

地震により崩壊した凝灰質砂からなる谷埋め
宅地盛土の崩壊メカニズムと安定性の検討

平成 26 年 3 月

野田 翔兵

山口大学大学院理工学研究科

目次

第1章 序論.....	1
1.1 概説.....	1
1.2 盛土地盤の地震時崩壊.....	3
1.3 宅地耐震化推進事業.....	6
1.4 既往の研究.....	10
1.4.1 初期せん断応力作用下の動的強度に関する既往の研究.....	10
1.4.2 火山灰土および破砕性土に関する既往の研究.....	12
1.5 本論文の目的と構成.....	13
1.5.1 本論文の目的.....	13
1.5.2 本論文の構成.....	13
参考文献.....	14
第2章 実験に用いた試料および実験方法.....	17
2.1 概説.....	17
2.2 実験に用いた試料.....	18
2.3 単調三軸圧縮試験.....	27
2.4 非排水繰返しせん断試験.....	29
2.5 単粒子破砕試験.....	34
2.6 動的変形試験.....	36
参考文献.....	39
第3章 単調および繰返しせん断挙動.....	40
3.1 概説.....	40
3.2 単調せん断特性.....	41
3.3 非排水繰返しせん断特性.....	46

<目次>

3.3.1 等方圧密下における非排水繰返しせん断特性	46
3.3.2 初期せん断応力下における非排水繰返しせん断特性	47
3.4 細粒分の影響	56
3.5 結論	61
参考文献	62
第4章 単粒子の形状および強度特性	64
4.1 概説	64
4.2 粒子形状の評価	65
4.3 単粒子破砕特性	68
4.4 統計関数を用いた単粒子破砕強度の評価	71
4.5 結論	74
参考文献	75
第5章 動的変形特性と水平震度の推定	76
5.1 概説	76
5.2 中空ねじりせん断試験	77
5.3 太陽ニュータウンにおける本震地震動の推定	87
5.4 結論	99
参考文献	100
第6章 盛土の地震時安定解析	101
6.1 概説	101
6.2 動的強度を用いた安定解析手法	102
6.3 解析モデルと安定解析結果	104
6.4 結論	109
参考文献	110

< 目次 >

第 7 章 結論..... 111

第 1 章 序論

1.1 概説

1995 年兵庫県南部地震，2004 年新潟県中越地震，2011 年東北地方太平洋沖地震など近年の地震において斜面や盛土の崩壊による被害が目立っており，特に埋立て盛土上の家屋の被害が大きな社会問題となっている．谷埋め盛土は，集水地形であることから盛土内に地下水が侵入しやすい状況となっている．この地下水位の上昇が，盛土崩壊の要因となっていると考えられる．地下水が上昇すると，盛土の自重が増加し，すべらせようとする力（滑動力）が増加する．逆に，すべりに抵抗する力（抵抗力）は，浮力や間隙水圧上昇の影響を受け減少する．

これらの地震被害を受け，国は平成 18 年に，宅地地盤災害を未然に防止または軽減し，宅地の安全性を確保することを目的とした宅地造成等規制法の改正を行った．これに併せて，地方公共団体が大規模盛土造成地を把握・公表，また住民への情報提供を行い，宅地所有者が国や地方公共団体の補助を受け耐震化工事を実施できる宅地耐震化推進事業が創設された．宅地耐震化推進事業において，対象となる盛土は大規模造成宅地盛土であり，これは谷埋め型盛土と腹付け型盛土に大別される．これらの盛土に対し最終的に耐震化工事の対象となるのは，地震時安全率が $F_{sd} < 1.0$ となる場合である．地下水位が上昇するような盛土の場合，地震時の円弧すべり解析を行うには，地震時の間隙水圧の上昇を考慮した静的円弧すべり解析を行うか，震度法による設計水平震度を作用させた動的円弧すべり解析を行わなければならないとされている．しかしながら，斜面内の地盤要素は自重による初期せん断応力を受けているが，地震時の繰返しせん断による間隙水圧の上昇量も動的強度も明確にされていないのが現状である．これまで地震時の円弧すべり解析を行う場合，抵抗力として初期せん断応力を考慮しない非排水静的強度を用いて設計水平震度を作用させていたという背景がある．この問題点としては，斜面内の土要素は自重による排水状態での初期せん断応力と地震時の短時間に作用する非排水繰返しせん断応力を考えなければならないが，静的強

度は初期せん断応力を考慮せず，非排水強度のみ与えられていることが指摘される．排水状態で初期せん断応力を与え，その後繰返しせん断を行う必要がある．

以上の背景から，本研究では初期せん断応力を作用させた非排水繰返しせん断試験を行い，これを斜面内土要素の動的強度とし，この動的強度を用いて盛土の地震時安定性の評価を行うこととした．また盛土材料の多くは風化土等破碎性を伴う土であることから盛土材料の破碎性についても検討を行うこととした．

本章は第 1 節で概説を，第 2 節で盛土地盤の地震による崩壊事例を示し，第 3 節で宅地耐震化推進事業について述べ，第 4 節では初期せん断応力下の動的挙動や火山灰土に関する既往の研究の概説を行う．最後に第 5 節では本論文の目的と構成を示す．

1.2 盛土地盤の地震時崩壊事例

2004年新潟県中越地震の災害報告書¹⁾によると,大崩壊に至った盛土は,急峻な高い斜面,沢部,谷部などの集水地形に建設され,さらに排水性の悪い盛土材料を用いていた場合が多かったと報告されている.また,棚田や溜池といった一年を通して地下水位が高い状況の造成地であったことも報告されている.

2011年東北地方太平洋沖地震では宮城県²⁾や福島県³⁾で大きな宅地盛土の崩壊が発生しており,特に宮城県では多くの宅地盛土が被害を受けている.被災した盛土の多くが,谷埋め型や支持地盤が軟弱地盤であったと報告されており,その盛土材は多くが火砕流堆積物や火山灰質土といった火山由来の土であったことも報告されている.本研究では,この2011年東北地方太平洋沖地震により崩壊した宮城県山元町太陽ニュータウンの宅地盛土を対象として現地調査と崩壊メカニズムを検討しており,この盛土地盤も火山灰質土で形成されていた.本研究で対象とした盛土の崩壊状況を以下に示す.

対象とした造成宅地盛土は,宮城県南端の山元町のほぼ中心部に位置する太陽ニュータウンであり,県を南北に縦断する国道6号線の西側の丘陵地帯に位置する.国道6号線を境に東側は海岸線に沿った平地であるが,津波により壊滅状態となった.太陽ニュータウンの宅地造成は1970年代に開始され,大きな谷や小さな沢を埋め1979年に完成している.図1-1に太陽ニュータウン造成の変遷を示す.盛土に用いられた土は,切土による発生土であり,凝灰質砂岩の風化した砂質土である.現地では地震により大規模な盛土崩壊が5か所で発生したが,それらを図1-2にブロック1からブロック5まで番号付けして示している.図2に太陽ニュータウンの切盛図を示すが,図中褐色の部分が盛土で青の部分が切土である.切土高は最大で10m程度,盛土高は最大約15mである.崩壊箇所は谷埋めおよび腹付け盛土の端部に集中している.各ブロックにおける崩壊状況を写真1に示す.写真は図1の矢印で示す方向より撮影している.それぞれのブロックにおける崩壊の概要は以下のとおりである.まず,ブロック1は小規模な沢を埋めた谷埋め盛土の取り付け道路部の崩壊であり,頭部では道路の沈下や側方への移動が顕

著であり、崩壊ブロック頂部付近の民家にも傾きが見られた。また、末端部では盛土法面の押し出し、路面の突き上げが認められた。ブロック2は腹付け盛土の崩壊であり、土砂が道路を横断し下のコンビニエンスストアの駐車場まで達しており、頭部の道路は陥没し斜面の下方まで崩れ落ち原形をとどめていない状況であった。ブロック3は谷埋め盛土の末端部の崩壊であり、道路部が大きく陥没し民家も道路側へ大きく傾いている。同じく谷埋め盛土末端部の崩壊であるブロック4は崩壊部が公園となっており、公園内に段差を伴う開口亀裂が多数生じている。また、遊具も傾くなど変状は大きかった。ブロック5もブロック3、4と同じく谷埋め盛土の末端部の崩壊であり、道路が大きく陥没し谷へ落下、民家も道路側へ傾いた状況であった。



(a) 地形改変前（1952年） (b) 造成中（1975年） (c) 造成後（1979年）

図1-1 太陽ニュータウン造成の変遷（山元町より提供）

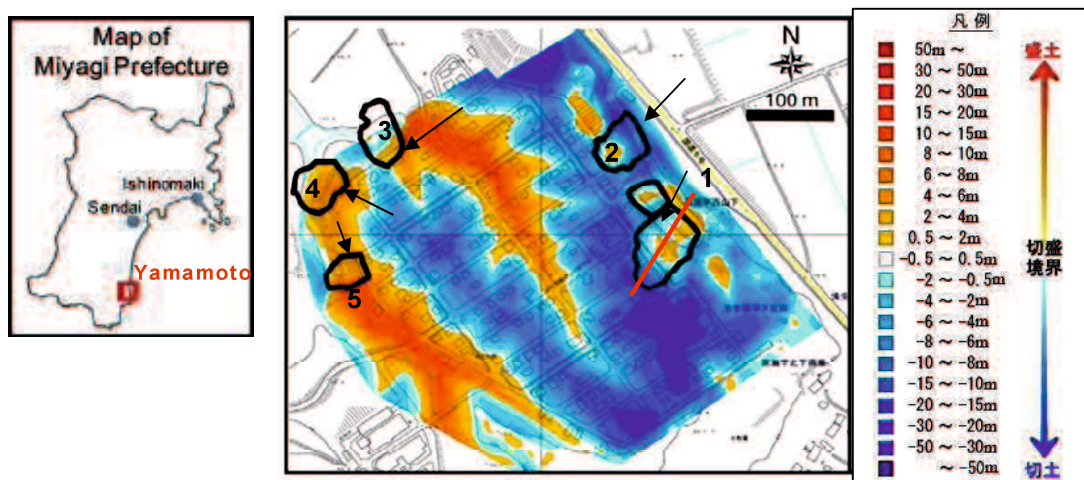


図1-2 太陽ニュータウンの切盛図と崩壊箇所（(株)復建技術コンサルタントに加筆）

序論



(a) ブロック 1



(b) ブロック 2



(c) ブロック 3



(d) ブロック 4



(e) ブロック 5

写真1 太陽ニュータウンの盛土崩壊状況

1.3 宅地耐震化推進事業

近年の地震による盛土被害を受け、国は平成 18 年に、宅地地盤災害を未然に防止または軽減し、宅地の安全性を確保することを目的とした宅地造成等規制法の改正を行った。これに併せて、地方公共団体が大規模盛土造成地を把握・公表、また住民への情報提供を行い、宅地所有者が国や地方公共団体の補助を受け耐震化工事を実施できる宅地耐震化推進事業が創設された。宅地耐震化推進事業において、対象となる盛土は大規模造成宅地盛土であり、これは谷埋め型盛土と腹付け型盛土に大別される。説明図を図 1-3 に示す。それぞれ大規模盛土造成地の要件は以下のように定められている。

- ① 谷埋め型大規模盛土造成地：盛土の面積が 3000m² 以上
- ② 腹付け型大規模盛土造成地：盛土前の地盤面の水平面に対する角度が 20 度以上かつ盛土の高さが 5m 以上

宅地耐震化推進事業では、大規模盛土造成地の変動予測調査を行う必要がある。変動予測は、第一次スクリーニングと第二次スクリーニングによって構成され、防災区域の指定等は当該変動予測結果に基づいて行われる。これらの手順は以下の通りとなっている。

- 1) 調査対象地域を設定し、盛土造成地の位置と規模を把握し、第二次スクリーニング計画を作成する。（第一次スクリーニング）
- 2) 第一次スクリーニングにおいて抽出された大規模盛土造成地を表示した宅地ハザードマップを作成し、住民等への周知・普及を図る。
- 3) 第二次スクリーニング計画に基づき、盛土造成地の現地調査を行い、地形や土質等を把握した上で、安定計算を行う。（第二次スクリーニング）
- 4) 第二次スクリーニングの結果を基に、宅地造成に伴う災害で相当数の居住者その他の者に危害を生ずるものの発生のおそれ大きいと判断された大規模盛土造成地について、防災区域の指定等を行う。

次にそれぞれのスクリーニングについて説明する。まず第一次スクリーニングは、地方公共団体の区域に存する盛土造成地に関する資料に基づいて、大規模盛土造成地を抽出し、第二次スクリーニングを実施するための計画を作成することを目的として行うものである。大規模盛土造成地を抽出するための基礎資料として、造成前後の地形図、空中写真等を用いる。また、必要に応じて盛土造成地の造成年代、地下水位又は大規模盛土造成地における災害により危害が生ずるおそれのある人家等の保全対象を確認できる資料を収集する。宅地ハザードマップは、宅地造成に伴う災害に対する住民の理解を深め、宅地造成に伴う災害の防止のため必要な規制を行うことを目的として作成し、公表・活用するものであり、原則として第一次スクリーニングの結果に基づいて大規模盛土造成地の共通項目と地域項目を記載したものである必要がある。

第二次スクリーニングは、現地調査及び安定計算により滑動崩落のおそれ大きい大規模盛土造成地を抽出することを目的として行うものである。現地調査は、まず、大規模盛土造成地の現地踏査を行い、現在の盛土の地形を確認する。そして、想定される滑動崩落の方向に沿って、調査測線を設定する。次に、設定した調査測線における調査ボーリングにより、当該大規模盛土造成地の土質、単位体積重量、せん断抵抗角、粘着力、地下水位などを把握する。得られた結果を基に、安定計算により、地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力がその滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力を上回るか否かを確認することとなっている。また、地震力については当該盛土の自重に、水平震度として 0.25 に建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する Z の数値を乗じて得た数値を用いることとされている。ここでの安定計算は盛土のすべり面を複数の円弧または直線に近似し、二次元の分割法による計算を基本とすると明記されている。道路土工指針によると、盛土の地震時の円弧すべり解析を行うには、地震時の間隙水圧の上昇を考慮した静的円弧すべり解析を行うか、震度法による設計水平震度を作用させた動的円弧すべり解析を行わなければならないとされている²⁾。

防災区域の指定は、変動予測の結果、崖崩れ又は土砂の流出が生ずるおそ

れが大きいと判断された場合か、もしくは大規模盛土造成地において災害の生ずるおそれが明らかな場合に、相当数の居住者その他の者に危害を生ずるおそれが大きいかどうかを判断し、防災区域の指定等を行うものとされている。一連の調査の流れを図 1-4 に示す。

現在多くの地域で 1 次調査が行われており、全国に存在する大規模盛土造成地は約 13000 か所と推定され、そのうち地震時に大きな影響を及ぼす恐れのある盛土は約 1000 か所と推定されている。

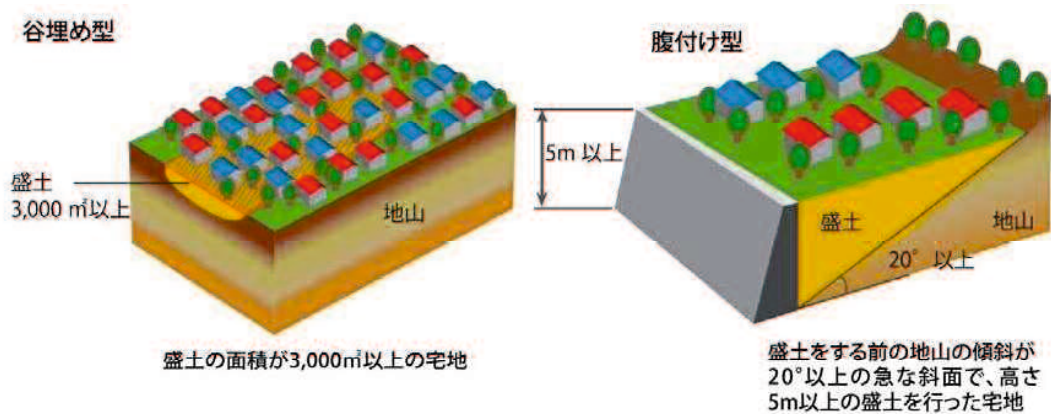


図 1-3 大規模盛土造成地の概要（国土交通省より）

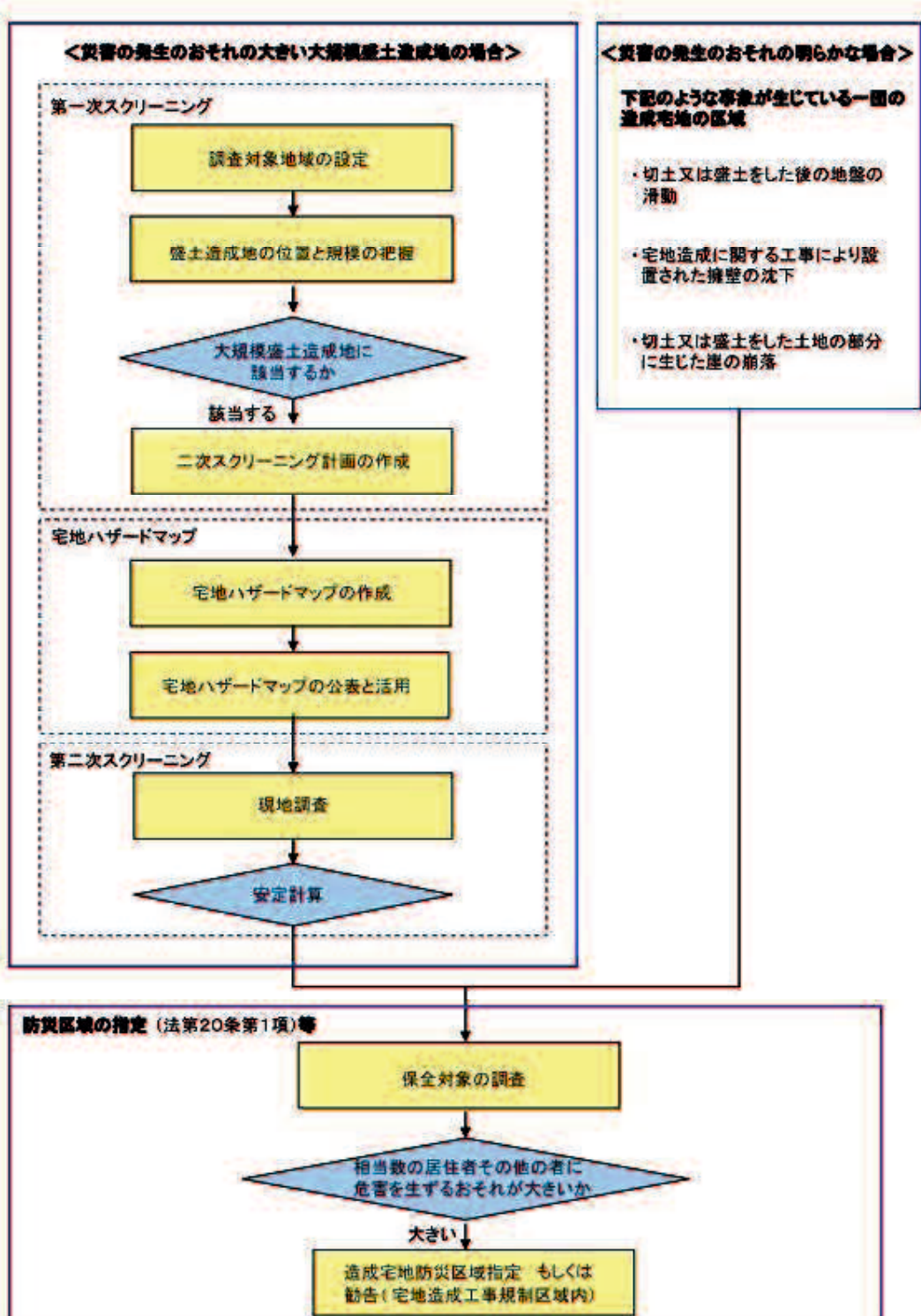


図 1-4 変動予測調査の流れ

1.4 既往の研究

1.4.1 初期せん断応力作用下の動的強度に関する既往の研究

盛土地盤内には、あらかじめ静的なせん断応力として初期せん断応力が作用している。この初期せん断応力が作用している地盤要素は、地震時において水平地盤と異なった挙動を示すことが知られている。Lee and Seed⁵⁾, Tatsuoka⁶⁾ら、建設省土木研究所⁷⁾, Hyodo ら^{8), 9)}は、この応力状態下の繰返しせん断強度を調べるため、初期せん断応力下の非排水繰返し三軸試験や中空ねじりせん断試験を行った。その結果、密な飽和砂では、初期せん断応力の増加に伴い繰返しせん断強度が増加することが示された。さらに、Vaid and Chern¹⁰⁾や Hyodo ら¹¹⁾は、緩い飽和砂の場合には、初期せん断応力の増加に対して繰返しせん断強度は減少に転じることも示している。

次に、初期せん断応力下の粘性土についての既往の研究結果を示す。杉山ら¹²⁾, 兵動ら¹³⁾によって、低い初期せん断応力においては、密な砂の方が粘土に比べて繰返しせん断強度が低く現れているが、初期せん断応力が高いところでは逆に粘土の繰返しせん断強度が密な砂に比べ低くなっていることが示されている。これは、粘性土が緩い砂と同様な強度低下傾向を示すことによるものである。同様の知見は、Seed and Chan¹⁴⁾や Malek¹⁵⁾らも示している。

また、砂と粘土を混合した中間土の研究¹⁶⁾においては、細粒分が多いと初期せん断応力の増加に伴い繰返しせん断強度が低下するが、細粒分が少ないと初期せん断応力の増加に伴って強度増加することが示されている。さらに、埋立て材料であるまさ土やしらすを用いた研究^{17), 18)}では、初期せん断応力に伴う強度の変化はあまり見られないという結果が示されている。これは埋立て材料の破砕性に起因する現象と考えられている。それぞれの初期せん断応力に伴う強度変化傾向を図 1-5 に示す。

これらのことから、地震時において、砂質土（細粒分の少ない土）は、水平地盤あるいはそれに近い初期せん断応力の小さいところが危険になりやすいのに対して、粘性土（細粒分の多い土）では初期せん断応力の卓越する場所が危険となりやすいことが分かる。

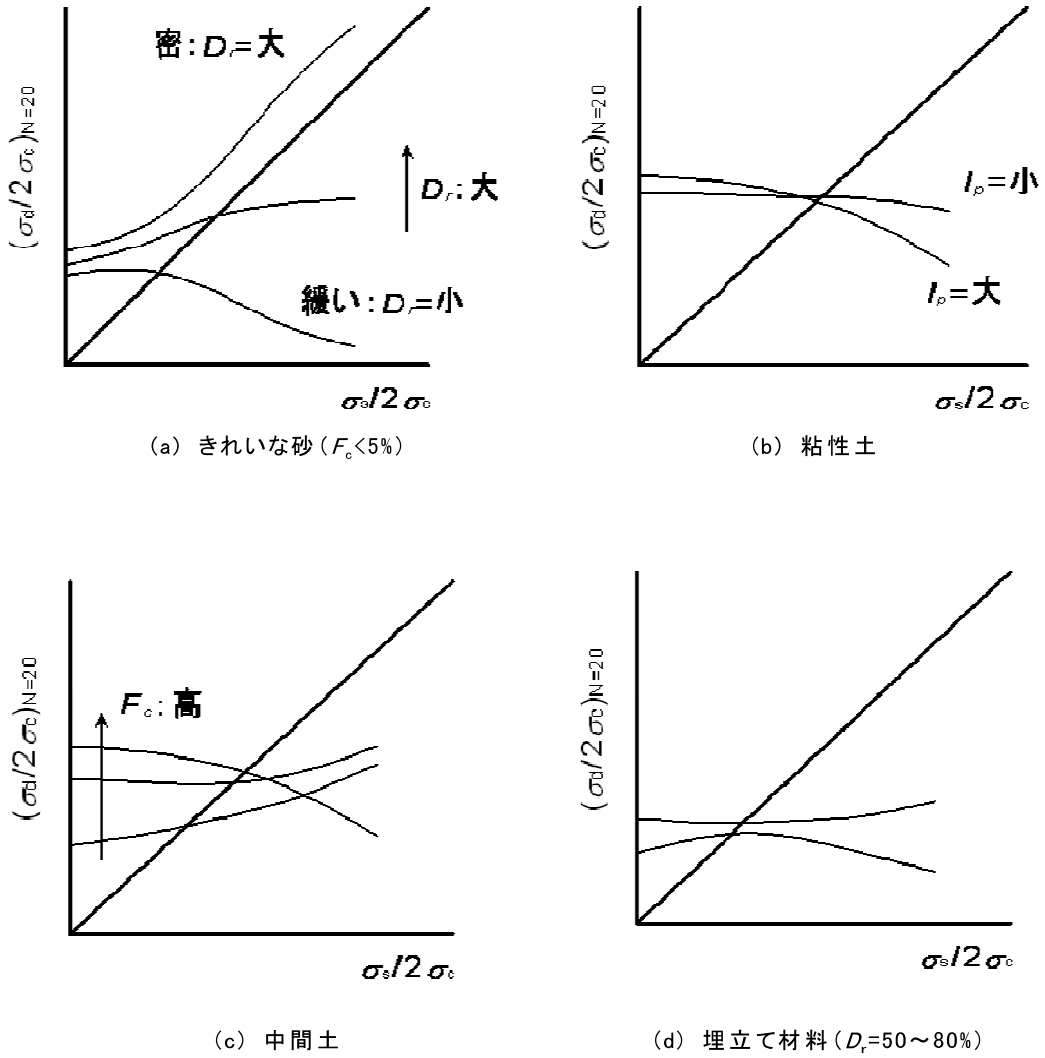


図 1-5 種々の材料による初期せん断応力下の繰返しせん断強度変化の傾向

1.4.2 火山灰土および破砕性土に関する既往の研究

火山性粗粒土の過去の研究^{19),20)}は、圧密あるいはせん断課程において有効応力が増加すると、その静的・動的力学挙動は粒子破砕の影響を大きく受けることを明らかにしている。また、過圧密履歴を受けることによって繰返し非排水せん断強さは著しく増加し、その増加量は構成粒子が脆弱であるほど大きいとされている²¹⁾。このような破砕性火山灰土の強度増加、粒子破砕による粒子間接点の増加、密度や粒子配列構造の変化などがもたらすセメンテーション的な効果によるものと考えられていた。高圧下での砂の破砕性について調べた研究²²⁾によると、粒子破砕を生じる粒状体のセメンテーション効果を発達させる要因は、粒子破砕によって生じた細粒分が大きな粒子の表面に付着し粘性を帯びるためとしている。

一方、風間ら²³⁾はまさ土に関する一連の試験結果から、細粒分は土粒子骨格の変形を助長すると述べている。また、兵動ら²⁴⁾は、しらすの母粒子が破砕して生じた細粒分を除去すると、原粒度のしらすより大きな繰返しせん断強度が得られると報告している。これらの研究は、細粒分が土の骨格を成す粒子同士の間接結合力を低減する働きがあることを示している。

この粒子間に存在する細粒分の影響は、多くの砂質土や中間土の研究²⁵⁾⁻³²⁾によると、細粒分の含有率やその性質によるところが大きいと考えられている。よって、火山灰土の粒子破砕によって生じる細粒分の含有率や性質もその強度に影響を及ぼす要因になると考えられる。

1.5 本論文の目的と構成

1.5.1 本論文の目的

1995年兵庫県南部地震，2004年新潟県中越地震など近年の地震において斜面や盛土の崩壊による被害が目立っており，特に埋立て盛土上の家屋の被害が大きな社会問題となっている．これらの盛土に対し最終的に耐震化工事の対象となるのは，地震時安全率が $F_{sd}<1.0$ となる場合である．地下水位が上昇するような盛土の場合，地震時の円弧すべり解析を行うには，地震時の間隙水圧の上昇を考慮した静的円弧すべり解析を行うか，震度法による設計水平震度を作用させた動的円弧すべり解析を行わなければならないとされている．しかしながら，地震時の間隙水圧の上昇も動的強度も明確にされていないのが現状である．この要因として，これまで地震時の円弧すべり解析を行う場合，抵抗力の強度として常時と同じ静的強度を用いて設計水平震度を作用させていたという背景がある．この問題点としては，地震は初期せん断応力下の繰返しせん断による影響を考慮しなければならないが，静的強度では考慮できないことである．

以上の背景から，本研究では初期せん断応力を作用させた非排水繰返しせん断試験を行い動的強度を求め，この動的強度を用いて盛土の地震時安定性の評価を行うこととした．また，一般的に火山灰土は破碎性を持つことから，単粒子破碎試験を行い，統計学的にまとめ破碎性の検討を行うこととした．これらから，太陽ニュータウンをモデルに盛土崩壊メカニズムの解明を行うものである．

1.5.2 本論文の構成

本論文は以下の全8章から構成される．

- 第1章「序論」
- 第2章「実験に用いた試料および実験方法」
- 第3章「単調および繰返しせん断挙動」
- 第4章「単粒子の形状および強度特性」
- 第5章「動的変形特性と水平震度の推定」
- 第6章「盛土の地震時安定解析」
- 第7章「結論」

参考文献

- 1) (社) 土木学会・平成 16 年新潟県中越地震災害緊急調査団：平成 16 年新潟中越地震第二次調査団(家田仁団長)・「調査結果と緊急提言」I 報告・提言編，2004.
- 2) 古関潤一，若井明彦，三辻和弥：東北地方太平洋沖地震災害調査報告-宮城県内陸部の被害-，地盤工学会誌，Vol.59，No.6，pp.40-43，2011.
- 3) 中村晋：福島県中通り地区およびいわき地区の地盤災害，地盤工学会誌，Vol.59，No.6，pp.44-47，2011.
- 4) (社) 日本道路協会：盛土の地震時安定性評価法に関する参考資料，道路土工のり面工・斜面安定工指針，pp.458-464，1999.
- 5) K.Lee and H.B.Seed：Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand，Proc.ASCE，vol.93，SM5，pp.169-190，1967.
- 6) Tatsuoka.F, Muramatsu.M and Sasaki.T：Cyclic undrain stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soils and Foundations, Vol.22, No.2, pp.55-70, 1982.
- 7) 建設省土木研究所：密な飽和砂の非排水繰返しせん断試験結果，動土質研究室資料 No.53，1988.
- 8) Hyodo.M., Murata.H., Yasufuku.N. and Fujii.T.：Prediction of pore pressure and residual strain of saturated sand with initial static shear stress during cyclic loading, Proc. Of the third international conference on numerical methods in engineering, Swansea, U.K., Vol.2, pp.828-835, 1990.
- 9) Hyodo.M., Murata.H., Yasuhuku.N. and Fujii.T.：Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 10) Y.P.Vaid and J.C.Chern:Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.47-60, 1983.
- 11) Hyodo.M., Tanimizu.H., Yasufuku.N. and Murata.H.：Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.19-32, 1994.
- 12) 杉山太宏，兵動正幸，山本陽一，藤井照久：粘土の繰返しせん断特性に

- 与える初期せん断応力の影響，粘性土の動的性質に関するシンポジウム，pp.133-136，1995.
- 13) 兵動正幸，内田一徳：粘性土の動的性質 2. 粘性土の動的問題の分類，土と基礎，Vol.46，No.6，pp.53-58，1998.
- 14) Seed.H.B and Chan.C.K：Clay strength under earthquake loading conditions，Proc.ASCE，SM6，pp.53-78，1989.
- 15) Malek.A.M，Azzouz.A.S，Baligh.M.M and Germaine.J.T：Behavior of foundation clays supporting compliant offshore structures，Journal of Geotechnical Engineering，ASCE，Vol.115，No.5，pp.615-636，1989.
- 16) 兵動正幸，金鍾根，福本圭祐，山田卓，吉本憲正：初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動，土木学会論文集，vol.62，No.1，pp.240-245，2006.
- 17) 楠根経年，兵動正幸，中田幸男，村田秀一，荒牧憲隆，松下純子：ポートアイランド埋立てまさ土の繰返しせん断特性に及ぼす初期せん断応力の影響，地盤工学研究発表会，No.352，pp.705-706，1997.
- 18) 荒牧憲隆：破碎性土の非排水単調および繰返しせん断特性と粒子破碎の評価に関する研究，修士論文，2002.
- 19) 三浦清一，八木一善，川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎，土木学会論文集，No.547，III-36，pp.159-170，1996.
- 20) 三浦清一，八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価，土木学会論文集，No.561，III-38，pp.257-269，1997.
- 21) 三浦清一，八木一善，川村志麻：破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形一強度特性に及ぼす応力履歴の影響，土木学会論文集，No.547，III-36，pp.221-229，1996.
- 22) 萩原敏行，北澤浩二，日下部治：砂礫土の高圧下での粒子破碎と粘着力の発達について，土木学会論文集，No.541，III-35，pp.47-55，1996.
- 23) 風間基樹，加賀谷俊和，柳澤栄司：まさ土の液状化抵抗の特殊性，土木学会論文集，No.645，III-50，pp.153-166，2000.
- 24) 兵動正幸，中田幸男，澤村仁志，山脇大輔：しらすの繰返しせん断特性に及ぼす細粒分の影響，第35回地盤工学研究発表会，pp.781-782，2000.

- 25)古関潤一，石原研而，藤井光久：細粒分を含む砂の三軸液状化試験，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.595-596，1986.
- 26)原田光男，浦沢義彦，白井伸一：細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性，土と基礎，Vol.38，No.6，pp.21-26，1990.
- 27)黄大振，柳沢栄司，菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について，土木学会論文集，No.463，III-22，pp.25-33，1993.
- 28)桑野二郎，中澤博志，杉原弘一，矢部浩史：細粒分を含む砂の非排水繰返し強度に影響を与える諸因子，第31回地盤工学研究発表会，pp.989-990，1996.
- 29)佐藤正行，小田匡寛，風間秀彦，小瀬木克巳：細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.561，III-38，pp.271-282，1997.
- 30)足立雅樹，安原一哉，島袋淳：塑性のない細粒分を含む砂質土の液状化とそれに伴う体積変化特性，土木学会論文集，No.591，III-43，pp.29-38，1998.
- 31)矢島寿一，沼田佳久，中根淳：細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察，土木学会論文集，No.624，III-47，pp.113-122，1999.
- 32)兵動正幸，金郁基，中田幸男，吉本憲正：砂粘土混合土の非排水せん断強度特性に及ぼす細粒分の影響，土木学会論文集 C，Vol.66，No.1，pp.215-225，2010.

第 2 章 実験に用いた試料および実験方法

2.1 概説

1964 年の新潟地震を発端に、液状化に対する研究が盛んになった。砂の非排水繰返し三軸試験は、飽和砂を対象とした 2 回にわたる全国一斉試験の末 1988 年に基準化され、各種設計指針における液状化の判定のための試験法として広く用いられている。対象となった砂は、石英・長石を主成分とし、比較的均一な粒径からなるシリカ系の砂であった。特に豊浦砂については、相対密度、非排水繰返しせん断強度など多くのデータが蓄積されており、試験の精度を確認するためのベンチマークとして活用出来る状態にある。その結果、シリカ系の平坦な砂地盤の液状化のメカニズムやそれに起因とした土構造物の被災メカニズムはほぼ解明されるに至っている。しかし、1995 年兵庫県南部地震では、これまで液状化しにくいと考えられていた細粒分や礫分を多く含むまさ土が液状化を起こした^{1), 2)}。一方、2004 年新潟県中越地震では、山間地斜面や盛土の崩壊が多発した³⁾。これらの崩壊メカニズムは水平地盤の液状化とは区別されて取り扱われているが、研究成果があまり蓄積されていない現状にある。このことから、斜面のように初期せん断応力下の土の繰返しせん断特性を把握することに重要な意味があると考えられる。崩壊した斜面は、自然斜面では風化残積土や火山灰土が、盛土でもこれらの現地発生土が使われる場合が多く、これらは破碎性土であるため、崩壊メカニズムと粒子の破碎性の相関について調べる必要がある。

本章では、実験に使用した試料、試験装置、実験方法および実験条件をまとめて明記する。第 2 節では、実験に使用した試料の物理的性質について述べる。第 3 節では、使用した試験機の概要を示す。最後に第 4 節において、排水三軸圧縮試験および非排水繰返し試験の試験方法について述べる。

2.2 実験に用いた試料

(1) 太陽ニュータウン採取試料

本研究では、各崩壊ブロックより採取した試料を用いて実験を行った。物性試験および締固め試験はそれぞれの崩壊ブロックの試料に対して行ったが、単調および繰返し三軸試験は主にブロック 1 より採取した試料を用いて行った。以下では三軸試験に用いた試料を採取土と呼ぶ。また、比較のために豊浦砂についても実験を行った。三軸試験には再構成試料を用いたが、崩壊土塊は既に乱されおり不攪乱試料の採取は困難であり、また不攪乱試料で崩壊前の盛土を再現することは困難と判断したことによる。図 2-1 には、各ブロックから採取した試料の粒度を示す。いずれの結果もほぼ類似した粒度曲線を示しており、細粒分含有率は 20% から 30% 程度を示している。図 2-2 には、それぞれの締固め曲線を示す。ブロック 3 については締固め試験が行えるだけの試料を採取できなかったため試験を行うことができなかった。図より、最大乾燥密度は 1.67 から 1.82g/cm^3 程度、最適含水比は 14 から 17% 程度であることが分かる。図中、JGS ((社)地盤工学会) によって定められた最小・最大密度試験⁴⁾より得られたブロック 1 試料の最小、最大乾燥密度も示しているが、締固め試験による最大乾燥密度と比較すると非常に低い乾燥密度となっていることが分かる。これは、締固め試験が、所定の含水比の試料をモールド内でランマーによって突き固める方法であるのに対し、最小・最大密度試験における最大密度試験では乾燥した試料を対象とし、モールド側壁を打撃することにより締固めるもので、両者の試験方法の違いに依るものである。本試料は風化した凝灰岩質砂からなり、非常に脆弱な粒子を含み、さらにその風化によって細粒化された細粒分を含んでいたことにより締固め試験においては試料が圧縮され高密度となったと考えられる。ここで、最小・最大密度試験は対象土の細粒分含有率が 5% 以下と定められているが、砂質土は相対密度で評価されることが多く、非塑性の細粒分を 5% 以上含む場合でも使われている場合が多いので、ここでも便宜上 JGS の規定に基づき試験を行なった。ただし、本研究ではこの土に相対密度を適用するものではなく、あくまで問題点の指摘のために行なったものである。また、図には

三軸試験時に用いたブロック 1 の $D_c=90\%$ の密度も表示している。なお、山元町役場の被害調査結果による盛土の乾燥密度も図に示しているが、本締め試験の結果と比較するとかなり低い密度であったことが伺える。表 2-1 には、ブロック 1 試料の物理的性質を豊浦標準砂のそれとの比較で示す。採取土は、豊浦砂に比べ土粒子密度が低く、最大・最小間隙比も大きい。

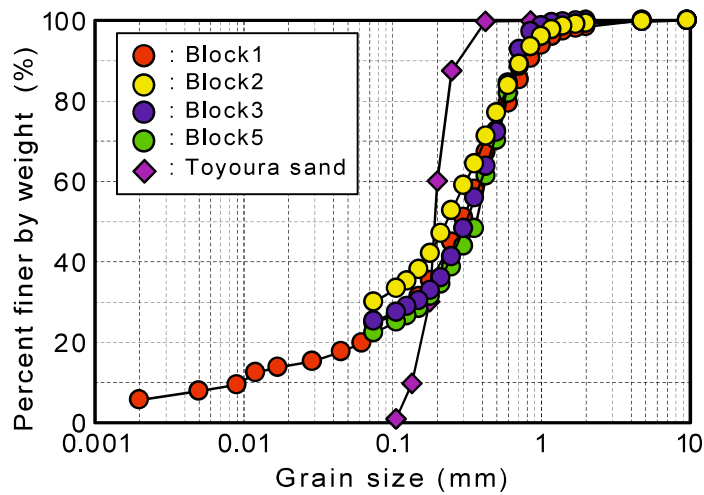


図2-1 太陽ニュータウン粒度分布

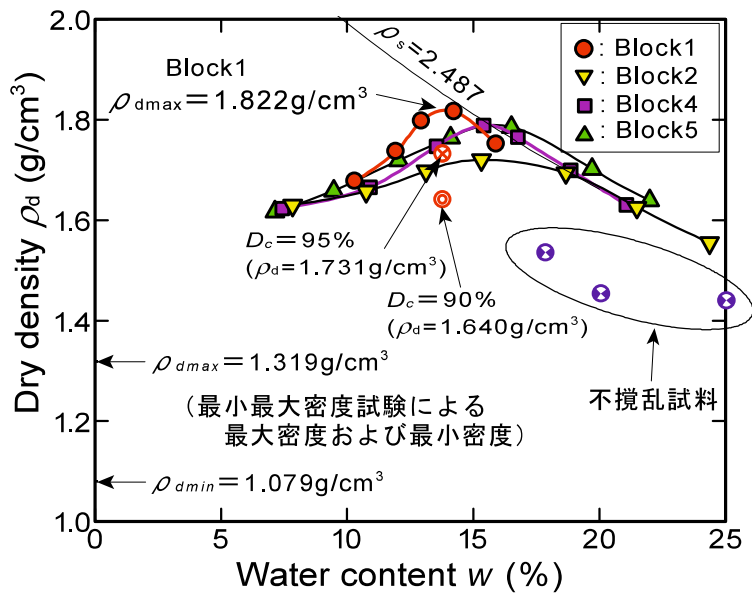


図2-2 太陽ニュータウンの締めめ曲線

表2-1 太陽ニュータウンの物性

sample	$F_c(\%)$	$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	e_{\max}	e_{\min}
Taiyo new town (Block1)	20.2	2.478	1.296	0.879
Toyouura sand	0	2.643	0.973	0.635

ここで、凝灰質砂について述べることにする。太陽ニュータウン採取土も凝灰質砂岩の風化した凝灰質砂であるが、同様の地質は図2-3のように宮城県南部から福島県の太平洋側に多く分布している。地質区分（図2-4）では地質番号が50であり、新第三紀鮮新世の海性または非海性の堆積岩となっている。詳細な地質図では山下層とされており、砂岩、シルト岩および凝灰質砂岩となっている。火山灰土の研究の中でも、しらすやロームに関するものは多いが、砂質土状を呈する凝灰質の土に関する研究は少ない。しかしながら、2003年宮城北部地震や2008年岩手宮城内陸地震においても凝灰質砂による盛土地盤が崩壊しており^{5),6)}、近年の地震による崩壊が目立っている。これらの地震被害調査結果によると、崩壊個所より採取された凝灰質砂は、土粒子密度が2.48~2.55g/cm³程度と低く、細粒分含有率はいずれも30%前後と報告されている。これは本研究で対象とした凝灰質砂においても同等の結果を得ている。凝灰質砂の繰返し挙動に関する研究は仙頭ら⁷⁾や風間ら⁸⁾の研究がある。それによると、凝灰質砂は保水性が高く、透水性が小さいため緩い骨格構造になりやすいことが示され、さらに飽和度75%程度でも液状化する可能性が示唆されている。これは盛土地盤において非常に危険であることを示している。しかしながら、盛土に作用する初期せん断応力に着目した研究は見られない。

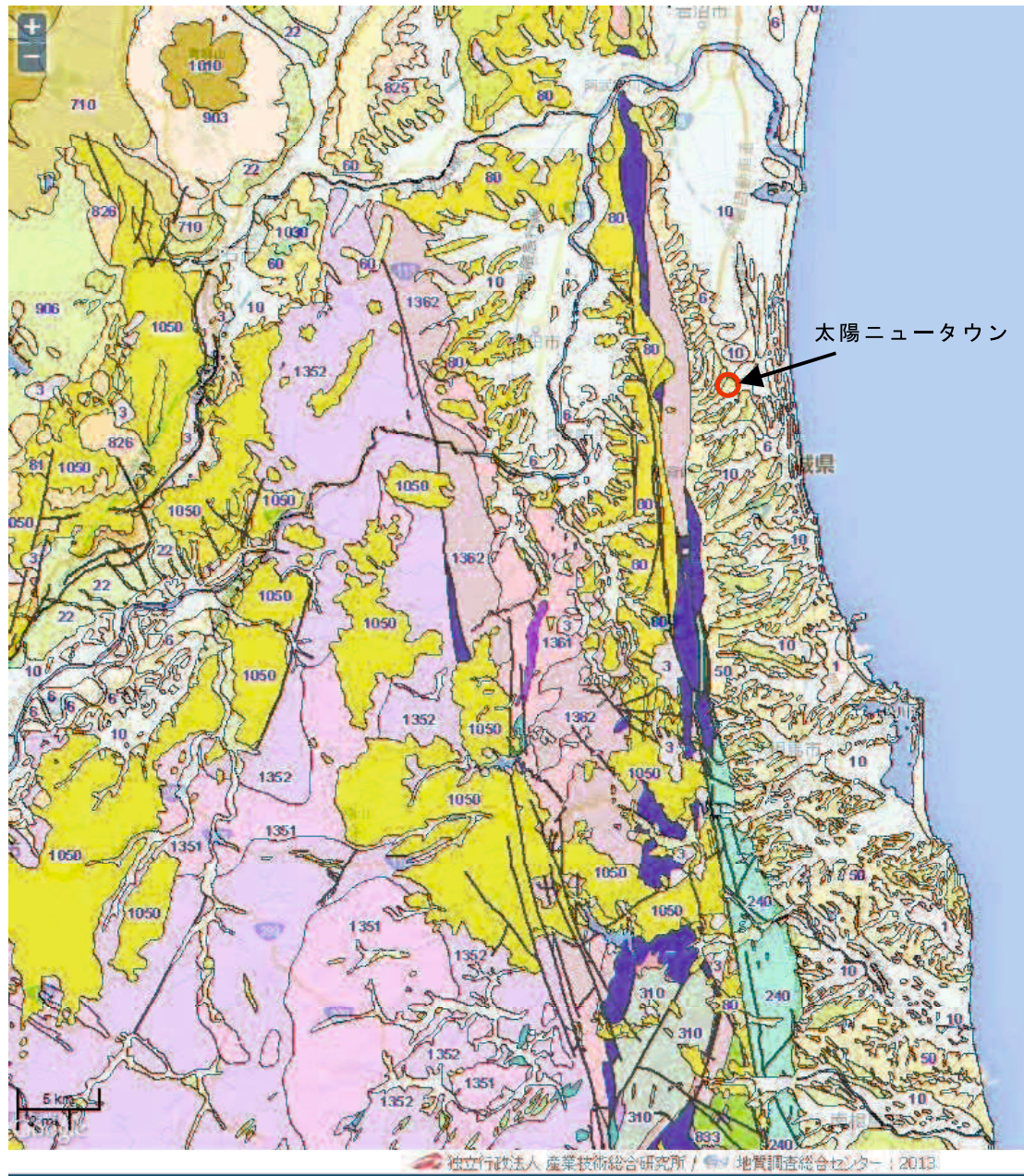


図2-3 太陽ニュータウン周辺の地質図（(独)産業技術総合研究所より）

実験に用いた試料および実験方法

Ma: 百万年

地質時代		岩石区分		堆積岩類																	
		段丘		非海成						海成											
新生代	第四紀	完新世	H	湖成 (2)	扇状地 (3)	湿地 (4)	自然堤防 (含浜堤) (6)	砂丘 (7)	水河 (8)	H (10)				H 石灰岩 (5)							
		更新世	Q ₃	Q _{3a} (22)	Q ₃ (20)						Q _{3-s} 石灰岩 (21)										
			Q ₂	Q _{2a} (23)	Q ₂ (30)						Q _{2-s} 石灰岩 (31)										
			Q ₁	Q ₁ (24)	Q ₁ (40)																
	新第三紀	鮮新世	N ₃	N ₃ (50)						N _{3-s} (70)											
		中新世	N ₂	N ₂ (60)																	
			N ₁	N ₁ (80)						N ₁ 砂岩 (81)											
		新新世	PG ₄	PG ₄ (90)						PG _{4-s} (120)											
			PG ₃	PG ₃ (100)																	
		始新世	PG ₂	PG ₂ (110)																	
晚新世	PG ₁	礫岩 (131)	砂岩 (132)	泥岩 (133)	PG ₁ (130)						PG ₁ (134)										
中生代	白亜紀	後期	K ₂	礫岩 (140)	礫岩 (141)	砂岩 (142)	砂互 (143)	等互 (144)	泥互 (145)	泥岩 (146)	K ₂ (160)				礫岩 (171)	砂岩 (172)	等互 (173)	泥互 (174)	砂岩 (181)	等互 (182)	泥互 (183)
		前期	K ₁	K ₁ (190)	K _{1a} (210)	礫岩 (211)	砂互 (212)	等互 (213)	泥互 (214)	K ₁ (200)		K ₁ (220)	K ₁ (230)	礫岩 (231)	砂互 (232)	等互 (233)	泥互 (234)				
	ジュラ紀	後期	J ₂							J _{2-s} (240)		J _{2-s} (250)		礫岩 (251)	砂岩 (252)	泥岩 (253)					
		中期	J ₂							J ₂ (260)		J ₂ (270)									
		前期	J ₁																		
	三畳紀	後期	TR ₃							TR _{3-s} (280)	(281)	TR _{3-s} (290)		砂岩 (291)	泥岩 (292)						
		中期	TR ₂																		
		前期	TR ₁							TR _{1-s} (300)		砂岩 (301)	泥岩 (302)								
	古生代	ペルム紀	P	P (310)						砂岩 (311)	石灰岩 (312)	礫岩 (311)									
		石炭紀	C	C (320)						砂岩 (321)	石灰岩 (322)										
デボン紀		D	D (330)						S-D (340)												
シルル紀		S	S (350)																		
オルドビス紀		O																			
カンブリア紀		C																			
原生代	Pt																				

非海成、海成が区分し難いもの

人工改変地 (1) 水域 (2000)

図2-4 地質図全国統一凡例 ((独)産業技術総合研究所より)

(2) 鳥取市盛土地盤採取土

本研究では、現存する盛土地盤の鳥取市の団地より採取した盛土材料（団地 A，団地 B）も用いて実験を行った。また、供用中の盛土地盤より不攪乱試料も採取している。試料採取場所のボーリング柱状図を図 2-5 示す。不攪乱試料の採取深度は、団地 A は GL-8m，団地 B は GL-6m である。

再構成試料としては、表層 1m 程度を排除し、GL-1.0m 以下の土を採取している。図 2-6 に団地 A の不攪乱試料および再構成試料の粒径加積曲線を示す。再構成試料は、不攪乱試料の細粒分含有率を平均し、その含有率になるよう調整して作成している。団地 B も同様に図 2-7 に示す。団地 B の再構成試料は、不攪乱 3 の細粒分が他の 2 つより少ない値であったためそれを除外したものの平均値で調整している。図 2-8 には団地 A，団地 B の再構成試料の粒径加積曲線を示す。それぞれを比較すると、曲線の傾向はほぼ同じであるが細粒分含有率に違いがあることが分かる。団地 A は細粒分含有率 12% であり、団地 B のそれは 18% である。表 2-2 には、それぞれ再構成試料の物性値を示す。表中の最大・最小間隙比は、細粒分が 5% 以上含まれているが便宜的に JIS 法による最小・最大密度試験により得られた結果を用いて算出している。表 2-2 を見ると団地 A，団地 B にそれほど大きな違いはない。

次に、突き固めによる締固め試験結果を図 2-9 に示す。細粒分の多い団地 B の方が最大乾燥密度が高くなっていることが分かる。

実験に用いた試料および実験方法

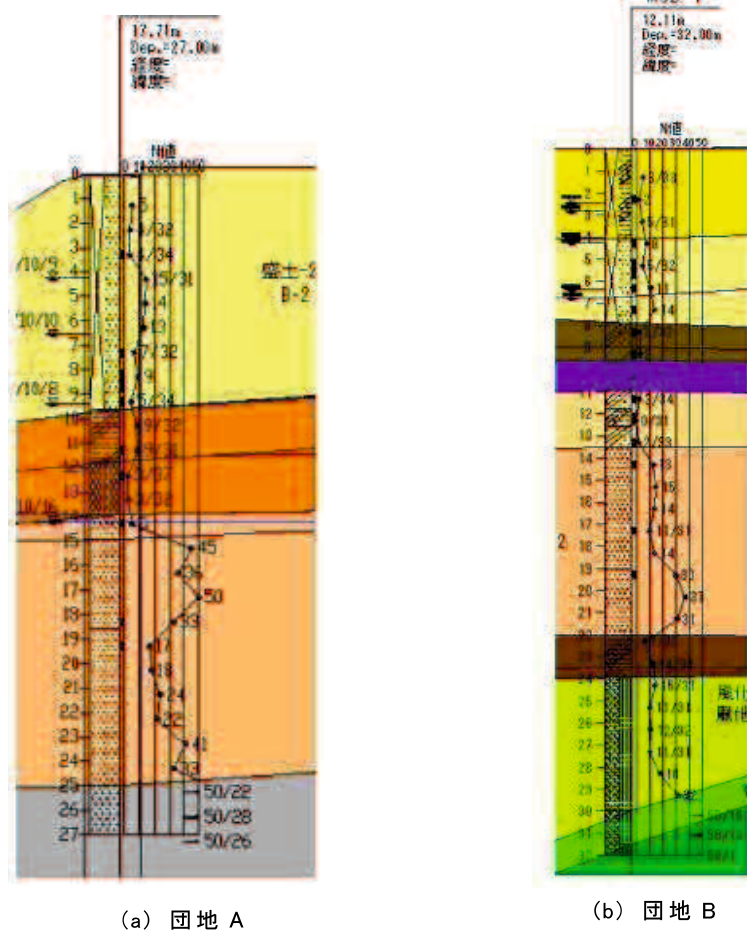


図 2-5 ボーリング柱状図

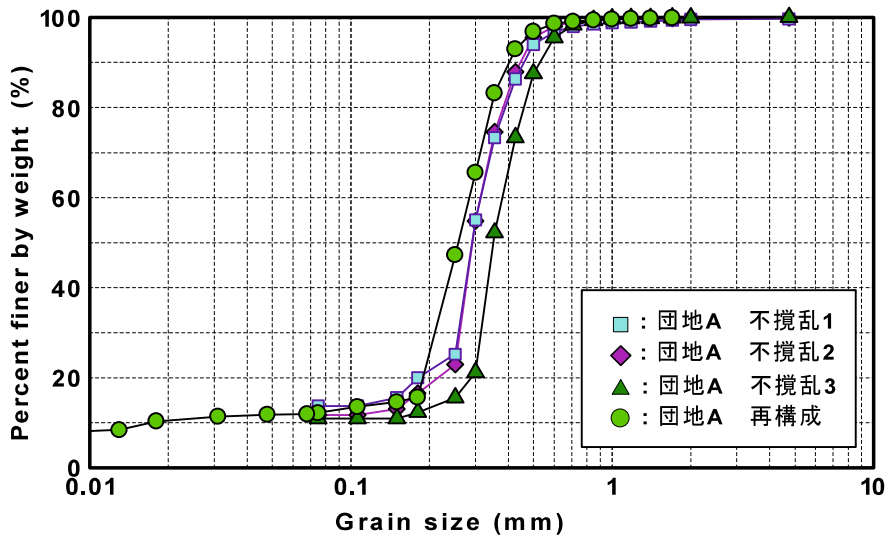


図 2-6 団地 A の粒径加積曲線

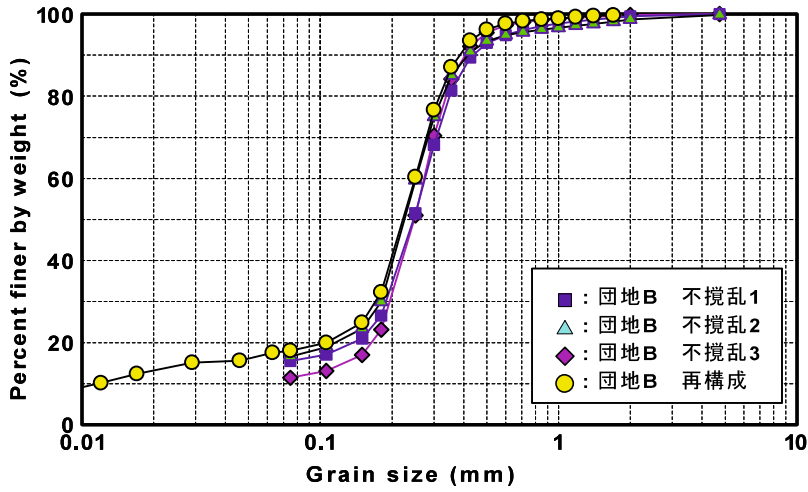


図 2-7 団地 B の粒径加積曲線

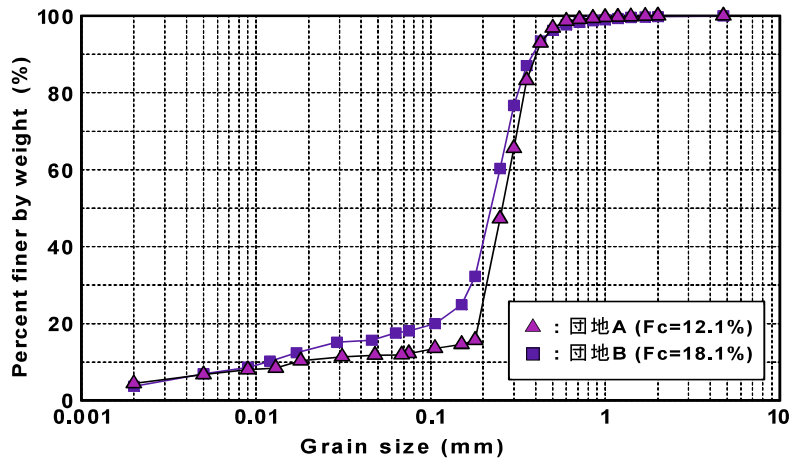


図 2-8 再構成試料の粒径加積曲線

表 2-2 再構成試料の物理的特性値

Sample	$F_c(\%)$	$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	e_{max}	e_{min}
団地A	12.1	2.581	1.076	0.699
団地B	18.1	2.645	1.198	0.668

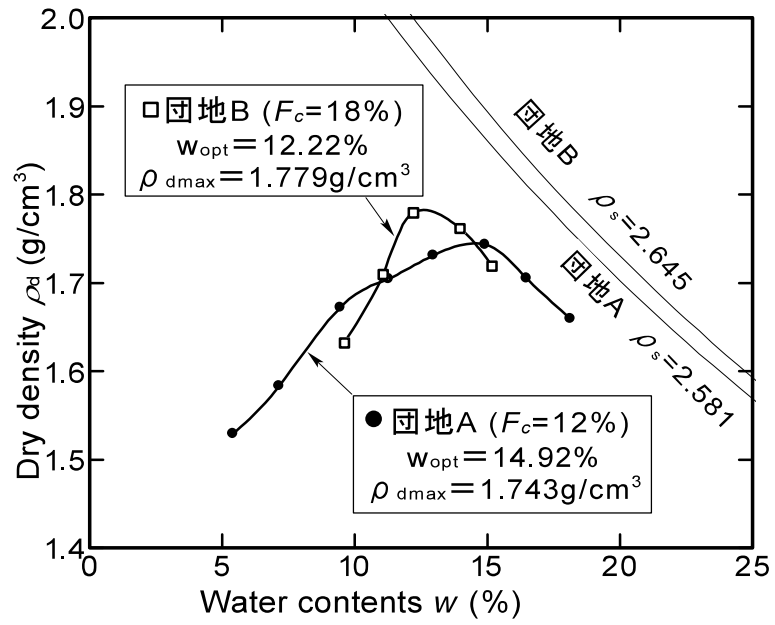


図 2-9 再構成試料の締固め曲線

2.3 単調三軸圧縮試験

本研究において，単調載荷試験を行った三軸圧縮試験装置の配管図を図2-10に示す．この試験機は，任意の軸ひずみ速度で圧縮・伸張試験を行うことが可能である．

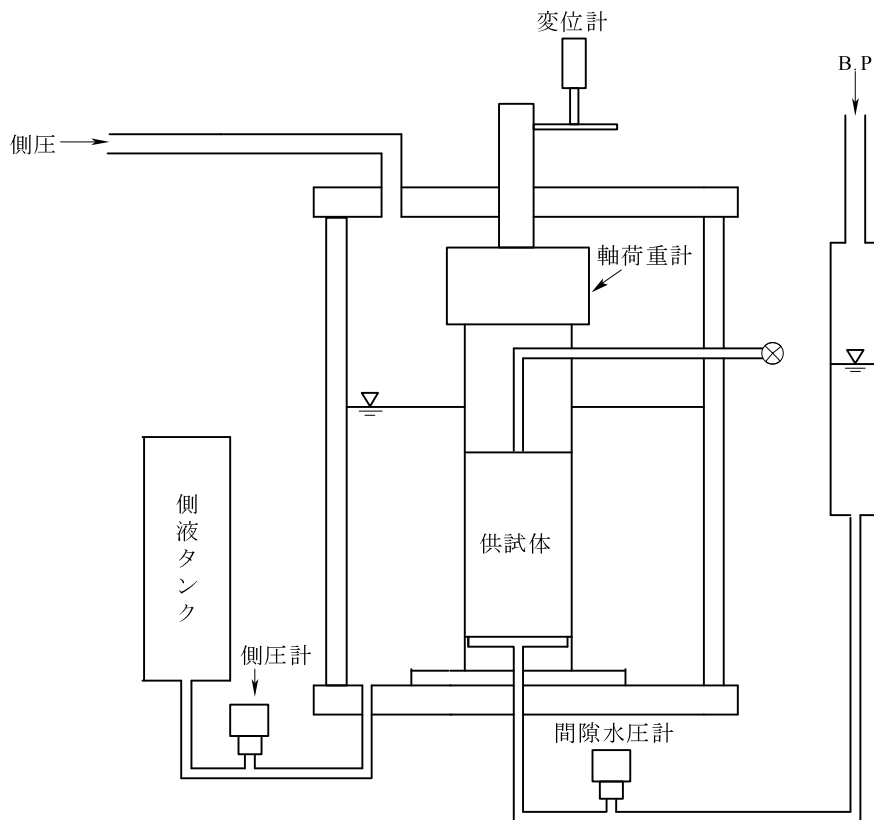


図 2-10 三軸圧縮試験機配管図

表 2-3 各計測機器の概要

計測器	方式	機種	最大値
軸荷重計	ストレインゲージ式	TCLZ-100KA	100kgf
側圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
間隙水圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
軸変位計	ストレインゲージ式	CDP-50	50mm

単調三軸圧縮試験の試験方法は以下の通りである。

- 1) 供試体作製方法は太陽ニュータウン試料については湿潤突固め，鳥取盛土採取試料および豊浦砂については空中落下漏斗法を用いて作製した。
- 2) 供試体を作製後，負圧 10kPa を負荷し供試体を自立させる。このときに供試体の寸法を測定する。
- 3) セル内に側液を入れ，負圧 10kPa を側圧 10kPa で置換を行う。
- 4) 炭酸ガスを 30 分程度供試体内に通した後，脱気水の通水を行う。
- 5) 通水終了後，バックプレッシャー 200kPa を負荷した後，B 値検定を行い B 値が 0.95 以上の供試体を飽和供試体と見なした。
- 6) B 値検定終了後，所定の拘束圧で圧密を行う。
- 7) 軸ひずみ・体積ひずみが一定になり，圧密開始から 30 分以上経過していれば圧密を終了する。
- 8) 圧密終了後，排水条件もしくは非排水条件で単調せん断を行う。載荷速度は 0.1mm/min とした。制御方法はひずみ速度一定のひずみ制御である。
- 9) せん断終了は，軸ひずみが 15%に達した時とした。
- 10) 試験終了後，供試体試料を炉乾燥させ，試料の乾燥重量を測定する。

2.4 非排水繰返しせん断試験

本研究において、非排水繰返しせん断試験を行った試験装置の配管図を図2-11に示す。この試験機は油圧サーボ式の繰返し三軸試験装置である。

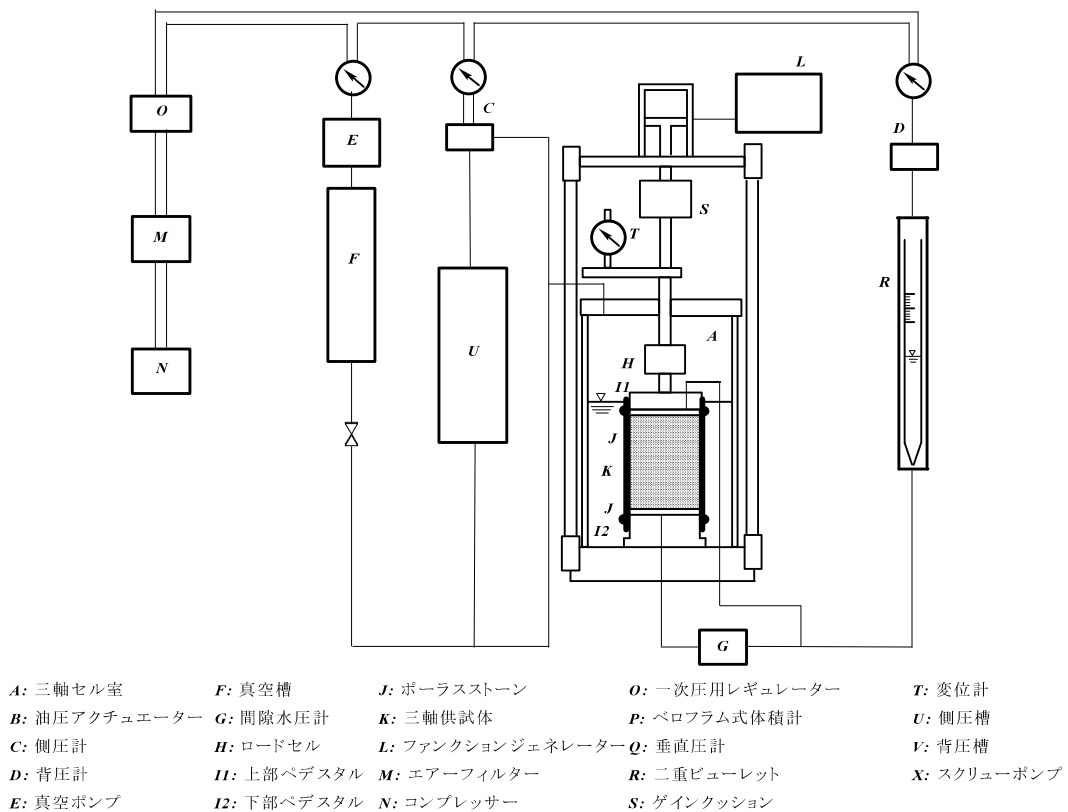


図 2-11 繰返し三軸試験機配管図

表 2-4 各計測機器の概要

計測器	方式	機種	最大値
軸荷重計	ストレインゲージ式	TCLZ-100KA	100kgf
側圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
間隙水圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
軸変位計	ストレインゲージ式	CDP-50	50mm

非排水繰返しせん断試験の試験方法は以下の通りである。

初期せん断応力なし(等方圧密)の場合

- 1) 供試体作製方法は三軸圧縮試験と同様の方法で行う。
- 2) 供試体を作製後、負圧 10kPa を負荷し供試体を自立させる。
- 3) セル内に側液を入れ、負圧 10kPa を側圧 10kPa で置換を行う。
- 4) 炭酸ガスを 30 分程度供試体内に通した後、脱気水の通水を行う。
- 5) 通水終了後、バックプレッシャー 200kPa を負荷した後、B 値検定を行い B 値が 0.95 以上の供試体を飽和供試体と見なした。
- 6) B 値検定終了後、当節で設定した所定の拘束圧で圧密を行う。
- 7) 軸ひずみ・体積ひずみが一定になり、圧密開始から 30 分以上経過していれば圧密を終了する。
- 8) 圧密終了後、非排水条件で繰返しせん断を行う。載荷速度は正弦波で 0.1Hz とした。制御方法は荷重制御である。
- 9) せん断終了は、両振幅軸ひずみが 10%に達した時とした。
- 10) 試験終了後、供試体試料を炉乾燥させ、試料の乾燥重量を測定する。

初期せん断応力を作用させた場合

- 1) 供試体作製方法は三軸圧縮試験と同様の方法で行う。
- 2) 供試体を作製後、負圧 10kPa を負荷し供試体を自立させる。
- 3) セル内に側液を入れ、負圧 10kPa を側圧 10kPa で置換を行う。
- 4) 炭酸ガスを 30 分程度供試体内に通した後、脱気水の通水を行う。
- 5) 通水終了後、バックプレッシャー 200kPa を負荷した後、B 値検定を行い B 値が 0.95 以上の供試体を飽和供試体と見なした。
- 6) B 値検定終了後、当節で設定した所定の拘束圧で等方圧密を行う。
- 7) 軸ひずみ・体積ひずみが一定になり、圧密開始から 30 分以上経過していれば等方圧密を終了し、所定の初期せん断応力を作用させる。
- 8) 軸ひずみ・体積ひずみが一定になり、初期せん断応力作用開始から 30 分以上経過していれば異方圧密終了とする。
- 9) 異方圧密終了後、非排水条件で繰返しせん断を行う。載荷速度は正弦波

で 0.1Hz とした。制御方法は荷重制御である。

10) せん断終了は、ピーク軸ひずみが 10%に達した時とした。

11) 試験終了後、供試体試料を炉乾燥させ、試料の乾燥重量を測定する。

初期せん断応力载荷の概念図を図 2-12 に示す。

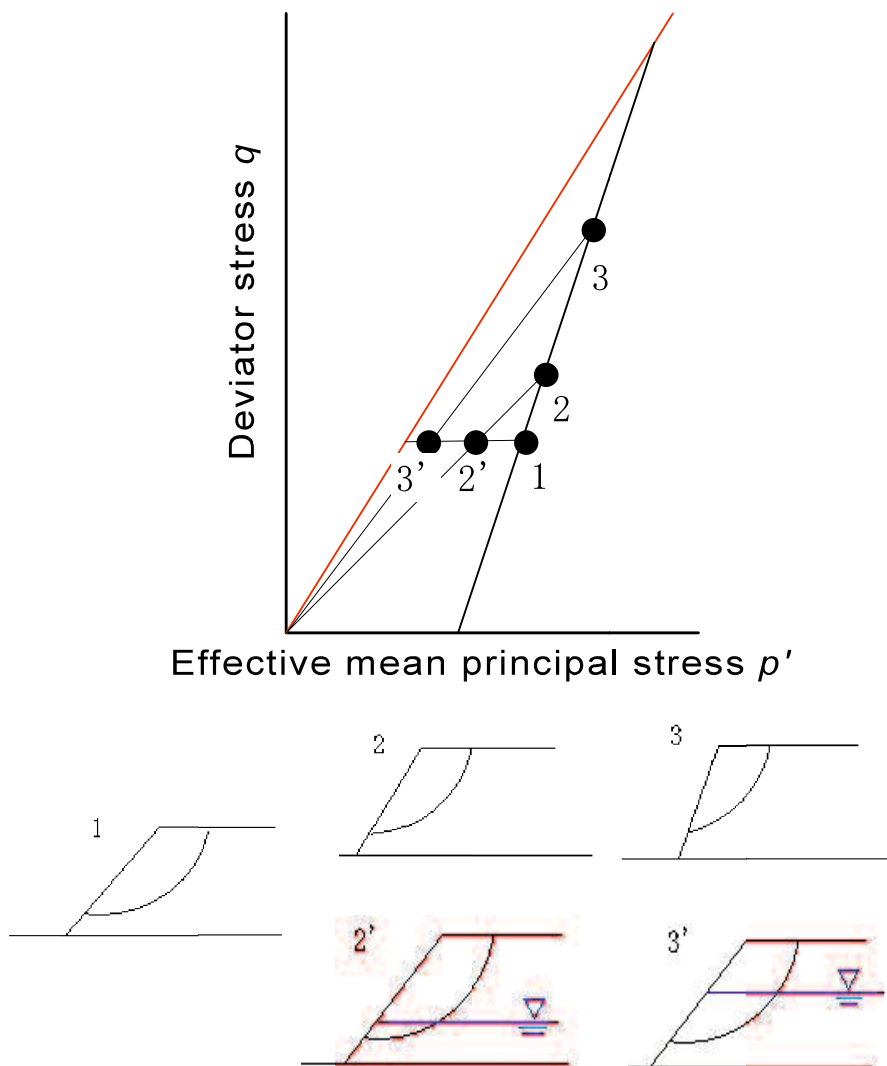


図 2-12 初期せん断応力载荷の概念図

まず所定の側方有効拘束圧まで等方圧密を行い、その拘束圧から初期せん断応力を載荷する。応力経路は静的試験と同じである。今回対象としているのは、盛土造成後盛土内に地下水が流入してくる 2' や 3' の経路であるが、今回は 2' と 2 の経路での繰返しせん断強度は等価であると考え 2 や 3 の経路で初期せん断応力載荷を行った。2 と 2' および 3 と 3' はそれぞれ同じ初期せん断応力比である。

非排水繰返しせん断試験の破壊の定義は以下のように行った。

(1) ひずみの定義

繰返しせん断強度は、一般にある大きさのひずみを規定し、そのひずみに至るまでに必要な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と繰返し回数 N の関係で評価される。図 2-8 に繰返しせん断強度を規定する軸ひずみ両振幅 ε_{DA} 、ピーク軸ひずみ ε_p 、および残留軸ひずみ ε_r の概念を示す。軸ひずみ両振幅 ε_{DA} は 1 サイクル中の圧縮側と伸張側の繰返し応力のピーク時における軸ひずみの差で表される。ピーク軸ひずみ ε_p は各サイクルの繰返し応力の圧縮側ピーク時における軸ひずみで表される。また、残留軸ひずみ ε_r は、各サイクルの繰返し終了時の軸ひずみである。等方圧密下にある試料に繰返しせん断を行うと圧縮・伸張両側に軸ひずみが発生する。このような場合、一般的にはひずみとして軸ひずみ両振幅 ε_{DA} を用いる。

本研究では、初期せん断応力を作用させていない試験（等方圧密下における試験）では軸ひずみ両振幅 ε_{DA} を用い、初期せん断応力を作用させた実験（異方圧密下における試験）ではピーク軸ひずみ ε_p を用いて破壊を定義した。

(2) 繰返し回数 N

繰返し回数 N は載荷振幅の 1 波目を $N=1$ 回とし、 N_i 周期を N_i 回とする。ただし、10 回以内に規定のひずみが生じる場合では、繰返し回数 N は必ずしも整数である必要はない。

(3) 繰返し応力 σ_d

すべての試験は荷重制御試験であるため、試験中は荷重振幅を一定に保つことを目的としているが、実際には多少の変動がある。繰返し荷重については、振幅中心位置の移動は無視し、荷重から 10 波目までの全振幅の平均で求めている。繰返し応力については、基本的に繰返し荷重中の供試体断面積の変化を無視し、繰返し荷重を圧密後の供試体断面積で割ることにより求めている。

2.5 単粒子破碎試験

試験機の概略は図 2-13 に、試験機の全景を写真 2-1 に示す。試験機の計測系の統概要を図 2-14 に示す。計測器の精度は表 2-5 に示す。本研究で行った単粒子破碎試験は上下の鋼製の平板により粒子に荷重を載荷するものであり、一軸圧縮試験とその機構は同じである。軸荷重載荷は、AC サーボモーターを用い、変位速度一定の下で行った。変位の測定は $1.0 \times 10^{-3} \text{ mm}$ 、最大 10mm まで測定可能な接触型変位計、または測定精度 $1.0 \times 10^{-3} \text{ mm}$ 、最大 2.0mm まで測定可能な非接触型変位計により行った。荷重は分解能が 0.098N であり、最大 $4.9 \times 10^2 \text{ N}$ まで計測可能なロードセルにより計測を行った。

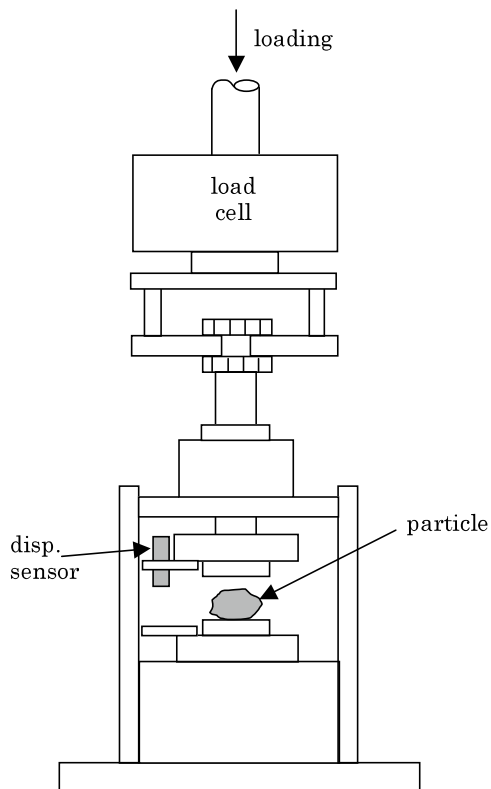


図 2-13 単粒子破碎試験機の概要



写真 2-1 単粒子破碎試験機的全景

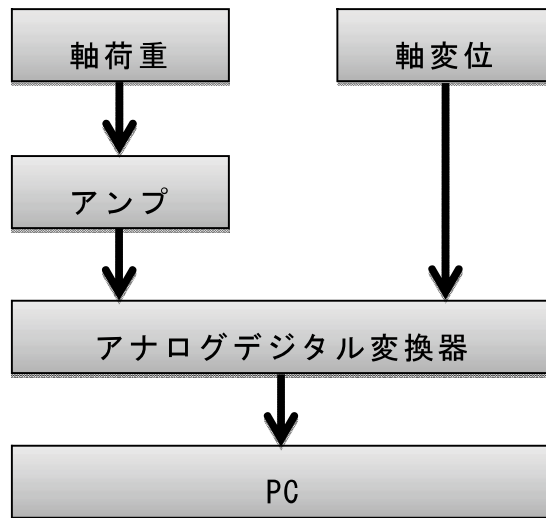


図 2-14 単粒子破碎試験機計測系統の概略

表 2-5 単粒子破碎試験機の各計測器の精度

計測器	方式	機種	最大値	測定精度
軸荷重	ストレインゲージ方式	TCLZ-50KA	50kgf	0.02kgf
軸変位	非接触変位計	—	2mm	—

単粒子破碎試験の試験手順は以下の通りである⁵⁾。

1. 試験装置の上盤と下盤を接触させ、その位置での変位を記録する。
2. 上盤を上昇させ、下盤の上面に粒子を設置する。
3. 载荷速度を 0.1mm/min に設定し、上盤を下降させる。
4. 粒子が上盤と接触する直前より計測を開始する。
5. 粒子が完全に破碎したところで载荷を止める。

2.6 動的変形試験

図 2-15 は本研究で用いた油圧サーボ式中空ねじりせん断試験の概要を示したものである。本試験装置の基本的な構造は、他の多くの研究機関で用いられている試験装置同様、供試体上部からトルク力や軸荷重を載荷する仕組みになっている。表 2-6 に使用した計器と測定可能な容量および精度の一覧表を示す。

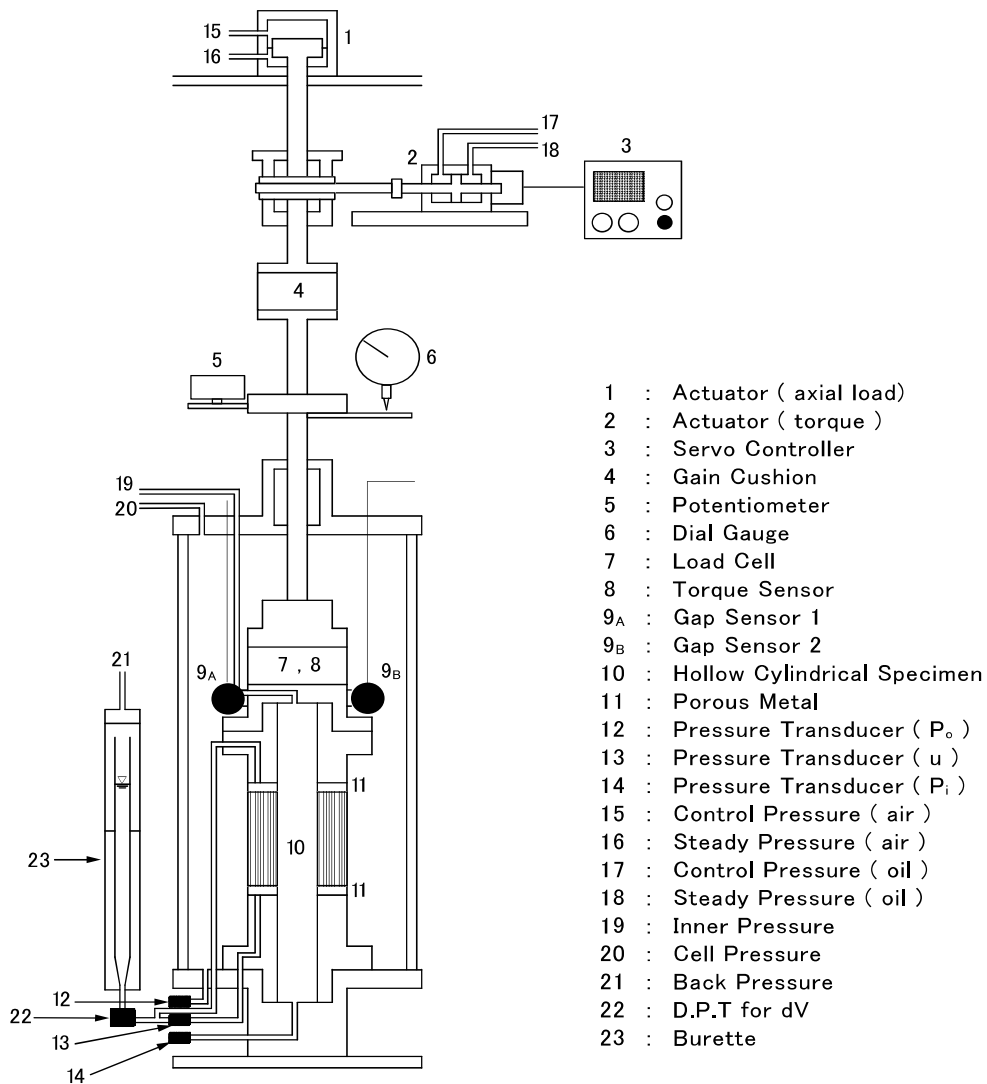


図 2-15 油圧サーボ式中空ねじりせん断試験装置の概略図

表 2-6 計測項目および装置とその能力

測定項目	測定計器	容量	精度
軸荷重	ロードセル	+2.0kN, -1.0kN	±0.5N
トルク力	トルク計	±20Nm	±1.0 × 10 ⁻³ Nm
内圧	水圧計	1.0MPa	0.2kPa
外圧	水圧計	1.0MPa	0.2kPa
背圧	水圧計	1.0MPa	0.2kPa
ねじり変位	ポテンシオメータ	±40°	±0.01°
	ギャップセンサ	±1°	±1.0 × 10 ⁻⁵ °
体積変化	差圧計	50ml	0.01ml

本研究ではせん断ひずみ 0.001%以下のせん断ひずみと、それに対応するせん断応力を計測するために、ギャップセンサおよびトルク計で検出される電気信号を増幅器でそれぞれ最大 25 倍および最大 5 倍に増幅することにより計測の精度を上げる工夫をしている。A/D 変換機を用いて電気信号をデジタル化し、コンピュータでデータを毎秒 37 回の速度で記録している(図 2-16 参照)。ねじり変位は最小で 0.00001° (高さ 10cm・外径 10cm・内径 6cm の供試体でのせん断ひずみ約 7.0 × 10⁻⁶%), トルク力は最小で 0.001Nm (高さ 10cm・外径 10cm・内径 6cm の供試体でのせん断応力約 0.005kPa) を計測することが可能である^{6),7)}。

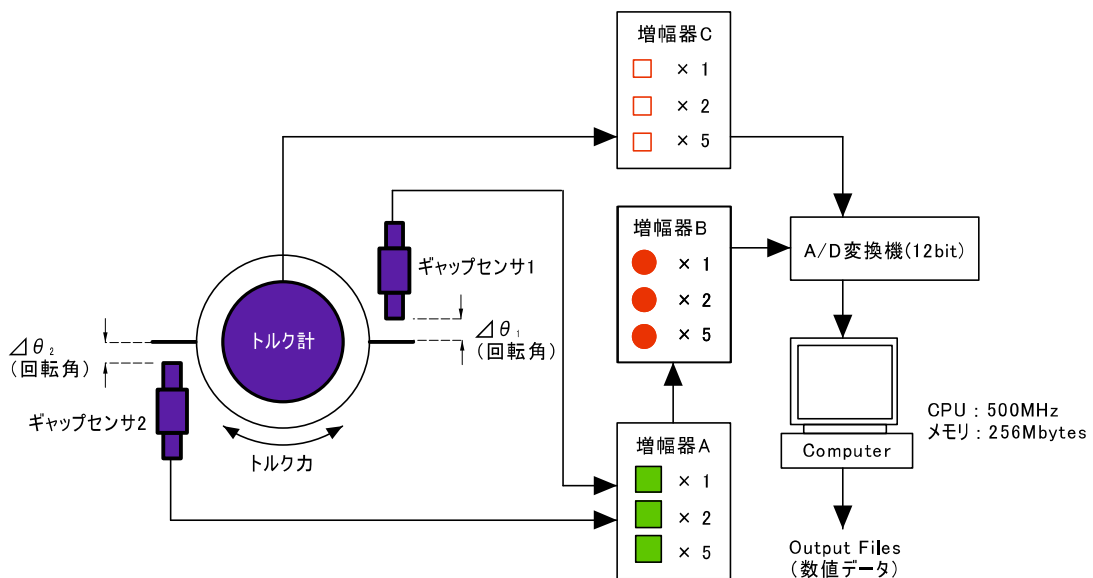


図 2-16 微小なねじり変位およびトルク力の計測

本研究では、非排水条件で軸変位を生じさせない単純せん断状態で、動的変形試験を行った。また、荷重制御で繰返し荷重の波形には正弦波を用いた。以下に試験方法を示す。

- ① 油圧シリンダーと試験装置を接続し、ファンクションジェネレータで載荷荷重の波形、周波数を設定する
- ② 1回目の繰返し載荷では、片振幅せん断ひずみ γ_{SA} が0.001%以下となるように載荷可能な最も小さいトルク力を設定する。2回目以降の繰返し載荷では、片振幅せん断ひずみ γ_{SA} が前回の載荷の2倍程度になるようなトルク力を設定する。
- ③ 排水コックを閉じて供試体内部を非排水状態にする。試験装置の軸を固定する。ギャップセンサまたはポテンシオメータを初期化する。ねじり変位の計測は、片振幅せん断ひずみ0.5%以下ではギャップセンサを用い、それ以降ではポテンシオメータを用いて計測する。
- ④ 1回の繰返し載荷で11サイクルの繰返し荷重を載荷した後、排水コックを開き過剰間隙水圧を消散させる。繰返し載荷中に、ギャップセンサ1・2またはポテンシオメータで計測したねじり変位および、トルク力、供試体の内半径、外半径、高さ、体積、間隙水圧、外圧(=内圧)、軸荷重の10項目をコンピュータで毎秒約37回(1サイクルで約370回)記録している。
- ⑤ しばらく放置した後、過剰間隙水圧が消散したことを確認し、片振幅せん断ひずみ γ_{SA} が1.0%以上になるまで②～④を繰り返す。

参考文献

- 1) 森田悠紀雄：神戸の埋立土は液体のようになったのだろうか，土木学会誌，Vol.80，No.12，pp.33-34，1995.
- 2) 井合進：液状化による被害（土木），基礎工，Vol.23，No.12，pp.17-21，1995.
- 3) （社）土木学会・平成16年新潟県中越地震災害緊急調査団：平成16年新潟中越地震第二次調査団（家田仁団長）・「調査結果と緊急提言」I 報告・提言編，2004.
- 4) （社）地盤工学会：砂の最小密度・最大密度試験方法（JIS A 1224：2009），地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，pp.195-197，2009.
- 5) 2003年三陸南地震および宮城県北部地震災害調査委員会：2003年三陸南地震・宮城県北部地震災害調査報告書，pp.19-39，2003.
- 6) 海野寿康，仙頭紀明，日野友則：2008年岩手宮城内陸地震における栗原市築館地区の沢埋め造成盛土斜面の崩壊事例について，地盤工学研究発表会，pp.724-725，2009.
- 7) 仙頭紀明，齊藤諒，齋藤剛一：細粒分を多く含む火山灰質砂質土の非排水繰返しせん断強さの発達特性，土木学会第65回年次学術講演会，Ⅲ-210，pp.419-420，2010.
- 8) 風間基樹，高村浩之，海野寿康，仙頭紀明，渦岡良介：不飽和火山灰質砂質土の液状化機構について，土木学会論文集 C，Vol.62，No.2，pp.546-561，2006.
- 9) 加登文学，中田幸男，兵動正幸，村田秀一：地盤材料の単粒子破碎特性，土木学会論文集，Vol.701/Ⅲ-58，pp.343-355，2002.
- 10) 中田幸男，山本修三，安福規之，村田秀一，兵動正幸：自動制御・計測可能な中空ねじりせん断試験装置の試作とひずみ制御試験への適用，土木学会論文集，No.505/Ⅲ-29，pp.329-332，1994.
- 11) 安福規之，村田秀一，兵動正幸，浜田透：中空ねじりせん断試験機の施策とその適用，地盤と建設，Vol.10，No.1，PP.83-92，1992.

第3章 単調および繰返しせん断挙動

3.1 概説

これまでの砂質土の初期せん断応力下の非排水繰返しせん断特性に関する主な知見は、豊浦砂に代表されるような細粒分の少ない砂粒子から構成されるものや、埋立て地盤のような比較的緩い条件で行われて得られたものが多かった^{1), 2), 3), 4)}。それに対し、盛土地盤に使われる材料は、細粒分がある程度含まれ、盛土地盤では比較的密な条件で存在している。

これらの盛土地盤に対して、地震時の安定解析を行うに当たり、初期せん断応力下の非排水繰返しせん断特性を把握することは必要不可欠である。ここでは、地震により崩壊した盛土、また、供用中の盛土地盤より採取した細粒分を含む砂質土を対象に、ひずみ制御による排水単調圧縮試験および荷重制御による非排水繰返しせん断試験結果について考察していく。

第2節では、単調せん断特性についての考察を行う。この試験結果は、常時の安定解析を行う時にパラメータとして用いるとともに、動的強度を整理する場合に用いる。

第3節では、等方応力条件および初期せん断応力下における非排水繰返しせん断特性について述べる。また、地震時の安定解析に用いるための動的強度の整理方法についても述べることとする。

最後に、第5節に本章で得られた知見を要約し結論とする。

3.2 単調せん断特性

(供試体作製方法)

太陽ニュータウン採取試料については以下の方法により供試体の作成を行った。

- ① 三軸試験機に設置したモールド内に、5層に分けて試料を投入し、各層所定の回数を鉄製のランマー（写真 3.1）で突固めることにより直径 5cm、高さ 10cm の供試体を作製する。
- ② 供試体を負圧 10kPa で自立させた後、供試体の寸法を測定する。



写真 3.1 締固め供試体作製に用いたランマー

ランマーの落下回数と突固めエネルギー E_c の関係は以下の表 3.1 に示す通りである。

表 3.1 落下回数と突固めエネルギーの関係

E_c (kJ/m ³)	Number of dropping per a layer					Height of dropping weight (m)	Weight of runner (kN)
	1st layer	2nd layer	3rd layer	4th layer	5th layer		
504	60	80	100	120	140	0.184	0.00116
324	40	50	65	75	85	0.184	0.00116
113	14	19	23	25	29	0.184	0.00116
51	4	7	10	13	16	0.184	0.00116
22	5	10	15	25	30	0.050	0.00116

なお、表中の突固めエネルギーは以下の式によって求めた。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V} \quad (3.1)$$

ここに、 W_R はランマー重量、 H は落下高さ(m)、 N_L は層数(=5)、 N_B は 1 層ごとの突固め回数である。 H 及び N_B を変化させることで供試体の密度を調整した。

本論文においては、表に示す締固めエネルギーの 504kJ/m³ を用いた。これは、珪砂のみの供試体において、最大の相対密度を得るのに要した締固めエネルギーである。最大の相対密度に関しては、504 および 1008kJ/m³ の突固めエネルギーによって供試体を作製し、両者の間に有意な差が見られなかったことを確認している。

(実験結果)

図 3-1 に拘束圧 $\sigma_{3c}' = 50, 100, 150\text{kPa}$ で行った排水単調せん断試験結果を示す。供試体を締固めて作製しているにもかかわらず、いずれの拘束圧下においても軸差応力-軸ひずみ関係にピークは現れず、終始硬化挙動を示し、体積ひずみも圧縮側のみに生じ収縮性の強い挙動となっている。図 3-2(a),

(b) に拘束圧 $\sigma_{3c}' = 100\text{kPa}$ で行った非排水単調せん断試験から得られた軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路をそれぞれ $D_r=50\%$ の豊浦砂の結果と対比して掲げている。豊浦砂は変相点から膨張挙動を示し軸差応力が高くなるのに対し、採取土は変相点は示さずほぼ一定の低い軸差応力でひずみが進行し、破壊に至っている様子が認められる。これは、豊浦砂が正のダイ

レイタンシーを起こす材料であるのに対し、採取土は粒子破碎により負のダイレイタンシーのみが生じた結果であると推察される。図 3-3 (a), (b) には、採取土の初期せん断応力下（初期せん断応力比 $\sigma_s / 2\sigma_c' = 0.3, 0.375$ ）の非排水単調せん断試験から得られた軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路をそれぞれ示す。両図より、初期せん断応力が増加するほど、軸差応力の増加は低減することが、さらに初期せん断応力比 0.375 に至ってはせん断初期にピークが現れ、その後は軸差応力が減少し、軟化挙動を示して破壊に至っている様子が認められる。

図 3-4, 3-5, 3-6 には太陽ニュータウンおよび比較としての鳥取盛土地盤採取試料の排水単調試験結果によるモール円と破壊線を示す。太陽ニュータウンの試料は、鳥取採取試料に比べ内部摩擦角が低く、弱い材料であることが分かる。ここに示す c, ϕ をパラメータとし常時の安定解析を行う。

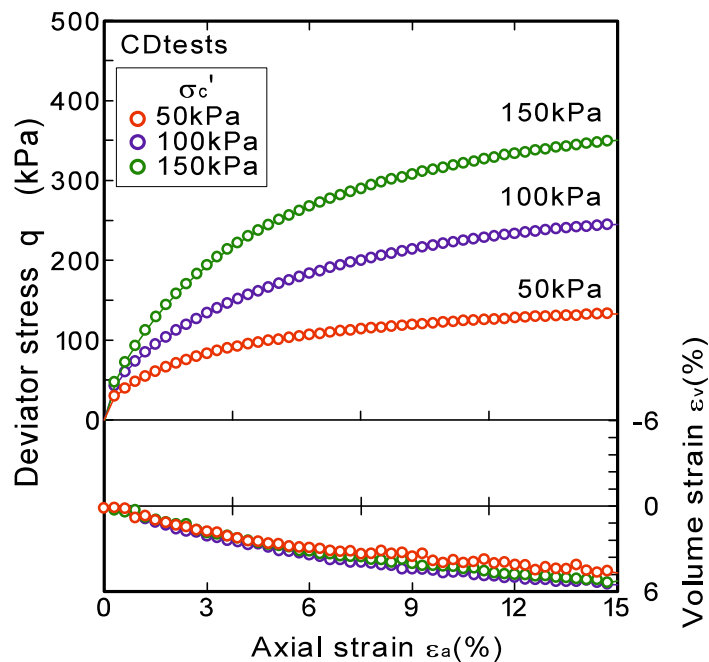
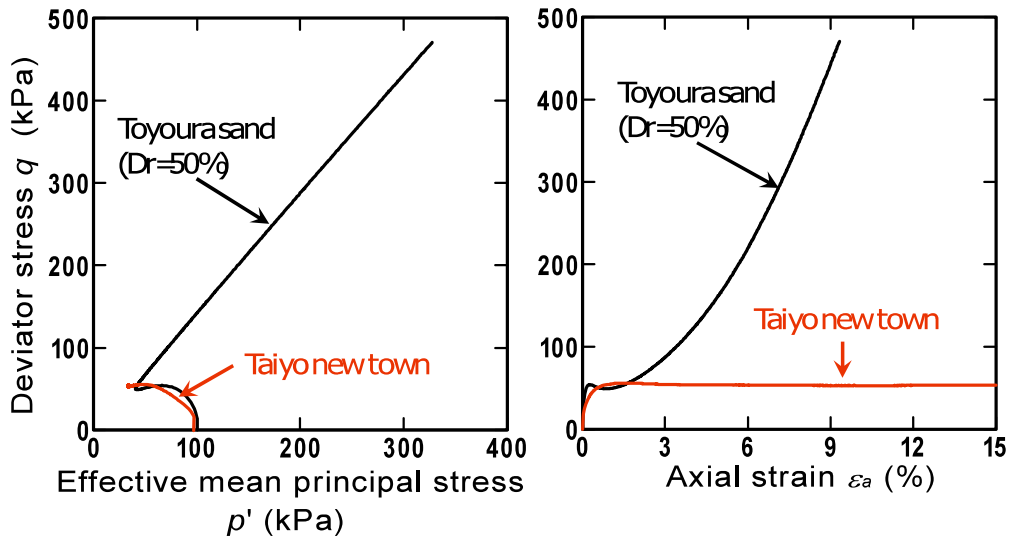


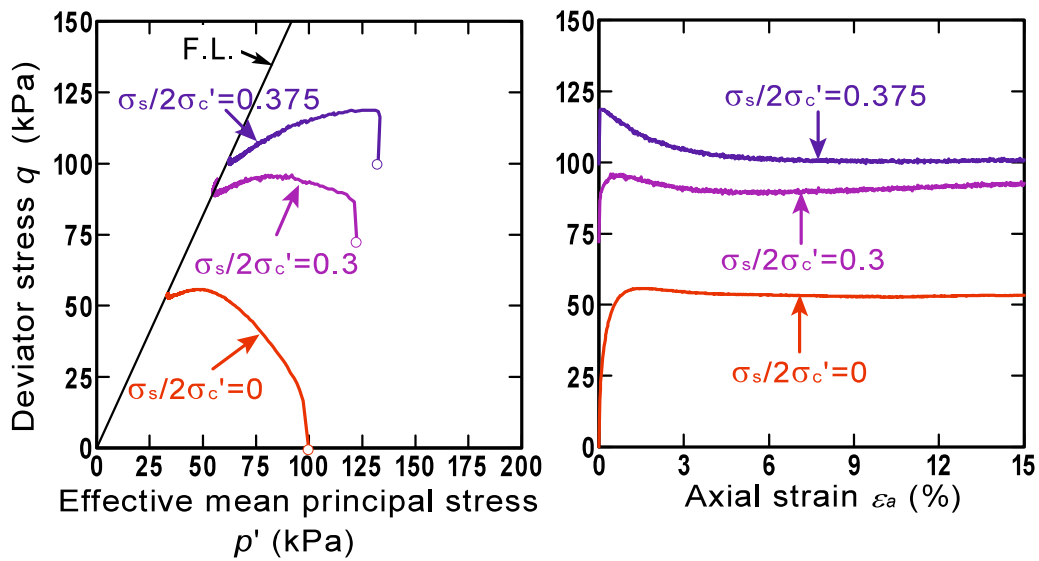
図3-1 採取土の単調せん断試験における軸差応力-軸ひずみ関係



(a) 有効応力経路

(b) 軸差応力-軸ひずみ関係

図3-2 非排水単調せん断試験時の有効応力経路および軸差応力-軸ひずみ関係



(a) 有効応力経路

(b) 軸差応力-軸ひずみ関係

図3-3 初期せん断応力下の非排水単調せん断試験時の有効応力経路および軸差応力-軸ひずみ関係

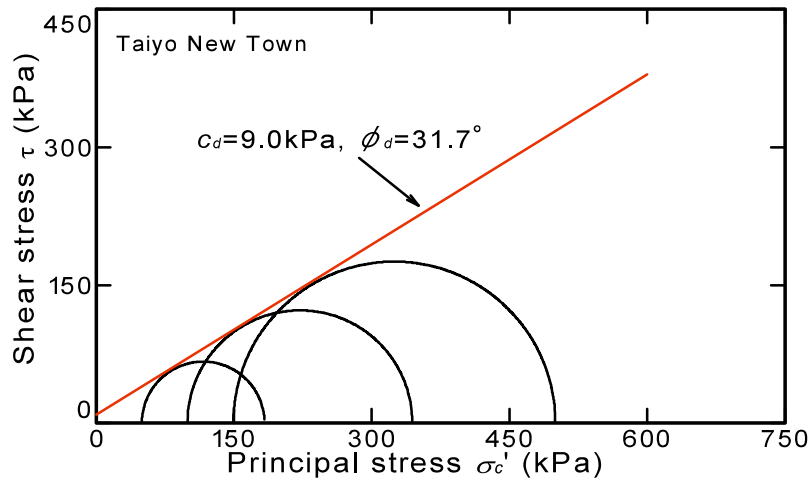


図3-4 太陽ニュータウン採取試料の排水単調試験結果（モール円）

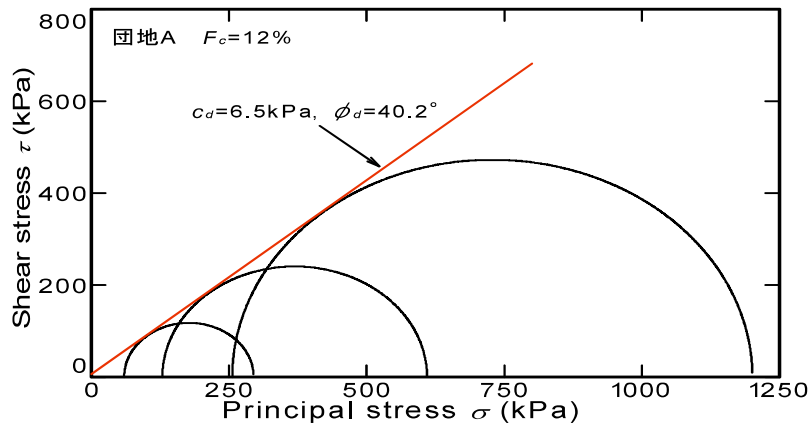


図 3-5 団地Aの排水単調せん断試験結果

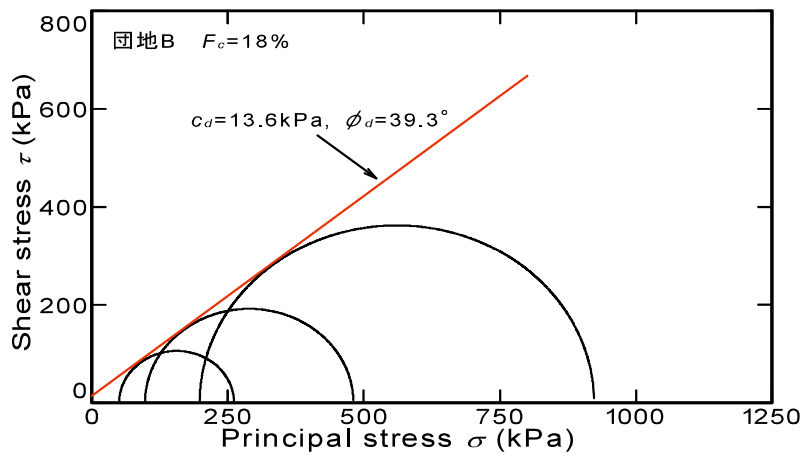
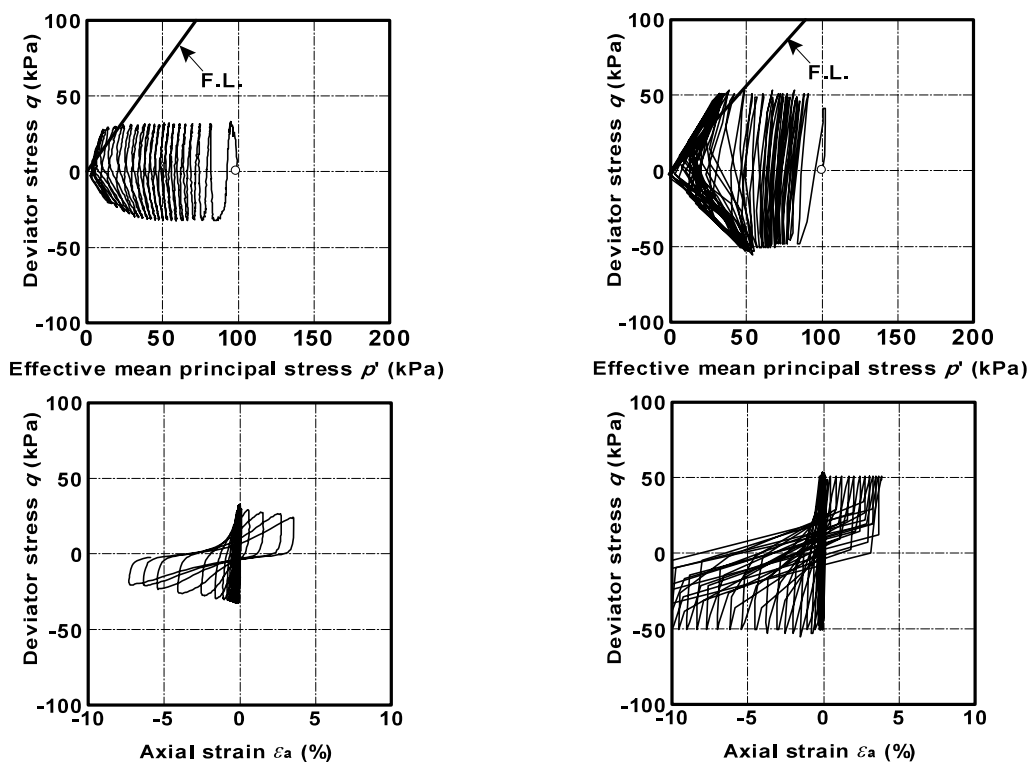


図 3-6 団地Bの排水単調せん断試験結果

3.3 非排水繰返しせん断特性

3.3.1 等方圧密下における非排水繰返しせん断特性

供試体の準備方法は 3.2 節に示す単調せん断時と同様である。図 3-7 に採取土および豊浦砂 $D_r=50\%$ の等方圧密下の非排水繰返しせん断試験の代表的な結果を示す。採取土は、 $D_r=50\%$ の豊浦砂と比較して繰返し回数が少ないにもかかわらず低い繰返し応力比で液状化に至っている様子が認められる。図 3-8 に軸ひずみ両振幅 5% に至る繰返し応力比と繰返し回数との関係を $D_r=50\%$ および $D_r=70\%$ の豊浦砂との比較で示す。採取土は $D_r=50\%$ の豊浦砂よりやや高い繰返しせん断強度となっているが、 $D_r=70\%$ のそれよりも低く、締固め度 $D_c=90\%$ で締固めて作製しているにもかかわらず繰返しせん断強度は低い結果であった。また、曲線が寝た形状となっており、繰返し回数による強度の変化がそれほど見られない結果となっていた。



(a) 太陽ニュータウン採取土

(b) 豊浦砂 ($D_r=50\%$)

図3-7 等方圧密下の代表的な非排水繰返しせん断試験結果

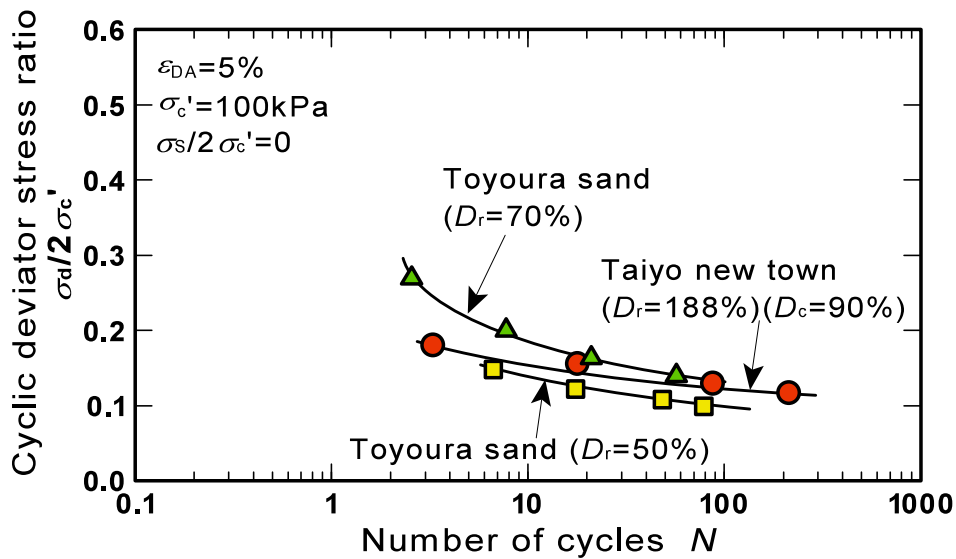


図 3-8 等方圧密下の非排水繰返しせん断強度曲線

3.3.2 初期せん断応力下における非排水繰返しせん断特性

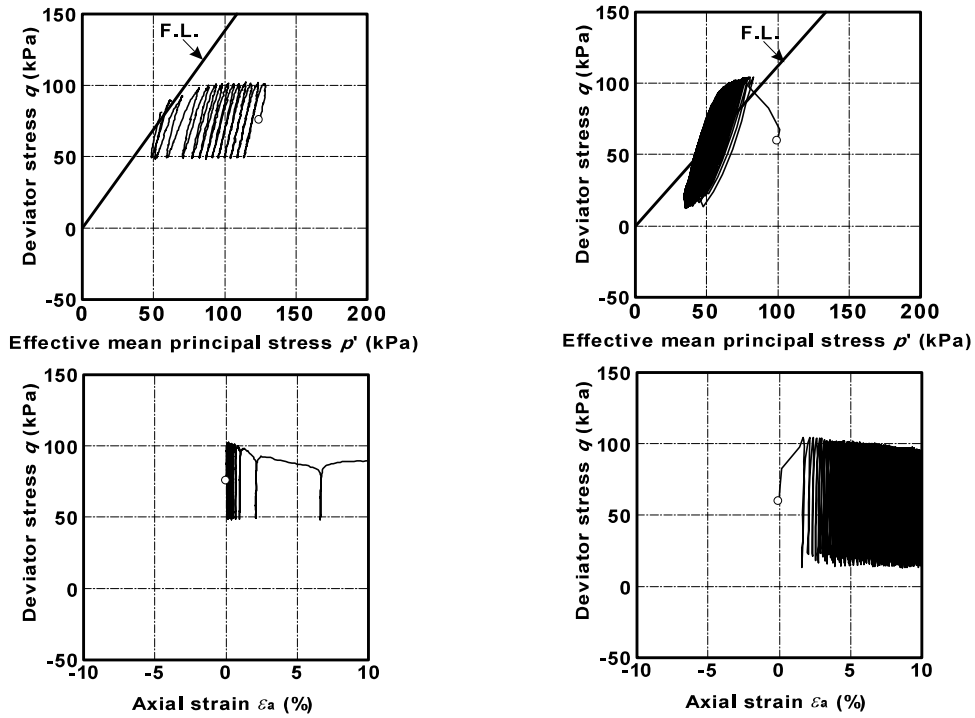
図3-9(a), (b)に太陽ニュータウン採取土および $D_r=50\%$ の豊浦砂の初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma_c'=0.3$ 時の非排水繰返しせん断試験による有効応力経路および軸差応力-軸ひずみ関係の代表的な結果をそれぞれ示す。有効応力経路を見ると、採取土は徐々に有効応力が低下し破壊線に近づくのに対し、豊浦砂は初期に大きな有効応力の低下がみられるものの、その後は有効応力の低下が小さくなり破壊線付近ではほぼ一定の有効応力状態で定常なループを描いている。採取土においては破壊線に接近するにつれ軸差応力が一定に保てなくなり、破壊線に沿って振幅が減少する傾向が観察される。これは、非排水単調せん断試験の有効応力経路の傾向と一致する。一方、応力ひずみ関係をみると、豊浦砂では、繰返し载荷初期のひずみが大きく発生しその後の増加量が低くなるのに対し、採取土では繰返し载荷初期のひずみ増加は少ないが、有効応力の低下に伴い大きくひずみが発達し、破壊に至る様子が認められる。このように、採取土は砂質土ではあるが、豊浦砂のようなシリカ砂とは大きく異なる挙動を呈している。

ここで、初期せん断応力下での繰返しせん断による破壊は、液状化とは異なり、有効応力が破壊線に至るまで減少した結果、軸ひずみが初期せん断応力の作用方向に発達、残留していくせん断破壊であることから、初期せん断応力下の繰返しせん断破壊を、ピーク軸ひずみが5%生じたときと定義する。この定義を基に、図3-10に採取土の繰返しせん断破壊に至るに必要な繰返し応力比および繰返し回数と初期せん断応力比との関係を示す。初期せん断のない場合の液状化の定義と区別するため、ピーク軸ひずみで破壊を定義したものはプロットの左半分を黒く塗りつぶして表示している。

採取土は、初期せん断応力比が増加するに伴い繰返しせん断強度が低下していく傾向が認められる。最も大きな初期せん断応力比 0.375 においては繰返しせん断強度が非常に低く、この初期せん断応力下では低い繰返し応力の作用でも容易に破壊に至ることが分かる。

図 3-11、図 3-12 には、鳥取盛土地盤採取土の種々の初期せん断応力を与えた時の繰返し回数と繰返し応力比関係を示す。初期せん断応力作用の有無により破壊の定義が異なるため、太陽ニュータウン採取土と同様、ピーク軸ひずみで破壊を定義した結果はプロットの左半分を黒く塗りつぶしている。

図 3-11 より団地 A は初期せん断応力比 0.5 までは強度が増加するが、初期せん断応力比 0.7 という高い初期せん断応力を作用させると強度が低下することが認められる。これに対し、図 3-12 の団地 B では、団地 A のような初期せん断応力による強度の変化はほとんど見られず、どれも同程度の非排水繰返しせん断強度となっていることが分かる。この団地 A と団地 B の強度変化の違いは、細粒分含有率による影響だと考えられる。



(a) 太陽ニュータウン採取土 (b) 豊浦砂 ($D_r=50\%$)
 図3-9 初期せん断応力作用下 ($\sigma_s/2\sigma_c'=0.3$) の代表的な非排水繰返しせん断試験結果

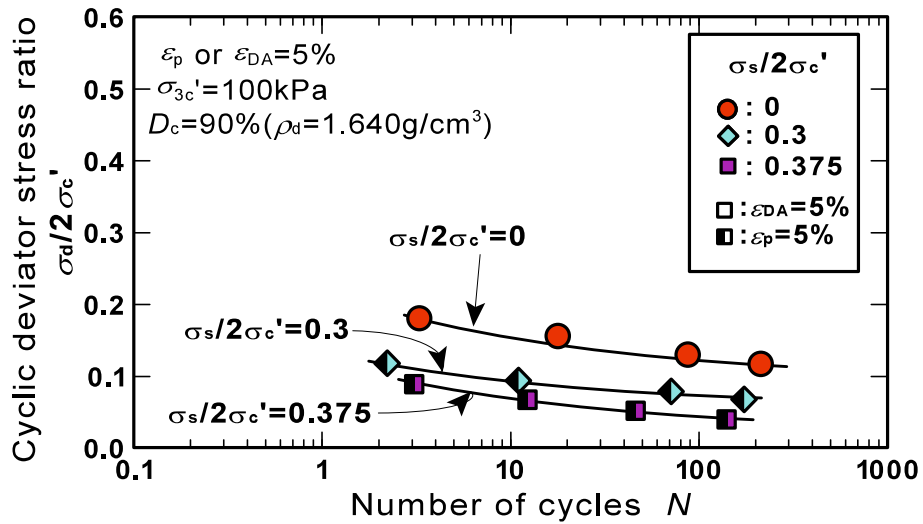


図 3-10 太陽ニュータウン採取土の初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度曲線

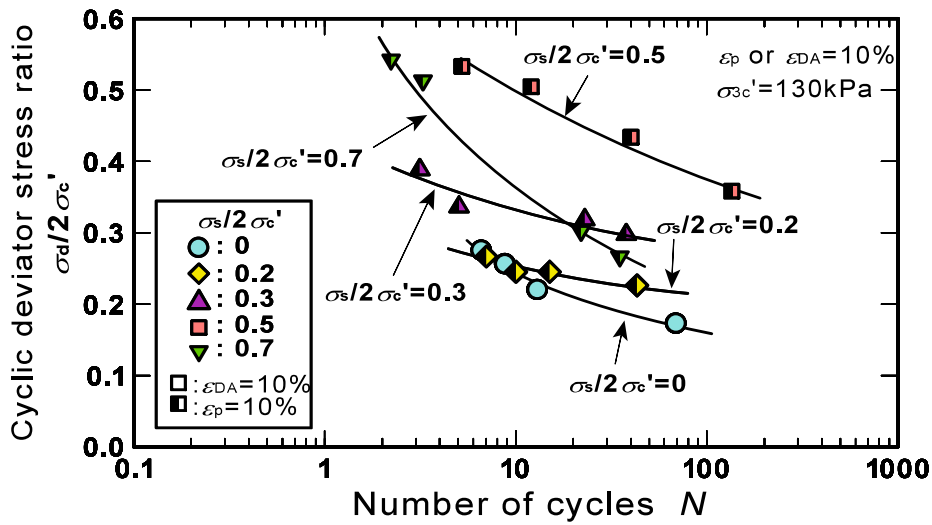


図 3-11 団地 A の非排水繰返しせん断強度

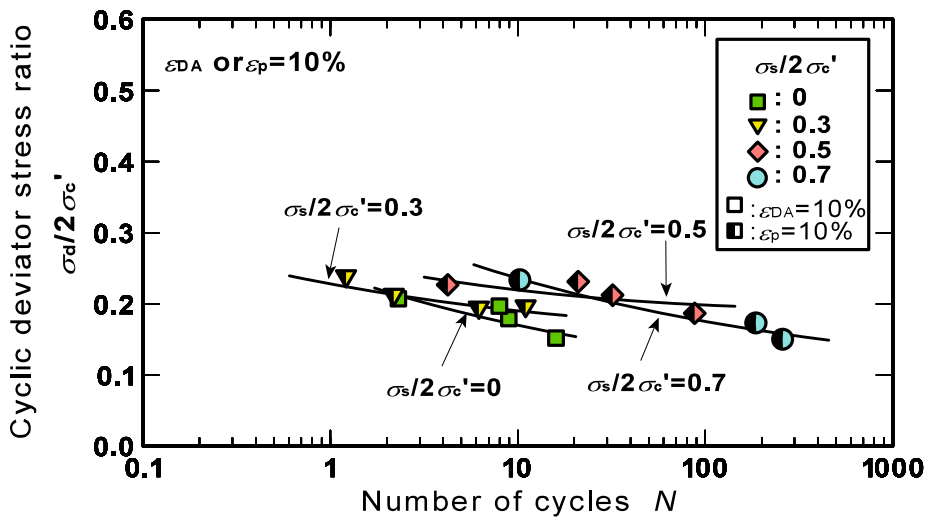


図 3-12 団地 B の非排水繰返しせん断強度

図 3-10, 3-11, 3-12 より繰返し回数 20 回時の繰返しせん断強度を求め初期せん断応力比との関係で図 3-13 にまとめた。比較のために豊浦砂の相対密度 $D_r=50\%$ と相対密度 $D_r=70\%$ の結果も同様に示している。図 3-13 より、豊浦砂ではいずれの相対密度においても初期せん断応力比の増加に伴い繰返しせん断強度も増加し、 $D_r=70\%$ に至っては、軸差応力が圧縮側から伸張側へ反転なしでは破壊しないことが分かる。一方、採取土においては、初期

せん断応力がない場合は $D_r=50\%$ の豊浦砂とほぼ同程度の繰返し強度を示すが、初期せん断応力比の増加に伴い繰返しせん断強度が大きく低下していることが認められる。このことから、太陽ニュータウンの盛土における初期せん断応力の高い斜面では非常に低い繰返し強度であったことが推察される。また、原位置の盛土地盤は、今回実験を行った供試体の密度よりかなり低い密度であったため、さらに低い繰返しせん断強度であったと考えられる。

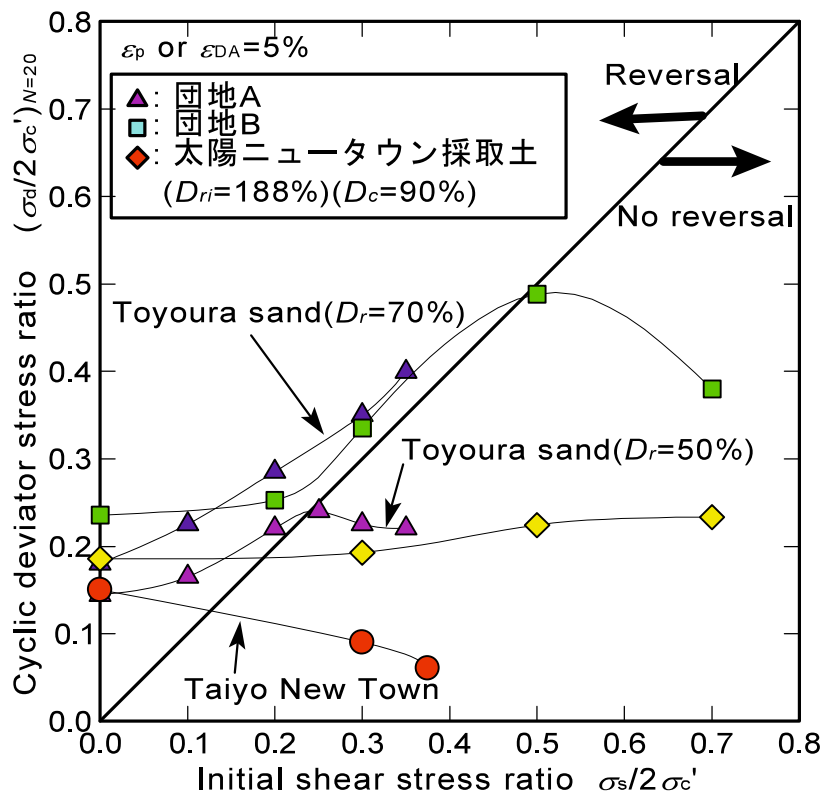


図 3-13 繰返しせん断応力比-初期せん断応力比関係

図 3-13 のままでは安定解析に用いるには不便である。そのため、安定解析へ導入しやすい形でまとめる。この整理方法は道路土工指針⁵⁾に則った方法である。

まず、初期せん断応力、繰返しせん断応力比から繰返しせん断応力を算出する。このときの繰返しせん断応力比は繰返し回数 20 回で破壊した時の繰

返し応力比である。太陽ニュータウン採取土，団地 A，団地 B の算出結果を表 3-2，表 3-3，表 3-4 に示す。

表 4-2 太陽ニュータウン採取土の初期せん断応力および繰返しせん断応力

初期せん断応力比 τ_s/σ_c'	初期せん断応力 τ_s (kN/m ²)	繰返しせん断応力比 τ_d/σ_c'	繰返しせん断応力 τ_d (kN/m ²)
0	0	0.15	15.04
0.3	37.5	0.09	11.20
0.375	50	0.06	4.55

表 4-3 団地 A の初期せん断応力および繰返しせん断応力

初期せん断応力比 τ_s/σ_c'	初期せん断応力 τ_s (kN/m ²)	繰返しせん断応力比 τ_d/σ_c'	繰返しせん断応力 τ_d (kN/m ²)
0	0	0.22	28.6
0.2	30	0.23	34.5
0.3	48.75	0.32	52
0.5	97.5	0.48	93.6
0.7	170.625	0.38	92.6

表 4-4 団地 B の初期せん断応力および繰返しせん断応力

初期せん断応力比 τ_s/σ_c'	初期せん断応力 τ_s (kN/m ²)	繰返しせん断応力比 τ_d/σ_c'	繰返しせん断応力 τ_d (kN/m ²)
0	0	0.28	28
0.3	37.5	0.19	23.75
0.5	75	0.22	33
0.7	131.25	0.23	43.68

この初期せん断応力，繰返しせん断応力を用いて初期せん断強度比，動的強度比を算出する。算出結果を表 4-3，表 4-4 に示す。このときの拘束圧は，初期せん断応力比ごとに異なり，有効応力経路から算出することができる。また，静的強度はそれぞれの拘束圧における静的強度であり，下記の（式 3-1）より算出している。動的強度は初期せん断応力と繰返しせん断応力の和であり，このときの繰返しせん断応力は上記で算出したように繰返し回数 20 回で破壊した時の繰返しせん断応力である。

$$\tau_{sf} = c + \sigma_c \cdot \tan \phi \quad (\text{式 3-1})$$

表 4-5 太陽ニュータウン採取土の初期せん断強度比および動的強度比

拘束圧	静的強度	初期せん断強度比	動的強度	動的強度比
σ_c' (kN/m ²)	τ_{sf} (kN/m ²)	τ_s / τ_{sf}	τ_{df} (kN/m ²)	τ_{df} / τ_{sf}
100	70.8	0.00	15.0	0.21
125	86.2	0.44	48.7	0.56
133.3	91.3	0.55	54.6	0.60

表 4-6 団地 A の初期せん断強度比および動的強度比

拘束圧	静的強度	初期せん断強度比	動的強度	動的強度比
σ_c' (kN/m ²)	τ_{sf} (kN/m ²)	τ_s / τ_{sf}	τ_{df} (kN/m ²)	τ_{df} / τ_{sf}
130	116.4	0.00	28.6	0.25
150	133.3	0.23	64.5	0.48
162.5	143.8	0.34	100.8	0.70
195	171.3	0.57	191.1	1.12
243.75	212.5	0.80	263.25	1.24

表 4-7 団地 B の初期せん断強度比および動的強度比

拘束圧	静的強度	初期せん断強度比	動的強度	動的強度比
σ_c' (kN/m ²)	τ_{sf} (kN/m ²)	τ_s / τ_{sf}	τ_{df} (kN/m ²)	τ_{df} / τ_{sf}
100	95.45	0.00	28.0	0.29
125	115.91	0.32	61.3	0.53
150	136.37	0.55	108.0	0.79
187.5	167.07	0.79	174.9	1.05

上記の初期せん断強度比と動的強度比の関係を図 3-14 に示す。これにより、横軸は常時の安定解析を行った時の安全率の逆数となるため、常時の安全率から動的強度を求めることができる。図 3-14 を見ると団地 A では動的強度比が 1.0 を超えるものがあり、静的強度よりも高い動的強度を有することが分かる。これは静的強度が排水条件で求めていることに対し、動的強度は非排水条件で求めているため、ダイレイタンスーが起こり、生じるものである。

図 3-14 を用いて常時の安全率から動的強度を算出する方法を説明する。計算式および概念図は図 3-15 に示す。図 3-14 を用いて、常時の安全率からある動的強度比 X が求まると図 3-15 に示す式のように式変形ができるため、動的強度が静的強度の比として表すことができる。そうすることで、動的強度を c^* 、 ϕ^* というパラメータを用いて表すことが可能となる。このように c 、 ϕ という静的強度と同じ形で動的強度を表すことができるため、常時の安定解析と同じ手法を用いて地震時の安定解析を行うことができるようになる。

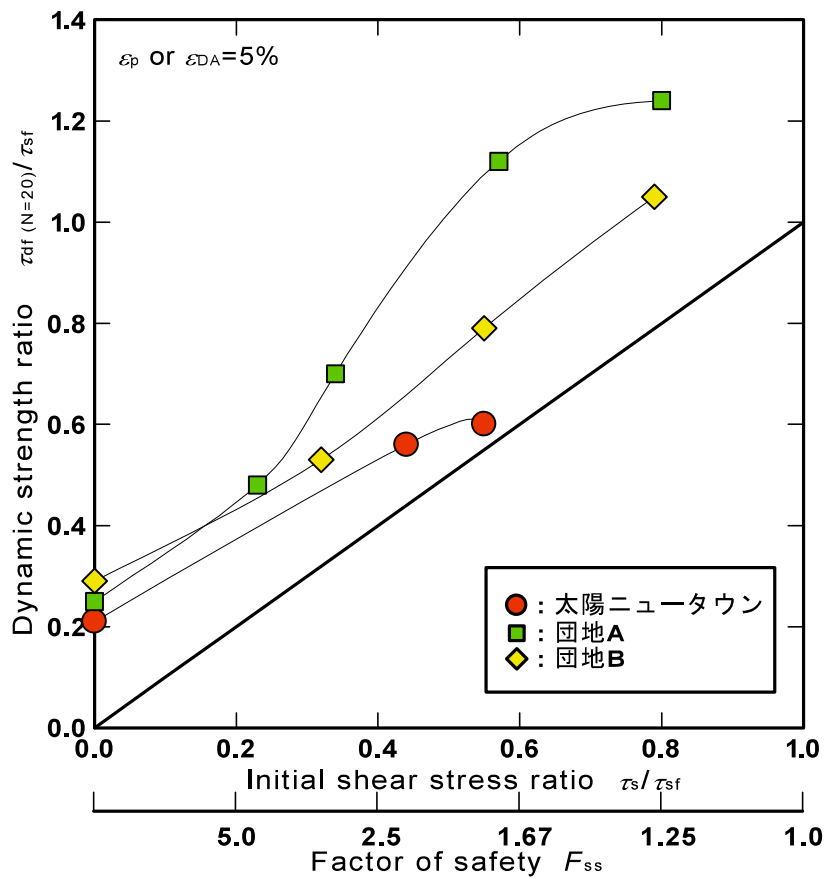


図 3-14 初期せん断強度比-動的強度比関係

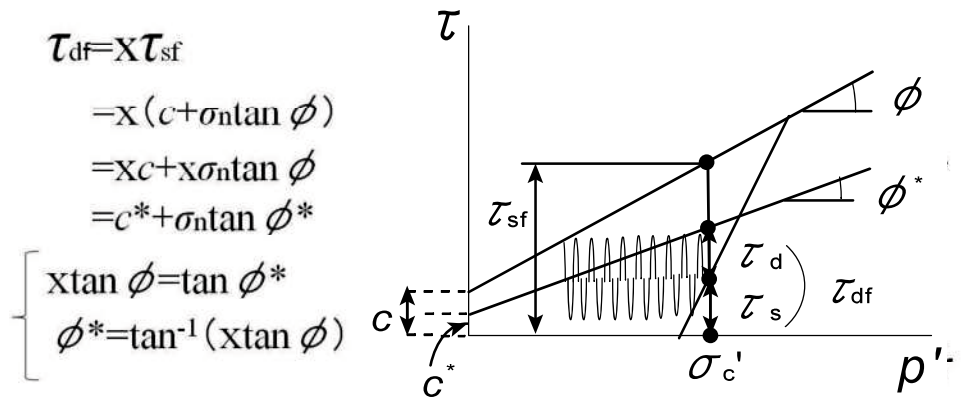


図 3-15 動的強度と静的強度の概念図

3.4 細粒分の影響

太陽ニュータウン採取土の細粒分の影響を調べるため、細粒分を除去した試料について実験を行った。供試体は、原粒度と同様に湿潤突固め法により 504kJ/m^3 のエネルギーで締固めて作製した。このとき、乾燥密度は $\rho_d=1.43\sim 1.45\text{g/cm}^3$ の範囲で作製でき、相対密度は約 70%であった。図 3-16 には排水単調三軸試験の結果を示す。細粒分のある原粒度と比較すると軸差応力の増加は見られるものの明確なピークは認められず、体積変化も収縮一方となっている。これは粒子の破碎が原因と考えたため、試験後の粒度を調べると、図 3-17 に示す通り粒子破碎による粒度の変化が見られた。いずれの拘束圧においても細粒分は 4%程度増加しており、破碎率⁶⁾は 6%程度であった。これより、細粒分を除去しても明確なピークを示さないのは、粒子破碎が要因であると考えられる。原粒度においては、細粒分が含まれることに加えこの粒子破碎の影響によって強い収縮傾向を示すものと考えられる。次に非排水繰返しせん断試験結果を図 3-18 に示す。比較のために原粒度の結果も示しているが、原粒度は初期せん断応力が作用すると繰返しせん断強度が低下するのに対し、細粒分を除去した試料では初期せん断応力が作用すると繰返しせん断強度の増加がみられた。また、初期せん断応力のない状態で比較しても、細粒分のない試料の方が高い繰返しせん断強度を示している。既往の研究では、初期せん断のない場合、細粒分が増加すると繰返しせん断強度が増加する傾向にある⁷⁾。本実験では逆の傾向が得られたが、これは供試体作製方法の違いであると考えられる。供試体作製方法の違いが繰返しせん断強度や単調せん断強度に影響を与えることは以前より指摘されている^{8),9),10)}。本研究と同じ湿潤突固め法により作成された供試体を用いて行われた実験¹¹⁾では、高いエネルギーで締固めると細粒分のない試料の方が細粒分のある試料に比べ高い繰返しせん断強度を示す結果が得られている。本研究においても細粒分のない試料に対して供試体作製方法を変えた実験を行った。その結果を図 3-19 に示す。この図より、空中落下法により作製した供試体は、原粒度と同程度の強度を示すことが分かり、 $\rho_d=1.51\text{g/cm}^3$ 程度と密度が高い

にもかかわらず湿潤突固めにより作製した供試体よりも低い強度を示す結果となった。

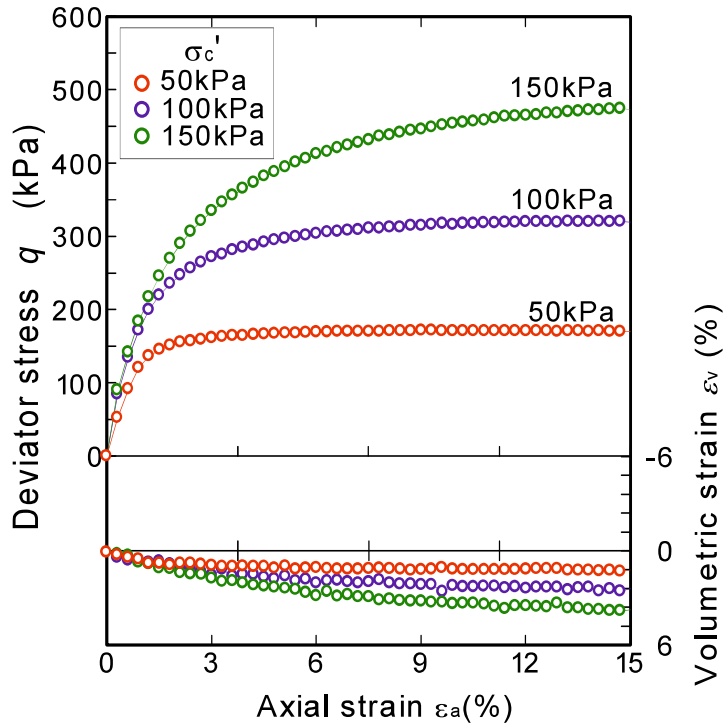


図 3-16 細粒分を除去した試料の排水単調三軸圧縮試験結果

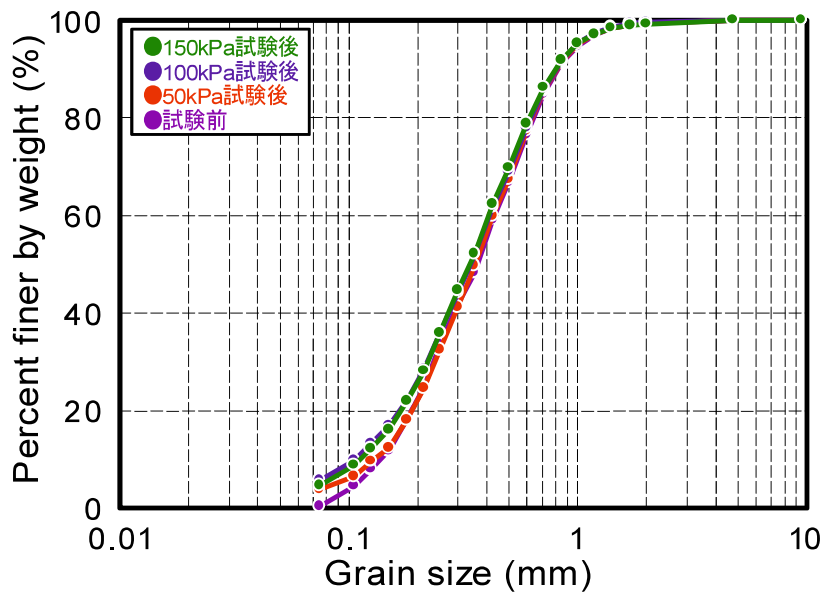


図 3-17 細粒分を除去した試料の排水単調三軸圧縮試験前後の粒度

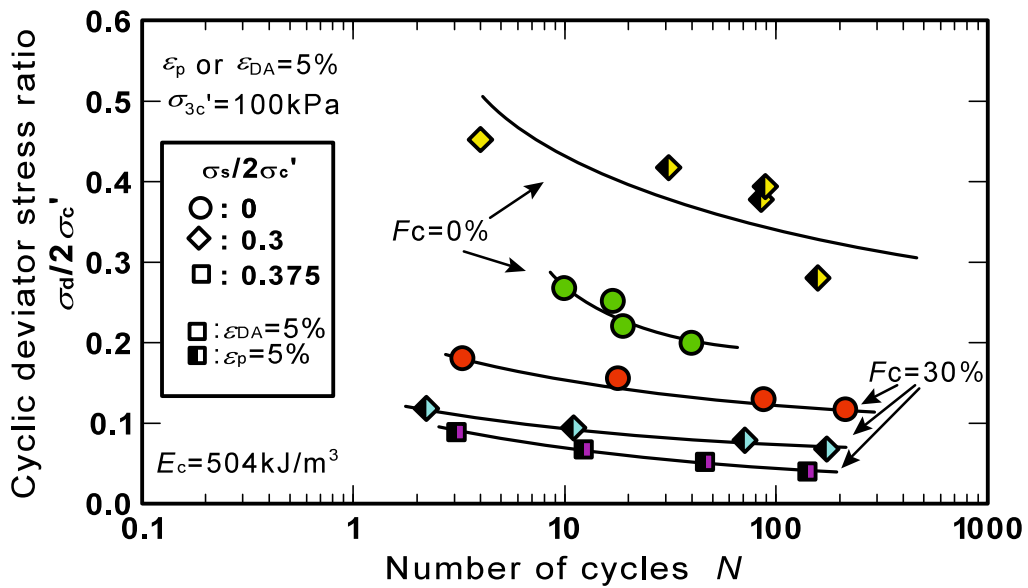


図 3-18 細粒分除去試料および原粒度試料の初期せん断応力下の繰返しせん断強度曲線

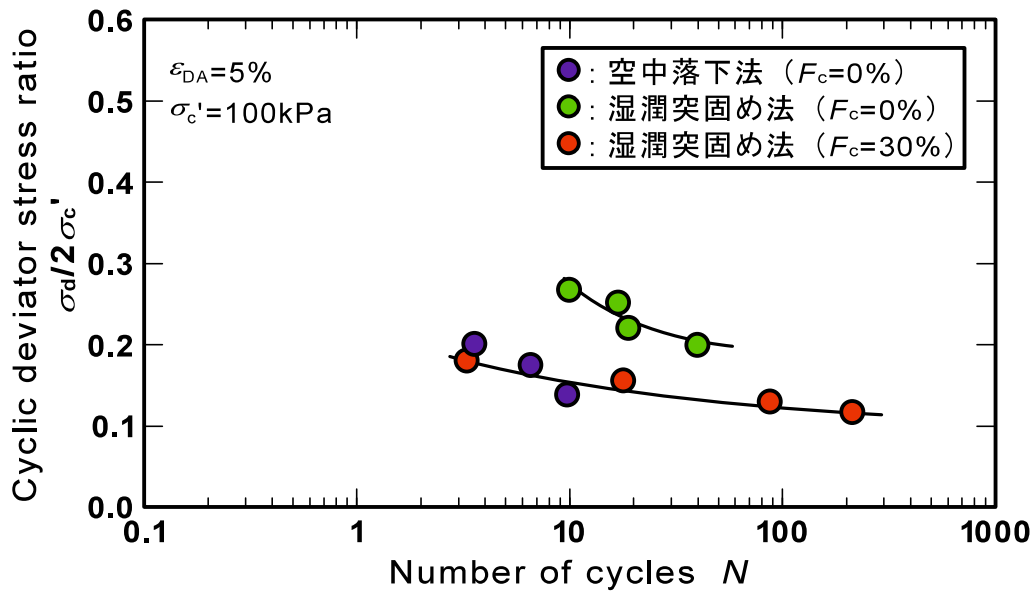


図 3-19 供試体作製法の異なる供試体の繰返しせん断強度曲線

細粒分の有無の比較を行うため、初期せん断応力比 0.3 の条件での軸ひずみ-繰返し回数関係のまとめを図 3-20 のように行った。この図から、細粒分のない場合は破壊に至る繰返し回数が多いと軸ひずみはなだらかに増加するのに対し、細粒分を含む原粒度の場合、繰返し回数が多い場合でも急激に破壊に至る様子が確認できる。この傾向を明確に見るため、繰返し回数 1 回毎に発生する軸ひずみ $\Delta \varepsilon$ と繰返し回数との関係を図 3-21 に示す。図より、細粒分の有無によって崩壊形態が全く異なることが確認できる。細粒分のない場合は小さなひずみの累積によって破壊に至っているが、細粒分を含む原粒度ではある繰返し回数から急激にひずみが増加し破壊に至っている。次に、強度とひずみの関係をみるため、応力比 $\eta (q/p')$ -軸ひずみ ε 関係を図 3-22 に示す。細粒分のある原粒度の場合、細粒分のない場合に比べ低い応力比で大きな軸ひずみを生じている。細粒分のない場合では大きな応力比が作用しないとひずみが発達しないことが分かる。

これらのことから、細粒分を含む原粒度は小さい応力比でひずみが発達し、さらにそのひずみの発達も急激であり、繰返し応力载荷による破壊が生じやすいことが分かる。

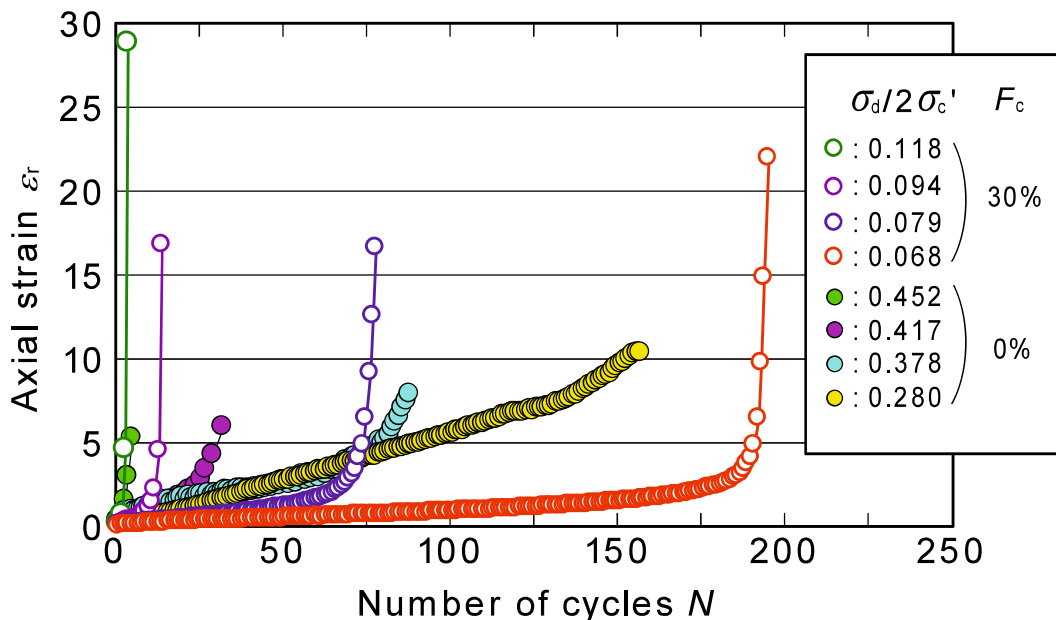


図 3-20 軸ひずみ-繰返し回数関係 (初期せん断応力比 0.3)

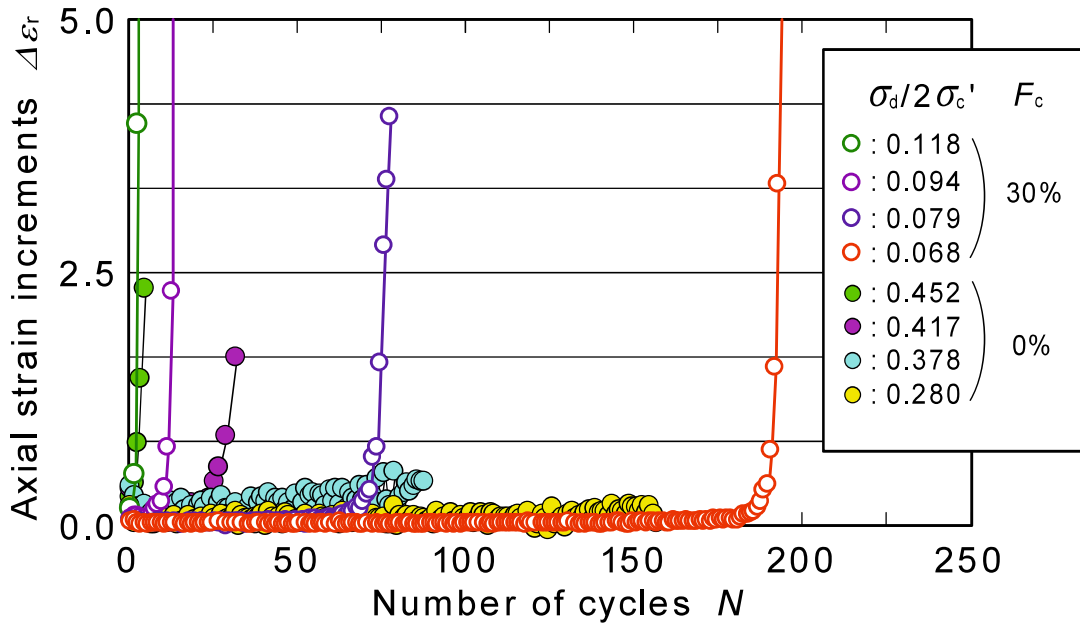


図 3-21 軸ひずみ増加量-繰返し回数関係 (初期せん断応力比 0.3)

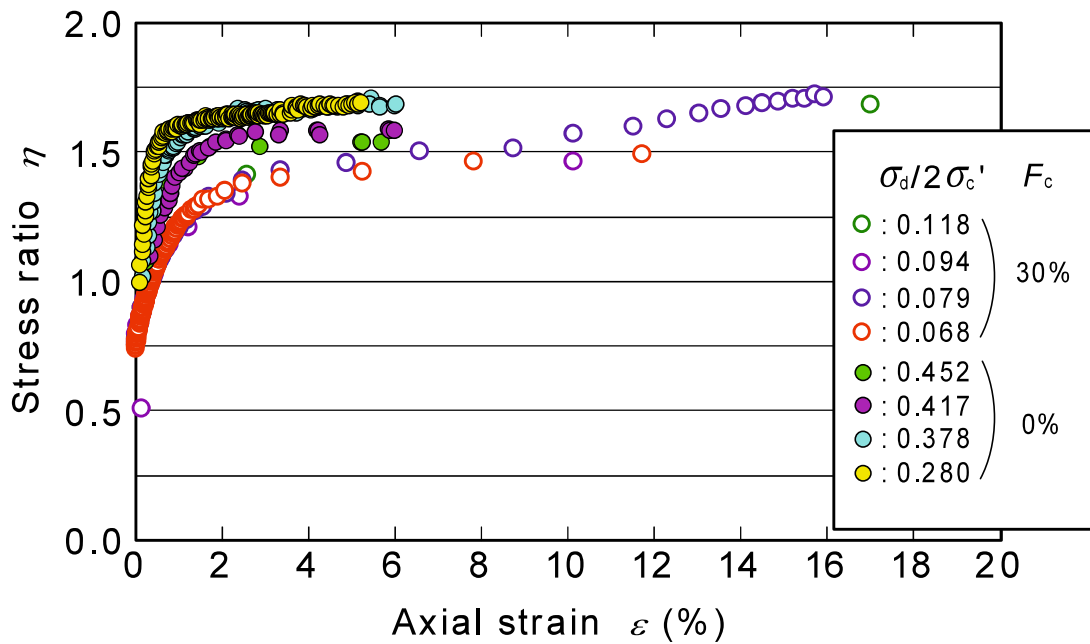


図 3-22 応力比-軸ひずみ関係 (初期せん断応力比 0.3)

3.5 結論

本章で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 採取した試料の締固め度 $D_c=90\%$ における供試体を作製し，排水単調せん断試験を行ったところ軸差応力-軸ひずみ関係に明瞭なピークが見られず体積ひずみも終始収縮傾向となった．非排水単調せん断試験結果からも明確な変相点は見られず一定の低い軸差応力のまま破壊に至った．
- (2) 採取土および $D_r=50\%$ の豊浦砂の初期せん断応力作用下の非排水繰返しせん断試験による有効応力経路において，豊浦砂は初期に大きな有効応力の低下がみられるものの，その後は有効応力の低下が小さくなり破壊線付近ではほぼ一定の有効応力状態で定常なループを描くが，採取土では徐々に有効応力が低下しそれに伴い大きくひずみが発達し，破壊に至る様子が認められる．
- (3) 繰返しせん断応力比-初期せん断応力比関係を見ると，初期せん断応力比の増加に伴い，繰返しせん断強度が低下する傾向が認められ，豊浦砂とは挙動が全く異なった．団地Aでは初期せん断応力比 0.5 までは，初期せん断応力の増加に伴い繰返し強度の増加が見られた．しかしながら，初期せん断応力比 0.7 という高い初期せん断応力を作用させると強度の低下が見られた．これに対し，団地Bは初期せん断応力による繰返し強度の変化はほとんど見られず，ほぼ一定の強度であった．これは細粒分含有率の違いによるものだと考えられる．
- (4) 太陽ニュータウン採取土の細粒分の有無について調べると，繰返し試験結果から，細粒分を含む原粒度は小さい応力比でひずみが発達することが分かり，そのひずみの発達も急激であった．このことから，原粒度は盛土直後より風化によって細粒分が増加したため，繰返し応力载荷による破壊が生じやすくなったと考えられる．

参考文献

- 1) Hyodo.M., Murata.H., Yasuhuku.N. and Fujii.T. : Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 2) Y.P.Vaid and J.C.Chern : Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.1, pp.47-60, 1983.
- 3) Hyodo.M., Tanimizu.H., Yasufuku.N. and Murata.H. : Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.19-32, 1994.
- 4) 楠根経年, 兵動正幸, 中田幸男, 村田秀一, 荒牧憲隆, 松下純子 : ポートアイランド埋立てまき土の繰返しせん断特性に及ぼす初期せん断応力の影響, 地盤工学研究発表会, No.352, pp.705-706, 1997.
- 5) (社) 日本道路協会 : 盛土の地震時安定性評価法に関する参考資料, 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, pp.458-464, 1999.
- 6) 社団法人地盤工学会 : 礫の最小最大密度試験法(JIS 0162-2009), 地盤材料試験の方法と解説-二分冊の 1-, pp.198-221, 2009.
- 7) 兵動正幸, 金鍾根, 福本圭祐, 山田卓, 吉本憲正 : 初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, Vol.62, No.1, pp.240-245, 2006.
- 8) 下井田貴史, 佐藤研一, 木下貴夫, 吉田信夫 : 供試体作製方法に着目した砂の液状化特性, 土木学会西部支部研究発表会, III-22, pp.414-415, 1997.
- 9) J. Paul Mulilis, Kandiah Arulanandan, James K. Mitchell, Clarence K. Chan and H. Bolton Seed. : Effects of sample preparation on sand liquefaction, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.103, No.2, pp.91-108, 1977.
- 10) S. Miura. and S. Toki. : A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation strength properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.61-77, 1982.
- 11) Uk-Gie. Kim : Evaluation of monotonic and cyclic shear strength of

mixture with various sand and fines and application to design parameters, 山口大学博士論文, pp.159-162, 2010.

第 4 章 単粒子の形状および強度特性

4.1 概説

太陽ニュータウンより採取した盛土材料は、火山灰起源の凝灰質砂であるが、盛土工指針による粒度判定では砂質土で盛土に適する材料と判定される。しかしながら、三軸圧縮試験結果より、一般的な砂とは挙動が異なり、締固めても強度が低く収縮的挙動が強い性質を示し、むしろ粘性土的傾向を示す結果が得られている。このような特異な性質はこの土の粒子破砕が影響していると考えられる。粒子破砕には粒子の大きさや形状、または鉱物が影響している。そのため、本研究では粒子の撮影を行い、粒子形状を調べ、代表的な粒径の試料について単粒子破砕試験を行った。

本章では、第 2 節で粒子の形状を定量的に評価する手法を述べ、破砕性材料である採取土の粒子形状の評価を行う。第 3 節では単粒子破砕試験の試験結果を示す。第 4 節では単粒子破砕強度を統計的に解析し、強度のばらつきなどについての考察を行う。最後に本章で得られた知見をまとめて結論とする。

4.2 粒子形状の評価

砂粒子の形状が砂の力学特性に与える影響についてこれまで多くの研究者によって調べられている。それによると、粒子形状は密度などと同様に、砂の力学特性、特にせん断強度に与える影響が大きいことなどが明らかにされている。

本研究では粒子形状を評価するためマイクロ스코ープによる粒子の撮影を行った。撮影された画像の画素は 1600×1200 の約 192 万画素である。対象とした粒子の大きさは、試料の平均粒径を含む 3 つの粒径でのそれぞれの JIS ふるい一目盛分に相当するものである。吉村、小川¹⁾は一試料から標本の個数は 20 個程度の標本を無作為抽出して計測し、その平均をもってその試料の代表値とすれば十分に形状の特徴を表現し得るとしている。このことを踏まえ、さらに粒子強度との関係を考慮し、本研究ではそれぞれの粒子サイズについて 60 個ずつ無作為に抽出し計測を行った。粒子形状の表現方法には種々のものがあるが、本研究では、加登ら²⁾が提案している真円度 (Roundness coefficient : R_c) と縦横比 (Aspect ratio : A_r) を用いた。真円度の値は、次式で表される。

$$R_c = \frac{L^2}{4\pi A} \quad (4.1)$$

ここに、 L は投影粒子の周囲長であり、 A は投影粒子の断面積である。真円度が 1 に近いほどその形状は円に近づき、大きくなるほど形状は角張っている、もしくは扁平であることを表す値である。一方、縦横比は次式で表される。

$$A_r = \frac{b}{a} \quad (b \geq a) \quad (4.2)$$

ここで、 b は投影粒子の相当楕円 (投影粒子と同面積かつ一次、および二

次モーメントの等しい楕円) の長軸長さ, a は短軸長さである. 以上の式を用い図 4-1 に色別の計算結果を示す. 比較として三河珪砂, 豊浦砂, 宇部珪砂の結果を示すが, これらとの有意な差は認められず特徴的な違いは見られなかった.

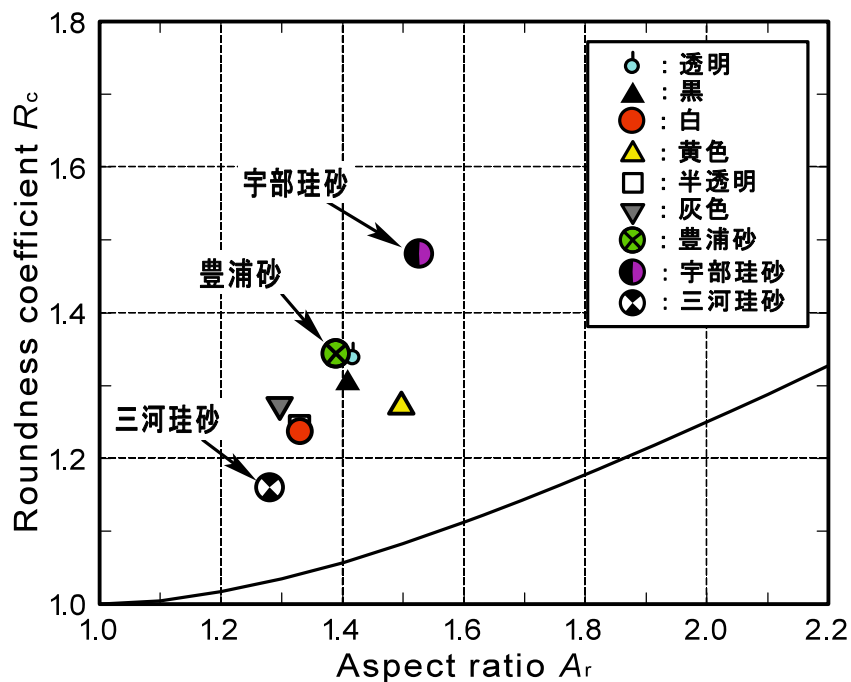


図 4-1 真円度および縦横比

撮影した画像, 粒子形状から特徴的な粒子の色で6つに分類し, 単粒子強度の評価を行うこととした. それぞれの粒子写真および含有率を写真 4-1 に示す. 太陽ニュータウン採取試料には透明の粒子が 43%と一番多く含まれており, 次いで 30%の白色粒子となっていた.

単粒子の形状および強度特性

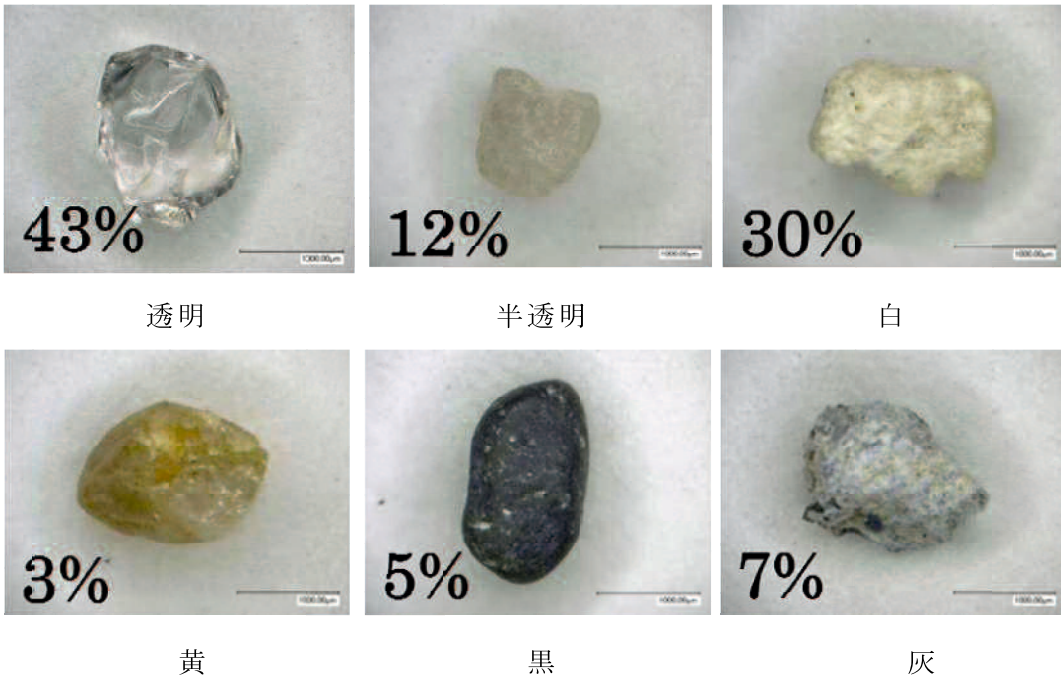


写真 4-1 色別の粒子写真

4.3 単粒子破砕特性

破砕強度については、様々な表示方法が提案されているが、本研究では、破砕荷重を粒子の高さの2乗で除す方法により破砕強度を算出した。以下、その方法を詳しく述べる。

図4-2の図中に示すように、最初のピーク点 F_c に対応する破砕強度を求める際、 F_c は粒子の一部が欠けるような破砕に対するものであるということを考えると、欠けた粒子片と粒子本体の接合面に引張応力が作用しているといえる。そこで、粒子の一部が欠ける際に作用する引張応力 σ_c' は、接合面の形状を直径 D の円とした時、次式を用いて算出される。

$$\sigma_c' = \frac{F_c'}{D^2} \quad (4.3)$$

しかし、実際に欠けた粒子片と粒子本体の接合面を測定することは極めて困難であり、接合面上に作用する引張力 F_c' を算出することも難しい。そこで本研究では、次式に示すように、 F_c を粒径の2乗で除すことより、試料全体に対する平均的な破砕強度を求め、これを単粒子破砕強度と定義した。

$$\sigma_c = \frac{F_c}{D^2} \quad (4.4)$$

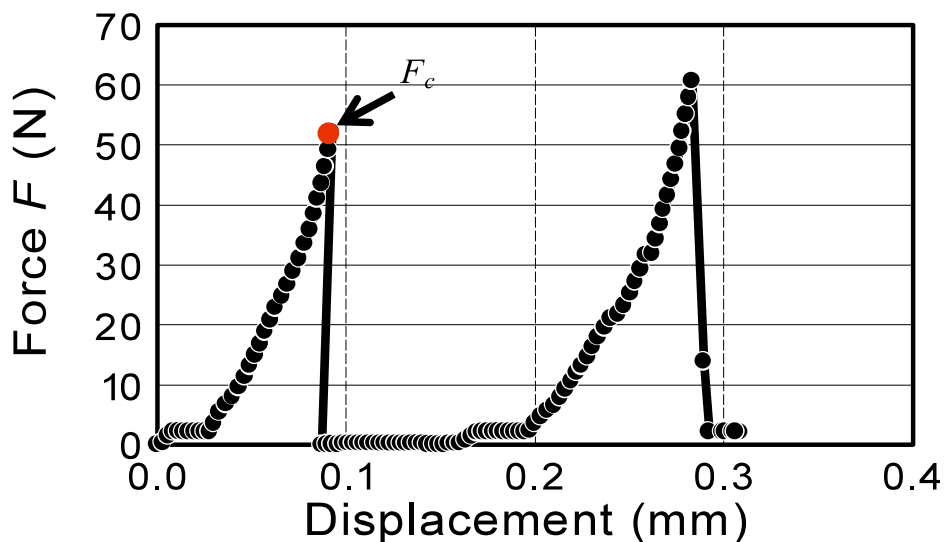


図 4-2 荷重と粒径の関係

この定義より求めた単粒子破砕強度を図 4-3 に示す。これは単粒子破砕強度 σ_c と粒径 d の関係を示している。白(やや黄色)の粒子の単粒子破砕強度が他の粒子と比較して低い範囲に多く分布していることが分かる。また、比較のため豊浦砂の平均破砕強度も示しているが、シリカ系の透明な粒子以外はほとんどがこれよりも低い応力域で破砕していることが分かる。

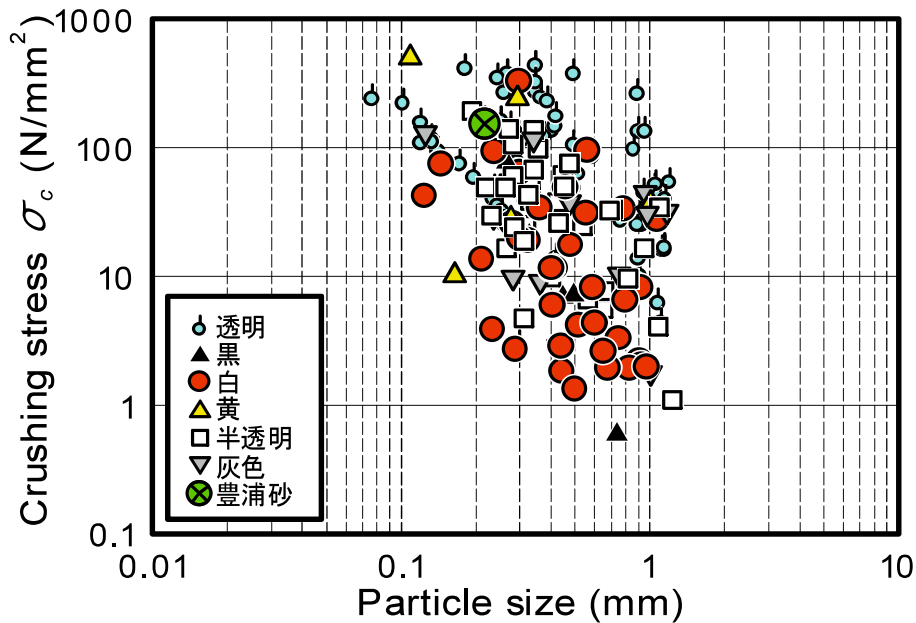
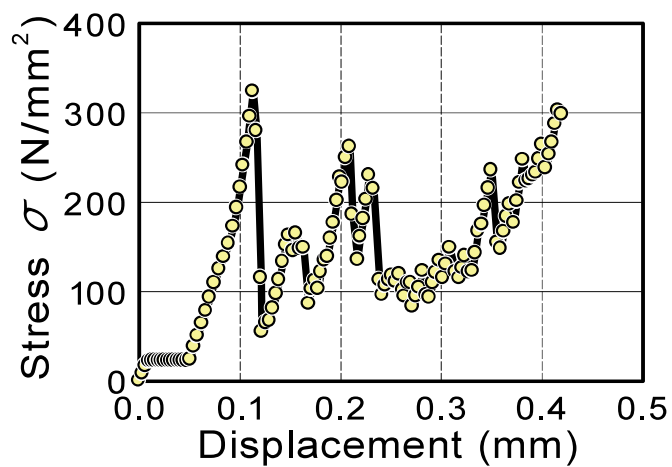


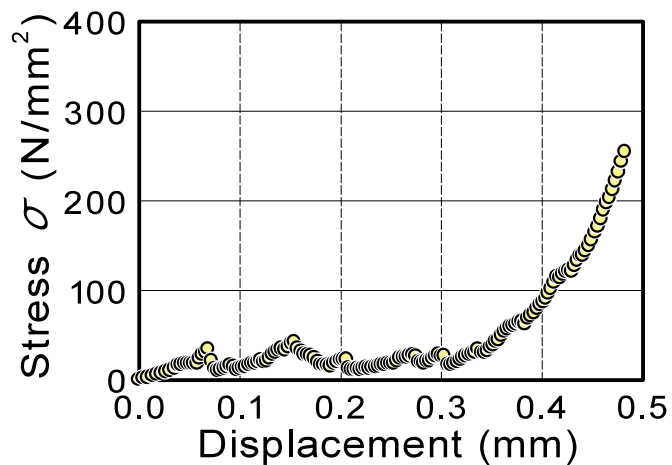
図 4-3 粒子強度と粒径の関係

粒子強度の低い白色粒子が太陽ニュータウン採取土の特征的性質と考え、この粒子の応力-変位関係を破砕パターンごとに図 4-4(a),(b),(c)に示す。(a)では初期強度(単粒子破砕強度)が高く最大強度となった。(b)では初期強度が(a)より低く最大強度より低くなった。(c)では明確な初期強度は出現せず、応力が小刻みに上下しながら上昇し続ける挙動を示し、非常に低い強度において破砕をしていた。

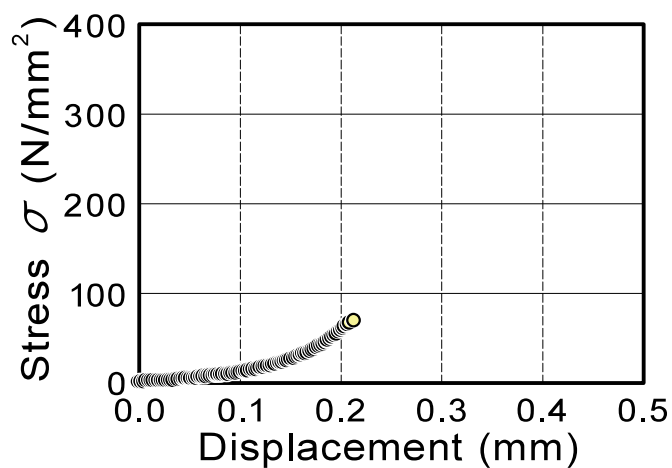
この粒子の破砕強度と粒子数について調べた結果を表 4-1 に示す。これより、この粒子において、破砕強度 $1 \sim 10 \text{ N/mm}^2$ の脆弱な粒子が多く存在することが分かった。



(a) 破砕強度の高い破砕挙動



(b) 破砕強度の低い破砕挙動



(c) 破砕強度の非常に低い破砕挙動

図 4-4 破砕パターン別の粒子破砕挙動

4.4 統計関数を用いた単粒子破砕強度の評価

粒子強度の分布を評価する方法はいくつか提案されているが、ここでは分布を表す係数が比較的簡単に得られる Weibull の統計分布関数を基準にして強度の均一性を定量化した。McDowell et al³⁾は、Weibull の単一ブロック要素の引張り試験においてブロックが破砕しない確率の式を修正し、土粒子がはさいしない確率を字式で表すことを提案した。

$$P_s(d) = \exp \left\{ - \left(\frac{d}{d_0} \right)^3 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right\} \quad (4.5)$$

$P_s(d)$: ある破砕強度 σ の時の直径 d の粒子が破砕しない確率, σ_0 : 基準破砕強度, m : Weibull 係数

直径 d_0 の基準粒子が破砕強度 σ_0 となる時の破砕しない確率を求めることを考えると、式(4.5)において

$$d=d_0 \quad \sigma = \sigma_0 \quad (4.6)$$

を代入することで、式(4.5)は

$$P_s(d) = \exp(-1) \quad (4.7)$$

となり、この時の P_s 値は 0.3679 となる。この値を用いて破砕しない確率が 37%の時の破砕強度を基準強度としている。

さらに McDowell は粒子の接点数にも着目して、粒子の接点数を考慮した粒子の破砕しない確率の関係を次式のごとく示している。

$$P_s = \exp \left\{ - \frac{1}{(c-1)^\alpha} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right\} \quad (4.8)$$

c : 接点数, α : 接点数の影響を評価する定数

ここで単粒子破砕しけんにおける接点数は上下 2 点であるため、式(4.8)は次式のようになる。

$$P_s = \exp \left\{ - \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right\} \quad (4.9)$$

粒子の強度は、粒子サイズ、形状、構成鉱物、材料内のクラックなどによって大きく変動することが知られている^{4),5)}。したがって粒子の強度を表す場合、強度の平均値の表示と共に、そのばらつきを併記することが重要と思われる。そこで粒子サイズに起因した破砕強度の変動と、粒子サイズは等し

いが粒子形状や構成鉱物の違いなどに起因した破碎強度のばらつきをそれぞれ独立した確率変数 X, Y と考えそれぞれの分散について考察を行う。

まず粒子サイズに起因した破碎強度の分散 $V(X)$ については加登らが以下のように提案している。

$$V(X) = \sum_{i=d_{\min}}^{d_{\max}} \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{cm'}} - E(X) \right)^2 p_i \quad (4.10)$$

$\sigma_{cm'}$: 平均破碎強度, p_i : 粒径 d_i の残留率, $E(X)$: $\sigma_{ci}/\sigma_{cm'}$ の平均値

次に, 一定の粒子サイズで粒子形状や構成鉱物等の違いによる影響を調べるために, その分散 $V(Y)$ を次式のように示している。

$$V(Y) = \sum_{j=1}^n \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{cm}} - E(Y) \right)^2 p_j \quad (4.11)$$

n : 試験個数, p_j : 全試験個数から 1 個を抽出する確率

ここで, $E(Y)=1$ である。

それぞれの確率変数 X, Y は互いに独立であるとすると, 全体としての粒子強度のばらつきは次式で表せる。

$$V(X+Y) = V(X) + V(Y) \quad (4.12)$$

また, Weibull 分布における分散値 V' は次式により定義される。

$$V' = \Gamma \left(1 + \frac{2}{m} \right) - \Gamma^2 \left(1 + \frac{1}{m} \right) \quad (4.13)$$

Γ : ガンマ関数, m : Weibull 係数

式(4.12)と式(4.13)を等価とみなすと Weibull 係数 m が得られる。この Weibull 係数を用いて破碎強度との関係を表したものが図 4-5 である。これにより, 単粒子破碎強度のばらつきを応力に対する関数として表すことが可能となる。図 4-5 から, 太陽ニュータウン採取土は豊浦砂と比較し, 低い応力域から破碎が起り始め, 破碎領域が広範囲に分布していることが分かる。

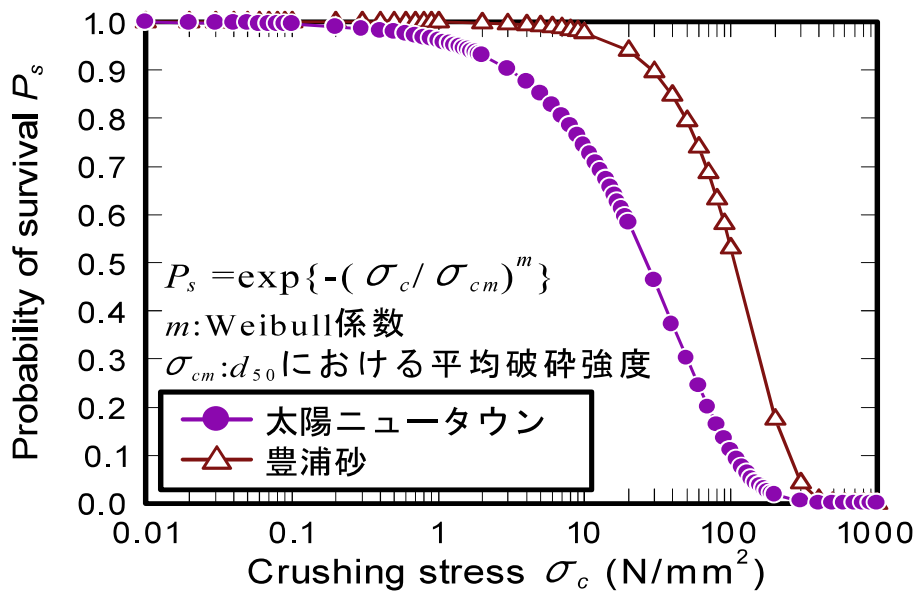


図4-5 σ_c において粒子が破砕しない確率 P_s

4.5 結論

本章で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- (1) 粒子形状について三河珪砂，豊浦砂，宇部珪砂との比較を行ったが，これらとの有意な差は認められず特徴的な違いは見られなかった。
- (2) 単粒子破砕試験を行った結果、白色粒子は単粒子強度が $1\sim 10\text{N/mm}^2$ の脆弱な粒子が多く、太陽ニュータウンの試料中に 30%含まれ、破砕しやすい粒子が多く含まれていた。
- (3) 単粒子破砕強度を統計的に解析した結果，太陽ニュータウン採取土は豊浦砂と比較し，低い応力域から破砕が起こり始め，破砕領域が広範囲に分布していることが分かった。

参考文献

- 1) 吉村優治, 小川正二: 砂のような粒状体の粒子形状の簡易な定量化方法, 土木学会論文集, Vol.463/III-22, pp.95-103, 1993.
- 2) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一: 地盤材料の単粒子破砕特性, 土木学会論文集, Vol.673/III-54, pp.189-194, 2001.
- 3) McDowell, G. R., Bolton, M. D. and Robertson, D. : The fractal crushing of granular materials, J. Mech. Phys. Solids, Vol.44, No.12, pp.2079-2102, 1996.
- 4) Nakata, Y., Hyde, A. F. L., Hyodo, M. and Murata, H. : A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.567-583, 1999.
- 5) 福本武明・原健夫: 粒状体の粒子破砕強度分布に関する研究, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.91-99, 1998.

第 5 章 動的変形特性と水平震度の推定

5.1 概説

地盤の地震時挙動を把握するために地震応答解析が行われるが、地盤の非線形性を考慮するための簡易な解析法として等価線形解析が用いられる。等価線形解析における地盤のパラメータとして、土の動的変形特性としての等価せん断剛性率と履歴減衰率が必要である。動的変形特性に関する研究は液状化特性の研究と同様、これまで主としてクリーンな砂や粘土について多く行われてきた。しかし、近年の地震による被害は、盛土や埋立て地に集中しており、その地盤材料は、山地部の開発により発生した風化残積土や火山性堆積土もしくは海底の浚渫土であることが多い。本研究で対象とした太陽ニュータウン採取土も凝灰質砂岩を起源としており、火山性の堆積物である。ここでは、太陽ニュータウン採取土を対象に、中空ねじりせん断試験機を用いた動的変形試験を行った結果を示し、その結果を用い SHAKE によって太陽ニュータウン地表面における加速度を推定した結果を示す。また、斜面の震度法による安定解析の水平震度の推定に関する考察も行っている。

本章ではまず、第 2 節で、太陽ニュータウン採取土を対象に動的変形試験を行った結果を示し、特に動的変形特性に及ぼす細粒分の影響について考察する。第 3 節では、実験で得られた地盤の動的変形特性と山元町の Kik-net により観測された地震加速度を用いて太陽ニュータウン造成地を対象に SHAKE による地震応答解析を行い、盛土地表面の応答加速度を求める。さらに、地震により崩壊した斜面を震度法による安定解析を行うため、求めた応答加速度から、設計水平震度の推定を行う。最後に、第 4 節において本章で得られた知見をまとめ本章の結論とする。

5.2 中空ねじりせん断試験

本研究では、中空ねじりせん断試験機による動的変形試験により得られたデータをフィルター処理し、任意の周波数成分のみを抽出したデータを用いて試験結果の整理を行い、等価せん断剛性率 G_{eq} および履歴減衰率 h を算出した。

(1) データのフィルター処理

実験値に含まれるノイズを除去するために、コンピュータでデータのフィルター処理（高速フーリエ変換によるフーリエスペクトル解析を行い、その結果から任意の周波数成分を選択し、高速フーリエ逆変換して数値データを作成する）を行う。

図 5-1 は載荷荷重周波数 0.1Hz の動的変形試験で得た、片振幅せん断ひずみ $\gamma_{SA}=0.0001\%$ に相当するトルク力 T およびギャップセンサ 1・2 で計測したねじり変位 $\theta_1 \cdot \theta_2$ の時刻歴のフィルター処理前（実験値）とフィルター処理後の値を示したものであり、図 5-2 は図 5-1 のトルク力 T とねじり変位の平均値 $\theta_{average}$ の関係を示したものである。実験値にはノイズが含まれているため、トルク力にはばらつきが多く、ねじり変位にも長周期成分が含まれており、トルク力とねじり変位の関係はきれいな曲線を描かない。これに対して、実験値をフィルター処理することによって得たトルク力とねじり変位の時刻歴は、微小なせん断ひずみ領域においてもデータのばらつきがなく、トルク力とねじり変位の平均値の関係も良好な曲線が得られる。

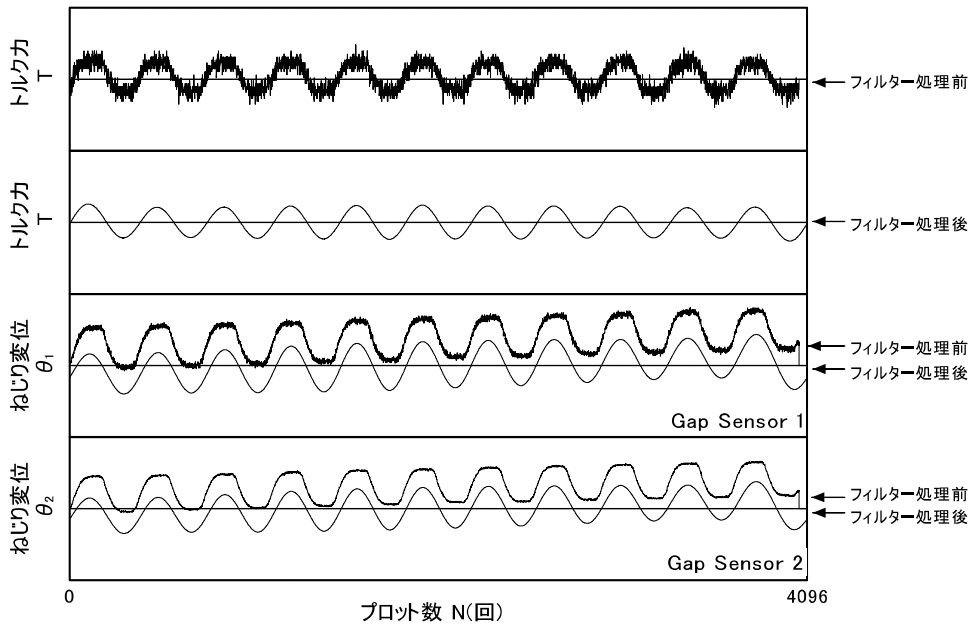


図 5-1 トルク力とねじり変位の時刻歴

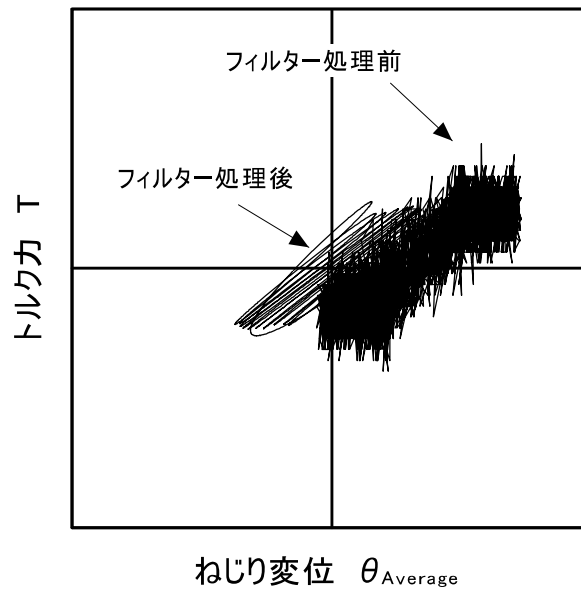


図 5-2 トルク力とねじり変位の平均値の関係

(2) 繰返しせん断応力 $\sigma_{z\theta}$ およびせん断ひずみ $\gamma_{z\theta}$ の算出

圧密終了時の供試体の平均的な高さ $H_c(\text{cm})$, 内径 $D_{ic}(\text{cm})$, 外径 $D_{oc}(\text{cm})$, 体積 $V_c(\text{cm}^3)$, 圧密終了時から各載荷段階開始時までの体積変化 $\Delta V_n(\text{cm}^3)$,

軸変位 $\Delta H_n(\text{cm})$, 体積ひずみ $\varepsilon_{vn}(\%)$, 軸ひずみ $\varepsilon_{zn}(\%)$, 各載荷段階開始時の供試体の平均的な高さ $H_n(\text{cm})$, 内径 $D_{in}(\text{cm})$, 外径 $D_{on}(\text{cm})$, 内半径 $r_{in}(\text{cm})$, 外半径 $r_{on}(\text{cm})$ とすると,

$$\varepsilon_{vn} = \frac{\Delta V_n}{V_c} \times 100 \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{zn} = \frac{\Delta H_n}{H_c} \times 100 \quad (5.2)$$

$$D_{in} = D_{ic} \times \sqrt{\frac{1 - \varepsilon_{vn}/100}{1 - \varepsilon_{zn}/100}} \quad (5.3)$$

$$D_{on} = D_{oc} \times \sqrt{\frac{1 - \varepsilon_{vn}/100}{1 - \varepsilon_{zn}/100}} \quad (5.4)$$

$$r_{in} = \frac{D_{in}}{2} \quad (5.5)$$

$$r_{on} = \frac{D_{on}}{2} \quad (5.6)$$

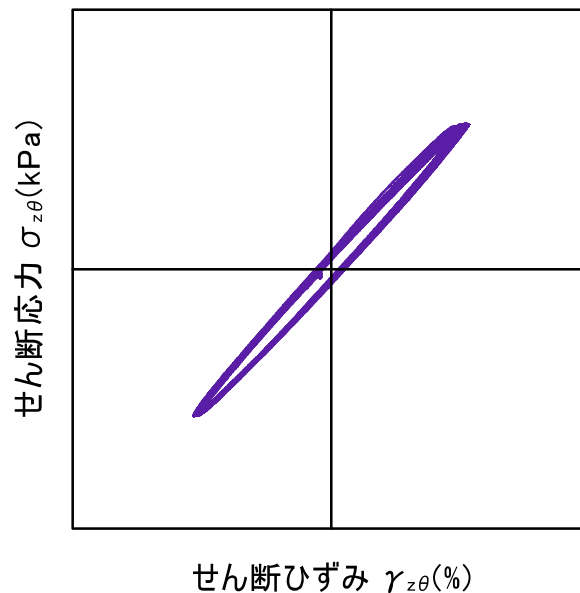


図 5-3 応力-ひずみ履歴曲線

トルク力を $T(\text{Ncm})$ 、ねじり変位の平均値を $\theta(\text{rad})$ とすると、繰返しせん断応力 $\sigma_{z\theta}(\text{kPa})$ およびせん断ひずみ $\gamma_{z\theta}(\%)$ は、

$$\sigma_{z\theta} = \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \times 10 \quad (5.7)$$

$$\gamma_{z\theta} = \frac{\theta(r_o + r_i)}{2H} \times 100 \quad (5.8)$$

で求められ、図 5-3 に示すような履歴曲線が得られる。

(3) 等価せん断弾性係数 G_{eq} および履歴減衰率 h の算出

せん断弾性係数および履歴減衰率は②で得られた履歴曲線の 5 回目および 10 回目の履歴曲線から算出する。図 5-4 は等価せん断弾性係数の算出方法の説明図である。繰返しせん断応力の片振幅を $\tau_d(\text{kPa})$ 、片振幅せん断ひずみを $(\gamma)_{SA}(\%)$ とし、図中の記号を用いると、等価せん断剛性率 $G_{eq}(\text{MPa})$ は以下の式で求められる。

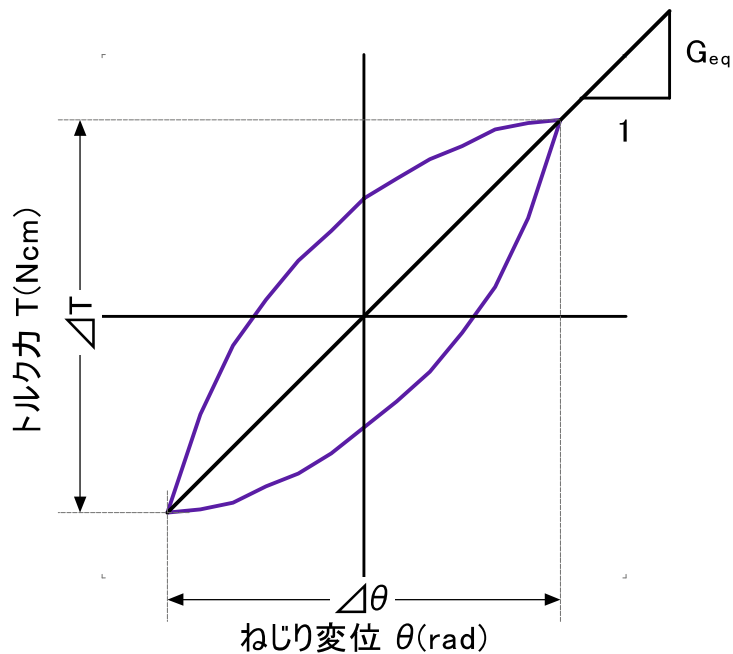


図 5-4 等価せん断剛性率の説明図

$$\tau_d = \frac{\Delta T}{2\pi(r_{on}^2 + r_m^2)(r_{on} + r_m)} \times 10 \quad (5.9)$$

$$(\gamma)_{SA} = \frac{\Delta\theta(r_{on} + r_m)}{4H_n} \times 100 \quad (5.10)$$

$$G_{eq} = \frac{\tau_d}{(\gamma)_{SA}} \times \frac{1}{10} \quad (5.11)$$

図 5-5 は履歴減衰率の算出方法の説明図である。1 サイクル中の減衰エネルギー ΔW は、トルク力 T とねじり変位 θ が作る履歴曲線の面積である。本研究では 1 サイクル当たり約 370 のデータを収集しているため、2 プロット間の履歴曲線は直線と仮定できることから、2 プロット間の履歴曲線の面積は台形の面積と等価となり、減衰エネルギーは全台形の面積の和から重複する面積を差し引いたものとなる。つまり、図中記号 $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d \rightarrow a$ の順に履歴曲線が描かれるとすると、 $a \cdot b$ 間および $c \cdot d$ 間では台形の面積を加え、 $b \cdot c$ 間および $d \cdot a$ 間では台形の面積を引くことで得られる面積が減衰エネルギー ΔW (Ncm) となる。等価弾性エネルギー W (Ncm) および履歴減衰率 h (%) は、図中の記号を用いて以下の式で求められる。

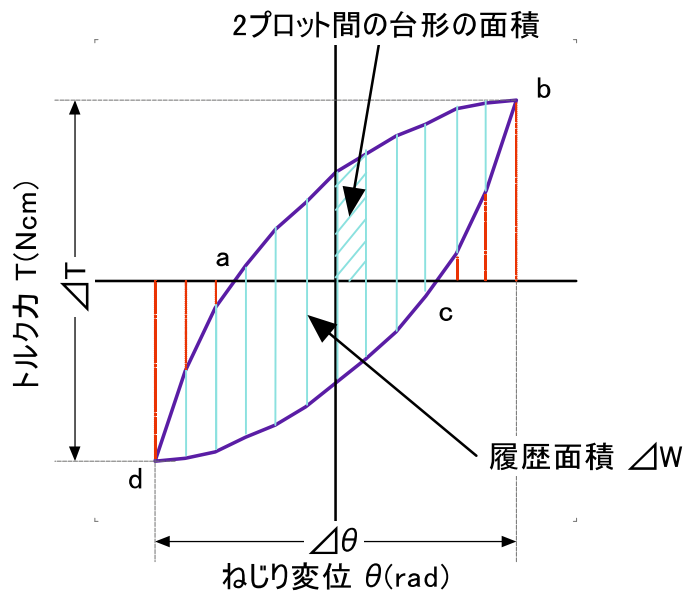


図 5-5 履歴減衰率の説明図

$$W = \frac{\Delta T \times \Delta \theta}{4} \quad (5.12)$$

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \times 100 \quad (5.13)$$

なお, 本論文中に試験結果として示される等価せん断剛性率および履歴減衰率は全て繰返し載荷 10 回目の履歴曲線から算出したものである.

(4) 供試体作製方法

- ① 試験機に設置したモールド内に, 5層に分けて試料を投入し, 各層所定の回数をランマー (写真 5-1) で突固めることにより外径 10cm, 内径 6cm, 高さ 10cm の供試体を作製する.
- ② 供試体を負圧 20kPa で自立させた後, 供試体の寸法を測定する.

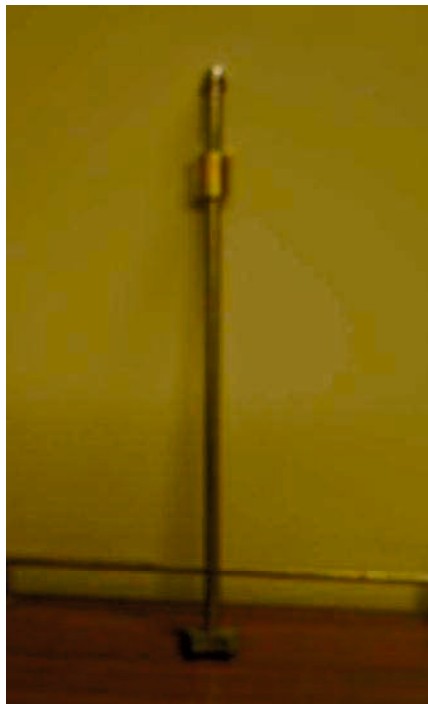


写真 5-1 中空ねじり試験の締固め供試体に用いたランマー

ランマーの落下回数と突固めエネルギー E_c の関係は以下の表 5-1 に示す通りである。

表 5-1 落下回数と突固めエネルギーの関係

E_c (kJ/m ³)	Number of dropping	Height of dropping weight (m)	Weight of rummer (kN)
373	480	0.050	0.00156
47	60		
5	6		

なお、表中の突固めエネルギーは以下の式によって求めた。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V} \quad (5.14)$$

ここに、 W_R はランマー重量、 H は落下高さ(m)、 N_L は層数(=5)、 N_B は1層ごとの突固め回数である。 H 及び N_B を変化させることで供試体の密度を調整した。本論文においては、表に示すとおり、用いた締固めエネルギーは373, 47, 5kJ/m³の3通りである。

(5) 実験結果

図 5-6 に有効拘束圧 $\sigma_c' = 100\text{kPa}$ で圧密後の間隙比と細粒分含有率の関係を示す。所定の突固めエネルギーを与えることでそれぞれの間隙比の供試体が作製されていることが分かる。いずれの突固めエネルギーに対しても細粒分含有率 20%程度までは間隙比は細粒分含有率の増加とともに減少し、細粒分含有率 30%を超えたところで突固めエネルギーの違いによらず、ほぼ一定の大きさに近づく傾向を示している収束している。

図 5-7 に有効拘束圧 $\sigma_c' = 100\text{kPa}$ で圧密後の骨格間隙比と細粒分含有率の関係を示す。骨格間隙比は細粒分含有率の増加とともに増加している。細粒分含有率 $F_c = 10\%$ および細粒分を除去した $F_c = 0\%$ の試料においては、大きい突固めエネルギーで突固めて作製した場合、骨格間隙比は粗粒分の最大間隙比以下であるので、粗粒子が形成する骨格の間隙の中に細粒分が存在して

いることが分かる。一方、突固めエネルギーが低い場合や細粒分含有率が $F_c=10\%$ を超える場合には、骨格間隙比が粗粒分の最大間隙比を上回り、粗粒分のみではありえない、緩い骨格構造を形成していることが推察される。この状態は細粒分が構造の主体となり、その中に粗粒分が存在している状態と考えられる。

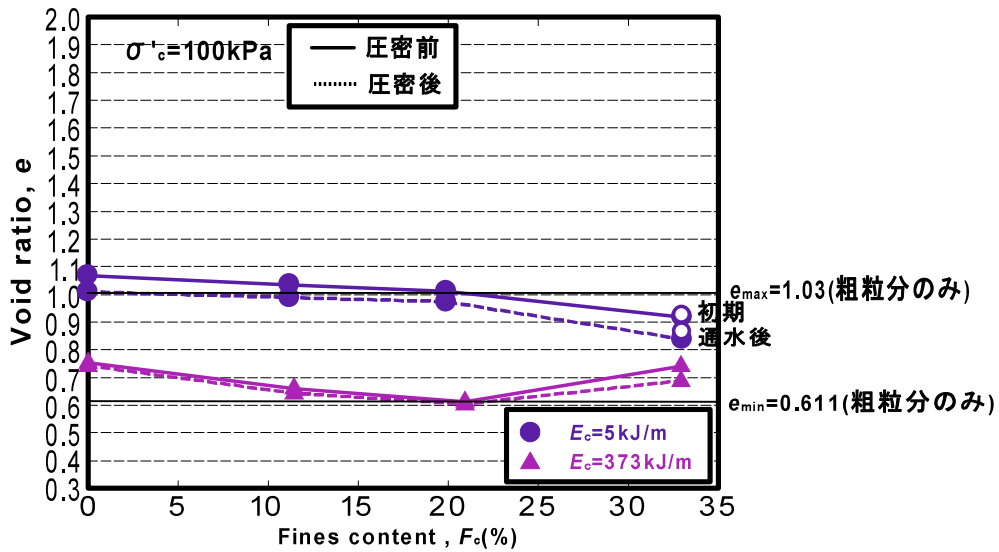


図 5-6 間隙比と細粒分含有率の関係

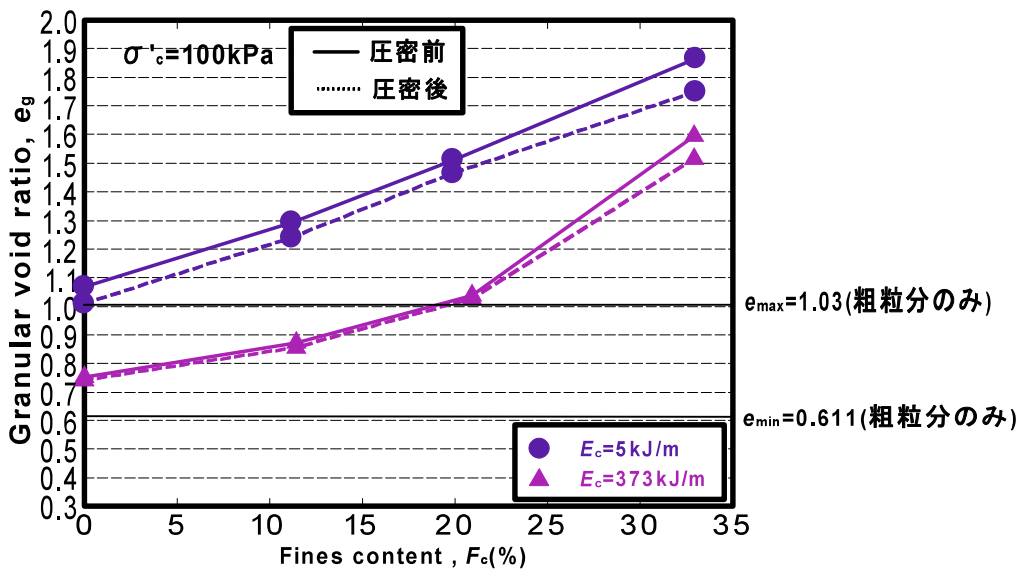
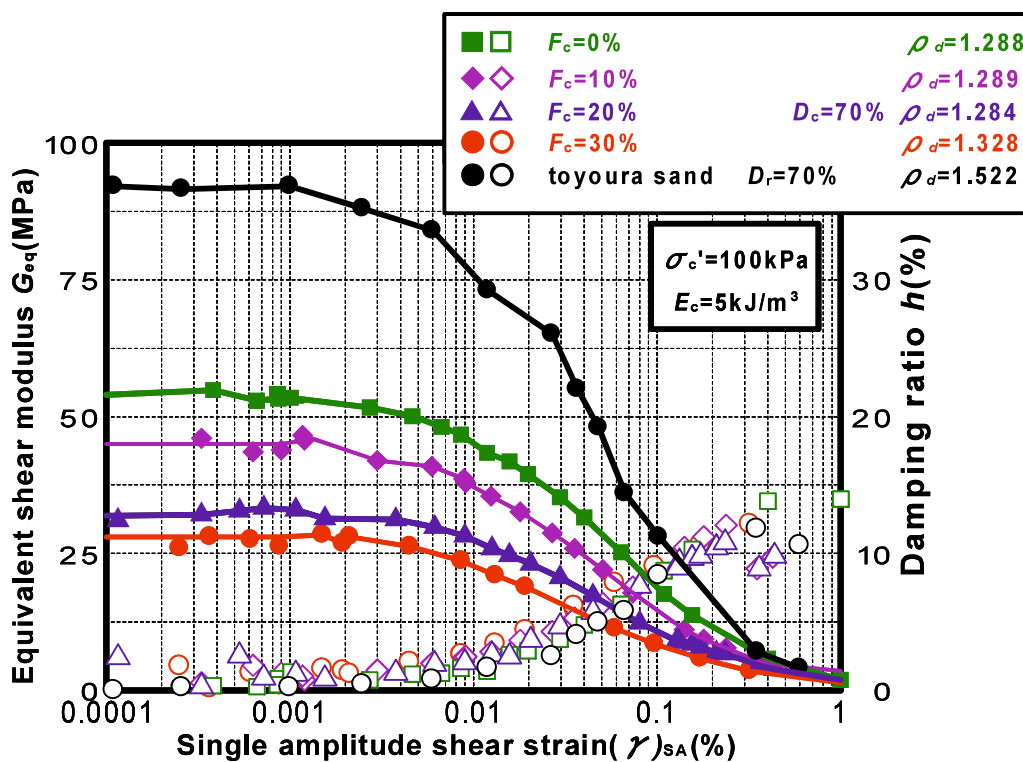
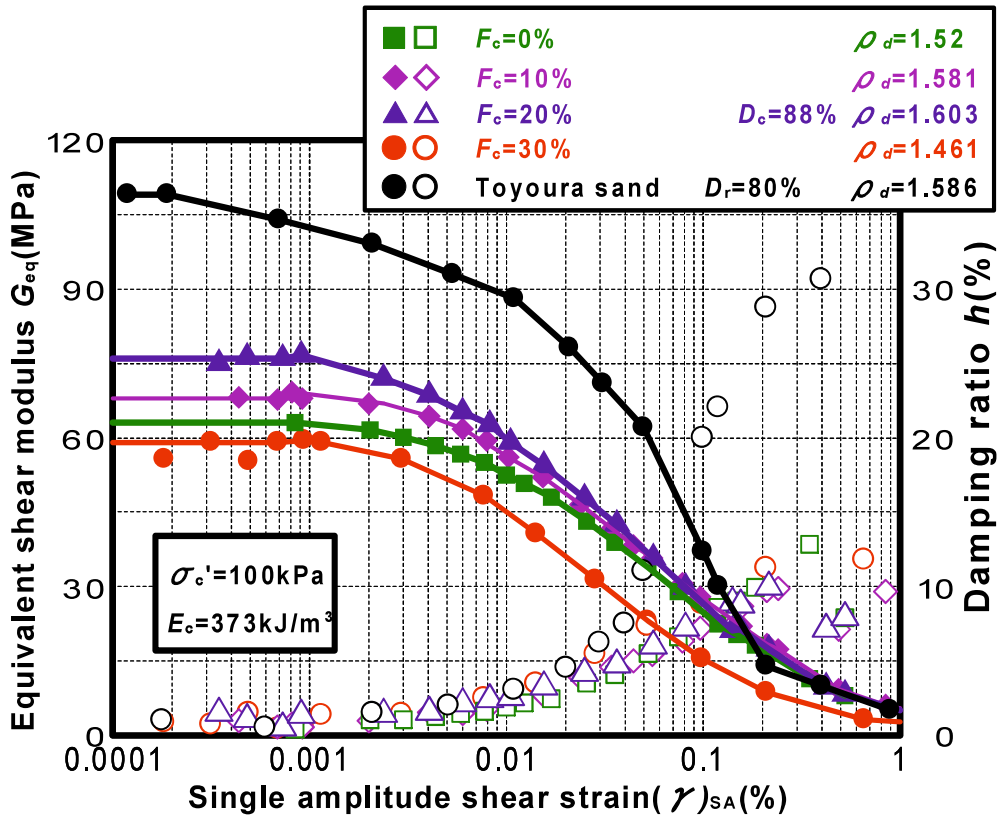


図 5-7 骨格間隙比と細粒分含有率の関係

図 5-8 に突固めエネルギー $E_c=5, 373\text{kJ/m}^3$ とした時の繰返し載荷 10 回目の等価せん断弾性係数 G_{eq} 及び履歴減衰率 h と片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ の関係を示す. 図より, 履歴減衰率に関しては, 砂が骨格を形成する領域においてはいずれの場合も細粒分含有率の違いによる差はほとんど見られない. せん断弾性係数は低い突固めエネルギー $E_c=5\text{kJ/m}^3$ の場合は初期せん断応力の増加に伴い, 減少していく様子が見られる一方, $E_c=373\text{kJ/m}^3$ の高い突固めエネルギーの場合では細粒分含有率 20% までは細粒分含有率の増加に伴ってせん断弾性係数が増加するが, 細粒分含有率 30% では減少に転じる傾向が認められる.



(a) $E_c=5\text{kJ/m}^3$



(b) $E_c=373\text{kJ/m}^3$

図 5-8 動的変形特性と片振幅せん断ひずみの関係

5.3 太陽ニュータウンにおける本震地震動の推定

太陽ニュータウンでは本震記録が得られていないため、約 2km 離れた防災科学技術研究所の地震観測点 KiK-net 山元の地震記録から推定する。推定方法は、図 5-9 に示す両地点に共通の工学的基盤層である凝灰質砂岩層における地震観測点側の上端 C 点の地震動（基盤入射波 2E）を地表記録から求め、太陽ニュータウンの Bor1-2 における B 点の地震動（基盤入射波 2E）とする。次に、B 点の地震動から盛土地表面 A 点の地震動を推定する。

まず、C 点の地震動（基盤入射波 2E）を推定するためには、地震観測点の地盤モデルを設定し、その妥当性を確認する必要がある。そこで、本震発生前に発生した小地震として 2010 年 9 月 1 日と 2011 年 2 月 10 日の 2 つの地震記録を収集し、設定した地盤モデルに地表記録を入力して地中記録の再現計算を実施する。本震記録は小地震にくらべ地震動が大きく増幅され、大きな地盤ひずみが生じる。このため地盤のせん断剛性が低下し、減衰定数が増大する非線形な挙動を示す。そこで、この非線形特性を考慮した地盤モデルに地表の本震記録を入力して地中記録の再現計算を実施する。妥当な非線形特性を考慮した地盤モデルに地表の本震記録を入力して、C 点の地震動（基盤入射波 2E）を推定する。

B 点と C 点は共通の工学的基盤層の上端であり、距離も約 2km と近いいため同じ地震動（基盤入射波 2E）と考える。そこで、B 点の地震動（基盤入射波 2E）を太陽ニュータウンの Bor1-2 の地盤モデルに入力し、A 点の地震動を推定する。なお、工学的基盤層の上端としての B 点の深度設定は、ボーリングが風化凝灰質砂岩層までのデータのみであり、判断できなかった。このため、現地調査における常時微動観測により得られた地盤の卓越周期と、B 点位置から上の地盤モデルの卓越周期が一致する深度として設定した。

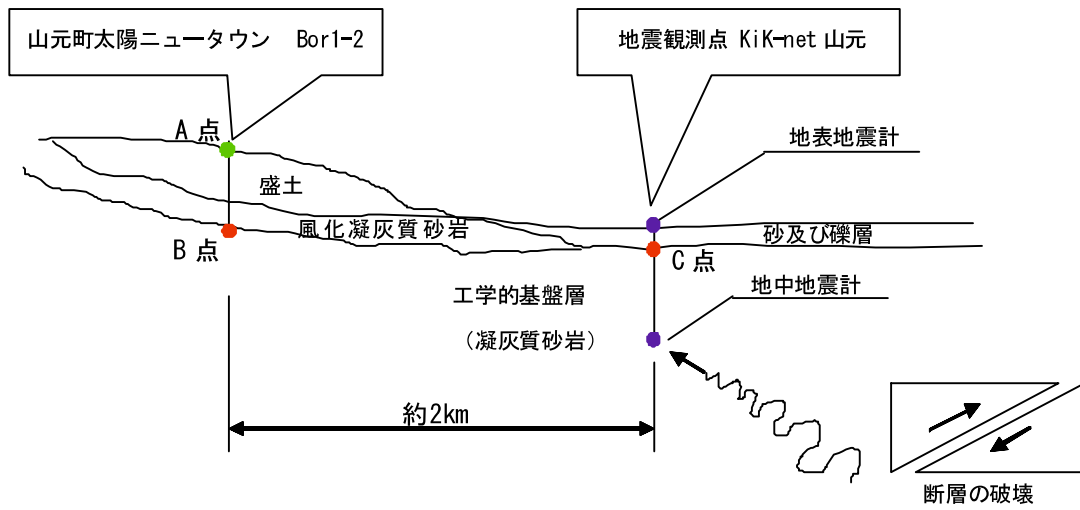


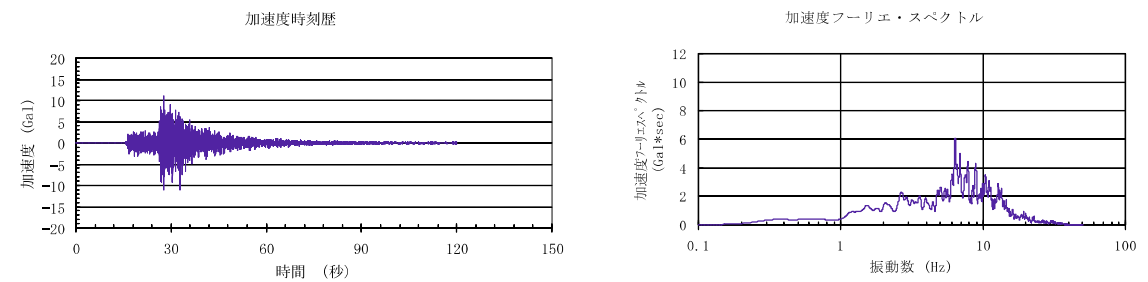
図 5-9 本震地震動の推定概念

表 5-2 KiK-net 山元の地盤構造

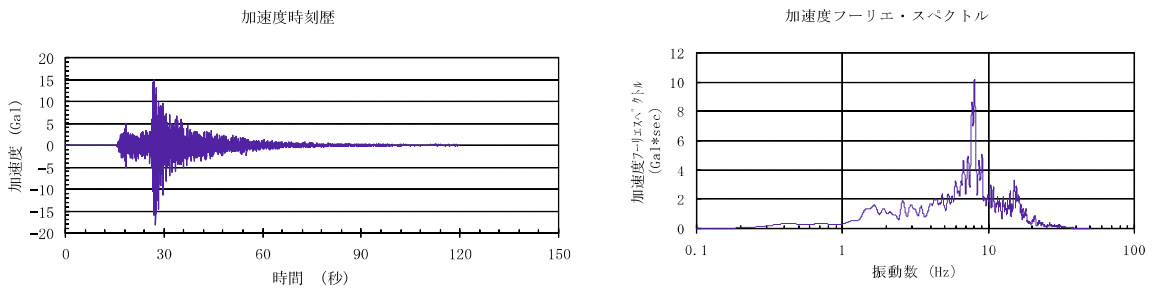
深度 (m)	層厚 (m)	土質・岩種区分	Vp(m/s)	Vs(m/s)
2.0	2.0	粘性土	500	110
3.5	1.5	粘性土	1750	250
8.0	4.5	砂岩	1750	390
18.0	10.0	礫岩	1750	390
34.0	16.0	砂岩	1750	390
42.0	8.0	軽石凝灰岩	1830	590
114.0	72.0	凝灰質砂岩	1830	590
142.0	28.0	砂岩	1920	770
178.0	36.0	凝灰質砂岩	1920	770
208.0	30.0	シルト	1920	770

工学的基盤

地震観測点の小地震による地盤モデルの検討を行った。本研究では2つ小地震記録を用いSHAKEによる再現計算を行った。まず、2010年9月1日に発生した地震による引き戻し計算結果を示す。図5-10には地表面で観測された地震動を示す。また、図5-11にはSHAKEにより計算した地中の地震動と観測された地中の地震動との比較を示す。計算による地震動では最大加速度が大きくなり、高周波数域が大きくなっていることが分かる。



(a) 地表面の加速度およびスペクトル (NS)



(b) 地表面の加速度およびスペクトル (EW)

図 5-10 2010年9月1日地震における地表面地震動

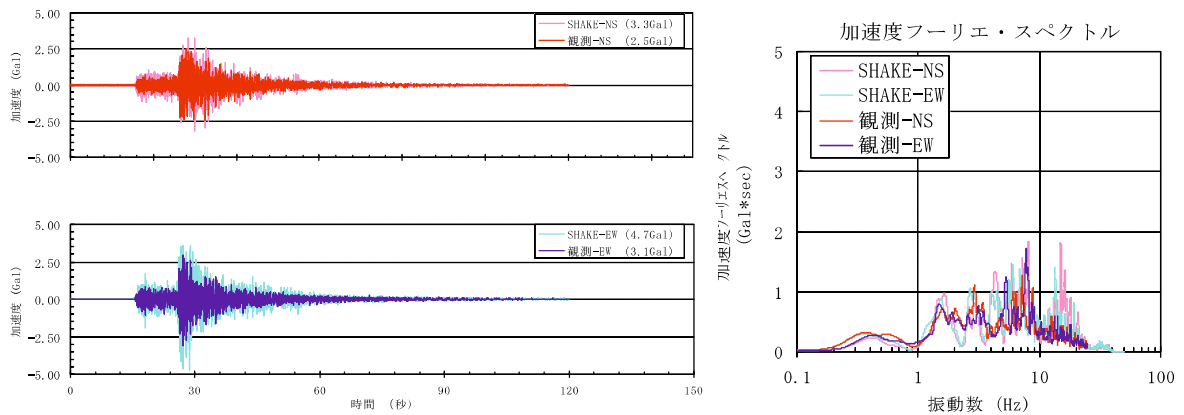
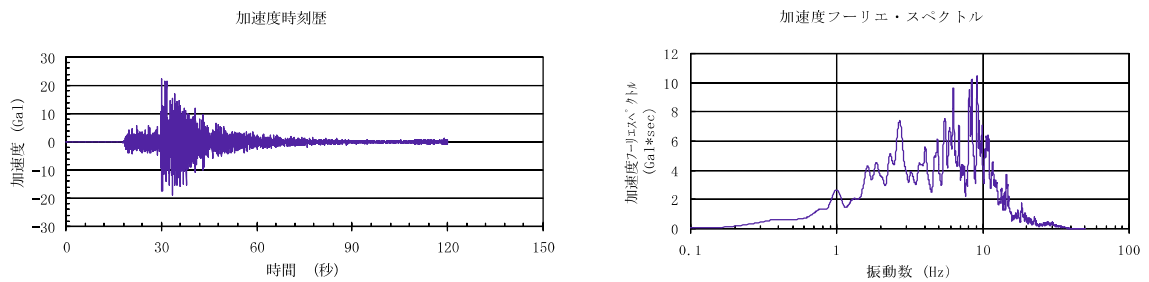
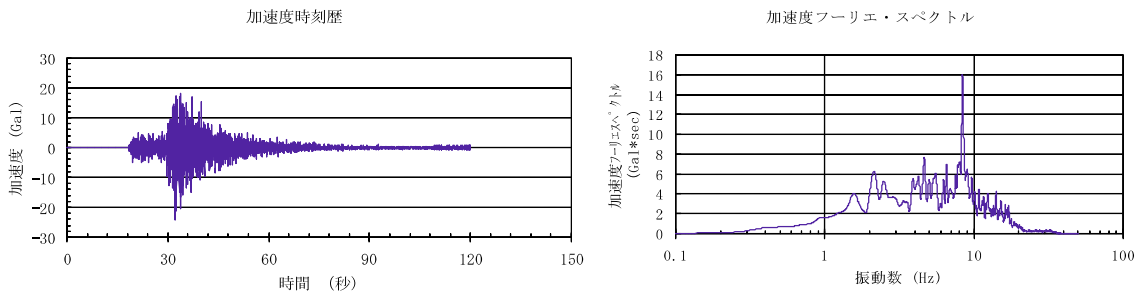


図 5-11 2010年9月1日地震の地中地震動と引き戻し計算による地震動

次に、2011年2月10日に発生した地震による引き戻し計算結果を示す。図5-12には地表面で観測された地震動を示す。また、図5-13にはSHAKEにより計算した地中の地震動と観測された地中の地震動との比較を示す。計算による地震動では、2010年9月1日の小地震と同様に最大加速度が大きくなり、高周波数域が大きくなっていることが分かる。



(a) 地表面の加速度およびスペクトル (NS)



(b) 地表面の加速度およびスペクトル (EW)

図5-12 2011年2月10日地震における地表面地震動

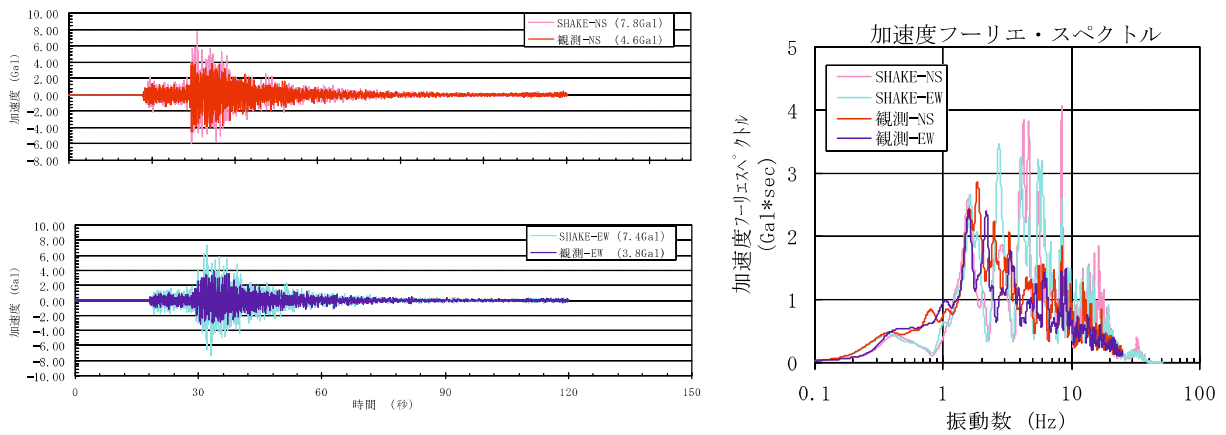
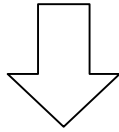


図5-13 2011年2月10日地震の地中地震動と引き戻し計算による地震動

以上，2つの地震による引き戻し計算の結果から，最大加速度と高周波域のスペクトルを低減するため第2層のVsを250m/sから第1層のVsと同じ110m/sに変更することとした．図5-14に変更前後の地盤モデルを示す．

変更前					
深度(m)	層厚(m)	土質・岩種区分	Vp(m/s)	Vs(m/s)	h
2.0	2.0	粘性土	500	110	0.03
3.5	1.5	粘性土	1750	250	0.03
8.0	4.5	砂岩	1750	390	0.03
18.0	10.0	礫岩	1750	390	0.03
34.0	16.0	砂岩	1750	390	0.03
42.0	8.0	軽石凝灰岩	1830	590	0.01
114.0	72.0	凝灰質砂岩	1830	590	0.01
142.0	28.0	砂岩	1920	770	0.01
178.0	36.0	凝灰質砂岩	1920	770	0.01
208.0	30.0	シルト	1920	770	0.01



変更後					
深度(m)	層厚(m)	土質・岩種区分	Vp(m/s)	Vs(m/s)	h
2.0	2.0	粘性土	500	110	0.03
3.5	1.5	粘性土	1750	110	0.03
8.0	4.5	砂岩	1750	390	0.03
18.0	10.0	礫岩	1750	390	0.03
34.0	16.0	砂岩	1750	390	0.03
42.0	8.0	軽石凝灰岩	1830	590	0.01
114.0	72.0	凝灰質砂岩	1830	590	0.01
142.0	28.0	砂岩	1920	770	0.01
178.0	36.0	凝灰質砂岩	1920	770	0.01
208.0	30.0	シルト	1920	770	0.01

図 5-14 変更前後の地震観測点における地盤モデル

工学的基盤層の上端としての B 点の深度設定は、ボーリングでは風化凝灰質砂岩層までのデータのみであり、判断できなかった。このため、現地調査における常時微動観測により得られた地盤の卓越周期と、B 点位置から上の地盤モデルの卓越周期が一致する深度として設定した。

表 5-3 に常時微動観測により得られたピーク周期を示す。ここに示す通り、ブロック 1 における卓越周期は 0.7 秒とした。これより、B 点から上の地盤モデルの卓越周期 T_p が、常時微動観測結果の卓越周期 $T_p=0.7$ 秒に一致する深度を G.L.-37m と設定し、ここを工学的基盤層とした。

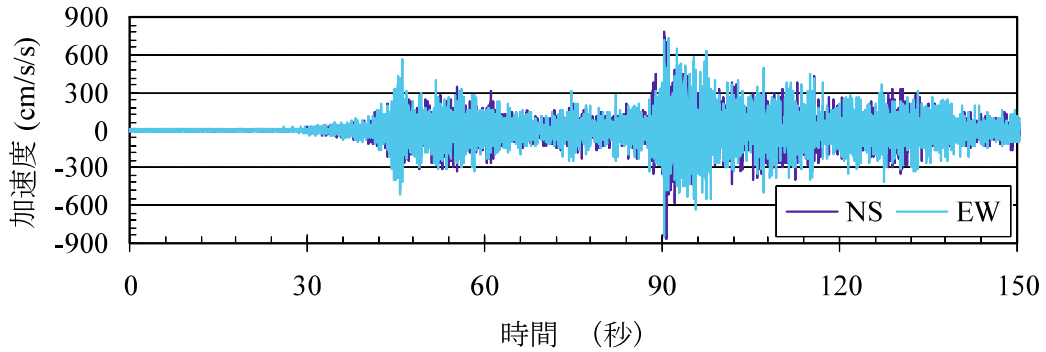


図 5-15 常時微動観測位置

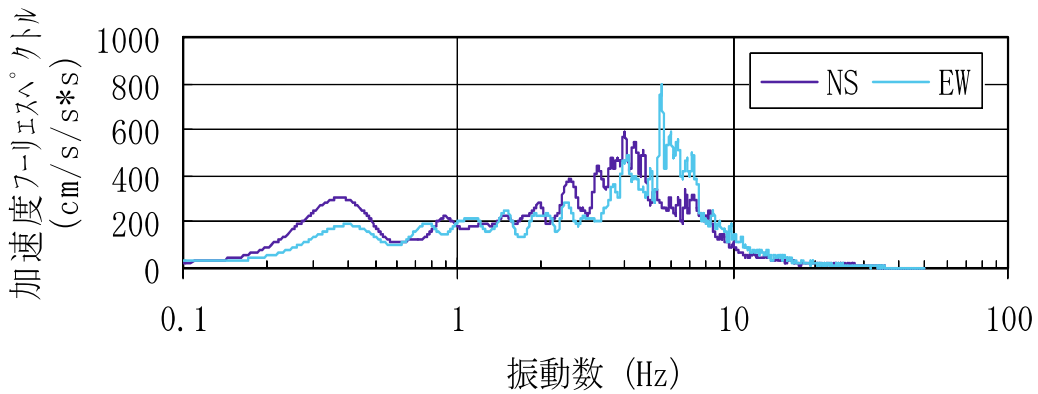
表 5-3 H/V スペクトルのピーク周期

観測点	各区間のピーク周期 (sec)		平均値 (sec)
①	0.836	0.589	0.71
②	0.204	0.173	0.19
③	0.442	0.648	0.54
④	0.706	0.635	0.67
⑤	0.614	0.683	0.65

次に、東北地方太平洋沖地震の地震観測点における地表記録から地中記録の再現計算を行う。小地震と同様に SHAKE により地中地震動の計算を行った。図 5-16, 5-17 に本震の地中観測記録と SHAKE による引き戻し計算結果との比較を示す。



(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度スペクトル

図 5-16 東北地方太平洋沖地震における地表面地震動

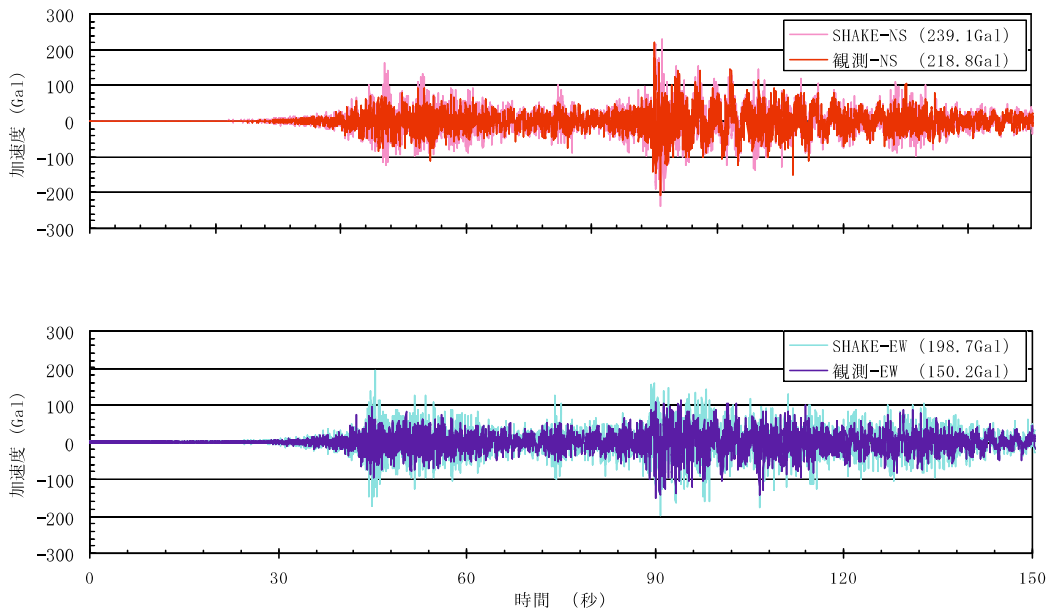


図 5-17 東北地方太平洋沖地震における地中地震動と引き戻し計算による地震動（加速度時刻歴）

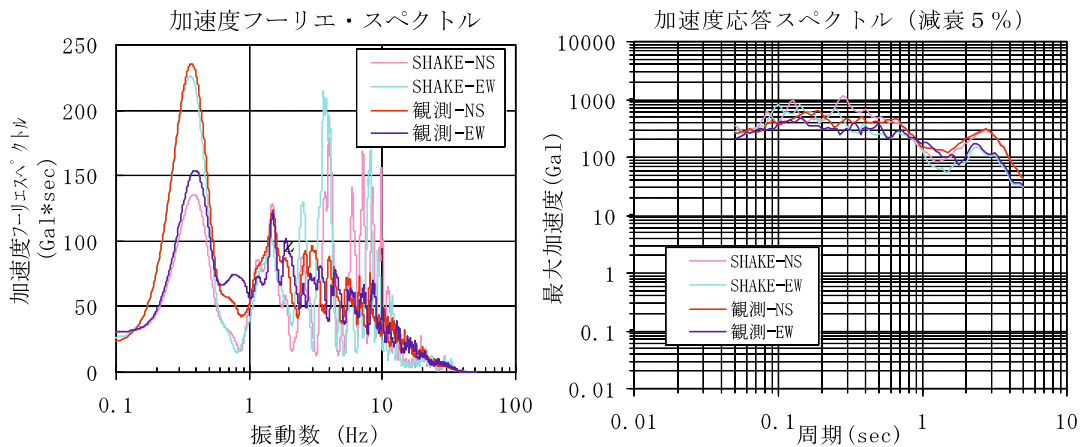


図 5-18 東北地方太平洋沖地震における地中地震動と引き戻し計算による地震動（加速度スペクトル）

地震時のひずみレベルが高いと高周波数側の減衰が過大評価されるとい
う等価線形解析の問題が発生しているため高周波数側 ($f > 2\text{Hz}$) の減衰を
 $h=0.01$ に固定した。

これまでの再現計算により地盤モデル決定した。この地盤モデルを用い、観測点および太陽ニュータウンに共通する工学的基盤における基盤入射波の推定を行う。推定した基盤入射波は図 5-19 の通りである。

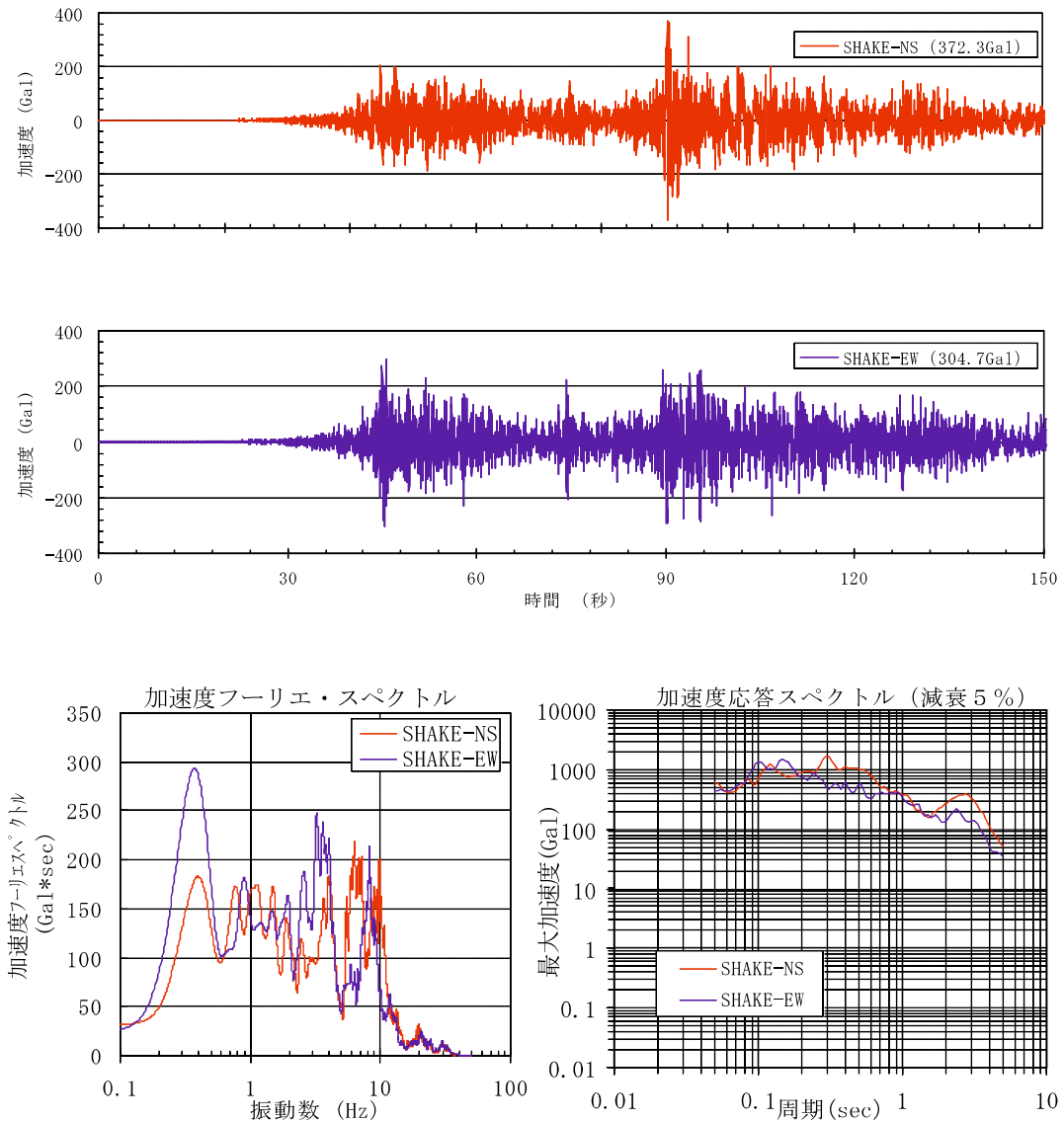


図 5-19 工学的基盤における推定入射波

最後に、推定した基盤入射波を用い、太陽ニュータウン地表面における本震地震動の推定を行う。用いた地盤モデルは表 5-4 に示す。ここで、盛土地盤の計算には本研究で行った動的変形試験結果を用いている。推定した地震動を図 5-20 に示す。

表 5-4 太陽ニュータウンの地盤モデル

深度(m)	層厚(m)	土質・岩種区分	γt (kn/m ³)	γsat (kn/m ³)	Vp(m/s)	Vs(m/s)	歪依存曲線	h	高周波数側のh
6.0	6	盛土(砂系)	17.5	18.9	1170	128	沖積砂質土	0.03	f>2Hz h=0.01一定
12.0	6	凝灰質砂岩(強風化)	18.6	20.6	1206	149	沖積砂質土	0.03	f>2Hz h=0.01一定
34.0	22	凝灰質砂岩(風化)	18.6	20.6	1376	252	洪積砂質土	0.03	f>2Hz h=0.01一定
		凝灰質砂岩	18.6	20.6	1830	590	線形	0.01	

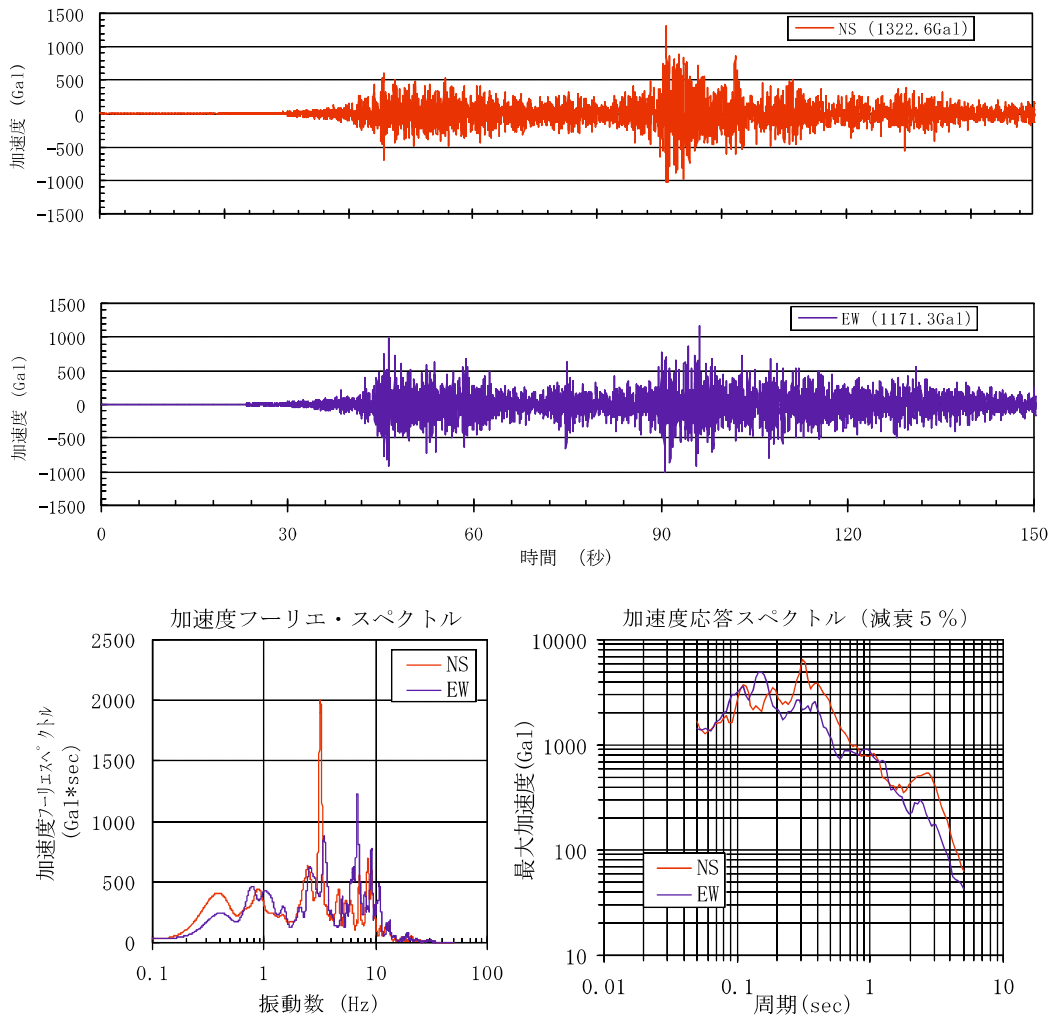


図 5-20 太陽ニュータウン地表面における推定地震動

この推定した地表面地震動の最大加速度から安定計算に用いる等価水平震度を以下の式から算定する。

・野田の式

$$k_h = \frac{\alpha}{g} \quad (\alpha < 200\text{Gal})$$

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (\alpha \geq 200\text{Gal})$$

ここに、 k_h : 地震時水平震度
 α : 地表面最大加速度(Gal)
 g : 重力加速度(=980 Gal)

・松尾の式

$$k_h = 0.072 + 0.332 \left(\frac{\alpha}{g} \right)$$

ここに、 k_h : 地震時水平震度
 α : 地表面最大加速度(Gal)
 g : 重力加速度(=980 Gal)

野田の式と松尾の式による算定結果を図 5-21 に示す。これら 2 つを比較すると、松尾の式は線形的に増加するため最大加速度が増加すると非常に大きな水平震度となる。野田の式は非線形関係を示しており、1000Gal を超えると両式から求めた水平震度の差が非常に大きくなる。野田らによると振動台実験の正弦振動で最大加速度が 400Gal までは直線関係を示すが、実際の地震では非線形関係であると述べている。また、関東地震や十勝沖地震などの大地震においても作用した震度は 0.25 以下であり、0.25 以上の震度はあまり考えられないとしている。松尾の式は、100~300Gal の加速度を示した事例を用いて算出した震度を最小二乗近似を行って直線化したものであり、高い加速度には対応していないと考えられる。これより、松尾の式に比べ野田の式は高い加速度においても適用可能と判断し本研究では野田の式を採用することとした。

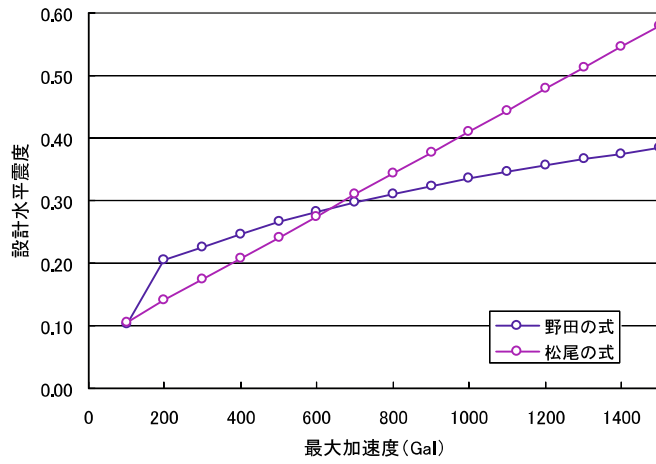


図 5-21 等価水平震度の推定式による比較

太陽ニュータウン地表面における最大加速度から求めた等価水平震度を表 5-5 に示す. 先ほど述べたように, 本研究では野田の式により算出した等価水平震度 (0.354~0.368) を用いることとする.

表 5-5 最大加速度から算出した等価水平震度

地表面最大加速度 α (Gal)		等価水平震度 k_h	
		野田の式	松尾の式
NS 成分	1322.6	0.368	0.520
EW 成分	1171.3	0.354	0.469

5.4 結論

動的変形特性に関する研究は液状化特性の研究と同様、これまで主としてクリーンな砂や粘土について多く行われてきた。しかし、近年の地震による被害は、盛土や埋立て地に集中しており、その地盤材料は、山地部の開発により発生する風化残積土や火山性堆積土であることも多い。よって、中空ねじり繰返し単純せん断試験機を用いた動的変形試験を行い、動的変形特性に及ぼす細粒分の影響について調べた。さらに、実験結果を用いて太陽ニュータウンの地表面に作用したと考えられる水平震度の推定をSHAKEにより行った。

その結果、この試料が一般の砂に比べ、非常に低いせん断弾性係数を示すことを明らかにした。また、細粒分含有率による影響の検討では、細粒分含有率が高いほど剛性が低くなることを明らかにした。

動的変形試験結果を用いて太陽ニュータウンの地表面における地震動の推定を行った。また、太陽ニュータウンに作用したと考えられる等価水平震度を野田の式により推定すると、0.354～0.368となった。

参考文献

- 1) 地盤工学会：変形特性を求めるための繰返し試験，土質試験の方法と解説 第1回改訂版，第7編，第7章，pp.678~697, 2000.
- 2) 安福規之，村田秀一，兵動正幸，浜田透：中空ねじりせん断試験機の試作とその適用，地盤と建設，Vol.10, No.1, pp.83~92, 1992.
- 3) 社）日本道路協会：盛土の地震時安定性評価法に関する参考資料，道路土工 のり面工・斜面安定工指針，pp.458-464, 1999.
- 4) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol.14, No.4, pp.67-111. 1975.
- 5) 松尾稔，板橋一雄，佐々木 康：実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究，土木学会論文集，No.343, pp.25-34. 1984.
- 6) 松尾稔，板橋一雄：斜面および土構造物の耐震性評価に関する研究，土木学会論文集，No.352, pp.139-147, 1984.

第 6 章 盛土の地震時安定解析

6.1 概説

国は平成 18 年に、宅地地盤災害を未然に防止または軽減し、宅地の安全性を確保することを目的とした宅地造成等規制法の改正を行った。これに併せて、地方公共団体が大規模盛土造成地を把握・公表、また住民への情報提供を行い、宅地所有者が国や地方公共団体の補助を受け耐震化工事を実施できる宅地耐震化推進事業が創設された。この事業により、地下水位が上昇するような盛土の場合、地震時の盛土の安定性評価のため、地震時の間隙水圧の上昇を考慮した静的円弧すべり解析を行うか、震度法による設計水平震度を作用させた動的円弧すべり解析を行わなければならないとされている。しかしながら、斜面内の地盤要素は自重による初期せん断応力を受けているが、その状態から地震による繰返しせん断応力が作用した場合の間隙水圧の上昇量も動的強度も明確に示されていないのが現状である。本研究では盛土の地震時安定解析を行うため、繰返し三軸試験により初期せん断応力を考慮した動的強度を求めた。ここでは、この動的強度を用いて震度法による設計水平震度を与えた円弧すべり解析の結果を示す。

本研究で用いた解析ソフトは富士通エフ・アイ・ピー株式会社製の COSTANA である。COSTANA とは、application of composite slip surfaces for stability analysis の略で、任意の斜面形状の安定計算を円弧すべり面および、複合（非円形）すべり面で計算するプログラムである。このソフトは、道路・切土斜面・盛土斜面・堤防・フィルダム・護岸等に適用できるものである。以下に、節に沿って本章の概要を述べる。

第 2 節では、動的強度を用いた地震時安定解析の解析手法について述べる。第 3 節では、本研究で対象としている盛土地盤の断面図および解析を行うために作成した断面図を示す。第 4 節では、常時の安定解析結果、地震時の安定解析結果を示す。地震時の安定解析結果は、従来の方法によるものとの比較も行っている。

最後に、第 5 節に本章で得られた知見を要約し結論とする。

6.2 動的強度を用いた安定解析手法

円弧すべり解析の計算手法はさまざまな方法（例えば^{1),2),3)}）があるが、今回は宅地耐震化推進事業に基づいた⁴⁾動的強度を用いた地震時の盛土の安定解析を行うため、道路土工指針ののり面工・斜面安定工指針⁵⁾にある計算方法で解析を行うこととした。その計算式は図 6-1 に示す。

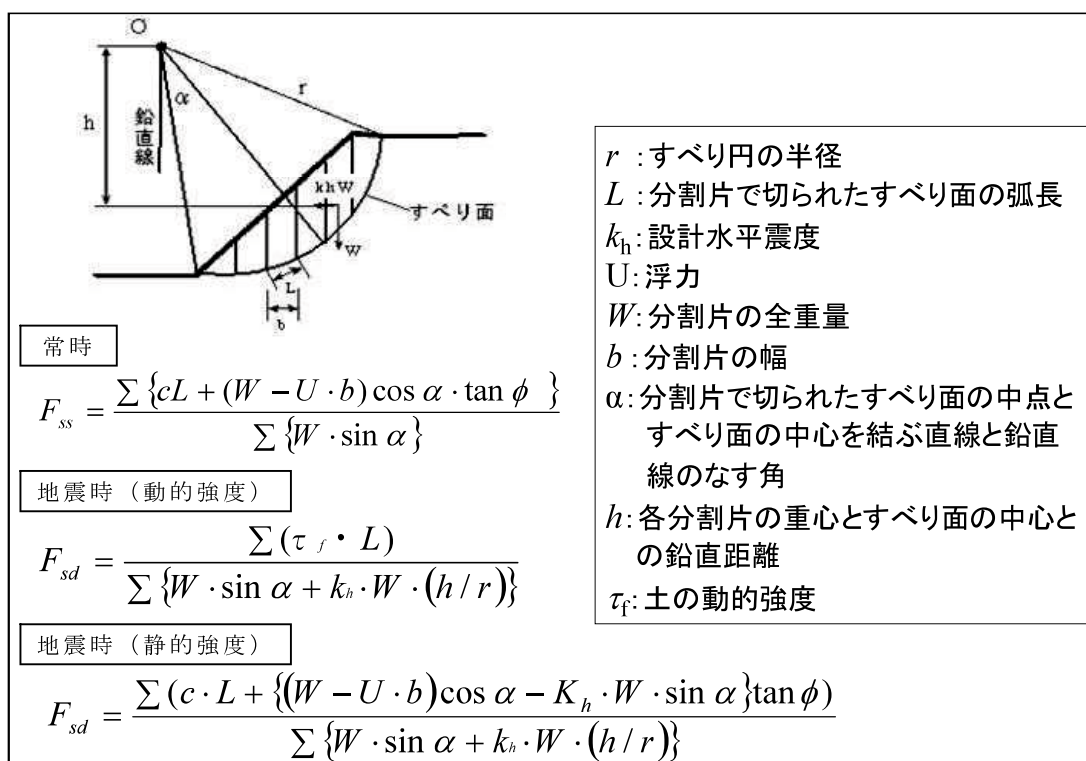


図 6-1 本研究で用いた円弧すべり計算方法

地震時の安定解析の具体的な計算は次のように行う。

- 1) 任意のすべり面について静的排水強度（CD 強度 c , ϕ ）を用いた常時の安全率 F_{ss} を計算する。
- 2) すべり面に沿って動員されている平均的なせん断応力 τ_0 の大きさは静的排水強度 τ_{sf} の $1/F_{s0}$ と考えることができるから、図-12 の横軸の値が $\tau_0/\tau_{sf}=1/F_{ss}$ に対応する点から縦軸の値 τ_{df}/τ_{sf} を求める。

- 3) 動的強度 τ_{df} を用いて水平震度を作用させたすべり計算を行い、地震時すべり安全率を算定する。

地震時安定解析のフローは以下の通りである。

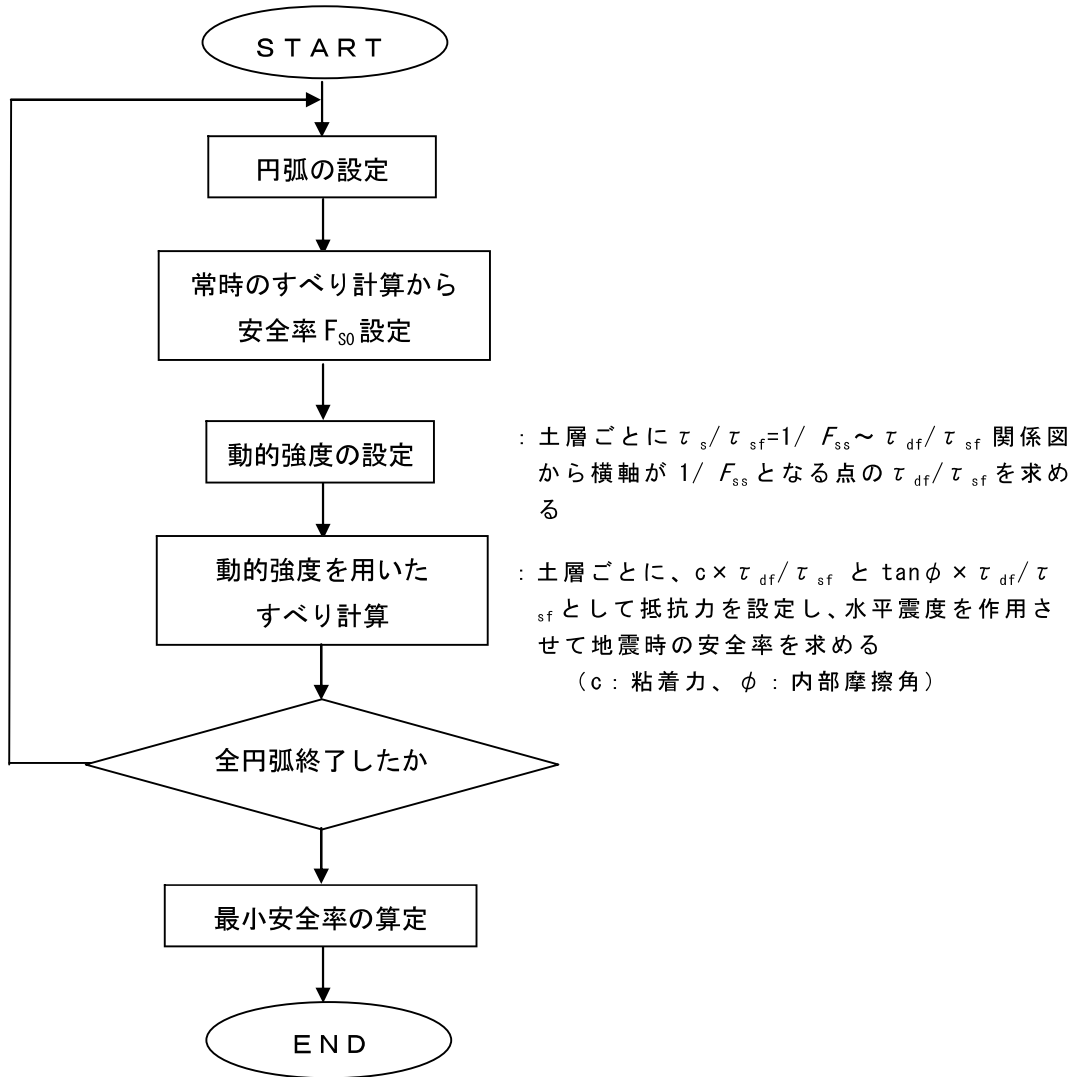


図 6-2 地震時安定解析フロー図

6.3 解析モデルと安定解析結果

本研究では、太陽ニュータウンにおいて円弧すべり破壊を起こしたと考えられるブロック 1, 3, 4 について円弧すべり解析を行った。それぞれの解析断面を図 6-3, 6-4, 6-5 に示す。ここでブロック 3, 4 の盛土地盤もブロック 1 と同等とみなし、パラメータはブロック 1 と同じ本実験で得られた値を用いた。用いたパラメータを表 6-1 に示す。

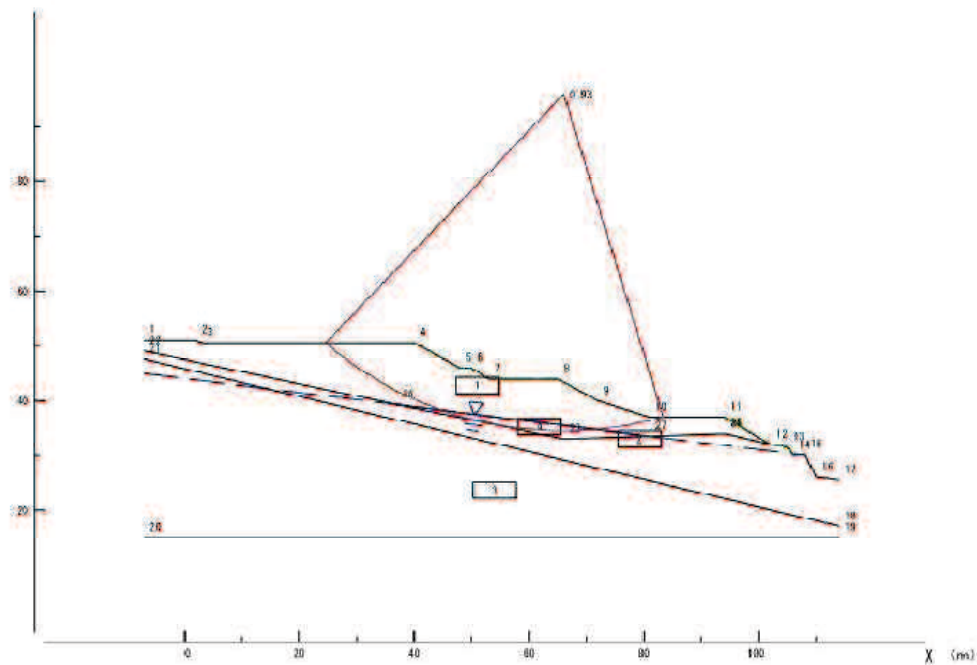


図 6-3 ブロック 1 の解析断面

表 6-1 解析パラメータ

層番号	土質・岩種 区分	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_t (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ (deg)	粘着力c (kN/m^2)
1	盛土	18.9	17.5	31.7	9
2	凝灰質砂岩 (強風化)	20.0	18.0	35.0	30
3	凝灰質砂岩 (風化)	20.0	18.0	40.0	100
4	盛土	18.9	17.5	31.7	9

盛土の地震時安定解析

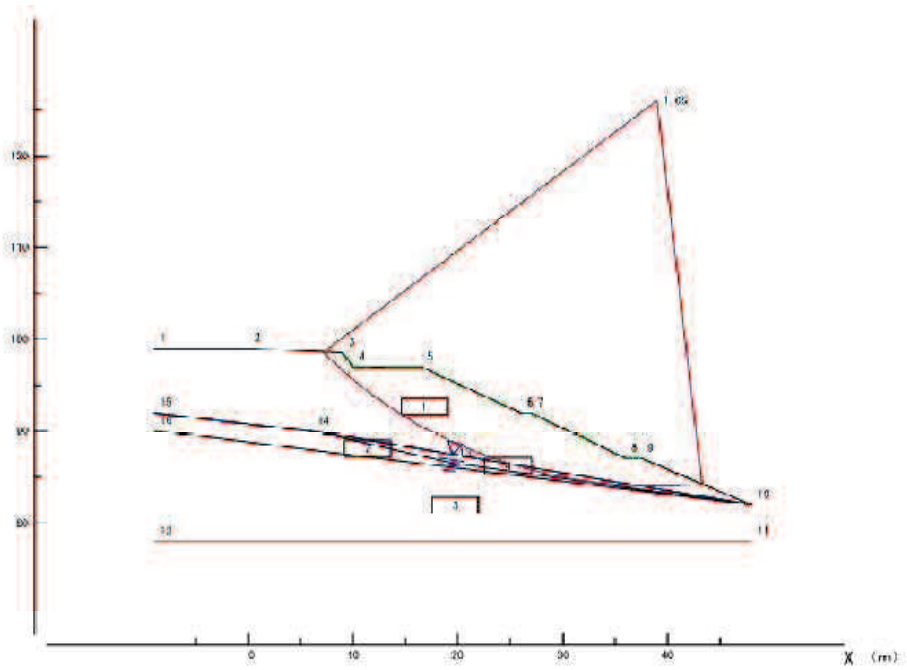


図 6-4 ブロック 3 の解析断面

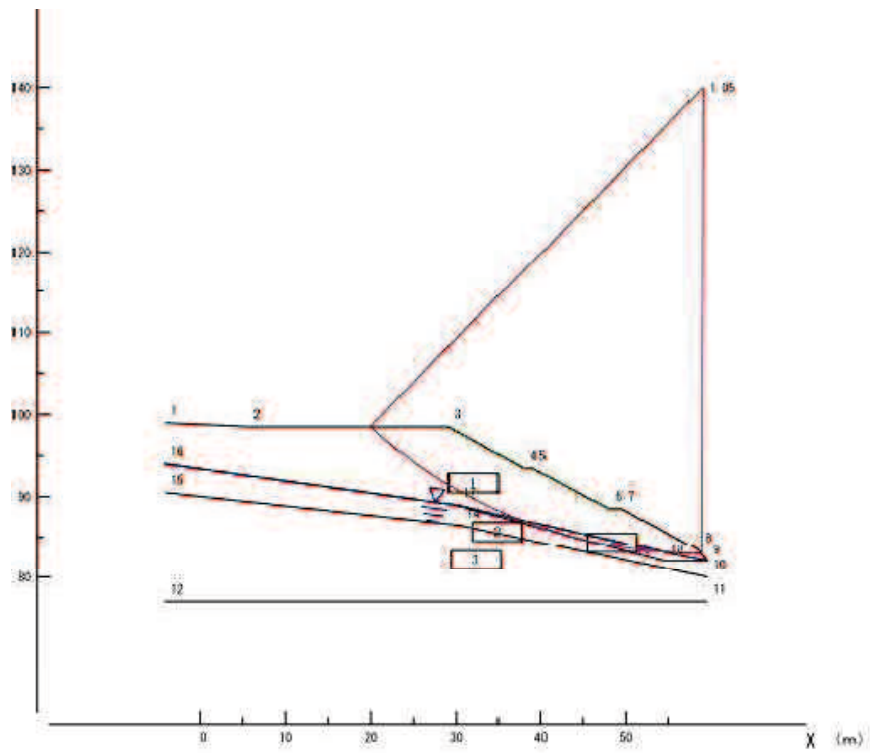
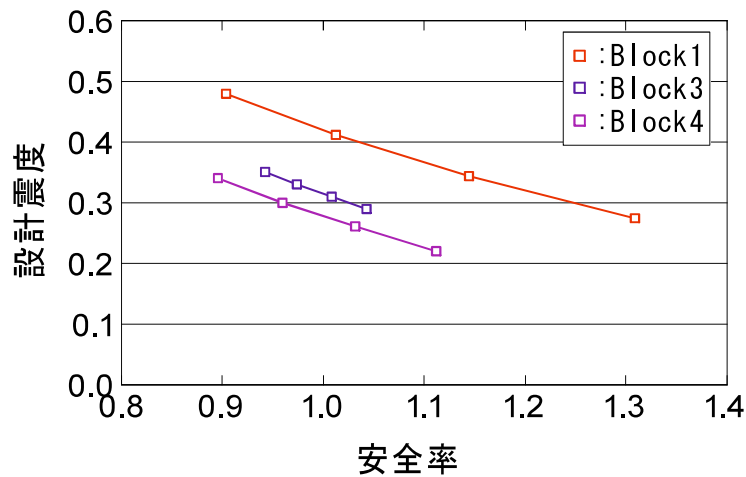


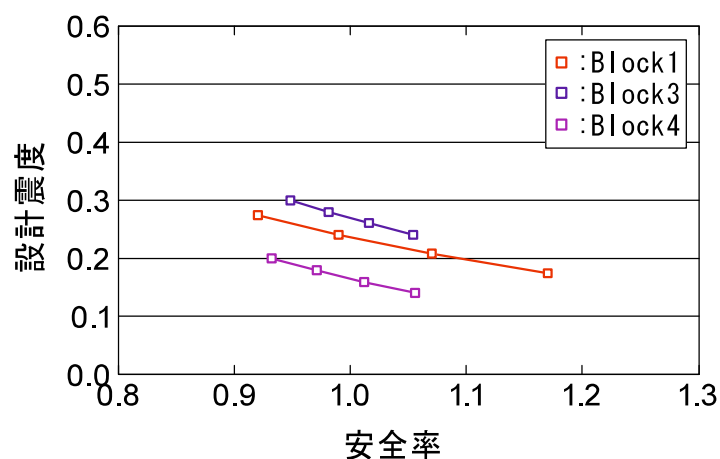
図 6-5 ブロック 4 の解析断面

解析断面内の円弧は、盛土の崩壊状況より想定した想定すべり面である。また、崩壊後のボーリング調査では盛土内に明確な地下水位は認められなかったが、盛土内の飽和度が高かったことなどを考慮し、地震時に盛土内に地下水があったと考え地下水位を設定した。

これらの解析断面に対して静的強度および動的強度を用いた安定計算を行い、安全率が 1.0 となる水平震度すなわち限界震度を求め、結果の比較を行った。それぞれのブロックにおける安定計算結果を図 6-6 に示す。



(a) 静的強度を用いた場合



(b) 動的強度を用いた場合

図 6-6 それぞれのブロックにおける安定解析結果

これらの安定計算結果から限界震度は静的強度を用いた場合では、ブロック 1, 3, 4 それぞれ、0.418, 0.314, 0.276 となり、動的強度を用いた場合ではそれぞれ 0.232, 0.270, 0.167 となった。ブロック 4 の限界震度が非常に低くなっているのは盛土と盛土下の凝灰質砂岩との境界の角度が急なためと考えられる。第 5 章で推定した等価水平震度は 0.35~0.37 である。これより、ブロック 1 では静的強度を用いた場合では崩壊の説明ができないが、動的強度を用いることで推定した水平震度よりも低い限界震度を得ることができ、崩壊を説明できる結果となった。ブロック 3, 4 では静的強度を用いた場合でも、推定した等価水平震度より低い限界震度となっている。これは今回の地震が極めて大きな地震動であるため、繰返しによる間隙水圧の上昇を考慮せずとも崩壊に至ったことを示すものと考えられる。

また、細粒分の影響を見るため、細粒分を除去した粗粒分のみの動的強度を用いた安定解析をブロック 1 について行った。その結果を図 6-7 に示す。これより、限界震度は 0.356 となった。

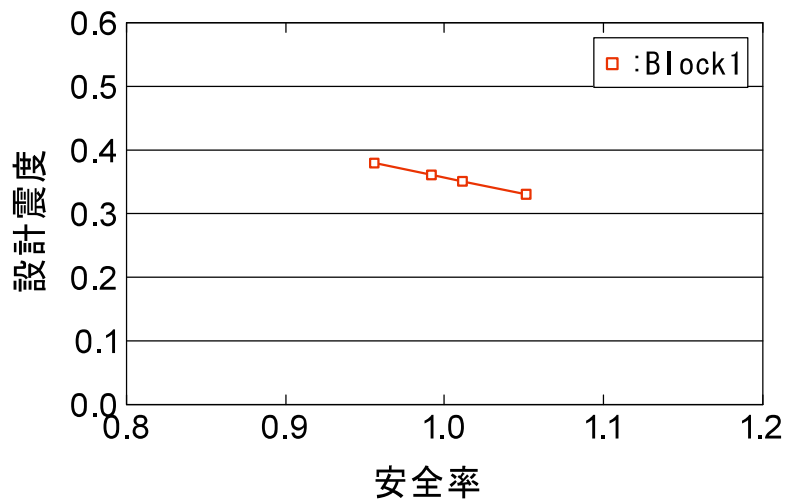


図 6-7 粗粒分のみの動的強度を用いた安定解析結果（ブロック 1）

推定した等価水平震度は 0.35～0.37 である。粗粒分のみの実験結果を用いると高い限界震度が得られ、本地震により崩壊が起こらなかった可能性が考えられる。

これらのことから、太陽ニュータウンの崩壊は、細粒分を含むことによって初期せん断応力下の動的強度が低いことが要因と考えられる。

6.4 結論

円弧すべり解析の計算手法はさまざまな方法があるが、今回は宅地耐震化推進事業による動的強度を用いた地震時の盛土の安定解析を行うため、道路土工指針ののり面工・斜面安定工指針にある計算方法で解析を行うこととした。安定解析では $F_s=1.0$ となる限界震度 k_y を算出し、SHAKE より求めた推定水平震度 k_h との比較を行った。

本章で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- (1) 実験により求めた動的強度を用いて地震時の円弧すべり解析を行うことで、従来の静的強度を用いる方法よりも低い限界震度が得られた。これにより、従来の方法より実現象に近い条件で安定解析ができるようになり、本ケースにおいても地震時の崩壊を説明できる結果を示すことができた。
- (2) 非常に大きな地震動であったため、静的強度を用いた場合においても推定した水平震度よりも低い限界震度を示す盛土があった。
- (3) 細粒分を除去した粗粒分のみでの動的強度を用い安定解析を行うと、細粒分のある場合より高い限界震度が得られ、細粒分を含むことが盛土崩壊の一要因であることが示唆された。

参考文献

- 1) 日本鉄道施設協会：日本固有鉄道編，建造物設計標準解説（土構造物），pp.304-309，1984.
- 2) （社）日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，pp.57-73，1987.
- 3) 建設省河川局開発課：フィルダムの耐震設計指針，pp.3-10，1991.
- 4) 国土交通省：安定解析，大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説，pp.80-94，2012.
- 5) （社）日本道路協会：道路土工 のり面工・斜面安定工指針，pp.458-464，1999.

第 7 章 結論

1995 年兵庫県南部地震，2004 年新潟県中越地震，2011 年東北地方太平洋沖地震など近年の地震において斜面や盛土の崩壊による被害が目立っており，特に谷埋め盛土上の家屋の被害が大きな社会問題となっている．谷埋め盛土は，集水地形であることから盛土内に地下水が侵入しやすい状況となっている．この地下水位の上昇が，盛土崩壊の要因となっていると考えられる．地下水が上昇すると，盛土の自重が増加し，すべらせようとする力（滑動力）が増加する．逆に，すべりに抵抗する力（抵抗力）は，浮力や間隙水圧上昇の影響を受け減少する．しかしながら，盛土斜面のように初期せん断応力を受ける地盤の地震時の間隙水圧の上昇や動的強度についてはあまり調べられていない状況にある．これまで地震時の円弧すべり解析を行う場合，抵抗力の強度として静的強度を用いて設計水平震度を作用させていたという背景がある．この問題点としては，地震は繰返し応力が作用することにより間隙水圧が上昇するが，静的強度ではその繰返しによる影響を考慮できないことである．

以上の背景から，本論文は，山元町太陽ニュータウンの崩壊盛土を対象とし，構成する盛土材の物性および締固め特性，単粒子破碎特性を調べ，排水および非排水単調せん断，初期せん断応力を付加した非排水繰返しせん断試験を行って当該盛土材料の脆弱性を明らかにし，得られた結果と地震加速度記録を総合して地震による盛土の崩壊要因とメカニズムについて考察したものである．

第 1 章では，近年の地震による盛土の崩壊のケースヒストリーを述べ，宅地耐震化推進事業における盛土の設計法について解説した．また，盛土の地震による安定性評価のために行われた初期せん断応力作用下の動的強度に関する既往の研究と、火山灰土の動的挙動を対象とした既往の研究についてまとめた．

第 2 章では，本研究で用いた試料の物理的性質について述べ，用いた試験

機と実験方法について詳細を述べている。ここでは東北地方太平洋沖地震で崩壊した太陽ニュータウンより採取した盛土材と他の地域の宅地盛土より採取した盛土材料との比較を行った。

第3章では、単調および繰返し三軸試験結果をとりまとめ、その考察を行っている。対象とした凝灰質砂試料は締固め度90%においても、排水せん断において、終始ひずみ硬化および体積収縮傾向を示し、ゆる詰め砂のような強度を示した。さらに、非排水繰返しせん断試験結果からも極めて低い液状化強度となること、初期せん断応力の作用によりさらに繰返しせん断強度が低下する傾向があることが明らかとなった。

第4章では、第3章の結果の原因を調べるため、構成する粒子の形状や破碎強度特性を調べた結果について述べた。試料の粒子形状の評価においては、豊浦砂との大きな差異は認められなかったが、単粒子破碎試験からこの試料には非常に粒子強度の低い白色粒子が存在することが分かり、X線回折の結果から、この白色粒子はハロイサイトの団粒化したものと推察した。また、単調せん断試験時のコントラクティブな挙動は、団粒化した白色粒子の破碎が要因と考えた。

第5章では、地震応答解析に資するために、中空ねじりせん断試験機による動的変形試験を行った結果をまとめている。その結果、この試料が一般の砂に比べ、非常に低いせん断弾性係数を示すことを明らかにした。また、細粒分含有率による影響を検討しており、細粒分含有率が高いほど剛性が低くなることを明らかにした。この実験結果を用いて、SHAKEによって盛土の一次元応答解析を行い、盛土の応答加速度を求め、盛土に作用したと考えられる水平震度の推定を行った。

第6章では、第3章で得られた初期せん断応力下の動的強度を適用した、震度法による盛土の安定解析結果を行っている。ここでは、繰返しせん断試験から得られる動的強度を c と ϕ に換算し、従来の円弧すべり解析と同様な

方法で行うことが可能な安定解析方法を示した。実験により求めた動的強度を用いて地震時の円弧すべり解析を行うことで、従来の静的強度を用いる方法よりも低い現実的な限界震度が得られた。これにより、従来の方法より実現象に近い条件で安定解析が可能であることを述べた。

本研究の結果、以下の知見が得られた。

- ・ 盛土崩壊の要因に関するものは以下のものである。
 1. 東北地方太平洋沖地震は非常に大きな地震動であり、盛土の耐震基準である水平震度 0.25 を超える水平震度が盛土地盤に作用したと考えられる。
 2. 現地の不攪乱試料の密度は、本研究で行った締固め試験の締固め度 90% よりも低い密度であったことから、締固め不足により盛土地盤が低い密度であったことが考えられる。
 3. 凝灰質砂にはハロイサイトを含む破碎しやすい粒子が含まれることがあり、その粒子強度は低く細粒化しやすい。そのため、切土時や盛土時に破碎が起き、また、風化によっても細粒分が増加したと考えられる。
 4. 凝灰質砂は砂質土であっても細粒分を含むため初期せん断応力比の増加に伴い繰返しせん断強度が低下する。含まれる細粒分は母体の破碎により生じた塑性の非常に低いものであるため、初期せん断応力の作用しない、液状化強度も低い。
 5. 盛土の安定性には地形も関係している。地山と盛土の境界における角度が急であることから低い限界震度となる盛土があった。また、谷埋め盛土が集水地形であることも問題と考えられる。
- ・ 等価水平震度の推定には野田の式、松尾の式があるが、対象は加速度が 400Gal 程度までとなっている。しかしながら、野田らは、大地震に関する検討も行っているため野田の式では高い加速度でも適用可能と考えられる。

- ・地震時の円弧すべり解析を行う場合，静的強度を用いると抵抗力を過大評価してしまう可能性があり，本研究で求めた動的強度を用いる方がより現実に近い結果となることが明らかとなった．