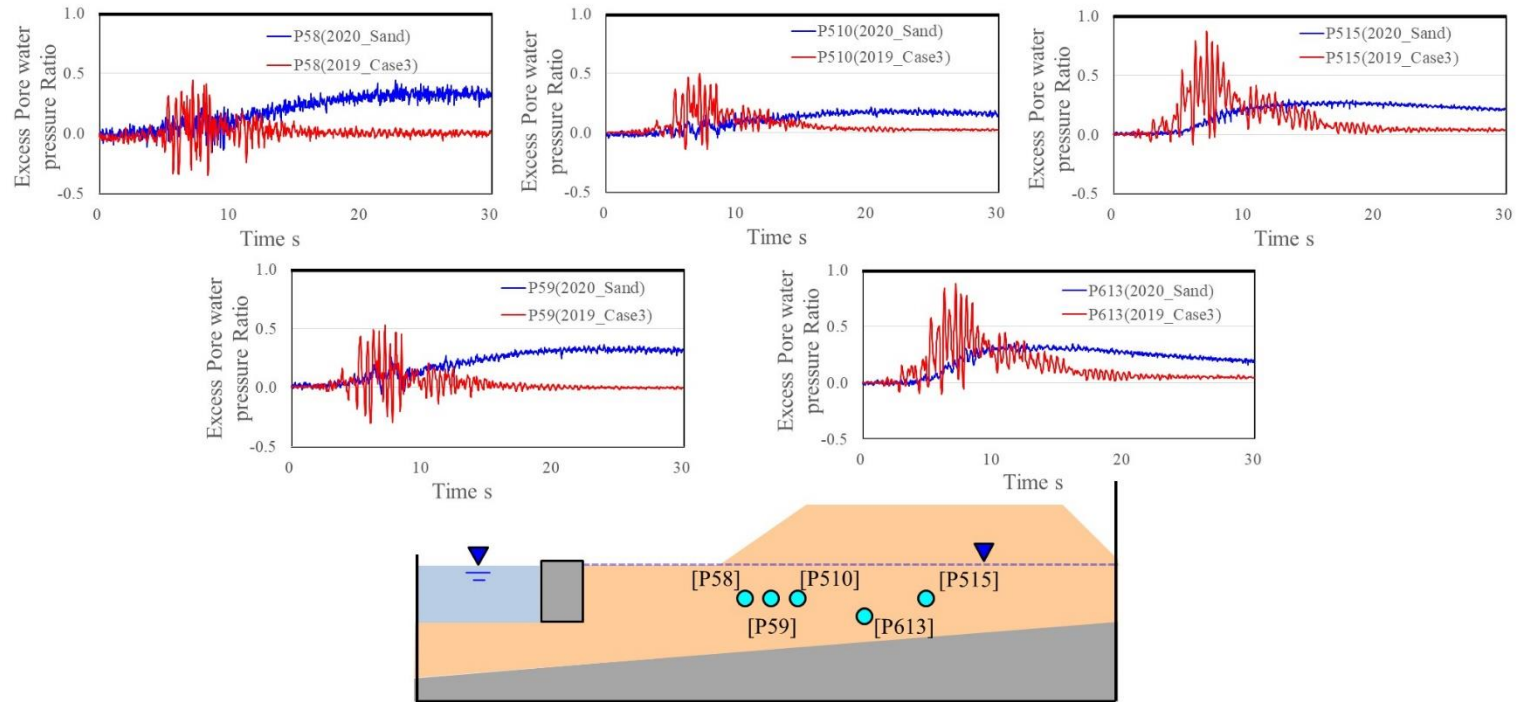


図 2.3-6 Kumamoto 加振結果(d03)と令和元年度事業 Case3（礫質土）の同加振結果の比較（過剰間隙水圧比）

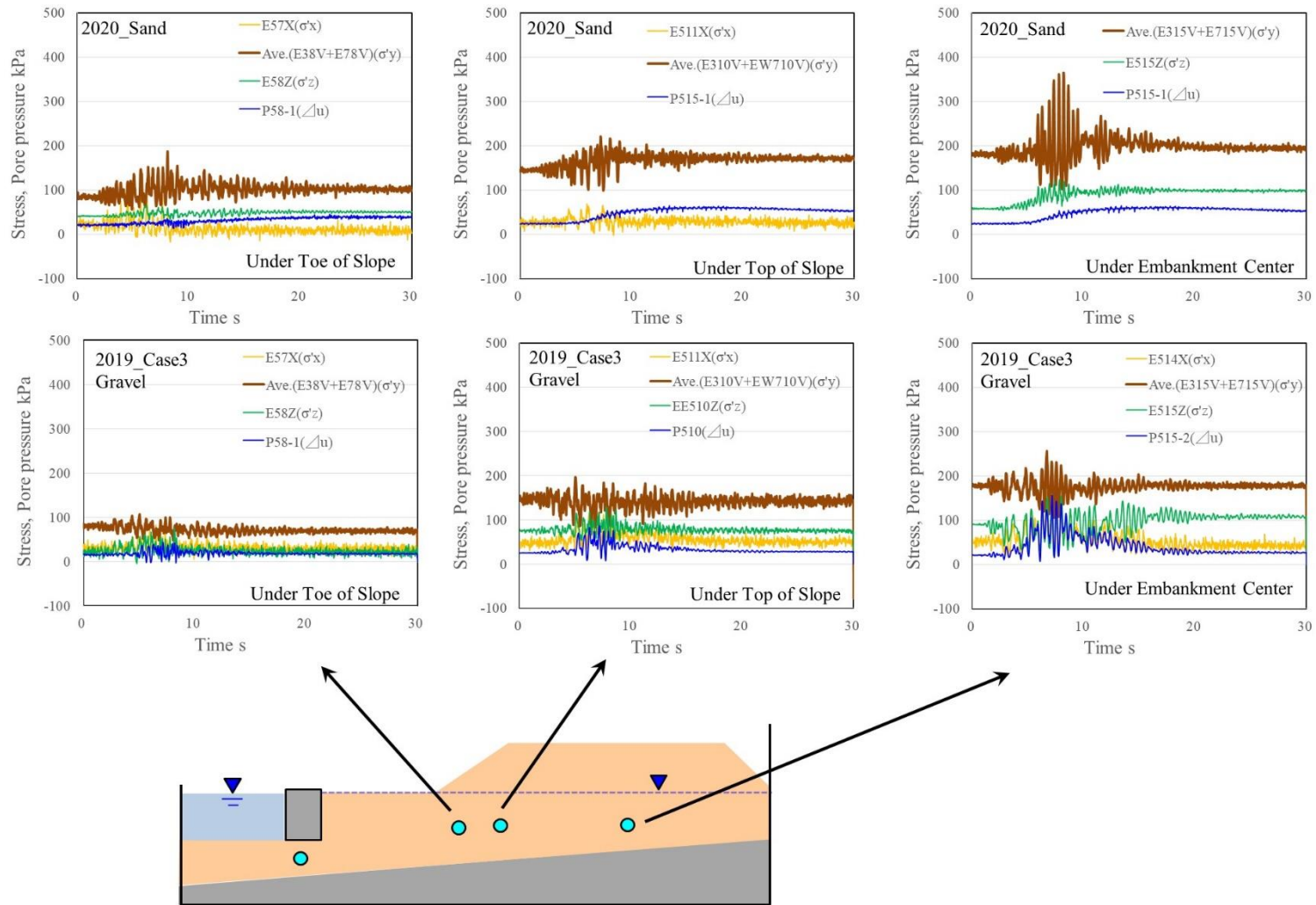


図 2.3-7 Kumamoto 加振結果(d03)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (主な地点の応力状態)

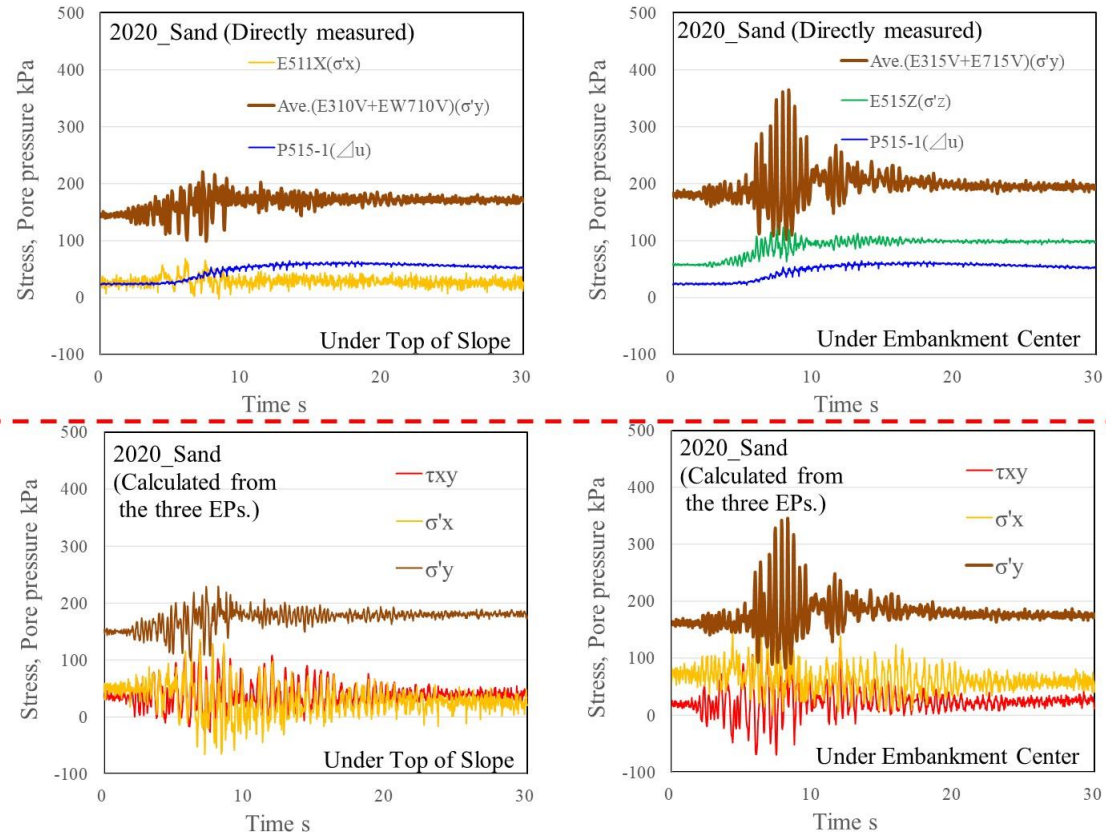
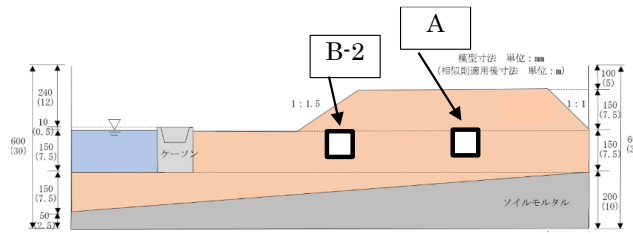


図 2.3-8 Kumamoto 加振結果(d03)を用いた主な地点の応力状態の計算結果

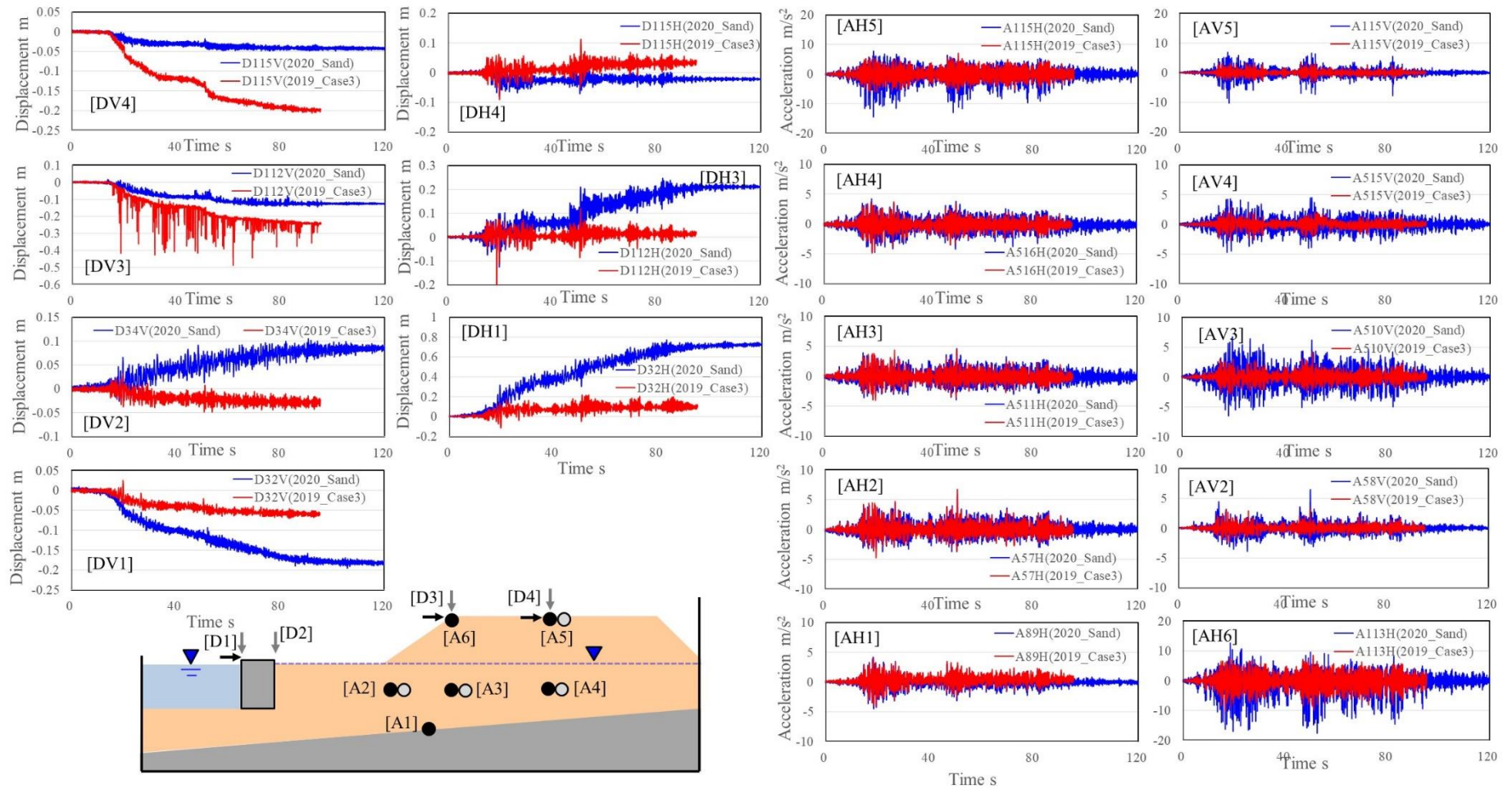


図 2.3-9 Tohoku 加振結果(d04)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (加速度・変位)

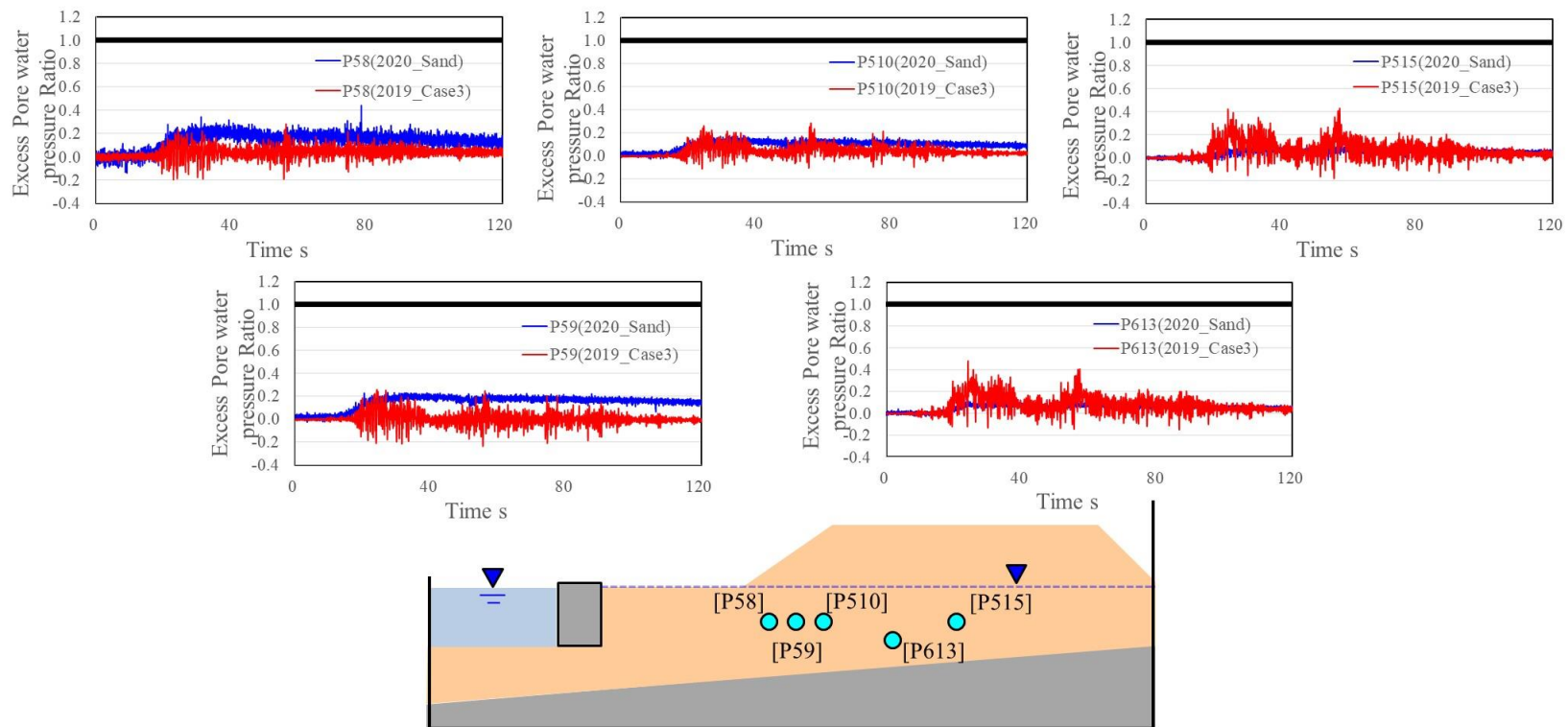


図 2.3-10 Tohoku 加振結果(d04)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (過剰間隙水圧比)

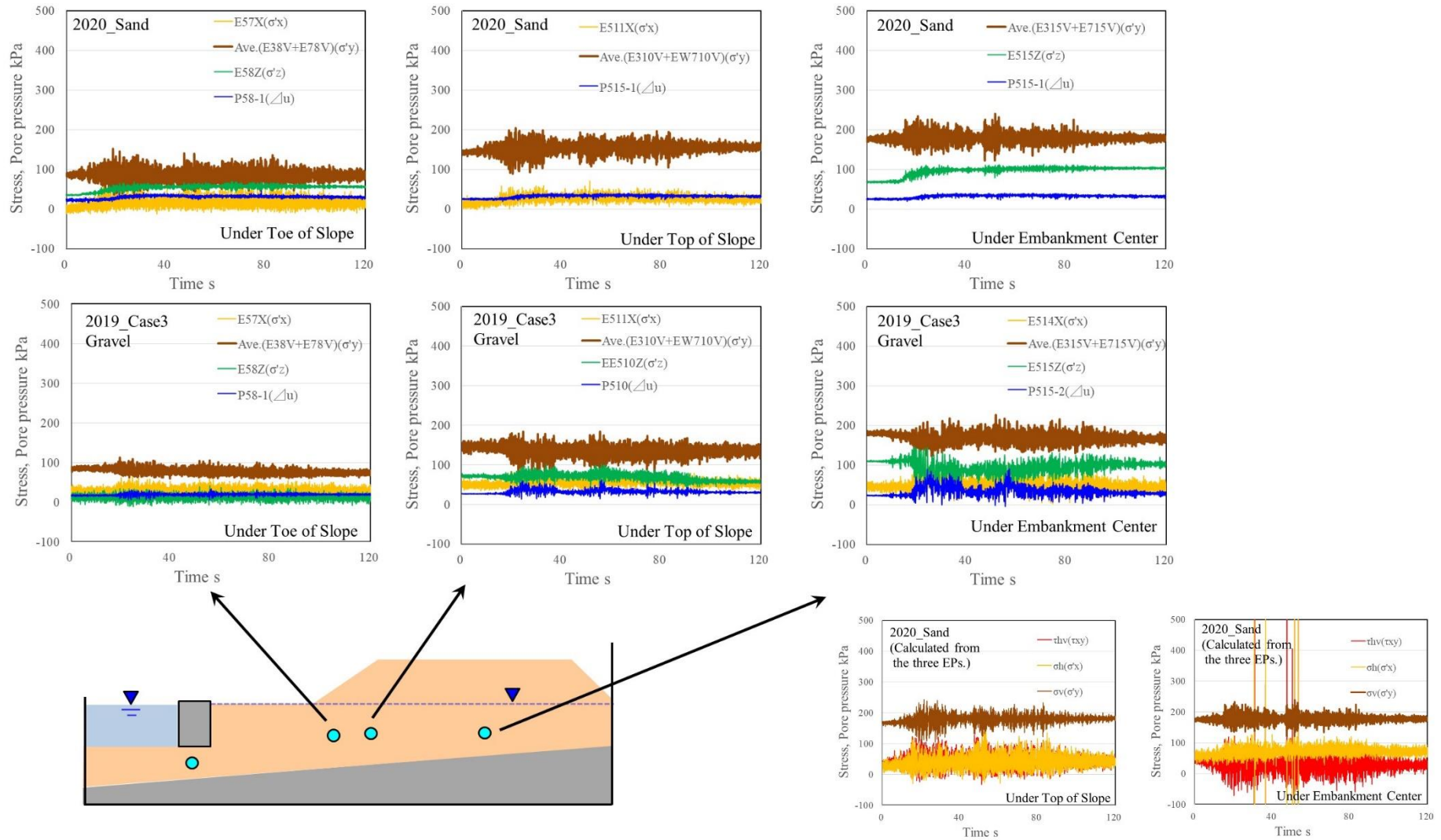


図 2.3-11 Tohoku 加振結果(d04)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (主な地点の応力状態)

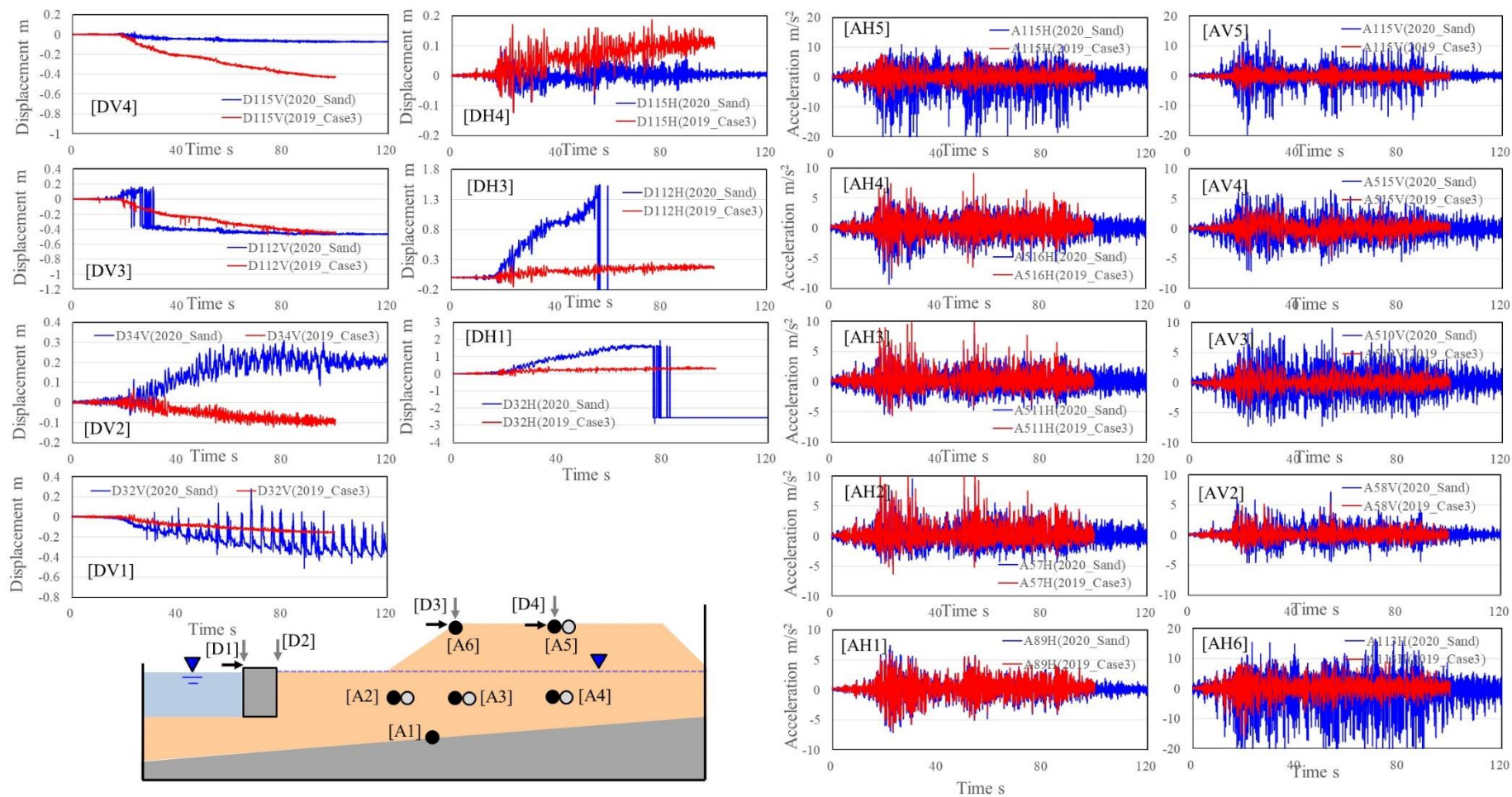


図 2.3-12 Tohoku×2.0 加振結果(d05)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (加速度・変位)

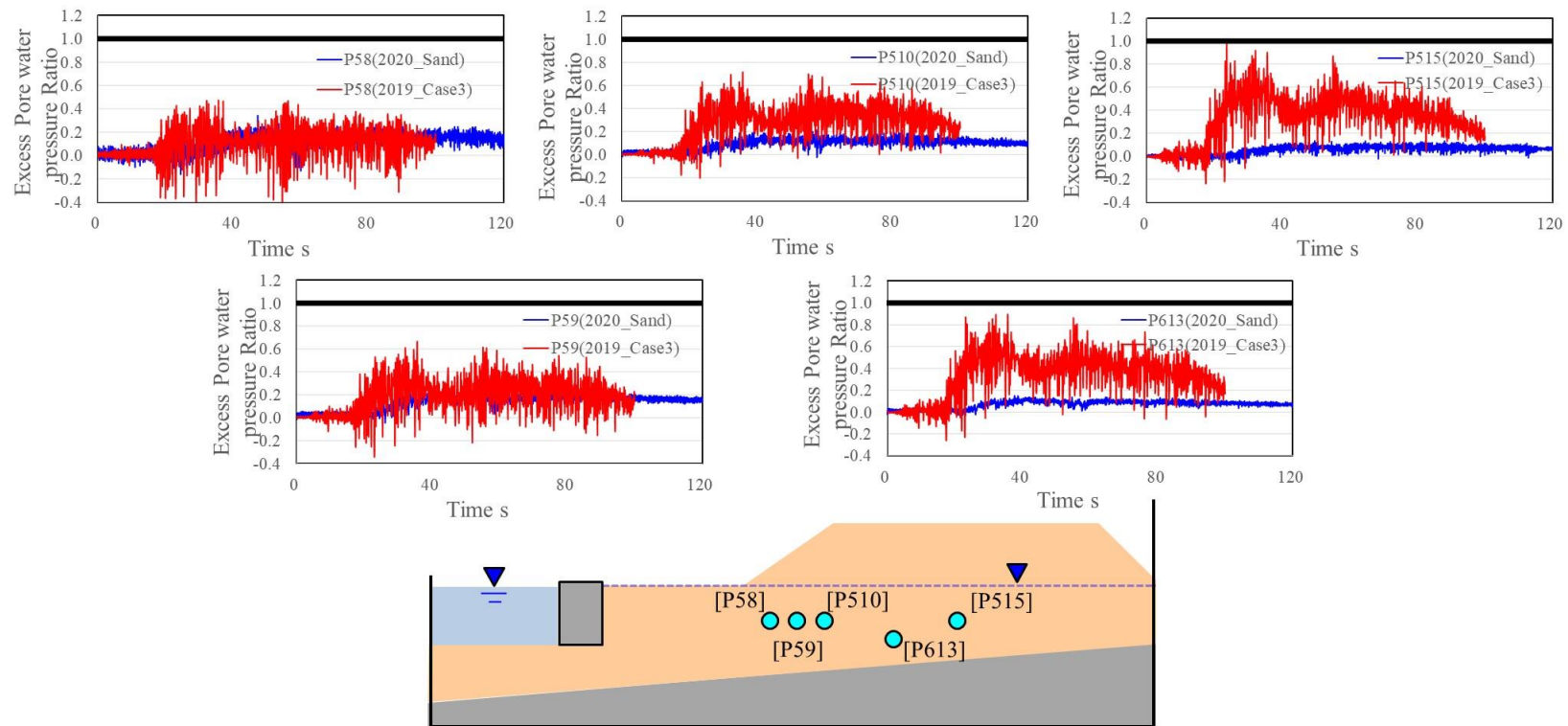


図 2.3-13 Tohoku×2.0 加振結果(d05)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (過剰間隙水圧比)

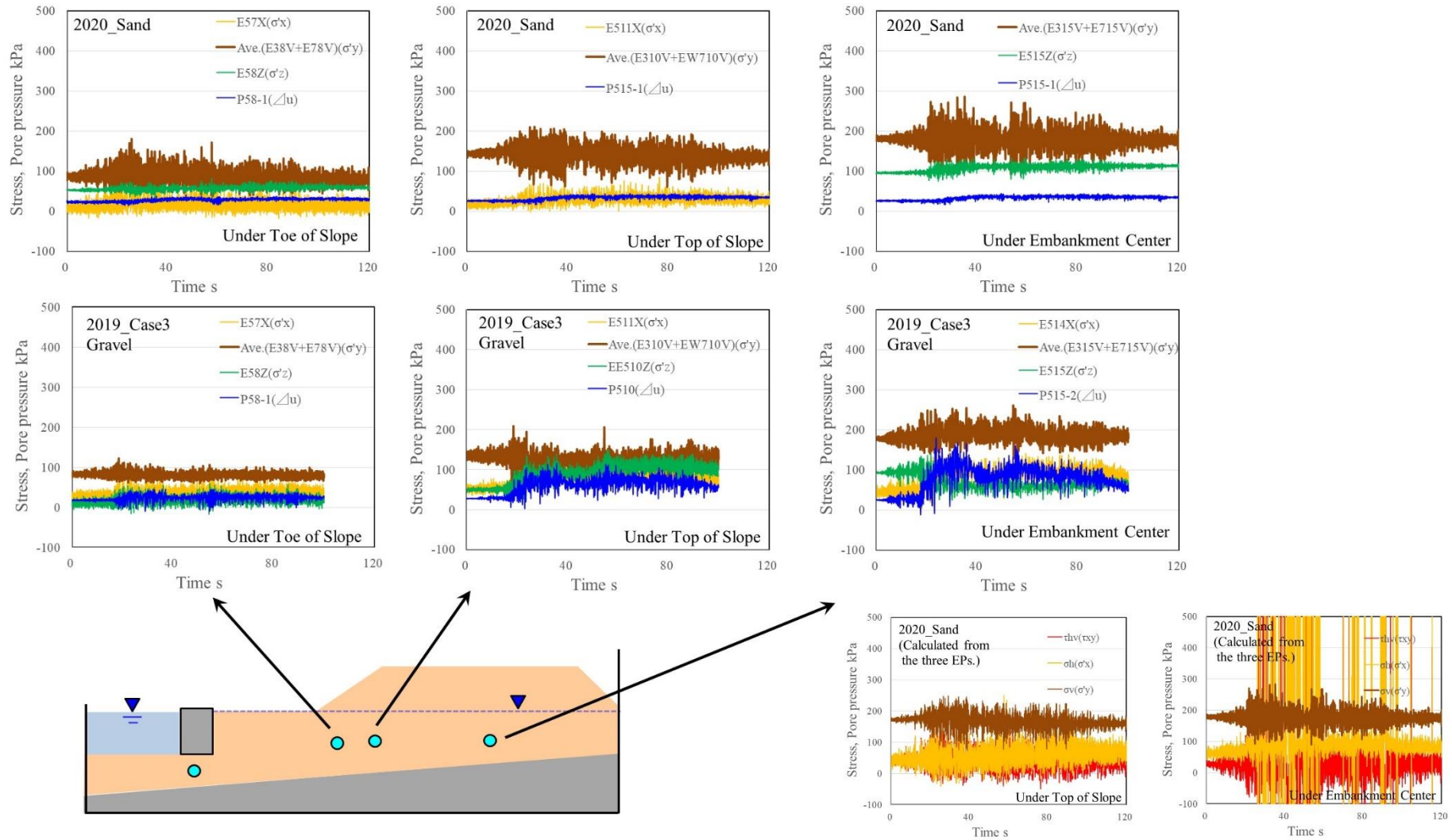


図 2.3-14 Tohoku×2.0 加振結果(d05)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (主な地点の応力状態)

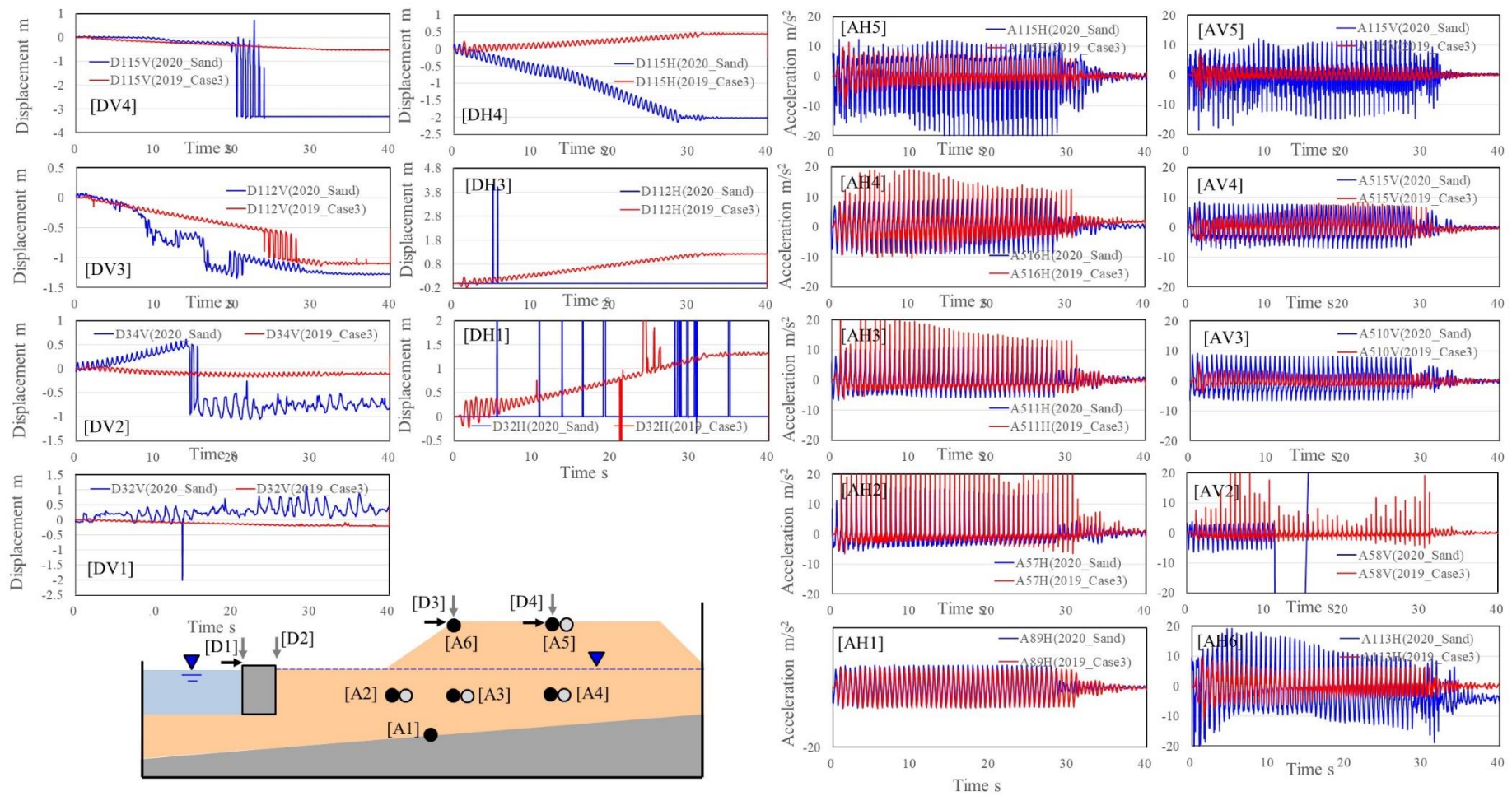


図 2.3-15 正弦波加振結果(d06)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (加速度・変位)

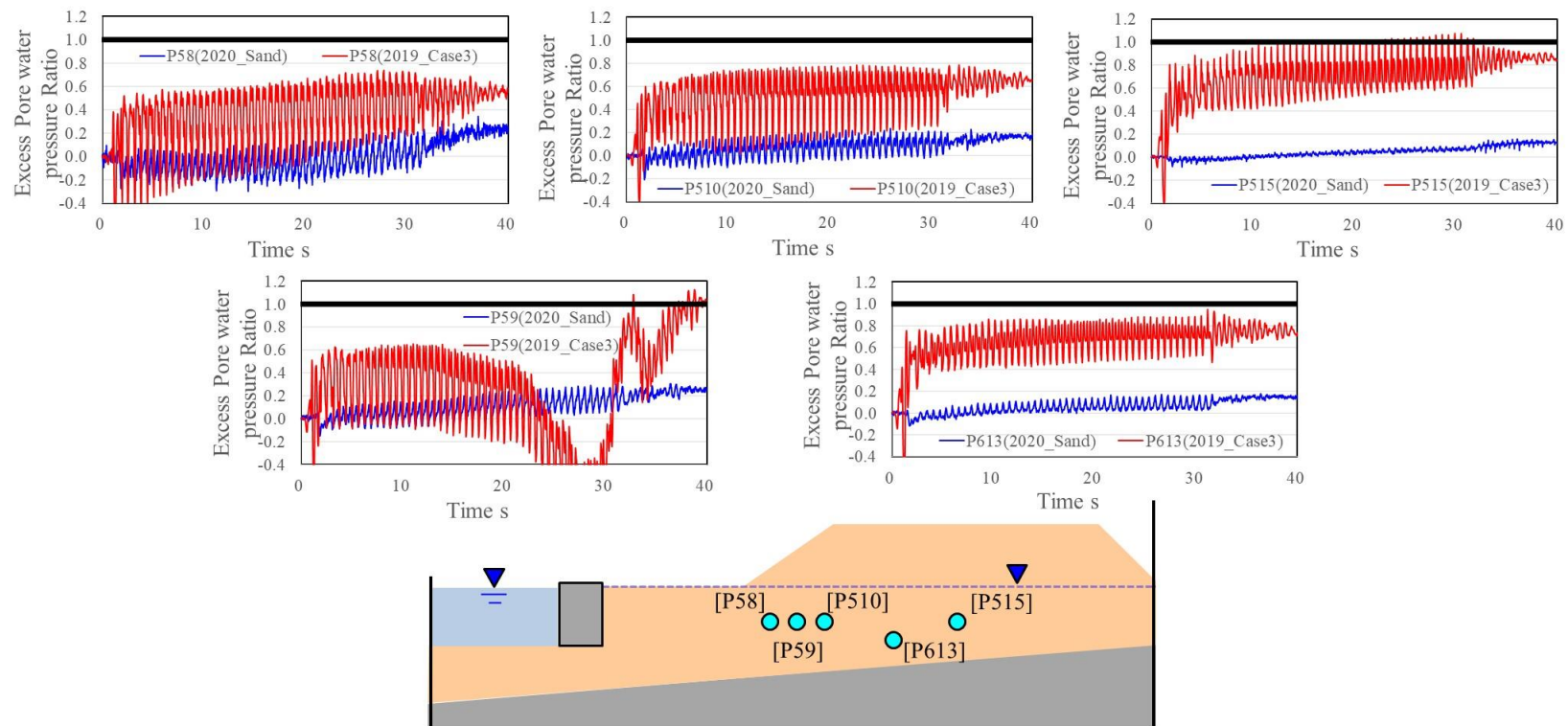


図 2.3-16 正弦波加振結果(d06)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (間隙水圧)

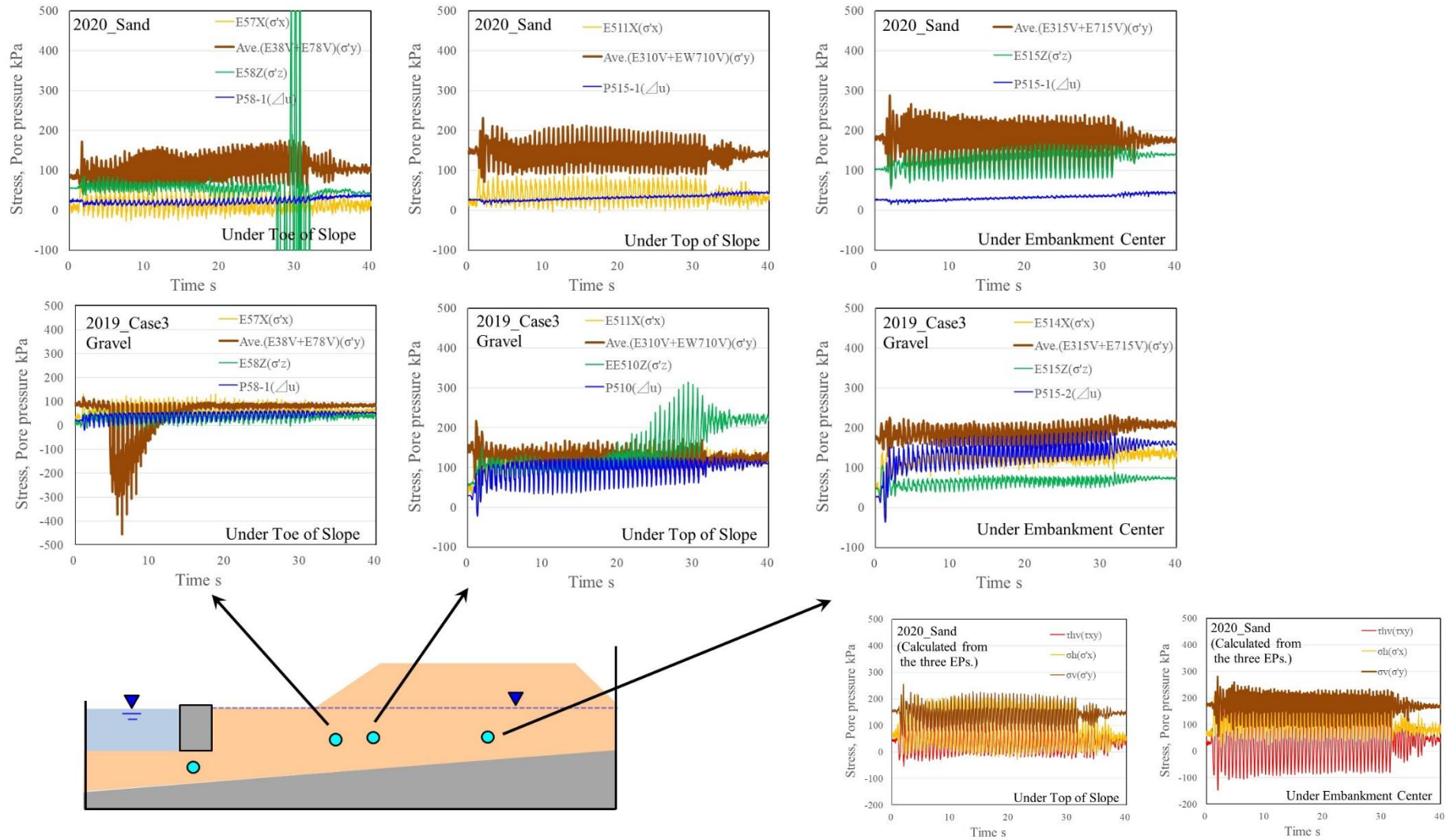


図 2.3-17 正弦波加振結果(d06)と令和元年度事業 Case3 (礫質土) の同加振結果の比較 (主な地点の応力状態)

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、すなわち機能維持評価が必要となる。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。前述の通り、液状化強度の大小等、地盤物性の大小関係から断面各部の変位の大小が容易に推察できない場合には、地盤内部の情報を可能な限り把握することがより重要となる。

ところで、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向ということで現実のいずれかの方向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。

本年度に実施した実験においては、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。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、このような変位量の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。令和元年度事業では、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、地震時の変動量に関する知見

の整理に留まっていた。しかし、本年度の事業では、昨年度の方法と並行して、新たに 45 度傾けた土圧計のペアを用いた計測によって、前述の図 2.3-2 に示す通り比較的高精度の初期せん断応力が得られており、地震時の応力状態についても、両者の方法から得られた結果を比較しつつ、地盤内の応力状態について推察する。

2.4.2 地盤内応力計算について

本報告では、2通りの方法で地盤内の応力状態を推定した。1つ目は、令和元年度事業で報告されている方法と同じで、地盤内に仮想のブロック（直方体）を想定し、そのそれぞれの表面に配置したセンサーからブロックの力のつり合いを把握し、その上でブロック内の応力状態は一様であるものと仮定する方法（図 2.4-1 参照。以下、「ブロック法」）、2つ目は、2.3.1 の初期応力状態の推定の際に説明したように、45 度傾斜させた土圧計のペアの平均値と鉛直有効土圧の差分が Mohr 円の半径になること、45 度傾斜させた土圧計同士の差分を 1/2 にしたものが計算上は水平せん断応力（ τ_{xy} ）になることを利用して地盤内部の応力状態を推定する方法（図 2.4-2 参照。以下、「三方向土圧法」）である。以下では、両者で得られた加振中の応力状態を比較する。

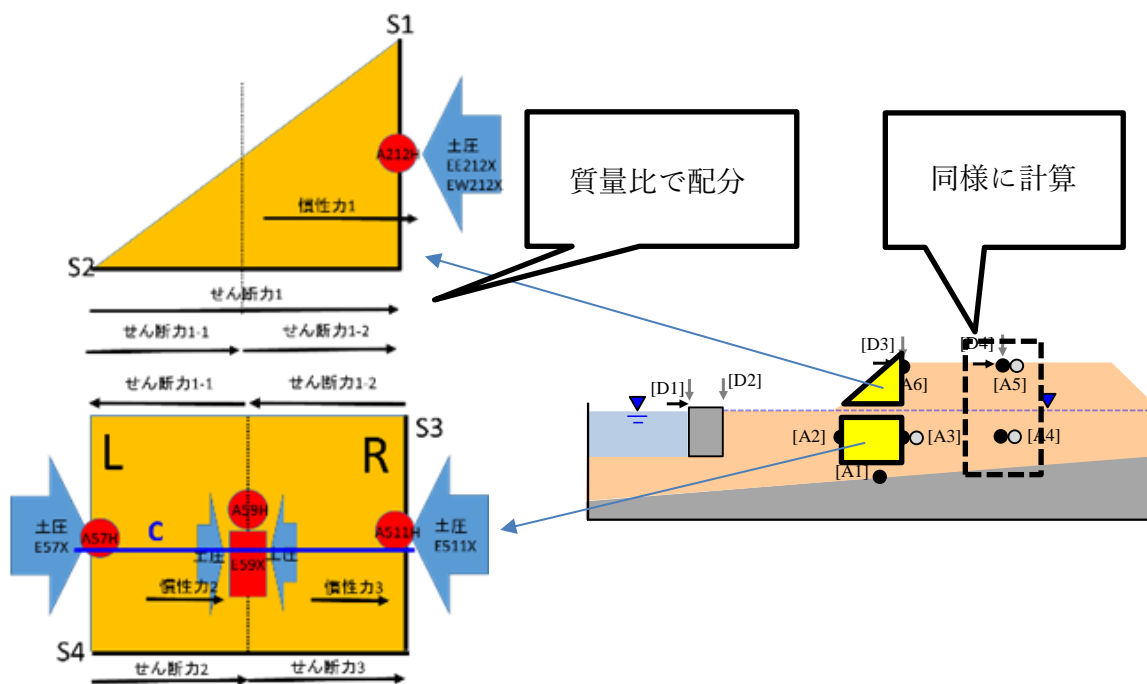


図 2.4-1 「ブロック法」の概要

(EE212X 等 E～はデータ整理に使用した土圧計の番号, A～は加速度計の番号, その他間隙水圧計のデータを使用)

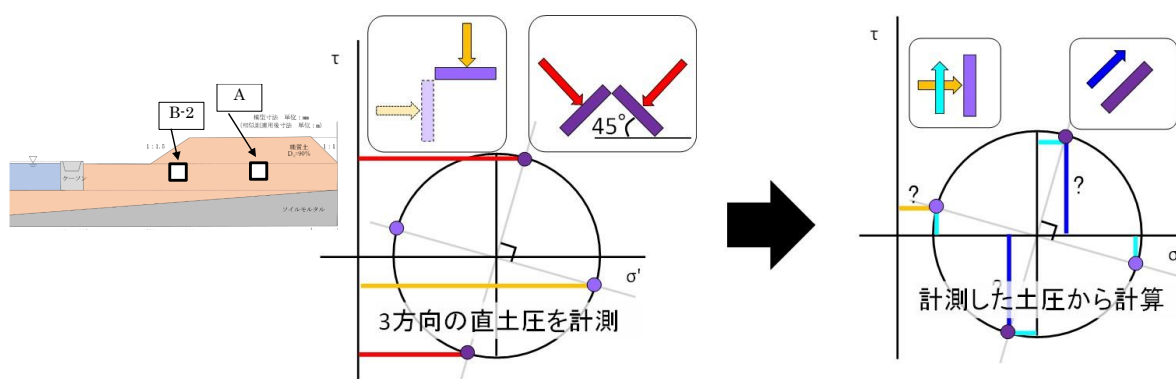


図 2.4-2 「三方向土圧法」の概要

2.4.3 得られた地盤内応力状態の比較

図 2.4-3～図 2.4-5 には、ブロック法で得られた地盤内の応力状態とその結果から得られる各種最大時刻等の Mohr 円を示す。また図 2.4-6 と図 2.4-7 には、45° 傾斜させた土圧計のペアを配置した盛土法肩下と盛土中央下の三方向土圧法で計算した地盤内部の応力状態と Mohr 円を示す。これらの図を整理する際は、計測結果のフィルター補正、初期応力の補正等を行っていない。また図中の×印（図 2.4-5, 図 2.4-13, 図 2.4-19, および図 2.4-25）は、一部土圧計の計測不良（2.3.1 の初期応力状態参照）により正しく計算できていないことを示している。これらの図を見ると、まずは水平土圧（有効応力）の後半で、現実的にはあり得ない負の有効応力が出現していること、その影響があるためか、Mohr 円が参考のために描いた 41° の線の外側にはみ出していることなどがわかる。41° というのは、液状化試験時の応力径路の包絡線であり、内部摩擦角より若干小さいが、かなり破壊に近い角度となっている（詳細は第 4 章 中空ねじり試験参照）。

さらに、軸差応力 $(\sigma_y - \sigma_x) / 2$ とせん断応力 τ_{xy} について着目すると、三方向土圧法で計算した 2 か所とブロック法で計算した斜面法先下では、両者が概ね同等の振幅になっており、地震に因る水平せん断応力のみならず、鉛直応力の変動が Mohr 円の大きさに寄与している、すなわち地盤の変形に寄与しているということが分かる。但し、盛土法肩でブロック法と三方向土圧法の結果が大きくことなること、水平成層地盤に状況が近くなると思われる盛土中央下でも三方向土圧法の軸差成分の変動が大きくなっていることから、その計測精度についてはさらなる検証が必要である（盛土中央下のブロック法の軸差成分は計測不良のため参考）。このような違いにも拘わらず、図 2.4-8 に示した、2 つの異なる方法から得られたせん断応力の推定結果の比較では、両方法の計測結果が非常に整合しており、少なくともせん断応力の計測（計算）精度は期待できる可能性が高い。すなわち、計測原理や使用する計測器が異なるにも拘わらず、両者の位相特性がほぼ完全に一致していることは、45° 傾けた土圧計を使用した三方向土圧法に大きな期待が出来ることを示唆している。その一方で、図 2.4-9 ならびに図 2.4-10 では、フィルター処理による高周波成分の補正だけでは妥当な Mohr 円を得ることが出来ず、初期応力の補正が必要であったことから、土圧計を用いた直土圧の推定精度については、さらに工夫が必要であることが示唆された。

図 2.4-11～図 2.4-16 には Tohoku 加振の結果を、図 2.4-17～図 2.4-22 には Tohoku×2.0 加振の結果を、図 2.4-23～図 2.4-28 には正弦波加振の結果を示すが、それらはいずれも Kumamoto 加振の結果と同様な傾向であった。すなわち、せん断応力の推定はかなりの推定精度であると思われるものの、直応力の推定精度を向上すべきであることが確認できる。

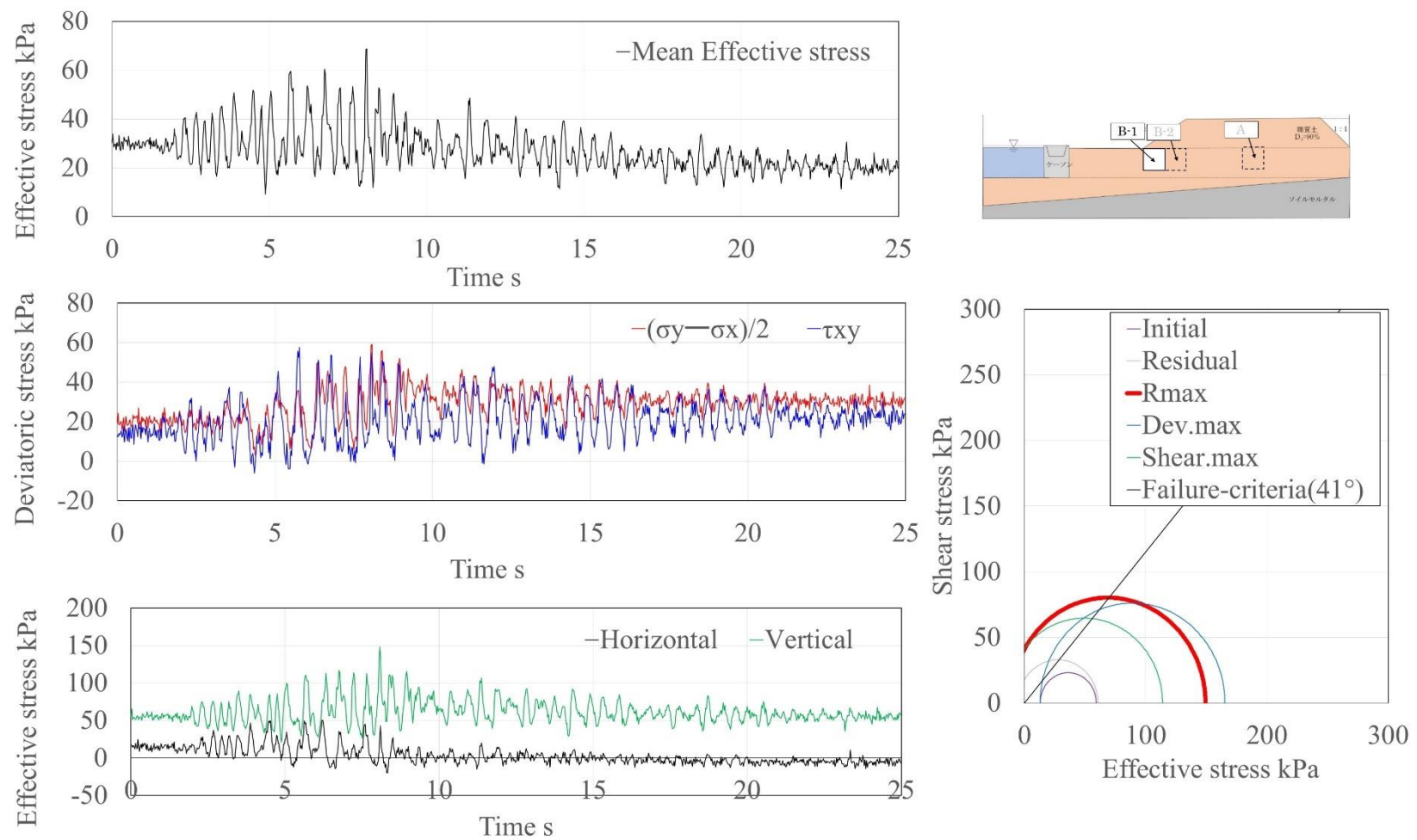


図 2.4-3 ブロック法で計算した Kumamoto 加振(d03)時の斜面法先下の応力状態

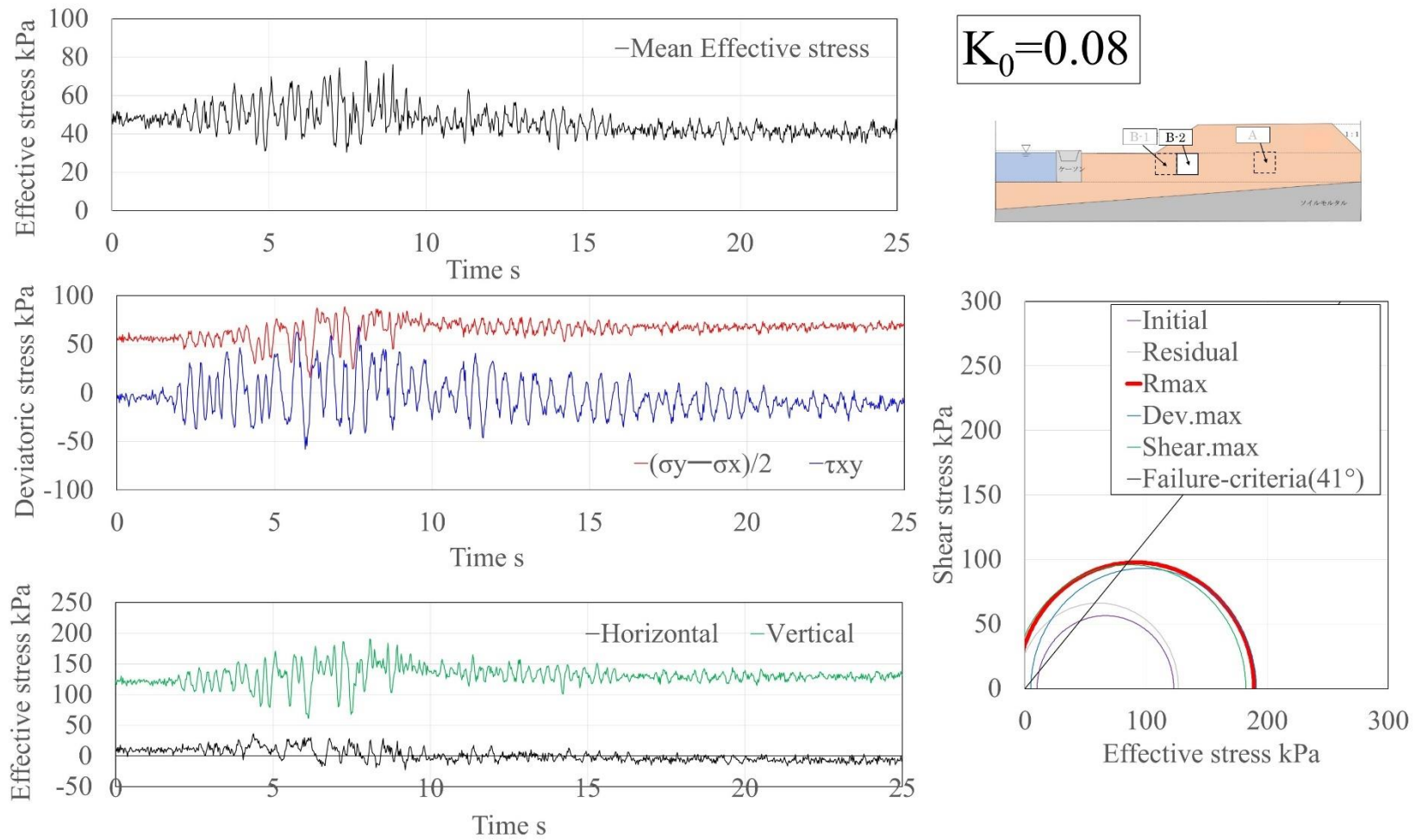
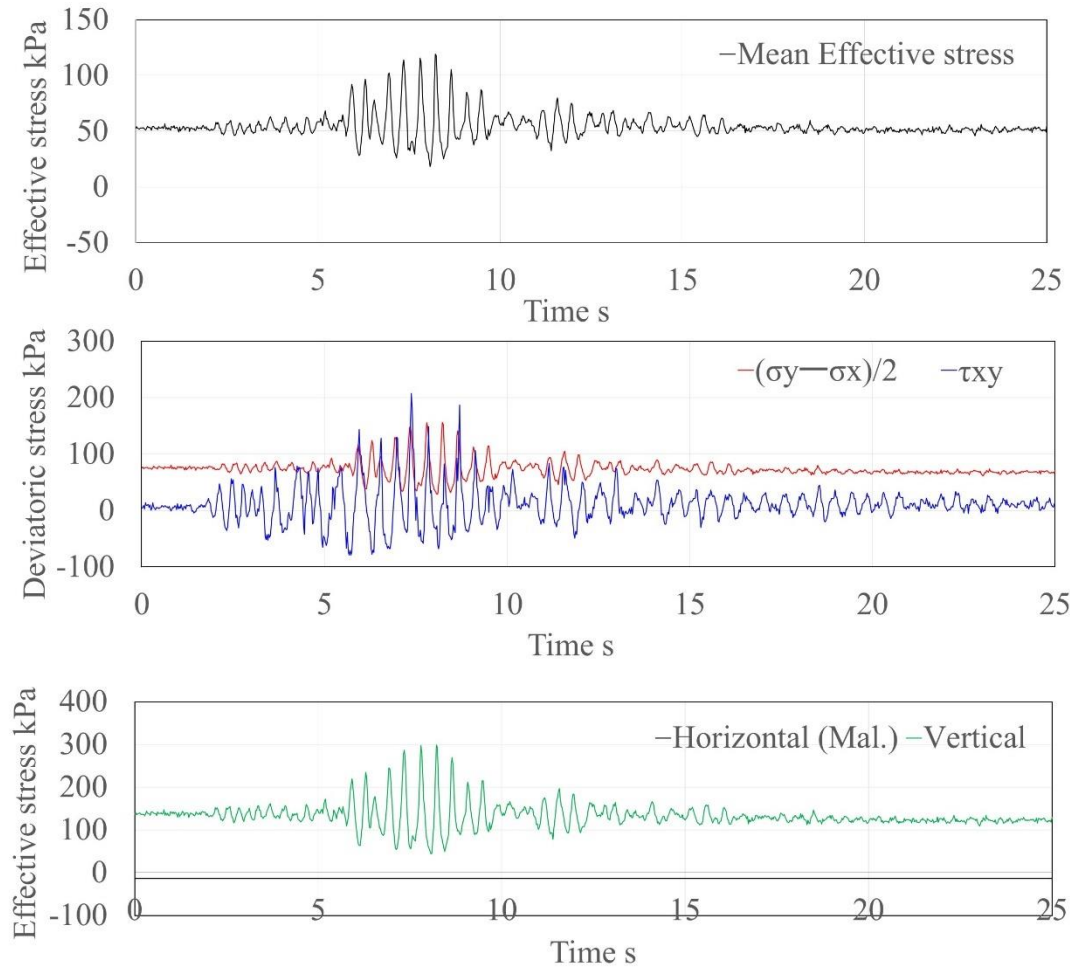


図 2.4-4 ブロック法で計算した Kumamoto 加振(d03)時の斜面法肩下の応力状態



$$K_0 = \text{---}$$

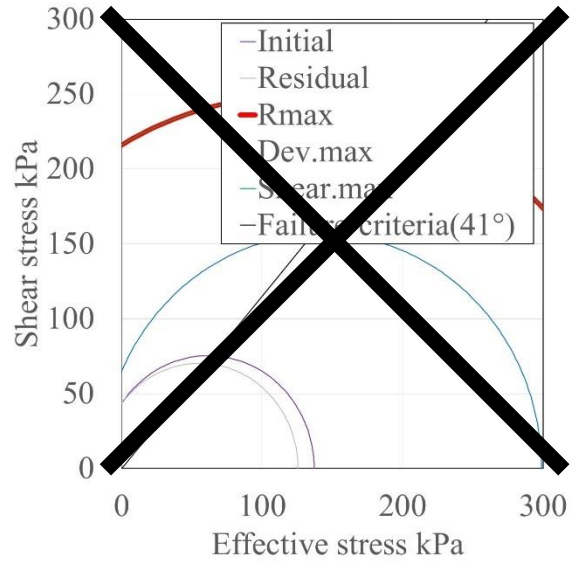
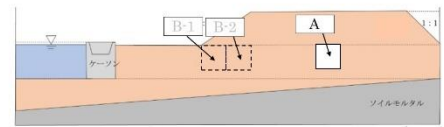


図 2.4-5 ブロック法で計算した Kumamoto 加振(d03)時の盛土中央下の応力状態

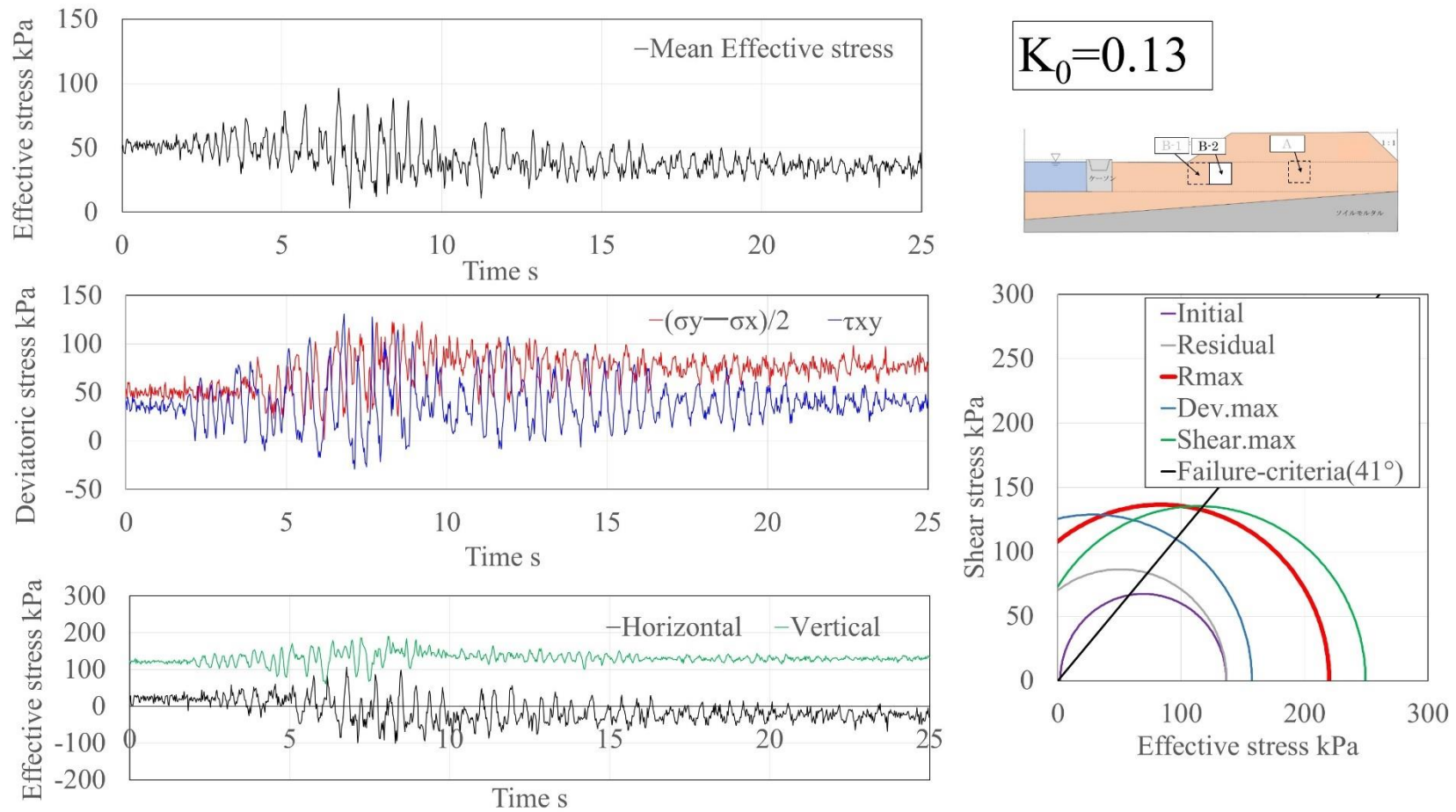
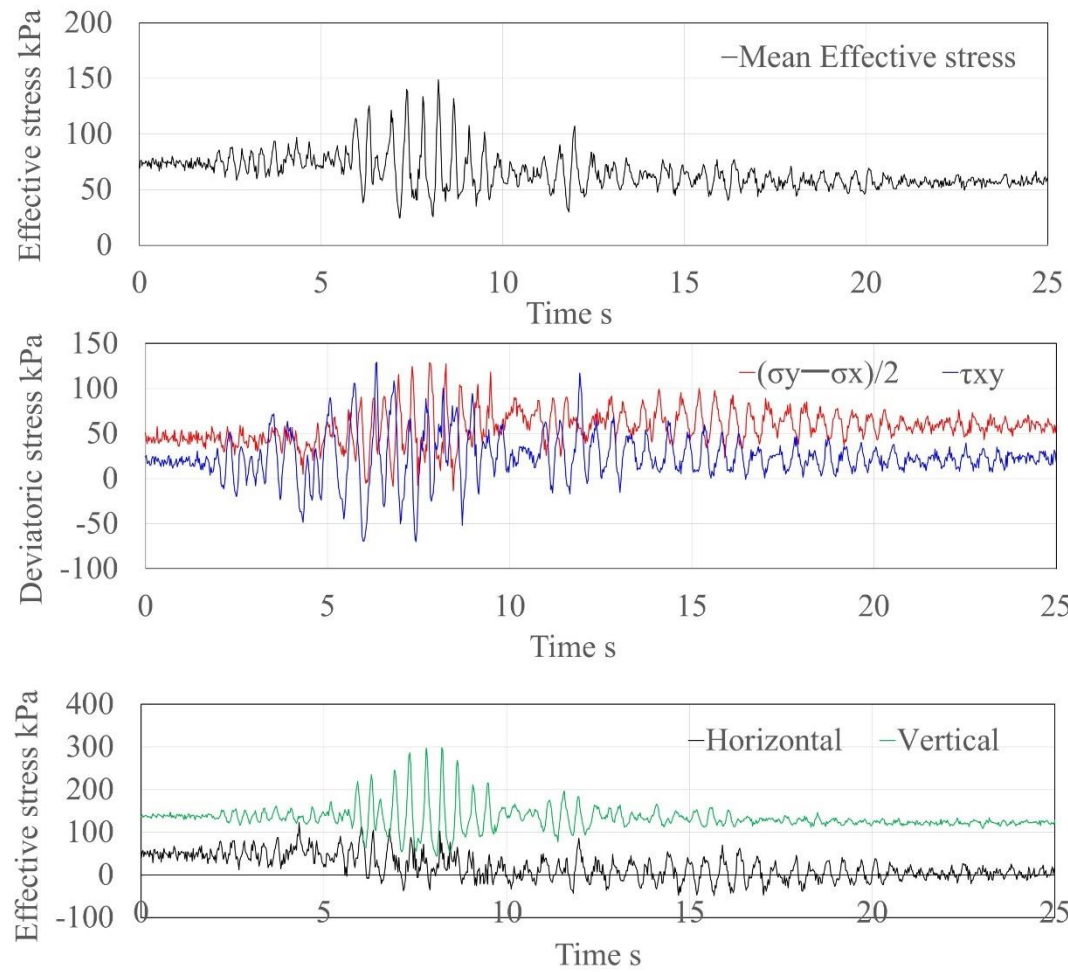


図 2. 4-6 三方向土圧法で計算した Kumamoto 加振 (d03) 時の斜面法肩下の応力状態



$K_0 = 0.26$

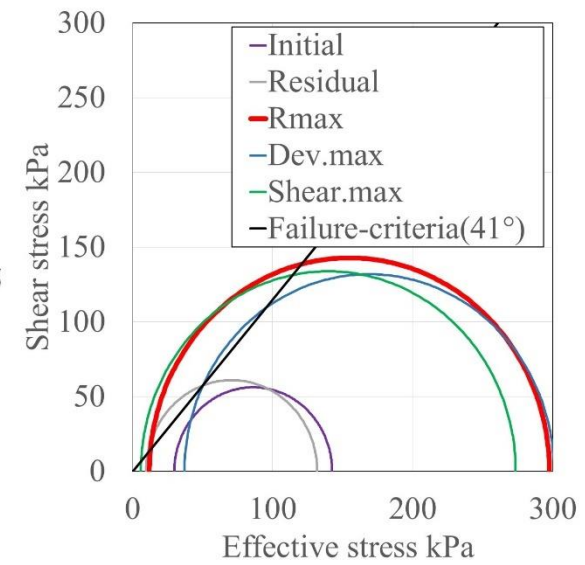
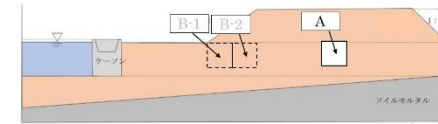
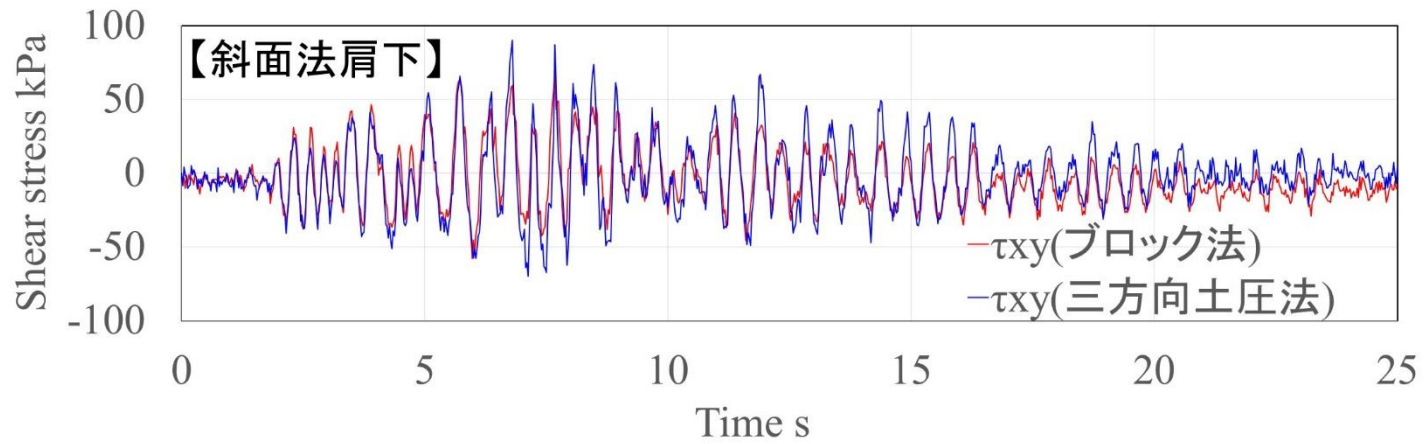
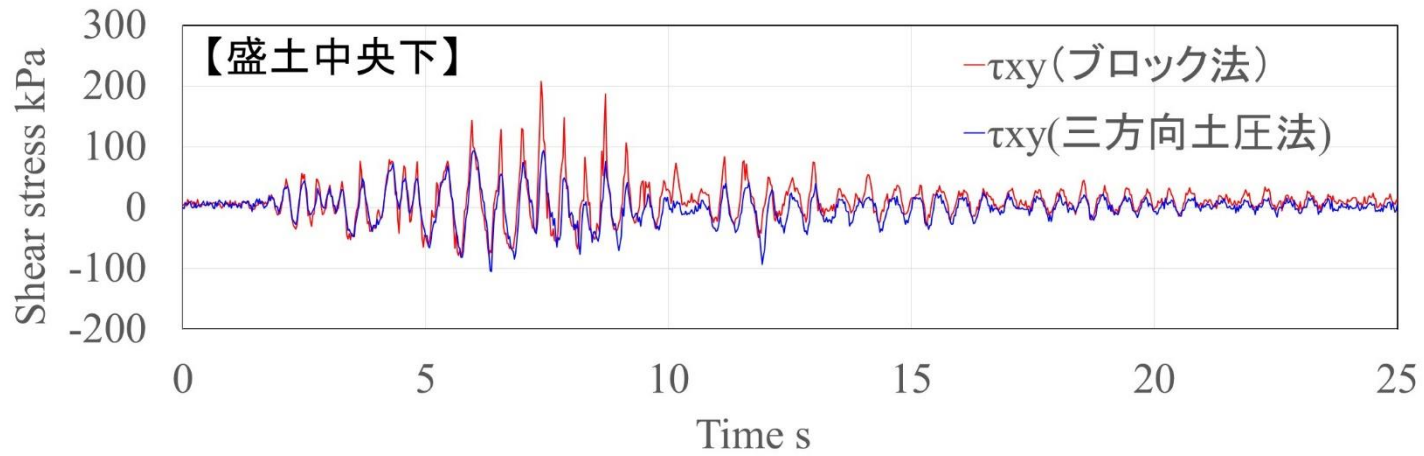


図 2. 4-7 三方向土圧法で計算した Kumamoto 加振(d03)時の盛土中央下の応力状態



(a) 斜面法肩下



(b) 盛土中央下

図 2.4-8 ブロック法と三方向土圧法で計算したせん断応力の動的成分の比較

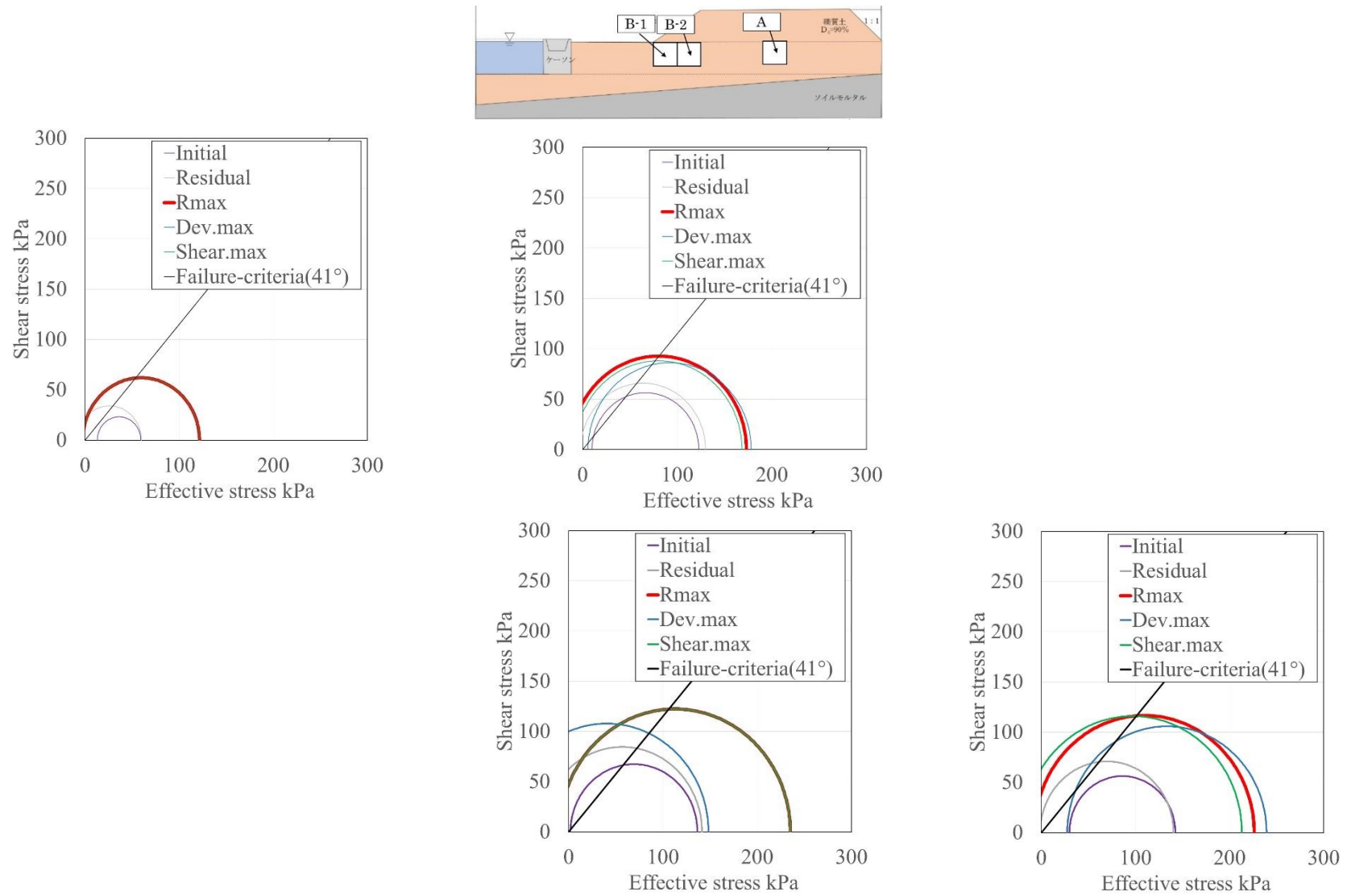


図 2.4-9 加速度，土圧時刻歴をフィルター処理した場合の Mohr 円

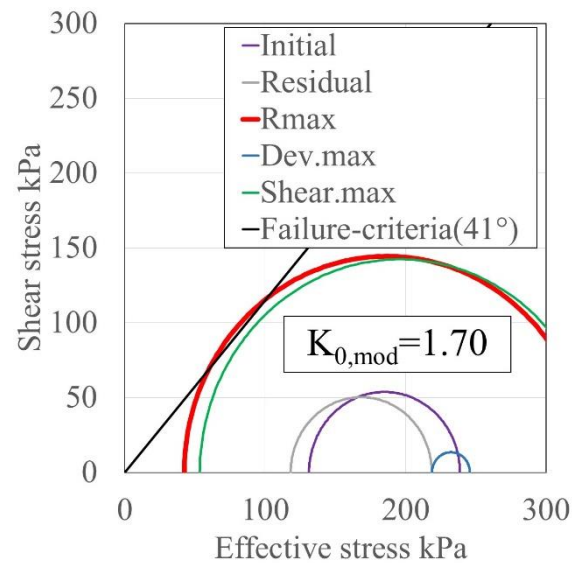
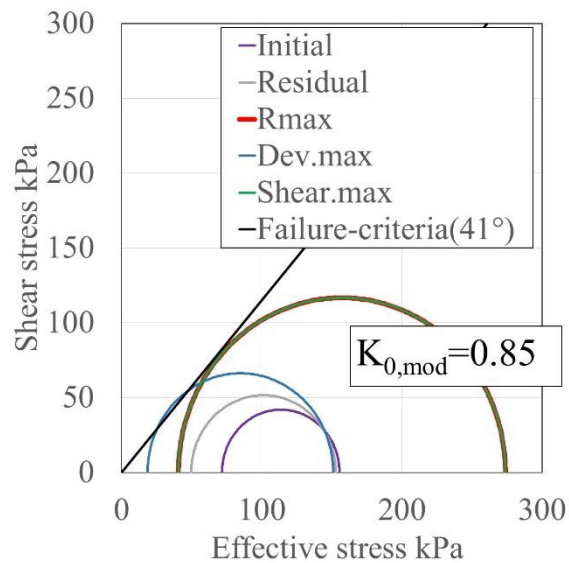
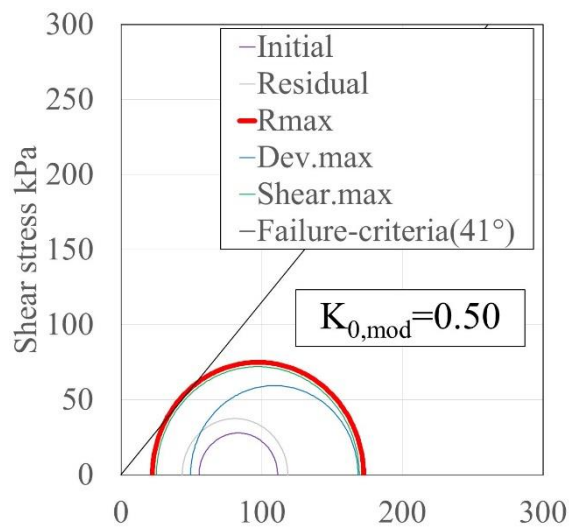
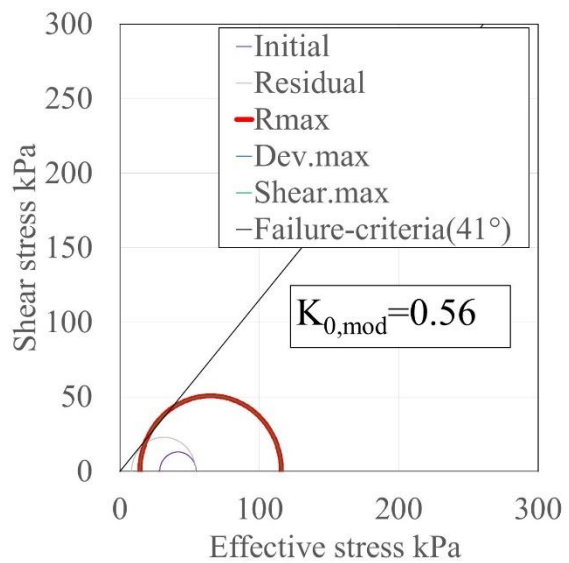


図 2. 4-10 初期応力を補正した場合の Mohr 円

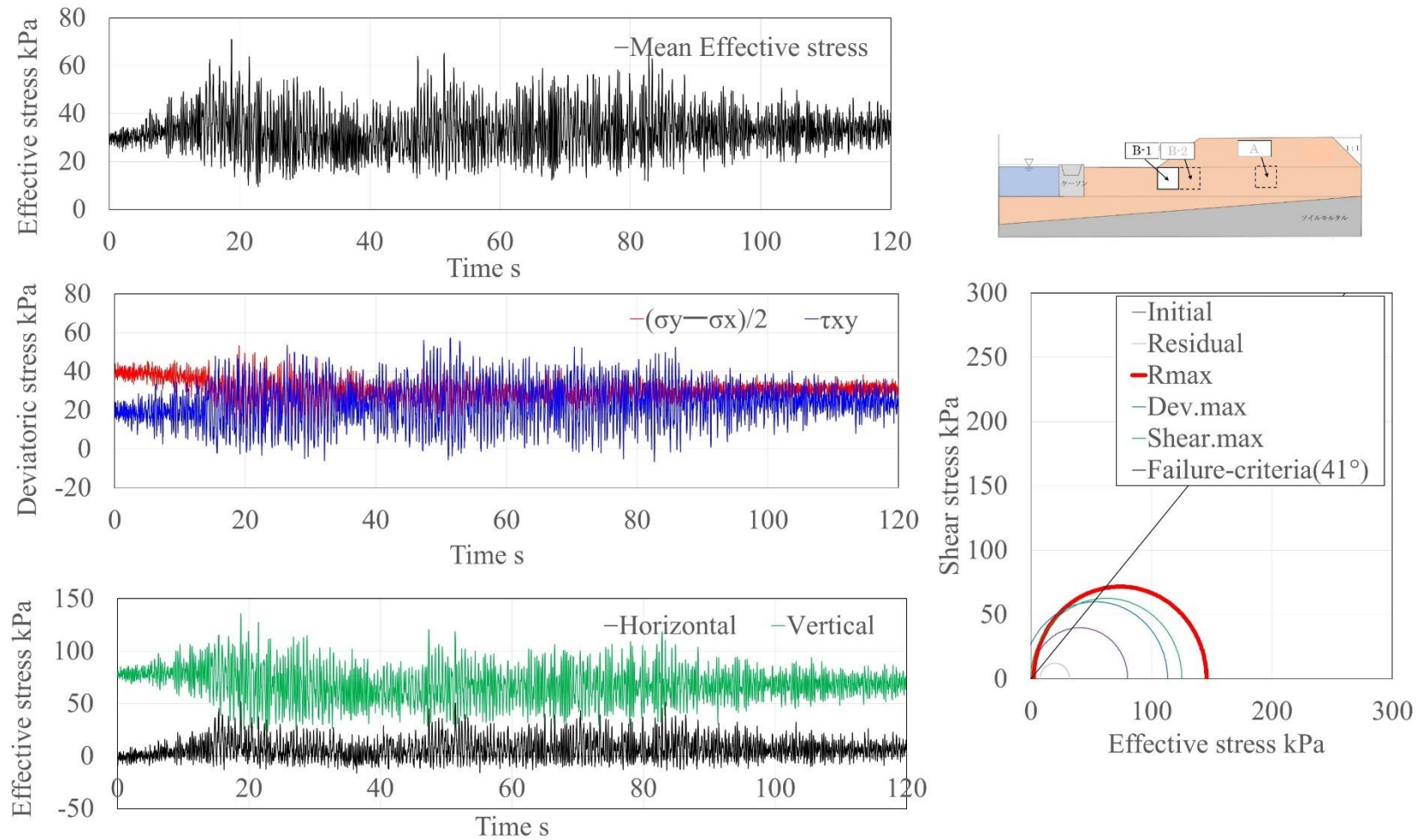


図 2.4-11 ブロック法で計算した Tohoku 加振(d04)時の斜面法先下の応力状態

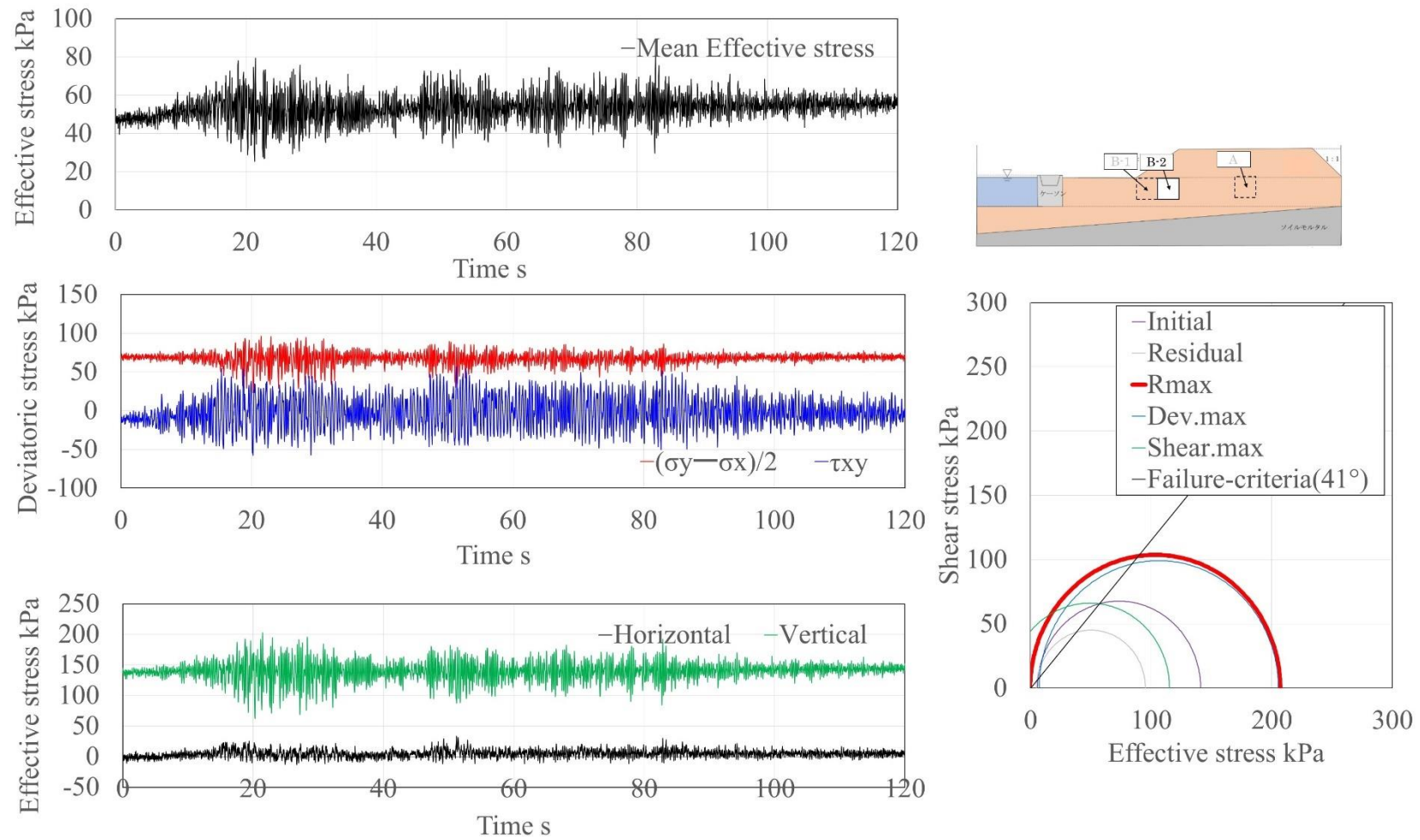


図 2.4-12 ブロック法で計算した Tohoku 加振(d04)時の斜面法肩下の応力状態

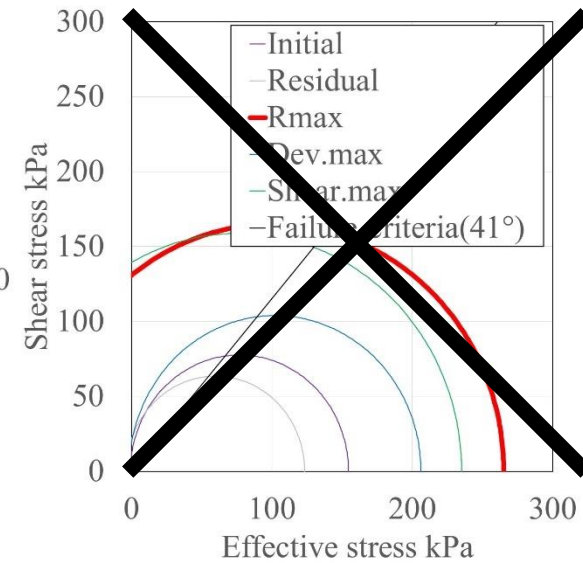
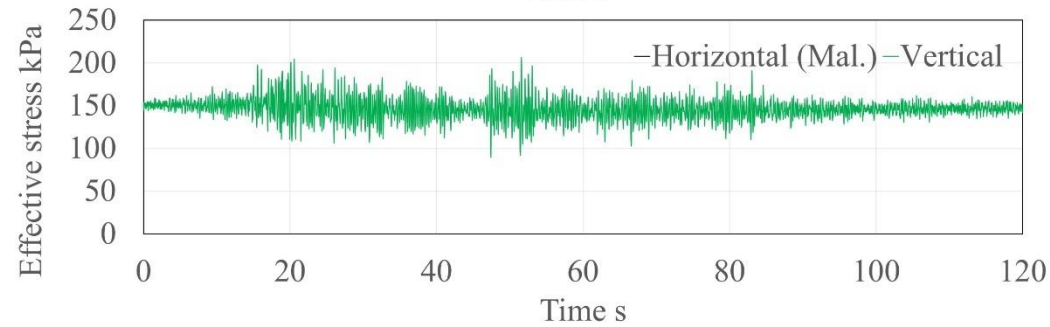
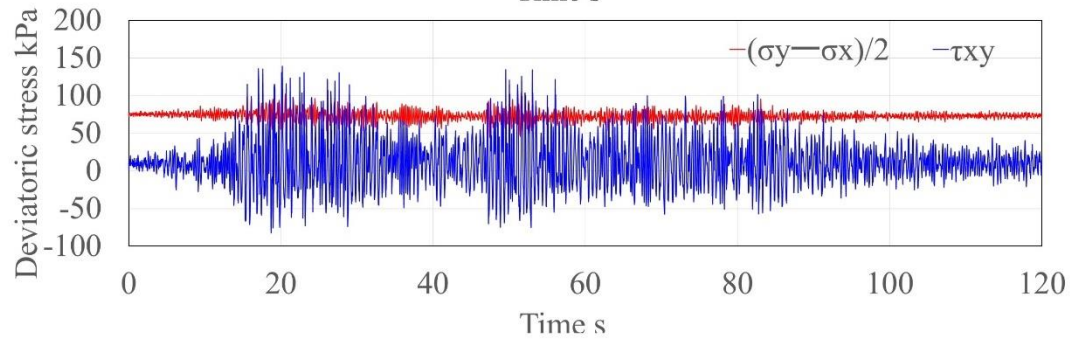
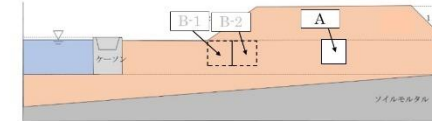
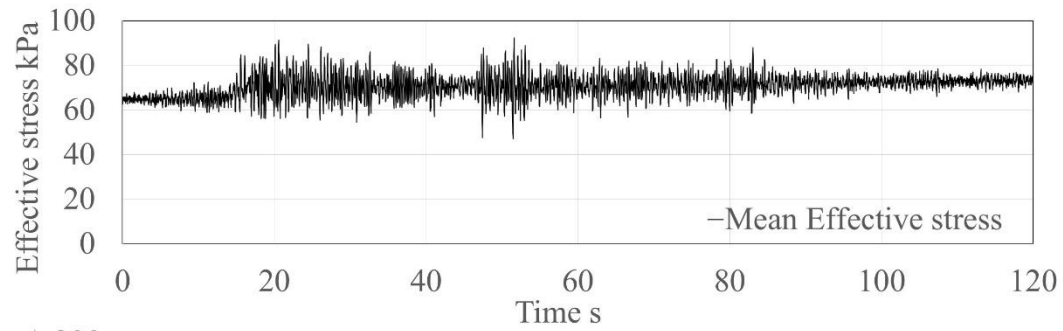


図 2.4-13 ブロック法で計算した Tohoku 加振 (d04) 時の盛土中央下の応力状態

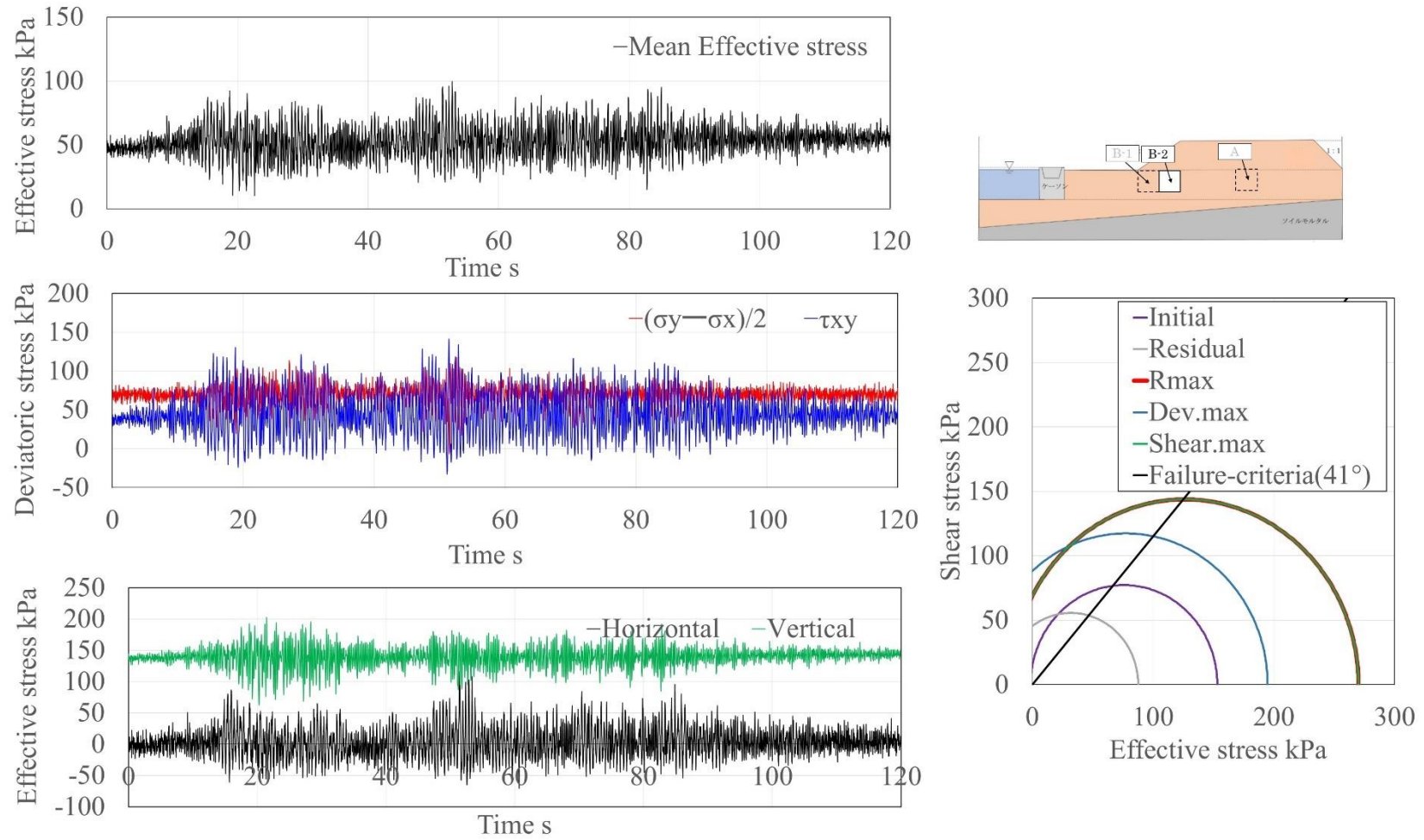


図 2.4-14 三方向土圧法で計算した Tohoku 加振(d04)時の斜面法肩下の応力状態

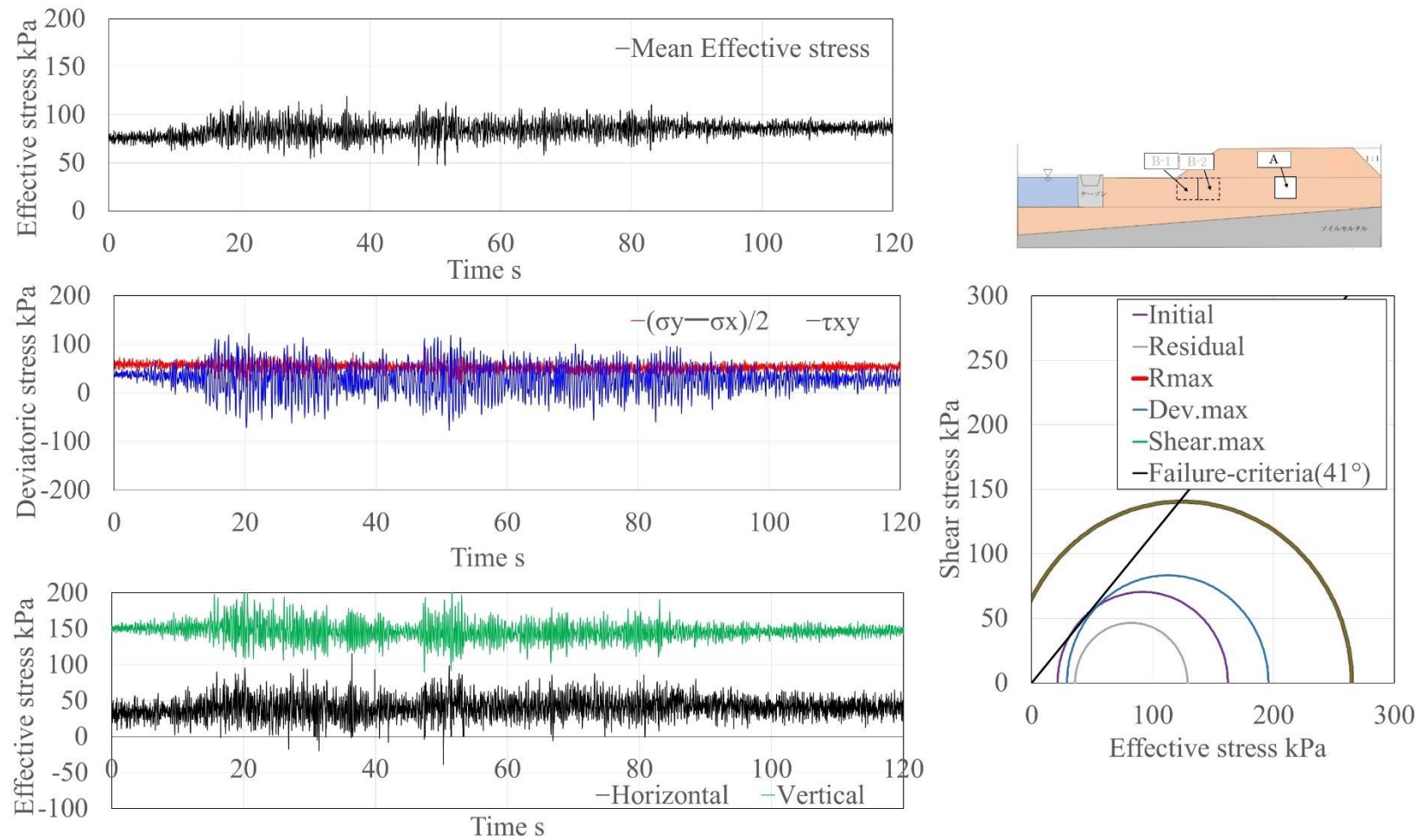
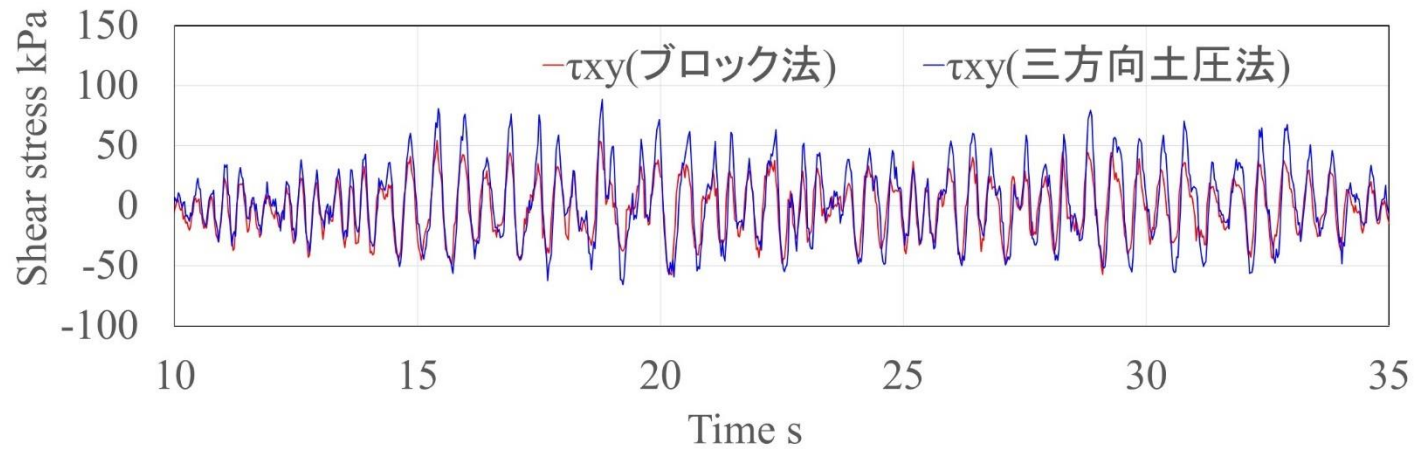
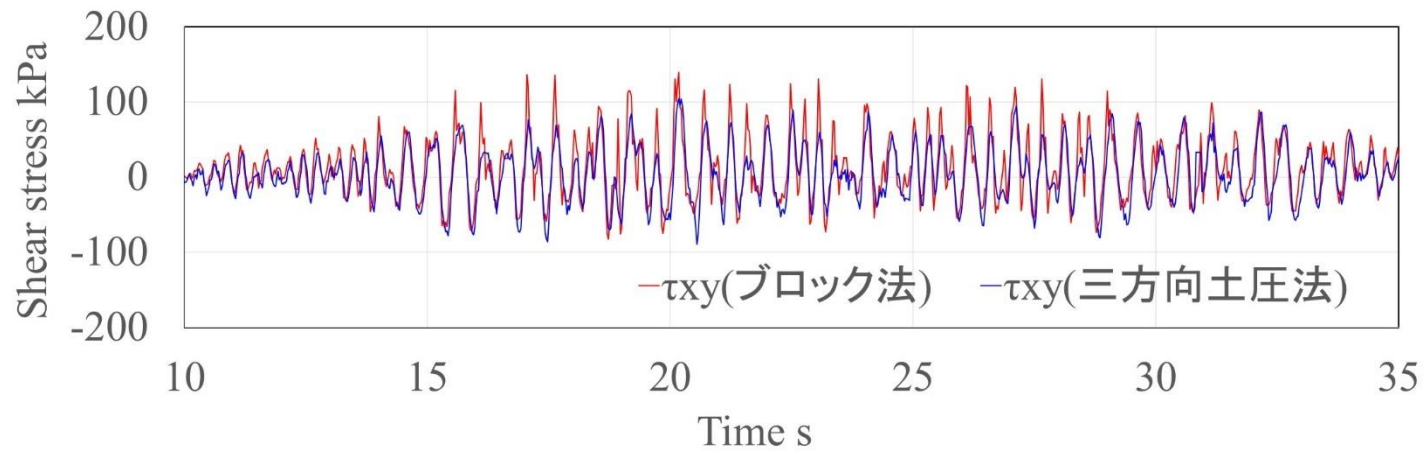


図 2.4-15 三方向土圧法で計算した Tohoku 加振 (d04) 時の盛土中央下の応力状態



(a) 斜面法肩下



(b) 盛土中央下

図 2.4-16 ブロック法と三方向土圧法で計算したせん断応力の動的成分の比較

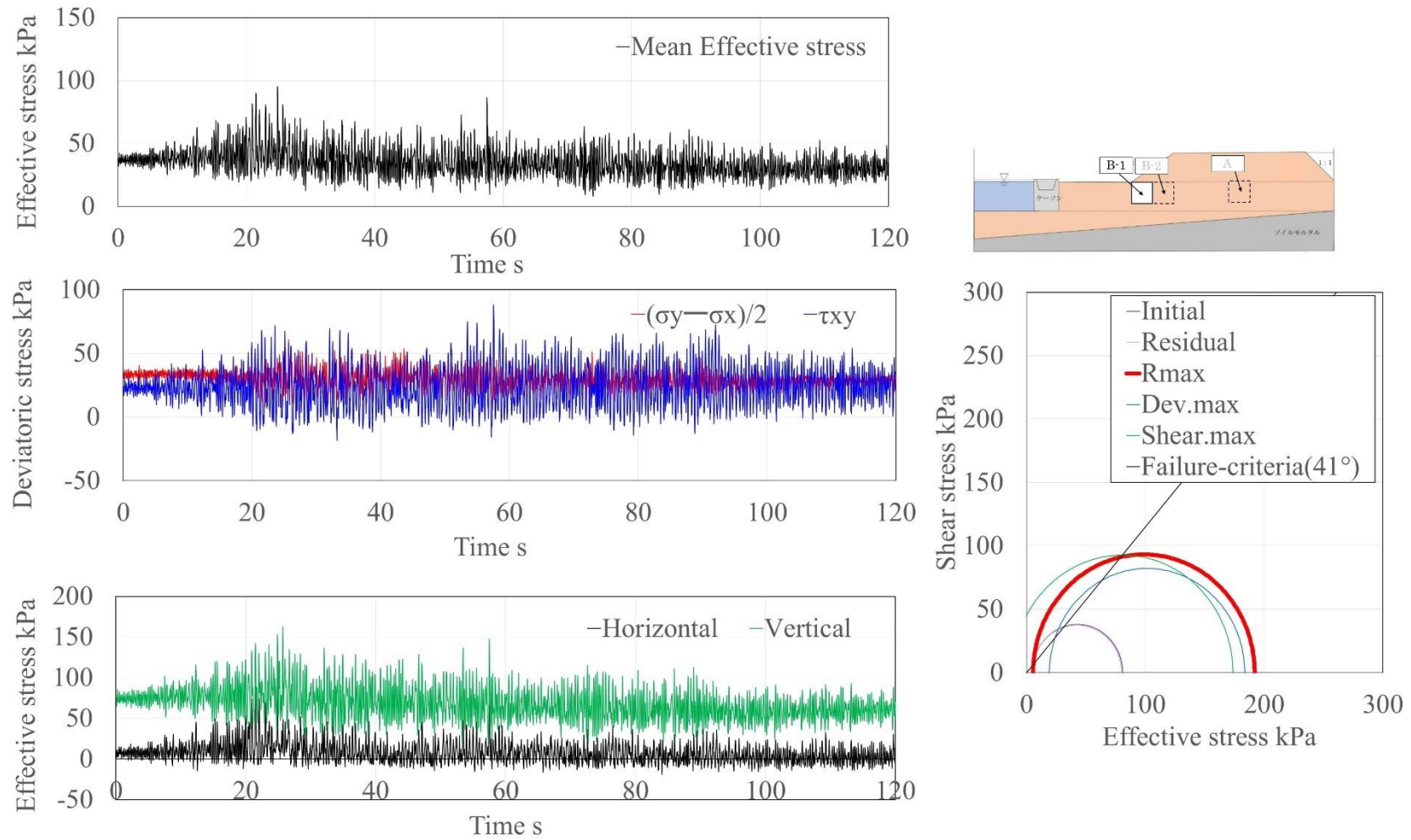


図 2.4-17 ブロック法で計算した Tohoku×2.0 加振(d05)時の斜面法先下の応力状態

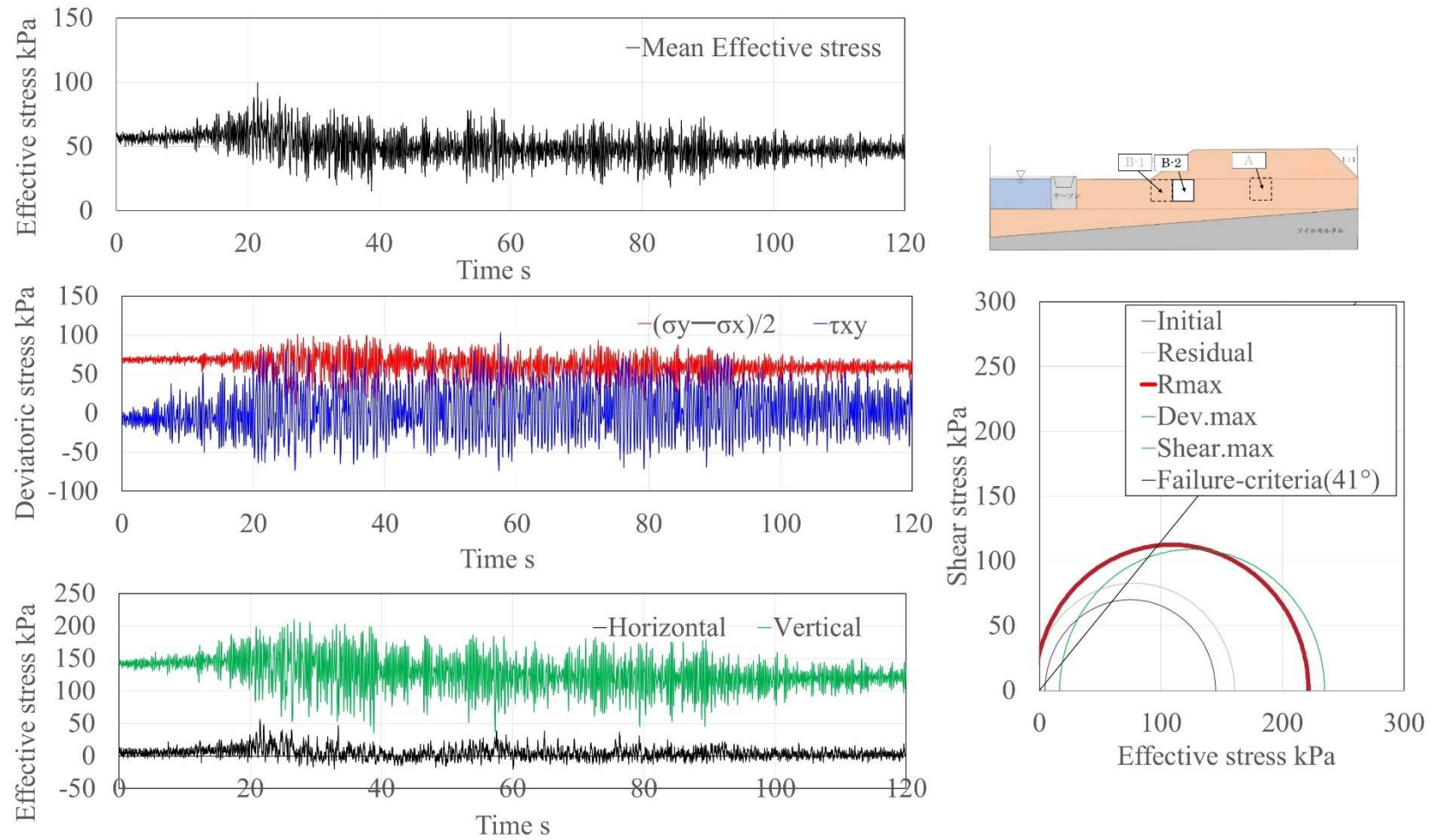


図 2.4-18 ブロック法で計算した Tohoku X2.0 加振(d05)時の斜面法肩下の応力状態

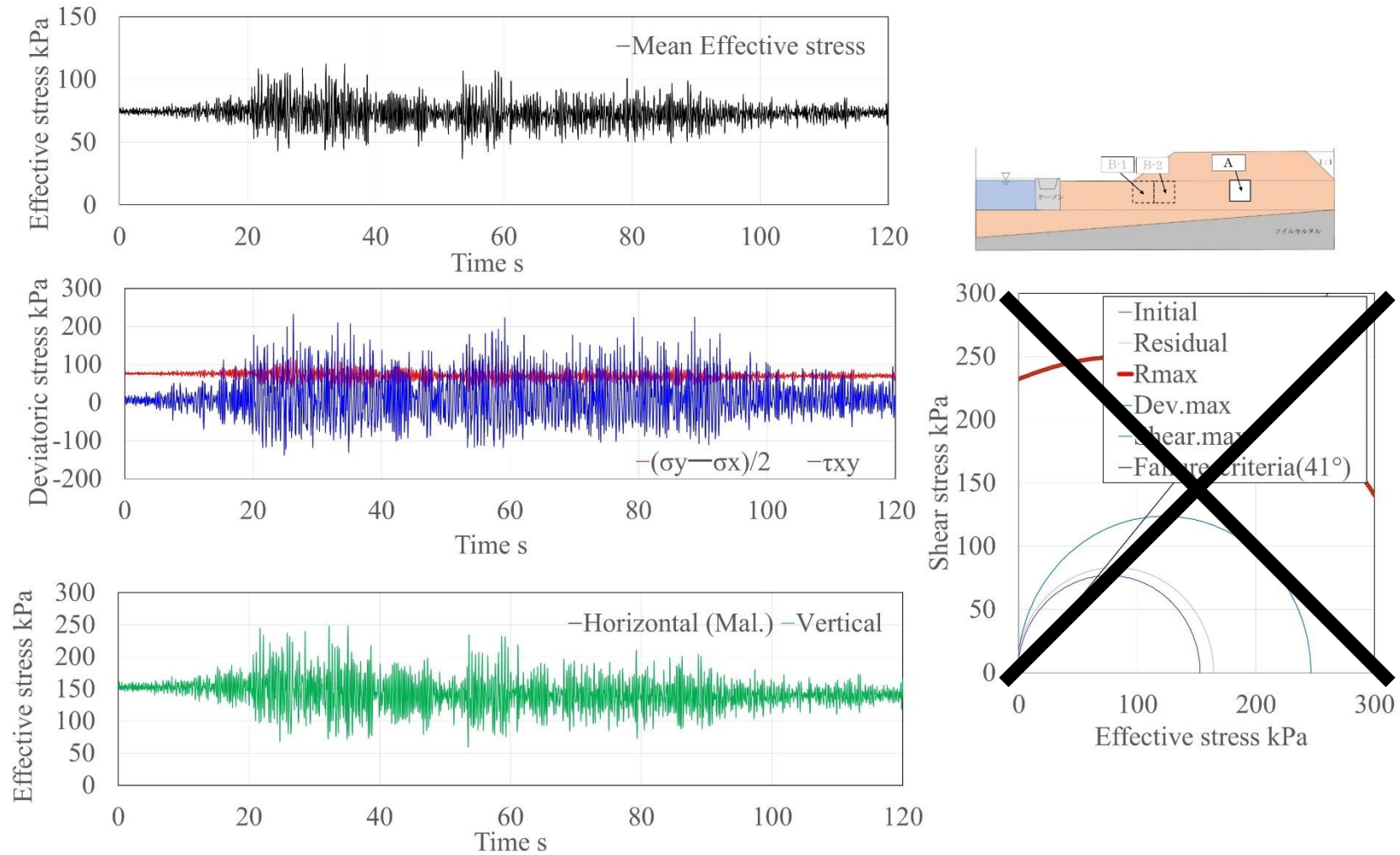


図 2.4-19 ブロック法で計算した Tohoku×2.0 加振(d05)時の盛土中央下の応力状態

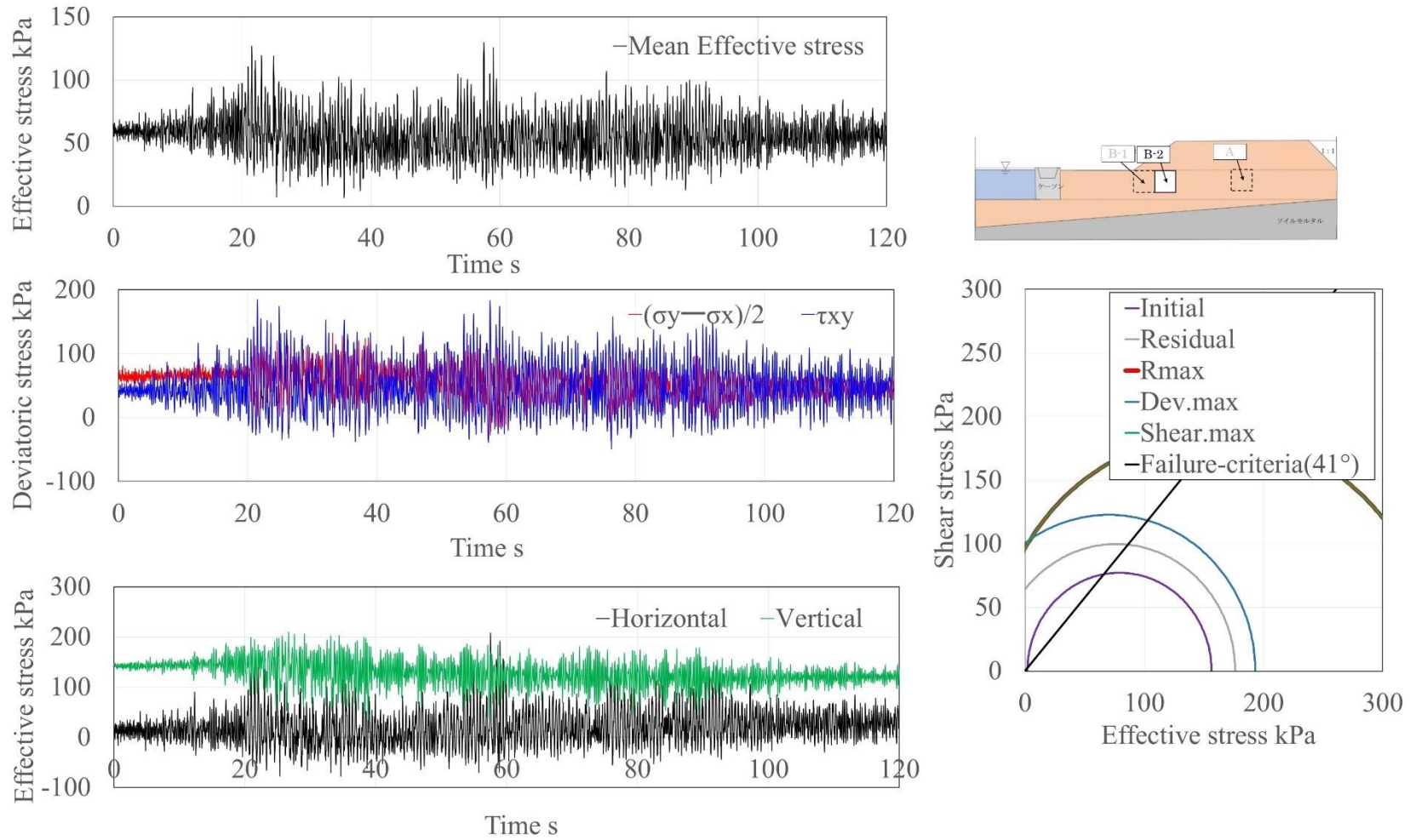


図 2.4-20 三方向土圧法で計算した Tohoku×2.0 加振(d05)時の斜面法肩下の応力状態

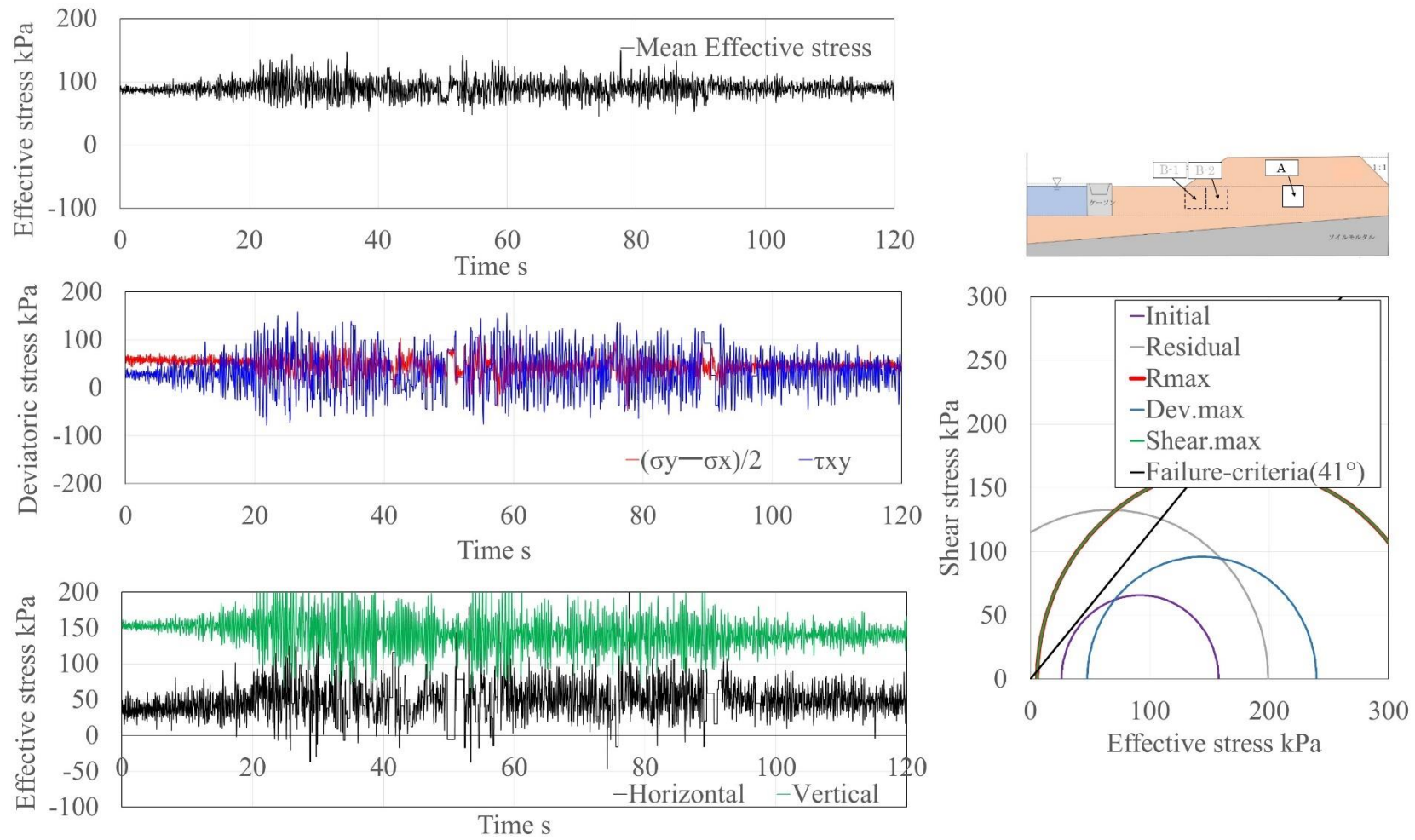
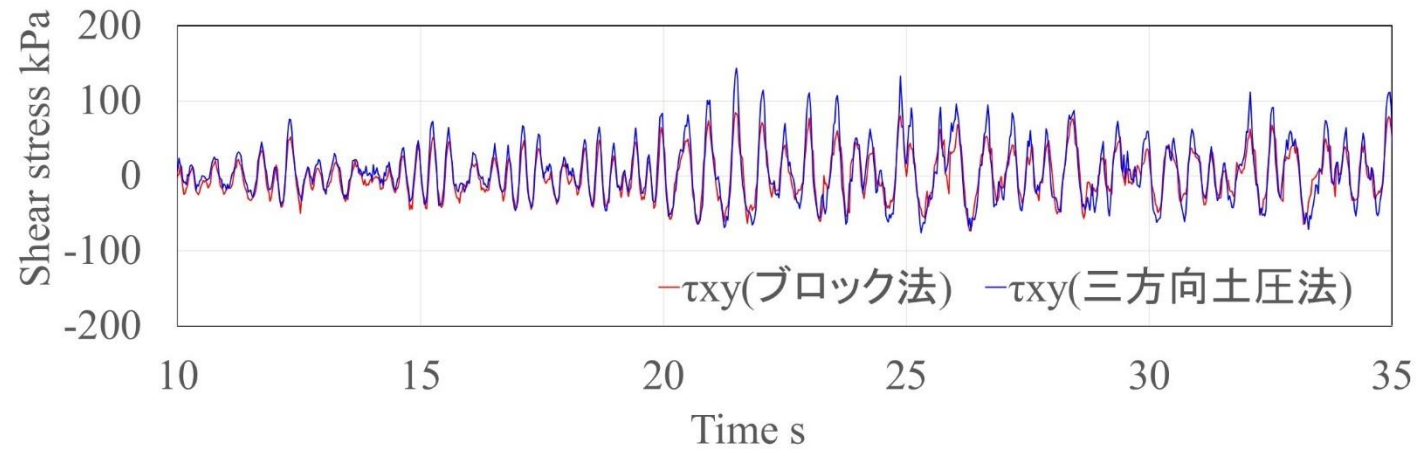
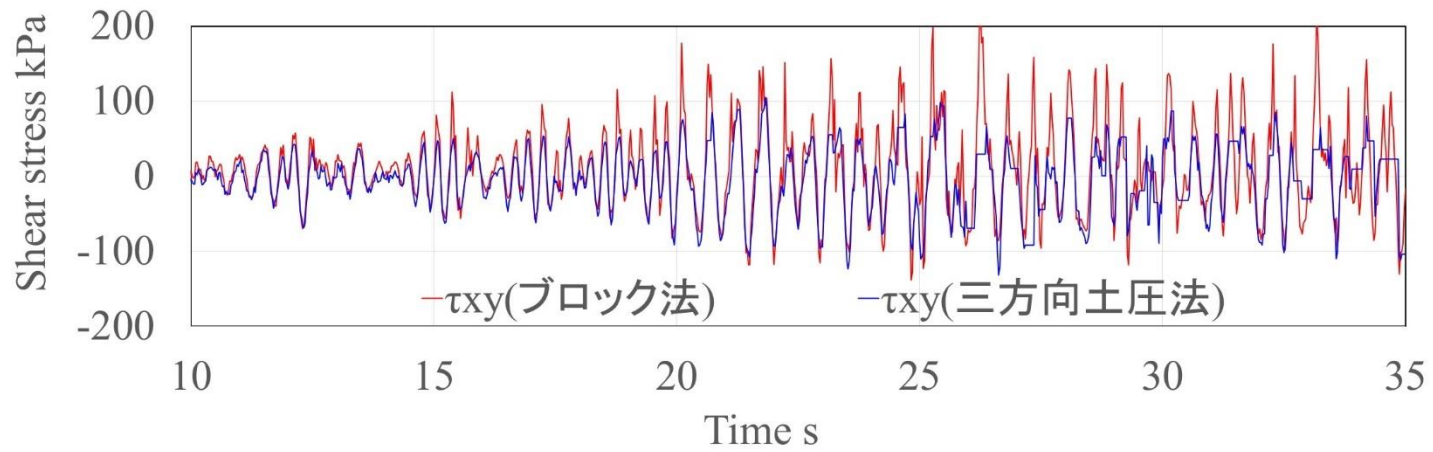


図 2.4-21 三方向土圧法で計算した Tohoku×2.0 加振(d05)時の盛土中央下の応力状態



(a) 斜面法肩下



(b) 盛土中央下

図 2.4-22 ブロック法と三方向土圧法で計算したせん断応力の動的成分の比較

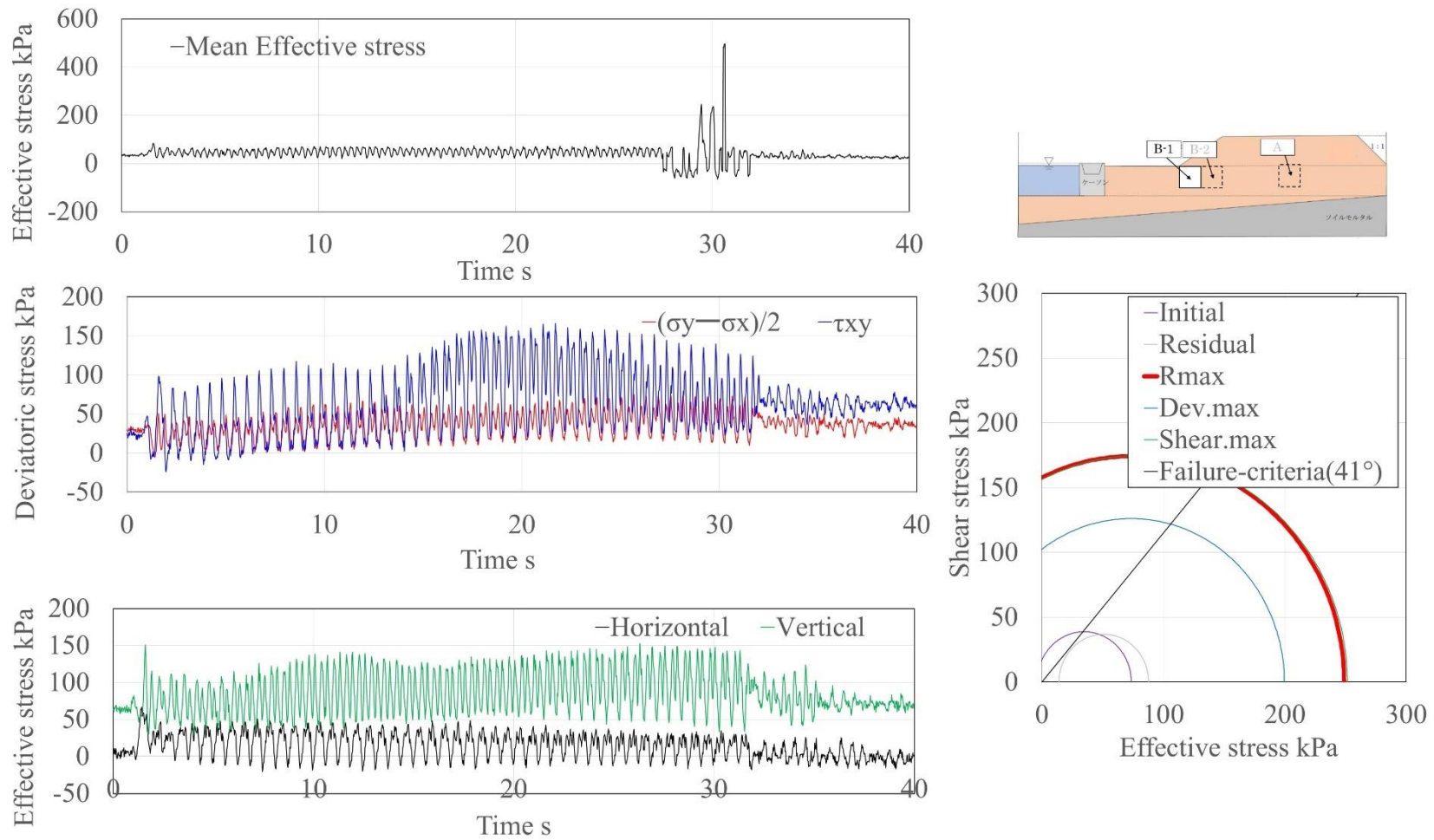


図 2.4-23 ブロック法で計算した正弦波加振(d06)時の斜面法先下の応力状態

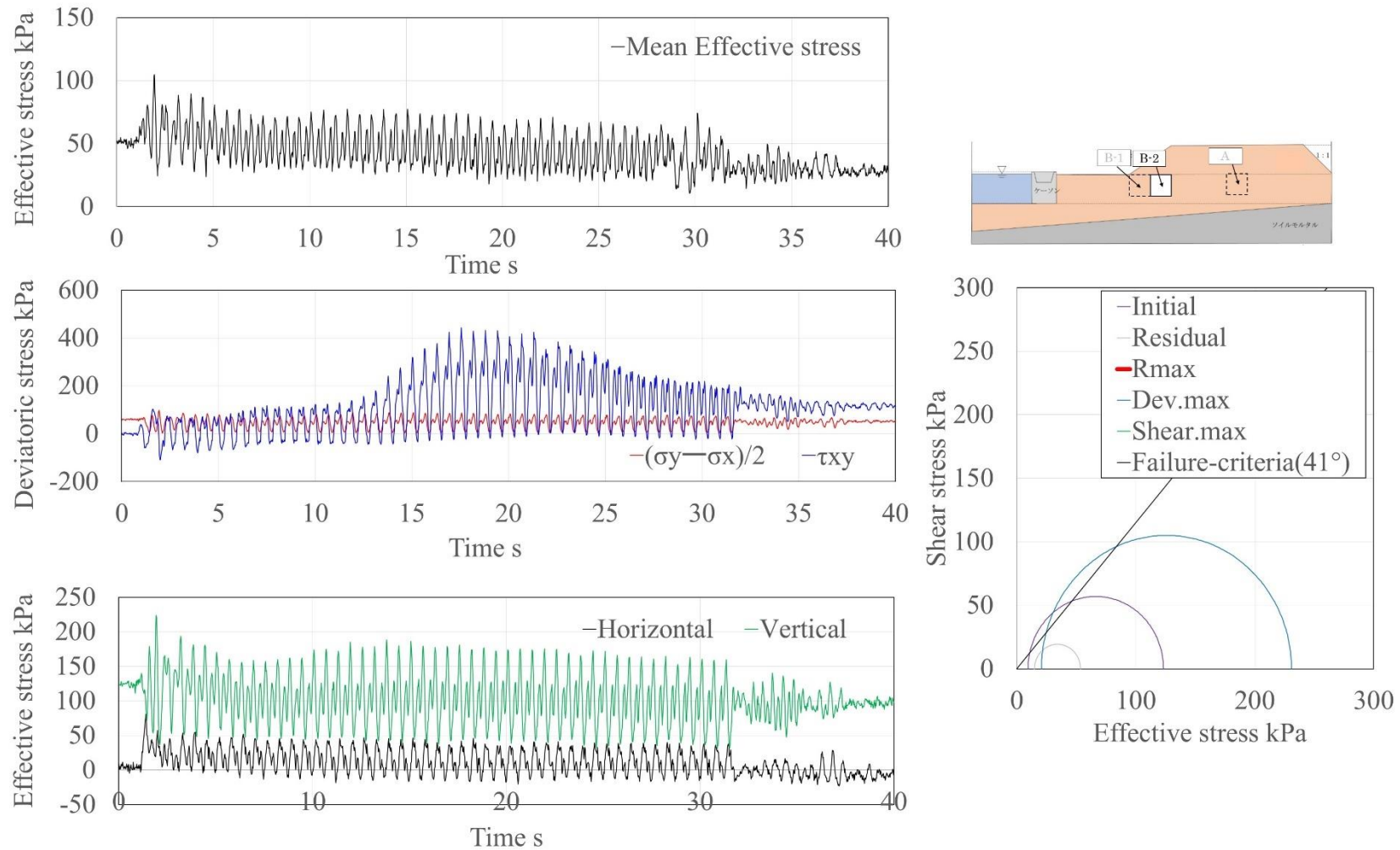


図 2.4-24 ブロック法で計算した正弦波加振(d06)時の斜面法肩下の応力状態

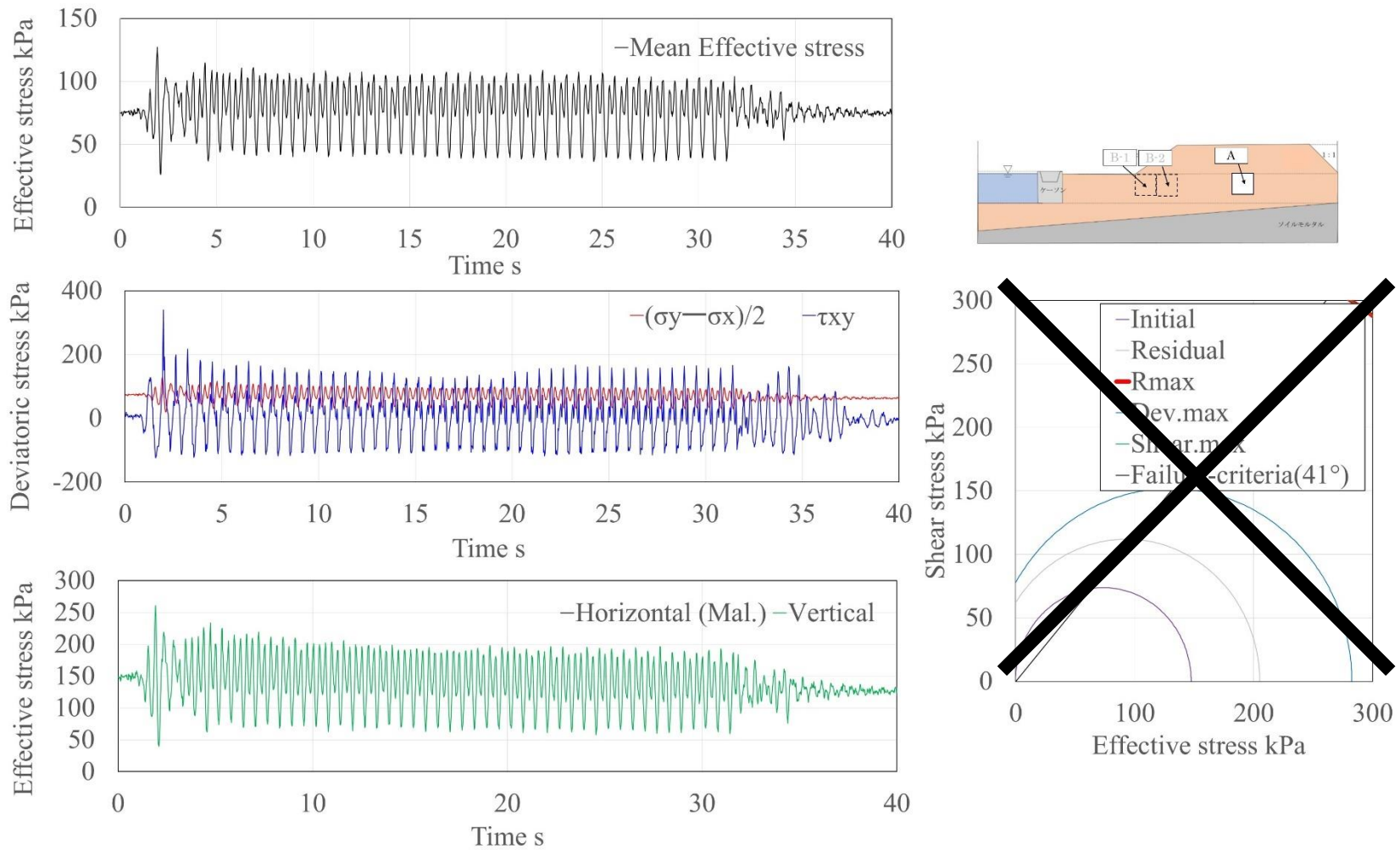


図 2.4-25 ブロック法で計算した正弦波加振(d06)時の盛土中央下の応力状態

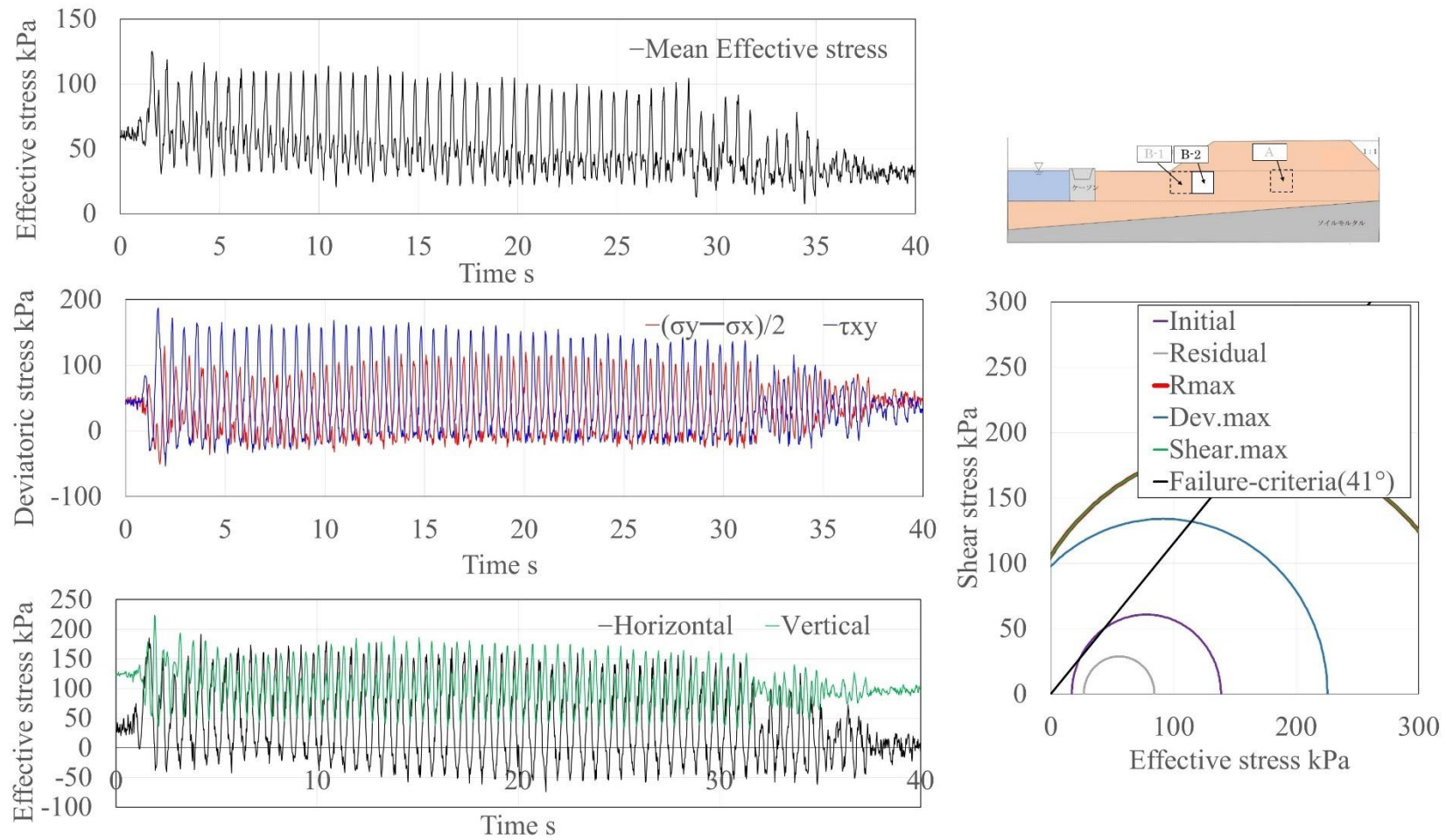


図 2.4-26 三方向土圧法で計算した正弦波加振(d06)時の斜面法肩下の応力状態

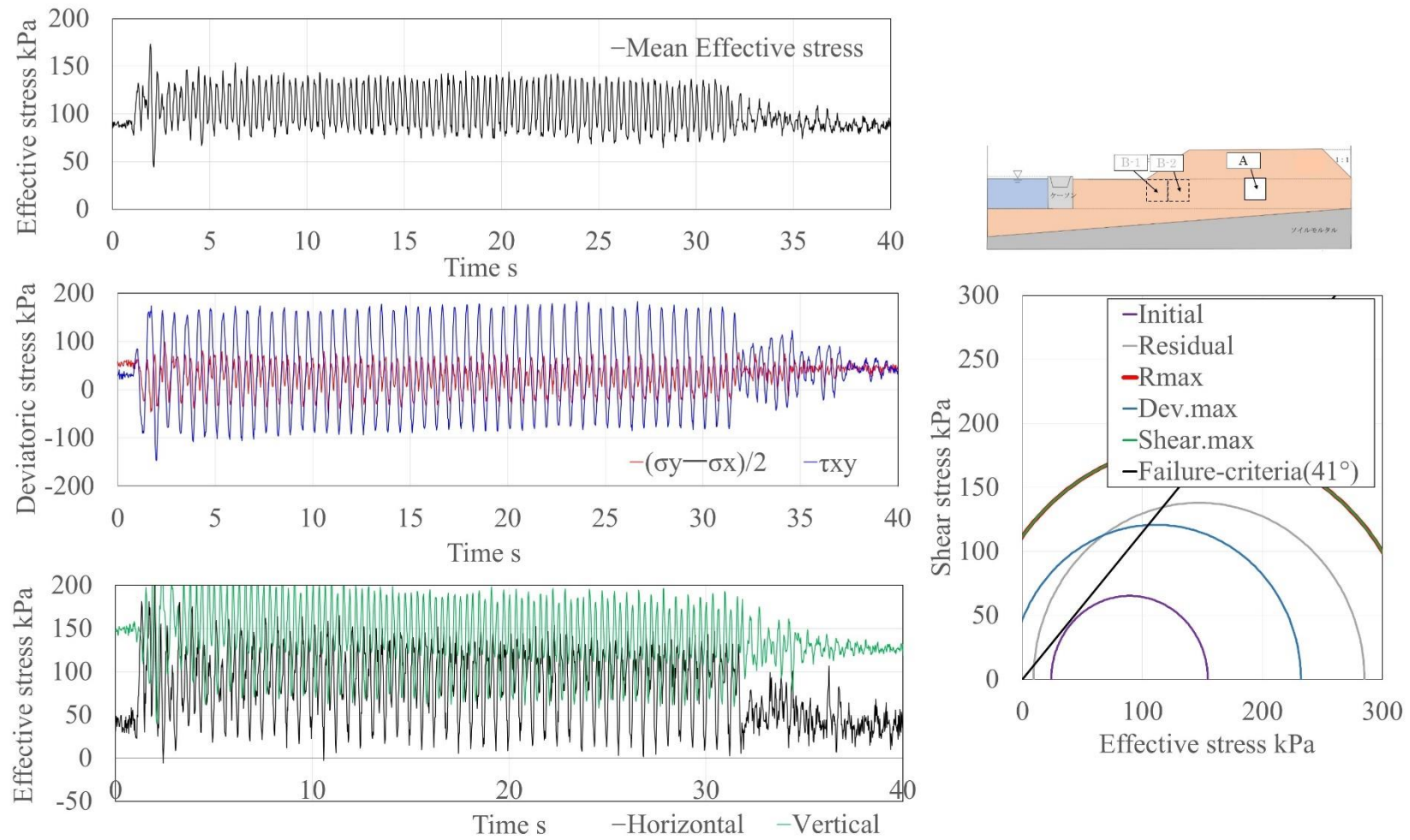
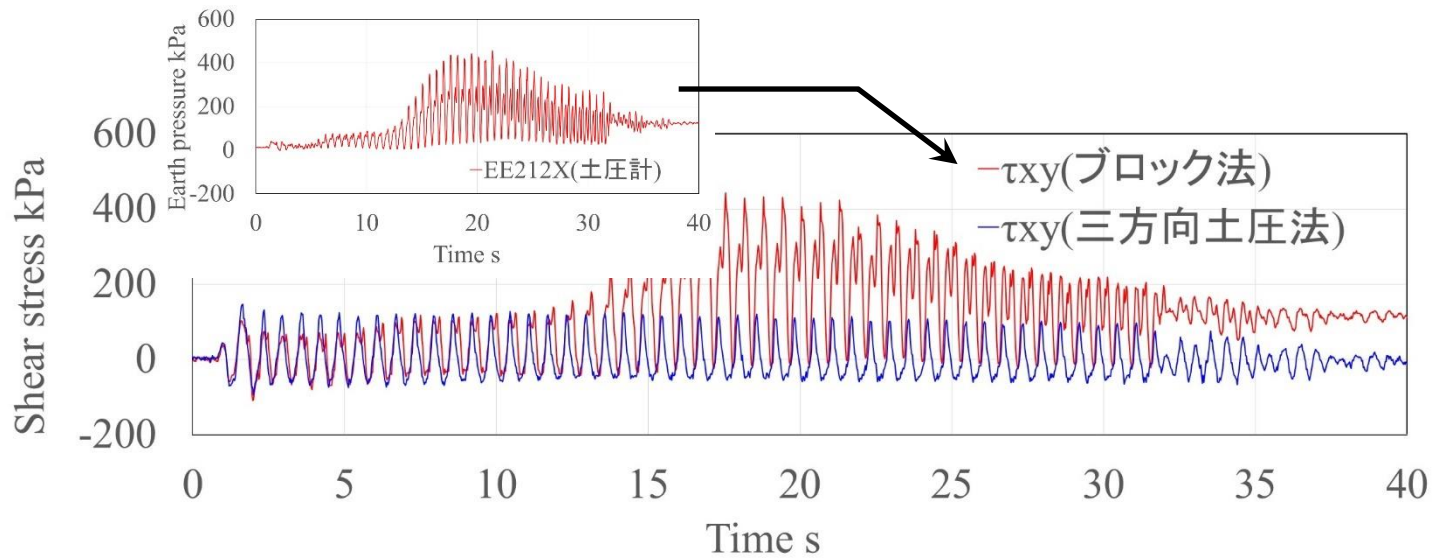
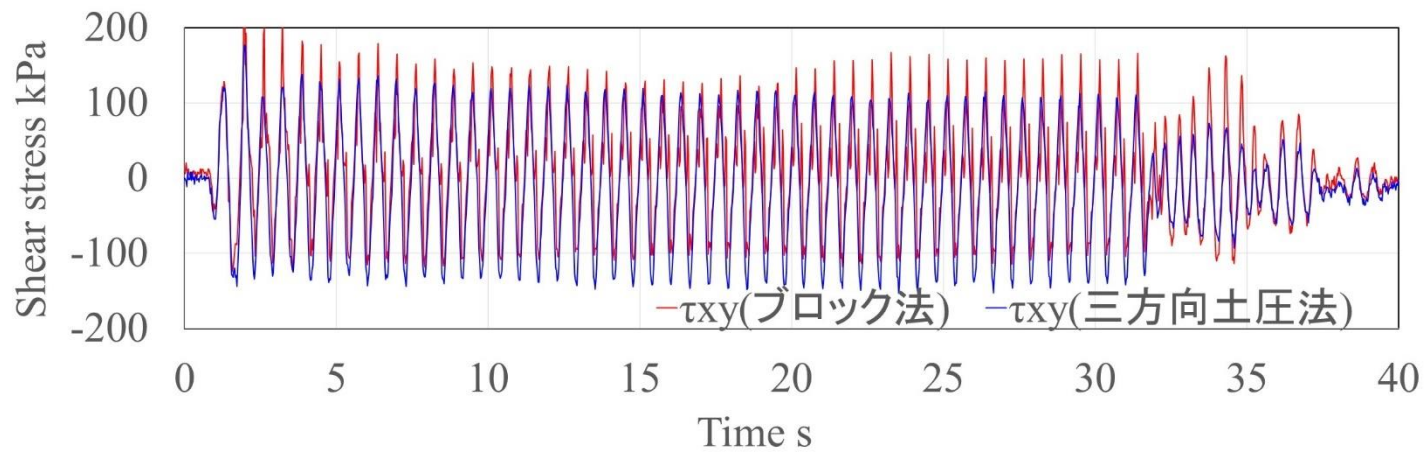


図 2.4-27 三方向土圧法で計算した正弦波加振(d06)時の盛土中央下の応力状態



(a) 斜面法肩下



(b) 盛土中央下

図 2.4-28 ブロック法と三方向土圧法で計算したせん断応力の動的成分の比較

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、遠心模型実験の数値シミュレーションならびにそれを補完するパラメトリックスタディを実施する。

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^{(11),(12),(13)}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、平成 30 年度事業の検討結果を踏まえた令和元年度事業と同様に、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(図 2.2-5)、砂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 2.2-4 の波形を使用した。

砂質土の物性パラメータ設定は、模型実験で使用した砂質土で実施した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得られた液状化強度曲線を示す。さらに、図 3.2-3 には個々のシミュレーション結果を、表 3.2-1 にはパラメータ設定値を示す。

ソイルモルタル層については、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が、基本的にソイルモルタル表面で入力しているため、ほとんど砂質土層の応答には影響しないものと思われる。

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。まずは、本年度実施した砂質土の遠心模型実験を再現するためのケースの結果を示し、その後、4 種のパラメトリックスタディの結果を示す。パラメトリックスタディの内容は下記である。

- ①入力波形の影響検討
- ②2D モデルのメッシュサイズ依存性の確認
- ③3D モデルを用いた土槽境界の影響検討
- ④2D モデルを用いた初期応力の影響検討

3.4 解析手順

令和元年度事業では、使用したバージョンの解析コードが、圧密・掘削過程に対応していなかったため、別途用意した初期応力に相当する等価節点荷重を与える特殊な操作が必要であったが、本年度の解析は、2D ならびに 3D の解析共に GEOASIA に装備されている盛土機能を用いて模型断面を作製した。初期せん断の方向により残留変位の方向が決まるため、初期応力状態のセットが重要であることは言うまでも無いが、本年度の検討においては、過

剰間隙水圧の蓄積の程度がシミュレーション結果と遠心模型実験の結果であまり整合していなかったことの原因として、初期の鉛直応力と水平応力の比 (K_0) が影響している可能性が考えられたため、それに関する確認も行った (パラスタ④)。しかしながら、初期応力の状態は模型実験の再現に影響を与えることは予想されたが、まず始めに令和元年度事業の解析結果と比較することを想定し、初期設定としては $K_0=0.8$ で計算した結果について整理する。模型実験結果の整理では、模型地盤内の応力状態を推定した整理の中で、水平応力が大きくなければ、発生せん断応力により破壊レベルの応力状態を大きく上回ってしまうことが確認されており、これは数値解析のパラメトリックスタディの結果 (水平応力を小さくすると液状化しなくなる傾向があり液状化しなかった実験事実と整合) とは逆の傾向であり、 $K_0=0.8$ での計算は模型実験結果からの直接的な知見を重視した設定と言える。

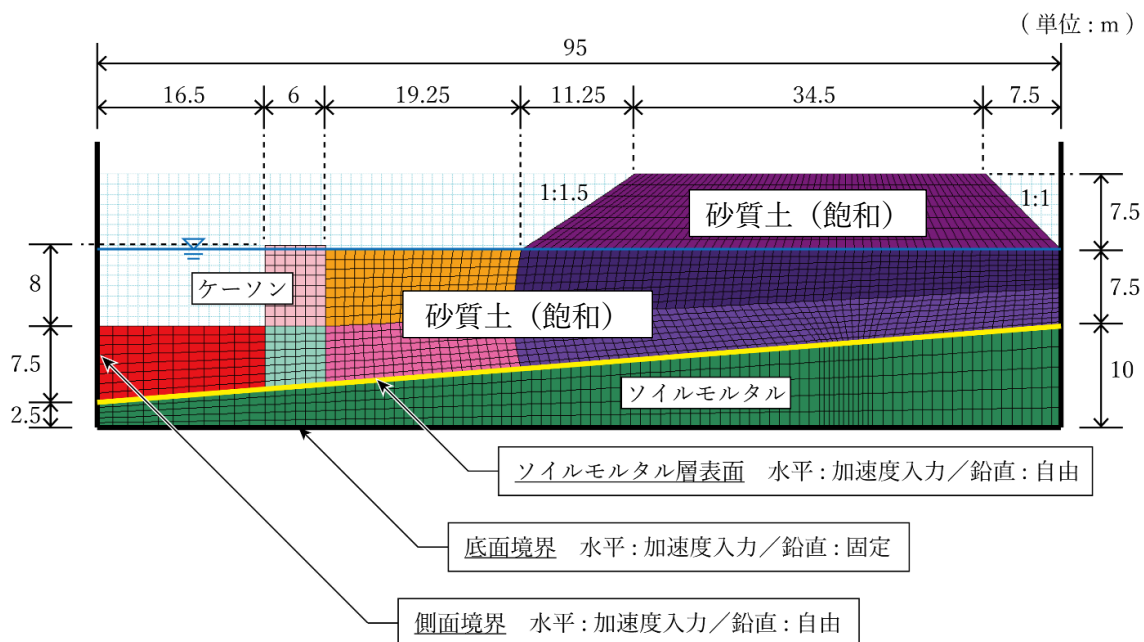


図 3.2-1 解析条件の概要

構成式解析結果

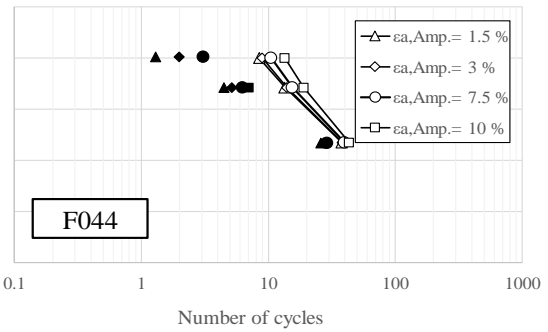
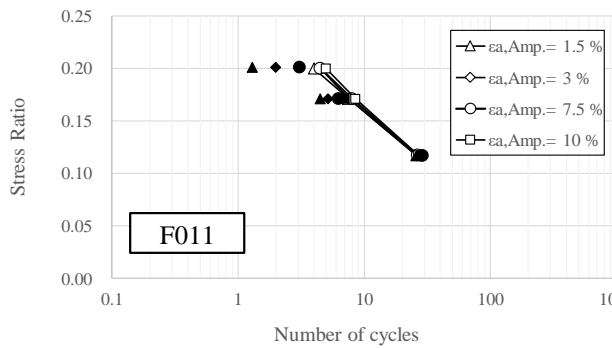
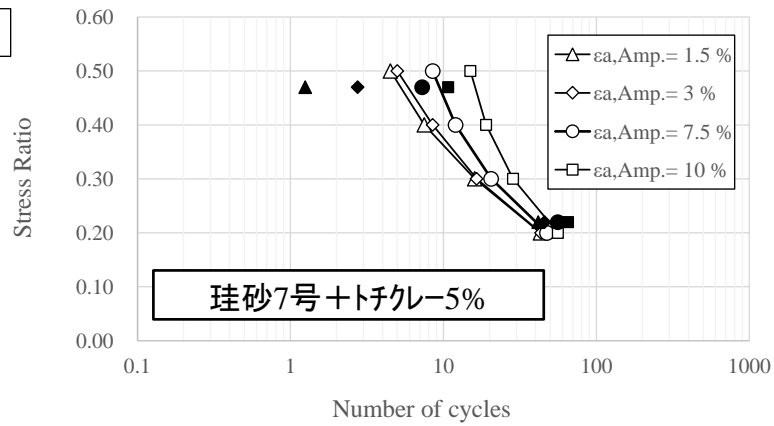


図 3.2-2 砂質土液状化強度曲線

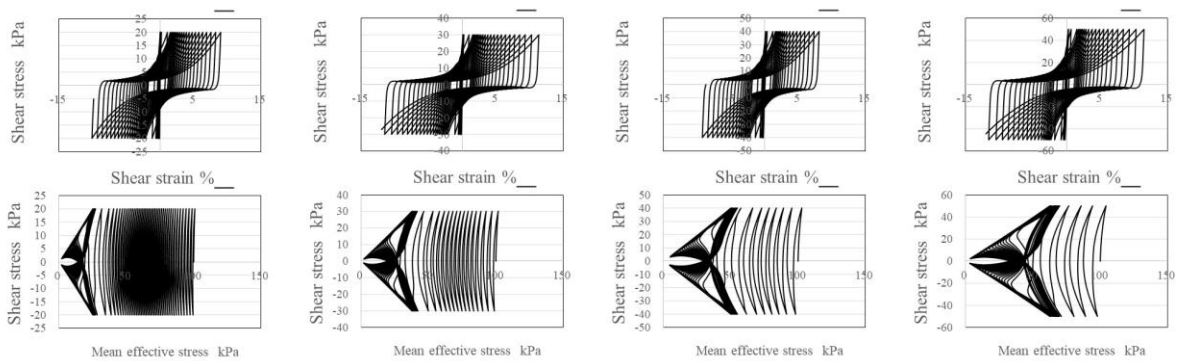


図 3.2-3 液状化シミュレーションにおける応力経路とせん断応力～せん断ひずみ関係

表 3.2-1 解析パラメータ一覧

変数名	豊浦砂(参考)	F011	F044	KTC
CNYU	1.94	1.9	2	1.9
CMYU	1.3	1.1	1.1	1.4
CPROH	0.008	0.0075	0.0095	0.0085
CPGAM	0.005	0.0055	0.006	0.0055
QM	0.7	0.9	0.9	0.9
SN	1.2	1.2	1.2	1.2
SL	1.2	1.2	1.2	1.2
POI	0.01	0.001	0.001	0.001
SM	3	3	3	3
CE	3	3	2.5	2
CDNS	1	1	1	1.2
CORU	40	40	40	40
CORE	10	5	5	15
CORF	10000	1000	1000	1000
CODG	0.4	0.2	0.8	0.4
CODH	1.2	1.2	1.2	1.2
CSPP	50	10	10	10
COPS	10	10	10	10
CMYUA	0.4	0.2	0.4	0.2
CMYUX	1.2	0.8	0.8	0.8
BR	100	100	100	100
BG	0.7	0.5	0.7	0.7
CGF	2.5	2.5	2.5	2.5
CGH	2.5	0.9	0.9	0.9
CGR	35	35	35	35
DELAS	0.01	0.01	0.01	0.01

弾塑性パラメータ

変数名	記号	補足説明
CNYU	N	正規圧密線の切片 (1kgf/cm ² における比体積)
CMYU	M	限界状態定数
CPROH	$\bar{\rho}$	圧縮指数 (両対数)
CPGAM	$\bar{\nu}$	膨潤指数 (両対数)
SN	n	降伏曲面 f の形状定数
SG	w	塑性ポテンシャル面 g の形状定数
POI	ν^*	擬似ポアソン比
SM	m	破壊規準定数

発展則パラメータ

変数名	記号	補足説明
CE	c_e	応力比の影響係数
CORU	m^f	構造劣化係数
CORE	m_1^f	R_1^f の基準発展係数
CORF	m_2^f	R_2^f の基準発展係数
COR1	s^f	R^f の補助発展指数
CODG	m_1^h	R_1^h の基準発展係数
CODH	m_2^h	R_2^h の基準発展係数
COD1	s^h	R^h の補助発展指数
COD2	u^h	塑性変形抑制係数
COD3	ν^h	(真)過圧密の影響係数
COPS	ψ	セメンテーション劣化係数

発展則パラメータ

変数名	記号	補足説明
CMYUA	M_a	α の発達限界定数
AR	α_r	第1回転硬化係数
CMYUB	M_b	限界状態における β の大きさ
XR	x_r	第2回転硬化係数
SL	l	特異点回避指数
CGAF	ω_A^f	SYS Cam-clay modelが受ける損傷蓄積係数
CGRF	ω_R^f	SYS Cam-clay modelが受ける損傷回復係数
CGAH	ω_A^h	DP modelが受ける損傷蓄積係数
CGRH	ω_R^h	DP modelが受ける損傷回復係数
CGAX	ω_A^x	ξ_a の発展則が受ける損傷蓄積係数
CGRX	ω_R^x	ξ_a 発展則が受ける損傷回復係数

表 3.3-1 解析ケース一覧

番号	概要
Series1	模型実験の再現
Series2	パラスタ①：入力波形の影響検討
Series3	パラスタ②：メッシュサイズ依存性の確認
Series4	パラスタ③：3Dモデルによる境界条件の影響検討（土槽壁の奥行方向への影響）
Series5	パラスタ④：2Dモデルによる初期応力状態に関する影響検討

3.5 解析結果

初期応力状態は、加振入力波形を変えたいずれのケースも図 3.5-1 のように計算されている。実験では、同じ模型に対して連続的に加振を行ったが、計算の都合上、解析ではそれぞれ単独の入力を行っている。なお、数値解析では、原初の状態では、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パラメータ FK_0 の値により水平応力が計算されるが、その状態から、初期応力解析を行うと、結果として得られる水平／鉛直有効応力比には分布が生じており、図 3.5-1 では、盛土下部分では K_0 は 0.25～0.3 程度となっている。

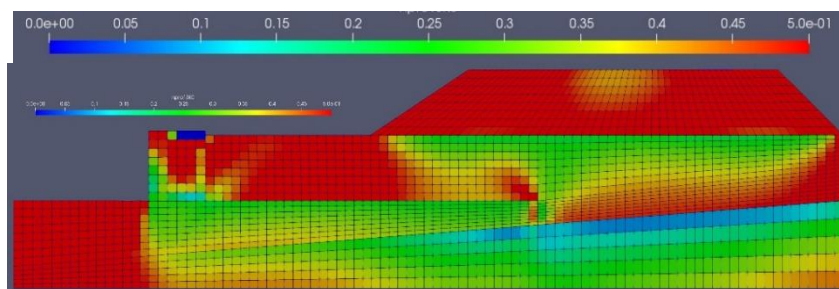


図 3.5-1 初期応力状態 (K_0 : 水平／鉛直有効応力比の分布)

表 3.3-1 に示した解析結果のうち、模型実験のシミュレーションである Series1 の結果を、まず実験結果との比較で図 3.5-2～図 3.5-6 に示す。図 3.5-2 と図 3.5-3 が Kumamoto 加振の結果、図 3.5-4 と図 3.5-5 が Tohoku×2.0 加振の結果である。

図 3.5-3 および図 3.5-6 を見ると、実験結果に反して、数値解析の結果はいずれの加振でも液状化が発生している。そのため、盛土部分の水平変位応答では、比較的短周期の部分が無くなっており、解析結果は長周期化した波形になっている。しかし、少なくとも Kumamoto 加振における盛土部分の変位の残留値は、鉛直・水平共に解析結果は実験結果に整合している。ケーソン変位は、水平・鉛直変位を組み合わせると、実験の方ではケーソンがロッキング傾向になるのに対して、解析ではスウェイが卓越しており、地下水面より下の地盤が液状化したことにより、全体海側へはらみ出す傾向が強くなり、しかも背後地盤側の沈下量の方が大きくなっている。それが背後にある盛土地盤まで影響したためか、継続時間の長い Tohoku×2.0 加振では、数値解析における残留変位は、実験結果のそれよりもかなり過大になっている。但し、ケーソン変位に関しては、Tohoku×2.0 加振では実験結果の方が明らかに大きくなっている。これは、モードの相違が影響しているため、実験結果のケーソン傾斜を踏まえてケーソン底部の水平変位の残留値を $(\text{ケーソン天端水平変位}) - (\text{ケーソン高さ}) \times \tan(\text{前後沈下差}/\text{ケーソン幅})$ で推定すると、約 1.0m となり数値解析結果の値と整合する。したがって、盛土地盤下の液状化発生の有無は、盛土部分の水平変位・沈下には影響しているが、ケーソンの平均的な水平移動量にはあまり影響していないと思われる。さらに、この結果から、ケーソン変位は盛土部の変位に影響していない可能性が高い。

次に図 3.5-6 と図 3.5-7 は、解析結果同士で、礫質土地盤相当の解析結果と本年度の砂質土相当の解析結果を比較している（Kumamoto 加振）。この図を見ると、盛土部の変位は実験結果同士の相対関係と整合し、沈下量の大きさは液状化強度が大きなものの方が大きくなり、水平変位は逆に小さくなっていた。ケーソン変位については、実験結果とは整合せず、液状化強度の小さな方が、ロッキング傾向が強く認められた。

前述の通り、令和元年度の Case3 の Kumamoto 加振と本年度の Kumamoto 加振では、A1 位置（加速度計 A89H）での波形が異なり、本年度の振幅の方が大きかった。実験結果同士の比較では、盛土部分の水平変位やケーソン変位が本年度の液状化強度が相対的に大きな地盤の方で逆に大きくなっていた理由として、入力大きさが影響した可能性もあったが、それぞれの実験結果の波形を入力した図 3.5-6、7 の結果を見る限り、実験時の入力波形の影響ではないものと判断される。さらに、図 3.5-8 と図 3.5-9 では、Series2 の結果として、本年度事業の解析モデル（メッシュ、地盤物性パラメータ）に令和元年度の Case3 の Kumamoto 加振波形を入力し、本年度の結果と比較しているが、これらの図を見ても入力波形の影響は軽微であり、入力波形の振幅の相違は、礫質土地盤の実験結果と砂質土地盤の実験結果を比較した場合の結論に影響を与えるものではないと判断される。

ところで、令和元年度の解析結果、本年度の解析結果のいずれについても、地下水面以下では、模型地盤が土槽壁面に接触しており、その部分の摩擦が模型全体の挙動に影響した可能性は完全には否定されていない。すなわち、令和元年度の検討結果では、地下水面より上の盛土形状を変えた結果、盛土中央部下の過剰間隙水圧比が大きくなり、その部分の地盤が液状化に近づいたものの、いわゆる液状化強度の小さな地盤のように、過剰間隙水圧比が 1.0 に近いまま、なかなか消散が生じないという挙動は認められなかった。その一方で、数値シミュレーション結果では、完全二次元平面ひずみの状態で計算しており、土槽壁面の影響に相当するような因子は含まれていないため、この相違により、数値解析結果では常に液状化が生じ、実験結果では液状化に至らないという結果の相異が認められた可能性がある。

そこで、以下では、この液状化傾向の相違の原因を探るため、まずは側面摩擦の影響について検討し、次に考えられる影響として初期応力状態の影響を検討した。また、3D 解析では、計算時間の都合上メッシュを粗くする必要が生じたため、メッシュサイズ依存性について 2D 解析で確認する必要がある。図 3.5-10 および図 3.5-11 に Series3 の検討結果を示す。ここで粗メッシュとは、3D 解析の 2 次元断面と同じメッシュを採用しており、メッシュサイズは 3D モデルを参照されたい。これらの結果を見ると、メッシュサイズの変更はケーソン部分の変位応答に影響しているものの、盛土部分にはほとんど影響しないことが確認された。水平方向のメッシュ数で考えると、盛土部分や背後地盤部分のメッシュ数は粗モデルでも十分確保されているが、ケーソンしたは 3 列しかないため（元々は 6 列なので半減した）、ケーソン部分の地盤の変形モードにかなり影響が出た結果であると考えられる。しかしながら、本研究のターゲットは主に盛土部分であることから、計算時間の都合を考えて、このままの粗モデルで 3D 解析を行うこととした。

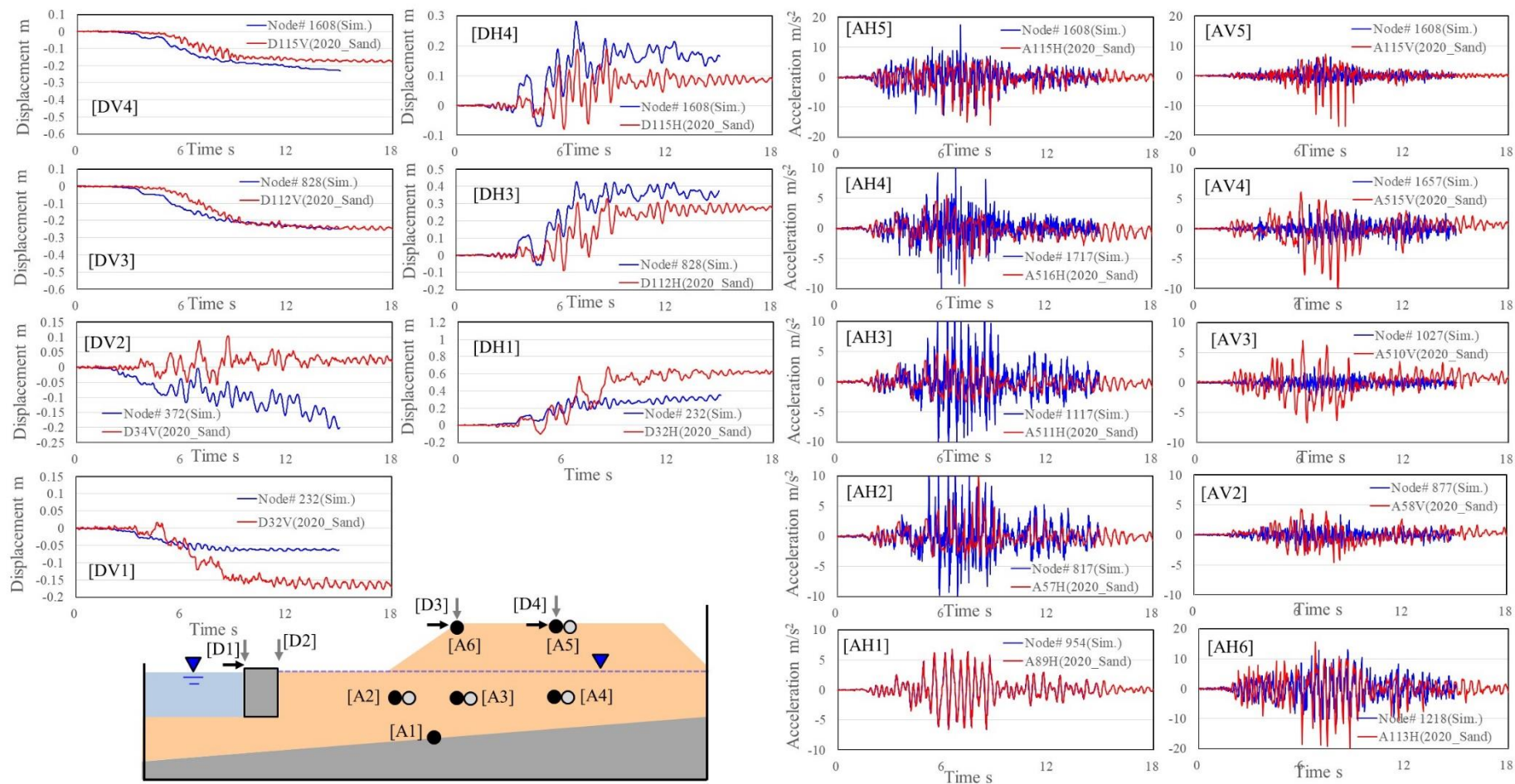


図 3.5-2 Kumamoto 加振(d03)の応答結果 (赤：実験，青：解析結果[Material KTC]) ①変位・加速度

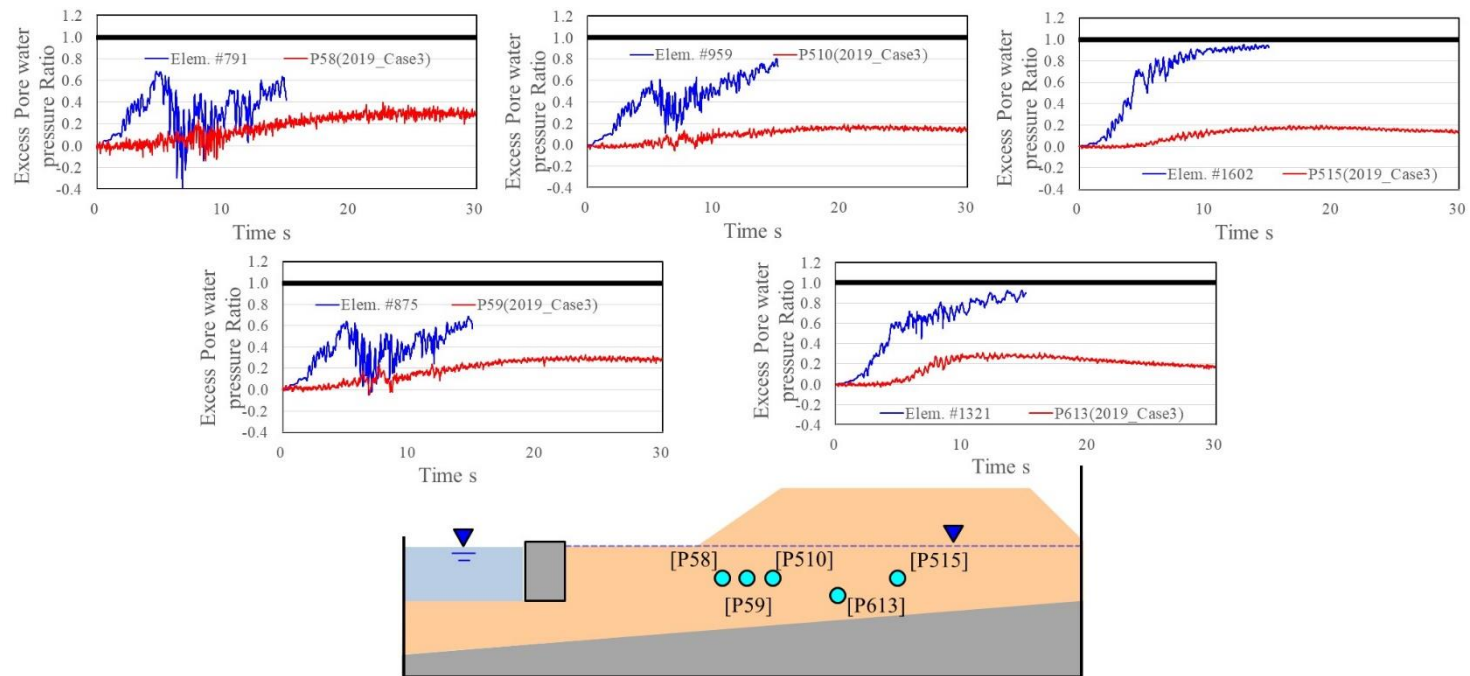


図 3.5-3 Kumamoto 加振(d03)の応答結果 (赤：実験，青：解析結果[Material KTC]) ②過剰間隙水圧比

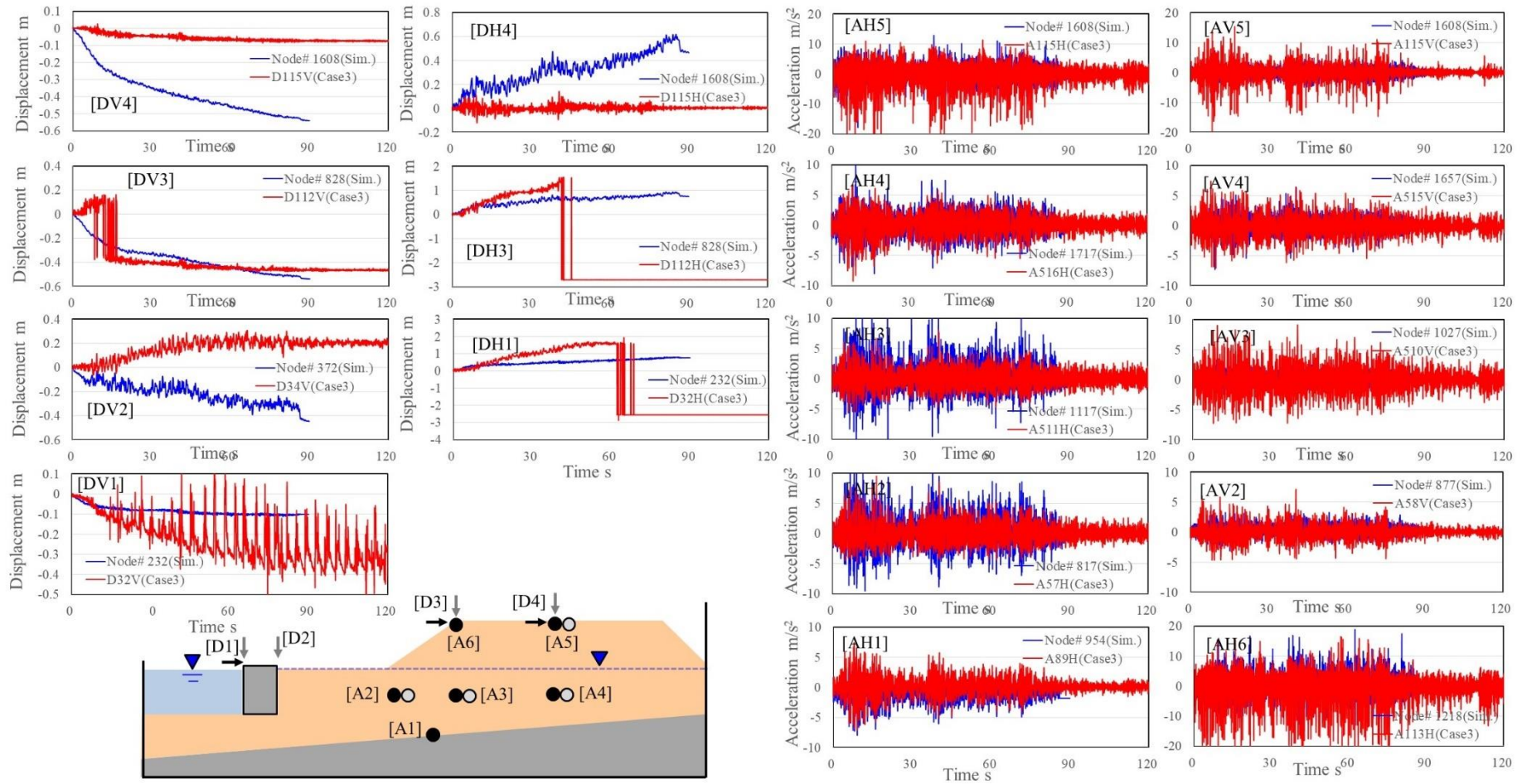


図 3.5-4 Tohoku×2.0 加振(d05)の応答結果 (赤：実験，青：解析結果[Material KTC]) ①変位・加速度

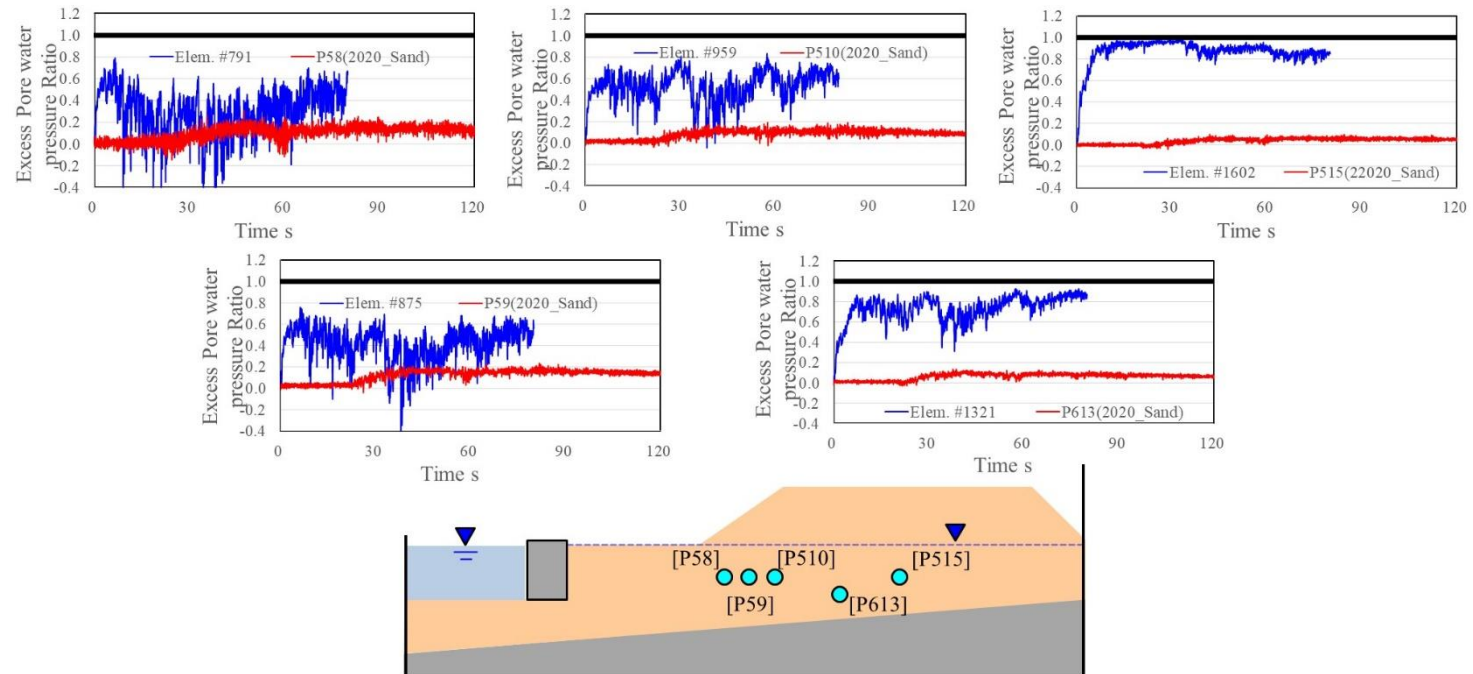


図 3.5-5 Tohoku×2.0 加振(d05)の応答結果 (赤：実験，青：解析結果[Material KTC]) ③過剰間隙水圧比

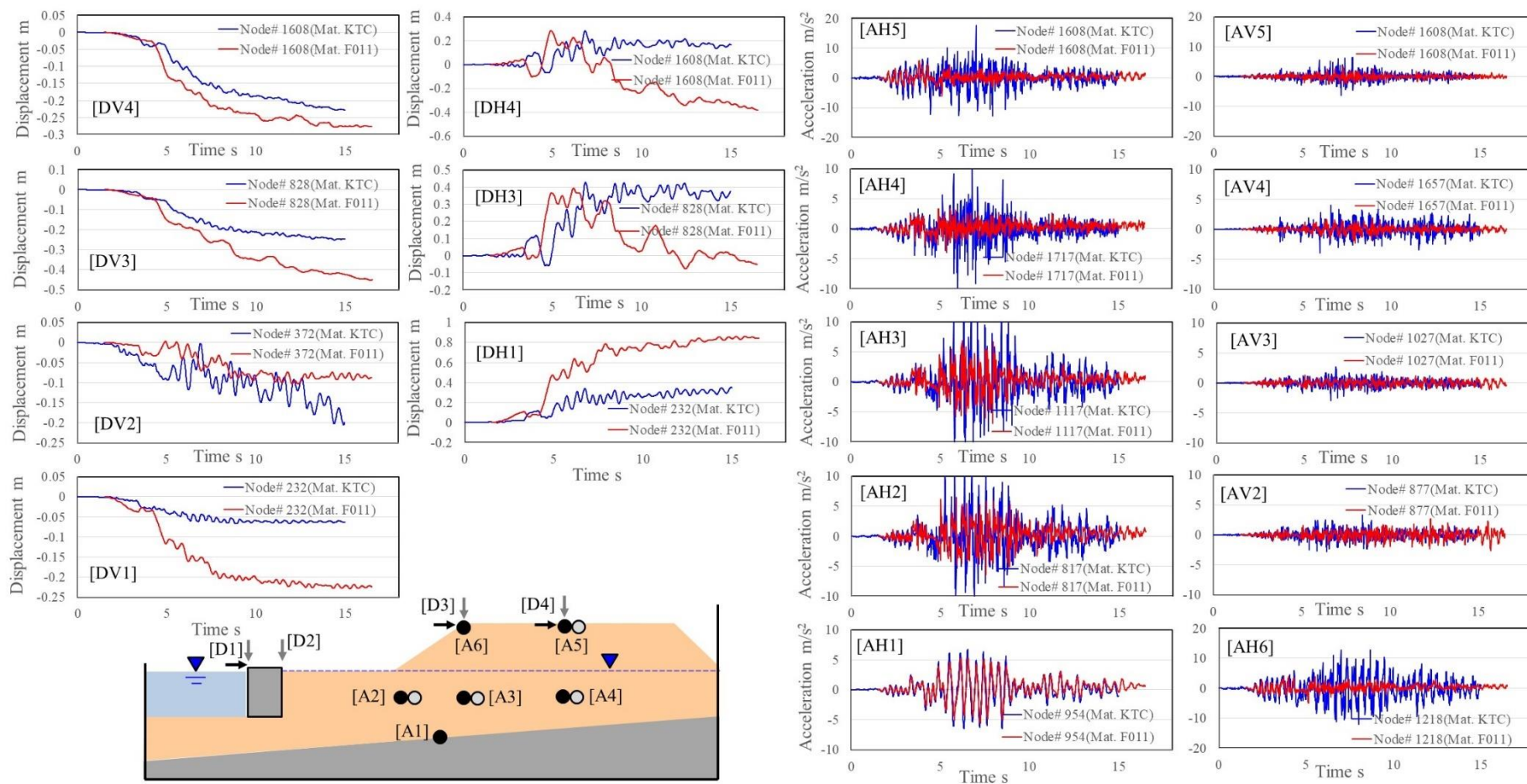


図 3.5-6 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：2019 礫質土[F011]，青：2020 砂質土[KTC]) ①変位・加速度

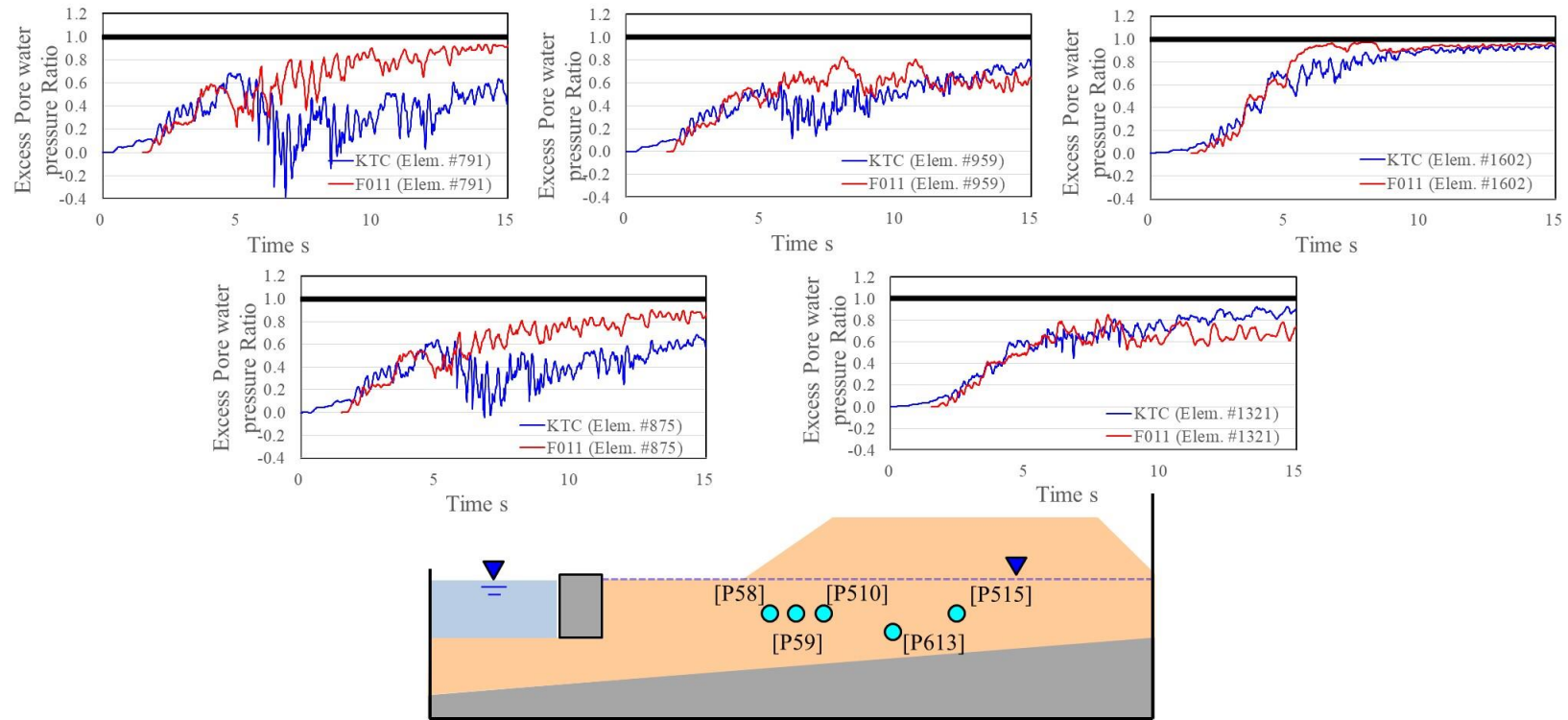


図 3.5-7 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：2019 礫質土[F011]，青：2020 砂質土[KTC]) ②過剰間隙水圧比

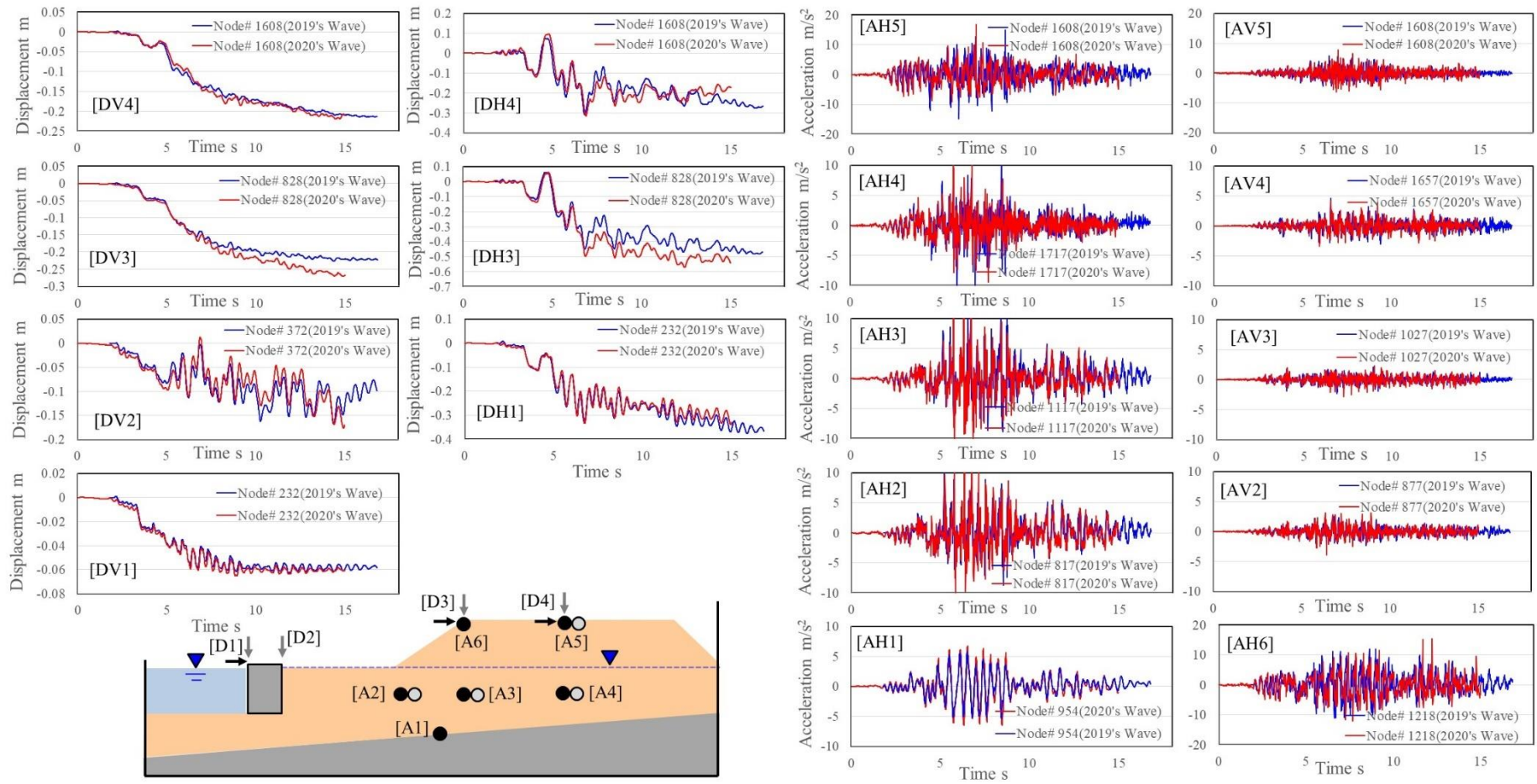


図 3.5-8 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：2020 波形[KTC]，青：2019 波形[KTC]) ①変位・加速度

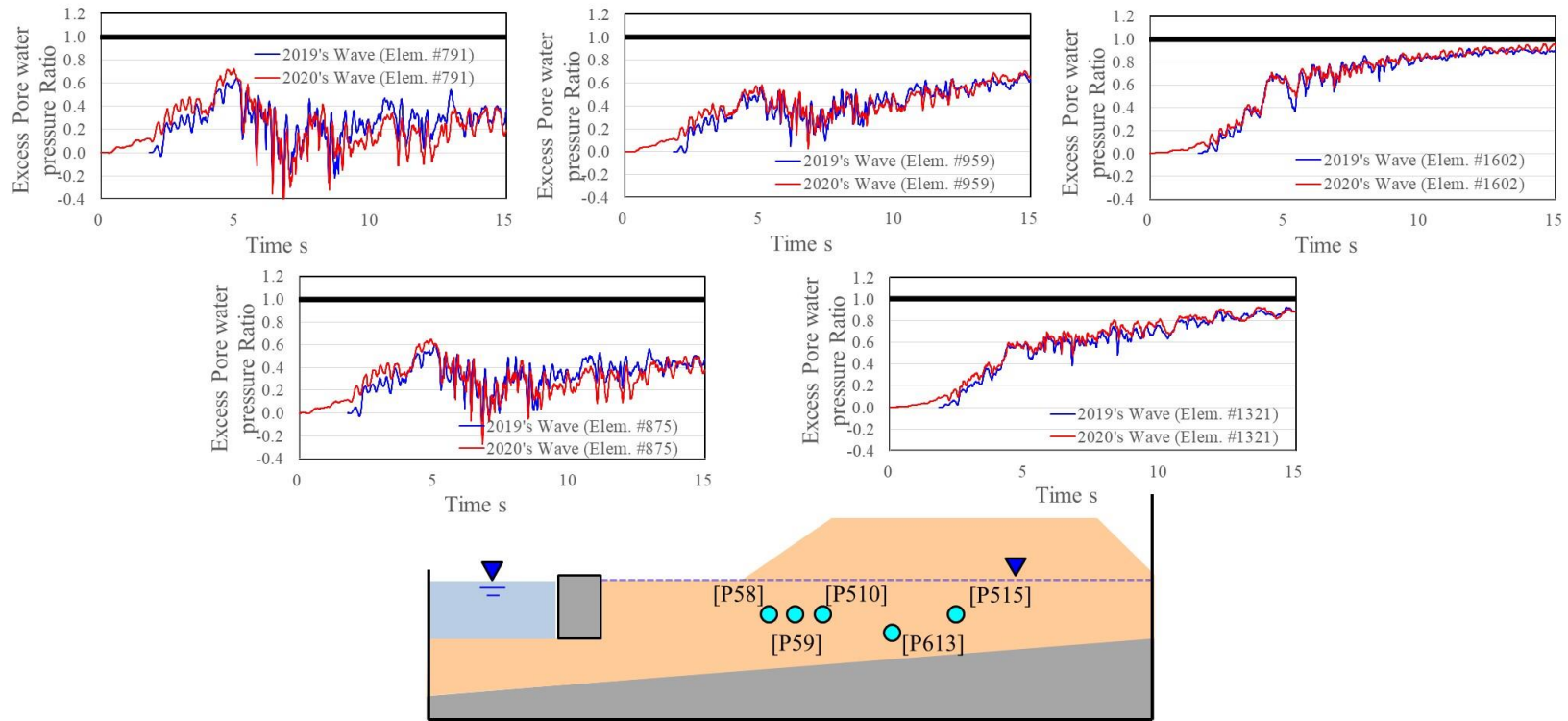


図 3.5-9 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：2020 波形[KTC]，青：2019 波形[KTC]) ②過剰間隙水圧比

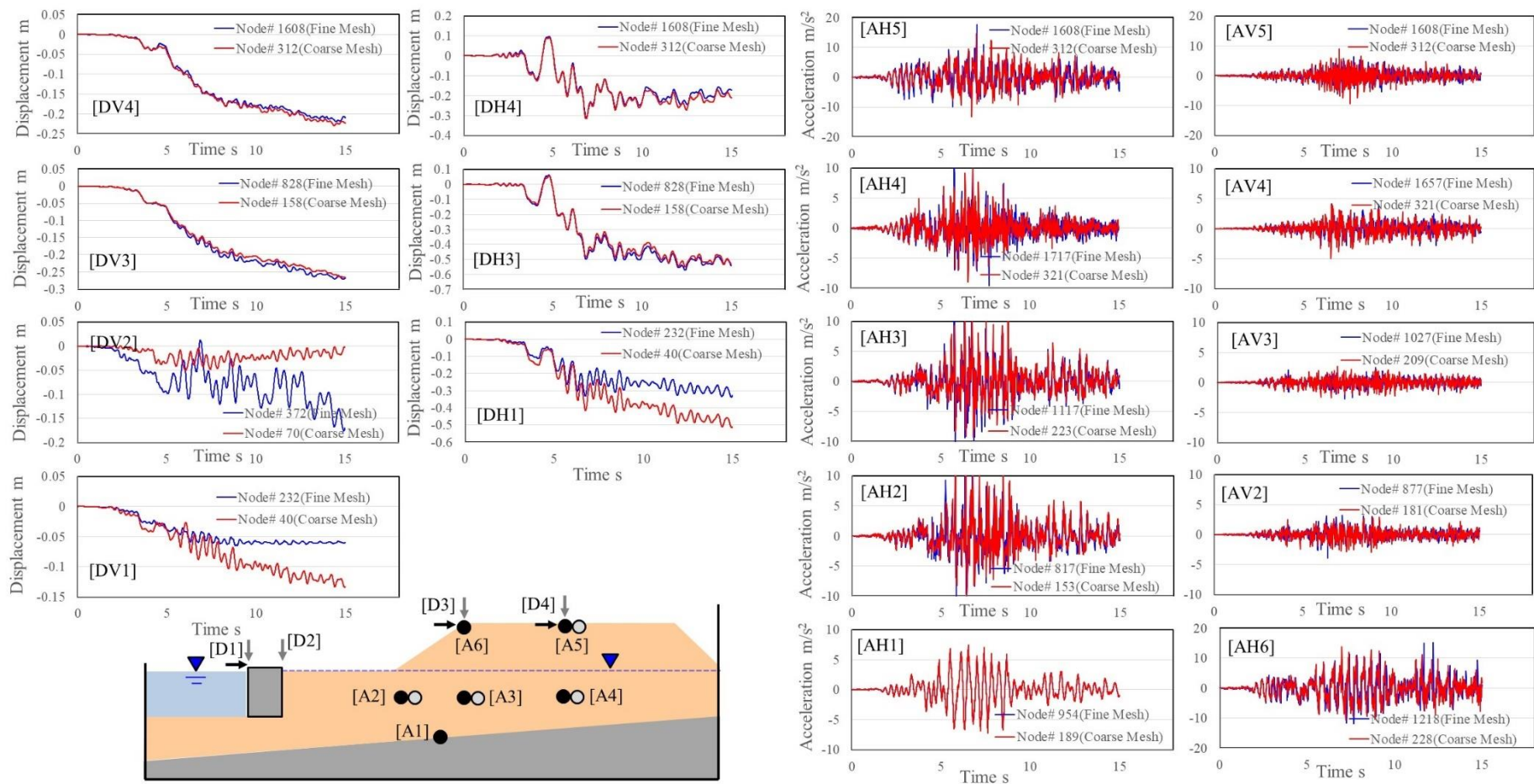


図 3.5-10 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤:粗メッシュ[KTC], 青:細メッシュ[KTC]) ①変位・加速度

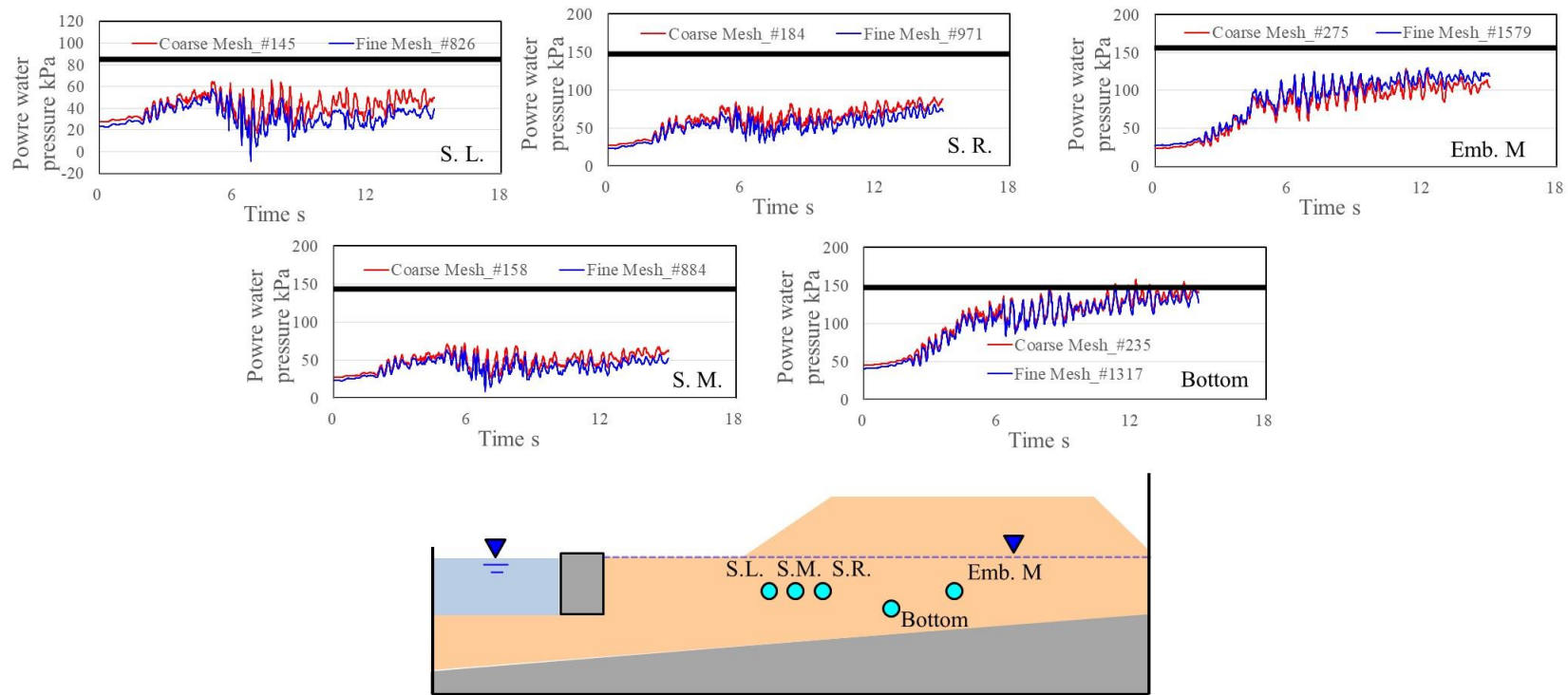


図 3.5-11 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：粗メッシュ [KTC], 青：細メッシュ [KTC]) ②過剰間隙水圧比

図 3.5-12 には、3D モデルのメッシュ図とモデル側面の拘束条件の概要について示す。奥行方向の応答分布に側面拘束が与える影響を検討する 3D モデルでは、メッシュ形状だけでなく、地震入力の際にどの節点に入力を与えるかも影響するため、メッシュ形状 2 種類×入力位置 2 種類の 4 パターンで計算を実行した (Series4)。

図 3.5-13, 図 3.5-14 は、まずリファレンスとして実験模型と同じ形状のメッシュで、側面拘束の影響が最も出るケースである、メッシュ A×入力 A の組み合わせで三次元計算した場合の中央断面の応答を整理したものである。比較のため同じメッシュ形状である 2D の計算結果も併せて示している。この結果を見る限り、少なくとも過剰間隙水圧の蓄積に関しては、今回の模型断面では、側面摩擦の奥行方向への影響はないことが確認できる。

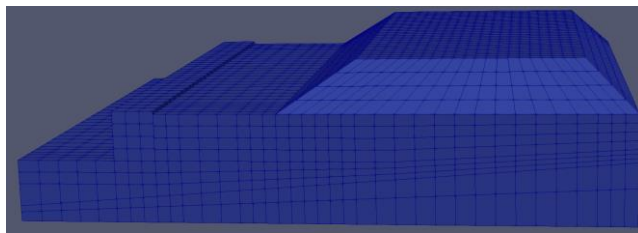
そこで奥行方向への側面摩擦の影響範囲を確認するため、図 3.5-15 および図 3.5-16 に奥行方向の水平変位最大値を、各部（盛土法先、法肩、盛土中央地表面、盛土中央地下水面位置）・各方向（海側変位時、陸側変位時）に分けて整理した。どの 3D モデルで計算したかについては、それぞれの図の上を示した。

まず図 3.5-15 を見ると、模型各部・各方向の奥行方向最大変位分布には、2 次元平面ひずみに相当する右端列の結果、すなわちメッシュ B×入力 B のケースを除き、大なり小なり側面条件の影響が生じていることが分かる。特に、入力 A のパターンでは、側壁の摩擦で模型地盤側面が底面と同じ動きになり、最も拘束された場合を想定して居るため、両端部から模型奥行長さの 1/3 ずつ、すなわち合わせて 2/3 の領域が影響を受けている。しかしながら、地下水面より上の部分だけでも摩擦を切るために模型形状を変えたメッシュ A の場合、地表面変位の奥行方向の分布は完全 2 次元断面とほぼ同等になっていることが分かる。模型側面拘束の影響が変位を大きくする側に作用するか、それとも逆に抑制する側に作用するかについては、右端列の 2 次元相当の結果を基準として比較すると、各部それぞれで大きくなる場合も小さくなる場合もあり、いずれか一方に作用するとは言えない。これは、側面からも入力された方がより入力が上まで伝達されるという効果と、側面が拘束されることで変形しない土槽壁に模型地盤の変位が抑制されるという効果が、地盤の剛性と入力波形の特性に応じて、そのいずれが顕著になるかケース・バイ・ケースになるからであると思われる。したがって、実務的な検証を目的として模型実験を行った場合は、その結果ごとに（模型 [断面, 物性, etc.] ごとにではない）側面の摩擦拘束があると安全側になるのか、逆に危険側になるのか、それぞれ判断する必要が生じる。但し、盛土法肩部分のみを取り出し、解析条件の組み合わせパターンごとの結果を比較した図 3.5-16 を見る限り、中央付近での応答の差はそれほど小さくなく、適切な安全マージンを確保していれば、それほど気にするような差ではないとも言えそうである。

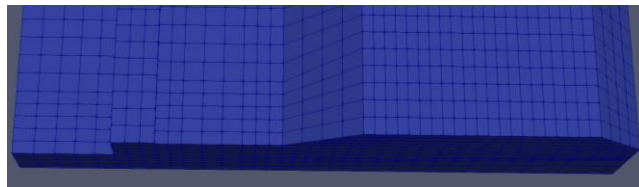
図 3.5-17, 図 3.5-18 は、もっとも拘束の影響が大きくなる条件で解析した Pattern2-1 (メッシュ B×入力 A) において、奥行方向端部の断面と中央の断面の応答を比較した結果、図 3.5-19, 図 3.5-20 はメッシュ A とメッシュ B のいずれも中央部分の応答を比較した結果であるが、前者は入力位置となっている DH1, DH3, DH4 の断面底部（土槽底面）に

対する水平変位以外については、端部と中央で、最大変位水平変位ほどの顕著な差が生じておらず、後者は全ての結果が概ね同等となっていることからそれが伺われる。

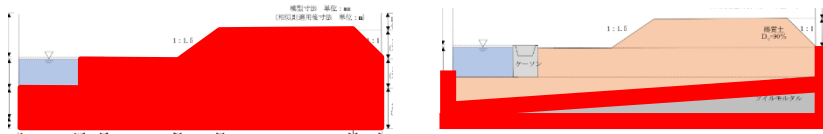
なお、上記の計算結果は、いずれも水平方向への端面拘束の影響についてであったが、鉛直変位を拘束した場合の結果が図 3.5-21、図 3.5-22 であり、地震入力時のみならず、圧密計算時から地震入力中までの全てを奥行方向両端面の鉛直変位を拘束した場合でも、中央部の応答に顕著な差が生じないことも確認している（ケーソン鉛直変位は、変位量が小さいため、比率としては違いが大きくなっているが、差そのものはそれほど大きくない）。



(a)メッシュ A：盛土の地下水面より上を法面化したメッシュ



(b)メッシュ B：盛土側面が地表まで鉛直なメッシュ



(c) 3D モデル側面の入力位置（赤部に水平入力）

入力 A：左図 全面入力，入力 B：右図 底部のみ入力

図 3.5-12 3D メッシュと入力位置

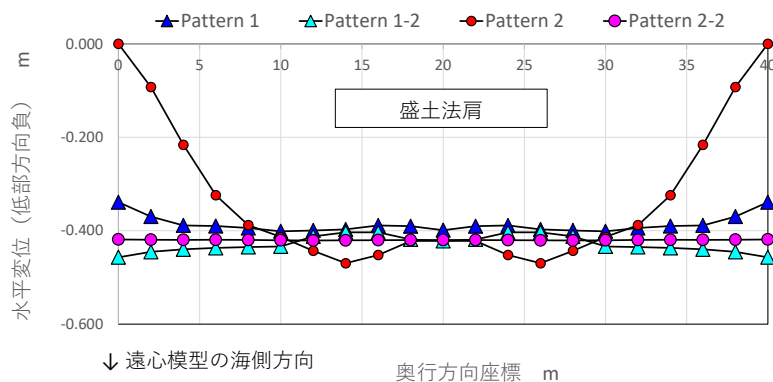


図 3.5-16 盛土法肩部の最大水平変位の奥行方向分布の比較

※紙面方向の都合上，図 3.5-16 は先に掲載。

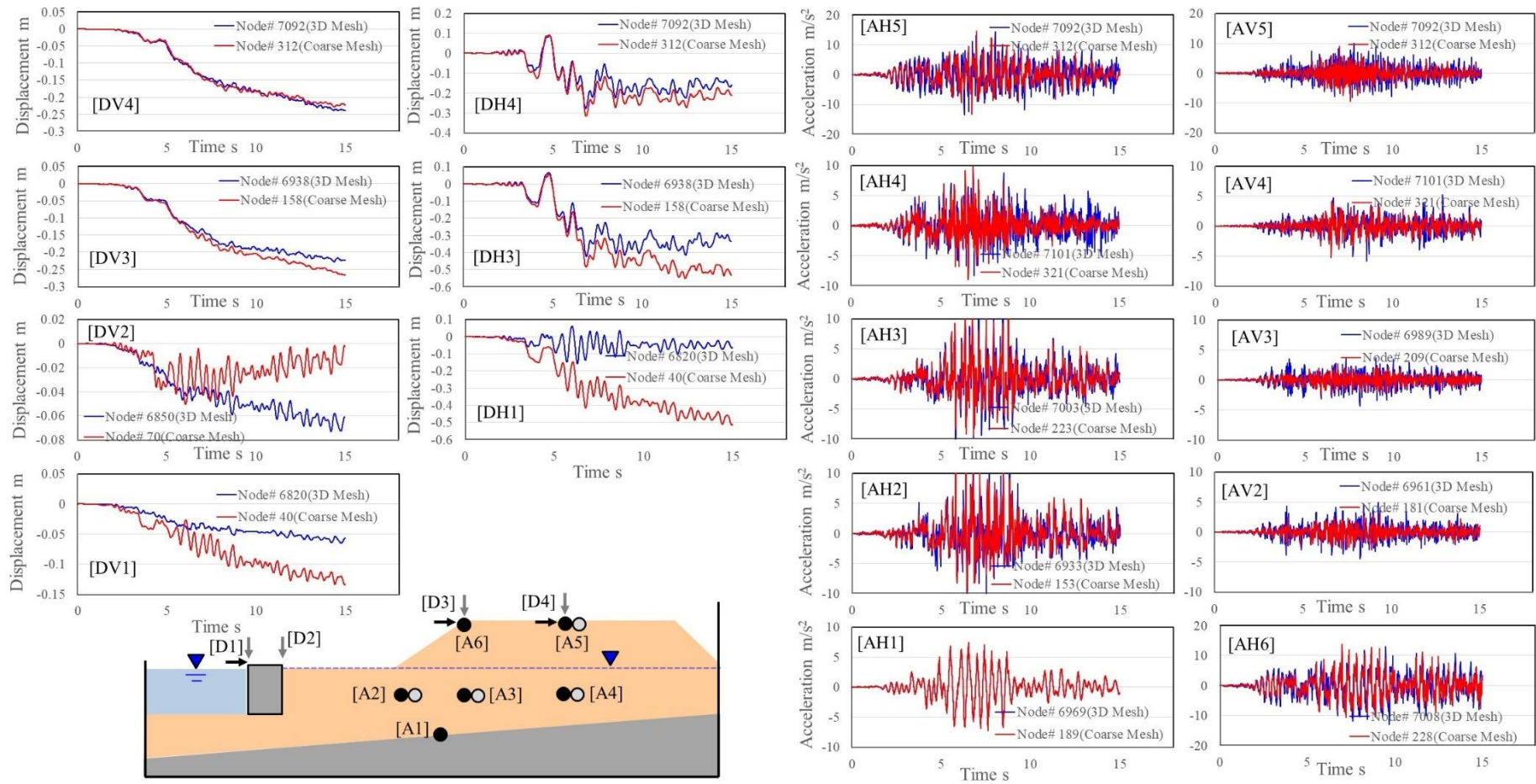


図 3.5-13 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：2D粗メッシュ, 青：3Dメッシュ) ①変位・加速度

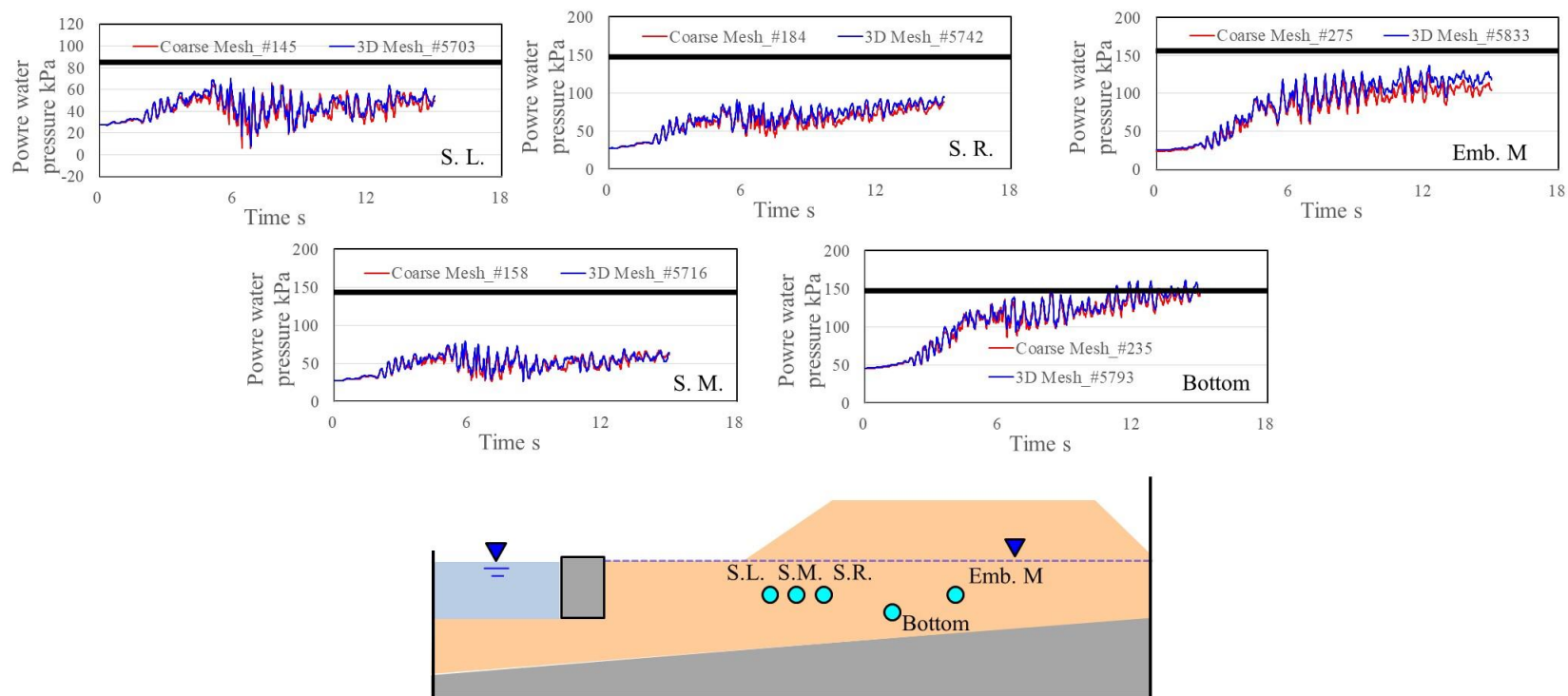
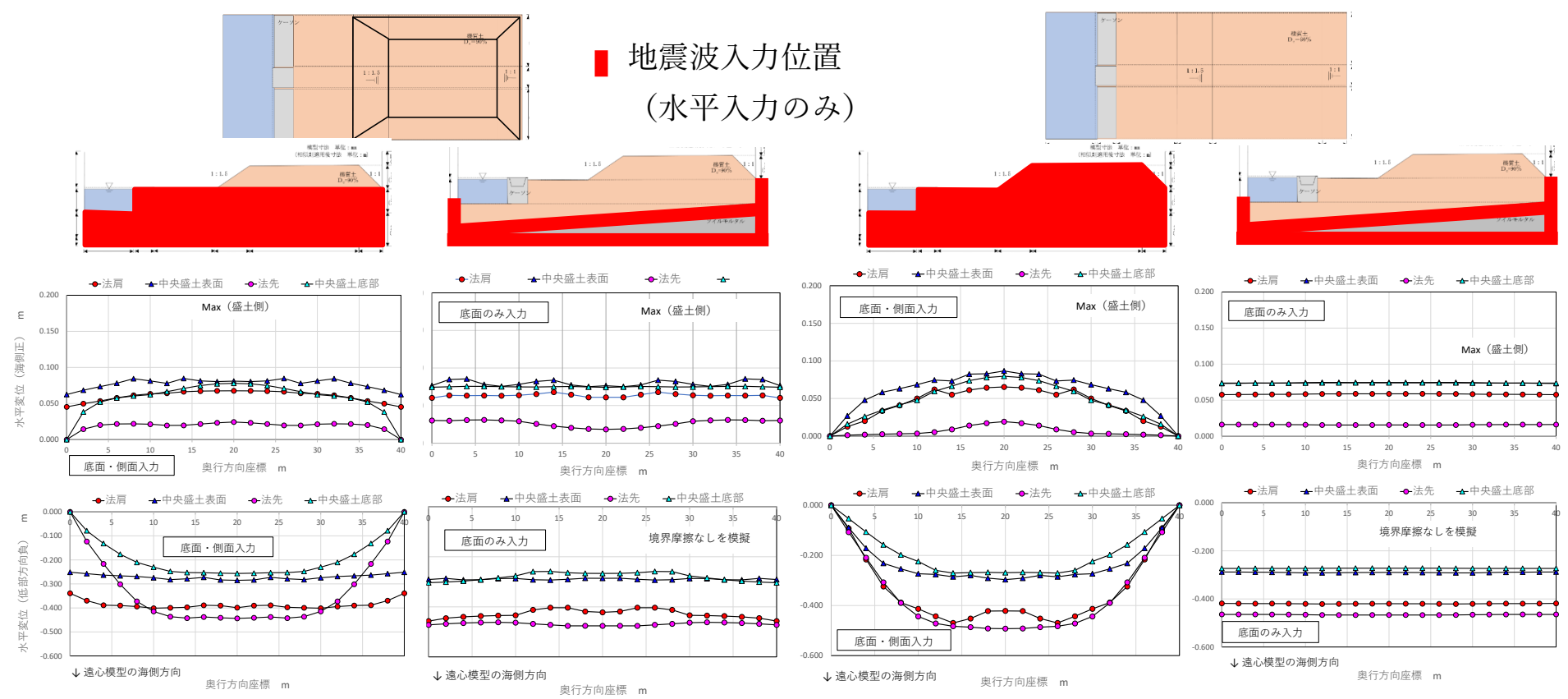


図 3.5-14 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：粗メッシュ[KTC], 青：3Dメッシュ[KTC]) ②過剰間隙水圧比

地震波入力位置
(水平入力のみ)



(a)Pattern1-1
メッシュ A
入力 A

(b)Pattern1-2
メッシュ A
入力 B

(c)Pattern2-1
メッシュ B
入力 A

(d)Pattern2-2
メッシュ B
入力 B

図 3.5-15 3D モデルの最大水平変位の奥行方向分布一覧

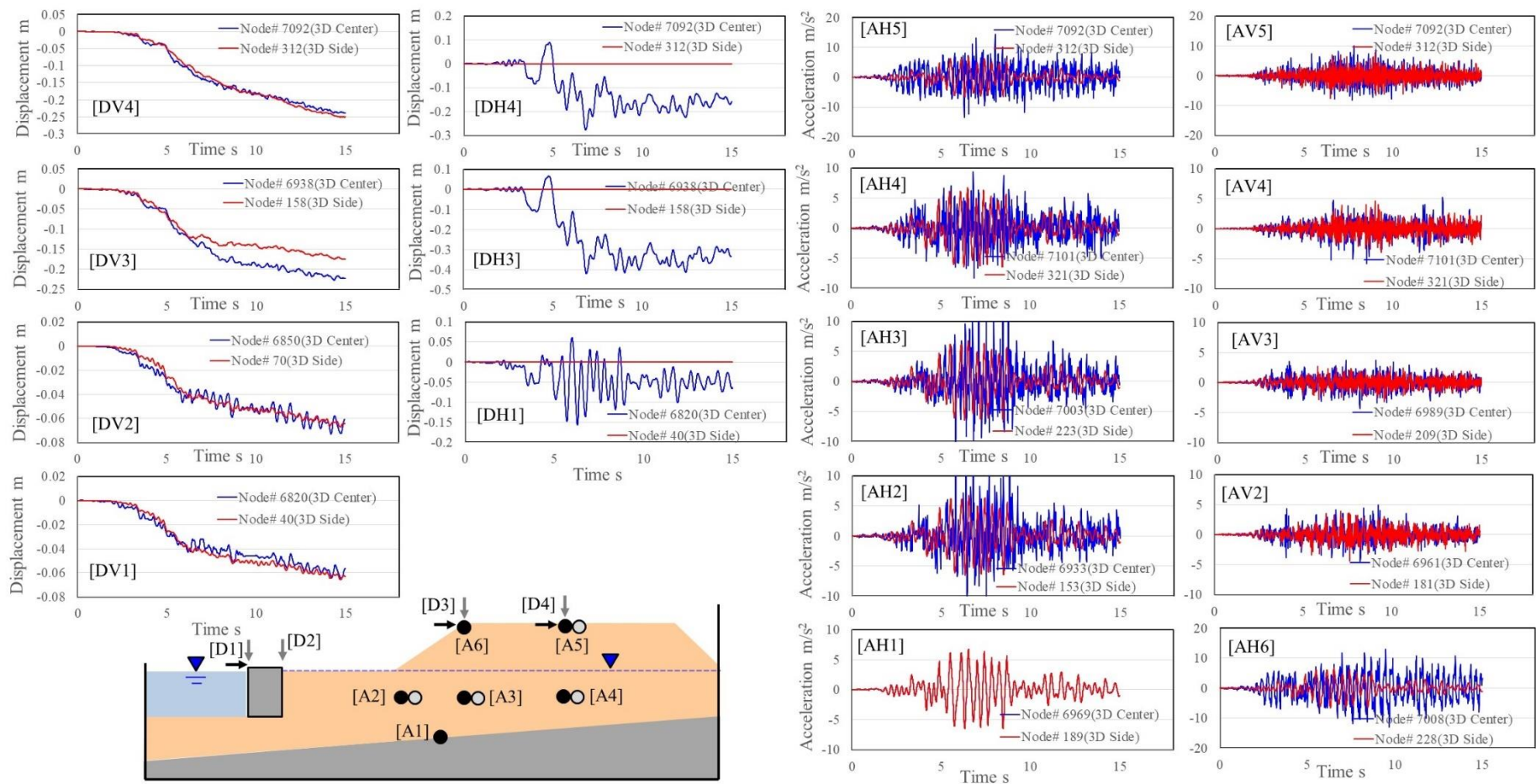


図 3.5-17 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：土槽壁付近の応答 [Pattern2-1]，青：中央部分の応答[Pattern2-1]) ①変位・加速度

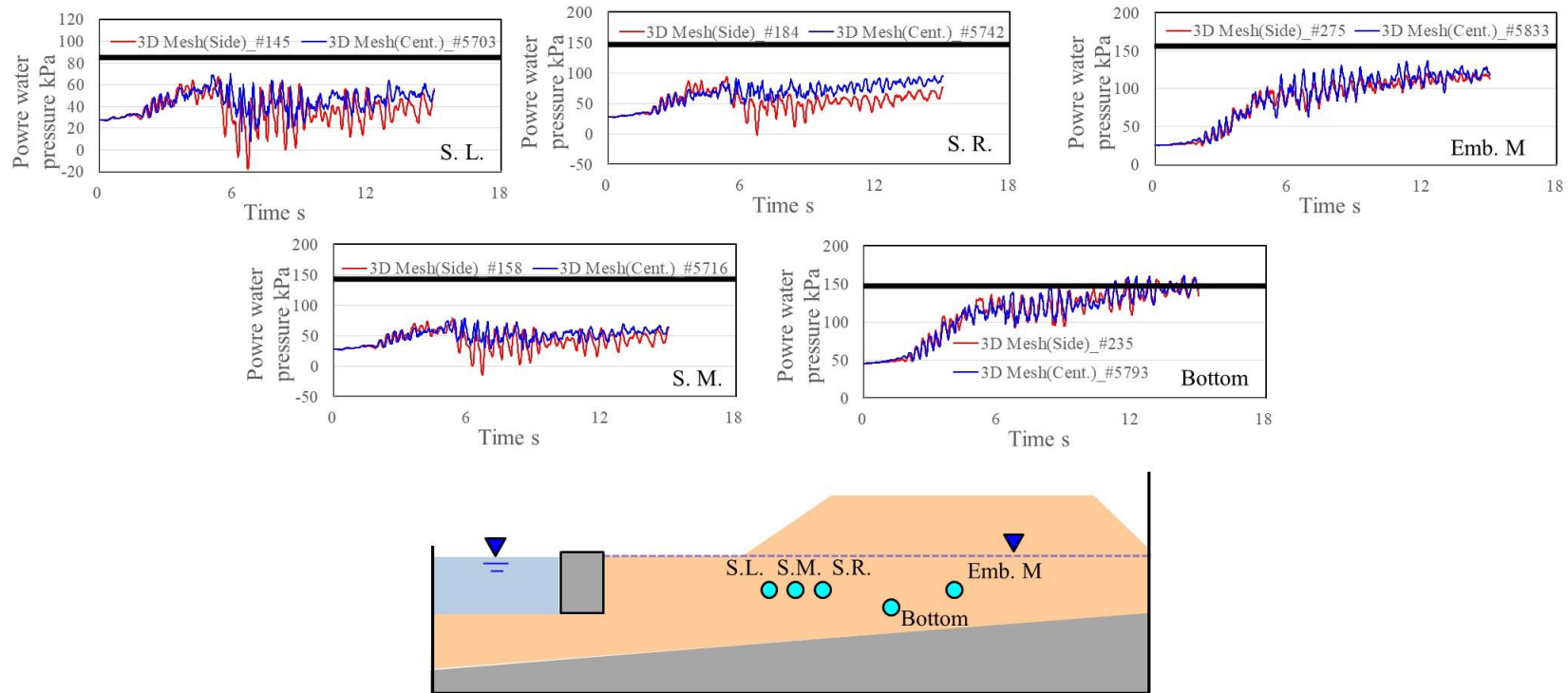


図 3.5-18 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤：土槽壁付近の応答 [Pattern2-1], 青：中央部分の応答[Pattern2-1]) ②過剰間隙水圧比

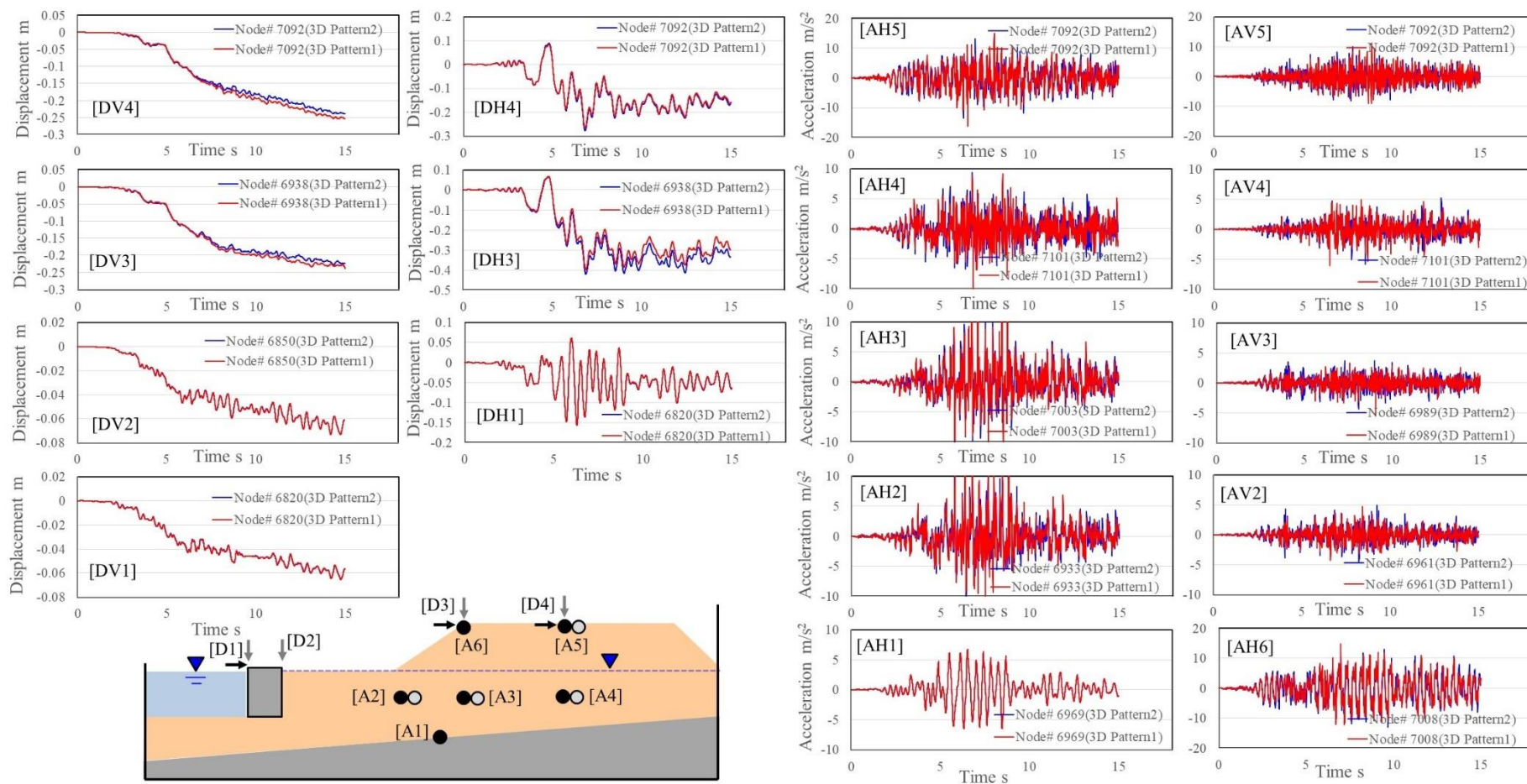


図 3.5-19 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤: Pattern1-1 の応答 [中央], 青: Pattern2-1 の応答[中央]) ①変位・加速度

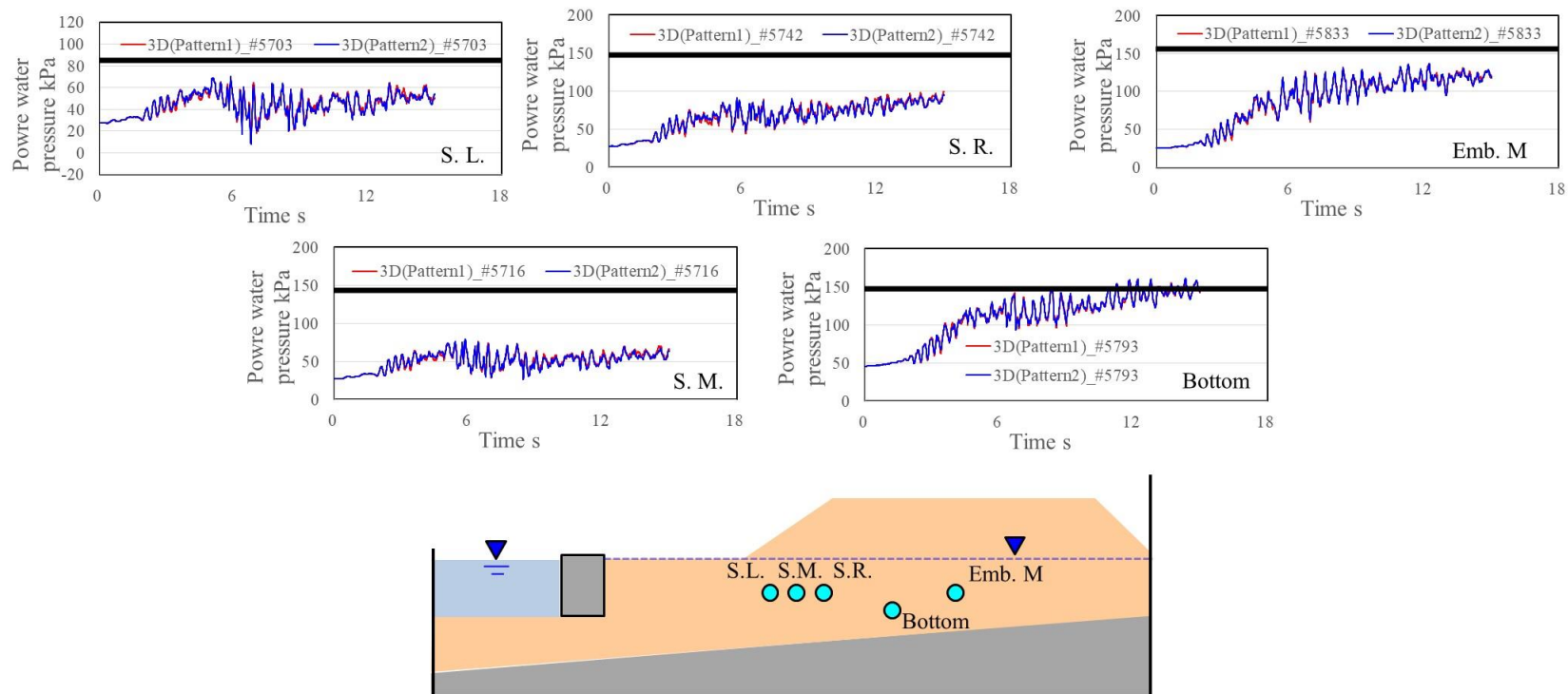


図 3.5-20 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤 : Pattern1-1 の応答 [中央], 青 : Pattern2-1 の応答[中央]) ②過剰間隙水圧比

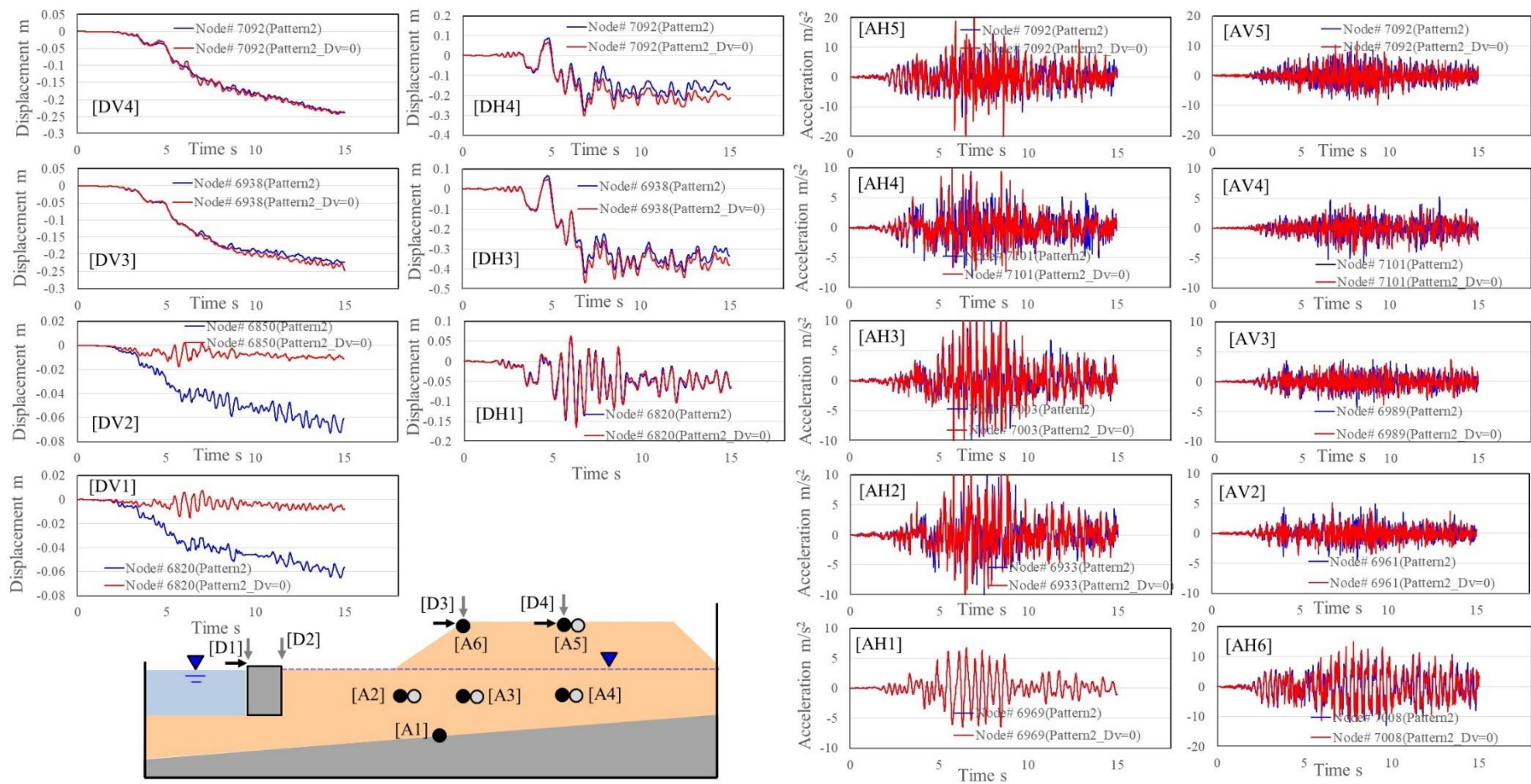


図 3.5-21 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤: Pattern2-1[側面鉛直変位固定]の応答, 青: Pattern2-1) ①変位・加速度

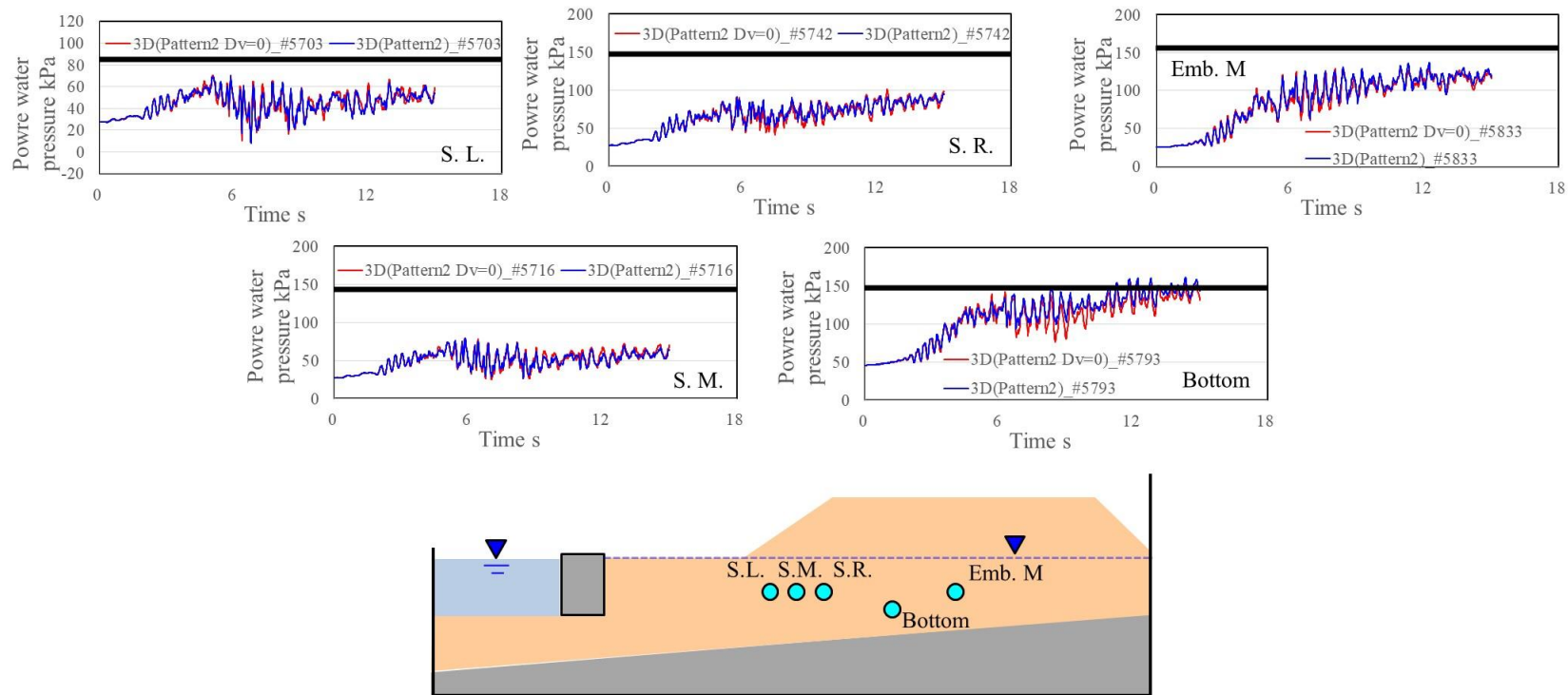


図 3.5-22 Kumamoto 加振(d03)での応答比較 (赤 : Pattern2-1[側面鉛直変位固定]の応答 , 青 : Pattern2-1) ②過剰間隙水圧比

これまでの検討の結果、数値解析における盛土中央下の地盤は、実験事実と異なり液状化する傾向にあり、それは土槽壁面による模型側面の拘束の影響ではなさそうであることが分かった。すなわち、地下水面より上の部分の摩擦を切るために法面化した際に、実験では過剰間隙水圧比の蓄積が大きくなっていたが、これ以上側面摩擦を低減した場合でも、模型中央部の過剰間隙水圧の蓄積には影響がほとんど生じないものと判断される。

そのため、模型地盤で液状化が発生しなかった理由を他に求める必要が生じ、その可能性の検討として、初期応力状態の違いが地震応答に与える影響を確認するための Series5 の一連の解析を実施した。ここで、初期応力状態の影響とは、図 3.5-23 に示すように、初期に水平/鉛直有効応力比が小さく（異方の程度は大）、変相線を超えて破壊に近い状態でせん断を開始した場合は、土は主に膨張側でせん断されるため、過剰間隙水圧の蓄積が抑制される傾向となることを意味する。

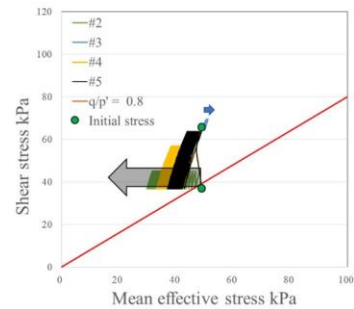
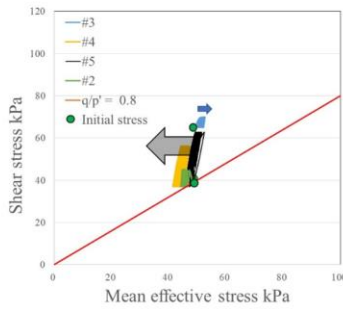
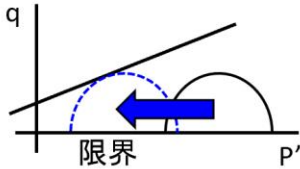
図 3.5-24 では、GEOASIA の解析において初期の水平/鉛直有効応力比の解析結果に影響するパラメータである FK_0 （状態パラメータであり、地盤物性パラメータではない）をパラメトリックに変えて計算した地震応答計算開始直前の応力状態を水平/鉛直応力比の分布として示したものである。

図 3.5-25～27 には、この各初期応力状態に対して、Kumamoto 加振波形を入力した解析結果を示しているが、図 3.5-25 に示されている通り、初期の応力比が小さい（応力異方性が強い）ほど、過剰間隙水圧比の蓄積が抑制される傾向にあることが確認できる。しかも、図 3.5-27 を見る限り、その過剰間隙水圧の蓄積傾向は、変位応答にはほとんど影響せず、盛土中央下の過剰間隙水圧の蓄積傾向や液状化強度の大小関係と各部の変位の大小があまり対応していなかった実験の傾向と整合的である。

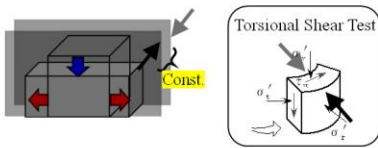
但し、模型実験結果の詳細な地盤内応力状態に関する検討では、得られた地盤内応力が使用した材料の挙動と整合するためには、水平土圧は計測結果よりも大きくな値であったことが必要となっており、土圧計測の精度が低いことを勘案した場合、何が正しいのかについては、さらに詳細な検討を行う必要がある。

【軸差応力固定】

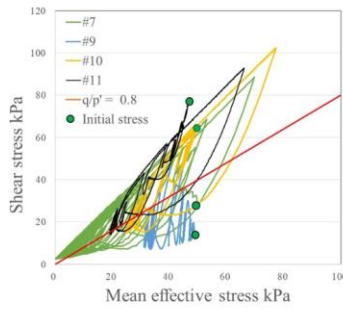
Mohr円半径≠0により
過剰間隙水圧の蓄積に限界あり



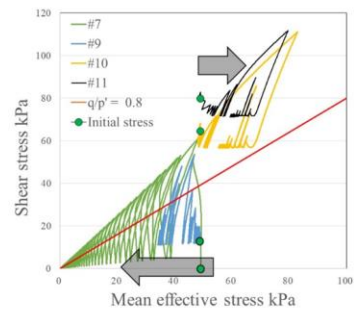
【平面ひずみ】



軸差応力は可変
平面ひずみを保持する限り軸
差応力=0も可能

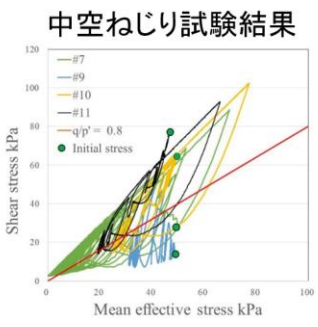
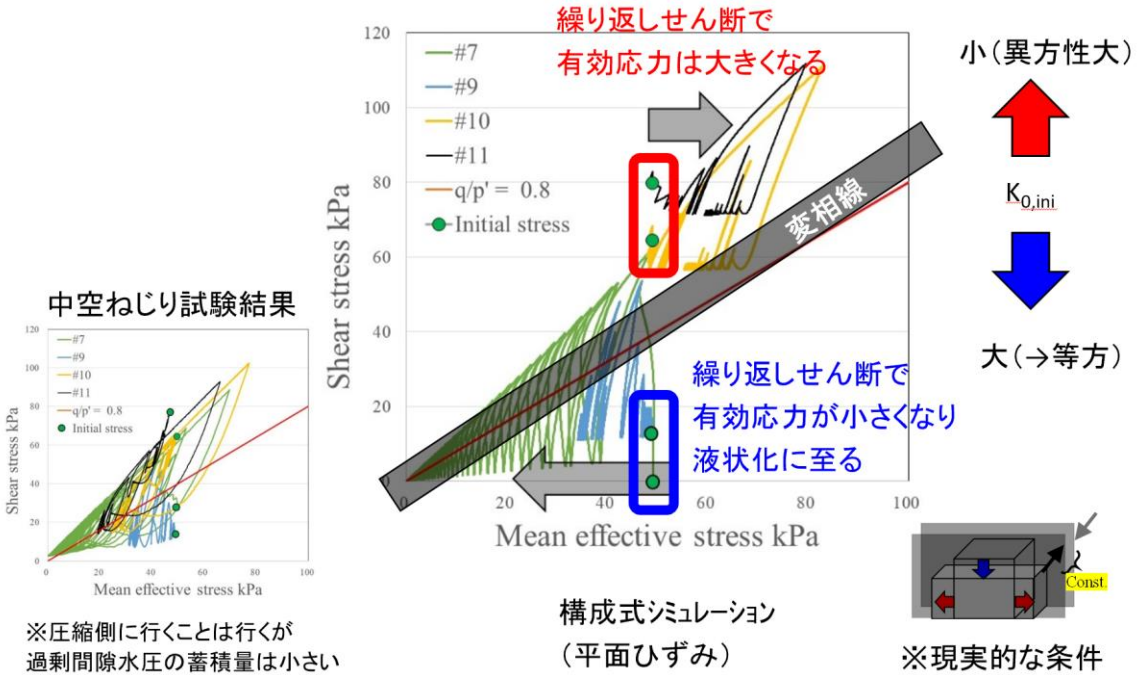


中空ねじり試験



構成式シミュレーション

同じ繰返しせん断応力でせん断しても、初期応力状態によって液状化する
／しないが大きく異なる



※圧縮側に行くことは行すが
過剰間隙水圧の蓄積量は小さい

構成式シミュレーション
(平面ひずみ)

※現実的な条件

図 3.5-23 初期応力と拘束条件の影響 (2) (平成 30 年度報告書から抜粋加筆)

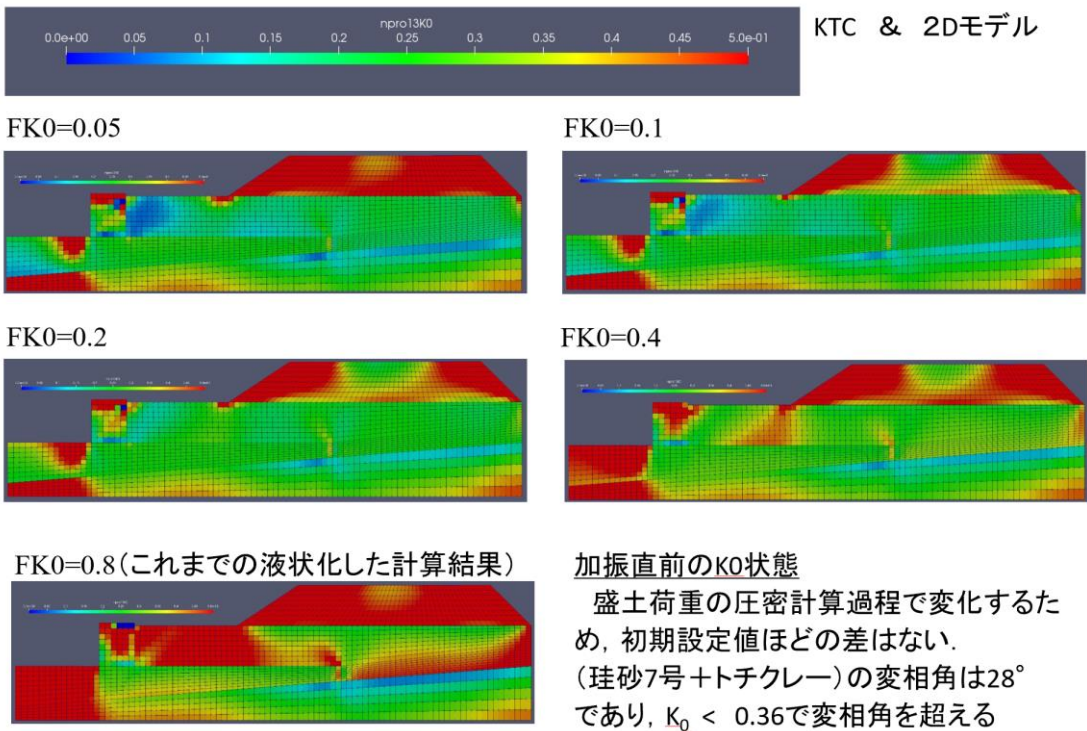


図 3.5-24 初期応力比分布（盛土解析を実行した後の地震入力直前の状態）

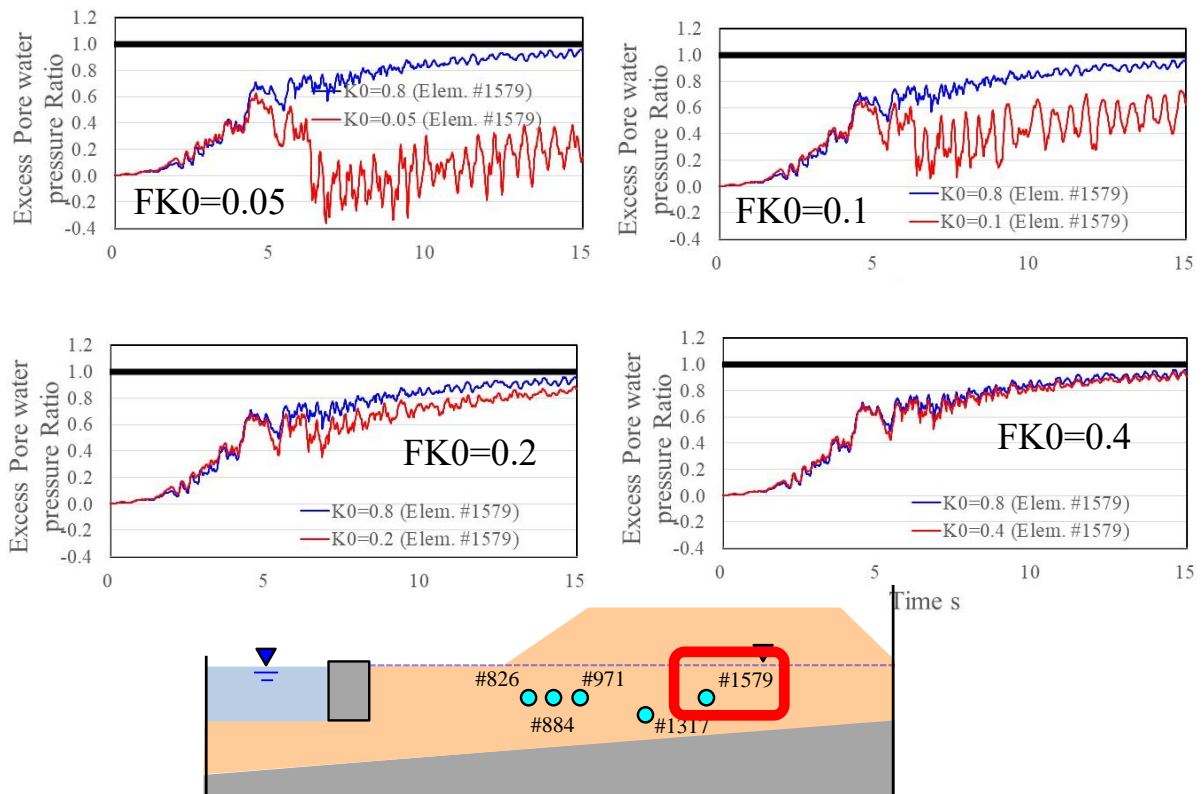


図 3.5-25 二次元平面ひずみ解析において初期応力が過剰間隙水圧の蓄積に与える影響

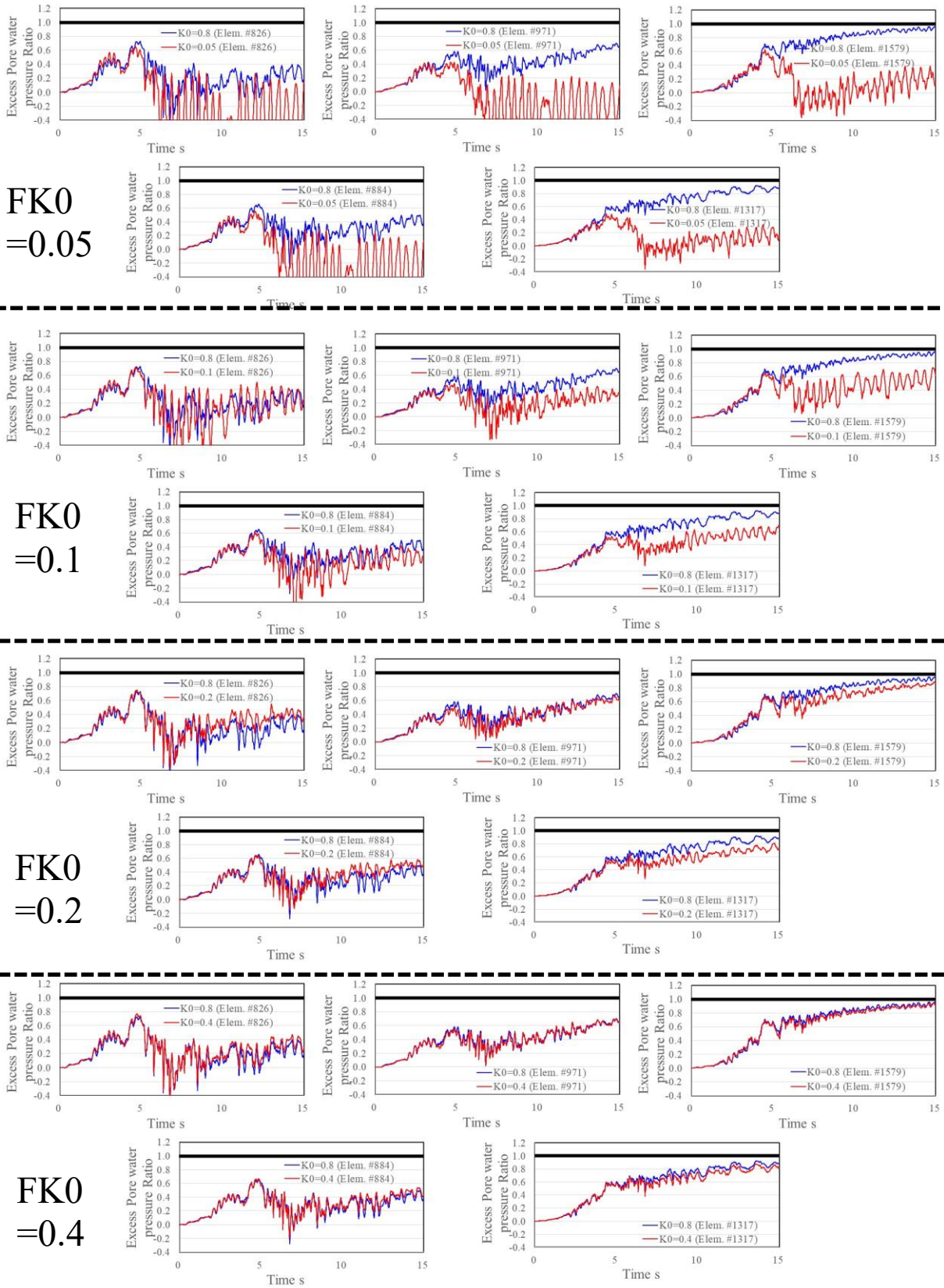


図 3.5-26 二次元平面ひずみ解析において初期応力が過剰間隙水圧の蓄積に与える影響

※断面内部のどの位置での比較かは、これまでと同様。(例えば、図 3.5-22 参照)

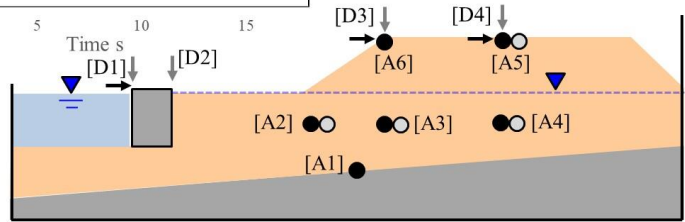
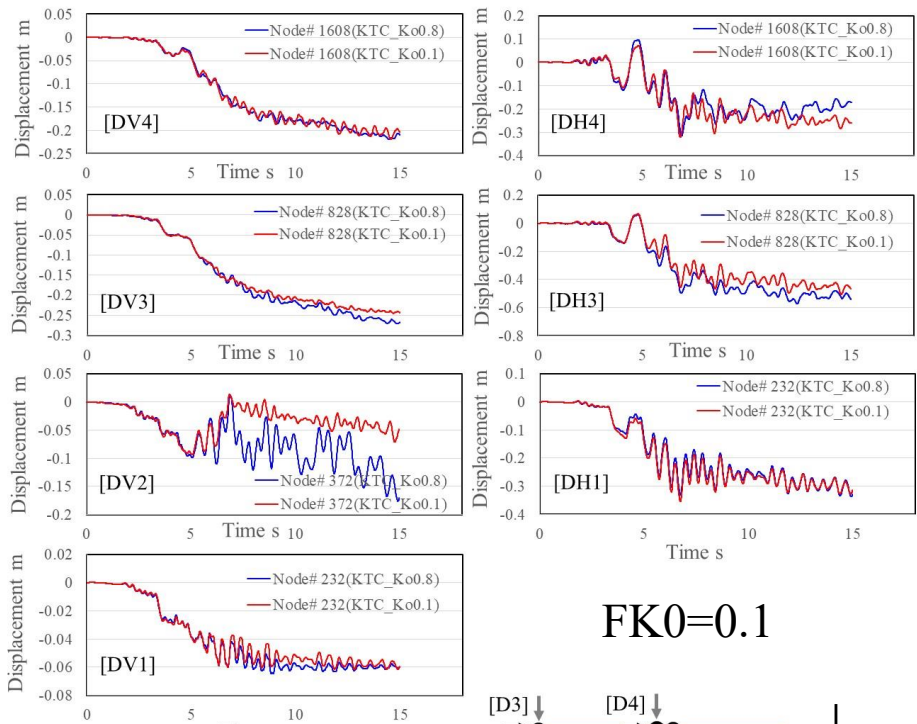
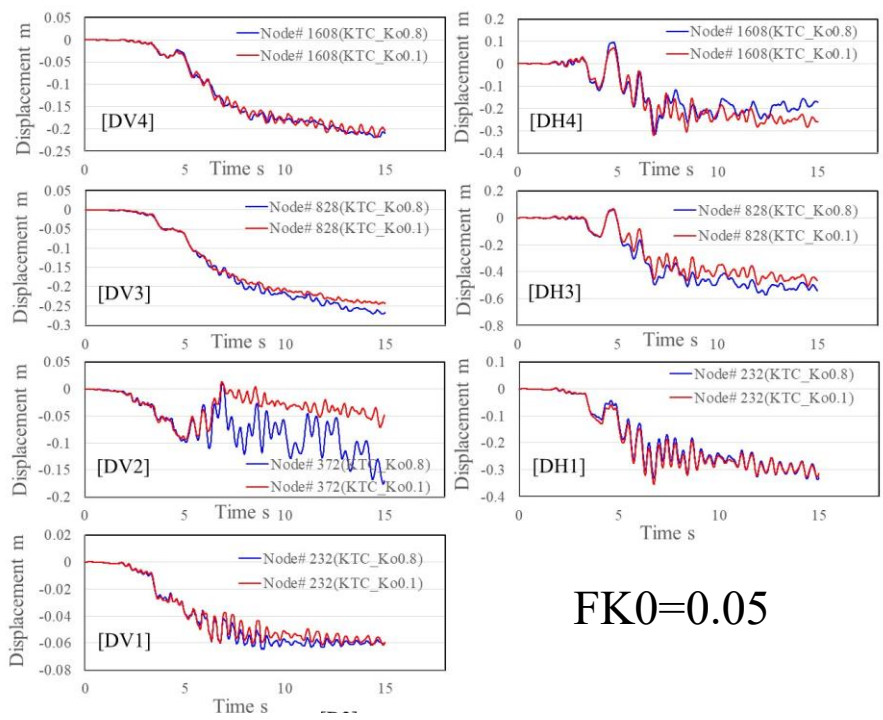


図 3.5-27(1) 二次元平面ひずみ解析において初期応力が変位応答に与える影響

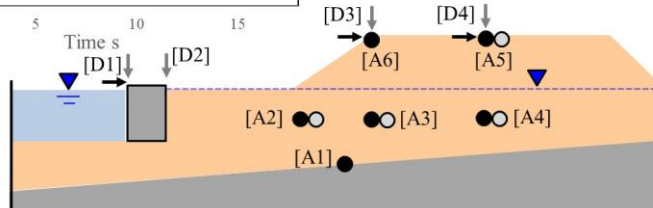
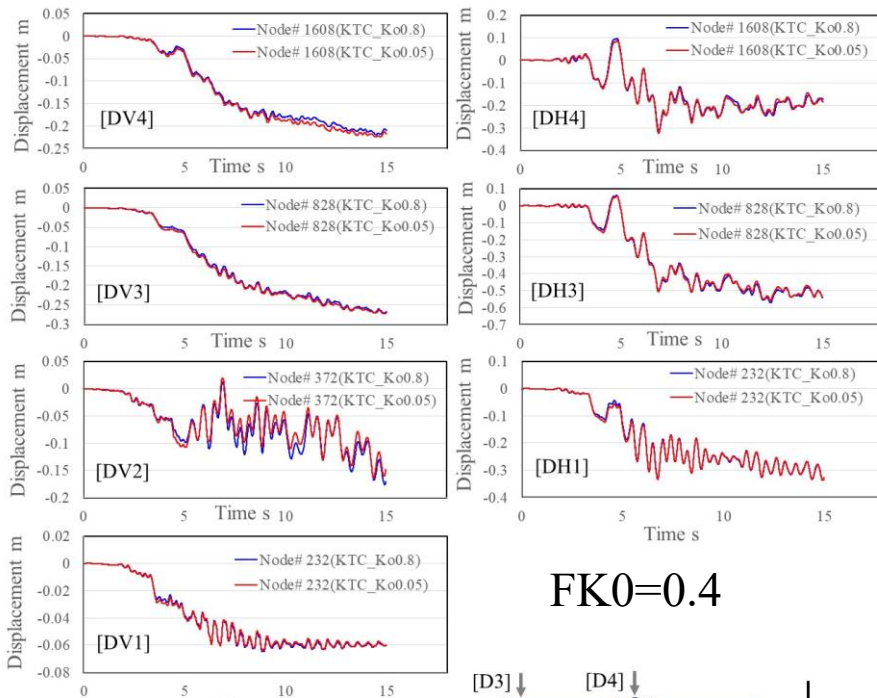
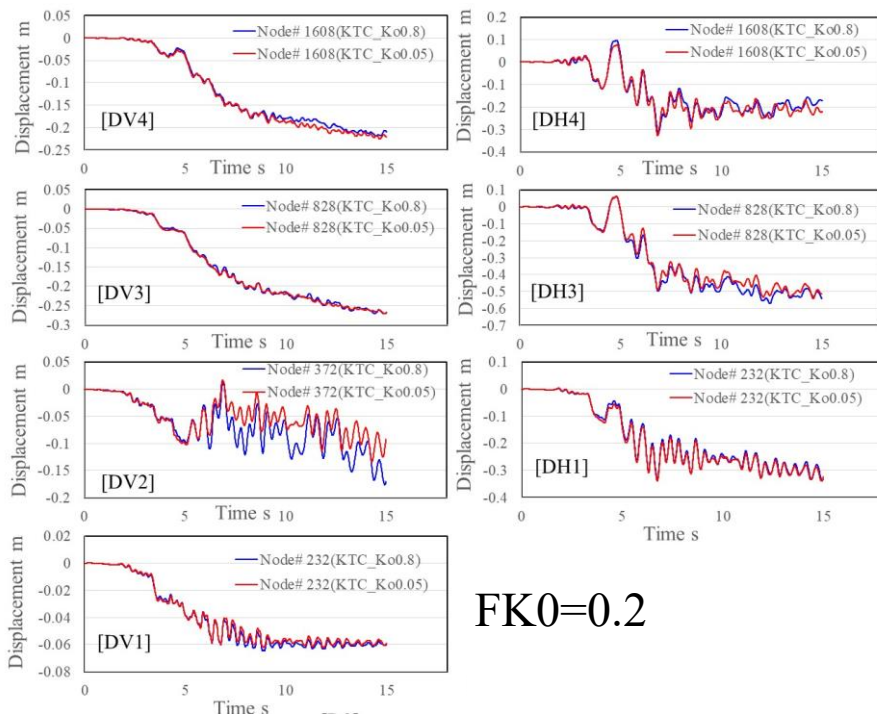


図 3. 5-27(2) 二次元平面ひずみ解析において初期応力が変位応答に与える影響

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（ τ_{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やや複雑な応力状態に関して検討したものに留まることが多い。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、実務的には、そのような無限の状況には対応できず、工学的な設計が成り立たなくなるので、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、古典的弾塑性論において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ことになる。

しかし、実際の土に対してはそのような古典的弾塑性論に基づくモデル化は不十分であり、降伏面内で生じる工学的に無視し得ない塑性変形（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）をモデル化するために、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方法として、降伏面内で塑性変形を生じる仕組みである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使い分けるために、正規降伏面と上・下負荷面と位置関係を以て塑性ひずみの発生量に反映させている。なお、それをある境界を境にした不連続な概念ではなく、位置関係の比という連続な量で表現することが、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。

具体的な一例を挙げると、土の挙動を考えれば、そのような完璧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到底考えられない（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いても、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。実務的には、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に取り組むよりも、そもそも全てを調べるくらいなら、品質を管理できるコンクリート等に全てを置換してしまう方がコストが小さい。

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、数値解析を実務で

有効に使用するには、何等かの割り切った対応が求められる。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、 K_0 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。

現象の再現自体を目的とする場合は“無視”というこ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) 原位置で生じる現象と対比またはそれを解釈するための実験

に大別して検討を行った。表 4.1-1 に試験ケース一覧を示す。

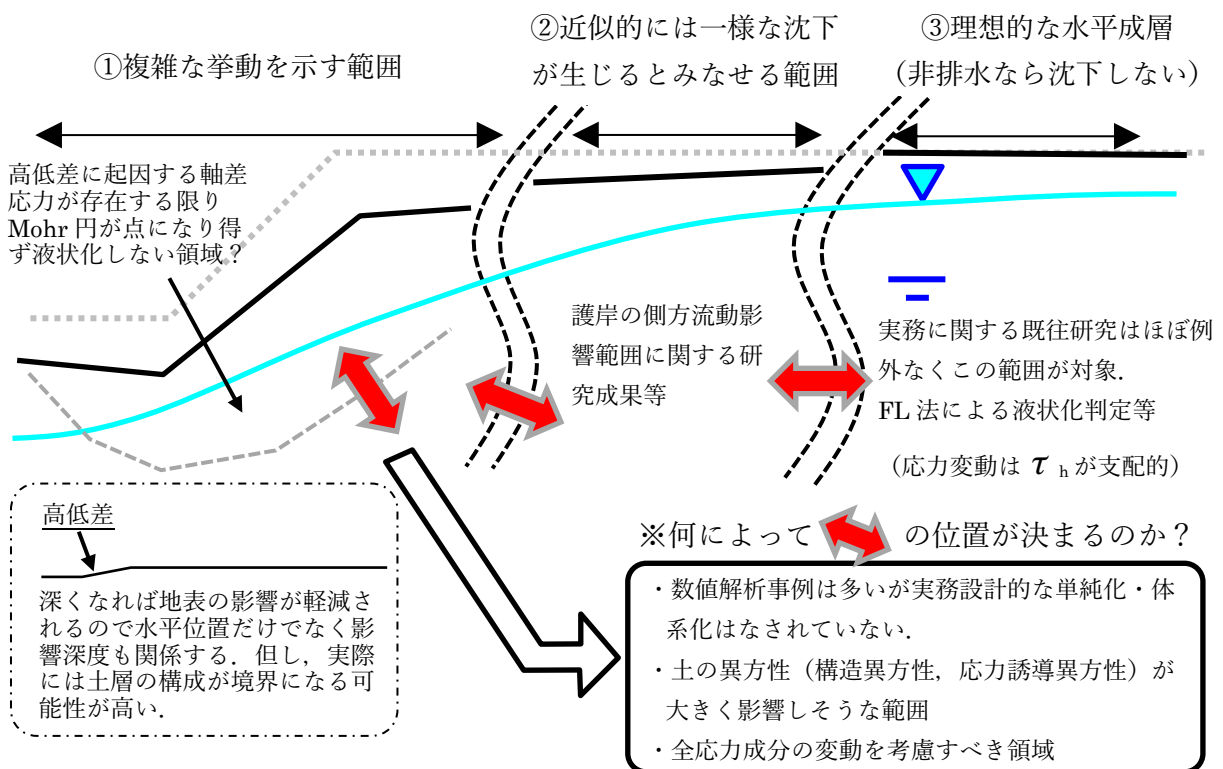


図 4.1-1 物性パラメータ設定の方針や着目すべき挙動を区別すべき領域の目安

表 4.1-1 中空ねじり試験ケース一覧

	試料	初期密度 DR %	制御方法	初期有効応力					初期せん断 応力振幅比 $\Delta\tau_{a\theta}/\sigma'_{m0}$	繰返しせん断 応力振幅比 $\Delta\tau_{a\theta}/\sigma'_{m0}$
				平均 σ'_a	鉛直 σ'_a	水平1 σ'_r	水平2 σ'_θ	K0		
#1	珪砂7号+トクレー5%	1.58	全応力一定	50	50.5	50.4	50.4	1.0	0.0	0.217
#2		1.59		51	50.5	50.6	50.6	1.0	0.0	0.463
#3		1.58		50	50.3	50.4	50.4	1.0	0.3	0.439
#4		1.57		50	74.0	37.8	37.8	0.5	0.0	0.430
#5		1.58		50	73.3	37.7	37.7	0.5	0.2	0.437
#6		1.58		49	73.0	37.4	37.4	0.5	0.3	0.360
#7		1.58		50	74.5	38.2	38.2	0.5	0.3	0.366
#8	豊浦砂	1.62	全応力一定	50	50.5	50.4	50.4	1.0	0.0	0.244
#9		1.61		51	50.5	50.6	50.6	1.0	0.0	0.455
#10		1.62		50	50.3	50.4	50.4	1.0	0.3	0.428
#11		1.61		50	74.0	37.8	37.8	0.5	0.0	0.433
#12		1.61		50	73.3	37.7	37.7	0.5	0.2	0.343
#13		1.61		49	73.0	37.4	37.4	0.5	0.3	0.366
#14		1.61		50	74.5	38.2	38.2	0.5	0.3	0.351
#15	礫質土	1.75	全応力一定	49	73.6	36.9	36.9	0.5	0.0	0.44
#16		1.75		49	73.7	37.4	37.4	0.5	0.2	0.44
#17		1.75		49	72.2	37.5	37.5	0.5	0.3	0.38
#18	珪砂7号+トクレー5%	1.58	全応力一定	49	73.8	35.8	36.7	0.5	0.2	0.41
#19		1.58		49	74.0	35.9	36.6	0.5	0.2	0.41
#20		平面ひずみ	1.58	64	120.7	36.3	36.4	0.3	0.2	0.31
#21			1.58	65	122.1	36.2	36.4	0.3	0.2	0.31
#22	礫質土	1.75	平面ひずみ	66	87.2	56.0	54.7	0.6	0.1	不規則波
#23		1.75		49	73.8	36.9	36.6	0.5	0.2	不規則波

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

表 4.1-1(a)に示す実験は、宇都宮大学に委託して実施された。図 4.2-1 に、珪砂 7 号 + トクレー 5% の実験について、応力径路とせん断応力～せん断ひずみ関係を示す。

これらの実験結果は、例えば図 4.2-2 に示すように、繰返し回数と鉛直ひずみのように整理して、どのような地盤材料がどの程度の地震でどの程度沈下を生じるのかの概算値を推定し、数値解析の妥当性や設計の成立性を概略検討する際に有用と思われる。

例えば、図 4.2-3 に示す通り、本年度実施した遠心模型実験では、模型内の繰返しせん断応力が、実験・解析の誤差・ばらつきを踏まえても、応力比 0.5 を超えるような波が少なくとも 10 回程度は繰り返されていたものとする。また、初期の K_0 や τ_0 の値は不明ではあるが、とりあえず図 4.2-2 に存在する実験結果の範囲で考えるものとするれば、非排水繰返しせん断で鉛直ひずみは 0.33～1.73%、排水繰返しせん断で 0.9% となっている。そこで、模型地盤の厚さが、地下水面以下で 7.5m（陸側端部）～12.5m（ケーソン背後）、地下水面より上の盛土部で 7.5m であるため、それぞれ乗じて、地下水面より下で 0.02～0.22m、地下水面より上で 0.07m となり、それらを足し合わせると、0.09～0.29m となる。図 2.3-4 に示した実際の残留沈下が、盛土法肩部で 0.25m、盛土中央部が 0.18m であったため、かなりラフな計算ではあるが、それなりに対応している。実務において、より精度を求めるためには、多様な条件下での中空ねじり試験の結果を用意し、数値解析的にパラメトリックスタディを行った上で、地盤内の応力状態の想定される範囲を把握した上で、上記のような概略計算を行って安全側の推定値を得れば良い。数値解析を先行して行えば、想定される応力状態の範囲を限定することも可能となり、中空ねじり試験の本数を現実的な範囲で収めることも可能になると思われる。

数値解析では、開発者の目的に合わせて構築された複雑な構成式を用いており、実際に断面を設定して解析を実行した結果は、ともすればブラックボックス的に信じる以外にないように思われる。しかし、基本的には動的問題における支配方程式は運動方程式であり、それは単純化すれば(力) = (質量) × (加速度)を示したニュートンの第二法則に基づくため、応力の推定値の方がやや信頼性が高いと考えられ(質量の予測精度は高く、地震規模と加速度の関係には観測データが参考となるため)、その信頼性が高い方を採用して、室内試験(三軸試験、中空ねじり試験等)の結果と比較しつつ、概算によるひずみ・変位の検証値を得ることは、解析結果を解釈するための相場観に通じるものであり、妥当性検証のための有用な手段であると考えられる。

ところで、本事業で実施された遠心模型実験の結果は、その”相場観”と整合する部分もあれば、相異なる部分もあった。

例えば、図 4.2-4 に示した液状化強度曲線からは、繰返しせん断応力比が 0.5 で繰返し回数が 10 回程度であれば、砂質土も礫質土も液状化に達すると考えられるが、模型実験では、いずれの部位においても、いわゆる液状化状態に至ったとは言い難い程度に過剰間隙水圧比が抑制されていた。これについては、液状化強度曲線から明確な答えは導き出せないが、非液状化層である盛土部の存在が影響した可能性もあり、今後の検討により説明が可能となるかもしれない。

それ以外でも、図 4.2-5 に示す砂質土(珪砂 7 号 + トチクレー 5%) と礫質土の、同じ条件での試験結果の比較では、いずれの結果も礫質土の方が変形が大きくなることを示しており、模型実験の結果のように、一部で大小関係が逆転することは、中空ねじり試験の結果からイメージする材料特性の差では説明できない。そもそも実際の応答は局所的に異なり複雑であるため、FEM 解析等の数値解析を行い、変形に関わるメカニズムを把握した上で、そこで抽出された条件によって比較するならば、ここに示した”同じ条件”での比較は意味をなさない可能性もあり、前述の概算は、あくまでも概算であり、その”相場観”を出発点として、数値解析を駆使した詳細な検討を行わない限り、推定精度には限界があることを理解する必要がある。

逆に、材料特性の傾向と整合した部分としては、過剰間隙水圧応答の振動成分の特徴が挙げられる。図 4.2-6 は、中空ねじり試験の結果より、変相角(圧縮→膨張の境界となる応力比)を求めたものを示しているが、砂質土は礫質土に比べて変相角が大きいため、同じせん断応力振幅であれば、礫質土よりも圧縮から膨張に転じ難く、そのため水圧時刻歴の変動成分も小さく・少なくなる傾向が予想される。実際に、過剰間隙水圧時刻歴ではそのような傾向が認められており、材料特性と対応していると言える。ここで、変相角は、水平せん断応力 τ_{xy} ではなく、初期せん断応力が存在する場合や水平・鉛直の異方状態の場合も統一的に解釈出来るように、Mohr 円半径と平均有効応力の比から算出している。図 4.2-6 の左上の図は、水平せん断応力と Mohr 円半径の関係を示している。また、応力径路の包絡線は、破壊包絡線とは異なるが、両者は近い値であり、非排水せん断の場合は応力径路の包絡線が

限界となるため、模型実験結果における地盤内応力の妥当性を検証する際に、ここで求めた応力径路の包絡線の角度を目安とした。この角度についても、その算出には Mohr 円半径を用いている。

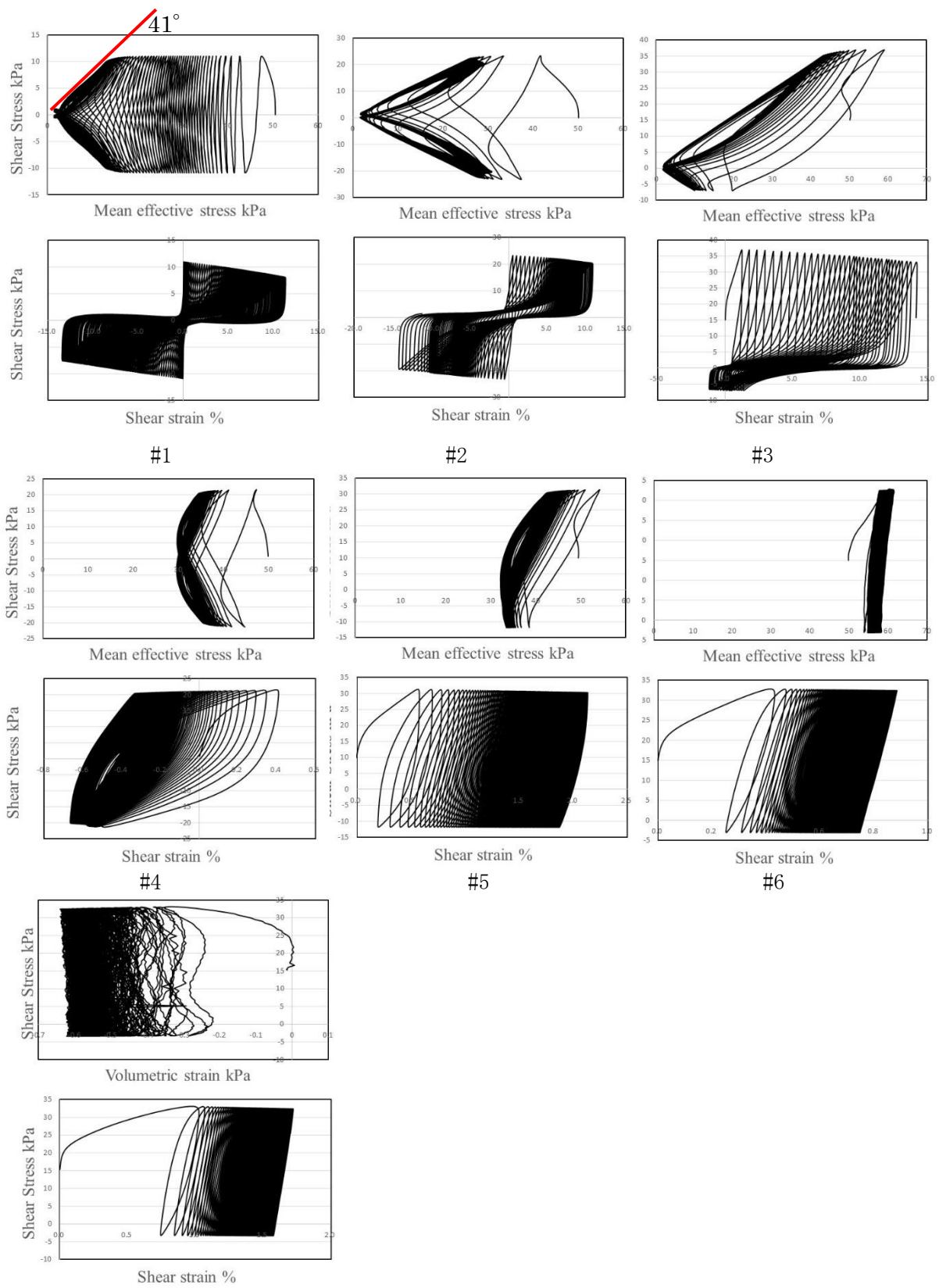
液状化強度の相場観で言えば、今回の模型実験では液状化が発生しないことには違和感があり、不飽和層の影響を検討しておらず、図 4.2-3 に示したせん断応力比だけを見ると、ある程度定量的な疑念であると言える。数値解析検討においては、平成 30 年度の豊浦砂の検討結果より推察し、初期応力の影響である可能性を確認した。ここでは、実際に模型地盤として用いた珪砂 7 号 + トチクレー 5% の試料で供試体を作製し、模型実験の条件と近い初期異方状態からの平面ひずみ繰返しせん断試験を行い、数値解析で得られた傾向を検証した。その際、#1~#7 の実験と、#18~#21 の実験を異なる機関で実施したため、実験結果の整合性を兼ねて、#18 は #5 と同一の条件で実施し、結果を比較した。図 4.2-7 に示されている通り、完全には一致しないものの、ばらつきとして許容できる範囲であり、試験機関による差は無いものと判断できる。

図 4.2-8 は、#18~#21 の結果と、それらの関係を概略示したものである。また図 4.2-9~12 は、それぞれの結果の詳細を示している。図 4.2-8 に示す通り、ここでの比較のポイントは、初期の異方の程度とその後の繰返しせん断時の拘束条件である。まず #18 は、供試体の各方向の拘束条件は全て全応力一定となっており、繰返しせん断によって軸差応力が解消されてゼロになる可能性は無い。#19 は、#18 と同じ初期応力状態 ($K_0=0.5$ 、初期せん断応力比=0.2) から繰返しせん断を開始するものの、水平一方向を平面ひずみ拘束とし、水平応力は応答値となる。その際、鉛直全応力は一定とした。#20 は、繰返しせん断中の拘束条件は #19 と同じであるが、それよりも初期の異方状態が強く、 $K_0=0.3$ として、変相角よりも上側で、すなわち土が膨張する側で繰返しせん断を開始するものとした。平面ひずみ拘束であるため、挙動によっては軸差応力が解消する可能性はあるが、必ず解消して等方応力状態になる必然性は無いため、液状化方向へ過剰間隙水圧が蓄積するか否かは応答次第である。さらに、#21 は、#20 と同じ初期状態から、概ね同じ平面ひずみ拘束で実験を行うが、一点だけ、鉛直全応力を変動させることだけが異なる。これは鉛直加速度（入力・励起）等によって、鉛直応力も変動し得る可能性を考慮したものである。いずれの実験においても、繰返しせん断応力の大きさは同じ値としている。

これらの実験結果を比べると、同じせん断応力の繰返しせん断に対して、初期応力や繰返しせん断時の拘束条件によって、発生するひずみの大きさが著しく異なる結果となっている。すなわち、#18 と #20 は有効応力が低下しないため発生するひずみは小さいが、#19 と #21 は逆に有効応力が低下して液状化に至るため、大きなひずみが発生している。したがって、模型地盤の応答が #20 に近い状況であれば、加振により模型地盤が液状化に至らなかった理由となり得る可能性は示された。

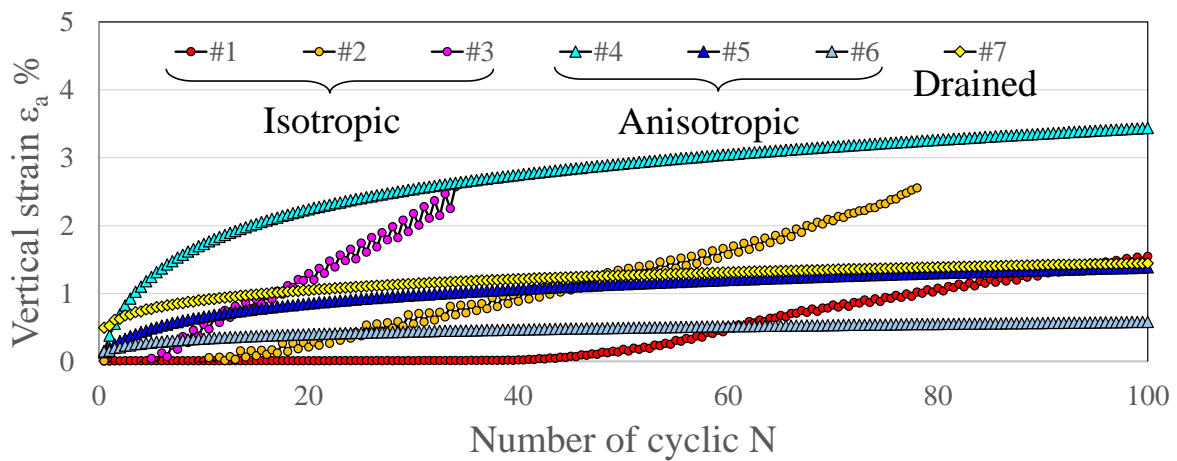
繰返しになるが、#18 その他の試験との大きな相違は、#18 が全応力一定の試験であり、軸差応力がせん断中維持されて Mohr 円半径がゼロにならないため、液状化が発生しないこ

とが試験条件的に決められているのに対して、平面ひずみ条件の試験は、平面ひずみの制約を与える方向の応力は単なる応答値であって制御条件ではないため、平面ひずみを維持するために応力がどのように変化するかは、実験を実施してみないと分からず、その変化は、土のダイレイタンス特性の影響を受ける点である。数値解析の検証において、先に述べた通り、せん断応力の推定は、当該部分より上の重量をある加速度で動かすために必要な力より、それなりの精度で予測・検証可能である。また鉛直方向の応力は、その上に存在するものの重さ、いわゆる土被りを基準にすれば、ある程度推定が容易である。それに対して、水平方向の直応力は施工過程や幾何学的形状のみならず、土のダイレイタンス特性（圧縮・膨張による隣接部分との押し合い）やせん断特性（空間移動の容易さに関わる隣接部分との押し合い）とも関係してくるため、初期条件から地震中まで、その予測と予測精度の検証は非常に困難が伴う。本事業においては、模型地盤の応力状態を把握し、結果の妥当性の検証に資することを目的としていたが、その必要性について示す事例であると言える。

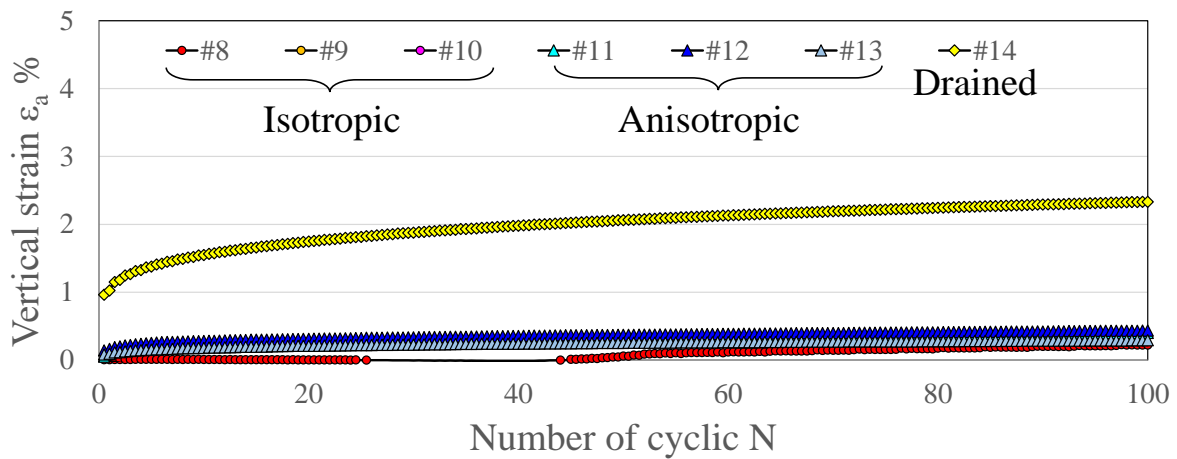


#7 (排水)

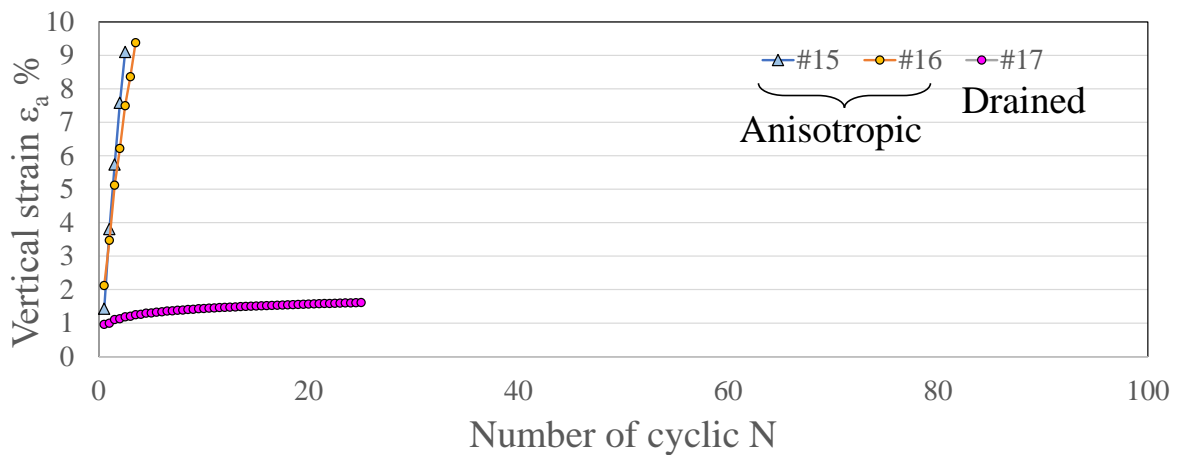
図 4.2-1 珪砂 7 号 + トチクレー 5% に関する実験結果



(a) 珪砂7号+トチクレ-5%のせん断特性 (



(b) 豊浦砂のせん断特性



(c) 礫質土のせん断特性

図 4. 2-2 繰返し回数と鉛直ひずみの関係

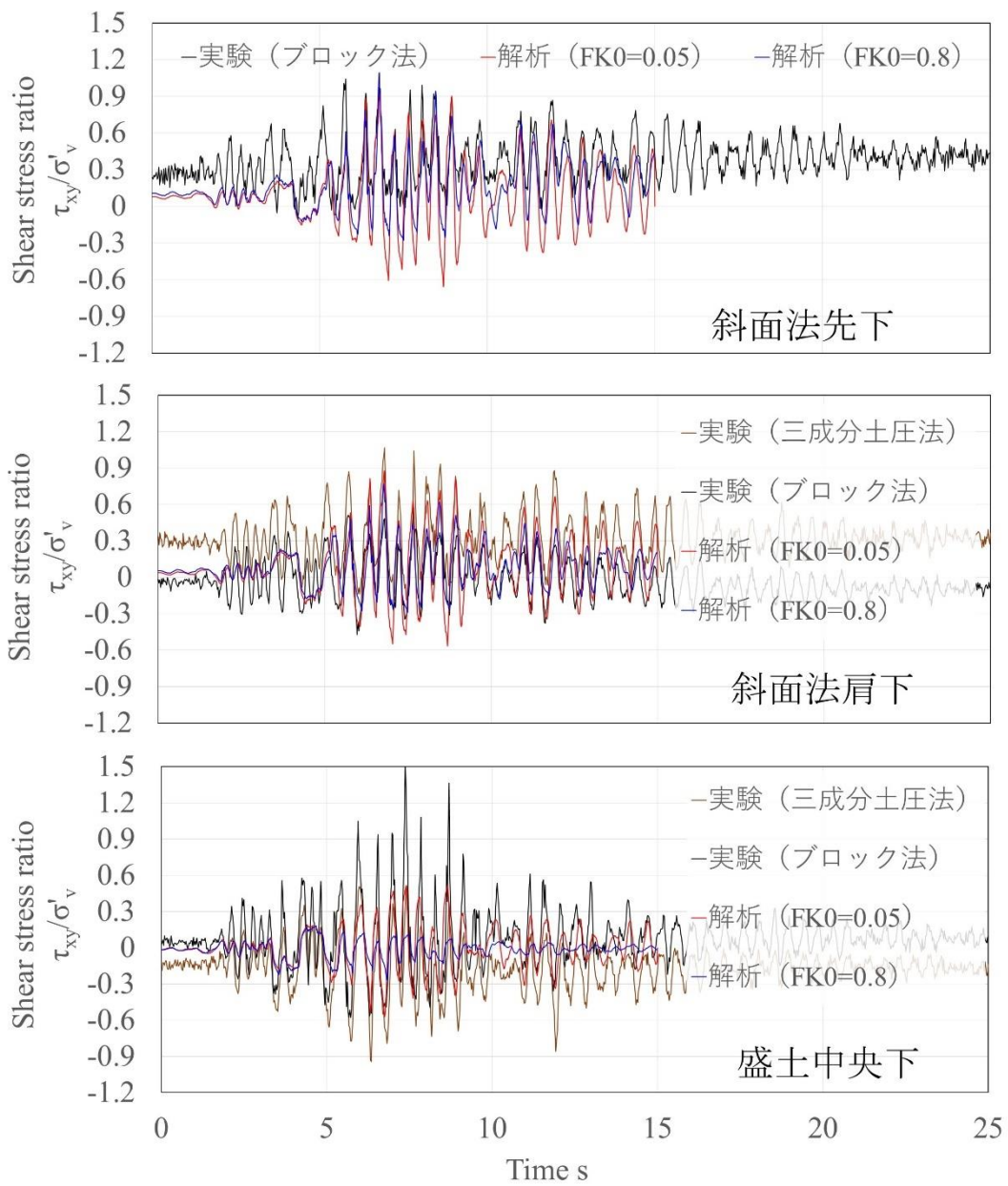


図 4.2-3 模型実験ならびに解析における繰返しせん断応力時刻歴

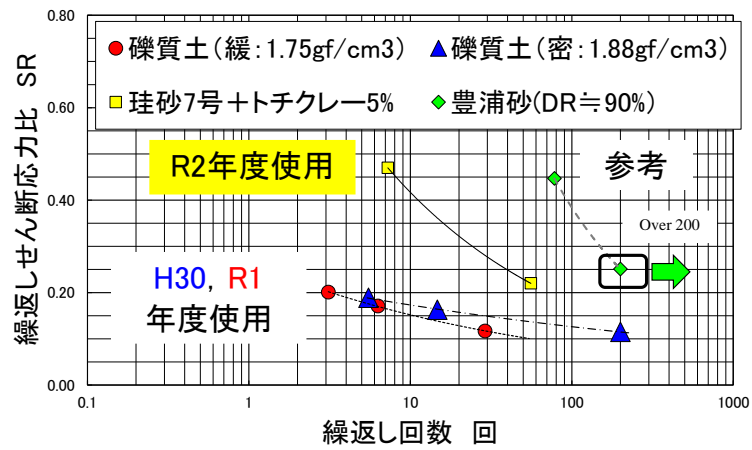


図 4. 2-4 模型実験に用いた各種材料の液状化強度 (再掲)

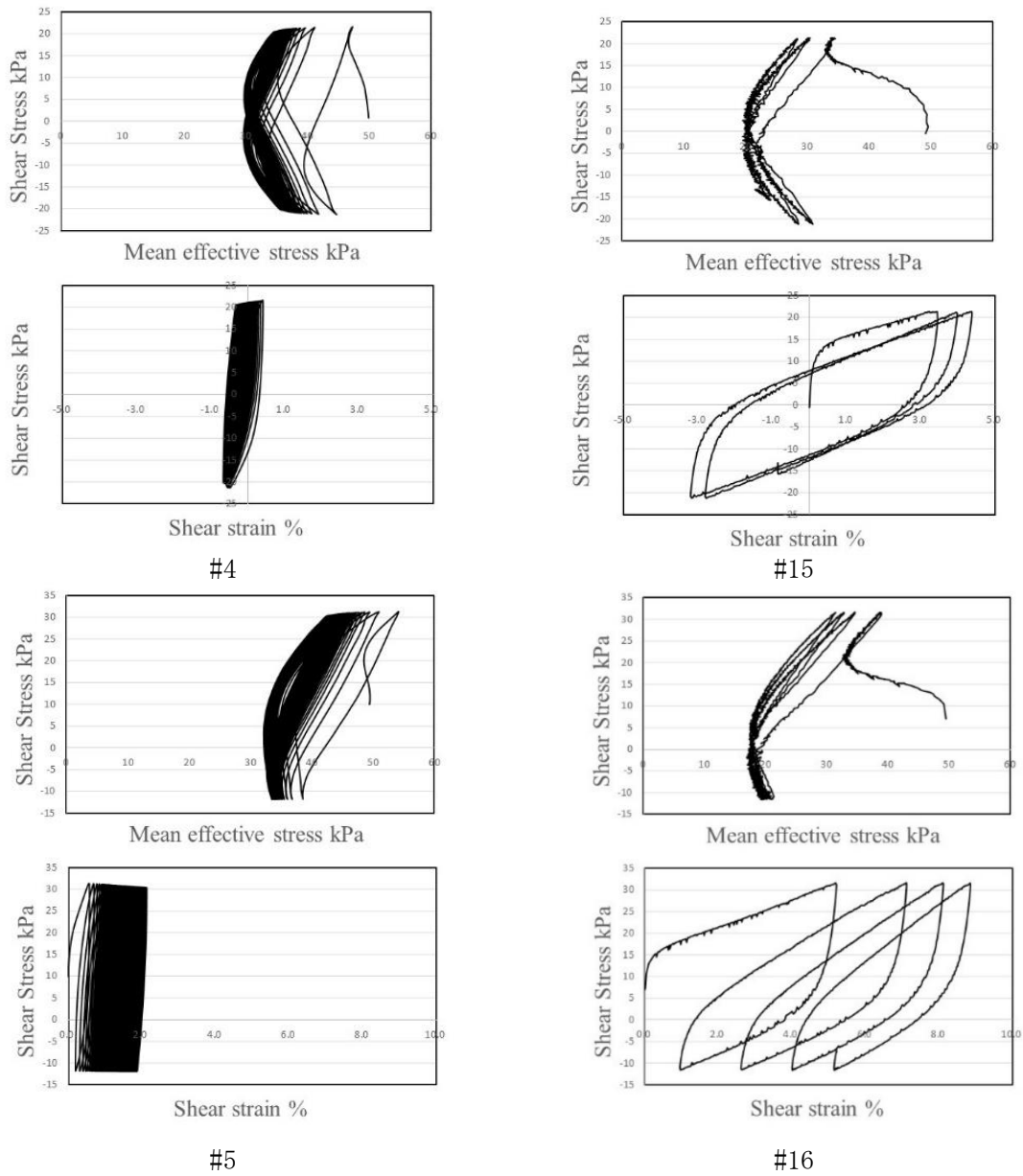


図 4.2-5 同一条件で実施された中空ねじり試験結果の比較 (左: 砂質土, 右: 礫質土)

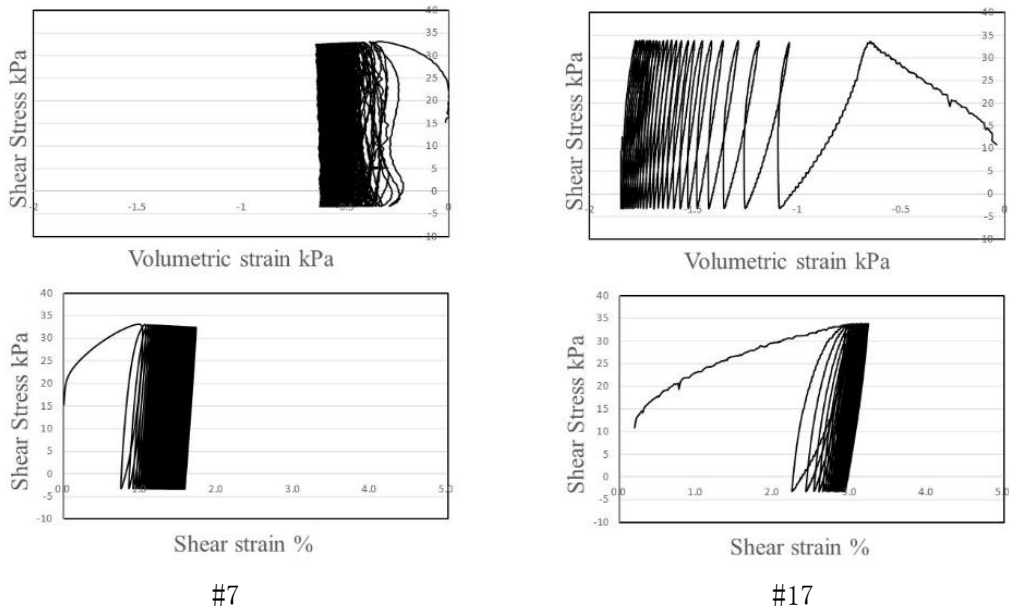


図 4.2-5 同一条件で実施された中空ねじり試験結果の比較 (左: 砂質土, 右: 礫質土) (2)

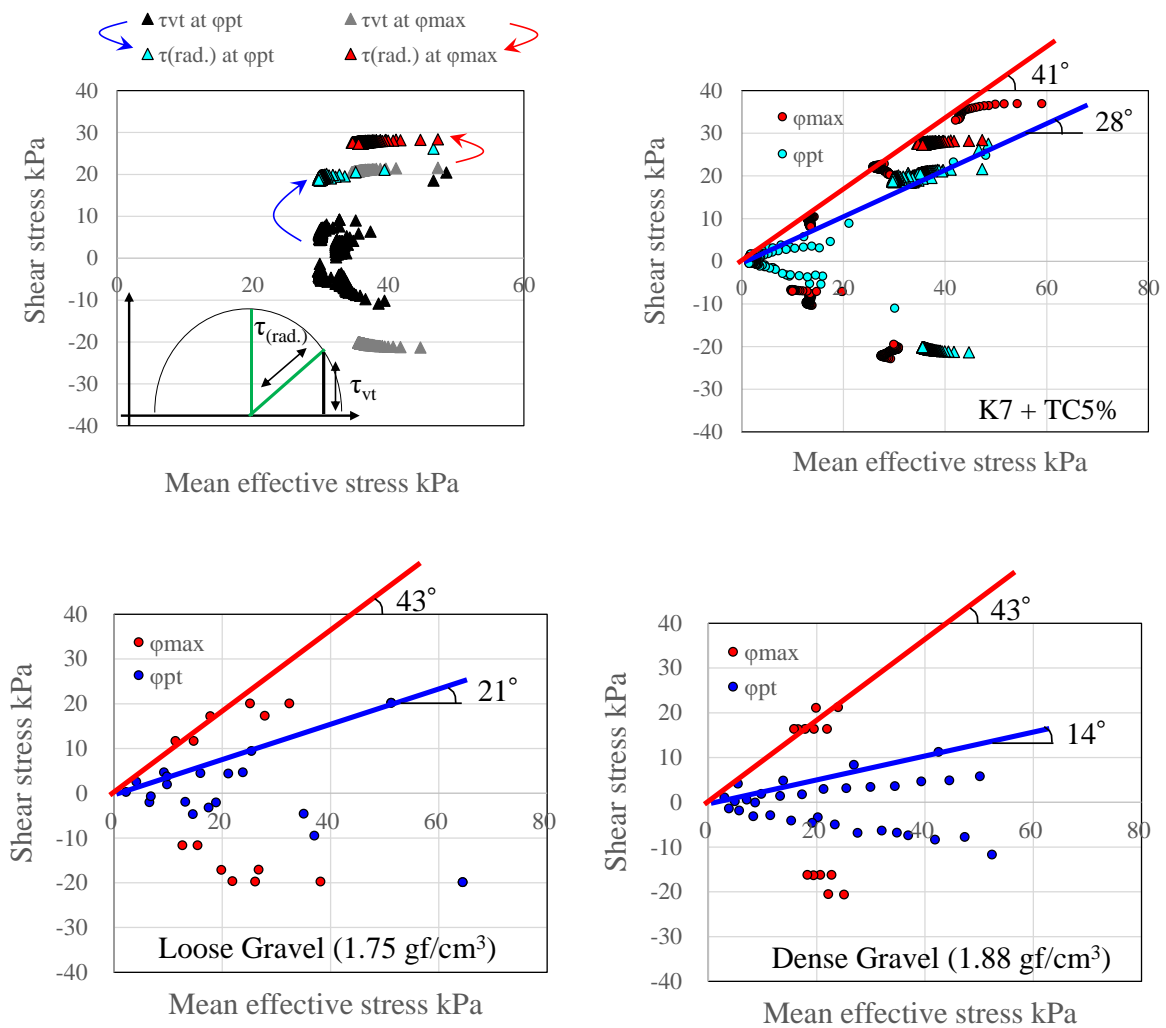


図 4.2-6 模型実験材料の変相角と応力径路の包絡線の角度 (異方の場合は Mohr 円半径)

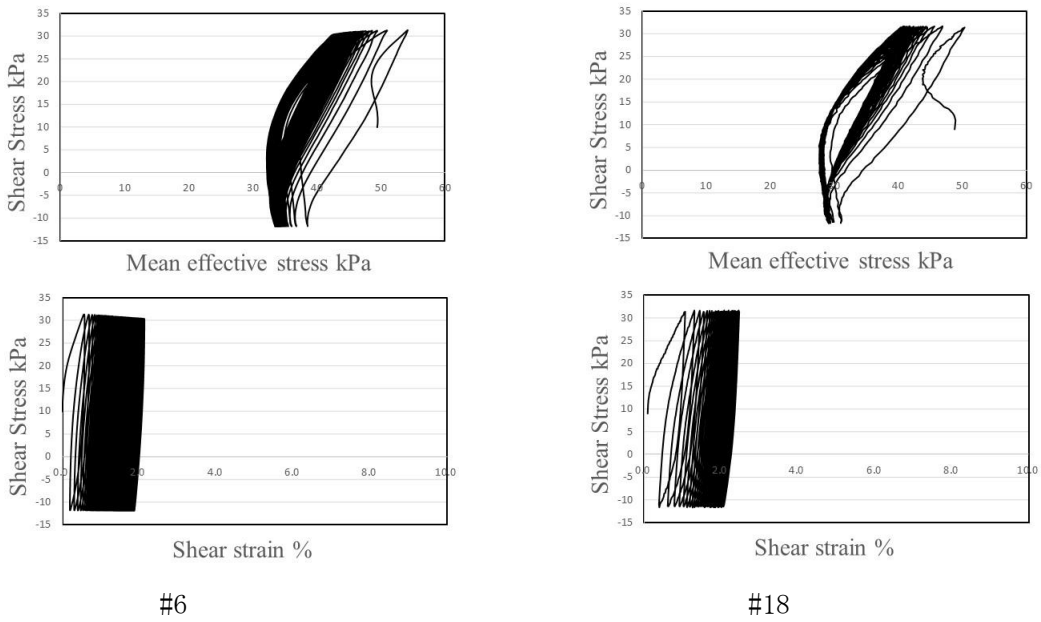


図 4.2-7 異なる機関で実施された同一条件の試験結果 (#6: 宇都宮大学, #18: 東北大学)

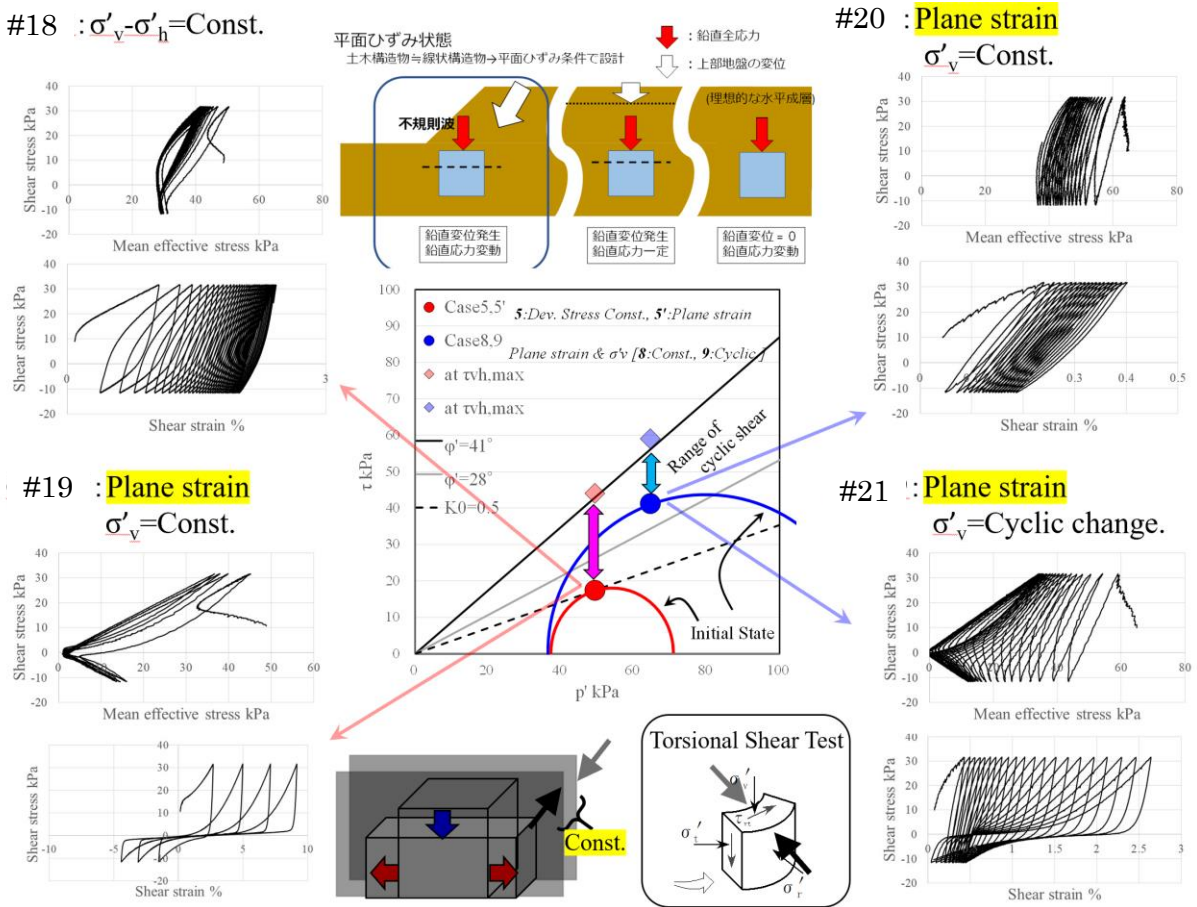


図 4.2-8 初期応力と供試体拘束条件の組み合わせの影響

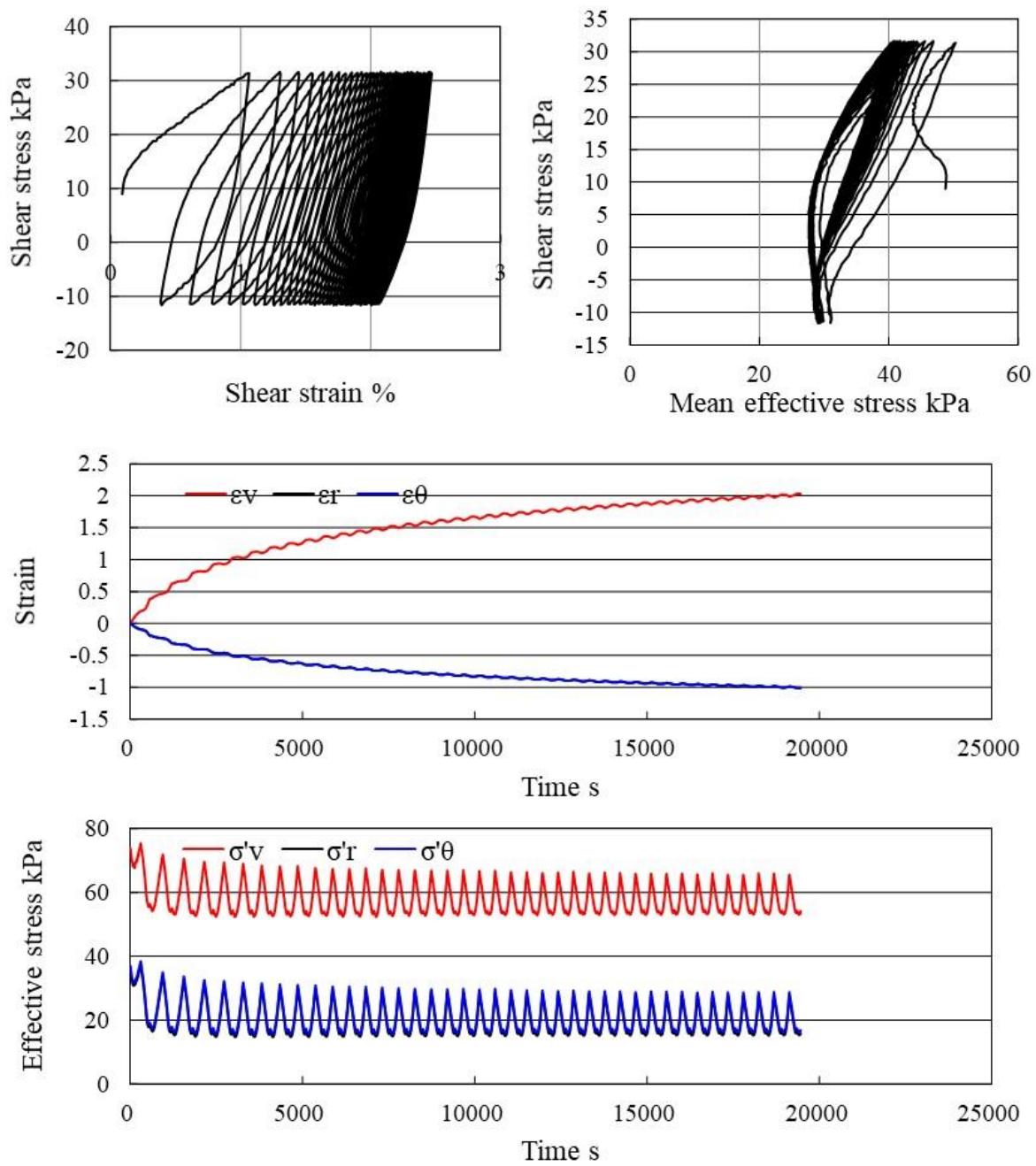


図 4.2-9 #18 の応力経路，せん断応力～せん断ひずみ関係，ひずみと有効応力の時刻歴

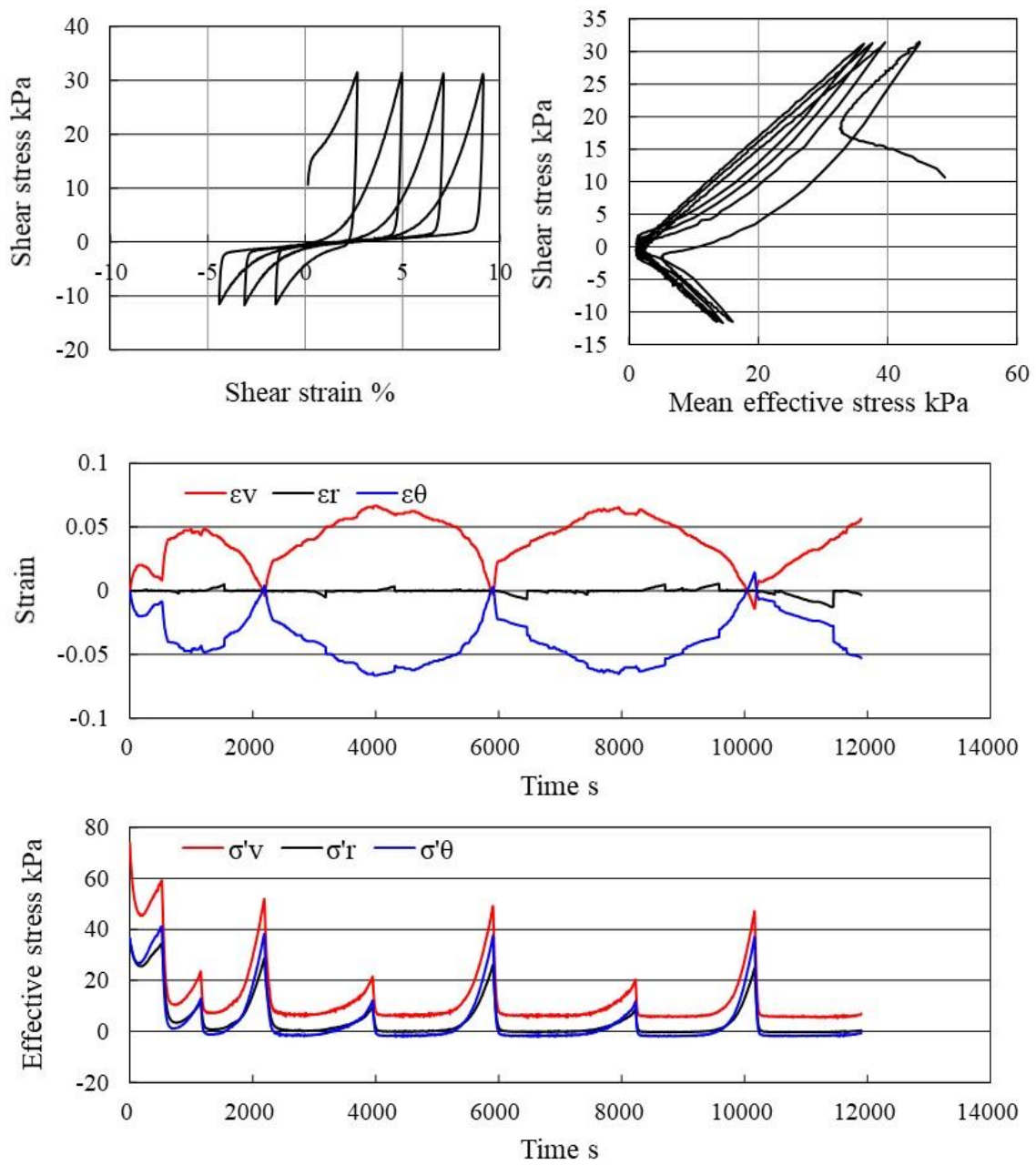


図 4.2-10 #19 の応力経路，せん断応力～せん断ひずみ関係，ひずみと有効応力の時刻歴

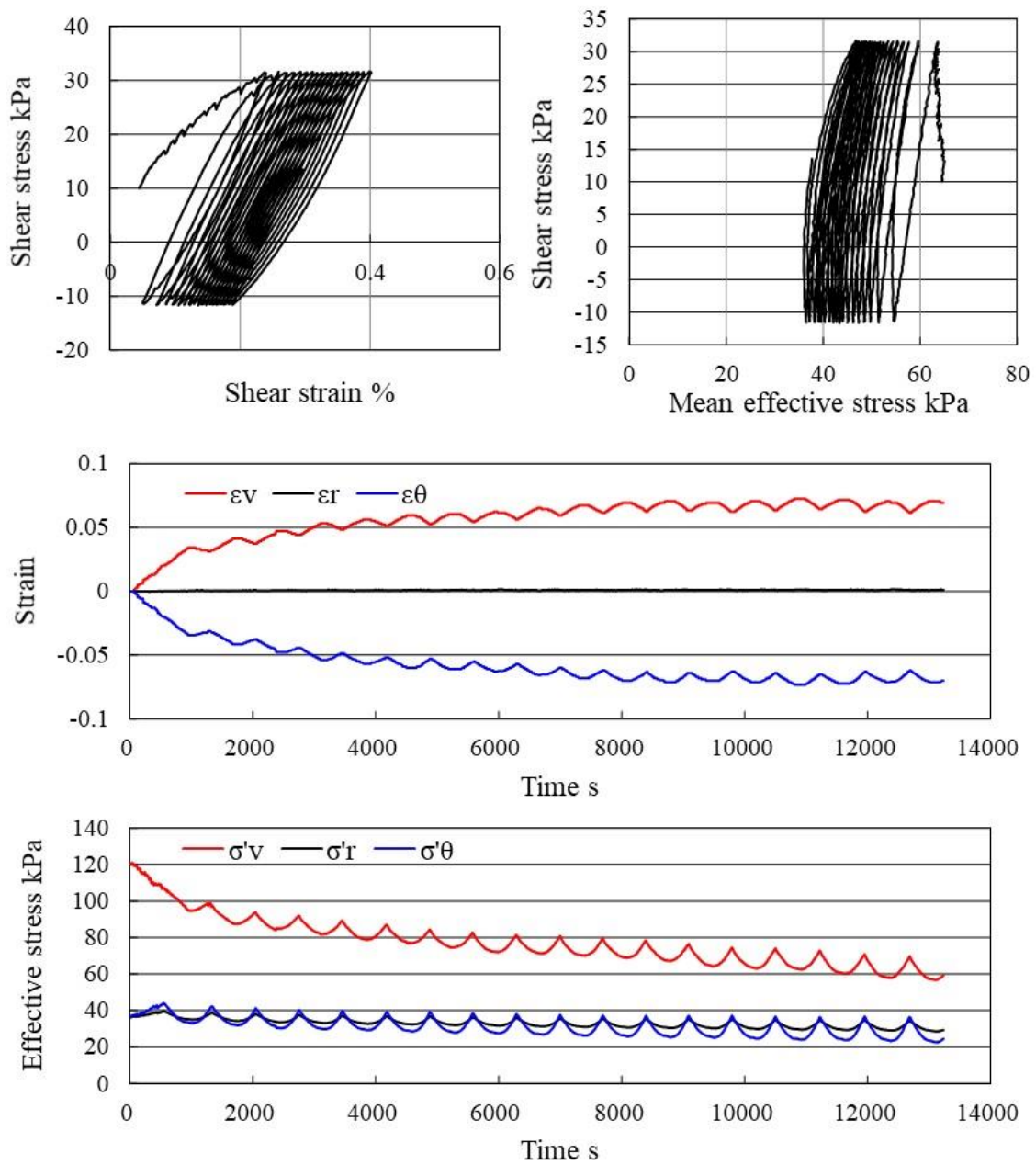


図 4.2-11 #20 の応力経路，せん断応力～せん断ひずみ関係，ひずみと有効応力の時刻歴

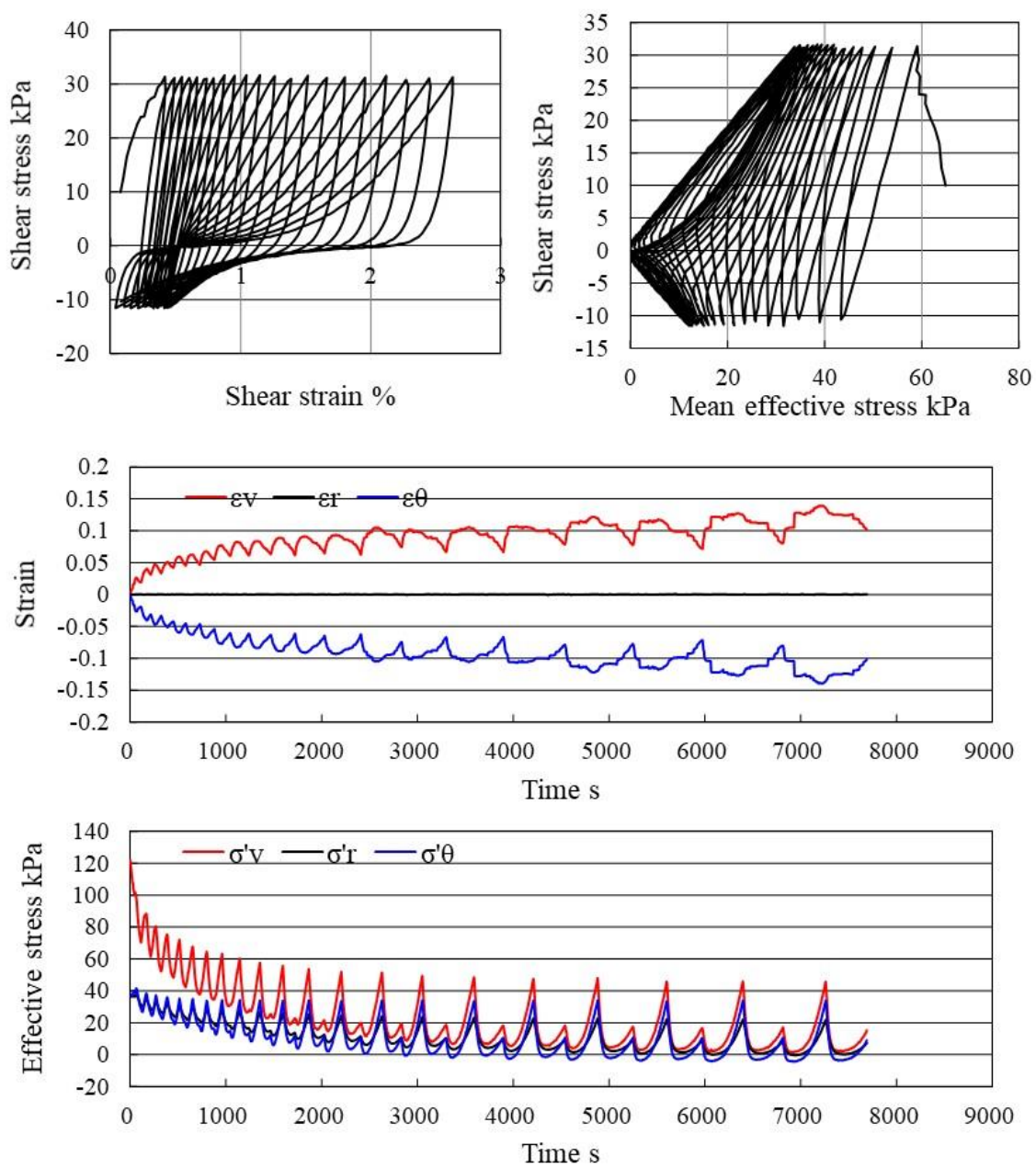


図 4.2-12 #20 の応力経路，せん断応力～せん断ひずみ関係，ひずみと有効応力の時刻歴

4.3 原位置で生じる現象を解釈するための実験

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。平成 30 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平面ひずみの実験を試みた。さらに令和元年度の事業では、鉛直応力の変動も与える平面ひずみの実験を試みた。本年度事業の#21 の実験では、その鉛直応力の変動として規則的な波を与えたが、試験装置の能力として不規則な波形を与えることも可能であり、ここでは、礫質土で供試体を作製し、令和元年度実験で得られた応力状態に近づけて実験を行うことを試みたが、Mohr 円が現実的な大きさに収まるように初期応力を調整した状態を目標としたため、いずれの初期条件も K_0 の値が比較的大きく、図 4.3-2、図 4.3-3 に示す通り、いずれの結果も液状化に至る結果となっており、模型実験の応答を説明する結果は得られなかった。しかし、前述の試験#20 のように、初期応力状態によっては液状化に至らない可能性もあり、今後は、模型実験の地盤内応力状態の推定精度を向上しその応力状態で実験を行うことで、模型地盤の結果の説明性が向上すると期待できる。また、このような試験は、数値解析に用いられている構成式の挙動と現実の材料の挙動との際を確認するためにも使用可能であり、中空ねじり試験における”平面ひずみ”の検証等、中空ねじり試験自体を境界値問題として捉えた場合の検証が進めば、実務における数値解析結果の妥当性検証に向けた有効な手法になることが期待される。

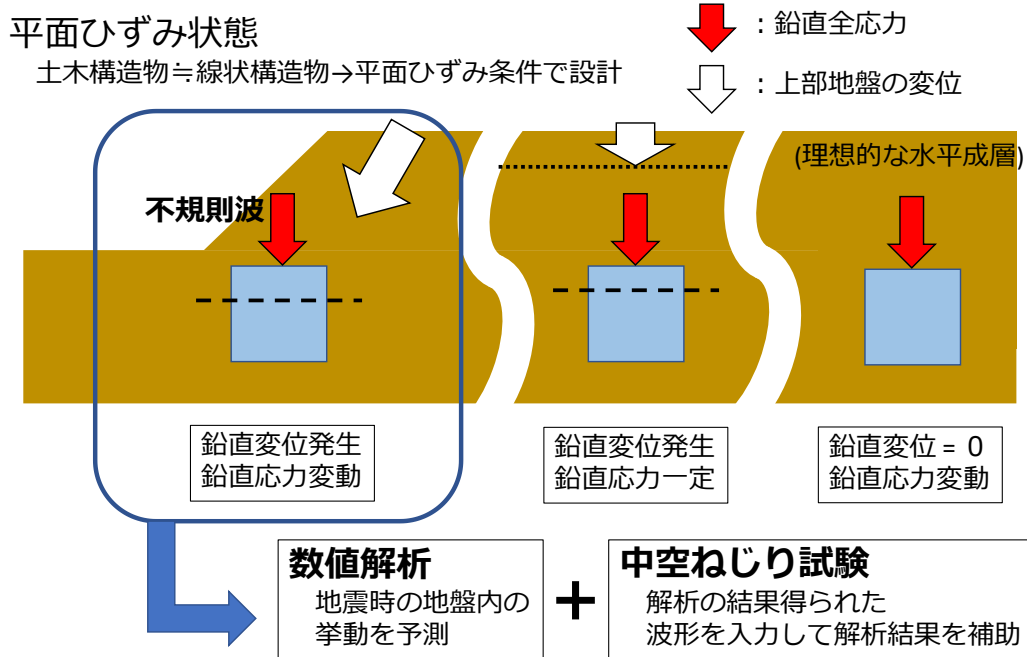


図 4.3-1 平面ひずみのバリエーション

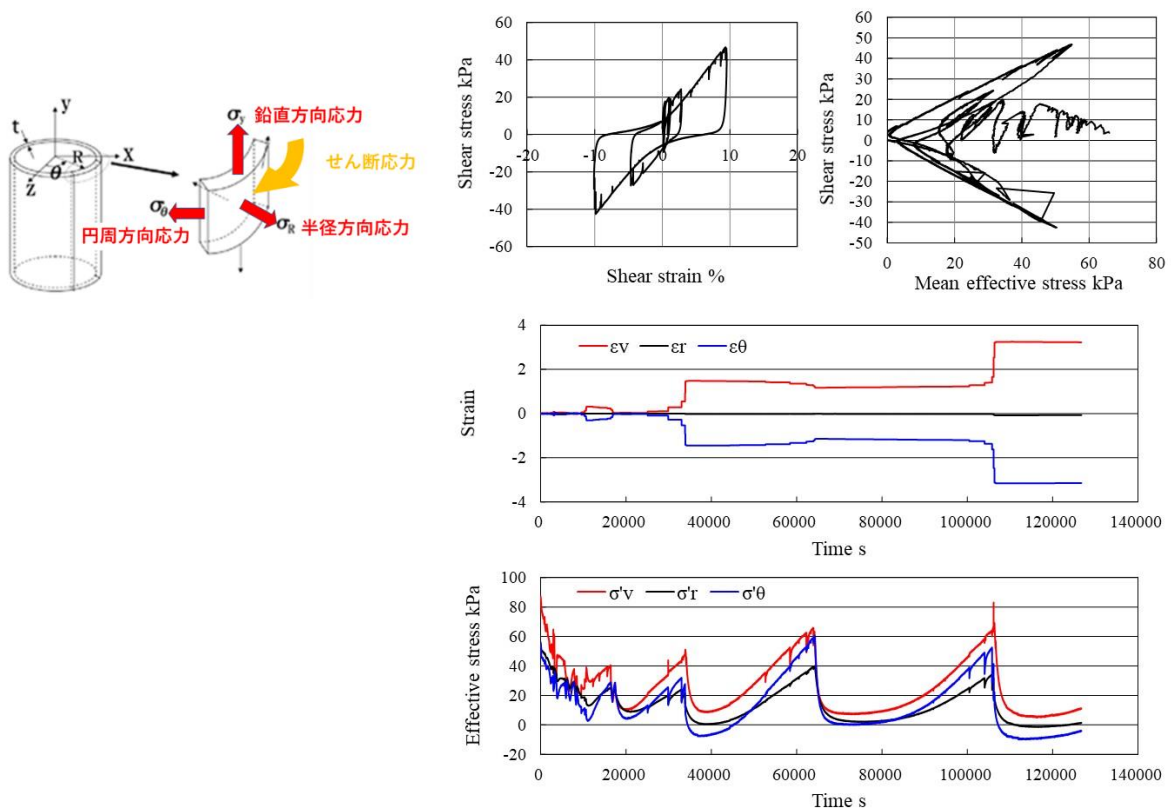


図 4.3-2 #22 の応力径路, せん断応力～せん断ひずみ関係, ひずみと有効応力の時刻歴

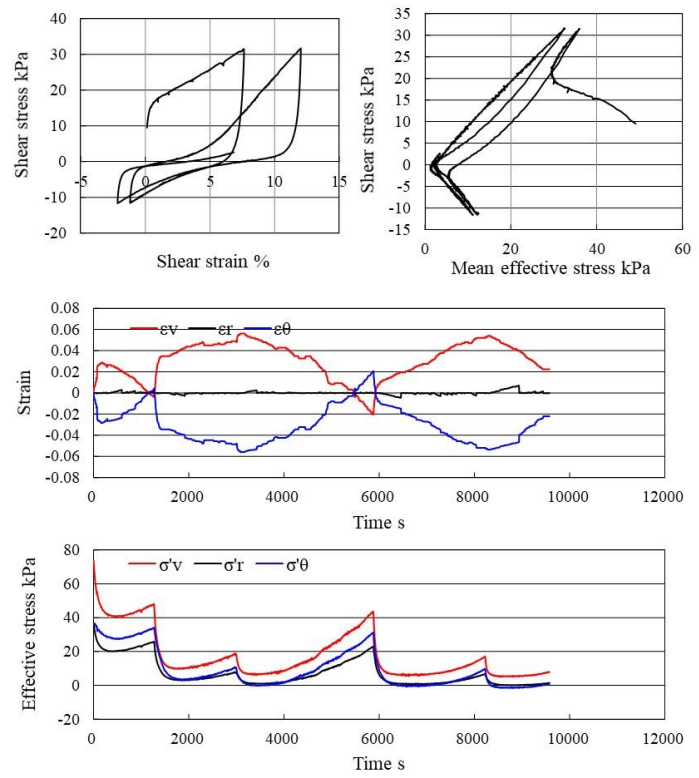


図 4.3-3 #23 の応力経路，せん断応力～せん断ひずみ関係，ひずみと有効応力の時刻歴

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。

- ・砂質土（液状化強度比 0.3 程度）を用いた実験では、礫質土（液状化強度 0.2 未満）を用いた遠心模型実験の結果と比べて、盛土部地表面の変位は液状化強度から予想される通り、液状化強度の大きな砂質土地盤の方が沈下量は小さくなったものの、盛土部の水平変位やケーソンの変位は液状化強度の小さな礫質土の方が抑制されていた。

- ・その傾向は、Kumamoto 加振のみならず、他の加振でも同様であり、ばらつきの範囲ではなく、明らかに特性の差であることが確認された。

- ・砂質土地盤の模型実験の結果も、礫質土の場合と同様に、水平成層に近い条件である盛土中央下の部分であっても、いわゆる液状化の状態には至らなかった。

- ・本年度事業で導入した 45 度傾斜させた土圧計と鉛直土圧計を用いて地中応力状態を把握する方法は、水平土圧の予測精度を向上できる可能性が示唆され、繰返しせん断応力はより少ない計測器で推定できる可能性が示された。それにより、計測器配置の大幅な変更と重要な計測ポイントの二重化、応力を分析するポイントの増大等、より広範囲な検証データを取得できる可能性が示された。

- ・模型実験の数値シミュレーションの結果、初期応力比（水平／鉛直）が大きい場合、実際の実験結果とは異なり、液状化に至る結果となった。

- ・3D 解析を行い、土槽側壁が模型中央の応答に及ぼす影響について検討したところ、最大で端部から土槽奥行の 1/3 程度まで影響が及ぶことが確認されたが、その影響は限定的で、模型地盤において液状化が発生しなかったことが説明可能となるほどの影響はなかった。

- ・初期応力状態を変えたパラメトリックスタディの結果、初期応力比が小さく初期の応力異方性が著しい場合、二次元平面ひずみ状態でせん断されると、過剰間隙水圧比がそれほど大きくなるということが確認された。

- ・模型地盤材料と同じ試料を用いて各種条件下で実験を行ったところ、上記の初期応力状態と平面ひずみ拘束条件の組み合わせによっては、数値解析で示唆された可能性が材料的にも起きうる可能性が確認された。

- ・系統的に行った中空ねじり試験の繰返し回数～鉛直ひずみ関係から、概算的に盛土部の地表面沈下量を推定できる可能性を確認し、今後のデータの蓄積によって、数値解析結果の検証や設計に資する可能性が示唆された。

参考文献


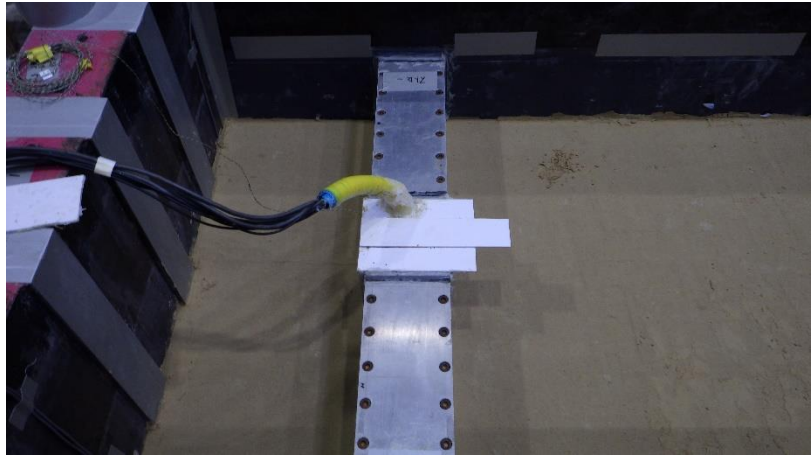
- 1) 北海道電力株式会社 (2017) : 泊発電所 3 号炉設置許可基準規則等への適合状況について (設計基準対象施設等), 泊発電所 3 号炉審査資料.
- 2) 田中幸久 (1990) : 礫の工学的特性と液状化対策への適用に関する研究, 東京工業大学博士論文.
- 3) 東北電力株式会社 (2011) : 東通原子力発電所 平成 23 年東北地方太平洋沖地震の知見等を踏まえた原子力施設への地震動及び津波の影響に関する安全性評価実施計画書について.
- 4) 原子力規制委員会 (2013) : 基礎地盤および周辺斜面の安定性評価に係わる審査ガイド.
- 5) 浅岡顕, 中野正樹, 野田利弘, 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 卷 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.

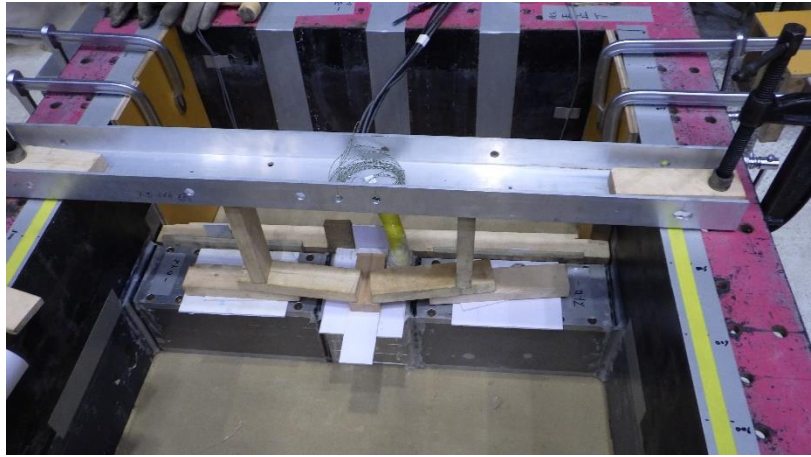
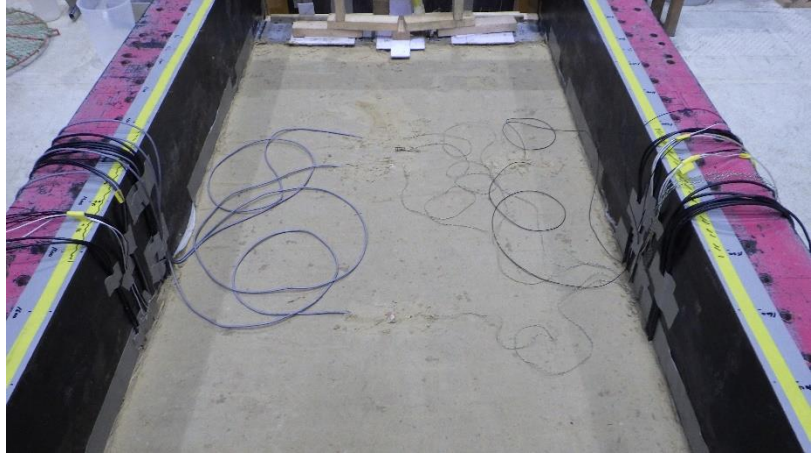
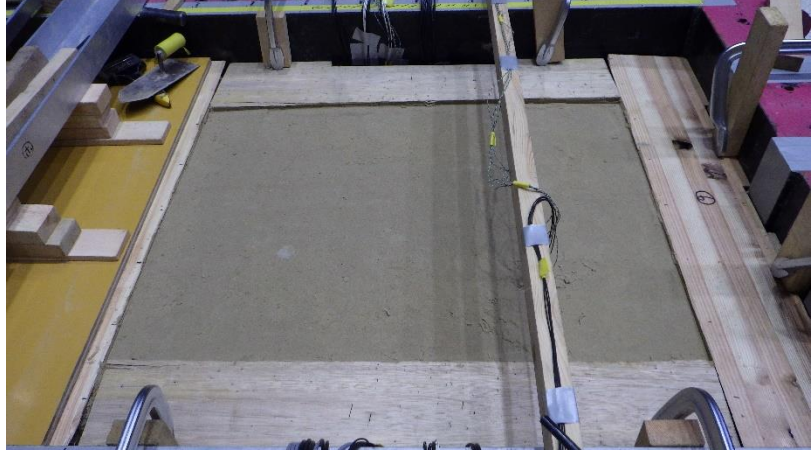
付録 A-遠心模型作製状況

以下に、試験体作製状況を示す。

	<p>1. 剛土槽</p>
	<p>2. ソイルモルタルの打設</p>
	<p>3. ソイルモルタルの注水 溝切欠き</p>

	4. 注水材設置
	5. 不織布、加速度計設置
	6. 粘性流体作製

	<p>7. 砂質土締めめキャリブレーション</p>
	<p>8. 砂質土締めめ</p>
	<p>9. ケーソン設置</p>

	10. ケーソン支保工
	11. ケーソン背後地盤作製
	12. 盛土型枠



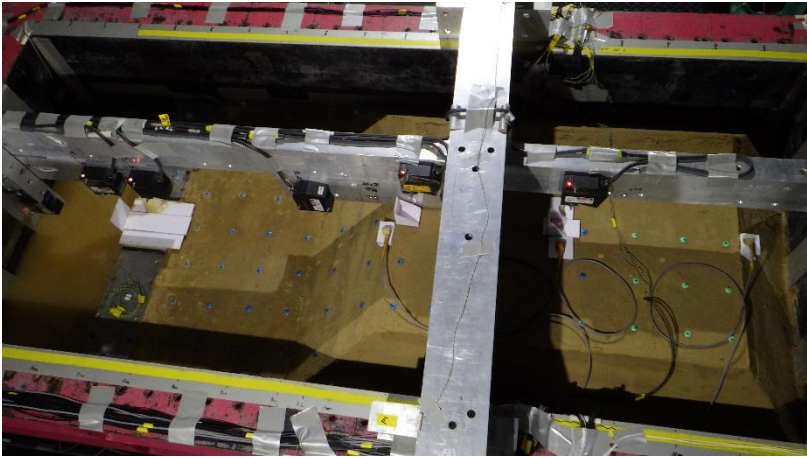
13. 盛土


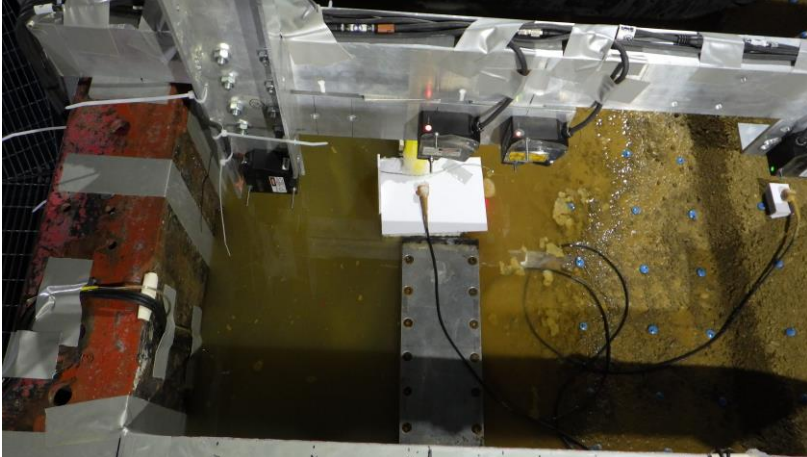



14. 粘性流体注水の剛土槽配管



15. 脱気、注水の真空土槽

	<p>16. 注水完了後の試験体</p>
	<p>17. 熊本 NS 原波加振後の試験体</p>
	<p>18. 熊本 NS 原波加振後の試験体</p>

	<p>19. 熊本 NS 原波加振後の状況</p>
	<p>20. 熊本 NS 原波加振後の状況</p>
	<p>21. 正弦波 1.6Hz、限界波加振後の状況</p>

剛土槽側壁の摩擦係数試験

1. 方法

図 1.1 に方法を示す。試験では剛土槽側壁が底面となるように剛土槽を 90 度回転させ、テフロンシートと剛土槽側壁間のシリコングリスがなしとありの 2 条件、拘束力（重錘）が 3 条件の計 6 ケースとした。

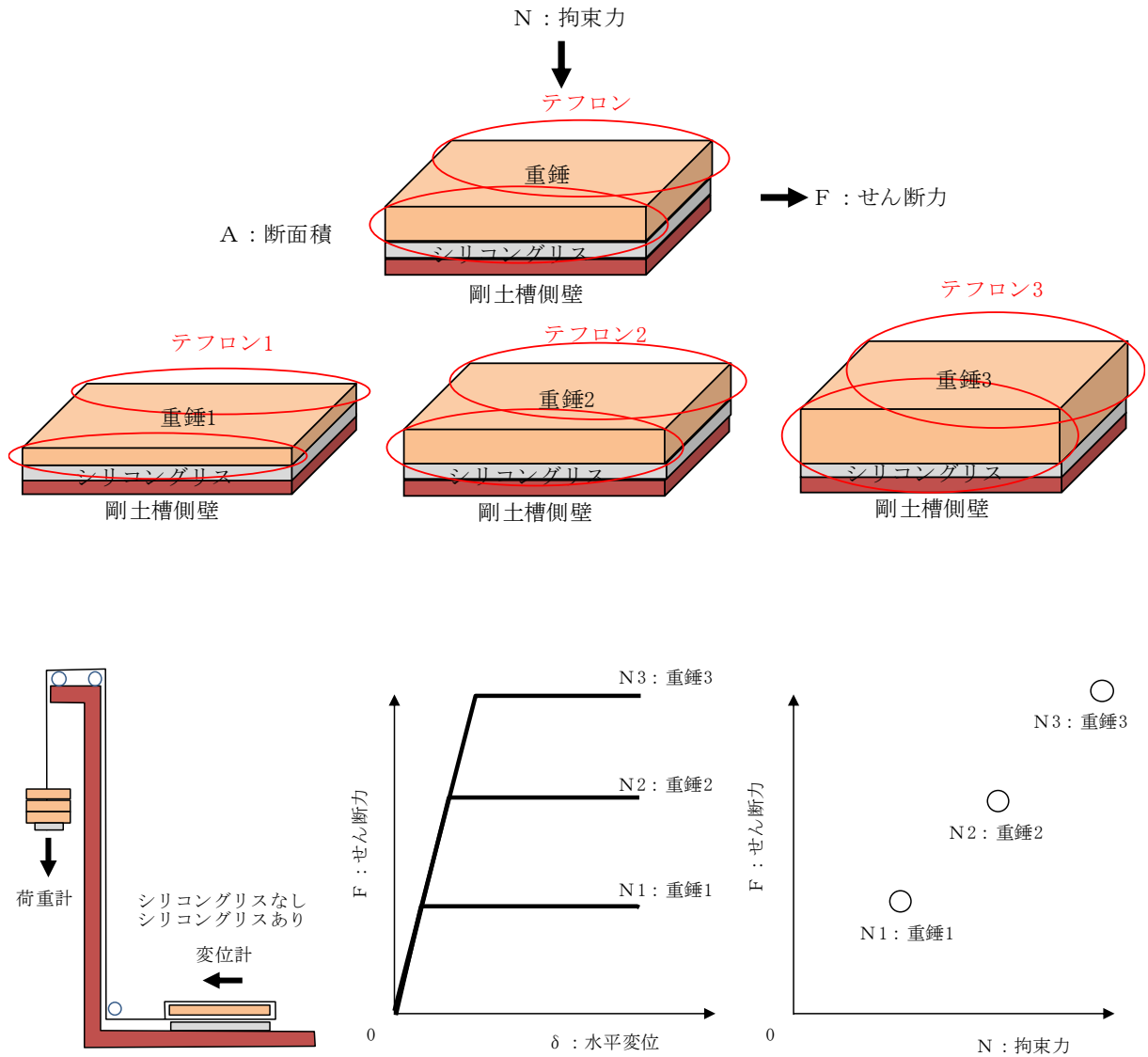


図 1.1 方法

2 結果

(1) シリコングリスなし

図 2.1 に荷重と変位の関係を示す。摩擦則が概ね成立することから壁摩擦角 δ を推定した。

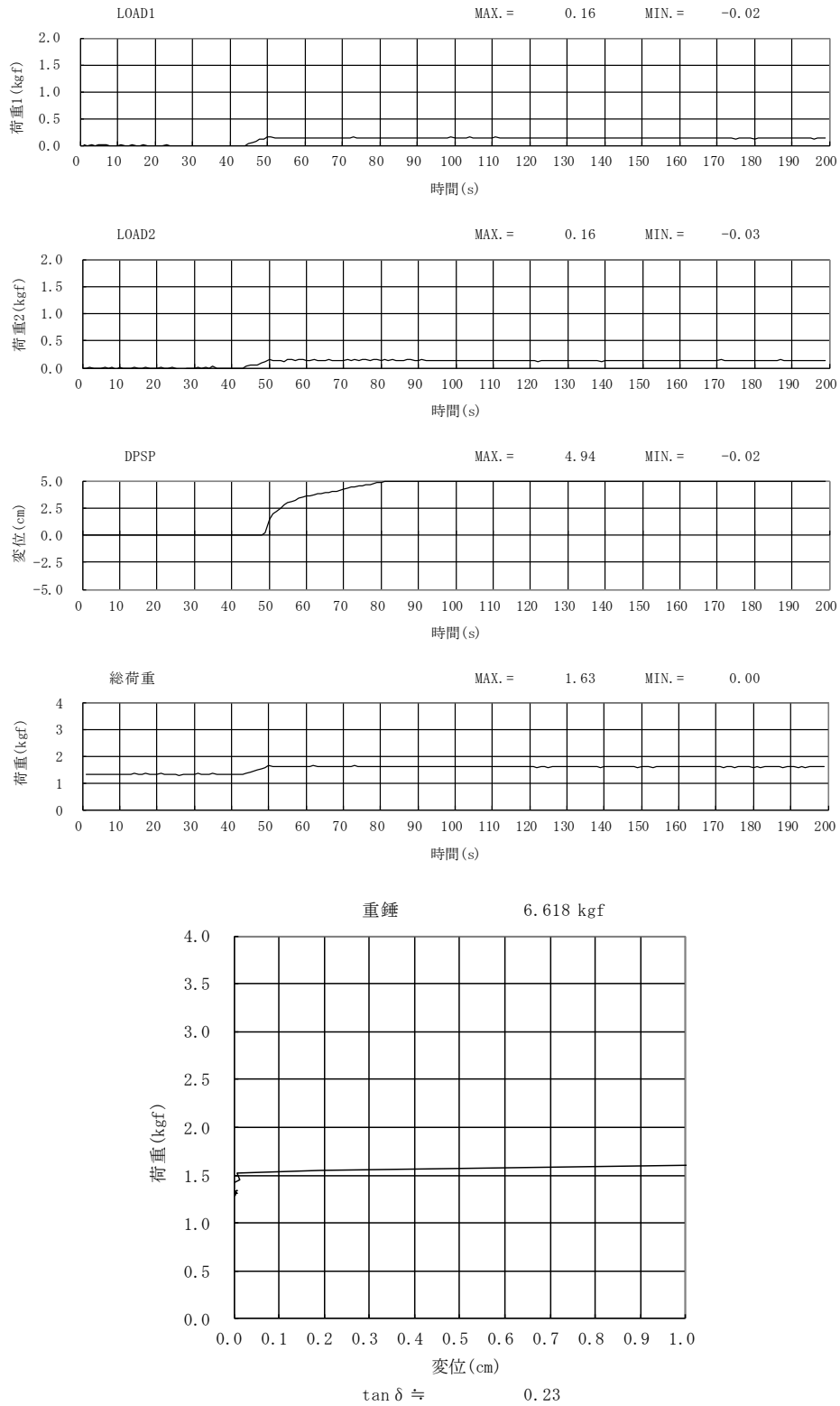


図 2.1 (1) 荷重と変位 (シリコングリスなし、重錘1)

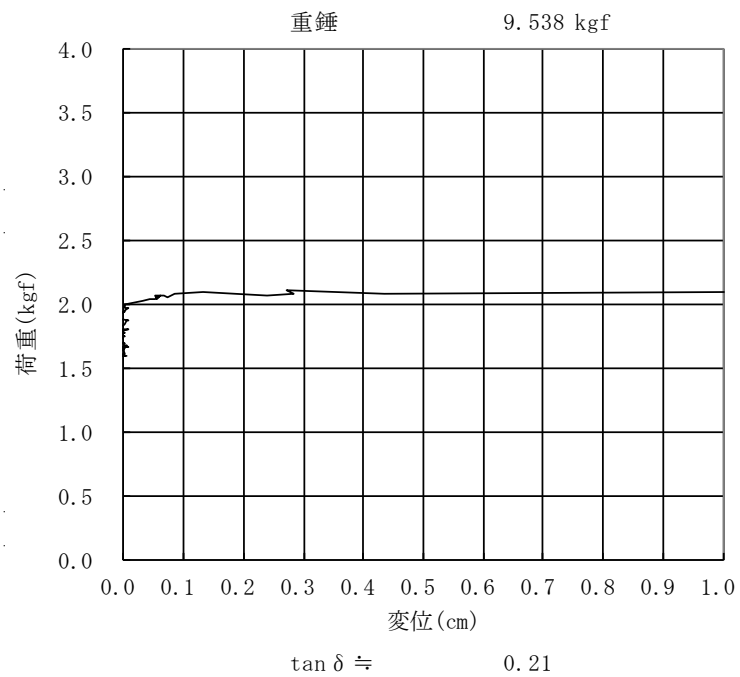
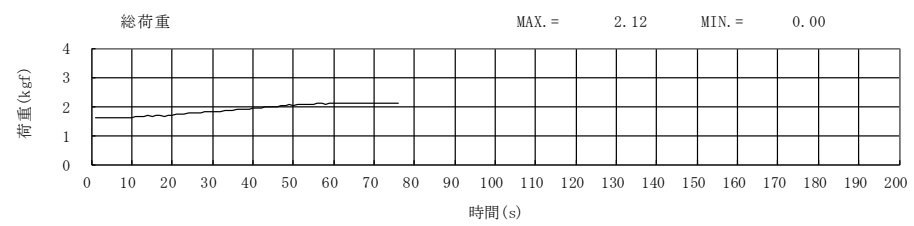
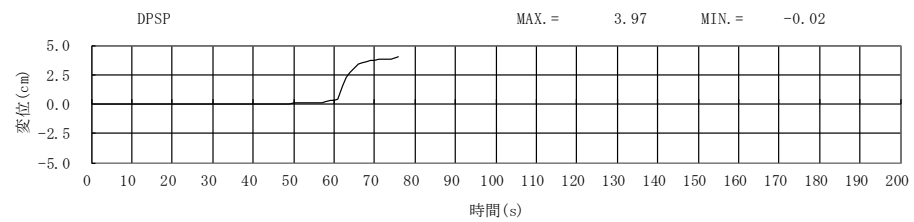
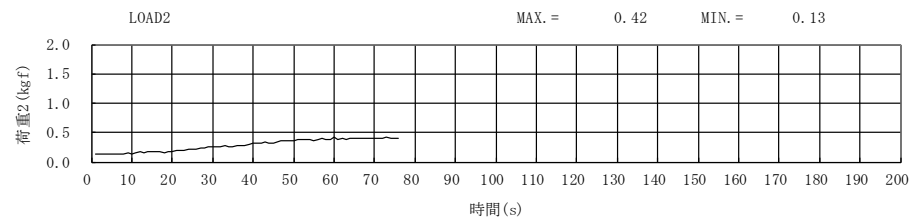
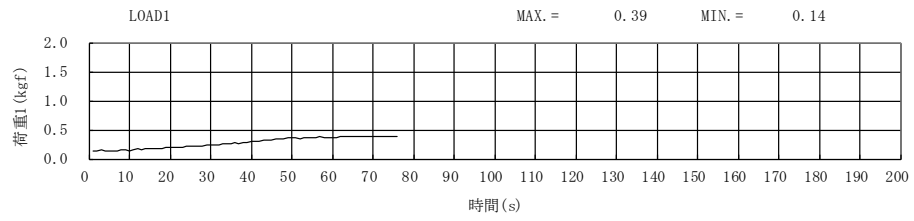


図 2.1 (2) 荷重と変位 (シリコングリスなし、重錘 2)

(2) シリコングリスあり

図 2.2 に荷重と変位の関係を示す。摩擦則が複雑であるため壁摩擦角 δ を推定していない。

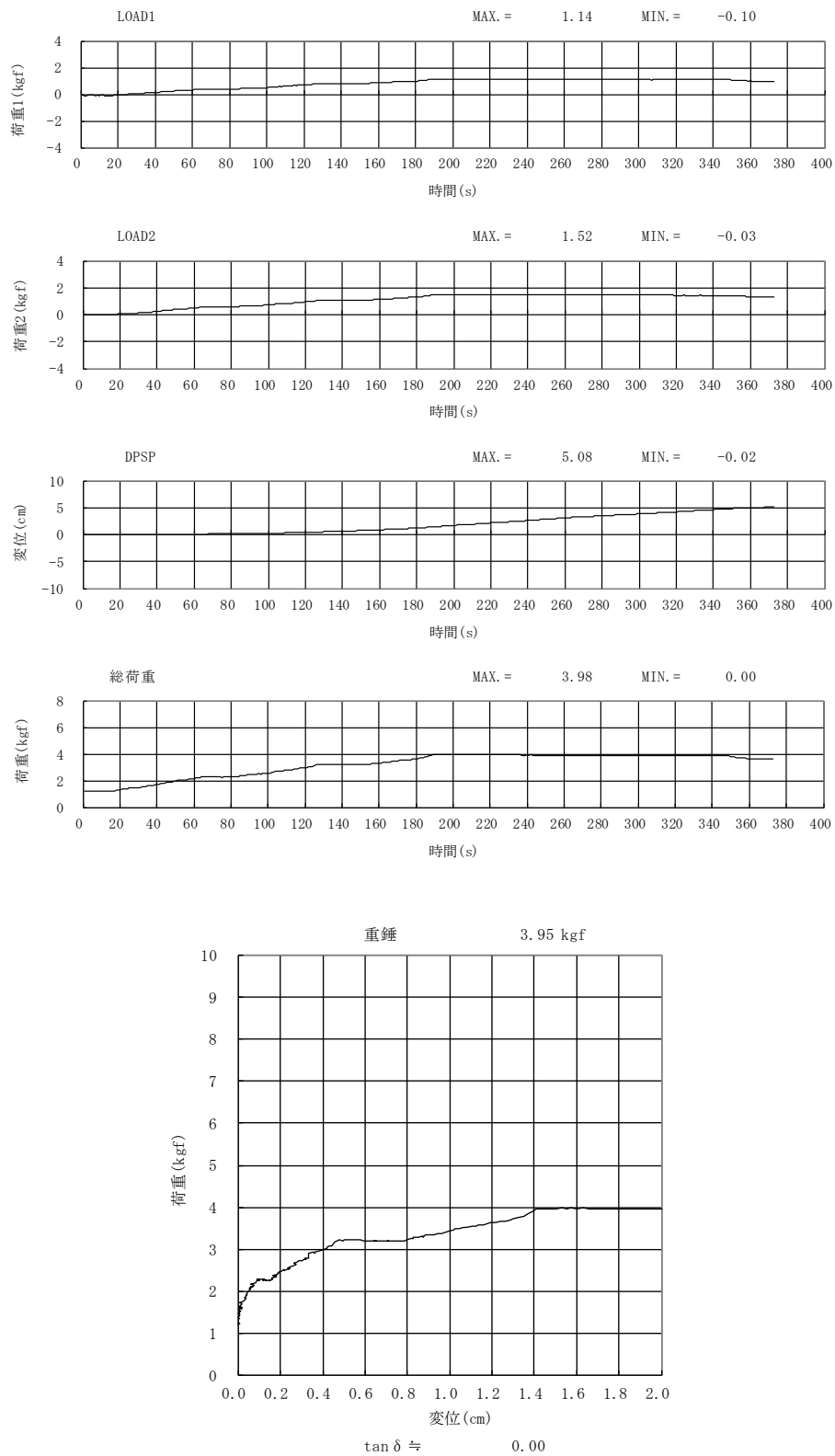


図 2.2 (1) 荷重と変位 (シリコングリスあり、架台のみ)

岩 石 試 験 結 果 一 覧 表

調査件名 低強度のソイルモルタル

整理年月日

2020年10月22日

整理担当者

木村 勝

試 料 番 号 (深 さ)							
供 試 体 No.		1	2	3			
密 度	湿 潤 密 度 ρ_t g/cm ³						
	乾 燥 密 度 ρ_d g/cm ³						
	含 水 比 w %						
	間 隙 比 e						
	飽 和 度 S_r %						
土 粒 子 の 密 度 ρ_s g/cm ³							
含 水 比 w %							
密 度 ・ 吸 水 率	湿 潤 密 度 ρ_t g/cm ³						
	乾 燥 密 度 ρ_d g/cm ³						
	飽 和 密 度 ρ_{sat} g/cm ³						
	吸 水 率 Q %						
	有 効 間 隙 率 n_e %						
超 音 波	試 料 の 状 態						
	速 度	P 波 V_p km/s					
		S 波 V_s km/s					
	動ポアソン比 ν_d						
	動せん断弾性係数 G_d MN/m ²						
動弾性係数 E_d MN/m ²							
吸 水 膨 張 率 L_s %							
吸 水 膨 張 応 力 σ_s kN/m ²							
ス レ ー キ ン グ	初 期 の 含 水 比 w_1 %						
	水 浸 前 の 含 水 比 w_2 %						
	24h 後 の 含 水 比 w_3 %						
	スレーキング指数						
圧 縮 強 さ σ_c MN/m ²							
土 の 一 軸 圧 縮	一 軸 圧 縮 強 さ q_u MN/m ²		1.55	1.62	1.99		
	変 形 係 数 E_{50} MN/m ²		250	270	330		
	静ポアソン比 ν						
三 軸 圧 縮	試 験 条 件						
	全 応 力	c MN/m ²					
		ϕ °					
	有 効 応 力	c' MN/m ²					
ϕ' °							
引 張 り 強 さ σ_t MN/m ²		0.11	0.11	0.25			
X 線 回 折							
陽イオン交換容量 cmol(+)/kg							

特記事項

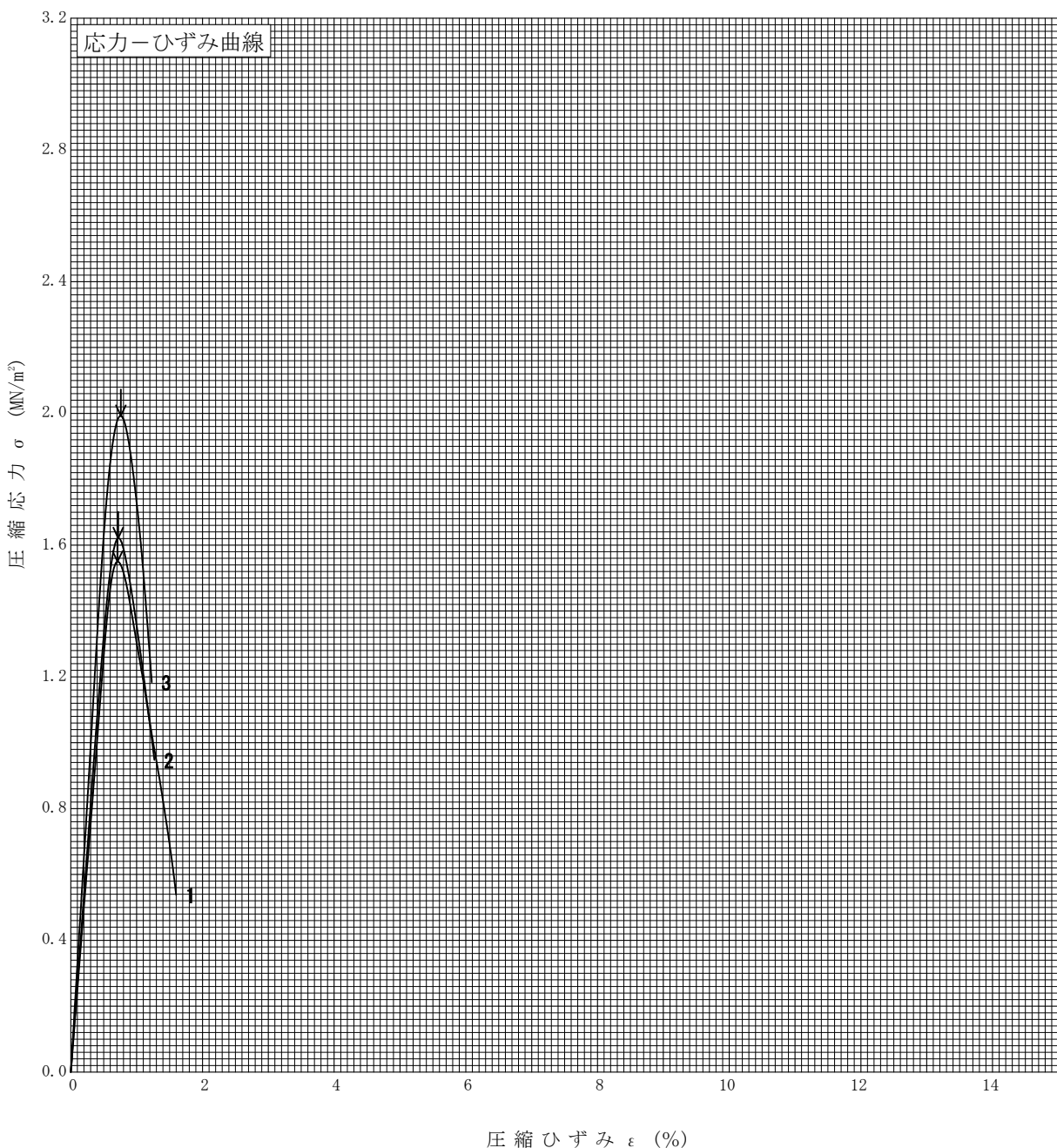
調査件名 低強度のソイルモルタル

試験年月日 2020年 10月 21日

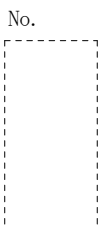
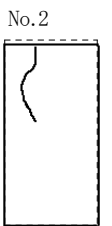
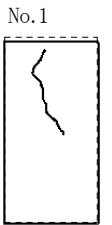
試料番号 (深さ)

試験者 久保 政貴

土質名称		供試体 No.	1	2	3
液性限界 $w_L^{(1)}$ %		試料の状態	改良土	改良土	改良土
塑性限界 $w_p^{(1)}$ %		高さ H_0 cm	10.180	10.030	10.055
ひずみ速度 %/min	1.0	直径 D_0 cm	5.065	5.045	5.030
特記事項 1) 必要に応じて記載する。 $E_{50} = \frac{q_u}{\epsilon_{50}} \times 100$		質量 m g	330.95	324.81	335.37
		湿潤密度 $\rho_t^{(1)}$ g/cm ³	1.614	1.620	1.679
		含水比 w %	7.0	7.5	6.1
		一軸圧縮強さ q_u MN/m ²	1.55	1.62	1.99
		破壊ひずみ ϵ_f %	0.71	0.72	0.76
		変形係数 $E_{50}^{(1)}$ MN/m ²	250	270	330
		鋭敏比 $S_t^{(1)}$			



供試体の破壊状況



調査件名 低強度のソイルモルタル

試験年月日 2020年10月21日

試験者 久保 政貴

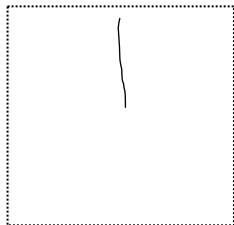
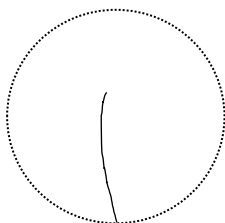
試料番号				
深 さ	m			
供試体 No.		1	2	3
岩石の種類				
採取方法				
供試体作製方法		端面整形	端面整形	端面整形
試料の状態		湿潤	湿潤	湿潤
長 さ	l cm	5.000	5.100	5.060
直 径	d cm	5.040	4.985	5.005
体 積	V cm ³	99.75	99.54	99.55
湿潤質量	m g	152.53	143.47	171.75
乾燥質量	m_s g	138.16	130.55	160.66
湿潤密度	ρ_t g/cm ³	1.529	1.441	1.725
乾燥密度	ρ_d g/cm ³	1.385	1.312	1.614
初期含水比	w %	10.4	9.9	6.9
破壊荷重	F N	432	426	980
引張り強さ	σ_t MPa	0.11	0.11	0.25
l/d		1.0	1.0	1.0

特記事項

試料番号:

深 さ :

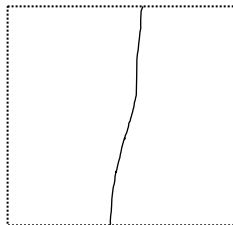
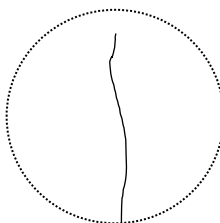
供試体No. 1



試料番号:

深 さ :

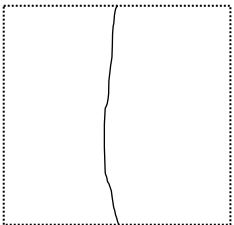
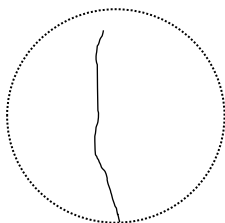
供試体No. 2



試料番号:

深 さ :

供試体No. 3



試料番号:

深 さ :

供試体No.

