

ベントナイト遮水シートにより改修したため池堤体の  
常時および地震時安定性に関する研究

Study on Stability of Embankments of Reservoirs Repaired Using  
Geosynthetic Clay Liner under Static and Seismic Load

平成 29 年 9 月

神山 惇

山口大学大学院理工学研究科

## 目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景と目的.....	1
1.1.1 研究の背景.....	1
1.1.2 本研究の目的.....	14
1.2 本論文の内容と構成 .....	15
1.3 参考文献 .....	17
第2章 既往の研究.....	20
2.1 GCLのせん断試験に関する既往の研究.....	20
2.2 常時のため池における土質調査の現状.....	27
2.3 ため池の地震時における安定性評価に関する既往の研究.....	33
2.4 参考文献.....	35
第3章 堤体土とGCLとの境界面のせん断強度特性.....	37
3.1 概説.....	37
3.2 用いた土試料およびGCL.....	38
3.3 試験装置および試験方法.....	43
3.3.1 圧密定圧一面せん断試験.....	43
3.3.2 一次元膨潤圧測定試験.....	50
3.4 試験結果と考察.....	52

3.4.1	まさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面のせん断強度特性 .....	52
3.4.2	ベントナイトの膨潤挙動および膨潤圧 .....	55
3.4.3	ベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの 境界面のせん断強度特性 .....	59
3.5	結論 .....	65
3.6	参考文献 .....	66
第4章 現場試験と GCL を設置した堤体の安定性評価 .....		67
4.1	概説 .....	67
4.2	現場せん断試験方法 .....	68
4.3	試験結果と考察 .....	70
4.3.1	現場せん断試験結果 .....	70
4.3.2	原位置における堤体および GCL の含水比測定結果 .....	75
4.4	室内および現場試験結果に基いた堤体の安定計算 .....	78
4.5	結論 .....	85
4.6	参考文献 .....	86
第5章 GCL を設置した堤体の地震時変形挙動 .....		87
5.1	概説 .....	87
5.2	試験装置と土槽 .....	88
5.3	試験方法 .....	89
5.4	加振後の模型堤体の変形挙動 .....	94
5.5	設計水平震度を用いた模型堤体の地震時安定計算 .....	101
5.6	結論 .....	103

5.7 参考文献.....	104
---------------	-----

第6章 結論.....	105
-------------	-----

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景と目的

### 1.1.1 研究の背景

農林水産省<sup>1)</sup>によると、全国には約20万箇所のため池が存在し、その内の多くは江戸時代以前に造られたものである。ため池とは、堤高15m未満の農業用貯水池のことを指し、主に稲作の水を貯めるために使用されてきた。そのため、ため池は稲作の歴史と関係が深い土構造物である。また、貯水池としての機能のみならず、生物の生息場所の保全や住民の憩いの場の提供といった様々な役割がある。図-1.1に一般的なため池の構成を示す。ため池は、堤体、取水口、底樋、洪水吐から構成される。この内、取水口および底樋は蓄えた水を農業用として下流域に流すための施設である。洪水吐は、豪雨時の越流による決壊を防ぐために設置される。ため池の多くは西日本の瀬戸内海側に分布している。古くから瀬戸内式気候は梅雨を除いて年間降水量が他の地域よりも少なく、ため池などの貯水施設を使用する必要があったためと考えられている<sup>2)</sup>。日本でため池の数が一番多い県は兵庫県で、その数は平成28年度時点で約38,000箇所である<sup>3)</sup>。次いで広島県、香川県、大阪府が続き、山口県のため池箇所数は全国で5番目に多い<sup>4)</sup>。山口県内にはため池は約9,985箇所あり、そのうちの約3,000箇所のため池はかならずしも十分に維持管理がなされていない。農家数の減少や土地利用の変化から管理および監視の脆弱化が懸念されている。古い時代に造られたため池は、土質が不明な状態で現地発生土を使用している可能性が高く、堤体は砂や粘土あるいは、それらが入り混じった土質であり、その物理特性は多岐にわたる。古くからあるため池は、人力で踏み固め、築堤された可能性が高く、締固め度が低いことや土層構成が不均一であることも懸念される。

現存する最古のため池は、大阪府大阪狭山市にある狭山池である。平成初期に改修され、現在はダム式ため池として利用されている。図-1.2に狭山池の堤体断面図を示す<sup>4)</sup>。初期の堤体の築造時期は西暦600年代であり、その時の堤高は約6mであった。その後、昭和時代までに繰返し嵩上げが行われた<sup>5)</sup>。その際に使用された堤体材がそれぞれ異なるため、堤体断面は地層のように異なる土質で構成されている。

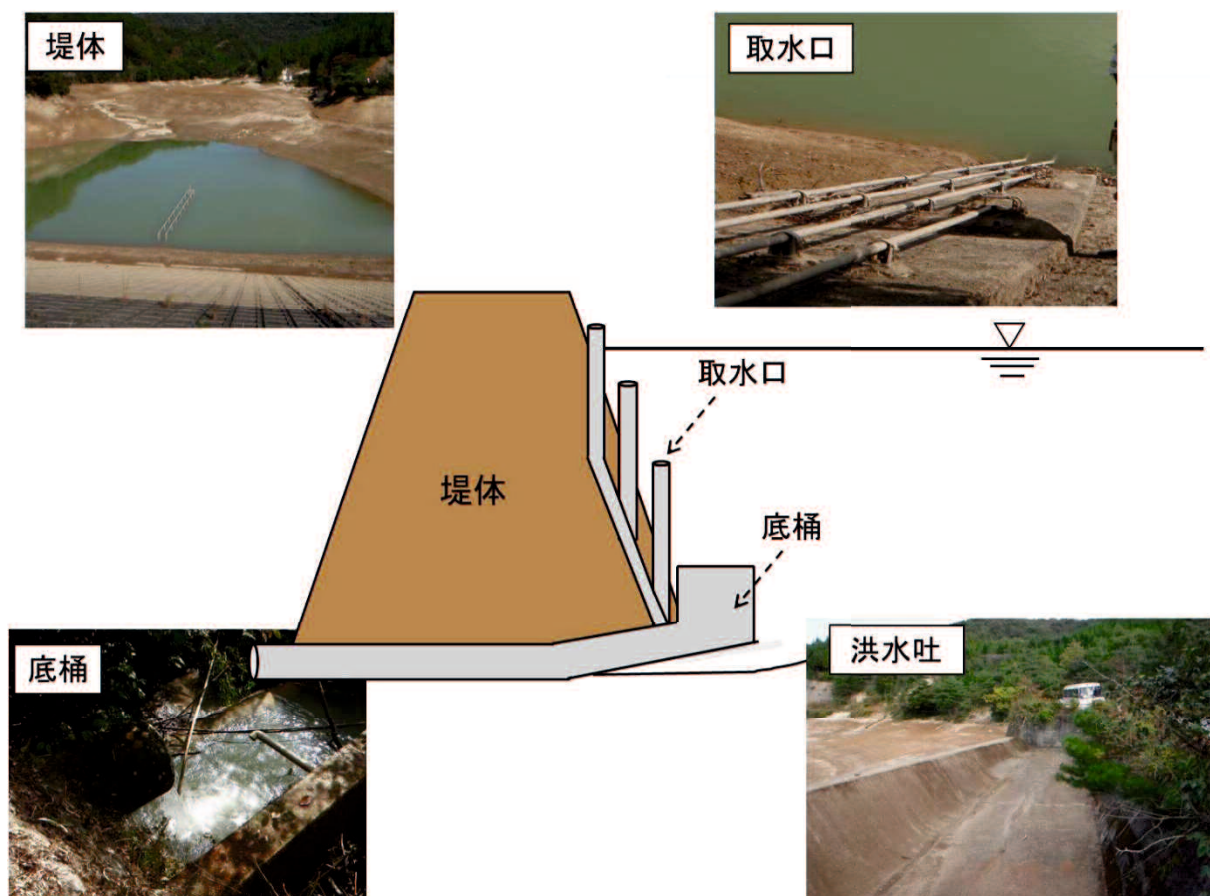


図-1.1 ため池の構成

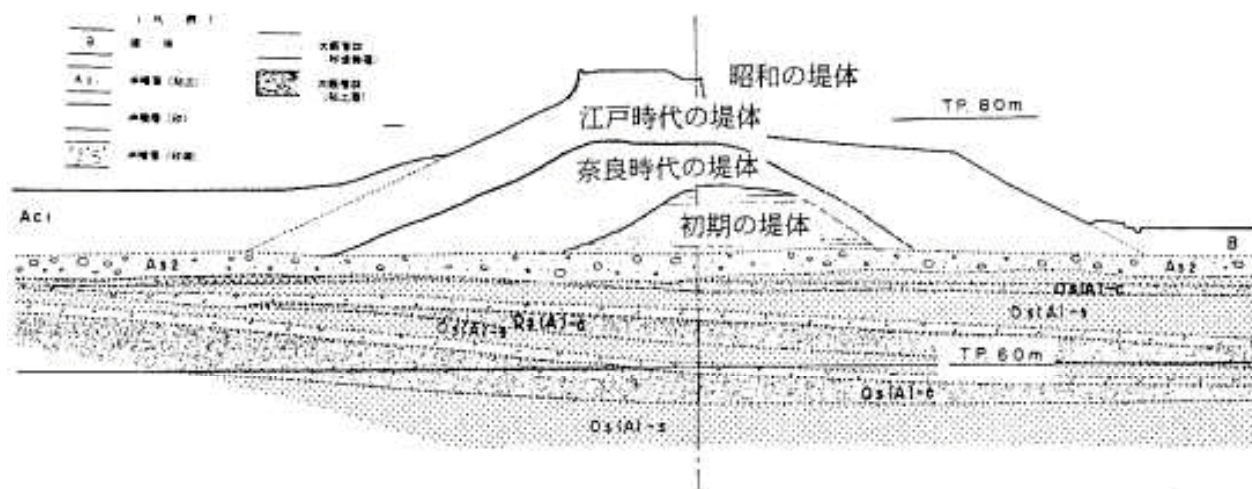
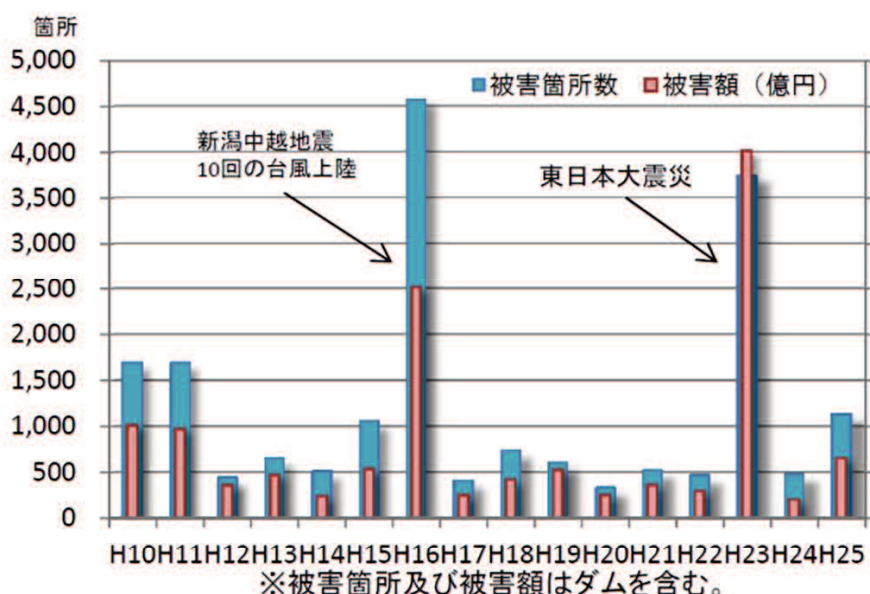


図-1.2 狭山池の堤体断面図<sup>4)</sup>

## 第1章 序論

また、近年の地震や豪雨によりため池が決壊する被害が発生している。図-1.3にため池の被害の推移を示す<sup>1)</sup>。2004年の新潟県中越地震と10回に渡る台風上陸や2011年の東北地方太平洋沖地震による被害が顕著である。地震による被害について述べると、1995年に発生した兵庫県南部地震では、淡路島に存在する1000個近くのため池に堤体の決壊や亀裂が発生した<sup>6)</sup>。岩下ら<sup>7)</sup>は、淡路島・本州ともに被害の大きかったため池は、大正時代以前に築造されたものであったと報告している。2004年の新潟県中越地震では、新潟県内の561カ所のため池が被害を受けた<sup>8)</sup>。森井ら<sup>9)</sup>の調査では、互いに隣接したため池が、それぞれ全く異なる被災状況であったことが確認されている。隣接する2つのため池の原位置密度を調べた結果、壊滅的な損傷を受けたため池の原位置密度は、健全なため池のそれと比べて低かったと報告している。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震においては、福島県の藤沼ダムが決壊し、死者7名、行方不明者1名の甚大な被害をもたらした<sup>10)11)</sup>。藤沼ダムは本堤と副堤から構成され、本堤は堤高18.5m、堤頂長133.2mである。決壊の原因として、強力な地震動が長時間発生したことに加え、堤体が地震により強度低下を起こしたことが報告されている<sup>11)</sup>。地震応答解析によると、堤頂部の地震動は最大442Galであった<sup>11)</sup>。また、2016年の熊本地震では、熊本県内の122箇所のため池のうち、13箇所のため池に変状が生じている<sup>12)</sup>。その内、火山灰質土からなる下小森ため池は堤体が緩い状態にあり、地震時に決壊に至った。また、山口県においてもため池の決壊被害が発生している。2013年には、山口島根豪雨災害により、山口県の2箇所のため池が決壊した。写真-1.1、写真-1.2にその内の1つである火打岩ため池の被災状況を示す。決壊の要因は、計画流量を超える豪雨による越流である。なお、堤体断面からは漏水が確認された。



第1章 序論

図-1.3 ため池の被害の推移<sup>1)</sup>



写真-1.1 決壊した火打岩ため池（萩市）



写真-1.2 堤体断面からの漏水



東北地方太平洋沖地震の被害を受けて、全国各地でため池の豪雨および地震に対する一斉点検が2013年から実施されており、下流域への大きい被害が予測される警戒すべきため池を優先に、堤体の土質・断面調査、耐震整備等に加えハザードマップの作成が現在までに行われてきた。土地改良事業設計指針「ため池整備」<sup>13)</sup>によれば、重要度区分ごとのため池の耐震性能は、表-1.1のように設定されている。レベル1地震動とは、ため池の使用期間内に1～2度発生する確率の地震動であり、レベル2地震動は、発生する確率は低いが地震動強さの大きな地震動である。ため池の耐震診断について毛利<sup>14)</sup>、田中<sup>15)</sup>は、従来までの震度法に基づく円弧すべりによる安定解析は、堤体の地震時挙動の実態に合わないケースがあると指摘している。東北地方太平洋沖地震において決壊したため池は、レベル1地震動に対する安全率は確保されていた<sup>14)</sup>。そのため現在は、ため池のレベル2地震動に対する耐震性能照査法について検討が進められている。

表-1.1 重要度区分ごとのため池の耐震性能<sup>13)</sup>

重要度区分	耐震性能	
	レベル1地震動	レベル2地震動
AA種	健全性を損なわない	限定された損傷にとどめる (液状化対策工の評価を行う)
A種	健全性を損なわない (液状化対策工の評価を行う)	耐震設計を行わない
B種	健全性を損なわない	耐震設計を行わない

さらに、老朽化したため池には、経年劣化による堤体の変状やパイピングおよびクラックが発生しているものもあり、堤体の遮水機能が低下している可能性がある。現地調査の結果によっては、堤体の改修が必要と判断されるケースがある。「ため池整備」<sup>13)</sup>によると、改修を必要とする堤体の状況については、①堤体からの漏水、②堤体のクラックおよび陥没、③堤体内部のパイピング、④法面の変状、⑤余裕高不足等の項目が挙げられている。漏水については、1ヶ月間の漏水量や貯水量の変化などから判断する。図-1.4に改修が必要とされる堤体の状況を示す。また、有岡<sup>16)</sup>は、現時点で変状や陥没が発生していないため池については、原位置において長期間安全を保ってきた結果であり、現状の堤体の安全性を損なうことのないように改修施工を行えば、安全な堤体を再び得られると述べている。

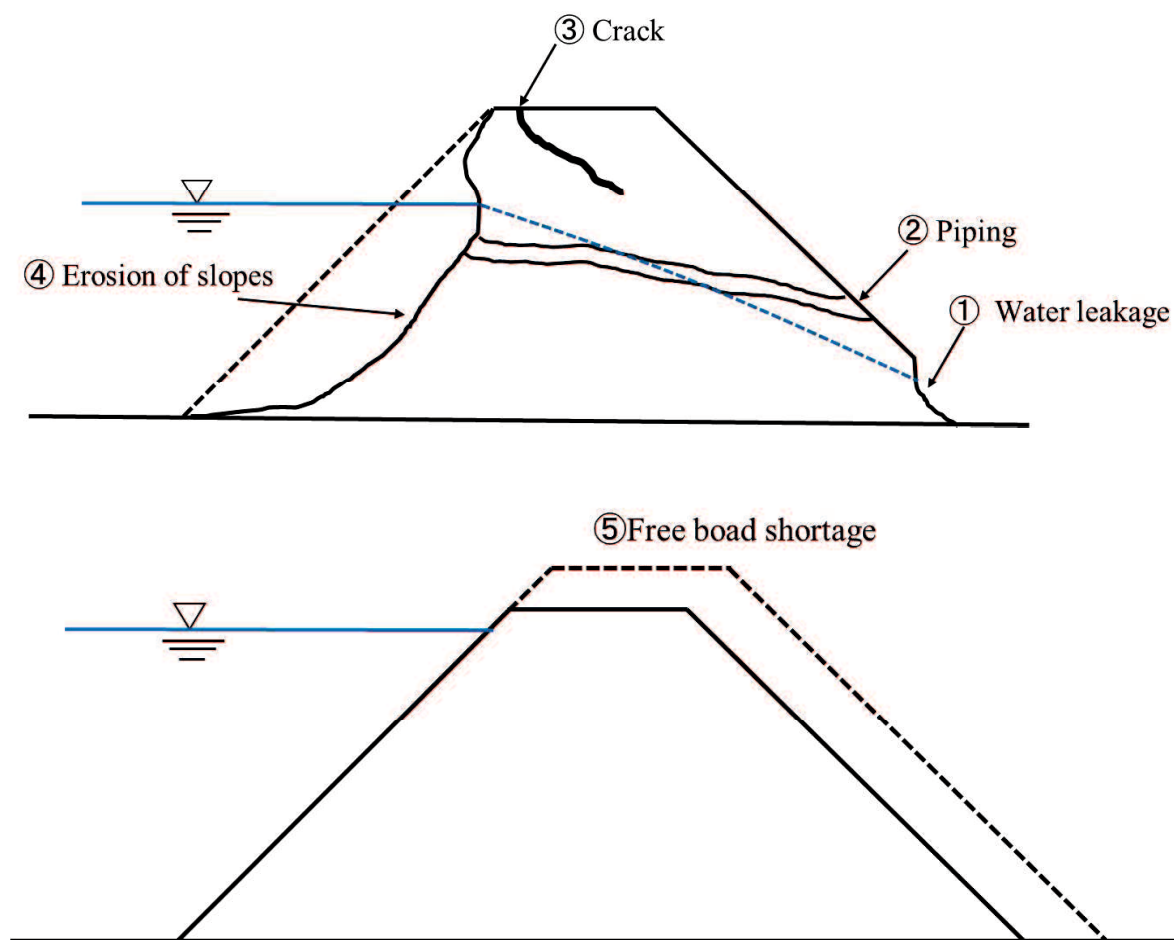


図-1.4 改修が必要な堤体の状況

堤体の改修には往來、良質な粘性土（刃金土）を用いた前刃金土工法が用いられてきた。図-1.5に前刃金土工法の断面図を示す。堤体内部に透水性の低い土質材料（透水係数  $k \leq 1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ ）でコアとなる遮水ゾーンを設けている。しかし、近年は刃金土の量が減少しており、入手が困難な状況にある。また、前刃金土工法による改修はコストが高い、施工が難しい、工期が長いといった問題点がある。そのため、前刃金土工法に代わるため池堤体の改修策の一つとして、図-1.6に示したように堤体上流側の法面内部に遮水シート的一种であるベントナイト遮水シート（Geosynthetic Clay Liner, 以降、GCL と称す）を腹付けして遮水性を回復させる工法が注目されている<sup>17)</sup>。また、図-1.6に示した方法の他に、図-1.7のようにGCLを階段状にして設置するケースもあるが、本研究で対象としたのは、より施工が簡単な図-1.6に示した使用例である。GCLを用いた改修は施工が簡単であり、優れた遮水性能を有すことから近年、新たな遮水工法として使用されている。

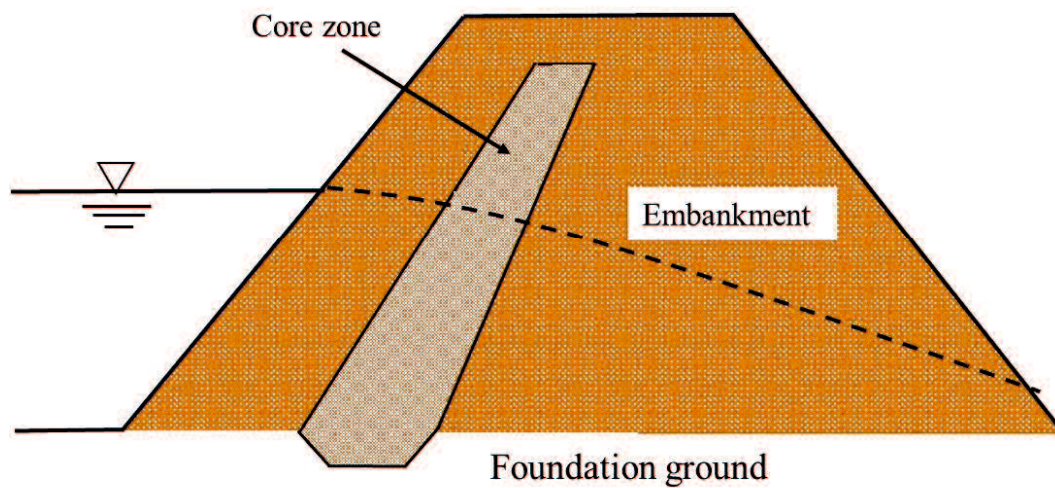


図-1.5 刃金土を用いた遮水工法

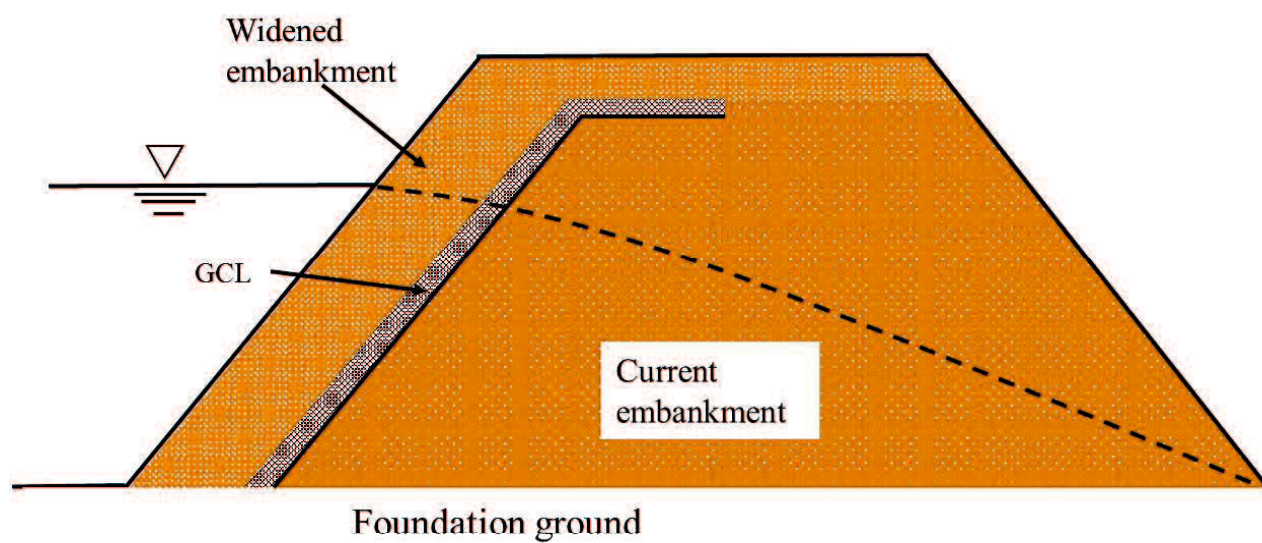


図-1.6 GCLを設置した堤体の断面模式図

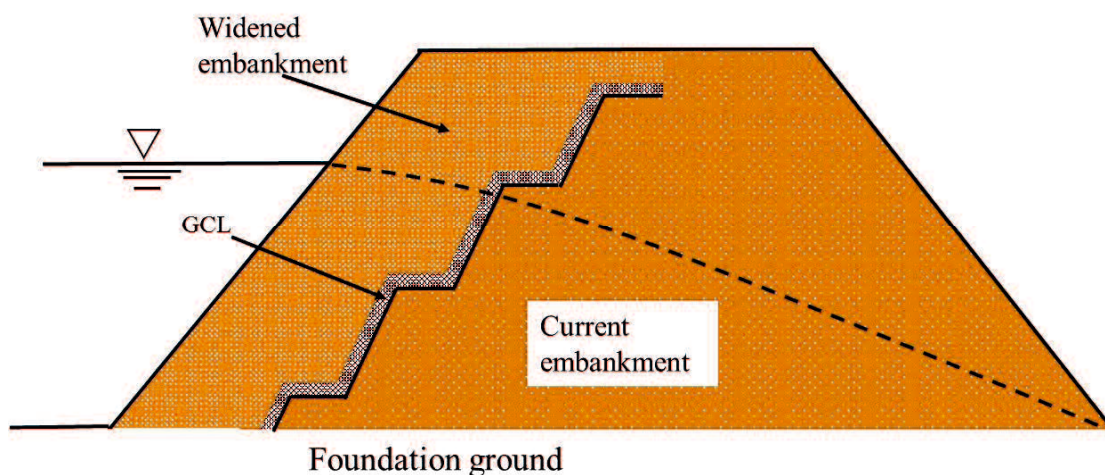
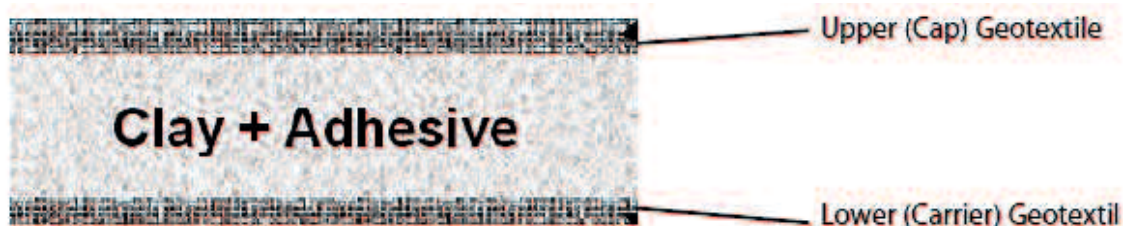
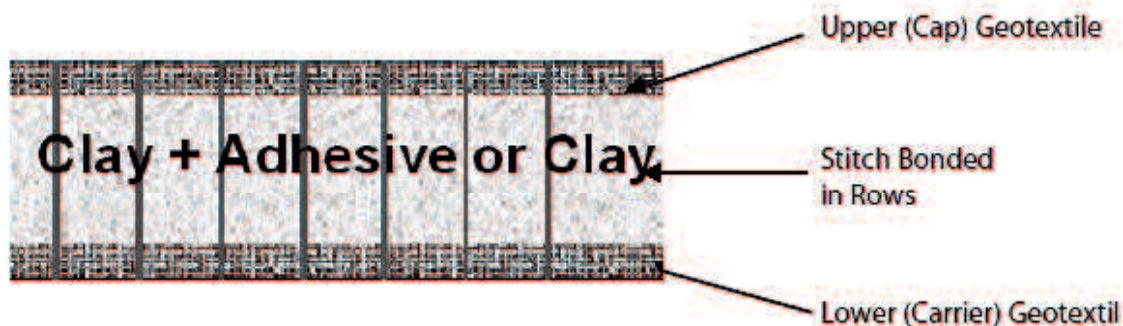


図-1.7 ベンチカット工法によるGCLの設置

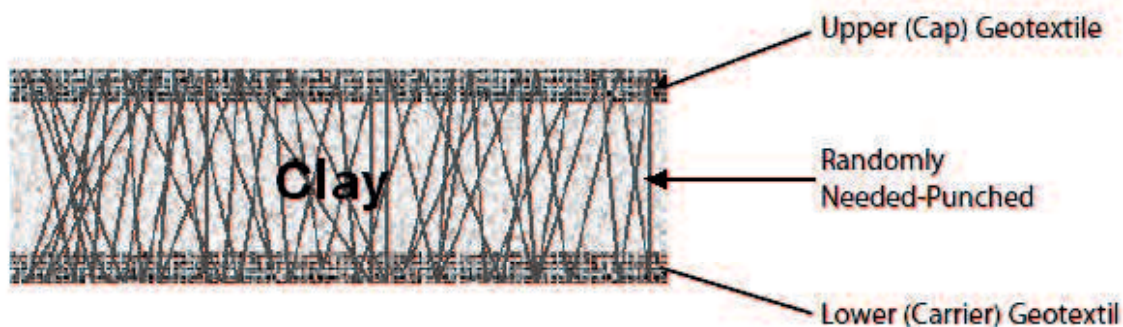
GCLにはいくつかの種類が開発されているが、その多くは遮水材となるベントナイトをジオテキスタイルで上下に挟み、ニードルパンチやスティッチボンドでGCL内部を補強すると共に、それらを一定化した構造のものが多い<sup>18)19)</sup>。ベントナイトは膨潤性を有する粘土鉱物であるモンモリロナイトを主成分とする粘土である<sup>20)</sup>。ベントナイトが吸水・膨潤することで、GCLが遮水性を発揮する。GCLに使用されるベントナイトは、著しい膨潤性を示すナトリウムベントナイトが主流である<sup>19)</sup>。また、GCLは廃棄物処理場にも使用されることがあり、ベントナイトおよびGCLの化学耐久性やバリア材としての長期的評価についても検討されている<sup>21)~23)</sup>。図-1.8に代表的なGCLの構造を示す<sup>19)</sup>。図中の(a)タイプのGCLは、ベントナイトと水溶性接着剤を混合し、上下をジオテキスタイルで貼り合わせている。(b)タイプは、乾燥状態のベントナイトをジオテキスタイルで上下に挟み、縦方向にスティッチボンドで固定している。(c)タイプは、粉末状または粒状ベントナイトを不織布と織布の2種類のジオテキスタイルで挟み、上下にニードルパンチを施すことで、不織布の繊維を織布側に固定し、GCLを一体化させると共に、GCL内部のせん断強度を増加させた構造になっている。この他、(d)タイプのような、ジオメンブレン(高分子系遮水シート)上にベントナイトを接着した構造のGCLもある。主に国外では(a)および(d)タイプはUnreinforced GCLと称される。また、(b)および(c)タイプはGCL内部を補強されているためReinforced GCLと称される。なお、本研究で使用したGCLは(c)タイプであり、不織布と織布で粒状ベントナイトを挟み、GCL内部にニードルパンチを施している。



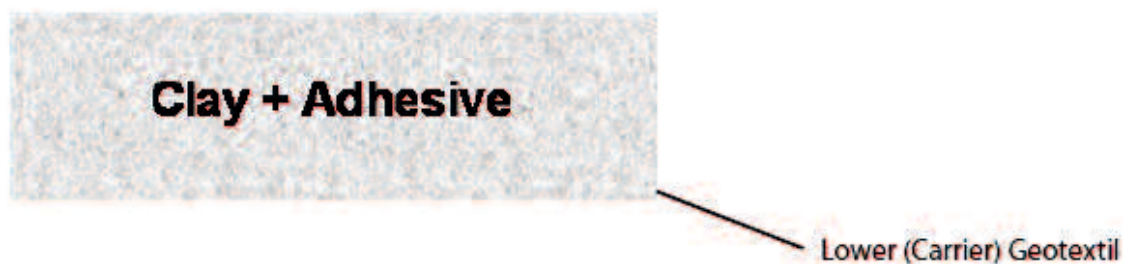
(a) Adhesive Bound Clay to Upper and Lower Geotextiles



(b) Stitch Bonded Clay Beneath Upper and Lower Geotextiles



(c) Needle Punched Clay Through Upper and Lower Geotextiles



(d) Adhesive Bound Clay to a Geomembrane

図-1.8 代表的なタイプのGCLの断面模式図<sup>19)</sup>

GCLはロール状にして運搬することが可能であり，大型ダンプなどの搬入が困難なケースにも対応できる．また，天然のベントナイトを使用しているため，環境への悪影響もない．既設堤体にGCLを設置し，その上から腹付け盛土で押さえる工法が一般的である．なお，本論文においては，GCLにより改修した堤体に対しては，既設堤体と腹付け盛土が一体化したものを「堤体」と表記する．ため池堤体の遮水に使用する場合には，図-1.9のようにアンカーピンによりGCLを既設堤体の天端に固定することが多い．法面長が長い場合には，法面にもアンカーピンを設置する．また，乾燥状態のGCLに直径25mmの穿孔があっても，水浸後はベントナイトの膨潤により体積が増大し，隙間を埋めることでGCLの透水係数は $10^{-9}$ cm/sオーダーであったことが室内試験から確認されている<sup>24)</sup>．GCLを堤体に設置する際は，GCL同士を重ね合わせることで接合部の処理は行われる．小川<sup>25)</sup>らは，拘束圧が低く，重ね合わせ幅が5cm程度であっても，重ね合わせ部の遮水性は確保されていると報告している．

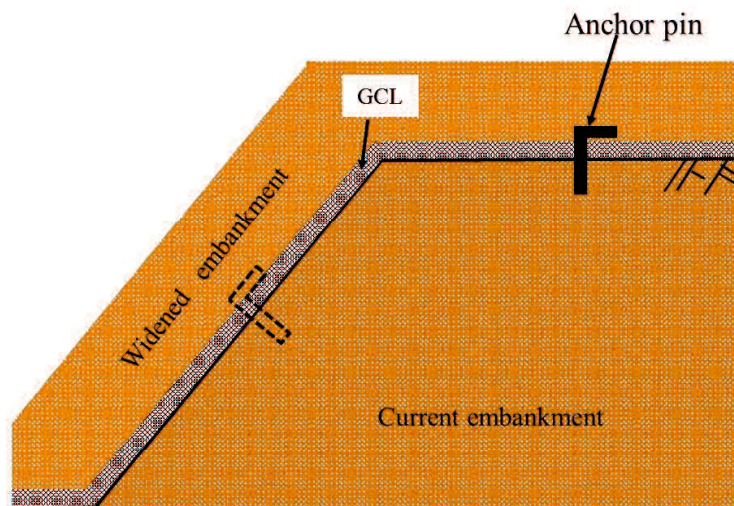


図-1.9 アンカーピンを用いたGCLの固定方法

しかし，遮水材としてGCLを腹付けした場合，堤体土とGCLとの材質の異なる境界面が既設堤体法面に沿った方向に生じる．さらに，GCLを構成するベントナイトのせん断強度は吸水・膨潤した状態では小さいことから，この境界面が改修後の堤体内部の潜在的弱面となる可能性がある．しかしながら，GCLを設置した堤体の詳細な設計や，安定性の評価方法は十分に確立されておらず，特に，それらに必要な堤体土とGCLとの境界面の強度に関してはほとんど報告例がない．そのため，堤体の安定計算には堤体土の強度だけを用いるケースがほとんどである．また，GCLを設置する際の法面勾配なども明確に定められてはいない．「ため池整備」には，ベントナイト系材料の場合は，せん断応力が働く場合の強度が期待できな

いことから、鉛直荷重のみが作用する場所に使用する等、設計時に十分考慮する必要があると記載されている<sup>13)</sup>。

これまでに、直接せん断試験機を用いた GCL 内部のせん断強度が検討されてきた<sup>26)-31)</sup>。図-1.10 は、ニードルパンチで補強された水浸・飽和状態の GCL 内部の典型的なせん断挙動の模式図である<sup>30)</sup>。一般的な正規圧密粘土のせん断挙動とは異なり、ニードルパンチの効果によって、せん断の進行に伴いピークせん断強度が発揮される。その後、せん断が進むにつれニードルパンチの繊維が伸長し破断するため、せん断応力は残留状態に移行する。後に、Fox and Stark<sup>29)</sup>は、最大せん断変位 50-100 mm の試験機では、GCL の残留強度を適切に評価するのは難しいと指摘している。また、Fox<sup>30)</sup>は GCL の種類によってその内部せん断強度はそれぞれ異なると指摘している。図-1.11 は Reinforced GCL と Unreinforced GCL のピークせん断強度を比較した図である<sup>31)</sup>。GCL 内部をニードルパンチ等で補強した場合、Unreinforced GCL と比べてせん断強度が大きく増加することがわかる。ASTM International<sup>32)</sup> (米国試験材料協会) によって、直接せん断試験による GCL のせん断試験方法の基準化が提案された。先述したようにニードルパンチが GCL のせん断強度を増加させることは明らかである。しかし、ニードルパンチの強度を正しく評価するためには供試体サイズが最低でも 30cm 四方必要であり、せん断変位は少なくとも 75mm まで測定することが望ましいとされる。よって、大掛かりな試験装置が必要であるため、日本国内においては ASTM が定めるせん断試験方法は普及していないのが現状である。そのため、本研究ではニードルパンチを取り外した状態の GCL 内部を再現し、それに対してせん断試験を実施した。また、GCL を設置したため池堤体の安定性評価には、ベントナイトとジオテキスタイルで構成される GCL 内部だけでなく、堤体土と GCL とした各土層境界面におけるせん断強度特性を可能な限り現場の状況を再現して調べるのが重要である<sup>33)</sup>。

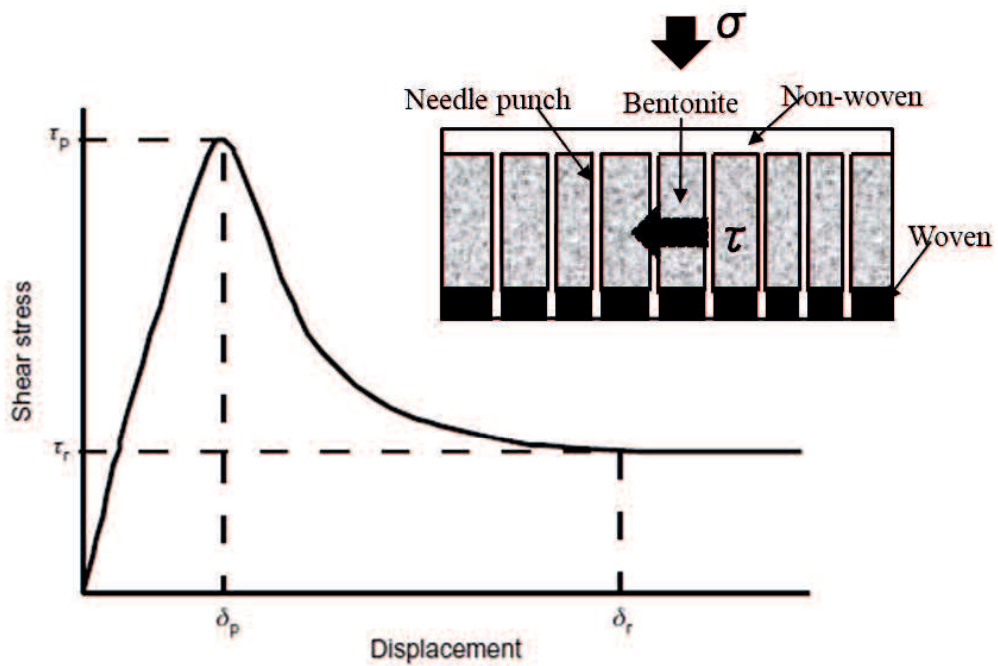


図-1.10 ニードルパンチで補強された GCL の典型的なせん断挙動  
(Fox and Stark<sup>30)</sup>に加筆)

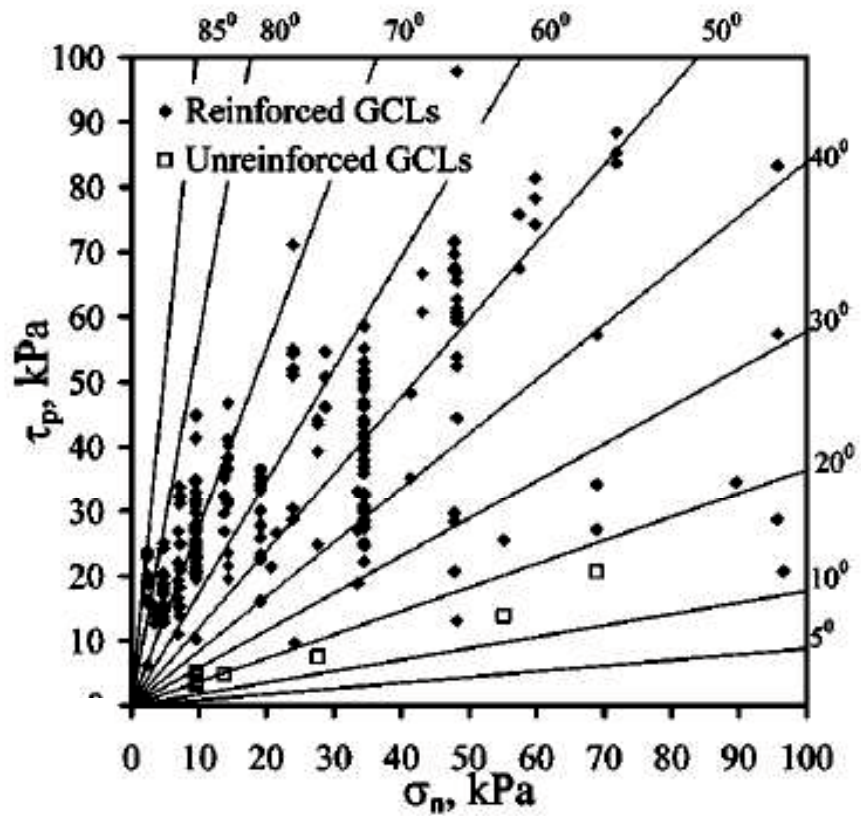


図-1.11 Reinforced GCL と Unreinforced GCL のピークせん断強度の比較<sup>31)</sup>



さらに、先に述べたように、我が国では地震によるため池の決壊が発生している。地震による堤体の被害例は図-1.12に示したように、堤体天端のクラックや法面のすべり破壊などが挙げられ、場合によっては堤体または基礎地盤が液状化を起し堤体が沈下するケースもある。上野ら<sup>34)</sup>は、過去の地震被害調査からみても、堤体に発生するすべりやはらみだしなどの被害は下流側と比較して飽和度の高い上流側法面（貯水側）に多いと述べている。また、レベル1地震動に対するため池の耐震性能照査は、設計水平震度を考慮した円形すべり面スライス法が用いられている<sup>13)</sup>。一方で、GCLを設置した堤体の耐震性能の照査にあたっては、そもそも地震時における堤体法面の変形挙動や耐震性能は明らかになっておらず、それらの説明が迫られている。

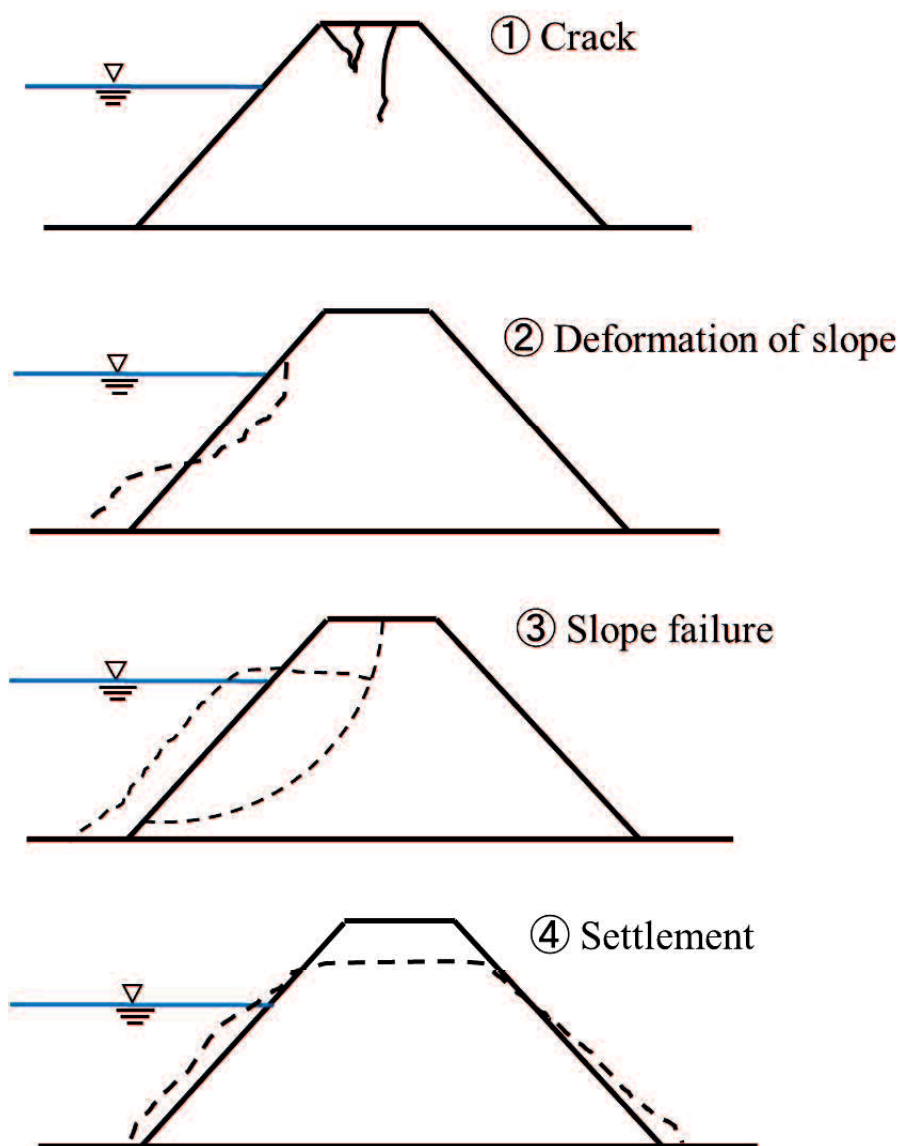


図-1.12 地震による堤体の被害例

### 1.1.2 本研究の目的

ため池堤体の改修に遮水材としてGCLを使用する場合があるが、GCLを考慮した上で堤体の安定性を評価する方法は確立されていない。安定計算には堤体材料の強度パラメーターが必要とされ、土質試験が実施されるケースがあるが、GCLを設置することで生じる各土層境界面のせん断強度特性は十分検討されていない。GCLを使用することで、堤体の常時および地震時の安定性を低下させてしまう可能性がある。本研究では、GCLおよびGCLと堤体土との境界面におけるせん断強度特性、また、GCLを設置した堤体の地震時変形挙動を解明し、改修された堤体腹付け部の常時および地震時安定性を明らかにすることで、GCLが堤体の安定性に及ぼす影響を検討した。以下に検討項目を示す。

- 1) GCLはベントナイトとジオテキスタイルから構成されている。そのため、GCLを設置した堤体内部には、材質の異なる土層境界面が発生する。そこで、ベントナイトとジオテキスタイル、堤体土とジオテキスタイルの境界面それぞれにおけるせん断強度特性を一面せん断試験機を用いて調べた。本研究ではGCL内部に存在するニードルパンチは考慮せず、各土層境界面ですべり破壊が起こると仮定した。比較的小規模な土構造物であるため池での使用を想定しているため、試験は水浸条件で行うとともに、拘束圧の範囲は低拘束圧領域を考慮した。また、膨潤圧測定試験も行い、ベントナイトの膨潤特性についても検討した。
- 2) GCLを設置した実際のため池堤体を造成し、これまで報告例の無かった現場せん断試験を実施した。常時における堤体のすべり破壊の挙動を調べると共に、原位置におけるGCL内部のベントナイトの含水比を測定した。また、室内と現場試験の結果に基づいて、すべり破壊に対する安定計算を行い、GCLを設置した堤体腹付け部の常時における安定性を評価した。さらに、設計水平震度を考慮した安定計算を行い、地震時の安定性評価も行った。
- 3) 振動台模型実験により、GCLを設置した上流側法面を想定した模型堤体の地震時変形挙動について検討した。また、模型実験の結果と1)で得られた強度定数を用いて設計水平震度を考慮した模型堤体の安定計算を行い、模型実験の結果について考察した。

### 1.2 本論文の内容と構成

本論文は序論を含めて全部で6章から構成されている。本論文の構成を図-1.13に示すとともに、各章の要点を以下に記す。

#### 第1章 序論

GCLの特徴およびせん断強度の評価に関する課題について整理した上で、本研究の背景と目的を述べた。また、本論文の内容と構成を示した。

#### 第2章 既往の研究

GCLのせん断試験に関する既往の研究についてまとめた。また、常時におけるため池堤体の土質調査の現状と地震時の耐震性評価法について述べた。

#### 第3章 堤体土とGCLとの境界面のせん断強度特性

本研究で使用したGCLおよび本試験で使用した土試料について説明するとともに、圧密定圧一面せん断試験機を用いて、GCL内部およびGCLと堤体土（まさ土を使用）との境界面のせん断強度特性を調べた。また、一次元膨潤圧測定試験装置により、ベントナイトとGCLの膨潤圧についても検討した。

#### 第4章 現場試験とGCLを設置した堤体の安定性評価

GCLを設置した実際のスケールのため池堤体を造成し、それに対して現場せん断試験と堤体およびGCLの含水比測定を実施した。また、一面せん断試験から得られたせん断強度定数を用いて現場試験の堤体に対して安定計算を行い、GCLを設置した堤体腹付け部の常時における安定性を評価した。また、設計水平震度を用いて地震時安定性も評価した。

#### 第5章 GCLを設置した堤体の地震時変形挙動

地震動を与えた堤体の変形挙動の解明を目的とし、GCLを設置した堤体に対して振動台模型実験を実施した。模型実験の結果を基に、設計水平震度を用いて安定計算を行い、堤体の地震時安定性評価について考察した。

#### 第6章 結論

各章で得られた知見をまとめ、結論とした。

# 第1章 序論

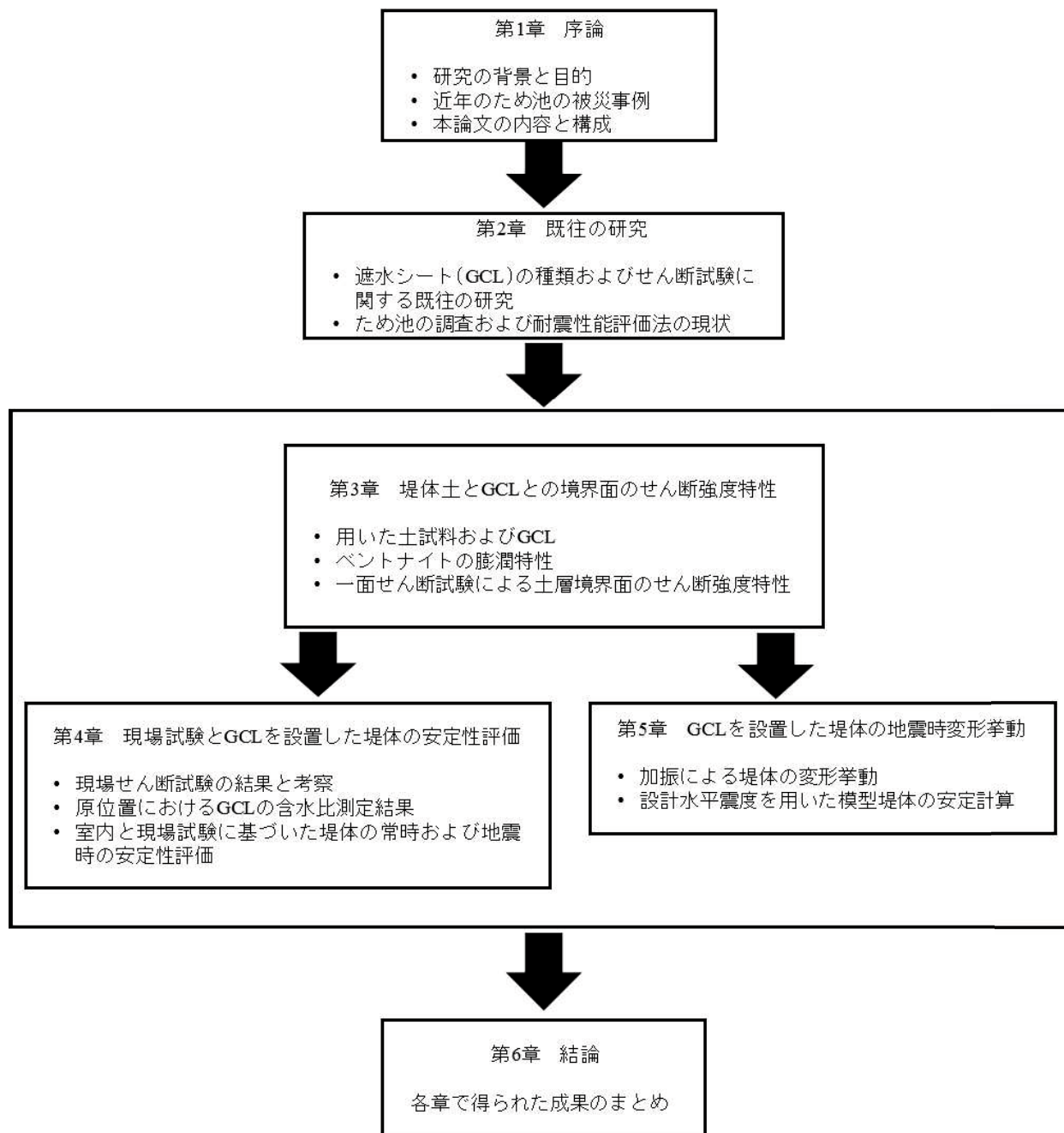


図-1.13 本論文の構成

1.3 参考文献

- 1) 農 林 水 産 省 web ペ ー ジ 「 た め 池 」  
[http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai\\_saigai/b\\_tameike/](http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/) (2017年4月2日アクセス).
- 2) 白井義彦, 成瀬敏郎: 我が国におけるため池の利用と保全: 1981年ため池台帳からみた考察, 地理学, Vol. 38, No. 1, pp. 20-35, 1983.
- 3) 兵 庫 県 web ペ ー ジ 「 ひ よ う ご の た め 池 」  
[https://web.pref.hyogo.lg.jp/nk10/af08\\_000000016.html](https://web.pref.hyogo.lg.jp/nk10/af08_000000016.html) (2017年4月2日アクセス).
- 4) 金盛弥, 古澤裕, 木村昌弘, 西園恵次: 狭山池ダム・古代の堤体が語る土木技術史について-, 土木史研究, 第15号, pp.485-490, 1995.
- 5) 金盛弥, 古澤裕, 木村昌弘, 西園恵次: 狭山池ダム・歴史的ダム保全事業の取り組みについて (狭山池の保全と歴史), 土木史研究, 第15号, pp.475-482, 1995.
- 6) 藤飯弘章, 国政香菜, 難波明代, 島田清, 西村伸一: 兵庫県南部地震による淡路島のため池被害の要因分析, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp1141-1144, 1997.
- 7) 岩下友也, 中村昭, 松本徳久, 横山真至: 兵庫県南部地震によるため池を例とした土構造物の被害特性の分析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.421-428, 1996.
- 8) 毛利栄征, 堀俊和, 松島健一, 有吉充: 平成16年(2004年)新潟県中越地震によるため池と集落排水施設の被災, 農業工学研究所技報, Vol.205, pp.61-76, 2006.
- 9) 森井俊広, 寺舘俊祐: 2004年新潟県中越地震における農業用ため池の被災状況, 新潟大学農学部研究報告, Vol.59, No.1, pp.45-50, 2006.
- 10) 堀俊和, 上野和広, 松島健一: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策, 農業工学研究所技報, Vol.213, pp.175-199, 2012.
- 11) 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征: 東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調査について, ダム工学, Vol.23, No.2, pp.99-114, 2013.
- 12) 長谷川修一・山中稔・野々村敦子: 2016年熊本地震災害調査速報, 香川大学工学部, 2016.
- 13) 農業農村工学会: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, pp.2-7, pp.54-58, 2015.
- 14) 毛利栄征: ため池・アースダム堤体の耐震診断の課題と期待, 地盤工学会誌, Vol.63, No.3, pp.1-3, 2015.
- 15) 田中忠次: 堤体の地震時安定性の評価法の問題点、新しい評価法, 地盤工学会誌, Vol.63, No.3, pp.4-7, 2015.

- 16) 有岡武彦：老朽ため池の設計と施工についての覚え書，土地改良の測量と設計，Vol.73，pp.44-51，2011.
- 17) 原孝明，迫田克己，藤田美鈴，河内義文：ベントナイトシート遮水工法を用いたため池の水理特性，農業農村工学会誌，Vol.77，No.2，pp.124-125，2009.
- 18) Bouazza, A.: Geosynthetic clay liners, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 20, No.1, pp.3-17, 2002.
- 19) Daniel, D. E., Koerner, R. M.: Waste Containment Facilities, ASCE, pp.207-226, 2007.
- 20) 日本粘土学会編：粘土ハンドブック（第二版），技報堂出版，pp.162, 1987.
- 21) 勝見武，C.H.Benson，嘉門雅史：ベントナイトを用いた遮水ライナーの耐化学性について，土と基礎，Vol.49，No.2，pp.21-24，2001.
- 22) Malusis, M. A., Shackelford, C.D.: Chemico-osmotic efficiency of a geosynthetic clay liner, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.128, No.2, pp.97-106, 2002.
- 23) Lee, J., Shackelford, C.: Concentration dependency of the prehydration effect for a GCL, Soils and Foundations, Vol.45, No.4, pp.27-41, 2005.
- 24) Shan, H.Y., Daniel, D.E.: Results of laboratory tests on a geotextile/bentonite liner material, Proceedings of the Geosynthetics 91, Atlanta, USA, Vol. 2, pp. 517-535, 1991.
- 25) 小川翔太郎，須本祥太，乾徹，高井敦史，勝見武：基盤の不同沈下に対するジオシンセティッククレイライナー重ね合わせ部の挙動と遮水性能への影響，ジオシンセティックス論文集，Vol.28，pp.103-108，2013. .
- 26) Gilbert, R.B., Fernandez, F., Horsfield, D.W.: Shear strength of reinforced geosynthetic clay liner, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.122, No. 4, pp.259-266, 1996.
- 27) Stark, T. D., Eid, H.T.: Shear behavior of reinforced geosynthetic clay liners, Geosynthetics International, Vol.3, No.6, pp.771-786, 1996.
- 28) Fox, P. J., Rowland, M. G. & Scheithe, J. R.: Internal shear strength of three geosynthetic clay liners, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.124, No.10, pp.933-944, 1998.
- 29) Fox, P.J., Stark, T.D.: GCL shear strength and its measurement-ten-year update, Geosynthetics International, Vol.22, No.1, pp.3-47, 2015.
- 30) Fox, P. J. : Internal and interface shear strengths of geosynthetic clay liners, Keynote lecture, 3rd International Symposium on GCLs, Würzburg, Germany, pp.203-218, 2010.

- 31) Zornberg, J. G., McCartney, J. S., Swan, R. H.: Analysis of a large database of GCL internal shear strength results, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No.3, pp.367-380, 2005.
- 32) ASTM D 6243: Standard Test Method for Determining the Internal and Interface Shear Resistance of Geosynthetic Clay Liner by the Direct Shear Method.
- 33) Goodhue, M. J., Edil, T. B., Benson, C.H. : Interaction of foundry sands with geosynthetics, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, No.4, pp.353-362, 2001.
- 34) 上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫 : 非排水繰返し载荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果, *農業農村工学会論文集*, Vol.82, No.6 p. 383-393, 2014.

## 第2章 既往の研究

### 2.1 GCLのせん断試験に関する既往の研究

図-2.1は構造タイプの異なるGCLそれぞれのピークおよび残留強度における破壊線である<sup>1)</sup>。図中のGCL-1はUnreinforced GCLであり、いずれの垂直応力においても、ピーク強度は最も小さい。GCL-2は、ステッチボンドで内部を補強している。GCL-3, 4は共にニードルパンチが施されているが、それぞれニードルパンチの剥離強度が異なっている。図-2.1より、GCLのタイプによって、ピーク時の内部せん断強度はそれぞれ異なっていることがわかる。一方で、図-2.2の残留状態における破壊線は、各GCLともほぼ一致している<sup>1)</sup>。

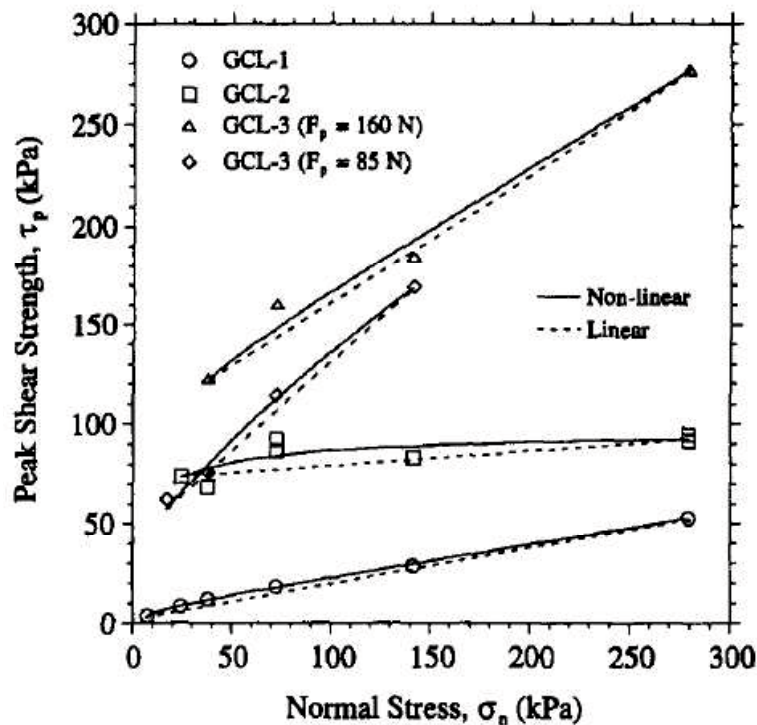


図-2.1 タイプの異なるGCL内部のピークせん断強度<sup>1)</sup>



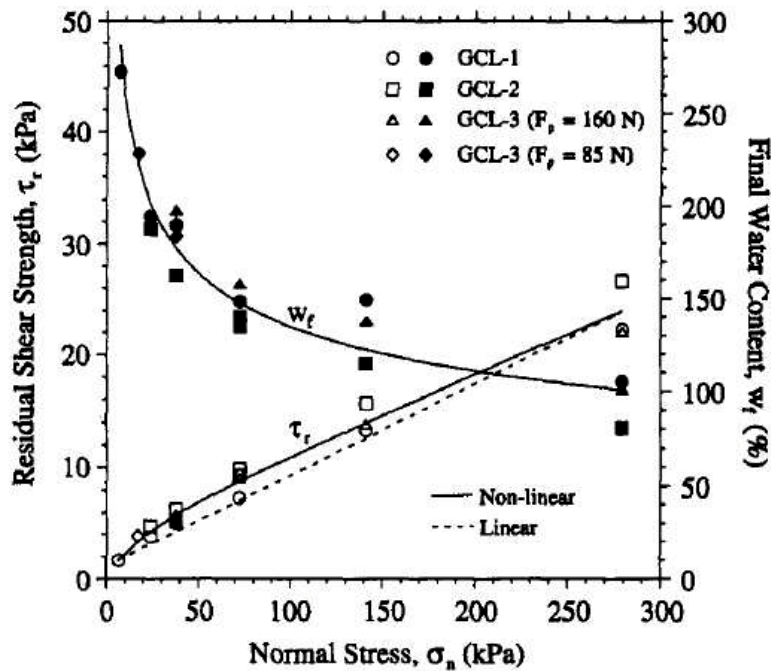


図-2.2 タイプの異なる GCL 内部の残留せん断強度<sup>1)</sup>

また、GCL 内部のせん断強度は、ジオテキスタイルの材質や、ニードルパンチなどの内部補強材とジオテキスタイルとの接合強さだけでなく、せん断速度によっても変化する。図-2.3 は、Fox ら<sup>2)</sup>によるニードルパンチが施された水浸状態の GCL のせん断速度とピークせん断強度との関係図である。同図より、いずれの垂直応力下においてもピークせん断強度は一旦増加し、その後は減少する傾向にあることがわかる。図-2.4 は、ピークせん断強度が測定された時のせん断変位とせん断速度の関係図である<sup>2)</sup>。同図より、せん断速度が 1000mm/min を超えるとピークせん断強度の発現も速くなることがわかる。両図から Fox ら<sup>2)</sup>は、せん断速度が速い場合はニードルパンチのせん断抵抗力が十分に発揮されず、ピーク強度が低下したと報告している。また、図-2.5 は残留強度とせん断速度の関係図である<sup>2)</sup>。Fox ら<sup>2)</sup>は、せん断速度が 0.1mm/min から 1mm/min の範囲では、過剰間隙水圧の発生により強度が低下するが、それ以上のせん断速度では、GCL 内部のベントナイトの非排水強度に依存すると考察している。なお、GCL および内部のベントナイト層は非常に薄いため、GCL は地震時を除いて排水状態でせん断されると考えられている。Fox ら<sup>2)</sup>は、水浸状態の GCL に対するせん断試験のせん断速度は 0.1mm/min が適切であると報告している。

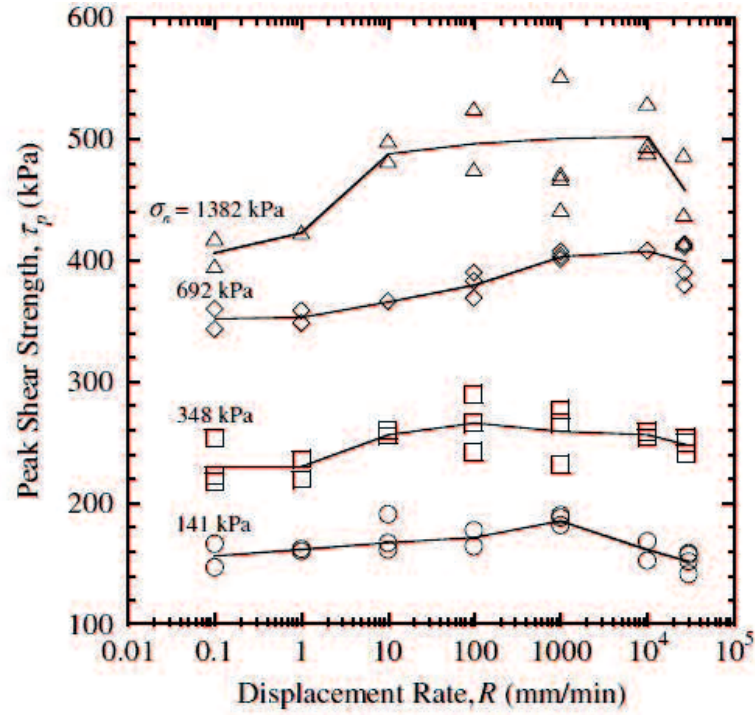


図-2.3 ニードルパンチを施された GCL(水浸)のピークせん断強度とせん断速度の関係<sup>2)</sup>

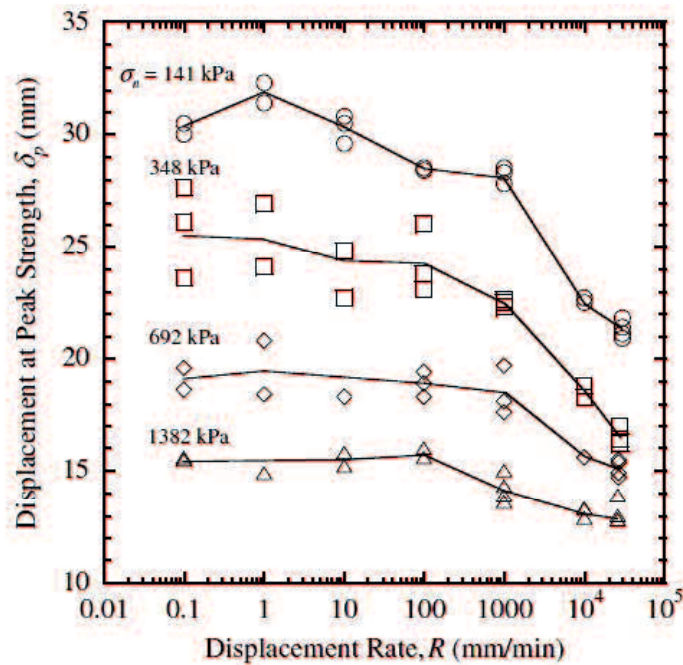


図-2.4 ピークせん断強度発現時のせん断変位とせん断速度の関係<sup>2)</sup>

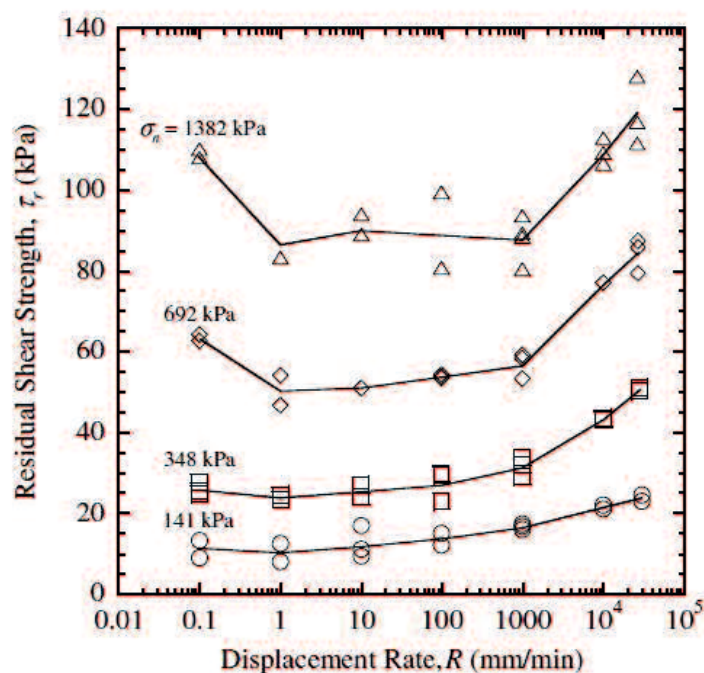


図-2.5 ニードルパンチを施された GCL(水浸)の残留せん断強度とせん断速度の関係<sup>2)</sup>

図-2.6 は、Bacas ら<sup>3)</sup>による、Reinforced GCL の水浸条件の違いによるせん断試験結果の比較である。水浸状態の Reinforced GCL のピークせん断強度は、乾燥状態の GCL のそれよりも低いことがわかる。また、水浸による GCL の完全飽和には、排水条件や垂直応力に左右される。通常、垂直応力が増加すると、飽和に要する時間は長くなる傾向にある<sup>4)5)</sup>。さらに、Athanasopoulos and Yuan<sup>6)</sup>は、ニードルパンチの剥離強度と GCL の内部せん断強度は相関関係にあると報告している。Hurst and Rowe<sup>7)</sup>は、GCL を垂直応力 14kPa の下 15 日間水浸させたが、図-2.7 に示すように、ニードルパンチの剥離強度に明らかな変化はみられなかった。また、Hurst and Rowe<sup>7)</sup>は、剥離強度は一様ではなく、GCL の中央や端部で異なると指摘している。

第2章 既往の研究

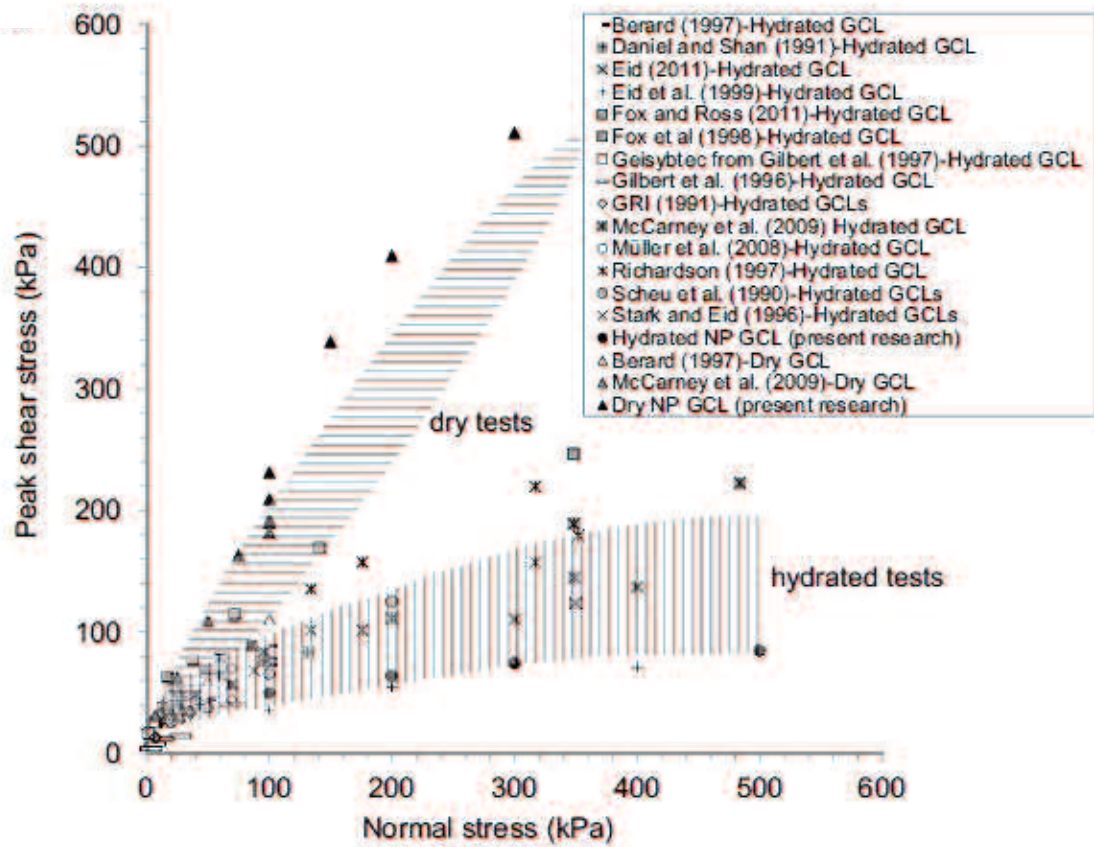


図-2.6 水浸条件の違いによる Reinforced GCL のピークせん断強度の比較<sup>3)</sup>

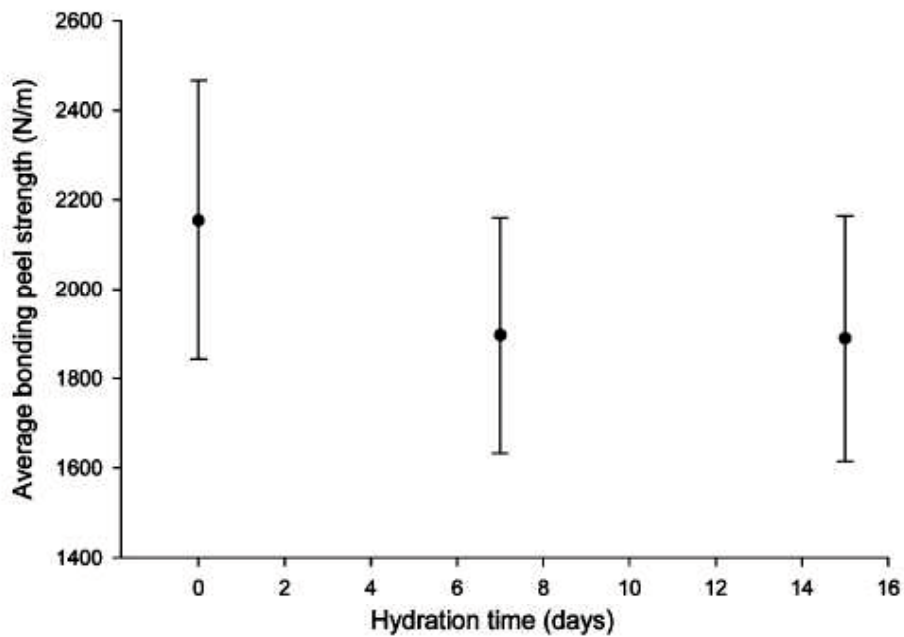


図-2.7 ニードルパンチを施された GCL 内部の剥離強度と水浸日数の関係<sup>7)</sup>

また、Nye and Fox<sup>8)</sup>は、直接せん断試験機を用いて地震時の繰返しせん断を想定した GCL 内部の動的せん断強度について検討している。図-2.8 は、垂直応力 141kPa の下で繰返しせん断された GCL 内部の繰返しせん断波形である<sup>8)</sup>。せん断開始と共にピーク強度を発揮し、その後はせん断応力が漸減していることがわかる。図-2.9 にせん断変位と繰返しせん断応力の関係を示す<sup>8)</sup>。1 サイクル目は GCL に施されたニードルパンチが健全であるため最大せん断応力が発揮されるが、それ以降はニードルパンチが損傷を受けたことで繰返しせん断応力が減少し、最終的にはループを描いている。最大せん断変位が 10mm のためニードルパンチは完全には破断しない。そのため、せん断変位が ±10mm に近づくにつれて繰返しせん断応力が増加する。

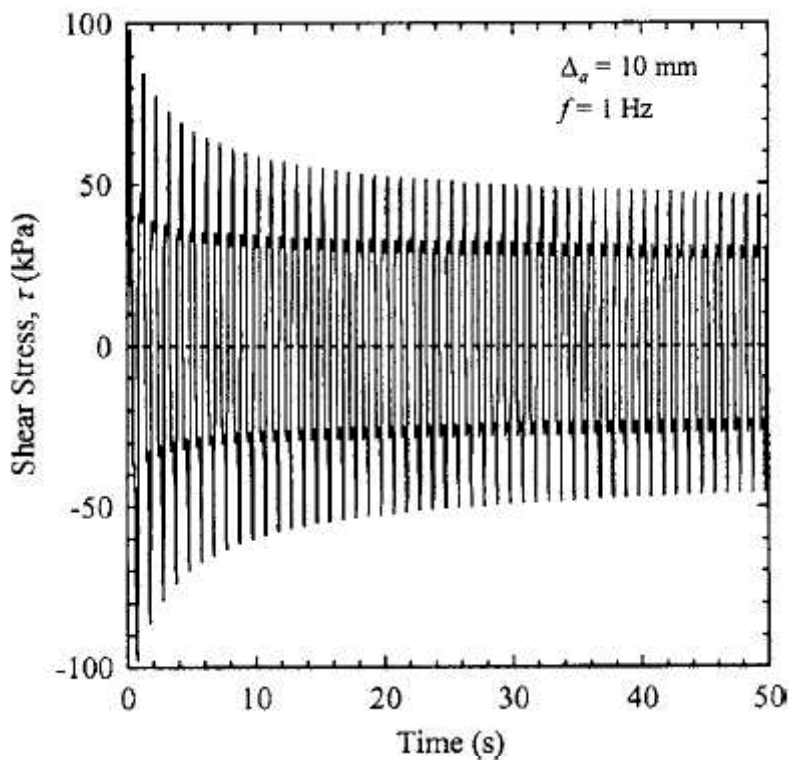


図-2.8 GCL 内部の繰返しせん断応力の波形<sup>8)</sup>

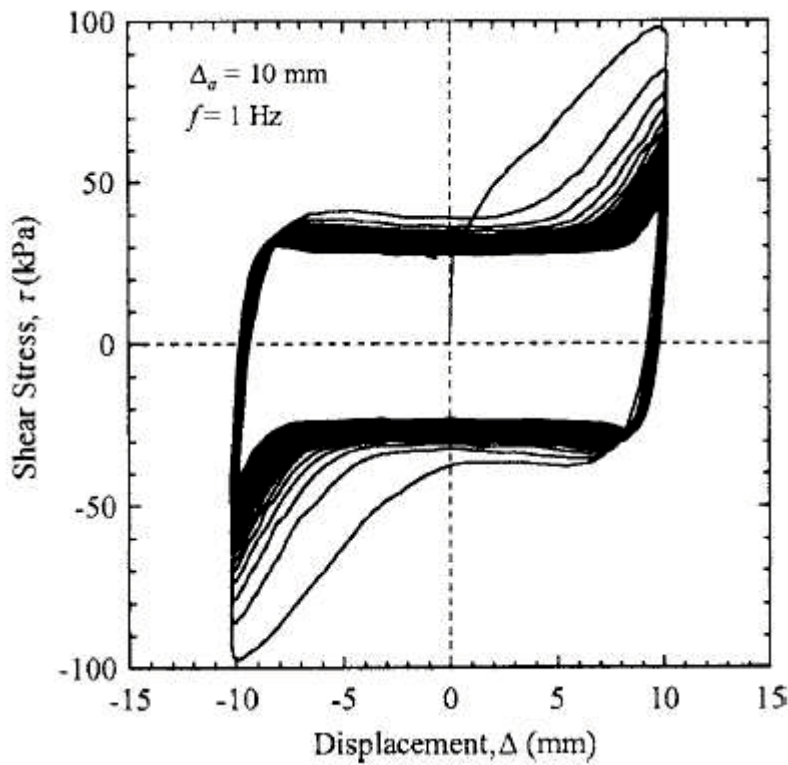


図-2.9 せん断変位と繰返しせん断応力の関係図<sup>8)</sup>

また、廃棄物最終処分場において GCL が使用される場合は、遮水シート的一种であるジオメンブレン (GM) と GCL を複合して使用する場合が多い。GM と GCL の境界面におけるせん断強度特性についても既往の研究で検討されている<sup>9)~12)</sup>。それによると、GCL 内のベントナイトの含水比が増加すると、せん断中にベントナイトが GCL と GM の隙間に侵入し境界面の摩擦が減少することで、GCL と GM の境界面におけるせん断強度は低下すると報告されている。

2.2 常時のため池における土質調査の現状

ため池は全国各地に存在し、堤体の土質調査を実施するには、多大な労力の他、高額な費用と長期間に渡る調査が必要である。いくつかの既往研究によって、堤体に対する土質調査の簡易化が検討されており、常時の安定性評価を行う際には実際に適用されている例もある。例えば小林ら<sup>13)</sup>は、小型の弾性波探査による堤体の内部状態を簡易に推定する方法を提案している。図-2.10に小林らが行った弾性波探査試験結果を示す。丸で囲んだ範囲が速度の遅い領域である。震源は土木工事の締固めに用いられる原動機付ランマーであり、ジオフォンにより数十波の反射波の記録をとった。実際のため池堤体において弾性波速度測定を行ったところ、速度の遅い領域と目視による堤体の漏水箇所が一致したと報告している。

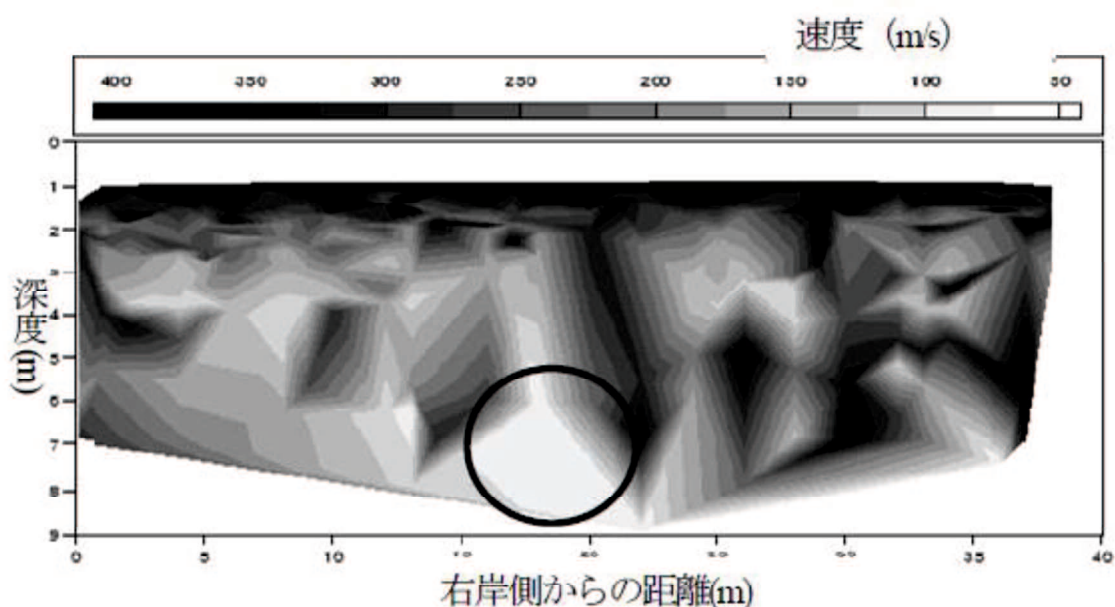


図-2.10 ため池の弾性波速度探査結果<sup>13)</sup>

また、福島ら<sup>14)</sup>は標準貫入試験（以下、SPT試験）の補助的な役割として、より小型・軽量・自動化された小型動的自動貫入試験（以下、mRS試験）の適用を提案している。堤体改修工事中のフィルダムまたはため池堤体においてmRS試験をSPT試験と同一地点で実施して、両試験結果の比較を行った。図-2.11～2.13に、3箇所のだム・ため池で実施した同一位置・深さにおける両貫入試験から得られたN値、 $N_{mRS}$ と $N_{SPT}$ の比較を示す<sup>14)</sup>。これらの結果より福島らは、mRS試験から得られる $N_{mRS}$ はSPT試験による $N_{SPT}$ と比較的よい相関があるが、 $N_{mRS}$ と $N_{SPT}$ の関係の傾向は堤体の土質区分により異なると述べている。粘性土堤体では

## 第2章 既往の研究

$N_{mRS}$  が  $N_{SPT}$  より大きく、砂質土堤体では  $N_{mRS}$  が  $N_{SPT}$  より小さくなる傾向がある。土質区分による  $N_{mRS} \sim N_{SPT}$  関係の傾向の相違が発生することを認識して試験結果を評価することで、堤体の土質構成や強度の相対的な連続性を詳細に調べるのに有用な調査法となると報告している。

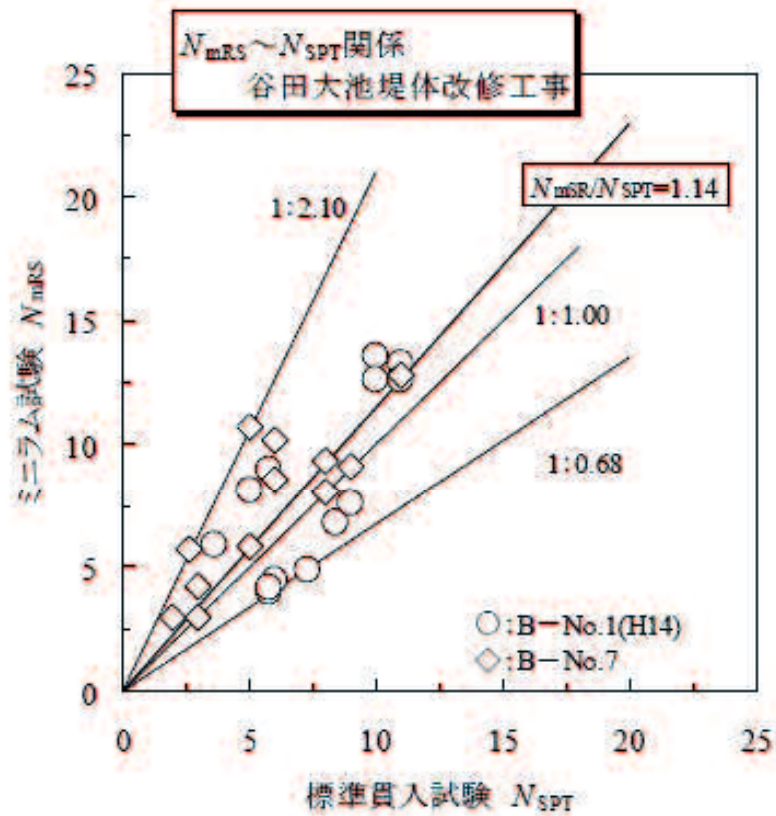


図-2.11 谷田大池における mRS 試験と SPT 試験の比較<sup>14)</sup>



第2章 既往の研究

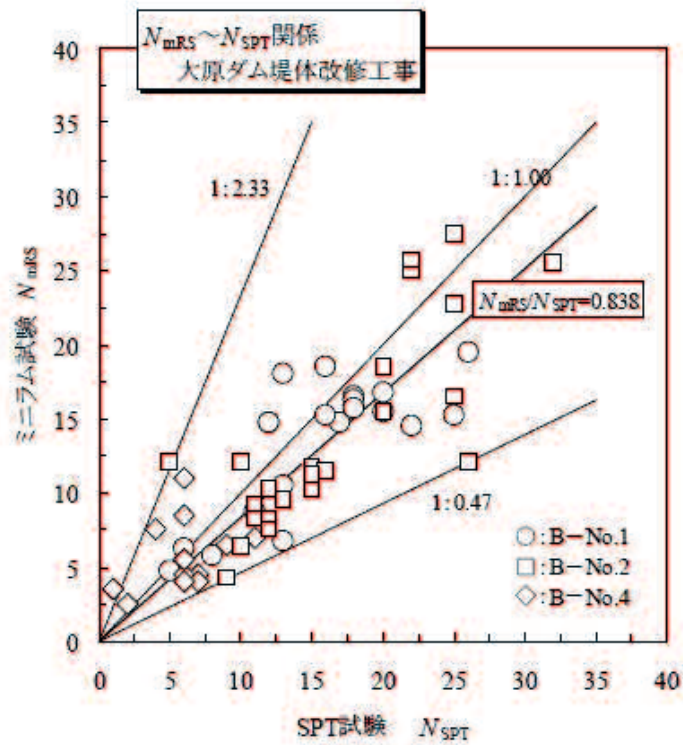


図-2.12 大原ダムにおける mRS 試験と SPT 試験の比較<sup>14)</sup>

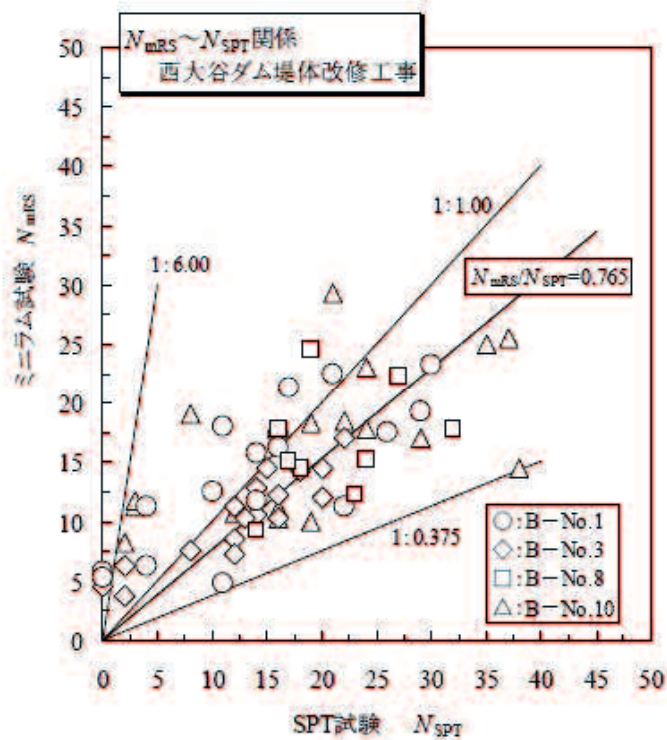


図-2.13 西大谷ダムにおける mRS 試験と SPT 試験の比較<sup>14)</sup>

## 第2章 既往の研究

堀ら<sup>15)</sup>は、サウンディング試験孔を用いた堤体土の強度定数を簡易に推定するための原位置試験法を開発した。図-2.14にその孔内回転せん断試験機のシステム構成を示す。孔内回転せん断試験は、設定した深度まで小孔を掘削し、せん断刃付きバルーンを挿入し拘束圧をかけて回転せん断試験を行う方法であり、堤体土の強度定数  $c$ ,  $\phi$  を同時に求めることが可能である。

図-2.15 (a), (b) に堤体内の浸潤線より上の不飽和領域で行った孔内回転せん断試験のせん断強度と三軸圧縮試験による強度定数を比較した結果を示す<sup>15)</sup>。図-2.15 (a) は礫分が 15% 以下の堤体土であり、図-2.15 (b) は礫分が 15% 以上の堤体土の試験結果である。シンボルが孔内回転せん断試験、実線は三軸圧縮試験による  $\overline{CU}$  試験または CD 強度、点線は不飽和 CD 強度である。同図より、孔内回転せん断試験による強度定数と三軸圧縮試験の結果はほぼ一致しており、不飽和地盤でも実用化の可能性があることが分かった。また、図-2.16 (a), (b) に飽和領域における両試験結果の比較図を示す<sup>17)</sup>。図-2.16 (a) の透水性が  $10^{-6}\text{m/s}$  以上の砂質地盤では、 $\overline{CU}$  試験による飽和有効応力強度または飽和 CD 強度に近い値を示し、図-2.16 (b) における透水性が  $10^{-6}\text{m/s}$  以下の細粒土地盤では飽和 CU 強度に近い結果であることが分かる。堀ら<sup>15)</sup>は、せん断中に発生する過剰間隙水圧の消散の違いが影響していると考察しており、地盤の透水性と孔内回転せん断のせん断速度が過剰間隙水圧発生の有無に関係していると述べている。そのため、今後の課題として、排水・非排水強度の区別や回転せん断時の過剰間隙水圧の評価を掲げている。また、堀ら<sup>15)</sup>は、三軸試験の強度定数と孔内回転せん断試験の強度定数を用いて、常時におけるそれぞれの安全率を比較している。室内せん断試験の強度定数には地盤のばらつきと試験誤差を含んでおり、それらを考慮すれば、孔内回転せん断試験は、ため池の簡易的な安定性診断として三軸圧縮試験と同等の精度があると報告している。

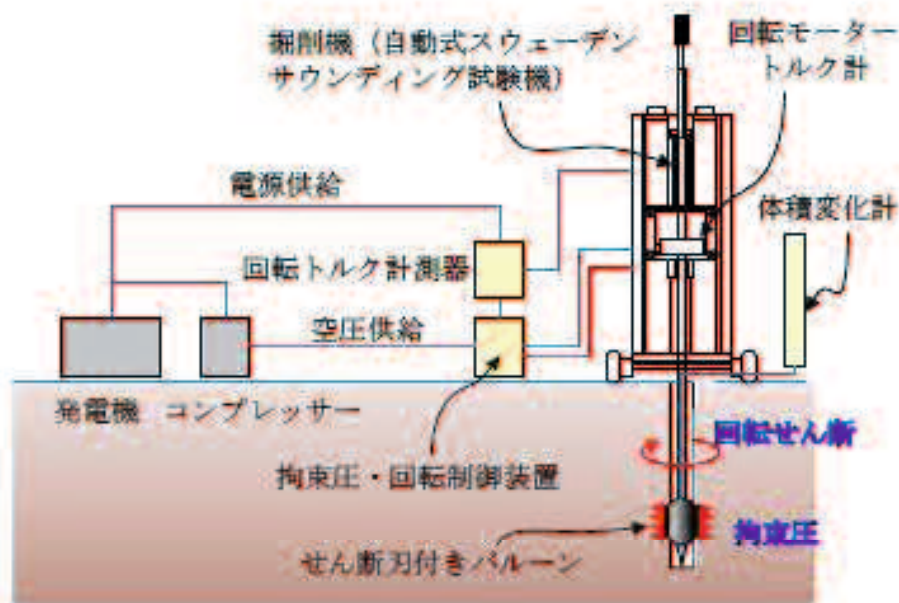
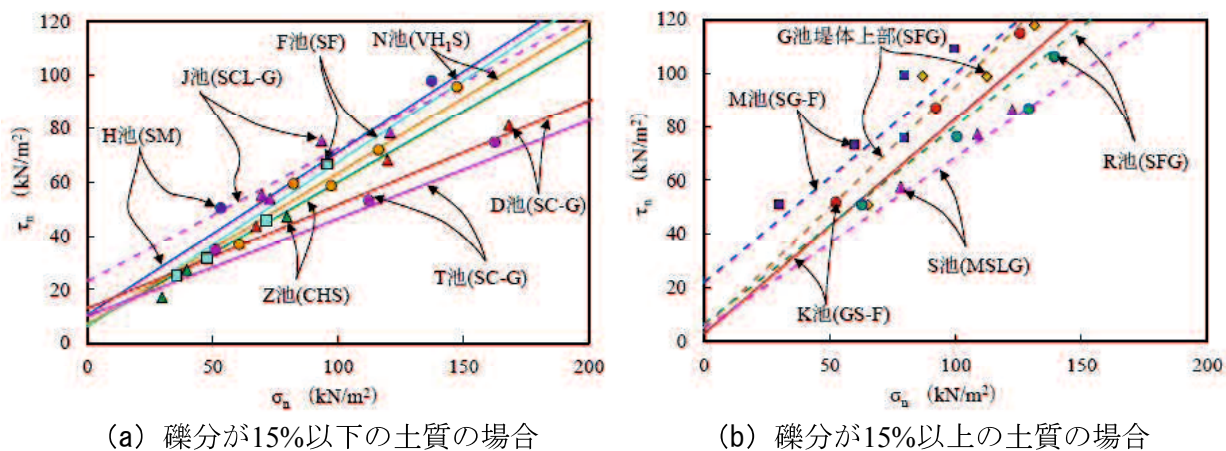


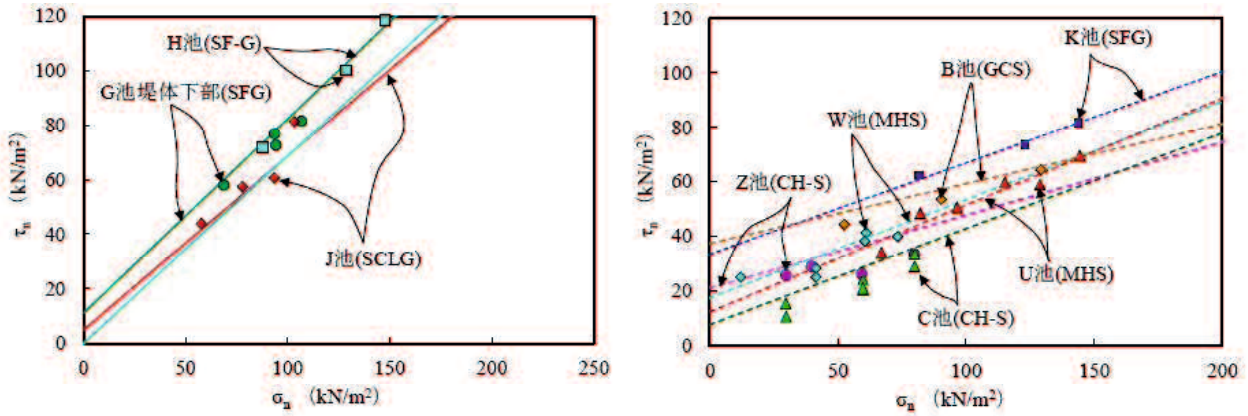
図-2.14 孔内回転せん断試験のシステム構成<sup>15)</sup>



(a) 礫分が15%以下の土質の場合

(b) 礫分が15%以上の土質の場合

図-2.15 不飽和領域での孔内回転せん断試験と三軸圧縮試験の比較<sup>15)</sup> (シンボルは孔内回転せん断試験, 実線は飽和有効応力強度又は飽和CD強度, 点線は不飽和CD強度)



(a) 透水性の高い砂質土の場合 ( $k > 10^{-6} \text{m/s}$ )

(b) 透水性の低い細粒土の場合 ( $k < 10^{-6} \text{m/s}$ )

図-2.16 飽和領域での孔内回転せん断と三軸圧縮試験の比較<sup>15)</sup> (シンボルは孔内回転せん断試験, 実線は飽和有効応力強度又は飽和CD強度, 点線は飽和CU強度)

## 2.3 ため池の地震時における安定性評価に関する既往の研究

上野ら<sup>16)17)</sup>は、堤体内部の飽和した部分が地震時に強度低下を生じる可能性があるとし、三軸圧縮試験機を用いて、堤体材料の非排水繰返し载荷に伴う強度低下特性を把握するための実験方法を提案している。図-2.17 に実際のため池堤体から採取した細粒分まじり砂に対する純単調試験および繰返し+単調試験結果を示す<sup>16)</sup>。繰返し+単調試験の試験条件は、繰返し载荷過程において損傷ひずみ  $\varepsilon_D=10\%$  が発生した時点で単調载荷へ移行している。同図より、繰返し载荷を受けることで最大主応力差が純単調载荷試験よりも小さくなっていることが分かる。様々な堤体材料に対して試験を行い、パラメータを取得し数式化することで、繰返し载荷に伴う損傷ひずみの増加と内部摩擦角の低下との関係から、堤体材の地震時強度低下モデルの策定を検討していると報告している。さらに龍岡ら<sup>18)</sup>は、地震時における上記の強度低下を考慮した新たな Newmark 法 (Newmark-D 法) を提案している。図-2.18 に龍岡ら<sup>18)</sup> が締固め度  $D_c$  を変化させた同一のため池堤体に対して行った3種類の安定解析結果の比較を示す。適用した解析手法は、一般的な簡略および詳細 Newmark 法 (以下、Newmark-O 法)、非排水繰返し载荷中の強度低下を考慮した Newmark-D 法の3つである。なお、詳細 Newmark-O 法および Newmark-D 法は、地震応答解析に基づいてすべり土塊の応答加速度を用いている。同図より、Newmark-O 法と Newmark-D 法の解析結果は大きく違っていることが分かる。Newmark-D 法では  $D_c$  が低下すると、残留すべり変位量は著しく増加しているが、Newmark-O 法では、詳細法であってもすべり変位に対する  $D_c$  の影響は小さいことが分かる。龍岡ら<sup>18)</sup> は、盛土や支持地盤系の地震時安定性を向上させるには、締固め度と排水性の向上が必要不可欠であり、レベル2地震動に対してはこれらが特に重要であると述べている。

第2章 既往の研究

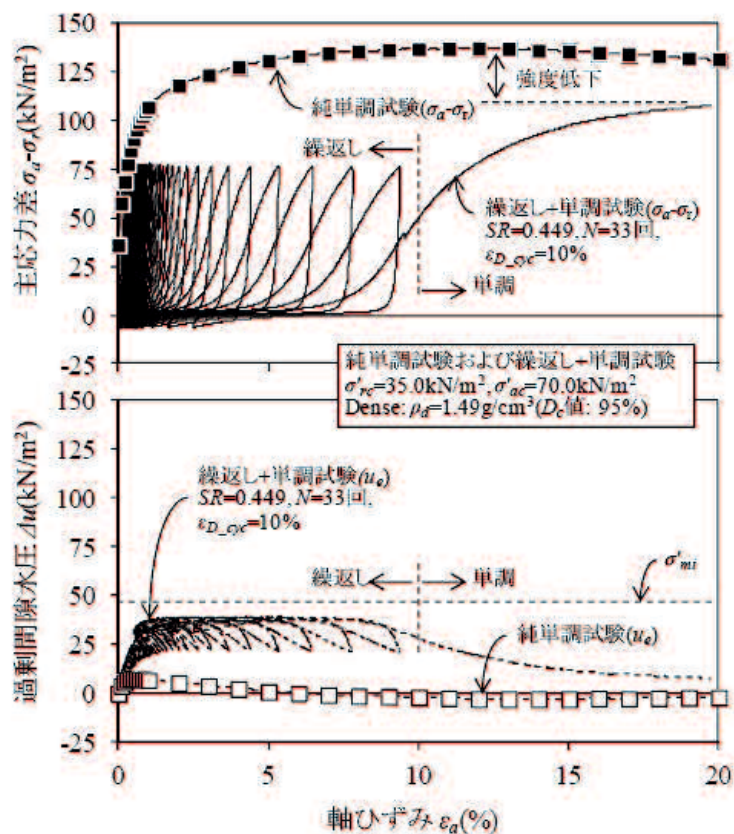


図-2.17 繰返し+単調試験結果<sup>16)</sup>

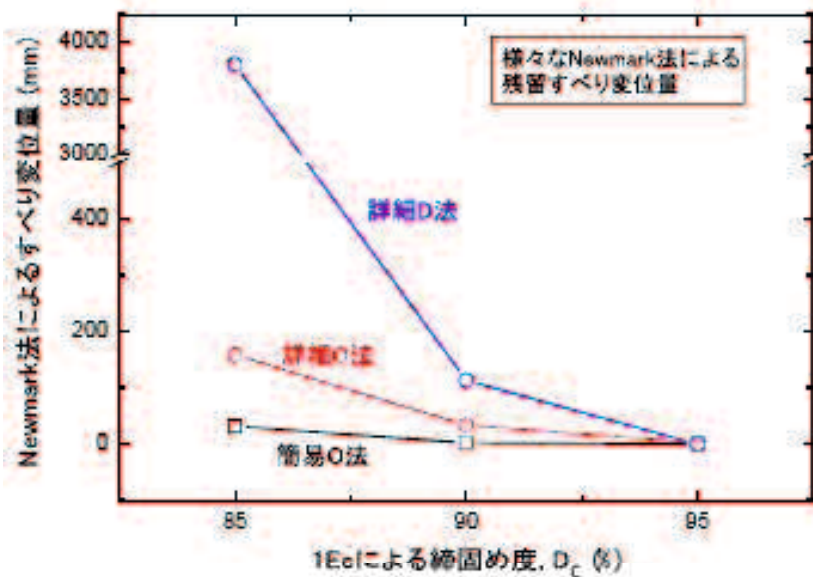


図-2.18 異なる解析手法による最終残留すべり量～Dc 関係の比較<sup>18)</sup>

2.4 参考文献

- 1) Fox, P. J., Rowland, M. G. & Scheithe, J. R.: Internal shear strength of three geosynthetic clay liners, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.10, pp.933-944, 1998.
- 2) Fox, P. J., Sura, J. M., Nye, C.J.: Dynamic shear strength of a needle-punched GCL for monotonic loading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.141, No.7, pp.1-8, 2015.
- 3) Bacas, B. M., Blanco-Fernandez, E., Cañizal, J.: Comparison of the adhesion and shear tensile strength of needle-punched GCLs, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.41, pp.17-25, 2013.
- 4) Fox, P.J., Stark, T.D.: GCL shear strength and its measurement-ten-year update, *Geosynthetics International*, Vol.22, No.1, pp.3-47, 2015.
- 5) Gilbert, R.B., Fernandez, F., Horsfield, D.W.: Shear strength of reinforced geosynthetic clay liner, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.122, No. 4, pp.259-266, 1996.
- 6) Athanassopoulos, C., Yuan, Z.: Correlation between needle-punch-reinforced geosynthetic clay liner peel strength and internal shear strength, *Geo-Frontiers 2011*, ASCE, pp.1922-1930, 2011.
- 7) Hurst. P., Rowe, R. K.: Average bonding peel strength of geosynthetic clay liners after short-term exposure to water and jet fuel A-1, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.24, No.1, pp.58-63, 2006.
- 8) Nye, C.J., and Fox, P.J.: Dynamic shear behavior of a needle-punched geosynthetic clay liner, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.133, No.8, pp.973-983, 2007.
- 9) Seo, M. W., Park, J. B., Park, I. J.: Evaluation of interface shear strength between geosynthetics under wet condition, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.5, pp.845-856, 2007.
- 10) Vukelic, A., Szavits-Nossan, A., Kvasnicka, P.: The influence of bentonite extrusion on shear strength of GCL/geomembrane interface, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.26, No.1, pp.82-90, 2008.
- 11) Chen, Y.-M., Lin W.-A., Zhan, T. L. T.: Investigation of mechanisms of bentonite extrusion from GCL and related effects on the shear strength of GCL/GM interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.28, No.1, pp.63-71, 2010.
- 12) 齋藤昭則, 柴錦春, 水野正之, 勝見武 : GCL・GMと粘性土間のせん断強度および影響要因, *ジオシンセティックス論文集*, Vol.28, pp.89-92, 2013.
- 13) 小林晃, 山本清仁, 岡田謙吾 : ため池堤体の効率的調査法-簡易弾性波速度分布測定の提案と複合評価-, *土木学会論文集 F4*, Vol. 70, No. 1, pp. 1-10, 2014.

## 第2章 既往の研究

- 14) 福島伸二, 北島明 :小型動的貫入試験のフィルダムやため池の既設堤体調査への適用性, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.3, pp.467-478, 2012.
- 15) 堀俊和, 毛利栄征, 大北耕三, 近藤巧, 向江悠策 :サウンディング試験孔を用いた盛土斜面の原位置孔内回転せん断試験—模型実験による検証とため池堤体での適用—, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.3, pp.443-455, 2014.
- 16) 上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫 :非排水繰返し载荷による強度低下の評価法および強度低下を考慮したため池堤体の滑動変位量解析例, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-, Vol.63, No.3, pp.20-23, 2015.
- 17) 上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫 :ため池堤体土の非排水繰返し载荷に伴う強度低下特性, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1201-1202, 2013.
- 18) 龍岡文夫, Duttine. A, 矢崎澄雄, 毛利栄征 :非排水繰返し载荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-, pp.403-410, 2014.



## 第3章 堤体土と GCL との境界面のせん断強度特性

### 3.1 概説

GCL を使用した遮水工法によるため池堤体の改修策が注目されているが、堤体の改修設計には対象となる堤体材のせん断強度や強度定数が必要である。しかし、堤体内部に GCL を設置した場合には、堤体土とジオテキスタイルとの境界面といった材質の異なる土層境界面が生じる。そのため、堤体土と GCL との境界面のせん断強度特性を調べる必要がある。しかし、それに関してはこれまでに十分な検討がされておらず、堤体のすべりに対する安定計算には、堤体材の土質定数だけを使うことが多い。また、第2章でも述べたように、GCL のせん断強度はその内部構造の種類によって異なる。特に、ニードルパンチで内部補強された GCL のせん断強度は他の種類の GCL に比べ大きい。ASTM International<sup>1)</sup>によって、GCL 内部のせん断強度を調べる試験方法が提案されているものの、日本国内では一般的ではない。また、せん断強度に影響を与えるニードルパンチの強度評価には、供試体サイズや最大せん断変位が影響するといった問題点がある。

そこで、本研究では、標準的な一面せん断試験機を用いて、土供試体下部にジオテキスタイル（不織布・織布）を貼り合わせ、ニードルパンチを除去した状態の GCL および堤体内部を再現し、GCL を設置した堤体内部の各土層境界面を想定したせん断試験を実施した。実際のため池に設置された GCL の状況を想定して、試験の拘束圧は低拘束圧領域を考慮した。また、試験は水浸状態で行うため、ベントナイトおよび GCL の膨潤圧についても検討した。本章では、第2節に本試験で使用する土試料および本研究で使用する GCL について述べる。第3節では、用いた試験機および試験方法を示す。次いで、第4節では、ベントナイトの膨潤圧特性および各土層境界面のせん断強度特性について述べ、既往の研究結果と比較し、試験の妥当性について考察する。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 用いた土試料および GCL

本試験に用いた土試料は、山口県嘉川白河原ため池から採取したまさ土を 0.85mm ふるい  
 にかけて、土中の根系を除去したものである。まさ土は、花崗岩質岩石が風化してできた土で、  
 西日本に広く分布しており、堤体材料として使用されるケースがある。また、**図-3.1**に本研  
 究で用いた GCL の断面模式図を示す。GCL は不織布と織布で粒状のベントナイトを挟み、  
 ニードルパンチで固定されたものである。膨潤前の GCL の総厚は約 7mm であり、中のベン  
 トナイト層は厚さ約 3mm である。この GCL 内部に充填されている粒状ベントナイトと同じ  
 ものを使用した。**写真-3.1**に本試験で用いた粒状ベントナイトを示す。このベントナイトは、  
 モンモリロナイトを主成分とするナトリウムベントナイトである。**写真-3.2 (a) ~ (c)**に本  
 研究で用いた GCL を示す。いずれの写真の GCL もカットしてサイズを調整している。また、  
**写真-3.2 (c)**は膨潤前後の GCL の断面図を示している。粒状ベントナイトが吸水膨潤して  
 いる様子がわかる。透水係数は  $k=5.0 \times 10^{-9} \text{cm/s}$  以下である。**表-3.1**にまさ土および粒状ベン  
 トナイトの物理特性を示す。**図-3.2**に各土試料の粒径加積曲線を示す。ベントナイトの粒度  
 試験は、乾式ふるい分けによって粒度ごとに分級した。本試験で使用したまさ土は標準的な  
 物理特性を有すまさ土であるといえる<sup>2)</sup>。**図-3.3**にまさ土の締固め曲線を示す。最適含水比  
 $w_{\text{opt}} = 13.0\%$ であり、最大乾燥密度  $\rho_{\text{dmax}} = 1.739 \text{g/cm}^3$ である。ため池湛水前における GCL の設  
 置から湛水後の膨潤までを再現するため、**表-3.1**に示した膨潤前の GCL に含まれるベン  
 トナイトの初期乾燥密度  $1.248 \text{g/cm}^3$ および初期含水比 15.0%を有するベントナイト供試体を作  
 製した。また、**図-3.4**に GCL を設置した堤体内部の拡大模式図を示す。GCL を設置するこ  
 とで、不織布および織布と堤体材との境界面が生じる。本研究では、GCL 内部に施されてい  
 るニードルパンチを考慮せず、各土層境界面において堤体のすべり破壊が起こると想定した。  
 そのため、一面せん断試験において検討した試験項目は、以下のようなになる。

- 1) 堤体土 (まさ土)
- 2) 堤体土 (まさ土) とジオテキスタイルとの境界面
- 3) ベントナイト
- 4) ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面

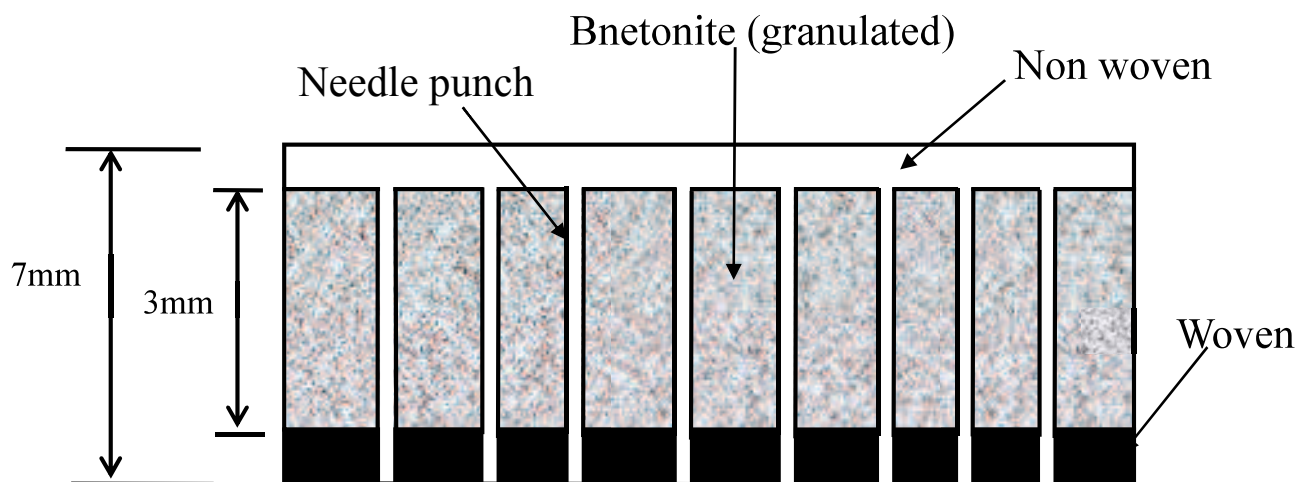
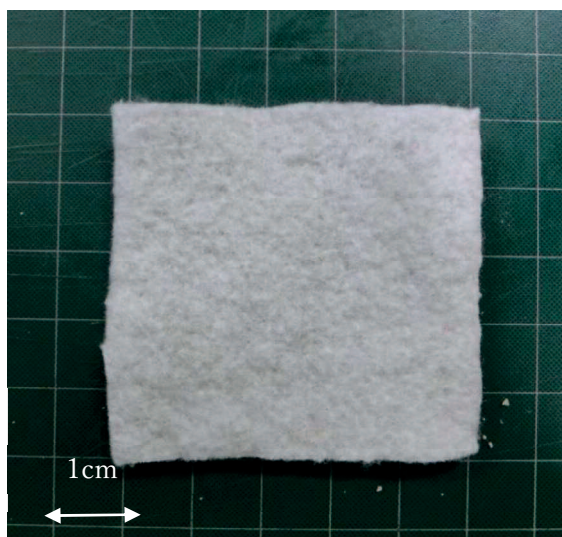


図-3.1 本研究で用いた GCL の断面模式図



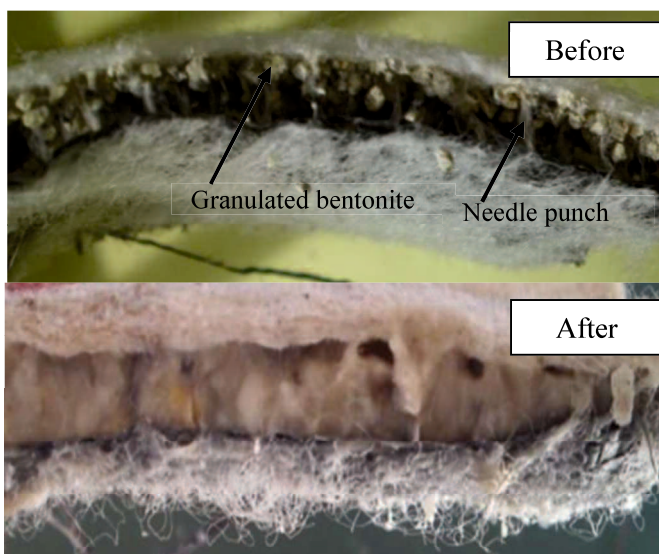
写真-3.1 粒状ベントナイト



(a) ジオテキスタイル (不織布)



(b) ジオテキスタイル (織布)



(c) 膨潤前後の GCL の断面

写真-3.2 本研究で用いた GCL

表-3.1 一面せん断試験に用いた土試料の物理特性

Soil name	Bentonite	Decomposed granite soil (under 0.85mm)
Natural water content (%)	13.4	1.2
Soil particle density $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.746	2.655
Liquid limit $w_L$ (%)	501	—
Plastic limit $w_p$ (%)	44	—
Particle size over 2 mm (%)	5.0	—
Particle size under 0.075 mm, over 2 mm (%)	80.0	85.8
Particle size under 0.075 mm (%)	15.0	14.2
Initial water content in GCL (%)	15.0	—
Initial dry density in GCL (g/cm <sup>3</sup> )	1.248	—

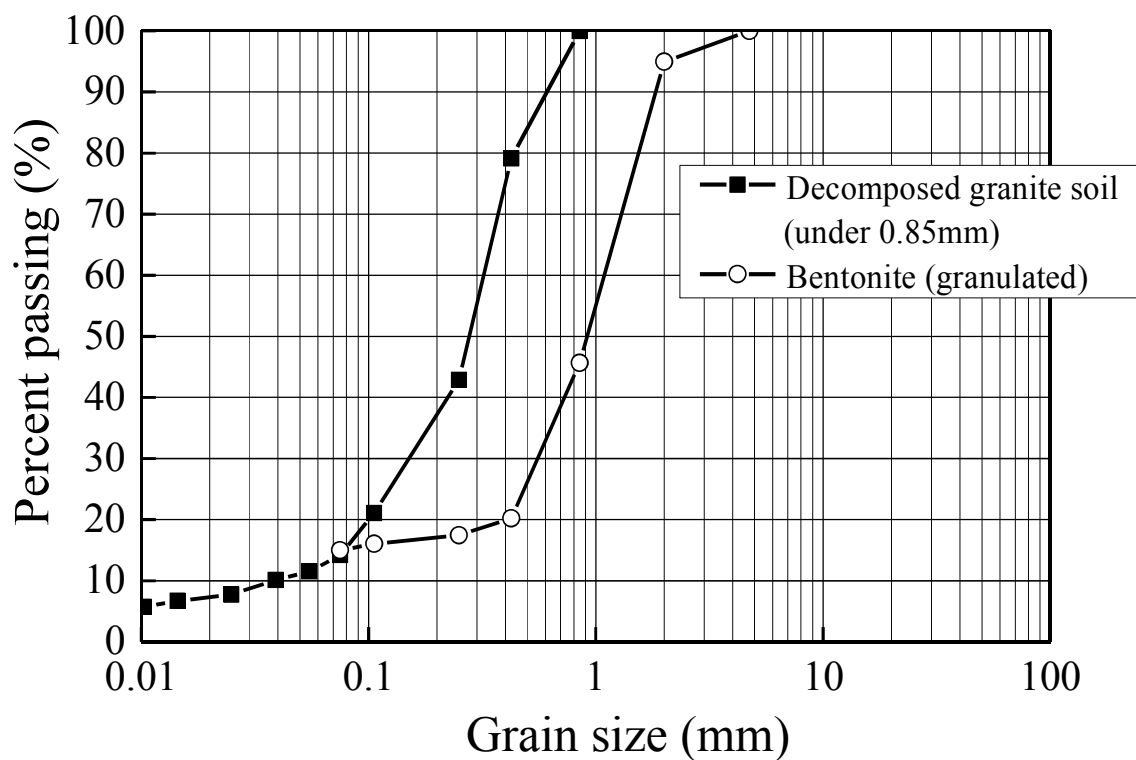


図-3.2 粒径加積曲線

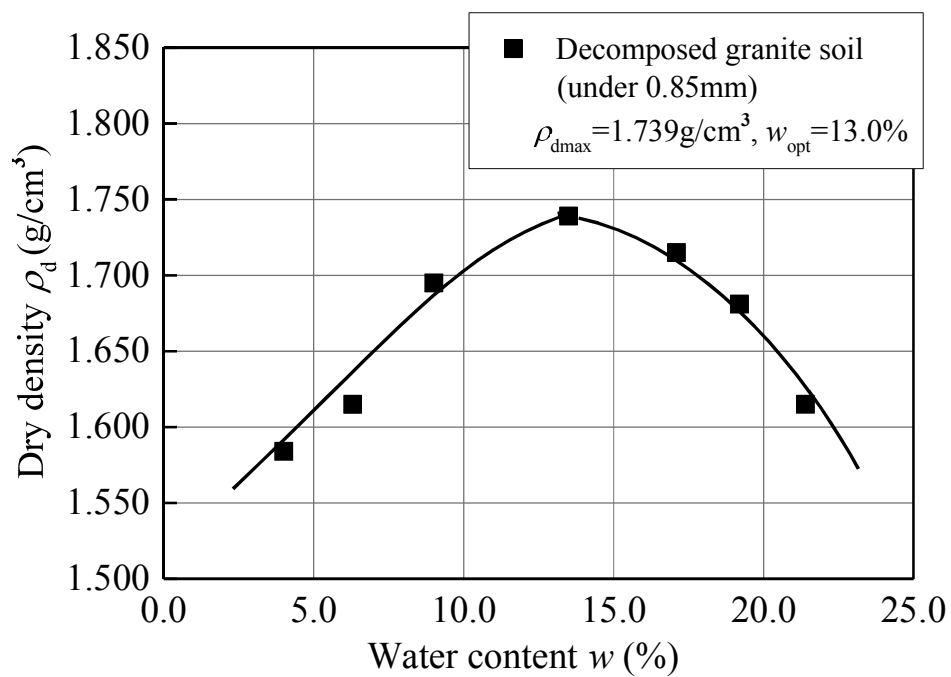


図-3.3 まさ土の締固め曲線

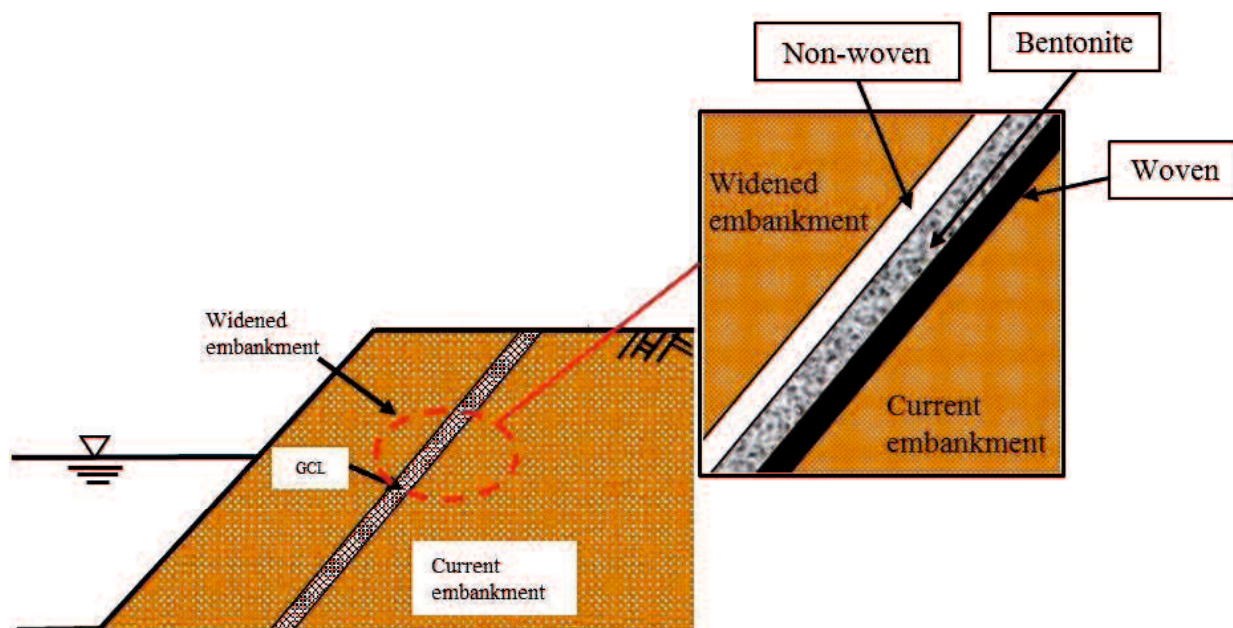


図-3.4 GCLを設置した堤体内部の土層境界面

### 3.3 試験装置および試験方法

#### 3.3.1 圧密定圧一面せん断試験

写真-3.3 に本研究で用いた一面せん断試験機を示す。図-3.5 (a), (b) に一面せん断試験の各種供試体の断面図を示す。図-3.5 (a) は、一般的な一面せん断試験機におけるせん断箱内部の断面図であり、土試体サイズは直径 6cm, 高さ 2cm である。図-3.5 (b) は、ジオテキスタイルと土供試体を貼り合わせた供試体の断面図である。写真-3.4 (a), (b) に示すよう鋼材にジオテキスタイルを乗せ、平ビスと接着剤で固定し、その上に土供試体を設置した。鋼材の厚さを差し引くので、土供試体高さは 1cm である。

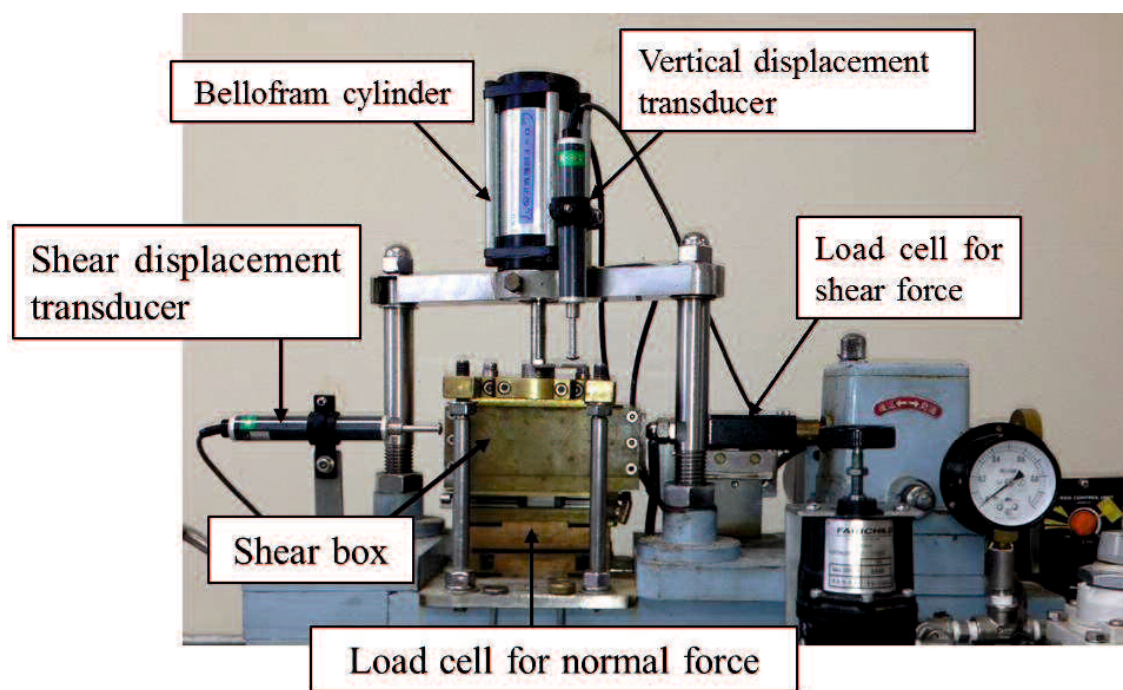
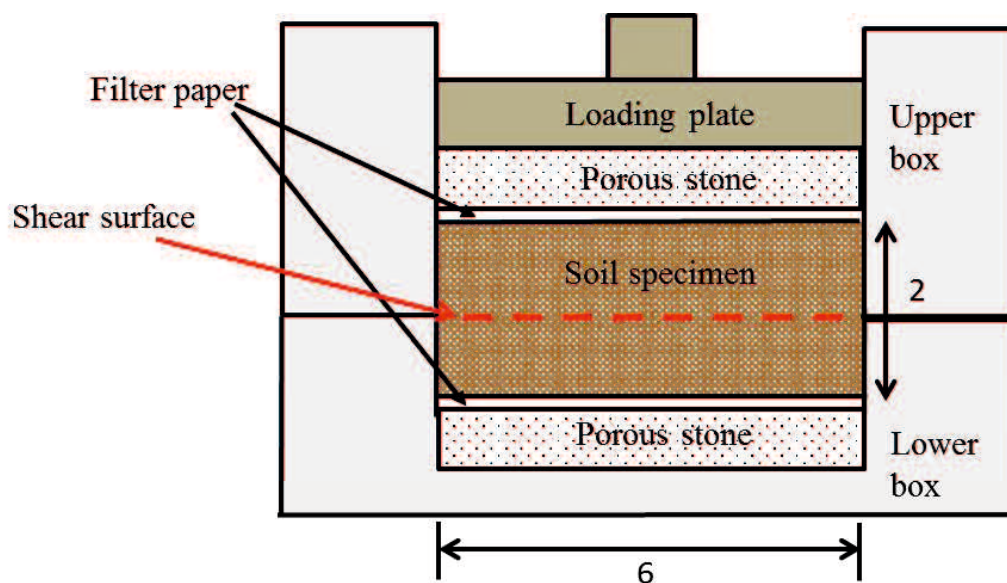
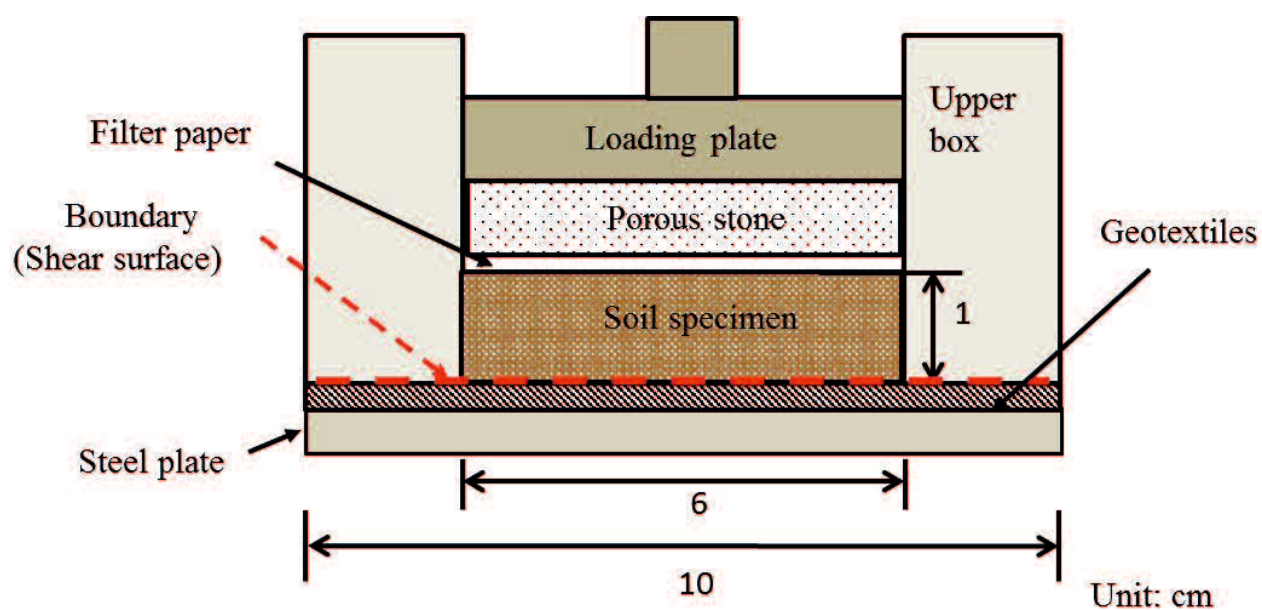


写真-3.3 一面せん断試験機



(a) 土供試体単体



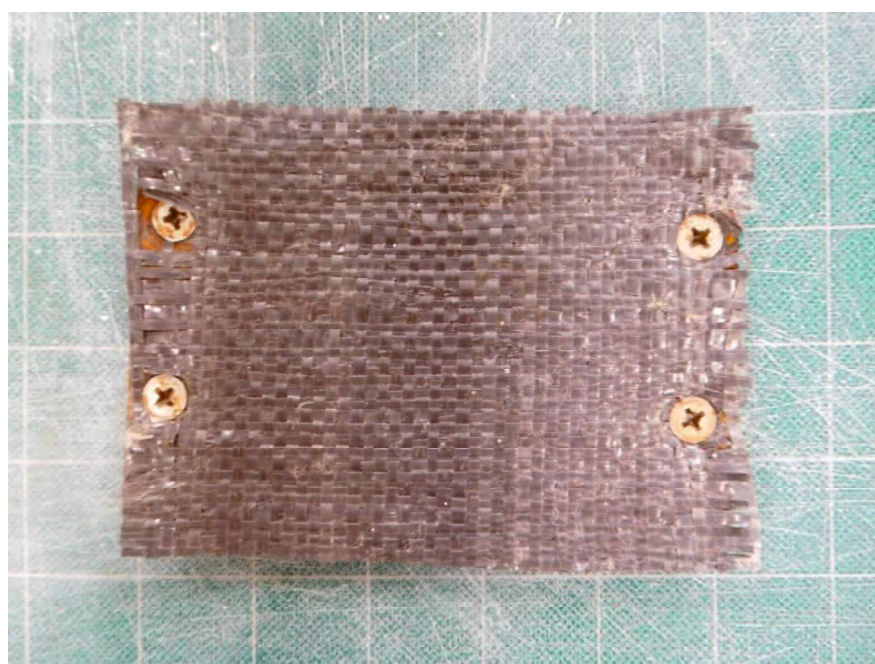
(b) ジオテキスタイルと土供試体を貼り合わせた供試体

図-3.5 一面せん断試験における各種供試体の断面図





(a) 鋼材の上に固定した不織布



(b) 鋼材の上に固定した織布

写真-3.4 ジオテキスタイルを貼りつけた鋼材

### 第3章 堤体土と GCL との境界面のせん断強度特性

織布は繊維を直交して織られており、せん断面に対する織布の繊維の向きによっては、繊維の異方性が試験結果に影響を及ぼす可能性が考えられるが、本研究では、土供試体と織布を貼り合わせる際は織布の繊維の向きを統一している。そのため、本試験においては織布の異方性は影響しないといえる。せん断箱の内面には周面摩擦を軽減するためにシリコングリースを塗布した。載荷された鉛直力は反力側に取り付けた高剛性ロードセルによって計測されるので、周面摩擦力を除いた値となる。その他の試験方法は学会基準<sup>2)</sup>に準拠した。写真-3.5 にベントナイトと織布を貼り合わせた供試体のせん断終了後の状況を示す。ASTM<sup>1)</sup>はクランプを用いて GCL を試験機に固定するように定めている。本試験ではそれとは異なり、ジオテキスタイルの底面固定にネジを使用しているが、供試体サイズが小さいため、せん断中に土供試体とジオテキスタイルのせん断境界面は水平に保たれている。Fox and Stark<sup>3)</sup>は、ニードルパンチが施された GCL のせん断試験は、供試体サイズが試験結果に影響すると指摘している。本試験では、供試体のせん断面にニードルパンチは存在しないため、試験結果に供試体サイズは影響しないといえる。



写真-3.5 せん断終了後の供試体（ベントナイト+織布）

圧密定圧一面せん断試験の試験方法は以下の通りである。

#### 1. まさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面のせん断試験

0.85mmふるいを通じたまさ土を、最適含水比  $w_{opt} = 13.0\%$  のもとで、ランマーとモールドを用いて締固め度  $D_c = 90\%$  になるよう突固めた。この突固め試料から直径6cm、高さ2cmの一面せん断試験用供試体を切り出した。また、まさ土とジオテキスタイル（不織布、織布）を貼り合わせた供試体に対するせん断試験では、先述のように、まさ土供試体の高さを1cmとして  $D_c = 90\%$  になるように、せん断箱内でタンパーを用いて一定の力で突き固めた。これら3種類の供試体に対して、圧密応力  $\sigma_c = 10, 20, 30, 50, 75, 100\text{kPa}$  の6通りで各々圧密した。圧密の打ち切り時間は3t法により決定したが、それを超える30分間とした。圧密終了を確認した後、上下せん断箱の隙間を0.2mmにセットし、せん断速度  $v = 0.2\text{mm/min}$  に設定し、直ちに定圧（排水）せん断を開始した。なお、試験は水浸条件で行った。小規模な土構造物であるため池において、堤体法面のすべり破壊に対する安全率の算出には、低拘束圧領域でのせん断強度を考慮した強度定数を用いることが重要である。浅いすべりを想定したすべり面の安定計算に対して高い拘束圧下で得られた粘着力を適用すると、安全率を過大評価することが考えられる<sup>45)</sup>。第4章で述べるが、現場試験で使用したまさ土の単位体積重量は  $\gamma_t = 19\text{kN/m}^3$  であり、GCL上に設置した腹付け盛土の厚さは約0.6mであった。そのため、GCLに作用する垂直応力は約10kPaであり、本試験の拘束圧領域は、最低値である10kPaを含む範囲とした。

#### 2. ベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの境界面のせん断試験

自然含水比状態のベントナイトに霧吹きで加水し、GCL内に含まれるベントナイトの初期含水比15.0%になるように調整した。その後、GCL内に含まれるベントナイトの初期乾燥密度  $1.248\text{g/cm}^3$  になるように、せん断箱内において3層に分け各層6回ずつタンパーを用いて突固め法により供試体を作製した。ベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体のせん断試験を行うケースでは、まさ土と同様に、供試体の高さを1cmとした。また、第2章で述べたが、GCLは排水条件の下でせん断されると考えられる。そのため、本試験のベントナイトに対しても定圧排水せん断を行った。地盤工学会が定める定圧試験の規定<sup>2)</sup>に従い、せん断速度は  $v = 0.02\text{mm/min}$  とした。

#### a) 非水浸の場合

圧密応力  $\sigma_c=50, 75, 100\text{kPa}$  の3通りで各々圧密後、上下箱の隙間を  $0.2\text{mm}$  にセットし、 $v=0.02\text{mm/min}$  に設定し、直ちに定圧（排水）せん断を開始した。圧密打ち切り時間  $t_c$  は  $3t$  法により決定し、一律  $t_c$  を超える  $30$  分間とした。

#### b) 1日および7日水浸の場合

ベントナイト単体およびベントナイトとジオテキスタイル（不織布、織布）を貼り合わせた3種類の供試体に対して、初期圧密応力  $\sigma_{c0}=10\text{kPa}$  で30分間予備圧密を行い、圧密終了を確認した後、載荷板の上部とせん断箱内に蒸留水を注水して、供試体を完全に水没させた。1日水浸の場合は、水浸後に圧密応力  $\sigma_c=50, 75, 100\text{kPa}$  で24時間本圧密させた。24時間後、上下箱の隙間を  $0.2\text{mm}$  にセットし、 $v=0.02\text{mm/min}$  に設定し、直ちに定圧（排水）せん断を開始した。7日間の水浸の場合は、上記と同じ手順で7日間水浸させた後、各供試体に対して  $\sigma_c=20, 30, 50, 75, 100\text{kPa}$  の5通りで24時間本圧密させた。24時間後、上下箱の隙間を  $0.2\text{mm}$  にセットし、 $v=0.02\text{mm/min}$  に設定し、直ちに定圧（排水）せん断を開始した。また、 $\sigma_{c0}=10\text{kPa}$  でのせん断試験も行った。その場合は、 $\sigma_{c0}=10\text{kPa}$  で30分間予備圧密し、7日水浸させた後、直ちに定圧（排水）せん断を開始した。ベントナイトの吸水・膨潤特性によって試験の長期化が懸念されるが、本試験では予備実験として試験機内でベントナイト14日間を水浸させたところ、水浸7日目以降膨潤量の変化がみられなかった。そのため、本試験では最大水浸日数を7日とした。表-3.2に一面せん断試験の試験ケースおよび試験結果の一覧を示す。

表-3.2 一面せん断試験の試験ケースおよび試験結果

Specimens	Tes No.	Initial water content $w_0$ (%)	Initial dry density $\rho_{400}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Initial consolidation stress $\sigma_{e0}$ (kPa)	Submersion time (min)	Swelling displacement $\Delta H_s$ (mm)	Consolidation stress $\sigma_c$ (kPa)	Shear strength $\tau_f$ (kPa)	Normal stress at failure $\sigma_f$ (kPa)	Final water content $w_f$ (%)
Decomposed granite soil alone	DGA-1	13.5	1.642	—	1440	—	10	37.0	27.1	38.1
	DGA-2	13.2	1.631	—	1440	—	20	48.4	38.4	32.2
	DGA-3	13.1	1.633	—	1440	—	30	88.5	85.0	29.4
	DGA-4	13.5	1.650	—	1440	—	50	107.6	89.2	21.5
	DGA-5	13.4	1.634	—	1440	—	75	154.0	140.1	24.5
	DGA-6	12.9	1.630	—	1440	—	100	171.7	154.6	23.7
Decomposed granite soil + Geotextiles (non-woven)	DGN-1	13.4	1.630	—	1440	—	10	41.2	36.2	31.5
	DGN-2	13.2	1.641	—	1440	—	20	55.7	52.3	30.9
	DGN-3	12.8	1.642	—	1440	—	30	59.5	52.6	29.7
	DGN-4	12.9	1.628	—	1440	—	50	94.5	91.0	21.7
	DGN-5	12.9	1.632	—	1440	—	75	128.9	134.9	24.5
	DGN-6	13.3	1.636	—	1440	—	100	169.2	190.3	21.4
Decomposed granite soil + Geotextiles (woven)	DGW-1	13.5	1.636	—	1440	—	10	41.6	23.9	34.2
	DGW-2	12.9	1.657	—	1440	—	20	45.6	39.4	29.3
	DGW-3	12.5	1.646	—	1440	—	30	48.8	42.0	31.3
	DGW-4	13.3	1.622	—	1440	—	50	106.6	110.0	24.0
	DGW-5	13.1	1.630	—	1440	—	75	123.1	141.3	24.5
	DGW-6	13.1	1.622	—	1440	—	100	133.7	159.3	23.7
Bentonite alone	BAU-1	13.8	1.203	—	—	—	50	138.6	103.9	13.7
	BAU-2	13.2	1.258	—	—	—	75	196.7	156.8	12.8
	BAU-3	13.9	1.251	—	—	—	100	261.2	201.1	15.0
	BA-1	14.8	1.252	10	1440	4.78	50	58.0	53.0	71.3
	BA-1	14.9	1.222	10	1440	4.25	75	70.1	69.0	38.8
	BA-1	19.1	1.227	10	1440	4.55	100	91.1	96.9	60.3
Bentonite alone	BA-71	14.9	1.252	10	10080	8.21	10	24.3	21.0	78.7
	BA-72	15.1	1.250	10	10080	8.23	20	23.2	29.3	84.2
	BA-73	14.7	1.252	10	10080	8.42	30	27.9	35.1	70.7
	BA-74	15.0	1.248	10	10080	8.09	50	27.6	48.6	77.8
	BA-75	15.3	1.235	10	10080	8.10	75	31.4	82.2	78.8
	BA-76	14.6	1.247	10	10080	7.86	100	50.2	111.0	68.0
Bentonite + Geotextiles (non-woven)	BN-1	15.1	1.247	10	1440	2.67	50	41.0	66.4	33.9
	BN-2	13.9	1.229	10	1440	3.22	75	44.8	81.9	51.0
	BN-3	16.3	1.223	10	1440	3.09	100	65.1	133.6	46.8
	BN-71	15.2	1.249	10	10080	5.98	10	13.3	21.1	103.5
	BN-72	15.2	1.249	10	10080	5.95	20	20.6	20.6	84.3
	BN-73	15.5	1.255	10	10080	5.98	30	27.6	32.1	84.5
Bentonite + Geotextiles (woven)	BN-74	14.9	1.246	10	10080	5.97	50	41.2	79.8	80.5
	BN-75	15.2	1.249	10	10080	5.77	75	49.8	116.0	85.1
	BN-76	15.3	1.248	10	10080	5.89	100	61.1	131.0	69.7
	BW-1	15.1	1.279	10	1440	2.67	50	42.3	57.1	26.6
	BW-2	13.9	1.249	10	1440	2.55	75	51.4	80.8	30.0
	BW-3	15.2	1.221	10	1440	3.21	100	63.9	106.1	23.0
Bentonite + Geotextiles (woven)	BW-71	15.4	1.247	10	10080	5.27	10	15.9	23.8	93.9
	BW-72	14.6	1.253	10	10080	5.25	20	18.2	20.7	93.4
	BW-73	15.5	1.252	10	10080	5.08	30	18.4	29.0	84.2
	BW-74	14.8	1.247	10	10080	5.16	50	27.9	52.3	72.6
	BW-75	14.5	1.247	10	10080	5.09	75	37.7	83.9	71.0
	BW-76	14.7	1.242	10	10080	5.17	100	48.4	103.2	69.7

$\Delta H_s$ : 正の値を収縮とした

3.3.2 一次元膨潤圧測定試験

ベントナイトの膨潤特性を調べる上で、膨潤変形挙動だけでなく膨潤圧も重要とされる<sup>6)</sup>。膨潤圧とは、供試体が体積膨張を抑制された際に生じる外部への圧力である<sup>7)</sup>。本試験は7日間水浸させたベントナイトの膨潤圧を検討するために実施した。写真-3.6に、小西ら<sup>8)</sup>が開発した一次元膨潤圧測定試験装置を示す。膨潤圧は膨潤時の軸変位の拘束により測定されることから、载荷軸を载荷枠に剛結する構造になっている。また、供試体は多孔板を上下に挟み、両面排水条件に置かれる。供試体サイズは、一面せん断試験と同じ直径6cm、高さ2cmである。ベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体のケースでは、ベントナイトの高さは1cmである。その際、供試体下部に直径6cmにカットしたジオテキスタイルを貼り合わせた。写真-3.7は、膨潤圧測定試験後のベントナイトと不織布を貼り合わせた供試体である。

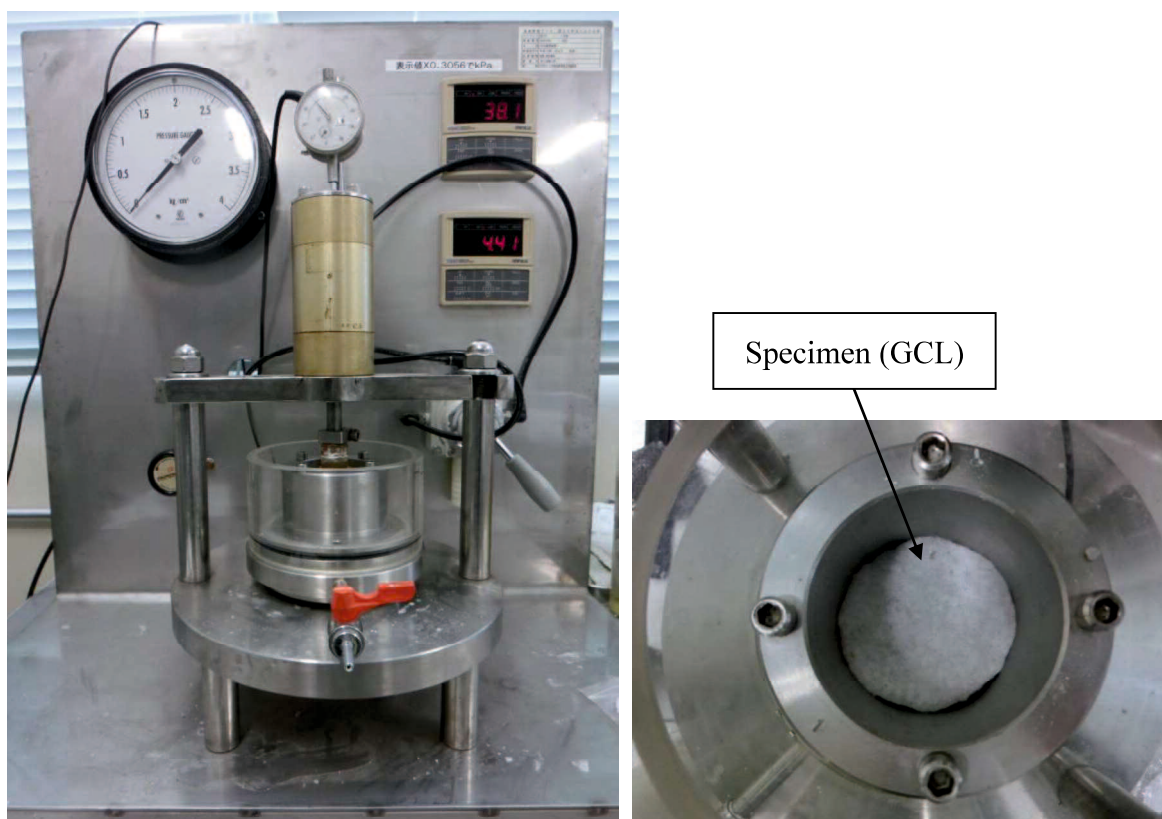


写真-3.6 一次元膨潤圧測定試験装置



写真-3.7 ベントナイトと不織布を貼り合わせた供試体

一次元膨潤圧測定試験の試験方法は以下の通りである。

一面せん断試験と同様に、初期含水比 15.0%に調整した粒状ベントナイトを試験機内において初期乾燥密度  $1.248\text{g/cm}^3$  になるように突固めた。また、本試験では、GCL そのものの膨潤圧も測定した。その際は GCL を直径 6cm にカットした。

供試体を水浸させる前に 10kPa の軸圧を加え、供試体と試験機を密着させた後、載荷軸を固定した。軸圧を除荷した後、供試体上面の多孔板が浸るまで蒸留水を注ぎ、ただちに膨潤圧の測定を開始した。測定中は、載荷軸上部に取付けた変位計により、膨潤圧測定時における供試体の変位量が 0.01mm 以下であることを随時確認した。

3.4 試験結果と考察

3.4.1 まさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面のせん断強度特性

図-3.6～図-3.8にそれぞれまさ土単体およびまさ土とジオテキスタイルを貼り合わせた供試体のせん断挙動を示す。図の横軸にせん断変位  $\delta$ ，縦軸にせん断応力  $\tau$ ，垂直変位  $\Delta H$  をとっている。各図には  $\sigma_c=10\sim 100\text{kPa}$  の場合における  $\tau\sim\Delta H\sim\delta$  曲線が示されている。また，試験は水浸条件で実施された。各種類のまさ土供試体のせん断強度特性を比較するために， $\sigma_c=10, 100\text{kPa}$  における各種まさ土供試体のせん断挙動それぞれを図-3.9 に示した。まさ土とジオテキスタイルを貼り合わせた供試体は，不織布，織布の違いによらず，まさ土単体よりも， $\tau\sim\delta$  曲線のレベルは低い傾向にあることがわかる。また，突固め法で作製したため供試体が密になり，まさ土単体では供試体が一旦収縮した後，膨張に転じる挙動を示している。それに対して，まさ土とジオテキスタイルを貼り合わせた供試体では，不織布を貼り合わせた供試体が  $\sigma_c=10, 20\text{kPa}$  の下でせん断中に膨張挙動を示しているが，それ以外の供試体はジオテキスタイルの種類によらず，せん断過程を通じて収縮挙動を示している。この原因として，供試体の密度が高いことに加え，不織布は布状であるため表面の形状が変化しやすく，垂直応力が低い領域ではせん断中に不織布が膨張したためと考えられる。

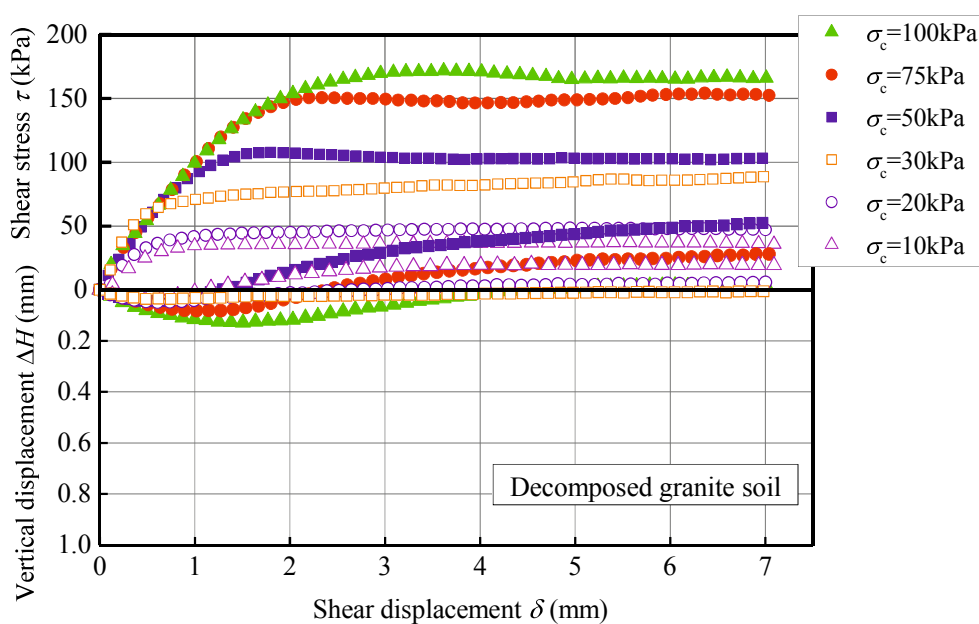


図-3.6 まさ土供試体のせん断挙動



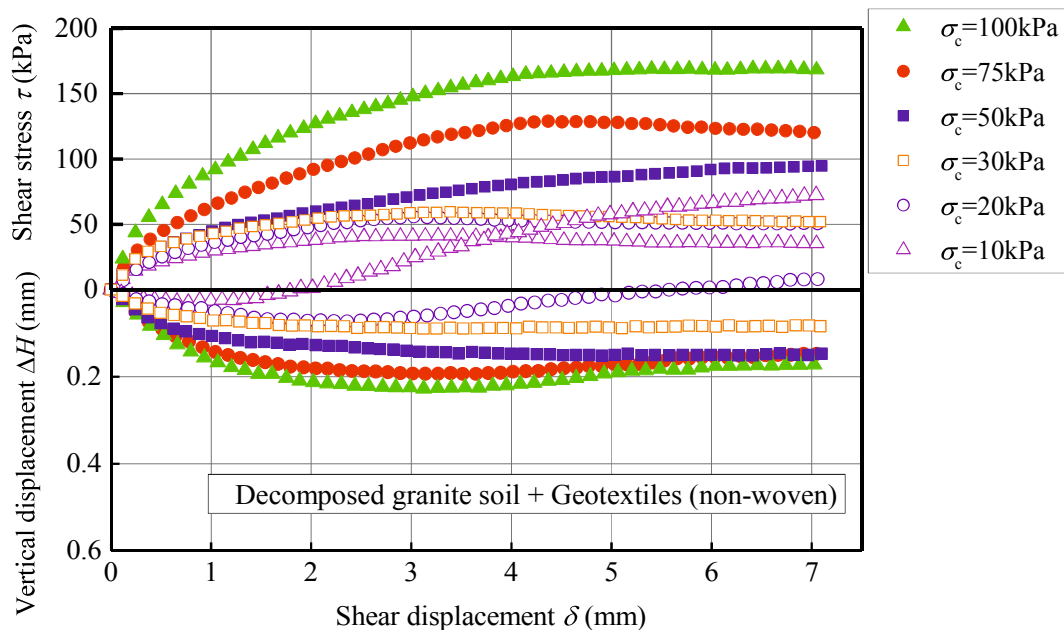


図-3.7 まさ土と不織布を貼り合わせた供試体のせん断挙動

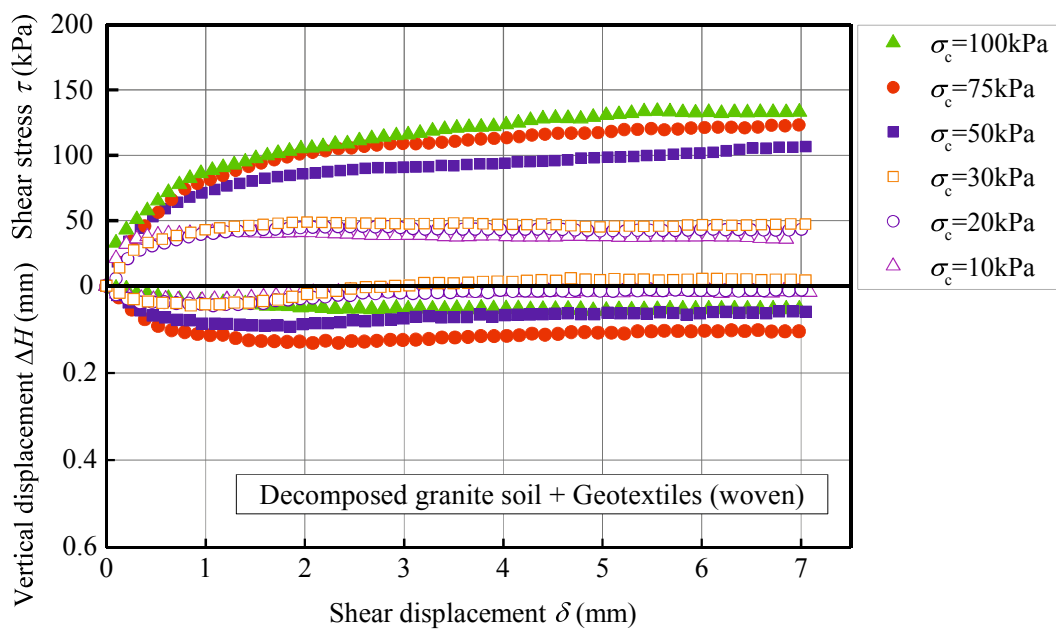


図-3.8 まさ土と織布を貼り合わせた供試体のせん断挙動

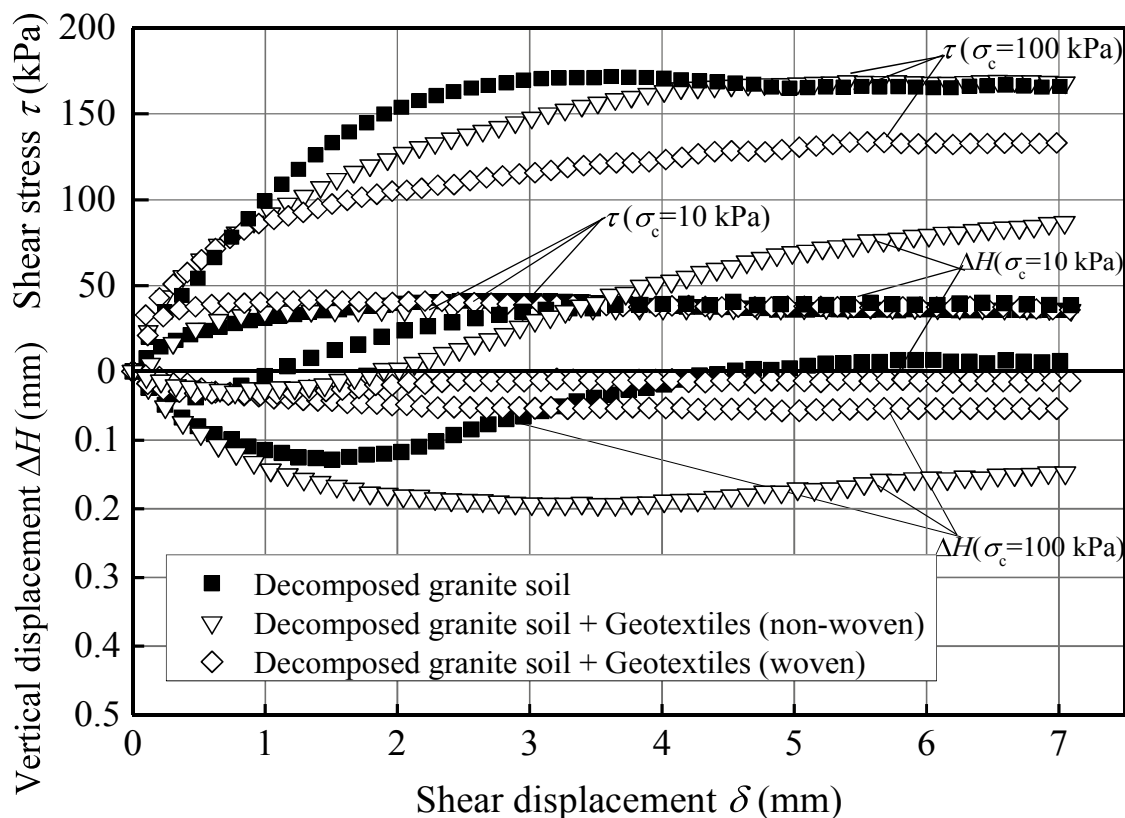


図-3.9  $\sigma_c=10, 100\text{kPa}$ における各種まさ土供試体のせん断挙動

図-3.10 にまさ土およびまさ土とジオテキスタイルを貼り合わせた供試体の破壊線それぞれを示す。まさ土単体と比較して、まさ土とジオテキスタイルの境界面では、不織布・織布どちらにおいても内部摩擦角 $\phi_d$ は低く、見かけの粘着力 $c_d$ は高かった。ジオテキスタイルの違いによる $\phi_d$ の差は無いが、 $c_d$ は不織布を貼り合わせた供試体よりも、織布を貼り合わせた供試体の方が大きい。まさ土とジオテキスタイルとの境界面においても、十分なせん断強度を発揮しているといえる。織布と不織布で強度変化が違うのは、材質による差であり、不織布の方が織布よりも繊維の隙間が大きく、まさ土粒子がその隙間に入りこみやすい構造であったことが影響したものと考えられる。

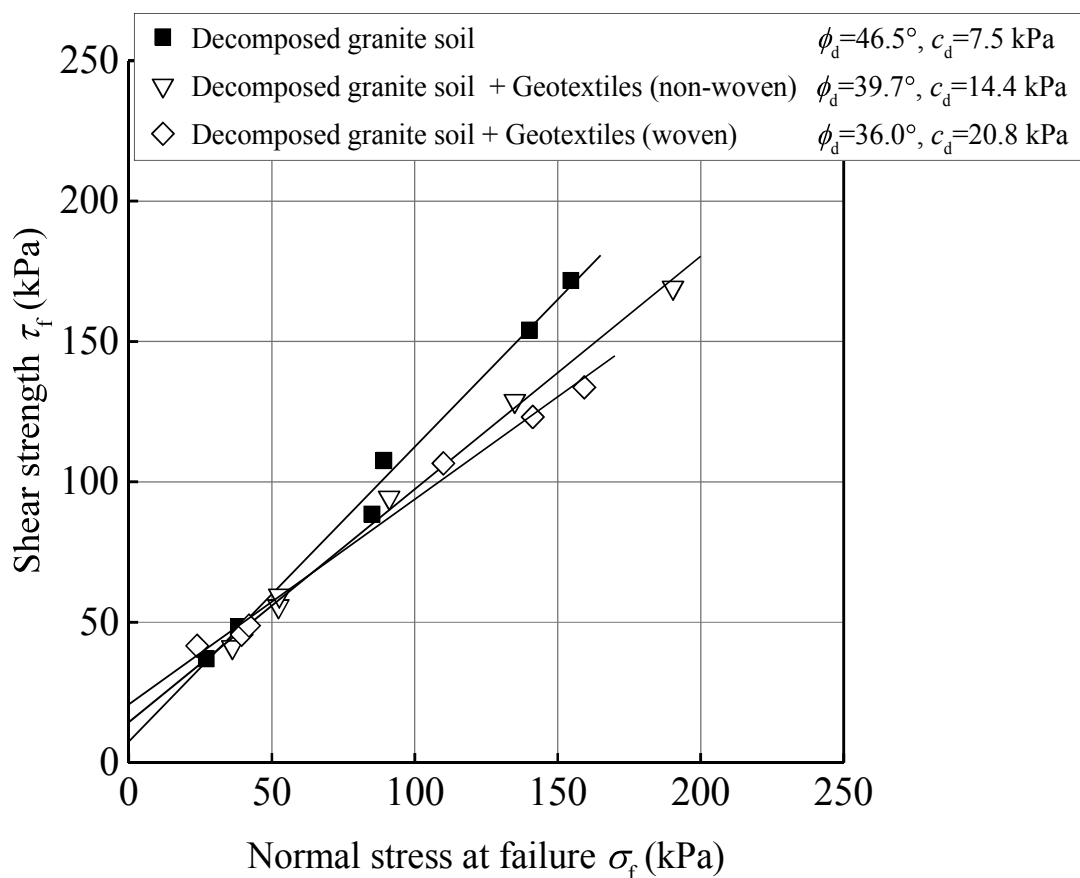


図-3.10 各種まさ土供試体の破壊線

### 3.4.2 ベントナイトの膨潤挙動および膨潤圧

図-3.11 に 7 日水浸させたベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体の代表的な膨潤挙動それぞれを示す。一般的に圧縮を正、膨張を負とされるが、グラフの縦軸を膨潤量の大きさとするので、正の値で表している。7 日水浸の場合、 $\sigma_{c0}=10\text{kPa}$  の下で供試体は 5~8mm 程度膨潤している。同図には、予備的に実施したベントナイトを 14 日間水浸させた時の最大膨潤量 (8.3mm) を示している。同図より、7 日水浸と 14 日水浸では膨潤量に差がないことから、水浸 7 日目の時点で膨潤量が限界に達していると判断した。一方、ベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体は、ベントナイトの層厚が半減したことにより、同じ 7 日水浸でも膨潤量は低下したものの、膨潤量は半減とは

ならなかった。これは、不織布と織布の材質の違いによって、ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の排水条件が不明確になったためと考えられ、供試体の層厚と膨潤量の相関がみられなくなったものと考えられる。

図-3.12 に 7 日水浸の場合における各種ベントナイト供試体の膨潤前、膨潤後および圧密後の代表的な間隙比の変化を示す。膨潤後の供試体の間隙比は全て 2.0 以上であり、圧密応力の増加に伴って間隙比が減少していることが図より見て取れる。しかし、圧密後の間隙比は膨潤前の間隙比よりもまだ高いことがわかる。

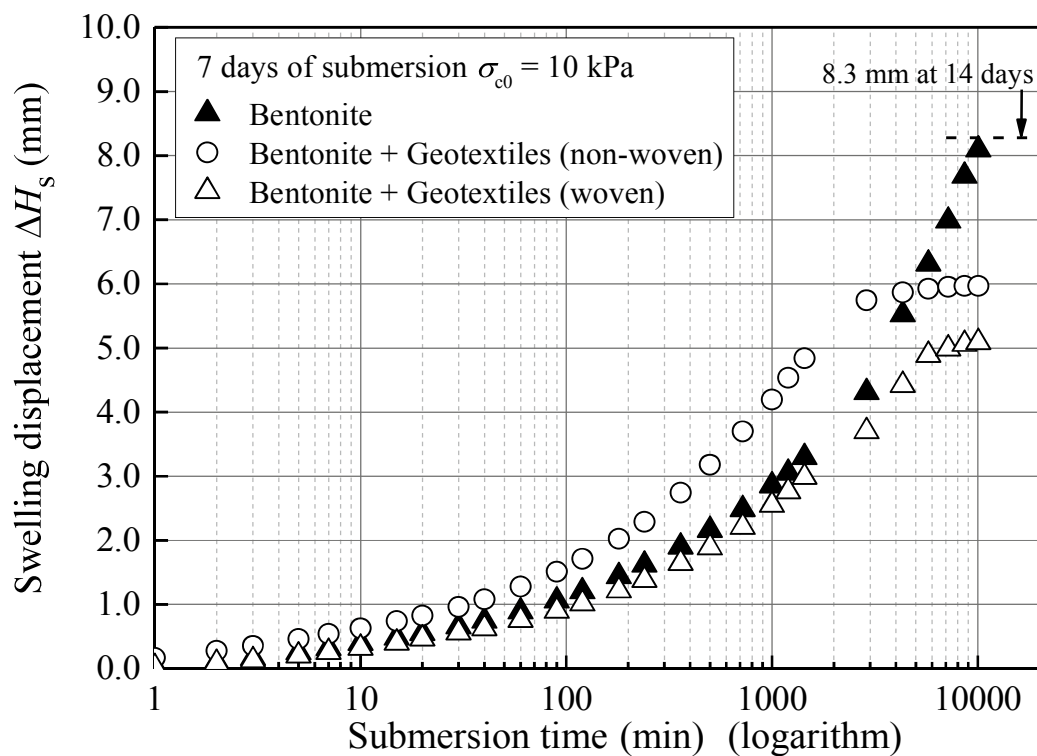


図-3.11 ベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体の代表的な膨潤挙動

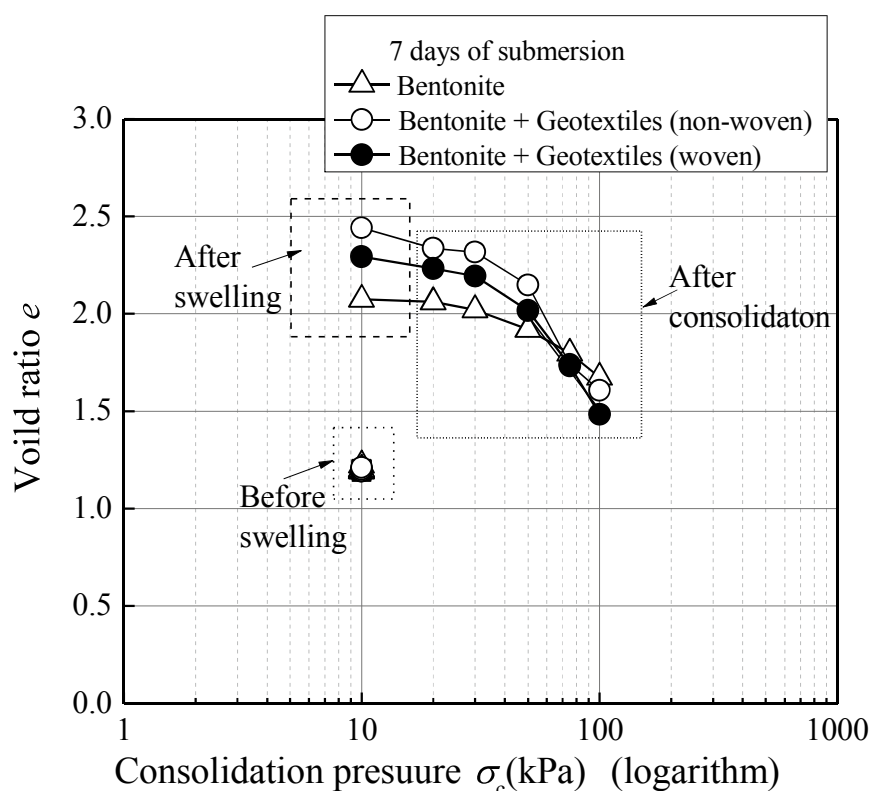


図-3.12 各種ベントナイト（7日水浸）の間隙比の変化

図-3.13 に各種ベントナイト供試体および GCL の膨潤圧測定試験結果を示す。供試体によってベントナイトの厚さが異なるため、膨潤圧  $P_s$  も供試体の種類によって差が生じている。ベントナイト単体では 最大膨潤圧  $P_{smax}=100\text{kPa}$  と最も高い。一方で、GCL は内部のベントナイトの厚さが約 3mm 程度であるため、 $P_{smax}=20\text{kPa}$  以下と膨潤圧は最も低い結果となった。ジオテキスタイルを貼り合わせたベントナイトは、不織布を貼り合わせた供試体の方が高い膨潤圧を示している。これは、不織布の繊維が水を吸収しやすいため、織布を貼り合わせた場合よりも、ベントナイトと不織布との境界面に水が供給されやすかったためと考えられる。また、両者とも水浸時間が 1 日を経過した時点で膨潤圧の発生は定常状態に達している。いずれのベントナイト供試体も水浸 7 日以内には膨潤圧がほぼ一定値になっている。図-3.11 に示した一面せん断試験内で測定したベントナイトの膨潤量の結果と比較すると、いずれのベントナイト供試体においても、膨潤量よりも膨潤圧の方が定常状態に至るまでの水浸時間が短い。これは、供試体の拘束条件が両試験でそれぞれ異なるためと考えられる。膨潤量と膨潤圧の発生は 7 日以内で定常状態に至る結果となった。表-3.3 に膨潤圧測定試験の試験結果を示す。試験終了時の含水比は、いずれの供試体も 100%程度であった。

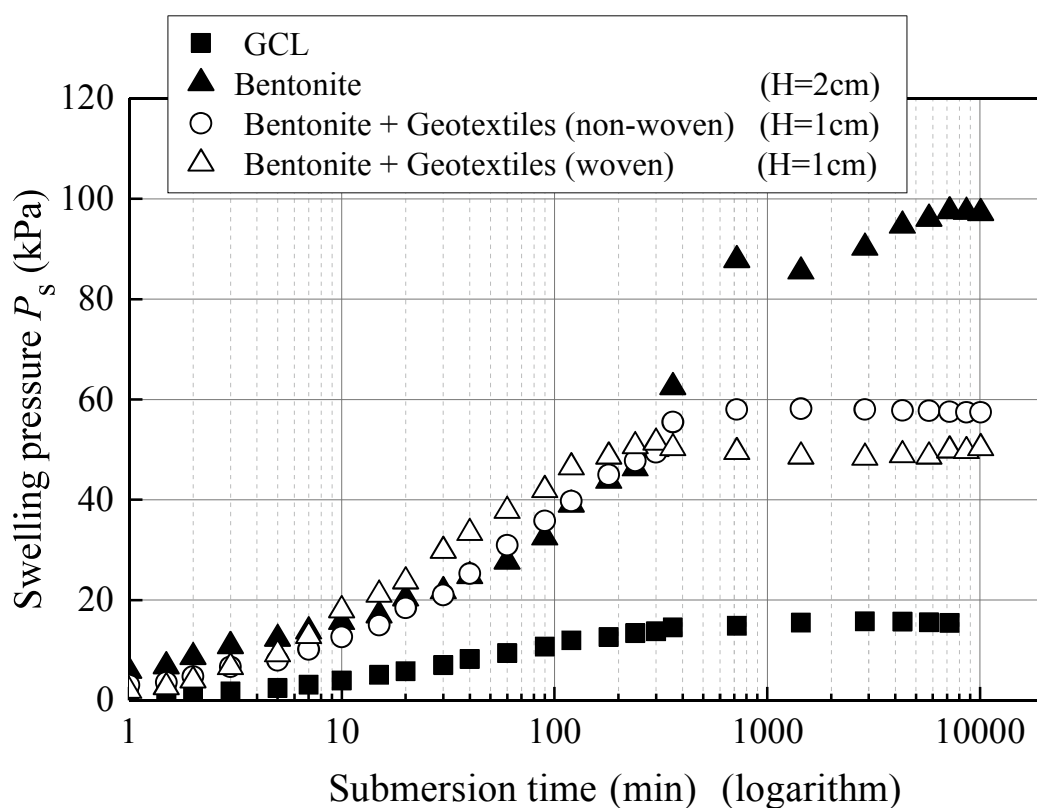


図-3.13 ベントナイトおよび GCL の水浸時間と膨潤圧の関係

表-3.3 一次元膨潤圧測定試験の試験結果

Specimen	Initial water content $w_0$ (%)	Initial dry density $\rho_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Maximum swelling pressure $P_{smax}$ (kN)	Final water content (%)
GCL	16.5	—	15.7	107.0
Bentonite	16.1	1.226	97.5	94.8
Bentonite + non-oven	14.3	1.269	58.2	100.4
Bentonite + woven	14.8	1.264	51.4	107.0

3.4.3 ベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの境界面のせん断強度特性

図-3.14 に異なる垂直応力下における非水浸状態のベントナイトのせん断挙動を示す。また、図-3.15 に  $\sigma_c=100\text{kPa}$  における1日水浸させたベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体のせん断挙動を示す。非水浸の場合は、せん断の進行に伴って、 $\tau$ が単調増加するのに対して、1日水浸ではいずれの供試体もせん断初期に $\tau$ は単調増加した後、定常状態に移行する傾向がみられる。図-3.15において、ジオテキスタイルを貼り合わせたベントナイトの $\tau\sim\delta$ 曲線は、ベントナイト単体のそれよりも低くせん断変位 $\delta=3\text{mm}$ に達すると、 $\tau$ はほぼ定常状態に到達している。

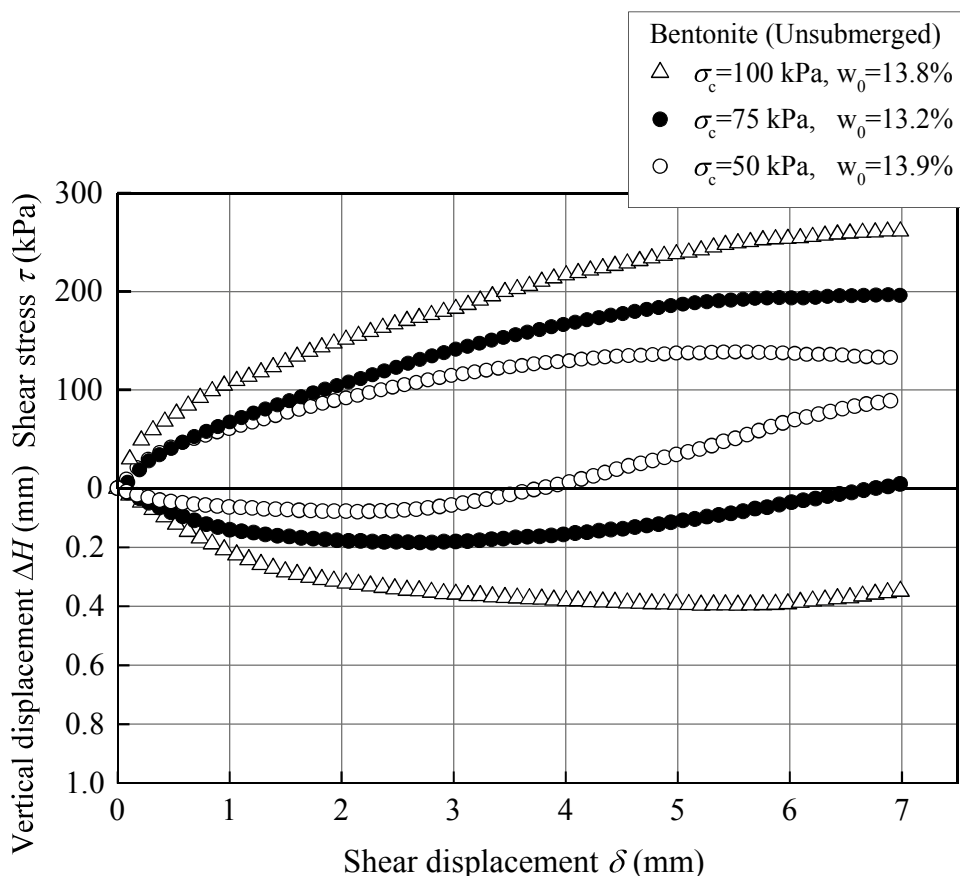


図-3.14 非水浸状態のベントナイトのせん断挙動

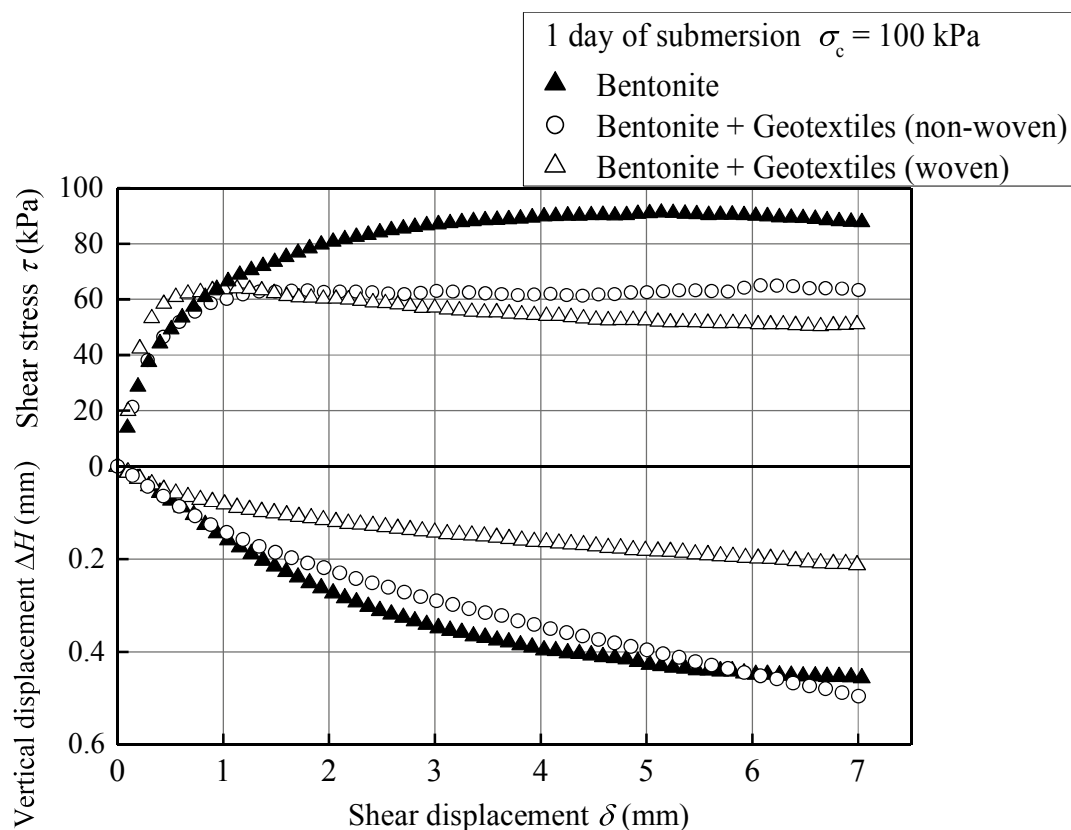


図-3.15  $\sigma_c=100\text{kPa}$  におけるベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体のせん断挙動 (1日水浸)

図-3.16 に  $\sigma_c=10, 100\text{kPa}$  における 7 日水浸させた各種ベントナイト供試体のせん断挙動を示す。図-3.15 の 1 日水浸させた場合と同様に、 $\tau$  はせん断初期に単調増加し、定常状態に移行する挙動を示しているが、1 日水浸の場合よりもさらに  $\tau \sim \delta$  曲線のレベルが低くなっている。また、 $\Delta H$  に着目すると  $\sigma_c=10\text{kPa}$  において、織布を貼り合わせた供試体は収縮するのに対し、不織布を貼り合わせた供試体では膨張していることが分かる。この原因は、3.4.1 で述べたまさ土と同じであり、供試体が密であったことと、ジオテキスタイルの材質によるものと考えられる。また、せん断中に供試体の体積変化が確認できることから、非排水条件でせん断されたとは必ずしもいえない。



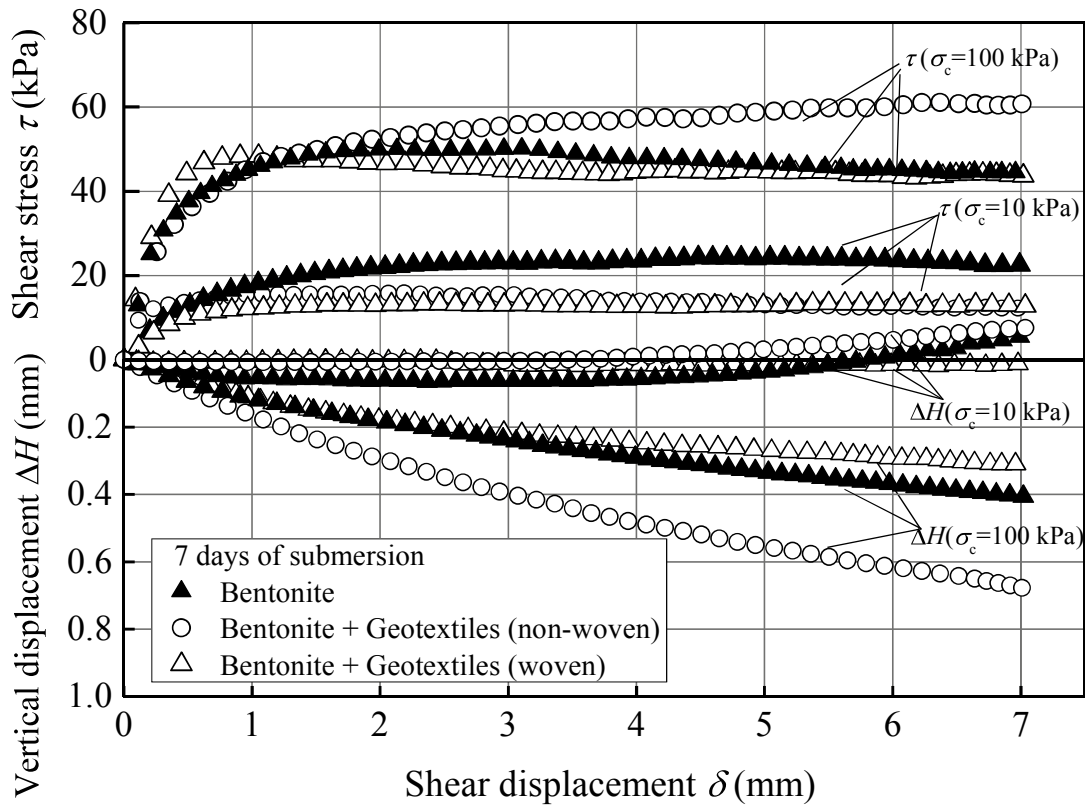


図-3.16  $\sigma_c=10, 100\text{kPa}$  におけるベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体のせん断挙動 (7日水浸)

図-3.17 に水浸日数の異なるベントナイトの破壊線を示す. また, 図-3.18 にベントナイトの膨潤量と強度定数の関係を示す. 両図より, ベントナイトの内部摩擦角 $\phi_d$ は水浸中の膨潤量の増加に伴い低下することがわかる. 一方, みかけの粘着力 $c_d$ は1日水浸で一旦増加し, 7日水浸において低下した. 非水浸状態の $\phi_d$ が非常に高い値を示しているのは, 含水比が低い粒状ベントナイトの強度特性が砂に類似していたことと, 供試体直径6cmに対して, 地盤工学会が定める基準<sup>2)</sup>よりも粒径が大きかったことが原因として考えられる. また, 7日水浸させたベントナイトの強度定数は, まさ土や非水浸および1日水浸のベントナイトよりも小さいことがわかる. これは, 7日間の水浸によってベントナイト粒子が均一に膨潤, 軟質化した結果, 供試体のせん断面が滑らかになったためと考えられる.

図-3.19 には, 1日水浸させたベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを張り合わせた供試体の破壊線を示している. 1日水浸の場合, ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の強度定数はベントナイト単体よりも小さい. また, まさ土とは異なり, ジオテキ

スタイルの違いによる強度定数の差はみられなかった。ベントナイトの膨潤特性により、まさ土の場合よりもジオテキスタイルとの境界面の摩擦が小さいためと考えられる。

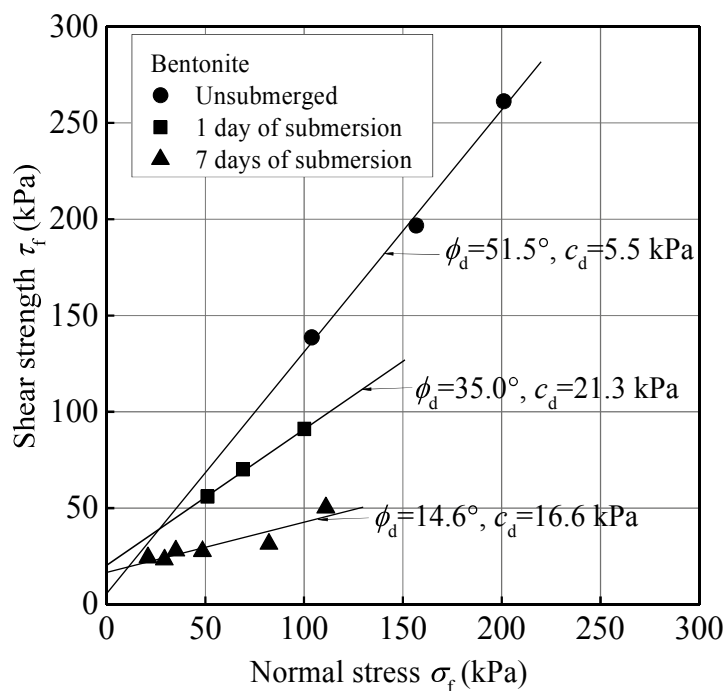


図-3.17 水浸日数の異なるベントナイトの破壊線

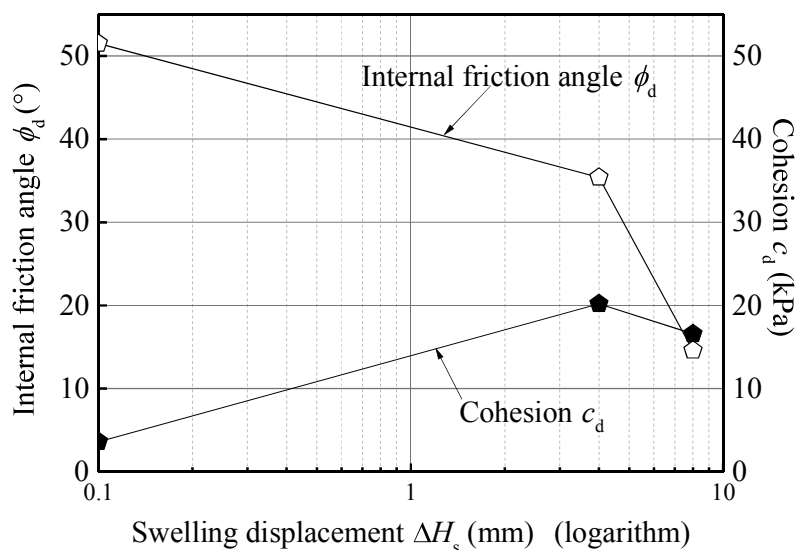


図-3.18 ベントナイトの膨潤量と強度定数の関係

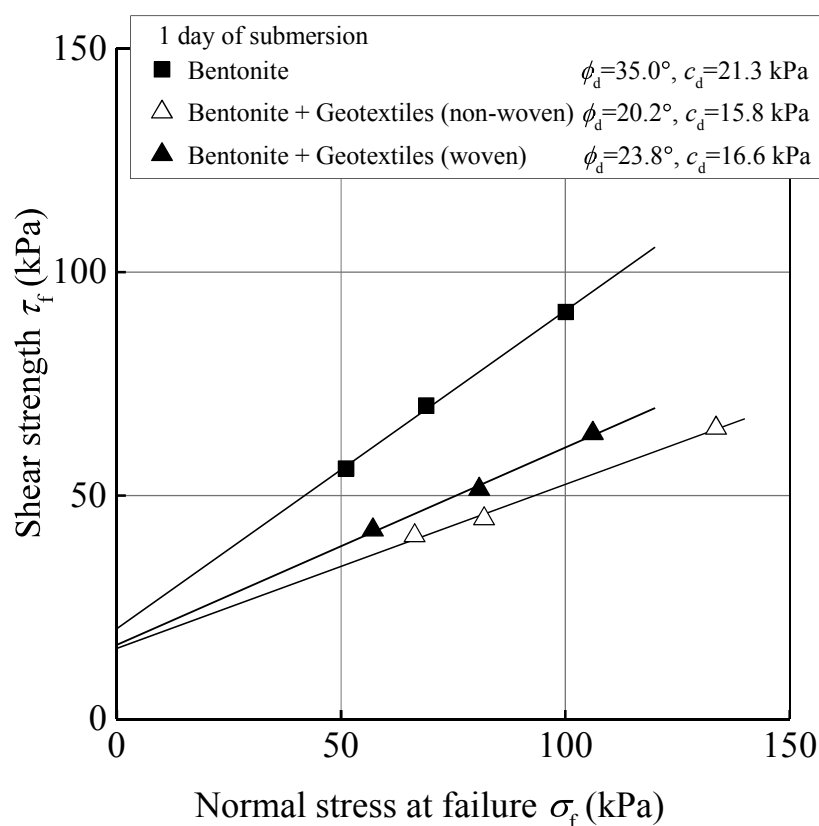


図-3.19 1日水浸させたベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合わせた供試体の破壊線

次に、7日水浸させた各種ベントナイトの破壊線それぞれを図-3.20に示す。ジオテキスタイルを貼り合わせたベントナイトについて、1日水浸の結果と比較すると、 $\phi_d$ は近いが、 $c_d$ は7日水浸の方が1日水浸よりも小さい。また、同図には、本研究で用いた物と同じタイプのGCL（水浸飽和状態）の既往のせん断試験結果<sup>9)10)</sup>を引用している。図中に記載した $c_p$ 、 $\phi_p$ 、 $c_r$ 、 $\phi_r$ 、 $c_{ld}$ 、 $\phi_{ld}$ の下付き文字の意味は、それぞれ peak (p), residual (r), large displacement (ld) である。Zornbergra ら<sup>10)</sup>が使用したせん断試験装置の最大せん断変位 75mm に対し、Fox ら<sup>9)</sup>の試験装置は最大せん断変位 203mm である。本研究と既往研究の試験結果を比較すると、 $c_d$ および $\phi_d$ どちらも既往研究の $c_p$ および $\phi_p$ より小さい。これは、供試体のせん断面上におけるニードルパンチの有無が結果に影響しているためである。さらに、7日水浸させた各種ベントナイト供試体の $\phi_d$ はいずれも、既往研究の $\phi_{ld}$ より大きい。ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面における $c_d$ は $c_{ld}$ よりも小さい。また、ベントナイト単体の $c_d$ は $c_{ld}$ と近い値を示している。これらの結果から、Zornbergra ら<sup>10)</sup>によるせん断試験では、せん断変位 75mm に達しても、ニードルパンチのせん断抵抗力が残存していることが示唆される。同図

第3章 堤体土と GCL との境界面のせん断強度特性

に示した強度定数の中では、 $\phi_r$  および  $c_r$  が最も小さい。ただし、 $\phi_r$  および  $c_r$  は、GCL が完全にせん断破壊した残留状態の強度定数である。そのため、本研究の対象である改修された健全なため池堤体の安定計算に用いるには適していないといえる。同様に、 $c_p$  および  $\phi_p$  は、同じタイプの GCL でも強度が異なるため、後述する第4章の堤体の安定計算には、本研究の試験結果である  $\phi_d$  および  $c_d$  を使用する。なお、本研究のベントナイト単体の  $\phi_d$  は釜井ら<sup>11)</sup>が実施したベントナイトの一面せん断試験の結果と同じ値を示している。

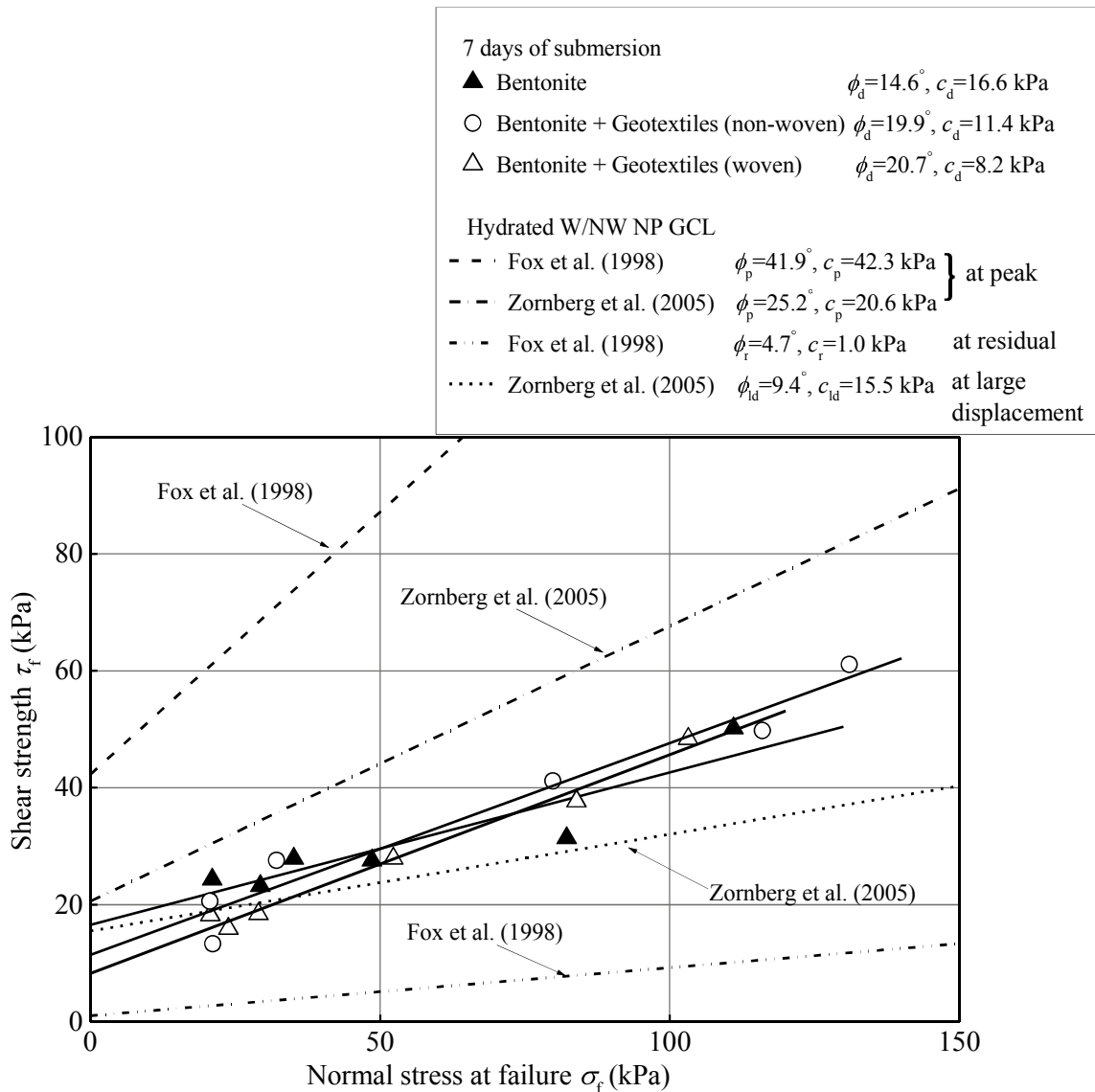


図-3.20 7日水浸させたベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルを貼り合せた供試体の破壊線

### 3.5 結論

本章では、堤体の遮水材として GCL を使用した際に想定される材質の異なる土層境界面に対して、圧密定圧一面せん断試験により各境界面それぞれのせん断強度特性を調べた。実際の GCL 内部にはニードルパンチが存在するが、それを考慮したせん断強度の評価は困難である。そこで、本試験ではニードルパンチを考慮せず、土供試体下部にジオテキスタイルを貼り合わせることで、不連続面となる土とジオテキスタイルとの境界面を再現した。対象としたせん断境界面は、堤体土内部、堤体土とジオテキスタイルとの境界面、ベントナイト内部、ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面である。堤体土としてまさ土を使用した。ジオテキスタイルは本研究で使用した GCL を構成している織布と不織布である。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 垂直応力が低い範囲において、不織布を貼り合わせたまさ土供試体はせん断中に膨張する傾向にあるが、織布を貼り合わせた場合は、せん断中に収縮する傾向にある。
- (2) まさ土単体と比較して、まさ土とジオテキスタイルの境界面では、不織布・織布どちらにおいても内部摩擦角 $\phi_d$ は低く、見かけの粘着力 $c_d$ は高い。
- (3) ベントナイトの膨潤量および膨潤圧は、いずれの種類の本ントナイト供試体においても水浸日数7日以内で定常状態に達した。
- (4) ベントナイトのせん断強度および強度定数は、膨潤量の増加に伴い減少する。まさ土とは異なり、水浸させたベントナイトとジオテキスタイルとの境界面のせん断強度は、織布と不織布の材質の違いによる影響を受けにくい。
- (5) 7日水浸させたベントナイトと織布および不織布との境界面のせん断強度はともに低く、かつ、ベントナイト単体の強度も同様に低くなる。なお、三者の強度特性を比較した場合、ベントナイト単体の内部摩擦角が最も低く、見かけの粘着力は最も高い。

3.6 参考文献

- 1) ASTM D 6243: Standard Test Method for Determining the Internal and Interface Shear Resistance of Geosynthetic Clay Liner by the Direct Shear Method.
- 2) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説-二分冊の2-, pp.661-695, pp.1008-1022, 2009.
- 3) Fox, P.J., Stark, T.D.: GCL shear strength and its measurement-ten-year update, Geosynthetics International Vol.22, No.1, pp.3-47, 2015.
- 4) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012.
- 5) 鬼塚克忠, 吉武茂樹：破碎性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性，土木学会論文集，No.400/III-10, pp141-150, 1988.
- 6) 小峯秀雄, 緒方信英：砂・ベントナイト混合材料および各種ベントナイトの膨潤特性，土木学会論文集，No.701/III-58, pp.373 – 385, 2002.
- 7) 中島均：ベントナイトペレットを用いたすき間充てんの研究，岡山大学，博士論文，2015.
- 8) 小西純一, 鈴木素之, 三須尊洋, 甲斐康広, 藤井公博：不攪乱粘土試料の一次元膨潤圧特性とその異方性，土木学会論文集 C, Vol.66, No.2, pp.264-279, 2010.
- 9) Fox, P. J., Rowland, M. G. & Scheithe, J. R. : Internal shear strength of three geosynthetic clay liners, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.124, No.10, pp.933–944, 1998.
- 10) Zornberg, J. G., McCartney, J. S., Swan, R. H. : Analysis of a large database of GCL internal shear strength results, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, No.131 Vol.3, pp.367-380, 2005.
- 11) 釜井俊孝, 宮田雄一郎：地すべり粘性土の一面せん断試験における破壊の伝播過程，地すべり，Vol. 29, No.4, pp.9-17, 1992.

## 第4章 現場試験と GCL を設置した堤体の安定性評価

### 4.1 概説

既往の研究や第3章の一面せん断試験のように、主に室内試験によって GCL のせん断強度特性が調べられている。一方で、これまでに実際のため池を造成し、それに対して現場せん断試験を行い、堤体内部の GCL のせん断挙動を調べた例はない。本研究では、GCL を設置した堤体の常時におけるすべり破壊の挙動を明らかにすることを目的とし、実際のため池堤体に対して現場せん断試験を行った。また、原位置において6ヶ月間水浸させた堤体と GCL 内部のベントナイトの含水比を測定した。また、室内試験と現場試験の結果に基づいて、GCL を設置した堤体腹付け部の平面すべりに対する安全率を算出し、現場試験で造成した堤体の常時における安定性を評価した。さらに、設計水平震度を用いた安定計算も行い、堤体の地震時安定性についても評価した。

本章では、第2節に現場試験の方法を述べる。第3節では、現場せん断試験の結果と、原位置で測定したベントナイトの含水比の変化を示す。また、現場試験と第3章の室内試験との比較および関連性について示す。第4節では、室内と現場試験の結果から安定計算を行い、GCL を設置した堤体の常時および地震時の安定性を評価している。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。

## 4.2 現場せん断試験方法

白河原ため池の敷地内に GCL を使用したまさ土から成る堤体を造成し、堤体に対する現場せん断試験および堤体内部に設置した GCL 中のベントナイトの含水比測定をそれぞれ実施した。写真-4.1、写真-4.2 に堤体の施工状況を示す。堤体は、既設堤体と腹付け盛土から構成されている。本章では、この2つが一体化したものを「堤体」と称している。既設堤体の法面に GCL を敷設し、その上に腹付け盛土を設置した。堤体がすべり破壊を起こす法面勾配を調べるために、法面の傾斜角は、 $\beta=34^\circ$ 、 $40^\circ$ 、 $46^\circ$ の3ケースとした。GCL を使用したケースとの比較として、ベントナイトペーストを塗布した堤体も造成した。図-4.1 に堤体の断面（模式図）を示す。各堤体には、GCL のすべり変形が定性的に確認できるように、プラスチック製の板に固定したひずみゲージを GCL の内部層に設置した。使用した土試料は現場に既存するまさ土であり、まさ土と GCL 共に、室内試験に用いたものと同じである。腹付け盛土と既設堤体共に、基礎地盤に対して垂直方向に盛り立てられた。なお、GCL は既設堤体の天端にピンで固定されている。Fox らは、室内試験の結果から、GCL 上に 305mm 以上の保護土があれば、GCL の損傷は軽減できると報告している。本試験における腹付け盛土の厚さは約 0.6m であり、施工から完成まで GCL および堤体は健全であったことを確認している。

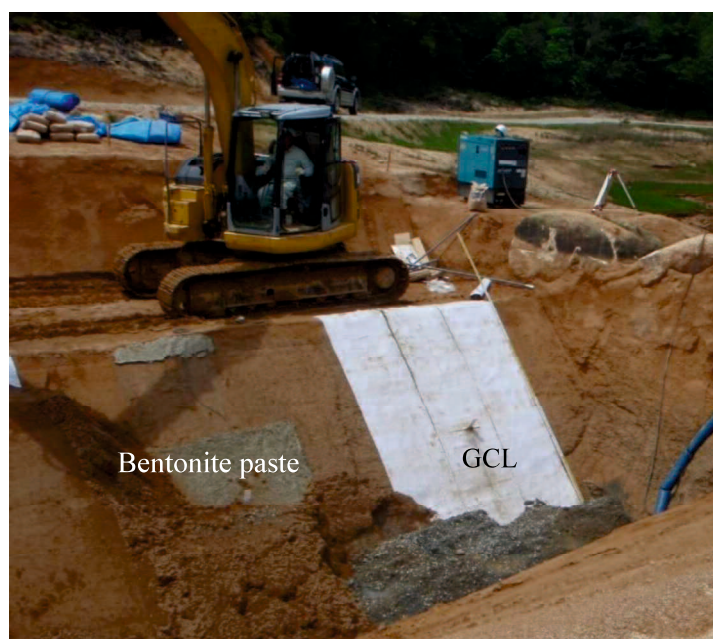


写真-4.1 堤体の施工状況





写真-4.2 傾斜角の異なる3ケースの堤体

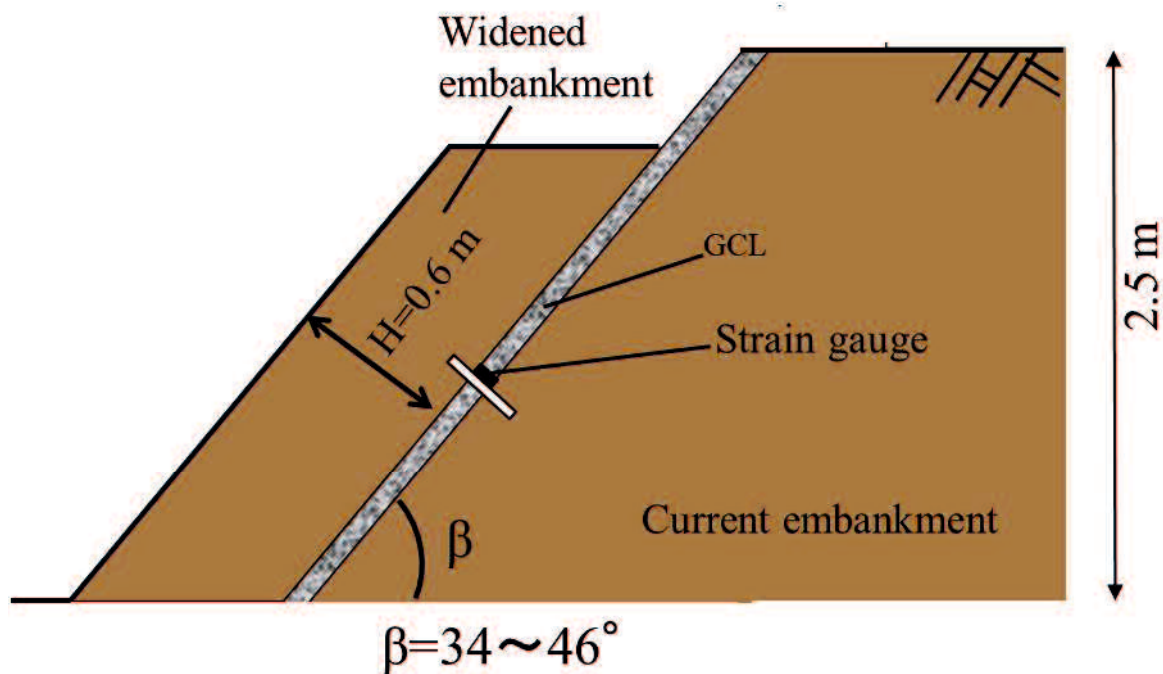


図-4.1 現場堤体の模式図

### 4.3 試験結果と考察

#### 4.3.1 現場せん断試験結果

写真-4.3 に示したように、堤体を6ヶ月間湛水させた後、現場せん断試験を行うためにポンプにて落水させた。なお、貯水位は腹付け盛土の天端付近までであるため、各堤体に設置した GCL の膨潤後のベントナイトの含水比は、堤体ごとに均一であると考えられる。そのため、内部のベントナイトの含水比は均一であり、強度に差は無いと考えられる。この期間、GCL を設置したいずれの堤体にもすべり破壊や沈下等の変形は起こらなかった。一方で、ベントナイトペーストを塗布した堤体には法面の表層に亀裂が確認された (写真-4.4)。

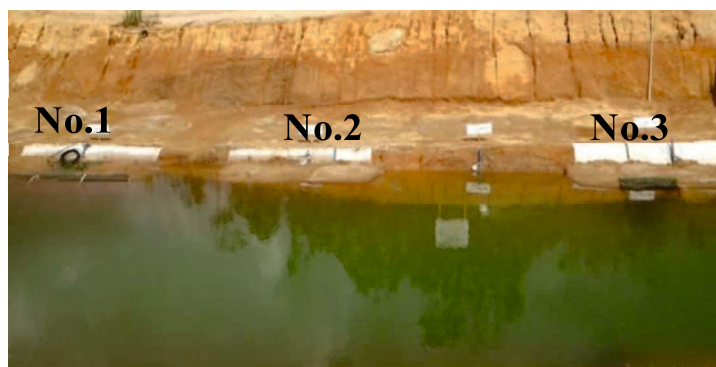


写真-4.3 湛水させた堤体の状況



写真-4.4 ベントナイトペーストを塗布した堤体の落水後状況

#### 第4章 現場試験と GCL を設置した堤体の安定性評価

落水後に、隣接した堤体同士の接合部分をカットし、腹付け盛土の天端に 1.0t のバックホウのバケットで載荷した。写真-4.5 に示すように、載荷重は、天端に設置した荷重計により計測した。各堤体の腹付け盛土に対して荷重をかけ、ひずみゲージの値を測定した。載荷方式は段階載荷であり、試験終了まで約 30 分を要した。上記の方法で堤体をすべり破壊に至らせようとしたが、結果として図-4.1 の堤体の形状では全くすべりが発生しなかった。そこで、図-4.2 に示すように腹付け盛土の法尻部を取り除き、上記と同様の手順で再度載荷した。写真-4.6 に現場せん断試験の状況を示す。また、図-4.3 (a) ~ (c) それぞれに 3 ケースの堤体における GCL 内部に発生した曲げひずみと荷重の関係を示す。なお、図中の最大荷重  $T_{max}$  は、最大ひずみ発生時に計測された荷重であり、予め設定された値ではない。また、載荷中に発生した最大ひずみは非常に小さいことから、せん断速度は遅いものと考えられる。そのため、現場せん断試験は排水条件で行われたといえる。法尻を切除してすべり破壊の発生を試みたが、最終的に堤体はすべり破壊を起こさなかった。



写真-4.5 腹付け盛土の天端に設置した荷重計

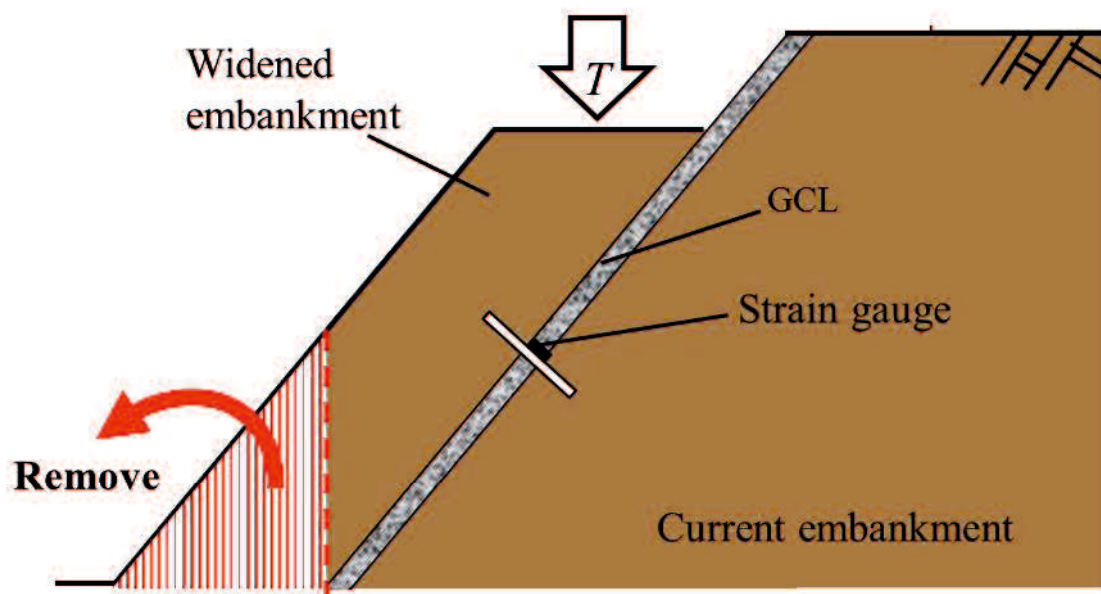
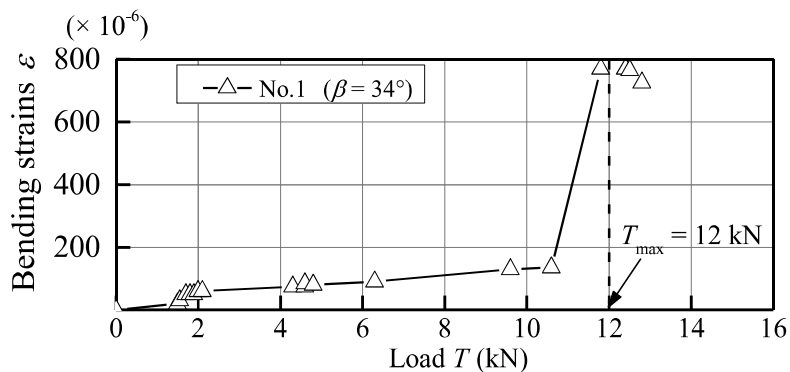


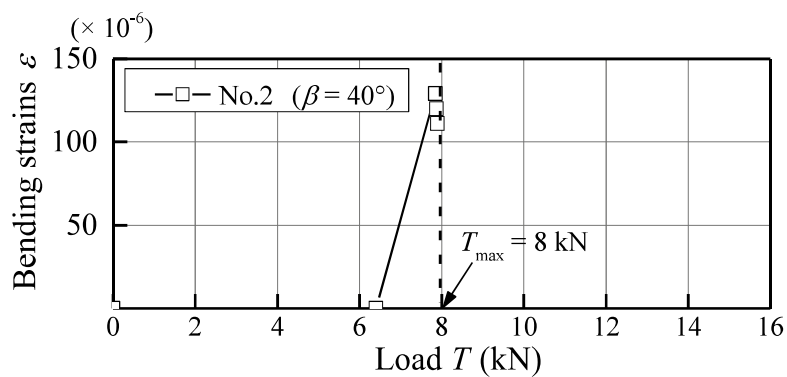
図-4.2 法尻を切除した堤体の模式図



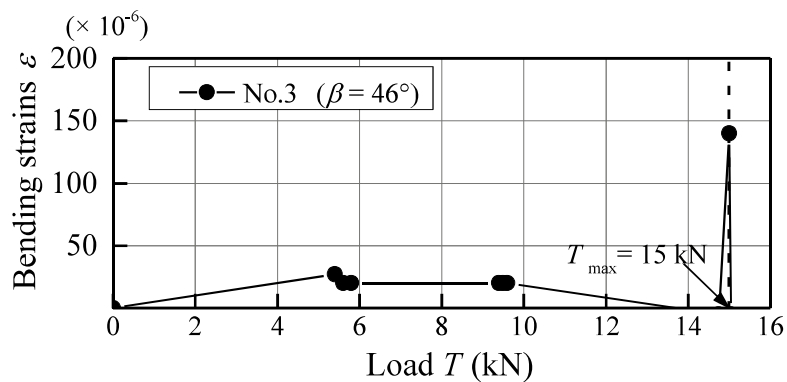
写真-4.6 現場せん断試験状況



(a) 堤体No.1 ( $\beta = 34^\circ$ )



(b) 堤体No.2 ( $\beta = 40^\circ$ )



(c) 堤体 No.3 ( $\beta = 46^\circ$ )

図-4.3 載荷重と曲げひずみの関係

現場せん断試験の結果より，最大傾斜  $46^\circ$  の急勾配で施工し，さらに水位急降下と通常的设计ではありえない条件下であっても，堤体のすべり破壊は発生しなかった．この原因の一つとして，与えた荷重が局所的であったことが考えられる．また，腹付け盛土に関しては，GCL の上に締固めて設置しただけであり，既設堤体に固定するなどの特別な処置は施していない．本試験では，明確なすべり面を定めていないため，すべり面上に発生する応力分布が不均一であったためと考えられる．さらに，重機を用いた载荷方法では図-4.4 に示したように，腹付け盛土の天端に加えられた荷重によってすべり面の垂直応力が増加した．その結果，図-4.5 のようにせん断応力がすべり面の破壊基準に達しなかったことが挙げられる．なお，実際のため池においても，腹付け盛土の天端に荷重が加わった場合は，図-4.4 と同様な応力が堤体内部に発生するといえる．結果として，本研究で造成した堤体は，天端に局所的に 1.0t 程度の荷重が加わっても破壊しないことがわかった．

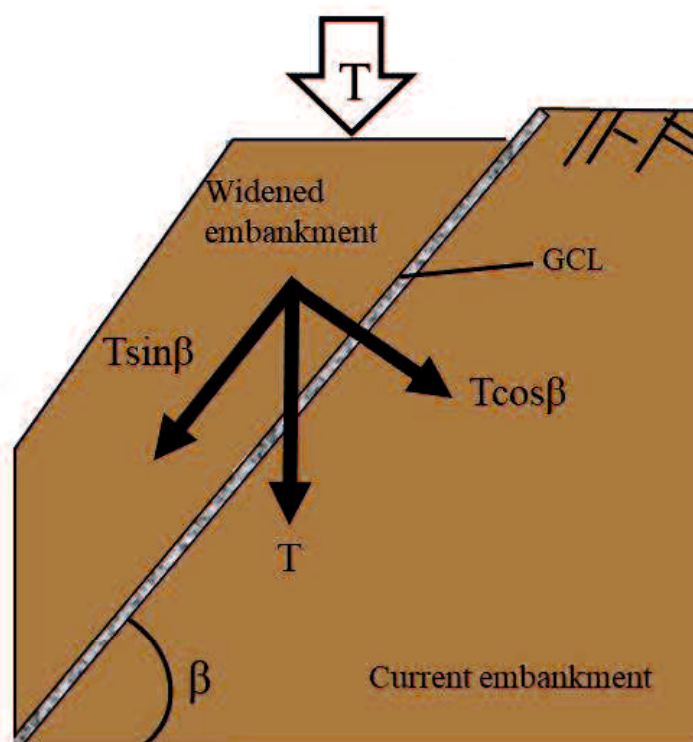


図-4.4 载荷時の堤体内部の応力状態

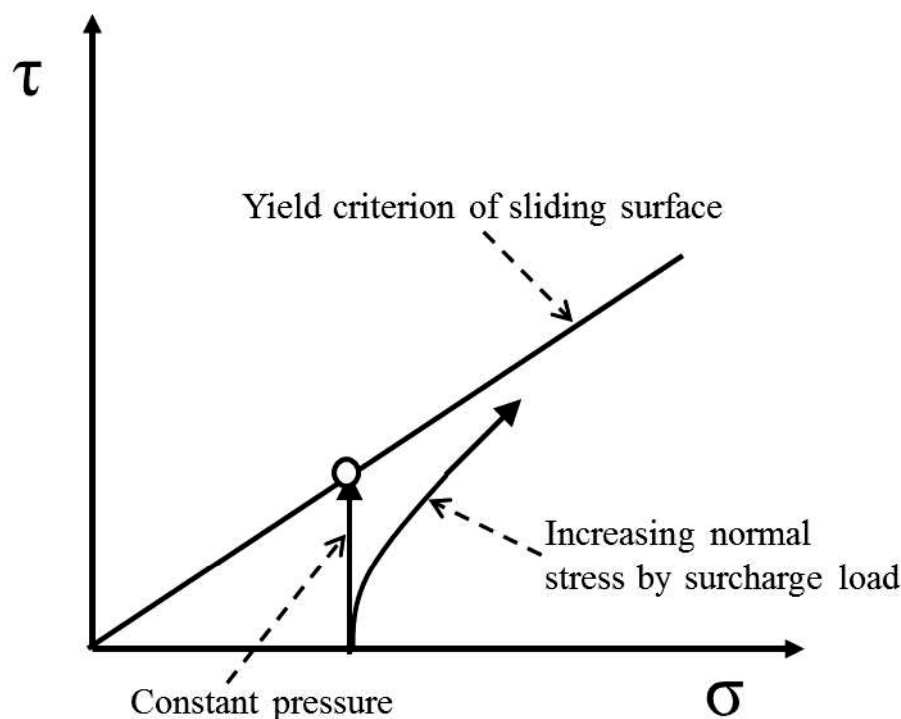


図-4.5 荷重時の応力経路の模式図

#### 4.3.2 原位置における堤体および GCL の含水比測定結果

現場せん断試験終了後、腹付け盛土の含水比および堤体内部に設置したGCL内のベントナイトの含水比測定をそれぞれ実施した。表-4.1にせん断終了直後、すなわち水浸後6ヶ月経過した時点で測定した腹付け盛土とベントナイトの含水比を示す。GCL中のベントナイトの初期含水比は15.0%であったが、堤体内部において6ヶ月間水浸させたところ、含水比は約150～180%まで著しく増加した。また、堤体土の初期含水比は13%であったが、6ヶ月間水浸後の含水比は20～24%まで増加した。法面の傾斜角が大きい程、腹付け盛土の重量による拘束圧は低くなる。そのため、GCL中のベントナイトの含水比は各堤体によって異なっており、傾斜角が最も大きい堤体No.3に設置したGCLに含まれるベントナイトの含水比が最も高い。また、第3章の表-3.2に示したように、室内試験において、せん断終了後のベントナイト供試体の含水比は約60～100%であり、現場試験終了後の含水比よりも低い。室内試験では、供試体は一次元にしか膨潤変形できないため、現場試験後の含水比よりも低い値になったと考えられる。

表-4.1 現場せん断試験終了後の腹付け盛土と GCL 内部のベントナイトの含水比

No.	Angle of inclination $\beta(^{\circ})$	Water content of bentonite in GCL (%)	Water content of Widned embankment (%)
1	34°	151.9	20.1
2	40°	145.7	19.8
3	46°	180.4	24.3

また**写真-4.7**に示すように、GCL を水中に浮かばせた状態で、中に含まれるベントナイトの含水比測定を行った。**図-4.6**に水浸日数とベントナイトの含水比との関係を示す。ベントナイトの初期含水比は15%であったが、水浸10日目には約300%程度まで増加し、それ以降ほぼ一定であった。本研究で用いたGCLのベントナイトの液性限界は約500%であることから、ニードルパンチによりベントナイトが拘束され、膨潤が抑制されていると考えられる。腹付け盛土がある場合は、拘束圧がGCLに作用することで、ベントナイトの膨潤がさらに阻害されるといえる。Lake and Rowe<sup>2)</sup>およびFoxら<sup>3)</sup>も、ニードルパンチの効果によってベントナイトの膨潤性が低下したと報告している。



写真-4.7 水中に浮かばせた GCL



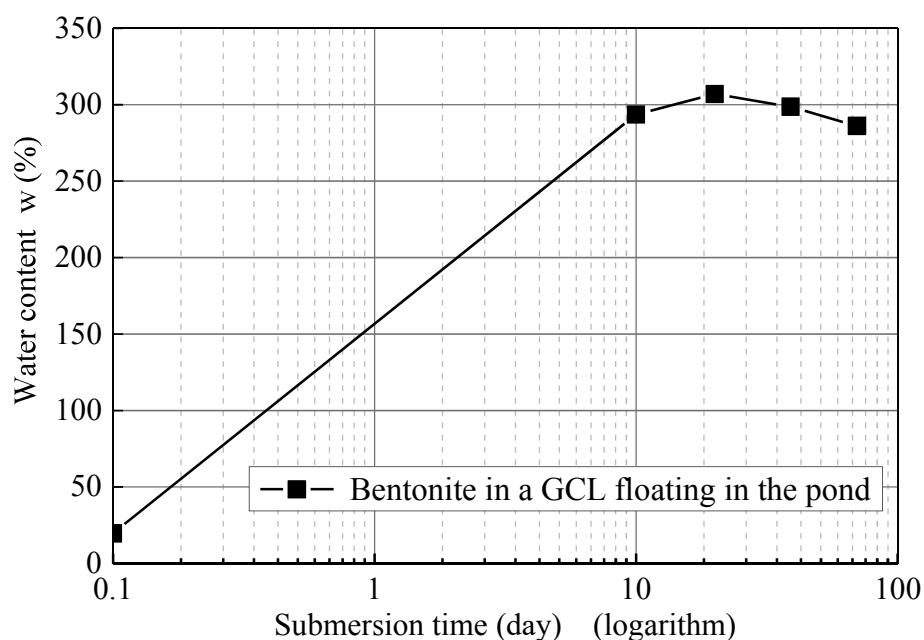


図-4.6 水中に浮かばせたGCL内のベントナイトの含水比と水浸日数の関係

本研究では、室内試験と現場試験から GCL を設置した堤体の安定性について検討している。そのため、両試験の条件を可能な限り一致させる必要がある。第3章と本章の試験結果をもとに、室内および現場試験の試験状況を以下にまとめる。

- 1) 一面せん断試験の垂直応力の範囲は、現場堤体内部の GCL に作用している最低拘束圧である 10kPa を含んでいる。
- 2) ベントナイトの膨潤変形の方法は、一面せん断試験機内と現場の堤体内部ではそれぞれ異なる。そのため、膨潤したベントナイトの含水比も室内試験と現場試験を比べると両者の間に差が生じた。
- 3) 室内試験と現場試験どちらも排水条件でせん断を行った。

以上より、室内試験は現場試験の状況を再現できているといえる。

## 4.4 室内および現場試験結果に基いた堤体の安定計算

図-4.2 に示した法尻を切除した堤体断面に対して、第3章の一面せん断試験結果から得られた強度定数を用いることにより、現場試験で造成した3つの堤体の腹付け部における安全率をそれぞれ計算した。すべり面は一面せん断試験で実施したケースと同様であり、まさ土内部、まさ土と織布・不織布との境界面、ベントナイト内部およびベントナイトと織布・不織布との境界面とした。なお、強度定数にはニードルパンチの影響を考慮していない。平面すべりを対象とした理由は、本研究ではGCL上は平面に保たれており、腹付け盛土の層厚は0.6mと薄いため、円弧すべりが発生する可能性が低いと考えたからである<sup>4)</sup>。なお、既設堤体内部で円弧すべりが発生する可能性があるが、その場合はGCLが直接的な原因として考えにくいので、本研究では検討しないこととする。

表-4.2 に安定計算に使用したパラメーターを示す。対象とした堤体は3ケースであり、それぞれのパラメーターは現場試験の堤体を基に決定した。また、表-4.3 に一面せん断試験から得た強度定数の一覧を示す。堤体内部に発生する間隙水圧およびGCLの厚さと重量は考慮しないこととし、奥行き1m当たりの安全率の算出式(4.1)を用いた

表-4.2 安定計算に使用したパラメーター

No.	Angle of inclination $\beta$ (°)	Weight of widened embankment $W$ (kN)	Maximum surcharge load $T_{\max}$ (kN)	Sliding surface length $l$ (m)
1	34°	65.6	12	2.7
2	40°	57.2	8	2.7
3	46°	58.5	15	2.7

表-4.3 一面せん断試験の強度定数一覧

Specimens	Internal frictional angle $\phi_d$ (°)	Cohesion $c_d$ (kPa)
Decomposed granite soil	46.5	7.5
Decomposed granite soil + Geotextiles (non-woven)	39.7	14.4
Decomposed granite soil + Geotextiles (woven)	36.0	20.8
Bentonite	14.6	16.6
Bentonite (7days of submersion) + non-woven	19.9	11.4
Bentonite (7days of submersion) +woven	20.7	8.2

$$F_s = \frac{W \cos \beta \tan \phi_d + c_d l}{W \sin \beta} \quad (4.1)$$

図-4.7, 図-4.8 それぞれにまさ土およびベントナイト（7日水浸）の平面すべりに対する安全率を示す。いずれのケースにおいても  $\beta$  が増大すると、 $F_s$  は低下している。まさ土についてはいずれのケースにおいても  $F_s$  は設計安全率<sup>9)</sup>である 1.2 を上回っている。まさ土と織布との境界面では  $c_d=20.8\text{kPa}$  と最も大きいため、 $F_s=2.7$  と最大値であった。 $F_s$  の値が最も低いケースは、 $\beta=46^\circ$ におけるベントナイトと織布との境界面であり、 $F_s=0.8$  であった。安定計算に用いたせん断強度定数は、室内試験から決定しており、ベントナイトの含水比は約 60~100%であった。それに対して、現場試験で測定した GCL 内部のベントナイトの含水比は約 150%である。そのため、現場の堤体内部のベントナイトのせん断強度は、一面せん断試験で得たものよりも低いと考えられる。即ち、現場試験の堤体のベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の安全率は図-4.8 より小さくなる。しかし、現場試験では堤体はすべり破壊を起していない。これは GCL 内部のニードルパンチがすべり破壊を防い

だためと考えられる。

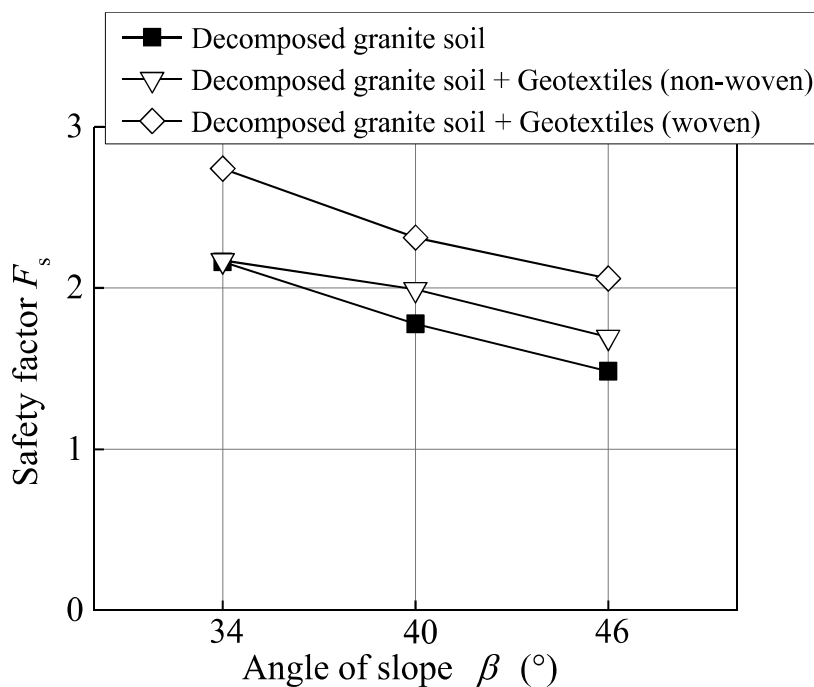


図-4.7 まさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面の平面すべりに対する安全率

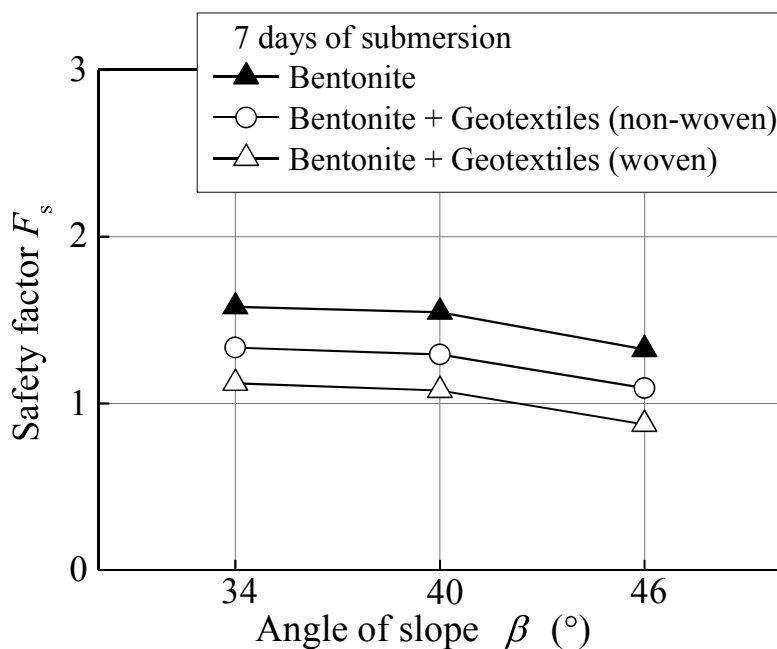


図-4.8 ベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の平面すべりに対する安全率

また、3 ケースの堤体の現場せん断試験中に計測されたそれぞれの最大荷重  $T_{max}$  (kN) (図-4.3) を考慮した上で、各堤体の安全率を式(4.2)より算出した。その他のパラメーターは式(4.1)と同じである。

$$F_s = \frac{\{(T_{max} + W) \cos \beta \tan \phi_d\} + c_d l}{(T_{max} + W) \sin \beta} \quad (4.2)$$

図-4.9 に示したまさ土の安全率は、いずれにケースにおいても  $F_s$  は 1.2 以上である。一方、図-4.10 に示したベントナイトの安全率は、 $\beta = 46^\circ$  におけるベントナイトとジオテキスタイルとの境界面において、 $F_s$  の値は 1.0 以下となった。図-4.8 と図-4.10 から、ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の  $F_s$  が 1.0 よりも小さいにもかかわらず、現場せん断試験では堤体のすべり破壊は発生しなかった。この原因には、現場せん断試験の載荷方法やニードルパンチの影響が考えられる。

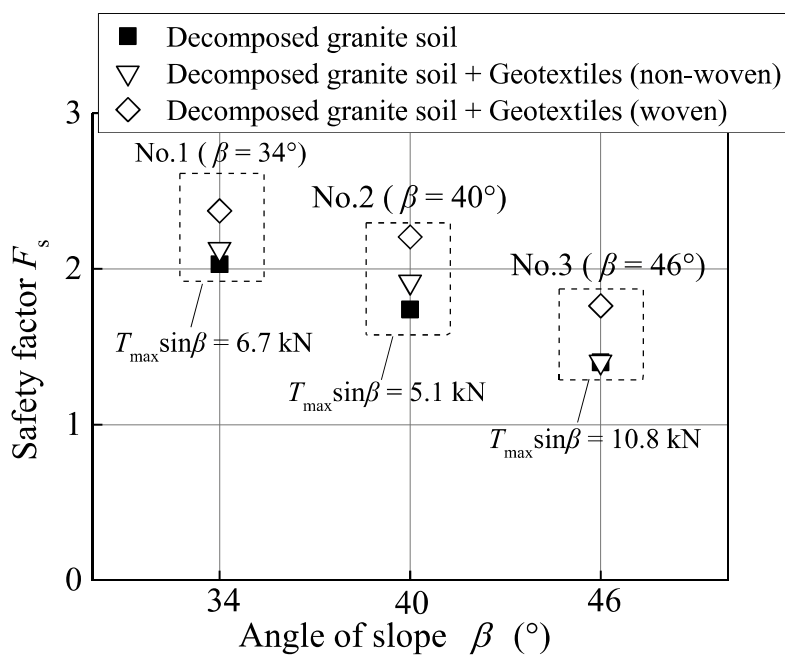


図-4.9 最大荷重を考慮したまさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面の安全率

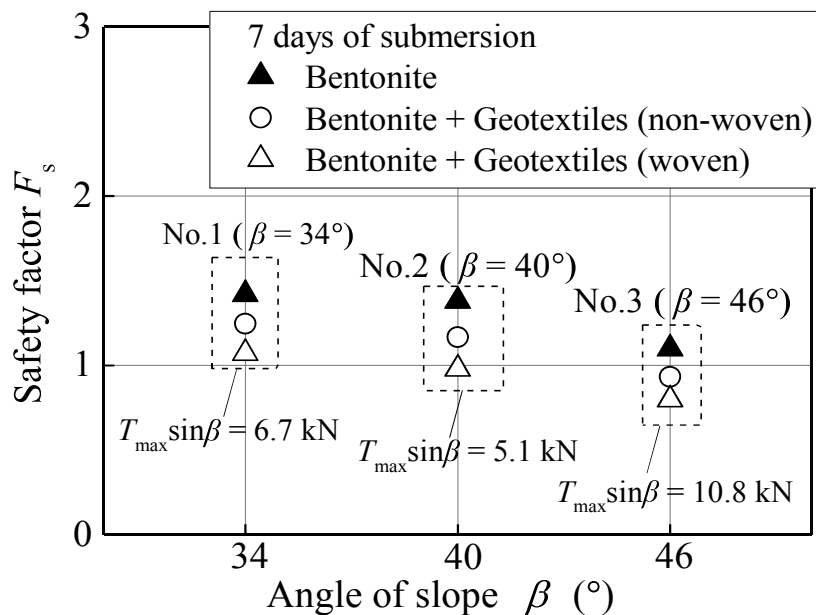


図-4.10 最大荷重を考慮したベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の安全率

さらに、現場試験の堤体 No.1~3 を対象に、設計水平震度を用いて堤体の平面すべりに対する地震時の安定計算を行った。「ため池整備」<sup>9)</sup>によるレベル1地震動における設計水平震度  $k_h=0.15$  を考慮して、式(4.3)から安全率を算出した。その他の計算に用いたパラメーターは、表-4.2 に示した通りである。なお、現場せん断試験で載荷した荷重は考慮しないものとする。すべり面は、まさ土内部、まさ土と織布・不織布との境界面、ベントナイト内部およびベントナイトと織布・不織布との境界面である。今回の計算では地震によって強度定数は変化しないものと仮定した。また、実際の堤体内部に発生する間隙水圧および GCL の厚さとその重量は考慮していない。

$$F_s = \frac{(W \cos \beta - k_h W \sin \beta) \tan \phi_d + c_d l}{W \sin \beta + k_h W \cos \beta} \quad (4.3)$$

図-4.11, 図-4.12 それぞれにまさ土およびベントナイト（7日水浸）の平面すべりに対する地震時の安全率を示す。図-4.11 のまさ土に関しては、いずれのケースにおいても  $F_s$  は 1.2 以上である。一方で、図-4.12 のベントナイトについては、 $\beta=40^\circ$  以上でベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の  $F_s$  が 1.0 以下になる。よって、本研究におけるせん断強度定数を用いた場合、傾斜角  $34^\circ$ （1 : 1.5）以下の法面勾配であれば、レベル1地震動に対する最低限の安定性は確保できるものと考えられる。ただし、貯水位の急速な変化や強い地震動により、GCL の表面に過剰間隙水圧が発生した場合、腹付け盛土と GCL との境界面において、すべり破壊が起こる可能性がある。今後は、ニードルパンチが GCL 内部のせん断強度に及ぼす影響の定量的評価や、堤体内部の間隙水圧分布について検討する必要がある。

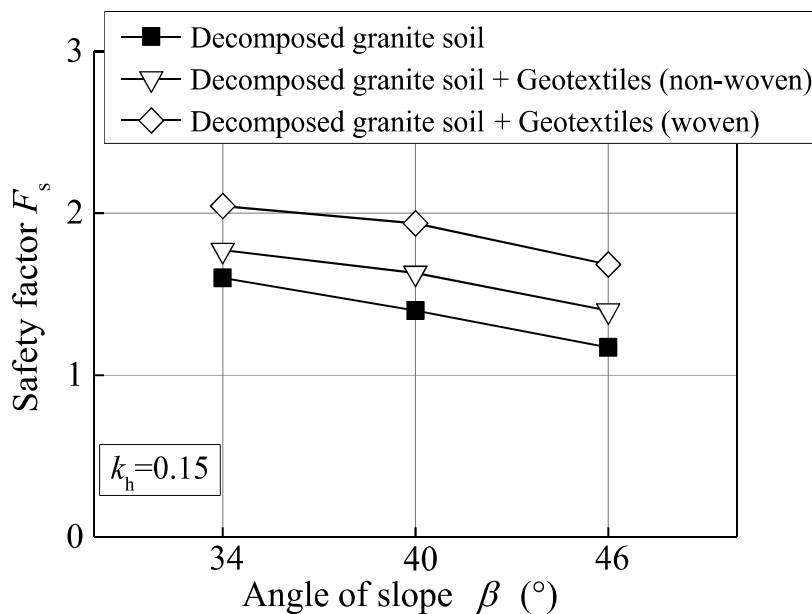


図-4.11 まさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面の平面すべりに対する地震時の安全率

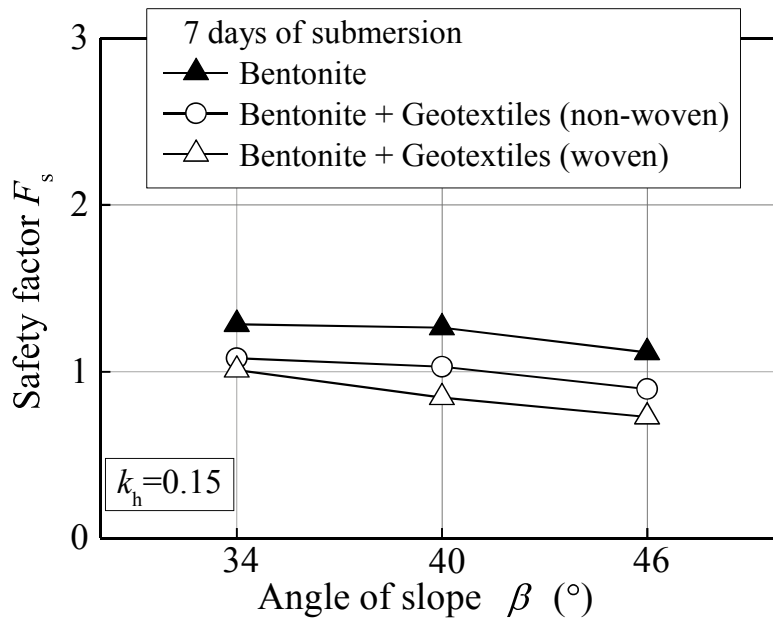


図-4.12 ベントナイトおよびベントナイトとジオテキスタイルとの境界面の平面すべりに対する地震時の安全率



#### 4.5 結論

本章では、現場において GCL を設置した実際のため池堤体を造成し、6 ヶ月間水浸させ、その後、堤体に対する現場せん断試験および堤体内部に設置した GCL に含まれるベントナイトの含水比測定をそれぞれ実施した。また、第3章の一面せん断試験から得られた強度定数を用いて、現場堤体の常時および地震時の安定性評価を行った。その結果以下の知見を得た。

- (1) 腹付け盛土の天端に荷重を載荷し、堤体のすべり破壊を試みたが、現場試験でのせん断変位量は非常に小さく、堤体には目視による変形は現れなかった。
- (2) ニードルパンチを施した GCL 内部に含まれるベントナイトの水浸状態の含水比は、液性限界よりも低い。また、GCL 上に腹付け盛土を設置することで、ベントナイトの膨潤がさらに抑制される。
- (3) 現場せん断試験で載荷した最大荷重を考慮し、現場堤体の安定計算を行った。その結果、最大荷重を考慮してもまさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面の安全率は、いずれのケースにおいても 1.2 以上であった。ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面では、傾斜角  $\beta = 46^\circ$  で最大荷重  $T_{\max} = 15 \text{ kN}$  が載荷された堤体において  $F_s$  は 1.0 未満であった。しかし、現場せん断試験ではいずれの堤体もすべり破壊を起さなかった。この原因には、載荷方法や GCL 内部のニードルパンチの影響が考えられる。
- (4) 室内および現場試験の結果から、本研究で使用した GCL の構造であれば、堤体内部に設置した GCL の微小な変形はあるものの、堤体腹付け部の常時における安定性に影響する可能性は低いといえる。
- (5) 設計水平震度  $k_h$  を用いて、現場試験で造成した堤体のレベル 1 地震動に対する安全率を計算した。その結果、本研究で得たせん断強度定数を用いた場合、傾斜角  $34^\circ$  以下の法面勾配であれば、GCL を堤体内部に設置した場合であっても、堤体の地震時における最低限の安定性は確保できるものと考えられる。

#### 4.6 参考文献

- 1) Fox, P. J., Triplett, E. J., Kim, R. H., Olsta, J. T.: Field study of installation damage for geosynthetic clay liners, *Geosynthetics International*, Vol. 5, No.5, pp.491-520, 1998.
- 2) Lake, C. B., Rowe, R. K.: Swelling characteristics of needlepunched thermally treated geosynthetic clay liners, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.18, No. 2, pp.77-101, 2000.
- 3) Fox, P.J., De Battista, D.J., Mast, D.G.: Hydraulic performance of geosynthetic clay liners under gravel cover soils, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.18, No. 2-4, pp.179–201, 2000.
- 4) 向谷光彦, 守田誉, 井内和人, 田中勝彦, 乃村智子: 徳島県の泥炭質土における表面遮水シート工法によるため池の築堤, *ジオシンセティックス論文集*, Vol.28, pp.121-126, 2013.
- 5) 土地改良事業設計指針「ため池整備」, pp.53-55, 2015.

## 第5章 GCL を設置した堤体の地震時変形挙動

### 5.1 概説

近年、我が国では地震が多発しており、これまでにため池が決壊する被害が複数発生している<sup>1)2)</sup>。そのため、ため池の防災・減災対策の重要性が高まっており、ため池の耐震化および地震時安定性評価の確立が必須であるといえる。地震時の堤体の破壊形態として、法面のすべり破壊や亀裂の発生などが考えられ、場合によっては堤体または基礎地盤が液状化を起こすケースもある。堤体の耐震性能の評価は、レベル1地震動については設計水平震度を用いた円形すべり面スライス法が適用されている。また、レベル2地震動に対しては、堤体土の強度低下を考慮した新たなニューマーク法が提案された<sup>3)</sup>。一方で、GCL を設置した堤体の耐震性能の照査については、地震時における堤体の変形挙動が明らかになっておらず、まずはそれを明確にすることが重要である。GCL を設置したため池堤体が決壊した例はまだ報告されていないが、危惧される巨大地震に向けて、GCL が堤体の耐震性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。本章では、GCL を設置した堤体腹付け部の地震時変形挙動の解明を目的として振動台模型実験を行った。さらに、設計水平震度を用いて模型堤体の地震時の安全率を算出し、模型実験の結果について考察した。

本章では、第2節に試験装置について述べる。第3節では、振動台模型実験の試験方法について述べる。次いで、第4節では、模型実験の結果と加振による堤体の変形した原因について考察する。第5節では、設計水平震度を用いた模型堤体の安定計算結果について述べる。最後に、第6節に本章で得られた知見を要約し結論とする。

5.2 試験装置と土槽

写真-5.1 に加振試験システムを示す。システムは、油圧サーボ式振動台，制御盤（制御用 PC を含む），アクチュエーター，土槽，記録用 PC から構成されている。本試験で用いた土槽を写真-5.2 に示す。本装置は長さ 100cm，高さ 50cm，幅 50cm となっている。正面および側面のアクリルから堤体の断面を観察することが可能である。

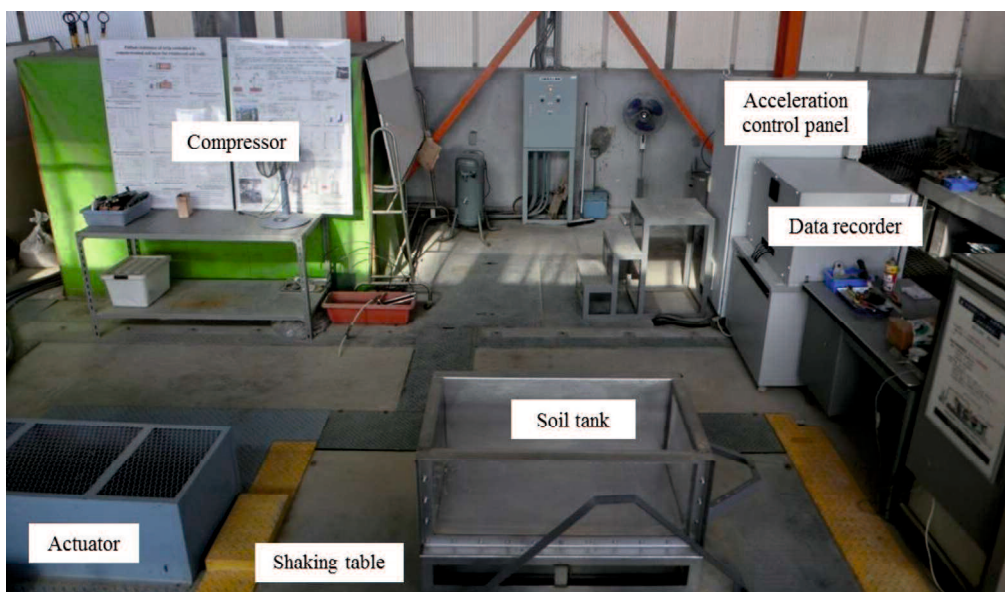
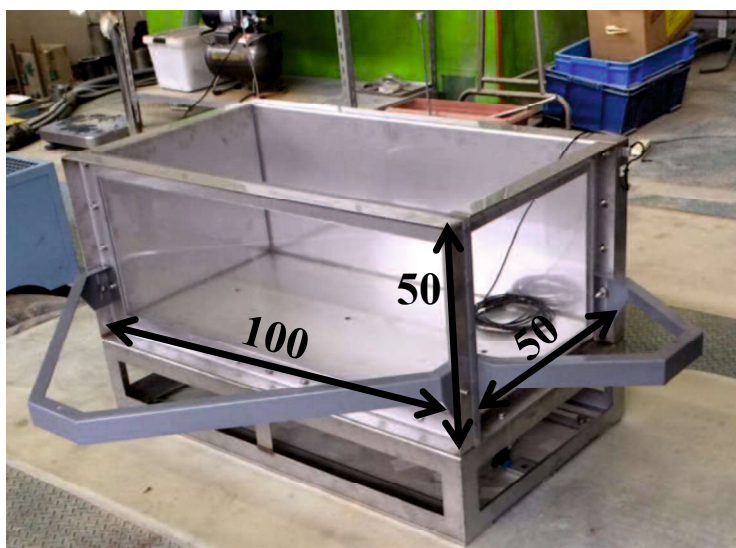


写真-5.1 加振試験システム



Unit:cm

写真-5.2 模型実験用の土槽

5.3 試験方法

本試験では、第3章および第4章で使用したのと同じまさ土とGCLを用いて模型堤体を作製した。なお、本実験で使用したGCLは模型実験用に調整されておらず、内部にはニードルパンチが施されている。まさ土は白河原ため池から採取したまさ土を9.5mmふるいにかけて粒度調整している。表-5.1に9.5mmふるい通過まさ土の物理特性を、図-5.1にその粒径加積曲線を示す。また、図-5.2にまさ土の締固め曲線を示す。最適含水比は、 $w_{opt}=13.0\%$ であり、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.800g/cm^3$ である。

表-5.1 9.5mmふるい通過まさ土の物理特性

Soil name	Decomposed granite soil (under 9.5mm)
Soil particle density $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	2.642
Gravel content (%)	30.5
Sand content (%)	64.5
Fine content (%)	5.0

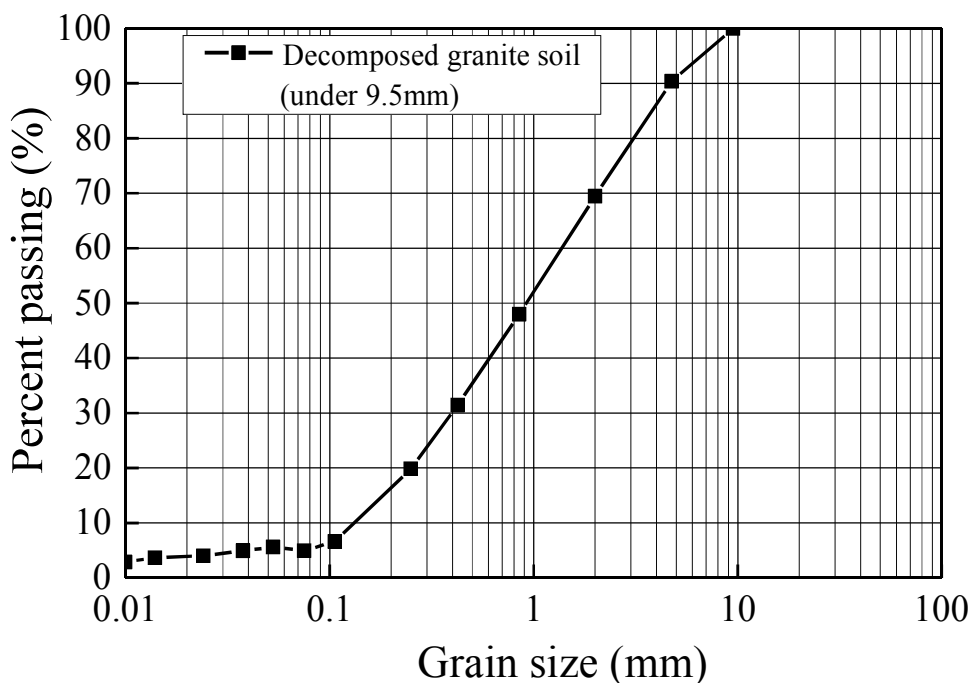


図-5.1 9.5mmふるい通過まさ土の粒径加積曲線

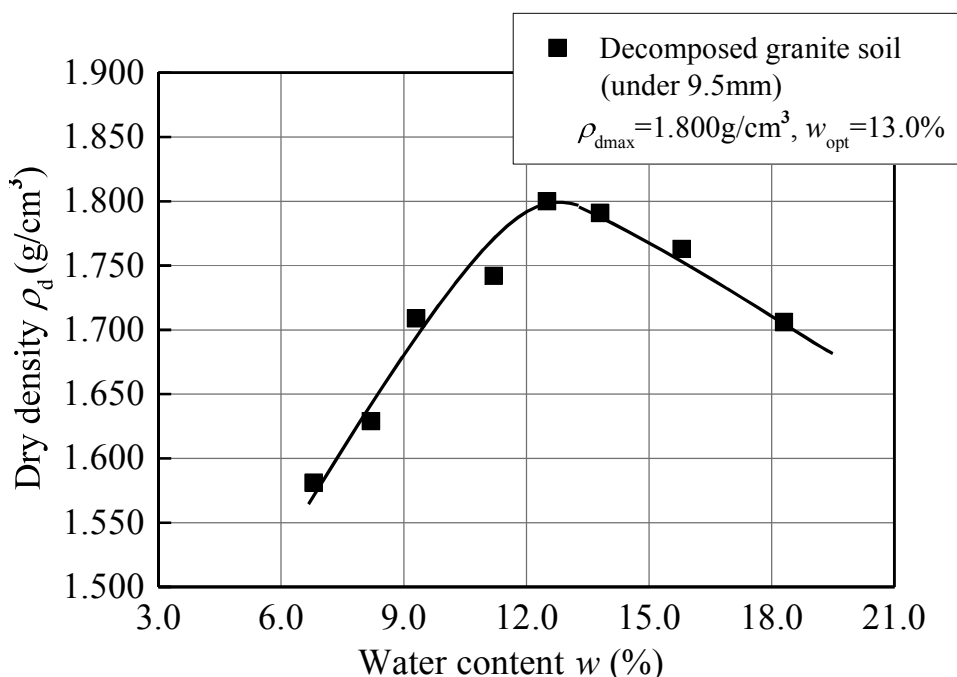


図-5.2 9.5mm ふるい通過まさ土の締固め曲線

模型堤体は第4章の現場試験の堤体と同様に、既設堤体、GCL、腹付け盛土から構成されている。初めに、最適含水比の下で締固め度  $D_c=90\%$  に設定し、土槽の底面に厚さ 5cm になるようにまさ土を突固めた。次に、既設堤体の突固めおよび成型を行い、その法面に GCL を敷設した。GCL の上部は、ピンによって既設堤体の天端に固定されている。最後に、GCL の上に腹付け盛土を設置することで模型堤体を作製した。写真-5.3 に完成した模型堤体を示す。堤体はまさ土の最適含水比の下、4kg ランマーを使用し  $D_c=90\%$  となるよう突固めた。本実験における模型堤体のスケールは現場試験で造成した堤体の 1/10 程度とした。堤体の作製完了後、堤体の約半分の高さまで水浸させ、1 日以上、最大 6 日間放置した。実際の既設堤体は築造年代が古いため、新設された腹付け部よりも締固め度が低い可能性がある。しかし、低い締固め度で模型堤体を作製し、すべり破壊が生じたとしても、その主な原因の一つは GCL ではなく堤体の締固め不良である。これまで述べてきたように、本研究では堤体腹付け部の安定性を検討しており、模型実験についても同様である。そのため、既設堤体が加振によってすべり破壊を起こさないように、 $D_c=90\%$  と設定した。また、模型堤体は下流側法面を設けておらず、実際の堤体の形状とは異なっている。加振する際に、土槽と既設堤体の接触面付近が拘束され、実際の堤体とは揺れ方が異なる可能性がある。しかし、拘束面から離れた腹付け部については、加振による繰返しせん断を受け、変形が生じるといえる。

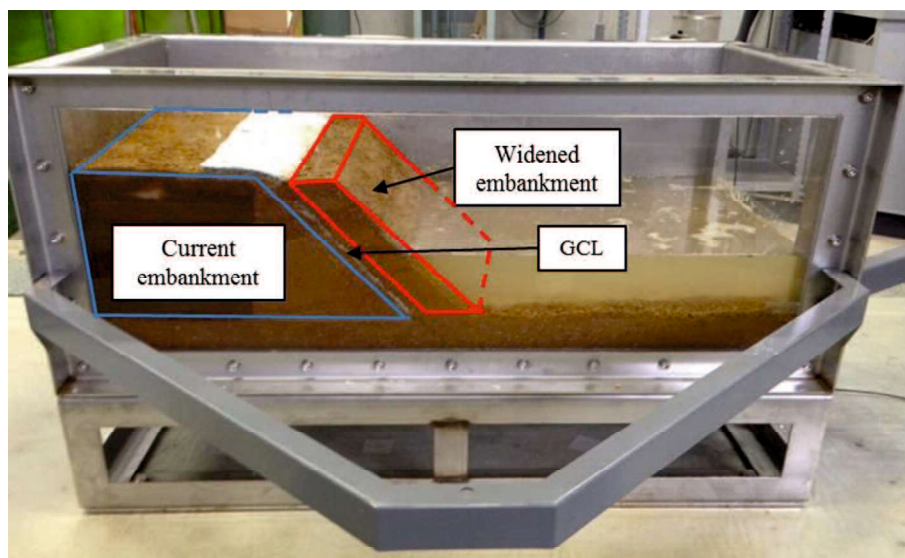
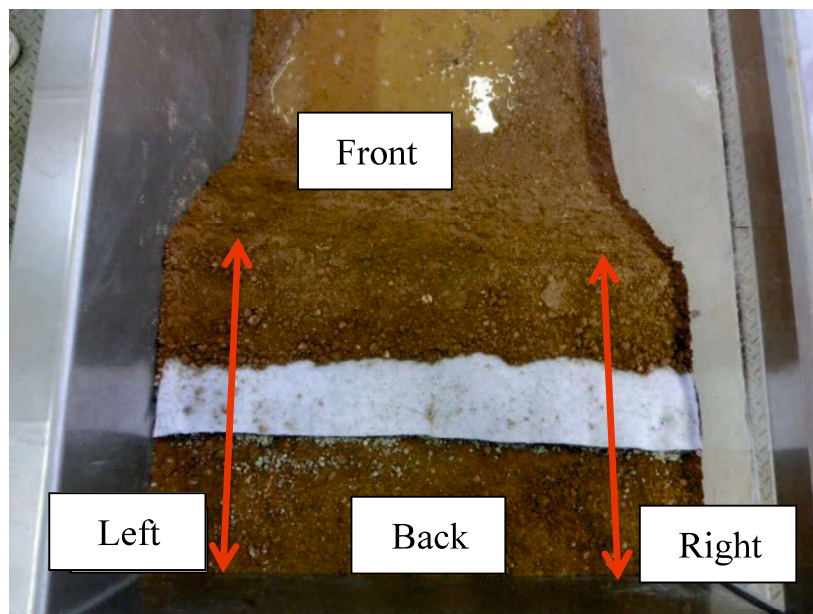


写真-5.3 完成した模型堤体

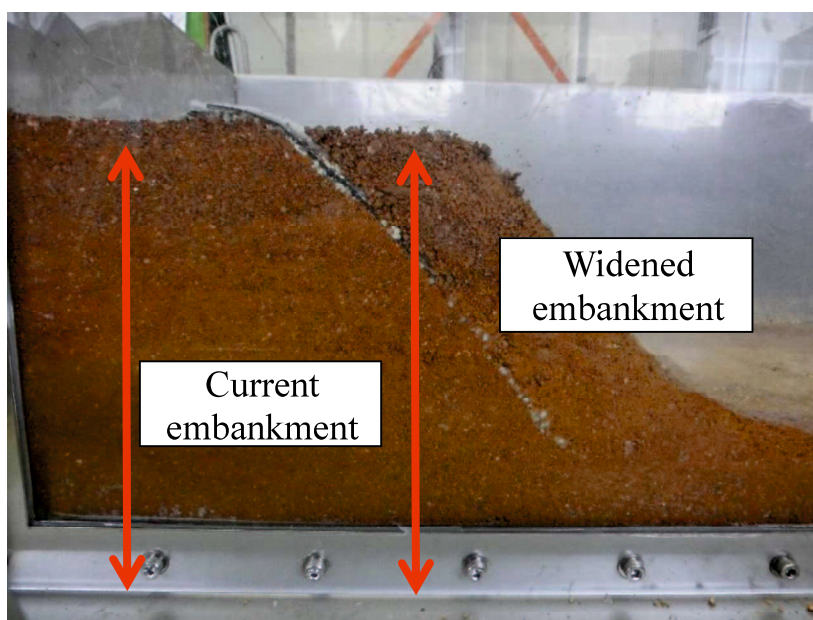
その後、加振を行う前に土槽内の水を排出し、振動台を一方向に水平に揺らすことで模型堤体に振動を与えた。本実験は、地震時における堤体腹付け部の変形挙動を調べるために行った。そのため堤体法面がスロッシングによって浸食されるのを防ぐため、加振前に水を排出した。なお、排水後、法面の表面に散水することで飽和度を維持している。排水後から振動開始までの時間は十分短い。藤沼ダムの堤体の地震応答解析によると、堤頂部の地震動は最大 442Gal であったと報告されている<sup>4)</sup>。そこで、本試験ではレベル2地震動も考慮して、堤体の天端あるいは法先に明らかな変状が生じるまで、水平加速度を 200, 300, 400, 500Gal と段階的に増加させた。各水平加速度において、それぞれ加振回数が 100 回に達した時点で加振を終了した。加振波形は正弦波であり、入力周波数は既往の振動台模型実験<sup>(例えば5)</sup>を参考にし、3Hz とした。また、実際のため池堤体の固有振動数は 2~5Hz 程度と報告がある<sup>4)6)7)</sup>。模型堤体の固有周期を 1/4 波長則に基づき  $4H/V_s$  から概算する<sup>8)</sup>。ここに、 $H$ =模型堤体の堤高 (0.2m)、 $V_s$ =せん断波速度 (m/s) である。 $V_s$  は、 $V_s=80N^{1/3}$  から推定した<sup>9)</sup>。模型堤体の  $N_d$  値を 5 と仮定し、 $N=1.5N_d$  の関係から  $N$  値を 7.5 と推定した<sup>9)</sup>。その結果、固有周期は 0.005s となり、固有振動数は 200Hz となる。

加振前後の堤体の寸法を測定することで、堤体の変状を観察した。測定箇所は堤体上面右側および左側、堤体側面 2 か所の計 4 か所である。写真-5.4 (a), (b) に測定箇所を示す。堤体の形状および加振条件を変えることにより、加振による堤体の変形挙動を調べた。表-5.2 に試験ケースを示す。同表には、試験 No.1~3 までの模型堤体それぞれの既設堤体および腹

付け盛土の寸法および加振条件を記載している。また、図-5.3 に模型堤体の模式図を示す。表-5.2 に示した各寸法は同図に対応している。なお、堤体 No.2 は No.1 を元に、No.3 は No.2 を元に成型、作製したものである。



(a) 上面



(b) 側面

写真-5.4 測定箇所



表-5.2 試験ケース

No.	Foundation ground (cm)	Current embankment			Widened embankment			Condition of acceleration			
		Height (cm)	Crest width (cm)	Bottom width (cm)	Angle of inclination $\beta_c$ (°)	Crest width (cm)	Bottom width (cm)	Angle of inclination $\beta_w$ (°)	Acceleration (Gal)	Frequency (Hz)	Number of excitation
1	5	20	15	35	45	10	10	45	200~400	3	100
2				31	50	9	9	50			
3				31	50	6	4	60	200~500		

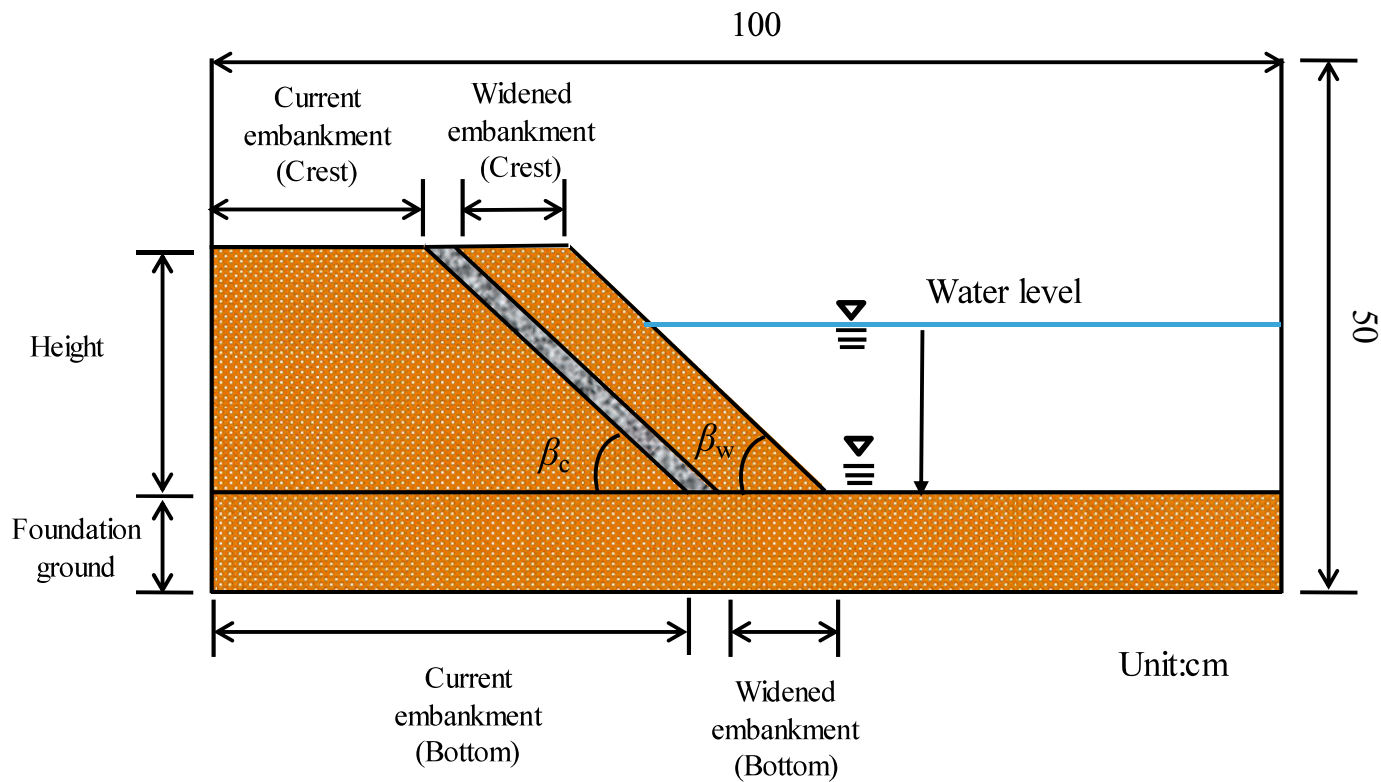


図-5.3 模型堤体の模式図

5.4 加振後の模型堤体の変形挙動

初めに、堤体 No.1 に対して加速度 200~400Gal の下で試験を行った。しかし、400Gal での加振終了時においても堤体の変状は確認されなかった。そのため、No.1 を成型することで、既設堤体および腹付け盛土の傾斜角を 50° にした模型堤体を作製した。この堤体を No.2 とした。No.2 においても上記と同じ加振条件で試験を行ったが、試験終了時まで堤体の破壊は確認されなかった。また、図-5.4、図-5.5 それぞれに、異なる加速度における振動台の代表的な記録波形を示す。両図には、加振時間と振動台の水平加速度および水平変位との関係を示している。図中の正負符号は、写真-5.4 に示した模型堤体の前方の変位および加速度が正であり、後方は負の記号で表記している。両図より、加速度が増加すると振動台の水平変位も大きくなることわかる。

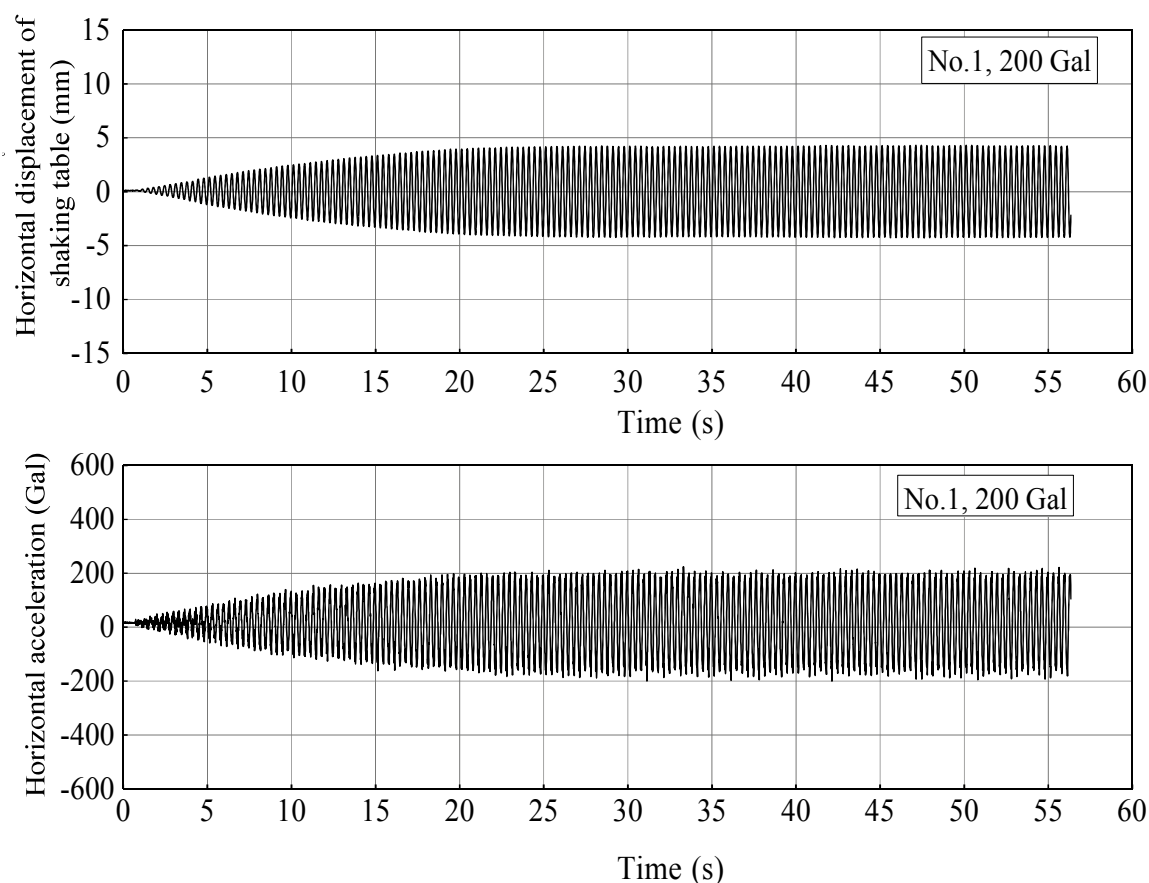


図-5.4 振動台の記録波形（堤体 No.1, 200Gal）

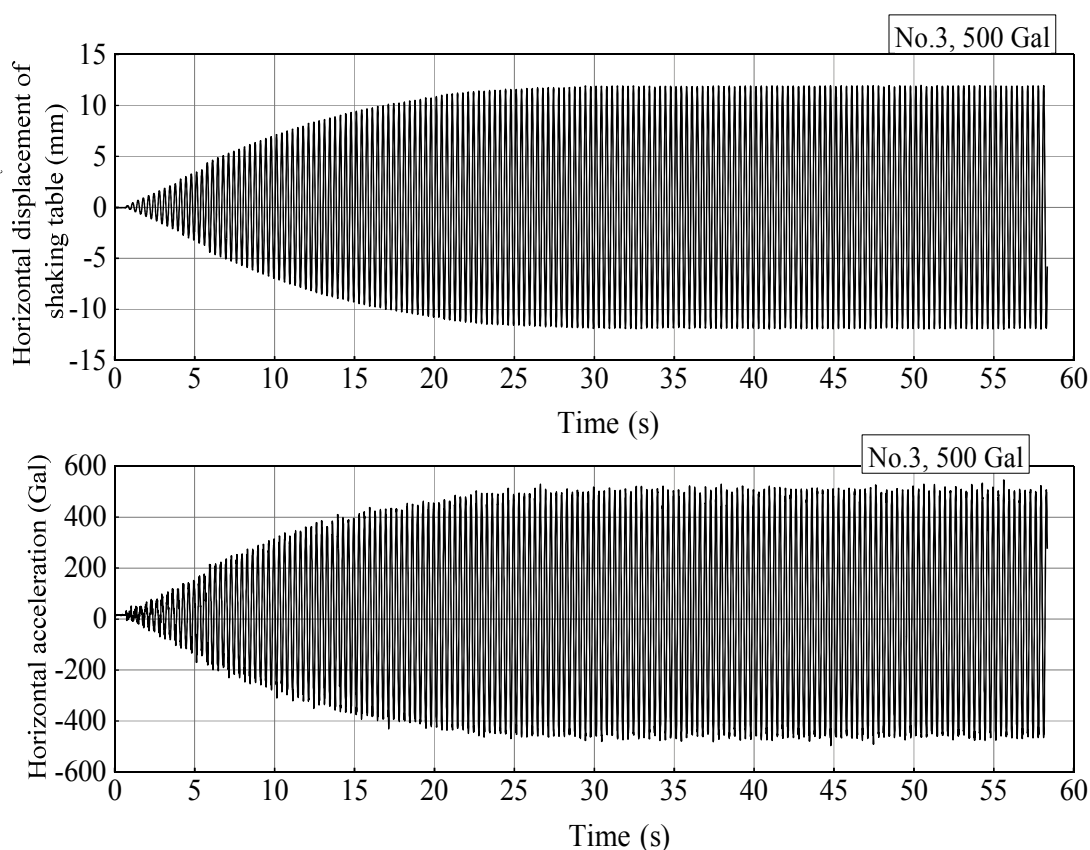


図-5.5 振動台の記録波形（堤体 No.3, 500Gal）

次に、模型堤体 No.2 の腹付け盛土の傾斜を  $60^\circ$  に成型した。この模型堤体を No.3 とした。まず、加速度 200Gal の下で試験を行った。その結果、加振終了時に腹付け盛土と GCL（不織布側）との境界面において 2ヶ所の亀裂が確認された。写真-5.5 に発生した亀裂を示す。また、写真-5.6、写真-5.7 に 2ヶ所の亀裂それぞれの拡大図を示す。その後、300～500Gal まで加振を行ったが、堤体の破壊は起こらず、亀裂の変状進展も確認されなかった。写真-5.8、写真-5.9 それぞれに加速度 200 および 500Gal での加振終了時における堤体の計測断面を示す。模型堤体 No.3 は腹付け盛土の天端幅 6cm、法尻幅 4cm であり、腹付け盛土の厚さは天端から法尻方向にかけて薄くなる。そのため、天端付近が最も不安定になったと考えられる。今回実施した 3 ケースに限っていえば、GCL が堤体の耐震性を低下させる可能性は低いといえる。

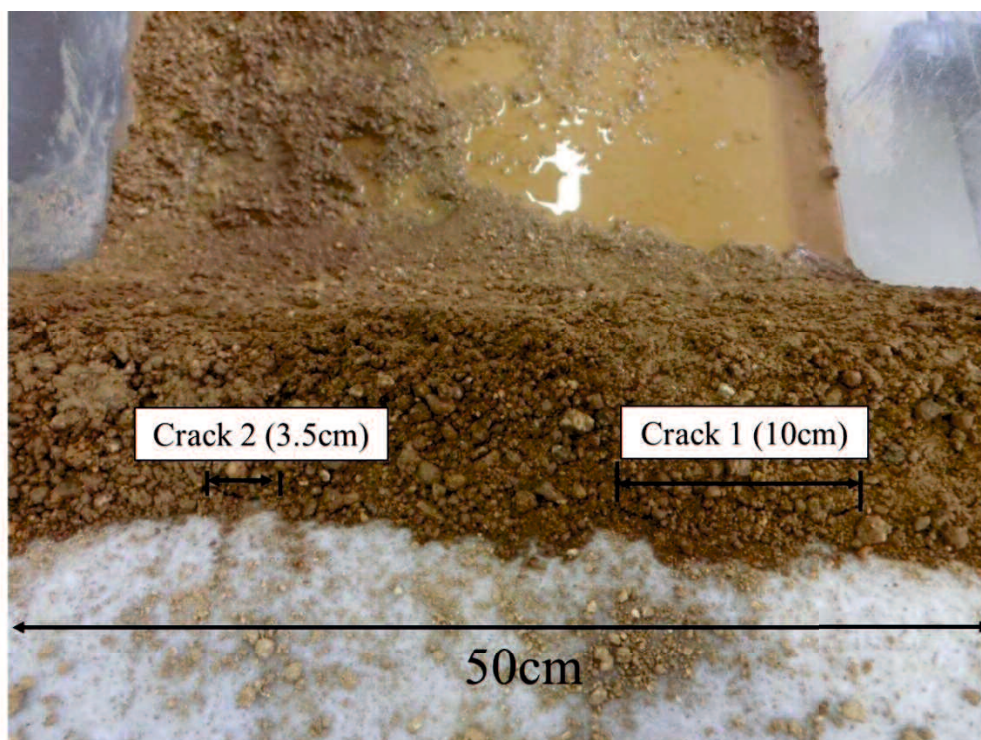


写真-5.5 堤体 No.3 に生じた亀裂 (200Gal 加振終了後)



写真-5.6 亀裂 1 (10cm)



写真-5.7 亀裂2 (3.5cm)



(a) 上面左側 (幅 22.5cm)



(b) 上面右側 (幅 22.5cm)



(c) 既設堤体 (基礎地盤含む高さ 25.0cm)



(d) 腹付け盛土 (基礎地盤含む高さ 25.0cm)

写真-5.8 堤体 No.3, 200gal 加振後



(a) 上面左側 (22.5cm)



(b) 上面右側 (22.5cm)



(c) 既設堤体 (基礎地盤含む高さ 25.0cm)



(d) 腹付け盛土 (基礎地盤含む高さ 25.0cm)

写真-5.9 堤体 No.3, 500gal 加振後

表-5.3 に模型堤体 No.3 における試験終了後の GCL 内部のベントナイトおよび腹付け盛土の含水比を示す。腹付け盛土の傾斜角は  $60^\circ$  であり、水浸日数は 6 日間である。ベントナイトの含水比は模型堤体の天端付近、法面中央、法尻付近の高さの異なる 3 ヶ所から計測した。同表より、貯水位より下に位置する GCL 内のベントナイトの含水比は約 180% であった。第 4 章の現場試験において測定した堤体内部の GCL に含まれるベントナイトの含水比も 180% 程度であったことから、模型実験における GCL の含水状態は現場でのそれに近い状態であったといえる。

表-5.3 模型実験終了時の含水比測定結果

No.	Angle of inclination $\beta$ ( $^\circ$ )	Water content of bentonite in GCL (%)			Water content of Widened embankment (%)
		Crest	Center	Toe of slope	
3	60				19.1
		19.7	173.7	179.8	



5.5 設計水平震度を用いた模型堤体の地震時安定計算

模型実験では、腹付け盛土と GCL の不織布側との境界面において亀裂が発生した。そこで、すべり面を腹付け盛土と不織布との境界面と仮定し、設計水平震度を用いて、模型堤体の平面すべりに対する地震時の安全率を式(5.1)から計算した。図-5.6 に安定計算の対象とした模型堤体の断面図を示す。奥行きは模型堤体と同じ 0.5m である。すべり面が腹付け盛土と不織布との境界面であるため、既設堤体の傾斜の違いは結果に影響していない。腹付け盛土の重量はそれぞれ各模型堤体の寸法から計算した。傾斜角  $\beta_w=45, 50, 60^\circ$  であり、すべり面長  $l=0.3m$  である。見かけの粘着力  $c_d$  および内部摩擦角  $\phi_d$  は、第3章の一面せん断試験結果から得たまさ土と不織布との境界面における強度定数  $c_d=14.4kpa$ ,  $\phi_d=39.7^\circ$  である。今回の計算では地震によって強度定数は変化しないものと仮定した。また、実際のため池堤体内部に発生する間隙水圧および GCL の厚さとその重量は考慮していない。表-5.4 に地震時の安定計算に使用したパラメーターを示す。

$$F_s = \frac{(W \cos \beta_w - k_h W \sin \beta_w) \tan \phi_d + c_d l \times 0.5}{W \sin \beta_w + k_h W \cos \beta_w} \quad (5.1)$$

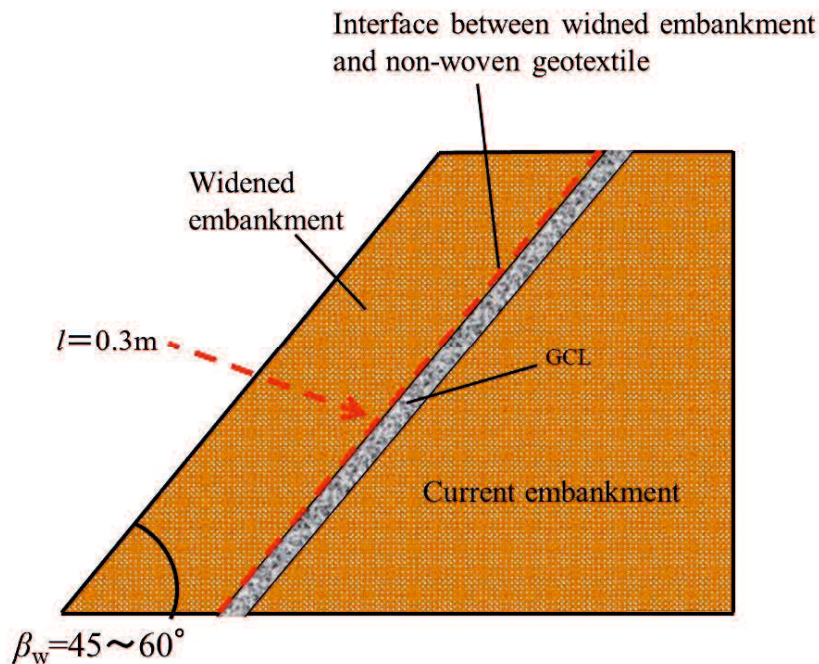


図-5.6 安定計算に使用した断面

表-5.4 地震時の安定計算に使用したパラメーター

No.	Angle of inclination $\beta$ ( $^{\circ}$ )	Weight of widened embankment (kN)	Internal frictional angle $\phi_d$ ( $^{\circ}$ )	Cohesion $c_d$ (kPa)	Sliding surface length $l$ (m)
1	45 $^{\circ}$	0.19	39.7	14.4	0.3
2	50 $^{\circ}$	0.13	39.7	14.4	0.3
3	60 $^{\circ}$	0.076	39.7	14.4	0.3

図-5.7 に3 ケースの模型堤体それぞれにおける設計水平震度  $k_h$  と安全率  $F_s$  の関係図を示す。同図より、いずれのケースにおいても安全率が 10 以上と非常に大きな値を示している。これは、本試験では模型堤体のサイズが小さく腹付け盛土の荷重  $W$  が 0.2 kN 以下と小さいため、見かけの粘着力  $c_d$  が計算結果に大きく影響しているためと考えられる。また、 $c_d$  は模型堤体を想定した 10kPa 以下の低圧領域での拘束圧を考慮していない。さらに、地震時の安定計算に対して、一面せん断試験から得た静的なせん断強度を用いていることも原因の一つとして考えられる。地震による繰返しせん断を受けることで、堤体土だけでなく GCL 内部も損傷を受け強度が低下することが示唆される。そのため、現状では安全率を過大評価している点に注意が必要である。今後、詳細な安定計算を行うには 10kPa 以下の非常に低い拘束圧を考慮したせん断強度特性および地震時の強度低下特性を調べる必要がある。

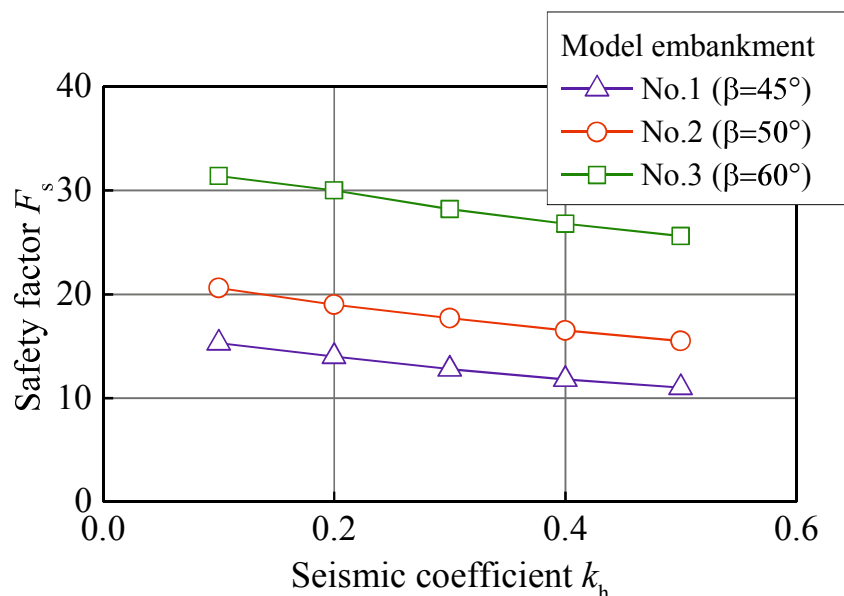


図-5.7 模型堤体の設計水平震度と安全率の関係

### 5.6 結論

本章では、地震動を与えた堤体腹付け部の変形挙動の解明を目的とし、GCLを設置した模型堤体を作製して振動台模型実験を実施した。また、模型実験の結果を基に、設計水平震度を用いて模型堤体の安全率を算出し、地震時の安定性評価を行った。その結果以下の知見を得た。

- (1) 傾斜角が $50^{\circ}$ 以下の模型堤体には400Galの加速度を与えても堤体に変状は見られなかった。一方、腹付け盛土の傾斜角が $60^{\circ}$ の堤体は、加速度200Galでの加振後に、腹付け盛土とGCLとの境界面の一部に亀裂が生じた。しかし、その後500Galまで加速度を増加しても、亀裂および堤体に変状は無かった。限られた条件下ではあるが、GCLが堤体の耐震性を低下させる可能性は低いといえる。
- (2) GCLを設置した堤体の地震時安定性照査には、繰返しせん断によって損傷したGCLおよび堤体土のせん断強度を検討する必要がある。

5.7 参考文献

- 1) 堀俊和, 上野和広, 松島健一:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策, 農業工学研究所技報, Vol.213, pp.175-199, 2012
- 2) 長谷川修一・山中 稔・野々村敦子:2016 年熊本地震災害調査速報, 香川大学工学部, 2016.
- 3) 龍岡文夫, Duttine. A, 矢崎澄雄, 毛利栄征:非排水繰返し载荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-, pp.403-410, 2014.
- 4) 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征:東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調査について, ダム工学, Vol.23, No.2, pp.99-114, 2013.
- 5) 宮永泰光, 小林晃, 村上章:画像解析を用いた振動台実験によるため池堤体の地震時挙動, 平成 24 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, pp.766-767, 2012.
- 6) 大根義男, 建部英博, 村瀬祐司:フィルダムの地震時の応答ならびに安定性に関する研究, 愛知工業大学研究報告, Vol.13, pp.231-239, 1978.
- 7) 鈴木航, 鈴木哲也, 森井俊廣, 河合隆行:物理探査を用いた農業用ため池の非破壊状態評価に関する研究, 平成 26 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, pp.726-727, 2014.
- 8) 石川浩次, 細矢卓志, 緒方信, 馮少孔:地震被害と地形・表層地質・地盤特性-"震災の帯"の中の被害差の原因について-, 第四紀研究, Vol.39, No.4, pp.389-400, 2000.
- 9) 社団法人地盤工学会:設計用地盤定数の求め方-土質編-, pp.23, 216, 2007.

## 第6章 結論

ため池堤体の遮水工法の一つとしてベントナイト遮水シート(GCL)を用いる方法がある。しかし、GCLを堤体内部に設置した場合には、材質の異なる土層境界面が生じる。また、膨潤したベントナイトのせん断強度は小さいため、この境界面が改修後の堤体内部の弱点となり安定性を低下させる可能性がある。本研究では、GCLおよびGCLと堤体土との境界面におけるせん断強度特性、また、GCLを設置した堤体の地震時変形挙動を解明し、改修された堤体腹付け部の常時および地震時安定性を明らかにすることで、GCLが堤体の安定性に及ぼす影響を検討した。得られた成果は各章でまとめているが、本章ではそれらを総括した。

第1章では、本研究の背景および目的を述べ、本論文の内容と構成について示した。また、GCLの種類および構造とGCLの内部補強材であるニードルパンチについて説明し、ニードルパンチを含んだGCLのせん断強度評価方法の課題について述べた。

第2章では、GCLのせん断試験に関する既往の研究をまとめた。また、ため池の堤体調査の現状と地震時の耐震性評価方法について述べた。

第3章では、GCLを使用した際に想定される堤体内部の土層境界面に対して、圧密定圧一面せん断試験により各土層境界面それぞれのせん断強度特性を調べた。GCL内部に施されているニードルパンチは考慮せず、土供試体下部にジオテキスタイルを貼り合わせることで、各土層境界面を再現した。対象としたせん断境界面は、堤体土内部、堤体土とジオテキスタイルとの境界面、ベントナイト内部、ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面である。堤体土としてまさ土を使用した。ジオテキスタイルは本研究で使用したGCLを構成する織布と不織布である。得られた結論を以下に要約する。

- (1) まさ土単体と比較して、まさ土とジオテキスタイルの境界面では、不織布・織布どちらにおいても内部摩擦角 $\phi_a$ は低く、見かけの粘着力 $c_d$ は高い。また、粘着力は織布と不織布の材質の違いに影響される。

- (2) ベントナイトのせん断強度および強度定数は、膨潤量の増加に伴い減少する。まさ土とは異なり、水浸させたベントナイトとジオテキスタイルとの境界面におけるせん断強度は、織布と不織布の材質の違いによる影響を受けにくい。
- (3) 7日水浸させたベントナイトと織布および不織布との境界面のせん断強度はともに低く、かつ、ベントナイト単体の強度も同様に低くなる。なお、三者の強度特性を比較した場合、ベントナイト単体の内部摩擦角が最も低く、見かけの粘着力は最も高い。

第4章では、現場においてGCLを設置した実際のため池堤体を造成し、6ヶ月間水浸させ、その後、堤体に対する現場せん断試験および堤体内部に設置したGCL内のベントナイトの含水比測定をそれぞれ実施した。また、一面せん断試験から得た強度定数を用いて、現場試験で造成した堤体の常時および地震時の安定性評価を行った。得られた結論を以下に要約する。

- (1) 腹付け盛土の天端に荷重を載荷し、堤体のすべり破壊を試みたが、現場試験でのせん断変位量は非常に小さく、堤体には目視による変形は現れなかった。
- (2) 現場せん断試験で載荷した最大荷重を考慮し、現場堤体の安定計算を行った。その結果、最大荷重を考慮してもまさ土およびまさ土とジオテキスタイルとの境界面の安全率は、いずれのケースにおいても1.2以上であった。ベントナイトとジオテキスタイルとの境界面では、傾斜角 $\beta = 46^\circ$ で最大荷重 $T_{\max} = 15 \text{ kN}$ が載荷された堤体において $F_s$ は1.0未満であった。しかし、現場せん断試験ではいずれの堤体もすべり破壊を起さなかった。この原因には、載荷方法やGCL内部のニードルパンチの影響が考えられる。
- (3) 室内および現場試験の結果から、本研究で使用したGCLの構造であれば、堤体内部に微小な変形はあるものの、堤体腹付け部の常時における安定性に影響する可能性は低いといえる。
- (4) 設計水平震度 $k_h$ を用いて、現場試験で造成した堤体のレベル1地震動に対する安全率を計算した。その結果、本研究で得たせん断強度定数を用いた場合、傾斜角 $34^\circ$ 以下の法面勾配であれば、地震時における最低限の安定性は確保できるものと考えられる。

第5章では、地震動を与えた堤体の変形挙動の解明を目的とし、GCLを設置した模型堤体を作製して振動台模型実験を実施した。また、模型実験の結果を基に、設計水平震度を用いて模型堤体の安全率を算出し、地震時の安定性評価を行った。得られた結論を以下に要約する。

- (1) 傾斜角が 50°以下の模型堤体には 400Gal の加速度を与えても堤体に変状は見られなかった。一方、腹付け盛土の傾斜角が 60°の堤体は、加速度 200Gal での加振後に、腹付け盛土と GCL との境界面の一部に亀裂が生じた。しかし、その後 500Gal まで加速度を増加しても、亀裂および堤体に変状は無かった。限られた条件下ではあるが、GCL が堤体の耐震性を低下させる可能性は低いといえる。
- (2) GCL を設置した堤体の詳細な地震時安定性照査には、繰返しせん断によって損傷した GCL および堤体土のせん断強度を検討する必要がある。

以上より、本研究によって、GCL が堤体の常時安定性に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。また、地震動を受けた堤体に発生する変状の一例を示した。本研究における実験条件に限れば、GCL が堤体の地震時安定性を低下させる可能性は低いといえる。ただし、詳細な地震時安定性評価については、強度低下特性等の要因を検討する必要がある。今後、堤体材料にまさ土を使う場合や、現場の状況から想定される GCL 内部のベントナイトの含水状態によっては、本研究の結果の一部を有効活用することが可能である。また、これまで述べた本研究の結論を受けて、今後の課題について以下に示す。

- (1) 一面せん断試験の試験終了時のベントナイトの含水比は、現場における GCL 内のベントナイトの含水比よりも低かった。そのため、膨潤をさらに促進させたベントナイトのせん断強度特性を調べる必要がある。また、ニードルパンチが GCL 内部のせん断強度に及ぼす影響を定量的に評価することが望まれる。
- (2) 本研究では、堤体材料にまさ土だけを使用している。他の土質材料と GCL との境界面におけるせん断強度特性を調べ、物理特性とせん断強度の関係のデータを収集する必要がある。
- (3) 今後必要とされる堤体の耐震性評価については、地震動を受けた時の GCL 表面および内部の過剰間隙水圧の発生を調べ、それらを考慮した上で地震時の安定性評価を詳細に行う必要がある。

## 謝辞

本論分は、著者が山口大学工学部地盤安全工学研究室に所属した5年と半年の間に、鈴木素之教授の御指導の下に行った研究成果を取りまとめたものです。研究の遂行および論文の執筆にあたり、多くの方々に御指導、御助言を頂きました。

山口大学工学部教授 鈴木素之先生には、細部に渡り厳しくも温かい懇切丁寧かつ終始適切にご指導、ご教授を賜りました。先生のご指導なくしては、本論文は元より、研究、実験において成果を出すことができませんでした。その他にも、施工現場見学や、学会、海外留学など様々な経験をさせて頂き、多くのことを学ばせて頂きました。先生の常々のご厚意とご指導を賜りましたことに、心から御礼申し上げます。また、先生が就職活動をサポートして頂いたおかげで、希望する職につけることができました。先生の教えを胸に、これからも研究活動に励んでいきたいと思っております。今後ともどうぞよろしくお願い申し上げます。

山口大学工学部教授 清水則一先生には、本論分の予備審査および本審査の審査委員になって頂き、本研究に関する御指導、御助言を頂きました。分かりやすく研究を説明することの大切さを学びました。深く感謝申し上げます。

山口大学工学部教授 中田幸男先生には、本研究に関する御指導、御助言を頂きました。議論の後には著者の体調を気づかい、温かい言葉をかけてくださりました。また、解析に関する講義を開いて頂き、素人だった著者に解析についての基礎知識を教えて頂きました。深く感謝申し上げます。

山口大学工学部准教授 吉本憲正先生には、本研究に関する御指導、御助言を頂きました。建設基礎実験のTAを長期に渡り担当させて頂き、学生に対する指導を勉強させて頂きました。

山口大学工学部講師 原弘行先生には、本研究に関する御指導、御助言を頂きました。就職活動の際には、お忙しい中、親身になってアドバイスをして頂きました。深く感謝申し上げます。

(株) ケイズラブの河内義文氏、(株) ボルクレイ・ジャパンの浦部朋子氏には、共同研究者として試料やデータのご提供をして頂きました。お二人のご協力のおかげもあって、本論文をまとめることができました。心より感謝の意を表します。また、本研究に御協力頂いた、農林水産省、山口県の関係者の方々にお礼申し上げます。

研究室のOBである長野高専准教授 松下英次先生は、ご多忙の折にも研究に対する深甚なる御助言、御協力をいただきました。今後ともどうぞよろしくお願い申し上げます。また、同じくOBの秋田大学助教授 田口岳志先生、(株) エイト日本技術開発 藤本哲生氏、



(株)ヒロセ 志村直紀氏には、著者の研究および就職活動に多くの御助言を頂きました。皆様に深く感謝申し上げます。

研究遂行にあたり、同研究室を卒業・修了された先輩・後輩には多くの御助力をいただきました。2期先輩の杉下裕輔氏、佐藤登氏、1期先輩の杉村尚樹氏、福村拓人氏、城田悠佑氏、1期後輩の浅田陵平氏、伊藤潤氏、草野祐樹氏、山本拓也氏、2期後輩の塩出俊太氏、井上優朋氏、多田羅貴彰氏、福田千緩氏、3期後輩の柴田春樹氏、高原隆鐘氏、山本憲司氏。皆様には研究生生活において多くの支援をいただきました。ありがとうございました。学部4年生から修士2年まで3年間、お互いに切磋琢磨してきた同期の大谷直毅氏、松原輝明氏、山口恭平氏とは研究室を通じて多くのことを共有し、色々と助けてもらいました。個性豊かな先輩後輩、頼りになる同期をもつことができ、とても充実した研究生生活を送ることができました。また、現在、同研究室に在籍中である博士前期課程2年の内川浩樹氏、博士前期課程1年の片岡知氏、神木雄一氏、野村和樹氏、宮前知弘氏、学部4年生の石丸太一氏、時松那留氏、志賀竜巳氏、藤田義成氏。愉快的な皆さんのおかげで、明るく博士課程を過ごせることができました。またどこかで会いましょう。

そして、最後に私事になりますが、博士後期課程への進学及び研究活動の支援を頂いた両親、休日におよぶ研究活動に対し惜しめない協力をし、著者を支えてくれた妻 早希、大きな泣き声と笑顔で励ましてくれた息子 望に深く感謝の意を表すとともに、末永く健康であることを願い、本論分を結びたいと思います。

平成 29 年 9 月

神山 惇