

平成 29 年度原子力規制庁委託成果報告書

リスク評価に係る地盤の液状化・基礎地盤の
三次元挙動に関する調査及び解析的検討

東北大学大学院工学研究科

平成 30 年 3 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. 概要

2. 文献調査

2. 1 はじめに

2. 2 各項目における既往研究の動向

- (1) 液状化現象のメカニズム（液状化発生の有無，程度，被害事例）
- (2) 液状化評価のための地盤調査（資料調査，現地調査，室内試験）
- (3) 液状化の予測方法（判定基準，判定に必要な因子，解析技術等）
- (4) 液状化の予防対策（液状化対策の原理と方法，対策工法）
- (5) 基礎地盤の安定性評価（三次元解析，疑似三次元解析）
- (6) 液状化のリスク評価（枠組み，予測方法等）

2. 3 まとめ（液状化検討における現状課題）

3. 解析的検討

3. 1 はじめに

3. 2 解析条件

- (1) 解析断面
- (2) 地盤物性
- (3) 解析メッシュ・地震入力

3. 3 二次元解析結果

- (1) 解析結果の概要（Case1）
- (2) 継続時間の影響（Case1 と Case2 の比較）
- (3) 海底砂層の液状化抵抗の影響（Case1 と Case3, Case2 と Case4 の比較）
- (4) 背後地盤の過剰間隙水圧蓄積の影響（Case1 と Case5, Case2 と Case6 の比較）

3. 4 三次元解析結果

- (1) 解析結果の概要
- (2) 液状化領域の三次元影響について

3. 5 有効応力の妥当性検証における着眼点

- (1) 全応力解析と有効応力解析の基本的な相違点
- (2) 構成式の性能について
- (3) 地盤パラメータ設定時の注意点
- (4) 妥当性検証に向けての提案

3. 6 室内試験による密な砂の過剰間隙水圧蓄積後の挙動

- (1) 継続時間が長い地震動によるひずみ履歴を受けた密な砂のダレイタシーによる強度回復
- (2) 多様な応力状態下での挙動

4. まとめ

要約

1. 概要

本委託事業では、地震時における津波防護施設等の地盤の液状化及び建物・構築物等の基礎地盤に関する三次元挙動を評価するため、また、液状化に関する技術的評価に必要となるリスク情報を整理するための調査を行い、技術的知見として取りまとめるために文献調査と解析的検討を実施した。

2. 文献調査

地盤の液状化及び建物・構築物の基礎地盤に関する三次元挙動の評価、液状化に関する技術的評価に必要となるリスク情報の整理について、以下の項目（1）～（6）に関連する論文や雑誌等を100編程度収集し、それらの要約版（付録1）を作成した。さらに、各項目における既往研究の動向を整理するとともに、液状化検討における現状課題をとりまとめた。

- （1）液状化現象のメカニズム（液状化発生の有無、程度、被害事例）
- （2）液状化評価のための地盤調査（資料調査、現地調査、室内試験）
- （3）液状化の予測方法（判定基準、判定に必要な因子、解析技術等）
- （4）液状化の予防対策（液状化対策の原理と方法、対策工法）
- （5）基礎地盤の安定性評価（三次元解析、疑似三次元解析）
- （6）液状化のリスク評価（枠組み、予測方法等）

3. 解析的検討

液状化の可能性のある地盤の地震応答解析を実施する際の課題を抽出するため、密な砂や硬質粘土の力学挙動についても表現できる、名古屋大学地盤工学研究室において開発された土骨格～水連成有限変形有効応力解析コード（コード名：GEOASIA）を使用し、二次元モデル6ケースと三次元モデル2ケースの地震応答解析を実施した。対象断面は護岸構造物を含む基盤・海底砂層・背後地盤からなるモデルで、入力波形として、2016年熊本地震におけるK-NET熊本県菊池の波形と2011年東北地方太平洋沖地震における岩手県田老の波形を、それぞれ短時間・極大振幅地震動と長時間・大振幅地震動の例として使用した。ある大きさのせん断ひずみを生じるために必要な繰返しせん断応力比は、繰返し回数が小さい場合に大きく、繰返し回数が大きい場合には小さくなるため、地震動の継続時間が護岸の変形にどのように影響するかを検討した。さらに、海底砂層の液状化強度、背後地盤の液状化可能性、奥行き方向への液状化層の連続性の影響などについても検討した。また、解析結果を踏まえ、全応力解析と有効応力解析の相違点や構成式・パラメータに関する留意点を整理し、数値解析結果の妥当性検証の方法について提案した。その上で、密な砂の挙動については、中空ねじり試験を実施し、実際の挙動を把握した。

4. まとめ

上記の検討を踏まえて、今後の液状化評価における課題について整理した。

1. 概要

本委託事業では、地震時における津波防護施設等の地盤の液状化及び建物・構築物等の基礎地盤に関する三次元挙動を評価するため、また、液状化に関する技術的評価に必要となるリスク情報を整理するための調査を行い、技術的知見として取りまとめるために下記を実施しており、以下にそれぞれの内容を報告する。

- ・文献調査
- ・解析的検討（参考のための室内試験含む）

2. 文献調査

2. 1 はじめに

地盤の液状化及び建物・構築物の基礎地盤に関する三次元挙動の評価、液状化に関する技術的評価に必要となるリスク情報の整理について、以下の項目（1）～（6）に関連する論文や雑誌等を100編程度収集し、それらの要約版（付録1）を作成するとともに、項目ごとに既往研究の概要をとりまとめる。その際、対象とした論文集等を表2-1に示す。

- （1）液状化現象のメカニズム（液状化発生の有無、程度、被害事例）
- （2）液状化評価のための地盤調査（資料調査、現地調査、室内試験）
- （3）液状化の予測方法（判定基準、判定に必要な因子、解析技術等）
- （4）液状化の予防対策（液状化対策の原理と方法、対策工法）
- （5）基礎地盤の安定性評価（三次元解析、疑似三次元解析）
- （6）液状化のリスク評価（枠組み、予測方法等）

表 2-1 文献抽出の対象とした論文集等

Computers and Geotechnics	International Journal of Geotechnical Engineering
Soil Dynamics	Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
Journal of Applied Geophysics	International Journal of Geomechanics
GEOTECHNIQUE	Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering
Canadian Geotechnical Journal	Soils and Foundations
SMiRT24	15th Asian Resional Conference in Kyushyu, 2015
PBD3	ICOSSR
地盤工学ジャーナル	土木学会論文集
日本地震工学論文集	日本建築学会構造系論文集

2. 2 各項目における既往研究の動向

(1) 液状化現象のメカニズム (液状化発生の有無, 程度, 被害事例)

液状化現象のメカニズムに関する論文は, 全部で 92 編抽出した. このように多数の抽出となったのは, 以下の (2) ~ (6) に含まれないものをすべて, (1) に分類したためであり, 小項目として, a. 全般, b. エネルギー・仕事による評価, c. 室内試験 (三軸・ねじり以外), d. 大変形, e. 変形量評価, f. 一般応力状態, g. 細粒分 (粘土・シルト), h. 解析手法, i. FLIP 関係と部分排水, j. 密な地盤, k. 礫-液状化, l. 礫-原位置, m. 繰返し液状化, n. 地中構造物, o. 盛土・傾斜地盤, p. その他事例に分類した.

a. 全般

ここに分類された論文は, さらに多岐にわたり, 粒度分布といわゆる'ねばり'の関係 (Izawa 2016), 液状化判定チャートに関する基礎的検討 (Montgomery, 2014), 液状化地盤の残留強度予測 (Kramer, 2015), 透水係数 (Karimi, 2016, Ueng, 2017), 構造物との境界面挙動 (Dewoolkar, 2016) などのいわば材料特性的な側面から, V&V に関する試み (Taiebat, 2010, Karamitros, 2013), 原位置での挙動の複雑さに言及したもの (Cubrinovski, 2017), 原位置試験法 (Safaqah, 2006) などに加え, 兵庫県南部地震を受けての液状化課題に関する指摘 (松尾, 2004) や東北地方太平洋沖地震を受けた液状化課題に関する指摘 (Kazama, 2000) とそれに関連した論文 (Kazama, 2015) などが整理されている.

b. エネルギー・仕事による評価

FL のように液状化の判定を応力比で行う場合, 地震動の継続時間は別途考慮する必要があり, その代替手段としてエネルギー評価的な方法が考案されている. その手法は, 例えば Kazama, 2017, 1999, Kokusho, 2017, 三森, 2014 などに示されているが, いずれも等価線形化法を用いた応答計算の結果を使用するので, それで現実の液状化地盤の応答を再現出来ているはずもなく, それをどのように用いたとしても, ある程度以上の評価精度は期待できない. したがって, この種の検討は, FL 法よりは継続時間や波形の影響を考慮出来るのであろうが, やはり水平成層地盤の液状化に関するスクリーニング目的以上にはなり得ない. なお, 鉛直動の影響について論じた (Tsaparli, 2017) はエネルギーという語を説明に用いているが, Imperial Collogee で開発された有効応力解析プログラムで計算を実施している

c. 室内試験 (三軸・ねじり以外)

大きな礫を含む地盤の液状化強度や剛性は土槽実験で求める必要があるかもしれない. その際の参考データとなるかもしれない論文が (Tsai, 2016) などである.

d. 大変形

液状化に関係した大変形の評価が今後重要であると思われるが, (Di, 2004) は護岸モデルを対象として有限変形と微小変形の差を比較しただけ, (Kumar, 2017) では, 繰返し変形試験にしては大きなひずみまで対象としているが, 液状化試験等を考えるとそれほど大きなひずみではない. (内田, 2002) では, 繰返し変形試験の結果を超えるひずみレベルに対して, 液状化試験の結果から G/G_0 , $h \sim \gamma$ 関係の足りない部分を補っていた. 彼らは礫の事例についても実験を行っていた. 但し, 大変形に関する検討は不十分で, 今後 (Okada, 2005) のように, リングせん断試験などを行うことで, より大きな変形まで検討できる可能性がある.

e. 変形量評価

構造物の沈下挙動に関する検討も各種実施されている。(Toth, 2017)では、液状化地盤上の構造物の沈下の一般的な傾向に関する 1-g 振動台実験が実施されており、(Kariuki, 2017)や(Gazetas, 2015)も構造物のロッキング挙動も踏まえて沈下量を評価している。また、(Maharjan, 2014), (Maharjan, 2013)では、不均質な地盤の液状化に関する模型実験を実施しており、不等沈下の評価などを行っているため、実際の被害を検討する際の参考データとなり得る。一方、(Sivathayalan, 2014)は、液状化後に期待できるせん断強度に着目している点が参考になる。但し、どちらかと言えば緩い地盤に着目しており、液状化前、液状化中のせん断履歴についてバリエーションが無く最大ひずみだけで整理しているため、初歩的な参考にしかならない。他にも、(Bray, 2017), (Ledezma, 2017), (Karimi, 2017)も液状化に関する解析を実施しているが、検証が不十分でありあくまでも多少の参考になる程度である。一方、(Shahir, 2016)は、三次元液状化解析と模型実験を実施し、沈下量の評価に触れており、三次元での検証は貴重なデータである。

f. 一般応力状態

一般に液状化試験は等方応力下で実施されるが、原位置の応答では応力状態はそのような単純な等方状態から応力の一成分だけが変動するような状態にはならず、より複雑な応力状態になる。(Su, 2008)や(Shafee, 2017)は、実際に多方向せん断を実施した模型実験の例などを報告しており、(Nie, 2017)や(Ziotopoulou, 2016)は、数値解析における検討を報告している。特に(Ziotopoulou, 2016)は、ダイレイタンシーモデルに基づく PM4Sand の再現性能に関して、初期せん断を受けた地盤への適用性を確認しており、現実の地盤応答を意識した検証となっている。

g. 細粒分 (粘土・シルト)

原位置を想定した場合、奇麗な砂だけでなく、細粒分を多く含む砂等への対応も求められる。(佐藤, 1997)や(沼田, 2004)はそのような細粒分を多く含む砂の液状化強度などについて検討しており、さらには、粘性土を非排水繰返しせん断した場合の変形量の評価に関する論文なども報告されている (Marthínez, 2017), (Tsai, 2014) (田村, 2006)。

h. 解析手法

液状化の数値解析に関する論文は多岐にわたる。例えば、解析手法の枠組みに関しては、有限要素法 + 有限差分法を合体させた手法に関する(Tan, 2015)の検討や、大変形理論に基づく FEM 解析の、Total Lagrangian と Updated Lagrangian の解析結果を比較した(Fujii, 2017)の検討、AMR 法による大変形時のメッシュのゆがみによる誤差についての(Tan, 2013)の検討、有効応力解析と等価線形解析を比較した(Wang, 2006)などの検討例がある。また、土の挙動については、排水工による液状化対策を行った場合の解析メッシュサイズの制約を解決するために有効応力解析コード GEOASIA にマクロ・エレメント法を組み込んだ(Noda, 2015)の検討や、構成式の応答や模型地盤の応答の再現を対象にした(Natarajan, 2017 : PM4SAND) や(Tayib, 2014 : Hujeux)の検討などの他、流動現象に着目しステートパラメータ (現在の空隙比とクリティカルステートでの空隙比の差) を構成式に導入した(Li, 2000)の検討などもある。さらには、飽和度の影響に着目した(Bayat, 2013)などの検討もある。

i. FLIP 関係と部分排水

港湾関係の地震応答解析で多用される FLIP は特殊な有効応力解析手法であり、(井合, 1990) にその原理が詳しく解説されている。また、(井合, 2005) では、飽和地盤中の地中構造物に関する遠心力載荷

模型実験を対象に、他の一般的な有効応力解析コードとの比較がなされている。また(Ichii, 2017)では、パラメータの設定方法などについて検討されている。

ところで、完全飽和地盤ではない場合でも、(Bayat, 2013)が検討したように繰返しせん断による過剰間隙水圧の蓄積は認められるため、既存の FLIP の完全飽和+完全非排水の制約を無くすための改良もなされている(Ozutsumi, 2017)。この改良によって、通常他の有効応力解析と同様に二相系材料を解くことが出来るようになったため、粘性土の過剰間隙水圧蓄積の影響を評価しているが、単に水圧の蓄積の影響を粘土層にも考慮したというだけで、粘土特有の挙動、例えば過圧密比の影響等についてモデル化出来ているかは現状で不明である。

j. 密な地盤

原子力の状況を鑑みた場合、緩い地盤の液状化であれば、当然その対策が検討されるため、密な地盤の液状化評価の方が課題となる。密度と液状化強度の関係については、(古谷, 2014)により、N 値の小さな洪積砂層の液状化強度について、液状化試験を実施すると N 値から推定した値よりは大きな強度が得られているという報告や、(Rouholamin, 2017)による相対密度 30~75%の液状化試験結果を、初期せん断剛性 G_1 、限界状態せん断剛性 G_2 、液状化後膨張が始まるときのせん断ひずみ $\gamma_{post-dilation}$ について整理した例などがあるが、より密な地盤の液状化や変形を対象に系統的に検討した例は見当たらない。

k. 礫-液状化

原子力サイトは主に岩盤のサイトで海岸沿いに土地が造成されているため、埋立地盤として岩砕などが使用されていることも多い。そのため、礫地盤についての検討は、そのような地盤の地震時挙動の評価のために貴重な参考データとなり得る。

緩い礫地盤も含め、礫地盤の液状化強度を評価した例も多く、(Lin, 2004)は、液状化強度比 0.2~0.4 程度の緩い礫地盤の強度を整理している。また粒径の問題から原位置の礫地盤の液状化強度を予測する方法には課題が多く、 V_s と液状化強度の関係を整理した(Chang,2016)や(Cao,2011)の検討、DPT や BPT などの SPT ではない貫入試験結果との関係を検討した(Cao,2013)や(Rollins, 2017)の検討がある。さらに、定振幅ひずみによる過剰間隙水圧の蓄積傾向を実験的に確認した上で DEM 解析も実施している(Wang,2017)などの検討もある。

l. 礫-原位置

原位置から採取した礫の特性に関しては、(小高, 2010)が原位置から採取した礫質土の粒度を調整して小型の三軸試験を実施し、中型や大型の原粒度の試験結果と比較した例や原位置から採取した礫質土を用いて、せん頭粒度の試料に調整した上で密度推定法について検討した(森, 1996)の例、砂礫の最小・最大密度に及ぼす影響因子に関する基礎的な検討を実施した(原, 2004)の例なども参考となる。

m. 繰返し液状化

一般に、液状化を発生するような緩い地盤は、1回液状化したからといって、それ以降の地震で液状化しない保証はなく、むしろ何度でも液状化を発生する。(若松,2012)は、そのような事例を 2011 年東北地方太平洋沖地震の被災事例について整理した。その際、4回も再液状化を発生しているデータも報告されている。また、本震+余震の液状化例としては、(Sinatra, 2015)が解析的に検討し、低透水性の層に挟まれた砂層は、例え本震で過剰間隙水圧が蓄積しきらなくとも、間隙水の移動と余震により、余震中に液状化に至る可能性があることを指摘している。ところで、(Wahyudi,2016)は、スタックリング式のせん断試験装置を用いて再液状化について検討している。このタイプの装置で中空ねじりや三軸試験

のような応力径路，応力～ひずみ関係が得られていることから，礫質土の試験方法の参考となる．同種の試験方法では，(Aoyagi,2017)が乾燥状態での定体積試験を実施している．

n. 地中構造物

(井合, 2005) では，飽和地盤中の地中構造物に関する遠心力載荷模型実験を対象に，他の一般的な有効応力解析コードとの比較がなされていた．(Zhang,2017)も地中構造物の地震応答解析の例であるが，液状化は考慮していない．

o. 盛土・傾斜地盤

盛土や傾斜地盤では，初期せん断の影響により，必ずしも液状化には至らないが，過剰間隙水圧の影響により水平変位や鉛直変位が大きくなる．そのため，等方応力下での液状化試験では評価し切れない変形特性を考慮する必要がある．そのような盛土・傾斜地盤の実験や解析の例は，下記のような報告がある．

(Adaliler,2004) 密な砂層中の緩い砂層の液状化の影響に関する遠心模型実験例．

(Rahhal,2000) 初期せん断応力の影響に関する実験的検討．盛土の解析結果を評価する際の参考となる．

(Ikami,2017) 盛土を対象にした遠心モデルの実験と解析の不確実性についての V&V 事例

(Boulanger,2016) PM4Sand による盛土の解析例．

(Aydingun,2003) 盛土の遠心力載荷模型振動実験と解析結果(DIANA)の比較

(Adaliler,2003) 盛土を対象にした液状化対策の検討例．遠心力載荷模型実験の解析例．

(Xia, 2010) 盛土に関する解析事例

p. その他事例

上記のほか，個別地震の被害事例に関しては，(Bwambale, 2017)によるクライストチャーチ地震の被害報告，(Verdugo,2015)による 2010 年チリ地震の液状化被害事例報告などもあり，特殊な実験例としては，(斎藤, 2002)による，発破を用いた原位置大規模液状化実験に関する報告などがある．

以上のように，液状化研究の対象範囲は広いが，原子力施設に必要となりそうな，密な地盤（礫も含む）が過剰間隙水圧の蓄積の影響を受けて変形する場合に，種々の応力条件下でその変形量を評価するとともに，その妥当性の検証方法までを考慮した検討例は見当たらない．

(2) 液状化評価のための地盤調査（資料調査，現地調査，室内試験）

液状化評価のための地盤調査に関する論文は，下記の様なものがある．

(Ghafghazi,2017) 2 種類の貫入試験（iBPT と SPT）の相関性に関するデータ

(Sturm,2017) 2 種類の貫入試験（iBPT と SPT）の相関性に関するデータ

(Rito,2017) 各種調査手法の特徴を原位置データにより比較した事例．

(Juang,2013) CPT データに基づく液状化信頼性解析の方法の例示と CPT データを使った沈下予測式の改善

(Darby,2017) 加振履歴と CPT の関係．緩い地盤と密な地盤の両方を対象に加振履歴の影響を評価し，いずれの地盤も加振履歴によってコーン貫入抵抗が大きくなっていた．

(鈴木,2003) コーン貫入抵抗を利用した液状化強度の推定． I_c による補正（先端抵抗と周面摩擦抵抗を組み合わせた評価）で精度向上．

(鈴木,2003) コーン貫入抵抗値による液状化強度予測に関する検証例. I_c による補正方法の検証.
(Dobry,2015) V_s による液状化強度の評価事例 (海外). 液状化強度が小さな ($SR=0.4$ 程度まで)
地盤が対象.

(Hatanaka,1997) V_s による液状化強度の評価事例 (国内). 洪積層の非常に液状化強度が大きな事
例 ($SR>1.0$) も含む貴重なデータ.

(鈴木, 2004) サイスマックコーン貫入試験での V_s 速度を利用したクロスチェックによる液状化強
度評価の向上の可能性を示唆.

室内試験については, 原位置の強度を評価するための画期的な試験方法の提案などは見当たらず, 上
記論文には挙げていない. また, 貫入抵抗は, 貫入ロッドの先端が達している層のみならず, その周囲
の条件にも依存するため, 貫入試験結果による液状化抵抗の予測精度には限界があると予想される. こ
こで挙げた論文には, CPT の結果を利用して液状化強度を推測する際に, I_c という指標 (先端抵抗と周
面摩擦の両方に関係した指標) によって精度を向上する提案がなされており, 今後実験的・解析的な評
価により, その理論的な裏付けがなされれば, 精度向上に資する可能性がある.

(3) 液状化の予測方法 (判定基準, 判定に必要な因子, 解析技術等)

液状化の予測方法に関する論文は, a. 全般, b. 地震動強さ指標, c. SPT, d. CPT, に関する合計
12 編を抽出した.

(Li,2007) 液状化しない材料に関する考察.

(Dobry, 2015) 原位置での液状化発生に必要なひずみの大きさについて言及. 過剰間隙水圧的に液
状化するだけなら小さなひずみに留まる可能性を示した. 過剰間隙水圧の再分配による液状化に
についても言及.

(Dobry, 2017) 原位置の液状化強度推定法に関する留意点を列挙.

(下村,2013) 水平成層地盤の沈下量評価手法の一つ.

(Chandra, 2016)原位置観測記録から応力～ひずみ関係を推定する方法について検討.

(Boulanger,2015) 液状化判定に用いるマグニチュードの考慮方法に関する検討.

(Lasley,2017) (山崎,2010)簡易な液状化判定において地震動の継続時間の影響を考慮する際に用い
られる等価繰返し回数に関する検討.

(Franke,2014) 液状化判定チャートを使用した場合の信頼性評価の精度向上に関する報告

(Maurer,2015) (Boulanger,2016)液状化判定チャートを使用した場合の精度評価に関する検討

(Chen,2016) 液状化判定チャートを使用する場合の信頼性評価に関する検討. 構造物近傍で評価の
重要度が高い場合はマルチスケールでの評価が必要と主張.

この種の予測方法については, 古くから検討されており, データも蓄積されているため, なるべくそ
れらの知見が反映されている最新のものピックアップした. 最近の研究動向としては, これらの簡易
予測手法をリスク評価に導入する傾向があるが, 日本国内, しかも原子力の場合は, 地震ハザードが大
きすぎて, 確率的な評価よりも, 具体的な変形量の評価が必要となる.

(4) 液状化の予防対策（液状化対策の原理と方法，対策工法）

液状化の予防対策に関する論文は，a. 全般，b. 締固め系，c. 材料強度，d. 固化系，e. 杭挙動に関する合計 31 編を抽出した．

a. 全般

(Hazarika,2015) タイヤチップを利用した地盤改良に関する直接せん断試験

(Lee,2001) 地盤改良した地点の被災事例

(Adailer,1998) 遠心力載荷模型実験による各種対策工の効果を比較．対象はアースダム．

(Orense,2003) 液状化時の地中構造物の浮き上がり防止対策の効果に関する実験と数値解析例

(Zheng,1996) オイルタンクの液状化対策として，矢板をリング状に設置した場合の応答を三次元解析で検討．

(Tashiro,2017) 二相系の FLIP を用いて，東北地方太平洋沖地震時に仙台塩岡港埠頭において隣接する二つの岸壁（片方は被害をほぼ受けなかったが一方は損傷した）のシミュレーションを実施し，被災原因を分析．

(佐名川，2017) シートパイル補強杭基礎の地震時挙動に関する模型実験と数値解析事例

(谷崎,2010) 格子状改良による液状化抑止効果に関する遠心模型実験と数値解析事例

b. 締固め系

(Rayamajhi,2016) ×2 Yan(2003)によって開発された PressureDependMultiYield02(PDMY02)による解析事例．排水効果を有しない土柱の補強効果を土柱内の過剰間隙水圧の蓄積の有・無の場合について評価．

(Eliahu,2017) 実際の現場での締固め系改良方法の実証試験．PVD を併用した場合としない場合とを比較

(Adailer,2002) 過剰間隙水圧の伝播によって密な地盤に水圧が蓄積し，強度が低下する可能性とその対策に関する遠心力模型実験．

c. 材料強度

(Rodríguez,2008) シリカグラウトによる液状化強度の増大を検討した例．論文中に応力径路や応力～ひずみ関係は示されていない．

(Hamidi,2012) 石灰，石膏，セメントを混合した礫質土の基本的な特性に関する実験データの整理．それらを混合することで，強度のみならず，ダイレイタンシーも増大すること，すなわち内部摩擦角 ϕ とダイレイタンシー角 Ψ の関係に着目して整理している．実際の強度増加の程度は，そのダイレイタンシー量をどのように拘束したかで決まるが，物性設定の参考にはなり得る．

(Porcino,2015) グラウト処理された土のせん断挙動に関する報告．再液状化に対する液状化抵抗について言及しているところが参考となる．

(Taheri,2012) 締め固めたセメント改良土の特性に関する室内試験

(Taheri,2012) セメント混合礫質土を対象に，1本の三軸供試体からより多くの情報を得るための取り組みを実施している．

(山田,2005) 破壊試験を実施しないで， G_{max} の計測によりセメント改良砂の液状化強度を予測することが可能な方法を提案．

(大島,2008) シリカ系薬液で改良した供試体の繰返し非排水三軸試験の例. 応力径路や応力～ひずみ関係も掲載されている.

d. 固化系

(中澤,2010) 浸透固化処理工法で改良した実際の地盤を対象に, 発破試験で液状化に関する検証実験を行った例.

(Gallagher,2007) シリカ系薬剤による浸透固化工法の現場実証試験

(Boulanger,2017) 壁状のソイルセメントを盛土のり先に設置した場合の改良効果について, 遠心力模型実験と有効応力解析で検討.

(Watanabe,2017) 杭基礎構造物にソイルセメント壁体を付加的に設置した場合の遠心模型実験を実施して, 杭の断面力について照査.

(Hamderi,2015) シリカ系改良剤を注入するところから実験.

e. 杭挙動

(Rowe,2015) 杭とジオテキスタイルによる補強事例. 但し, 軟弱地盤上の盛土を三次元解析で検討したものであり, 地震時とは無関係.

(Rollins,2005) 実大スケールの杭-液状化地盤相互作用に関する検討例. 逆解析により実規模の液状化地盤中の杭の $p-y$ 曲線を逆解析で求めている.

(Finn,2015) 液状化地盤中の杭の挙動に関する三次元解析の例

(Chang,2013) 三層構成の傾斜地盤の加振実験. 上部からセメント改良土, 緩い砂層, 密な砂層の構成. 側方流動による杭基礎への影響を検討.

(Yao,2004) 大型せん断土槽による液状化地盤中の杭の挙動に関する実験.

(Finn,2002) 液状化地盤中の杭の遠心模型実験とその数値シミュレーション

(田村,2009) 大型せん断土槽を用いた杭の実験. 残留変位は杭の破壊自体よりも, 破壊した後の入力波形や地盤変位に依存することを実証.

(5) 基礎地盤の安定性評価 (三次元解析, 疑似三次元解析)

基礎地盤の安定性評価については, すべり安全率の評価において, 側方効果を考慮可能な疑似三次元の検討と三次元の検討の両方を実施して, 両者のすべり安全率が概ね同等であることが確認されている.

(6) 液状化のリスク評価 (枠組み, 予測方法等)

液状化リスクの評価に関しては, 現在提案されている評価手法では, 大きな枠組みを構成している主要な論文 3 編に着目して, 概要を作成した. さらに, 国際的な基準という観点からは, リスク評価に関する論文の内容が液状化の発生有無を判定するのみにとどまっているため, 想定条件 (立地, 地震動, 地盤状況, etc.), 液状化リスク評価の実態, 地盤変形量評価に関する実態 (必要性, リスクシナリオ, 評価手法, etc.) などを把握することおよびリスク評価の基礎理論である構造信頼性理論に関する最大の国際会議 (第 12 回構造安全性および信頼性に関する国際会議, 12th ICOSSAR) がウイーンで開催されるため, 12th ICOSSAR に参加し情報を収集するとともに, 液状化に関するリスク評価を実施

しているハンガリーに出張し、Paks 原子力発電所の安全性評価に係わる技術者と直接面会の上、関連情報の取得を実施した。

【リスク評価の枠組みに関する文献調査】

USGS(US Geological Survey)が液状化マップなどの作成に用いている液状化の発生に関するリスク評価に用いられている既往の研究論文(1)と液状化リスク評価に関する代表的な2つの論文(2), (3)についての概要を作成した。いずれも、地盤内の液状化が懸念される地層に対して、液状化抵抗とそれに対応する作用力の比率より液状化発生の可能性を求めるものである。

ここで、USGSにより作成された液状化ハザードマップは例えば以下の資料に示されている。

Liquefaction Hazard Maps for Three Earthquake Scenarios for the Communities of San Jose, Campbell, Cupertino, Los Altos, Los Gatos, Milpitas, Mountain View, Palo Alto, Santa Clara, Saratoga, and Sunnyvale, Northern Santa Clara County, California

【リスク評価事例等に関する海外動向調査】

①第12回構造安全性および信頼性に関する国際会議における情報収集

リスク評価分野における最近の重要なテーマの一つにUncertainty Quantification(UQ)がある。ここでは、UQに関する特別講義である以下の内容について概要を紹介する。

Uncertainty Quantification and Structural Analysis to Address Safety and Reliability, Raymond P. Daddazio and Heather M. Reed(Thornton Tomasetti, Inc., New York, NY)

概要:高性能コンピューティング、ビッグデータおよび不確実性定量化(UQ)の進歩は、全ての産業の境界の変革を後押し、技術者の横断を可能とした。構造技術者の領域にて、Thornton Tomasettiは、超高層で機能的な構造をデザインするだけでなく、構造技術分野を変換する可能性に関する新しく、革新的なアイデアの探究にも、新しい技術を導入した。しかし、どのような新しい技術に対しても、そのリスクと信頼性を評価する責任ある。どのようなリスクまたは信頼性評価に固有なものは、不確実性の分析でなければならない。実験データを集めるとき、モデルパラメータを仮定するとき、さらにシステムのモデル化を行う時でさえ、不確実性が生じる。どのように不確実さを定量化するかを理解し、分析を通じてそれらの効果を伝達することが、正確なリスク評価にとって重要である。しかし、不確実性の定量化には、1)不確定要素のいくつかの原因についての特徴を明確にすることの複雑さや、2)計算的に大きいモデルが解析に必要な時の煩わしさ、3)私達が結論を導くための情報不足がある時に非直観的状况などがあり得る。

ここでは、確立された解がない3つのThornton Tomasettiの技術に関する不確実性、リスク、および信頼性への挑戦と可能な解を議論する。突風荷重に対する構造の応答を自動化するための設計ツールは、設計解へ不確かなパラメータの効果が及ぼす影響の調査を可能にする。このタイプのツールは、保護する設計解のリスクと信頼性が定量化されて、容易に広めることを可能にする。メタ素材は、より小さい要素またはユニットセルから作られた素材であるが、減災に潜在的に有益な解決策などのように、予期される荷重に関連した長さの規模に必要な特性を持つように設計される。しかし設計を実現する前に、構造システムのリスクを定量化するだけでなく、情報に基づく意思決定を行うために用いられている現在の耐震設計に直接匹敵するように信頼性が議論されなければならない。最後に、付加的な製造(または、3D印刷)は、構造物設計のあり方を大改革できる破壊的な技術である。しかし、製造工程は、違う素材と機械的性質が結果として生じるので、伝統的で、よく特徴付けられていた製造工程とかなり違う。

組立てレベルでこれらの不確定要素を理解し、結果として生じている構造設計の解にそれらを伝えることは、この新しい製造技術と関連したリスクの定量化を可能にする。このタイプの信頼性解は、火星に製造する土木構造物を設計するために、最高である。

②原子力発電所に及ぼす液状化起因の地盤変状の影響評価に関する調査

12th ICOSSAR と合わせて平成 29 年 8 月 10 日(木)のハンガリーのブタペスト市にある地盤関係の企業 Georisk にて Paks 原子力発電所の Scientific Advisor である Tamas Janos Katona 博士と Paks 原子力発電所へ及ぼす液状化の影響について検討を実施している Georisk の技術者、Tóth László 博士と Bán Zoltán 博士および共同研究を実施しているブタペスト工科大学の András Mahler 博士と 12 時から 15 時までの間議論を行った。議論には東北大学大学院の河井正准教授と日本大学工学部の中村晋教授が参加した。Paks 原子力発電所における液状化起因の地盤変状に対する影響評価の報告概要を以下にまとめる。

報告概要：経験を踏まえ、原子力発電所が地震の振動効果に対して安全となるように設計する。これに反して、プラントは、地盤震動の影響に対して耐えた後、地震起因の津波や液状化により大きな被害を受けることがある。土の液状化が生じた事例に対する原子力発電所の安全解析の方法に関して概説する。土の液状化が生じた事例に対する方法として、決定論および確率論的な事例について概説する。液状化がもたらす結果の分析をプラントの地震安全解析全体にてどのように実施するかということを示している。ハザードとフラジリティ評価法は、安全解析の必要性というの観点から議論される。

まず、単純なプラントのイベントツリーは図2(6)-1に示す。プラントが地震動の振動作用に耐えた後に、液状化は基本的な安全機能の損失を起こすかもしれない。必要な安全システムは地震後に機能を有しており、液状化に起因したある時間遅れを伴う喪失の可能性を有して

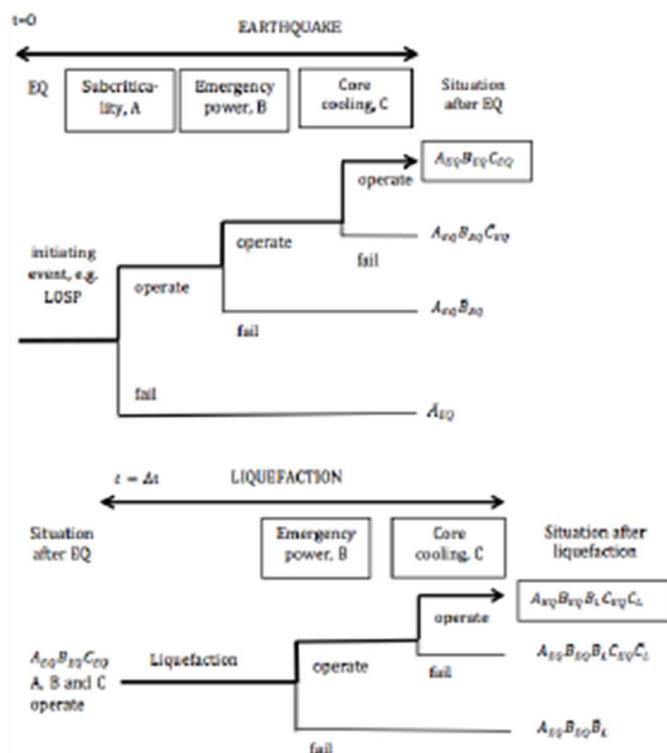


図 2(6)-1 原子力発電所に及ぼす液状化の影響に関するフォルトツリー

地震起因の液状化に対する原子力発電所の決定論的および確率論的な安全解析は、複雑な仕事プラント応答の適切なモデリング、ハザードの特定、およびプラントシステム、構造と要素の機能の評価を必要とする複雑な仕事である。本論において、安全評価を実施するための詳細な枠組が開発された。液状化がもたらす結果の安全評価は、地震による振動効果の安全評価と論理的に連続している。

液状化ハザードを規定するための方法は再調査され、原子力発電所の確率論的および決定論的な安全解析の枠組を統合した適切な方法を選択するために考慮される。強度パラメータ（PGAと地震規模）はある超過確率レベルに定義されるので、経験的な液状化の発生に関する関係が確率論的な枠組みに用いられることが示された。液状化の発生に関する経験的な関係式の結果のばらつきは不確実性の幅の表現により得られる。また、プラントの液状化解析に対して、確率論的方法の適用限界は明確になっている。

理想的なケースにおいて、液状化がもたらす結果の決定論的な分析は、図2(6)-2に示す様に地盤構造モデルと土の挙動を表す構成モデルを用いた洗練された数値解析とを合わせて用いることにより実施される。解析には膨大な労力が要求され、経験的な根拠を必要としている。よって、液状化に起因した地盤の沈下は、簡易な決定論的解析のための適切な単一の工学的要求パラメータであることが分かるのと同様に、PGAと継続時間ピークに対する沈下が多くの変数に依存していることを適切に説明するための仮定に基づいたフラジリティ解析からも分かる。

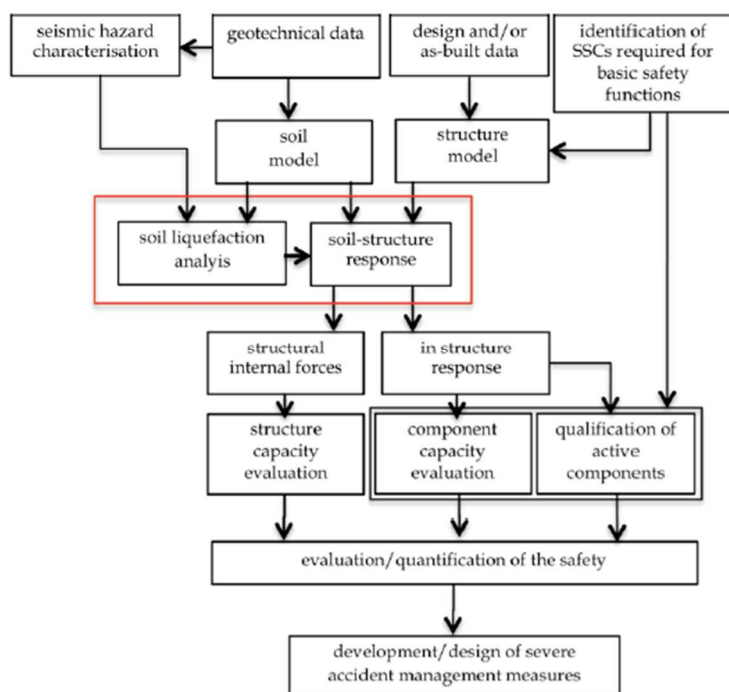


図2(6)-2 地震起因の液状化に対する原子力発電所の安全評価に関するフローチャート

液状化がもたらす結果の確率論的な安全解析を考慮することによって、ロジックツリーに基づく方法は、液状化の年発生確率を与える液状化ハザードの定義に最も適切であり、工学的な

要求パラメータの年超過確率の評価に拡張でされることが得られる。この方法は確率論的な地震危険度評価と論理的に連続であり、それは原子力発電所の確率論的な安全解析に統合することができる。

また、液状化の開始を累積絶対速度と関係づけることは明らかに可能性である。一方、累積絶対速度は地震による振動効果に対する損傷指標としてすでに使われている。累積絶対速度は、液状化に対するフラジリティの評価のための工学的要求パラメータと同様に、強度指標としても考慮できる。さらに、累積絶対速度と関係づけた液状化がもたらす結果と同様に液状化ハザードと関連づけることにより、安全解析を完全に単純化することができる。しかし、これらを考慮するためには、論理的かつ経験的な根拠が必要になる。

③まとめ

液状化のリスク評価(枠組み, 予測方法等)に関する論文, さらに原子力発電所の液状化に関するリスク評価の現状について国際的な観点からの取りまとめを実施した。

既往の地震工学分野におけるリスク評価に関する主要な論文 3 編について, その概要をしめしたが, いずれも液状化の発生可能性に関する液状化ハザードの評価に関するものである。

また, ウィーンで開催された第 12 回構造安全性および信頼性に関する国際会議にて最近関心の高い Uncertainty Quantification(UQ)についての特別講演について概要を示した。一般的な設計, 製造過程などにおける不確かさの定量化の重要性が述べられている。原子力分野では, 地震安全性評価として, 確率論的なリスク評価などにて Uncertainty Quantification (UQ)が実施されている分野もあり, 設計や安全管理などへも適切な適用が今後望まれる。原子力発電所に及ぼす液状化起因の地盤変状の影響評価に関する調査を実施したハンガリーの Paks 原子力発電所では, その立地がドナウ川周辺の軟弱地盤であることから, 液状化が及ぼす影響に関するフォルトツリーや解析フローなどが検討されており, 今後の参考になると考えられる。

2. 3 まとめ (液状化検討における現状課題)

液状化研究の対象範囲は広いが, 原子力施設に必要となりそうな, 密な地盤(礫も含む)が過剰間隙水圧の蓄積の影響を受けて変形する場合に, 種々の応力条件下でその変形量を評価するとともに, その妥当性の検証方法までを考慮した検討例は見当たらない。

貫入抵抗は, 貫入ロッドの先端が達している層のみならず, その周囲の条件にも依存するため, 貫入試験結果による液状化抵抗の予測精度には限界があると予想される。今回抽出した論文の中には, CPTの結果を利用して液状化強度を推測する際に, I_c という指標(先端抵抗と周面摩擦の両方に関係した指標)によって精度を向上する提案がなされており, 今後実験的・解析的な評価により, その理論的な裏付けがなされれば, 精度向上に資する可能性はある。また, この種の予測方法については古くから検討されており, 精度向上が図られるとともに, 最近の研究動向としては, これらの簡易予測手法をリスク評価に導入する傾向がある。但し, 日本国内, しかも原子力の場合は, 地震ハザードが大きすぎて, 液状化が発生することは前提となるため, 確率的な評価よりも, 具体的な変形量の評価が必要となる。

今後の原子力施設の液状化に関わる評価の課題は, 有効応力解析などの手法が, どの程度変形量の予測に使用可能であるかの現状把握と, 原位置の数値解析による評価結果の妥当性を保証する枠組みを構

築することが最優先となろう。また、その際、礫質土の液状化強度やパラメータの設定が必要となり、大粒径の材料を適切に試験し、評価する手法の開発なども必要となるであろう。

3. 解析的検討

3. 1 はじめに

地盤の液状化に伴う三次元挙動の評価に資する解析を行う。解析手法は、二次元及び三次元 FEM 地震応答解析（有効応力解析，有限変形解析）とし、密な砂や硬質粘土の力学挙動についても表現できる解析コードとして、名古屋大学地盤工学研究室において開発された、土骨格～水連成有限変形有効応力解析コード（コード名：GEOASIA）を使用した。GEOASIA は、土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の変化を記述可能な上下負荷面修正 Cam-clay model(SYS Cam-clay model^{1),2),3)}を搭載し、水～土骨格連成式（連続式）のモデル化は田村流⁴⁾・Christian 流⁵⁾に基づいている。

解析ケースは表 1 に示す方針（二次元モデル 6 ケース，三次元モデル 2 ケース）に従い、具体的には表 2 に示す Case1～Case8 について実施した。

有効応力解析を実施した場合、それが非常に複雑であるため、得られた地震応答解析結果の妥当性を評価することは一般に困難である。しかし、近年地震動の大きさが引き上げられ、極めて大きな入力地震動への対応を要求されている実情を鑑みると、変形を考慮せずに強度と発生応力との関係のみで設計・照査を行うことが不合理になる傾向があり、その場合は、地盤の詳細な応答を把握するためには、有効応力解析が必要不可欠になるものと思われる。何故なら、地盤を構成する土は、基本的に摩擦により強度を発揮する材料であり、拘束圧に応じてその強度が大きく変化するが、拘束圧自体も、間隙水が存在する場合は過剰間隙水圧の影響を受け、間隙が空気の場合であっても、土骨格の圧縮・膨張により地中の応力が大きく変化するためである。さらに、その拘束圧変化は複雑な境界条件に応じて定まるため、FEM 解析のような数値シミュレーションにより予測する以外に方法は無いからである。そこで、本報告の解析的検討では、表 3-1 に示す方針の元、具体的には表 3-2 に示すケースを仮想物性を用いて実施し、その結果に対して、「2. 文献調査」で得られた知見も踏まえ、着眼点を示すことで妥当性検証に資するものとした。その際、文献調査による既往の知見では、密な地盤の過剰間隙水圧が蓄積し、間隙水圧的にはほぼ液状化に達して以降の挙動に関する知見が不足していたため、本委託において参考となる室内試験（中空ねじり試験）を実施した。なお、そのような位置づけで室内試験を実施しているため、地震応答解析用の物性とはリンクしていない。解析モデル（解析領域，境界条件，地盤構造等）、地盤物性値（物理特性，動的変形特性，透水特性等）及び入力地震動等の解析条件の詳細については、規制庁担当者との協議の上で決定しており、その結果を数値解析の該当箇所に記載した。

表 3-1 解析ケースの方針

ケース	解析次元	地震動の継続時間	砂層の相対密度	粘性土層の過剰間隙水圧蓄積
ケース 1	二次元	短い	密	なし
ケース 2	二次元	長い	密	なし
ケース 3	二次元	短い	中密	なし

表 3-2 具体的に実施した解析ケース

ケース	次元	海底砂層	埋立土	地震動	備考	
Case1	2	密	不飽和	密	熊本地震	
Case2		密	不飽和		東北地方太平洋沖地震	地震動継続時間の影響
Case3		中密	不飽和		熊本地震	海底砂層が緩い場合の影響
Case4		中密	不飽和		東北地方太平洋沖地震	
Case5		密	飽和		熊本地震	背後の埋立土に過剰間隙水
Case6		密	飽和		東北地方太平洋沖地震	圧が蓄積する場合の影響
Case7	3	密	飽和	熊本地震	海底砂層の液状化強度が部分的に小さい場合	
Case8		中密	飽和	熊本地震		

3. 2 解析条件

(1) 解析断面

本検討では、具体的な対象地点を想定しておらず、一般的な原子力サイトの例として、ケーソン護岸を有する図 3-1 に示す断面を設定して解析を行った。断面の特徴として、海底砂層がケーソン直下まで連続しており、その部分の砂層の底部が傾斜していること、ケーソン背後は埋立土であることなどが挙げられる。

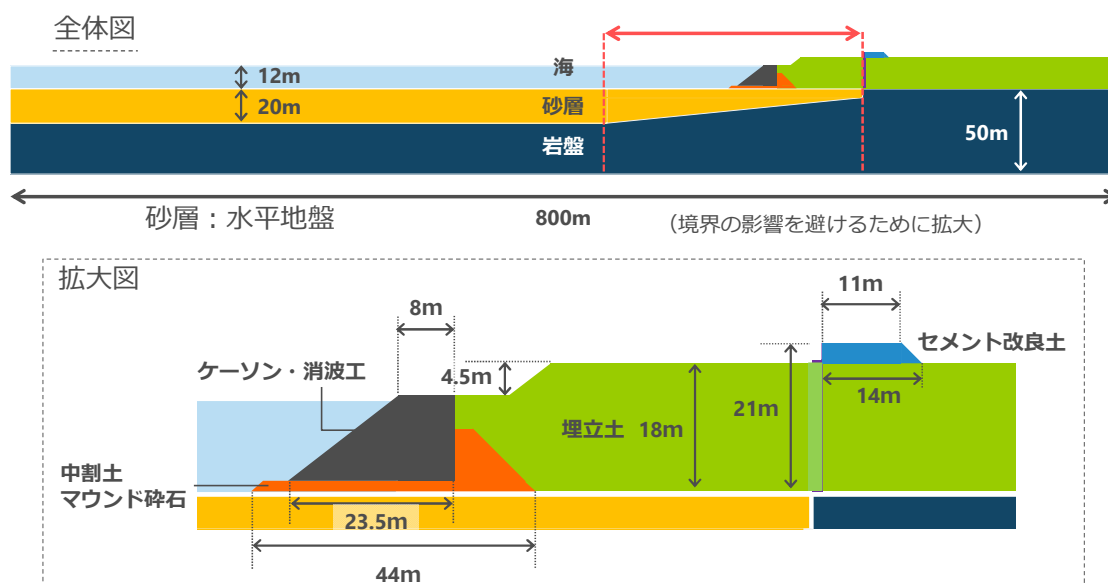


図 3-1 解析対象断面

(2) 地盤物性

本検討では、具体的な対象地点を想定しておらず、仮想の断面に対して計算を実行しているため、地盤物性についても仮想の値を設定している。本検討における着目点は、主にケーソンの水平・鉛直変位の大きさであるが、海底砂層と埋立土の挙動はそれに大きな影響を与えると予想される。海底砂層としては、密な地盤を想定した液状化強度約 0.5 の設定と中密な地盤を想定した液状化強度約 0.2 の設定を用意し、埋立土については密な地盤を想定した液状化強度約 0.5 の設定のみとした。なお、埋立土の部

分については、過剰間隙水圧の蓄積の有無による影響を検討するため、不飽和を想定して水の密度と体積弾性係数を小さくした場合と海底砂層と同様に通常の水の値を用いた場合の2パターンを設定した。

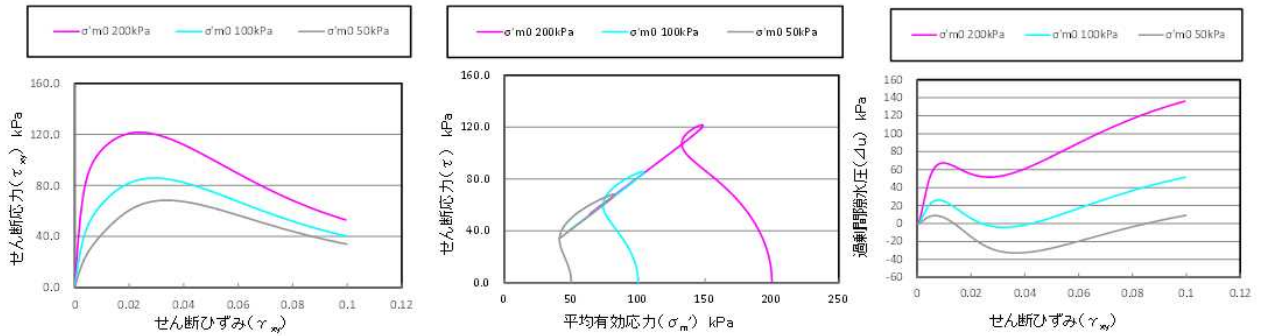
基礎岩盤やケーソン、裏込め、改良土については、特に具体的な物性を想定しておらず、基礎岩盤については岩盤底面～岩盤表面で地震波がほとんど増幅しない硬い物性、ケーソンと裏込めについては既往文献からの引用^{6),7),8)}、改良土については変形を生じない硬い物性を設定した。なお、基礎岩盤と改良土は弾性体でモデル化し、それ以外はGEOASIAに搭載されている弾塑性体(SYS Cam clay model)でモデル化した。粘土と砂の違い、砂の締固め挙動、締固め後の密度の異なる砂の非排水せん断挙動など、基本的なSYS Cam-clay modelの挙動については中井⁹⁾が、各パラメータの感度や設定時の注意点については河井¹⁰⁾が詳細に検討している。

設定した物性の一覧を表3-3に示す。また、SYS Cam-clay modelの構成式応答(均質一様変形場での土モデルの応答)について、図3-2～3-5に示す。

表 3-3 物性値一覧

材料パラメータ		砂層 液化化強度 0.2程度	埋立土/砂層 液化化強度 0.5程度	消波ブロック ^{6),7)}	裏込め ⁸⁾	材料パラメータ	ケーソン セメント改良土 ⁸⁾	
圧縮指数	λ	0.046	0.14	1	0.5	ヤング率 [kPa]	E	9000000
膨潤指数	κ	0.0055	0.0034	0.0007	0.007	ポアソン比	ν	0.167
限界状態定数	M	1.4	0.75	2	1.2	弾性体密度[g/cm ³]	ρ	2.075
NCLの切片	N	1.73	1.5	2	1	材料パラメータ	岩盤	
ポアソン比	ν	0.3	0.1	0.1	0.1			
透水係数(cm/s)	k	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	ヤング率 [kPa]	E	9000000
土粒子密度	ρ_s	2.65	2.688	2.659	2.659	ポアソン比	ν	0.167
正規圧密土化指数	m	0.6	0.1	10	10	弾性体密度[g/cm ³]	ρ	2.075
構造劣化指数	a	0.73	1	2	2	参考文献 6) 河井正, 金谷守, 田中幸久, 石川博之, 武田智吉(1999): 防波護岸の地震時挙動に関する研究・その1-遠心力載荷模型実験による防波護岸の地震時挙動の検討-, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.705-708. 7) 金谷守, 河井正, 栃木均, 石川博之, 武田智吉(1999): 繰返し三軸試験装置による消波ブロック模型の動的変形特性の検討, 第34回地盤工学研究発表会, pp.133-134. 8) Kanatani, M, Kawai, T and Tochigi, H. (2001): Prediction method on deformation behavior of caisson-type seawalls covered with armored embankment on man-made islands during earthauakes, Soils and Foundation, Vol.41, No.6, pp79-96		
	b	1	1	1	1			
	c	1	1	1	1			
-DvPとDsPの割合	c_s	1	1	1	1			
回転硬化指数	b_r	0.5	11	10	10			
回転硬化限界定数	m_b	0.5	0.7	1	1			
状態パラメータ								
初期間隙比	e_0	0.8	0.4	0.73	0.56			
構造の程度	$1/R^*_0$	25	23	1.8	20			
異方性の程度	η_0	0	0	0	0.545			
	ζ_0	0	0	0	0.545			

非排水単調ねじりせん断シミュレーション結果



非排水繰返しねじりせん断シミュレーション結果 ($\sigma'_{m0}=100\text{kPa}$)

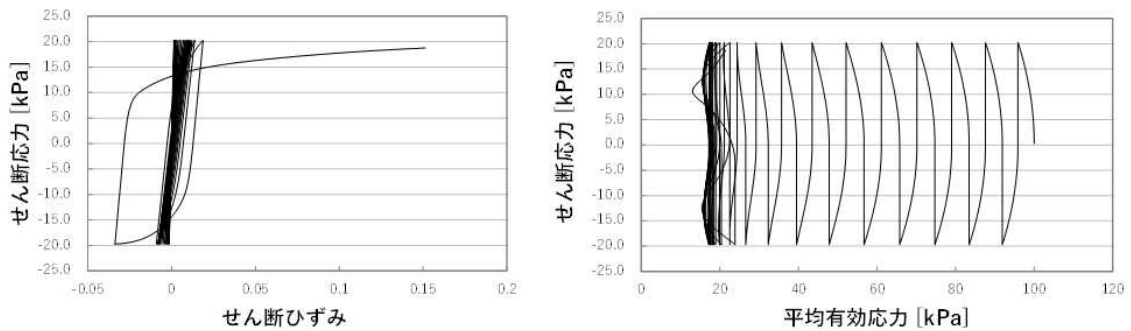
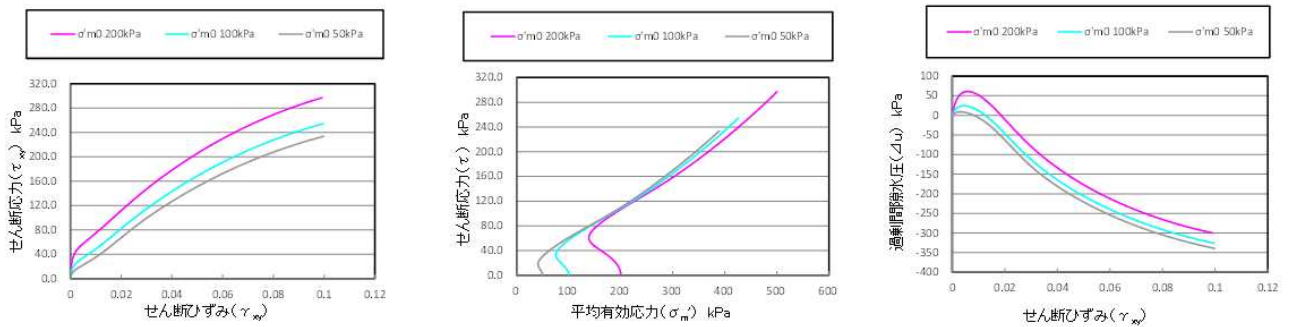


図 3-2 中密砂の構成式応答 (海底砂層)

非排水単調ねじりせん断シミュレーション結果



非排水繰返しねじりせん断シミュレーション結果 (拘束圧100kPa)

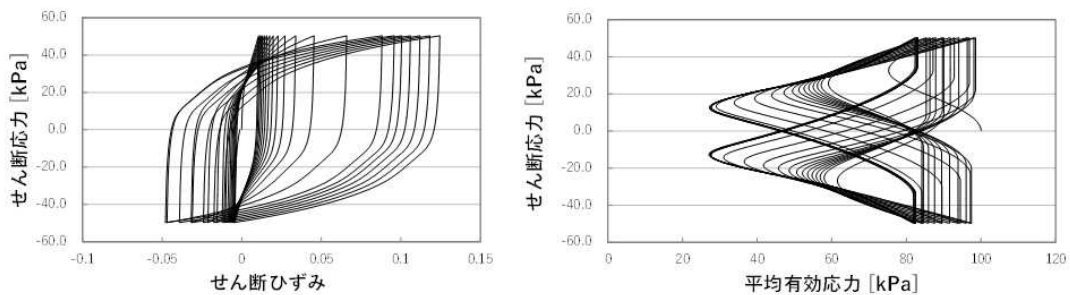


図 3-3 密砂の構成式応答 (海底砂層または埋立土)

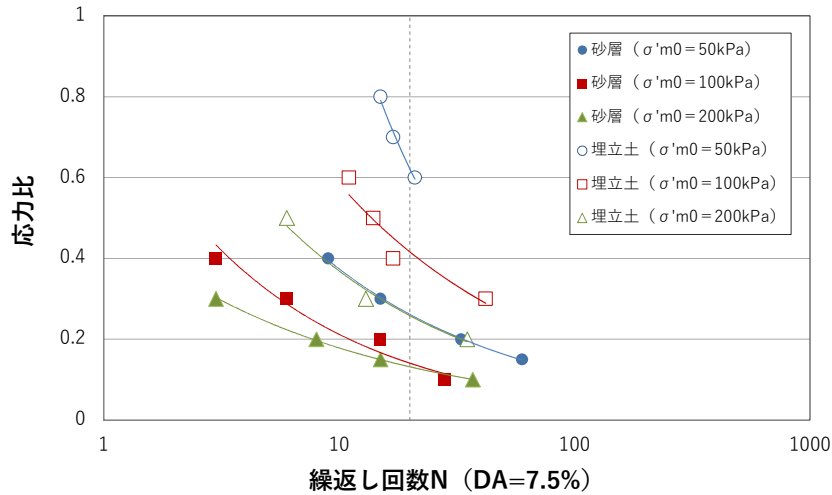
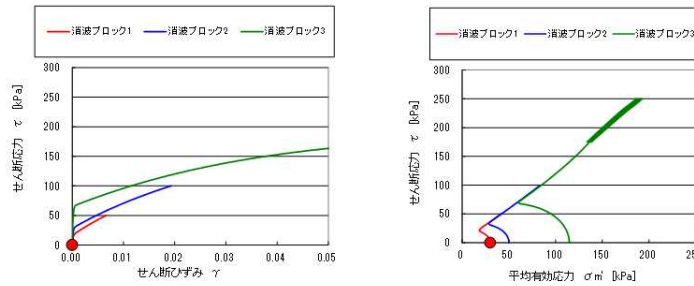


図 3-4 砂層の液状化強度（拘束圧 100kPa で所定の液状化強度約 0.5, 0.2 に設定）

非排水単調ねじりせん断シミュレーション結果



非排水繰返しねじりせん断シミュレーション結果（拘束圧115kPa, 応力比0.5）

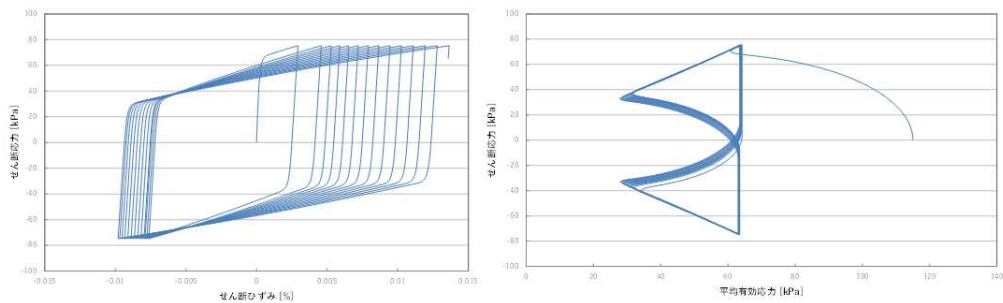


図 3-5 消波ブロックの構成式応答

(3) 解析メッシュ・地震入力

2次元の解析メッシュは図 3-6 に示すメッシュを用意した。GEOASIA では、水平成層でない場合、盛土解析を行い地盤メッシュ・初期状態を作成する必要があるため、また四辺形要素のみが使用可能であるため、ケーソン直下の解析メッシュの形状が細長くなっている。また左右境界部は、着目点である護岸部分から十分離れた部分よりも左右それぞれの境界よりの部分は、なるべく水平成層の応答に近づけるため、地盤メッシュを横長に切り、左右端部の要素は、隣接する 2 節点間において、鉛直・水平等変位の拘束を与えた。

地震波形入力時は、底面の水平・鉛直方向に観測地震記録波形を入力するものとした。GEOASIA の特性として、Rayleigh 減衰を考慮しておらず解析モデル内部にエネルギーが残留し易いことを踏まえて、反射波の余分なエネルギーが底面ならびに側面境界から散逸することを期待して粘性境界を用いた。但し、ここでの検討においては、不規則波の例として実地震波の観測記録を用いただけであり、特定地点の応答を再現することは目的ではないため、観測記録の引き戻し操作等は行っていない。

地震波形は、継続時間が短く入力加速度振幅の大きな例として熊本地震の波形（K-NET,熊本県菊池）を、継続時間が非常に長く入力加速度振幅もある程度大きな例として東北地方太平洋沖地震の波形（K-NET, 岩手県田老）を用いた。それぞれの地震波形を図 3-7 に示す。

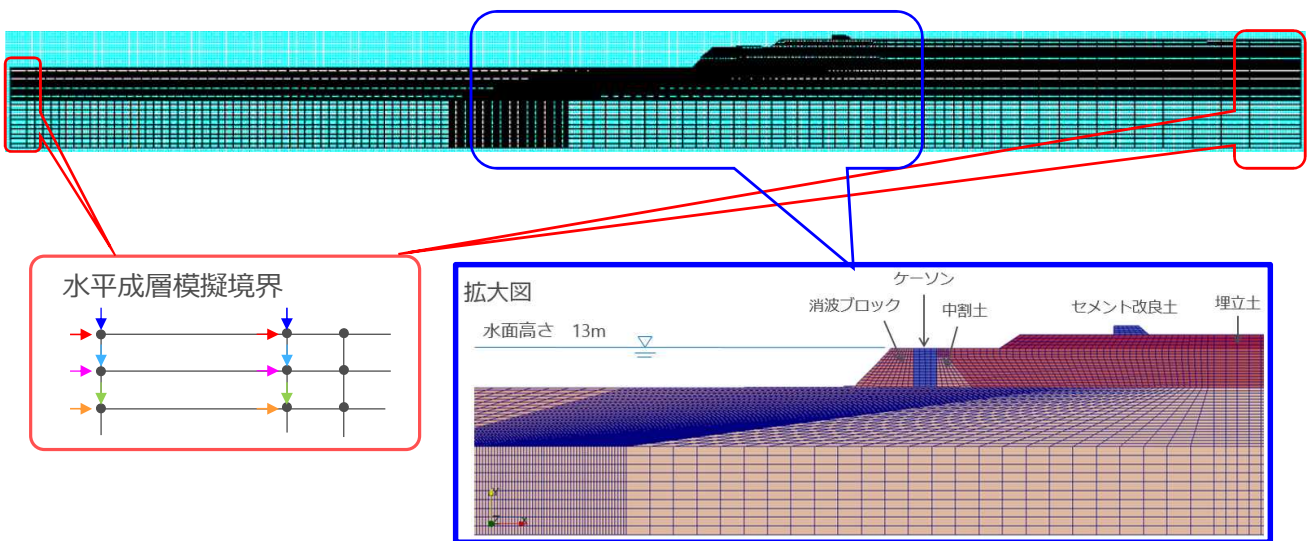
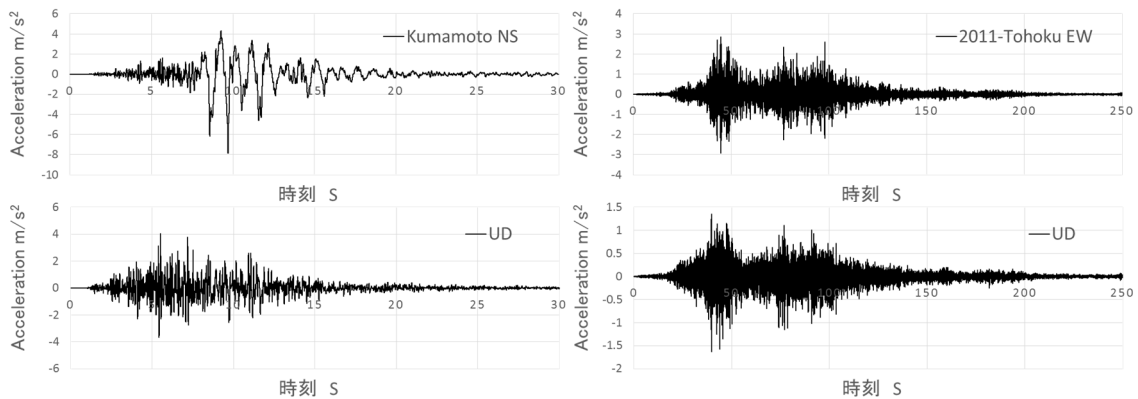


図 3-6 2次元解析メッシュ概要（側面・底面には粘性境界を使用した）



(a)短時間・振幅大の地震動（K-net, 熊本地震） (b)長時間地震動（K-net 田老町, 2011 東北地震）

図 3-7 入力地震波形

3次元の解析メッシュは図 3-8 に示すメッシュを用意した。3次元解析では、解析時間を非常に要することを考慮し、メッシュを簡略化し、初期から図 3-8 に示す形状で作製した。また、スポット的に存在する液状化層の影響を考慮するため、加振方向は水平一方向のみとし、中央部分に液状化強度約 0.2 の部分を設け、それ以外の部分は液状化強度約 0.5 の密な砂層または岩盤層とした。使用した物性パラメータは 2次元解析に用いた設定と同一である。

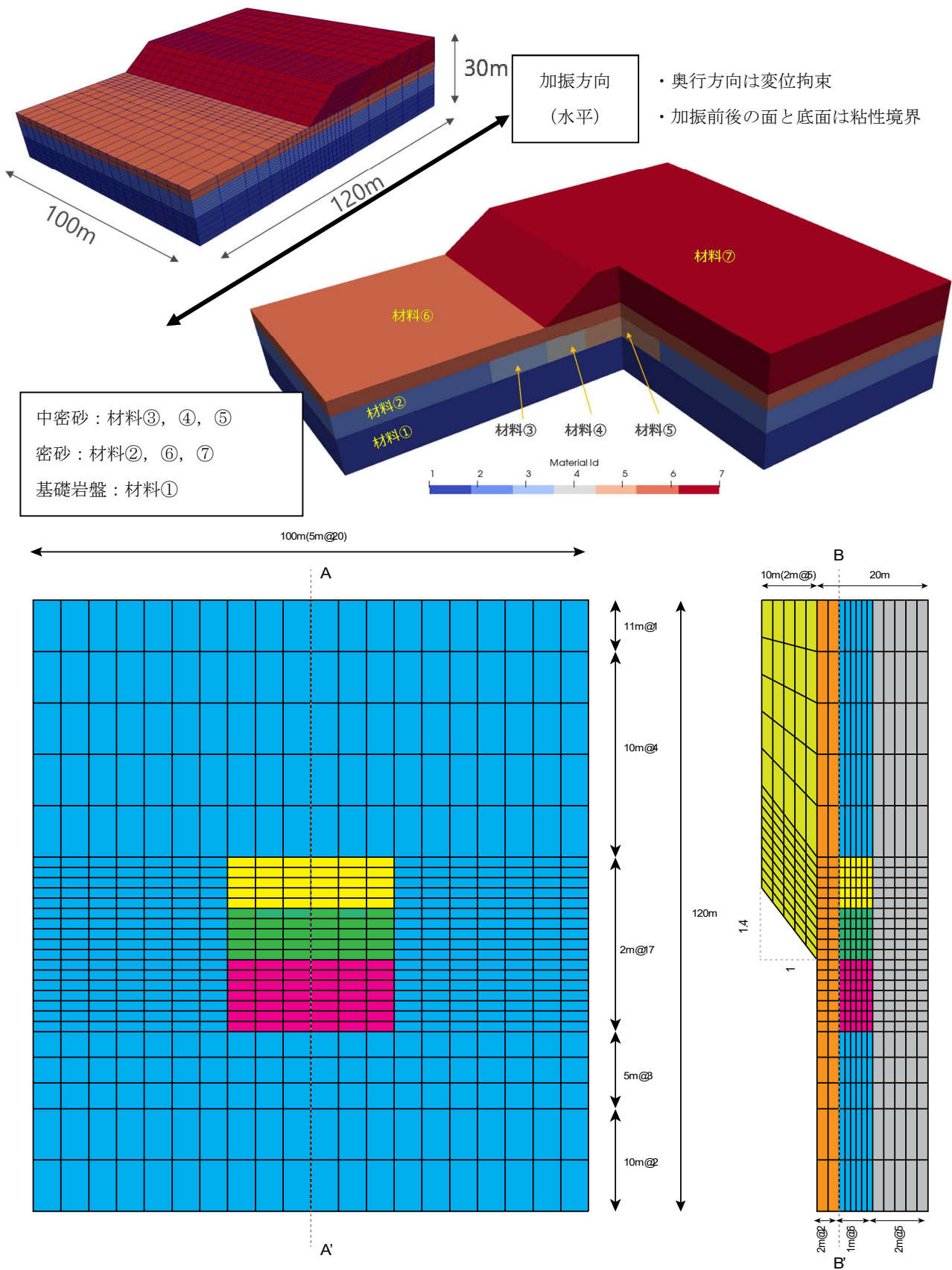


図 3-8 3次元解析メッシュの概要

3. 3 二次元解析結果

(1) 解析結果の概要 (Case1)

最初に、本検討で用いた解析断面の応答の概要を、Case1の結果を対象に整理する。図3-9～図3-13は過剰間隙水圧比、せん断ひずみ分布、直応力比（水平有効応力／鉛直有効応力）の分布を、 $t=0.0, 5.0, 10.0, 20.0, 60s$ について示したものである。図3-9に付記した入力波形の図に示す通り、Case1で用いた熊本地震の波形は、 $t=10s$ 付近で最大入力加速度が与えられており、 $t=20s$ で主要な入力は終了している。

まず過剰間隙水圧比の分布を見ると、入力地震動が徐々に大きくなってくると、海底砂層の部分は過剰間隙水圧比1.0に向かって蓄積を始め、 $t=10s\sim 15s$ の間で概ね0.9～1.0に達していた。すなわち、例えば液状化強度比0.5の密な地盤であっても過剰間隙水圧比的に液状化が発生する。また、背後地盤では不飽和を想定した水の質量・体積弾性係数を適用しているため、過剰間隙水圧がそれほど蓄積していないことが確認できる。さらに、護岸形状の特徴として、消波ブロックの前面部分の海底砂層表面付近では、過剰間隙水圧が蓄積しない領域が存在していた。

これは大きなせん断 ($\gamma_{xy}\sim\tau_{xy}$) によるダイレイタンスーで土骨格が膨張し、負の過剰間隙水圧が蓄積した可能性も考えられたが、図3-11, 3-12のせん断ひずみ (γ_{xy}) 分布を見ると、海底砂層の傾斜部（裏込め～ケーソン～消波ブロック下）では、砂層の底部でひずみが集中しているものの、表層付近はそれほど大きくなかった。

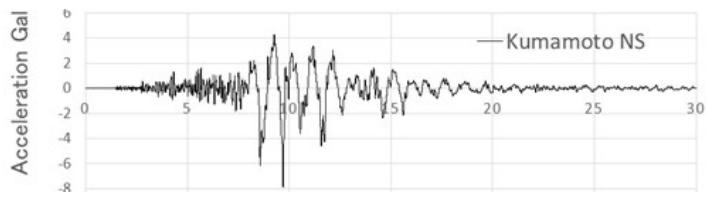
一方、図3-13の直応力比 (K値：水平有効応力／鉛直有効応力) 分布を見ると、当該部分のK値が他の部分と比べて非常に大きくなっており (1.0より大きい)、これが過剰間隙水圧が蓄積しない原因となっていることがわかる。即ち、K値が大きく軸差応力が常に存在すると、 τ_{xy} が変動し $\tau_{xy}=0.0$ を通過する瞬間が存在しても、軸差応力によりMohr円の半径がある値以下には低下しないため、ある程度有効応力が低下すると破壊線に近づき、原点 (有効応力ゼロ) には近づけなくなるためである (図3-14参照)。なお、直接的な説明としては、構成式の世界では、そもそも単一の成分 (例えば、 $\tau_{xy}\sim\gamma_{xy}$ 関係) を見ているから解釈に困るのであって、

$$p' = \frac{1}{3} \text{tr} \sigma' \quad , \quad q = \sqrt{\frac{3}{2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}} \quad , \quad \mathbf{S} = \sigma' - p' \mathbf{I}$$

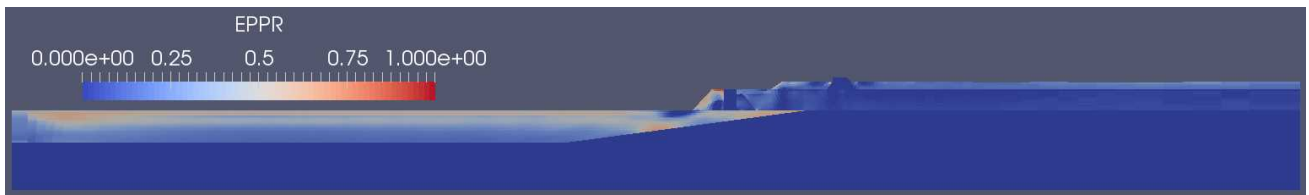
や

$$\mathcal{E}_s^p \equiv \text{tr} \mathcal{E}^p \quad , \quad \mathcal{E}_s^p \equiv \sqrt{\frac{2}{3} \mathcal{E}^p \cdot \mathcal{E}^p} \quad , \quad \mathcal{E}^p = \mathcal{E}^p - \frac{1}{3} (\text{tr} \mathcal{E}^p) \mathbf{I}$$

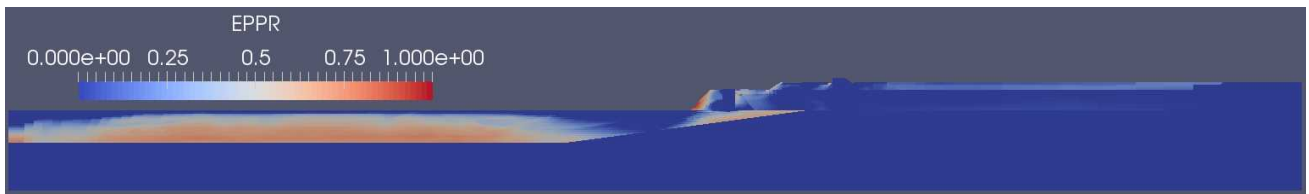
などの不変量で見れば、図3-15の要素応答に示す通り、この部分の挙動の理解は容易である。すなわち、せん断応力 τ_{xy} のみを見ていると、 $\tau_{xy}=0$ となる時間帯は存在するが、せん断応力の不変量 q で見ると、常に q は大きな値となっており、要素の応力状態は常に膨張域に存在することがわかる。このことは、せん断応力 τ_{xy} だけを考慮する簡易な液状化予測方法は、水平成層地盤などの非常に限られた条件下でしか通用せず、複雑な断面に対しては、常に有効応力解析が必要であることを示している。



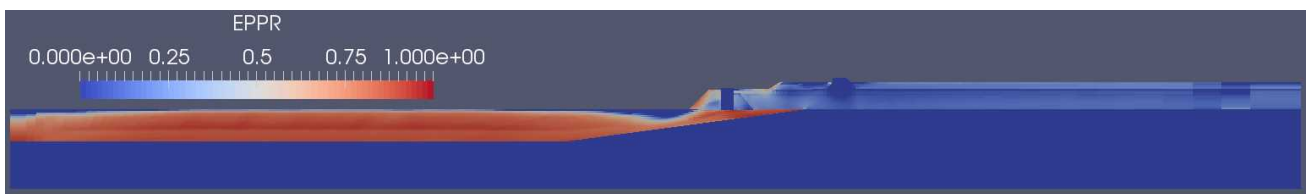
t=0.0s



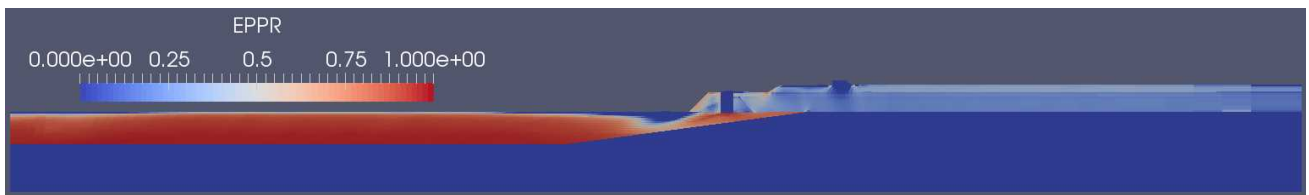
t=5.0s



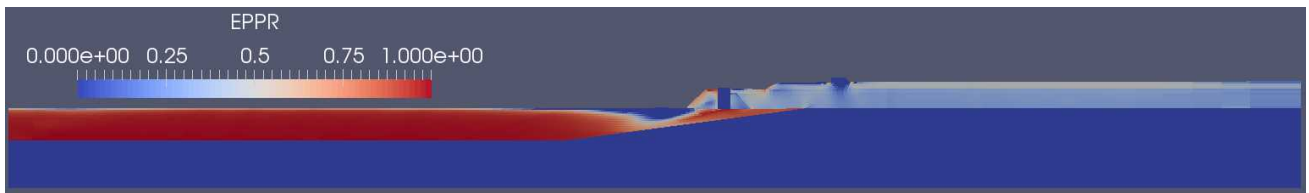
t=10.0s



t=15.0s

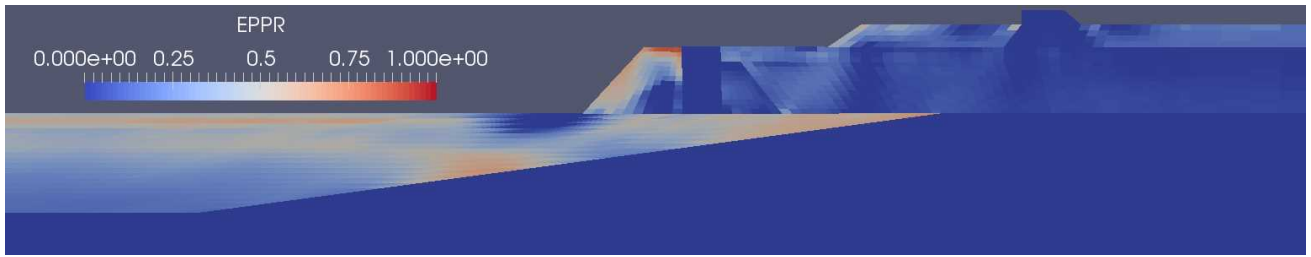


t=20.0s

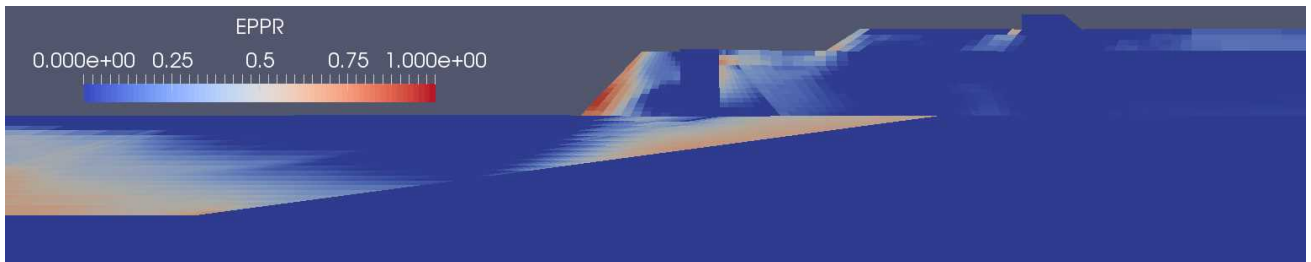


t=60s

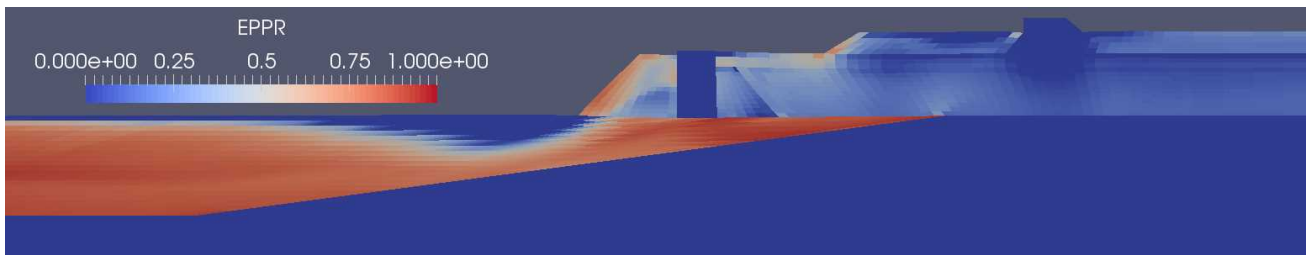
図 3-9 過剰間隙水圧比分布の変化（全体）



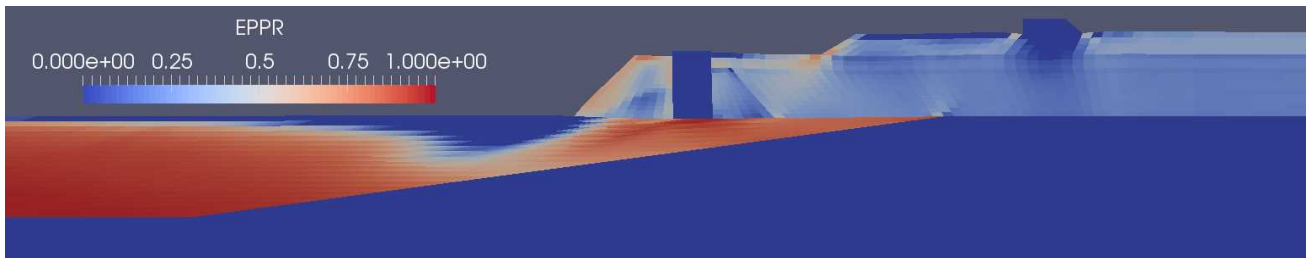
t=5.0s



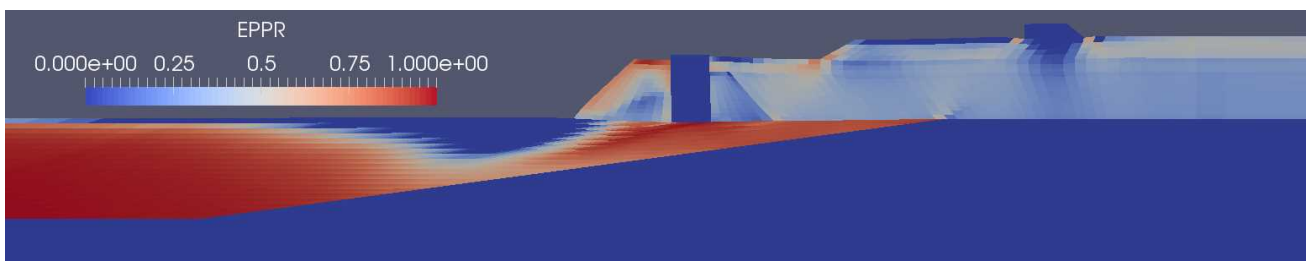
t=10.0s



t=15.0s

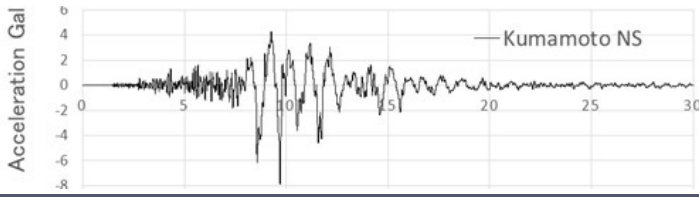


t=20.0s



t=60s

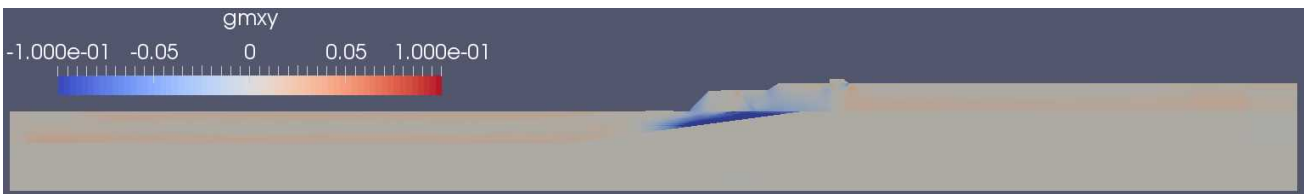
図 3-10 過剰間隙水圧比分布の変化（護岸周辺の拡大図）



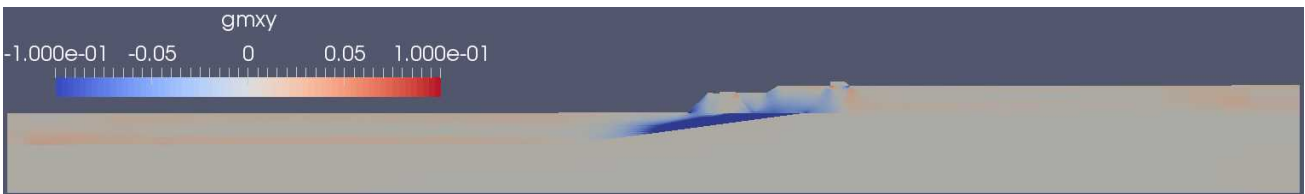
t=0.0s



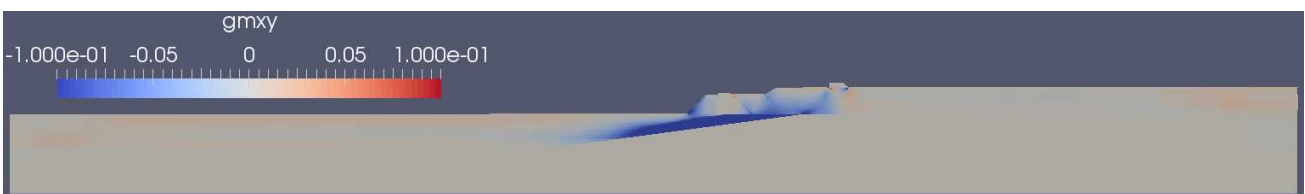
t=5.0s



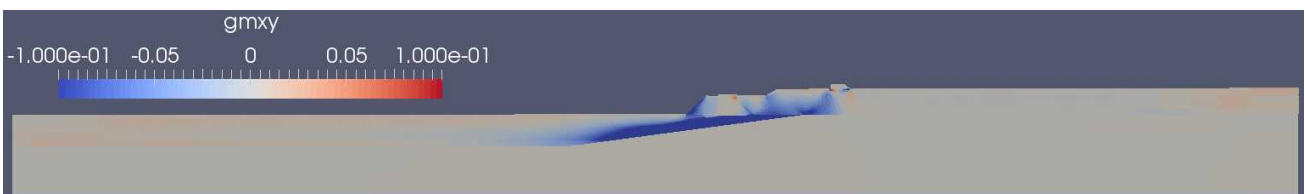
t=10.0s



t=15.0s

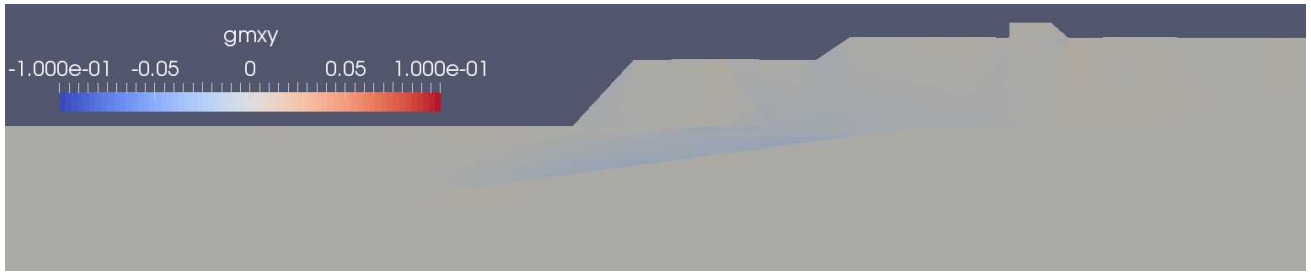


t=20.0s

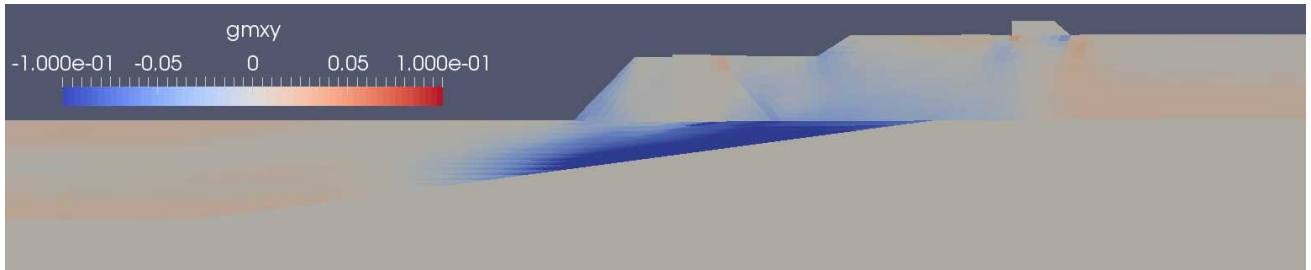


t=60s

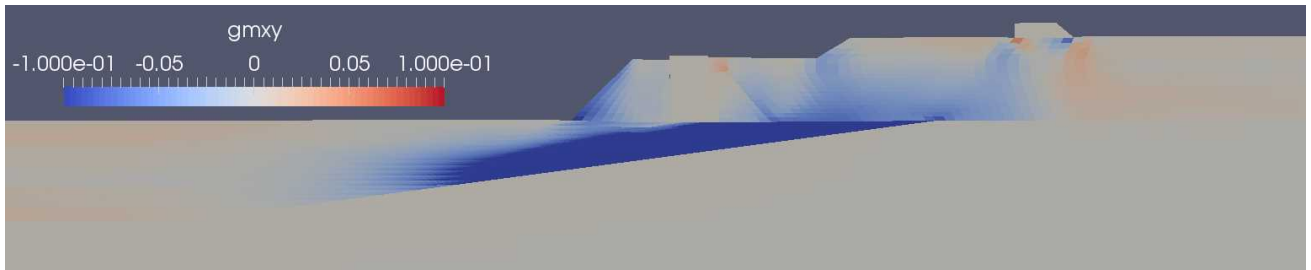
図 3-11 せん断ひずみ (γ_{xy}) 分布の変化 (全体)



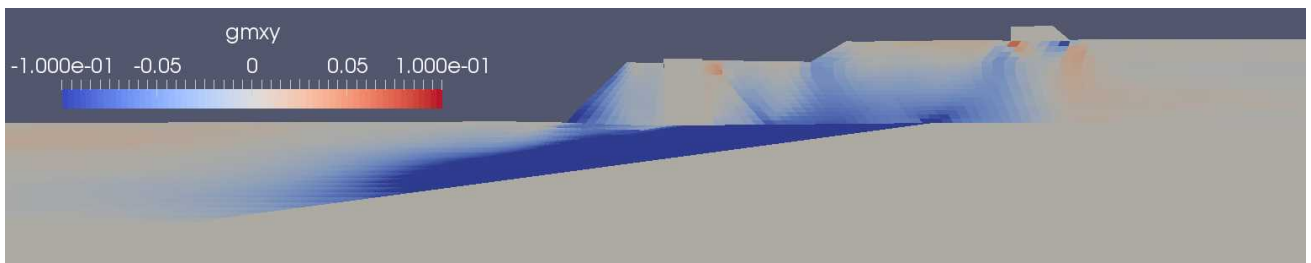
t=5.0s



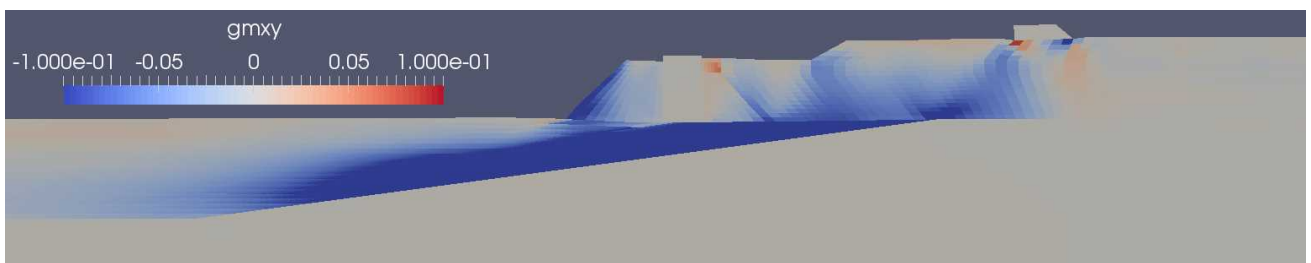
t=10.0s



t=15.0s

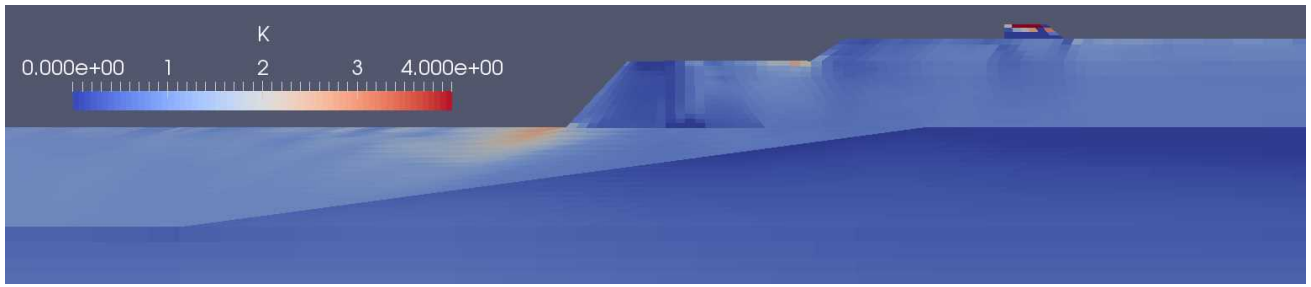


t=20.0s

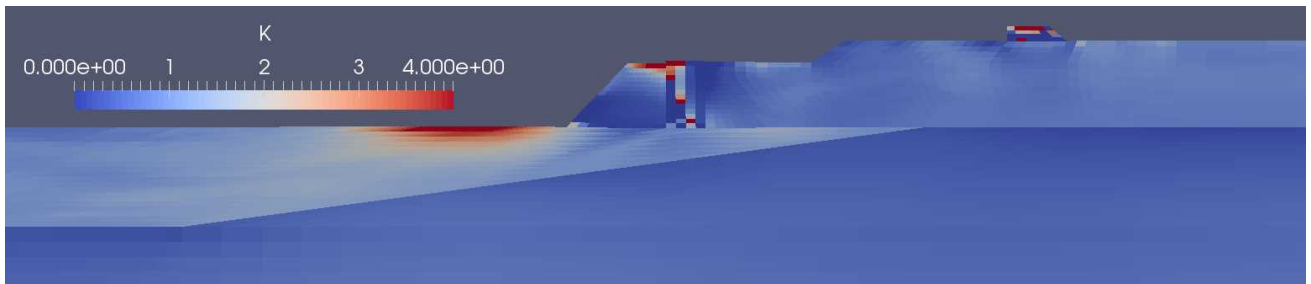


t=60s

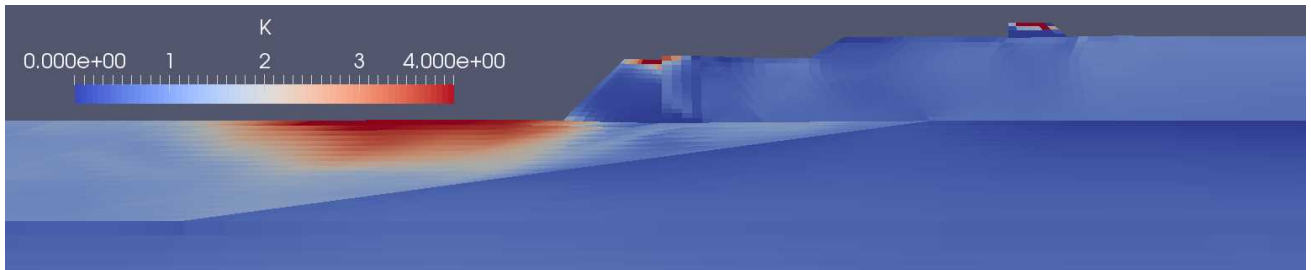
図 3-12 せん断ひずみ分布の変化（護岸周辺の拡大図）



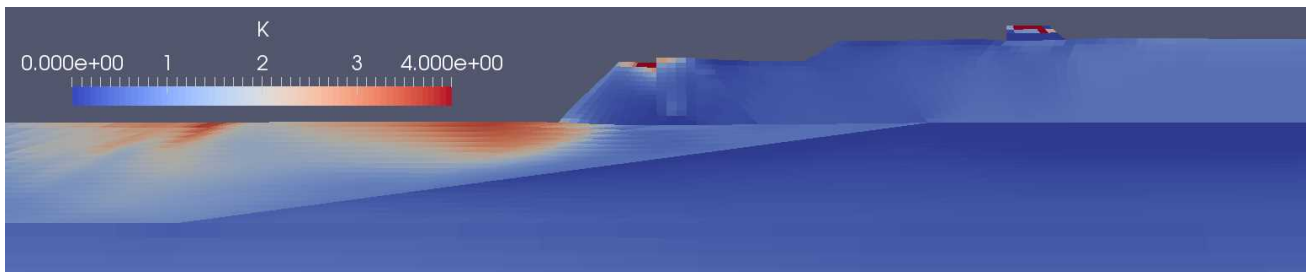
t=5.0s



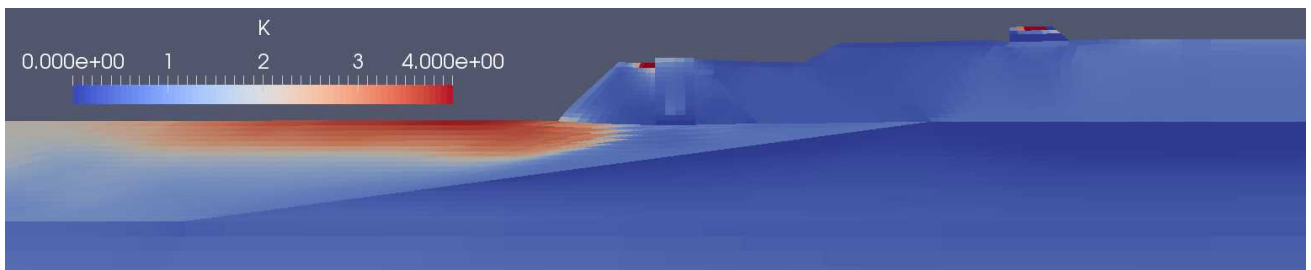
t=10.0s



t=15.0s



t=20.0s



t=60s

図 3-13 直応力比 (K 値 : 水平/鉛直) 分布の変化 (護岸周辺の拡大図)

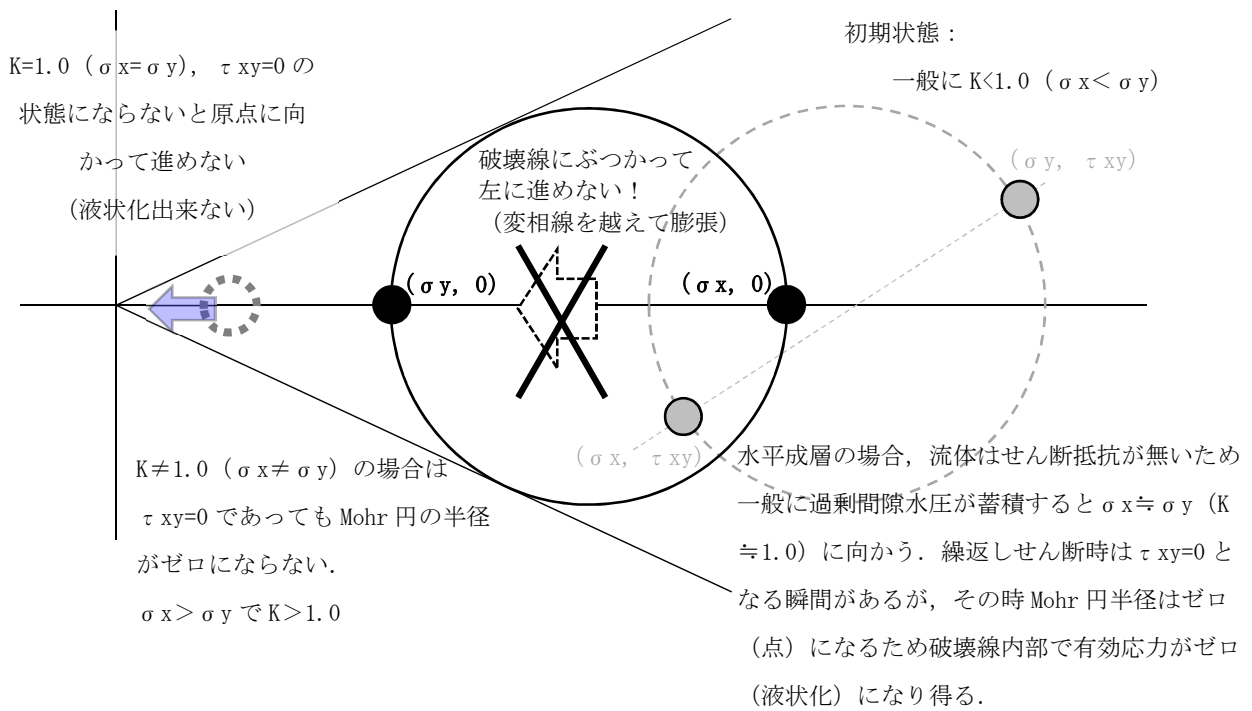


図 3-14 直応力比と液化化の関係に関する概念図

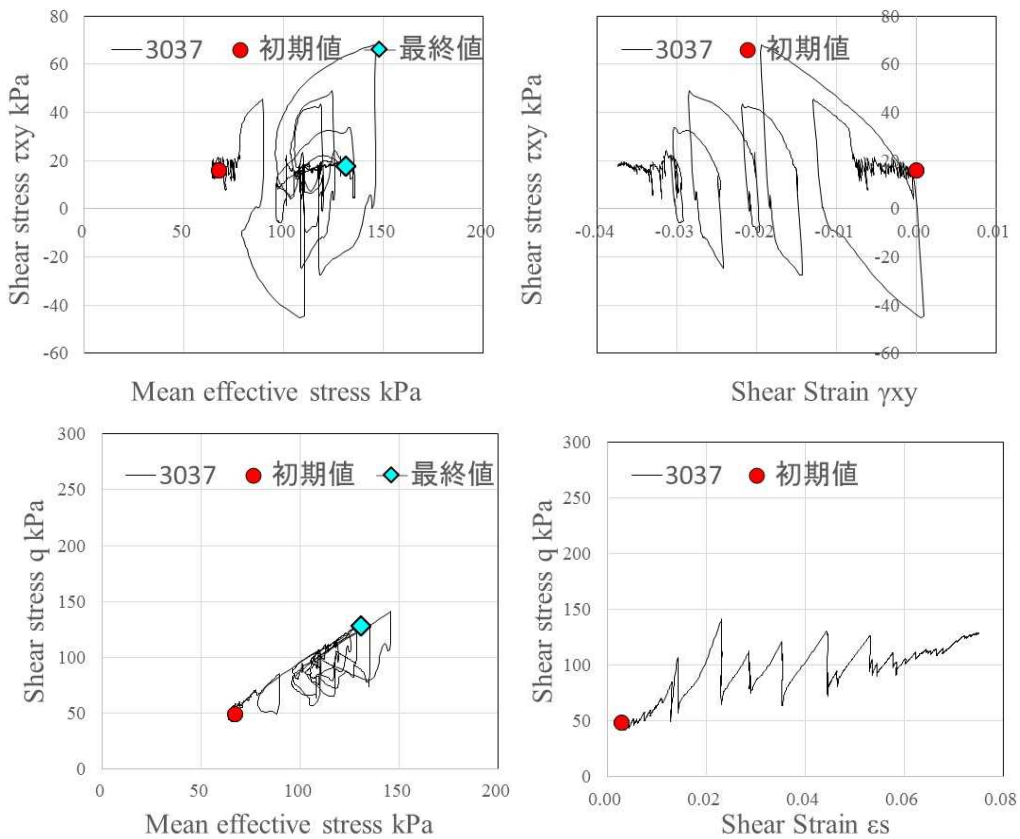


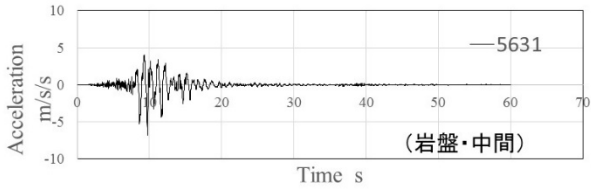
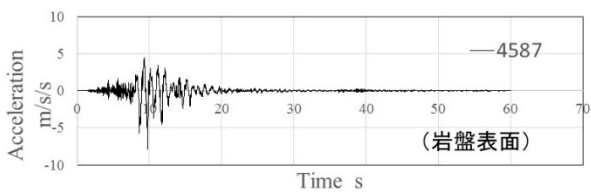
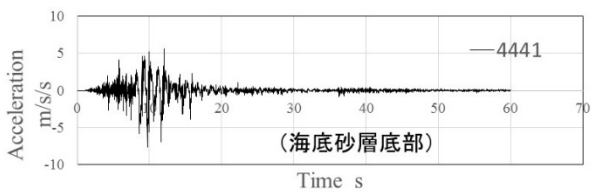
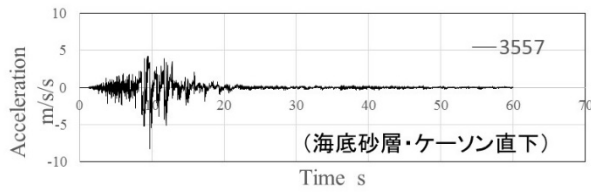
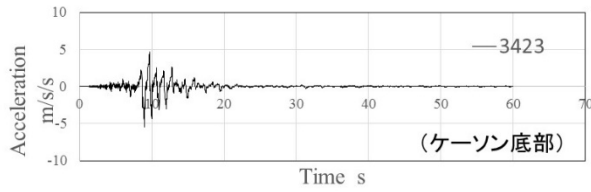
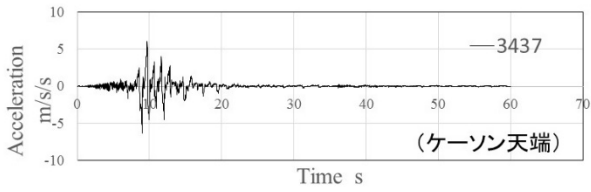
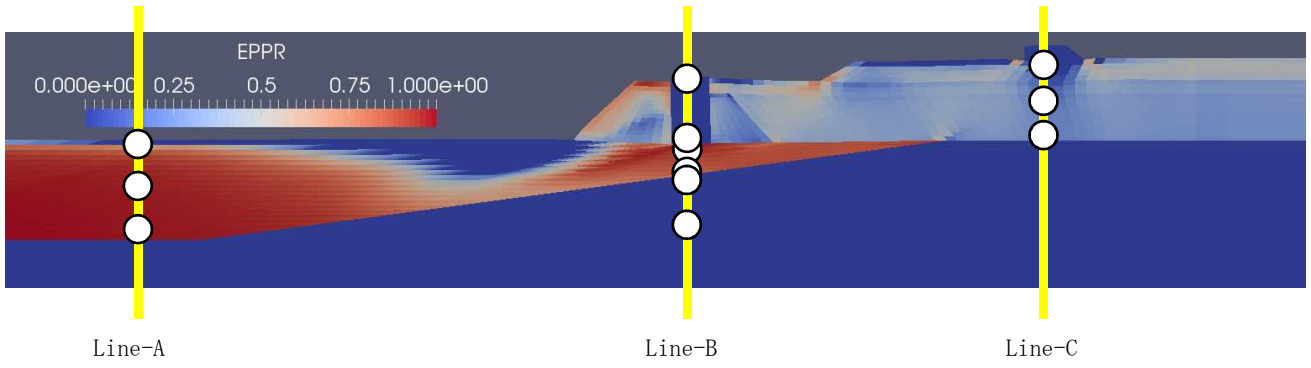
図 3-15 消波工のり先付近の海底砂層の挙動 (γ_{xy} , τ_{xy} で見た場合と不変量 ϵ_s , q で見た場合)

次に、図 3-16～図 3-19 には、主な節点・要素応答の時刻歴を示す。

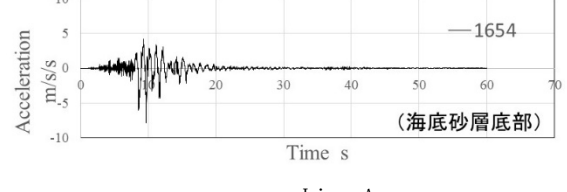
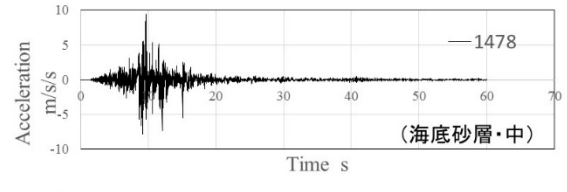
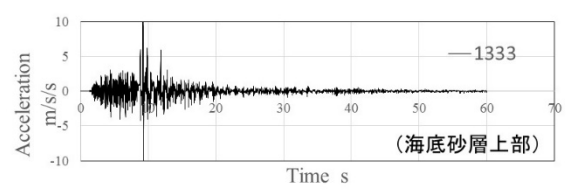
図 3-16 の加速度時刻歴を見ると、液状化が発生する海底砂層では、サイクリックモビリティにより高周波数の成分が生じ、瞬間的に大きな加速度も発生しているが、その他の部分も含め、入力波形で卓越している 1Hz 程度の成分に関しては、それほど増幅していないことが分かる。

次に図 3-17 に示すケーソンの応答では、ケーソンの傾斜や背面側の水平荷重の時刻歴では、主要動が入力している時間帯のみ大きく変化しているが、主要動の終わる $t=20\text{s}$ 以降の変化は小さい。それに対して、沈下や水平変位は、地盤の過剰間隙水圧が蓄積したままであるため、わずかな入力地震動や幾何学的条件によって、程度は小さいものの主要動終了後も継続的に変位が生じているのが特徴である。これらの変位は、図 3-18 に示すせん断応力～せん断ひずみ関係を見ると分かり易く、Y 軸のせん断応力の変動が無いままにせん断ひずみ γ_{xy} が生じていることが確認できる。このような残留変位は、いわゆる全応力モデルでは発生しないため、このような状態になる箇所は、有効応力解析による評価が必要不可欠であることを意味する。

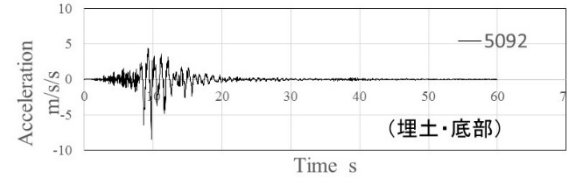
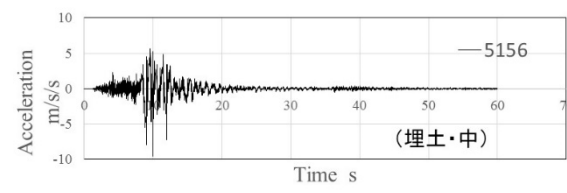
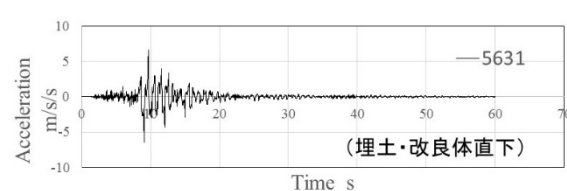
図 3-19 では、各部の鉛直ひずみ (ε_y)、水平ひずみ (ε_x)、体積ひずみ ($\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y$: 奥行方向 $\varepsilon_z = 0$ のため) を示しているが、飽和している砂層では体積ひずみ=ゼロの非排水変形が生じており、不飽和部分ではそれぞれの方向の直ひずみだけでなく、体積ひずみも地震中に生じていることが分かる。これに関しても、いわゆる全応力モデルでは直接評価することは出来ず、有効応力解析によって評価するか、または水平成層地盤などで幾何学的条件や境界条件の影響をそれほど受けない場所では、せん断ひずみ最大値や繰返し回数などを全応力解析の結果から求め、実験曲線などに基づき別途沈下量評価を行う必要がある。



Line-B



Line-A



Line-C

図 3-16 加速度時刻歴

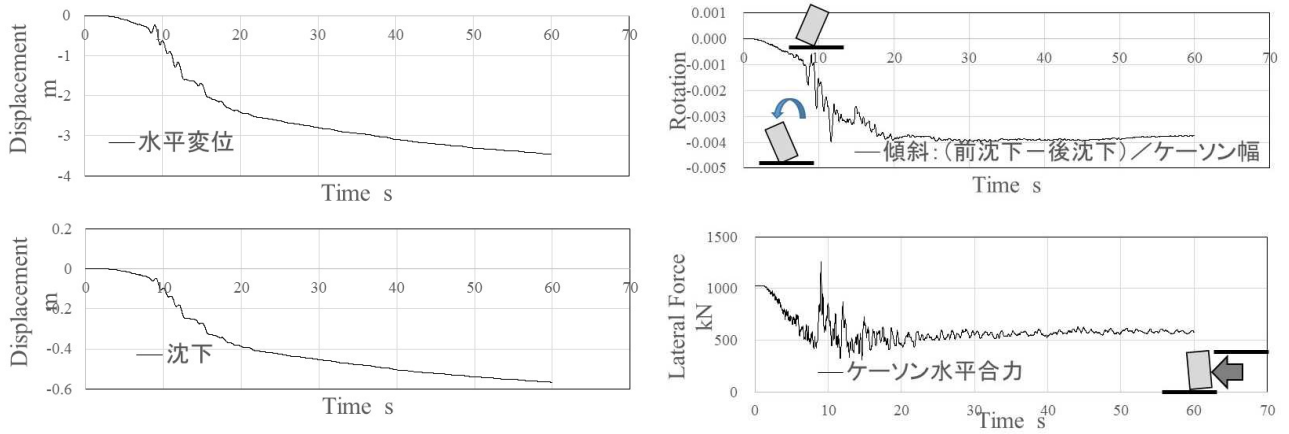


図 3-17 ケーソン応答の時刻歴

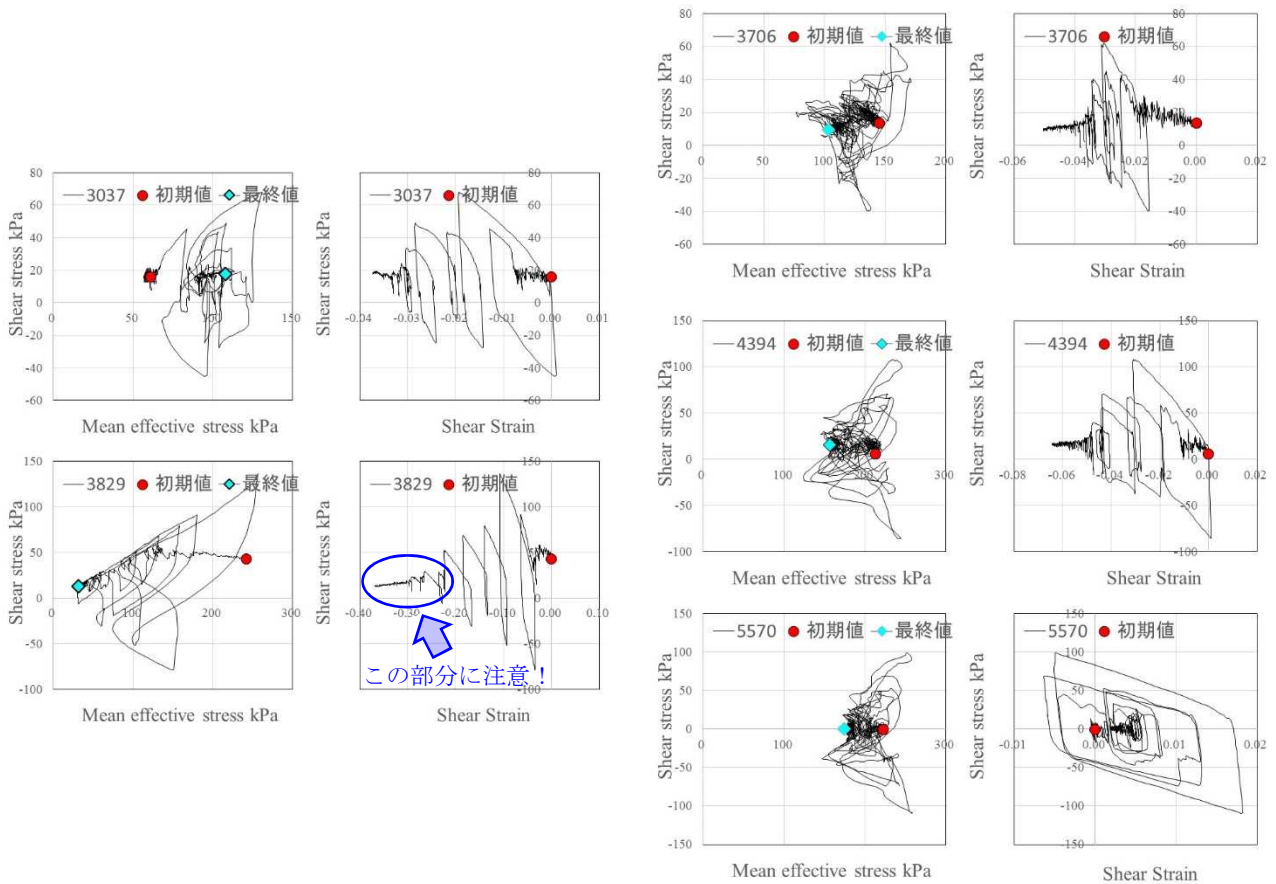
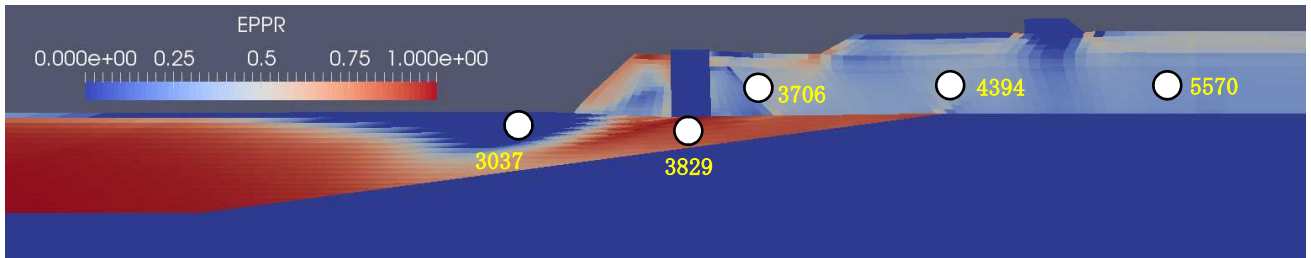
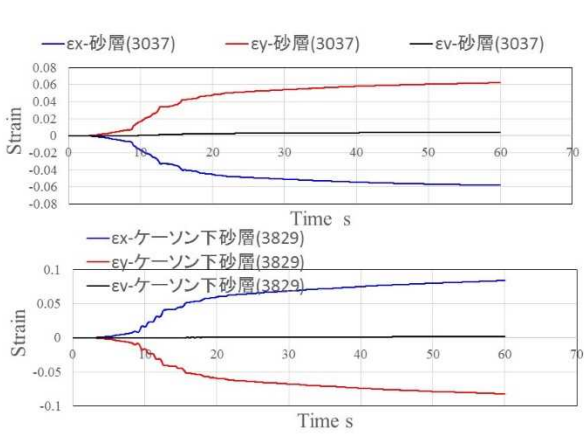
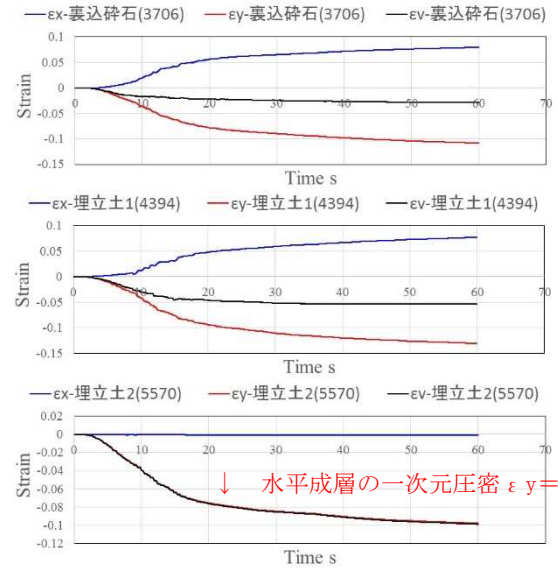


図 3-18 主な部分の応力経路とせん断応力 τ_{xy} ~ せん断ひずみ γ_{xy} 関係



$\epsilon v = \epsilon y + \epsilon x = 0$ の非排水変形



(a)飽和部 ～海底砂層～ (b)不飽和部 ～埋立土～

図 3-19 主な部分の直ひずみ成分 (伸長側 : 正) の時刻歴

(2) 継続時間の影響 (Case1 と Case2 の比較)

図 3-20 は、Case1 (熊本地震) と Case2 (東北地方太平洋沖地震 : 継続時間 長) の変位状況を比較したものである。また図 3-21 は、ケーソン変位時刻歴を比べたものである。入力加速度振幅が異なるため、単純な比較に意味は無いが、熊本地震の最大加速度約 800Gal に対して、東北地方太平洋沖地震は約 300Gal であるにも拘わらず、最終的な変位量は東北地方太平洋沖地震の方が 3 倍程度大きくなっている。またケーソンの傾斜を見ると、加速度の大きな熊本地震では、ケーソン天端が海側に倒れるような変形モードになっているのに対して、東北地方太平洋沖地震では、一旦ケーソン天端は海側に倒れるが、その後ケーソンを含む全体が海底砂層のすべり変形により逆側に倒れるモードとなっている。その際、ケーソン背後の土圧は東北地方太平洋沖地震の方が相対的に大きくなっている (いずれも初期値よりは小さい) が、ケーソンは背後地盤側に倒れているため、ケーソン背後の土圧はケーソン変位の駆動力というよりも、ケーソンと裏込めの相対変位の結果であると判断できる。図 3-22~24 には、Case2 でケーソンが海側に倒れている t=50s と背後地盤側に倒れている t=100s の過剰間隙水圧比、土圧係数、せん断ひずみ γ_{xy} の分布を示した。t=50s の分布図はいずれも Case1 と大差ない結果になっているが、t=100s では、過剰間隙水圧比が小さい領域、土圧係数やせん断ひずみが大きくなる領域がかなり拡大していることが分かる。

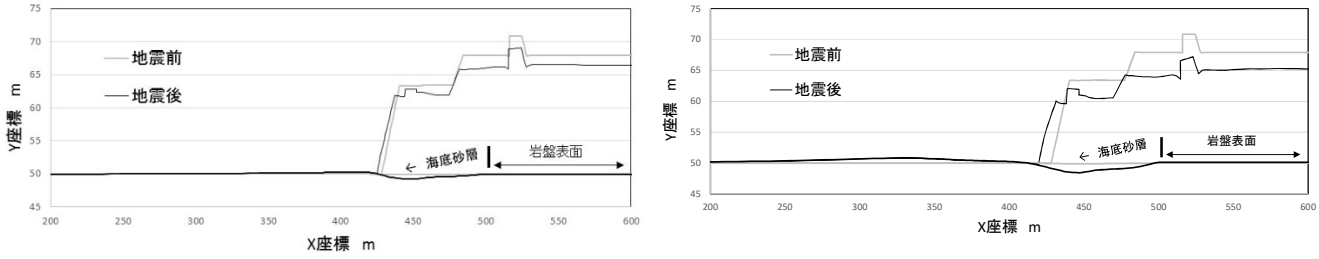
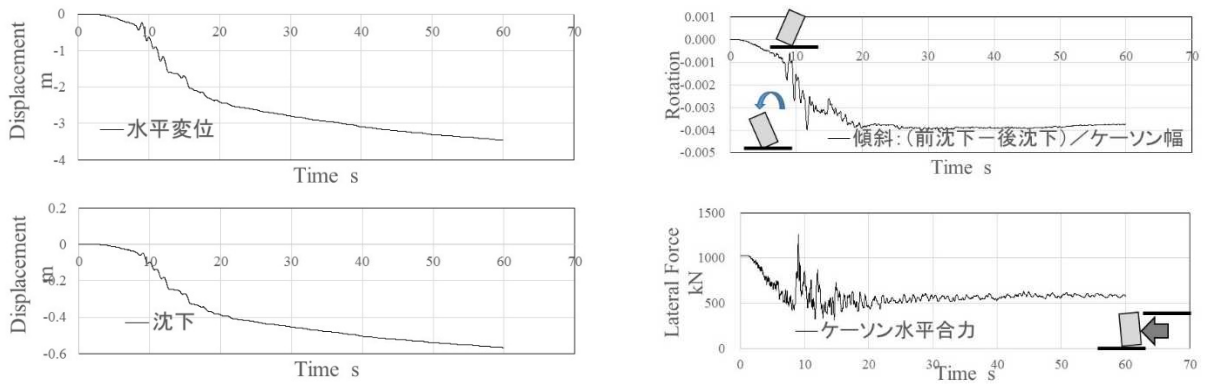
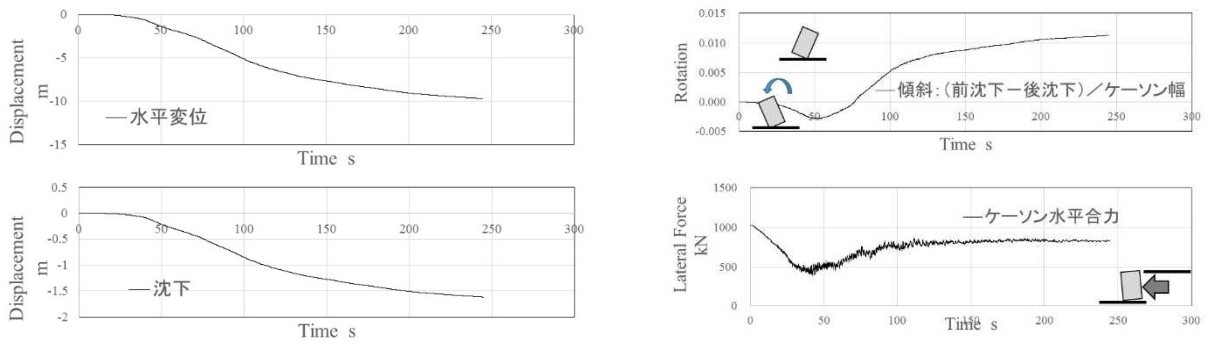


図 3-20 海底砂層表面および地表面の変位状況 (地震動入力前と最終時刻の座標を表示)

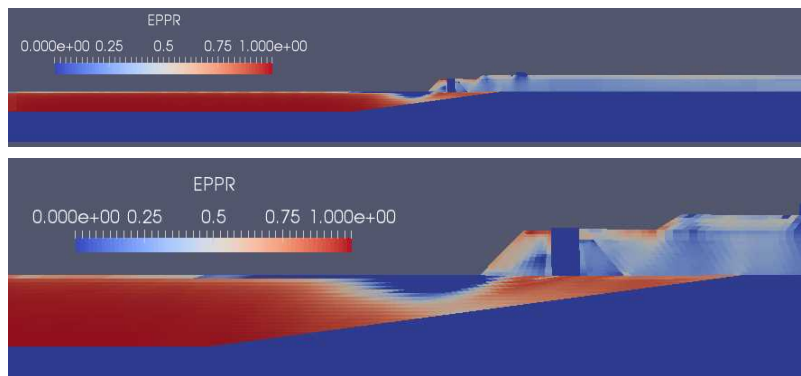


(a)Case1：地震動の継続時間が短いケース（熊本地震）

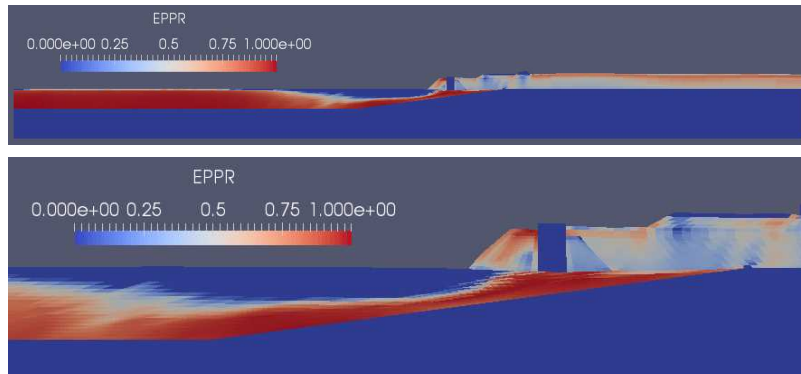


(b)Case2：地震動の継続時間が非常に長いケース（東北地方太平洋沖）

図 3-21 ケーソン応答の時刻歴

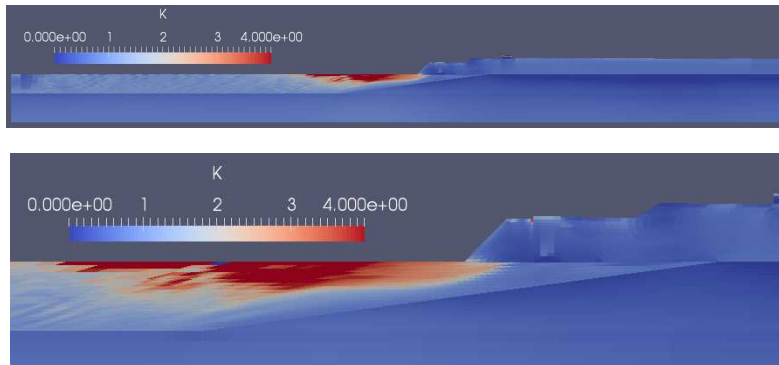


(a)Case2：t=50s の過剰間隙水圧比分布

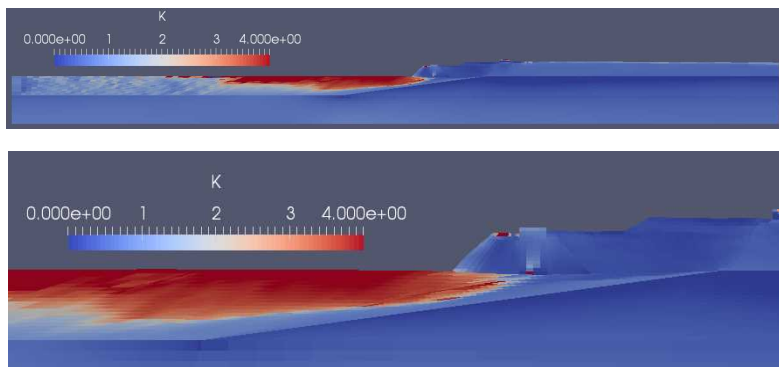


(b)Case2：t=100s の過剰間隙水圧比分布

図 3-22 Case2 の過剰間隙水圧比分布

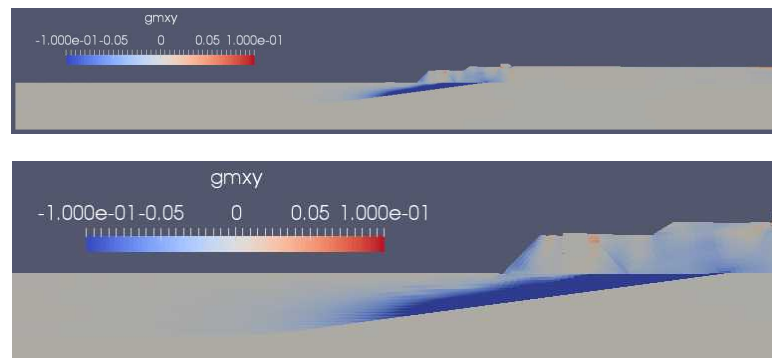


(a)Case2 : t=50s の土圧係数分布

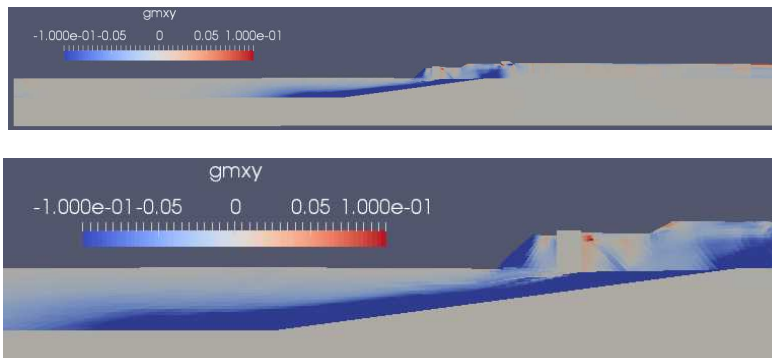


(b)Case2 : t=100s の土圧係数分布

図 3-23 Case2 の土圧係数分布



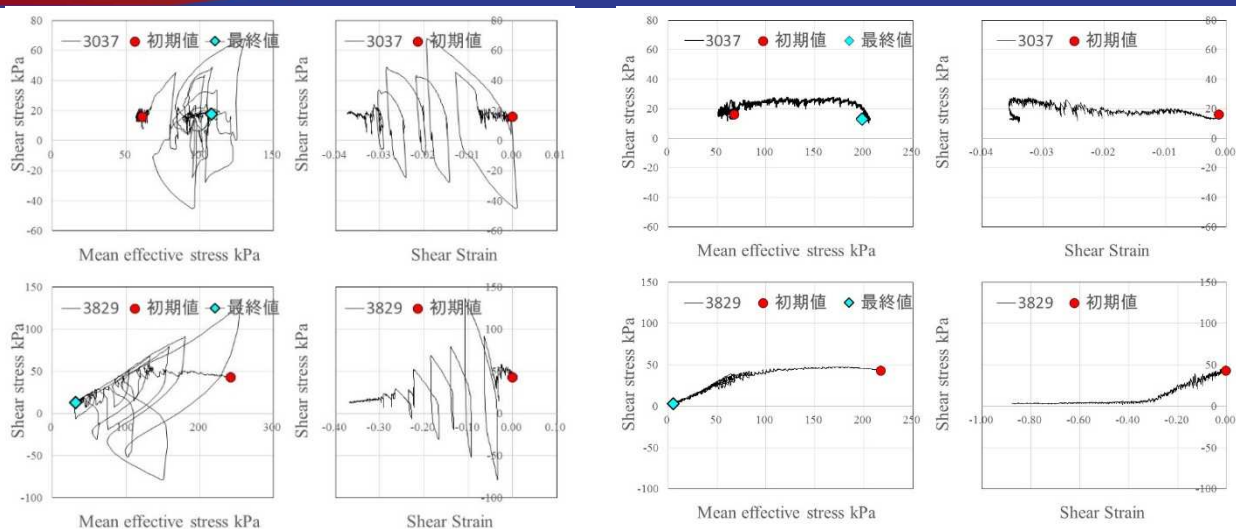
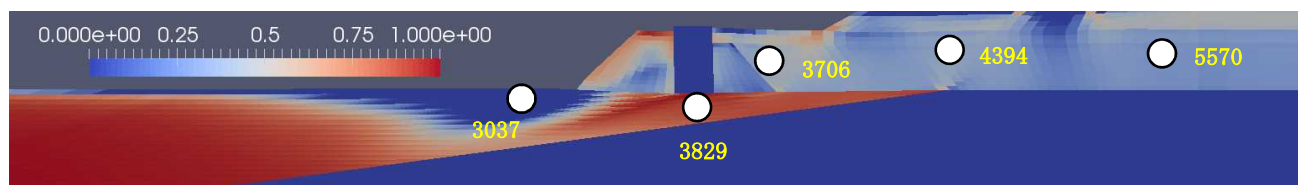
(a)Case2 : t=50s のせん断ひずみ γ_{xy} 分布



(b)Case2 : t=100s のせん断ひずみ γ_{xy} 分布

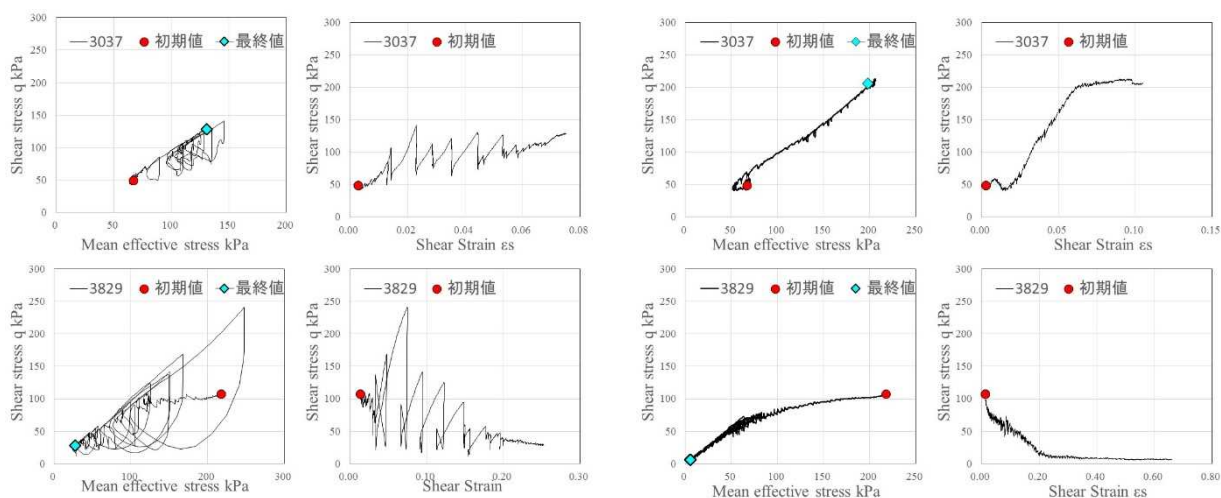
図 3-24 Case2 のせん断ひずみ γ_{xy} 分布

図 3-25 は消波工のり先付近の海底砂層（土圧係数が大きくなり過剰間隙水圧が蓄積しない部分）とケーソン直下の海底砂層の応力径路，応力～ひずみ関係を単一成分（ γ_{xy} , τ_{xy} ）と不変量で表示している．Case2 の場合，入力地震動の加速度振幅が小さいため， τ_{xy} , q ともに振動成分は小さい．消波工のり先付近の応力径路を $\tau_{xy} \sim \sigma'_m$ で見ると， τ_{xy} がほぼ一定値のまま初期の平均有効応力から地震後の平均有効応力が増大しており，これだけでは理解できない挙動となっているが， $q \sim \sigma'_m$ 関係で見ると， q は常時大きな値となっており，おそらく膨張領域に状態が存在していることがわかる．逆に，ケーソン直下は，初期平均有効応力に対してせん断応力がそれほど大きくない（応力比が小さい）ため，常に圧縮領域に存在し，小さなせん断の継続により徐々に過剰間隙水圧が蓄積して応力比が大きくなるためせん断変形を生じていることがわかる．



(a)Case1：熊本地震

(b)Case2：東北地方太平洋沖地震

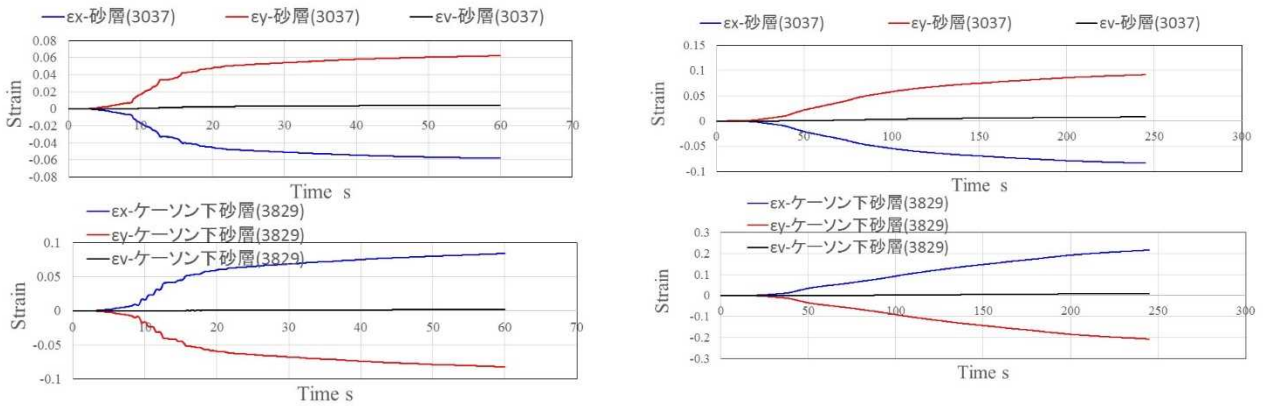


(c)Case1：熊本地震[不変量表示]

(d)Case2：東北地方太平洋沖地震[不変量表示]

図 3-25 主な部分の応力径路とせん断応力 τ_{xy} ～せん断ひずみ γ_{xy} 関係

図 3-26 は、同部分の ε_x , ε_y , ε_v について示したものであるが、両方の Case とも、値が異なるだけで、非排水変形している点は同じである。



(a)Case1：熊本地震

(b)Case2：東北地方太平洋沖地震

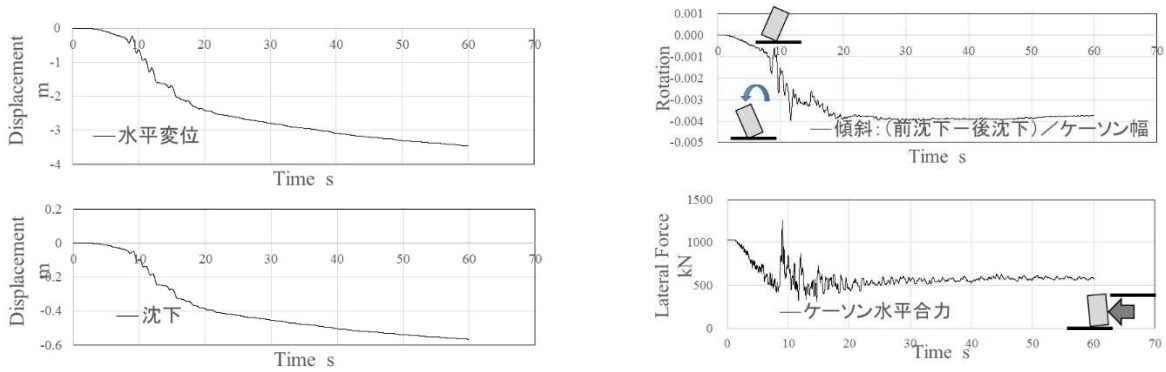
図 3-26 主要部分の直ひずみ成分（伸長側：正）の時刻歴

(3) 海底砂層の液状化抵抗の影響（Case1 と Case3, Case2 と Case4 の比較）

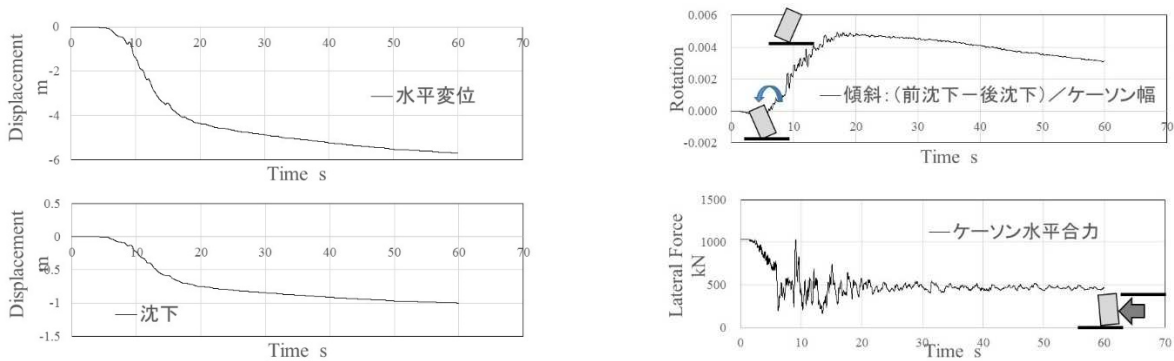
Case1 と Case3, Case2 と Case4 は、それぞれ地震動の継続時間が短い場合と長い場合について、海底砂層の液状化強度がケーソン変位に与える影響について比較が可能である。図 3-27 は地震動が短い場合の比較についてであるが、海底砂層の液状化強度が 0.2 と小さい場合（Case3）は、液状化強度が 0.5（Case1）の場合と比較して、明らかに変位が大きくなっている。また、ケーソンの傾斜角は、両者で全く逆の方向となっている。一方、図 3-28 は地震動が長い場合の比較についてであるが、この場合も、ケーソンの傾斜角が逆になっており、海底砂層の液状化強度が小さい方が変位量は大きい。

このようにケーソンの傾斜角が逆転した理由は、地震動が短く加速度が大きな場合は、液状化強度が小さい場合、海底砂層が大きな入力振幅により全体でせん断されすべり状の変形モードになったこと、逆に元々振幅が小さく海底砂層の液状化強度が大きな場合でも全体ですべり状の変形モードとなっていた Case2 の場合、Case4 ではケーソンや消波工下の海底砂層が液状化しており、あまりに剛性が小さくなったため、消波工やケーソンの自重に耐えられず前面側が沈下したものと予想される。図 3-29、図 3-30 には消波工のり先前方の海底砂層とケーソン直下の要素について応力経路と応力～ひずみ関係を示す。

図 3-31 には、 ε_x , ε_y , ε_v の時刻歴を示したが、値が異なる以外、全て同様な傾向であり、特筆すべきことは無い。

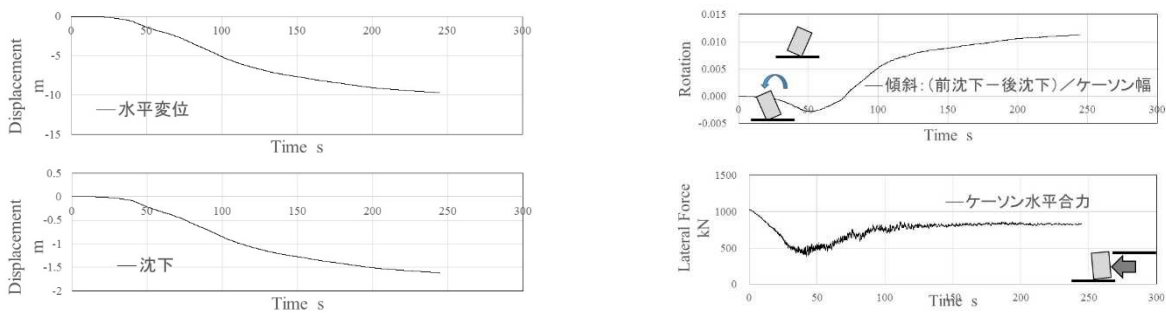


(a)Case1 : 海底砂層の液状化抵抗が大きい場合 (約 0.5, 継続時間の短い地震動を入力)

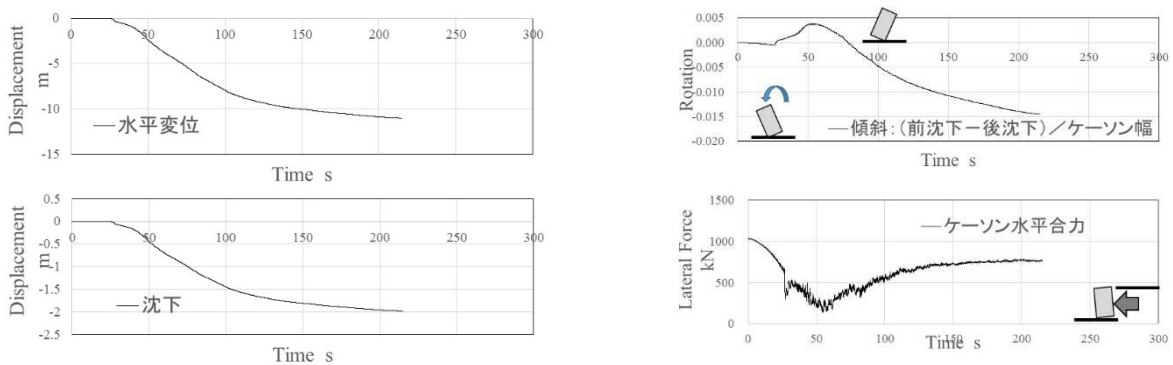


(b)Case3 : 海底砂層の液状化抵抗が小さい場合 (約 0.2, 継続時間の短い地震動を入力)

図 3-27 ケーソン応答の時刻歴

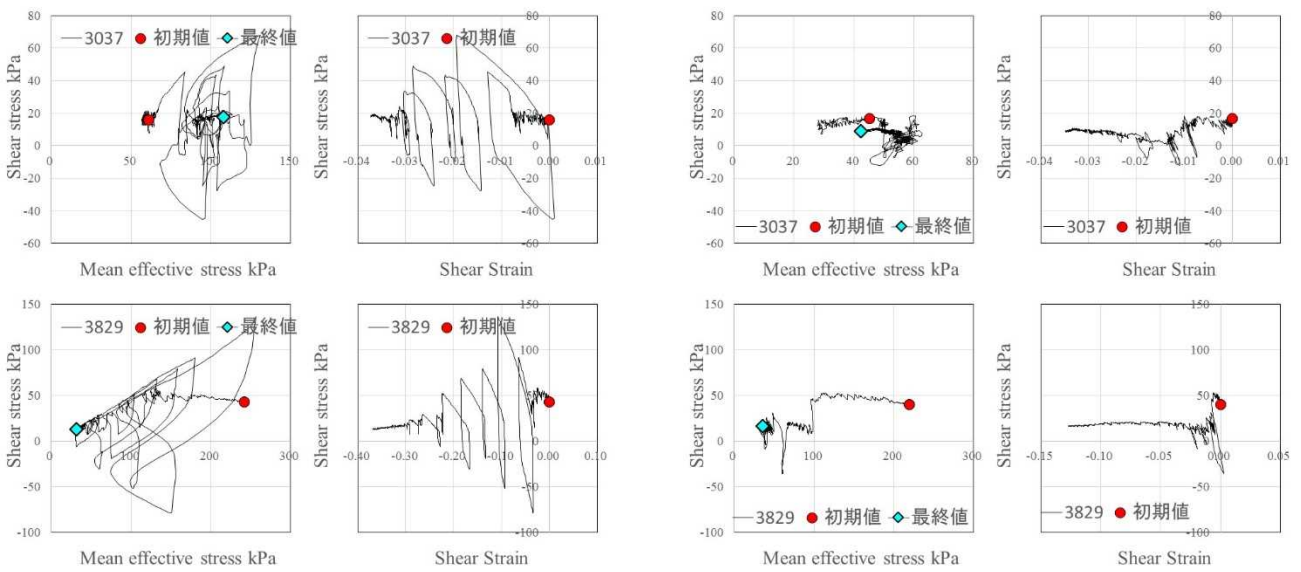
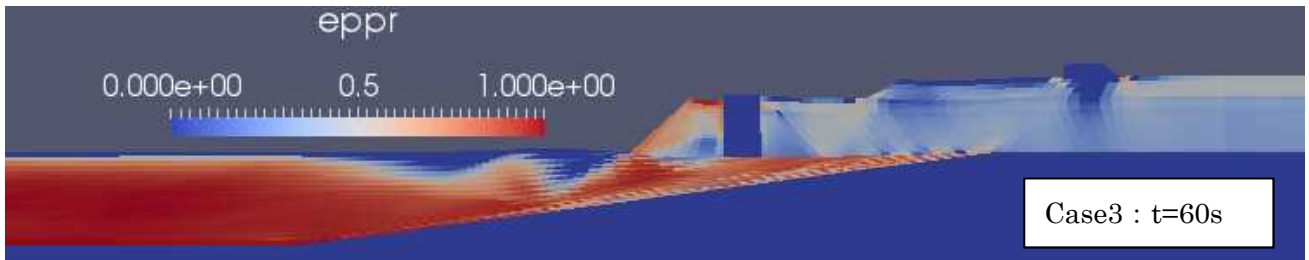
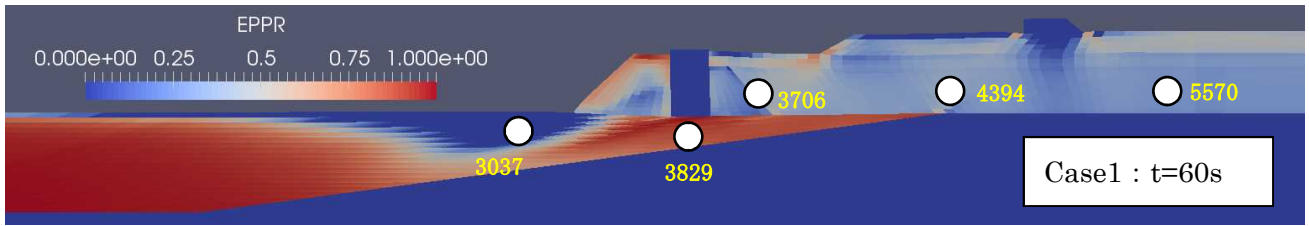


(c)Case2 : 海底砂層の液状化抵抗が大きい場合 (約 0.5, 継続時間の短い地震動を入力)



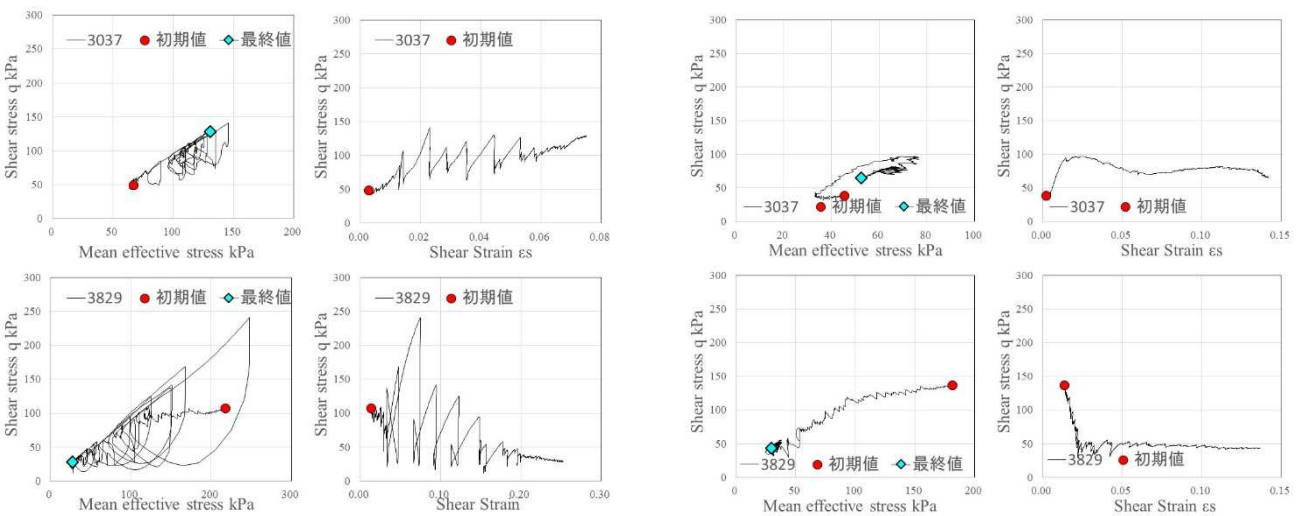
(d)Case4 : 海底砂層の液状化抵抗が小さい場合 (約 0.2, 継続時間の短い地震動を入力)

図 3-28 ケーソン応答の時刻歴



(a)Case1 : 液状化抵抗が大きい場合／熊本

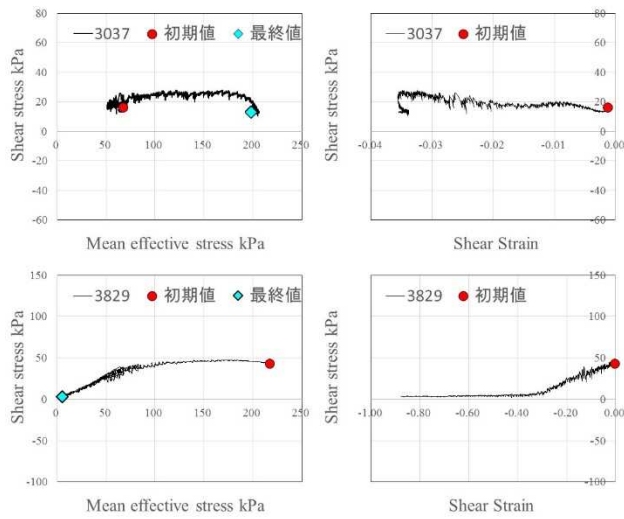
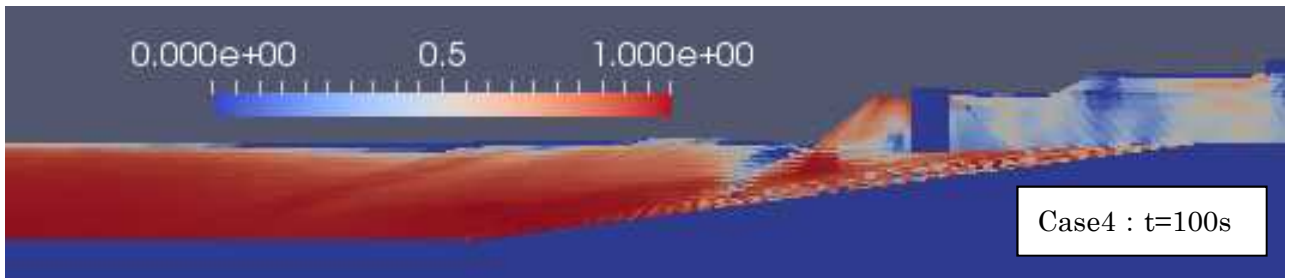
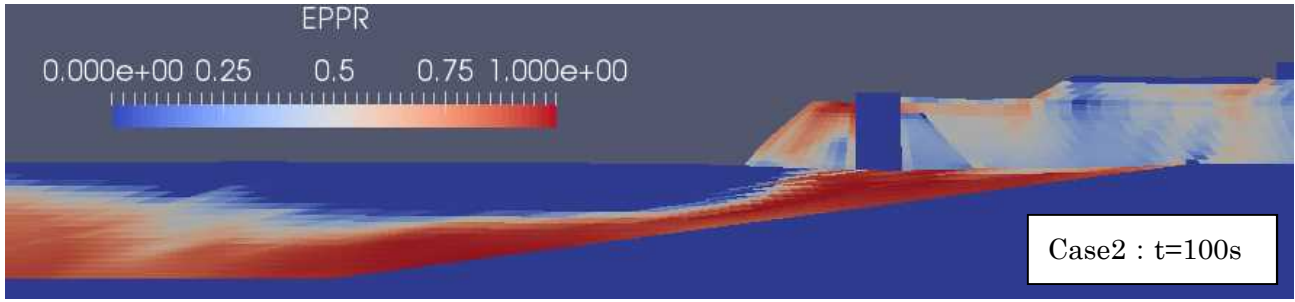
(b)Case3 : 液状化抵抗が小さい場合／熊本



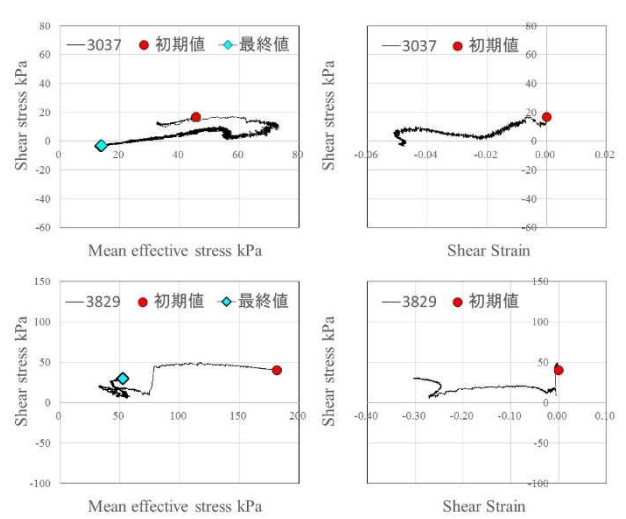
(c)Case1 : 液状化抵抗・大／熊本[不変量表示]

(d)Case3 : 液状化抵抗・小／熊本[不変量表示]

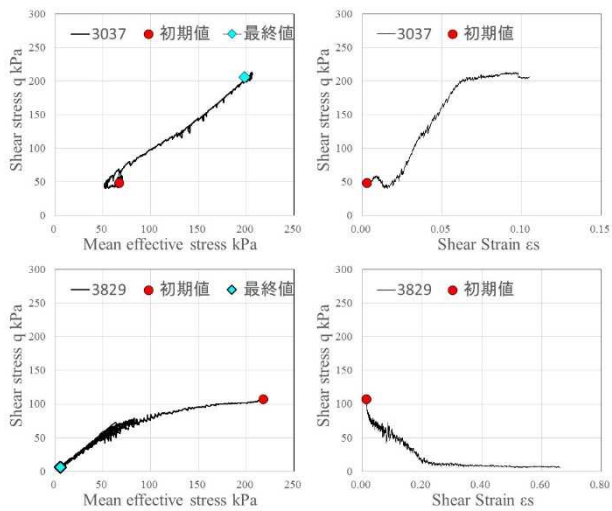
図 3-29 主な部分の応力経路とせん断応力 τ_{xy} ～せん断ひずみ γ_{xy} 関係



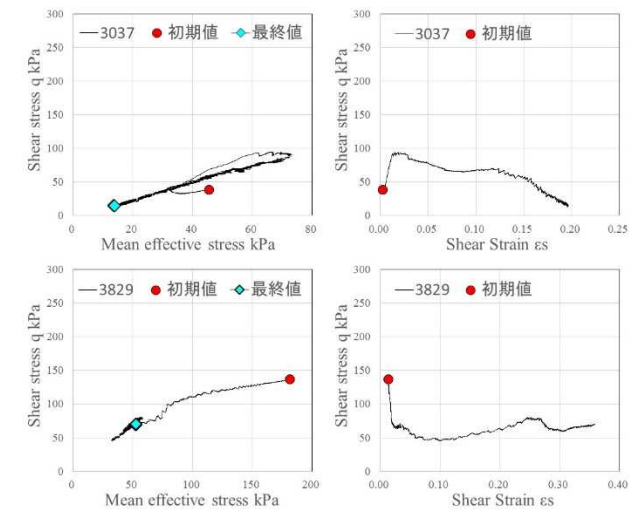
(c)Case2 : 液状化抵抗が大きい場合／東北



(d)Case4 : 液状化抵抗が小さい場合／東北

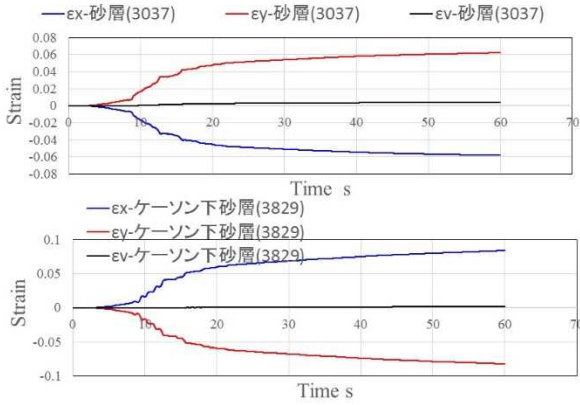


(c)Case2 : 液状化抵抗・大／東北[不変量表示]

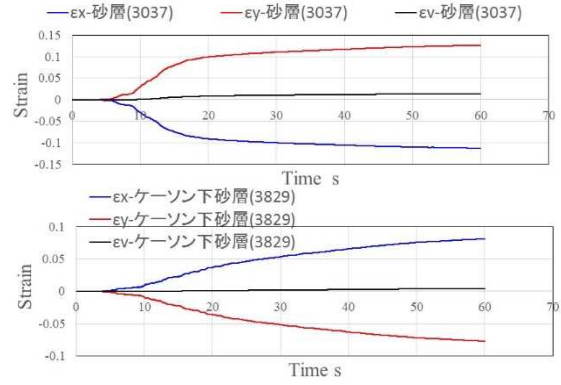


(d)Case4 : 液状化抵抗・小／東北[不変量表示]

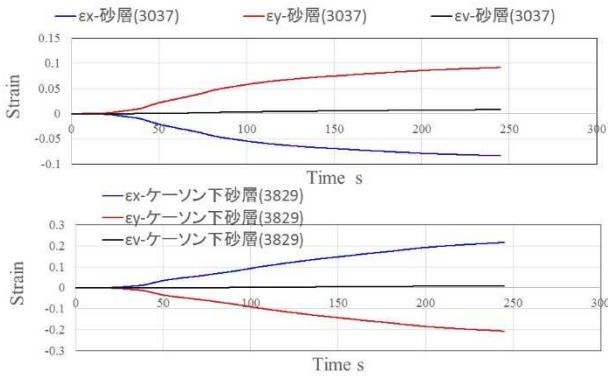
図 3-30 主な部分の応力経路とせん断応力 τ_{xy} ～せん断ひずみ γ_{xy} 関係



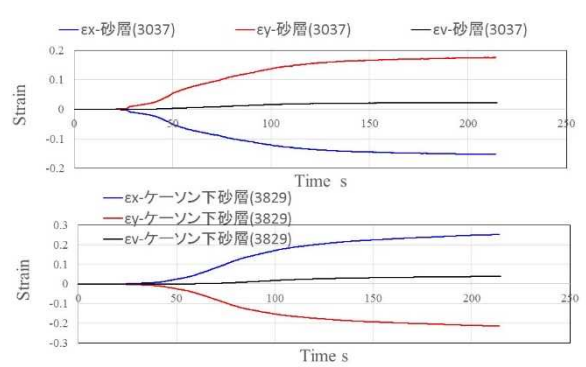
(a)Case1：液状化抵抗が大きい場合／熊本



(b)Case3：液状化抵抗が小さい場合／熊本



(c)Case2：液状化抵抗が大きい場合／東北



(d)Case4：液状化抵抗が小さい場合／東北

図 3-31 主な部分の直ひずみ成分（伸長側：正）の時刻歴

(4) 背後地盤の過剰間隙水圧蓄積の影響 (Case1 と Case5, Case2 と Case6 の比較)

図 3-32, 図 3-33 には, Case1 と Case5 ならびに Case2 と Case6 の過剰間隙水圧比分布を示している。当初の設定通り, 背後地盤の液状化の有無が確認できる。

図 3-33 には, ケーソン応答時刻歴の比較を示している。短い地震動, 長い地震動ともに背後地盤が液状化する方がケーソン背面の土圧が大きくなっているが, それにも拘わらず地震動が同じであれば, 概ね同程度の変位になっていた。前面に消波工が存在する場合は, 同様な傾向が実験でも確認されており¹¹⁾, 妥当な結果と判断できる。

図 3-34, 図 3-35 には各部のひずみの時刻歴を示しているが, 背後地盤に液状化が発生する場合は非排水変形 ($\varepsilon_v \neq 0$), 液状化が発生しない場合は 1 次元圧密 ($\varepsilon_y = \varepsilon_v$) となっていることが確認できる。

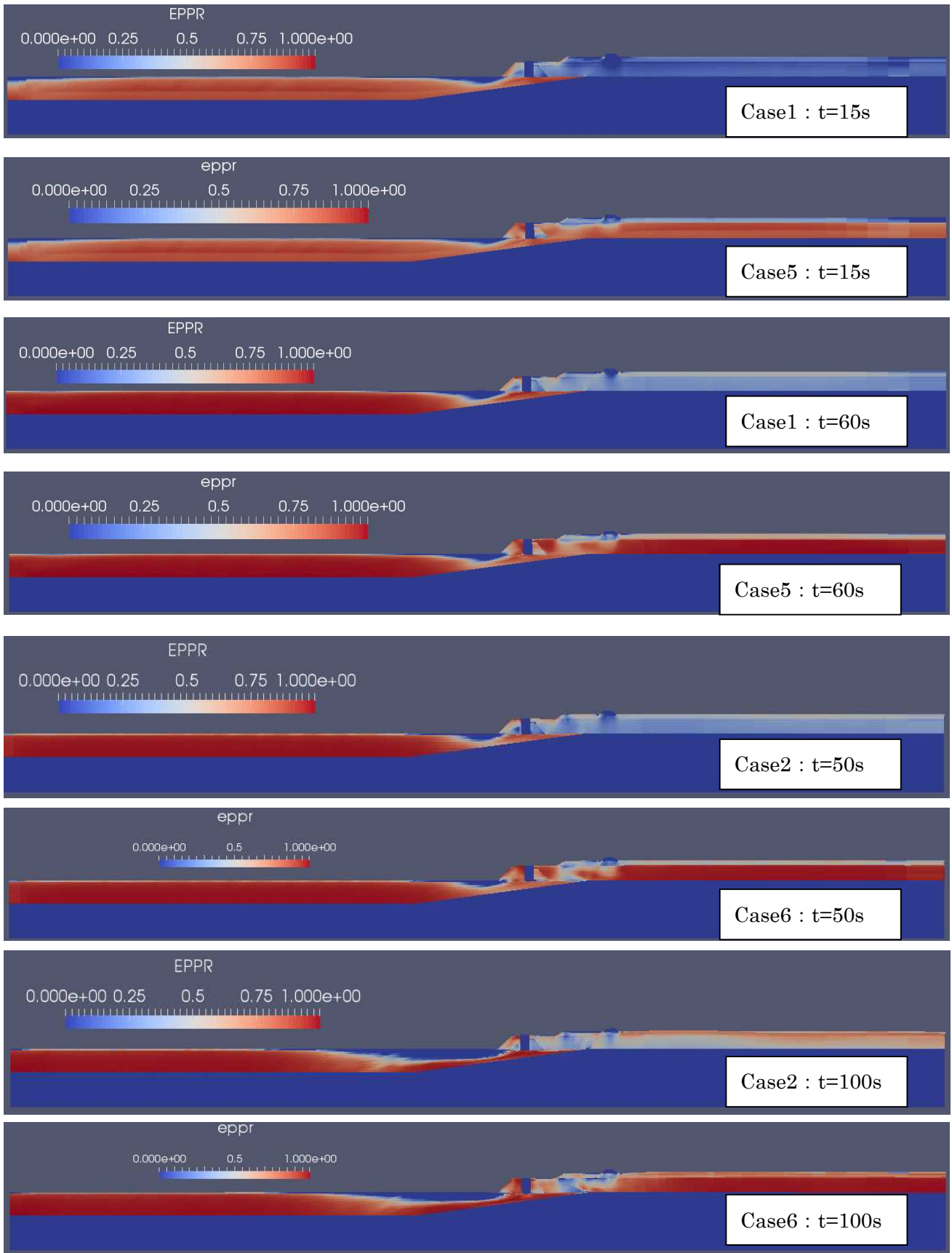
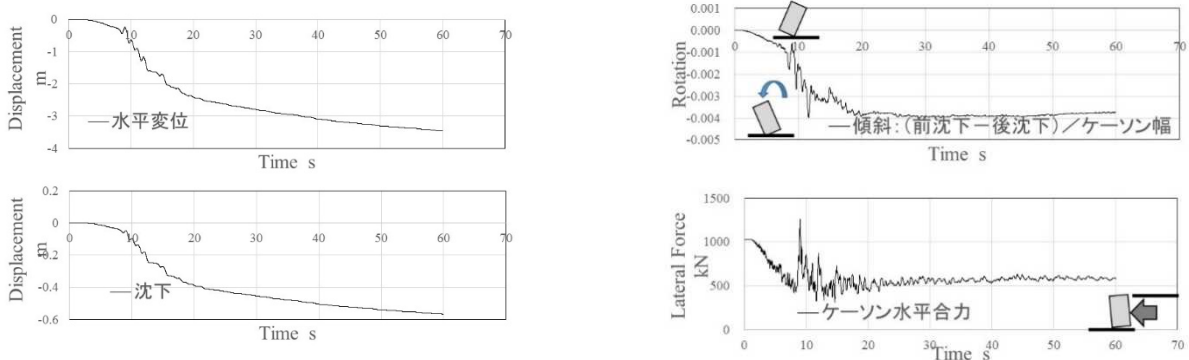
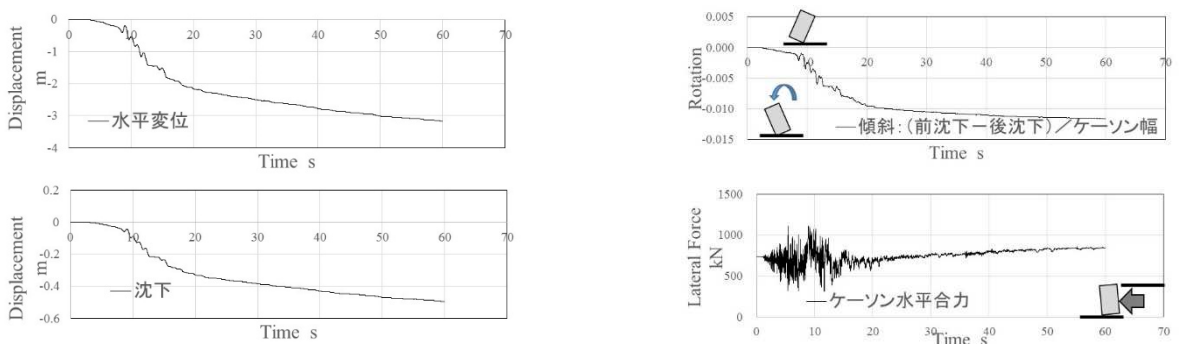


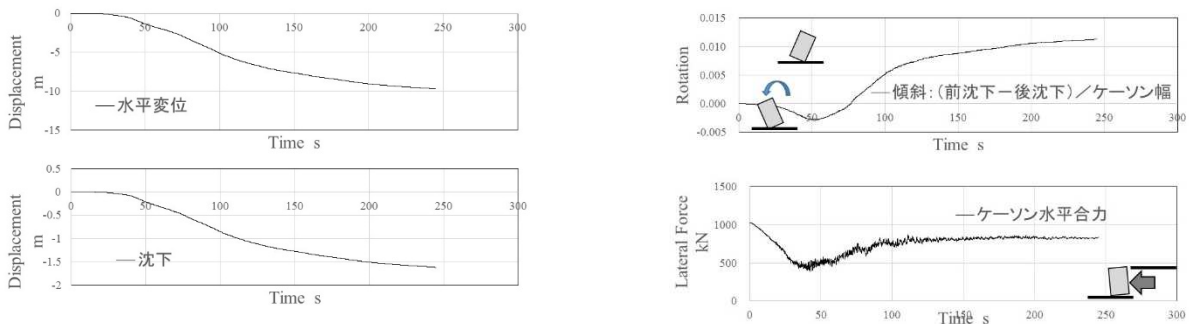
図 3-32 背後地盤埋立土の過剰間隙水圧蓄積状況の相違



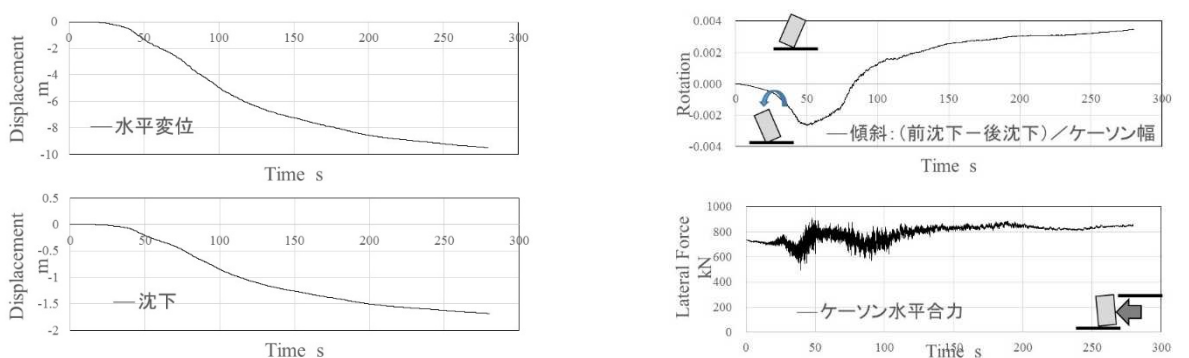
(a)Case1：背後地盤の埋立土が不飽和の場合（継続時間の短い地震動〔熊本地震〕を入力）



(b)Case5：背後地盤の埋立土が飽和の場合（継続時間の短い地震動を入力）

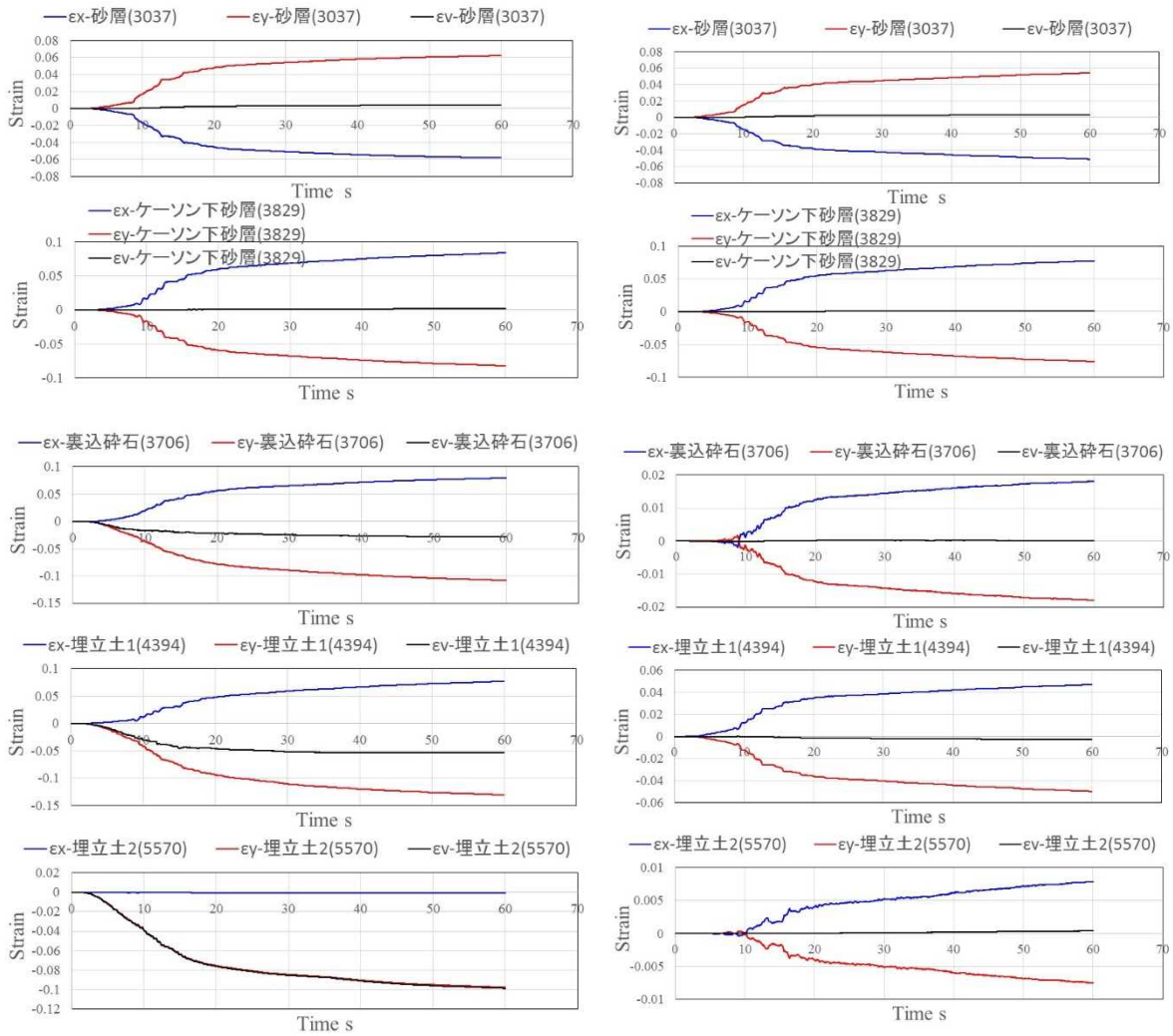


(c)Case2：背後地盤の埋立土が不飽和の場合（継続時間の長い地震動〔東北地震〕を入力）



(d)Case6：背後地盤の埋立土が飽和の場合（継続時間の長い地震動〔東北地震〕を入力）

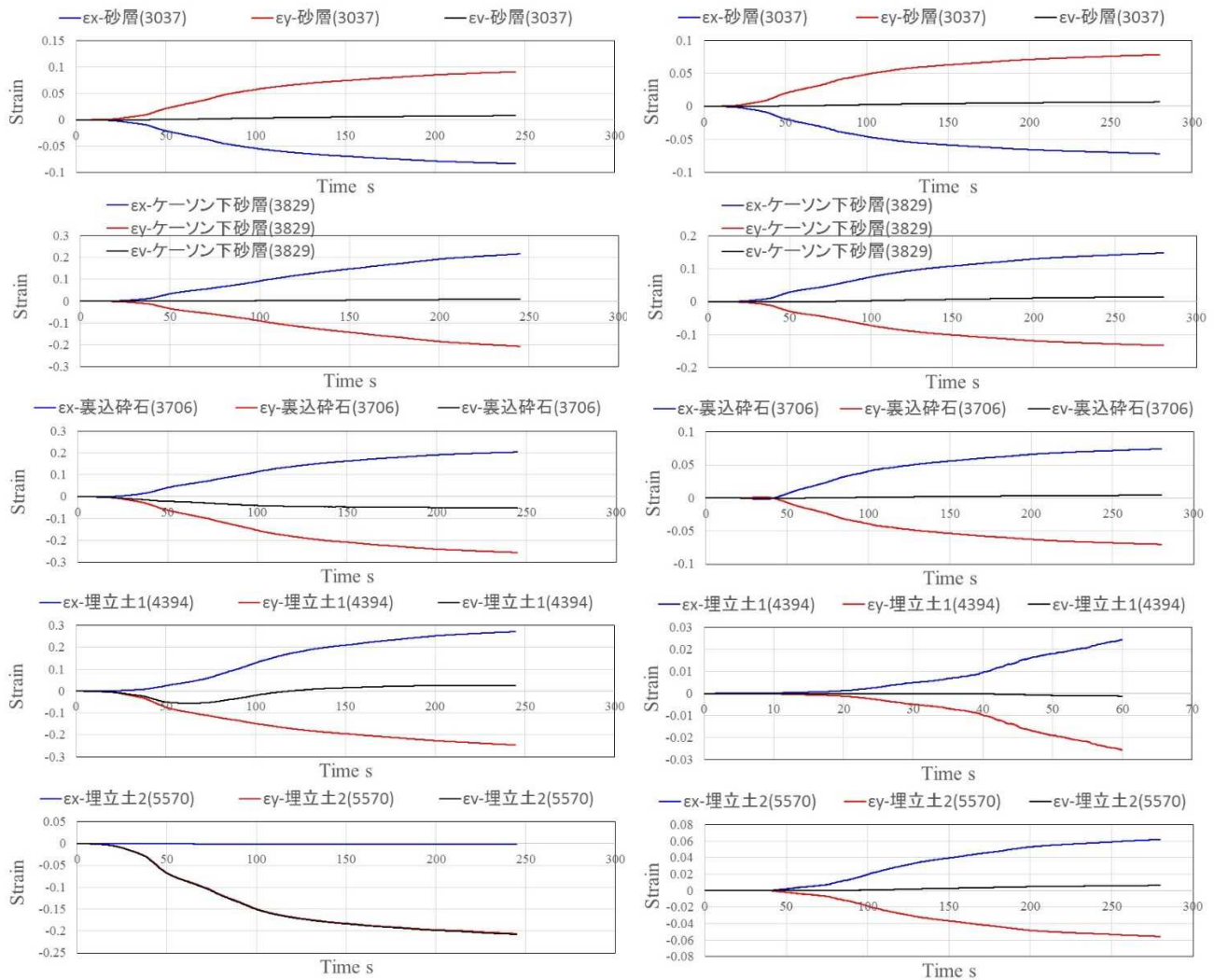
図 3-33 ケーソン応答時刻歴の比較



(a)背後地盤埋立土が不飽和の場合／熊本

(b)背後地盤埋立土が飽和の場合／熊本

図 3-34 主な部分の直ひずみ成分 (伸長側：正) の時刻歴



(c)背後地盤埋立土が不飽和の場合／東北

(d)背後地盤埋立土が飽和の場合／東北

図 3-35 主な部分の直ひずみ成分（伸長側：正）の時刻歴

3. 4 三次元解析結果（Case7 と Case8 の比較）

(1) 解析結果の概要

三次元モデルの解析では、熊本地震を入力した。着眼点は、内部に部分的に液状化強度が弱い層 (0.2) が存在する場合の変位を比較することにある。解析メッシュは、要素数 8520、節点数 9912 であり、熊本の地震動を計算するために時間刻み $\Delta t=0.0005s$ 、総ステップ数 120000 で約 9 日間必要であった。

図 3-36～図 3-38、図 3-39～図 3-41 には、全層が液状化強度 0.5 の Case7 と部分的に液状化強度 0.2 となっている Case8 のそれぞれの過剰間隙水圧比および変位時刻歴（2 方向）を示す。中央のモデル図は最終時刻でのそれぞれの分布図を示したものである。

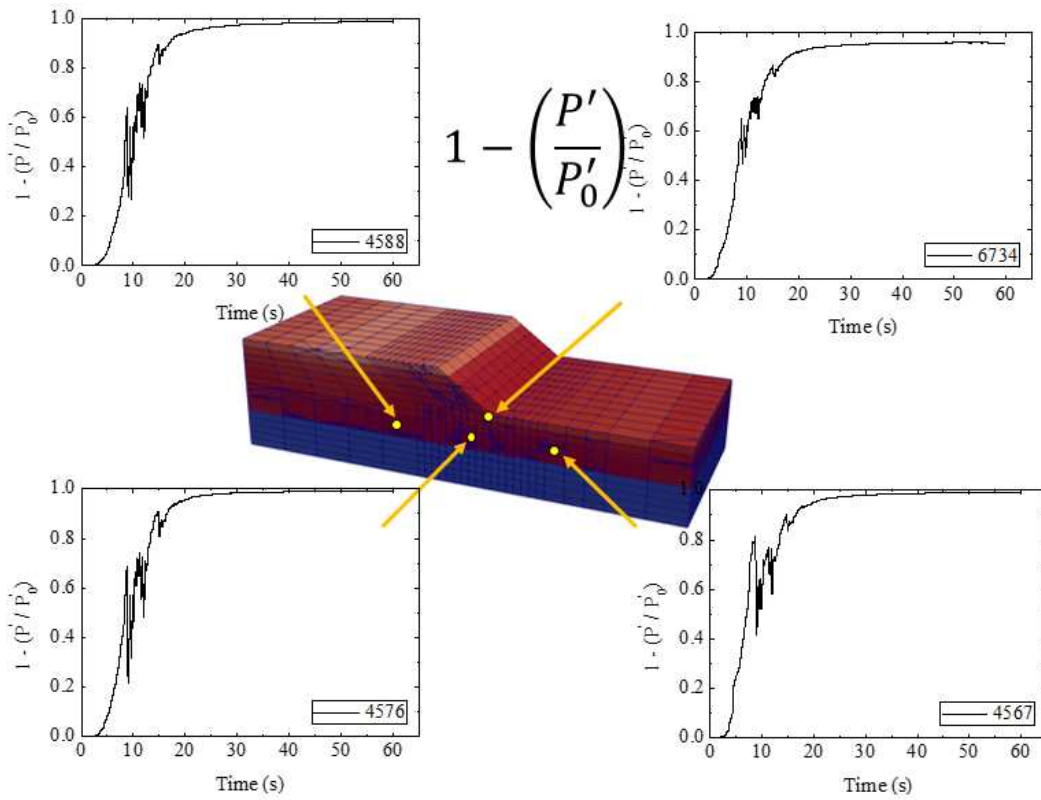


図 3-36 全層の液状化強度が 0.5 の場合の過剰間隙水圧比時刻歴と最終時刻の分布図

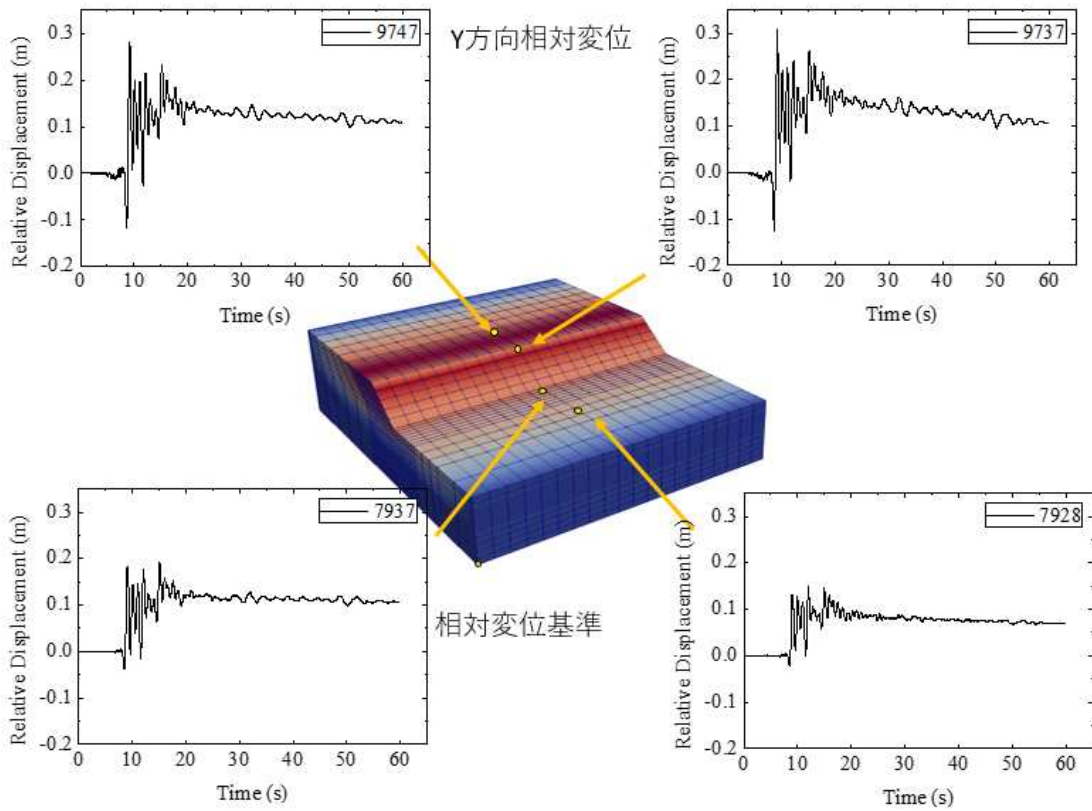


図 3-37 全層の液状化強度が 0.5 の場合の加振方向変位時刻歴と最終時刻の分布図

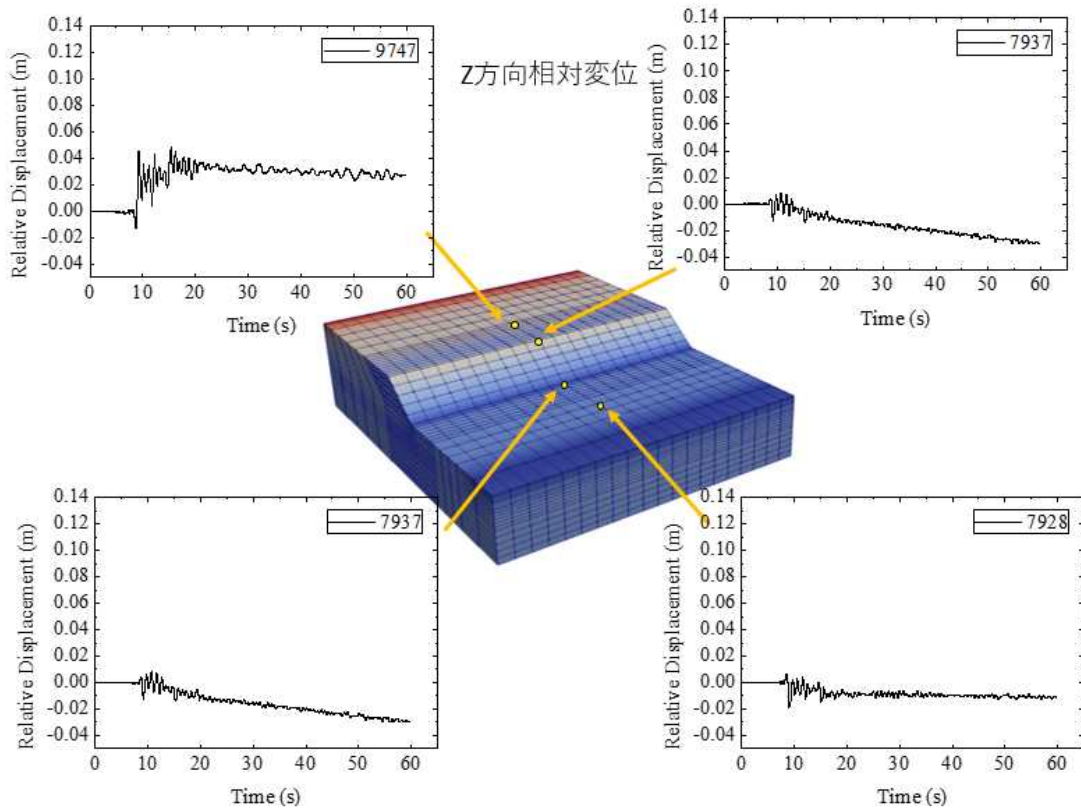


図 3-38 全層の液状化強度が 0.5 の場合の鉛直方向変位時刻歴と最終時刻の分布図

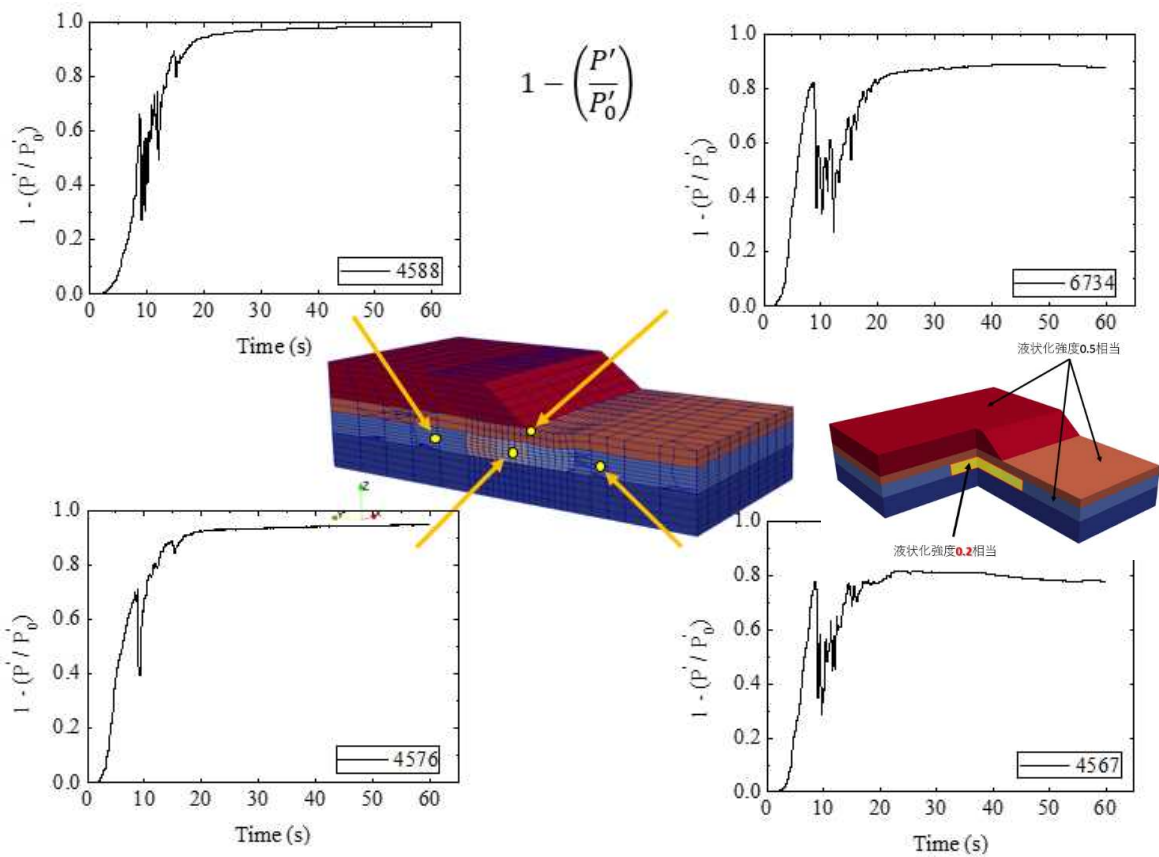


図 3-39 部分的に液状化強度が 0.2 である場合の過剰間隙水圧比時刻歴と最終時刻の分布図

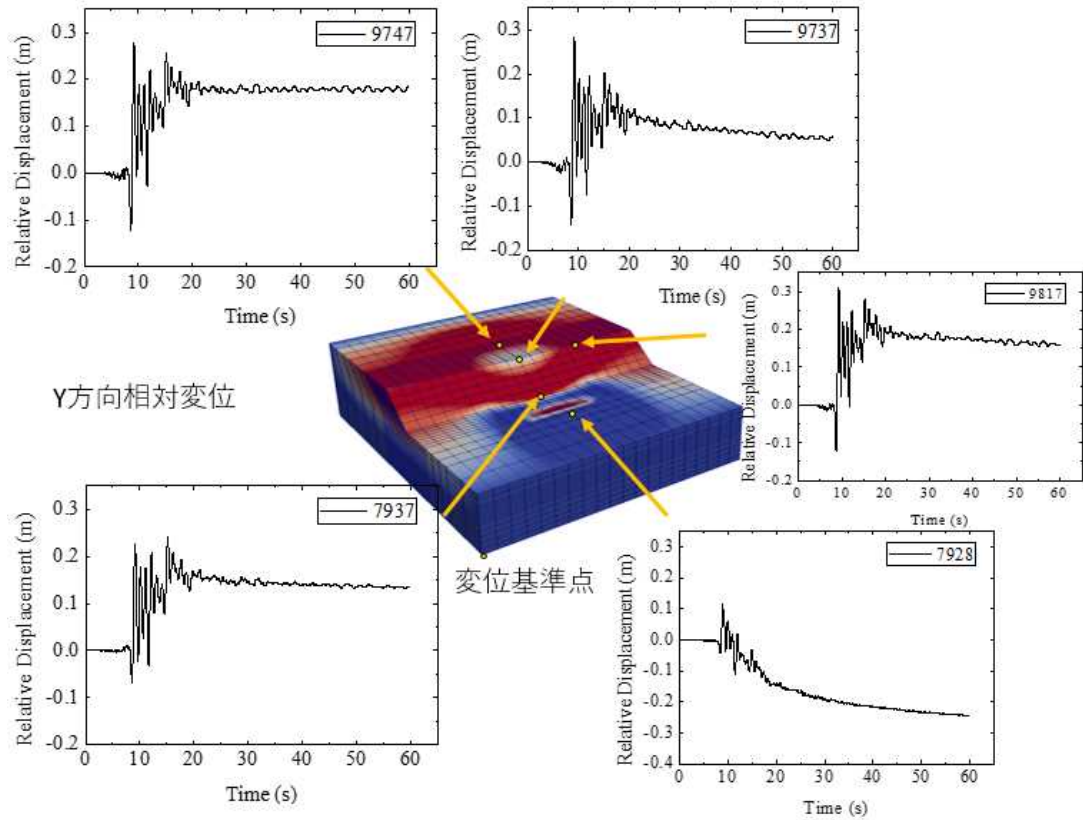


図 3-40 部分的に液状化強度が 0.2 である場合の加振方向変位時刻歴と最終時刻の分布図

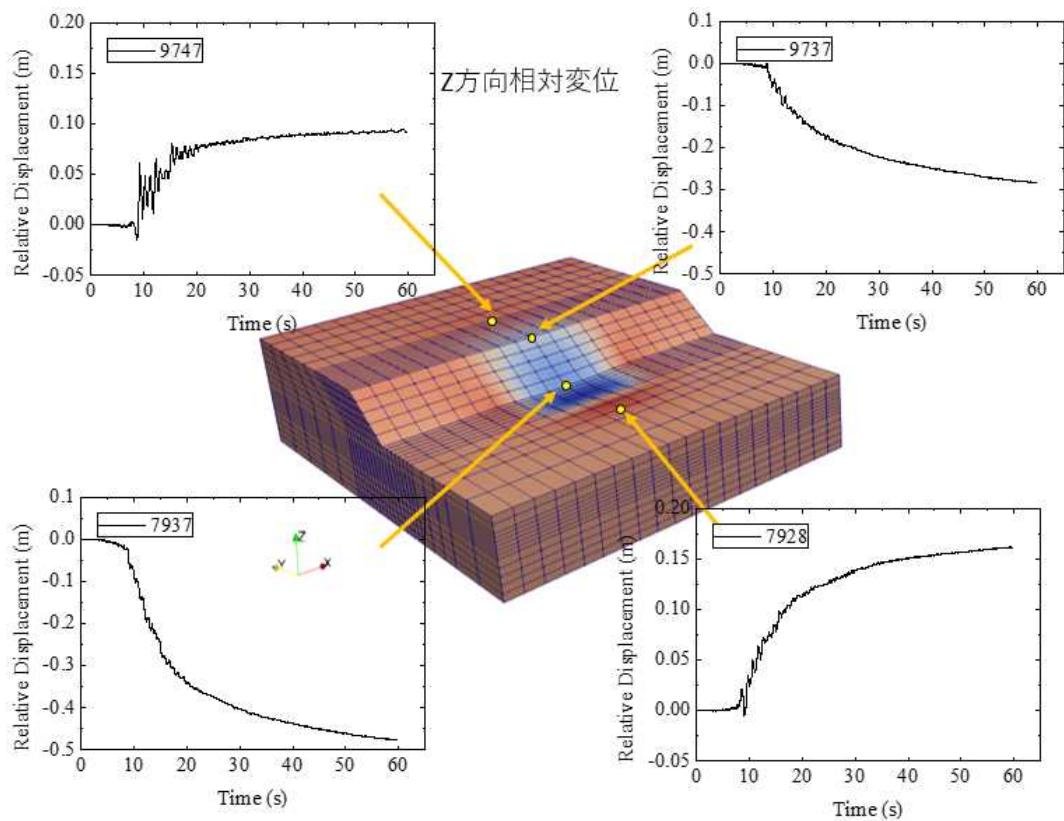


図 3-41 部分的に液状化強度が 0.2 である場合の鉛直方向変位時刻歴と最終時刻の分布図

(2) 液状化領域の三次元影響について

図 3-42 には Case7 と Case8 の比較を示す。過剰間隙水圧比はいずれも概ね 1.0 程度まで蓄積しており両者に差は無いが①部分の水平変位および鉛直変位が両者で大きく異なっている。液状化強度が部分的に小さい Case8 の②、③部分が大きく沈下しているのに対して、同①部分は盛り上がるような変形になっており、それが①部分の水平変位の向きに影響したと考えられる。

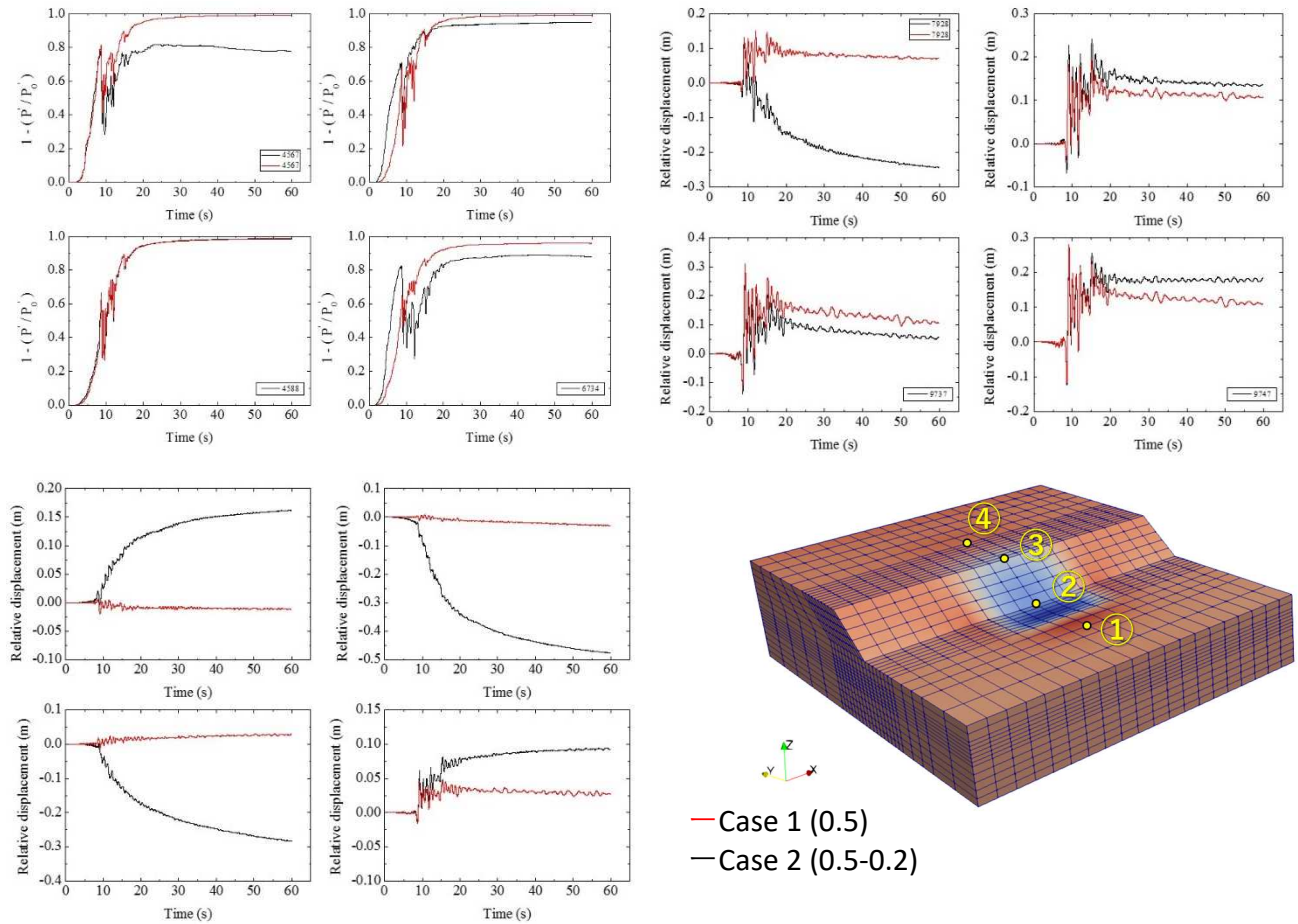


図 3-42 海底砂層の 3 次元的な液状化強度の分布が過剰間隙水圧比および変位に及ぼす影響

3. 5 有効応力の妥当性検証における着眼点

(1) 全応力解析と有効応力解析の基本的な相違点

地盤の解析，すなわち土の挙動をモデル化する際は，大きく分けて，下記のことを留意が必要である。

- ①せん断剛性のひずみ依存性（ひずみが大きくなるほど剛性が小さくなる非線形性）
- ②せん断による体積変化（いわゆるダイレイタンスー，ゴムのような弾性材料では直応力が変化しない限り体積は変化しないが，粒子の集合体である土はせん断によって体積が変化する。）

- ③せん断剛性，強度やダイレイタンスー特性の拘束圧依存性（拘束圧が小さくなるほど剛性や強度が小さくなる非線形性と拘束圧が大きくなるほど同じせん断ひずみでの体積変化が大きくなる特性）
- ④せん断剛性，強度やダイレイタンスー特性の履歴依存性（ダイレイタンスーによる密度変化や粒子表面のかみ合わせの変化，粒子破碎の影響等でせん断剛性や強度が変化する．さらに，過圧密やせん断履歴の影響でダイレイタンスー量自体も変わる．）

また，さらに，地下水面下の地盤は一般に間隙が水で飽和しているため，下記の影響も考量する必要がある．

- ⑤上記の①～④が排水条件の影響を受けて，複雑な相互作用となる．（例えば，②のダイレイタンスーの影響は，透水係数の小さな土や透水性が大きくても水理境界的に閉じられた空間 [粘土層で挟まれた砂層など]，さらには長期安定か地震時のような短期安定かといった外部作用の考慮時間によって拘束圧の変化の程度が変わるため，③への影響がそれぞれの条件に応じて異なる．）

ここで，いわゆる全応力解析（R-O モデルや H-D モデルなど，実験結果の一面をフィッティングしただけで，土の本質的な特性に関する理論的裏付けのないモデルを材料モデルとして使用）でモデル化しているのは，基本的に①のみとなる．特殊な全応力モデルでは，②を考慮するためにエネルギーやひずみ履歴と塑性体積変化の関係に関する実験式を用いて間接的に体積変化を考慮したり，③についても，単なるせん断応力～せん断ひずみ関係ではなく，拘束圧で正規化したせん断応力比～せん断ひずみ関係の実験式を使用する場合がある．④に関しても，その影響を単純化すれば実験式を求め間接的に反映することが可能となる．但し，このようなモデルの場合，FEM 的に地震入力により不規則波を扱えたとしても，元となる実験式の方が室内試験で得られる単純な応力変化（例えば通常の液状化試験）に基づいている場合，厳密には地震波の不規則性を考慮したとは言えない．

なお，⑤については，基本的に全応力解析では一切考慮は出来ないが，完全飽和・完全非排水という条件を与えて，塑性体積ひずみが全て間隙水圧の変化に転化すると仮定した場合，その仮定が妥当であれば，有効応力解析と同等の結果が得られる可能性はある（但し，③，④の考慮が，単純な応力状態に対する実験結果に基づいていれば，地震波の不規則性を厳密に考慮したことにならない点は前述の通り）．港湾関係の地震応答解析でしばしば使用される解析コード FLIP は，このような処理を行う解析コードであり，FLIP-ROSE において初めて⑤の影響を適切に考慮することを試みている．

一般に，1995 年兵庫県南部地震のように継続時間が短く大きな加速度の地震動の場合は，普通の砂質土や細粒分が含まれる砂質土がそれなりの厚さで堆積していれば，完全非排水の仮定も概ね妥当であると思われるが，2011 年東北地方太平洋沖地震のように継続時間が非常に長い場合や砂層の厚さが薄い場合にもその仮定が妥当であるかについては個別に検討を要する．

（2）構成式の性能について

土をモデル化する構成式は，弾塑性論に基づくものだけでも種々のモデルが提案されており，それ以外も含めると非常に多くのモデルが存在する．構成式が，物体を構成する物質の力学的特性の数理的表現，すなわち固体や流体を連続体に理想化した場合における応力とひずみとの関係であるとすれば，R-

OモデルやH-Dモデルなど、一定拘束圧下の繰返しせん断実験結果の内、せん断応力とせん断ひずみの関係にのみ着目し、土という材料の本質的な挙動全てを表現出来てはいないものの、ある限られた条件下では成立する応力とひずみとの関係という点では、構成式の一種と言えなくはない（土という材料の特性の全体を考えた場合、著しく不完全ではあるが）。そのような制約条件の付いた構成式が世に普及している現状を鑑みると、各解析コードに組み込まれている構成式が土の材料特性の内、何が表現可能であり、何が不可能であるかを整理し、直面している地盤工学的課題において必要とされる材料特性とマッチングした上で、要求を満足する解析コードを使用する必要がある。その際の参考となるよう、以下に土の材料特性の概要を整理する。

【基本特性：粒子の集合体を連続体と見なしていることに起因する特性】

- a. せん断によるひずみの大きさに応じて剛性が低下する
- b. 剛性がゼロまたは負になるせん断ひずみの限界があり、それ以降はせん断面の顕在化など、連続体としての表現が困難になる（その特徴的な点を集めたものが内部摩擦角や粘着力等の強度特性パラメータとして整理される）
- c. 強度や剛性を発揮できる理由は、粒子間の摩擦などの拘束圧に依存する部分、化学的な固結作用などの拘束圧と無関係な部分、幾何学的な粒子のかみ合わせや粒子破碎などの両者に関係する複雑な部分などに概ね分けられる
- d. 粒子配置の変化により、直応力の変化（弾性体積変化、圧密）とせん断応力の変化（ダイレイタンス）の両方に応答して体積が変化する
- e. 堆積粒子の形状、表面粗度、粒径等の粒子特性だけでなく、堆積方向（主に重力作用）、堆積速度（水中・気中、落下高さ、堆積後の風や水的作用による水平移動）、年代効果（固結するような成分を含む場合の化学反応や粒子破碎や粒子間のかみ合わせ状態の変化）などの様々な影響による異方性や不均質性が存在する

【上記から派生する留意点等】

- 1) 拘束圧の変化による剛性や強度の変化（粒子間摩擦に影響される特性）
- 2) 周囲の拘束条件（対象部分の周囲の硬さなどによる土粒子骨格の拘束条件や間隙を占める水の排水条件に起因した体積拘束など。水が関与する場合は土の透水係数とその変化、透水距離、外力作用時間などがさらに関係する）が上記 1)に与える影響
- 3) 主に対象断面の幾何学的条件に起因した応力状態の異方性と上記 e の材料特性の異方性との組み合わせによる変形状態の多様さ
- 4) 地震等の不規則な継続荷重を受けた際の、体積変化（圧縮：強度増、膨張：強度低下）や粒子間接触状態の変化（粒子破碎・摩耗、かみ合わせ、粒子配置、粒子方向、etc.）に起因する履歴の影響
- 5) 不均質な地盤を限定的な地盤調査結果から推測することによる不確定性や限定的な室内試験の実施による拘束圧依存性・異方性等の評価不足

実際に地震応答解析を実施する際は、少なくとも上記の影響の大小を判断しなければならない。その結果、影響が大きくなりそうなものは、それが考慮できる構成式を選択し、影響が小さいと予想される

ものは無視することも選択肢の一つであろう。何故なら、土の特性は上記のように複雑であるため、その全てを考慮するためには必然的に多数の材料パラメータが必要となるが、それぞれの因子が相互に作用してしまうため、多数の材料パラメータが存在すると、パラメータ設定値と解析結果との関係性を評価する際に、より高度な地盤工学的判断が必要となるためである。言い換えると、支配要因が明らかであるならば、それだけをモデル化し、設定パラメータと解析結果の関係を単純化した方が、予測誤差の把握や安全側・危険側の判断が相対的に容易になるケースもあり得るということである。但し、それはあくまでも上記 a～e や 1)～5)、さらには他の想定される影響の程度（大小）を判断した上でのごとであり、判断もせずに制約条件の多い（性能が相対的に低い）構成式を使用することは厳に慎むべきである。従って、逆説的に言えば、定量的な判断が難しい場合は、まずは高性能な構成式が組み込まれた解析コードを使用し、各材料パラメータの影響（感度）を把握した上で解析的検討を行うべきである。

(3) 地盤パラメータ設定時の注意点

前述の通り、構成式は各種提案されており、それぞれの性能（表現能力）には大きな差がある。従って、地盤パラメータを設定する際には、下記に注意が必要である。

- a. 解析対象とする現象に関する支配的メカニズムはパラメータ設定で再現可能か（使用予定の構成式がそもそも必要な性能を有しているか）
- b. 解析対象とする現象に関する支配的メカニズムとパラメータ設定のための室内実験結果は対応しているか

例 1) 地震応答を計算するので履歴の効果が出るような繰返しせん断試験結果があるか

- ・ 過剰間隙水圧の蓄積
- ・ 鉛直ひずみや体積ひずみの累積
- ・ せん断ひずみのシフトと残留

例 2) 同一区分の材料の層が厚い場合、拘束圧依存性の程度が把握できる実験結果があるか

例 3) 盛土や斜面などの異方応力・初期せん断が存在する対象の場合、等方応力状態下以外の実験結果が存在し、地震中の応力状態に対応した予測が可能か

実験式に基づく構成式の場合：

応力状態が定量的に現象と対応し、直接的に比較できる実験結果が必要

異方性等も考慮した弾塑性論に基づく構成式の場合：

対象とする現象で想定される応力状態下での挙動が、内挿・外挿できる程度の応力条件（等方応力状態以外）下での実験結果が必要

- c. パラメータ間の相互影響は固定的な関係に無く、設定したパラメータの組み合わせと現象を支配するメカニズムとの関係で、見かけ上如何様にも変わる可能性がある。従って、それらを把握するためのパラメトリックスタディを行わないと安全側・危険側の判断は不可能である。

例 1) 動的応答では、固有周期が存在するため、硬ければ変形が小さく、柔らかければ変形が大きくなるといった一意の関係は無い

例 2) 上記例 1) により、問題の種類によっては、過剰間隙水圧が蓄積し易い設定が安全側で過剰間隙水圧が蓄積し難い設定が危険側という一意の関係も無い

上記 a)において、そもそも構成式の性能が不十分であれば、それはパラメータ設定で解決できるものではなく、見かけ上、特定の条件下での室内実験結果を再現出来たととしても、それが解析モデル全体での精度を保証できるものではない。せん断中の拘束圧の変化を考慮できない構成式を使用している場合、同一区分の層が厚いという点については初期のパラメータ設定値を変えることで対応は可能であるが、せん断中の過剰間隙水圧の蓄積により拘束圧が変化した場合、それを表現することは不可能である。また、構成式ではなく支配方程式の問題とも言えるが、土粒子骨格の変形と水の移動を厳密に解いていない場合には、完全非排水の応力径路を見かけ上真似することは可能であっても、実際の水の移動に伴う体積変化は表現できないので、真の過剰間隙水圧を求めることは出来ないし、それ故に拘束圧に依存した特性を追跡することが出来ず、変形量の予測値も不正確になる。

ここで注意が必要なのは、地盤については、材料の不均質さに対して情報量が不足しがちであり、それによる誤差が大きいため、性能が要求を満たさない構成式であっても、特定のポイントの最大値等だけに注目した場合、高性能の構成式による解析結果と同程度の誤差に収まるように見えてしまうことである。

その場合、何が問題になるかと言えば、たまたま結果が整合しているように見えるだけの解析手法でパラメトリックスタディを行った場合、設定パラメータに対する解析結果の感度に必然性が無く、それは解析結果の信頼性に関する裏付けが全くないことと同義であり、その結果、安全側・危険側の判断を誤る可能性があることである。

高性能な構成式を使用する場合も含め、地盤情報の不足による不確実性やばらつきの影響はパラメトリックスタディを行うことで解決すべきものであり、ひとつの解析結果で全てを決定することは安全側・危険側の判断を誤る可能性があることに留意が必要である。また、パラメトリックスタディを行う場合でも、地盤の挙動に影響する因子は多く、それらは複雑に相互作用するため、現象を支配するメカニズムと構成式の表現性能を理解しないままの機械的なパラメトリックスタディでは、膨大な数の計算が必要となることにも注意が必要である。

例えば、12個のパラメータを有する構成式を用いて、それぞれのパラメータ設定値を機械的に大・中・小と変える場合（線形関係が保証されないので、大・小だけでは不可。最低3点は必要で、非線形性の程度によってはより多くの設定値を試す必要がある）、解析ケースは $3^{12}=531441$ ケースが必要となる。しかし、例えば土の挙動の方に着目すれば、例えば、12個の内、せん断剛性の非線形性に影響するパラメータが3個、体積変化(過剰間隙水圧の蓄積)に影響するパラメータが3個、拘束圧依存性に影響するパラメータが3個、異方性に影響するパラメータが3個である場合、結果として設定されるせん断剛性の非線形性等の大・中・小を考慮すれば良く、 $3^4=81$ ケースに減じることが可能である。それでも十分に多いが、そこでさらに、対象モデルの全体を眺め、例えば、拘束圧依存性や異方性の影響が無視できる程度であった場合は $3^2=9$ ケース、過渡的な応答よりも残留値が問題となることが分かれば体積変化量が大きく過剰間隙水圧が早めに蓄積し、有効応力がより小さくなる方が大きな変形を生じるため、(せん断剛性の大・中・小) × (体積変化を生じやすい設定) = 3 ケースの実施で判断が可能になるかもしれない。実際にはここまで簡単にはならないが、機械的なパラメトリックスタディは無駄が多く、だからと言って根拠もなくケース数を減じることが出来ないこと、個々の設定パラメータではな

く現象を支配するメカニズムに影響する土の挙動の方に着目すべきこと、その影響についてはパラメトリックスタディが不可避なことなどは容易に理解されよう。

(4) 妥当性検証に向けての提案

以上を踏まえて、解析結果の妥当性検証については、図 3-43 に示すフローに従って行うことが良いと考えられる。またそれを容易にするためには、予め地盤工学的課題について、それを支配するメカニズムや定量的な範囲（例えば、斜面のような対象では、鉛直応力が水平応力よりも大きいため生じる沈下[メカニズム]とその異方応力状態の程度[定量的な範囲]）を整理してパターン化しておくことが良いと思われる。それを実際の現場に当てはめることで、メカニズムの把握段階は簡単な確認で済ませることが可能であり、事前に必要な条件で室内試験が実施されていると定量的な相対関係の把握（安全側・危険側の判断）もスムーズに行うことが可能である。安達¹²⁾は、そのような目的で、盛土を対象に検討した例を報告している。さらに、各部の定量的な挙動を比較する際には、地震波の不規則性を考慮して過剰間隙水圧の蓄積過程を単純化した富田¹³⁾のような検討も必要であろう。富田は、補正累加せん断ひずみと過剰間隙水圧の蓄積傾向に概ね一意の関係が認められることに着目し、解析モデルの個々の要素応答の妥当性をその一意の関係を用いて検証することを提案している。

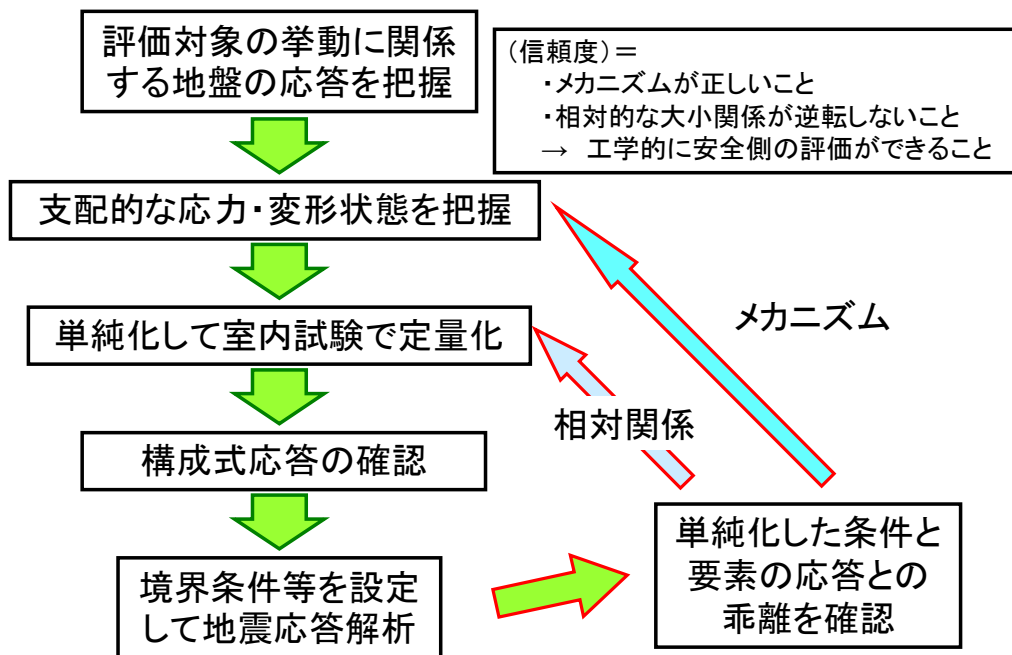


図 3-43 数値解析の妥当性検証のためのフロー

3. 6 室内試験による密な砂の過剰間隙水圧蓄積後の挙動

(1) 継続時間が長い地震動によるひずみ履歴を受けた密な砂のダイレイタンシーによる強度回復

本検討においては、海底砂層の液状化強度を 0.5 に設定し、継続時間の長い東北地方太平洋沖地震の波形を入力した Case2 や Case6 において、 τ_{xy} , q のいずれで見た場合でも、それほど変動成分が大きくないまま、過剰間隙水圧が蓄積し、非常に大きな残留せん断ひずみが発生していた。今回は、仮想の地盤物性の設定であり、液状化強度曲線を合わせるために変形し易くしているため、解析結果についてはこれ以上の確認は出来ないが、実験的に、密な砂が様々なせん断履歴を受けた後の、ダイレイタンシー特性やそれに付随した強度特性について確認することとした。

具体的には、表 3-4 に示す中空ねじり試験を実施し、非排水繰返しせん断履歴を与えた後の単調載荷時の強度回復特性について比較した。検討内容は、繰返しせん断履歴を変えた Case1～Case4, K_0 を変えて平面ひずみ拘束を与えた Case10～Case12 を豊浦砂で実施し、さらに、細粒分含有率の影響を確認するために、飯豊珪砂 7 号に石英粉を所定の割合で混合した Case5～Case9 を実施した。いずれのケースも、まずは液状化を発生させるために片ひずみ振幅 0.8%×繰返し 40 回を与え、その後に表 3-4 中に示す'液状化後の'せん断履歴を与えている。例えば、Case1 の場合、図 3-44 にせん断ひずみと過剰間隙水圧比の時刻歴が液状化過程+液状化後の繰返しせん断履歴となっている。この過剰間隙水圧比時刻歴を見ると、後半の液状化後の繰返し載荷においては、徐々に負の過剰間隙水圧が発生しなくなり、15～20 回の繰返しせん断を与えると片振幅 2.5%の範囲内では有効応力は全く回復しなくなっている。この時の応力径路とせん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-45 に示す。最後に、その供試体を単調載荷した場合、図 3-46 に示すように、比較的小さなせん断ひずみから強度（有効応力）の回復が認められた。定振幅ひずみ履歴の場合、かなりの繰返しせん断履歴を与えた場合でも、その定振幅ひずみの大きさとそれほど変わらないひずみで強度が回復し、いわゆる液状化のイメージのような壊滅的な変形量にはならないことが予想される。一般的に実施される一定応力振幅の繰返しせん断試験では、繰返し回数とともに、着実にせん断ひずみ振幅が増大していくため、繰返し回数を増やすと、強度を回復するために必要なひずみの大きさも大きくなっていく。しかし、その場合、例えば単調載荷で 30%のひずみが強度回復のために必要であるとすれば、その直前の載荷により密な砂であれば 28%程度のひずみが発生していると予想され（密なほど繰返し 1 回あたりのひずみ振幅の増大量は小さい）、単調載荷時に強度回復するために必要なひずみ振幅を議論する前に、地震中にかなり問題となるひずみが発生していることとなる。

図 3-47～図 3-57 に、各ケースの実験結果を示す。さらに図 3-58 に全ケースの単調載荷の結果をまとめて示す。この図を見ると、せん断履歴の大きさによる差より、試料の差による相違の方が大きいようであり、密な砂であれば、過剰間隙水圧的な液状化（過剰間隙水圧比 ≈ 1.0 となる時刻が存在する）は必ずしも大変形に繋がらないものと思われる。

表 3-4 繰返しせん断履歴を与えた後の強度特性（ダイレイタンシーによる有効応力の回復特性）を調べるための実験ケース

名前	試料名	相対密度(JIS 基準) [%]	履歴	土圧 係数	平面ひずみ 制御	単調載荷試験 結果 ¹⁾ [%]	備考
Case1	豊浦砂	80.76	2.5%*100 波	1.0	なし	8.45	
Case2		79.51	5.0%*100 波			29.08	
Case3		80.99	2.5%*20 波			5.12(10.12)	載荷位置を 5.0%ずらした
Case4		81.24	2.5%*20 波			4.73	
Case5	版豊珪砂 7号+石英粉 30%	98.66	2.5%*100 波			30%以上	
Case6	版豊珪砂 7号+石英粉 20%	101.46	2.5%*20 波			5.99	
Case7		100.79	2.5%*100 波			7.36	
Case8	版豊珪砂 7号+石英粉 10%	95.00	2.5%*20 波			3.82	
Case9		95.95	2.5%*100 波			4.82	
Case10		豊浦砂	79.78	なし	1.0	あり	3.57
Case11	82.29		0.6		3.18		
Case12	81.67		1.0		3.69		載荷波形小→大 ²⁾

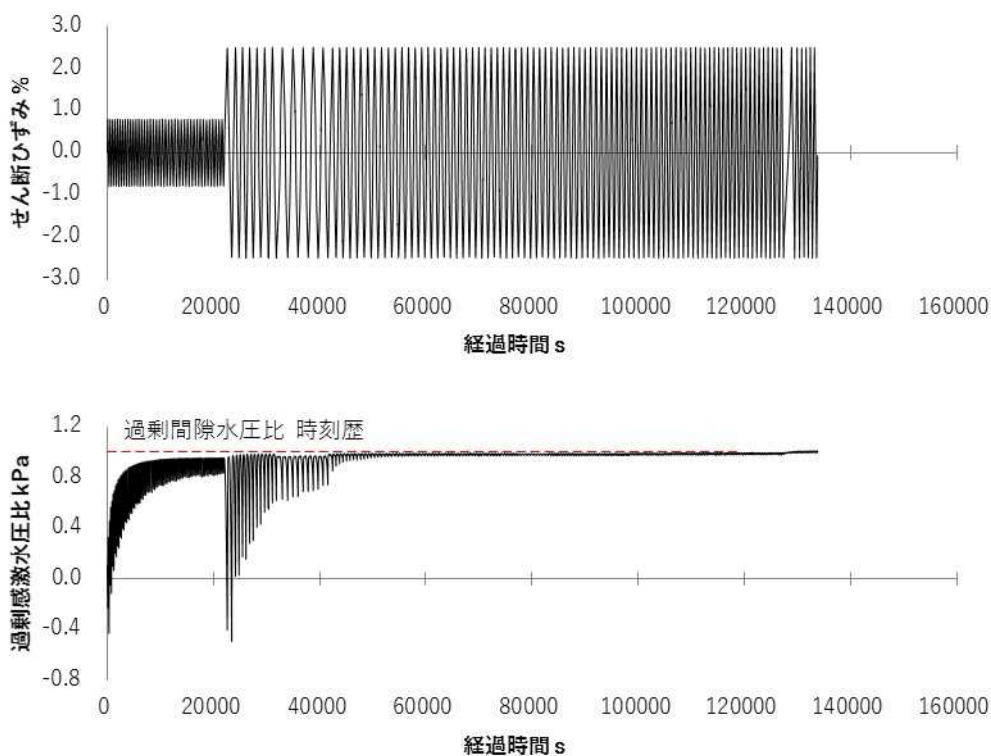


図 3-44 Case1 のせん断ひずみと過剰間隙水圧比の時刻歴

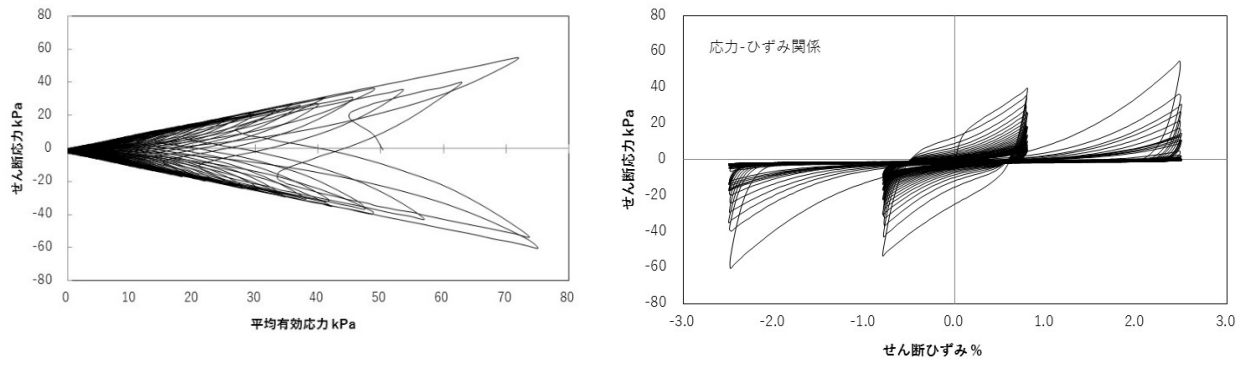


図 3-45 Case1 の応力径路とせん断応力～せん断ひずみ関係

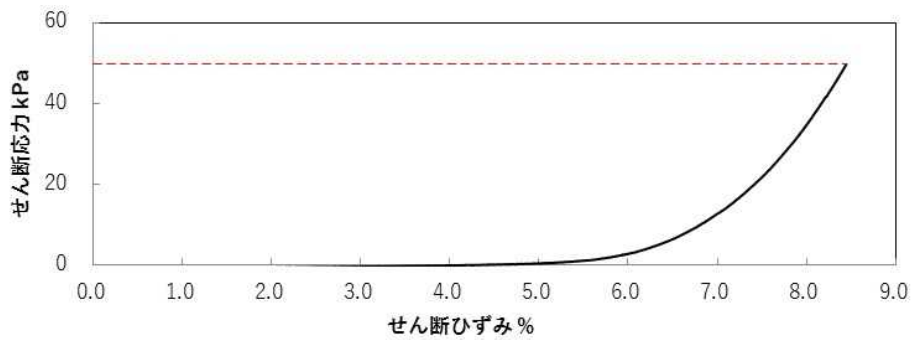


図 3-46 Case1 の繰返しせん断履歴後の強度回復特性

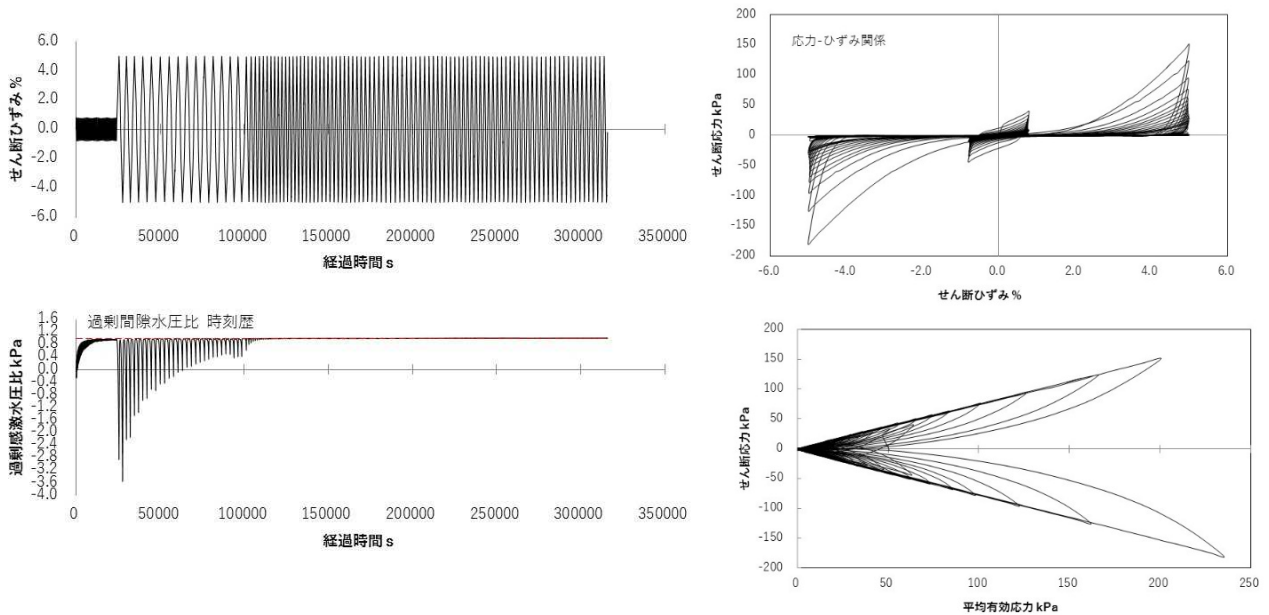


図 3-47 Case2 の実験結果

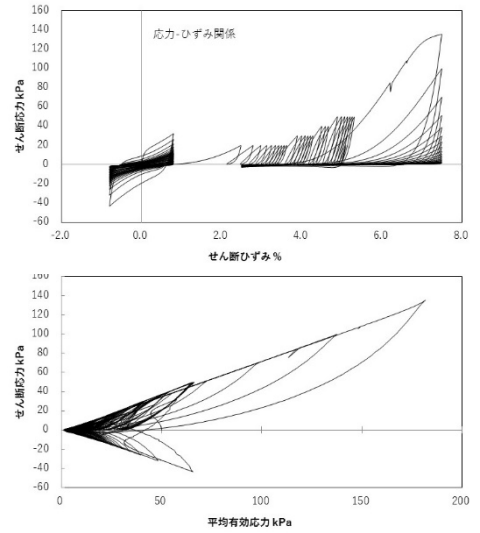
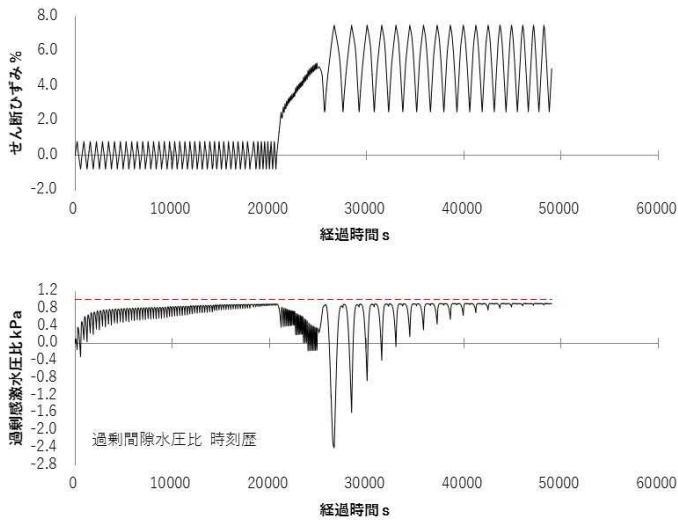


図 3-48 Case3 の実験結果

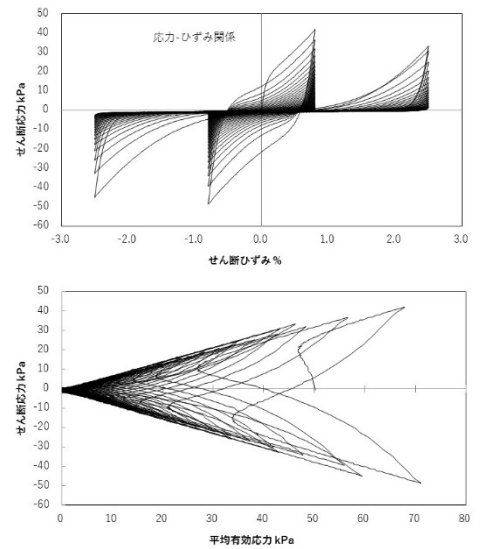
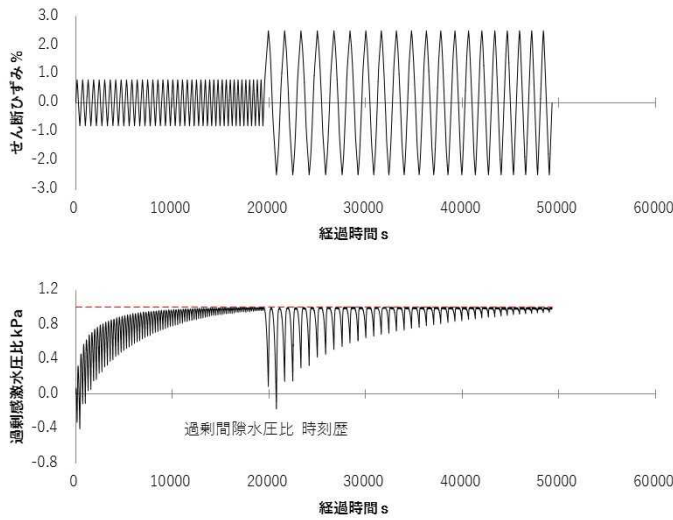


図 3-49 Case4 の実験結果

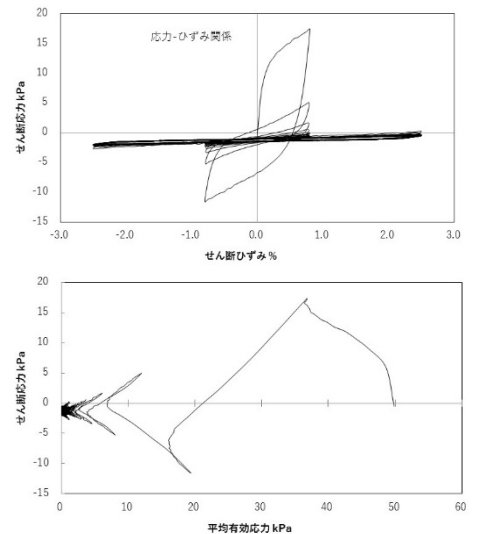
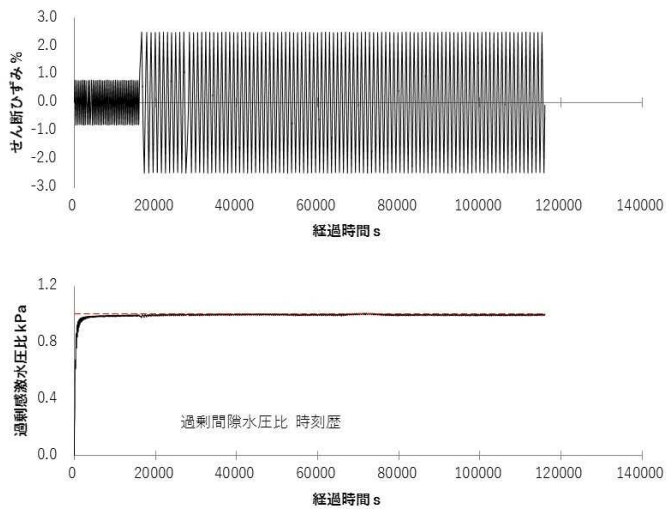


図 3-50 Case5 の実験結果

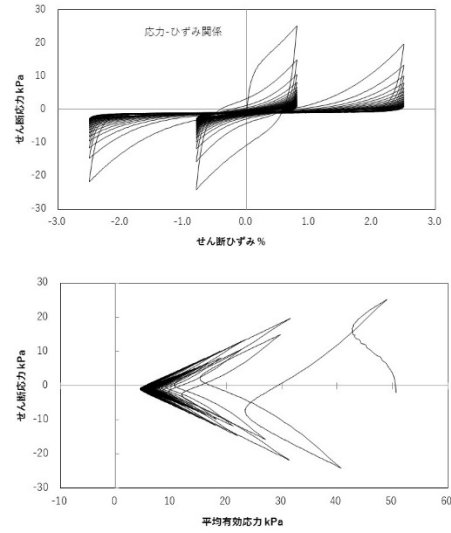
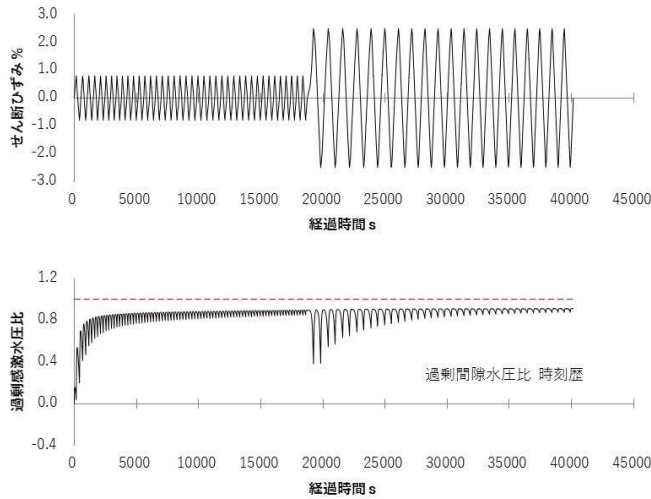


図 3-51 Case6 の実験結果

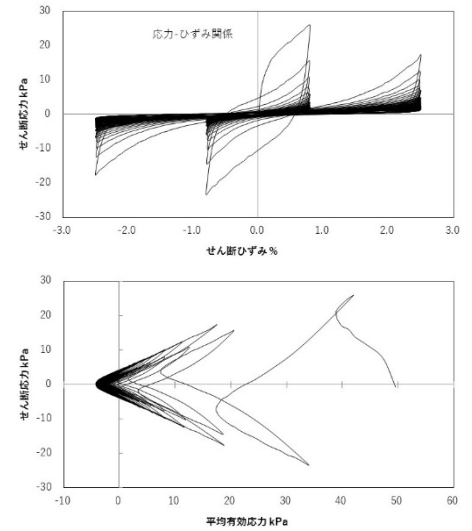
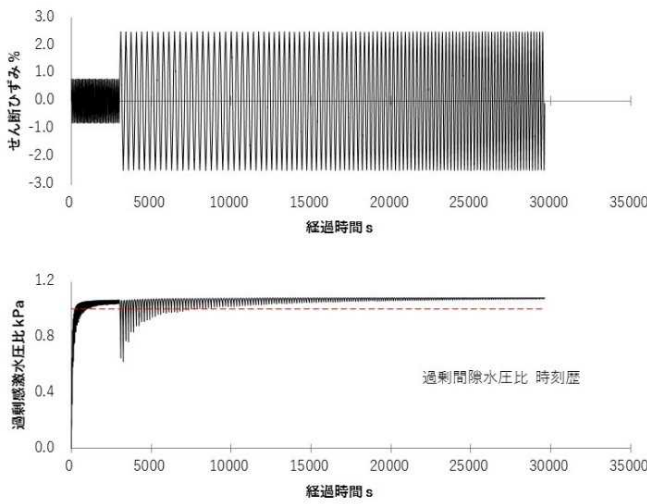


図 3-52 Case7 の実験結果

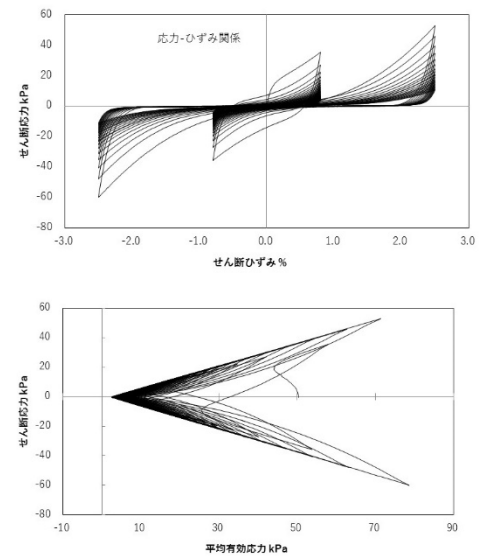
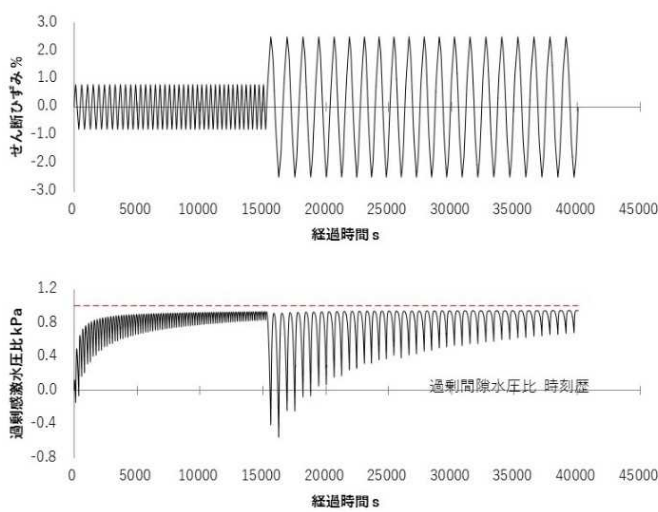


図 3-53 Case8 の実験結果

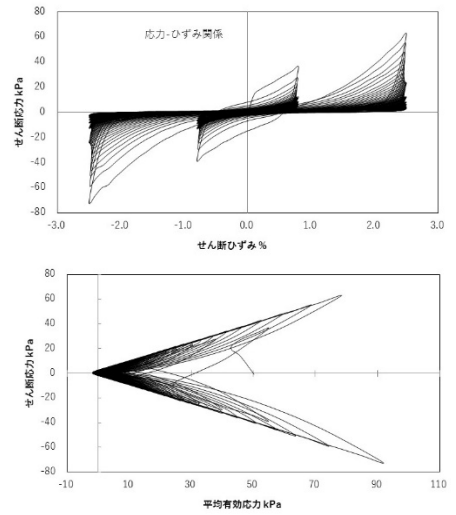
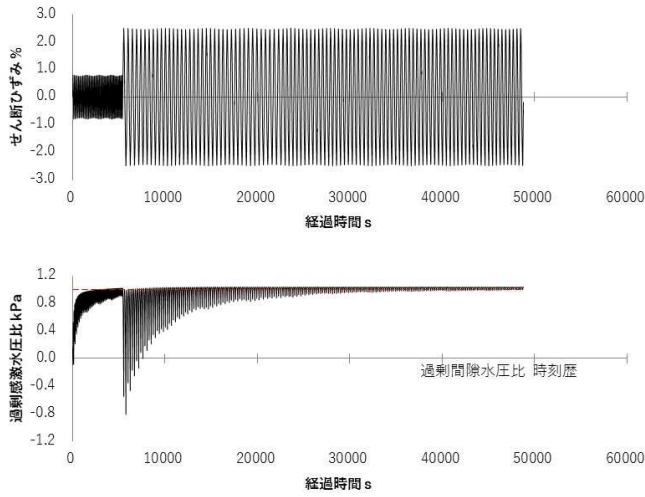


図 3-54 Case9 の実験結果

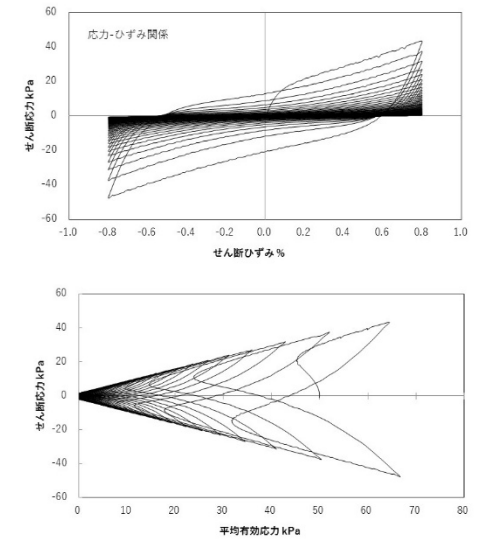
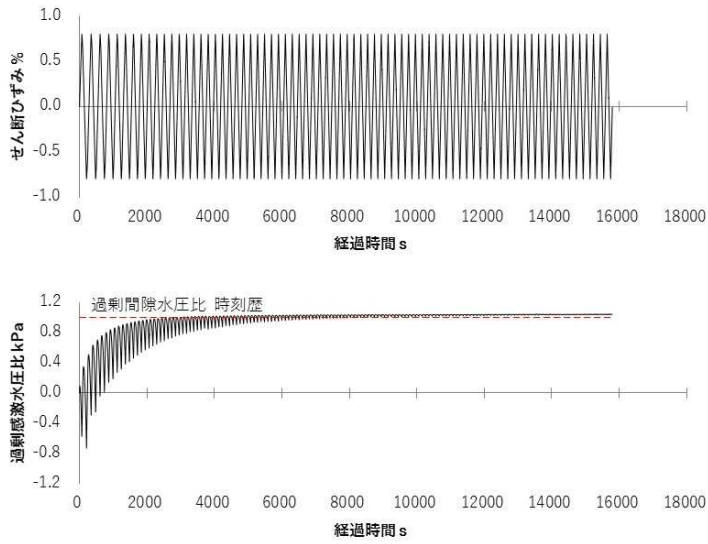


図 3-55 Case10 の実験結果

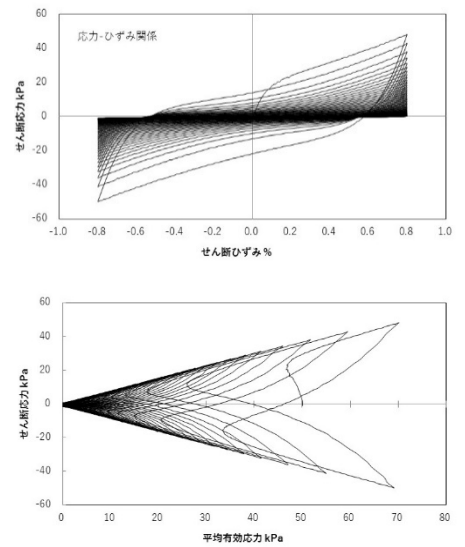
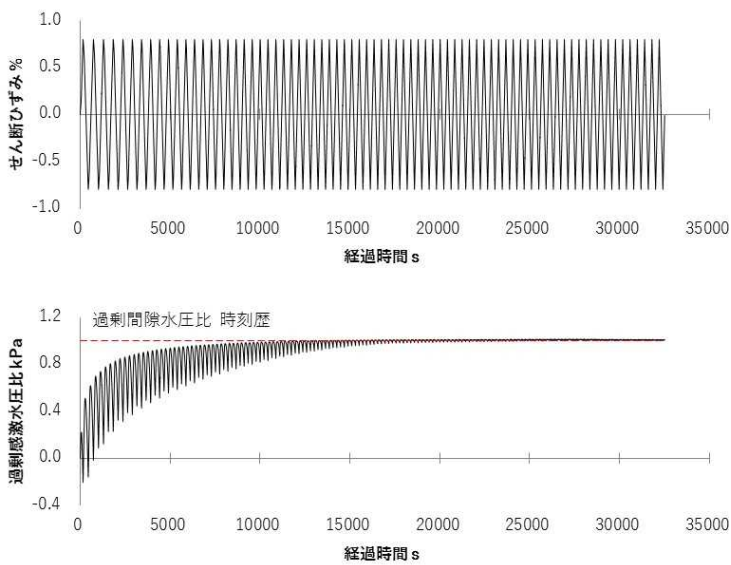


図 3-56 Case11 の実験結果

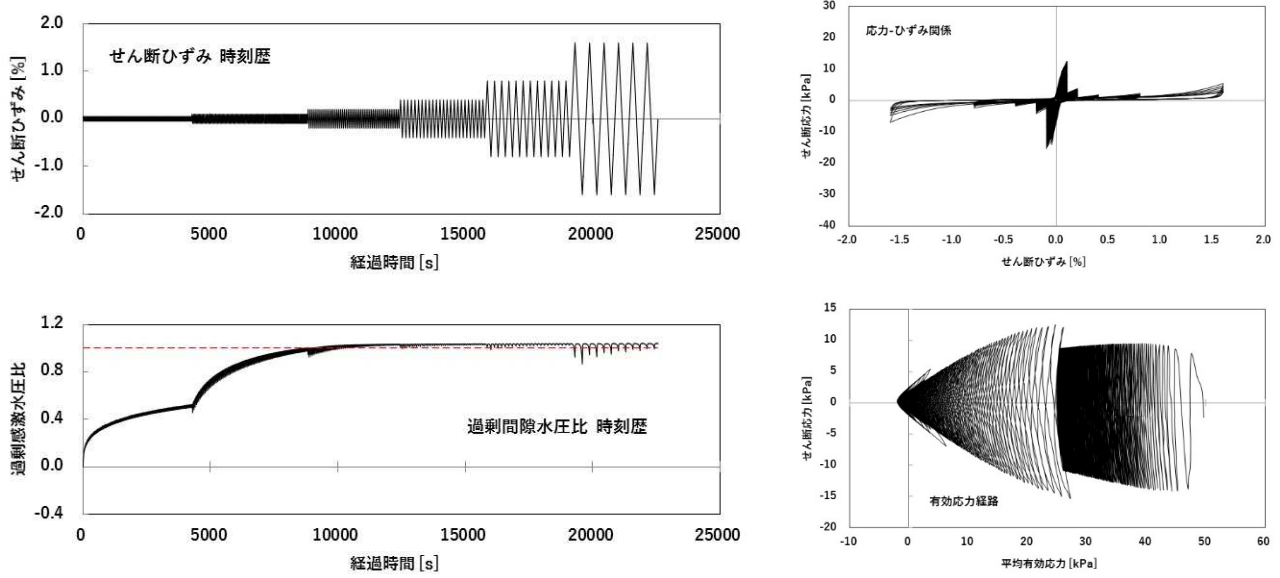


図 3-57 Case12 の実験結果

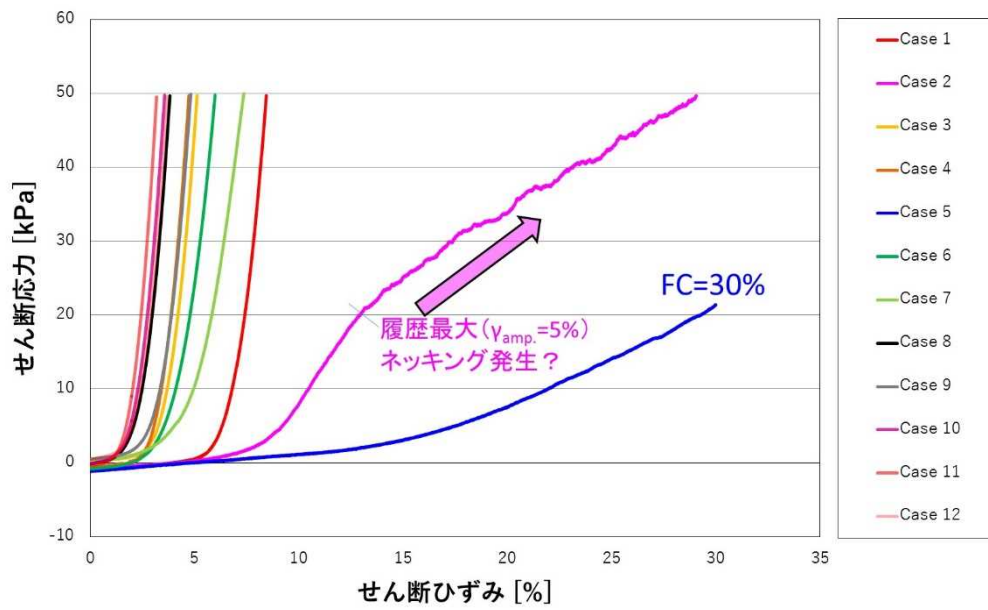


図 3-58 全ケースの単調載荷時のせん断応力～せん断ひずみ関係

4. まとめ

液状化研究の対象範囲は広いが、原子力施設に必要となりそうな、密な地盤（礫も含む）が過剰間隙水圧の蓄積の影響を受けて変形する場合に、種々の応力条件下でその変形量の評価するとともに、その妥当性の検証方法までを考慮した検討例は見当たらない。

貫入抵抗は、貫入ロッドの先端が達している層のみならず、その周囲の条件にも依存するため、貫入試験結果による液状化抵抗の予測精度には限界があると予想される。今回抽出した論文の中には、CPTの結果を利用して液状化強度を推測する際に、 I_c という指標（先端抵抗と周面摩擦の両方に関係した指標）によって精度を向上する提案がなされており、今後実験的・解析的な評価により、その理論的な裏付けがなされれば、精度向上に資する可能性はある。また、この種の予測方法については古くから検討されており、精度向上が図られるとともに、最近の研究動向としては、これらの簡易予測手法をリスク評価に導入する傾向がある。但し、日本国内、しかも原子力関係の場合は、地震ハザードが大きすぎて、液状化が発生することは前提となるため、確率的な評価よりも、具体的な変形量の評価が必要となるであろう。

今後の原子力施設の液状化に関わる評価の課題は、有効応力解析などの手法が、どの程度変形量の予測に使用可能であるかの現状把握と、原位置の数値解析による評価結果の妥当性を保証する枠組みを構築することが最優先となろう。また、その際、礫質土の液状化強度やパラメータの設定が必要となり、大粒径の材料を適切に試験し、評価する手法の開発なども必要となるであろう。

液状化の可能性がある地盤の地震応答解析を実施する際の課題を抽出するため、密な砂や硬質粘土の力学挙動についても表現できる、名古屋大学地盤工学研究室において開発された土骨格～水連成有限変形有効応力解析コード（コード名：GEOASIA）を使用し、二次元モデル6ケースと三次元モデル2ケースの地震応答解析を実施した。対象断面は護岸構造物を含む基盤・海底砂層・背後地盤からなるモデルで、入力波形として、2016年熊本地震におけるK-NET熊本県菊池の波形と2011年東北地方太平洋沖地震における岩手県田老の波形を、それぞれ短時間・極大振幅地震動と長時間・大振幅地震動の例として使用した。ある大きさのせん断ひずみを生じるために必要な繰返しせん断応力比は、繰返し回数が小さい場合に大きく、繰返し回数が大きい場合には小さくなるため、地震動の継続時間が護岸の変形にどのように影響するかを検討し、その結果、振幅が多少小さい場合でも、継続時間が長い入力波形の方が大きな変形量となった。さらに、海底砂層の液状化強度、背後地盤の液状化可能性の影響についても検討し、海底砂層の液状化強度が小さい場合には護岸の変位が大きくなること、背後地盤の液状化可能性については、液状化・非液状化でそれほど護岸の変位に違いは出ないことなどを把握した。三次元モデルにより部分的な液状化層が存在する場合の、各部の変位応答なども把握した。

地盤の解析、すなわち土の挙動をモデル化する際は、大きく分けて、下記のことには留意が必要である。

- ①せん断剛性のひずみ依存性（ひずみが大きくなるほど剛性が小さくなる非線形性）
- ②せん断による体積変化（いわゆるダイレイタンスー、ゴムのような弾性材料では直応力が変化しない限り体積は変化しないが、粒子の集合体である土はせん断によって体積が変化する。）
- ③せん断剛性、強度やダイレイタンスー特性の拘束圧依存性（拘束圧が小さくなるほど剛性や強度が小さくなる非線形性と拘束圧が大きくなるほど同じせん断ひずみでの体積変化が大きくなる特性）

④せん断剛性、強度やダイレイタンスー特性の履歴依存性（ダイレイタンスーによる密度変化や粒子表面のかみ合わせの変化、粒子破碎の影響等でせん断剛性や強度が変化する。さらに、過圧密やせん断履歴の影響でダイレイタンスー量自体も変わる。）

また、さらに、地下水面下の地盤は一般に間隙が水で飽和しているため、下記の影響も考量する必要がある。

⑤上記の①～④が排水条件の影響を受けて、複雑な相互作用となる。（例えば、②のダイレイタンスーの影響は、透水係数の小さな土や透水性が大きくても水理境界的に閉じられた空間 [粘土層で挟まれた砂層など]、さらには長期安定か地震時のような短期安定かといった外部作用の考慮時間によって拘束圧の変化の程度が変わるため、③への影響がそれぞれの条件に応じて異なる。）

今回の検討では、上記全てをモデル化している解析コード GEOASIA を用いて、仮想地盤モデルに対して地震応答解析を実施し、これまでの被害事例や模型実験と照らして概ね妥当な解析結果を得たが、妥当性の判断が容易でない挙動も確認された。

そのため、解析結果を踏まえ、全応力解析と有効応力解析の相違点や構成式・パラメータに関する留意点を整理し、数値解析結果の妥当性検証の方法について提案した。妥当性検証においては、対象としている現象のメカニズムの再現性と定量的な応答（要素応答等）の再現性の2段階に分けて検証することが肝要である。メカニズムの再現性と構成式の表現性能は大きく関係するため、土の挙動に着目して構成式の表現性能やパラメータ設定、さらにはパラメトリックスタディを行うべきであることを指摘した。今回の提案は、あくまでも方向性を示しただけであり、今後は具体的な検証の例示等を通じ、細部の手順等を確認する必要がある。

密な砂の挙動については、その一例について、中空ねじり試験を実施して実際の挙動を把握したが、検討結果は未だ単純な応力変化の域を出ず、例えば、異方応力や初期せん断応力が存在する状態での繰返しせん断による複雑な応答変化等、より複雑な応力条件下での多様な砂質土（細粒分や礫も含む）が密な状態である場合の挙動など、実験的な検討もさらに必要であろう。

- 1) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.(1998) : Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. 4th Eur. Conf. Num. Meth. Geotech. Engrg. NUMGE98*, pp. 232-242.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.(2000) : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp. 99-110.
- 3) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.(2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp. 47-57.
- 4) 赤井浩一, 田村武(1978) : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, No.269, 95-104.
- 5) Christian, J.T. (1990) : Undrained stress distribution by Numerical Method, *Proc. of ASCE*, 94(SM6), 217-232.
- 6) 河井正, 金谷守, 田中幸久, 石川博之, 武田智吉(1999) : 防波護岸の地震時挙動に関する研究・その

1-遠心力載荷模型実験による防波護岸の地震時挙動の検討-, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.705-708.

- 7) 金谷守, 河井正, 栃木均, 石川博之, 武田智吉(1999): 繰返し三軸試験装置による消波ブロック模型の動的変形特性の検討, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.133-134.
- 8) Kanatani. M, Kawai. T and Tochigi, H. (2001): Prediction method on deformation behavior of caisson-type seawalls covered with armored embankment on man-made islands during earthquakes, Soils and Foundation, Vol.41, No.6, pp79-96
- 9) 中井健太郎(2005): 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の開発とその粘土, 砂, 特殊土への適用性に関する基礎的研究, 名古屋大学学位請求論文, pp.112-114
- 10) 河井正(2009): 性能照査型耐震設計に向けた水～土連成有限変形解析による地震時地盤変形量の評価, 名古屋大学学位請求論文, pp.43-63
- 11) 河井正, 金谷守, 石川博之, 武田智吉(1998): 背後地盤条件がケーソン式混成堤の地震被害変位量におよぼす影響について, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, 1683-1686.
- 12) 安達夏紀(2017): 二次元盛土地盤の有効応力解析の信頼性評価に関する考察—初期の静的応力状態から地震時の繰返し応力履歴を受けた地盤要素の変形特性—, 東北大学学位請求論文(修士)
- 13) 富田真之(2017): 液状化解析の妥当性検証を目的とした中空ねじり試験データ活用方法の提案, 東北大学学位請求論文(修士)