



道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
N o . 2 1 - 4

研究テーマ

水分履歴を考慮した不飽和道路盛土の
耐震性の評価法と強化法

研究代表者： 京都大学教授 岡 二三生
共同研究者： 京都大学教授 木村 亮
京都大学准教授 木元 小百合
京都大学助教 肥後 陽介

平成 2 4 年 7 月

新道路技術会議

目 次

研究概要.....	1
第 1 章 はじめに	3
1.1 研究の背景と目的	3
参考文献	4
第 2 章 災害データおよび既存の研究	5
2.1 概説.....	5
2.2 2004 年（平成 16 年）新潟県中越地震	5
2.3 2007 年（平成 19 年）能登半島地震	5
2.4 2007 年（平成 19 年）新潟県中越沖地震.....	5
2.5 2008 年（平成 20 年）岩手・宮城内陸地震	6
2.6 2009 年（平成 21 年）駿河湾の地震	6
2.7 2011 年（平成 23 年）東北地方太平洋沖地震.....	6
2.8 国外における地震時の土構造物の災害データ	6
2.9 国内外における既往の研究.....	6
参考文献	7
第 3 章 不飽和土の繰返し変形特性と構成式の確立	8
3.1 概説.....	8
3.2 不飽和土の繰返し三軸試験.....	8
3.3 排気－排水試験結果	9
3.4 非排気－非排水試験結果	10
3.5 不飽和土の繰返し弾粘塑性構成式	11
3.6 排気－排水試験のシミュレーション	12
3.7 非排気－非排水試験のシミュレーション	13
3.8 自然堆積軟岩の繰返し三軸試験	15
3.9 弾粘塑性構成式による三軸試験のシミュレーション	16
3.10 まとめ	17
参考文献	17
第 4 章 盛土地盤の遠心載荷装置による振動実験	18
4.1 概説.....	18
4.2 遠心載荷実験装置	18
4.3 遠心場における不飽和土の含水比分布とサクシオン	18

4.4	実験試料	19
4.5	模型地盤	20
4.6	入力波形	20
4.7	含水比の異なる不飽和盛土の遠心模型振動台実験.....	20
4.8	浸透を考慮した不飽和盛土の遠心模型振動台実験.....	22
4.9	ドレーン工法によって強化した盛土の実験	26
4.10	まとめ	27
	参考文献	27
第5章	多相系地盤の動的大変形解析法の確立	28
5.1	概説.....	28
5.2	多相連成有限要素法	28
5.3	浸透を考慮した動的遠心模型実験のシミュレーション.....	31
5.4	能登半島の解析.....	34
5.5	updated Lagrangian 法による有限変形多相連成有限要素法.....	37
5.6	Material Point Method による多相連成動的解析	38
5.7	慣用設計法と提案解析手法の比較.....	39
5.8	まとめ	42
	参考文献	42
第6章	道路盛土内の水分および劣化状況の物理探査.....	44
6.1	概説.....	44
6.2	原位置物理探査の実験箇所.....	44
6.3	連続波レーダ探査	44
6.4	室内電磁波速度試験	47
6.5	表面波探査.....	47
6.6	RI コーン貫入試験.....	49
6.7	まとめ	49
	参考文献	50
第7章	成果の総括的とりまとめ	51
7.1	成果の概要.....	51
7.2	道路盛土の耐震性の評価法と強化法に関する提言.....	52

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成21年度採択)
研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No.21-4	水分履歴を考慮した不飽和道路盛土の耐震性の評価法と強化法	京都大学 教授 岡 二三生

本研究では、豪雨や浸透水など水分履歴を考慮し、地盤探査方法改良、不飽和土の実験的な研究、地震時の不飽和一飽和地盤の動的浸透—変形連成解析法の開発と遠心力実験を実施し、道路管理の実務に資する耐震評価法や強化法を提案する。

1. 研究の背景・目的 (研究開始当初の背景・動機、目標等)

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震での道路盛土の被害では、旧谷集水地形での道路盛土の崩壊など水との相互作用がある場合、土構造体の安定性が大きく低下することが明らかになった。しかし、高含水時の土構造物の耐震性評価やその補強補修工法に関する研究が不十分であり、耐震性の評価基準が定まっていない。本研究では、道路盛土の水分量や劣化状況の探査手法の開発、不飽和土の動的力学挙動の把握と構成モデルの確立、地震時の不飽和一飽和地盤の動的浸透—変形連成解析法の開発、遠心載荷振動台模型実験による道路盛土の動的挙動の把握を行い、水分履歴を考慮した道路盛土の耐震性の評価法および強化法の確立を目的とし、研究を実施した。

2. 3カ年の研究内容 (研究の方法・項目等)

■不飽和土の繰返し変形特性と構成式の確立

地震外力を受ける土構造物の締固め土を念頭に、不飽和砂質土の排気—排水、非排気—非排水条件での繰返し三軸試験を実施し、繰返し載荷時における変形特性と時間依存性挙動を詳細に検討した。さらに、不飽和土の繰返し弾粘塑性構成式の確立のため、構成式による要素シミュレーションを実施した。

■盛土地盤の遠心載荷装置による振動実験

降雨や地下水位上昇による水分履歴を受けた道路盛土の地震時安定性を評価する事を目的とし、含水比の異なる不飽和盛土、浸透を受ける盛土、浸透後に水位低下させた盛土について動的遠心模型実験を実施した。また、浸透に対する盛土の強化法として、ドレーンを設置した実験を行い対策の効果を検証した。

■多相系地盤の動的大変形解析法の確立

不飽和一飽和地盤の空気—水—土骨格からなる多相系材料の大変形解析法を確立する事を目的とし、弾塑性構成式を用いた多相連成有限要素法、有限変形理論に基づく有限要素法、及び粒子法による多相連成解析を行った。

■道路盛土内の水分量および劣化状況の物理探査

2007年能登半島地震時に、能登有料道路の集水地形の高盛り土に発生した代表的な流動性崩壊箇所(縦41断面¹⁾)を利用して高密度表面波探査連続波レーダーによる電磁波速度構造調査および電磁波反射法構造調査を実施した。また、物理探査のキャリブレーションのため、表面波探査およびRIコーンによる地盤調査を行った。さらに、室内実験で電磁波速度と地下水位の関係を求めた。

3. 研究成果 (図表・写真等を活用し分かりやすく記述)

淀川堤防砂を用いた不飽和砂質土の排気—排水、非排気—非排水条件での繰返し試験により、不飽和土のひずみ速度依存性と繰返し力学特性を明らかにし、弾粘塑性構成式によるシミュレーションによって不飽和土の構成モデルを確立した。また、盛土基礎地盤や切土斜面で問題となる軟岩についても、繰返し特性を含む力学特性を明らかにし、弾粘塑性構成式を確立した。

動的遠心模型実験によって、盛土全体の含水比が高い場合および浸透水がある場合に大変形が起こり、水位低下後でもなお大きな変形が発生する事を明らかにした。不飽和盛土内への浸透過程では、盛土内に空気が封入され部分的に飽和した箇所を水が流れる事を明らかにした。排水工が法尻への浸透を防ぎ、動的載荷による変形を抑制するメカニズムを明示した。

不飽和土の弾塑性構成式を用いた多相連成有限要素法による、動的遠心載荷試験のシミュレーションを実施し、不飽和盛土の破壊メカニズムを詳細に明らかにした。2007年能登半島地震による能登有料道路の盛土崩壊事例の解析で、水の浸透によって盛土が大変形を起こす挙動を再現し、解析法の適用性を示した(図-1)。また、間隙空気圧と間隙水圧の挙動を同時に解析する、有限変形多相連成有限要素法、大変形を高精度で解析可能な粒子法を用いた多相連成解析法を開発した。さらに、慣用設計法と本研究の提案手法の比較および解析例を示し、水分履歴を考慮した不飽和道路

盛土の地震時の耐震性の評価には、本研究の解析手法の適用性が高い事を示した。

連続波レーダー探査によって盛土内の地下水位を評価し、電磁波速度から地盤構造の推定を実施した。室内実験で、地下水位と電磁波速度の関係性を求め、連続波レーダー探査の結果のキャリブレーションを行った。RIコーンによる地盤調査を実施し、盛土内の物性と地下水位を測定した。また、表面波探査により地盤物性を測定した。これらの結果で、連続波レーダー探査結果を補完し、総合的に盛土内の水分量と物性を評価する手法を示した（図-2）。

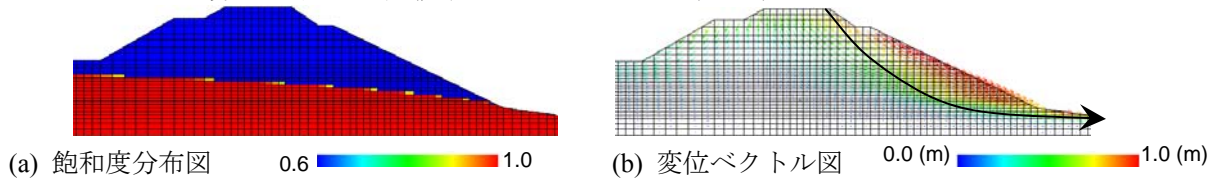


図-1 浸透を受ける盛土の地震時浸透-変形連成解析結果（能登有料道路盛土，縦 38）

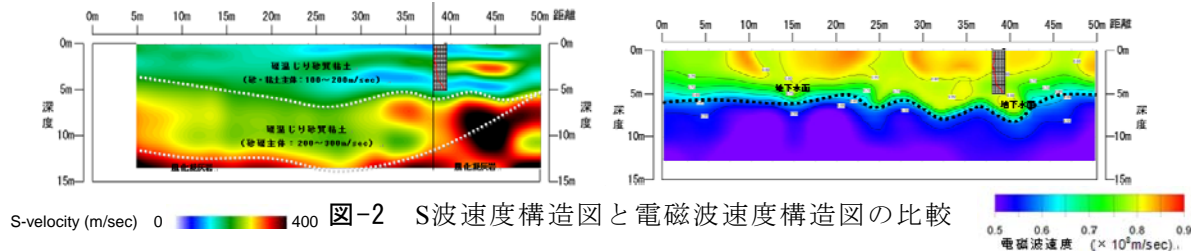


図-2 S波速度構造図と電磁波速度構造図の比較

4. 主な発表論文（研究代表者はゴシック、研究分担者は下線）

- 1) 中島康介, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介, 松本真明, 不飽和砂質土の繰返し三軸試験と弾粘塑性構成式によるシミュレーション, 土木学会全国大会, 第 65 回年次学術講演会講演概要集, 札幌, III-095 (DVD-ROM), 2010, 9.
- 2) 加藤亮輔, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介, 浸透水を考慮した道路盛土の地震時動的浸透-変形連成解析, 第 46 回地盤工学研究発表会, 神戸, 756 (DVD-ROM), 2011, 7.
- 3) 山田茂治, 北川義治, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介, 電磁波速度構造探査による地下水調査事例, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム 2011, 公益社団法人地盤工学学会関西支部, pp.79-82, 2011.
- 4) 肥後陽介, 岡二三生, 木村亮, 木元小百合, 土井達也, 李忠元, 衣川哲平, 排水工を施した不飽和道路盛土の動的遠心模型実験とそのシミュレーション, 土木学会, 第 67 回年次学術講演会, 名古屋, 2012, 9. (発表予定)
- 5) Higo, Y., Oka, F., Kimoto, S., Doi, T., Lee, C.W. and Kinugawa, T., centrifugal model test for unsaturated embankments considering seepage flow and the numerical analysis, the 18th ICSMGE, Paris, France, 2013, 9. (査読有, 発表予定)

5. 今後の展望（研究成果の活用や発展性、今後の課題等）

- ・ 不飽和土や軟岩の着実な実験データの蓄積によって構成モデルを改良し、遠心模型実験結果や被災事例のシミュレーションによるキャリブレーションを行う事で、本研究の解析手法は水分履歴を考慮した盛土の地震時変形量照査法としての適用が可能である。
- ・ 遠心模型実験のデータとその解析結果は、水分履歴を受けた道路盛土の変形メカニズムを明示するものであり、予測解析手法のキャリブレーションや対策法の考案に有効である。
- ・ 電磁波速度及び体積含水率のデータの蓄積により、精度の高い相関関係の検討、比誘電率と体積含水率の定量的評価を進める事で、実務に供し得る探査法となり得る。
- ・ 長時間の繰返し載荷、予測される地震動、豪雨などの水分履歴を考慮した、今後予想される外力に対する不飽和盛土の挙動を評価することが必要である。
- ・ 本研究の技術的成果を道路盛土の耐震化に役立てるため、大学、学会、産業界、各種法人や行政組織などと連携しながら普及に務めることが望まれる。

6. 道路政策の質の向上への寄与（研究成果の実務への反映見込み等）

本研究で確立した多相連成動的解析手法は、浸透水を有する盛土、液状化の可能性のある盛土など、慣用設計法の適用範囲外の条件における、道路盛土の安定性照査法として適用可能である。

さらなる実験データの蓄積によって電磁波速度と水分量の相関関係の精度を向上させる事で、実際の道路盛土内の水位と物性の探査手法を実務へ適用する事ができる。

7. ホームページ等（関連ウェブサイト等）

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻地盤力学講座地盤力学分野のホームページで、本研究関連の発表論文の原稿がダウンロードできる。

第1章 はじめに

1.1 研究の背景と目的

(1) 背景

多くの機関で地震・豪雨災害の減災対策が研究開発されている。土構造物の耐震に関しては、阪神大震災以降、基準の改定や研究が進められてきた。また、道路については、平成14年に道路橋示方書法V耐震設計編¹⁾が改定され、すべての道路・河川土構造物に関東大震災級のプレート地震や阪神大震災級のレベル2直下型地震に対しても機能が保てるような強度が求められている。

平成16年の中越地震での斜面、盛土崩壊、平成19年の能登半島沖地震、新潟県中越沖地震、平成20年の岩手・宮城内陸地震での道路盛土や斜面の崩壊など地震による土構造物の被害が数多く発生している^{2),3)}。道路盛土や堤防など土構造物の耐震性には、現在以下のような問題がある。

- ・ 道路盛土の挙動を予測解析する場合、土構造物の不均一性を考慮することが必要であるが、実際の道路盛土の水分量の不均一分布と履歴のデータが不明である。
- ・ 豪雨や洪水前後および豪雨洪水・地震同時発生時などの高含水時の土構造物の耐震性評価やその補強補修工法に関する研究が不十分であり、耐震性の評価基準が定まっていない。さらに、地震直後の耐豪雨性も緊急の課題である。
- ・ 飽和地盤に比較し、不飽和地盤の研究が不十分である。旧谷集水地形での道路盛土の崩壊など水との相互作用がある場合、土構造体の安定性が大きく低下することが明らかになっているが、地震時の飽和・不飽和地盤の動的・多相連成挙動の予測解析法が確立されていない。
- ・ 境界値問題の解析に必要な不飽和土の構成式が確立されていない。また、不飽和土の動的繰返し時の実験・実測データ、土の構成モデルのサクシオン依存性のデータは非常に少ない。さ

らに、風化軟岩の繰返し挙動が明らかでなく、構成式も確立していない。

- ・ 浸透や液状化が発生する場合、不飽和から飽和への遷移領域が存在することとなるが、不飽和地盤の変形の局所化から破壊にいたる領域の大変形解析法は確立されていない。
- ・ 土構造物はこれまで建設後強くなると考えられ、締固め土の維持補修の考えが弱く、その劣化メカニズムも明らかになっていない。

(2) 目的

本研究の目的は、以上のような問題点の多くを解決し、豪雨や浸透水などの水分履歴を考慮した、道路盛土の耐震性の評価法および強化法の確立する事であり、以下のような一連の研究を実施する。

1) 各種物理探査による盛土構造物の不均一性の解明

本研究では飽和度、締固め度や粒度(シルト, 砂, まさ土など), 周波数を変えて電磁波速度の計測を行う。また、原位置でも計測を行うとともに、表面波探査との結合により、土構造物の電磁探査による土構造物の水分量分布と不均一性の解明を行う。

2) 不飽和土および軟岩の動的挙動の把握と構成関係の確立

不飽和土の問題に対しては、動的静的問わず解析に用いる不飽和土の構成式の確立を行う。繰返し載荷時の実験を行い、構成モデルのパラメータのサクシオン依存性を明確にする。また、地震など動的な載荷時には、排水排気条件は満たされないため、非排気条件での実験を行う。実験結果を基に飽和、不飽和の砂と粘土に対して、弾塑性構成式及び弾粘塑性モデルを誘導する。さらに、 μ フォーカス X 線 CT 装置を用いて、変形中の形状を精度よく計測し、それをもとに、体積変化特性に関する構成式を見直す。平成16年の新潟県中越地震では、砂粒度の凝灰岩、風化や地震で劣化した砂岩や泥岩で地震による斜面崩壊や地すべりが多発した(千木良, 2007⁴⁾) が、このような地盤での耐震性の評価には材料の微視的内

部構造の破壊，劣化を考慮した動的繰返し構成モデルが必須である．このため，動的繰返し試験を凝灰岩や砂岩に対して実施し，粘性土のモデルを基礎に軟岩に対する繰返しモデルを構築する．ひずみの進行に伴う構造の変化は電子顕微鏡と μ フォーカス X 線 CT を用いて観察を行う．

3) 不飽和一飽和地盤の解析法の確立

液状化が発生する場合や浸透が発生する場合，不飽和から飽和への遷移領域が存在することとなるが，変形と浸透を同時に解析する手法が確立していない．堤防や道路などの土構造物に水が流入した場合変形破壊特性の変化があると考えられているが，水分量の分布や内部構造の変化とそれが巨視的な挙動へ与える影響は十分明らかになっていない．このような点から，本研究では 3 相連成解析法を確立する．

次に，地震時や浸透破壊時の液状化による大変形や側方流動を解析するため，飽和地盤および不飽和土構造物の大変形解析を updated Lagrangian 及び粒子法の 1 つである MPM (Material point method) と呼ばれている方法 (Sulsky ら 1994⁵⁾，小長井ら 2001⁶⁾) を多相系材料に適用できるよう拡張し，新たな解析法を確立する．このような詳細解析法により，地震や浸透変形破壊時の土構造物の破壊について円弧すべり解析など慣用法による耐震，耐豪雨性の評価法の見直しを行う．

4) 道路盛土を対象とした遠心載荷振動台模型実験による盛土強化法の提案

2) と 3) で述べた解析法の検証を行うとともに，強化法に対する遠心載荷模型実験を行う．

盛土の洪水時や地震時，豪雨洪水前後および豪雨洪水・地震同時発生時などの高含水時の対策や補修としての補強工法に関する評価基準が定まっていない．例えば，排水のためのドレーン工法は地震時液状化と豪雨時とは必ずしも同じ設計とはならない

ため，その合理的な選定が必要である．これは，インフラ構造物の経済的な建設という意味でも重要である．このため，模型実験結果や被害事例を開発する構成式と大変形解析法を用いてシミュレーションを種々の条件化で実施し，有効で経済的な対策法を提案する．

5) 降雨履歴や浸透流を考慮した地震時道路盛土，道路斜面の詳細被害予測法の提案，耐震性評価法と強化法の提言

以上の研究により，慣用予測法との比較を行うとともに，降雨履歴を考慮した地震時道路盛土の詳細被害予測法の提案，耐震性評価法と強化法を提言する．

各年度間の研究テーマの関係は図1-1に示すとおりである．

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会，道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編，平成 14 年 3 月，2002.
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，2004.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所，平成 19 年（2007 年）能登半島地震被害調査報告，2008.
- 4) 千木良雅弘，崩壊の場所—大規模崩壊の発生場所予測—，近未来社，2007.
- 5) Sulsky, D., Chen, Z. and Schreyer, H.L., A particle method for history-dependent materials, Comput. Methods Appl. Engrg., 118, pp.179-196, 1994.
- 6) Konagai, K. and Johansson, J., Two dimensional Lagrangian particle finite difference method for modeling large soil deformations, J. Struct. Mech. Earthquake Eng., JSCE, No.682/I-56, pp.25-30, 2001.

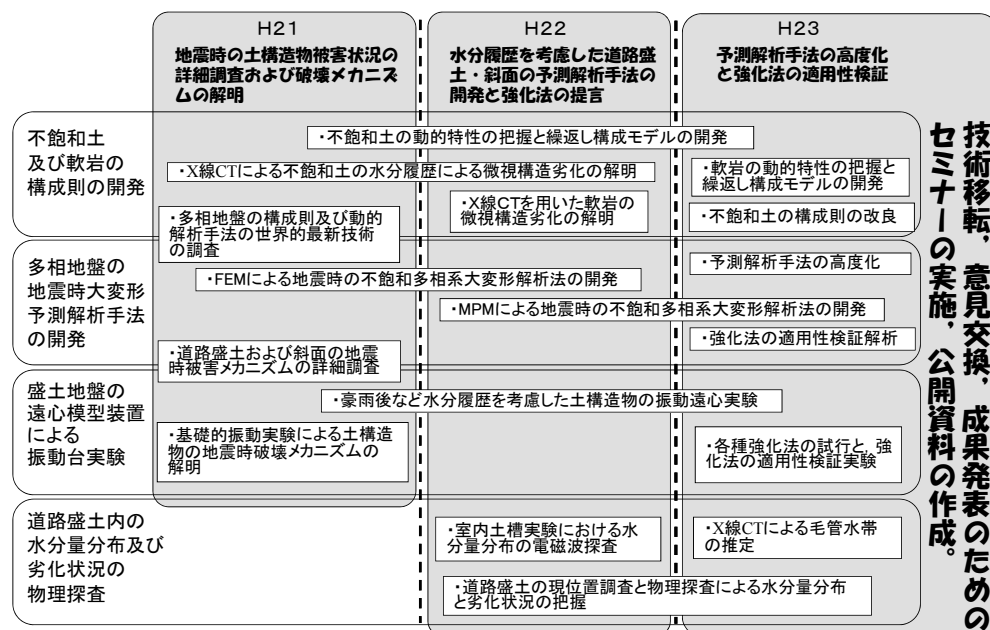


図1-1 研究フローと実施内容

第2章 災害データおよび既存の研究

2.1 概説

本節では、国内および国外における道路盛土を中心とした土構造物の地震災害データを収集した結果および、著者らにより実際に調査した結果を示す。既存のデータについては見直しを行い、調査結果と併せて地震時の土構造物の被害メカニズム、現実に採用されている排水工法などの強化法を研究した。

2004年（平成16年）新潟県中越地震では台風23号による豪雨後に、2007年（平成19年）能登半島地震では降雨後に大地震が発生し、土構造物に大きな被害をもたらした。

また、近年海外でも大きな地震が発生しており、2008年四川大地震や2009年イタリア中部地震など海外における地震時道路盛土被害についてもデータ収集を行うとともに、土構造物耐震化の国際的知見を調査した。

2.2 2004年（平成16年）新潟県中越地震

2004年新潟県中越地震の災害データを収集するとともに^{1), 2), 3), 4)}、特に水分と盛土被害の関係を調べるため、図2-1に示す地点において現地調査を行った。新潟県中越地震は台風23号による豪雨の直後に発生したM6.8の内陸型大地震であった。地震発生の日前、震源付近の気象庁観測点（長岡，小国）で100mm以上の日降雨量を観測しており⁵⁾、降雨による被害も甚大であった。

2.3 2007年（平成19年）能登半島地震

2007年能登半島地震の災害データを収集するとともに⁶⁾、特に水分と盛土被害の関係を調べるため、図2-6に示す地点において現地調査を行った。能登半島地震は、地震数日前からの降雨後における大地震であった。石川県志賀では、地震前日の24日には10mm、22日には10mmの降雨があり、当日も6mmの雨が降っている⁵⁾。震源は能登半島西岸部に位置し地震規模はM6.9であった。

地震によって能登有料道路の盛土区間で多くの崩壊が発生した。主に山間地を南北に走る能登有料道路の盛土区間は、傾斜地盤上に盛土が建設されており基盤と盛土の境界をすべり面として崩壊しているケースが多く見られた。また、旧表土層は固結性が低く、透水性が高い腐植土層からなり、この層に降雨などによる水が存在した事が崩壊の要因となっている可能性がある。

写真2-1に越の原IC付近の復旧後の被災盛土を示す。いずれの崩壊地も法尻部には道路縦断方向に沢が走っており、排水溝には流水が見られた。



写真2-1 集水地形に建設された盛土（越の原IC付近，復旧後）

2.4 2007年（平成19年）新潟県中越沖地震

2007年新潟県中越沖地震における土構造物の災害データを収集した⁷⁾。新潟県中越沖地震は平成19年7月16日に発生したM6.8の大地震であり、道路盛土も被害を受けた。

国道8号線の柏崎市鯨波地先では、盛土高10m程度の片盛土が、のり片から崩壊した。この盛土では、のり先液状化によると考えられる噴砂が見られていた。当該地は傾斜した地山に施工された片盛土であるが、盛土中腹からのり先にかけては粘性土層の上に砂質土層が堆積しており、N値が2程度と低かった

事と、盛土内の地下水位が比較的高かった事から、この層で液状化が発生した事と盛土内への浸透水の影響が崩壊の要因として考えられる。

2.5 2008年（平成20年）岩手・宮城内陸地震

2008年岩手・宮城内陸地震における土構造物の災害データを収集した⁸⁾。岩手・宮城内陸地震は平成20年6月14日に岩手県と宮城県の県境付近を震源として発生し、地震規模はM7.2であった。多くの斜面崩壊などの土砂災害が発生し、大規模崩壊が発生した荒砥沢ダムでは1000galを超える加速度を計測したが、道路盛土の被害は限定的で大規模な崩壊に至った事例は無かった。一部の沢埋め盛土や沢に平行して建設された盛土では、比較的規模の大きいクラックや段差が発生していた。大規模崩壊が少なかった要因としては、被災地域において地震発生前の一週間程度の降雨量が少なかった事が考えられる。

2.6 2009年（平成21年）駿河湾の地震

2009年（平成21年）駿河湾（静岡）の地震における東名高速道路の盛土被害データを収集した⁹⁾。駿河湾の地震はM6.5で、最大震度6弱（静岡県伊豆市、焼津市、牧之原市、御前崎市）で建物や土構造物の被害は大規模なものではなかったが、東名高速道路の盛土が一部崩壊した。事後調査結果によると当該地は集水地形となっており地下水面は高くなっていた。また、盛土材として用いられた泥岩が長期にわたる水の作用により風化し、強度低下を起こすと共に透水性も低下し、水位が上昇した可能性がある。盛土の法面には竹林が侵入した事がわかっており地下水位が高かった事がわかる。このように、地震の発生時に盛土内の水位が高かった事が崩壊の要因と考えられる。

2.7 2011年（平成23年）東北地方太平洋沖地震

2011年（平成23年）東北地方太平洋沖地震における盛土被害データを収集した¹⁰⁾。東北地方太平洋沖地震は2011年3月11日に発生したM9.0の長時間にわたる海溝型巨大地震で、栗原市築館で最大震度7を観測し、その他宮城県や茨城県など多くの地点で震度6強を観測した。国道4号線、国道6号線、国道45号線などの道路盛土に大きな被害が生じた。このうち福島県双葉郡広野町における国道6号線崩壊箇所では、沼池に近接して建設された盛土が崩壊しており、盛土の基礎地盤部の水分量が高かった可能性が指摘されている。

2.8 国外における地震時の土構造物の災害データ

国外における地震について、2008年四川大地震と^{11),12),13)}、2009年イタリア・ラクイア地震¹⁴⁾の土構造物の災害データを収集した。

四川大地震は、M7.9の非常に大きな地震外力が土

構造物に作用し、大規模な地すべり、岩盤斜面の崩落、崩土による天然ダムなどが多数発生した。道路構造物についても壊滅的な被害が発生している事がわかった。また、大規模な噴砂などの液状化の痕跡も多数見られている事から、土中の間隙水の挙動が土構造物の被害にも影響を及ぼしていると考えられる。

イタリア・ラクイア地震では、道路盛土において側方流動によって分離された土塊ブロック間のきれつ幅が多地点で計測されている。ここでは、背面斜面から豊富な伏流水が供給され、地下水もかなり高く、地震動により表土層内の水圧が上昇したことが原因として挙げられている。

以上のように海外における盛土被害においても水分履歴と盛土崩壊の関係は非常に強い。

2.9 国内外における既往の研究

(1) 国内の既存の研究

盛土への水分の浸透を考慮した動的模型実験のうち、1g場における模型実験の例としては一井ら(2005)¹⁵⁾、廣瀬ら(2009)¹⁶⁾などの例が挙げられる。1g場での模型実験は実物大試験を除き実物の自重応力状態を再現することができないため、実際の現象を正確に再現できない可能性がある。

小型の模型で実物の自重応力状態を再現できる実験手法として、遠心模型実験が挙げられる。遠心模型実験による研究としては、Hayashi et al. (1998)¹⁷⁾、(2002)¹⁸⁾、Matsuo et al. (2002)¹⁹⁾、杉田ら(2006)^{20) 21)}などが挙げられる。これらの研究では、盛土高さ、盛土勾配、含水比、盛土材料の異なる不飽和片盛土に対して、異なる入力加速度を入力し、盛土高さ、盛土勾配、含水比、盛土材料、入力加速度の違いが盛土の変形、応答加速度に与える影響、あるいは浸透を考慮した盛土の安定性が実験的に考察されている。

これらの研究は、定性的に水分の影響で盛土の耐震性が低下する事を示しているが、研究事例が少数であり、不飽和土の力学を適切に考慮した数値解析を併せて行うなど、更なるデータの蓄積と定量的な研究が必要である。

(2) 国外の既存の研究

土構造物の耐震化技術および水分履歴を考慮した実験的研究、盛土や斜面の破壊に関する土-水-空気-熱-化学の多相連成解析法に関する解析的研究について情報収集を行った²²⁾。2009年10月にアレキサンドリアで開催された17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineeringでは、全世界の地盤工学分野の研究者が集まり最先端の研究や技術が発表された。地震動に対する地盤挙動や土構造物に関する研究も多く発表されており、ジオグリッドや杭などの補強法に関する研究が多く行われていた。一方、不飽和盛土の耐震性評価や水分を考慮した研究は見られなかった。

(1)で示した通り，過去の国際学会や国際学術雑誌には，遠心載荷装置による不飽和土に浸水を考慮した振動台実験が報告されているが，研究事例は少数であった．不飽和土を取り扱い水分履歴までを考慮した実験と解析による地震時の盛土の安定性に関する総合的な検討は，世界的に見て未だ研究段階であると言える．

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所:平成16年(2004年) :新潟県中越地震被害に係わる現地調査概容, 2005.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所:平成16年(2004年) :新潟県中越地震被害土木施設災害調査報告, 2006.
- 3) (社)地盤工学会新潟県中越地震災害調査委員会:2004年 新潟県中越地震災害調査委員会報告書, 2009.
- 4) 長岡技術科学大学中越地震調査団:新潟県中越地震災害調査報告書, 2006.
- 5) 気象庁:気象庁HP, 気象統計情報, <http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>, 2010.
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所, (独) 建築研究所:平成19年(2007年)能登半島地震被害調査報告, 2008.
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所, (独) 建築研究所:平成19年(2007年)新潟県中越沖地震被害調査報告, 2008.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所, (独) 建築研究所:平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告, 2008.
- 9) 中日本高速道路株式会社:東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会, 第二回委員会資料, プリーフィング資料, http://www.c-nexco.co.jp/corp/construction/maintenance/pdf/makinohara2_02.pdf, 2009.
- 10) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, pp. 463-485, 2011.
- 11) Chau K.T.: Some geohazards associated with the 8.0 Wenchuan earthquake, Prediction and Simulation methods for Geohazard Mitigation, Proc. International Symposium on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation, Oka, F., Murakami, A. and Kimoto S. eds., IS-Kyoto, May 25-27 2009, Kyoto, Japan, pp. 65-72.
- 12) 社団法人地盤工学会:「四川大地震」・「岩手・宮城内陸地震」被害調査報告会, 2008.
- 13) 林愛明, 任治坤:フォト・ルポルターージュ四川大地震ー中国四川大地震の地震断層と被害写真集, 近未来社, 2009.
- 14) 八嶋厚:イタリア・ラクイラ地震に関する調査団 報告会, 地質・地盤構造及び地盤災害(落石, 擁壁, 斜面崩壊等) 資料, 社団法人土木学会, <http://www.jsce.or.jp/report/52/files/yajima.pdf>, 2009.
- 15) 一井康二:降雨による盛土の耐震性低下に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, pp.1-8, 2005.
- 16) 廣瀬康平, 永田隆広, 大塚悟, 磯辺公一:中間土で構成された盛土斜面の地下水位高さが崩壊メカニズムに及ぼす影響, 第44回地盤工学会研究発表会(横浜), E-08, No. 783, pp. 1565-1566, 2009.
- 17) Hayashi, H., Nishikawa, J., and Taniguchi, K.: Seismic behavior of road embankments, Centrifuge 98, 1, pp. 243-248, 1998.
- 18) Hayashi, H., Nishikawa, J., and Egawa, T., Earthquake resistance of road embankments under influence of seepage water, Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG'02, Proceedings of the International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG'02, Phillips, R., Guo, P. and Popescu, R., eds., John's Newfoundland, Canada, 10-12 July, 2002, pp. 483-488, 2002.
- 19) Matsuo, O., Saito, Y., Sasaki, T., Kondoh, K., and Sato, T.: Earthquake-induced flow slides of fills and infinite slopes, Soils and Foundations, Vol.42, No.1, pp.89-104, 2002.
- 20) 杉田秀樹, 佐々木哲也, 水橋正典: 山岳道路盛土の耐震補強技術に関する試験調査, 独立行政法人土木研究所重点プロジェクト研究報告書, pp.8-10, 2009.
- 21) 大川寛, 杉田秀樹, 佐々木哲也, 水橋正典: 山岳道路盛土の耐震対策に関する動的遠心模型実験(その2), 第43回地盤工学会発表会(広島), H-06, No. 572, pp. 1143-1144, 2008.
- 22) Proceedings of 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza, M. Shahien and Y. El-Mossallamy, eds., Alexandria, Egypt, 5-9 October 2009.

第3章 不飽和土の繰返し変形特性と構成式の確立

3.1 概説

本研究では地震外力を受ける土構造物の締固め土を念頭に、不飽和砂質土の排水-排気、非排気-非排水条件での繰返し三軸試験を実施した。特に、繰返し載荷時における変形メカニズムと時間依存性挙動を明らかにするため、排水-排気および非排気-非排水条件下でひずみ速度の異なる繰返し三軸試験を実施し、変形挙動の違いについて詳細に検討した。

また、不飽和土の繰返し弾粘塑性構成式を導出し、試験結果の再現を試みた。試験結果の再現には、構成式による要素シミュレーションを実施した。

さらに、盛土の基礎地盤となっていると考えられる軟岩の巨視的な繰返し力学挙動のモデル化につなげるため、不飽和軟岩の内部構造を μ フォーカスX線CT装置を用いて可視化した。

3.2 不飽和土の繰返し三軸試験

(1) 実験試料

本研究で使用した試料は、一部道路として供用されている淀川堤防で用いられている砂を用いた。試験には2mm以下にふるい分けした砂とシルトを混合した試料を用いており、細粒分を約27%含み、 $D_{50}=0.29\text{mm}$ の粒径分布の良い砂質土である。均等係数は71.4、土粒子密度は 2.661g/cm^3 である。試料の粒径加積曲線を図3-1に示す。含水比を調整した試料を、締固め度85%になるよう静的に締固めて、高さ10cm直径5cmの供試体を作成した。

(2) 実験装置及び試験条件

不飽和土の三軸試験については、既往の研究では排気-排水条件で行われるか、非排気条件でも間隙空気圧は測定されない場合がほとんどであるが、本研究では非排気-非排水条件で試験を行い、間隙水圧と間隙空気圧を独立に制御・計測している。そのため、供試体下部にAEV (Air Entry Value) 約250kPaの微細多孔質膜2枚付のペダスタルを、上部にポリフ

ロンフィルターを設置した三軸試験装置を用いた。体積変化については、側方変位をギャップセンサーにて測定することによって計測した。また、非排気試験を行う際に精度よく間隙空気圧を計測するため、供試体上部に空気圧作動式バルブを設置しセル外部から空気圧を与えることによりバルブを開閉し、上部ペダスタルに設置した圧力計で計測を行った。

試験は排気-排水条件で初期サクシオン10kPa、50kPa、軸ひずみ速度0.1%/min、0.75%/min、非排気-非排水条件で初期サクシオン10kPa、軸ひずみ速度0.1%/min、0.75%/minとして繰返し三軸試験を行い比較した。なお、すべての試験でセル圧を300 kPa、間隙空気圧を200 kPaとし、間隙水圧を制御することで異なるサクシオンを与えている。載荷については載荷除荷過程とも軸ひずみ速度制御で行い、応力振幅は50 kPaとした。

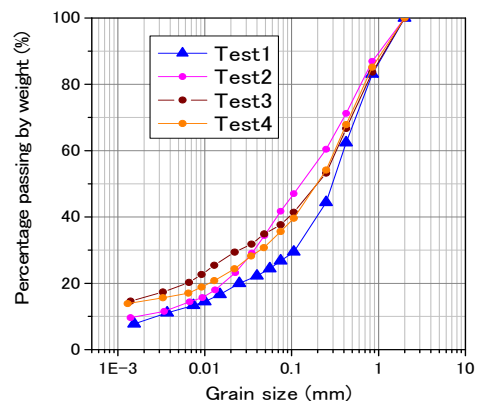


図3-1 実験に用いた試料の粒径加積曲線

(3) 応力変数

まず結果の整理に用いた応力変数について述べる。本研究では間隙空気圧と間隙水圧をそれぞれ別の経路で計測するため、以下の変数を用いて整理している。

間隙空気圧： u_a ， 間隙水圧： u_w ， サクシオン：

$$s = u_a - u_w, \text{ 平均骨格応力: } \sigma'_m = \sigma_m - P^F,$$

$$P^F = (1 - S_r)u_a + S_r u_w$$

ここで、 σ'_m は平均主応力 $\sigma'_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, P^F は間隙空気圧と間隙水圧にそれぞれの飽和度を乗じて足し合わせた平均間隙圧、 S_r は飽和度である。なお、ここで定義した平均骨格応力は後述する弾粘塑性構成式中の骨格応力テンソルの第一不変量である。なお、ここでは、圧力、応力とも圧縮を正としている。

3.3 排気-排水試験結果

本節では、排気-排水条件下で行った繰返し載荷試験結果について検討する。排気-排水試験では、間隙水、間隙空気ともに出入りが自由であり、間隙圧を制御して行う試験であるため、試験中のサクシオンは一定に保たれている。実地盤においては、堤防の表層部などが排気-排水状態にあると想定される。

以下に排気-排水条件下における初期サクシオン水見速度の影響について述べる。また、表3-1に各ケースにおける供試体諸量を示す。

(1) サクシオンの影響

図3-2に締固め度85%、応力振幅50kPa、ひずみ速度0.1%/minの応力-ひずみ関係を示す。図3-3に締固め度85%、応力振幅50kPa、ひずみ速度0.1%/minの軸ひずみ-体積ひずみ関係を示す。体積ひずみの

発生量は初期サクシオンが大きいほど抑えられており、初期サクシオンによる変形に対する強度の増加が見られる。とくに初期での体積ひずみの発生が大きく出ていて、繰返し載荷が進行するにつれてひずみの発生は抑えられていく。また、全てのケースにおいて、繰返し載荷1回目で圧縮方向に軸ひずみ、体積ひずみが発生して応力が反転した後、同じ経路をたどって戻っており、弾性的挙動が見られた。この原因として考えられるのは、ひずみ速度0.1%/minで載荷した場合、軸差応力が50kPaに達するまでの時間内に排気・排水がほとんど行われず、空気が圧縮したためである。

(2) ひずみ速度の影響

初期サクシオン50kPaにおける、ひずみ速度0.1%/min、0.75%/minの実験を実施したが、大きな違いは見られなかった。

表3-1 セン断前の供試体諸量 (排気-排水)

Sample No.	Cem-D0-1-A	Cem-D10-1-A	Cem-D50-1-A	Cem-D50-2-B
Void ratio	0.652	0.652	0.655	0.659
Saturation (%)	66.4	53.7	40.2	51.7
Wet density (g/cm ³)	1.87	1.82	1.77	1.81
Strain rate (%/min)	0.1	0.1	0.1	0.75

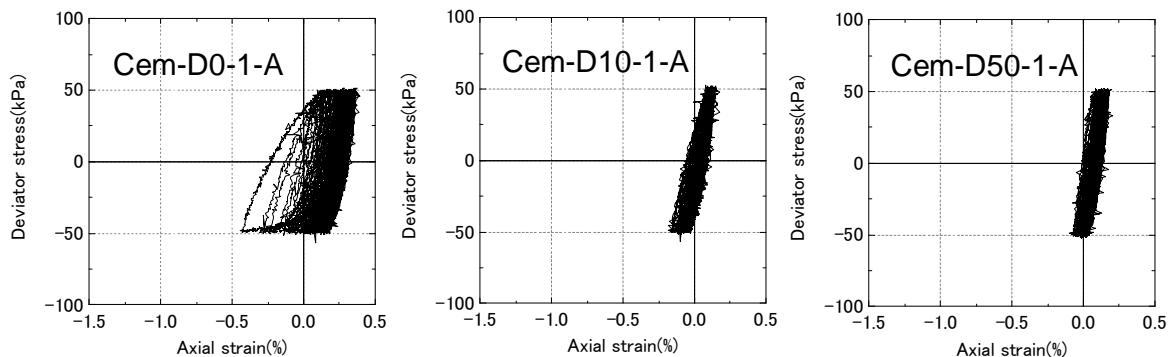


図3-2 応力-ひずみ関係 (排気-排水条件, サクシオンの影響)

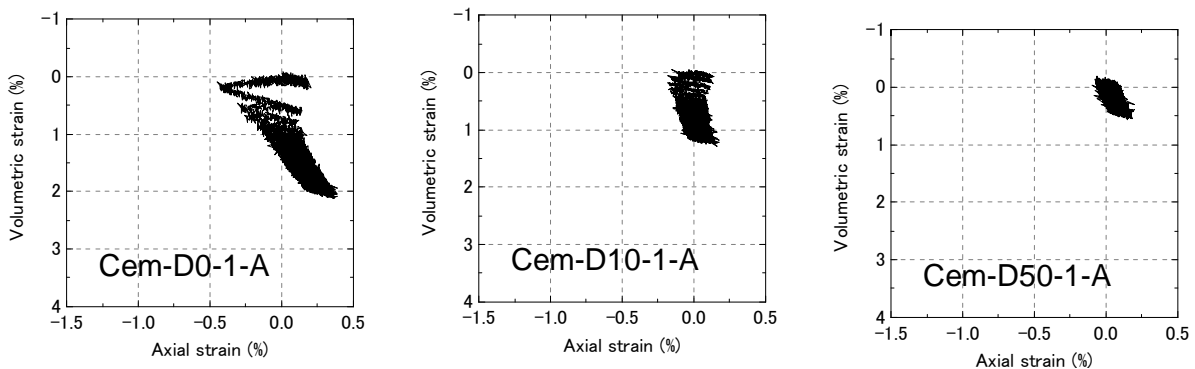


図3-3 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (排気-排水条件, サクシオンの影響)

3.4 非排気-非排水試験結果

不飽和三軸試験には、前述した排気-排水試験、排気-非排水試験が主に行われており、Wulfsohn¹⁾らが行った排気-非排水試験では、間隙空気圧が一定に保たれたまま間隙水圧が減少するため、サクシオンが減少していくことが分かっている。しかし、非排気条件下の試験はあまり行われていない。地震時の不飽和地盤内部においては、地盤の透気・透水速度に比べて変形が速く進むため、間隙水、間隙空気が入りできず、非排気-非排水状態に近い状態であると想定できる。また、降雨等により地表面が非排気状態になる場合もあり、非排気-非排水試験を行い力学的挙動を把握する必要がある。以下に非排気-非排水条件下において初期サクシオン、ひずみ速度が繰返し載荷時における不飽和砂質土の挙動に及ぼす影響について述べる。また、各ケースのせん断前の供試体諸量を表3-2に示す。

表 3-2 せん断前の供試体諸量 (非排気-非排水)

Sample No.	Cem-U0-1-A	Cem-U10-1-A	Cem-U50-1-A	Cem-U10-2-A
Void ratio	0.649	0.656	0.637	0.649
Saturation (%)	55.3	53.7	52.5	54.9
Wet density (g/cm ³)	1.83	1.82	1.85	1.83
Strain rate (%/min)	0.1	0.1	0.1	0.75

(1) サクシオンの影響

図3-4に締固め度85%、応力振幅50kPa、ひずみ速度0.1%/minの応力-ひずみ関係を示す。図3-5に締固め度85%、応力振幅50kPa、ひずみ速度0.1%/minの軸ひずみ-体積ひずみ関係を示す。

図3-6に締固め度85%、応力振幅50kPaひずみ速度0.1%/minの応力径路を示す。また、図中に淀川堤防砂の破壊線を併せて示す。同一試料で行った圧縮載荷試験結果によると、圧縮時の破壊応力比は、締固め度85%で1.45である。この値とモールクーロンの破壊規準より摩擦角を求め、伸長時の破壊応力比を算定すると0.978となる。

初期サクシオン0kPaのケースCem-U0-1-Aでは、平均骨格応力が初期の101.5kPaから徐々に減少して

いき、繰返し載荷10回終了時に91.0kPaまで減少した後、増加に転じ、繰返し載荷50回終了時には102.5kPaにまで上昇した。これは、以下の式から説明できる。

$$\sigma'_m = \sigma_m - P^F = \sigma_m - u_a + s_r S$$

ここで、 S はサクシオンを表す。ケースCem-U0-1-Aでは初期で間隙空気圧が増加した後、減少していく。そのため、上式に示すようにサクシオンが0kPaの場合、平均骨格応力は間隙空気圧が増加すると減少し、間隙空気圧が減少すると増加する。したがって、ケースCem-U0-1-Aでは初期で間隙空気圧が増加した後、減少していく結果となった。それ以外のケースでは、繰返し載荷とともに平均骨格応力は徐々に減少している。また、初期サクシオン50kPaのケースCem-U50-1-Aでは平均骨格応力の減少量が大きくなったことにより、体積ひずみの発生も大きくなった。

初期サクシオン0kPaでは、セラミックディスクの方が大きく減少し、初期サクシオン10、50kPaでは、微細多孔質膜の方が大きく減少している。この結果が体積ひずみの発生量にも影響している。

図3-7に締固め度85%、応力振幅50kPaひずみ速度0.1%/minの間隙圧時刻歴を示す。間隙空気圧と間隙水圧の差がサクシオンである。初期サクシオンが大きいほどサクシオンの減少が大きくなっている。間隙圧時刻歴より、初期サクシオン0kPaのケースCem-U0-1-Aでは初期で間隙空気圧が増加した後、減少している。また、初期サクシオン10kPaのケースCem-U10-1-Aでは間隙空気圧が約216kPaまで増加しており、その他のケースでは209kPa以下となっており、初期サクシオン10kPaのケースがより増加している。したがって、Cem-U50-1-Aはサクシオンが減少し、間隙空気圧の上昇量は変わらないので、平均骨格応力がより大きく減少したことが分かる。

初期サクシオン0kPaでは、サクシオンの変化はほとんどなく、間隙圧は最初上昇していくが繰返し載荷が進むにつれて減少していく。また、初期サクシオン10、50kPaでは、圧密時間を長くとした微細多孔質膜のケースでは間隙圧がともに上昇し続け、間隙水圧が間隙空気圧に近づいていくため、サクシオンが低下する。

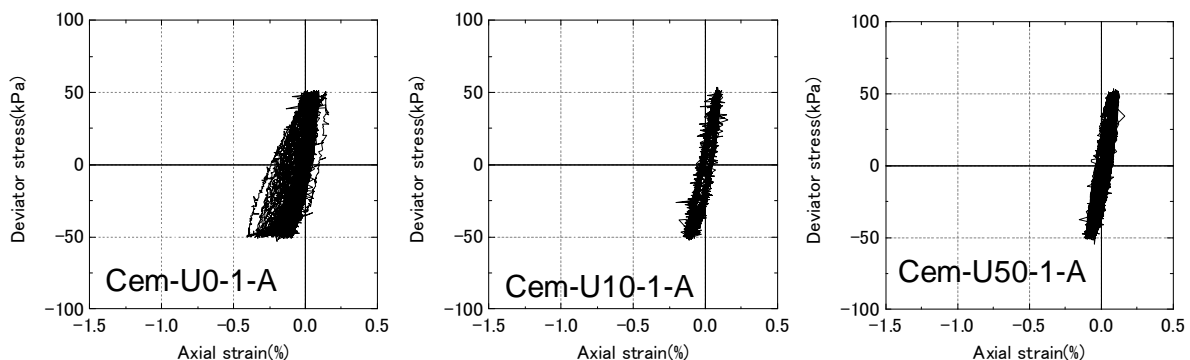


図 3-4 応力-ひずみ関係 (非排気-非排水条件、サクシオンの影響)

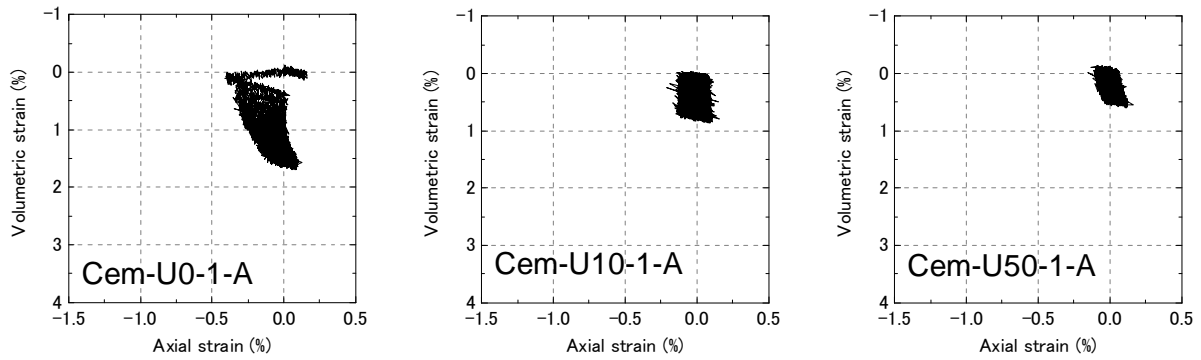


図 3-5 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (非排気-非排水条件, サクシヨンの影響)

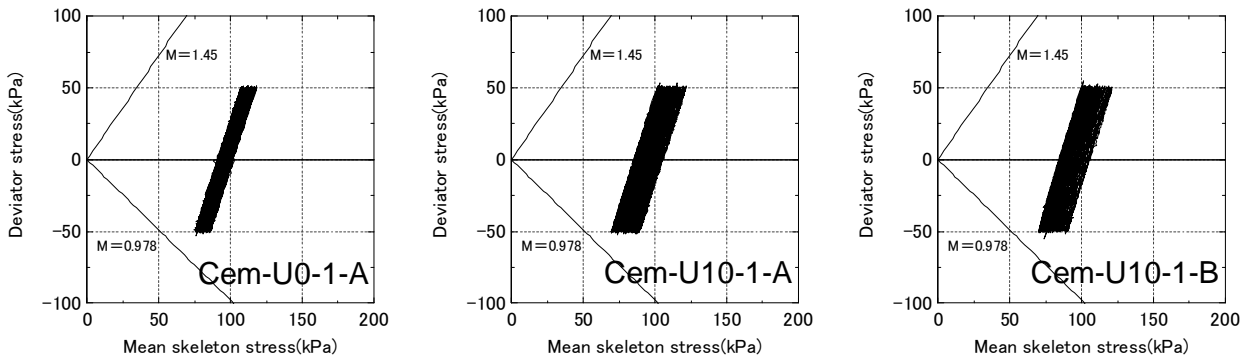


図 3-6 応力径路 (非排気-非排水条件, サクシヨンの影響)

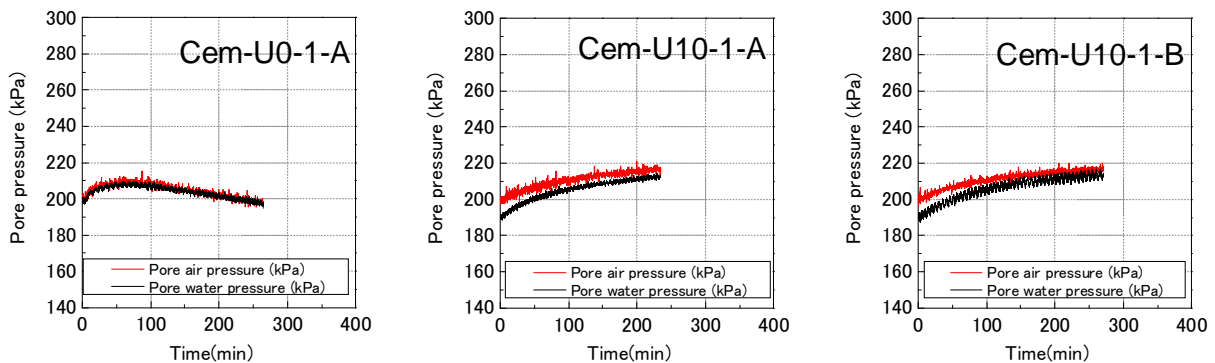


図 3-7 間隙圧時刻歴 (非排気-非排水条件, サクシヨンの影響)

(2) ひずみ速度の影響

ひずみ速度 0.1%/min と 0.75%/min の非排気 - 非排水繰返し試験の結果から、いずれも繰返し荷重に伴い、体積圧縮ひずみが蓄積したが、ひずみ速度の低い 0.1%/min の方がやや大きかった。ひずみ速度 0.1%/min では繰返しせん断時にサクシオンが減少するため強度が低下したと考えられる。

以上の実験結果より、不飽和淀川堤防砂について、今回の試験条件においては細粒分を含む飽和土にみられるような、顕著な時間依存性挙動はみられなかったが、非排気 - 非排水条件ではひずみ速度が小さいほうが体積圧縮ひずみの蓄積量がやや大きくなる傾向がみられた。これは土骨格の時間依存性（クリープ特性）と、間隙流体の時間依存性の両方に起因すると考えられる。今後、さらに種々の地盤材料や

載荷条件下でデータを蓄積することにより、詳細に検討する必要がある。

3.5 不飽和土の繰返し弾粘塑性構成式

(1) 応力変数

土骨格の変形を決定する応力の定義については、飽和土では Terzaghi の有効応力を用いるが、不飽和土では気体の圧力を考慮して定義する必要がある。以下では多相混合体理論に基づいて土骨格に働く応力変数を定義する。多相混合体理論では、土・水・空気の 3 相からなる連続体の重ね合わせとして捉える。

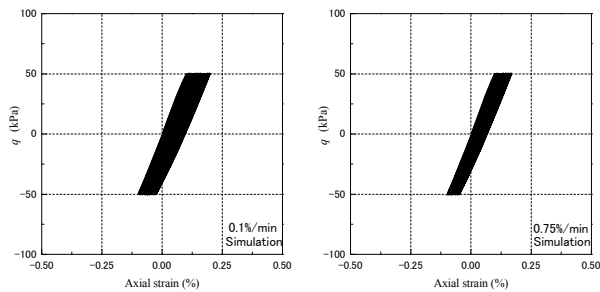
$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + P^F \delta_{ij} \quad (2-1)$$

$$P^F = s_r P^W + (1 - s_r) P^G \quad (2-2)$$

ここで、 σ_{ij} は全応力テンソル、 σ'_{ij} は土骨格に働く骨格応力テンソル、 P^F は平均間隙圧力、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタ、 P^W は間隙水圧、 P^G は間隙空気圧、 s_r は液相の飽和度である。

(2) 不飽和土の繰返し弾粘塑性構成式

Oka et al. (2008)²⁾, (2010)³⁾ は飽和土の弾粘塑性構成式の中の応力変数を骨格応力テンソルに置き換え、さらにサクシオンを応力変数として用いることにより、不飽和土の構成式に拡張した。さらに、繰返し载荷に適用するため、移動硬化を考慮した弾粘塑性構成式を提案した。また、平均骨格応力に関する非線形移動硬化を取り入れて拡張した (Shahbodagh Khan (2011))⁴⁾ ものを用いる。

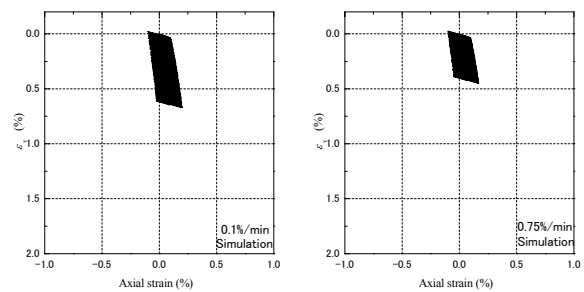


(a) ひずみ速度 0.1%/min (b) ひずみ速度 0.75%/min
図 3-8 応力-ひずみ関係
(排気-排水条件, シミュレーション)

3.6 排気-排水試験のシミュレーション

本節では、弾粘塑性構成式を用いて排気-排水三軸試験のシミュレーションを行った結果を示す。解析に用いたパラメータを表 3-3 に示す。これらのパラメータは三軸試験結果およびカーブアジャスティングによって決定できる。ここで、 m' 、 C_{01} 、 C_{02} は粘塑性パラメータ、 σ'_{maf} 、 β は内部構造変化を表すパラメータ、 S_f 、 s_d はサクシオンが圧密降伏応力および塑性剛性に与える影響を表すパラメータ、 B_0^* 、 B_1^* 、 B_2^* 、 C_f 、 A_2^* は移動硬化に関するパラメータ、 α はせん断ひずみ-せん断弾性剛性関係に関するパラメータである。

図 3-8 に応力-ひずみ関係、図 3-9 に軸ひずみ-体積ひずみ関係をそれぞれ示す。図 3-2 及び図 3-3 で示した繰返し载荷時の挙動を再現している。



(a) ひずみ速度 0.1%/min (b) ひずみ速度 0.75%/min
図 3-9 軸ひずみ-体積ひずみ関係
(排気-排水条件, シミュレーション)

表 3-3 解析に用いた材料パラメータ

Strain rate (%/min)	0.1, 0.75
Suction, S (kPa)	50
Initial mean skeleton stress (kPa)	125
Compression index, λ	0.0608
Swelling index, K	0.004
Initial void ratio, e_0	0.65
Initial elastic shear modulus, G_0 (kPa)	20000
Initial yield stress, σ'_{mbi} (kPa)	150
Stress ratio at critical state, M_m^*	1.18
Viscoplastic parameter, m'	70
Viscoplastic parameter, C_{01} (1/s)	5.0×10^{-9}
Viscoplastic parameter, C_{02} (1/s)	5.0×10^{-9}
Structural parameter, σ'_{maf} (kPa)	80
Structural parameter, β	5
Suction parameter, S_f	0.2
Suction parameter, s_d	0.6
Hardening parameter B_0^*	1400
Hardening parameter B_1^*	15
Hardening parameter C_f	2
Hardening parameter A_2^*	5.9
Hardening parameter B_2^*	1.8
Strain-dependent modulus parameter α	1

3.7 非排気-非排水試験のシミュレーション

(1) 有限要素法定式化

不飽和土は空気、水、土の三相混合体であり、不飽和地盤の挙動を考える際には間隙水圧だけではなく、間隙空気圧も考慮する必要がある。さらに、排気-排水試験ではせん断中のサクシオン-飽和度関係が一意的に決まると仮定することにより、弾粘塑性構成式を解くことによって再現することができるが、本研究では非排気-非排水試験のシミュレーションを行うため、土骨格の構成則のみでは再現することができない。そのため、混合体理論に基づき、多相系からなる不飽和地盤モデルの支配方程式の定式化と有限要素離散化によって、不飽和土の多相連成解析を行う。なお、土骨格および間隙水については非圧縮性、間隙空気については圧縮性があるものとして定式化する。有限変形解析のためのひずみ速度テンソルは、ストレッチングテンソル D_{ij} とする。

有限変形理論に基づいて問題を解く際、変形が強い非線形を示し、構成式が増分形で表されるような場合には、増分型境界値問題として定式化する必要

がある。そのため本研究では、つり合い式を増分型境界値問題とした。

そして、その増分型境界値問題を updated Lagrangian 法を用いて初期の状態から逐次解析を行うことによって解が求まる。連続式は液相と気相の各相の運動量保存則から求められるダルシー則を用いて定式化する。液相および気相の連続式はそれぞれ次式で表される。

$$\text{water phase: } sD_{ii} + \dot{s}n = -V_{i,j}^W \quad (2-20)$$

$$\text{gas phase: } (1-s)D_{ii} - \dot{s}n + (1-s)n \frac{\dot{\rho}^G}{\rho^G} = -V_{i,j}^G \quad (2-21)$$

ここで、 s は飽和度、 n は間隙比、 D_{ii} はストレッチングテンソル、 $V_{i,j}^W$ 、 $V_{i,j}^G$ は液相、気相の見掛けの速度、 ρ^G は気体の密度である。

また、サクシオンと飽和度には強い関係性があり、いくつかの関係式が考えられている。そのサクシオン-飽和度関係は、水分特性曲線を用いて表される。本研究では、水分特性曲線のモデル化に際して比較的汎用性が高いとされている次式に示す van Genuchten 式⁵⁾を用いている。

$$S_{re} = (S_{rmax} - S_{rmin}) \{1 + (\alpha P^C)^{n'}\}^{-m} + S_{rmin} \quad (2-22)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n'} \quad (2-23)$$

ここで、 α 、 n' 、 m は水分特性に関する材料パラメータ、 P^C はサクシオンを表す。 S_{re} は有効飽和度と呼ばれるもので、実際の飽和度 S_r を用いて、

$$S_{re} = \frac{S_r - S_{rmin}}{S_{rmax} - S_{rmin}} \quad (2-24)$$

と表される。式中の S_{rmin} は最小飽和度、 S_{rmax} は最大飽和度である。

そして、これらに加えて不飽和弾粘塑性構成式を用いて、不飽和土の多相連成解析を行う。有限要素離散化は Cauchy 応力の Jaumann 速度を用いた updated Lagrangian 法により行う。なお、本研究では Feng⁶⁾が用いたモデル・解析手法と同じものを用いている。

(2) シミュレーション結果

この節では空気-水-土連成有限要素法を用いて不飽和三軸圧縮試験のシミュレーションを行う。3次元有限要素法による解析に用いたモデルを図 3-10 に示す。土骨格の変形に対してはガウスポイント 8 つに、20 節点のアイソパラメトリック要素を用い、間隙水圧と間隙空気圧に対してはガウスポイント 8 つに、8 節点のアイソパラメトリック要素を適用している。モデルは対称性を考慮して、円柱の 1/4

の供試体とし、上面にひずみ速度が 0.1%/min となるように強制変位を与えている。また、排気-排水条件の場合には、本研究で用いている試験機と同様の条件になるように、空気は供試体上面のみ排気境界、水は下面のみ排水境界としている。非排気-非排水条件の場合には、全ての境界面を非排気-非排水境界とする。変位強化については、最下面は X、Y、Z 方向固定、最上面は X、Y 方向固定とし、Z 方向には変位を与える。表 3-4 に解析に用いたパラメータを示す。

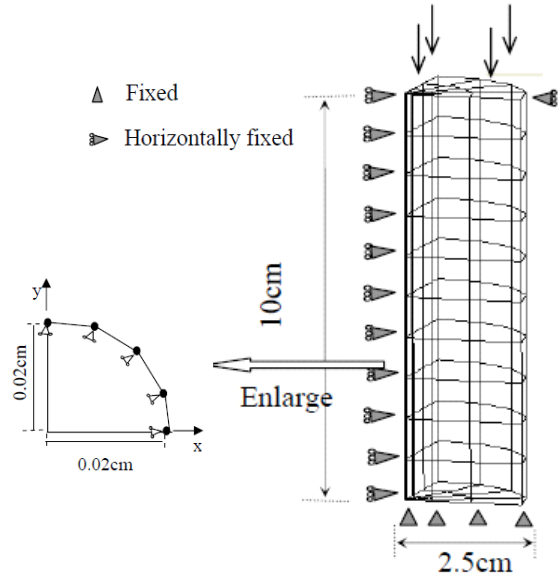


図 3-10 解析モデルと境界条件

表 3-4 解析に用いたパラメータ (非排気-非排水条件)

Degree of compaction (%)	85	
Deviator stress amplitude (kPa)	50	
Strain rate (%/min)	0.1	
Initial suction, S (kPa)	10	50
Compression index, λ	0.0804	
Swelling index, κ	0.0090	
Initial void ratio, e_0	0.655	0.65
Initial elastic shear modulus, G_0 (kPa)	8000	10000
Initial mean skeleton stress, σ'_{m0} (kPa)	106.1	122.9
Stress ratio at critical state, M_m^*	1.18	1.06
Suction parameter, S_f	0.1	
Suction parameter, S_d	0.2	
Initial yield stress, σ'_{mbi} (kPa)	127.32	147.48
Viscoplastic parameter, m'	40.0	
Viscoplastic parameter, C_{01} (1/s)	1.0×10^{-15}	
Viscoplastic parameter, C_{02} (1/s)	2.5×10^{-15}	
Structural parameter, σ'_{maf} (kPa)	84.88	98.32
Structural parameter, β	1.0	
Permeability of water, k^W (m/s)	1.0×10^{-5}	
Permeability of air, k^G (m/s)	1.0×10^{-4}	
van Genuchten Parameter, α (1/kPa)	10	
van Genuchten Parameter, n'	1.068	
Shape parameter, a	3.0	
Shape parameter, b	2.3	
Saturation (Max), s_{max}	0.75	
Saturation (Min), s_{min}	0.0	

ひずみ速度 0.1%/min の単調荷重試験結果との比較を行う。図 3-11、図 3-12 に初期サククション 10kPa のシミュレーション結果を試験結果とともに示す。

図 3-11 を見ると、(a)の応力 - ひずみ関係では初期に偏差ひずみが大きくなり、その後限界状態に至ることが再現されている。(b)の軸ひずみ - 体積ひずみ関係では試験結果では体積ひずみが発生し続けるが、シミュレーション結果では荷重途中で体積ひずみの発生が抑えられている。(c)の応力径路を見ると、試験結果と同様の結果を得られた。(d)、(e)、(f)の間

隙空気圧-軸ひずみ関係、間隙水圧-軸ひずみ関係、サククション-軸ひずみ関係より、空気圧はほぼ再現できているが、水圧は実験よりも大きく上昇している。試験結果のサククションは増加傾向にあるが、シミュレーション結果では間隙水圧の方が間隙空気圧よりも上昇しており、全てのケースでサククションは低下している。このため、体積ひずみの発生量が試験結果よりも小さくなったと考えられる。

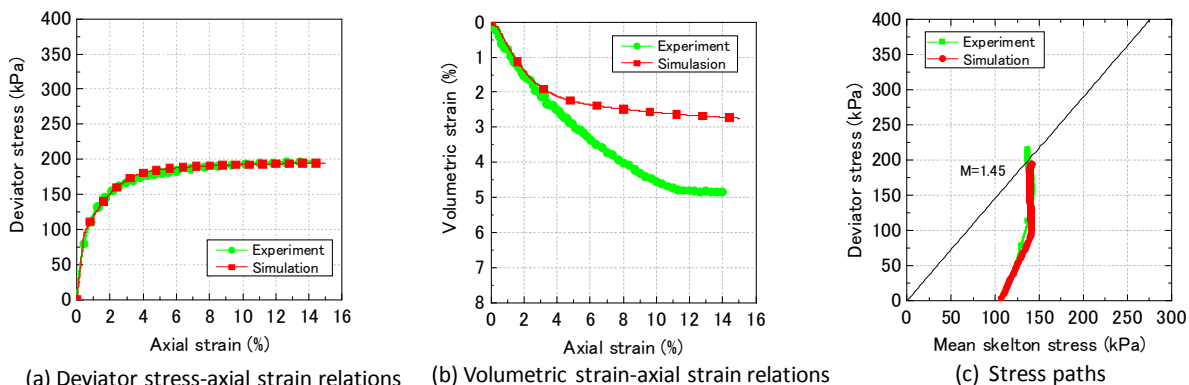


図 3-11 実験結果と解析結果の比較 (非排気-非排水条件, 初期サククション 10kPa)

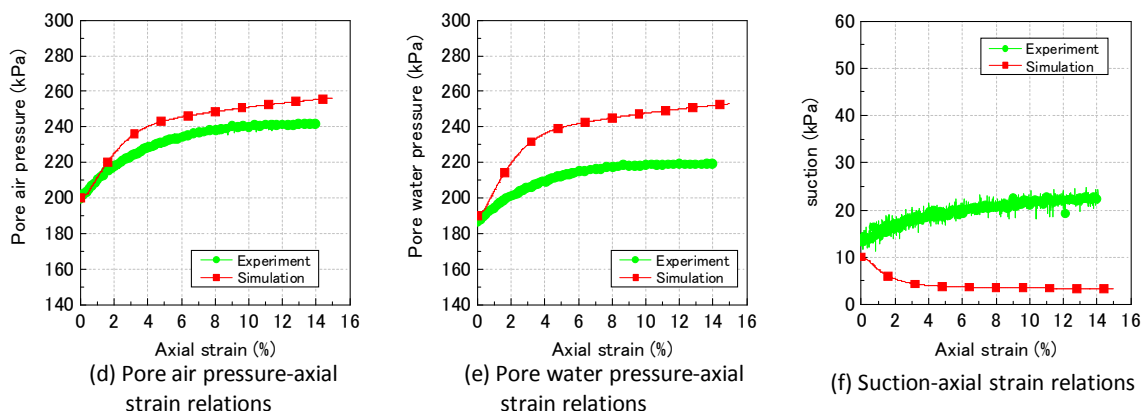


図 3-12 実験結果と解析結果の比較 (非排気-非排水条件, 初期サククション 10kPa)

3.8 自然堆積軟岩の繰返し三軸試験

盛土の基礎地盤として、風化した軟岩が堆積する場合がある。ここでは、軟岩の地震時の動的特性を明らかにしモデル化するため、軟岩の三軸試験及び繰返し三軸試験を実施した。また、せん断や水分履歴による劣化を微視的観点から研究するため、マイクロフォーカス X 線 CT を用いた内部構造の観察を行った。

(1) 実験条件

本試料は青森県 六ヶ所村 廃棄物埋設施設の建設予定地にて採取された試料である。ボーリング孔 No.は D0-30, 採取深度は約 28m-29m で、径 0.5cm から 2cm 程度の軽石を多く含む軽石凝灰岩(Tpt2)からなる。初期空隙比は 1.399, 初期含水比は 40.78%であった。

(2) 供試体作成方法

ボーリングされた長さ 1m.直径 7cm のコアを電動カッターで 15cm 程度に分割し、それを長さ 10cm, 直径 5cm の円柱供試体にトリミングした。その試料をなるべく自然状態に近い状態で湿潤させるために、温度 20 度恒温室内において、デシケーター内の下部を蒸留水で満たして飽和蒸気圧にし、密閉した内部に放置し重量が落ち着くまで放置した。

(3) 試験手順

まず、供試体内部に 0.1MPa の負圧をかけて 1 時間放置する。その後、大気圧に開放した脱気水槽と供試体下部を繋がるようにコックを開け、水頭差で供試体に脱気水を送り込む。この状態で 1 時間放置することで供試体を飽和させた。

供試体が飽和化した後、圧密過程に入る。背圧は 0.5MPa で行った。拘束圧は 0.5MPa とした。

等方圧密終了後、排水バルブを開いた状態で側圧 1MPa、間隙水圧 0.5MPa のもと、軸ひずみ速度 0.01%/min で単調載荷により軸圧縮を行い、軸ひずみが 18%に到達したところで試験を終了した。

(4) 繰返し載荷排水試験

繰返し載荷排水三軸試験の結果を応力-ひずみ関係を図 3-13、軸ひずみ-体積ひずみ関係を図 3-14 に示す。応力-ひずみ関係をみると、単調載荷と同様にピークまで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化している。また、応力-ひずみ関係のひずみ軟化過程において、勾配が急変しており、複数のせん断帯が進行的な発生が推察される。また軸ひずみ-体積ひずみ関係であるが、一度圧縮し、負のダイレイタンスを示した後に、膨張し正のダイレイタンスを示している。

初期載荷時のせん断弾性係数は 119.0 (MPa)、除荷後の再載荷時のせん断弾性係数は 86.6 (MPa)であった。なお、これらの係数は、応力-ひずみ関係が各載荷開始時から直線とみなせる微小なひずみ増分レベルで決定している。

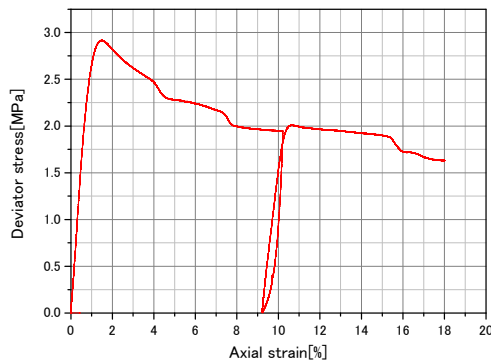


図 3-13 応力-ひずみ関係 (繰返し排水試験)

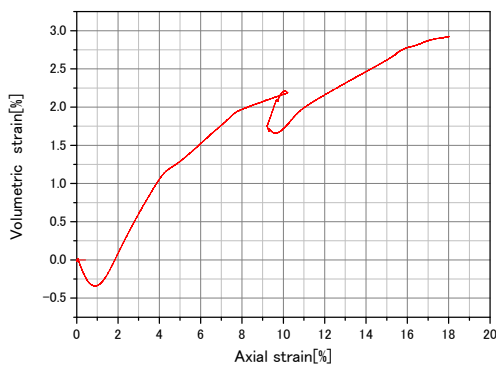


図 3-14 体積ひずみ-軸ひずみ関係 (繰返し排水試験)

(5) マイクロフォーカス X 線 CT を用いた内部微視構造の観察

本研究では μ フォーカス X 線 CT スキャナ装置 (KYOTO-GEO μ XCT (TOSCANER-32250, 東芝 IT コントロールシステム社製)) を用いた。装置使用は参考文献⁷⁾を参照されたい。微小焦点を持つフォー

カス X 線装置と X 線 I.I. (Image Intensifier) を組み合わせ、被検体を拡大撮影することにより、微小構造部の断面画像を再構成する CT 装置である。また、フォーカス X 線 CT 装置の長所として、その焦点寸法が最小 4 μ m と非常に小さいため幾何学的不鮮鋭が少なく、供試体を X 線焦点に接近させることによって数百~数千倍の幾何学的 X 線像拡大率を得ることができる点挙げられる。

実験試料としては、軽石混じり凝灰岩を用いた。サンプリングした試料 ($\phi=50$ mm) をそのままテーブルに設置して、コーンビーム撮影法により三次元 CT 撮影を実施した。

X 線 CT 法による観察を行った画像で、せん断前の画像を図 3-15、せん断後の画像を図 3-16 に示す。ひずみが出た後も同じせん断面を見て考察できるように、上面からと下面から 2cm の部分と中央の部分の画像を取り上げて観察、比較を行った。せん断前の CT 画像のうち、明るい灰色で示されている部分が凝灰岩部分で、暗い灰色または黒で示されているのが軽石 (パミス) である。せん断後の CT 画像を見ると、せん断体部は正のダイレイタンスと応力解放の影響もあり密度が下がって周囲よりも暗い色となっている。せん断帯がパミス部を含んでいる箇所も見られ、パミスが低密度であるため変形の局所化のトリガーになったと考えられる。

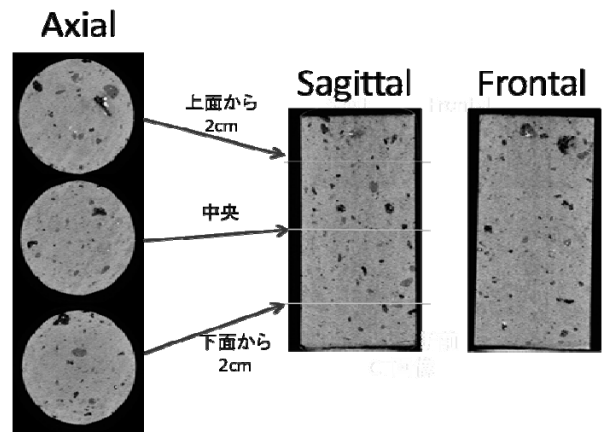


図 3-15 X 線 CT 画像 (単調載荷排水試験, せん断前)

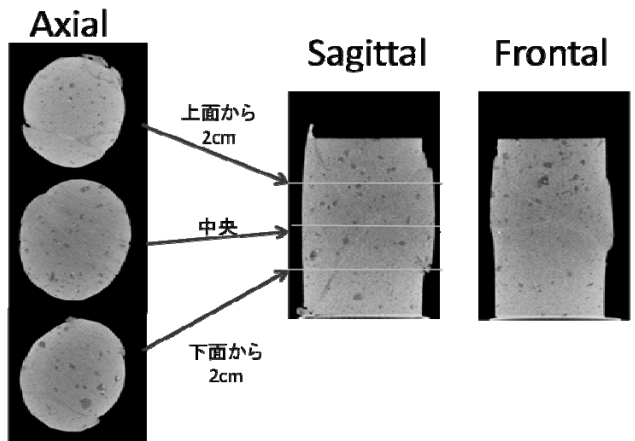


図 3-16 X 線 CT 画像 (単調載荷排水試験, せん断後)

3.9 弾粘塑性構成式による三軸試験のシミュレーション

ここでは、3.5節で導いた弾粘塑性構成式を用いて、軟岩の単調載荷三軸試験のシミュレーションを行った。今回用いたパラメータを表3-5に示す。圧縮指数 λ は、圧密試験によって得られるが、圧密降伏応力が、5.4MPaであるのに対して、有効拘束圧は0.5MPaであり、そのまま適用するのは注意が必要である。特に、今回使用した青森軽石凝灰岩は構造的に卓越している可能性がある。また、実験データが十分ではないことから λ はパラメトリックスタディによって決定した。また、 M_m^* については、クラックやパミスの影響が大きいと考えられ、実験データが十分ではないことを考慮してパラメトリックスタディにより決定した。軟岩のシミュレーションには移動硬化則を考慮していない。

シミュレーション結果を図3-17、図3-18に示す。応力-ひずみ関係で実験結果のひずみ軟化がうまく表現できている。また、体積ひずみ-軸ひずみ関係では、一度負のダイレイタンス挙動により圧縮し、そののち正のダイレイタンス挙動により膨張する傾向をうまく表現できている。

表 3-5 材料パラメータ (軟岩)

Strain rate (%/min)		0.01
Initial elastic shear modulus (kPa)	G_0	135840
Compression index	λ	0.165
Swelling index	κ	0.025
Initial void ratio	e_0	1.399
Initial effective stress (kPa)	σ'_{m0}	500
Consolidation yield stress (kPa)	σ'_{mbi}	5400
Stress ratio at phase transformation	M_m^*	1.25
Viscoplastic parameter	m'	29
Viscoplastic parameter (1/s)	C_{01}	1.0×10^{-6}
Viscoplastic parameter (1/s)	C_{02}	1.3×10^{-6}
Structural parameter (kPa)	σ'_{maf}	100
Structural parameter	β	1.5

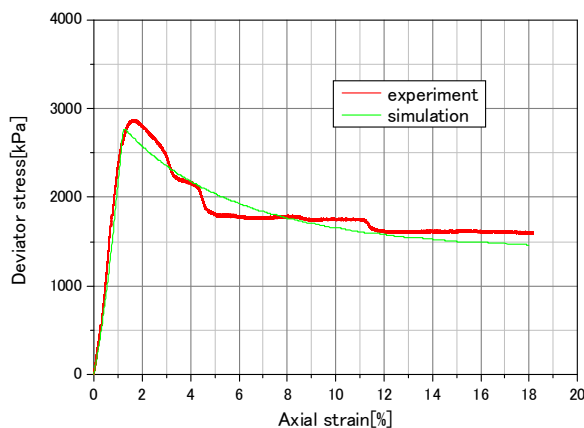


図 3-17 三軸シミュレーション結果 (応力-ひずみ関係)

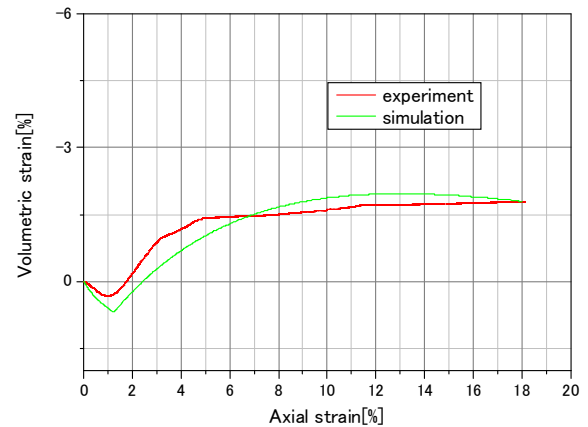


図 3-18 三軸シミュレーション結果 (体積ひずみ-軸ひずみ関係)

3.10 まとめ

- ◆ 地震外力を受ける土構造物の締固め土を念頭に、不飽和砂質土の排水-排気、非排気-非排水条件での繰返し試験および単調載荷圧縮試験を実施し、不飽和土の動的および静的力学挙動を明らかにした。
- ◆ 不飽和土の弾粘塑性構成式による、排気-排水繰返し三軸試験のシミュレーションを実施した。シミュレーション結果は、繰返し載荷による軸ひずみおよび体積ひずみの発生、及びひずみ速度による挙動の違いを概ね再現する事ができた。
- ◆ 弾粘塑性構成式および空気-水-土連成有限要素法による排気-排水、非排気-非排水三軸試験のシミュレーション結果は、概ね実験結果と一致しており、弾粘塑性構成式の有効性を確認した。
- ◆ 盛土の基礎地盤と考えられる、軟岩材料の三軸試験を実施し、繰返し特性を含む力学特性を明らかにした。また、せん断変形に伴う内部構造変化を μ フォーカスX線CTによって明らかにした。
- ◆ 軟岩の三軸試験結果のシミュレーションを通して、時間依存性、ダイレイタンス、内部構造変化を考慮した弾粘塑性構成式を確立した。

参考文献

- 1) Wulfsohn, D., Adams, B. A. and Fredlund, D. G.: Triaxial Testing of Unsaturated Agricultural Soils, Journal of Agricultural Engineering Research, pp.317-330, 1998.
- 2) Oka, F., Feng, H. and Kimoto, S.: A numerical simulation of triaxial tests of unsaturated soil at constant water and constant air content by using an elasto-viscoplastic model, Proc. 1st European Conf. on Unsaturated Soils, D. Toll and Wheeler, S.J. eds., Taylor & Francis Group, CRC press, pp.735-741, 2008.
- 3) Oka, F., Kimoto, S., Takada, N., Gotoh, H. and Higo, Y.,

A seepage-deformation coupled analysis of an unsaturated river embankment using a multiphase elasto-viscoplastic theory, *Soils and Foundations*, IS-KYOTO Special Issue, Vol.50, No.4, pp.483-494, 2010.

- 4) Shahbodagh Khan, B.: Large Deformation Dynamic Analysis Method for Partially Saturated Elasto-Viscoplastic Soils, Ph.D. thesis, Kyoto University, 2011.
- 5) Van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, pp.892-898, 1980.
- 6) Feng, H.: Multiphase Deformation Analysis of Elasto-viscoplastic Unsaturated Soil and Modeling of Bentonite, Doctoral Thesis, Graduate School of Engineering, Kyoto University, 2007.
- 7) Higo, Y., Oka, F., Kimoto, S., Sanagawa, T. and Matsushima, Y. (2011), Study of strain localization and microstructural changes in partially saturated sand during triaxial tests using microfocus X-ray CT, *Soils & Foundations*, 51(1), pp.95-111.

第4章 盛土地盤の遠心載荷装置による振動実験

4.1 概説

本研究では、遠心載荷装置による振動実験で水分履歴を受けた道路盛土の地震時安定性を評価する事を目的としている。まず、基礎的な実験として、含水比の異なる不飽和盛土の地震時安定性について遠心模型実験により検証した。次に、降雨などによって地下水面が上昇した場合を想定し、盛土への浸透を行った不飽和盛土の地震時安定性について遠心模型実験により検証した。また、降雨後数日経った状態を再現するため、浸透後に一定時間水位低下させた不飽和盛土についても遠心模型実験を実施した。さらに、盛土の強化法としてのドレーン工法が盛土の地震時安定性に与える影響について議論した。

不飽和盛土を陽に取り扱い浸透までを考慮した遠心載荷装置による研究事例は依然として事例数は少なく^{3), 4), 5)}未だ研究段階である。そこで本研究では、不飽和盛土の浸透を考慮した不飽和盛土の地震時安定性について考察した。

4.2 遠心載荷実験装置

本研究では、京都大学防災研究所の動的遠心力載荷装置を用いた。遠心力載荷装置の仕様概略を表4-1に示す。アーム回転軸から模型中心までの長さで規定される有効回転半径は 2.5 ± 0.05 mである。最大遠心加速度は静的載荷実験の場合200 g、振動実験の場合50 g、最大積載重量は200 g下で120 kgである。なお、表に示す実験容量とは最大遠心加速度と最大積載重量をかけあわせたもので、遠心載荷装置の性能を示す指標の一つである。

振動負荷は油圧式アクチュエータにより行う。加振方向は回転接線方向である。駆動油タンクやアキュムレータタンク、油圧ポンプなどの制御系機器は、デスクトップパソコンを除いて全て遠心アーム上に搭載されている。振動台の制御操作はアーム上に設置された制御用ノートパソコンに、観測室内の制御用デスクトップパソコンから無線

LAN を介してリモート接続し、専用のソフト(マルイ製)を用いる。振動制御は入力信号により油圧サーボバルブをコントロールし、アキュムレータタンクからピストンに流入する油の量を調節することにより行う。この油圧サーボ制御方式は、比較的単純な機構で大きな加振力と変位を発生できることや、加振周波数を制御しやすいといった利点がある。ただし、本実験に用いた振動負荷装置は変位制御方式のため、加速度記録として得られている想定地震波を入力する場合には、それを変位波形に変換したものを入力する必要がある。

表4-1 遠心載荷装置仕様

Effective rotation radius	2.50 (m)
Effective space for model installation	800×320×800 (mm)
Allowable weight of the model	120 (kgf)
Test capacity	24 (G・ton)
Maximum centrifugal acceleration	200 (G)

4.3 遠心場における不飽和土の含水比分布とサクシオン

(1) 相似則

Ng 場における模型と実物の間に成り立つ主な相似則を表4-2に示す。模型地盤と実物で同一の材料を用いる場合、透水現象について模型内では時間が $1/N^2$ に短縮される。一方、振動現象については時間の縮尺が $1/N$ であり、浸透現象と振動現象との時間の縮尺が一致しない。したがって、これら二つの現象が同時に現れる液状化実験では、時間に関する相似則の整合を図る必要がある。この場合、模型地盤の飽和に水の N 倍の粘性を持つ液体を使用し、見かけの透水係数を $1/N$ にすることにより、透水現象に関する時間の縮尺が $1/N$ となり、振動現象の時間の縮尺と一致させることができる。

表 4-2 Ng 場における相似則

Properties	Scale factors (model/prototype)
Size of model	1/N
Stress/Pore water pressure	1
Displacement	1/N
Time (Seepage/Consolidation)	1/N
Time (Seismic condition)	1/N ²
Acceleration	N
Amplitude	1/N
Frequency	N

(2) メトロース水溶液がサクシオンに与える影響

一般に、N 倍の粘性を持つ流体としてメトロース水溶液が用いられる。図 4-1 に 0.2%メトロース水溶液の表面張力を示す¹⁾。SM100 のメトロース 0.2%水溶液の表面張力は約 54×10^{-3} N/m である。一方、水の表面張力は 72.75×10^{-3} N/m であるため²⁾、SM100 のメトロース 0.2%水溶液の表面張力は水の表面張力の約 74.2%となる。実験では 1~1.5%程度の濃度のメトロース水溶液を使用するため、信越化学工業社のデータとは条件が異なるが、1g 場において間隙流体としてメトロース水溶液を使用した場合の表面張力は水を使用した場合より小さい。例えば、Okamura and Tamamura (2011)³⁾は水の粘性の 50 倍のメトロース水溶液を用いた場合の 40g 場での毛管高さが水の毛管高さの 8 割程度しかない事を示している。

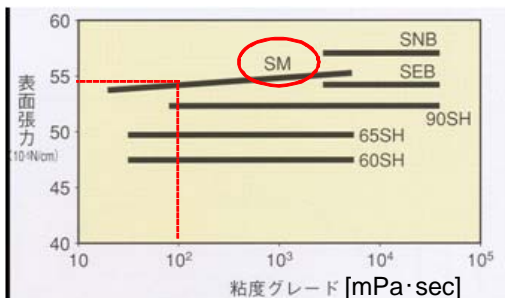


図 4-1 0.2%メトロース水溶液の表面張力¹⁾

(3) 遠心加速度が含水比分布に与える影響

Esposito(2000)⁴⁾は、1g 場、20g 場、30g 場で地下水面より上のいくつかの地点で含水比を計測する実験を実施した。その結果、高さごとの含水比の分布は一樣となる傾向を示した。間隙比が変化しなければ含水比と飽和度は比例するので、これらの実験において飽和度に関する相似率も 1 となる傾向があるといえる。すなわち、50g 場での含水比分布および飽和度分布は 1g 場とほぼ同様である。

(4) 遠心加速度がサクシオンに与える影響

Rezzoug ら⁵⁾は Congleton, Fontainebleau という二種類の砂に対して、それぞれ 1g から 40g の範囲で毛管高さを計測した。ただし、間隙流体として水を使用した。その結果、プロトタイプスケールでの毛管高さは、遠心加速度 N によらずほぼ一定であることを示した。ただし、それ以上の遠心加速度については

式(3-7)とのずれが大きくなる傾向があるとの報告もあり (たとえば、Köning ら(1998)⁶⁾)、現在も研究段階である。

理論的に考える場合は、間隙径が十分に小さくメニスカスが遠心加速度の影響をあまり受けない場合は、サクシオンが遠心加速度に影響を受けない事が議論されている (例えば、Heibroek and Rezzoug (1998)⁷⁾)。

以上から、間隙流体に水を使用すれば、浸透現象に関する相似則と動的現象に関する相似則が一致しない一方で、間隙流体にメトロース水溶液を使用することによってサクシオンが低下する事がわかった。本研究では、間隙流体に水を用いて、サクシオンの大きさを実際と近付けることとした。淀川堤防砂の飽和透水係数は、飽和透水試験の結果から 4.79×10^{-6} [m/sec]であるため、その 50 倍の透水係数は 2.40×10^{-4} [m/sec]である。2009 年の駿河湾の地震で被災した道路盛土の透水係数は、中村ら(2010)⁸⁾によると、段丘礫で 3.67×10^{-4} [m/sec]、風化泥岩で 7.99×10^{-9} [m/sec]である。また、淀川堤防砂に比べて細粒分が少ない江戸崎砂の透水係数は、吉澤ら(2009)⁹⁾によると、相対密度 61% (締固め度 88.70%) で 3.9×10^{-5} [m/sec]、相対密度 80% (締固め度 93.96%) で 1.7×10^{-5} [m/sec]である。そのため、浸透流体に水を使用した実験では、一般的な盛土材料に比べて透水係数の大きい盛土材料を再現していることになる。

4.4 実験試料

使用した砂は淀川堤防砂 (粒径 2mm 以下) で、3章で用いた試料と同じ試料である (図 3-1)。淀川堤防砂の締固め曲線、飽和度-サクシオン関係をそれぞれ図 4-2、図 4-3 に示す。

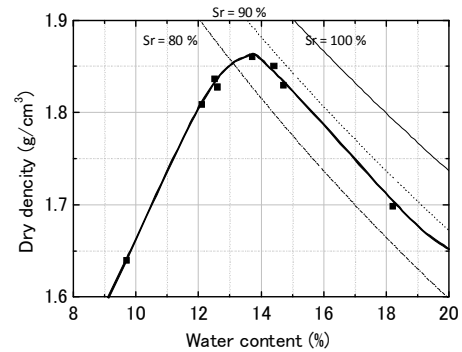


図 4-2 締固め曲線

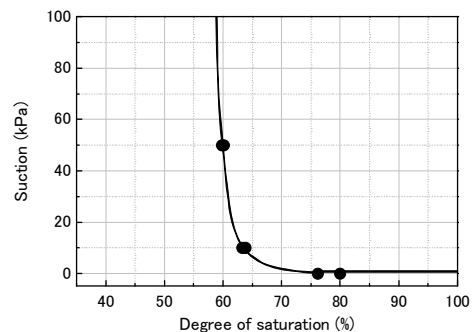


図 4-3 飽和度-サクシオン関係 (締固め度 90%、最適含水比 13.7%で締固めた後に吸排水)

4.5 模型地盤

(1) 模型地盤概要

本実験において使用した土槽は、幅45cm、奥行き15cm、高さ30cmのものである。前面にはポリカーボネイト板を設置しており、実験中に土槽の内部の様子を確認できる。

本実験では、硬質な地山に施工された片盛土およびその基礎地盤を実験モデルとした。実験模型断面図および計測器の配置図を図4-4に示す。基礎地盤の幅は22.5m、層厚は3mである。盛土部分については、天端の幅が2.5mで、盛土部分の高さは5m、法面の勾配は1:1.8勾配である。盛土の全長は7.5mである。本実験では遠心加速度を50gとして行ったため、模型地盤の各寸法はプロトタイプの1/50となる。本研究で両盛土ではなく片盛土を対象としたのは以下の理由による。

- ・ 山岳等に建設される片盛土は両盛土に比べ被害を受ける場合が多い。
- ・ 本実験モデルを、対象性を考慮した両盛土の半断面と考えることもできるが、振動台変位まで対称を仮定すると、地震動の載荷条件として適切でない。
- ・ 土槽のサイズの制約上、両盛土では再現できる基礎地盤の大きさが小さくなる。

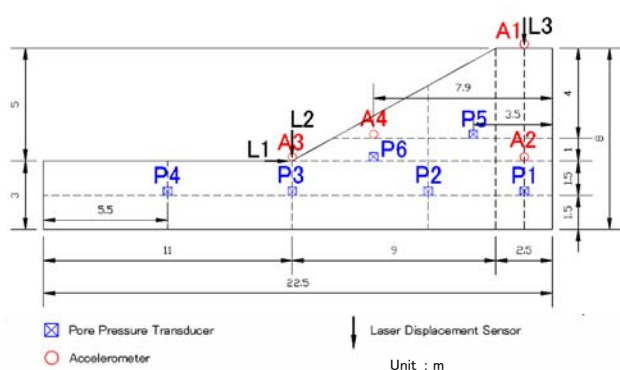


図4-4 模型断面図と計測器の配置図

(2) 模型地盤作成手順

基礎地盤の作製は、層厚3cmの層を1層、層厚1.5cmの層を2層作製することにより行った。

盛土部の作製は、層厚2cmの層を5層作製することにより行った。

4.6 入力波形

入力地震動は、振動数50Hz（プロトタイプでは1Hz）のテーパ付正弦波とした。振動載荷時間はいずれも0.6 sec（プロトタイプで30 sec）とした。また、この実験で使用した振動台は変位制御である。図4-5にコンピュータ制御上のテーパつき正弦波の波形を示す。あらかじめ設定変位と振動台で計測される入力加速度の関係

をキャリブレーションしておき、各ケースで、目標入力動レベルごとに変位を設定した。

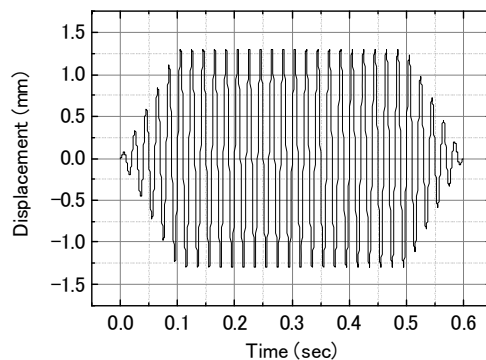


図4-5 振動台に入力した変位波形

4.7 含水比の異なる不飽和盛土の遠心模型振動台実験

(1) 実験ケース

実験は表4-3の5ケース行った。ここで、含水比は実験終了後に測定した値である。また、いずれのケースも締固め度は90%に設定した。

表4-3 実験ケース（含水比の異なる不飽和盛土）

	Water content (%)		最大加速度 (gal)	
	Before testing	After testing	Target	Input wave
Case 1-a	15.00	13.00	400	395
Case 1-b	18.00	16.67	400	378
Case 1-c	18.00	16.96	200	197
Case 1-d	18.00	17.18	Case 1-a×2	874
Case 1-e	15.00	14.18	Case 1-a×3	1268

(2) 実験結果

含水比と入力動の大きさの異なるケースを比較する。実験後の含水比の平均値は、Case 1-aは $w=13.00\%$ 、Case 1-bは $w=16.67\%$ 、Case 1-cは $w=16.96\%$ 、Case 1-dは $w=17.18\%$ 、Case 1-eは $w=14.18\%$ となった。含水比分布図を図4-6に示す。

また、この後示す変位ベクトル図、せん断ひずみ分布図、体積ひずみ分布図は盛土に設置した標点を用いたPTV (Particle Tracking Velocimetry)画像解析法によって求めたものである。

a. 変位

変位ベクトル図およびレーザー変位計の計測結果（30sec時）を図4-7に示す。ここでは、Case 1-cとCase 1-dのレーザー変位計による変位の計測が行われていないため、画像解析の結果から変形量を比較する。高含水比の不飽和盛土の場合、入力加速度が大きくなるほど変形量が大きくなり、特にCase 1-dでは盛土の大規模な破壊が生じている。低含水比の不飽和盛土の場合、Level 2の地震動を想定したCase 1-aと極端に大きな地震動を想定したCase 1-eでは、Case 1-

eの方が大きな変形が確認された。しかし、Case 1-eの変形量は高含水比で400gal程度の地震動を作用させたCase 1-bと同程度であり、3倍以上の強い入力加速度に対して、最適含水比付近で締めめられた盛土が依然として強い強度および剛性を発揮していたことがわかる。また、Case 1-eの変形量は高含水比で200gal程度の地震動を想定したCase 1-cと比較してもやや大きい程度であり、このことから、盛土内の水分量が盛土の耐震性の低下に大きく寄与していることがわかる。また、高含水比のCase 1-b、Case 1-c、Case 1-dでは、斜面に沿って変形が生じているのに対し、Case 1-eは、変形が底部でも生じている。これは、Case 1-eはサクシオンが作用していて、法面の強度が大きかった事が原因と考えられる。

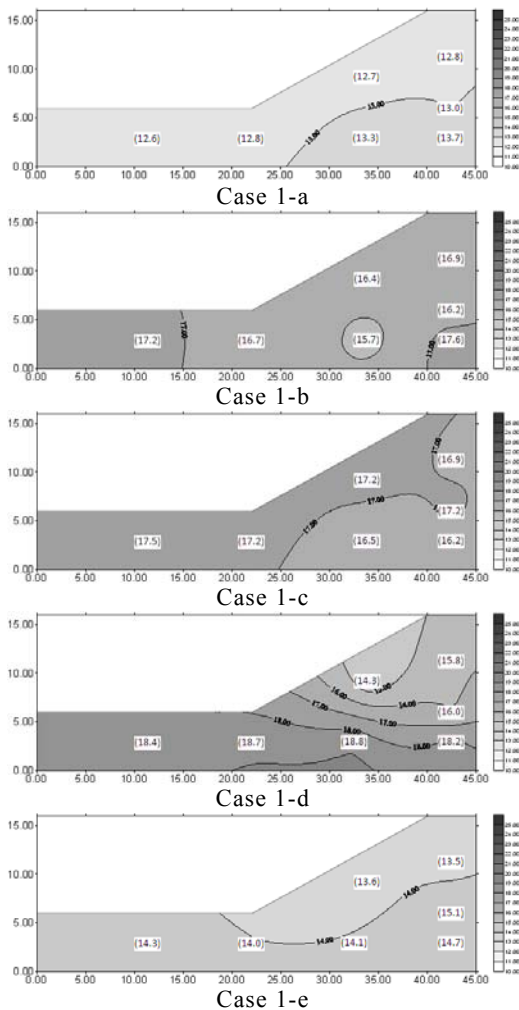


図4-6 実験後含水比分布 (単位: %)

b. 間隙水圧

含水比の低い条件の実験Case 1-aとCase 1-eの間隙水圧は、非常に小さかった。

図4-8に含水比の高い条件の実験Case 1-b, Case 1-c, Case 1-dの各計測点での過剰間隙水圧を示す。0secから30秒間、地震動を作用させている。また、グラフは計測値の隣接1000点の移動平均値

で表している。別途求めた体積ひずみ分布図より、高含水比のケースであるCase 1-c, Case 1-d, Case 1-eでは、P1 付近(天端下の基礎地盤内)で体積収縮が生じており、過剰間隙水圧の発生と対応している。また、計測地点P1に着目すると、図4-7に示す変位ベクトル図と図4-8に示す地点ごとの過剰間隙水圧より、変形が大きい順に大きな過剰間隙水圧が発生していることがわかる。また、Case 1-cでは、P3 とP4で過剰間隙水圧のピークが振動終了後になっており、変形や過剰間隙水圧の消散により、水分移動が生じた可能性がある。水分移動は、加振にともなって盛土内の水面が平らになろうとする効果と毛管力による効果に生じているものと考えられる。

c. まとめ

高含水比の場合、小さな地震動でも変形が大きく生じる事が明らかになった。また、最適含水比付近では、サクシオンが大きく作用し、大地震を作用させた場合、高含水比の不飽和盛土に比べ、変形が小さくなり、特に法面でその傾向が顕著に見られる。

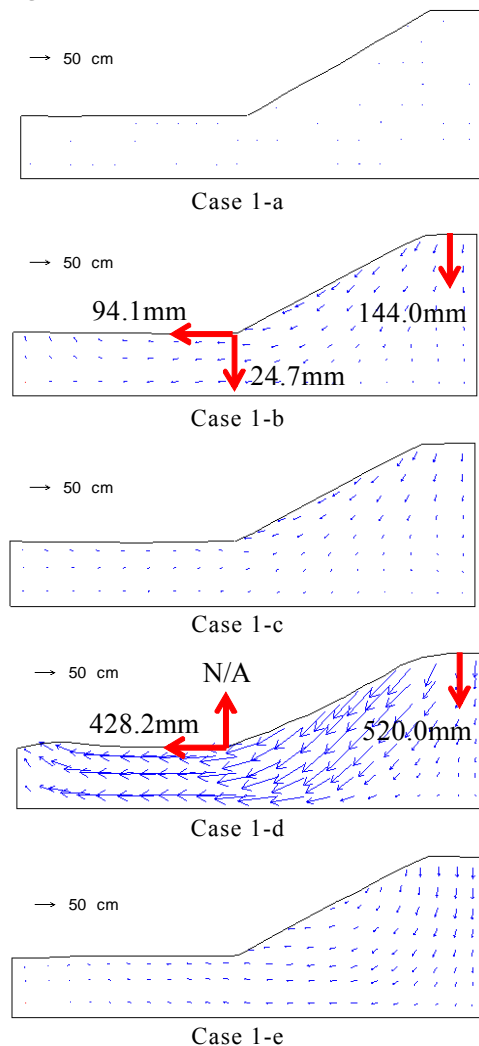


図4-7 変位ベクトル図および変位発生量の比較

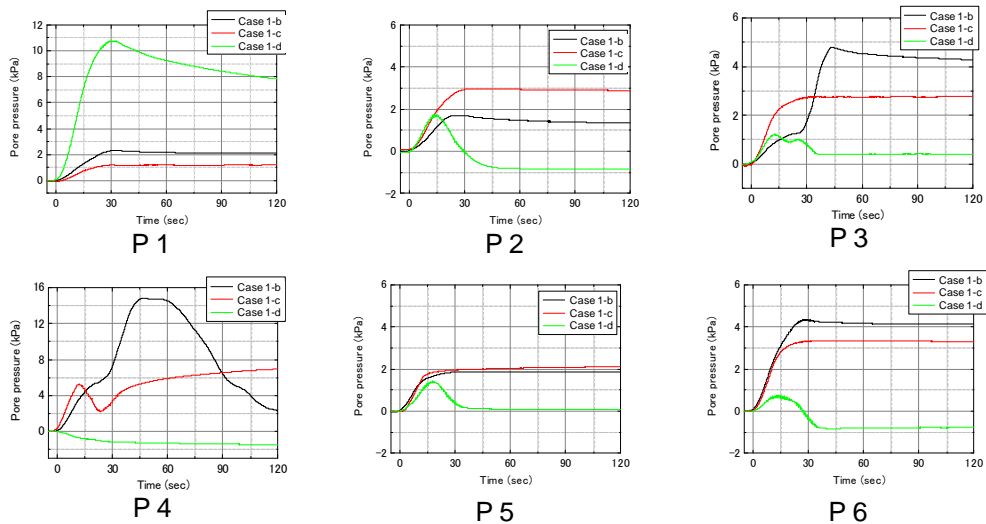


図4-8 過剰間隙水圧時刻歴

4.8 浸透を考慮した不飽和盛土の遠心模型振動台実験

本章では、模型側面から模型に浸透を加えることにより、異なる水分履歴となった道路盛土の地震時安定性について示す。

(1) 実験ケース

実験は、表4-4の4 ケースを行った。貯水タンクとは、実験開始時に貯水タンクに入れておいた水量である。

次に水位低下時間について説明する。水が循環しない条件で、模型内への浸透を続けると、貯水タンクが空になり、水位調整タンクの水位(モデル換算で13.5cm)が保てなくなる。模型内と水位調整タンクの水頭差が小さくなると、模型内への単位時間流量が減少し、模型の水位が下がる。供給スリットが一番近いP1の間隙水圧が下がり始めてから、加振までの時間を水位低下時間と記し、0 day は旧土槽では間隙水圧計が下がり始めてすぐに加振した場合、新土槽の場合、貯水タンクが空になる直前に加振した場合を表し、1 day, 3 day はP1の間隙水圧計が下がり始めてからプロトタイプに換算してそれぞれ約1日(モデル換算で約30分)、約3日(モデル換算で約90分)たった後に加振した場合を表している。振幅は入力波のプロトタイプに換算した制御上の振幅の値を表している。また、含水比はすべてのケースで模型作製時に15.00%に調整している。これは、乾燥を考慮すると、実験時に最適含水比程度($w_{opi}=13.7\%$)になると考えた為である。また、入力動は全て400gal(レベルII)を目標として与えた。

Case 2-bでは、水分浸透時および水位低下時の浸潤線を可視化し、浸透過程で生じている現象をより正確に把握するために、染色水で浸透実験を行った。染色水としては、ナカライテスク社製ウランin(フルオレセインナトリウム、

黄色202号)を質量%濃度が0.2%になるように調整した水溶液を使用した。

表4-4 実験ケース

	Input acceleration (gal)	Volume of water infiltrated (ml)	Duration of drawdown (Prototype, day)	Pore Fluid
Case 2-a	350	1351	-	Water
Case 2-b	414	1442	-	Colored Water
Case 2-c	359	1765	1	Water
Case 2-d	350	1890	3	Water

(2) 浸透方法

土槽の背面図を図4-9に示す。土槽の背面には、貯水タンク、電磁弁、水位調整タンク、排水タンクが付いている。

浸透模式図を図4-10に示す。なお、模式図の値はプロトタイプに換算した値である。土槽側面には土槽前面から見て右側にスリットが5か所(底面より1.5, 3.0, 4.25, 5.5, 6.75m)、左側にスリットが2か所(底面より1.5, 3.0m)設けられており、そのうち土槽前面から見て右側のスリットから水を浸透させることができる。あらかじめ所定の量の水を貯水タンクに入れておく。貯水タンクの水は電磁弁を通り、水位調整タンクに流れる。水位調整タンクは給水スリットとつながっており、模型内に水を浸透させることができる。水位調整タンク内の水位は、土槽に接続された制御用のスイッチボックスにより三段階に調整することができる(上位:6.75m, 中位:5.5m, 下位:4.25m)。今回の実験ではすべて、水位調整タンクの水は6.75mに設定した。水位調整タンクは電極棒を装備しており、タンクの水位によって電磁弁を開閉する。上流側のスリットは、底面から1.5m, 3m, 4.25mの3か所を使用

した。模型内を流れた水は模型左側にある高さ1.5, 3.0mに設置された2つの排水スリットから、排水タンクに流れる。土槽には貯水タンクと排水タンクに水位計が設置されており、その値をモニタリングしながら実験を行うことができる。

また、浸透実験では、模型と壁面の間は模型内に比べて透水係数が大きいと考えられる。そこで、土槽底面に層さ2 mmのゲルシート(TANAC社製)を敷いた。また、底面及び側面の隅にパテ(セメダイン社製)を接着し、底面及び側面にシリコングリース(TORAY社製)を塗布し、止水を行った。また、供給スリット及び排水スリットの目詰まりを防ぐためにスリット部分に不織布(森下株式会社製)を設置した。

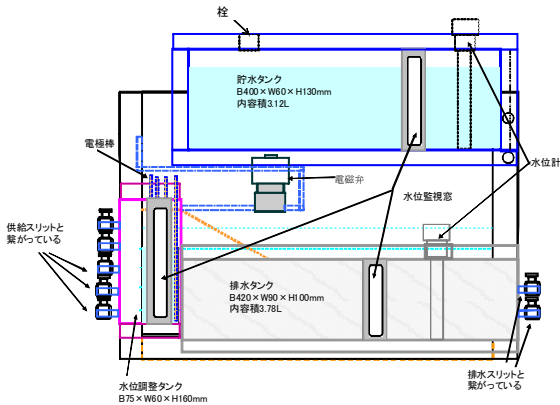


図4-9 土槽背面図

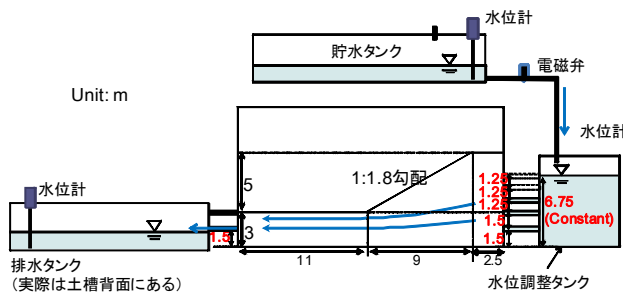


図4-10 浸透機構の模式図

(3) 水分の浸透および水位低下の影響

ここでは、Case 1-f, Case 2-a, Case 2-b, Case 2-c, Case 2-dを比較する。Case 1-fは前節で述べた低含水比の浸透を考慮しない不飽和道路盛土を想定したケースであり、Case 2-aおよびCase 2-bは水分の浸透後の地震動を想定している。Case 2-bはCase 2-aの同条件の再現実験である。Case 2-c, Case 2-dは水分の浸透後それぞれ1日, 3日の水位低下後の地震動を想定している。

a. 浸透過程

浸透過程の間隙水圧時刻歴を図4-11および図4-12に示す。なお、浸透過程の時間軸は遠心力上昇過程で遠心加速度が変化しているため、モデル換算で表している。

図4-12より、Case 2-c, Case 2-dでは上流側からの水の供給がなくなるにより、基礎地盤内の間隙水圧の値が低下している。基礎地盤

内に設置された4つの間隙水圧計の値より静水圧分布を仮定して推定される最大水位及び加振時の水位を図4-13に示す。Case 2-aとCase 2-cの間に約60 cm, Case 2-cとCase 2-dの間に約30 cmの水位差が生じており、上流側からの水の供給の停止によって間隙水圧が低下し、それに伴って水位が低下したといえる。

基礎地盤内にある間隙水圧計の計測結果から推察される最大水位は、盛土内にあるサクション計 S1より下にあり、静水圧と仮定するならばS1では、間隙水圧は発生しないはずである。しかし、Case 2-aでは最大で32 kPa, Case 2-dでは最大で23 kPaの間隙水圧が計測された。Case 2-bにおいても、同様の傾向がみられる。さらに、Case 2-bにおける基礎地盤内の間隙水圧計から推定される水面と同時刻の供試体の写真を重ね合わせた図を図4-14に示す。図4-14より、推定水面と染色水による浸潤線が一致していないことが確認できる。これらの結果から、浸透が不飽和浸透状態になっていると考えられる。

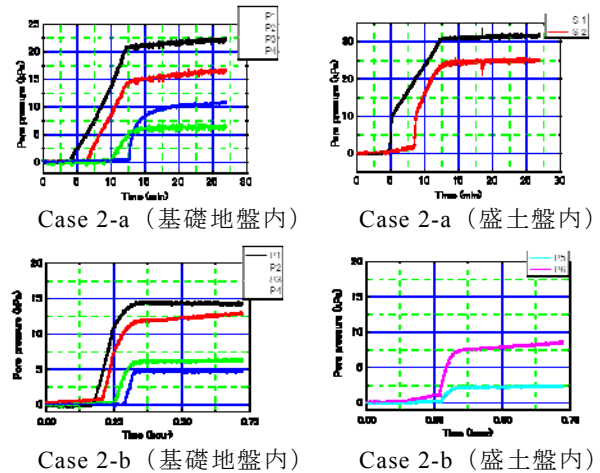


図4-11 浸透過程の間隙水圧時刻歴の比較(Case 2-a, Case 2-b)

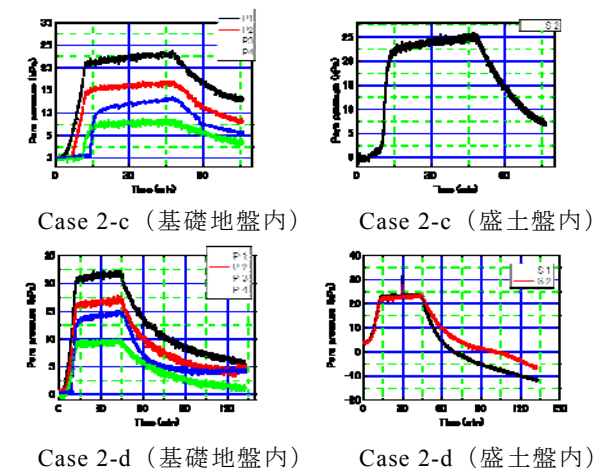
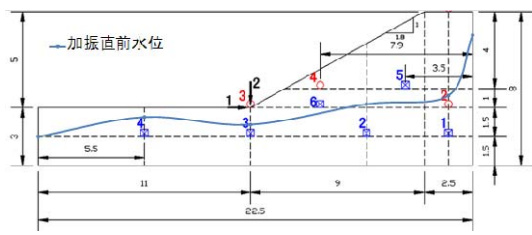
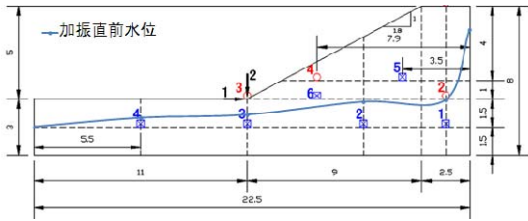


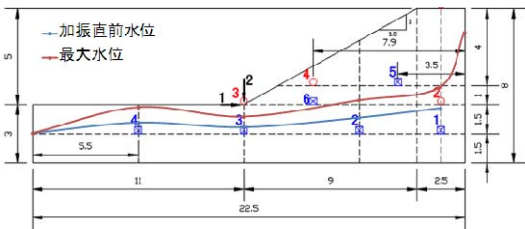
図4-12 浸透過程の間隙水圧時刻歴の比較(Case 2-c, Case 2-d)



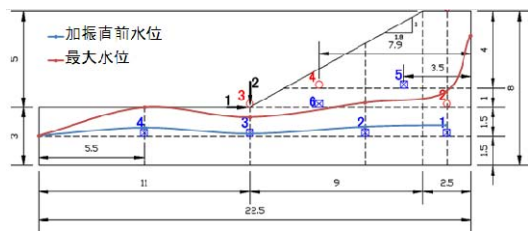
Case 2-a



Case 2-b



Case 2-c



Case 2-d

図4-13 間隙水圧計測結果から推定した加振直前の水面形の比較

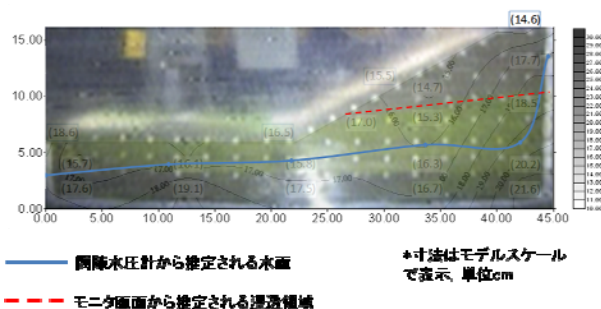


図4-14 Case 2-bの最大水位時のモニタ画面, 推定水面および実験終了後の含水比計測結果の重ね合わせ

b. 動的载荷による変位

図 4-15 にレーザ変位計による変形量と変形ベクトル図を示す。

Case 1-f と Case 2-a, Case 2-b の比較から, 水分の

浸透により変形量が大きくなるのがわかる。たとえば, Case 1-1 でのレーザ変位計の計測結果による天端の沈下量は21.19mmであったのに対し, Case 2-a では380mm, Case 2-b では278mmとなっている。これは, 水分の浸透によって飽和度が上昇した部分のサクションが弱くなり, 盛土および基礎地盤の強度および剛性が低下したことが原因であると考えられる。変形量は水分を浸透させたケースでは Case 2-a, Case 2-b, Case 2-d, Case 2-c の順に大きく, いずれのケースも天端で140mm以上の沈下が計測されていることがわかる。水位低下を行った Case 2-c や Case 2-d の変形量は水位低下を行わなかった Case 2-a や Case 2-b に比べると小さいが, 依然として大きな変位が生じている。なお, 今回の実験では, 法尻の変形量は Case 2-c の方が Case 2-d より大きかったものの, 天端の沈下量はより水位を低下させた Case 2-d が Case 2-c より, わずかにではあるが大きかった。

せん断ひずみ γ 分布図の比較を図 4-16 に示す。ただし, ここでは第3章で示したように, 偏差ひずみテンソルの第二不変量 $\sqrt{e_{xx}^2 + e_{yy}^2 + 2e_{xy}^2}$ をせん断ひずみ γ と呼ぶこととする。なお, Case 2-a, 2-b, 2-c, 2-d では天端下部から基礎地盤内にかけてせん断ひずみ γ が大きい部分が見られるが, ほぼ同じ部分で圧縮ひずみ ϵ_{yy} も卓越しており, せん断ひずみ $\gamma(=\sqrt{e_{xx}^2 + e_{yy}^2 + 2e_{xy}^2})$ の値がこの影響を受けていることに注意が必要である。水分の浸透を行わなかった Case 1-f ではせん断ひずみ γ の発生は小さかった。水分の浸透を行ったケースでは, Case 2-a や Case 2-b では法尻部にせん断ひずみ γ が大きく発生したのに対し, 水位低下を行った Case 2-c や Case 2-d では Case 2-a や Case 2-b ほどはせん断ひずみ γ が発生しなかった。これは, 水位の低下により法尻付近の水分量が少なくなり, 法尻部の変形が抑制されたことが原因であると考えられる。

体積ひずみ分布図の比較を図 4-17 に示す。いずれのケースでも法尻部で膨張している箇所が見られ, せん断に伴う正のダイレイタンスが発生していると考えられる。特に, 水位低下を行わなかったケースの方が法尻部で大きな膨張がみられた。一方基礎地盤部では圧縮の傾向が見られる。

c. 間隙水圧

図4-18に基礎地盤内の間隙水圧時刻歴の比較を示す。水分の浸透を行わなかった Case 1-f では過剰間隙水圧の発生は小さかった。一方, 水分の浸透を行った Case 2-a, Case 2-b では, 最大で10から15kPaの過剰間隙水圧が発生している。水位低下を行った Case 2-c や Case 2-d の加振直前の間隙水圧は, Case 2-a や Case 2-b よりも小さかったが, 最も上流側に近い計測地点1に着目すると, いずれのケースでも同程度の間隙水圧の上昇が見られた。基礎地盤内の体積ひずみは,

表層付近を除いておおむね圧縮の傾向があり，基礎地盤内の間隙水圧の上昇に対応している．したがって，基礎地盤部の体積圧縮に伴って基礎地盤内の間隙水圧が上昇し，骨格応力が減少することで変形量が増大したと考えられる．

d. まとめ

最適含水比付近で締固め，水分の浸透を行った盛土の変形量は，最適含水比より低い含水比で締固め，水分の浸透を行わない盛土よりも大きいという結果を得た．これは，水分の浸透によって飽和度が上昇した部分のサクシオンが弱くなり，盛土および基礎地盤の強度および剛性が低下したことが原因であると考えられる．水位上昇後に水位を低下させた場合，水位上昇時よりも変形が小さくなる結果を得たが，本ケー

スのように基礎地盤に浸透水が残っている場合，水位上昇後3日経っていても依然として大きな変形が生じる事がわかった．実験終了後の含水比分布，盛土内のせん断ひずみ分布の結果，さらに応答加速度の結果から，水位低下を行ったケースでは盛土内や基礎地盤表層部の水分量が低下する傾向があるといえる．したがって，盛土の強度は水位低下を行ったケースの方が行わなかったケースに比べて高いと考えられる．一方，水位低下を行ったケースでも天端下では過剰間隙水圧がCase 2-aやCase 2-bと同レベル発生しており，依然として基礎地盤内の強度が低いことがわかった．このことによって，水位低下を行った場合でもなお，盛土の変形量が大きくなると考えられる．

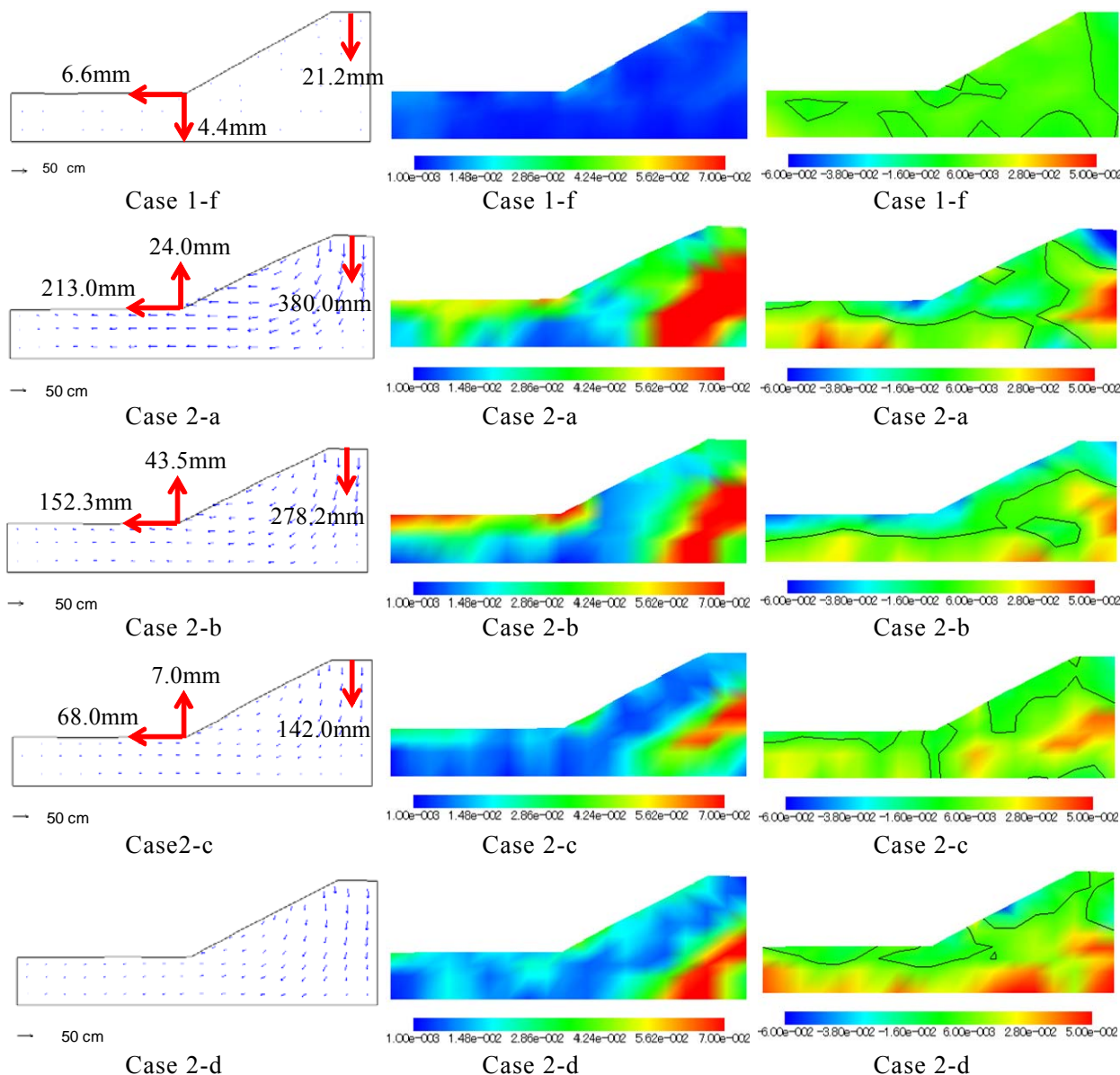


図4-15 変形量 (変形ベクトル図)

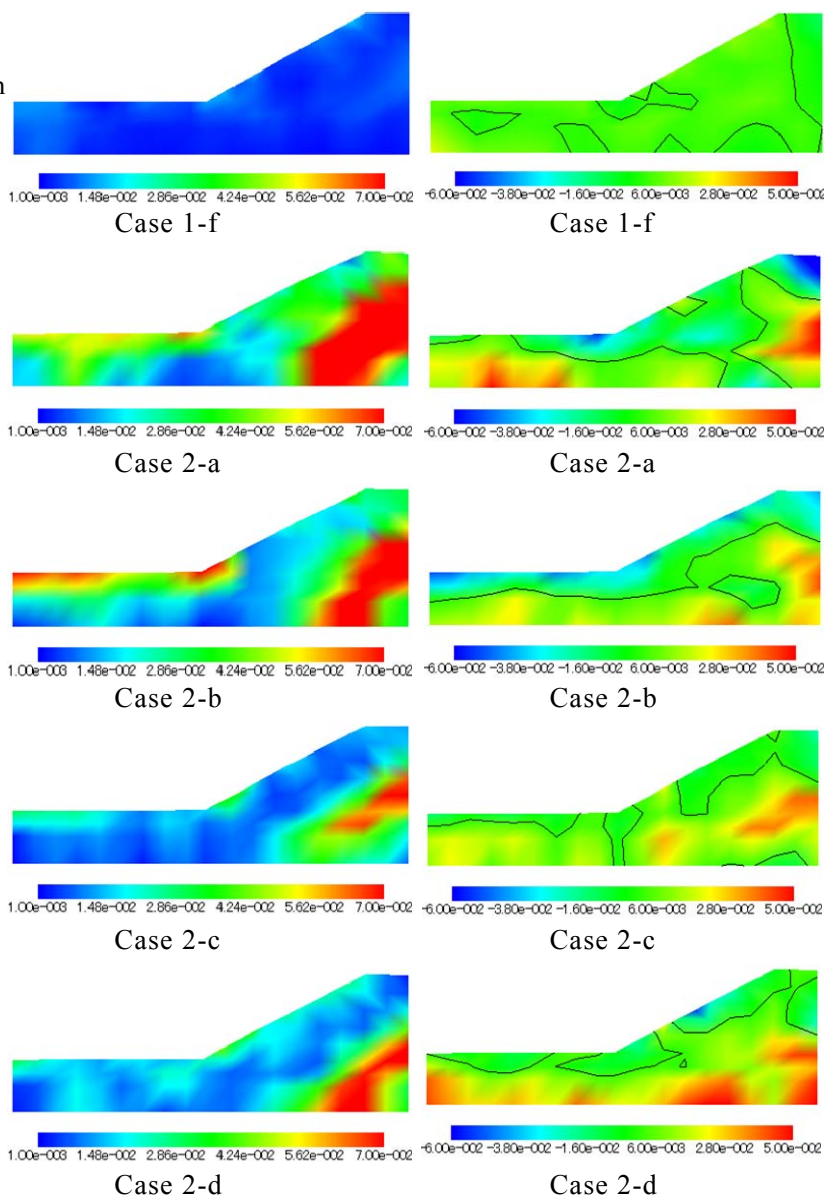


図4-16 せん断ひずみ γ 分布図

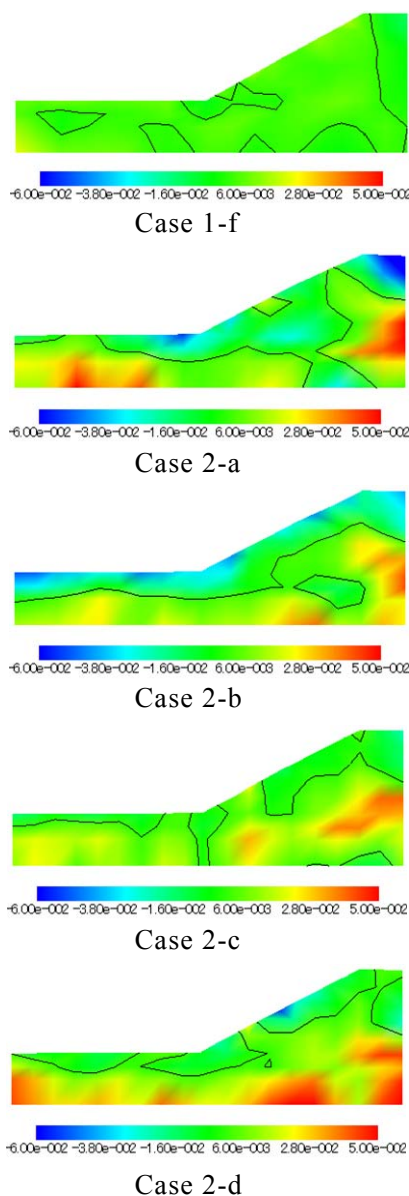


図4-17 体積ひずみ ϵ_v 分布図 (圧縮を正と定義)

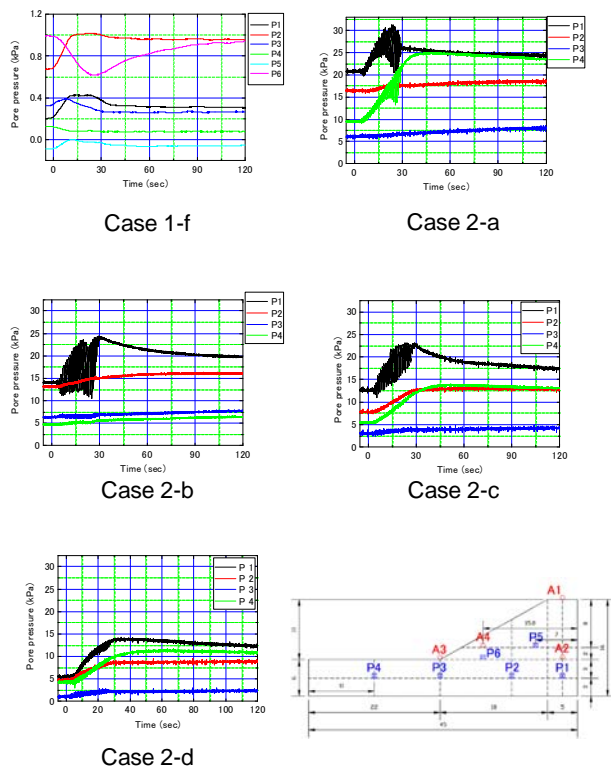


図4-18 基礎地盤内間隙水圧時刻歴の比較

4.9 ドレイン工法によって強化した盛土の実験

地山からの湧水などによる盛土内への水の浸透が施工時点で懸念される場合、排水工（ドレイン工法）が用いられる。ここでは、前節と同じ条件で盛土内への浸透が有る場合にドレインを設置し、ドレイン工法の効果を研究した。

図4-19にドレイン工を施したケースの模型断面と計測器配置図を示す。本ケースでは、基盤排水層を模擬した。基盤排水層の場合、一般に、ドレインの長さは法尻から法肩までの水平距離の1/2以上、厚さは50cmが標準となっている¹⁶⁾。実験では、厚さ50cm、長さは法尻から法肩方向へ4.5m、また集水溝として逆方向へ0.5m、合わせて5.0mの排水工を施した。また、法尻より左側の基礎地盤部には薄いビニールシートをかぶせ、ドレインからの排水が基礎地盤内に浸透しないようにした。ドレイン材には、淀川堤防砂よりも十分に排水性の良い砂として、珪砂3号を使用した。入力地震動は、前節までと同様のテーパーつきサイン波で本ケースの最大加速度は379.1 (gal)であった。

浸透時の間隙水圧時刻歴を図4-20に示す。ドレインの効果でドレイン直上のP6で間隙水圧がほとんど発生しておらず、法尻よりも下流側のP3, P4の間隙水圧も低かった。実験中のビデオモニタにおいても、法尻部には染色水が流入して

いないと共に、下流側の基礎地盤部も下流側スリット位置(3m)よりも上部には染色水が見られなかった。このことから、浸透水がドレインに流れ込む事で、法尻部と下流側基礎地盤への浸透が抑えられている事がわかる。

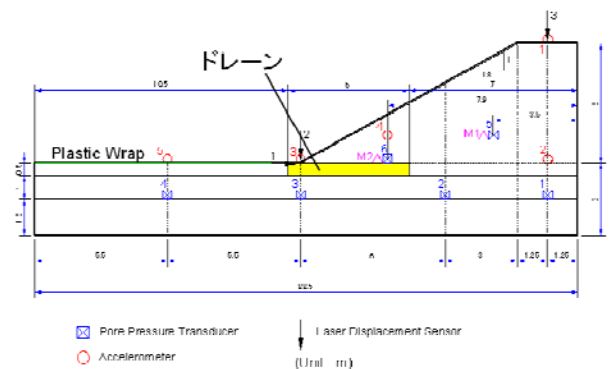
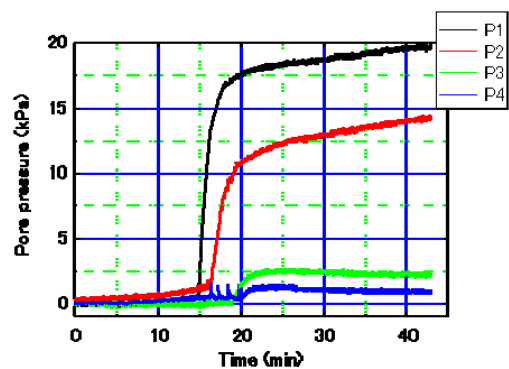
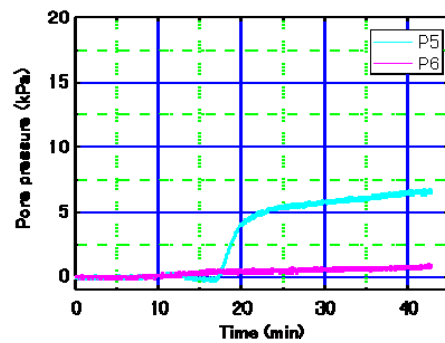


図4-19 ドレイン工を施したケースの模型断面と計測器配置図



(a) 盛土内



(a) 基礎地盤内

図4-20 浸透時の間隙水圧時刻歴

(1) 変位

変位ベクトル図およびひずみ分布図を図4-21に示す。本ケースの方が、前節の浸透を考慮したCase 2-a, Case 2-bと比べて変位量が小さい事が分かる。また、変形モードは浸透を考慮したCase 2-a, Case 2-bと類似している。

(2) 間隙水圧

図4-22に間隙水圧の時刻歴を示す。図を見ると全ての計測点において間隙水圧の発生量は限

定的であることがわかる。最も実験後含水比が高く浸透が進んでいると考えられるP1においても加振による間隙水圧の増分は1 kPa程度であり、浸透ケースのCase 2-a, Case 2-bに比べて小さかった。

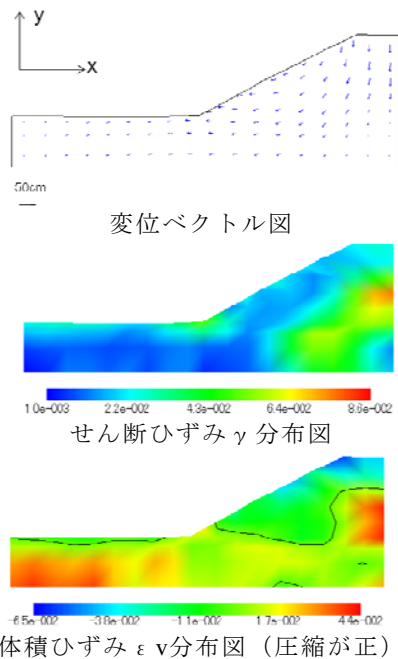


図4-21 変位ベクトル図およびひずみ分布図

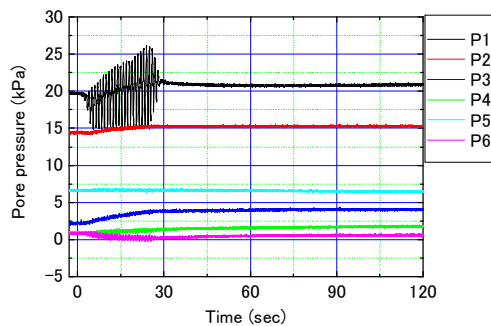


図4-22 間隙水圧時刻歴 (加振時)

4.10 まとめ

- ◆ 飽和度と含水比の異なる砂質盛土地盤の遠心載荷装置による振動実験を行い、飽和特性が盛土の変形・破壊に与える影響を検討した。含水比が高い盛土では、レベル I 程度の地震でも有意な変形が発生する一方で、最適含水比の不飽和盛土は、1200 gal を超す地震でも盛土は崩壊に至らなかった。
- ◆ 豪雨後の地震を想定して、浸透及び水位低下を考慮した砂質盛土地盤の遠心載荷装置による振動実験を実施した。不飽和盛土内への浸透は、不飽和浸透流れであることを明らかにした。浸透を考慮した場合に盛土が大きく変形する結果となり、水位低下後でもなお浸透の無い盛土に比べて大きな変形が見られた。

- ◆ 排水工によって強化した不飽和盛土の浸透を考慮した動的遠心模型実験を実施し、排水工の適応性を確認した。

参考文献

- 1) メトローズカタログ, 信越化学工業株式会社, pp.18, 2007.
- 2) 文部科学省国立天文台, 理科年表CD-ROM, 丸善, 2003.
- 3) Okamura, M. and Tamamura, S., Seismic stability of embankment on soft soil deposit, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Volume 11, Issue 2, pp.50-57, 2011.
- 4) Esposito, G., Centrifuge simulation of light hydrocarbon spill in partially saturated Dutch Dune Sand, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Volume 58, No. 2, pp.89-93, 2000.
- 5) Rezzoug, A., Köning, D., and Triantafyllidis, T., Scaling Laws for Centrifuge Modelling of Capillary Rise in Sandy Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.615-620, 2004.
- 6) Köning, D., Rezzoug, A., Heibroek, G., Craig, W. H., Davies, M. C. R., Burkhart, S., Capillary phenomena in centrifuge testing, *Proc. Int. Conf. Centrifuge 98, Spec. Lecture. Rep.*, Kimura, T., Kusakabe, O., Takemura, J. eds., Balkema, pp.963-965, 1998.
- 7) Heibroek, G. and Rezzoug, A., Theoretical and experimental approaches on capillary rise in centrifugae modeling, *Proc. Int. Conf. Centrifuge 98, Spec. Lecture. Rep.*, Kimura, T., Kusakabe, O., Takemura, J. eds., Balkema, pp.964-965, 1998.
- 8) 中村洋丈, 横田聖哉, 安田進, 駿河湾の地震における高速道路被災盛土材の強度および変形特性, 第45回地盤工学研究発表会(松山), D-06, No. 748, pp.1495-1496, 2010.
- 9) 吉澤睦博, 酒井久和, 渦岡良介, 河川堤防の耐震性評価における継続時間の長い地震動に対する有効応力解析の適用性の検討, *構造工学論文集*, Vol.55A, pp.415-420, 2009.

第5章 多相系地盤の動的・大変形解析法の確立

5.1 概説

不飽和・飽和領域を含む土構造物の降雨による影響、すなわち含水状態の違いの影響を明らかにするため、空気-水-土の多相連成解析のための支配方程式を定式化すると共に、不飽和土のサクシジョンの影響を考慮した構成則を用い、弾塑性構成式を用いた多相連成有限要素法、updated Lagrangian法に基づく有限要素法、及び多相連成Material Point Method (以下、MPM) を確立した。また、それぞれの解析法で盛土を対象とした解析を行った。

不飽和の解析には、各相の分応力から平均間隙圧を定義し、全応力から平均間隙圧を引いた骨格応力を用いる。ここでの不飽和領域の解析では、この骨格応力と構成式に含まれるパラメータのサクシジョン依存性を考慮する点の特徴である。

さらに、慣用設計法と本研究で提案した解析法の比較を行った。ここでは、実被害土構造物として、2007年能登半島地震で被害を受けた道路盛土の箇所である縦32¹⁾を解析対象断面とした動的解析結果とニューマーク法による結果を示した。

5.2 多相連成有限要素法

混合体理論に基づき^{2), 3), 4), 5), 6), 7), 8), 9)}、空気-水-土の3相で定式化を行う。この時、土骨格の変位と間隙水圧、間隙空気圧を未知数とするu-p formulationを用いる。このため力のつりあい式と連続式が連成しており、不飽和浸透問題と変形解析を同時に扱うことができる。場の方程式の定式化を以下に示す。なお、本節では応力およびひずみの符号は引張を正、間隙圧の符号は圧縮を正としている。

(1) 混合体の密度と分応力

混合体の密度を ρ 、固相の密度を $\bar{\rho}^s$ 、液相の密度を $\bar{\rho}^f$ 、気相の密度を $\bar{\rho}^a$ とすると式(4-1)が成り立つ。また、各相の密度を以下のように表現できる。

$$\rho = \bar{\rho}^s + \bar{\rho}^f + \bar{\rho}^a \quad (4-1)$$

$$\bar{\rho}^s = (1-n)\rho^s \quad (4-2)$$

$$\bar{\rho}^f = nS_r\rho^f \quad (4-3)$$

$$\bar{\rho}^a = n(1-S_r)\rho^a \quad (4-4)$$

ここで、 ρ^s は固相構成土粒子の密度、 ρ^f は間隙液体の密度、 ρ^a は間隙気体の密度、 n は間隙率、 S_r は飽和度である。

次に、各相に作用する応力テンソルについて説明する。まず全応力テンソルが各相の分応力テンソルの総和で表されると仮定すると次式が成り立つ。

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^s + \sigma_{ij}^f + \sigma_{ij}^a \quad (4-5)$$

ここで、 σ_{ij} は全応力テンソル、 σ_{ij}^s は固相の分応力テンソル、 σ_{ij}^f は液相の分応力テンソル、 σ_{ij}^a は気相の分応力テンソルである。不飽和状態での液相、気相および固相の応力テンソルは次のように仮定できる。

$$\sigma_{ij}^f = -nS_r p^f \delta_{ij} \quad (4-6)$$

$$\sigma_{ij}^a = -n(1-S_r) p^a \delta_{ij} \quad (4-7)$$

$$\sigma_{ij}^s = \sigma'_{ij} - (1-n)S_r p^f \delta_{ij} - (1-n)(1-S_r) p^a \delta_{ij} \quad (4-8)$$

平均間隙圧を以下のように P^F と定義する。次式で骨格応力テンソル σ'_{ij} を定義する。

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + P^F \delta_{ij}, \quad P^F = S_r p^f + (1-S_r) p^a \quad (4-9)$$

ここで、 δ_{ij} はKroneckerのデルタである。ここで p^f 、 p^a はそれぞれ液相、気相にはたらく圧力である。ただし、応力の符号は引張り側とする。

(4) 混合体全体の運動方程式

各相の運動量保存則の式の総和から、液相および気相の固相に対する相対加速度は固相の加速度と比較して十分小さいと仮定すると、次式が得られる。

$$\bar{\rho} \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \bar{\rho} b_i \quad (4-10)$$

(5) 液相の連続式

固相と液相の質量保存則と運動量保存則から、間隙率および飽和度の空間に対する勾配は十分小さく土粒子は非圧縮と仮定する。 K^f を液相の体積弾性係数とし、粘性抵抗を考慮しないとすると、液相の構成式は、

$$p^f = -K^f \varepsilon_{ii}^f \quad (4-11)$$

となる (ε_{ii}^f : 液相の体積ひずみ)。

相対速度の定義から、液相の連続式は次のように書ける。

$$\begin{aligned} -\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^f}{\partial x_i} - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + n \dot{S}_r \\ + n S_r \frac{\dot{p}^f}{K^f} = 0 \end{aligned} \quad (4-12)$$

(6) 気相の連続式

気体を弾性体と見なすと、気相の構成式は K^a を気体の体積弾性係数として、

$$p^a = -K^a \varepsilon_{ii}^a \quad (4-13)$$

となる。

この式から、間隙率、飽和度の空間勾配が十分小さいとして、 $\varepsilon_{ii}^a = -\dot{\rho}^a / \rho^a$ を考慮すると、

$$\begin{aligned} -\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^a}{\rho^a g} \left(\rho^a \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^a}{\partial x_i} - \rho^a b_i \right) \right] + (1 - S_r) \dot{\varepsilon}_{ii}^s - n \dot{S}_r \\ + n(1 - S_r) \frac{\dot{p}^a}{K^a} = 0 \end{aligned} \quad (4-14)$$

(7) 飽和度—圧力水等関係

Houlsby¹⁰⁾が示したように、不飽和土の解析には構成式として、飽和度-サクシオン関係が必要になる。すなわち、水分特性が必要となるが、ここでは、飽和度-圧力水頭関係 $S_r = \hat{S}_r(\psi)$ を用いる。

飽和度の時間変化について、飽和度が圧力水頭の関数であることより次式のように変形される⁶⁾。

$$n \dot{S}_r = n \frac{dS_r}{d\theta} \frac{d\theta}{d\psi} \frac{d\psi}{dp} \dot{p} = n \frac{1}{n} C \frac{1}{\gamma_w} \dot{p} = \frac{C}{\gamma_w} \dot{p} \quad (4-15)$$

$\theta = \frac{V_w}{V}$ は体積含水率、 $\psi = \frac{p}{\gamma_w}$ は圧力水頭、 $C = \frac{d\theta}{d\psi}$

は比水分容量である。式(4-53)に詳細を示すように、比水分容量とは単位水圧変化に対する体積含水率の変化率である。

(8) 簡易3相系手法

気体を弾性体と見なし圧縮性が非常に高いと仮定した場合には、初期の空気圧 $P_0^a = 0$ 、すなわち大気圧と等しいとすると常に $p^a = 0$ と仮定することができる。よって、この仮定のもとでは液相の連続式である式(4-12)を用いれば、気体の連続式を自動的に満たしているといえる。つまり、この仮定により、空気の圧縮性が高いとして空気圧は0とする3相系簡

易法を用いる。常に $p^a = 0$ と仮定した場合の液相の連続式のみを以下取り扱う。液相の連続式(4-12)に式(4-15)を用いれば、次式が得られる。

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^f}{\partial x_i} - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \left(\frac{n S_r}{K^f} + \frac{C}{\gamma_w} \right) \dot{p}^f = 0 \quad (4-16)$$

また、間隙水の見かけの体積弾性係数 \bar{K}^f を次式で定義する。

$$\frac{1}{\bar{K}^f} = \frac{S_r}{K^f} + \frac{C}{n \gamma_w} \quad (4-17)$$

以上より、連続式は以下のようになる。

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^f}{\partial x_i} - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p}^f = 0 \quad (4-18)$$

左辺第3項が静水圧を表す項である。

最終的に、場の支配方程式は以下のようになる。

つりあい式：

$$\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i = 0 \quad (4-19)$$

連続式：

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^f}{\partial x_i} - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p}^f = 0 \quad (4-20)$$

(9) 不飽和水分特性のモデル化

不飽和浸透特性は圧力水頭と体積含水率の関係(水分特性曲線)および体積含水率と比透水係数(飽和透水係数に対する不飽和透水係数の比)の関係で表される。本論文では水分特性曲線のS字型を表現でき、比較的簡便で適用性が高いとされている van Genuchten式¹¹⁾による不飽和浸透モデルを用いる。まず、圧力水頭 ψ より有効飽和度は次式で算定される。

$$S_e = (1 + (\alpha \psi)^n)^{-m} \quad (4-21)$$

ここで、 S_e は有効飽和度、 n' 、 m 、 α は形状パラメータであり、 m と n' については次の関係にある。

$$m = 1 - \frac{1}{n'} \quad (4-22)$$

また、有効飽和度は $\psi = 0$ から $\psi = \infty$ での収束飽和度までの有限な範囲を表すために用いられるもので、次のように定義される。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{n S_r - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (4-23)$$

ここで、 θ_s は飽和水分量、 θ_r は高サクシオン時において残留する水分量である。比水分容量 C および比透水係数 k_r は van Genuchten—Mualem¹²⁾モデルを用い、次のように算定する。

$$C = \alpha (n' - 1) (\theta_s - \theta_r) S_e^{1/m} (1 - S_e^{1/m})^m \quad (4-24)$$

$$k_r = S_e^{1/2} \left\{ 1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right\}^2 \quad (4-25)$$

(10) 不飽和領域の扱い方について

要素の圧力水頭は次式で算出される。

$$\psi = p_w / \gamma_w \quad (4-26)$$

水圧 p_w は簡易3相系における p^f と等しい。地下水位以浅の要素には初期飽和度を与え、van Genuchten式から逆算して初期水頭を与える。ただし、初期水面から逆三角形分布によって算定される圧力水頭のほうが大きい場合はその水頭を初期水頭として用いる (図5-1)。即ち、式(4-26)で算定された圧力水頭を用いて式(4-21)、式(4-23)より有効飽和度および飽和度を算定する。また、この水頭が負の場合はサクシオンとして初期平均有効応力に付加し、サクシオンによる地盤剛性の増加を考慮する。これにより得られた有効飽和度を用いて式(4-24)から比水分容量を、式(4-25)から比透水係数を算定する。これらの算定値から不飽和部の間隙水の見かけの体積弾性係数および透水係数を逐次更新する。また、静水圧については「自由水が存在している間は不飽和土でも飽和土と同様の静水圧が発生するが、自由水がなくなり毛管水だけになると静水圧は発生しない」との仮定によって、地下水位より上の遷移領域を除き、サクシオン一定の盛土内 (図5-1のサクシオン一定領域) においては物体力は静水圧として作用しないこととする。

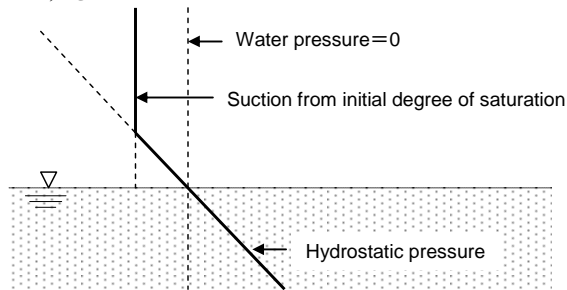


図5-1 初期水圧の設定

以上で導いた支配方程式を有限要素法により空間離散化、Newmark の β 法で時間離散化する。なお、熱および化学作用が土の力学特性に与える影響についても考慮する事が重要である。ここではエネルギー保存則および化学的平衡が成り立っているとし、構成則の材料パラメータにそれぞれの影響を考慮するものとする。有限要素法の離散化については、参考文献 (Oka ら 2006⁵⁾、加藤ら 2009⁸⁾ を参照されたい。

(11) 砂の繰返し弾塑性構成式

本解析には、Oka et al. (1999)¹³⁾ によって導かれた砂の繰返し弾塑性構成式にサクシオン依存性を導入したものを用いる。なお、本節では応力とひずみの符号は圧縮を正とする。

本構成式では以下の仮定を設ける。

- 1) 微小ひずみ理論の適用
- 2) 弾塑性理論に基づいたひずみ増分の加法性の仮定
- 3) 非関連流動則の適用
- 4) 過圧密境界曲面の導入
- 5) 非線形移動硬化則の適用

構成則の応力変数には、骨格応力を用いる。骨格応力増分テンソル $d\sigma'_{ij}$ とひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{kl}$ は4階の弾塑性接線剛性テンソル D_{ijkl}^{ep} を用いて以下のように定義される。

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^{ep} d\varepsilon_{kl} \quad (4-27)$$

なお、仮定(2)より

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4-28)$$

である。ここで、 $d\varepsilon_{ij}^e$ は弾性ひずみ増分テンソル、 $d\varepsilon_{ij}^p$ は塑性ひずみ増分テンソルである。

本構成式の適用に当たって考慮した点は以下の点である。

a. サクシオンの硬化パラメータへの影響

サクシオンが変化すると、土の特性は大きく変化する。一般に、サクシオンが増加するとせん断強度が増加することが知られている。湿潤(Wetting)・乾燥(Drying)に伴うサクシオンの変化を硬化パラメータ σ'_{mb} に導入することにより表現する。

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} v^p\right) [1 + S_I \exp\{-s_d (\frac{P_i^c}{P^c} - 1)\}] \quad (4-29)$$

すなわち、サクシオンの増大による硬化パラメータの増加、降伏応力の増大を意味する。 P_i^c は初期サクシオン、 P^c は現在のサクシオン、 S_I は初期サクシオンによる強度増加率、 s_d は強度の変加速度を表すパラメータである。初期状態では、 $P^c = P_i^c$ であるため式(12)は次のようになる。

$$\sigma'_{mb} = (1 + S_I) \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} v^p\right) \quad (4-30)$$

初期状態時は飽和土に比べて $1 + S_I$ 倍だけ過圧密境界曲面が広がり強度が増加することを表し、初期状態から湿潤によってサクシオン解放が起こると、強度が低下し過圧密境界曲面が縮小する事をモデル化している。

b. サクシオンの土の剛性への影響

塑性せん断係数をサクシオンの関数にすることで、サクシオンの増加にともなう塑性変形に対する土粒子骨格の剛性の増大を表現する。また、 B^* は移動硬化の速度を表すパラメータであり、この値が大きいほど硬化が促進される。そこで B^* にサクシオンの影響を導入した B_{suc}^* を次式のように表現する。

$$B_{suc}^* = B_0^* [1 + S_{IB} \exp\{-s_{db} (\frac{P_i^c}{P^c} - 1)\}] \quad (4-31)$$

P_i^c は初期サクシオン、 P^c は現在のサクシオン、 S_{IB} は初期サクシオンによる強度増加率、 s_{db} は強度の変加速度を表すパラメータである。初期状態では B^* の初期値である B_0^* を $(1 + S_{IB})$ 倍することで剛性の増大を表現し、湿潤によるサクシオン解放が起こると剛性が低下することを表現できる。

応力経路の変相線到達に関わらず塑性せん断剛性の劣化を表すために硬化パラメータ B_{suc}^* を次式で低減する。

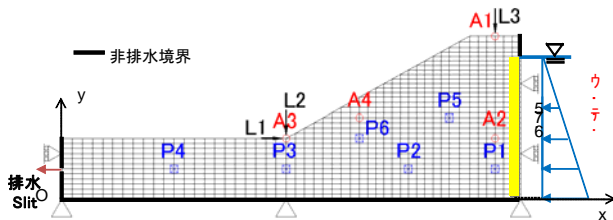
$$B^* = (B_{suc}^* - B_1^*) \exp(-C_f \cdot \gamma_{(n)}^{p*}) + B_1^* \quad (4-32)$$

過圧密境界面の大きさを決めるパラメータ σ'_{mb} 、硬化関数中の硬化パラメータ B^* のそれぞれの初期状態をサクシジョンの効果により $(1+S_f)$ 倍、 $(1+S_B)$ 倍することで、サクシジョンによる強度変化を表現している。すなわち、「サクシジョンの増加は降伏応力の増大、および塑性変形に対する土粒子骨格の剛性に影響を与える」というサクシジョンの効果を表現できることになる。

5.3 浸透を考慮した動的遠心模型実験のシミュレーション

(1) 解析条件

解析条件の概要図を図5-2に示す。動的遠心模型実験の模型断面図をもとに、模型寸法の50倍の大きさとなる解析モデルを作製した。解析モデルを構成する材料は基礎地盤、盛土ともに淀川堤防砂である。メッシュの節点数は1028、要素数は945である。計算時間の増分は0.001secに設定した。実験において、供試体への水の浸透は土槽右側の3つのスリットから行われたが、実験時にスリットの目詰まりを防ぐこととスリット間の連続性を保つ目的でスリットと供試体の間に不織布を入れていたため、解析では上流側の底面から6.75mの位置までを流入境界とした。また、土槽左側の底面から1.5m（模型換算で3cm）の位置にあるスリットに対応する1要素の左側を排水境界とした。浸透時間は24時間とし、水分の浸透開始から24時間後の加振を想定している。入力波形としては、実験で観測された振動台の加速度波形を使用した。



- 全体の透水係数は $4.79 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ に設定。
- 流入境界部(黄色部分)の透水係数はその10分の1に設定。

図 5-2 解析条件の概要図

(2) パラメータの設定

今回使用したパラメータの一覧を表 5-1 に示す。膨潤指数 κ 、正規化せん断弾性係数 G_0 / σ'_m 、水の体積弾性係数 K^f 、硬化関数中のパラメータ B_0^* 、 B_1^* 、 C_f 、ダイレイタンス係数 D_0^* の設定は、実験にお

けるレーザ変位計の変位計測結果を再現できるように、パラメトリックスタディによって決定した。また、初期間隙比 e_0 、初期飽和度は実験条件から決定し、初期サクシジョンは初期飽和度と式(4-23)から決定した。なお、ここでは簡単のため、内部構造変化、サクシジョンの影響を考慮していない。

淀川堤防砂の透水係数は、1g 場では飽和透水試験の結果から [m/sec] である。実験では間隙流体に水を使用しているため、50g 場で透水係数が 50 倍になることを仮定すれば、透水係数の値は [m/sec] となる。しかし、実験結果から基礎地盤を含めて完全飽和状態ではないことが明らかになっており、飽和透水試験の結果から相似則を用いて算出した透水係数よりも実験での透水係数は小さいと考えられる。そこで、本解析ではこのことを考慮するために、透水係数の値を [m/sec] の 5 分の 1 の値である [m/sec] に設定した。

Rayleigh 減衰の係数 α_1 は初期剛性依存型で -0.0023 とした。また、初期飽和度は 0.678 で初期サクシジョンは -3.209 [kPa] である。

表 5-1 解析に用いた材料パラメータ

Parameter	Value
Initial void ratio, e_0	0.589
Compression index, λ	0.0804
Swelling index, κ	0.0001
Normalized shear elastic modulus, G_0 / σ'_m	4000
Permeability, k_s (m/s)	4.79×10^{-5}
Density, ρ_s (t/m ³)	1.90
Bulk modulus of pore fluid, K^f (kPa)	6000
Phase transformation stress ratio, M_m^*	1.270
Failure stress ratio, M_f^*	1.270
Hardening function parameter, B_0^*	10000
Hardening function parameter, B_1^*	150
Hardening function parameter, C_f	50
Quasi-overconsolidation ratio, OCR*	1.3
Anisotropy disappearance parameter, C_d	2,000
Dilatancy coefficient parameters, D_0^*	1.0
Dilatancy coefficient parameters, n	2.0
Referential strain parameter (in plastic), γ_{ref}^{pp}	0.008
Referential strain parameter (in elastic), γ_{ref}^{pe}	0.08
van Genuchten's parameter α (1/m)	19.6
van Genuchten's parameter n'	1.2

*Effect of suction was not taken into account for simplicity.

さらに、流入境界部は間隙空気によって土への水分の浸透が阻害されること、水が土と模型壁面の間を流れやすいことにより、土への浸透速度はより遅いと考えられる。そこで、流入境界部の透水係数を [m/sec] の 10 分の 1 の値である [m/sec] に設定した。

浸透領域は完全飽和状態でないことを再現するために、体積弾性係数を通常より小さい値に設定した。これは間隙空気と間隙水の混合体としての体積弾性係数を設定することに対応している。具体的には、水の体積弾性係数を 6000[kPa] に設定した。

これらのパラメータは、実験結果のうち最も信頼性が高いと考えられるレーザ変位計による変位計測の結果を再現できるようにパラメトリックスタディを実施し設定した。今回設定したパラメータは、同じ淀川堤防砂を使用した過去の研究（たとえば、加

藤 (2011)¹⁴⁾ と比較すると、 G_0/σ'_m 、 B_0^* 、 B_1 を大きな値に設定しており、 C_f 、 D_0^* を小さな値に設定しているため、比較的変形が起りにくいパラメータを使用しているといえる。しかし、遠心場における粒子寸法効果などを考慮すると、1g 場と同じ材料として考えられないため、50g 場における遠心模型実験の結果を表現できるパラメータを設定した。

(3) 浸透過程の解析結果

解析における浸透過程の基礎地盤内間隙水圧の時刻歴を図 5-3 に示す。時間スケールをプロトタイプに変換した実験結果の基礎地盤内の間隙水圧時刻歴を図 5-4 に示す。なお、実験において、浸透計測終了から動的過程計測開始および振動載荷までには、サンプリング間隔の切り替えのためにモデルスケールで約 2 分間計測を中断している。浸透過程終了から動的過程計測開始までの間で間隙水圧の若干の低下がみられたため、その間に貯水タンク内の水がなくなったと考えられるが、水圧の低下は小さく、実験結果への影響は小さいと考えられる。

計測地点 1, 2, 3 では解析による水圧の値が実験結果よりも高く、およそ 2 倍となっていることがわかる。また、計測地点ごとの水圧上昇が始まる時刻を比較すると、計測地点 P1 を除き解析結果の方が実験結果よりも水圧上昇が始まる時刻が遅い結果となった。これは、実験においては土槽の底面と供試体との境目を水が通りやすい傾向があり、解析で予想されるより早く水が下流側へ到達したことが原因であると考えられる。

浸透過程の基礎地盤内間隙水圧分布図の比較を図 5-5 に示す。実験では 3.467 時間後に遠心加速度が 50g に到達し、7.958 時間後に浸透水が下流側スリットに到達し、19.30 時間後に振動載荷が行われた。解析では実験に比べて、法尻付近の水位が高い結果となった。しかし、間隙水圧計から推定した水位は不飽和浸透を含む浸透状況と一致していないが、染色水を用いた不飽和浸透を含む浸潤線 (図 4-14) と比較すると解析結果はよく一致していると言える。

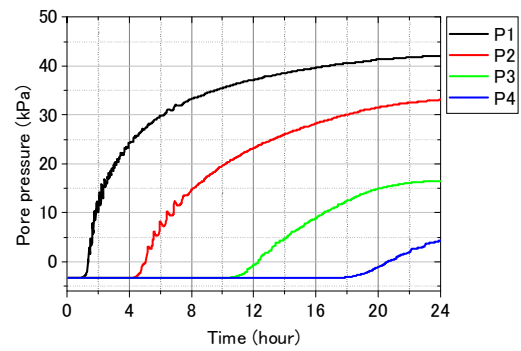


図 5-3 浸透過程の基礎地盤内間隙水圧の時刻歴 (解析)

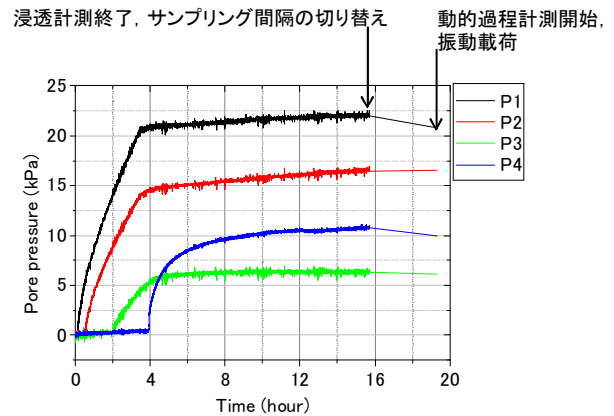


図 5-4 浸透過程の基礎地盤内間隙水圧の時刻歴 (実験)

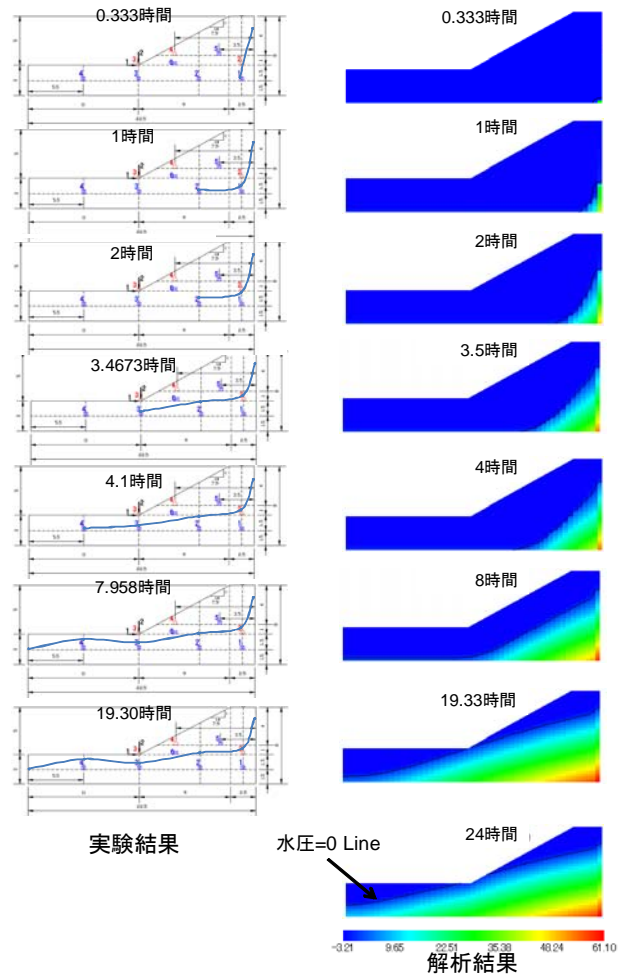


図 5-5 浸透過程の基礎地盤内間隙水圧分布図の比較

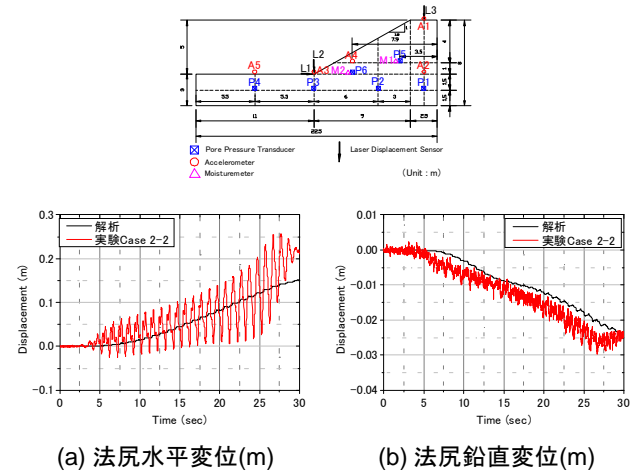
(4) 動的過程の解析結果

図 5-6 に解析および実験の変形量時刻歴を示す。解析では法尻の水平変位が左方向に 0.151m, 法尻の鉛直変位が上方向に 0.0245m, 天端の鉛直変位が下方向に 0.228m となった。一方実験では法尻の水平変位が左方向に 0.213m, 法尻の鉛直変位が上方向に 0.024m, 天端の鉛直変位が下方向に 0.38m であり, おおむね解析は実験の変位の結果を再現できている。また, 時刻歴もよい一致を示している。なお, 実験における法尻水平変位の時刻歴の波形は他の位置に比べて大きく振動しているが, この原因は法尻水平変位の計測のために設置したターゲットの揺れであると考えられる。

図 5-7 に解析における加振時の間隙水圧時刻歴を, 図 5-8 に実験結果における加振時の間隙水圧時刻歴を示す。計測地点 P4 では, 解析と実験における間隙水圧の上昇幅がよく一致している。それ以外の地点では解析の方が間隙水圧の上昇が大きい傾向を示した。図 5-9 に解析における間隙水圧分布を示す。加振に伴って天端下の間隙水圧が低下し, 更に下部の基礎地盤内では間隙水圧が上昇していることがわかる。また, 法尻部の間隙水圧も上昇しており, 浸透水が加振に伴って下流側に流れる傾向が見られる。

図 5-10 にせん断ひずみ $\gamma(=\sqrt{e_{xx}^2 + e_{yy}^2 + 2e_{xy}^2})$ 分布図の比較を示す。解析では法尻から天端にかけてせん断帯が形成されていることがわかる。一方, 実験ではより深部にせん断帯が発生しているように見える。しかし, 解析結果においても法尻や天端部よりはひずみが小さいが, 深部にせん断ひずみが卓越しており, この傾向は実験結果と一致している。また, せん断ひずみの発生部位には多少違いがあるものの, 解析, 実験ともに法尻部にせん断ひずみが発生しており, 解析で実験の変形モードをある程度再現することができている。実験結果と解析結果の差異の原因としては, 実験における画像解析は土槽側面部の土の挙動を解析したものであり, 土槽底面や側面の拘束条件の影響を受けていることが考えられる。

図 5-11 に平均骨格応力減少比 $SSDR$ 分布図を示す。 $SSDR(=1-\sigma'_m/\sigma'_{m0})$ と定義され, 初期値は 0 で飽和領域について液状化に近い程 1 に近づく。法尻下部で大きな値を示している事がわかる。この事から間隙水圧が上昇し, 平均骨格応力が減少する事によって, 液状化に近づいている事がわかる。一方, 実験では法尻下部の P3 では間隙水圧の上昇が小さいものの, 基礎地盤部の P4 では大きく間隙水圧が上昇している。以上より, 加振直後は法尻部で平均骨格応力が減少した後に, 浸透によって飽和に近づいた基礎地盤部で骨格応力が減少する事が, 変形を起こす要因になっていると考えられる。



実験における法尻水平変位時刻歴の揺れが大きいのは, ターゲットの振動が原因であると考えられる。

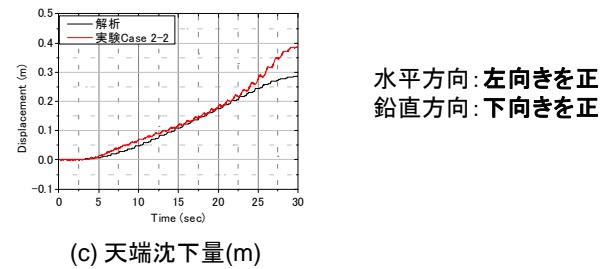


図 5-6 変形量時刻歴 (解析結果および実験結果)

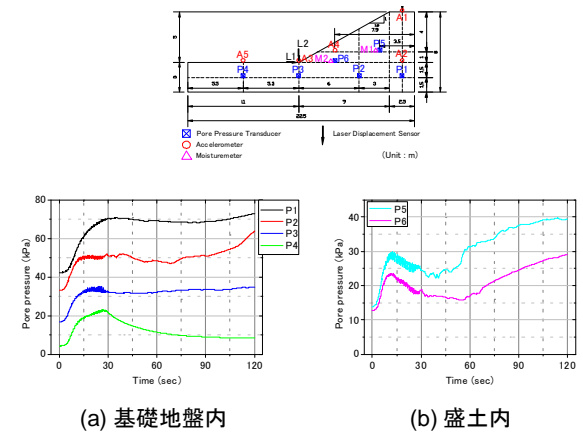


図 5-7 解析における加振時の間隙水圧時刻歴[kPa]

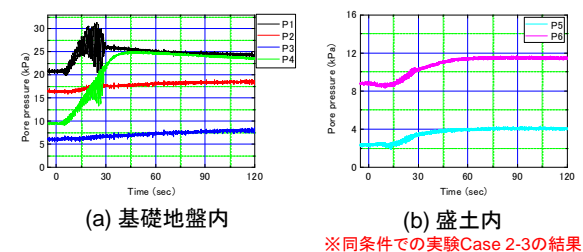


図 5-8 実験における加振時の間隙水圧時刻歴[kPa]

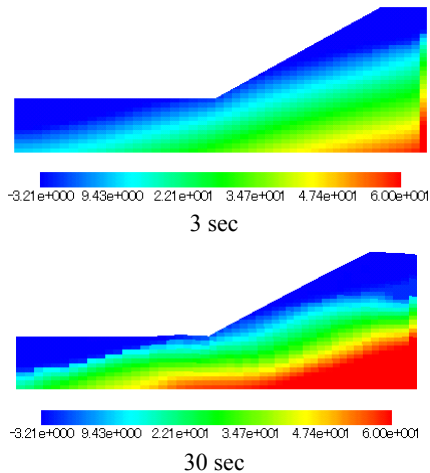


図 5-9 間隙水圧分布（解析結果）[kPa]

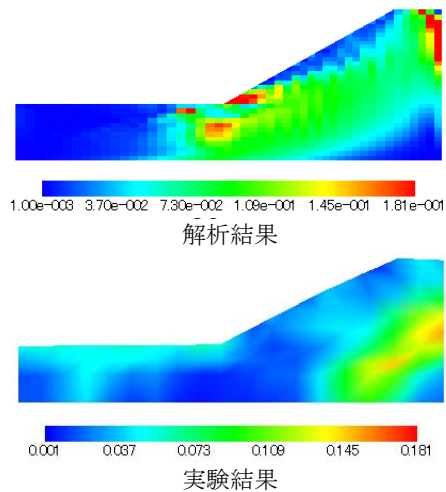


図 5-10 せん断ひずみ分布図（解析結果と実験結果の比較）

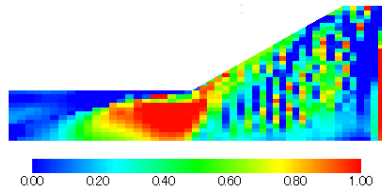


図 5-11 骨格応力減少比 SDDR（解析結果, 30sec）

5.4 能登半島の解析

(1) 解析対象断面と解析条件

2007年能登半島地震で被害を受けた道路盛土である縦32断面¹⁾を解析対象断面とした。図5-12縦32の崩壊断面と復旧断面図を示す。図5-13に解析モデルと境界条件を示す。崩壊の原因となったと考えられる腐植土層を盛土と基盤の間に考慮している。強風化岩はN値5~20程度の工学的基盤とはいえない土層であるが、基盤までのボーリング調査が実施されていないため、仮として図5-13のモデル底面を工学的基盤と設定し、地震動を入力することとする。また、仮の標高としてモデル底面をKBM±0.0mとする。

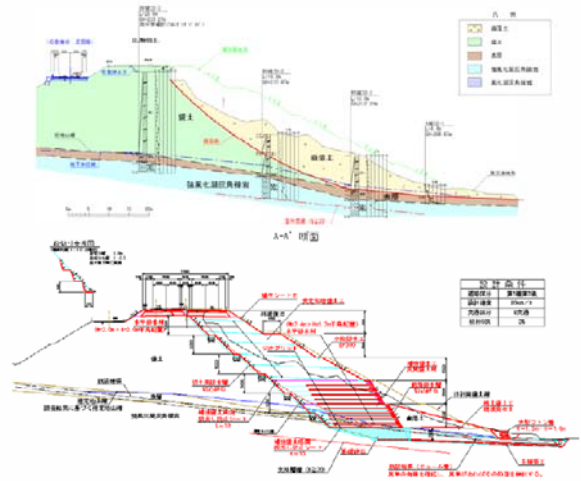


図 5-12 能登有料道路 縦 32¹⁾の崩壊断面と復旧断面図

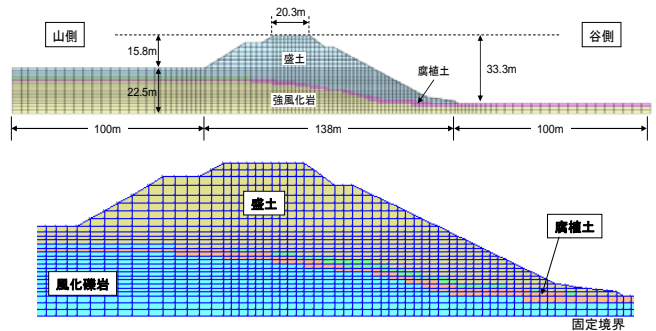


図 5-13 有限要素解析モデル図（上：全体図，下：盛土部拡大図）

(2) 入力地震動

解析の入力地震動には2007年能登半島地震の本震における、K-net ISK006(富来)観測地震動¹⁵⁾を振幅調整した波を用いた。

図5-14に震源、観測点、解析対象断面の位置関係を示す。また、図5-15にK-net ISK006(富来)の地層構成を示す¹⁵⁾。地表面には火山灰質の粘性土が存在するがVsは260m/secであり、比較的硬質であるため、これを解析モデル工学的基盤面の入力波として用いる事とした。



図 5-14 震源、解析対象位置、震動観測地点の位置関係

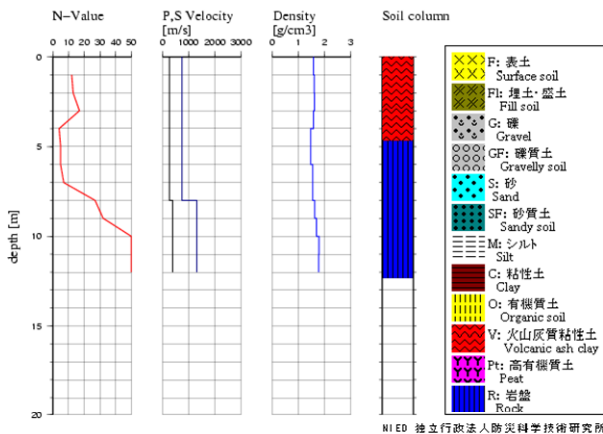


図 5-15 K-net ISK006(富来)観測点の地層構成¹⁵⁾

福島・田中の式と川島らの式¹⁶⁾によって観測地点富来からの減衰率を算出し、本解析では0.8倍の減衰率を用いる事とした。図5-16に振幅調整後の地震動を示す。この地震動を解析の入力波とした。

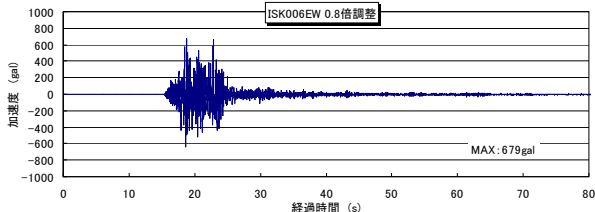


図 5-16 振幅調整後の入力地震動の時刻歴

(3) 材料パラメータ

解析モデルを構成する材料は盛土、腐植土、強風化岩の3種である。盛土材料としては弾塑性モデルを用い、実施されている三軸繰返し試験に対する要素シミュレーションを行うことでパラメータを設定する。試験で用いられた試料は大規模崩落が発生した箇所のものである(38-T-2, 能登半島地震被害調査報告p.118)。三軸繰返し試験と要素シミュレーションから得られた液状化強度曲線、要素シミュレーションの骨格応力径路および応力～ひずみ関係を図5-17に示す。

なお、盛土材料については被災後に無被害箇所、崩落箇所について力学試験を行い比較しているが、被災程度に関わらず類似した力学特性と物性を示すものが多く、被災程度と盛土材料との明らかな相関関係は認められていないことが報告されている。

腐植土層は植物根を含み、透水性、変形性が高い層であり、盛土の崩壊を助長したと考えられるが、試験が実施されていないこともあり、簡単のために本検討では盛土層と同等のパラメータとする。また、強風化岩層についても試験が行われていないため、仮として変相線到達後の剛性低下およびダイレイタンスを無視した盛土層のパラメータを用いる。パラメータ一覧を表5-2に示す。

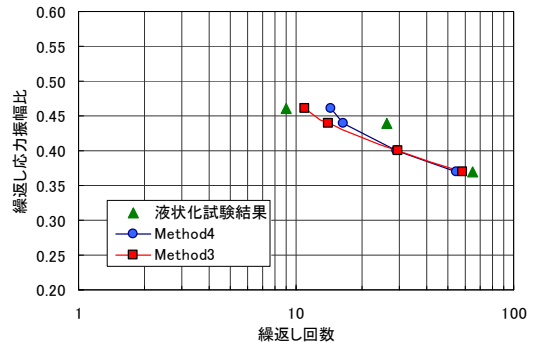
なお、水分特性については試験が行われていないため、淀川堤防砂の水分特性と同様のものを用いる。

淀川堤防砂の水分特性を図5-18に示す。飽和透水係数は微粒砂程度とし、 5.0×10^{-5} (m/s) とする。

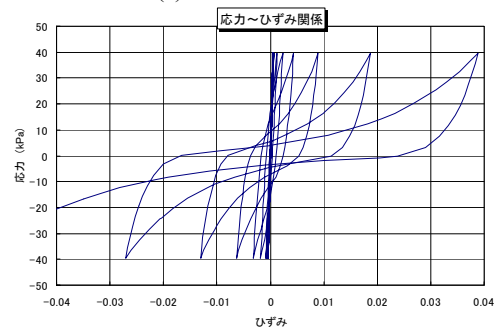
なお、本解析では簡単のため、サクシジョンの影響を考慮していない。

表 5-2 解析に用いたパラメータ

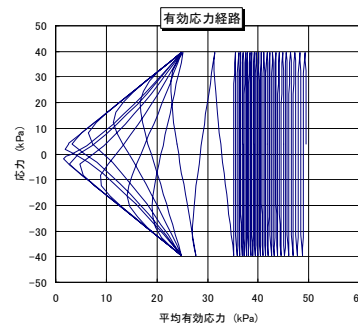
Soil	Embankment, Humus soil	Hard weathered rock
	Method 4	Method 4
Initial void ratio e_0	1.192	1.192
Compression index λ	0.025	0.025
Swelling index κ	0.0025	0.0025
Int.shear coefficient ratio G_b/σ'_{mb}	681.2	681.2
Permeability k (m/s)	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}
Gravity acceleration g (m/s ²)	9.8	9.8
Density ρ (t/m ³)	1.8	1.8
Stress ratio at PT M_m^*	0.909	0.909
Stress ratio at failure M_f^*	1.302	1.302
Hardening parameter B_0^*	3000	3000
Hardening parameter B_1^*	1.1	1.1
Hardening parameter C_r	95	95
Quasi-OCR OCR^*	2.0	2.0
Anisotropy parameter C_d	2000	2000
Dilatancy parameters D_0^*, n	0.5, 8.0	0.0, 8.0
Plastic ref. strain γ_{ref}^{P*}	0.015	-
Elastic ref. strain γ_{ref}^{E*}	0.15	-



(a) 液状化強度曲線



(b) 応力～ひずみ関係 (繰返し応力比 0.40)



(c) 応力～ひずみ関係 (繰返し応力比 0.40)

図 5-17 弾塑性構成式による縦 38 断面¹⁾の繰返し三軸試験結果のシミュレーション

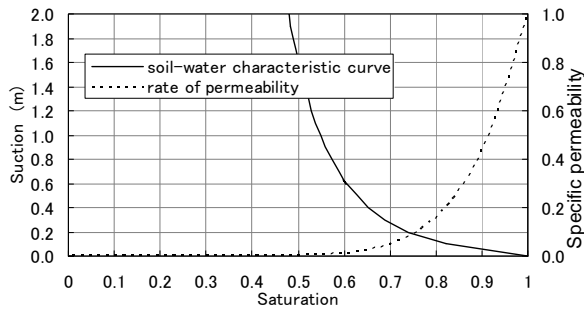


図 5-18 淀川堤防砂の水分特性曲線および比透水係数

(4) 初期水位の設定

集水地形であることが被災した大きな要因であるということを確認するため、本検討では山側の水位を変化させて初期水位およびそれに応じた初期応力を作成し、地震解析に用いる。解析ケースとして山側の水位を以下の2通りの条件に保ち、定常状態になるまで浸透解析を実施する。これにより得られた各ケースの初期飽和度の分布を図5-19に示す。

Case1：山側水位 KBM+5.0m

Case4：山側水位 KBM+17.1m（現地盤に最も近いケース）

(5) 境界条件および数値パラメータの設定

境界条件としては、変位境界として底面固定、側方擬似自由地盤境界とし、排水境界として底面および側面を非排水境界とした。

数値パラメータは以下のように設定した。

Newmark の β 値 : 0.3025
 Newmark の γ 値 : 0.6
 Rayleigh 減衰の値 : $\alpha_1=0.003$ (初期剛性依存)
 計算時間増分 T : 0.001 (s)

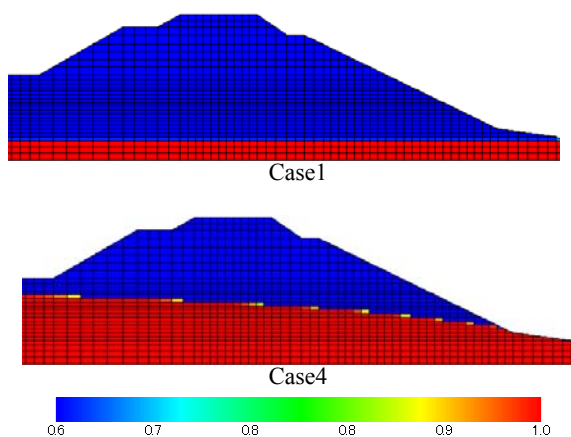


図5-19 各ケースにおける飽和度分布

(6) 解析結果

図 5-20 に各ケースの骨格応力減少比分布を、図 5-21 に各ケースの蓄積塑性偏差ひずみ分布を、図 5-22 に各ケースの変位ベクトルを示す。

骨格応力減少比では、Case1 では地下水位以深の

要素がほぼ全て強風化岩であるために骨格応力が大きく減少している範囲は少ないが、山側の地下水位が高い Case4 では盛土層が飽和することにより骨格応力が減少している範囲が大きくなっている。特に強風化岩との境界部の盛土層が液状化している。

蓄積塑性偏差ひずみでは、Case1 では盛土天端付近に大きなひずみが集中しており、谷側法尻付近では地下水位以下の一部のみにひずみが発生しているが、山側地下水位が高いケースになるにつれて谷側法尻付近における大ひずみの発生領域が広がっている。また、地下水位が高い Case4 では、谷側法尻から強風化岩との境界に沿って大きなひずみが連続して発生している。これは骨格応力減少比分布において液状化が発生していた範囲と一致している。

ここで、変位ベクトルについて着目すると、Case1 での大きな変位は谷側法尻に集中しているのに対し、Case4 では谷側法尻付近の変位量が大きくなり、大変位が生じる箇所が遷移していることが分かる。すなわち、Case1 では法尻が崩れるだけの変形であったのが、Case4 では法面内部から円弧すべりが発生しているような変形となっている。この破壊状況は実際の被災状況とよく一致している。なお、土質試験がなかったために解析では腐植土層と盛土層で同じパラメータを用いているが、この腐植土層は非常に高い変形性を有した土層であることが推測される。また、この層が盛土の崩壊を助長している可能性がある。腐植土層を表した適切なパラメータを用いることができれば、さらに再現性の高い解析を実施することが可能だと考えられる。

以上より、現地盤の地下水位に近いケースである Case4 にて、実際の被災状況を再現することができた。また、内部構造の変化を構成式中心にて考慮することにより、円弧滑りの変形をより再現することが出来た。さらに、能登半島地震において検討箇所の道路盛土が大崩落を起こした理由が、山側から供給される地下水の水位が高いことが原因であることが解析により示唆された。

このことから、本研究で提案した手法は、浸透問題から動的な地震問題を同時に考慮することが出来る有効な手法であることが示された。

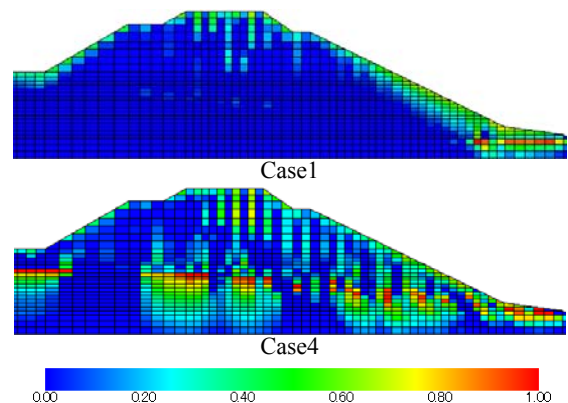


図5-20 Case4の平均骨格応力減少比 (SSDR) 分布 (60秒後)

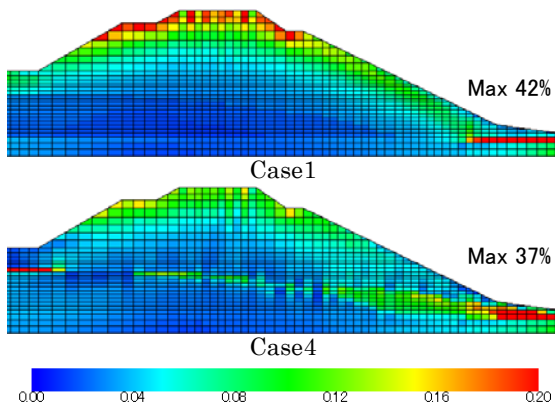


図5-21 蓄積塑性偏差ひずみ分布 (60秒後)

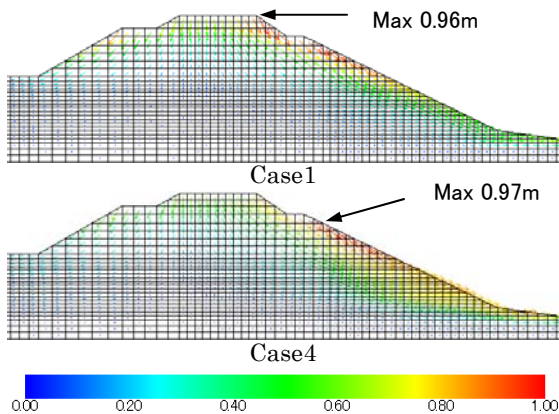


図5-22 変位ベクトル分布 (60秒後, m)

5.5 updated Lagrangian 法による有限変形多相連成有限要素解析

本節では、大変形を解析するために updated Lagrangian 法による多相連成 3 次元有限要素法を定式化する¹⁷⁾。支配方程式は、5.2 節と同様であり、本手法に特徴的な定式化手法についてのみ記述する。また、本解析では、前節で導出した砂の繰返し弾塑性モデルに加えて、粘性土の繰返し挙動を表現するために 3.5 節で導出した繰返し弾粘塑性構成式を用いた。

解析対象は、基本想定地盤モデルとして両盛土を想定した。地震時の動的解析の結果を示す。

(1) 有限要素定式化

支配方程式を有限要素法により空間離散化、Newmark の β 法により時間離散化する。空間離散化では、変位には 8 節点(20 節点)アイソパラメトリック要素、間隙水圧には 4 節点(8 節点)アイソパラメトリック要素を用いた。括弧内の数字は三次元解析の場合を示す。

(3) 動的解析

解析モデルを図 5-23 に示す。基礎地盤部の高さは 15m、幅は 90m としている。基礎地盤下部は水平方

向、鉛直方向を固定した。解析モデルの両端には幅広で要素両端が等しく変位する自由地盤部を与えた。また盛土部分は法面勾配が 1:2 で高さが 6m、天端幅が 6m と設定した。水位は基礎地盤上部に定めたため、基礎地盤部は飽和状態となり、初期水圧として静水圧になるような水圧を与えている。飽和から不飽和へ問題なく遷移させるために、飽和度は最大 0.99 としており、常に間隙空気を含む三相の状態として計算している。実際の地盤においても、飽和度が 1.0 になることはないので、この仮定は妥当であると考えられる。また盛土部分は不飽和状態であり、初期飽和度は 0.6 とした。基礎地盤下部に西島粘土層を、上部には西島砂層を設定した。解析に用いたパラメータを表 5-3 に示す。

入力波は 2011 年東北地方太平洋沖地震 (M9.0) 時に宮城県遠田郡田尻町で観測された地震動¹⁸⁾を時間領域で振幅を 1.5 倍にした波を用いた (図 5-24)。

図 5-25 に間隙水圧分布図を示す。基礎地盤部において砂層と粘土層の境界付近の砂層部分に特に間隙水圧が上昇していることが分かる。間隙空気圧分布図を図 5-26 に示す。盛土部分に様に間隙空気圧が発生しており、時間が経過するに伴い、発生量は大きくなっている。また、基礎地盤上部の両端に間隙空気圧が大きく発生している。図 5-27 に蓄積粘塑性塑性偏差ひずみ分布図を示す。粘土層では弾粘塑性構成式を用いているために、蓄積粘塑性偏差ひずみを示し、砂層では弾塑性構成式を用いているために、蓄積塑性偏差ひずみを示す。盛土法面部と基礎地盤上部に大きく蓄積塑性偏差ひずみが発生している。また盛土左側の法尻部に局所的に大きな蓄積塑性偏差ひずみが発生している。図 5-28 に変位ベクトル図を示す。この図によると盛土表面が大きく変形しており、特に法尻部分は大きく盛り上がっていることが見てとれる。

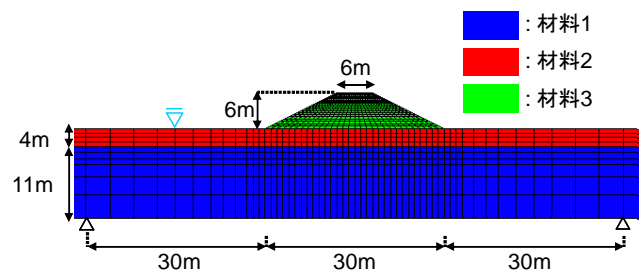


図 5-23 解析モデル図 (材料 1: 淀川堤防砂, 材料 2: 西島砂, 材料 3: 西島粘土)

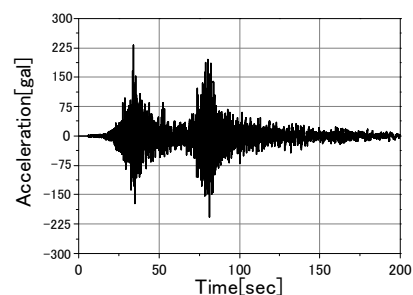


図 5-24 東北地方太平洋沖地震観測動 (Kik-net, TAJIRI¹⁸⁾, 遠田郡田尻町-NS 成分)

表 5-3 解析に用いたパラメータ

Parameters		Clay	Sand
Initial void ratio	e_0	1.25	0.65
Quasi-overconsolidation ratio	OCR*	1.0	1.4
Density (t/m^3)	ρ	1.66	1.90
Compression index	λ	0.341	0.061
Swelling index	K	0.019	0.004
Saturated permeability (m/s)	k_s^W	5.77×10^{-10}	1.00×10^{-5}
Normalized initial shear modulus	G_0/σ'_{m0}	75.2	157.5
Stress ratio at failure	M_m^*	1.24	1.18
Viscoplastic parameter	m'	24.68	40.0
Viscoplastic parameter (1/s)	C_1	1.00×10^{-6}	1.00×10^{-5}
Viscoplastic parameter (1/s)	C_2	3.83×10^{-7}	1.00×10^{-5}
Structural parameter	n	0.3	0.53
Structural parameter	β	3.6	5
Kinematic hardening parameter	B_0^*	100	200
Kinematic hardening parameter	B_1^*	40	15
Kinematic hardening parameter	C_f	10	5
Strain-dependent parameter	α'	10	1.0
Kinematic hardening parameter	A_2^*	5.9	9.0
Kinematic hardening parameter	B_2^*	9	3.6
Suction parameter	S_1	0.50	0.20
Suction parameter	s_d	0.25	0.60
Van Genuchten parameter (1/kPa)	α	0.033	10.00
Van Genuchten parameter	n	1.083	1.068
Parameter for water permeability	a	3.0	3.0
Parameter for air permeability	b	2.3	1.0
Parameter for water and air permeabilities	C_k	1.083	1.068

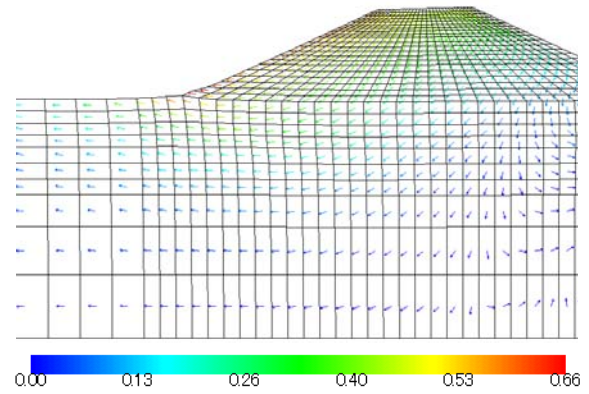


図 5-28 変位ベクトル図

5.6 Material Point Method による多相連成動的解析

本節では、FEMではメッシュの絡み合いなどによって解析が困難な大変形を解析するために、Material Point Method (MPM)¹⁹⁾ による多相連成解析法であるMPM-FDM連成法^{20), 21)}を用いた解析を実施する。解析例として、浸透を考慮した両盛土の動的解析を実施した。

(1) 解析条件

本節では、不飽和堤防の動的解析に対して、浸透を考慮したケースを示す。5.3 節で示した多相連成弾塑性有限要素法で浸透解析を行い、その結果を用いてMPM-FDM 連成法で動的解析を実施した。

まずは浸透解析の条件を示す。図 5-29 に解析モデルと境界条件を示す。ここでは、道路として供用されている河川堤防を想定し、河川水位が上昇した場合を解析した。盛土の右側を川表とし、初期水位基礎地盤上部から毎時 1/3m で上昇させ 12 時間後、天端に水位が達した時点で解析終了とした。図 5-30 に浸透終了後の飽和度分布図を示す。浸潤線は黒線で示した。浸潤線を見ると、川裏法尻まで到達していることが分かり、また堤体は全体的に飽和度が上昇していることが見て取れる。この状態から先ほど同様の動的解析を開始する。留意点として、MPM で浸透解析を行うと非常に時間がかかること、変形が小さいため MPM で追う必要性が無いという二点から、本研究では FEM での浸透解析結果の応力・水圧を MPM にインプットすることで、MPM での浸透を考慮した動的解析を行った。用いた材料パラメータを表 5-4 に示す。このパラメータは能登半島盛土材料であり、弾塑性モデルによる繰返し三軸試験に対する要素シミュレーションを行うことで設定されたものである。Rayleigh 減衰は初期剛性比例型を用い、 $\alpha_1 = 0.003$ とした。図 5-31 に入力地震動の波形を示す。入力波は兵庫県南部地震時に遠矢浜にて観測されたものを振幅調整して使用した。

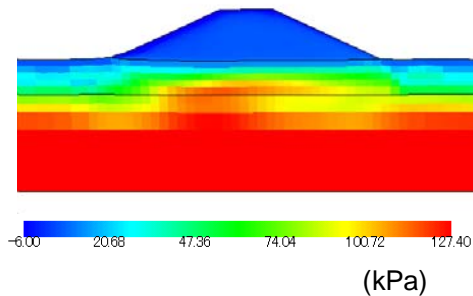


図 5-25 間隙水圧分布図 (200 sec)

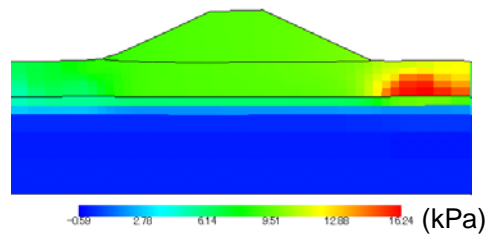


図 5-26 間隙空気圧分布図 (200 sec)

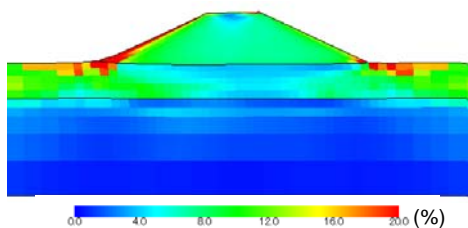


図 5-27 蓄積粘塑性、塑性偏差ひずみ分布図 (200sec)

(2) 解析結果

図 5-32 に骨格応力減少比分布図を示す。堤体での骨格応力の減少が大きいことが分かる。図 5-32 に示すように堤体の飽和度が高いことに因るものと考えられる。解析が進むにつれて 20 秒後では川裏側で法面が滑り破壊を起こしていることが確認される。解析終了時の 30 秒後には川裏側において天端から法尻にかけて大きく変形している。

このように、粒子法である MPM を用いる事により盛土が崩壊するような大変形の解析が可能となる事を示した。

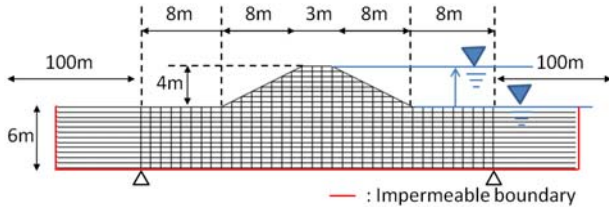


図 5-29 多相連成弾塑性有限要素法による浸透解析モデル

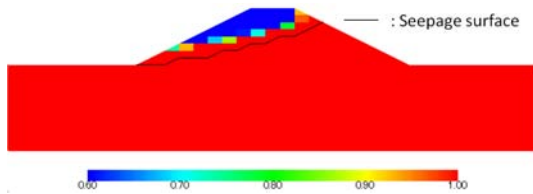


図 5-30 浸透終了後飽和度分布図

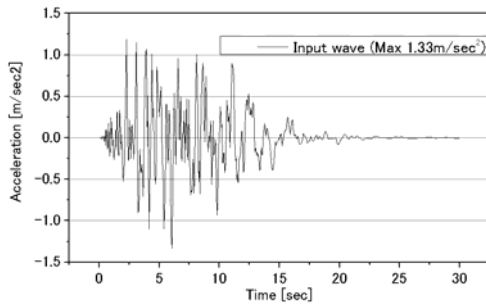


図 5-31 入力地震動

表 5-4 解析に用いたパラメータ

Soil	Embankment, Humus soil
	Method 4
Initial void ratio e_0	1.192
Compression index λ	0.025
Swelling index κ	0.0025
Int.shear coefficient ratio G_0/σ'_{m0}	681.2
Permeability k (m/s)	5.0×10^{-5}
Gravity acceleration g (m/s ²)	9.8
Density ρ (t/m ³)	1.8
Stress ratio at PT M_m^*	0.909
Stress ratio at failure M_f^*	1.302
Hardening parameter B_0^*	3000
Hardening parameter B_1^*	1.1
Hardening parameter C_f	95
Quasi-OCR OCR^*	2.0
Anisotropy parameter C_d	2000
Dilatancy parameters D_0^*, n	0.5, 8.0
Plastic ref. strain γ_{ref}^{P*}	0.015
Elastic ref. strain γ_{ref}^{E*}	0.15

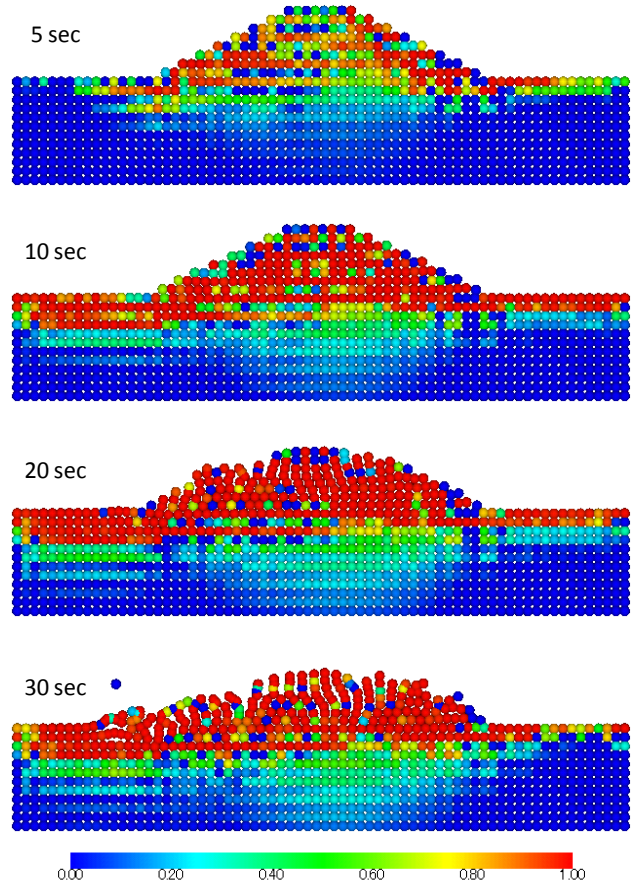


図 5-32 骨格応力減少比分布図

5.7 慣用設計法と提案解析手法の比較

ここでは、慣用設計法と提案解析手法の比較を行う。ここで、慣用設計法とは、道路土工盛土工指針²²⁾に示される設計指針を指す。高速道路盛土や鉄道盛土も独自の設計法を持つが^{23), 24)} (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 2009), それらは道路土工指針に準じており類似点が多いためである。なお、道路盛土の耐震性に関するセミナーを参考にした (佐々木 2011²⁵⁾, 常田 2011²⁶⁾)。

(1) ニューマーク法と動的非弾性解析法の比較

慣用設計法で波、盛土材料の多様性と不均一性、解析手法の不確実性などから、設計段階で定量的に土構造物の挙動を予測するのが簡単でないため、盛土の設計は基本的に経験・実績に基づく施工法および照査法を用いている。一方、その適用範囲を超えるような仕様を持つ盛土や盛土内への水の浸透がある場合、すなわち、これまでに経験していない構造や外力の作用があった場合は、動的弾塑性有限要素解析などの照査方法を用いる必要がある。

ここでは、本研究で提案した耐震性の評価解析法と慣用設計の耐震性照査法 (ここではニューマーク法) を比較し、適用性、必要なデータ、評価できる項目についてまとめる。表 5-5 に、両手法の適用性、

解析に必要なパラメータ、解析に必要なデータ、解析で得られる出力、解析で評価できる項目を列挙した。なお、「提案手法（動的弾塑性解析法）」とは、本研究で提案した、多相連成弾塑性有限要素法、updated Lagrangian 法による有限変形多相連成有限要素法、Material Point Method による多相連成動的解析法の総称である。個々に特徴を持つが、共通した事項をまとめた。

提案手法（動的弾塑性解析法）は、基本的には想定される全ての境界条件と入力地震動に対して適用

ができる。繰返し載荷に対応した不飽和土の弾塑性および弾粘塑性構成式を用いるため、不飽和および飽和状態の砂質土、粘性土、軟岩等の力学挙動を幅広く詳細に考慮する事ができる。特に、基本的に不飽和材料である盛土材料の、締め固めのサクシオンによる強度・剛性の増加、および雨水や地下水の浸透によるサクシオン喪失に起因した強度・剛性の減少をモデル化できる。さらに、液状化挙動も逐次的に追跡し、液状化による著しい材料の劣化も考慮する事ができる。

表 5-5 ニューマーク法と提案手法（動的弾塑性解析法）の比較

解析手法	ニューマーク法	提案手法（動的弾塑性解析法）
適用性	<ul style="list-style-type: none"> ● 経験・実績のある盛土構造および地震動に良い適用性 ● 飽和材料、乾燥材料 ● ひずみ軟化による材料劣化の簡易的な導入 ● 盛土内浸透水による間隙水圧 	<ul style="list-style-type: none"> ● 想定される全ての盛土構造および地震動に適用可能 ● 不飽和材料、飽和材料、乾燥材料 ● ひずみ硬化-軟化、サクシオンの影響、液状化を含む繰返し載荷による材料劣化などの力学特性の詳細な考慮 ● 盛土内浸透、繰返しせん断による逐次的な間隙水圧
解析に必要なパラメータ	<ul style="list-style-type: none"> ● 単位体積重量 ● 粘着力 c ● 内部摩擦角 ϕ ● 降伏震度 k_y（必要に応じて非線形性を考慮） 	<ul style="list-style-type: none"> ● 単位体積重量 ● 弾（粘）塑性構成式の材料パラメータ ● 水分保持特性のパラメータ ● 透水係数
解析に必要なデータ	<ul style="list-style-type: none"> ● 三軸試験（CU, CD, UU など） ● 一面せん断試験（CV, CP） ● 地下水位の情報 	<ul style="list-style-type: none"> ● 不飽和土の繰返し三軸試験（排気-排水、非排気-非排水、異なるサクシオン） ● 不飽和土の圧密試験 ● 保水性試験 ● 透水試験（不飽和または飽和） ● 地下水位の情報
解析で得られる出力	<ul style="list-style-type: none"> ● 滑り土塊の残留変位量とその時刻歴 	<ul style="list-style-type: none"> ● 盛土および基礎地盤の変位（加速度、速度）分布とその時刻歴 ● 間隙水圧、骨格応力、せん断ひずみなど各種変数の分布とその時刻歴
評価できる項目	<ul style="list-style-type: none"> ● 地震動に対する変形照査 	<ul style="list-style-type: none"> ● 地震動に対する変形照査 ● 降雨時や地下水の浸透時の地震動に対する変形照査 ● 液状化地盤または軟弱粘土地盤上の盛土の地震動に対する変形照査 ● 排水工などの対策工の効果の検証

解析に必要なパラメータを決定するためには、不飽和土の繰返し三軸試験を実施する事が必要である。排気状態での排水三軸および非排水三軸試験など、一部の基準化されている実験もある。しかし、地震のような相対的に速い外力を受ける場合には、非排気-非排水条件下での三軸試験によるパラメータの決定が重要である。解析法においても間隙空気圧を未知数とする手法がより妥当と言える。また、圧密試験、透水試験、保水性試験の実施も必要となる。

解析結果としては、解析対象領域の変形、応力、ひずみ、間隙圧の分布とその時刻歴が得られるため、より詳細な耐震性照査が可能となる。また、雨水や地下水の浸透過程を解析した後に地震動を作用させた動的解析を行う事で、水と地震動が同時に作用した場合の照査もできる。さらに、慣用設計では、軟弱地盤上の盛土では、地盤改良等の対策をとった後

に、十分に硬質な基礎地盤上にある盛土として照査が行われるが、提案手法では、軟弱地盤上の盛土の直接的な照査と改良工の効果を検証する解析もできる。これは、排水工についても同様の事が言える。

ニューマーク法に比べて、パラメータの数が多くの確な設定が重要であるが、三軸試験のシミュレーションと事例解析によって解析の精度を向上させることができる。

(2) ニューマーク法と動的弾塑性有限要素解析法による解析例

2007年能登半島地震における盛土の被災事例について、ニューマーク法²⁷⁾と動的弾塑性有限要素解析法による例題解析を行った。解析対象断面は、5.3節に示した能登半島の被災盛土と同様である。

図 5-33 にニューマーク法による解析に用いた円弧すべり面，設定地下水位，スライス分割を示す．動的弾塑性有限要素解析結果（Case 4）において，法肩から法尻へかけて円弧を描くように変形している事から，円弧すべり面はそれと対応するように決定した．

盛土の湿潤密度は $1.8 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ で飽和密度も同じと仮定した．粘着力 c は十分なデータが無いため，10, 20, 30 $\text{(kN/m}^2\text{)}$ の 3 ケースでパラメトリックスタディを行った．内部摩擦角 ϕ は破壊応力 M_f から三軸圧縮状態を仮定して算定し 39° とした．地下水位がすべり土塊内に存在する場合は，水中重量法を用いて垂直抗力を軽減した．

図 5-34 に地下水位がすべり土塊内に無い場合の，粘着力 c のパラメトリックスタディの結果を示す． $c = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ のケースではすべり変位量が 2.97m と最も大きかった．また， $c = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ のケースではすべり変位量が 0.39m， $c = 30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ のケースでは，すべり変位量が 0.14m であった．次に，図 5-35 に $c = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ で地下水位がすべり土塊内に存在するケースの結果を示す．地下水位が無い場合に比べて，摩擦抵抗が小さくなるため変位が著しく大きくなっている事がわかる．

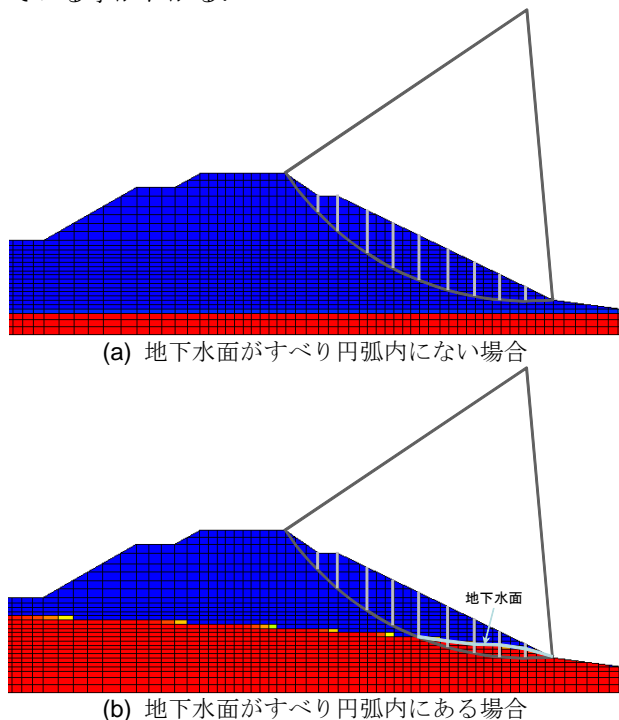


図 5-33 ニューマーク法に用いたすべり円弧，スライス分割，地下水面

能登半島盛土材料の圧密非排水三軸試験結果¹⁾によると，有効応力で整理した粘着力 c は $5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 程度，内部摩擦角 ϕ は 39° 程度である．この試験結果を用いた場合，地下水位が無い場合でも $c = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ のケースよりもさらに大きな変形量を予測する事となる．地下水位が有る場合では，主要動が終わる 15 秒程度からほとんど変位の蓄積が見られない．

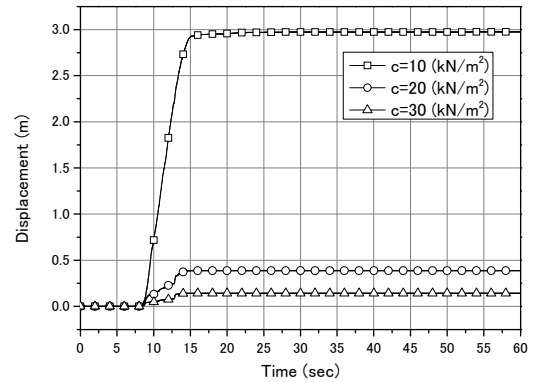


図 5-34 変位時刻歴（粘着力 c のパラメトリックスタディ，地下水位無し）

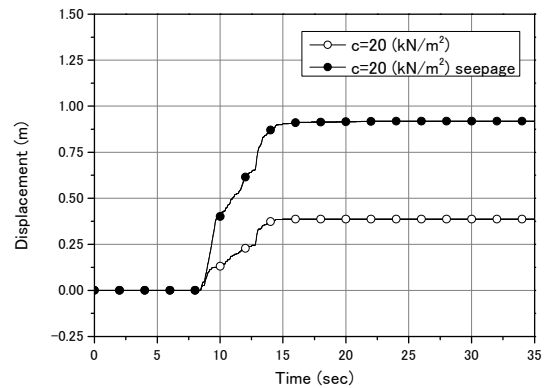
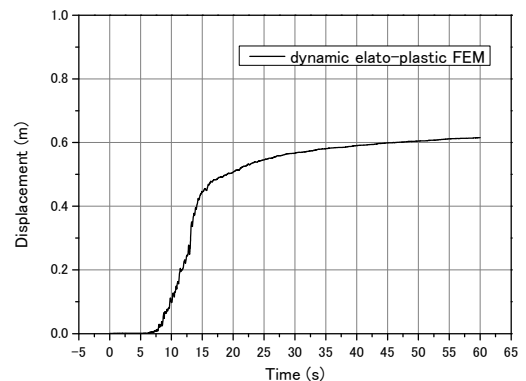
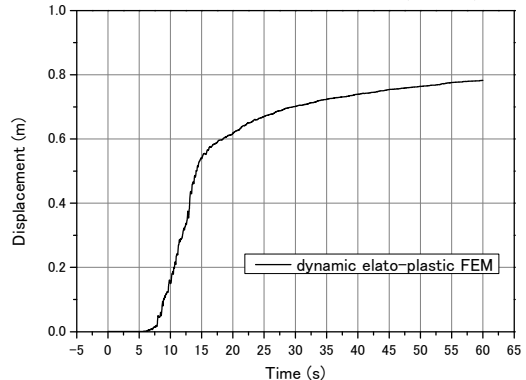


図 5-35 変位時刻歴（地下水位の有無の比較）



(a) 盛土内に浸透水位が無い場合(Case 1)



(b) 盛土内に浸透水位が有る場合(Case 2)

図 5-36 変位時刻歴（法尻，水平と鉛直を合成）

次に、5.3節で示した多相連成弾塑性有限要素法による解析結果を示す。図5-36に法尻部の変位時刻歴、図5-37に平均骨格応力減少比分布図を示す。

法尻部は両Caseにおいて液状化に近づいており、変形をもたらす要因となっていると考えられる。

Case 4は、Case 1よりも広範囲で平均骨格応力が減少しており、浸透の影響により大変形をもたらされた事がわかる。また、基礎地盤の液状化等が要因で、主要動後も変形が進行し最大の変形に至っている。

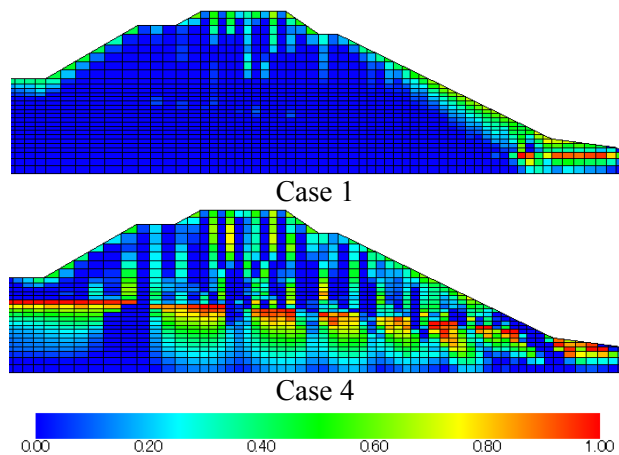


図5-37 平均骨格応力減少比分布図 (SSDR, 60秒後, 初期: 0.00, 液状化: 1.00)

5.8 まとめ

- ◆ 不飽和土の弾塑性構成式を用いた多相連成有限要素法(FEM)による、浸透を考慮した不飽和盛土の動的遠心載荷試験のシミュレーションを実施し、不飽和盛土の破壊メカニズムを詳細に明らかにするとともに解析法の適用性を示した。
- ◆ 不飽和土の弾塑性構成式を用いた多相連成有限要素法(FEM)による、能登有料道路盛土の事後動的解析を実施した。解析結果は、実際の被災状況を概ね一致した。
- ◆ 不飽和土の弾粘塑性構成式および弾塑性構成式を用いた、updated Lagrangian法に基づく多相連成3次元有限要素法(FEM)を定式化し、基本想定地盤モデルとしての両盛土の地震時動的解析を実施した。
- ◆ Material Point Methodを用いた多相連成解析法MPM-FDM連成法を用い、浸透を考慮した不飽和道路盛土の動的解析を実施した。解析結果は、盛土の崩壊に至るまでの大変形挙動を表現できた。
- ◆ 慣用設計法で地震時の残留変位照査に用いられるニューマーク法と本研究の提案手法の比較、例題解析の実施により、提案手法による水分履歴を考慮した不飽和道路盛土の地震時の耐震性の評価法の適用性と特徴を示した。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所, (独) 建築研究所: 平成19年(2007年)能登半島地震被害調査報告, 2008.
- 2) Ehlers, W.: Continuum and numerical simulation of porous materials in science and technology, Modeling and mechanics of granular and porous materials, chapter 9, pp.245-291, 2003.
- 3) 渦岡良介, 久保哲夫, 八嶋厚, 張鋒, 不飽和層への浸透現象を考慮した液状化解析, 土木学会論文集, 694(III-57), pp.153-163, 2001.
- 4) 岡二三生, 小高猛司, 木元小百合, 加藤亮輔, 水-土連成数値解析法による洪水・地震時の土構造物の変形・破壊予測, 第55回理論応用力学講演会講演論文集, pp.15-18, 2006.
- 5) Oka, F., Kodaka, T., Kimoto, S., Kim, Y.-S. and Yamasaki, N., A multi-phase coupled FE analysis using an elasto-viscoplastic model for unsaturated soil, Geomechanics II, Geotechnical Special Publication, ASCE, Proc. 2nd US-Japan workshop on Geomechanics, pp.124-131, 2006.
- 6) 岡二三生, 小高猛司, 後藤仁志, 木元小百合, 河川堤防の調査, 再生と強化法に関する研究, 国土交通省建設技術研究開発研究成果報告書, 2007.
- 7) Kimoto, S., F.Oka, T. Fushita and M. Fujiwaki, A chemo-thermo-mechanically coupled numerical simulation of the subsurface ground deformations due to methane hydrate dissociation, Computers and Geotechnics, Vol.34, No.4, pp. 216-228, 2007.
- 8) 加藤亮輔, 岡二三生, 木元小百合, 小高猛司, 角南進, 不飽和浸透-変形連成解析手法と河川堤防への適用, 土木学会論文集C, 65, 1, pp.226-240, 2009.
- 9) Oka, F., Kimoto, S. and Kato, R., Seepage-deformation coupled numerical analysis of unsaturated river embankment using an elasto-plastic model, First Int. Conf on Geotechnique, Construction Materials and Environment, Mie, Md. Z. Hossain and T. Sakai eds., pp.15-22, 2011.
- 10) Houlby, G.T., The work input to an unsaturated granular material, Geotechnique, 47, 1, pp.193-196, 1997.
- 11) Van Genuchten, M. T., A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 12) Mualem, Y., A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resources Research, Vol. 12, pp. 513-522, 1976.
- 13) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S., A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Géotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 14) 加藤亮輔, 不飽和浸透-変形連成シミュレーション法の開発とその堤防への応用, 京都大学大学院博士論文, 2011.
- 15) 防災科学技術研究所, 基盤強震観測網 Kik-net, <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>, 2011.
- 16) 液状化解析手法LIQCA開発グループ, LIQCA2D09 (2009年公開版) 資料, 2009.
- 17) Shahbodagh Khan, B.: Large Deformation Dynamic Analysis Method for Partially Saturated Elasto-Viscoplastic Soils, Ph.D. thesis, Kyoto University, 2011.

- 18) (独) 防災科学研究所, 強震ネットワーク, K-Net, <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>, 2010.
- 19) Sulsky, D., Chen, Z. and Schreyer, H.L., A particle method for history-dependent materials, *Comput. Methods Appl. Engrg.*, 118, pp.179-196, 1994.
- 20) Higo, Y., Oka, F., Kimoto, S., Morinaka, Y., Goto, Y., An MPM-FDM coupled analysis method for multi-phase elasto-plastic soils, *Soils & Foundations*, 50(4), pp.515-532, 2010.
- 21) 西村太佑, MPMを用いた不飽和堤防の動的解析, 京都大学大学院修士論文, 2011.
- 22) 社団法人日本道路協会, 道路土工—盛土工指針 (平成 22 年度版), 丸善, 2010.
- 23) (財) 鉄道総合技術研究所編, 国土交通省鉄道局監修, 鉄道構造物等設計標準・同解説—土構造物, 丸善, 2007.
- 24) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社, 設計要領第一集, 土工編, (株) 高速道路総合技術研究所, 2009.
- 25) 佐々木哲也, 道路盛土の耐震性向上の考え方, 道路盛土の耐震性に関するセミナー資料, 平成 23 年 11 月 14 日, 京都, pp.5-30, 2011.
- 26) 常田賢一, 性能を考慮した道路盛土の耐震性評価と対策, 道路盛土の耐震性に関するセミナー資料, 京都, 平成 23 年 11 月 14 日, pp.5-30, 2011.
- 27) 堀井克己, 舘山勝, 内田吉彦, 古関潤一, 龍岡文夫, ニューマーク法による鉄道盛土の地震時活動変位予測, 第 32 回地盤工学研究発表会, 熊本, 平成 9 年 7 月, pp.1895-1896, 1997.

第6章 道路盛土内の水分量および劣化状況の物理探査

6.1 概説

土質構造や地下水面を非破壊で簡易的に探査できる技術を検討するため、平成19年（2007）能登半島地震時において、能登有料道路の沢や谷等の集水地形の高盛り土に発生した代表的な流動性崩壊箇所を利用して連続波レーダによる電磁波速度構造調査および電磁波反射法構造調査を実施した。

さらに、物理探査に必須のキャリブレーションのため、電磁波速度と地下水位の関係を求める室内試験、土質性状の明らかな原位置での表面波探査、およびRIコーンによる地盤調査を行った。これらの結果を基に水分量や物性の関係を確認した。

6.2 原位置物理探査の実験箇所

実験の実施箇所は、能登有料道路 23.4kp 地点の盛土で縦-41 断面¹⁾である（図 6-1）。



図 6-1 実験位置図（「平成 19 年（2007 年）能登半島地震被害調査報告」¹⁾被災箇所位置図に加筆）

当該断面は、図 6-2 のように、風化した凝灰岩の傾斜した基礎地盤に盛られた盛土である¹⁾。実験は、盛土斜面のすぐ東側横断方向と縦断方向に実施した図 6-2 の断面図および図 6-3 の平面図に側線、また、図 6-4 に RI コーン貫入試験の実施位置を示す。

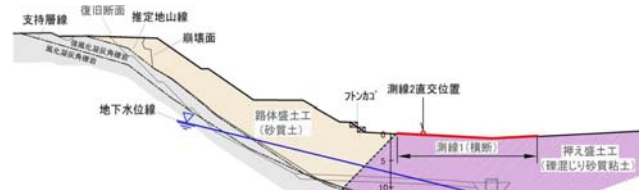


図 6-2 実験位置の断面図と側線

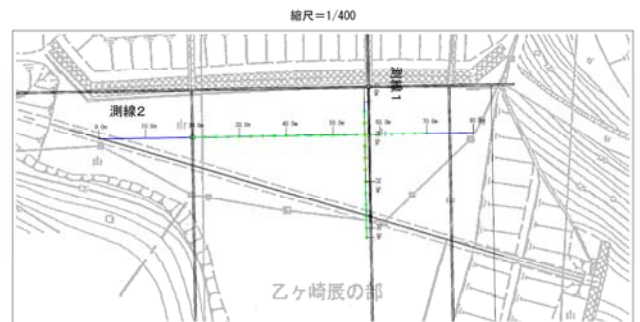
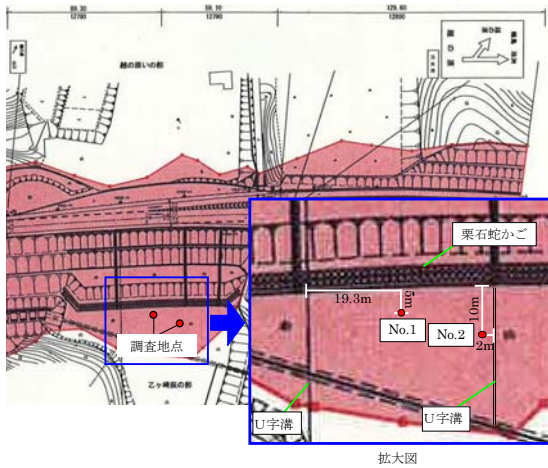


図 6-3 連続波レーダ探査及び表面波探査、測線 1（縦断方向）：26m、測線 2（横断方向）：50m

6.3 連続波レーダ探査

(1)連続波レーダ装置の特徴

連続波レーダ装置は、従来の電磁波を用いた物理探査装置が電磁波をパルスとして送信する方式に対し、連続波を送信する方式に変更したものである。ここで言う連続波とは、正弦波の周波数を徐々に変化させながら送信する方法であり、ステップ式連続波レーダと呼ばれる。またこの方法は受信後の波形をパルス圧縮（周波数領域における相関処理）しており、これまでの地中パルスレーダ装置等と同様の波形解析を行えるようにしている。



(b) RI コーン貫入試験位置図
 図 6-4 実験位置の平面図と測線

電磁波パルスを送信する従来方式の弱点として信号の地中透過距離が非常に短いことが挙げられる。このことを解消するためには、パルスの尖頭電圧を上げることや、あるいは低周波パルスを用いることが考えられるが、いずれも高周波数成分の減衰や低下を招き、特徴である高分解能力を失ってしまう。したがって、電磁波パルスを送信する方式では高分解能力を維持したまま探査深度を増大させることは両立しない。これに対して連続波を送信する方式では、送信時間および周波数の変化間隔や変化幅を任意に制御できるため、高周波数成分を失うことなく探査深度を増大できる。

(2) 測定方法

測定方法には、ワイドアングル法を用いた。ワイドアングル法は、固定点を中心として送信アンテナと受信アンテナを徐々に開きながら測定する方法である。共通する反射面からの反射波を異なる経路(異なる距離)で取得できるため、反射波の観測時間と送受信アンテナの間隔の関係から、地表から共通反射面までの土の電磁波速度を評価することができる。これまで、ワイドアングル法を使って地表から電磁波速度の測定が行われなかった理由は、探査できる深度が少なく地下 0.5m 程度の深度しか調査できなかったためである。連続波レーダ装置の開発によって地下 10~15m の地中電磁波速度を地表からはじめて測定できるようになった。

(3) 電磁波速度解析方法

一般的には各測定点におけるワイドアングル測定の記録波形を作成し、そこから速度および深度を読み取る。反射面を同じくする波形の並びは、距離に応じて傾きながら連続するため、その傾きや距離 0m における観測時間を読み取ることによって速度や該当する反射面深度を計算できる。

本探査では、反射波形の速度と該当波形の観測時間の関係を図化した Velocity Spectrum を用い、その

中から速度と観測時間の関係が一致する集中性の高いデータを単純に抽出する。この方法は、ノイズと判断される集中性の少ないデータは必然的に削除されるため、技術者の技量や経験に依存することなく解析を進めることができる。

最終的には各測点の解析結果をまとめてスムージング解析を行い、2次元断面として図化する。

(4) 実験結果

図 6-5 に各測線における電磁波速度断面を示した。なお、測線 1 については雨天当日及び雨天翌日の 2 回計測した。また、測線 2 は測線 1 の雨天翌日に計測した。各電磁波速度断面図は、遅い速度を示す寒色系から速い速度を示す暖色系へと速度変化を色彩の変化で表している。また、等値線に関しては、 $0.5 \times 10^8 \text{m/sec}$ から $0.9 \times 10^8 \text{m/sec}$ までを $0.05 \times 10^8 \text{m/sec}$ 間隔で示している。また、測線 1 の 10m 地点(測線 2 の 57.5m 地点)と測線 1 の 26.5m 地点で実施した簡易動的コーン貫入試験の結果を併せて示す。

① 1 日目 (平常時の記録)

電磁波は、水において最も伝搬速度が低下する特徴を持つため、土中の含水比が高まれば電磁波速度が低下する。したがって土中に地下水面があればその付近で電磁波速度変化が発生する。上記断面では、地下 8m 付近から速度低下が発生しており、その付近に地下水面が存在する可能性が高い。

② 雨天時と雨天直後の変化

地下水面と思われる電磁波低下深度は、雨天当日の地下 8m 付近から翌日は地下 6m 付近まで上昇する。また復旧法面に向かって若干高い傾向が見られる。

同じく雨天翌日の計測では、同日の測線 1 の結果と同じく電磁波測速度変化面は地下 6m 付近に検出されている。ただし速度変化面の分布傾向は、測線 1 の横断位置で若干深く、測線両端に向かって地下 5.5m 付近まで高まる。

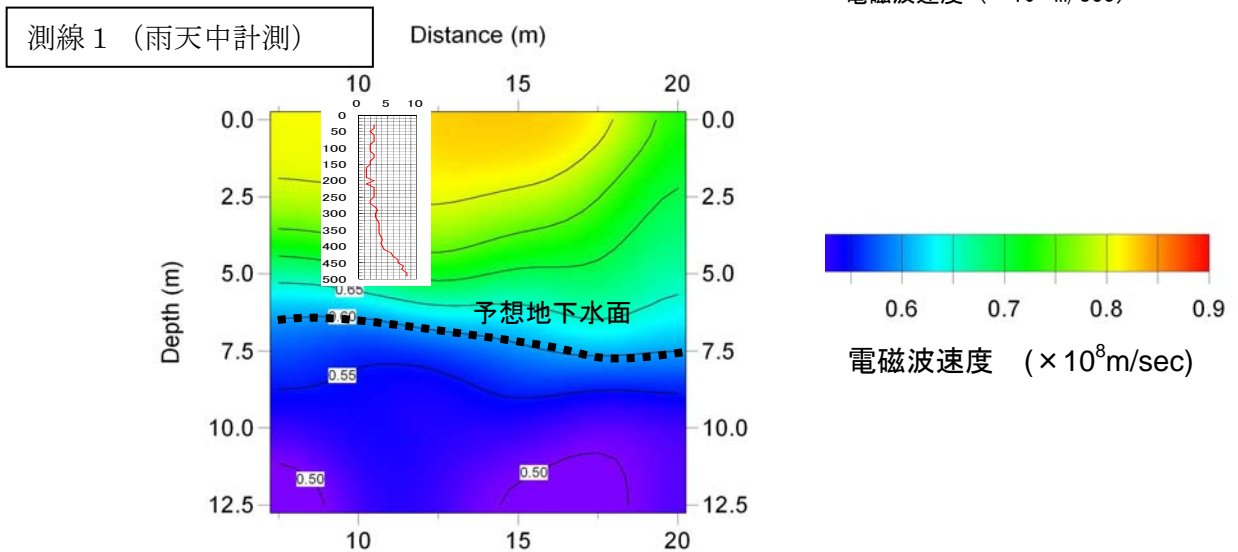
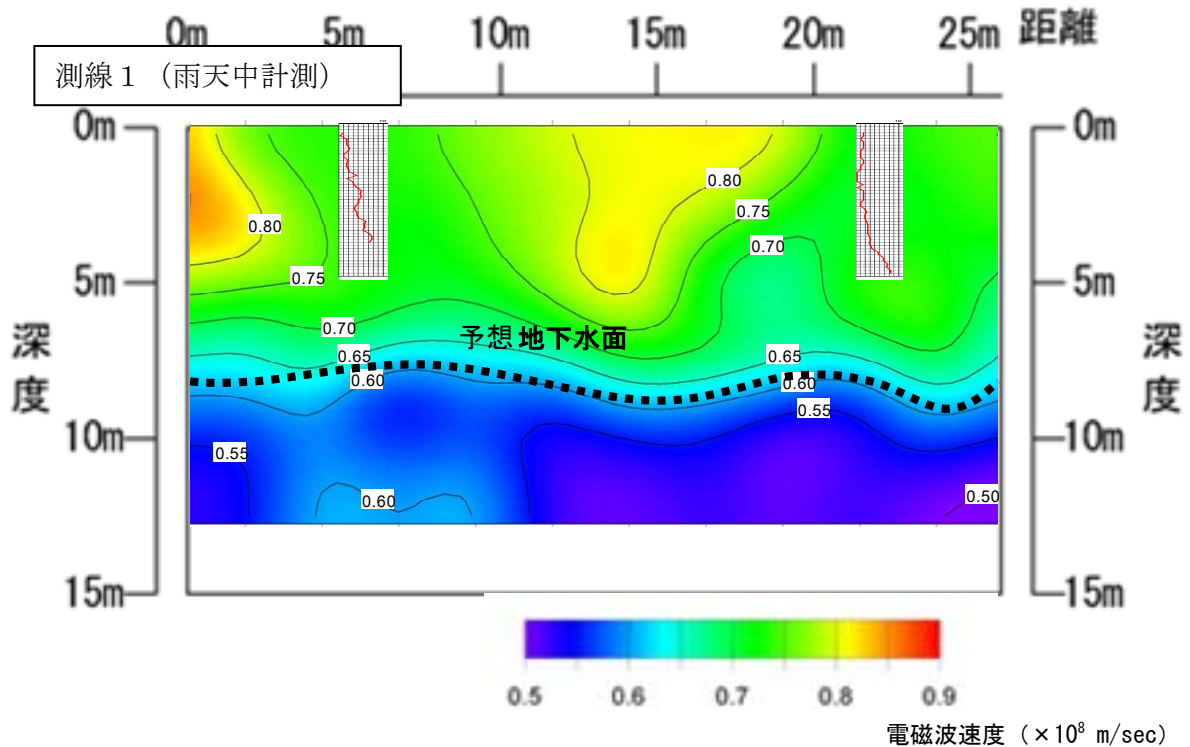
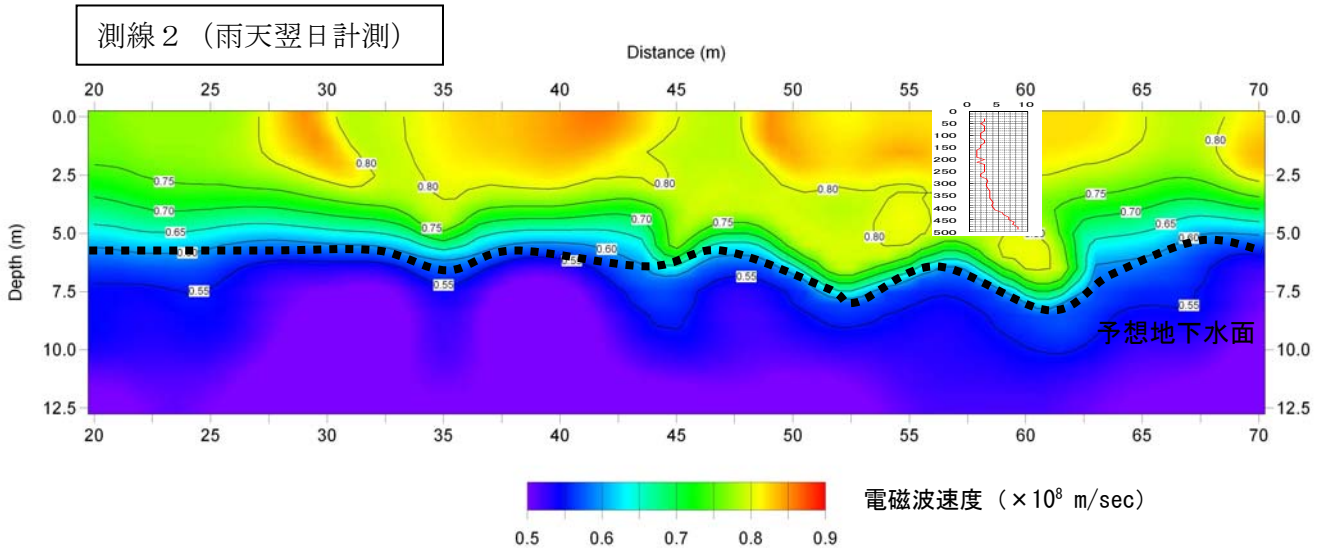


図6-5 各断面の調査解析結果と簡易動的コーン貫入試験結果

6.4 室内電磁波速度試験

能登有料道路（縦41）における電磁波速度構造調査結果を検証するため、現地とほぼ同様な細粒分質砂質礫を用い、地下水面を変化させながら電磁波速度試験を実施し、地下水変化と電磁波速度変化の関係を評価した。

(1) 実験方法

図6-6に示すように、使用した土槽は上げ底となっており、試験土（細粒分質砂質礫）を敷き詰めた深度は30cm高となる。土中内の地下水位を高めるため、最下部のみストレーナ加工した塩ビ管を立て込み、これを注水孔とした。もう一方の端に前面ストレーナ加工した塩ビ管を立て込み、これを水位観測孔とした。

土中の電磁波速度の計測は、本来は回路の伝送試験に使用されるネットワークアナライザを用い、微小アンテナを組み込んでワイドアングル法によって土中電磁波速度を計測した。地下水は、水を注入する前（水位GL-27cm）と注水して水位の異なる5回（地下水位GL-14cm, GL-8cm, GL-5cm, GL-2.5cm, GL-0.5cm）の合計6回のデータを取得した。

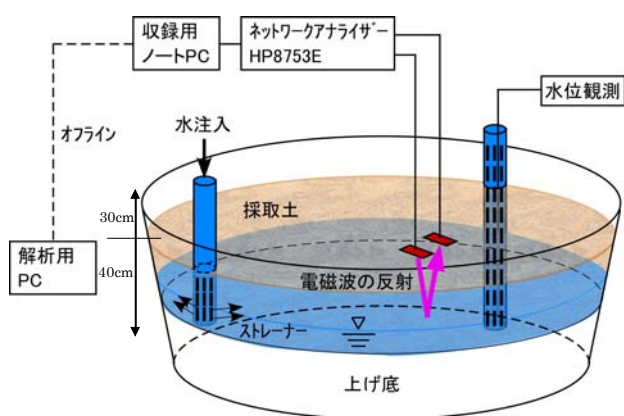


図6-6 土槽試験設備の構成

(2) 試験度敷き詰め及び土質試験

試験土は、細粒分の混じった砂・砂礫が主体である。試験の粒径加積曲線を図6-7に示す。土の土槽敷き詰めには、10cm毎程度に人力による踏み固めを行った後、水締めを行った。水締め後、重り（土の入ったトンパック）を置いて1日放置した後、最頂部の30cm高まで土砂を入れ、人力踏み固め及び水締りを繰り返した。その後は、トンパックを置いて1週間放置して実験に望んだ。

土質試験のうち、土の湿潤密度は、締め固め状態での試験の採取が難しいため、砂置換法による土の密度試験によって取得した。試験箇所は、水で飽和する実験前に2箇所、飽和した実見後に2箇所で行って土の乾燥密度と湿潤密度を取得した。

土粒子の密度試験は、土の密度試験を行った際に

サンプルした試料に対して行った。このため、2試料が飽和前の試料、2試料が飽和後の試料となる。含水比試験は、土粒子の密度試験と同ケースで自然含水比を取得した後、1試料についてのみ乾燥時、飽和時の含水比を取得した。なお、粒度試験はサンプルした4試料を合わせた試料によって行った。

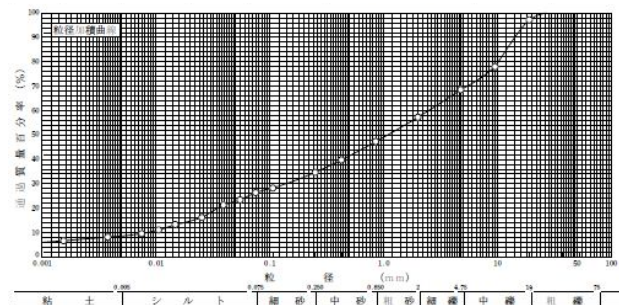


図6-7 実験試料の粒径加積曲線

(3) 実験結果

土槽内において5段階で変化させた地下水位毎における電磁波速度の解析結果から、土槽底面に当たるGL-30cm付近（往復伝搬時間で10nsec付近）において同速度が集中する領域の中心を読み取り、該当地下水位時における電磁波速度とした。図6-8に室内試験における地下水変化と電磁波速度の関係を示す。

地下水位が高まると共に電磁波速度は低下している事がわかる。また、電磁波速度値は、地下水面上で0.07m/nsec、地下水面下で0.06m/nsecとなった。

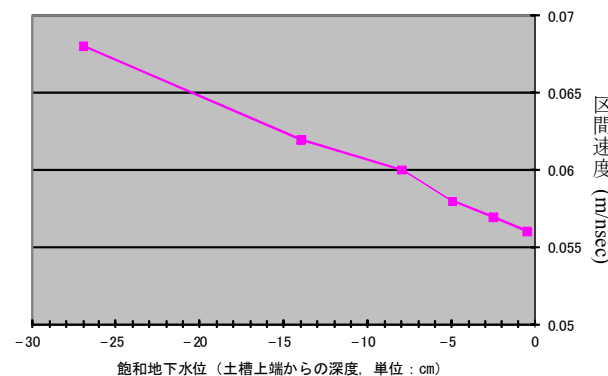


図6-8 室内試験における地下水変化と電磁波速度の関係

6.5 表面波探査

(1) 測定方法

高精度表面波探査の測定は、測線上に等間隔で受振器を多数設置し、一定間隔で発震した波動を多チャンネルで受振する。発震点位置は対象地盤の状況により決定し、進行方向に向かって最後尾の受振器から0.5~15m程度オフセットして行う（対象地盤によって決定される）。また、受振器には4.5Hzの速度型ジオフォンを1m間隔で設置し、24チャンネルを1-spread(1展開)で測定を行った。

(2) 解析方法

データ処理・解析フローの各ステップの概略は以下のとおりである。

各ショット(発震)データの発震点位置, および受振点位置の情報等のジオメトリを作成する。次にクロスコリレーション(相互相関) CMP 記録を作成する。さらに, 分散曲線解析を実施する。

上記の手順で編集した分散曲線をもとに S 波速度構造を計算する。求めた S 波速度分布をプロットしたものを初期モデルとする。具体的には, 観測分散曲線から波長(位相速度/周波数)を求めて波長の 1/3 を深度と仮定し, 深度と位相速度(ある深度までの平均的な S 波速度とみなす)の関係をグラフ化する。

最終モデル(S 波速度構造)は, 非線形最小自乗法によるインバージョン解析で, 観測された分散曲線と, 求められた S 波速度構造に対する論理的な分散曲線の差(残差)が最小となったものを採用する。インバージョンの計算では速度層を 10~15 層構造とし, 各層の層厚は固定して各層の S 波速度だけを変化させる。

(3) 実験結果

側線 1 及び側線 2 の表面波探査結果を図 6-9 及び図 6-10 に示す。また, 6.2 節で示した簡易貫入試験結果 (Nd 値) 及び S 速度構造断面から推定される地盤構造図を示した。

実験地は, 深度 10~15m に風化凝灰岩による基盤が出現し, 以浅は礫混じり砂質粘土が被る。礫混じり砂質粘土における簡易貫入試験結果は, 地下 3~4m 程度までは N 値 2~5 (Nd=1.5N で換算) を示し,

以深は急激に固くなり, 深度 5m 付近で N 値 10 以上となる。

おおよそ 3 層の構造に分かれる。地下 5m 程度までは 100~200m/sec が示され, 120~130m/sec を示す領域と 150~200m/sec を示す領域が混在する。地下 5~10m は 200~250m/sec とほぼ一定の速度を示し, 地下 10~12m 程度から 400m/sec 以上と急激に速度が速くなる。

上記した状況を N 値と S 波速度の関係から検討すると, 地下 10~12m に検出された高速度層は基盤である風化凝灰岩を捉えたものである可能性が非常に高い。

その上層は, 礫混じり砂質粘性土であるため, 浅層部における 120~130m/sec は粘性土優性, 150~200m/sec は砂質土優性, 地下 5m 以深は砂礫優勢の状態を示していることが推定される。

(4) 統合探査としての活用

両探査結果の特徴を整理すると, 地下水調査としての適性は電磁波速度構造調査が高く, 基盤調査としての適性は明らかに表面波探査の方が高い。被り土の評価としては, 実験地の特性が表面波探査向きであったこともあるため, 一概には比較できないが, 有効なデータを取得できる場合もあることが本実験で確認できた。

両手法は, 併用することによってお互いの不利点を補い, 直接的な地下水位及び滞水性に関する基盤面構造の把握, 特徴の明らかに異なる二つの物性値からの土質評価が行えるため, 地震時における斜面の液状化崩壊の危険性を評価できる有効な基礎資料を提供できる。

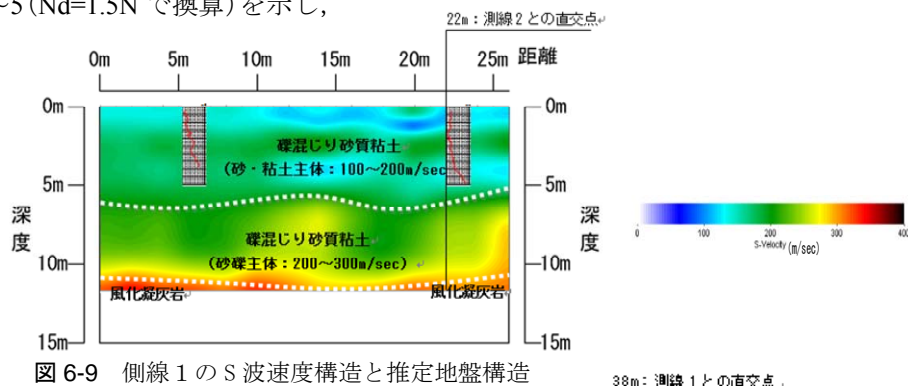


図 6-9 側線 1 の S 波速度構造と推定地盤構造

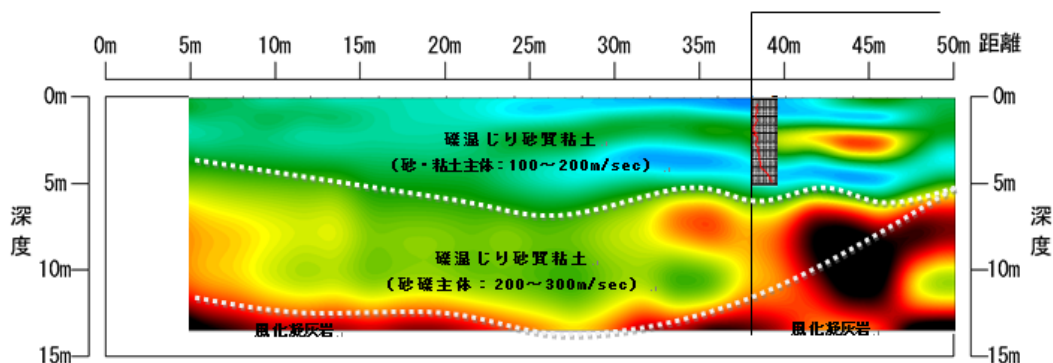


図 6-10 側線 2 の S 波速度構造と推定地盤構造

6.6 RI コーン貫入試験

(1) 実験方法

RI コーンは、電気式三成分コーンと散乱型 RI 密度計・水分計を組合せた多成分コーンシステムである。散乱型 RI 密度計はガンマ線、散乱型 RI 水分計は中性子線、と地盤の構成物質との相互作用を利用して湿潤密度 ρ_c 、含水量(水分密度) ρ_m を測定する計測器で、従来からボーリング孔に挿入して物理検層が行われてきた。RI コーンはボーリング孔内に挿入することなしに、直接地盤に貫入して密度・水分検層を行うことができる計器である。

調査位置は図 6-4 に示した通りである。調査位置 No.1 は連続波レーダ探査と表面波探査における側線 2 上に位置し、調査位置 No.2 は側線 1 と側線 2 の交点に近い位置である。

(2) 計測項目

RI コーン貫入試験における計測項目とその内容は以下の通りである。

- ①先端抵抗 q_c : コーントップが地盤中に貫入する際の抵抗。標準貫入試験の N 値や一軸圧縮強度 q_u 、非排水せん断強度 s_u に相当(換算可能)。
- ②周面摩擦 f_s : 貫入する際にセンサプローブ周面が受ける摩擦抵抗。飽和領域では土の粒度、拘束力(土圧)の指標となる。
- ③間隙水圧 u : 粘性土では非排水せん断(コーンの貫入による強制変形)に伴う過剰間隙水圧、砂質土では静水圧近傍の間隙水圧を示す。これらから、粘性土の圧密程度、地盤中の排水層の位置・能力、を評価できる。また、過剰間隙水圧が発生している状態で貫入を停止することで、消散試験を行い、原位置圧密係数を求めることもできる。
- ④自然 γ 線 BG : 地盤中に含まれる天然の放射能に由来する自然 γ 線の強度。天然の放射能は、真砂土では放射性同位元素 ^{40}K [カリウム 40] が 5ppm 程度存在する。自然 γ 線は密度測定に利用する散乱 γ 線のバックグラウンドとして補正対象であると共に、そのプロフィールも地盤状況を推定する情報の 1 つである。
- ⑤散乱 γ 線 N_p : プローブ先端部に装着した線源から放射された γ 線が地盤中の物質で散乱され、後方の検出器に入射した散乱 γ 線の強度。医療に用いられるレントゲン (X 線) と同じ電磁波である γ 線は通過経路の密度が大きいと吸収され検出強度が低下する。密度と検出強度の関係を予め校正試験で決め、適用する。④の自然 γ 線はバックグラウンド(BG)として補正する。
- ⑥中性子線 N_m : プローブに装着した線源から放射された中性子が地盤内の水分で散乱され、検出器に入射した強度を測定。水分が多いほど検出強度は大きくなる。

(3) 実験結果

2 つの調査地点のうち、No.1 の結果を示す。図

6-11 に調査地点 No.1 の三成分コーン測定結果、図 6-12 に密度水分測定結果を示す。

三成分コーン測定結果について

① GL.0.0~-1.0m

先端抵抗 q_c は 5MPa 程度の値を示し、周面摩擦 f_s が 100kPa 程度であることより、砂分やレキが混入した材料であることが考えられる。

② G.L.-1.0~-10.5m

先端抵抗 q_c は 0.5MPa 程度であり、周面摩擦 f_s も小さいので、レキをほとんど含まない軟らかい粘土で構成されていると考えられる。引上げ時の間隙水圧 u より、地下水位は G.L.-5.0m と推定される。

③ G.L.-10.5m以深

G.L.-11.30m 付近で、先端抵抗 q_c が 15MPa 程度まで急激に上昇し、先端に大きな曲がりが生じる傾向が見られたため貫入不可となった。レキが混入し、レキ混じりのシルトを主体とした材料で構成されていると考えられ、地山または旧表土付近である可能性が示唆される。

密度水分測定結果について

① GL.0.0~-1.0m

乾燥密度は 1.2(g/cm³)程度であり、先端抵抗のピークの深度において密度が大きく、レキなどを含んでいることが考えられる。

② G.L.-1.0~-10.5m

乾燥密度は 1.05~1.15(g/cm³)程度であり、かなり軟らかい粘土であることが示唆される。また、乾燥密度(間隙比)の弓なりの形状は、上下(①、③の層)の砂分またはレキを含んだ層が粘土層の排水層となり、粘土層の上下の圧密が進んでいることを示していると考えられる。

③ G.L.-10.5m以深

乾燥密度は 1.20~1.30(g/cm³)程度であり、この地点で最も密度が大きい。

結果のまとめ

両者から、3 つの土層構造が考えられる。

- 第 1 層 : 土質(シルト)(レキの混入が多い)
- 第 2 層 : 土質(粘土)(特に中間層が軟弱である)
- 第 3 層 : 土質(レキ混りシルト)(大きなレキが混入している)

コーン引上げ後に間隙水圧計のセラミックフィルター破損を確認した。これは、GL-20cm~30cm でレキ地盤に貫入した時に生じたと考えられ、これ以深の水圧計の計測値が正確でないと考えられる。そこで、貫入終了後(約GL-11.5m)の間隙水圧の平衡水圧を双曲線回帰で求め、その平衡水圧を静水圧と考えて地下水位を推定した(図6-11)。

6.7 まとめ

- ◆ 能登有料道路の被災盛土(縦41断面)で連続波レーダー探査を実施し、盛土内の地下水位と降雨による変化を測定した。電磁波速度の急激な低下から地下水位を予測し、

降雨前では約8m, 降雨後は約6mに地下水位がある事がわかった.

- ◆ 現場実験結果の解析のための、基礎的なデータを収集する室内土槽実験を実施し、土内部の地下水位の変化と電磁波速度の関係を取得した.
- ◆ 連続波レーダー探査では地下水位を評価し、電磁波速度から地盤構造の推定も実施したが、表面波探査結果により地盤物性の測定を補完する事ができた.
- ◆ RIコーンによる地盤調査では、地盤内の水

分量及び地盤物性を補完する事ができた.

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所, (独) 建築研究所:平成19年(2007年)能登半島地震被害調査報告, 2008.
- 2) 社団法人地盤工学会:地盤調査の方法と解説, pp.274-278, 2004.

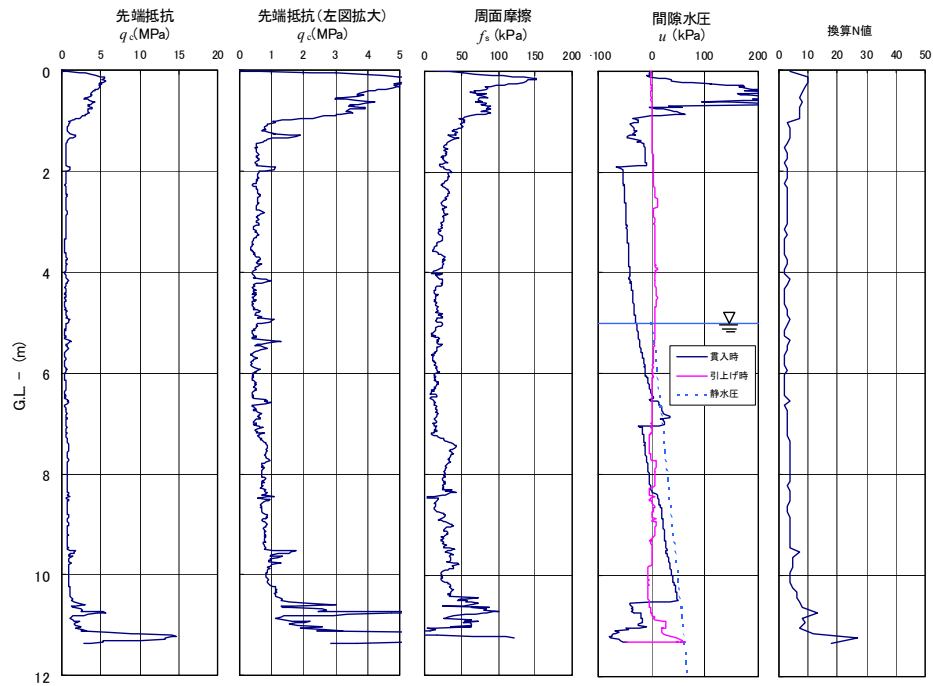


図6-14 RIコーン貫入試験結果No.1 (三成分コーン)

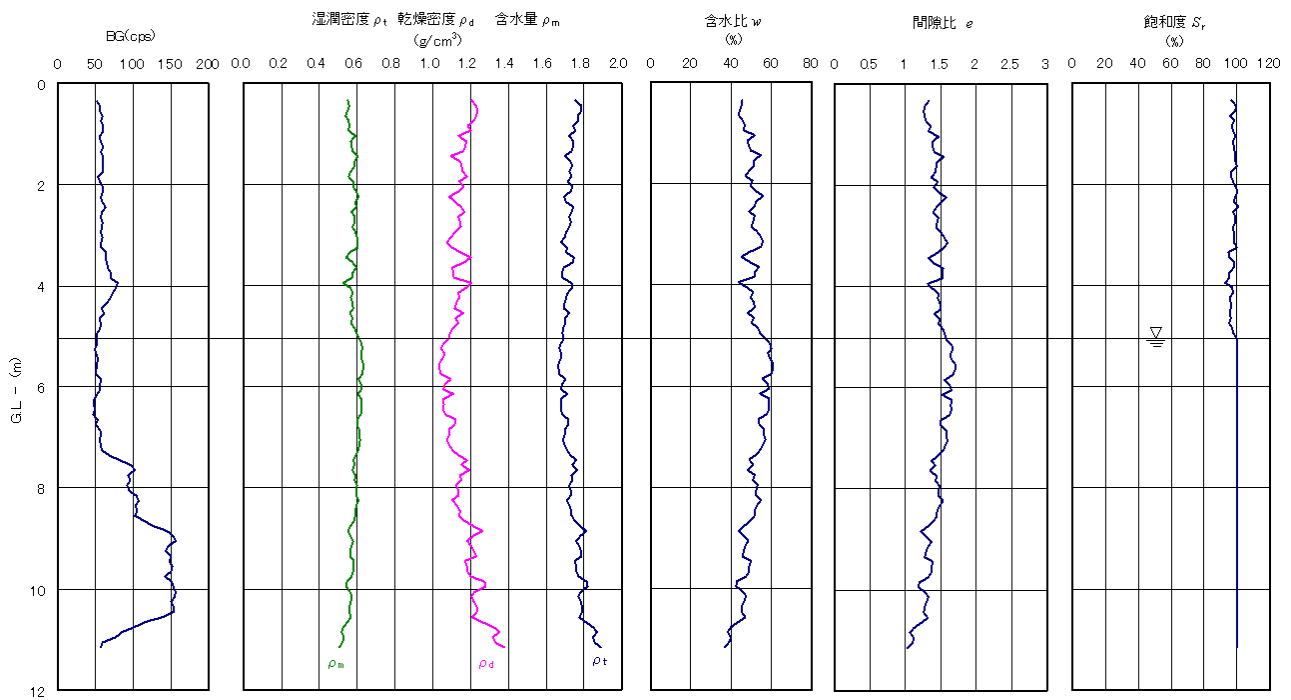


図6-15 RIコーン貫入試験結果No.1 (密度&水分)

第7章 成果の総括的とりまとめ

7.1 成果の概要

本節では、平成21年度～23年度に実施した研究の成果の概要をとりまとめて示す。

不飽和土と軟岩の繰返し力学特性

実際の堤防の改修に用いられている粒度分布のよい土を用いた、非排気－非排水および排気－排水条件下での不飽和土の繰返し三軸圧縮試験結果を蓄積した。地震時など短時間の力学現象の場合、間隙空気圧が消散しきらず過剰間隙空気圧が発生し土の骨格応力に影響するため、非排気－非排水状態の力学特性の把握は特に重要な成果である。最近事例の増えてきた排気－非排水条件下での試験は、負のダイレイタンスによって体積が圧縮すると間隙水圧が上昇するが空気圧は一定であるため、サクシオンが低下する傾向にあるが、間隙空気圧が上昇すればサクシオンは一定もしくはその低下には限界があり、従来の方法とサクシオン挙動は異なるものとなる。

また、山地などでは盛土の基礎地盤が軟岩で、風化等により比較的軟らかく土に近い状態で存在するため、地震時の盛土挙動を考える場合に軟岩の繰返し力学特性が重要となる。本研究では、凝灰岩を用いて三軸試験と繰返し三軸試験を実施した。その結果、剛性が高く、低圧ではひずみ軟化現象が発生すること、また乾湿特性を明らかにした。さらに、弾粘塑性構成式を適用し三軸シミュレーションを実施した結果、実験結果を良く再現していた。

不飽和土の弾塑性および弾粘塑性構成式と多相系地盤の大変形解析法

不飽和土の繰返し力学特性を表現可能な繰返し弾塑性および弾粘塑性構成式を用いた多相連成解析法を確立した。微小ひずみレベルでの剛性の劣化から崩壊に至る大変形までを追跡す

る事ができる。また、飽和部分や不飽和でも飽和度の高い部分での液状化や劣化現象も厳密に解析する事ができる。さらに、粘土の繰返し弾粘塑性構成式を用いる事で、基礎地盤あるいはそれ以深に厚い軟弱粘土層が存在する場合の、沈下や地震動の増幅などの挙動も考慮可能である。

多相連成弾塑性有限要素法は、模型実験のシミュレーションおよび地震時の盛土被災事例の解析によって、その妥当性を確認した。また、慣用設計に用いられているニューマーク法と比較し、提案手法の特徴についてまとめた。updated Lagrangian法による多相連成大変形解析法およびMaterial Point Methodによる多相連成大変形解析法は、基本的な想定地盤として盛土の動的解析を実施し、不飽和道路盛土の大変形までを解析する手法としての適用性を示した。

不飽和盛土地盤の遠心載荷装置による振動実験

不飽和土を陽に取り扱い遠心力場で体系的に実験結果をまとめた研究事例はほとんどなかったが、本研究では、サクシオンおよび間隙流体の相似則に留意して浸透を考慮した不飽和盛土の動的遠心載荷実験を行い、浸透過程から動的過程を定量的に評価した。その結果、水分量が多い盛土では、地震動がそれほど大きくなっても変形が大きくなるのに対して、最適含水比で十分に締固めがなされている場合は、地震動が大きくても変形は限定的である事を明らかにした。また、浸透水が盛土内に存在する場合は間隙水圧が上昇し、盛土の変形を著しく大きくさせる事を明らかにした。浸透後3日程度水位低下させた場合でも、依然として有意な変形が発生する事が明らかとなった。さらに、ドレーン工法を模擬した実験を行い、排水工法であるドレーン工法は盛土の安定性を高める効果が有る事を明らかにした。

次に、多相連成弾塑性有限要素法により遠心

実験のシミュレーションを実施し、浸透によって飽和度が高くなった個所で間隙水圧が上昇して、骨格応力の減少が盛土の大きな変形の要因であることを示した。さらに、盛土内には法尻から発生するせん断帯と基礎地盤に至る底部のせん断帯など複数のせん断帯が現れる変形モードを示した。

道路盛土内の水分量および劣化状況の物理探査

連続波レーダー探査によって能登有料道路の道路盛土－基礎系の探査を実施し、地下水位の推定と地盤構造解析を行った。この探査では降雨時と降雨後の地下水位変化を捉える事ができる事を示した。また、室内試験で電磁波速度と地下水位および水分量の関係をキャリブレーションし、探査結果からの水分量および地下水位の定量評価のためのデータを蓄積した。

同じ盛土で表面波探査とRIコーンによる地盤調査を実施し、連続波レーダー探査の結果との比較を通して盛土地盤の物性と水分量および地下水位を評価した。表面波探査ではS波速度から盛土－基礎地盤内の物性を測定し、比較的力学特性を特定しにくい連続波レーダー探査による地盤構造の推定結果を補完することができた。RIコーンによる地盤調査では、地盤内の水分量と地盤強度のデータを取得し、盛土内の水分量、地下水位、物性を評価した。

7.2 道路盛土の耐震性の評価法と強化法に関する提言

不飽和盛土の耐震性の評価法と強化法

盛土は最適含水比付近で締固めて施工するため、全てが不飽和土構造物であるが、現行の慣用設計法および有限要素法を用いた詳細解析法においても、全応力解析かあるいは完全飽和を仮定した有効応力解析法に限られている。しかし、近年の地震時の沢埋めや高含水比の盛土の被害で明らかになっているように、不飽和土のサクションによって安定化していた盛土が地下などの浸透により強度を失う事が、盛土の崩壊に至る大変形の主たる要因である。慣用設計法では、有効応力の考え方で浸透水圧を考慮できるが、サクションの低下は考慮されていない。有効応力解析法で液状化などの土構造物の劣化を考慮できる手法を用いたとしても、同様にサクションの影響を含む不飽和土の力学特性を考慮した解析はできない。浸透が無い場合でも、基本的な繰返しせん断による不飽和土の力学特性を考慮しなければ厳密な解析ができない。以上より、不飽和土の地震時の挙動の評価には、盛土－基礎地盤の水分履歴を考慮する必要がある。不飽和土の繰返し力学特性をモデル化した構成式と、気体相、水相、固体相を連成した多

相連成解析法を用いる事が重要である。また、大変形を照査するためには、有限変形理論に基づく解析手法が必要である。

盛土の場合、盛土材が現地発生度である場合がほとんどで材料が多様性を持っている事、詳細解析のための入力データの設定や出力データの解釈に高度な工学的判断を要する事から、厳正な施工管理を前提として既往の実績・経験に立脚した設計法が用いられているが、これはこれまで経験した地震動レベルに対してはある程度効果的であるものの、2011年東北地方太平洋沖地震に見られたような未曾有の大地震や豪雨と地震の同時発生など、過去の経験が不十分な状況を考える場合は、力学特性を単純化なしに正確に記述した解析法による耐震性の評価が必須である。

また、盛土の基礎地盤や切土斜面としての軟岩については、その劣化特性を明らかにする必要がある。風化した軟岩の場合、硬岩よりも土に近い変形・強度特性を示すため、弾粘塑性体として盛土の耐震性の評価に考慮した方が良い。この場合、軟岩の繰返し三軸試験などによる繰返し載荷時の力学特性の把握と、それを表現可能な弾粘塑性構成式を導入した解析が必要である。

強化法としては、十分な締固めによる盛土の強化が重要である。細粒分を多く含む締固め度が上がりにくい土に対しては、補強土工法の適用も有効であろう。また、各種排水工法により水を効果的に排水させる事が、降雨や浸透水に対する対策として最も有効である。十分な施工をしていても施工時には認められなかった地下水が盛土内に浸透する可能性もあるため、地下水位や湧水や水分量の調査やモニタリングは非常に重要である。

不飽和土の実験データの蓄積

このため、実際の盛土材料やそれを想定した粒度の良い土を用いた不飽和土の非排気－非排水および排気－排水条件での繰返し力学試験結果の蓄積は最重要項目である。さらに、不飽和土の繰返し力学特性を表現可能な、サクションの影響を適切に考慮した弾塑性あるいは弾粘塑性構成式が必須である。そして、これまでの有効応力解析では、水相と固体相のみを連成させTerzaghiの有効応力を用いた二相系解析法であったが、不飽和土の解析のためには、空気相を加えて三相を連成させ流体相の圧縮性を考慮し骨格応力を用いた動的解析法が必要である。要素試験のシミュレーションでも非排気－非排水条件の場合、流体相の圧縮性のため境界値問題として取り扱わなければならない事も注意が必要である。

地盤の水分量と物性の物理探査

盛土の調査に関しては、材料の不均質性と水分量の定量的な把握が重要である。このためには、弾性波探査、電磁波などのレーダー探査の適用が有効である。連続波レーダー探査では、盛土の物性と共に地下水位を推定することができる。さらに、室内試験で電磁波速度と水分量のキャリブレーションを別途実施する事で、土の含水量を正確に推定する事も可能となる。弾性波試験では力学物性を陽に明らかにすることが可能であり、現在の探査レベルでは、弾性波試験と電磁波探査を併用することがのぞましい。

これらに加えて、砂質土や粘性土ではコーン試験や礫質土では標準貫入試験などのサウンディング、ボーリング調査などを同時に行い、物性をキャリブレーションすれば、探査結果の精度向上に有効である。RIコーン試験を3成分コー

ン試験と共に行えば、物性に加えて水分量と地下水位を推定することができる。また、盛土の不飽和特性の把握のため、サクシヨンの計測も重要である。

室内試験では、強度と変形特性を求めるため三軸試験が重要であるが、解析での材料定数の決定のため、CUやUUのみでなく $\overline{\text{CU}}$ （圧密非排水）やCD（圧密排水）繰返し試験が必要である。試料は、飽和試料および不飽和試料を用いるが、自然不攪乱試料による試験が望ましい。さらに、土の水分保持特性の構成式である水分特性曲線を決定するための保水試験と透水試験が必要である。

道路政策の質の向上に資する技術研究開発

成果報告レポート

No.21-4

水分履歴を考慮した不飽和道路盛土の耐震性の評価法と強化法

2012.7