

博士論文

固結した地盤材料の変形強度特性の拘束圧・載荷速度依存性

(Confining stress and loading rate dependencies of
deformation and strength properties of cemented geomaterials)

2016 年 1 月

宮下 千花

論文の内容の要旨

論文題目 固結した地盤材料の変形強度特性の拘束圧・载荷速度依存性

(Confining stress and loading rate dependencies of deformation and strength properties of cemented geomaterials)

氏 名 宮下 千花

本論文は、セメント系固化処理土や自然堆積により固結した堆積軟岩など、様々な強度の固結した地盤材料の変形強度特性の拘束圧依存性と载荷速度依存性をとりまとめたものである。

研究の背景と目的を整理する。

近年の施工技術の進歩や周辺環境への影響低減等の社会的要請により、従来よりも厳しい条件下で複雑な形状の土木構造物が建設されるようになってきた。例えば首都高速道路中央環状線山手トンネルでは、比較的深部の堆積軟岩で大断面シールドトンネルを非開削切り開きにより接合する工法が採用されている。シールドトンネルの切り開き部では、接合部周辺での応力集中等によるトンネル内空側へのクリープ変形・クリープ破壊が懸念される。従って周辺地山の掘削時および掘削後の変形量を精度良く予測し、予測に基づいた適切な施工計画を立てることが重要である。

設計段階で通常使われる現行の数値解析モデルにはこのような長期安定問題を取り扱うために考慮すべき载荷速度依存性が考慮されておらず、特に掘削後に長期的に生じうるクリープ変形量を予測することができない。载荷速度依存性による粘性項の影響が無視できない材料では地山の長期変形を過小評価する可能性があり、これを考慮した数値解析が行われることが望ましい。本研究では固結した地盤材料の载荷速度依存性を実験的に検討し、材料の固結強度や拘束圧が载荷速度依存性に与える影響についてまとめた。

固結した地盤材料の設計・施工のための力学特性の把握には、一軸圧縮試験による破壊強度や割線変形係数を用いる場合が多い。一方平成 13 年度の「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」が施工されたことにより、東京外郭環状道路や中央新幹線等、地下 40 m 以深の大深度地下の有効利用が活発化している。セメント等の固化材を用いた地盤改良のコスト縮減を図る場合や、後の再掘削性を考慮した地盤改良を検討する場合などでは、固結強度の大きさが上載圧に対して十分に高いとは限らない。以上のように、大深度地下や基礎直下などで高い拘束圧が作用する場合や、改良強度に対して比較的高い拘束圧が作用する場合の固結した地盤材料の変形強度特性を設計・施工に正しく反映させるためには、三軸圧縮試験等で変形強度特性の拘束圧依存性を検討する必要がある。本研究では高精度な三軸圧縮試験に画像解析による巨視的な局所変形挙動の観察、SEM による微視的な固結構造の観察を組み合わせることにより、

固結した地盤材料の強度変形特性への拘束圧の影響を局所変形挙動や微視的構造の変化に着目してまとめた。

直近に予定されている中央新幹線や東京五輪等の新規大規模建設工事に加え、既存構造物の維持管理や更新を目的とした工事に伴う建設発生土量の増加が予想される。加えて平成 26 年に「建設リサイクル推進計画 2014」が策定され、建設発生土利用率の指標が「建設発生土有効利用率」に変更されるなど、建設発生土の更なる有効利用が求められている。本研究では建設発生土を流動化処理した低強度の試料から、浚渫土に多量のセメントを添加した高強度の試料、堆積軟岩など、広範な強度の人工的あるいは自然堆積による固結材料を対象とし、広範な拘束圧下での挙動を統一的に検討することで、固化処理した建設発生土の更なる有効利用に資することも目標とした。

本論文の構成と研究内容を示す。

第 1 章では、研究の背景、関連する既往研究の整理、研究目的の設定、論文構成を示した。

第 2 章では、対象とした地盤材料の物理特性、堆積軟岩の不攪乱試料採取および固化処理土の作成方法、試験装置の概要、試験方法、応力とひずみの定義を示した。

第 3 章では、三軸圧縮試験における局所変形挙動の観察のための画像解析方法、解析結果の補正方法、解析精度の検証について示した。

第 4 章では、流動化処理土の異なる拘束圧下での三軸圧縮試験結果、画像解析による局所変形挙動の観察結果、SEM による微視的構造の観察結果から、変形強度特性の拘束圧依存性と、載荷速度依存性についてまとめた。

第 5 章では、高強度セメント改良粘土とセメント改良砂の異なる拘束圧下での三軸圧縮試験結果、画像解析による局所変形挙動の観察結果、SEM による微視的構造の観察結果から、変形強度特性の拘束圧依存性と、載荷速度依存性についてまとめた。

第 6 章では、堆積軟岩の異なる拘束圧下での三軸圧縮試験結果、SEM による微視的構造の観察結果から、変形強度特性の拘束圧依存性と、載荷速度依存性への拘束圧の影響についてまとめた。三軸試験から得られた載荷速度依存性の変形強度特性に及ぼす影響を確認するために、非線形三要素モデルによる数値解析結果も示した。

第 7 章では、第 4 章から第 6 章で得られたそれぞれの地盤材料の変形強度特性の拘束圧依存性と載荷速度依存性を総括し、統一的な結果の解釈を行った。

第 8 章では、本研究の結論と今後の課題を示した。

本研究により得られた主な結論の概略を示す。

<変形強度特性の載荷速度依存性と拘束圧の影響>

- (1) セメント固化や自然堆積などの固結構造により、本研究で対象とした試料はいずれも Isotach 粘性を示した。
- (2) 次のような固結構造の損傷が生じると固結前の地盤材料の粘性を示した。
 - (2-a) 等方圧密による最大有効主応力が一軸圧縮強度を大きく越え、顕著な体積収縮が起こ

った場合

(2-b) 最大軸差応力の発揮後に形成されたせん断層内での局所変位が顕著に生じた場合

(3) 最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による载荷速度依存性を定量的に評価した結果、次のような知見が得られた。

(3-a) 材料強度（固結構造の強度）が大きくなると、非線形三要素モデルで定義された固結力に起因する応力 c^* も、载荷速度によって変化する粘性応力の大きさ β も大きくなった

(3-b) 同一材料において、高拘束圧下では固結構造の損傷によって c^* がゼロとなり、 β が顕著に大きくなった

<変形強度特性の拘束圧依存性>

(i) 本研究で対象とした全ての試料において、固結構造の損傷が顕著に生じて降伏し、変形強度特性が変化した目安となった応力状態は、最大有効主応力が一軸圧縮強度を超えた状態であったと考えられる。本研究ではこの状態を「降伏」と称した。「降伏」を迎える段階での応力状態が拘束圧に応じて異なり、変形強度特性は概ね次の 3 ケースに分類することで統一的に説明された。

(ii) 拘束圧が一軸圧縮強度よりも大きい場合、等方圧密中に「降伏」して著しい体積収縮が生じ、母材と損傷した固結構造が高拘束圧下ほど密実化した。三軸圧縮においては低密度な母材の強度変形特性が卓越し、ひずみ硬化挙動を示した。

(ii-A) 初期剛性は高い拘束圧依存性を示し、弾性的挙動は高拘束圧下ほど大きな軸差応力まで持続した。

(ii-B) ひずみ硬化挙動により軸差応力は単調増加し、軸差応力の最大値（＝残留値）は高い拘束圧依存性を示した。

(iii) 拘束圧が一軸圧縮強度よりも十分に小さい場合、低密度な母材間の固結構造が圧密、三軸圧縮に抵抗した。三軸圧縮中に異方応力が等方応力を大きく上回る状態で「降伏」に至り、ひずみ軟化挙動を示した。

(iii-A) 初期剛性や最大軸差応力の拘束圧依存性は小さかった。

(iii-B) せん断層内での固結構造の著しい損傷により残留強度は小さくなったが、その拘束圧依存性は (ii) のケースよりも大きくなった。

(iv) 拘束圧が(ii) と (iii) の中間的な値の場合、三軸圧縮初期に等方応力が異方応力を上回る状態で「降伏」に至り、(ii) と (iii) の中間的挙動を示した。

(iv-A) 「降伏」によって (iii) よりも小さな軸差応力で剛性の顕著な低下が見られた。

(iv-B) 固結構造の損傷箇所ではひずみの局所化領域が複数箇所に現れ、軸差応力はひずみの増大と共に漸増した。ひずみの局所化は固結構造の損傷に起因し、損傷箇所ではせん断抵抗の一時的な低下と母材の密実化によるせん断抵抗の回復が起こったため、軸差応力の低下が妨げられたものと考えられる。(iv-A) の影響により、(iii) のケースが最大軸差応力を発揮したひずみレベルでは軸差応力の値が (iii) のケースを下回ったが、引き続き三軸圧縮を続けてひずみが大きくなると軸差応力の値は(iii) のケースを上回った。

目次

第1章 序論

- 1.1 研究の背景
- 1.2 室内試験における地盤材料の局所変形挙動の観察手法に関する既往の研究
- 1.3 異なる拘束圧下における均質な砂質土と粘性土の強度変形特性に関する既往の研究
- 1.4 固結した地盤材料の異なる拘束圧下における強度変形特性に関する既往の研究
- 1.5 固結した地盤材料の載荷速度依存性への拘束圧の影響に関する既往の研究
- 1.6 本研究の目的と構成

第2章 試料と試験装置の概要

- 2.1 概説
- 2.2 試験試料の概要
- 2.3 試験装置および計測器の概要
- 2.4 試験手順
- 2.5 応力とひずみの定義

第3章 画像解析

- 3.1 概説
- 3.2 画像解析システムと画像解析手法
- 3.3 射影とレンズ歪みに関する検討
- 3.4 変位計測の精度評価
- 3.5 三軸圧縮試験における供試体観察面とカメラレンズとの距離の変化に対する補正方法の検討
- 3.6 圧力円筒の平面観察窓の歪みに対する補正方法の検討
- 3.7 歪み補正を実施した画像解析と他の計測手法によるひずみの比較
- 3.8 画像解析による変位計測の不確かさが局所ひずみの値に及ぼす影響
- 3.9 本章のまとめ

第4章 異なる拘束圧下における流動化処理土の三軸圧縮試験

- 4.1 概説
- 4.2 応力ひずみ関係
- 4.3 局所変形挙動
- 4.4 変形強度特性に及ぼす流動化処理土の微視的構造の変化
- 4.5 考察
- 4.6 本章のまとめ

第5章 異なる拘束圧下における高強度セメント改良粘土およびセメント改良

砂の三軸圧縮試験

- 5.1 概説
- 5.2 応力ひずみ関係
- 5.3 局所変形挙動
- 5.4 変形強度特性に及ぼす高強度セメント改良粘土の微視的構造の変化
- 5.5 変形強度特性についての考察
- 5.6 載荷速度依存性
- 5.7 本章のまとめ

第6章 異なる拘束圧下における堆積軟岩の三軸圧縮試験

- 6.1 概説
- 6.2 応力ひずみ関係
- 6.3 微小ひずみから小ひずみ領域における破壊前の変形強度特性
- 6.4 載荷速度依存性
- 6.5 真の粘着力を考慮した非線形三要素モデルによる載荷速度依存特性の数値解析
- 6.6 本章のまとめ

第7章 固結強度や土質の異なる試料の三軸圧縮試験で得られた知見の整理

- 7.1 概説
- 7.2 固結した地盤材料の変形強度特性への拘束圧の影響
- 7.3 固結した地盤材料の載荷速度依存性とその特性に与える拘束圧の影響
- 7.4 研究成果の工学的問題への適用
- 7.5 本章のまとめ

第8章 結論と今後の課題

- 8.1 結論
- 8.2 今後の課題

第1章 序論

1.1 研究の背景

固結した地盤材料の設計・施工のための力学特性の把握には、一軸圧縮試験による破壊強度や割線変形係数を用いる場合が多い。一方平成 13 年度に「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」が施行されたことにより、例えば東京外郭環状道路や中央新幹線等、地下 40 m 以深の大深度地下の有効利用が活発化している（図 1.1，東海旅客鉄道株式会社，2014）。また、目標とする改良強度が原位置の拘束圧や上載圧等に対して十分に大きくないケースも考えられる。例えば図 1.2 に概要を示す東京湾横断道路の浮島取り付け部の建設では、原地盤の粘土層にシールドトンネルを掘削するために、 10 kgf/cm^2 （1 MPa）を目標強度とする比較的低強度の地盤改良を深層混合処理工法により実施した。上部の盛土を支持でき、シールドトンネルの円滑な掘削を妨げない強度（ 6 kgf/cm^2 以上 30 kgf/cm^2 以下）を確保した上で、経済性も考慮して導かれた強度である。施工後に得られた一軸、三軸圧縮試験の結果、最深部では図 1.3 に示すように改良強度が原位置の拘束圧に対してそれほど大きくないことが分かった（Tatsuoka et al. 1997）。

以上のように、大深度地下や基礎直下などで高い拘束圧が作用する場合や、改良強度に対して比較的高い拘束圧が作用する場合の固結した地盤材料の変形強度特性を設計・施工に正しく反映させるためには、三軸圧縮試験等で変形強度特性の拘束圧依存性を検討する必要がある。

近年の施工技術の進歩や周辺環境への影響低減等の社会的要請により、従来よりも厳しい条件下で複雑な形状の土木構造物が建設されるようになってきた。例えば首都高速道路中央環状線山手トンネルの分岐合流部では、比較的深度の堆積軟岩で大断面シールドトンネルを非開削切り開きにより接合する工法が採用されている。図 1.4 にその一例を示す。シールドトンネルの切り開き部では、接合部周辺での応力集中等によるトンネル内空側へのクリープ変形・クリープ破壊が懸念される。現在は対策工を組み合わせることによって十分に安全側の設計・施工が行われているため、天端の鉛直変位は 5～10 mm 程度、トンネル上半掘削における切り開き頂部（図 1.4 の赤い矢印の位置）の鉛直方向の地中変位量は 15 mm 程度であり、いずれも大きくなかった。しかし、採取試料の三軸圧縮試験結果よりも小さな強度定数を用いて事前に実施された有限差分法による三次元 FDM 解析（モールクーロンの破壊基準による弾塑性解析で、クリープ変形を考慮しない）では、天端の鉛直変位が 4 mm 程度と計算されており、実際の変位計測値が強度を過小評価して得られた解析値をわずかに上回った。また、図 1.5 に示す切り開き頂部の鉛直方向の地中変位と経過日数との関係によれば、水色に塗りつぶされた掘削停止期間中にも沈下量が増加し続けていた。このクリープ変形を示唆する計測結果は、天端の鉛直変位の計測結果にも表れていた（Namikawa et al. 2016）。

前述の三次元 FDM 解析のような設計段階で通常使われる現行の数値解析モデルには、長期安定問題を取り扱うために考慮すべき载荷速度依存性が考慮されておらず、例えば図 1.5 で確認されたような施工中のクリープ変形量や、供用後に長期的に生じうるクリープ変形量を予測することができない。载荷速度依存性による粘性項の影響が無視できない材料では地山の長期変形を過小評価する可能性があり、これを考慮した数値解析が行われることが望ましい。

更に、今後より効果的で経済的な施工方法を検討するためには、地山の载荷速度依存性を考慮した解析でどこまでの変形を許容できるか確認する方法が考えられる。この場合、「進行性破壊を想定した最

も応力集中が起こる箇所での局所的な破壊」を極限状態として考慮する必要がある。そのためには、せん断初期から最大強度発揮、残留状態に至るまでの一連の載荷速度依存性を把握することが重要である。

直近に予定されている中央新幹線や東京五輪等の新規大規模建設工事に加え、既存構造物の維持管理や更新を目的とした工事に伴う建設発生土量の増加が予想される。加えて平成 26 年に「建設リサイクル推進計画 2014」が策定され、建設発生土利用率の指標が「建設発生土有効利用率」に変更された。図 1.6 に建設発生土搬出および土砂利用搬入状況を引用して示す（国土交通省，2014 a）。従来の「建設発生土利用率」とは「土砂利用量に対する有効利用量の割合」と定義され、内陸受け入れ地への搬出量（図 1.6 の⑤）、つまり有効利用されずに現場から搬出された発生土を考慮していなかった。

これに対し、新たに設定された「建設発生土有効利用率」とは「建設発生土発生量に対する有効利用量の割合」である。平成 24 年度の建設発生土利用率は 88.3 % であり、図 1.7 に示すように過去 7 年間の調査では最大値となっている（国土交通省，2014 b）。しかしこの実績を建設発生土有効利用率に換算すると、有効利用されなかった発生土（図 1.6 の⑤）を分母に加算しなければならないため 68.5 % まで低下する。「建設リサイクル推進計画 2014」ではこの建設発生土有効利用率を平成 30 年までに 80 % 以上まで増加させることを目標としている。この目標を達成するには、これまでも削減努力が続けられている新材の利用を引き続き抑制すると共に、例えば固化処理土への利用用途を拡大するなどして発生土を従来以上に有効利用しなければならない。

以上の背景のもとで、本章では固結した地盤材料の変形強度特性への拘束圧依存性と、載荷速度依存性について既往の関連研究を整理した。固結した地盤材料ではしばしばせん断層を伴うひずみの局所化が確認されるため、局所変形挙動を検討した既往の研究についても調べた。既往の研究の進展状況を考慮して、本研究の目的を設定した。

1.2 室内試験における地盤材料の局所変形挙動の観察手法に関する既往の研究

Viggiani and Hall (2008) によると、X 線トモグラフィーを用いた地盤材料の局所変形挙動の観察は、例えば 1960 年代前半の Roscoe らによる X 線写真 (X-ray radiographs) の撮影とその分析手法が原点であった。擁壁の回転による背面地盤の変形を検討するために行われた、密な砂質土の模型実験の X 線写真 (b) と、その分析結果 (a) の一例を図 1.8 に示す (Roscoe, 1970)。図 1.8 a) は観察側面に設置された 2 cm 間隔の標点の動きを定量化することによって得られた局所的なせん断ひずみの分布である。当時は平面ひずみ条件下での地盤材料の局所変形挙動を、模型地盤等に設けた標点の追跡によって定量的に求めることが主な目的であった。しかしせん断層などの密度変化が顕著な領域においては、取得画像におけるせん断層周辺との明度の違いから、土粒子の構造の密度変化による局所変形を定性的に観察することも可能であった。

現在では画像分析の高度化や X 線 CT 撮像技術の導入などにより、医療用・産業用の X 線 CT を用いた模型地盤、载荷中の要素試験試料の内部構造の変化を土粒子レベルで観察し、定量的な評価を行う手法が提案されている (例えば菊池ら, 2006, Higo et al., 2011 など)。

一方 Viggiani and Hall (2008) によると、Butterfield et al. (1970) によって実体写真を用いた地盤材料の局所変形挙動の観察手法が初めに提案された。固定点の座標を二地点からの実体写真によって求める航空測量の技術を応用して、変位を与える前後の標点の実体写真を固定点から撮影し、二枚の実体写真における標点の相対変位を定量的に評価した。先端角 60 度の楔型模型を、砂質土の模型地盤に貫入させる前 (a) 後 (b) に撮影された実体写真を図 1.9 に示す。ガラスに設けた格子のサイズが 1.0 インチ (= 25.4 mm) である。模型地盤の観察側面に設置された標点 (ワッシャー) の水平 (a)、鉛直 (b) 変位の分析結果を図 1.10 に示す。この手法は False Relief Stereophotogrammetry と呼ばれている。近年の実体写真撮影機器の発達により、画像取得方法の主流がアナログ形式からデジタル形式に移行し、これを用いた画像解析手法 (Digital Image Correlation) が代替手法として広く用いられている。X 線 CT と比較すると取得できる情報量が限られているが、通常用いられる金属性の試験装置をそのまま用いることができるという利点があり、载荷中の地盤材料の局所変形挙動を求める目的で様々な模型実験、室内土質試験に適用されている。本研究でもこの手法を用いて局所変形挙動の観察を行うこととした。

吉田 (1995)、Yoshida and Tatsuoka (1997) は様々な砂質土、礫質土の硬質な地盤材料の平面ひずみ圧縮試験において、アクリル製の拘束板で平面ひずみ条件を与えられた供試体の一側面を一眼レフカメラで撮影、アナログ写真を取得し、あらかじめ標点の設けられたメンブレンの局所変形挙動を座標読み取り装置で自動化して求めた。

画像取得方法がデジタル形式に移行し、データ処理が自動化されてからは様々な画像解析手法が開発されてきている。例えば Bhandari and Inoue (2005) では、人工軟岩の平面ひずみ圧縮試験において単調载荷中の複数の段階で図 1.12 に示すように除荷を行い、X-Y ステージに取り付けた高精度実体顕微鏡 (640 x 480 pixels) を 5 mm ずつ上下左右に移動させながら供試体側面の分割画像を 189 枚撮影し、画像を組み合わせることによって精度の高い画像解析を行った (図 1.11)。また吉川 (2007) は、図 1.13 a) に示すようにコンパクトデジタルカメラを八台連動させて円柱供試体の側面を八箇所から撮影したり、図 1.13 b) のように円柱供試体を载荷中に回転させて一台のデジタルカメラで複数方向から供試体側面を撮影したりすることによって、三軸圧縮試験中の供試体の三次元での局所ひずみや体積変化を求める画像解析手法を提案した。

本研究で用いた画像解析は、Salas-Monge (2002) において平面ひずみ圧縮試験に適用した画像解析手法に倣っている。比較的多くの研究例で用いられている一般的な手法を、本研究では矩形供試体の三軸圧縮試験に適用した。詳細は第3章を参照されたい。

Yoneda et al. (2013) は、メタンハイドレートの局所変形挙動を分析する目的で高压平面ひずみ圧縮試験装置と画像解析システムを開発した。図 1.14 に試験装置の概要、図 1.15 に撮影された画像の一例を示す。厚さ 70 mm の拘束板に直接固定された厚さ 70 mm の観察窓を通して供試体側面を撮影し、メンブレンに設けられた格子状の模様を画像解析することによって局所変形挙動を求めた。撮影画像のレンズ歪みの影響は多項式によって補正されたことが報告されているが、詳細は不明である。

メンブレンの表面を画像解析することによって内部の地盤材料の局所変形挙動を間接的に求める手法に加え、Rehenmacher and Abedi (2008) や石丸ら (2011) では、透明なメンブレンを用いて地盤材料の局所変形挙動を直接求める手法も提案されている。Rehenmacher and Abedi (2008) では供試体側面の土粒子の色の違いを利用して、石丸ら (2011) では供試体側面吹き付けたランダムな塗料のパターンを利用して、それぞれ画像解析を行っている。

以上のように、DIC は様々な試験装置において、砂質土、粘性土、固結土等の様々な試験試料を対象に行われている。しかし、比較的低強度～硬質な地盤材料の変形観察に特化し、中圧程度までの拘束圧を負荷できる平面ひずみ／三軸圧縮試験装置において、取得画像に含まれる様々な歪み（カメラや試験装置の観察面に起因）や撮影条件の変化（三軸圧縮試験における供試体の観察面とカメラレンズとの距離の変化に起因）を補正し、画像解析の高精度化を図った研究、報告は著者の調べた範囲では見つからなかった。

1.3 異なる拘束圧下における均質な砂質土と粘性土の変形強度特性に関する既往の研究

1.3.1 均質な砂質土の変形強度特性

Bishop(1966), Lee and Seed (1967), 三浦・山内 (1977), Fukushima and Tatsuoka (1984), Tatsuoka, F. et al. (1986) などにより、均質な砂質土で多くの研究例がある。いずれの研究においても動員内部摩擦角の最大値 ϕ'_{mob_max} が拘束圧 σ'_3 の増加と共に減少することを明らかにしている。図 1.16 に各研究で得られた均質な砂質土の ϕ'_{mob_max} と σ'_3 との関係を示す。平面ひずみ圧縮試験で得られた ϕ'_{mob_max} は、同じ σ'_3 における三軸圧縮試験の ϕ'_{mob_max} よりも大きい。中間主応力の影響によるものと考えられる。また、Lee and Seed (1967), 三浦・山内 (1977) などでは、高拘束圧下での ϕ'_{mob_max} の低下の原因は粒子破碎であると考えられることを明らかにしている。図 1.17 に Sacramento river sand の試験前後の土粒子の破碎状況の観察例を示す (Lee and Seed, 1967)。

前述の Yoshida and Tatsuoka (1997), 吉川 (2007) のほか、Alshibli and Sture (2000) や Karimi (2004) など、均質な砂質土の局所変形挙動に関する検討例は多く、画像解析手法や供試体の内部観察手法も多く検討されている。Yoshida and Tatsuoka (1997) は複数種類の均質な砂礫質土の平面ひずみ圧縮試験に画像解析を適用し、80～400 kPa の拘束圧の範囲内で密な供試体におけるせん断層の構成関係について概ね以下のような結論をまとめた。

- ・ 最大強度発揮前に現れたいくつかのひずみの局所化領域のうち、一つだけがせん断層に発達した (図 1.18)
- ・ せん断層が水平面となす角度は、粒径が大きいほど、拘束圧が高いほど減少する傾向があった (図 1.19)
- ・ せん断層を挟んでの相対的横ずれ量やせん断層の膨張量と粒子破碎や粒子形状との関係についてまとめた
- ・ せん断層の幅は平均粒径の 7 ～ 20 倍の範囲内であった
- ・ 残留状態に至るまでの間に生じたせん断層内のせん断ひずみは 40～90 % の範囲内であった

一方、中圧 (3 MPa) 程度までの拘束圧下における砂質土の平面ひずみ圧縮試験に画像解析を適用し、局所変形挙動を詳細に検討した例は少ない。本研究では予備実験として異なる拘束圧下における密な豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験を実施して、豊浦砂の中圧程度までの変形強度特性と局所変形挙動を検討した。付録 B にこの結果を報告する。

1.3.2 粘性土の変形強度特性

粘性土の変形強度特性に関する既往の研究の多くは、 K_0 状態も含めた圧密特性に特化したものか、非排水条件でのせん断特性に特化したものである。本研究で主に対象とする力学特性のうち、排水条件でのせん断特性については既往の研究が極めて限られているようである。ここでは Mitachi and Kitago (1979) に報告された正規圧密粘土の非排水せん断特性、Henkel (1965) に示された粘性土の排水せん断挙動の概略と、市之瀬ら (2003) による過圧密、正規圧密粘土の局所変形挙動の報告についてまとめる。

Mitachi and Kitago (1979) は、札幌近くの河川改良工事現場から採取した粘性土をスラリー状にして十分に練り混ぜ、78 kPa で 4 日間予圧密することによって供試体を作成した。この供試体を正規圧密と

なる応力レベル（論文中の表記で $p = 190 \sim 742 \text{ kPa}$, p は平均有効主応力）で等方圧密/ K_0 圧密し、非排水せん断試験と非排水引張（NIE/NK₀E）／伸張（NIEL/NK₀EL）試験を行った。図 1.20 に示す圧密終了時点での p ($= p_0$) で正規化した有効応力経路が示すように、圧密時の応力状態によって有効応力経路が異なり、 K_0 圧密の供試体では等方圧密の供試体よりもやや低い最大強度を得た。鉛直有効応力 p_v の大きさに対する非排水圧縮／引張強度の大きさ $(s_u/p_v)_C / (s_u/p_v)_E$ は、 K_0 圧密よりも等方圧密の供試体において大きな値を示すことを報告した。 p_v が等しい場合、 K_0 圧密では等方圧密よりも拘束圧（水平方向に作用する有効応力）が低い。等方圧密で p_v で正規化した非排水強度が大きいのは、拘束圧の影響によるものであると考えられる。

Henkel (1956) は、Weald clay（白亜紀の河成堆積物、塑性指数 $I_p = 25$ ）の再構成試料を等方圧密によって正規圧密、過圧密状態とし、三軸圧縮試験を実施した。正規圧密試料の排水三軸圧縮（CD）試験では、軸ひずみが大きくなっても軸差応力が増加を続け、間隙比は減少し続けた（つまり体積変化は収縮傾向のみを示した）。一方、間隙比のほぼ等しい過圧密試料の CD 試験では軸ひずみが 9 % に達した段階で最大軸差応力を示し、ひずみ軟化挙動を示した。間隙比の変化は軸圧縮の比較的初期の段階で収縮から膨張傾向に転じた（図 1.21, 22, ただし図の出典は石原, 1988）。

市之瀬ら (2003) は、深草粘土の過圧密供試体と正規圧密供試体の三軸非排水せん断における局所変形挙動を比較した。図 1.23 より、比較した過圧密供試体（50 kPa）と正規圧密供試体（200 kPa）の応力ひずみ関係はいずれも同程度の最大強度を示し、試験終了時の局所変形挙動に明確な違いは見られなかった。

1.3 節の目的は、セメント改良や自然堆積等による固結構造を持たない、母材としての地盤材料が本来持つ変形強度特性を整理し、これらの地盤材料が固結した状態で圧密、せん断される時に生じ得る固結構造の損傷・損失メカニズムを理解するための基礎知識を整理することである。その結果、本項の冒頭で触れたように粘性土の排水条件でのせん断特性は従来あまり報告されていないことが分かり、本研究で検討すべき課題の候補として認識された。

一方後述のように、セメント改良前の未固結の母材の変形強度特性と、固結構造が十分に損傷・損失したセメント改良土の変形強度特性は、「セメント水和物の有無」という相違点があるため同じであるとは限らない。また、粘性土の排水せん断には排水速度とせん断速度に十分な注意が必要であり、精密な試験結果を得ることが難しい。更に、本研究を進めていくうち、載荷速度依存性に寄与する粘性の大きさや種類の変化が、固結構造の損傷・損失を反映していることが分かった。

そこで本研究では、未固結の母材の排水条件における変形強度特性を検討し、これを固結材料の変形強度特性と比較することによって固結構造の損傷・損失を議論するのではなく、粘性の大きさや種類の変化から固結構造の損傷・損失を確認し、得られた変形強度特性と固結構造の損傷との関係を議論することとした。

1.4 固結した地盤材料の異なる拘束圧下における強度変形特性に関する既往の研究

既往の研究の検討対象を堆積軟岩の変形強度特性 (1.4.1)、セメント改良土の非排水／排水条件における変形強度特性 (1.4.2／1.4.3)、堆積軟岩やセメント改良土の局所変形挙動 (1.4.4)、セメント改良土の加圧養生 (1.4.5)、流動化処理土などの低強度なセメント改良土の変形強度特性 (1.4.6) に分けてまとめる。

1.4.1 堆積軟岩の変形強度特性

堆積軟岩についての既往研究は、過去の既往研究の総括も含めて早野 (2001) に詳しい。ここでは関連する主要なトピックについてのみ抜粋・加筆して示す。

王 (1996) は、図 1.24 に示すように堆積泥岩を原位置上載圧で等方圧密して排水三軸圧縮の載荷・除荷を行った (図中の「過圧密前」)。同じ供試体を圧密降伏荷重で等方圧密後、原位置上載圧まで等方応力状態を保ちながら除荷してから排水三軸圧縮試験を実施した (図中の「過圧密後」)。過圧密履歴によって固結構造の損傷した泥岩は、同一拘束圧下における過圧密前の泥岩よりも剛性が低いことが確認された。

早野 (2001) は三主応力制御試験を二種類 (赤羽橋, 相模原) の堆積軟岩の角柱供試体で実施することにより、固有 (構造) 異方性および応力状態誘導異方性を調べた。固有異方性に起因した弾性変形特性を示す鉛直・水平ヤング率には、大きな違いが認められなかった (図 1.25)。鉛直、水平ヤング率はそれぞれの方向に作用する有効主応力に依存した。ばらつきは大きいものの、軸対象の側圧一定下 (側圧 $\sigma_x' = \sigma_y'$) では、応力比 σ_z' / σ_x' の増加と共にポアソン比 ν_{zy} , ν_{zx} はやや増加傾向にあり、 ν_{yz} はやや減少傾向にあることを示した (図 1.26)。

Hayano et al. (1999) は、主に相模原で採取した上総層堆積軟岩 (泥質軟岩) で平面ひずみ圧縮試験を行い、LDT や非接触式変位計による局所変位計測の結果を用いて局所変形挙動を評価した。相模原泥質軟岩の平面ひずみ圧縮試験と、東京湾口砂質軟岩、名古屋シルト質軟岩の三軸圧縮試験では、強度が最大値から残留値に低下する間のせん断層を挟んでの相対的横ずれ量が概ね 0.5～1 mm 程度であり、軟岩の種類と応力レベルによって異なることを示した (図 1.27)。0.8 kgf/cm² の拘束圧下において、相模原泥質軟岩ではせん断層の体積変化は膨張傾向を示し、残留状態におけるダイレイタンス角 (約 30 度) が豊浦砂と同等の高い値を示すことを報告した (図 1.28)。

Sun et al. (2006) は、風化した軟岩の等方圧密および排水三軸圧縮試験を、圧密降伏応力をまたぐ拘束圧下で実施した。排水三軸圧縮試験結果は拘束圧に依存し、高拘束圧下ほど主応力比が低下すると共に強い体積収縮傾向を示すことを報告した。

Okubo et al. (2008) は、アクリル製の透明な観察窓から一定間隔で写真を撮影することによって、Tage tuff (田下凝灰岩) の三軸応力下での単調載荷試験とクリープ載荷試験における局所変形挙動を観察した。両試験で得られた軸方向、側方方向のひずみの蓄積傾向には明確な差がないことを報告した。

1.4.2 セメント改良土の非排水条件における変形強度特性

小林&龍岡（1982-II, VII）は、セメント添加量を変化させた軟弱粘土の改良土で非排水／排水三軸圧縮試験を系統的に実施した。非排水三軸圧縮試験では圧密有効拘束圧が一軸圧縮強度よりも小さいと、強度変形特性は圧密有効拘束圧に依存しないが、一軸圧縮強度よりも大きい圧密有効拘束圧下では、拘束圧が高いほどピーク強度やそれ以降の強度が大きくなると報告した。セメント添加量ごとに非排水／排水三軸圧縮試験結果をまとめ、ピーク強度、残留強度はともに有効応力で表示した排水条件によらない一義的な構成関係に従っていることを示した。（図 1.29）

Kasama et al. (2006) は、セメント添加量を変化させた有明粘土の改良土を擬似過圧密状態、擬似正規圧密状態まで等方圧密させた後、非排水三軸圧縮試験を実施した。擬似正規圧密状態となる拘束圧下で非排水三軸圧縮して得られた内部摩擦角はセメント無添加の有明粘土の試験結果に等しく、セメント添加量に応じて見かけの粘着力が増加し、これらに起因する引張有効応力 p_r' が増大した（図 1.30）。等方圧密により求めた見かけの先行圧密応力 p_y' に p_r' を考慮した応力 $p_y' + p_r'$ を、 p_r' を考慮した拘束圧 $p_c' + p_r'$ で除すことによって、擬似過圧密の程度を表す応力比 $R = (p_y' + p_r') / (p_c' + p_r')$ を定義した。 $p_c' + p_r'$ で正規化したセメント改良粘土の非排水せん断強度 $s_u / (p_c' + p_r') = (q_{max}/2) / (p_c' + p_r')$ は、 R が大きいほど、つまり見かけの先行圧密応力に対して拘束圧が低いほど大きくなった。豊浦砂や秋田砂などの貧配合砂質土、粒度分布が良く破碎性の高い六甲マサ土の改良土の s_u も、同様のパラメータにより一義的に説明可能であると報告した（図 1.31）。

福和（2015）らは、東京湾内で採取した有楽町層からの浚渫粘土にセメントを少量（粘土質量に対するセメント質量が 9.47 %）添加し、セメントを添加する前の浚渫粘土（母材）、セメント改良粘土（不攪乱改良土）、練り返したセメント改良粘土（再構成改良土）の一次元圧密、非排水／排水せん断挙動を求めた。自然堆積粘土の不攪乱、攪乱試料の試験結果とも比較し、次のような結論を得た。

- ・ セメント改良土の「基準状態」は母材そのものではなく、改良土を練り返した土が与える。例えば図 1.32 a) によると、母材の圧密曲線は不攪乱／攪乱改良土とは大きく異なる。一方で不攪乱／攪乱改良土の圧密曲線は、高い応力レベルで漸近しながら同様の傾向を示すことがわかる。
- ・ 不攪乱／攪乱改良土の一次元圧密曲線は図 1.32 b) に示す自然堆積土と同様に、初期に練返し土に比べて骨格構造の発達した（論文中では「嵩張った」）状態にあり、塑性変形をうけることで練返し土に漸近してゆく。
- ・ 図 1.33 に示す排水せん断挙動より、不攪乱改良土は、自然堆積粘土が構造劣化時に示す塑性圧縮を伴う軟化挙動を呈し得る。
- ・ ただし、拘束圧の低い排水せん断や非排水せん断において、不攪乱改良土は限界状態線の上側に塑性圧縮挙動を示し得る（図 1.34 a）。この特徴は、図 1.34 b) に示す攪乱改良土や、図 1.34 c) に示す自然堆積土には見られない。

1.4.3 セメント改良粘土の排水条件における変形強度特性

小林&龍岡（1982-III, IV）は、排水三軸圧縮試験では、セメント添加量が小さい、すなわち一軸圧縮強度が低いほど圧密有効拘束圧の影響を強く受け、ピーク強度よりも残留強度の増大率が大きくなると同時に、体積収縮量が正規圧密粘性土よりも著しく大きいことを報告した。また排水せん断では小ひずみ領域で降伏点が存在することも報告した。一軸圧縮強度 q_u で正規化した降伏強度 q_y/q_u 、ピーク強

度 q_{\max}/q_u 、残留強度 q_R/q_u を q_u で正規化した拘束圧 σ'_c/q_u で整理（全応力法による整理）し、各強度を設計条件に応じて使い分ける必要性を示した（図 1.35、図 1.36）。

佐野（2005）は、締固めたセメント改良砂の変形強度特性への拘束圧の影響を、セメントを添加せずに同様の条件で締固めて作成した豊浦砂供試体の変形強度特性と比較した。図 1.37 に排水三軸圧縮試験におけるセメント改良／未改良砂の応力ひずみ関係を示す。同一拘束圧下ではセメント改良砂の強度が未改良砂の強度を上回ること、未改良砂と同様にセメント改良砂も応力ひずみ関係に拘束圧依存性が見られること、セメント改良砂の体積変化は未改良砂よりも膨張側の挙動を示すことが確認された。図 1.37 の最大軸差応力発揮時の応力状態から得られたモールの応力円を図 1.38 に示す。セメント改良砂と未改良砂の内部摩擦角はほぼ等しく、セメント改良の効果は見かけの粘着力によって現れた。

なお、本研究の第 5 章では同様の配合で作成したセメント改良砂の供試体で載荷速度依存性を検討している。

Tatsuoka et al.（1997）は、東京湾横断道路建設に関連して打設されたセメント改良砂やセメント改良粘土と、既往のセメント改良土の三軸排水／非排水試験で得られた初期ヤング率 E_{\max} と最大軸差応力 q_{\max} の関係が、既往の堆積軟岩に類似していることを示した（図 1.39）。つまり、セメント改良による固結構造と、自然堆積による固結構造によって発揮される変形強度特性が似ていることを示した。

1.4.4 堆積軟岩やセメント改良土の局所変形挙動

小林&龍岡（1982-V）は、一軸圧縮試験、非排水／排水三軸圧縮試験での残留強度が大きく異なることに着目し、供試体の破壊モードを目視により観察した。一軸圧縮試験ではピーク強度発揮直後に鉛直載荷方向に引張りクラックを生じたこと、非排水三軸圧縮試験ではピーク強度付近で引張りクラックを生じた後にすべり面を伴うせん断破壊に移行したこと、排水三軸圧縮試験では低拘束圧下では引張りクラックを生じたが、高拘束圧下では明確なすべり面を伴うせん断破壊となったことを示し、引張りクラックが顕著であるほど残留強度が小さいことを報告した。

Kodaka et al.（2006）は、高間隙比、高強度を有する能登珪藻泥岩の矩形供試体の排水三軸圧縮試験を異なる拘束圧下で実施しながら二側面で画像解析を実施し、局所変形の様子を調べた。図 1.40 に圧密排水三軸圧縮試験の応力ひずみ関係、図 1.41 に CD-1、CD-3、CD-6 の試験終了時の局所ひずみ分布を示す。拘束圧が増加するに従って、せん断帯のみが発生する場合（CD-1）、せん断帯と圧縮帯（載荷方向に直角な面での局所的な圧縮変形）が共に発生する遷移領域が認められる場合（CD-3）、せん断変形よりも圧縮変形が卓越し、圧縮帯が発生する場合のあることが示された（CD-6）。また X 線 CT 法による試験後の試料の密度測定により、画像解析でせん断層の確認された箇所では帯状の低密度領域が見られ、圧縮帯の確認された付近では他の部分よりも高密度な領域が見られたことが報告された。

Rudnicki（2002）は、間隙率が高く横方向に均質な岩盤材料の巨視的なモデルにおいて、圧縮帯はせん断成分のない圧縮載荷方向の局所変形で、応力ひずみ関係ではひずみの増加に対して一定の応力（ $E \neq 0$ ）のものと定義している。原位置の露頭や室内試験において、間隙率が高く、粒径が 0.3 から 0.8 mm の堆積砂岩でこのような圧縮帯が観察された報告例を紹介した。

並河（2006）は豊浦砂にセメントを少量（砂に対する質量比で約 6 %）添加し、湿潤突固めにより作成したセメント改良砂で平面ひずみ圧縮試験を実施し、88 kPa 以下の異なる拘束圧下での局所変形挙動を画像解析により検討した。拘束圧に応じて破壊形態が異なり、低拘束圧（9.8 kPa）下では割裂破壊、49 kPa の拘束圧下では割裂とせん断の混合した破壊、88 kPa の拘束圧下ではせん断破壊が生じたことを報告した。（図 1.42）。なお、このセメント改良砂は佐野（2005）と同じ配合で作成されている。

1.4.5 セメント改良土の加圧養生

小林&龍岡（1982-VI）は、大気圧下で養生した供試体の q_u が 810 kPa, 3050 kPa の二種類の改良粘土をモールド打設後 12 時間大気圧下で養生後、三軸セルにてセル圧を 300 ~ 500 kPa として 28 日間排水／非排水養生した。排水養生した供試体は養生中の加圧応力が大きいほど含水比が低下し、これによって非排水強度が大気圧下で養生した供試体よりも大きくなったと報告した（図 1.43）。

田口（2007）は、一軸圧縮試験、SEM などによる微視的構造観察および X 線回折分析などによる成分分析により、モールド型圧密養生装置で上載圧を負荷しながら養生した改良粘土の強度特性を調べた。上載圧を負荷した改良粘土では、セメントの水和硬化が優勢になる前の段階に安定処理土の間隙が圧密の影響により小さくなった状態でセメンテーションが発達するため、一軸圧縮強度が増加すると報告した。

本研究では、上記のような加圧養生による強度増加の影響については考慮していない。上記の研究に基づくと、加圧養生による強度増加の主要因は母材の高密度化が加圧応力下での圧密によって促進されるためであると考えられる。セメント水和物の生成状況はセメントと水の量で決まり、周囲の圧力に対する依存性が見られないことも示されている（田口，2007）。圧密によって大量の水分が排水された結果、セメント水和に必要な水分量が不足する場合には、加圧養生が供試体の強度に負の効果をもたらす可能性もあり得る。三軸圧縮試験における等方圧密応力で加圧養生した後に軸圧縮を行って得られる変形強度特性は、大気圧養生の供試体を等方圧密した後に軸圧縮を行って得られる特性よりも硬く、強くなると考えられるが、特に排水条件下における変形強度特性との差はそれほど顕著でないものと考えている。この差は固結構造が軸圧縮開始時に健全であるかどうか依存するものであり、固結構造が損傷した後は、応力とひずみの増加に対してどちらも概ね同様の傾向を示すと考えられるためである。

1.4.6 流動化処理土などの低強度なセメント改良土の変形強度特性

木幡（2006）は、シルト質粘土による低強度流動化処理土（ $q_u < 500$ kPa）に対して圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。最大軸差応力発揮時の拘束圧は正の過剰間隙水圧上昇によってほぼゼロとなるため、最大軸差応力が一軸圧縮強度と同程度となった（図 1.44）。残留状態においては過剰間隙水圧が減少するため、残留強度は一軸圧縮試験とは異なった。また、高強度流動化処理土の水浸状態での一軸繰返し載荷試験では、一軸圧縮強さの 20~25%程度の繰返し応力振幅で崩壊に至ったことを報告した。

岩淵ら（2006）は、低密度の流動化処理土の模擬地盤での平板載荷試験や室内圧縮変形試験の結果、載荷板直下のみに一様に大きな沈下が発生することが確認された（図 1.45）。

流動化処理土（セメント添加量が少なく低強度の固化改良粘性土）やセメントを多量に添加した高強

度の固化改良粘性土の異なる拘束圧下における強度変形特性と、微視的構造も含めた局所変形挙動の変化について詳細に検討した例は著者の知る限り存在しない。

以上を総括すると概ね以下のような状況である。固結した地盤材料の排水・非排水強度と拘束圧との関係についての検討例は多いものの、微小ひずみ領域における初期剛性や小ひずみ領域での降伏強度と拘束圧との関係について検討した例は少ない。特に、このような変形強度特性への拘束圧の影響を、局所変形挙動や微視的構造変化を考慮しながら検討した例も少ない。広範な固結強度，異なる土質材料での検討が必要であると考えられる。

1.5 固結した地盤材料の載荷速度依存性への拘束圧の影響に関する既往の研究

1.5.1 地盤材料の載荷速度依存性と非線形三要素モデル

固結していない地盤材料の載荷速度依存性の研究は、既往の研究成果の総括も含めて榎本（2012）に詳しい。ここでは本研究に関連する主要な研究成果を抜粋・加筆して示す。

Tatsuoka et al.（2008）は、主に粘性土と固結していない地盤材料を対象とした載荷速度依存性に関するこれまでの複数の研究成果をまとめ、地盤材料の応力ひずみ関係に載荷速度依存性（粘性特性）を考慮した非線形三要素モデル（図 1.46）を提案した。このモデルでは、載荷速度が仮想上ゼロの応力ひずみ関係は弾性項（E）と塑性項（P）のみで構成され、これを骨格曲線として定義する。通常の要素試験で得られる応力ひずみ関係は有限の載荷速度でせん断を行った結果であり、骨格曲線に粘性項（V）を加えることによって得られるものと考ええる。粘性項は非可逆ひずみ ϵ^{ir} とその速度 $\dot{\epsilon}^{ir}$ の関数である。一連の研究結果から粘性特性は地盤材料によって異なり、図 1.47 に示す Isotach 粘性、Combined 粘性、TESRA 粘性、P&N 粘性が発見されていることが報告されている。各粘性の特徴を要約すると以下の通りとなる。

- ・ Isotach 粘性：載荷速度が速い／遅いほど、応力ひずみ関係が高く／低くなる。同一試験において載荷速度を急増／急減させると、高剛性を示してそれまでよりも高い／低いレベルに移行する。
- ・ TESRA 粘性：載荷速度一定条件で得られる応力ひずみ関係が載荷速度に依存しない。同一試験で載荷速度を急増／急減させるとその直後に高剛性を示して応力レベルが高く／低くなるが、ひずみの増加と共に速度急変による応力レベルの変化量が減衰し、単一の応力ひずみ関係に漸近する。
- ・ Combined 粘性：Isotach 粘性と TESRA 粘性の中間的挙動を示す。
- ・ P&N 粘性：載荷速度が速い／遅いほど、応力ひずみ関係が低く／高くなる（Isotach 粘性と逆の載荷速度依存性）。同一試験において載荷速度を急増／急減させると、高剛性を示してそれまでよりも高い／低くなるが、その直後に急変前よりも低い／高い応力レベルに移行する（「Isotach 粘性と逆の載荷速度依存性に減衰する」と表現されている）。

この粘性の種類はひずみの増加と共に変化し、Isotach 粘性から TESRA 粘性へ、TESRA 粘性から P&N 粘性へ、というように、速度急変の影響の減衰傾向がひずみの増加と共に高まっていくことを報告している（図 1.48）。更に、地盤材料の種類と粘性の種類との関係は少なくとも粒度分布と粒子形状に依存することが報告されている。表 1.1 に示すように、固結しているか否か、粒度分布が良いか否か、土粒子が角張っているか否かによって粘性の種類が概ね分類可能であるとしている。

榎本（2012）は三種類の不攪乱礫質土と、粒度分布や粒子形状の異なる砂質土の再構成試料の載荷速度依存性を三軸圧縮試験で検討した。図 1.49 に第一魚津トンネル（a）と枕野トンネル（b）から採取した飽和不攪乱礫質土の圧密排水三軸圧縮試験における応力ひずみ関係を示す。いずれも軸圧縮初期には Isotach 粘性を示すが、軸ひずみが増大しても引き続き Isotach 粘性を示す場合（a）と、軸ひずみの増大と共に他の粘性へと移行する場合（b）があることを示した。図 1.50 には最適含水比で湿潤締固めにより作成した美浦砂（良配合砂）の再構成供試体の一軸圧縮試験で得られた応力ひずみ関係を示す。軸圧縮初期から残留状態に至るまで Isotach 粘性を示したとの解釈がなされているが、軸ひずみが 5 % 以上となつてからは速度の急増／急減によって急増／急減応力レベルがひずみの増加と共に漸減／漸増する様子が見られることから、TESRA 粘性的な挙動に移行したとの解釈も可能である。

榎本（2012）による不攪乱礫質土も含む固結した地盤材料の粘性の種類は、1.5.4 項でも後述するよ

うに軸圧縮初期には **Isotach** 粘性を示すことが報告されている。固結していない地盤材料の諸特性と粘性の種類との大まかな関係は、既往研究では表 1.1 にて表現されている。本研究においては、固結した地盤材料の固結構造が高拘束圧下での圧密やせん断破壊によって損傷した場合に得られる粘性の種類と、固結前の地盤材料の特性との関係を、既往の研究結果に基づいて再考することを試みた。詳しくは第 7 章を参照されたい。

早野（2001）は相模原，東京湾口堆積軟岩において载荷速度を急変させながら圧密排水三軸圧縮試験を実施して得られた応力ひずみ関係を，図 1.46 の固結していない地盤材料の非線形三要素モデルによって数値解析した。図 1.51 に東京湾口堆積軟岩の a) 応力ひずみ関係の試験結果と解析結果の比較，b) $q=20 \text{ kgf/cm}^2$ のクリープ载荷中の軸ひずみ増分の時刻歴をそれぞれ示す。解析結果は試験結果をよく再現している。1.5.5 項で後述するように，堆積軟岩のような固結した地盤材料では年代効果を考慮した非線形三要素モデルを用いることがより望ましいと考えられる。第 6 章では，早野（2001）による相模原，東京湾口堆積軟岩の粘性応力を，年代効果を考慮した非線形三要素モデルで評価することを試みた。

1.5.2 クリープ変形とクリープ破壊

応力一定条件での持続载荷における変形をクリープ変形と呼ぶ。クリープ変形が時間の経過と共に収束せず破壊に至る現象をクリープ破壊と呼ぶ。クリープ変形およびクリープ破壊に関する研究は金属や高分子材料など様々な材料で行われており，岩盤や地盤材料でも多くの既往研究がある。いずれの材料においてもクリープ変形には三つの段階があり，時間の経過と共にひずみ速度が遅くなる段階（一次クリープ，primary creep），ひずみ速度が最も小さく定常状態を示す段階（二次クリープ，secondary creep），ひずみ速度が最小値から急激に速くなって破壊に至る段階（三次クリープ，tertiary creep）としてそれぞれ定義されている。図 1.51 に，岩石のクリープ変形に伴うひずみ速度と時間との関係を模式的に示す（Shibata et al., 2007）。ひずみ速度もクリープ载荷の継続時間も対数軸を取ると，図 1.51 b) のように一次クリープにおけるひずみ速度の低下は一次式で表現されることが多い。

多くの既往研究ではクリープ変形とクリープ破壊を時間の関数として扱い，モデル化している。このようなモデルは，現在の応力が現在のひずみと時間によって一義的に決定されるという概念に基づいてると解釈される（等時理論，Isochronous model）。図 1.53 a) にその概念図を示す（龍岡，2012）。クリープ荷重の負荷開始時を $t=0$ とし，破壊に至るまでの挙動を時間の関数として扱う場合や，せん断開始時を $t=0$ とし，異なる载荷速度での速度一定の単調载荷試験結果を比較する場合には，等時理論で実現象を説明可能である。ところが，例えば図中の応力履歴の異なる試験 1（ $t=0$ から開始するひずみ速度 = 100 の連続単調载荷）と試験 2（ $t=0$ から点 a までひずみ速度 = 100 で単調载荷の後点 b まで長期持続载荷を行い，それに続いてひずみ速度 = 100 で再び単調载荷）の応力ひずみ関係を，等時理論で比較，説明することはできない。等時理論に従うと，試験 2 で点 b から再開する単調载荷で得られる応力ひずみ関係は赤の実線のようになり，黒の実線で表示される試験 1 の応力ひずみ関係よりも低いレベルとなる。これに対し，試験 1 と試験 2 で実際に得られる応力ひずみ関係は図 1.53 a) とは異なる（具体例は第 5 章以降を参照）。1.5.5 項に示す年代効果の影響が顕著でない場合，試験 2 で点 b から再開する単調载荷で得られる応力ひずみ関係は，図 1.53 b) に示すように試験 1 の応力ひずみ関係と「降伏点」でほぼ一致する。つまり，両試験のピーク強度は途中の持続载荷の有無に依存せず，同一の载荷速度で得られる応力ひずみ関係が一致する。非線形三要素モデル（Non-linear three-component

model) では、実際の試験結果をより適切に比較、説明することができると考えられる。

1.5.3 地盤材料の載荷速度依存性がクリープ変形に与える影響

前項で示した非線形三要素モデルでは、骨格曲線がその地盤材料の示し得る最小の応力ひずみ関係であるとする。図 1.54 に Isotach 粘性を示す地盤材料の応力ひずみ関係の模式図を示す。強制的な応力除荷を除き、応力ひずみ関係が骨格曲線よりも右下に存在することはない。

持続載荷における変形をクリープ変形と呼ぶものとする、骨格曲線の定義上、クリープ変形は骨格曲線に接するまで増加し続けることになる。例えば図 1.54 の点 A のように骨格曲線の最大応力レベルよりも小さな応力下でクリープ載荷を行うと、図 1.55 の履歴 A のようにクリープ変形の生じる速度(= 載荷速度)は時間(あるいは変形量)の増加と共に低下する。応力ひずみ関係はやがて点 A' で骨格曲線に接し、載荷速度はゼロとなってひずみの蓄積は止まる。一方図 1.54 の点 B のように骨格曲線の最大応力レベルよりも大きな応力下でクリープ載荷を行うと、クリープ変形は蓄積し続け、破壊が生じるものとする。応力ひずみ関係が点 B から骨格曲線に近づくほど載荷速度は低下するが、骨格曲線がピーク強度を示す点 C を過ぎると急増する(図 1.55 の履歴 B)。

骨格曲線から離れた応力ひずみ関係が存在し得る粘性を持つほどクリープ破壊が起こりやすく、クリープ変形量も大きくなる。Tatsuoka et al. (2008) によって確認されている四種類の粘性特性のうち、Isotach 粘性を示す材料で最もクリープ変形量が大きい。反対に P&N 粘性、TESRA 粘性の順にクリープ変形量が小さく、クリープ破壊が起こりにくくなる。

榎本(2012)は、様々な粘性特性を持つ不攪乱礫質土と再構成砂質土のクリープ破壊挙動についても検討した。地盤材料の粘性特性が P&N、TESRA、Isotach の順に、クリープ破壊が起こりにくいことを実験的、解析的に示した。

1.5.4 固結した地盤材料の載荷速度依存性

固結した地盤材料の既往の研究により、1.5.1 項で示した不攪乱礫質土(榎本, 2012)の他、複数種類の岩石(Hashiba et al, 2006)、堆積軟岩(早野, 2001)、セメント改良千葉礫(Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005)、不攪乱洪積粘土(Komoto et al. 2003, Sorensen et al. 2003)などの最大軸差応力発揮までの変形強度特性が Isotach 粘性を示すことが明らかにされている。Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) では、セメント改良千葉礫の最大軸差応力発揮後の粘性が TESRA 粘性に移行したことを報告している(図 1.65)。

Bhandari and Inoue (2005) は、豊浦砂に石膏と水を混ぜて作成した人工軟岩の平面ひずみ圧縮試験において、載荷速度依存性と局所変形挙動との関係を調べた。図 1.56 に異なる載荷速度で実施した平面ひずみ圧縮試験における応力ひずみ関係を示す。1.2 節で述べた通り、画像解析用の写真を撮影する目的で複数段階での応力除荷が行われている。図 1.57 にはそれぞれの試験での供試体の局所的な最大せん断ひずみ増分の分布を示す。載荷速度が速い/遅いほど最大軸差応力が大きく/小さく(Isotach 粘性を示し)、載荷速度が遅いほど最大軸差応力を発揮した軸ひずみが大きかった。つまり、速度に応じて応力ひずみ関係の形状が異なった。この形状の異なる応力ひずみ関係に起因して、速度が最も遅いケース(0.012 %/min)では、最終的にせん断層が発達した箇所以外でもひずみの増加が顕著に認められることを示した。応力レベルの異なるクリープ載荷試験においても局所変形挙動に違いが見られた。図 1.58 にクリープ載荷試験における応力ひずみ関係、図 1.59 に各試験の最大せん断ひずみの分布を示す。いずれ

の試験においても二次クリープの終盤で顕著なひずみの局所化が起こるが、応力レベルの高い試験では単一のせん断層が発達した一方で、応力レベルの低い試験では複数の局所化領域が表れた。

鬼丸ら（2011）は、海成浚渫粘土に多量のセメントを添加したセメント改良粘土を対象に、岩盤で実施されている動的強度試験と同様の繰返し三軸試験を実施し、圧密非排水三軸圧縮（CUB）試験から求めた静的強度と比較した。動的強度と静的強度の違いはそれぞれの試験の載荷速度の違いに依存するものと考え、繰返し三軸試験の載荷周波数や CUB 試験のひずみ速度を変えた試験を実施した。載荷周波数の異なる動的強度試験、載荷速度の異なる CUB 試験から得られた最大軸差応力と、載荷速度との関係を図 1.60 に示す。破壊に至らなかった 0.01 Hz の繰返し三軸試験の結果を除き、載荷速度が大きくなるほど最大強度が大きくなる傾向が認められた。なお、本研究の第 5 章では同様の配合で作成したセメント改良粘土の供試体で変形強度特性の載荷速度依存性を更に検討している。

1.5.5 年代効果と載荷速度依存性

図 1.61 に、年代効果と載荷速度依存性（粘性特性）が応力ひずみ関係に与える影響を模式的に示す（Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005）。1.5.3 項までに示した載荷速度依存性により、比較的速い載荷速度での単調載荷による応力ひずみ関係（1）のレベルはそれよりも遅い載荷速度での応力ひずみ関係（5）のレベルよりも高い。Kongsukprasert and Tatsuoka（2005）では、この影響を「Apparent Ageing Effect（見かけの年代効果）」と定義している。これは地盤材料の粘性特性によるものであり、載荷速度に依存する。

自然堆積の経過時間の短い／セメント改良による大気圧下での養生期間の短い固結した地盤材料で得られる応力ひずみ関係を（1）とすると、自然堆積の経過時間の長い／セメント改良による大気圧下での養生期間の長い固結した地盤材料で得られる応力ひずみ関係は（1）のレベルよりも高く、例えば（2）のようになる。この影響を Ageing Effect（年代効果）と定義している。年代効果は時間の関数である。

図 1.61 において、点 a からクリープ（持続）載荷をした場合に得られる応力ひずみ関係を考えてみる。年代効果の影響がほとんどない場合、得られる応力ひずみ関係は（4）のようになり、点 b までクリープ変形を生じた後（1）と同じ応力ひずみ関係を示す。これは図 1.53 b) で示した挙動と同一である。一方、自然堆積やセメント改良を経た固結した地盤材料では、年代効果の影響によって点 b' までの小さなクリープ変形に留まり、その後の応力ひずみ関係のレベルは（6）または（7）のように（1）よりも高くなる。クリープ載荷後の応力レベルの高さは年代効果の影響の大きさに依存し、（6）と（7）のように異なることが報告されている。

Ezaoui et al.（2010）では、以上の年代効果と粘性特性（載荷速度依存性）の影響を表 1.2 のようにまとめた。

甲元ら（2004）はカオリン粘土に少量のセメント（カオリン粘土に対するセメント量は質量比で 3%）を加えて作成したセメント改良粘土において、年代効果の影響の大きさを調べた。図 1.62 に二つの排水三軸圧縮試験で得られた応力ひずみ関係を示す。養生開始から破壊に至るまでの経過時間が同じ場合、48 時間の大気圧養生を行った場合に得られる排水三軸圧縮試験での最大強度と、24 時間の大気圧養生後に排水三軸圧縮を開始し、途中で 24 時間のクリープ載荷を実施して得られた最大強度とが概ね一致した。密度が低く固結構造がそれほど強固ではないセメント改良粘土では、図 1.61 の（6）に相当する

応力ひずみ関係が得られたものと考えられる。

Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) は、最適含水比で締固めたセメント改良千葉礫を対象に、強度変形特性に及ぼす年代効果と粘性特性の影響を検討した。年代効果の影響を調べるために、養生日数の異なる供試体の強度変形特性を比較した。養生日数が多いほど、つまり年代効果の影響が大きいほど、試料の剛性と強度が大きくなった。

大気圧下で養生した供試体と、三軸圧縮状態で異方圧密した供試体の強度変形特性を比較した。図 1.63 に示すように、養生開始から破壊に至るまでの経過時間が同じ場合、67 日間の大気圧養生を行った場合 ($t_{\text{ini}}=67$ days) に得られる最大強度よりも、供試体 JA003 のように 37 日間の大気圧養生後に 30 日間のクリープ荷重を加えて得られた最大強度の方が大きくなった。なお、 $t_{\text{ini}}=67$ days の応力ひずみ関係は、60 日間の大気圧養生を行った供試体の応力ひずみ関係を養生日数に応じて外挿したものである。締固めたセメント改良礫は年代効果の影響が大きいので、JA003 では図 1.61 の(7) に相当する応力ひずみ関係が得られたものと考えられる。

Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) と Ezaoui (2010) では、表 1.2 にも示したようにセメント改良による固結力、つまり年代効果は時間に依存するパラメータであり、荷重速度に依存する粘性特性からは独立しているものと考え、年代効果を考慮した非線形三要素モデルを図 1.64 のように定義した。Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) では、養生日数の異なるセメント改良千葉礫のいくつかの供試体において荷重速度を急変させながら排水三軸圧縮試験を行い、図 1.65 を得た。セメント改良による固結力 (年代効果) の影響を考慮するための応力パラメータ q_c を図 1.66 a) および b) から求め、 q_c (真の粘着力 c^*) を考慮した荷重速度依存性係数 β を評価した (c)。その結果、図 1.67 に示すように固結していない千葉礫と同等の β を持つことが報告された。

Ezaoui et al. (2010) は、年代効果によって非粘性応力 (E, P) の降伏曲面が時間に依存して広がる (図 1.61 の (1) が (2) に移行する) 影響と、荷重速度依存性によってクリープ荷重後の単調荷重では降伏曲面がリセットされる (図 1.61 のクリープ変形が a から b' までに留まり、その後の応力ひずみ関係が (4) ではなく (6) あるいは (7) にジャンプする) 影響を、Double yielding concept に基づいてモデル化した。Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) と同様のセメント改良礫と再生コンクリートを対象として、図 1.68 に示すような降伏曲面を求めるための三軸圧縮試験を実施した。大気圧養生 (O)、応力状態 B~E とした養生の後に得られたそれぞれの降伏点 (図 1.68 b) の丸印) を有効応力経路上にプロットすると、セメント改良千葉礫ではそれぞれの応力状態に応じた異なる降伏曲面が得られた (図 1.69)。

Ezaoui et al. (2011) では、上記のモデルによるクリープ変形、クリープ破壊の数値解析を行った。セメント改良千葉礫でクリープ破壊した試験結果と、それを数値解析した結果とが良好な整合性を示すことを示した (図 1.70)。

以下に示す二つの既往研究は、年代効果の影響を試料の再構成によって変化させた場合 (Komoto et al., 2003) と拘束圧によって変化させた場合 (Hashiba et al, 2006) に得られる傾向をまとめたものである。

Komoto et al. (2003) は、洪積粘土 (大阪層群の紀丹粘土、東京粘土層の大井町粘土) の不攪乱、再構成試料における荷重速度依存性を比較した。いずれの試料においても、不攪乱、再構成の条件に関係

なく Isotach 粘性を示すことが報告された。一例として、紀丹粘土で速度を急変させながら排水三軸圧縮試験をして得られた応力ひずみ関係を図 1.71 に示す。粘性応力の大きさを表す速度依存性係数 β を図 1.46 に基づく固結していない試料と同様の定義で評価すると、図 1.72 に示すように再構成試料の $\beta_{reconstituted}$ は不攪乱試料の $\beta_{undisturbed}$ よりも大きくなり、採取深度が深いほど（＝堆積年代が古いほど）二つの β の差が大きかった。つまり年代効果の失われた再構成粘土は、年代効果の保持された不攪乱粘土よりも粘性応力の比率が大きいことが報告された。

Hashiba et al. (2006) では Tage tuff（田下凝灰岩）、Sanjome andesite（三城目安山岩）、Akiyoshi marble（秋吉大理石）、Kimachi sandstone（来待砂岩）、Horonobe quartzite（幌延石英）などを対象とした速度急変一軸、三軸圧縮試験を図 1.73 のように実施した。いずれの試料においても速度が速い／遅いほど応力レベルが高く／低くなった（非線形三要素モデルにおける Isotach 粘性を示した）ことを報告した。載荷速度 C_1, C_2 の変化に対するピーク強度 σ_1, σ_2 の変化を次式 1.1 により表現し、係数 n の違いを同一試料の異なる拘束圧下と、異なる岩石とで比較した。

$$\sigma_2/\sigma_1 = (C_2/C_1)^{1/(n+1)} \quad \text{式 1.1}$$

田下凝灰岩と幌延石英では、高い拘束圧下ほど n の値が大きくなることを示した。例えば図 1.73 に示す幌延石英では、拘束圧 0, 2.0, 4.0 MPa において $n=28, 57, 61$ が得られた。これは、固結していない地盤材料を対象とした非線形三要素モデルにおいて、 β が高い拘束圧下ほど大きくなるのと同義である。

Creep life（クリープ変形が加速し始める三次クリープの開始時間） t_c は、応力比 σ_c と n を用いて次式 1.2 により表現されると報告している。 σ_c はクリープ応力のピーク強度に対する比、 t_f は試料ごとに固有の係数である。

$$t_c = t_f / \sigma_c^n \quad \text{式 1.2}$$

以上の既往研究の調査結果によると、固結した地盤材料の載荷速度依存性に関する研究例は多くない。最大軸差応力発揮までの載荷速度依存性を対象としたものがほとんどで、その後のひずみ軟化挙動などの終局状態に至るまでの粘性特性については検討例が少ない。広範な固結強度、異なる土質材料での終局状態までをカバーする検討が必要であると考えられる。固結構造により発揮される強度の影響を年代効果として考慮した研究が数例あるが、固結強度が載荷速度依存性の程度に与える影響については十分な検討が進んでいない。また、せん断やクリープ載荷による固結構造の損傷の起こり方や程度は応力状態（拘束圧）によって変化し、載荷速度依存性に影響を与える可能性が考えられる一方で、拘束圧の影響を定量的に評価した研究例は筆者の調べた限りではほとんど存在しない。

1.6 本研究の目的と構成

1.2～1.5 節で整理した既往の関連研究の進展状況を考慮しつつ、本研究の目的を以下のように設定した。

- ・ 高精度な三軸圧縮試験に画像解析による巨視的な局所変形挙動の観察，SEM による微視的な固結構造の観察を組み合わせることにより，固結した地盤材料の強度変形特性への拘束圧の影響を局所変形挙動や微視的構造の変化に着目してまとめた。
- ・ 固結した地盤材料の載荷速度依存性を実験的に検討し，材料の固結強度や拘束圧が載荷速度依存性に与える影響についてまとめた。
- ・ 様々な地盤材料からなる広範な強度の固結した地盤材料を研究対象とし，得られる傾向を統一的に説明することを試みた。

以下に本論文の構成と研究内容を示す。図 1.74 には論文構成の概要を示す。

第 1 章では，研究の背景，関連する既往研究の整理，研究目的の設定，論文構成を示した。

第 2 章では，対象とした地盤材料の物理特性，堆積軟岩の不攪乱試料採取および固化処理土の作成方法，試験装置の概要，試験方法，応力とひずみの定義を示した。

第 3 章では，三軸圧縮試験における局所変形挙動の観察のための画像解析方法，解析結果の補正方法，解析精度の検証について示した。

第 4 章では，流動化処理土の異なる拘束圧下での三軸圧縮試験結果，画像解析による局所変形挙動の観察結果，SEM による微視的構造の観察結果から，変形強度特性の拘束圧依存性と，載荷速度依存性についてまとめた。

第 5 章では，高強度セメント改良粘土とセメント改良砂の異なる拘束圧下での三軸圧縮試験結果，画像解析による局所変形挙動の観察結果，SEM による微視的構造の観察結果から，変形強度特性の拘束圧依存性と，載荷速度依存性についてまとめた。

第 6 章では，堆積軟岩の異なる拘束圧下での三軸圧縮試験結果，SEM による微視的構造の観察結果から，変形強度特性の拘束圧依存性と，載荷速度依存性への拘束圧の影響についてまとめた。三軸試験から得られた載荷速度依存性が変形強度特性に及ぼす影響を確認するために，非線形三要素モデルによる数値解析結果も示した。

第 7 章では，**第 4 章**から**第 6 章**で得られたそれぞれの地盤材料の変形強度特性の拘束圧依存性と載荷速度依存性を総括し，統一的な結果の解釈を行った。

第 8 章では，本研究の結論と今後の課題を示した。

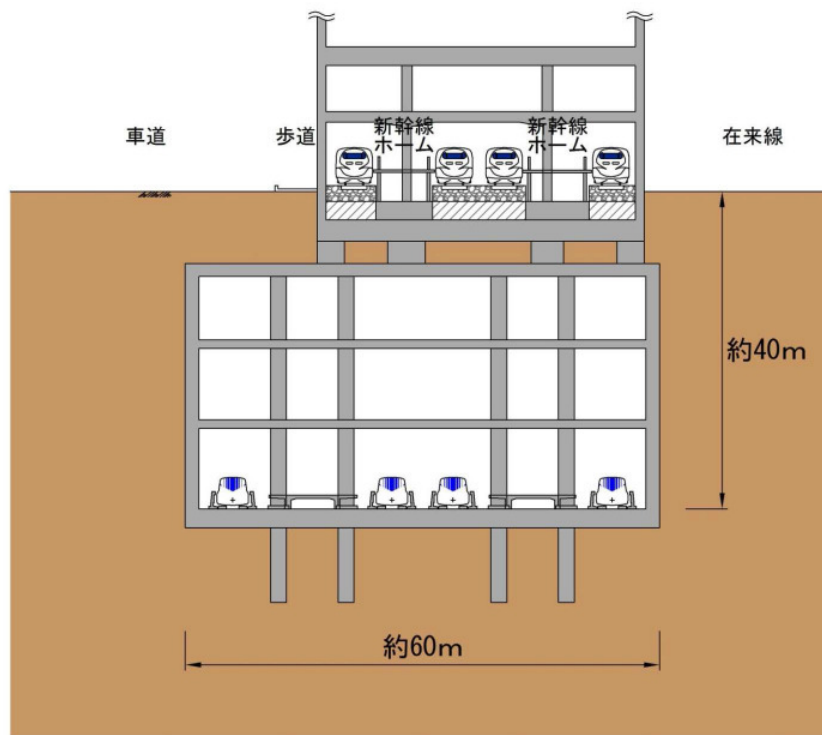


図 1.1 中央新幹線の東京都ターミナル駅構想（出典 東海旅客鉄道株式会社，2014）

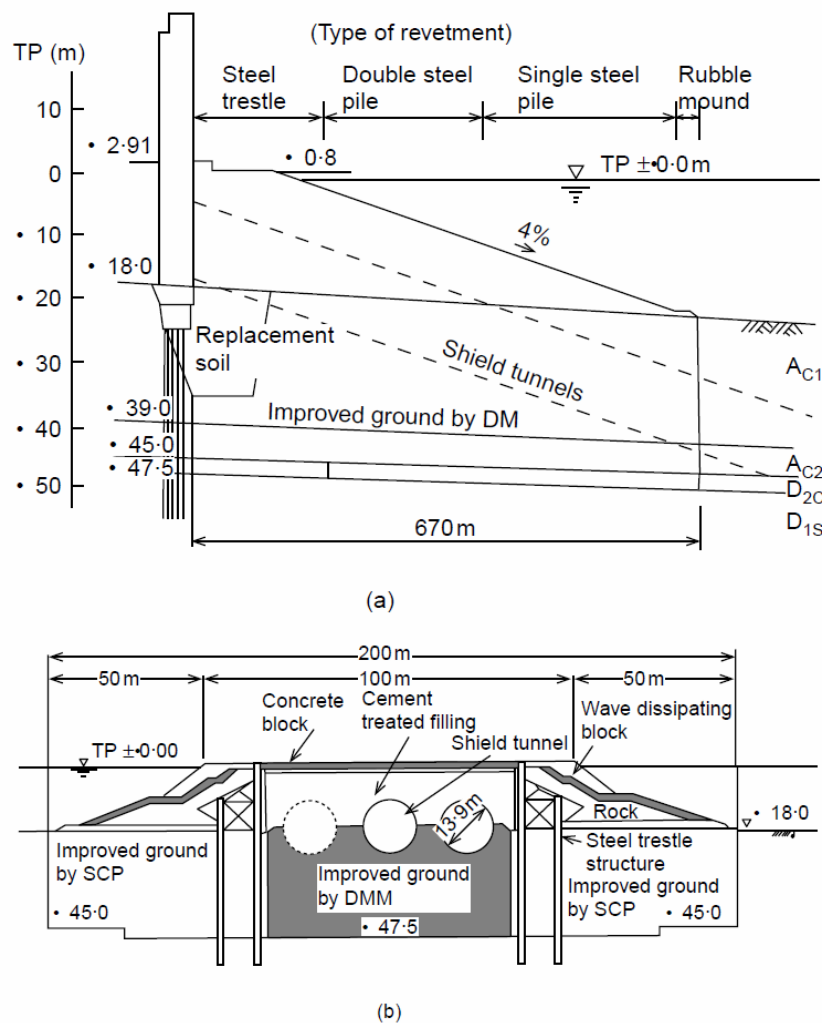


図 1.2 東京湾横断道路の浮島埋立地の概況，a) 横断面図，b) 縦断面図（出典 Tatsuoka et al. 1997）

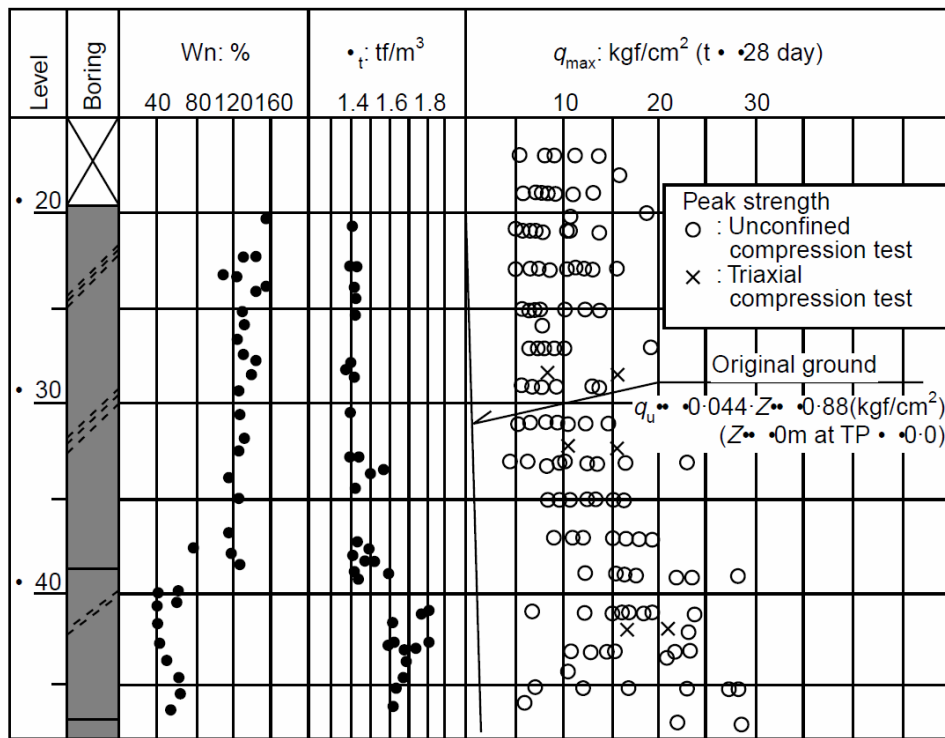


図 1.3 低強度深層混合処理によるセメント改良粘土の一軸，三軸圧縮強度（出典 Tatsuoaka et al. 1997）

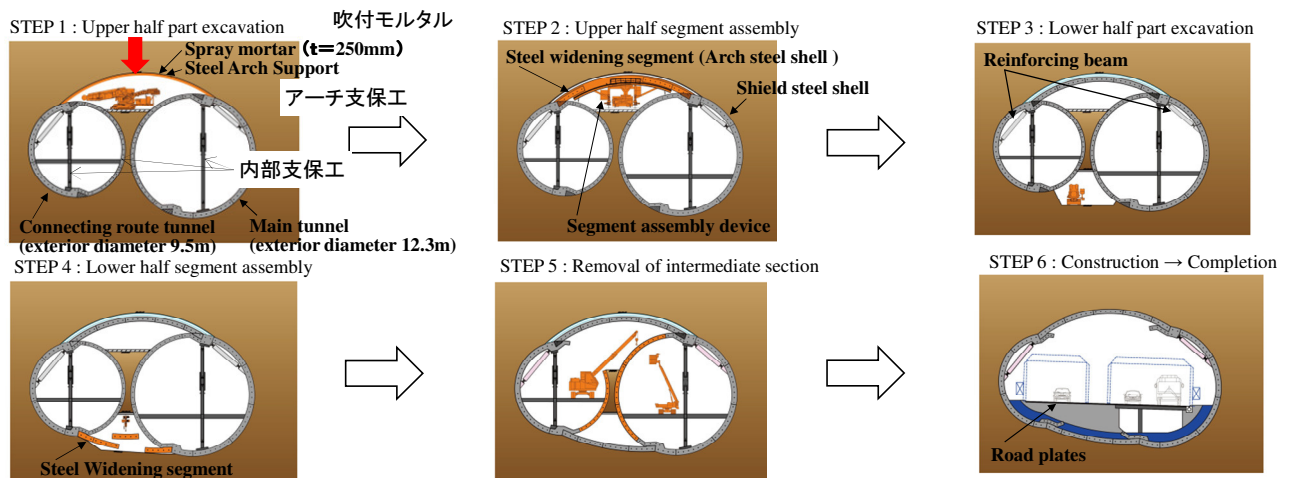


図 1.4 シールドトンネルの非開削切り開きの一例（Namikawa et al. 2016 に加筆）

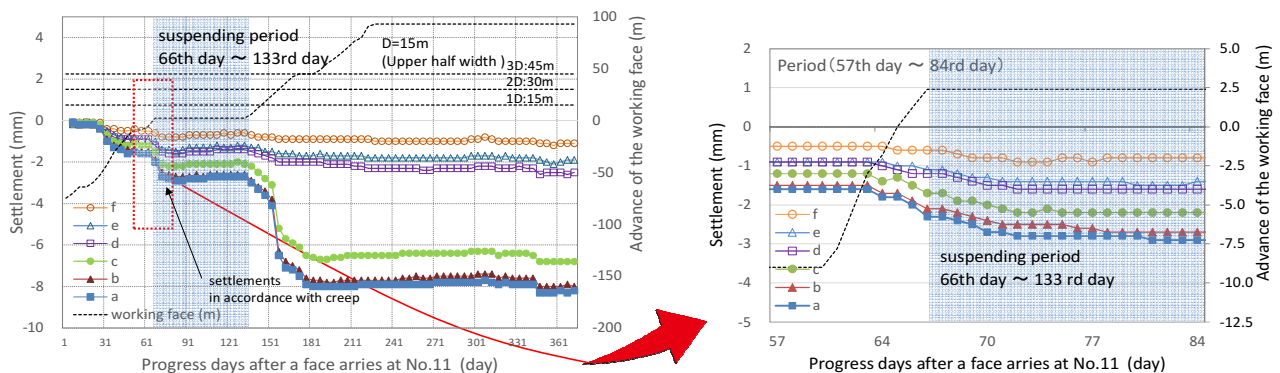


図 1.5 切り開き頂部の鉛直方向の地中変位と経過日数との関係（出典 Namikawa et al. 2016）

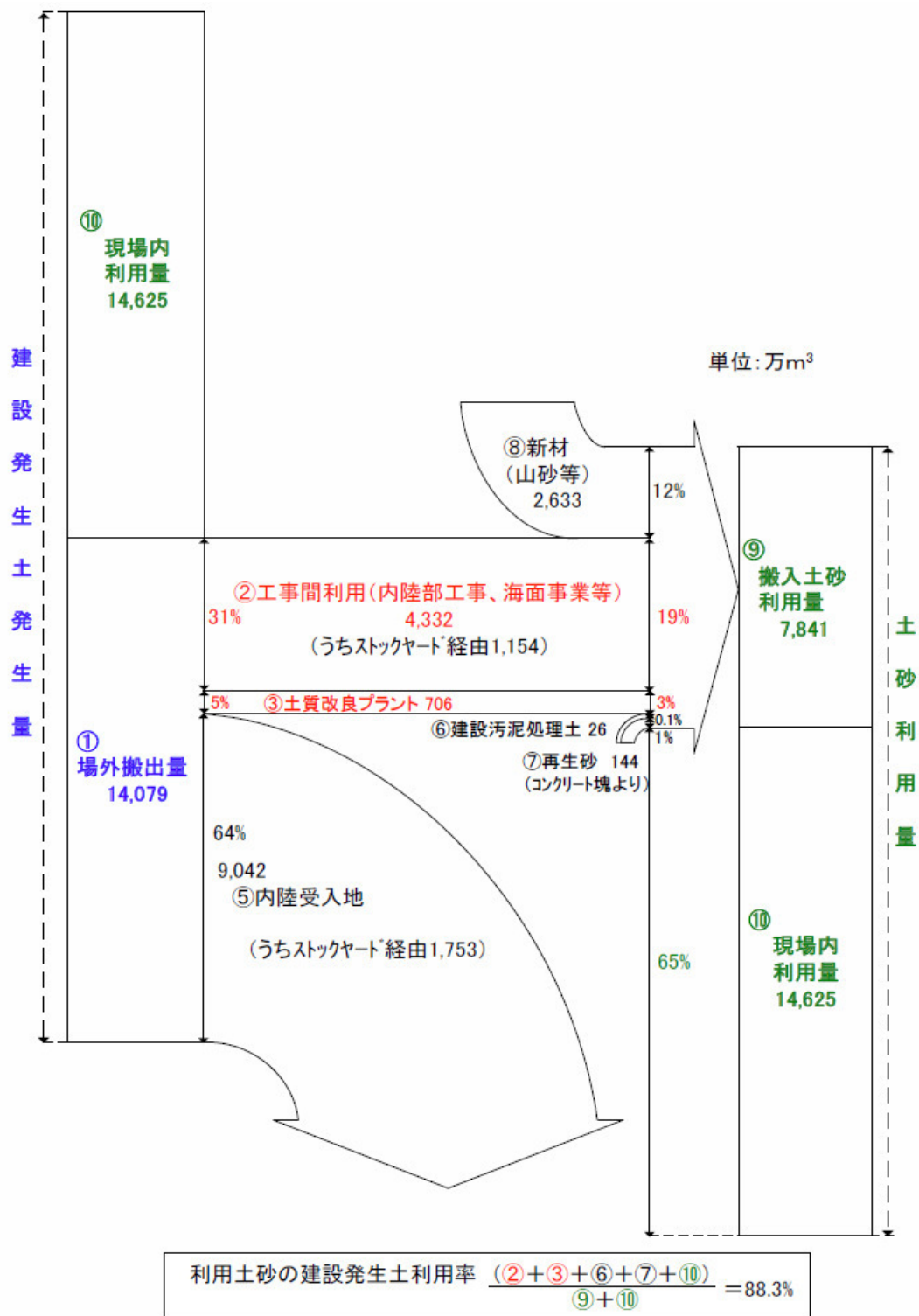


図 1.6 建設発生土搬出および土砂利用搬入状況 (出典 国土交通省 2014 a)

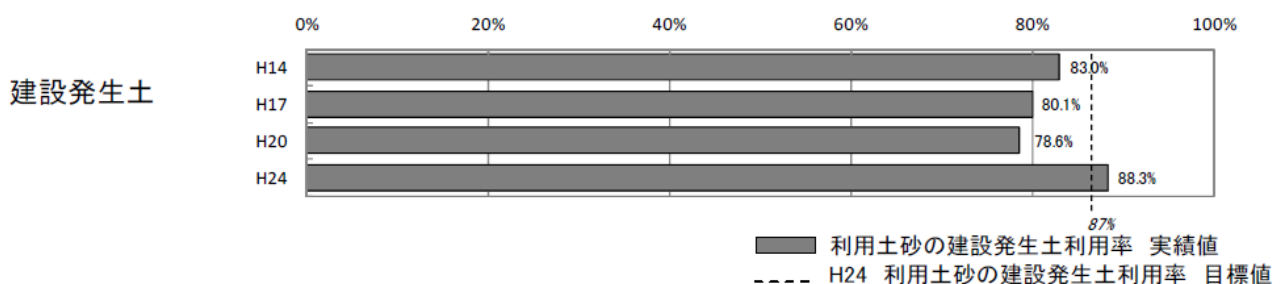


図 1.7 建設発生土利用率の推移 (出典 国土交通省 2014 b)

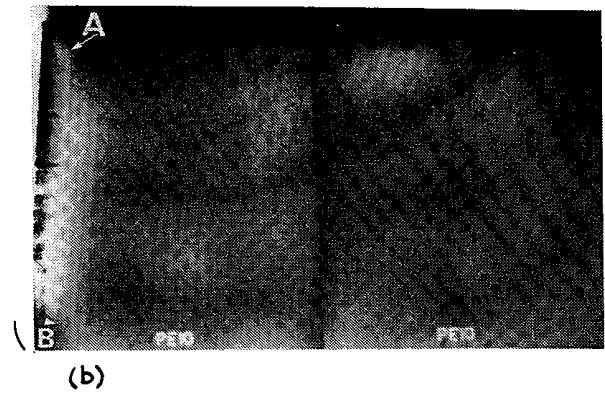
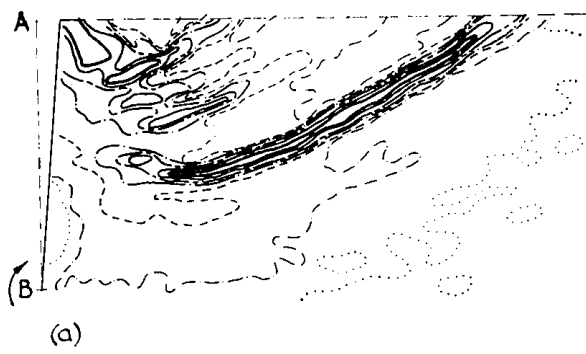


図 1.8 X線写真を用いた地盤材料の局所変形挙動の観察（出典 Roscoe, 1970）

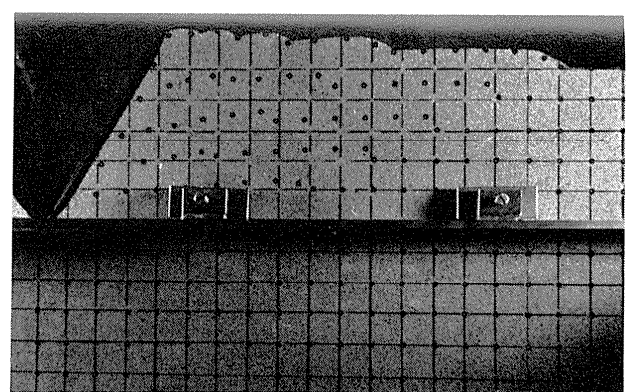
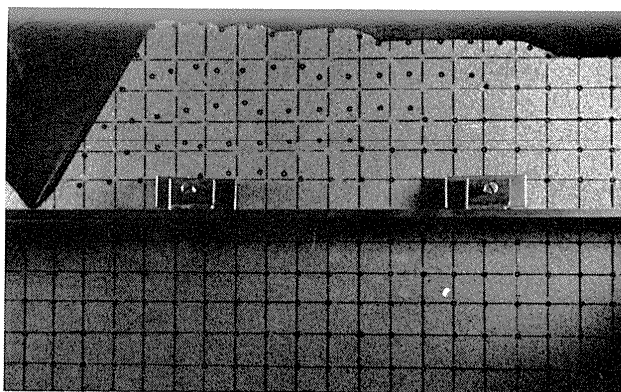


図 1.9 楔型模型を貫入させる前後に撮影された模型地盤の実体写真（出典 Butterfield et al., 1970）

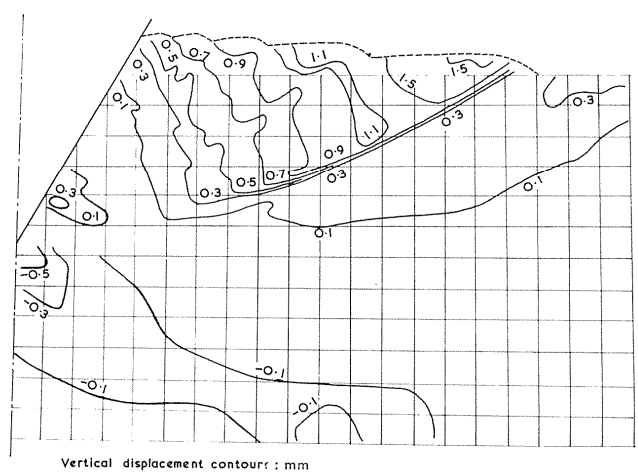
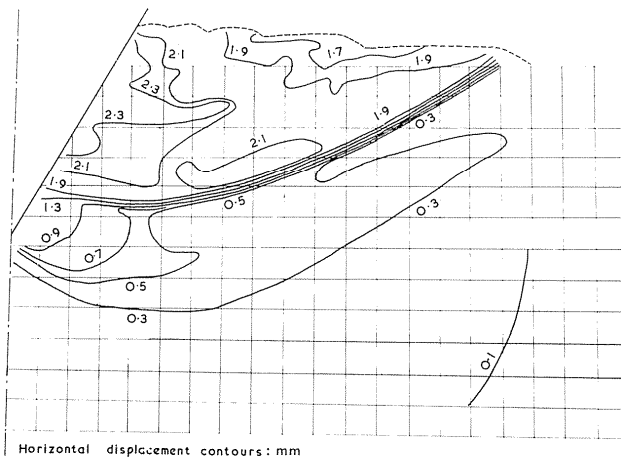


図 1.10 実体写真を用いた模型地盤の局所変形挙動の分析（出典 Butterfield et al., 1970）

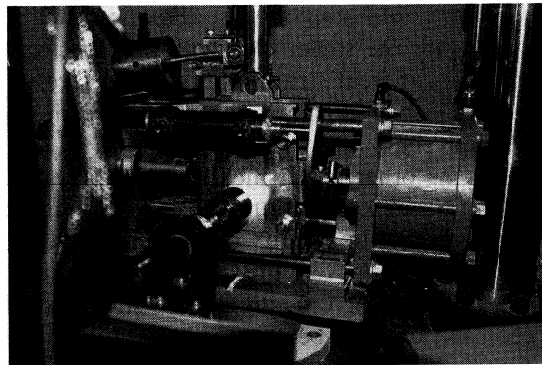
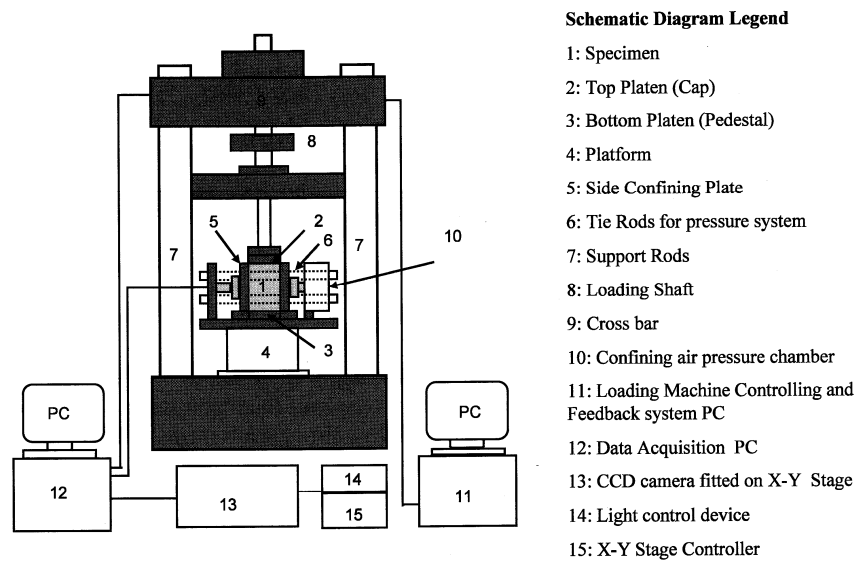


図 1.11 平面ひずみ圧縮試験における高精度実体顕微鏡を用いた画像解析
(出典 Bhandari and Inoue, 2005)

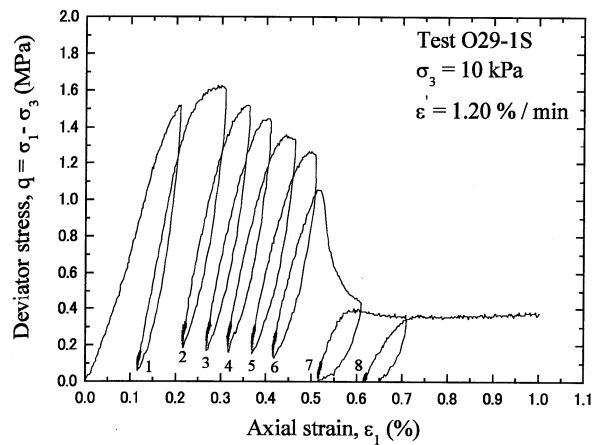
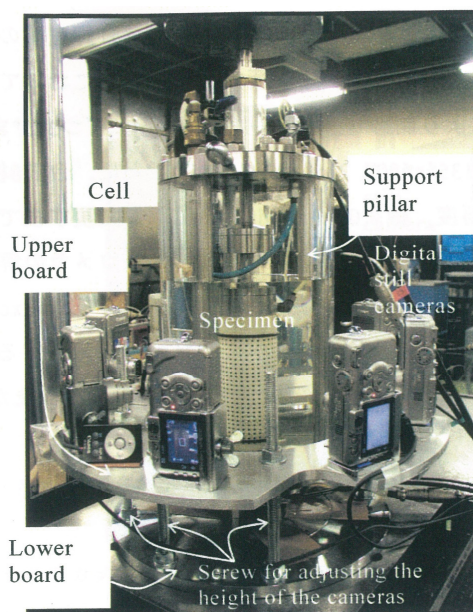
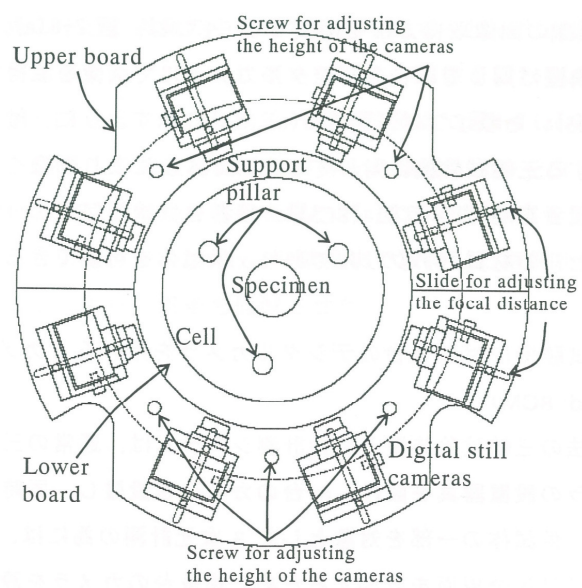
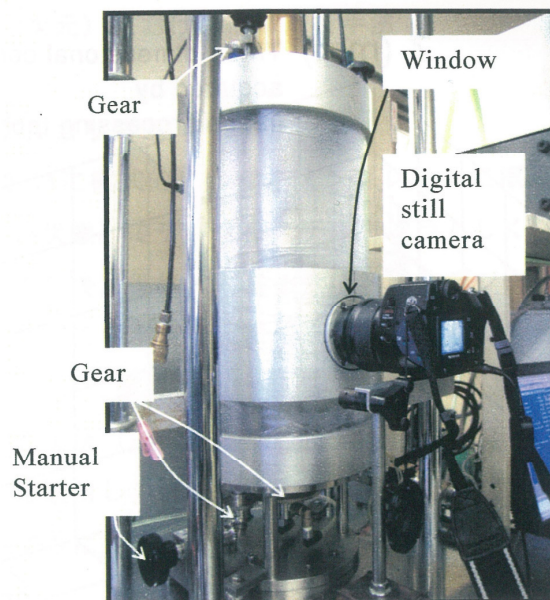
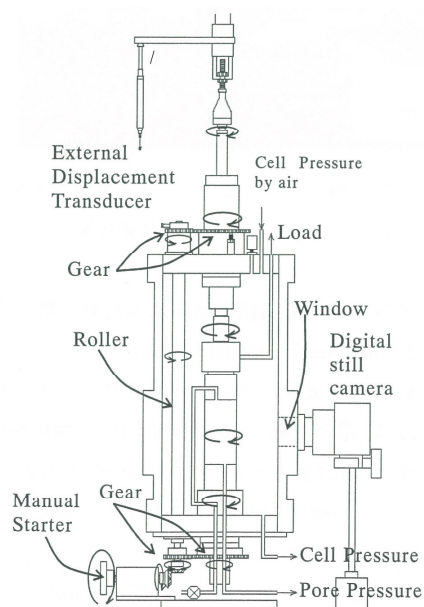


図 1.12 人口軟岩の平面ひずみ圧縮試験における応力ひずみ関係 (出典 Bhandari and Inoue, 2005)



a) デジタルカメラを八台連結させた手法



b) 円柱供試体を回転させた手法

図 1.13 円柱供試体の三軸圧縮試験における画像解析（出典 吉川，2007）

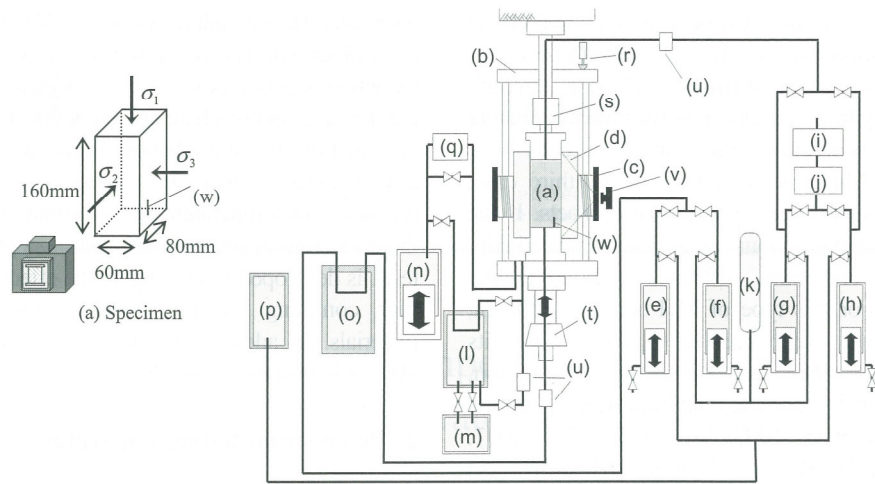


図 1.14 高圧平面ひずみ圧縮試験装置と画像解析システム（出典 Yoneda et al., 2013）

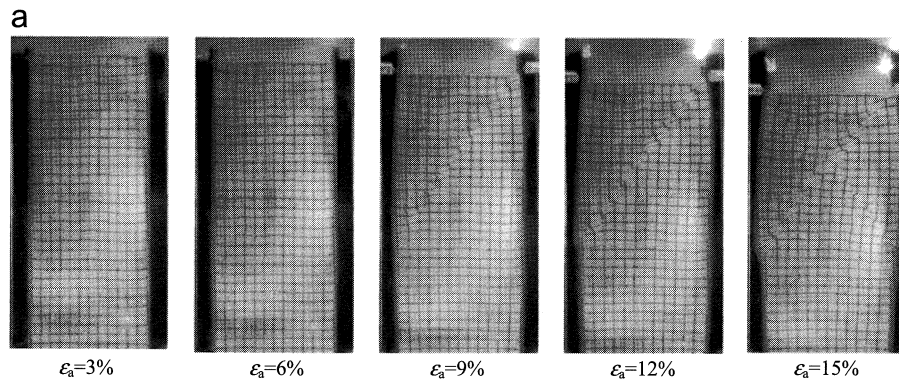


図 1.15 高圧平面ひずみ圧縮試験で得られた解析画像（出典 Yoneda et al., 2013）

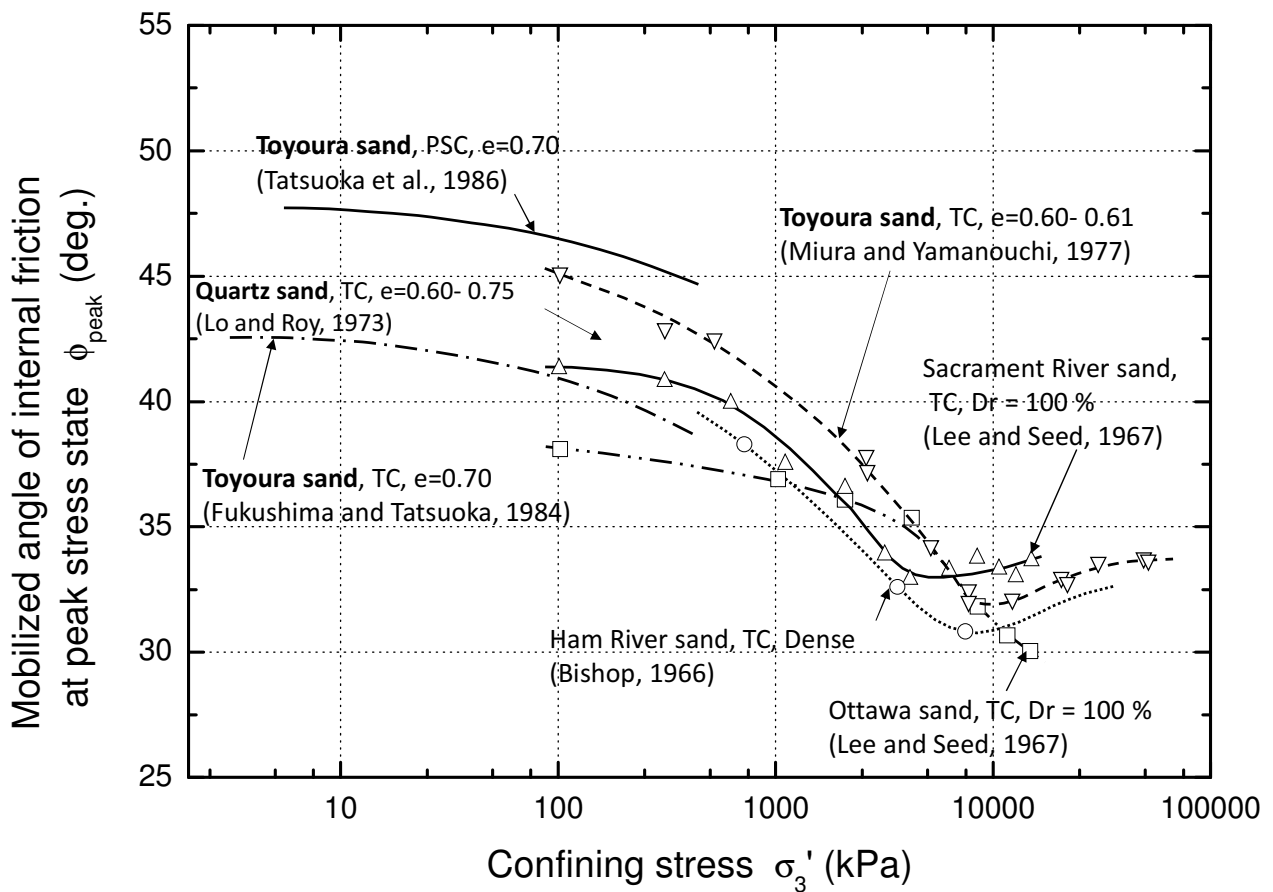


図 1.16 均質な砂質土の最大強度発揮時の動因内部摩擦角と拘束圧
(平面ひずみ圧縮試験は最小有効主応力) との関係 (データ出典 Bishop, 1966, Lee and Seed, 1967, 三浦・山内, 1977, Fukushima and Tatsuoka, 1984, Tatsuoka, F. et al., 1986)

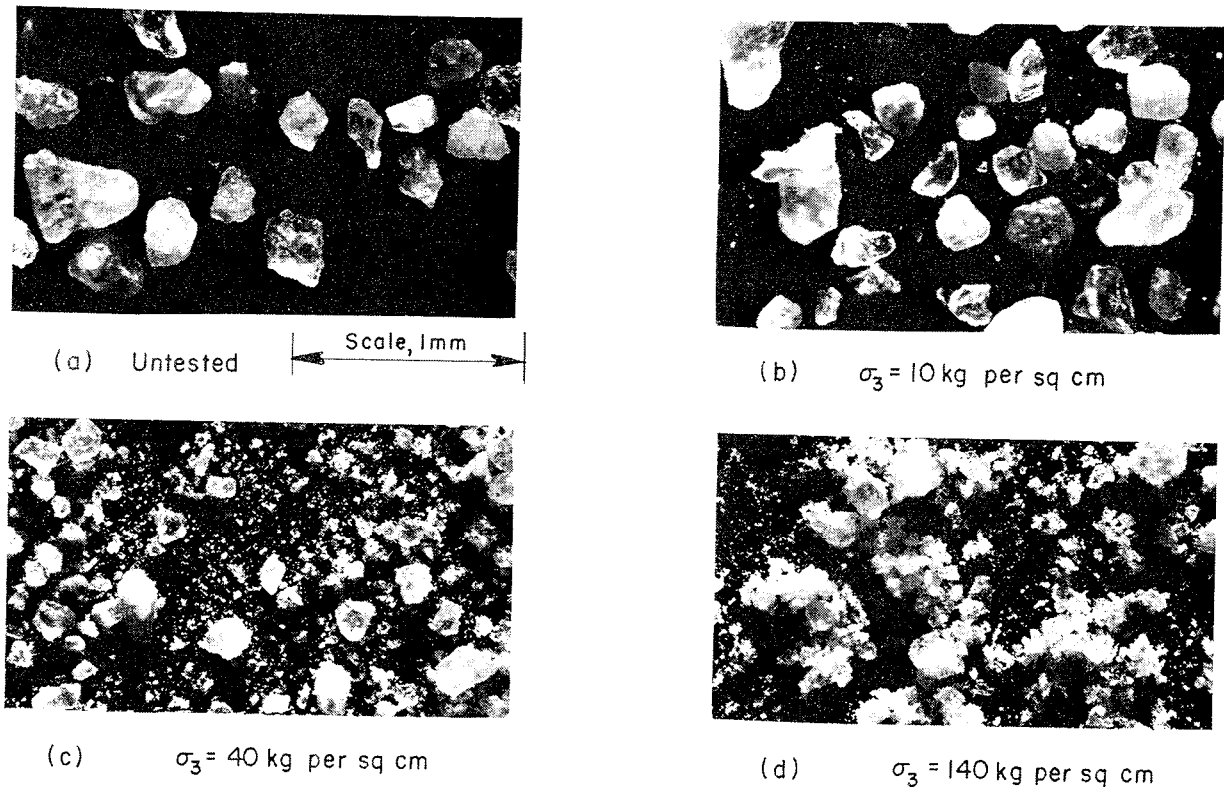


図 1.17 Sacramento river sand の試験前後の土粒子の破碎状況 (出典 Lee and Seed, 1967)

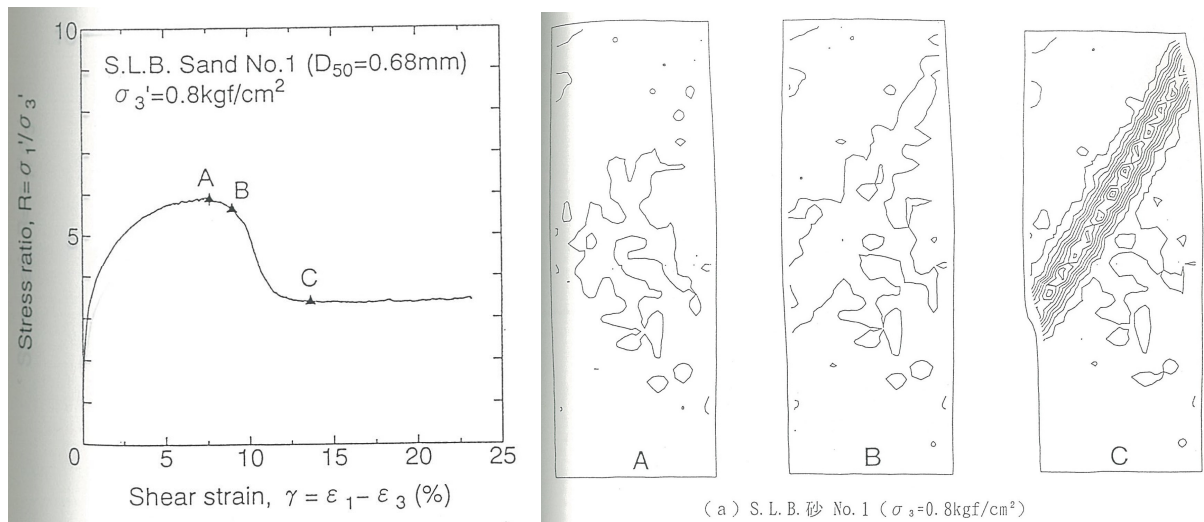


図 1.18 S.L.B. sand の応力ひずみ関係と局所変形挙動 (出典 吉田, 1995)

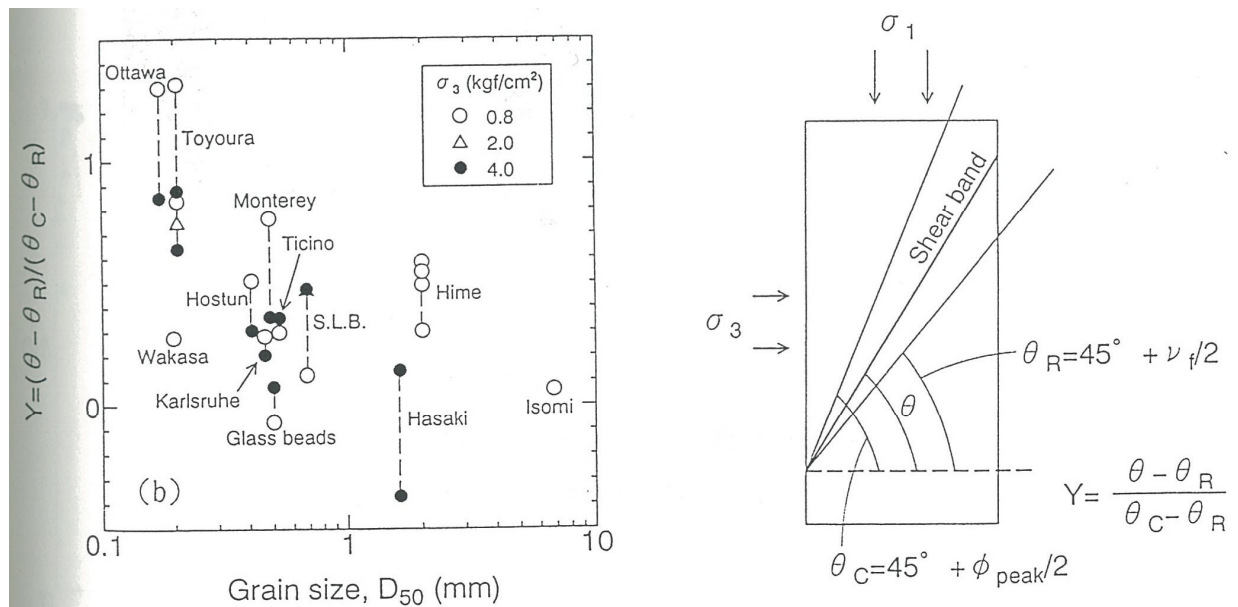


図 1.19 均質な砂礫のせん断層の向きと平均粒径との関係 (出典 吉田, 1995)

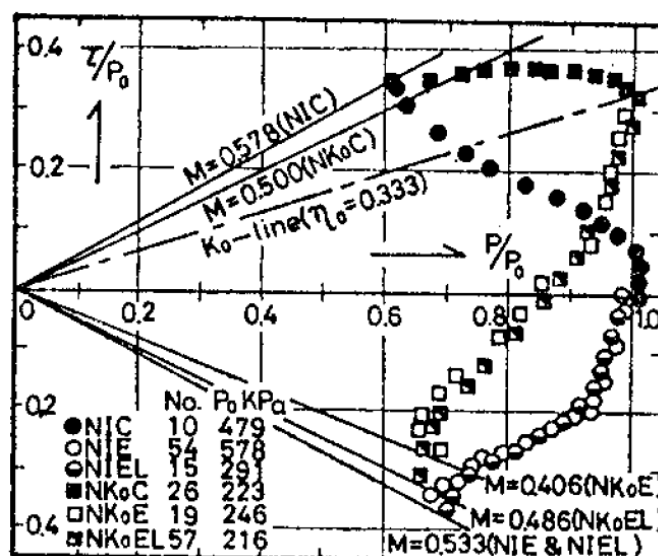


図 1.20 拘束圧で正規化した有効応力経路 (出典 Mitachi and Kitago, 1979)

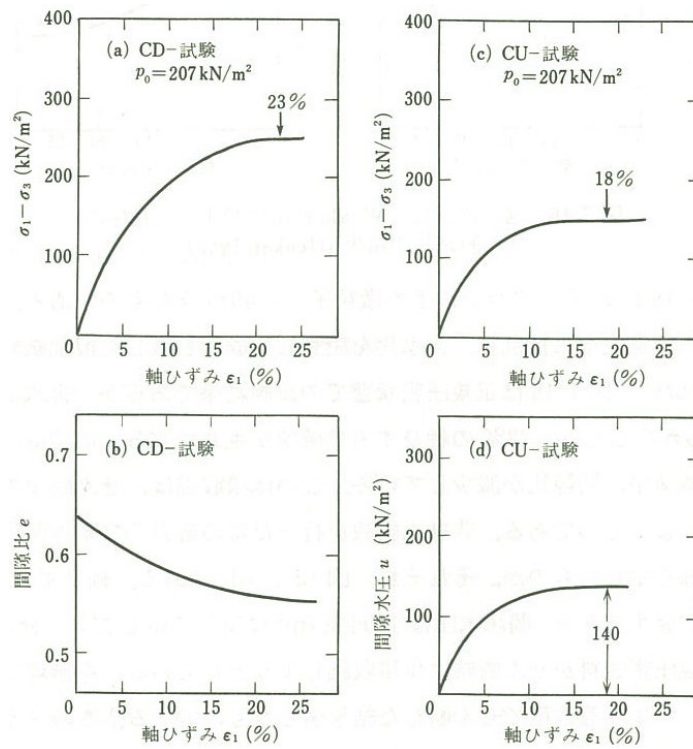


図 1.21 正規圧密粘土の排水／非排水三軸圧縮試験結果（出典 石原，1988）

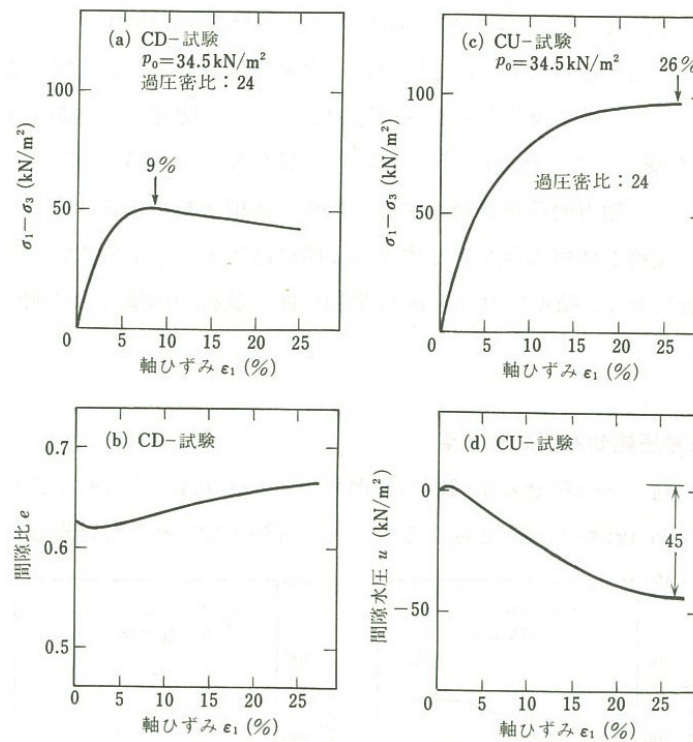


図 1.22 過圧密粘土の排水／非排水三軸圧縮試験結果（出典 石原，1988）

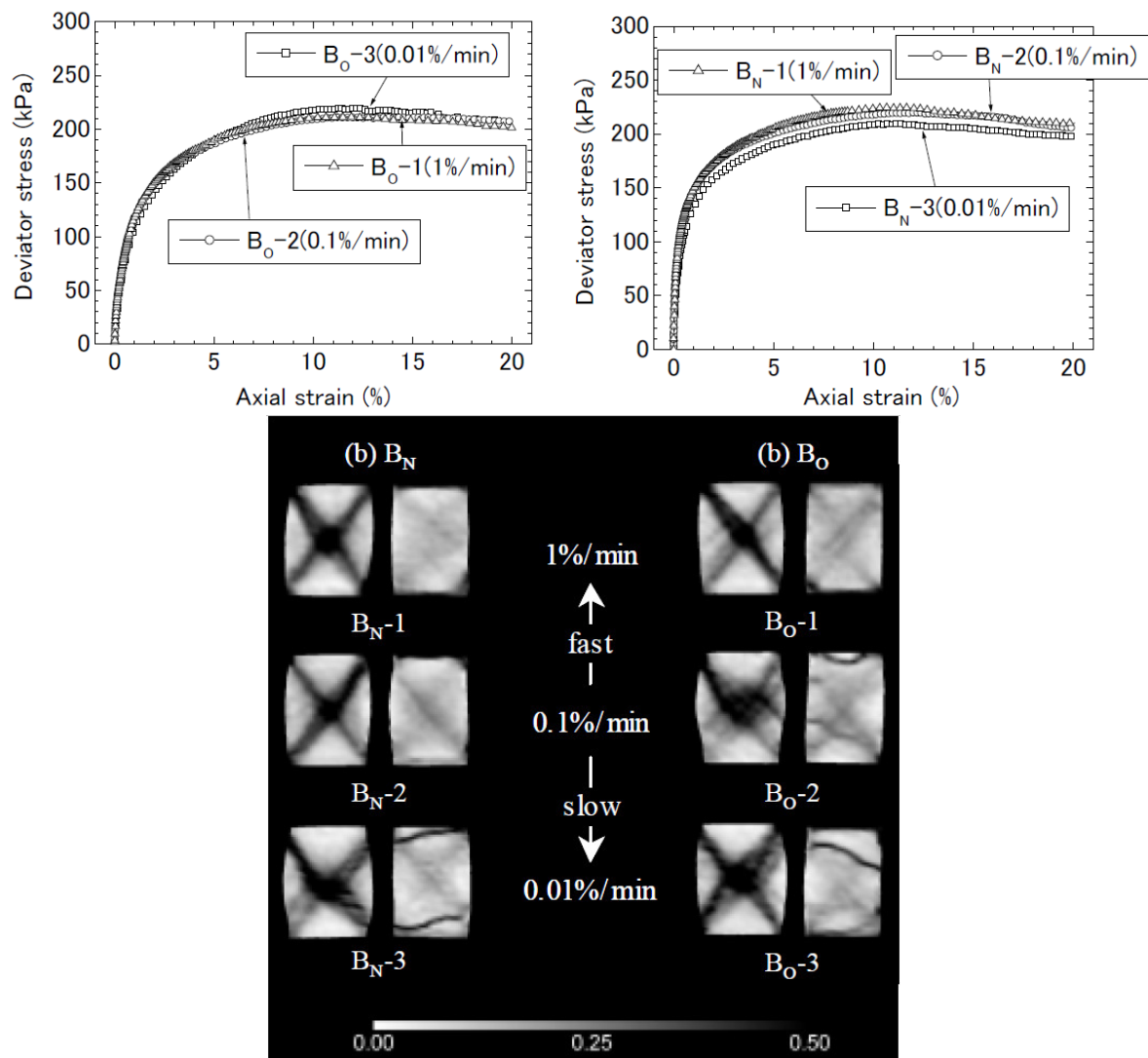


図 1.23 過圧密粘土と正規圧密粘土の局所変形挙動（出典 市之瀬ら，2003）

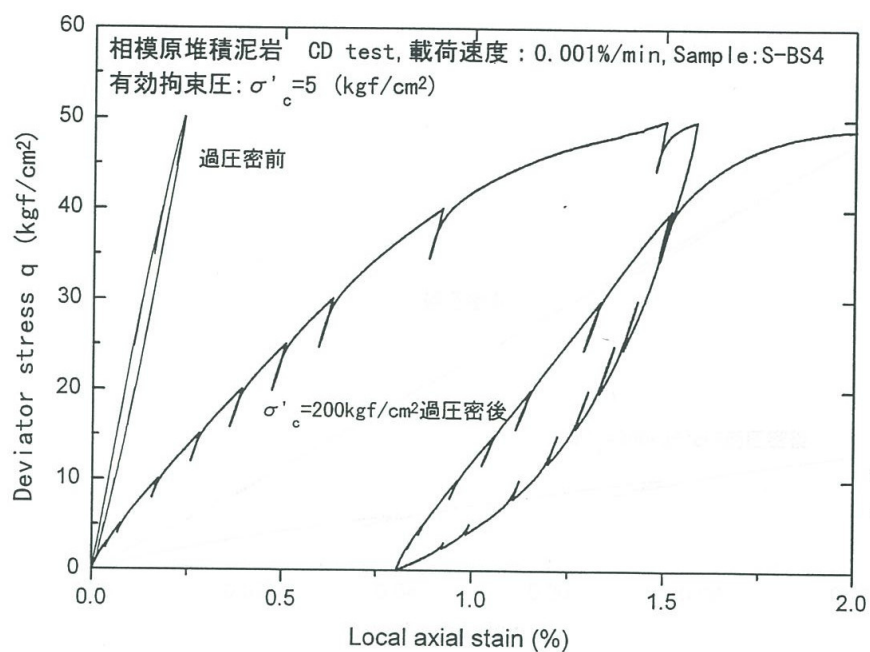


図 1.24 堆積軟岩の応力ひずみ関係に及ぼす過圧密履歴の影響 (出典 王, 1996)

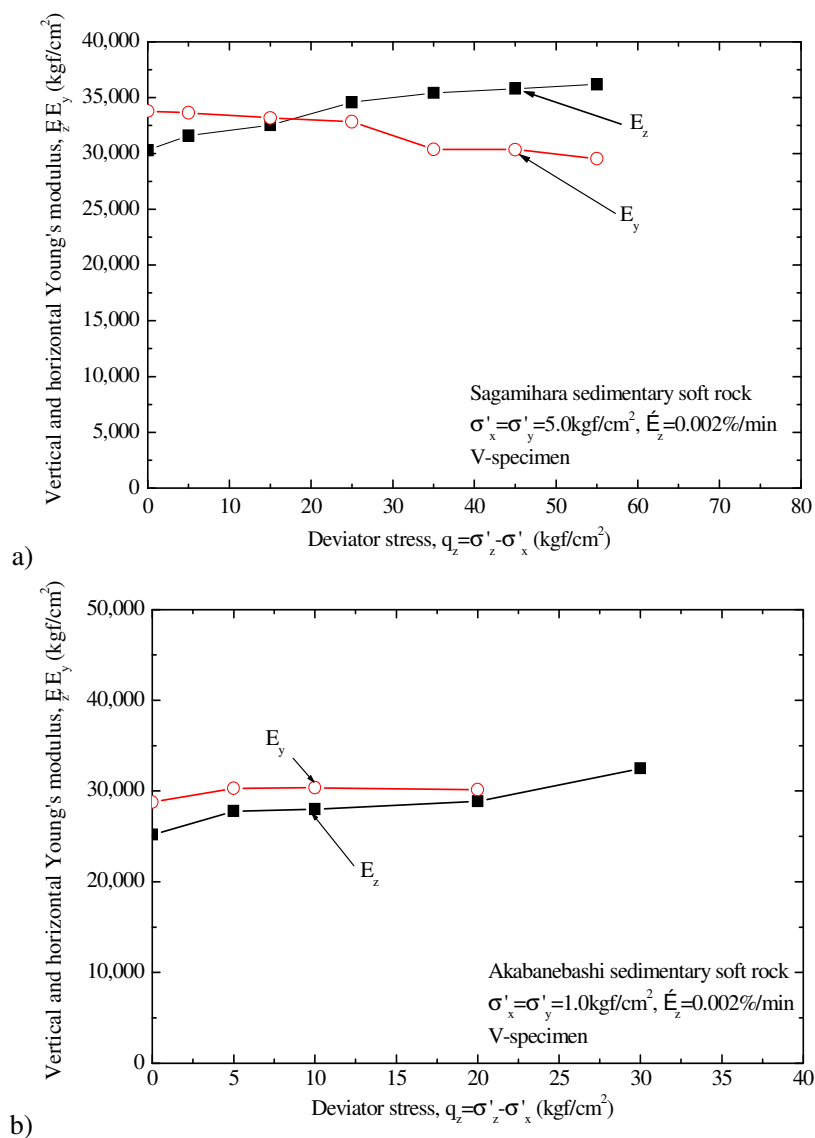


図 1.25 堆積軟岩の鉛直・水平ヤング率, a) 相模原堆積軟岩, b) 赤羽橋堆積軟岩 (出典 早野, 2001)

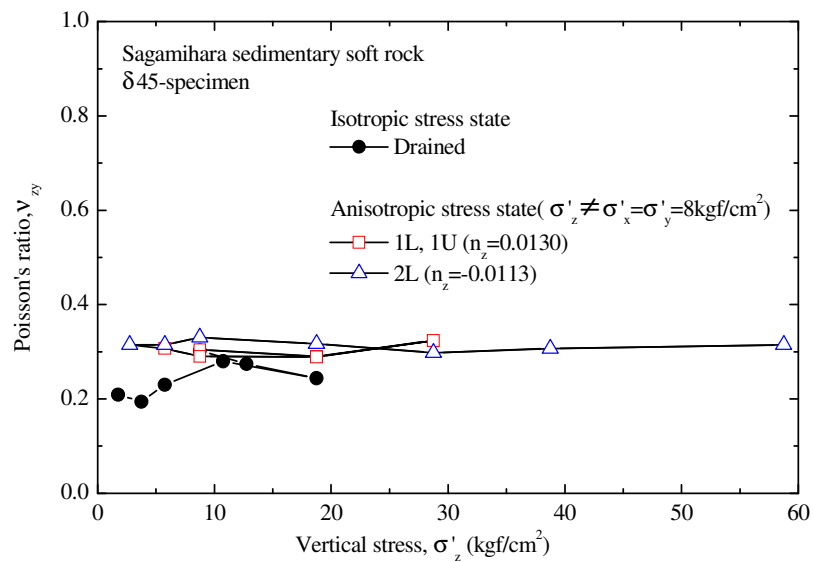


図 1.26 相模原堆積軟岩のポアソン比の応力状態誘導異方性, a) v_{zy} , b) v_{yz} (出典 早野, 2001)

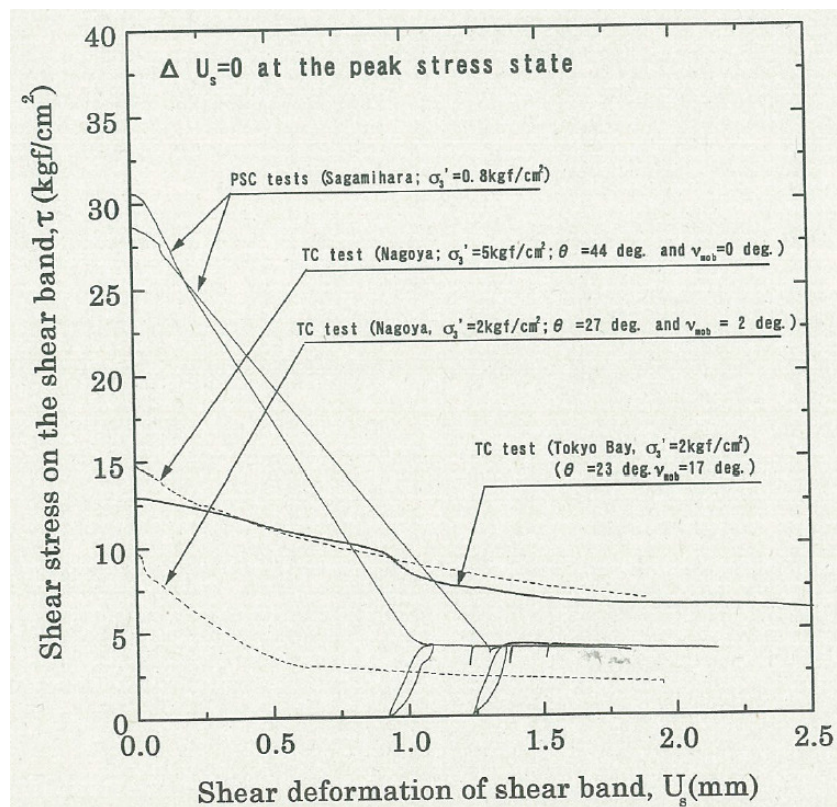


図 1.27 セン断層内でのせん断応力と相対的横ずれ量との関係 (出典 Hayano et al., 1999)

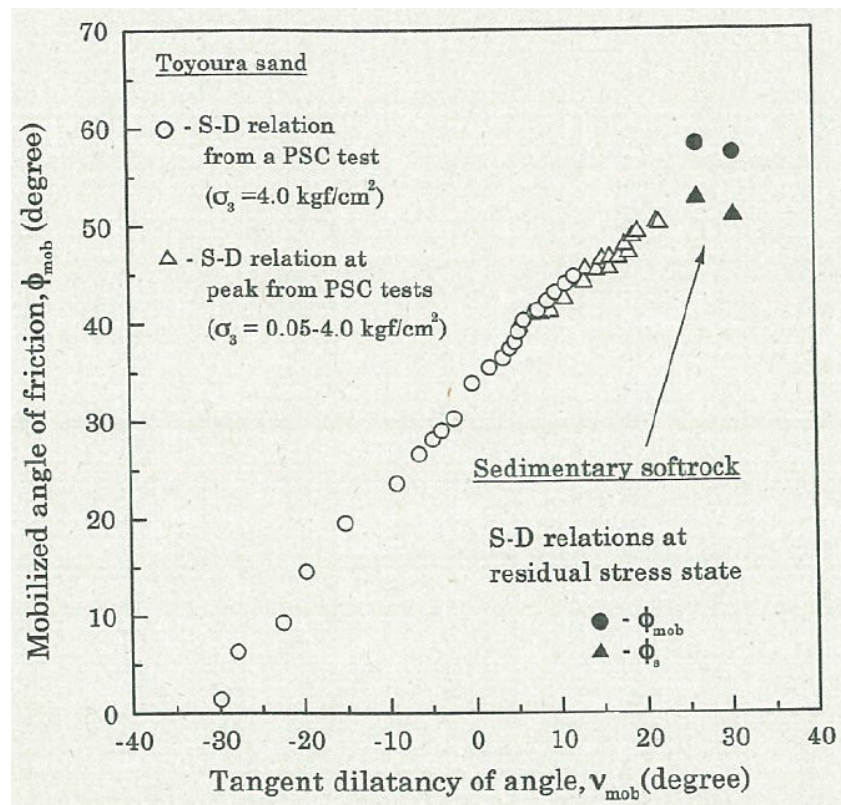


図 1.28 動員内部摩擦角とダイレイタンス角との関係 (出典 Hayano et al., 1999)

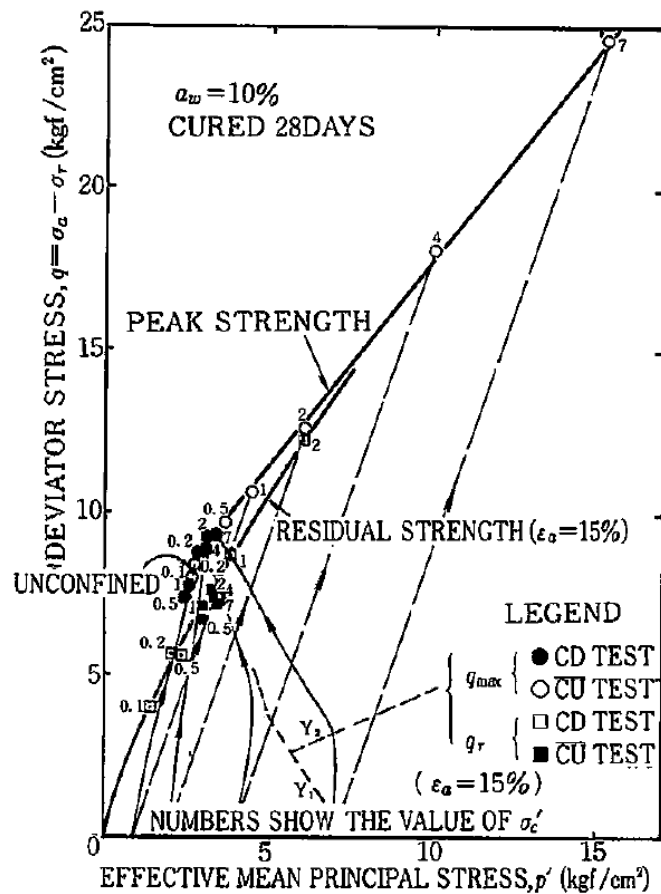


図 1.29 セメント改良粘土の非排水／排水三軸圧縮試験における有効応力経路 (出典 小林&龍岡, 1982 VII)

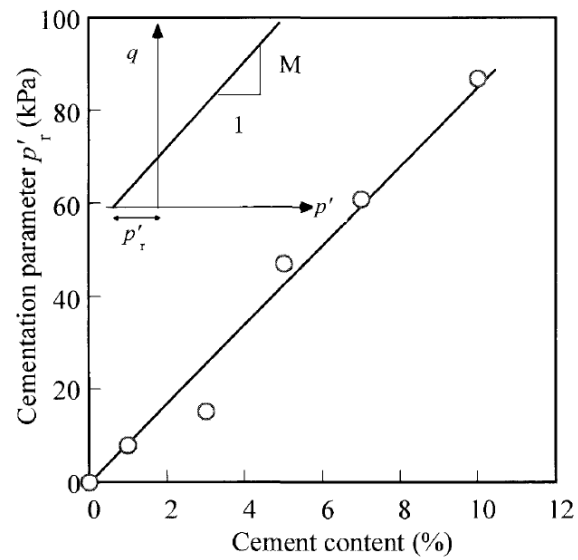


図 1.30 引張有効応力とセメント添加量の関係 (出典 Kasama et al. 2006)

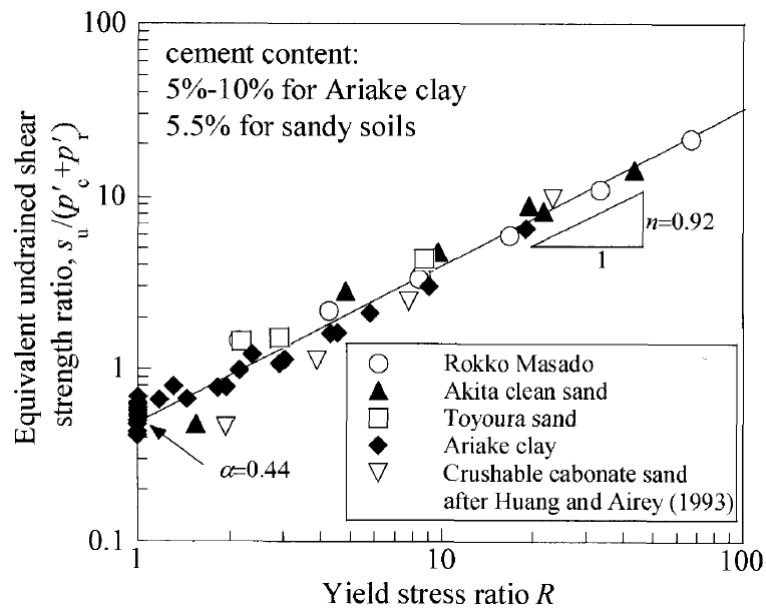


図 1.31 正規化した非排水強度と擬似過圧密の程度を表す応力比との関係 (出典 Kasama et al. 2006)

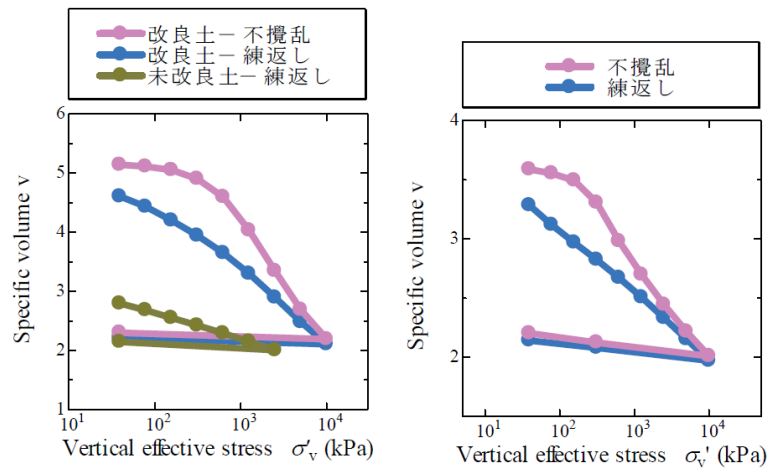


図 1.32 セメント改良粘土（左）と自然堆積粘土（右，浦安粘土）の標準圧密試験結果
(出典 福和ら，2015)

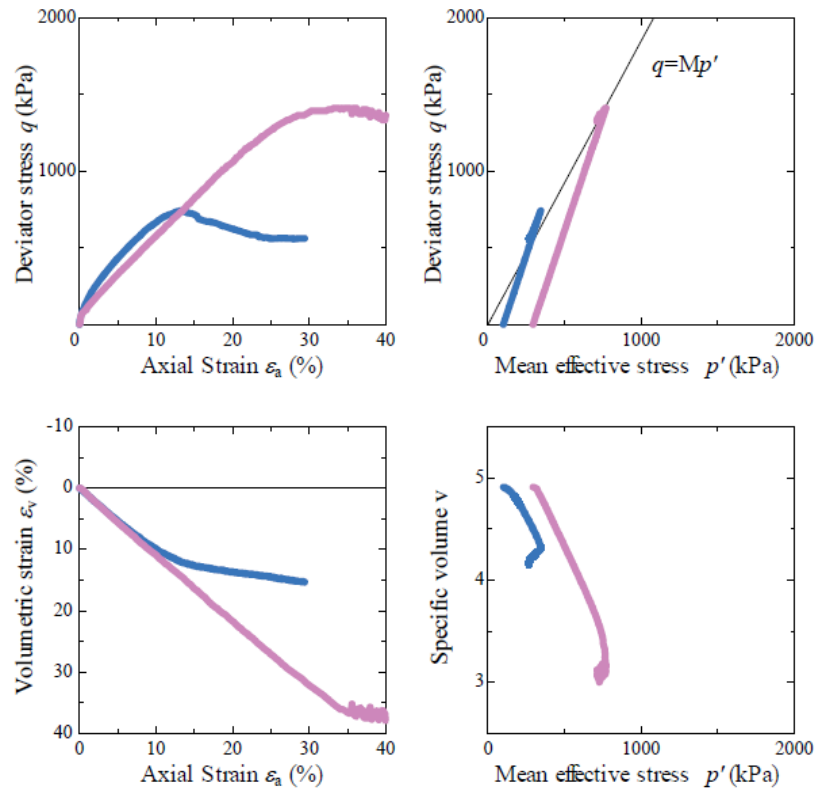


図 1.33 不攪乱セメント改良粘土の排水三軸圧縮試験結果（出典 福和ら，2015）

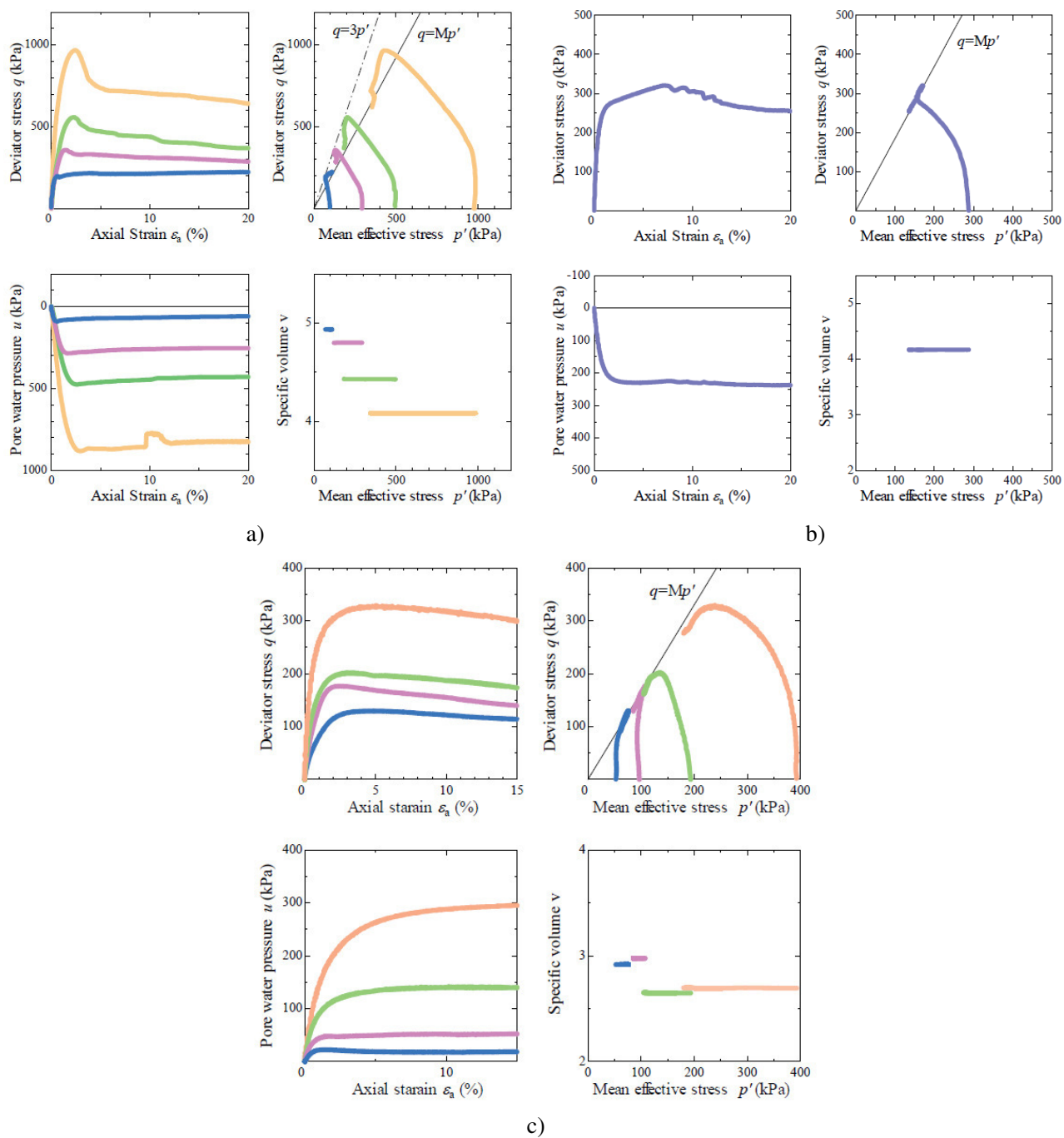


図 1.34 非排水三軸圧縮試験結果,

a) 不攪乱セメント改良粘土, b) 攪乱セメント改良粘土, c) 自然堆積粘土 (出典 福和ら, 2015)

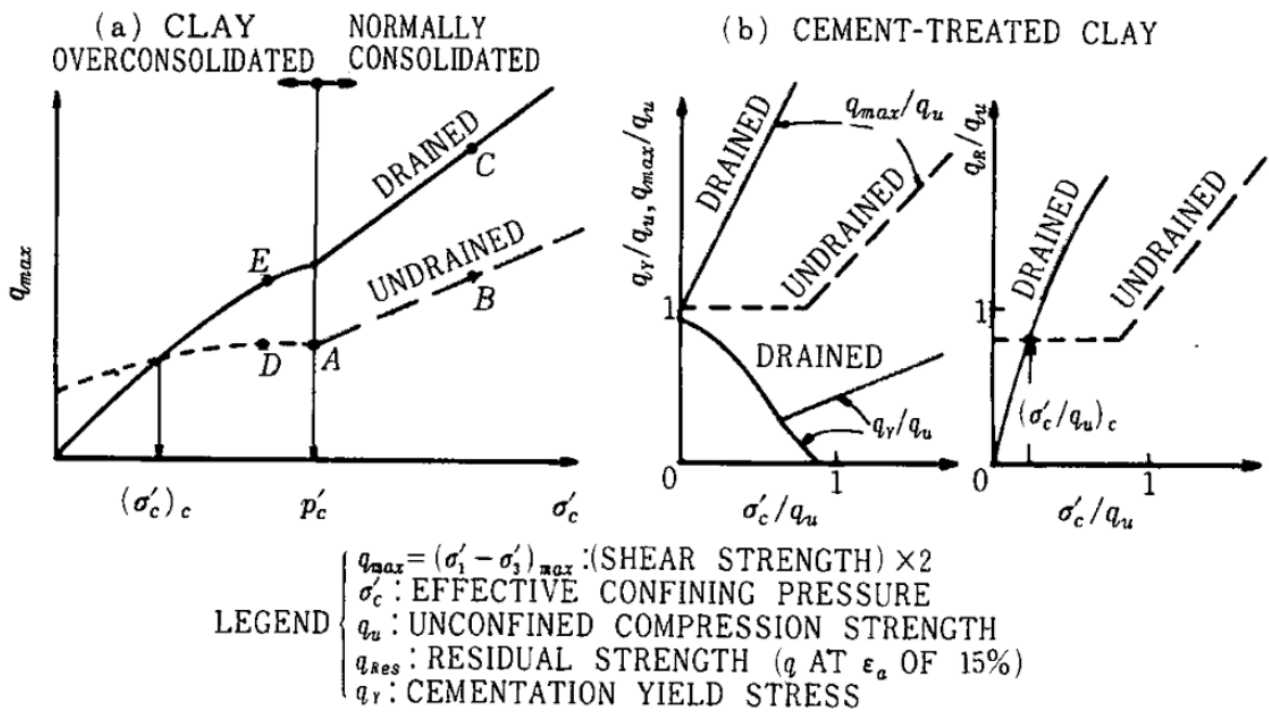


図 1.35 セメント改良粘土と自然堆積粘土の降伏，最大，残留強度と拘束圧との関係
(出典 小林&龍岡，1982 IV)

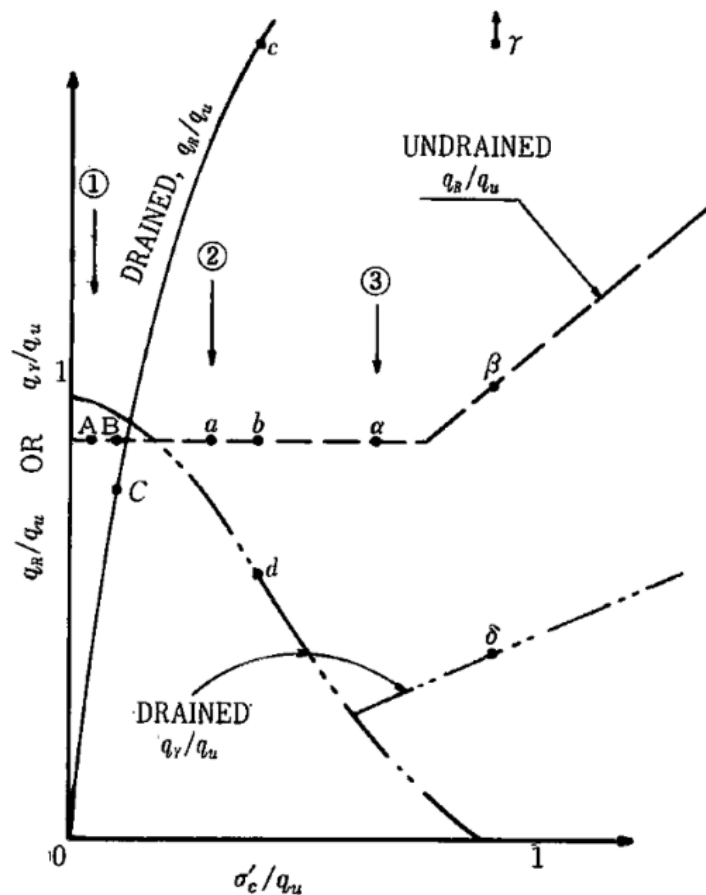


図 1.36 セメント改良粘土の降伏，最大，残留強度の有効応力法による整理
(出典 小林&龍岡，1982 IV)

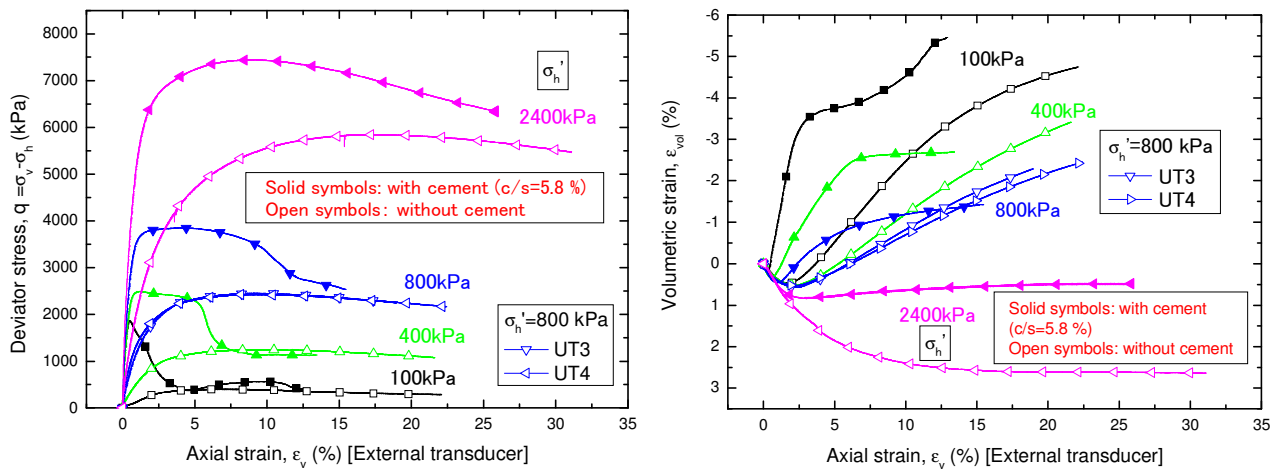


図 1.37 セメント改良／未改良砂の排水三軸圧縮試験における応力ひずみ関係（出典 佐野，2005）

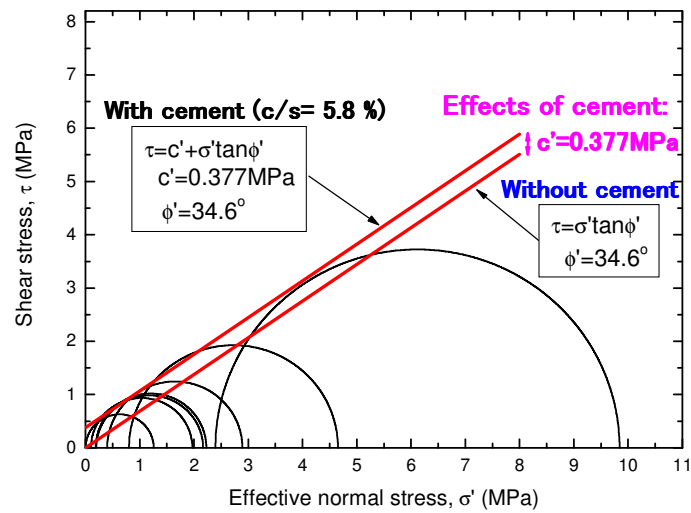


図 1.38 セメント改良／未改良砂の最大軸差応力発揮時のモールの応力円（出典 佐野，2005）

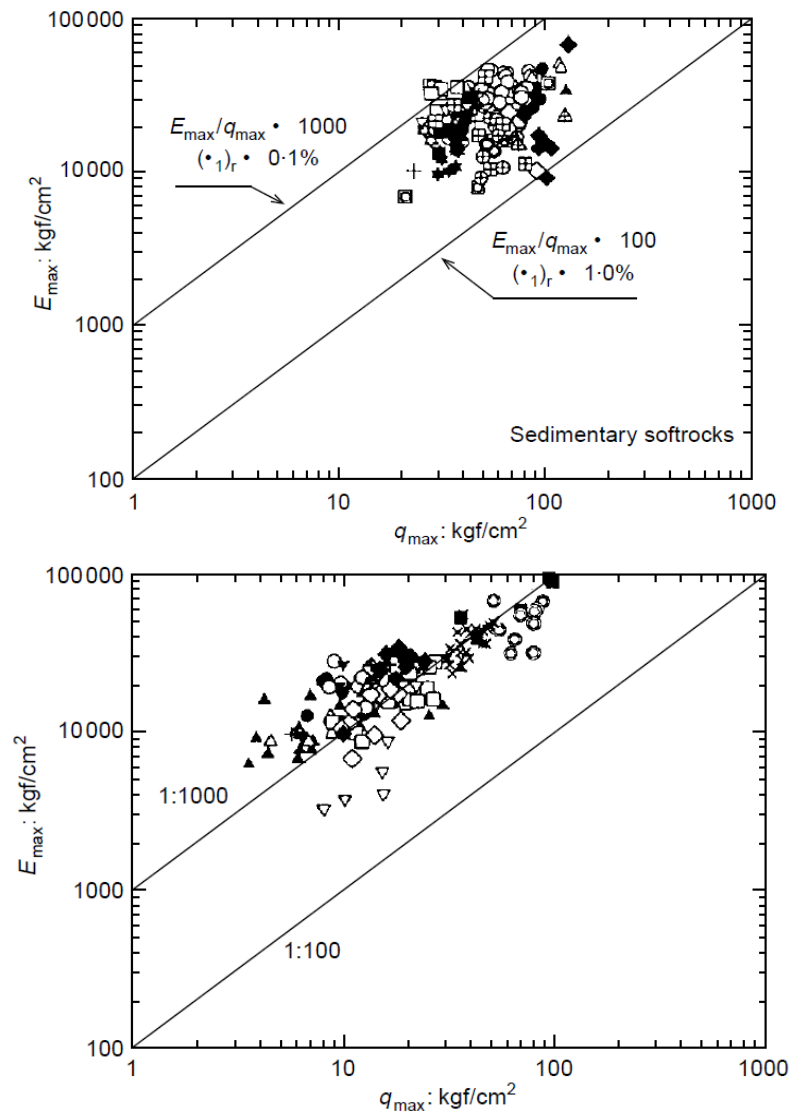


図 1.39 堆積軟岩（上）とセメント改良土（下）の初期ヤング率と最大軸差応力との関係
(出典 Tatsuka et al., 1997)

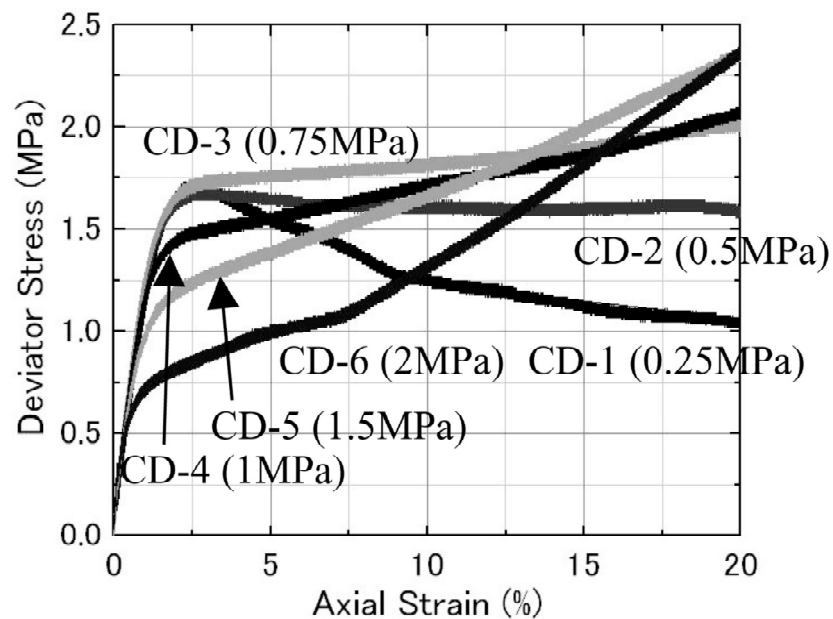


図 1.40 能登珪藻泥岩の圧密排水三軸圧縮試験での応力ひずみ関係 (出典 Kodaka et al., 2006)

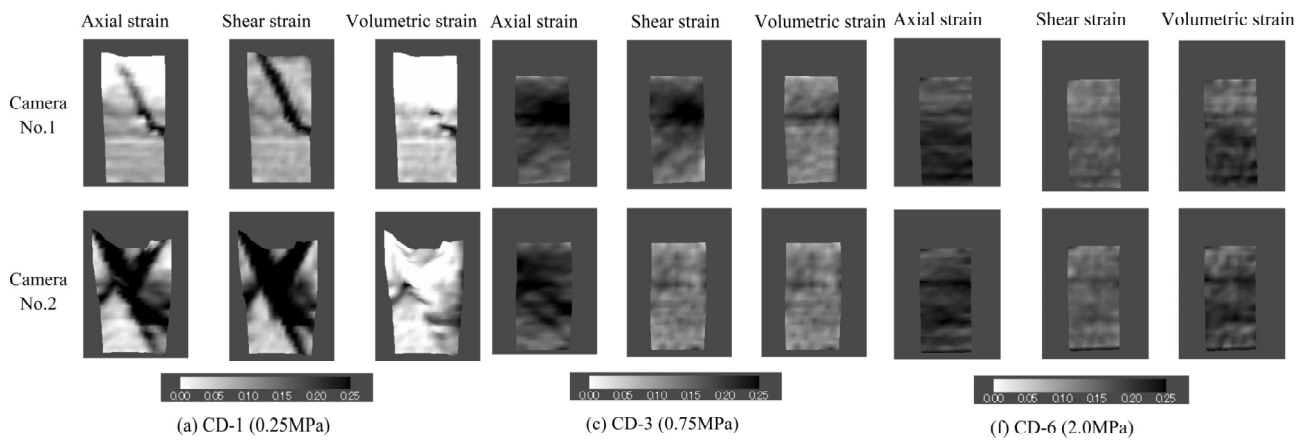


図 1.41 能登珪藻泥岩の圧密排水三軸圧縮試験での局所変形挙動（出典 Kodaka et al., 2006）

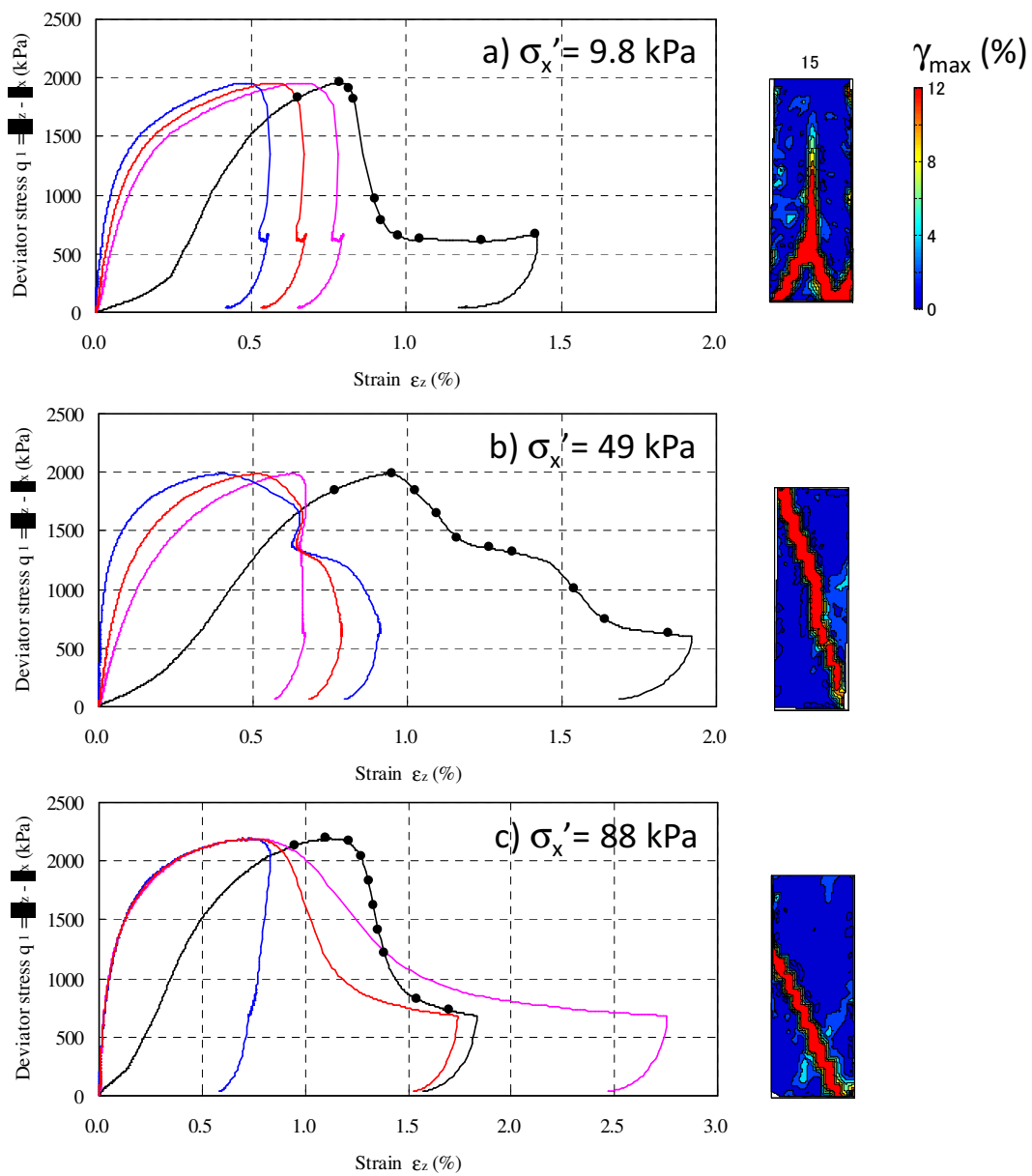


図 1.42 セメント改良砂の平面ひずみ圧縮試験における局所変形挙動の拘束圧依存性
（出典 並河, 2006）

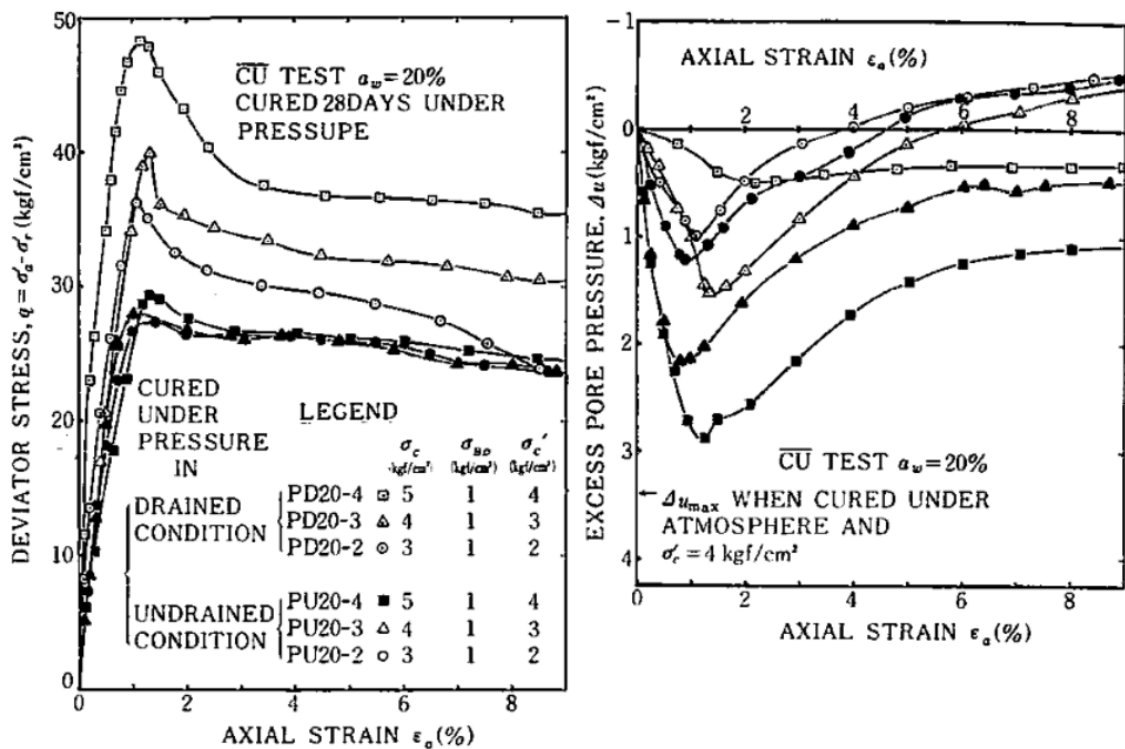


図 1.43 セメント改良粘土の排水／非排水加圧養生の影響（出典 小林&龍岡，1982 VI）

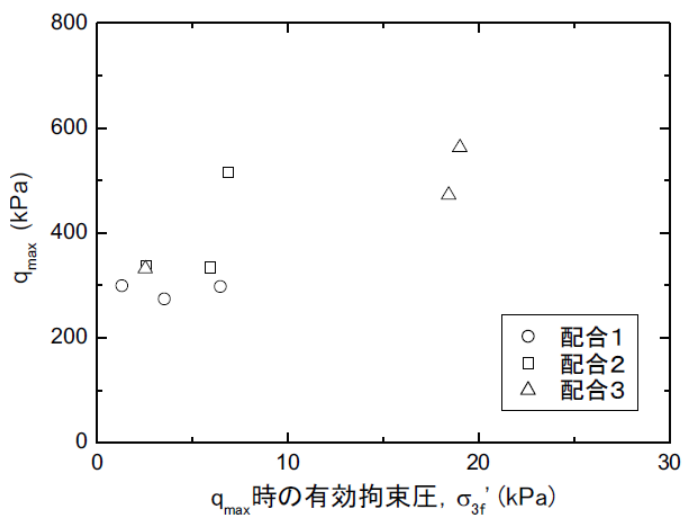


図 1.44 圧密非排水三軸圧縮試験における流動化处理土の最大軸差応力と最大軸差応力発揮時の拘束圧との関係（出典 木幡，2006）



図 1.45 平板載荷試験後の流動化处理土の変形状況（出典 岩淵ら，2006）

表 1.1 固結構造，粒度分布と粒子形状が粘性の種類に及ぼす影響
(出典 Tatsuoka et al., 2008)

Bound	Unbound		
<i>Isotach</i> (pre-peak) → <i>TESRA</i> (post-peak)	Grading	Well-graded	Poorly graded
	Shape		
	Angular	<i>Isotach</i> (or Combined)→ <i>TESRA</i>	<i>TESRA</i> → <i>P & N</i>
	Round	<i>TESRA</i> → <i>P & N</i>	<i>P & N</i> → <i>P & N</i> with instability

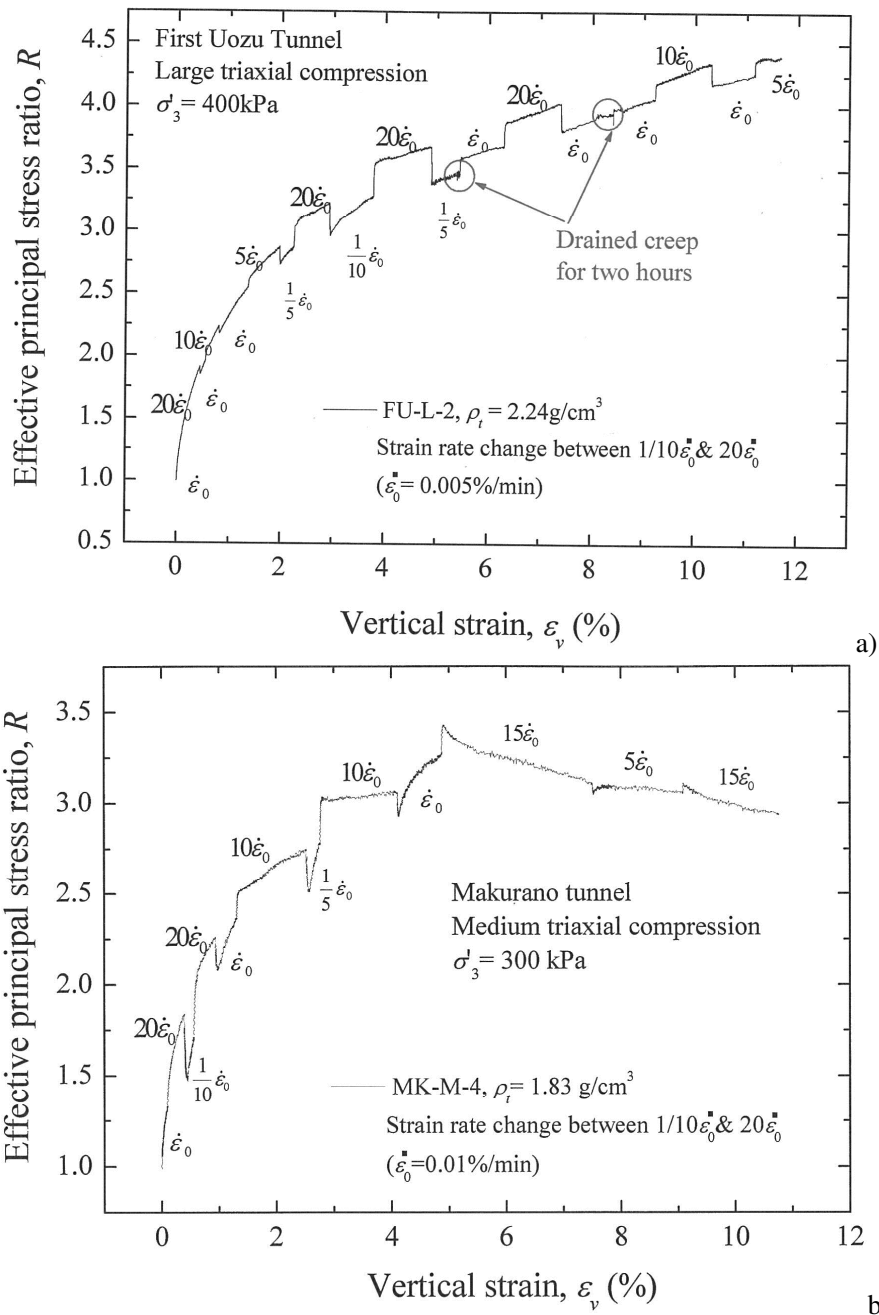


図 1.49 不攪乱礫質土の圧密排水三軸圧縮試験における応力ひずみ関係，
a) 第一魚津トンネル，b) 枕野トンネル (出典 榎本，2012)

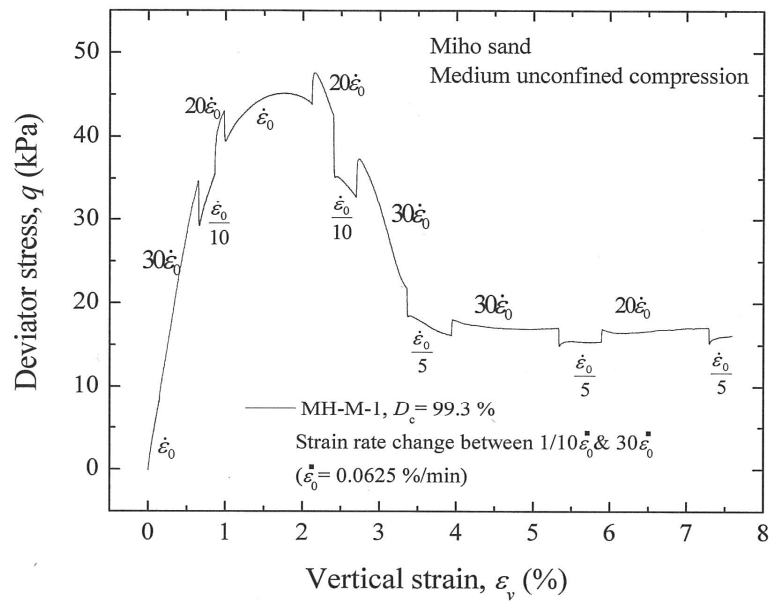


図 1.50 美浦砂の一軸圧縮試験における応力ひずみ関係（出典 榎本，2012）

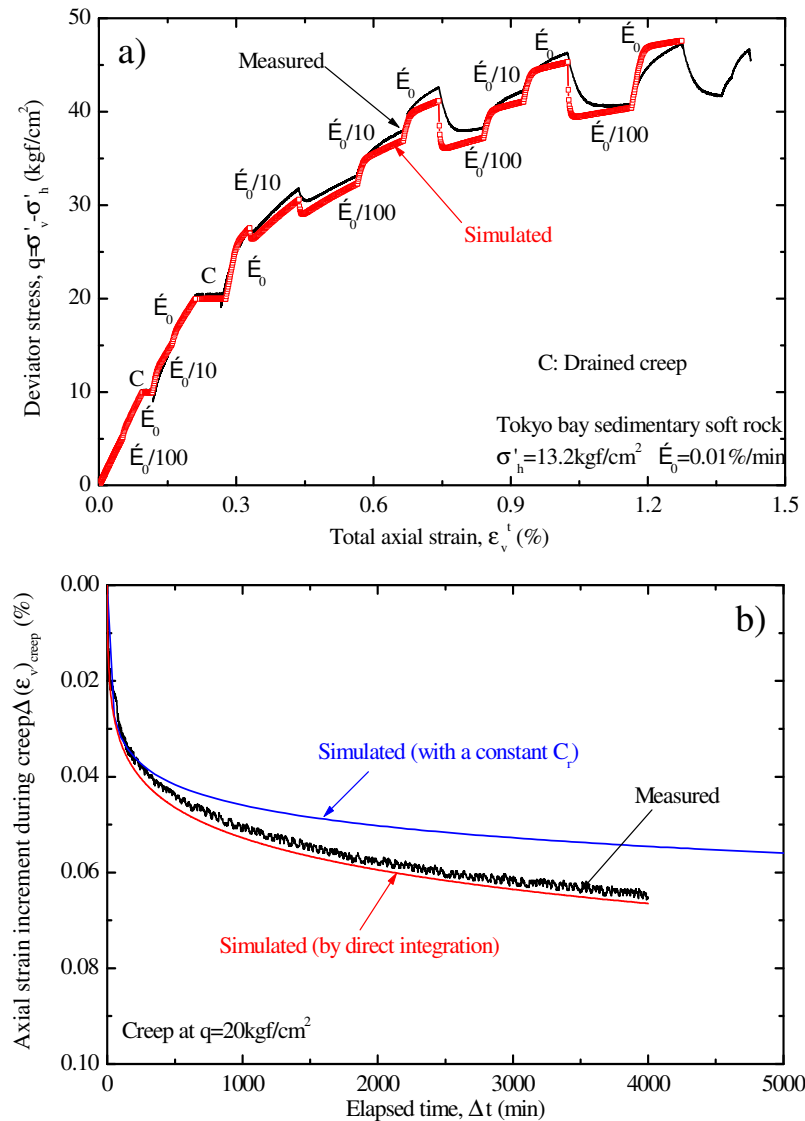


図 1.51 東京湾口堆積軟岩の a) 応力ひずみ関係の試験結果と解析結果との比較，
b) $q=20 \text{ kgf/cm}^2$ でのクリープ载荷中の軸ひずみ増分の時刻歴（出典 早野，2001）

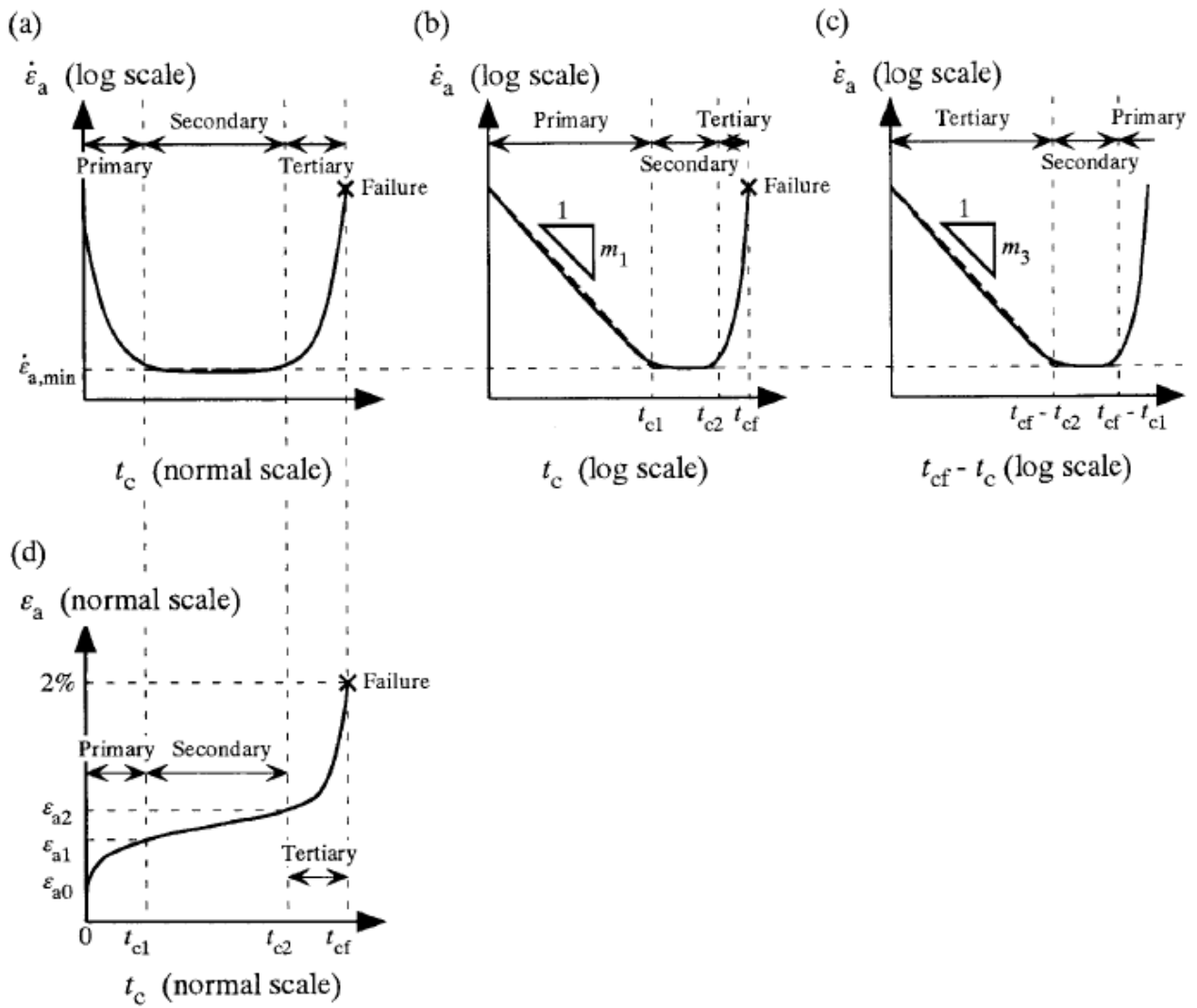
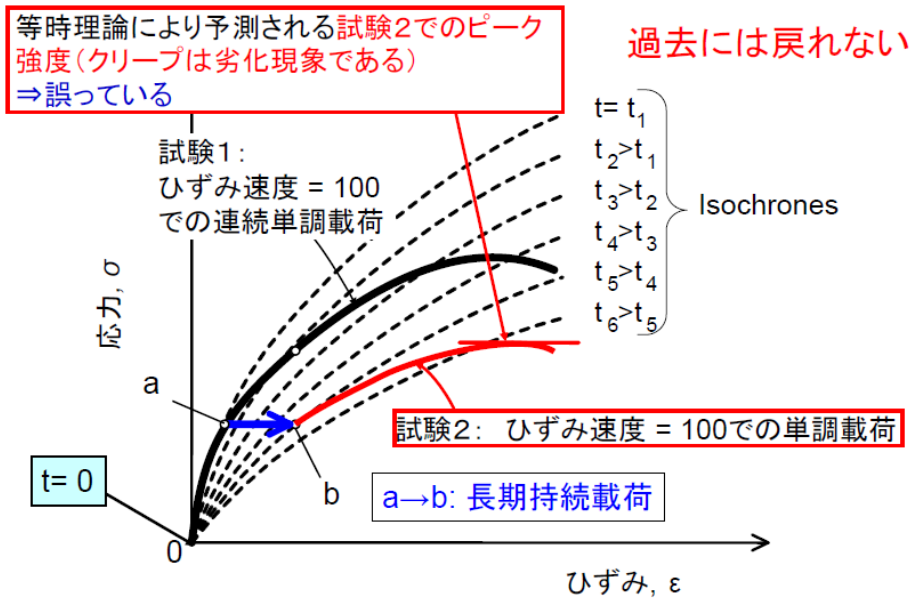
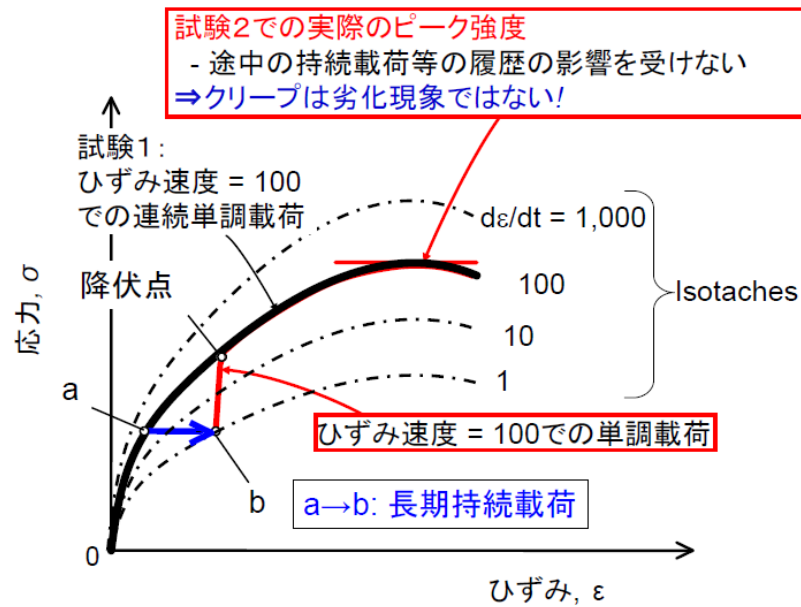


図 1.52 岩石のクリープ変形に伴うひずみ速度と時間との関係（出典 Shibata et al., 2007）



a) 等時理論に基づく Isocronous model



b) Non-linear three-component model

図 1.53 a) 等時理論, b) 非線形三要素モデルの概念図 (出典 龍岡, 2012)

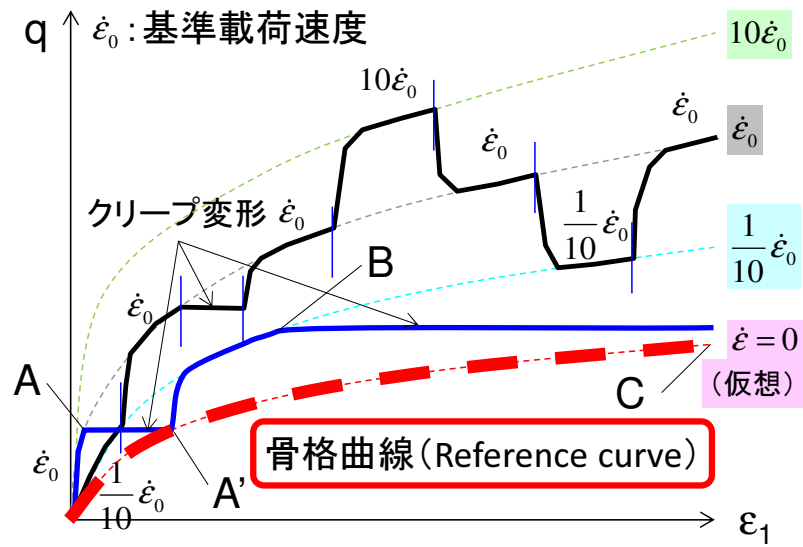


図 1.54 Isotach 粘性を示す地盤材料の応力ひずみ関係の模式図

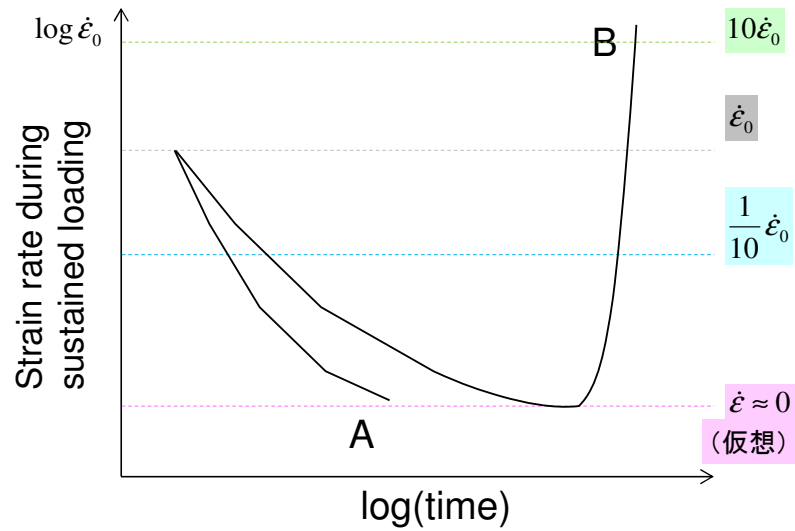
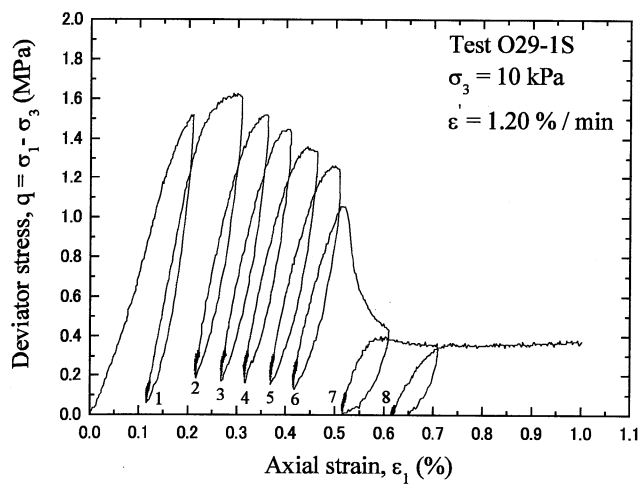
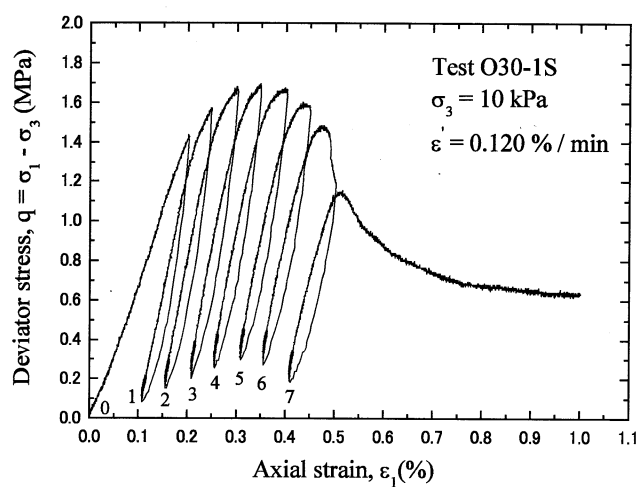


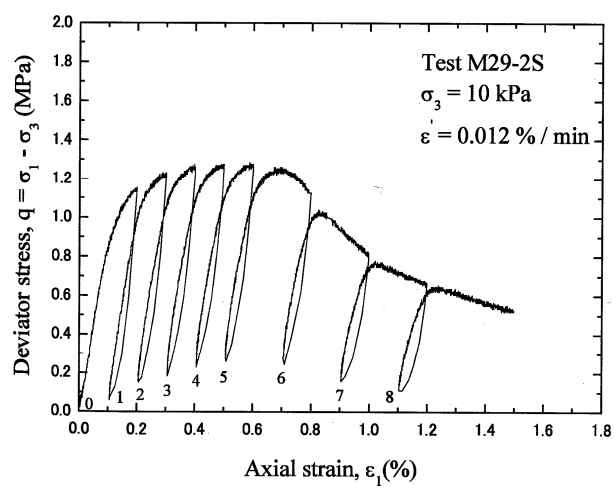
図 1.55 持続载荷における载荷速度の時刻歴の模式図



(a)



(b)



(c)

図 1.56 異なる載荷速度で実施した人工軟岩の平面ひずみ圧縮試験における応力ひずみ関係
 (出典 Bhandari and Inoue, 2005)

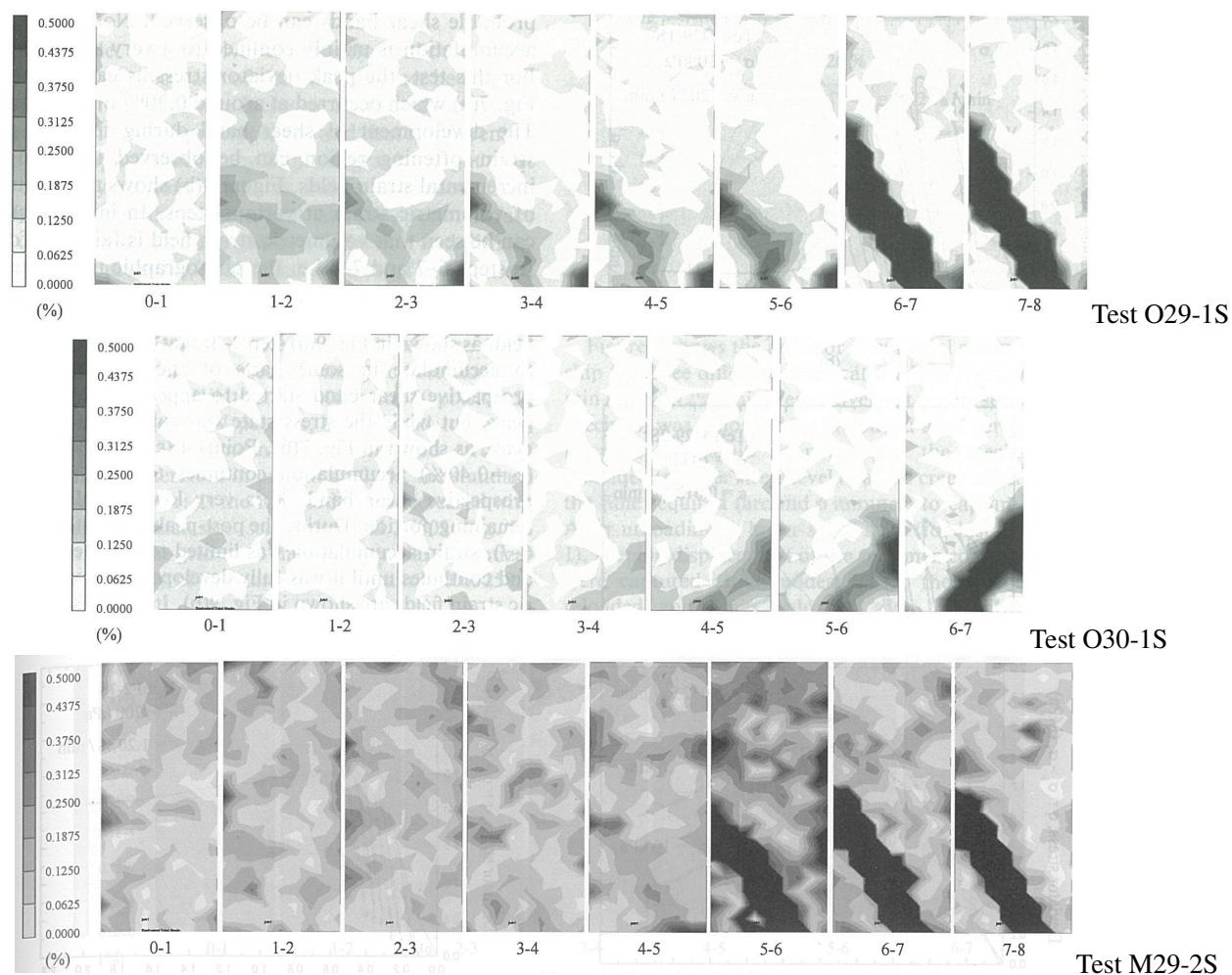


図 1.57 図 1.56 の各試験における供試体の局所的な最大せん断ひずみ増分の分布

(出典 Bhandari and Inoue, 2005)

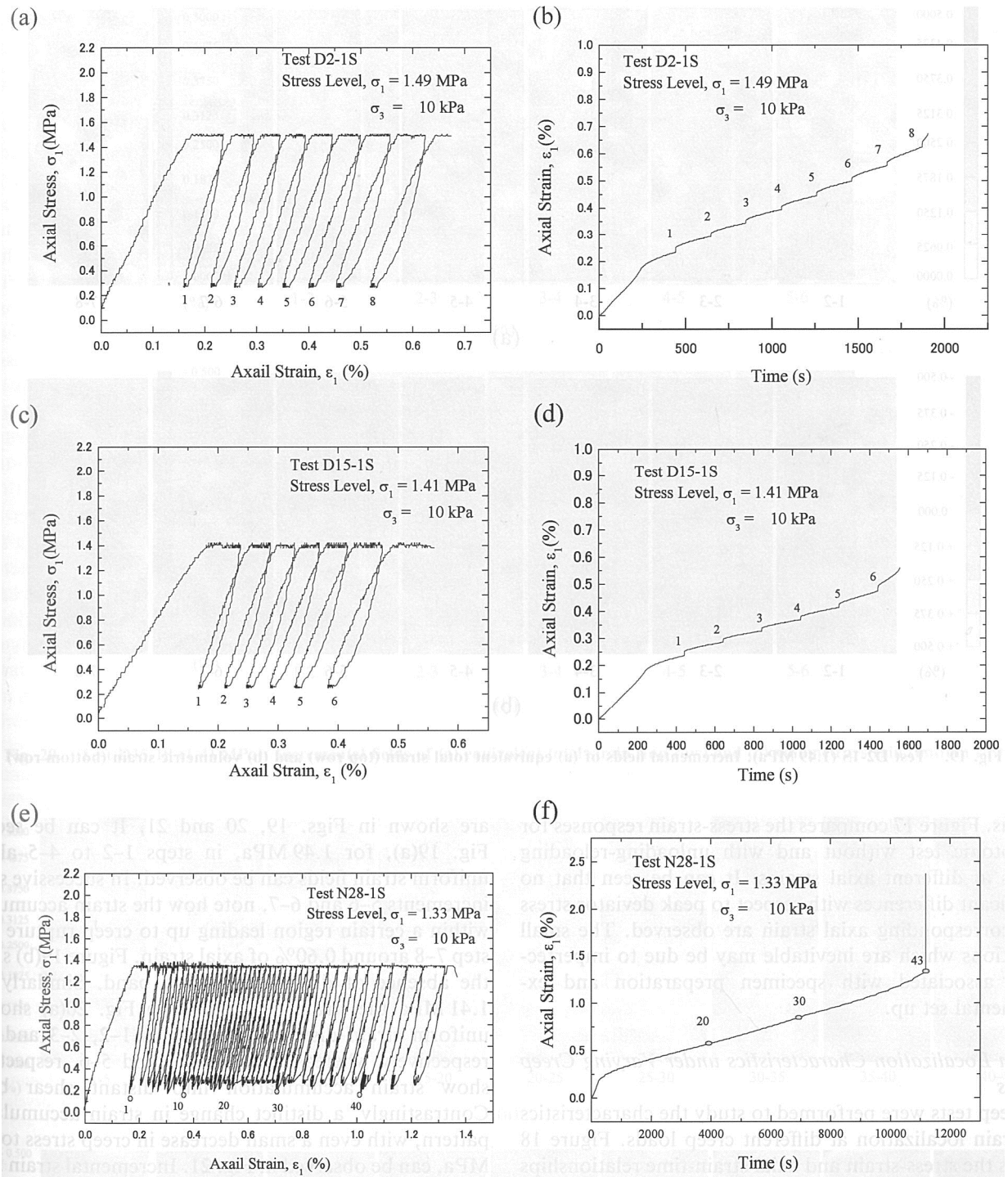


図 1.58 クリープ载荷試験における応力ひずみ関係 (a, c, e) と
クリープ载荷中の軸ひずみの時刻歴 (b, d, f) (出典 Bhandari and Inoue, 2005)

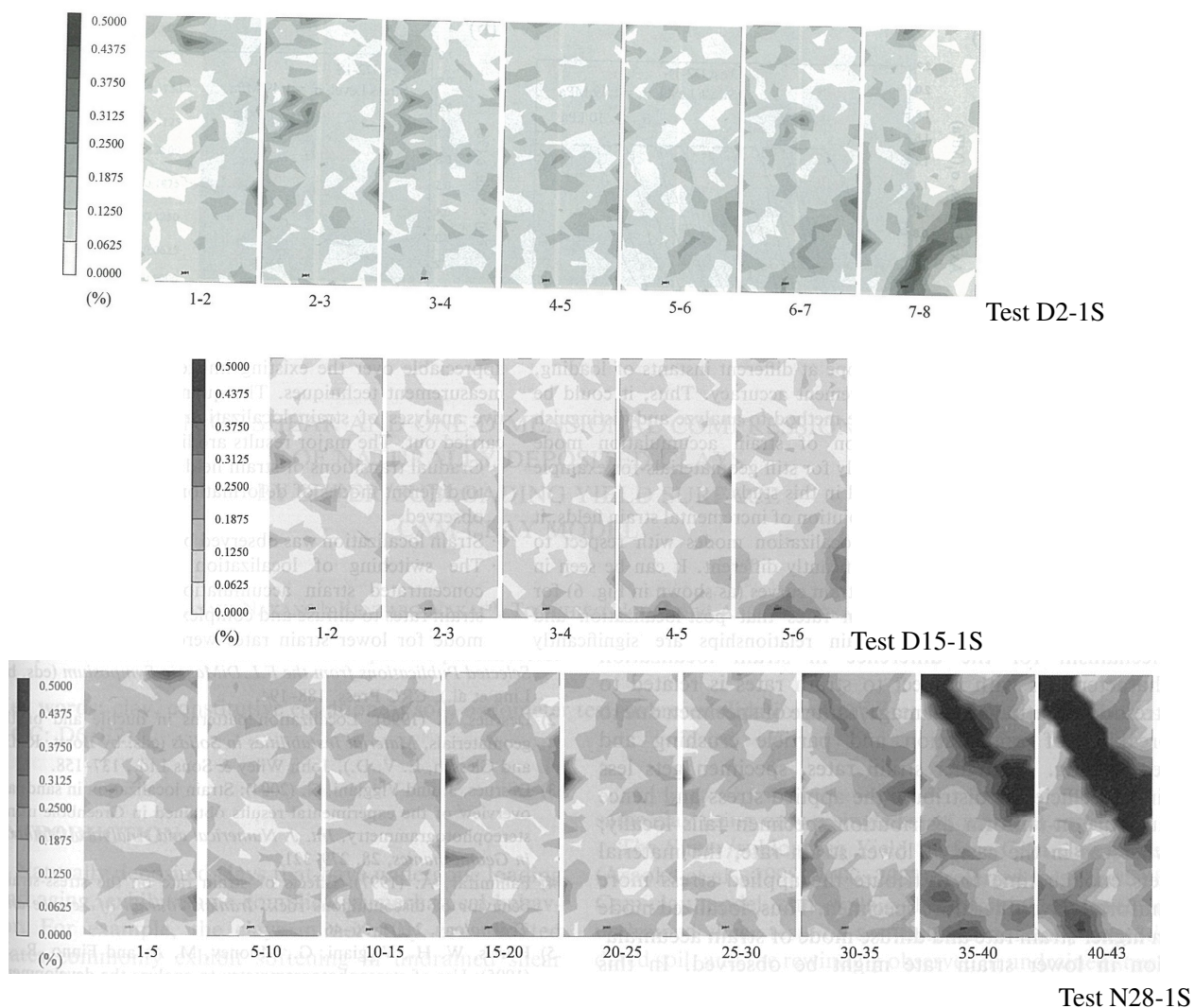


図 1.59 図 1.58 の各試験における供試体の局所的な最大せん断ひずみ増分の分布
(出典 Bhandari and Inoue, 2005)

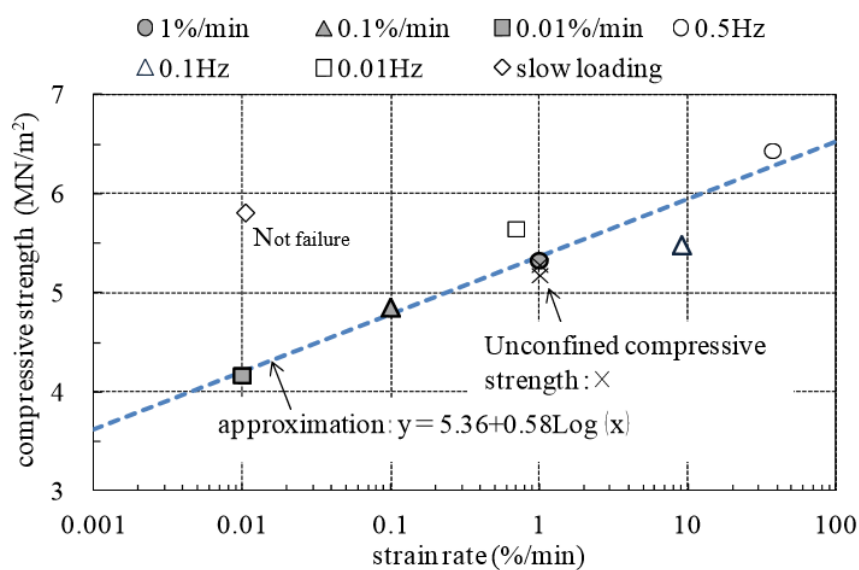


図 1.60 セメント改良粘土の最大軸差応力と載荷速度との関係 (出典 鬼丸ら, 2011)

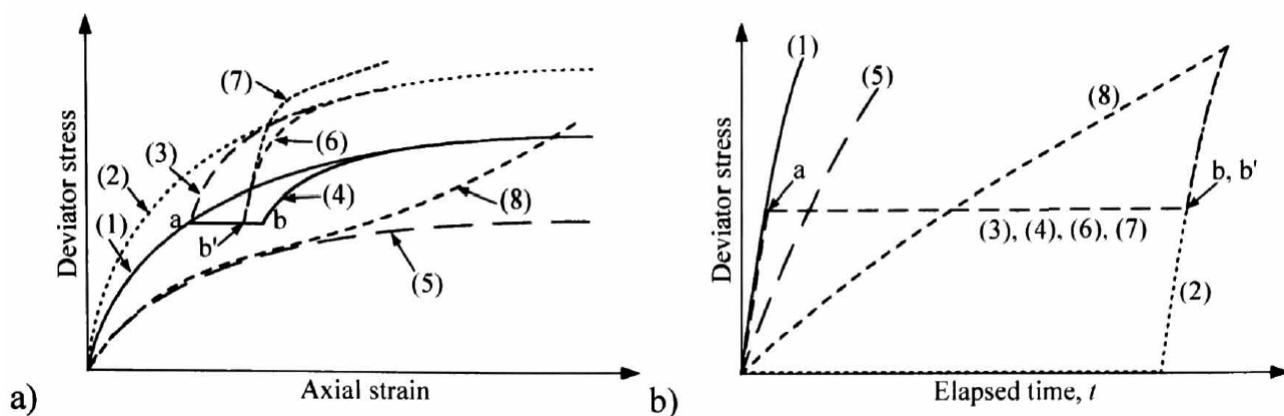


図 1.61 年代効果と载荷速度依存性（粘性特性）が応力ひずみ関係に与える影響
（出典 Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005）

表 1.2 年代効果と粘性特性の応力ひずみ関係への影響（出典 Ezaoui et al., 2010）

	Phenomenon	Mechanism	Parameter	
e.g., cement-mixed soil	Ageing effect	Time-dependent changes in the intrinsic material property ⁺)	Time with a fixed origin (t_c)	
	Apparent ageing	Material viscosity	Irreversible strain rate, $\dot{\epsilon}^{ir}$	e.g., air-dried sand ^{*)}
	Loading rate effect (creep, stress relaxation, etc.)			

^{+) Positive (e.g., cementation) or negative (e.g., weathering)}

^{*) Not including geological effects}

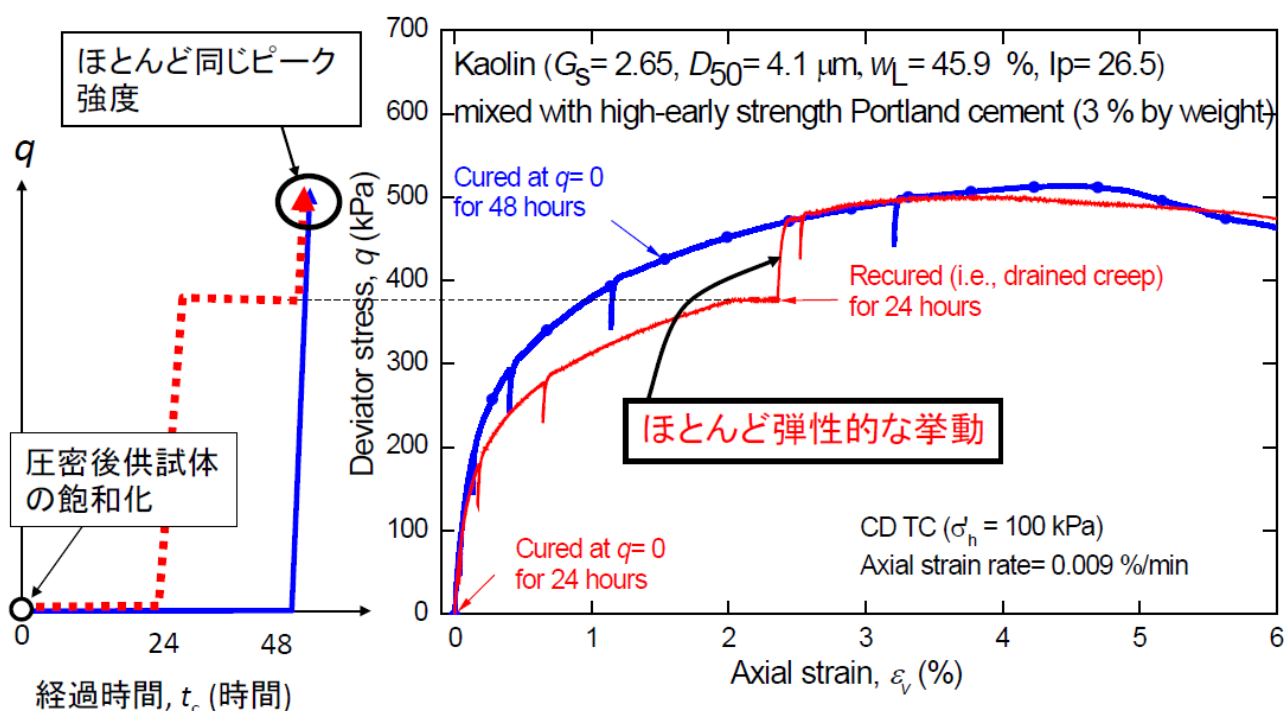


図 1.62 セメント改良カオリン粘土の応力ひずみ関係（出典 甲元ら，2004）

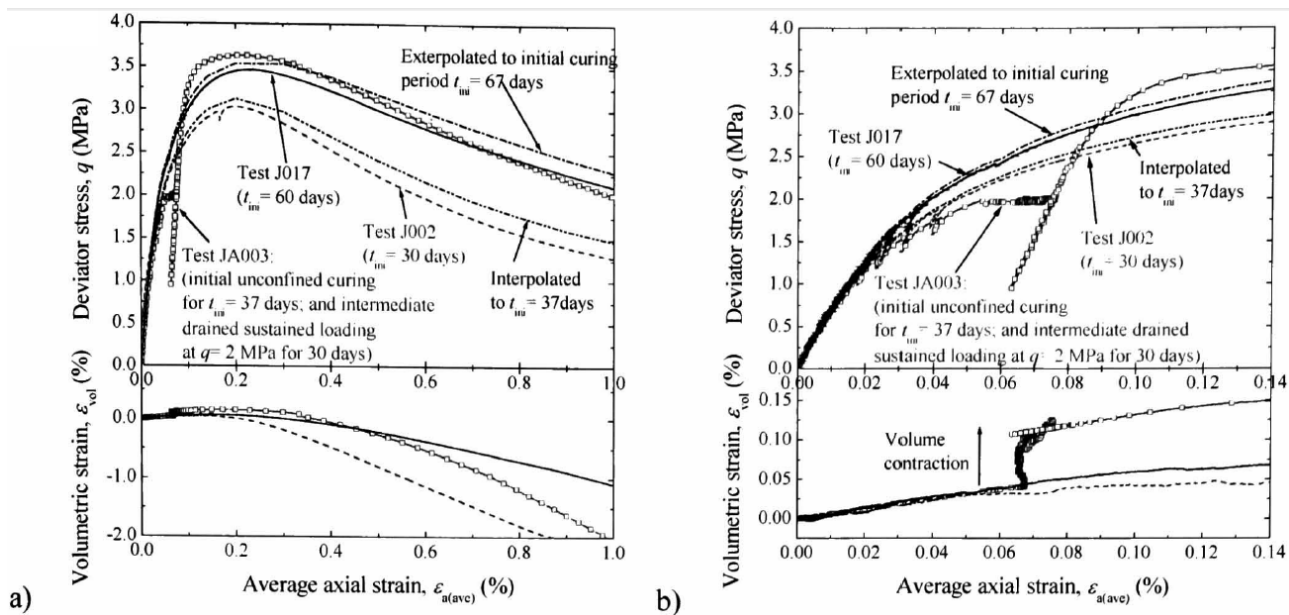


図 1.63 セメント改良千葉礫の応力ひずみ関係 (出典 Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005)

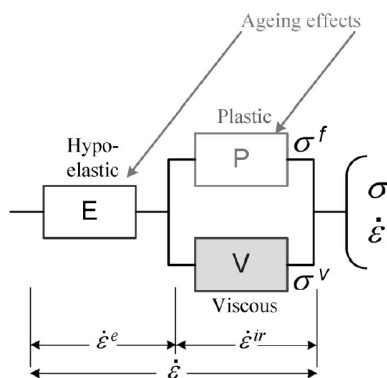


図 1.64 固結した地盤材料の非線形三要素モデル (出典 Ezaoui et al., 2010)

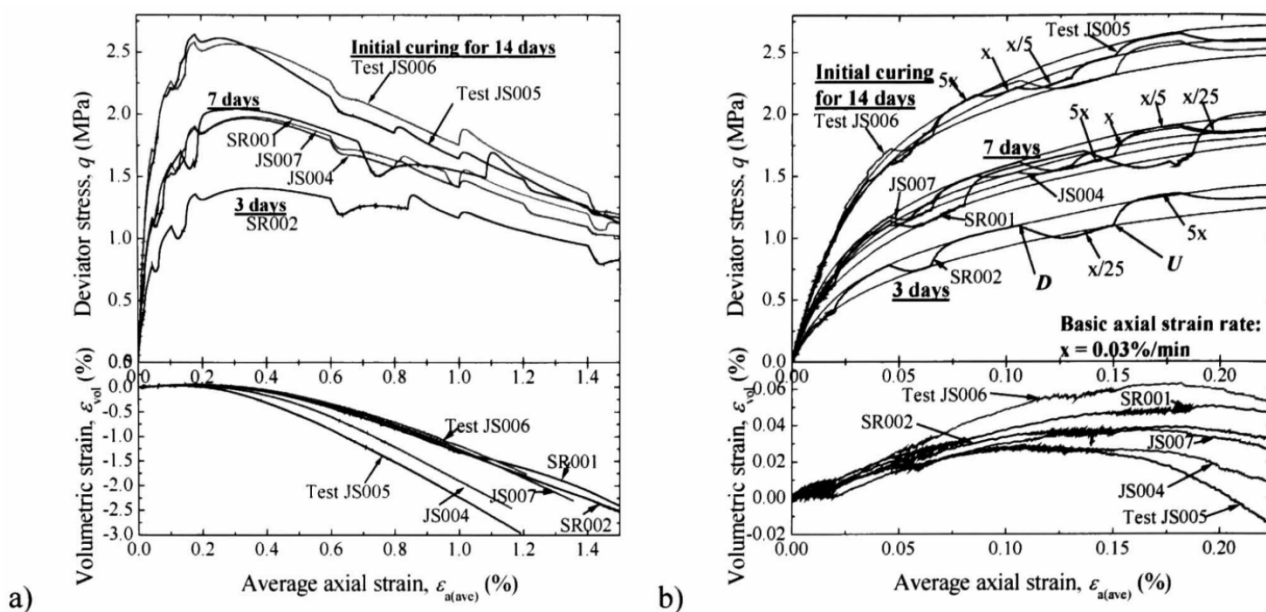


図 1.65 セメント改良千葉礫の速度急変排水三軸圧縮試験 (出典 Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005)

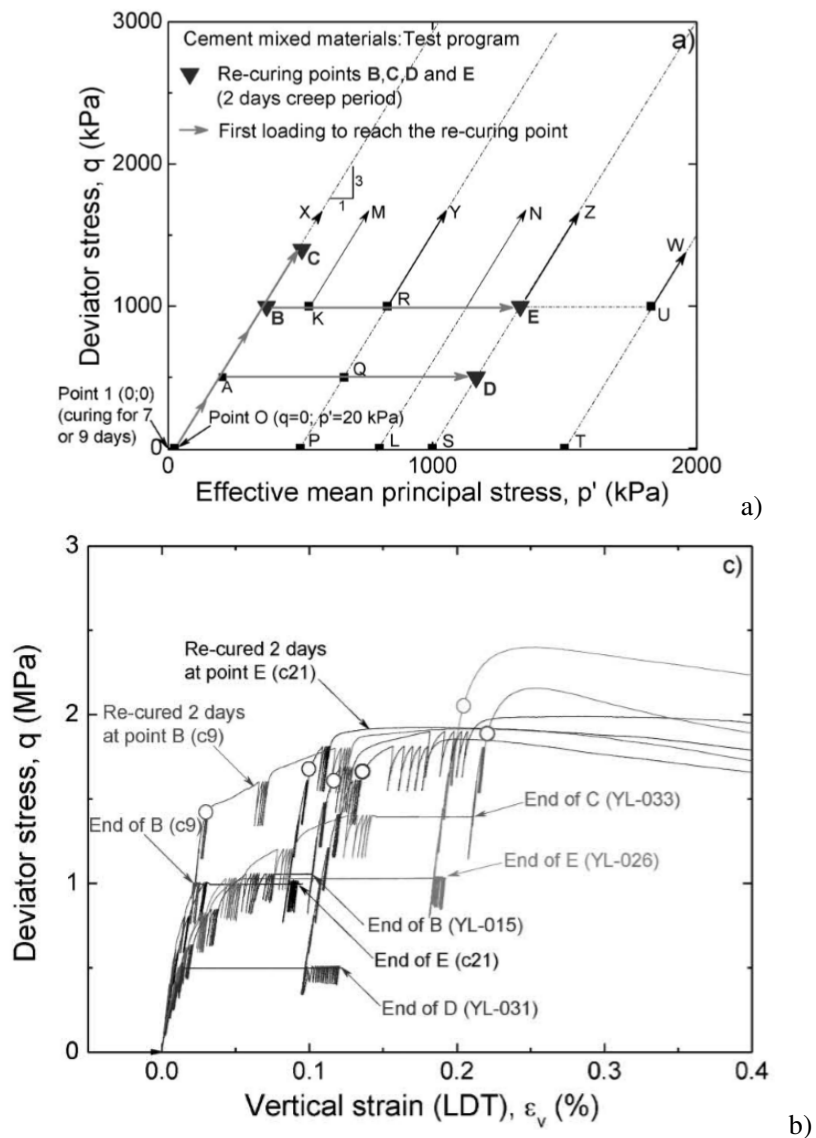


図 1.68 年代効果と載荷速度依存性の影響を検討するための三軸圧縮試験，
a) 有効応力経路，b) セメント改良千葉礫と再生コンクリートの応力ひずみ関係（出典 et al., 2010）

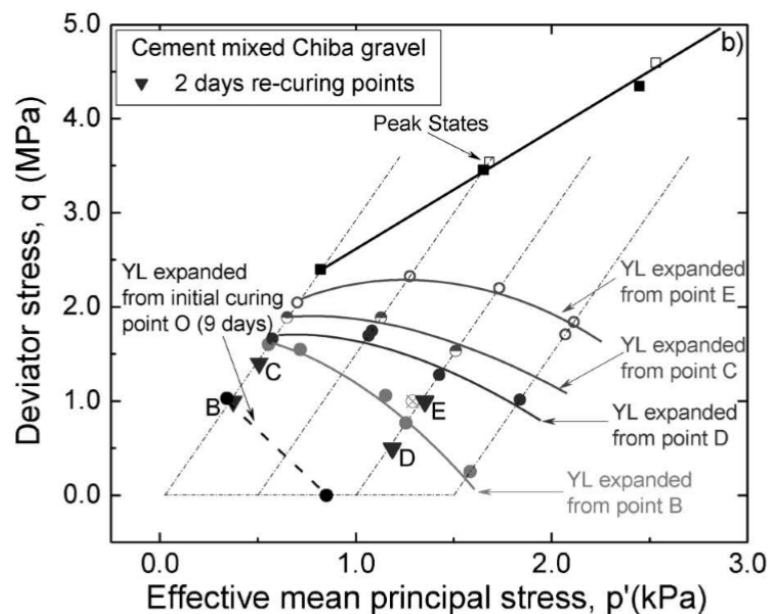


図 1.69 セメント改良千葉礫の降伏曲面（出典 Ezaoui et al., 2010）

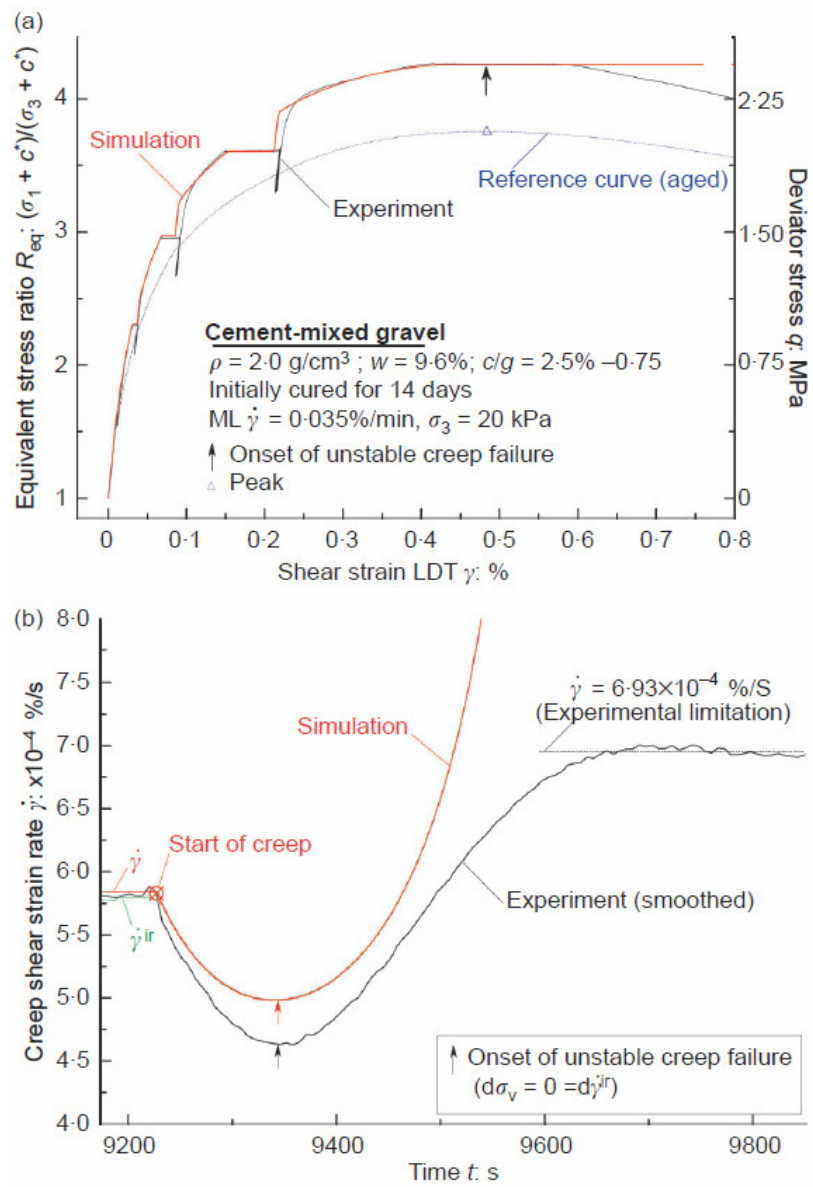


図 1.70 セメント改良千葉礫のクリープ破壊の数値解析（出典 Ezaoui et al, 2011）

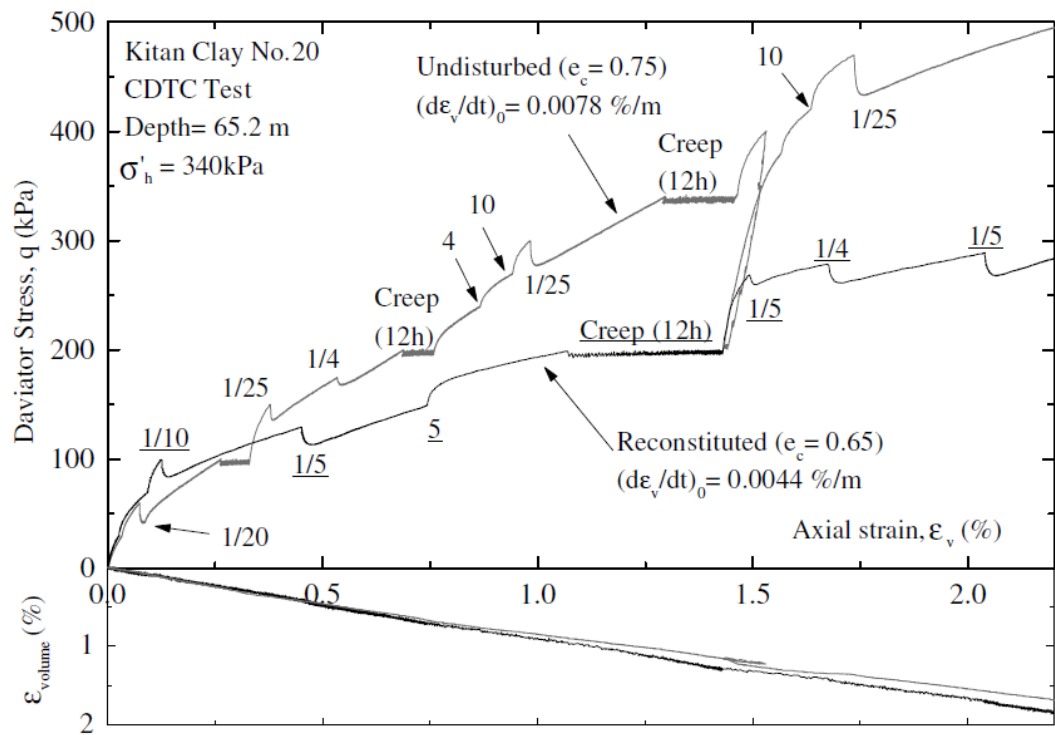


図 1.71 紀丹粘土の排水三軸圧縮試験における応力ひずみ関係（出典 Komoto et al., 2003）

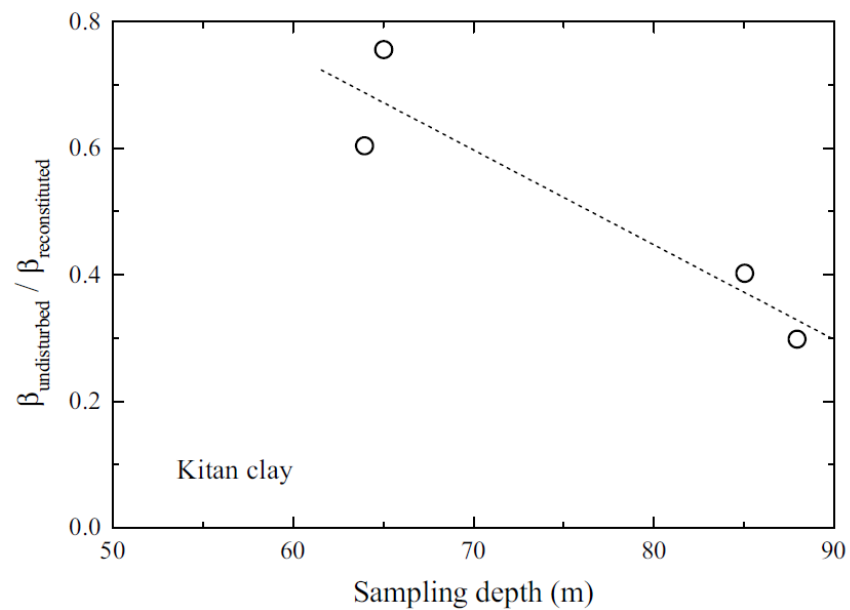


図 1.72 紀丹粘土の不攪乱，再構成試料の载荷速度依存性係数（出典 Komoto et al., 2003）

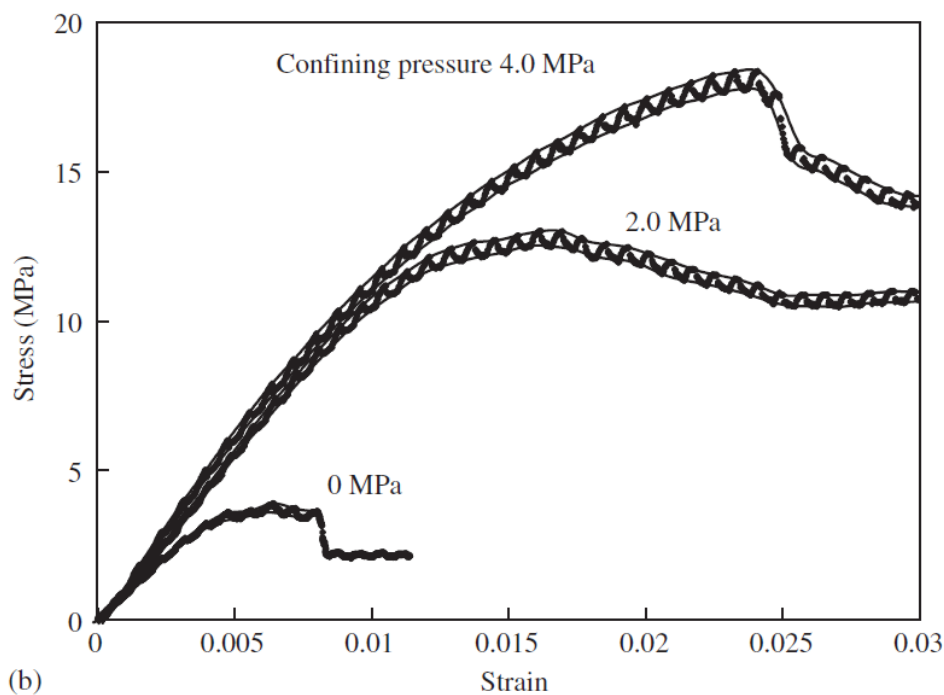


図 1.73 幌延石英の速度急変一軸，三軸圧縮試験（出典 Hashiba et al., 2006）

章	タイトル	主な内容
序論	序論	研究の背景、目的、論文構成
第1章	序論	研究の背景、目的、論文構成
第2章	試料と試験装置の概要	試料の特性、試験装置の概要、試験方法、応力とひずみの定義
第3章	画像解析	画像解析方法、解析結果の補正方法、解析精度の検証
第4章	流動化処理土	変形強度特性、局所変形挙動、微視的構造観察、載荷速度依存性
第5章	高強度セメント改良粘土、セメント改良砂	変形強度特性、局所変形挙動、微視的構造観察、載荷速度依存性
第6章	堆積軟岩	変形強度特性、微視的構造観察、載荷速度依存性への拘束圧の影響、数値解析
第7章	試験結果の整理	第4章～第6章で得られた知見の整理
第8章	結論	結論、今後の課題

図 1.74 論文の構成

第2章 試料と試験装置の概要

2.1 概説

本章では試験試料の物理特性と供試体作成方法をまとめた。続いて三軸圧縮試験を実施した試験装置の概要、試験での計測器の配置と計測項目と試験手順について、既往の研究（早野 2001, Salas-Monge 2002, Karimi 2004）から新規追加、変更された部分を中心に記述した。最後に本論で扱われる応力とひずみの定義を記した。

2.2 試験試料の概要

2.2.1 均質な砂質土、固化改良土と堆積軟岩試料の概要

流動化処理土を作成する発生土として北海道から農村工学研究所内に運搬された建設発生土、高強度セメント改良粘土を作成する粘性土として新門司浚渫土、セメント改良砂を作成する砂質土として豊浦砂（Batch I）をそれぞれ用いた。堆積軟岩は東京都池尻大橋のトンネル建設現場からブロックサンプリングにて採取した。物理特性を表 2.1, 粒度分布を図 2.1, 塑性図を図 2.2 にそれぞれ示す。豊浦砂（Batch I）の物理特性は Suwal（2013）を、新門司浚渫土の物理特性は応用地質株式会社（2009）を引用した。堆積軟岩の物理特性は首都高速道路株式会社の依頼で外部機関により計測された結果（並川, 2012）を引用した。建設発生土の物理特性は農村工学研究所の依頼で外部機関により計測された結果を引用した。

建設発生土と新門司浚渫土は共に同程度の粘土分を含む高液性限界の粘性土で、平均粒径はほぼ等しい。しかし建設発生土は砂分を比較的多く含んだ砂質粘土として分類されるのに対し、新門司浚渫土はシルト分以下を主体とした砂まじり粘土に分類され、建設発生土と比較して細かい土粒子により構成されている。なお、建設発生土にはセメントの破片なども混入していた。豊浦砂は四種類の試料の中で平均粒径が最も大きく均質な非塑性の砂質土である。破碎した堆積軟岩はシルト質分を多く含み、細粒分が少なくやや粒度の揃った試料であった。

2.2.2 流動化処理土の供試体作成方法

流動化処理土は農村工学研究所内で作成した。建設発生土を 5 mm ふるいで粒度調整し、泥水タンクで加水、解泥して泥状土とした（写真 2.1）。泥状土の泥水密度が目標値に一致していることを確認後、一般軟弱土用固化材（タフロック、住友大阪セメント）をプラント内で混合、流動化処理した（写真 2.2）。フロー値が目標値を満足していることを確認後、気泡混入を避ける目的で、まず流動化処理土をプラントから空き地に用意された穴にポンプ圧送した。この流動化処理土を断面 50 cm × 30 cm, 高さ 25 cm のコンテナに柄杓を用いて充填した（写真 2.3）。充填完了後、コンテナをハンマーなどで叩いて更に気泡除去に努めた。固化材添加量は外割りで 50 kg/m³, 泥水密度は 1.427 g/cm³, フロー値は 160 であった。

流動化処理土は密封されたコンテナ内で恒温・恒湿条件（5 度・60 %）のもとに約一年四ヶ月養生後、生産技術研究所 岸・加藤研究室の恒温・恒湿室（20 度・60 %）に運搬し、さらに約八ヶ月間養生した。計二年度程度養生された流動化処理土は、各拘束圧での圧密後の寸法が W= 58 mm, D= 76 mm, H= 160 mm 程度となるような異なる初期寸法の矩形供試体に整形した。整形は硬質試料成形装置（佐藤ら 2004）により行った。成形された流動化処理土の供試体の一例を写真 2.4 に示す。

2.2.3 高強度セメント改良粘土の供試体作成方法

高強度セメント改良粘土は応用地質株式会社のコアラボ試験センターで作成した。4.75 mm ふるいで裏ごしし、含水比を液性限界 ($w=95\%$) に調整した新門司浚渫土に二種類の添加量でセメントを混合した。HCC_300 は、水セメント比を 80 % とした高炉セメント B 種 (太平洋セメント) スラリーをセメント添加量が 300 kg/m^3 となるように混合した。HCC_400 は、水セメント比を 60 % としたセメントスラリーをセメント添加量が 400 kg/m^3 となるように混合した。混合は真空ミキサーを用いて 2 回に分けて行い、混合間には手練りを行って試料の均質化に努めた。混合時間は 1 回目 2 分 30 秒、2 回目 5 分とした (混合 2.5 分+手練り+混合 5 分)。

HCC_300 では矩形供試体と円柱形供試体を作成した。HCC_400 では円柱形供試体のみを作成した。矩形供試体の作成においては混合後の試料を 5 層程度に分け、 $W=58 \text{ mm}$, $D=76 \text{ mm}$, $H=200 \text{ mm}$ の矩形モールドに充填した。円柱形供試体は直径 $\phi 50 \text{ mm}$ 、高さ 100 mm のモールドに打設して作成した。気泡を除去する目的でモールドを振動台に置き、モールドをタッピングしながら充填した。また充填後の試料にバイブレーターを挿入して加振し、気泡を除去した。充填時間は 10 分以内とした。

7 日間の恒温・恒湿室 (20 度・95 %) での密封養生後にモールドから試料を脱型し、図 2.3 に示すような X 線写真を撮影して供試体の品質を確認した。 $H=160 \text{ mm}$ の矩形供試体となるように上端面を整形し、再び恒温・恒湿室で材齢 21 日まで養生後、生産技術研究所に運搬した。三軸圧縮試験 (せん断) 開始の標準的な材齢は 31 日とした。写真 2.5 に供試体の一例を示す。

2.2.4 セメント改良砂の供試体作成方法

本研究のセメント改良砂は豊浦砂にベントナイトと普通ポルトランドを混合したものである。配合や作成方法についての詳しい検討結果は三平 (2000) を参照されたい。豊浦砂、ベントナイト、セメント、蒸留水の質量混合比はそれぞれ 80.7 %, 5.0 %, 5.0 %, 9.3% (豊浦砂に対するセメントの質量比 $M_c/M_s=6\%$) とし、これらの材料をハンドミキサーで均質になるまで混合した。

供試体作成用の二つ割モールド (直径 50 mm 、高さ 150 mm) に混合物を 5 層に分けて入れ、底面の直径が 16.5 mm の小型ランマーで突固めを行った。高さ 15 cm から質量 480.8 g の錘を各層所定の回数 (下層から順に 60 - 100 - 140 - 160 - 190 回) で自由落下させることにより、供試体内の乾燥密度の分布がほぼ一定となるようにした。養生期間 3 日で脱型し、密封した試料を水温 20 度程度の水槽で引き続き養生した。試験装置へのセットの直前にダイヤモンドカッターで供試体の高さを 100 mm とした。整形後の供試体の一例を写真 2.6 に示す。

本研究で試験を行った流動化処理土、高強度セメント改良粘土、セメント改良砂は、作成時に管理するパラメータが異なっていた。表 2.2 に全ての改良土の固化処理におけるパラメータやセメント添加量、改良後の物理特性を整理した。

2.2.5 堆積軟岩供試体の成形

首都高速中央環状線山手トンネルと、首都高速 3 号渋谷線をつなぐ大橋ジャンクションの一連の建設工事の概略を図 2.4 に示す (Namikawa et al., 2016 に加筆)。図 2.4 に加筆により示した断面 1-1', 2-2' の深度約 45 m 地点において、一辺が約 27 cm の立方体のブロックサンプリング試料を採取した。断面 1-1' では中央環状山手トンネル (品川本線) 大橋方向と換気坑 (立坑) を接続する避難坑において、断面 2-2' では大橋連結路と品川本線 (いずれも大橋方向) との分岐・合流部付近 (断面 2-2') において、それぞれサンプリングを実施した。図 2.5 に断面 2-2' の概略 (並川, 2014 に加筆) を示す。当該区間の

地質は新第三紀鮮新世～第四紀更新世の上総層群の堆積軟岩（Kc）を基盤岩とし，その上位に東京礫層（Tog），東京層粘性土（Toc），第四紀更新世武蔵野礫層（Mg），沖積粘土（Aoc），および埋土，ローム層，凝灰質粘性土などの地表層（B）が分布している。地下水位は深度 -7 m の Mg 層上面である。

株式会社セントラル技研の協力を得て，ブロックサンプリングした不攪乱試料を約 W= 58 mm, D= 76 mm, H= 200 mm の矩形供試体に整形した。写真 2.7 に供試体の一例を示す。

2.3 試験装置および計測器の概要

試験の目的や試料の大きさに応じて、いくつかの载荷装置と三軸セルを用いて三軸圧縮試験を行った。

载荷装置の全体システムは高荷重微小変位制御载荷システム（写真 2.8 a），または高容量微小繰り返し载荷装置（写真 2.8 b）に，中圧までの拘束圧制御システムを組み合わせることによって構成されている。三軸セルは小型中圧三軸セル（写真 2.9 a），中型中圧三軸セル（写真 2.9 b），平面観察窓付き圧力円筒を使用した硬質地盤材料用小型三軸／平面ひずみ圧縮試験装置（写真 2.9 c）をそれぞれ用いた。試験試料，三軸セルを選定した要員と試験装置の組み合わせと供試体寸法のまとめを表 2.3 に示す。表では高荷重微小変位制御载荷システムを「油圧式」，高容量微小繰り返し载荷装置を「ギア式」，平面観察窓付き圧力円筒を使用した硬質地盤材料用小型三軸／平面ひずみ圧縮試験装置を「平面観察窓付きセル」にそれぞれ省略している。

2.3.1 既存の载荷システムと三軸セルの概略

高荷重微小変位制御载荷システムは鉛直軸方向（最大主応力 σ_1 方向）荷重の载荷システムで，微小変位検出器を使用して油圧シリンダーの高精度な位置制御を行う方式（ゼロ点制御法）を用いている。容量は 5 tf である。中圧までの拘束圧制御システムは，エア駆動増圧器による高圧縮空気（本論では最大 3.2 MPa）を高精度の空圧サーボ弁で制御し，中圧水タンクを介してセル水压を送るシステムである。図 2.6 に以上の载荷システムの概要を示す。システムの詳細は早野（2001）を参照されたい。

鉛直軸変位（応力）载荷，拘束圧のいずれも Windows OS のパソコンで DA，AD ボードを介した試験装置制御プログラム（Visual C++ ベース）からの自動制御が可能である。

小型中圧三軸セルは早野（2001）に詳しい。中型中圧三軸セルは小型中圧三軸セルを大きくしたもので，佐藤（2008）に詳しい。硬質地盤材料用小型三軸／平面ひずみ圧縮試験装置は本来平面ひずみ圧縮試験用に作られたセルであるため，付録 B に概要を示す。三軸試験では平面ひずみ条件を作る拘束板を取り除いて使用した。

2.3.2 改良された高容量微小繰り返し载荷装置（容量 5 tf）

早野（2001）に示す载荷装置のボールねじ軸と電磁クラッチの間に，スチールボール転動式の動力伝達機構によるボール減速機を追加することで，電磁クラッチとブレーキの小型化を図ったものである（佐藤，2008）。装置の性能は改良前と同様で，AC サーボモーターの回転速度を切り換えることにより，载荷速度を 3000 倍まで連続的に変化させることが可能である。载荷方向が切り替わる際にもバックラッシュが生じず，微小ひずみ領域での繰り返し载荷も精密に実施することができる。図 2.7 に载荷装置の概要を示す。

Windows OS のパソコンで DA，AD ボードを介した試験装置制御プログラム（Visual C++ ベース）からの自動制御が可能である。

2.3.3 平面観察窓付き中圧三軸／平面ひずみ圧縮試験装置

本研究では新たに平面観察窓付き圧力円筒を導入し，三軸／平面ひずみ圧縮試験装置において中圧までの拘束圧の負荷を可能とした。これを平面観察窓付き中圧三軸／平面ひずみ圧縮試験装置と称し，図 2.8 に概要を示す。この圧力円筒は内径が 310 mm のステンレス製耐圧円筒（厚さ 15 mm）の側面 4 箇所幅 180 mm，高さ 290 mm の観察窓枠を溶接することにより作製されており，3 MPa までの任意の

圧力を負荷することができる。観察窓枠を円筒の内側面まではめ込んで溶接することによって窓枠が円筒側面を支持するリブの役割を果たすため、円周方向に不連続で局所的な歪み変形の生じやすい構造であっても所定の圧力に耐えうる設計となっている。4つの観察窓は厚さ 30 mm のアクリル平板で、観察面の大きさは幅 100 mm、高さ 210 mm である。

流動化処理土および高強度セメント改良粘土の三軸圧縮試験では、圧密後の流動化処理土および高強度セメント改良粘土の供試体の奥行き寸法はキャップの奥行き寸法に一致させ、幅寸法は平面ひずみ圧縮試験と同一径のメンブレンを使用するために 58 mm に拡張した。圧力円筒の平面観察窓を通し、奥行き D 方向に直行する側面全体の変形過程をデジタルカメラにより撮影した。試験装置と照明、デジタルカメラの位置関係を図 2.9 に示す。観察面の形状に起因する記録画像の歪みを低減する目的で観察面を平面としたが、実際には高いセル圧下において観察窓に無視できない歪みが生じ、取得画像の変位計測結果を補正する必要があることが分かった。これについては第 3 章で詳述する。供試体観察側面と異なる方向に設置された残り 3 つの観察窓が採光窓となってセル内部は比較的明るく、外部二方向からの蛍光灯による照明のみで鮮明な画像を得ることができた。その一例として、写真 2.10 に高強度セメント改良粘土の供試体のせん断中に撮影した画像を示す。

2.3.4 各計測器の計測項目

三軸圧縮試験で使用した計測器とそれらの計測項目の一覧を表 2.4 に示す。局所変位計測装置 (LDT) (Goto et al. 1991) や非接触式変位計 (GAP センサー) の詳しい配置は図 2.10 を参照されたい。

軸載荷重はキャップ直上のセル内でロードセルにより計測した。拘束圧 (本研究では有効拘束圧、排水試験における有効最小主応力と同義) は高容量 (9.8 MPa) の差圧計により計測した。供試体全体の体積変化は、供試体からのビュレットへの排水量を低容量 (3 MPa) の差圧計で計測することにより間接的に求めた。最大主応力 σ_1 方向の供試体変形は载荷軸の変位を外部変位計で計測する間接的な計測 (設置箇所は図 2.9 の模式図を参照) に加え、最小主応力 σ_3 方向に直交する側面において LDT による供試体中央高さの局所変位計測も実施した。

流動化処理土と高強度セメント改良粘土の矩形供試体では、 σ_1 方向の LDT による局所変位計測箇所を D 方向側面端部付近の二箇所とした。 σ_3 方向を奥行き D 方向と幅 W 方向とで区別し、それぞれ σ_{3D} , σ_{3W} と表示した。 σ_{3D} は供試体上部、下部において LDT により、 σ_{3W} は供試体中央部付近の二箇所において GAP センサーにより、いずれも局所変形を計測した。供試体の観察側面とデジタルカメラのレンズとの距離の変化を求めるため、奥行き方向の供試体変位を観察側面の対面で GAP センサーにより計測した。

堆積軟岩の矩形供試体では、 σ_1 方向の LDT による局所変位計測を幅 W 方向の側面中央高さで片側一箇所ずつ (向かい合う側面で二箇所) とした。 σ_3 方向は LDT による計測のみとし、奥行き D 方向の側面中央高さで片側一箇所ずつとした (試験ケースによっては上部、下部にも LDT を追加した)。

高強度セメント改良粘土とセメント改良砂の円柱形供試体では、 σ_1 方向の LDT による局所変位計測を側面中央高さの約 180 度異なる位置、計二箇所とした。

2.4 試験手順

供試体作成後の三軸圧縮試験の手順を箇条書きにする。本研究で特に工夫した手順のみ、下線付きで詳細に記す。

- TC-1. 側面排水用のろ紙とテフロンシート（高压下でろ紙が潰れた場合の排水補助用, 拘束圧 800 kPa 以上で使用）を所定の形状に切り、ろ紙の供試体と接する面にテフロンシートを写真用接着剤で部分的に固定する。
- TC-2. 供試体寸法と湿潤重量を計測する。
- TC-3. 高強度セメント改良粘土（以降 HCC）、セメント改良砂（以降 CTS）、堆積軟岩（以降 SS）は、LDT のヒンジ設置箇所の供試体表面を歯科用石膏で置き換える。
- TC-4. 側面排水用のろ紙を挟みながらメンブレン（拘束圧 800 kPa 以下の試験は厚さ 0.3 mm, 1600 kPa 以上の試験は厚さ 0.5 mm）を供試体にかぶせる。矩形供試体ではメンブレンを角型の拡張器で周面方向に引き伸ばし、ろ紙の位置を正確に定める。
- TC-5. HCC, CTS, SS は供試体の石膏で置き換えた箇所をメンブレンに接着剤で貼り付ける。
- TC-6. ペDESTAL をストッパーで固定する。LSS ではキャップとペDESTAL に摩擦除去層（スコッチテープ二枚分の厚さの高真空グリース層）を施してから供試体を試験セルに設置する。HCC, CTS, SS ではキャッピング（歯科用石膏で供試体上下端面とキャップ、ペDESTAL の間を埋める）を行って供試体を設置する。LSS と HCC の矩形供試体では、供試体観察側面とペDESTAL 正面とが平行になるようにする。
- TC-7. キャップとペDESTAL の側面排水用ポーラスメタルにテフロンシートを這わせる。ろ紙を継ぎ足してテフロンシートを完全に覆い、メンブレンとテフロンシートが直接あたらないようにする。高真空グリースと幅 7 mm 程度のリング状のメンブレン（厚さ 0.3 mm）でキャップ、ペDESTAL にメンブレンを固定し、供試体を密封状態にする。
- TC-8. 最終的な有効拘束圧を超えない範囲で供試体に負圧（通常 -30 kPa, 背圧）をかける。
- TC-9. LSS と HCC の矩形供試体では、供試体観察側面とペDESTAL 正面との D 方向の位置の差をノギスによりメンブレンの上から計測する。
- TC-10. 図 2.10 に従って LDT と GAP センサーを取り付ける。LSS と HCC の矩形供試体では長方形に切ったアルミ箔をシリコングリースでメンブレンに貼り付け、GAP センサーのターゲットとする。
- TC-11. LSS と HCC の矩形供試体では、等間隔に印刷された画像解析用のゴム製の標点をメンブレンに貼り付ける。基準点の印刷された耐水性シールをアルミ箔に貼り付け、シリコングリースでアルミ箔側をキャップとペDESTAL に貼り付ける。
- TC-12. ペDESTAL のストッパーを開放し、LSS と HCC の矩形供試体では σ_{3w} 方向に、HCC, CTS の円柱形供試体と SS では全周の側方方向に可動の状態とする。LSS と HCC の矩形供試体では圧力円筒の観察窓の内側をエタノールとガーゼで拭き、セルにかぶせ、セル内を水道水で満たす。観察窓と供試体観察面（セルの観察側正面）とが平行になるように、圧力円筒とセルにはあらかじめ位置合わせの印を刻んでおく。
- TC-13. 二重負圧法（Ampadu and Tatsuoka, 1993）を適用し、供試体と側面排水用ろ紙、排水経路の飽和度を高める。
1. 脱気水槽を二つ用意し、脱気水で満たされた水槽の上部と供試体上下の排水経路、少量の脱気

水を入れた水槽下部と供試体上部のみの排水経路とをそれぞれつなぐ。背圧の供給がこれらの脱気水槽を介して行われるように配管する。供試体上部のみの排水経路のバルブは閉じておく。

2. 有効拘束圧を最終的な値以下（通常 30 kPa）に保ちながら、背圧が -90 kPa 以下となるように背圧とセル圧（通常 -60 kPa 以下）を変化させ、約半日放置する。
3. 供試体上下の排水経路のバルブを閉じ、脱気水で満たされた水槽の接続位置を上部から下部に切り替え、バルブをあける。供試体上部のみの排水経路のバルブをあける。
4. 脱気水で満たされた水槽を吊り上げ、供試体の下部から上部に向かって 1 ~ 2 m 程度の水頭差を与えて脱気水を通水させる。この状態で 3 時間放置する。
5. 吊り上げていた脱気水槽を下ろし、有効拘束圧を最終的な値以下（通常 30 kPa）に保ちながら、セル圧が 0 kPa に戻るように背圧（通常 -30 kPa）とセル圧を変化させる。

TC-14. 有効拘束圧が最終的な値以下となる状態を保ちながら、背圧が 0 kPa となるようにセル圧（通常 30 kPa）を加える。セルと供試体上下の排水経路を、高容量差圧計の高圧側と低圧側にそれぞれつなぐ。ビュレットの高水位側、供試体上下の排水経路を低容量差圧計の高圧側につなぐ（ビュレットの低水位側はあらかじめ差圧計の低圧側につないでおく）。差圧計のフラッシングを行いながら脱気水槽をはずす。

TC-15. 有効拘束圧が最終的な値以下となる状態を保ちながら、背圧が 200 kPa となるように背圧とセル圧（通常 230 kPa）を変化させ、さらに供試体の飽和度を高める。

TC-16. 供試体上下の排水経路のバルブを閉じて非排水状態とし、セル圧を約 50 kPa 増加させて B 値を計測する。バルブをあけて排水状態とする。

TC-17. 載荷装置と試験装置とを接続し、試験制御プログラムにより試験（せん断）を行う。

1. LSS と HCC の矩形供試体では、写真撮影のための蛍光灯、デジタルカメラ、試験装置と連動させたリモコン（第 3 章で詳述）をセットし、観察窓の外側をエタノールとガーゼで拭く。
2. 所定の有効拘束圧となるまでセル圧を増加させ、等方圧密を行う。セル圧の増加速度は TS で 5 ~ 8 kPa/min., LSS, HCC および SS で 3 kPa/min. とする。拘束圧の増加開始から圧密終了までの時間は TS で約半日、LSS で約 3 日、HCC で約 1 日、SS で約 1.5 日 ~ 2.5 日とする。
3. 圧密終了後に非排水状態とし、セル圧を約 50 kPa 変化（有効拘束圧が 50 kPa 以下の場合はセル圧上昇、100 kPa 以上の場合はセル圧減少）させて再び B 値を計測する。排水状態とする。
4. 各試料所定の載荷速度で鉛直軸方向に載荷する。
5. LSS と HCC の矩形供試体では、試験中は観察面のデジタル写真撮影を行う。プログラムからのトリガー信号により写真撮影を行う。拘束圧増加中は拘束圧（増分 5 kPa ごと）、等方圧密中は圧密時間（所定の時間間隔ごと）、単調載荷中は外部変位計による供試体全体の軸ひずみ（増分 0.05 % ごと）を、それぞれの撮影間隔の条件として与える。

TC-18. 試験終了後、メンブレンを取り除いて供試体の写真撮影を行い、湿潤、乾燥状態における重量を計測する。

2.5 応力とひずみの定義

第3章で詳述する画像解析でのひずみの定義は、式 2.1 に示す公称ひずみである。一方、ひずみの計算値としてより正確なのは式 2.2 に示す真ひずみである。ここで、 H は任意の長さ、 ΔH は長さ H の変形量で、ひずみの単位は % とする。

$$\varepsilon_{\text{nominal}} = \Delta H / H \times 100 \quad \text{式 2.1}$$

$$\varepsilon_{\text{true}} = -\log\{(H - \Delta H) / H\} \times 100 \quad \text{式 2.2}$$

2.3 節に示した変形（変位）計測器によるひずみは、画像解析を実施した試験では公称値、それ以外の試験では真値を計算することを基本とした。

表 2.5 に応力、ひずみ、記号による表記とそれらの算出方法をまとめる。ロードセルで荷重を計測した項目からは、逐次生じた変形を考慮した断面積で荷重を除することにより応力を求めた。メンブレン張力による各方向応力の補正は行わなかった。セル圧（ σ_c ）の計測データがないため、非排水三軸圧縮試験における過剰間隙水圧は、せん断開始直前のセル圧（等方圧密終了時に排水状態で計測した拘束圧＝有効最小主応力）がせん断終了まで一定値に保たれていたと仮定し、計算を行った（試験中は、計測を行っていないデジタル圧力計の表示がほぼ一定のセル圧を保持したことを確認した）。

表 2.1 試験試料の物理特性

試料名			建設発生土	新門司浚渫土	豊浦砂	堆積軟岩
図中（英文）表記			Construction generated soil	Shinmoji dredged marine clay	Toyoura sand (Batch I)	Sedimentary soft rock
土粒子の密度 G_s			2.665	2.620	2.621	2.682
自然含水比 w %			39.2	129.3	—	28 - 33***
粒度特性	礫分 (2~75mm)%		6.7	0	0	0
	砂分 (0.075~2mm)%		26.6	6.7	100	12
	シルト分 (0.005~0.075mm)%		29.4	54.6	0	77
	粘土分 (0.005mm未満)%		37.3	38.7	0	11
	最大粒径	mm	53	0.425	0.250	2
	50%粒径 D_{50}	mm	0.0107	0.0101	0.1949	0.0357
	均等係数 U_c		—	—	1.654	10.6
液性限界 塑性限界 塑性指数	液性限界 w_L	%	62.4	94.9	—	-
	塑性限界 w_P	%	29.9	29.9	NP	-
	塑性指数 I_P		32.5	65	NP	-
最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³			1.478**	—	1.601*	-
最小乾燥密度 ρ_{dmin} g/cm ³			—	—	1.347*	-
最適含水比 w_{opt} %			23**	—	—	-
地盤材料の分類名			礫まじり砂質粘土 (高液性限界)	砂まじり粘土 (高液性限界)	砂質土	砂混じり 細粒土
分類記号			(CHS-G)	(CH-S)	—	(F-S)
土の pH			—	7.9	—	-

*: 砂の最小密度・最大密度試験 による

**: 突固めによる土の締固め試験 による

***: 並川 (2012) に記載されたブロックサンプリング試料の計測値の範囲

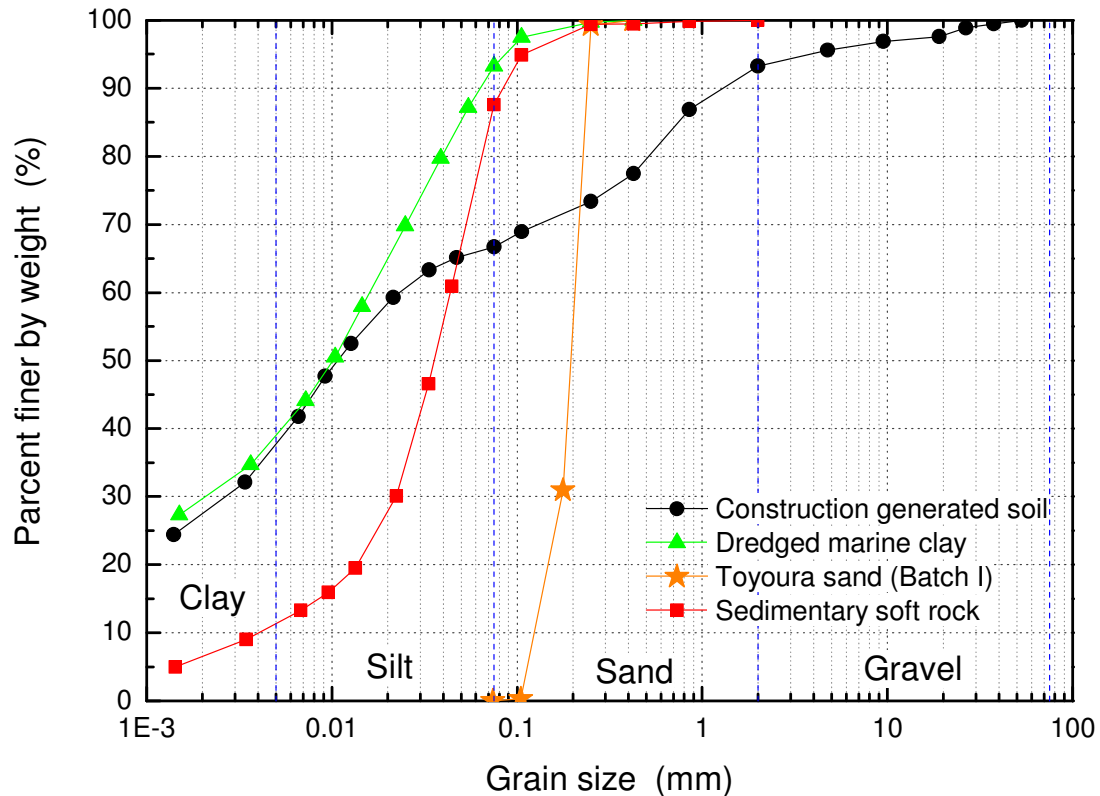


図 2.1 試験試料の粒度分布

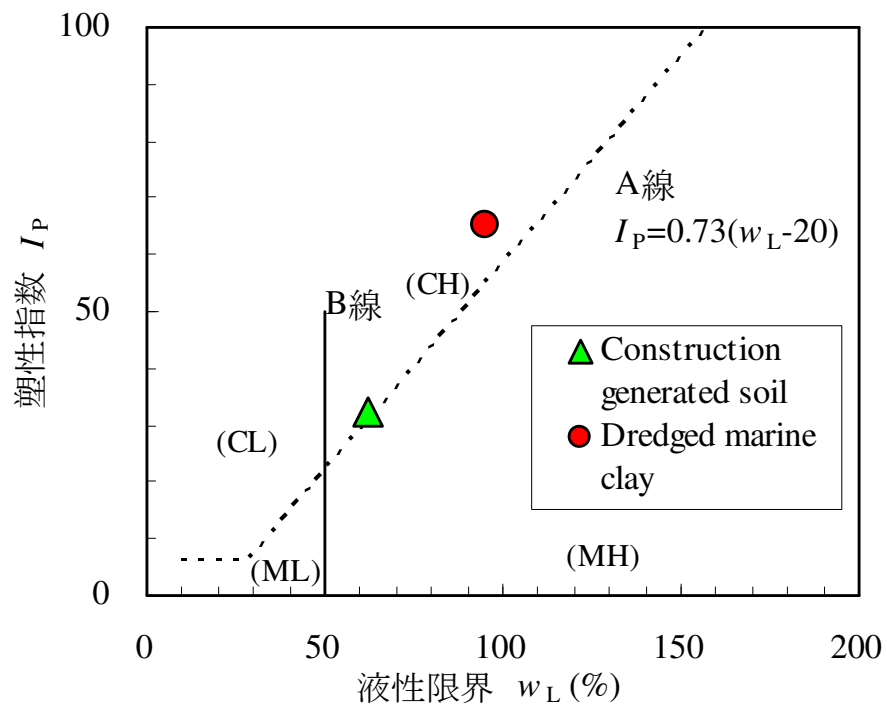


図 2.2 建設発生土と新門司浚渫粘土の塑性図（応用地質株式会社（2009）に加筆）



写真 2.1 泥水タンク内で加水，解泥された建設発生土



写真 2.2 プラント（左）と流動化処理（建設発生土と固化材の混合）の様子（右）



写真 2.3 コンテナに充填された直後の流動化処理土

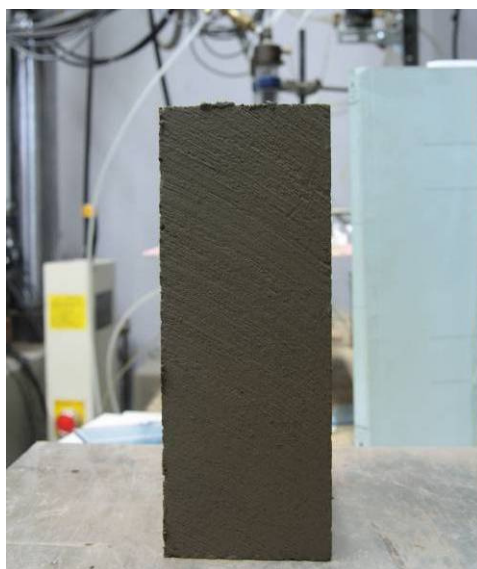


写真 2.4 流動化処理土の供試体の一例（正面は観察側面）

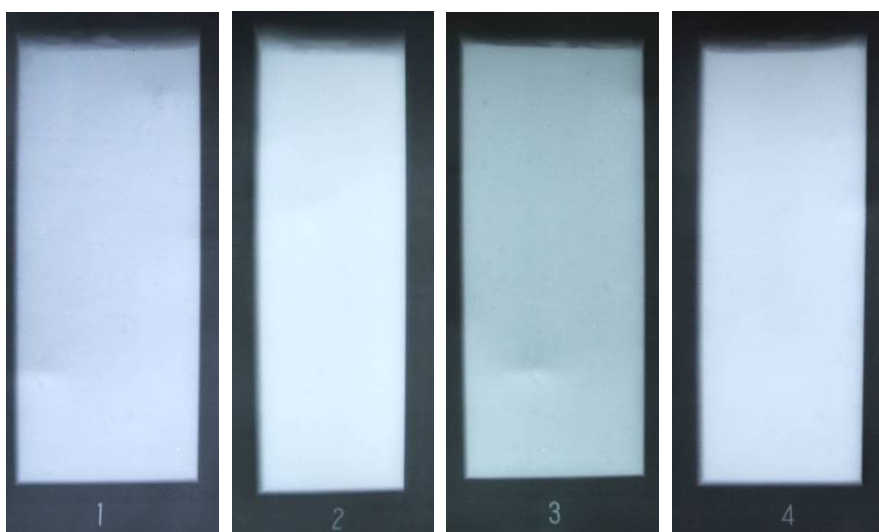


図 2.3 高強度セメント改良粘土供試体の X 線写真の一例（全側面で計測，HCC_300_CD_02）

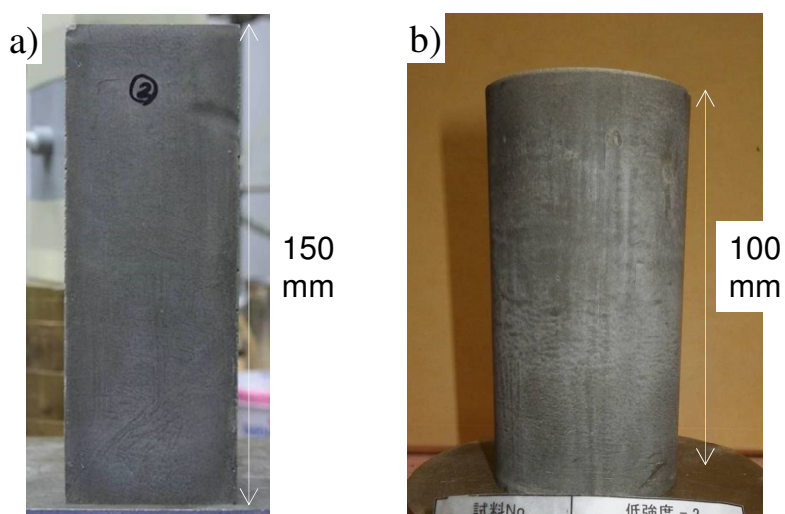


写真 2.5 高強度セメント改良粘土供試体の一例，a) 矩形供試体（HCC_300_CD_03，正面は観察側面），
b) 円柱形供試体（HCC_300_CSR_CD）



写真 2.6 セメント改良砂供試体の一例

表 2.2 流動化処理土と高強度セメント改良粘土の作成条件と物理特性のまとめ

試料名		流動化処理土	高強度セメント改良粘土		セメント改良砂		
図中（英文）表記		Liquefied stabilized soil, LSS	High-strength cement treated clay, HCC_300 & HCC_400		Cement treated sand, CTS		
改良した土質材料		建設発生土	新門司浚渫土		豊浦砂(Batch I)		
固化材の種別		一般軟弱土用固化材	高炉セメントB種		普通ポルトランドセメント		
管に 理お 項け 目る 混合	固化材添加量	kg/m ³	50	300	400	115 ^{vii}	
	フロー値		160	—	—	—	
	泥水密度	g/cm ³	1.427	—	—	—	
	水セメント比	%	—	80	60	186	
固化材添加率		Mc/Ms	%	7.3 ⁱ	60.5 ⁱⁱ	84.9 ⁱⁱ	6
土粒子の密度		G_s		2.709 ⁱⁱⁱ	2.599 ^{iv}	2.618 ^{iv}	2.621 ^{vi}
含水比 ^v		w	%	107.2-113.1	88-100	81- 85	19-26
湿潤密度 ^v		ρ_t	g/cm ³	1.413-1.429	1.436-1.445	1.480- 1.487	1.845-1.986

i: 表2.1の建設発生土の G_s , 固化材添加量と泥水密度により算出

ii: 固化材の G_s を3と仮定, 表2.1の浚渫土の G_s , 固化材添加量と水セメント比により算出

iii: 粉碎, 乾燥させた試料により著者が計測

iv: 土の定ひずみ速度載荷による圧密試験の供試体の削りカスの計測値を応用地質株式会社 (2009) より引用

v: 供試体からの計測値

vi: 豊浦砂 (Batch I) の値

vii: 質量比から算出

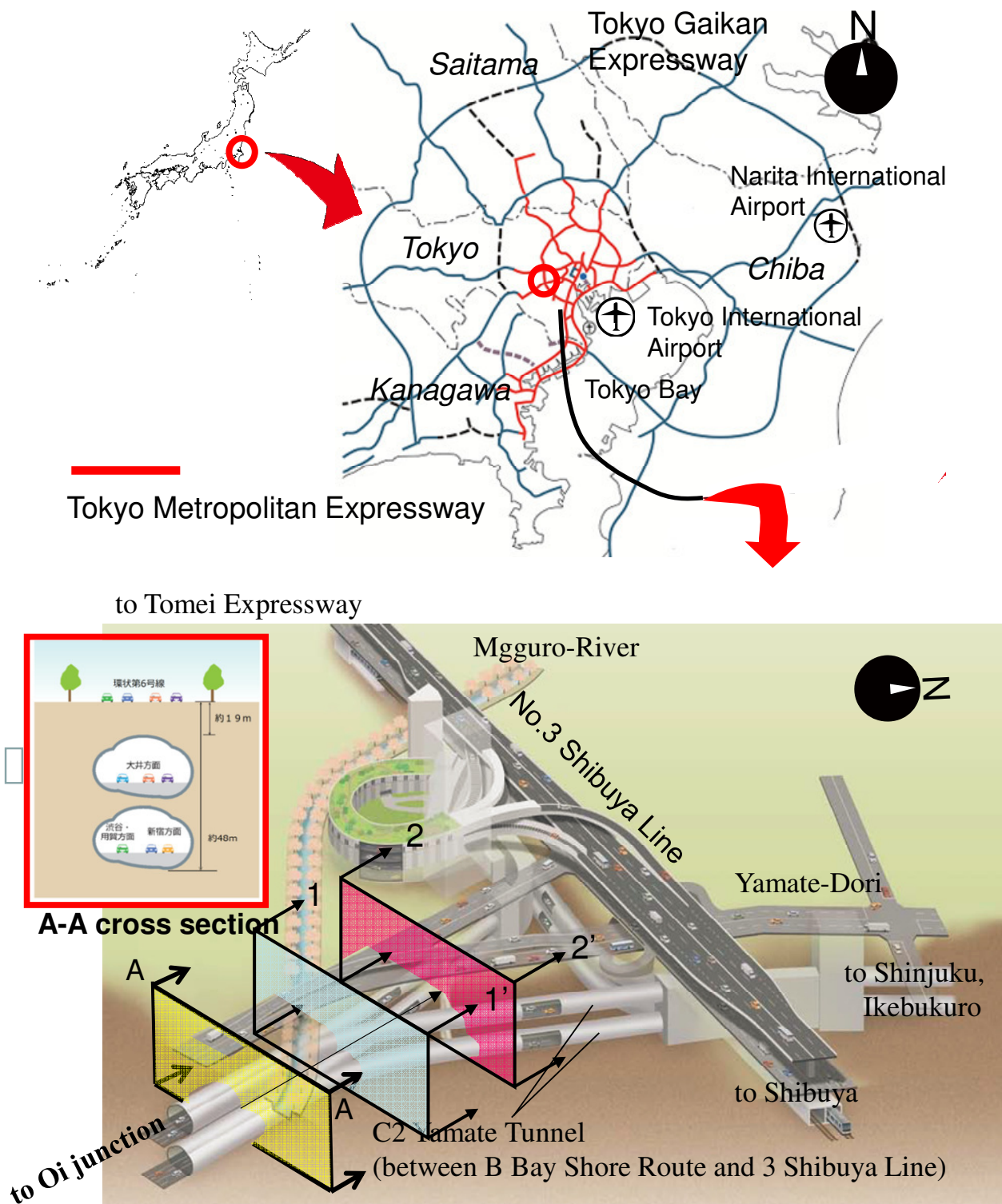


図 2.4 首都高速大橋ジャンクション周辺の概況 (Namikawa et al., 2016 に加筆)

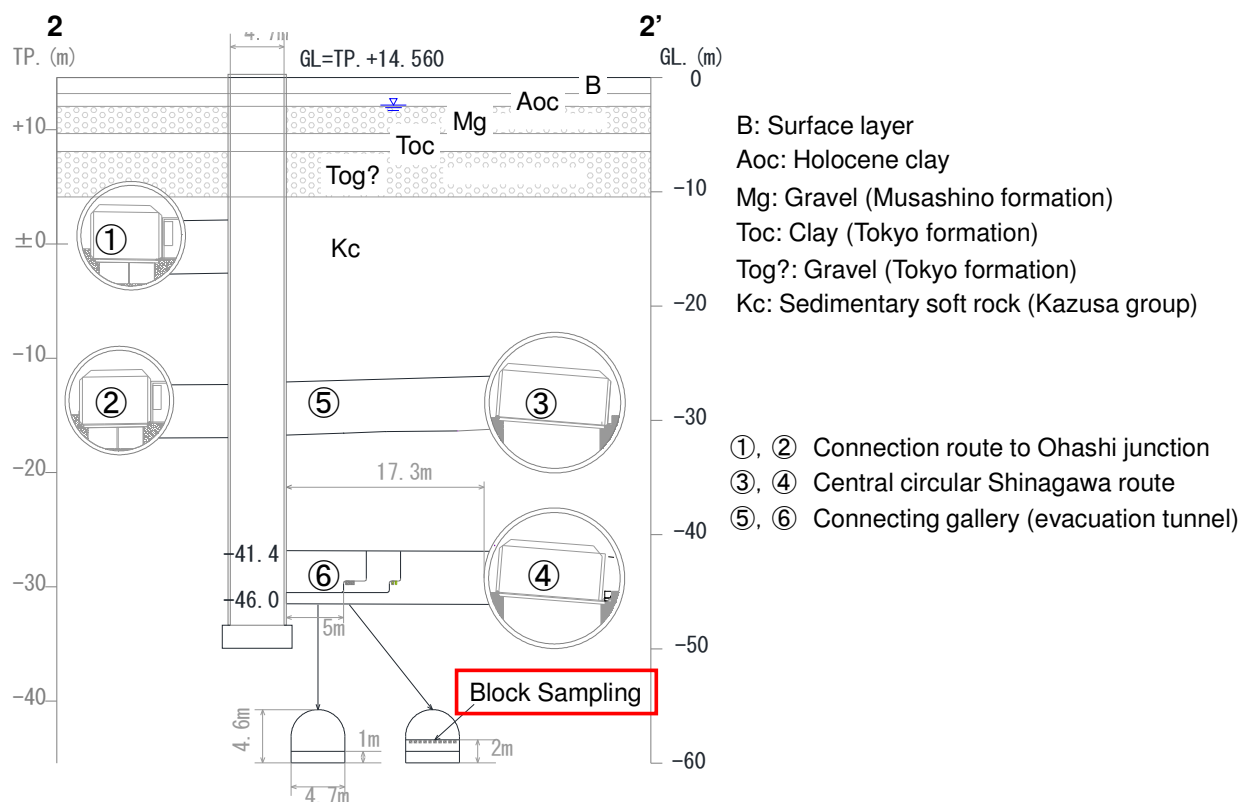


図 2.5 断面 2-2' の地質とブロックサンプリング実施箇所（並川，2014 に加筆）



写真 2.7 堆積軟岩供試体の一例

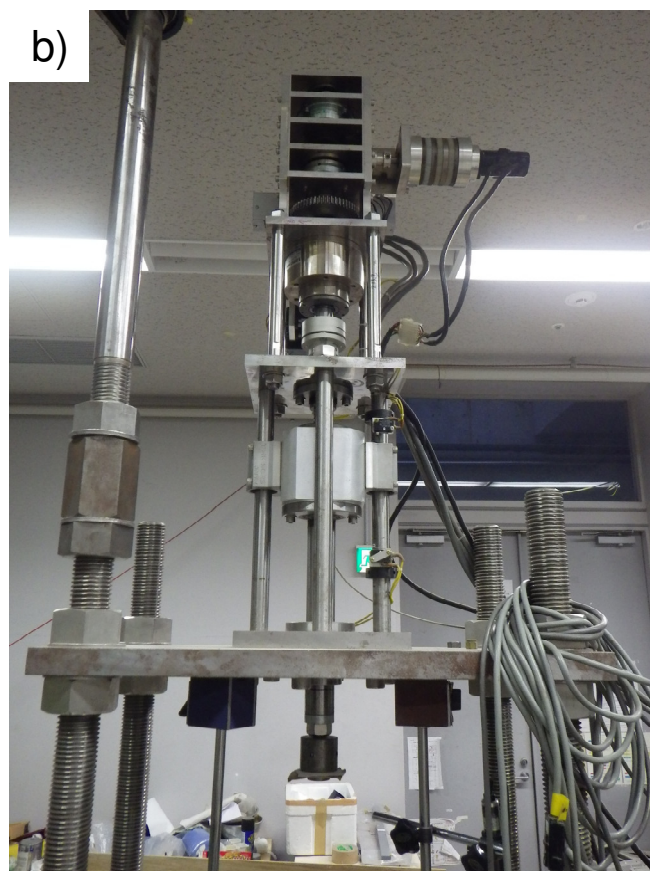
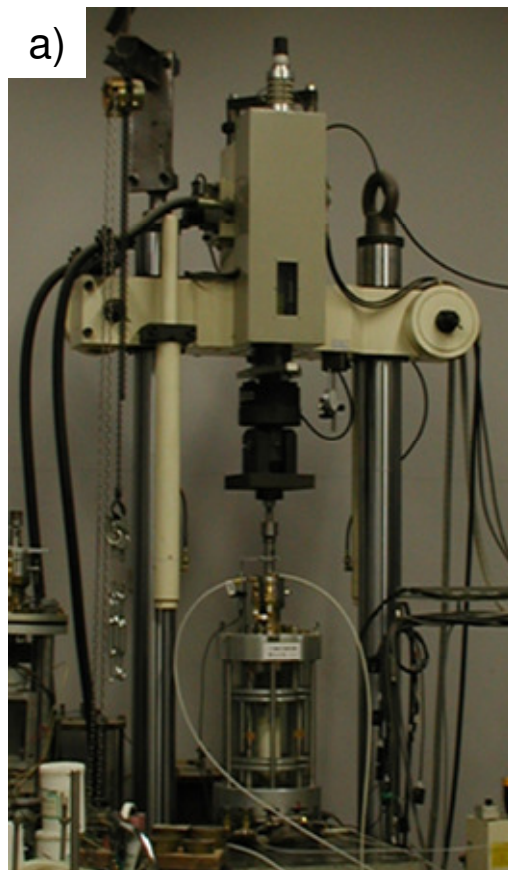


写真 2.8 鉛直軸方向への油圧式高荷重微小変位制御载荷装置 (a),
ギア式高容量微小繰り返し载荷装置 (b)

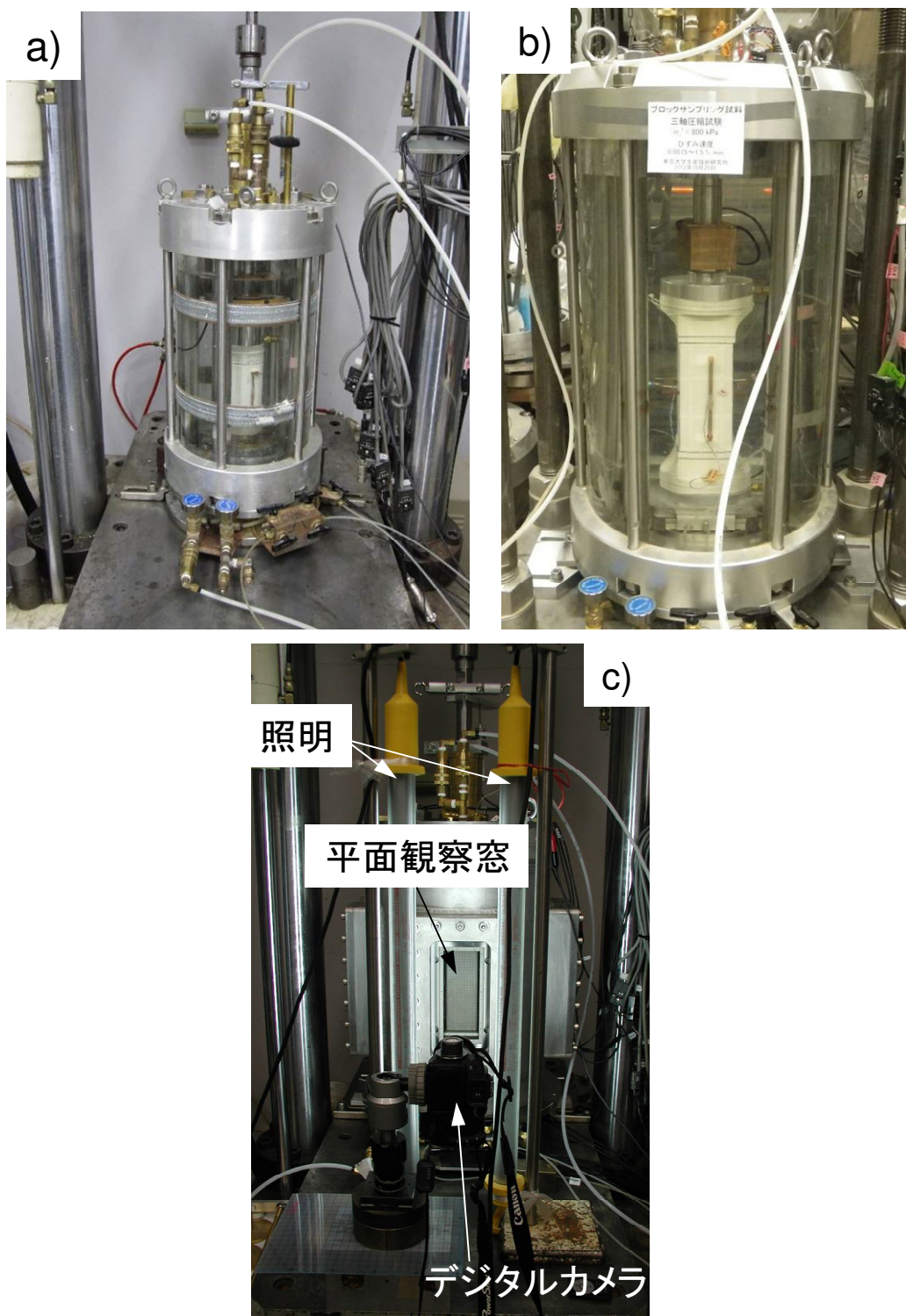


写真 2.9 小型中圧三軸セル (a), 中型中圧三軸セル (b), 硬質地盤材料用三軸圧縮試験装置 (c)

表 2.3 試料と試験装置の組み合わせ

試料名	三軸セルの選定要員	载荷装置	三軸セル	供試体寸法 (mm)
流動化処理土	画像解析の適用	油圧式	平面観察窓付きセル	W58, D76, H160
セメント改良粘土	画像解析の適用	油圧式	平面観察窓付きセル	W58, D76, H160
	供試体寸法	油圧式	小型中圧三軸セル	φ50, H100
セメント改良砂	供試体寸法	油圧式	小型中圧三軸セル	φ50, H100
堆積軟岩	LDTによる側方ひずみ計測	ギア式	中型中圧三軸セル	W58, D76, H160

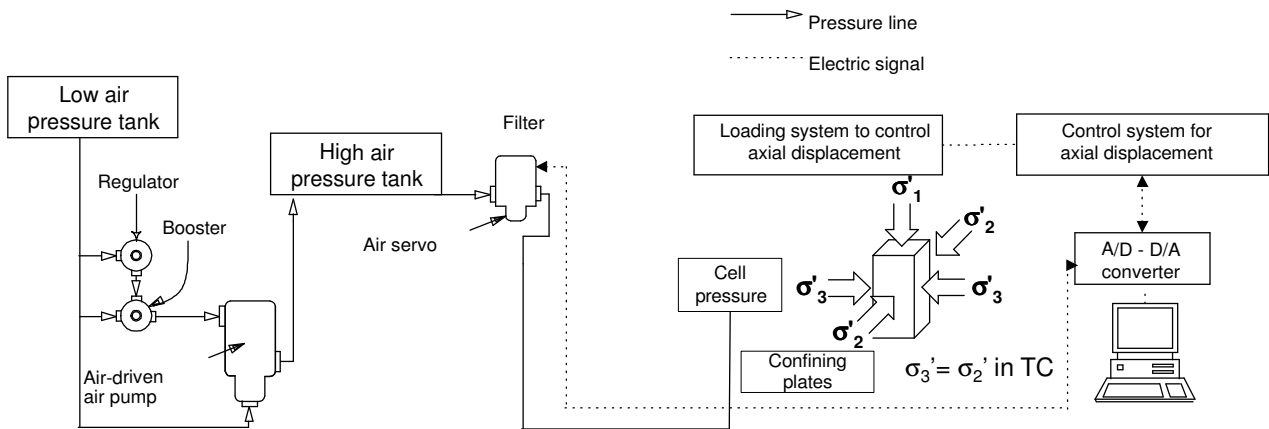


図 2.6 高荷重微小変位制御制御荷システムと中圧までの拘束圧制御システムの概要
(Salas-Monge 2002 に加筆)

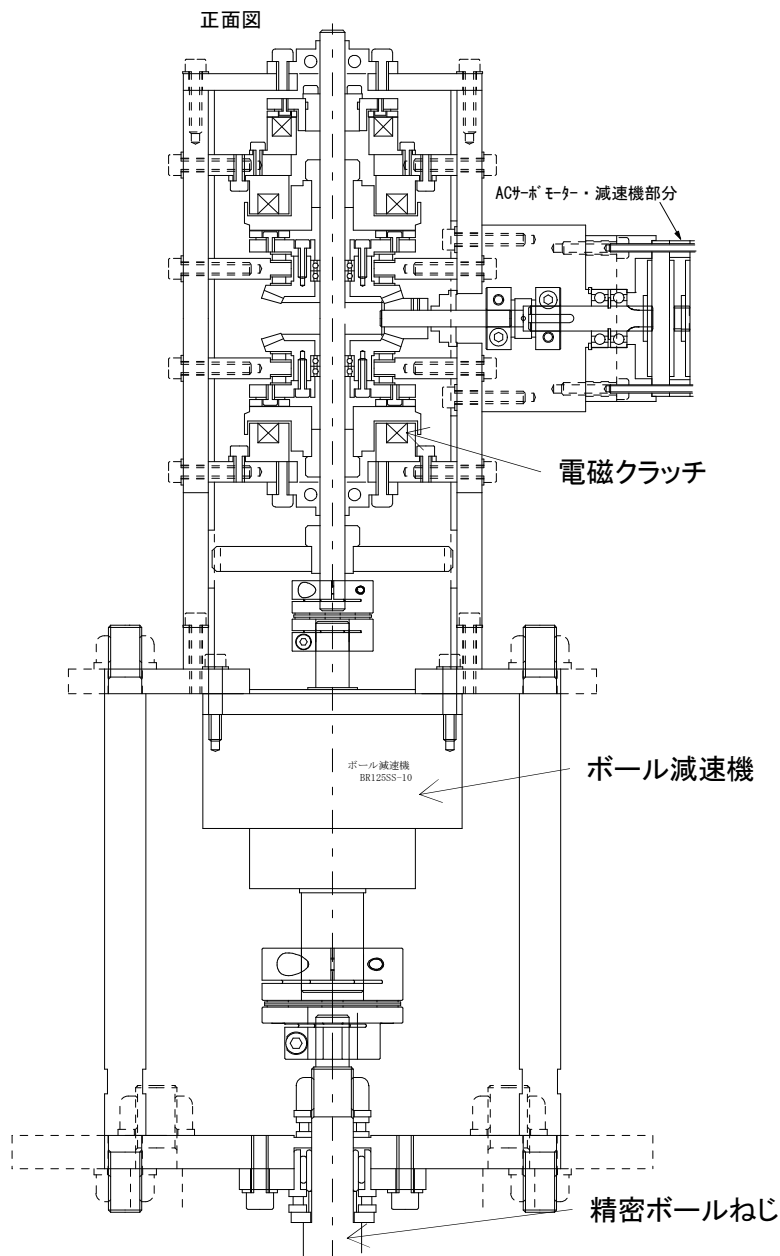


図 2.7 改良された高容量微小繰り返し荷装置の概要

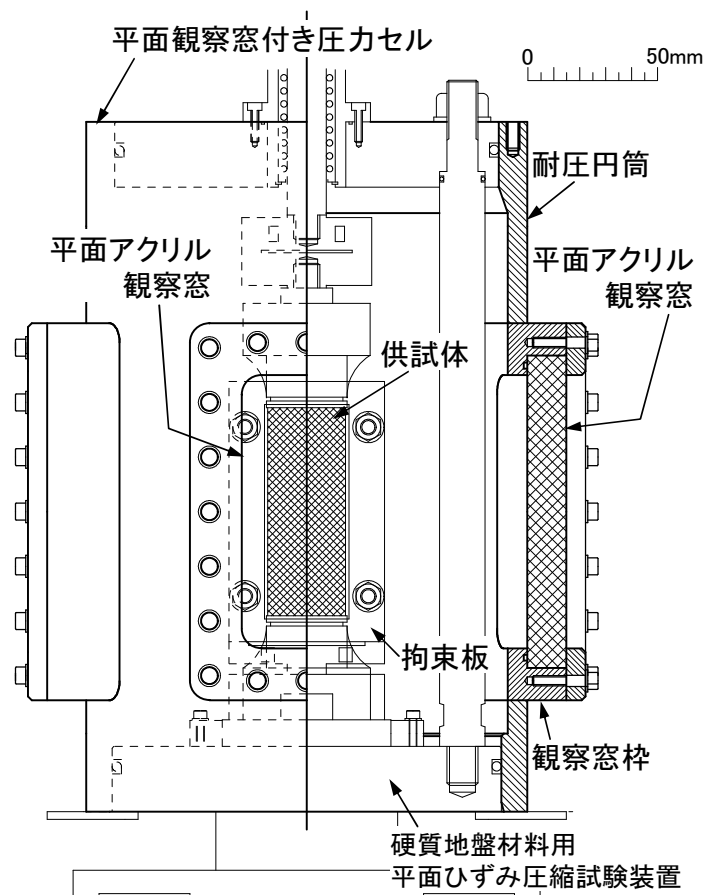


図 2.8 平面観察窓付き中圧平面ひずみ圧縮試験装置

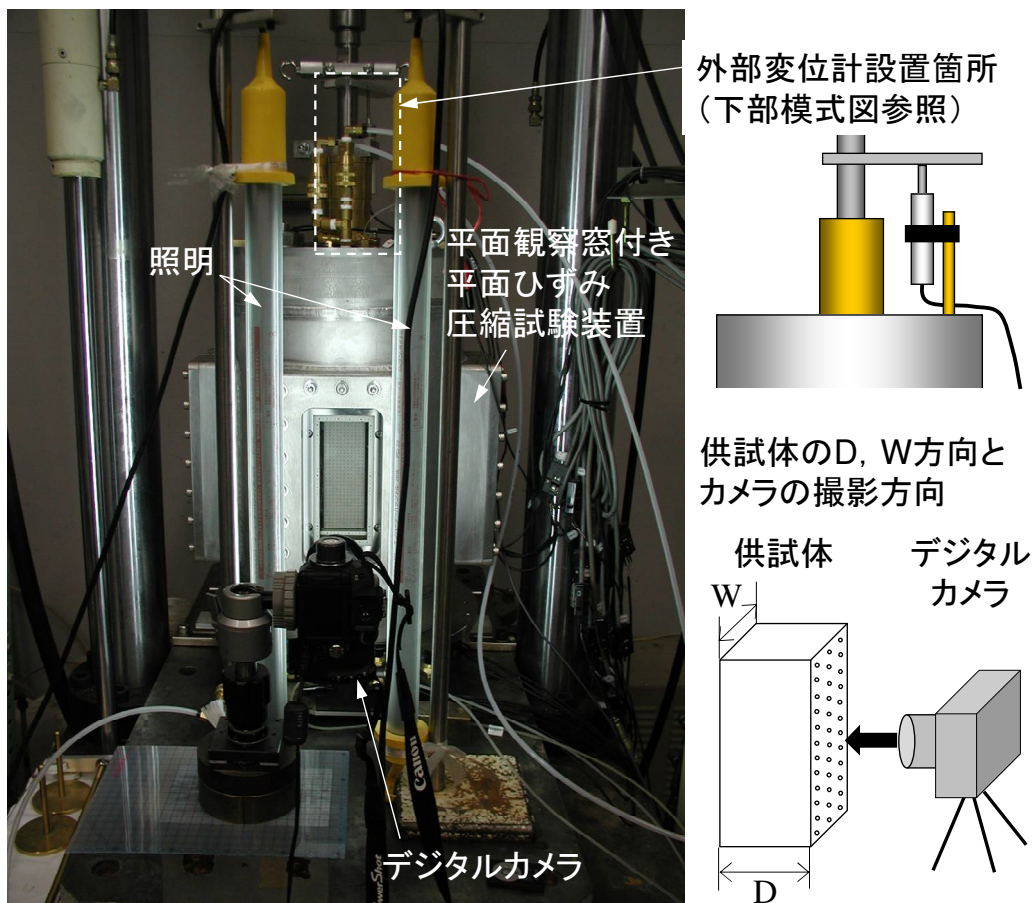


図 2.9 試験実施状況

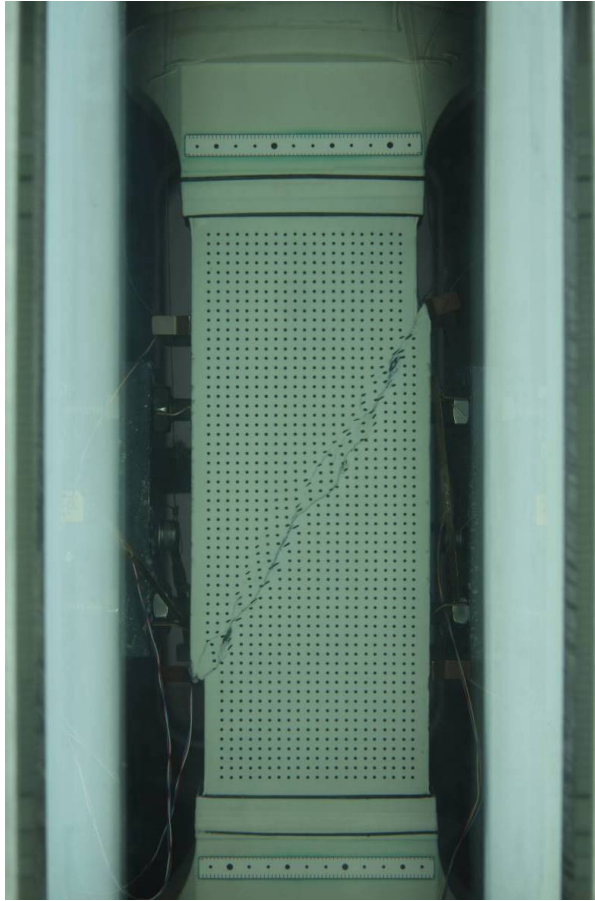


写真 2.10 高強度セメント改良粘土の供試体の三軸圧縮試験における撮影画像 (HCC_CD_03)

表 2.4 三軸圧縮試験における計測項目

a) 流動化処理土と高強度セメント改良粘土の矩形供試体（画像解析）

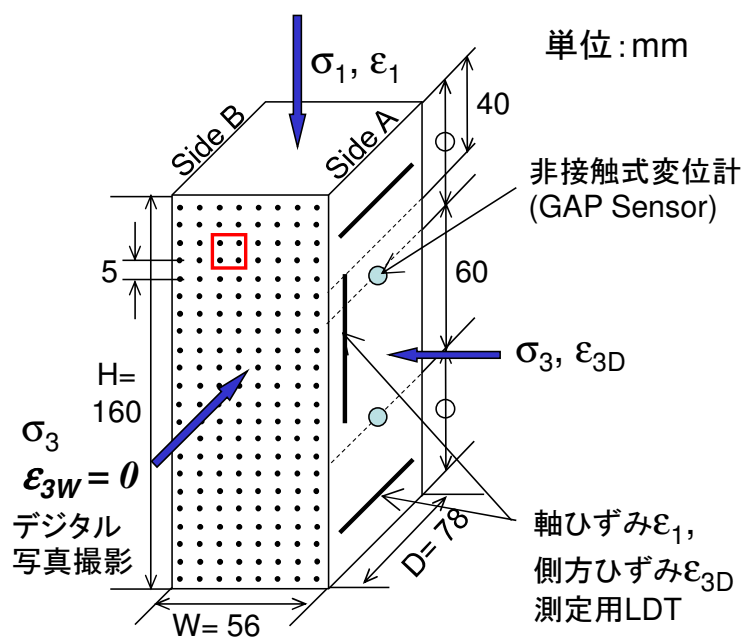
計測対象	計測方向	箇所数	計測器種別	計測器位置
軸載荷重	σ_1	1	ロードセル	キャップ直上
拘束圧	全方向	1	高容量差圧計	セル外部
供試体体積変化	全方向	1	低容量差圧計	セル外部
載荷軸変位	σ_1	1	外部変位計	載荷軸(載荷盤上部)
供試体変位	σ_{3D}	2	非接触式変位計	供試体側面
供試体局所変計 1	σ_1	2	LDT	供試体側面
供試体局所変計 2	σ_{3D}	4	LDT	供試体側面
供試体局所変計 3	σ_{3W}	2	非接触式変位計	供試体側面

b) 堆積軟岩

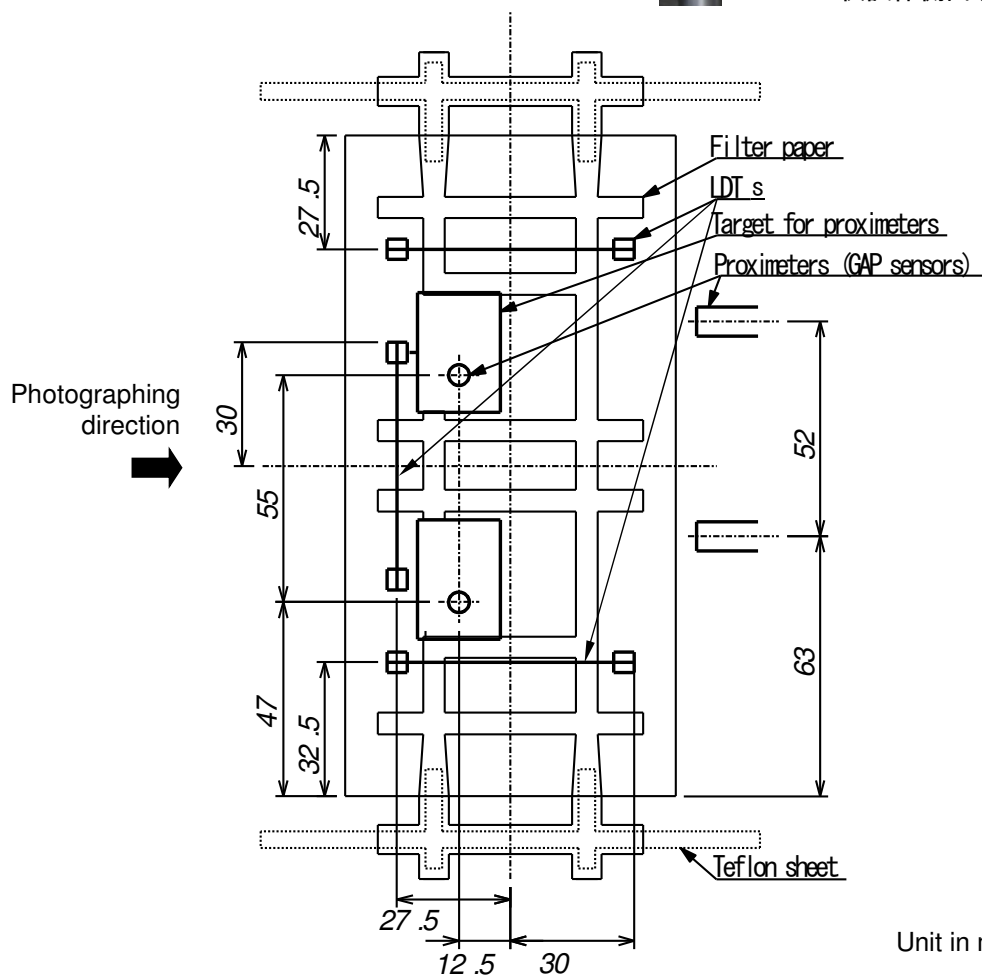
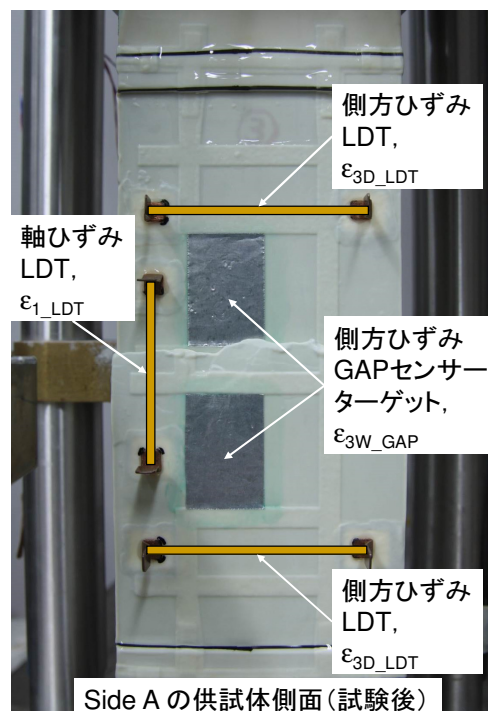
計測対象	計測方向	箇所数	計測器種別	計測器位置
軸載荷重	σ_1	1	ロードセル	キャップ直上
拘束圧	全方向	1	高容量差圧計	セル外部
供試体体積変化	全方向	1	低容量差圧計	セル外部
載荷軸変位	σ_1	1	外部変位計	載荷軸(載荷盤上部)
供試体局所変計 1	σ_1	2	LDT	供試体側面
供試体局所変計 2	σ_{3D}	2～4	LDT	供試体側面

c) 高強度セメント改良粘土とセメント改良砂の円柱形供試体

計測対象	計測方向	箇所数	計測器種別	計測器位置
軸載荷重	σ_1	1	ロードセル	キャップ直上
拘束圧	全方向	1	高容量差圧計	セル外部
供試体体積変化	全方向	1	低容量差圧計	セル外部
載荷軸変位	σ_1	1	外部変位計	載荷軸(載荷盤上部)
供試体局所変計 1	σ_1	2	LDT	供試体側面



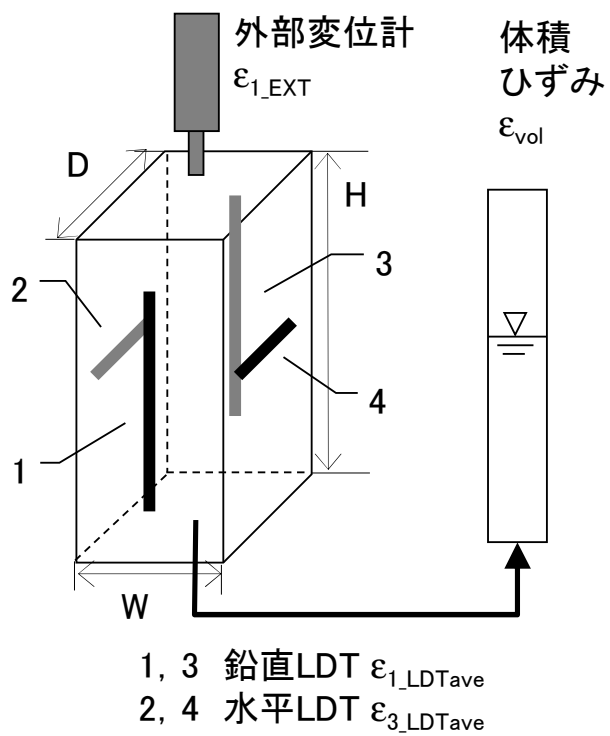
供試体変位計測を除く計測器と供試体立体図



Side A の濾紙と計測器との位置関係

a) 流動化処理土と高強度セメント改良粘土の矩形供試体 (画像解析)

図 2.10 三軸圧縮試験における計測器の配置

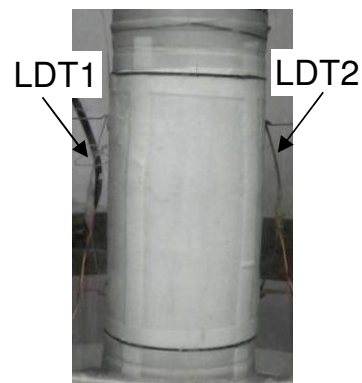
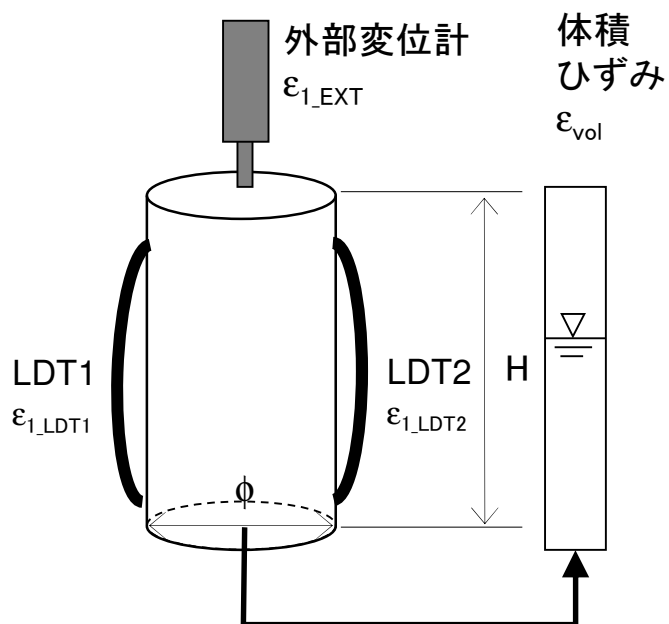


ϵ_1 計測LDT(1)



ϵ_3 計測LDT(2)

b) 堆積軟岩



c) 高強度セメント改良粘土とセメント改良砂の円柱形供試体

図 2.10 最小主応力方向に直交する供試体側面での計測器とろ紙の配置

表 2.5 三軸圧縮試験における応力とひずみの定義

算出応力／ひずみ	記号表記	算出方法
軸差応力	q	ロードセル LC1 の荷重を断面積で除す
最小有効主応力	σ_3'	高容量差圧計の計測値
最大有効主応力	σ_1'	$\sigma_3' + q$
過剰間隙水圧	Δu	せん断開始直前の σ_3' から逐次計測された σ_3' を引く
体積ひずみ	ϵ_{vol_LCDPT}	低容量差圧計で計測した供試体排水量を 供試体の初期体積で除す
軸ひずみ	ϵ_{l_EXT}	外部変位計で計測した载荷軸変位を 供試体の H 方向の初期寸法で除す
D 方向変位	d_{3D_GAPs}	D 方向の変位量，供試体中心に向かう移動を正
軸ひずみ	ϵ_{l_LDTs}	σ_l 方向の LDT の変形量をヒンジ間の初期距離で除す
D 方向側方ひずみ	ϵ_{3D_LDTs}	D 方向の LDT の変形量をヒンジ間の初期距離で除す
W 方向側方ひずみ	ϵ_{3W_GAPs}	W 方向の変形量（向かい合う側面で計測した変位の差） を供試体 W 方向の初期寸法で除す

第3章 画像解析

3.1 概説

本章では、平面ひずみ／三軸圧縮試験に適用した画像解析システムと解析手法について概説した後、デジタルカメラの性能や設定条件に起因する画像の歪みの補正と、試験を模擬した画像の画像解析におけるひずみの計測精度についての検討結果を、3.3節、3.4節でそれぞれまとめた。

実際に取得した試験データの画像解析結果から、試験条件や試験装置の特性が解析結果に無視できない影響を及ぼすことが明らかとなった。具体的には、三軸圧縮試験における供試体観察面とカメラレンズとの距離の変化と、高拘束圧下における圧力円筒の平面観察窓の歪みである。3.5節、3.6節ではこれらの影響の大きさ、補正方法や補正効果の検討結果をまとめた。

3.7節では、3.3節、3.5節、3.6節の検討結果をもとに各試験の画像解析に適切な補正を施してひずみを算出し、他の計測方法によるひずみの値との比較を行った。これにより、本研究で用いたひずみの各計測手法の特性や適用限界についてまとめた。3.8節では画像解析結果に含まれる不確かさがひずみ分布に及ぼす影響について確認した。なお、付録Aでは画像解析結果に含まれる不確かさの具体的な推定を試みている。

最後に 3.9節で以上の結果と今後の課題をまとめた。

3.2 画像解析システムと画像解析手法

Salas-Monge (2002) と同一の画像解析システムと解析手法を一部更新して用いた。

3.2.1 画像解析システムの概要

画像解析システムは、試験装置、試験装置制御用 PC と プログラム (DigitShowBasic_PSCPhoto)、デジタルカメラ、赤外線リモートシャッター、画像解析用 PC とソフトウェア、大型液晶ディスプレイからなる。概要を図 3.1 に示す。

試験装置制御プログラムは本多剛氏（現 株式会社竹中工務店、元 東京大学大学院）が作成したものであり、試験中に逐次計算される供試体の応力、ひずみ、試験継続時間を条件とし、赤外線リモートシャッターにトリガー電圧を送ることによって写真の自動撮影を行うことができる。

デジタルカメラは CANON 製の市販のもので、豊浦砂の実験ではハイエンドデジタルカメラ (Power Shot Pro 1)、流動化処理土および高強度セメント改良粘土ではデジタル一眼レフカメラ (EOS Kiss 2x) を使用した。スペックの詳細は 3.3節を参照されたい。

赤外線リモートシャッターは板倉 (2005) を参考にして作成したものである。デジタルカメラに付属の赤外線リモートコントローラーのボタン電池極板と、本体側接点との間に MOS FET リレー (OMRON G3VM-61B1) が挟み込まれており、トリガー電圧によってリレーが ON になると電池と本体とが通電してシャッター信号が送られる仕組みとなっている。図 3.2 に内部構造を示す。上記のハイエンドデジタルカメラでは、赤外線リモートコントローラー (WL-DC100) による写真の自動撮影の成功率が低かった (シャッター信号に対して写真が撮影される確率が低かった) ため、第2章でも述べたようにカメラのインターバル撮影機能を用いて写真を撮影した。デジタル一眼レフカメラでは付属の二種類のリモートコントローラーのうち、形状が前述の WL-DC100 と異なる機種 (RC-1) を選択したところ、100 % に近い確率 (平均 98 %) で自動撮影を行うことができた。以上のように、赤外線リモートシャッター

による写真の自動撮影の成功率はデジタルカメラの赤外線受信部の位置や感度、赤外線リモートコントローラーの性能に依存するようであり、より確実な自動撮影（信号に対して 100 % の自動撮影成功率）を実現するには、これらの因果関係をより詳細に検討する必要がある。

画像解析には、二種類の市販のソフトウェアを利用している。一つは Move-tr/2D（Version 7.21, 株式会社ライブラリー）で、画像内の撮影対象の 2 次元の動きを PIV（Particle Image Velocimetry）もしくは PTV（Particle Tracking Velocimetry, 粒子追跡法）の二種類の手法で数値化できるほか、2 次式までの補正式により画像の歪み補正を行うことのできるソフトウェアである。本研究では標点の動きを PTV 法によって数値化している。もう一つは MATLAB 6.5（The Math Works, Inc.）で、アルゴリズム開発、データの可視化、数値計算などの多彩な機能を有するソフトウェアである。本研究では標点の動きの数値データを補正するための計算、ひずみの計算、ひずみ分布の作成を行っている。

解析画像の表示を容易にするための大型液晶ディスプレイは 24 インチのワイド型（2048 x 1536 ピクセル）で、本研究を始めた当時としては最大レベルのディスプレイであった。

3.2.2 画像解析の手順

画像解析の手順を箇条書きにする。

- IA-1. 試験中、メンブレンに等間隔（5 mm または 2.5 mm）で転写されたゴム製の標点（直径 0.8 mm）の動きと基準点をデジタルカメラにより撮影する。図 3.3 に示すように、写真左上部に供試体右上部が写るようにカメラをセットする。
- IA-2. 撮影されたデジタル写真を画像解析用 PC に取り込み、Move-tr/2D を用いて標点の動きを 2 次元の位置座標として数値化する。Move-tr/2D では写真左上部を原点とし、写真の長辺／短辺方向と X_i 方向／ Y_i 方向とが平行な座標系（ X_i, Y_i ）が初期設定されている（図 3.3 参照）。
 - 1. 補正を行わない場合
基準点のうち代表的な一点の位置座標がすべての写真で原点（0, 0）となるように計算した相対的な位置座標（ピクセル単位）を、基準点間の距離で求めた実スケールによって単位換算し、相対的な位置座標（ μm 単位、座標系（ x, y ））として出力する。座標の向きは基準点の水平、鉛直方向の配列方向に一致させる（図 3.3 参照）。
 - 2. 射影とレンズ歪みに対する補正、圧力円筒の平面観察窓の歪みに対する補正（それぞれ 3.4、3.6 節で詳述）を行う場合
補正後の μm 単位の位置座標から、代表的な基準点を原点とした相対的な位置座標（ μm 単位、座標系（ x, y ））を出力する。
 - 3. 三軸圧縮試験で供試体観察面とカメラレンズとの距離の変化に対する補正（3.5 節で詳述）を行う場合
写真中心を原点とし、写真の短辺／長辺方向と X 方向／ Y 方向とが平行な位置座標（ピクセル単位、座標系（ X, Y ））を出力する（図 3.3 を参照）。
- IA-3. MATLAB で必要に応じて座標値を補正し、最終的な標点の位置座標（スケール座標、 μm 単位）を求める。
- IA-4. MATLAB で、写真 1 枚目からの標点の相対変位を求め、5 mm あるいは 2.5 mm 四方の 4 標点から成る要素内の平均的なひずみを、観察側面全体において全写真で求める。
- IA-5. MATLAB でひずみ分布を作成する。本研究では、主に最大せん断ひずみと体積ひずみ（ $\epsilon_1 + \epsilon_3$ ）の分布を作成する。

基準点は試験中に位置が不変であると仮定できる物体上に設置されており、平面ひずみ圧縮試験では拘束板のステンレス製補剛フレーム（以降、拘束板フレーム）とアクリル拘束板の前面、三軸圧縮試験ではペDESTAL（とキャップ、参考点として）にそれぞれ設置されている（図 2.13，図 2.14 を参照）。基準点は直径 0.8, 1.2, 1.5 mm の黒円を組み合わせたものであり、製図用のソフトウェア（図脳 RAPID 11）で位置座標が正確に設定されている。これをインクジェットプリンタで耐水シールに印刷し、所定の物体に設置している。実際には拘束板もペDESTAL も移動しているが、基準点の動きは 3.5 節および 3.6 節で後述の位置座標の補正の段階で考慮し、解析結果を出力している。

3.2.3 画像解析におけるひずみの計算手法

2次元問題に微小ひずみ理論を用いると、任意の点におけるひずみ $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ は次式で表される。

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & a \\ b & \varepsilon_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} & \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix}$$

$$\gamma_{xy} = a + b \quad \text{式 3.1}$$

ここで、 u, v は全体座標系 (x, y) 方向の変位であり、これらの方向は供試体全体の最小主応力、最大主応力方向にそれぞれ一致する。

一方、試験で得られた各標点の変位から全体のひずみを算定するには各標点の変位を補間する必要がある。各標点（接点）の変位から標点で囲まれた領域内（要素）の変位を補間する関数を形状関数という。ここでは各接点を結ぶ四角形要素に対してひずみを算定するが、まず図 3.4 に示す自然座標系において、任意の点 (ξ, η) に対して次式で表現される形状関数 N を用いる。

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta) \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad \text{式 3.2}$$

ここで ξ_i と η_i は自然座標系での各接点座標である。

次に自然座標系から全体座標系への変換を、上記形状関数を用いて次式で表現する（図 3.4 参照）。

$$x = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) x_i, \quad y = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) y_i \quad \text{式 3.3}$$

ここで x_i, y_i は全体座標系における各接点座標である。全体座標系においても形状関数として N_i を用いると、変位 u, v は次式で表現できる（アイソパラメトリック要素）。

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) u_i, \quad v = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) v_i \quad \text{式 3.4}$$

これらの変位を式 3.1 に代入すればひずみが得られるが、式 3.1 と式 3.4 では変数が異なるため変数変換を行う。

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} = [J] \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{式 3.5}$$

ここで $[J]$ は Jacobian 行列である。 $[J]$ の逆行列を用いると、式 3.5 は次式のようにになる。

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} = [J]^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad \text{式 3.6}$$

式 3.6 と式 3.4 を式 3.1 に代入すると、各接点変位より要素内のひずみが計算できる。

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & a \\ b & \varepsilon_y \end{bmatrix} = [J]^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i & v_i \end{bmatrix}$$

$$\gamma_{xy} = a + b \quad \text{式 3.7}$$

なお、実際の計算ではひずみを要素中心（ $\xi = 0, \eta = 0$ ）で算定している。ひずみのモール円に基づき、各要素における最大主ひずみ（三軸圧縮試験では軸ひずみ） ε_1 、最小主ひずみ（三軸圧縮試験では W 方向の側方ひずみ、図 3.1 参照） ε_3 、最大せん断ひずみ γ_{\max} 、体積ひずみ ε_{vol} を次式 3.8 で求める。式 3.8 によるひずみ分布は、平面ひずみ圧縮試験では中間主ひずみをゼロとしている。三軸圧縮試験では奥行き D 方向（図 3.1 参照）に変形を生じるが、観察側面の二次元成分のみを体積ひずみに相当する成分として考えている。

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \sqrt{\frac{1}{4}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \sqrt{\frac{1}{4}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2}$$

$$\gamma_{\max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$$

$$\varepsilon_{\text{vol}} = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 \quad \text{式 3.8}$$

3.3 射影とレンズ歪みに関する検討

3.3.1 画像の歪みの種類と補正式

カメラレンズの表面と撮影面が完全に平行にならない撮影条件で得られる画像は射影の影響を受ける。カメラレンズの中央高さと観察平面の中央高さとが完全に一致すればこの影響は除去できるが、供試体の観察面は写真撮影の段階で圧力セルの内部にあって微調整が不可能なため、中央高さの完全な一致は難しい場合がある。

カメラのレンズ系にはザイデルの5収差に代表されるレンズ歪みが存在する。5つの収差のうち4種類の収差（球面収差、コマ収差、非点収差、像面収差）はカメラの絞り値（F 値）を大きくすることで低減できるが、収曲収差だけはF値に依存せず、理論的には画面端に近づくにつれて急激に大きくなる。市販のレンズはこれらの収差を補正するために複数のレンズを組み合わせた設計となっており、画像に含まれる収差の特性は必ずしも単一レンズモデル（ピンホールカメラモデル）における理論に一致しない（可視化情報学会，2002）。試験中の供試体撮影においては、比較的広範囲にピントを合わせながら収差の影響を出しにくくするため、ズームレンズを広角側で使用し、F 値は可能な限り大きく設定した。

以上の射影、レンズ歪みの影響の存在する撮影条件下において、観察平面状に図 3.5 a) の青点のように等間隔に並んだ標点を撮影すると、図 3.5 b) の黒点のように標点の間隔が上下、左右で異なった画像となる可能性がある。画像解析ソフト **Move-tr/2D** ではこのような歪みを式 3.9 の近似式により補正する機能があり、1 次項で射影、2 次項でレンズ歪みの影響を補正する。式 3.9 の係数はあらかじめ位置の分かっている基準点のピクセル座標と実スケール座標を与えることにより、最小二乗法で決定する。射影補正には4点以上、レンズ歪み補正には7点以上の基準点が必要となる。例えば図 3.5 a) の緑で示した7点以上の基準点から係数の決定した式 3.9 に、画像上の任意の点Aの写真上でのピクセル座標 (X_A , Y_A) を代入し、これを x と y について解くと、画像の歪みの補正された実スケール座標 (x_A , y_A) が得られる。

$$X = \frac{A_1 x^2 + B_1 y^2 + C_1 x + D_1 y + E_1}{A_3 x^2 + B_3 y^2 + C_3 x + D_3 y + 1}, \quad Y = \frac{A_2 x^2 + B_2 y^2 + C_2 x + D_2 y + E_2}{A_3 x^2 + B_3 y^2 + C_3 x + D_3 y + 1} \quad \text{式 3.9}$$

3.3.2 射影とレンズ歪みの補正の影響を検討する方法

供試体観察面の撮影画像に含まれる歪みの影響が大きいと、供試体の変形を正しく評価できない可能性がある。そこで、撮影画像の歪みが計測値にどのような影響を与えているか、歪み補正の有無が計測値にどの程度影響を及ぼすかについて検討した。実際の供試体と同一寸法のジュラルミン製のダミー供試体に、実際の供試体観察面に設置している標点と同様の大きさ（直径 0.8 mm）、間隔（5 mm）で黒円の標点を印刷した耐水シールを貼り付け、これを試験装置にセットした。拘束板を取り付け、200 kPa のセル圧を加え、実際の平面ひずみ圧縮試験と同様の条件下でこの面の画像を撮影、画像解析した。

写真撮影には2つのデジタルカメラを用い、画像の歪みの程度に及ぼすカメラの性能の影響についても検討した。デジタルカメラの仕様のうち、本試験における解析画像の品質に影響を及ぼすと考えられる主な項目を表 3.1 にまとめる。いずれも 3.2.1 項の赤外線リモートシャッターにより試験と連動した撮影ができること、購入当時の製品の中では比較的安価で高性能であることを条件に選定されたデジタルカメラである。また他の試験装置にも適応可能とする目的で、カメラ2でもズームレンズを選択している。このレンズは開放 F 値が小さく、画像中心からの距離が大きくなっても MTF チャートの二種類の曲線が 1 に近い値を保ち続けるズームレンズのうち、最も安価であったことから選択した。

開放 F 値はレンズ自体の明るさを示す指標で、焦点距離を有効口径で除した値である。明るいレンズほど開放 F 値が小さい。購入時に調査した範囲では、マクロレンズで開放 F 値の小さいものが多かった。MTF (Modulation Transfer Function) はレンズ性能を評価する尺度のひとつで、被写体の持つコントラストを像面上でどれだけ忠実に再現できるかを空間周波数特性として表したものである。図 3.6 にカメラ 2 で選択したズームレンズの MTF チャートを示す。横軸は画面中心からの距離、縦軸はコントラスト値 (最高値を 1) を示している。絞り開放時の空間周波数 10 本/mm (1 ミリの中に白黒の組が 10 組) に対応する曲線が赤、空間周波数 30 本/mm (1 ミリの中に白黒の組が 30 組) に対応する曲線が緑で示されている。10 本/mm の曲線が 1 に近いほどコントラストがよくヌケのよいレンズとなり、30 本/mm の曲線が 1 に近いほど高解像度でシャープなレンズといえる。

図 3.7 a), b) にカメラ 1, 2 で撮影した画像の一例を示す。一般に絞り値が大きいほど画像が暗くなるため、画像の明るさを保つにはシャッタースピードを遅くする必要がある。しかし実験室内で生じる振動などの影響により、シャッタースピードの下限值 (これ以上遅くできない値) が経験的に 1/10 秒程度に決まっていた。そこでシャッタースピードが 1/10 秒程度となる絞り値を各カメラで設定した結果、カメラ 1 では $F=5.6$ 、カメラ 2 では $F=10.0$ のそれぞれ異なる設定となった。

画像解析では次の 3 つの方法で標点の位置座標をピクセル値から実スケール値に変換し、解析結果を比較した。

- a) ダミー表面の標点の中央 4 点のピクセル座標と標点間距離から実スケールを求め、画像の歪み補正は行わない方法 (3.2.2 項, IA-2. の 1. に準拠)
- b) 拘束板フレーム上の 6 8 点の基準点 (図 3.7 a) の点線で囲まれた標点) のピクセル座標と実スケール座標との関係から、射影の補正のみを行う (式 3.8 において 1 次項までの補正を行う, すなわち $A_1=A_2=A_3=B_1=B_2=B_3=0$ とする) 方法 (3.2.2 項, IA-2. の 2. に準拠)
- c) b) の基準点の座標値から、射影とレンズ歪みの補正を行う方法

補正方法 a) ではダミー供試体表面, b) および c) では拘束板フレームの表面でのスケールが、全ての面上の標点座標の計算に適用される。しかし図 3.8 の模式図に示すように、ダミー供試体表面とアクリル拘束板前面は、拘束板フレームの表面よりもカメラレンズとの距離がそれぞれ 60 mm, 30 mm 離れている。この距離の違いにより、実スケールを求めた面と異なる面上の標点間距離は過大／過小評価される。例えばカメラ 2 の画像に c) の補正方法を用いると、図 3.8 のグラフに示すようにアクリル拘束板とダミー供試体の表面上にある標点間距離は過小評価される。そこで、実スケールを求めた面と異なる面上では、スケール調整倍率 (任意の面上での標点間距離平均値／実スケールを求めた標点設置面での標点間距離平均値) を各面の座標値に乘じることにより、スケール調整を行った。

具体的な計算例として、実際の標点が 5 mm (5000 μm) 離れた標点間における算出距離の平均値を、補正方法と標点の設置面ごとにまとめた解析結果を表 3.2 に示す。表 3.2 の c) の補正方法によるカメラ 2 の標点間距離の平均値は、図 3.8 のグラフに対応している。例えばカメラ 1 で補正方法 c) を選択した場合、拘束板フレーム上の基準点での実スケールが全ての面上の標点座標の計算に適用される。このため、ダミー供試体表面の標点間距離の平均値 (4519.26 μm) は、拘束板フレーム上で求めた標点 (基準点) 間距離の平均値 (4997.67 μm) よりも 1.106 倍過小評価されている。そこで次項 3.3.3 では、ダミー供試体表面の標点座標を 1.106 倍した座標値を用いて標点間距離を算出することにより、カメラレンズとの距離に起因する各面でのスケールの違いを考慮している。

3.3.3 射影とレンズ歪みの補正の影響

前述のようにダミー供試体表面の標点は 5 mm 間隔で格子状に並んでいるので、鉛直、水平方向のとなりあう 2 標点の距離はすべて 5 mm に一致するはずである。カメラ 1, カメラ 2 による撮影画像の解析により求めた鉛直方向の標点間距離と、2 標点の実スケール座標の鉛直方向での平均値との関係を図 3.9, 図 3.10 にそれぞれ示す。各図は画像の歪み補正の種類ごとに解析結果を示したものであり、a), b), c) は 3.3.2 項 の 3 つの座標変換の方法に対応している。各プロットは格子状に並んだ標点の列ごと（水平方向の位置がほぼ同じ標点ごと）に、図 3.7 b) 上部の表示の通りに記号・色分けされている。

図 3.9 のカメラ 1 による画像の解析結果に着目する。画像の歪み補正を行わなかった a) では、画像の上下で標点間距離が約 200 μm (0.2 mm) 異なり、画像下部では過小評価、上部では過大評価された。b) より、射影の補正を行うと a) で見られた画像上下での大きなばらつきは軽減されるが、画像の上端と下端に近づくほど標点間距離が過小評価された。射影、レンズ歪みを補正した c) ではばらつきが最も小さくなり、標点間距離が $5000 \pm 25 \mu\text{m}$ ($5.000 \pm 0.025 \text{ mm}$) の範囲内におおむね納まった。一方図 3.10 のカメラ 2 による画像の解析結果では、図 3.9 のような補正の種類による結果の差が見られず、いずれの方法においても標点間距離の値が $5000 \pm 25 \mu\text{m}$ ($5.000 \pm 0.025 \text{ mm}$) の範囲内に納まった。

水平方向の標点間距離のばらつきも図 3.9, 図 3.10 と同様の傾向を示した。カメラ 1, カメラ 2 による撮影画像の解析により求めた水平方向の標点間距離と、2 標点の実スケール座標の水平方向での平均値との関係を、図 3.11, 図 3.12 にそれぞれ示す。図 3.9 から図 3.12 のまとめとして、表 3.3 に鉛直、水平方向の標点間距離の最大値 D_{max} , 最小値 D_{min} , 平均値 D_{ave} , 標準偏差 s を補正方法とカメラの種類ごとにそれぞれ示す。カメラ 1 による画像は射影とレンズ歪みの影響が大きく、これらを補正する必要がある一方、カメラ 2 による画像は射影、レンズ歪みの影響が見られず、これらの補正は必要のないことが表 3.3 から確認できた。カメラ 1 は液晶ディスプレイが小さく、表示された画像にレンズ歪みの影響が大きく見られたため、カメラレンズと撮影面とが完全に平行になるようにカメラを設置することが困難であった。このため、撮影された画像は射影の影響を大きく受けたものと考えられる。これに対し、カメラ 2 は液晶ディスプレイがカメラ 1 と比較して大きく、格子状のガイド表示や 10 倍までの拡大機能などの基本性能も充実していた。レンズ歪みの影響がカメラ 1 とカメラ 2 で異なった原因としては、レンズ構成の違い、撮影時の絞り値 (F 値) がカメラ 2 で大きな設定であったこと（撮像素子の大きさが影響している可能性も考えられる）などが推測される。

以上より本研究で対象とする試験環境においては、カメラ 1 では画像の射影とレンズ歪みの補正が必要であり、カメラ 2 ではこれらの補正は必要ないことが分かった。表 3.3 によると、カメラ 2 の補正なしで求めた標点間距離の標準偏差は射影とレンズ歪みを補正したカメラ 1 の値よりもやや小さい。これは、カメラ 2 の画像の有効画素数がカメラ 1 よりも約 1.5 倍大きいためであると考えられる。

また以上の検討結果から、画像解析に用いるカメラの選択基準について次のことが言える。カメラ本体の撮像素子が大きくレンズの開放 F 値が大きいデジタルカメラ（カメラ 2 に該当）ほど、ある程度のシャッタースピードを確保したまま絞りを最大限に大きくできるため、レンズ歪みの影響の小さい画像を取得できることが分かった。これらの条件に加え、カメラ本体の液晶ディスプレイの大きさと拡大表示機能が充実していると、射影の影響の小さい画像を取得できることが分かった。市販品のカメラで以上の条件を満たすには、デジタル一眼レフカメラにマクロレンズを組み合わせる選択が現状では最適であると考えられる。

3.4 変位計測の精度評価

3.4.1 要求される変位計測の精度

地下深くの硬質な地盤材料が破壊に至るまでに生じる供試体全体のひずみは 1 % 以下となる場合がある。さらにこのような地盤材料は、ピーク強度を示して破壊した後もせん断層に沿って大変形しながら残留強度に収束する特性を持つことが多い。従って試験中の供試体全体のひずみの局所化の様子を画像解析システムによって詳細に調べるためには、比較的小さなひずみから大ひずみ領域までの局所ひずみを高精度に連続して計測する必要がある。例えば局所ひずみを 5 mm 四方の要素で計算する場合には、0.05 mm 以下（局所ひずみで 1 % 以下）の変位、変形計測が非常に重要である。

カメラ 2 で撮影した図 3.7 b) では、1 ピクセルあたりの実スケールが 0.051 mm (51 μ m) である。直径が 0.8 mm の標点は、直径では約 16 ピクセルで識別されている。画像解析ソフト (Move-tr/2D) 自身はサブピクセルまでの分解能を持っているが、実際の解析結果の精度は画像の品質に依存する。つまり、本研究の試験環境において得られた画像のサブピクセルレベルでの変位、変形計測の可否とその限界値を検討する必要がある。

3.4.2 変位計測精度の検証方法

LDT の検定と類似の方法で検証を行うものとした。3.3 節の標点の貼り付けられたダミー供試体を検定台に置き、1 μ m までの分解能を持つマイクロメータで一定間隔の水平変位を与えた。カメラレンズとの距離がダミー供試体表面の標点と一致する検定台の固定箇所、写真間の座標空間を一致させるための基準点を設置した。水平変位の増分は 0.001 mm から 0.500 mm (0.02 から 10 ピクセル相当) までの 8 段階に設定し、各ケースにつき計 11 枚の写真をカメラ 2 で撮影した。図 3.13 に撮影画像の一例を示す。

検定台の大きさやマイクロメータの操作の都合上、拘束板や圧力セルの観察窓を通したダミー表面の撮影はできなかったが、ダミーとカメラは実際の試験と同様の位置・高さに置き、1 ピクセルあたりの実スケールを 0.051 mm に一致させた。これらの撮影条件に起因する光学系の違いにより、ダミー表面を直接撮影したカメラ 2 の画像はレンズ歪みや射影の影響を受けていた。しかしその影響は非常に小さく、補正の有無により標点間距離のばらつきの範囲がほとんど変化しないことが確認できたため、この節では補正なしの解析結果を評価した。

3.4.3 変位計測精度の検証結果

マイクロメータにより与えた水平変位の増分ごとに、全標点の画像解析による変位計測結果を図 3.14 に示す。図中には相関係数の二乗値 R^2 、標準偏差 s 、マイクロメータと画像解析による変位計測値 $d_{\text{Micrometer}}$, d_{Image} の近似式を併せて表示する。

図 3.14 a) に示した変位増分が 0.001 mm (0.02 ピクセル) のケースでは解析結果とマイクロメータの値との相関性が低く、標準偏差がマイクロメータにより与えた変位増分よりも大きかった。従って画像解析ソフトの分解能を超えている可能性が高い。図 3.14 b) に示した変位増分が 0.005 mm (0.1 ピクセル) のケースでは画像解析結果がマイクロメータの値に近づいて R^2 値も大きくなったが、変位を 80 % 程度に過小評価した。

図 3.14 c) および d) のとおり、変位増分を 0.010 mm (0.2 ピクセル相当) としたケースは写真撮影から画像解析に至る一連の検証作業を 2 度実施した。マイクロメータと画像解析による計測変位の比 A が 1.02, 0.88 となり、安定した解析結果を得ることができなかった。図 3.14 e) 以降に示したような

0.025 mm (0.5 ピクセル相当) 以上の変位増分を与えたケースでは、画像解析結果とマイクロメータの値とがほぼ一致し、 R^2 値も 1.0 に近い値を示した。

図 3.14 の各図の近似式におけるマイクロメータと画像解析による計測変位の比 A および R^2 と、マイクロメータの変位増分との関係を図 3.15 にまとめる。近似式ではいずれのケースにおいても数 μm の y 切片が算出されているが、例えば与えた変位増分が 0.025 mm のケースでは、 y 切片の値は変位増分に対して十分に小さいと考えることができよう。図 3.15 より、本研究で対象とする試験環境において画像解析による変位計測を行った場合、常に正確に評価できる変位の最小値は 0.025 mm (0.5 ピクセル相当) であると考えられる。この変位を 5 mm 四方、2.5 mm 四方の要素における局所ひずみに換算するとそれぞれ 0.5 %、1.0 % である。また信頼性は落ちるものの、定性的な傾向を追うための手段として画像解析を用いるのであれば、変位増分が 0.010 mm (0.2 ピクセル相当) を最小値とすることも可能であろう。この変位を 5 mm、2.5 mm 四方の要素における局所ひずみに換算するとそれぞれ 0.2 %、0.4 % である。

カメラ 1 では同様の検討を行っていないが、3.3 節で述べたとおり、射影とレンズ歪みの補正を行うことにより、写真全体で同様の精度を持った変位計測を行うことが可能である。またこの場合、カメラ 2 との差は有効画素数のみである。表 3.1 によるとカメラ 1 の画像の長辺方向のピクセル数はカメラ 2 の 0.764 倍で、図 3.7 によるとカメラ 1 とカメラ 2 では長辺方向にほぼ同一の撮影範囲を設けている。従ってカメラ 1 の画像において、射影とレンズ歪みを補正した後の 1 ピクセルあたりの実スケールは 0.067 mm (67 μm) と推測される。カメラ 2 で得た変位計測精度からカメラ 1 の撮影画像の変位計測精度を予測すると、常に正確に評価できる変位の最小値は 0.033 mm (0.5 ピクセル相当)、5 mm 四方、2.5 mm 四方の要素における局所ひずみに換算するとそれぞれ 0.7 %、1.3 % と推測される。また定性的な傾向を追うための手段として画像解析を用いる場合、許容できる変位の最小値は 0.013 mm (0.2 ピクセル相当)、5 mm、2.5 mm 四方の要素における局所ひずみに換算するとそれぞれ 0.3 %、0.5 % と推測される。

先に述べた LDT で計測精度の保障される局所ひずみの計測範囲は一般に $10^{-4} \sim 10^{-1}$ % 程度 (佐藤ら 1991) である。したがって、微小ひずみ～小ひずみレベルの計測精度を LDT と比較すると、画像解析による計測精度は LDT よりもかなり劣ると言わざるを得ない。一方、供試体における局所ひずみの計測箇所がより自由に設定可能である点、小ひずみ～大ひずみまでの計測を連続して行うことができる点で、画像解析は LDT に対して優位性を持っている。画像解析の高精度化のために、照明や写真の撮り方を工夫する、より高精度なサブピクセル解析が可能な画像解析ソフトを使う、より高解像度のデジタルカメラを使う、などの対策が考えられるものの、試験装置上の制約、サブピクセル解析の限界 (0.01 ピクセルの解析が可能なソフトは著者の知る限り存在しない)、デジタルカメラの分解能の限界 (現状では最大 4000 万画素前後、本報告のカメラ 2 の 3 倍程度が上限のようである) などにより、飛躍的に解析精度を上げることは現状では不可能であろう。

3.5 三軸圧縮試験における供試体観察面とカメラレンズとの距離の変化に対する補正方法の検討

3.5.1 供試体観察面とカメラレンズとの距離（撮影距離）の変化が画像解析結果にもたらす影響

流動化処理土の試験ケース LSS_CD_03 において、拘束圧を 30 kPa から 所定の値（400 kPa）に増加させて等方圧密を行っている間に生じた軸ひずみ、W 方向の側方ひずみ、軸ひずみおよび W 方向の側方ひずみの計測値間の差、D 方向の側方ひずみと D 方向の変位の計測結果を、図 3.16 a) から h) にそれぞれ示す。図 3.16 a) から d) では、2.3.4 項と 2.5.2 項で述べた各種計測装置によるひずみと、画像解析により求めた局所ひずみの供試体全体での平均的な鉛直ひずみ、水平ひずみがあわせて表示されており、a) および c) は横軸を拘束圧、b) および d) では横軸を経過時間としている。画像解析による局所ひずみの要素サイズは 5 mm 四方で、供試体全体の軸ひずみ、側方ひずみと方向の等しい鉛直ひずみ、水平ひずみの平均値 ϵ_{y_SE} , ϵ_{x_SE} をそれぞれプロットしている。図 3.16 e) は、外部変位計により求めた軸ひずみに対する LDT と画像解析の計測値の差、図 3.16 f) は GAP センサーにより求めた W 方向の側方ひずみに対する画像解析の計測値の差をそれぞれ示している。図 3.16 g) には LDT による計測値 ϵ_{3D_LDT} のほか、外部変位計、高容量差圧計と GAP センサーの計測値から次式 3.10 により間接的に求めた D 方向の側方ひずみ ϵ_{3D_EXT} も表示されている。図 3.16 e) から h) の横軸は経過時間である。また、試験ケース LSS_CD_05（拘束圧 50 kPa）での圧密中に生じたひずみおよび変位を、図 3.16 と同様の表示方法で図 3.17 に示す（画像解析による局所ひずみの要素サイズは 2.5 mm 四方としたが、5 mm 四方でも平均値としてはほぼ同一の値を示すことを確認した）。

$$\epsilon_{3D_EXT} = \frac{\Delta D}{D_0} \cdot 100$$
$$\Delta D = \frac{H_0 \cdot W_0 \cdot D_0 - \Delta V}{(H_0 - \Delta H) \cdot (W_0 - \Delta W)} \quad \text{式 3.10}$$

ここで D_0 , H_0 , W_0 は供試体の初期寸法（奥行き、高さ、幅）、 ΔV , ΔH , ΔW はそれぞれ高容量差圧計による体積変化、外部変位計による変形量、GAP センサーによる変形量である。

図 3.16 a) から f) によると、LSS_CD_03 では画像解析による鉛直ひずみは外部変位計による計測値よりも大きく、その差は最大で約 0.64 % であった。また画像解析による水平ひずみは上部の GAP センサーによる計測値にほぼ等しく、GAP センサーによる計測値の平均よりも最大で約 0.88 % 収縮側に大きかった。一方図 3.17 a) から f) によると、LSS_CD_05 では画像解析と各計測装置のひずみの値の差が小さく、鉛直ひずみでは画像解析による値が外部変位計や LDT をわずかに上回るが（最大で約 0.05 %）下回り、LSS_CD_03 とは異なる大小関係を示した。水平ひずみでは画像解析と GAP センサーの計測値の大小関係が途中で入れ替わり、最大で約 0.02 % の差を示した。

画像解析と他の計測装置によるひずみの計測値の差が試験ケースによって異なる理由として、供試体観察面とカメラレンズとの距離の変化が、試験ケースによって異なることが考えられる。図 3.16 g) および h) によると、LSS_CD_03 では等方圧密が終了するまでの過程において、D 方向に 7.8 % のひずみ（ ϵ_{3D_EXT} の値、このケースでは $D_0 = 82 \text{ mm}$ なので 6.4 mm の収縮変形）が生じ、供試体観察面の対面は初期の位置から 2.4 mm 供試体中心に向かって移動していた。すなわち、等方圧密の過程において、供試体観察面は初期の位置から 4.0 mm 供試体中心に向かって移動していた。一方図 3.17 g) および h) によると、LSS_CD_05 では等方圧密が終了するまでの過程における D 方向の供試体変形、変位が非常に小さかった。供試体観察面の初期の位置から供試体中心への移動量を求めると、 ϵ_{3D_EXT} によれば 0.06

mm, ϵ_{3D_LDT} によれば 0.002 mm であった。

供試体観察面が供試体中心に向かって移動するということは、供試体観察面とカメラレンズとの距離が長くなり、観察面の撮影倍率が小さくなる、すなわち、供試体自身に変形していなくても見かけ上収縮したかのように撮影されるということを意味する。図 3.18 でこれを模式的に表す。LSS_CD_03 で画像解析によるひずみが他の計測装置による値よりも収縮側に大きかったのに対し、LSS_CD_05 で画像解析と他の計測装置によるひずみの値の差が小さかったのは、前者では図 3.18 の模式図のように供試体観察面の中心への移動距離が長かったのに対し、後者では観察面の中心への移動がほぼゼロであったことが強く影響しているものと考えられる。

これと同様の傾向は圧密過程だけでなく、せん断中のひずみの計測結果にも現れていた。LSS_CD_03 と LSS_CD_05 のせん断中に生じたひずみおよび変位を、図 3.19, 図 3.20 にそれぞれ示す。これらの図の横軸は全て外部変位計による軸ひずみであり、a) から h) はそれぞれ次の計測結果を示している；a) / c) せん断初期の最大/W 方向側方ひずみ, b) / d) せん断終了までの最大/W 方向側方ひずみ, e) / f) 軸ひずみ/W 方向側方ひずみの計測値間の差, g) D 方向の側方ひずみ, h) D 方向変位。せん断中の D 方向の膨張側へのひずみ, 供試体中心から逆方向に向かう変位量は LSS_CD_05 でより大きく、 ϵ_{3D_EXT} の値に基づいてせん断中の観察面の供試体中心に向かう変位量を計算すると、せん断終了時点において LSS_CD_03 で -0.14 mm, LSS_CD_05 で -0.60 mm となった。すなわち、せん断中には供試体観察面とカメラレンズとの距離が短くなったことに起因して、LSS_CD_05 では画像解析によるひずみが外部変位計や GAP センサーの計測値と比較して膨張側に大きかったこと、LSS_CD_03 ではこのような差が LSS_CD_05 と比較すると顕著に現れなかったことが考えられる。

3.5.2 撮影距離の変化の影響の検証試験

前項で述べたように、圧密による供試体の収缩量やせん断による膨張、移動量の程度が大きな三軸圧縮試験では、D 方向の水平ひずみや水平変位が大きく生じるため、供試体観察面とカメラレンズとの距離（以降撮影距離とする）が大きく変化し、画像解析結果に影響を及ぼす可能性が考えられる。そこで撮影距離の変化の影響を画像解析結果に考慮するための検証試験を行った。

検証試験は 3.4 節に習って実施した。LDT の検定台のスライド方向を D 方向（撮影距離が変化する場合）に一致させ、標点の貼り付けられたダミー供試体を置き、1 μm までの分解能を持つマイクロメータで 0.500 mm 間隔の変位（撮影距離の変化）を与えた。撮影距離の変化しない検定台の固定箇所、写真間の座標空間を一致させるための基準点を設置した。初期位置から撮影距離が短くなる方向に 2.500 mm の変位を与えて初期位置に戻す（供試体中心に向かう方向を正とすると、撮影距離を最大で -2.500 mm 変化させる）までの間に、0.500 mm 間隔で計 11 枚の写真をカメラ 2 により撮影した。撮影画像に含まれる射影やレンズ歪みの影響が無視できる程度であることを確認後、補正なしで画像解析し、与えた水平変位に対するダミー供試体上の標点の変位を求めた。図 3.21 に、1 枚目の撮影画像と標点変位算出のために設定した座標系を示す。この検証試験で撮影された写真では、基準点の水平方向の配列と写真の短辺方向とが平行（図 3.3 において $\alpha = 270 (\text{deg.})$ ）であった。

カメラのピント合わせ（焦点距離の設定）はダミー供試体が初期位置にある状態で実施し、撮影距離を変化させても初期の設定を保ったまま撮影を続けた。目視で確認する限り、検証試験における撮影距離の変化量の範囲内では標点にピントが合わなくなる様子は見られなかった。画像解析も標点の境界を識別するための黒色側の閾値の設定を変えなく行うことができた。また、実際の試験では撮影距離の変化が検証試験よりも大きなケースがいくつかあったが、これらの問題は起こらなかった。

なお、三軸圧縮試験はすべてカメラ 2 を用いて実施したため、カメラ 1 での同様の検証試験については本論文では報告しない。

マイクロメータにより与えた撮影距離の変化 Δd_D （供試体中心に向かう方向を正）ごとに、全標点の画像解析による見かけの変位計測結果を図 3.22 と図 3.23 の a) から e) に示す。標点の見かけの変位 (d_{Px} , d_{Py}) は、写真 1 枚目の各標点の相対的な位置座標 (x_{P1} , y_{P1}) に対する写真 n 枚目の相対的な位置座標 (x_{Pn} , y_{Pn}) の差であり、次式 3.11 で表される。

$$d_{Px} = x_{P1} - x_{Pn}, d_{Py} = y_{P1} - y_{Pn} \quad \text{式 3.11}$$

図 3.22 は鉛直、図 3.23 は水平方向の計測結果を表している。グラフの横軸は、写真中心を原点とする各標点の鉛直、水平方向の位置座標（ピクセル単位、座標系 (X, Y)）である。a) から d) は、初期位置から撮影距離が短くなる方向に変位を与える過程（Forward）と、撮影距離が長くなる方向に変位を与えて初期位置に戻す過程（Backward）で撮影した画像の解析結果をあわせて表示している。撮影距離の変化に伴い、写真中心から離れた標点ほど見かけの変位量が大きく、見かけの変位と位置座標との間には線形関係が認められた。撮影距離の変化量が大きくなる（撮影距離が短くなる）につれ、同一の位置座標における見かけの変位量は大きくなった。なお、負の Δd_D を与えたため、図 3.21 と式 3.11 から分かるとおり、標点の位置座標（ピクセル値）が正の方向に大きくなるほど、または撮影距離の負の方向への変化が大きくなるほど、見かけの変位は負の大きな値を示した。

図 3.22 および図 3.23 では、グラフごと（撮影距離の変化量ごと）に線形近似を行い、位置座標に対する見かけの鉛直／水平変位増加率 a_y/a_x をそれぞれ求めた。図 3.24 に a_y , a_x と撮影距離の変化 Δd_D との関係を示す。鉛直、水平方向共に、見かけの変位増加率は撮影距離の負の方向への変化が大きくなるにつれて負の大きな値を示し、 a_y と Δd_D , a_x と Δd_D はいずれもほぼ同一の線形関係を示した。

図 3.25 および図 3.26 は、標点の見かけの変位から求めた鉛直および水平方向の見かけの局所ひずみの分布である。赤が負、黄色が正の見かけのひずみを表している。図 3.27 は a) 鉛直、b) 水平方向の見かけの局所ひずみのダミー供試体全体における平均値と、撮影距離の変化との関係である。これらの図より、撮影距離の負の方向への変化が大きくなるほど、見かけの鉛直、水平ひずみが供試体全体で膨張側に大きくなった。局所ひずみの平均値は同一の Δd_D において鉛直、水平ではほぼ同一であり、撮影距離が -2.500 mm 変化したときの見かけの膨張ひずみはそれぞれ約 -0.57 %、-0.56 % となった。また、局所ひずみの平均値は Δd_D の変化に対して線形関係を示した。

3.5.3 検証試験における撮影距離の変化の補正方法の検討

ここで、撮影距離が Δd_D 変化するときの標点 A の位置座標（ピクセル単位、(X_A , Y_A)) から、撮影距離の変化の影響を補正した相対的な位置座標（実スケールに換算後の μm 単位、(x_A , y_A)) を求める方法について検討する。標点 A の位置座標 (X_A , Y_A) には、撮影距離が Δd_D 変化したことによる見かけの変位 d_{Px_A} , d_{Py_A} が含まれている。 d_{Px_A} , d_{Py_A} は固定箇所を設置された基準点間の距離で求めた実スケール S_1 ($\mu\text{m}/\text{pixel}$) により単位換算されているので、 S_1 を用いてピクセル値に戻し、これを標点 A の位置座標に加える（検証試験では $\Delta d_D < 0$ なので、 d_{Px_A} , d_{Py_A} は負となる）と、撮影距離の変化の影響を補正した位置座標（ピクセル単位、(X'_A , Y'_A)) が次式 3.12 により得られる。

$$X_A' = X_A + d_{Px_A} / S_1, \quad Y_A' = Y_A + d_{Py_A} / S_1 \quad \text{式 3.12}$$

図 3.22 と図 3.23 より、標点 A の見かけの変位 d_{Px_A} , d_{Py_A} は位置座標と線形関係にあり、見かけの変位増加率 a_X , a_Y を用いて次式 3.13 で表せる。

$$d_{Px_A} = a_X \cdot X_A, \quad d_{Py_A} = a_Y \cdot Y_A \quad \text{式 3.13}$$

a_X , a_Y の単位は $\mu\text{m}/\text{pixel}$ である。図 3.24 より、見かけの変位増加率 a_X , a_Y は撮影距離の変化 Δd_D と線形関数にあり、次式 3.14 で表せる。

$$a_X = b_X \cdot \Delta d_D, \quad a_Y = b_Y \cdot \Delta d_D \quad \text{式 3.14}$$

b_X , b_Y の単位は $1/\text{pixel}$ である。図 3.24 によると b_X と b_Y の値はほぼ等しいので、式 3.14 の b_X と b_Y は両者の平均値 $b = 1/2(b_X + b_Y)$ に置き換え、これを式 3.13, 3.12 に代入すると次式 3.15 を得る。 b はカメラ 2 による画像であれば不変（図 3.24 より 1.18×10^{-4} ($1/\text{pixel}$)), S_1 は試験ごとの画像の基準点間距離により得られ、 Δd_D は図 3.16 h) および g) で示した D 方向の側方ひずみと D 方向の変位により求めることができる。

$$X_A' = X_A + b \cdot \Delta d_D \cdot X_A / S_1, \quad Y_A' = Y_A + b \cdot \Delta d_D \cdot Y_A / S_1 \quad \text{式 3.15}$$

式 3.15 によって補正した供試体表面上の標点 A のピクセル座標 (X_A' , Y_A') を、基準点の位置座標 (X_O , Y_O) (ピクセル単位, 座標系 (X, Y)) が常に原点となる相対的な位置座標とし、ピクセル座標系 (X, Y) の方向から実座標系 (x, y) の方向に θ 回転させた後 S_1 で実スケールに単位換算すると、相対的な位置座標 (x_A , y_A) を求めることができる。ピクセル座標系 (X, Y) と実座標系 (x, y) が図 3.28 のような関係にあるとき、標点 A の座標変換は次式 3.16 で表せる。

$$x_A = S_1 \{ (X_A' - X_O) \cos \theta + (Y_A' - Y_O) \sin \theta \}, \quad y_A = S_1 \{ -(X_A' - X_O) \sin \theta + (Y_A' - Y_O) \cos \theta \} \quad \text{式 3.16}$$

Move-tr/2D で出力した検証試験の補正前の全標点のピクセル座標 (X, Y) から、MATLAB で式 3.15 によりダミー供試体上の標点のみを補正し、式 3.16 により相対的な位置座標 (x, y) を求めた。この補正後の座標から見かけの変位を算出し、図 3.22, 図 3.23, 図 3.25, 図 3.26, 図 3.27 と同様に結果を整理した。図 3.29 から図 3.33 にそれらを示す。図 3.29 および図 3.30 より、撮影距離の変化に起因した各標点の見かけの鉛直／水平変位は、補正を行うことによりほぼゼロとなった。図 28 および図 29 より、撮影距離の変化によらず、鉛直／水平方向の見かけの局所ひずみの値は供試体全体で $\pm 0.2\%$ の範囲内に概ねおさまった。図 3.33 より、見かけの局所ひずみの平均値はほぼゼロとなり、本項で検討した補正方法が妥当であることが確認された。

3.5.4 撮影距離の変化の影響を補正した実際の試験データにおける画像解析結果

図 3.16 から図 3.20 で取り上げた流動化処理土の二つの試験ケースの画像解析において、前項で述べた撮影距離の変化の影響を補正した画像解析を行い、これを他の計測装置によるひずみの値と再び比較した。図 3.34 および図 3.35 に等方圧密過程の LSS_CD_03, LSS_CD_05, 図 3.36 および図 3.37 にせん

断中の LSS_CD_03, LSS_CD_05 のひずみの計測結果をそれぞれ示す。補正した画像解析の結果は二種類あり、撮影距離の変化 Δd_D を求めるための D 方向の側方ひずみを ϵ_{3D_LDT} としたものは凡例の末尾を corLDT, ϵ_{3D_EXT} としたものは凡例の末尾を corEXT でそれぞれ表示している。

せん断の終了まで継続して補正結果を求めることのできた, ϵ_{3D_EXT} を用いた補正結果に着目する。図 3.34 より、圧密中の D 方向の変形、変位の大きかった LSS_CD_03 では、補正した座標により画像解析を行うことで他の計測結果との差が大きく縮まった。補正後の鉛直ひずみは外部変位計による計測値よりやや小さな値を示し、その差は最大で約 0.2 % であった。補正後の水平ひずみは拘束圧増加の過程では GAP センサーの平均値よりやや小さな値（膨張側の値）を示し、一定拘束圧下での等方圧密中に差が縮まった。GAP センサーによる計測値との差は最大で約 0.3 %（膨張側）であった。

一方図 3.35 より、圧密中の D 方向の変形、変位の小さかった LSS_CD_05 では、画像解析結果が補正の前後でほとんど変化しなかった。補正後の鉛直ひずみは外部変位計よりも最大で約 0.06 % 小さく、水平ひずみはギャップセンサーの平均値よりも最大で約 0.02 % 小さかった。

図 3.36, 図 3.37 によると、せん断中に求めた画像解析によるひずみの値も補正を行うことで他の計測装置によるひずみに近づいた。LSS_CD_03 では、外部変位計と画像解析による鉛直ひずみの差 ($\epsilon_{1_EXT} - \epsilon_{y_E5}$) の最終的な値が補正の前後で 0.20 % から 0.17 % までわずかに低下し、GAP センサーと画像解析による水平ひずみの差 ($\epsilon_{3W_GAPs} - \epsilon_{x_E5}$) の最終的な値は補正の前後で -0.27 % から -0.30 % までわずかに増加した。LSS_CD_03 と比較してせん断中に Δd_D が大きかった LSS_CD_05 ではひずみの差がより低下し、 $\epsilon_{1_EXT} - \epsilon_{y_E2.5}$ の最大値は補正の前後で 0.35 % から 0.25 %, $\epsilon_{3W_GAPs} - \epsilon_{x_E2.5}$ の最大値は補正の前後で 0.75 % から 0.53 % となった。圧密中も含めた両ケースにおいて、外部変位計や GAP センサーの計測値と、画像解析によるひずみの値との大小関係の傾向が概ね一致し、画像解析によるひずみの値の方が小さくなった。

以上より、3.5.3 の補正方法で実際の三軸圧縮試験の画像解析結果を補正することにより、撮影距離の変化の影響を低減できることが分かった。しかし図 3.34 から図 3.37 の e) および f) によると、二種類の補正後の画像解析結果 ($\epsilon_{x_E5_corEXT}$ と $\epsilon_{x_E5_corLDT}$) の大小関係、補正後の画像解析結果と他の計測装置との差は試験ケースや応力状態（等方圧密あるいはせん断）によって異なった。この違いについては他試料の試験ケースも含め、3.7 節で改めて評価する。

3.6 圧力円筒の平面観察窓の歪みに対する補正方法の検討

3.6.1 拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みが画像解析結果にもたらす影響

高強度セメント改良粘土の試験ケース HCC300_CD_01 において、拘束圧を 30 kPa から所定の値 (2400 kPa) に増加させて等方圧密を行っている間に生じた a) 軸ひずみ (画像解析による鉛直ひずみ), b) W 方向の側方ひずみ (画像解析による水平ひずみ), c) D 方向の側方ひずみと d) D 方向変位の計測結果を図 3.38 に示す。横軸はすべて拘束圧としており, b) には LDT による D 方向の側方ひずみの平均値 ε_{3D_LDT} もあわせて示している。画像解析結果は撮影距離の変化の影響を補正していないが, c) の ε_{3D_LDT} および d) から求めた Δd_p は圧密終了時点で -0.01 mm であることから, 図 3.27 によると補正の有無は解析結果にほとんど影響を与えないものと考えられる。図 3.38 によると, 他の計測装置によるひずみは鉛直, 水平共に拘束圧の増加とその後の等方圧密によって収縮側の値を示した。これに対し, 画像解析によるひずみは鉛直, 水平共に拘束圧が増加している間は膨張側, 等方圧密中は収縮側にひずみが蓄積した。図 3.39 にせん断中のひずみと変位の計測結果を図 3.38 と同様に示す。横軸はすべて外部変位計による軸ひずみとしており, 画像解析結果は比較のため撮影距離の変化の影響を補正していない。外部変位計やピーク強度を迎えるまでの GAP センサーによるひずみの計測値と比較すると画像解析によるひずみはやや小さいが, せん断中はひずみの蓄積される方向 (収縮あるいは膨張) が一致していた。

豊浦砂の試験ケース TS_PSC_24 (拘束圧 2400 kPa) における等方圧密過程, せん断中の a) 最大主ひずみ (画像解析による鉛直ひずみ), b) 最小主ひずみ (画像解析による水平ひずみ), c) 中間主ひずみと d) σ_2 方向のアクリル拘束板の変位の計測結果を図 3.40, 図 3.41 にそれぞれ示す。画像解析結果はカメラ 1 で撮影された画像の解析結果であり, 撮影距離の変化の影響を補正していないが, c) や d) によると観察面の変位はわずかであり, 補正の有無は解析結果にほとんど影響を与えないものと推測される。図 3.40 より, 拘束圧 200 kPa 程度までは他の計測装置によるひずみと画像解析によるひずみの値の差がほぼゼロであったが, それ以降は拘束圧が増加するほど差が大きくなった。特に画像解析による水平ひずみは, 拘束圧 200 kPa 以上で膨張側に蓄積し, 収縮側に蓄積した GAP センサーによるひずみとは異なるひずみの増加傾向を示した。一方図 3.41 より, せん断中の画像解析によるひずみは外部変位計や GAP センサーと比べてやや小さな値を示したものの, ひずみの蓄積される方向は一致していた。

二つの異なる試料の高拘束圧下での試験において, 異なるカメラで撮影した画像の画像解析によるひずみの増加傾向に, 次のような特異な共通点が見られた。すなわち, 拘束圧の増加中は画像解析によるひずみと他の計測装置によるひずみの増加傾向が異なり, 画像解析によるひずみは豊浦砂の鉛直ひずみを除いて膨張側に蓄積した。高強度セメント改良粘土は一軸圧縮強度が 5.1 MPa 程度の非常に硬質な試料であり, LDT による鉛直ひずみの平均値は等方圧密終了時点で 0.1 % 以下であったこと, 豊浦砂は応力状態に異方性があり, 鉛直方向と比較して水平方向には変形しにくかったことを考慮しても, 拘束圧が増加する過程で供試体に実際に膨張ひずみが生じたとは考えにくい。またせん断においては, 画像解析によるひずみと他の計測装置によるひずみの蓄積方向は一致していた。従って, 拘束圧の増加した過程において, 画像解析結果は何らかの要因の影響を受けたものと考えられる。

以上の要因の一つとして, 拘束圧 (セル圧) の増加による耐圧円筒および平面観察窓のセル外部に向かう変形に起因した, 観察面の形状と撮影距離の変化が考えられる。内圧 (セル圧) を受ける耐圧円筒の直径の変化 ΔD_c は次式 3.17 で計算できる。図 2.11 のように, 平面観察窓はステンレス製の枠に O リングを挟んで支持されている。この平面観察窓 (アクリル平板) が等分布荷重 (セル圧) を受ける四

辺支持平板であると考え、平板中心のたわみ量 δ_p は次式 3.18 で計算できる。

$$\Delta D_c = \frac{P \cdot D_c}{2t_c E_c} (D_c + t_c) \quad \text{式 3.17}$$

$$\delta_p = \frac{\beta(P \cdot b_p^4)}{E_p \cdot t_p^3} \quad \text{式 3.18}$$

ここで D_c , t_c , E_c はそれぞれ耐圧円筒の直径 (310 mm), 厚さ (15 mm), ヤング率 (2.05×10^8 kPa, SS400) であり, b_p , t_p , E_p はそれぞれアクリル平板の短辺方向の自由長 (ステンレス枠の内側を支持点とすると 100 mm, O リング中心を支持点とすると 114.5 mm), 厚さ (30 mm), ヤング率 (2.5×10^6 kPa) である。 β は支持方法と平板の形状比 (長辺方向の自由長を短辺方向の自由長で除した値) によって決まる係数である。アクリル平板の長辺方向の自由長 a_p はステンレス枠の内側とすると 210 mm, O リング中心の内側とすると 224.5 mm であり, アクリル平板の形状比 a_p/b_p はステンレス枠内側支持とすると 2.10, O リング支持とすると 1.96 である。いずれも $a_p/b_p \approx 2.0$ であり, $\beta = 0.1110$ となる (機械工学便覧, 2007)。これらの値を式 3.17 と式 3.18 に代入し, セル圧 P が 230 kPa から 2600 kPa (拘束圧が 30 kPa から 2400 kPa) に増加する過程における ΔD_c および δ_p を求めると, ΔD_c は 0.038 mm, δ_p は 0.390 mm (ステンレス枠内側支持) または 0.670 mm (O リング支持) となる。このとき, 耐圧円筒の直径変化とアクリル平板のたわみにより, 撮影距離の変化 Δd_D は平板中心で -0.409 mm または -0.651 mm となり, 仮に観察面 (アクリル平板の支持点より内側) 全体が均一に変形したと考えると, 図 3.27 より, 見かけのひずみが -0.1 % または -0.16 % 加算された可能性が考えられる。さらに実際には, 拘束圧の増加によってアクリル平板では中心でたわみ量が最大となる曲面状の変形を生じ, 観察面全体で見かけのひずみを不均一に含んでいた可能性が考えられる。この場合, 図 3.27 の線形関数に基づいた見かけのひずみの補正は無効となる。

3. 6. 2 拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響の検証試験

前項で示唆された拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みが画像解析に与える影響を検証するための検証試験を行った。その前にまず, 平面観察窓やアクリル拘束板の有無, 実際の試験の開始 (画像撮影開始) 段階ですでにかかっているセル圧 (通常 230 kPa) が, 取得画像の歪みに及ぼす撮影を確認しておく。図 3.42 に, a) 平面観察窓, 拘束板, セル圧なしで撮影されたダミー供試体 (3.5 節の検証試験における撮影画像), b) 平面観察窓とセル水を介して撮影された, セル圧 230 kPa 下におけるダミー供試体 (本項の検証試験における撮影画像), c) 平面観察窓, セル水, アクリル拘束板を介して撮影された, セル圧 200 kPa 下におけるダミー供試体 (3.3 節の図 3.10 a) を引用) の, となり合う標点間の鉛直方向の距離の画像解析結果を示す。画像は全てカメラ 2 により撮影されており, 補正を行わない画像解析結果が示されている。b) と c) の比較から, アクリル拘束板の有無は解析結果に影響を及ぼさないことが確認された。a) ではカメラレンズによるものと考えられる画像の歪みによって, 供試体の上下端で標点間距離がわずかに小さくなった。b) と c) では, 200 kPa 程度のセル圧下 (式 3.17 と式 3.18) によると, セル圧による撮影距離の変化は観察窓中心で 0.040~0.067 mm) であるにも関わらず, 平面観察窓とセル水を介することによって, a) で確認された標点間距離の差が見られなくなった。すなわち

200 kPa 程度のセル圧下においては、平面観察窓とセル水の存在が凹レンズのような役割を果たし、カメラレンズに起因した歪みを相殺した。

次に検証試験の方法について説明する。キャッピングを施して標点の貼り付けられたダミー供試体を試験装置にセットし、W 方向に直行する両側面および D 方向に直行する観察側面の対面に、LDT と GAP センサーを取り付けた。GAP センサーのターゲットはジュラルミン製のダミー供試体そのものとした。キャップとペDESTALに基準点を設置し、耐圧円筒をかぶせてセルをセル水で満たし、カメラをセットして高強度セメント改良粘土の試験と同様の圧密過程を再現した。ただし、非常に硬質なダミー供試体では軸荷重制御が不安定になる可能性が懸念されたため、主応力比 $R=1.1$ 程度の異方圧密とした。セル圧が 230 kPa から 2600 kPa に増加する間と、2600 kPa を一定時間保つ間（実際の試験では供試体に背圧が 200 kPa 加わっているため、拘束圧が 30 kPa ～ 2400 kPa に増加する間と、2400 kPa のまま圧密する間と同等）のデジタル画像をカメラ 2 で撮影し、補正なしの画像解析を行った。セル圧が 200 kPa 増加するごと、一定セル圧下では 2 時間ごとに撮影画像を選択して解析を行った。図 3.43 に a) 検証試験開始時（セル圧 230 kPa）と b) セル圧 2600 kPa の最終段階における撮影画像を示す。この検証試験で撮影された写真では、基準点と標点の水平方向の配列と、写真の短辺方向とが平行（図 3.3 において $\alpha=270$ (deg.)）であった。

図 3.44、図 3.46 に、代表的な鉛直、水平方向の標点および基準点の見かけの変位と位置座標（写真中心を原点に固定）との関係を示す。またこれらの図に対応した段階において標点の見かけの変位から求めた、鉛直および水平方向の見かけの局所ひずみの分布を図 3.45、図 3.47 にそれぞれ示す。a) から d) ではセル圧が変化しており、d) から e) ではセル圧を一定としたまま 11 時間が経過している。これ以降、図中の圧力に関する表示はセル圧から 200 kPa を差し引き、実際の試験での拘束圧に相当する値としている。図 3.44 および図 3.46 より、拘束圧が増加するほど、また画像中心から離れた標点、基準点ほど見かけの変位が大きくなり、一定拘束圧下においては変化が見られなかった。図 3.45 および図 3.47 の *印は画像中心を表しているが、これらの図より、標点の見かけの変位に起因する局所ひずみは画像中心で膨張側に最も大きく、観察面全体で不均一に生じた。高拘束圧下ほど見かけの局所ひずみは膨張側に増大し、その絶対値は鉛直方向よりも水平方向でより大きくなった。

図 3.44 および図 3.46 を詳細に見ると、キャップ、ペDESTALに設置された基準点と、標点の位置座標に対する見かけの変位の増大傾向はやや異なっていた。また、画像中心においても拘束圧増加中は見かけの変位が徐々に増加し、一定拘束圧下で 7 時間経過後、鉛直方向の見かけの変位は写真全体で 40 μm 加算（全プロットがグラフ上部に移動）、水平方向の見かけの変位は写真全体で 60 μm 減算（全プロットがグラフ下部に移動し、原点対象）され、その後は変化がなかった（各図の e) の値は 7 時間経過後の値とほぼ同一）。ダミー供試体観察面とキャップ、ペDESTALが完璧に平行になっていなかったこと、ダミー供試体やカメラ位置のわずかな移動、カメラ設定の微細なずれが起こった可能性があること、試験中に耐圧円筒の浮き上がりが確認されたことなど、検証試験の不完全な条件設定が見かけの変位の計測値に影響を与えたものと考えられるが、原因を特定することはできなかった。

検証試験における a) 軸ひずみ（画像解析による鉛直ひずみ）、b) W 方向の側方ひずみ（画像解析による水平ひずみ）、c) D 方向の側方ひずみと d) D 方向変位の計測結果を図 3.48 に示す。ジュラルミンのヤング率は 7.15×10^7 kPa なので、異方圧密終了時（ $s_1=2840$ kPa, $s_3=2600$ kPa）における軸ひずみ

は $3.97 \times 10^{-3} \%$ 、側方ひずみは $3.64 \times 10^{-3} \%$ 程度となることが予測される。まず画像解析以外の計測装置のひずみに着目する。LDT による計測値の平均値は $\epsilon_{1_LDTs} = -0.5 \times 10^{-3} \%$ 、 $\epsilon_{3D_LDTs} = -7.5 \times 10^{-3} \%$ でわずかに膨張を示すもののほぼゼロとみなせる一方で、外部変位計と GAP センサーによる計測値は $\epsilon_{1_EXT} = 0.207 \%$ 、 $\epsilon_{3W_GAPs} = 0.040 \%$ (平均値) であり、ひずみを過大評価した。外部変位計はシステムコンプライアンスを含んだ計測であることが原因と考えられる。GAP センサーは拘束圧が 1000 kPa を超えたあたりから収縮ひずみを計測した。前述した検証試験の不完全な条件設定の影響による可能性が示唆されるものの、原因は明確でない。

次に画像解析による局所ひずみの平均値に着目する。c) および d) より、供試体の変形や移動に起因した撮影距離の変化はわずかであり、この補正を行わなかったことが画像解析結果に及ぼす影響はほとんどないものと考えられる。全体としては拘束圧が大きくなるほど鉛直、水平ひずみは膨張側に増大し、鉛直ひずみよりも水平ひずみの膨張量のほうが顕著であった。ただし、前述のように局所ひずみは供試体全体で不均一であるため、供試体中央部においてはさらに大きな見かけの膨張ひずみを生じており、最大値は鉛直ひずみで -0.52% 、水平ひずみで -0.92% であった。なお、a) および b) を詳細に見ると、拘束圧 200 kPa までは鉛直ひずみを収縮側に過大評価し、水平ひずみの膨張側への過大評価も他の区間より小さかった。別途撮影画像を確認したところ、1 枚目と 2 枚目 (拘束圧 50 kPa で撮影、解析結果はなし) の画像間のみで、画像における撮影対象の位置のずれ (ダミー供試体の位置が写真左側、実際には上部に移動) が見られた。前述の検証試験の不完全な条件設定が影響しているものと考えられるが、原因は明確でない。

以上より、200 kPa 程度のセル圧下においては平面観察窓とセル水が凹レンズのような役割を果たしたが、セル圧が増加すると平面観察窓が凸レンズ状に変形し、高拘束圧下で撮影された画像ほど、特に変形の小さな供試体では影響を無視できない非線形の歪みを含むことが分かった。

3.6.3 平面観察窓の歪みの影響の補正方法の検討

検証試験で判明した非線形の歪みに適した数式を選択し、これを MATLAB 上で補正するのは容易ではない。そこで、式 3.9 に示した Move-tr/2D の 2 次式による歪み補正機能の利用を試みた。検証試験におけるダミー供試体の変形や変位は、3.4 節の精度検証の結果によると画像解析では正確に計測できないほど小さい。したがって各標点のピクセル座標は変化しないと考え、ダミー供試体上の各標点の写真 n 枚目におけるピクセル座標 (X_n, Y_n) (座標系 (X, Y)) に、写真間で不変の位置座標 (x, y) を与え、写真ごとに係数 $A_1 \sim E_3$ を求め、基準点を含む全標点の補正後の相対的な位置座標を求めた。一定のセル圧下で撮影された写真においては、同一の係数で補正を行った。これにより、まず式 3.9 が平面観察窓の非線形な歪み形状の補正に有効であるかを確認した。図 3.49、図 3.51 に、代表的な鉛直、水平方向の標点および基準点の補正後の見かけの変位と位置座標との関係を示す。またこれらの図に対応した段階において補正後の標点の見かけの変位から求めた、鉛直および水平方向の見かけの局所ひずみの分布を図 3.50、図 3.52 にそれぞれ示す。図 3.53 には、図 3.48 a) および b) に補正後の局所ひずみの平均値を追加した鉛直、水平ひずみの計測値を示す。これらの図で読み取れる以下のことから、式 3.9 が観察窓の非線形な歪み形状の補正に有効であることが確認された。各標点は補正のために同一の位置座標を与えられているので、見かけの変位は必然的にほぼゼロとなった。その結果として、局所ひずみは供試体全体で $\pm 0.2 \%$ の範囲内に低下し、その平均値はほぼゼロとなった。

ただし図 3.49 および図 3.51 を詳細に見ると、基準点の見かけの変位が正しく補正されておらず、前述の検証試験の不完全な条件設定が補正後の画像解析結果にも影響を及ぼしている点については留意

すべきである。

次に、実際の試験データの補正方法について検討する。平面ひずみ圧縮試験の画像には、アクリル拘束板の補剛フレームに計 68 点の基準点が設置されている。これらの基準点は観察面の一番外側で全体に分布しているので、面全体を均一に補正できる可能性が高い。拘束圧の異なる写真ごとにピクセル座標と実スケール座標との関係から補正係数 $A_1 \sim E_3$ を求め、3.3 節で述べたカメラレンズの歪み補正と同じ要領で供試体上の標点のスケールをあわせ、補正後の相対的な位置座標を求めればよい。

一方、三軸圧縮試験は信頼できる基準点が供試体下部のペデスタルに設置された 12 点のみであり（キャップに設置された基準点は、試験中のキャップの回転の可能性を考えると信頼性が低い）、補正のための基準点としては、配置が偏っていて点数も少ないため、適当であるとは言いがたい。そこで、検証試験の画像でダミー供試体上の標点から拘束圧ごとに補正係数 $A_1 \sim E_3$ を求め、これを実際の三軸圧縮試験の補正に利用することを試みた。以下にその方法を箇条書きでまとめ、図 3.53 に概要図を示す。

IATC-1. 検証試験のダミー供試体上の標点の座標から、所定の拘束圧ごとに実際の試験用の補正係数 $A_1 \sim E_3$ を求める。前述のように、検証試験では写真 1 枚目と 2 枚目以降で撮影対象の位置のずれが見られたため、1 枚目と 2 枚目以降で異なる値を入力し、補正係数を求める。

1. 検証試験の写真 1 枚目（拘束圧 30 kPa）において、ダミー供試体上下端の標点の鉛直方向の標点間距離から、スケール S_{v1} ($\mu\text{m}/\text{pixel}$) を求める。このスケール S_{v1} を乗じると各標点の標点間距離が $5000 \mu\text{m}$ となるように、仮想のピクセル座標 (X'^c_{v1}, Y'^c_{v1})（原点および座標の向きは座標系 (X, Y) に同じ）を各標点に与える。写真 1 枚目の各標点の補正前のピクセル座標 (X_{v1}, Y_{v1})（座標系 (X, Y)）と仮想ピクセル座標 (X'^c_{v1}, Y'^c_{v1}) を式 3.9 に代入し、拘束圧 30 kPa における補正係数 $A_1 \sim E_3$ を最小二乗法により求める。
2. 検証試験の写真 2 枚目（拘束圧 50 kPa）において、ダミー供試体上下端の標点の鉛直方向の標点間距離から、スケール S_{v2} ($\mu\text{m}/\text{pixel}$) を求める。このスケール S_{v2} を乗じると各標点の標点間距離が $5000 \mu\text{m}$ となるように、仮想のピクセル座標 (X'^c_{v2}, Y'^c_{v2}) を各標点に与える。写真 n 枚目 ($n \geq 2$) の各標点の補正前のピクセル座標 (X_{vn}, Y_{vn}) と仮想ピクセル座標 (X'^c_{v2}, Y'^c_{v2}) を式 3.9 に代入し、 n 枚目の写真で加わっていた拘束圧における補正係数 $A_1 \sim E_3$ を、最小二乗法によりそれぞれ求める。

IATC-2. Move-tr/2D で実際の試験における画像解析データを開き、各画像で加わっていた拘束圧に応じて補正係数を変えながら、補正後のピクセル座標 (X'^c, Y'^c) を出力する。

IATC-3. 実際の試験の 1 枚目の写真で、補正後の基準点間の距離から実スケール S_1 ($\mu\text{m}/\text{pixel}$)、基準点の水平方向の配置から実座標系 (x, y) の回転角 θ を求める。

IATC-4. MATLAB 上で補正後のピクセル座標を読み込み、3.5.3 項の手順に従って、供試体の変形と変位による撮影距離の変化の影響の補正と、実座標 (x, y) への換算を行う。

手順 IATC-1 で求めた補正係数は実際の試験の全てのケースに適用される。平面ひずみ圧縮試験のように試験ケースごとに補正係数を決めることができない点に注意が必要である（例えば各試験で得られた画像の 1 枚目に射影の影響が見られた場合、これを補正することは不可能である）。

3.6.4 平面観察窓の歪みの影響を補正した実際の試験データにおける画像解析結果

図 3.38 から図 3.41 に示した高強度セメント改良粘土と豊浦砂の試験データに、前項の手順に従って

補正した画像解析結果を追加して図 3.54 から図 3.57 に示す。図 3.54 および図 3.56 より、いずれの試験ケースにおいても、拘束圧が変化する間に計測された画像解析によるひずみの平均値は、鉛直、水平共に他の計測装置のひずみの値に近づき、平面観察窓の歪みの影響が低減された。しかし圧密終了時点での画像解析による水平ひずみは、絶対値は小さいものの依然として負の値となった。

図 3.55 および図 3.57 によると、せん断中（一定拘束圧下）の画像解析によるひずみの平均値は補正の前後で変化しなかった。これは以下の二つの理由によるものと考えられる。まず、各要素の変位、変形量は歪みの有無により異なるが、要素自体の形状も変位や変形量と同様の歪みの影響を受けるため、ひずみとして出力すると歪みの影響が出にくくなった。さらに、各要素の画像上での位置はせん断中にそれほど大きくは変化しない（例えば画像の上端から中央部まで一要素が移動することは、本研究で実施した試験ではありえない）ので、画像自体の歪みが変化しないせん断中において、一要素に含まれる歪みの影響はほぼ一定であったと考えられる。

3.7 歪み補正を実施した画像解析と他の計測手法によるひずみの比較

3.3, 3.5, 3.6 節の検討結果より、各試験の画像解析では次のような補正手段を適用した。

1. 豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験

カメラ 1 の射影およびレンズ歪みと、拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響を、Move-tr/2D で式 3.9 により補正した。式 3.9 の補正係数は試験ごとに求めた。

2. 流動化処理土の三軸圧縮試験

観察面とカメラレンズとの距離の変化の影響を、MATLAB 上で線形補正した。ただし、撮影距離の変化を継続して計測できたケースについてのみ補正を実施した。また 3.6 節によると、画像解析を実施した試験ケース（拘束圧が 400 kPa 以下）において拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響は小さいと判断されるため、これについての補正は実施しなかった。

3. 粘性土改良土の三軸圧縮試験

拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響を Move-tr/2D で式 3.9 により補正し、補正後のピクセル座標を MATLAB に取り込んで、観察面とカメラレンズとの距離の変化の影響を線形補正した。式 3.9 による補正では、検証試験から求めた補正係数を用いた。

既往の研究（佐藤ら，1991，Maqbool，2005，Deng，2008）より、ひずみの計測値にはシステムコンプライアンス（計測エラー）や供試体の端面拘束（局所変形の一つ）の影響が含まれる可能性のあることが指摘されている。システムコンプライアンスと供試体の端面拘束が影響を及ぼす可能性のあるひずみの計測項目を、表 3.4 にまとめる。ひずみの計測項目は、影響度の高いと思われる項目から順に並べられている。

本論文では、水平方向のシステムコンプライアンスを「メンブレンコンプライアンス」と呼ぶ。メンブレンコンプライアンスは、同一の設計図によるキャップとペDESTALを用いた三軸試験装置において Deng（2008）により指摘された。Deng はキャップ、ペDESTALと水平断面の寸法が異なる砂層を挟んだ泥岩の矩形供試体において、高容量差圧計による過剰間隙水圧の計測値が、通常の試験よりも大きなメンブレン・供試体・ろ紙の「隙間」の影響を受けて過小評価された可能性を示した。ジュラルミン製ダミー供試体によるコンプライアンスの計測値を利用した試験制御によって、この影響の補正を試みた。本研究では、拘束圧の変化する過程での低容量差圧計による体積変化の計測値に、この影響が及ぶ可能性が考えられる。すなわち、供試体の飽和化の過程で「隙間」に捕捉された水が拘束圧の増加に従ってビュレットに排水され、供試体の圧密で生じた排水量に加算され、体積ひずみを過大評価する可能性が考えられる。また GAP センサーの計測値も、拘束圧の増加中は「隙間」に存在する捕捉水の排水によってひずみを収縮側に過大評価する可能性が考えられる。本研究では、供試体の寸法や試験試料が各試験で異なることからこれについての補正を正しく行うのは困難であると判断し、試験制御にはこの影響を考慮せず、ひずみの計測値の補正も行わなかった。

豊浦砂、流動化処理土、高強度セメント改良粘土の代表的な試験において、補正後の画像解析によるひずみと他の計測手法によるひずみの値の大小関係や、それらの特徴を比較した。図 3.58 に最大主ひずみ／軸ひずみ（画像解析による鉛直ひずみ）、図 3.59 に最小主ひずみ／側方ひずみ（画像解析による水平ひずみ）、図 3.60 に体積ひずみの各計測値間の差を示す。グラフの縦軸はひずみの差であり、a), b) は圧密中、c), d) はせん断中の値を表している。グラフの横軸はそれぞれ a) で最小主応力（拘束圧）、b) および d) で外部変位計、GAP センサー、低容量差圧計によるひずみ、c) で外部変位計による最大主ひ

ずみ／軸ひずみとしている。以降の考察では画像解析結果を中心に考察を進めるため、最大／最小主ひずみあるいは軸／側方ひずみは鉛直／水平ひずみと標記する。図 3.58 は 3.7.1 項、図 3.59 は 3.7.2 項、図 3.60 は 3.7.3 項でそれぞれ示す。例えば図 3.39 d) に示したように、三軸圧縮試験のせん断中にはピーク強度発揮後に供試体の局所変形が著しくなり、画像解析の観察面とカメラレンズとの距離が供試体の各部で異なった。従ってせん断中のひずみの比較は、ピーク強度以前まで（画像解析の補正が観察面全体で一様に行われたと考えられる段階まで）を対象とする。

3.7.1 鉛直ひずみの計測値の比較

豊浦砂の圧密過程における鉛直ひずみは、LDT による計測結果 ($\epsilon_{1_LDTs_ave}$) が外部変位計による計測結果 (ϵ_{1_EXT}) をわずかに上回った。端面拘束がシステムコンプライアンスの影響を上回った可能性が考えられるが、せん断中には大小関係が逆転している上、異方圧密も応力状態はせん断の一種と考えられるため、これを原因とすると矛盾が生じる。両計測値の差は拘束圧（ひずみ）の増加に伴って大きくなり、図 3.58 によると拘束圧 2400 kPa ($\epsilon_{1_EXT}=1.92\%$) で約 -0.01% となった。メンブレンコンプライアンスの影響（「隙間」の捕捉水が排水されたことによる収縮ひずみの過大評価）がシステムコンプライアンスの影響を上回った可能性も考えられるが、捕捉水の排水が必ずしも鉛直方向の収縮ひずみを過大評価するとは限らず、原因は明確でない。せん断中はシステムコンプライアンスの影響を受け、 $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ の値は ϵ_{1_EXT} よりも小さくなった。図のように高拘束圧下では両計測値の差が大きくなった。拘束圧 800 kPa 以上の試験では高压用の摩擦の大きな軸受けを使用したことが影響している可能性が考えられるが、これについても原因は明らかでない。

画像解析による計測結果 (ϵ_{y_E}) をシステムコンプライアンスの影響を受けない $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ と比較すると、圧密過程においては高拘束圧下ほど $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ の値よりも小さく、他の試料と比較して差が最大となった。せん断中は拘束圧の比較的低い試験では ϵ_{y_E} は $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ の値よりも小さく、高拘束圧下では大小関係が逆転した。圧密過程において平面観察窓の歪みの影響の補正が十分でなかった可能性が指摘される（カメラ 1 ではカメラレンズの歪みの影響がカメラ 2 と比較して大きく、写真の外周付近に配置された基準点のみによる補正では、写真全体の歪みを有効に補正できなかった可能性が考えられる）。

流動化処理土の圧密過程における鉛直ひずみは、拘束圧が約 80 kPa まではいずれの計測方法においてもほぼゼロであった。試験ケース LSS_CD_03 では、拘束圧が約 80 kPa を超えた段階から供試体中央高さでの $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ の値が ϵ_{1_EXT} や ϵ_{y_E} よりも徐々に小さくなった。これは供試体の高さ方向に排水経路の長さが異なることに起因した現象であると考えられる。すなわち、供試体中央高さではキャップ、ペDESTAL までの排水経路の長さが供試体端部と比較して長いため、圧密による排水とそれに伴う変形が遅れ、鉛直ひずみが供試体全体の平均値と比較して小さくなった（第 4 章でひずみ分布を用いて再度詳述する）。試験ケース LSS_CD_05 において、せん断中は $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ が ϵ_{1_EXT} を上回ったことから、端面拘束がシステムコンプライアンスの影響を上回った可能性が考えられる。

豊浦砂や高強度セメント改良粘土と比較すると軟らかい試料であることも考慮すると、圧密過程も含めた全てのケースでシステムコンプライアンスの影響は豊浦砂よりも小さかったことが推測される。そこで ϵ_{y_E} を ϵ_{1_EXT} と比較すると、圧密過程の約 80 kPa 以上の拘束圧下では、 $\epsilon_{1_EXT} - \epsilon_{y_E}$ は拘束圧の増加と共に大きくなり、400 kPa に達した段階で約 0.2% となった。これ以降は $\epsilon_{1_EXT} - \epsilon_{y_E}$ の値にほぼ変化が見られないことから、この差は平面観察窓の歪みの影響によるものと考えられる。ただし、この差は圧密終了時点での鉛直ひずみの値の 2% 程度であり、ひずみの評価に及ぼす影響は他の試料の試験よりも小さいと考えられる。せん断中は ϵ_{1_EXT} と ϵ_{y_E} の大小関係が試験によって異なり、両者の

値の差は他の試験と比較して最も小さくなった。試験ケース LSS_CD_05 では $\epsilon_{y,E}$ は $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ の値よりも大きく、両者の差は最大で 0.08 % であり、他の試料の試験と比較して最も小さいレベルであった。他の試験ケースでは逆の大小関係を示す場合も見られた。

高強度セメント改良粘土の圧密過程における鉛直ひずみは、拘束圧が増大するにつれて ϵ_{1_EXT} のみが 0.26 % まで増大し（システムコンプライアンスの影響）、 $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ と $\epsilon_{y,E}$ はほぼゼロであった。せん断初期も ϵ_{1_EXT} のみが $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ や $\epsilon_{y,E}$ と比較して大きかったが、その後はひずみが蓄積するにつれて $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ が ϵ_{1_EXT} や $\epsilon_{y,E}$ と比較して大きくなった。供試体端面はキャッピングにより拘束され、試料は非常に硬質で破壊ひずみも小さかった。等方圧密では解消できなかったシステムコンプライアンス（ベディングエラー）が異方応力状態となることでせん断初期に解消し、代わって端面拘束やひずみの局所化（側面ごとに異なる）の影響を受けたため、各計測値の大小関係が変化したと考えられる。

圧密過程およびせん断初期は、 $\epsilon_{y,E}$ は $\epsilon_{1_LDTs_ave}$ よりもわずかに大きくなった。せん断が進んでシステムコンプライアンスが解消したと考えられる段階（ $\epsilon_{1_EXT} > 0.25\%$ ）において、 $\epsilon_{y,E}$ は ϵ_{1_EXT} よりも最大で 0.2 % から 0.3 % 小さかった。

以上のように、各計測値の大小関係は試料や変形の進行具合によって異なるものの、概ね次のことが言えそうである。軟質な試料（流動化処理土）では外部変位計、LDT、画像解析によるひずみがほぼ等しかった。硬質な試料（豊浦砂、高強度セメント改良粘土）では、システムコンプライアンスの影響で外部変位計による鉛直ひずみが最も大きくなるケースが多かった。LDT と画像解析によるひずみの値の大小関係は試験によって逆転した。豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験において、高拘束圧下における画像解析結果は平面観察窓の歪みの影響を除去し切れていない可能性が指摘された。

3.7.2 水平ひずみの計測値の比較

圧密過程の水平ひずみは、GAP センサーによる計測結果（ $\epsilon_{3(W)_GAPs_ave}$ ）が画像解析による計測結果（ $\epsilon_{x,E}$ ）と比較して収縮側に大きい（縦軸が正の値を示す）ケースが多かった。拘束圧や最終的なひずみの蓄積量によらず、GAP センサーと画像解析の差の絶対値は最大で 0.1 ~ 0.3 % 程度となった。図 3.54 および図 3.56 で示したように、豊浦砂と高強度セメント改良粘土の $\epsilon_{x,E}$ は、圧密過程であるにも関わらず、特に高拘束圧下において負の増分を示した。平面観察窓の歪みの影響が除去しきれていない可能性が指摘される。流動化処理土の試験ケース LSS_CD_03 では、供試体上下端部に近い位置での LDT による計測結果 $\epsilon_{3D_LDTs_ave}$ が、供試体中央高さでの $\epsilon_{3(W)_GAPs_ave}$ 、 $\epsilon_{x,E}$ よりも収縮側に著しく大きくなった。これは鉛直ひずみの比較でも述べたように、供試体中央部は上下端部よりも排水距離が長く、圧密の進行速度が遅かったためであると考えられる。

せん断中の水平ひずみは、GAP センサーによる計測結果（ $\epsilon_{3(W)_GAPs_ave}$ ）が LDT や画像解析による計測結果（ $\epsilon_{3D_LDTs_ave}$ 、 $\epsilon_{x,E}$ ）と比較して膨張側に大きい（縦軸が負の値を示す）ケースが多かった。ピーク強度到達前までに、GAP センサーと画像解析の差の絶対値は最終的なひずみの蓄積量によらず最大で 0.2 % 程度となるケースが多かった。三軸圧縮試験のピーク強度到達前までは、 $\epsilon_{3D_LDTs_ave}$ と $\epsilon_{x,E}$ の値がほぼ等しいか、 $\epsilon_{x,E}$ の値がやや膨張側に大きいケースが多かった。

豊浦砂の三軸圧縮試験 TS_TC_03 において GAP センサーと LDT で計測した水平ひずみによると、GAP センサーによる計測値は LDT による計測値と比較して、圧密過程においては収縮側に大きく、せん断中は膨張側に大きかった。圧密過程では、GAP センサーがメンブレンコンプライアンスの影響を LDT よりも強く受けたものと考えられる。せん断中は、鉛直ひずみの外部変位計と同類のコンプライアンス（メンブレン、グリース、アルミ箔などを介して供試体の変形を間接的に計測することによって生

じるコンプライアンス)の影響が現れた可能性が考えられる。計測値間の差は試料によって異なるものの、以上の結果を総合すると概ね次のことが言えそうである。圧縮、膨張のいずれの水平ひずみにおいても、コンプライアンスの影響により、GAP センサーは画像解析や LDT と比較して値の変化量が大きかった。三軸圧縮試験において、W 方向の画像解析によるひずみと D 方向の LDT によるひずみの値は、ほぼ等しいか、画像解析の値がやや膨張側に大きかった。

3.7.3 体積ひずみの計測値の比較

豊浦砂と高強度セメント改良粘土の圧密過程の体積ひずみは、低容量差圧計による計測結果 (ϵ_{vol_LCDPT}) が画像解析、LDT による計測結果を収縮側に上回った。各試料において、 ϵ_{vol_LCDPT} と画像解析、LDT によるひずみの差 ($\Delta\epsilon_{vol}$) は同一拘束圧下においてほぼ等しく、高拘束圧下ほど大きな値を示した。また、硬質で表面が平滑な高強度セメント改良粘土のほうで、同一の ϵ_{vol_LCDPT} における $\Delta\epsilon_{vol}$ の値が大きかった。以上の差は、メンブレンコンプライアンスの影響によるものと考えられる。

流動化処理土の圧密過程、全試料のせん断中のピーク強度発揮段階までの体積ひずみは、 $\Delta\epsilon_{vol}$ が最大で -0.3 % から 0.2 % 程度となった。 ϵ_{vol_LCDPT} と画像解析、LDT による計測結果の大小関係は、豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験では画像解析による計測結果が ϵ_{vol_LCDPT} よりも膨張側に大きく、その他の試験では計測方法によるひずみの大小関係はケースによって異なった。

メンブレンコンプライアンスの ϵ_{vol_LCDPT} の計測値への影響は、流動化処理土の試験と、高強度セメント改良粘土、豊浦砂の試験のせん断中には明確には見られなかった。流動化処理土は特に圧密過程での体積変化が非常に大きいため、コンプライアンスの影響は小さいものと考えられる。以上の結果をもとに、次のようなルールを設けることとした。

1. 高強度セメント改良粘土と豊浦砂については、圧密中の供試体全体の体積ひずみとして ϵ_{vol_LCDPT} の値を評価しない
2. 1. に従い、画像解析における撮影距離の変化 (Δd_D) の補正には、LDT による水平ひずみ ϵ_{3D_LDT} を用いる
3. 流動化処理土は上記の理由に加えて LDT の容量が生じた変形量に対して不足し、試験全体の挙動を評価できないため、 Δd_D の計算には ϵ_{3D_EXT} (ϵ_{vol_LCDPT} の計測値を含む) を用いる

3.8 画像解析による変位計測の不確かさが局所ひずみの値に及ぼす影響

本研究で画像解析によって求めたい最終的な物性値は、供試体の局所的なせん断ひずみや体積ひずみ ($\varepsilon_1 + \varepsilon_3$) とそれらの分布である。前項までは画像解析による変位、ひずみ計測の結果の補正や、他の計測手段によるひずみの値との比較を行う目的で、画像解析結果を主に鉛直、水平方向の局所ひずみの平均値として出力した。本節では、変位計測の不確かさが局所ひずみ分布に及ぼす影響について確認する。

「不確かさ」とは計測値に含まれるばらつきの範囲であり、標準偏差の合成によって求めることができる。付録 A では変位計測の不確かさを具体的に推定することを試みており、得られた不確かさは水平変位計測の解析の不確かさで概ね決まることが示されている。

鉛直、水平方向（全体座標系 (x, y) 方向）の変位 u, v を、不確かさを含む全体座標系の関数で表示すると、次式 3.31 となる。

$$u = u(x, y) + u_{cu}(x, y), \quad v = v(x, y) + u_{cv}(x, y) \quad \text{式 3.31}$$

解析と補正計算はピクセル座標系 (X, Y) で実施され、たとえば式 3.16 にもあるように全体座標系とピクセル座標系の方向は θ 異なるが、全ての試験データにおいて θ はほぼゼロであった。従って u, v をそれぞれの変位の方向に一致する座標のみの関数とみなすことにすると、不確かさ u_{cu}, u_{cv} は次のように書き換えられる。

$$u_{cu}(x, y) \approx u_{cu}(x), \quad u_{cv}(x, y) \approx u_{cv}(y) \quad \text{式 3.32}$$

式 3.1, 3.8 に式 3.31, 式 3.32 を代入すると、最大せん断ひずみと体積ひずみは次式 3.33 で表される。

$$\begin{aligned} \gamma_{\max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 &= \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} = \sqrt{\left\{ \left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial u_{cu}}{\partial x} - \frac{\partial u_{cv}}{\partial y} \right) \right\}^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2} \\ \varepsilon_{\text{vol}} = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 &= \varepsilon_x + \varepsilon_y = \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial u_{cu}}{\partial x} + \frac{\partial u_{cv}}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad \text{式 3.33}$$

式 3.33 は次の重要なことを表している。すなわち、最大せん断ひずみの式では鉛直、水平方向の変位の不確かさの各方向に対する偏微分値 ($\partial u_{cu} / \partial x, \partial u_{cv} / \partial y$) が減算されているため、最大せん断ひずみは不確かさの値の影響を受けにくい。一方で、体積ひずみでは不確かさの偏微分値が加算されているため、不確かさの値の影響が現れやすい。特に体積ひずみの真値がゼロ付近の小さな値で微小な変化をする場合、収縮あるいは膨張の体積変化傾向を正しく捉えられない可能性がある。

3.9 本章のまとめ

本章で得られた結論を以下にまとめる。

1. 本研究で使用したハイエンドコンパクトコンパクトデジタルカメラとデジタル一眼レフカメラの撮影画像において、射影とレンズ歪みの影響を比較した。カメラ本体の撮像素子が大きくレンズの開放 F 値が大きいデジタルカメラ（デジタル一眼レフカメラがこれに該当する）ほど、ある程度のシャッタースピードを確保したまま絞りを最大限に大きくできるため、レンズ歪みの影響の小さい画像を取得できることが分かった。これらの条件に加え、カメラ本体の液晶ディスプレイが大きく拡大表示機能が充実していると、射影の影響の小さい画像を取得できることが分かった。歪みの影響の大きい画像においては、画像解析ソフトの補正機能を利用して解析の段階で適切な補正を行うことにより、この影響を低減できることが分かった。
2. デジタル一眼レフカメラを用い、ジュラルミン製のダミー供試体に水平変位を与えながら撮影した写真の画像解析による変位計測結果と、与えた水平変位のマイクロメータによる計測結果との関係を求めた。この検証試験の計測条件のもとでは、0.025 mm (0.5 ピクセル) 以上の変位計測で、画像解析による計測値とマイクロメータにより与えた変位がほぼ一致した。画像解析結果の標準偏差（ばらつき）は与えた変位によらずほぼ同程度であり、例えば変位が 0.025 mm (25 μm) のときの標準偏差は 5.01 μm であった。
3. 圧密による収縮量やせん断による脆性破壊の程度が大きな供試体の三軸圧縮試験では、供試体奥行き方向に水平ひずみや水平変位が生じ、観察面とカメラレンズとの距離が変化する。この撮影距離の変化が画像解析結果に影響を与えることが分かった。ジュラルミン製ダミー供試体をカメラレンズとの距離が変化する方向に移動させて画像解析を行うことにより、距離の変化による見かけの変形量と距離の変化とが線形関係にあることを確認した。この関係を用いて実際の実験で得られた画像解析結果を補正することにより、距離の変化の影響を低減できることが分かった。
4. セル圧が 200 kPa 程度以下の状態における耐圧円筒の平面観察窓を介した画像は、対象物を直接撮影した画像と比較してレンズ歪みの影響が小さく、観察窓が凹レンズの役割を果たすことが分かった。一方で、セル圧が増加すると平面観察窓が外側に向かって凸レンズ状に変形し、高拘束圧下で撮影された変形の小さな供試体の画像ほど、影響を無視できない非線形の歪みを含むことが分かった。以上の歪みは画像解析ソフトのレンズ歪み補正機能を用いて補正を行うことにより、影響を低減できることが分かった。平面ひずみ圧縮試験においては拘束板のフレーム上に設置された基準点を用いることにより、各試験のデータを補正できることが分かった。三軸圧縮試験においては基準点の個数や設置位置が十分でないため、代表的な拘束圧下で撮影されたジュラルミン製ダミー供試体の画像を補正し、このときの補正係数を実際の実験画像の解析で利用した。また、この簡易的な補正方法でも歪みの影響を低減できることを確認した。
5. 各試験の条件に応じて最適と考えられる補正を行った画像解析によるひずみの値と、他の計測手法によるひずみの値を比較し、鉛直ひずみ、水平ひずみ、体積ひずみについて、それぞれ次の傾向を得た。

鉛直ひずみ：流動化処理土（軟質な試料）では外部変位計、LDT、画像解析によるひずみがほぼ等しかった。豊浦砂、高強度セメント改良粘土などの硬質な試料では、システムコンプライアンスの影響で外部変位計による鉛直ひずみが最も大きくなるケースが多かった。LDT と画像解析によるひずみの値の大小関係は試験によって逆転した。豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験において、高拘束圧下における画像解析結果は平面観察窓の歪みの影響を除去し切れていない可能

性が指摘された。

水平ひずみ：圧縮，膨張のいずれの水平ひずみにおいても，コンプライアンスの影響により，GAPセンサーは画像解析やLDTと比較して値の変化量が大きかった。三軸圧縮試験において，供試体幅方向の画像解析によるひずみと奥行き方向のLDTによるひずみの値は，ほぼ等しいか，画像解析の値がやや膨張側に大きかった。

体積ひずみ：コンプライアンスの影響により，豊浦砂と高強度セメント改良粘土の圧密過程の体積ひずみは，低容量差圧計による計測結果が画像解析，LDTによる計測結果を収縮側に上回った。せん断中のピーク強度発揮段階までの体積ひずみは豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験では画像解析による計測結果が低容量差圧計による値よりも膨張側に大きく，その他の試験では計測方法によるひずみの大小関係はケースによって異なった。

6. 最後に，変位計測の不確かさが最大せん断ひずみ，体積ひずみ分布に及ぼす影響について確認した。最大せん断ひずみは不確かさの値の影響を受けにくく，体積ひずみでは，特に真値がゼロ付近の小さな値となる場合に不確かさの値の影響を受けやすいことを確認した。

以上の結論に加え，今後解決すべき課題を以下に挙げる。

1. 赤外線リモートシャッターによる写真撮影の成功率を上げる。有線のリモートコントローラーを利用するなどして，試験装置制御プログラムからのトリガー電圧に対し，必ず写真撮影が行われるようにする。
2. 平面ひずみ圧縮試験の高拘束圧下における平面観察窓の歪み補正を再検討する。ダミー供試体を用い，平面ひずみ圧縮試験を想定したカメラ1による検証試験を行い，検証試験に基づいた補正係数を用いた場合と，拘束板のフレームの基準点のみに基づいた補正係数を用いた場合とで，歪み補正の結果の相違を確認する必要がある。

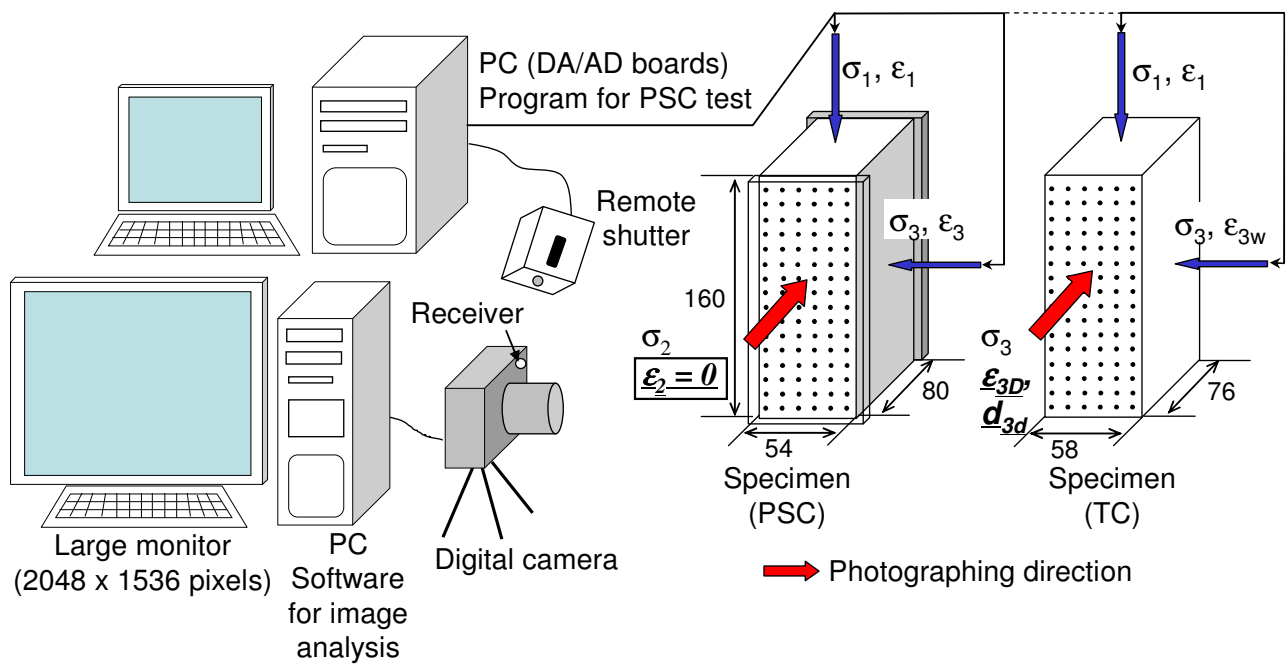


図 3.1 画像解析システムの概要

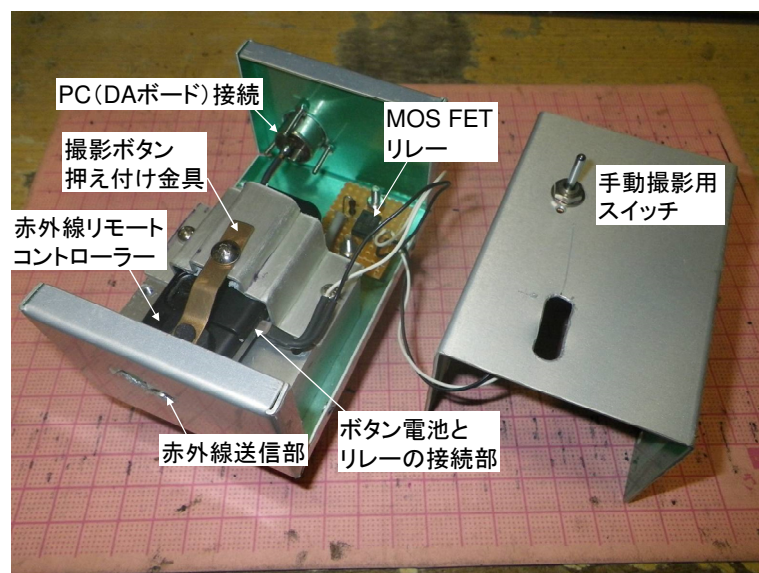


図 3.2 赤外線リモートシャッターの構造

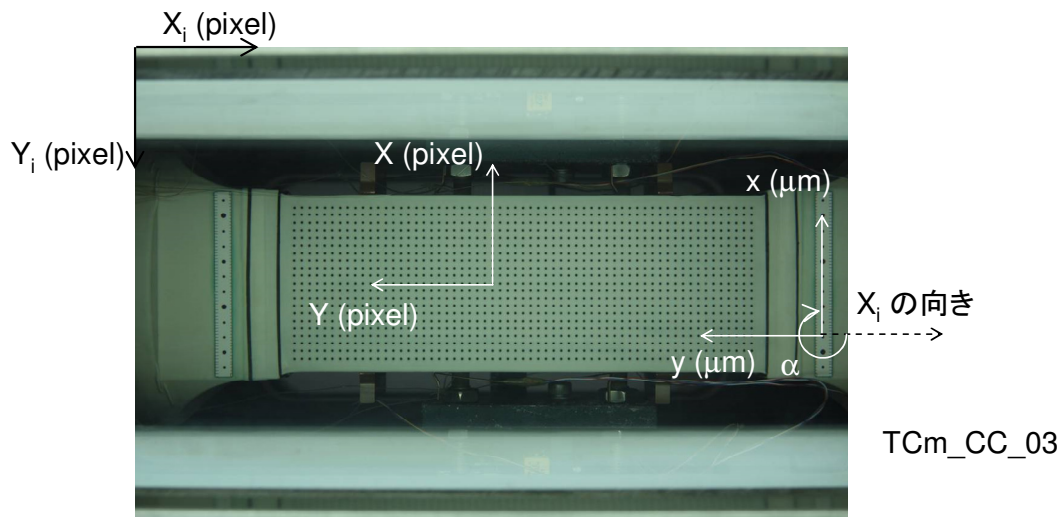


図 3.3 画像解析における座標設定例

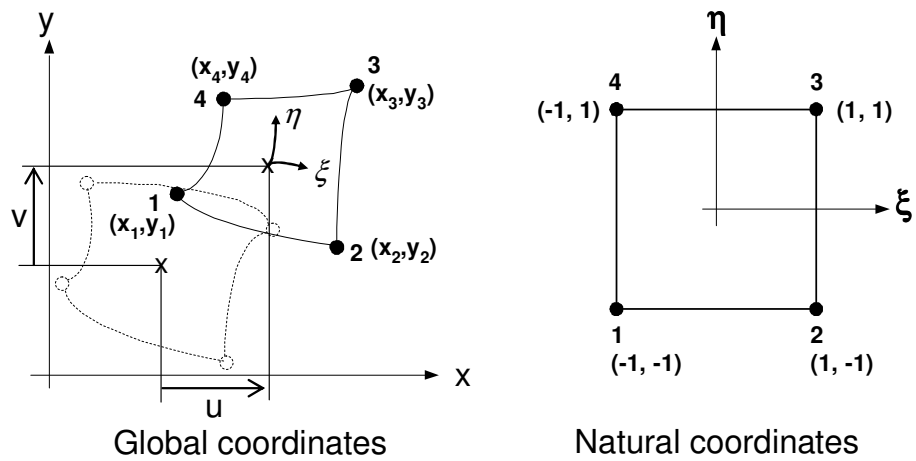


図 3.4 全体座標系（左）と自然座標系（右）（出典 Salas-Monge, 2002）

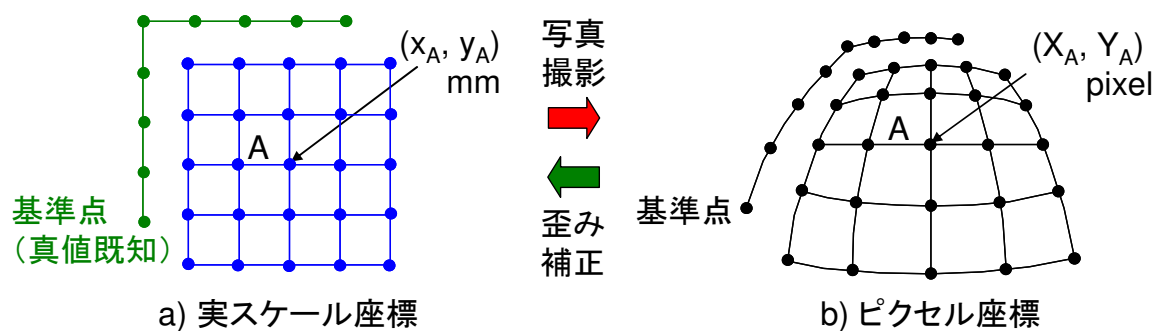


図 3.5 射影とレンズ歪みの影響

表 3.1 デジタルカメラの主な仕様

文中の表示名		カメラ 1	カメラ 2
本体製品名 (メーカー)		Power Shot Pro 1 (CANON)	EOS Kiss 2x (CANON)
購入年		2004	2008
本体	分類	ハイエンドコンパクト	一眼レフ
	有効画素数	3264 x 2448 (約800万画素)	4272 x 2848 (約1200万画素)
	撮像素子 (サイズ)	2/3型CCD (8.8 x 6.6 mm ²)	CMOS (22.2 x 14.8 mm ²)
	液晶モニタ	2.0インチ、23.5万画素	3.0インチ、23万画素
レンズ	製品名 (メーカー)	本体に付属	18-50 mm F2.8 EX DC MACRO /HSM (SIGMA)
	種別	ズームレンズ	ズームレンズ
	実焦点距離 (35 mm 換算焦点距離)	7.2-50.8 mm (28-200 mm)	18-50 mm (36-100 mm)
	レンズ構成	10 群 14 枚	13 群 15 枚
	開放F値	2.4-3.5	2.8

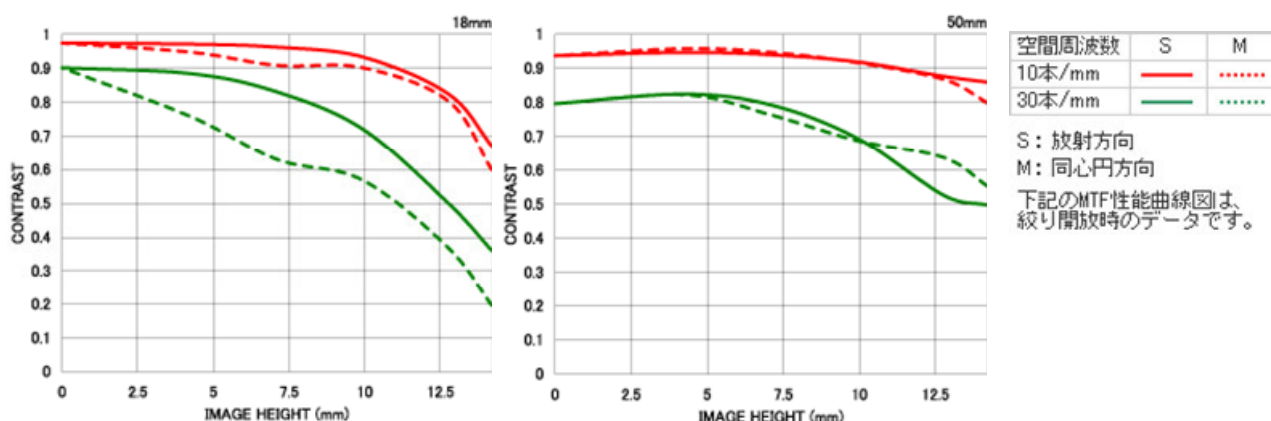


図 3.6 カメラ 2 で選択したズームレンズの MTF チャート (出典 SIGMA ホームページ)

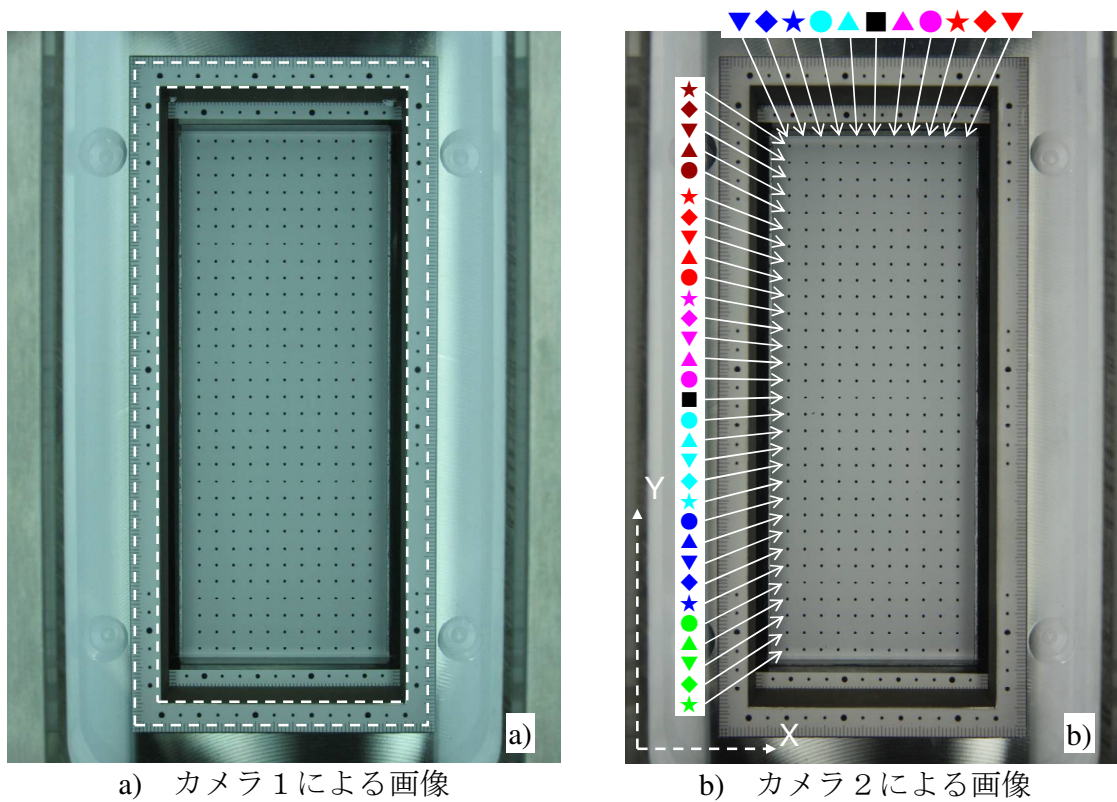


図 3.7 射影とレンズ歪みの影響を検討した画像

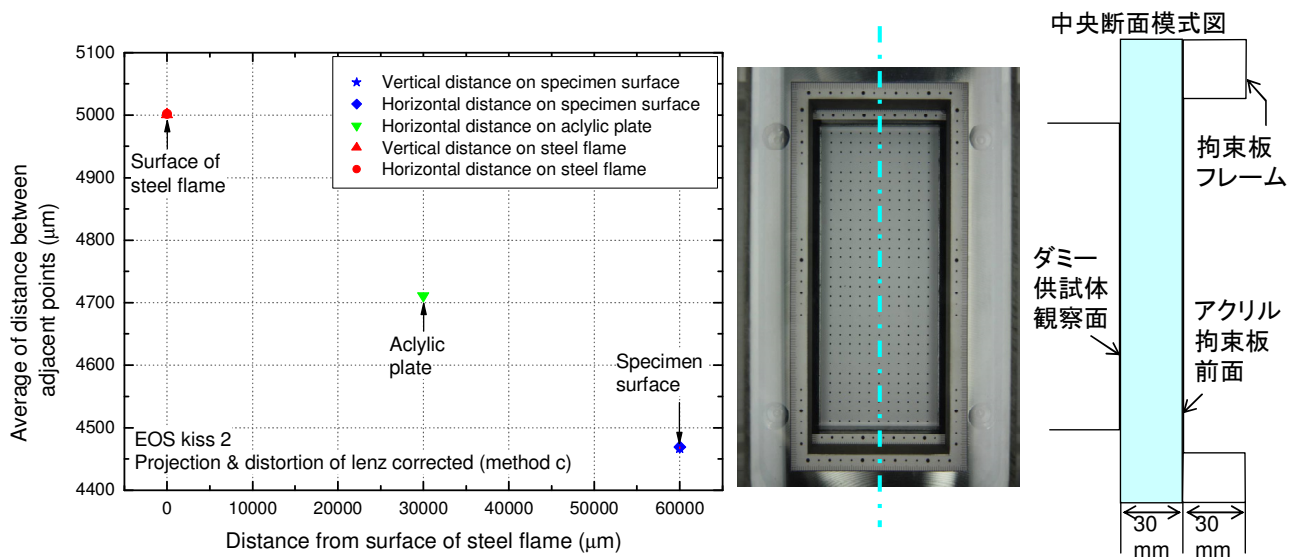


図 3.8 ダミー供試体表面，アクリル拘束板前面，拘束板フレームとカメラレンズとの距離

表 3.2 実スケール調整前の各標点設置面での標点間距離

補正方法	標点設置面	カメラ 1		カメラ 2	
		標点間距離平均値* D _{ave} (μm)	スケール 調整倍率	標点間距離平均値* D _{ave} (μm)	スケール 調整倍率
a) 補正なし	ダミー供試体	4986.87	-	5000.29	-
	アクリル拘束板	5222.52	1.047	5276.33	1/1.055
	拘束板フレーム	5500.52	1/1.103	5594.84	1/1.119
b) 射影補正	ダミー供試体	4523.84	1.103	4467.91	1.119
	アクリル拘束板	4730.23	1.046	4707.05	1.054
	拘束板フレーム	4990.64	-	4999.94	-
c) 射影+レンズ 歪み補正	ダミー供試体	4519.26	1.106	4467.21	1.119
	アクリル拘束板	4736.86	1.048	4710.95	1.054
	拘束板フレーム	4997.67	-	5001.33	-

*：実際の標点間距離は全て 5000 μm

**：■は実スケールを求めた標点（基準点）の設置面

***：太字・太枠は，3.3.3 での標点間距離を算出するために用いたスケール調整倍率

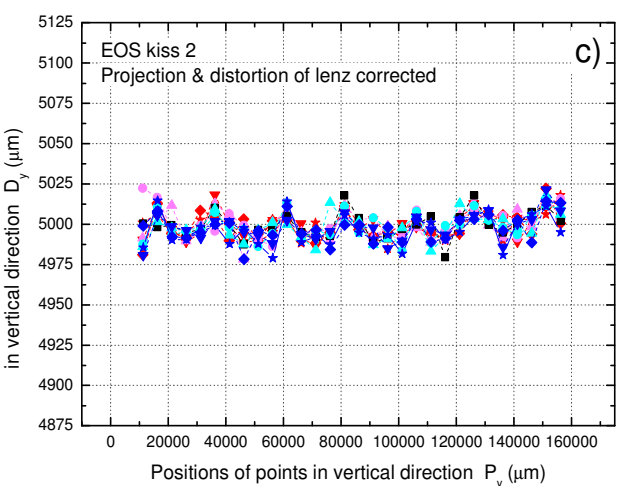
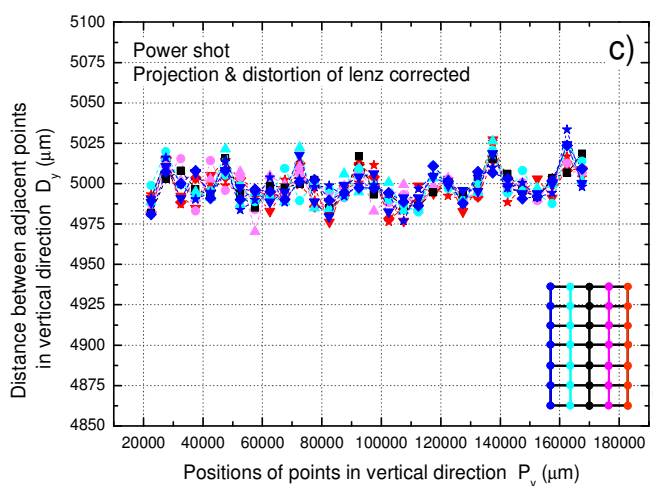
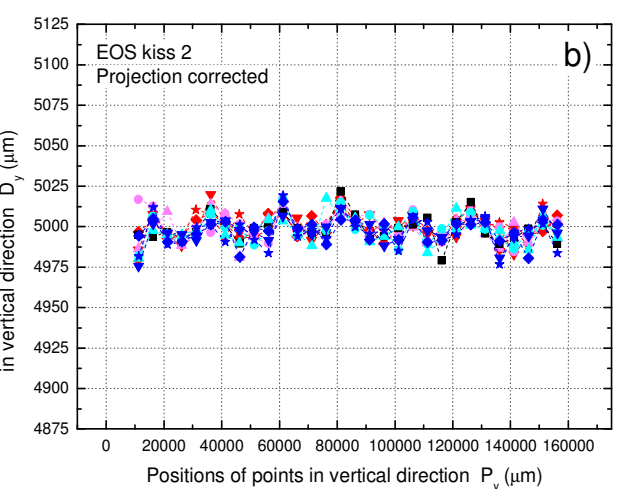
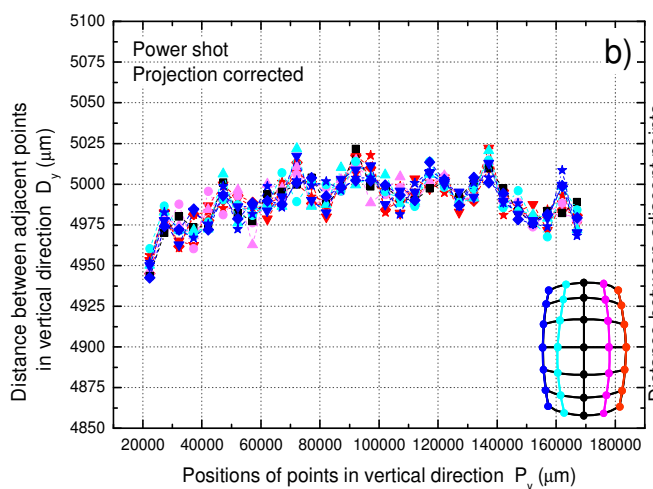
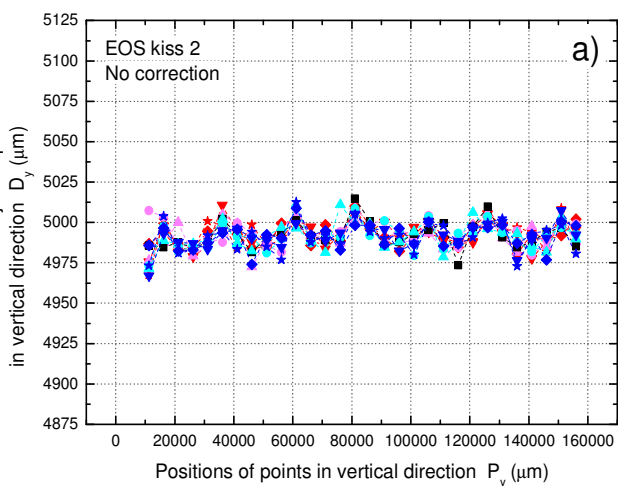
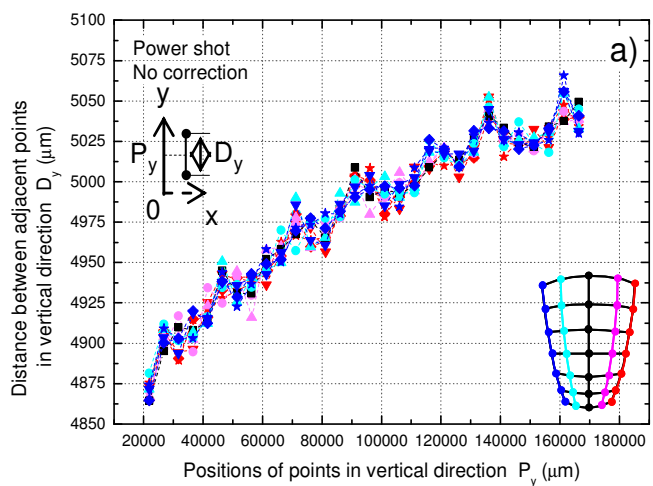


図 3.9 カメラ 1 による画像の
射影とレンズ歪みの影響（鉛直方向）

図 3.10 カメラ 2 による画像の
射影とレンズ歪みの影響（鉛直方向）

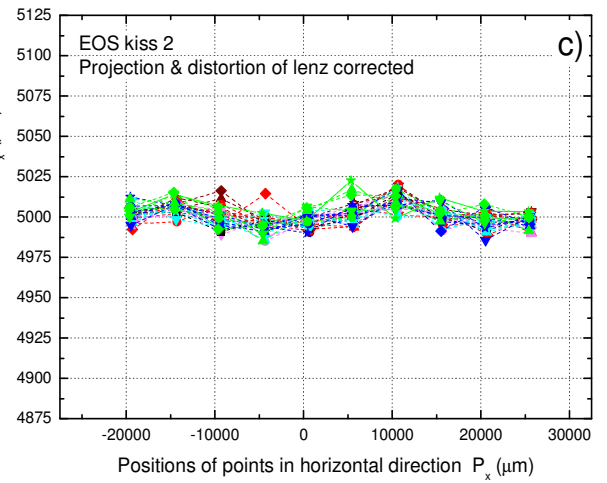
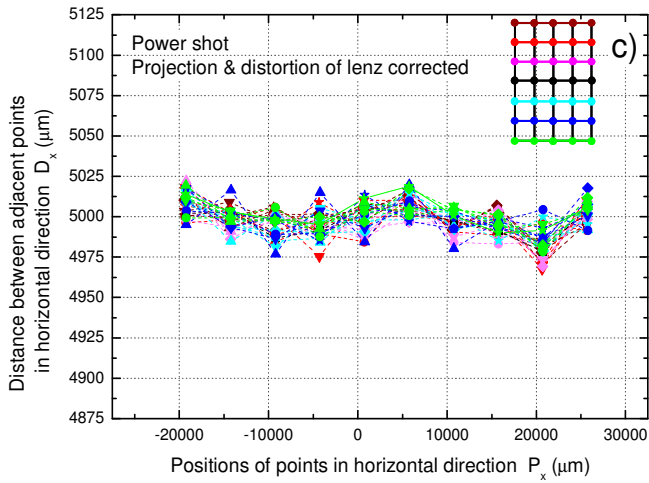
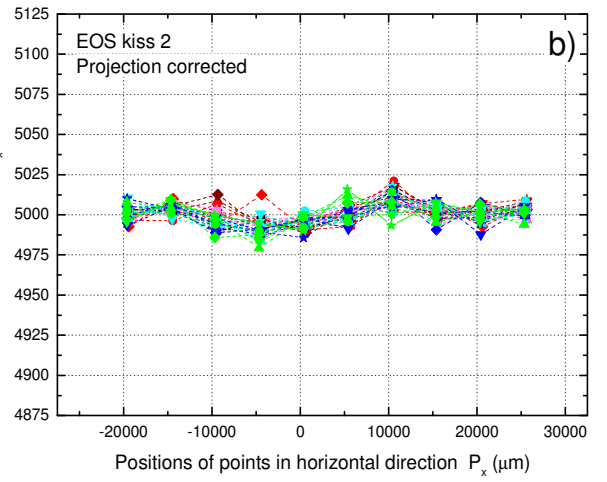
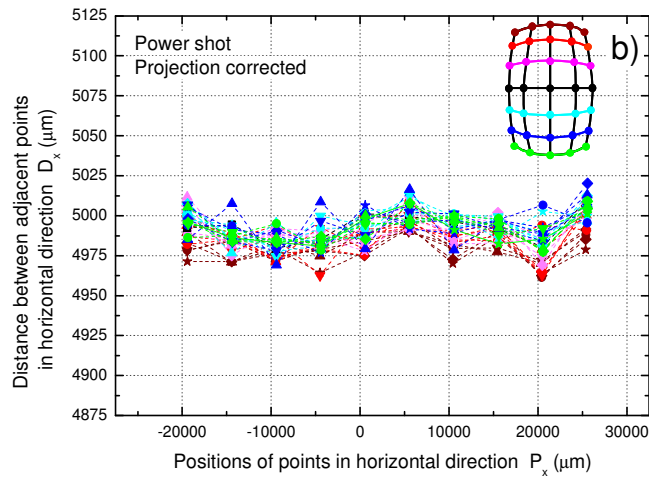
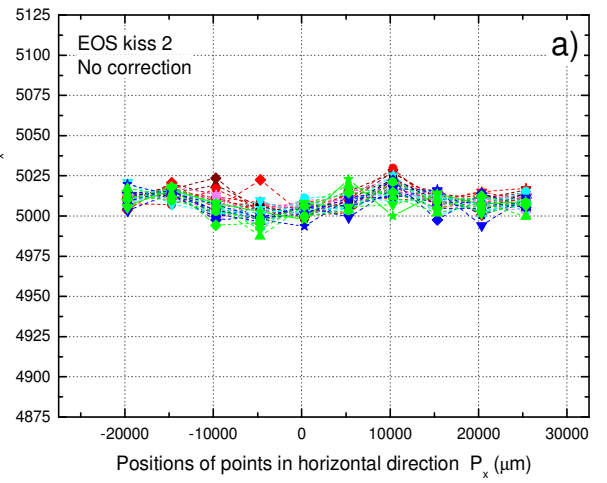
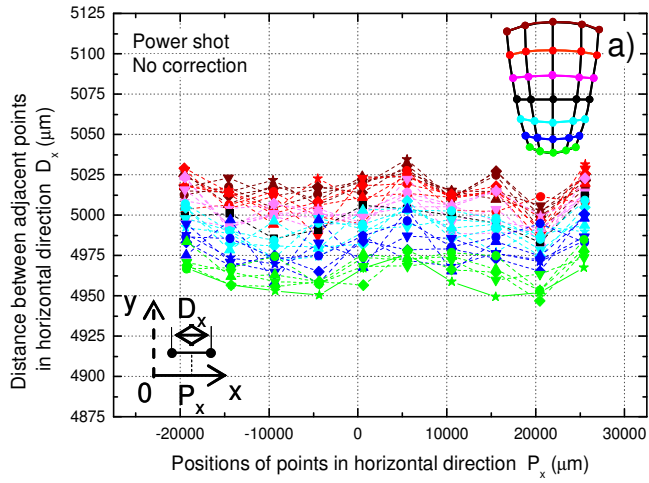


図 3.11 カメラ 1 による画像の
射影とレンズ歪みの影響（水平方向）

図 3.12 カメラ 2 による画像の
射影とレンズ歪みの影響（水平方向）

表 3.3 射影とレンズ歪みの解析結果のまとめ

補正方法	標点間距離 標準偏差	カメラ 1		カメラ 2	
		鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向
a) 補正なし	D_{\max} (μm)	5065.72	5034.43	5014.79	5029.46
	D_{\min} (μm)	4864.52	4946.89	4966.90	4987.46
	D_{ave} (μm)	4979.54	4994.67	4991.99	5009.12
	s (μm)	48.10	20.21	8.29	6.84
b) 射影補正	D_{\max} (μm)	5022.20	5020.24	5021.69	5020.85
	D_{\min} (μm)	4942.58	4961.36	4975.57	4979.30
	D_{ave} (μm)	4989.62	4989.99	4998.77	5000.46
	s (μm)	14.34	11.07	8.25	6.81
c) 射影+レンズ 歪み補正	D_{\max} (μm)	5033.51	5022.23	5022.33	5022.60
	D_{\min} (μm)	4970.19	4967.44	4978.17	4984.78
	D_{ave} (μm)	4998.27	4998.34	4998.81	5001.12
	s (μm)	10.32	10.05	8.60	6.83

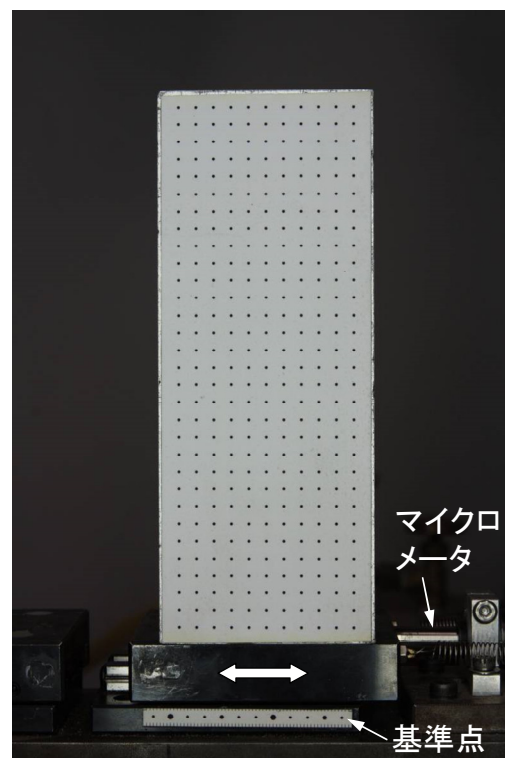


図 3.13 水平変位の計測精度の検証画像

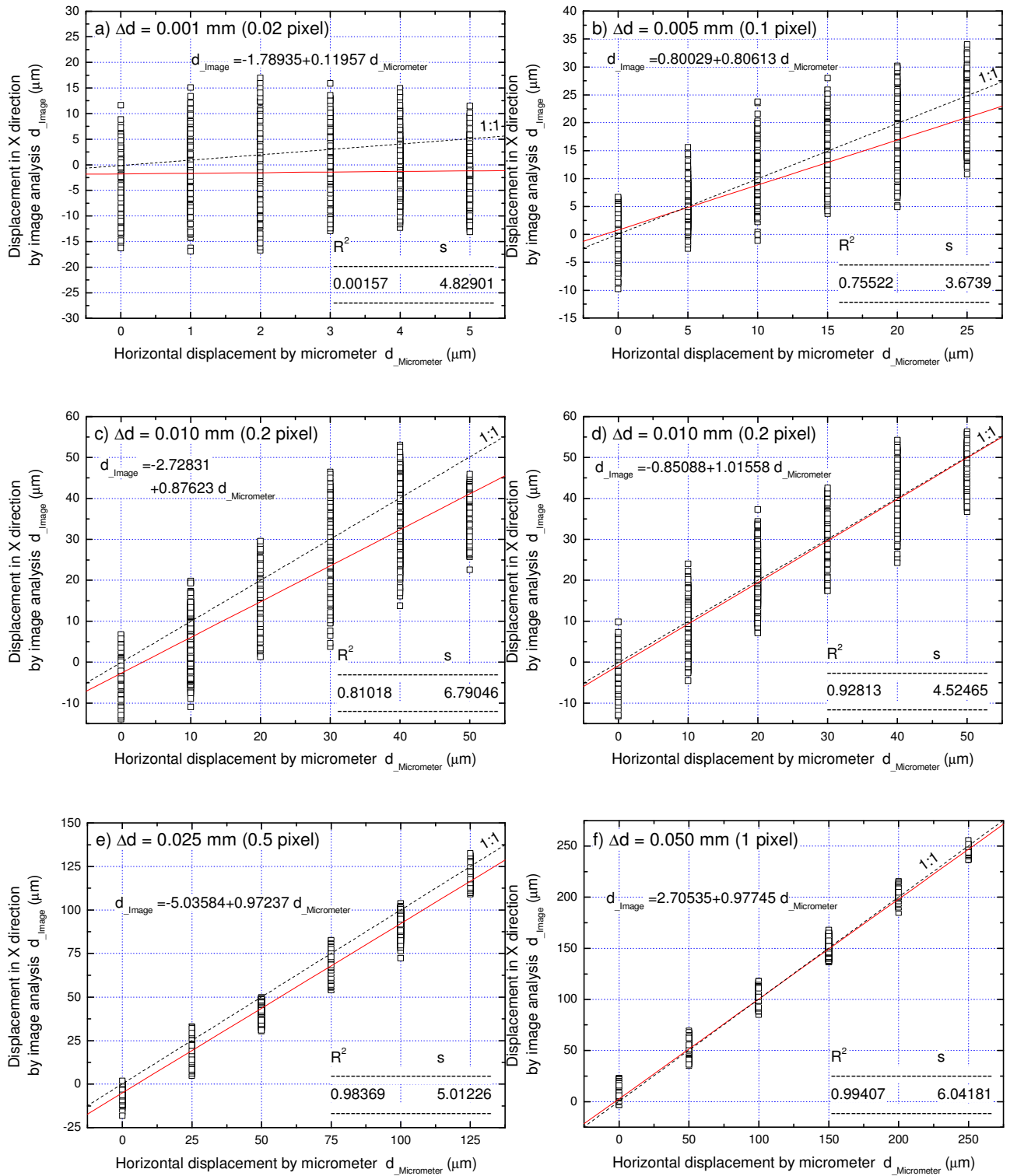


図 3.14 画像解析による変位計測結果 a) から f)

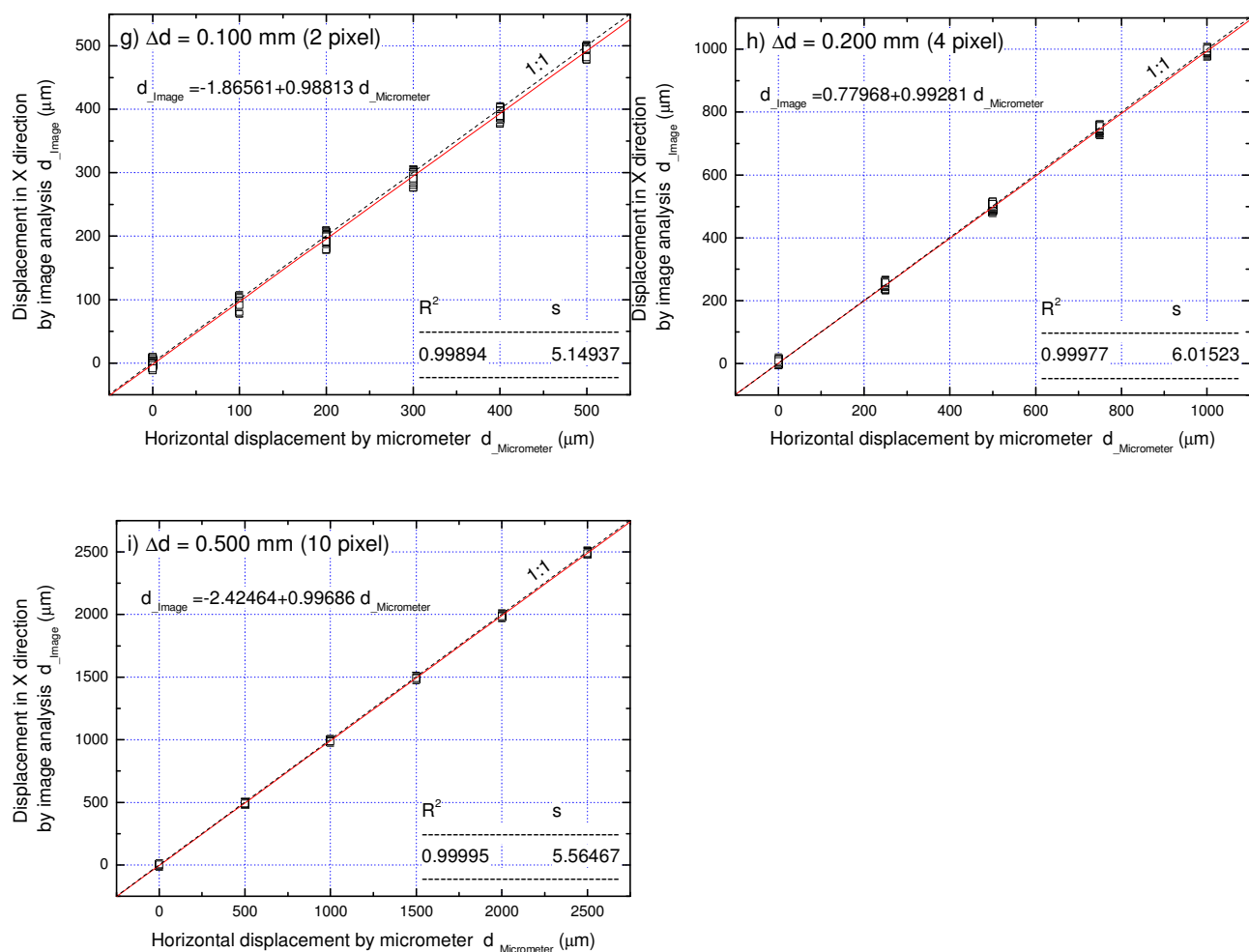


図 3.14 画像解析による変位計測結果 g) から i)

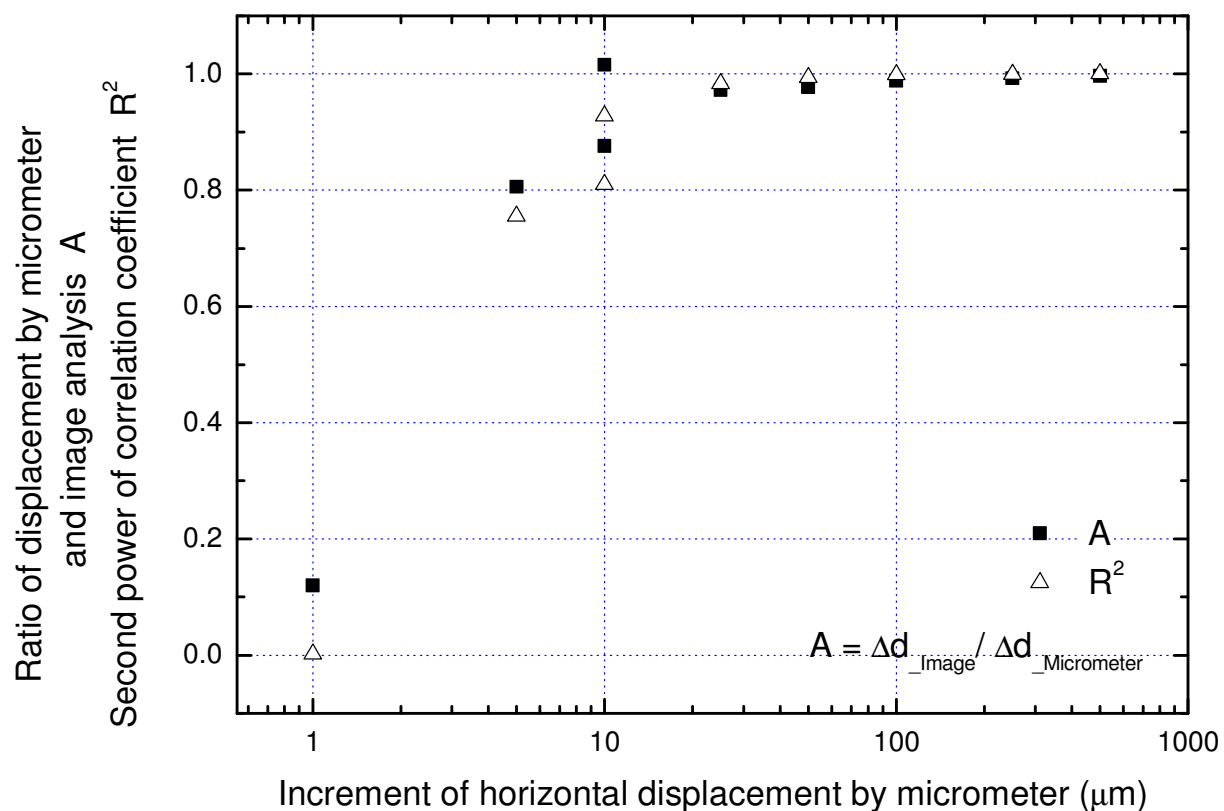


図 3.15 画像解析による変位計測結果とマイクロメータによる変位との関係

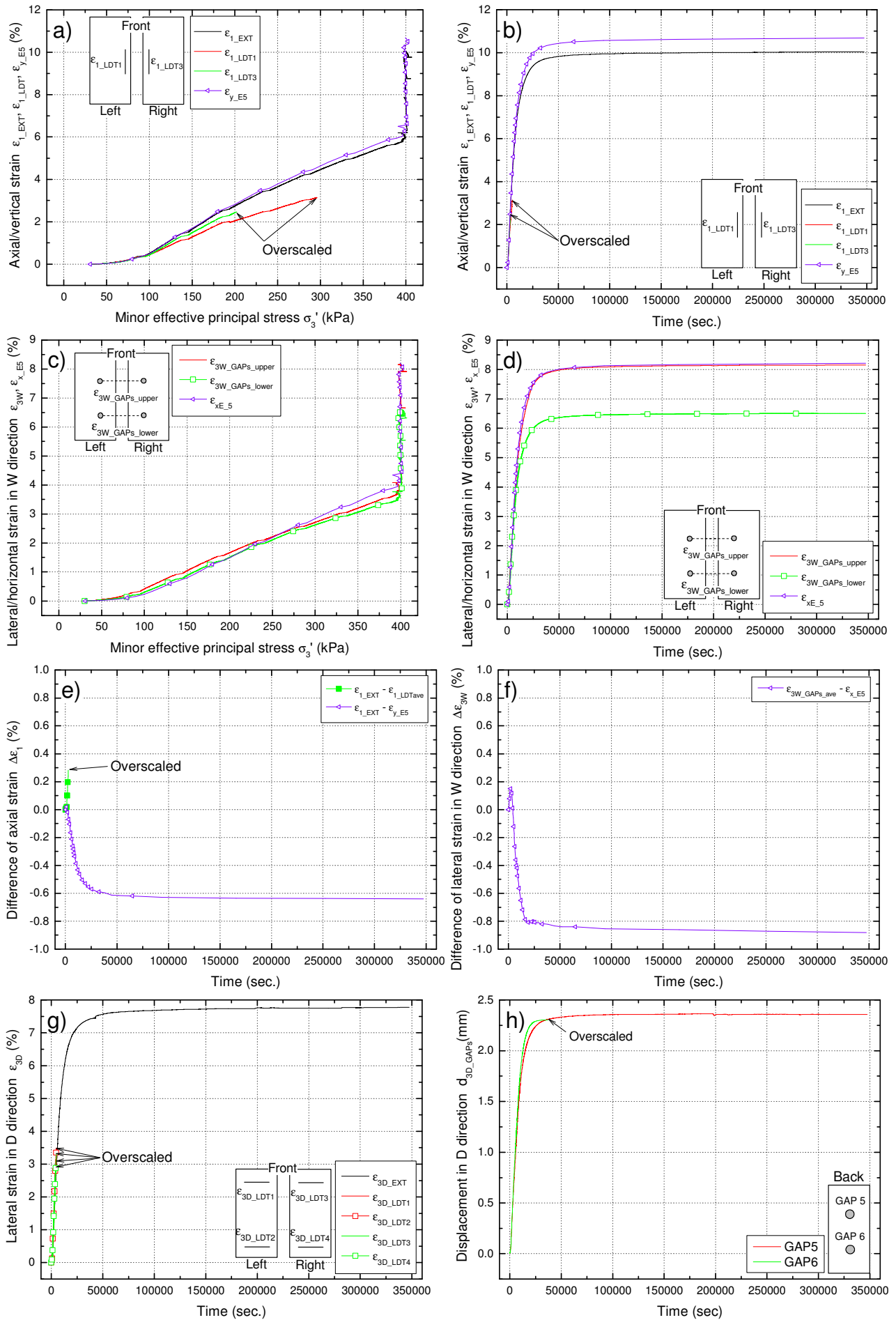


図 3.16 等方圧密中に生じたひずみおよび変位の比較 (LSS_CD_03)

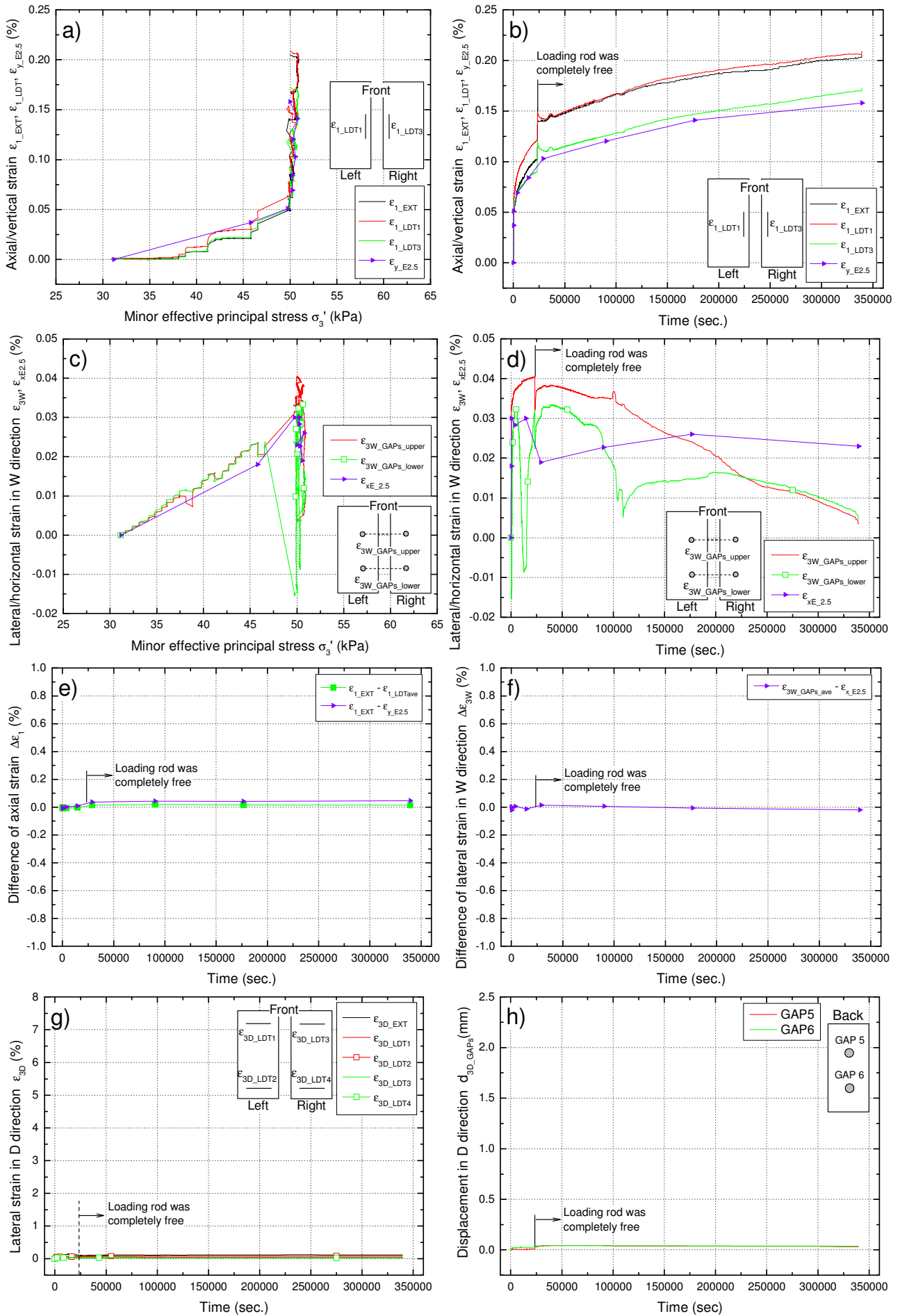


図 3.17 等方圧密中に生じたひずみおよび変位の比較 (LSS_CD_05)

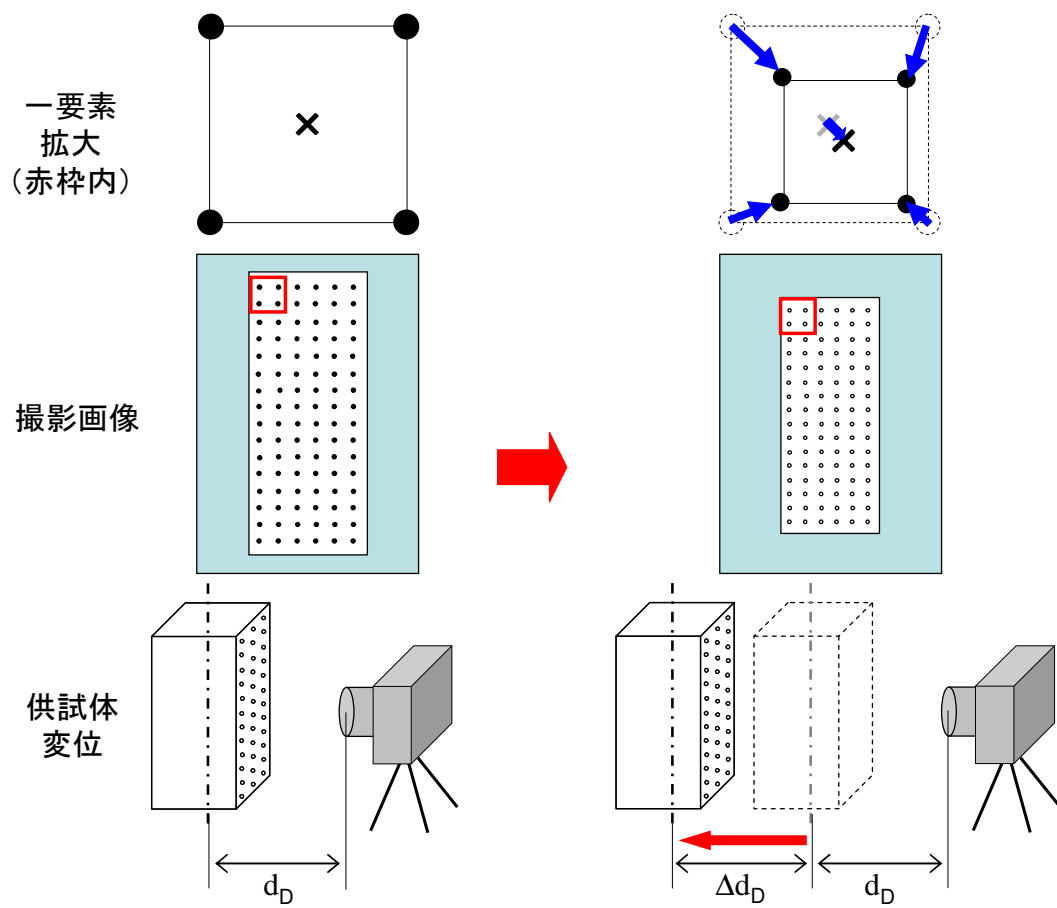


図 3.18 供試体中心に向かう供試体変位による見かけの収縮

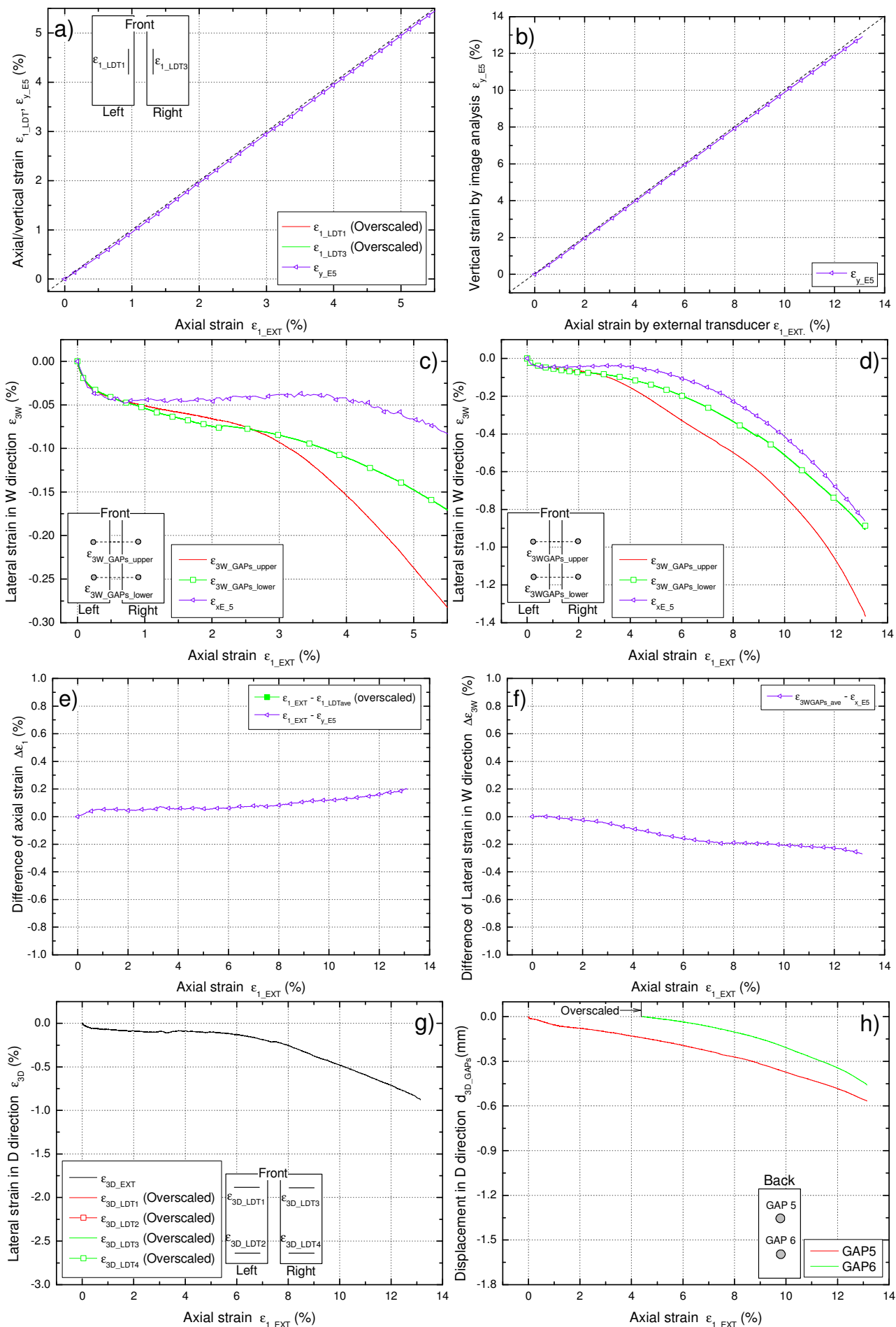


図 3.19 セン断中に生じたひずみおよび変位の比較 (LSS_CD_03)

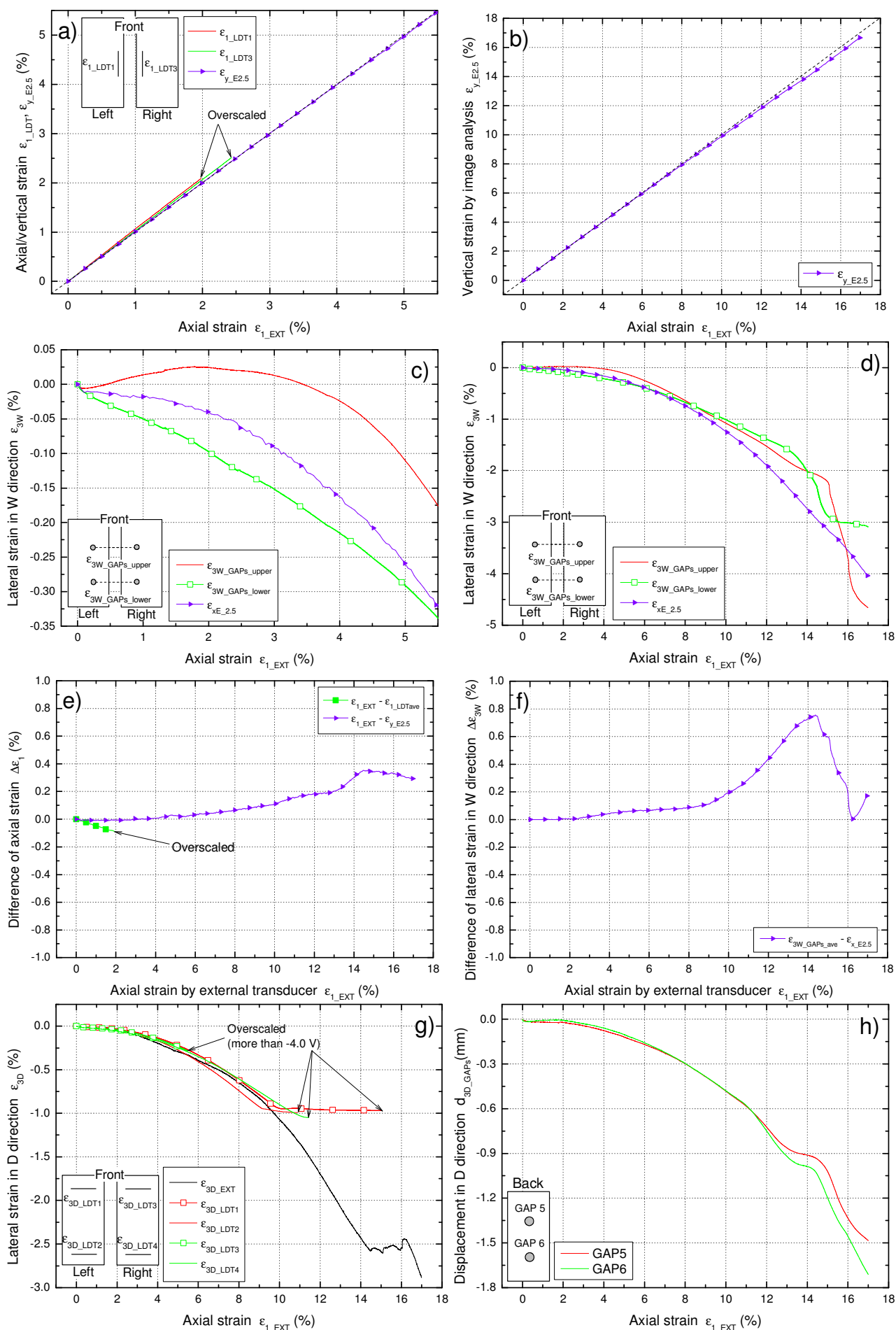


図 3.20 セン断中に生じたひずみおよび変位の比較 (LSS_CD_05)

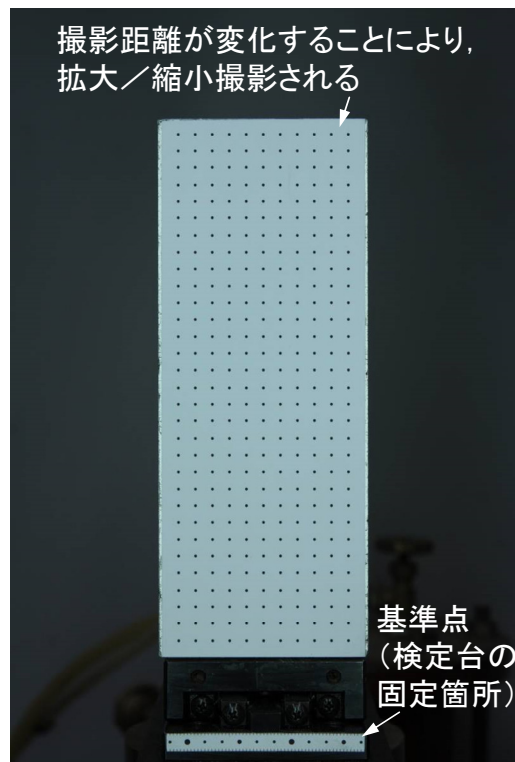


図 3.21 撮影距離の変化の影響の検証画像

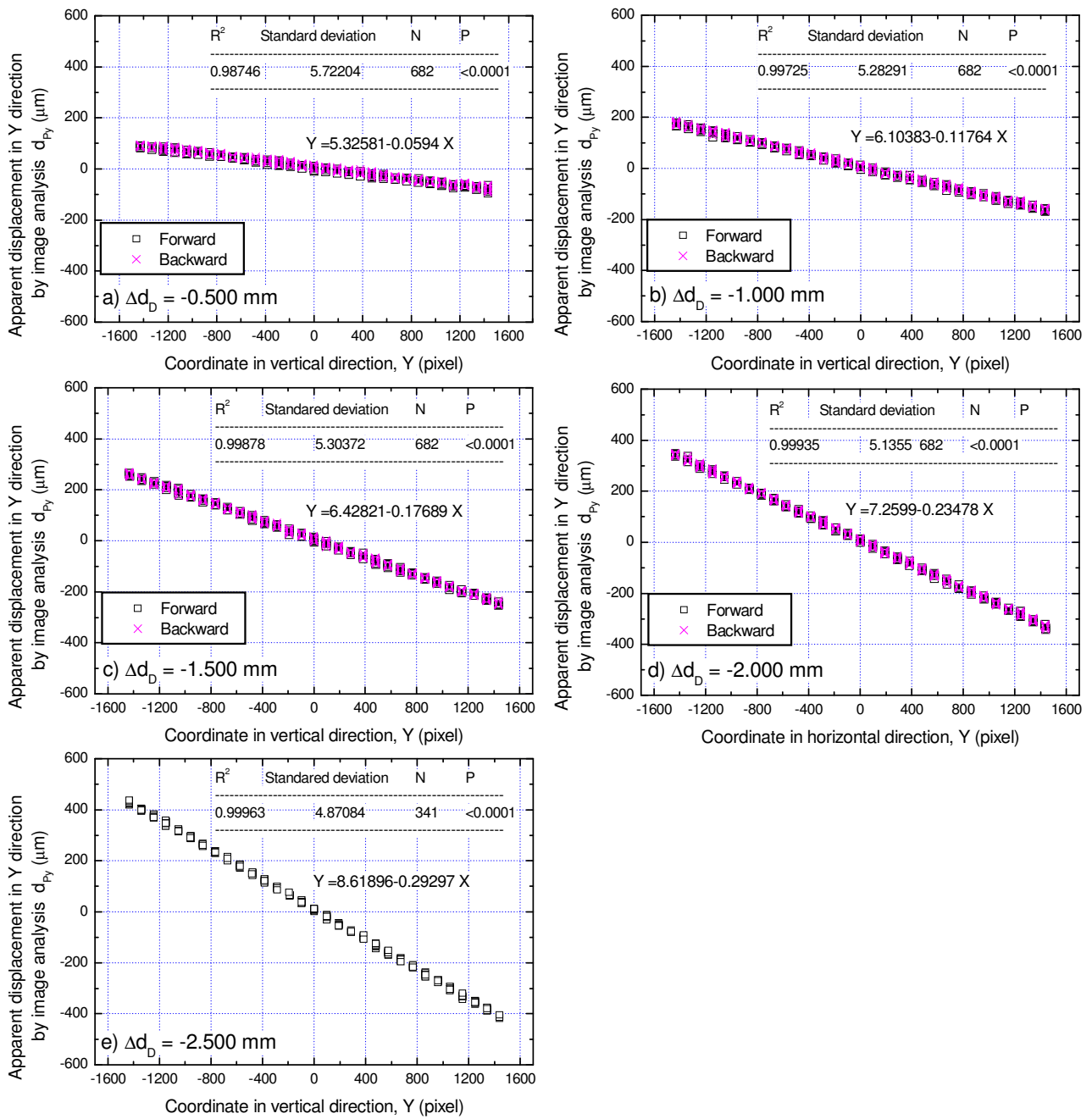


図 3.22 撮影距離の変化による見かけの鉛直変位と位置座標との関係

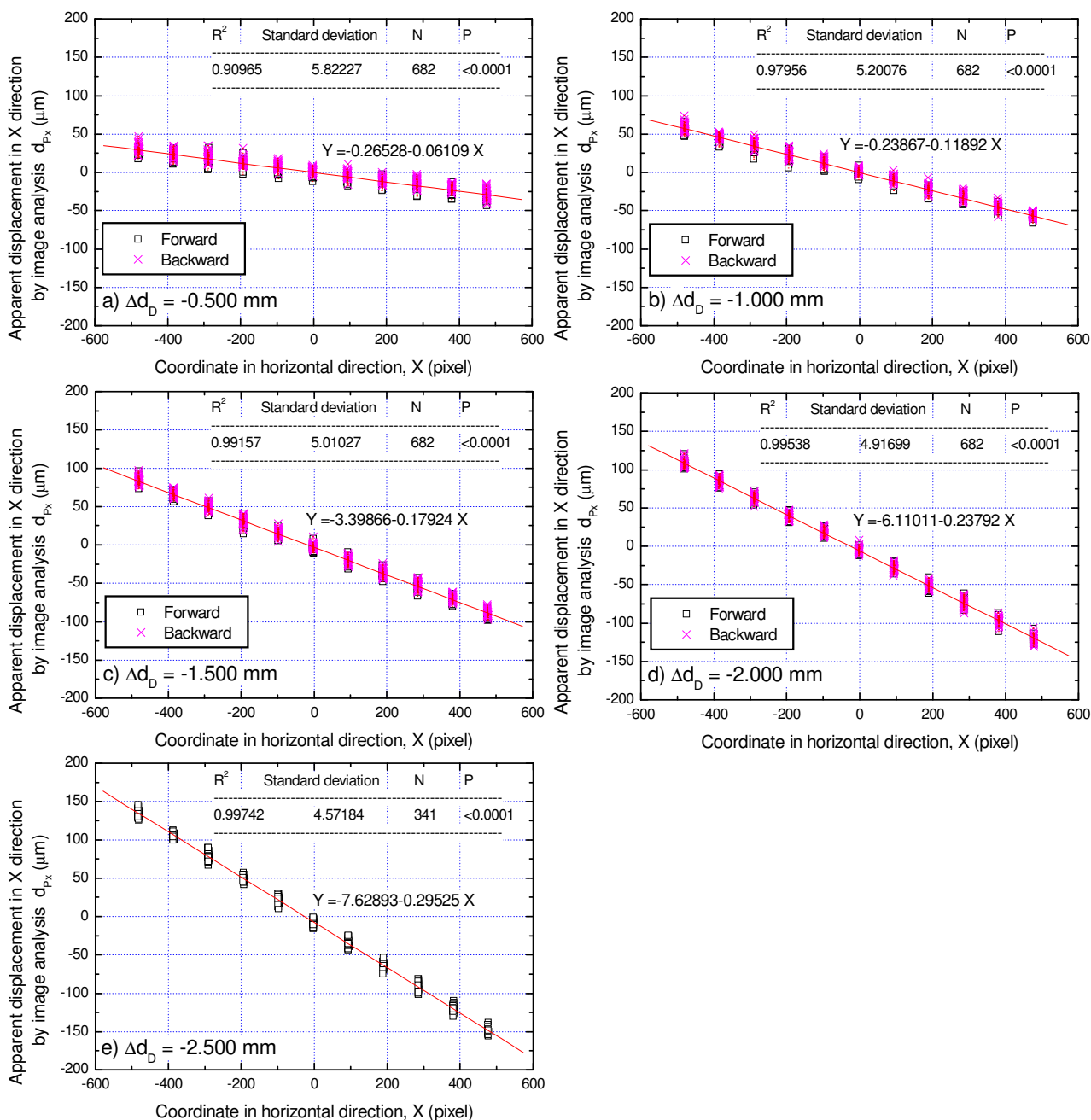


図 3.23 撮影距離の変化による見かけの水平変位と位置座標との関係

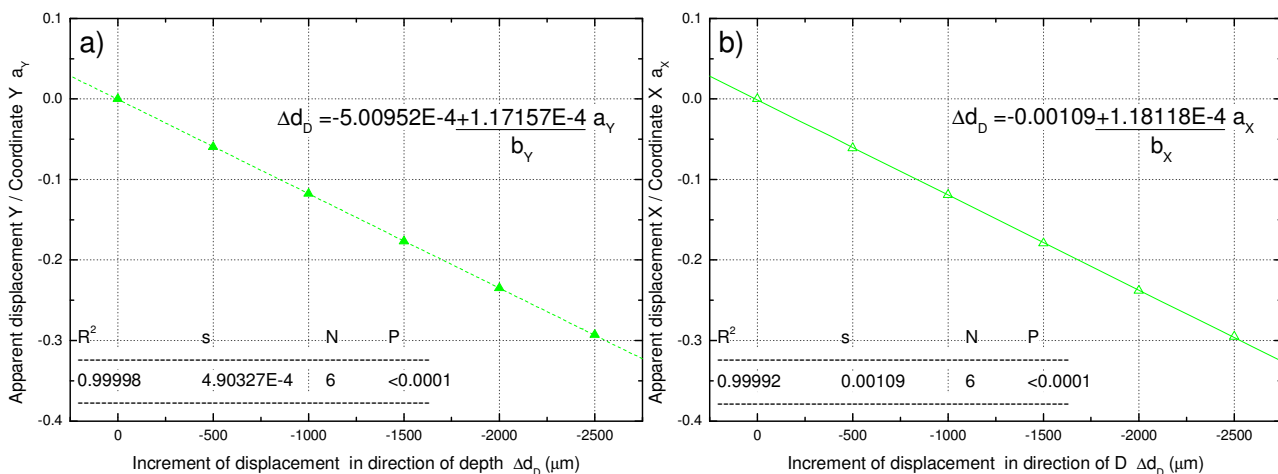


図 3.24 見かけの変位増加率と撮影距離の変化との関係

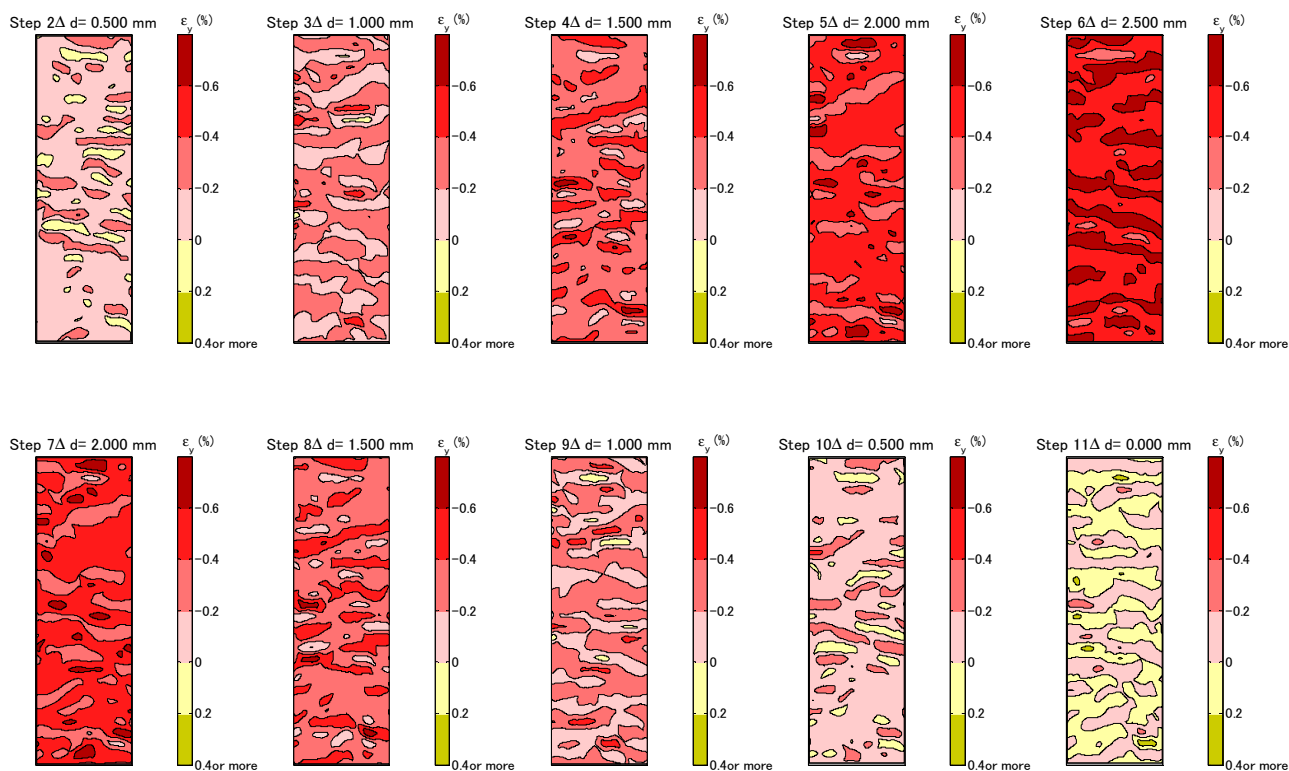


図 3.25 撮影距離の変化による鉛直方向の見かけの局所ひずみ分布

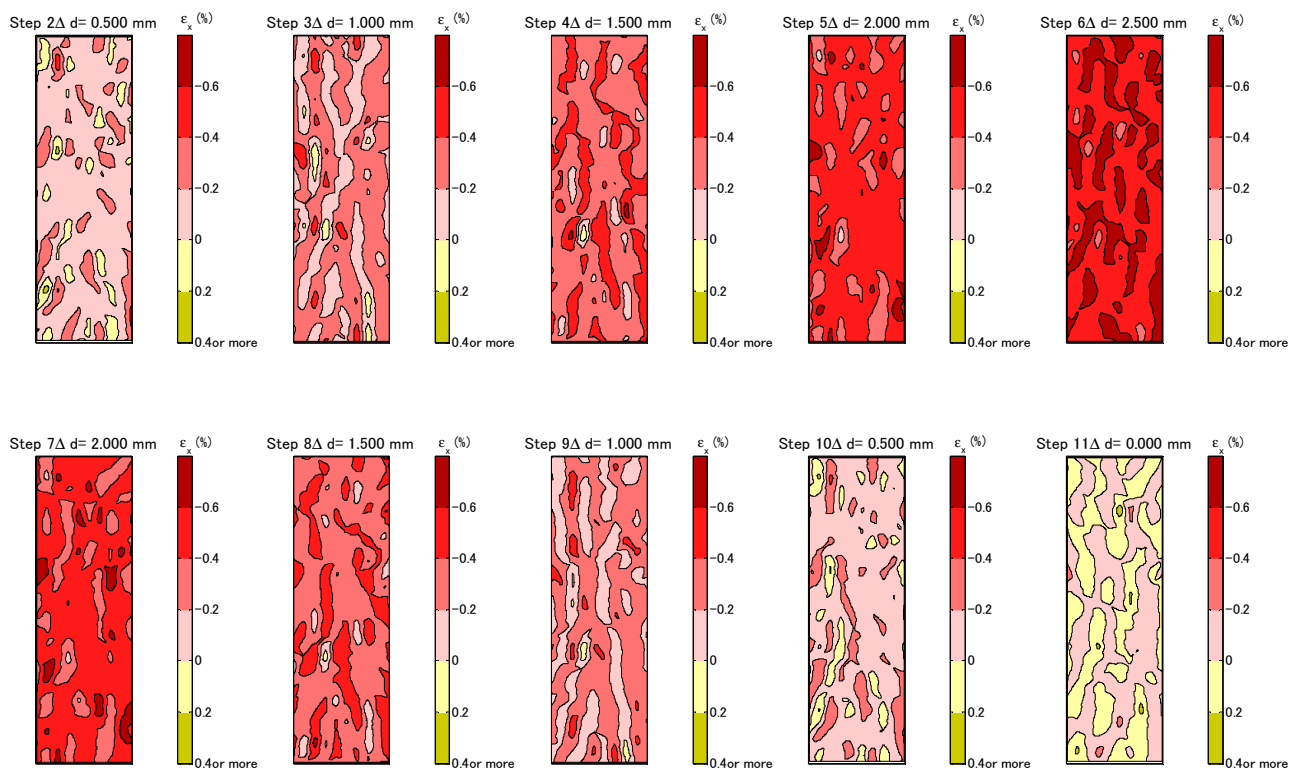


図 3.26 撮影距離の変化による水平方向の見かけの局所ひずみ分布

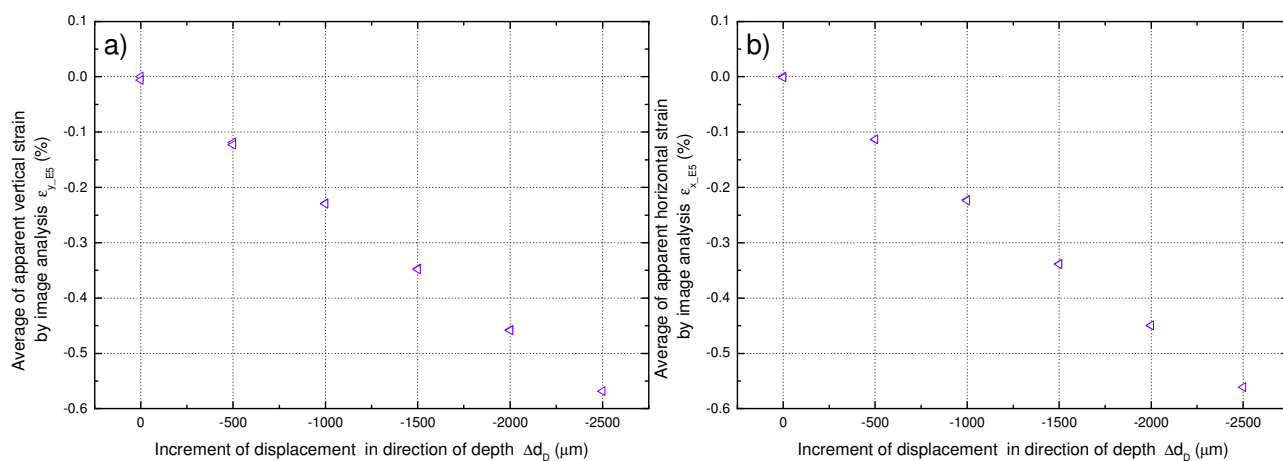


図 3.27 見かけの局所ひずみの平均値と撮影距離の変化との関係

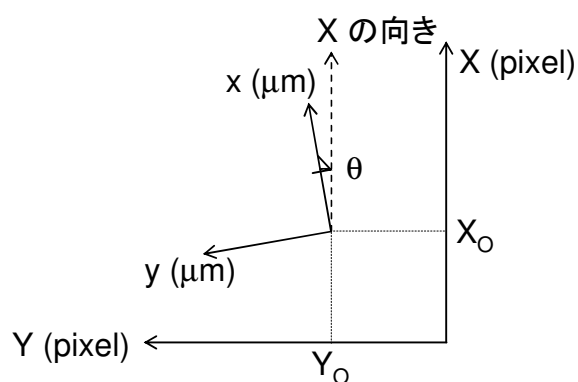


図 3.28 ピクセル座標系 (X, Y) と実座標系 (x, y) の関係

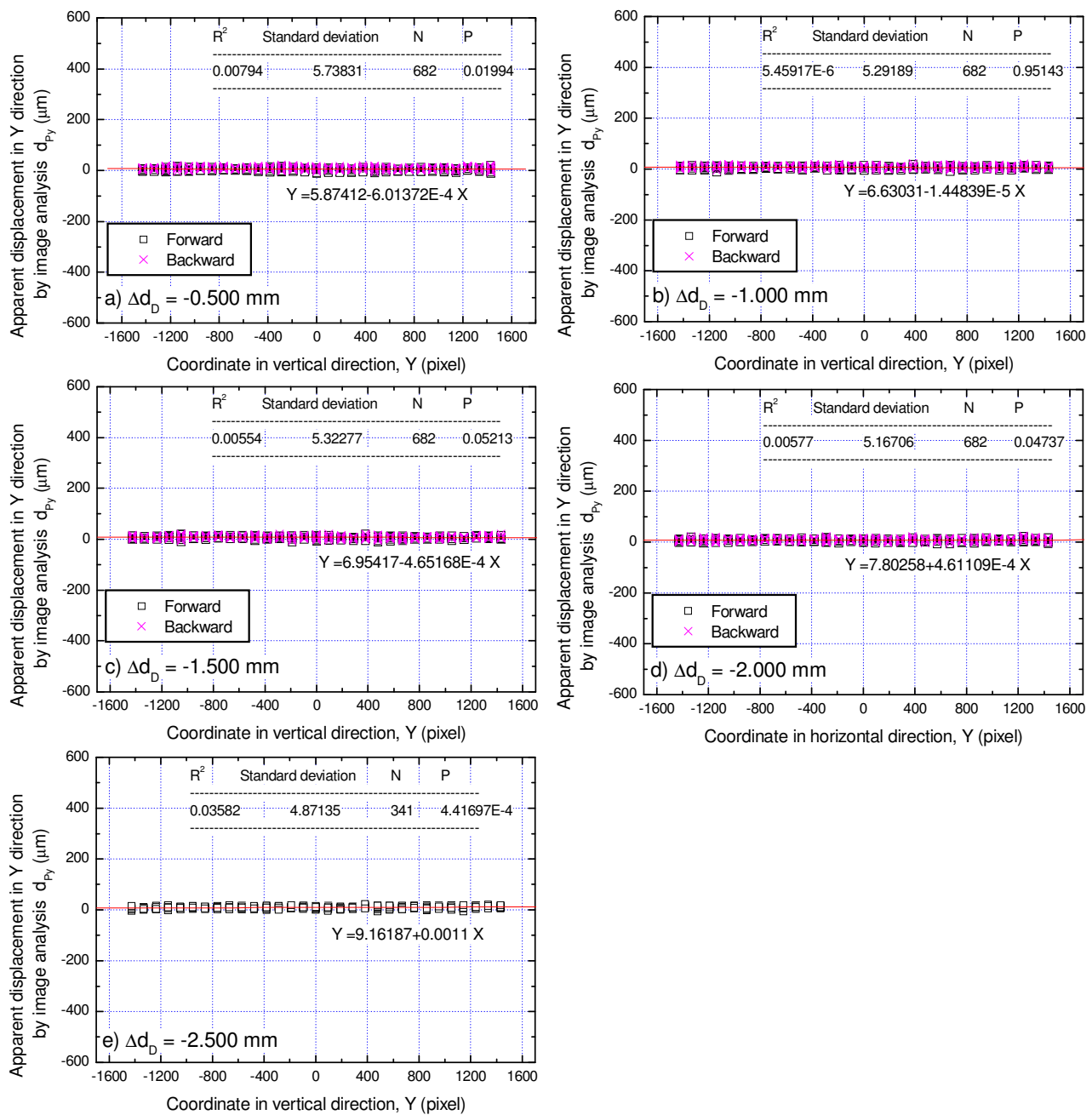


図 3.29 撮影距離の変化による見かけの鉛直変位と位置座標との関係（補正後）

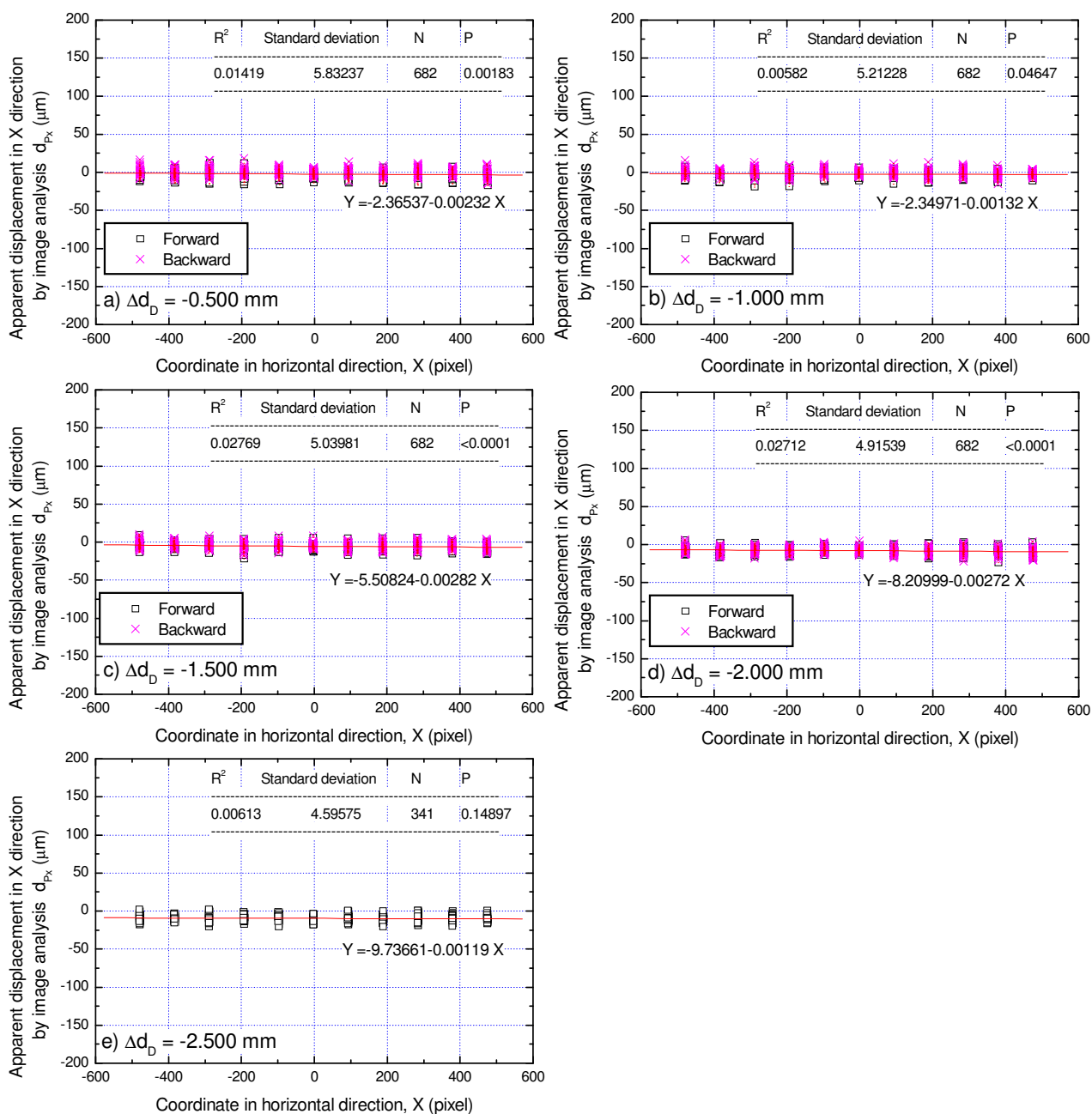


図 3.30 撮影距離の変化による見かけの水平変位と位置座標との関係（補正後）

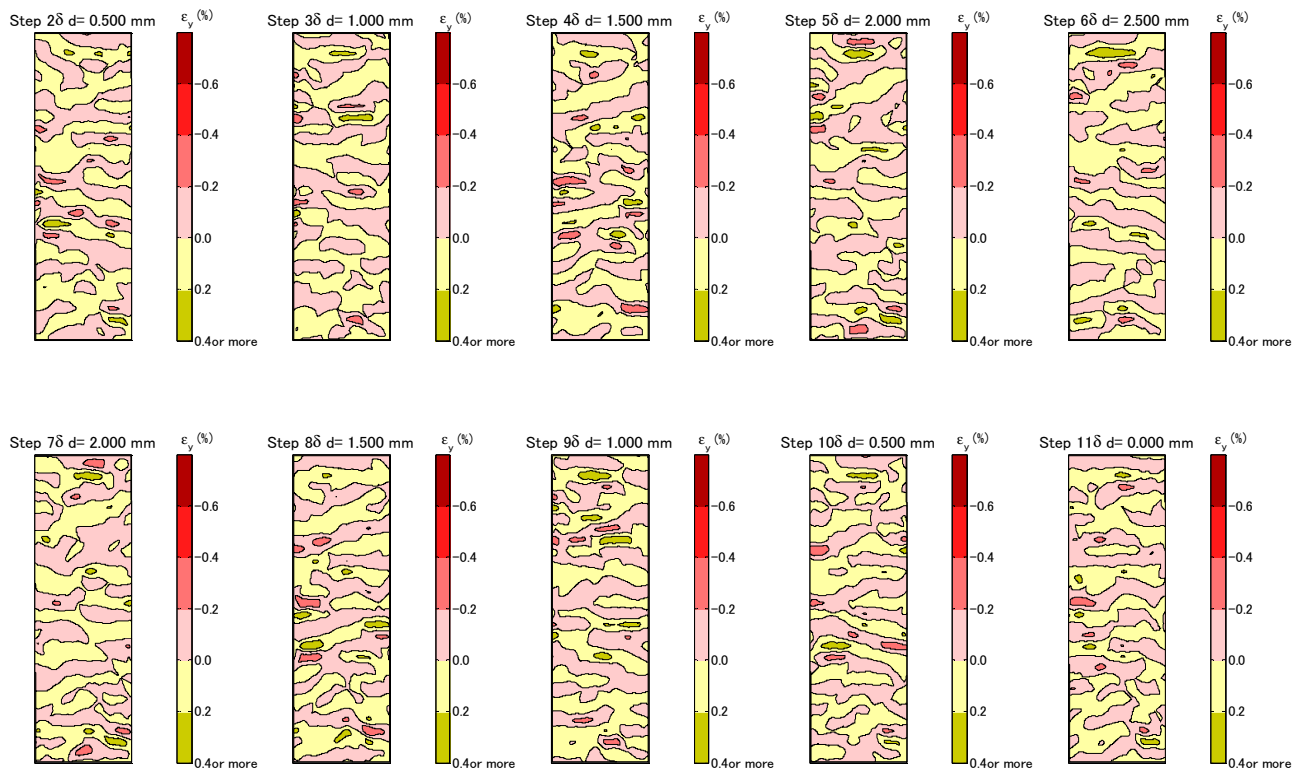


図 3.31 撮影距離の変化による鉛直方向の見かけの局所ひずみ分布（補正後）

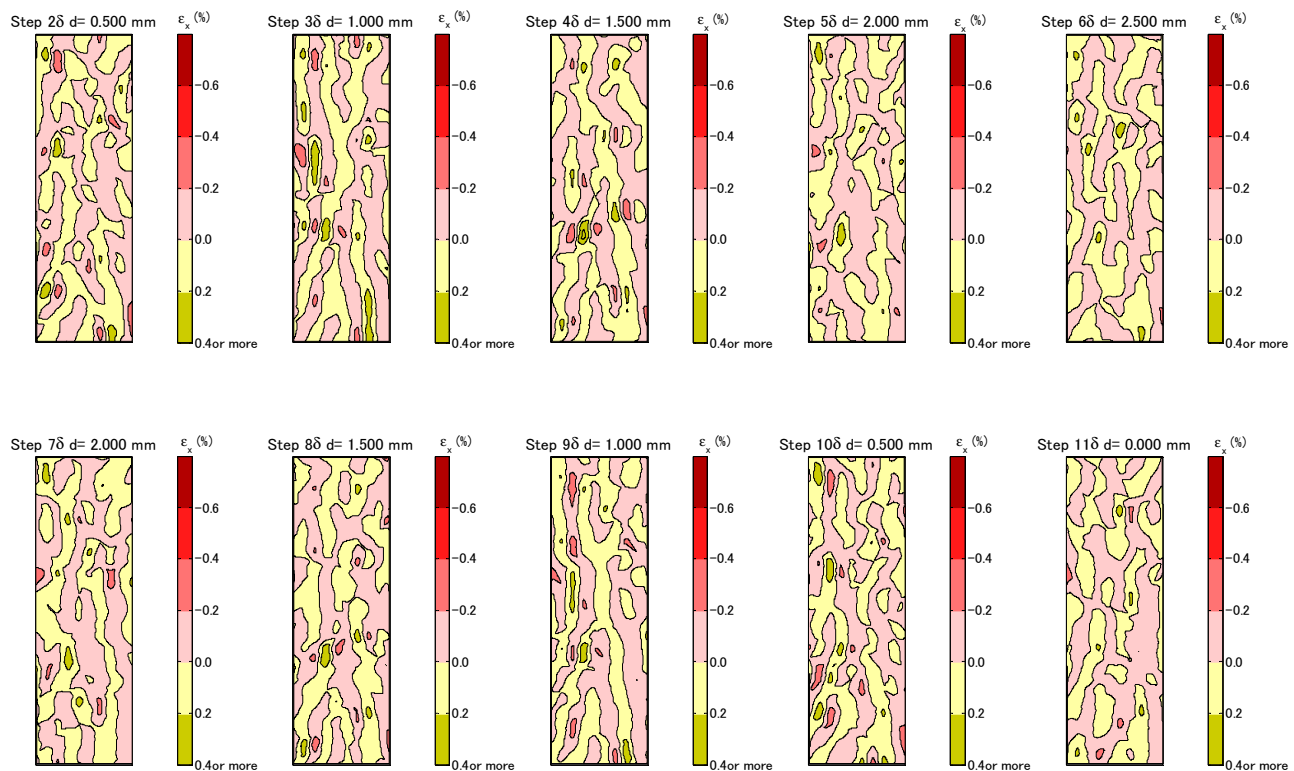


図 3.32 撮影距離の変化による水平方向の見かけの局所ひずみ分布（補正後）

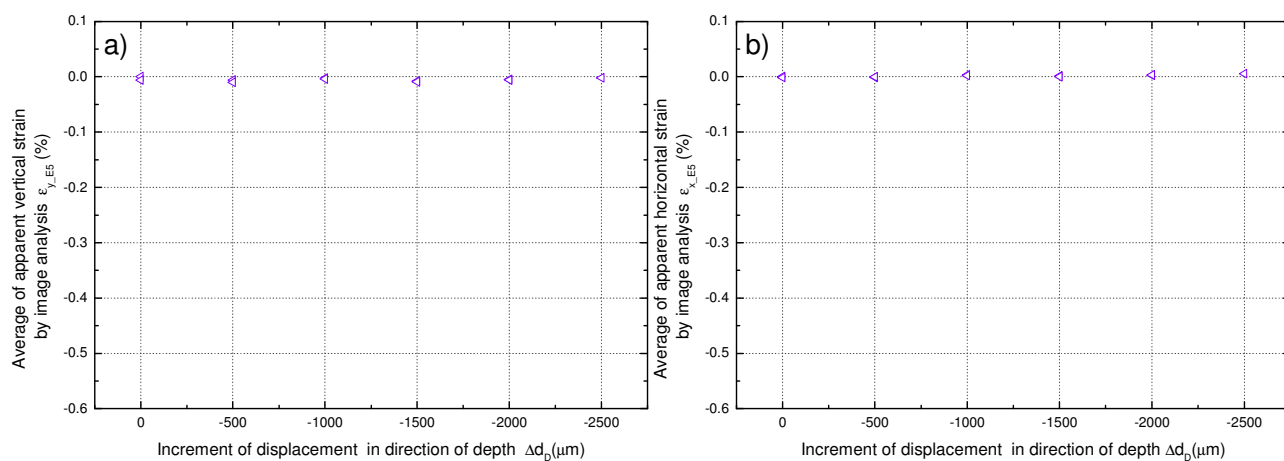


図 3.33 見かけの局所ひずみの平均値と撮影距離の変化との関係

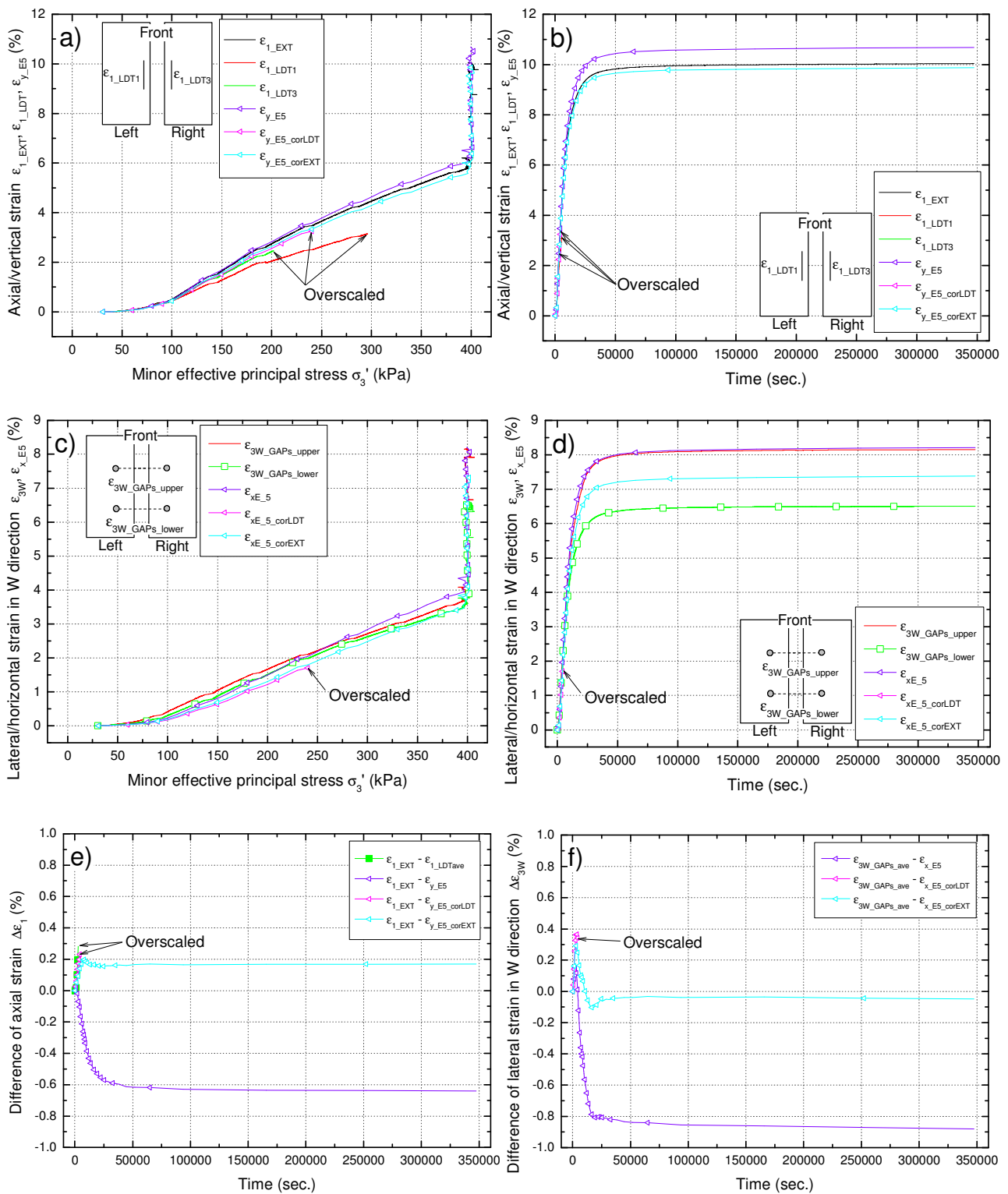


図 3.34 等方圧密中に生じたひずみの比較 (LSS_CD_03) 補正後

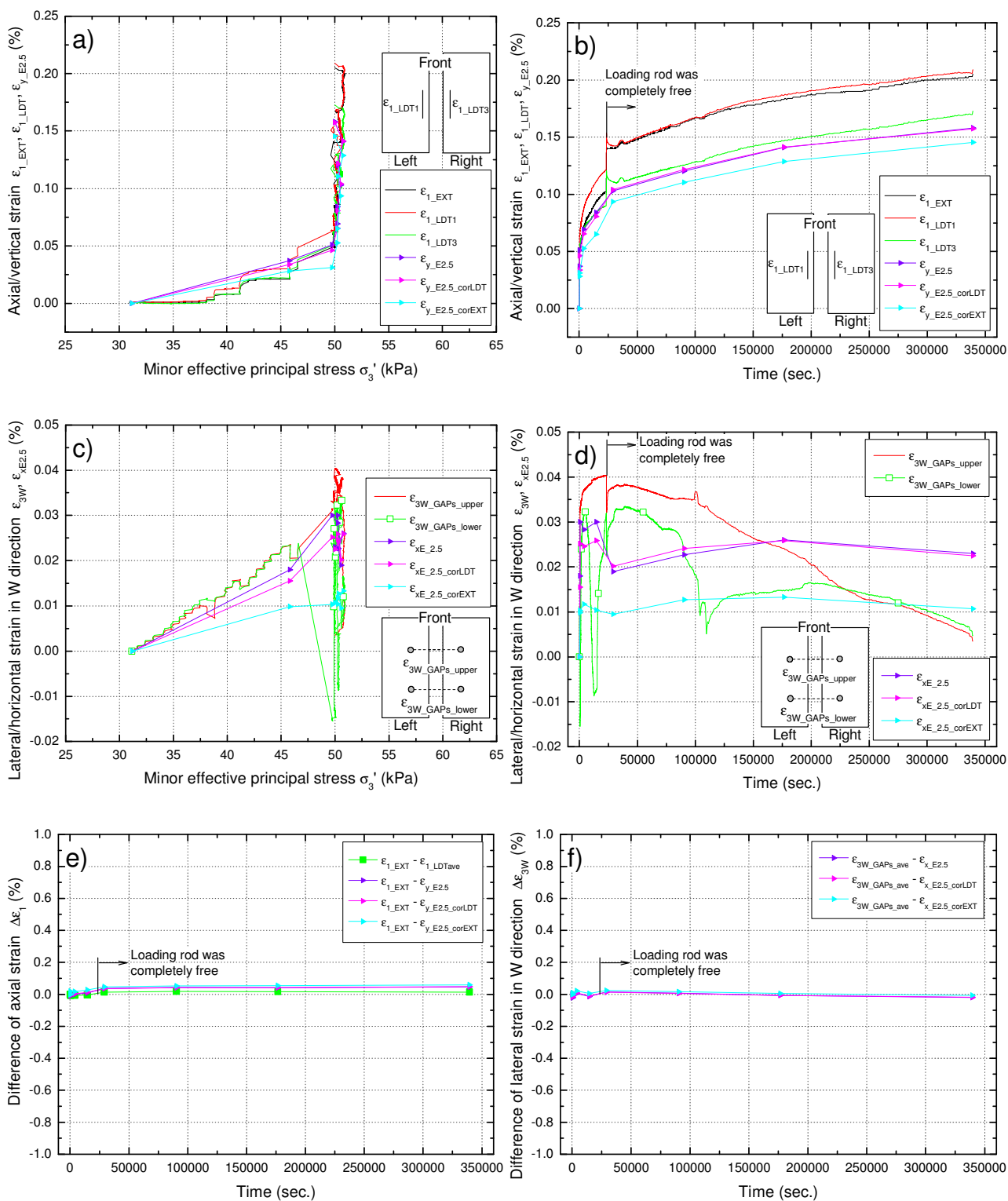


図 3.35 等方圧密中に生じたひずみの比較 (LSS_CD_05) 補正後

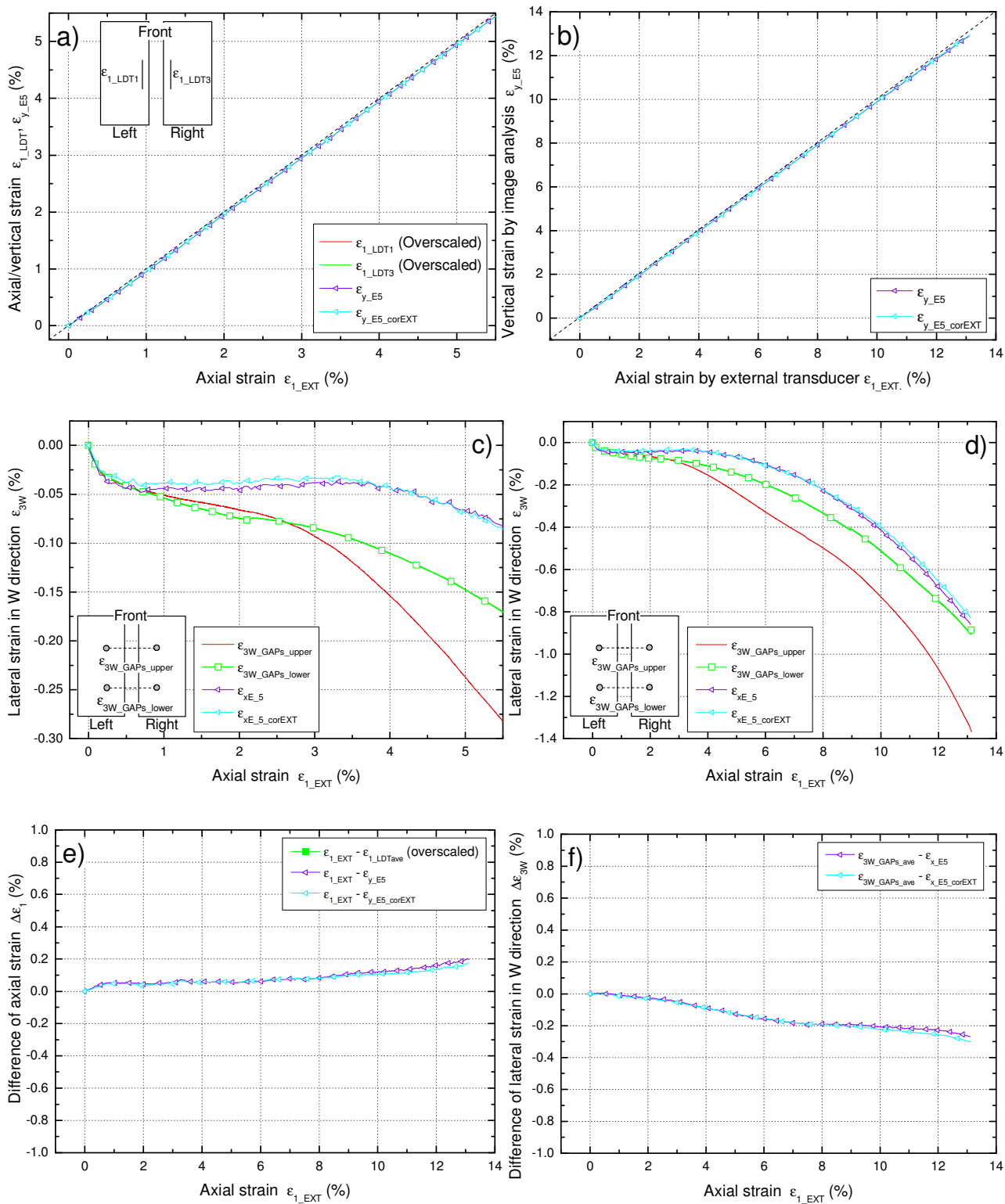


図 3.36 セン断中に生じたひずみの比較 (LSS_CD_03) 補正後

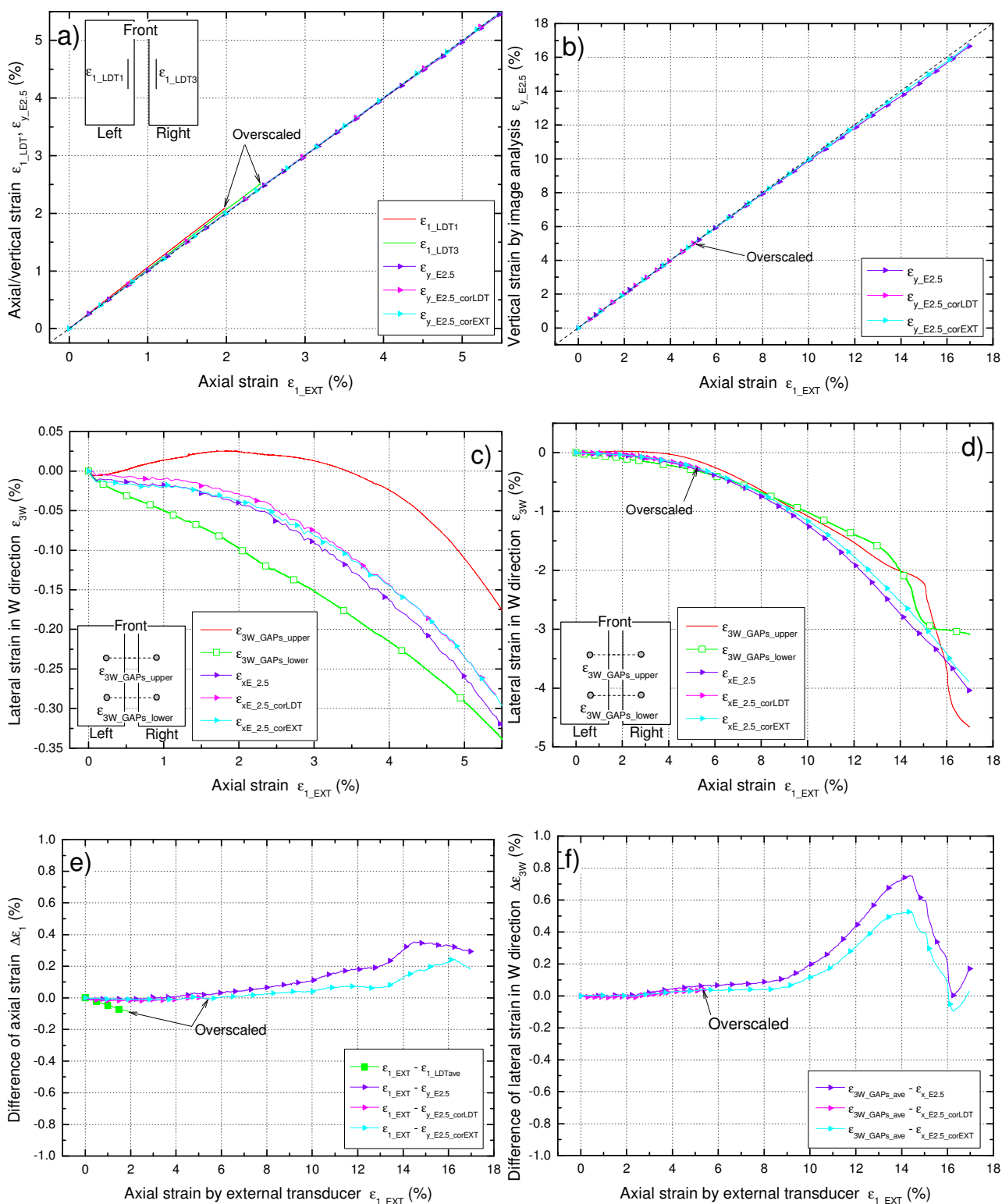


図 3.37 セン断中に生じたひずみの比較 (LSS_CD_05) 補正後

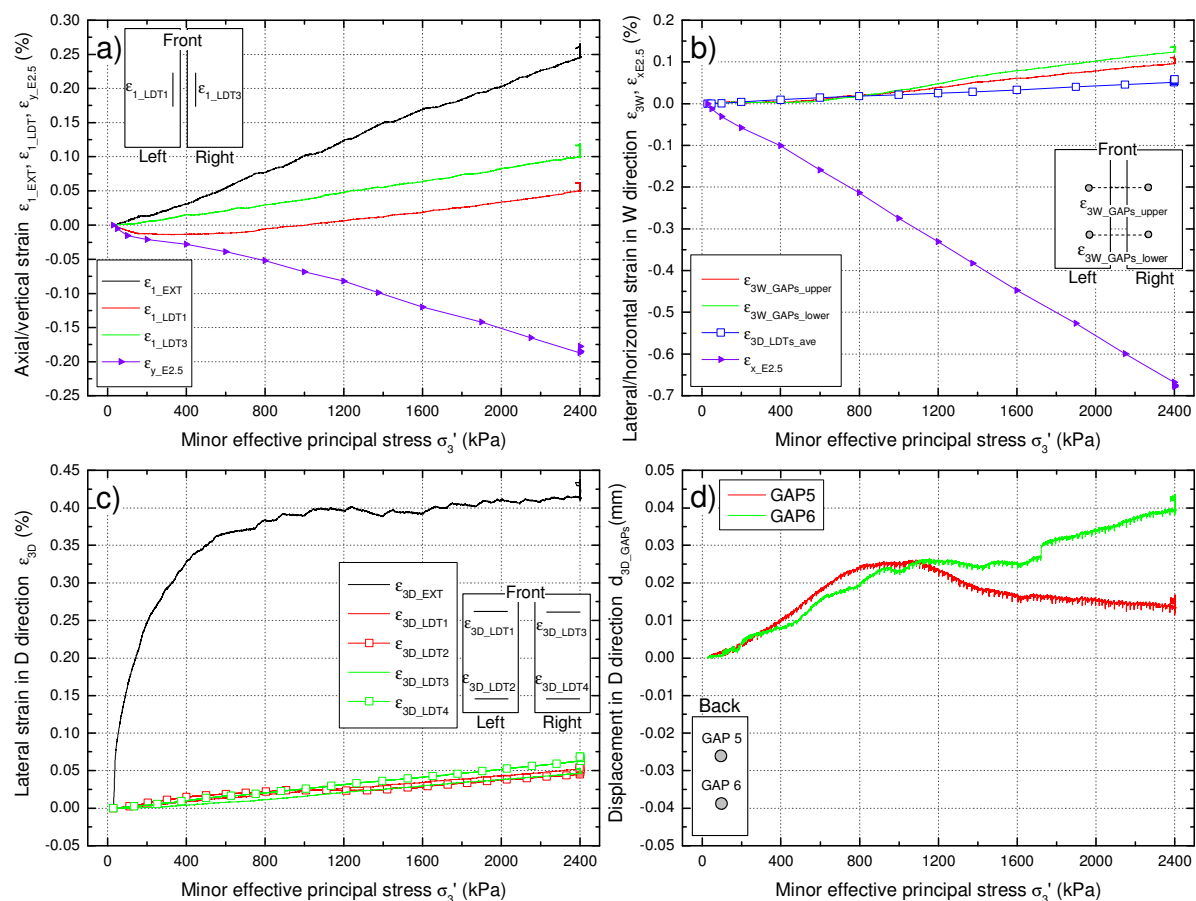


図 3.38 等方圧密中に生じたひずみおよび変位の比較 (HCC300_CD_01)

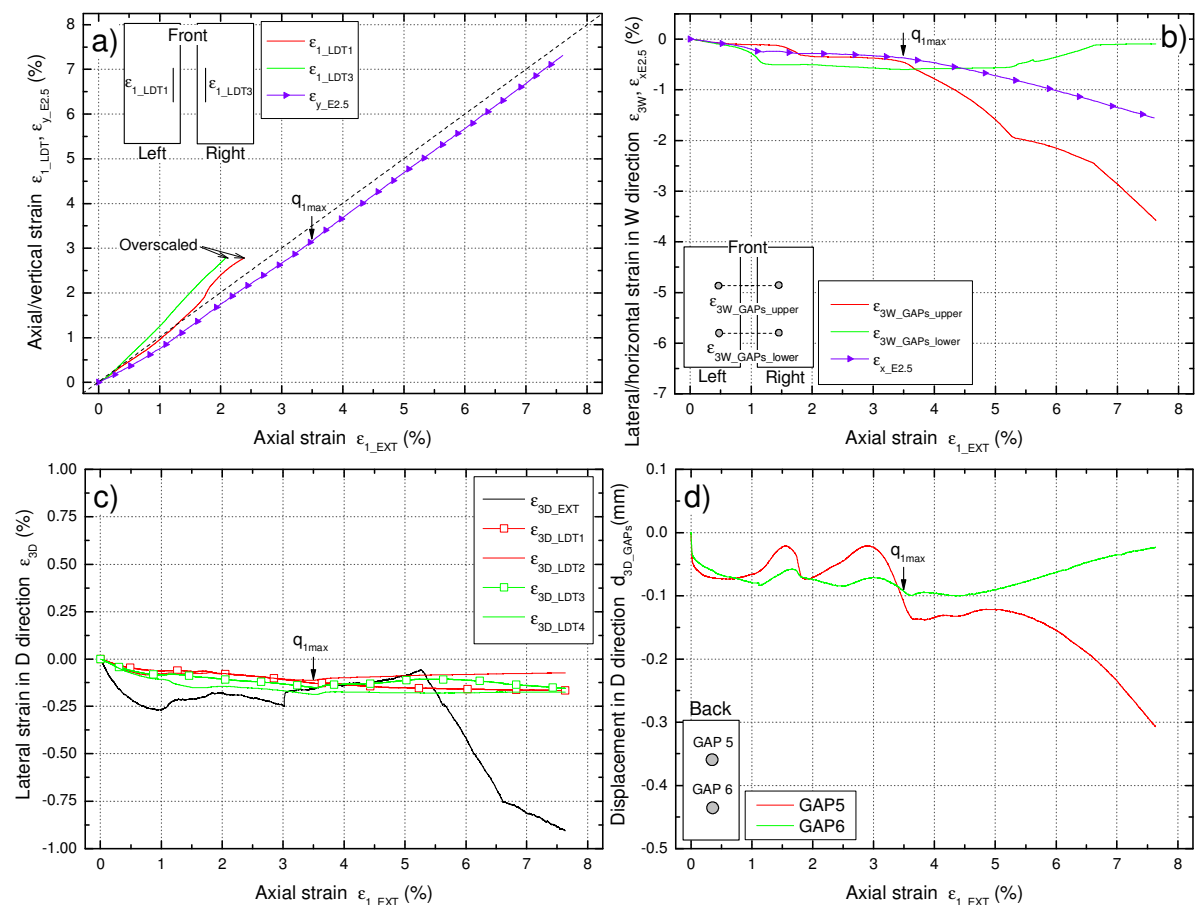


図 3.39 せん断中に生じたひずみおよび変位の比較 (HCC300_CD_01)

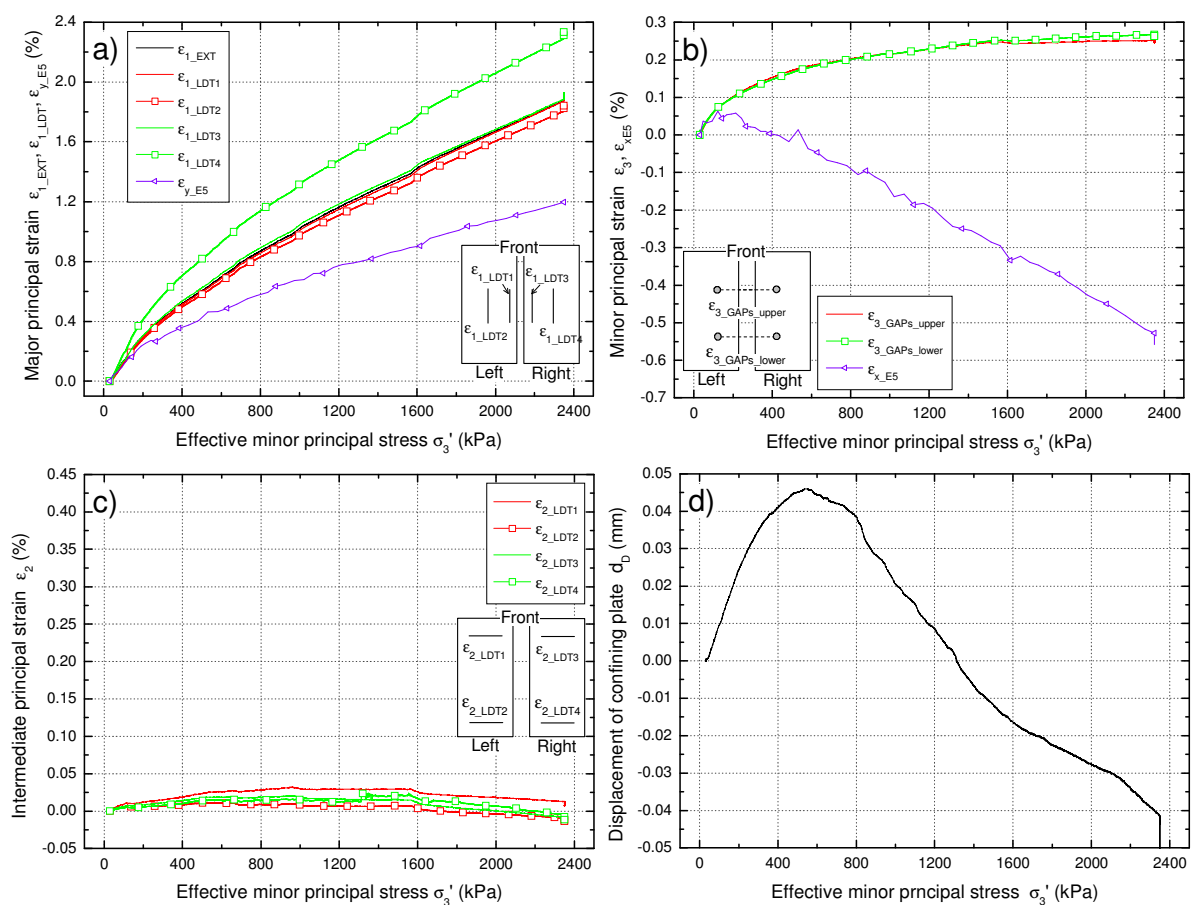


図 3.40 異方圧密中に生じたひずみおよび変位の比較 (TS_PSC_24)

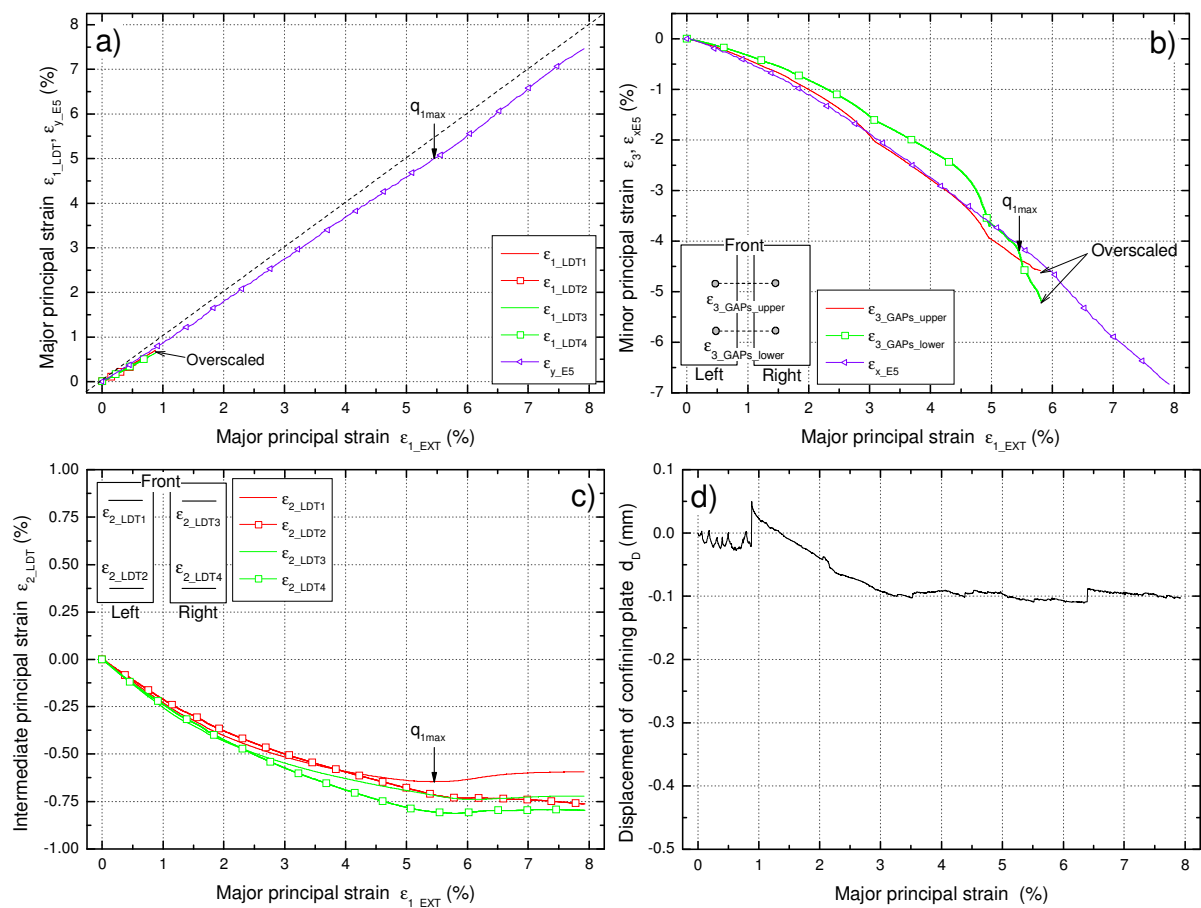


図 3.41 せん断中に生じたひずみおよび変位の比較 (TS_PSC_24)

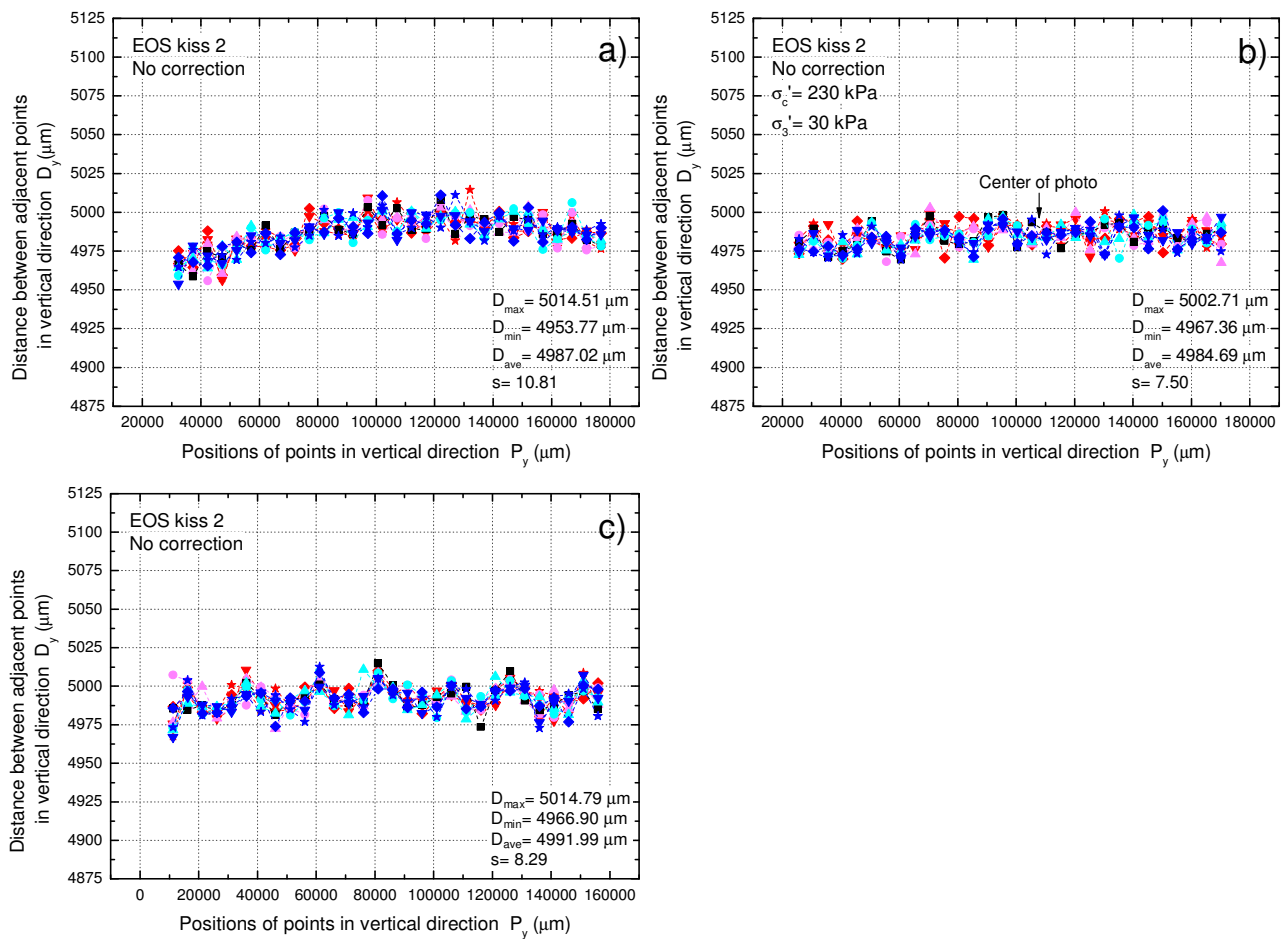


図 3.42 異なる光学系，拘束圧下で撮影された画像の解析結果（カメラ 2，鉛直方向の標点間距離）

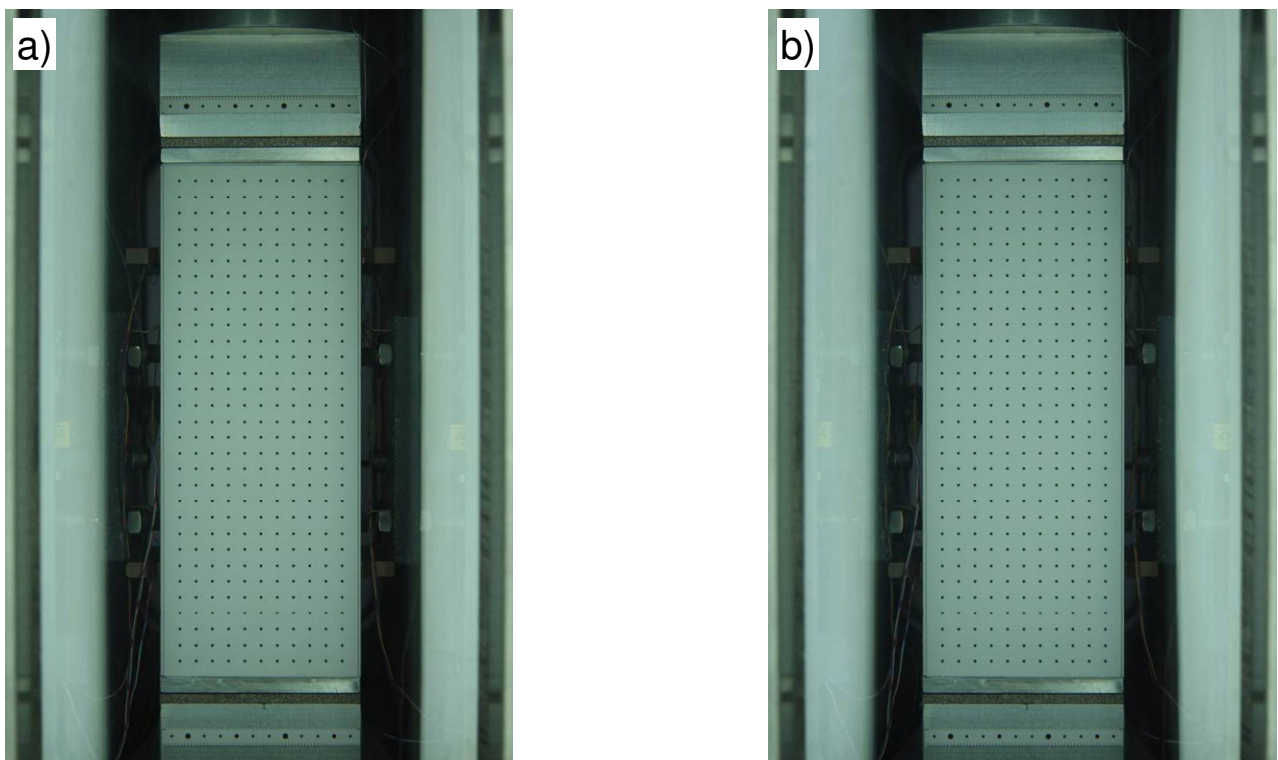


図 3.43 拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響の検証画像

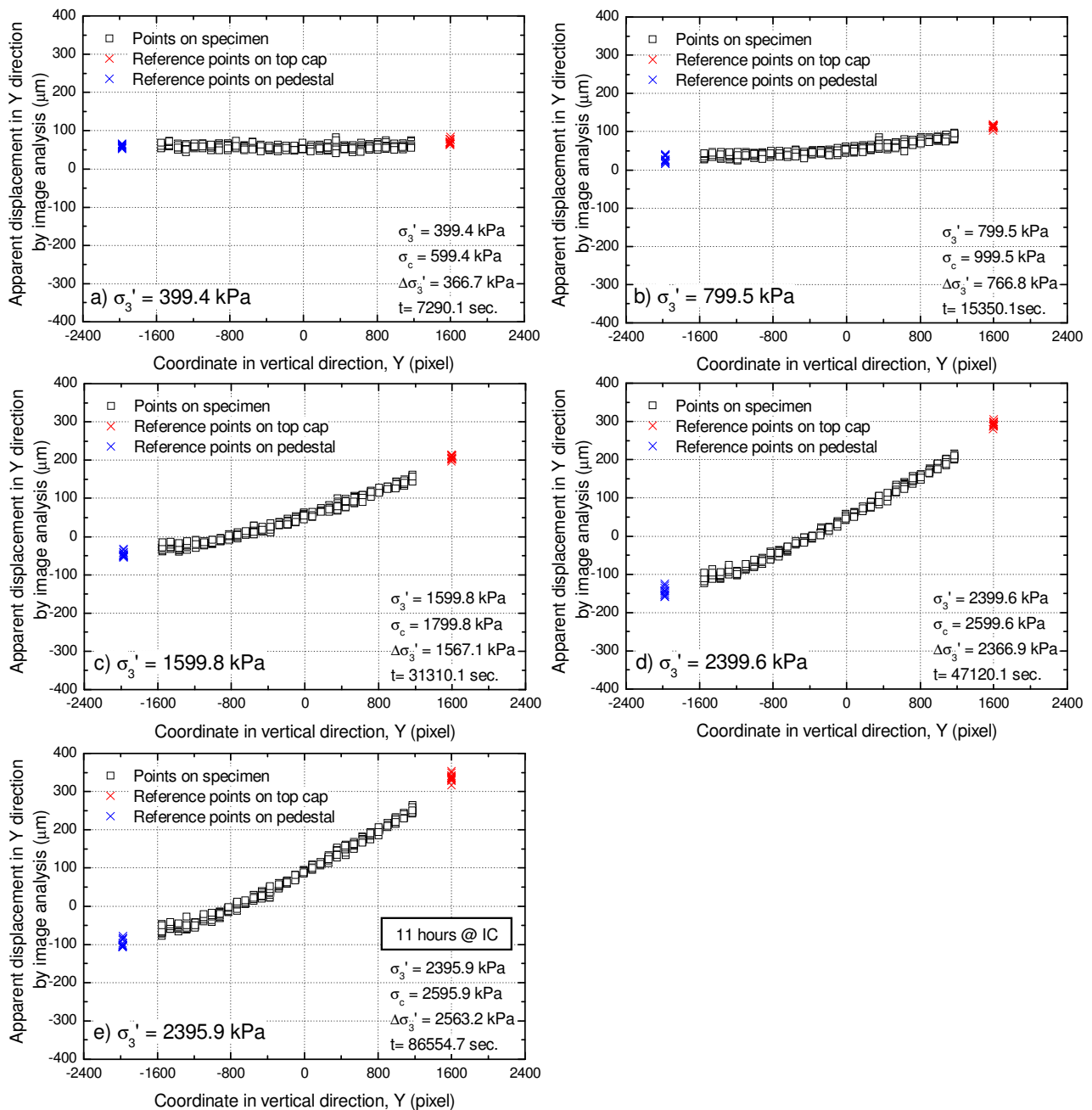


図 3.44 拘束圧の変化による見かけの鉛直変位と位置座標との関係

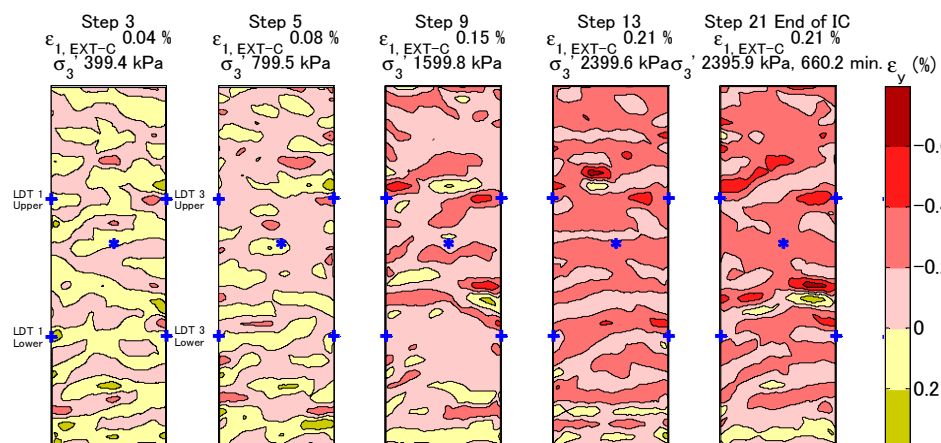


図 3.45 拘束圧の変化による鉛直方向の見かけの局所ひずみ分布

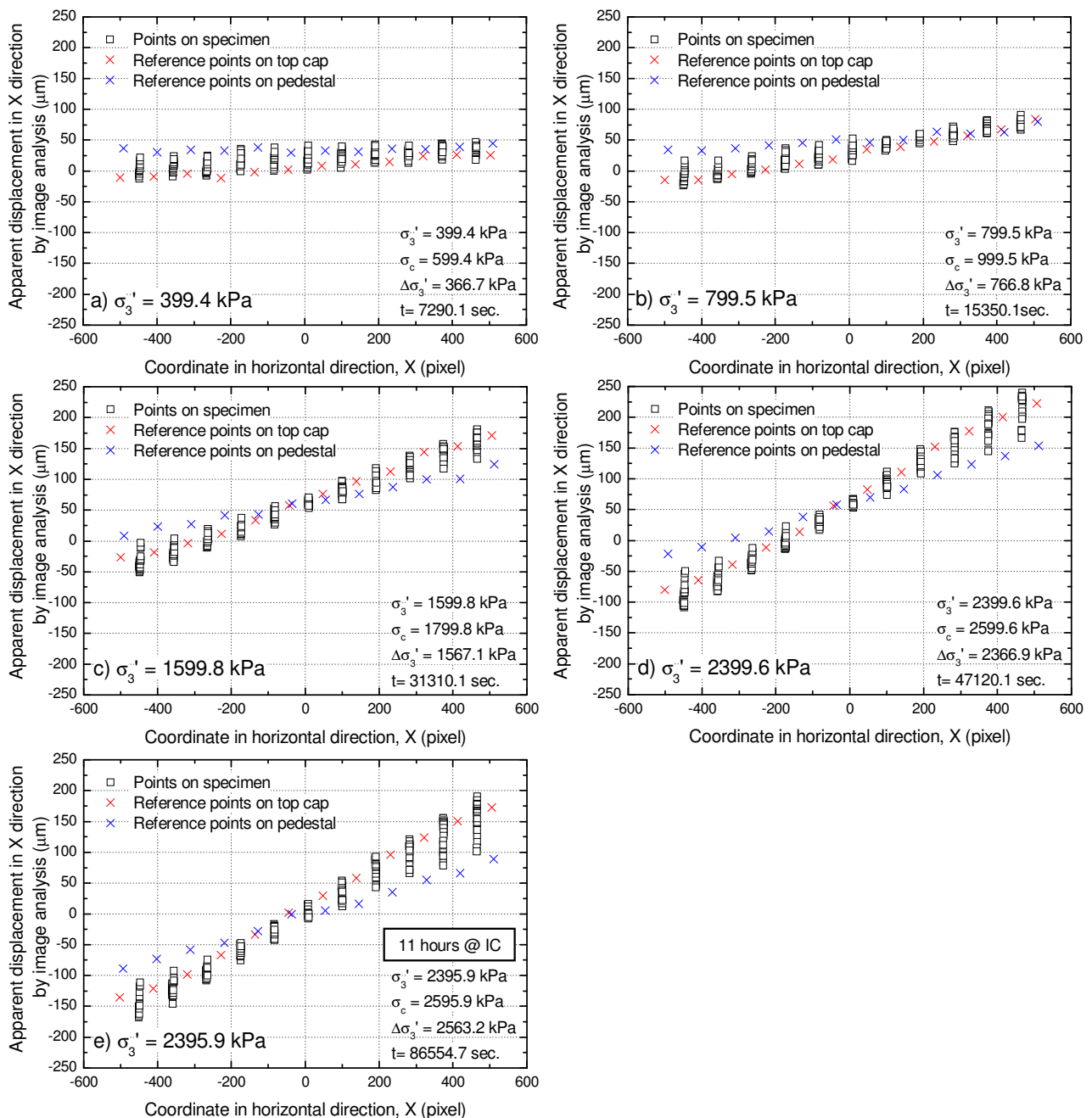


図 3.46 拘束圧の変化による見かけの水平変位と位置座標との関係

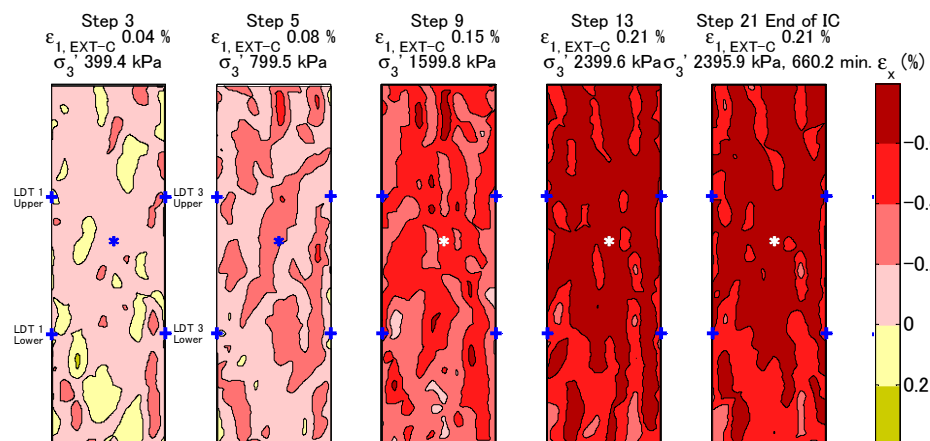


図 3.47 拘束圧の変化による水平方向の見かけの局所ひずみ分布

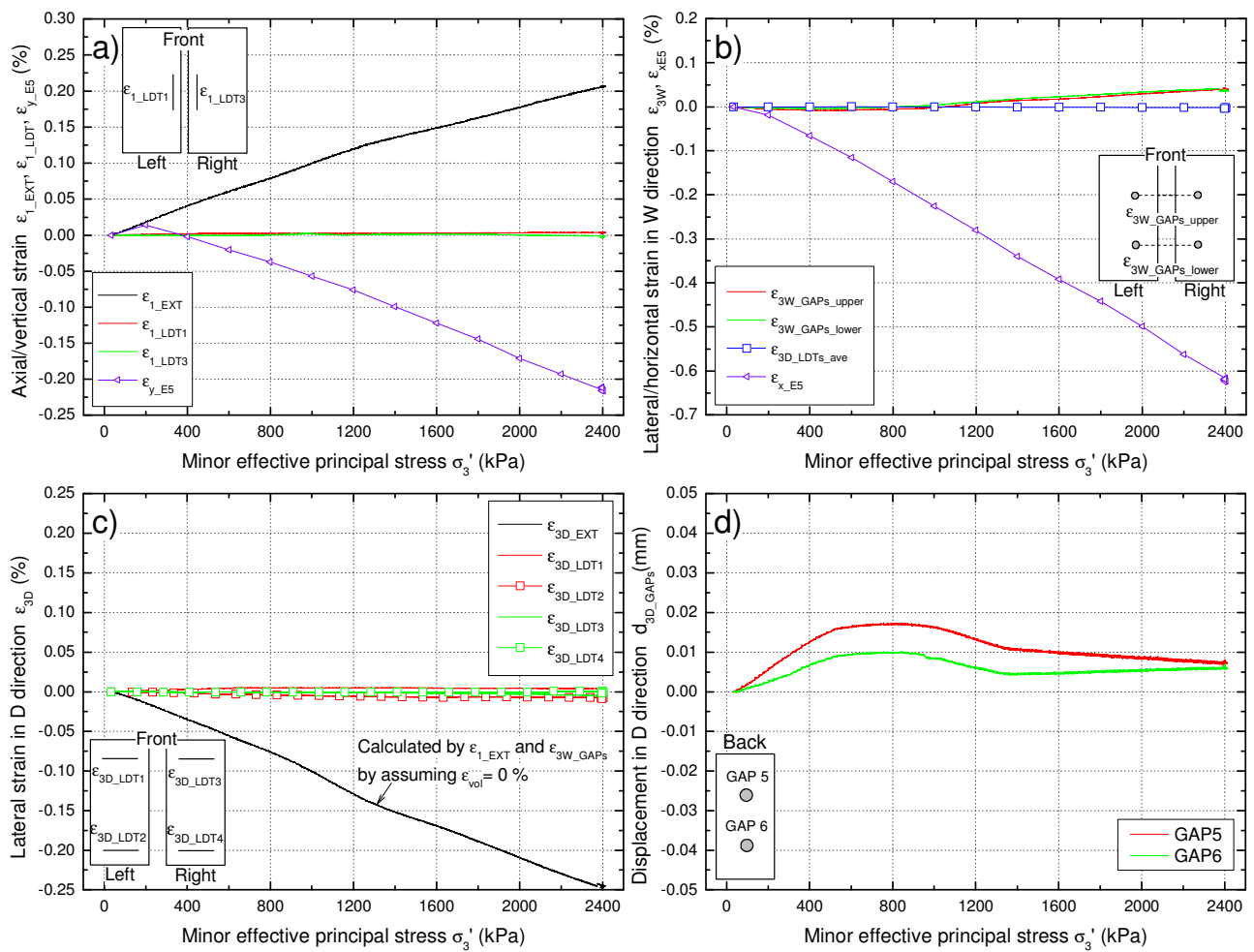


図 3.48 拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響の検証試験におけるひずみおよび変位の比較

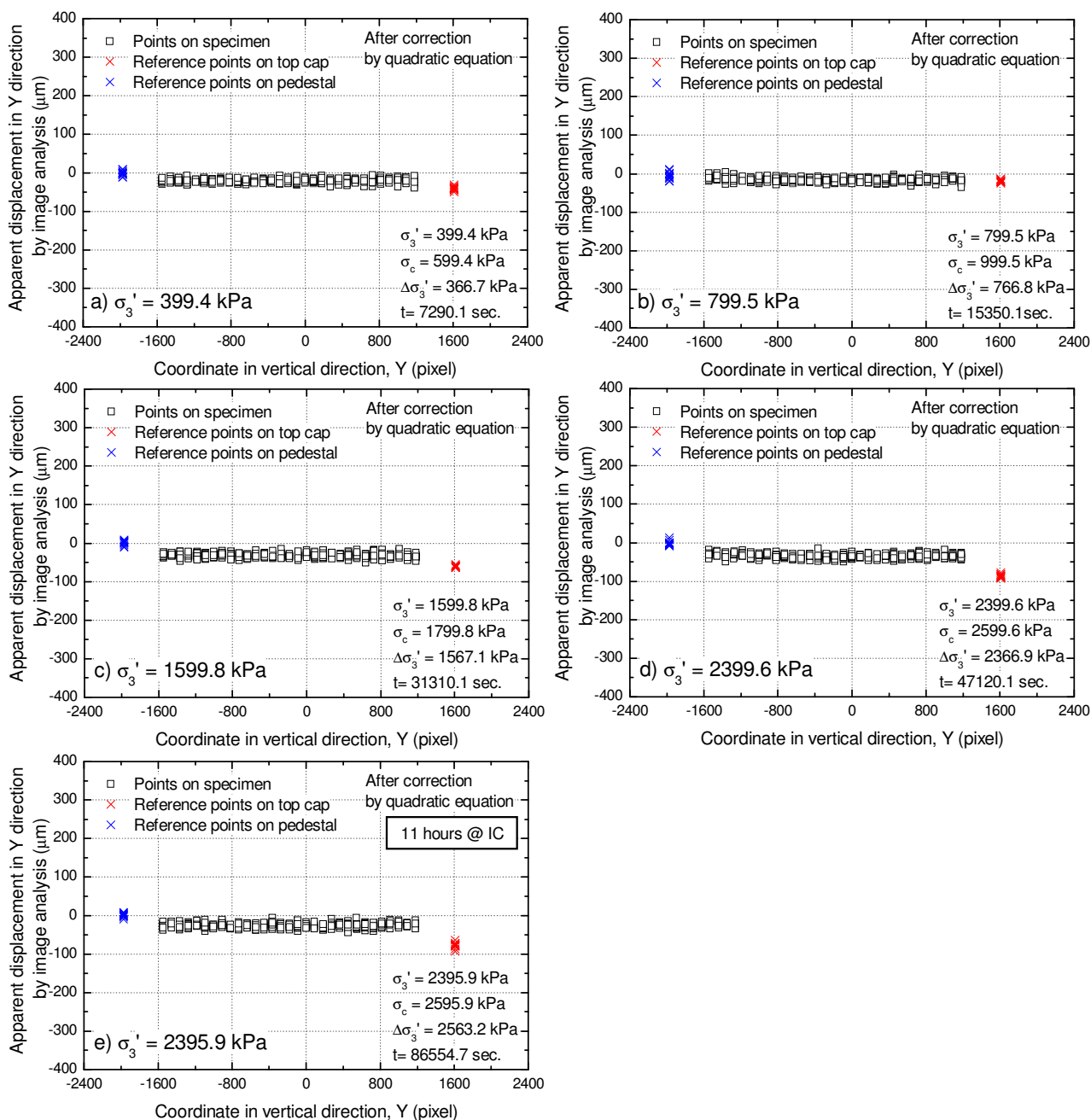


図 3.49 拘束圧の変化による見かけの鉛直変位と位置座標との関係（補正後）

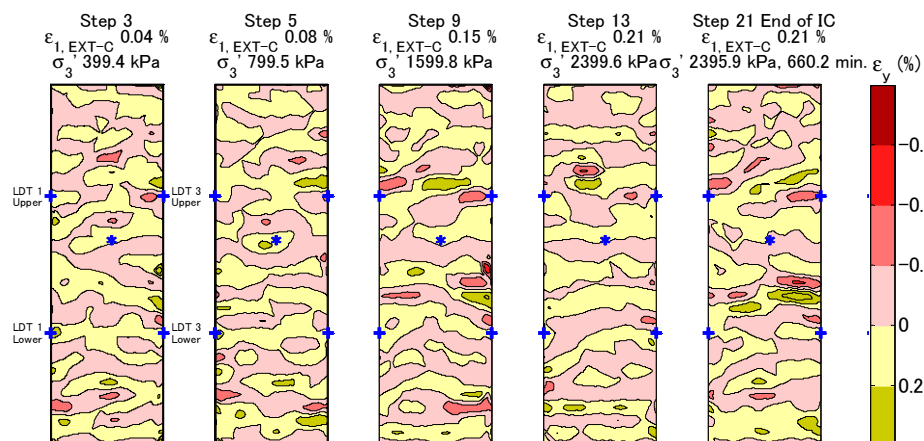


図 3.50 拘束圧の変化による鉛直方向の見かけの局所ひずみ分布（補正後）

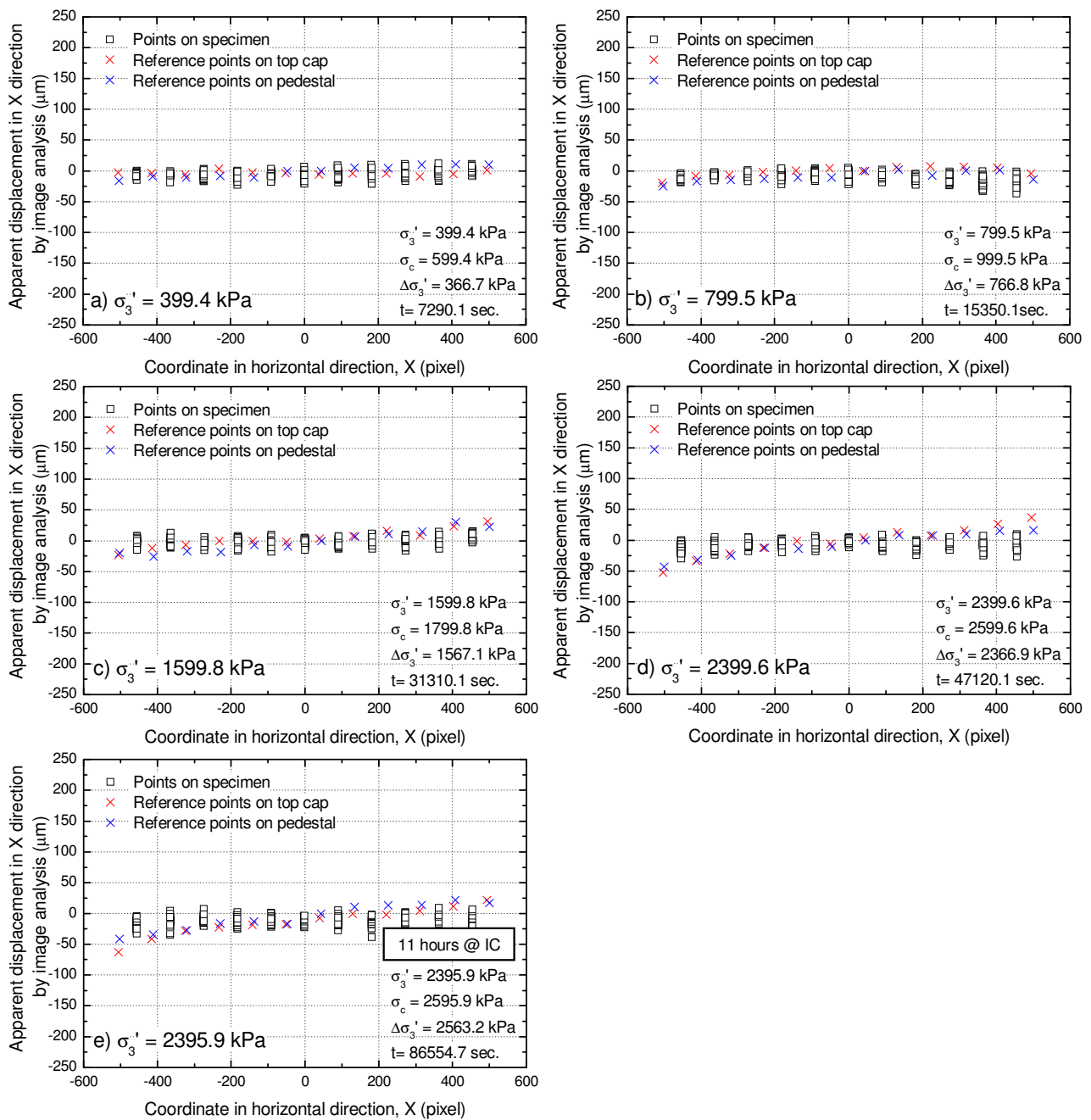


図 3.51 拘束圧の変化による見かけの水平変位と位置座標との関係（補正後）

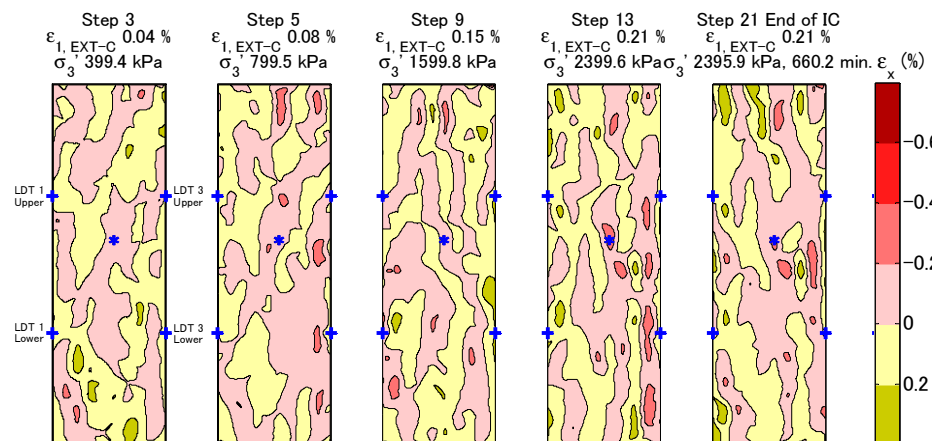


図 3.52 拘束圧の変化による水平方向の見かけの局所ひずみ分布（補正後）

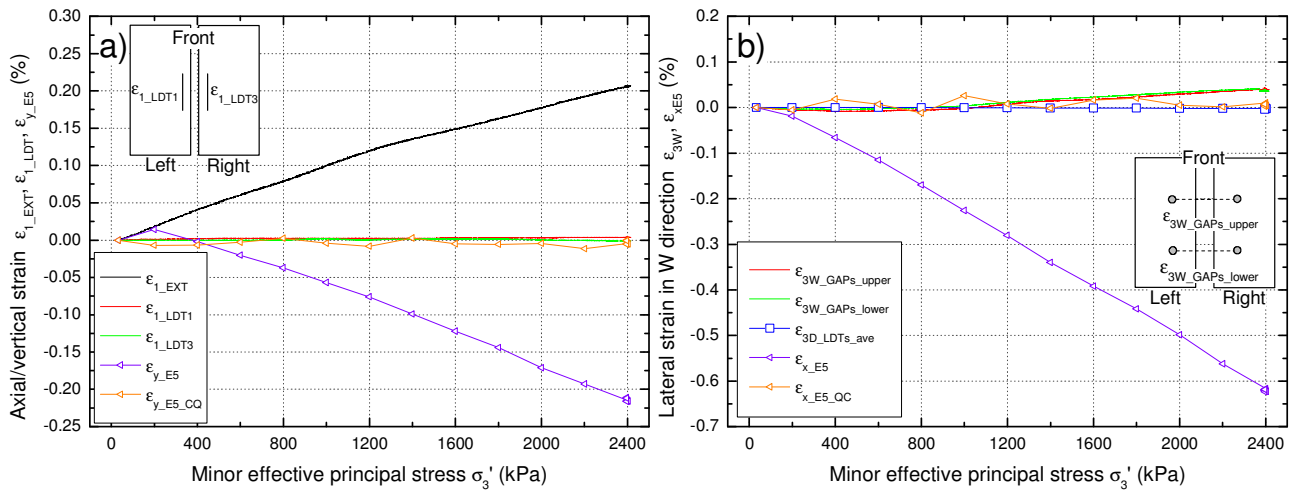


図 3.53 拘束圧の変化に伴う平面観察窓の歪みの影響の検証試験におけるひずみの比較（補正後）

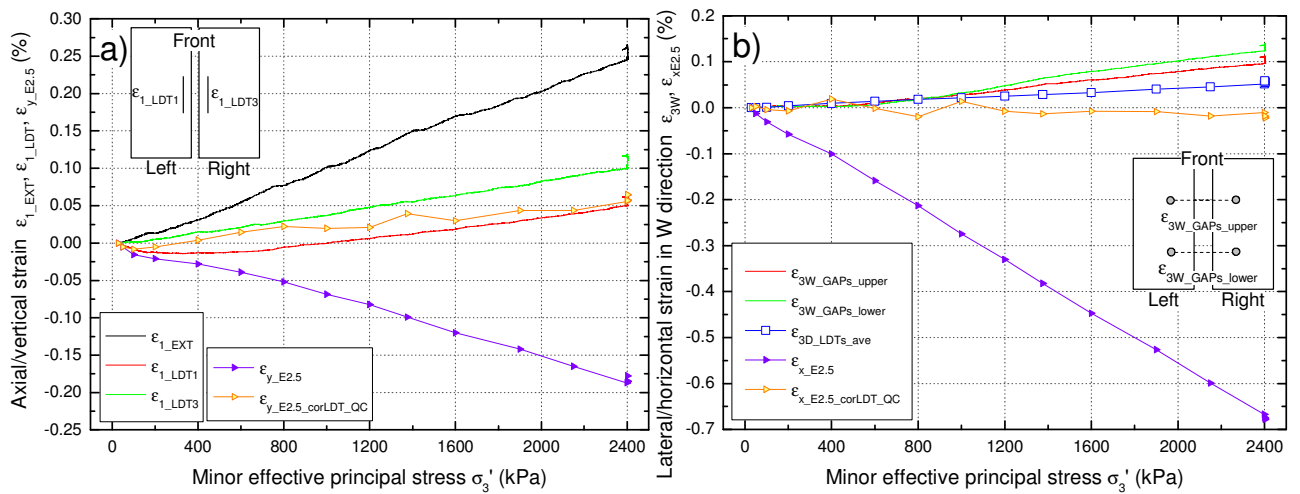


図 3.54 等方圧密中に生じたひずみおよび変位の比較（HCC300_CD_01）

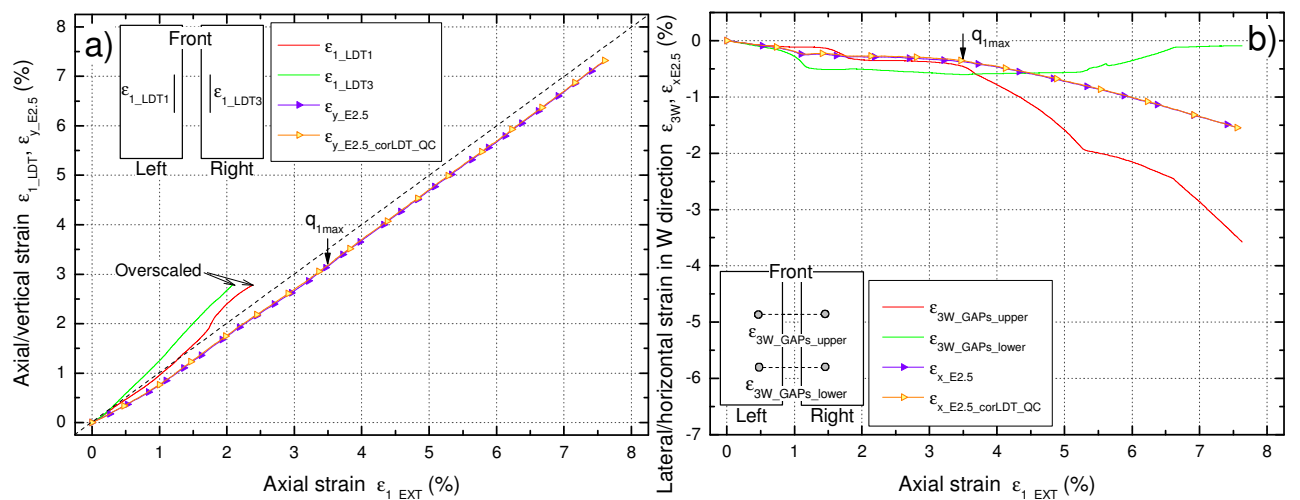


図 3.55 せん断中に生じたひずみおよび変位の比較（HCC300_CD_01）

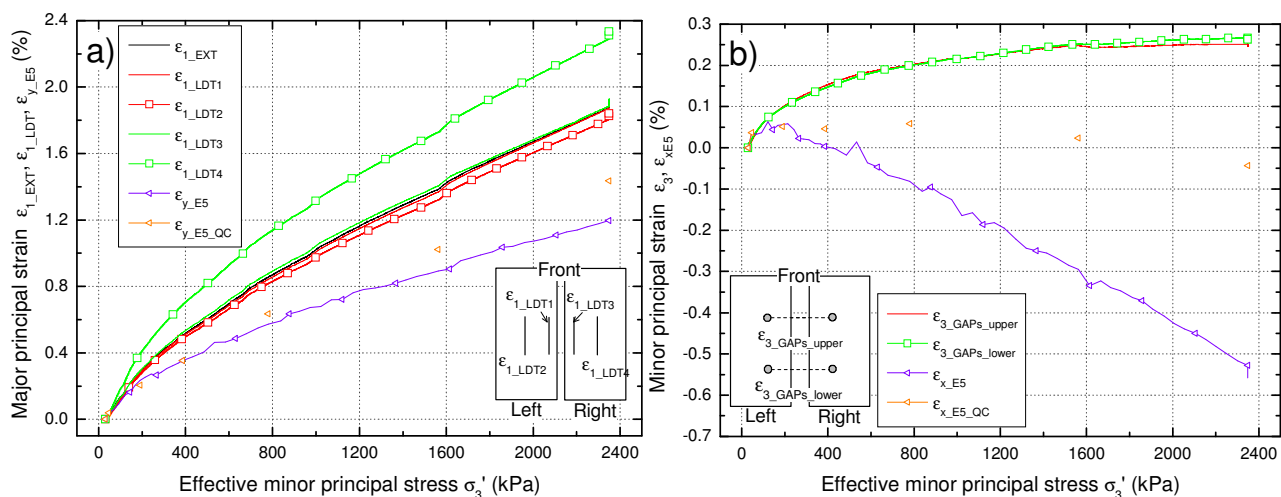


図 3.56 異方圧密中に生じたひずみおよび変位の比較 (TS_PSC_24)

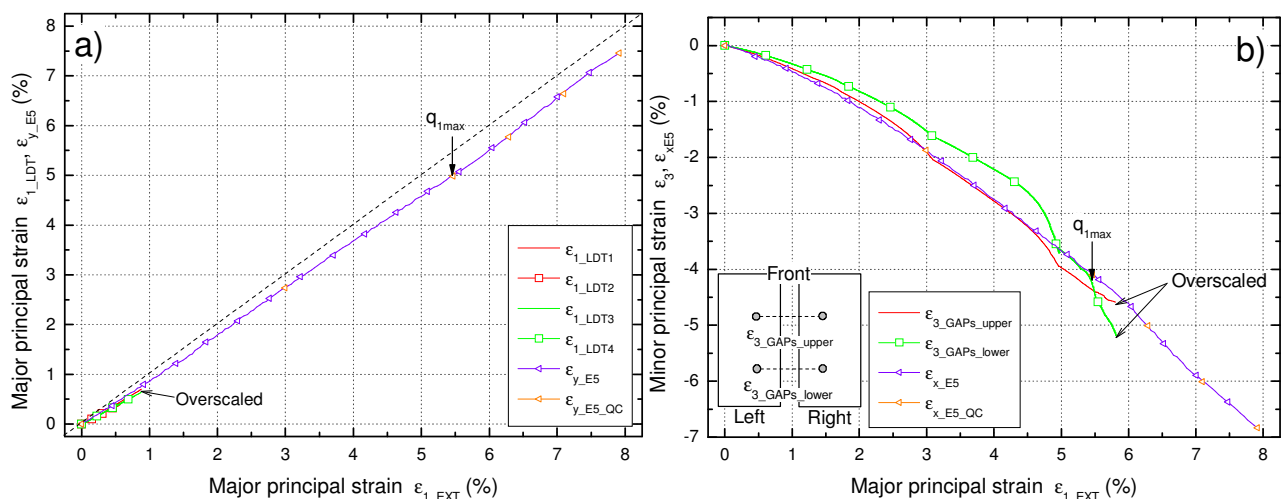


図 3.57 せん断中に生じたひずみおよび変位の比較 (TS_PSC_24)

表 3.4 システムコンプライアンス，端面拘束が影響を及ぼすひずみの計測項目

	システムコンプライアンス			供試体の端面拘束
	鉛直方向		水平方向	
	ベディングエラー	その他 (鉛直方向)	メンブレン コンプライアンス	
影響を受ける ひずみの計測項目	ϵ_{1_EXT}	ϵ_{1_EXT}	ϵ_{vol_LCDPT} ϵ_{3W_GAPs} (ϵ_{3_GAPs}) LDT によるひずみ**	ϵ_{3D_LDTs} (ϵ_{2_LDTs}) $\epsilon_{y_E}, \epsilon_{x_E}^*$

*: 供試体上下端部の局所ひずみのみ

**: 豊浦砂，流動化処理土のみ

図 3.58 最大主ひずみ／軸ひずみ（鉛直ひずみ）の計測値間の差

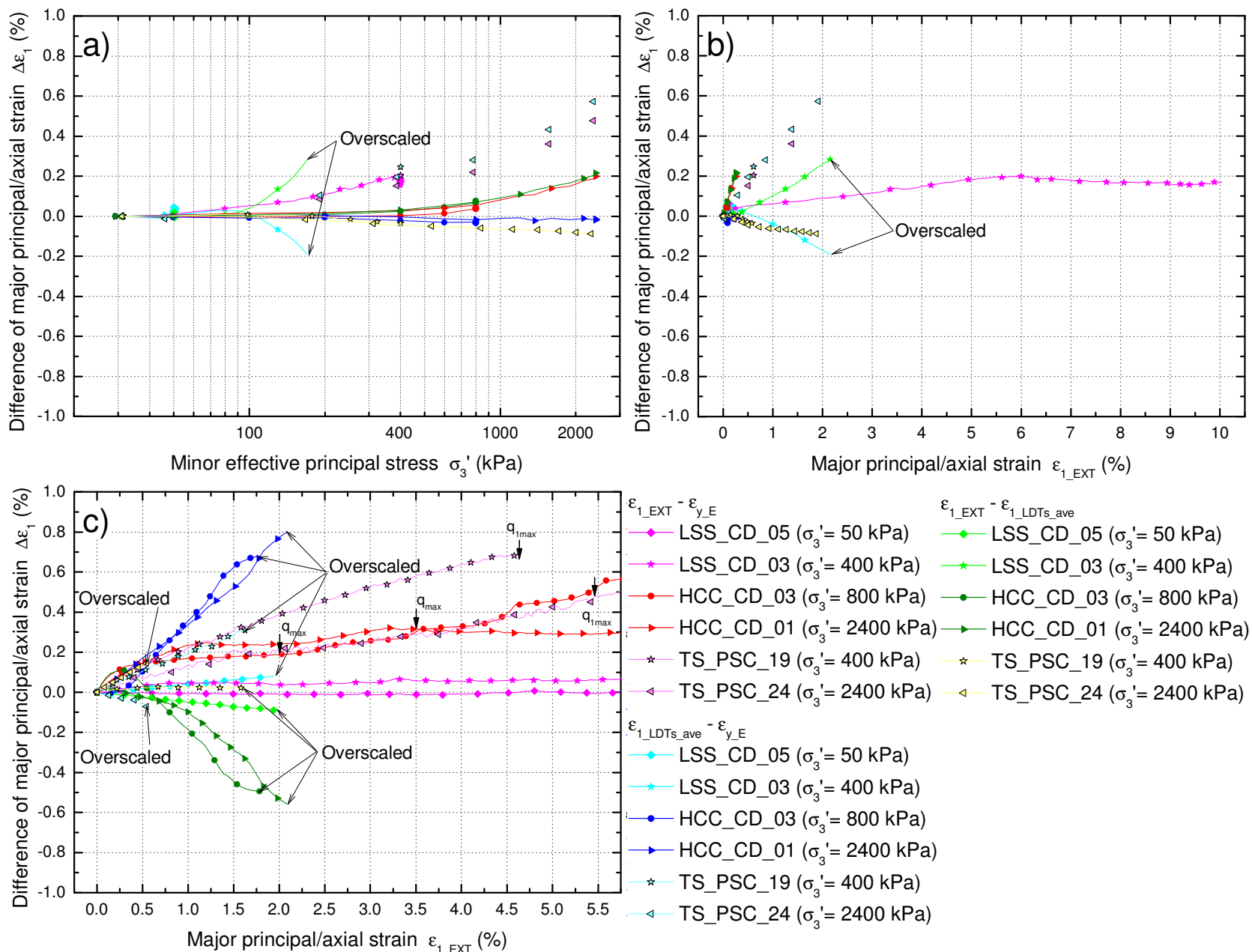


図 3.59 最小主ひずみ／側方ひずみ（水平ひずみ）の計測値間の差

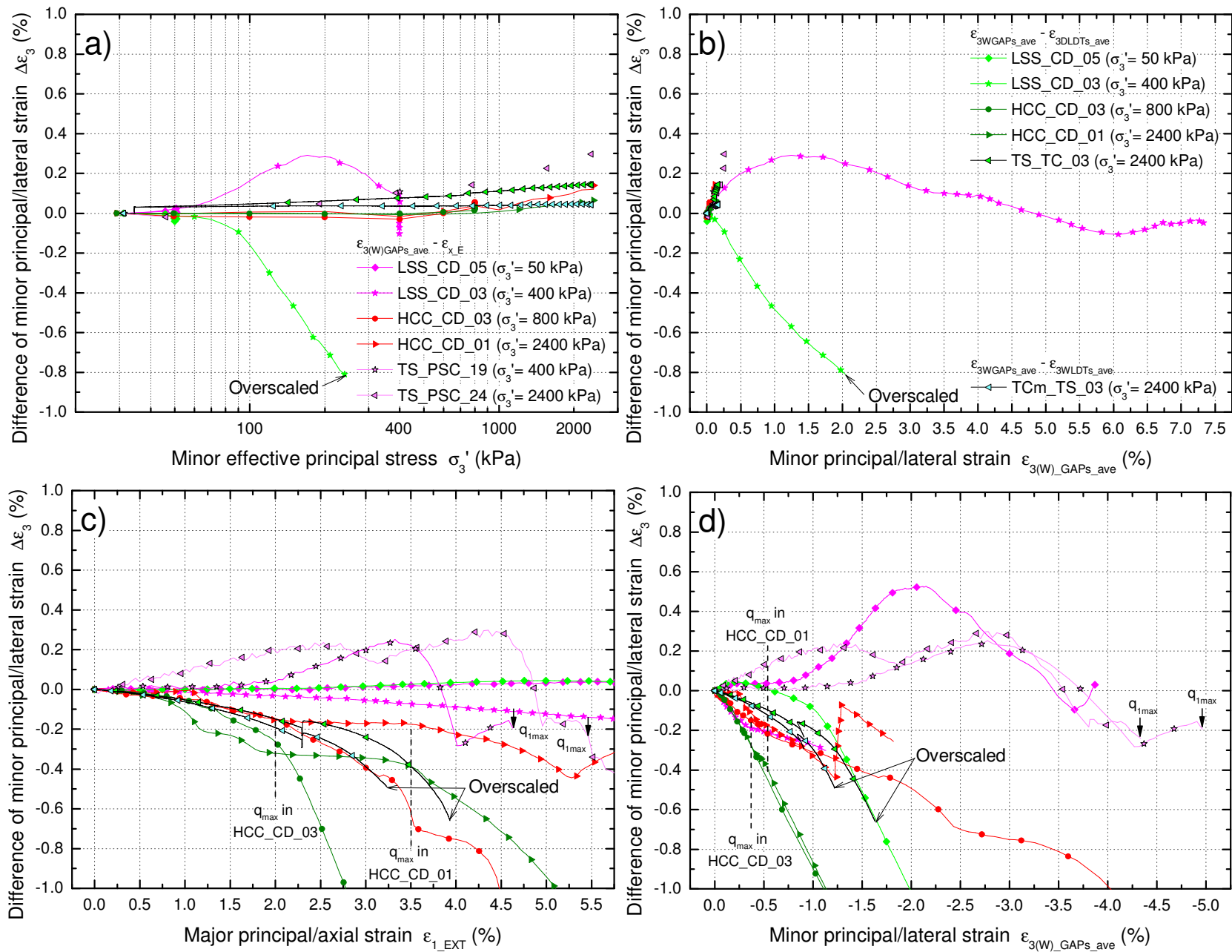
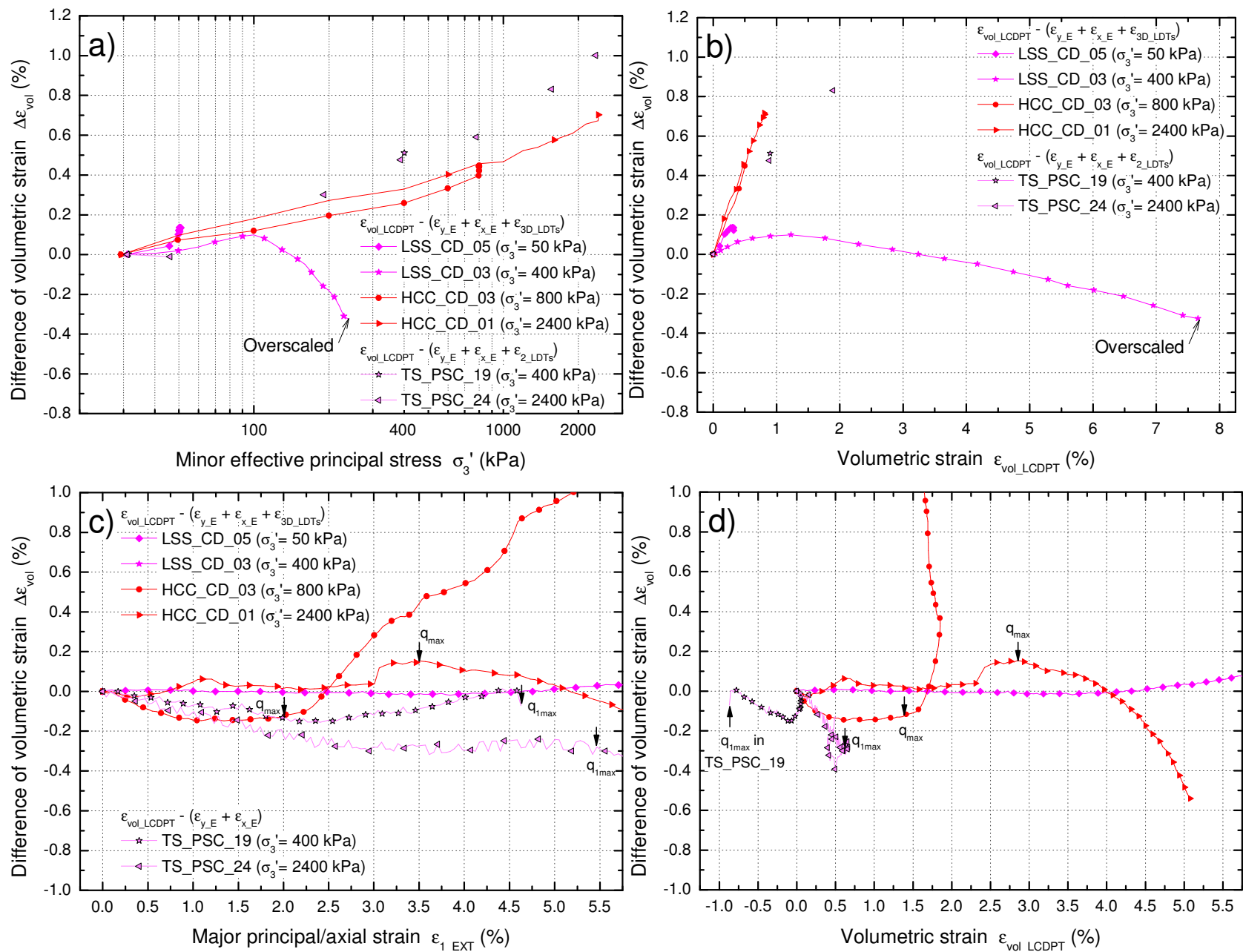


図 3.60 体積ひずみの計測値間の差



第4章 異なる拘束圧下における流動化処理土の三軸圧縮試験

4.1 概説

本章では、次表 4.1 にまとめた一軸圧縮試験と計 9 ケースの三軸圧縮試験の結果として、4.2 で応力ひずみ関係、4.3 で画像解析による局所変形挙動、4.4 で走査型電子顕微鏡（SEM）による微視的構造の観察結果をそれぞれまとめた。4.5 では、以上の結果をもとに異なる拘束圧下における流動化処理土の変形強度特性の変化とその影響要因について考察した。4.6 に得られた結論と今後の課題をまとめた。

表 4.1 には、一軸圧縮試験／排水三軸圧縮試験（LSS_UC／LSS_CD）の各供試体の養生日数（せん断開始または等方圧密終了までの日数）、初期含水比 w_0 、初期湿潤密度 ρ_{t0} 、初期乾燥密度 ρ_{d0} 、CD 試験の拘束圧 σ'_c 、圧密後の乾燥密度 ρ_d と備考を記載する。各試験ケースの名称は本文や表中では省略しないが、試験結果を示すグラフの凡例では「LSS_」の表記を省略する。

一軸圧縮試験は断面 63 mm × 76 mm、高さ 136 mm の湿潤状態の矩形供試体を対象として実施した。三軸圧縮試験と同一の試験装置を用い、ひずみ速度は 0.1 %/min. とした。

LSS_CD_09 では、せん断中に拘束圧が約 2 kPa 増加した（4.2 節で詳述）。LSS_CD_10 は等方圧密までで試験を終了した。LSS_CD_11 では载荷中にひずみ速度を 100 倍急変させ、軸ひずみが 4.5 % に達した段階で 4 日間のクリープ载荷をした後、再び速度を急変させながら単調载荷を継続した。

LSS_CD_11, 04 ではせん断中に空圧サーボ弁が正しく機能せず、拘束圧の制御が効かない段階があった。LSS_CD_11 は外部変位計による軸ひずみ ϵ_{1_EXT} が 7.43 % となった段階から 3 時間弱に渡って拘束圧が約 0 ~ 500 kPa まで瞬間的な増減を繰り返した。しかしこの段階ではクリープ载荷が始まってから 3 日以上が経過しており、クリープ载荷によるひずみの増加はほぼ収束していた。LSS_CD_04 はせん断開始から約 2 分程度の間、拘束圧が約 640 ~ 1140 kPa まで瞬間的な増減を繰り返した。正常な状態に戻った段階で $\epsilon_{1_EXT} = 0.014$ % であり、応力状態はせん断開始直前からほとんど変化がなかったため、初期剛性の評価などはこの段階以降の計測データで行うものとした。

4.2 応力ひずみ関係

例えば図 4.1 に加筆引用した平面ひずみ圧縮試験装置、高容量／低容量差圧計と、供試体からの排水量計測用のビュレットとの接続方法（Tatsuoka et al. 1986）において、供試体に加わる拘束圧 σ'_c は高容量差圧計の計測値に等しく、次式 4.1 により表される。本研究でも同様の接続方法で拘束圧を载荷、計測した。

$$\sigma'_c = \sigma_c - \sigma_{BP} + \rho_w \cdot g \cdot \Delta h \quad \text{式 4.1}$$

ここで σ_c はセル水圧、 σ_{BP} は背圧、 ρ_w は水の密度、 Δh はセル水面と供試体に接続されたビュレットの水面との水頭差をそれぞれ表している。図 4.1 や式 4.1 から分かるように、供試体にかかる拘束圧の大きさは、セル水圧と背圧との差にセル水面とビュレット水面との水頭差による水圧を加えた値に等しい。セル水の水面の高さ、ビュレットの寸法や設置高さを考慮すると、供試体からの排水／供試体への給水によってビュレットの水面の高さが変化した場合に生じ得る Δh の最大値は約 20 cm、これにより変化し得る拘束圧は約 2 kPa と推測される。この要因による拘束圧の変化は空圧サーボ弁によるセル水圧 σ_c の制御により相殺でき、一定の拘束圧 σ'_c を保つことができるようになっている。

一方、用いた試験装置は 3 MPa までの比較的拘束圧の高い試験用に開発されたもので、空圧サーボ弁は極めて低い拘束圧を精度良く制御できる仕様ではなかった。このため LSS_CD_08 および LSS_CD_09 ではセル水圧の空圧サーボ弁による制御を行わず、レギュレータ（手動で設定）で制御した一定圧をセル水圧として載荷した。この場合拘束圧を厳密に一定値に保つには、①レギュレータからの圧力を逐一変化させるか、② Δh （ビュレット水面の高さ）が一定になるようにビュレットの高さを連続的に調整するか、いずれかの対処が必要である。①は可能な範囲で実施し、②はビュレットが固定されていたため実施しなかった。

目標の拘束圧が最も低い試験ケース LSS_CD_09 における、等方圧密と排水三軸圧縮試験での拘束圧と Δh の変化を図 4.2 に示す。 Δh はセル水面の高さ（セル内部が完全に水で満たされていたと仮定、一定値）から供試体に接続されたビュレットの水面の高さ（低容量差圧計によるビュレット内の水の体積変化をビュレットの断面積で除して変化量を求め、初期高さに加えて算出）を引くことにより求めたおおよその値である。 Δh の変化量は排水三軸圧縮試験においても最大で 10 mm 程度であり、 Δh の変化による拘束圧の変化は最大で 0.1 kPa 程度のごくわずかな値であったと考えられる。拘束圧の変化は主にレギュレータによる手動制御の精度の限界が影響し、拘束圧 σ'_c が等方圧密では 0.5 kPa から 5.9 kPa の間で、非排水三軸圧縮試験では 3.0 kPa から 4.9 kPa の間でそれぞれ変動した。この試験の代表的な拘束圧は排水三軸圧縮試験での拘束圧の平均値 $\sigma'_c = 4.1$ kPa とした。

4.2.1 三軸圧縮試験における等方圧密中の応力ひずみ関係

LSS_CD_03 から LSS_CD_06 では、 $\sigma'_c = 30$ kPa から $\Delta\sigma'_c = 3$ kPa/min., LSS_CD_10 および 11 は $\Delta\sigma'_c = 0.3$ kPa/min. で所定の圧力まで拘束圧を増加させた。その後等方応力状態を約 3 日間保つことにより各供試体を等方圧密した。LSS_CD_07, 08 では圧密によるクリープ載荷の影響を他のケースと合わせるため、供試体セット時の初期拘束圧のまま約 3 日間静置した。LSS_CD_09 では飽和化の手順の都合により初期拘束圧を 10 kPa とし、 $\Delta\sigma'_c = 3$ kPa/min. で所定の圧力まで拘束圧を減少させた。この間に生じた低容量差圧計による体積ひずみと平均有効主応力（等方圧密中は $\sigma'_c = \sigma'_3$ と一致）との関係を図 4.3 に示す。a) は公称ひずみ（第 2 章 式 2-1 参照）、b) は真ひずみ（対数ひずみ）である。

図 4.3 a) の公称ひずみに着目する。前述の理由により LSS_CD_09 では拘束圧が所定の値まで低下した後も $\sigma'_3 = 1 \sim 4.1$ kPa の間で変動したが、この変動は体積変化の計測値にほとんど影響を与えなかった。LSS_CD_09, 08, 07, 05 の 50 kPa 以下の拘束圧下では体積変化量が非常に小さく、その値は最大でも LSS_CD_05 で 0.32 % であった。一方、100 kPa まで拘束圧を増加させると体積収縮傾向が急激に強くなり、LSS_CD_06, 10, 11, 03, 04 では高拘束圧下ほど大きな体積収縮量を示した。しかし表 4.1 にもあるように、最も拘束圧の高い LSS_CD_04 においても圧密後の乾燥密度は 1 以下であり、供試体は依然として低密度の状態を呈した。

拘束圧の増加速度と最終的な拘束圧の等しい LSS_CD_10, 11 では、拘束圧の増加に伴う体積変化の過程や最終的な体積収縮量がほぼ等しかった。図 4.3 b) 以降では 200 kPa の拘束圧下での試験結果として主に LSS_CD_11 の結果を用い、LSS_CD_10 の結果を省略する。

図 4.3 で公称ひずみと真ひずみの値に着目する。表 4.2 には等方圧密終了時点での公称ひずみ、真ひずみの値を試験ケースごとに示す。体積変化量の小さなケース（LSS_CD_09, 08, 07, 05）では二つのひずみ値の差はほとんどなかった。これら以外のケースでは、公称ひずみによる計算結果は体積変化量の大きなケースほど真ひずみの値と比較してひずみを過小評価した。特に体積変化量が 10 % 程度を超えると公称ひずみと真ひずみの値の差が顕著になり、最も拘束圧が高く体積収縮量の大きい

LSS_CD_04 では、公称ひずみの値が真ひずみの値の約 83 % となった。

図 4.3 より、本研究の流動化処理土には固化改良による見かけの先行圧密応力が存在するようである。すなわち、LSS_CD_09, 08, 07, 05 の 50 kPa 以下の比較的拘束圧下では、固化処理による発現強度が拘束圧を上回って体積変化量が非常に小さかった（擬似過圧密領域）。これに対し LSS_CD_06, 10, 11, 03, 04 の 100 kPa 以上の拘束圧下では、固化処理による発現強度が拘束圧を下回って体積変化量が拘束圧下ほど増大した。流動化処理土の土粒子密度 2.709 g/cm^3 により各ケースの圧密終了時点の体積ひずみを間隙比に換算し、 $e\text{-log } p'$ 関係を図 4.4 に示す。異なる供試体から得られた間隙比と平均有効主応力との関係は供試体によらずほぼ同一であった。データ数は限られているが、この図上でキャサグランデの方法により見かけの先行圧密応力 p_c を求めた。曲率の最も大きい点 T は LSS_CD_05 の $\sigma'_c = \sigma'_3 = p' = 50 \text{ kPa}$ で得られた計測点上に取った。接線 TN は LSS_CD_07, 05 の二計測点（図 4.4 に Δ で表示）の近似直線とした。LSS_CD_11, 03, 04 の三計測点の（図 4.4 に \bigcirc で表示）近似直線 D'H と角 OTN の二等分線 TM との交点 D を求め、この横軸の値として $p_c = 69.7 \text{ kPa}$ を得た。

等方圧密中に生じた軸ひずみ、D および W 方向（第 2 章 図 2.10 参照）の側方ひずみと、平均有効主応力との関係を図 4.5 から図 4.7 に示す。第 3 章の 3.7.1 項でも述べたように、図 4.5 で a) 外部変位計と b) LDT によるひずみはほぼ等しく、流動化処理土における一連の試験では、外部変位計による軸ひずみはシステムコンプライアンスの影響を無視しうるものと考えられる。また、拘束圧が 100 kPa 以上のケース LSS_CD_06, 11, 03, 04, の LDT による D 方向の側方ひずみ（図 4.6）が GAP センサーよりもわずかに大きいのは、供試体の高さ方向の排水距離の違いに起因したものである（3.7 節で詳述）。

図 4.5 a) と図 4.7 の圧密終了時点でのひずみの値（凡例の最後に記載）を比較すると、軸ひずみ ϵ_{1_EXT} のほうが側方ひずみ ϵ_{3W_GAPs} よりも大きかった。拘束圧が 100 kPa 以上のケース LSS_CD_06, 11, 03, 04 では ϵ_{3W_GAPs} が ϵ_{1_EXT} の 6 ~ 8 割程度であり、それ以外のケースでは ϵ_{3W_GAPs} がほぼゼロか負の値を示す一方で ϵ_{1_EXT} は 0.205 % までの正の値を示すことが多かった。流動化処理土の供試体作成ではスラリーの状態でコンテナに打設した後の締固めを行わないため、強度や構造の初期異方性はほとんどないと考えられる。養生中に自重による上載圧下での圧密効果に起因して鉛直方向がわずかに高強度となる可能性も考えられるが、無視しうる程度であると想定される。このことを考慮すると、図 4.5 と図 4.7 で見られたひずみの差は、軸荷重のリラクゼーションによるものと考えられる。すなわち、等方圧密中は $\sigma'_1 = \sigma'_3$ を保つために最大有効主応力方向の軸差応力 $q (= \sigma'_1 - \sigma'_3)$ が常にゼロとなるように制御されているが、 q はクリープ変形によって常に減少しようとする（供試体上端部が載荷軸から離れようとする）ため、これに追随しようとして載荷軸が供試体の収縮方向に動いてバランスを保ち続けた。これによる収縮方向のひずみが加算されたため、 ϵ_{1_EXT} のほうが ϵ_{3W_GAPs} よりも大きくなったと考えられる。

4.2.2 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験 LSS_UC の軸応力 σ と軸ひずみ ϵ_{1_EXT} との関係を図 4.8 に示す。図 4.9 は矩形供試体の一側面の変形の様子を試験中に撮影したものである。a) ~ e) の撮影のタイミングは図 4.8 に記されている。

一軸圧縮試験では軸ひずみ 3.0 % でピーク強度 $q_u = 81.9 \text{ kPa}$ を示した後、軸応力が減少してひずみ軟化挙動を示した。軸応力は減少を続けたが、図 4.9 e) に示すように供試体下部に形成された複数のせん断層を境に供試体が分断し始めたため、最終的な残留強度を求める前の段階で試験を中断した。

図 4.9 b) のピーク強度発揮後の写真からは、せん断層の発達の様子を観察できなかった。軸応力が q_u の 70 % まで低下した c) の段階では図中の点線の箇所に亀裂が生じ、これらの箇所が d) や e) で顕在化した最終的なせん断層の発達箇所と一致した。試験終了時の供試体の全側面の様子を図 4.10 に示す。この図で確認された全側面のせん断層の水平面からの角度は約 32 ~ 69 度であった。

なお、B 面や C 面で見られた縦亀裂は供試体下部のせん断層から上に向かって発達しているため、先に形成されたせん断層から副次的に発生したものと予想される。セメント系改良土の一軸圧縮試験や低拘束圧下での三軸圧縮試験では、縦亀裂（引張りクラック）を伴う引張強度に依存した破壊挙動を示すケースがしばしば見られる（例えば小林ら、V 1982）が、図 4.8 に示す試験で得られた一軸圧縮強さは、せん断破壊によって発揮されたせん断強度であると考えられる。

4.2.3 三軸圧縮試験における応力ひずみ関係

等方圧密中に大変形を生じてせん断開始の段階で LDT によるひずみを計測できなかったケースが多いため、本項と次項では LDT による軸ひずみと D 方向の側方ひずみを評価しない。

図 4.11 に一軸圧縮試験と三軸圧縮試験における軸応力、軸差応力と軸ひずみとの関係を示す。b) は a) の点線の枠内を拡大表示したものである。三軸圧縮試験では等方圧密終了時点での軸ひずみを 0 % として計算した。

11 kPa 以下の拘束圧下で実施した LSS_CD_9, 8 では、一軸圧縮試験と同様の傾向を示した。すなわち q_u よりも若干高いピーク強度を示した後、複数のせん断層を伴ってひずみ軟化した（図 4.17 a), b) を参照）。LSS_CD_08 ではひずみ軟化に伴う応力低下量が小さいのに対し、それよりも拘束圧の低い LSS_CD_09 では残留強度への応力低下量が大きかった。

LSS_CD_07, 05, 06, 11, 03, 04 では载荷初期に高剛性を示した後に降伏し、その後は応力が直線的に増加するひずみ硬化挙動が見られた。また LSS_CD_05, 06, 11, 03, 04 の 50 kPa 以上の拘束圧下においては、同一の軸ひずみにおける軸差応力は高拘束圧下であるほど大きくなった。

接線ヤング率を求めて载荷初期の剛性やその低下量を比較した。図 4.12 a) の模式図に示すように、ある点 A の接線ヤング率 E_{tan} は、外部変位計による軸ひずみの増分 $\Delta \epsilon_{1_EXT}$ が点 A を中心に 0.005 % となる点 B, C の軸差応力の増分 Δq_1 と $\Delta \epsilon_{1_EXT}$ との関係により、次式で定義した。

$$E_{tan} = \Delta q_1 / \Delta \epsilon_{1_EXT}$$

式 4.2

図 4.13 に、接線ヤング率の初期値 E_{tan_0} と最大有効主応力 σ_1' との関係を示す。また逐次求めた接線ヤング率と軸ひずみ、軸差応力との関係を図 4.14 に示す。b) および d) の縦軸は接線ヤング率を E_{tan_0} で除した正規化後の接線ヤング率 E_{tan} / E_{tan_0} である。

図 4.13 より、 E_{tan_0} は LSS_CD_09, 08, 07, 05 ではほぼ等しく、LSS_CD_06, 11, 03, 04 では σ_1' の大きなケースほど E_{tan_0} が増大した。全データを対象とすると E_{tan_0} の σ_1' に対する依存性は図 4.13 上では説明できないが、LSS_CD_06, 11, 03, 04 のみを対象とすると、各ケースの E_{tan_0} は図 4.13 の点線で示した右上がりの直線（傾き $m=0.98$ ）上に分布しており、未改良の砂や粘土に類似の σ_1' に対する依存性を示しているとの解釈も可能である。ただし、例えば密な豊浦砂の等方圧密状態における等価ヤング率は図 4.13 上での傾きが $m=0.4 \sim 0.5$ 程度であり（例えば堤ら 2007）、これと比べると 100 kPa 以上の拘束圧下における流動化処理土の E_{tan_0} の σ_1' に対する依存性はかなり高い。間隙比の関数 $f(e)$

を考慮したヤング率 $E_{\tan,0/f(e)}$ とその応力依存性については第 7 章に示したので参照されたい。

図 4.14 より、LSS_CD_09, 08, 07, 05 までに着目すると高拘束圧下ほど载荷初期の E_{\tan} の低下が早い段階で始まった。一方 LSS_CD_(05), 06, 11, 03, 04 に着目すると、高拘束圧下ほど载荷初期の E_{\tan} の低下が遅い段階で始まった。LSS_CD_05 と LSS_CD_06 の間、すなわち $\sigma_c' = 50 \text{ kPa}$ と $\sigma_c' = 100 \text{ kPa}$ で E_{\tan} の低下傾向が変化した。

4.2.4 三軸圧縮試験における体積ひずみと側方ひずみの蓄積傾向

供試体全体の体積ひずみと軸ひずみとの関係を図 4.15 に示す。体積ひずみは等方圧密終了時点での値を 0 % として計算した。LSS_CD_11 で空圧サーボ弁の不具合によって体積ひずみの計測値が乱れた箇所が図中に示されている。

いずれのケースにおいても载荷初期には体積ひずみと軸ひずみの値が一致し、载荷の進行とともにこの体積収縮傾向は弱まった。

LSS_CD_09, 08, 07, 05 では低拘束圧下であるほど早い段階で収縮傾向が弱まった。LSS_CD_09 と LSS_CD_08 では破壊時にせん断層が形成されたため、ピーク強度を発揮した軸ひずみを境に体積変化傾向が収縮から膨張に転じた。二つのうち拘束圧の高い LSS_CD_08 では、ピーク強度発揮後にも体積ひずみの収縮側への増加がやや長く継続し、その後の体積膨張量も少なく、LSS_CD_09 と比較して全体的に収縮傾向が強かった。

LSS_CD_06, 03, 04 では同一の軸ひずみにおける体積ひずみの値が試験全体を通じてほぼ等しくなった。LSS_CD_11 では空圧サーボ弁が正しく機能しなかったことによって体積ひずみの計測値が $\varepsilon_{\text{vol_LCDPT}} = 8.12 \%$ から急減したあと $\varepsilon_{\text{vol_LCDPT}} = 7.22 \%$ となり、その後ビュレットの水位が安定するまでの間に $\varepsilon_{\text{vol_LCDPT}} = 9.10 \%$ まで変化した。この間の計測値の変化はその前後と比較すると変化傾向が大きくことなるため、供試体からの本来の排水に起因したものではないと考えられる。従って $\varepsilon_{\text{vol_LCDPT}} = 8.12 \sim 9.10 \%$ の計測値のシフト分を差し引くと、LSS_CD_11 と LSS_CD_06, 03, 04 は同様の体積変化傾向を示したものと判断できる。

図 4.16 に GAP センサーによる W 方向の側方ひずみ ε_{3W_GAPs} と軸ひずみとの関係を示す。 ε_{3W_GAPs} は等方圧密終了時点での値を 0 % として計算した。LSS_CD_11 で空圧サーボ弁の不具合によって計測値が乱れた箇所が図中に示されている。

いずれのケースにおいても载荷初期には ε_{3W_GAPs} はほぼゼロとなり、载荷の進行と共に膨張側のひずみが蓄積した。LSS_CD_09, 08, 07, 05 では低拘束圧下であるほど早い段階で ε_{3W_GAPs} の膨張ひずみの蓄積が始まった。LSS_CD_06, 11, 03, 04 では膨張ひずみの蓄積量が最も小さくなった。

これらの傾向は、図 4.15 の体積ひずみの増加傾向に概ね対応していた。すなわち、载荷初期には側方ひずみがほぼゼロとなったために体積ひずみと軸ひずみが一致した。载荷が進行すると低拘束圧下ほど早い段階で側方ひずみが膨張側に蓄積し始めたために、体積ひずみの収縮傾向が低拘束圧下ほど早い段階で弱まった。

ただし、 ε_{3W_GAPs} の値は W 方向の供試体中央高さ付近での平均値を表していることに注意が必要である。4.3 節で局所変形挙動を観察する供試体の一側面の、試験終了後の変形状況を図 4.17 に示す。LSS_CD_04 は供試体を直接撮影したデータがないので割愛する。

LSS_CD_09, 08 で ε_{1_EXT} が 約 3.0 % となって以降は ε_{3W_GAPs} の膨張ひずみの増加傾向が弱まるのは、図 4.17 a), b) のように供試体上部のみでせん断層が発達したためである。一方 LSS_CD_07, 05 で ε_{1_EXT}

がそれぞれ 7.4 %, 14 % となって以降は ϵ_{3W_GAPs} の膨張ひずみの増加傾向が強まるのは、図 4.17 c), d) のように供試体中央部付近での変形量が上下端部と比較して大きかったためである。

接線ポアソン比と軸ひずみとの関係を図 4.18 に示す。図 4.12 b) の模式図に示すように、ある点 A の接線ポアソン比 ν_{tan} は、軸ひずみの増分 $\Delta\epsilon_{1_EXT}$ が点 A を中心に 0.05 % となる点 B, C の側方ひずみの増分の符号を変えた値 $-\Delta\epsilon_3$ と $\Delta\epsilon_{1_EXT}$ との比として定義した。図 4.16 でも述べたとおり、 ϵ_{3W_GAPs} は供試体中央部付近での局所変形の影響を受けたことから、 $\Delta\epsilon_3$ の算出にはこの値を用いなかった。代わりに供試体全体の $\Delta\epsilon_3$ の平均値を、体積ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{vol_LCDPT}$ と $\Delta\epsilon_{1_EXT}$ から求めた。次式 4.3 を用いて接線ポアソン比を逐次求めた。

$$\Delta\epsilon_{vol} = \Delta\epsilon_1 + 2\Delta\epsilon_3$$

$$\nu_{tan} = -\frac{\Delta\epsilon_3}{\Delta\epsilon_1} = -\frac{(\Delta\epsilon_{vol_LCDPT} - \Delta\epsilon_{1_EXT})/2}{\Delta\epsilon_{1_EXT}} \quad \text{式 4.3}$$

LSS_CD_09, 08, 07, 05 では低拘束圧下であるほど早い段階で ν_{tan} が増大、すなわち側方ひずみが膨張側に蓄積した。LSS_CD_09, 08 ではピーク強度発揮後にせん断層が発達して供試体が一つの連続体として変形しなくなったため、 ν_{tan} が 0.5 を超えて増大した。

LSS_CD_11 は体積変化傾向が载荷速度の急変直後に変化した (4.2.6 項で詳述) ため、接線ポアソン比が不安定な増減を繰り返した。 $\epsilon_{1_EXT} = 2\%$ 程度までは接線ポアソン比が 0 に近い値を示して供試体は鉛直軸方向にのみ圧縮した。LSS_CD_06, 03, 04 は同一の軸ひずみにおける ν_{tan} がほぼ等しくなった。これらのケースでは、軸ひずみと体積ひずみがほぼ等しい状態、すなわち側方ひずみがほぼゼロの状態が長く続き、鉛直载荷方向のみへの圧縮が支配的であった。

4.2.5 応力ひずみ関係に及ぼす载荷速度の影響 (等方圧密過程)

図 4.3, 図 4.5 から図 4.7 で拘束圧 (等方圧密のため平均有効主応力と一致) を 50 kPa 以上まで増加させたケース LSS_CD_06, (10,) 11, 03, 04 に着目する。拘束圧の増加過程において、同一の拘束圧下でのひずみの蓄積量は拘束圧の増加速度 $\Delta\sigma'_c$ の値によって異なった。具体的には、同一の拘束圧下では $\Delta\sigma'_c$ が等しいケースではほぼ同様のひずみの蓄積量を示し、 $\Delta\sigma'_c$ の小さい LSS_CD_10, 11 の方がひずみの値が小さくなった。体積ひずみ、軸ひずみ、側方ひずみと平均有効主応力との関係は同一の傾向を示したため、図 4.3 の体積ひずみと平均有効主応力の関係のみでこれ以降の検討を進める。

拘束圧の増加速度を一定とした等方圧密の過程では、拘束圧の値や経過時間に応じてひずみ速度が変化した。そこで、ケース LSS_CD_06, 11, 03, 04 において、1 分間に生じた体積ひずみを逐次算出することによって体積ひずみのひずみ速度を連続的に求めた。体積ひずみのひずみ速度と平均有効主応力、経過時間との関係を図 4.19 に示す。LSS_CD_06, 03, 04 は平均有効主応力の増加する過程でひずみ速度がほぼ同様の傾向で速くなったのに対し、LSS_CD_11 では $p' = 100$ kPa 程度までのひずみ速度の値や最大値が他の 3 ケースと比較して小さかった。

図 4.3 a) の X 軸と Y 軸を逆転させ、LSS_CD_06, 11, 03, 04 の等方圧密中の平均有効主応力と体積ひずみとの関係を図 4.20 に示す。体積ひずみのひずみ速度がそれぞれ 0.001, 0.005, 0.01, 0.05, 0.1 %/min となった段階が異なる色の星印で表示されており、0.001, 0.01, 0.1 %/min の各段階は黒丸で囲まれたデータを除いてそれぞれ点線で結ばれている。

LSS_CD_11 で平均有効主応力が増加する間を除くと、図 4.20 において Isotach 粘性 (Tatsuoka et al. 2008) を示す応力レベルのひずみ速度依存性が認められた。すなわち、ひずみ速度の一致する段階を結んだ点線上の応力ひずみ関係をひずみ速度ごとに比較すると、ひずみ速度が大きいほど同一の体積ひずみにおける応力レベルが高くなった。これは、せん断中の応力ひずみ関係 (軸差応力と軸ひずみの関係) の同一の軸ひずみにおいて、ひずみ速度が大きいほど応力レベルが高くなるのと同様の現象であると考えられる。

LSS_CD_11 で平均有効主応力を増加させた段階は以上の粘性による挙動と一致しなかった。4.3 節で画像解析による体積ひずみ相当のひずみ分布 ($\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布) を分析し、理由の解明を試みる。

4.2.6 応力ひずみ関係に及ぼす載荷速度の影響 (せん断過程)

LSS_CD_11 では載荷中にひずみ速度を $1/10 \dot{\epsilon}_0$ から $10 \dot{\epsilon}_0$ まで 100 倍急変させ、軸ひずみが 4.5 % に達した段階で 4 日間のクリープ載荷をした後、再び速度を急変させながら単調載荷を継続した。図 4.11 から LSS_CD_11 の結果のみを抜き出し、各段階でのひずみ速度とあわせて図 4.21 に示す。クリープ載荷の段階で矢印により示したひずみ速度は、1 分間に生じた軸ひずみを逐次算出することにより求めた値である。

いずれの段階においても、載荷速度の急増/急減により高剛性を示した後に降伏した。その後の各段階での挙動はひずみ増分が十分でない段階もあるが、速度の急変直後に応力レベルが移行した後、単一の応力ひずみ関係に漸近する TESRA 粘性 (Di Benedetto et al. 2002) を示したと考えられる。

単調載荷中のクリープ載荷以前、特に載荷初期から $\epsilon_{1_EXT} = 1.5$ % 程度までは Isotach 粘性と解釈可能な曲線も見られるが、クリープ載荷以降は全ての段階で TESRA 粘性によって図中の点線に示すような単一の応力ひずみ関係に漸近したように観察される。圧密時には Isotach 粘性と見られる挙動が観察されたことを考慮すると、次のような解釈が可能である。すなわち、載荷初期に Isotach 粘性を示した後、載荷の進行と共に TESRA 粘性へと変化したものと考えられる。

図 4.22 に LSS_CD_11 の体積ひずみと軸ひずみとの関係、図 4.23 に W 方向の側方ひずみと軸ひずみとの関係をそれぞれ示す。4.2.4 節でも述べたように側方ひずみが非常に小さいために Isotach 粘性と TESRA 粘性をこれらの図から判断することは困難である。図 4.23 によると、ひずみ速度の急増によって膨張ひずみの増加量が大きくなり、ひずみ速度が急減すると膨張挙動が弱まった。

図 4.24 に LSS_CD_06, 03, 04 の主応力比 $R = \sigma_1'/\sigma_3'$ と軸ひずみとの関係を示す。これらの試験では主応力比と軸ひずみとの関係がほぼ等しくなった。また図 4.11 で見られた載荷初期の高剛性とその後降伏は、ほぼ同一の主応力比で表れた。前述の LSS_CD_11 のひずみ速度依存性を考慮すると、これらのケースの降伏挙動は、等方圧密による変形が収束してひずみ速度がほぼゼロの状態から、鉛直軸圧縮時のひずみ速度 ($\dot{\epsilon}_0$ あるいは $1/10 \dot{\epsilon}_0$) まで載荷速度が急増したことによるもの、つまり粘性によるものであるとの解釈も可能である。

4.3 局所変形挙動

表 4.3 に各試験ケースの画像解析の実施状況をまとめる。標点の設置間隔は LSS_CD_03 のみ 5 mm, その他は 2.5 mm であった。LSS_CD_09, 08 では, 図 4.25 に示すように D 方向の側方変位と側方ひずみの膨張側への増大によってせん断中に供試体上部のみ撮影距離の変化が著しく生じたため, 補正を実施しなかった。LSS_CD_06 では D 方向の側方変位を計測した GAP センサーの初期位置設定が不適切であったため, 圧密中に計測容量が不足して撮影距離の変化を継続して測定できなかったため, 補正を実施しなかった。LSS_CD_11 では ε_{1_EXT} が 7.43 % までで解析を終了した (空圧サーボ弁の不具合による拘束圧の瞬間的な増減でメンブレンの供試体に対する初期位置がずれたため)。

4.3.1 等方圧密における局所変形挙動の観察

LSS_CD_03 の拘束圧増加過程とその後に等方応力状態を維持したまま等方圧密を実施した間の, $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布を図 4.26 に示す。局所ひずみの計算間隔は 5 mm である。a) が拘束圧増加開始から等方圧密終了までに蓄積した局所ひずみの分布であり, b) は a) のひずみ分布の隣り合う過程間で生じた局所ひずみ増分の分布である (初めのひずみ分布は $\sigma'_c = 30$ kPa から 50 kPa に増加するまでの間に生じたひずみ増分)。拘束圧増加過程は $\Delta\sigma'_c = 50$ kPa ごと, 等方応力状態を維持した過程では経過時間がおおよそ 15, 30, 60, 180, 300, 720, 1440, 4320 min. ごとにひずみ分布を示した。

拘束圧の増加過程においては供試体の上下端部でのひずみの増加量が供試体中央高さのひずみの増加量を上回った結果, $\sigma'_c = 400$ kPa に到達した段階 (Step 38) では供試体中央高さのひずみの蓄積量が小さかった。一方, 等方応力状態を維持した過程では供試体中央高さでのひずみの増加量が供試体上下端部でのひずみの増加量を上回り, 等方圧密終了時点では全体的にほぼ一様に収縮ひずみが蓄積した。

これは第 3 章でも指摘した供試体高さ方向の排水距離の違いによるものであると考えられる。すなわち, 供試体中央高さではキャップ, ペDESTAL までの排水経路の長さが供試体端部と比較して長いため, 初期段階 (拘束圧の増加過程) では圧密による排水とそれに伴う変形が遅れた。時間の経過と共に供試体中央高さでも圧密による排水が進む一方, 上下端部では早期に圧密が終了した。その結果, 等方圧密終了の時点では供試体全体のひずみがほぼ一様に収縮側に蓄積したと考えられる。

LSS_CD_06 においても同様の変形過程を示し, 供試体の下端部でのひずみが先に増大した後に中央高さのひずみが遅れて増大した。

図 4.20 によると, LSS_CD_11 で平均有効主応力を増加させた段階では, 低容量差圧計により測定した同一の拘束圧下 (平均有効主応力) における体積ひずみが他の試験と比較して小さく, 載荷速度の変化による粘性の傾向が一致しなかった。図 4.27 に LSS_CD_11 の拘束圧増加過程から等方圧密終了に至るまでの $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布を図 4.26 と同様の間隔で示す。局所ひずみの計算間隔は 2.5 mm である。

特に図 4.27 a) の平均有効主応力の増加した段階に着目する。LSS_CD_03 と比較して, 拘束圧 100 kPa までに生じた $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ が小さいが, 100 ~ 200 kPa の間に生じた $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ は大きかった。また, 供試体中央高さ部分のひずみが $\sigma'_c = 100 \sim 150$ kPa の間で先にやや大きく増大し, その後拘束圧が 200 kPa に上昇するまでの間に供試体上下端部で中央高さよりも大きなひずみが生じた。

供試体の排水と内部で生じた過剰間隙水圧の測定は, 供試体の側面に設置されたろ紙を介して行われた。第 3 章でも示したように, ろ紙は供試体の高さ方向全体をカバーする形状とした。しかし実際には, 高容量差圧計による有効応力の測定は供試体の上下端部での過剰間隙水圧の変化が最も早く直接的な影響を与えていて, 供試体の中央部での有効応力が異なる場合, これが計測値に遅れて反映される可能性が考えられる。等方圧密において収縮を示す局所ひずみの値の大きい部分ほど排水が進み, 与えたセ

ル圧の増分が有効応力としてその部分に作用したと仮定すると、図 4.26 や図 4.27 で見られたような段階ごとの供試体高さ方向の局所ひずみの収縮量の差は、供試体高さ方向の有効応力の差となる。

これに従うと、LSS_CD_03 のように供試体上下端部での圧密が先に進行した場合、高容量差圧計による有効応力の測定値は供試体全体の有効応力の平均値を過大評価し、LSS_CD_11 のように供試体中央高さでの圧密が先に進行した場合、有効応力の測定値が実際の平均値を過小評価した可能性が考えられる。すなわち図 4.20 において、拘束圧の増加中の曲線部分のグラフが LSS_CD_03 では右下に下がり、LSS_CD_11 では左上に上がる可能性が考えられ、LSS_CD_11 の傾向が他のケースとさらに大きく異なった可能性が示唆される。

以上のように、拘束圧の増大速度が小さい LSS_CD_11（および LSS_CD_10）では、拘束圧の増加過程において他のケースと異なる体積ひずみの蓄積傾向が見られた。一連の試験の中で最後に行った二ケースであるため、初期に実施した試験と比較して試料の含水状態が変化した可能性や試料の採取箇所による不均質性などが影響を及ぼしているかもしれないが、具体的な原因は不明である。

等方圧密終了時点での各拘束圧下における局所ひずみの様子を比較するため、LSS_CD_08, 05, 06, 03 の拘束圧増加開始から等方圧密終了までに蓄積された $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布を図 4.28, 最大せん断ひずみの分布を図 4.29 にそれぞれ示す。LSS_CD_08, 05, 06 は局所ひずみの計算間隔を 2.5 mm として求めたひずみ分布（各ケースの左側の図）と 5 mm として求めた分布（右側）がそれぞれ示されている。

$\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布は図 4.3 の体積ひずみの傾向と一致し、c), d) の 100 kPa 以上の拘束圧下で著しい収縮挙動が見られた。 $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の局所ひずみの大きな箇所と、最大せん断ひずみの大きな箇所が一致した。b), c), d) では供試体の下部で上部よりもやや強い収縮傾向が現れたものの、せん断中に観察されるせん断層の発生箇所のように、ある箇所だけにひずみが集中するような際立った局所化傾向は得られなかった。

LSS_CD_08, 05, 06 において計算間隔を 2.5 mm から 5 mm に変えてひずみ分布を求めることは、2.5 mm 四方で計算した 4 つの局所ひずみの値を平均化して、それらを含む 5 mm 四方の中心に表示することに等しい。従って 5 mm 間隔の計算値に基づいたひずみ分布は、2.5 mm 間隔のひずみ分布で見られる局所ひずみの変化をならし、荒く表示させた図となった。当然のことながら 2.5 mm 間隔のひずみ分布のほうがより詳細な局所ひずみの傾向を捉えることができるが、5 mm 間隔のひずみ分布でも得られる傾向に大きな差はないものと判断される。

なお、LSS_CD_05 の最大せん断ひずみの分布（図 4.29 b)）で供試体下部に見られる点状の大きな最大せん断ひずみの発生箇所は、セル水中のごみが標点に付着して画像解析結果が乱れたことによるものであり、本質的な供試体のひずみを表したものではない。

4.3.2 排水三軸圧縮試験において初期剛性が低下した段階での局所変形挙動の観察

50 kPa 以下の拘束圧下において、図 4.14 のように初期剛性（接線ヤング率）の低下は高拘束圧下ほど早かった。載荷初期の剛性が低下した段階におけるひずみ分布をもとに、この違いについての検討を試みた。LSS_CD_09, 08, 07, 05 において ϵ_{1_EXT} が 0.05 % から 0.65 % に増加する間の最大せん断ひずみ増分の分布を図 4.30 に示す。局所ひずみの計算間隔はいずれも 2.5 mm である。各ひずみ分布の上部には正規化後の接線ヤング率 E_{tan} / E_{tan_0} が示されている。

LSS_CD_09 では軸ひずみの増大とともに接線ヤング率が低下するにつれて、供試体上部での局所ひずみ増分が下部よりも大きくなった。LSS_CD_09 ほど顕著ではないが、LSS_CD_08 でも最後の 2 段階では上部のひずみ増分が大きい傾向が見られた。供試体上部での局所ひずみが顕著に見られ始めた段階

における $E_{tan} / E_{tan,0}$ の値はそれぞれ 0.55 ~ 0.22, 0.13 ~ 0.08 の間であり, 二つの試験で一致しなかった。

LSS_CD_07, 05 では初めのひずみ分布においてすでに $E_{tan} / E_{tan,0}$ の値が 0.7, 0.3 にそれぞれ低下していた。LSS_CD_07 では初めから供試体下部のひずみ増分が大きく, 各ひずみ分布にはっきりとした違いが見られなかった。

LSS_CD_09 のように剛性の低下とともにひずみの局所化が始まっていくケースとはっきりとした傾向の得られないケースが混在し, 剛性の低下量とひずみの局所化との関係を具体的に明らかにするまでにはいたらなかった。せん断中には $\Delta \epsilon_{I_EXT} = 0.05\%$ で画像を取得, 解析を実施したが, LSS_CD_07, 05 のようにせん断から 2 枚目の画像ですでに剛性がかなり低下しているような場合には, 十分な検証が行えているとは言い難い。より詳細な検討を行うためには画像解析の解析精度と画像の取得間隔の縮小が必要であると考えられる。

4.3.3 载荷速度の急変前後における局所変形挙動の観察

4.2.6 項でも述べたように, LSS_CD_11 では排水せん断中の応力レベルや側方ひずみ (体積ひずみ) の値が軸ひずみのひずみ速度に対する依存性を示した。局所ひずみ分布のひずみ速度依存性について確認するため, 速度が急変する前後における側方ひずみ (供試体全体のひずみでは W 方向の側方ひずみ ϵ_{3W} に相当) の分布を詳細に検討することを試みた。ひずみ速度が $1/10 \dot{\epsilon}_0$ から $\dot{\epsilon}_0$, $\dot{\epsilon}_0$ から $10 \dot{\epsilon}_0$ まで急増する前後におけるひずみ分布 (それぞれ a, b) と, $10 \dot{\epsilon}_0$ から $\dot{\epsilon}_0$, $\dot{\epsilon}_0$ から $1/10 \dot{\epsilon}_0$ まで急減する前後におけるひずみ分布 (それぞれ c, d) を図 4.31 に示す。またこれらの段階における応力ひずみ関係の拡大図 (a), GAP センサーと画像解析の平均値による ϵ_{3W} と軸ひずみとの関係 (b) を図 4.32 に示す。

図 4.32 b) より, ひずみ速度の急増で画像解析による側方ひずみの平均値 $\epsilon_{x_E2.5_corEXT}$ は膨張側に増加した。図 4.31 a), b) より, ひずみ分布からははっきりとした違いを識別できなかった。図 4.32 b) より, ひずみ速度の急減で $\epsilon_{x_E2.5_corEXT}$ は収縮側に増加した。図 4.31 c), d) より, ひずみ速度が急減した段階のひずみ分布 (三つのうち中央の分布) では, 収縮を示す緑の領域の面積がその前後の分布と比較して大きくなった。

以上のように特にひずみ速度が急減する前後においては局所ひずみが全体的に収縮側に増加する傾向は見られたが, 顕著かつ連続的な局所変形が進行するような挙動は得られなかった。本項においてもひずみ増分を求めた間隔は $\Delta \epsilon_{I_EXT} = 0.05\%$ であり, 画像の取得間隔と一致している。前述のように, より詳細な検討を行うためには画像解析の解析精度と画像の取得間隔の縮小が必要である。

4.3.4 異なる拘束圧下での排水三軸圧縮試験の局所変形挙動の変化

拘束圧の異なる三つの試験ケースを取り上げ, せん断中に得られたひずみ分布をもとにこれらの局所変形挙動の違いについて検討する。図 4.33 では, LSS_CD_08, 07, 03 のひずみ分布を求めた各段階を応力ひずみ関係のグラフに「|」の記号で表示する。

図 4.34 に LSS_CD_08 のせん断における a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\epsilon_1 + \epsilon_3$, d) $\Delta \epsilon_1 + \Delta \epsilon_3$ の分布をそれぞれ示す。各ひずみ分布の局所ひずみの計算間隔は 2.5 mm である。また, 局所ひずみの計算間隔を 5 mm として描いたひずみ分布を図 4.35 に示す。図 4.35 は LSS_CD_03 のひずみ分布との比較に用いる。

図 4.34 b)-1 より, 11 kPa の拘束圧下では, ピーク強度 (q_{lmax}) を発揮するまでに供試体のいくつかの領域で最大せん断ひずみ γ_{max} が局所化した。その後は強度の低下と共に供試体上部では大きな γ_{max}

の増加を示す帯状の局所化領域が複数現れ、供試体下部では全体的に γ_{\max} が減少した。

表 4.3 にもある通り、LSS_CD_08 ではせん断中に供試体上部のみ Δd_D の変化が顕著になり、画像解析の補正を行うことができなかった。このため、ピーク強度発揮後の $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布では供試体上部のひずみを無視して検討を進める。強度が残留値に低下した段階に着目すると、供試体中央高さの右端では、 γ_{\max} が帯状に局所化した領域における $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ が強い収縮傾向を示した（図 4.34 d)-5）。 γ_{\max} が減少した供試体下部では、弱い体積収縮（ $0\% < \varepsilon_1 + \varepsilon_3 < 1\%$ ）を示す薄い緑の領域よりも、弱い体積膨張（ $0 > \varepsilon_1 + \varepsilon_3 > -1\%$ ）を示す薄い赤の領域の面積の方が大きかった。

図 4.36 に LSS_CD_07 のせん断における a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$, d) $\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3$ の分布をそれぞれ示す。各ひずみ分布の局所ひずみの計算間隔は 2.5 mm である。また、局所ひずみの計算間隔を 5 mm として描いたひずみ分布を図 4.37 に示す。図 4.37 は LSS_CD_03 のひずみ分布との比較に用いる。

30 kPa の拘束圧下では、せん断開始から $\varepsilon_{1_EXT} = 8\%$ 程度までの間、大きな γ_{\max} の増加を示す帯状の局所化領域が主に供試体下部の一箇所のみに現れた（図 4.36 b)-1 から b)-3）。これと同時に、軸ひずみの増大とともに 3) までと同様のひずみの局所化領域が供試体全体で複数現れた（図 4.36 b)-3 から b)-5）。またこれらの帯状の局所化領域は、LSS_CD_08 の供試体上部に発達した帯状の局所化領域と比較して傾きのやや小さいものが多かった。

図 4.36 c) および d) より、この試験ケースでは供試体全体が常に収縮傾向を示した。特に大きな γ_{\max} を生じた箇所では、大きな収縮ひずみが蓄積した。

図 4.36 d)-4 や d)-5 では、ひずみの局所化領域において強い収縮ひずみを示す箇所の近傍が弱い膨張傾向を示した。これは付録 B の図 B-??でも述べるとおり、局所化領域の近傍ではせん断変形の斜め方向への発達によって四角形要素内の変形が著しく不均一になるためであり、本質的な体積変化を表したのではないと考えられる。

図 4.38 に LSS_CD_03 のせん断における a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$, d) $\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3$ の分布をそれぞれ示す。各ひずみ分布の局所ひずみの計算間隔は 5 mm である。図 4.35 や図 4.37 に示した二つのケースに対し、400 kPa の拘束圧下ではいずれの段階においても γ_{\max} と $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ が供試体全体でほぼ一様に増加し、ひずみが局所化する傾向は見られなかった。供試体全体は三ケースの中で最も強い収縮傾向を示した。

a) LSS_CD_08 の試験終了時（軸ひずみ 7.4 %）、b) LSS_CD_07, c) LSS_CD_05, d) LSS_CD_06, e) LSS_CD_03 の軸ひずみが 13 % での γ_{\max} と $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布を図 4.39 にそれぞれ示す。図中の白い点線は、試験後の供試体で目視観察により確認された連続的な局所変形の様子を示している。LSS_CD_08, 07, 05, 06 は局 x 所ひずみの計算間隔を 2.5 mm として求めたひずみ分布（各ケースの左側の図）と 5 mm として求めた分布（右側）がそれぞれ示されている。

低拘束圧下ほど γ_{\max} の局所化がより強く顕著に見られ、それらの箇所と連続的な局所変形、すなわちせん断層の観察箇所とが一致した。目視観察による局所変形は拘束圧が大きくなるにつれて判別が困難になり、図 4.39 の中で最も拘束圧の高い e) LSS_CD_03 では、目視観察からもひずみの局所化領域は確認されなかった。

付録 B に示す豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験ではせん断層付近で強い膨張傾向が現れたが、流動化処理

土では明確なせん断層やひずみの局所化が進行した領域付近で強い収縮傾向が現れた。

LSS_CD_08, 07 のせん断層および局所化領域付近で生じたひずみ（局所ひずみの平均値）を比較する。LSS_CD_08 では、見かけの膨張の影響が最も小さいと考えられる供試体右端中央高さから左斜め上に向かうせん断層を選択した。これを図 4.40 中では CD_08_SB と表記する。LSS_CD_07 では右端中央高さよりもやや下から左斜め下に向かうせん断層（CD_07_SB）と、左端中央高さよりもやや下から右下に向かう局所化領域（CD_07_SL）を選択した。以上三箇所の局所化領域のひずみ分布における位置と、これらの箇所での側方、鉛直方向の局所ひずみの平均値 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_1 + \epsilon_3 (= \epsilon_y + \epsilon_x)$ の平均値と供試体全体の軸ひずみとの関係を図 4.40 に示す。

LSS_CD_08 のせん断層は軸ひずみが 6 % 程度から発達し始めたと同時に、その付近で生じたひずみが急増した。LSS_CD_07 の二つの局所化領域では載荷初期から鉛直ひずみが単調増加し、側方ひずみはせん断が進むに従って増加量が大きくなった。二箇所のひずみの平均値に明確な差は見られなかった。 $\epsilon_{1_EXT} = 7\%$ 以上では、同一の ϵ_{1_EXT} で比較すると LSS_CD_08 のせん断層付近で生じた $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の値が最も大きくなった。

4.4 変形強度特性に及ぼす流動化処理土の微視的構造の変化

SEM-EDS を用いて、三軸圧縮試験を実施した試料の微視的構造の観察とその成分（元素）分析を行った。表 4.4 に観察試料の一覧表を示す。LSS_00 は未試験の試料であり、コンテナに残存した試料から採取した。図 4.41 に LSS_CD_08, 07, 03 の各試料の採取位置の概要を示す。写真はいずれも画像解析を実施した側面である。LSS_CD_10, 03 の試料採取位置は各供試体の同一領域内とした。

4.4.1 SEM-EDS 概要

SEM-EDS の概要を、日本電子株式会社ホームページから引用しながら示す。

SEM とは Scanning Electron Microscope の略であり、走査型電子顕微鏡を表す。観察表面で小さなスポット状となるように調整された電子線を、電子銃から観察試料に照射すると、照射箇所から二次電子、反射電子、特性 X 線、光など種々の信号が試料の形態、試料物質の密度、あるいは試料に含まれる元素に応じて放出される。SEM では二次電子を検出して画像を作ることができる。具体的には、二次電子は電子線が試料表面に入射する際の角度によって発生強度が変わるために、試料表面の微細な凹凸を二次電子の強弱として検出し表している。

EDS とは Energy Dispersion X-ray Spectrometry の略であり、エネルギー分散型 X 線分析を表す。電子線の照射箇所から放出された特性 X 線を検出し、含有元素の種類と量を特定することができる。

本研究で用いた SEM は JSM-5600LV、EDS は JED-2140（いずれも日本電子株式会社）である。図 4.42 に装置概況を示す。SEM と EDS はそれぞれ別のパソコンの異なるソフトウェアで SEM 画像の取得と元素分析結果の表示を行う。ソフトウェア同士が連動しており、SEM のソフトウェアで取得した画像上で元素分析の箇所を指定すると、EDS のソフトウェアが元素分析を実施する。

SEM による試料の表面観察と EDS による元素分析を同時に高精度で行うために、顕微鏡内部を高真空状態とした。電子線の加速電圧は、EDS による元素分析が安定して実施できる経験値として 20 kV に固定した。50 ~ 5000 倍程度までの拡大倍率で試料観察と元素分析を行った。

4.4.2 試料の準備方法

観察中の高真空下で試料内の水分が蒸発し、観察表面が乾燥収縮によって変形することを防ぐため、観察試料はあらかじめ乾燥状態とする必要がある。自然堆積土の微視的構造と力学特性に関する研究委員会のワーキンググループ報告（2002）によると、乾燥収縮の影響を最も低減できる試料の乾燥方法として液体窒素による凍結乾燥法を用いることを推奨している。しかし、三軸圧縮試験を実施した試料はいずれも含水比測定のために炉乾燥した。全ての観察試料において乾燥収縮の影響を同程度とするため、未試験試料 LSS_00 も炉乾燥によって試料内の水分を除去した。

乾燥した供試体は硬質試料成形装置によって 5 ~ 7 cm 角のブロックに切り分けた。観察断面の準備方法は前述のワーキンググループ報告（2002）に準拠した。図 4.43 に報告からの引用図を示す。水平、鉛直断面の観察断面は、炉乾燥の過程において形成された亀裂（LSS_00）か、図 4.43 a) のように端部に入れた切り込みから試料を切断することによって得られる人工的な亀裂（LSS_CD_08, 03）とした。せん断層や局所化領域の観察断面は、その周囲と比較すると土粒子間の固結状態が弱いと考えられる。そこでそれらの周囲を 2 ~ 3 cm 角程度の小ブロックに成形後、ブロックの両端部から手で曲げ力をかけることによって自然に得られた断面を観察した。

乾燥した流動化処理土は空隙が多くて非常に脆いため、平滑な観察断面を確保することが難しかった。

各観察試料の観察断面を $1.5 \times 1.5 \text{ cm}^2$ 程度と比較的大きくすることによって、平滑な観察断面をできるだけ大きな範囲で取得できるようにした。

試料の観察表面に均一な導電性を持たせるため、白金バナジウムを蒸着(コーティング)した。試料と試料台の接着には銀ペーストを用いた。帯電(試料表面に流れることのできない電子が試料表面で蓄積と放電を繰り返すことにより、SEM 画像にノイズを作る現象)防止の目的で、試料表面の端部と試料台をドータイトで二箇所程度接続した。銀ペーストとドータイトはいずれも導電性の接着剤である。

4.4.3 等方圧密による微視的構造の変化

未試験試料 LSS_00 と拘束圧 200 kPa で等方圧密のみを実施した試料 LSS_CD_10 の水平、鉛直断面の比較により、等方圧密による微視的構造の変化について調べた。図 4.44, 図 4.46 に LSS_00 の水平、鉛直断面の SEM 画像を、図 4.45, 図 4.47 に LSS_CD_10 の水平、鉛直断面の SEM 画像をそれぞれ示す。図 4.45 および図 4.46 の画像の左右方向が供試体の上下方向に一致しており、画像の左端が供試体上側となっている。

未試験試料 LSS_00 ではエトリンガイトと推測されるセメント水和物の針状結晶が土粒子間をつなぎ、土粒子や結晶の間に大きな空隙が多数存在した(特に図 4.44 c), d))。一方 200 kPa 下で等方圧密された試料 LSS_CD_10 では土粒子に貼り付いて「接触点」としての役割が明確でない針状結晶が多数確認され、土粒子間の空隙が小さく密な様子が見られた(特に図 4.45 c), d))。

水平断面と比較して、鉛直断面は両者の明確な密度の違いが確認できなかった。これは用意した LSS_CD_10 の試料の水平方向(画像の上下方向)のひび割れと、断面の凹凸が影響を及ぼしているものと考えられる。

4.4.4 排水三軸圧縮試験における微視的構造の変化

供試体上部に明確なせん断層が形成された試験ケース LSS_CD_08 の、供試体下部から採取した水平断面および鉛直断面と、せん断層の SEM 画像を図 4.48 に示す。

図 4.48 a), b) の水平断面, c), d) の鉛直断面からは、大きな空隙が多数確認された。定量的な評価は行っていないものの、目視で確認する限りでは、これらの空隙の大きさや分布状況は未試験試料の水平、鉛直断面と同程度であった。図 4.48 a), b) の水平断面で確認された針状結晶は、土粒子間を接続していないもの、すなわち先端が土粒子に接触されずに開放状態となったものが多く見られた。これらは束のまま押しつぶされているようだが、長さは未試験試料で確認された結晶と同程度のものが多く、細分化された様子は見られなかった。

図 4.48 e), f) のせん断層から採取した断面では、土粒子が板状に押しつぶされて団粒化し、凹凸のある面が形成されていた。図 4.48 f) の丸印内のように細分化されて土粒子に貼り付いた針状結晶がわずかに見られた。

供試体全体に局所化領域が現れた試験ケース LSS_CD_07 の、供試体下部の二箇所の局所化領域から採取した断面の SEM 画像を図 4.49 に示す。

観察側面において、中央高さよりやや下の右端から左斜め下に向かって発達した局所化領域(LSS_CD_07_SB)の採取断面では、LSS_CD_08_SB と同様に針状結晶がほとんど確認できない面(図 4.49 a), b))と、土粒子と共におしつぶされた針状結晶がはっきりと確認できた面(図 4.49 c), d))が混在した。

中央高さよりやや下の左端から右斜め下に向かって発達した局所化領域 (LSS_CD_07_SL) の採取断面では、土粒子と共に押しつぶされた針状結晶が LSS_CD_07_SB よりもさらに多く確認された (図 4.49 e) ~ h)。

局所化領域の内部あるいはその周辺では、鉛直方向に収縮しながら局所化領域の発達方向に沿って大きく変形するほど、針状結晶が細分化されたと考えられる。しかし画像解析結果によると、LSS_CD_08_SB, 07_SB, 07_SL を含む局所化領域付近の変形量には大きな差は見られなかった (図 4.40)。上記の局所化領域の構造変化の差異は観察試料の採取箇所によって観察面の状況が異なる可能性も考慮すると、観察件数を重ねるなどして今後も引き続き検討が必要である。

ひずみの局所化が見られなかった試験ケース LSS_CD_03 の、供試体中央高さから採取した水平断面および鉛直断面の SEM 画像を図 4.50 に示す。いずれも土粒子間の空隙が小さく全体的に密であり、押しつぶされた針状結晶が多数確認された。拘束圧 400 kPa 下でのせん断において、鉛直方向に大きく収縮しながら水平方向にはほとんど変形しなかった試料であるが、水平、鉛直断面の画像にはこの変形量の差が見られなかった。また、図 4.45、図 4.47 に示した拘束圧 200 kPa での等方圧密後の水平、鉛直断面との差異も明確でなかった。

4.4.5 針状結晶と土粒子の成分分析結果

建設発生土にもともと含まれていた成分は不明だが、成分表によると一般軟弱土用固化材 (タフロック) の成分はクリンカー (ケイ酸カルシウム $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ または $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$, アルミン酸カルシウム $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$, 鉄アルミン酸カルシウム $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$), セッコウ (硫酸カルシウム CaSO_4 , $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), 高炉スラグ ($\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{MgO} - \text{SiO}_2$ 系ガラス) である。

$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ はアルミネート相と呼ばれ、セッコウと反応してエトリンガイトを生成する。エトリンガイトの化学式は $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ である。反応速度は最も早い。結晶は図 4.51 a) に示すように針状を呈する。エトリンガイトが包み込んでいる未水和のアルミネート相とエトリンガイトがさらに反応すると、モノサルフェート水和物に変化する。モノサルフェート水和物の化学式は $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ である。結晶は図 4.51 b) に示すように平板状を呈する (社団法人 セメント協会, 2009)。

セメントの主成分である $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ はエーライト, $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ はビーライトと呼ばれ、水和反応によりケイ酸カルシウム水和物 ($n\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot m \text{H}_2\text{O}$) と水酸化カルシウム ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) となる。ケイ酸カルシウム水和物は C-S-H の記号で表現され、初期段階のものをタイプ I, 水和の進んだものをタイプ II として分類する。Wilkinson, A et al. (2010) によると、砂質土や粘性土を生石灰や高炉スラグで改良した改良土中では、図 4.51 c), d) のような綿密な構造を持つ水和物として観察される。

図 4.44 から図 4.50 の 2000 倍に拡大された SEM 画像より、本章で検討している流動化処理土は数 μm ~ 数十 μm の土粒子と、エトリンガイトと推測されるセメント水和物の針状結晶により構成されていた。固化材を添加しない建設発生土のみの SEM 画像がないため判断しがたいが、図 4.51 c) および d) に見られるような C-S-H と推測される水和物をはっきりと確認することができなかった。

表 4.5 に EDS による成分分析結果を示す。表中の「-」は、各元素の数を分析しなかったことを意味している。計測点 (領域) 1 ~ 4 は、図 4.50 c), 図 4.48 c), 図 4.49 e), 図 4.48 e) の白線の交点または枠内にそれぞれ一致している。図示した計測点以外にも複数箇所で行分析を実施しており、代表的な計測結果を示している。

なお、用いた EDS の定性スペクトルでは原子量の小さな元素の分析結果に乱れが生じて安定せず、原子数を正しく評価できなかった。O の検出結果も試料によっては明確でなく、O の検出の有無によって原子数の比率に大きな差が生じた。また、特にセメント水和物上においては S が検出されるはずであるが、スペクトル上でピークを示した分析結果は全く見られなかった。

いずれの計測点においても (O), Al, Si, Ca, Fe が主に検出され、原子数は O を無視すると Si が最も多かった。土粒子上の計測点（領域）1, 2 では Ca の原子数が少ないことから、建設発生土には Ca がほとんど含まれておらず、Ca の析出量の多い箇所はセメント水和物の存在する箇所に一致しているものと判断可能である。

計測点 3 では Ca と Al の原子数が他の計測点よりも大きいことから、この計測点に代表される針状結晶はエトリンガイトであると推測し、全ての SEM 画像を解釈している。

計測領域 4 では Ca の原子数が計測点 3 の結晶上と比較すると小さいが、計測点（領域）1, 2 と比較すると大きかった。従ってせん断層内では、土粒子と針状結晶とが押しつぶされながら大変形した結果、土粒子がセメント水和物の破片を含みながら板状に団粒化したものと考えられる。

4.5 考察

局所変形挙動、微視的構造の観察から得られた知見をもとに、排水せん断における流動化処理土の変形強度特性に及ぼす拘束圧の影響について検討する。

強度の拘束圧に対する依存性を調べるために、主応力比 $R = \sigma_1' / \sigma_3'$ と軸ひずみとの関係を図 4.52 に示す。縦軸のスケールは LSS_CD_09 を除いたケースを基準に設定しているが、LSS_CD_09 では R が他の試験と比較して非常に大きな値（最大値 27.8）となった。また、図 4.53 には動因内部摩擦角 ϕ_{mob} と軸ひずみとの関係を示す。

図 4.52 および図 4.53 より、50 kPa 以下の拘束圧下では強度が拘束圧に対する依存性を示さず、低拘束圧下ほど同一の軸ひずみにおける R や ϕ_{mob} が大きな値を示した。

一方、100 kPa 以上の拘束圧下では R および ϕ_{mob} と軸ひずみとの関係がほぼ等しくなった。すなわち、強度が有効拘束圧に対する依存性を示した。

50 kPa 以下の拘束圧下で実施した試験での最大有効主応力と軸ひずみとの関係を図 4.54 に示す。図中には一軸圧縮試験の応力ひずみ関係も併せて示す。強度が最大値を示した段階や初期剛性が急激に変化した段階における最大有効主応力は一致せず、この値のみではこれらの試験の強度特性を説明できなかった。

図 4.55 に有効応力経路を示す。b) は a) の点線の枠内を拡大表示したものである。接線ヤング率が初期値の 10% 以下となった初めの点を降伏点とし、図中に黄色い丸印で表示した。軸差応力が単調増加した LSS_CD_07 から LSS_CD_04 のケースでは、経路上で軸ひずみが 1, 3, 5, 10 % となった点をそれぞれ図示した。なお、LSS_CD_04 の初期のデータの大きなふらつきは、本章の冒頭で述べた拘束圧の制御不良によるものである。

今回実施した排水三軸圧縮試験結果は、一軸圧縮強さ q_u と同程度の大きさの最大有効主応力 σ_1' を境に異なる傾向を示していると考えられる。図 4.55 には σ_1' が q_u に一致する応力状態 ($\sigma_1' = q_u$) が示されている。

これは次のような考えに基づいている。すなわち、固化処理によって発現された強度を上回る応力が加わると、土粒子間の固結が損傷する。このときの応力状態に応じて、各ケースの圧密およびせん断における挙動が変化したものと考えられる。固化処理によって発現された強度 (σ_s) は個々の固結構造の強度の平均値であり、 q_u と同程度の値であると推測される。

以下では、各試験ケースを次のような三つのグループに分けて詳細な検討を行う。

1. q_u に対して拘束圧の値が非常に小さいケース (LSS_CD_08, 09)
2. 拘束圧の値が q_u よりも大きいケース (LSS_CD_06, 11, 03, 04)
3. 拘束圧の値が q_u よりも低く、1 と 2 の中間的なケース (LSS_CD_07, 05)

4.5.1 試験ケース LSS_CD_08, 09

拘束圧の非常に低い LSS_CD_08, 09 では、排水試験が進行して軸差応力が大きくなった状態で $\sigma_1' = q_u$ の境界に到達した (図 4.55 a)。固化処理による固結構造は弱いものから主に異方応力によりせん断され、それらの箇所でひずみが局所化したと考えられる (図 4.34 b)-1)。

このうちいくつかの局所化領域が帯状につながってせん断層が複数形成され、これらの弱部に沿った変形によって供試体全体としての強度が最大値から残留値に低下した (図 4.55 a)、図 4.34 b)-2 ~ b)-5、

図 4.39 a))。SEM 画像からはせん断層上での大変形によって土粒子が板状に押しつぶされて団粒化した様子、細分化されて土粒子に貼り付いた針状結晶がわずかに残存した様子が確認された(図 4.48 e), f))。

一方せん断層の発達箇所以外の領域では、強度の最大値から残留値への低下による応力除荷に伴ってせん断破壊が進行しなかった。局所的な最大せん断ひずみは負の増分を示す領域も見られ、体積ひずみは強度が最大値となるまでと比較すると収縮量が小さくなった(図 4.34 b)-2 ~ b)-5, 図 4.34 d)-2 ~ d)-5)。

従ってこれらの試験では、異方応力 (q) の増加によって生じたひずみの局所化を伴うせん断変形量が、等方応力 (p') の増加によって生じた圧縮変形量を上回ったと考えられる。また、ひずみ軟化挙動はこのような変形によって生じたものと考えられる。

4.5.2 試験ケース LSS_CD_06, 11, 03, 04

LSS_CD_06, 11, 03, 04 では等方圧密における拘束圧が q_u を上回った。一定の等方圧密応力下において土粒子間の固結構造が全体的に次々と損傷し、固結構造によって保たれていた間隙が圧縮され、供試体が密実化、均一化したと考えられる。このため圧密による体積収縮量が急激に大きくなり、供試体全体がほぼ均一に収縮した(図 4.3, 図 4.28, 図 4.45, 図 4.47)。

拘束圧に応じて密度が高くなった供試体の CD 試験では強度が高い拘束圧(密度)依存性を示し、同一の軸ひずみにおける軸差応力が高拘束圧下ほど大きくなり、主応力比は拘束圧によらずほぼ同一の値を示した(図 4.52)。しかし主応力比で比較すると、高拘束圧下で発揮された供試体の高密度化による強度は低拘束圧下で発揮された固化処理による強度と比較して小さく、同一の軸ひずみにおける主応力比としては最も低下した。

圧密により密実化されても依然として供試体の密度が低いため、排水試験における変形は高拘束圧下ほど軸応力方向のみへの均一な圧縮が支配的となった(図 4.15)。せん断中の等方応力 (p') の増加によって圧密中に密実化された固結構造がさらに破壊されたことにより、明瞭な局所変形は生じなかったと考えられる(図 4.39 d), e))。せん断後の供試体断面の様子からも圧密終了後の断面の様子と明らかな相違が確認されなかった(図 4.45, 図 4.50)。

これらの局所変形挙動から、これらの試験ではせん断においても等方応力 (p') の増加に伴う供試体全体の密実化、均一化(圧縮変形)が支配的な変形モードであったと考えられる。

4.5.3 試験ケース LSS_CD_07, 05

LSS_CD_07, 05 では σ_1' の値が q_u の値を超えた(図 4.55 a))。このため固結構造の局所的な破壊が起こり、排水試験の比較的初期の段階でひずみの局所化を生じたものと考えられる(図 4.36 b)-1)。

一方これらの試験ケースでは軸ひずみが数 % 程度となるまで p' の値が q の値よりも大きく、等方応力 (p') の増加によって生じた圧縮変形量は異方応力 (q) の増加によって生じたせん断変形量に匹敵するレベルであった可能性が考えられる。つまり、固結構造が局所的に破壊された箇所では供試体全体での均一な圧縮変形により強度が回復した可能性が考えられる。

p' の値が大きくなると、これまでとは異なる箇所においていくつかのひずみの局所化領域が発生した(図 4.36 b)-4, b)-5)。供試体全体の強度は、この段階において p' の増加に伴う密実化によって増加あるいは回復したものと考えられる。この結果ひずみ軟化挙動が起こらず、軸差応力が増加したと考えられる(図 4.11)。

4.5.4 異なる拘束圧下におけるひずみの局所化領域での巨視的、微視的な変形挙動の相違

前述のとおり、LSS_CD_08 では異方応力の増加に伴うせん断変形が卓越し、ひずみの局所化領域が典型的なせん断層として発達したのに対し、LSS_CD_07 では p' の増加によってひずみの局所化領域が密実化した可能性が指摘された。そこで、これらの試験におけるひずみの局所化領域の画像解析結果と SEM 画像を比較し、巨視的、微視的な変形挙動の相違について検討する。

軸ひずみが比較的大きい段階 (p' が p_c の値に近づいた段階) においてひずみの局所化領域 (せん断層) 付近の局所ひずみの平均値を比較すると、試験ケース LSS_CD_07 では局所的なせん断変形の卓越した LSS_CD_08 よりもわずかに ϵ_x の膨張量が小さいが、その差は明瞭でなかった (図 4.40)。

一方ひずみの局所化領域から採取した断面の SEM 画像を比較すると、LSS_CD_07 では LSS_CD_08 よりも残存した針状結晶がより多く確認された。LSS_CD_07 では ひずみの局所化領域におけるせん断変形 (針状結晶を損失するような鉛直、水平方向への変形) が LSS_CD_08 ほど優位でなかったことを示唆できるものと考えられる (図 4.48 e), f), 図 4.49)。

ただし、図 4.36 c)-5 によると LSS_CD_07 ではせん断層付近の局所的な体積ひずみの蓄積量がそれ以外の箇所よりも強い収縮傾向を示したが、せん断層付近の断面を観察した SEM 画像からは未試験試料との明瞭な密度の変化を確認できなかった (図 4.44, 図 4.46, 図 4.49)。

4.6 本章のまとめ

本章で得られた知見を以下にまとめる。

1. 応力ひずみ関係

等方圧密時

50 kPa 以下の拘束圧下では体積変化量が非常に小さかった。100 kPa まで拘束圧を増加させると体積収縮傾向が急激に強くなり、高拘束圧下ほど大きな体積収縮量を示した。しかし最も高い拘束圧下（800 kPa）においても圧密後の乾燥密度は1以下であり、供試体は依然として低密度の状態を呈した。

本研究の流動化処理土には固化改良による見かけの先行圧密応力が存在し、キャサグランデの方法により求めた値は 69.7 kPa であった。

例外はあるものの、等方圧密においては Isotach 粘性を示す応力レベルのひずみ速度依存性が認められた。

軸圧縮（せん断）時

一軸圧縮強さは 81.9 kPa であり、試験終了までに複数のせん断層が形成された。

11 kPa 以下の拘束圧下では一軸圧縮強さよりも若干高いピーク強度を示し、複数のせん断層を伴ってひずみ軟化した。30 kPa 以上の拘束圧下では載荷初期に高剛性を示した後に降伏し、その後は応力が直線的に増加するひずみ硬化挙動が見られた。特に 50 kPa 以上の拘束圧下では、同一の軸ひずみにおける軸差応力は高拘束圧下であるほど大きくなった。

50 kPa 以下の拘束圧下では、高拘束圧下ほど載荷初期の接線ヤング率の低下が早い段階で始まった。一方 100 kPa 以上の拘束圧下では高拘束圧下ほど載荷初期の接線ヤング率の低下が遅い段階で始まった。

いずれのケースにおいても載荷初期には体積ひずみと軸ひずみの値が一致し、載荷の進行とともに体積収縮傾向は弱まった。

11 kPa 以下の拘束圧下では破壊時にせん断層が形成されたため、ピーク強度を発揮した軸ひずみを境に体積変化傾向が収縮から膨張に転じた。

30 kPa 以上の拘束圧下では高拘束圧下ほど収縮傾向が長く続いた。特に 100 kPa 以上の拘束圧下では軸ひずみと体積ひずみの値がほぼ等しい状態、すなわち側方ひずみがほぼゼロの状態が長く続き、鉛直載荷方向のみへの圧縮が支配的であった。

せん断においては載荷初期に Isotach 粘性を示した後、載荷の進行と共に TESRA 粘性へと変化した。

2. 画像解析による局所変形挙動

等方圧密時

局所的な軸ひずみと側方ひずみの和（体積ひずみに相当）の分布は全体的な体積ひずみの計測結果から得られた傾向と一致し、100 kPa 以上の拘束圧下で著しい収縮挙動が見られた。

軸ひずみ、側方ひずみの和の分布および最大せん断ひずみの局所ひずみ分布によると、いずれの拘束圧下においてもある箇所だけにひずみが集中するような際立った局所化傾向は見られなかった。

軸圧縮（せん断）時

50 kPa 以下の拘束圧下において、初期剛性（接線ヤング率）の低下が高拘束圧下ほど早かったことについて、局所変形挙動の観察により検討することを試みた。しかし剛性の低下とともにひずみの局所化が始まっていくケースとはっきりとした傾向の得られないケースが混在し、剛性の低下量とひずみの局所化との関係を具体的に明らかにするまでにはいたらなかった。

排水せん断中の軸ひずみのひずみ速度に対する局所変形挙動の依存性について検討した。特にひずみ速度が急減する前後においては局所ひずみが全体的に収縮側に増加する傾向は見られたが、顕著かつ連続的な局所変形が進行するような挙動は得られなかった。

以上のような比較的小さなひずみレベルにおける局所変形挙動についてより詳細な検討を行うためには、画像解析の解析精度と画像の取得間隔の縮小が必要であることを明らかにした。

11, 30, 400 kPa の拘束圧下における局所変形挙動を比較し、①～③の特性を明らかにした。

① 11 kPa の拘束圧下では、ピーク強度を発揮するまでに供試体のいくつかの領域で最大せん断ひずみ分布が局所化し、これらの領域では軸ひずみと側方ひずみの和が強い収縮傾向を示した。ピーク強度の発揮後、強度の低下と共に供試体上部では大きな最大せん断ひずみの増加を示す帯状の局所化領域が複数現れた。供試体下部では全体的に最大せん断ひずみが減少し、軸ひずみ、側方ひずみの和が膨張傾向を示した。

② 30 kPa の拘束圧下では、せん断開始から複数の箇所において帯状の局所化領域が現れた。これらの帯状の局所化領域は、11 kPa の拘束圧下で供試体上部に発達した帯状の局所化領域と比較して傾きのやや小さいものが多かった。軸ひずみと側方ひずみの和は供試体全体で常に収縮傾向を示し、特に大きな最大せん断ひずみを生じた箇所では大きな収縮ひずみが蓄積した。

③ 400 kPa の拘束圧下では、いずれの段階においても最大せん断ひずみ、軸ひずみと側方ひずみの和が供試体全体でほぼ一様に増加し、ひずみが局所化する傾向は見られなかった。供試体全体は三ケースの中で最も強い収縮傾向を示した。

低拘束圧下ほど最大せん断ひずみの局所化がより強く顕著に見られ、それらの箇所と連続的な局所変形、すなわちせん断層の観察箇所とが一致した。目視観察による局所変形は拘束圧が大きくなるにつれて判別が困難になった。明確なせん断層やひずみの局所化が進行した領域付近で強い収縮傾向が現れた。

11, 30 kPa の拘束圧下で見られた異なる角度の局所化領域付近の局所ひずみの平均値を比較したが、明瞭な差は見られなかった。

3. SEM による微視的構造の観察

等方圧密時

未試験試料ではエトリングaitと推測されるセメント水和物の針状結晶が土粒子間をつなぎ、土粒子や結晶の間に大きな空隙が多数存在した。

200 kPa 下で等方圧密された試料では土粒子に貼り付いて「接点」としての役割が明確でない針状結晶が多数確認され、土粒子間の空隙が小さく密な様子が見られた。

軸圧縮（せん断）時

11, 30, 400 kPa の拘束圧下での試験後の試料の分析結果を比較し、①～③の特性を明らかにした。

- ① 拘束圧を 11 kPa とした試験のせん断層付近でない部分の試料からは大きな空隙が多数確認された。目視で確認する限りでは、これらの空隙の大きさや分布状況は未試験試料の水平、鉛直断面と同程度であった。せん断層付近の試料は土粒子が板状に押しつぶされて団粒化し、凹凸のある面が形成されていた。
- ② 拘束圧を 30 kPa とした試験の局所化領域付近の試料では、11 kPa の拘束圧下におけるせん断層付近の試料と同様に針状結晶がほとんど確認できない面と、土粒子と共におしつぶされた針状結晶がはっきりと確認できた面が混在した。
- ③ 拘束圧を 400 kPa とした試験の試料からはいずれも土粒子間の空隙が小さく全体的に密であり、押しつぶされた針状結晶が多数確認された。水平、鉛直断面の画像には特徴的な差が見られなかった。また、拘束圧 200 kPa での等方圧密後の水平、鉛直断面との差異も明確でなかった。

4. 異なる拘束圧下における流動化処理土の変形強度特性

最大有効主応力が固化改良による一軸圧縮強さ q_u を超えると、異なる変形強度特性を示すことが分かった。

① q_u よりも十分に低い拘束圧下における変形強度特性

軸差応力 q の増加によるせん断変形が平均有効主応力 p' の増加による圧縮変形よりも顕著であったと考えられる。このためセメント水和物の針状結晶による土粒子間の固結、すなわち微視的な構造のせん断により、特に土粒子間の固結の脆弱な部分の破壊が帯状に繋がっていくつかのせん断層が形成され、これに沿ったひずみ軟化挙動によって軸差応力は最大値から残留値に低下した。

このような局所変形挙動が卓越した場合、軸差応力の減少によって載荷応力が除荷されるため、せん断層に含まれない部分では微視的な構造は大きな損傷を受けなかった。

② q_u よりも高い拘束圧下における変形強度特性

等方圧密による体積変化が顕著になり、供試体は均一に密実化した。任意のひずみにおける軸差応力は高い拘束圧依存性を示して高拘束圧下ほど高くなった。

高拘束圧下ほど鉛直圧縮方向のみに均一に変形し、局所変形挙動が見られなくなった。

③ ①と②の中間的条件 (q_u よりも低い拘束圧下) における変形強度特性

p' の増加による圧縮変形が q の増加によるせん断変形と同等の大きさであったと考えられる。せん断によるひずみの局所化領域は②の等方圧密で見られた供試体全体の均一な圧縮により密実化された可能性が考えられる。このため、ひずみの局所化領域においても強度が回復あるいは増加し、軸差応力が単調増加した。

表 4.1 各供試体の物理特性と排水三軸圧縮試験の試験条件

試験ケース	養生日数 (days)	w_0 (%)	ρ_{t0} (g/cm ³)	ρ_{d0} (g/cm ³)	σ'_c (kPa)	ρ_d (g/cm ³)	備考
LSS_UC	711	113.1	1.414	0.664	-	-	湿潤状態の供試体で実施
LSS_CD_09	823	107.2	1.429	0.690	4.1	0.689	σ'_c がせん断中に増加
LSS_CD_08	801	109.8	1.415	0.674	11	0.675	-
LSS_CD_07	771	108.0	1.419	0.685	30	0.685	-
LSS_CD_05	743	108.9	1.416	0.678	50	0.680	-
LSS_CD_06	754	109.5	1.423	0.679	100	0.728	-
LSS_CD_10*	855	-	1.426	-	200	-	等方圧密まで実施
LSS_CD_11	862	108.6	1.418	0.680	200	0.795	クリープ載荷終了直前で拘束圧の制御不良
LSS_CD_03	702	108.6	1.413	0.667	400	0.885	-
LSS_CD_04	721	111.2	1.426	0.675	800	0.995	せん断初期に拘束圧の制御不良

* 乾燥質量の計測データなし，等方圧密のみで試験終了

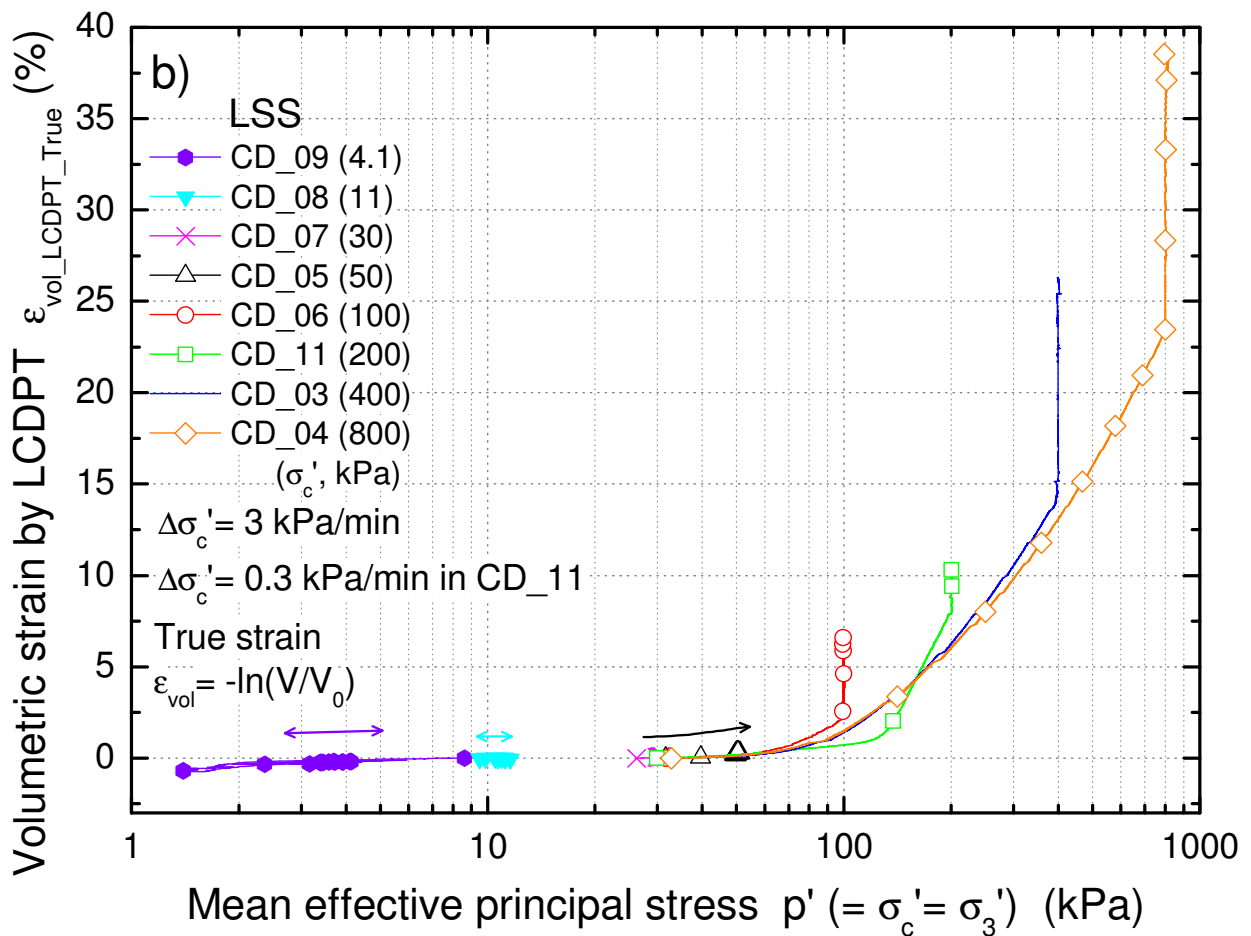
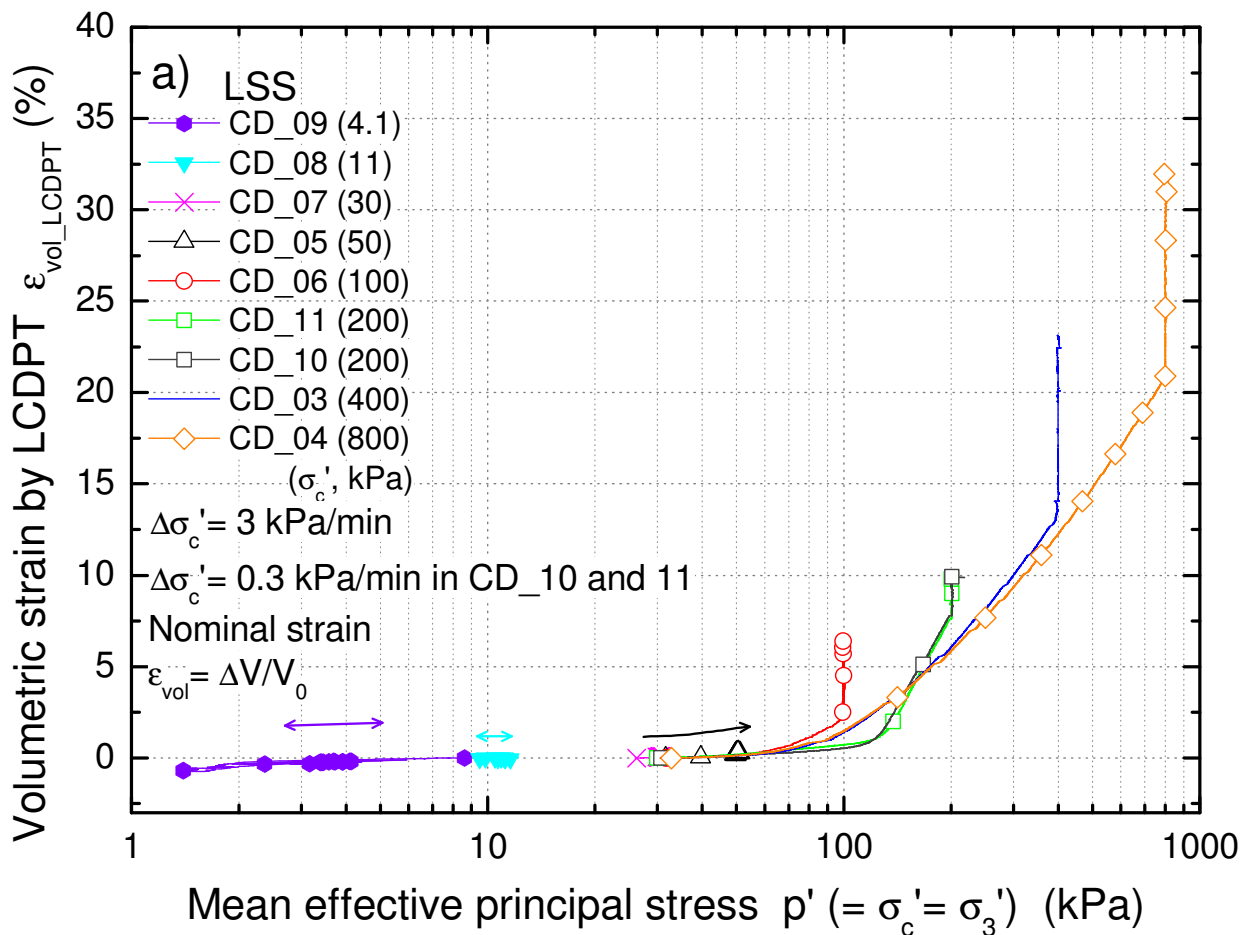


図 4.3 等方圧密における体積ひずみと平均有効主応力の関係

表 4.2 等方圧密終了時点での体積ひずみの値

	σ'_c (kPa)	体積ひずみ ϵ_{vol_LCDPT} (%)	
		公称ひずみ	真ひずみ
LSS_CD_9	4.1	-0.291	-0.290
LSS_CD_8	11	-0.045	-0.045
LSS_CD_7	30	0.099	0.099
LSS_CD_5	50	0.323	0.324
LSS_CD_6	100	6.526	6.749
LSS_CD_11	200	9.840	10.359
LSS_CD_3	400	23.120	26.293
LSS_CD_4	800	32.315	39.030

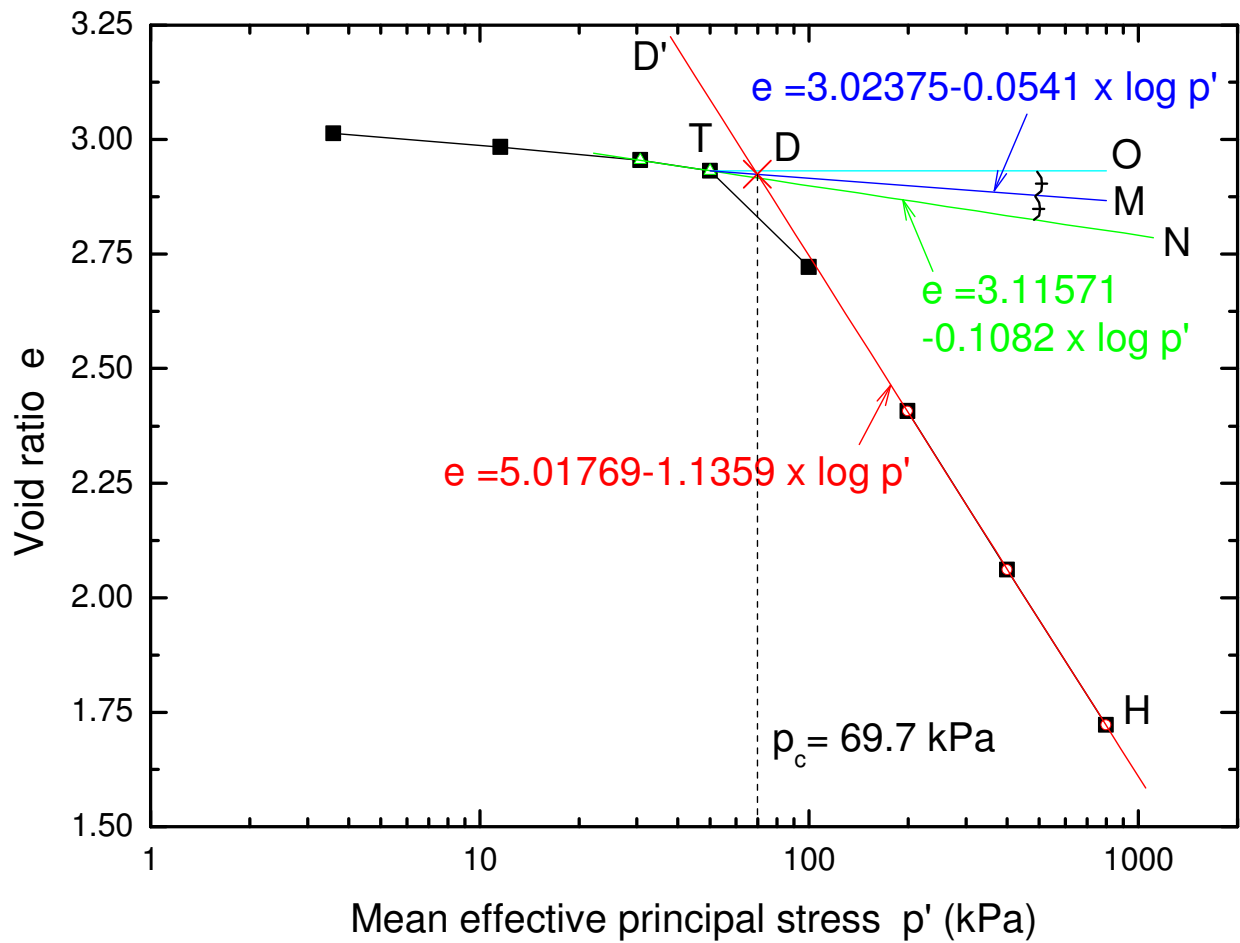


図 4.4 等方圧密における e - $\log p'$ 関係

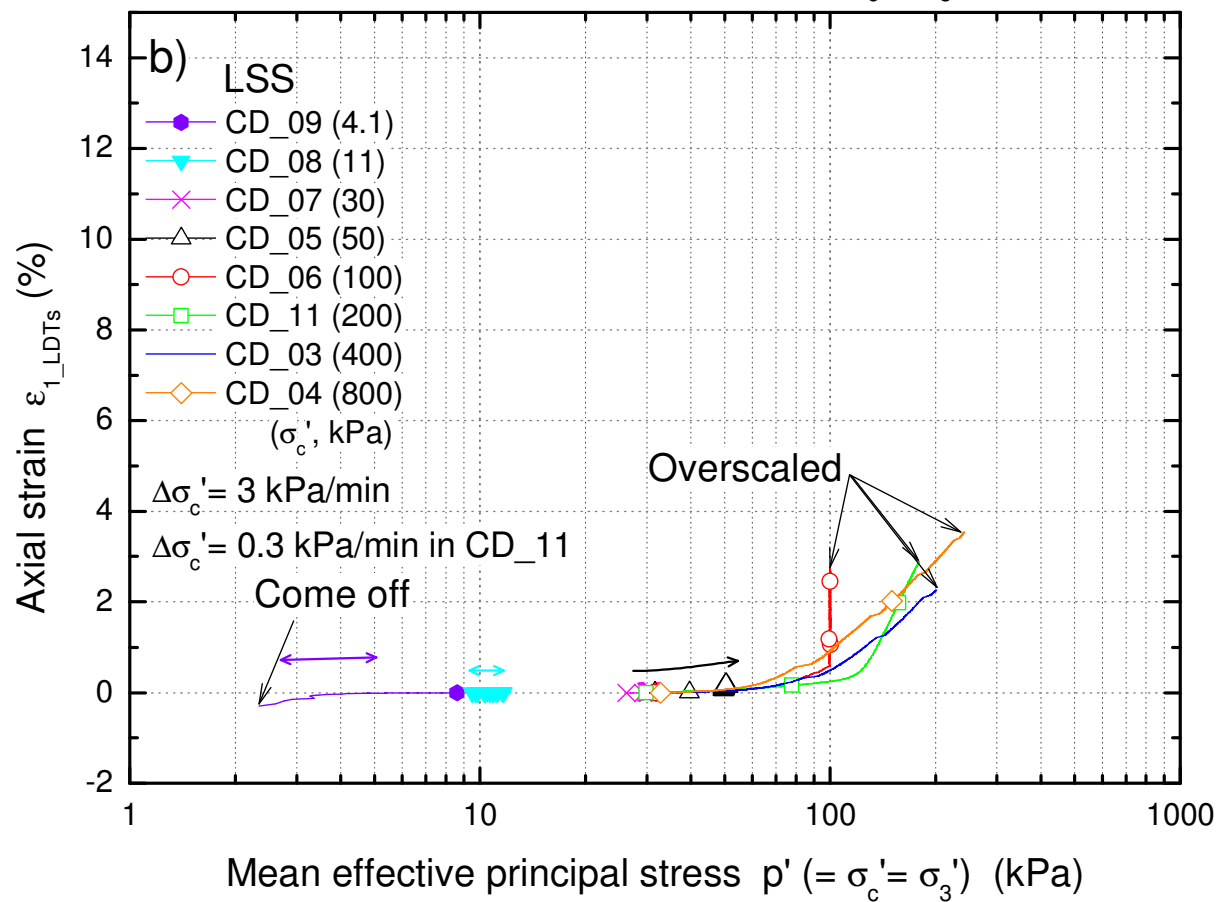
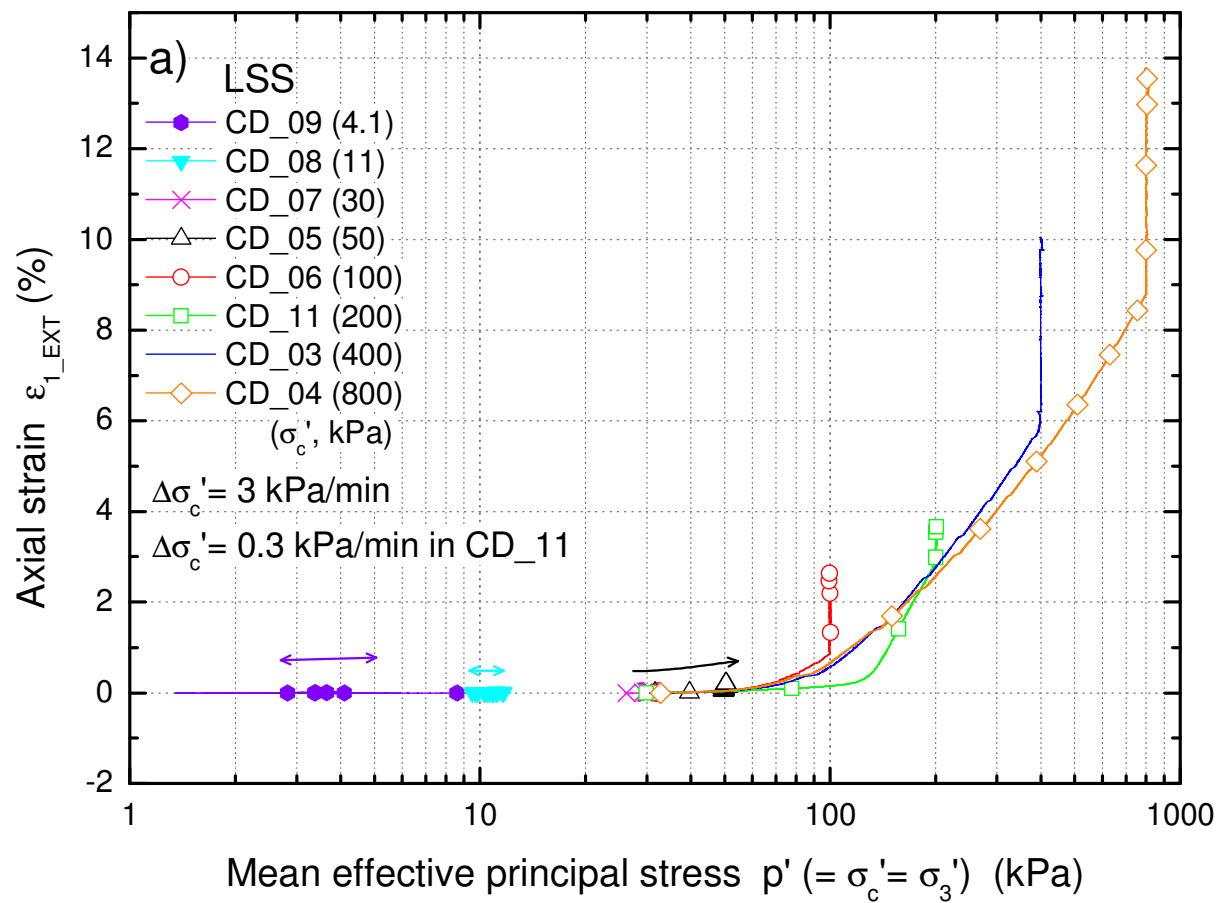


図 4.5 等方圧密における軸ひずみと平均有効主応力の関係

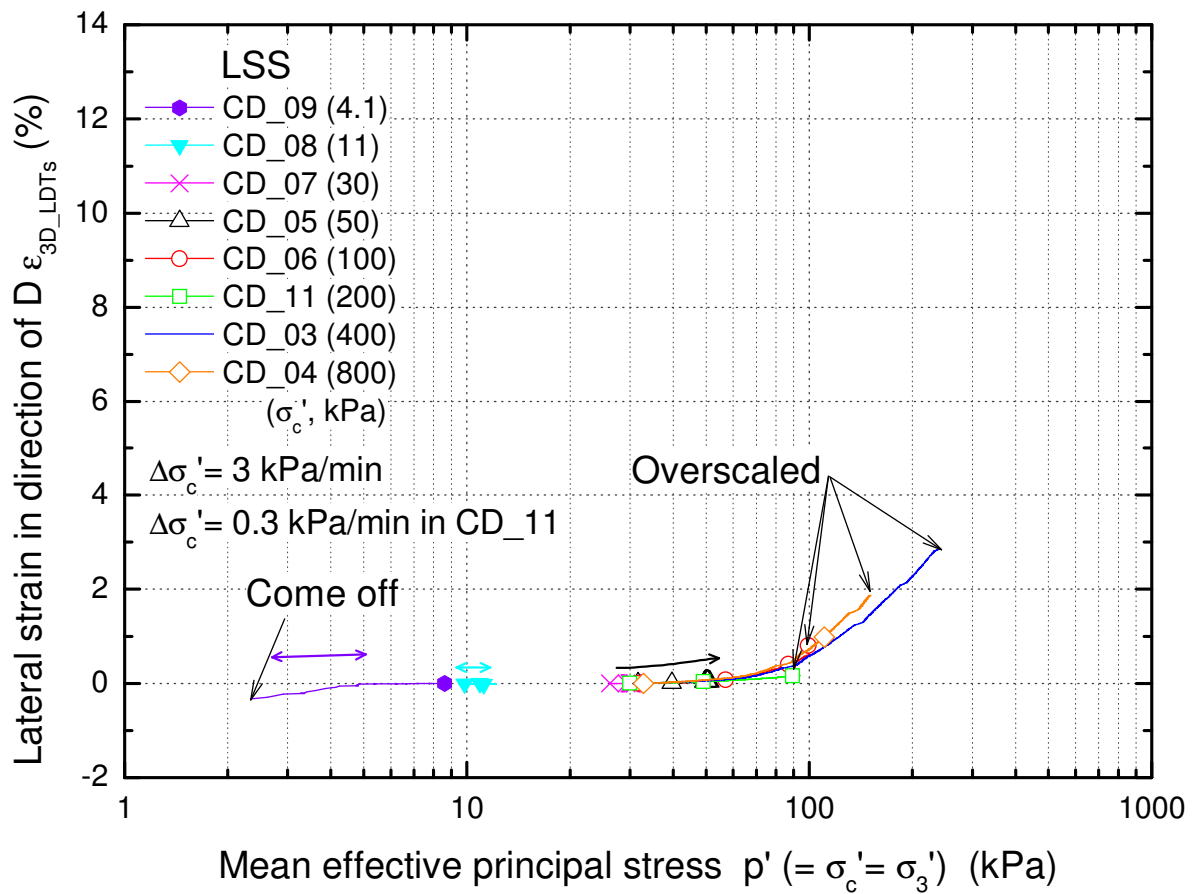


図 4.6 等方圧密における D 方向の側方ひずみと平均有効主応力の関係

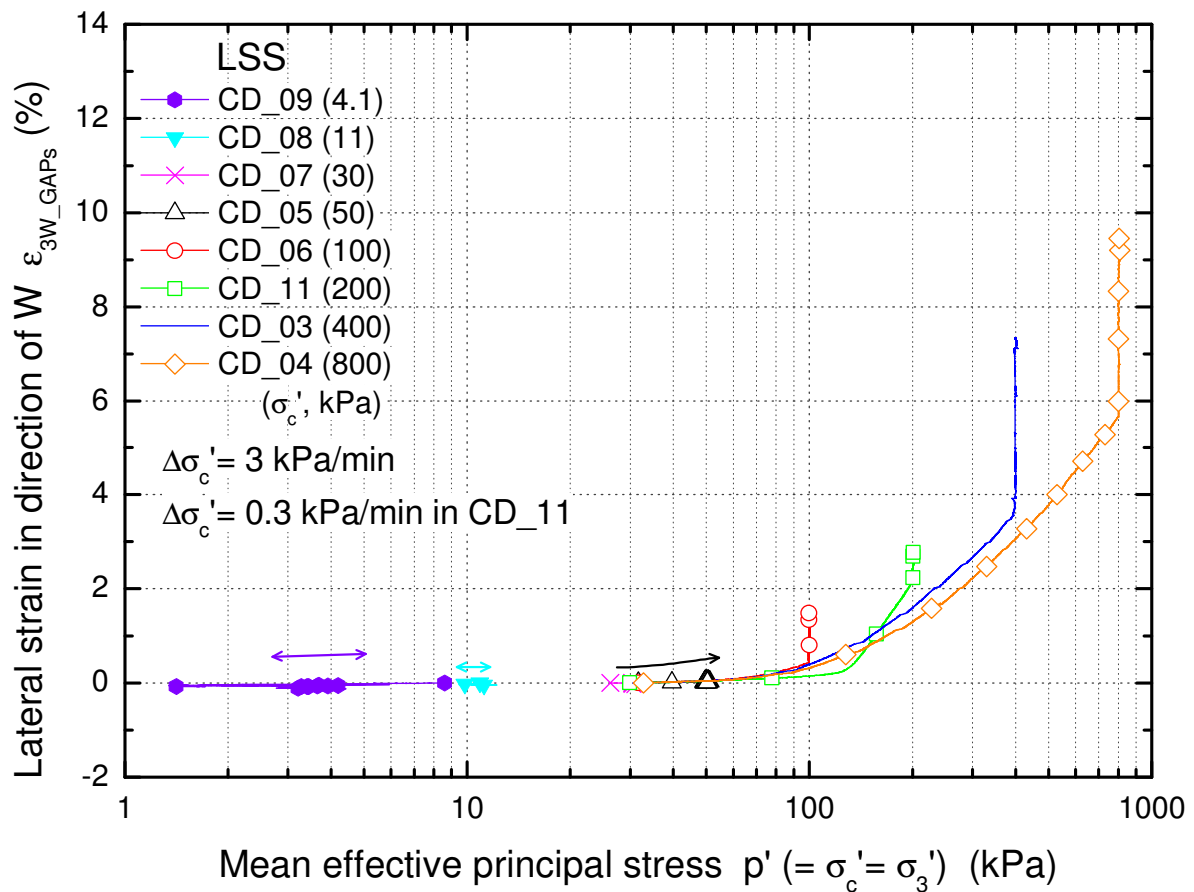


図 4.7 等方圧密における W 方向の側方ひずみと平均有効主応力の関係

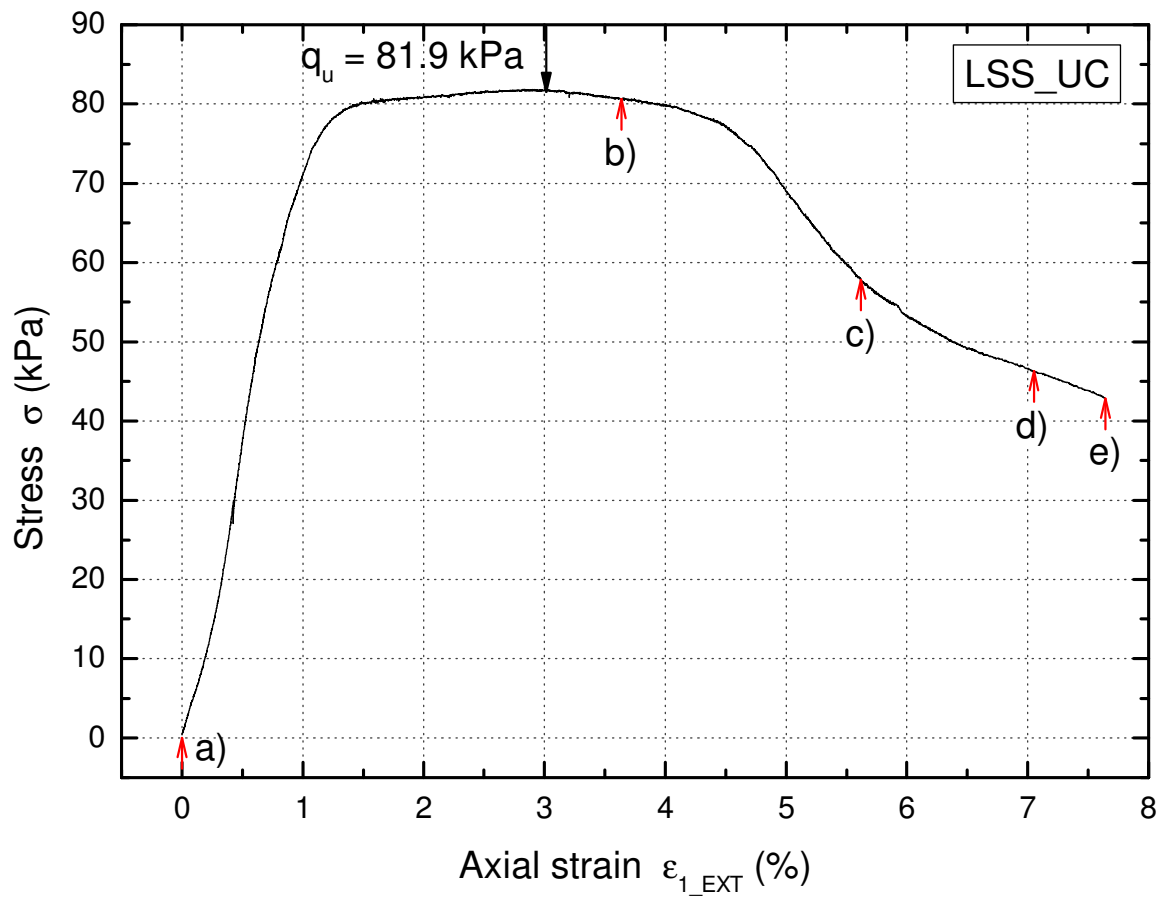


図 4.8 一軸圧縮試験における軸応力と軸ひずみとの関係 (LSS_UC)

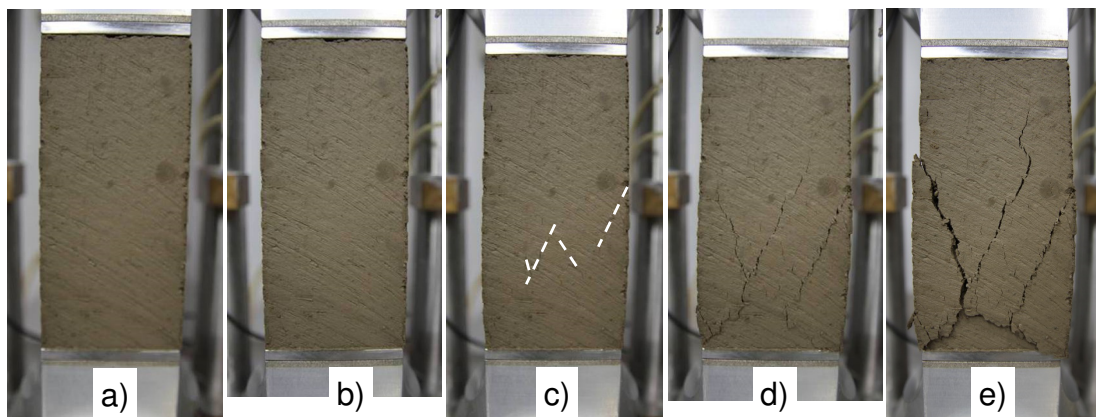


図 4.9 一軸圧縮試験中の供試体の変形の様子 (LSS_UC)

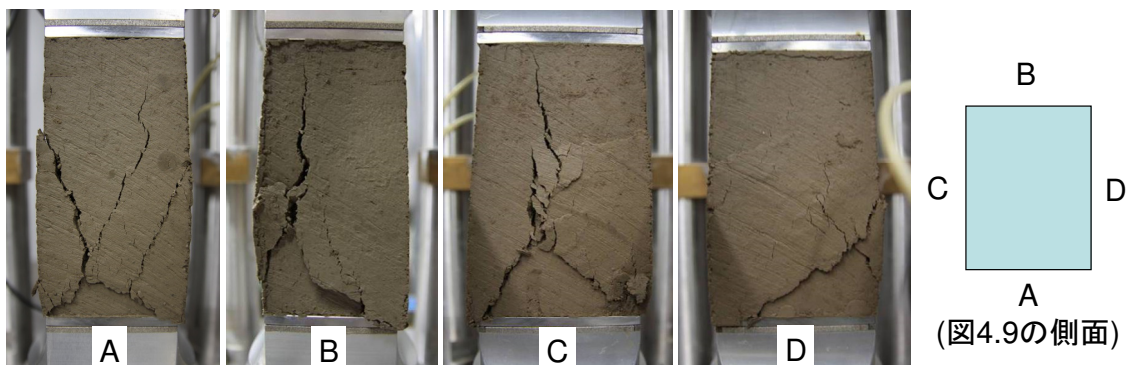


図 4.10 一軸圧縮試験終了後の供試体の破壊状況 (LSS_UC)

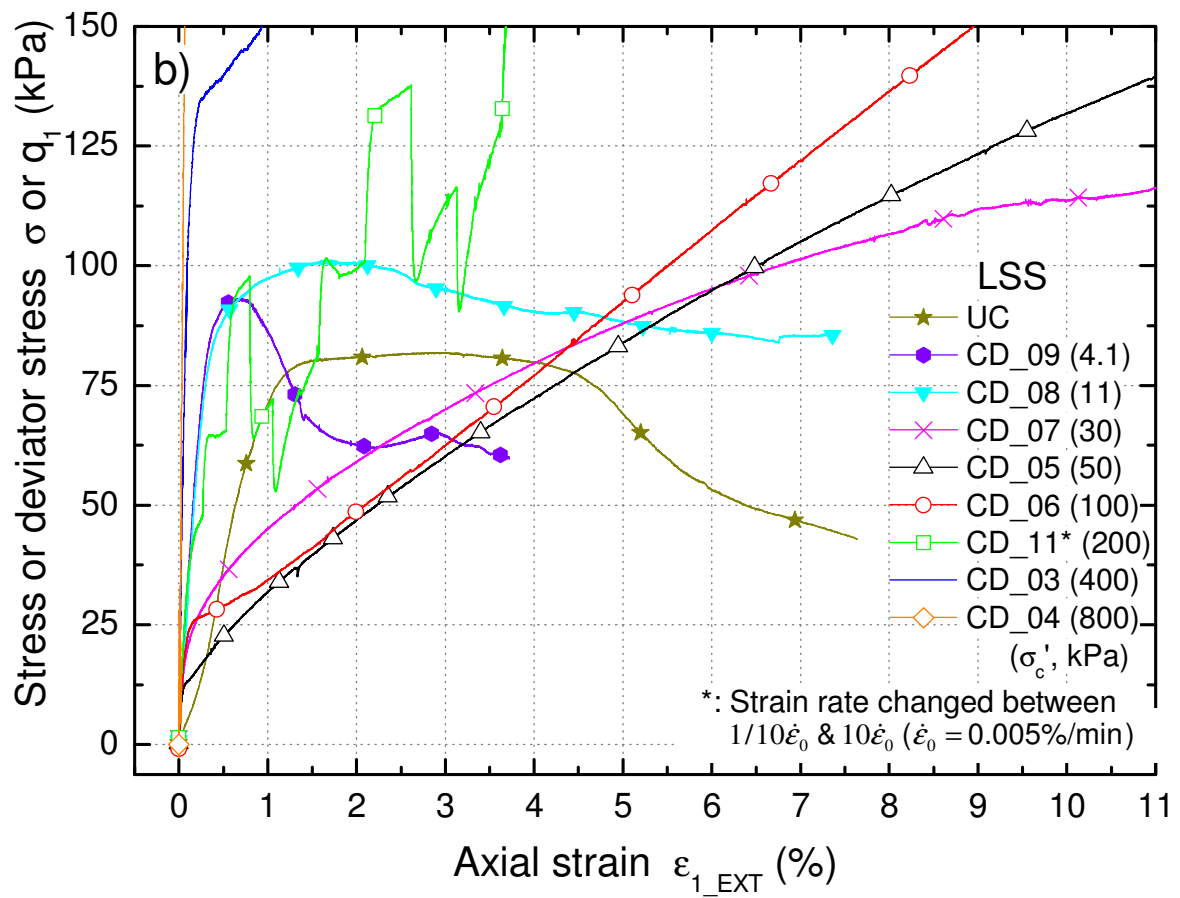
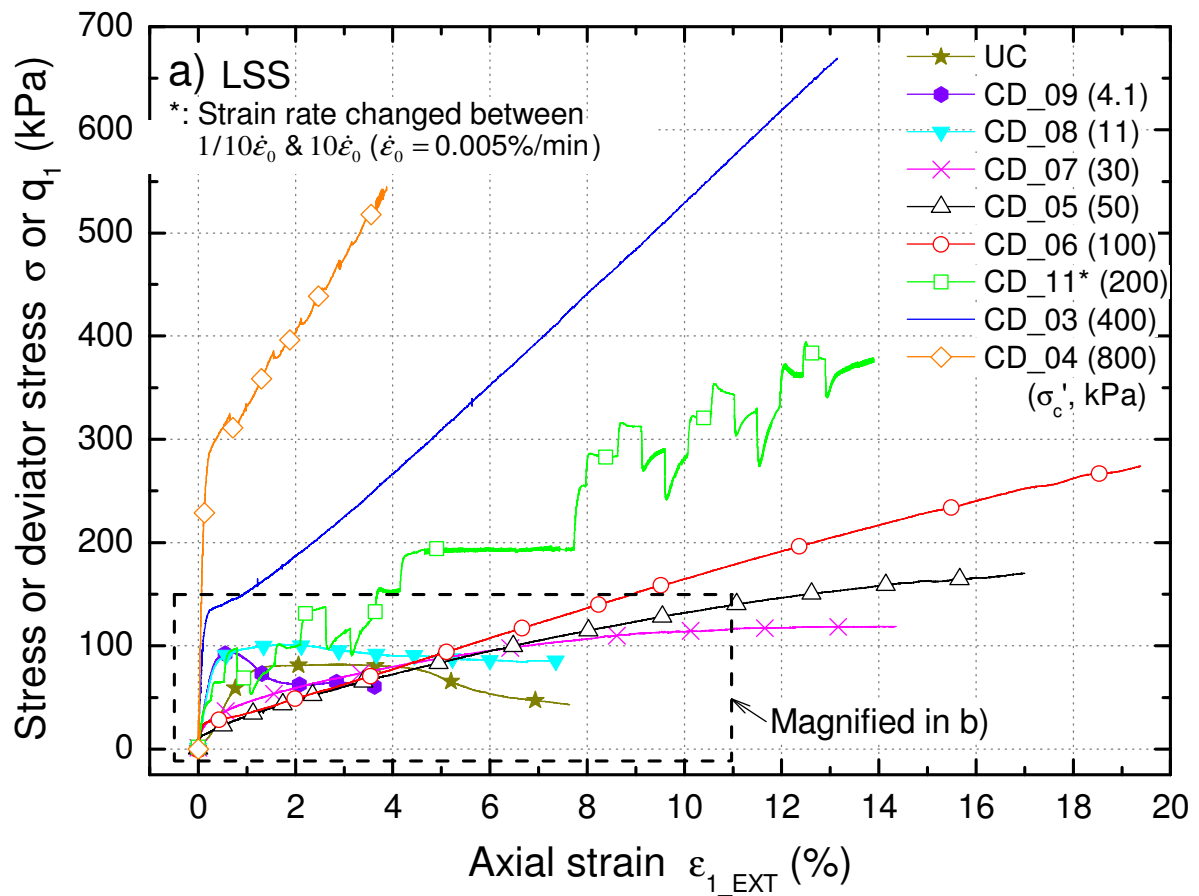


図 4.11 三軸圧縮試験における軸差応力と軸ひずみとの関係 (LSS_UC を含む)

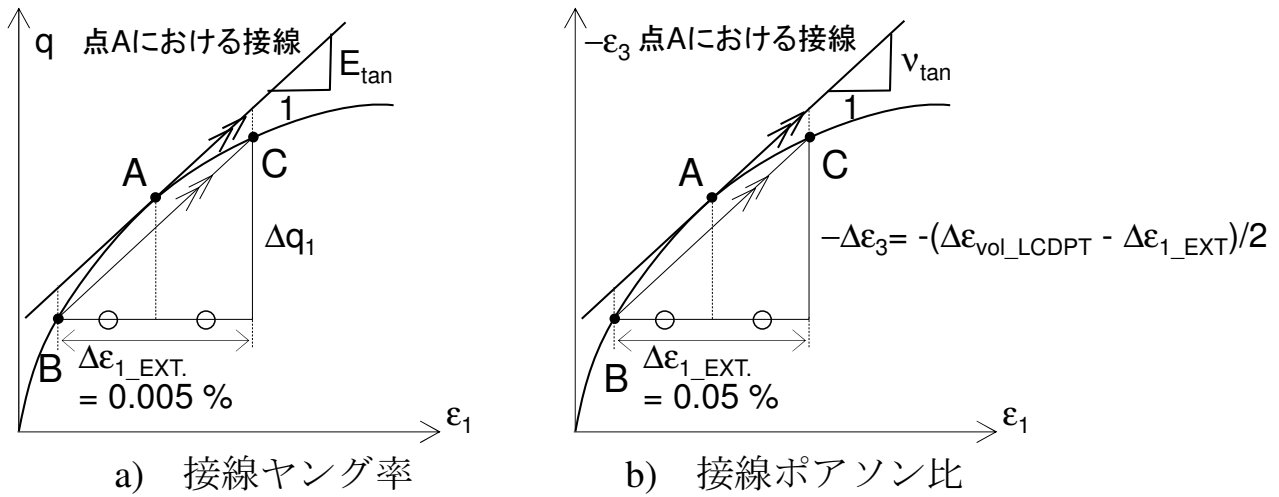


図 4.12 接線ヤング率と接線ポアソン比の定義

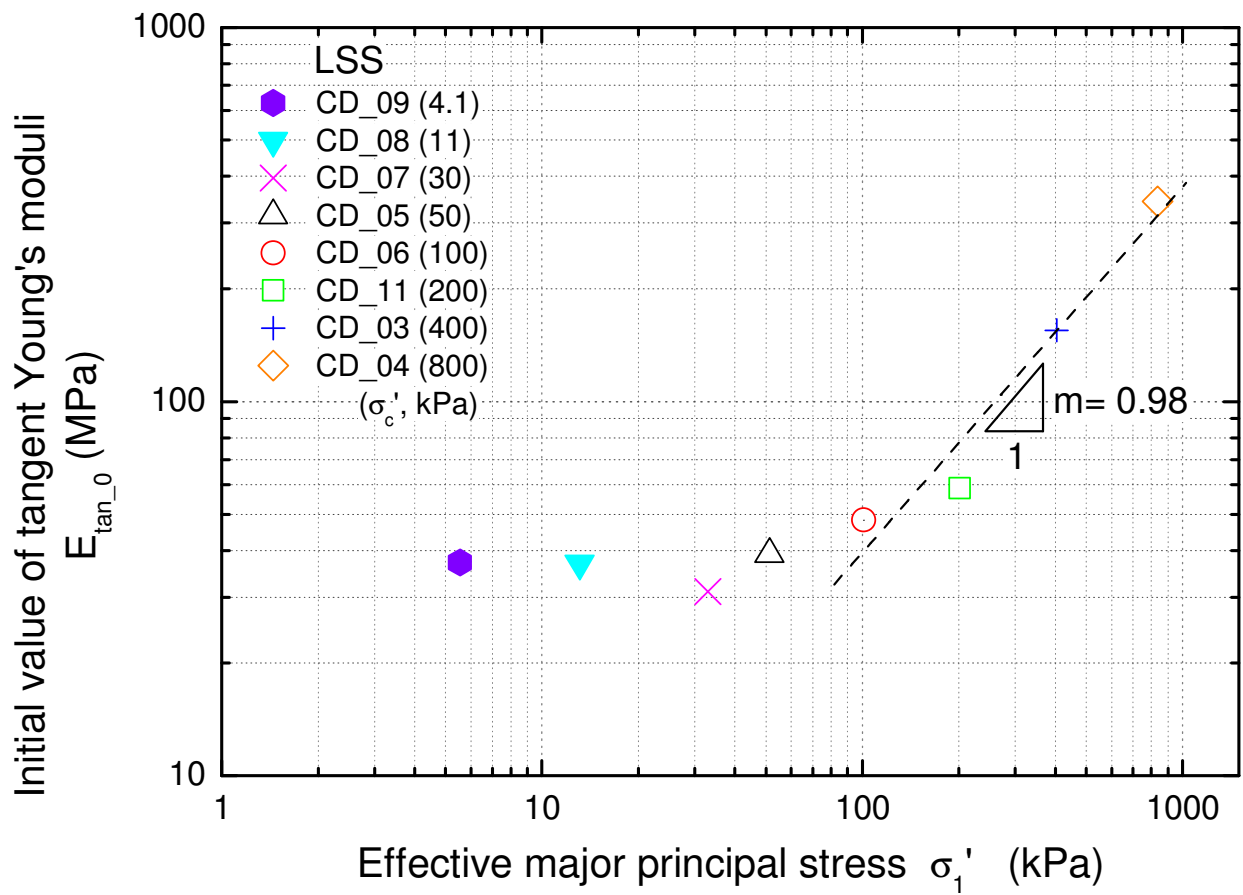
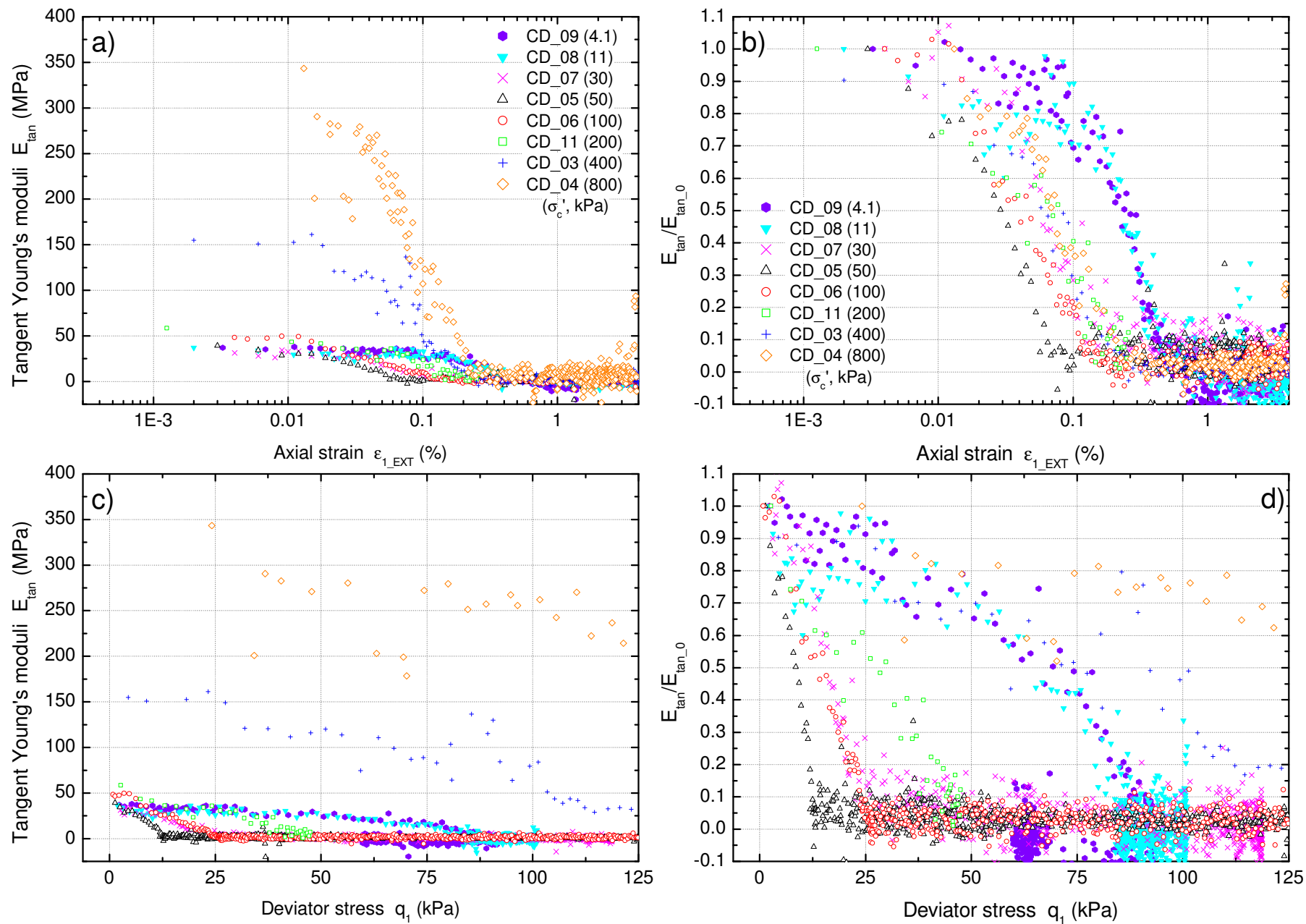


図 4.13 接線ヤング率の初期値と最大有効主応力との関係

図 4.14 接線ヤング率と軸ひずみ、軸差応力との関係



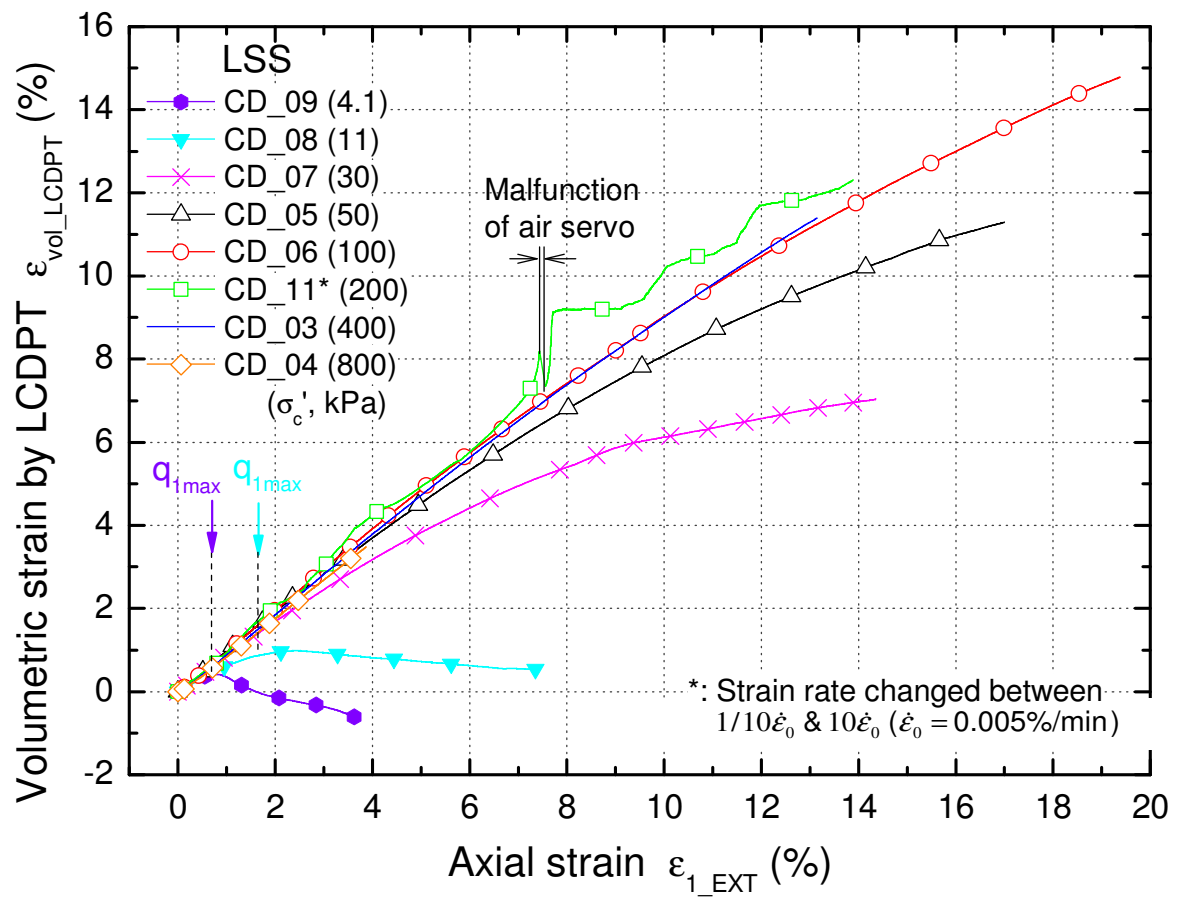


図 4.15 体積ひずみと軸ひずみとの関係

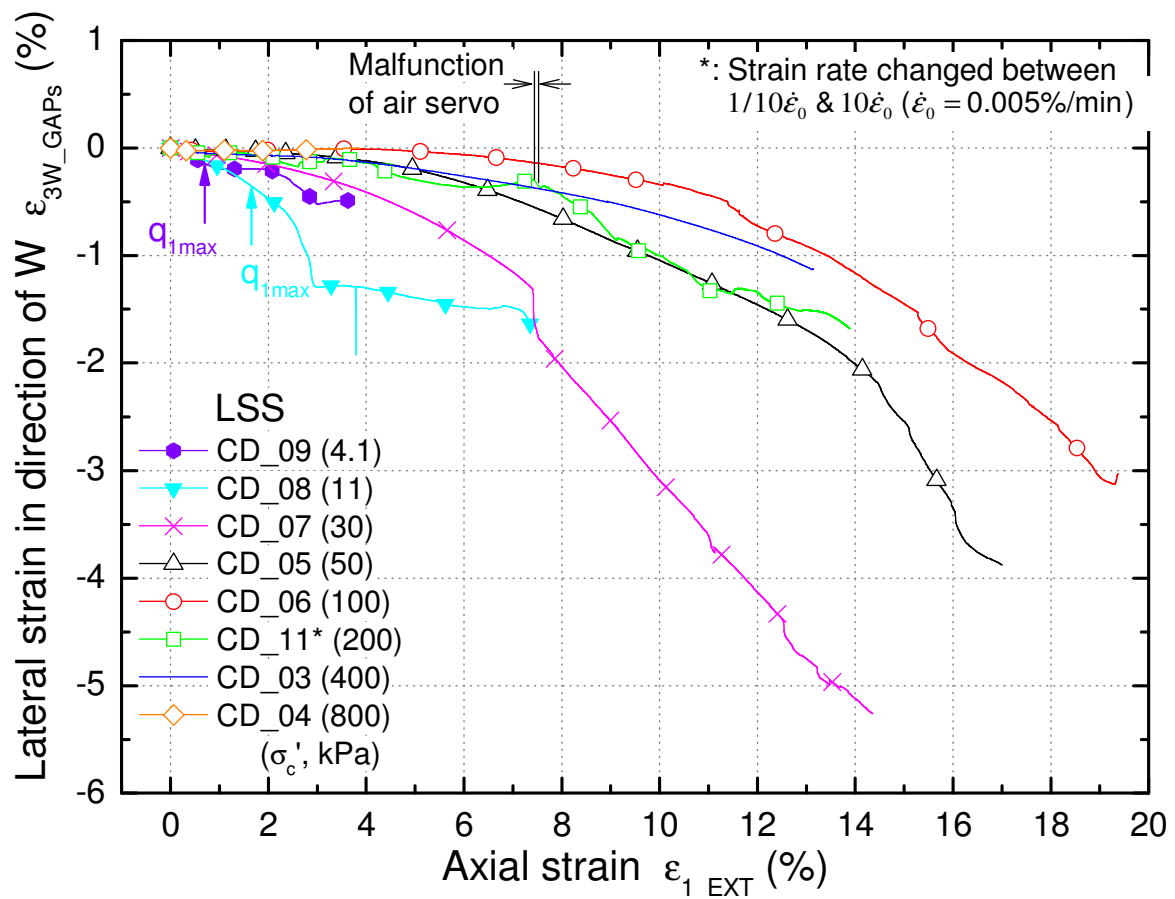


図 4.16 W 方向の側方ひずみと軸ひずみとの関係

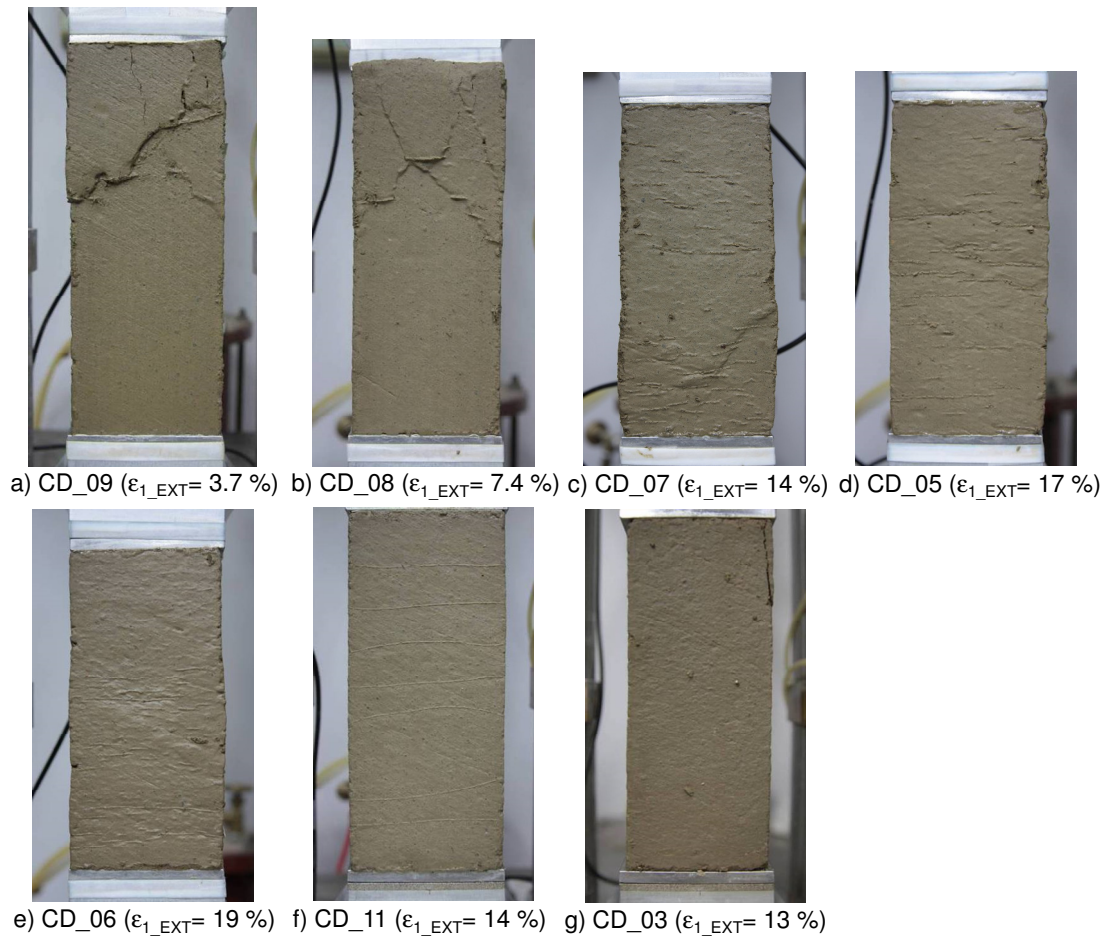


図 4.17 試験終了後の供試体一側面の変形状況

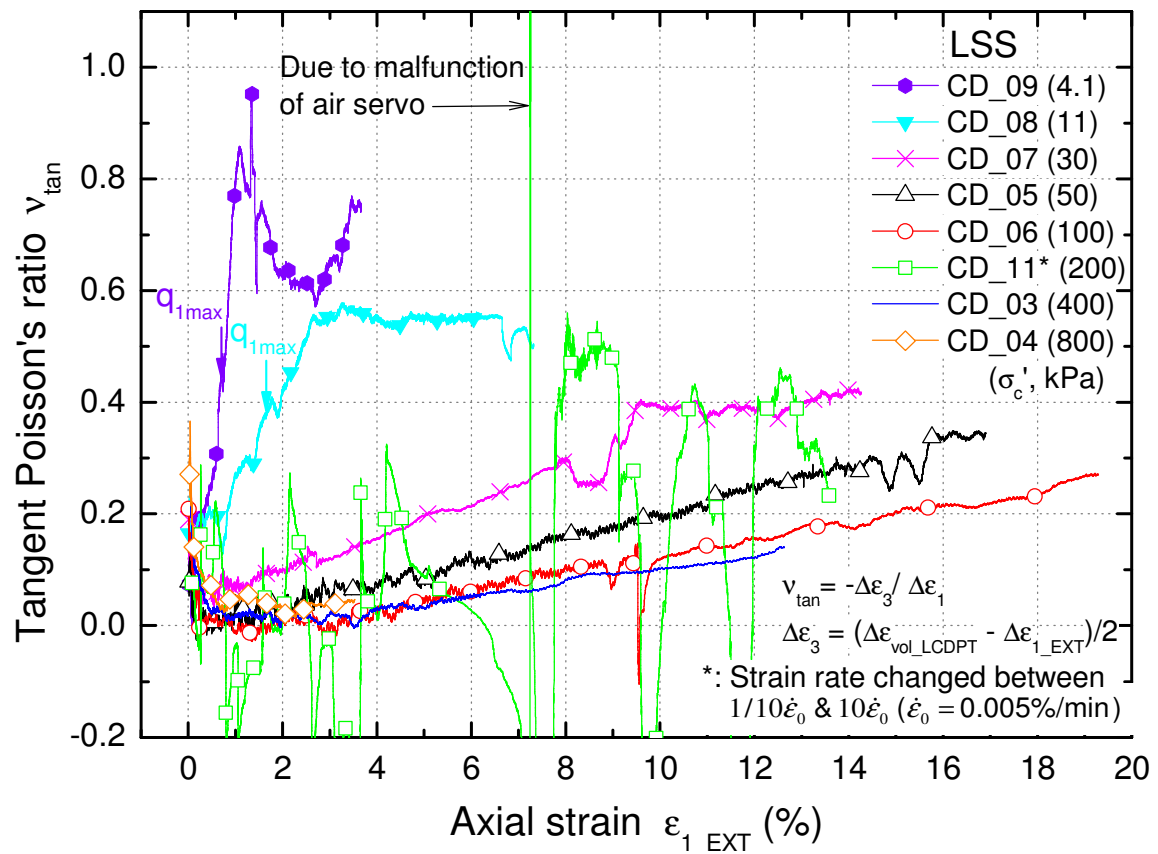


図 4.18 接線ポアソン比と軸ひずみとの関係

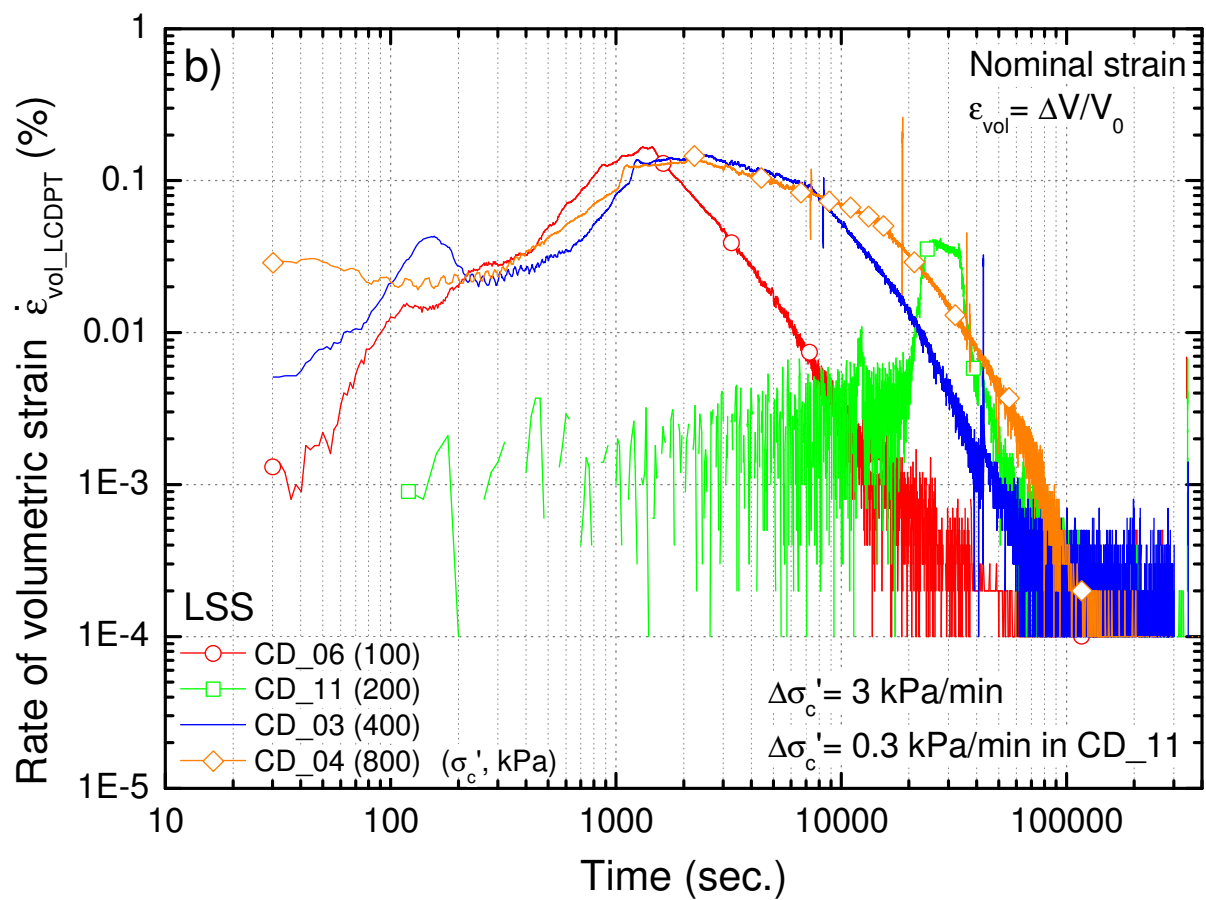
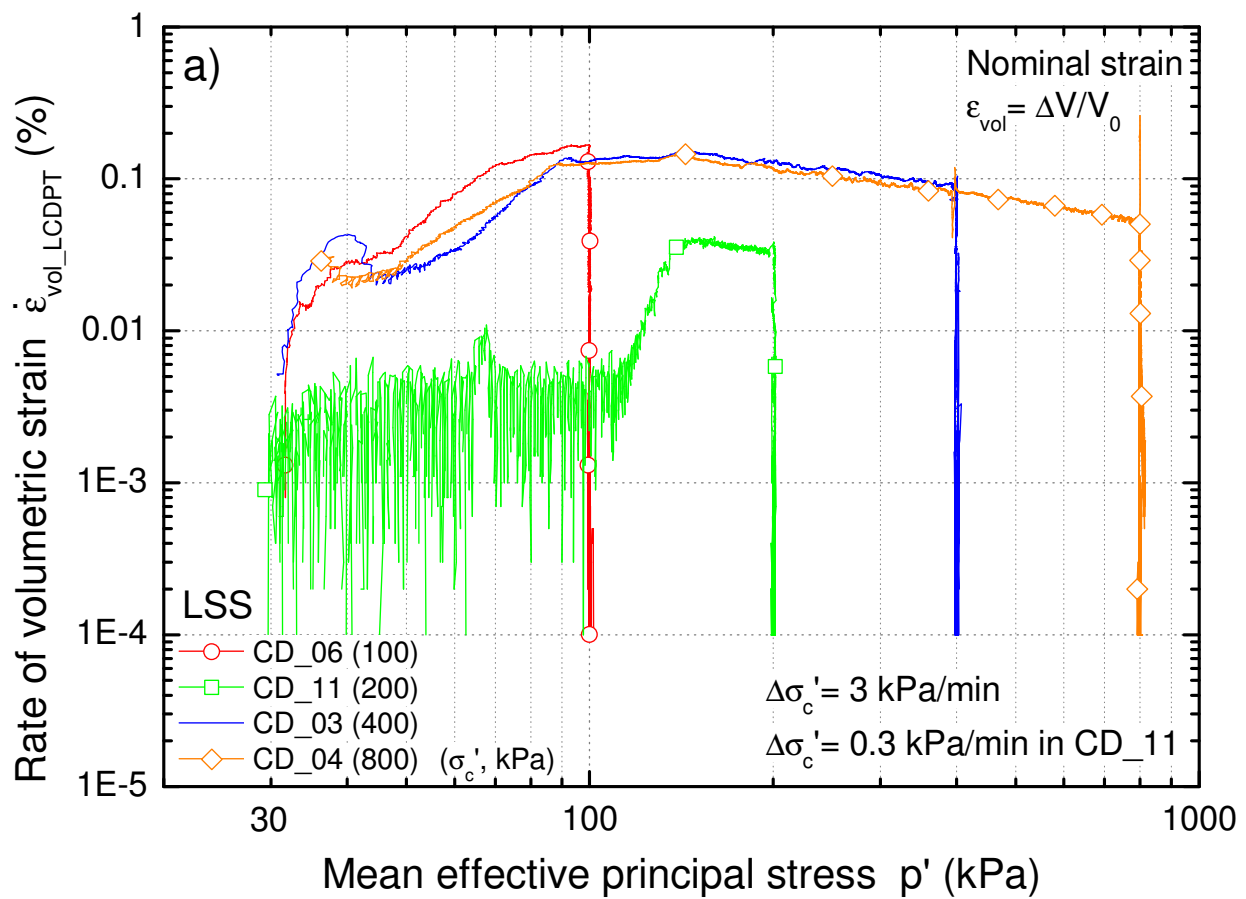


図 4.19 等方圧密における体積ひずみのひずみ速度と平均有効主応力，経過時間との関係

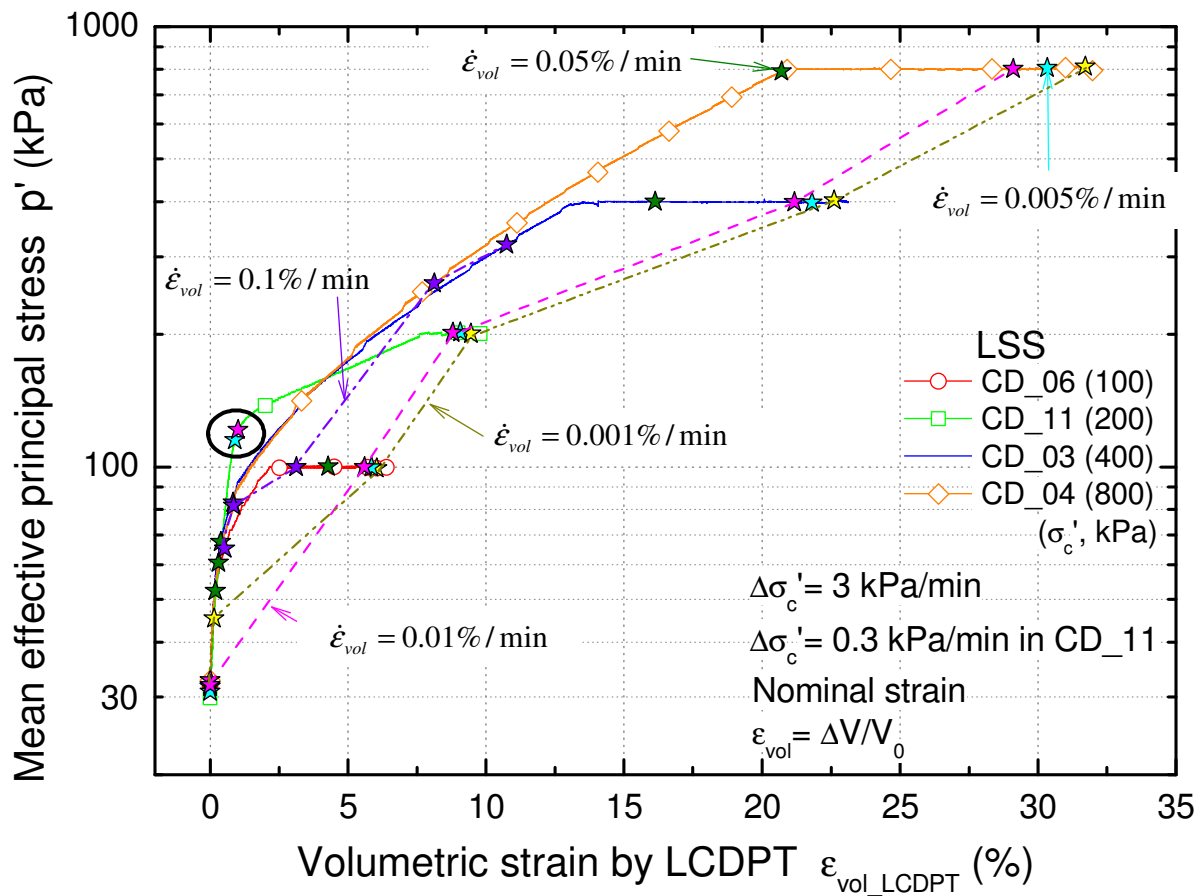


図 4.20 等方圧密における平均有効主応力と体積ひずみとの関係 (LSS_CD_06, 11, 03, 04)

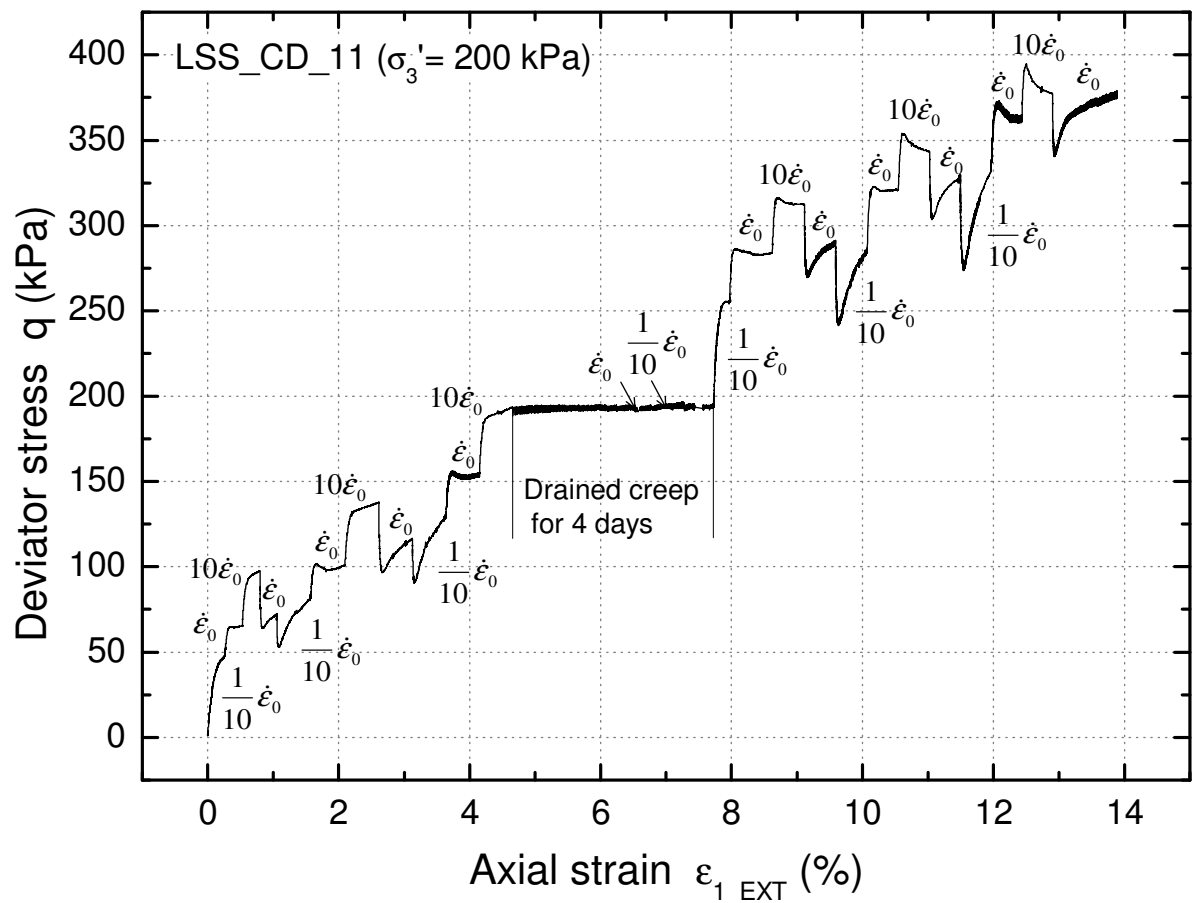


図 4.21 三軸圧縮試験における軸差応力と軸ひずみとの関係 (LSS_CD_11)

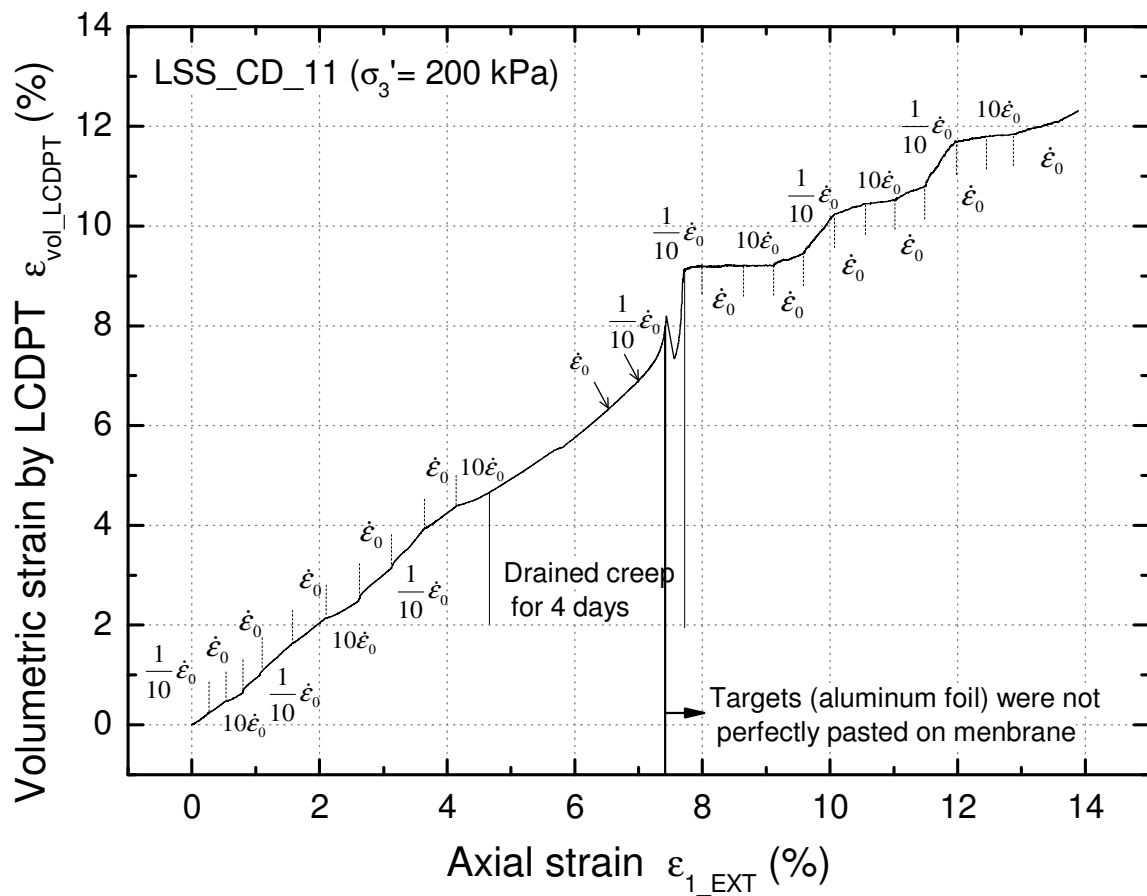


図 4.22 三軸圧縮試験における体積ひずみと軸ひずみとの関係 (LSS_CD_11)

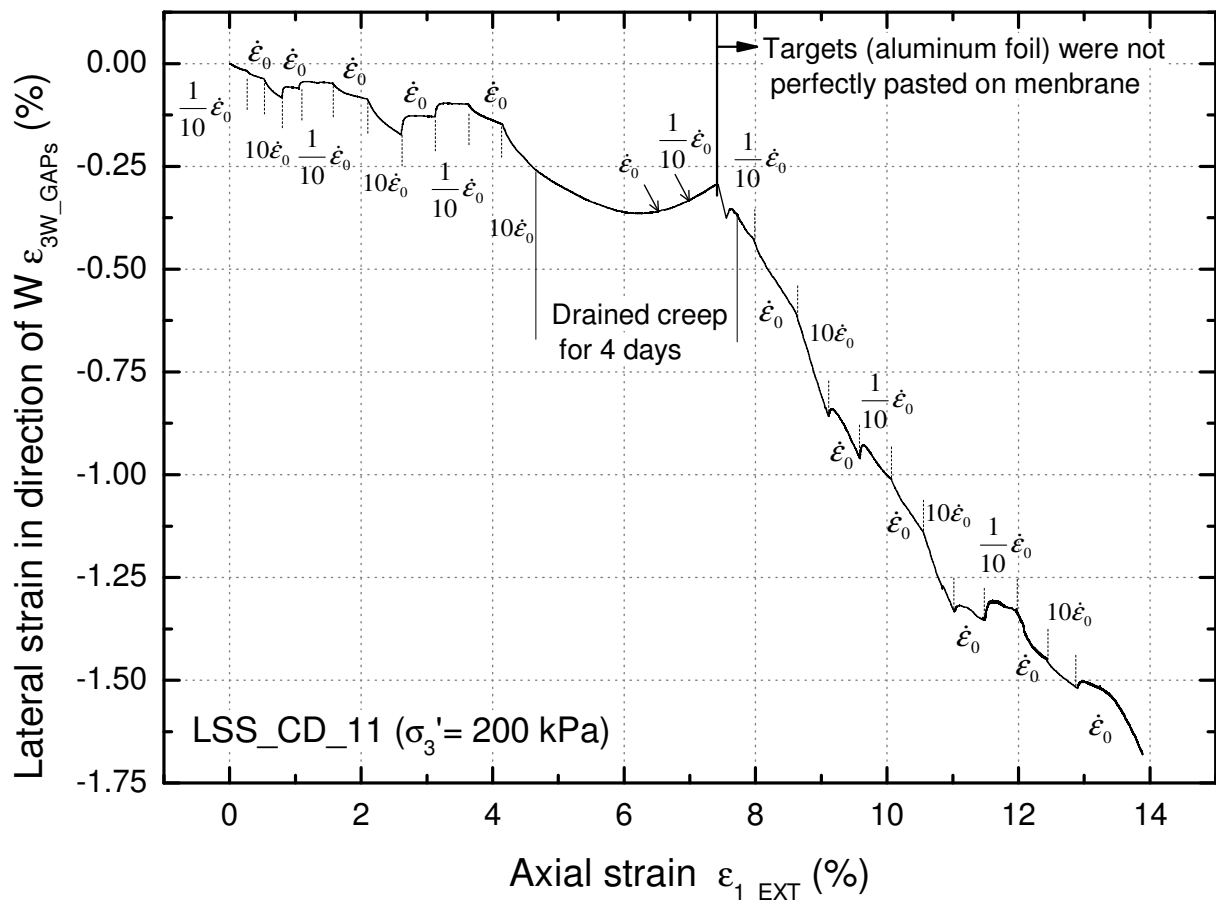


図 4.23 三軸圧縮試験における W 方向の側方ひずみと軸ひずみとの関係 (LSS_CD_11)

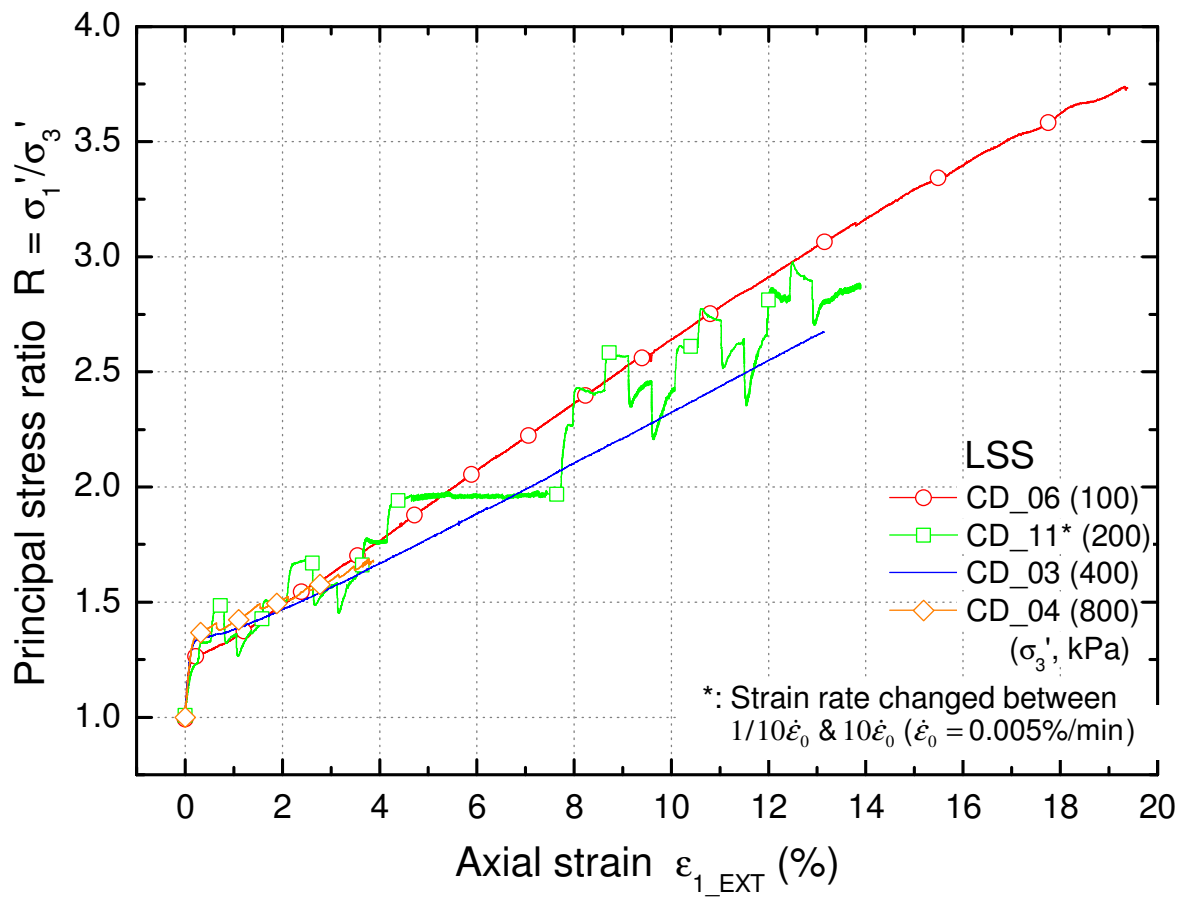
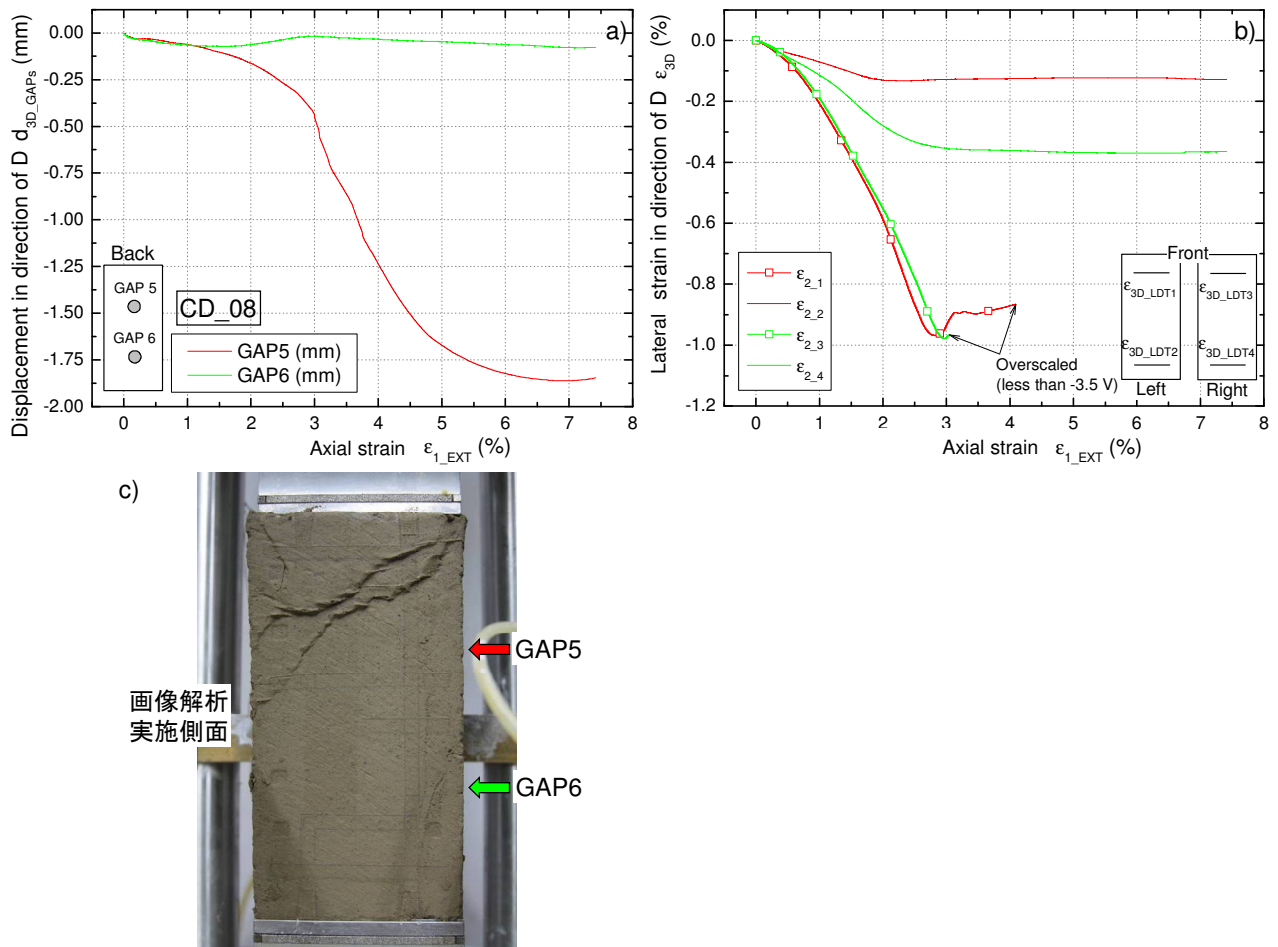


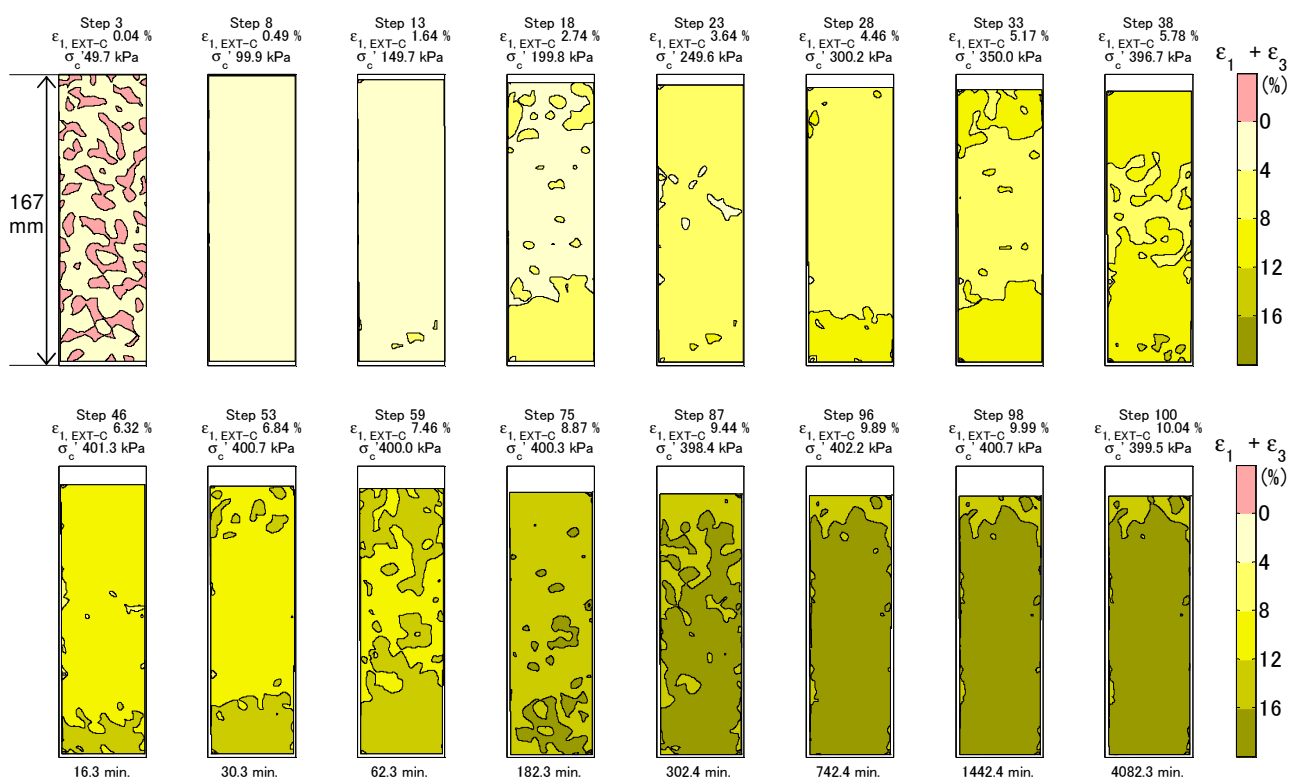
図 4.24 三軸圧縮試験における主応力比と軸ひずみとの関係 (LSS_CD_06, 11, 03, 04)

表 4.3 画像解析の実施状況

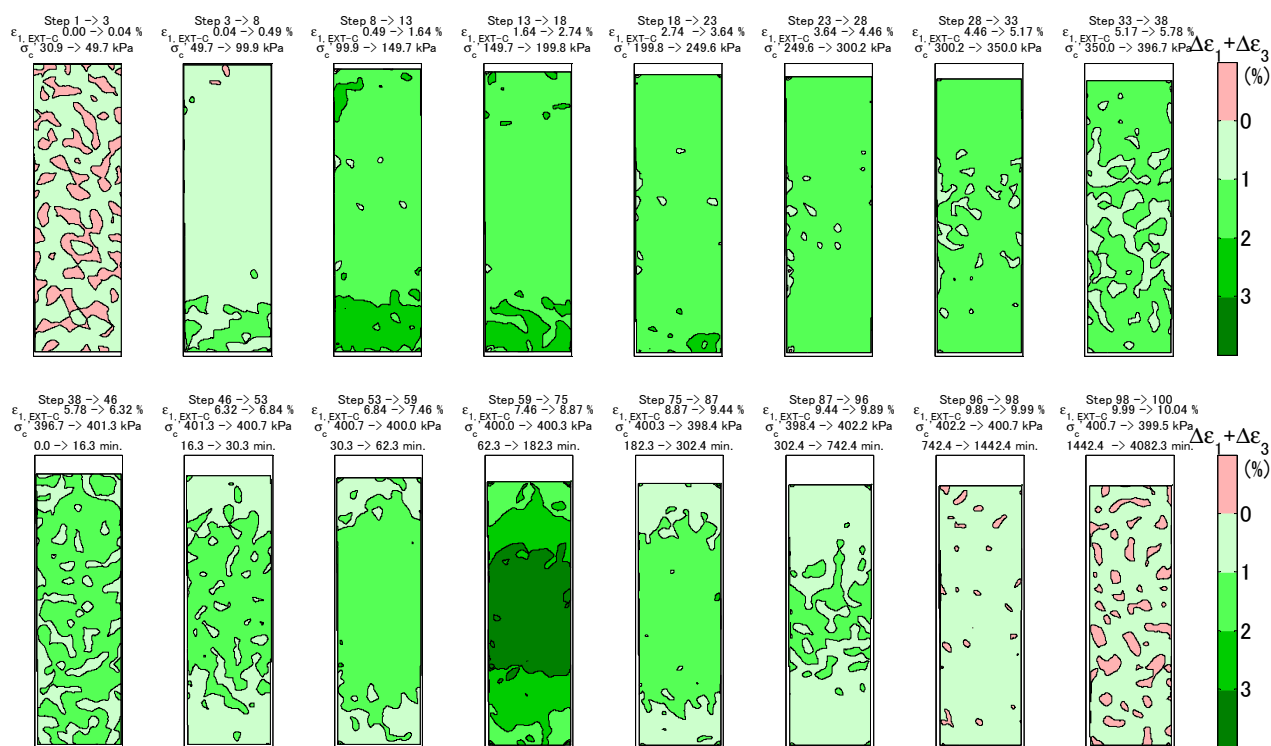
試験ケース	σ'_c (kPa)	画像解析 実施有無	標点設置 間隔	撮影距離の変化の補正		解析結果 注意事項
				実施有無	「無」の理由	
LSS_UC	-	無	-	-	-	-
LSS_CD_09	4.1	有	2.5 mm	無	せん断中に供試体上部のみ Δd_D の変化が顕著	せん断中の供試体上部の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布
LSS_CD_08	11	有	2.5 mm	無	せん断中に供試体上部のみ Δd_D の変化が顕著	せん断中の供試体上部の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布
LSS_CD_07	30	有	2.5 mm	有	-	-
LSS_CD_05	50	有	2.5 mm	有	-	-
LSS_CD_06	100	有	2.5 mm	無	圧密中に d_{3D_GAPs} の計測容量不足で Δd_D が一部不明	圧密, せん断中の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布
LSS_CD_10*	200	無	2.5 mm	-	-	-
LSS_CD_11	200	有	2.5 mm	有	-	$\epsilon_{1_EXT} = 7.4\%$ までで解析終了
LSS_CD_03	400	有	5 mm	有	-	-
LSS_CD_04	800	無	2.5 mm	-	-	-

* 等方圧密のみで試験終了

図 4.25 せん断中の D 方向の a) 水平変位, b) 側方ひずみと
c) 試験終了後の供試体上下での撮影距離の相違 (LSS_CD_08)

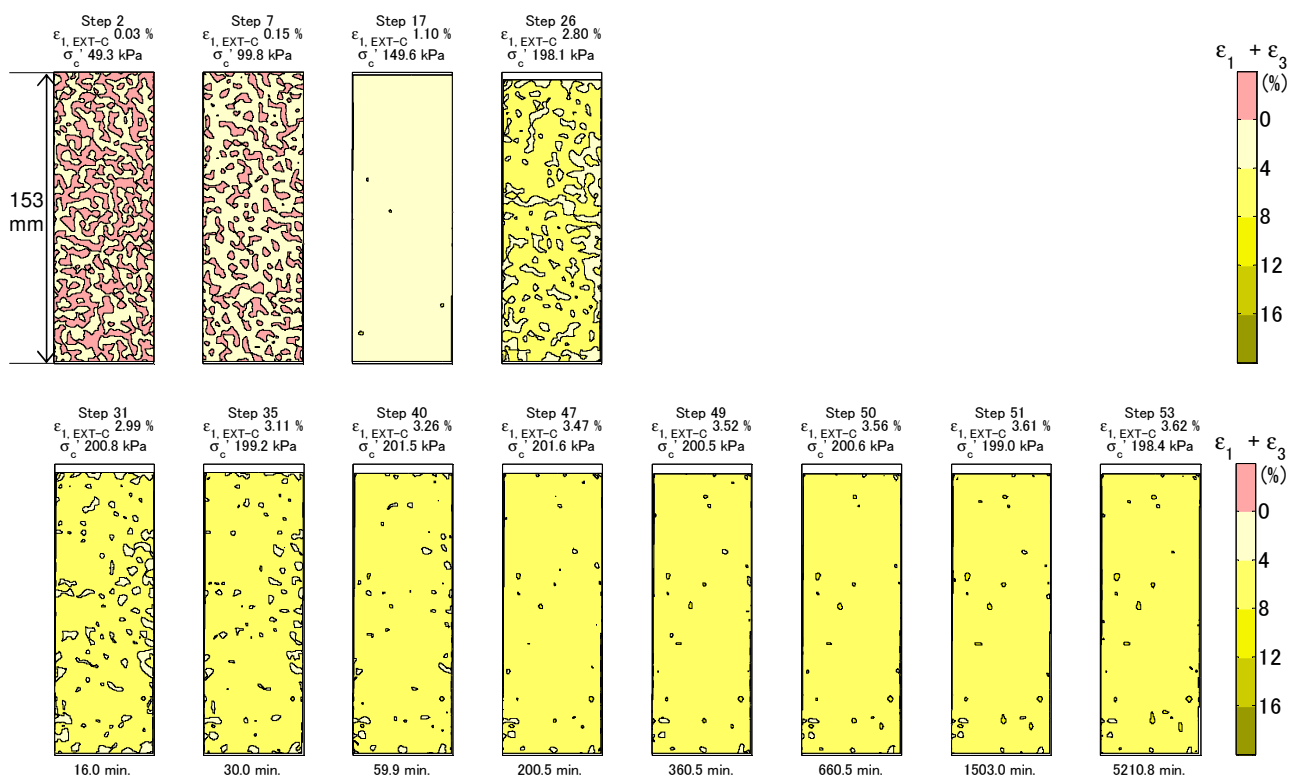


a) ひずみ分布

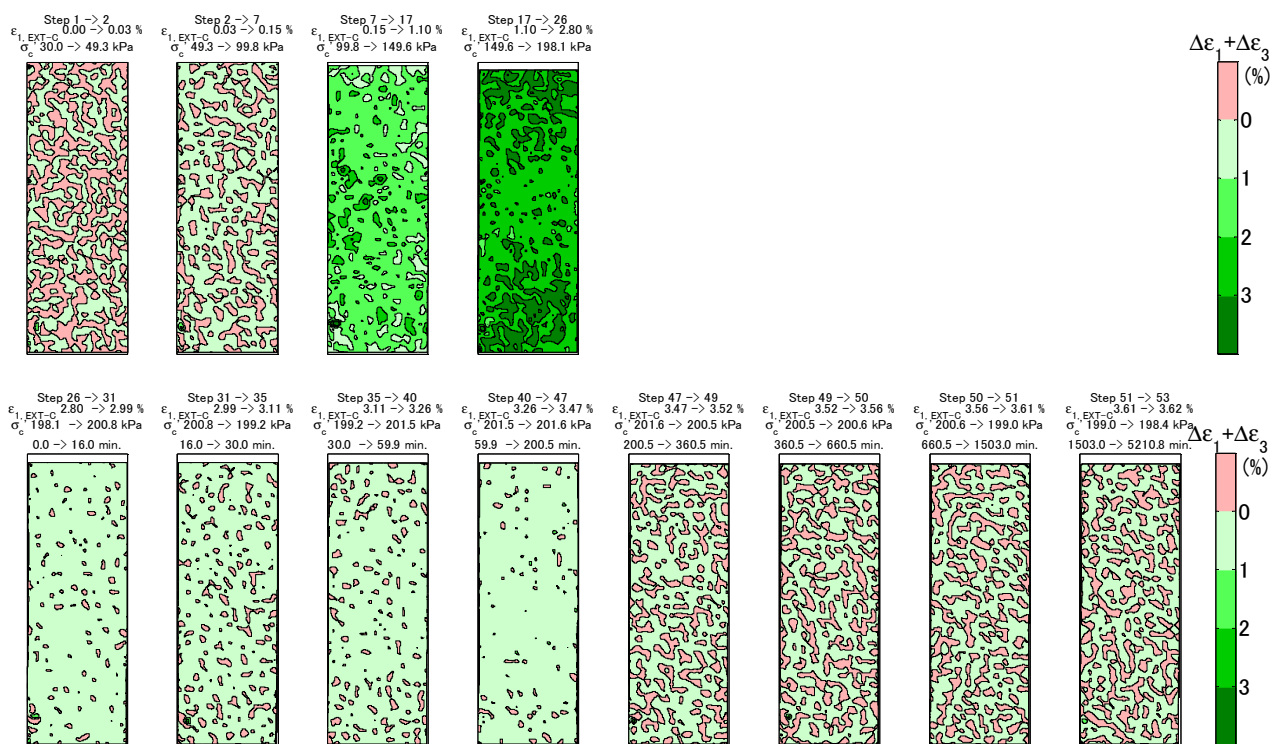


b) ひずみ増分の分布

図 4.26 等方圧密過程における $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布 (LSS_CD_03)



a) ひずみ分布



b) ひずみ増分の分布

図 4.27 等方圧密過程における $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布 (LSS_CD_11)

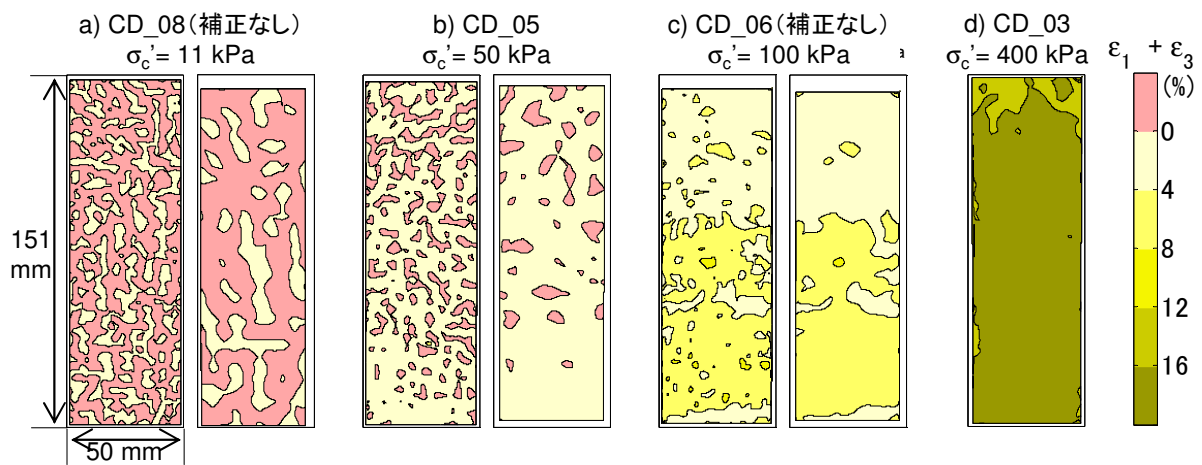


図 4.28 等方圧密終了時点での $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布 (LSS_CD_08, 05, 06)

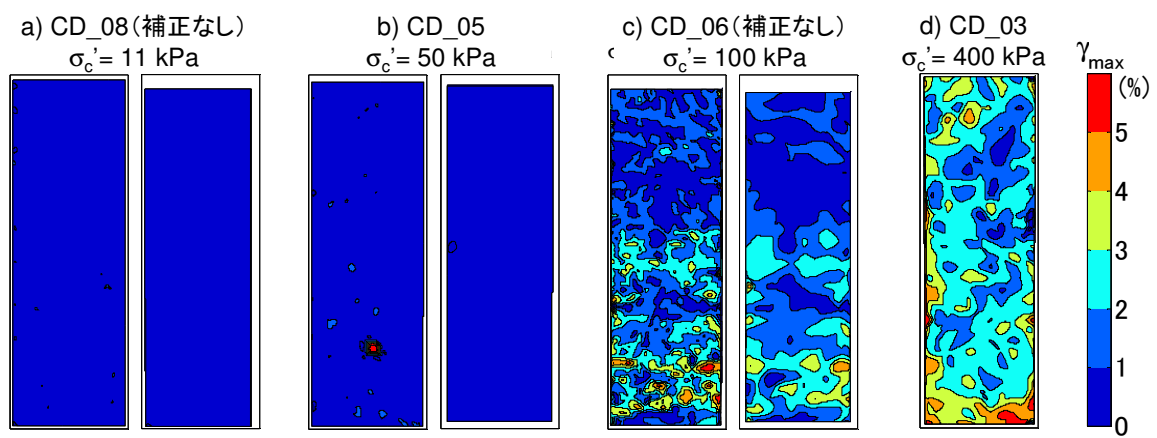


図 4.29 等方圧密終了時点での最大せん断ひずみの分布 (LSS_CD_08, 05, 06)

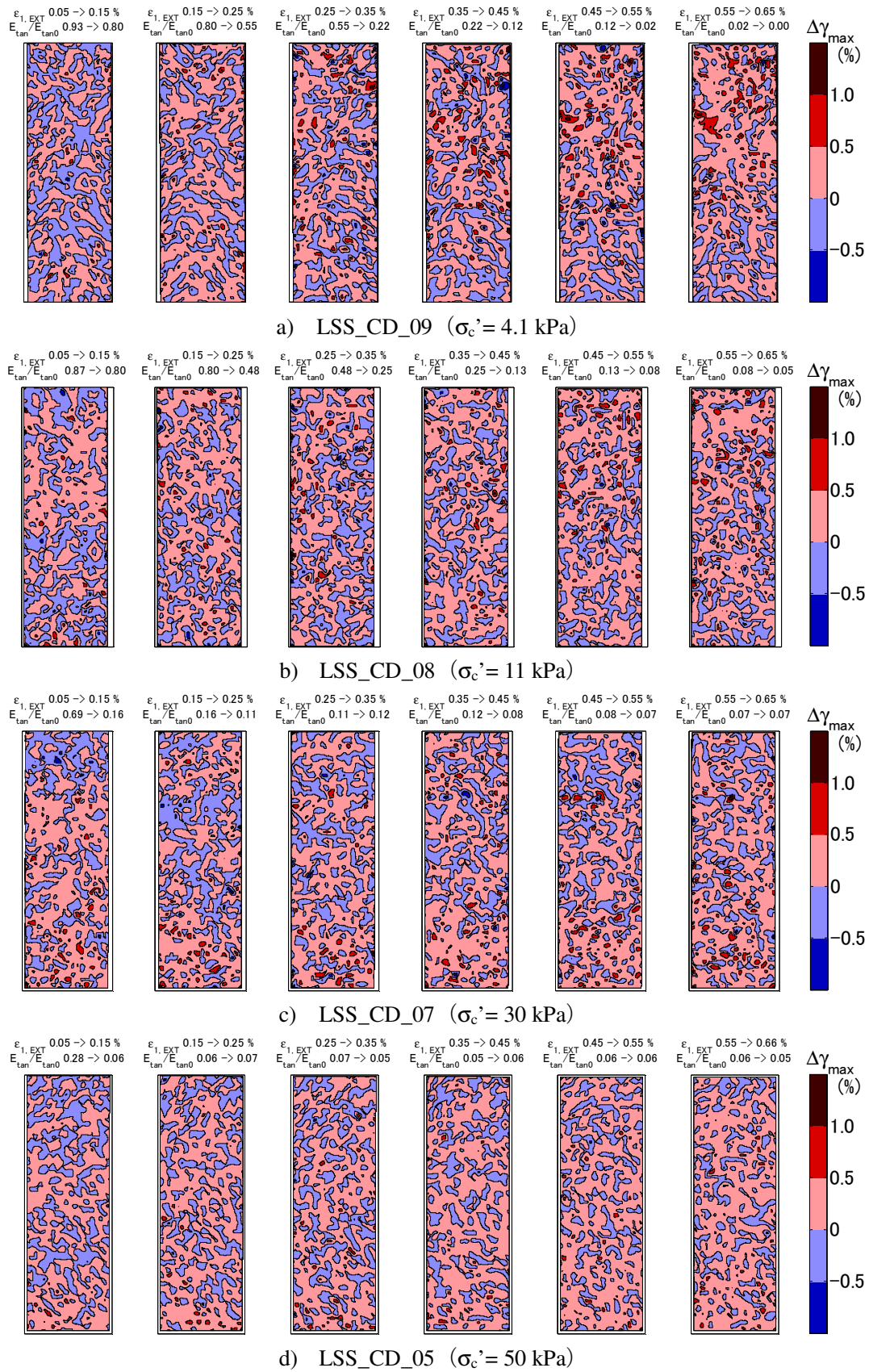
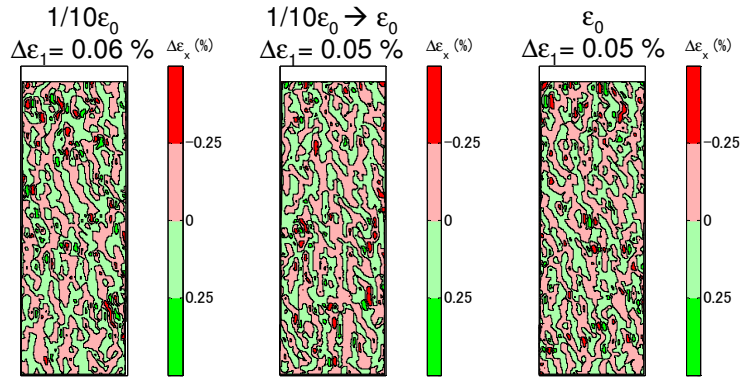
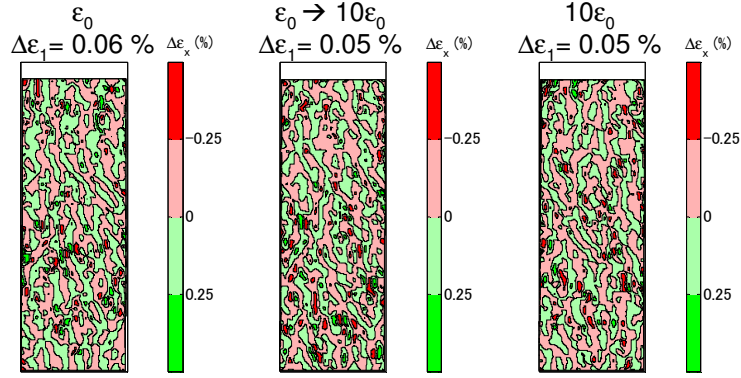


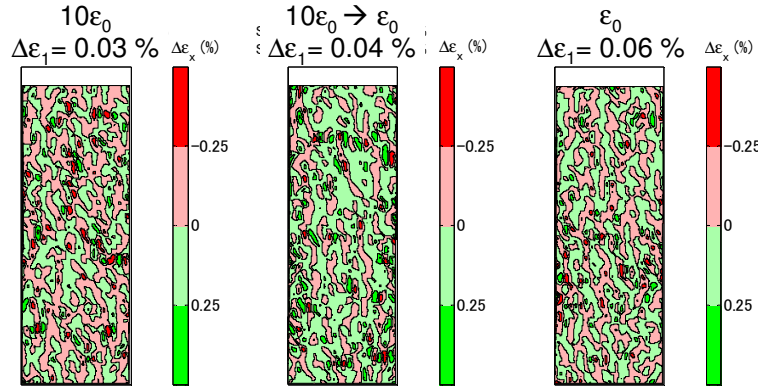
図 4.30 排水三軸圧縮の開始直後から供試体全体の軸ひずみが 0.65 % までの最大せん断ひずみ増分の分布



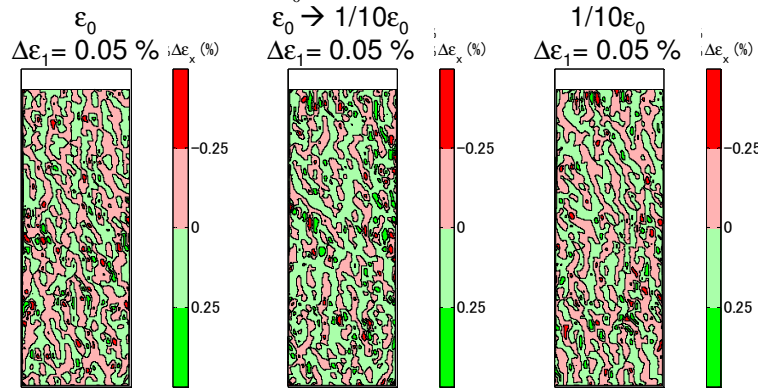
a) $1/10\dot{\epsilon}_0$ から $\dot{\epsilon}_0$ への急増



b) $\dot{\epsilon}_0$ から $10\dot{\epsilon}_0$ への急増



c) $10\dot{\epsilon}_0$ から $\dot{\epsilon}_0$ への急減



d) $\dot{\epsilon}_0$ から $1/10\dot{\epsilon}_0$ への急減

図 4.31 ひずみ速度が急増 (a, b) / 急減 (c, d) する前後における局所的な水平ひずみ増分の分布

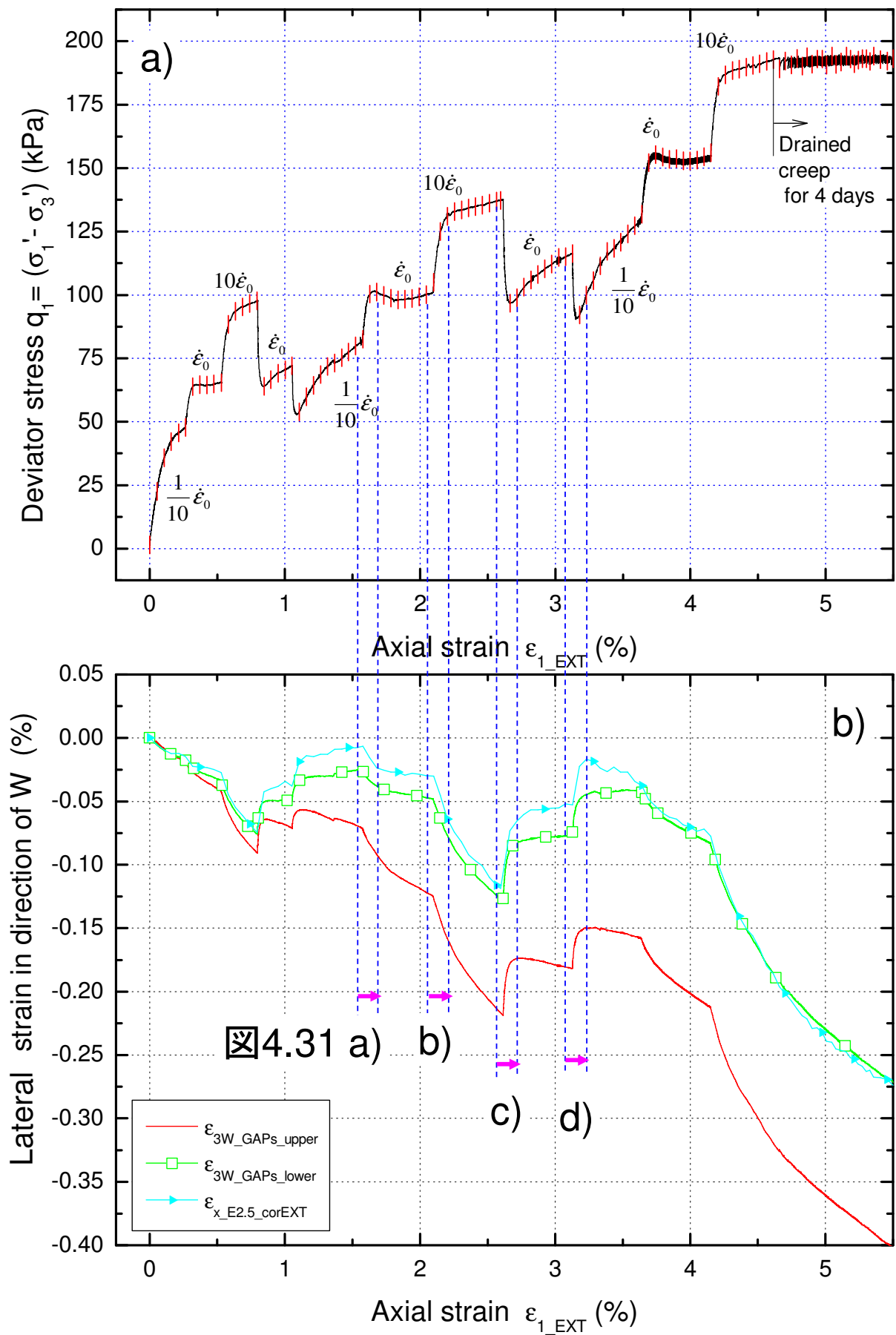


図 4.32 a) 応力ひずみ関係の拡大図, b) 局所的な水平ひずみの平均値と軸ひずみとの関係

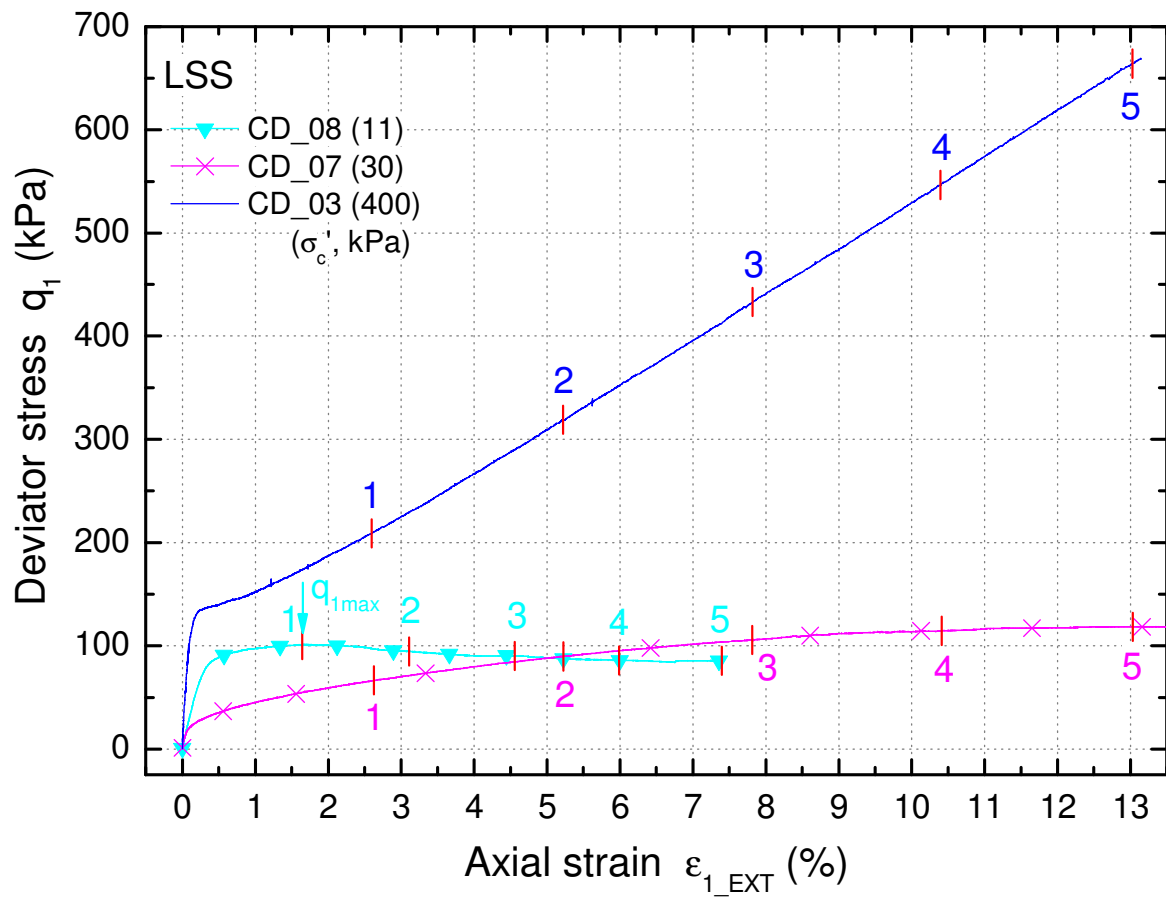


図 4.33 4.3.4 項で画像解析を実施した各ケースの応力ひずみ関係

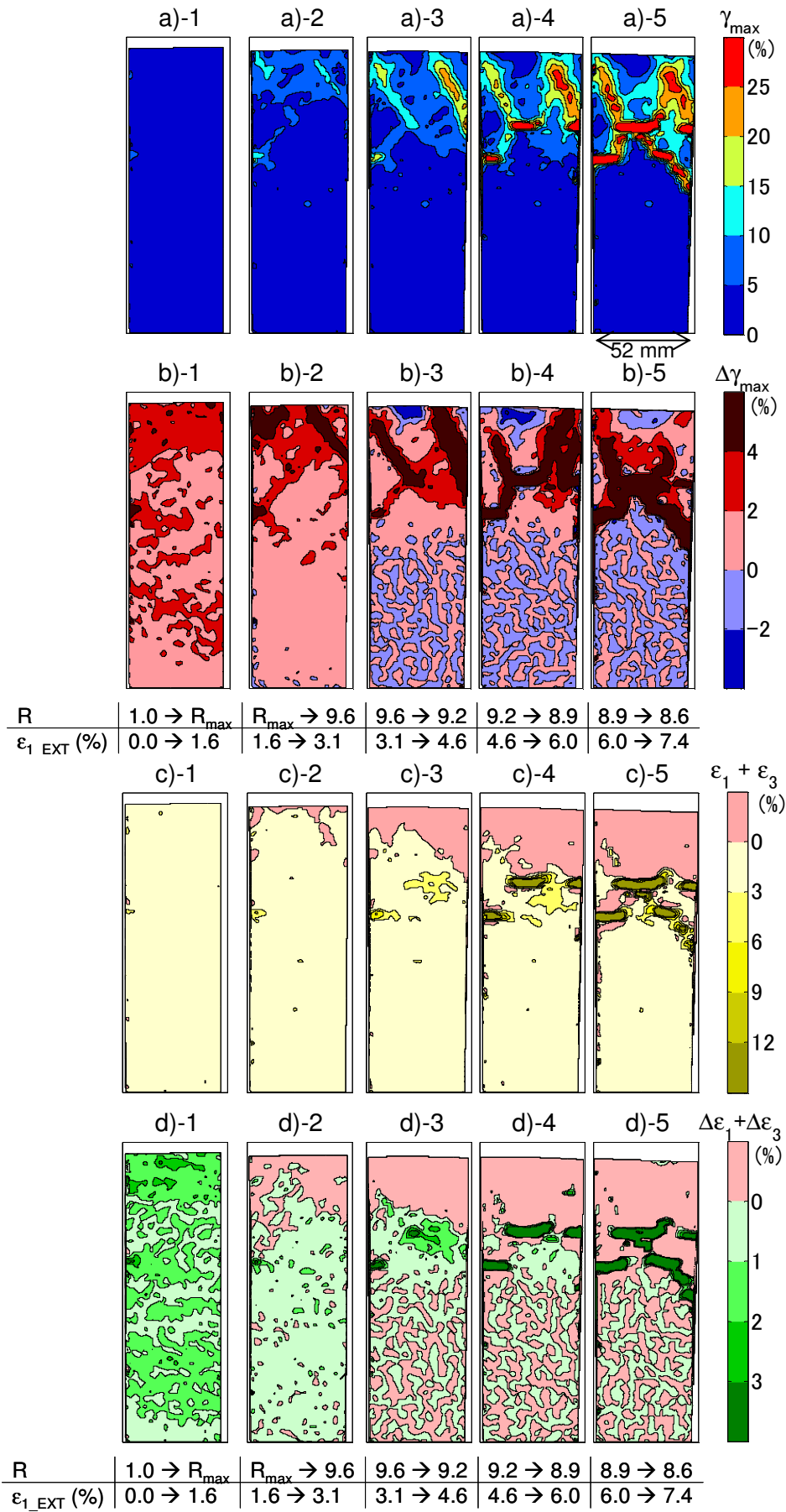


図 4.34 せん断中の a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分,
c) $\epsilon_1 + \epsilon_3$, d) $\Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_3$ の分布 (LSS_CD_08, 局所ひずみの計算間隔 2.5 mm)

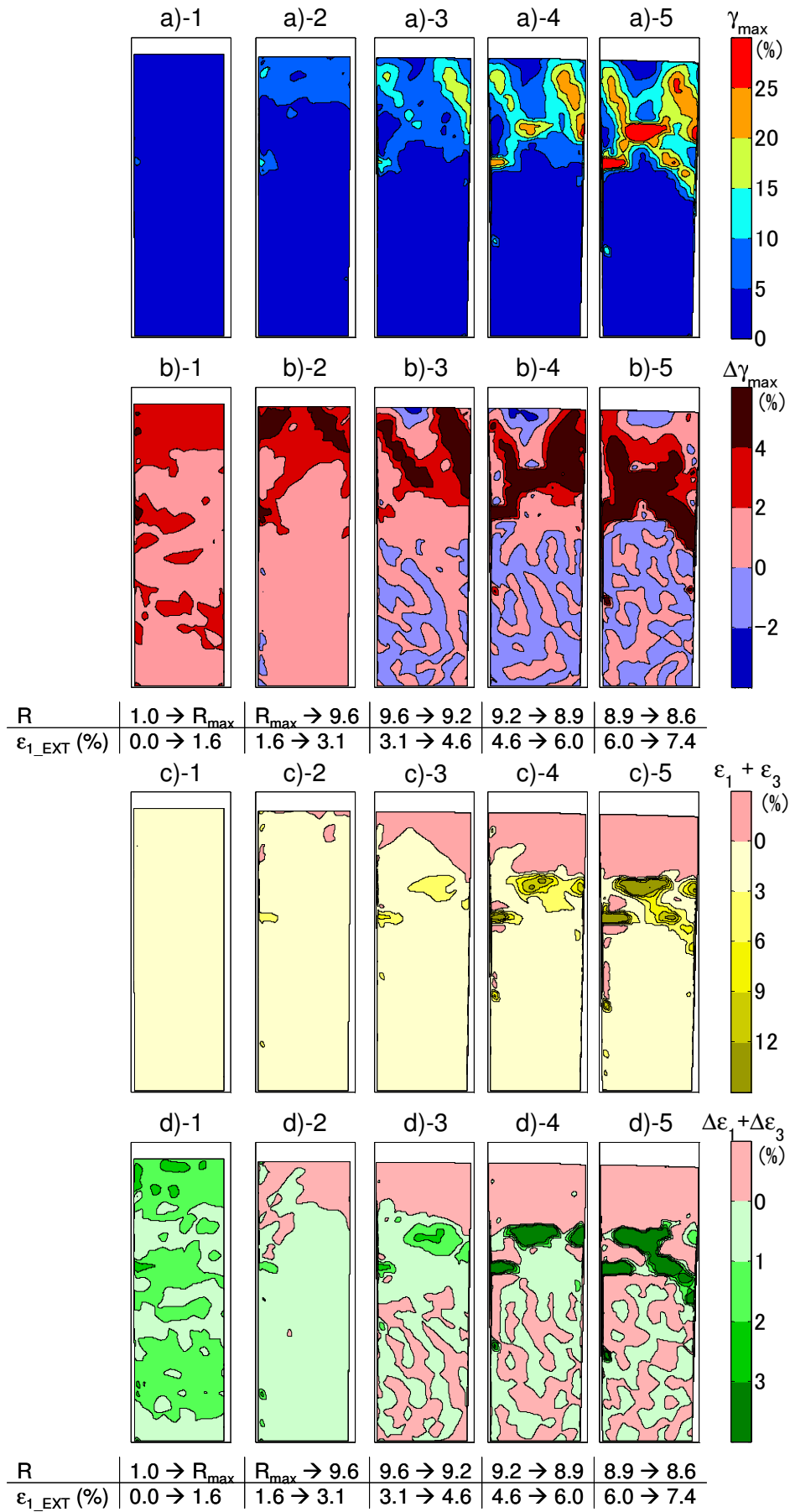


図 4.35 せん断中の a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$, d) $\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3$ の分布 (LSS_CD_08, 局所ひずみの計算間隔 5 mm)

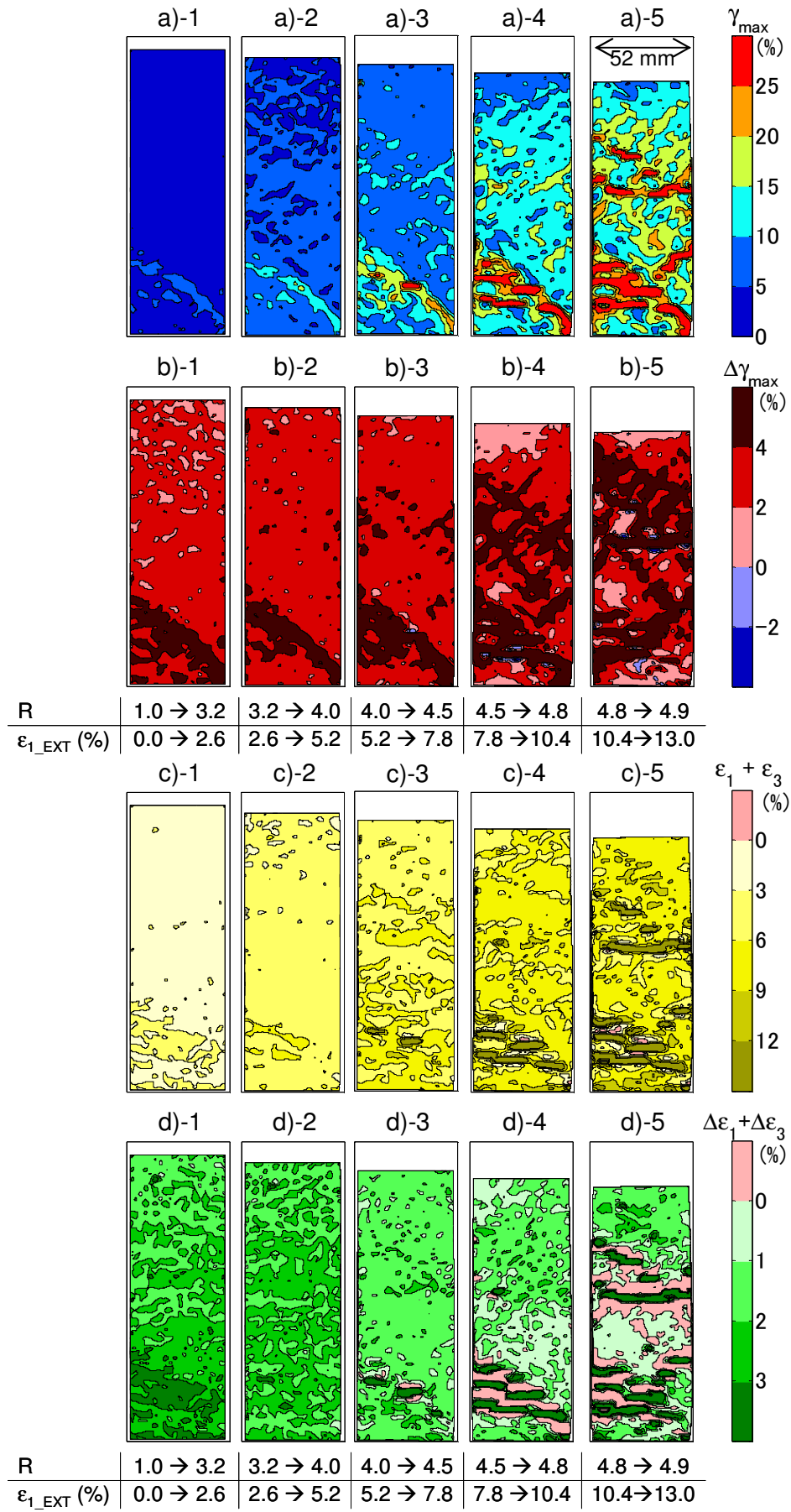


図 4.36 せん断中の a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\epsilon_1 + \epsilon_3$, d) $\Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_3$ の分布 (LSS_CD_07, 局所ひずみの計算間隔 2.5 mm)

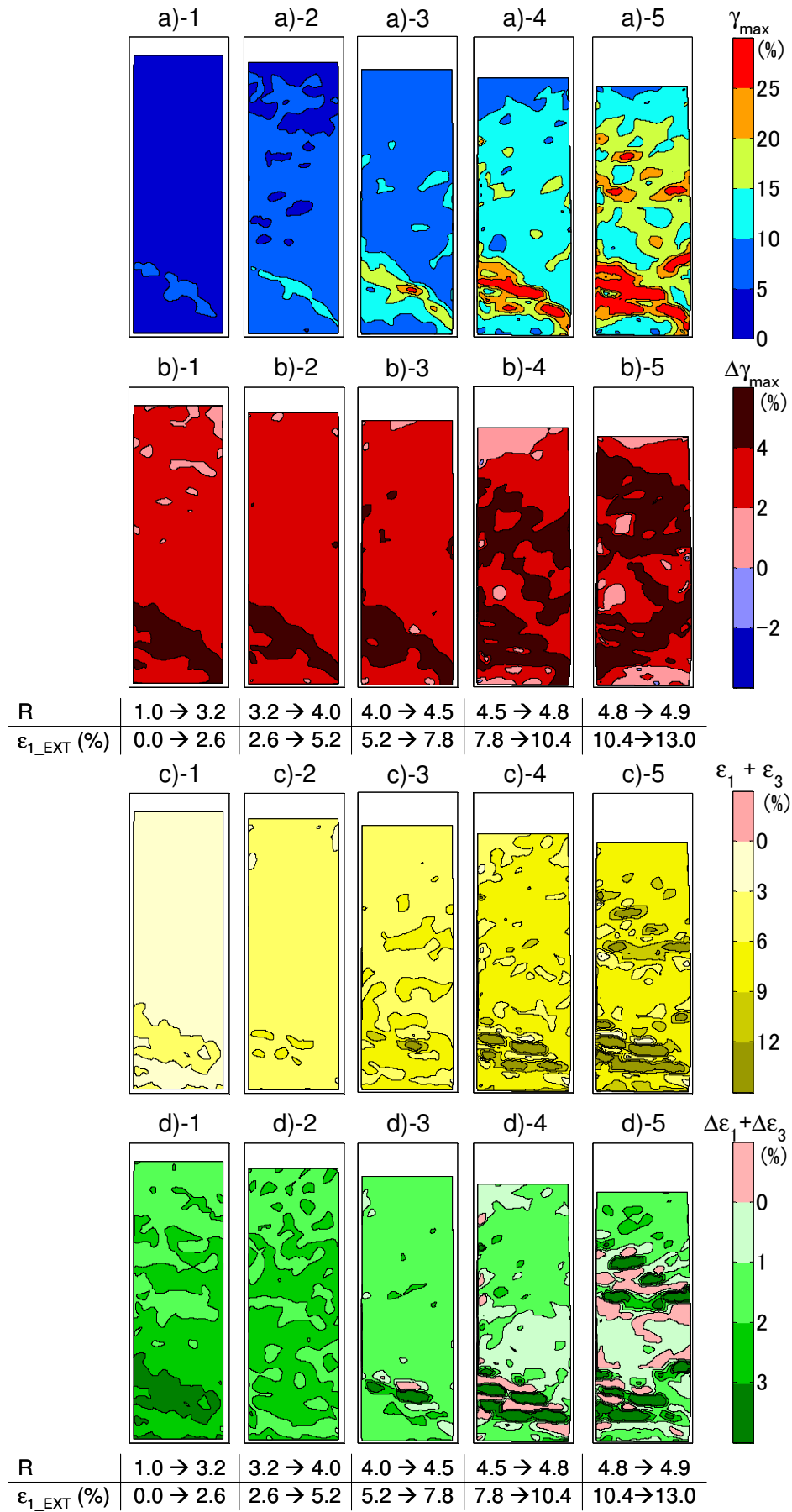


図 4.37 せん断中の a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$, d) $\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3$ の分布 (LSS_CD_07, 局所ひずみの計算間隔 5 mm)

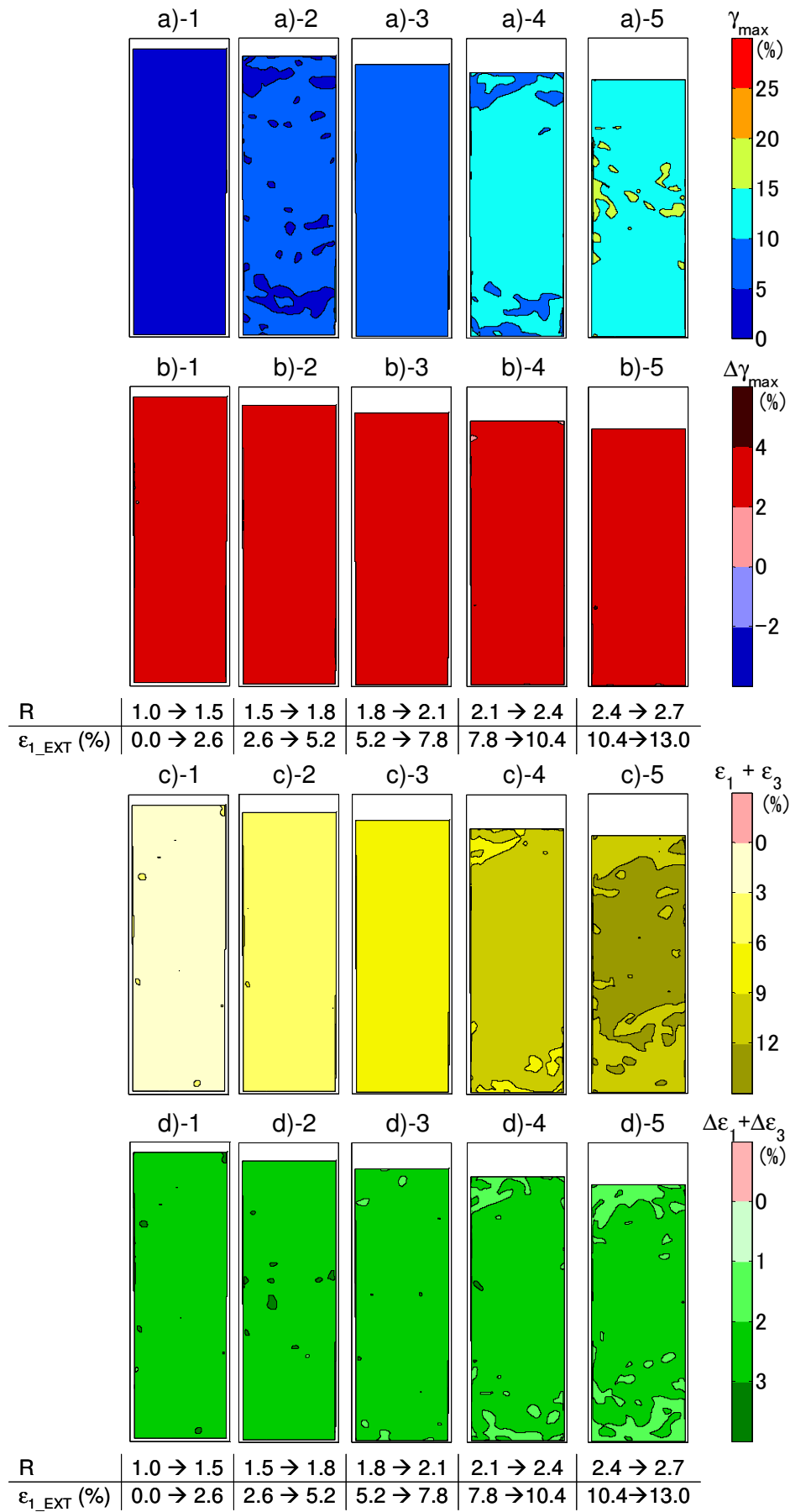


図 4.38 せん断中の a) 最大せん断ひずみ, b) 最大せん断ひずみ増分, c) $\epsilon_1 + \epsilon_3$, d) $\Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_3$ の分布 (LSS_CD_03, 局所ひずみの計算間隔 5 mm)

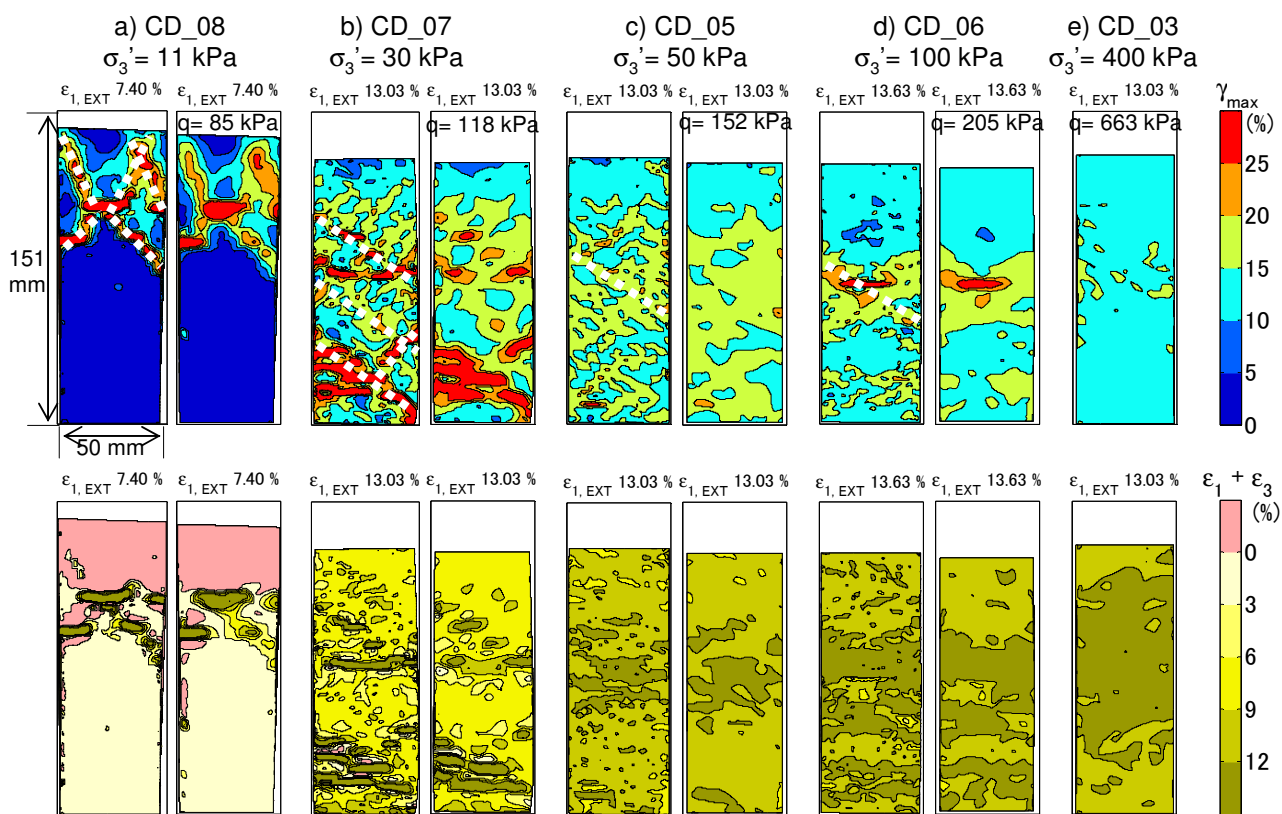


図 4.39 試験終了時または軸ひずみが 13 % でのひずみ分布

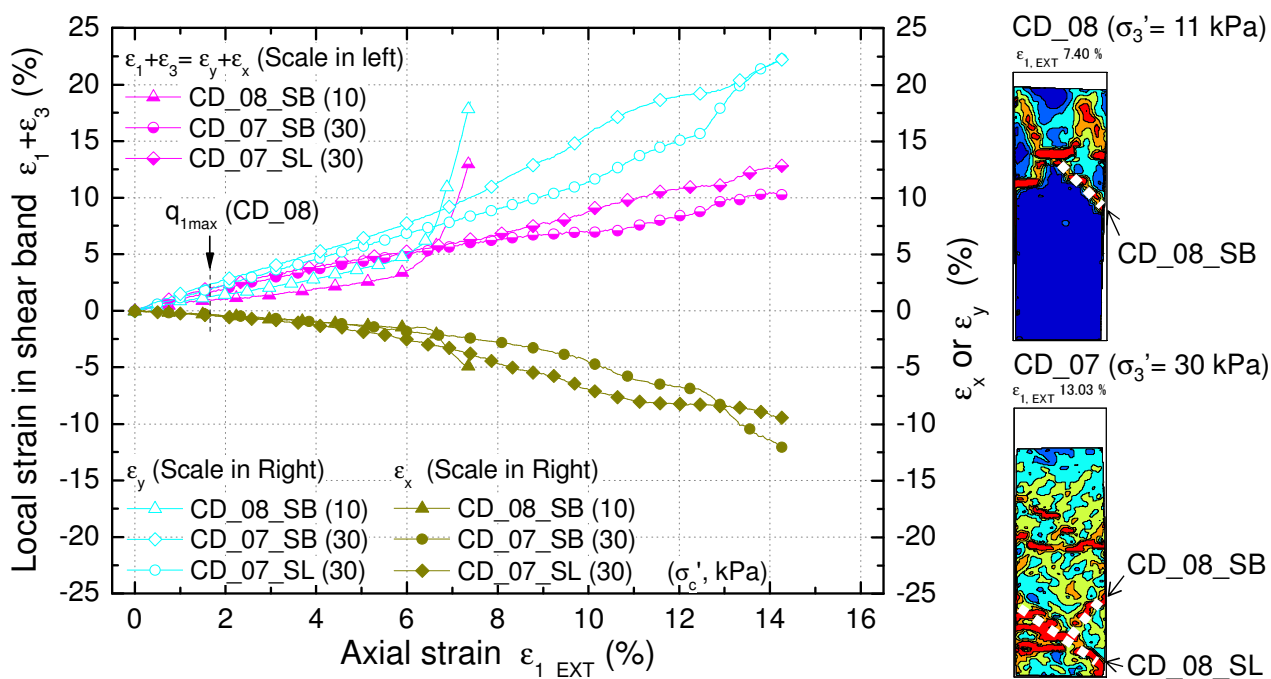


図 4.40 せん断層および局所化領域付近で生じた局所ひずみの平均値 (LSS_CD_08, 07)

表 4.4 SEM-EDS による観察試料

試験ケース	σ_c' (kPa)	観察面	採取箇所概要 (画像解析面を正面として)	表記
LSS_00	-	水平断面	-	LSS_00_H-
		鉛直断面	-	LSS_00_V
LSS_CD_08	11	水平断面	せん断後の供試体の下部	LSS_CD_08_H
		鉛直断面	せん断後の供試体の下部	LSS_CD_08_V
		せん断層	せん断後の供試体の上部 (画像解析面付近)	LSS_CD_08_SB
LSS_CD_07	30	局所化領域 1	せん断後の供試体の右下部 (画像解析面と異なる側面付近)	LSS_CD_07_SB
		局所化領域 2	せん断後の供試体の左下部 (画像解析面付近)	LSS_CD_07_SL
LSS_CD_10*	200	水平断面	圧密後の供試体の中央部	LSS_CD_10_H
		鉛直断面	圧密後の供試体の中央部	LSS_CD_10_V
LSS_CD_03	400	水平断面	せん断後の供試体の中央部	LSS_CD_03_H
		鉛直断面	せん断後の供試体の中央部	LSS_CD_03_V

* 等方圧密のみで試験終了

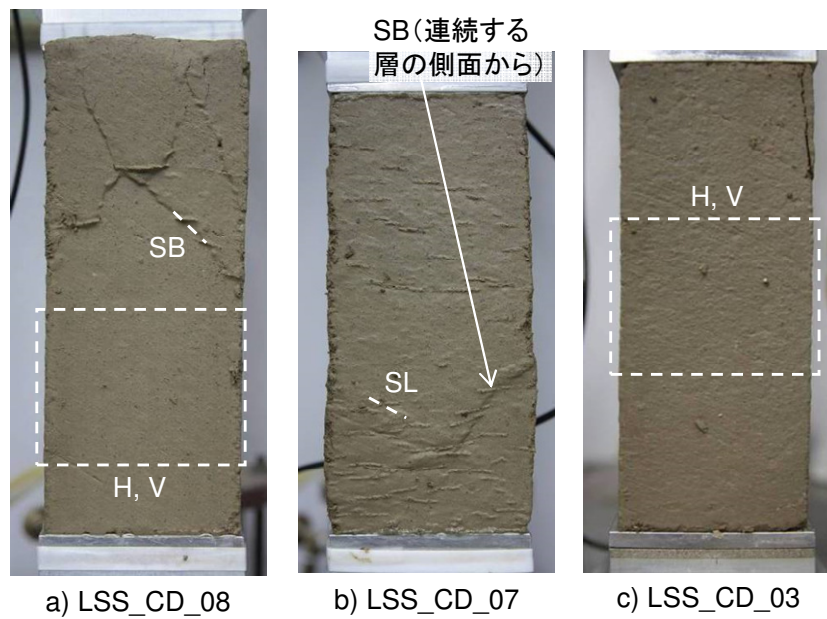


図 4.41 SEM-EDS による観察試料の採取位置



図 4.42 SEM-EDS 装置概況

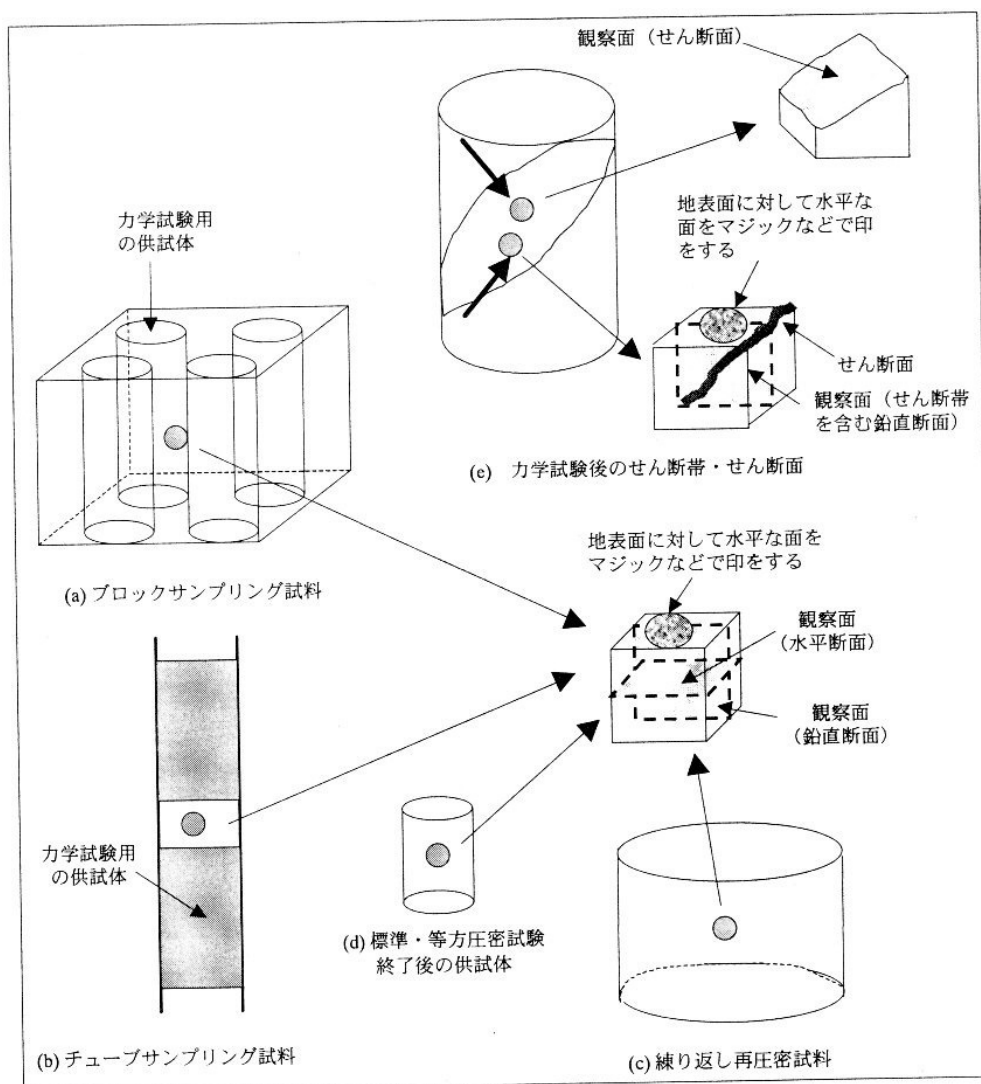


図 4.43 SEM-EDS 観察断面の準備方法 (自然堆積土の微視的構造と力学特性に関する研究委員会のワーキンググループ報告 (2002) より引用)

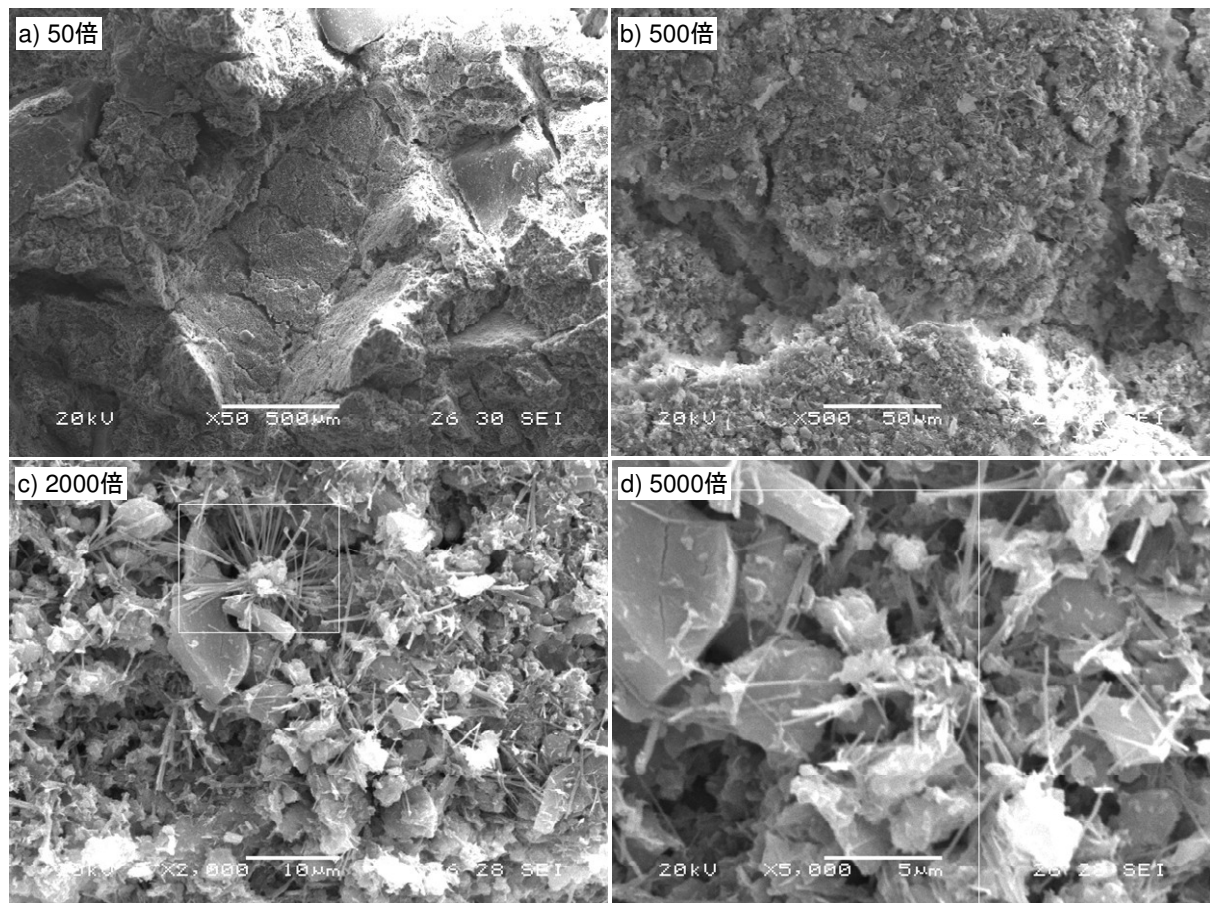


図 4.44 未試験試料の水平断面の SEM 画像 (LSS_00_H)

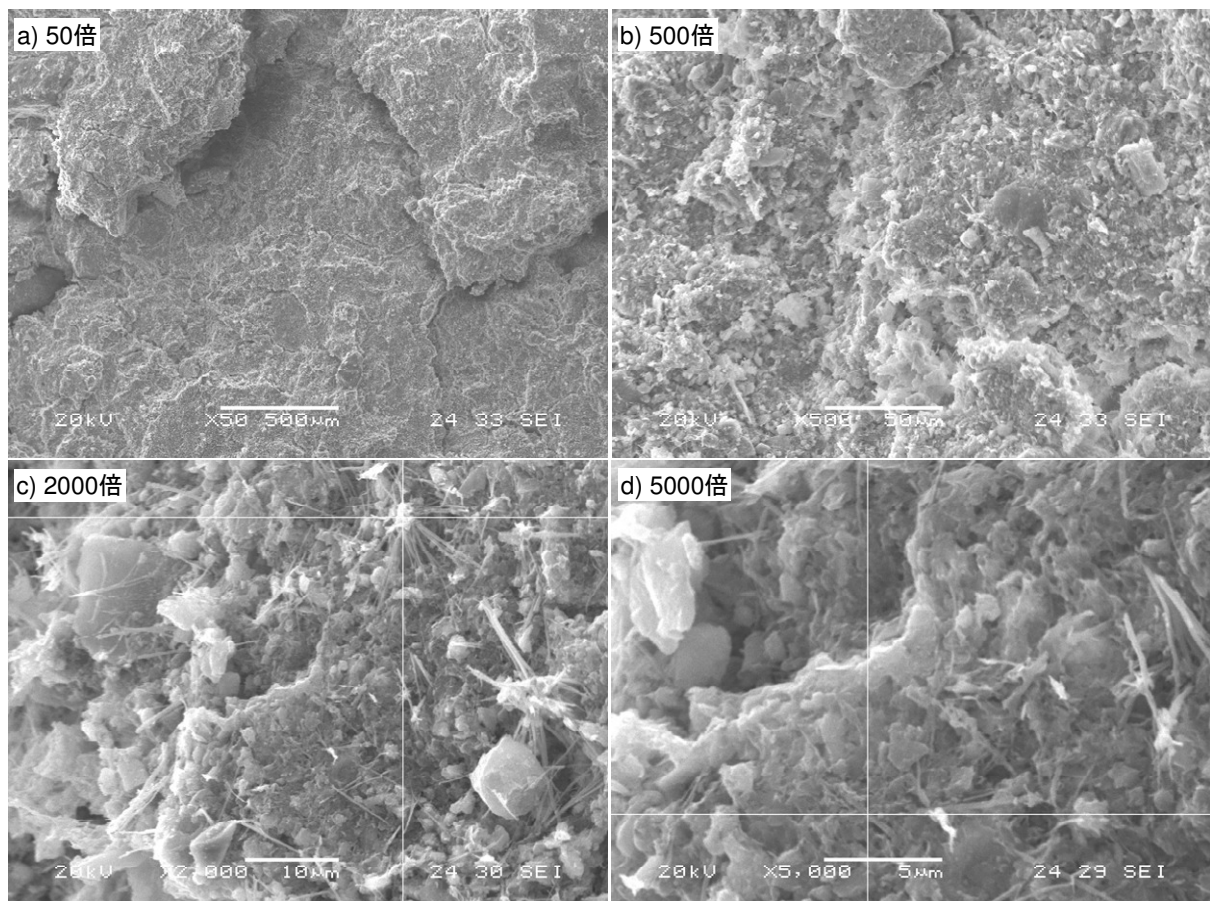


図 4.45 拘束圧 200 kPa で等方圧密後の試料の水平断面の SEM 画像 (LSS_CD_10_H)

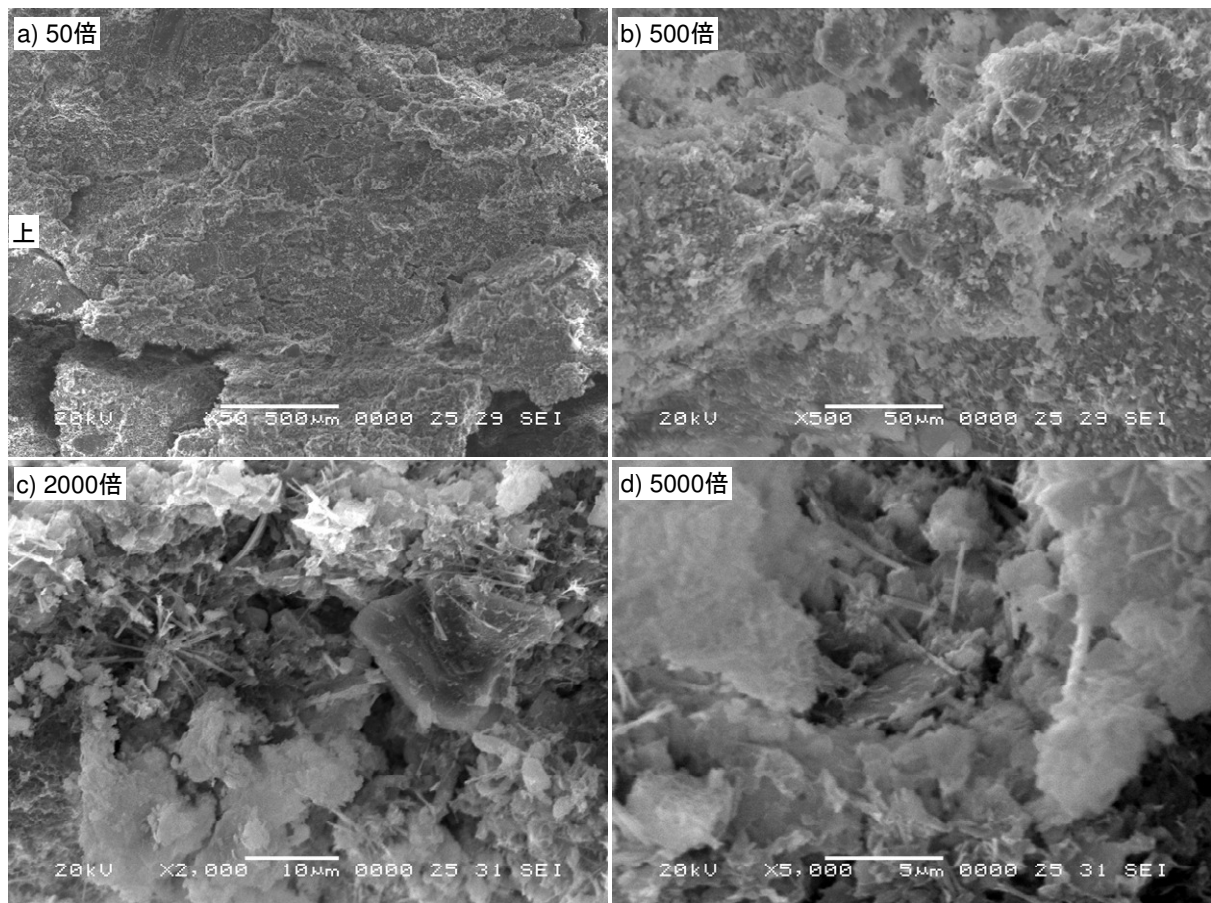


図 4.46 未試験試料の鉛直断面の SEM 画像 (LSS_00_V)

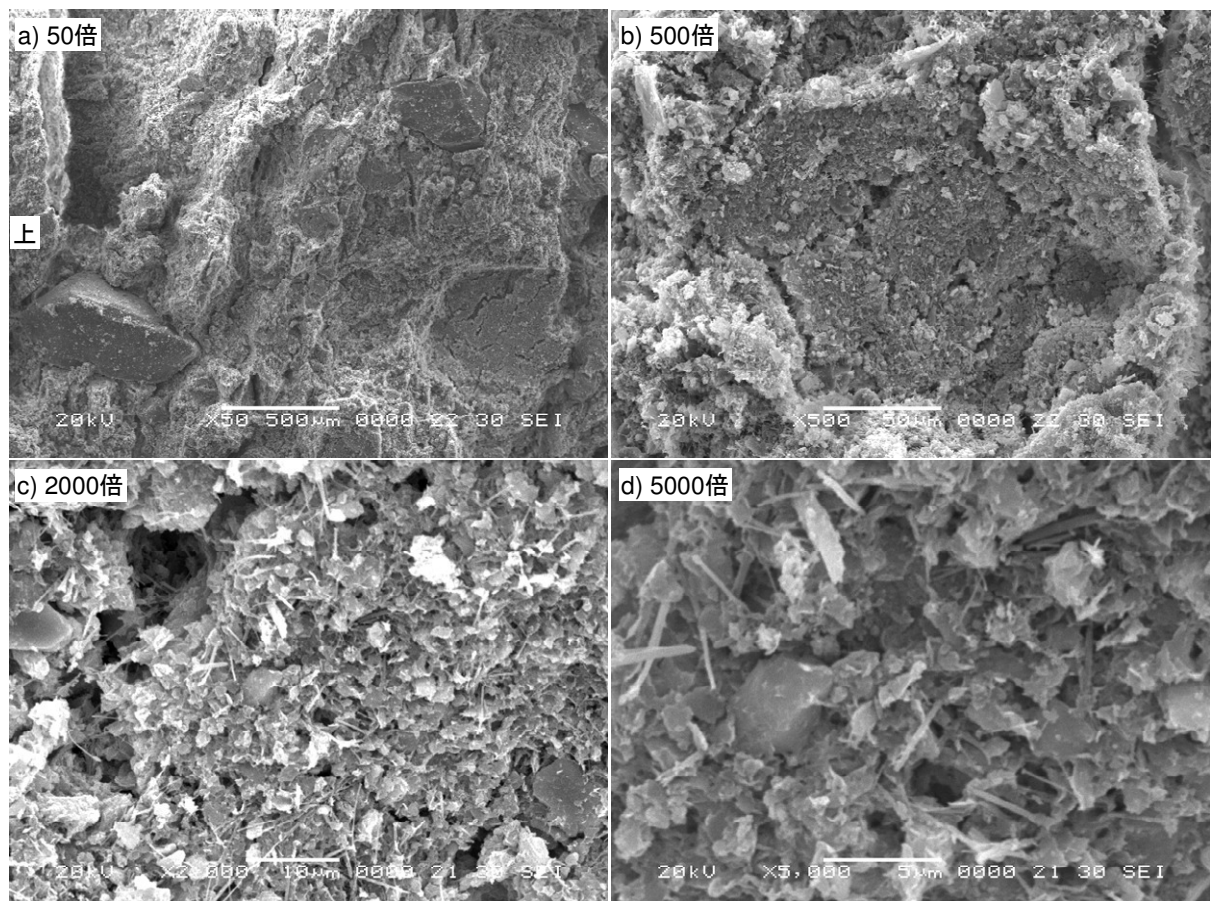


図 4.47 拘束圧 200 kPa で等方圧密後の試料の鉛直断面の SEM 画像 (LSS_CD_10_V)

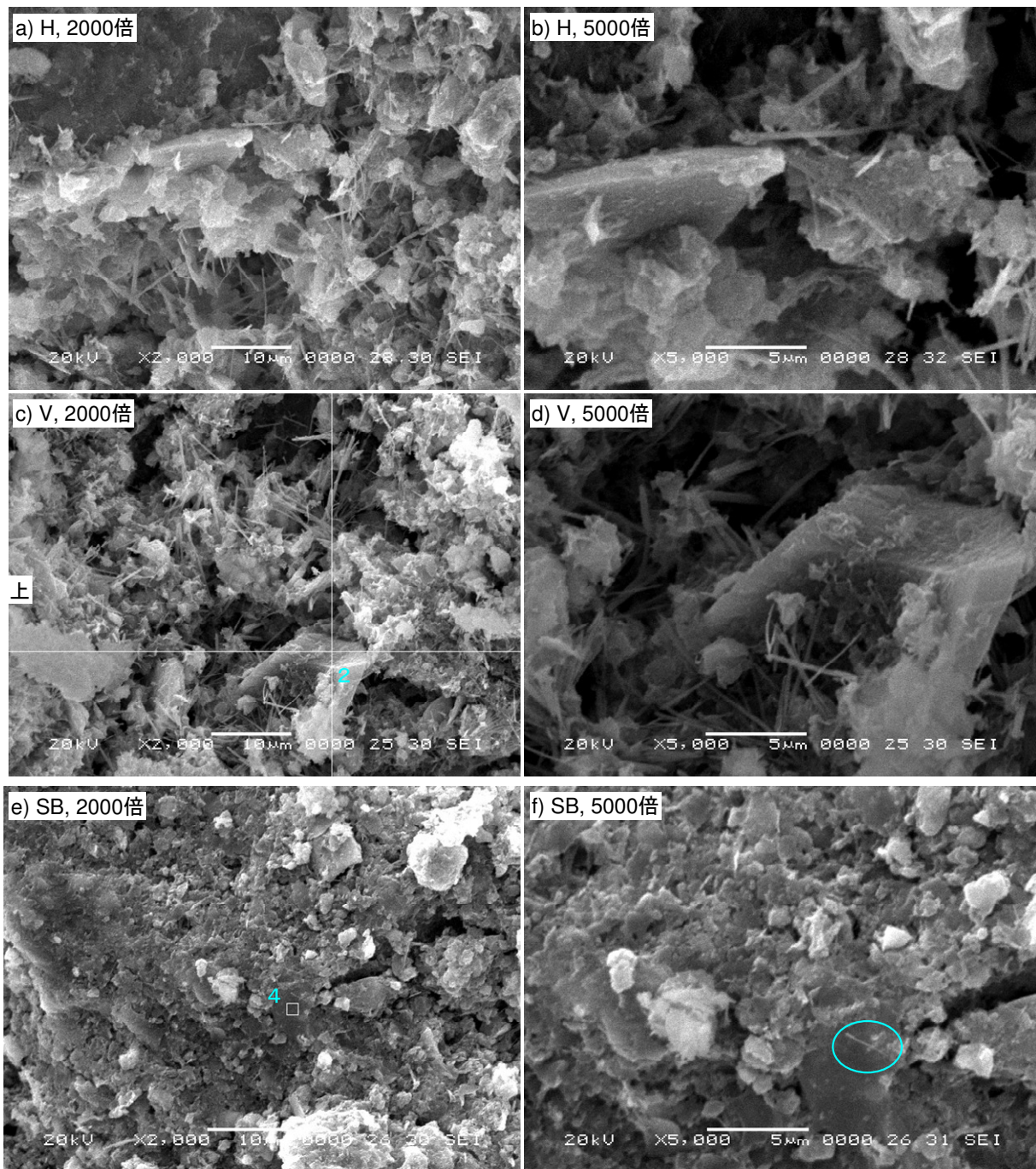


図 4.48 拘束圧 11 kPa でせん断後の試料の a) & b) 水平断面 (LSS_CD_08_H),
c) & d) 鉛直断面 (LSS_CD_08_V), e) & f) せん断層 (LSS_CD_08_SB) の SEM 画像

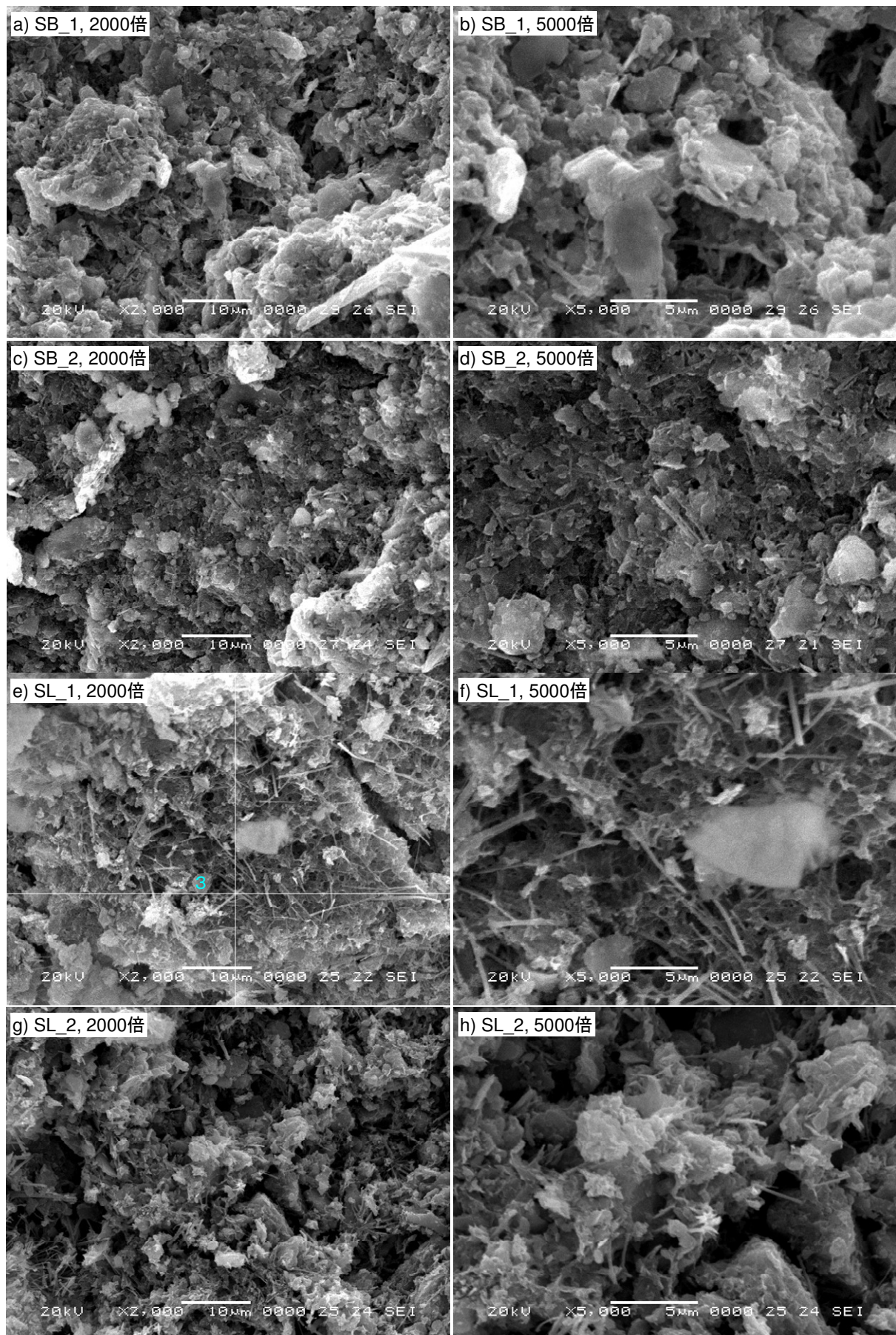


図 4.49 拘束圧 30 kPa でせん断後の試料の局所化領域の SEM 画像,
a) ~ d) LSS_CD_07_SB, e) ~ h) LSS_CD_07_SL

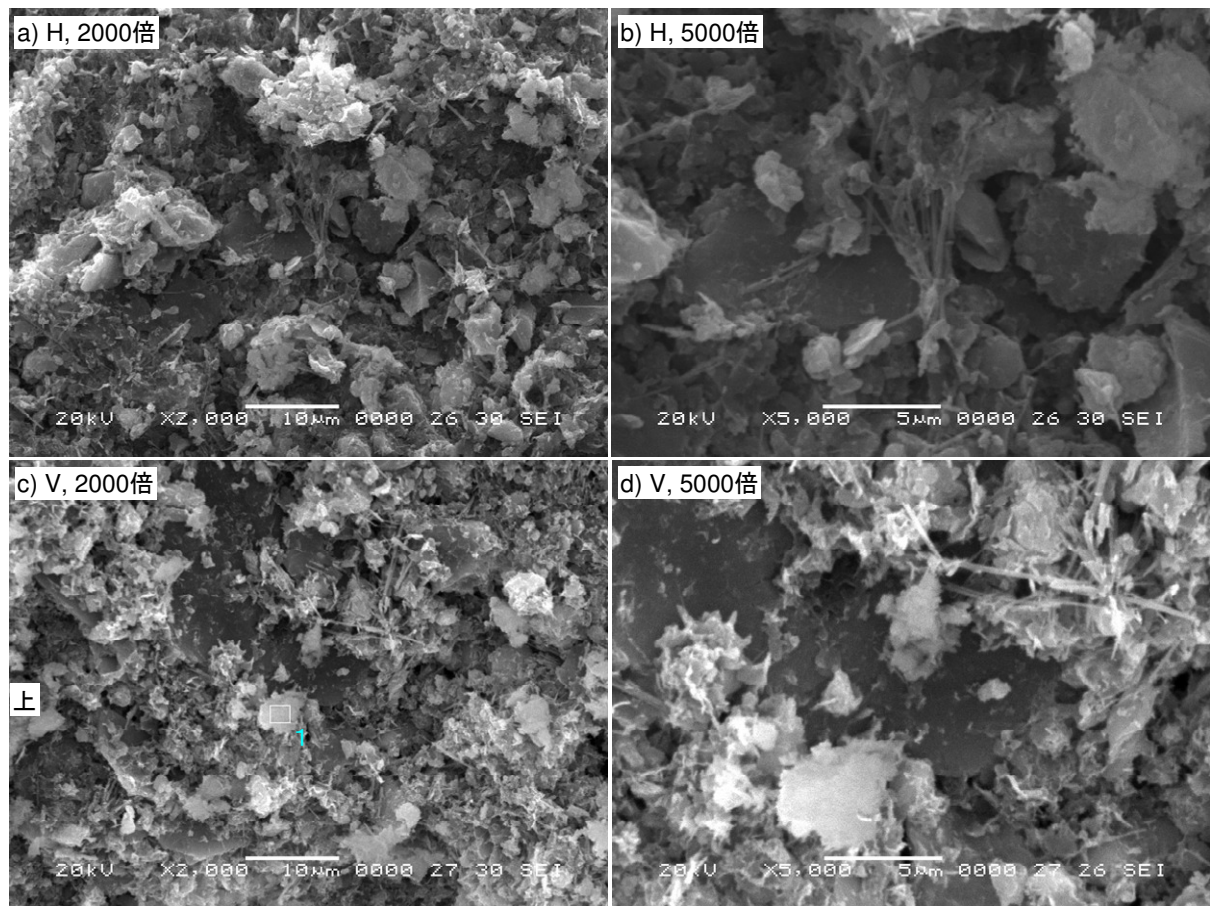


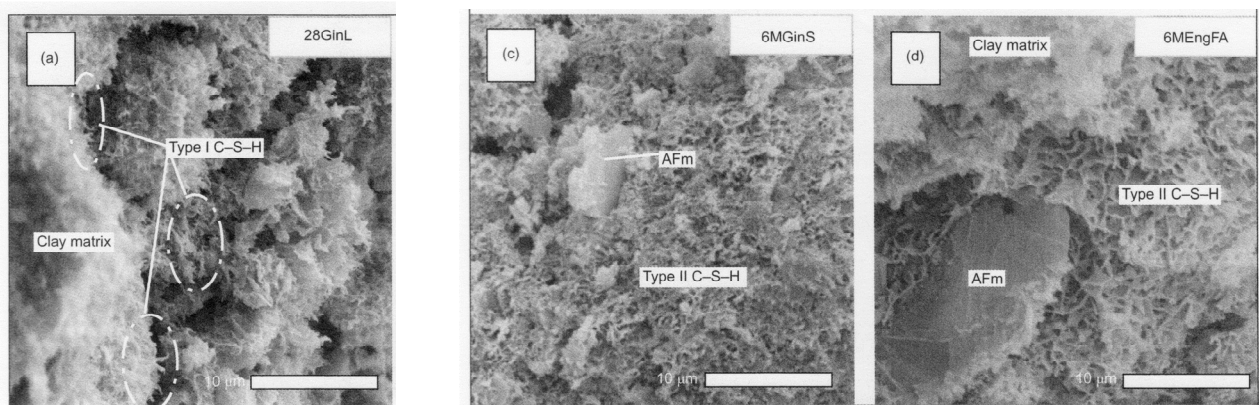
図 4.50 拘束圧 400 kPa でせん断後の試料の

a) & b) 水平断面 (LSS_CD_03_H), c) & d) 鉛直断面 (LSS_CD_03_V) の SEM 画像



a) エトリンガイト

b) モノサルフェート



c) タイプ I の C-S-H

d) タイプ II の C-S-H

図 4.51 代表的な水和物の電子顕微鏡写真

(社団法人 セメント協会および Wilkinson, A et al. より引用)

表 4.5 EDS による成分分析結果

元素	計測領域 1 数 μm の土粒子		計測点 2 数十 μm の土粒子		計測点 3 針状結晶		計測領域 4 せん断層	
	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)
O	34.43	50.74	17.73	28.75	-	-	22.33	37.27
Al	14.78	12.92	9.75	9.37	8.29	10.45	11.81	11.69
Si	32.57	27.34	59.32	54.79	42.65	51.67	36.78	34.97
Ca	7.89	4.64	5.26	3.40	33.32	28.29	11.54	7.68
Fe	10.33	4.36	7.94	3.69	15.74	9.59	17.54	8.39

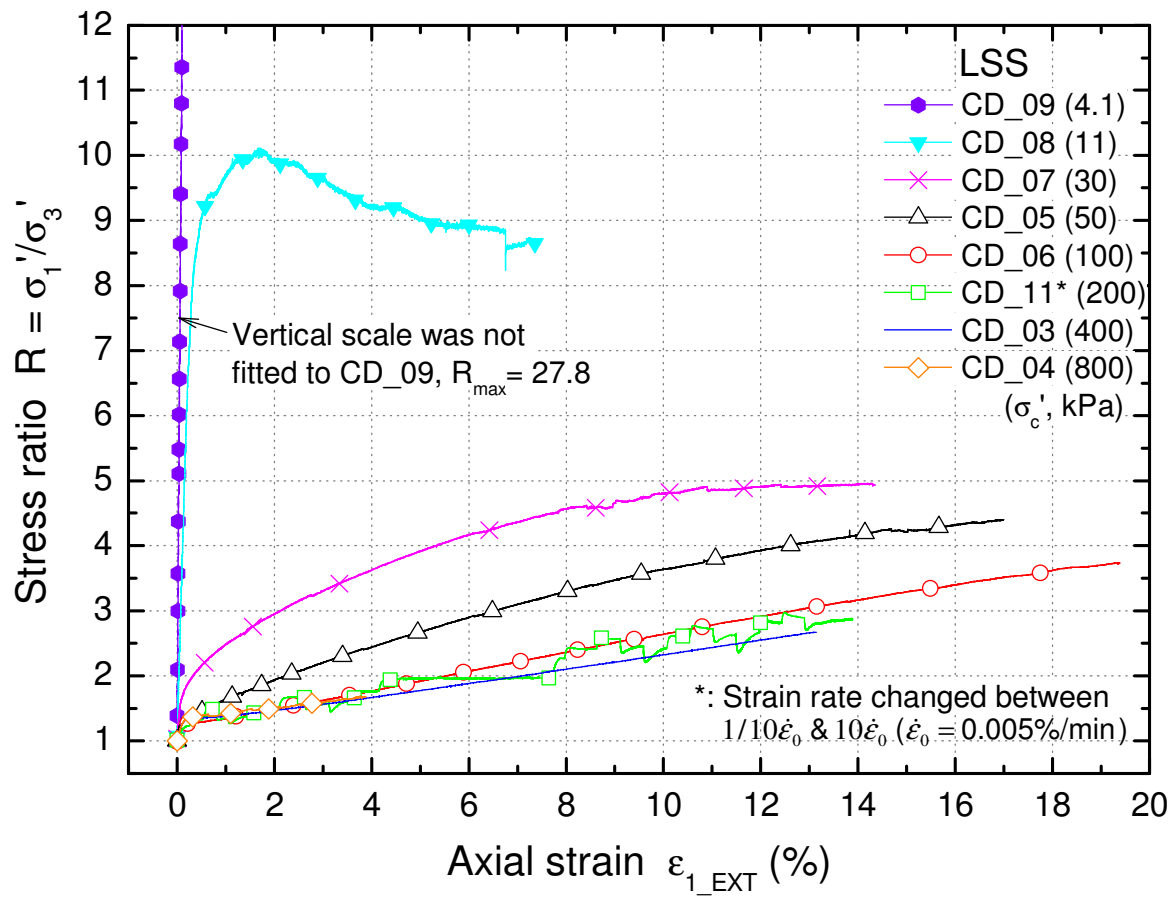


図 4.52 主応力比と軸ひずみとの関係

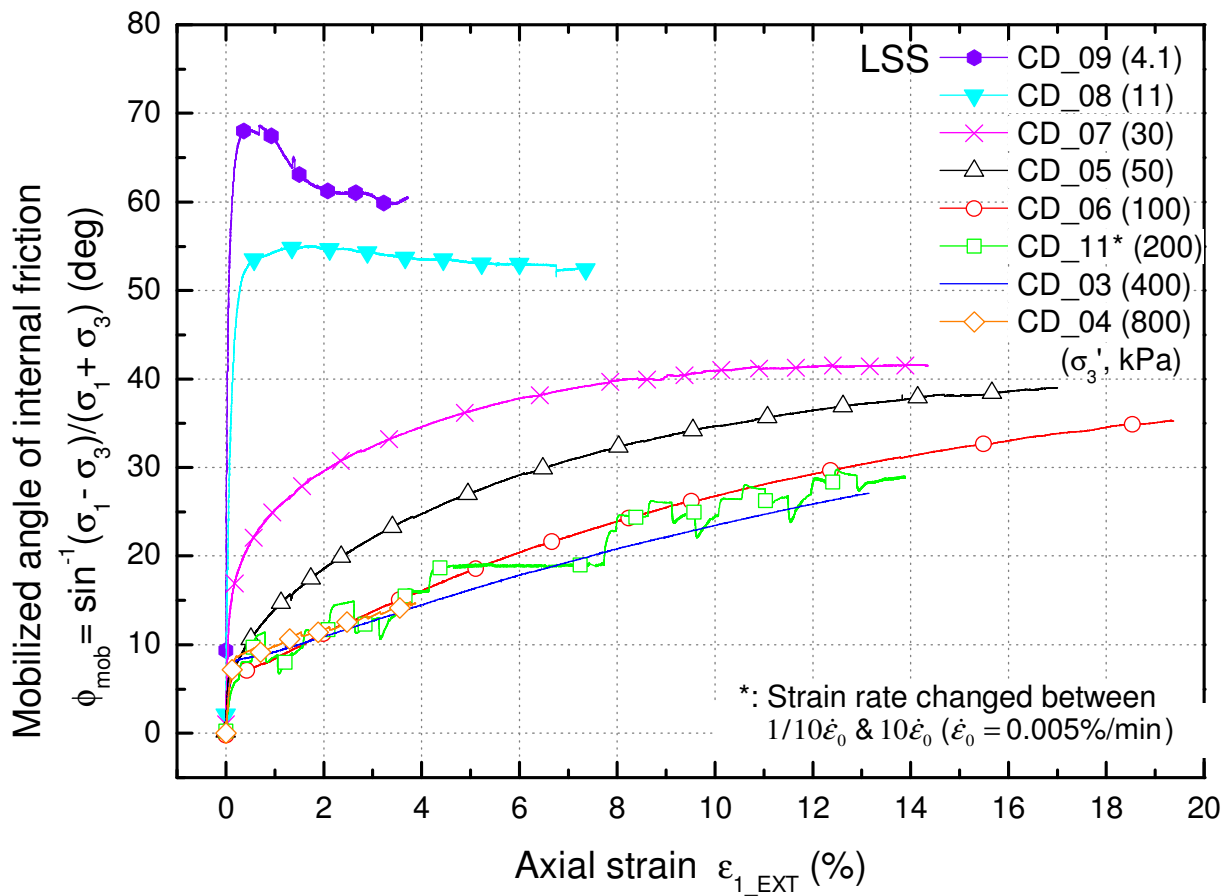


図 4.53 動因内部摩擦角と軸ひずみとの関係

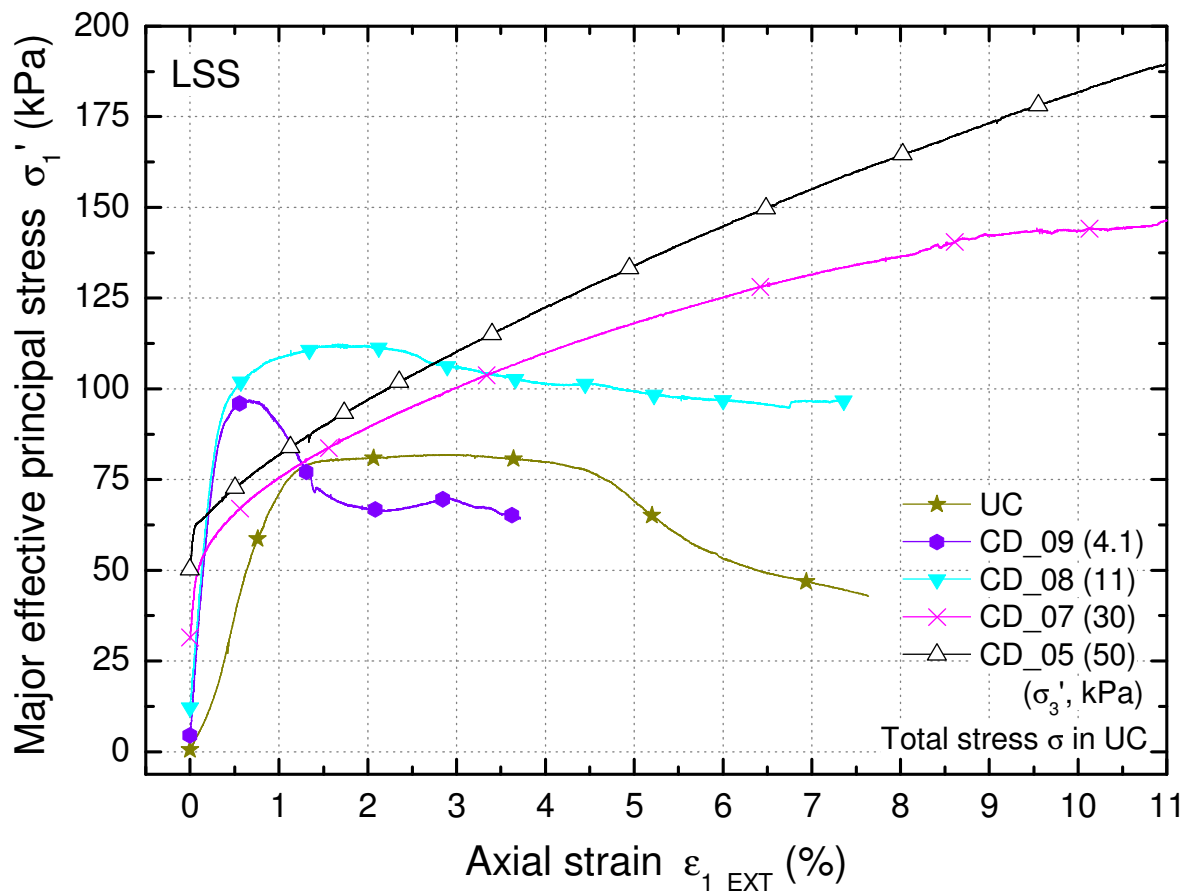


図 4.54 最大有効主応力と軸ひずみとの関係

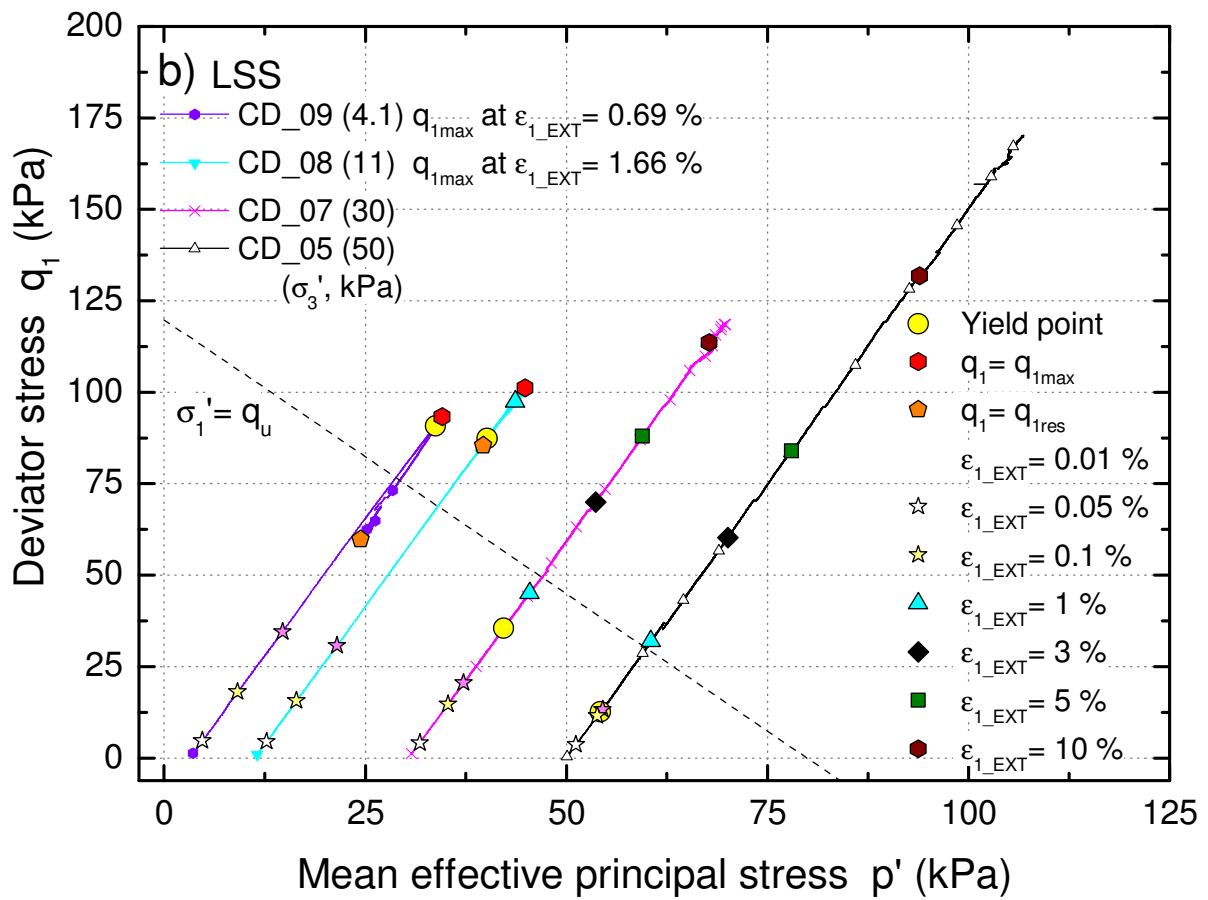
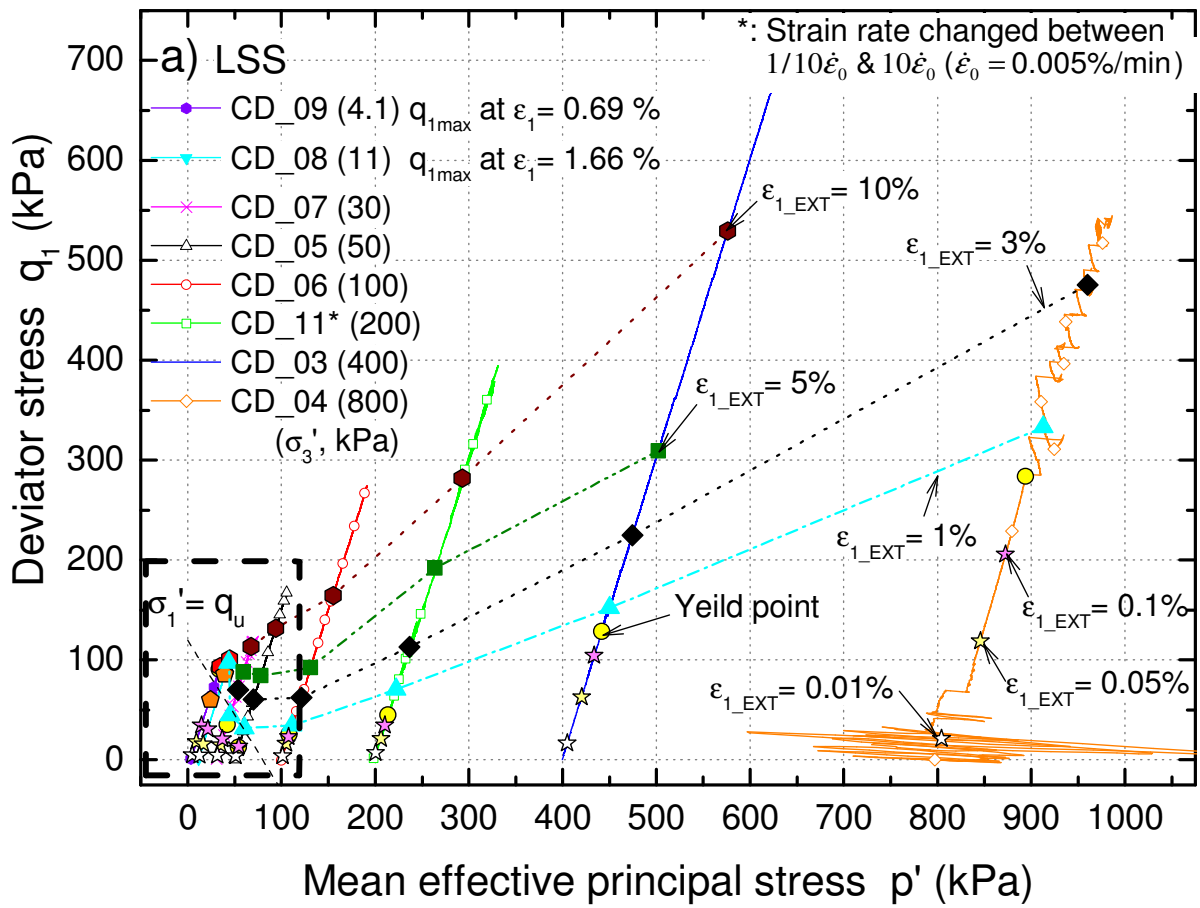


图 4.55 有效应力路径

第5章 異なる拘束圧下における高強度セメント改良粘土およびセメント改良砂の三軸圧縮試験

5.1 概説

本章では、次表 5.1 にまとめた計 6 ケースの三軸圧縮試験の結果として、5.2 で応力ひずみ関係、5.3 で画像解析による局所変形挙動、5.4 で走査型電子顕微鏡（SEM）による微視的構造の観察結果をそれぞれまとめた。5.5 では、以上の結果をもとに異なる拘束圧下における高強度セメント改良粘土の変形強度特性の変化とその因果関係について考察した。載荷速度を急変させた三軸圧縮試験を表 5.1 の 6 ケースとは別に実施し、セメント添加量の異なる高強度セメント改良粘土やセメント改良砂と比較しながら時間依存特性（載荷速度依存性）を 5.6 でまとめた。5.7 に得られた結論と今後の課題をまとめた。

表 5.1 にはセメント添加量を 300 kg/m^3 として作成した矩形供試体の排水／非排水三軸圧縮試験（HCC_300_CD／HCC_300_CUB）の各供試体の養生日数（せん断開始または等方圧密終了までの日数）、初期含水比 w_0 、初期湿潤密度 ρ_{t0} 、初期乾燥密度 ρ_{d0} 、拘束圧 σ'_c 、飽和度を示す B 値、三軸圧縮試験における排水／非排水の条件と備考を記載する。試験結果は 5.2 から 5.5 で述べる。各試験ケースの名称は本文や表中では省略しないが、試験結果を示すグラフの凡例では「HCC_300_」の表記を省略する。

試験前の質量は開封後すぐに計測した値であるが、その後 LDT のヒンジ取り付け箇所付近では供試体表面を石膏で置き換えているため、試験後に計測した乾燥質量はそれらの部分の質量が損失した値である。従って、試験前後の質量で算出した w_0 と ρ_{d0} は概略値である。 B 値はいずれも圧密終了後に計測した。 -90 kPa 以下での脱気を約半日実施し、背圧を 200 kPa 載荷することによって飽和化に努めたが、高い B 値を得ることができず、 B 値は高拘束圧下ほど低い値となった。

HCC300_CD_04 ではせん断中に体積収縮傾向が急激に強まる段階が見られ、試験後にはメンブレンにいた小さな穴が確認された。後述の理由により、得られたデータは参考値として評価するものとした。

HCC300_CD_01 は供試体の初期高さが他の 5 ケースよりもやや小さく、 154 mm であった。

5.2 応力ひずみ関係

5.2.1 三軸圧縮試験における等方圧密中の応力ひずみ関係

$\sigma'_c = 30 \text{ kPa}$ から $\Delta\sigma'_c = 3 \text{ kPa/min.}$ で所定の圧力まで等方応力状態を保ちながら拘束圧を増加させ、その後半日等方圧密を行ったときの体積ひずみと平均有効主応力（等方圧密中は $\sigma'_c = \sigma'_3$ と一致）との関係を図 5.1 に示す。a) は低容量差圧計による体積ひずみ ϵ_{vol_LCDPT} 、b) から d) は最大、側方ひずみの和から求めた体積ひずみである。b) は外部変位計による軸ひずみ ϵ_{I_EXT} 、GAP センサーによる W 方向の側方ひずみ ϵ_{3W_GAPs} と LDT による D 方向の側方ひずみ ϵ_{3D_LDTs} の和、c) は LDT による軸ひずみ ϵ_{I_LDTs} 、 ϵ_{3W_GAPs} と ϵ_{3D_LDTs} の和、d) は ϵ_{I_LDTs} と $2 \times \epsilon_{3D_LDTs}$ の和（LDT のみによる計測値）をそれぞれ示している。

第 3 章でも述べたように、図 5.1 a) に示す ϵ_{vol_LCDPT} はメンブレンコンプライアンスの影響を受け、いずれの試験においてもひずみを過大評価した。特に HCC300_CD_02, 03, 01 では $\sigma'_c = 30 \text{ kPa}$ からの拘束圧増加直後の体積収縮傾向がその後の収縮傾向よりも不自然に強く、コンプライアンスの影響が強く現れていた。図 5.1 b) と c) の体積ひずみの差は外部変位計によるシステムコンプライアンスの影響

によるものであり、c) と d) の差は GAP センサーのメンブレンコンプライアンスの影響によるものと推測される。5.3 節で後述するひずみ分布から、いずれの拘束圧下においても等方圧密中には明確な局所変形挙動が見られず、供試体は均一に変形したと考えられる。従って、図 5.1 d) の LDT による体積変化の計測結果が最も真値に近い値を示したものと考えられる。

図 5.1 d) によると、最も拘束圧の高い HCC300_CD_01 ($\sigma'_c = 2400$ kPa) においても体積ひずみは 0.2 % 程度であり、収縮量は極めて小さかった。別途実施された一次元圧密試験結果を図 5.2 に示す（応用地質株式会社 2009）。これによると、本研究で対象とした拘束圧レベルと同等の鉛直応力下では、間隙比の変化量は極めて小さかった。また第 4 章の流動化処理土と同様に高強度セメント改良粘土においても見かけの先行圧密応力 p_c が存在し、その値は 7.65 MPa であった。

流動化処理土では q_u が等方圧密により求めた p_c をわずかに上回ったが、高強度セメント改良粘土では q_u が一次元圧密試験により求めた p_c を下回った。 q_u と p_c の値の関係については、第 7 章で他の材料も考慮して再考する。両試料の強度と q_u 、 p_c の関係はこの既往研究の傾向と一致したが、各試料で p_c を決定した試験手法（応力状態）の違いが q_u と p_c の関係に与えた影響も考慮すべきであると考えられる。

等方圧密中に生じた LDT による軸ひずみ、D 方向の側方ひずみと、平均有効主応力との関係を図 5.3 および図 5.4 に示す。第 4 章の流動化処理土と同様に、供試体はスラリー状の改良粘土をモールドに充填することによって作成しており、強度や固結構造の初期異方性はほとんどないと考えられる。試験ケースによっては最大で 0.01 % 程度の値の違いも見られたが、軸ひずみの方が大きい場合と側方ひずみの方が大きい場合とが混在したことから、両方向のひずみ値は概ね一致していたと解釈できる。

なお、図 5.3 では HCC300_CD_01 の軸ひずみが伸張方向に増加した段階が見られた。これは向かい合う側面に設置した二つの LDT のうち一つで伸張方向のひずみを計測したためであった。LDT の端部とヒンジの溝との接触点の不具合、ベディングエラーによる伸張方向へのひずみの増大などが可能性として考えられるが、具体的な理由は不明である。

5.2.2 円柱供試体で得られた一軸圧縮強さと排水、非排水三軸圧縮強度

応用地質株式会社により配合試験の段階で別途実施された材令 28 日の一軸圧縮強さの平均は 5.24 MN/m² であった（鬼丸ら 2010）。

直径 50 mm、高さ 100 mm の円柱供試体で応用地質株式会社により別途実施された排水、非排水三軸圧縮試験の結果（応用地質株式会社 2009）を図 5.5、図 5.6 にそれぞれ引用する。ひずみ速度はいずれも 0.01 %/min. であった。

拘束圧 100 kPa 下で得られた排水三軸圧縮強度（6.0 MPa）は同一拘束圧下における非排水三軸圧縮強度（4.2 MPa）よりも 1.4 倍程度大きかった。軸差応力最大時の軸ひずみ ϵ_{af} と側方ひずみ ϵ_{rf} から求めた低強度の割線ポアソン比 $\nu_{割線}(=\epsilon_{rf}/\epsilon_{af})$ は、ひずみゲージで測定した場合は 0.15、ギャップセンサーとビューレットで測定した場合は 0.20 であった。

非排水試験では、ピーク強度を発揮した段階において正の過剰間隙水圧が拘束圧と同程度の値まで上昇した。拘束圧 50 ~ 400 kPa までの範囲において、ピーク強度と残留強度の拘束圧依存性は見られず、ピーク強度（非排水三軸圧縮強度）は 4.1 ~ 4.8 MPa であった。

5.2.3 三軸圧縮試験における応力ひずみ関係

図 5.7 に三軸圧縮試験における軸差応力と外部変位計による軸ひずみとの関係を示す。等方圧密終了時点での軸ひずみを 0 % として計算した。また、非排水試験における過剰間隙水圧と軸ひずみとの関係を図 5.8 に示す。

拘束圧 400 kPa 下において、非排水強度は排水強度よりも低く、最大軸差応力を発揮した段階で非排水試験における有効拘束圧はほぼゼロであった。拘束圧 800 kPa 以下では最大軸差応力発揮後に明確なせん断層が形成され、残留状態まで応力が低下するひずみ軟化挙動を示した。

拘束圧 1600 kPa 以上では図中の矢印の段階を境に軸差応力が低下したが、拘束圧 800 kPa 以下のケースのような明確な最大値、残留値は得られなかった。また、これらの矢印の段階における軸差応力は 800 kPa 以下の拘束圧下で得られた最大軸差応力よりもやや大きな値であった。高拘束圧下では軸差応力の最大値が高くなる傾向はあるものの強度の拘束圧依存性は低く、供試体のばらつきの影響を受けた。

図 5.9 に軸差応力と LDT による軸ひずみとの関係を示す。図 5.7 と図 5.9 で外部変位計と LDT による軸ひずみが 0.11 % となるまでの三軸圧縮初期の応力ひずみ関係を、図 5.10 に拡大表示する。

図 5.10 より、三軸圧縮初期にはいずれの試験においても軸ひずみの外部変位計による計測値が LDT による計測値を上回った。これはシステムコンプライアンスに起因した外部変位計のひずみの過大評価であると考えられる。

一方図 5.7 および図 5.9 より、初期剛性が低下して軸差応力が最大値に近づくにつれ、軸ひずみの外部変位計による計測値は LDT による計測値を下回るケースがあった。これは供試体上下端面のキャッピングに伴う拘束に起因して、供試体中央高さでの変形が上下端よりも大きくなったためであると考えられる。

図 5.10 b) より、HCC300_CD_02, 04, 01 では三軸圧縮開始直後の軸差応力と LDT による軸ひずみの応力ひずみ曲線が不自然に折れ曲がった。図 5.11 に示すとおり、供試体両側面に取り付けた LDT による軸ひずみの不自然な増加傾向（折れ曲がり）は両側面で同様に起きており、原因は不明である。

接線ヤング率を求めて載荷初期の剛性やその低下量を比較した。ある点 A の接線ヤング率 E_{tan} は LDT または外部変位計による軸ひずみの増分 $\Delta \epsilon_1$ が点 A を中心に 0.005 % となる点 B, C の軸差応力の増分 Δq_1 と $\Delta \epsilon_1$ との関係（第 4 章 図 4.12 a) の模式図を参照）により、次式で定義した。

$$E_{tan} = \Delta q_1 / \Delta \epsilon_1 \quad \text{式 5.1}$$

図 5.12 に、接線ヤング率の初期値 E_{tan0} と最大有効主応力 σ_1' との関係を示す。本研究の三軸圧縮試験中に求めた LDT と外部変位計による接線ヤング率 (E_{tan0_LDTs} , E_{tan0_EXT}) の他、応用地質株式会社により実施された材齢 18 ~ 22 日目に超音波速度測定による動的なヤング率 E_d 、円柱供試体の動的変形特性試験での LDT によるヤング率の平均値 E_{LDTs_OYO} (応用地質株式会社 2009) が表示されている。HCC300_CD_02, 04, 01 では、図 5.10 b) で応力ひずみ関係が不自然に折れ曲がった直後からのデータで求めたヤング率を E_{tan0_LDTs} として扱うこととした。本研究で外部変位計により求めたヤング率 E_{tan0_EXT} の値は他の計測方法よりも小さかった。LDT により求めたヤング率 E_{tan0_LDTs} はややばらつきが大きいものの、 E_d の値よりも小さく、 E_{LDTs_OYO} の値よりも大きい傾向が得られた。全ての計測方法による初期ヤング率の値を考慮すると、今回の試験の範囲内では初期剛性の拘束圧依存性は見られな

った。

LDT の変形計測値から逐次求めた接線ヤング率 E_{\tan_LDT} と a) 外部変位計, b) LDT による軸ひずみ, c) 軸差応力, d) 最大有効主応力との関係を図 5.13 に示す。図 5.10 b) の応力ひずみ関係の折れ曲がりによる E_{\tan_LDTs} の初期の値の変動も含めた計算結果をすべて表示し、図 5.12 で各ケースの $E_{\tan0_LDTs}$ と定義した値を○で囲んで示した。いずれの試験においても接線ヤング率の値は载荷の進行と共に $E_{\tan0_LDTs}$ から低下した。図 5.13 a) および c) より、全 6 ケースの中で拘束圧の高い HCC300_CD_05, 04, 01 では、拘束圧の低い HCC300_CUB, CD_02, 03 と比較して E_{\tan} の低下が早い段階で始まった。しかしそれらの差は顕著でなく、「高拘束圧下ほど E_{\tan} が早く低下する」という明確な関係は得られなかった。载荷初期には供試体自体の強度のばらつきの影響を受けたこと、载荷がある程度進行してからひずみの局所化の影響を受けたことが原因と考えられる。

5.2.4 三軸圧縮試験における体積ひずみと側方ひずみの蓄積傾向

図 5.14 に体積ひずみと軸ひずみとの関係を示す。体積ひずみは等方圧密終了時点での値を 0 % として計算した。a) は供試体からの排水量により計測した排水試験における体積変化、b) は外部変位計による軸ひずみ ϵ_{I_EXT} 、GAP センサーによる W 方向の側方ひずみ ϵ_{3W_GAPs} と LDT による D 方向の側方ひずみ ϵ_{3D_LDTs} の和、c) は LDT による軸ひずみ ϵ_{I_LDTs} 、 ϵ_{3W_GAPs} と ϵ_{3D_LDTs} の和である。端面拘束の影響を受けない図 5.14 c) の LDT と GAP センサーによる体積ひずみの計測値が最も収縮側に大きく、一定の拘束圧下においては供試体の排水量から求めた体積ひずみと変位の和から求めた体積ひずみの値とがほぼ一致した。

図 5.14 a) より、HCC300_CD_04 では側方方向の矢印の区間で体積変化量が急増した。排水試験中に開いたメンブレンの小さな穴からセル水が流入したためであったと推測される。図 5.14 c) では a) のような異常はなく、a) においても $\epsilon_{I_EXT} > 3.9\%$ では体積変化量が HCC300_CD_05, 01 と同程度までに減少した。このためセル水の流入が試験に与えた影響は小さいと考え、結果は参考値として扱うものとした。

図 5.14 a) より、载荷初期から軸ひずみが約 1.5 % 程度までは、いずれの拘束圧下においても供試体の体積変化が収縮傾向を示し、収縮量はほぼ同一であった。拘束圧 800 kPa 以下 (HCC300_CD_02, 03) ではピーク強度発揮後に明確なせん断層上での側方変位が強く現れたために、供試体全体の体積変化としての計測値が膨張傾向に転じた。拘束圧 1600 kPa 以上 (HCC300_CD_01, 05) では軸圧縮中の体積変化は一貫して収縮傾向を示した。また、これらの試験後の供試体からは複数のせん断層や側方方向に近いひび割れが見られた。図 5.15 に試験後の供試体観察側面の変形状況を示す。

図 5.16、図 5.17 に LDT、GAP センサーにより求めた D、W 方向の側方ひずみと軸ひずみとの関係を示す。いずれの方向においてもピーク強度を示すまでの側方ひずみは全ての試験でほぼ等しく、軸ひずみの収縮量と比較して非常に小さな膨張量を示した。

ピーク強度の発揮後、HCC300_CD_02 では D 方向に大きく変形しながらせん断層が発達した。それ以外の試験では主に W 方向 (ペDESTAL の移動可能方向) への顕著な変形を伴ってせん断層や亀裂などの局所変形が進展した。

接線ポアソン比と軸ひずみとの関係を図 5.18 に示す。ある点 A の接線ポアソン比 ν_{\tan} は、軸ひずみの増分 $\Delta\epsilon_{I_EXT}$ が点 A を中心に 0.05 % となる点 B、C の側方ひずみの増分 $\Delta\epsilon_3$ と $\Delta\epsilon_{I_EXT}$ との比とし

て定義した（第5章図 5.12 b）の模式図参照）。第5章と同様に，側方ひずみ増分 $\Delta\epsilon_3$ は体積ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{vol_LCDPT}$ と軸ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{l_EXT}$ から求めた（算出式は第5章式 5.3 を参照）。

HCC300_CD_04 において接線ポアソン比は 0.1 程度まで低下し，側方方向への膨張はほとんど生じなかった。拘束圧 800 kPa 以下（HCC300_CD_02, 03）ではピーク強度発揮後に明確なせん断層上での側方変位が強く現れたために，接線ポアソン比が急増した。拘束圧 1600 kPa 以上（HCC300_CD_01, 05）では接線ポアソン比も軸差応力の増大に伴って 0.05 程度まで低下した。

5.3 局所変形挙動

表 5.2 に各試験ケースの画像解析の実施状況をまとめる。標点の設置間隔および局所ひずみの計算間隔は全てのケースで 2.5 mm とした。HCC300_CD_02 はせん断層が観察面と 90 度異なる角度に発達して際立ったひずみの局所化が認められなかったため、観察面の画像解析を実施しなかった。HCC300_CD_04 はメンブレンの穴あきによるセル水の一時的な流入があった可能性があったため、画像解析を実施しなかった。

5.3.1 等方圧密における局所変形挙動の観察

HCC300_CD_01 の拘束圧増加過程とその後に等方応力状態を維持したまま等方圧密を実施した間の、最大せん断ひずみの分布を図 5.19, $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布を図 5.20 に示す。各図ともに a) が拘束圧増加開始から等方圧密終了までに蓄積したひずみを表す分布であり、b) は a) のひずみ分布の隣り合う過程間で生じたひずみ増分を表す分布である。b) の初めのひずみ分布は $\sigma'_c = 50$ kPa から 400 kPa に増加するまでの間に生じたひずみ増分とした。左から 4 つのひずみ分布は拘束圧増加過程で、左端から順に拘束圧が 400, 800, 1600, 2400 kPa まで上昇している。右端のひずみ分布は等方応力状態を維持したまま 685.5 分が経過した圧密終了時点でのひずみ分布である。

拘束圧の増加過程において、最大せん断ひずみが 5 箇所で点状に局所化した。 $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布では、これらの箇所において強い膨張と収縮が隣り合わせに生じた。これらの箇所の局所ひずみはいずれも供試体の観察表面付近の気泡にメンブレンが引き込まれたことにより生じたものであり、供試体の本質的な局所変形を示したものではなかった。以上の 5 箇所の局所化領域を無視すると、いずれの段階においても際立った局所変形挙動は確認されなかった。

HCC300_CUB, CD_03, 05, 01 の等方圧密終了までに蓄積された $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布を図 5.21 に示す。LDT により計測した供試体全体の体積収縮量は高拘束が高くなるにつれてわずかに増大したが、ひずみ分布ではその差が現れなかった。またいずれの拘束圧下においても際立ったひずみの局所化傾向は確認できなかった。HCC300_CD_01 (最初の試験) で確認された観察表面付近の気泡による局所変形は、他の (二回目以降の) 試験では見られなかった。

5.3.2 非排水三軸圧縮試験における局所変形挙動の観察

HCC300_CUB の非排水三軸圧縮試験において、図 5.23, 24 のひずみ分布を求めた各段階を図 5.22 の応力ひずみ関係に「|」の記号で表示する。図 5.23 には最大せん断ひずみの分布、図 5.24 には $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布をそれぞれ示す。試験終了時のメンブレンで覆われた状態での供試体の変形状況を写真 5.1 に示す。最終的に発達した二方向のせん断層 1, 2 をそれぞれピンク色、黄緑色の点線で示す。

最大軸差応力の発揮直前 (図 5.23, 24 の左端のひずみ分布, Step 27) において顕著な局所ひずみが見られたのは、観察面の右中央高さから左下端に向かったせん断層 1 の発達領域ではなく、丸印 (図 5.23 では黄色、図 5.24 では水色) で囲まれた供試体中央部と、左側の中央高さよりやや下の領域であった。最大軸差応力の発揮前にひずみの局所化が顕著だったのは、丸印の領域を含む写真 5.1 のせん断層 2 の発達領域であったことが推測される。観察面におけるせん断層 1 の発達に伴う局所ひずみの蓄積は、最大軸差応力の発揮後から顕著に表れた。二つのせん断層付近の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ は膨張傾向を示した。

図 5.23, 24 の丸印の領域では、左端のひずみ分布に矢印で示した一番下の二つの局所化領域がせん断層 2 の発達領域に該当した。それ以外の局所化領域では、軸圧縮が進行するにつれて局所ひずみが減少

した。試験終了後に局所ひずみが減少した領域に該当する供試体表面を目視観察したところ、亀裂やひび割れは確認できなかった。

最大軸差応力の発揮前後における a) 応力ひずみ関係と b) 過剰間隙水圧比と軸ひずみの関係を図 5.25 に示す。図 5.26, 27 のひずみ増分の分布を求めた各段階を「|」の記号で表示する。隣り合う各段階の間で生じた最大せん断ひずみ増分の分布を図 5.26, $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の増分の分布を図 5.27 にそれぞれ示す。図中には図 5.23, 24 の丸印と矢印を該当箇所に表示する。観察面でのせん断層 1 の発達箇所を白い点線で示す。

写真 5.2 に、図 5.26, 27 でひずみ分布を求めた a) Step 18, b) Step 28, c) Step 34 の画像解析の解析写真の一部分を示す。これらの写真は図 5.26, 27 に付した丸印付近の領域を拡大したものである。

図 5.26 の丸印内に着目する。Step 18 から Step 28 の間で局所的な最大せん断ひずみが複数個所で顕著に増大した。これらのひずみの局所化領域のうち、矢印で示した一番下の領域ではそれ以降も局所ひずみの増加が続いたが、丸印内の他の局所化領域では Step 30 から Step 34 の間で最大せん断ひずみが顕著に減少した。図 5.27 では、Step 18 から Step 34 の間で局所ひずみが顕著に増減した領域において強い収縮と膨張を示すひずみ $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ が縞状に現れた。

Step 18 から Step 34 の間で顕著に増減した局所ひずみは、供試体に作用する有効応力が低下して生じたメンブレンのずれによる、見かけの局所ひずみであった可能性が考えられる。図 5.25 b) によると、過剰間隙水圧比は試験開始から Step 28 の段階付近まで増加を続けてほぼ 1 に達し、その後徐々に低下した。すなわち、Step 28 において供試体に作用する有効応力はほぼゼロであり、メンブレンと供試体との間には拘束力がほとんどなかったと考えられる。メンブレンの変形は供試体の変形に追従せず、写真 5.2 に矢印で示すように Step 28 ではメンブレンが弛む箇所がいくつか確認された。これらの箇所はひずみが急激に増減した局所化領域と一致した。Step 30 以降に過剰間隙水圧比が 1 から低下し始めると、メンブレンと供試体との間の拘束力も徐々に回復し、供試体とメンブレンの変形が再び一致し、Step 34 以降には急激なひずみの増減は見られなくなった。

本章で対象とした硬質な地盤材料は、過剰間隙水圧比がほぼ 1 まで上昇しても供試体が大きく変形しないため、非排水試験での画像解析には以上のような見かけの局所ひずみが発生する可能性が確認された。図 5.23, 24 のような大まかな局所変形挙動の把握は可能であるが、これ以上の詳細な検討には注意を要する。

5.3.3 異なる拘束圧下での排水三軸圧縮試験における局所変形挙動の観察

HCC300_CD_03, 01 の異なる拘束圧下での画像解析結果を比較する。いずれも斜め下に向かったせん断層が観察面上に現れたケースである。応力ひずみ関係を図 5.28 に示す。a) は両試験の試験開始から終了まで、b) は HCC300_CD_03, c) は HCC300_CD_01 の最大軸差応力付近の応力ひずみ関係である。各図に画像解析の実施点を「|」の印で示す。

図 5.29, 30 に HCC300_CD_03 の最大せん断ひずみの分布、 $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布をそれぞれ示す。a) は軸圧縮開始からの蓄積ひずみの分布である。b) は a) の各分布の 5 段階前からのひずみ増分、すなわち外部変位計による軸ひずみが約 0.25 % 増加した間の局所ひずみ増分の分布である。HCC300_CD_01 のひずみ分布も同様に図 5.31, 32 に示す。ひずみ分布上の白い点線は、各試験で最終的に最も発達したせん断層の位置である。

図 5.29 b) より、800 kPa の拘束圧下では最大軸差応力発揮前から明確なひずみの局所化領域が現れ、これらは最終的なせん断層の発達領域に含まれていた。すなわち、顕著な局所ひずみは一貫して最終的

なせん断層の発達領域のみに蓄積した。一方図 5.31 b) によると、拘束圧 2400 kPa 下では図 5.28 c) で一時的に軸差応力が低下した段階 (i), ii)) で供試体下部、上部の異なる領域でひずみが局所化し、これらの最大軸差応力発揮前の局所化領域とは異なる位置、角度で最終的なせん断層が発達した (iv), v), vi))。なお 1600 kPa 以上の拘束圧下では、全てのケースで図 5.28 c) のように最大軸差応力への到達以前に軸差応力が一時的に低下した。HCC300_CD_05 でも軸差応力の一時的な低下に応じて複数の異なる領域でひずみの局所化が生じた。

最大軸差応力の発揮後、HCC300_CD_03 では軸差応力が残留値へと低下した。図 5.29 b), 30 b) の iv) から vi) より、局所ひずみはせん断層のみで顕著に増大し、せん断層付近の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ は特に試験終盤において膨張傾向が優勢であった。それ以外の領域では応力除荷による最大せん断ひずみの減少傾向（薄い青の領域の増加）と $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の膨張傾向（薄い赤の領域の増加）が見られた。

HCC300_CD_01 では軸差応力が最大値からほとんど低下せず一定値を保った。図 5.31 b), 図 5.32 b) の iv) から vi) より、せん断層は複数発達し、それらの付近の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ は収縮傾向が優勢であった。せん断層以外の領域での最大せん断ひずみの減少傾向、 $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の膨張傾向は HCC300_CD_03 と比較すると明確でなかった。

HCC300_CUB, CD_03, 05, 01 の最大軸差応力発揮後の最大せん断ひずみと $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布、試験後の供試体観察面の写真を図 5.33 に示す。HCC300_CUB, CD_03, 01 () ではせん断層は写真に示す白い点線上に現れ、HCC300_CD_05, 02, 04 では観察面と 90 度異なる側面でせん断層が確認された。高拘束圧下ほどひずみの局所化領域が複数形成され、最終的に最も発達したせん断層以外の箇所での変形が大きくなった。せん断層上の体積ひずみは拘束圧 400 kPa 下では膨張側に蓄積したが、拘束圧 2400 kPa 下では収縮側に蓄積した。また、高拘束圧下ほど供試体全体で体積収縮傾向が強くなった。

図 5.33 に白い点線で示したせん断層付近のみの局所ひずみの平均値の推移を、HCC300_CD_03, 01 で求めて図 5.34 に示す。最大、側方ひずみ (ϵ_1 , ϵ_3) の目盛りは右側、両主ひずみの和 ($\epsilon_1 + \epsilon_3$) の目盛りは左側の縦軸に従っている。最大軸差応力発揮後のひずみの蓄積量に着目すると、拘束圧 800 kPa 下 (HCC300_CD_03) では ϵ_1 の増加量が ϵ_3 の膨張側への増加量を下回った結果、 $\epsilon_1 + \epsilon_3$ 値の増加は収縮から膨張傾向に転じた。図 5.33 b) に示した複数のクラックの集合として形成されたせん断層の付近では、 ϵ_3 の膨張側への増加量が大きかった。一方拘束圧 2400 kPa 下 (HCC300_CD_01) では ϵ_1 の増加量は拘束圧 800 kPa 下と同程度であったが、 ϵ_3 の膨張側への増加量が小さかったため、 $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の値の増加は最大軸差応力発揮以前よりも強い収縮傾向を示した。

5.4 変形強度特性に及ぼす高強度セメント改良粘土の微視的構造の変化

SEM-EDS を用いて、三軸圧縮試験を実施した試料の微視的構造の観察とその成分（元素）分析を行った。表 5.3 に観察試料の一覧表を示す。CG_00, CB_00 はそれぞれ改良前の新門司浚渫土、高炉セメント B 種である。HCC300_00, 400_00 は未試験の改良粘土であり、供試体成形により残存した試料片を用いた。図 5.35 に HCC300_CD_03, 01 の各試料の採取位置の概要を示す。

5.4.1 試料の準備方法

三軸圧縮試験を実施した試料はいずれも含水比測定のために炉乾燥した。全ての観察試料において乾燥収縮の影響を同程度とするため、新門司浚渫土 CG_00 と未試験試料 HCC300_00, 400_00 も炉乾燥によって試料内の水分を除去した。高炉セメント B 種は炉乾燥による変質の影響を防ぐため、自然乾燥状態のまま観察した。

新門司浚渫土は試料台の上で自然含水状態から円盤状に自然乾燥させ、最後に炉乾燥した。観察面は自然に形成された平面である（写真 5.3 a））。

高炉セメント B 種の観察面は、カーボン両面テープ（導電性粘着シート）を貼り付けた試料台に粉末のまま載せ、テープで固定しきれない粉末をエアスプレーで除去して得られる面とした（写真 5.3 b））。

乾燥した供試体からの観察断面の準備法は 4.4 節の流動化処理土の方法と概ね同様である。水平断面の観察断面は、硬質試料成形装置によって切り分けた数 cm 角のブロックから炉乾燥の過程において形成された亀裂（HCC300_00, 400_00）か、端部に入れた切り込みから試料を切断することによって得られる人工的な亀裂（HCC300_CD_03_H, 01_H）とした。せん断層や縦亀裂の観察断面（HCC300_CD_03_SB, 01_SB, 03_PB）は軸圧縮により形成された断面とした。局所化領域の観察断面（HCC300_CD_01_SL）は、周囲を 2 ~ 3 cm 角程度の小ブロックに成形後、ブロックの両端部から手で曲げ力をかけることによって得られた断面とした。各試料の観察面を写真 5.3 c) ~ j) に示す。

試料の観察表面に均一な導電性を持たせるため、白金バナジウムを蒸着（コーティング）した。改良土の試料と試料台の接着には銀ペーストを用いた。帯電防止の目的で、高炉セメント B 種を除く試料表面の端部と試料台をドータイトで二箇所程度接続した。

5.4.2 改良前の新門司浚渫土、セメントと改良体に含まれるセメント結晶の観察および成分分析結果

図 5.36 に SEM による新門司浚渫土の観察画像を示す。b), c), d) はそれぞれ a), b), c) の中央部の拡大画像である。e), f) は a), b) の白枠内の拡大画像である。団粒化した平板状の土粒子の中に、網目状（図 5.36 d））、棒状、輪状（図 5.36 e), f））の数種類の生物死骸が認められた。これらはいずれも珪藻類であると考えられる。珪藻類は数 μm から 10 μm 程度のものが大半を占めるが、図 5.36 e) のように浚渫土の平均粒径（10.1 μm ）を大きく超えるものもしばしば確認された。

図 5.36 d) の土粒子（計測点 1）と珪藻（計測点 2）の EDS による成分分析結果を表 5.4 に示す。いずれも Si を主体とし、続いて Al（と O）の混入量が多い。計測点 2 の分析結果に示すように、Fe をやや多く含む珪藻類が認められた。Ca は珪藻類からわずかに検出されたが、土粒子からは検出されなかった。

図 5.37 に SEM による高炉セメント B 種の観察画像を示す。b), d) はそれぞれ a), b) の中央部の拡大画像である。c) は b) の白枠内の拡大画像である。セメント粉末は数 μm から数十 μm の角張った粒子により構成されていた。表 5.4 の計測点 3 の成分分析結果によると、セメント粉末からは Si と Ca

がほぼ同量検出されたほか、Al も少量検出された。

5.4.3 配合の異なる高強度セメント改良粘土の微視的構造の比較

図 5.38 にセメント添加量 300 kg/m^3 の未試験試料、HCC300 の SEM による観察画像を示す。b), c), d) はそれぞれ a), b), c) の中央部の拡大画像である。e), f) は c) の白枠内の拡大画像である。g) は a) の範囲に含まれない別の箇所で観察した画像である。図 5.39 にはセメント添加量 400 kg/m^3 の未試験試料、HCC400 の試料の SEM による観察画像を示す。b), c), d) はそれぞれ a), b), c) の中央部の拡大画像である。e) は a) の範囲に含まれない別の箇所で観察した画像である。表 5.5 には図 5.38, 39 に示す計測点 4～6 での EDS による成分分析結果を示す。

図 5.38 d) 右上端の成分分析実施点（計測点 4）上や f) の中央部、図 5.39 e) の成分分析実施点（計測点 6）上にみられる板状の結晶がいずれの試料からもしばしば確認された。表 5.5 の分析結果において計測点 4 や 6 から Ca が Si と同程度かそれ以上に検出されたことも考慮すると、これらの結晶は針状結晶から水和反応がより進んだモノサルフェート水和物である可能性が考えられる。

いずれの試料も後述の試験後試料と比較すると針状結晶が非常に少なく、それよりも細かい糸状の付着物が土粒子や珪藻類の表面を覆っていた。糸状の付着物が $1 \mu\text{m}$ 以下の空隙を多量に形成し、 $10 \mu\text{m}$ 程度の空隙もしばしば見られた。糸状の付着物で覆われた土粒子と考えられる構造の一点を計測点 5 とし、表 5.5 に成分分析結果を示す。浚渫土の土粒子からは検出されなかった Ca を含むことから、糸状の付着物はセメントの結晶であると考えられる。

図 5.38 g) に示すように、珪藻類も内部に土粒子やセメント水和物を含まずに大きな空隙を形成していた。

HCC300, 400 のいずれの試料も第 4 章の流動化処理土と比較するとセメント結晶を多く含む緻密な固結構造を有していた。5000 倍の拡大画像を比較すると、HCC400 においてより綿密な糸状の付着物や緻密なセメント水和物が多く見られたが、配合の違いによる明確な微視的構造の差は確認されなかった。

5.4.4 排水三軸圧縮試験における微視的構造の変化

HCC300_CD_03 の試験後試料から採取した水平断面試料の SEM による観察画像を図 5.40 に示す。b), c), d), f) はそれぞれ a), b), c), e) の中央部の拡大画像である。e) は b) の白枠内の拡大画像である。せん断層に含まれない箇所から採取した水平断面の固結構造は、図 5.38 の未試験試料の断面の固結構造と概ね同様で、軸圧縮による固結構造の変化は確認できなかった。

HCC300_CD_03 の試験後試料から採取したせん断層試料の SEM による観察画像を図 5.41 に示す。b), c), d), f), g), h) はそれぞれ a), b), c), e), f), g) の中央部の拡大画像である。e) は b) の白枠内の拡大画像である。せん断応力を発揮しながらせん断層上部の土塊がせん断層に沿って斜め下に移動したことにより、試験前の固結構造は消失した。土粒子、セメント水和物、珪藻が擦れ合うことによって滑らかな面を形成し、その面上に $10 \mu\text{m}$ 弱の粒子が多量に付着していた。g) の粒子上の一点（計測点 7）で実施された EDS による成分分析の結果を表 5.6 に示す。Ca が多く検出されていることからセメント水和物を含んでいるものと考えられる。その他いくつかの粒子、滑らかな面上で成分分析を実施したが、いずれも Ca の重量が最も大きかった。

HCC300_CD_03 の試験後試料から採取した割裂断面試料の SEM による観察画像を図 5.42 に示す。b),

c), d), f), g) はそれぞれ a), b), c), e), f) の中央部の拡大画像である。e) は a) の白枠内の拡大画像である。図 5.41 のせん断層と同様に、擦れ合った痕跡のある滑らかな面の上に数 μm ~10 μm ほどの団粒が付着していた。d) の団粒上の一点（計測点 8）と f) の面上の一点（計測点 9）で実施された成分分析結果を表 5.6 に示す。団粒からは Ca の検出重量が最も多いが Si と同程度であったのに対し、滑らかな面からは Si の検出重量が最も多く、Ca の検出重量は Fe よりも少なかった。

縦亀裂はせん断層の発達過程において形成された副次的な破壊面であり、せん断層と比較すると面上のせん断応力の大きさや変形量は小さかったと考えられる。しかし、図 5.41 と図 5.42 の観察画像からは有意な差は認められなかった。また縦亀裂上の団粒と滑らかな面の成分分析結果の相違についても、せん断層の分析結果との差に有意性があるか不明である。

HCC300_CD_01 の試験後試料から採取した水平断面試料の SEM による観察画像を図 5.43 に示す。b), c), d) はそれぞれ a), b), c) の中央部の拡大画像である。図 5.37 の未試験試料や図 5.40 の 800 kPa の拘束圧下で軸圧縮された試料と比較して、固結構造が全体的に押しつぶされて高低差が小さく、糸状の付着物が押し付けられた印象、すなわち観察表面に収縮変形の形跡が見られた。

d) で成分分析を実施した計測点 10 付近に見られる針状の構造は表 5.6 の分析結果において Ca を多く含むことから、エトリンガイトであると推測される。このような針状結晶は他にも図 5.40 g) など、ひずみの局所化による固結構造の大きな破壊がない試験後の試料で確認され、未試験の試料では見られなかった。供試体を飽和させる過程で通水したときに供給された新たな水分と、試験前に未反応のまま残存したセメントが水和反応を起こした結果生じた結晶であると考えられる。

HCC300_CD_01 の試験後試料から採取したせん断層試料の SEM による観察画像を図 5.44 に示す。b), c), d), f), g) はそれぞれ a), b), c), e), f) の中央部の拡大画像である。e) は a) の白枠内の拡大画像である。図 5.41 のせん断層と同様に、擦れ合った痕跡のある滑らかな面の上に数 μm ~10 μm ほどの団粒が付着していた。定量的な評価は行っていないが、観察試料表面の全体の面積に対する滑らかな面の占める面積が図 5.41 よりも多く、面上の小さな凹凸が少なかった。5.2.3 項, 5.2.4 項に示した通り、せん断層が発達する段階で残留していた軸差応力は拘束圧の低い（800 kPa）HCC300_CD_03 よりも大きく、面上のせん断応力も直応力も大きかったことに起因したものと考えられる。

HCC300_CD_01 の試験後試料から採取した横方向局所化領域の試料の SEM による観察画像を図 5.45 に示す。b), c), d), f), g) はそれぞれ a), b), c), e), f) の中央部の拡大画像である。e) は b) の白枠内の拡大画像である。供試体奥行き（D）方向に写真 5.3 j) からも判別可能な段差が見られた。b), c), d) のようにこの段差と 90 度異なる向きに擦れ合った痕跡の認められる面も存在したが、観察試料表面のほとんどの部分は数 μm ~10 μm ほどの団粒が付着していた。擦れ合った面の凹凸は図 5.44 のせん断層よりも大きかった。せん断層と比較して、ひずみの局所化領域に沿った変形が小さかったためであると考えられる。

5.5 変形強度特性についての考察

局所変形挙動、微視的構造の観察から得られた知見をもとに、セメント改良粘土の変形強度特性に及ぼす拘束圧の影響について検討する。

5.5.1 軸圧縮初期から最大軸差応力発揮までの変形強度特性

第4章の流動化処理土の排水三軸圧縮試験結果では、有効応力経路において一軸圧縮強さ q_u と同程度の大きさの最大有効主応力 σ_1' を境に異なる傾向を示した。

図 5.46 にセメント改良粘土の三軸圧縮試験における有効応力経路を示す。接線ヤング率（図 5.13）が初期値の 10 % 以下となった初めの点を降伏点（Yield point）とし、図中に黄色い丸印で表示する。LDT による軸ひずみが 0.05, 0.2 %, 0.4 % となった段階での応力状態を白、ピンクの星印で示す。

σ_1' が q_u ($= 5.24 \text{ MPa}$) に一致する応力状態 ($\sigma_1' = q_u$) を黒の点線で示す。LDT による軸ひずみが 0.05 % となった段階は、いずれの試験においても軸差応力が 2000 kPa から 3000 kPa の同程度の範囲にあり、 $\sigma_1' = q_u$, $p' = p_c$, $p' = q_u$ との相関は見られなかった。

HCC300_CUB, CD_02, 03, 05 の初期剛性の降伏点および LDT による軸ひずみが 0.4 % となった段階は境界線 $\sigma_1' = q_u$ の周辺に分布した。初期剛性の低下と応力状態 $\sigma_1' = q_u$ との間には概ね流動化処理土と同様の相関が見られるものの、HCC300_CD_04, 01 においてはこの限りでない。また、各試験の最大軸差応力発揮時の応力状態と $\sigma_1' = q_u$ の境界線との相関は見られなかった。セメント改良粘土の強度（例えば $q_u = 5.24 \text{ MPa}$ ）に対する拘束圧の最大値 ($= 2400 \text{ kPa}$) は 1/2 倍弱と小さかったため、各拘束圧で得られた試験結果の相違点を有効応力経路上で分類、説明することができなかった。流動化処理土のように改良土自体の強度よりも高い拘束圧下での試験結果も加えることが望ましいものの、試験装置の制約により実現は難しい。

図 5.7 の矢印の段階における軸差応力を各ケースの最大軸差応力とし、これらの段階での有効応力のモール円から強度定数を求めた結果を図 5.47 に示す。単一の破壊包絡線を引くことが難しかったため、任意の二つのモールの応力円上で最も高いせん断応力の値を通る包絡線 1（HCC300_CD_02, 05 による、緑の点線）と、最も低いせん断応力の値を通る包絡線 2（HCC300_CUB, CD_01 による、オレンジの点線）の二本から二種類の強度定数 (ϕ'_1, c'_1), (ϕ'_2, c'_2) をそれぞれ求めた。メンブレンの穴あきの可能性を指摘した HCC300_CD_04 の応力円は除外した。表 5.7 に二種類の強度定数をまとめる。いずれの包絡線からも高い見かけの粘着力を得た。包絡線 1 からは比較的大きな内部摩擦角が得られた。

材齢の違い（表 5.1）により HCC300_CD_05 を除外し、破壊包絡線 2 による強度定数 ($\phi'_2 = 13.8 \text{ deg.}$, $c'_2 = 2197 \text{ kPa}$) を代表値とする。本章で対象としたセメント改良粘土は最大軸差応力の拘束圧依存性が低く、見かけの粘着力により高い強度を発揮する材料であったと言える。

図 5.48 に主応力比と軸ひずみとの関係を示す。非排水条件下での最小有効主応力 σ_3' 低下による主応力比の極端な増加を無視し、縦軸のスケールは HCC300_CUB を除いたケースを基準に設定した。最大軸差応力発揮までは低拘束圧下ほど同一の軸ひずみにおける主応力比が大きな値を示した。前述のように見かけの粘着力が大きい地盤材料では、異なる拘束圧下における試験結果を主応力比 R で比較することは適切でないと考えられる。

そこで見かけの粘着力を考慮した主応力比 R^* を定義し、この値を用いて試験結果を比較した。 R^* は図 5.47 の破壊包絡線を図 5.49 の模式図のように負の直応力まで擬似的に延長することによって得られ、

次式 5.2 で示される。

$$R^* = (\sigma_1' + c' \cot \phi') / (\sigma_3' + c' \cot \phi') \quad \text{式 5.2}$$

図 5.50 に二種類の破壊包絡線により求めた R^* と軸ひずみとの関係を示す。载荷初期から最大軸差応力発揮前までの段階に着目するため、軸ひずみは LDT による計測値とした。粘性土の土粒子間で本来発揮される摩擦力が内部摩擦角に、セメントによる固化改良の効果が見かけの粘着力にそれぞれ寄与し、これらがせん断開始から最大軸差応力発揮まで一定であったと仮定すると、見かけの粘着力を考慮した主応力比 R^* の载荷初期の推移は拘束圧によらず全ての試験ケースにおいて等しくなると考えられる。しかし図 5.50 によると、高拘束圧下ほど小さなひずみレベルから剛性が低下し、同じ軸ひずみで発揮される R^* が小さくなった。これはセメントによる固化改良の効果も粘性土の土粒子間力も応力状態に応じて刻々と変化し、高拘束圧下ほど早期に固結構造が劣化したためであったと考えられる。

画像解析を実施したケース HCC300_CD_03, 05, 01 において、LDT による軸ひずみが 0.25 %, 0.50 %, 0.75 % に最も近い段階での最大せん断ひずみの分布を図 5.51 に示す。また、図 5.51 の各分布間で生じたひずみ増分の分布を図 5.52 に示す。HCC300_CUB は前述のとおり過剰間隙水圧の影響で最大軸差応力発揮までの局所ひずみの精度が低いと考えられるため、検討対象から除外した。

図 5.50 によると、図 5.51 の三段階における R^* の値はいずれも HCC300_CD_05 ($\sigma_c' = 1600$ kPa), 01 ($\sigma_c' = 2400$ kPa) で概ね等しく、HCC300_CD_03 で大きかった。HCC300_CD_05, 01 では固結構造の早期劣化に伴うひずみの局所化が HCC300_CD_03 よりも顕著であることが予想されたが、図 5.51, 52 によると各試験の段階ごとのひずみ分布には明瞭な差が見られなかった。5.3.2 項でも指摘したとおり、初期剛性の低下と局所変形挙動との関係を明らかにするには本研究の画像解析の解析精度と画像の取得間隔の条件が不十分であり、更に微視的な視点での検討が必要であったと考えられる。

5.5.2 最大軸差応力発揮後の変形強度特性

最大軸差応力の発揮後、拘束圧の低い 3 ケース (HCC300_CUB, CD_02, 03) では軸差応力が残留値まで低下した。拘束圧の高い 3 ケース (HCC300_CD_04, 05, 01) では軸差応力の最大値からの低下量が小さかった (図 5.7)。

軸差応力が残留値まで低下した 3 ケース (HCC300_CUB, CD_02, 03) では、せん断層上で発揮された応力が支配的となった。せん断層上のみでの顕著な変形 (図 5.29) により見かけの粘着力はゼロに近づいたものと考えられる。図 5.48 によると、3 ケースの残留状態における主応力比 R は拘束圧の高い HCC300_CD_03 でより小さかった。残留状態での見かけの粘着力がゼロであったと仮定すると、高拘束圧下ほど土粒子が破碎 (細粒化) して内部摩擦角が小さくなったことによるものと考えられる。

軸差応力の最大値からの低下が小さかった 3 ケース (HCC300_CD_04, 05, 01) ではせん断層だけに変形が集中せず、供試体全体が変形しながら高い応力状態を維持した。せん断層上での変形が卓越しにくかった (図 5.31) ため、見かけの粘着力は HCC300_CUB, CD_02, 03 よりも低下しにくかったことが予想される。前述の 3 ケースの主応力比の比較から、内部摩擦角は高拘束圧下ほど低下して R を低下させたものと考えられるが、見かけの粘着力の残留値は HCC300_CUB, CD_02, 03 よりも大きいため、各試験の主応力比の差は最大軸差応力の発揮時と比較すると小さくなったと考えられる。

局所変形領域以外の箇所での最大せん断ひずみと $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の収縮量は高拘束圧下でより大きく (図

5.33), SEM による観察画像では高拘束圧下において収縮変形の形跡が見られた (図 5.43)。せん断層付近の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ は高拘束圧下でより収縮傾向が強く (図 5.33), SEM によるせん断層上の観察結果では高拘束圧下において土粒子が押しつぶされた平滑な面がより多かった (図 5.44)。以上より, 画像解析結果と SEM 画像の観察結果は定性的に一致していた。

5.6 載荷速度依存性

高強度セメント改良粘土の載荷速度依存性を検討するために実施した排水／非排水三軸圧縮試験の諸条件を表 5.8 に示す。5.5 節までと同様のセメント添加量 300 kg/m^3 のセメント改良粘土 HCC300 に加え、セメント添加量を 400 kg/m^3 としたセメント改良粘土 HCC400、セメント改良砂 CST についても試験を行い、結果を比較した。

供試体は直径 $\phi 50 \text{ mm}$ 、高さ 100 mm の円柱形とし、鉛直方向に LDT を一対取り付けて軸ひずみを計測した。拘束圧は全て 100 kPa とした。端面の拘束条件や飽和過程（二重負圧法の適用と背圧 200 kPa の加圧）、飽和度を示す B 値の計測は表 5.1 の 6 ケースに準じた。圧密終了後の等方応力状態において、初期剛性（等価ヤング率）を求めるために微小ひずみ繰返し載荷を実施した。載荷速度は軸圧縮中に 0.004 \%/min から 4 \%/min まで 1000 倍急変させた。微小ひずみ繰返し載荷による等価ヤング率 E_{S_LDTs} は供試体の型枠からの脱型後に計測された超音波速度測定による剛性 G_D 、 E_D と併せて表 5.8 に記載した。

5.6.1 セメント添加量の異なる高強度セメント改良粘土の応力ひずみ関係の概要

図 5.53 に軸差応力と軸ひずみの関係を示す。HCC300 では排水試験の最大軸差応力が非排水試験の最大軸差応力を上回った。HCC400 の排水、非排水試験では最大軸差応力を発揮する段階まではほぼ同一の応力ひずみ関係を示した。最大軸差応力の発揮後、排水試験では軸差応力の残留値への低下がより顕著であった。HCC300 の非排水試験を除いて応力の残留値は同程度の値となった。写真 5.4 に示すように試験終了後の供試体は複数のせん断層や亀裂を生じて破壊しており、破壊の状況や程度と残留強度との間には明確な相関は見られなかった。

体積ひずみと軸ひずみの関係を図 5.54 に示す。排水試験において体積ひずみは最大軸差応力発揮付近までは収縮挙動を示し、その後膨張傾向を示した。収縮量、膨張量ともに HCC300 のほうが大きかった。

過剰間隙水圧と軸ひずみの関係を図 5.55 に示す。非排水試験における最大軸差応力を発揮するまでに正の過剰間隙水圧が 100 kPa （与えた有効拘束圧）近くまで上昇したが、その後は負の過剰間隙水圧を生じ、 -300 kPa （負の過剰間隙水圧の限界値、背圧分の水圧 -200 kPa と絶対真空の和）近くまで低下した。HCC400 では軸ひずみ 6 \% 付近での軸差応力の急激な低下（図 5.53 参照）に伴い、過剰間隙水圧が 0 kPa 付近まで再上昇した。

5.6.2 高強度セメント改良粘土の載荷速度依存性

HCC300, 400 の排水試験における、三軸圧縮開始から軸差応力が最大値付近を示すまでの軸差応力と軸ひずみの関係を図 5.56 に示す。ひずみ速度 0.04 \%/min. を基準速度 $\dot{\epsilon}_0$ とし、応力ひずみ曲線の近傍に各段階における速度を表示する。また同一の載荷速度で得られた応力ひずみ曲線を繋げた補助線を図中に点線で模式的に示す。HCC300, 400 とともに載荷速度の急増／急減により高剛性を示した後に降伏し、それまでよりも高い／低い応力レベルでの応力ひずみ曲線に移行する Isotach 粘性を示した。図 5.57 に示す通り、非排水試験でも同様の傾向が得られた。補助線を参考にすると、軸差応力の最大値付近では載荷速度が 1000 倍増加すると軸差応力の値が約 1.2～1.3 倍程度となった。

図 5.56 の三軸圧縮初期を拡大した軸差応力と LDT による軸ひずみの関係を図 5.58 に示す。全ての試験において、図 5.58 b), d) のように載荷初期から Isotach 粘性が明確に見られた。この段階で Isotach 粘性による載荷速度への軸差応力の依存性は強度（配合）や排水条件によらず同程度であった。

HCC300_CSR_CD における、軸差応力の低下過程から残留状態に至るまでの軸差応力と軸ひずみとの関係を図 5.59 に示す。写真 5.5 には軸差応力が低下する間の供試体の変形状況を表示する。試料の強度や排水条件に依存せず、全ての試験で図 5.59 の段階においても Isotach 粘性を示した。HCC400_CSR_CUB を除き、軸差応力の残留状態においては载荷速度が 1000 倍増加すると軸差応力が約 1.1 倍程度（軸ひずみ 8.5 % 付近での補助線を参考に算出）となった。

図 5.60 に示すように、HCC400_CSR_CUB では軸ひずみが 8 % 程度となってから不安定な応力ひずみ関係となり、軸ひずみが 8.5～9.7 % の間では载荷速度の急変により応力レベルが不規則に変化した。

5.6.3 セメント改良砂の応力ひずみ関係の概要

図 5.61 に軸差応力と軸ひずみの関係を示す。非排水試験の最大軸差応力が最も大きかった。最大軸差応力の発揮後、排水試験では軸差応力の残留値への低下がより顕著であった。任意の軸ひずみにおけるひずみ速度が異なるため厳密な比較はできないものの、二つの排水試験の応力レベルは試験全体を通して概ね等しかった。

写真 5.6 に示すように試験終了後の供試体は完全に発達した単一のせん断層と副次的な斜め亀裂を生じて破壊しており、破壊の状況や程度と残留強度との間には明確な相関は見られなかった。

体積ひずみと軸ひずみの関係を図 5.62 に示す。排水試験において体積ひずみは初期に収縮挙動を示した後、軸差応力が最大となる以前に膨張傾向を示した。いずれの試験においてもひずみが局所化してせん断層が形成されるのに伴って供試体全体の体積膨張傾向が弱まった。

過剰間隙水圧と軸ひずみの関係を図 5.63 に示す。非排水試験において三軸圧縮初期に正の過剰間隙水圧が 50 kPa（与えた有効拘束圧の半分）近くまで上昇したが、その後は負の過剰間隙水圧を生じ、-300 kPa（負の過剰間隙水圧の限界値、背圧分の水圧 -200 kPa と絶対真空の和）近くまで低下した。

5.6.4 セメント改良砂の载荷速度依存性

CTS_CSR_CD2 と CTS_CSR_CUB における、三軸圧縮開始から軸差応力が最大値付近を示すまでの軸差応力と軸ひずみの関係を図 5.64 に示す。同一の载荷速度で得られた応力ひずみ曲線を繋げた補助線を図中に点線で模式的に示す。いずれも载荷速度の急増／急減により高剛性を示した後に降伏し、それまでよりも高い／低い応力レベルでの応力ひずみ曲線に移行する Isotach 粘性を示した。CTS_CSR_CD1 でも同様の傾向が得られた。速度一定载荷でピーク強度を示したと考えられる軸ひずみの段階において補助線を参考にとすると、载荷速度が 1000 倍増加すると軸差応力の値が約 1.2 倍程度となった。

三軸圧縮初期のみを拡大した軸差応力と LDT による軸ひずみの関係を図 5.65 に示す。いずれの試験においても载荷初期から Isotach 粘性が明確に見られた。またこの段階において、Isotach 粘性による载荷速度への軸差応力の依存性は非排水試験においてより顕著であった。

CST_CSR_CD における、軸差応力の低下過程から残留状態に至るまでの軸差応力と軸ひずみの関係を図 5.66 に示す。写真 5.7 には軸差応力が低下する間の供試体の変形状況を示す。図 5.66 a) より、軸差応力が最大値付近から低下し始めても Isotach 粘性は継続した。しかし軸差応力が残留状態に近づくにつれて、各载荷速度での軸差応力の差が小さくなった。

図 5.67 に、図 5.66 と同一段階における軸差応力と LDT による軸ひずみの関係を示す。各 LDT の配置は写真 5.7 a) に示されている。図 5.67 において二つの LDT により計測された軸ひずみがほぼ同程度の値を示しながら増加した段階では明瞭な Isotach 粘性を示し、ひずみの局所化挙動が目視では確認されなかった。供試体左上端部からの斜め亀裂（写真 5.7 a) の局所破壊 1）を生じ、二つの LDT により

計測されたひずみ値が応力除荷によって減少した後、各載荷速度での軸差応力の差が小さくなった。いくつかの斜め亀裂を生じて供試体を右上・左下に分断したせん断層（写真 5.7 b), c) の局所破壊 3）が発達すると、図 5.66 b) に示すように載荷速度の急変直後に応力レベルが移行した後、単一の応力ひずみ関係に漸近する TESRA 粘性を示した。

5.6.5 考察

5.6 節の一連の試験と同様に載荷速度を急変させた三軸圧縮試験において、セメント改良礫（Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005）や堆積軟岩（本論第 7 章）など、セメントによる固化や年代効果などで土粒子間が固結されている地盤材料においては、最大軸差応力を発揮するまでの応力特性が Isotach 粘性を示したことが報告されている。

正規圧密したカオリン、四日市海成粘土、藤の森粘土の非排水三軸圧縮試験においては、最大軸差応力を発揮するまでの応力特性がいずれも Isotach 粘性を示したことが報告されている（桃谷, 1998）。写真 5.5 と写真 5.4 に示した三軸圧縮中、三軸圧縮後の供試体写真より、本研究のセメント改良粘土では目視で確認可能な亀裂やせん断層が発達した段階、すなわち不連続面上で浚渫土自体のせん断抵抗が支配的になったと考えられる段階においても、粘性の傾向が変化しなかった。従ってセメント固化による土粒子間の固結構造により発揮される粘性と浚渫土自体が本来持つ粘性により、三軸圧縮中に一貫して Isotach 粘性を示したと考えられる。この結果、本研究のセメント改良粘土は任意の軸ひずみ（変形量）において載荷速度が大きいほど高い軸差応力（応力レベル）に移行する載荷速度依存性を示したと考えられる。

セメント改良礫では最大軸差応力の発揮後に TESRA 粘性に移行したことが報告されている（Kongsukprasert and Tatsuoka, 2005）。豊浦砂は三軸圧縮初期から TESRA 粘性を示したことが報告されている（Kiyota and Tatsuoka, 2006）。既往のセメント改良礫で得られた挙動と同様に、本研究のセメント改良砂はセメント固化による土粒子間の固結構造がある程度持続された間は Isotach 粘性を示したと考えられる。写真 5.7 c) の局所破壊 3 のような明確なせん断層上での変形が蓄積したことによって土粒子間の固結構造が失われ、豊浦砂自体のせん断抵抗がせん断層上で発揮された段階においては、豊浦砂が本来持つ TESRA 粘性を示したと考えられる。

この結果、本研究のセメント改良砂では、三軸圧縮の進行に伴って載荷速度依存性が次のように変化したと考えられる。三軸圧縮初期から軸差応力が低下した間、すなわちセメント固化による土粒子間の固結構造がある程度持続された間は、任意の軸ひずみ（変形量）において載荷速度が大きいほど高い軸差応力（応力レベル）に移行する載荷速度依存性を示した。明確なせん断層上での砂粒子間の固結構造の損失により、砂のせん断抵抗が発揮された残留状態では、載荷速度の急変直後に軸差応力（応力レベル）が移行した後単一の応力ひずみ関係に漸近する載荷速度依存性を示した。

5.7 本章のまとめ

本章で得られた結論を以下にまとめる。

等方圧密における変形強度特性

載荷した拘束圧の範囲（400 kPa から 2400 kPa）は一次元圧密試験から得られた見かけの先行圧密応力（7.65 MPa）と比較すると小さく、等方圧密による収縮量は極めて小さかった。際立った局所変形挙動も確認されなかった。

三軸圧縮における変形強度特性

拘束圧 400 kPa 下において、非排水試験で得られた最大軸差応力の値は排水試験で得られた値よりも低かった。非排水試験では、過剰間隙水圧の上昇に伴うメンブレンのずれに起因した画像解析結果の乱れが確認された。

異なる拘束圧下における排水試験の最大軸差応力は拘束圧に応じてある程度増加したが、拘束圧依存性は低く、供試体のばらつきの影響が大きかった。

拘束圧 800 kPa 以下では最大軸差応力発揮以前から最終的なせん断層の発達領域にひずみが局所化した。明確なせん断層が形成され、残留状態まで応力が低下した。800 kPa の拘束圧下では複数のクラックの集合としてせん断層が形成され、側方ひずみの膨張側への増加量が大きかった。

拘束圧 1600 kPa 以上では複数箇所においてひずみの局所化が生じ、初めに現れたひずみの局所化領域は最終的に最も発達したせん断層の領域に必ずしも一致しなかった。最大軸差応力発揮後も供試体全体で変形が大きくなり、高い応力レベルを維持した。2400 kPa の拘束圧下では最も発達したせん断層付近においても側方ひずみの膨張側への増加量が小さく、せん断層付近もそれ以外の領域も収縮傾向を示した。

画像解析による局所変形挙動の分析結果と SEM 画像の観察結果は定性的に一致した。

見かけの粘着力を考慮した主応力比 R^* は高拘束圧下ほど小さなひずみレベルから低下した。セメントによる固化改良の効果も粘性土の土粒子間力も応力状態に応じて刻々と変化し、高拘束圧下ほど早期に固結構造が劣化したためであると考えられるが、 R^* が低下し始めたひずみレベルの小さな段階の画像解析結果からは拘束圧ごとの固結構造の劣化の違いを明らかにできなかった。

載荷速度依存性

セメント固化による土粒子間の固結構造により発揮される粘性と、浚渫土自体が本来持つ粘性により、本研究のセメント改良粘土は任意の変形量において載荷速度が大きいほど高い応力レベルに移行する載荷速度依存性（Isotach 粘性）を示すことが分かった。応力の載荷速度依存性はセメント混合量の差（強度の差）や排水条件によらず同程度であった。

本研究のセメント改良砂においては、三軸圧縮初期から軸差応力が低下した間、すなわちセメント固化による土粒子間の固結構造がある程度持続された間は、任意の変形量において Isotach 粘性を示した。三軸圧縮初期の段階における載荷速度依存性は非排水条件においてより顕著であった。明確なせん断層上での砂粒子間の固結構造の損失によって砂のせん断抵抗力が発揮された残留状態では、載荷速度の急変直後に応力レベルが移行した後単一の応力ひずみ関係に漸近するひずみ速度依存性（TESRA 粘性）を示した。

今後の課題

見かけの粘着力を考慮した主応力比 R^* が高拘束圧下ほど小さなひずみレベルから低下したメカニズムと、セメント改良粘土の微視的構造の劣化との関係を明らかにしたい。現状の三軸圧縮試験から得られる供試体全体の平均値としての応力状態と、供試体表面の画像解析および試験後試料の SEM 画像の分析から得られた結果からは、上記関係を明確にできなかった。異なる手法の開発，検討が必要であると考えられる。

表 5.1 各供試体の物理特性と三軸圧縮試験の試験条件（セメント添加量 300 kg/m³）

試験ケース	養生日数 (days)	w ₀ (%)	ρ _{t0} (g/cm ³)	ρ _{d0} (g/cm ³)	σ _c ' (kPa)	B値	排水／ 非排水	備考
HCC300_CUB	32	88	1.441	0.766	400	0.80	非排水	－
HCC300_CD_02	31	93	1.445	0.750	400	0.81	排水	－
HCC300_CD_03	32	94	1.436	0.739	800	0.74	排水	－
HCC300_CD_05	31	92	1.436	0.749	1600	0.61	排水	－
HCC300_CD_04	41	96	1.438	0.735	1600	0.68	排水	メンブレンに穴あき（せん断中）
HCC300_CD_01	31	89	1.439	0.760	2400	0.69	排水	供試体初期高さが 154 mm

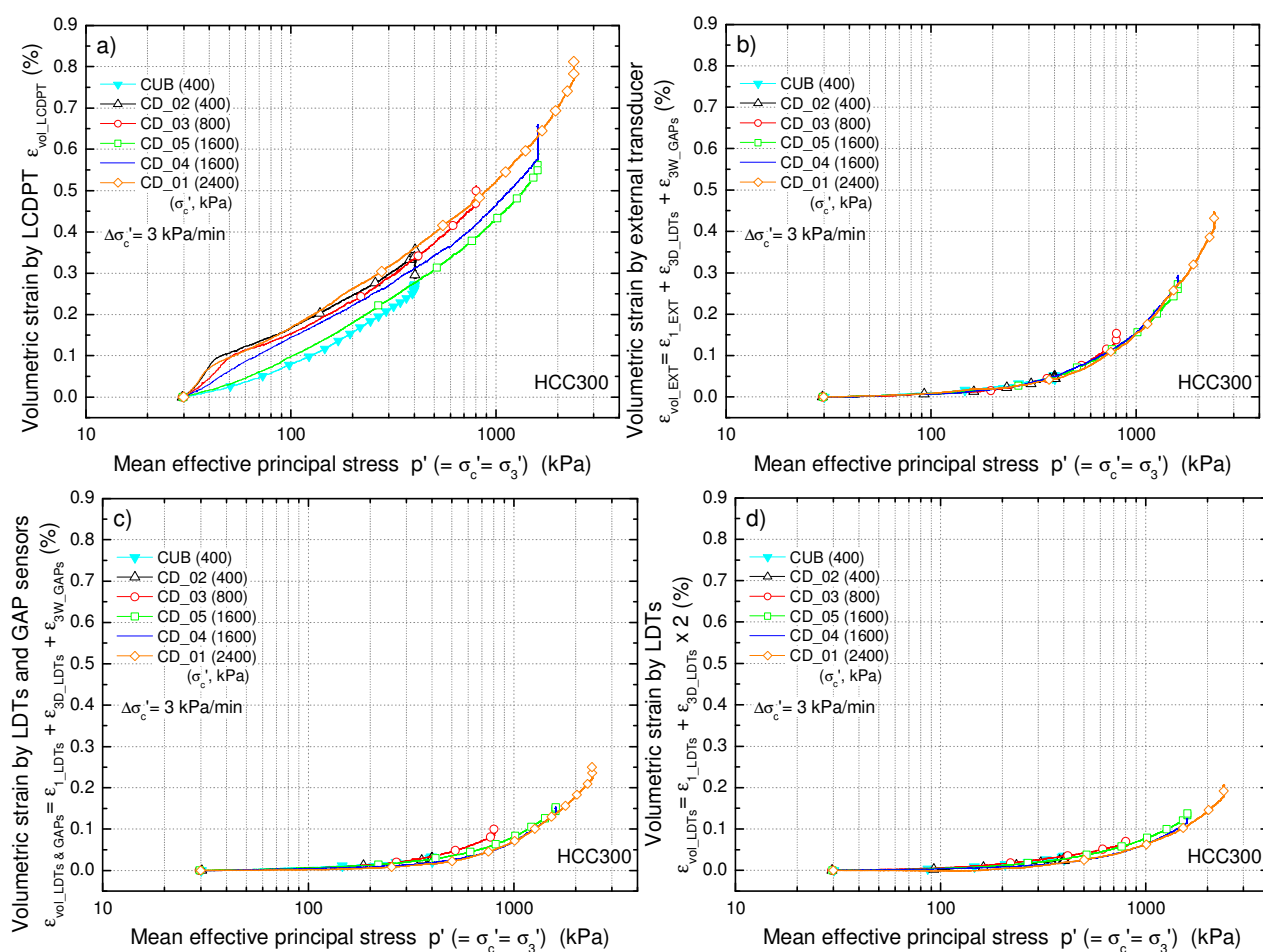


図 5.1 等方圧密における体積ひずみと平均有効主応力の関係

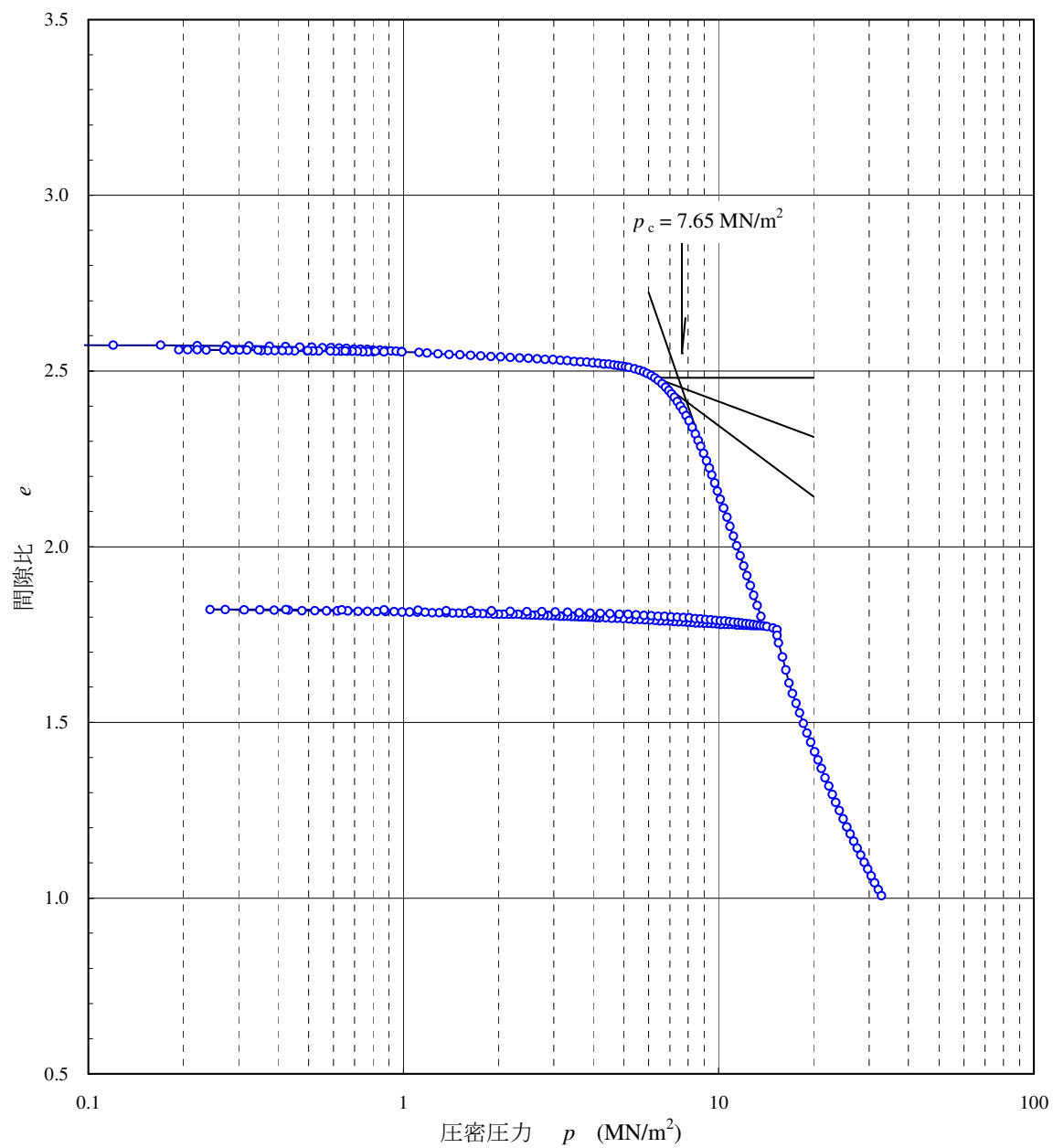


図 5.2 一次元圧密試験結果 (応用地質 2009)

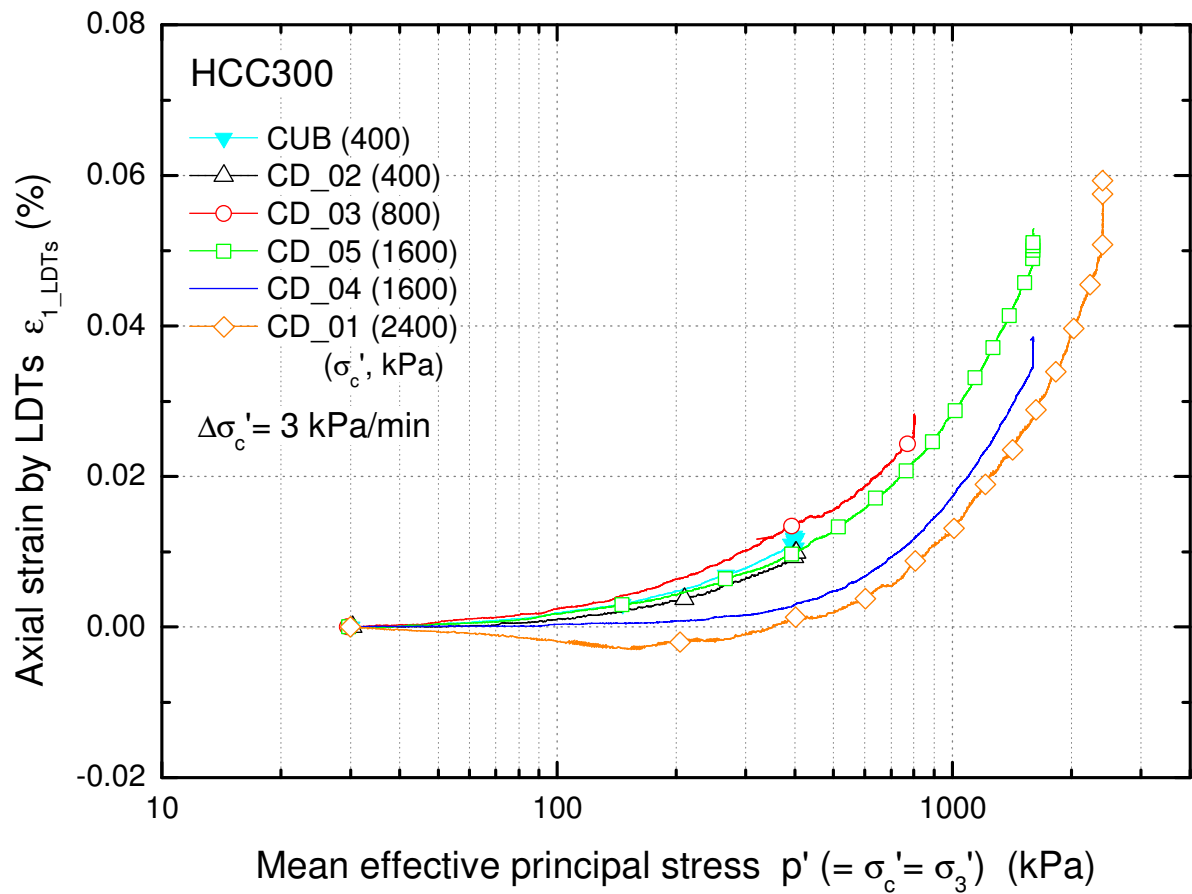


図 5.3 等方圧密における軸ひずみと平均有効主応力の関係

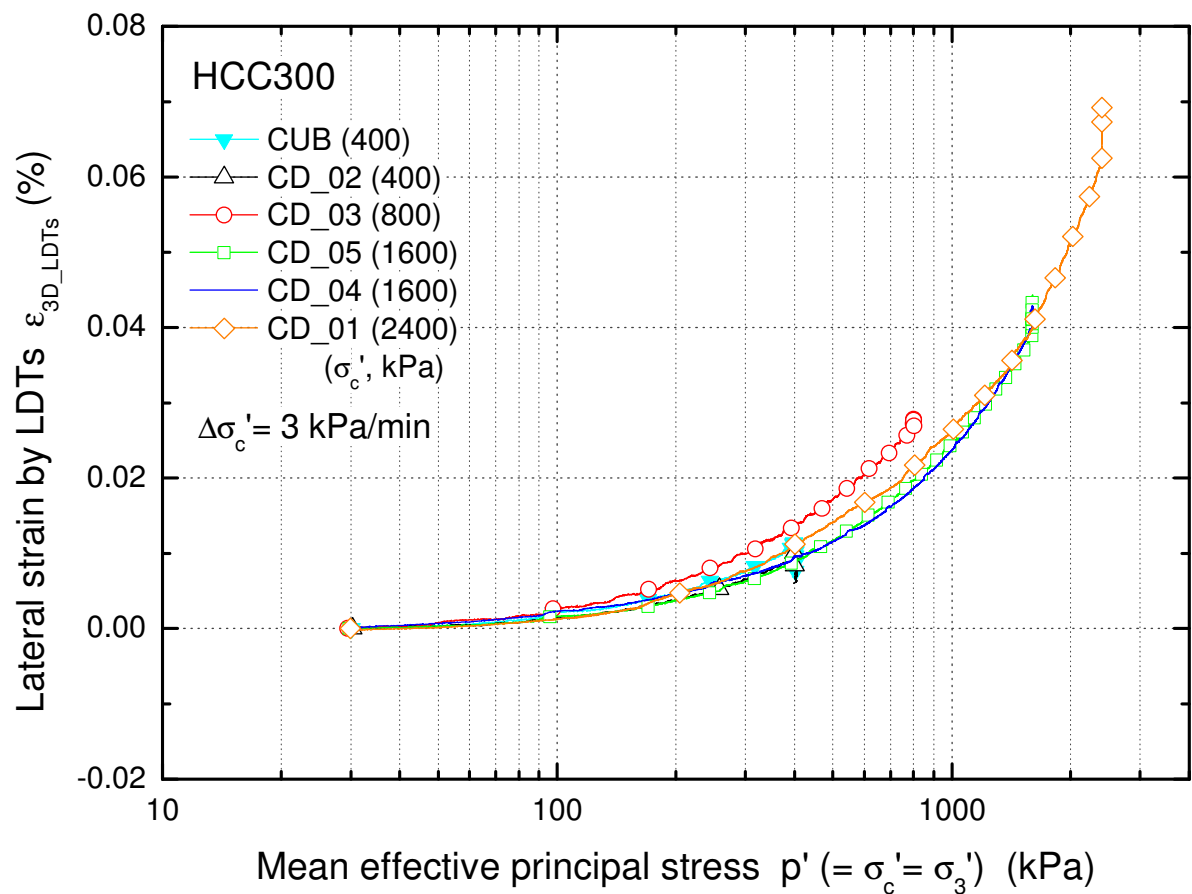


図 5.4 等方圧密における D 方向の側方ひずみと平均有効主応力の関係

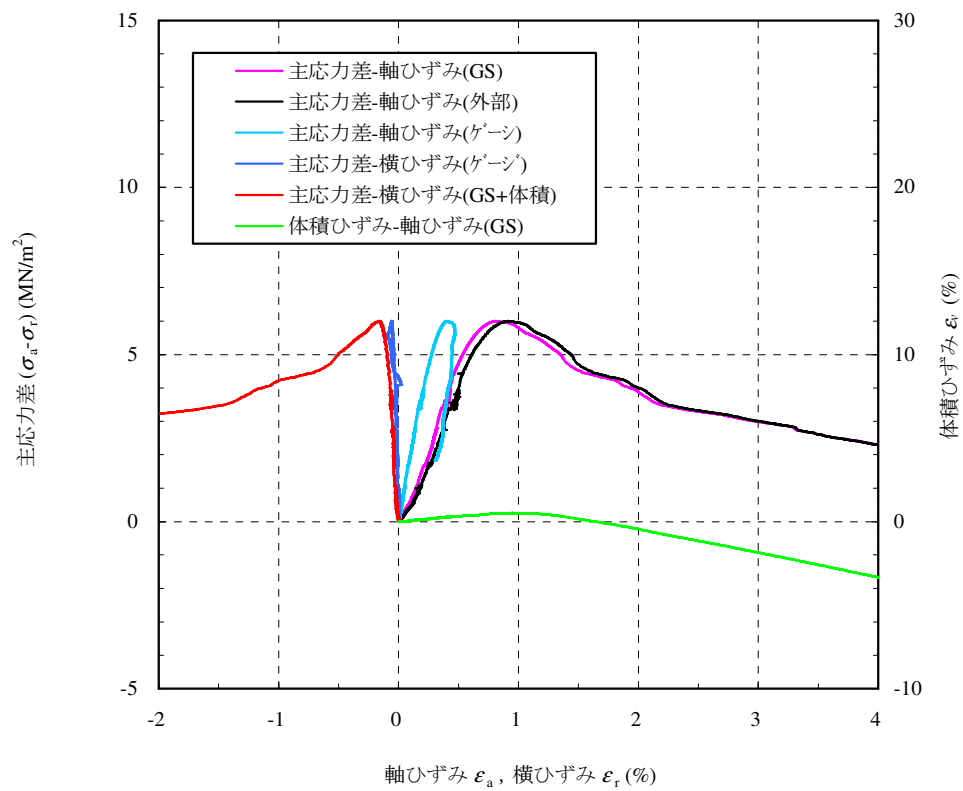
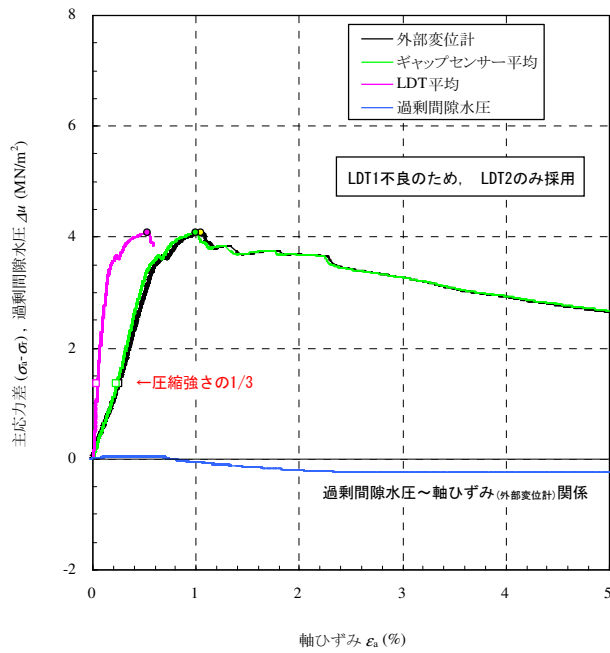
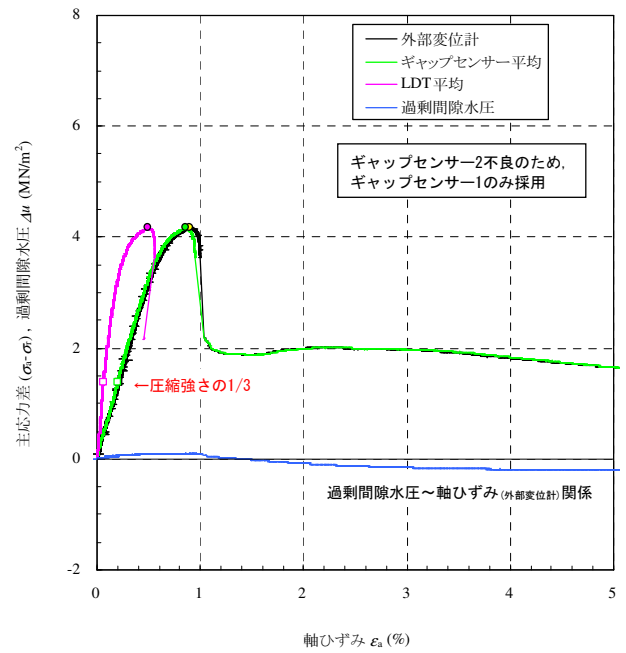


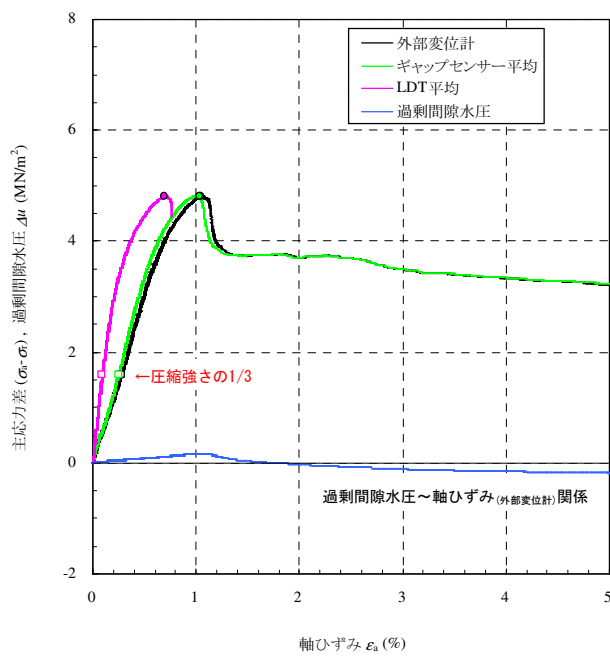
図 5.5 円柱供試体の排水三軸圧縮試験結果（応用地質，2009 より引用）



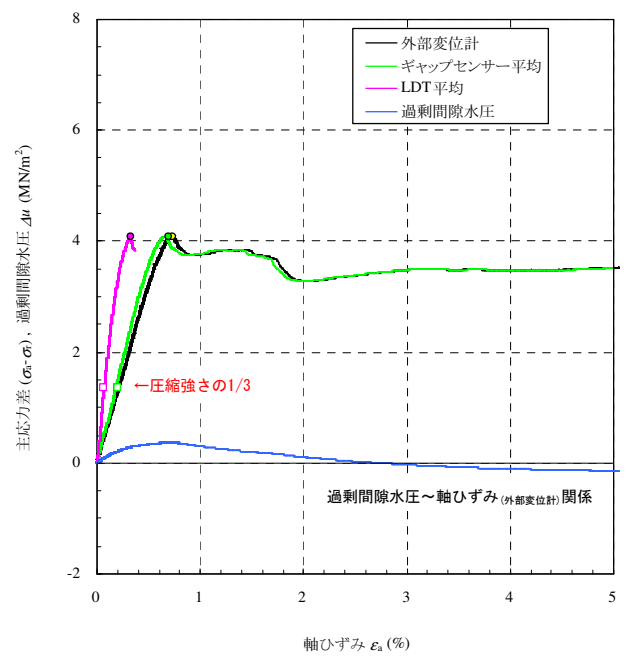
(a) 圧密応力 0.05MN/m^2



(b) 圧密応力 0.1MN/m^2



(c) 圧密応力 0.2MN/m^2



(d) 圧密応力 0.4MN/m^2

図 5.6 円柱供試体の非排水三軸圧縮試験結果 (応用地, 2009 より引用)

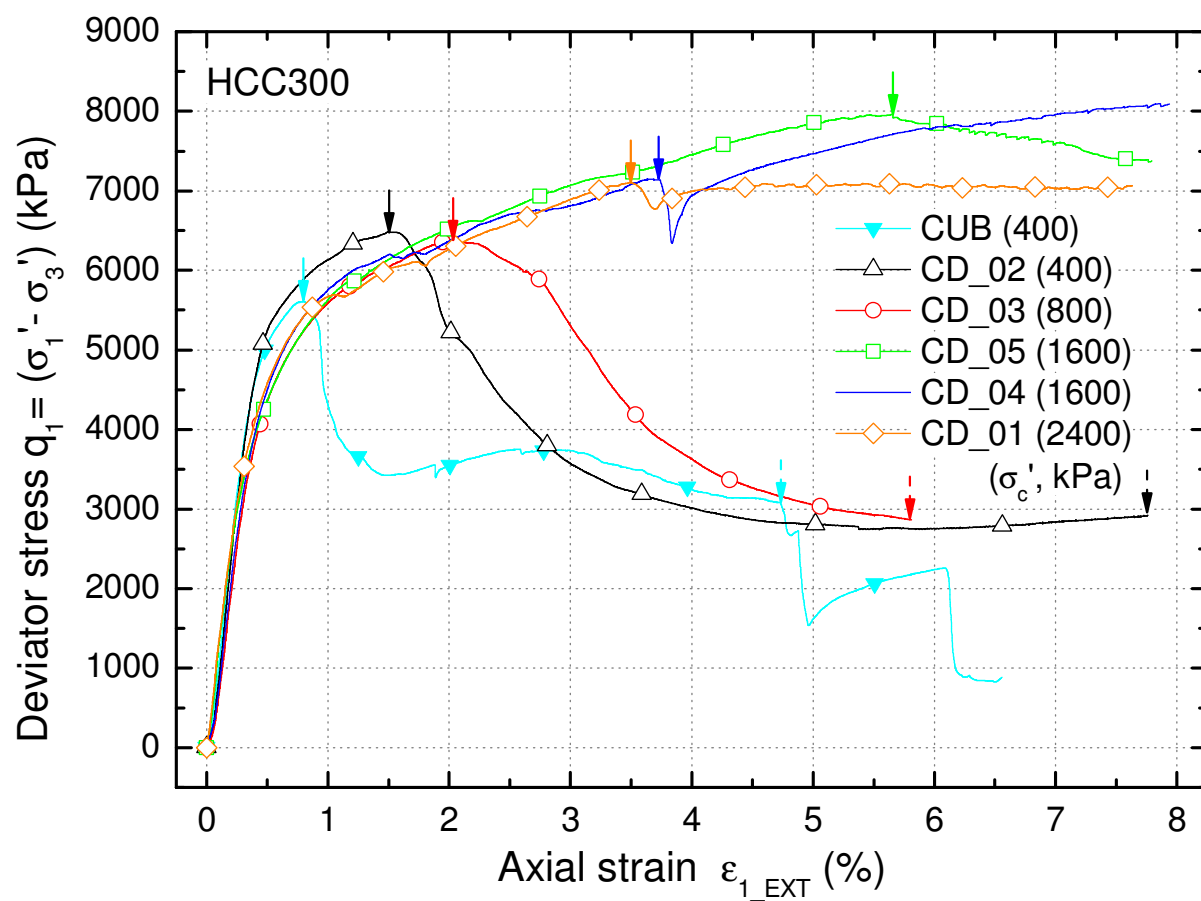


図 5.7 三軸圧縮試験における軸差応力と外部変位計による軸ひずみとの関係

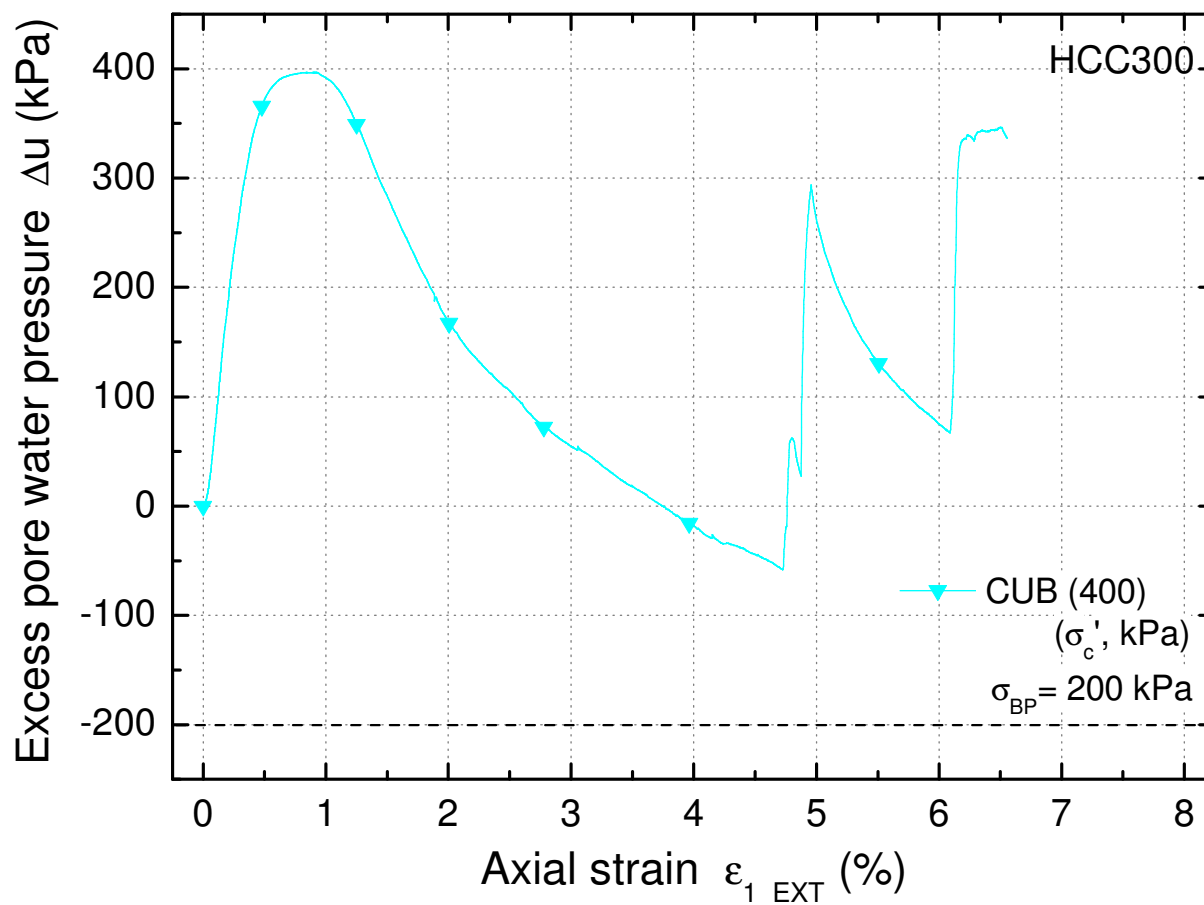


図 5.8 三軸圧縮試験における過剰間隙水圧と軸ひずみとの関係

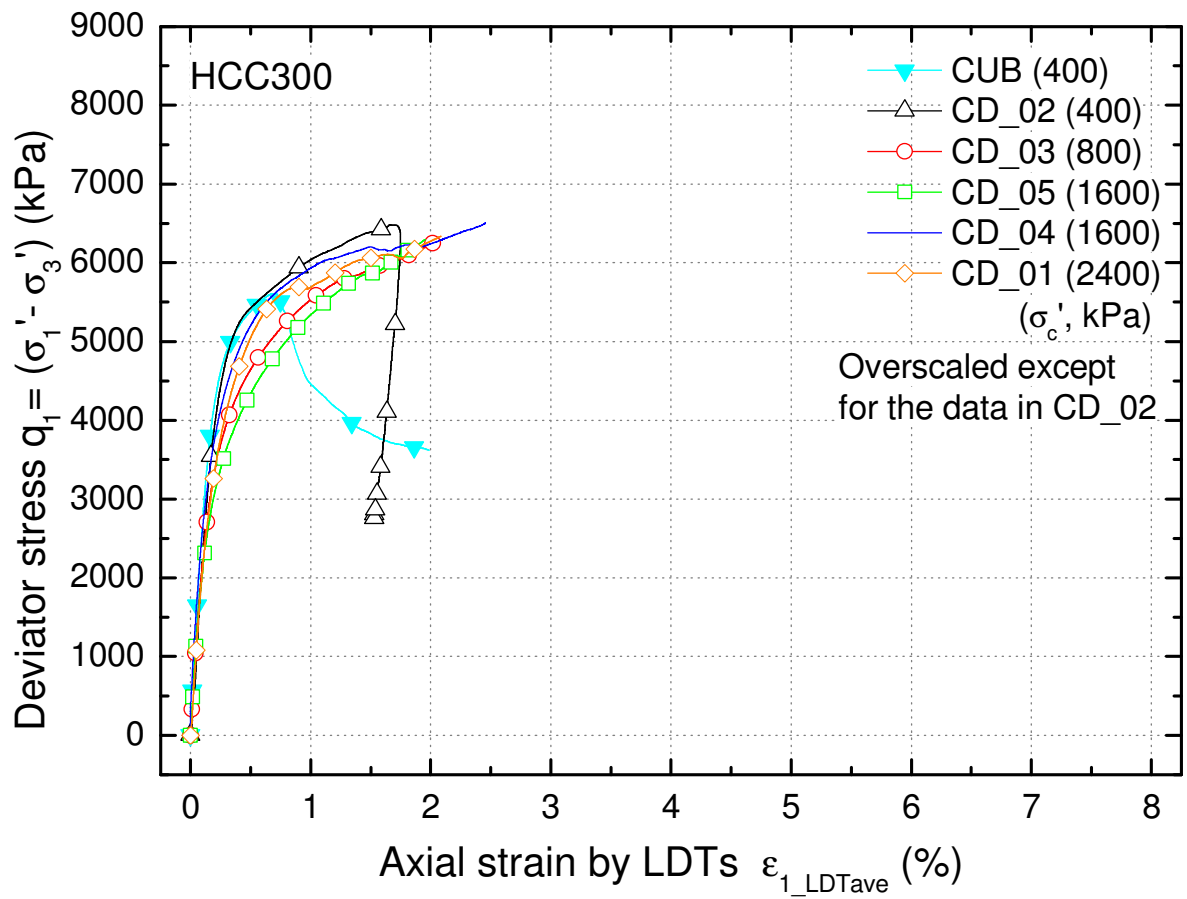


図 5.9 三軸圧縮試験における軸差応力と LDT による軸ひずみとの関係

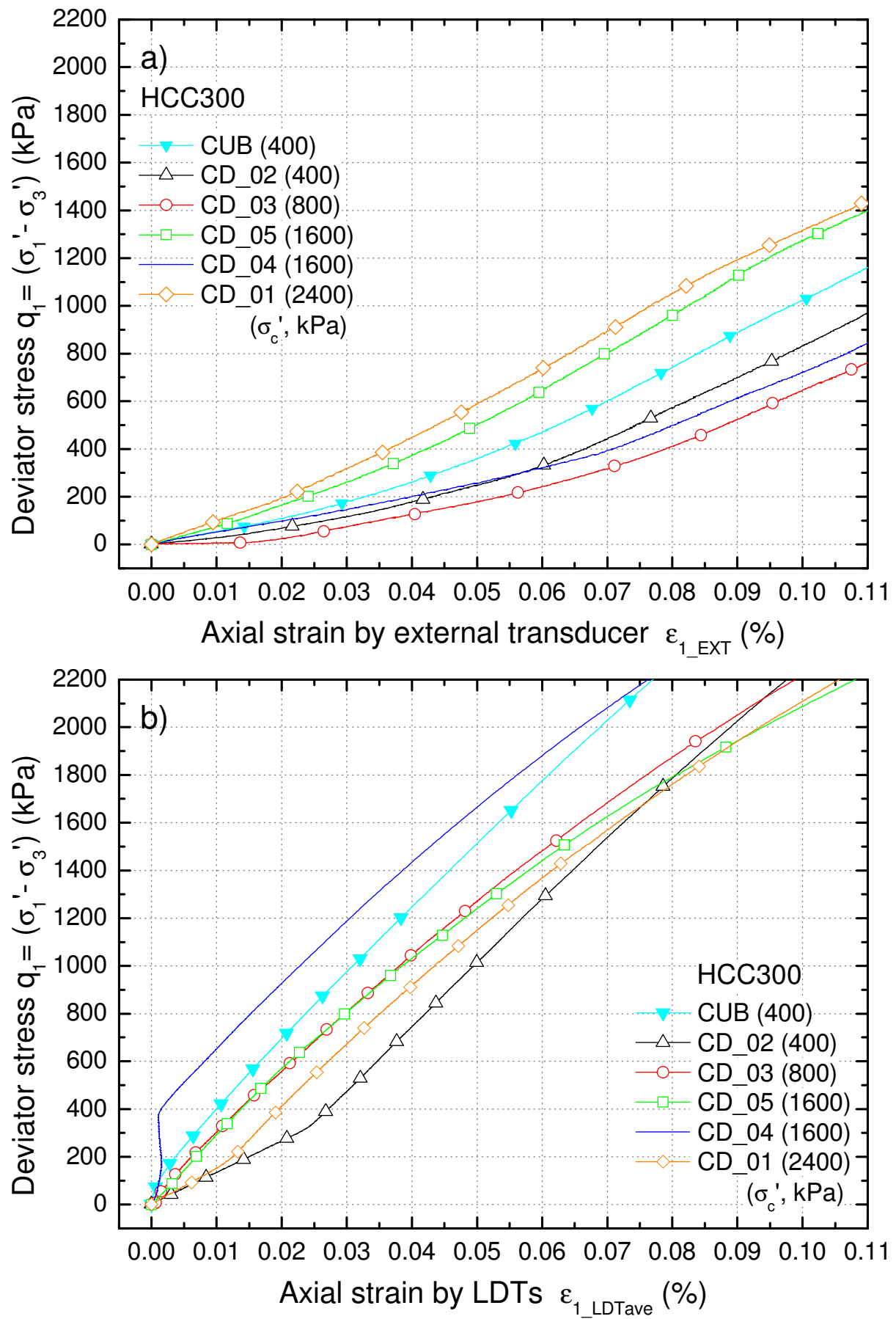
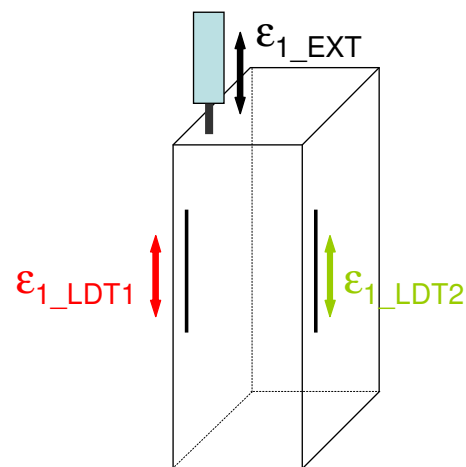
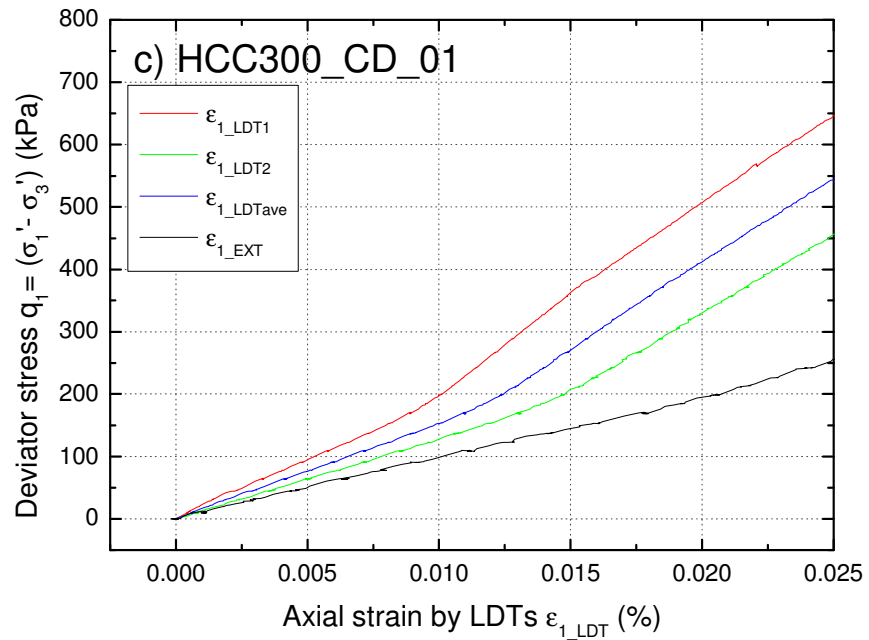
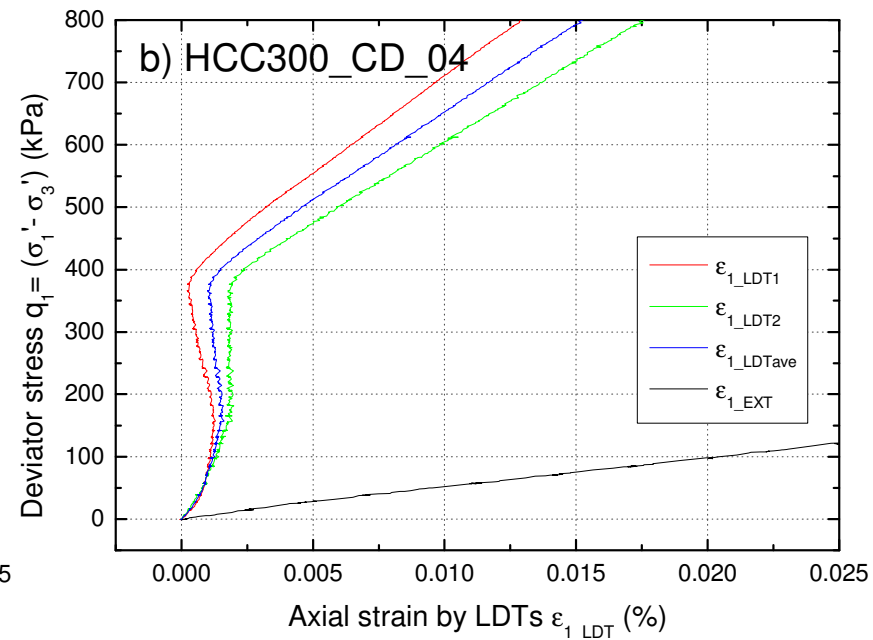
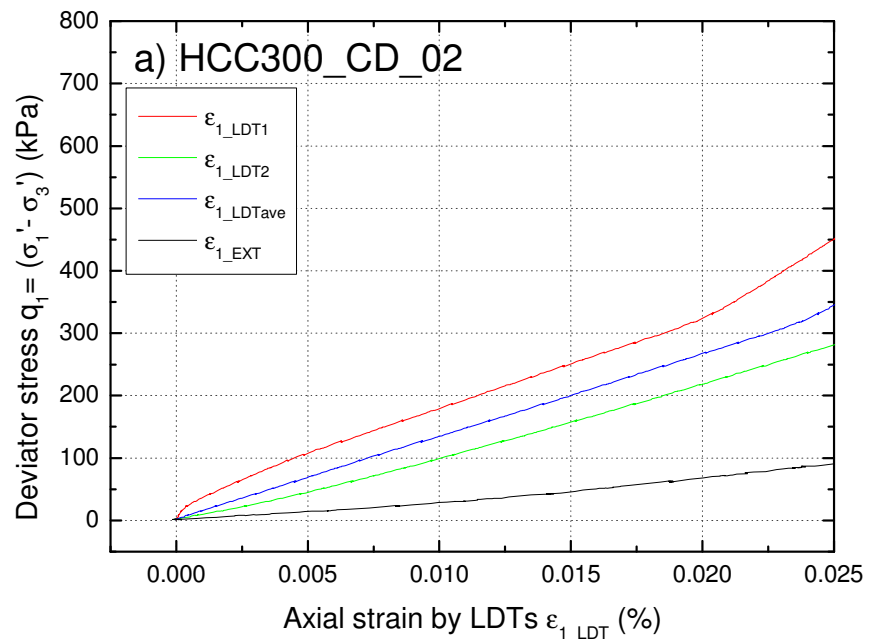


図 5.10 三軸圧縮初期の軸差応力と a) 外部変位計, b) LDT による軸ひずみとの関係

図 5.11 三軸圧縮初期の軸差応力と軸ひずみとの関係, a) HCC_CD_02, b) 04, c) 01



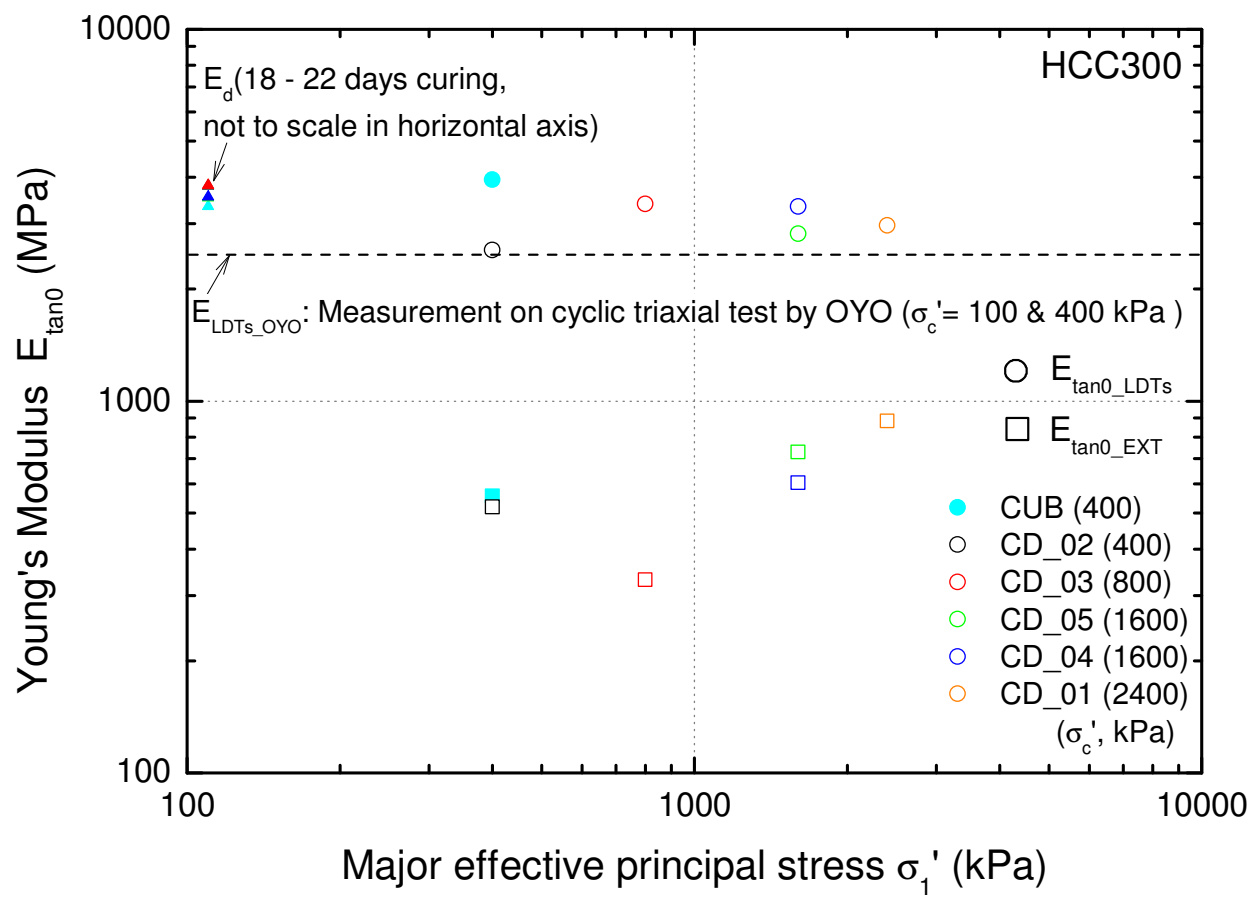


図 5.12 接線ヤング率の初期値と最大有効主応力との関係

図 5.13 接線ヤング率と軸ひずみ, 軸差応力, 最大有効主応力との関係

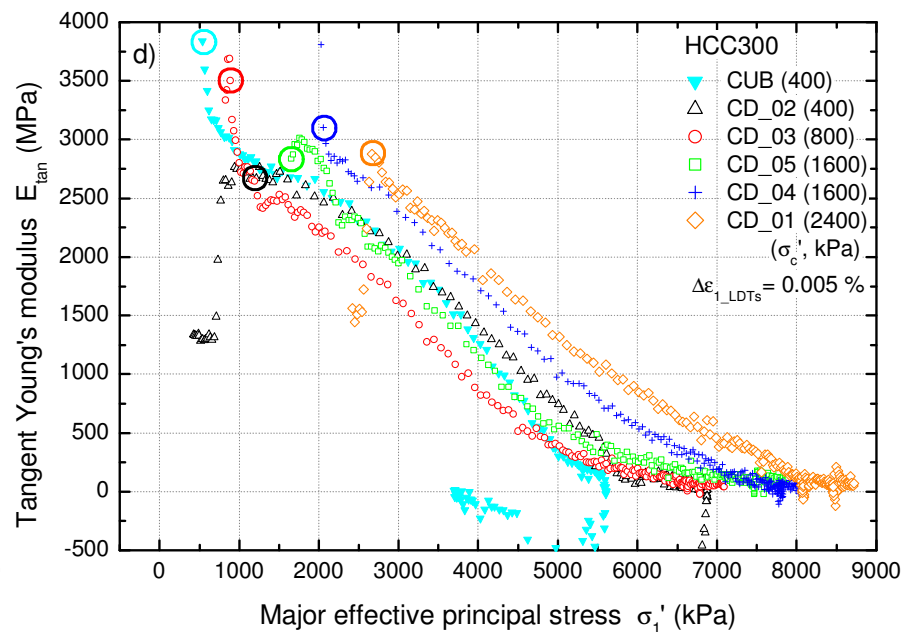
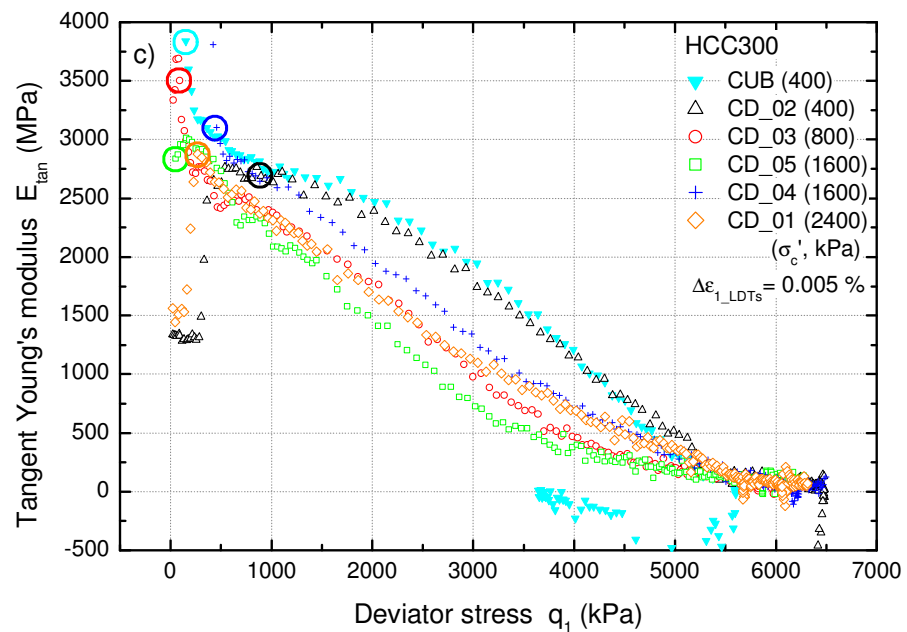
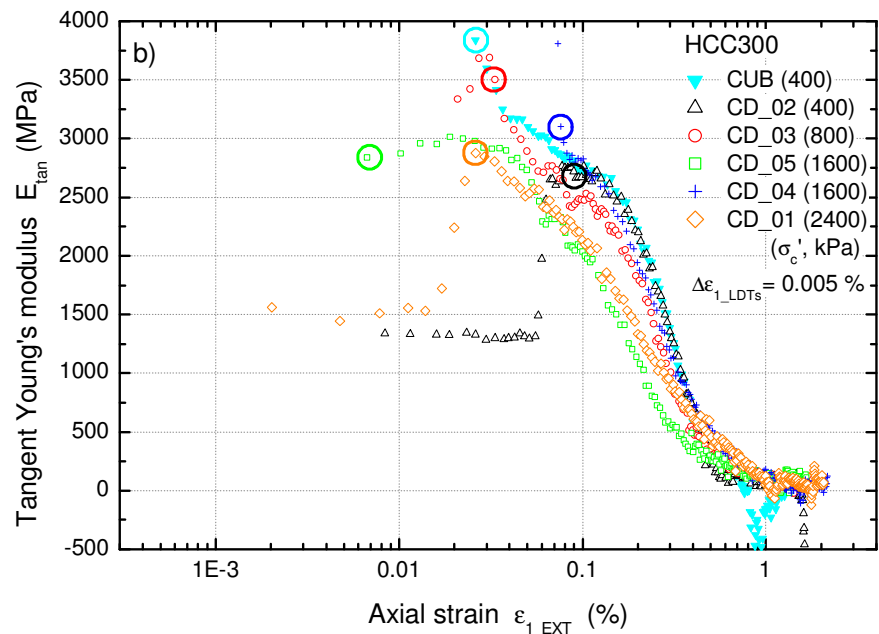
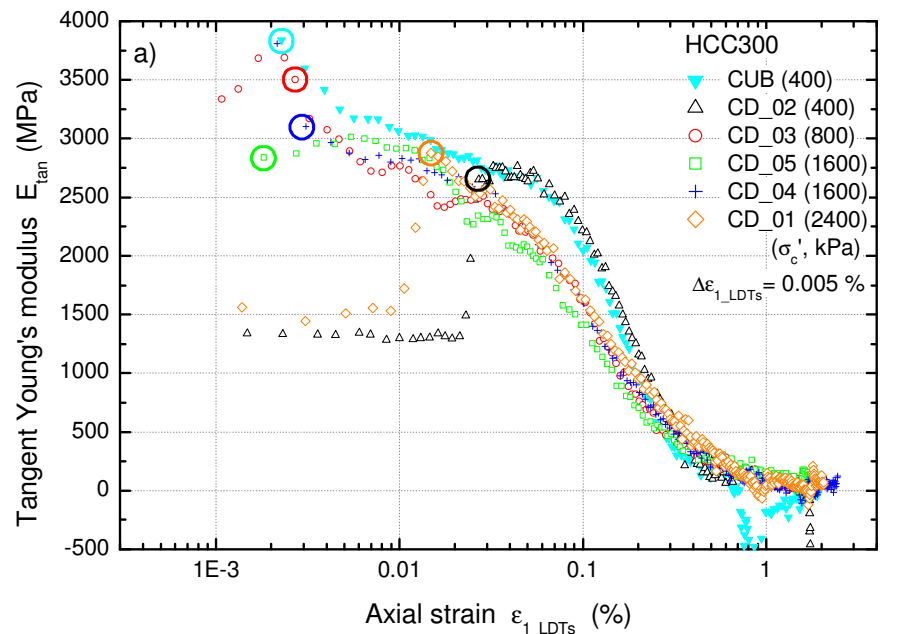
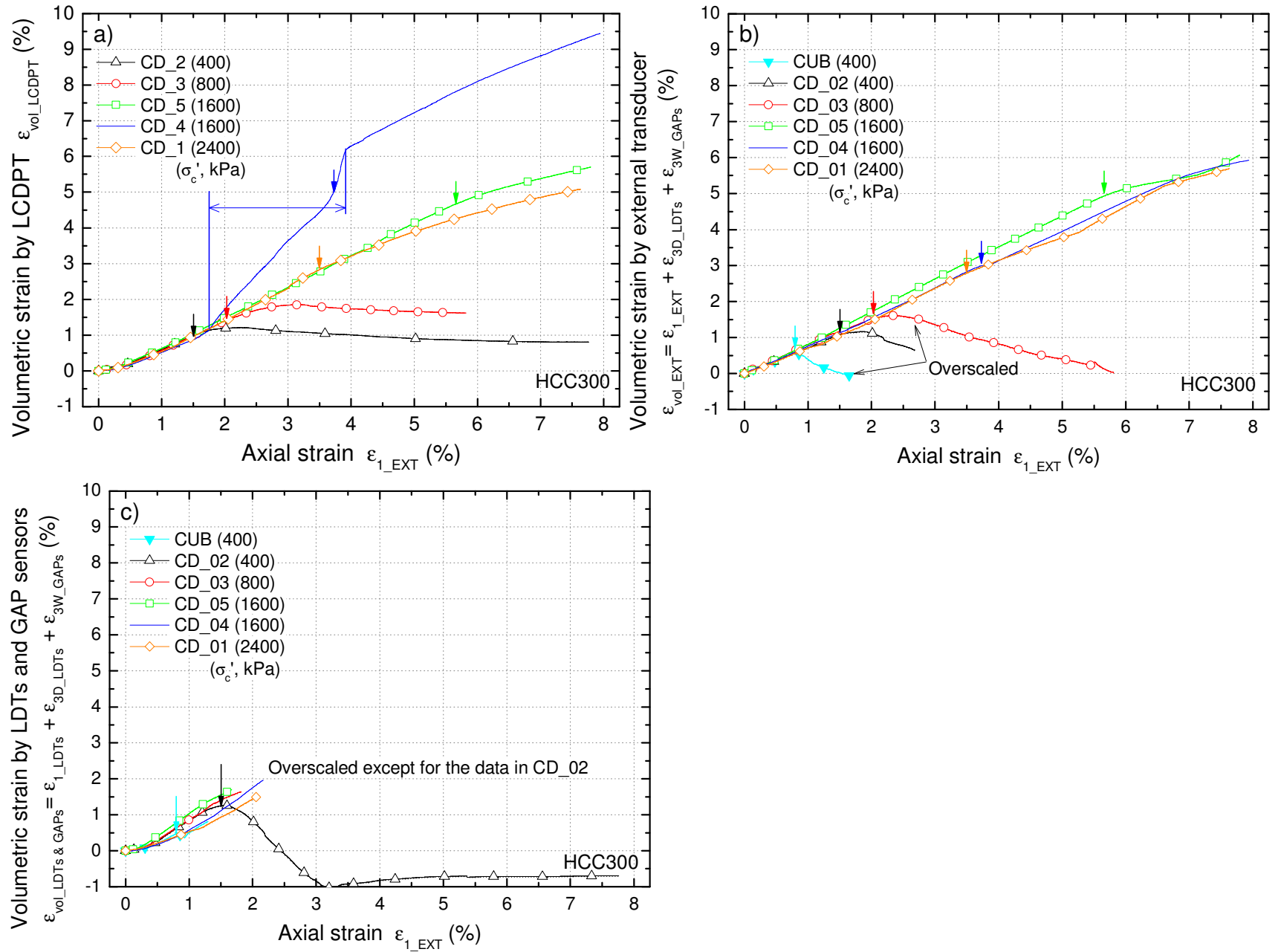
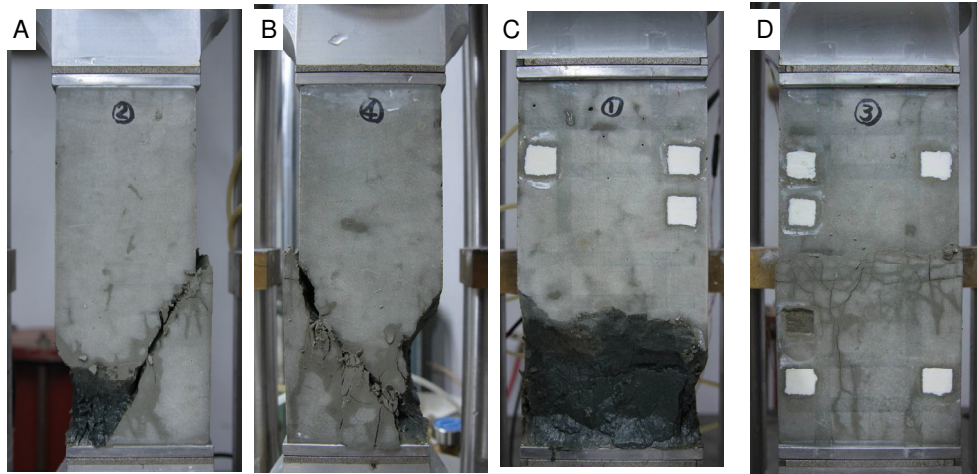
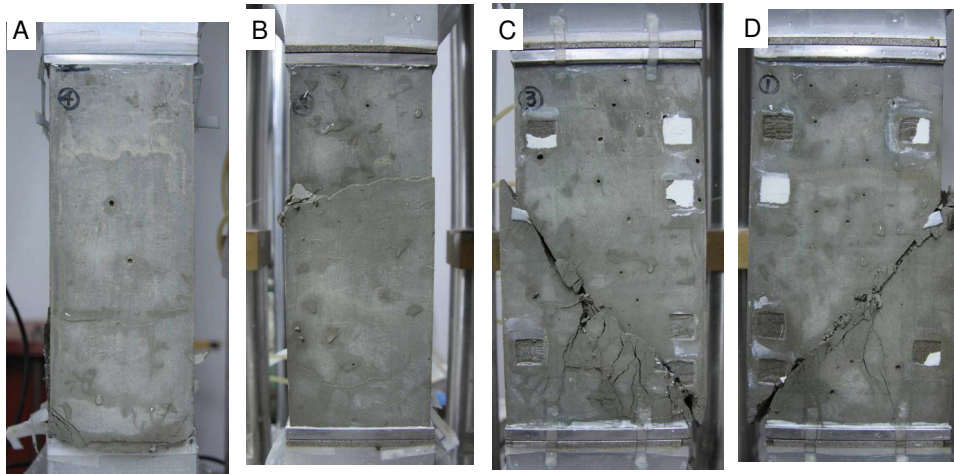


図 5.14 体積ひずみと軸ひずみとの関係

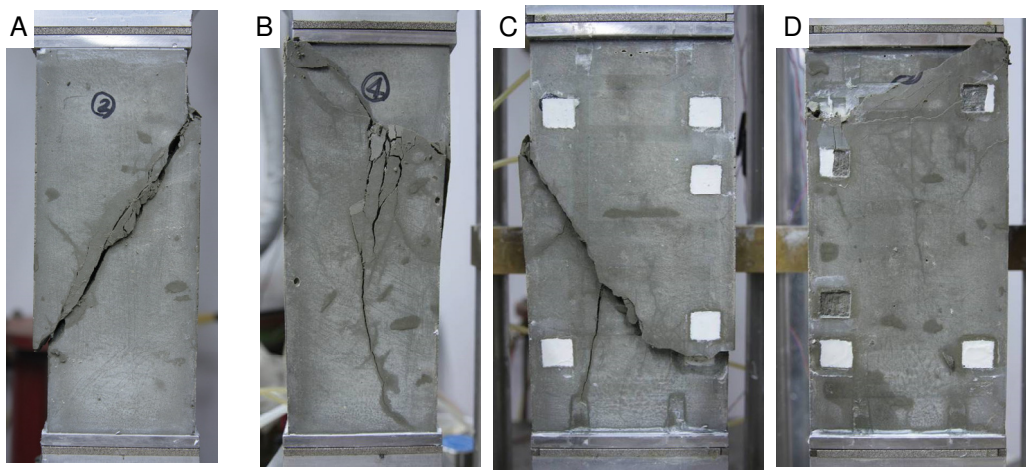




a) HCC300_CUB ($\sigma'_c = 400$ kPa)



b) HCC300_CD_02 ($\sigma'_c = 400$ kPa)



c) HCC300_CD_03 ($\sigma'_c = 800$ kPa)

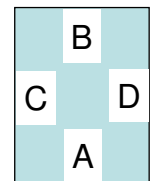
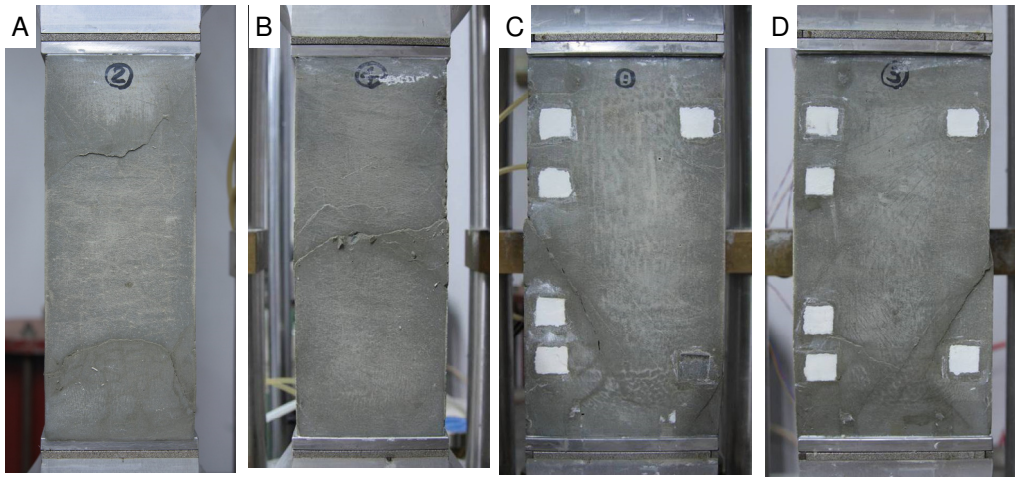
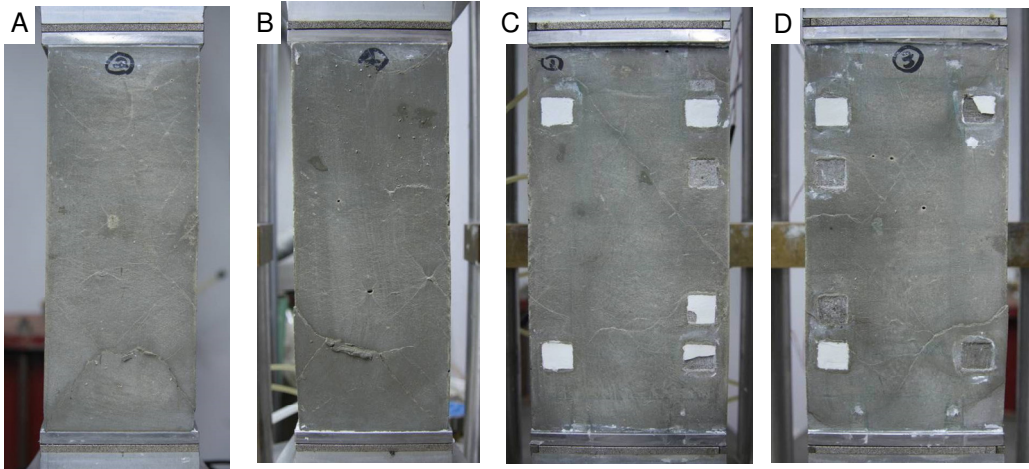


図 5.15 試験終了後の供試体一側面の変形状況,

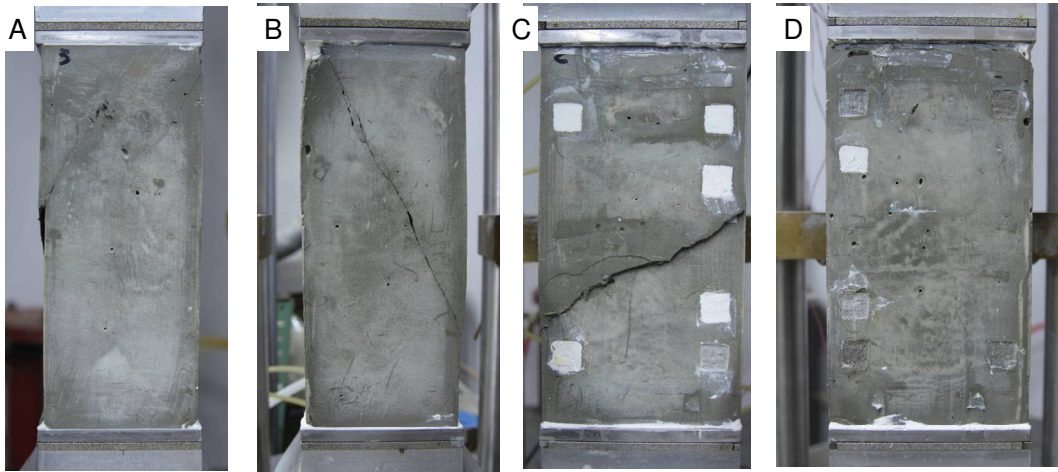
a) HCC300_CUB ($\sigma'_c = 400$ kPa), b) HCC300_CD_02 ($\sigma'_c = 400$ kPa), c) HCC300_CD_03 ($\sigma'_c = 800$ kPa)



d) HCC300_CD_05 ($\sigma'_c = 1600$ kPa)



e) HCC300_CD_04 ($\sigma'_c = 1600$ kPa)



f) HCC300_CD_01 ($\sigma'_c = 2400$ kPa)

図 5.15 試験終了後の供試体一側面の変形状況,

d) HCC300_CD_05 ($\sigma'_c = 1600$ kPa), e) HCC300_CD_04 ($\sigma'_c = 1600$ kPa), f) HCC300_CD_01 ($\sigma'_c = 2400$ kPa)

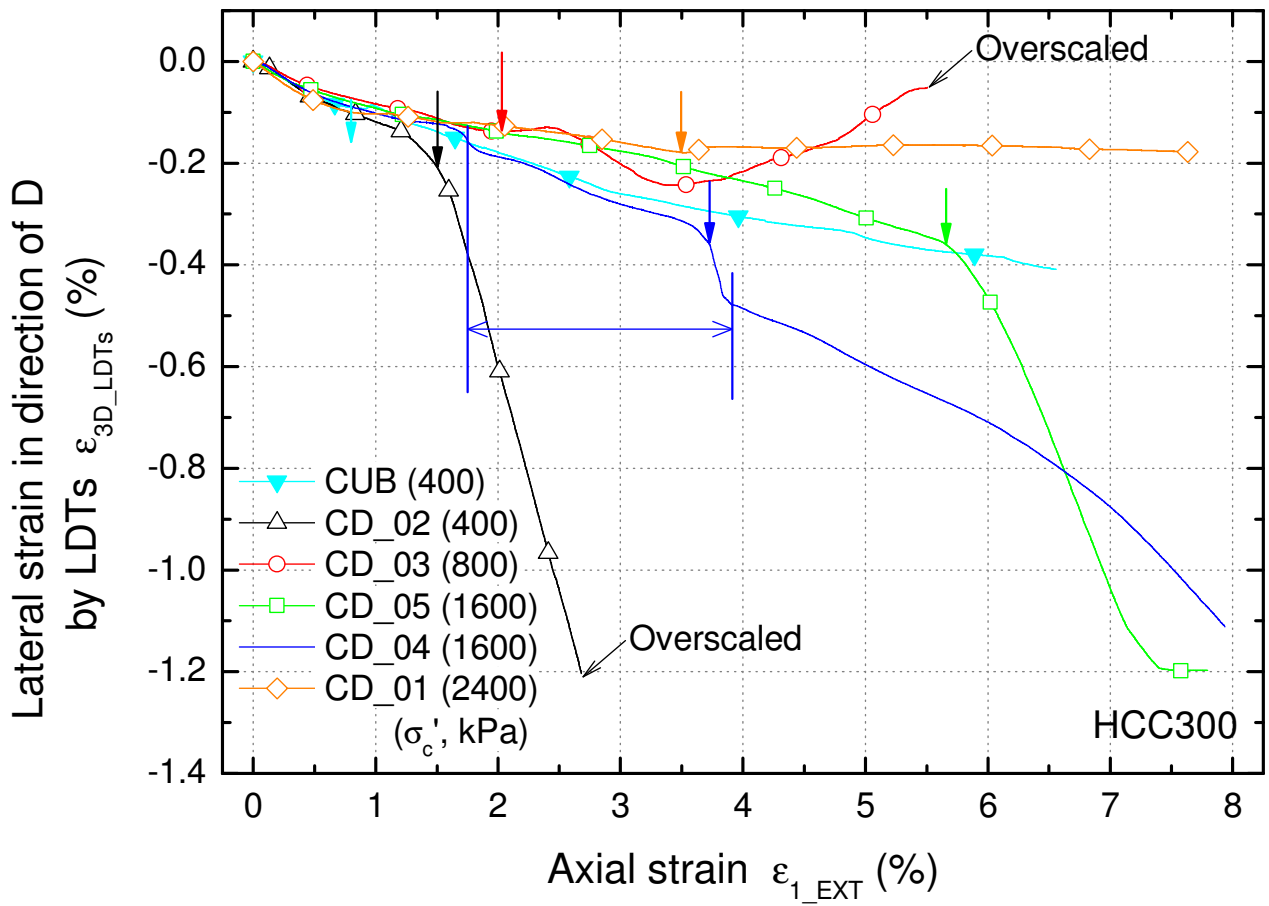


図 5.16 D 方向の側方ひずみと軸ひずみとの関係

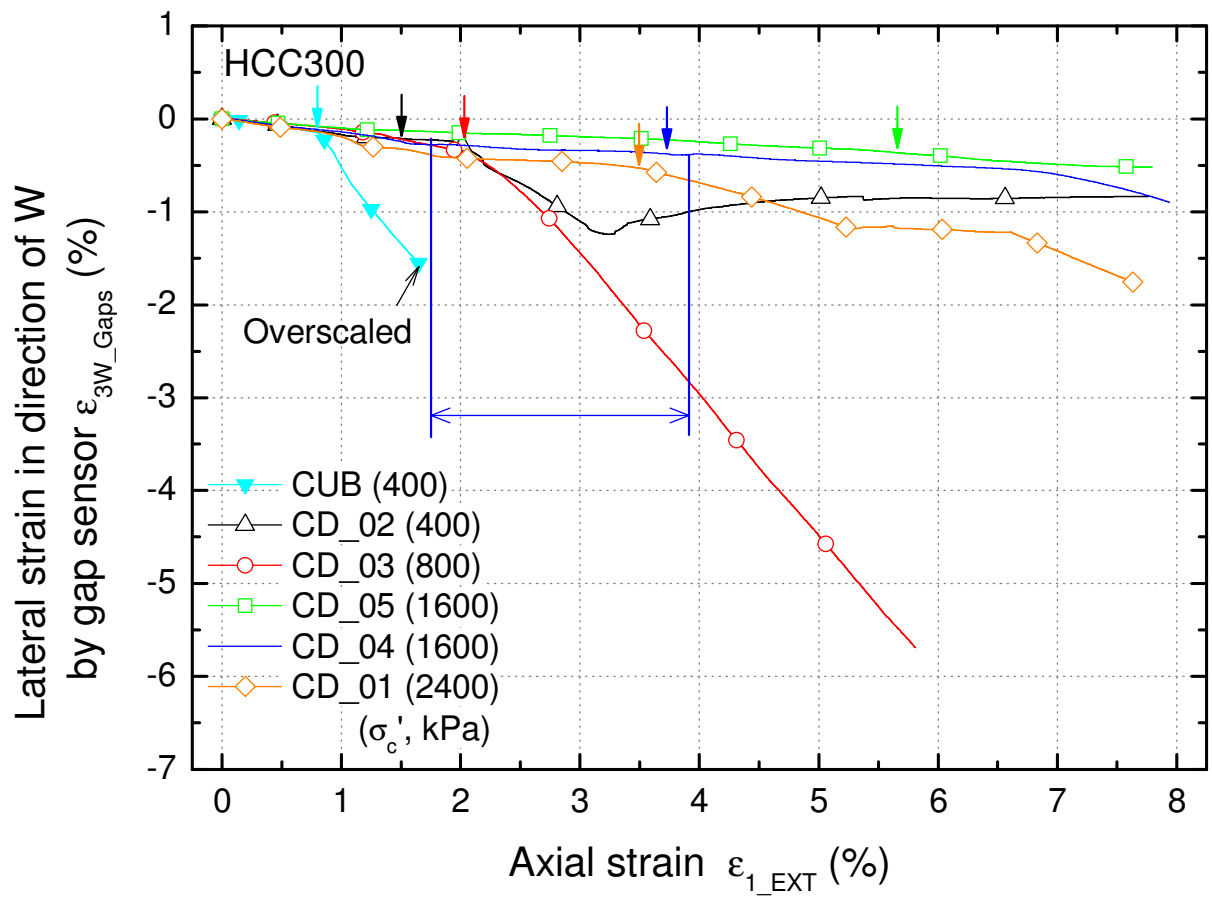


図 5.17 W 方向の側方ひずみと軸ひずみとの関係

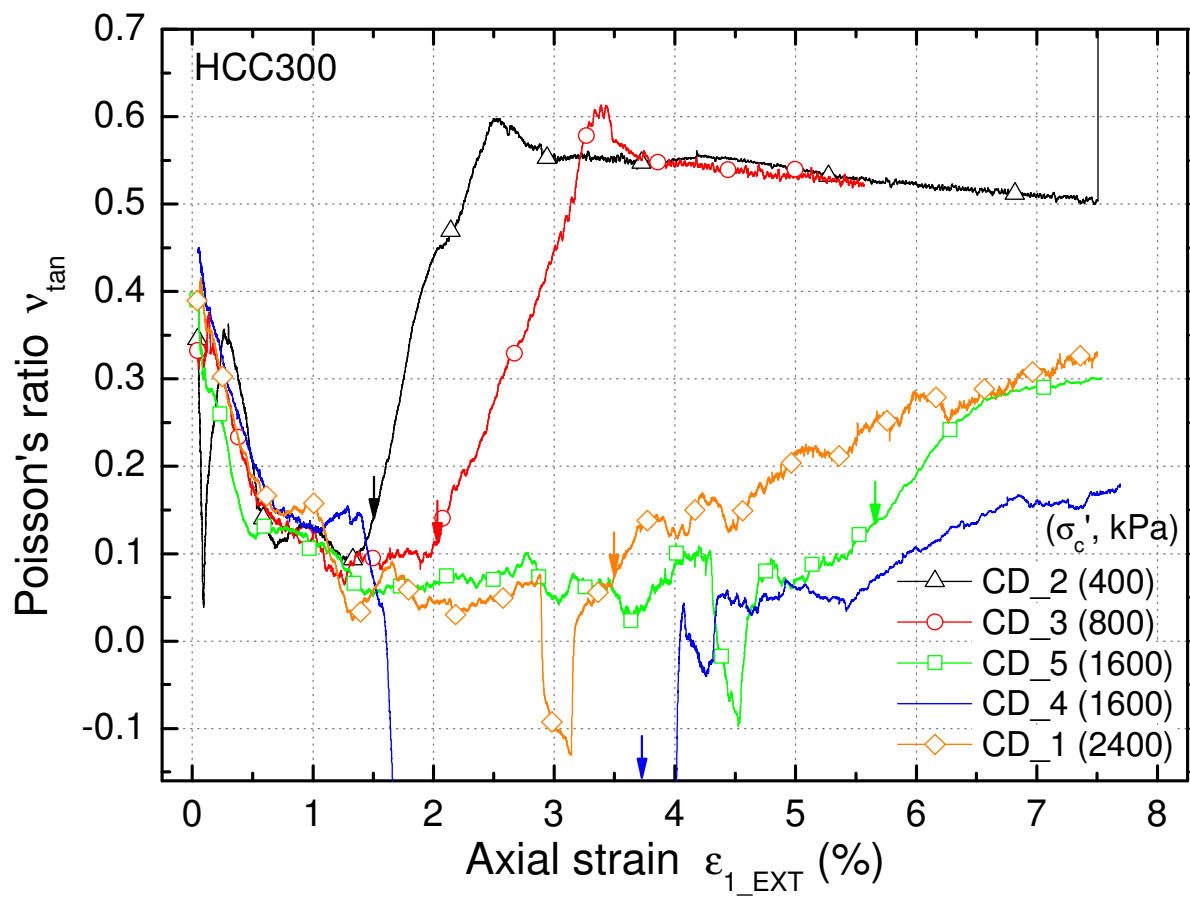
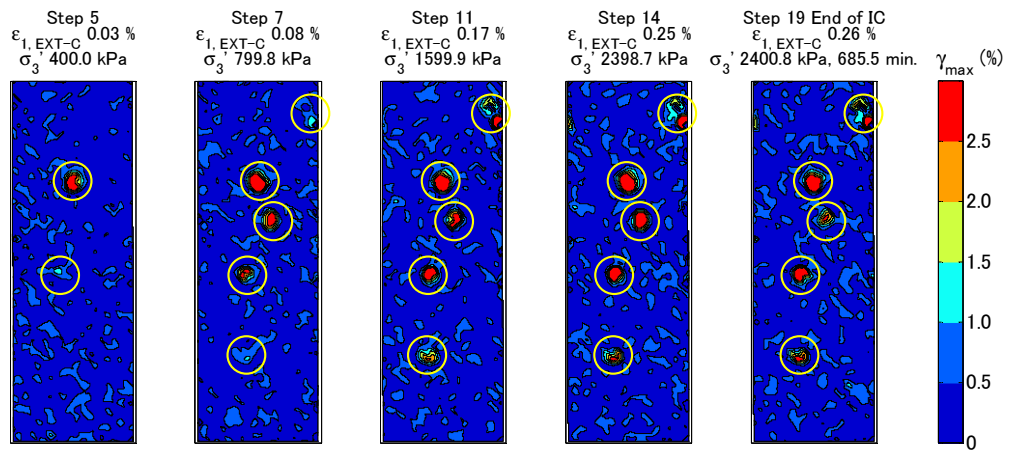


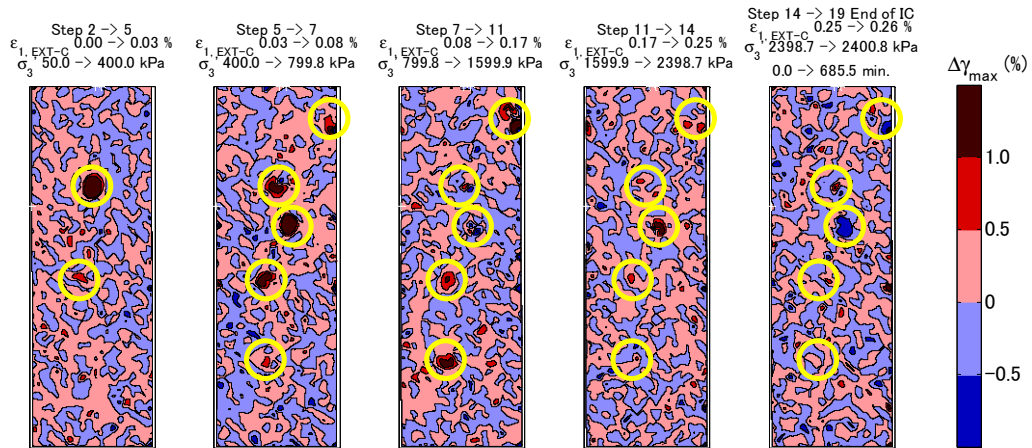
図 5.18 接線ポアソン比と軸ひずみとの関係

表 5.2 画像解析の実施状況

試験ケース	σ_c' (kPa)	画像解析 実施有無	標点設置 間隔	撮影距離の変化の補正	
				実施有無	「無」の理由
HCC300_CUB	400	有	2.5 mm	有	-
HCC300_CD_02	400	無	2.5 mm	-	-
HCC300_CD_03	800	有	2.5 mm	有	-
HCC300_CD_05	1600	有	2.5 mm	有	-
HCC300_CD_04	1600	無	2.5 mm	-	-
HCC300_CD_01	2400	有	2.5 mm	有	-

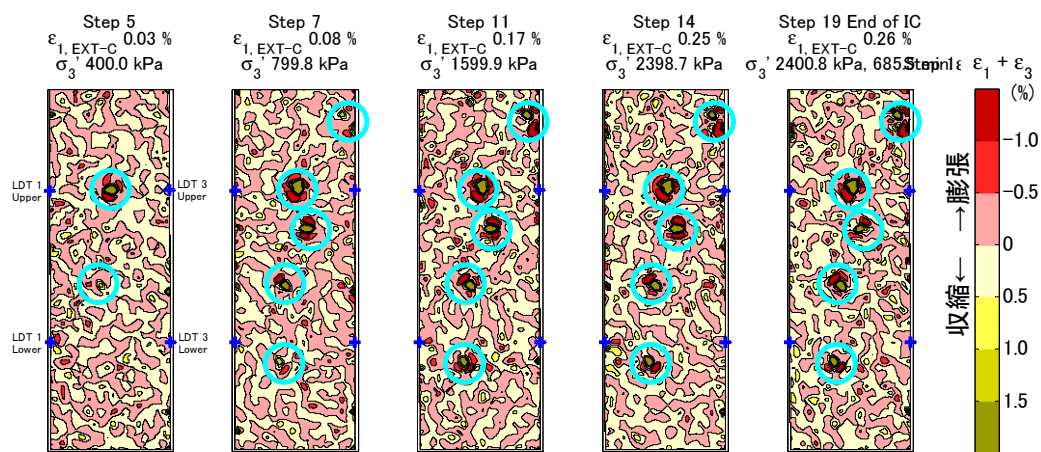


a) ひずみ分布

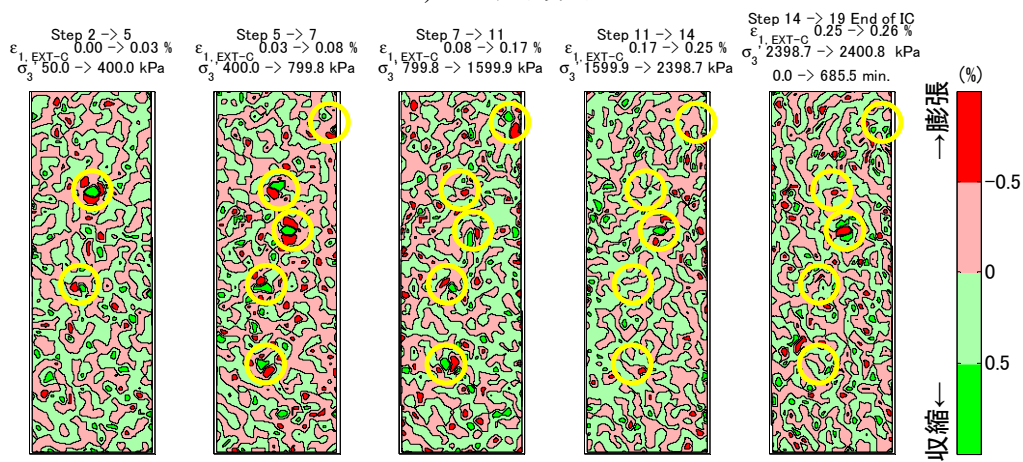


b) ひずみ増分の分布

図 5.19 等方圧密過程における最大せん断ひずみの分布 (HCC300_CD_01)



a) ひずみ分布



b) ひずみ増分の分布

図 5.20 等方圧密過程における $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布 (HCC300_CD_01)

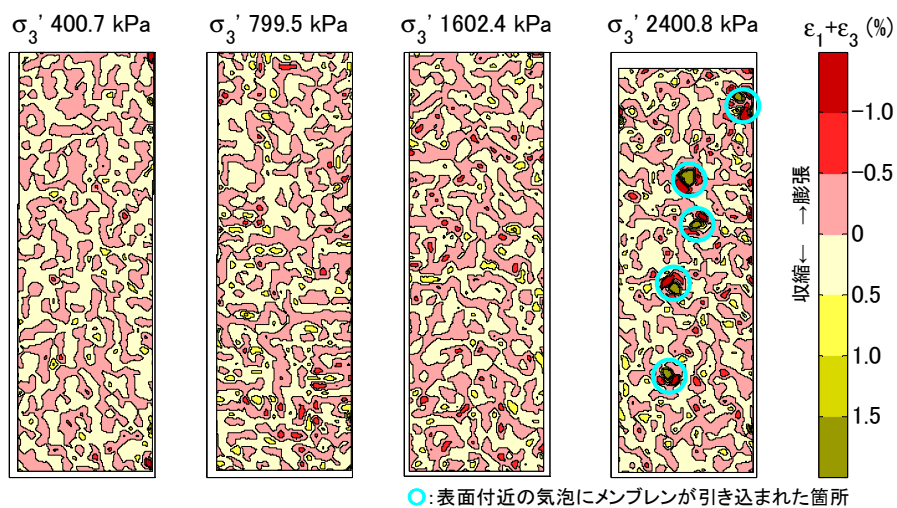


図 5.21 等方圧密終了時の $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布

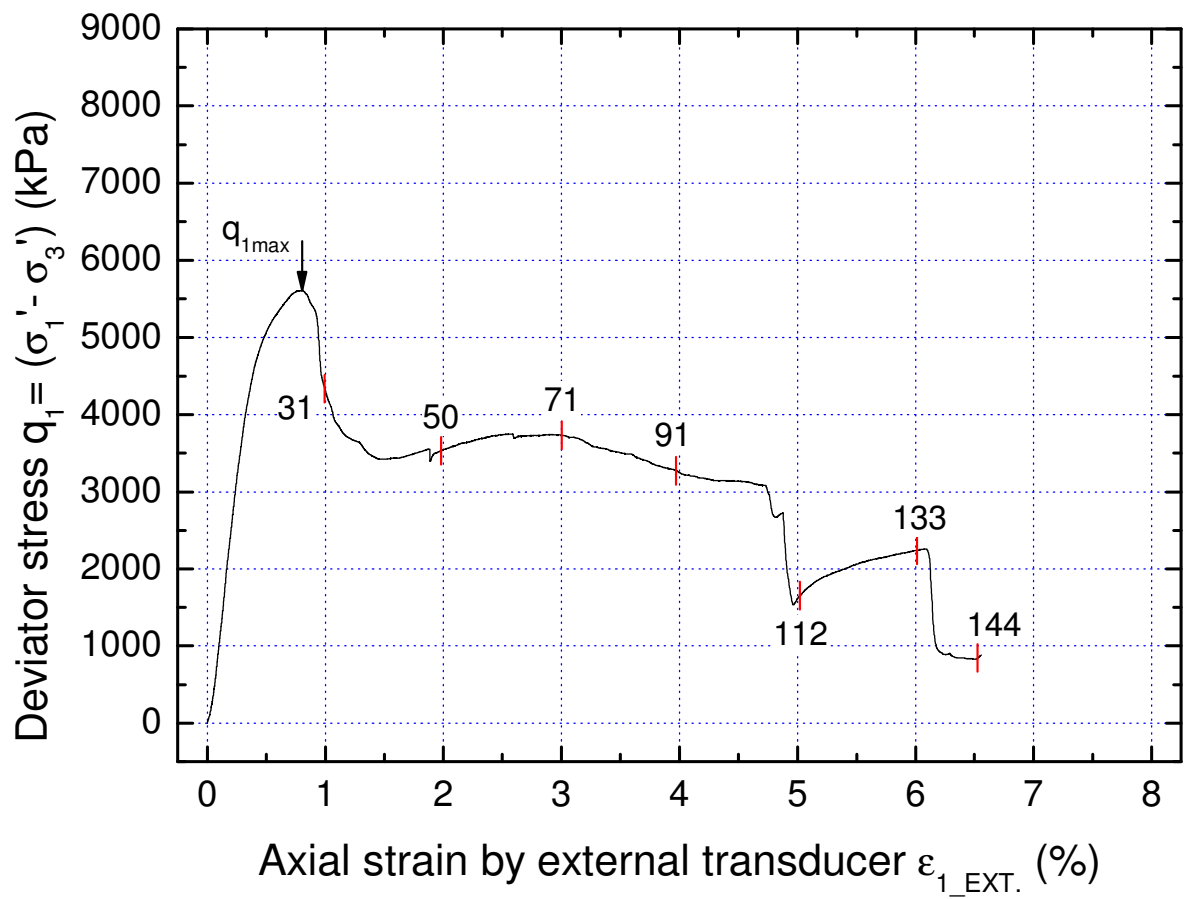


図 5.22 応力ひずみ関係における図 5.23, 24 の画像解析の実施点

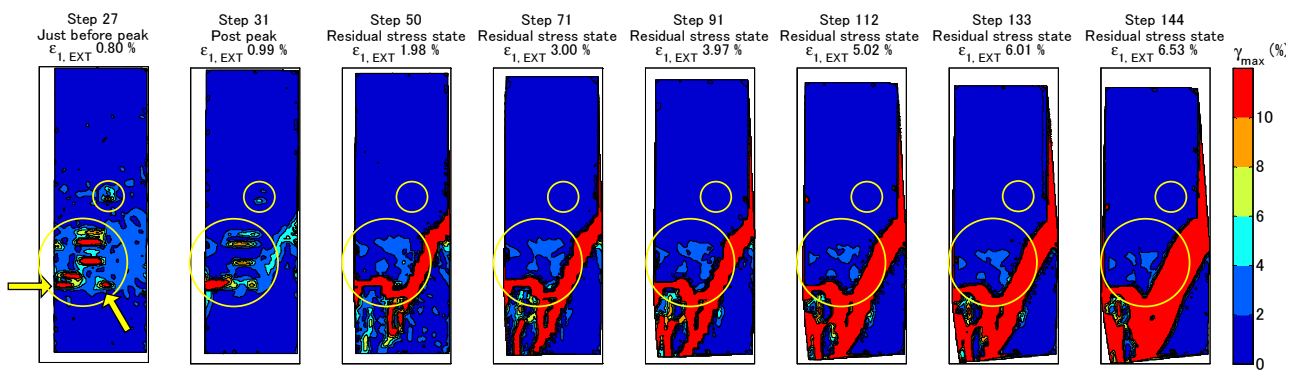


図 5.23 最大せん断ひずみの分布 (HCC300_CUB)

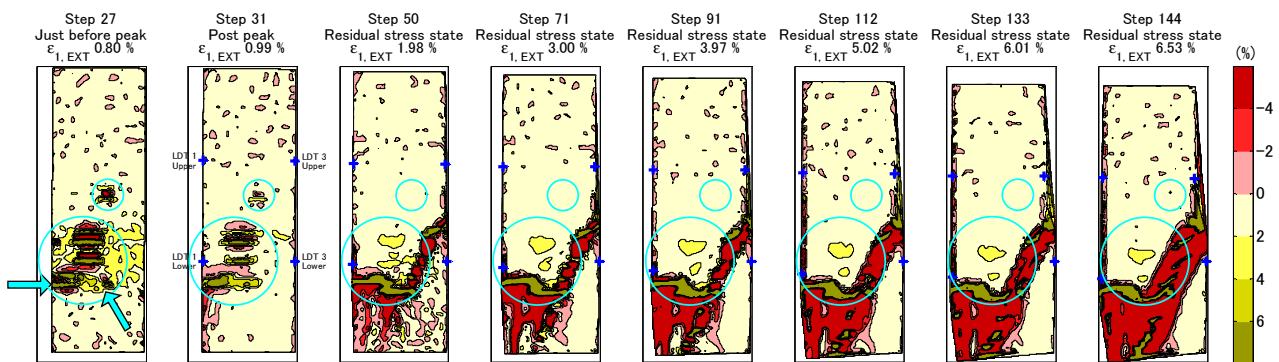


図 5.24 $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布 (HCC300_CUB)

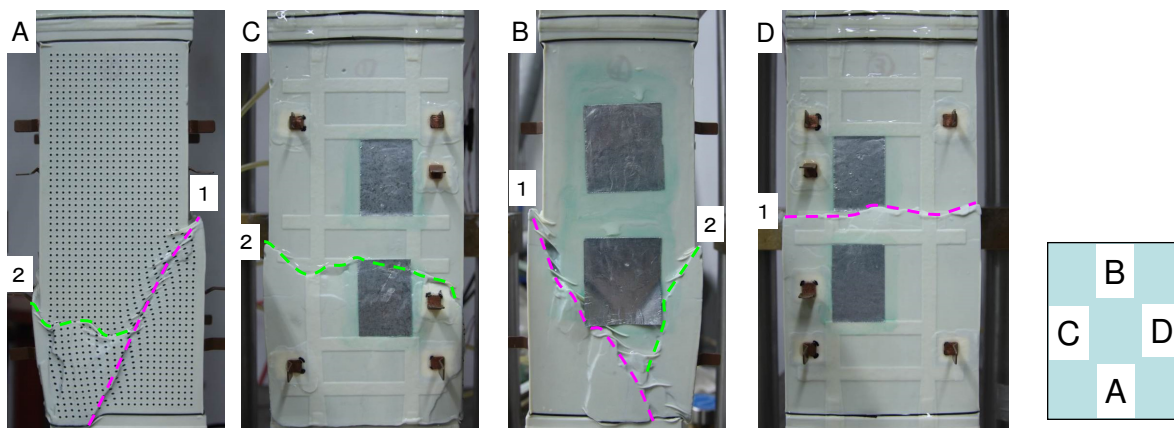


写真 5.1 試験終了後の供試体の変形状況

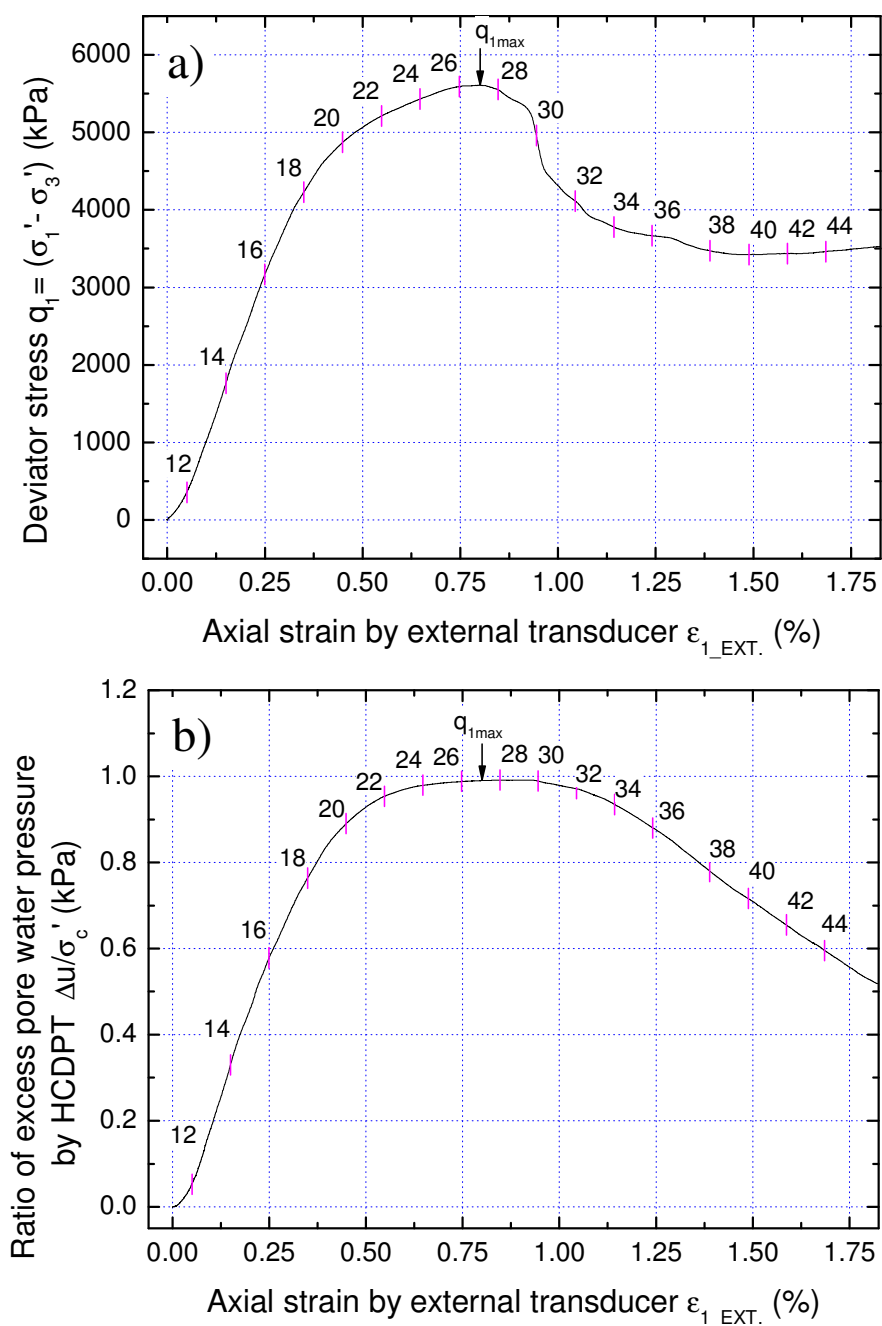
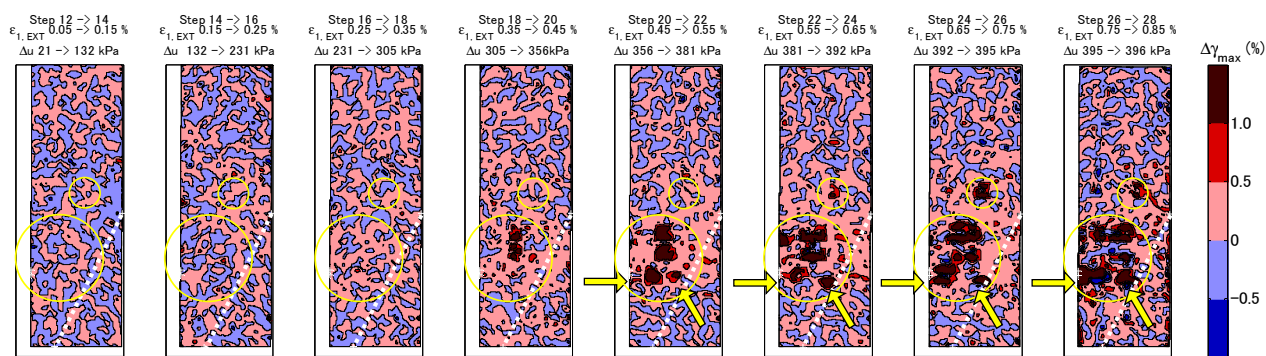
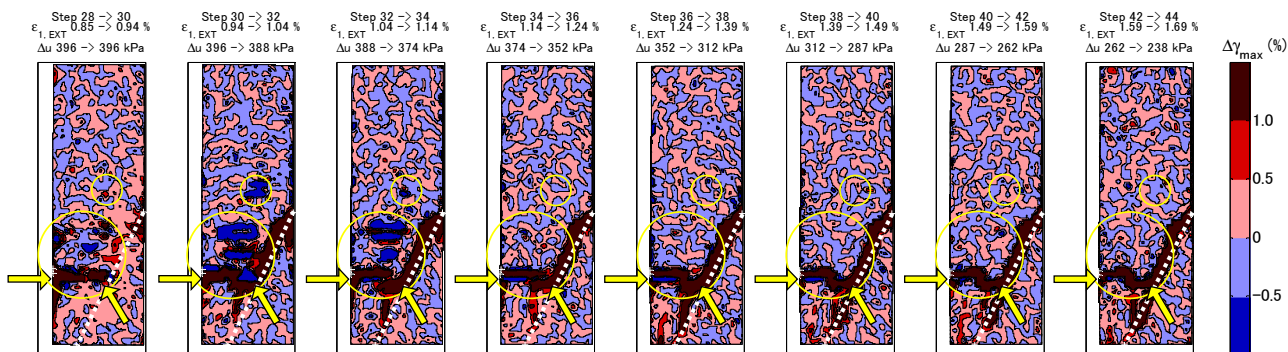


図 5.25 a) 応力ひずみ関係, b) 過剰間隙水圧比と軸ひずみとの関係における

図 5.26, 27 の画像解析の実施点

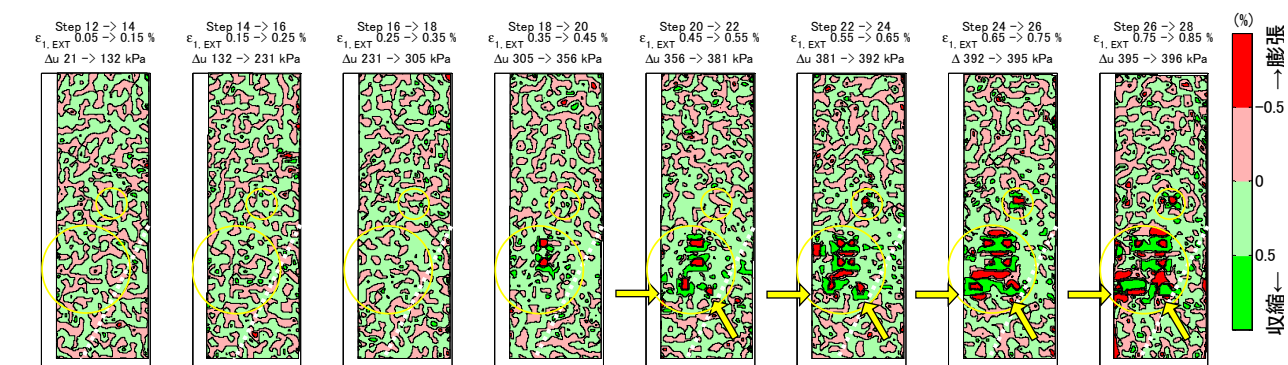


a) 過剰間隙水圧が増加した（有効応力が低下した）間のひずみ分布

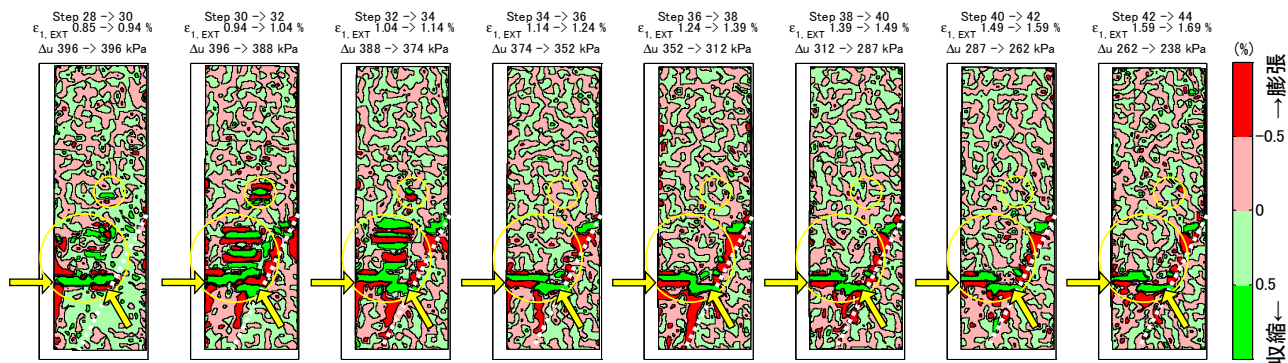


b) 過剰間隙水圧が減少した（有効応力が回復した）間のひずみ分布

図 5.26 最大軸差応力付近の最大せん断ひずみ増分の分布 (HCC300_CUB)



a) 過剰間隙水圧が増加した（有効応力が低下した）間のひずみ分布



b) 過剰間隙水圧が減少した（有効応力が回復した）間のひずみ分布

図 5.27 最大軸差応力付近の $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の増分の分布 (HCC300_CUB)

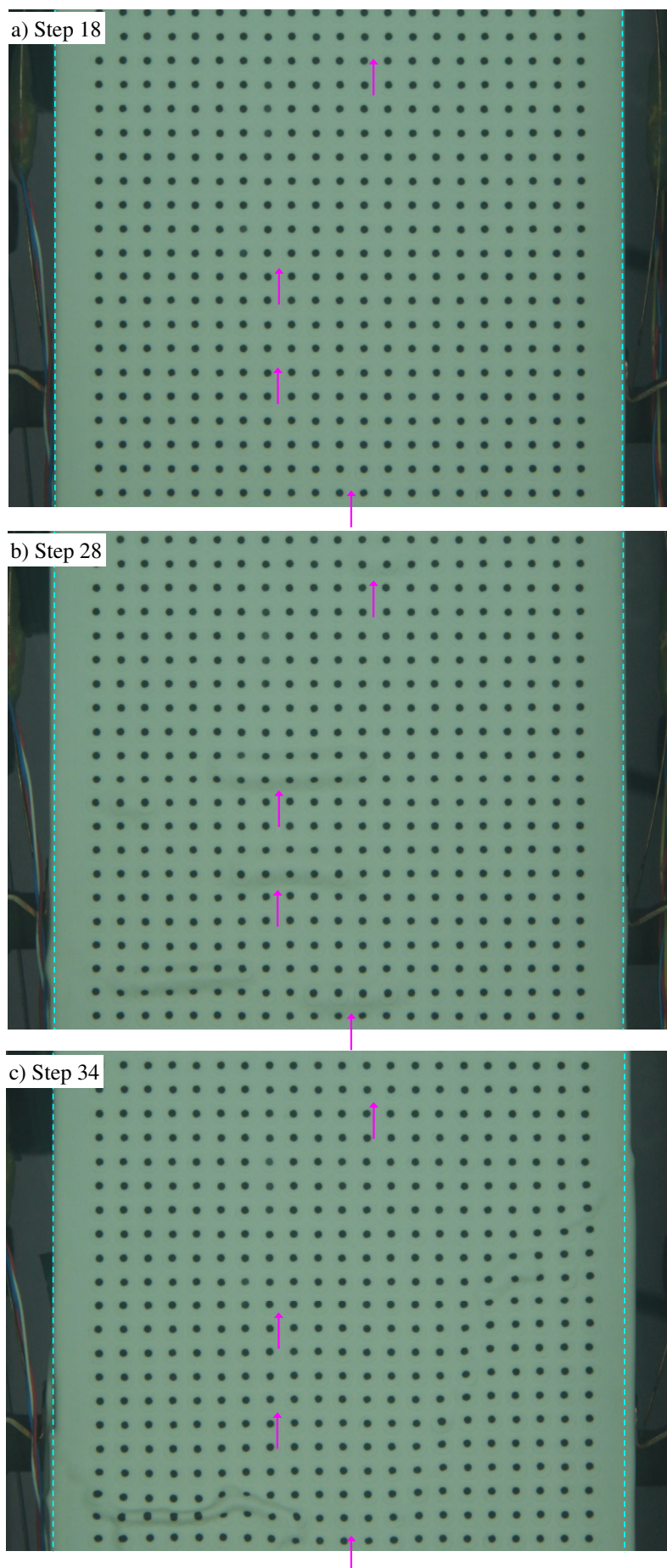


写真 5.2 画像解析の解析写真の拡大, a) Step 18, b) Step 28, c) Step 34

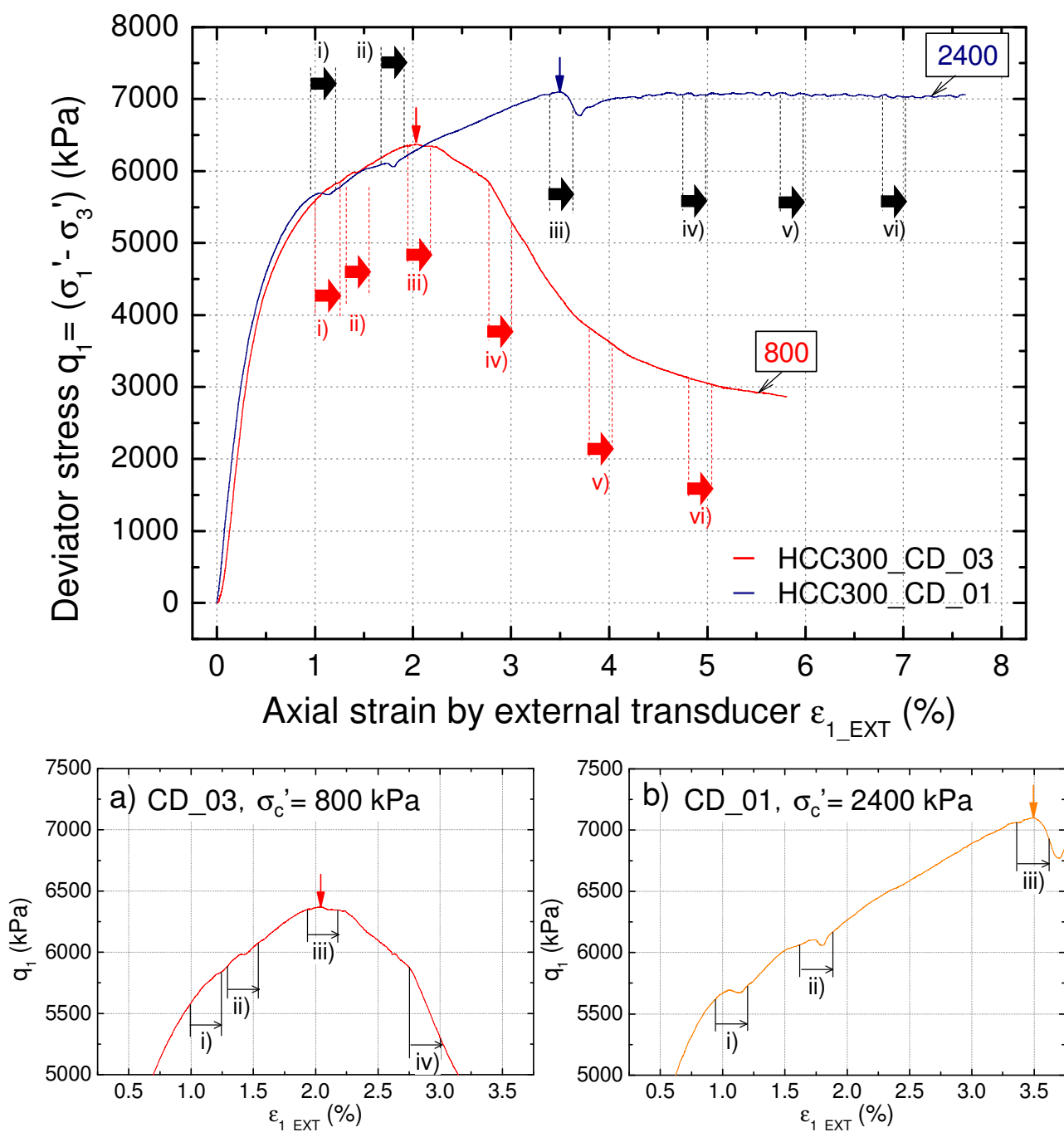


図 5.28 応力ひずみ関係と画像解析の実施点, a) 軸圧縮開始から終了まで,
b) HCC300_CD_03 の最大軸差応力付近, c) HCC300_CD_01 の最大軸差応力付近

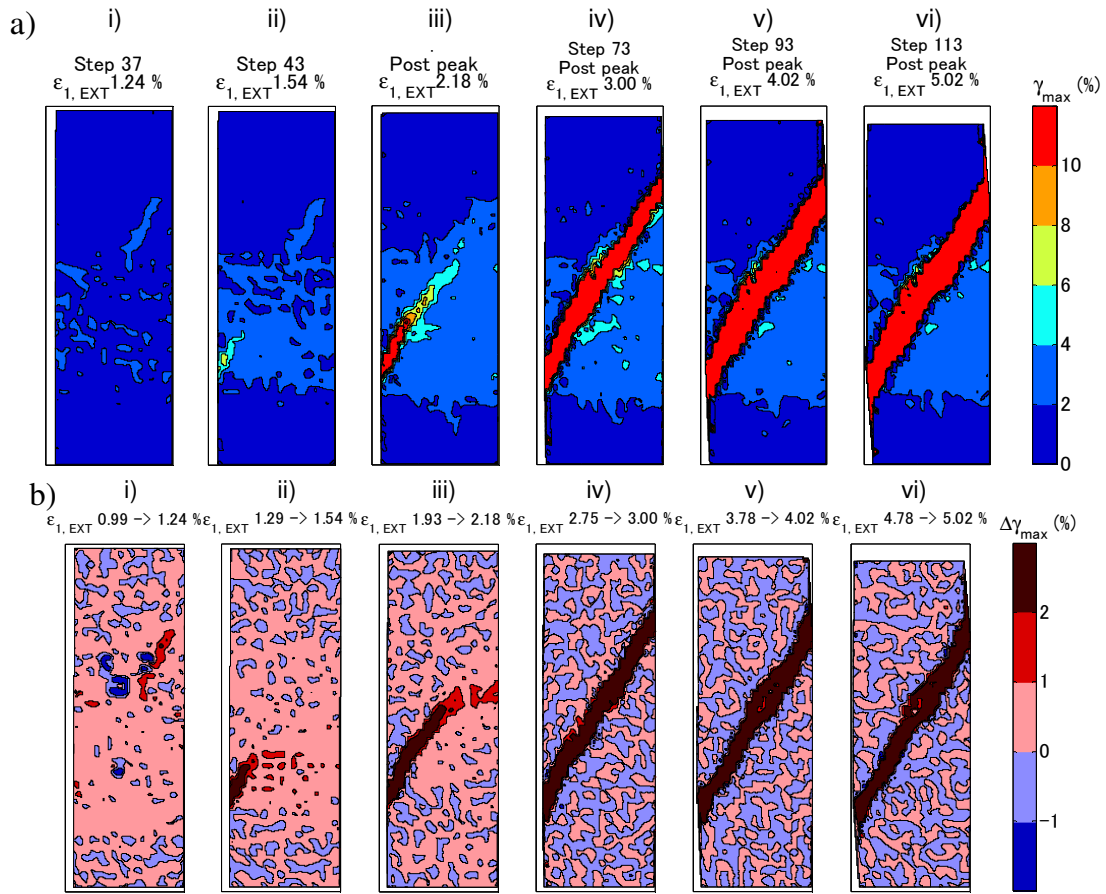


図 5.29 a) 最大せん断ひずみの分布, b) 最大せん断ひずみ増分の分布 (HCC300_CD_03)

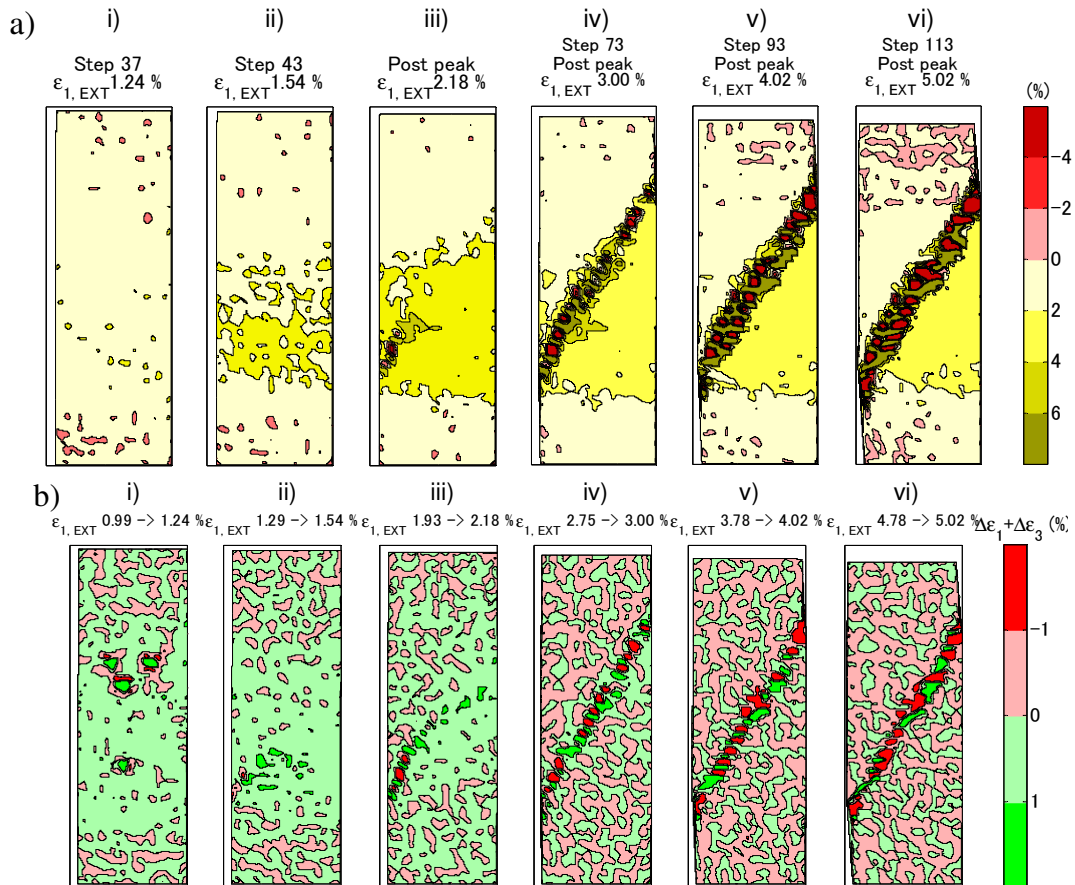


図 5.30 a) $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布, b) $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の増分の分布 (HCC300_CD_03)

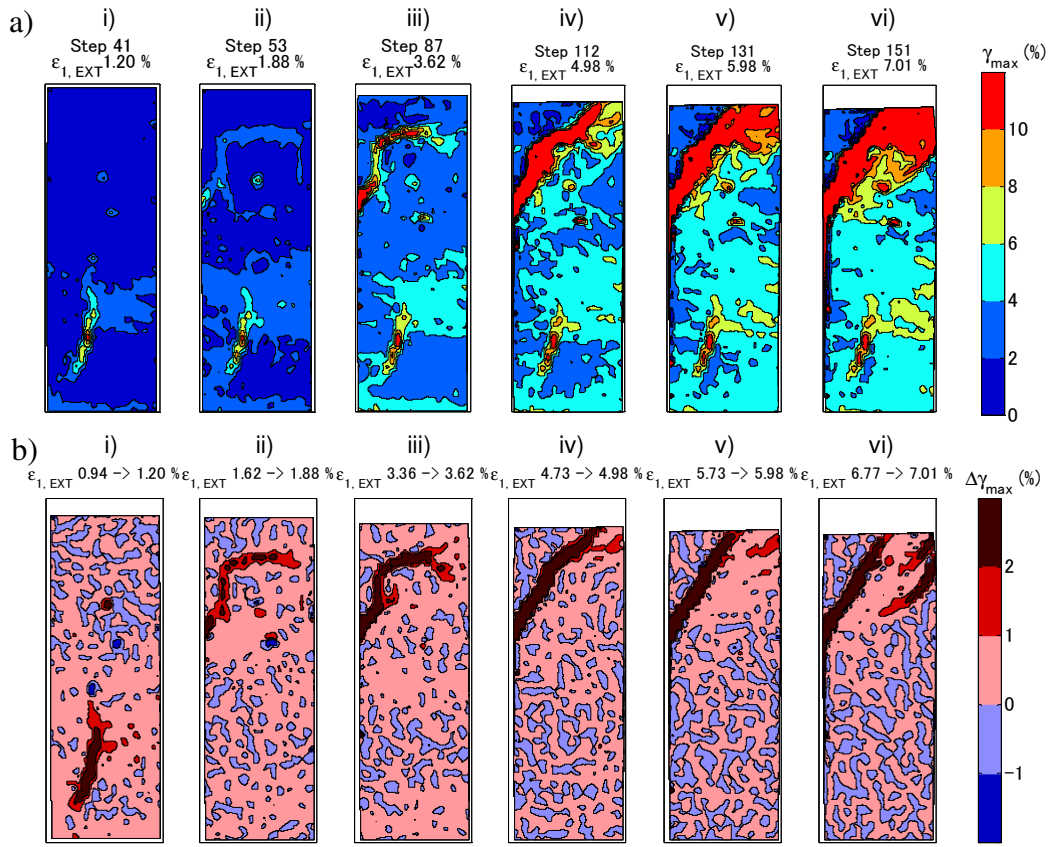


図 5.31 a) 最大せん断ひずみの分布, b) 最大せん断ひずみ増分の分布 (HCC300_CD_01)

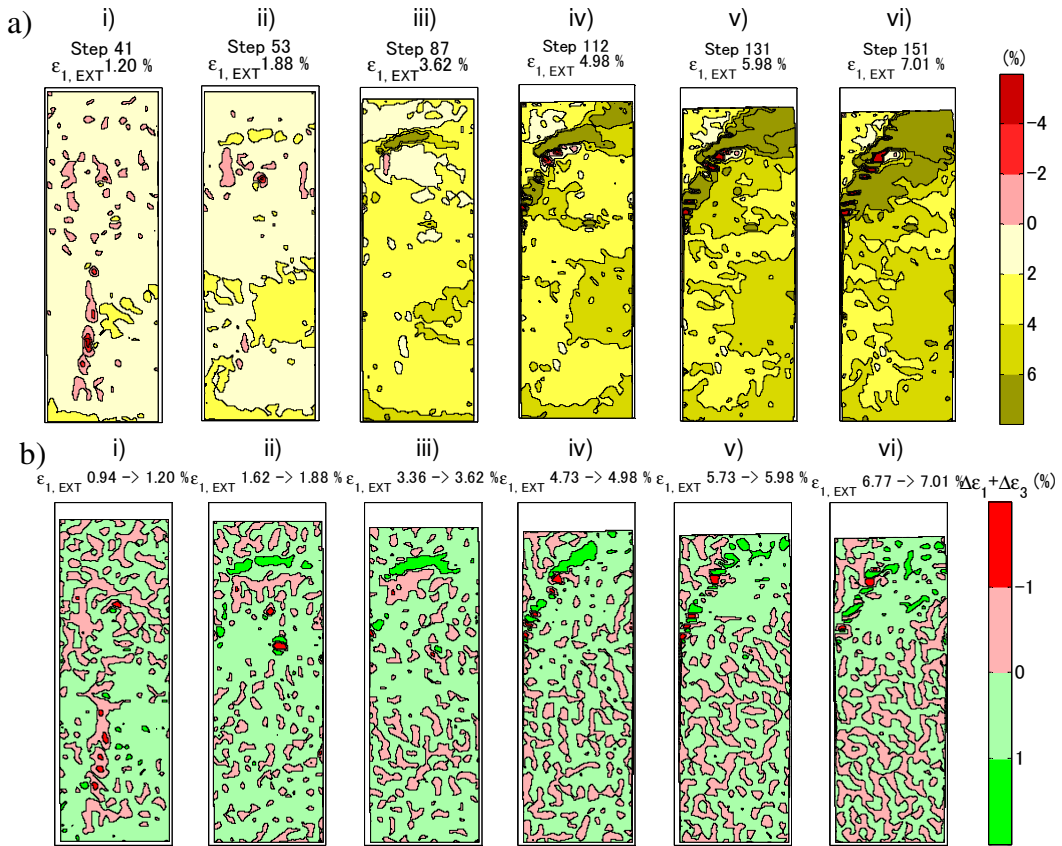


図 5.32 a) $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布, b) $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の増分の分布 (HCC300_CD_01)

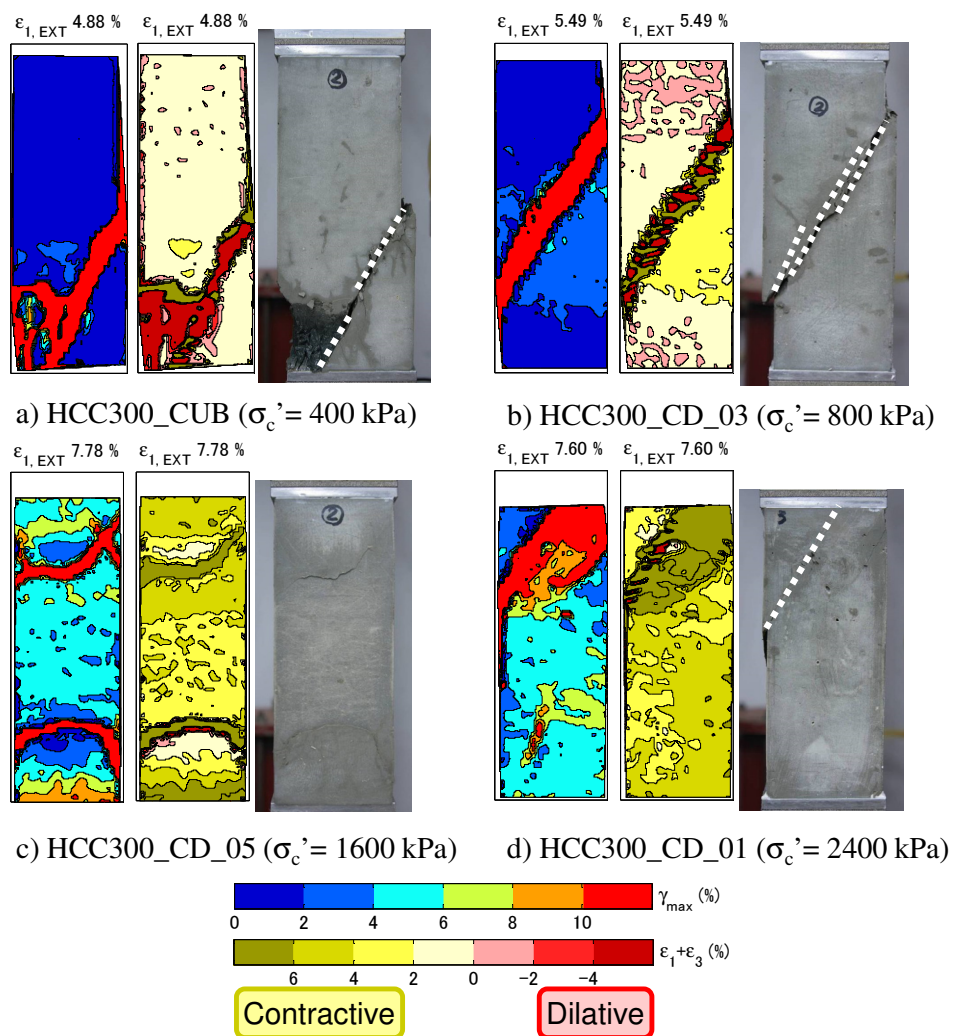


図 5.33 最大軸差応力発揮後の最大せん断ひずみと $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布，試験後の供試体観察面の写真，
 a) HCC300_CUB, b) HCC300_CD_03, c) HCC300_CD_05, d) HCC300_CD_01

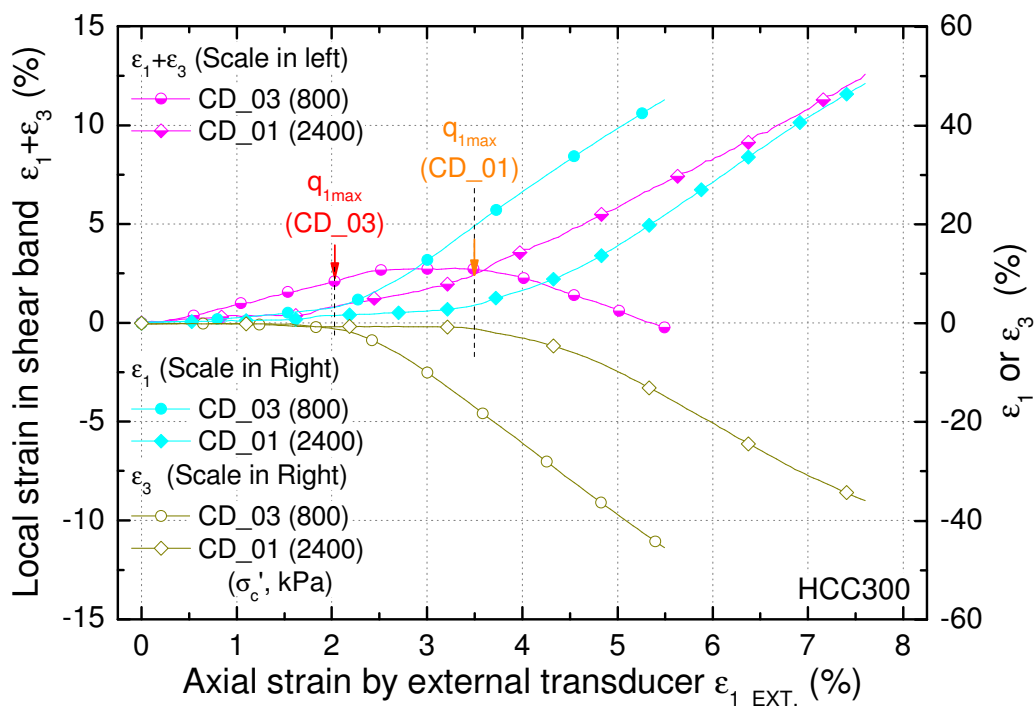


図 5.34 せん断層付近の体積変化 ($\epsilon_1 + \epsilon_3$) の比較 (HCC300_CD_03, 01)

表 5.3 SEM-EDS による観察試料

試験ケース	σ_c' (kPa)	観察面	採取箇所概要, 試料概要 (画像解析面を正面として)	表記
CG_00	-	-	新門司浚渫土	CG_00
CB_00	-	-	高炉セメントB種	CB_00
HCC300_00	-	水平断面	HCC300の未試験試料	HCC300_00
HCC400_00	-	水平断面	HCC400の未試験試料	HCC400_00
HCC300_CD_03	800	水平断面	軸圧縮後の供試体の中央部	HCC300_CD_03_H
		せん断層	軸圧縮後の供試体の中央部	HCC300_CD_03_SB
		縦亀裂	軸圧縮後の供試体の中央部 (画像解析面の対面側)	HCC300_CD_03_SP
HCC300_CD_01	2400	水平断面	軸圧縮後の供試体の中央部	HCC300_CD_01_H
		せん断層	軸圧縮後の供試体の左上部	HCC300_CD_01_SB
		局所化領域	軸圧縮後の供試体の右上部	HCC300_CD_01_SL

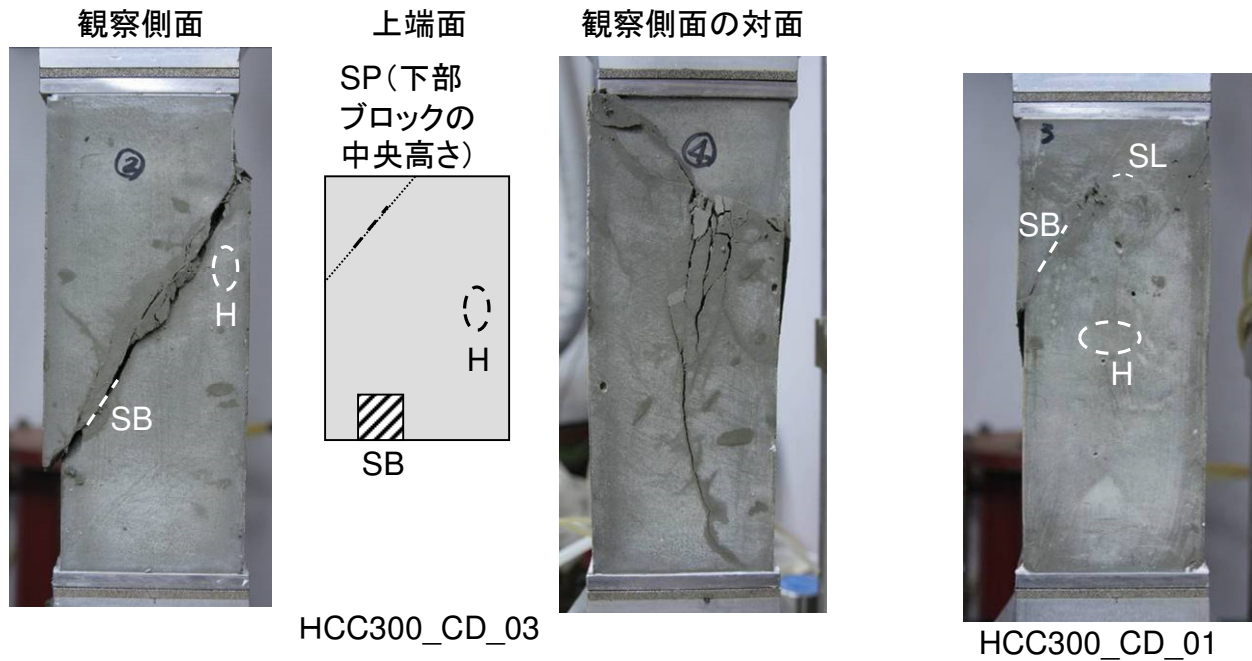


図 5.35 SEM-EDS による観察試料の採取位置 (HCC300_CD_03, 01)

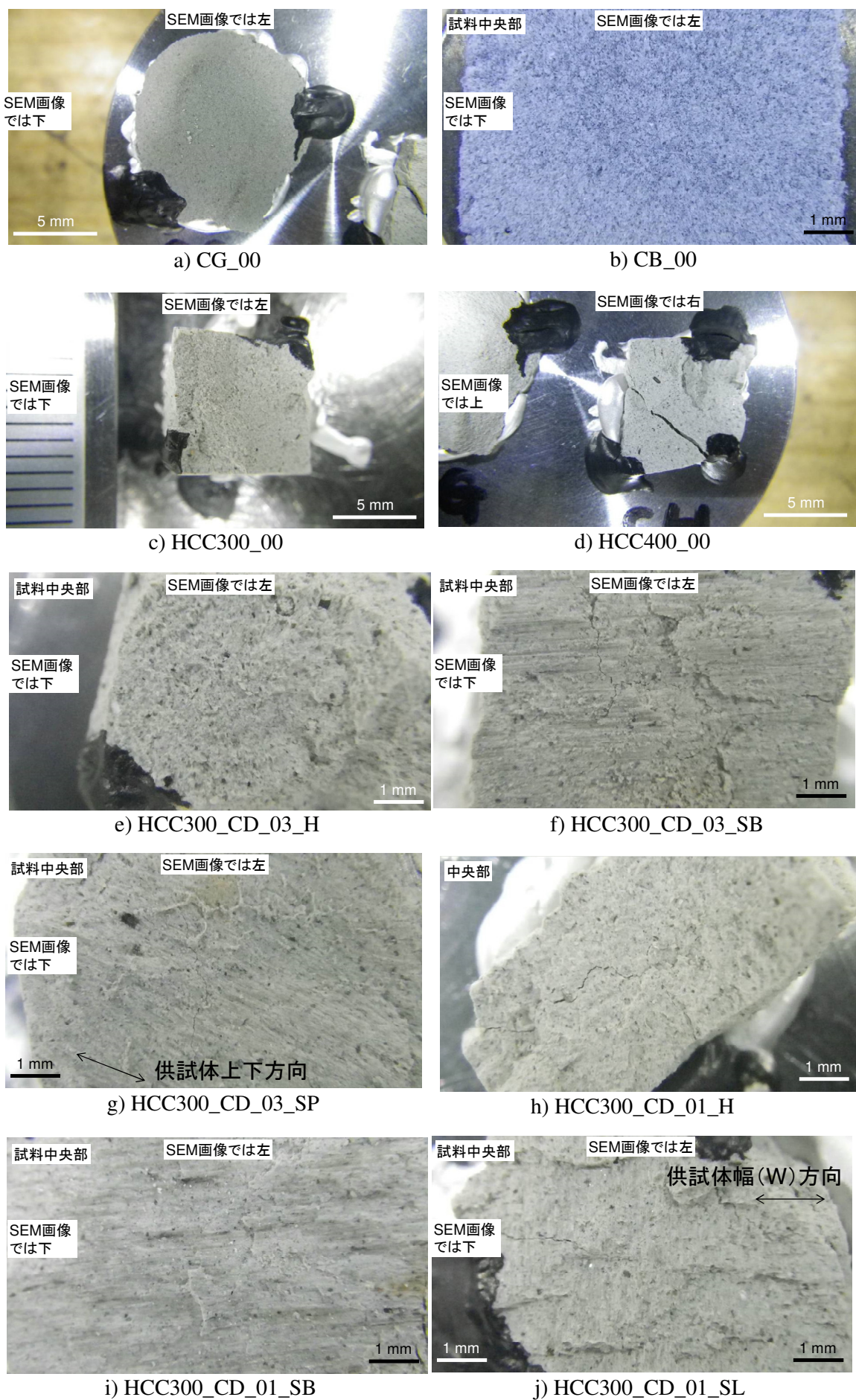


写真 5.3 SEM-EDS 観察試料の概要

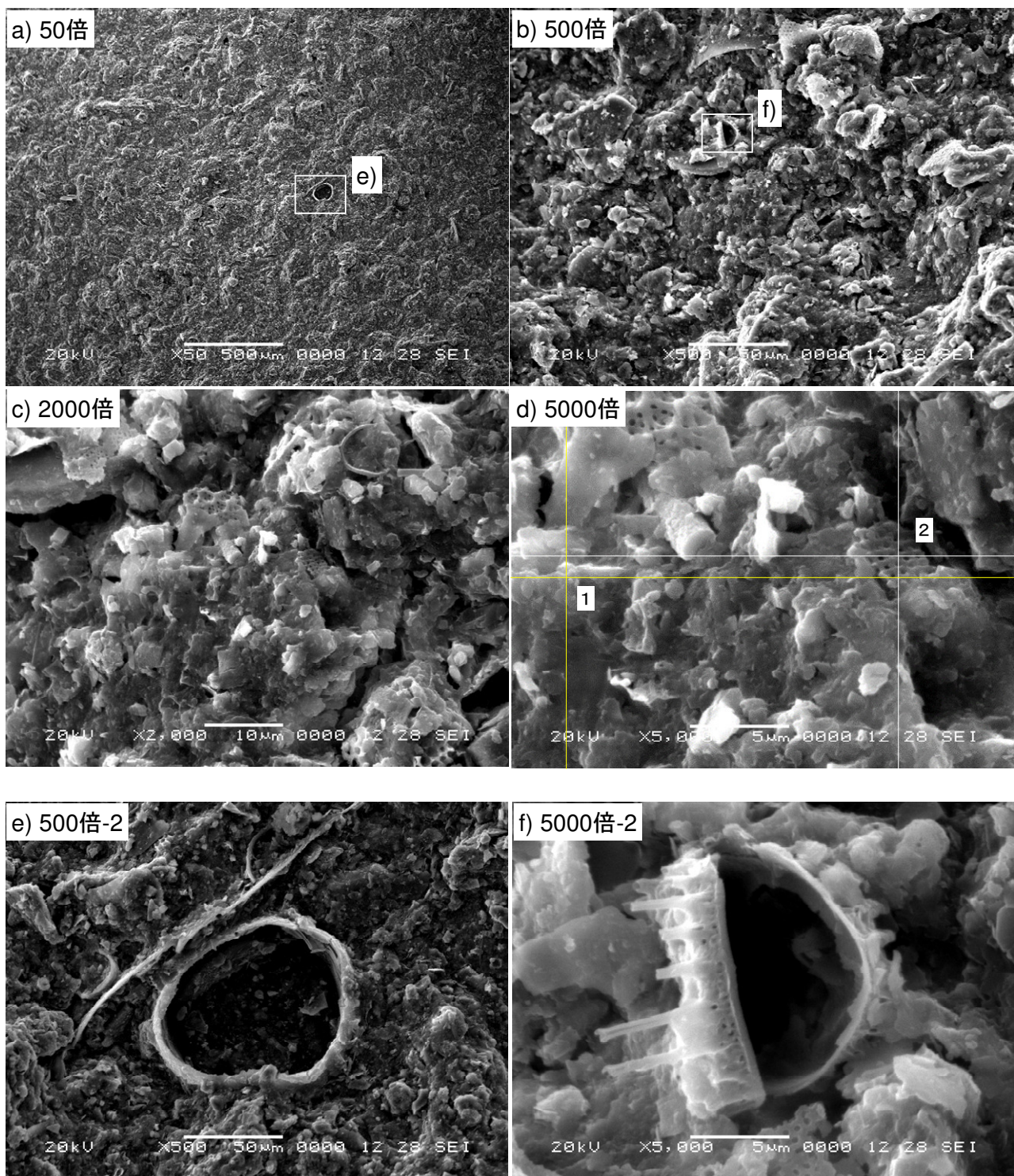


図 5.36 SEM による観察画像（改良前の新門司浚渫土，CG_00）

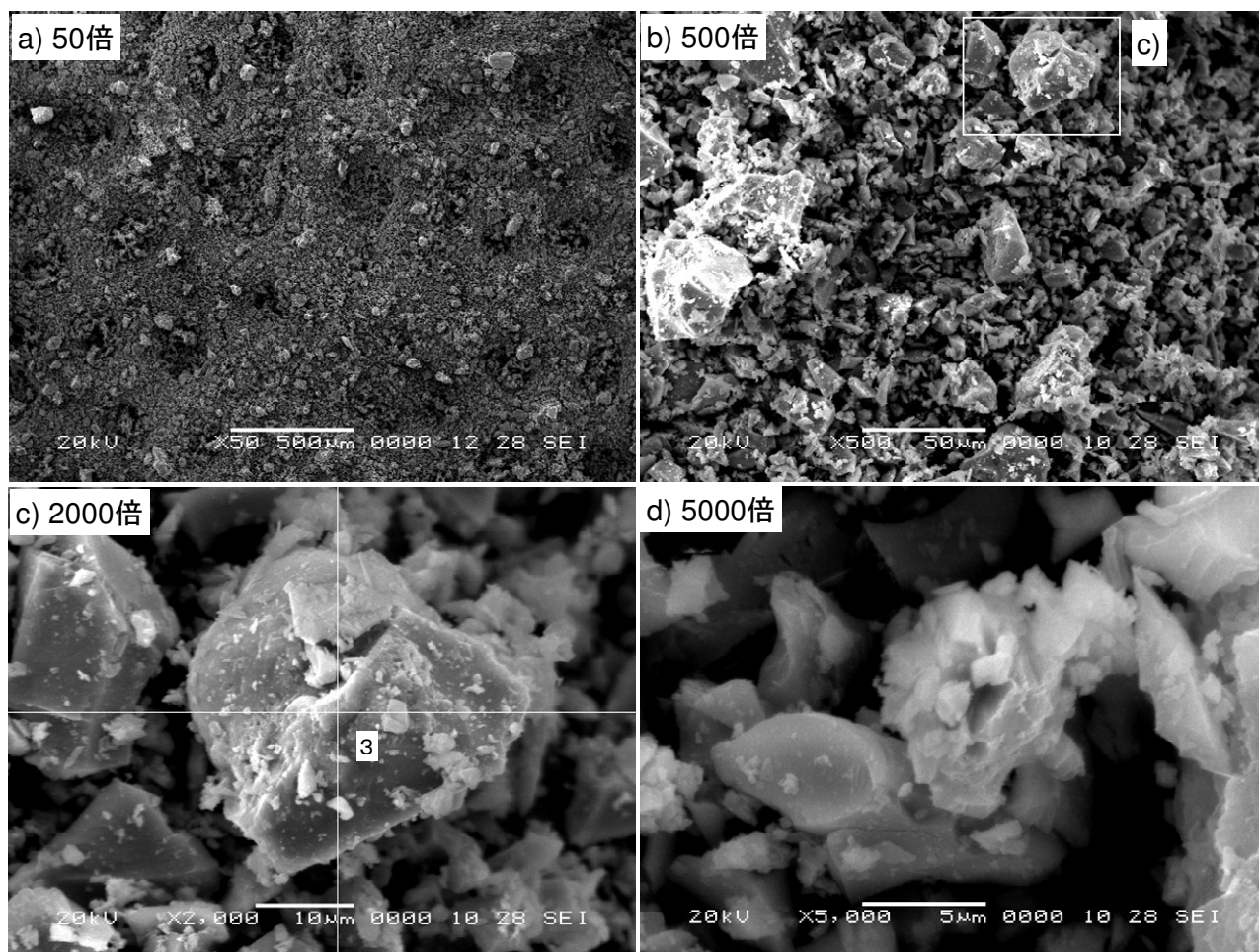


図 5.37 SEM による観察画像（改良前の高炉セメント B 種，CB_00）

表 5.4 EDS による成分分析結果（CG_00，CB_00）

元素	計測点 1 数 μm の土粒子		計測点 2 網目状の珪藻		計測点 3 高炉セメント B 種	
	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)
O	26.19	39.66	17.73	37.06	32.70	50.78
Mg	1.57	1.57	0.71	0.76	-	-
Al	15.07	13.54	13.66	13.08	2.97	2.73
Si	47.65	41.10	43.60	40.09	24.97	22.09
Ca	-	-	1.07	0.69	39.36	24.40
Fe	9.52	4.13	18.00	8.32	-	-

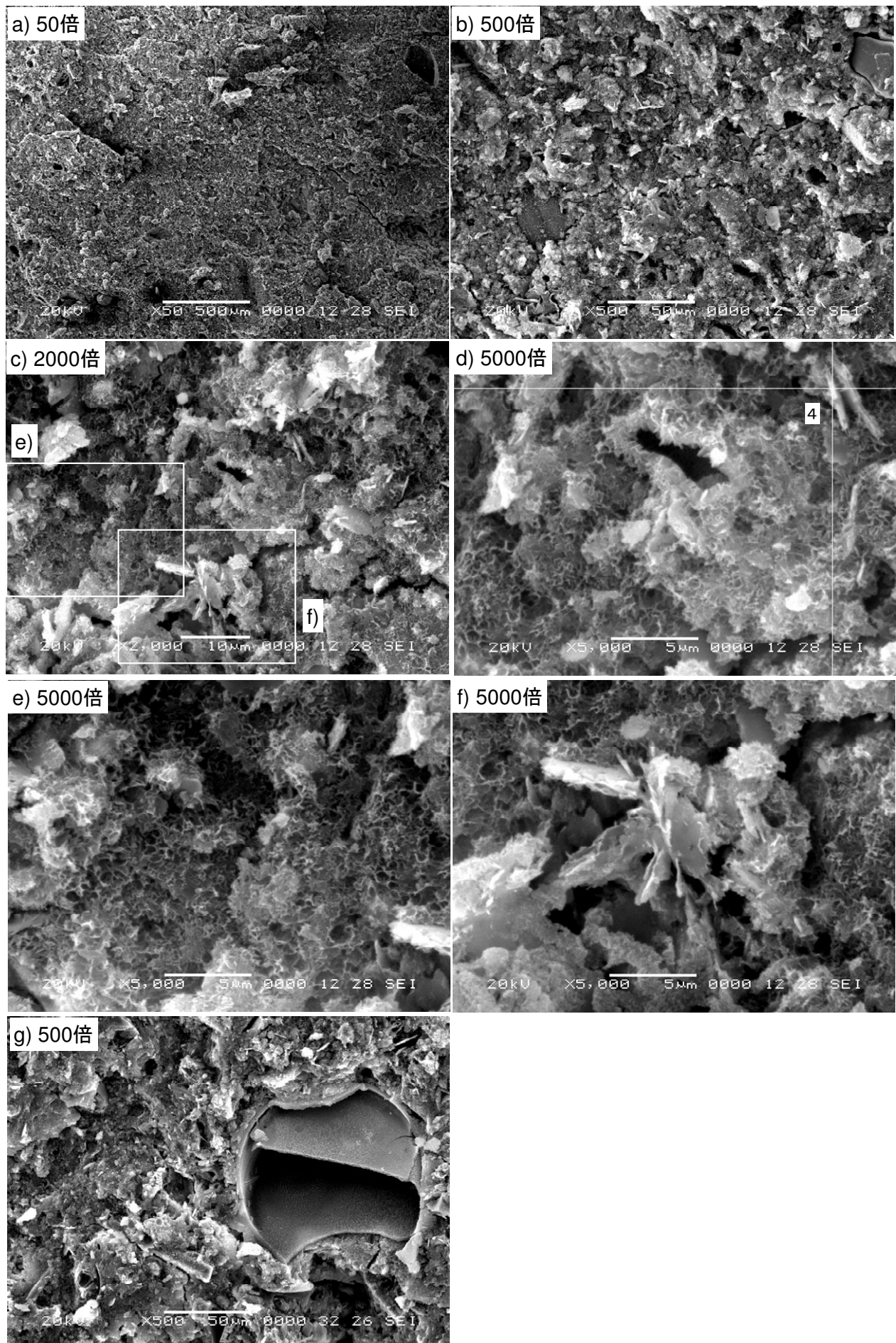


図 5.38 SEM による観察画像 (セメント添加量 300 kg/m³ の未試験試料, HCC300_00)

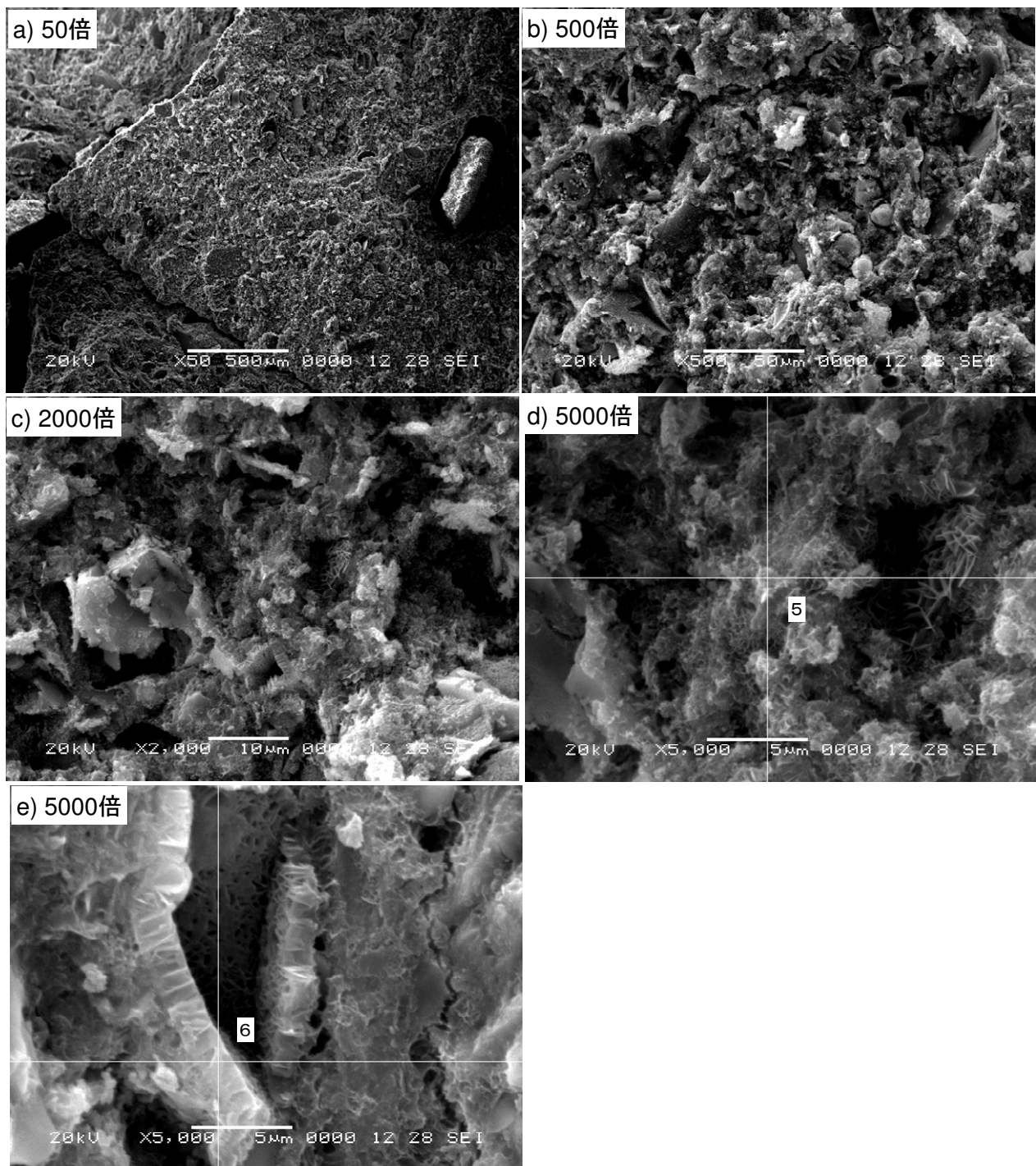


図 5.39 SEM による観察画像（セメント添加量 400 kg/m^3 の未試験試料, HCC400_00)

表 5.5 EDS による成分分析結果 (HCC300_00, HCC400_00)

元素	計測点 4 セメント水和物		計測点 5 土粒子		計測点 6 セメント水和物	
	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)
O	12.13	22.95	30.66	48.29	35.42	51.07
Mg	1.00	1.25	-	-	10.25	9.72
Al	10.93	12.26	10.99	9.42	12.79	10.93
Si	25.25	27.21	24.45	21.94	20.57	16.90
Ca	41.51	31.35	26.14	16.44	16.68	9.60
Fe	9.18	4.98	8.66	3.91	4.30	1.78

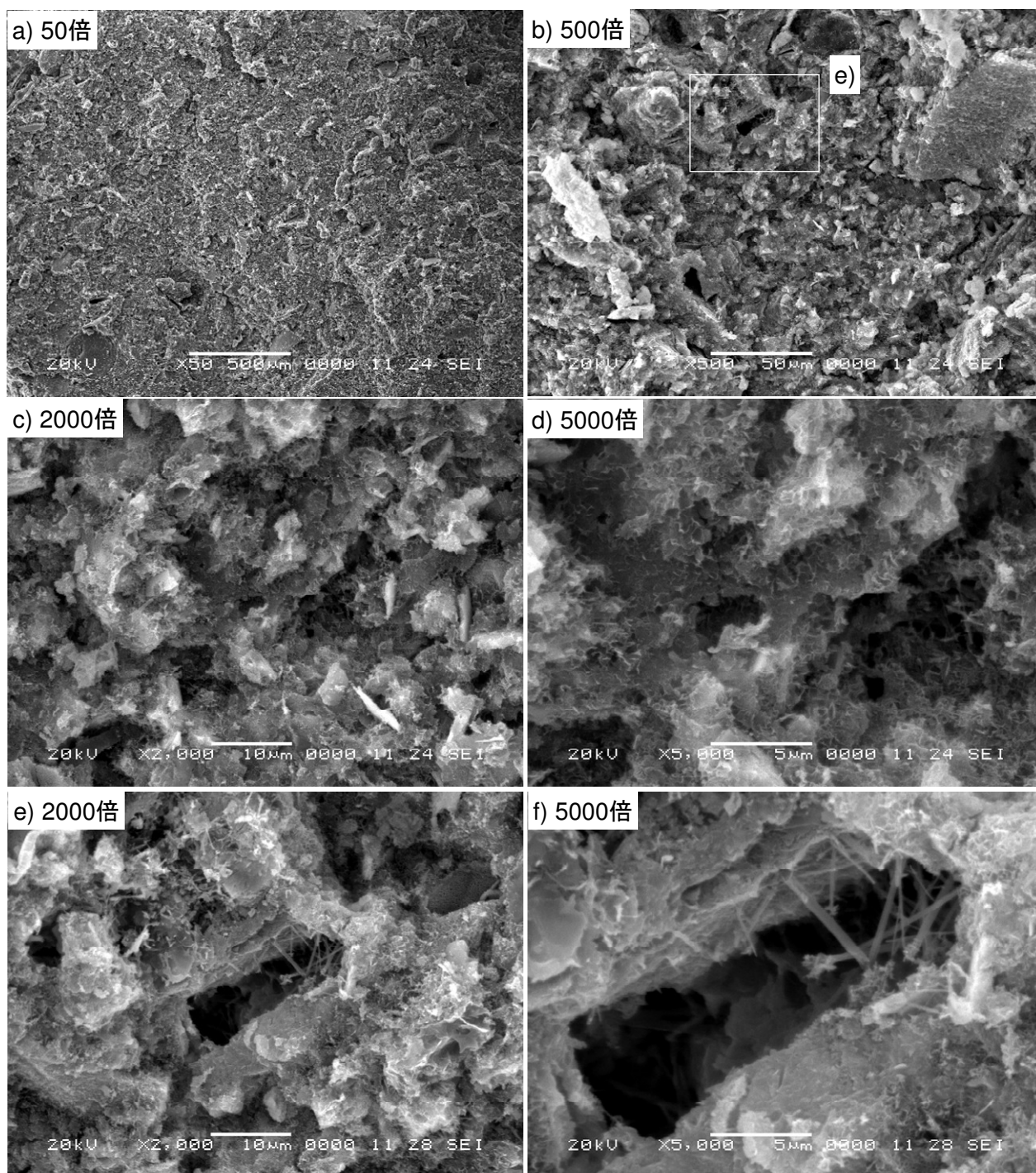


図 5.40 SEM による観察画像（拘束圧 800 kPa，水平断面試料，HCC300_CD_03_H）

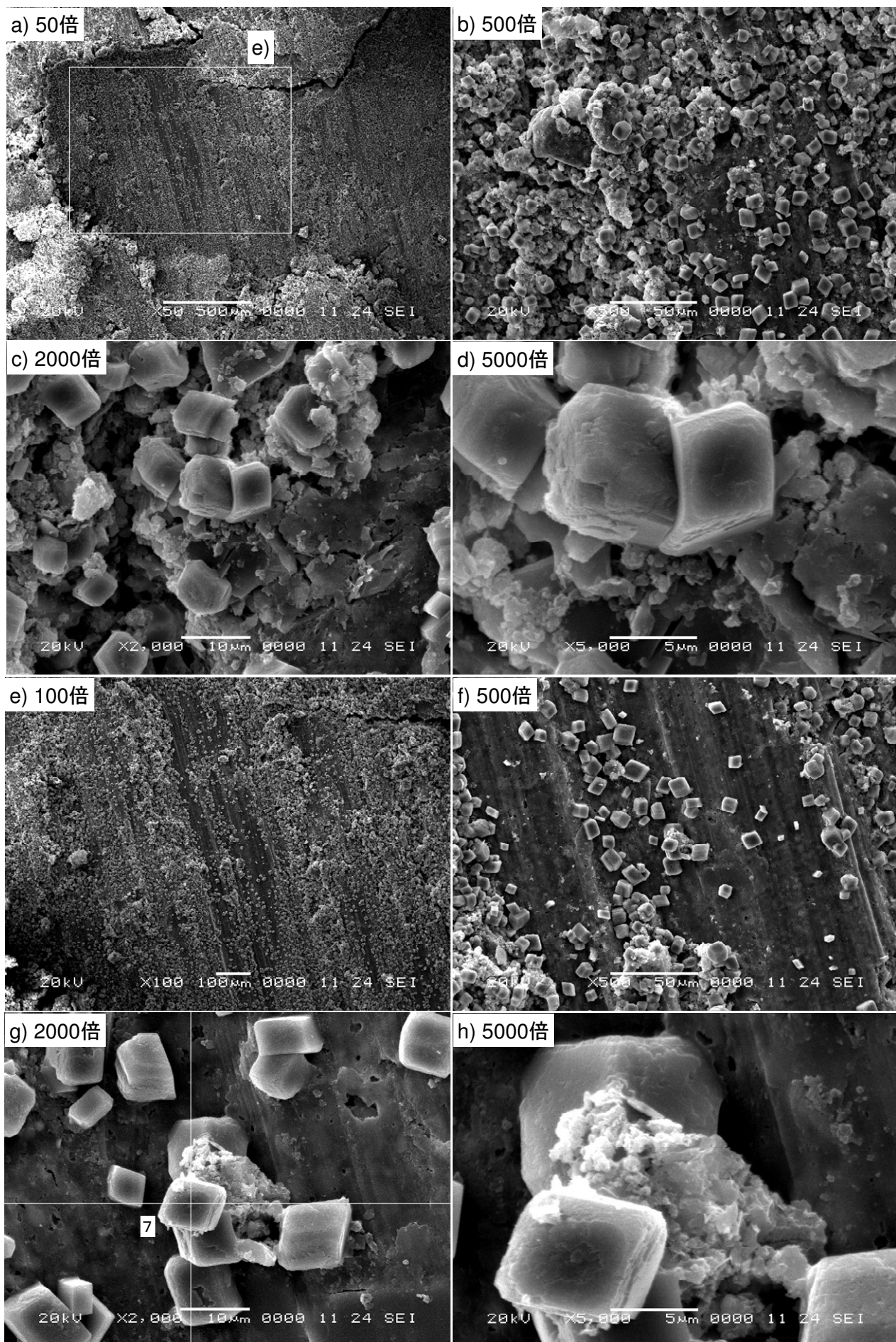


図 5.41 SEM による観察画像 (拘束圧 800 kPa, せん断層試料, HCC300_CD_03_SB)

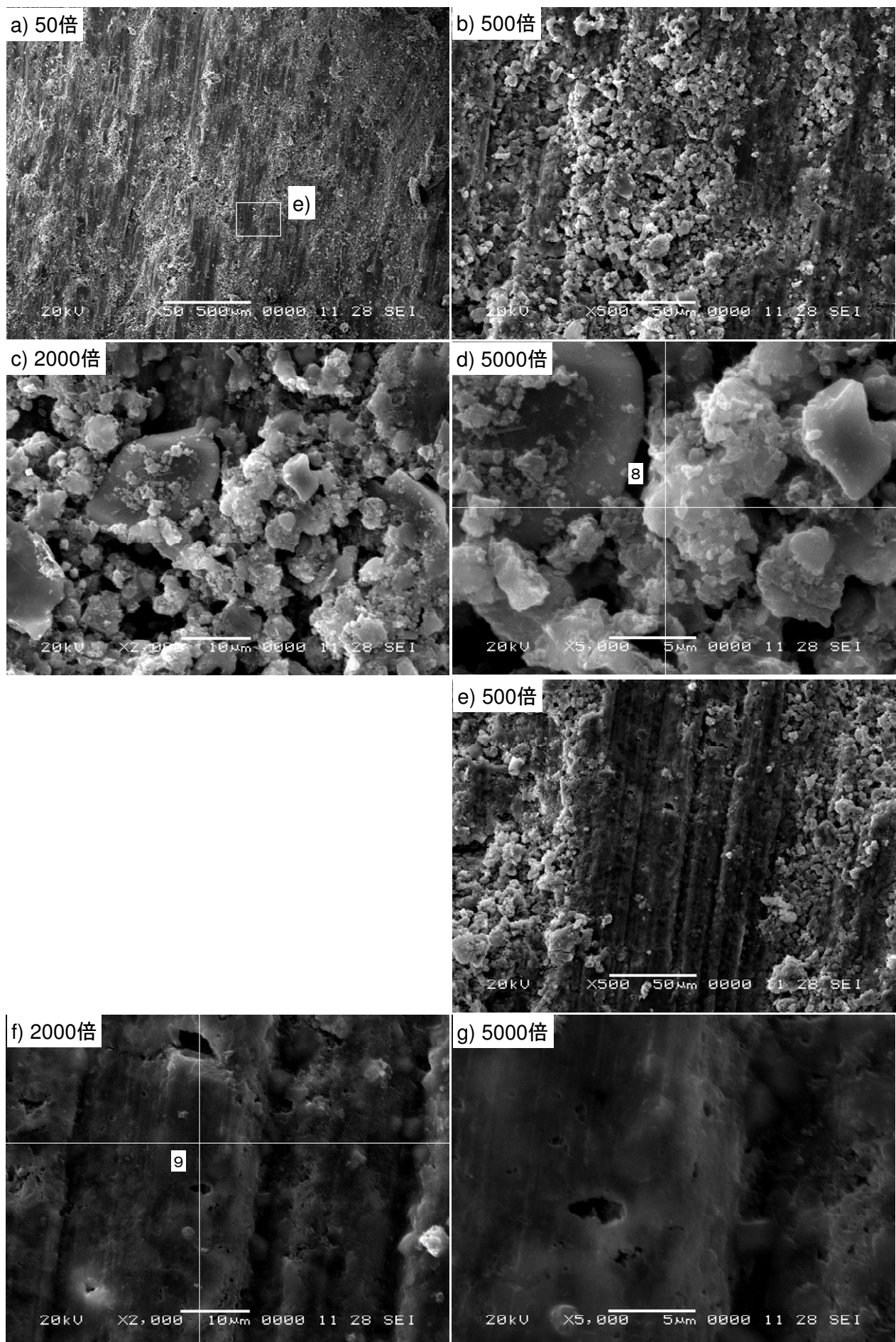


図 5.42 SEM による観察画像（拘束圧 800 kPa，縦亀裂試料，HCC300_CD_03_SP）

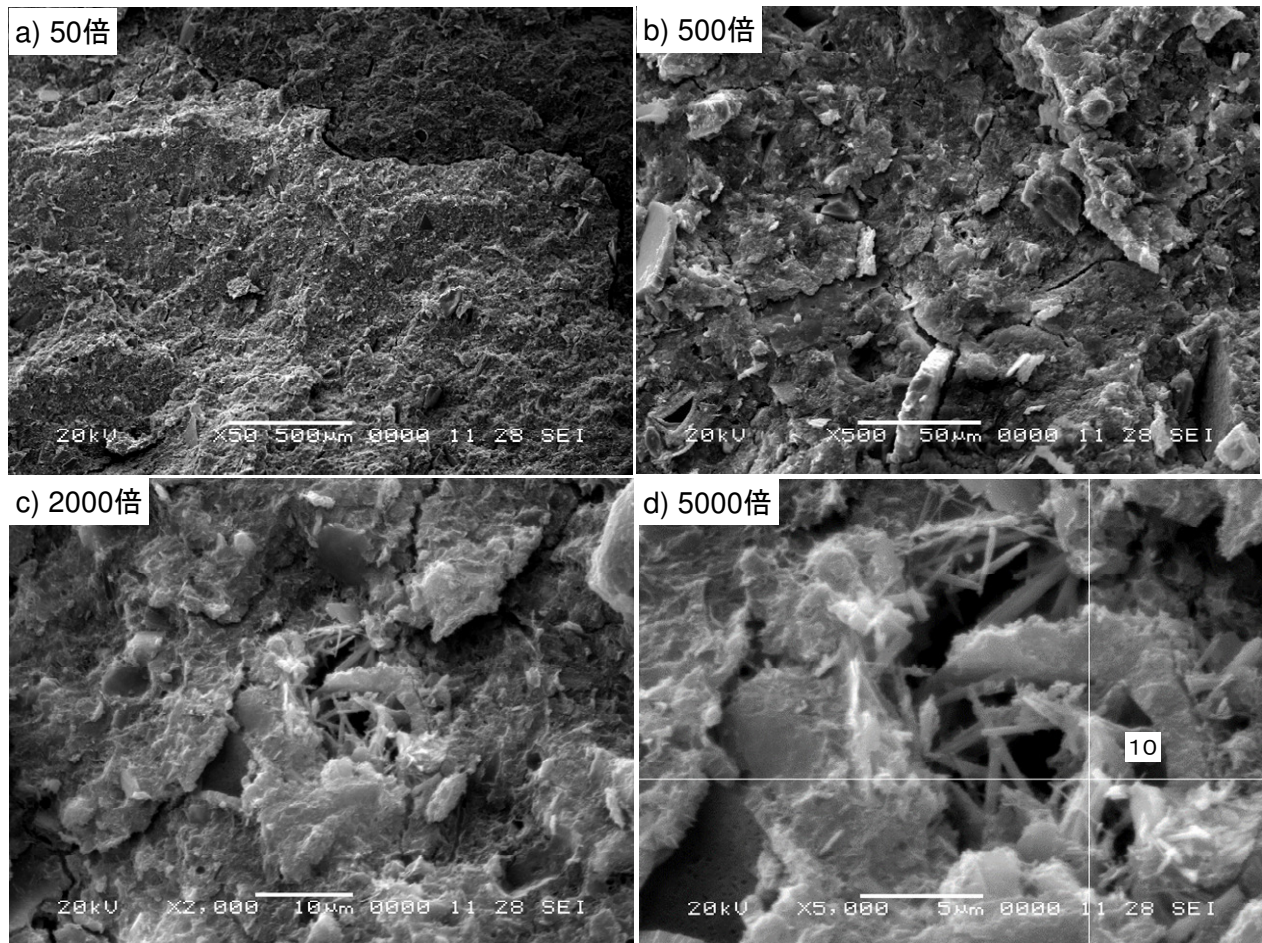


図 5.43 SEM による観察画像（拘束圧 2400 kPa，水平断面試料，HCC300_CD_01_H）

表 5.6 EDS による成分分析結果（HCC300_CD_03，HCC300_CD_01）

元素	計測点 7 せん断層上粒子		計測点 8 縦亀裂団粒		計測点 9 縦亀裂平滑面		計測点 10 針状結晶	
	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)
O	25.61	44.10	16.43	30.72	4.72	9.38	34.64	54.46
Mg	-	-	-	-	-	-	-	-
Al	5.38	5.49	6.27	6.95	13.50	15.92	10.49	9.78
Si	16.91	16.59	24.95	26.57	42.75	48.44	11.42	10.23
Ca	41.76	28.71	36.70	27.38	17.91	14.22	33.67	21.13
Fe	10.34	5.10	15.65	8.38	21.12	12.03	9.78	4.40

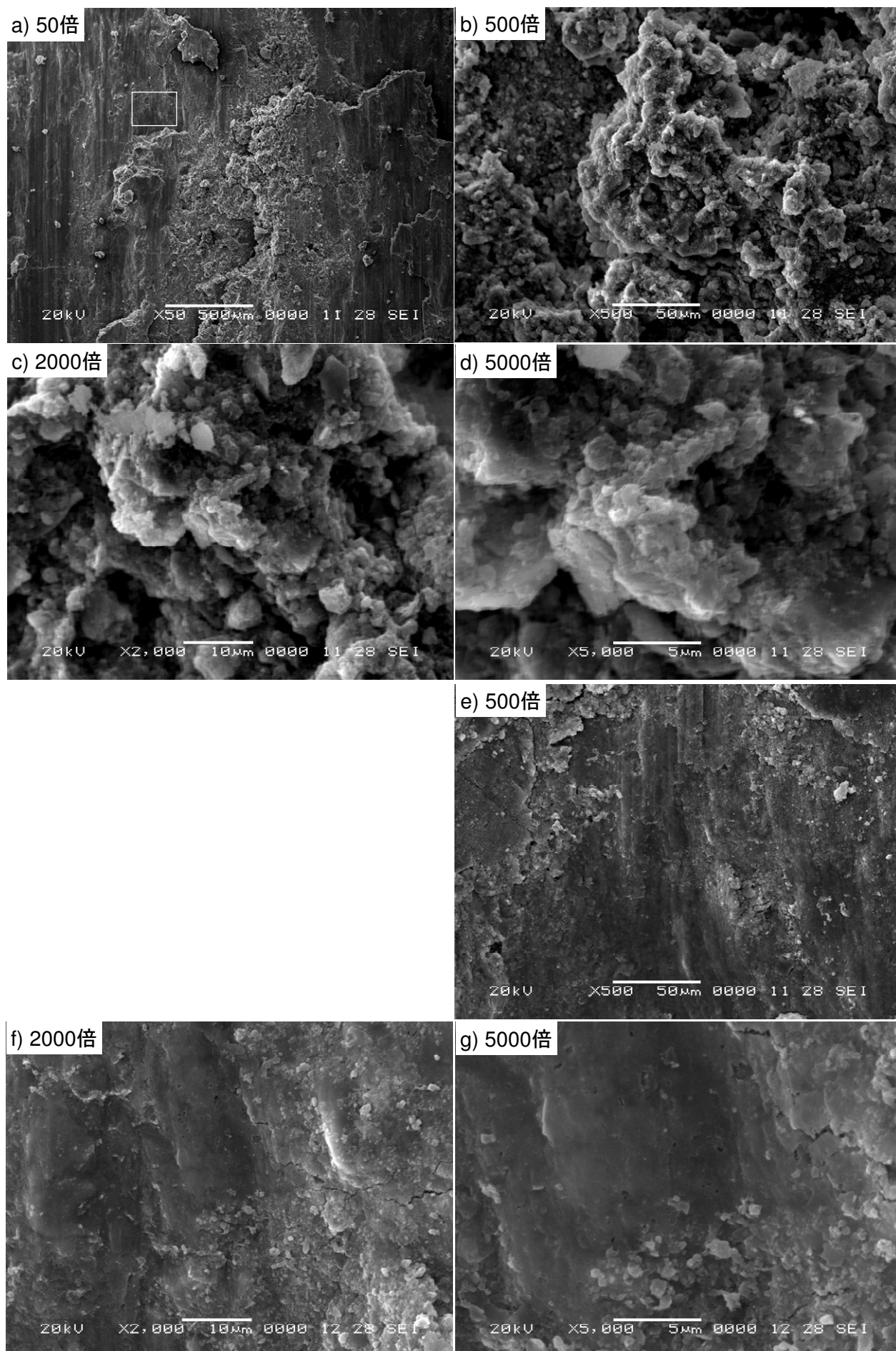


図 5.44 SEM による観察画像 (拘束圧 2400 kPa, せん断層試料, HCC300_CD_01_SB)

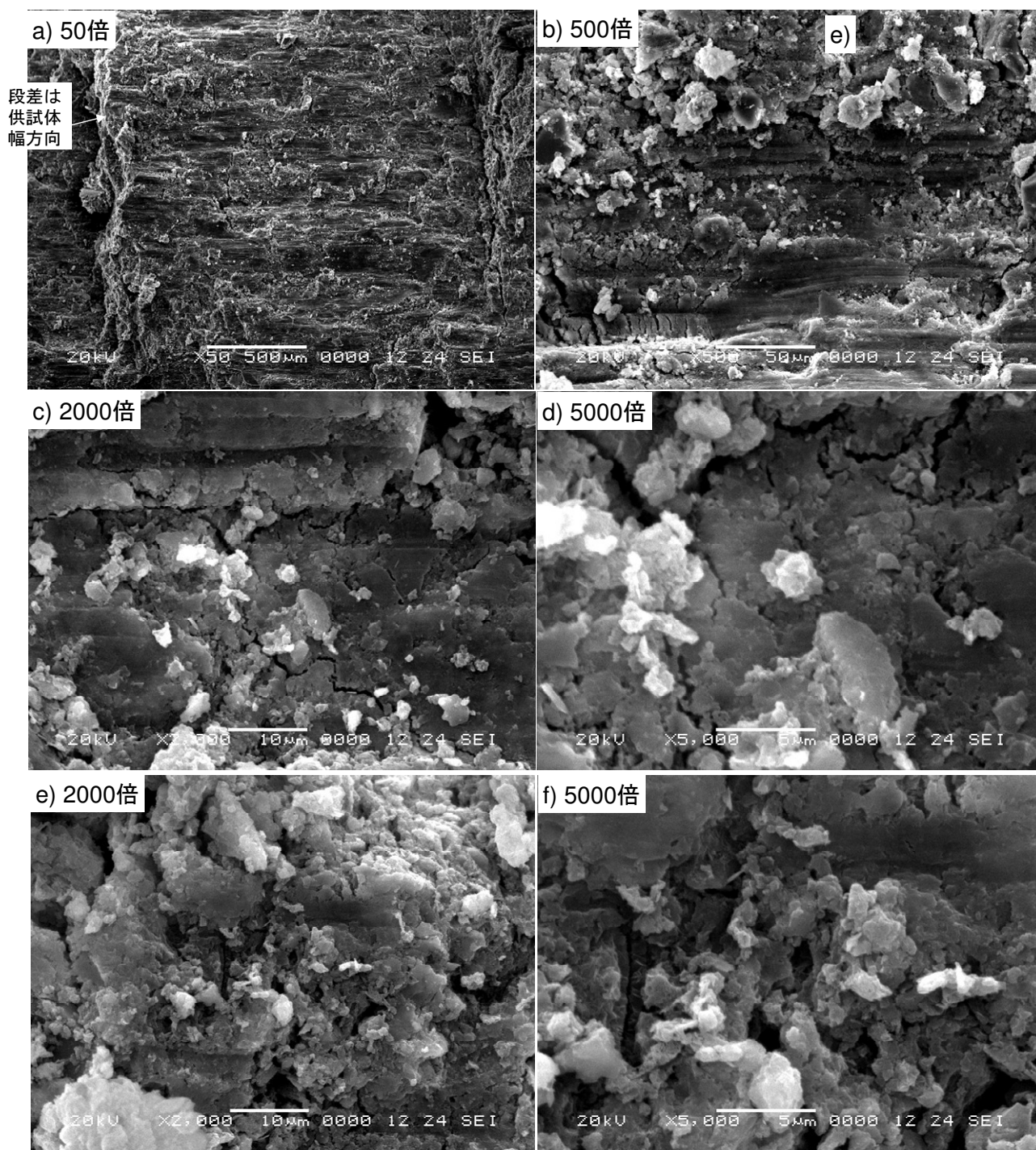


図 5.45 SEM による観察画像（拘束圧 2400 kPa，局所化領域試料，HCC300_CD_01_SL）

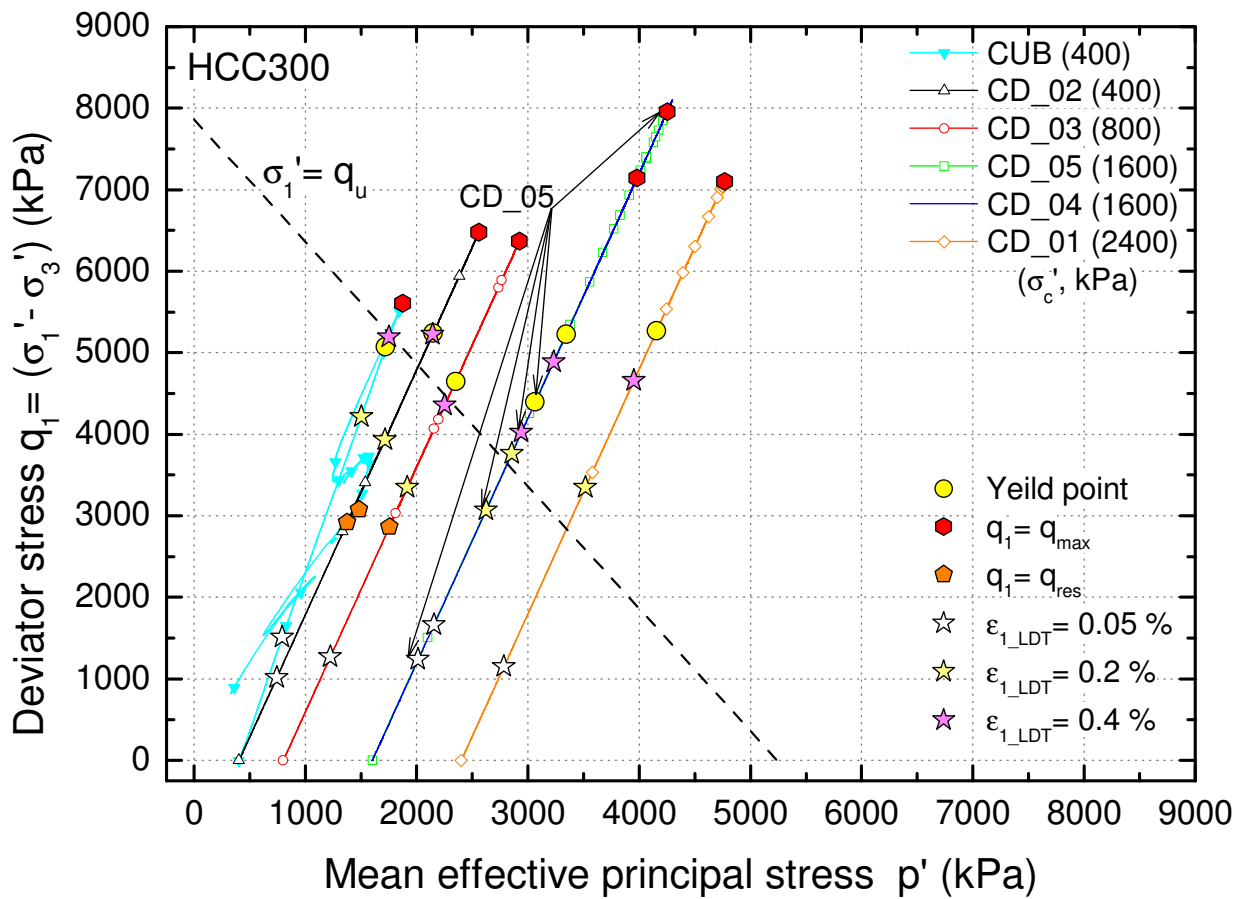


図 5.46 セメント改良粘土の三軸圧縮試験における有効応力経路

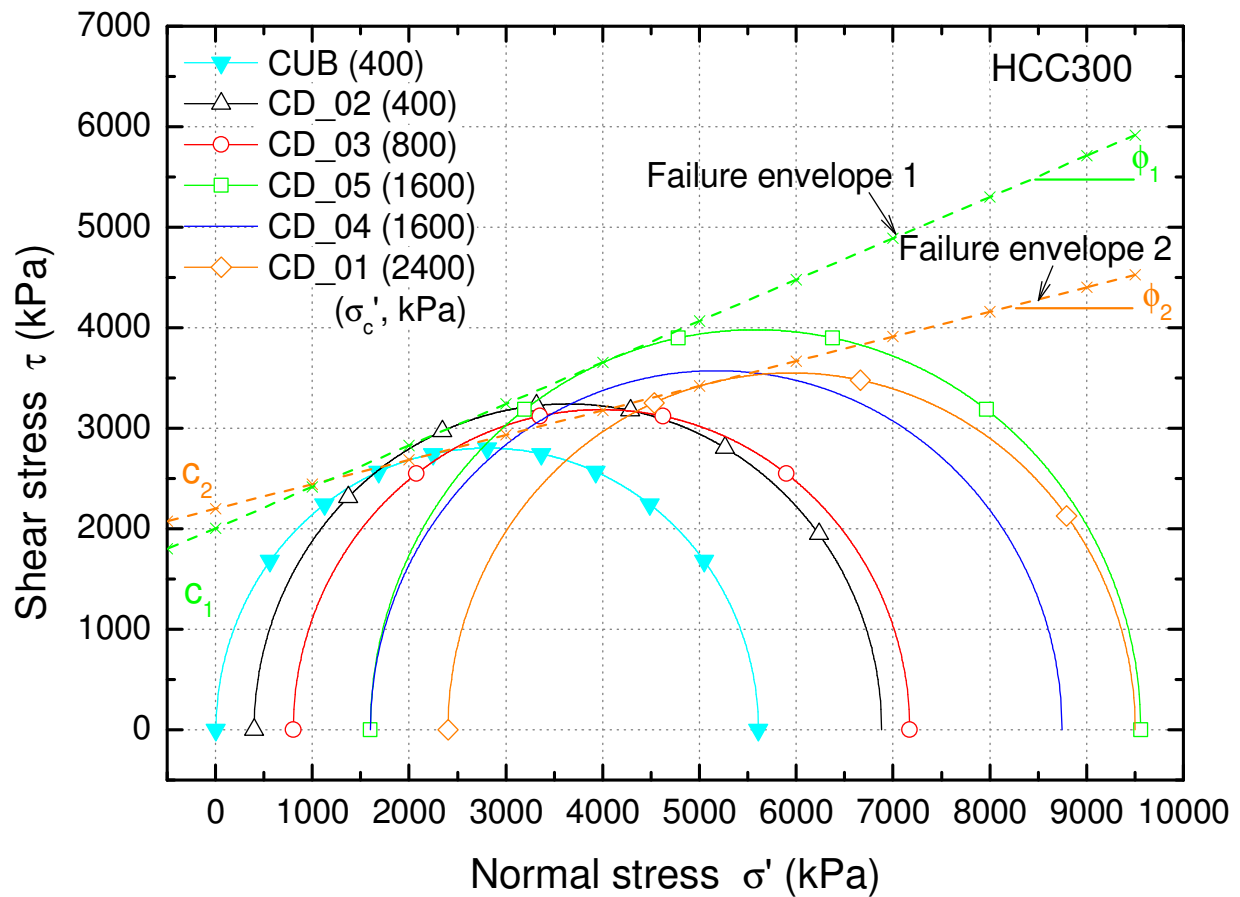


図 5.47 セメント改良粘土の最大軸差応力発揮時の有効応力のモール円

表 5.7 セメント改良粘土の強度定数

Failure envelope	ϕ' (deg)	c' (kPa)	Tests to draw failure envelope
1	22.4	2006	HCC300_CD_02, 05
2	13.8	2197	HCC300_CUB, CD_01

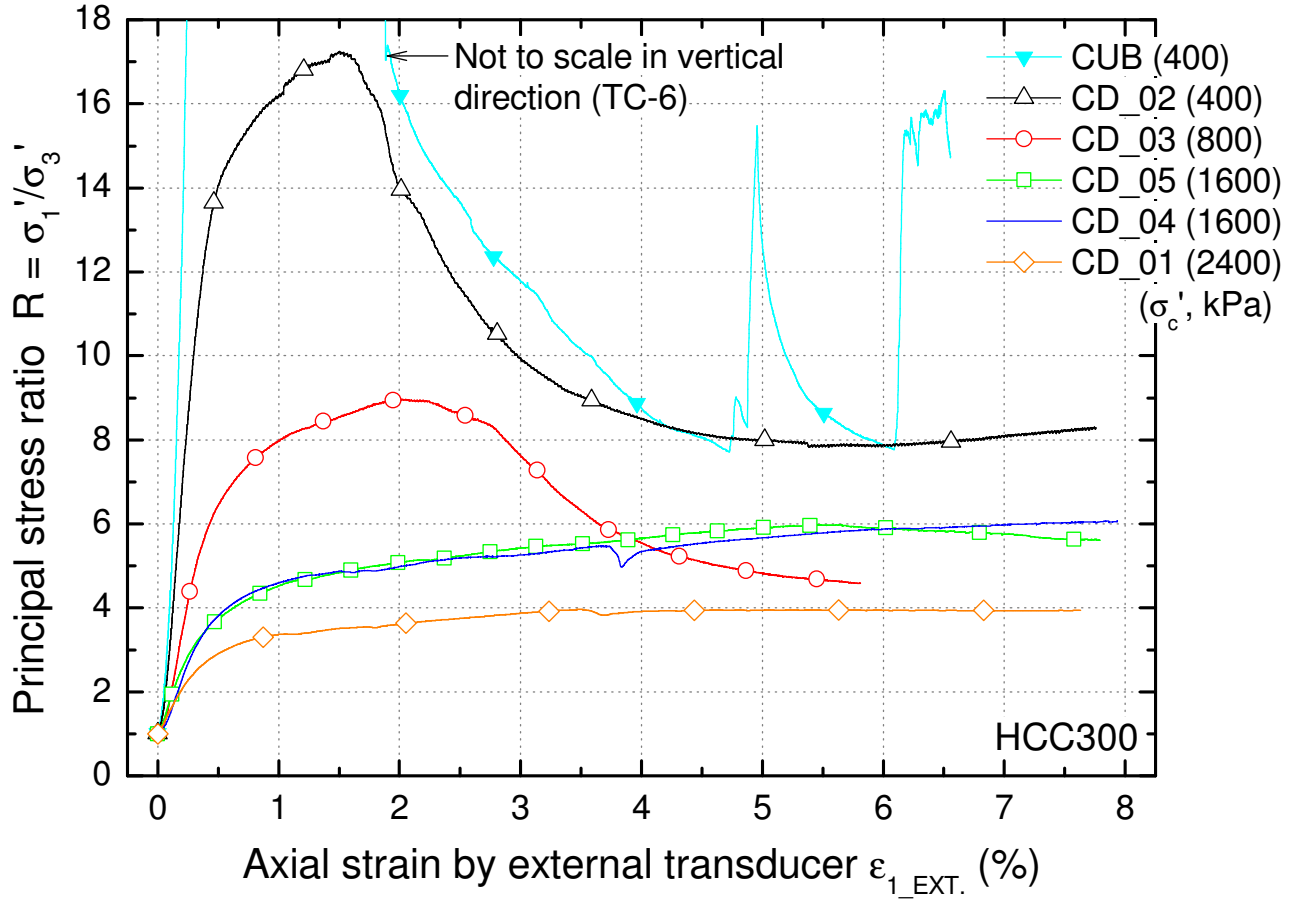


図 5.48 主応力比と軸ひずみとの関係

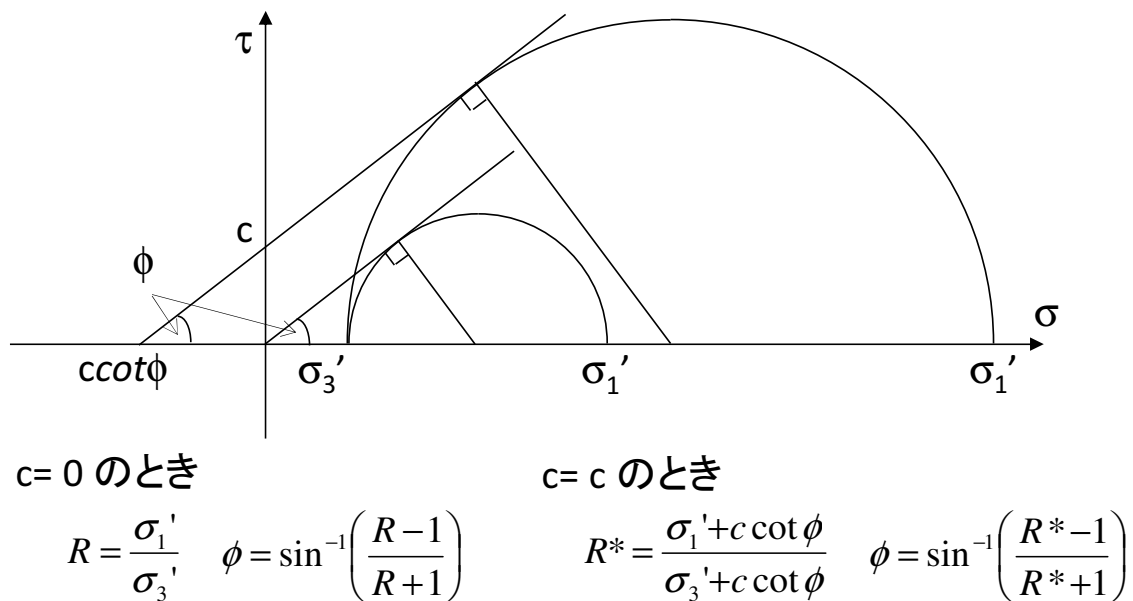


図 5.49 見かけの粘着力を考慮した主応力比 R^* の定義

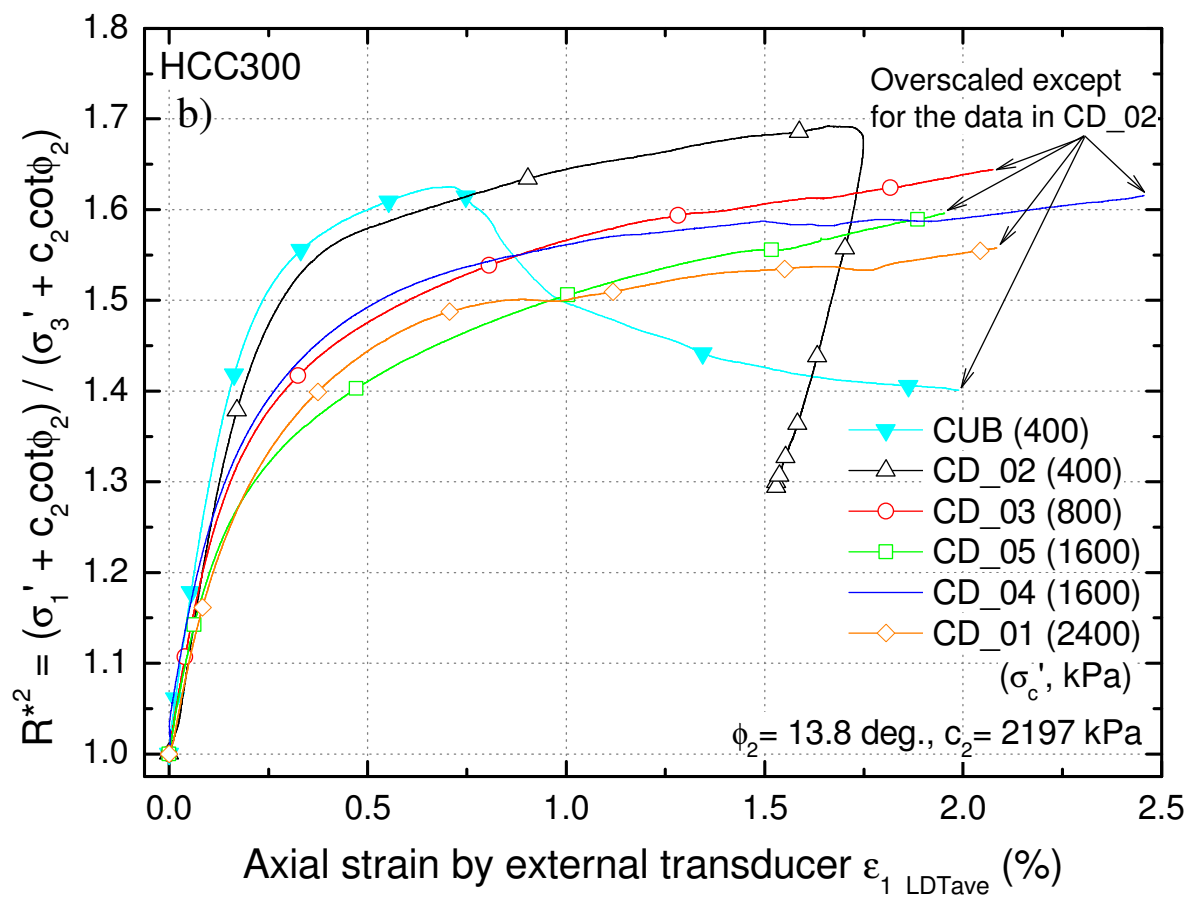
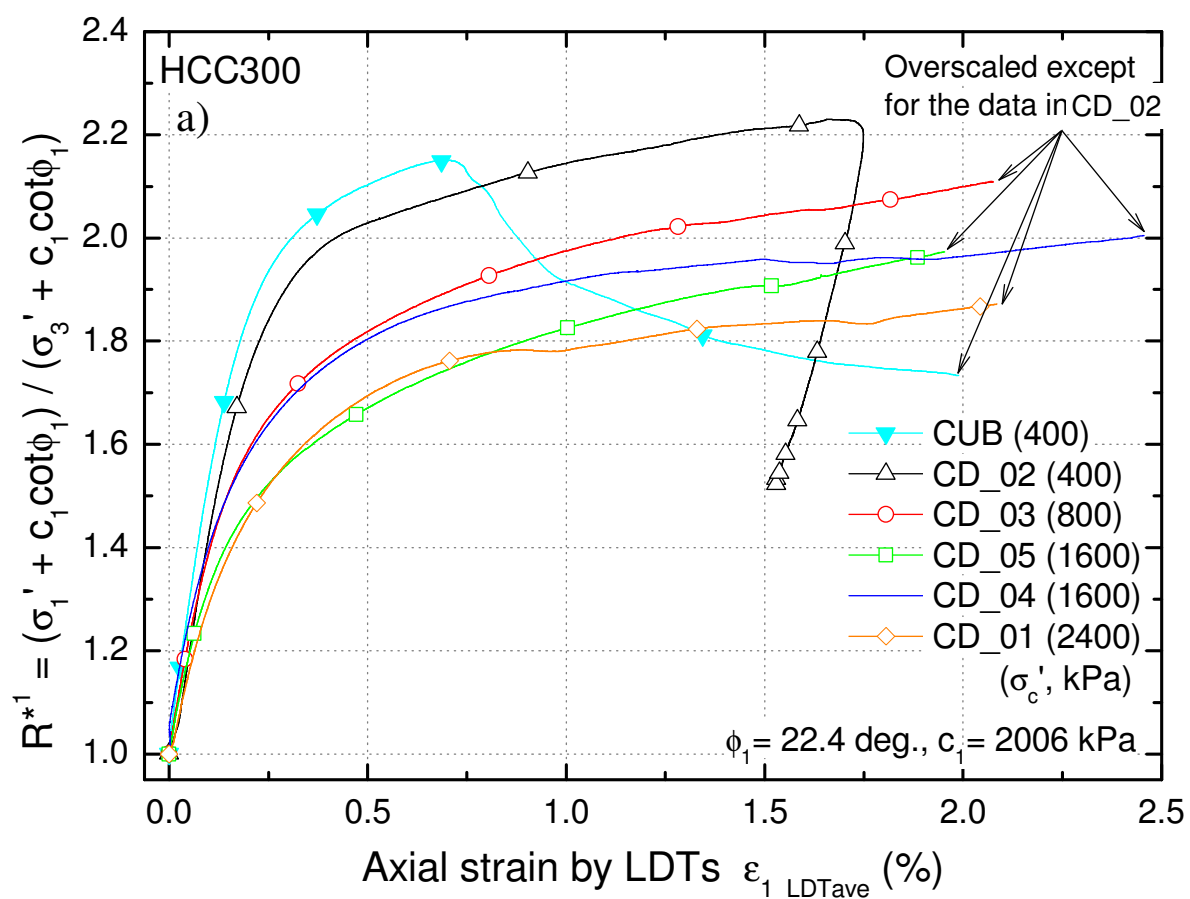


図 5.50 R^* と軸ひずみとの関係, a) 強度定数 ϕ_1, c_1 による, b) 強度定数 ϕ_2, c_2 による

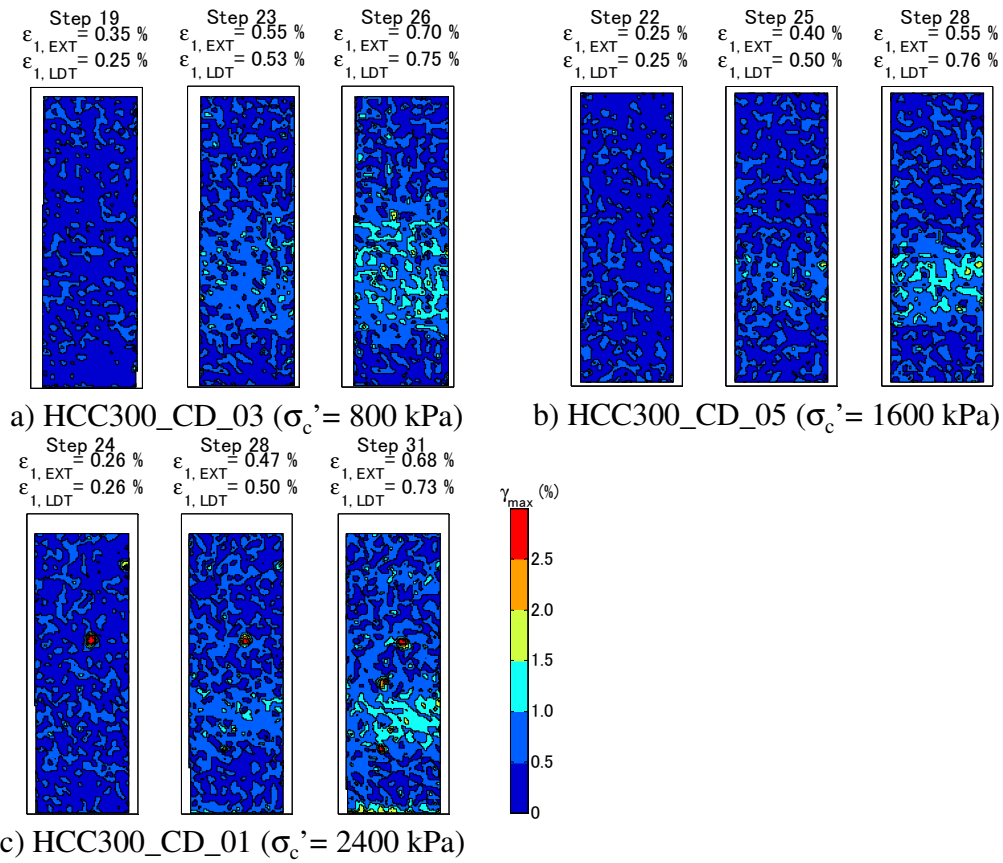


図 5.51 軸圧縮初期から最大軸差応力発揮前までの最大せん断ひずみの分布,

a) HCC300_CD_03, b) HCC300_CD_05, c) HCC300_CD_01

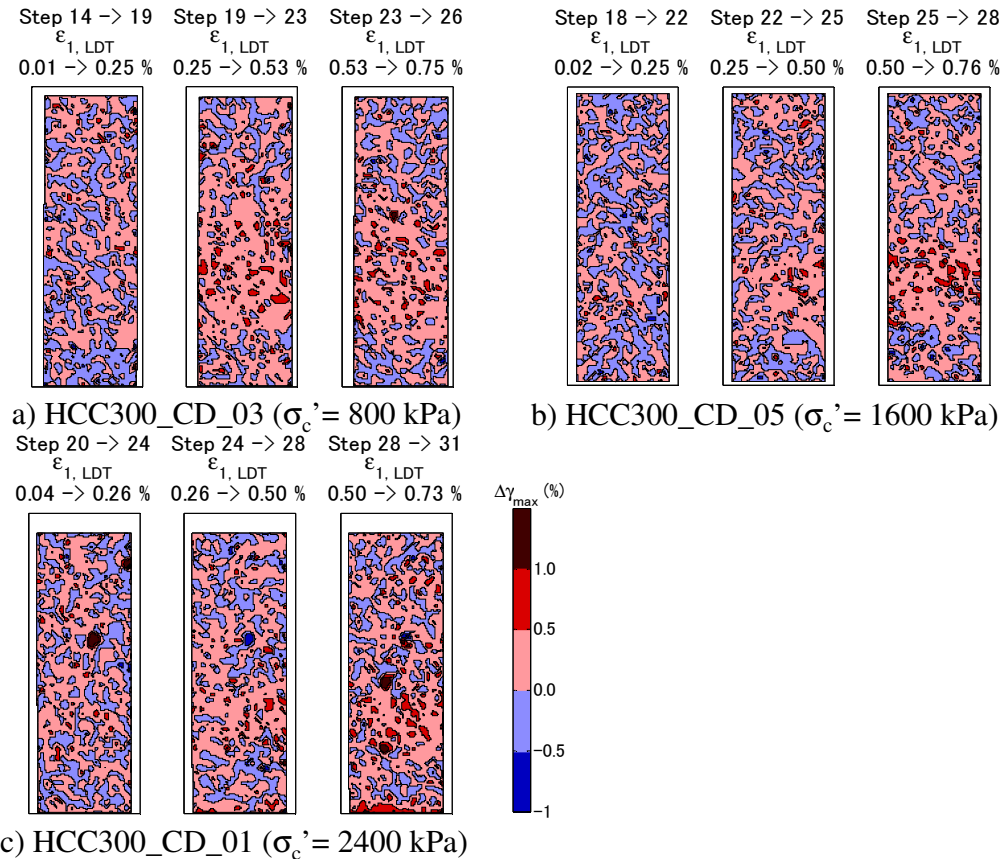


図 5.52 軸圧縮初期から最大軸差応力発揮前までの最大せん断ひずみ増分の分布,

a) HCC300_CD_03, b) HCC300_CD_05, c) HCC300_CD_01

表 5.8 各供試体の物理特性と三軸圧縮試験の試験条件（高強度セメント改良粘土，セメント改良砂）

試験名	養生日数 (days)	ρ_{t0} (g/cm ³)	w_0 (%)	ρ_{d0} (g/cm ³)	σ'_c (kPa)	B 値	排水 条件	G_D (MPa)	E_D (MPa)	E_{S_LDTs} (MPa)
HCC300_CSR_CD	29	1.444	100	0.723	100	0.89	排水	1170	3240	2308
HCC300_CSR_CUB	29	1.441	100	0.719	100	0.86	非排水	1120	3090	2421
HCC400_CSR_CD	29	1.487	81	0.819	100	0.87	排水	1600	4330	3455
HCC400_CSR_CUB	29	1.480	85	0.798	100	0.88	非排水	1480	4050	3206
CTS_CSR_CD1	70	1.845	26	1.461	100	0.90	排水	-	-	2953
CTS_CSR_CD2	79	1.986	19	1.668	100	0.91	排水	-	-	2713
CTS_CSR_CUB	103	1.915	21	1.589	100	0.92	非排水	-	-	3606

w_0 , ρ_{d0} は参考値(乾燥質量に石膏置換箇所の質量が含まれていない)

G_D , E_D は超音波速度測定による剛性、 E_{S_LDTs} は微小ひずみ繰返し載荷試験による剛性

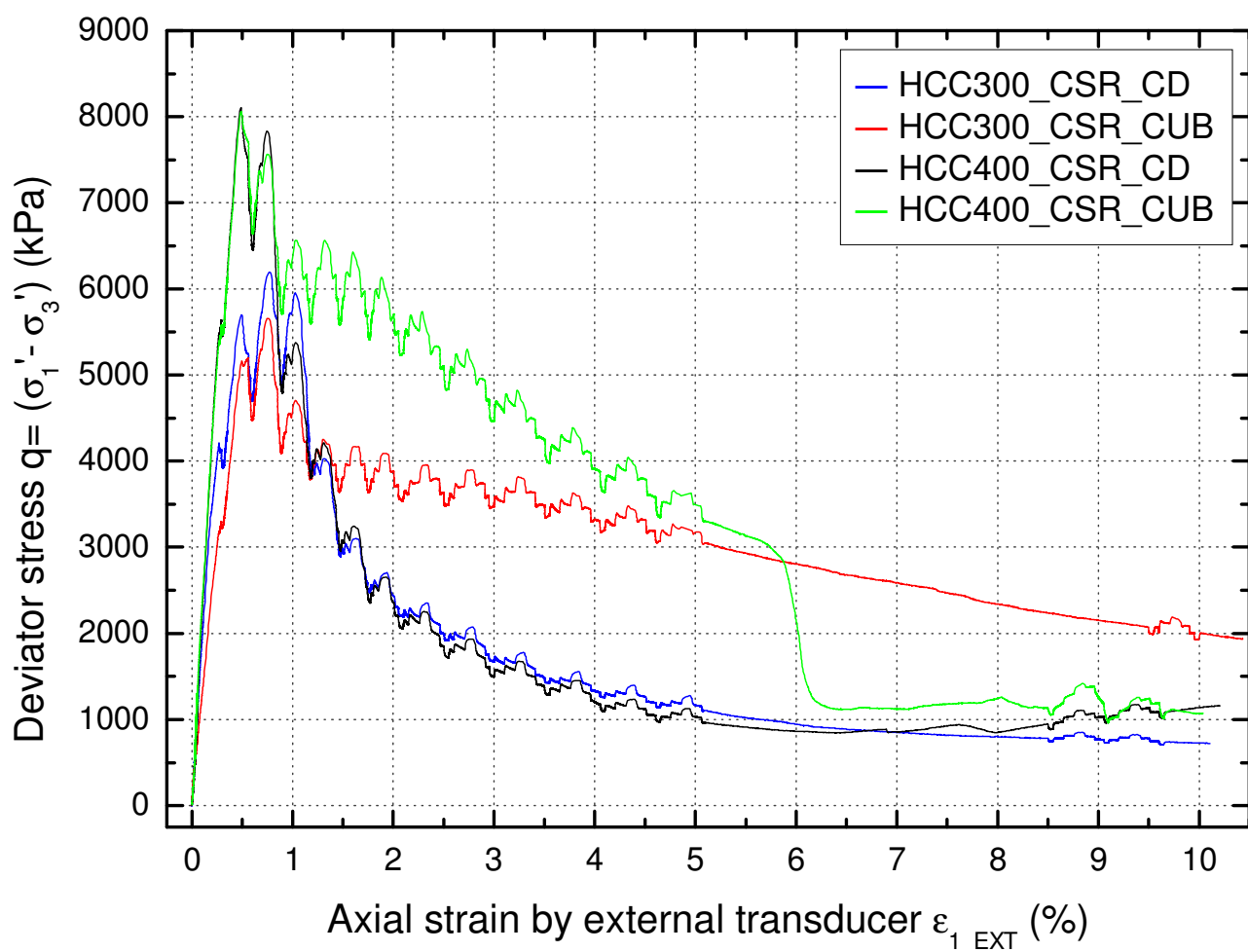
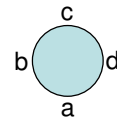


図 5.53 応力ひずみ関係（高強度セメント改良粘土）

写真なし



HCC300_CSR_CD

HCC300_CSR_CUB



HCC400_CSR_CD

HCC400_CSR_CUB



写真 5.4 試験終了後の各供試体の破壊状況（高強度セメント改良粘土）

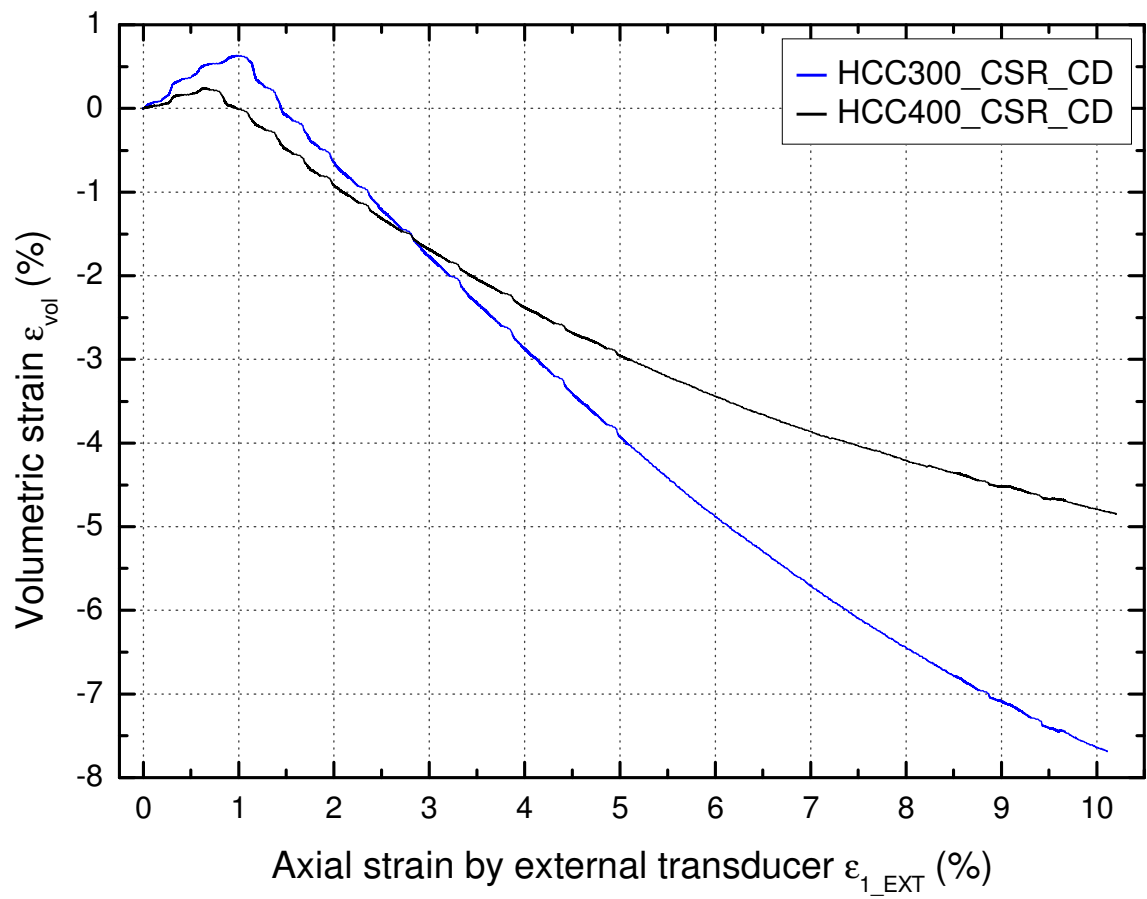


図 5.54 体積ひずみと軸ひずみの関係（高強度セメント改良粘土）

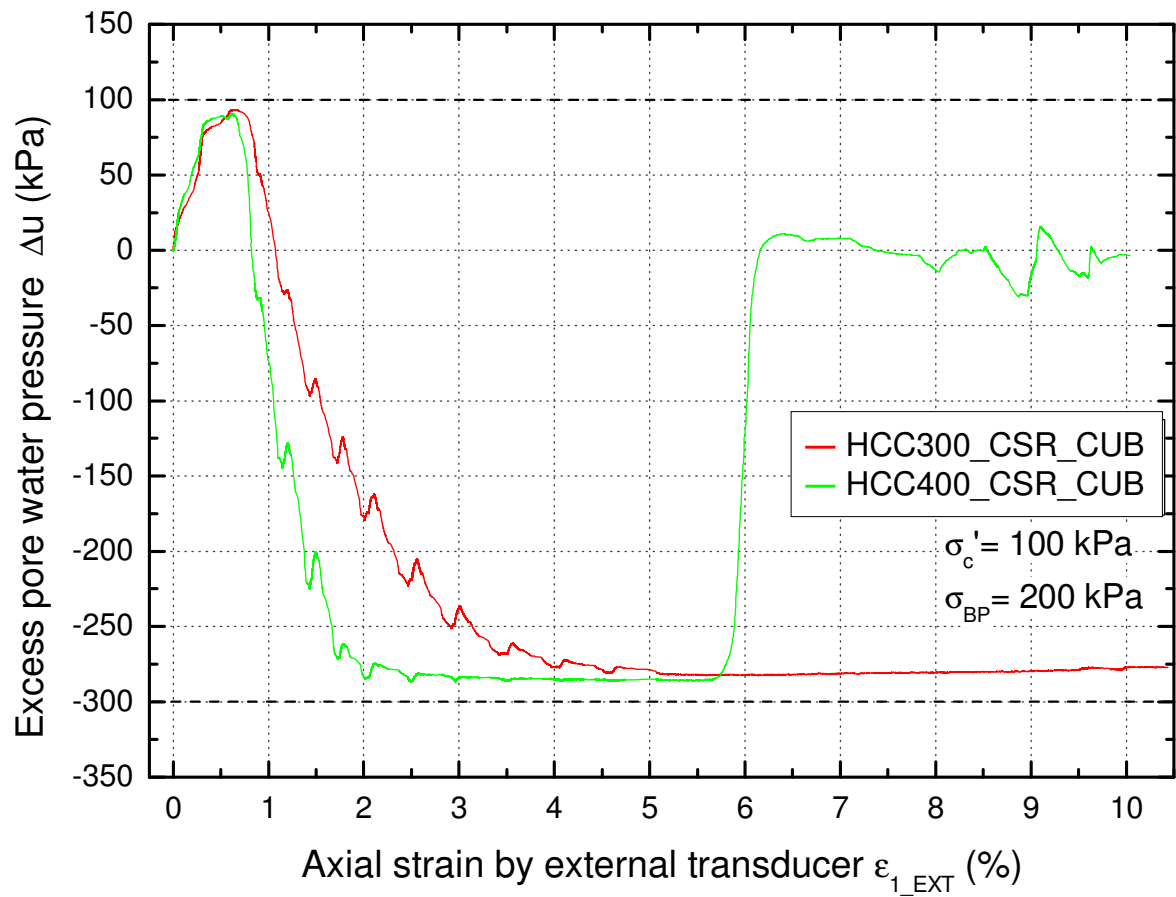


図 5.55 過剰間隙水圧と軸ひずみの関係（高強度セメント改良粘土）

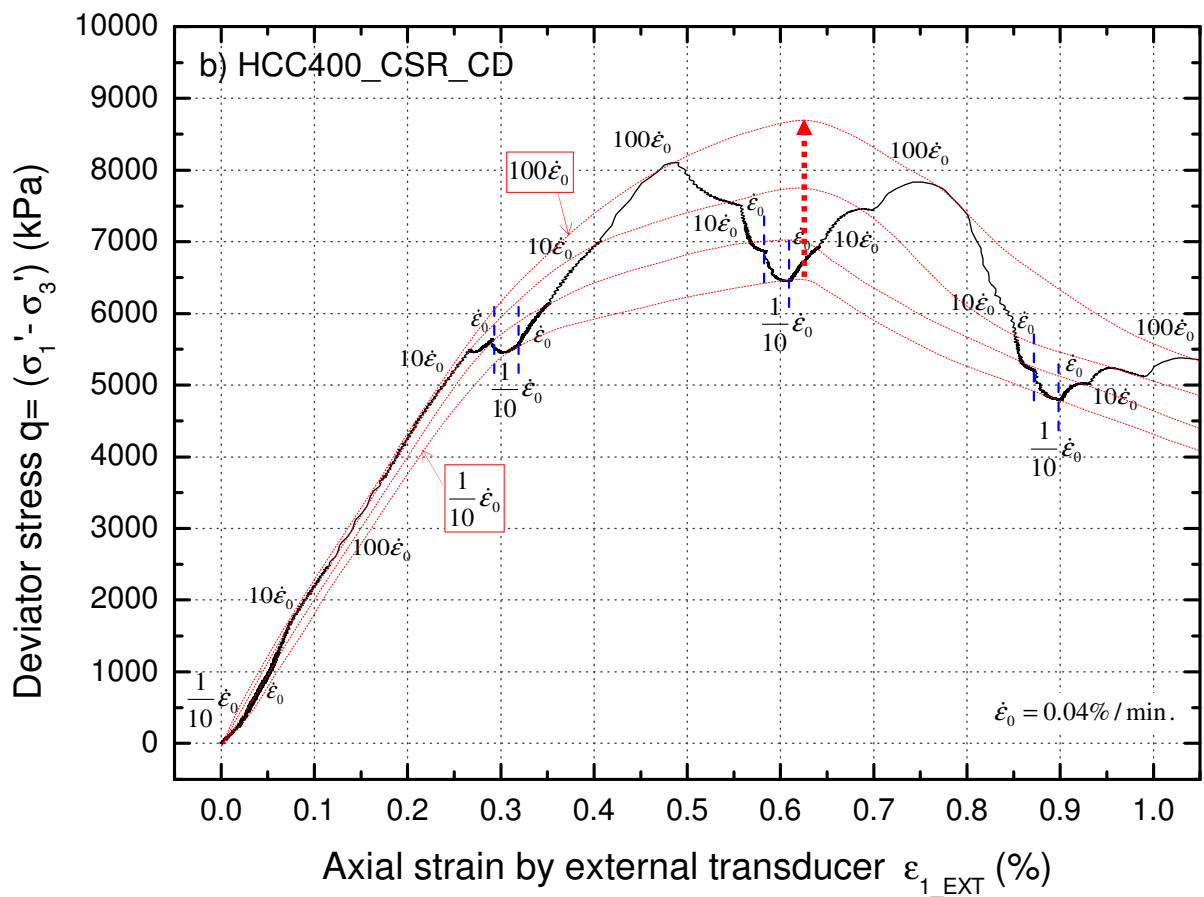
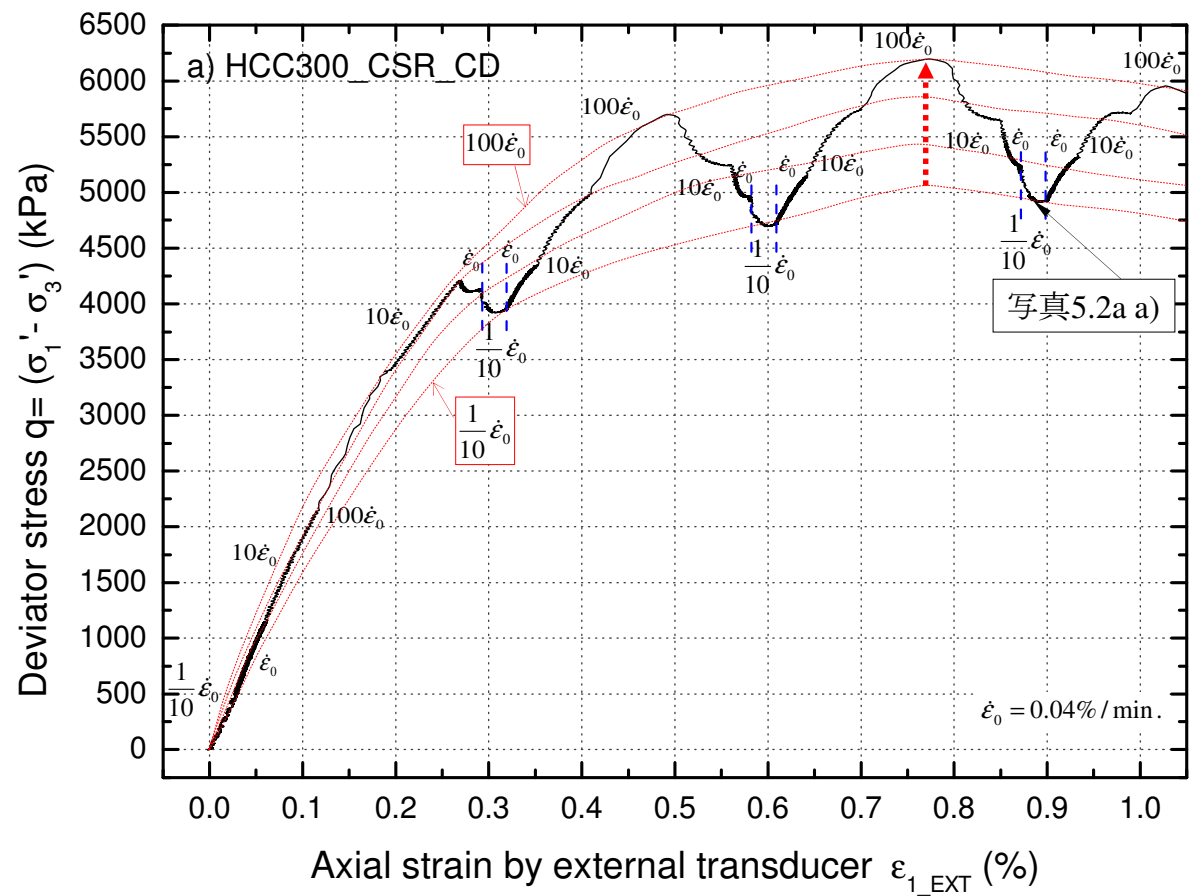


図 5.56 三軸圧縮初期から軸差応力が最大値付近を示すまでの軸差応力と軸ひずみの関係、

a) HCC300_CSR_CD, b) HCC400_CSR_CD

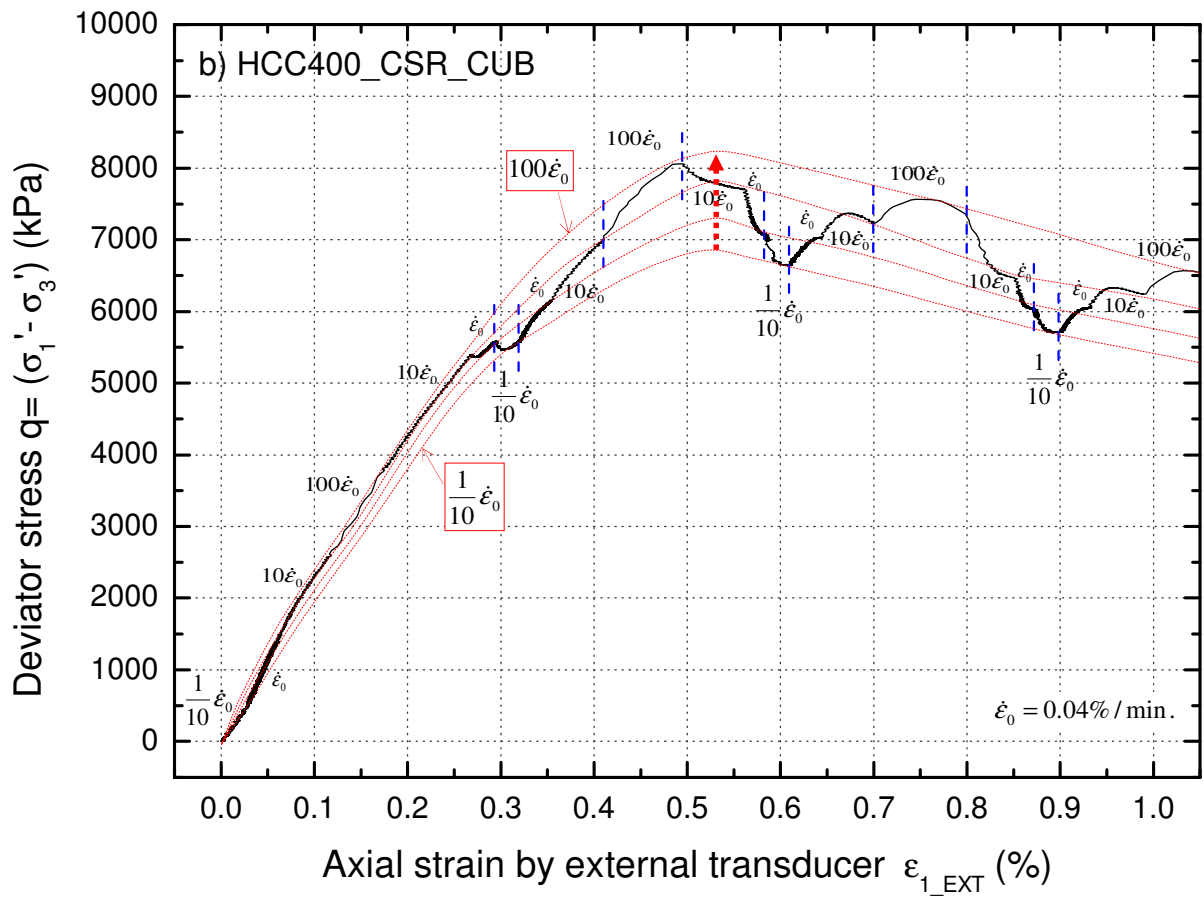
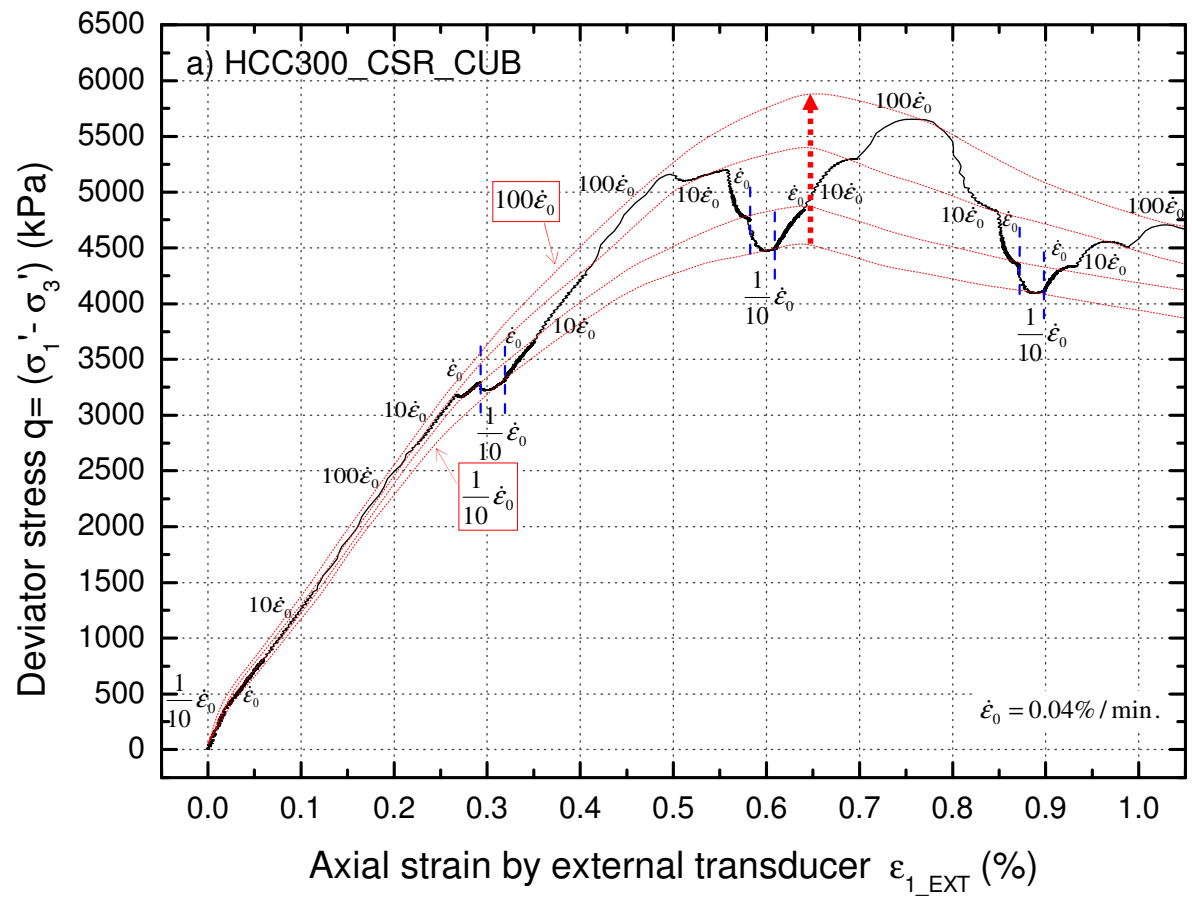


図 5.57 三軸圧縮初期から軸差応力が最大値付近を示すまでの軸差応力と軸ひずみの関係、

a) HCC300_CSR_CUB, b) HCC400_CSR_CUB

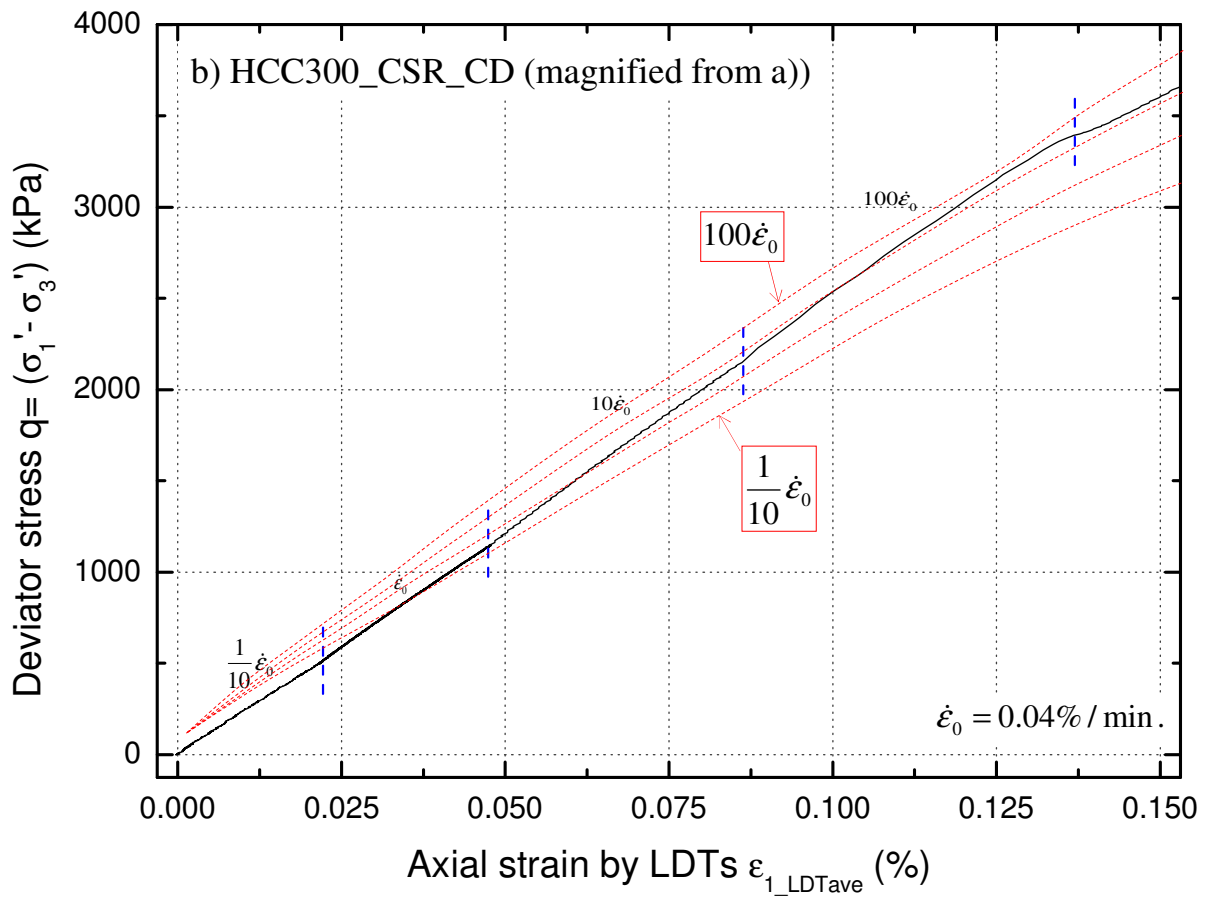
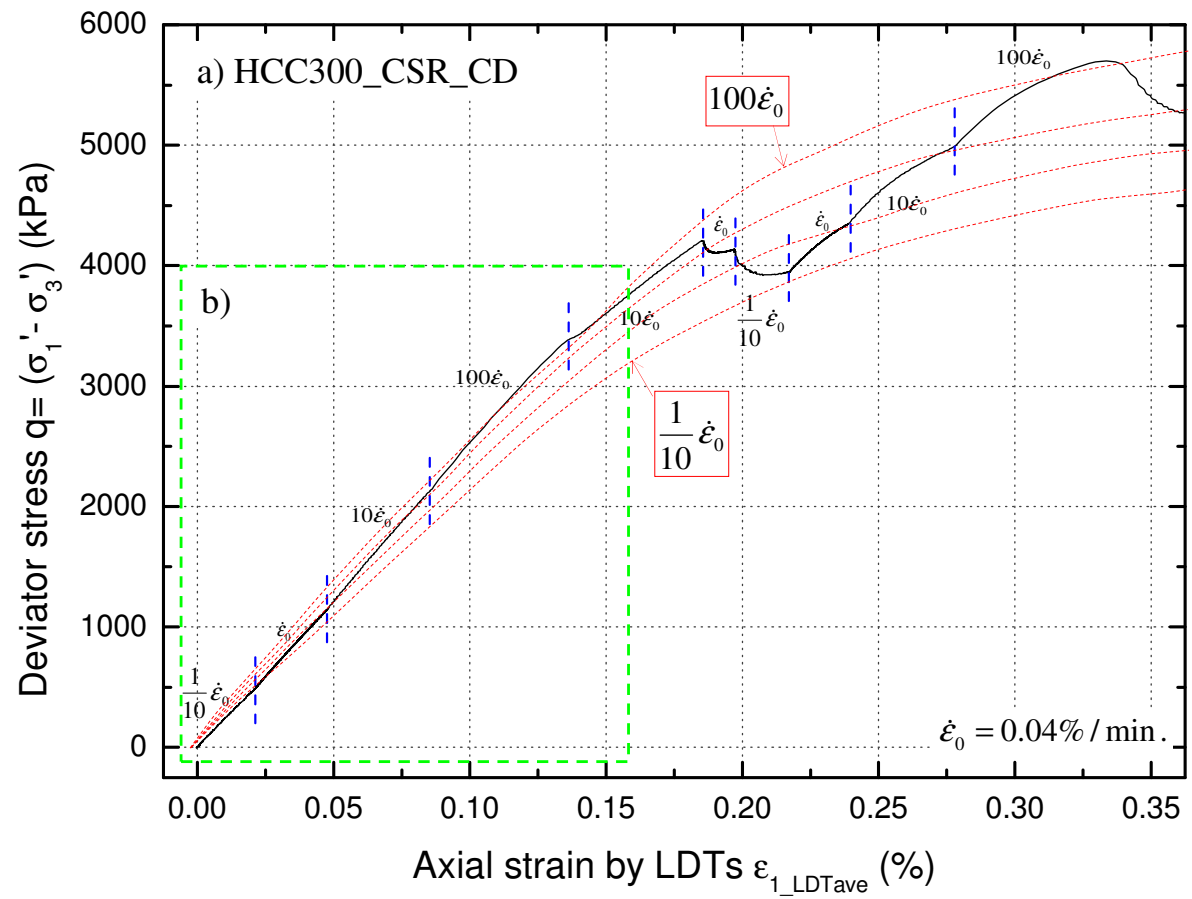


図 5.58 三軸圧縮初期の軸差応力と LDT による軸ひずみの関係,
LDT による軸ひずみが a) 0.45% まで (HCC300_CSR_CD), b) 0.2 % まで (HCC300_CSR_CD),

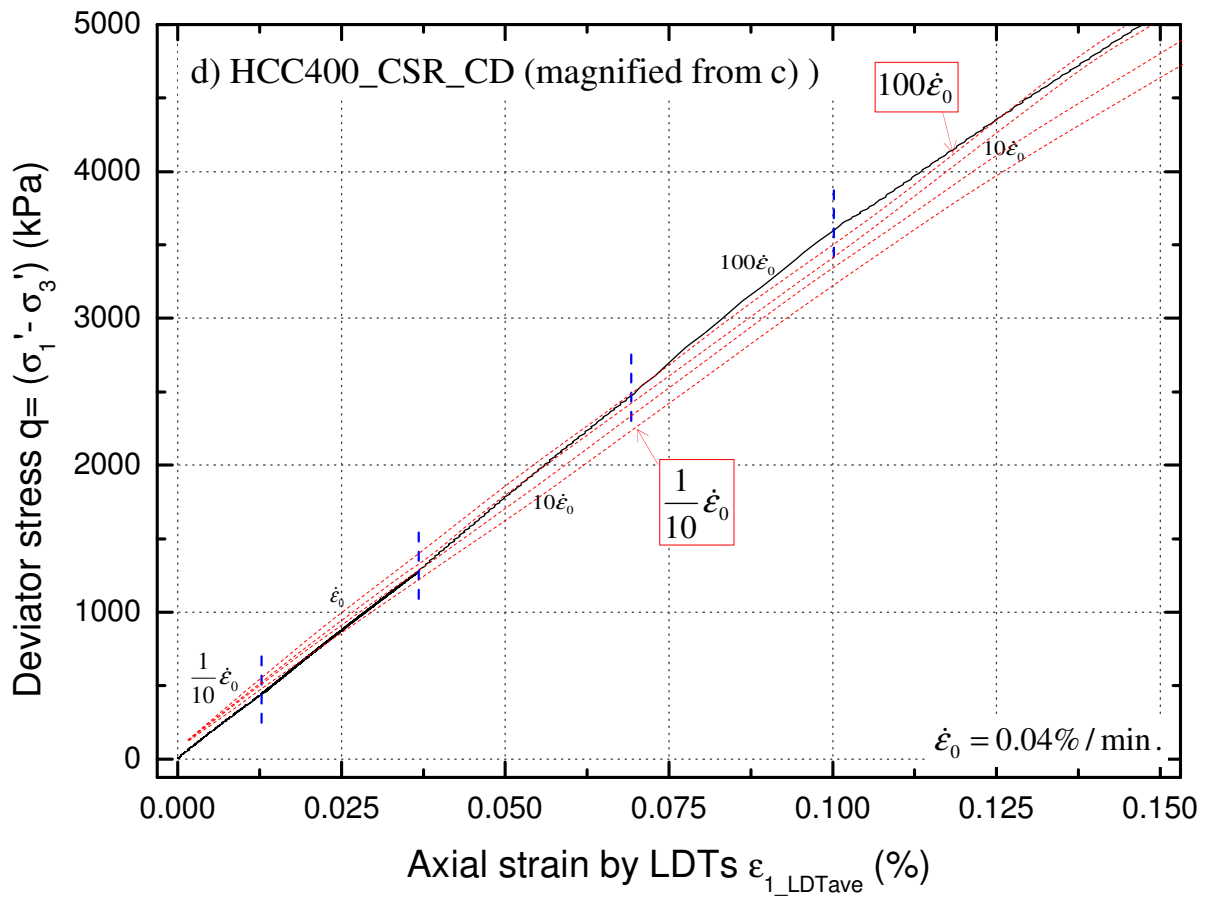
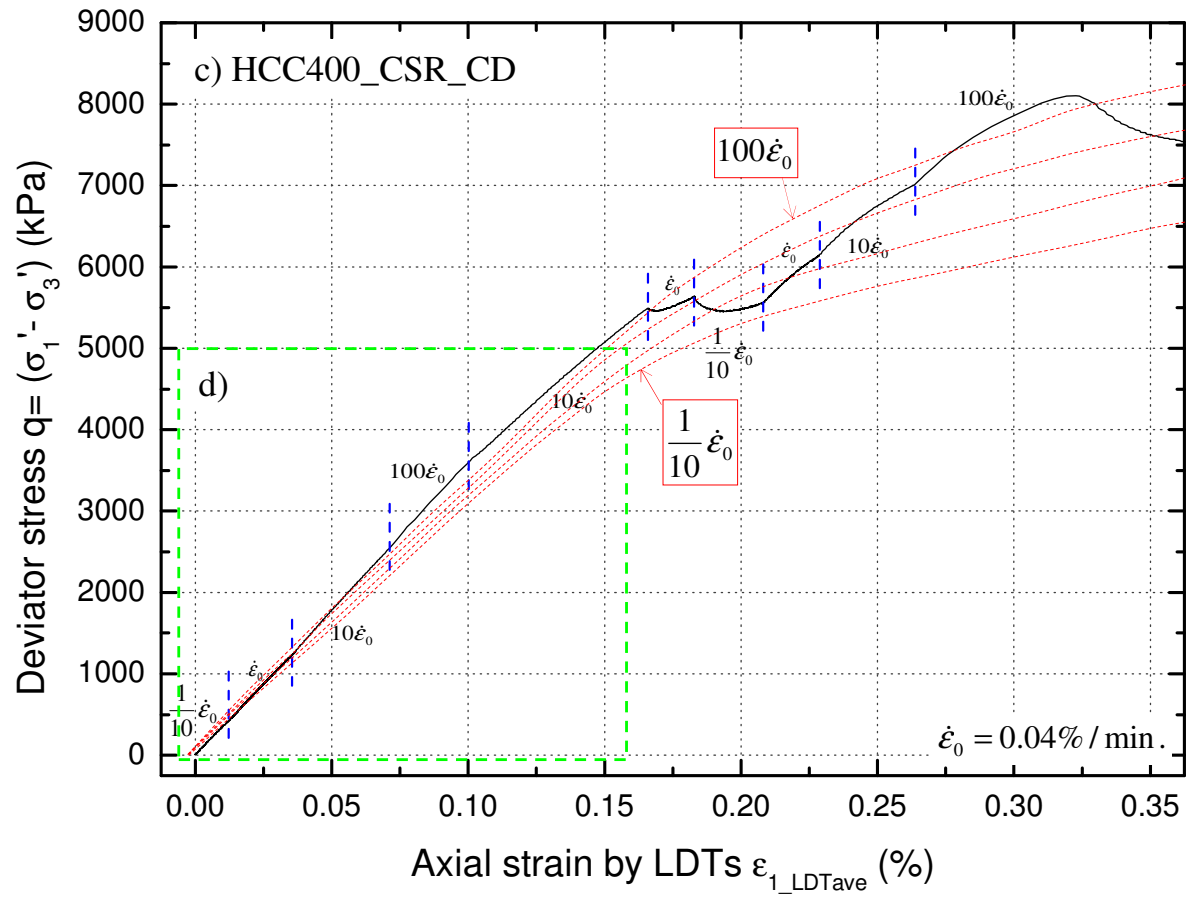


図 5.58 三軸圧縮初期の軸差応力と LDT による軸ひずみの関係,
LDT による軸ひずみが c) 0.45% まで (HCC400_CSR_CD), b) 0.2 % まで (HCC400_CSR_CD),

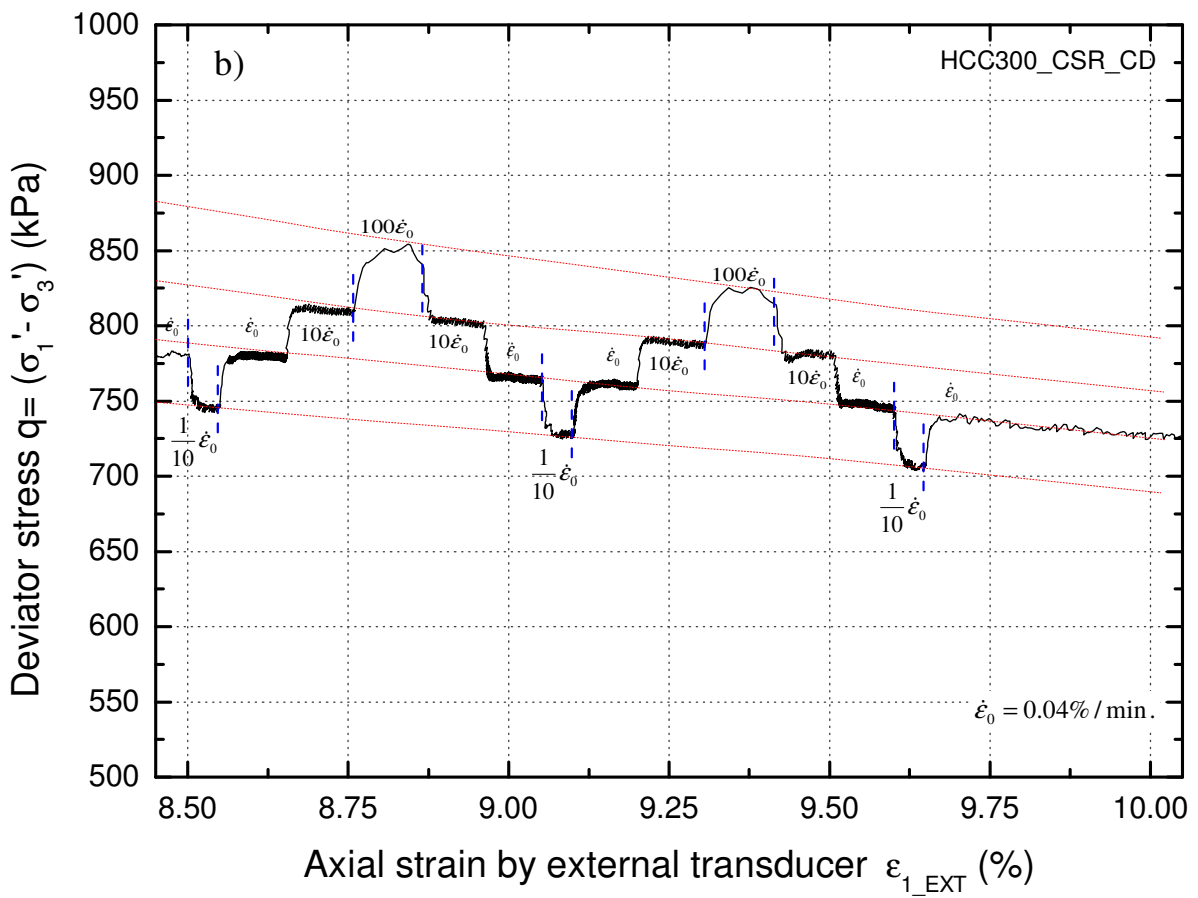
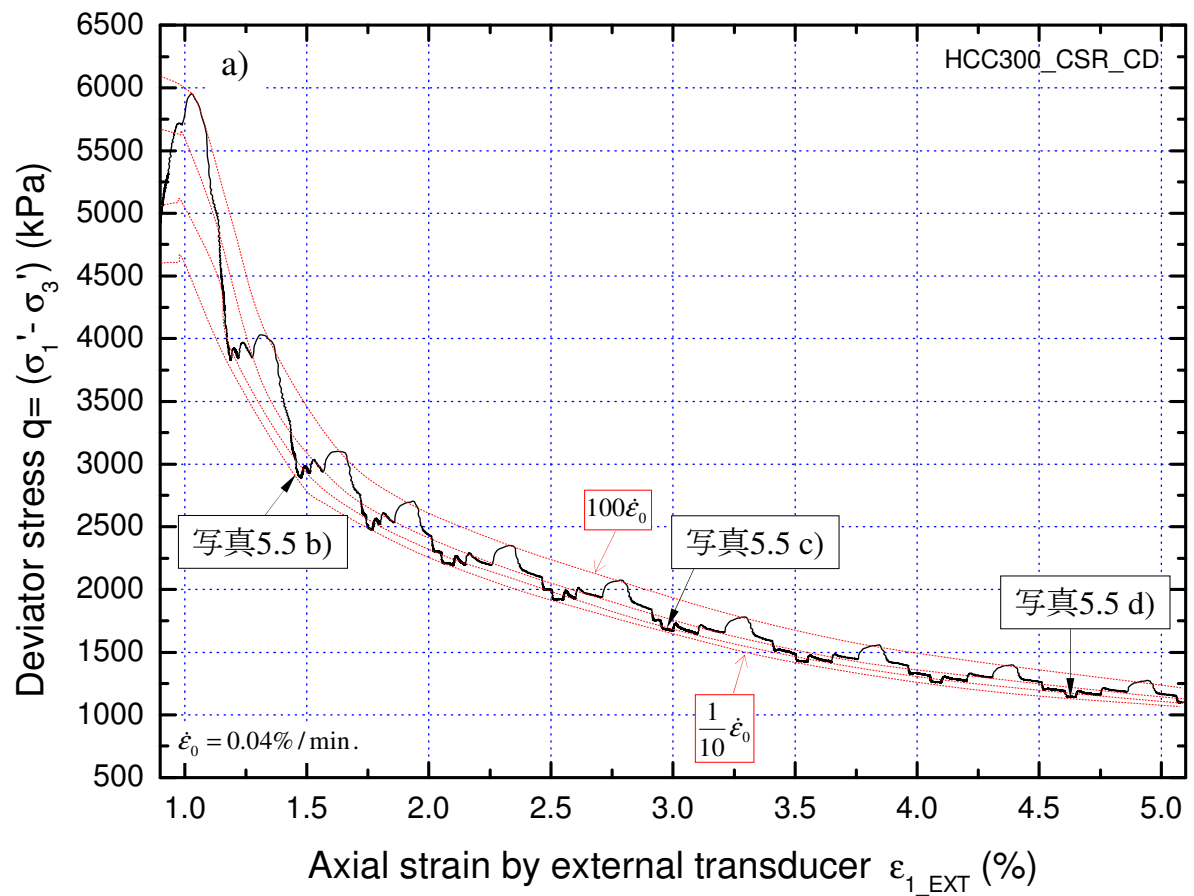
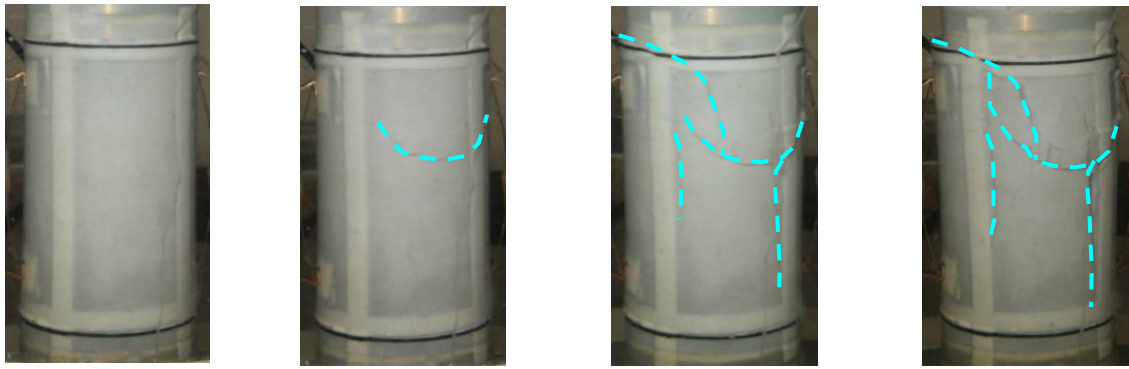


図 5.59 軸差応力と軸ひずみの関係 (HCC300_CSR_CD), a) 軸差応力の低下過程, b) 残留状態



a) $\varepsilon_{1_EXT} = 0.87\%$ b) $\varepsilon_{1_EXT} = 1.5\%$ c) $\varepsilon_{1_EXT} = 3.0\%$ d) $\varepsilon_{1_EXT} = 4.6\%$

写真 5.5 軸差応力の低下過程での供試体の変形状況 (HCC300_CSR_CD)

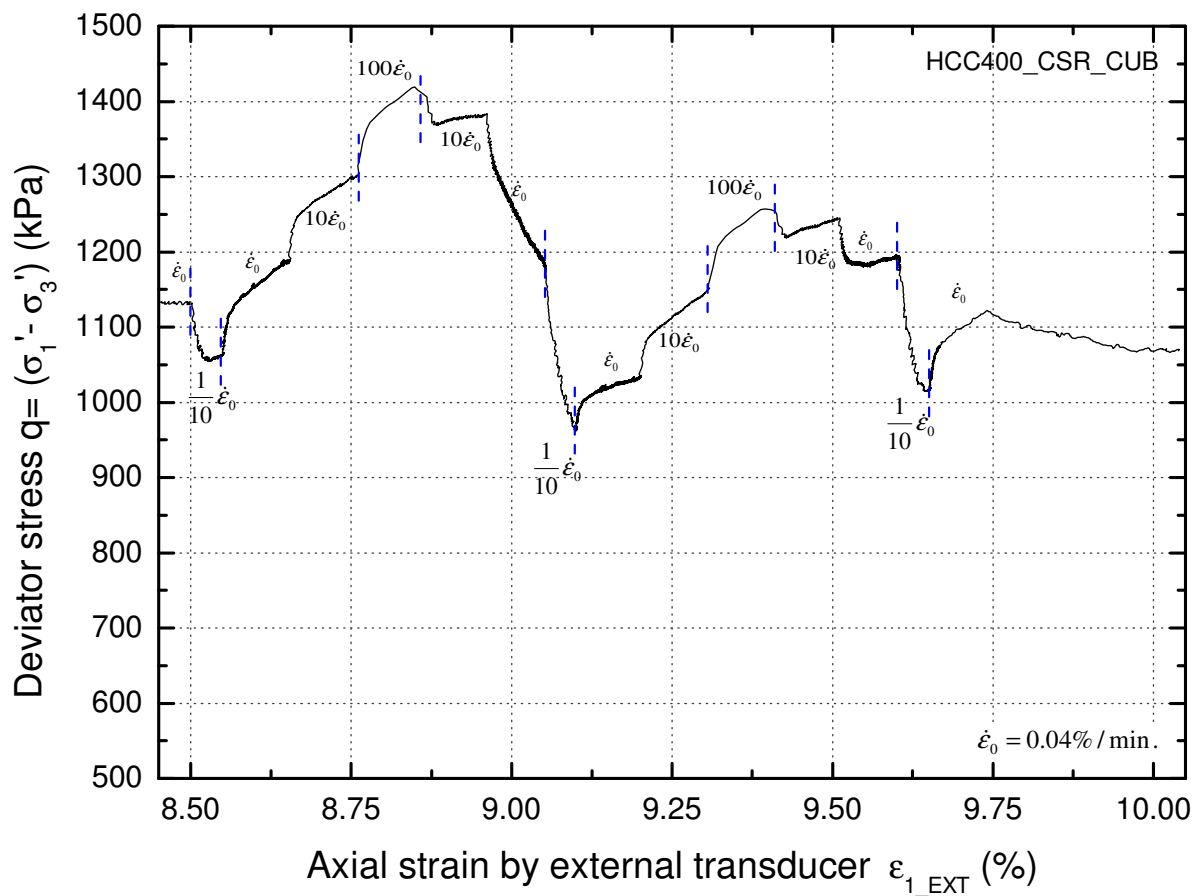


図 5.60 残留状態での軸差応力と軸ひずみの関係 (HCC400_CSR_CUB)

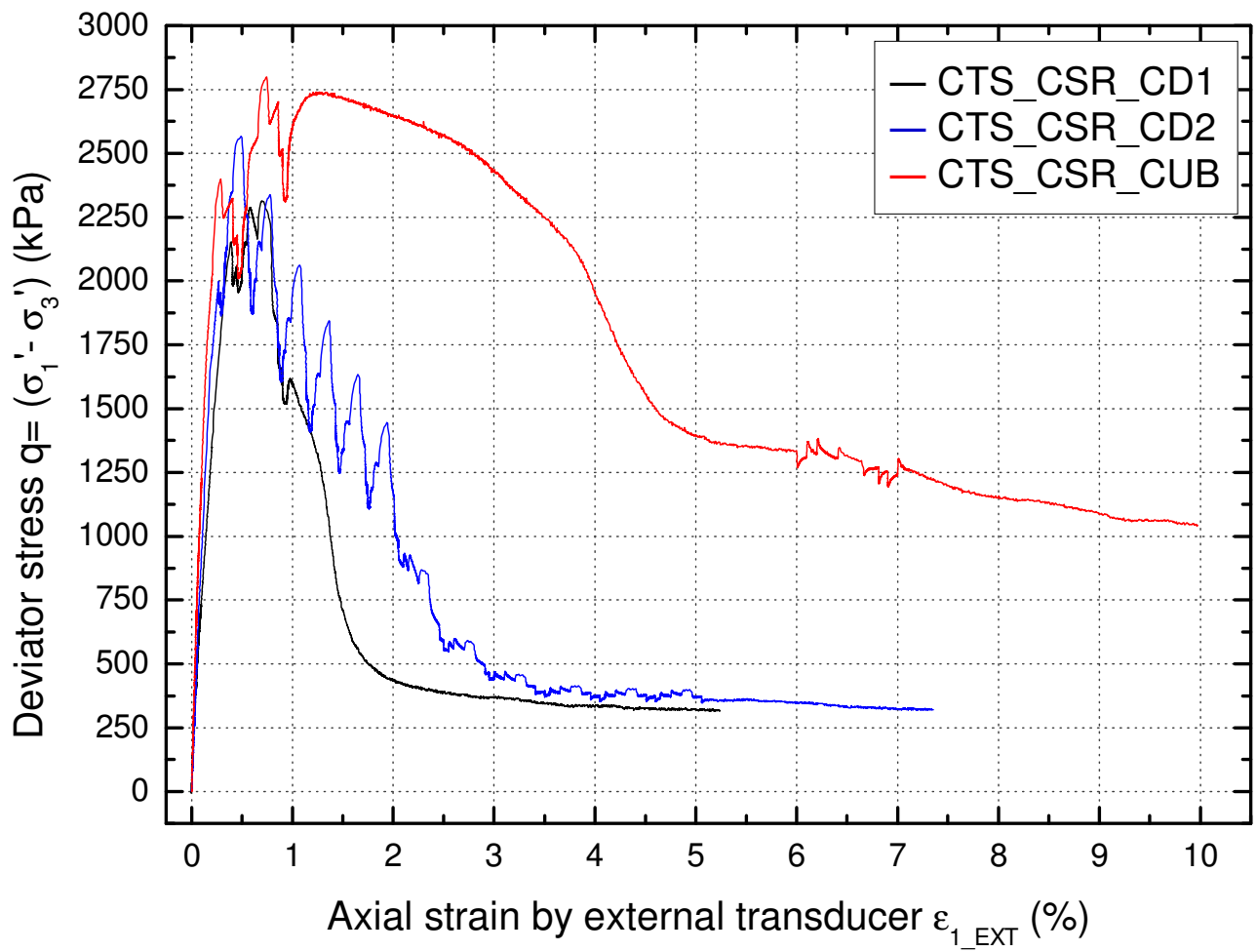


図 5.61 軸差応力と軸ひずみの関係 (セメント改良砂)



a) CTS_CSR_CD1 b) CTS_CSR_CD2 c) CTS_CSR_CUB

写真 5.6 試験終了後の各供試体の破壊状況 (セメント改良砂)

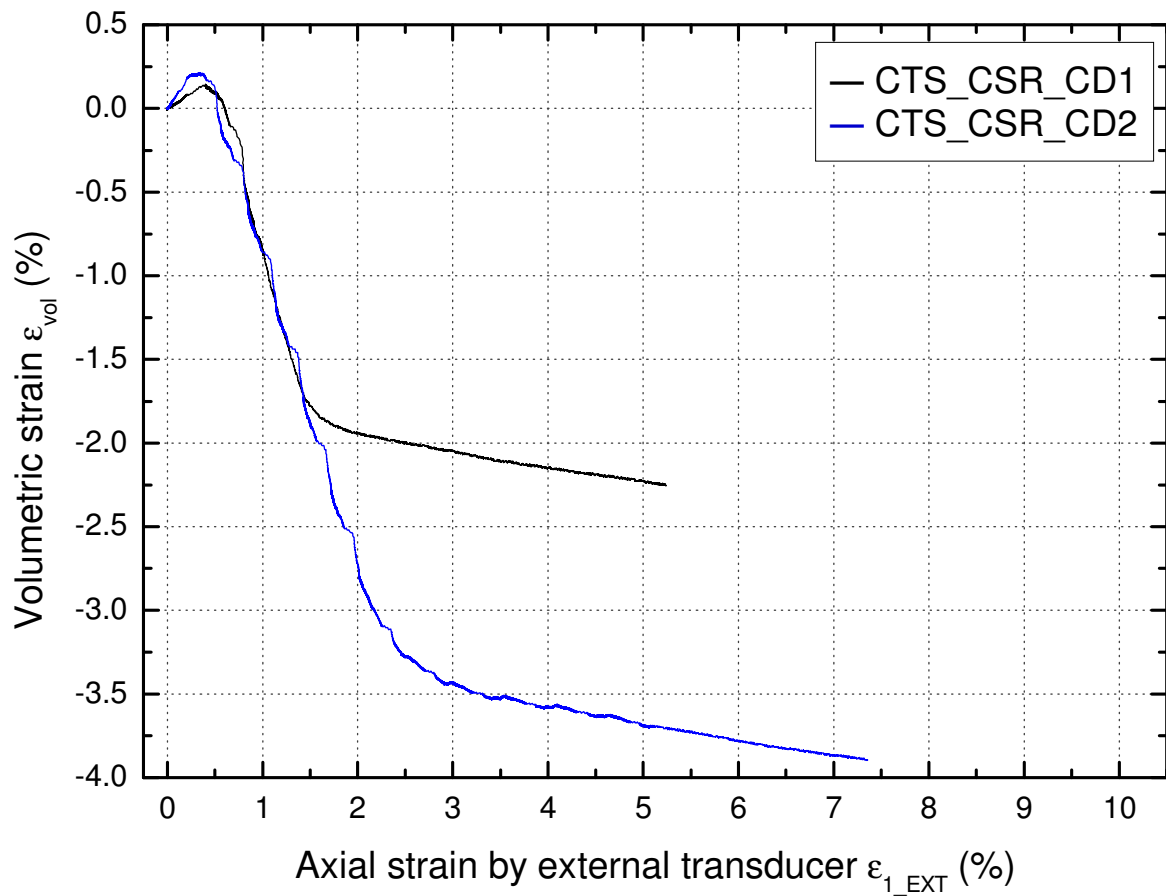


図 5.62 体積ひずみと軸ひずみの関係 (セメント改良砂)

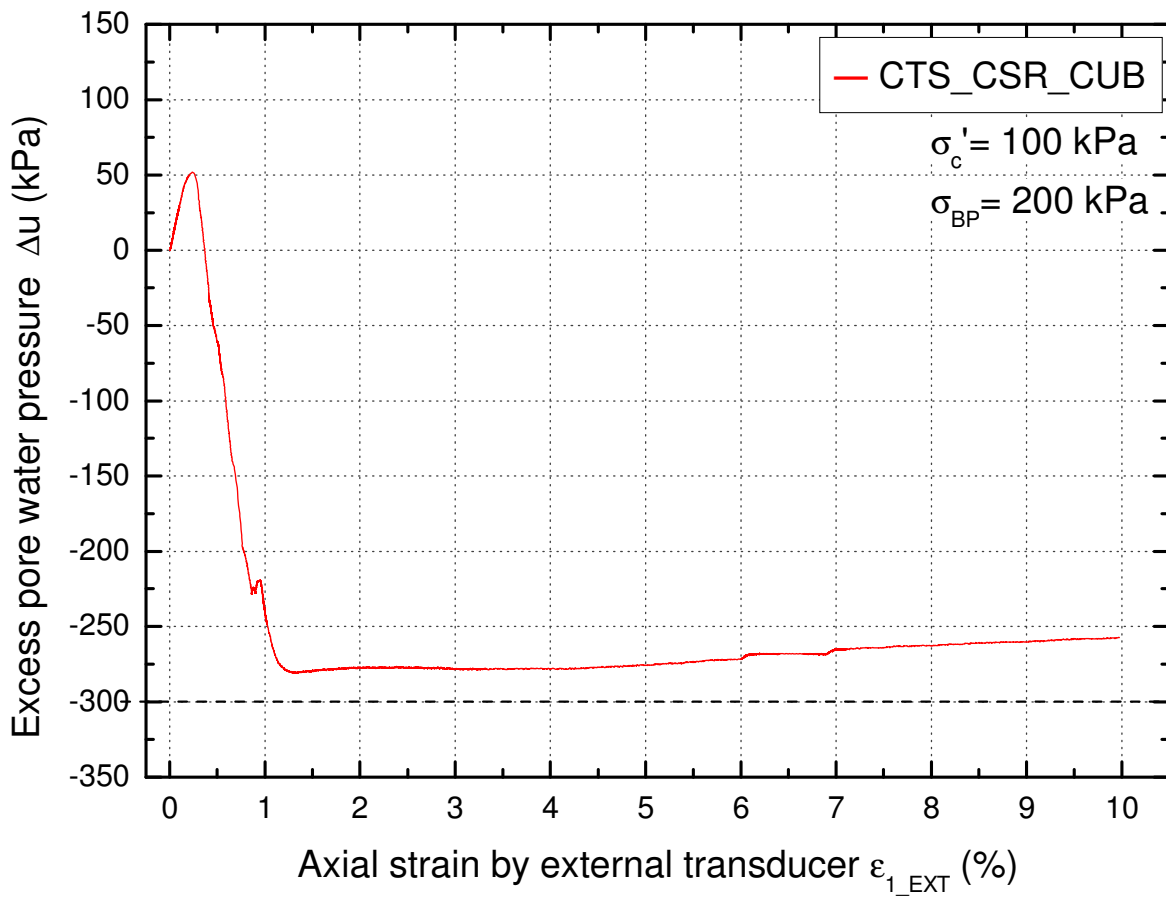


図 5.63 過剰間隙水圧と軸ひずみの関係 (セメント改良砂)

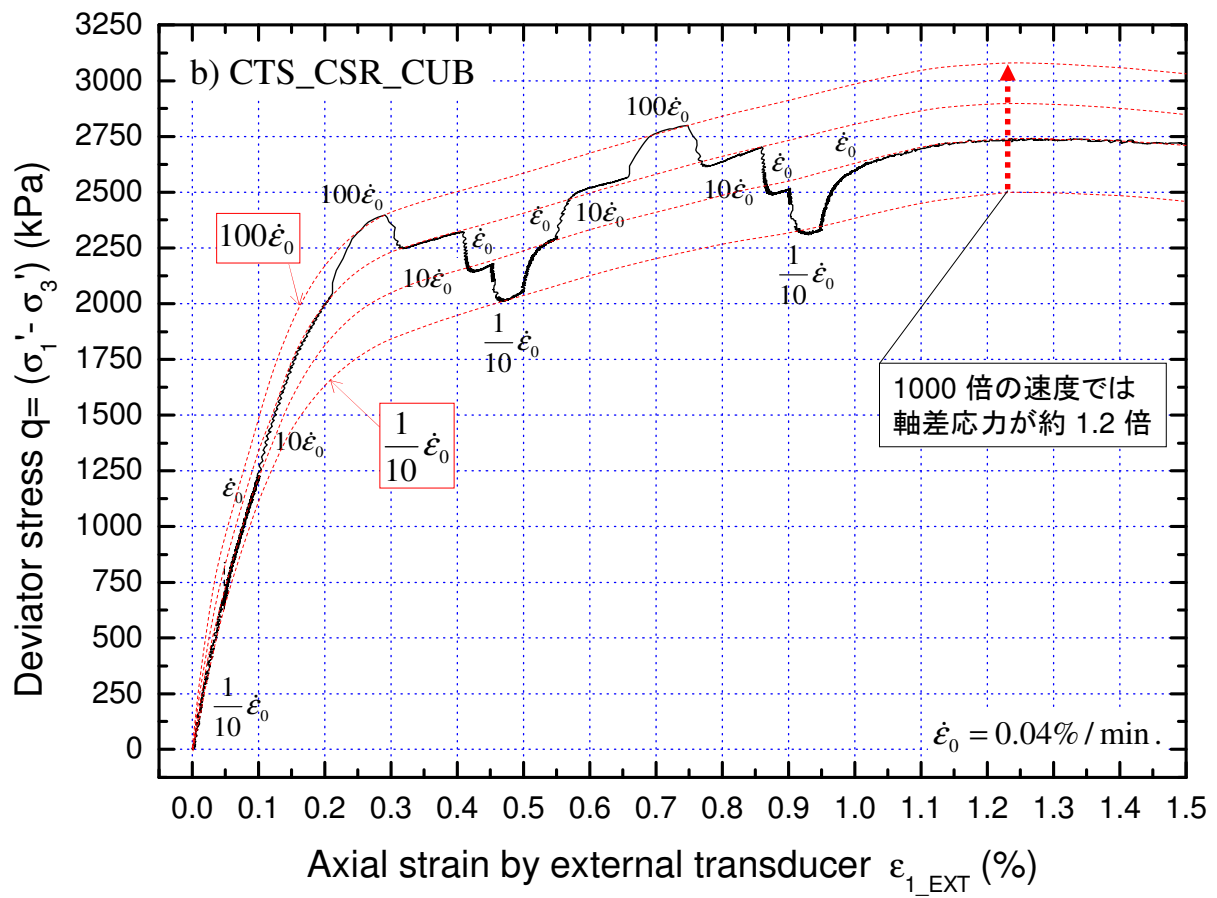
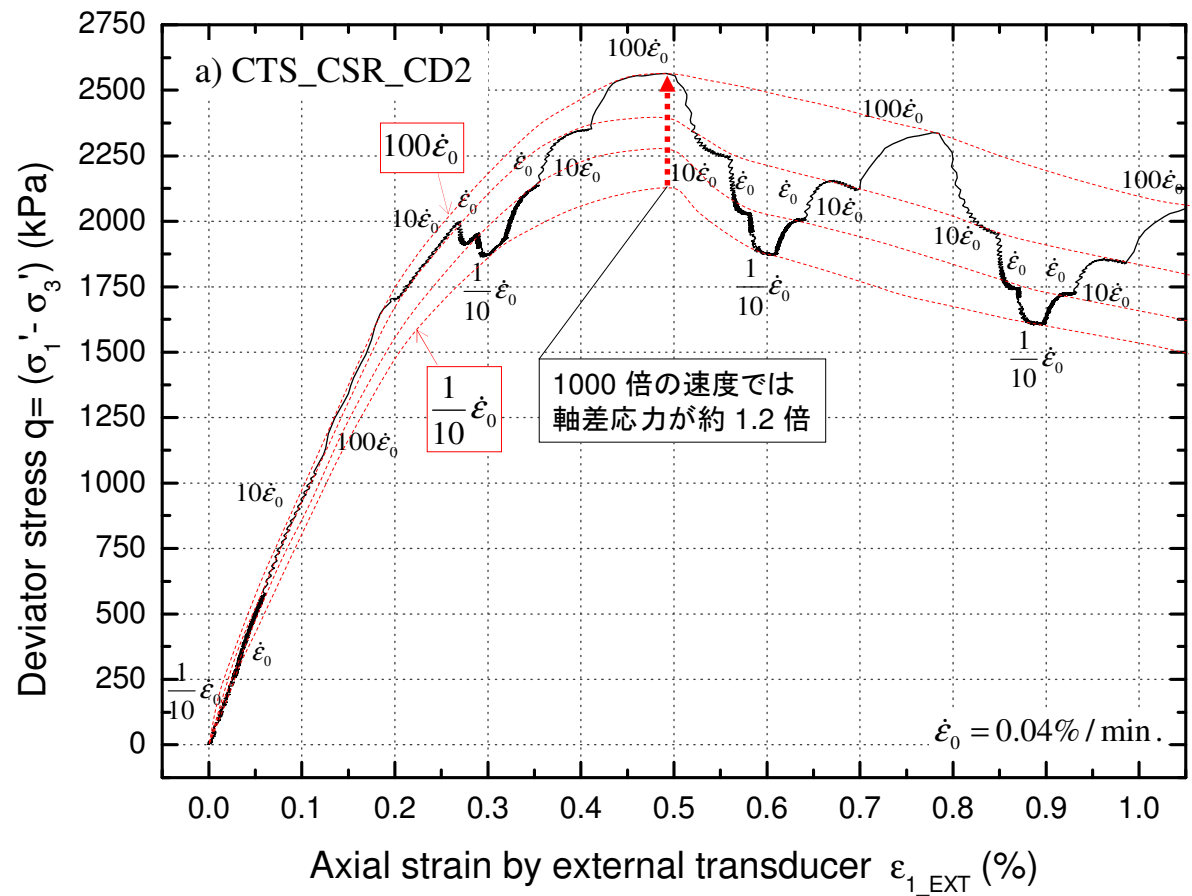


図 5.64 三軸圧縮初期から軸差応力が最大値付近を示すまでの軸差応力と軸ひずみの関係,

a) CTS_CSR_CD2, b) CTS_CSR_CUB

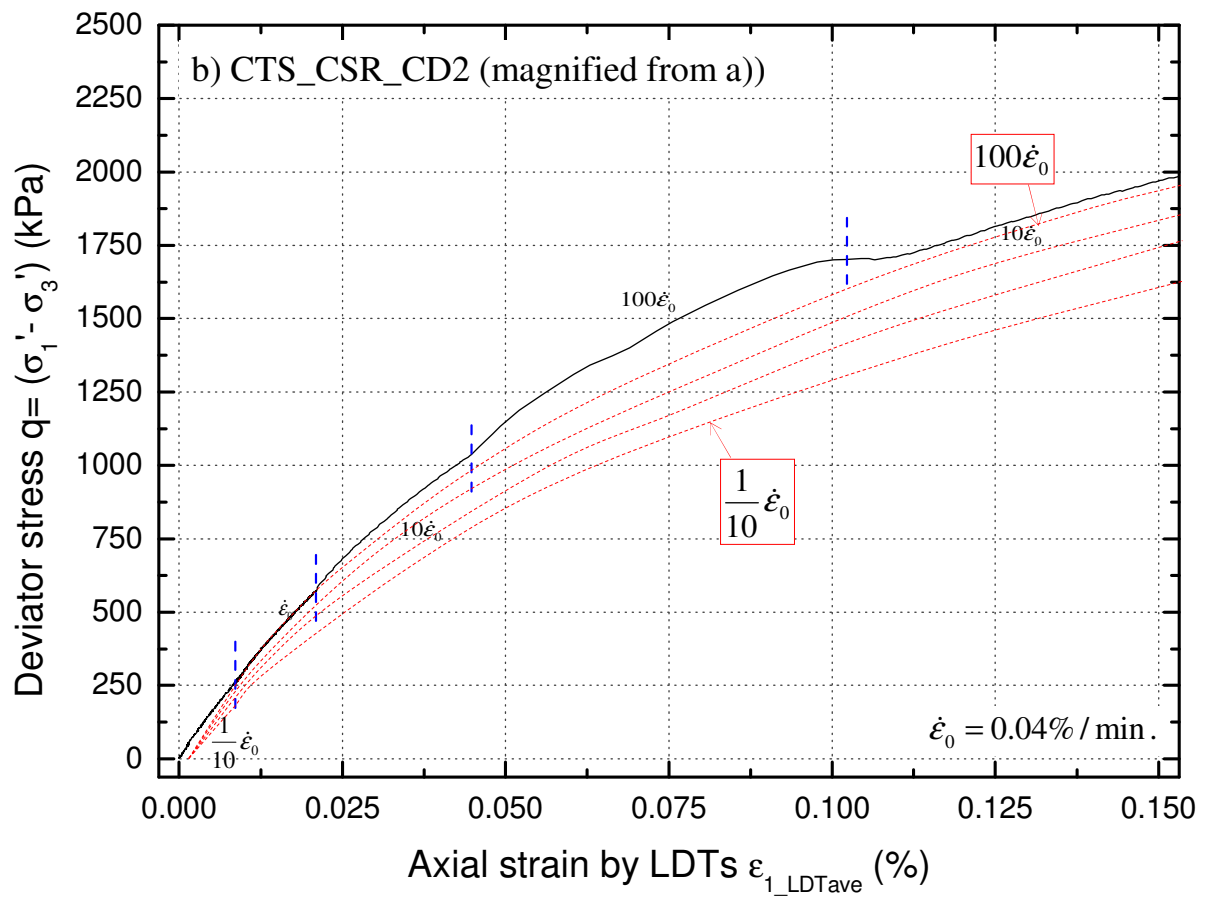
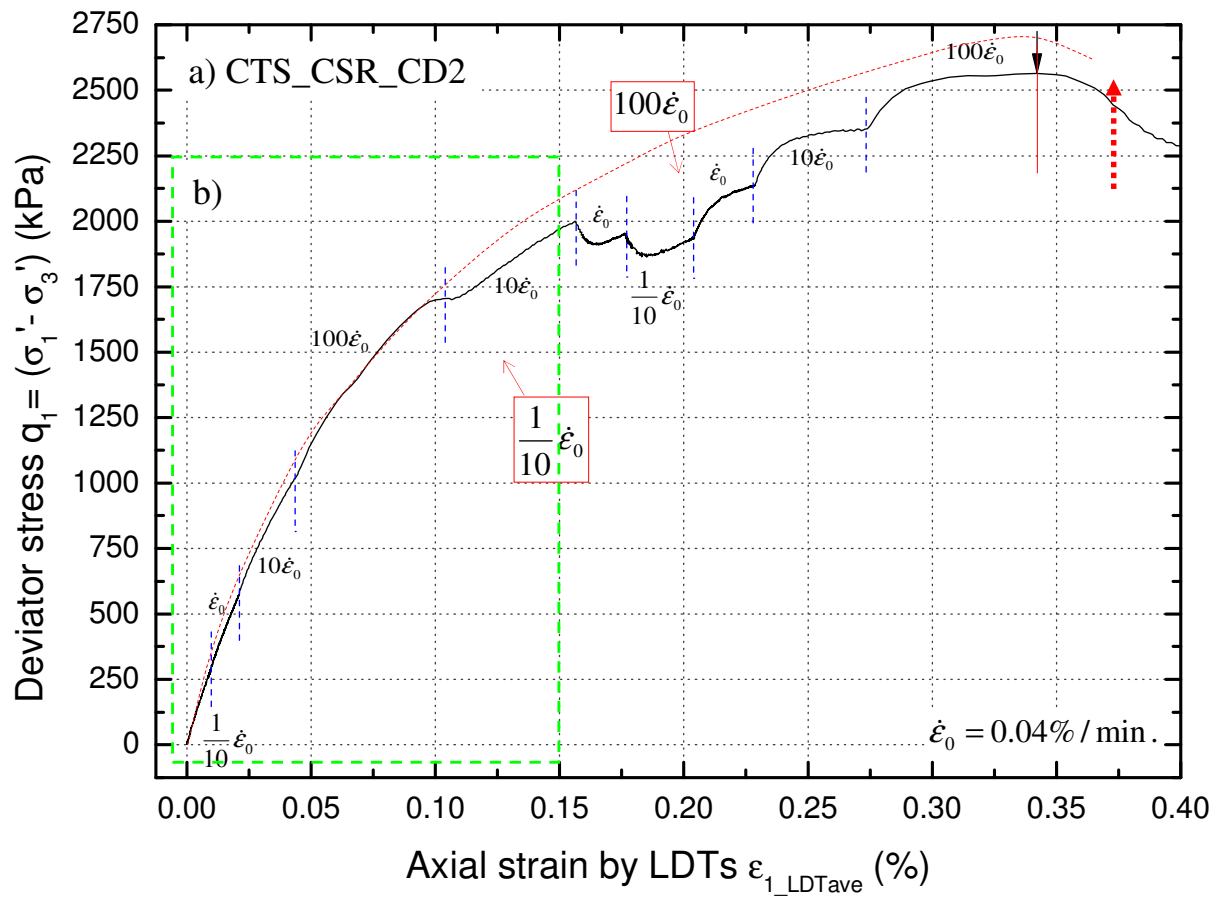


図 5.65 三軸圧縮初期の軸差応力と LDT による軸ひずみの関係，
LDT による軸ひずみが a) 0.55% まで (CTS_CSR_CD2)，b) 0.2 % まで (CTS_CSR_CD2)，

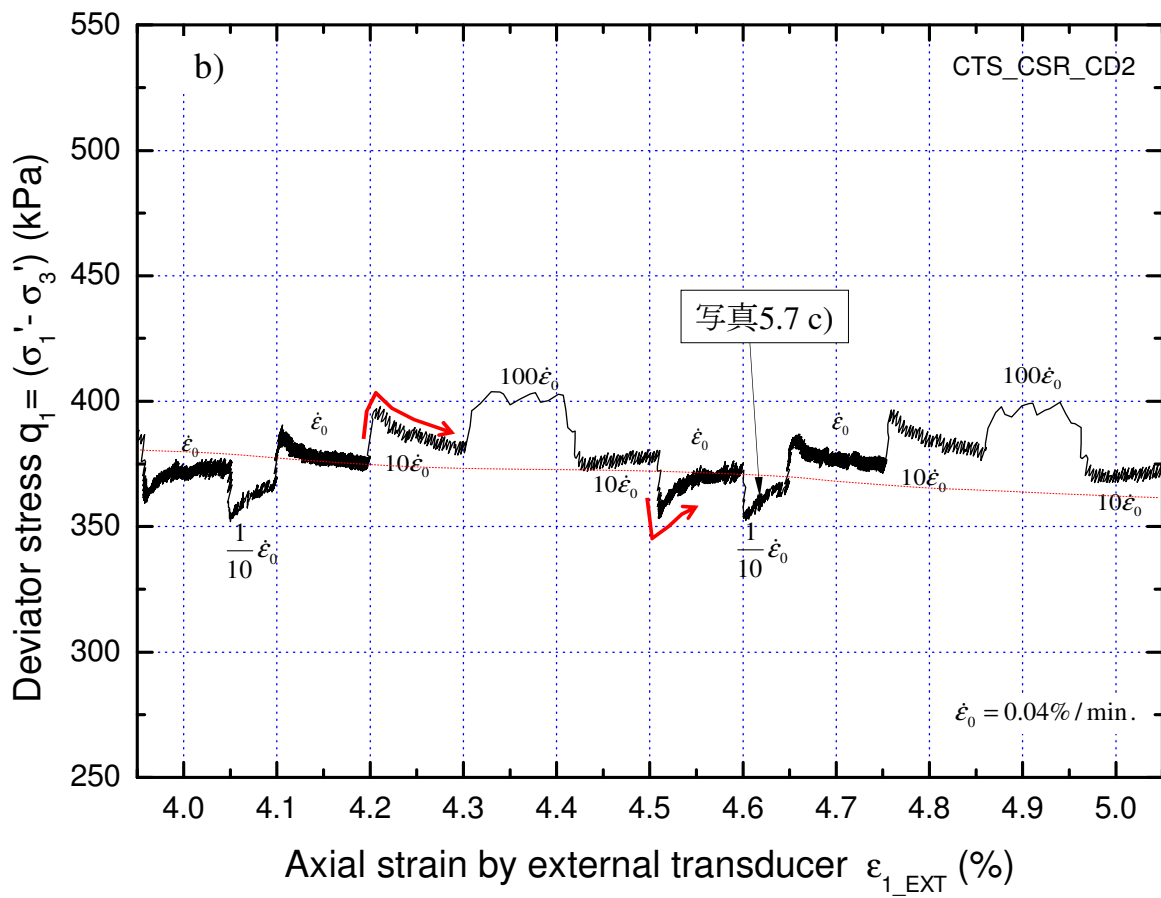
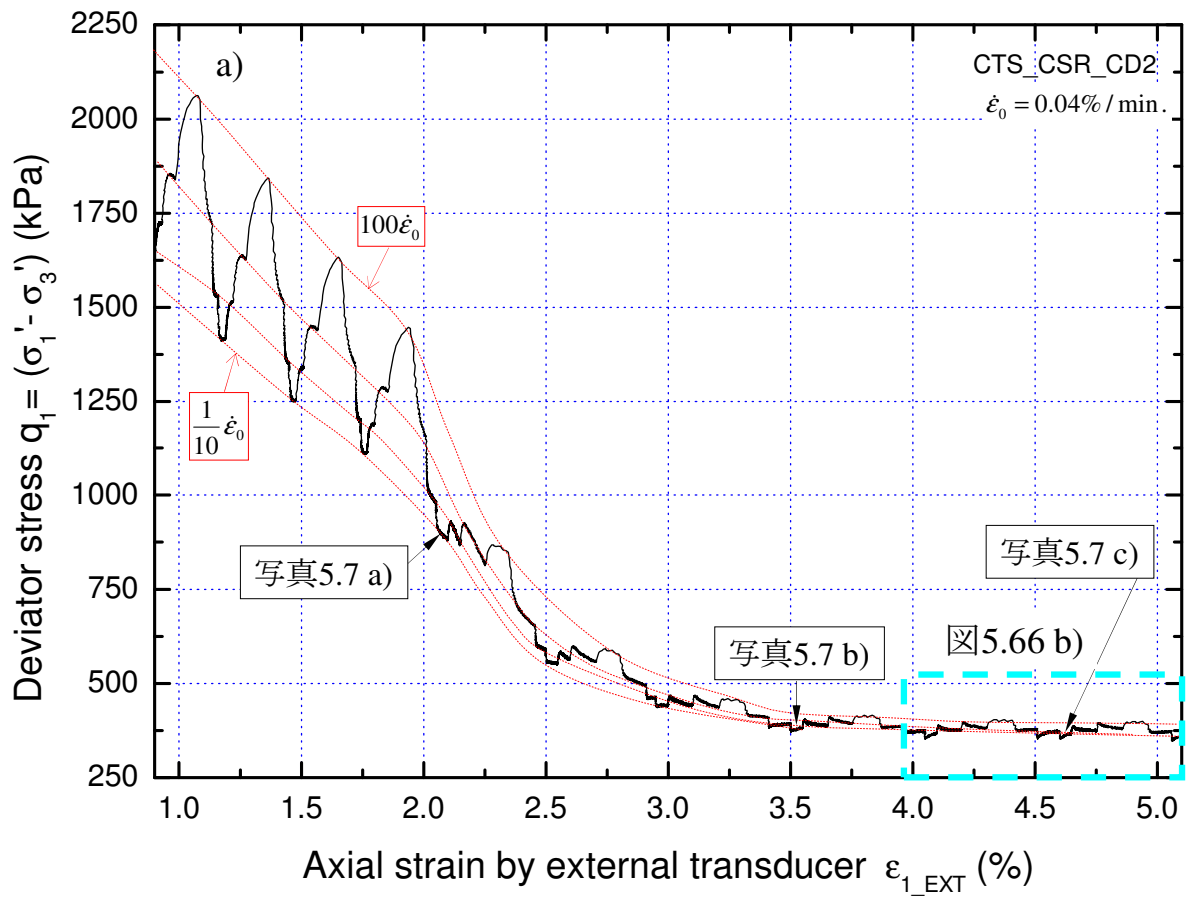


図 5.66 軸差応力と軸ひずみの関係 (CTS_CSR_CD2), a) 軸差応力の低下過程, b) 残留状態

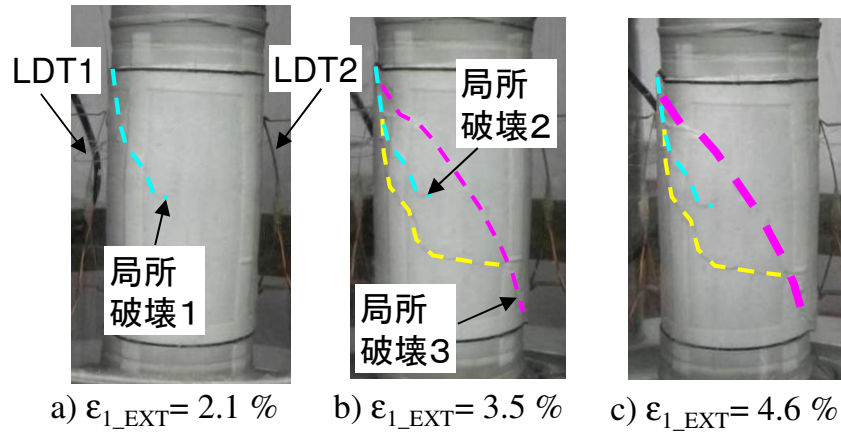


写真 5.7 軸差応力の低下過程での供試体の変形状況 (CTS_CSR_CD2)

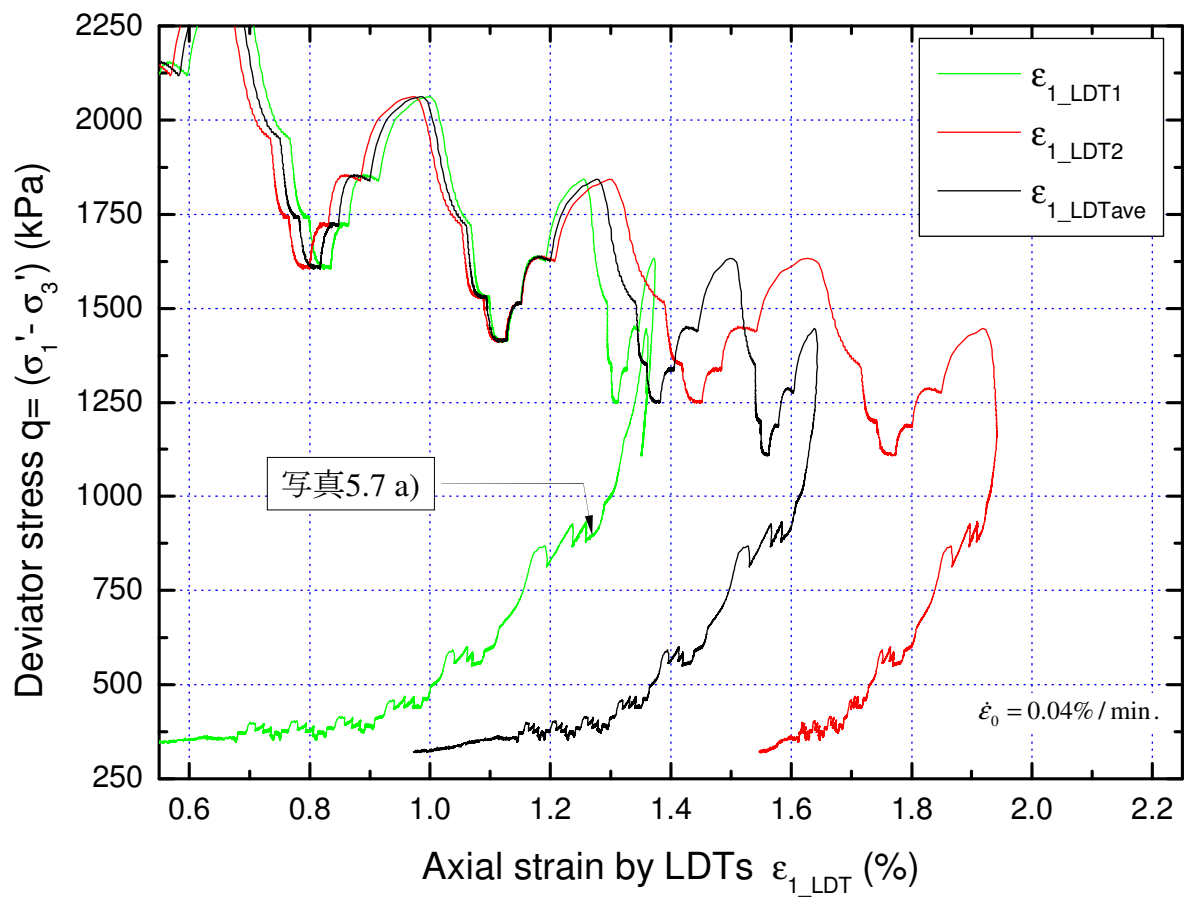


図 5.67 軸差応力の低下過程における軸差応力と LDT による軸ひずみの関係 (CTS_CSR_CD2)

第6章 異なる拘束圧下における堆積軟岩の三軸圧縮試験

6.1 概説

本章では、次表 6.1 にまとめた一軸圧縮試験と計 6 ケースの三軸圧縮試験の結果として、6.2 で圧密からせん断破壊までの全体的な強度変形特性、6.3 で微小ひずみから小ひずみ領域における破壊前の強度変形特性、6.4 で時間依存特性（載荷速度依存性）をそれぞれまとめた。6.5 では 6.4 で得られた載荷速度依存特性を用いた数値解析を実施して、試験結果との比較を行った。6.6 に得られた結論と今後の課題をまとめた。

表 6.1 には、一軸圧縮試験／排水三軸圧縮試験（SS_UC／SS_CD）の各供試体の初期湿潤密度 ρ_{10} 、飽和度を示す B 値、CD 試験の拘束圧 σ'_c 、クリープ載荷と微小ひずみ繰返し載荷の有無を記載する。各試験ケースの名称は本文や表中では省略しないが、試験結果を示すグラフの凡例では「SS_」の表記を省略する。

避難坑の試料では SS_UC と SS_CD_1600 の供試体の初期湿潤密度がやや小さかった。本線の試料から整形した SS_CD_400-2 の初期湿潤密度が最も小さかった。一軸圧縮試験でも上下端面を歯科石膏でキャッピングし、メンブレンをかぶせてから LDT を設置することにより、三軸圧縮試験と諸条件を合わせた。圧密開始前の B 値は SS_CD_100, 400, 400-2, 800 で 0.98 以上、SS_CD_1600, 2700 で 0.86 であったが、圧密後には表 6.1 の各値までいずれも低下した。

圧密終了後の等方応力状態とせん断中の異方応力状態において、剛性と変形特性を求めるために微小ひずみ繰返し載荷を実施した。時間依存特性を求める目的でせん断中は載荷速度の急変やクリープ載荷を適宜実施した。載荷速度の設定範囲は SS_CD_400-2 で 0.00015 %/min から 0.15 %/min、それ以外のケースで 0.0015 %/min から 1.5 %/min とし、いずれの試験も最大で 1000 倍の速度変化を生じさせた。

SS_CD_400 ではクリープ破壊が生じた。このため試験装置の最高載荷速度が供試体の変形速度に追いつかず、軸ひずみ約 1.5 % を超えた段階から軸差応力を一定に保てなかった。

6.2 応力ひずみ関係

6.2.1 三軸圧縮試験における等方圧密中の応力ひずみ関係

$\sigma'_c = 30 \text{ kPa}$ から $\Delta\sigma'_c = 5 \text{ kPa/min.}$ で所定の圧力まで拘束圧を増加させた後、等方応力状態を約半日間（SS_CD_2700 は約 1 日半）保つことにより各供試体を等方圧密した。この間に生じた体積ひずみと平均有効主応力（等方圧密中は $\sigma'_c = \sigma'_3$ と一致）との関係を図 6.1 に示す。体積ひずみは鉛直、水平 LDT で計測したひずみの和である。

任意の平均有効主応力における体積ひずみの値はいずれの試験においてもほぼ同程度であった。SS_CD_100 から SS_CD_1600、すなわち 1600 kPa 以下の拘束圧下では等方圧密終了後の体積ひずみが 0.5 % を下回り、圧密による密度の変化はほとんど生じなかった。一方、SS_CD_2700 においてのみ拘束圧の増加終了後も体積ひずみの累積が顕著に見られた。

別途実施された一軸圧縮試験結果によると、避難坑の同一箇所ブロックサンプリングされた二試料の一軸圧縮強度 q_u がそれぞれ 2078, 3046 kPa であった（並川ら, 2013）。従って、SS_CD_2700 では一軸圧縮強度に相当するかそれ以上の圧密応力が試料に載荷されたことにより、圧密終了時点で自然堆積による初期の固結状態がその他の試験よりも大きく変化したものと考えられる。ただしこの試験においても最終的な体積ひずみの値は 1 % 以下であるため、大きな密度変化は起こらなかった。またデータが不十分のため先行圧密応力を求めるにいたらなかった。

6.2.2 一軸圧縮試験および三軸圧縮試験の応力ひずみ関係

一軸圧縮試験の軸応力と軸ひずみとの関係、三軸圧縮試験の軸差応力と軸ひずみとの関係を図 6.2 に示す。図 6.2 b), d) は a), c) の点線枠内の拡大図である。a), b) は外部変位計による軸ひずみ, c), d) は LDT による軸ひずみを横軸に取っている。

SS_UC, SS_CD_100, 400-2, 800 は軸応力、軸差応力が最大値を示したあと低下し、ひずみの増加とともに残留状態に至った。SS_CD_1600, 2700 はひずみの増加とともに軸差応力も増加した。軸応力、軸差応力の最大値は高拘束圧下ほど大きかった。図 6.2 d) より、軸圧縮初期の微小ひずみ領域（例えば 0.1 % まで）における軸差応力は SS_CD_2700 で最も大きかったが、その後塑性ひずみが蓄積すると共に生じた剛性の低下は最も顕著であった。

図 6.3 に三軸圧縮試験における体積ひずみと軸ひずみとの関係を示す。a), b) は供試体からの排水量により計測した体積ひずみと外部変位計による軸ひずみ, c) は LDT による体積ひずみ及び軸ひずみである。b) は a) の点線枠内の拡大図である。

SS_CD_1600, 2700 では、メンブレンの使用開始からの経過時間が軸圧縮中に約 7 日間を超えた段階で、写真 6.1 のように供試体上下に接続された配管に気泡を確認した。メンブレンの劣化に伴い、セル上部の圧縮空気が拘束圧分だけ圧力の低い供試体内にわずかに侵入した可能性が考えられる。図 6.3 a), b) にはそれらの段階を黒い矢印で示すが、いずれの試験においても矢印の直後に体積ひずみの計測値が急増した。従ってこれらの矢印以降の計測値は検討しないものとした。

図 6.3 c) によると、LDT による供試体全体の体積ひずみは、軸圧縮初期にはいずれの試験でもほぼ同様に収縮傾向を示した。写真 6.2 に試験後の供試体の変形状況を示す。SS_CD_100, 400-2 では最終的にせん断層が複数発達し、せん断層内での局所変位が顕著であった。せん断層内の大きな体積膨張に起因して、軸差応力が最大値を示した後供試体全体の体積ひずみの計測値も収縮から膨張傾向に転じた。図 6.3 b) によると、SS_CD_400 においてもクリープ破壊の進行とともに複数のせん断層が発達したことにより、体積ひずみは収縮から膨張傾向に転じた。一方、SS_CD_800, 1600, 2700 の体積ひずみは一貫して収縮傾向を示した。これらの試験では供試体にひずみの局所化領域は認められるものの、試験終了に至ってもせん断層内での局所変位があまり顕著でなかった（SS_CD_800）か、あるいは完全なせん断層が発達しなかった（SS_CD_1600, 2700）。

最大軸差応力におけるモールの応力円を図 6.4 に示す。各試験の最大軸差応力は図 6.2 に「 q_{max} 」の添え字と共に矢印で示した。図 6.4 a) は SS_CD_400-2 を除くケースの最大の載荷速度（1.5 %/min）における最大軸差応力から求めた応力円である。図 6.4 b) は、SS_CD_400-2 では最大の載荷速度（0.15 %/min）における実測の最大軸差応力、その他のケースでは最大軸差応力発揮時の軸ひずみ（破壊ひずみ）において、載荷速度が 0.15 %/min の仮想の等載荷速度線（6.4 にて詳述）から推測した軸差応力により求めた応力円である。例として SS_CD_800 における q_{max} の推測値の決定方法を図 6.4 c) に示す。SS_CD_100, 400-2, 800 では写真 6.2 にピンクの点線で示すせん断層から破壊面の角度を決定した。SS_CD_1600, 2700 は試験実施範囲内での値として、軸ひずみが約 15 % での軸差応力を最大値とした。完全飽和の非排水状態を仮定して、SS_UC の結果も参考データとして追加した。クリープ載荷中に破壊した SS_CD_400 は対象外とした。

図 6.4 a) では三種類の破壊包絡線から強度定数を求めた。SS_CD_400-2 を除くすべての三軸圧縮試験による破壊包絡線 1, 最大軸差応力が明確なピークとして現れた SS_CD_100, 800 による破壊包絡線 2, 現れなかった SS_CD_1600, 2700 による破壊包絡線 3 から得られた強度定数を表 6.2 a) に示す。

別途他機関で実施されたブロックサンプリング試料の三軸圧縮試験（拘束圧 100, 400, 800 kPa）で得られた強度定数は、内部摩擦角が $\phi' = 27.4$ (deg), 見かけの粘着力が $c' = 550.3$ (kPa) であった（並川, 2012）。一軸圧縮試験も含めた各試験の応力円や三種類の強度定数を併せて考えると、SS_CD_100 の最大軸差応力は試験全体の傾向から予想される値よりやや大きかった可能性が考えられる。これに基づく、SS_CD_100 の影響が強い破壊包絡線 2 を除外した各強度定数は概ね一致し、この堆積軟岩の最大軸差応力における内部摩擦角は 23 – 28 deg, 見かけの粘着力は 498 – 888 kPa であるとの判断も可能である。

一方、前項でも述べたように、拘束圧が高いほど圧密終了時点における初期の固結構造の変化（破壊）の影響が顕著になり、高拘束圧下ほど拘束圧依存性が高くなった、すなわち内部摩擦角が高くなった可能性も考えられる。これに基づく、図 6.4 のピンクの折れ線のような破壊包絡線 2 と 3 を組み合わせた包絡線も想定される。

図 6.4 b) では四種類の破壊包絡線から強度定数を求めた。破壊包絡線 1, 2 に SS_CD_400-2 を追加して求めた破壊包絡線 1', 2', SS_CD_1600, 2700 の軸差応力の推測値による破壊包絡線 3', SS_CD_400-2, 800 による破壊包絡線 4 から得られた強度定数を表 6.2 b) に示す。

破壊包絡線 1', 2', 3' から得られた強度定数は包絡線 1, 2, 3 から得られた値にほぼ等しく、SS_CD_400-2 の追加と軸差応力の推測の影響は小さかった。破壊包絡線 2' から SS_CD_100 の影響を除去した包絡線 4 による強度定数は、内部摩擦角が 18 度まで増加し、見かけの粘着力は 860 kPa まで低下したが、上記の別途得られた $\phi' = 27.4$ (deg), $c' = 550.3$ kPa とは一致しなかった。

SS_CD_100, 400-2, 800 において、最大軸差応力発揮後の残留状態における強度定数を求めることを試みた。図 6.5 に残留状態におけるモールの応力円を示す。残留状態を定義した各試験の軸差応力は図 6.2 a) に「 q_{residual} 」の添え字と共に矢印で示した。

SS_CD_800 は試験終了時点で応力ひずみ関係が定常状態に至っていなかった可能性が考えられることと、粘性の傾向が Isotach のまま（6.4 にて後述）であったことから、次の二種類の破壊包絡線 a, b を設定した。破壊包絡線 a は三つの試験の q_{residual} における応力円と写真 6.2 に示すせん断層の角度により設定した。破壊包絡線 b は応力状態が定常化した SS_CD_100, 400-2 の q_{residual} における応力円と写真 6.2 に示すせん断層の角度により設定した。試験終了時点での SS_CD_100, 400-2 の載荷速度は 10 倍異なったが、TESRA 粘性による速度急変直後の応力レベルの増減が収束したと仮定することにより、 q_{residual} は載荷速度によらないものと考えた。得られた強度定数を表 6.3 に示す。二つの包絡線から得られた定数はいずれも同程度となり、内部摩擦角は最大軸差応力発揮時よりも大きく算出された。見かけの粘着力は最大軸差応力発揮時と比較して大幅に低下したが、完全にゼロとはならなかった。せん断層内での大きな変形により、堆積軟岩の固結構造が損傷したためであると考えられる。

6.2.3 SEM による供試体の破壊状況の微視的観察

SEM-EDS を用いて、三軸圧縮試験を実施した試料の微視的構造の観察とその成分（元素）分析を行った。表 6.4 に観察試料の一覧表を示す。SS_00 は未試験の試料である。SS_CD_2700 は供試体の表面観察において変形の局所化が確認された箇所から観察試料を整形した。これらの試料の観察面は、端部に入れた切り込みから試料を切断することによって得られる人工的な亀裂とした。SS_UC, CD_100, CD_400 の各観察面は軸圧縮により自然に発達した縦亀裂、せん断面あるいはクリープ破壊面とした。いずれも炉乾燥により試料の水分を除去した。図 6.6 に SS_UC, CD_100, CD_400, CD_2700 の各試料

の採取位置の概要を示す。図の一番右側にピンクの点線で示した範囲が、SEM-EDS の観察試料に一致している。

写真 6.3 に倍率を揃えて撮影した観察試料の全景を示す。自然に発達した三種類の破壊面のうち、SS_UC_VC の縦亀裂は SS_CD_100_SB のせん断面（層）や SS_CD_400_CF のクリープ破壊面と比較して滑らかであった。

図 6.7, 6.8, 6.9 に全試料の代表的な観察画像を示す。SS_CD_100_SB と SS_CD_400_CF は観察面の様子が観察箇所によって異なった。このため、事前の目視観察において比較的平滑な箇所（d, f）と凹凸の顕著な箇所（e, g）の二種類の観察画像を示した。図 6.8 は図 6.7 の中心部、図 6.9 は図 6.8 の中心部をそれぞれ 10 倍、4 倍に拡大したものである。

未試験試料の a)、一軸圧縮試験の縦亀裂試料 b)、拘束圧 2700 kPa の三軸圧縮試験の局所変形箇所試料 c) はいずれも 50 μm 程度の土粒子（図 6.8 に水色の○で図示）を中心とした画像である。図 6.7, 6.8 のいずれにおいても、土粒子間の結合状態や観察断面の全体的な画像には有意な差が見られなかった。一方図 6.8 c) および図 6.9 c) より、高拘束圧下でせん断された試料の断面においては、中心に図示した土粒子が右上と左下の二つの粒子に破砕していた。このような粒子破砕の様子は他の試料では確認されなかった。従って、この粒子破砕は高拘束圧下でのせん断によるものと考えられる。

次に一軸圧縮試験の縦亀裂試料 b)、拘束圧 100 kPa の三軸圧縮試験のせん断層（面）試料 d) および e)、拘束圧 400 kPa の三軸圧縮試験のクリープ破壊面試料 f) および g) を比較する。図 6.7, 6.8 において、b) の縦亀裂はせん断層（面）やクリープ破壊面よりも平滑であった。拘束圧 400 kPa 下で形成されたクリープ破壊面は、拘束圧 100 kPa 下で形成されたせん断 d) および e) と比較して断面の凹凸が少なく、土粒子同士が押しつぶされたような印象を与えた。クリープ破壊と単調軸圧縮によるせん断破壊という破壊形態の違いと、拘束圧の違いが原因として考えられる。

大橋の堆積軟岩を微視的に観察すると、土粒子の中にしばしば珪藻が見られた。図 6.10 に土粒子と珪藻の代表的な観察画像を示す。いずれも SS_UC の試料で取得したものである。これらの撮影画像において a) の土粒子、b) の球状の珪藻、c) の網状の珪藻をそれぞれ成分分析した。分析結果を表 6.5 に示す。土粒子からは Si と Al が主に検出された。球形の珪藻からは Si, Al に加えて Ca の検出が顕著であり、板状、網状の珪藻からは Fe の検出が顕著であった。

6.3 微小ひずみから小ひずみ領域における破壊前の変形強度特性

6.3.1 微小ひずみ領域における等価ヤング率とポアソン比の評価方法および計測手法による違い

圧密終了直後の等方応力状態と軸圧縮中の異方応力状態において実施された微小ひずみ繰返し载荷の例として、図 6.11 に SS_CD_2700 の軸差応力と LDT による軸ひずみとの関係を示す。繰返し载荷の回数は各段階で 5 回とし、5 回目の応力ひずみ関係から等価ヤング率とポアソン比を求めた。

図 6.12 に代表的な繰返し载荷の時刻歴を示す。試験装置の不具合で载荷方向の反転がスムーズでなく、三角波の波形が頂点付近で乱れた。軸圧縮中の繰返し载荷では、試料が硬質であるため载荷方向が除荷側に切り替わった瞬間に軸差応力が急激に低下し、波形の乱れに加えて応力振幅が予定よりも小さくなった。

5 回目の応力ひずみ関係、水平ひずみと軸ひずみの関係から等価ヤング率およびポアソン比をそれぞれ評価した。具体例を図 6.13 に示す。ひずみはいずれも LDT による計測値である。軸ひずみの片振幅は 10^{-3} % レベルであるにも関わらず、上述の波形の乱れによって载荷、除荷の曲線は直線状に重ならず、無視できない相違が見られた。

そこで、図 6.13 に示すように三種類の評価方法で等価ヤング率 E_{LDT} およびポアソン比 ν_{LDT} を求め、結果を比較した。载荷曲線を直線近似して得られた E_{LDT_L} および ν_{LDT_L} (a)、除荷曲線を直線近似して得られた E_{LDT_UL} および ν_{LDT_UL} (b)、曲線全体を直線近似、すなわち载荷と除荷を平均して得られた E_{LDT_W} および ν_{LDT_W} (c) を、CD_400-2 を除く全てのケースで図 6.13 のように求めた。各等価ヤング率と最大有効主応力との関係を図 6.14、各ポアソン比と最大有効主応力との関係を図 6.15 に示す。

図 6.14 および図 6.15 より、等価ヤング率およびポアソン比の評価方法はこれらの値の最大有効主応力に対する増加傾向に大きな影響を与えなかった。従って、通常の評価方法である繰返し载荷の曲線全体を直線近似した c) の値を以降の検討で用いることとした。

軸ひずみと水平ひずみの計測手法による等価ヤング率およびポアソン比の値の相違について、SS_CD_400 と SS_CD_2700 の二つの試験結果で検討した。ここでは、外部変位計の軸ひずみ ϵ_{1_EXT} と LDT の軸ひずみ ϵ_{1_LDT} 、式 6.1 により定義した水平ひずみ ϵ_{3_EXT} と LDT による水平ひずみ ϵ_{3_LDT} の計測値の相違にそれぞれ着目した。いずれもベディングエラーに起因する相違である。 ϵ_{3_EXT} は供試体からの排水量を低容量差圧計で計測した体積ひずみ ϵ_{vol_LCDPT} と ϵ_{1_EXT} により次式で求めた。

$$\epsilon_{3_EXT} = (\epsilon_{vol_LCDPT} - \epsilon_{1_EXT})/2 \quad \text{式 6.1}$$

a) 外部変位計と低容量差圧計によるひずみを用いた場合、b) LDT によるひずみを用いた場合の微小ひずみ繰返し载荷の応力ひずみ関係、水平ひずみと軸ひずみの関係の一例を図 6.16 に示す。LDT によるひずみは軸方向にも水平方向にも明らかに小さかった。軸ひずみに対する水平ひずみの変化量も LDT による計測値の方がやや小さかった。SS_CD_2700 では LDT による等価ヤング率は外部変位計の約 4 倍、ポアソン比は約 0.9 倍となった。

全ての三軸圧縮試験で LDT によるひずみから求めた等価ヤング率 E_{LDT} 、SS_CD_400、2700 で外部変位計によるひずみから求めた等価ヤング率 E_{EXT} と最大有効主応力との関係を図 6.17 に示す。圧密終了直後の等方応力状態におけるヤング率は点線の丸印で囲まれている。同様に、ポアソン比 ν_{LDT} および ν_{EXT} と最大有効主応力との関係を図 6.18 に示す。

図 6.17 より、 E_{LDT} は最大有効主応力に対して両対数軸上で直線的に増加したが、 E_{EXT} は最大有効主

応力に対する値が圧密終了直後と軸圧縮中とで大きく異なり、グラフ上でばらついた。概して E_{EXT} は E_{LDT} よりも小さかった。図 6.18 より、最大有効主応力の増加と共に v_{LDT} と v_{EXT} はいずれも増加傾向を示し、 v_{EXT} は v_{LDT} よりも大きかった。

6.3.2 微小ひずみ領域におけるヤング率とポアソン比の応力依存性

LDT による等価ヤング率と最大有効主応力との関係を図 6.19 に示す。LDT による数パーセントまでのひずみの計測範囲では等価ヤング率の軸圧縮による低下は見られなかった。等価ヤング率の応力依存性を示す係数は等方応力状態で $m_{O_IC}=0.15$ ，異方応力状態も含めると $m_{O_AC}=0.13$ となった。

a) 最大有効主応力，b) 最大，最小有効主応力の相乗平均，c) 最大，最小有効主応力の比と LDT によるポアソン比との関係を図 6.20 に示す。横軸の応力パラメータのみ対数軸とした。最大有効主応力，あるいは最大，最小有効主応力の相乗平均の増加と共にポアソン比は増加したが，値のばらつきが大きかった。早野（2001）では，本研究で求めたポアソン比に相当するポアソン比 v_{zy} は主応力比 $\sigma_z'/\sigma_x' (= \sigma_y')$ に応じて増加傾向を示すことを報告している。

6.3.3 接線ヤング率と接線ポアソン比による破壊前の剛性の変化についての検討

SS_CD_400 と SS_CD_2700 で接線ヤング率，接線ポアソン比を求めて，载荷初期の剛性の変化について検討した。ある点 A の接線ヤング率 E_{tan} および接線ポアソン比 v_{tan} は，LDT による最大主ひずみ，最小主ひずみの増分 $\Delta \epsilon_{1_LDT}$ ， $\Delta \epsilon_{3_LDT}$ と軸差応力の増分 Δq_1 により，次式 6.2，6.3 で定義した。詳しくは第 5 章の図 5.12 を参照されたい。軸ひずみが 0.005 % までは $\Delta \epsilon_{1_LDT}=0.001$ %，それ以降は $\Delta \epsilon_{1_LDT}=0.005$ % とした。

$$E_{tan} = \Delta q_1 / \Delta \epsilon_{1_LDT} \quad \text{式 6.2}$$

$$v_{tan} = -\Delta \epsilon_{3_LDT} / \Delta \epsilon_{1_LDT} \quad \text{式 6.3}$$

図 6.21 と図 6.23 に，SS_CD_400 と SS_CD_2700 の接線ヤング率および接線ポアソン比と軸ひずみとの関係を示す。载荷速度に応じて凡例の通りに異なる記号を付して表示した。図 6.22 と図 6.24 には SS_CD_400 と SS_CD_2700 の LDT による軸ひずみが 0.55 % までの応力ひずみ関係を示す。応力ひずみ関係からも分かるとおり，载荷速度の急増／急減による剛性の増加／低下の影響で，接線ヤング率および接線ポアソン比が大きく変動した。そこで各速度の最後の計測点（速度が変化する直前の計測点）を○で囲み，それらの点のみに注目した。全体的な傾向として，接線ヤング率と接線ポアソン比は SS_CD_400 ではいずれも大きくなり，SS_CD_2700 では概ね一定となった。

これらの傾向は等価ヤング率およびポアソン比の応力依存性と一致したと考えられる。すなわち，破壊前の LDT による 1 パーセントまでのひずみの計測範囲においては，軸圧縮により最大有効主応力が増加した。最大有効主応力の増加と共に等価ヤング率およびポアソン比が大きくなったのと同様に，接線ヤング率および接線ポアソン比も増加傾向を示したと考えられる。

6.3.4 既往研究との比較

本研究で対象とした堆積軟岩は池尻大橋で採取した上総層の堆積軟岩（以下「大橋」と記載）である。相模原，赤羽橋，東京湾口の三箇所で採取された上総層の堆積軟岩を対象とした既往研究（成田，2000，

浜田, 1999, 早野, 2001) との比較を行う。また, 大橋の堆積軟岩を対象に別途実施された室内試験や原位置試験の結果(並川ら, 2013) との比較も行う。

比較を行う堆積軟岩の各採取箇所(図 6.25), 粒度分布(図 6.26), 物理特性(表 6.6) をそれぞれ示す。採取箇所や深度によって粒度分布に明らかな違いが見られた。本研究で対象とした大橋の堆積軟岩は平均粒径で比較すると中位にある一方, 細粒分が少なくやや粒度の揃った試料であった。

図 6.27 に上総層堆積軟岩の LDT による等価ヤング率と最大有効主応力との関係を示す。大橋のデータは図 6.19 で求めた近似直線のみとした。等方応力状態で求めた等価ヤング率は塗りつぶされた点と点線の丸印で示した。採取箇所と応力状態で全てのデータを分類し, 等価ヤング率の応力依存性を示す係数 m を近似直線により求めた結果を図 6.28 に示す。

等価ヤング率はいずれも概ね 10^3 MPa のオーダーで, 相模原で最も大きく, 拘束圧 300 kPa 以上において大橋で最も小さかった。他の試料よりも砂分を多く含んで粒度の荒い東京湾口は係数 m が最も大きい, すなわち等価ヤング率の応力依存性が最も高かった。相模原と東京湾口では等方応力状態のみで求めた m 値 (m_{IC}) より異方応力状態(軸圧縮中)も含めて求めた m 値 (m_{AC}) の方が大きかったが, 大橋では m_{IC} が m_{AC} をわずかに上回った。

上総層の堆積軟岩の m 値に及ぼす平均粒径と固結度の影響についてまとめた。図 6.29 に, a) 上総層の堆積軟岩と固結していないいくつかの地盤材料で求めた m 値と平均粒径 D_{50} との関係(早野, 2001 のまとめに大橋のデータを加筆), b) 大橋, 相模原, 赤羽橋, 東京湾口の m 値と原位置有効応力相当の拘束圧下における主応力比の最大値 R_{max} ($= \sigma_1'/\sigma_3' = (q_{max} + \sigma_c')/\sigma_c'$) との関係, c) 大橋, 相模原, 赤羽橋, 東京湾口の m 値と D_{50} と R_{max} との関係をそれぞれ示す。大橋の R_{max} は強度定数 $c'_2 = 1228$ kPa, $\phi'_2 = 12$ deg. から $\sigma_c' = 400$ kPa として求めた。本研究で固結度の影響を表すパラメータとして用いている一軸圧縮強度 q_u や圧密降伏応力 p_c は, 相模原, 赤羽橋, 東京湾口の試料では値のばらつきが大きいか不明であったため, 代わりに R_{max} を選択した。b), c) の相模原, 赤羽橋, 東京湾口は早野(2001)から分かる範囲で抜粋した。a) より, 固結していない材料と比較して堆積軟岩の等価ヤング率の応力依存性は低かった。また, 堆積軟岩の等価ヤング率の応力依存性の高さと粒径には概ね相関が見られた。b) より, 主応力比の最大値が大きい, すなわち固結度の高い試料ほど等価ヤング率の応力依存性は低かった。データ数は限られているものの, a) と b) をまとめた c) から, 堆積軟岩同士を比較した場合には粒径が小さく固結度の高い試料ほど等価ヤング率の応力依存性が低かったと解釈できる。

ポアソン比と最大有効主応力との関係を図 6.30 に示す。任意の応力におけるポアソン比の値は相模原, 赤羽橋では明確な差が見られなかったが, 大橋の値は相模原と赤羽橋よりも顕著に大きかった。最大有効主応力の増大に応じてポアソン比も大きくなる傾向は見られるが, いずれの試料においてもばらつきが大きかった。

別途実施された大橋の堆積軟岩の接線ヤング率とひずみとの関係を図 6.31 に示す。a) の室内三軸圧縮試験結果では軸ひずみが 0.2 % 程度から, b) の原位置孔内水平載荷試験結果ではひずみが 10^{-2} % 以上でいずれも接線ヤング率が低下しており, 本研究で得られた傾向とは異なった。本研究では小さなひずみ増分で頻繁に載荷速度を急変させたため, 特に載荷速度が急増する場合は接線ヤング率を過大評価したことが結果の相違の原因として考えられる。

6.4 载荷速度依存性

6.4.1 応力ひずみ関係に及ぼす载荷速度急変の影響

図 6.32 に一軸、三軸圧縮試験の応力ひずみ関係を試験ごとに示す。SS_UC, SS_CD_100, 400, 400-2, 800 は LDT による軸ひずみが 0.7 % までの拡大図である。青い縦線 (|) は载荷速度が変化したタイミングを示している。赤い点線は同一の载荷速度で得られた応力ひずみ曲線を繋げた等载荷速度線群 (各载荷速度における仮想の応力ひずみ曲線群) である。

いずれの試験においても、最大軸応力、軸差応力に至るまでは载荷速度が急増／急減すると高剛性を示してそれまでよりも高い／低い応力レベルに移行する Isotach 粘性を示した。補助線を参考にとると、軸応力、軸差応力の最大値付近では载荷速度が 1000 倍増加すると軸応力、軸差応力の値が約 1.07～1.25 倍程度となり、高拘束圧下ほど载荷速度に応じた応力レベルの差が大きくなった。SS_CD_1600, 2700 では変位計測の限界値の都合上軸ひずみが 15 % となった段階で試験を終了したが、軸差応力は試験終了まで単調増加を続けており、Isotach 粘性による载荷速度に応じた応力レベルの差はひずみの増加と共に大きくなった。

SS_UC, SS_CD_100, 400-2, 800 の最大軸応力、軸差応力発揮後の応力ひずみ関係を図 6.33 に示す。写真 6.3, 6.4 には SS_CD_100, 800 の最大軸差応力発揮後の供試体の変形過程を示す。SS_UC, SS_CD_100, 400-2, 800 では、軸差応力が最大値付近から低下し始めても Isotach 粘性は継続したが、軸応力、軸差応力が残留状態に近づくにつれて各载荷速度での応力レベルの差が小さくなった。このうち SS_UC, SS_CD_100, 400-2 では、軸差応力が残留状態まで低下すると、载荷速度の急変直後に応力レベルが移行した後単一の応力ひずみ関係に漸近する TESRA 粘性を示した。SS_CD_800 においても速度の急変直後に急増／急減した応力レベルがひずみの増加と共に小さくなり、TESRA 粘性に移行しつつあるようであったが、他の二ケースのような比較的顕著な変化には至らなかった。

写真 6.3 a), 写真 6.4 a), b) より、目視で確認されたいくつかの亀裂が個々に発達の途中段階にあった間は Isotach 粘性が継続したと考えられる。これらの亀裂が例えば写真 6.3 b) の●～▲のせん断層となり、層上での局所変形が進んで土粒子間の結合構造が損失したため、SS_UC, SS_UC_100, 400-2 では時間依存特性が Isotach 粘性から TESRA 粘性へと移行したものと考えられる。SS_CD_800 では軸ひずみが 5 % となっても载荷を続けた場合には、亀裂がせん断層に発達して軸差応力が残留状態まで低下し、粘性が Isotach から TESRA に変わった可能性が考えられる。一方 SS_CD_1600, 2700 では明確な亀裂等が観察されないまま軸ひずみが 15 % に達した試験終了まで軸差応力が単調増加し、Isotach 粘性による载荷速度に応じた応力レベルの差が増加し続けた。軸ひずみが更に大きくなって、供試体全体がせん断層内に匹敵する大きなひずみを生じれば粘性の傾向が変わった可能性もあるが、高拘束圧下における大ひずみ領域の粘性挙動は明らかにできなかった。

表 6.6 に示した通り、本研究で対象とした大橋の試料は平均粒径約 0.04 mm のシルトを主体として粘土分の少ない砂混じり細粒土であった。試験結果より、地盤材料としては TESRA 粘性を示す砂混じり細粒土が、堆積軟岩として固結したことにより Isotach 粘性を示したと解釈できる。400 kPa までの拘束圧下においてせん断層内の局所的な大変形が加わると材料本来の TESRA 粘性が発揮されたが、1600 kPa 以上の拘束圧下において固結構造が比較的均一にせん断変形を受けた場合には、今回の試験のひずみレベルの範囲において Isotach 粘性が継続した。

6.4.2 载荷速度急変による時間依存特性の定量的評価

前項で述べたとおり, 最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による応力レベルの差が高拘束圧下ほど大きくなった。この結果を定量的に評価することを試みた。具体的には Di Benedetto et al. (2002), Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) による速度依存性係数 β と真の粘着力 c^* を本研究の大橋の堆積軟岩の三軸圧縮試験結果から求めた。

二つの非線形三要素モデルの概要については第1章で記述したが, ここでも両者の違いについて再度確認するために, 図 6.34 で有効応力経路図上での各モデルの応力パラメータを比較する。Di Benedetto et al. (2002) は年代効果に起因する固結構造のない地盤材料を対象としており, 図 6.34 a) に示すように応力比 R は 最大, 最小有効主応力 σ_1', σ_3' の比で定義されている。粘性応力の比 R^v は非粘性応力の比 R^f によって次式 6.4, 6.5 のように定義される。

$$R^f = \frac{\sigma_1^f}{\sigma_3^f} \quad \text{式 6.4}$$

$$R^v = R - R^f = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} - \frac{\sigma_1^f}{\sigma_3^f} \quad \text{式 6.5}$$

一方 Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) は年代効果に起因する固結構造を持つ地盤材料を対象としている。図 6.34 b) に示すように横軸を負の直応力まで擬似的に延長し, 年代効果により発揮される応力を真の粘着力 c^* として評価する。応力比 R_{eq} は $\sigma_1' + c^*$ と $\sigma_3' + c^*$ の比で定義され, 粘性応力の比 R_{eq}^v は非粘性応力の比 R_{eq}^f によって次式 6.6, 6.7 のように定義される。

$$R_{eq}^f = \frac{\sigma_1^f + c^*}{\sigma_3^f + c^*} \quad \text{式 6.6}$$

$$R_{eq}^v = R_{eq} - R_{eq}^f = \frac{\sigma_1' + c^*}{\sigma_3' + c^*} - \frac{\sigma_1^f + c^*}{\sigma_3^f + c^*} \quad \text{式 6.7}$$

真の粘着力は非粘性項として扱われる。つまり, 年代効果により発揮される応力は非粘性成分の応力として扱われる。

ここでは, 例として SS_CD_800 の β と c^* を求める手順について説明する。なお, 最大主応力方向を示す添え字はこれまで「1」のみを用いていたが, 参考文献との整合性を優先し, これ以降は「a」や「v」も用いる。全て同一方向を示す添え字である。

非可逆軸ひずみ ϵ_a^{ir} は, 軸ひずみ ϵ_a から可逆軸ひずみ (弾性軸ひずみ) ϵ_a^e を減じた塑性ひずみである。次式 6.8 ~ 6.11 により可逆軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a^e$, 非可逆軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a^{ir}$ をそれぞれ求め, これらを積分することにより可逆軸ひずみと非可逆軸ひずみを得た。

$$\dot{\epsilon}_a^t = \dot{\epsilon}_a^e + \dot{\epsilon}_a^{ir} \quad \text{式 6.8}$$

$$\dot{\epsilon}_a^e = \frac{\dot{\sigma}_v}{E_v} \quad \text{式 6.9}$$

$$E_v = E_{v0} \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \right)^m \quad \text{式 6.10}$$

$$\dot{\epsilon}_a^{ir} = \dot{\epsilon}_a^i - \frac{\dot{\sigma}_v'}{E_{v0} \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \right)^m} \quad \text{式 6.11}$$

図 6.35 には SS_CD_800 の試験結果のみから求めたヤング率の応力依存性を示す係数 m を示す。図 6.36 には SS_CD_800 の軸差応力と LDT による軸ひずみ，可逆（弾性）軸ひずみ，非可逆軸ひずみとの関係を示す。

図 6.37 のように，最大軸差応力発揮までの軸差応力と非可逆軸ひずみの関係において各载荷速度における仮想の応力ひずみ曲線群（赤の点線）を設定した。同一非可逆軸ひずみでの速度急変による軸差応力増分 Δq を求め，载荷速度の急変前後における軸差応力の平均値 \bar{q} を得た。なお，仮想の応力ひずみ曲線にはいくつかの式が提案されている（榎本，2012）が，本研究では試験結果との整合性を最優先したためこれらを用いなかった。手描きした任意の载荷速度における仮想の応力ひずみ曲線を応力方向のみに相似的に拡大，縮小することにより，等ひずみ速度線群を描いた。

< Kongsukprasert and Tatsuoka（2005）による真の粘着力を考慮した速度依存性係数 >

図 6.38 に，図 6.37 で求めた速度急変による軸差応力増分 Δq と载荷速度の急変前後における軸差応力の平均値 \bar{q} の関係を示す。急変前後の载荷速度ごとに記号を分けて示したが，速度の急増倍率はいずれも 10 倍，急減倍率はいずれも 1/10 倍である。 p_a は Δq と \bar{q} を正規化するための応力（Reference pressure）で，100 kPa とした。

図 6.37 中にオレンジの矢印で指摘したように，载荷速度急変開始の段階で仮想の応力ひずみ曲線に到達していないと考えられる速度急変箇所がいくつか存在した。試験で実際に与えられた各段階での载荷速度が目標値からずれていた（例えば図中の指摘箇所では目標の载荷速度は 0.015 %/min であったが，外部変位計／LDT から計測された実際の载荷速度は 0.013／0.008 %/min であった）ことと，各速度におけるひずみの増加が十分でなかったことが原因として考えられる。主に後者によるものであることを 6.5.2 項で後述する。図 6.38 には同様の速度急変箇所を丸印（○）で囲んで示す。

Kongsukprasert and Tatsuoka（2005）によると，同一の速度急変倍率において Δq と \bar{q} はこのグラフ上で線形関係にあり，各倍率の線形関係は \bar{q}/p_a 軸上の一点 $-q_c/p_a$ に収束する。 q_c は軸差応力であり，式 6.12 に示すように固結力に起因する成分 c^* （以下ではこれを「真の粘着力」と称する）と拘束圧（最小有効主応力）成分の和として定義される。

$$q_c = c^* + \sigma_3' \quad \text{式 6.12}$$

図 6.38 の丸印で囲まれた速度急変箇所を除外して得られた速度急変倍率ごとの近似直線（ピンクで表示）は，傾きの絶対値 $|m_{Inc-2}|$, $|m_{Dec-2}|$ と \bar{q}/p_a 軸の切片 $(-q_c/p_a)_{Inc-2}$, $(-q_c/p_a)_{Dec-2}$ がほぼ等

しく、Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) の傾向と一致した。しかし二つの近似直線の \bar{q}/p_a 軸切片を平均し、式 6.8 から求めた真の粘着力 c^* は -340.4 kPa となり、負の値を示した。 c^* は定義上ゼロ未満とはなり得ない。そこでこのような場合には、主に軸圧縮初期のデータを工学的判断に基づいて除外することで c^* を再評価した。軸圧縮初期は剛性が高く非可逆ひずみが小さいため、各速度におけるひずみの増加が十分でなかったことの影響をより強く受けた可能性があるとの判断である。黒の点線で囲まれた二つのデータを更に除外し、異なる傾き m_{Inc-1} , m_{Dec-1} と切片 $(-q_c/p_a)_{Inc-1}$, $(-q_c/p_a)_{Dec-1}$ の近似直線（黒で表示）から正の値 $c^* = 1071.0$ kPa を得た。

速度急変による軸差応力増分と最大有効主応力に真の粘着力を加算した応力との比を縦軸、対数化した速度急変倍率を横軸に取って図 6.38 の速度急変箇所をプロットし、得られる近似直線の傾きが速度依存性係数となる。この方法で求めた真の粘着力を c^*_1 、速度依存性係数を β_1 とし、図 6.39 に SS_CD_800 の結果を示す。このグラフの縦軸は、次式 6.13 のように主応力比 R_{eq} の速度急変による増分 ΔR_{eq} と R_{eq} との比に一致する。

$$\frac{\Delta q/P_a}{(\bar{q} + q_c)/P_a} = \frac{\Delta(\sigma_1' - \sigma_3' + q_c)}{\sigma_1' - \sigma_3' + q_c} = \frac{\Delta(\sigma_1' + c^*)}{\sigma_1' + c^*} = \frac{\frac{\Delta(\sigma_1' + c^*)}{\sigma_3' + c^*}}{\frac{\sigma_1' + c^*}{\sigma_3' + c^*}} = \frac{\Delta R_{eq}}{R_{eq}} \quad \text{式 6.13}$$

全ての速度急変箇所から求めた速度依存性係数を β_{1_all} 、図 6.38 のオレンジと黒の丸印で囲まれた速度急変箇所を除外して得られた速度依存性係数を $\beta_{1_selected}$ とした。近似直線の分散値 R^2 が最も 1 に近い $\beta_{1_selected}$ は 0.0527 となった。

図 6.38 で示したように、他のいくつかの試験ケースにおいても c^* の決定においては同様の工学的判断が必要となった。具体的には、SS_CD_800 のように c^* が負の値を示したり、近似直線の傾き m_{Inc} と m_{DEC} が顕著に異なったりして、限られた速度急変箇所から試験ごとに c^* を適切に求めることは難しかった。そこで、次式 6.14 のように最大軸差応力発揮時の強度定数によって仮定された真の粘着力 c^*_2 から速度依存性係数 β_2 を求めることを試みた。

$$c^*_2 = c' \cot \phi' \quad \text{式 6.14}$$

SS_CD_800 では、表 6.2 より $\phi'_2 = 12.1$ deg, $c'_2 = 1228.3$ kPa を用いて $c^*_2 = 5729.5$ kPa と仮定した。 $c^*_2 > c^*_1$ となったため、図 6.39 の縦軸の式に c^*_2 による q_c を代入して得られる値は、 c^*_1 による q_c を代入して得られる値よりも小さくなり、図 6.40 に示すとおり $\beta_{1_selected}$ よりも小さな速度依存性係数 $\beta_{2_selected}(= 0.0255)$ を得た。

<Di Benedetto et al. (2002) による粘着力のない地盤材料の速度依存性係数>

大橋の堆積軟岩の場合、真の粘着力は材料（砂混じり細粒土）自体の性質あるいは堆積による固結構造、すなわち年代効果に起因するものと考えられる。6.2 節でも述べたように、試料採取時の固結構造が軸圧縮開始前的高拘束圧下での圧密や軸圧縮中の平均有効主応力の増加により変化した場合、真の粘着力が応力状態に応じて変化した可能性が考えられる。そこで極端な状況として真の粘着力を考慮しな

い Di Benedetto et al. (2002) による速度依存性係数を β_3 として求めた。速度急変による応力比増分 ΔR と応力比 R の比と、対数化した速度急変倍率との関係から得られる近似直線の傾きが β_3 となる。SS_CD_800 の結果を図 6.41 に示す。近似直線により、分散値が最も 1 に近い速度依存性係数 $\beta_{3_selected}$ は 0.0699 となった。

以上、SS_CD_800 の試験結果から三種類の方法で求めた速度依存性係数と真の粘着力を表 6.7 にまとめる。真の粘着力を考慮することによって速度に依存して変化する応力（粘性応力）が小さく見積もられ、結果として速度依存性係数 β_1 , β_2 は真の粘着力を考慮しない場合の係数 β_3 と比較して小さくなった。試験結果から求めた真の粘着力 c^*_1 は強度定数から仮定した真の粘着力 c^*_2 よりも小さかったため、 c^*_2 による粘性応力が最も小さく見積もられ、速度依存性係数は β_2 が最も小さくなった。

6.4.3 速度依存性係数と真の粘着力

SS_CD_800 と同様の手順で他の試験結果からも三種類の速度依存性係数と真の粘着力を求めた。図 6.42 に最大軸差応力発揮までの軸差応力と非可逆軸ひずみとの関係を示す。SS_CD_1600 は d) 一回目のクリープ载荷が始まる約 0.03 % までと、e) 最後のクリープ载荷終了後の単調载荷の両方を一緒に評価した。前者の軸ひずみは LDT による計測値、後者の軸ひずみは外部変位計による計測値をそれぞれ用いた。

図 6.43 に Δq と \bar{q} の関係を示す。SS_CD_800 と同様に、丸印 (○) で囲まれたデータは载荷速度急変開始の段階で仮想の応力ひずみ曲線に到達していないと考えられる速度急変箇所である。これらに加え、工学的判断に基づいて黒の点線で囲まれたデータも除外して q_c を求めた。SS_CD_400 は速度急減側のデータ数が不十分のため、急増側の近似直線のみから q_c を求めた (b))。SS_CD_1600 の図 (d, e)) の四角で囲まれたデータ (□) は载荷初期の軸差応力と LDT による非可逆ひずみ関係から得られたものである。SS_CD_400-2 では、速度を 10 倍変化させた場合と 100 倍変化させた場合とで異なる q_c が得られた (c))。Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) によると、速度の急変倍率によって近似直線の傾き m は異なるが、 q_c の値は倍率によらず唯一の解が得られるとされている。速度が 100 倍変化した後の一定速度下でのひずみ増分が特に十分でなかった可能性を考え、速度の急変倍率が 100 倍変化した箇所から得られた q_c は無視するものとした。

図 6.44 において、図 6.43 で得られた q_c による各試験の真の粘着力 c^*_1 を考慮し、速度依存性係数 β_1 を求めた。強度定数から仮定した真の粘着力 c^*_2 を考慮した速度依存性係数 β_2 を、図 6.45 により求めた。拘束圧が 800 kPa 以下の試験では $c^*_2 = 5729.5$ kPa とした。SS_CD_1600, 2700 では軸差応力が試験終了まで単調増加し、ひずみの局所化が起らず、体積変化が一貫して収縮傾向を示すなど、拘束圧 800 kPa 下までとは異なる挙動を示した。このため、表 6.3 より $\phi'_3 = 28.1$ deg, $c'_3 = 497.9$ kPa を用いて $c^*_2 = 932.5$ kPa と仮定した。さらに、粘着力のない地盤材料の速度依存性係数 β_3 を図 6.46 により求めた。

以上の速度依存性係数 β_1 , β_2 , β_3 と真の粘着力 c^*_1 , c^*_2 を SS_CD_800 も含めて表 6.8 に示す。三種類の速度依存性係数の算出において、いずれも大きなばらつきの原因となるデータを除外した「_selected」のみをまとめている。SS_CD_400 はデータ不足によるばらつきが大きいため、考察から除外することとした。SS_CD_1600 もデータが大ひずみ領域の外部変位計による非可逆軸ひずみを用いて整理したものに偏っているため、考察から除外することとした。

粘着力を考慮しない速度依存性係数 β_3 は 0.056 ~ 0.084 で、拘束圧の最も高い SS_CD_2700 において最も大きな β_3 が得られた。SS_CD_400-2 においてやや例外が見られるものの、 β_3 は拘束圧が高くなるほど大きくなった。最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による応力レベルの差が高拘束圧下ほど大きくなったことと β_3 の値が増加したことは定性的に一致している。しかしこの手法では固結構造（年代効果）により発揮される応力を非粘性成分として評価しないため、特に拘束圧の低い試験において粘性応力を過大評価し、結果として β_3 も過大評価したものと考えられる。従って β_3 の拘束圧間の差は Isotach 粘性による応力レベルの差を定量的に表現できていない可能性が考えられる。

一方真の粘着力 c^* を考慮する場合は、 c^* も β も圧密や軸圧縮などの応力の増加により変化した可能性が考えられる。最大軸差応力発揮時の強度定数により仮定した c_2^* の値と、表 6.9 に示す残留状態における強度定数から仮定した c^* の値から、高压下であるほど、あるいはせん断が進行するほど、軟岩の固結構造の破壊（年代効果の低下）が顕著に起こり、 c^* の値は低下したと解釈できるためである。さらに、年代効果が低下して c^* が小さくなれば、その分粘性応力が大きくなって β も大きくなることから考えられるためである。表 6.8 に示した各試験ケースの c^* の値の違いは、圧密時の拘束圧の違いによるものである。軸圧縮による応力の最大値への増加や、残留状態におけるせん断層の発達により、一定拘束圧下においても（つまり一つの試験の最中においても）固結構造の損傷に起因した c^* の値の変化は生じ得るが、本章では検討していない。最大軸差応力発揮までは c^* は一定であると仮定し、残留状態における c^* と β の評価については今後の課題とした。

表 6.8 から SS_CD_100, 400-2, 800 では年代効果に起因した c_1^* が発揮され、これを考慮した速度依存性係数 $\beta_1 (= \beta_{1_selected})$ は 0.041 ~ 0.053 である。概ね拘束圧値に応じて β_1 は大きくなった。 c_1^* は SS_CD_800, 400-2, 100 の順に大きいが、有意性を明らかにできなかった。つまり、高压下であるほど、あるいはせん断が進行するほど c^* の値は低下するという推測に矛盾した結果が得られた。 c_1^* の決定が難しくそれぞれの値の精度が低かった可能性を考慮すると、三つの c_1^* の値 (640, 851, 1071 kPa) はばらつきの範囲内にあってほぼ同一の c_1^* が得られたとの解釈もできる。強度定数から仮定した c_2^* (5730 kPa) は SS_CD_100, 400-2, 800 において等しく、これを考慮した速度依存性係数 β_2 は 0.015 ~ 0.026 となった。 c_2^* が c_1^* よりも大きいため β_2 は β_1 よりも小さく、拘束圧値に応じて β_2 が微増した。

SS_CD_2700 (, 1600) の高拘束圧下では、 c_1^* は計算上負の値を示した。これは前述のデータ数の不足やデータのばらつきによるものであり、 c^* は定義上負の値を取り得ない。表 6.9 で拘束圧が 800 kPa 以下の試験ケースの残留状態における強度定数から推定された c^* がゼロとはならなかったことも考慮すると、SS_CD_2700 (, 1600) の c_1^* は他の試験ケースと比較して非常に小さいか、ゼロであったものと考えられる。つまり、 c_2^* から $c^*=0$ の間に真値があるものと推測される。従って、SS_CD_2700 において速度依存性係数は $\beta_2=0.071$ から $\beta_3=0.084$ の間に真値がある可能性が考えられる。

真の粘着力とこれを考慮した速度依存性係数の拘束圧との関係をまとめると次のようになる。800 kPa 以下の拘束圧下では c_1^*/c_2^* の値 (640 ~ 1071 kPa / 5730 kPa) に有意な差はなく、 β_1/β_2 の値が 0.041 ~ 0.053 / 0.015 ~ 0.026 まで概ね拘束圧値に応じて大きくなった。2700 kPa の高拘束圧下では真の粘着力がほぼゼロ (c_1^* の見なし値) / 小さな値 ($c_2^*=933$ kPa) まで低下し、速度依存性係数は $\beta_3=0.084$ / $\beta_2=0.071$ となった。最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による応力レベルの差が高拘束圧下ほど大きくなったことと、 c_1^*/c_2^* , β_1/β_2 の値がそれぞれ小さく、大きくなったことは定性的に一致してい

る。拘束圧の違いによる c^*_1/c^*_2 , β_1/β_2 の各値の差が定量的な評価において β_3 の値の差よりも的確であるかどうかについて、検討が必要である。

6.4.4 速度依存性係数と真の粘着力の既往研究との比較

相模原と東京湾口の堆積軟岩で実施された三軸圧縮試験結果（早野，2001）から速度依存性係数と真の粘着力を求め、前項で求めた大橋の堆積軟岩の結果と比較する。a) 相模原と b) 東京湾口の三軸圧縮試験における、軸差応力と LDT による軸ひずみとの関係を図 6.49 に引用して示す。図 6.50 に示すとおり軸差応力と非可逆軸ひずみの関係において各載荷速度における仮定の応力ひずみ曲線群（赤の点線）を加筆した。図 6.51 のとおり Δq と \bar{q} の関係を得た。東京湾口の軟岩の試験では、データ数が十分にあってばらつきが最も小さいという理由から、載荷速度の急変倍率が 10 倍の急増側データのみから q_c を求めた。図 6.52 において各試験の真の粘着力を考慮した速度依存性係数を求めた。東京湾口の軟岩では全てのデータを用いて求めた β_{1_all} と、急変倍率が 10 倍のデータのみから求めた $\beta_{1_selected}$ の二種類の係数に大きな違いがないことを確認した。相模原と東京湾口の強度定数が明らかでないことから、 c^*_2 , β_2 の算出は行わなかった。粘着力のない地盤材料の速度依存性係数 β_3 を図 6.53 により求めた。

表 6.10 に大橋、相模原、東京湾口の堆積軟岩の三軸圧縮試験における速度依存性係数と真の粘着力をまとめる。相模原と東京湾口の試験結果では真の粘着力 c^*_1 が負の値となった。データ数の制約による c^*_1 の決定の難しさが再び確認された。ここでは便宜上 c^*_1 を工学的にゼロと判断し、計算上のエラーを含む β_1 に代わって β_3 を代替値として用いることとする。つまり、真の粘着力の考慮の有無によらず相模原の堆積軟岩の速度依存性係数は 0.045 ($=\beta_{3_selected}$)、東京湾口の堆積軟岩は 0.055 ($=\beta_{3_selected}$) であると考えられる。なお、相模原は最大強度の拘束圧依存性が大橋よりも低いことが報告されている（王，1996）ため、大きな c^*_2 と小さな β_2 が得られることが予想される。

上述の相模原と東京湾口の試験はいずれも原位置での鉛直有効応力に相当する拘束圧下で行われたものである。大橋の軟岩において、試料採取箇所の原位置鉛直有効応力にある程度近い拘束圧下で行われた試験は SS_CD_400, 400-2 である。より信頼性の高い SS_CD_400-2 を大橋の代表的な試験とすると、原位置鉛直有効応力を拘束圧としたこれらの三ケースでは、各試料の年代効果によるゼロより大きな c^* が算出されるものと予測されたが、相模原と東京湾口の試験では $c^* < 0$ となった。各試験の最大軸差応力と拘束圧の値との関係に着目したが、統一的な見解は得られなかった。例えば、相模原の軟岩の最大軸差応力は拘束圧と比較して十分に大きく、この関係は大橋の軟岩の試験 SS_CD_400-2 (100, 400, 800) と同様と考えられる。ところが相模原の軟岩では $c^* < 0$ となり、大橋の軟岩では $c^* > 0$ となった。

堆積軟岩の性質が速度依存性係数に及ぼす影響として、前述の年代効果に加えて間隙水の影響が考えられる。Li et al. (2004) と Deng & Tatsuoka (2005) は年代効果を持たない飽和粘性土（原位置採取試料の再構成試料や試験室で作成された供試体）において、飽和度が高いほど速度依存性係数が大きくなるとした。飽和状態で求めた大橋、相模原、東京湾口の速度依存性係数も間隙水の影響を受けたと考えられる。大橋と相模原、東京湾口の試験では供試体サイズ（大橋は w 58mm, d 76 mm, h 160 mm の矩形、相模原と東京湾口は直径 50mm, 高さ 100 mm の円柱形）と載荷速度のレベル（大橋は 0.0015 ~ 1.5 %/min., 相模原と東京湾口は 0.0001~0.01 %/min）が異なるため、間隙水の影響を同条件で測定しておらず、これが速度依存性係数の値に影響を与えた可能性が考えられる。

以上から、大橋の SS_CD_400-2、相模原、東京湾口の速度依存性係数を次の二つの方法で比較する。

まず粘着力のない地盤材料の係数 β_3 で三試料の係数値を比較した場合、大橋、東京湾口、相模原の順に値が大きかった。次に、 c^*_1 を考慮した速度依存性係数で三試料の係数値を比較する。すなわち、大橋の SS_CD_400-2 の β_1 、相模原、東京湾口の β_1 の代替値としての β_3 を比較すると、東京湾口、相模原、大橋の順に値が大きかった。これら二つの方法による比較結果は、等価ヤング率の応力依存性を示す係数 m の大小関係（東京湾口、大橋、相模原の順に大きい）とは異なった。

既往研究における他の地盤材料と、上総層堆積軟岩の速度依存性係数を比較する。図 6.54 に平均粒径と速度依存性係数との関係を示す。粘土、砂質土、礫質土の速度依存性係数（いずれも粘着力のない地盤材料の係数 β_3 ）をまとめた Tatsuoka et al. (2006) に、Kongsukprasert & Tatsuoka (2005) のセメント改良礫（真の粘着力 c^* を考慮した係数 β_1 ）、早野 (2001)、榎本 (2012) の不攪乱薬液改良枕野礫質砂（当該論文では枕野トンネルの表記）と美浦砂、本研究の上総層堆積軟岩のデータを加筆した。大橋の堆積軟岩の速度依存性係数は、 $c^* > 0$ となった SS_CD_100, 400, 400-2, 800 については β_1 と β_3 、SS_CD_1600, 2700 は β_3 のみを加筆した。東京湾口は拘束圧値から試料の採取深度に最も近いと考えられる深度 130 m での平均粒径 (= 0.035 mm) を小高ら (2000) から読み取ってプロットした。様々な地盤材料の速度依存性係数は、平均粒径に関係なく約 0.02 ~ 0.08 の範囲に広く分布した。平均粒径が 0.1 mm 以下の材料で、特に速度依存性係数が大きくなる場合のあることが確認された。

図 6.54 a) にオレンジの点線で囲んで示したデータは Isotach 粘性を示した地盤材料である。ただし、紀淡粘土の再構成試料 (Kitan clay (R)) と枕野礫質砂は最大軸差応力発揮前に Isotach から TESRA へと粘性が変化した (Komoto et al., 2003, 榎本, 2012)。まずこれらの地盤材料のみで比較する。上総層堆積軟岩と再構成飽和粘性土 (R) の β_3 の値は、不攪乱飽和粘性土 (U)、乾燥状態の粘土 (カオリン、藤ノ森粘土)、千葉礫 (良配合礫) よりも大きかった。大橋堆積軟岩の SS_CD_100, 400, 400-2, 800 で得られた β_1 の値は、セメント改良千葉礫の β_1 の値よりも大きかった。

Komoto et al. (2003) は、不攪乱飽和粘土 (U) よりも再構成飽和粘土 (R) の方が速度依存性係数が大きくなること、地質年代の古い（年代効果の高い）不攪乱試料ほど速度依存性係数が小さく、再構成試料との係数の差が大きくなることを示した。いずれも β_3 での検討である。前項で述べたように、大橋堆積軟岩では高拘束圧下ほど年代効果の影響が小さかったと考えられるが、得られた速度依存性係数 β_3 の差は紀淡粘土と比較して小さかった。年代効果による固結構造を Komoto et al (2003) のように練り返しによって完全に消失させる場合と、本研究のように圧密によって変化させる場合とでは速度依存性係数の差が異なったものと考えられる。

TESRA 粘性を示す地盤材料と上総層堆積軟岩の速度依存性係数を β_3 で比較する。図 6.54 b) では TESRA 粘性を示す地盤材料を粒子破碎のしやすさで分類して示している。上総層堆積軟岩の β_3 の値は、粒子破碎性のある砂礫および再生骨材（緑の線で囲んで表示）の値と同等かやや大きかった。またこれらの β_3 の値は、粒子破碎性が小さく粒子が角張っている粒状体（粘土粉末から礫材まで、黒枠で囲んで表示）の値よりも大きかった。

Enomoto et al. (2009) は主に乾燥状態で粒度分布の異なる複数の地盤材料の三軸圧縮試験結果から、速度依存性係数の値は均等係数、粒子破碎性、土粒子の形状に依存し、平均粒径には依存しないことを示した。図 6.55 に速度依存性係数と均等係数との関係を示す。粘土粉末、砂質土、礫質土の係数 β_3 をまとめた Enomoto et al. (2009) に早野 (2001) の東京湾口堆積軟岩、榎本 (2012) の枕野礫質砂と美浦砂、本研究の大橋堆積軟岩のデータを図 6.54 と同じ要領で加筆した。Enomoto et al. (2009) によると、

粒子破碎性が小さく粒子が角張っている粒状体（粘土粉末から礫材まで）は図 6.56 において青の点線で示した Line A, B 間に存在する。粒子形状が丸い地盤材料は Line A より下に存在し、粒子破碎性の大きな地盤材料は Line B より上に存在する。同レベルの均等係数で比較すると、大橋、東京湾口堆積軟岩の β_3 の値は Line A, B 間に分布する成田砂、湿潤千葉礫、乾燥藤ノ森粘土など「粒子の破碎性が小さく粒子が角張っている粒状体」の β_3 の値よりも大きく、稲城砂、再生骨材、端野砂など粒子破碎性が大きな砂礫の β_3 の値と同等あるいは大きかった。

以上を大まかにまとめると次のようになろう。上総層堆積軟岩の速度依存性係数の値は既往の再構成粘土や粒子破碎性の大きな砂礫および再生骨材と同等の値を示し、粒子破碎性の小さい砂礫、不攪乱粘土、乾燥粘土、セメント改良礫などの値よりも大きかった。

これまでに挙げた既往研究から、速度依存性係数の値は平均粒径（すなわち粘土、砂、礫などの土質分類）への依存性は低く、均等係数、粒子破碎性、粒子形状、年代効果、間隙水の存在などに依存することが確認された一方、各因子が複合的に与える影響の定量的な評価や、各因子が粘性応力に影響を与える物理現象の解明には至っていない。上総層堆積軟岩の速度依存性係数が他の地盤材料と比較して大きいのは年代効果と間隙水の影響によるものであることが推測されるが、本研究においてもこれらの影響を定量的に評価するには至らなかった。

6.4.5 クリープ特性

図 6.56 に SS_CD_400 のクリープ載荷前後の軸差応力と LDT による軸ひずみとの関係を示す。図中の矢印はクリープ載荷において LDT による変位の時刻歴から計算した載荷速度、赤い点線は仮想の等ひずみ線群、緑の点線はクリープ載荷中の最低載荷速度での仮想の応力ひずみ曲線である。図 6.57 には $q=1778 \text{ kPa}$ 、 $q=2545 \text{ kPa}$ で実施したクリープ載荷における載荷速度の時刻歴を示す。載荷速度は LDT による計測値から求めた値である。 $q=2545 \text{ kPa}$ でのクリープ載荷の時刻歴において、Primary creep（一次クリープ、対数軸の載荷速度が対数軸の時間と共に直線的に低下する区間）、Secondary creep（二次クリープ、載荷速度が一定となり最小値を示す区間）、Tertiary creep（三次クリープ、載荷速度が対数軸の時間に対して急激に増大して試料が破壊する区間）の三つの区間を黒の点線で示す。

クリープ載荷はいずれも基準の 100 倍速度（ $=100\dot{\epsilon}_0$ ）での軸圧縮に続き実施した。はじめに $q=1778 \text{ kPa}$ でのクリープ載荷を 30 分実施した。クリープ載荷開始から約 10 分を過ぎた段階から載荷速度が基準速度 $\dot{\epsilon}_0$ の 1/100 程度まで低下した。次に軸圧縮を再開して応力レベルを高め、 $q=2545 \text{ kPa}$ でのクリープ載荷実施中に破壊が生じた。クリープ載荷開始からの載荷速度の低下は $q=1778 \text{ kPa}$ でのクリープ載荷よりも遅かった。載荷速度は約 255 分で最低載荷速度（ $=3.3 \times 10^{-4} \text{ \%/min}$, $1/45\dot{\epsilon}_0$ ）まで低下した後再び増大し、供試体の破壊に至った。

図 6.58 に SS_CD_400-2 のクリープ載荷前後の軸差応力と LDT による軸ひずみとの関係を示す。図 6.59 には $q=1070 \text{ kPa}$ で実施したクリープ載荷における載荷速度の時刻歴を示す。クリープ載荷は基準の 1/100 倍速度（ $=1/100\dot{\epsilon}_0$ ）での軸圧縮に続いて 1080 分間実施した。載荷速度はクリープ載荷開始直後に $1/1000\dot{\epsilon}_0$ のレベルまで低下し、それ以降も低下を続けたが、速度の計測値に大きなばらつきが見られた。安定して計測できる電圧の最小値と LDT の分解能を考慮すると、ひずみ計測精度の限界に起因した載荷速度の計算精度の限界は $1/1000\dot{\epsilon}_0$ のレベルである。応力一定条件を、応力制御ではなくひずみ速度制御により満たそうとしているため、実際には微小な応力の変化も起きており、これによる実際のひずみ値の変化も起こり得る状態であった。以上より、小さな載荷速度の時刻歴がばらついているのは計測

精度と制御機構上の限界によるものであると考えられる。

図 6.60 に SS_CD_1600 の五段階のクリープ载荷中の軸差応力と外部変位計による軸ひずみとの関係を三つのグラフに分けて示す。図 6.61 には五段階のクリープ载荷における载荷速度の時刻歴を示す。 $q=3600 \text{ kPa}$ としたクリープ载荷では LDT の計測範囲を超える軸ひずみが生じたため、载荷速度は LDT による値に加えて外部変位計による値も示している。初めの四段階のクリープ载荷は基準の 100 倍速度 ($=100 \dot{\epsilon}_0$) での軸圧縮、 $q=3600 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷は基準の 10 倍速度 ($=10 \dot{\epsilon}_0$) での軸圧縮に続き実施した。SS_CD_400 で破壊の生じた軸差応力にほぼ等しい $q=2500 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷は、約一日 (2440 分) が経過した段階で载荷速度が基準速度の 1/100 程度まで低下し、約二日間 (4381 分) では破壊に至らなかった。その後応力レベルを高め、SS_CD_400 で破壊が生じたのと同等の継続時間のクリープ载荷を二度実施したが、SS_CD_400 のような载荷速度の増大を伴うクリープ破壊は起こらなかった。五段階のクリープ载荷は全て载荷速度が時間と共に低下する Primary creep の区間と判断した。軸差応力が高いほど载荷速度の低下が遅かった。最後の $q=3600 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷は対数軸の载荷速度が途中から対数軸の時間と共に曲線的に低下しており、他の段階と载荷速度の低下傾向が異なった。

SS_CD_2700 では段階的に速度を変化させながら外部変位計による軸ひずみが約 8 % となるまで軸圧縮した後、基準の 1/10 倍速度 ($=1/10 \dot{\epsilon}_0$) から $q=4069 \text{ kPa}$ で約 15 日間 (21542 分) のクリープ载荷を実施した。このクリープ载荷における外部変位計での载荷速度の時刻歴を、SS_CD_400, 400-2, 1600 のすべてのクリープ载荷の時刻歴と合わせて図 6.62 に示す。15 日間のクリープ载荷を終えた段階で载荷速度は基準速度の 1/1000 程度まで低下し、SS_CD_400 のような载荷速度の増大を伴うクリープ破壊は起こらなかった。SS_CD_1600 における $q=3600 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷と同様に、対数軸の载荷速度は対数軸の時間と共に曲線的に低下した。

各試験の各応力レベルにおけるクリープ载荷の载荷速度の低下の様子を比較するために、速度が $1/10 \dot{\epsilon}_0$ となつてからの载荷速度の時刻歴を図 6.63 にまとめた。速度が $1/10 \dot{\epsilon}_0$ まで低下しなかった SS_CD_1600 の $q=3100, 3600 \text{ kPa}$ のクリープ载荷と、速度が $1/100 \dot{\epsilon}_0$ から低下した SS_CD_400-2 のクリープ载荷は比較対象から除外した。速度が $1/10 \dot{\epsilon}_0$ となつてから 10 分、100 分、1000 分での载荷速度とクリープ応力との関係を図 6.64 に示す。クリープ応力はそれぞれ a) 軸差応力 q_{creep} , b) 最大軸差応力で正規化した軸差応力 $q_{\text{creep}}/q_{\text{max}}$, c) 最大有効主応力の最大値で正規化した最大有効主応力 $\sigma_1'_{\text{creep}}/\sigma_1'_{\text{max}}$ としている。SS_CD_400 の q_{max} および $\sigma_1'_{\text{max}}$ は破壊包絡線 1 と 2 から推定した。

大橋の堆積軟岩で別途実施された一軸クリープ試験において、クリープ荷重が高いほど破壊に至るまでの载荷速度の低下が遅かったことが指摘されている (並川ら, 2014)。同様の傾向は田下凝灰岩 (Okubo et al, 2010) でも報告されている。すなわち、クリープ荷重が一軸圧縮強度に近いほど载荷速度が低下しにくいものと考えられる。三軸圧縮試験では最大軸差応力が拘束圧に依存して大きくなるため、クリープ荷重が各拘束圧の最大軸差応力に近いほど载荷速度が低下しにくくなることが考えられる。一方 6.4.3 項で指摘したように、高压下であるほど、あるいはせん断が進行するほど、真の粘着力 c^* の値は低下し、载荷速度依存性係数 β は大きくなった可能性が考えられる。 β の値に応じてクリープ载荷時の速度変化の様子は異なる可能性も考えられる。

SS_CD_400 の $q=1778 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷で得られたデータ (速度が $1/10 \dot{\epsilon}_0$ となつてから 10 分経過した段階でのデータ) は、その前後で速度の変動が大きいためここでは無視して考える。図 6.64 b), c) より、概してクリープ軸差応力/クリープ最大有効主応力が各拘束圧の軸差応力の最大値/最大有効

主応力の最大値に近いほど載荷速度が低下しにくかった。クリープ荷重と載荷速度との関係への拘束圧の影響をより詳細に検討するには、各拘束圧での異なるクリープ荷重におけるデータを更に追加することが必要であろう。

6.5 真の粘着力を考慮した非線形三要素モデルによる載荷速度依存特性の数値解析

Isotach 粘性に基づく非線形三要素モデル（A Strain rate dependent friction hardening model for Soft-rock, Siddiquee, 2014）を用いて、一連の三軸圧縮試験の数値解析を実施した。このモデルでは、強度定数により仮定した真の粘着力を考慮することで、軟岩等の固結構造（年代効果）を有する地盤材料の載荷速度依存性を表現している。強度定数を与えることにより、骨格曲線は拘束圧依存性を有する。せん断のみによる降伏（Single yielding model）をモデル化しているため、後述のように体積ひずみの載荷速度依存性は試験で得られた傾向と一致せず、うまく表現できていない。また、真の粘着力と強度定数とを個別に設定できないため、試験結果から求めた真の粘着力 c^*_1 とこれを考慮した速度依存性係数 β_1 、真の粘着力を考慮しない速度依存性係数 β_3 の二通りの係数を入力した数値解析を正しく実施できない。

以上のモデルの特性を考慮しながら、6.4 節で得られた載荷速度依存特性を定量的に評価するための数値解析を実施した。当該のモデルは PLAXIS のユーザー定義モデルとして開発されており、Soil test 機能を使った一要素モデルでの解析を行った。最大軸差応力を超えると粘性の傾向が変わったケースがあることから、解析対象は軸圧縮開始から最大軸差応力を発揮するまでの間で、LDT による軸ひずみの計測値がある段階までとした。前述のように、SS_CD_400、1600 ではデータ数の不足等の理由により速度依存性係数の決定値の精度が低かったと考えられる。SS_CD_400 の解析には同じ拘束圧の試験 SS_CD_400-2 から得られた係数を用いた。SS_CD_1600 は数値解析の対象としなかった。

6.5.1 数値解析におけるパラメータの設定

数値解析に用いた非線形三要素モデルのパラメータ設定例を表 6.11 に示す。表記のパラメータを次の 4 つに分類し、それらの決定方法を以下で説明する。なお、次項からの数値解析で用いたパラメータの設定値の詳細は付録 D を参照されたい。

- ・ 粘性応力に関するパラメータ（表 6.11 にピンク色で表示）
- ・ 強度変形特性及び真の粘着力に関するパラメータ（表 6.11 に青色で表示）
- ・ 骨格曲線の形状に関するパラメータ（表 6.11 にオレンジ色で表示）
- ・ ダイレイタンス特性に関するパラメータ（表 6.11 に緑色で表示）

<粘性応力に関するパラメータ>

Di Benedetto et al. (2002) などにより提案された粘性関数 $g_v(\dot{\epsilon}^{ir})$ を式 6.15 に示す。 α と m はいずれも任意の係数である。粘性関数を用いて粘性応力と非粘性応力との関係を示すと、式 6.16 のようになる。両式より、非可逆ひずみ（載荷）速度 $\dot{\epsilon}^{ir}$ が無限大となると粘性応力は非粘性応力の α 倍となり（式 6.17）、 $\dot{\epsilon}^{ir}$ がゼロとなると粘性応力もゼロとなる（式 6.18）。

$$g_v(\dot{\epsilon}^{ir}) = \alpha \left[1 - \exp \left\{ 1 - \left(\frac{|\dot{\epsilon}^{ir}|}{\dot{\epsilon}^{ir}} + 1 \right)^m \right\} \right] \quad \text{式 6.15}$$

$$R_{eq}^v(\dot{\epsilon}^{ir}, \epsilon^{ir}) = g_v(\dot{\epsilon}^{ir}) \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir}) \quad \text{式 6.16}$$

$$R_{eq}^v(\dot{\epsilon}^{ir} = \infty, \epsilon^{ir}) = g_v(\dot{\epsilon}^{ir} = \infty) \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir}) = \alpha \{1 - \exp(-\infty)\} \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir}) \approx \alpha \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir}) \quad \text{式 6.17}$$

$$R_{eq}^v(\dot{\epsilon}^{ir}=0, \epsilon^{ir}) = g_v(\dot{\epsilon}^{ir}=0) \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir}) = \alpha \{1 - \exp(0)\} \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir}) = 0 \quad \text{式 6.18}$$

(非可逆) ひずみ速度が $\dot{\epsilon}_{before} (\approx \dot{\epsilon}_{before}^{ir})$ から $\dot{\epsilon}_{after} (\approx \dot{\epsilon}_{after}^{ir})$ に急変したことによる応力比の増分 $\Delta R_{eq}^v (= \Delta R_{eq})$ は、式 6.13 と例えば図 6.39 により速度依存性係数 β を用いて次式 6.19 のように示すことができる。また、粘性関数を用いると式 6.20 によっても表示でき、これらの関係を整理すると式 6.21 を得る。ただし、 $b = \beta / \ln(10)$ である。

$$\frac{\Delta q / P_a}{(\bar{q} + q_c) / P_a} = \frac{\Delta R_{eq}}{R_{eq}} = \beta \cdot \log \left(\frac{\dot{\epsilon}_{after}}{\dot{\epsilon}_{before}} \right) \approx \beta \cdot \log \left(\frac{\dot{\epsilon}_{after}^{ir}}{\dot{\epsilon}_{before}^{ir}} \right) \quad \text{式 6.19}$$

$$\frac{\Delta R_{eq}}{R_{eq}} = \frac{\Delta R_{eq}^v}{R_{eq}^f + R_{eq}^v} = \frac{\Delta(R_{eq}^v / R_{eq}^f)}{1 + (R_{eq}^v / R_{eq}^f)} = \frac{\Delta g_v(\dot{\epsilon}^{ir})}{1 + g_v(\dot{\epsilon}^{ir})} = \Delta \ln \{1 + g_v(\dot{\epsilon}^{ir})\} \quad \text{式 6.20}$$

$$\beta \cdot \log \left(\frac{\dot{\epsilon}_{after}^{ir}}{\dot{\epsilon}_{before}^{ir}} \right) = b \cdot \ln \left(\frac{\dot{\epsilon}_{after}^{ir}}{\dot{\epsilon}_{before}^{ir}} \right) = \Delta \ln \left(\frac{\dot{\epsilon}_{after}^{ir}}{\dot{\epsilon}_{before}^{ir}} \right)^b \approx \Delta \ln \{1 + g_v(\dot{\epsilon}^{ir})\} \quad \text{式 6.21}$$

式 6.21 の左辺 (\approx より左側) の自然対数の底は試験における任意の載荷速度の比の $b = \beta / \ln(10)$ 乗を示す。 $\dot{\epsilon}_{before}^{ir}$ を骨格曲線の載荷速度 $\dot{\epsilon}_{ref}^{ir}$ 、 $\dot{\epsilon}_{after}^{ir}$ を任意のひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{ir}$ としてこの速度比の b 乗 $(\dot{\epsilon}^{ir} / \dot{\epsilon}_{ref}^{ir})^b$ を縦軸、載荷速度を横軸に取って図示すると例えば図 6.65 の赤のプロットのようにになる。試験で設定した載荷速度の範囲よりも載荷速度が小さく／大きくなっても、縦軸の値は速度に対して単調増加する。式 6.21 の右辺 (\approx より右側) の自然対数の底は粘性関数による載荷速度の式であり、これを縦軸、載荷速度を横軸に取って図示すると図 6.65 の青のプロットのようにになる。速度が小さく／大きくなったときの粘性応力の下限值 (ゼロ) / 上限値 ($\alpha \cdot R_{eq}^f(\epsilon^{ir})$) を α と m により設定でき、この関数はモデルの設定条件 (載荷速度がゼロとなったとき粘性応力はゼロとなり、粘性応力はある有限の値を最大値とする) を満たしている。

試験結果を反映させた粘性関数を決めるには、試験により導かれた $b = \beta / \ln(10)$ を式 6.21 に代入したとき、試験を行った載荷速度の範囲で式 6.21 を満足するような α と m を設定すれば良い。図 6.65 より、SS_CD_800 で得られた $\beta_1 = 0.053$ における α と m はそれぞれ 1.33 と 0.02 であり、この試験を実施した載荷速度の範囲 (b) で該当部分を拡大、0.0015～1.5 %/min) において、 b の関数と α 、 m の関数とがほぼ一致している。骨格曲線の非可逆ひずみ速度は付録 D に示す試験結果に基づき、 $\dot{\epsilon}_{ref}^{ir} = 1.5 \times 10^{-6}$ %/min とした。

α と m は試行錯誤により決定した。各値の設定に特別なルールはないが、 α は粘性応力の最大値を決める係数であり、非常に速い速度までを対象とする数値解析においては設定値に注意が必要であると考えられる。既往の研究では飽和したセメント改良カオリン粘土で 1.5 (Deng and Tatsuoka, 2006)、セメント改良礫で 1.0 (Tatsuoka et al. 2008) などの実績があるものの、いずれも解析の対象となった載荷速度は大きくない。

次項からの数値解析においては、各試験で得られた β の値に応じて α と m をそれぞれ決定した。骨格曲線の非可逆ひずみ速度は全てのケースで $\dot{\epsilon}_{ref}^{ir} = 1.5 \times 10^{-6}$ %/min とした。

<強度変形特性に関するパラメータ>

ヤング率は図 6.19 に基づいた実測値を参考にしながら決定した。 β (α , m) の異なる同じ試験の解析には極力同じ値を設定することとした。ポアソン比は図 6.20 に示すように拘束圧に応じて約 0.1 から 0.4 まで変化した。体積ひずみの解析結果のオーダーが試験値のオーダーと一致するように決めた結果、全てのケースについて 0.12 を設定した。この値は SS_CD_100 の等方圧密終了直後に得られたものである。

見掛けの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は、SS_CD_100, 400, 400-2, 800 の解析において $c=c'_2=1228$ kPa, $\phi=\phi'_2=12$ deg. とした。SS_CD_2700 の解析において $c=c'_3=498$ kPa, $\phi=\phi'_3=28$ deg. とした。これらの値は骨格曲線の最大軸差応力発揮時の応力状態を決めると同時に、真の粘着力 c^* を $c \cot \phi$ により仮定している。

<骨格曲線の形状に関するパラメータ>

試験中に得られた最高速度での解析結果が試験値と合うように各係数を設定した。各拘束圧で得られた応力ひずみ関係の曲線形状に近づけるため、ケースごとに異なる値を設定した。表 6.11 でオレンジ色に表示された係数のうち、 G_{amfComp} は载荷初期の直線的な応力ひずみ関係が継続するひずみの上限値、 R_{maxComp} は载荷過程の応力比 R_{eq} の最大値、 R_{rComp} は载荷過程の応力比 R_{eq} の残留値、 b_{contAll} は最大軸差応力までの曲線の形状、 c_{contAll} は軸差応力が最大値から残留値に低下するまでの間の曲線の形状をそれぞれ決めるパラメータである。除荷過程は解析の対象外としたため、除荷過程の曲線形状を決める係数 G_{amfExt} , R_{mExt} , R_{rExt} は初期設定値とした。

<ダイレイタンス特性に関するパラメータ>

ポアソン比と同様に、解析結果のオーダーと試験値のオーダーとが一致するような係数を設定した結果、全てのケースについて $Dilatancy_{\text{param}}=200$, $Dilatancy_{\text{cutoff}}=0.105$ を設定した。

SS_CD_800 にて LDT により計測した体積ひずみと軸ひずみとの関係に、数値解析の結果を重ねて図 6.66 に示す。黒の実線が試験結果、ピンクの実線が試験と同じ軸ひずみにおいて試験と同じ载荷速度を与えることにより得られた解析結果である。各色の点線は载荷速度を凡例の通りに一定として得られた解析結果、黄緑の実線は骨格曲線の解析結果である。軸圧縮開始から軸ひずみが 0.3 % 程度までは試験結果も解析結果も全体として収縮傾向を示したが、それ以降は試験結果で収縮傾向が続いたのに対し、解析結果は膨張傾向に転じた。試験結果では载荷速度が遅くなると収縮傾向が強くなり、速度が速くなると膨張傾向が強くなったが、解析結果は逆の傾向を示した。すなわち、载荷速度が遅くなると膨張傾向が強くなり、速度が速くなると収縮傾向が強くなった。三軸圧縮試験では軸圧縮（せん断）の進行に伴って平均有効主応力も増加するため、せん断と圧縮の両方が進行して共に降伏状態に近づくが、せん断のみによる降伏を考慮した解析モデルを用いているため、試験結果と解析結果に以上のような違いが現れたものと考えられる。

6.5.2 強度定数により仮定した真の粘着力とこれを考慮した速度依存性係数による数値解析結果

強度定数により仮定した真の粘着力 c^* とこれを考慮した速度依存性係数 β_2 による数値解析の結果と試験結果とを比較した。表 6.12 に SS_CD_100, 400-2, 800, 2700 の粘性応力に関するパラメータ c^* , β_2 , α_2 , m_2 の設定値を示す。図 6.67 から図 6.70 に各試験の数値解析と試験から得られた応力ひずみ関係を示す。各図の b) は a) の軸圧縮開始から軸ひずみが 0.2 % となるまでの拡大図である。黒の実線が試験結果、ピンクの実線が試験と同じ軸ひずみにおいて試験と同じ载荷速度を与えることにより得られ

た解析結果である。各色の点線は載荷速度を凡例の通りに一定として得られた解析結果，黄緑の実線は骨格曲線の解析結果である。

図 6.67, 6.68 より，SS_CD_100, 400-2 において， c^*_2 および β_2 による解析結果は試験結果における速度急変に伴う応力の変化を過小評価した。真の粘着力が小さいほど速度依存性係数は高くなり，速度急変に伴う粘性応力の変化が大きくなることから，これらの試験においては次の二つの可能性が考えられる。

① 真の粘着力の真値が c^*_2 よりも小さく，かつ速度依存性係数の真値も β_2 より大きい

② 真の粘着力の真値は c^*_2 と同程度で，速度依存性係数の真値が β_2 より大きい

今回用いた解析モデルでは真の粘着力を強度定数とは別に設定できないため，①であった場合の真の粘着力の真値を具体的に数値解析で求めることができない。②については次項で検討することとする。

一方図 6.69, 6.70 より，SS_CD_800, 2700 においては解析結果が試験結果と比較的よく一致した。これらの試験では，真の粘着力と速度依存性係数の真値がそれぞれの c^*_2 と β_2 の組み合わせにほぼ一致していたことを示唆しているものと考えられる。

ところで，図 6.69 と図 6.70 において，載荷速度を試験と同様に急変させた解析値（ピンクの実線）と速度を一定とした解析値（点線）とを比較すると，特に速度が急増する区間において，速度が急変する瞬間のピンクの実線の応力レベルが，各速度の点線の応力レベルに一致していないことが分かる。これに該当する具体的な例を図 6.69 に赤の矢印で示す。図 6.37 において試験結果の整理時に指摘したように，試験で実際に与えられた各段階での載荷速度が目標値からずれていたことと，各速度におけるひずみの増加が十分でなかったことが原因として考えられる。そこで図 6.71 に，a) SS_CD_800 と b) SS_CD_2700 において，載荷速度を目標どおり各色の点線と同値 (0.0015～1.5 %/min) に急変させた解析結果を示す。速度のわずかな違いによる応力レベルの不一致の影響が除去されたことにより，速度が急変する瞬間のピンクの実線と各色の点線の応力レベルの差は図 6.69, 6.70 と比較して小さくなったが，依然として両者の応力レベルが大きく異なる箇所が残った。従ってそれらの箇所では，各速度における非可逆軸ひずみの増加が十分でなかったため，一定速度で軸圧縮を継続した場合に得られる応力ひずみ関係に到達できなかったものと考えられる。

6.5.3 速度依存性係数が解析結果に与える影響の定量的評価

速度依存性係数のみを β_1, β_3 などに変えて数値解析を実施することで，速度依存性係数の解析結果への感度分析とその定量的な評価を実施した。表 6.13 に SS_CD_400-2, 800, 2700 の感度分析に用いた粘性応力に関するパラメータの設定値を示す。図 6.72 から図 6.74 に黒の実線で示す各試験の応力比 R_{eq} と軸ひずみとの関係に，a) 速度依存性係数を各試験の β_1 または代替値 $\beta_{alternate}$ とした場合，b) 速度依存性係数を各試験の β_2 とした場合（図 6.68 から図 6.70 の縦軸を R_{eq} に変えたプロット），c) 速度依存性係数を各試験の β_3 とした場合の解析結果を重ねて示す。数値解析および R_{eq} の計算における真の粘着力の値は速度依存性係数の値によらず一定で，SS_CD_400-2, 800 では $c^* = c'_2 \cot \phi'_2 = 5730$ kPa，SS_CD_2700 では $c^* = c'_3 \cot \phi'_3 = 933$ kPa としている。

図 6.72, 図 6.73 より，SS_CD_400-2, 800 において $c^* = c'_2 \cot \phi'_2$ としたままで β_1 から粘性応力を求めると，試験で得られた速度に応じた応力（比）の差を解析結果が過大評価した。図 6.73, 図 6.74 より， c^* を考慮した応力比の定義のもとで β_3 から粘性応力を求めると，試験で得られた速度に応じた応力（比）の差を解析結果が過大評価した。図 6.74 より，SS_CD_2700 で β_2 よりも小さな $\beta_{alternate}(= 0.051)$ による解析結果は，試験で得られた速度に応じた応力（比）を過小評価した。以上のように c^* と β を

不適切な組み合わせで解析に用いると、試験結果とは大きく異なる解析結果を得ることを確認した。

SS_CD_400-2 において、強度定数から仮定した真の粘着力 c^* を用いる場合に最適となる速度依存性係数を β_4 とすると、 $\beta_1 > \beta_4 > \beta_2$ の関係が成り立つようである。同様の傾向が SS_CD_100 においても成立するものと考え、図 6.75 と図 6.76 に SS_CD_100, 400-2 の β_4 による解析結果を a) 応力ひずみ関係と c) 応力比 R_{eq} と軸ひずみの関係で示す。b) は a) の軸圧縮初期の拡大図である。いずれも $\beta_4 = 0.03$ とすると、解析結果が試験結果に概ね一致した。

SS_CD_800, 2700 は β_2 による解析結果が試験結果と比較的よく一致したが、SS_CD_100, 400-2 との比較のために β_4 による解析結果も評価することとした。図 6.77 と図 6.78 に SS_CD_800, 2700 の β_4 による解析結果を a) 応力ひずみ関係と c) 応力比 R_{eq} と軸ひずみの関係で示す。b) は a) の軸圧縮初期の拡大図である。SS_CD_800 では $\beta_4 = 0.03$ ($\approx \beta_2$)、SS_CD_2700 では $\beta_4 = 0.07$ ($\approx \beta_2$) となり、これらの試験では $\beta_1 > \beta_4 \approx \beta_2$ の関係が得られた。

表 6.14 に SS_CD_100, 400-2, 800, 2700 で $\beta = \beta_4$ としたときの粘性応力に関するパラメータをまとめる。解析結果から得られた真の粘着力、速度依存性係数と拘束圧との関係をまとめると次のようになる。試験によって $\beta_2 < \beta_4$ となる場合と、 $\beta_2 \approx \beta_4$ になる場合とがあった。SS_CD_100, 400-2, 800 において $c^* = c^*_{2cot\phi'_2} = 5730$ kPa として実施した数値解析結果が試験結果と最も良く一致したのは、速度依存性係数をいずれも $\beta_4 = 0.03$ としたときであった。すなわち、800 kPa 以下の拘束圧下において真の粘着力を強度定数による同一の仮定値とした場合、試験結果を最もよく再現する解析結果は拘束圧によらず同一の速度依存性係数を設定した場合に得られた。2700 kPa の高い拘束圧で 800 kPa 以下の拘束圧よりも小さな真の粘着力を仮定すると、最適な解析結果を得る速度依存性係数の値は大きくなった。

SS_CD_100, 400-2, 800, 2700 の四ケースにおいて、載荷速度に応じた応力比の値の差が速度依存性係数の値に応じてどのように変化するかをまとめた。載荷速度を 0.0015 %/min と 0.15 %/min の一定値とした応力比と軸ひずみの解析結果から、100 倍異なる載荷速度で得られる応力比の差 ΔR_{eq} を軸ひずみが 0.2 %, 0.4 %, 0.5 % の三段階において求め、これらの値と速度依存性係数 β との関係を図 6.79 に示す。全てのケースの全段階において、 β の値が大きくなると、速度に応じた粘性応力の値の差が大きくなることによって ΔR_{eq} の値も大きくなった。軸ひずみが 0.4, 0.5 % となった段階においては ΔR_{eq} と β の関係に試験ごとの明確な差がなく、 β の値に応じて得られる ΔR_{eq} はいずれも同程度となった。一方軸ひずみが 0.2 % となった段階においては、拘束圧の高い試験ほど同一の β から得られる ΔR_{eq} の値が大きくなった。 ΔR_{eq} の β に対する増加率は、高拘束圧下ほど高くなった。

各ケースで解析結果が試験結果と最もよく一致した β_4 における ΔR_{eq} を比較する。軸ひずみが 0.4% となった段階においては、拘束圧が 800 kPa 以下では ΔR_{eq} は同程度であり、これらの値は 2700 kPa の高拘束圧下で得られた ΔR_{eq} の値と比較して明らかに小さかった。軸ひずみが 0.2 % となった段階においては、拘束圧が 800 kPa 以下では拘束圧が高いケースほど ΔR_{eq} が大きくなったが、その差は 2700 kPa の高拘束圧下で得られた ΔR_{eq} との差と比べると非常に小さかった。

以上の傾向をまとめると次のようになる。軸ひずみが比較的小さい段階 (0.2 %) においては、高拘束圧下ほど同一の β から得られる ΔR_{eq} の値が大きくなった。軸ひずみがある程度大きくなると β の値に応じて得られる ΔR_{eq} の値は拘束圧によらず同程度となった。各ケースの β_4 から得られる ΔR_{eq} を比較すると、SS_CD_100, 400-2, 800 では大きな差はないが、SS_CD_2700 の ΔR_{eq} の値は他の三ケースよりも顕著に大きかった。

以上の解析結果から得られた傾向と、6.4.3 節で試験結果から得られた傾向とを比較すると、次のよ

うな一致、相違があった。

一致：真の粘着力は拘束圧が 800 kPa 以下ではほぼ同一であると見なすことができ、拘束圧が 2700 kPa まで高くなると、800 kPa 以下での値よりも小さくなりうることが確認された。真の粘着力の値が異なる条件下において、800 kPa 以下の拘束圧で最適となる速度依存性係数の値は、拘束圧が 2700 kPa で最適となる値よりも顕著に小さかった。

相違：試験結果から得られた β_1 , β_2 は 800 kPa 以下でも拘束圧に応じて大きくなったが、真の粘着力を強度定数により同一値で仮定した場合、試験結果を最も良く再現できた速度依存性係数は拘束圧によらず同一値となった。

6.4.1 項で確認された「最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による速度に応じた応力レベルの差が高拘束圧下ほど大きくなったこと」を 6.4.2 項以降で定量的に評価した結果を、試験結果あるいは解析結果に基づいてまとめると次の三つの仮説が考えられる。どの仮説が最も妥当であるかを判断するためには、 c^*_1 を真の粘着力として設定できるモデル、あるいは $c^*=0$ としても計算が安定するモデルで数値解析を行い、各試験から得られた β_1 , β_3 が粘性応力の大きさをどの程度適切に再現できるかを更に検討することにより、個々の真の粘着力と速度依存性係数の評価をより詳細に進める必要があるものと考えられる。

真の粘着力を考慮しない速度依存性係数 β_3 に基づく仮説：高拘束圧下ほど速度依存性係数が大きくなったことにより説明される。

真の粘着力 c^*_1 あるいは c^*_2 を考慮した速度依存性係数 β_1 あるいは β_2 に基づく仮説：高拘束圧下ほど速度依存性係数が大きくなったことにより説明される。拘束圧 800 kPa 以下では、年代効果による真の粘着力は概ね一定のまま、速度依存性係数は微増した。拘束圧が 2700 kPa まで高くなると年代効果による真の粘着力が低下し、速度依存性係数が顕著に大きくなった。

真の粘着力 c^*_2 を考慮した解析結果に基づく仮説：拘束圧 800 kPa 以下では、概ね骨格曲線（非粘性応力）の拘束圧依存性により説明される。 $c^*_2 = c \cot \phi$ の関数である非粘性応力が拘束圧に応じて大きくなったため、これを $g_v(\dot{\epsilon}^{ir})$ 倍して得られる粘性応力は高拘束圧下ほど大きくなり、速度に応じた応力の差も拘束圧に応じて大きくなったと解釈できる。2700 kPa の拘束圧下での応力レベルの差が 800 kPa 以下の拘束圧下での応力レベルの差よりも大きいことは、年代効果による真の粘着力が低下して速度依存性係数が顕著に大きくなったことにより説明される。

6.5.4 クリープ特性の解析結果に与える速度依存性係数の影響

クリープ変形、クリープ破壊挙動の解析結果に与える速度依存性係数の影響を検討した。SS_CD_400-2 で得た β_1 , β_2 , β_4 を用いて SS_CD_400 の数値解析を行い、応力ひずみ関係と二段階のクリープ载荷における载荷速度の時刻歴を試験結果と比較した。a) 応力ひずみ関係、b) a) の軸圧縮初期の拡大図、c) $q = 1778 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷における载荷速度の時刻歴、d) $q = 2545 \text{ kPa}$ でのクリープ载荷における载荷速度の時刻歴の試験結果に、 $\beta = \beta_1, \beta_2, \beta_4$ とした場合の解析結果を重ねて図 6.80 から図 6.82 にそれぞれ示す。

β_1 は $c^*_1 (= 851 \text{ kPa})$ から導かれた係数であり、 $c^* = c^*_2 (= 5730 \text{ kPa})$ に β_1 を組み合わせて数値解析を行うと粘性応力を過大評価した。図 6.80 c), d) より、解析結果から得られたクリープ载荷における载荷速度は、クリープ载荷開始直後を除いて同一時刻の試験結果の速度よりも速かった。その結果、一段階目のクリープ载荷では蓄積した軸ひずみ増分が大きくなり、二段階目のクリープ载荷に至るまでの応力ひずみ関係を過小評価した（その後の単調载荷において同一の軸ひずみにおける軸差応力の解析値が

試験値を下回った)。また、解析結果から得られた二段階目のクリープ載荷における載荷速度の最小値 ($= 6.7 \times 10^{-3} \text{ \%/min}$) は試験結果から得られた値 ($= 3.3 \times 10^{-4} \text{ \%/min}$) よりも 10 倍以上大きく、最小値を得たクリープ載荷の継続時間も試験結果より短かった。

β_2 は c^*_2 ($= 5730 \text{ kPa}$) から導かれた係数であるが、SS_CD_400-2 と同様に速度に応じて変化する応力の増減値を過小評価した。図 6.81 c), d) より、解析結果から得られたクリープ載荷における載荷速度は同一時刻の試験結果の速度よりも遅かった。その結果、一段階目のクリープ載荷では蓄積した軸ひずみ増分が小さくなった。また、二段階目のクリープ載荷において載荷速度が低下を続け、クリープ破壊が生じない解析結果となった。

SS_CD_400-2 と同様に、 β_4 による解析結果が試験結果と最も良く一致した。同一の拘束圧下では同じ β の値を適用して妥当な解析結果が得られることを確認した。

6.6 本章のまとめ

本章で得られた結論と今後の課題を以下にまとめる。

1. 全体的な強度変形特性

等方圧密

一軸圧縮強度と同程度の拘束圧下においてのみ、等方圧密による明らかな体積収縮が見られた。

せん断

拘束圧 800 kPa までは数パーセント以下の軸ひずみで最大軸差応力を発揮したが、拘束圧 1600 kPa 以上では軸差応力が単調増加した。最大軸差応力は拘束圧に依存した。見かけの粘着力は最大軸差応力発揮時に 498 - 1228 kPa と推定された。残留状態においては内部摩擦角が大きくなり、見かけの粘着力は大幅に低下したが、完全にゼロとはならなかった。

全体的な体積ひずみは高拘束圧下ほど収縮傾向が強くなった。載荷速度が遅くなると収縮傾向が強くなった。

2700 kPa 下で形成された局所変形箇所では数十マイクロメートルの土粒子や珪藻の破砕が見られた。高拘束圧下でのせん断によるものと考えられる。

400 kPa 下で形成されたクリープ破壊面は、100 kPa 下で形成されたせん断面と比較して凹凸が少なく、土粒子がおしつぶされた様子が確認された。クリープ破壊と単調軸圧縮によるせん断破壊という破壊形態の違いと、拘束圧の違いが原因として考えられる。

2. 微小ひずみから小ひずみ領域における破壊前の強度変形特性

LDT による軸ひずみから求めた等価ヤング率は最大有効主応力に対する依存性を示した。

LDT によるひずみから求めたポアソン比も応力依存性を示したが、ばらつきが大きく最も依存する応力パラメータが明確でなかった。

LDT によるひずみから求めた接線ヤング率、接線ポアソン比も等価ヤング率、ポアソン比と同様の応力依存性を示した。

大橋で採取した軟岩の等価ヤング率は、相模原、東京湾口、赤羽橋の三箇所から採取した上総層堆積軟岩の値と比較してやや小さかった。

大橋で採取した軟岩のポアソン比は、相模原、東京湾口、赤羽橋の三箇所から採取した上総層群堆積軟岩の値と同程度であった。

堆積軟岩のヤング率の応力依存性は粒径が大きく固結度が低いほど強くなる傾向を示したが、未固結状態の材料と比べて低かった。

3. 時間（載荷速度）依存特性

最大軸差応力発揮までは Isotach 粘性、残留状態では TESRA 粘性を示した。

Isotach 粘性による速度急変に伴う応力レベルの差は高拘束圧下ほど大きくなった。試験結果の定量的な評価の結果と非線形三要素モデルによる数値解析結果から、次の三つの仮説が考えられる。

真の粘着力を考慮しない速度依存性係数の評価結果に基づく仮説： 高拘束圧下ほど速度依存性係数が大きくなったことにより説明される。

真の粘着力を考慮した速度依存性係数の評価結果に基づく仮説： 高拘束圧下ほど速度依存性係数が大きくなったことにより説明される。拘束圧 800 kPa 以下では、年代効果による真の粘着力は

概ね一定のまま、速度依存性係数は微増した。拘束圧が 2700 kPa まで高くなると年代効果による真の粘着力が低下し、速度依存性係数が顕著に大きくなった。

強度定数により仮定した真の粘着力を用いた解析結果に基づく仮説： 拘束圧 800 kPa 以下では、概ね骨格曲線（非粘性応力）の拘束圧依存性により説明される。2700 kPa の拘束圧下での応力レベルの差が 800 kPa 以下の拘束圧下での応力レベルの差よりも大きいことは、年代効果による真の粘着力が低下して速度依存性係数が顕著に大きくなったことにより説明される。

数値解析結果から、試験で与えた各載荷速度での軸ひずみ増分が十分でなかったために、速度依存性係数を精度良く評価できなかった可能性が指摘された。

原位置での鉛直有効応力に相当する拘束圧下で行われた既往の相模原、東京湾口堆積軟岩の三軸圧縮試験結果から求めた真の粘着力は、大橋堆積軟岩の場合とは異なり工学的にゼロと判断された。

上総層堆積軟岩の速度依存性係数の値は既往の再構成粘土や粒子破碎性の大きい砂礫および再生骨材と同等の値を示し、粒子破碎性の小さい砂礫、不攪乱粘土、乾燥粘土、セメント改良礫などの値よりも大きかった。

4. 今後の課題

大橋堆積軟岩の速度依存性係数を求める過程で見られたデータのばらつきを解消し、係数への間隙水の影響を再検討するための追加試験を実施する。その際には各載荷速度での軸ひずみ増分の値に十分な配慮が必要である。これにより、他地点の上総層堆積軟岩や他の地盤材料との速度依存性係数の比較検討をより詳細に実施できる可能性がある。

追加試験においてクリープ載荷も実施することにより、三軸応力下において、クリープ載荷による破壊の進行の速さがどのような応力パラメータに依存するかを明らかにできる可能性がある。

試験結果から評価した真の粘着力を強度定数とは別に設定できるモデル、あるいは真の粘着力をゼロとしても計算が安定するモデルで数値解析を行い、各試験から得られた速度依存性係数が粘性応力の大きさをどの程度適切に再現できるかを更に検討することにより、個々の真の粘着力と速度依存性係数の評価をより詳細に進める必要がある。

表 6.1 各供試体の物理特性と試験条件

	試料 種別	ρ_{t0} (g/cm ³)	B 値	σ'_c (kPa)	クリープ 載荷	繰返し載荷	
						せん断前	せん断中
SS_UC	避難坑	1.884	—	—	×	○	—
SS_CD_100	避難坑	1.896	0.95	100	×	○	—
SS_CD_400	避難坑	1.894	0.90	400	○	○	○
SS_CD_800	避難坑	1.896	0.86	800	×	○	○
SS_CD_1600	避難坑	1.875	0.61	1600	○	○	○
SS_CD_2700	避難坑	1.897	0.79	2700	○	○	○
SS_CD_400-2	本線	1.853	0.89	400	○	○	○

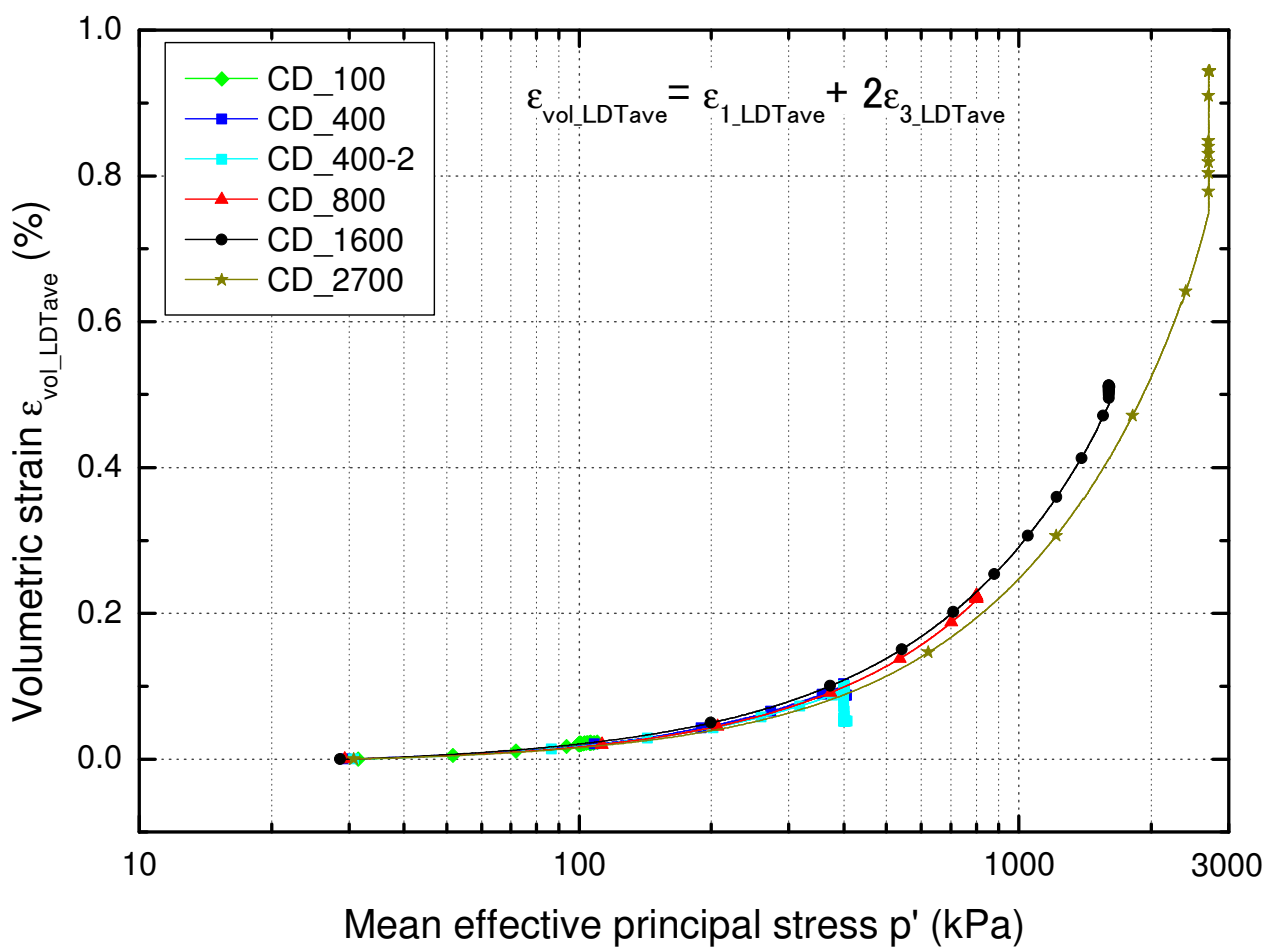


図 6.1 等方圧密における体積ひずみと平均有効主応力の関係

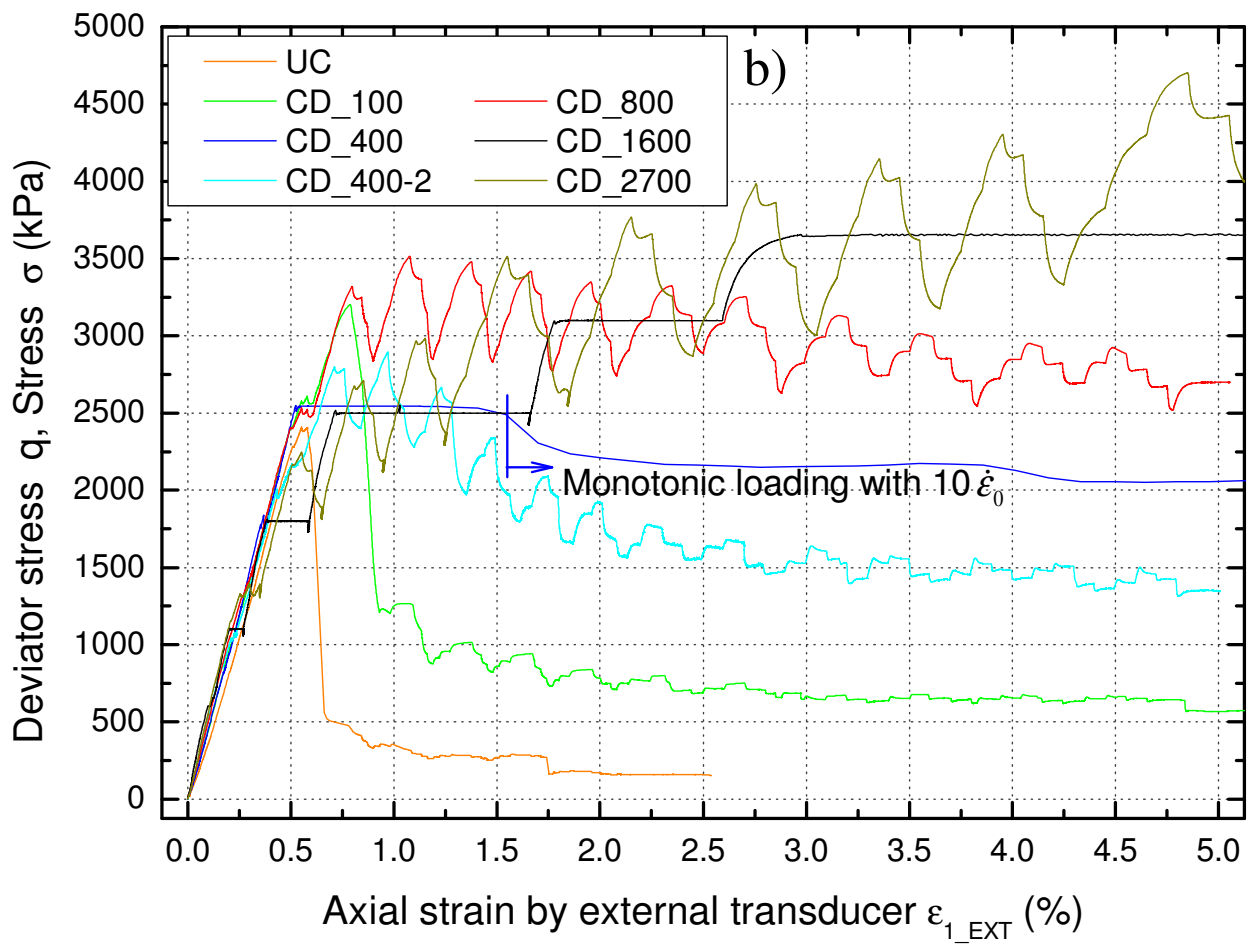
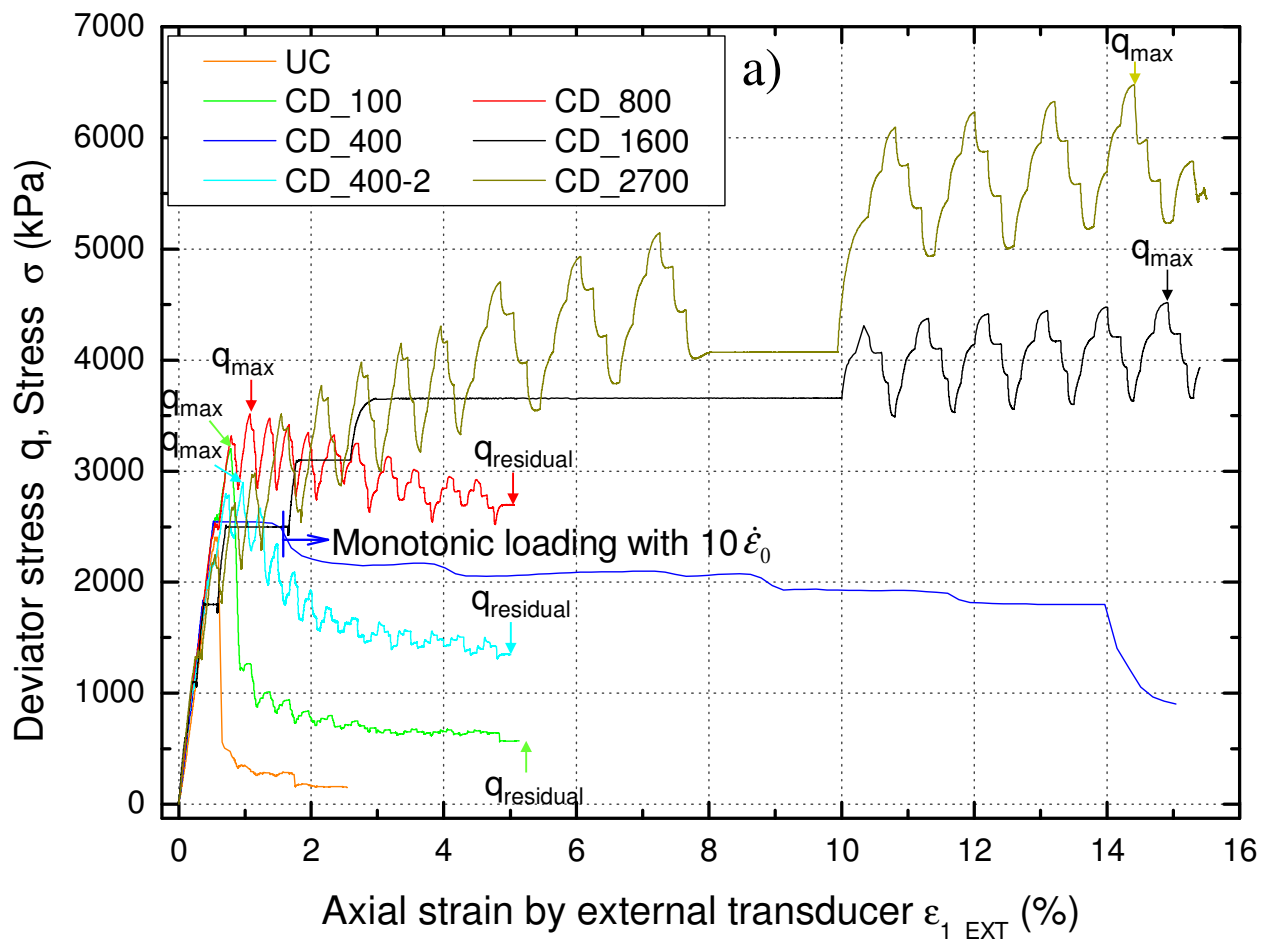


図 6.2 軸応力/軸差応力と軸ひずみとの関係, a), b) 外部変位計による軸ひずみ

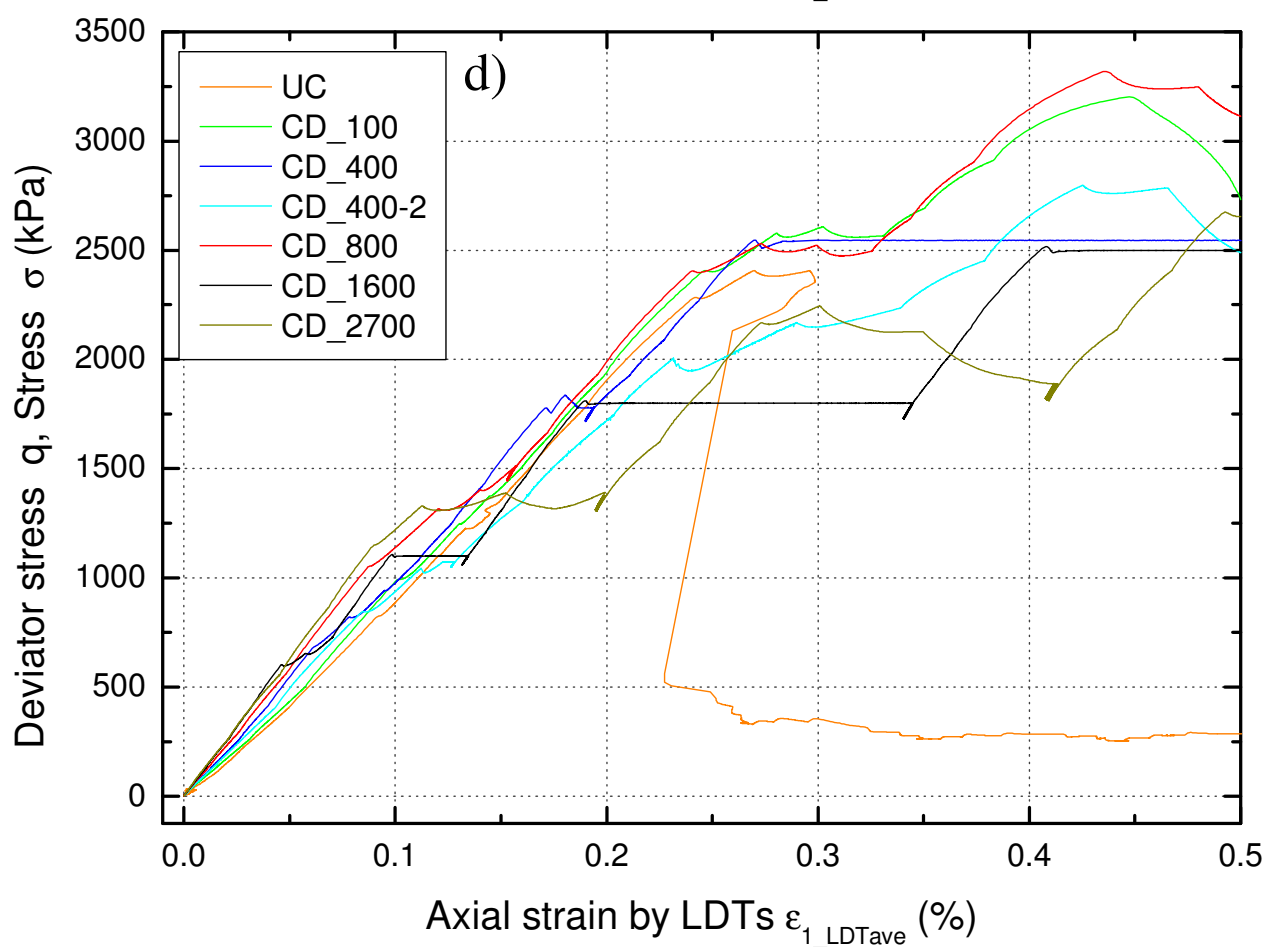
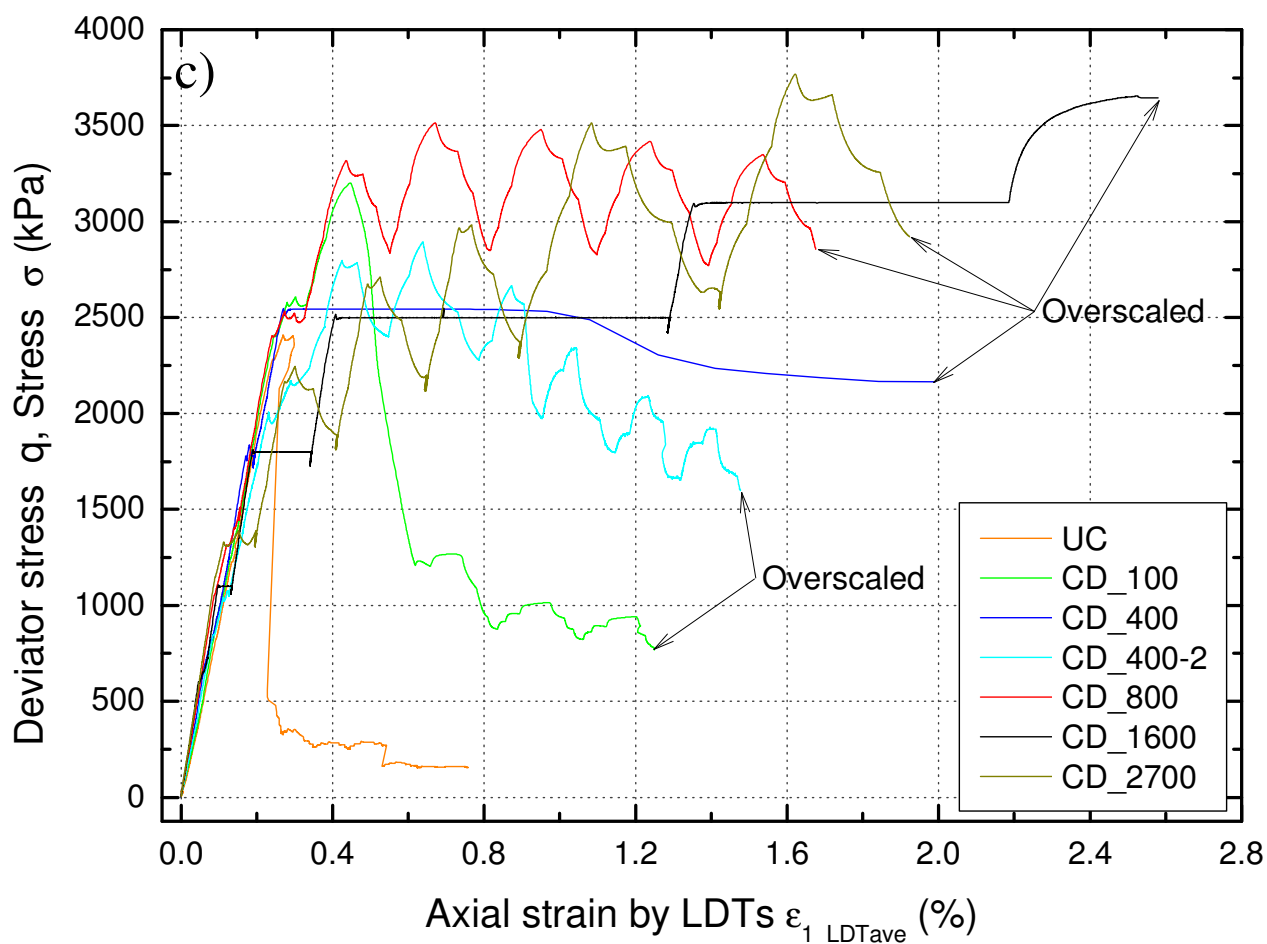


図 6.2 軸応力／軸差応力と軸ひずみとの関係, c), d) LDT による軸ひずみ

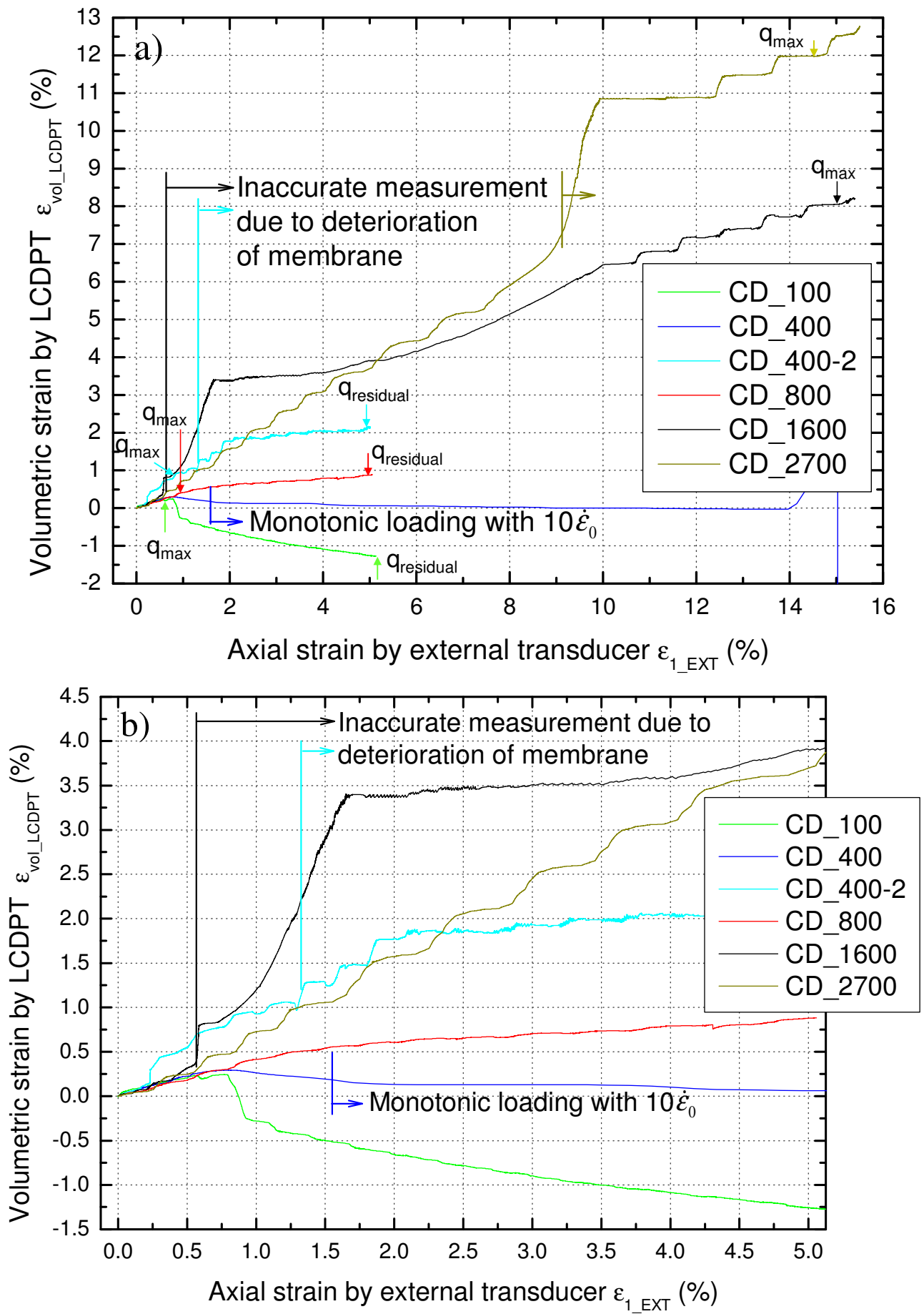


図 6.3 体積ひずみと軸ひずみとの関係, a), b) 外部変位計と排水量による計測

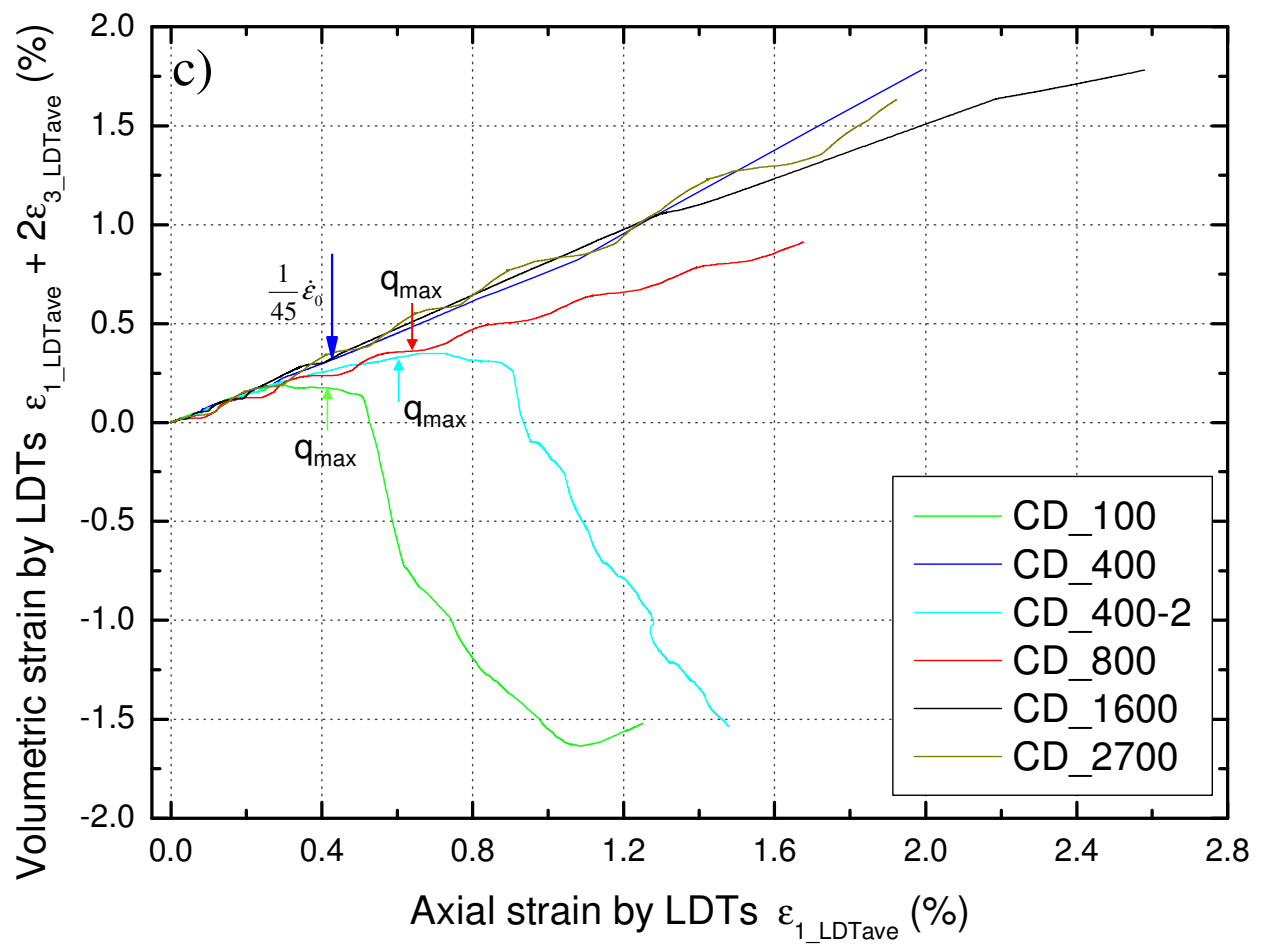


図 6.3 体積ひずみと軸ひずみとの関係, c) LDT による計測

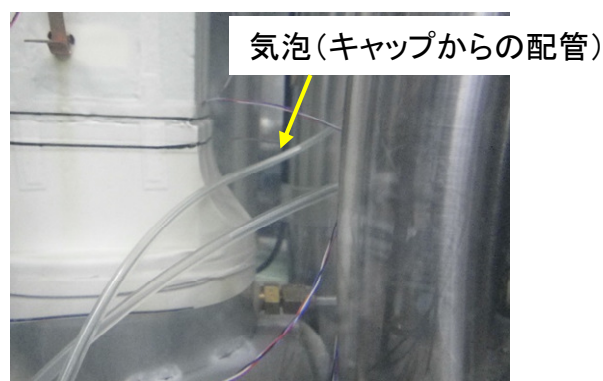
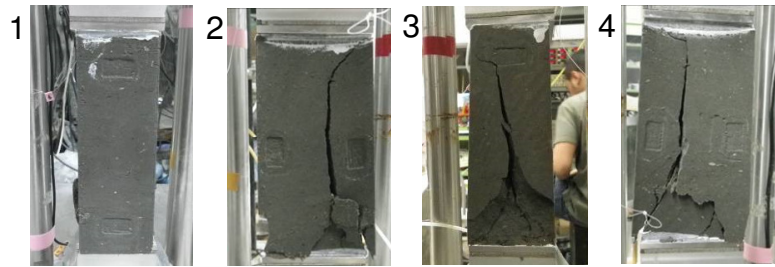
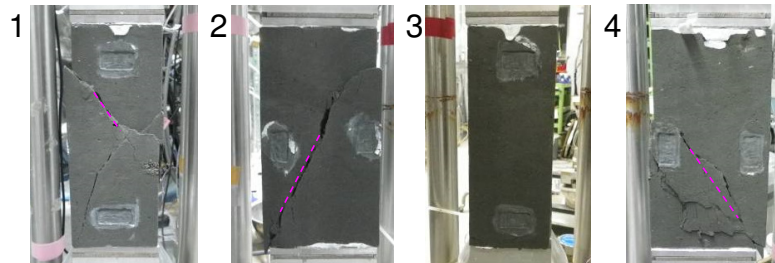


写真 6.1 メンブレンの劣化による供試体への気泡の混入状況 (SS_CD_1600)

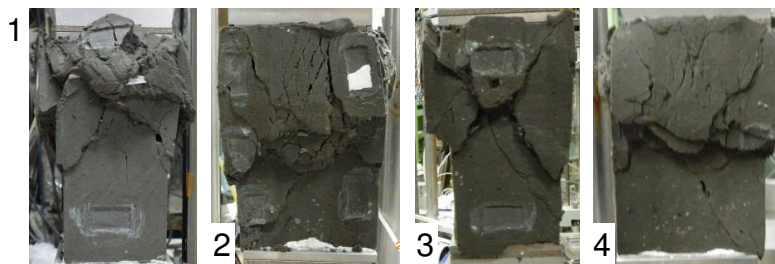
a) SS_UC



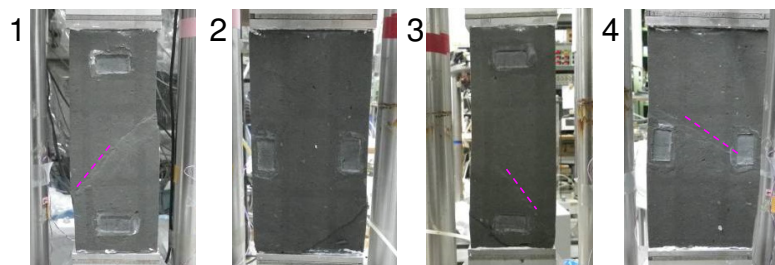
b) SS_CD_100



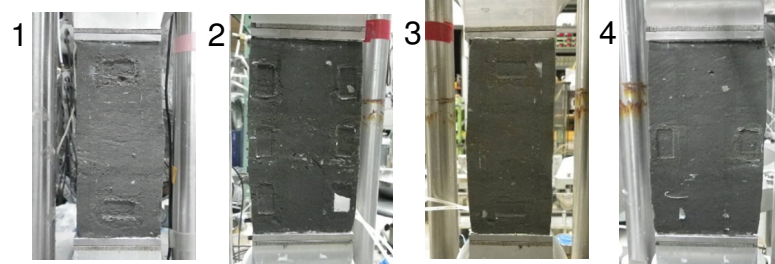
c) SS_CD_400



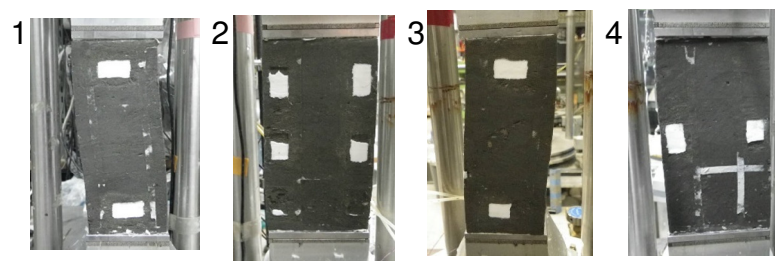
d) SS_CD_800



e) SS_CD_1600



f) SS_CD_2700



g) SS_CD_400-2

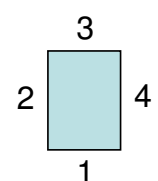
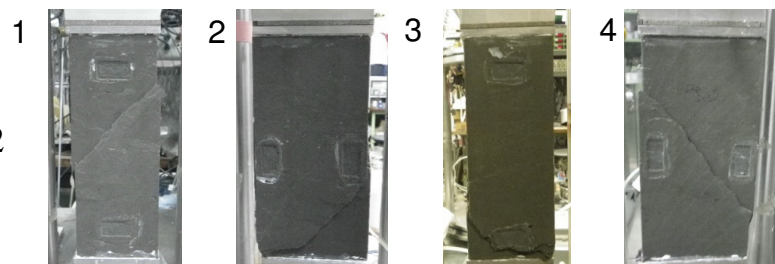


写真 6.2 試験後の供試体の変形状況

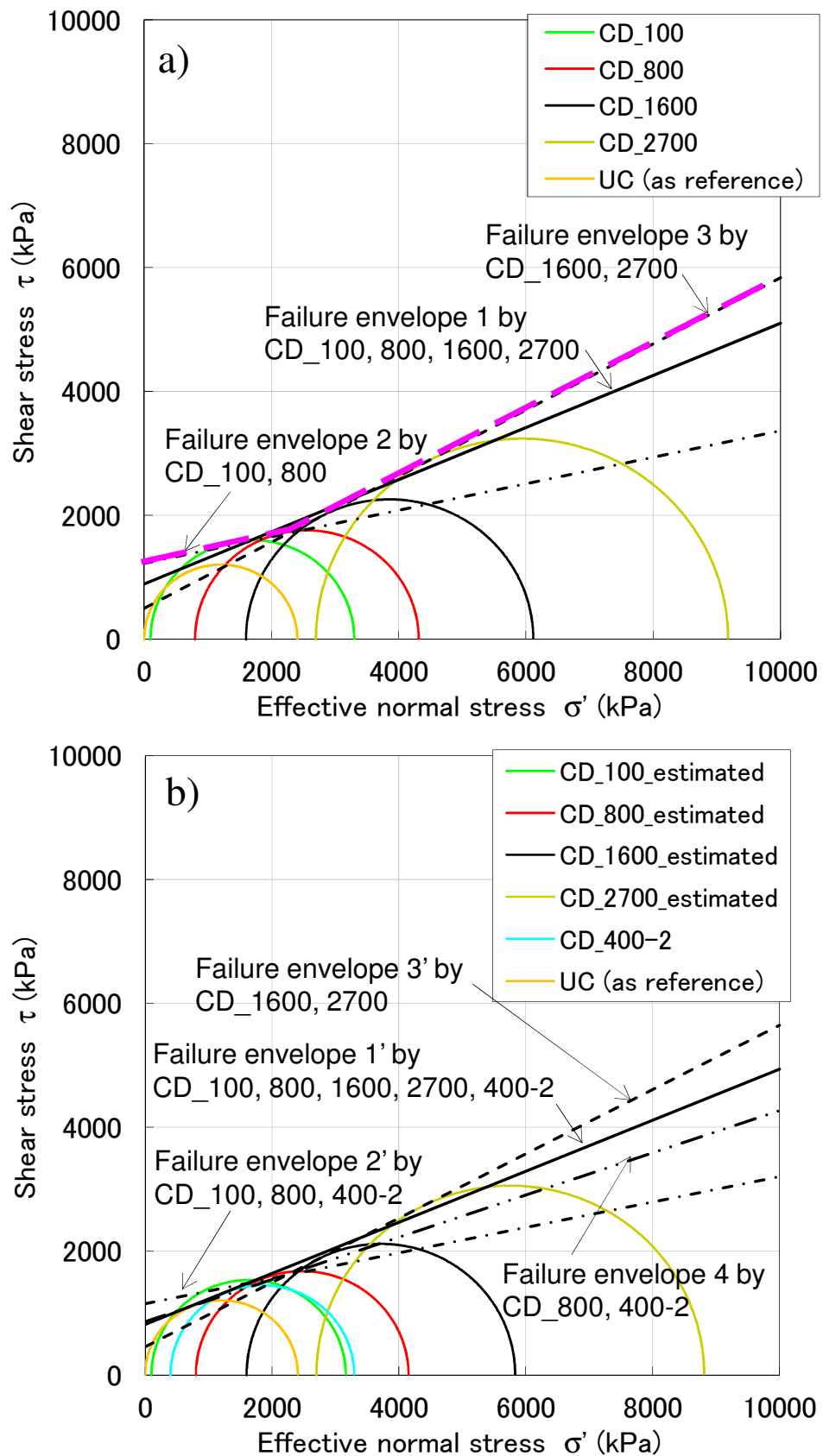


図 6.4 最大軸差応力におけるモールの応力円, a) 荷重速度 1.5 %/min, b) 荷重速度 0.15 %/min

表 6.2 最大軸差応力における強度定数,

a) 載荷速度 1.5 %/min

Failure envelope at q_{\max}	ϕ' (deg)	c' (kPa)
1 (CD_100, 800, 1600, 2700)	22.8	887.9
2 (CD_100, 800)	12.1	1228.3
3 (CD_1600, 2700)	28.1	497.9

b) 載荷速度 0.15 %/min

Failure envelope at q_{\max}	ϕ' (deg)	c' (kPa)
1' (CD_100, 800, 1600, 2700, 400-2)	22.4	816.3
2' (CD_100, 800, 400-2)	11.6	1152.8
3' (CD_1600, 2700)	27.4	456.0
4 (CD_800, 400-2)	18.8	860.3

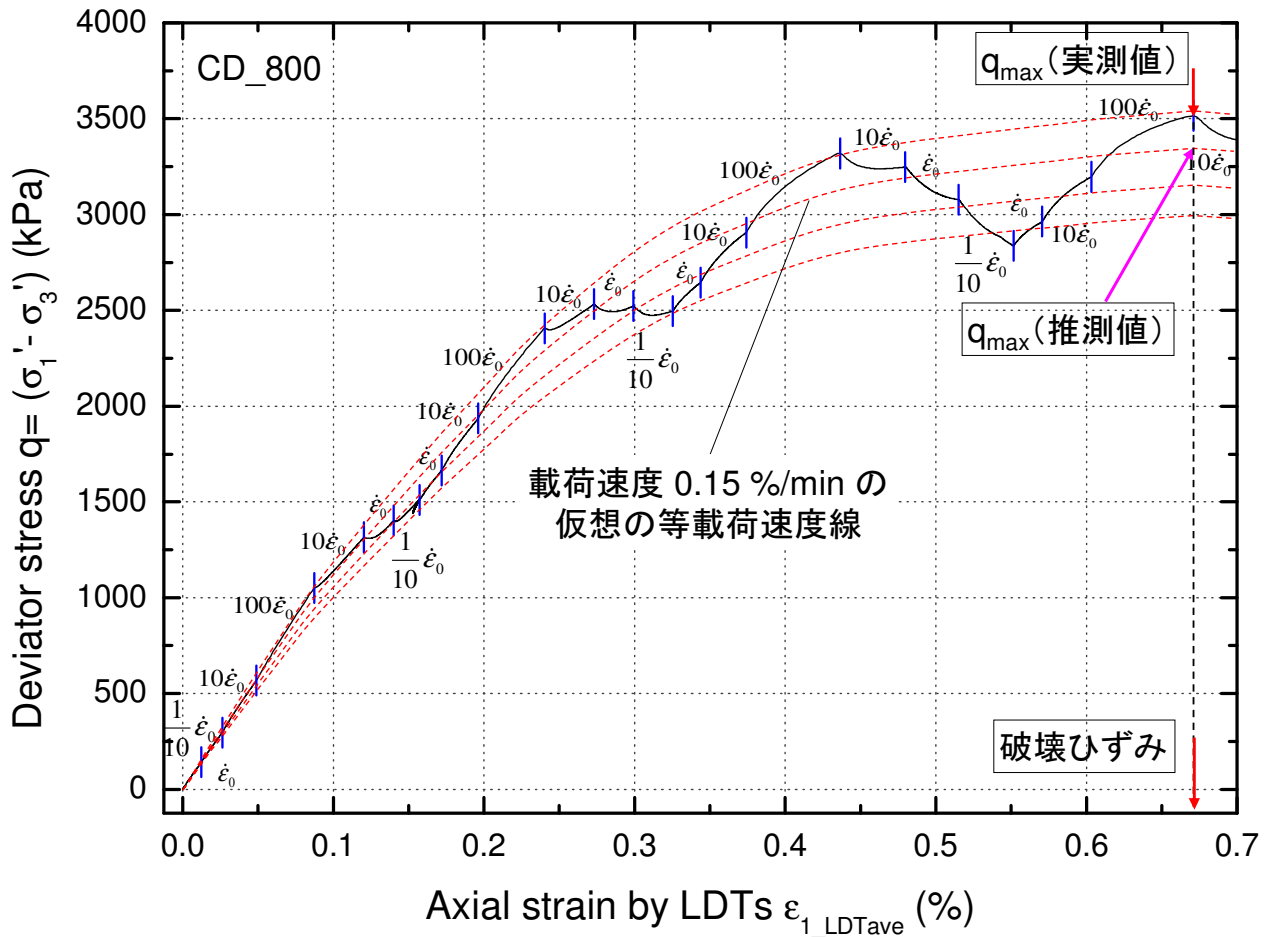


図 6.4 c) 仮想の等載荷速度線による最大軸差応力の推定例 (SS_CD_800)

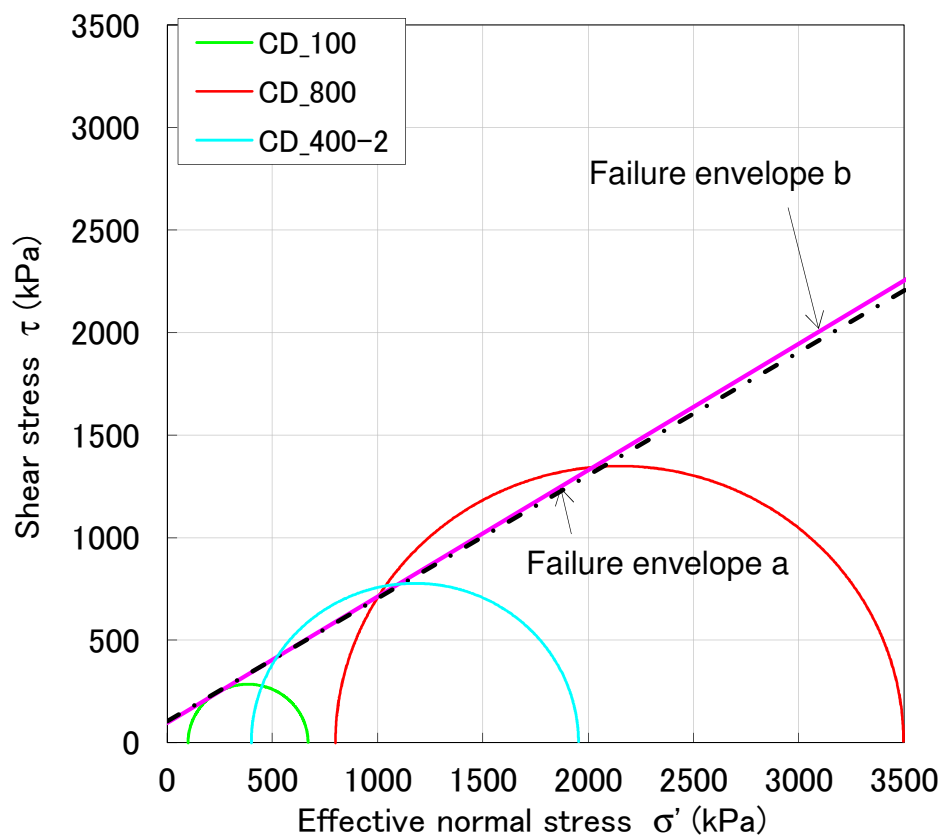


図 6.5 残留状態におけるモールの応力円

表 6.3 残留状態における強度定数

Failure envelope at q_{residual}	ϕ' (deg)	c' (kPa)
a (CD_100, 800, 400-2)	31.0	104.6
b (CD_100, 400-2)	31.7	95.5

表 6.4 SEM-EDS による観察試料

試験ケース	σ_c' (kPa)	観察面	表記
SS_00	-	方向不明	SS_00
SS_UC	-	縦亀裂	SS_UC_VC
SS_CD_100	100	せん断面 (層)	SS_CD_100_SB
SS_CD_400	400	クリープ破壊面	SS_CD_400_CF
SS_CD_2700	2700	局所変形箇所	SS_CD_2700_LD

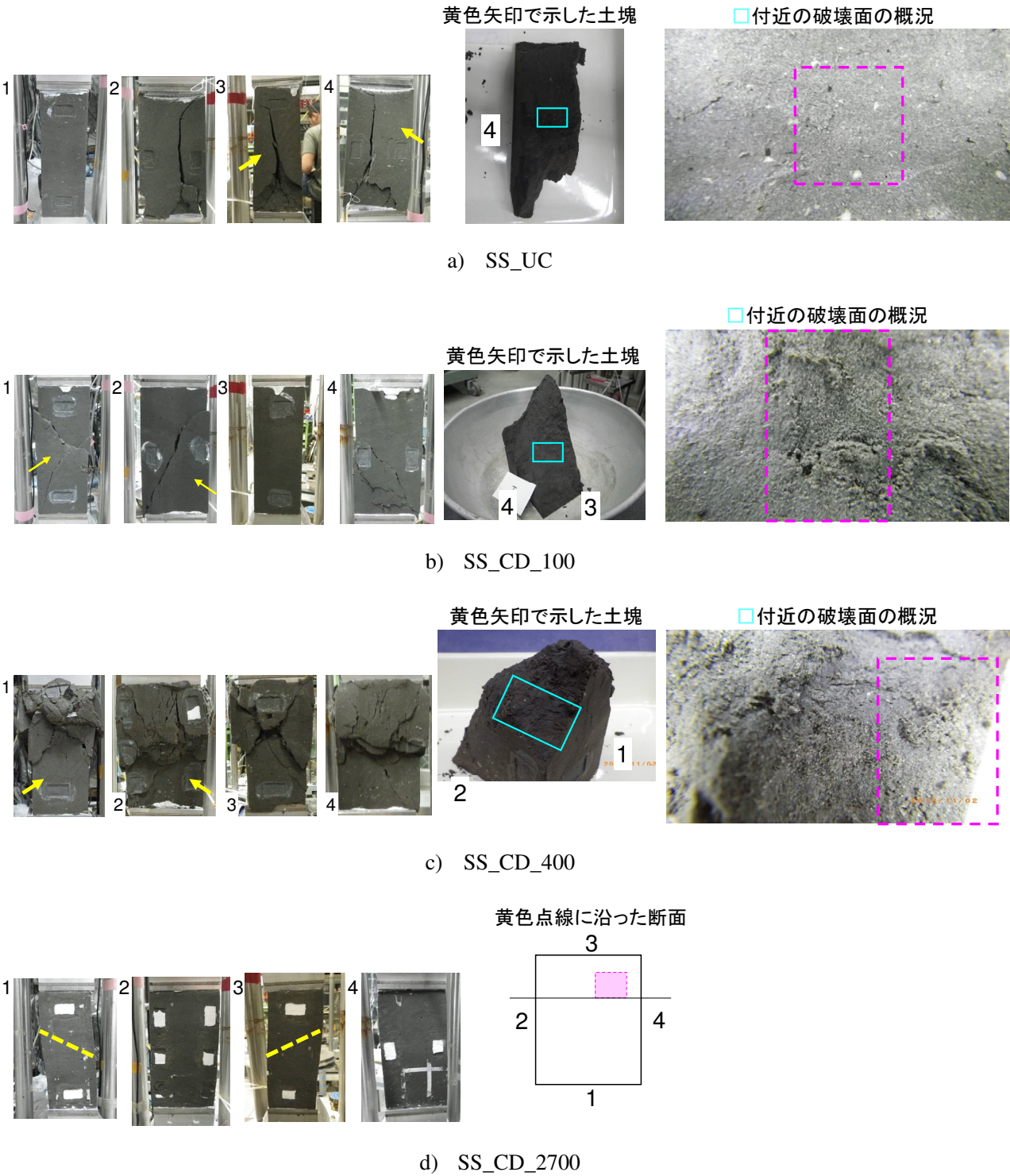
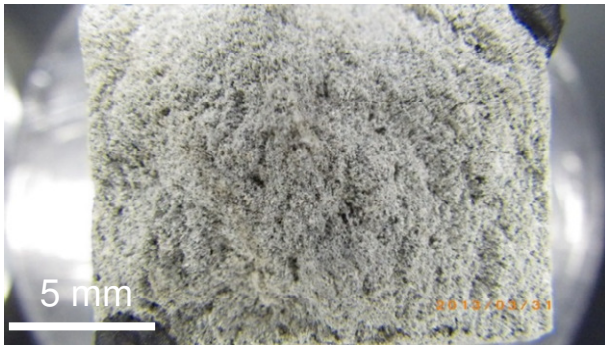
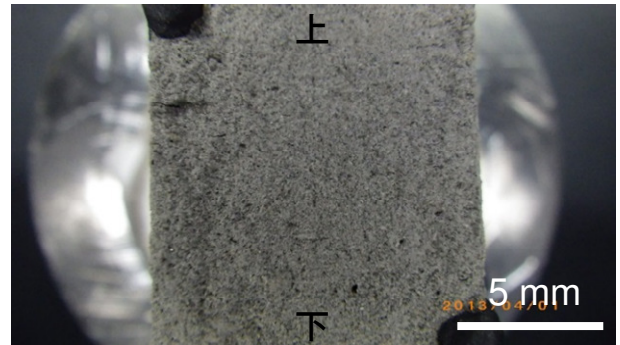


図 6.6 SEM-EDS による観察試料の採取位置



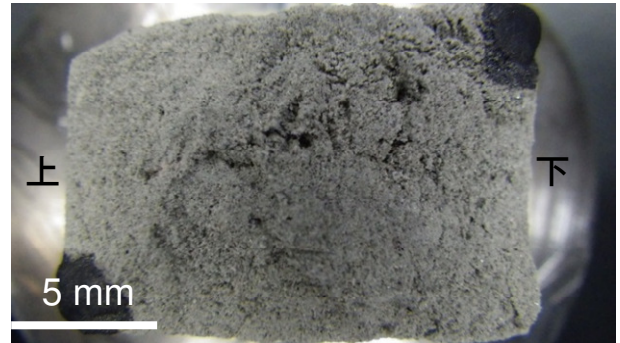
a) SS_00



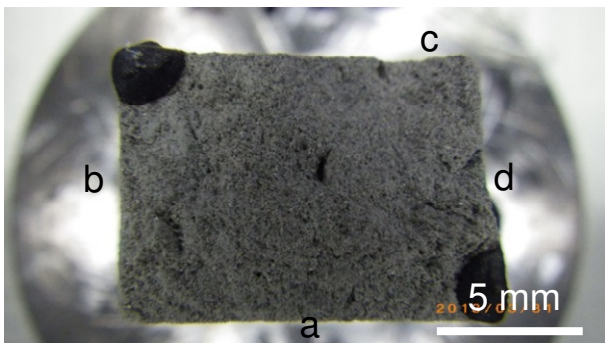
b) SS_UC_VC



c) SS_CD_100_SB

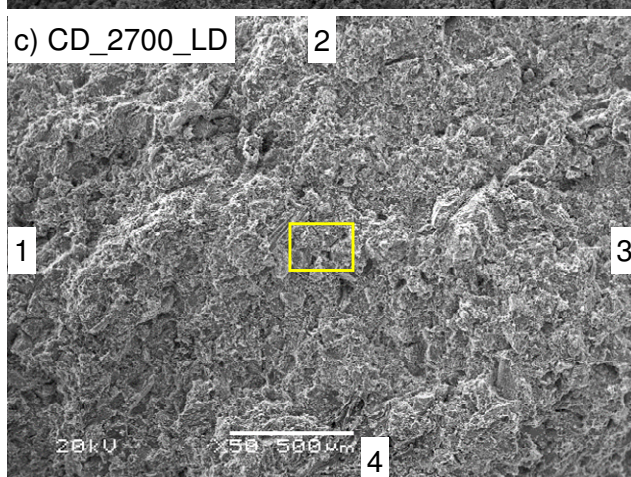
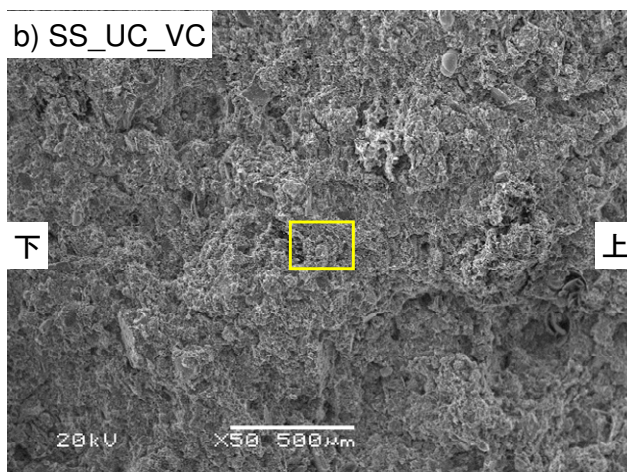
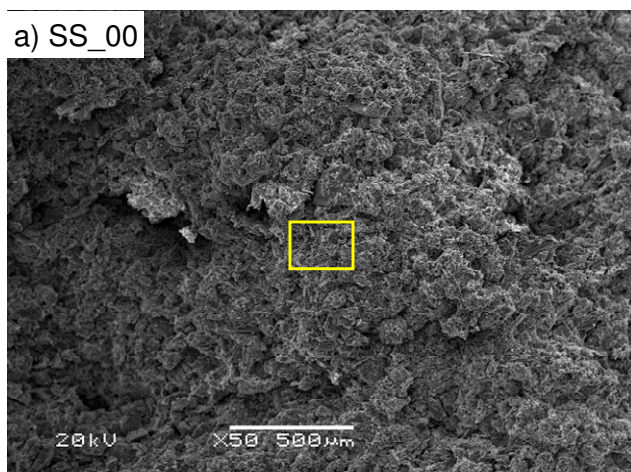


d) SS_CD_400_CF



e) SS_CD_2700_LD

写真 6.3 SEM-EDS 観察試料の全景



- a) 試験前試料(断面の方向不明)
- b) 一軸圧縮試験の縦亀裂
- c) CD_2700の局所変形箇所
- d) CD_100のせん断層(平滑)
- e) CD_100のせん断層(凹凸)
- f) CD_400のクリープ破壊面(平滑)
- g) CD_400のクリープ破壊(凹凸)

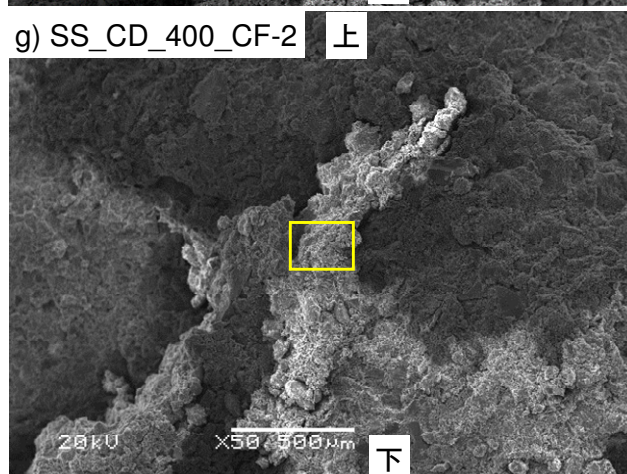
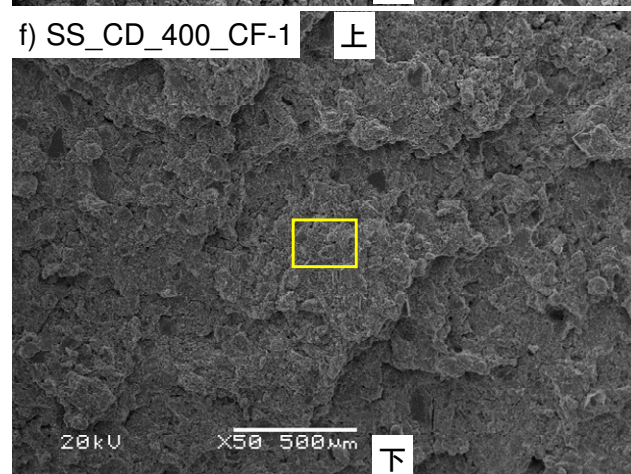
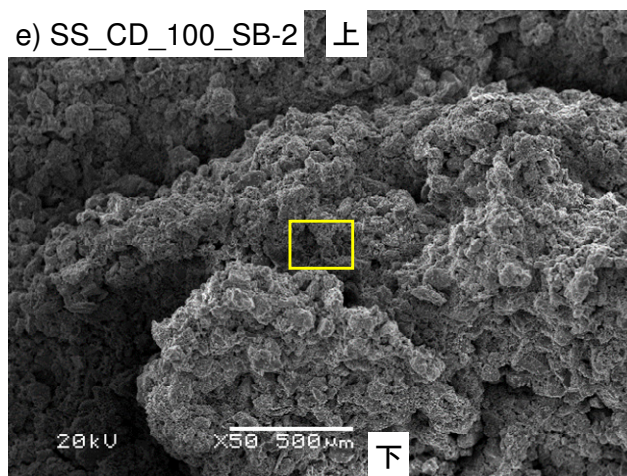
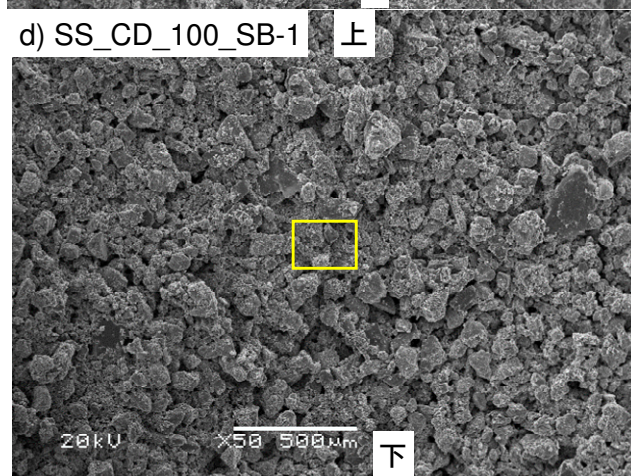


図 6.7 SEM-EDS による観察画像 (50 倍)

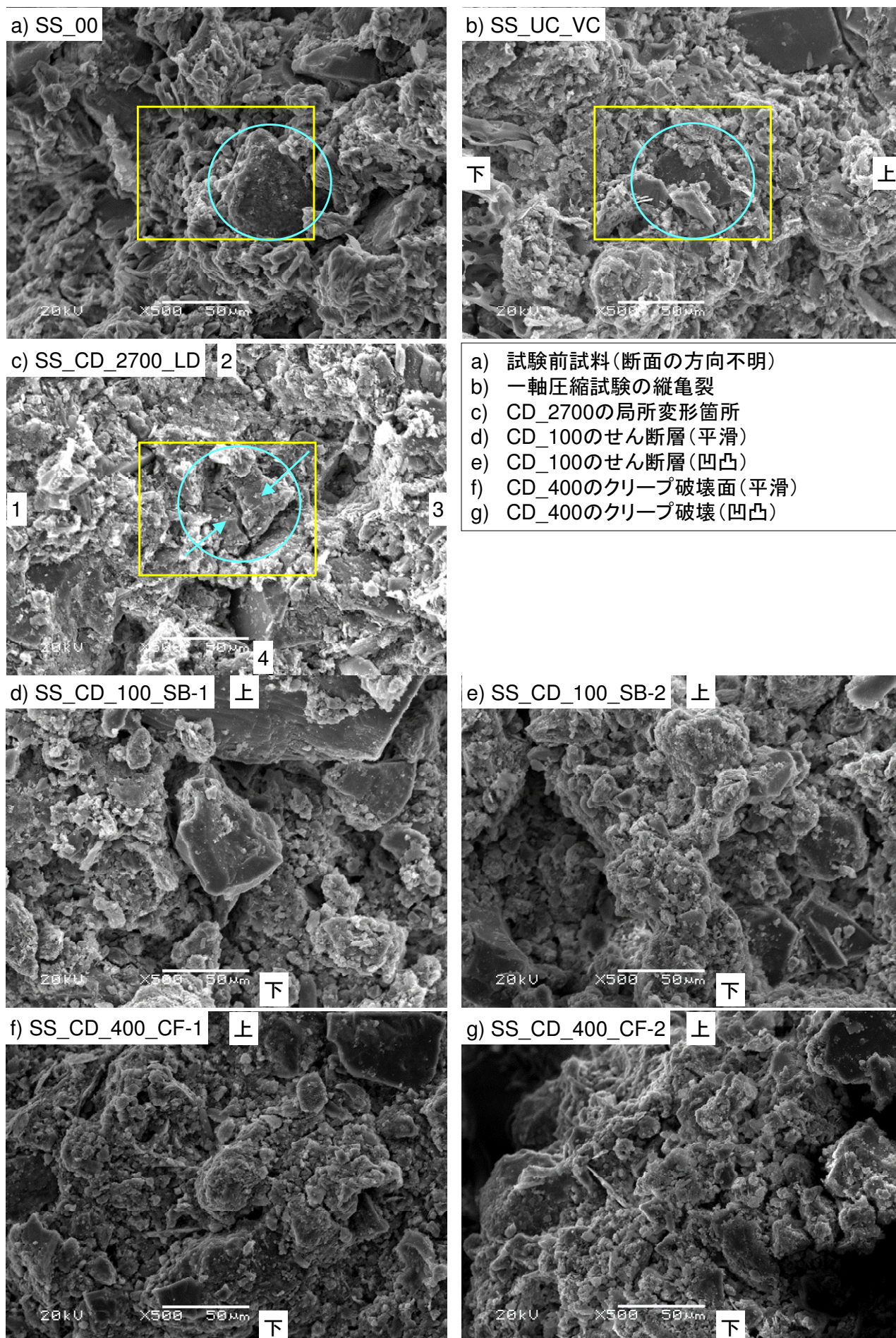


図 6.8 SEM-EDS による観察画像 (500 倍)

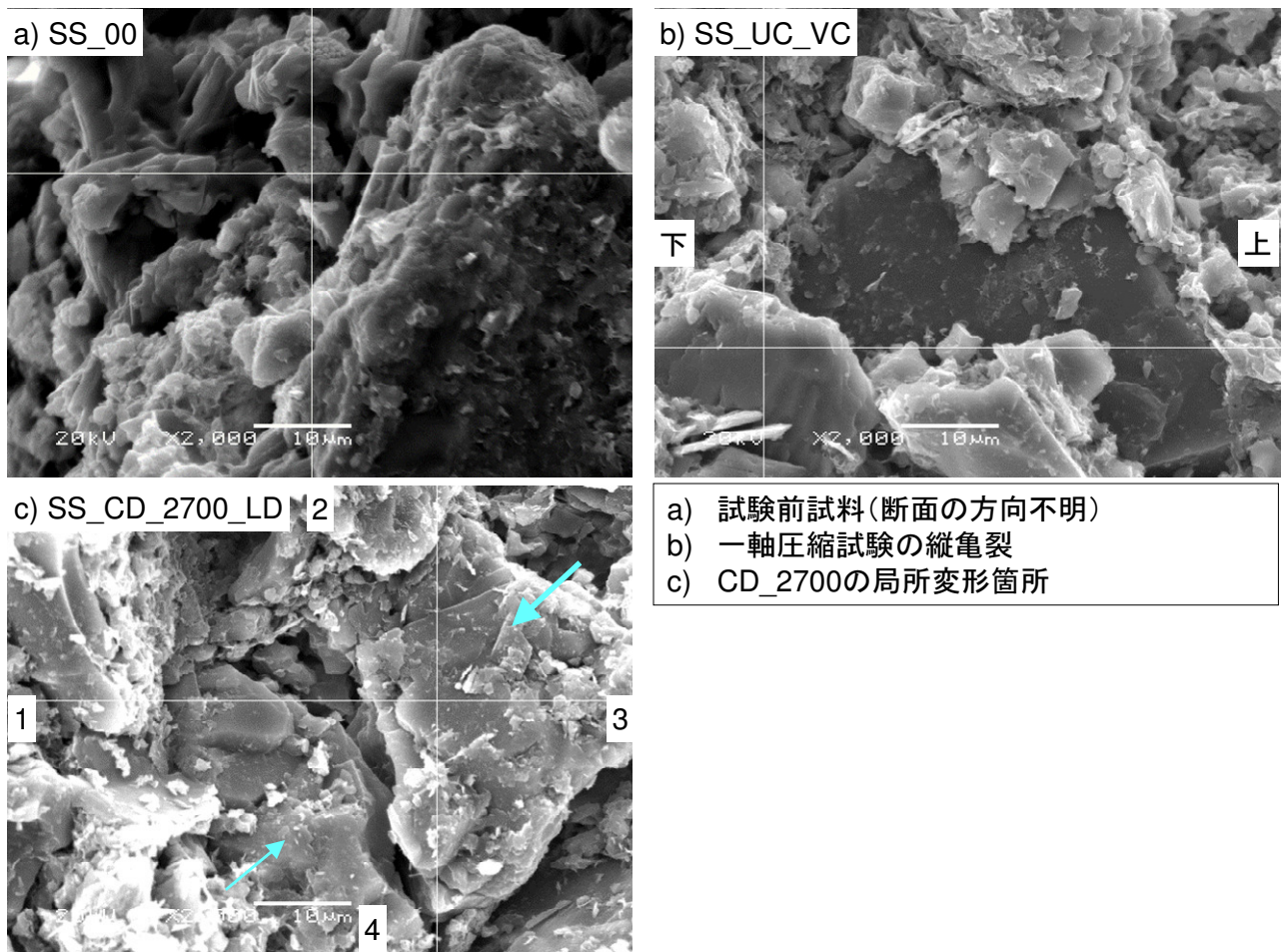


図 6.9 SEM-EDS による観察画像 (2000 倍)

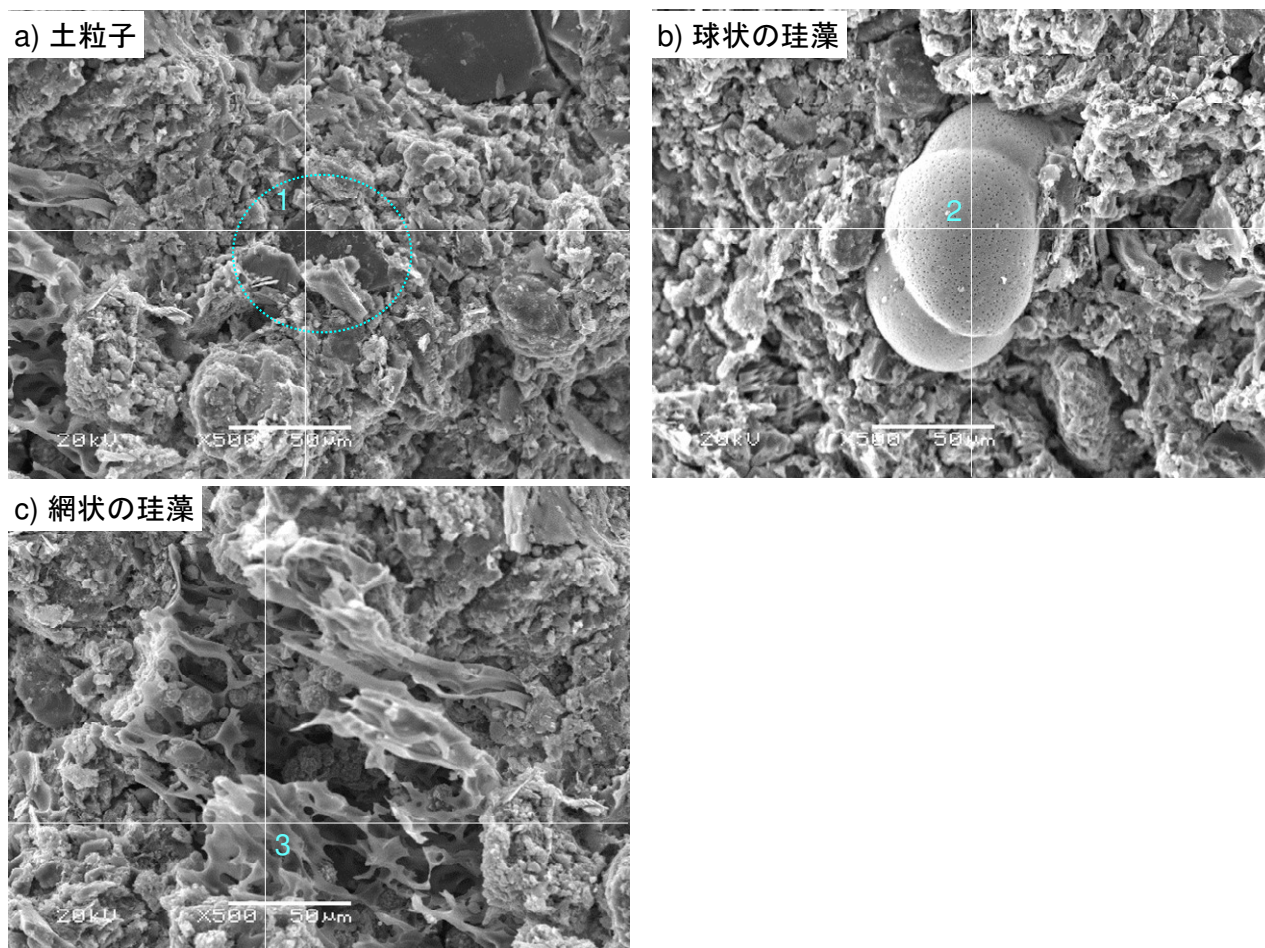


図 6.10 土粒子と珪藻の観察画像 (SS_UC)

表 6.5 成分分析結果

元素	計測領域 1 土粒子		計測点 2 球状の珪藻		計測点 3 網状の珪藻	
	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)	重量 (%)	原子数 (%)
Al	1.82	2.02	1.26	1.91	11.12	15.24
Si	85.61	91.24	11.46	16.63	39.63	52.16
Ca	-	-	61.88	62.93	-	-
Fe	12.57	6.74	25.40	18.53	49.24	32.60

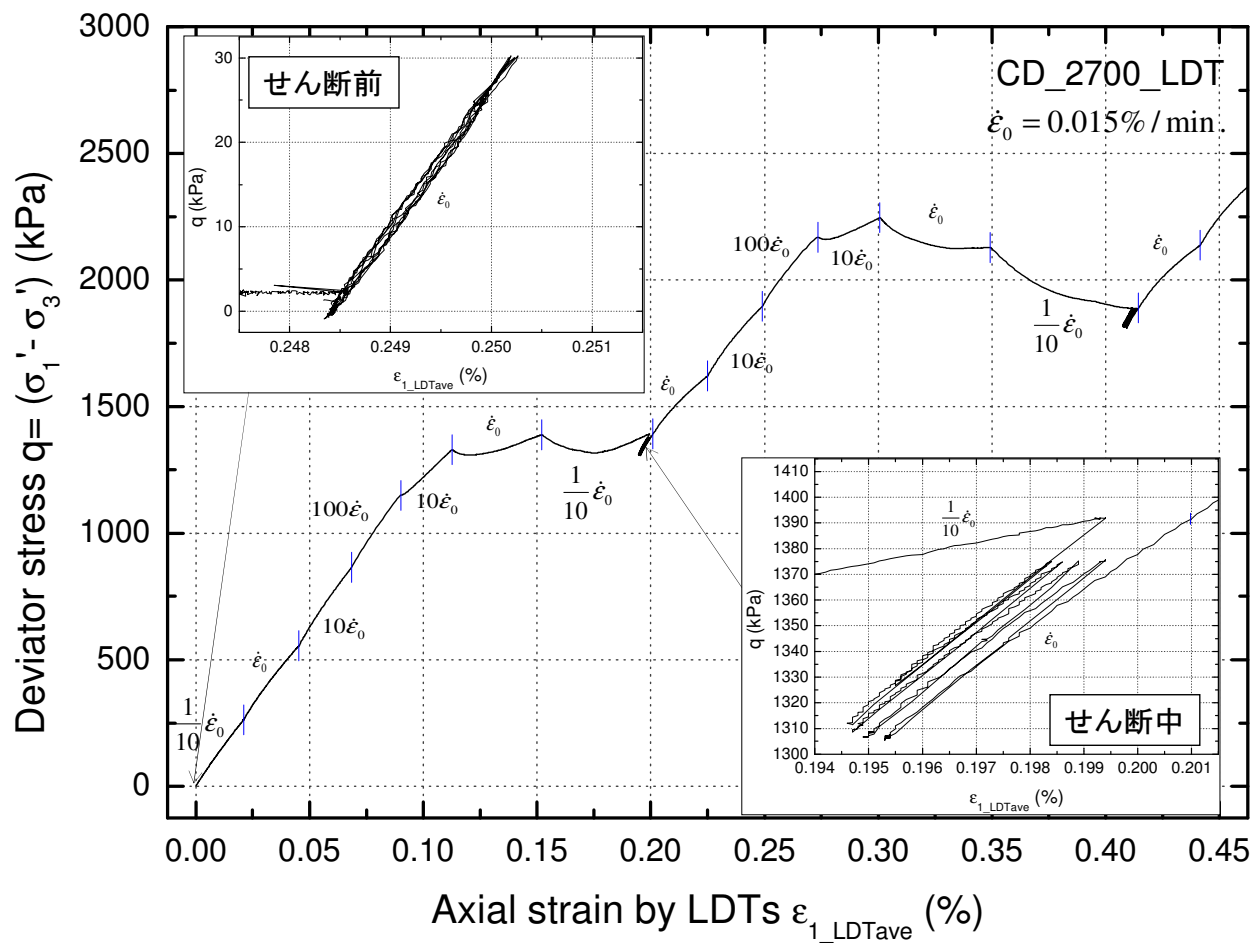


図 6.11 圧密終了直後および軸圧縮中の微小ひずみ繰返し载荷の例 (SS_CD_2700)

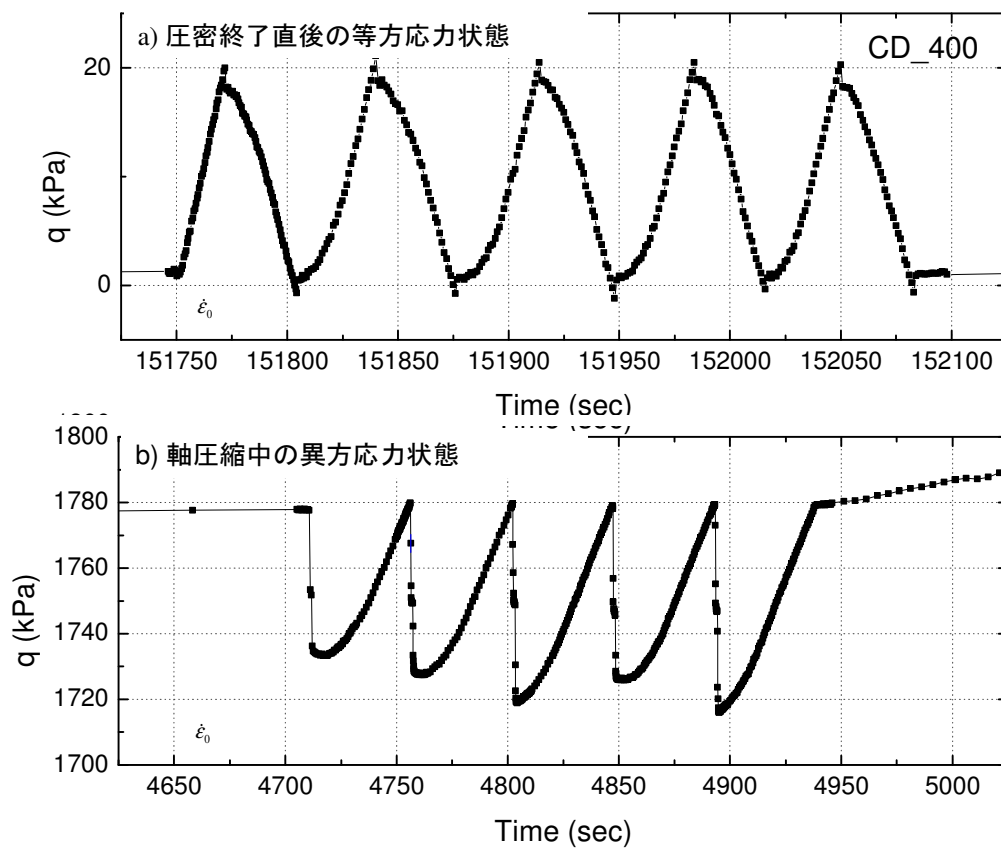
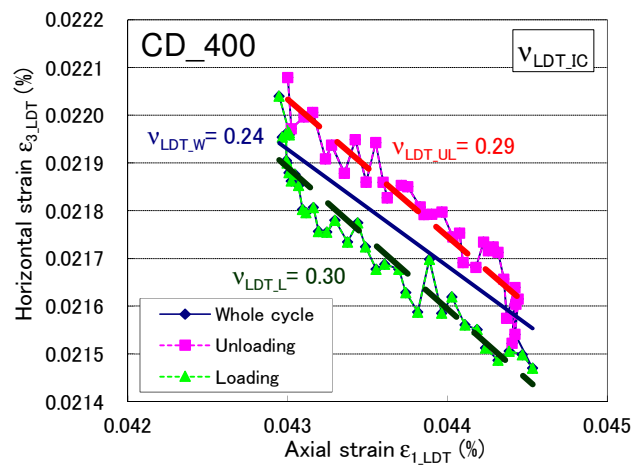
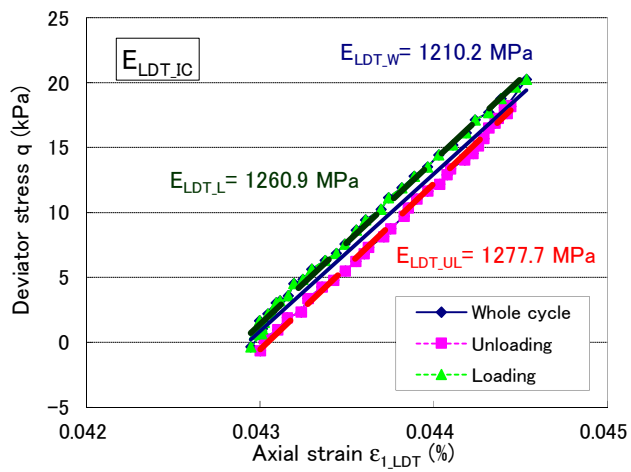
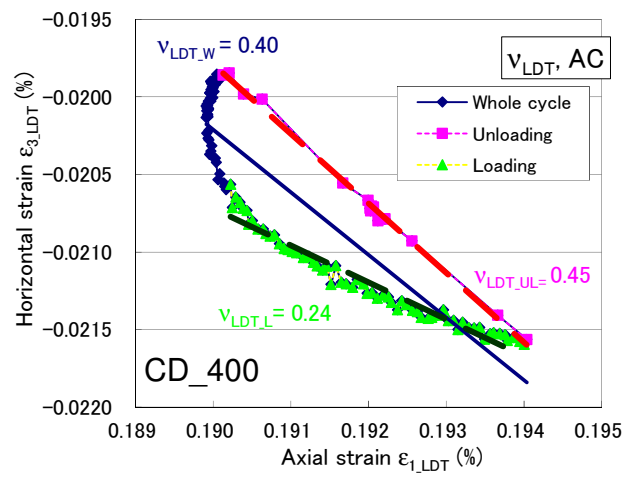
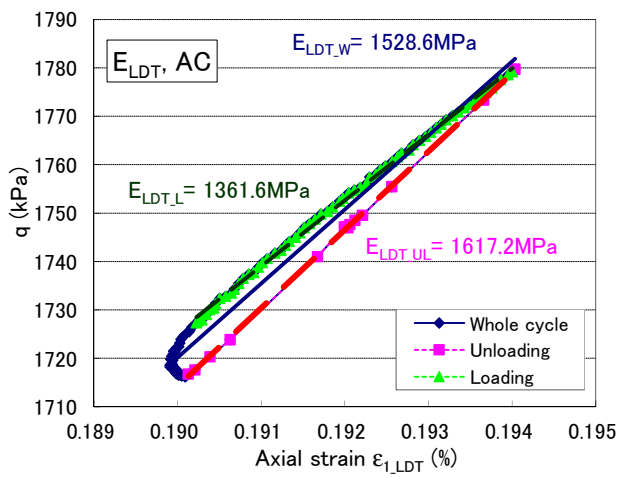


図 6.12 微小ひずみ繰返し载荷の時刻歴の例 (SS_CD_2700)



a) 圧密終了直後の等方応力状態



b) 軸圧縮中の異方応力状態

図 6.13 微小ひずみ繰り返し载荷の応力ひずみ関係の例 (SS_CD_400)

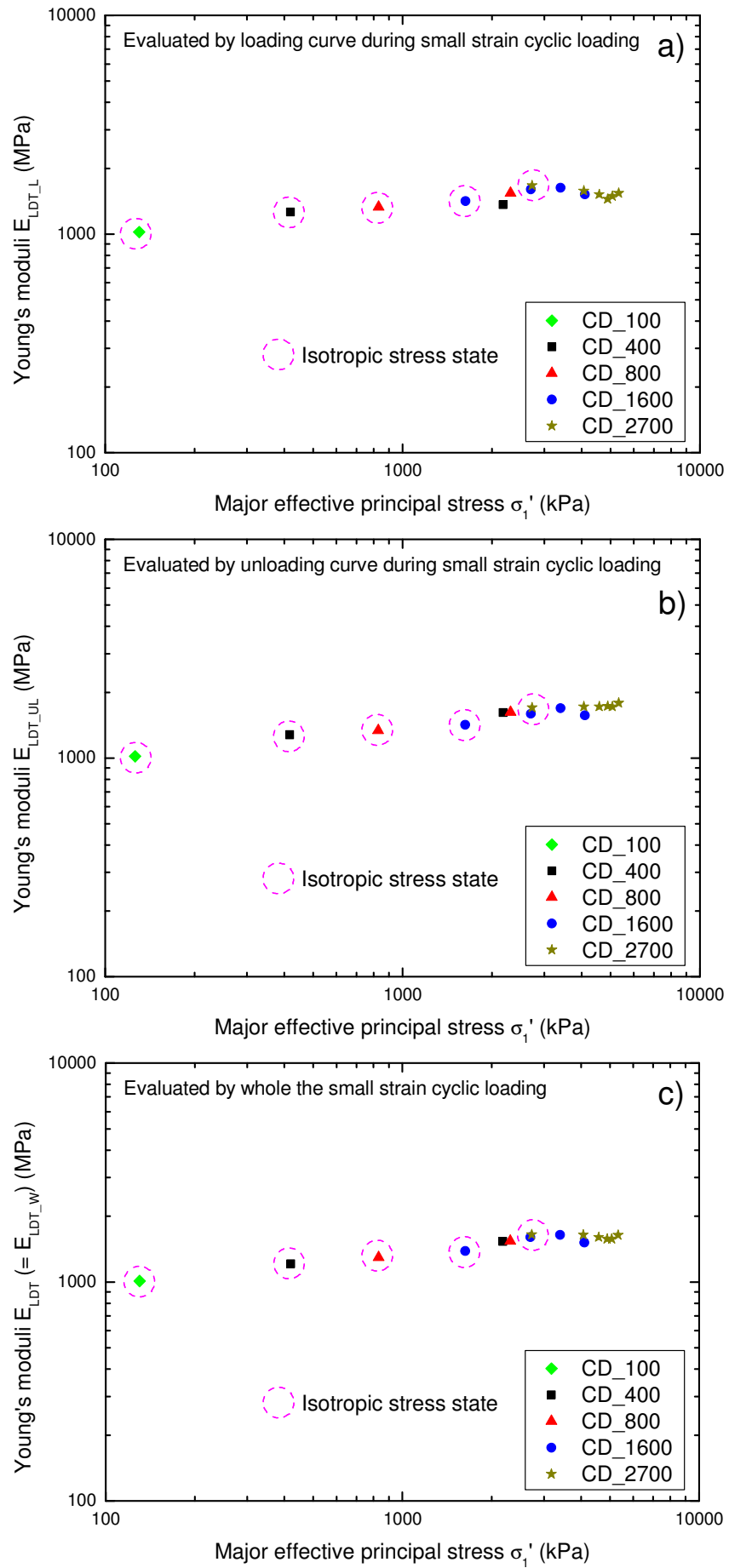


図 6.14 微小ひずみ繰返し载荷の評価方法が等価ヤング率の値に与える影響

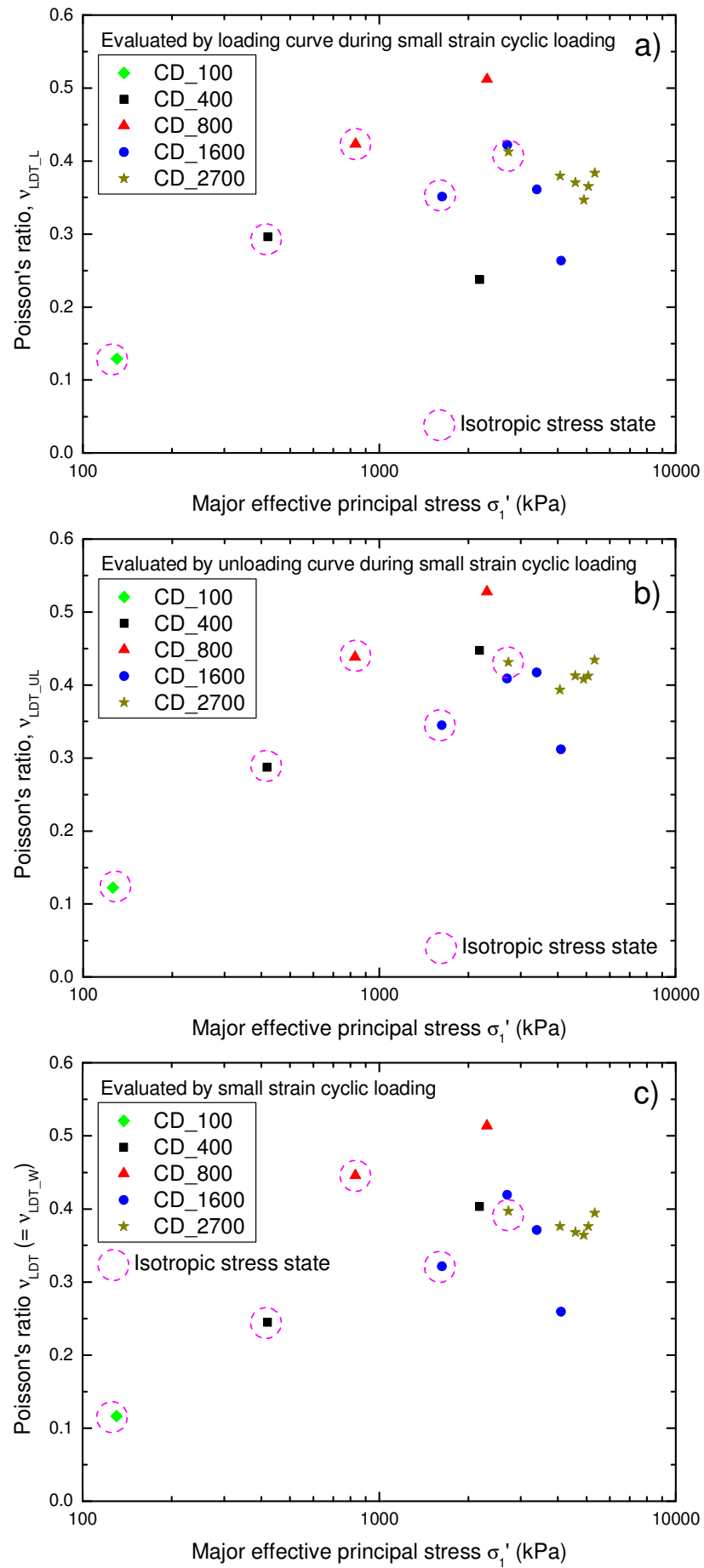
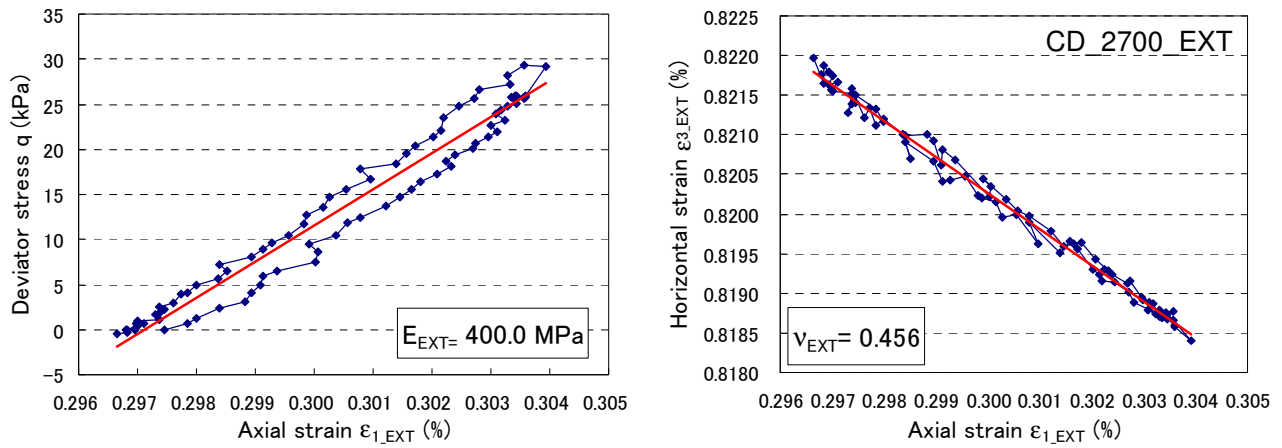
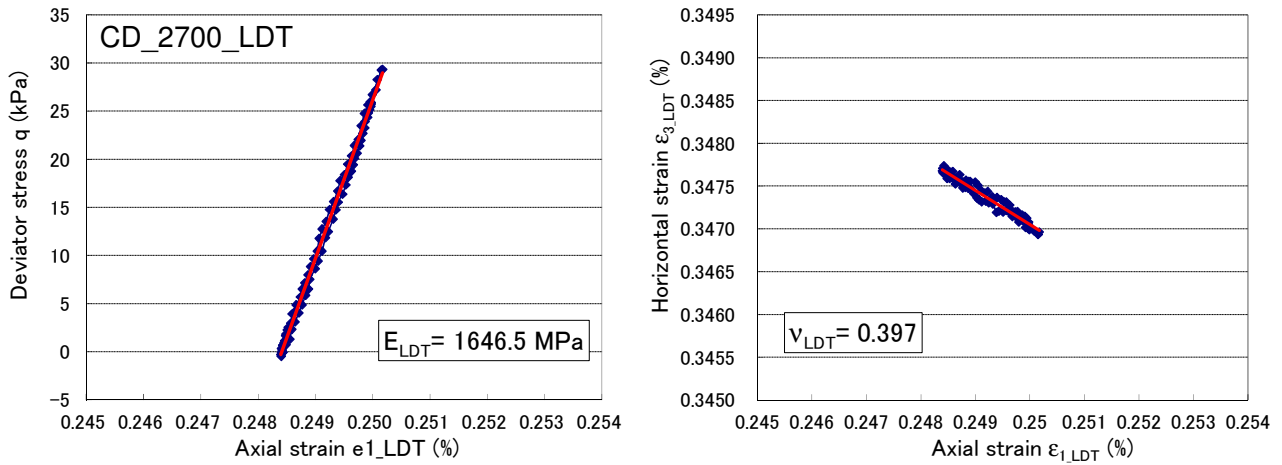


図 6.15 微小ひずみ繰返し载荷の評価方法がポアソン比の値に与える影響



a) 外部変位計と低容量差圧計によるひずみを用いた場合



b) LDT によるひずみを用いた場合

図 6.16 微小ひずみ繰返し载荷のひずみの計測手法の比較 (SS_CD_2700)

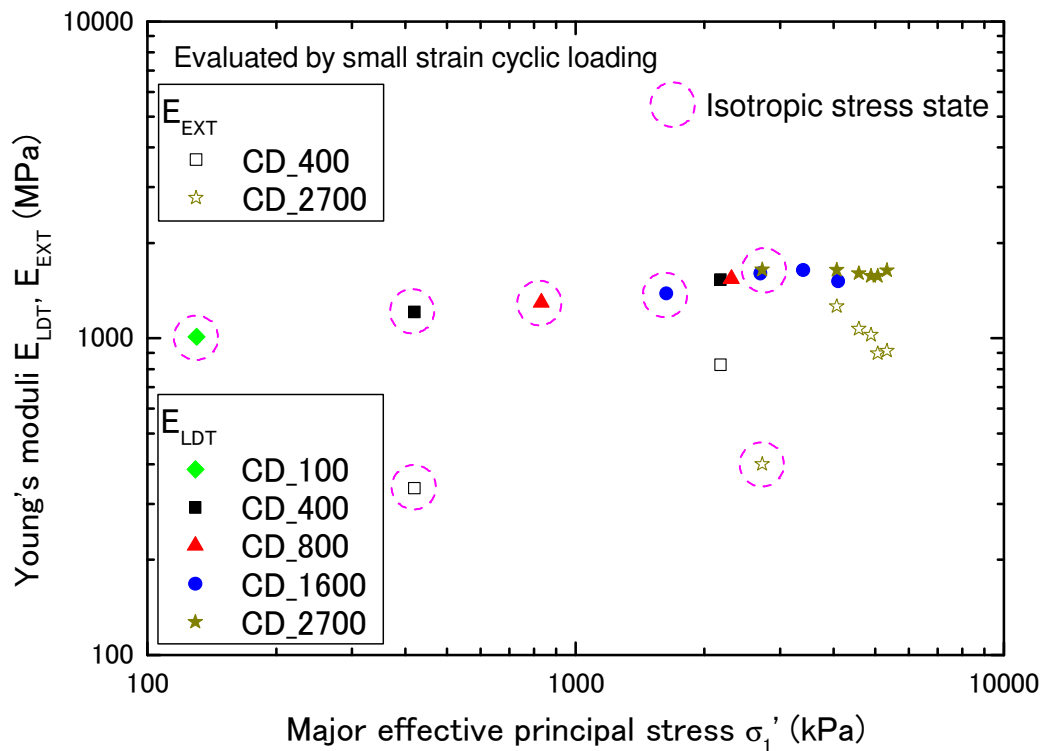


図 6.17 ひずみの計測手法が等価ヤング率の値に与える影響

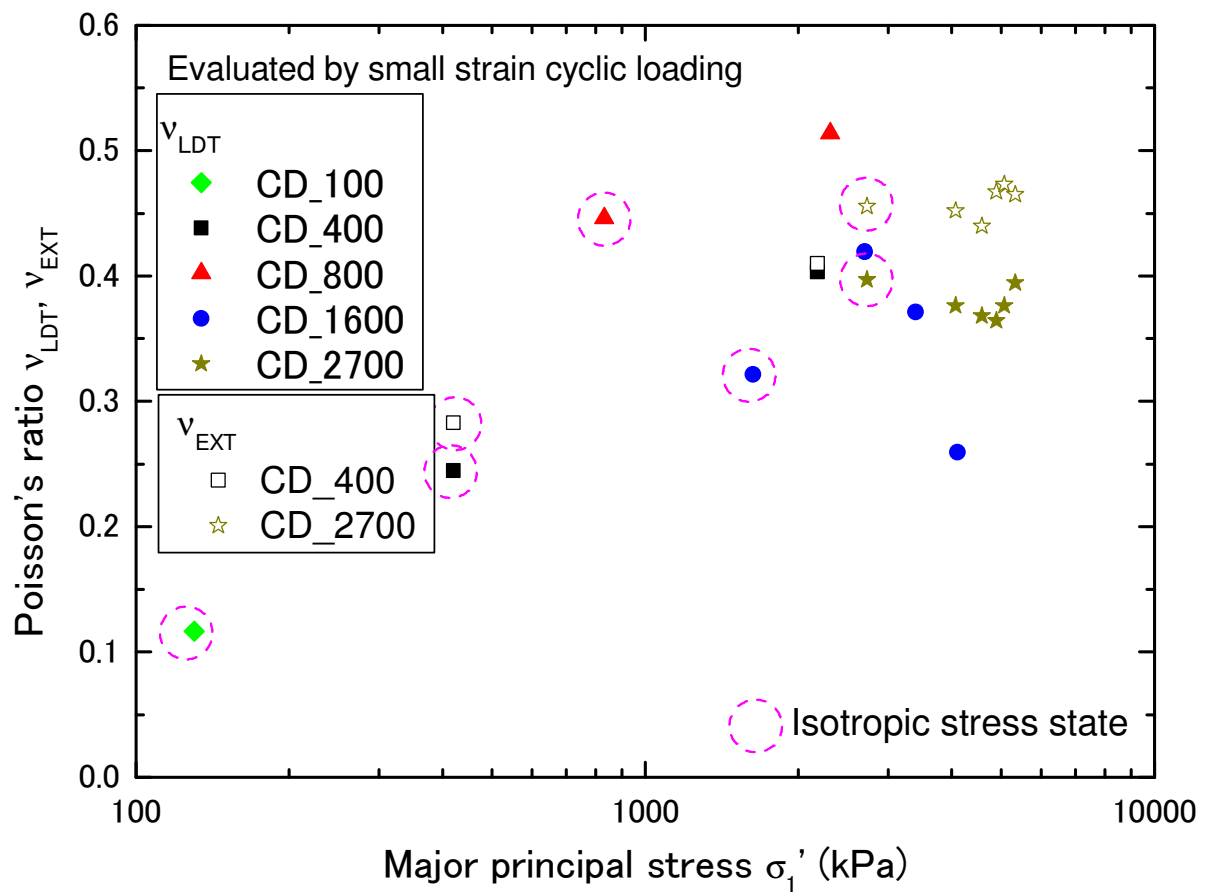


図 6.18 ひずみの計測手法がポアソン比の値に与える影響

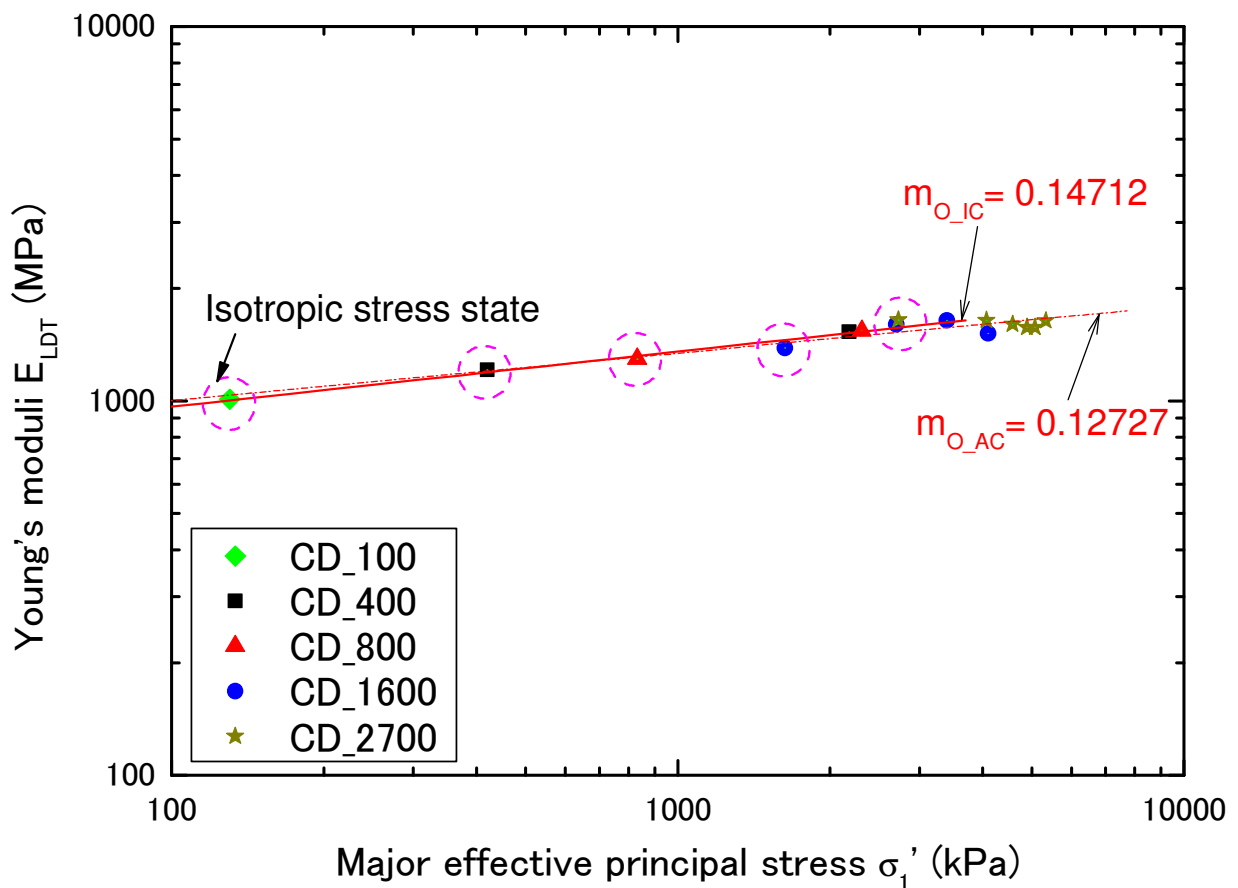


図 6.19 LDT による等価ヤング率の応力依存性

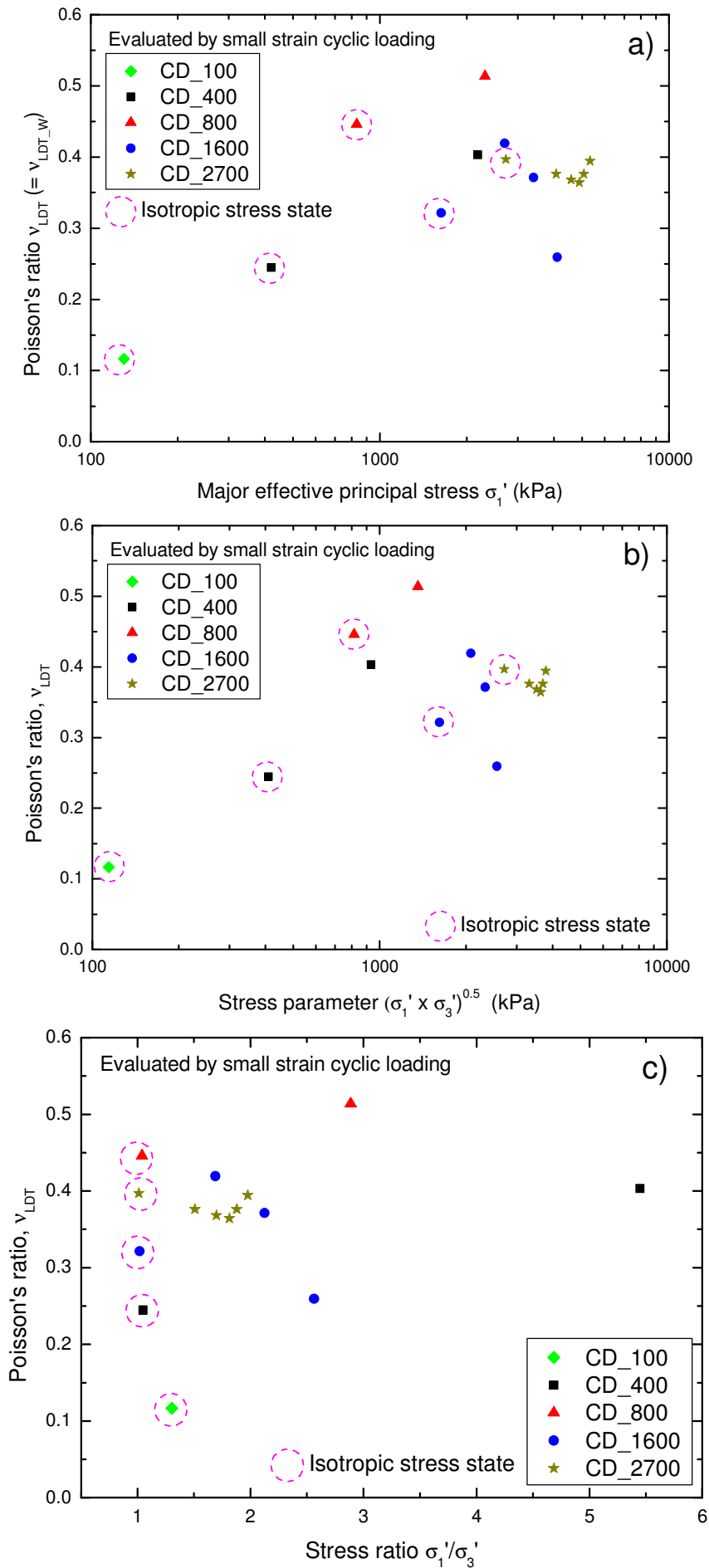


図 6.20 LDT によるポアソン比の応力依存性

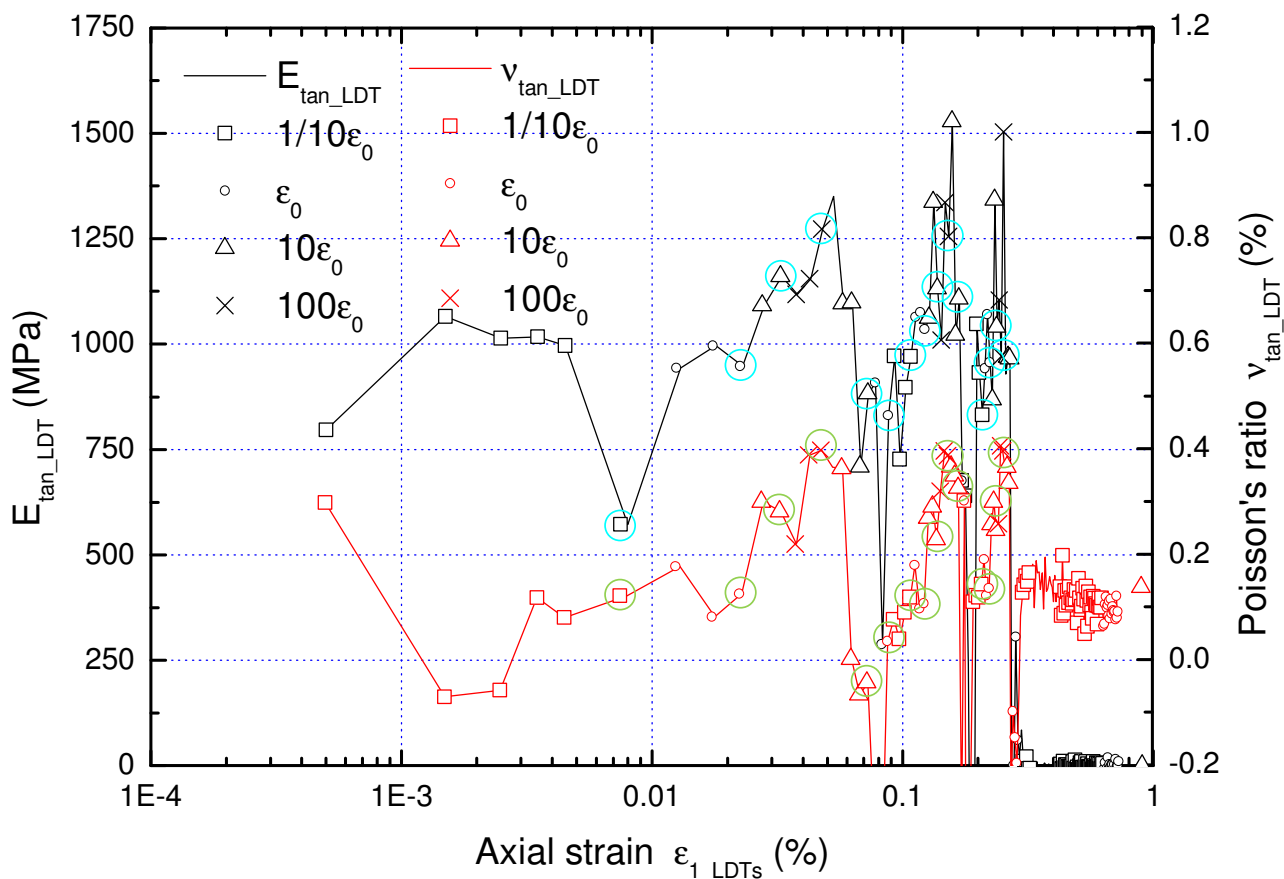


図 6.21 接線ヤング率および接線ポアソン比と軸ひずみとの関係 (SS_CD_400)

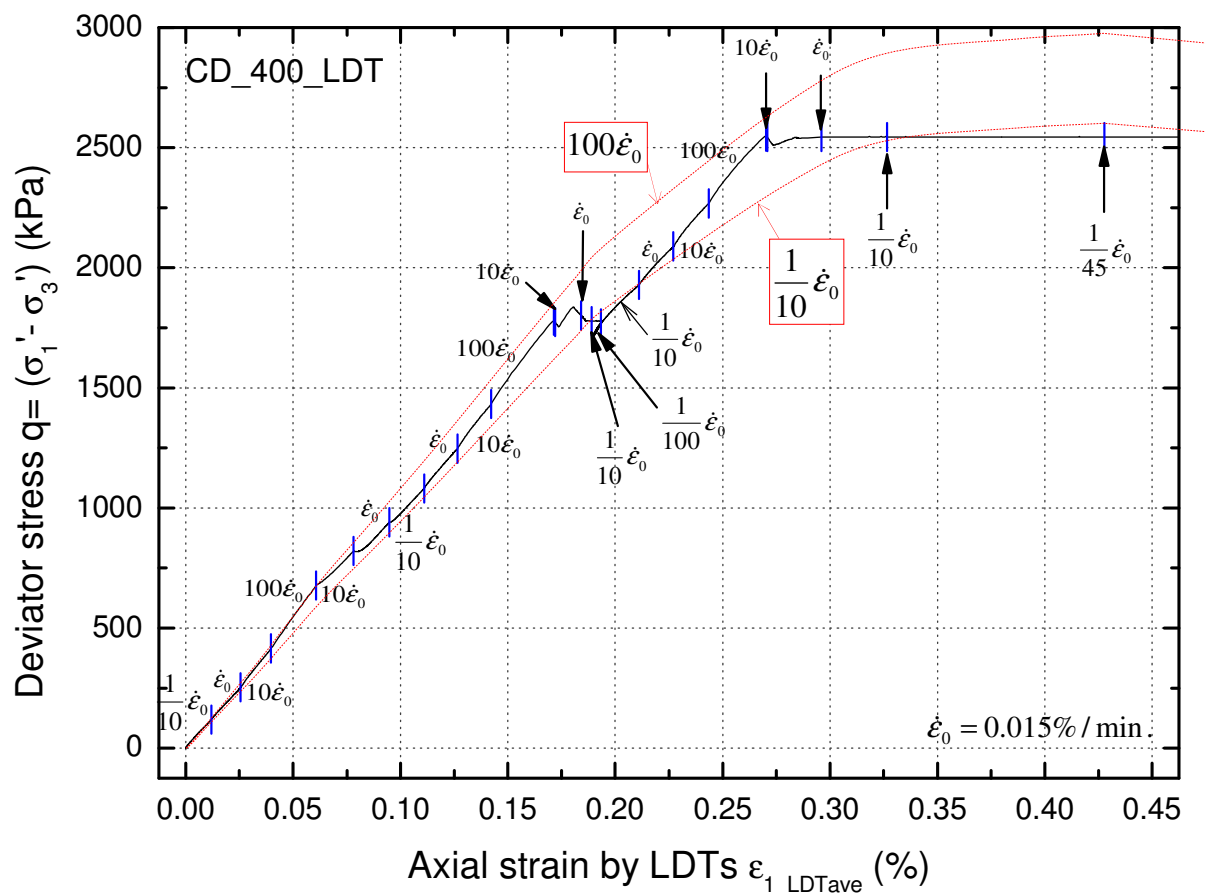


図 6.22 LDT による軸ひずみが 0.55 % までの応力ひずみ関係 (SS_CD_400)

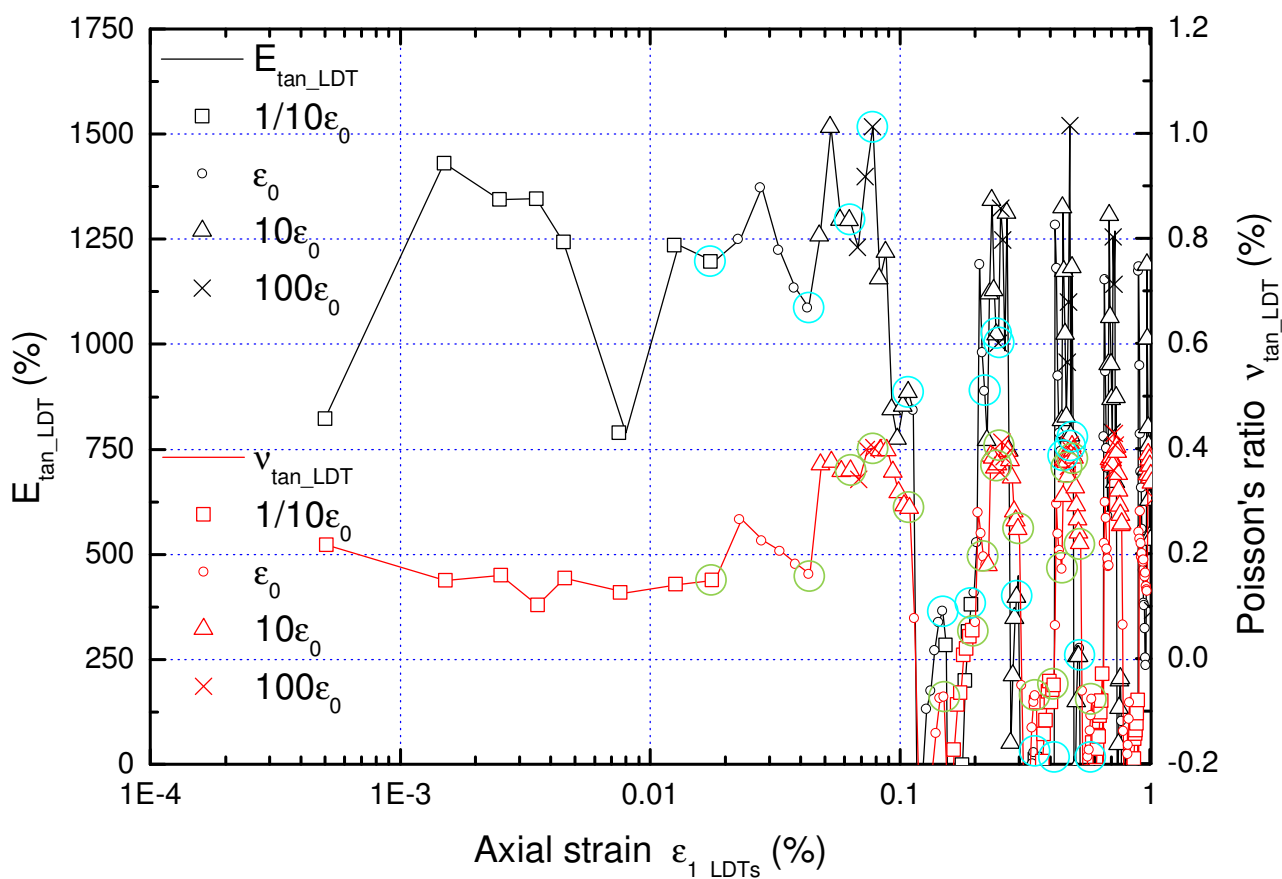


図 6.23 接線ヤング率および接線ポアソン比と軸ひずみとの関係 (SS_CD_2700)

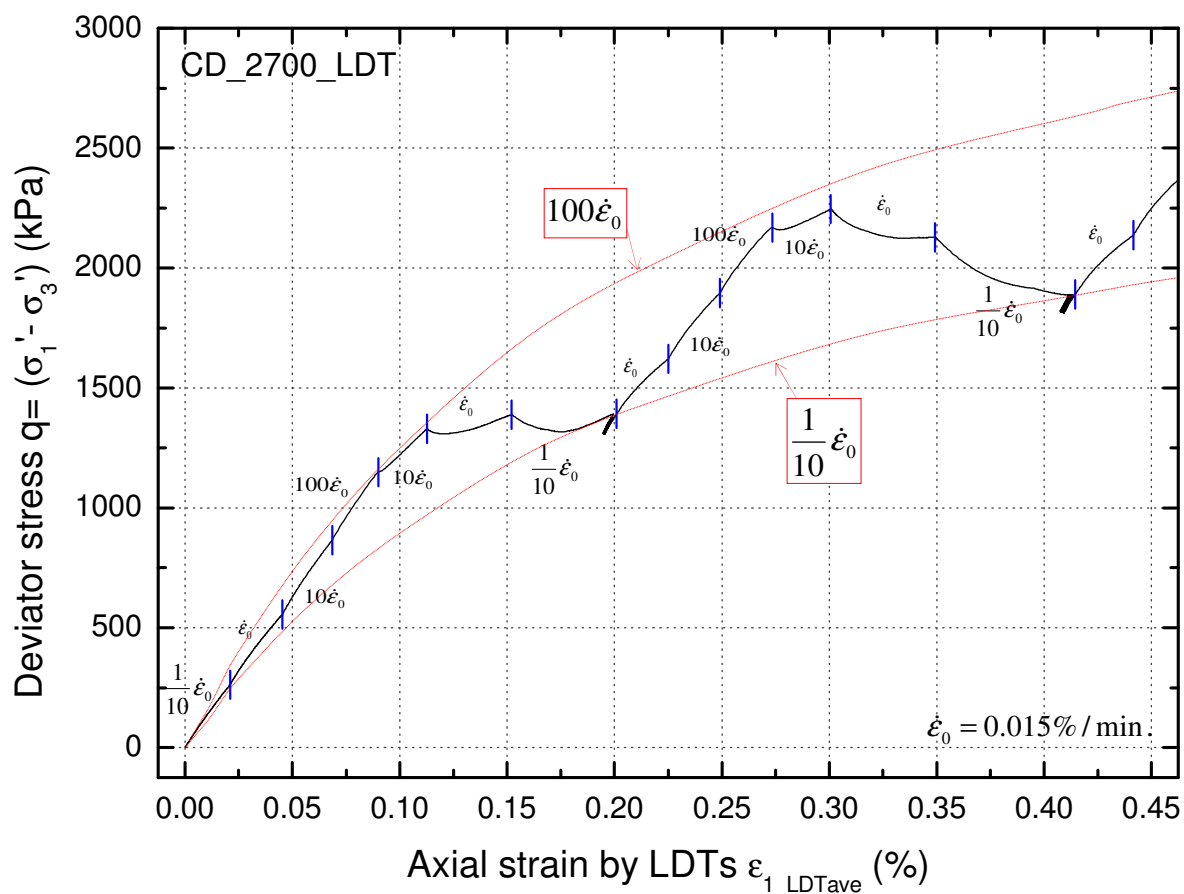


図 6.24 LDT による軸ひずみが 0.55 % までの応力ひずみ関係 (SS_CD_2700)

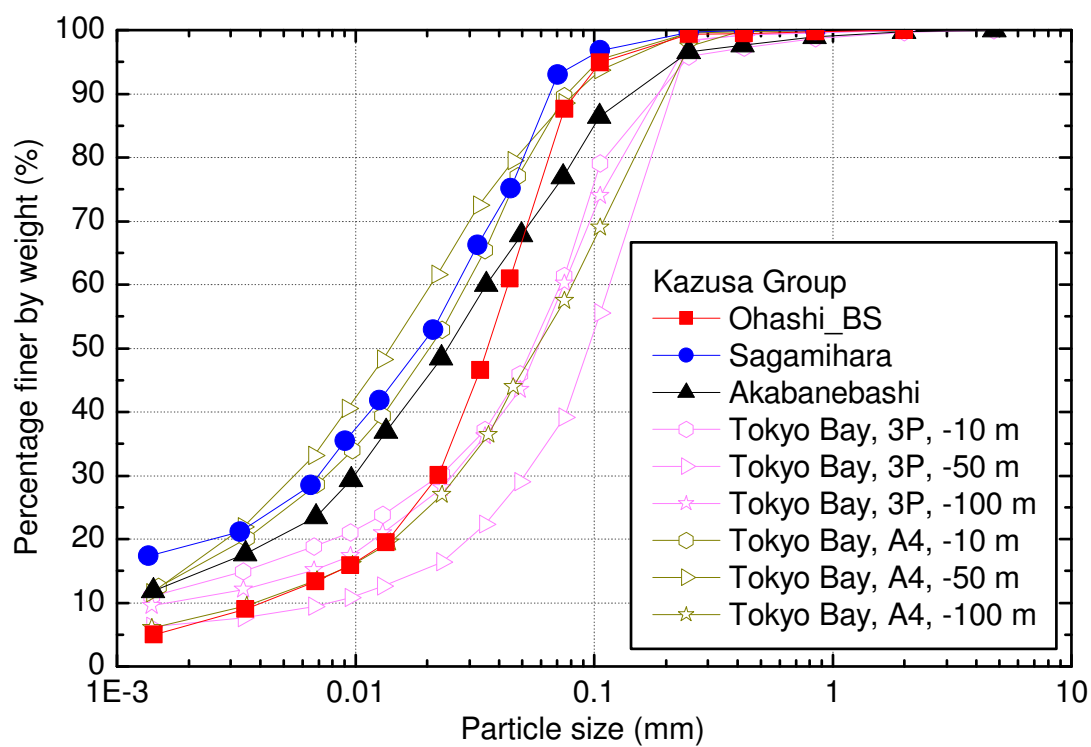


図 6.26 上総層堆積軟岩の粒度分布（早野，2000 に加筆）

表 6.6 上総層堆積軟岩の物理特性

	G_s	ρ_{t0} (g/cm ³)	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	D_{50} (mm)	U_c D_{60}/D_{10}
Ohashi	2.68	1.88~1.90	0	12	77	11	0.035	11
Sagamihara	2.73	1.88~2.06	0	7	68	25	0.019	-
Akabanebashi	2.71	1.80~1.96	3	27	53	17	0.024	26
Tokyo bay, 3P, -50m	-	1.99(Ave.)	0	61	31	8	0.094	14
Tokyo bay, 3P, -10m	-	2.00(Ave.)	0	39	46	15	0.054	51
Tokyo bay, 4A, -100m	-	1.97(Ave.)	0	43	48	9	0.057	20
Tokyo bay, 4A, -50m	-	1.88(Ave.)	0	11	67	22	0.014	15

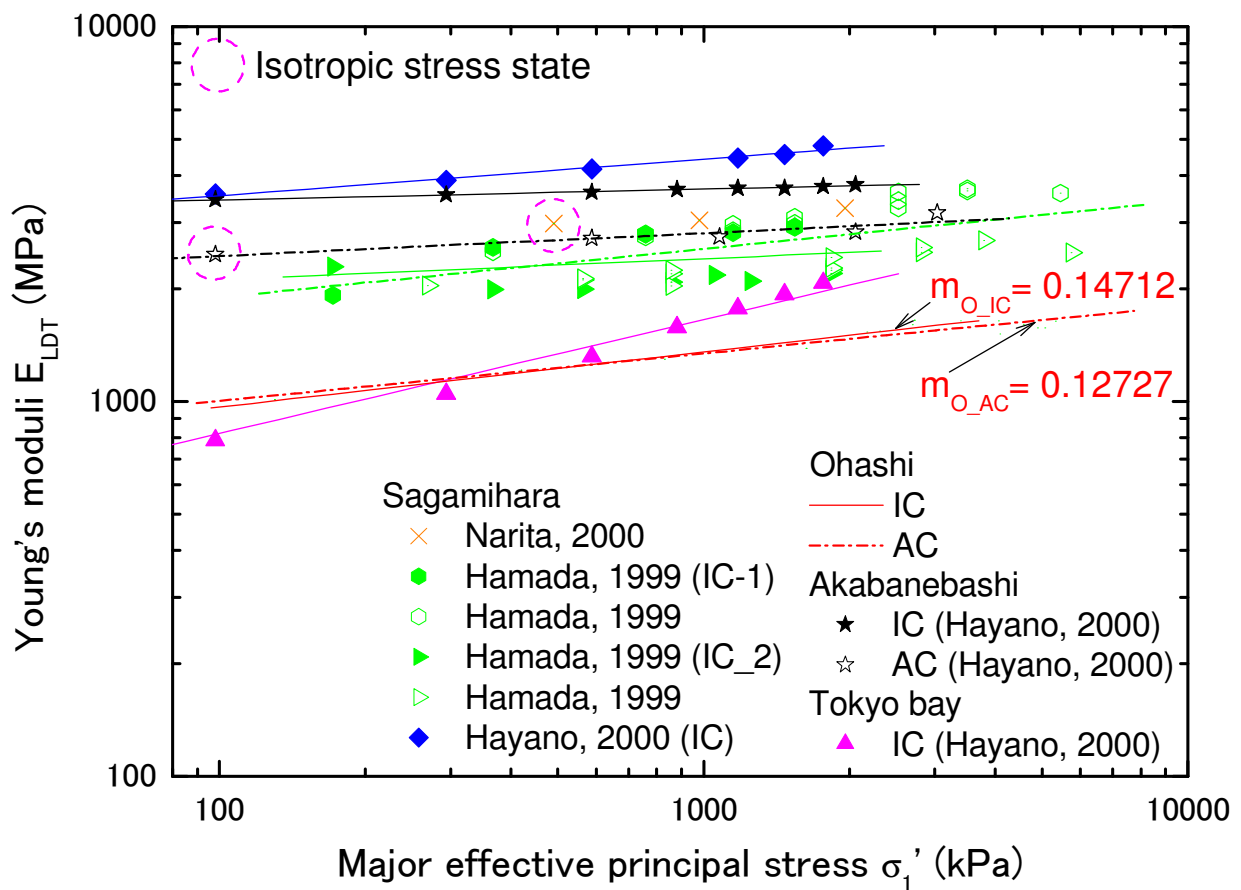


図 6.27 上総層堆積軟岩の LDT による等価ヤング率と最大有効主応力との関係

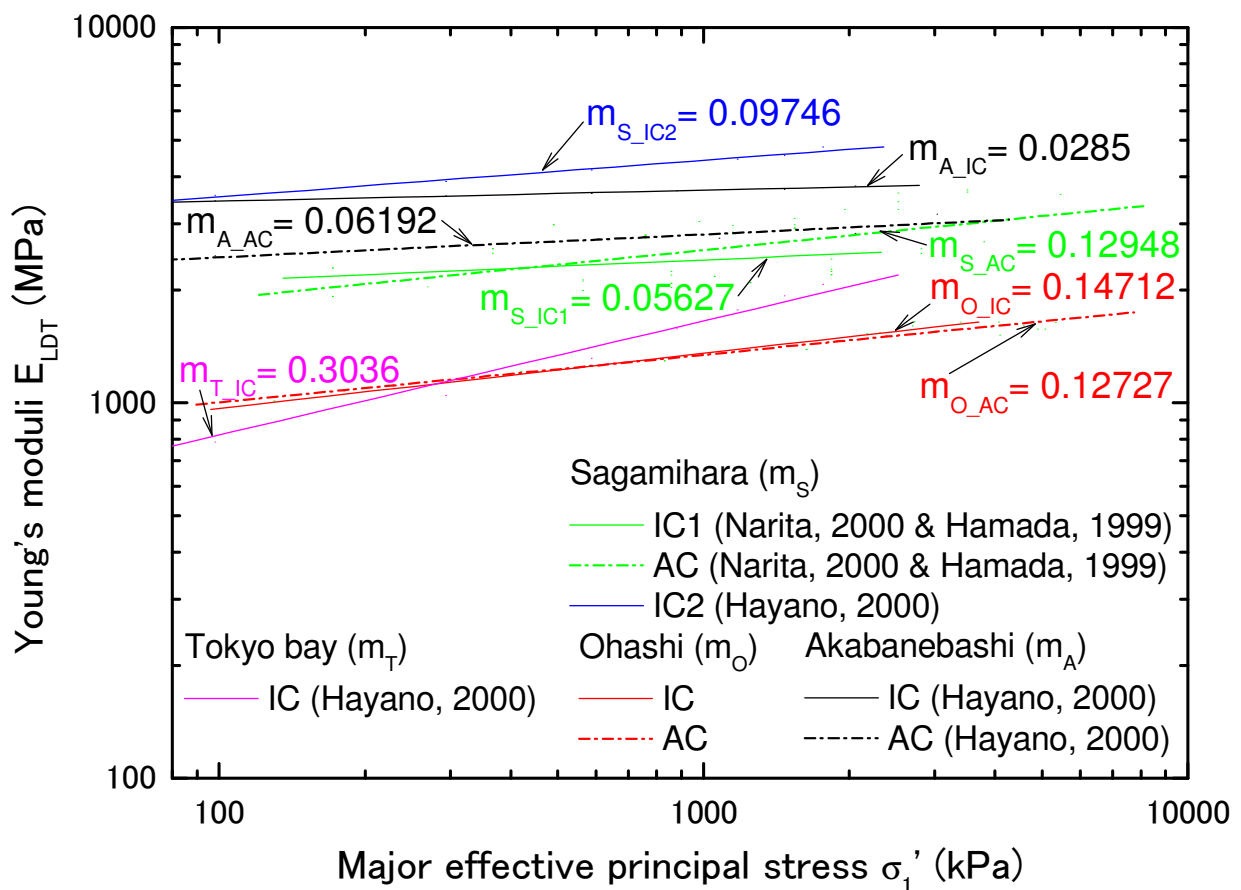


図 6.28 上総層堆積軟岩の LDT による等価ヤング率の応力依存性

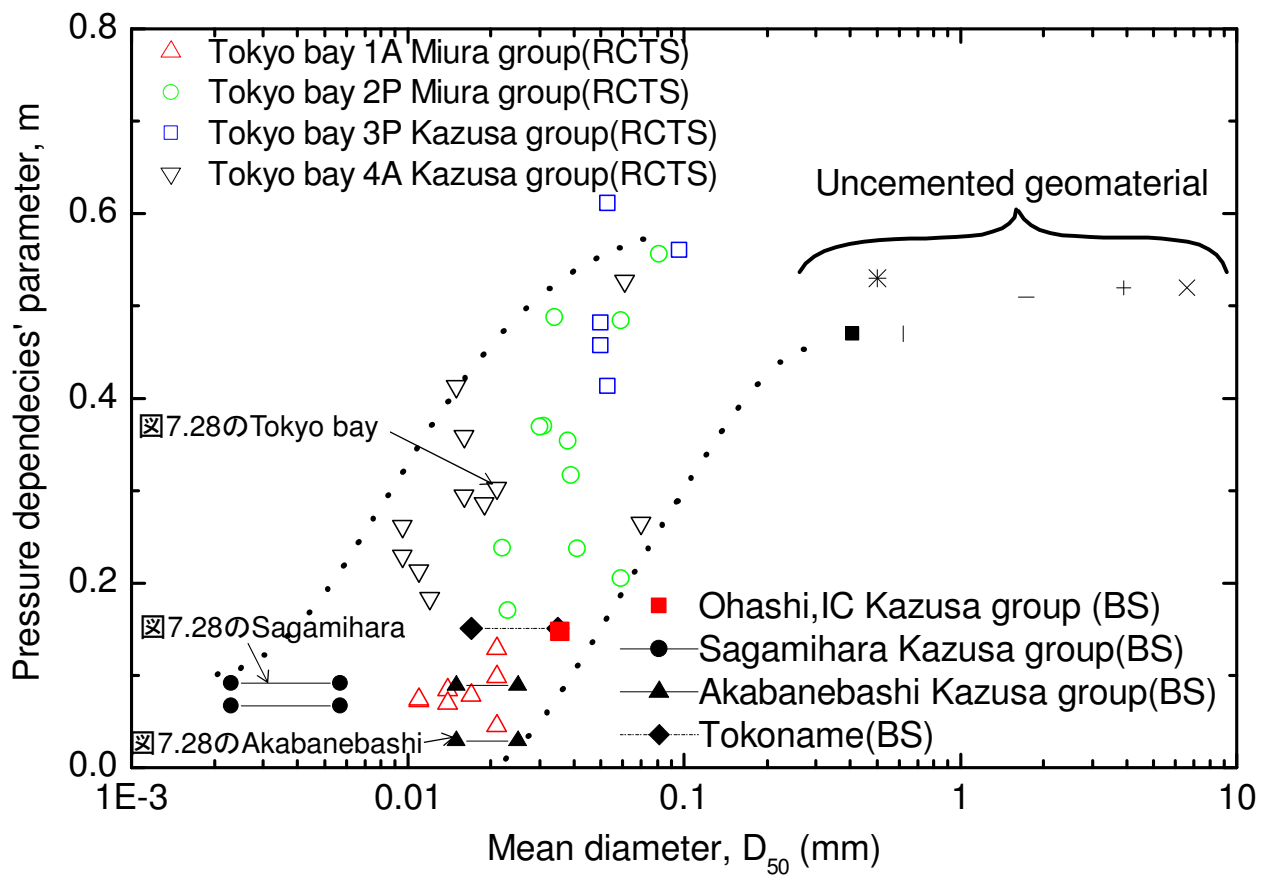


図 6.29 a) 等価ヤング率の応力依存性 (m 値) と平均粒径 D_{50} との関係 (早野, 2000 に加筆),

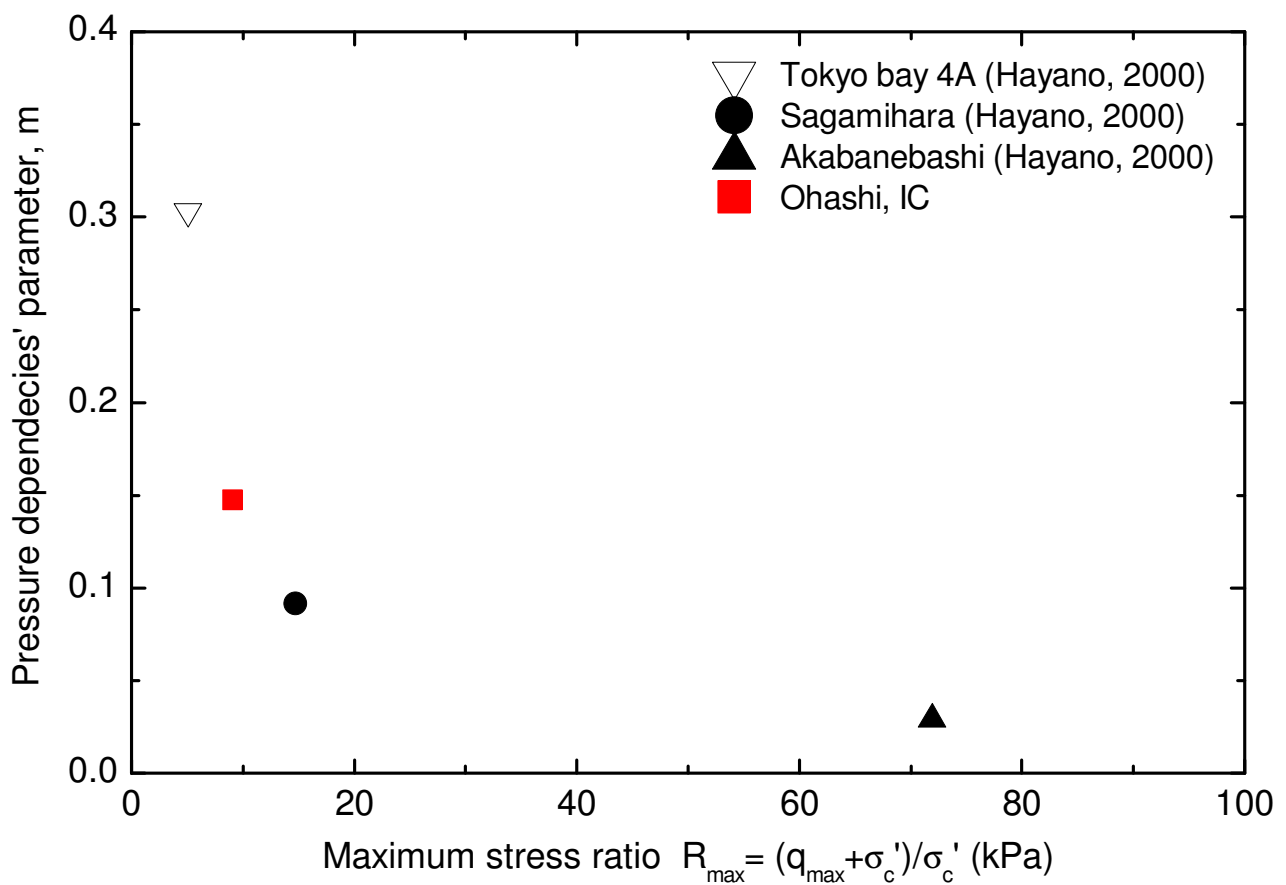


図 6.29 b) m 値と主応力比の最大値 R_{\max} との関係 (a より抜粋),

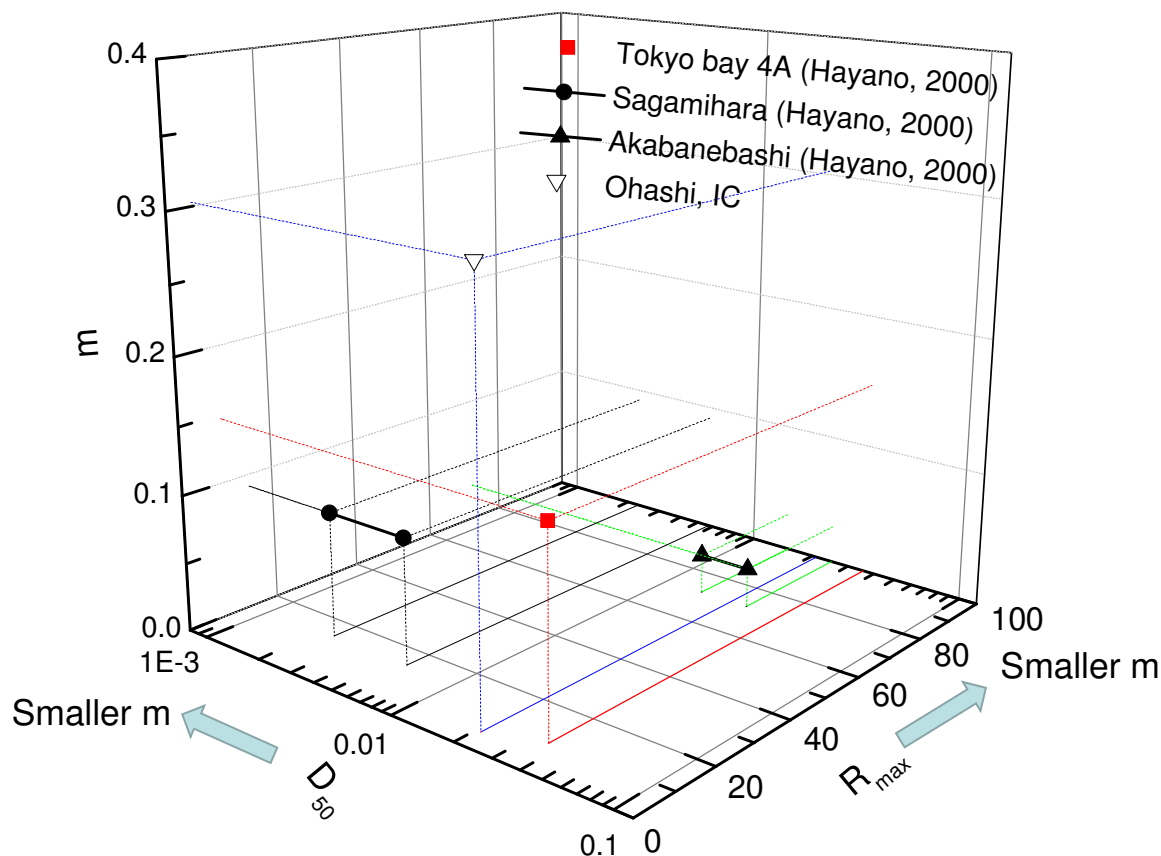


図 6.29 c) m 値に対する D_{50} と R_{max} の影響

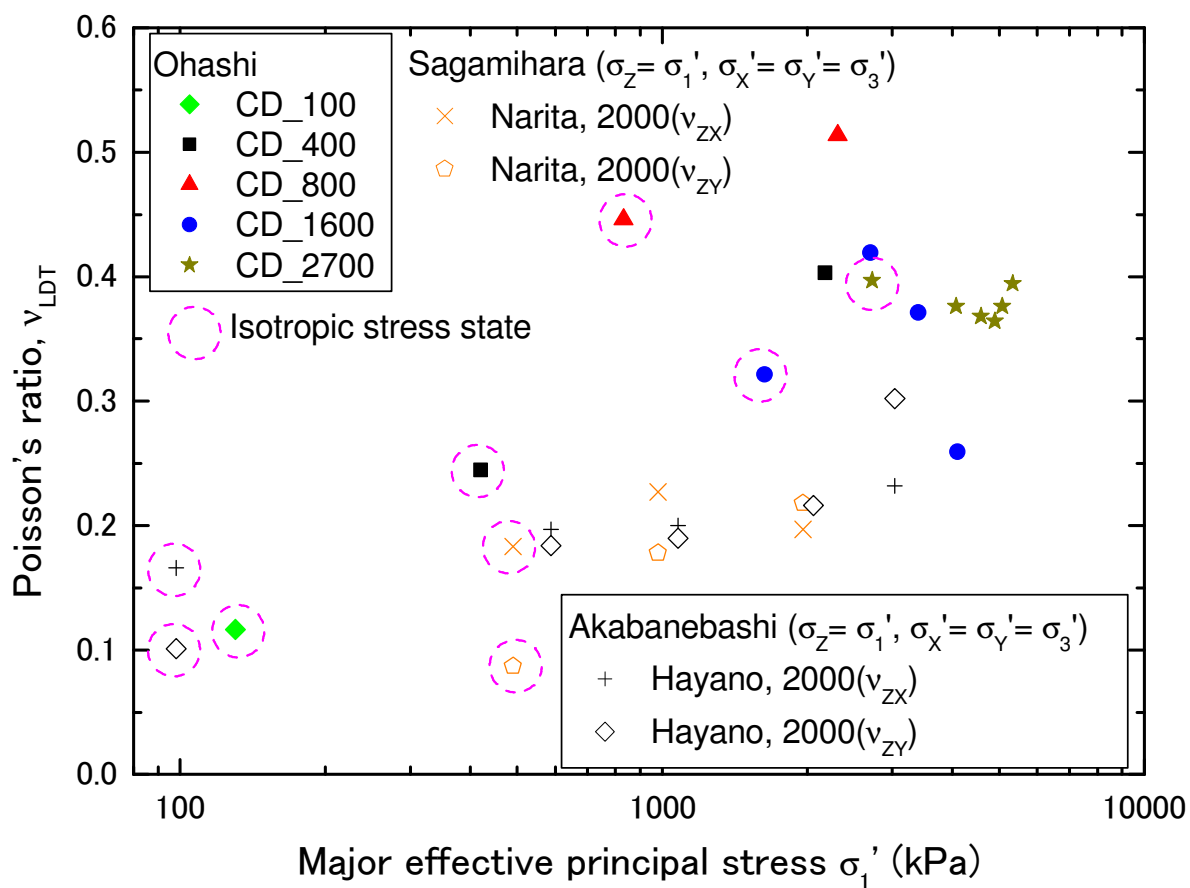


図 6.30 上総層堆積軟岩のポアソン比と最大有効主応力との関係

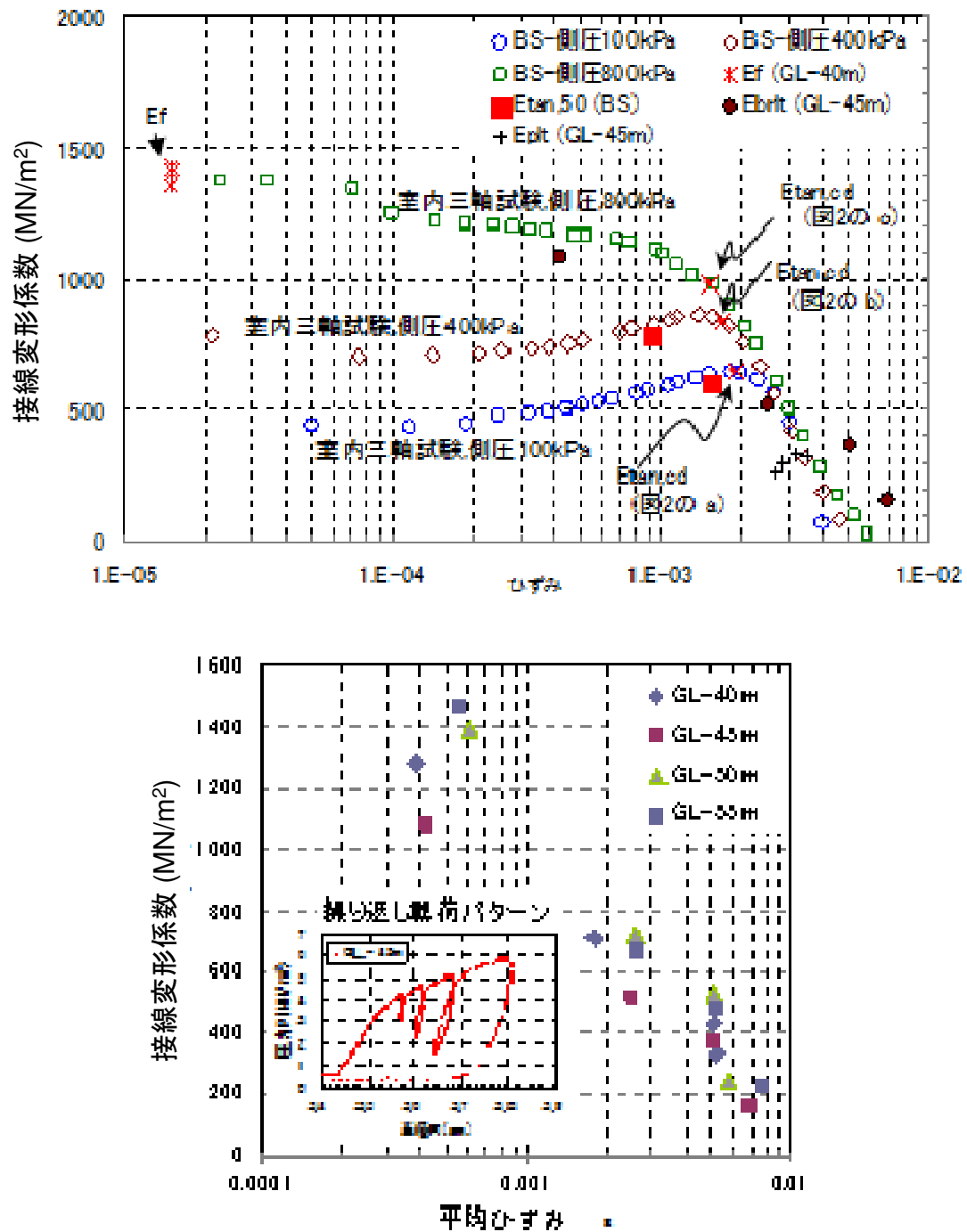


図 6.31 別途実施された試験における大橋堆積軟岩の接線ヤング率とひずみとの関係（並川ら，2013）

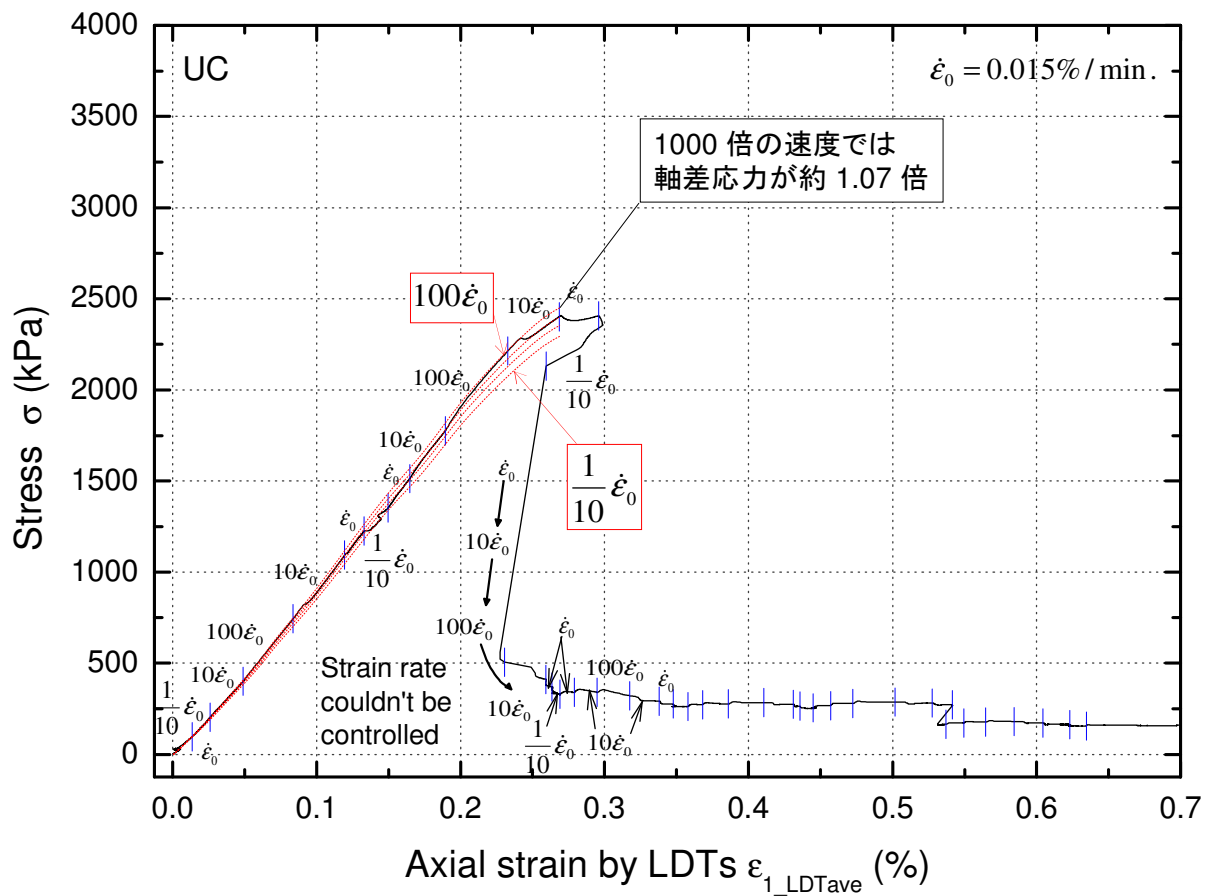


図 6.32 応力ひずみ関係, a) LDT による軸ひずみが 0.7 % まで (SS_UC),

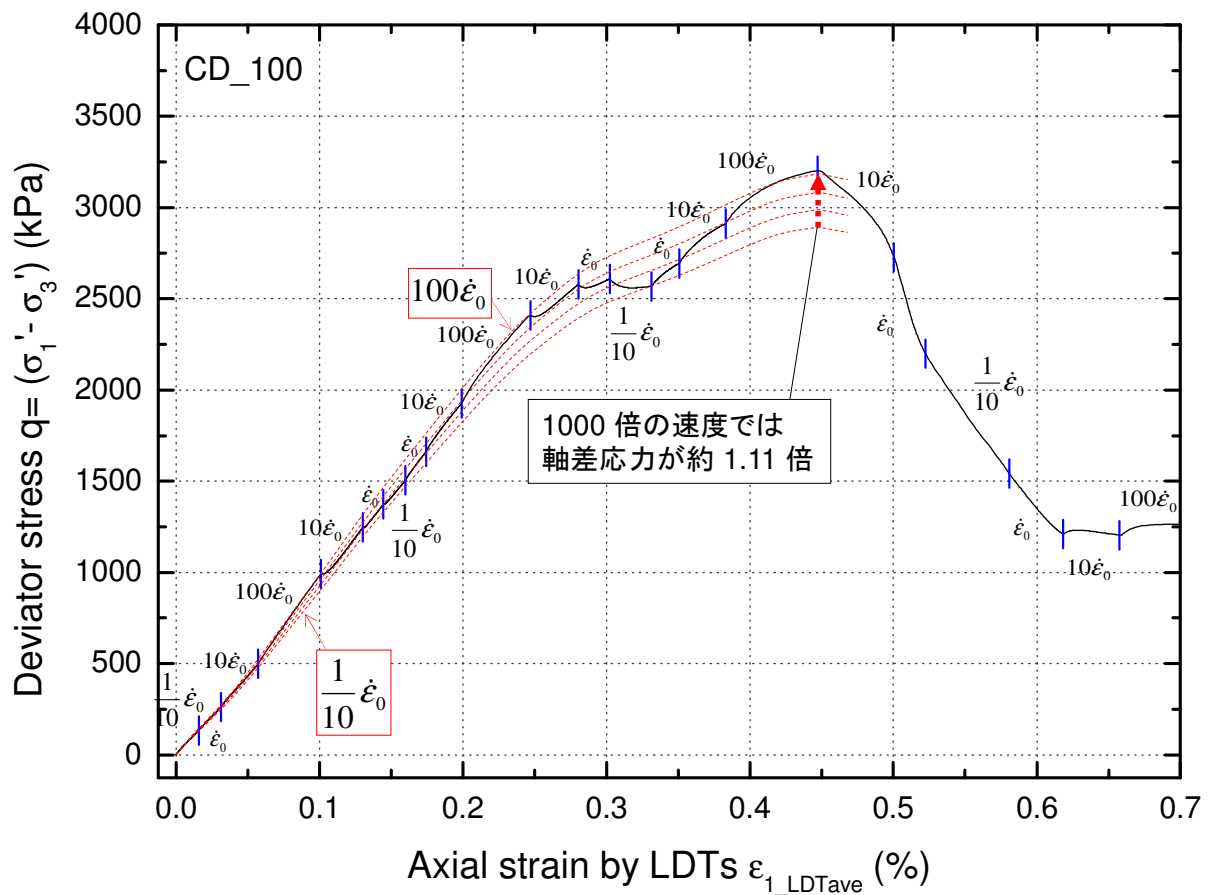


図 6.32 応力ひずみ関係, b) LDT による軸ひずみが 0.7 % まで (SS_CD_100),

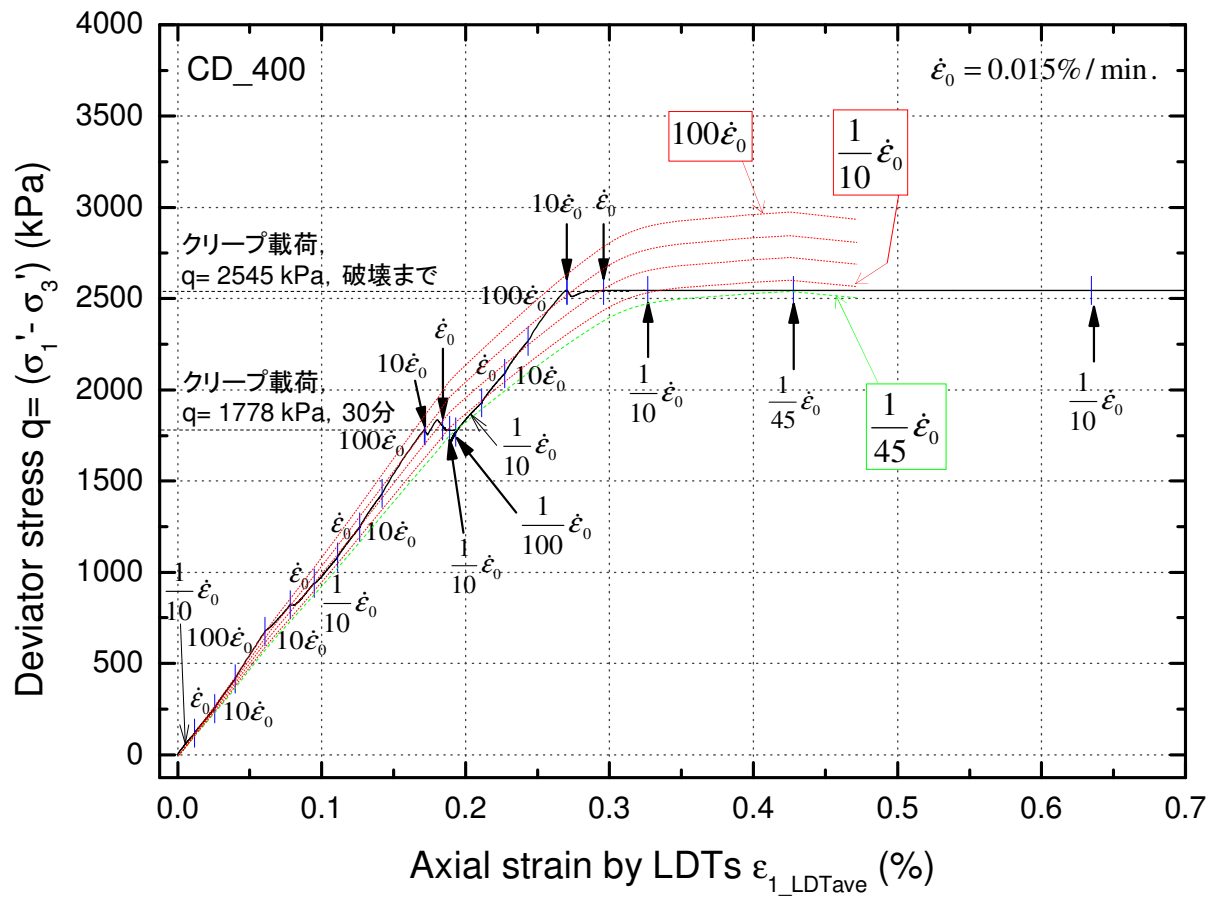


図 6.32 応力ひずみ関係, c) LDT による軸ひずみが 0.7 % まで (SS_CD_400),

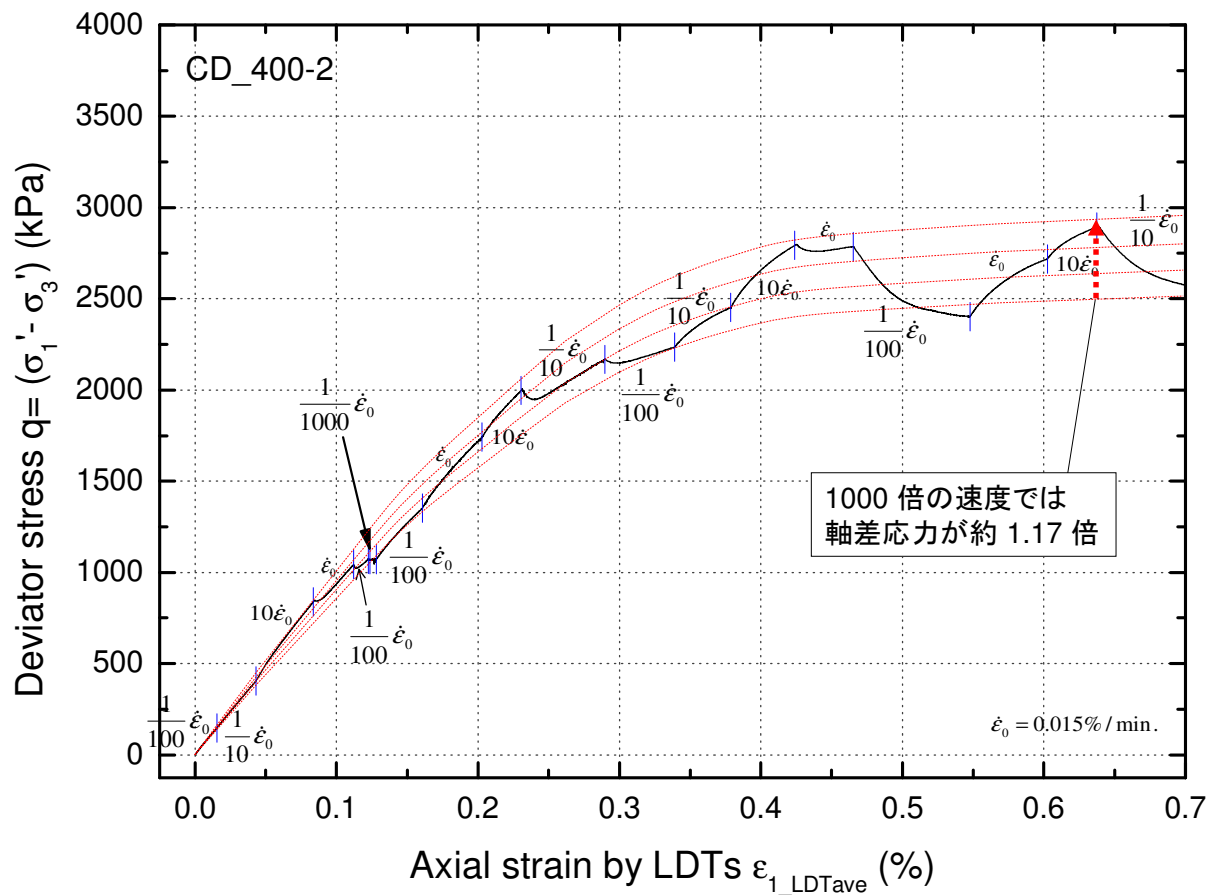


図 6.32 応力ひずみ関係, d) LDT による軸ひずみが 0.7 % まで (SS_CD_400-2),

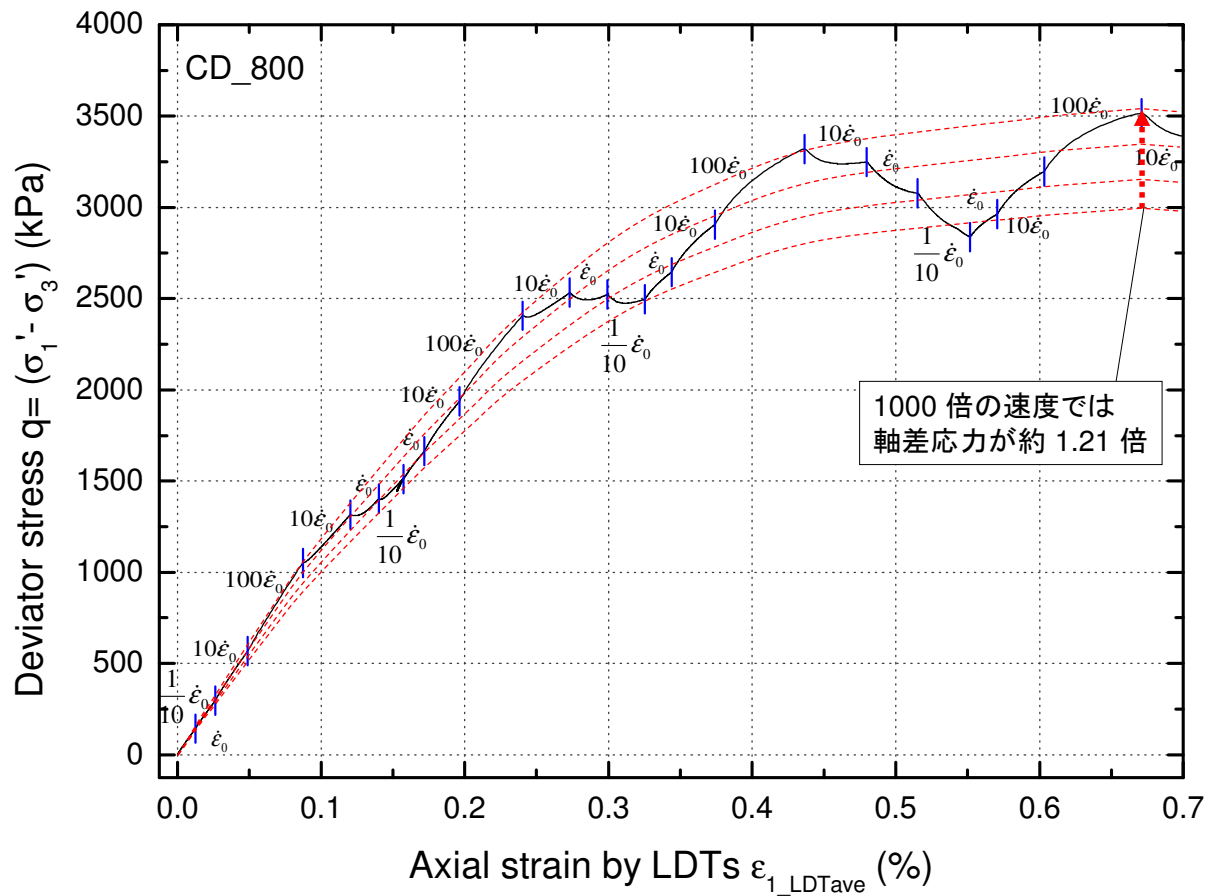


図 6.32 応力ひずみ関係, e) LDT による軸ひずみが 0.7 % まで (SS_CD_800),

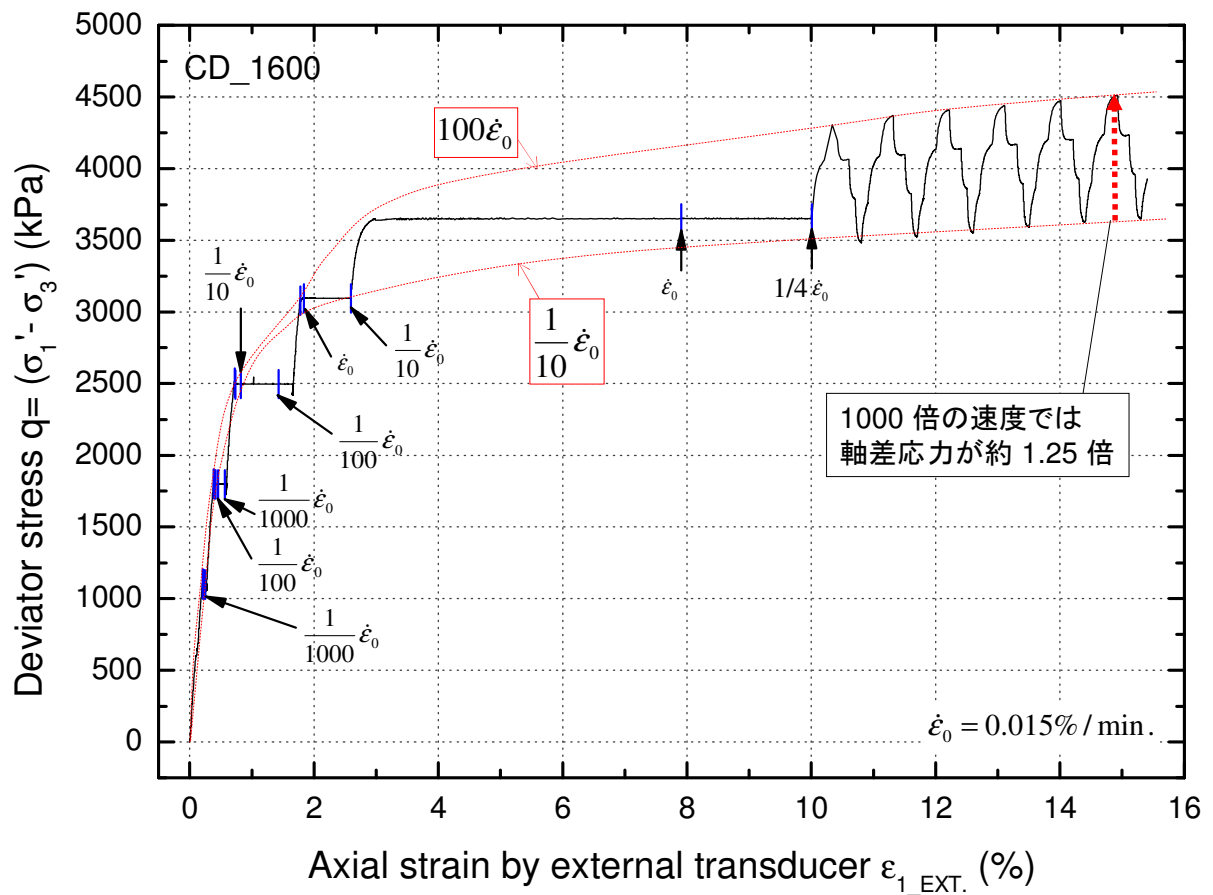


図 6.32 応力ひずみ関係, f) SS_CD_1600,

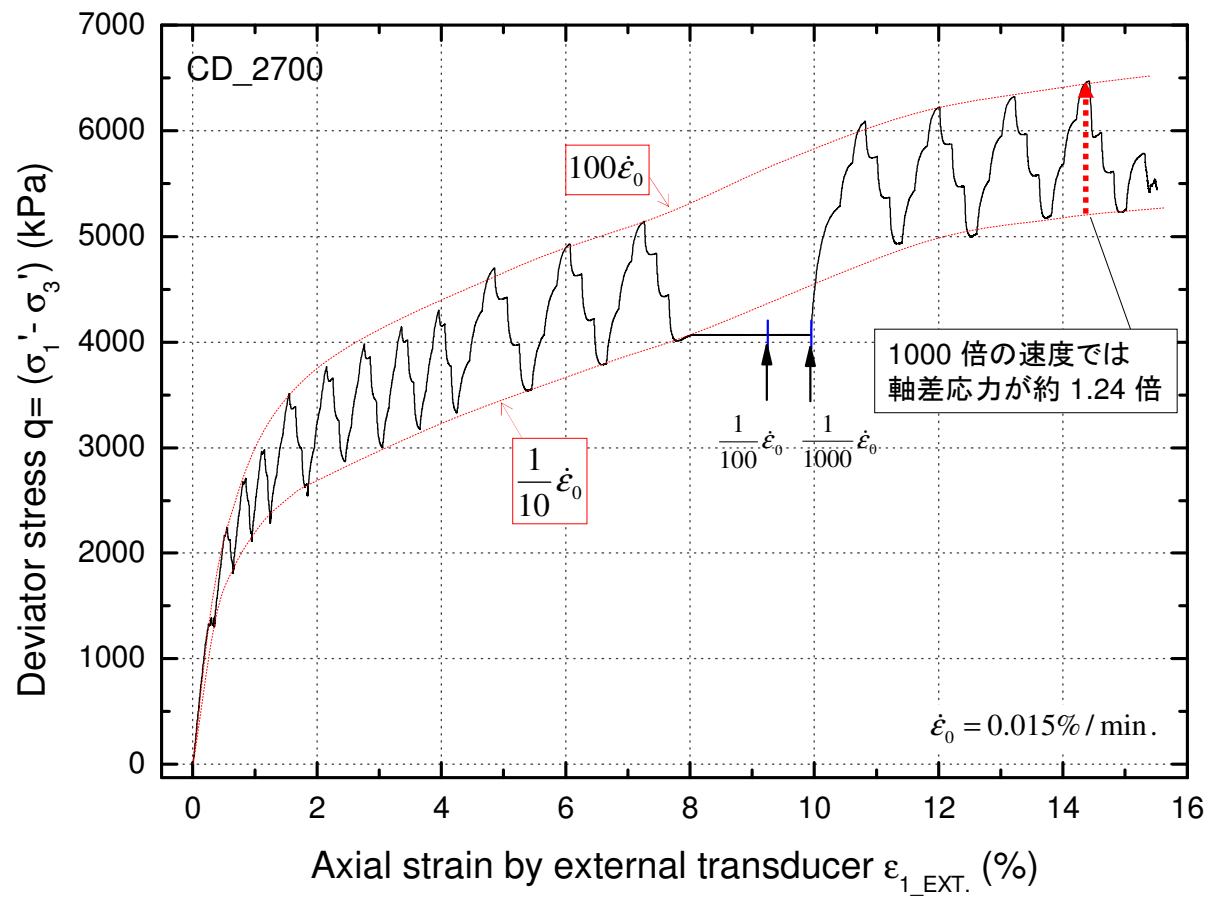


図 6.32 応力ひずみ関係, g) SS_CD_2700,

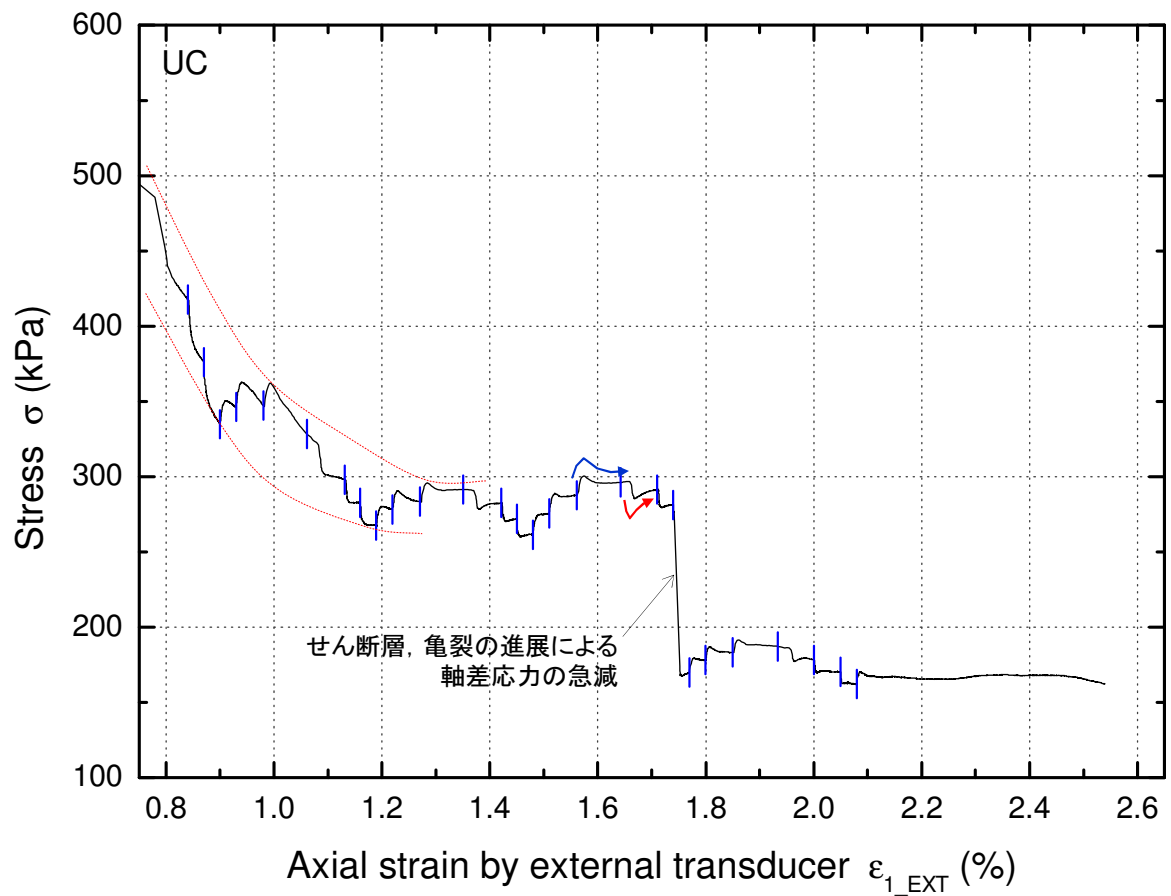


図 6.33 最大軸応力発揮後の応力ひずみ関係, a) SS_UC,

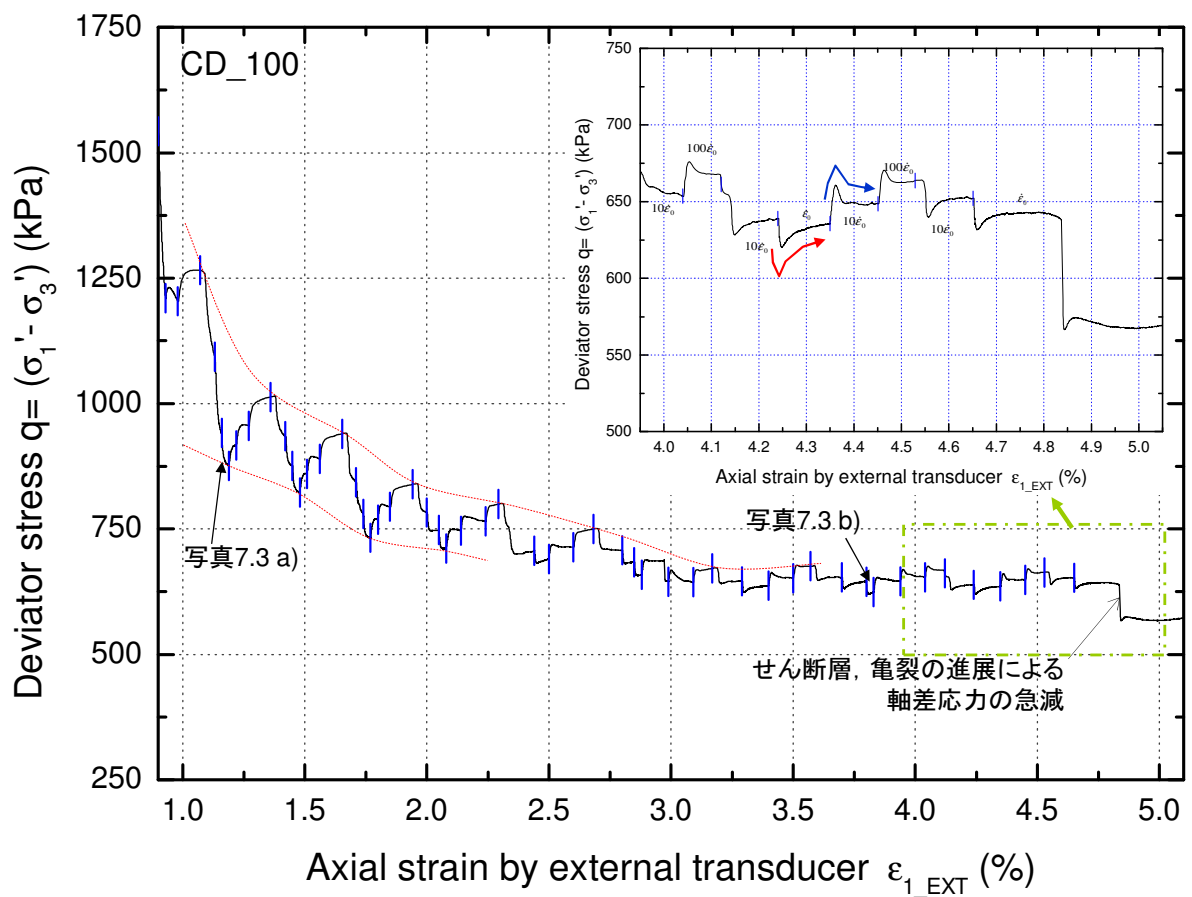


図 6.33 最大軸応力発揮後の応力ひずみ関係, b) SS_CD_100,

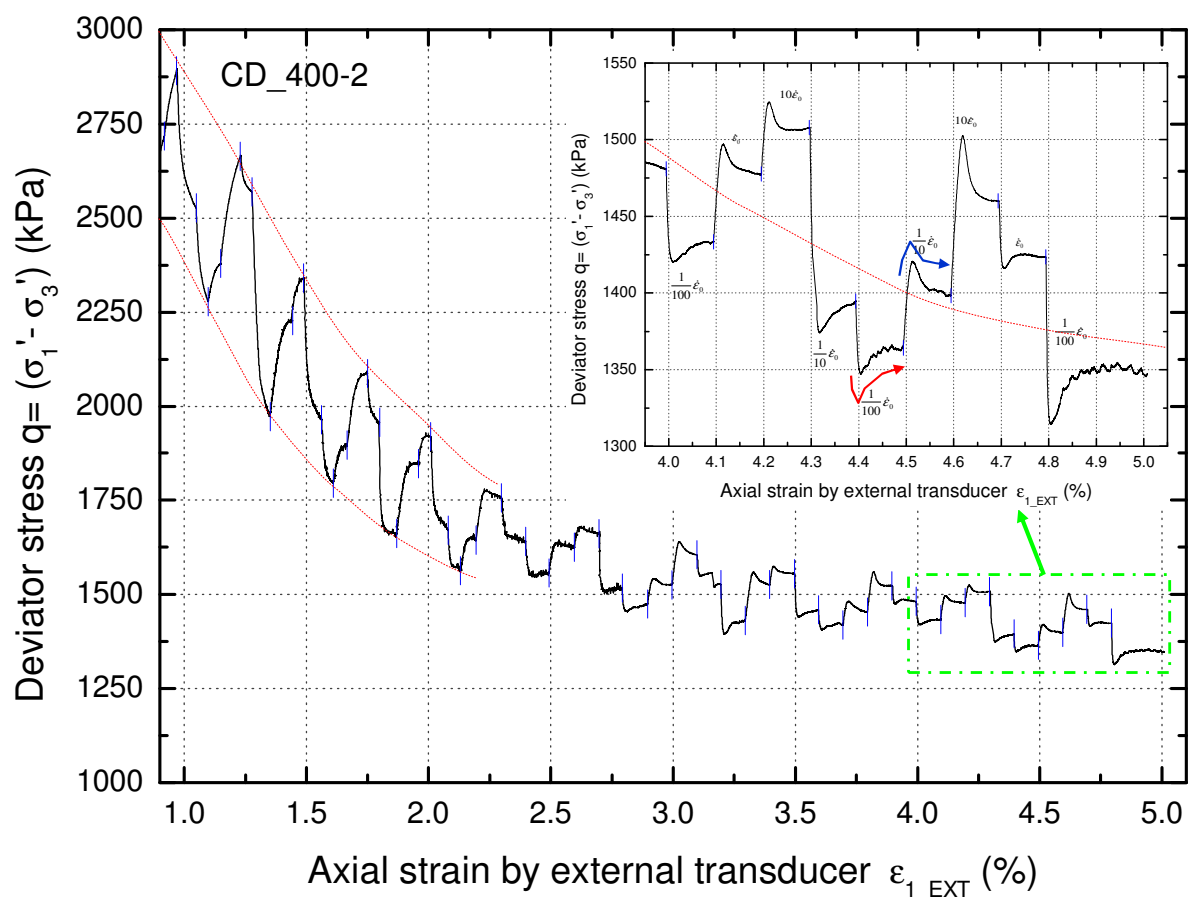


図 6.33 最大軸応力発揮後の応力ひずみ関係, c) SS_CD_400-2,

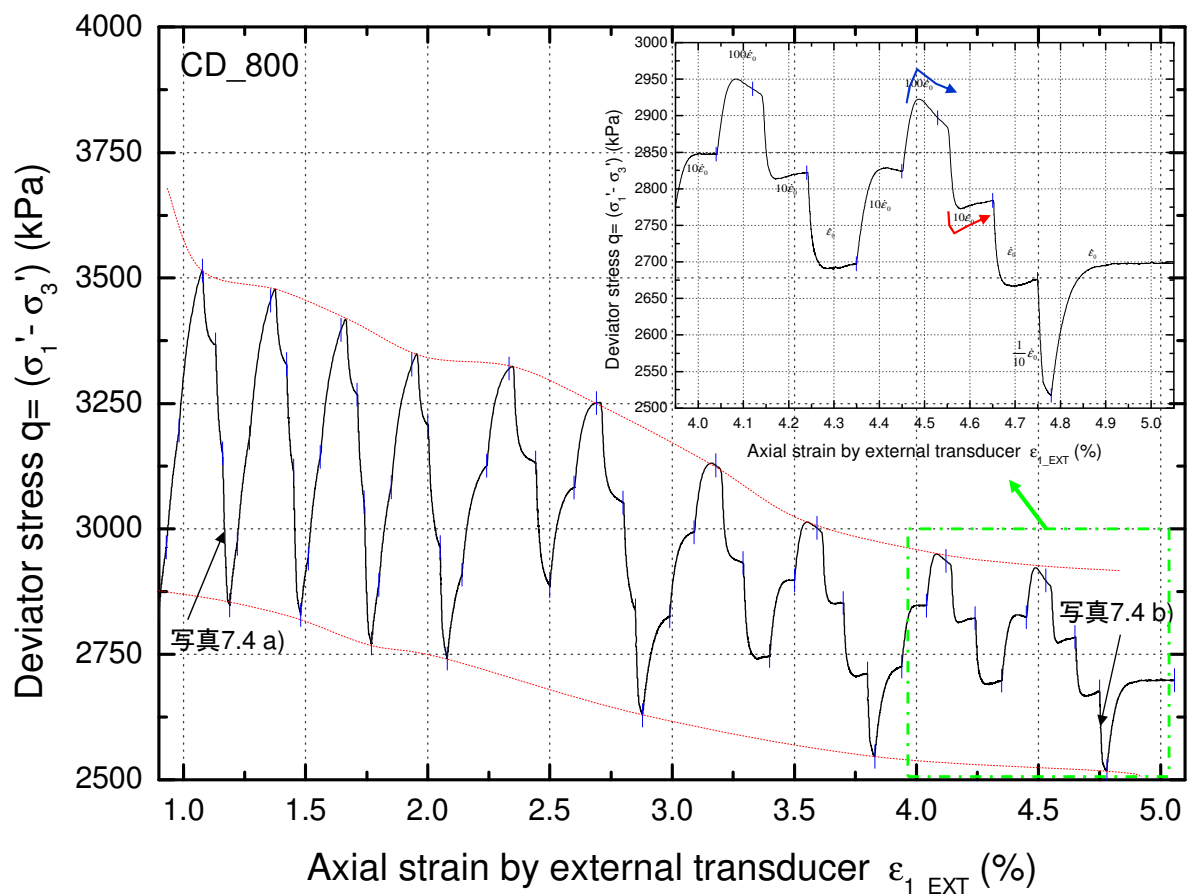
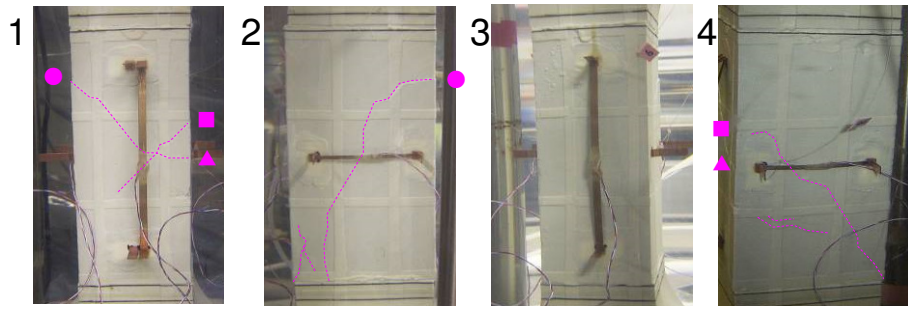
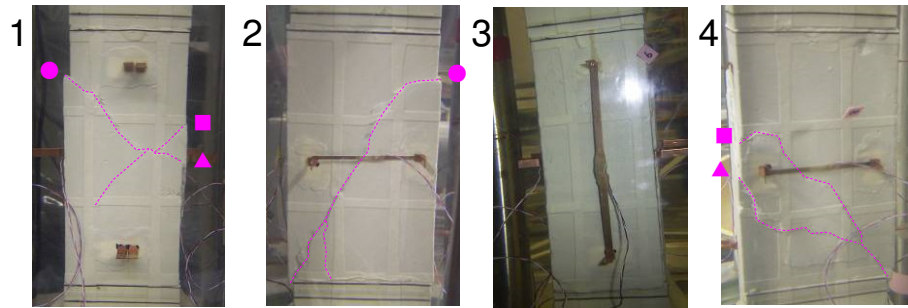


図 6.33 最大軸応力発揮後の応力ひずみ関係, d) SS_CD_800,

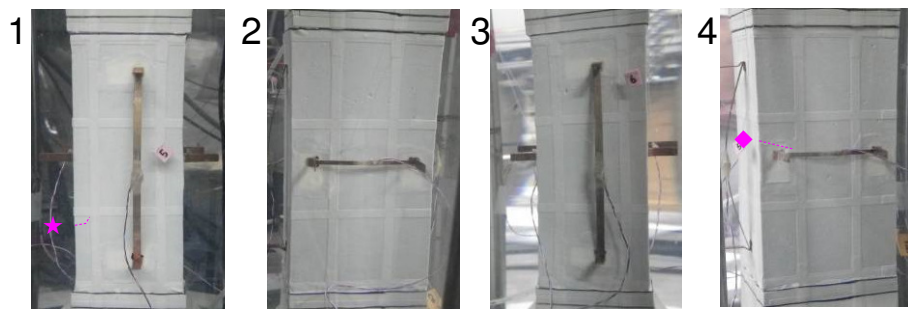


a) $\epsilon_{l_EXT} = 1.16 \sim 1.19\%$

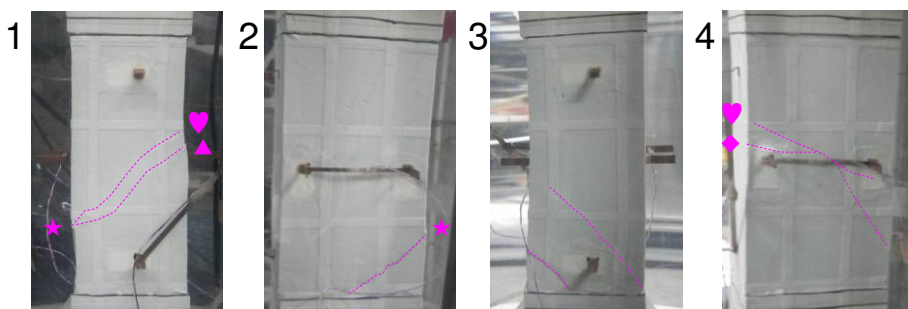


b) $\epsilon_{l_EXT} = 3.80 \sim 3.83\%$

写真 6.3 最大軸差応力発揮後の供試体の破壊状況 (SS_CD_100)



a) $\epsilon_{l_EXT} = 1.16 \sim 1.19\%$



b) $\epsilon_{l_EXT} = 3.80 \sim 3.83\%$

写真 6.4 最大軸差応力発揮後の供試体の破壊状況 (SS_CD_800)

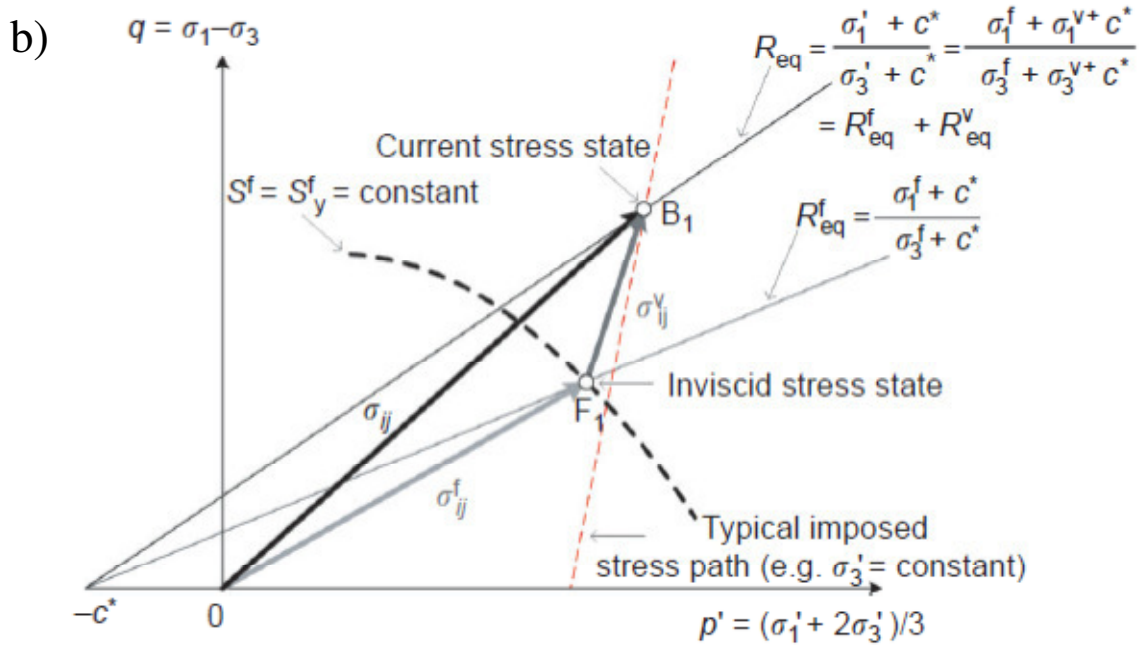
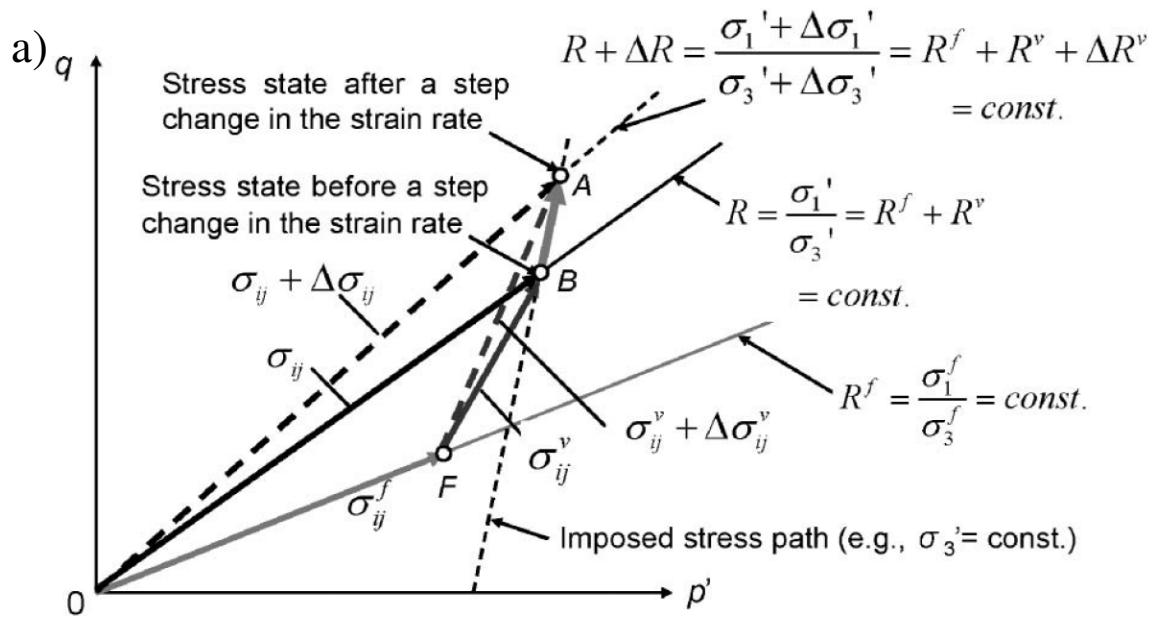


図 6.34 応力パラメータの定義, a) 年代効果を考慮しない場合 (出典 Tatsuoka et al., 2008),
b) 年代効果を考慮する場合 (出典 Ezaoui et al., 2010)

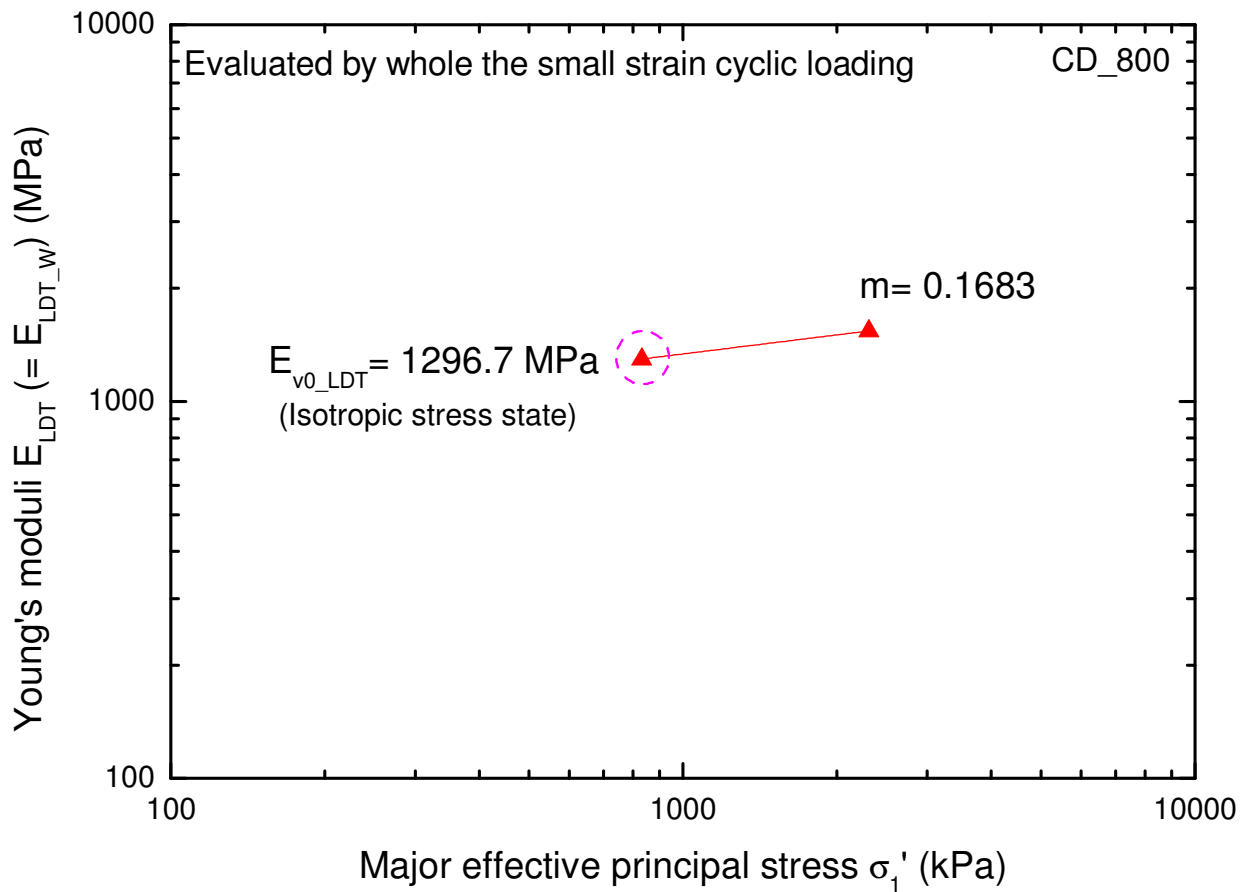


図 6.35 SS_CD_800 における m 値の決定

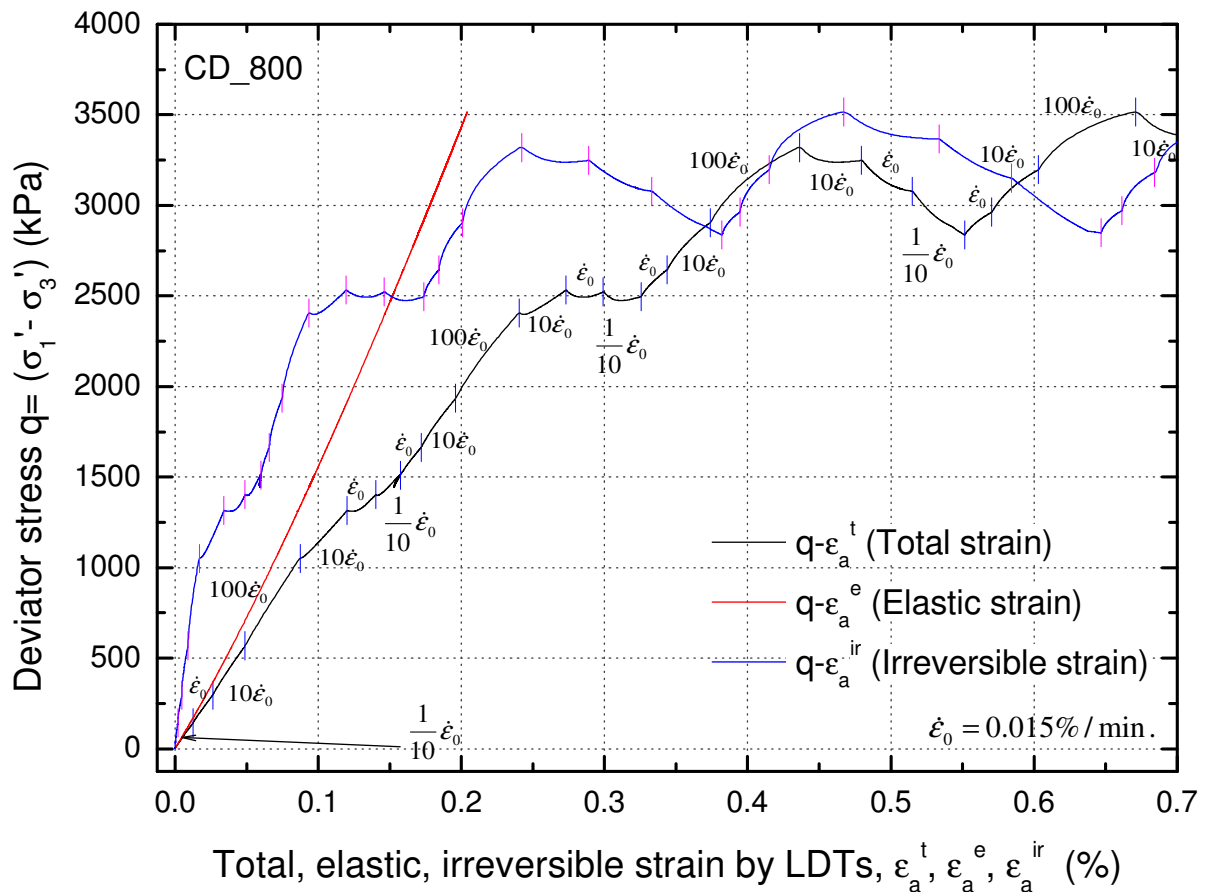


図 6.36 軸差応力と LDT による軸ひずみ, 可逆 (弾性) 軸ひずみ, 非可逆軸ひずみとの関係 (SS_CD_800)

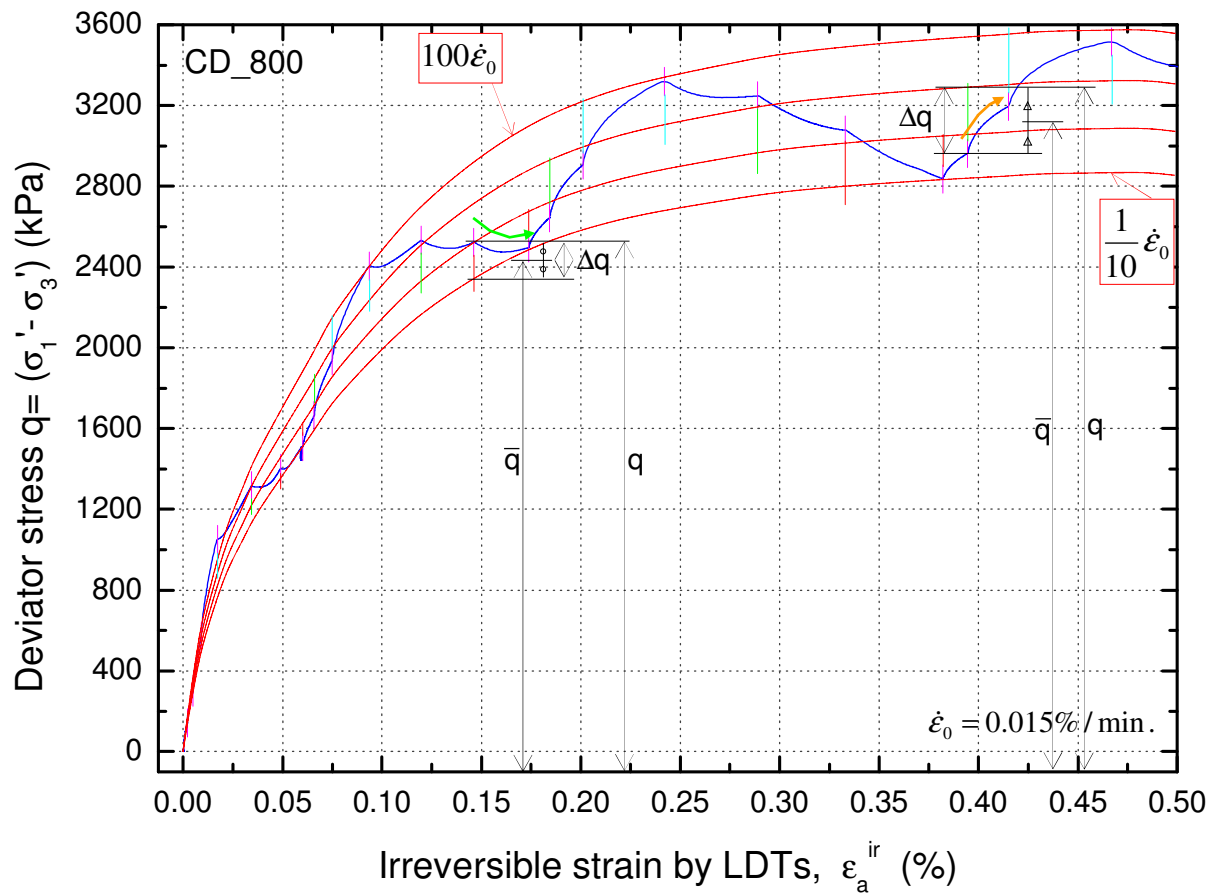


図 6.37 最大軸差応力発揮までの軸差応力と非可逆軸ひずみとの関係 (SS_CD_800)

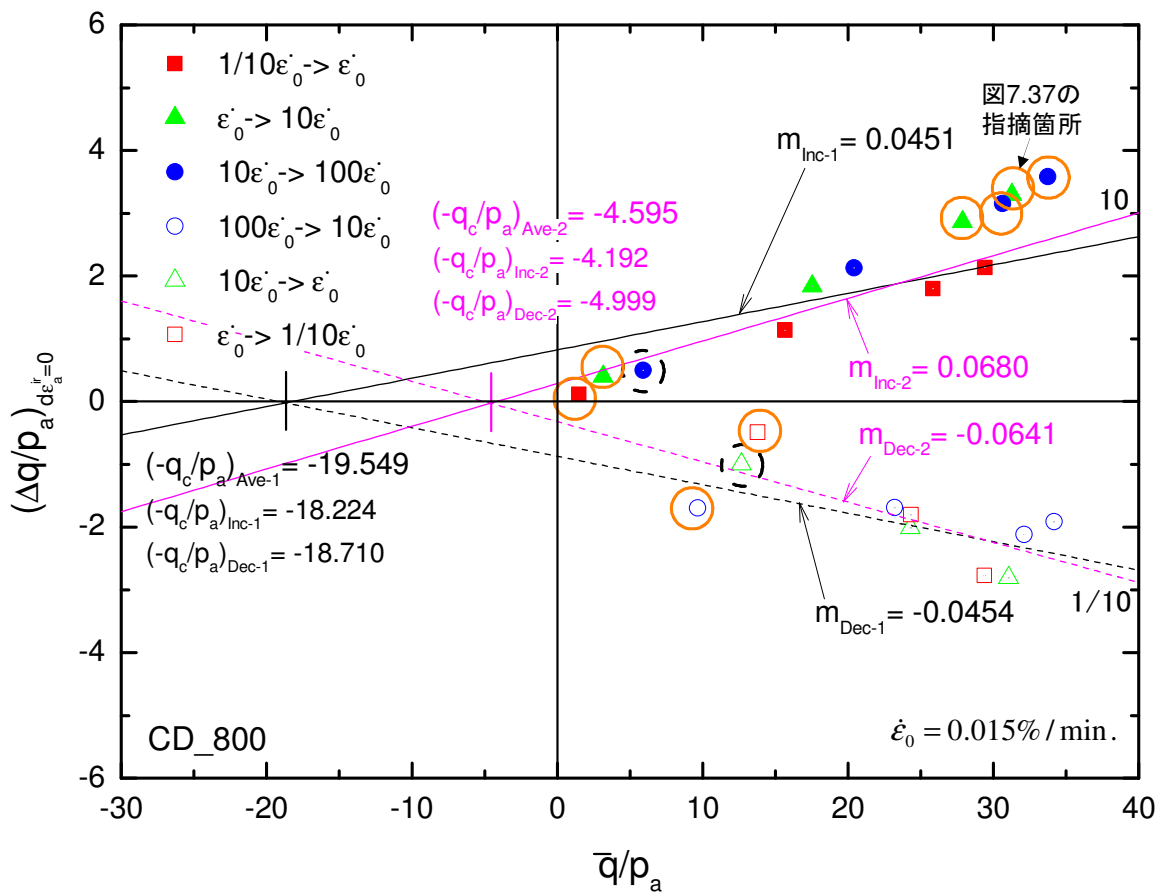


図 6.38 速度急変による軸差応力増分と速度急変前後における軸差応力の平均値の関係 (SS_CD_800)

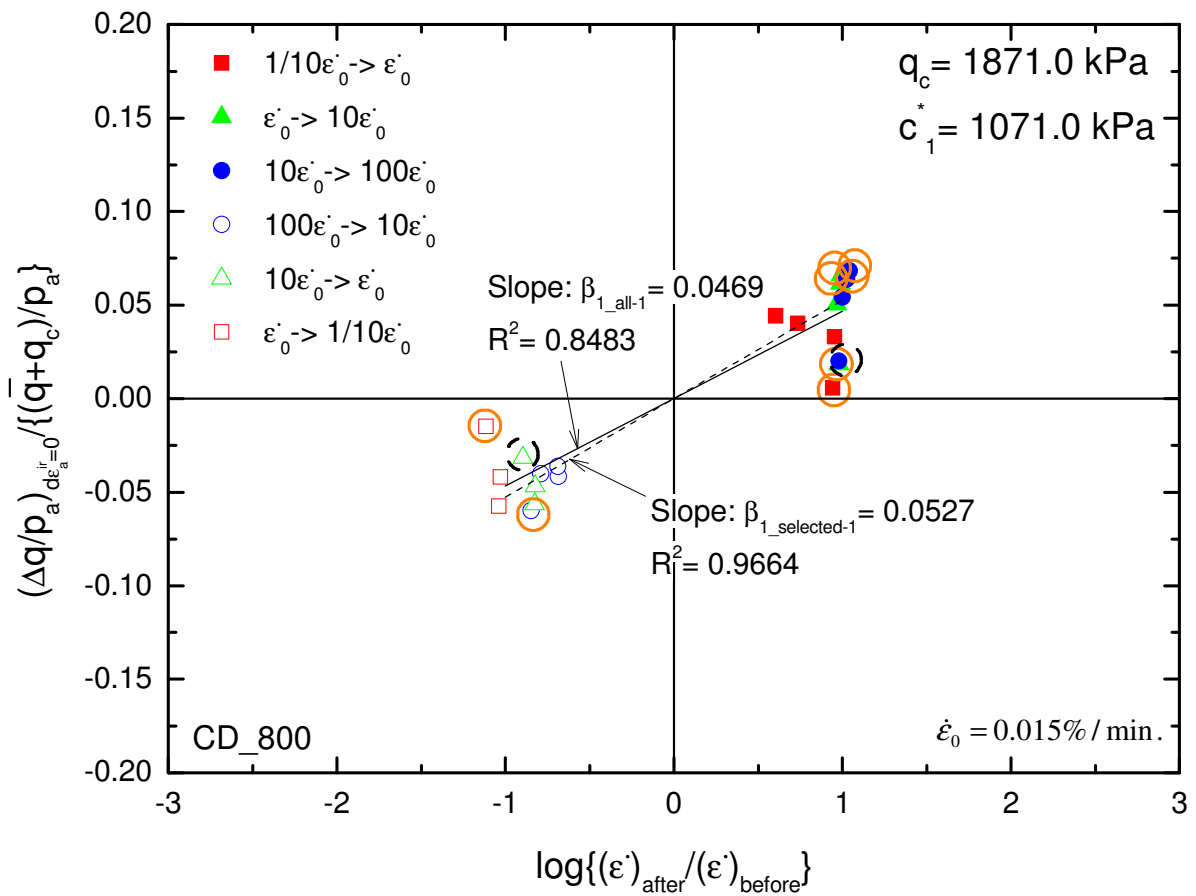


図 6.39 真の粘着力 c_1^* を考慮した速度依存性係数 β_1 (SS_CD_800)

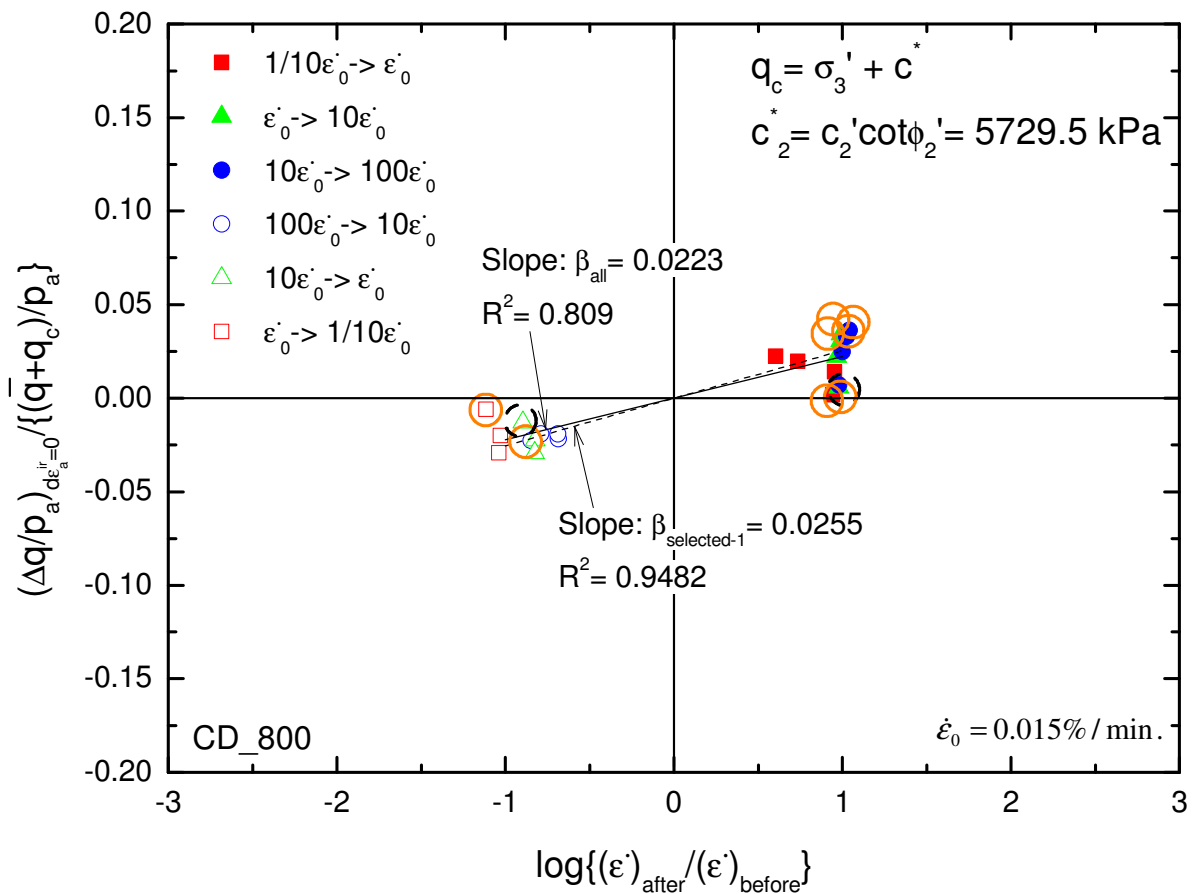


図 6.40 強度定数から仮定した真の粘着力 c_2^* を考慮した速度依存性係数 β_2 (SS_CD_800)

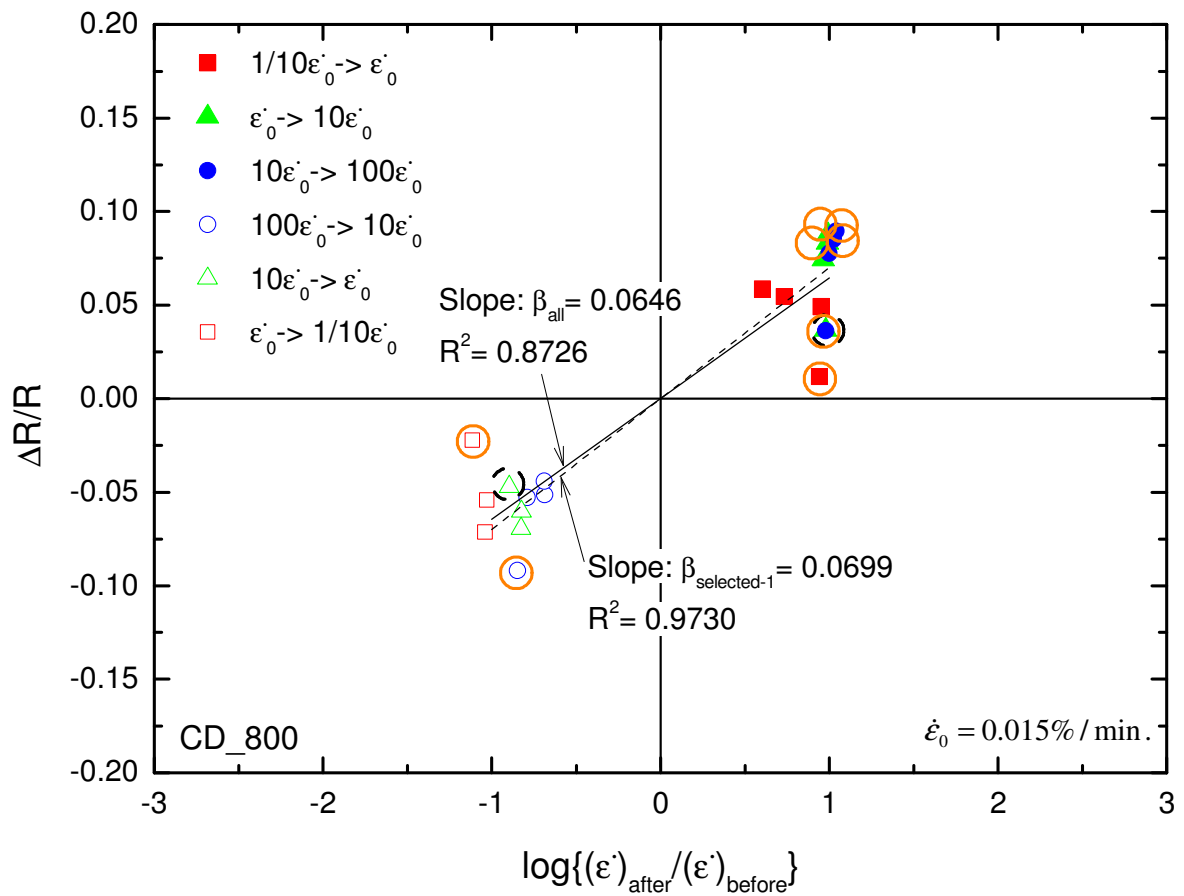


図 6.41 粘着力のない地盤材料の速度依存性係数 β_3 (SS_CD_800)

表 6.7 速度依存性係数と真の粘着力 (SS_CD_800)

β_1			β_2			β_3	
c_1^* (kPa)	$\beta_{1_selected}$	R^2	c_2^* (kPa)	$\beta_{2_selected}$	R^2	$\beta_{3_selected}$	R^2
1071.0	0.0527	0.9664	5729.5	0.0255	0.9482	0.0699	0.9730

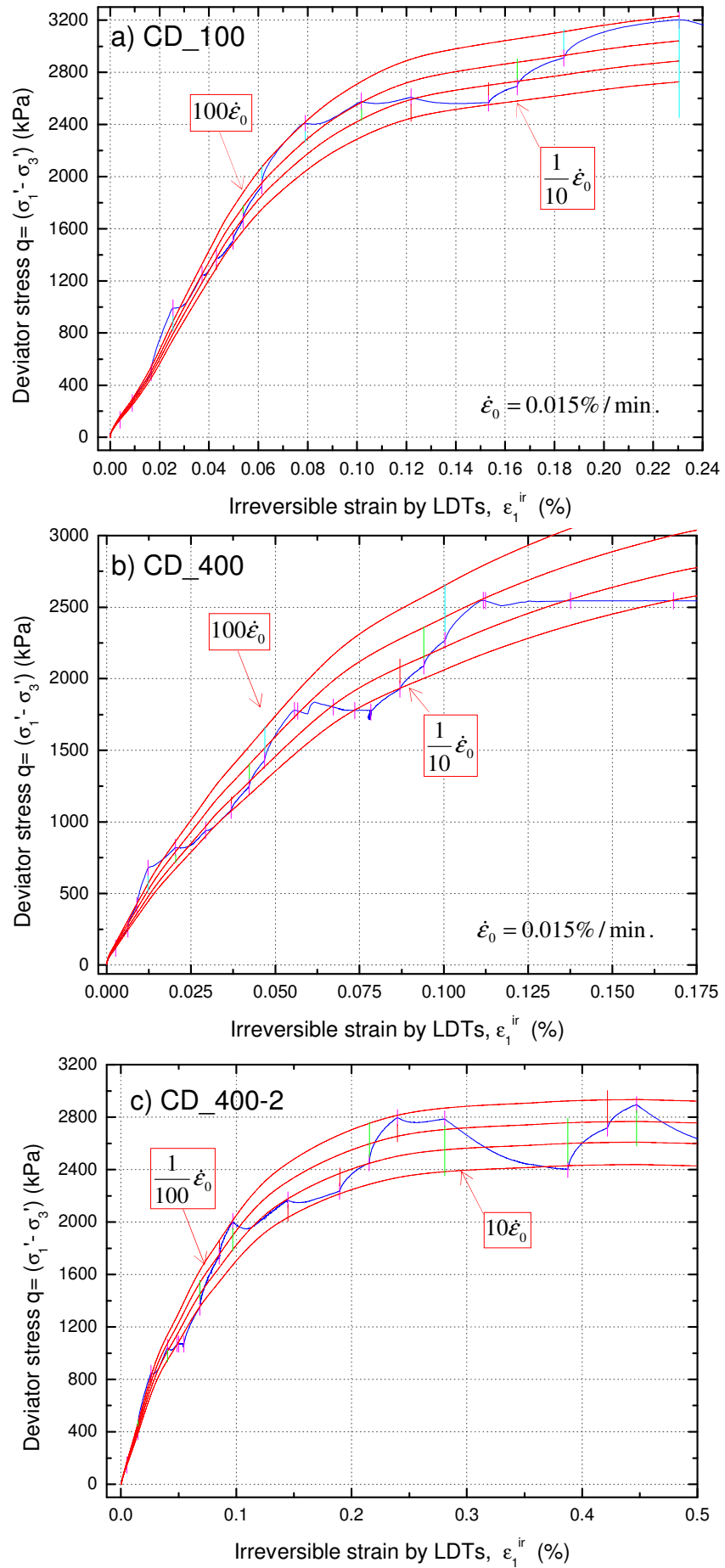


図 6.42 最大軸差応力発揮までの軸差応力と非可逆軸ひずみとの関係, a) SS_CD_100, b) SS_CD_400, c) SS_CD_400-2

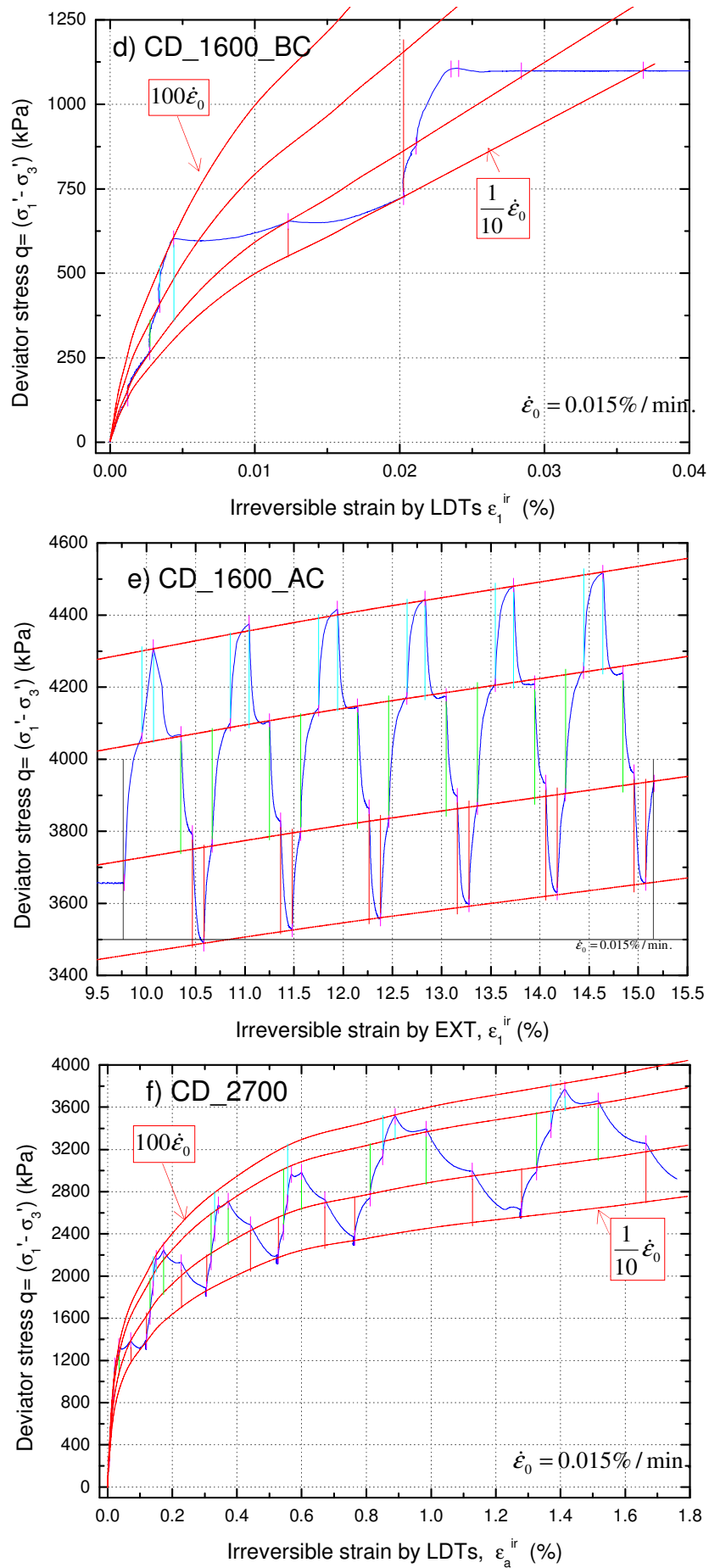


図 6.42 最大軸差応力発揮までの軸差応力と非可逆軸ひずみとの関係, d) SS_CD_1600 (軸圧縮初期), e) SS_CD_1600 (大ひずみ領域), f) SS_CD_2700

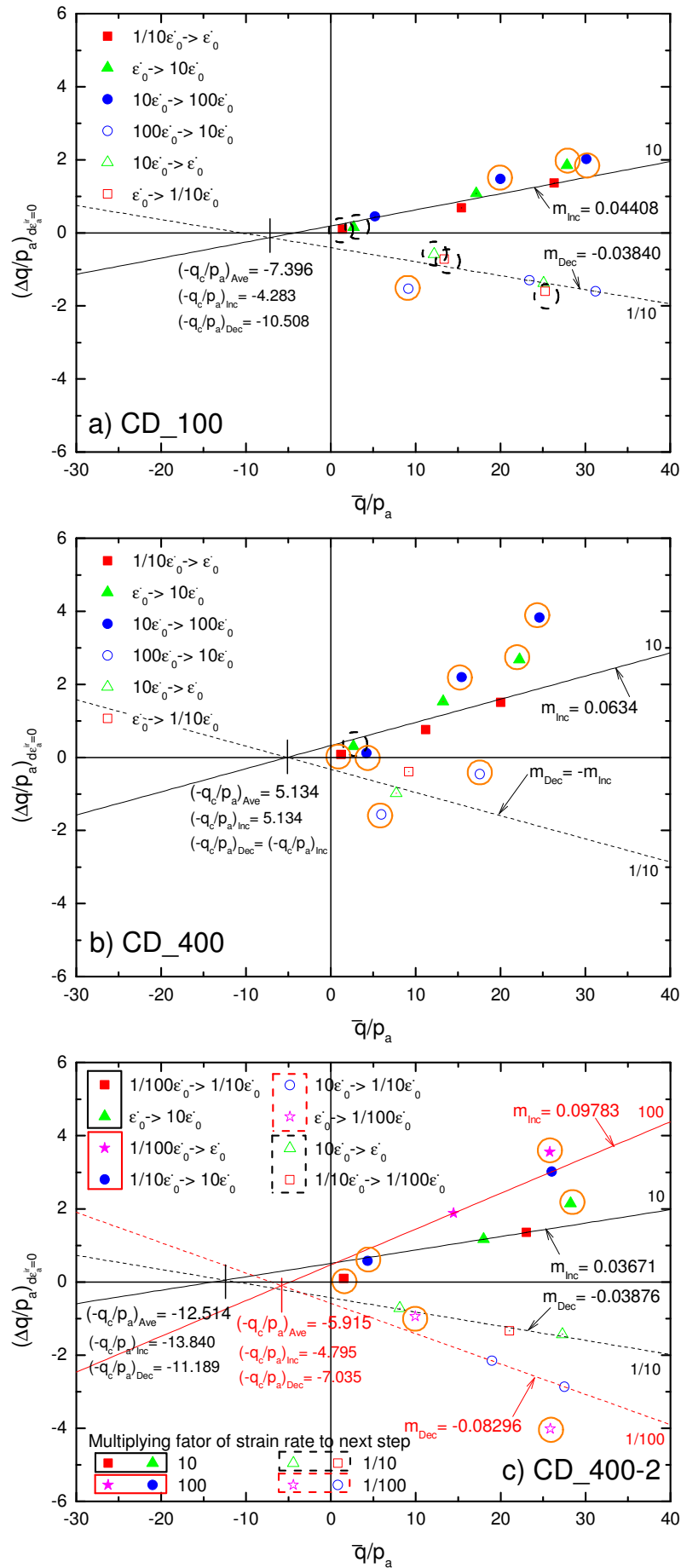


図 6.43 速度急変による軸差応力増分と载荷速度の急変前後における軸差応力の平均値の関係, a) SS_CD_100, b) SS_CD_400, c) SS_CD_400-2

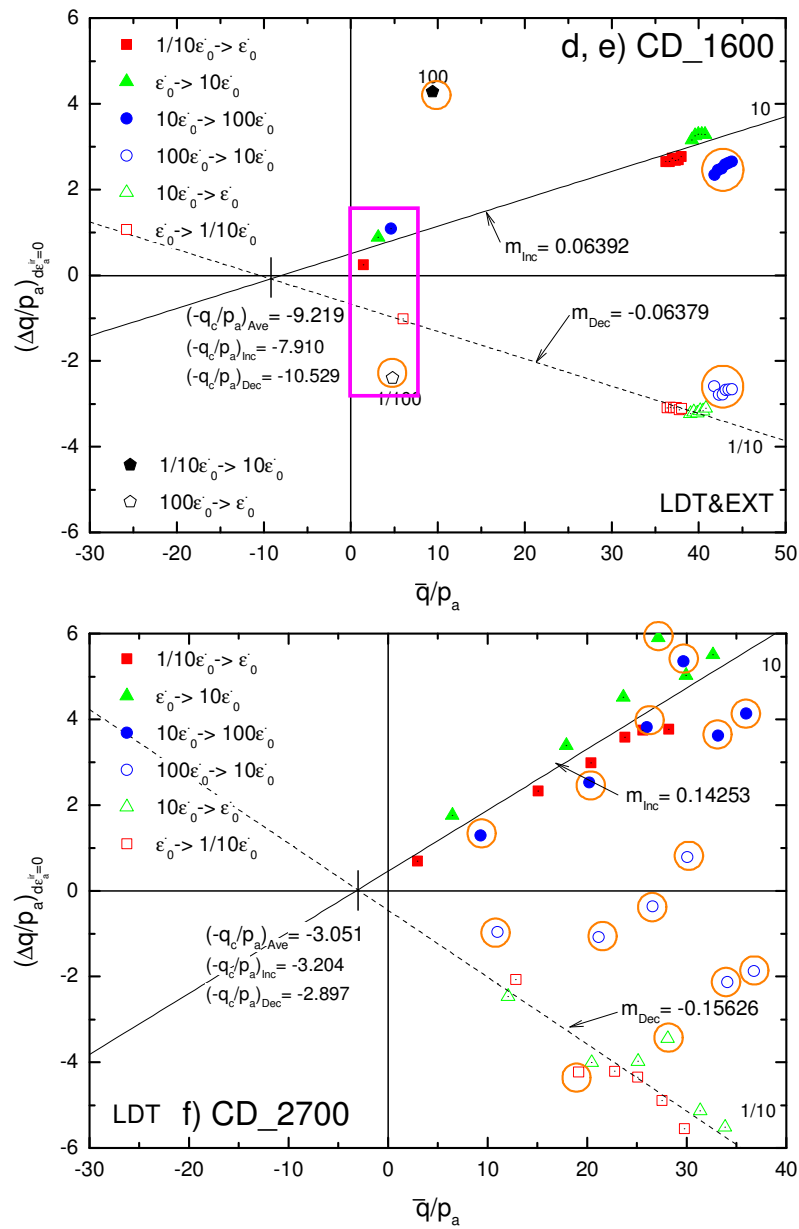


図 6.43 速度急変による軸差応力増分と载荷速度の急変前後における軸差応力の平均値の関係,
d), e) SS_CD_1600, f) SS_CD_2700

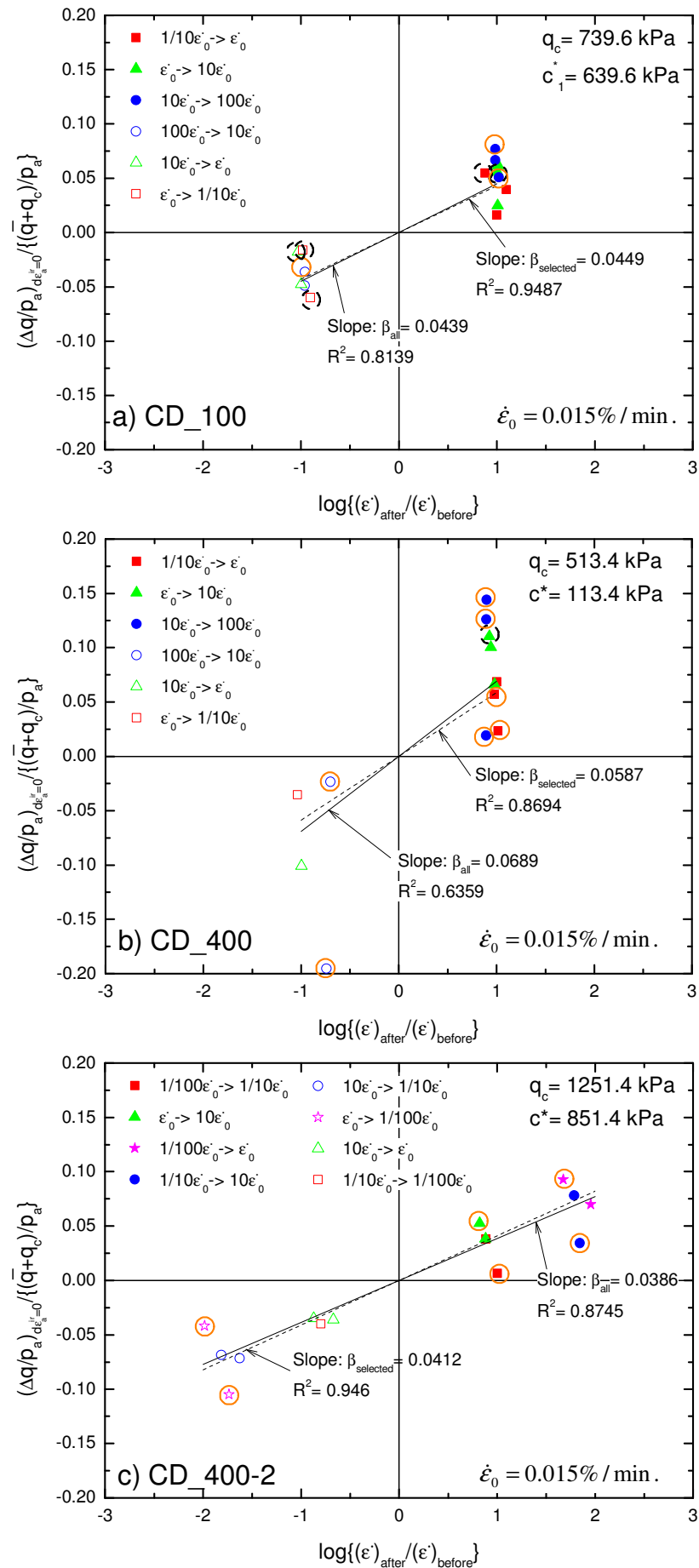


図 6.44 真の粘着力を考慮した速度依存性係数 β_1 , a) SS_CD_100, b) SS_CD_400, c) SS_CD_400-2

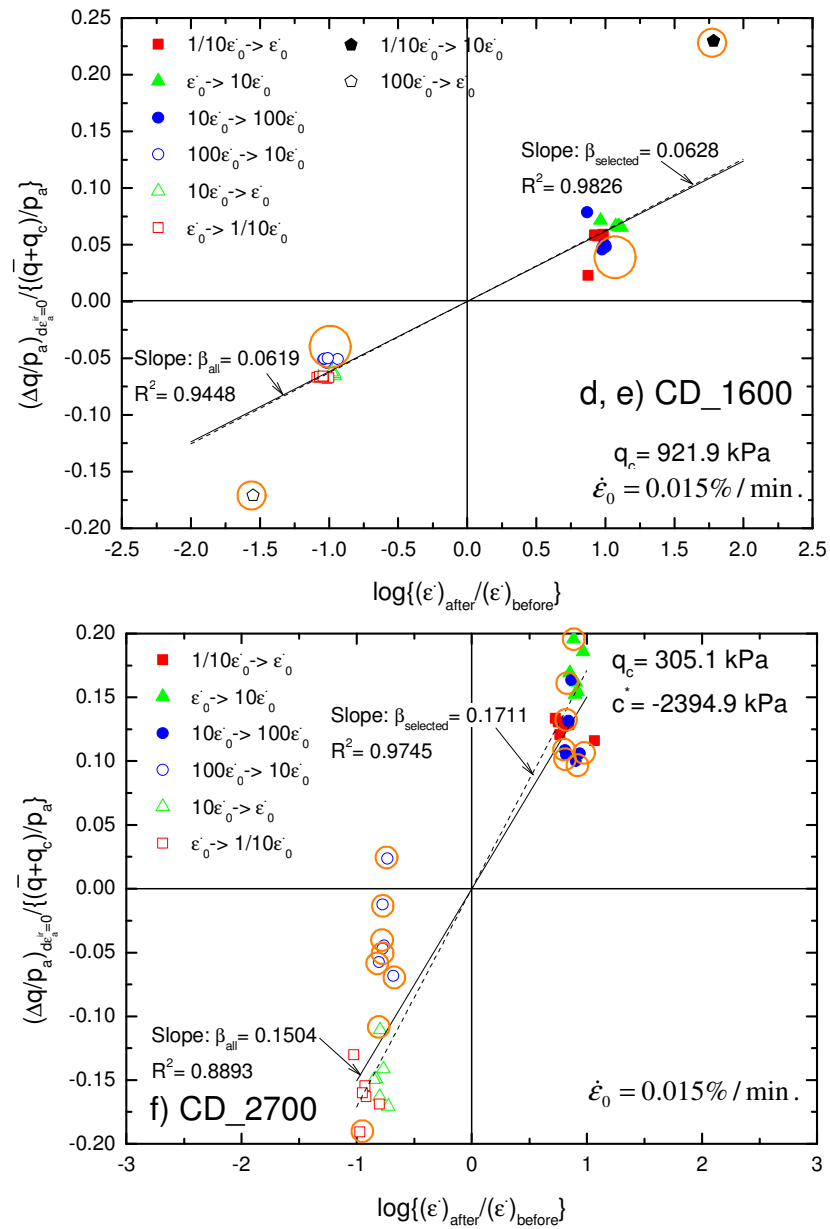


図 6.44 真の粘着力を考慮した速度依存性係数 β_1 , d), e) SS_CD_1600, f) SS_CD_2700

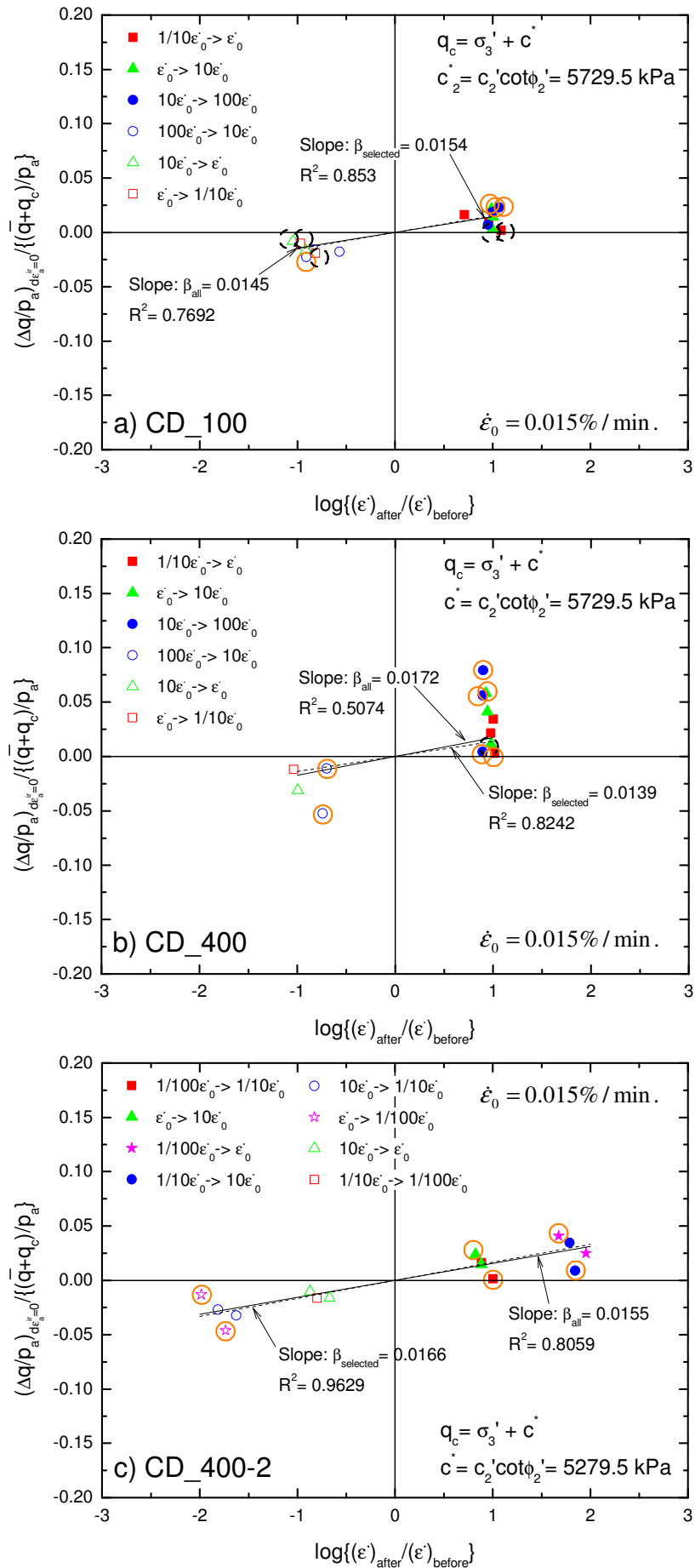


図 6.45 真の粘着力をゼロとみなした速度依存性係数 β_2 , a) SS_CD_100, b) SS_CD_400, c) SS_CD_400-2

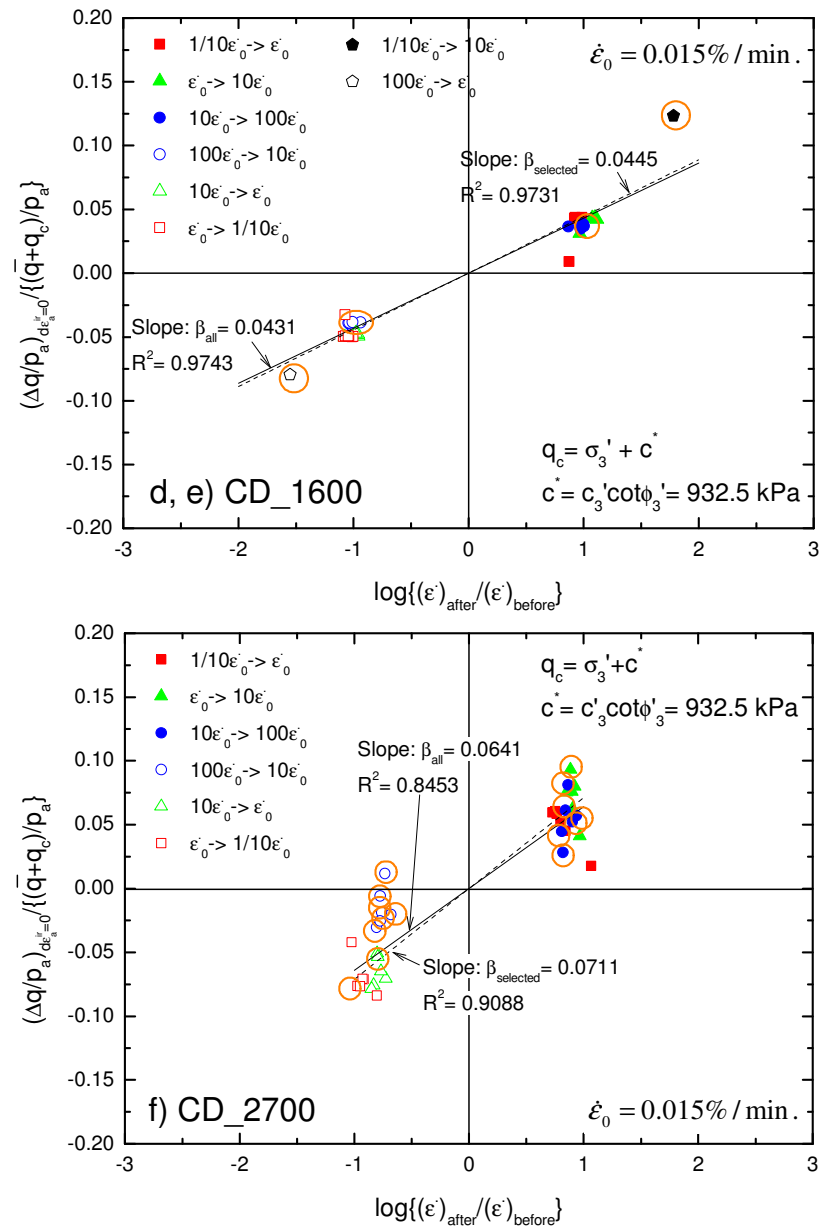


図 6.45 真の粘着力をゼロとみなした速度依存性係数 β_2 , d), e) SS_CD_1600, f) SS_CD_2700

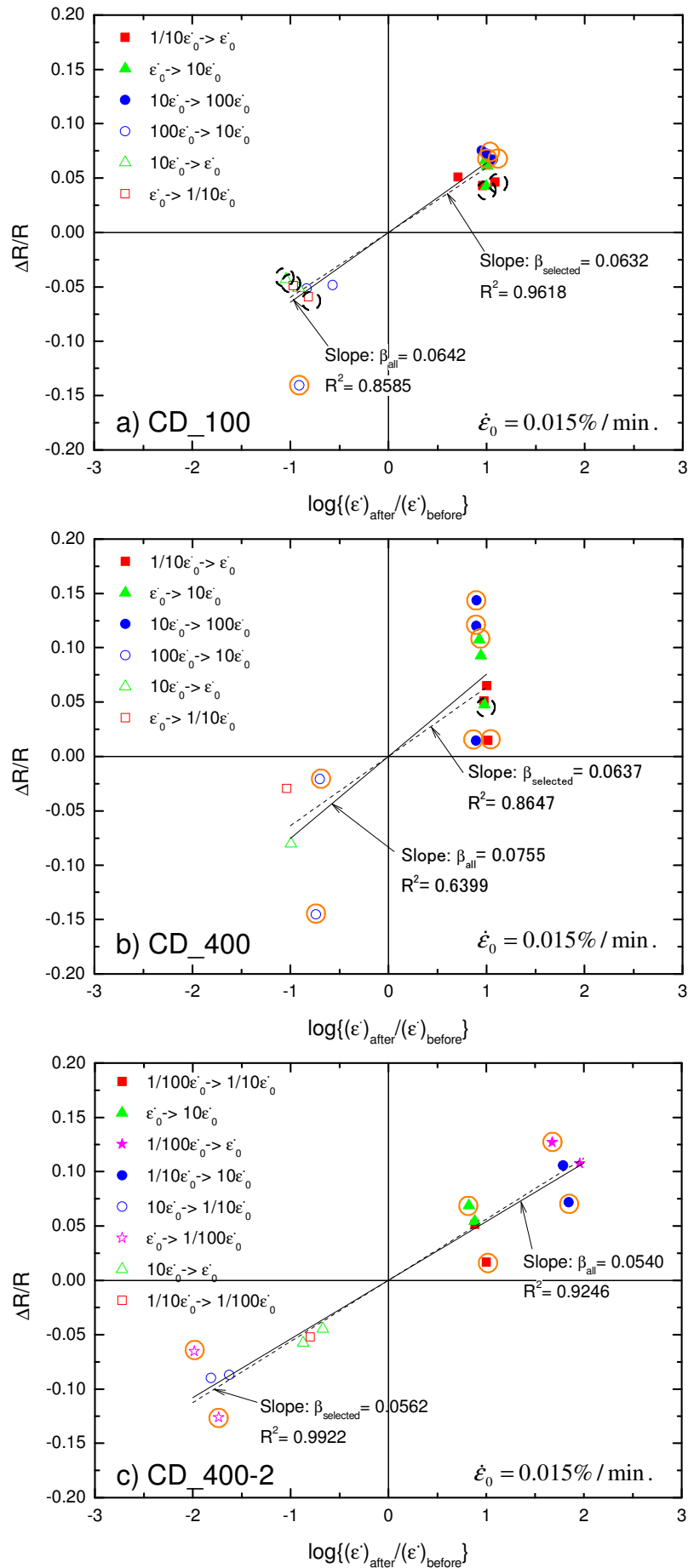


図 6.46 粘着力のない地盤材料の速度依存性係数 β_3 , a) SS_CD_100, b) SS_CD_400, c) SS_CD_400-2

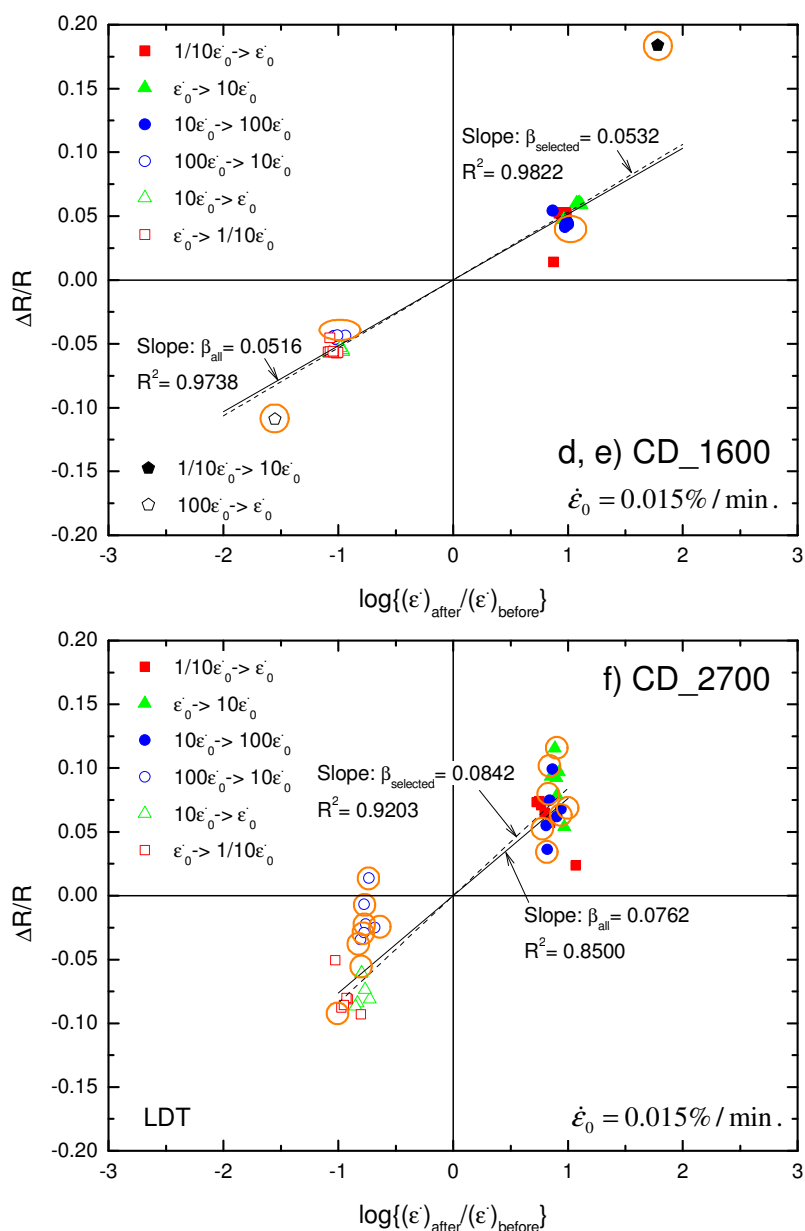


図 6.46 粘着力のない地盤材料の速度依存性係数 β_3 , d), e) SS_CD_1600, f) SS_CD_2700

表 6.8 各試験の速度依存性係数と真の粘着力

	σ'_c (kPa)	β_1			β_2			β_3	
		c^*_1 (kPa)	$\beta_{1_selected}$	R^2	c^*_2 (kPa)	$\beta_{2_selected}$	R^2	$\beta_{3_selected}$	R^2
SS_CD_100	100	639.6	0.0449	0.9487	5729.5	0.0154	0.8530	0.0632	0.9618
SS_CD_400	400	113.4	0.0587	0.8694	5729.5	0.0139	0.8242	0.0637	0.8647
SS_CD_400-2	400	851.4	0.0410	0.9883	5729.5	0.0166	0.9629	0.0562	0.9922
SS_CD_800	800	1071.0	0.0527	0.9664	5729.5	0.0255	0.9482	0.0699	0.9730
SS_CD_1600	1600	-678.1	0.0628	0.9826	932.5	0.0445	0.9731	0.0532	0.9822
SS_CD_2700	2700	-2394.9	0.1711	0.9745	932.5	0.0711	0.9088	0.0842	0.9203

表 6.9 残留状態での強度定数から推定した真の粘着力

Failure envelope at q_{residual}	ϕ' (deg)	c' (kPa)	$c^*_{\text{estimated}}$ (kPa)
a (CD_100, 800, 400-2)	31.0	104.6	174.1
b (CD_100, 400-2)	31.7	95.5	154.6

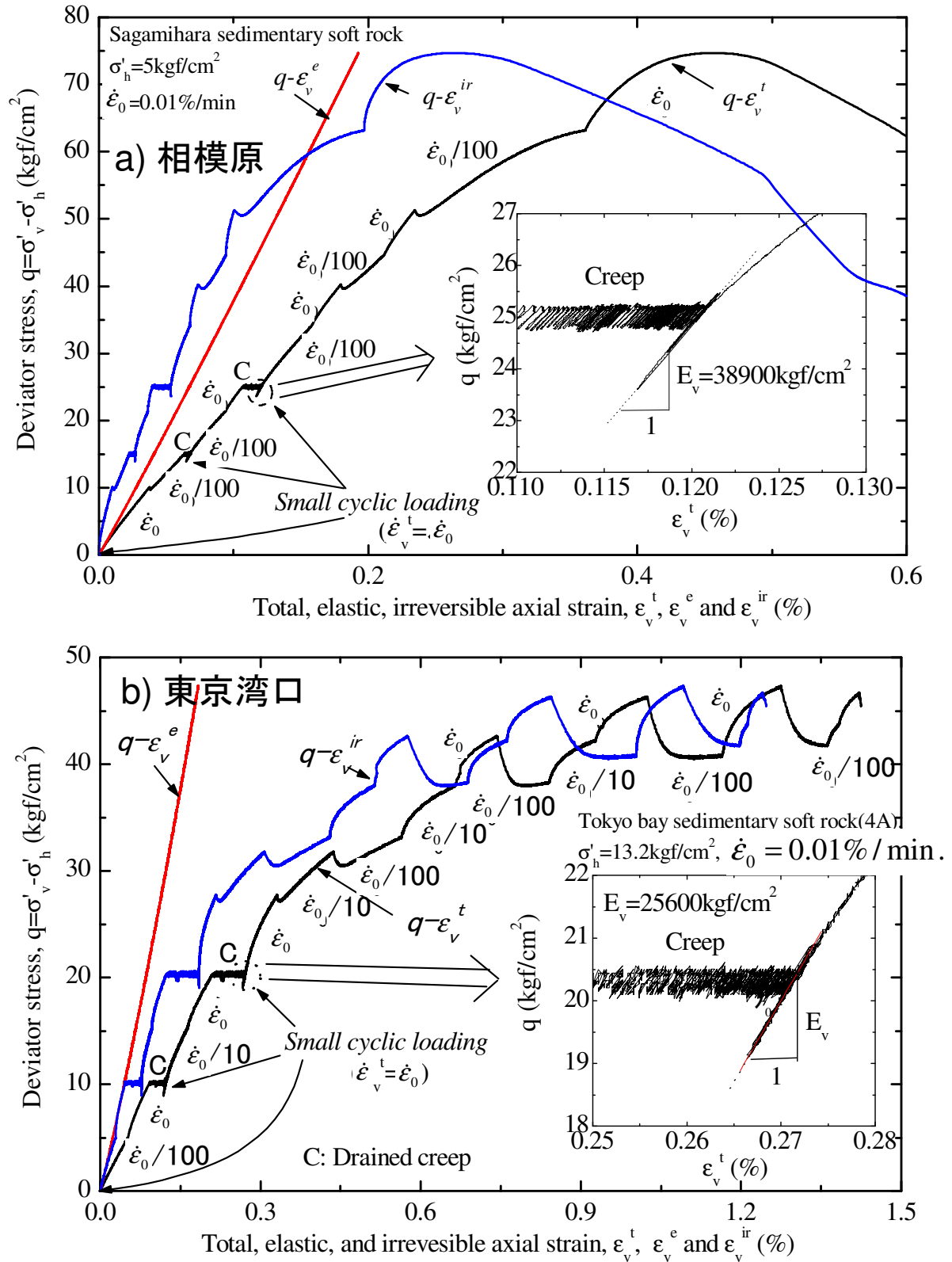


図 6.49 軸差応力と LDT による軸ひずみ，可逆（弾性）軸ひずみ，非可逆軸ひずみとの関係，
a) 相模原，b) 東京湾口（早野，2000 から引用）

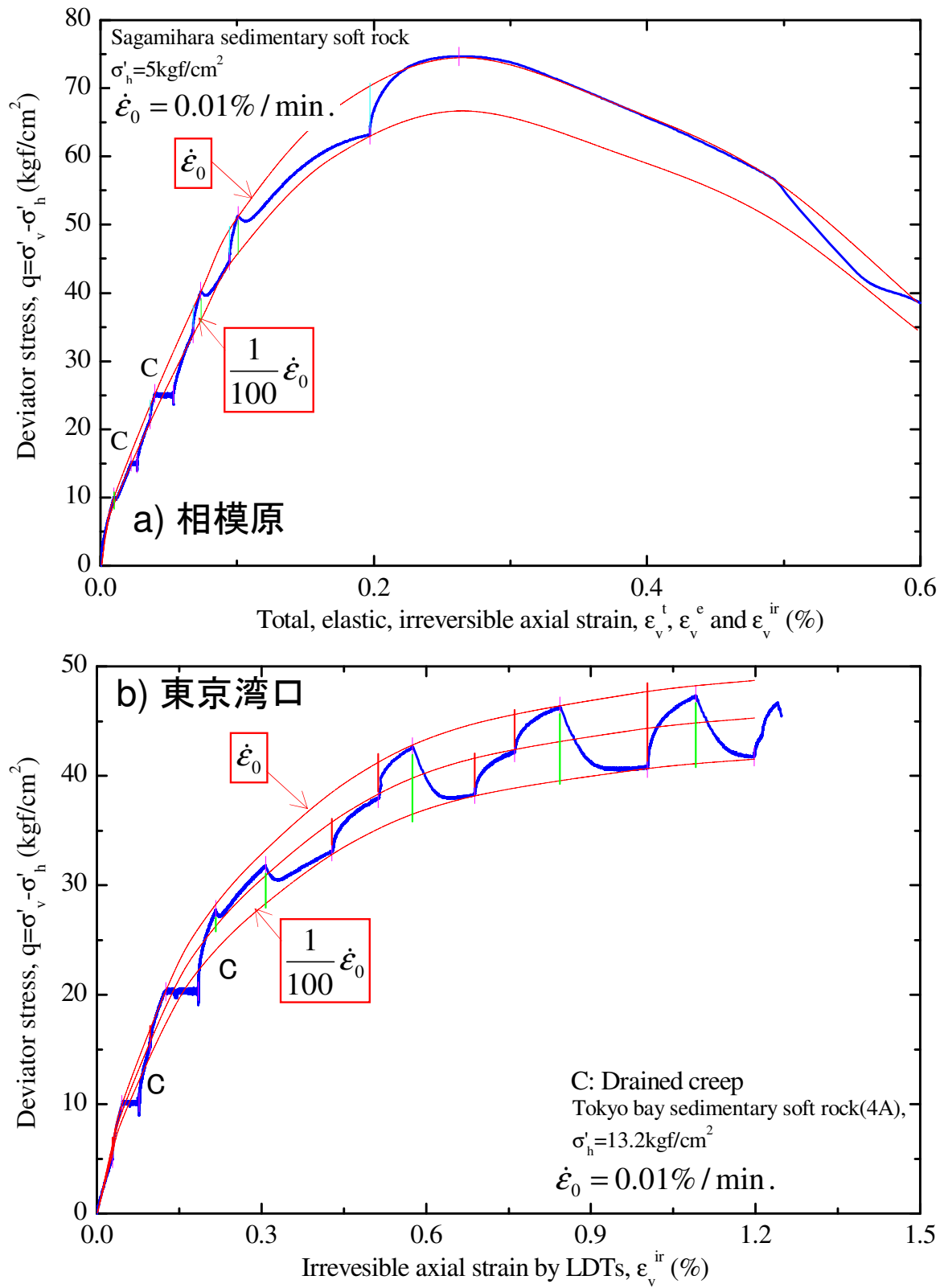


図 6.50 軸差応力と非可逆軸ひずみとの関係, a) 相模原, b) 東京湾口 (早野, 2000 に加筆)

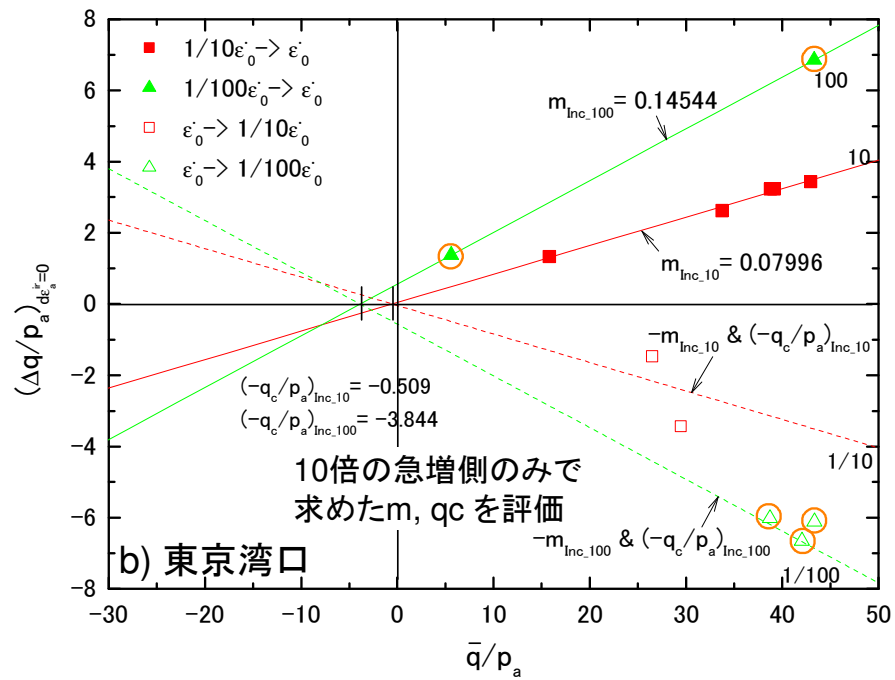
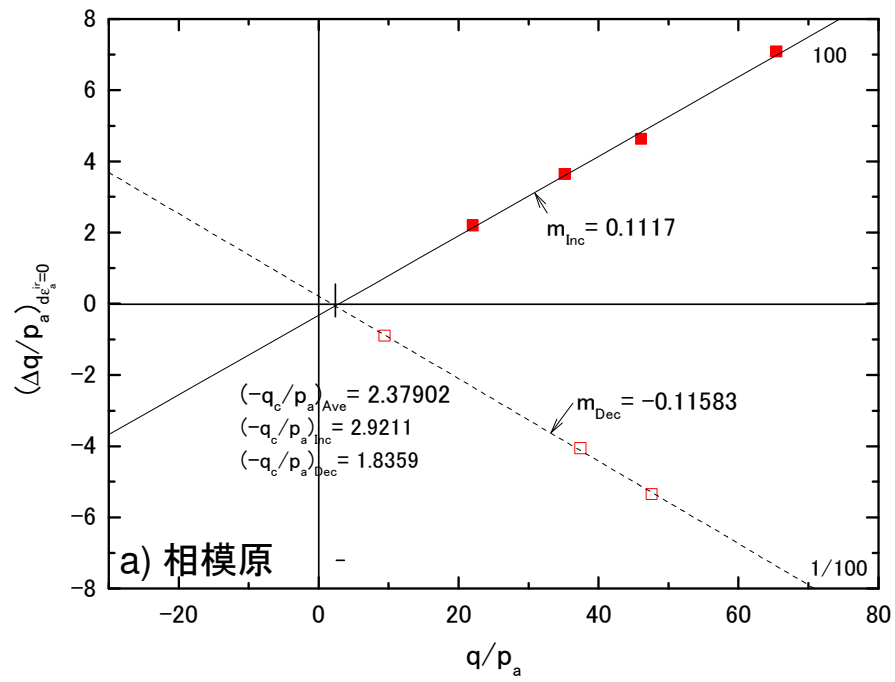


図 6.51 速度急変による軸差応力増分と载荷速度の急変前後における軸差応力の平均値の関係，

a) 相模原，b) 東京湾口

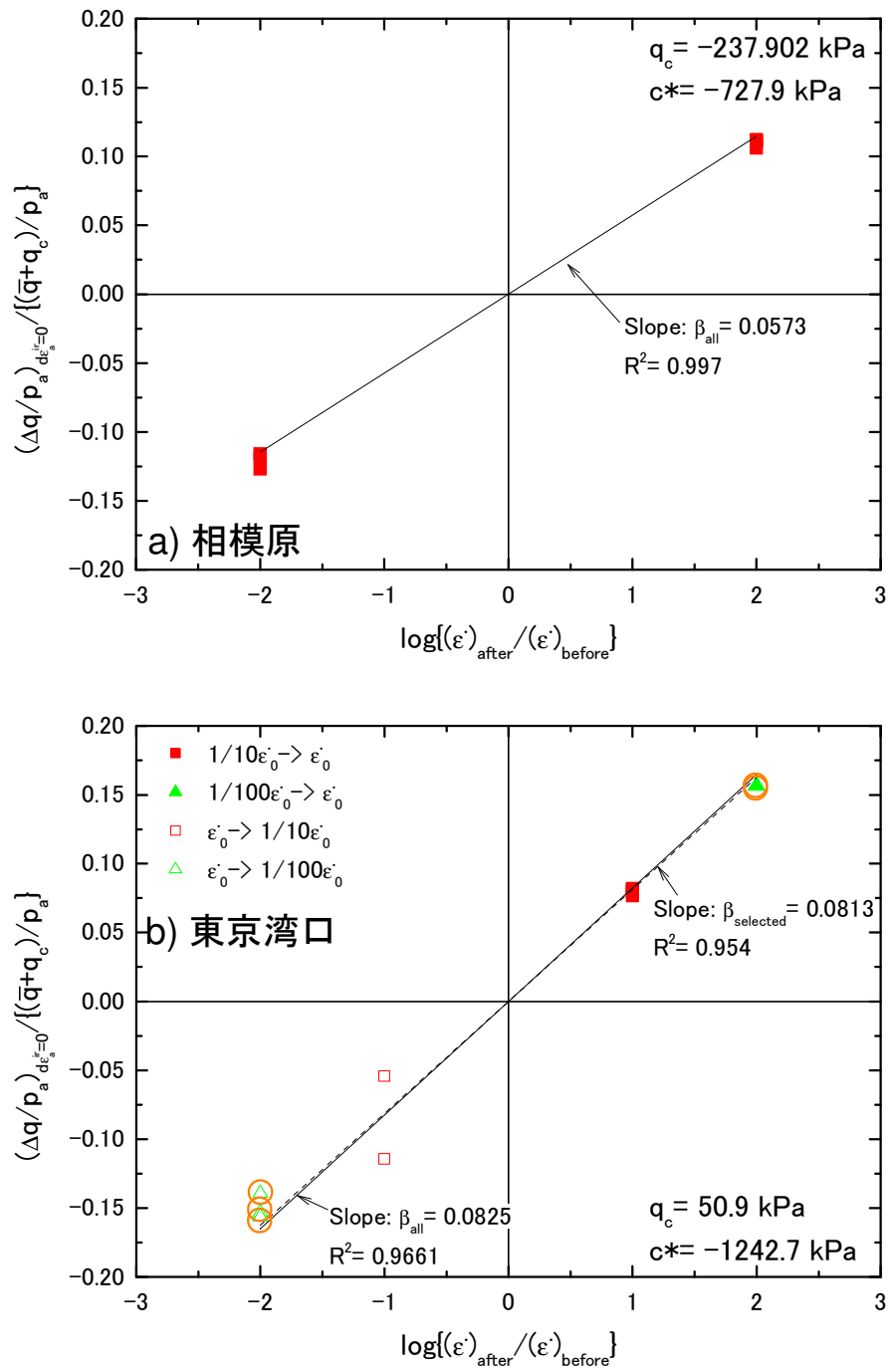


図 6.52 真の粘着力を考慮した速度依存性係数 β_1 ,

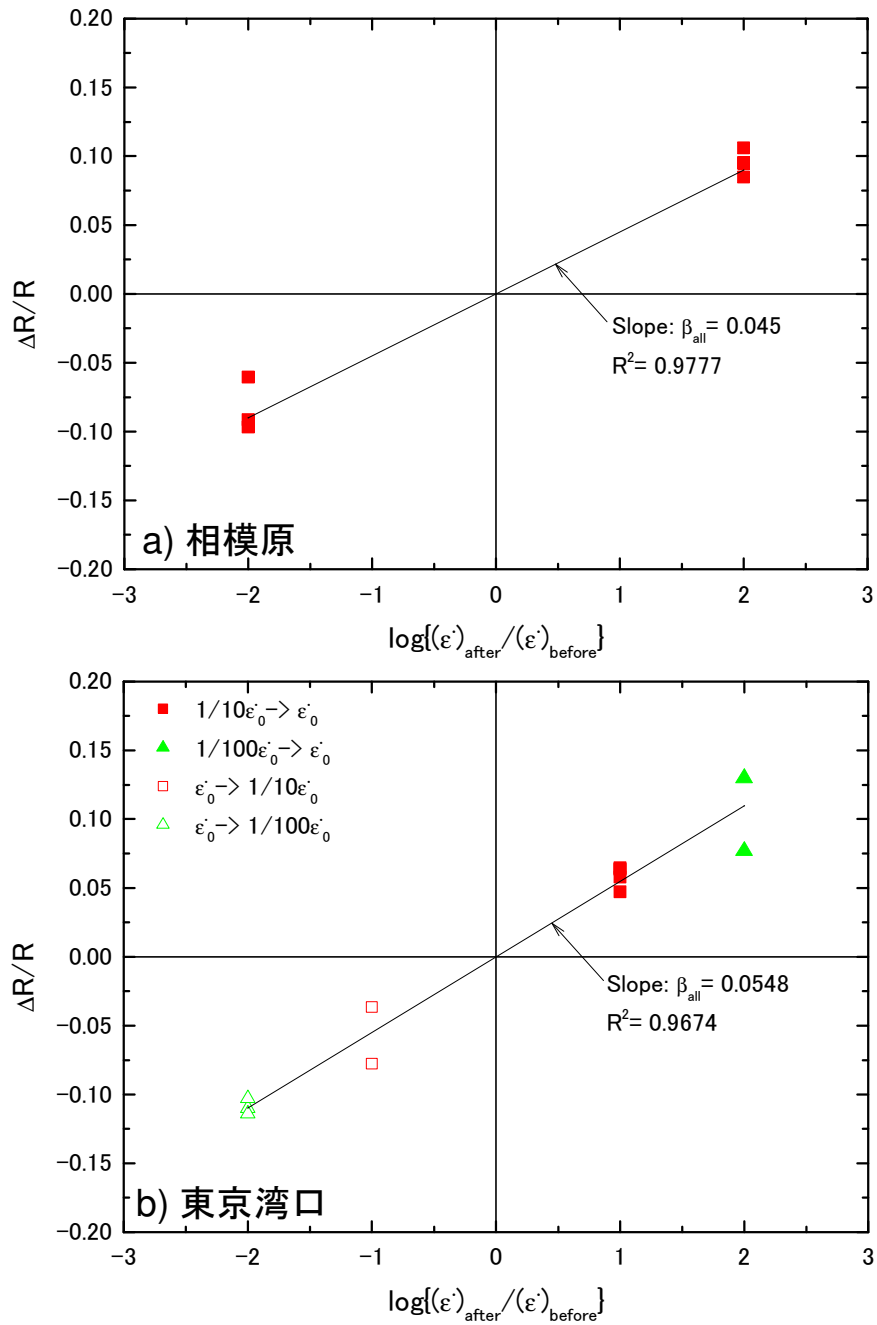
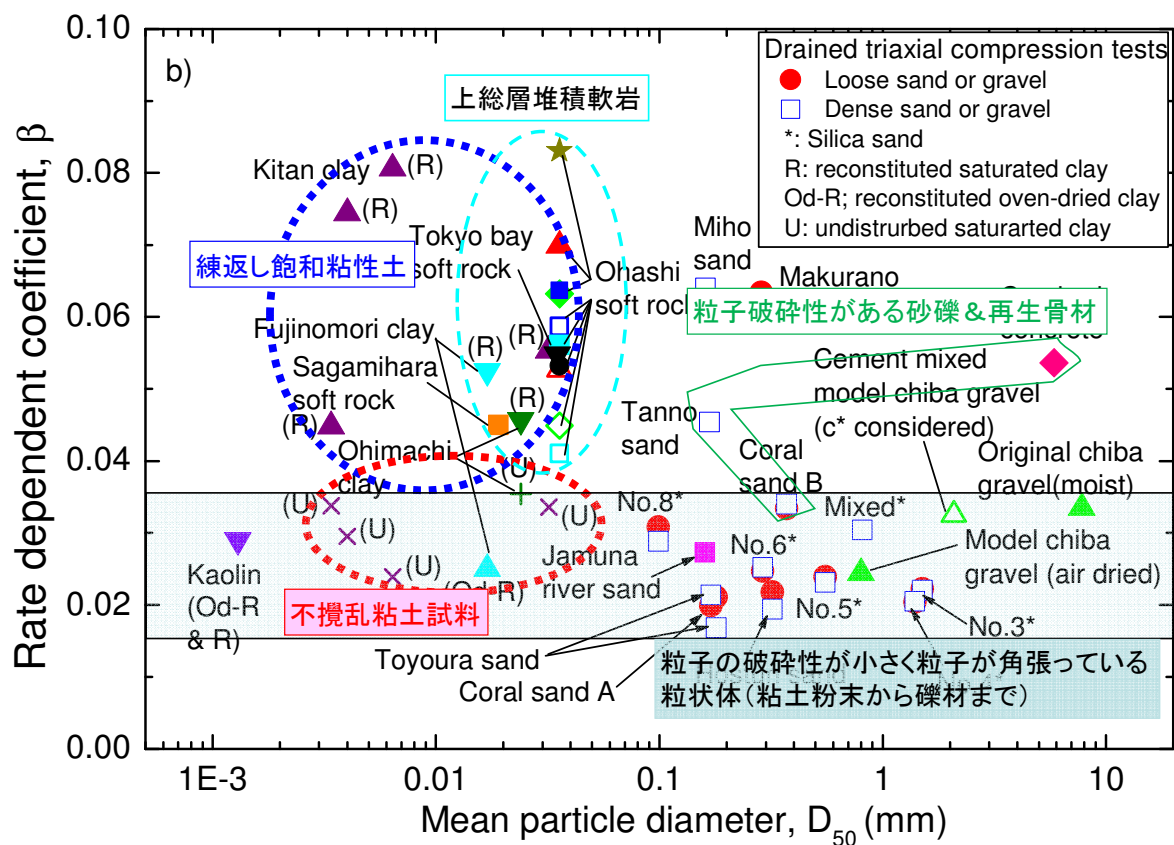
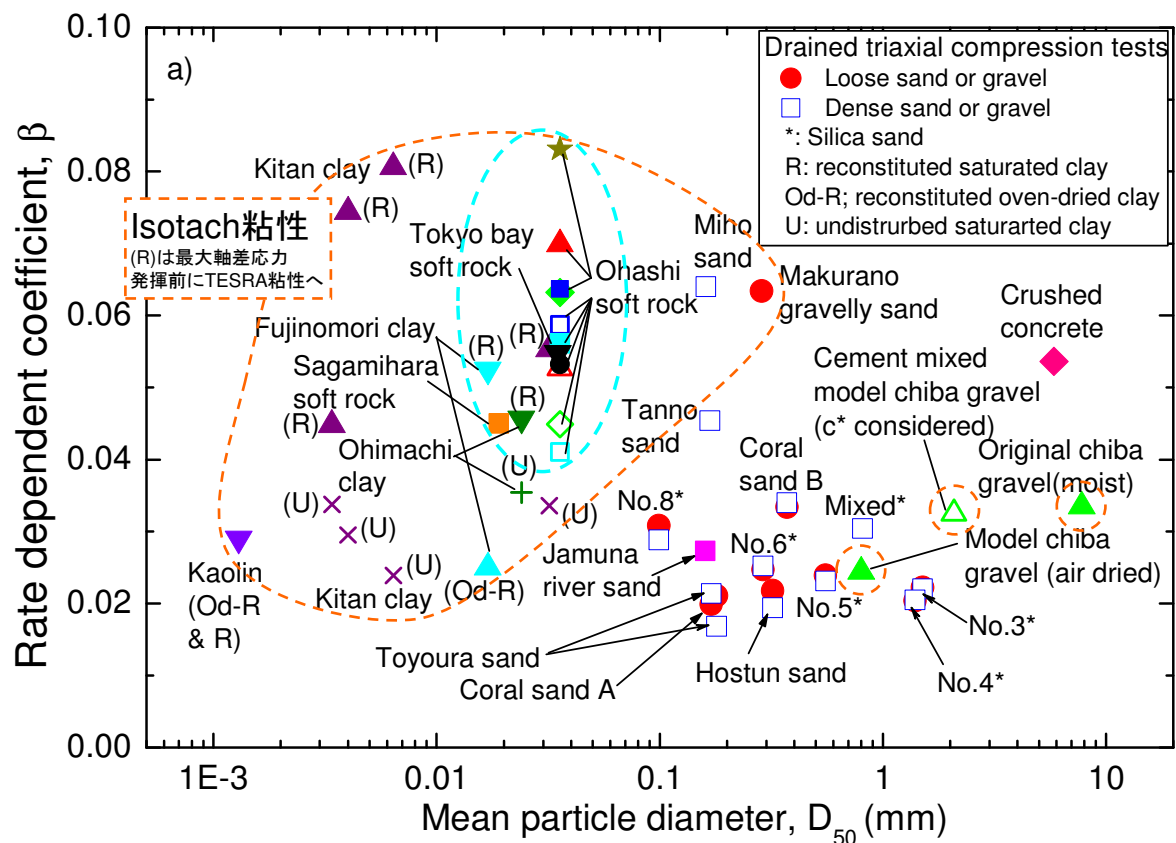


図 6.53 粘着力のない地盤材料の速度依存性係数 β_3 ,

表 6.10 上総層堆積軟岩の速度依存性係数と真の粘着力

	q_{max} (kPa)	σ'_c (kPa)	β_1			β_2			β_3	
			c^*_1 (kPa)	$\beta_{1_selected}$	R^2	c^*_2 (kPa)	$\beta_{2_selected}$	R^2	$\beta_{3_selected}$	R^2
SS_CD_100	3202	100	639.6	0.0449	0.9487	5729.5	0.0154	0.8530	0.0632	0.9618
SS_CD_400	-	400	113.4	0.0587	0.8694	5729.5	0.0139	0.8242	0.0637	0.8647
SS_CD_400-2		400	851.4	0.0410	0.9883	5729.5	0.0166	0.9629	0.0562	0.9922
SS_CD_800	3514	800	1071.0	0.0527	0.9664	5729.5	0.0255	0.9482	0.0699	0.9730
SS_CD_1600	4511	1600	-678.1	0.0628	0.9826	932.5	0.0445	0.9731	0.0532	0.9822
SS_CD_2700	6472	2700	-2394.9	0.1711	0.9745	932.5	0.0711	0.9088	0.0842	0.9203
Sagamihara	7320	490	-727.9	0.0573	0.997	-	-	-	0.0450	0.9777
Tokyo bay	4640	1294	-1242.7	0.0813	0.954	-	-	-	0.0548	0.9674



Ohashi (Soft rock, SR)

◆ CD_100	■ CD_400	■ CD_400-2	▲ CD_800	● CD_1600
◇ CD_100	□ CD_400	□ CD_400-2	△ CD_800	★ CD_2700

(c considered) (c considered) (c considered) (c considered)

図 6.54 平均粒径と速度依存性係数との関係 (Tatsuoka et al. (2006) に Kongsukprasert & Tatsuoka (2005), 早野 (2000), 榎本 (2012) と本研究を加筆)

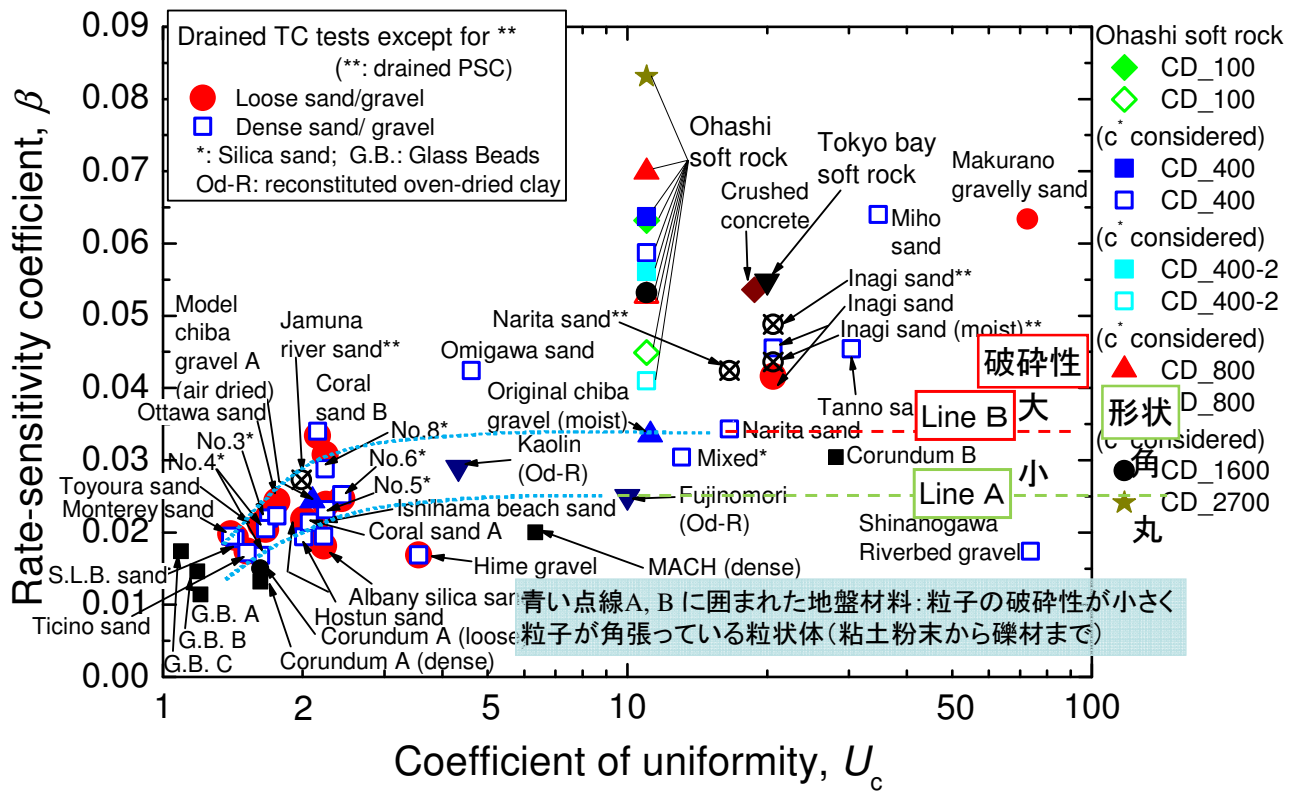


図 6.55 均等係数と速度依存性係数との関係

(Enomoto et al. (2009) に早野 (2000), 榎本 (2012) と本研究を加筆)

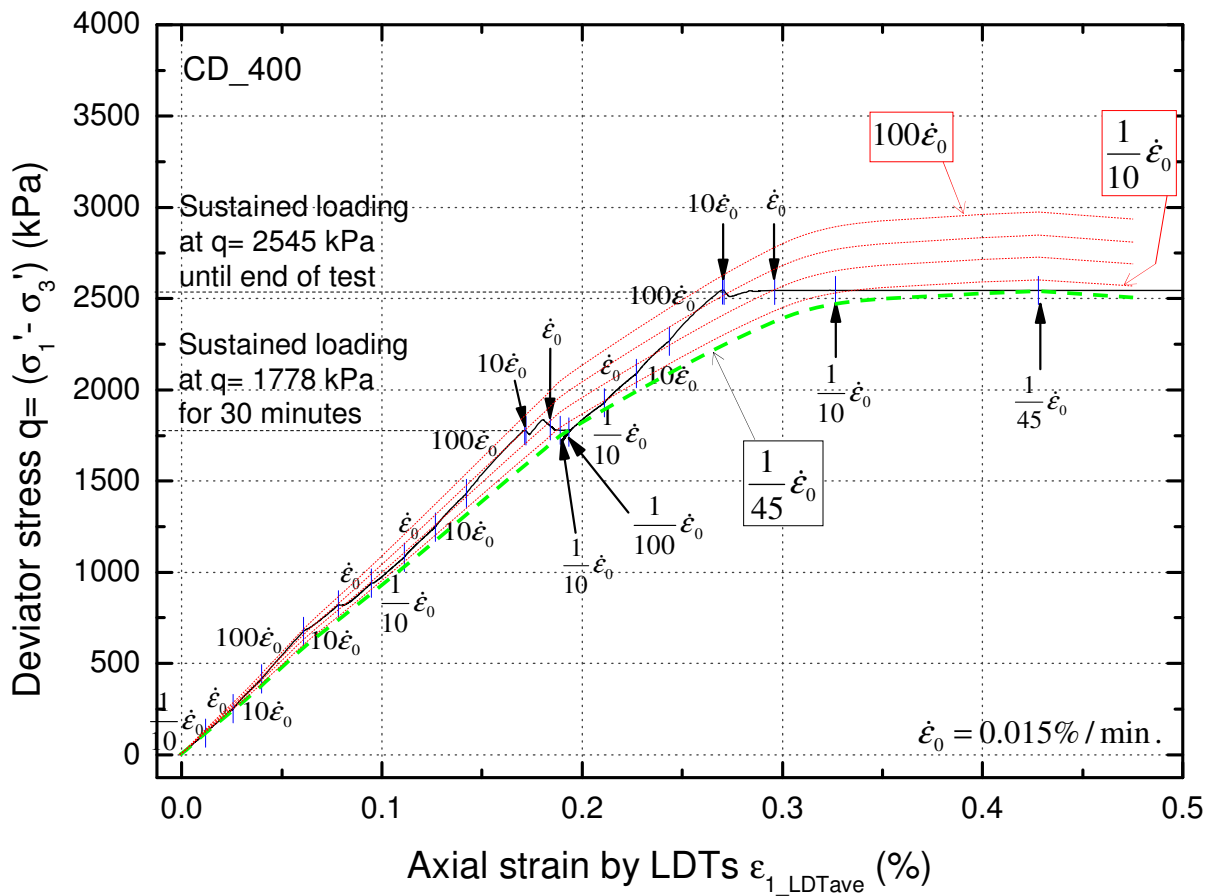


図 6.56 クリープ载荷中の応力ひずみ関係 (SS_CD_400)

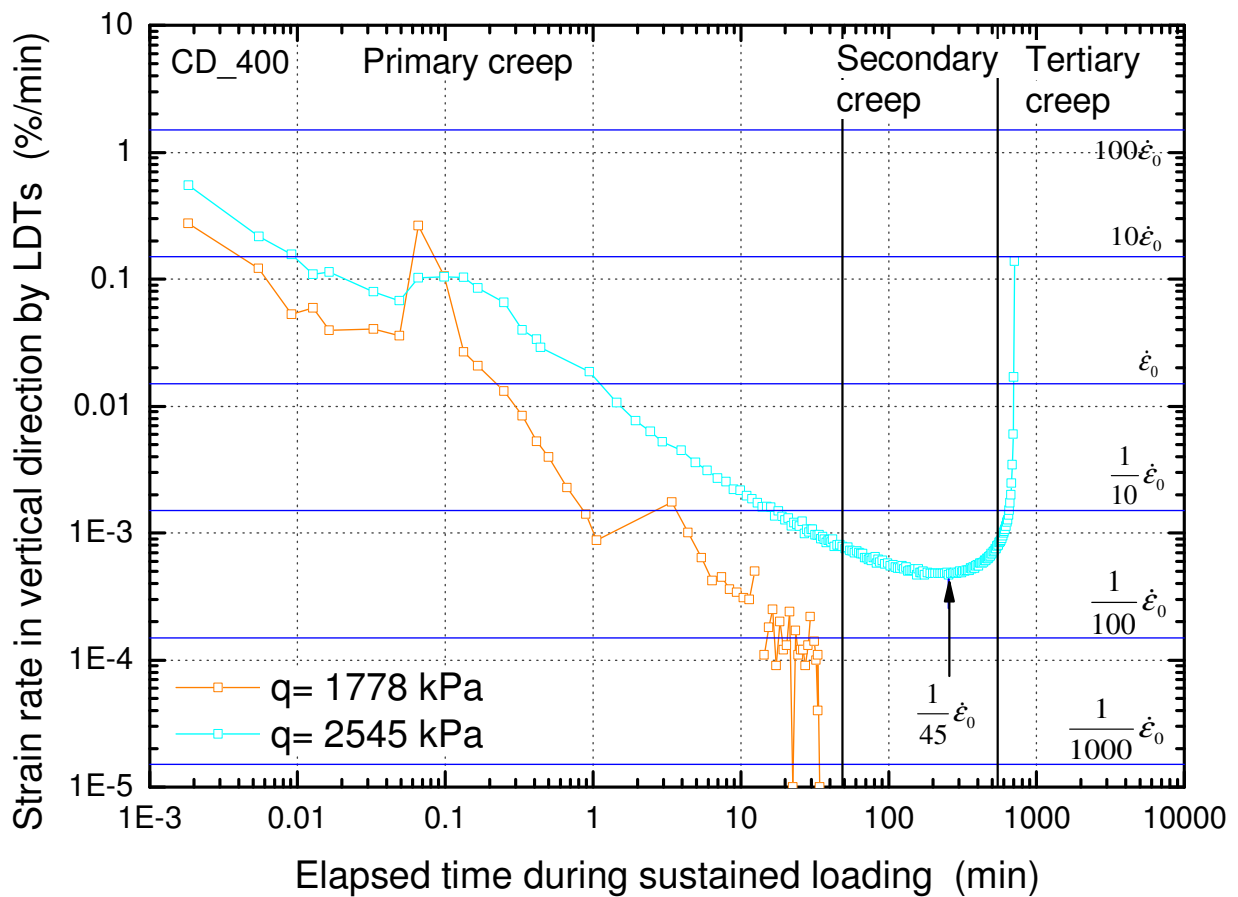


図 6.57 クリープ载荷における载荷速度の時刻歴 (SS_CD_400)

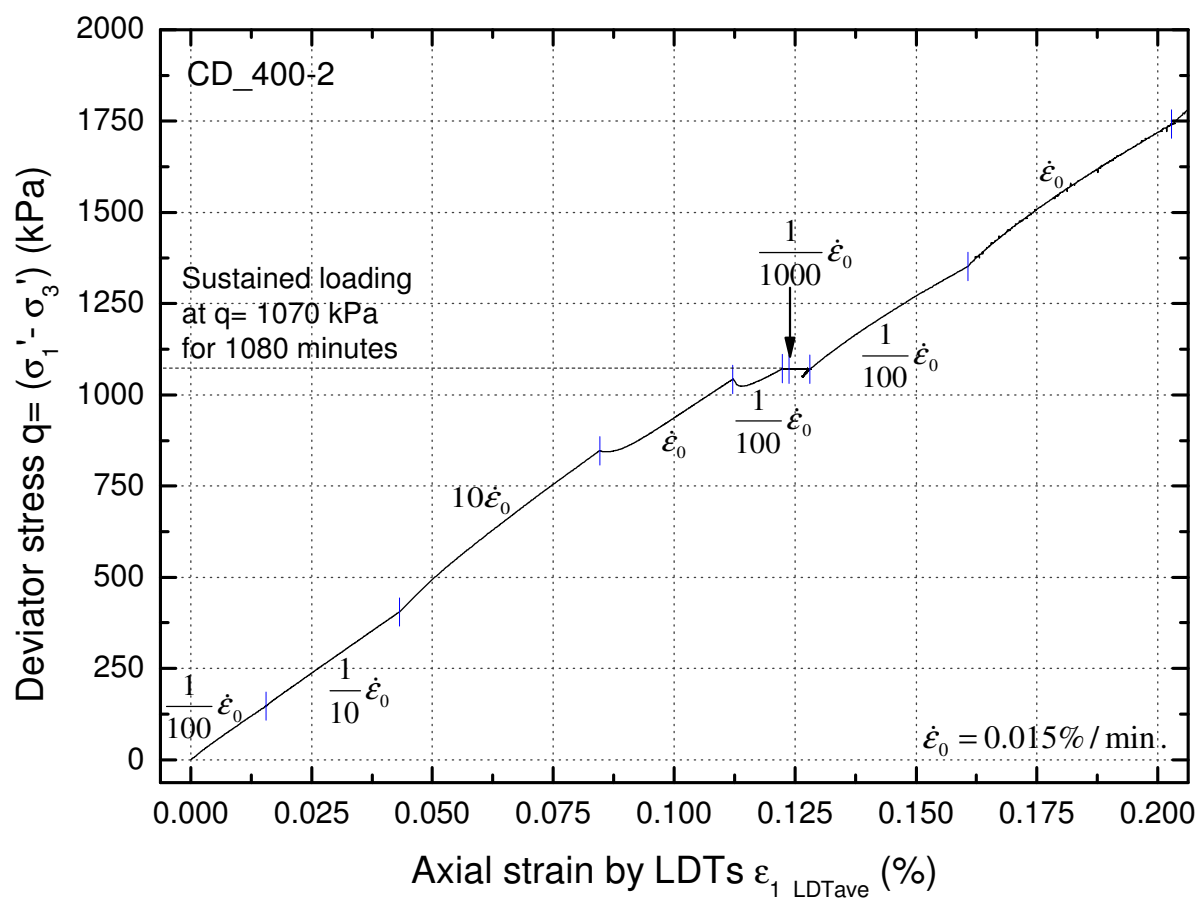


図 6.58 クリープ载荷中の応力ひずみ関係 (SS_CD_400-2)

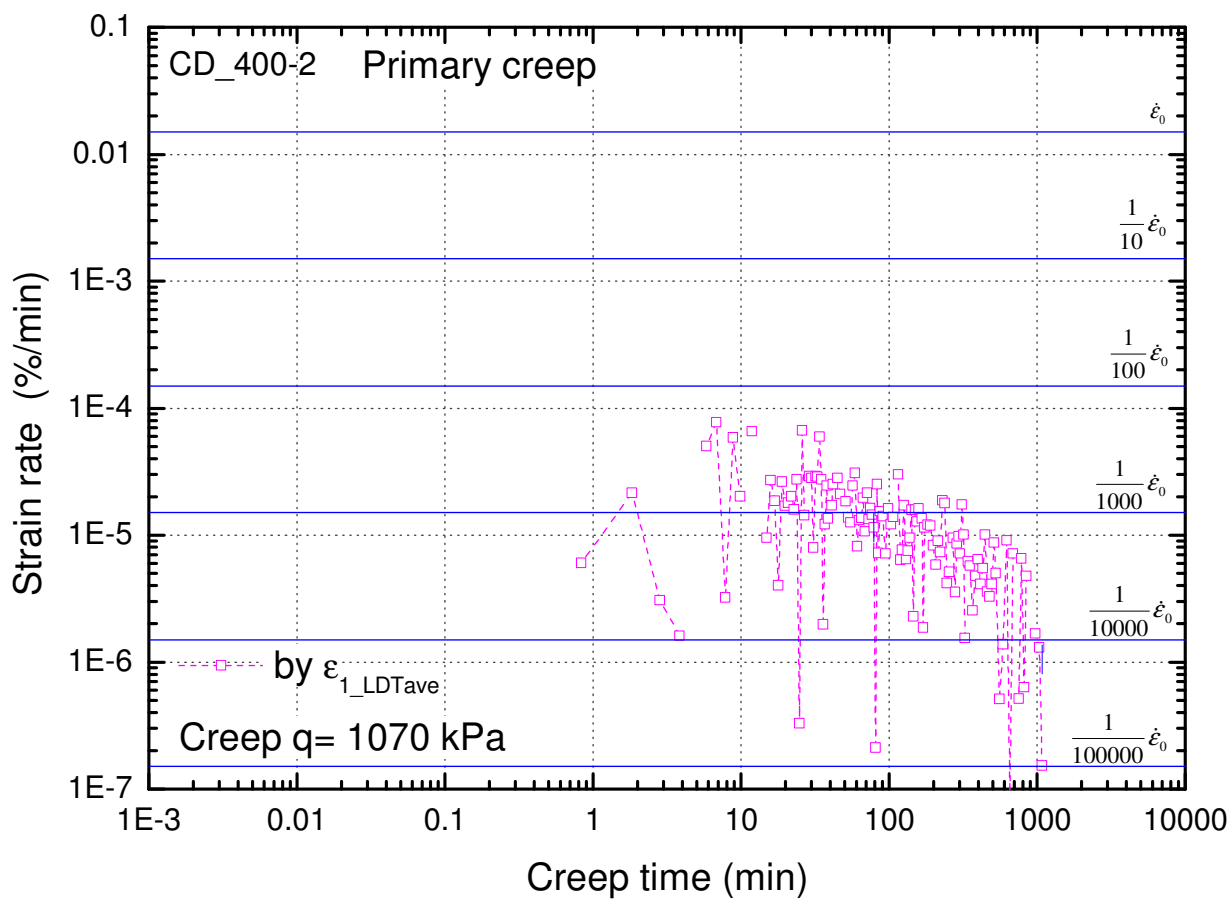


図 6.59 クリープ载荷における载荷速度の時刻歴 (SS_CD_400-2)

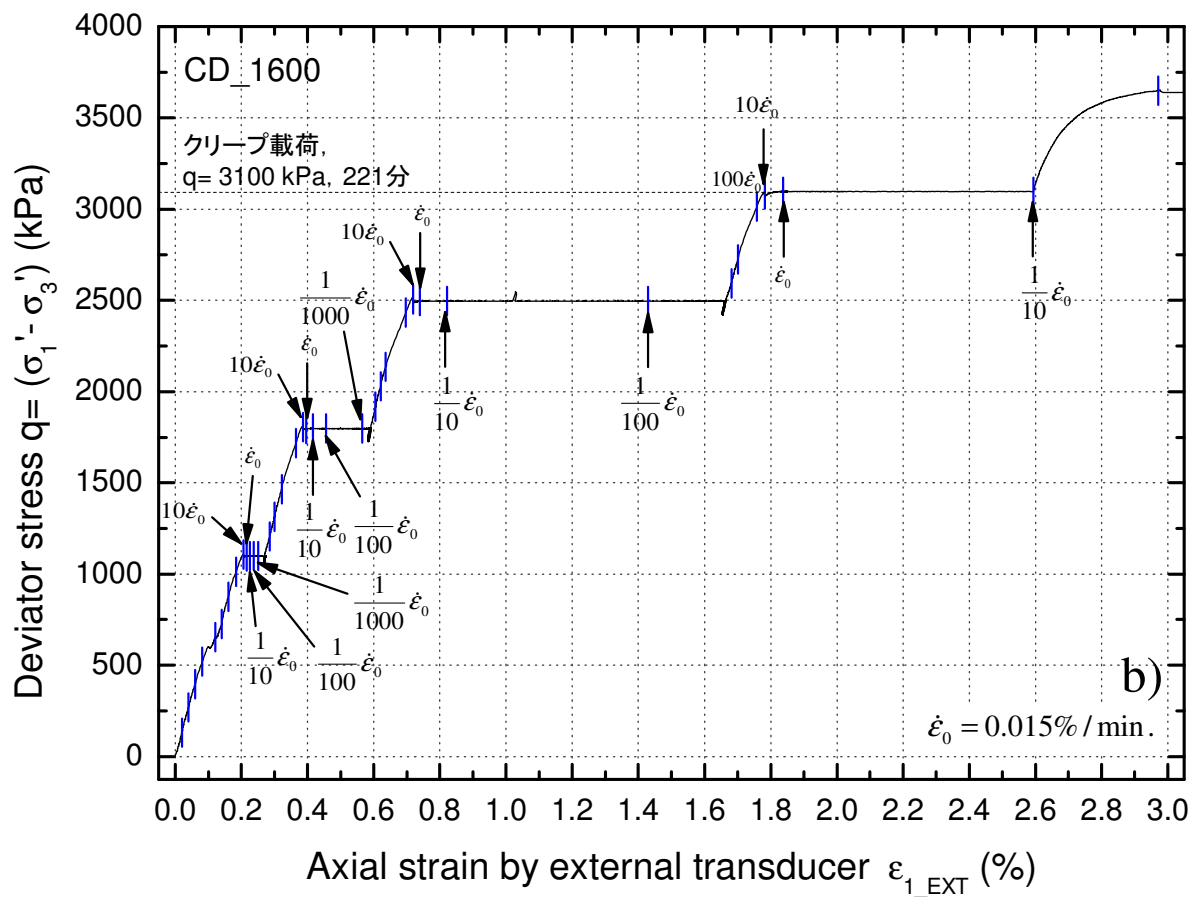
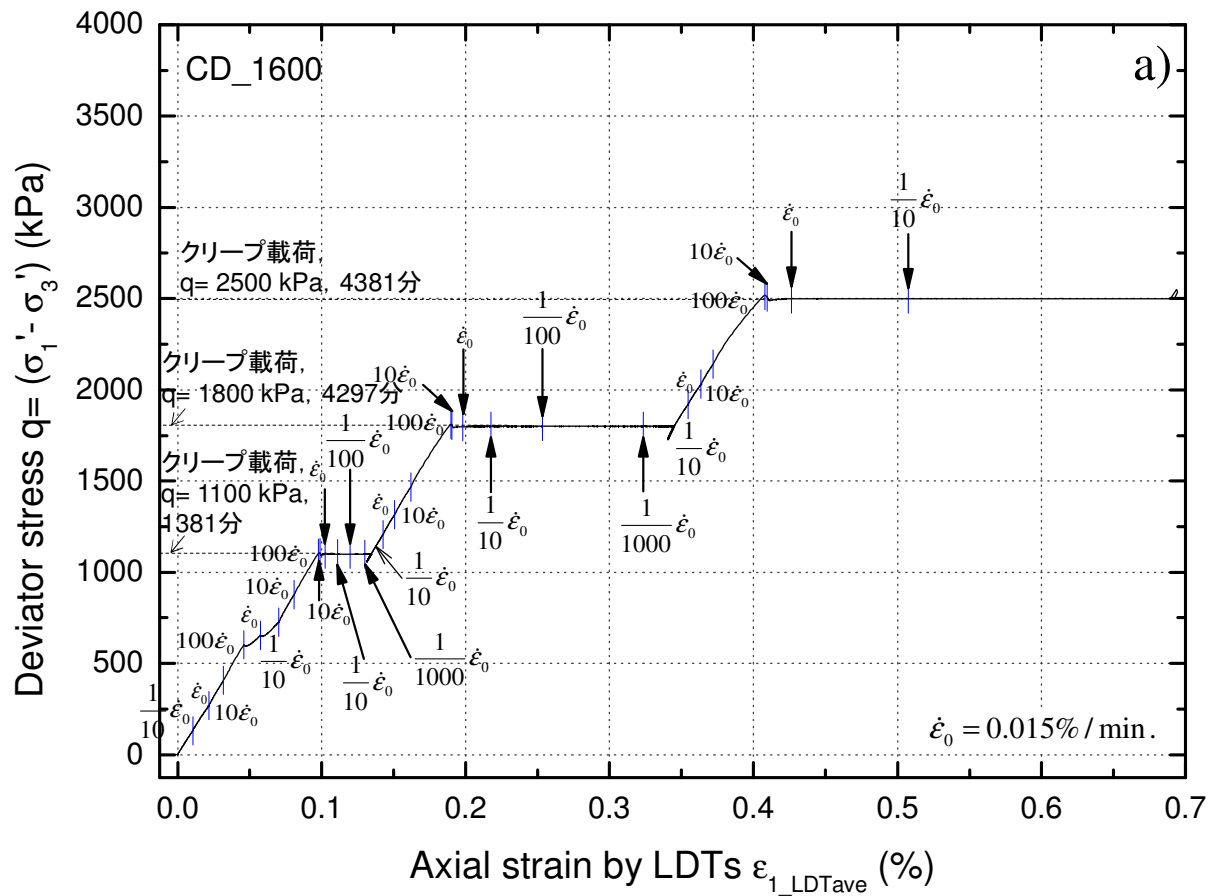


図 6.60 クリーブ载荷中の応力ひずみ関係 (SS_CD_1600),

a) 軸ひずみ 1.2 % まで, b) 軸ひずみ 3.0 % まで

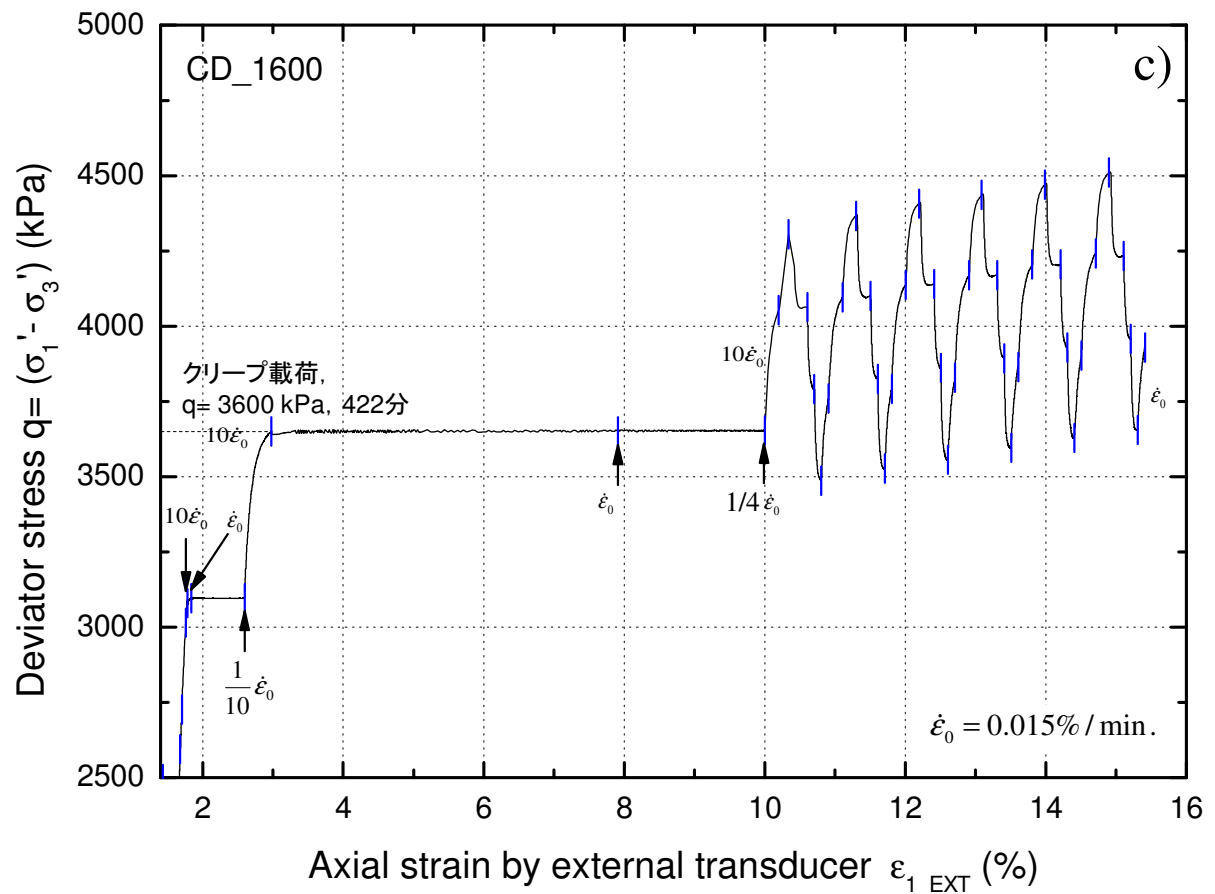


図 6.60 クレープ載荷中の応力ひずみ関係 (SS_CD_1600), c) 軸ひずみ 2.0 ~ 15.0 % まで

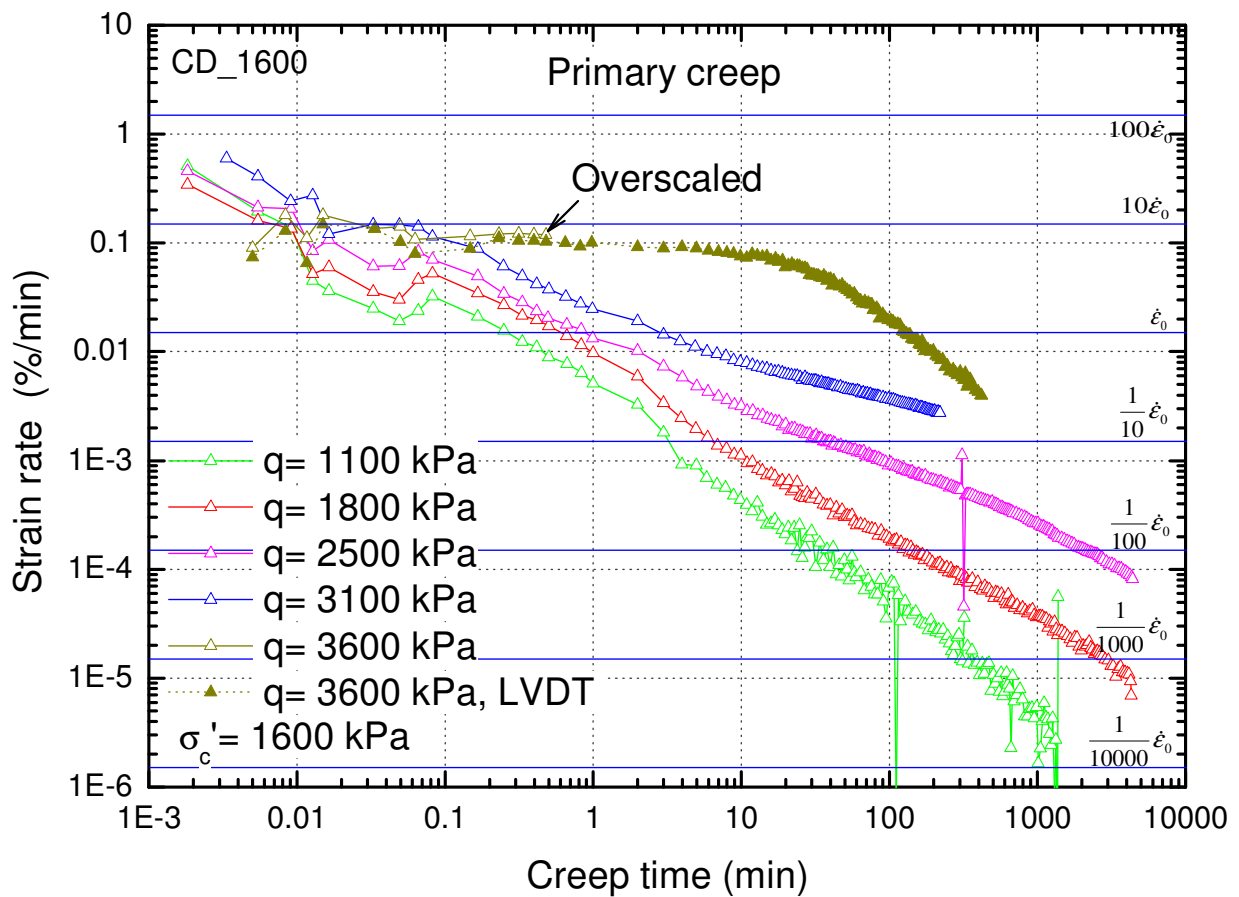


図 6.61 クレープ載荷における載荷速度の時刻歴 (SS_CD_1600)

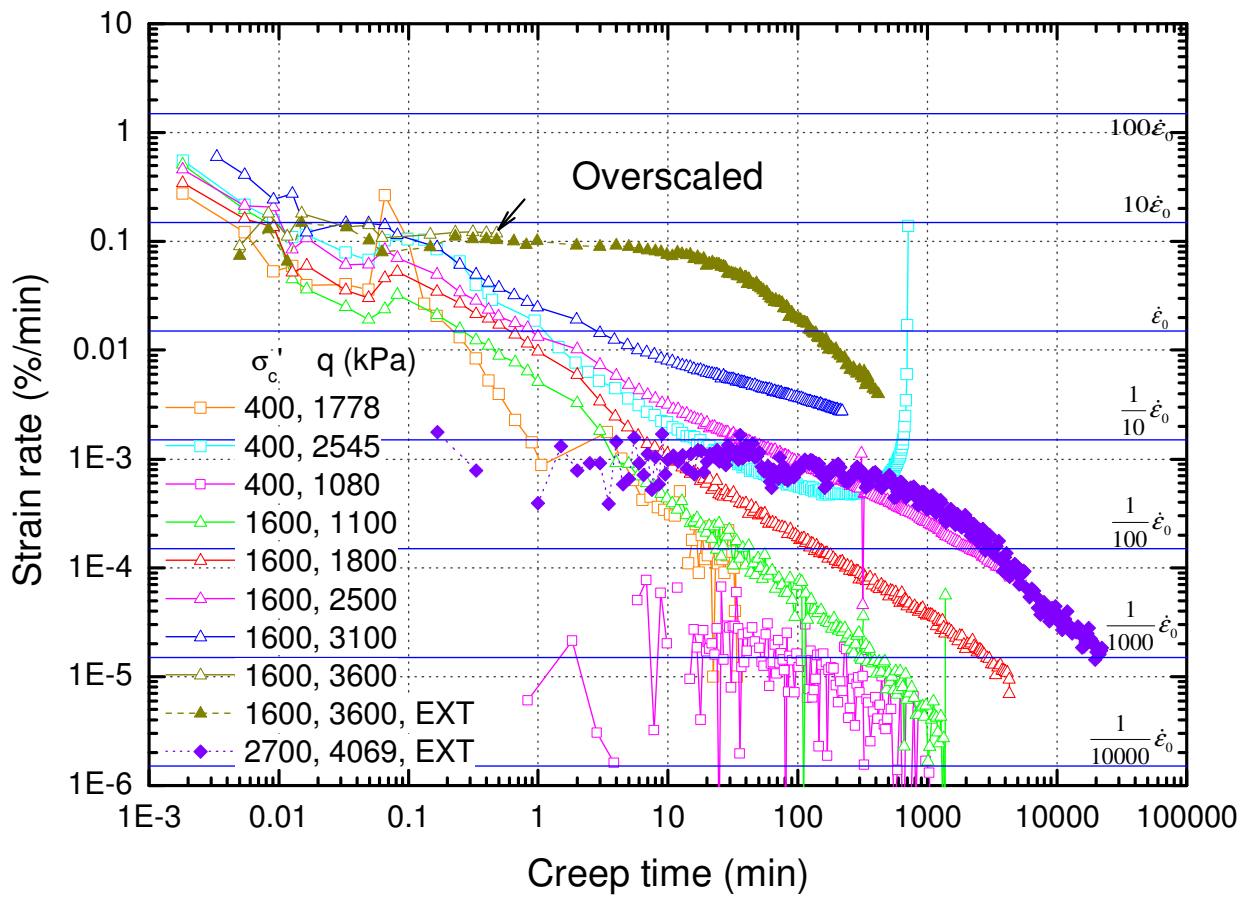


図 6.62 クリープ載荷における時刻歴 (SS_CD_400, 400-2, 1600, 2700)

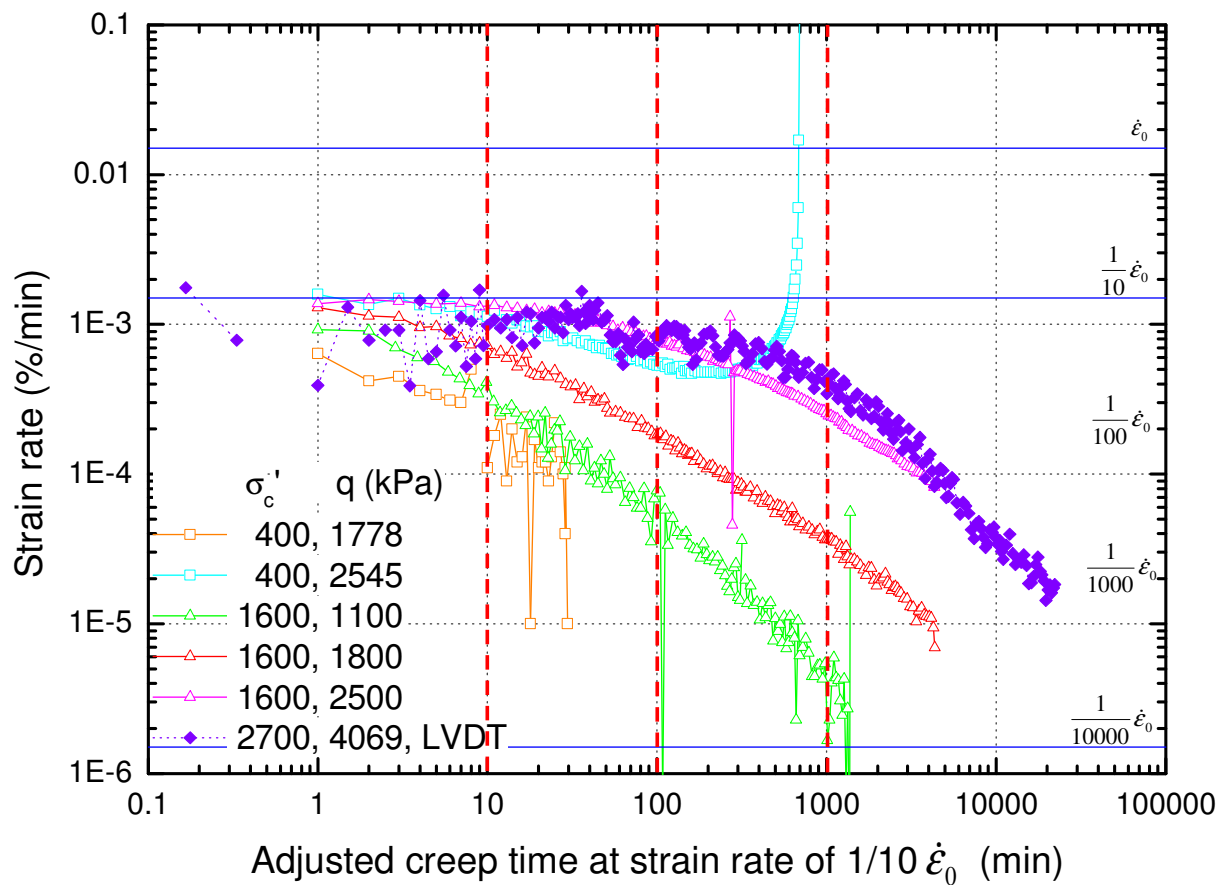


図 6.63 クリープ載荷における載荷速度が基準の $\frac{1}{10}$ となつてからの時刻歴 (SS_CD_400, 1600, 2700)

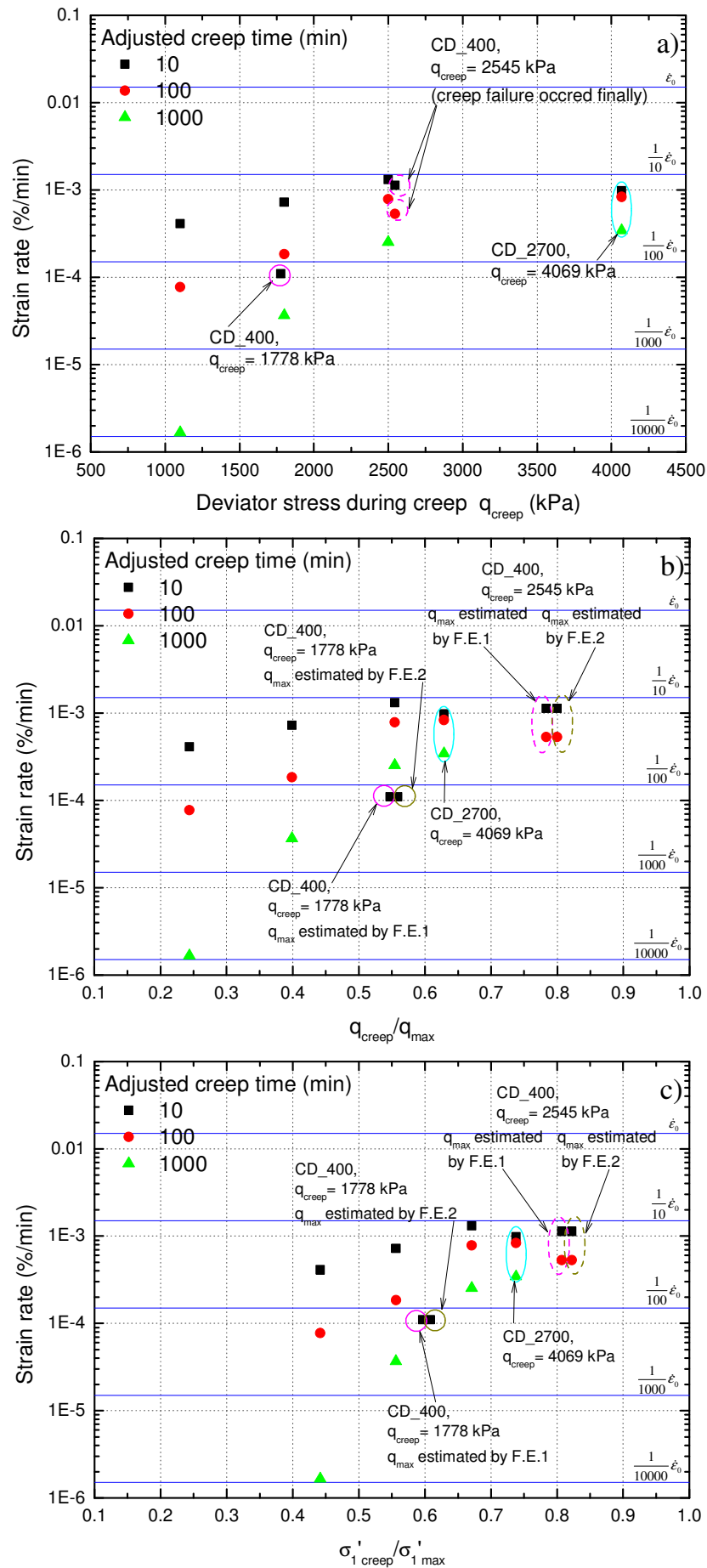


図 6.64 クリープ载荷における载荷速度とクリープ応力との関係, a) 軸差応力, b) 最大軸差応力で正規化した軸差応力, c) 最大有効主応力の最大値で正規化した最大有効主応力

表 6.11 非線形三要素モデルのパラメータ設定例 (SS_CD_800)

	CD_800			
	$\beta_1= 0.053$	$\beta_2= 0.026$	$\beta_3= 0.070$	$\beta_4= 0.030$
Elastic model	1			
Plastic model	15			
Viscous model	1			
Youngs modulus (kN/m ²)	1230000	1230000	1230000	1230000
Poisson's ratio	0.12	0.12	0.12	0.12
Gamf_Comp	0.006	0.0065	0.0047	0.0061
Rmax_Comp	1.255	1.4	1.196	1.379
Rr_Comp	1.18	1.34	1.136	1.319
Gamf_Ext	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
Rmax_Ext	1.15	1.15	1.15	1.2
Rr_Ext	1.01	1.01	1.01	1.01
bcont_All	1.7	1.15	1.2	1.2
ccont_All	0.033	0.031	0.033	0.031
Cohesion (kN/m ²)	1228			
Friction (deg.)	12			
Dilatancy_Parameter	200	200	200	200
Dilatancy_Cutoff	0.105	0.105	0.105	0.105
Alpha_Isotach	1.33	0.7	1.6	0.82
m_Isotach	0.02	0.017	0.023	0.017
eps0_Isotach, ε_{ref}' (%/min)	1.50E-06			

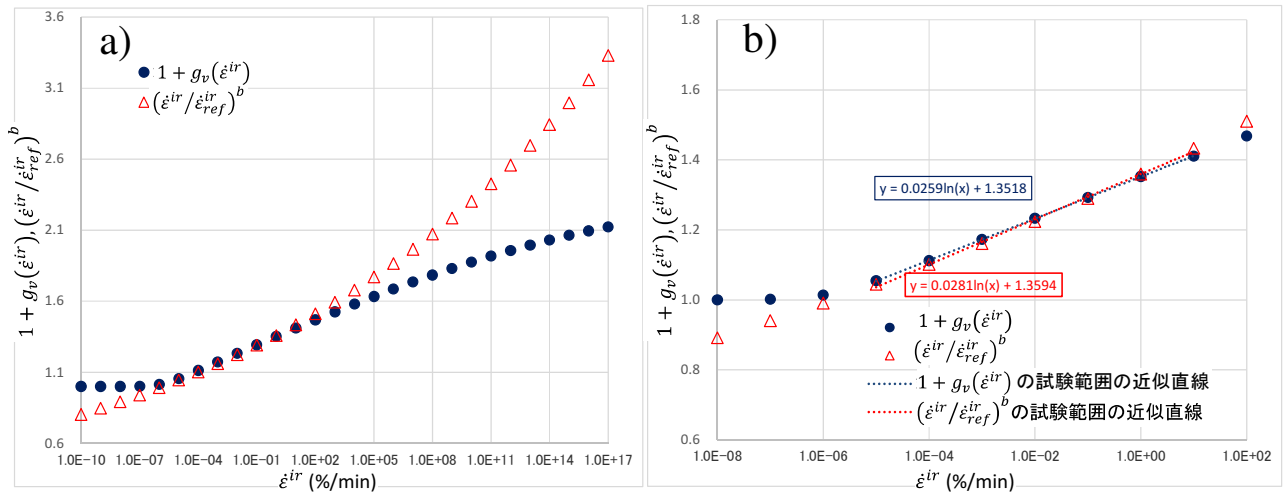


図 6.65 粘性関数の係数 α と m の決定例 (SS_CD_800), b) は a) の拡大

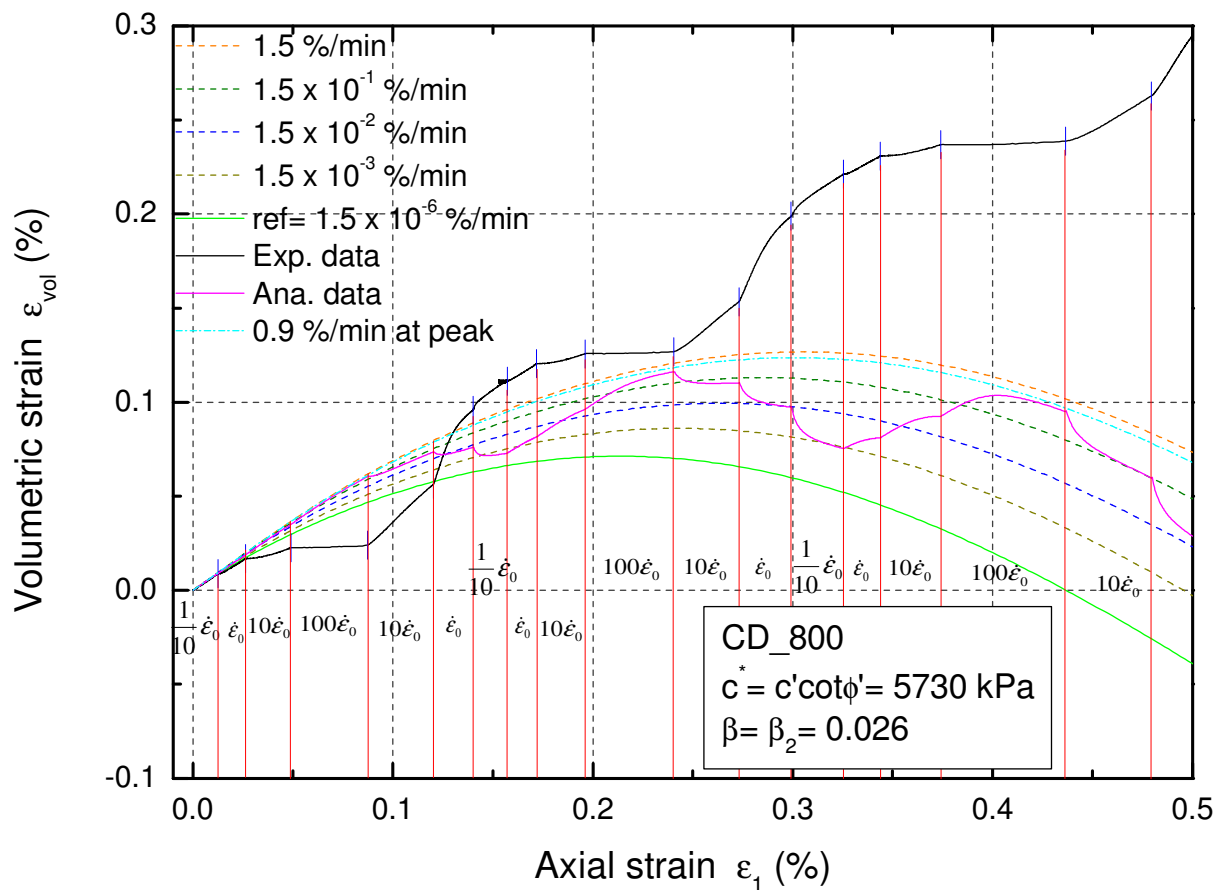


図 6.66 体積ひずみの数値解析結果 (SS_CD_800)

表 6.12 粘性応力に関するパラメータ (c^* , β_2 による解析)

	q_{max} (kPa)	σ_c' (kPa)	β_2			
			c^*_2 (kPa)	$\beta_{2_selected}$	α_2	m_2
SS_CD_100	3202	100	5729.5	0.0154	0.50	0.014
SS_CD_400-2	2896	400	5729.5	0.0166	0.51	0.015
SS_CD_800	3514	800	5729.5	0.0255	0.70	0.017
SS_CD_2700	6472	2700	932.5	0.0711	1.65	0.023

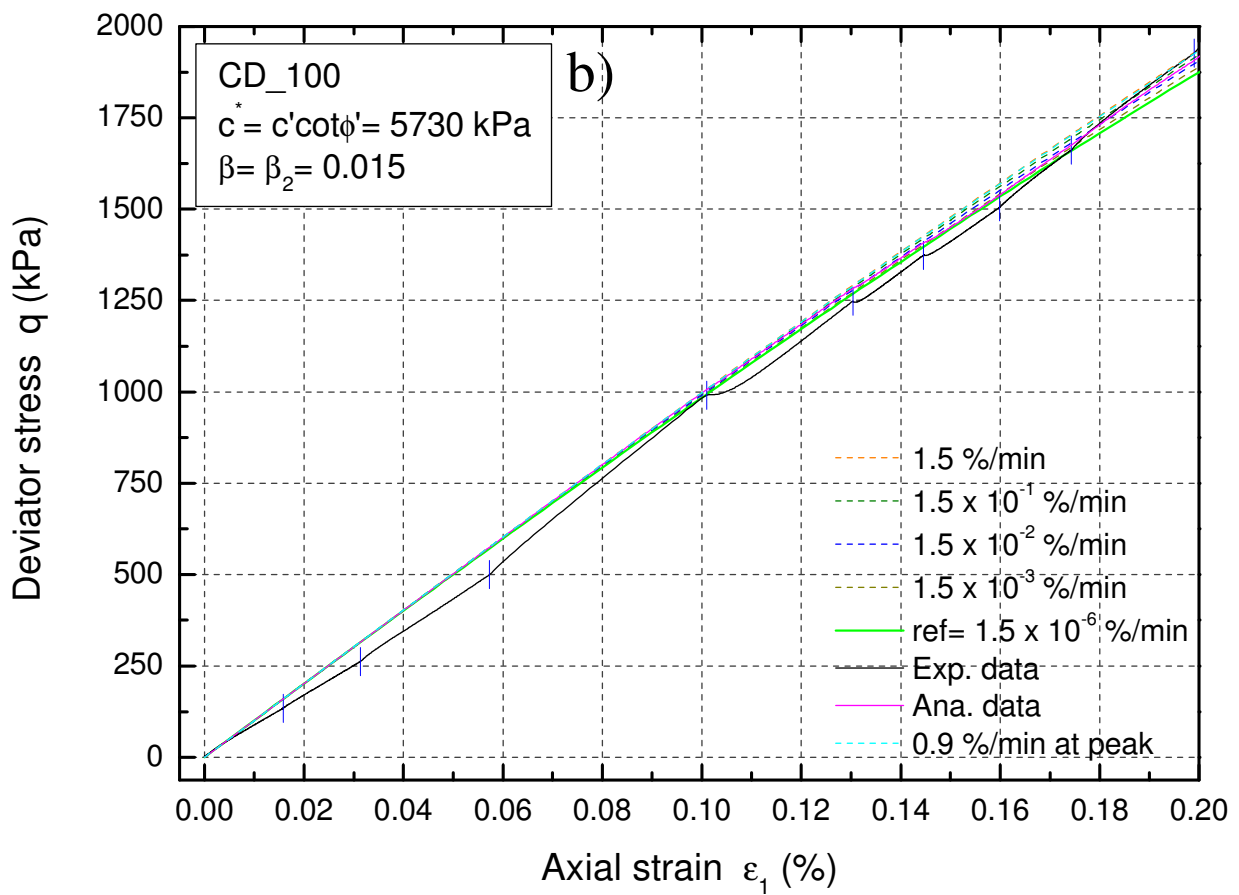
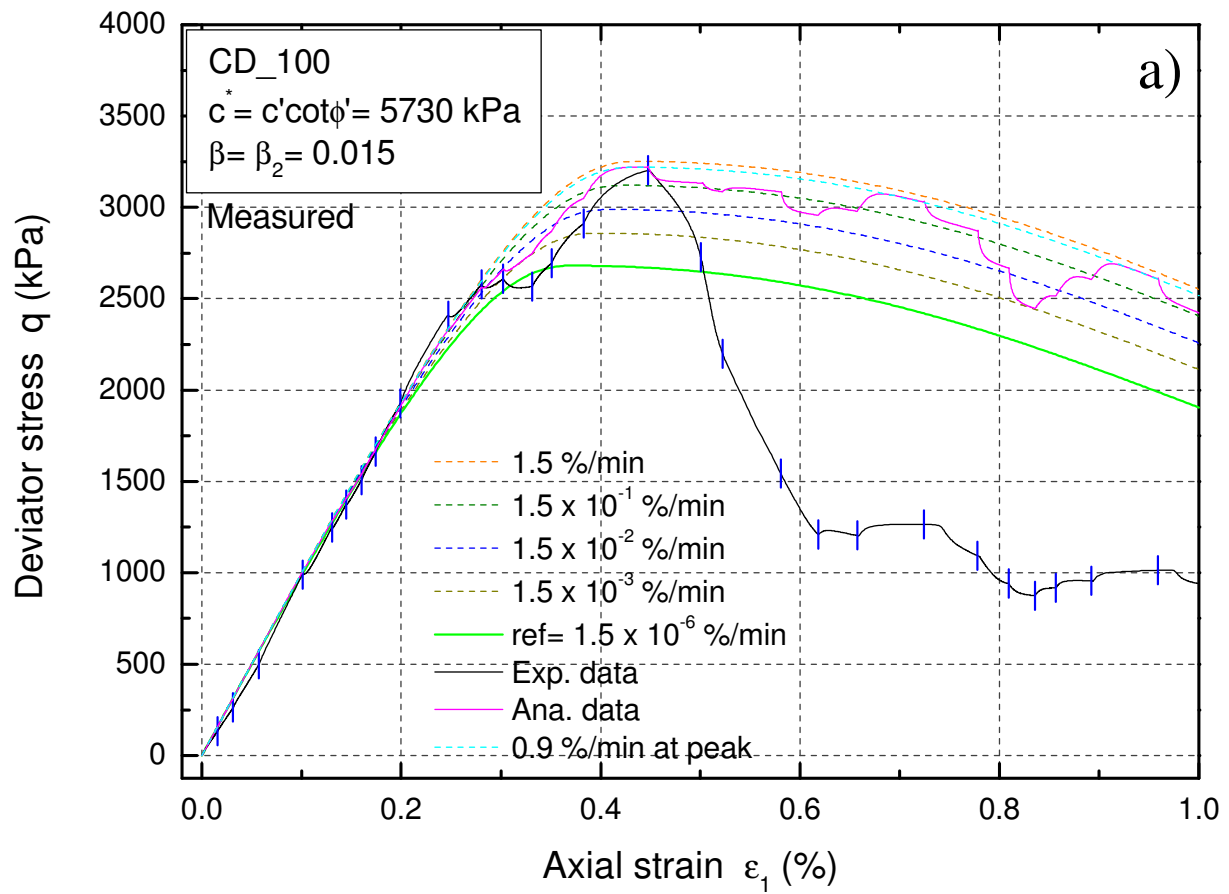


図 6.67 c^*, β_2 による数値解析結果 (SS_CD_100)

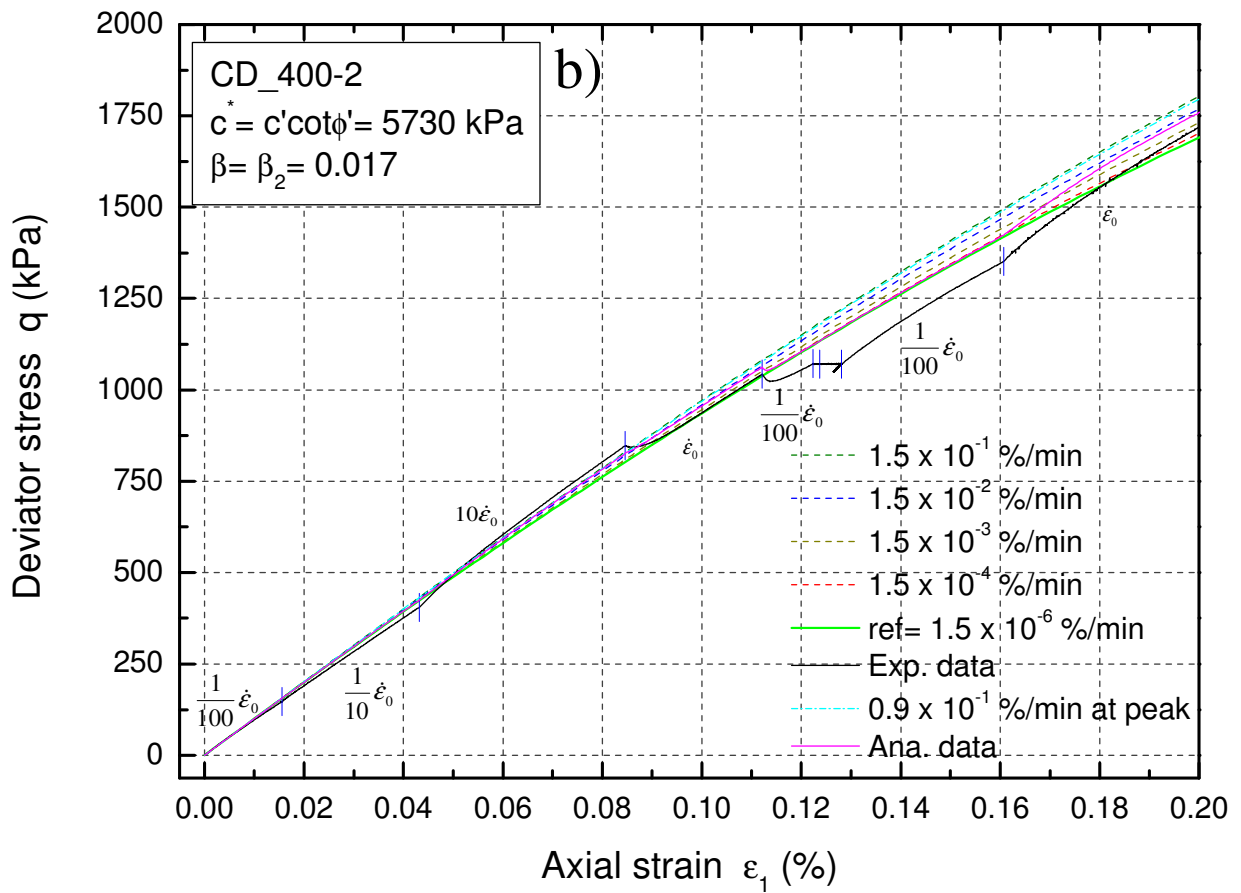
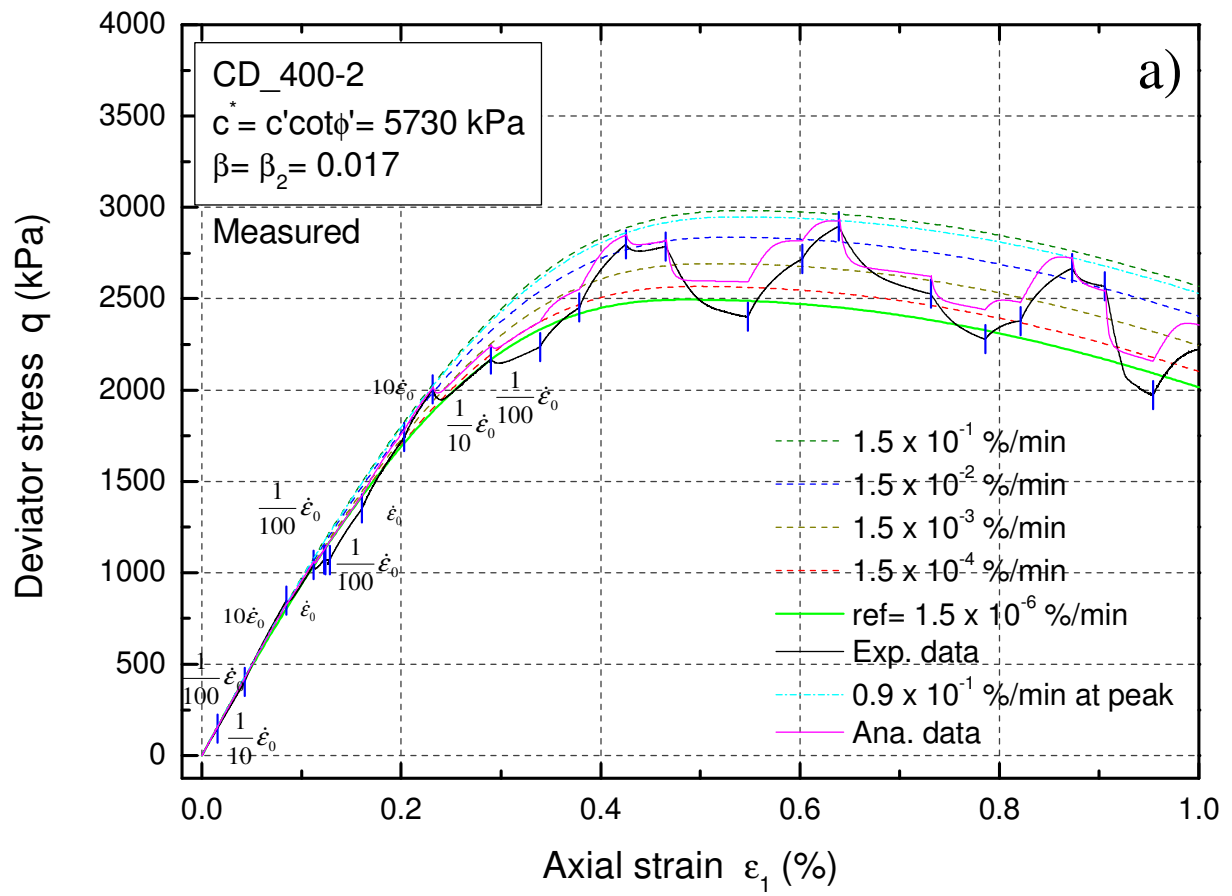


図 6.68 c^*, β_2 による数値解析結果 (SS_CD_400-2)

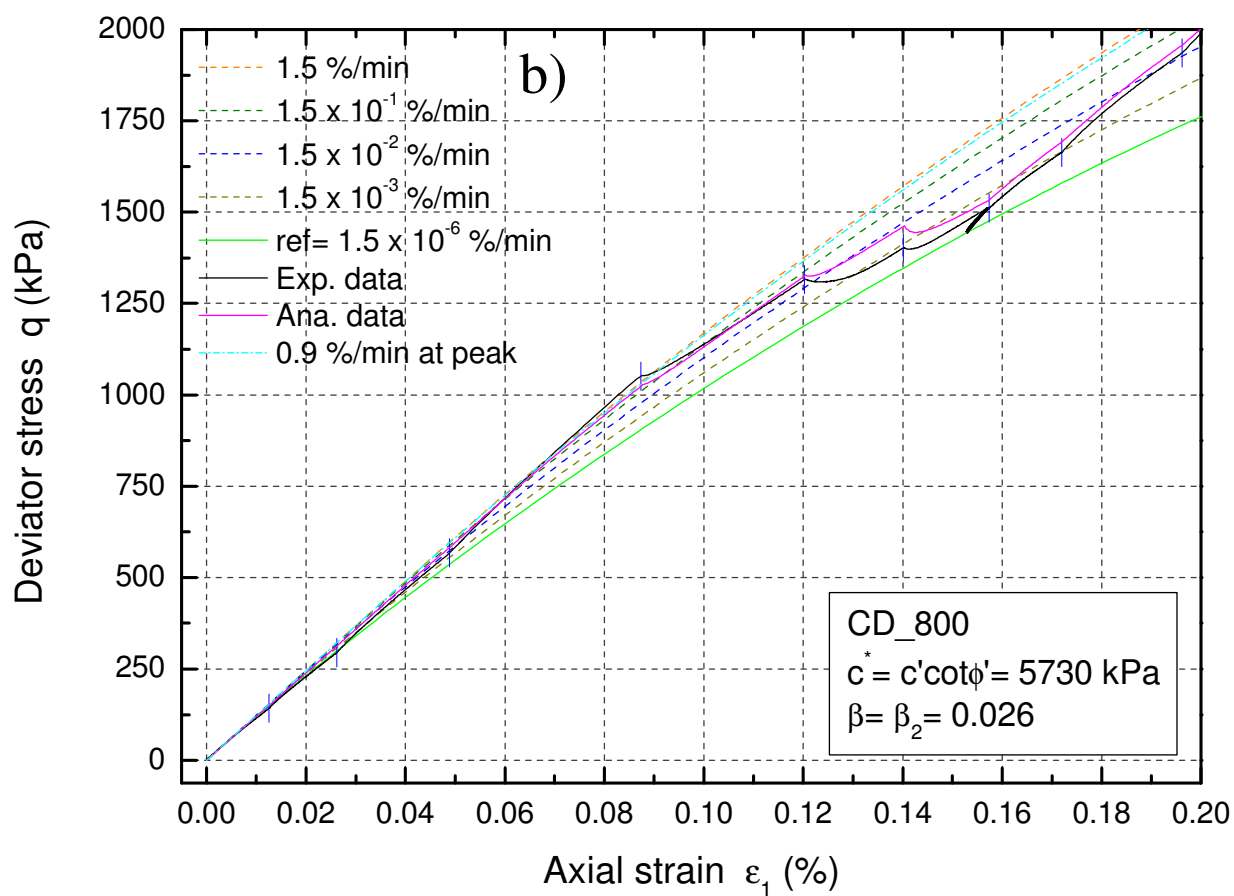
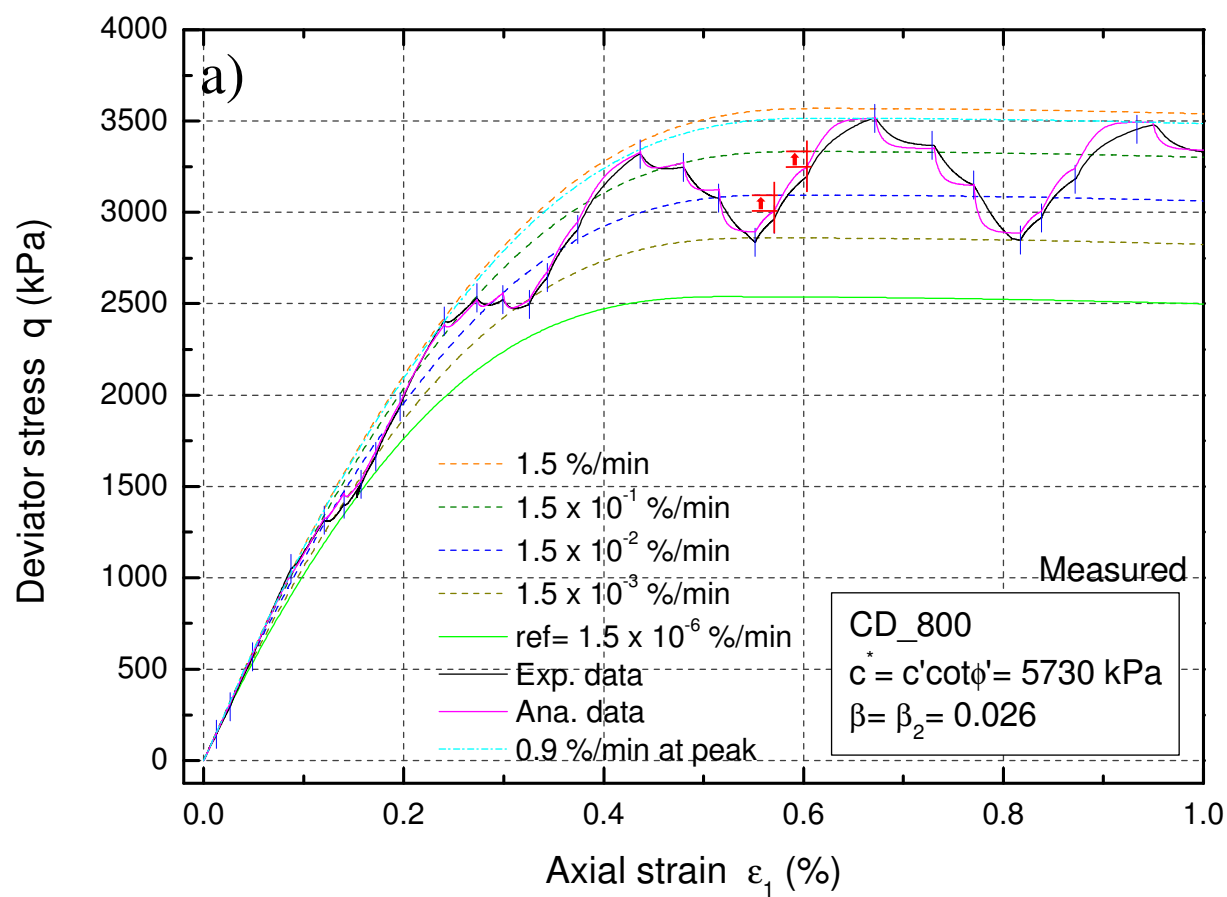


図 6.69 c^*, β_2 による数値解析結果 (SS_CD_800)

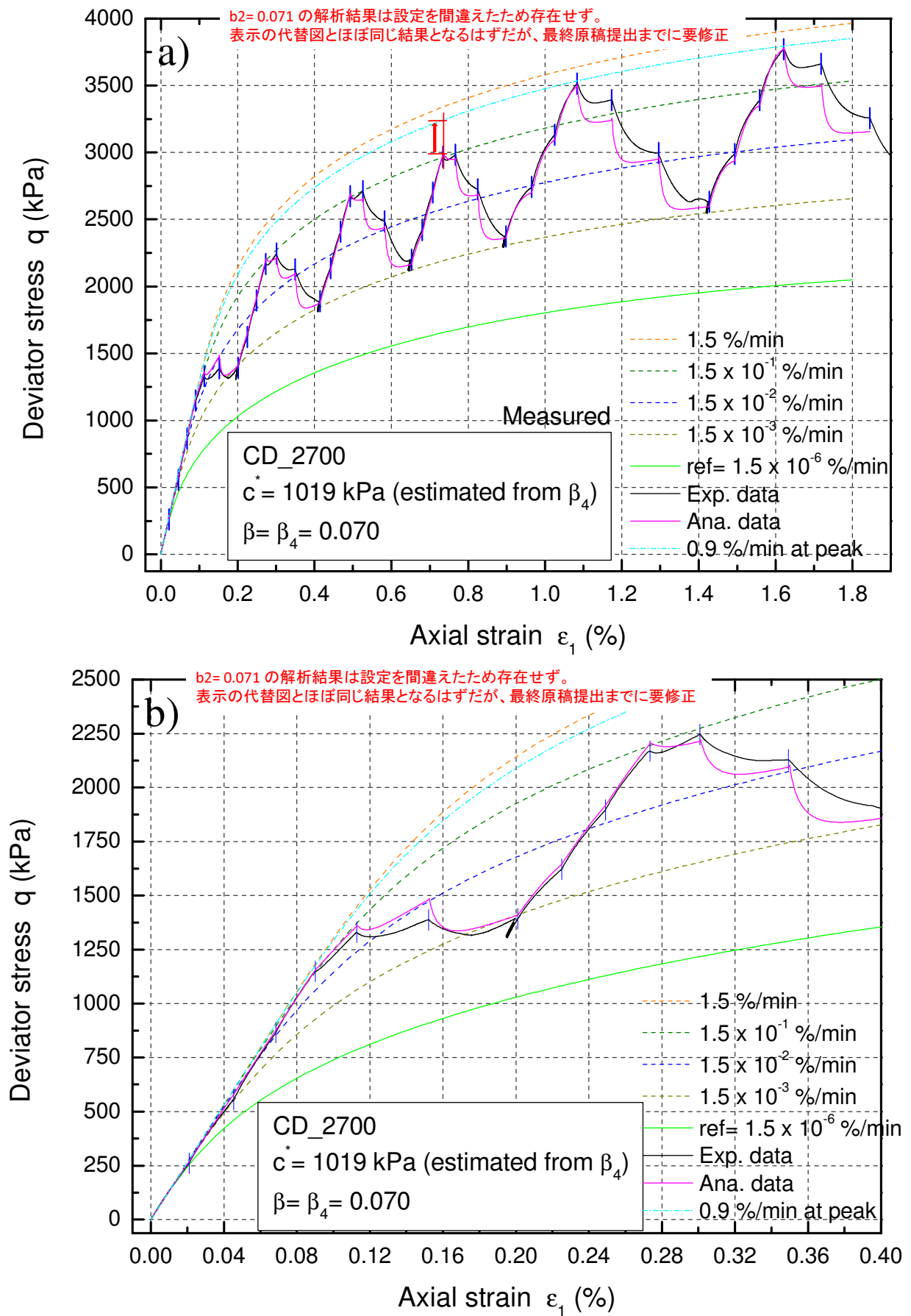


図 6.70 c^*, β_2 による数値解析結果 (SS_CD_2700)

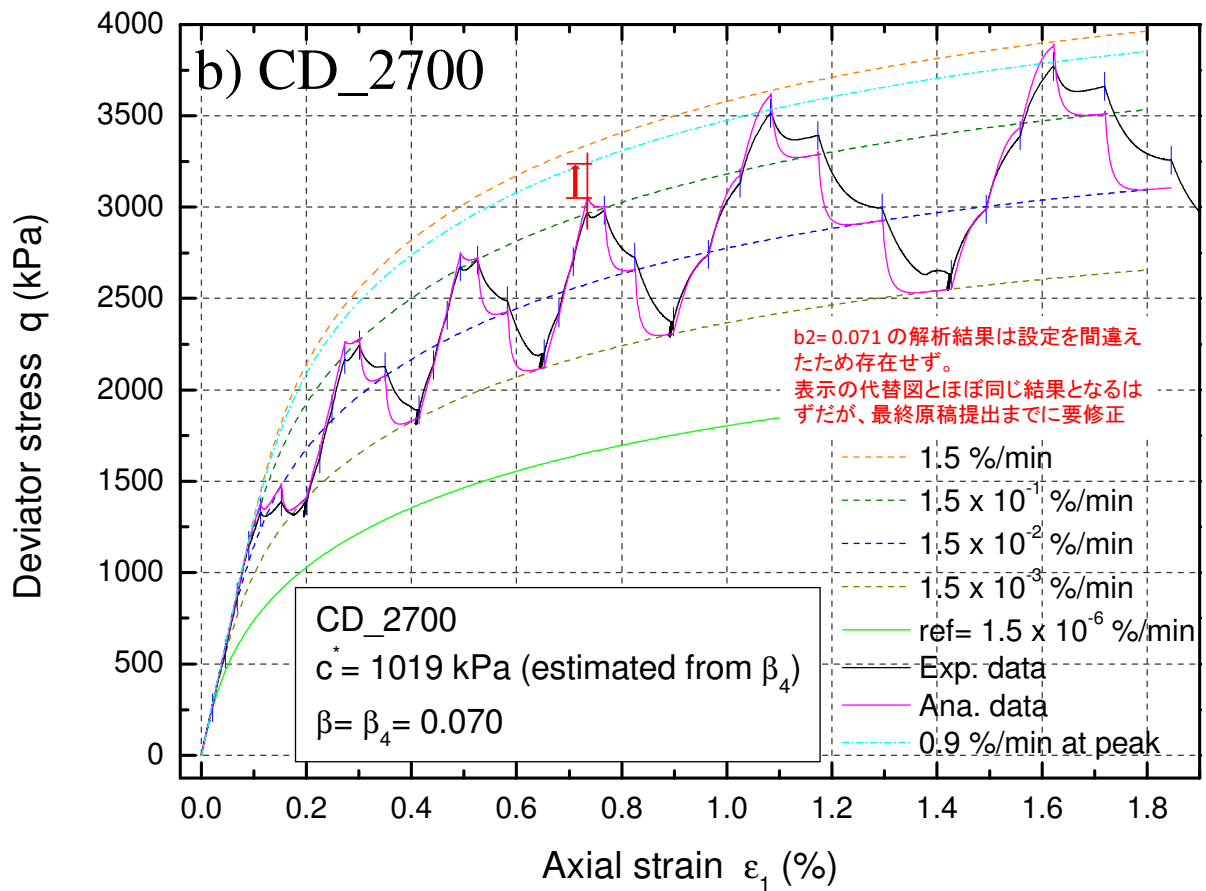
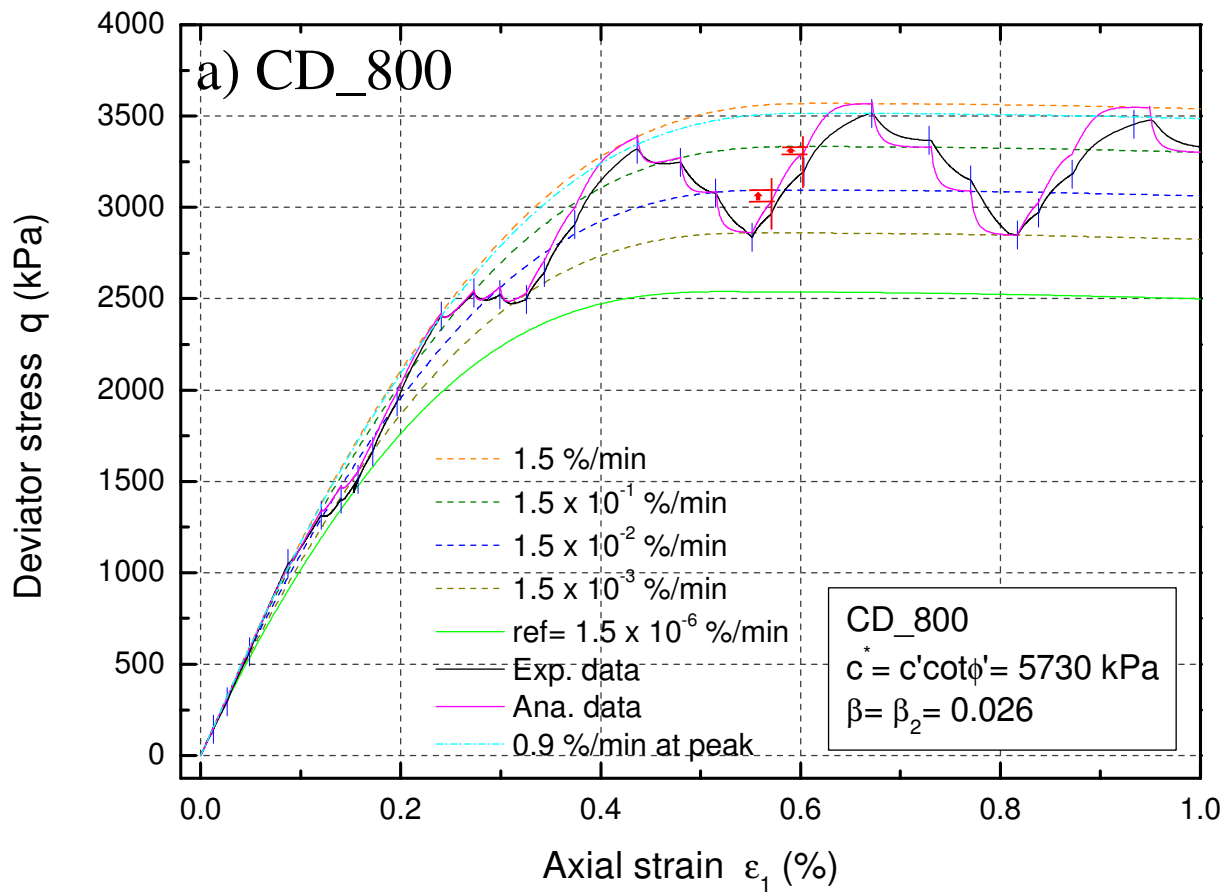


図 6.71 c^* , β_2 による数値解析結果における各載荷速度での軸ひずみ増分のみの影響,

a) SS_CD_800, b) SS_CD_2700

表 6.13 粘性応力に関するパラメータ（速度依存性係数の粘性応力への感度分析）

	q_{\max} (kPa)	σ_c' (kPa)	$c^* = c_2^*$ (kPa)	β_1			β_3			$\beta = \beta_{\text{alternate}}$		
				$\beta_{1_selected}$	α_1	m_1	$\beta_{3_selected}$	α_3	m_3	$\beta_{\text{alternate}}$	α	m
SS_CD_400-2	2896	400	5729.5	0.0410	1.18	0.017	-	-	-	-	-	-
SS_CD_800	3514	800	5729.5	0.0527	1.33	0.020	0.0699	1.60	0.023	-	-	-
SS_CD_2700	6472	2700	932.5	-	-	-	0.0842	1.86	0.025	0.051	1.29	0.02

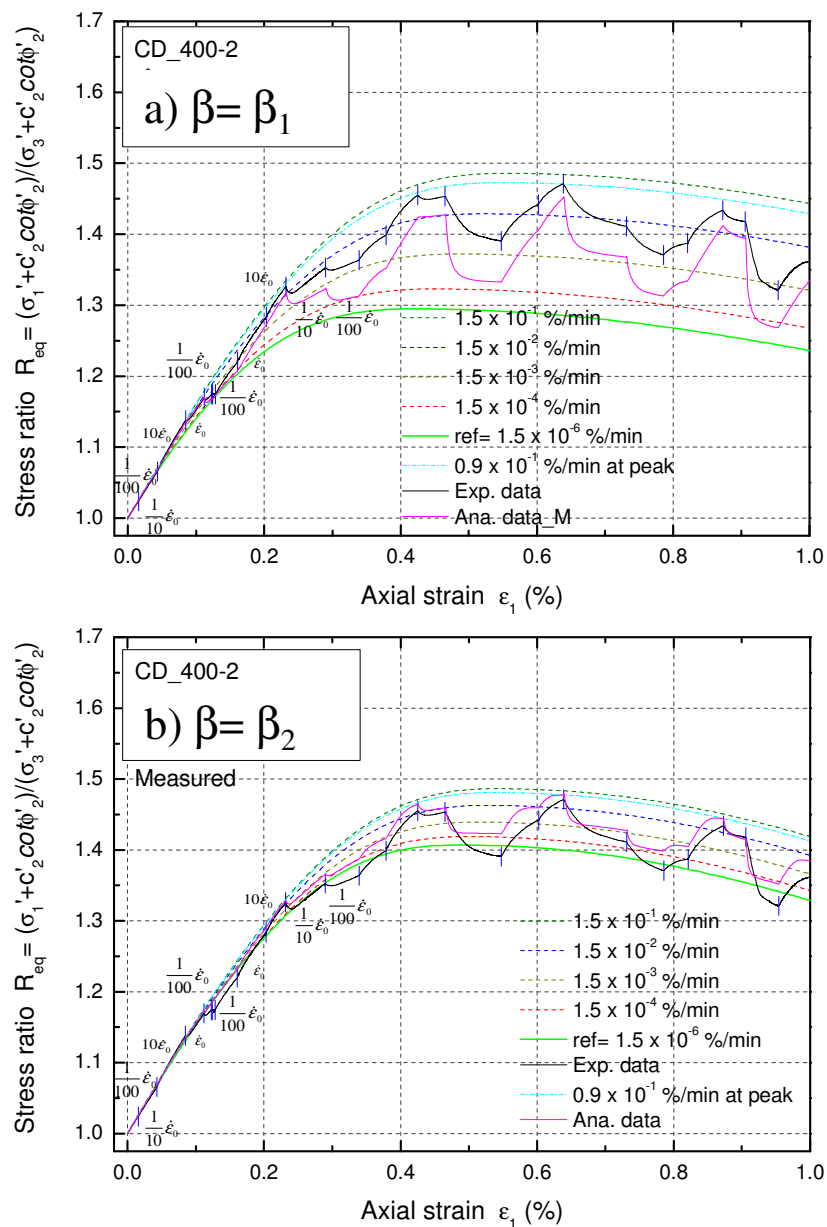


図 6.72 速度依存性係数が解析結果に与える影響（SS_CD_400-2）

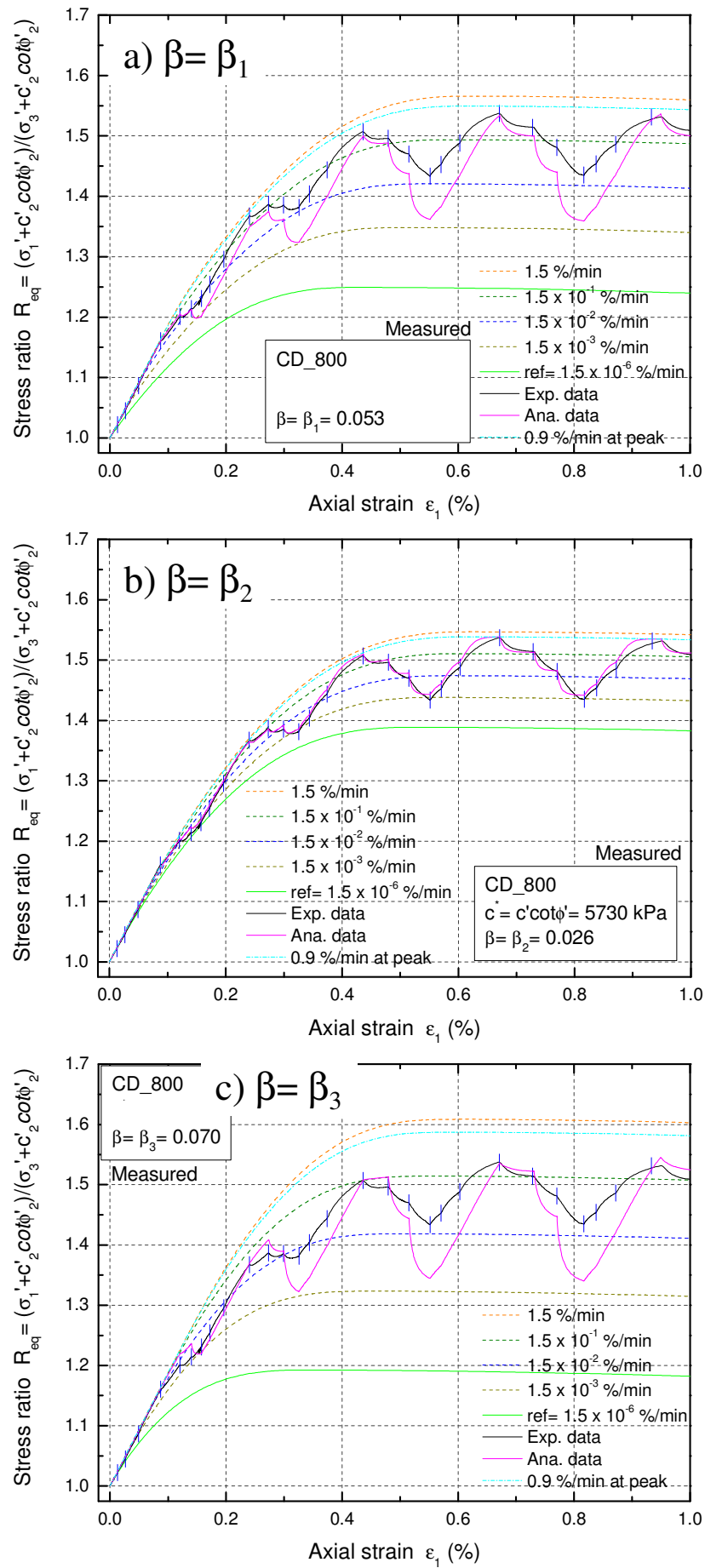


図 6.73 速度依存性係数が解析結果に与える影響 (SS_CD_800)

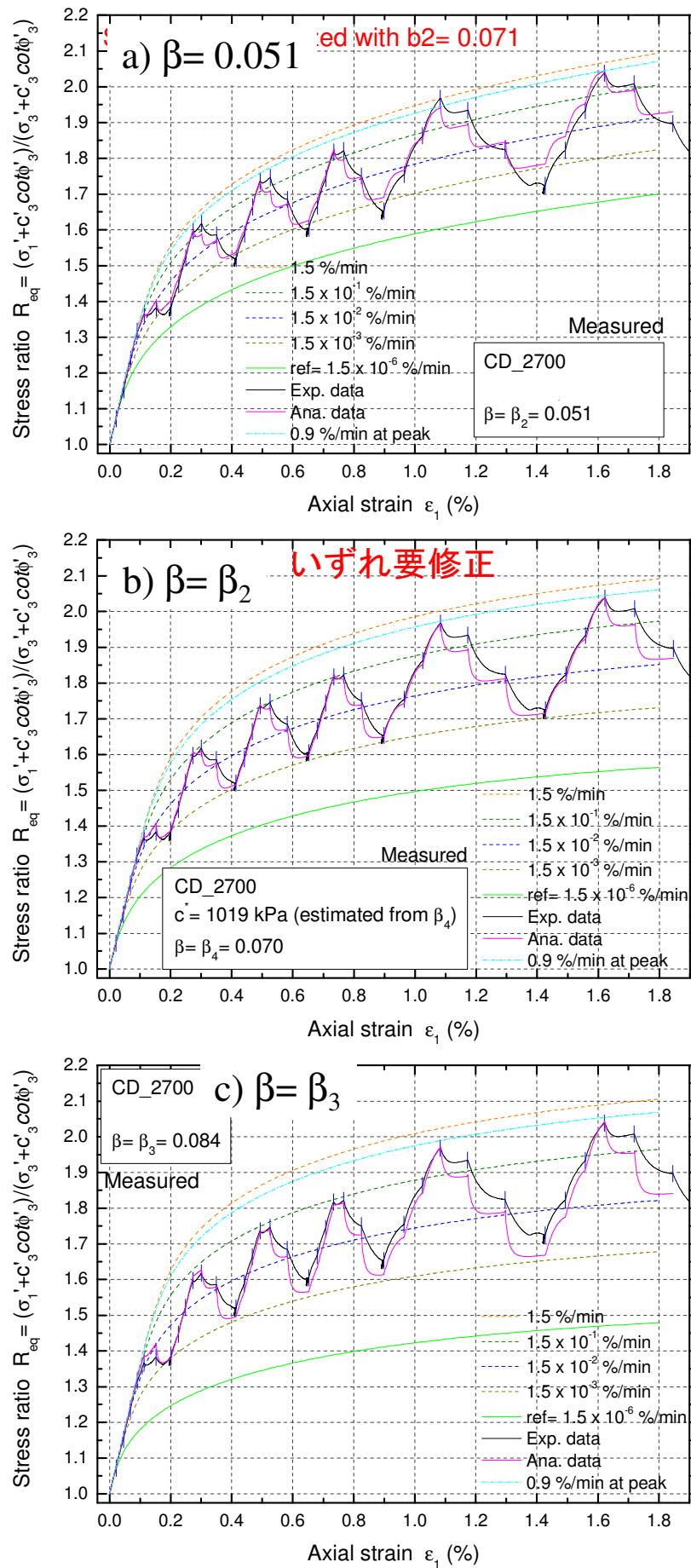


図 6.74 速度依存性係数が解析結果に与える影響 (SS_CD_2700)

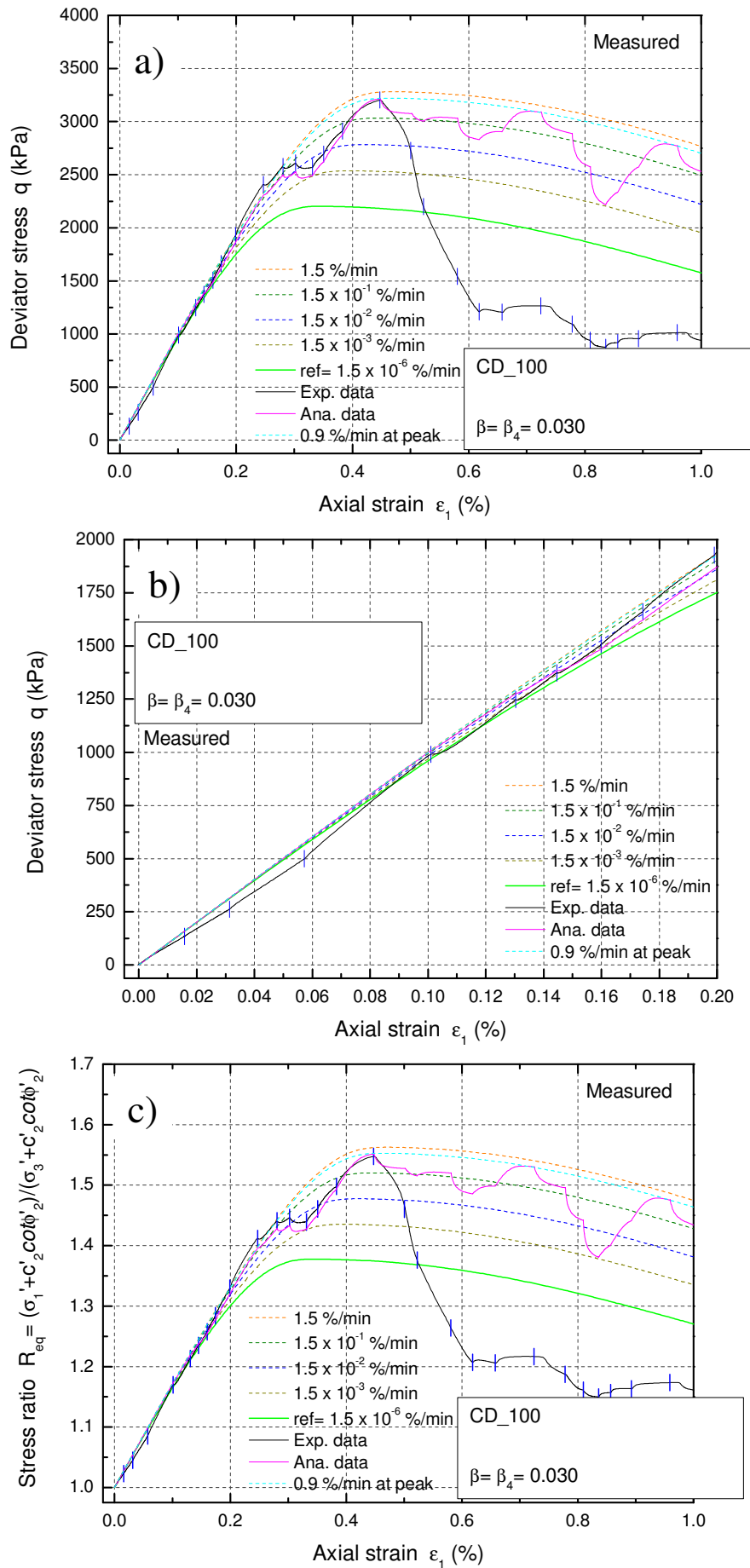


図 6.75 試験結果に最も近い解析結果を得た速度依存性係数 β_4 (SS_CD_100)

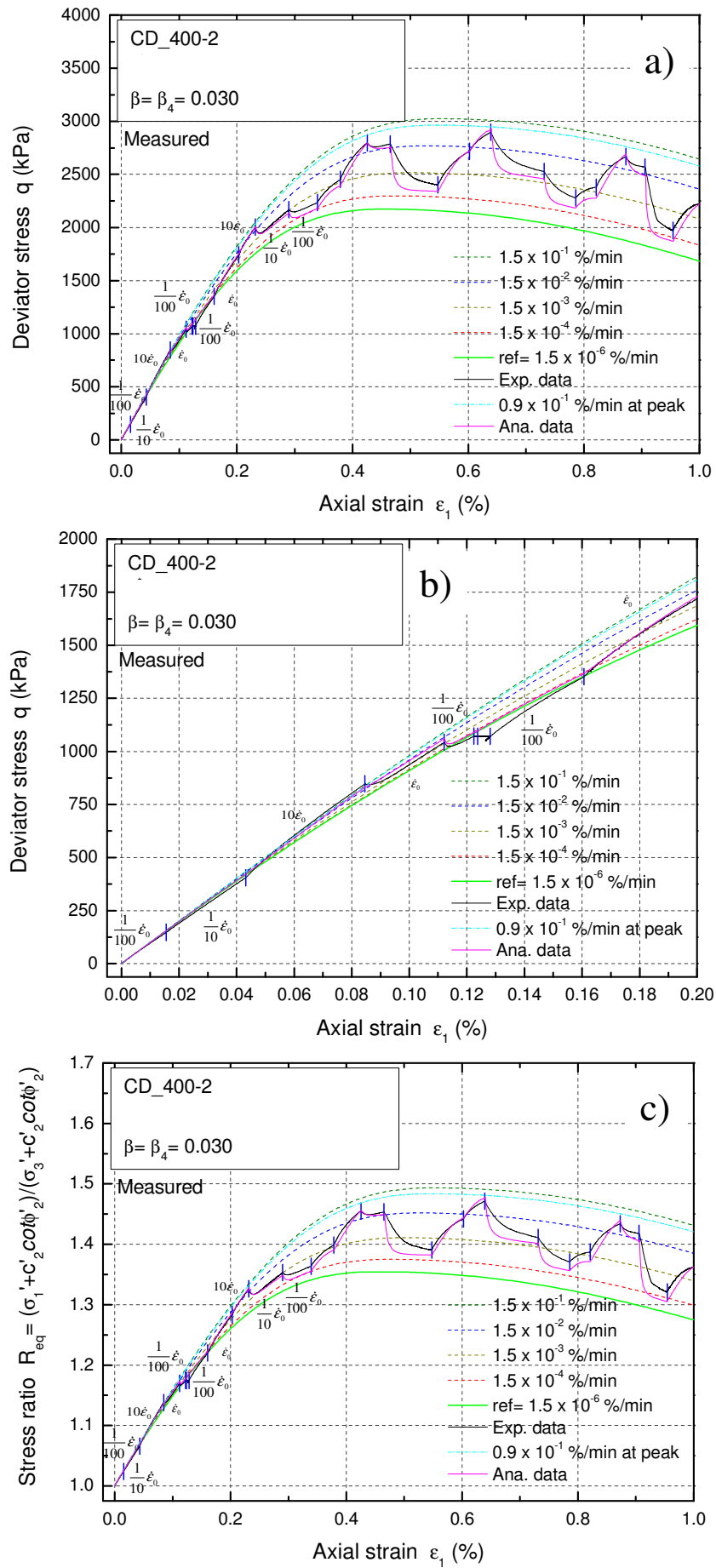


図 6.76 試験結果に最も近い解析結果を得た速度依存性係数 β_4 (SS_CD_400-2)

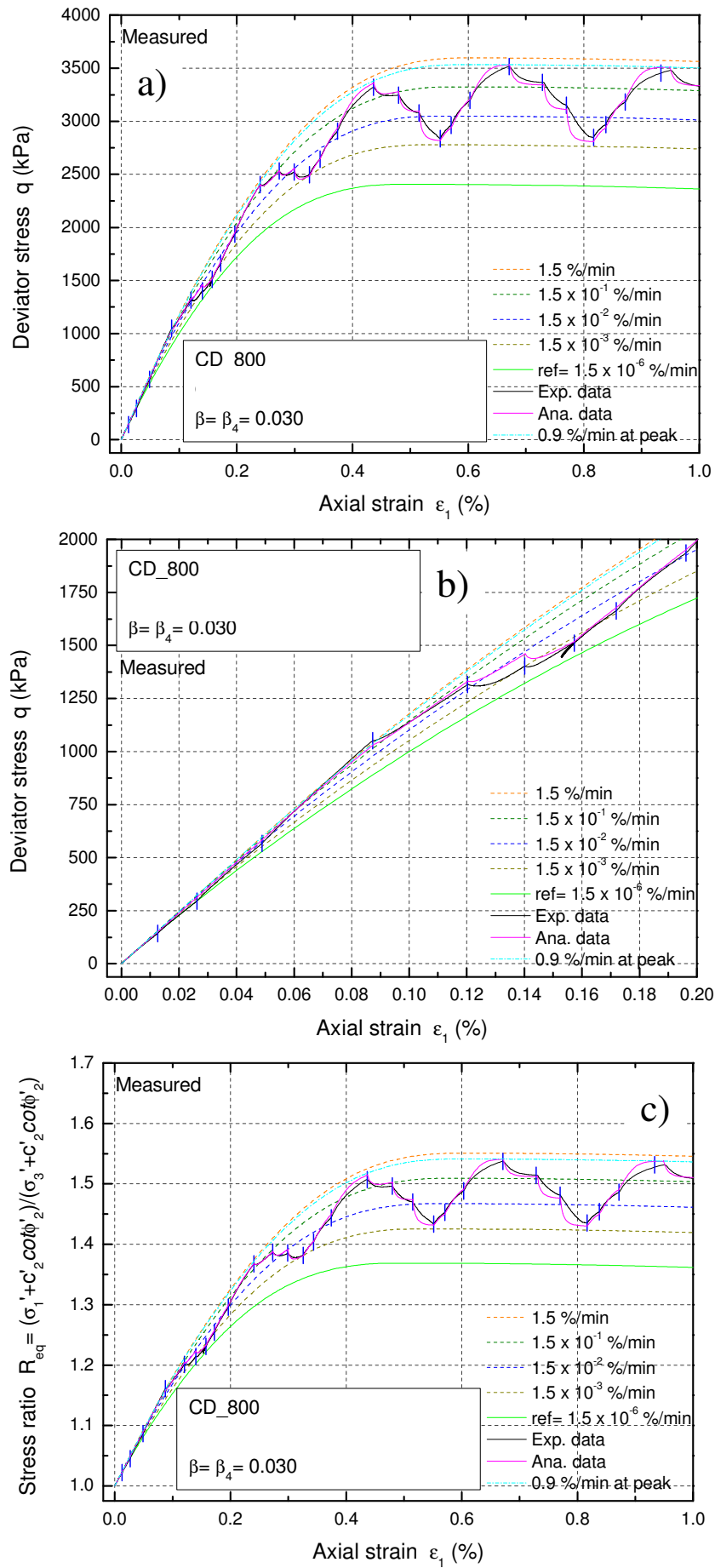


図 6.77 試験結果に最も近い解析結果を得た速度依存性係数 β_4 (SS_CD_800)

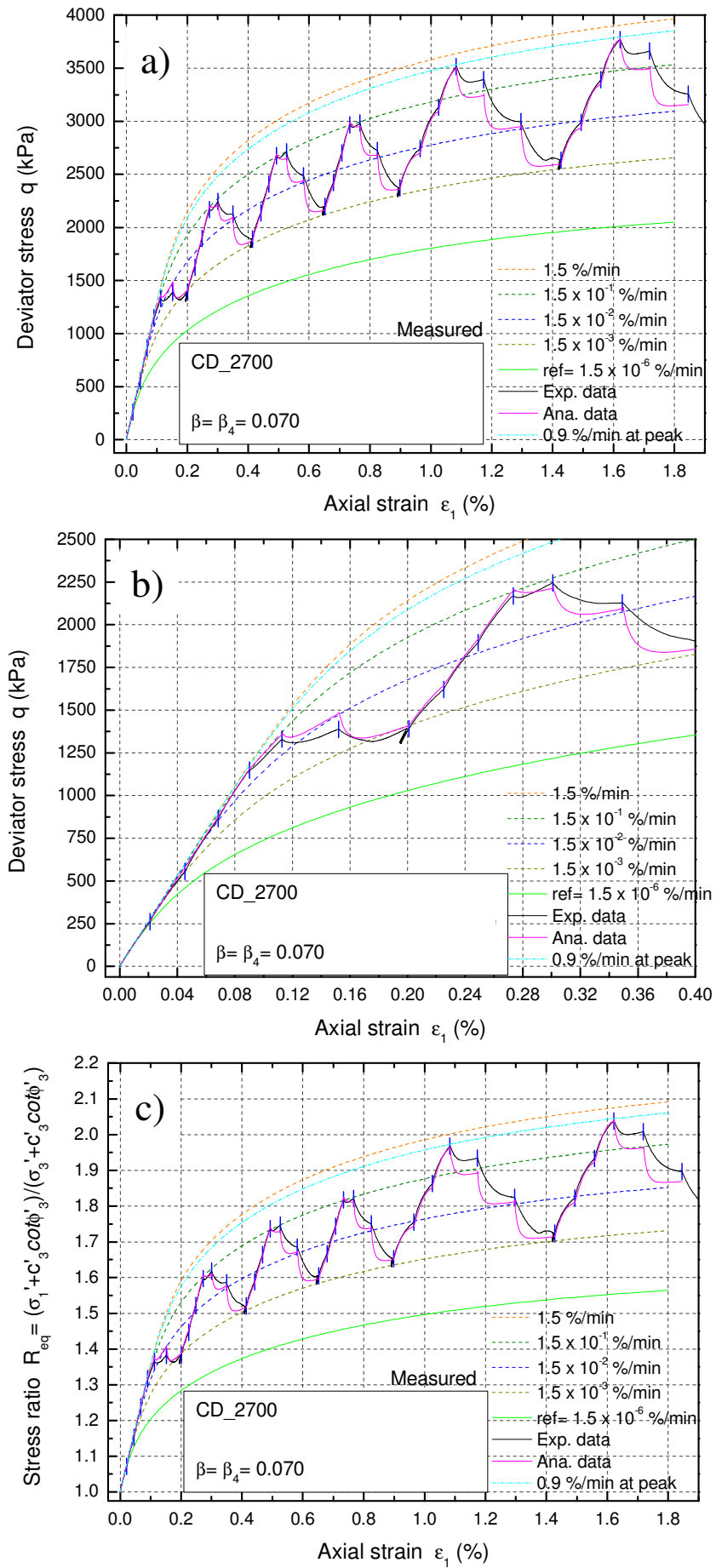


図 6.78 試験結果に最も近い解析結果を得た速度依存性係数 β_4 (SS_CD_2700)

表 6.14 $\beta = \beta_4$ としたときの粘性応力に関するパラメータ

	q_{\max} (kPa)	σ_c' (kPa)	$c^* = c_2^*$ (kPa)	β_4		
				$\beta_{4_estimated}$	α_4	m_4
SS_CD_100	3202	100	5729.5	0.030	0.82	0.017
SS_CD_400-2	2896	400	5729.5	0.030	0.82	0.017
SS_CD_800	3514	800	5729.5	0.030	0.82	0.017
SS_CD_2700	6472	2700	932.5	0.070	1.61	0.023

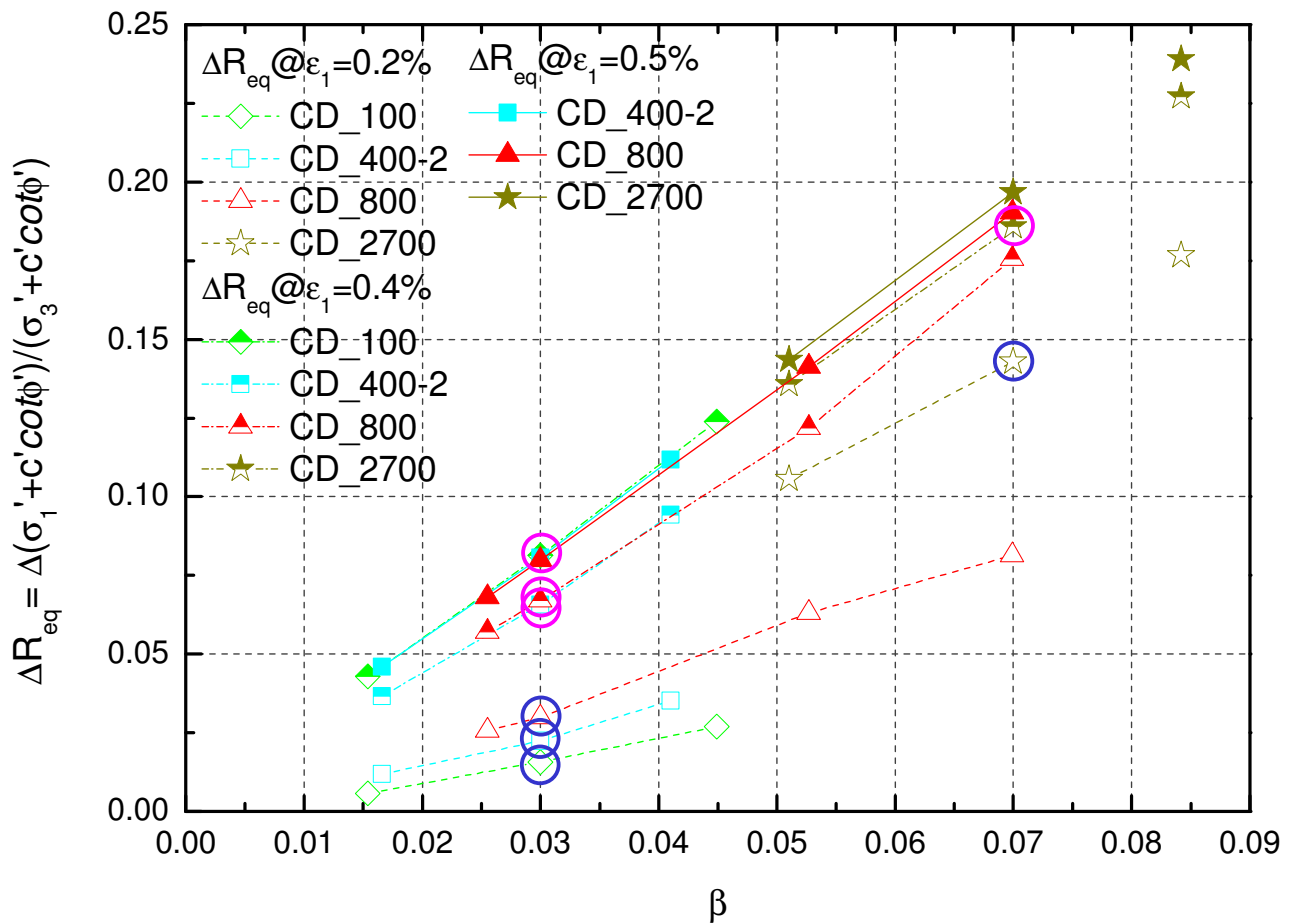


図 6.79 速度依存性係数と任意の軸ひずみにおける応力比増分との関係

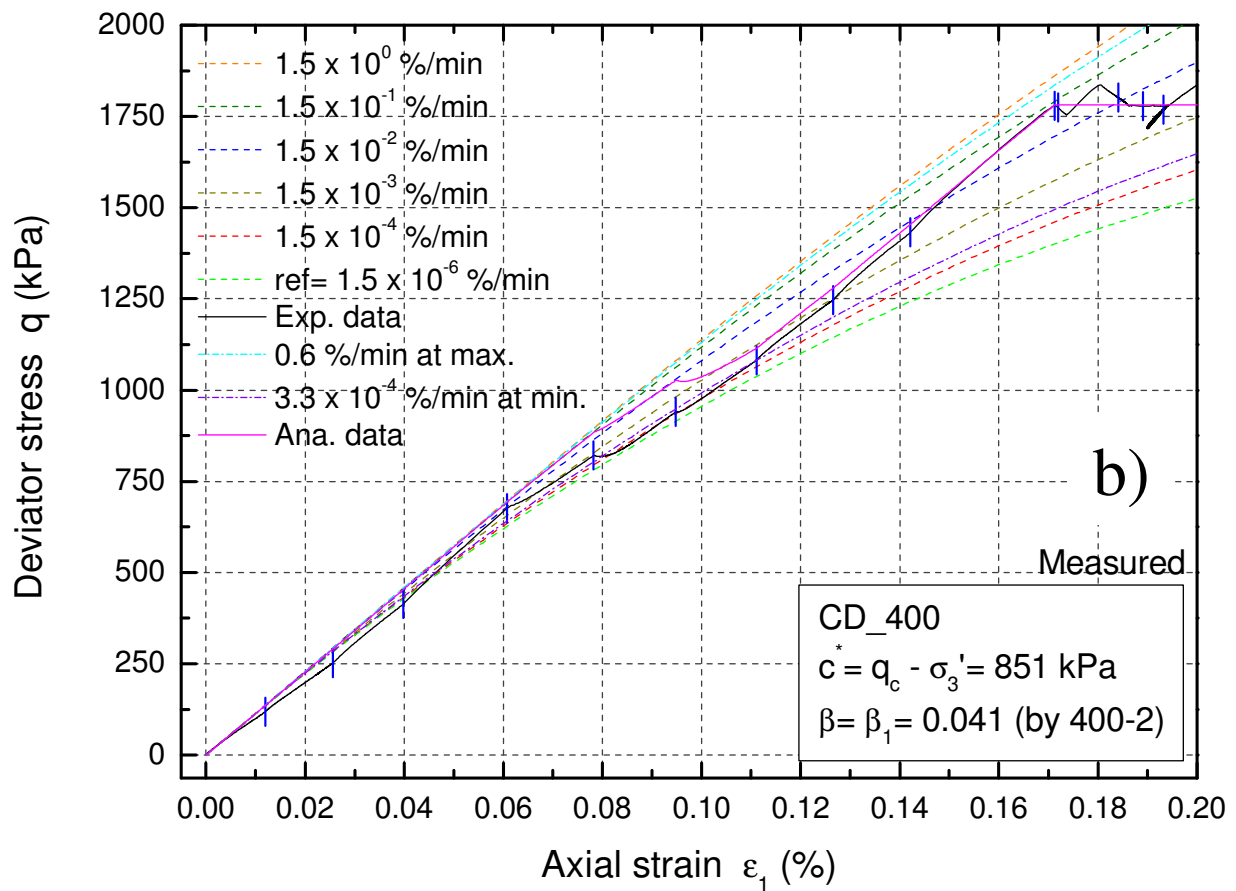
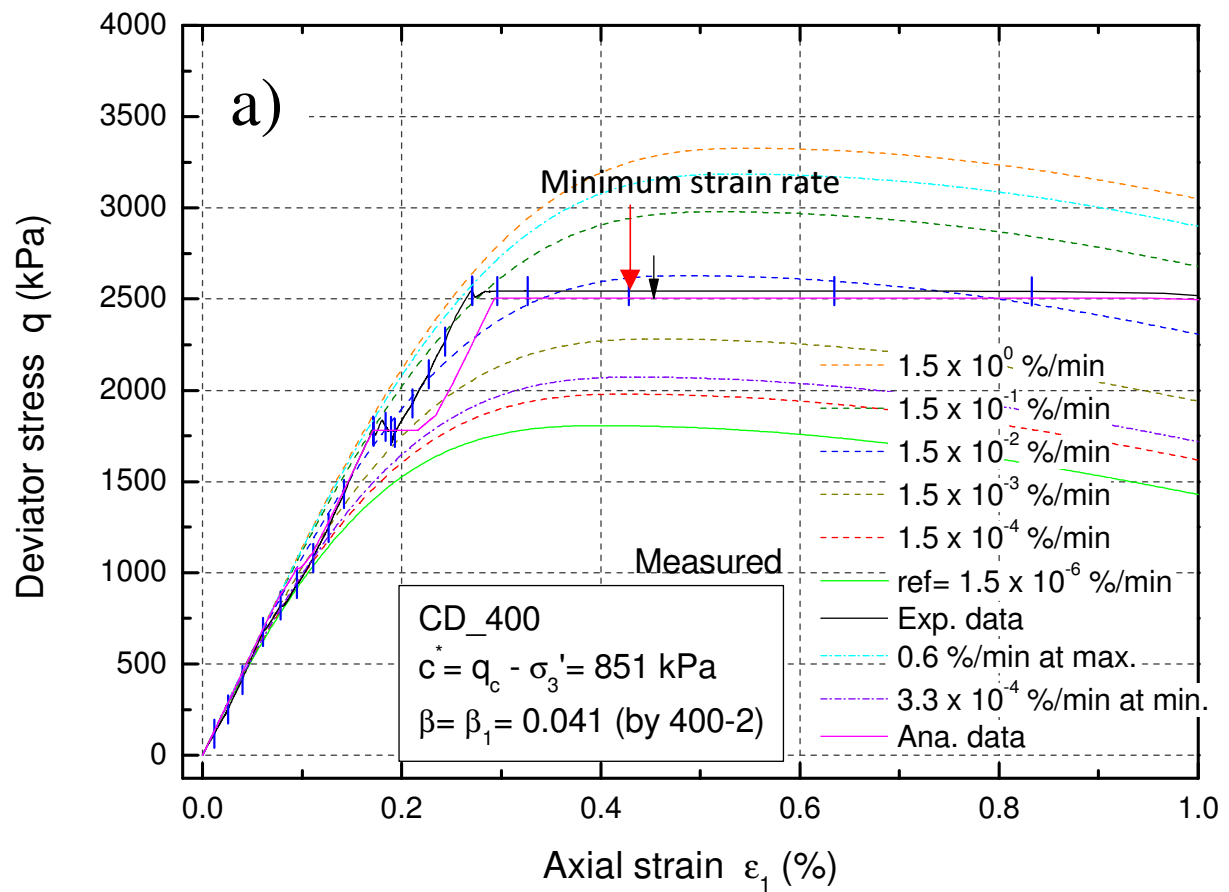


図 6.80 SS_CD_400 の数値解析結果 ($\beta = \beta_1$), a), b) 応力ひずみ関係

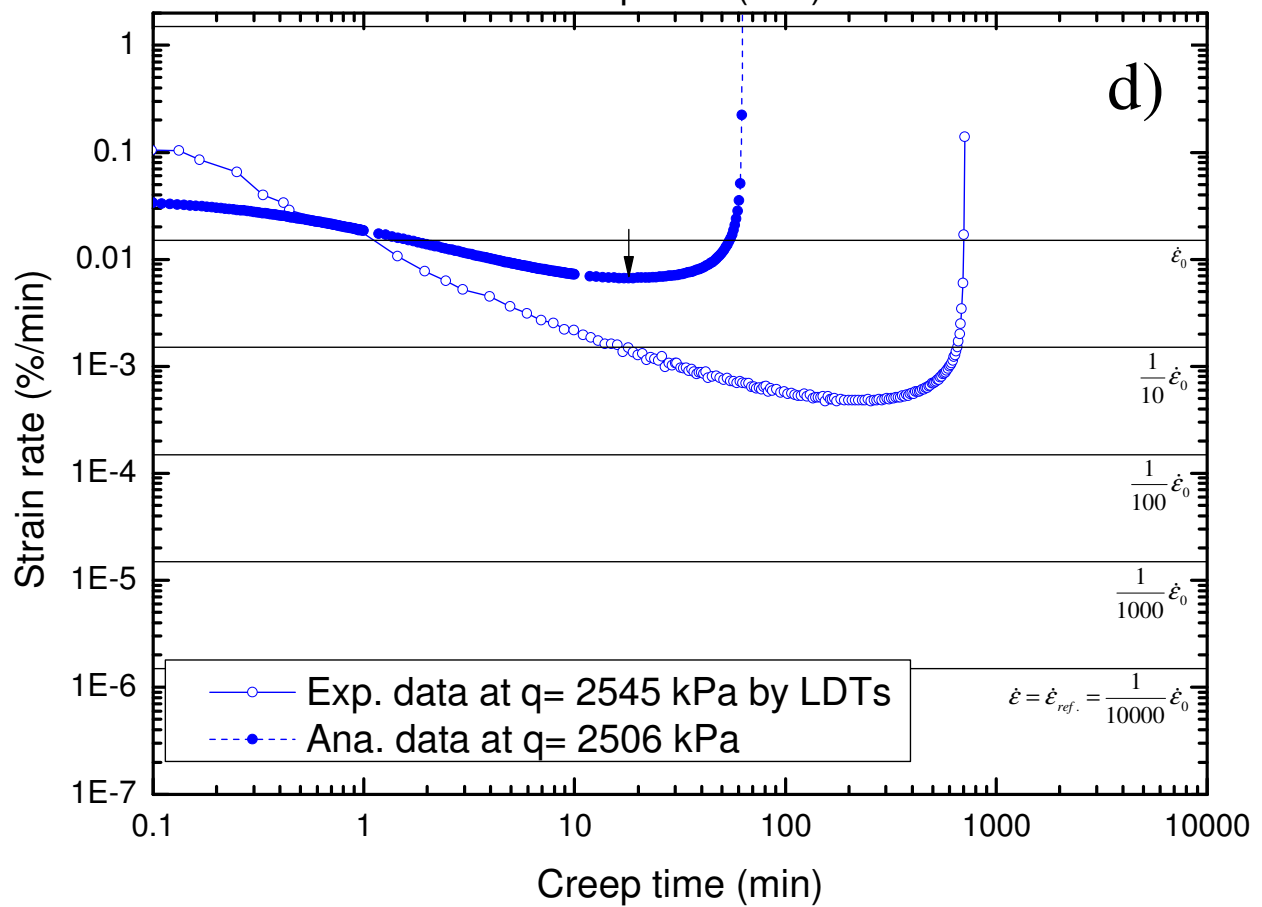
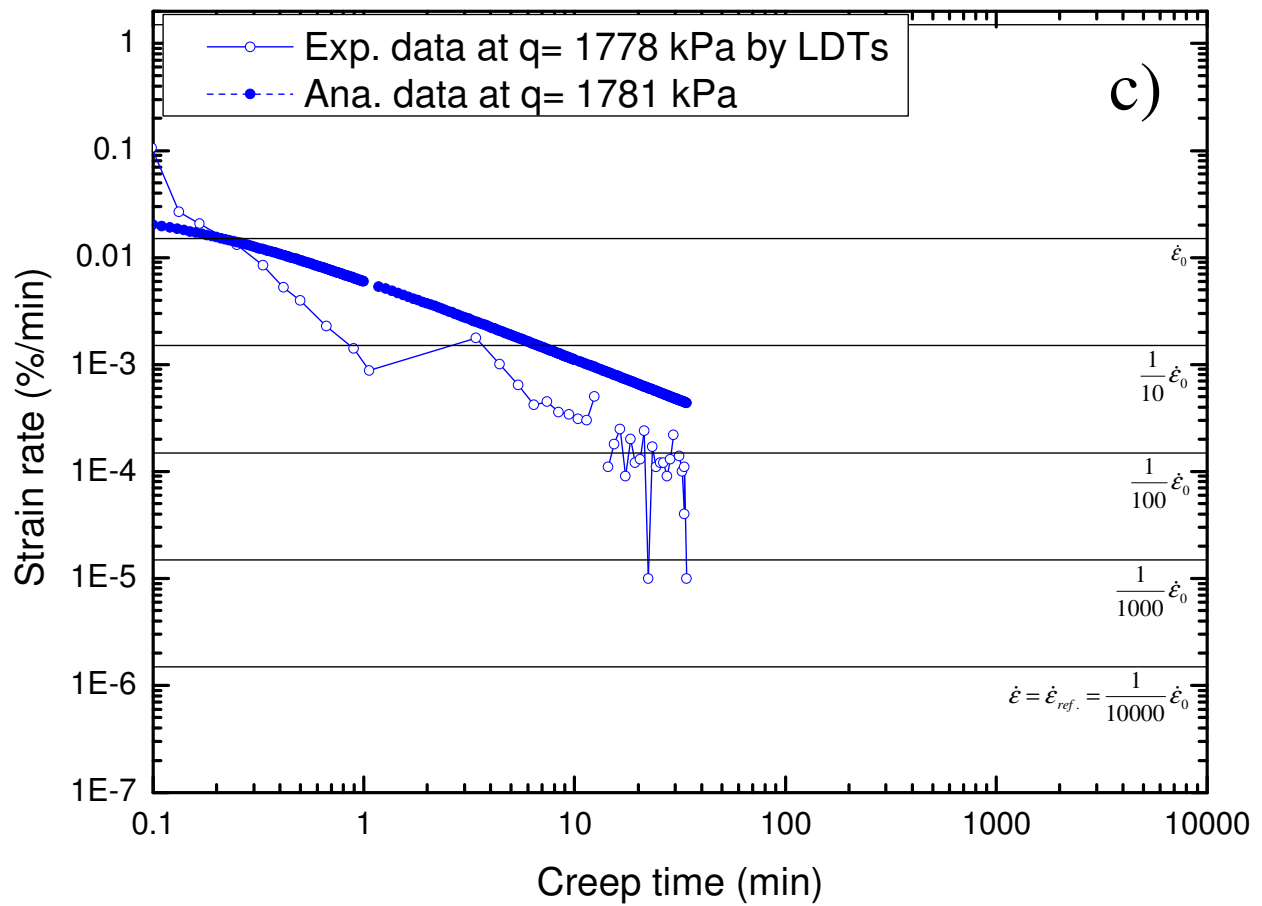


図 6.80 SS_CD_400 の数値解析結果 ($\beta = \beta_1$), c), d) クリープ载荷における载荷速度の時刻歴

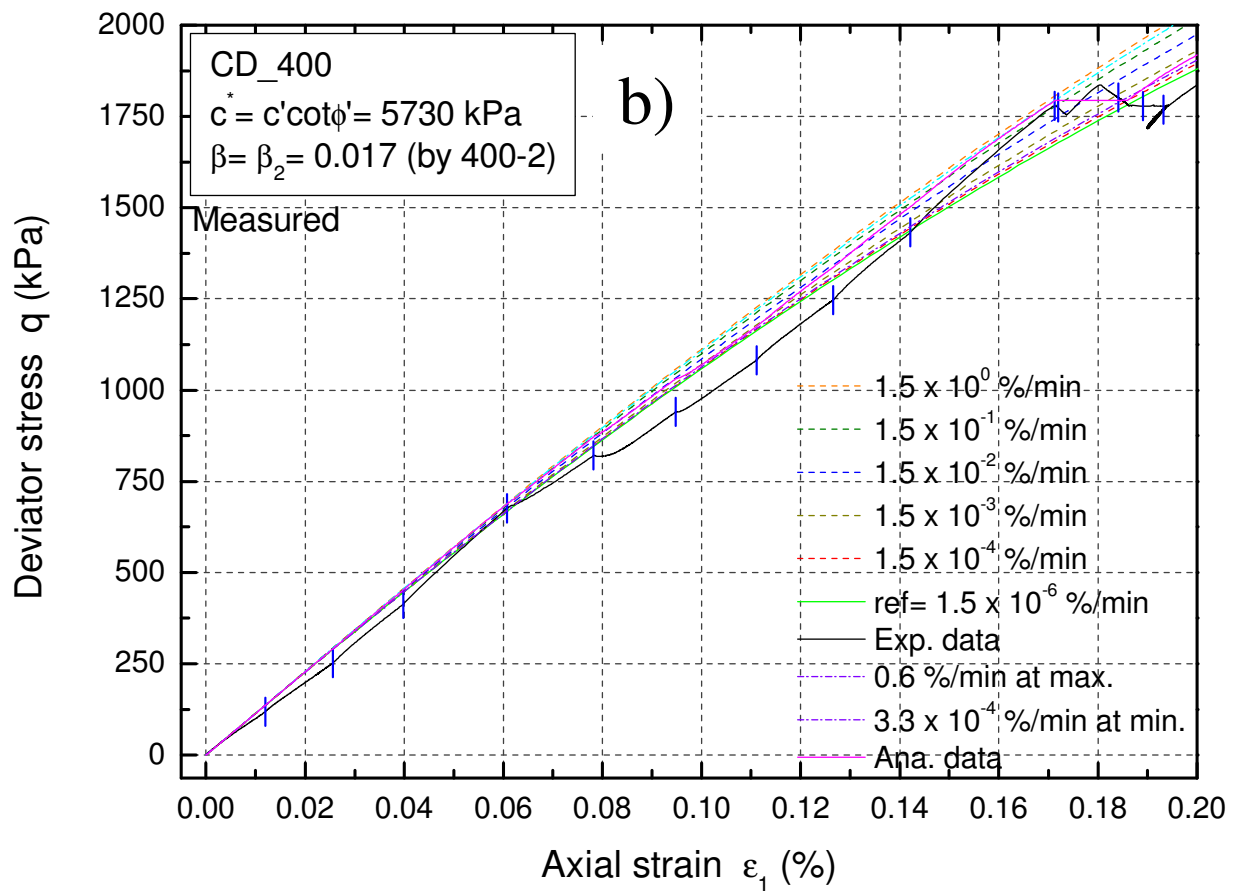
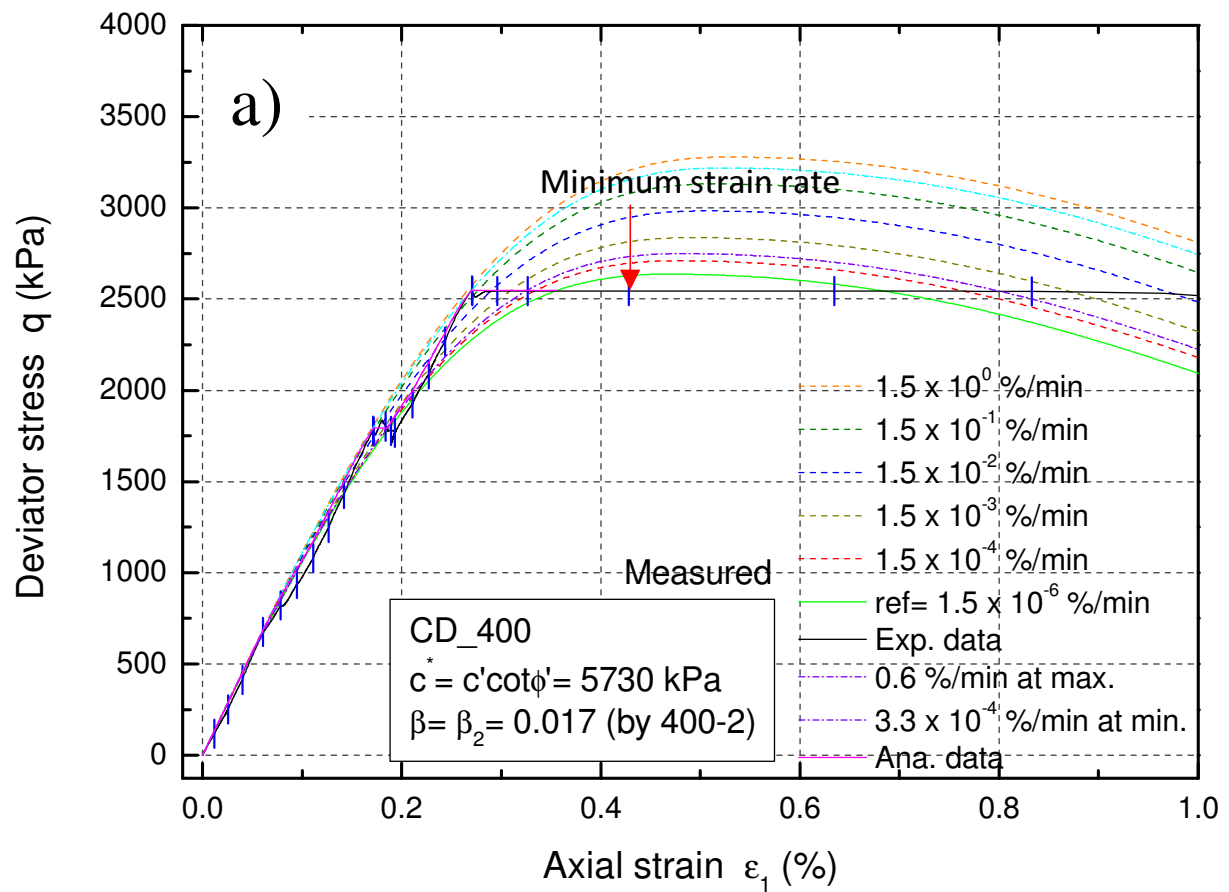


図 6.81 SS_CD_400 の数値解析結果 ($\beta = \beta_2$), a), b) 応力ひずみ関係

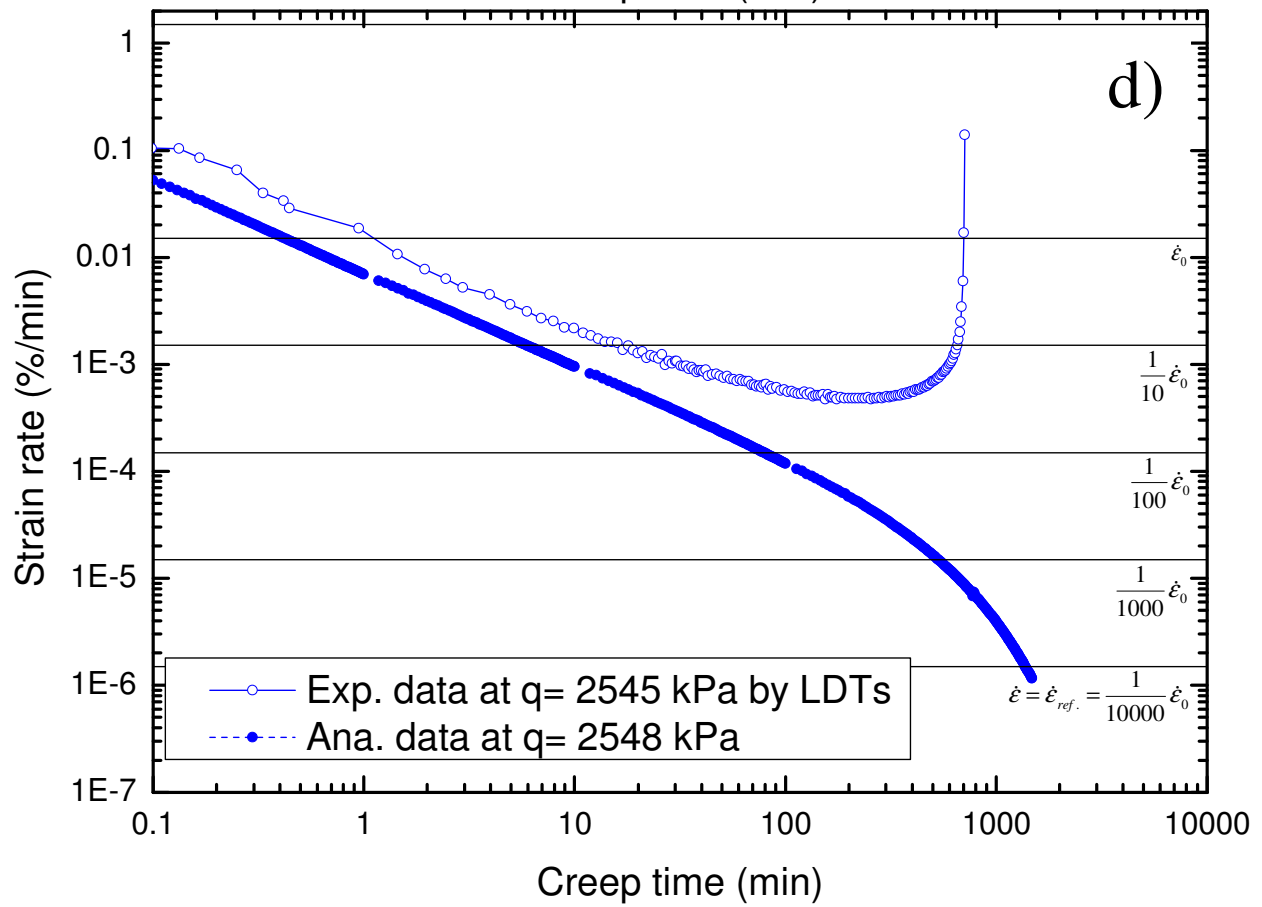
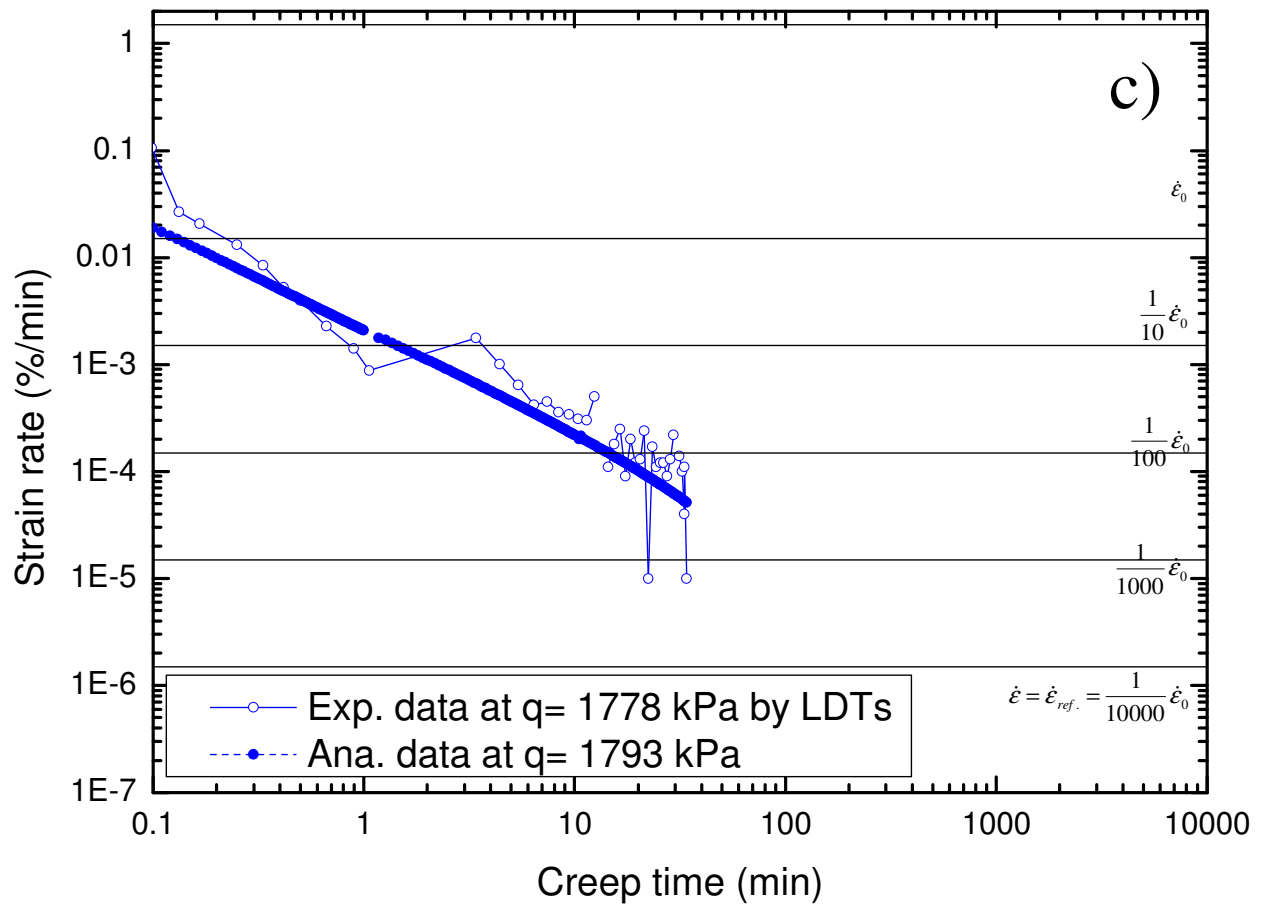


図 6.81 SS_CD_400 の数値解析結果 ($\beta = \beta_2$), c), d) クリープ载荷における载荷速度の時刻歴

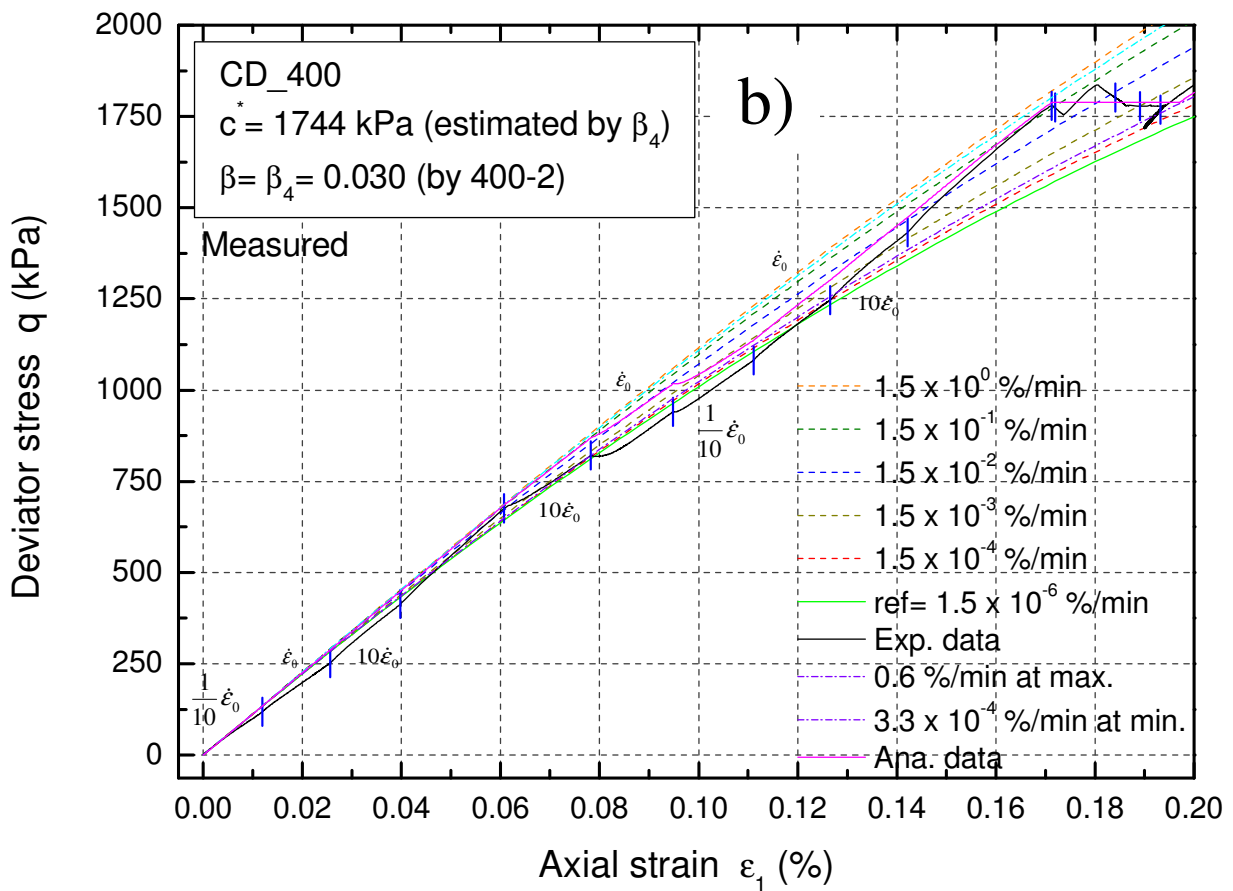
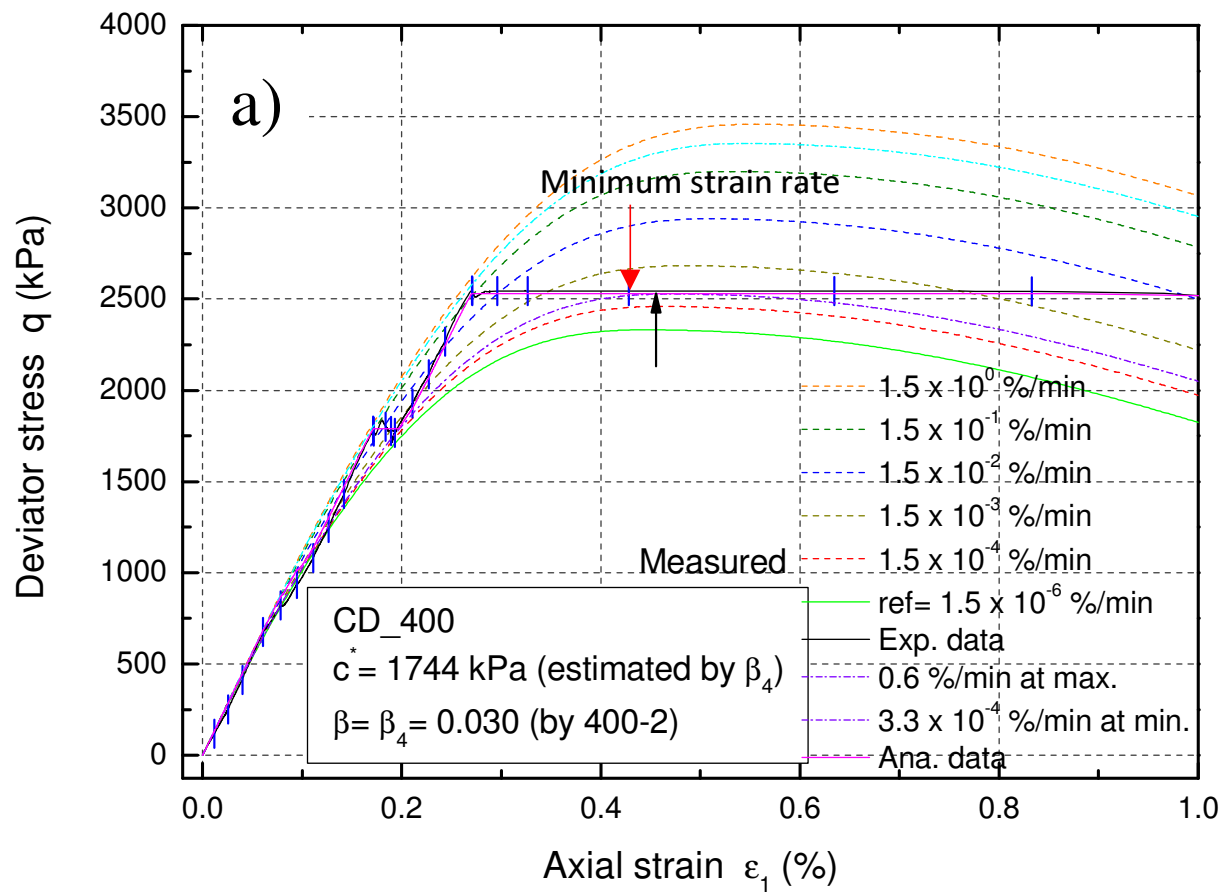


図 6.82 SS_CD_400 の数値解析結果 ($\beta = \beta_4$), a), b) 応力ひずみ関係

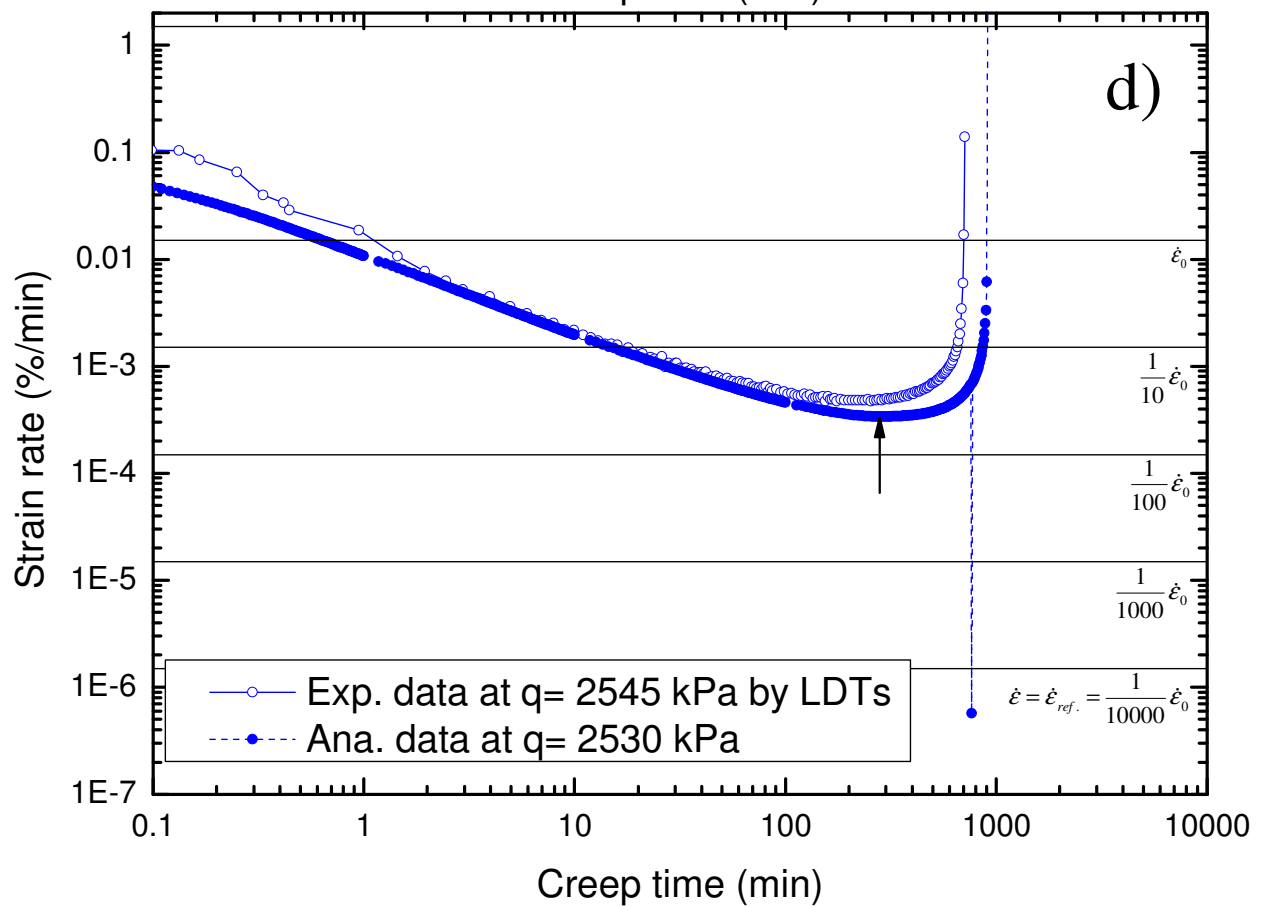
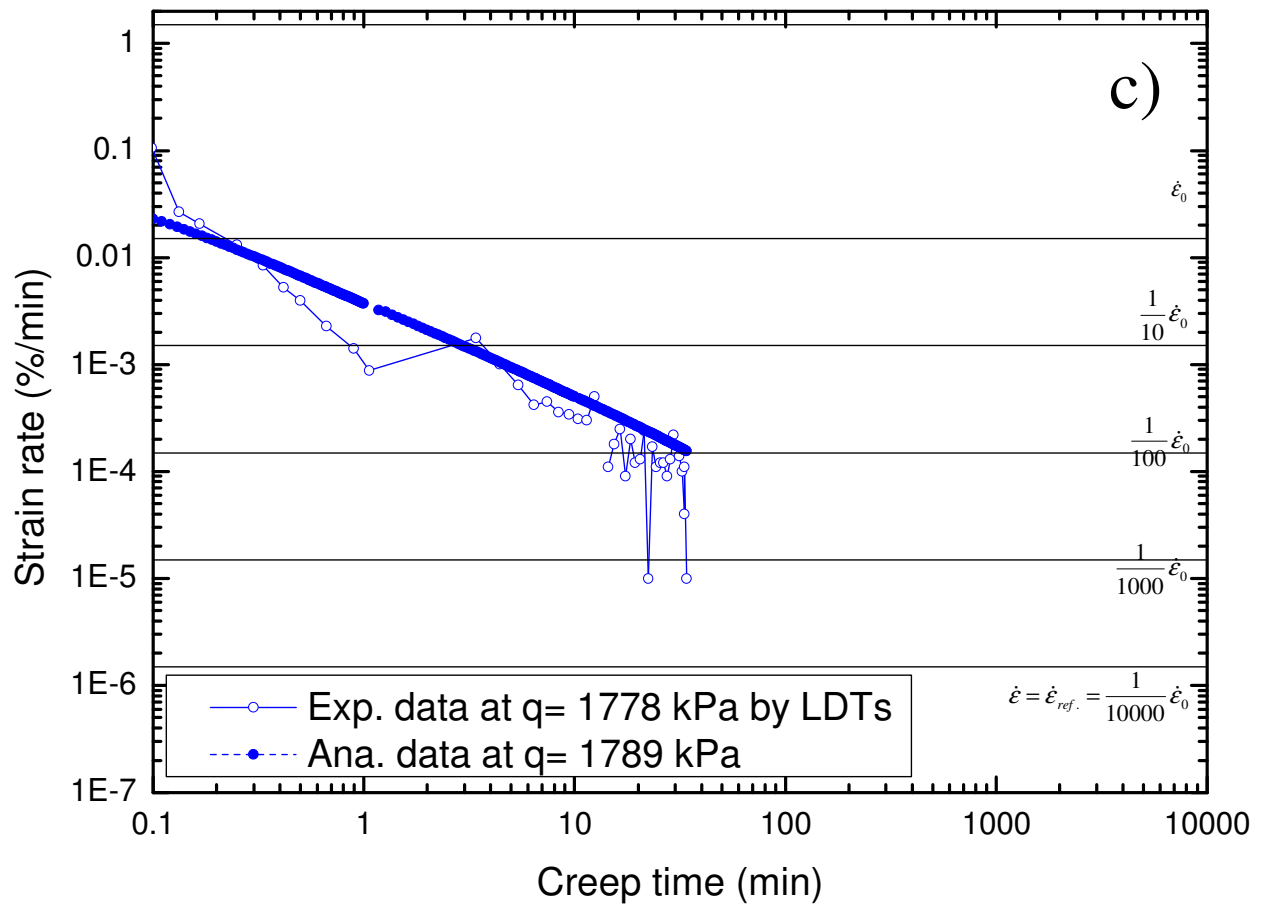


図 6.82 SS_CD_400 の数値解析結果 ($\beta = \beta_4$), c), d) クリープ载荷における载荷速度の時刻歴

第7章 固結強度や土質の異なる試料の三軸圧縮試験で得られた知見の整理

7.1 概説

本章では、第4章から第6章で得られた流動化処理土、高強度セメント改良粘土（以下セメント改良粘土に省略）、セメント改良砂、堆積軟岩（固結した地盤材料）の変形強度特性および載荷速度依存性への拘束圧の影響をまとめ、統一的な解釈を試みた。

7.2 固結した地盤材料の変形強度特性への拘束圧の影響

変形強度特性への拘束圧の影響は、流動化処理土、セメント改良粘土、堆積軟岩について検討した。等方圧密過程と三軸圧縮過程の次の五段階における応力状態と固結構造の強度との関係を検討することで、固結構造を持つ地盤材料の異なる拘束圧下における変形強度特性を整理した。

- ・ 等方圧密過程（7.2.1）
- ・ 三軸圧縮での微小ひずみ領域（軸ひずみが 10^{-1} % 未満，7.2.2）
- ・ 三軸圧縮での小ひずみ領域（軸ひずみが 10^{-1} % レベル，7.2.3）
- ・ 三軸圧縮での最大軸差応力発揮付近（7.2.4）
- ・ 三軸圧縮での残留状態（7.2.5）

表 7.1 に本節で対象とした固結試料の q_u 値と p_c 値、等方圧密終了段階での湿潤密度の範囲をまとめた。流動化処理土では三軸圧縮試験の等方圧密による体積変化特性から求めた見かけの $p_c = 70$ kPa と $q_u = 82$ kPa が概ね一致したが、セメント改良粘土では一次元圧密試験から得られた見かけの $p_c = 7.65$ MPa が $q_u = 5.24$ MPa と比較して大きかった。堆積軟岩では p_c の値が明らかでなかった。

7.2.1 等方圧密過程

各試料の構造異方性について確認するために、図 7.1 に a) 流動化処理土、b) セメント改良粘土、c) 堆積軟岩の等方圧密過程における側方ひずみと軸ひずみとの関係を示す。いずれも LDT による計測値である。流動化処理土は軸ひずみが側方ひずみと比較して大きかった。高含水状態であったことから、軽微な（目視では確認できない）ブリージングに起因したものと推測される。セメント改良粘土は軸ひずみの方が大きいケース、側方ひずみの方が大きいケース、両値がほぼ等しかったケースのいずれも確認されたことから、軸ひずみと側方ひずみはほぼ等しかったものと考えられる。堆積軟岩は低拘束圧下では鉛直ひずみの方がわずかに大きい、高拘束圧下では水平ひずみの方が大きくなった。堆積方向（地層の向き）に大きな変化がなかったと仮定すると、原位置での K_0 圧密状態（鉛直拘束圧が水平拘束圧よりも大きい）の影響により、鉛直方向がより硬く、強かった可能性が考えられる。

図 7.2 に a) 流動化処理土、b) セメント改良粘土、c) 堆積軟岩の等方圧密過程における平均有効主応力 p' と体積ひずみとの関係を示す。a) および b) には各試験ケースの等方圧密終了までに生じた局所的な $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布を併記する。また a) には試験前の試料と拘束圧 200 kPa での等方圧密終了後の試料（LSS_CD_10）の SEM による供試体水平断面の観察結果も示す。拘束圧 30 kPa から各試験ケースの所定の拘束圧に至る応力増加過程や等方応力状態での圧密過程において、流動化処理土では 50 kPa $< p' < 100$ kPa の間で、堆積軟岩では 1600 kPa $< p' < 2700$ kPa の間で、いずれも体積ひずみの蓄積量が急増した。これらの応力の範囲は、各試料の q_u 値または p_c 値を含んでいる。従って、 q_u または p_c を超え

る p' が作用すると固結構造の損傷が顕著になり、体積ひずみの蓄積量が急増したと考えることができる。

既往の研究では、固結構造の平均的な強度を q_u と考える場合（例えば小林&龍岡，1982）と p_c と考える場合（例えば Kasama et al, 2006）の両方が存在する。 p_c は q_u より大きく、セメント改良土ではセメント添加量が多いほど p_c/q_u の値が小さくなるとの報告がある（例えば宮本ら，2004，藤原ら，2008）。

図 7.3 に流動化処理土の等方圧密における体積ひずみと平均有効主応力との関係 (a) と間隙比と平均有効主応力との関係 (b)，セメント改良粘土の一次元圧密試験における間隙比と圧密応力との関係 (c) を示す。いずれもの材料においても間隙比と圧密応力との関係 (b, c) からキャサグランデの方法によって見かけの p_c を決定したが、a) と c) の拡大図によると、応力の増加と共に圧密曲線の曲率が変化し始めたのは p_c よりも小さな応力レベルであった。 p_c は直接計測された値ではなく決定方法に依存すること、 p_c よりも小さな応力レベルで体積収縮傾向に変化が生じていることが指摘される。

これに対し、応力ひずみ関係の曲率は q_u よりも小さな応力レベルから変化が見られるという点では p_c と同様であるが、 q_u は一軸圧縮試験の最大強度として直接計測された値である。最大強度の発揮後に発達するせん断層の形成箇所での固結構造の抵抗が失われることによって発揮される応力であると考えことができ、固結構造の平均的な強度の代表値としてより適切であると判断される。 p_c の計測結果よりも q_u の計測結果の方が入手しやすいという実務的な事情も考慮して、本研究では q_u を用いて今後の議論を進めるものとした。

固結構造の平均的な強度が q_u と同程度であるという仮定に基づくと、供試体に作用する p' が q_u よりも小さい場合は、固結構造の多くが圧縮力に抵抗したために、供試体の密度がほとんど増加しない、つまり体積収縮量が極めて小さかったものと考えられる。供試体に作用する有効応力が q_u に一致した段階で、平均以下の強度を持つ固結構造が損傷し、固結構造によって保持されていた低密度状態の供試体は有効応力が高くなるほど顕著に収縮した。

q_u は等方圧密中の固結構造の損傷による「降伏」が起こる目安を示す応力であったと考えられる。後述の三軸圧縮過程では $\sigma_1' = q_u$ の境界で特性を分類している。等方圧密過程では $p' = \sigma_1'$ であり、三軸圧縮過程と同様の表現を用いると $\sigma_1' = q_u$ は等方圧密中の固結構造の損傷による「降伏」を示す境界条件である、との記述も可能である。

等方圧密終了の段階において q_u を超える p' が作用した場合は、図 7.2 a) の SEM 画像よりセメント水和物の針状結晶の立体的な構造が損傷して、母材である礫混じり砂質粘土と共に押しつぶされている様子が確認された。つまり、損傷した固結構造と固結前の試料が密実化したことが確認された。図 7.2 a) のひずみ分布においても q_u を超える p' が作用すると体積ひずみが顕著に増加した。等方圧密によるひずみの局所化は高拘束圧下においても見られなかった。

7.2.2 三軸圧縮での微小ひずみ領域（軸ひずみが $10^{-1}\%$ 未満）

図 7.4 の a) および b) に流動化処理土、c) にセメント改良粘土、d) に堆積軟岩の排水／非排水三軸圧縮試験における有効応力経路を示す。d) の堆積軟岩の試験では軸圧縮中に載荷速度を急変させた影響で接線ヤング率が連続して低下しなかったため、a) から c) と同様の応力状態（接線ヤング率 E_{tan} が非損傷ヤング率 E^o の 10 % まで低下した点、詳細は 7.2.3 を参照）は定義できなかった。微小ひずみ領域

から大ひずみ領域までの任意の軸ひずみにおける応力状態を示す各点（星，三角形などで表示）はできるだけ多くのケースの載荷速度が 1.5 %/min ($= 100 \dot{\epsilon}_0$) に統一されるようにひずみの値を調整したが，速度を統一できなかったケースには各点の近傍に添え字で載荷速度を表示した。また SS_CD_2700 で LDT による軸ひずみが 0.23, 0.4 % となった点（黄色，ピンクの星印）については，載荷速度が 1.5 %/min での仮想の等載荷速度線に基づく推測値も併せて表示した。

有効応力経路上には，最大有効主応力 σ_1' が一軸圧縮強さ q_u に一致する応力状態 ($\sigma_1' = q_u$) を黒の点線で表示した。

流動化処理土の外部変位計による軸ひずみが 0.01 %，セメント改良粘土の LDT による軸ひずみが 0.05 %，堆積軟岩の LDT による軸ひずみが 0.07 %（いずれも白の星印）での各応力状態に着目する。これらの小さなひずみ（0.1 % 未満）の段階において， σ_1' が q_u よりも低い ($\sigma_1' < q_u$) 応力下，つまり $\sigma_1' = q_u$ の境界線より左下の応力下では拘束圧の増加に応じて軸差応力 q が微増した。流動化処理土の試験で σ_1' が q_u よりも高い ($\sigma_1' > q_u$) 応力下，つまり $\sigma_1' = q_u$ の境界線より右上の応力下では拘束圧に対する q の増加率が高くなった。

図 7.5 に流動化処理土 (a) とセメント改良粘土 (b) の接線ヤング率と軸ひずみとの関係を示す。図 7.4 に白の星印で示した軸ひずみの段階では初期剛性の低下が始まっていないことが確認できる。つまり，軸ひずみ 0.1 % 未満では剛性が初期値からほとんど低下しなかった。図 7.6 に各試料の初期剛性と最大有効主応力との関係を示す。流動化処理土は接線ヤング率の初期値 $E_{tan,0}$ (a)，セメント改良粘土と堆積軟岩は微小ひずみ繰返し載荷による等価ヤング率 E_0 (b, c) をそれぞれ初期剛性として扱う。圧密後の間隙比が大きく異なった流動化処理土と等価ヤング率のばらつきが大きかったセメント改良粘土では，初期剛性を Kokusho et al. (1982) が提案した間隙比の関数 $f(e)$ で正規化している。 $\sigma_1' < q_u$ の応力状態から得られた m 値は，流動化処理土ではばらつきの影響が大きくて正しく評価できず，セメント改良粘土では 0.04，堆積軟岩では 0.15 と非常に低かった。流動化処理土で $\sigma_1' > q_u$ となった試験ケースでは m 値が顕著に大きくなった。これは 7.2.1 で述べたように，等方圧密過程で $p' (= \sigma_1') > q_u$ となったことにより固結土としての「降伏」状態をすでに経験し，損傷した固結構造と極めて低密度な固結前の試料が密実化した「別の試料」に，高拘束圧下ほど大きく変化したためである。「別の試料」の高い収縮性により，ヤング率の応力依存性が高くなったものと考えられる。

以上より， σ_1' が q_u よりも低い ($\sigma_1' < q_u$) 応力下では固結した地盤材料の小さな m 値に従ってヤング率が決まるため，微小ひずみ領域での軸差応力 q が拘束圧の高い試験ほどわずかに大きくなった。 σ_1' が q_u よりも高い ($\sigma_1' > q_u$) 応力下では等方圧密中に固結土としての「降伏」状態を経験し，高拘束圧下ほど損傷した固結構造と極めて低密度な固結前の試料が密実化した「別の試料」に変化した。高い収縮性により m 値が顕著に大きくなったため，拘束圧の増加に対する微小ひずみ領域での軸差応力 q の増加率が高くなった。

7.2.3 三軸圧縮での小ひずみ領域（軸ひずみが 10^{-1} % レベル）

図 7.5 より，流動化処理土とセメント改良粘土では軸ひずみが 10^{-1} % レベルの小ひずみ領域に達すると接線剛性が初期値から明らかに低下している。また図 7.7 に一例を示すように，堆積軟岩では試験値から求めた接線剛性の値が載荷速度急変の影響を受けてばらついているが，仮想の等載荷速度線は軸ひずみが小ひずみ領域に達するとすでに初期の剛性を明らかに失っている。

図 7.4 の流動化処理土とセメント改良粘土の $E_{tan} = 0.1E^e$ の点（黄色の三角印），セメント改良粘土の

LDT による軸ひずみが 0.2 % と 0.4 % (黄色とピンクの星印), 堆積軟岩の LDT による軸ひずみが 0.23 % (黄色の星印) での各応力状態に着目する。これらの段階ではいずれの試料においても剛性が軸圧縮開始時から低下しており, これ以降はこのような剛性の低下を「降伏」と称することにする。

黄色の三角印は E_{tan} が非損傷ヤング率 E^e の 10 % まで低下した点を示している。非損傷ヤング率 E^e は弾性変形に対する剛性を示しており, 軸圧縮による σ_1' の増加に伴い次式 7.1 に従って増加する。 E_{tan} は軸圧縮による塑性変形が大きくなることによって低下するが, m 値の大きな試料では σ_1' の増加による E^e の増加の影響が大きい。異なる m 値を示す試料間で E_{tan} の低下量を適切に比較するために, $E_{tan,0}$ からの低下率ではなく, 軸圧縮により変化する E^e に対する E_{tan} の大きさを「降伏」の目安として考えることとした。式 7.1 の E_0 は, 流動化処理土では $E_{tan,0}$, セメント改良粘土では E_0 とした。2.4 から 3.0 程度の間隙比に対応できる間隙比の関数 $f(e)$ として, Kokusho et al. (1982) による不攪乱粘土で決定した関数を用いた。 e_0 と σ_0' は等方圧密終了時の値とした。 m 値は図 7.6 から得られた値とし, 流動化処理土で軸圧縮開始時に $\sigma_1' < q_u$ の試験ケースでは $m = 0$ とした。

$$E^e = \frac{E_0}{f(e_0)} \left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_0'} \right)^m \cdot f(e) \quad \text{式7.1}$$

$$f(e) = \frac{(7.32 - e)^2}{(1 + e)} \quad (\text{Kokusho et al. 1982}) \quad \text{式7.2}$$

図 7.4 において, 軸圧縮開始の段階で σ_1' (等方圧密終了段階に一致するため拘束圧 $\sigma_c' = p' = \sigma_1'$) が q_u よりも低い応力下では, 拘束圧の高い試験ケースほど上記複数の定義による「降伏」状態での軸差応力が $\sigma_1' = q_u$ の境界線に沿って低下した。軸圧縮開始の段階で σ_1' ($= \sigma_c' = p'$) が q_u よりも高い応力下では, p' の増大とともに「降伏」状態での軸差応力が大きくなった。つまり, 降伏状態を示す点が赤の点線で模式的に示す V 字型に分布した。

固結構造の平均的な強度 $\simeq q_u$ の仮定に基づくと, 供試体に作用する最も大きい有効応力 σ_1' が q_u に一致した段階で, 平均以下の強度を持つ固結構造は損傷したものと考えられる。軸圧縮開始の段階で σ_1' ($= \sigma_c' = p'$) が q_u よりも低い応力下では, 拘束圧 (つまり軸圧縮開始時の p') が大きいほど等方圧密終了の段階でより多くの固結構造が弱いものから順に損傷したため, 軸圧縮の早い段階, つまり軸差応力の低い状態で降伏状態を迎えた。軸圧縮開始の段階で σ_1' ($= \sigma_c' = p'$) が q_u よりも高い応力下で現れた「降伏」状態は固結土としての特性ではなく, 高拘束圧下ほど損傷した固結構造と低密度な母材が密実化した「別の試料」の特性に変化した。「別の試料」は高拘束圧下 (つまり軸圧縮開始時の p' が高い) ほど顕著に密実化したため, 「降伏」状態を迎えた軸差応力が高拘束圧下ほど大きくなった。

まず軸圧縮開始の段階で σ_1' ($= \sigma_c' = p'$) が q_u よりも低い応力下での挙動について, 流動化処理土の局所変形挙動を検証する。 $\sigma_1' = q_u$ の境界線に沿って降伏状態を示した四ケース, LSS_CD_09 ($\sigma_c' = 4.1$ kPa), LSS_CD_08 ($\sigma_c' = 11$ kPa), LSS_CD_07 ($\sigma_c' = 30$ kPa), LSS_CD_05 ($\sigma_c' = 50$ kPa) の拘束圧増加, 等方圧密, 軸圧縮開始から降伏状態に至るまでの間に蓄積した局所的な最大せん断ひずみと $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布と, 局所ひずみの供試体全体での平均値を図 7.8 にまとめて示す。なお, 極めて拘束圧の低かった LSS_CD_09 の圧密中の画像解析結果には大きな誤差が含まれていたため, 圧密中の諸ひずみを全てゼロと仮定している。拘束圧増加の段階から蓄積された局所的な $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の平均値は, 降伏状態において

概ね一致した。局所的な体積収縮が主にミクロな固結構造に起因したものであると仮定すると、供試体に作用する最も大きい有効応力 σ_1' が q_u に一致した段階で、固結構造の損傷による体積収縮傾向が概ね一致し、全体的な応力ひずみ関係は降伏状態を迎えたと解釈できる。なお、降伏点における p' の値が大きいケースほど応力状態の異方性の程度が低いため、局所的な最大せん断ひずみの平均値は小さくなった。しかしいずれのケースにおいても、最終的なせん断層の発達領域あるいはひずみの局所化領域でのひずみの局所化の兆候が見られた。

軸圧縮開始の段階で $\sigma_1' (= \sigma_c' = p')$ が q_u よりも高い応力下、つまり等方圧密中に固結土としての「降伏」状態を経験した「別の試料」は、拘束圧が大きいほどより顕著に密実化した。特に流動化処理土は極めて低密度状態で固結構造を有したため、等方圧密や軸圧縮による高い応力の負荷により固結構造が失われると、固結前の母材と損傷したセメント水和物の全体的な密実化により剛性や強度が発揮された。高拘束圧下ほど顕著に密実化したため、剛性や強度の拘束圧依存性が高くなり、「降伏」状態を迎えた軸差応力は高拘束圧下ほど大きくなった。

セメント改良粘土の試験では拘束圧（等方圧密終了時の p' ）が q_u の半分以下であり、堆積軟岩の試験では拘束圧（等方圧密終了時の p' ）が q_u を大幅に上回る試験結果がない。このため、流動化処理土で得られた「降伏点」が有効応力経路上で V 字型に分布する傾向を明確に確認することができなかった。

7.3 節で後述するように、本研究で対象とした試料は軸圧縮初期の段階でいずれも Isotach 粘性を示した。等方圧密による変形が収束して載荷速度がほぼゼロの状態から、軸圧縮の一定載荷速度まで載荷速度が急増したため、軸圧縮初期の応力ひずみ関係は Isotach 粘性による高い剛性の発揮の影響を受けたと考えられる。後述の b 値の拘束圧依存性から説明されるように、軸圧縮初期の応力ひずみ関係に与える粘性の影響は拘束圧に応じて異なると考えられる。つまり、各試験ケースの「降伏」状態への到達点は拘束圧に応じて異なる粘性の影響を受けたことに留意する必要がある。

7.2.4 三軸圧縮での最大軸差応力発揮付近

図 7.4 の各試料の最大軸差応力 q_{max} 発揮時（赤の六角形）と、流動化処理土の外部変位計による軸ひずみが 1, 3, 5, 10 %（水色三角, 黒ダイヤ, 緑四角, 茶六角形）、堆積軟岩の外部変位計による軸ひずみが 2.85, 10.60 %（黒ダイヤ, 茶六角形）での各応力状態に着目する。拘束圧が大きいほど、つまり p' が大きいほど q_{max} も任意のひずみにおける軸差応力も大きくなった。軸差応力が最大値を発揮する形態は応力状態に応じて次の三種類に分類された。

- ① 軸圧縮開始の段階で $\sigma_1' (= \sigma_c' = p')$ が q_u よりも十分に低い応力下では、軸差応力はいずれの試験においても明確な最大値 q_{max} を示した（流動化処理土の LSS_CD_08, 09, セメント改良粘土の HCC300_CUB, CD_02, 03, 05, 04, 堆積軟岩の SS_CD_100, 400-2, 800）。
- ② 軸圧縮開始の段階では $\sigma_1' (= \sigma_c' = p')$ が q_u よりも低い、軸圧縮中の比較的初期に σ_1' が q_u を上回る応力下では、ひずみの増大と共に軸差応力の増加率は低下したが、明確な最大値が決定できなかった（流動化処理土の LSS_CD_07, 05, セメント改良粘土の HCC300_CD_01, 堆積軟岩の SS_CD_1600）。
- ③ 軸圧縮開始の段階で $\sigma_1' (= \sigma_c' = p')$ が q_u よりも高い応力下では、ひずみの増大と共に軸差応力が単調増加した（流動化処理土の LSS_CD_06, 11, 03, 04, 堆積軟岩の SS_CD_2700）。

図 7.9 に各試料の見かけの粘着力を考慮した応力比 R^* と軸ひずみとの関係を示す。図 7.10 には流動化処理土の最大軸差応力発揮段階あるいは軸圧縮における軸ひずみが 10 % の段階におけるモールの応力円と破壊包絡線を示す。図 7.9 a) では図 7.10 の LSS_CD_08, 07 から求めた破壊包絡線 1 による強

度定数を用いた。分類①の試験では、この段階における R^* (図 7.9 に赤の六角形で表示) が各試料でほぼ一致した。分類②の試験では、 p' が大きいほど任意の軸ひずみにおける R^* (図 7.9 に黒ダイヤと茶の六角形で表示) が大きくなった。分類③の流動化処理土の試験では、図 7.10 の破壊包絡線 2 による強度定数からも分かるように見かけの粘着力がほぼゼロとなったため、図 7.11 に示す主応力比 R が軸圧縮全体を通してほぼ一致した。最大軸差応力の拘束圧依存性は分類③, ②, ①の順に高くなった。

ここで等方応力 p' の増加は圧縮変形に、異方応力 q の増加はせん断変形にそれぞれ寄与するものとする。図 7.2 a) の流動化処理土の等方圧密終了時と、後述する LSS_CD_03 での軸圧縮中の画像解析結果から、 p' の増加による圧縮変形は供試体全体で比較的均一に生じ、ひずみの局所化の原因とならないものとする。①から③の代表的な試験ケースの画像解析による局所変形挙動と試験終了後の供試体写真および SEM 画像の観察結果に基づいて、応力状態に応じて三種類の異なる拘束圧依存性を示しながら軸差応力の最大値が大きくなった理由を以下の通りに考察した。セメント改良粘土の試験ケース HCC_300_CD_03 (分類①の中で p' が非常に低い試験の代表)、流動化処理土の試験ケース LSS_CD_03 (分類③の代表)、LSS_CD_07 (分類②の代表) の応力ひずみ関係と、最大せん断ひずみおよび $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の分布、試験終了後の供試体写真、SEM 画像を図 7.12, 14, 15 にそれぞれ示す。分類①のセメント改良粘土の各試験ケースの応力比 R^{*2} と軸ひずみとの関係と、試験終了後のひずみ分布と供試体写真を図 7.13 に示す。

①の各試験ケースでは、最大軸差応力発揮までの q が p' と比較して大きかった。従って p' が小さい (=低拘束圧下) ほど、異方応力 (q) の増加によって生じたひずみの局所化を伴うせん断変形量が、等方応力 (p') の増加によって生じた均一な圧縮変形量を上回ったと考えられる。「降伏」状態を経て固結構造が損傷した箇所は、異方応力の増加による局所的なせん断変形箇所、すなわちせん断ひずみの局所化領域となり、これらが帯状につながってせん断層を形成した (図 7.12)。 p' が小さいほど特定のせん断層に沿った局所変形が早期から顕著に蓄積し、供試体全体としての強度が軸ひずみの小さな段階で最大値から残留値に低下した (ひずみ軟化挙動)。一方で p' の増加による均一な圧縮変形、つまり「降伏」状態を経て固結構造が損傷した箇所の密実化とこれに伴う高強度化の影響は、拘束圧の高い試験ケースほど強くなった。 p' が大きいほどひずみの局所化領域の箇所やせん断層の発達箇所が増え、供試体の複数箇所でせん断抵抗が発揮されたため、 q_{max} の値やこれが発揮された軸ひずみが大きくなった (図 7.13)。従って①の試験ケースにおいても十数度の内部摩擦角が導かれ、 q_{max} 発揮時の R^* はほぼ一致した。

③の各試験ケースでは、軸圧縮開始の段階で σ_1' ($=\sigma_c'=p'$) が q_u よりも高く、等方圧密中に固結土としての「降伏」状態を経験している。圧縮、せん断への抵抗を主に固結構造が担う①や②の各試験ケースとは異なり、損傷した固結構造と低密度の固結前の試料が各拘束圧下で密実化された「別の試料」が軸圧縮を受け、 q は p' と比較して小さかった。軸圧縮により異方応力成分が生じても、等方応力 (p') 成分の増加に伴う供試体全体の密実化、均一化 (圧縮変形) が支配的な変形モードであったと考えられる。等方応力の増加による収縮、密実化では明瞭な局所変形は生じなかった (図 7.14)。高拘束圧下ほど圧密、軸圧縮による供試体の密実化が顕著であったため、軸圧縮では同一の軸ひずみにおける軸差応力が高拘束圧下ほど大きくなり (ひずみ硬化挙動)、流動化処理土では R が拘束圧によらずほぼ同一の値を示した。つまり、損傷した固結構造と密度の低い固結前の試料のせん断抵抗は、摩擦抵抗によってのみ発揮された。

②の各試験ケースでは軸圧縮の比較的初期の段階で σ_1' の値が q_u の値を超え、「降伏」状態を迎えると共に固結構造の局所的な損傷に起因したひずみの局所化が生じた (図 7.6)。ただし、これらの試験

ケースでは軸圧縮初期の p' の値が大きいため、等方応力 (p') の増加によって生じた圧縮変形量が異方応力 (q) の増加によって生じたせん断変形量に匹敵するレベルであったものと考えられる。①の各試験ケースと比較して p' の影響、つまり拘束圧の影響が強く、固結構造が局所的に破壊された箇所では供試体全体での均一な圧縮変形により密実化し、強度が低下しなかった可能性が考えられる。 p' の増大と共にこれまでとは異なる箇所においていくつかのひずみの局所化領域が発生した (図 7.15)。同一試料の低拘束圧下での試験終了後の供試体と比較してひずみの局所化の様子は明確でなく、供試体の目視観察のみからひずみの局所化領域を判断することは難しかった。 p' の増加に伴う供試体全体の密実化により強度が単調増加傾向にあったため、初期に確認されたひずみの局所化領域では q の増加によるせん断強度の低下が起こりにくくなり、この領域よりも固結構造の弱くなった別の領域でひずみが局所化したものと推測される。このようなひずみの局所化領域でのせん断抵抗の回復と新たなひずみの局所化領域の形成が供試体全体で次々と生じたため、①のケースのような異方応力に支配されたひずみ軟化挙動と、③のケースのような等方応力に支配されたひずみ硬化挙動の中間的な挙動が現れた。すなわち、ひずみの増大と共に軸差応力の増加率は低下したが、明確な最大値の出現あるいは残留値への低下は見られなかった。最大軸差応力の拘束圧依存性も③と①の中間的挙動を示した。内部摩擦角の過小評価と見かけの粘着力の過大評価によって①のケースと比べると高拘束圧下ほど R^* の最大値が大きくなり、内部摩擦角の過大評価と見かけの粘着力の過小評価によって③のケースと比べると低高速圧下ほど R が大きくなった。

7.2.5 三軸圧縮での残留状態

前項で①に分類された試験ケースのうち、 q_u に対して特に σ_c' の低いケース (流動化処理土の LSS_CD_08, 09, セメント改良粘土の HCC300_CUB, CD_02, 03, 堆積軟岩の SS_CD_100, 400-2, 800) では、いずれも軸差応力が最大値から低下し、試験後の供試体からせん断層が確認された。LSS_CD_08 と SS_CD_800 を除き、軸差応力は明確な残留状態に至った。せん断層の SEM 画像によると、試験前の試料に見られた固結構造は失われていた。また画像解析結果によると、最大軸差応力の発揮後はせん断層の周辺のみでひずみが顕著に増加し、それ以外の箇所では軸差応力の低下、すなわち応力除荷による局所ひずみの減少が確認された (図 7.12)。

これらの結果から、軸差応力の最大値から残留値への低下は、せん断層内での著しい変形による固結構造の損失とこれに起因した強度低下によるものであったと考えられる。せん断層内での固結構造の著しい損失により、強度定数は最大軸差応力発揮時から変化した。つまり各試料の残留状態における R^* の値は、試料ごとに一致しなかった (図 7.9)。

各試料の残留状態におけるモールの応力円を図 7.16、軸差応力の最大値および残留状態における強度定数の比較を表 7.2、粒径加積曲線を図 7.17 に示す。せん断層内での固結構造の損失によりいずれの試料においても見かけの粘着力が低下した。砂質分を含む建設発生土を固化処理した流動化処理土と、粘土分が少なくシルトが主体の堆積軟岩では内部摩擦角が増加した。固結構造の損失によって土粒子間の直接の接点が増え、砂やシルトの接点間力による内部摩擦角が発揮されたためであると考えられる。粘土分の多いセメント改良粘土においては内部摩擦角に変化が見られなかった。粘土や細粒シルトの土粒子間でも接点間力は存在し、土粒子間の直接の接点が増えたことにより摩擦抵抗が大きくなったものと推測される。粘土試料の排水速度の遅さを考慮すると、排水三軸圧縮の載荷速度が早すぎたために内部摩擦角の変化を正しく計測できなかった可能性が考えられる。

見かけの粘着力を考慮した応力比を各試料の残留状態における強度定数から求め (R^{*res})、これと軸ひ

ずみとの関係を図 7.18 に示す。いずれの試料においても R^{*res} の値はほぼ一致した。分類①の試験，すなわち軸圧縮開始の段階で σ_1' ($=\sigma_c'=p'$) が q_u よりも十分に低い応力下では，残留状態においても最大軸差応力発揮時と同様の方法で応力状態を整理できることが示された。

7.3 固結した地盤材料の載荷速度依存性とその特性に与える拘束圧の影響

7.3.1 固結した地盤材料の載荷速度依存性とその定量的評価

流動化処理土、セメント改良粘土、セメント改良砂、堆積軟岩が示した載荷速度依存性の種類（粘性の種類）は、Tatsuoka et al. (2008) などの一連の研究で提唱されている非線形三要素モデルにおける Isotach 粘性を示す場合が多かった。しかし、固結前の試料種別、先行圧密応力や一軸圧縮強度などから推測される固結構造の強度と応力状態との関係や破壊形態に応じて、Isotach 粘性から TESRA 粘性に変化する場合があった。粘性の種類と諸条件との関係を表 7.3 にまとめる。以下に応力状態に応じた粘性の変化について概説する。

<等方圧密>

比較的高い拘束圧下で等方圧密を行った流動化処理土、セメント改良粘土、堆積軟岩では、図 7.19 から図 7.21 に示すように等方応力状態での圧密中に体積クリープが生じた。いずれもほぼ一定の載荷速度で拘束圧が上昇し、等方応力状態となつてからは載荷速度が低下した。各図に点線で示す等載荷速度曲線が低速度ほど図の右下にあり、Isotach 粘性を示唆している。試験装置が応力制御ではなくひずみ制御であることによる応力一定条件の誤差の影響や計測誤差の影響で、低拘束圧下の体積クリープは明確でないが、等方圧密に続いて実施した軸圧縮初期にはいずれも Isotach 粘性が確認されている。従って、等方圧密中の載荷速度依存特性はいずれの試料においても Isotach 粘性によるものであると考えられる。

図 7.20, 21 の等載荷速度曲線に着目する。セメント改良粘土の 2 ケース HCC300_CD_05, 01 はいずれも p' ($=\sigma_1'$) が q_u よりも小さく、等方圧密終了の時点で「降伏」状態を迎えていない。赤の一点鎖線で示すように、同一の p' における等載荷速度曲線の体積ひずみの差が同程度であった。堆積軟岩の試験ケース SS_CD_1600 は等方圧密終了の時点で「降伏」状態を迎えていないが、SS_CD_2700 は p' ($=\sigma_1'$) が q_u よりも大きく、「降伏」状態を迎えていた。両者には同一の p' における等載荷速度曲線の体積ひずみの差が明確に見られた。等方圧密中に固結構造の損傷による「降伏」状態を迎えた試料は、そうでないものと比較して粘性に起因した体積クリープが大きくなった。軸圧縮のように載荷速度を急変させた試験を実施していないため、この違いを速度依存性係数などで定量的（7.3.2 で後述）に評価できなかった。

<軸圧縮開始から最大軸差応力発揮まで>

砂質分を多く含む流動化処理土において、軸圧縮開始の段階で σ_1' ($=\sigma_c'=p'$) が q_u よりも高い応力下では、軸圧縮の比較的初期の段階で粘性が Isotach から TESRA に変化した。高い応力下での等方圧密と軸圧縮による固結構造の損傷および供試体全体の密実化によって、初めに発揮されていた Isotach 粘性が固結前の砂質粘土の持つ TESRA 粘性に変化したものと推測される。セメント改良粘土、セメント改良砂、堆積軟岩では、試験終了まで軸差応力が単調増加したケースも含めて最大軸差応力発揮まで Isotach 粘性が続いた。

最大軸差応力発揮までのセメント改良粘土、セメント改良砂、堆積軟岩の Isotach 粘性による粘性応力の大きさを定量的に評価するために、真の粘着力 c^* と速度依存性係数 β を求めた。真の粘着力とは固結構造に起因する応力で、「時間」に依存する年代効果の定量的な評価値である。速度依存性係数とは「速度」に依存する粘性応力の大きさの評価値である。セメント改良粘土、セメント改良砂の c^* および β の導出過程は付録 C を参照されたい。表 7.4 にセメント改良粘土、セメント改良砂、堆積軟岩の同一拘束圧下で得られた各係数値をまとめる。図 7.22 には各係数値と最大軸差応力との関係を示す。

比較対象として、Komoto et al. (2003) による再構成紀丹粘土、Kongsukprasert and Tatsuoka (2005) によるセメント改良千葉礫、早野 (2001) による相模原、東京湾口堆積軟岩の各係数値も表示されている（ただし拘束圧はそれぞれ異なる）。得られた所見を以下にまとめる。

いずれの材料においても、速度急変試験から求めた c^*_1 は強度定数による仮定値 c^*_2 より小さかった。速度依存性係数は c^* を考慮しない β_3 が最も大きく、 c^*_2 を考慮して求めた β_2 が最も小さくなった。

β_1 の値は c^*_1 の決定値に大きく影響され、 c^*_1 の値は大きなばらつきの影響を受けたため決定方法に課題が残った。これを考慮しながら同一拘束圧下で得られた異なる試料の c^*_1 と β_1 を比較すると、最大軸差応力の大きな試料（セメント改良粘土）ほど c^*_1 の値が顕著に大きくなった。最大軸差応力と β_1 との間には相関がなく、0.045 から 0.059 の値を示した。試料間の異なる固結構造の影響、すなわち異なる年代効果の影響は c^*_1 の値の差に現れ、粘性応力の大きさを示す β_1 の値の差には現れなかったものと判断される。

概して最大軸差応力の大きな試料ほど β_3 の値が大きくなった。この係数は固結構造（年代効果）による真の粘着力を考慮せずに粘性応力の大きさを評価するものであり、 c^*_1 が大きかった試料ほど、つまりセメント改良粘土などの固結構造に起因する強度の高い試料ほど、「载荷速度」に依存する粘性応力の定量的な評価を適切にできない可能性がある。これまでに多くの研究例がある「固結していない地盤材料」の β_3 と、本研究の固結した地盤材料の β_3 を図 6.54 に加筆する形で図 7.23 に示す。セメント改良粘土の β_3 はこれまでに報告された値と比較しても飛びぬけて大きかった。セメント改良砂と堆積軟岩の β_3 は再構成粘土（軸圧縮の進行と共に Isotach から TESRA 粘性に移行）と同程度の値であった。

図 7.23 において「固結した地盤材料」では固結構造（年代効果）の影響を除去した β_1 、固結していない地盤材料では β_3 を用いてこれらの係数の値を比較すると、セメント改良粘土、セメント改良砂、拘束圧 800 kPa までの堆積軟岩の β_1 は再構成粘土の β_3 よりも小さい場合があり、粒子破碎性の大きい砂礫（TESRA）および再生骨材と同程度かやや高い値であった。

<残留状態>

軸圧縮開始の段階で $\sigma'_1 (= \sigma'_c = p')$ が q_u よりも十分に低い応力下では、軸差応力が最大値から低下すると Isotach 粘性による速度に応じた応力レベルの差が小さくなり、残留状態に至った。軸差応力の低下はひずみの局所化によるせん断層の発達によるものであり、せん断層内では著しいせん断変形により固結構造が破壊され、損失した（図 7.12）。残留状態では固結前の材料が持つ粘性に移行したものと推測される。すなわち、セメント改良粘土では砂混じり粘土が持つ Isotach 粘性、セメント改良砂では豊浦砂が持つ TESRA 粘性、堆積軟岩では砂交じりシルトが持つ TESRA 粘性を発揮した。

粘性の種類が変化しなかったセメント改良粘土の試験ケース HCC_300_CD について、残留状態での粘性応力の大きさを β と c^* で試行的に評価した。導出過程は付録 C を参照されたい。最大軸差応力発揮までの $\beta_1 = 0.0585$, $c^*_1 = 3336$ kPa, $\beta_3 = 0.1155$ から、残留状態では $\beta_1 = 0.0610$, $c^*_1 = -260$ kPa, $\beta_3 = 0.0431$ に変化した。固結構造の損傷によって c^*_1 が負の値となった、つまりゼロまで著しく低下した。また、粘着力を考慮しない $\beta_3 (= c^*_1$ をゼロと仮定して求めた $\beta_1)$ も最大軸差応力発揮前と比較して小さくなった。

以上のように、等方圧密による著しい圧縮変形やせん断層内での大変形に起因した固結構造の損傷によって、表 7.3 に示すような粘性の種類の変化が生じた。固結構造の損傷によって固結前の試料の粘性が卓越したと仮定すると、表 7.3 から推測される固結前の試料の粘性はそれぞれ礫混じり砂質粘土（建

設発生土)で TESRA 粘性, 砂混じり粘土(新門司浚渫粘土)で Isotach 粘性, 砂質土(豊浦砂)で TESRA 粘性, 砂混じりシルトで TESRA 粘性となる。

未改良の豊浦砂の粘性についてはいくつかの報告があり, 例えば三軸圧縮試験において比較的大変形(軸ひずみ 10 数%程度)に至るまで TESRA 粘性を示すとした Kiyota and Tatsuoka (2006)の研究結果と, 一面せん断試験でせん断面付近のみにおいて大変形を生じさせると, ピーク強度の発揮後に TESRA 粘性から P&N 粘性に移行するとした Duttine and Tatsuoka (2009)の研究結果などが代表的である。これらの既往研究に基づく, 豊浦砂の粘性は基本的には TESRA 粘性であるが, せん断層上での変形が極めて大きい場合には P&N 粘性に移行すると考えられる。本研究の豊浦砂を母材とするセメント改良砂が示した TESRA 粘性はこれらの既往研究の結果に概ね一致していると考えられる。

本研究の豊浦砂以外の固結前の試料の粘性を直接調べた結果がないため, 表 7.3 から推測した粘性が固結前の試料の粘性に一致するかどうかについて, 豊浦砂のような直接的な立証ができない。そこで, 固結していない地盤材料の粘性特性に関する既往の研究をいくつか取り上げて, 粘性の種類と地盤材料の諸特性との関係を調べた。この結果に基づいて, 推測された本研究の固結前試料の粘性の妥当性を説明することを試みた。本研究の固結前の試料と, いくつかの既往研究で報告された固結していない地盤材料の粘性の種類, 粒度特性とコンシステンシー特性を表 7.5 にまとめる。図 7.24 には表 7.5 に示した地盤材料の Reconstituted Oimachi clay (再構成大井町粘土)を除く粒度分布を示す。

表 7.6 には, 既往の関連研究から経験的に得られた地盤材料の諸特性と粘性特性の一般的傾向を示す(Enomoto et al, 2009)。表 7.5 に示した粒度特性に関連する Grading characteristics, Particle size, コンシステンシー特性が影響を与え得る Interparticle bonding (土粒子間結合), 粘性の発揮段階に関連する Strain level 以外にもいくつかの特性が粘性の種類に寄与するとされており, 粘性の種類を決める要因(地盤材料の特性)が複数存在すること, 経験的にこれらの要因のどれが最も支配的であるかは不明であり, 各要因と粘性の種類との関係を別々に定量的に説明することができていない。Particle shape (粒子形状)については分からないものが多かったことと, 主に砂質土においては粘性の種類を粒子形状のみでは説明できないとした結果(Duttine and Tatsuoka, 2009)を参考にして, 本研究では考慮しないこととした。Particle crushability についても不明なものが多かったため考慮しなかった。

本研究の固結前試料の粘性の推定結果は, 既往の研究と整合しなかった点もあるが概ね妥当であったと考えられることを以下に示す。

礫混じり砂質粘土が TESRA 粘性を示したのは, 砂礫質分が多いことと, 間隙比が高かった(粘性を確認した流動化処理土の試験ケース LSS_CD_11 では, 等方圧密終了後の間隙比が 2.41)ことによるものであると考えられる。平均粒径と粘土分含有率の等しい砂混じり粘土の推測結果(Isotach 粘性)と矛盾したが, コンシステンシー特性の違い(塑性指数 I_p が大きいほど電氣的な結合構造が高位で, Isotach 粘性を示しやすかった可能性)による土粒子間の結合状態の違いが影響したためであると考えられる。また, 良配合であるという観点から比較すると Chiba gravel の Isotach 粘性とも整合しなかったが, 間隙比の違い(Anh Dan et al. (2006)による Chiba gravel の間隙比は 0.19~0.21)が顕著であったことが影響した可能性が指摘される。ただし表 7.6 の間隙比の影響は, 豊浦砂の低密度な供試体の一面せん断試験において粘性の種類の変化が密な供試体よりも早い Pre-peak の段階で現れたとする Duttine et al. (2008)の結果に基づいて考慮されたものであり, 異なる材料間の粘性と間隙比との影響に基づいたものではないことには注意が必要である。

砂混じり粘土が Isotach 粘性を示したのは, シルトと粘土分が主体で粒径が小さかったことと, 塑性指数が高いことから結合状態が高位であろうことによるものであると考えられる。せん断層内での残留状

態における粘性であるという観点から比較すると、粒度とコンシステンシー特性の類似した Reconstituted Kitan clay の大ひずみ領域での TESRA 粘性で整合しなかった。しかし、セメント改良粘土の三軸圧縮試験で土粒子間の摩擦抵抗が発揮されたのはせん断層内での変形が著しくなってからである。再構成粘土で三軸圧縮開始から土粒子間摩擦を伴う変形が続いた後の状態と比べると、土粒子間の状態や局所的な間隙比などが異なっていた可能性が考えられる。また、砂混じり粘土よりも粘土分が少なく塑性指数が低い Fujinomori clay では、一次元圧密で体積ひずみが大きくなっても Isotach 粘性が継続した。

砂混じりシルトが TESRA 粘性を示したのは、比較的貧配合で粘土分が少なく、非塑性材料であったことによるものであると考えられる。やや粒径の小さい Fujinomori clay の Isotach 粘性で整合しなかったが、塑性指数の違いに起因した土粒子間の結合状態の違いによるものであると考えられる。

7.3.2 堆積軟岩の載荷速度依存性に与える拘束圧の影響

最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による速度急変に伴う応力レベルの差は高拘束圧下ほど大きくなった。この応力レベルの差を説明するために、 β と c^* による試験結果の定量的な評価と非線形三要素モデルによる数値解析を行った。図 7.25 に β 、 c^* と一軸圧縮強度で除した拘束圧との関係を示す。図では「等方圧密終了時の最大有効主応力＝拘束圧」という意味で、 $(\sigma_1')_0$ の表記を用いている。例えば $(\sigma_1')_0/q_u = 0.17$ の二つの試験ケース (SS_CD_400, SS_CD_400-2) から求めた c^*_1 , β_1 , β_3 の値はばらついており、これらの値の導出結果の精度が良くなかった可能性を示唆している。数値解析結果からも、試験で与えた各載荷速度での軸ひずみ増分が十分でなかったために β と c^* を精度良く評価できなかった可能性が指摘された。 β と c^* の評価結果のばらつきの影響と数値解析モデルの制約により一つの結論に絞ることができなかったが、次の三つの仮説のもとで拘束圧の影響を取りまとめた。

真の粘着力を考慮しない速度依存性係数 β_3 の評価結果に基づく仮説： 高拘束圧下ほど速度依存性係数が大きくなったことにより説明される。

真の粘着力 c^*_1 を考慮した速度依存性係数 β_1 の評価結果に基づく仮説： 高拘束圧下ほど速度依存性係数が大きくなったことにより説明される。7.2 節で①に分類された試験ケース、すなわち拘束圧 800 kPa 以下では、固結構造による真の粘着力は概ね一定のまま速度依存性係数は微増した。7.2 節で③に分類された拘束圧が 2700 kPa まで高くなったケースでは、固結構造による真の粘着力が低下し速度依存性係数が顕著に大きくなった。

強度定数により仮定した真の粘着力 c^*_2 を用いた解析結果に基づく仮説： 拘束圧 800 kPa 以下（分類①）では、概ね骨格曲線（非粘性応力）の拘束圧依存性により説明される。2700 kPa の拘束圧下（分類③）での応力レベルの差が 800 kPa 以下の拘束圧下（分類①）での応力レベルの差よりも大きいことは、固結構造による真の粘着力が低下して速度依存性係数が顕著に大きくなったことにより説明される。

7.4 研究成果の工学的問題への適用

7.3 節までに示した研究の成果を工学的問題に適用した場合、例えば次のような事例で固結した地盤材料の挙動を従来よりも精度よく予測できる可能性がある。

7.4.1 土構造物やトンネル周辺地盤の長期挙動も含めた変形予測

高盛土直下の改良地盤の沈下量予測の様子を図 7.26 に示す。セメント等の固化材を添加して支持地盤の固化改良を行い、強度発現を待ってから高盛土を施工する。要素 A の施工中、供用後の沈下量が許容値を超えないような q_u を求め、固化材添加量等の配合条件を決めることを想定している。

有効応力経路によらず $\sigma_1' < q_u$ が満たされる、つまり想定される付加荷重に相当する応力の最大値が一軸圧縮強度を超えないようにすることによって、「降伏」に起因した沈下量の急増を防ぐことが望ましい。

固結試料としての Isotach 粘性による载荷速度依存性を考慮することで、常時盛土荷重に対する改良地盤の沈下量予測を高精度化できるものと期待される。非線形三要素モデルによるクリープ変形量の予測に必要な係数は図 7.22, 図 7.25 からある程度推定可能であるが、必要に応じて下記のような三軸圧縮試験を行うと、更に高精度な予測結果が得られるものと考えられる。

経路 A-a（拘束圧は低いまま、主にせん断応力が大きくなる）をたどる場合、応力ひずみ関係はひずみ軟化挙動を示す。地震動などで支持地盤の一部に顕著な変形が生じて進行性破壊が起こらないようにするためには、残留強度 q_{res} にその段階での拘束圧 σ_3' を加えた $q_{res} + \sigma_3' < q_u$ も満たす必要がある。想定を超える地震動などによって進行性破壊が起こった後に常時荷重 $q_{res} + \sigma_3' < q_u$ に戻ると、部分的に損傷が起こった箇所では改良前の地盤の粘性を示す。図のように Isotach 粘性が続く場合は、応力レベルによってはクリープ破壊が生じる可能性もある。

一軸圧縮試験のみで変形強度特性を評価しようとする、経路 A-a のようなひずみ軟化挙動が応力状態によらず改良地盤の全ての箇所で起こることになってしまう。三軸圧縮試験などによって変形強度特性の拘束圧依存性も考慮すると、例えば経路 A-b（拘束圧もせん断応力も大きくなる）のような応力状態を正しく評価でき、応力ひずみ関係は拘束圧が高いほどひずみ硬化挙動を顕著に示して靱性が増す。つまり、想定を超える応力が加わった場合でも、応力状態によってはせん断層の発達による局所的な変形やそれに伴う強度低下が起こらないということを考慮できる。変形が大きくなっても Isotach 粘性が続いてクリープ変形量は大きくなるが、常時盛土荷重が $\sigma_1' < q_u$ を満たせば、大きな応力の負荷後もクリープ破壊が生じる可能性は低いと考えられる。

＜沈下量の予測値をさらに高精度化するための三軸圧縮試験＞

- ・ 速度を急変させた単調载荷（ c^* , β などの载荷速度依存性を示す係数の導出）と、付録 D に示す除荷＋クリープ载荷（骨格曲線の推定）を組み合わせた圧密排水三軸圧縮試験
- ・ LDT によるひずみの計測と、微小ひずみ繰り返し载荷試験による微小ひずみ～小ひずみの高精度な計測

トンネル切り開き部周辺の固結地盤等の長期挙動も含めた変形予測についても、同様の手法で検討が可能であると考えられる。

7.4.2 斜面安定問題における崩壊土砂の変位量予測

固結した地盤で形成された斜面の安定問題において載荷速度依存性を考慮することによって、地すべり土塊の安定性の評価や変形量予測の高精度化が期待できる。

図 7.27 に具体例を示す。堆積軟岩等の斜面が地震などの外力の作用によって崩壊する場合を考える。左下の黒の太線で示した応力ひずみ関係は、通常の室内要素試験（例えば一定速度で実施された一軸／三軸圧縮試験など）から得られたものである。これに加えて、図 7.22 から推定するか、前項の末尾に示した要素試験を実施して載荷速度依存性も考慮した応力ひずみ関係を右下に示す。すべり面（せん断層）の粘性は最大強度が発揮された後も Isotach 粘性であったと仮定する。

一般に、地震動による荷重の載荷速度は通常の要素試験で与えられる載荷速度よりも速い。図の地震荷重 1 による斜面の安定性を検討する場合、左下の応力ひずみ関係では地震荷重がすべり面の最大強度を超えて斜面崩壊を生じる結果となる。一方右下の載荷速度依存性を考慮した応力ひずみ関係で地震荷重 1 に対する安定性を検討すると、地震による高速度載荷に対するすべり面の強度の高さが考慮できるため、斜面安定の判定精度の向上が期待できると考えられる。

大きな地震荷重 2 に対して、左下の応力ひずみ関係に基づいて評価したすべり土塊の滑動量が×印までのせん断ひずみに相当するものとする。右下の載荷速度依存性を考慮した応力ひずみ関係で、骨格曲線 1 に基づいてすべり土塊の滑動量を評価すると、すべり面で消費されるエネルギーが左下の応力ひずみ関係よりも赤く塗りつぶした部分だけ大きくなるので、滑動量の予測値は×印から○印の分だけ小さくなる。骨格曲線 2 に基づいて滑動量を評価すると、すべり土塊の移動速度が低下するほど残留強度が小さくなり、やがて常時荷重を下回るので、滑動量の予測値は×印よりも大きくなる。つまり、破壊前後のすべり面の変形強度特性の載荷速度依存性を考慮することによって、滑動量の過大／過小評価が起こりにくくなる効果が期待できると考えられる。

7.5 本章のまとめ

本研究で対象とした流動化処理土、高強度セメント改良粘土、セメント改良砂、堆積軟岩の三軸圧縮試験における変形強度特性と载荷速度依存性への拘束圧の影響を整理した。強度の大きな違いや、固化過程（セメント水和物による人工的な固化過程と自然堆積による固化過程）の違いの影響を受けず、応力状態に応じて同様の傾向を示すことが以下の通りに明らかになった。

1. 各試料の一軸圧縮強度 q_u の値と三軸圧縮下での各応力値との関係に応じて、変形強度特性および载荷速度依存性は 2. から 4. に示す三種類の傾向を示した。

2. 拘束圧 σ_c' が q_u よりも十分に小さい場合

固結構造により供試体の構造が保持されたため、等方圧密による収縮量は極めて小さく、微小ひずみ領域での剛性の拘束圧依存性は極めて低かった。軸圧縮による最大有効主応力 σ_1' が q_u に一致した段階で、剛性の初期値からの顕著な低下が見られた（これを「降伏」状態と称する）。軸圧縮による異方応力成分 (q) が等方応力成分 (p') に対して支配的であり、軸差応力は最大値を示した後残留状態まで低下した（ひずみ軟化挙動）。「降伏」状態を経て固結構造が損傷した箇所は、 q の増加によってひずみの局所化領域が形成され、これらが帯状につながってせん断層を形成した。最大軸差応力の拘束圧依存性は 3. や 4. のケースと比べて最も低かった。残留状態に至った各試料はせん断層内での著しい変形によって固結構造を失い、最大軸差応力発揮時と比較して軸差応力の拘束圧依存性が高くなった。

等方圧密から三軸圧縮における最大軸差応力発揮段階までは固結構造に起因した **Isotach** 粘性を示した。速度依存性係数（载荷速度変化に起因する応力レベルの変化量を表す係数）は 3. や 4. のケースよりも小さく、真の粘着力（固結構造に起因する応力成分）は 3. や 4. のケースよりも大きかった。軸差応力が最大値から残留状態に至る間にせん断層内での著しい変形により固結構造が破壊、損失したため、残留状態では固結前の各試料が持つ粘性に移行した。セメント改良粘土では砂混じり粘土が持つ **Isotach** 粘性、セメント改良砂では豊浦砂が持つ **TESRA** 粘性、堆積軟岩では砂混じりシルトが持つ **TESRA** 粘性を発揮した。

3. σ_c' が q_u よりも大きい場合

等方圧密中に σ_1' が q_u を上回って「降伏」状態に至った。損傷した固結構造と低密度の固結前の試料が各拘束圧下で密実化された「別の試料」が軸圧縮を受け、 p' の増加に伴う供試体全体の密実化、均一化（圧縮変形）が支配的な変形モードであった。明瞭な局所変形は生じず、軸差応力が単調増加した（ひずみ硬化挙動）。軸差応力の拘束圧依存性は最も高かった。

等方圧密中の「降伏」により、**Isotach** 粘性に起因した体積クリープが大きくなった。流動化処理土では軸圧縮開始後すぐに粘性が **TESRA** に移行したが、堆積軟岩では軸圧縮終了まで **Isotach** 粘性が継続した。堆積軟岩の速度依存性係数は 2. や 4. のケースよりも大きく、真の粘着力は 2. のケースよりも小さかった。

4. σ_c' が q_u よりも小さい場合

軸圧縮の比較的初期の段階で σ_1' の値が q_u の値を超え、「降伏」状態を迎えると共に固結構造の局所的な損傷に起因したひずみの局所化が生じた。軸圧縮の進行と共にひずみの局所化領域が変わり、軸差応力は明確な最大値を示さなかった。拘束圧の影響が強く、 p' の増加によって固結構造の損傷した箇所が密実化したため、ひずみの局所化領域でのせん断抵抗の回復と新たなひずみの局所化領域の形成が

供試体全体で次々と生じた。その結果、2. のケースのような異方応力に支配されたひずみ軟化挙動と、3. のケースのような等方応力に支配されたひずみ硬化挙動の中間的な挙動が現れたものと考えられる。

変形強度特性の傾向は σ_c' が大きくなるにつれて徐々に 2. から 4. へ変化し、明確な境界条件は本研究では明らかにできなかった。

堆積軟岩の試験 1 ケースのみの評価結果において、速度依存性係数は 2. のケースより大きく、真の粘着力は 3. のケースと同様に小さくなった。この試験で与えた各載荷速度での軸ひずみ増分が十分でなかったため、引き続き多くの試験ケースを評価、検討する必要がある。

表 7.1 7.2 節で対象とした固結構造を持つ地盤材料の諸特性

		固結前の 試料種別	p_c (kPa)	q_u (kPa)	固結構造 の付与	湿潤密度の範囲 (g/cm ³)	
						供試体整形直後	等方圧密終了
流動化処理土	LSS	礫混じり砂質粘土	70	82	セメント改良	1.413 - 1.429	1.415 - 2.102
セメント改良粘土	HCC	砂混じり粘土	7650	5240		1.436 - 1.445	1.438 - 1.445
堆積軟岩	SS	砂混じりシルト	-	2407	自然堆積	1.853 - 1.897	1.854 - 1.912

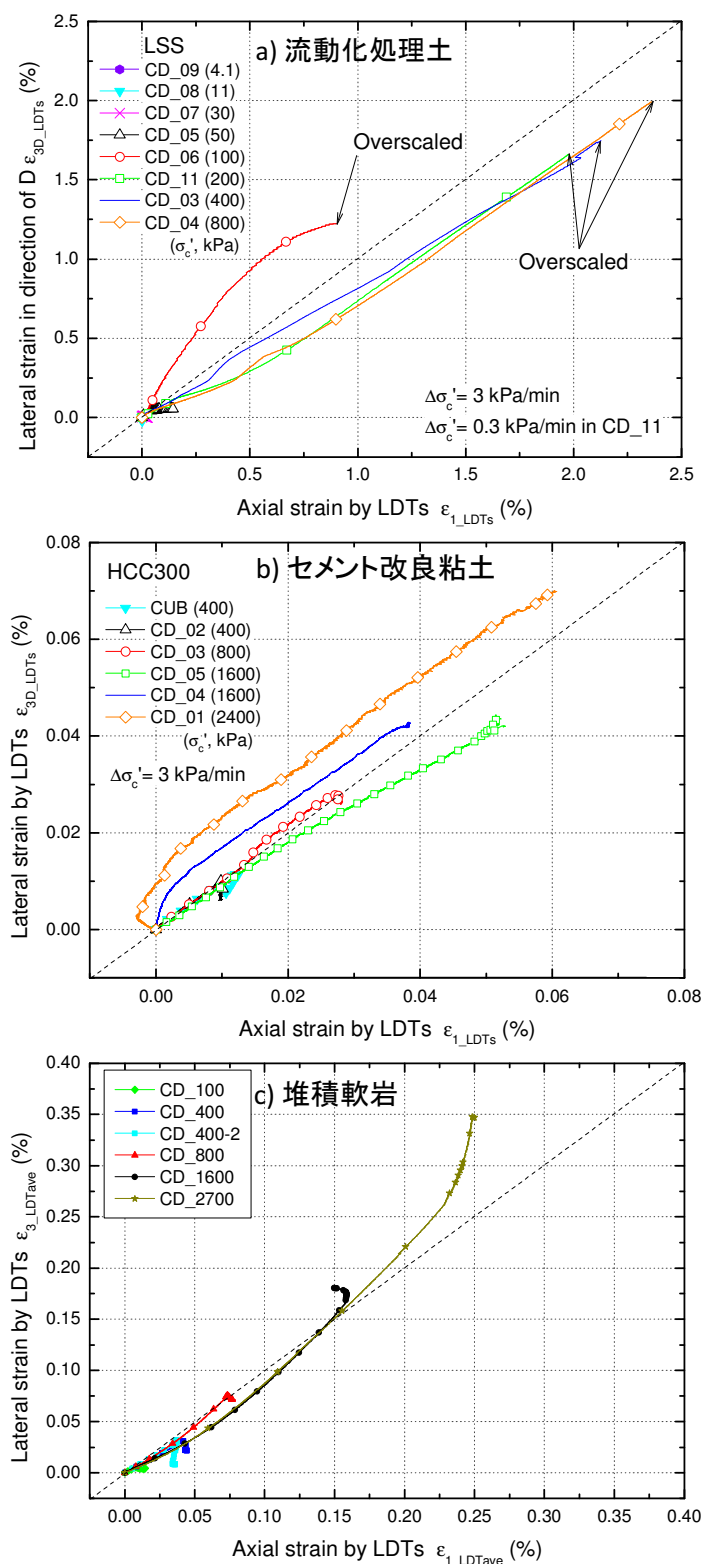
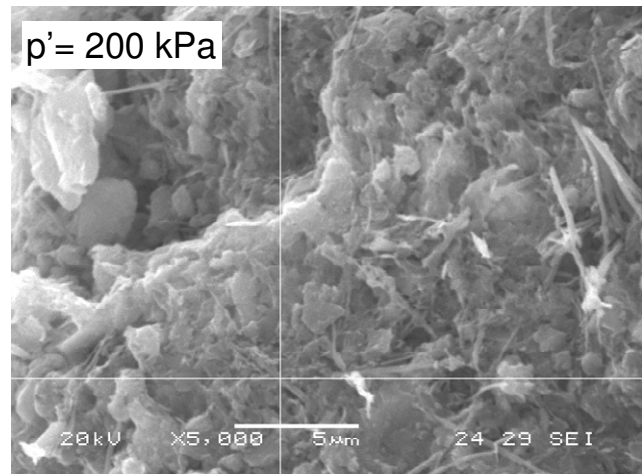
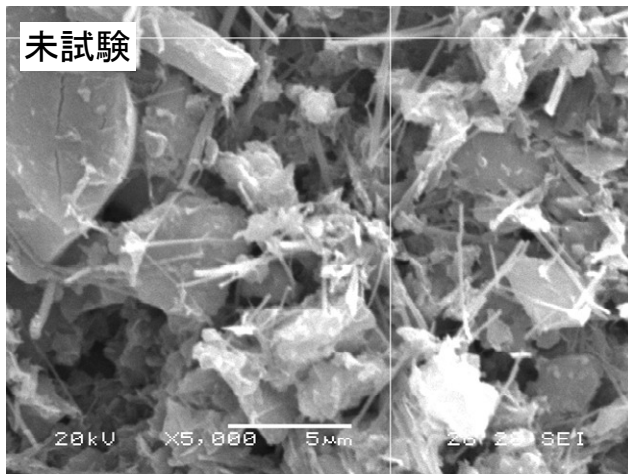
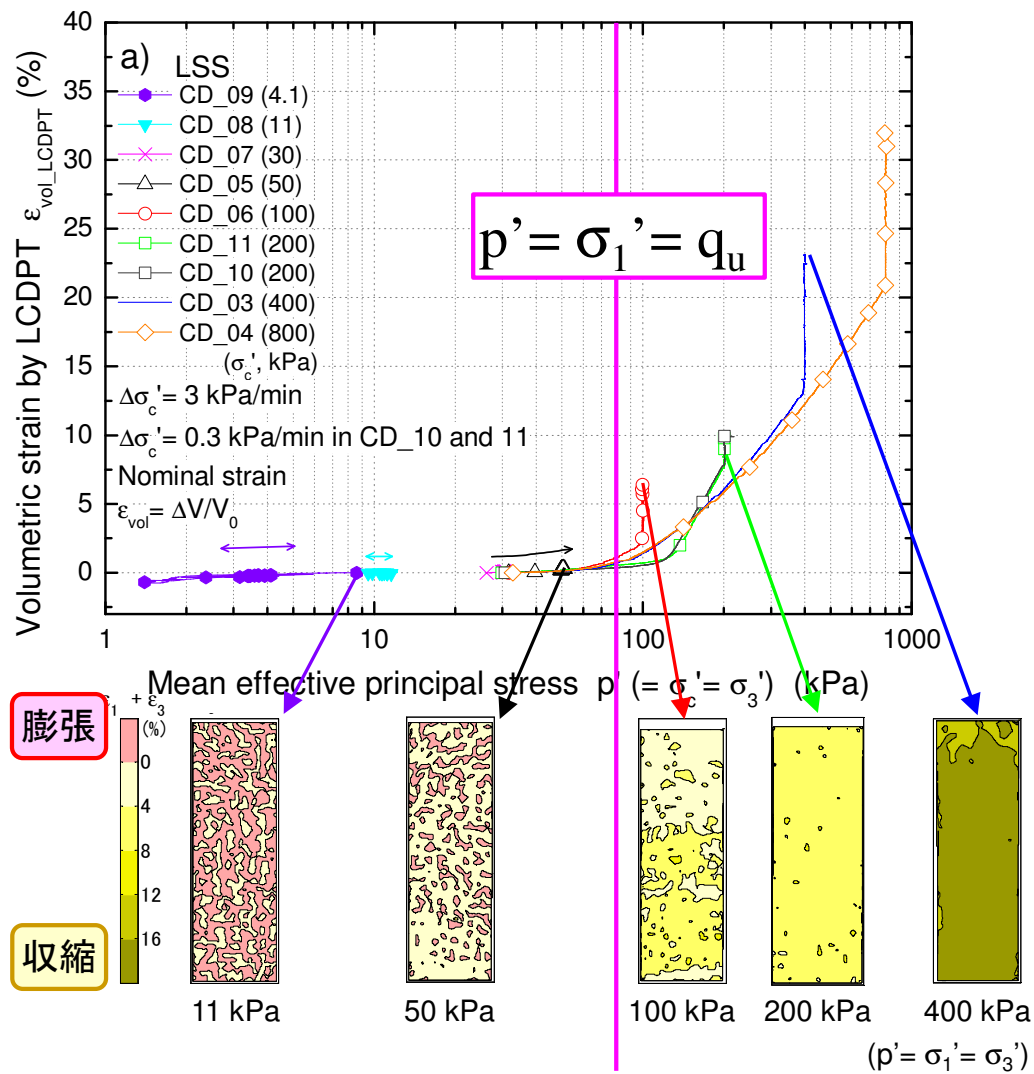
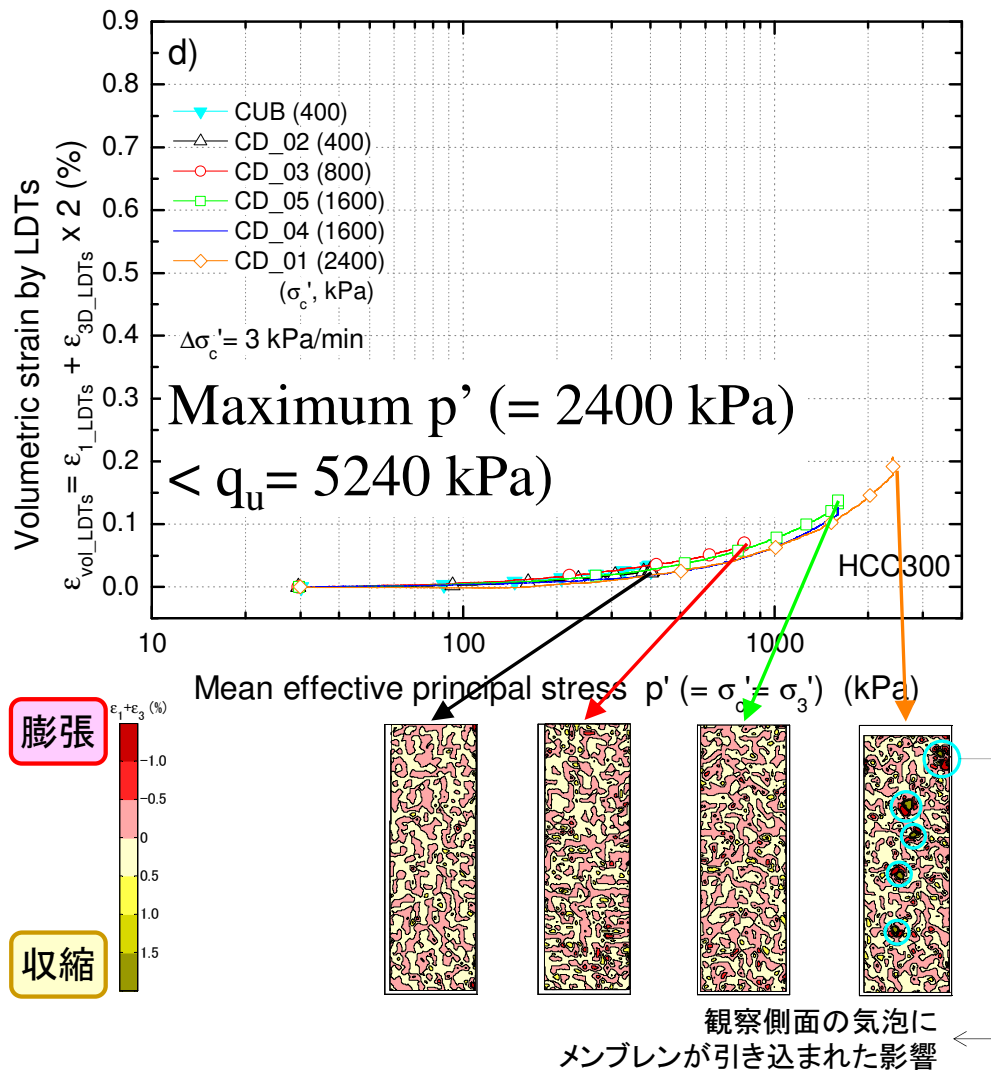


図 7.1 等方圧密における側方ひずみと軸ひずみの関係

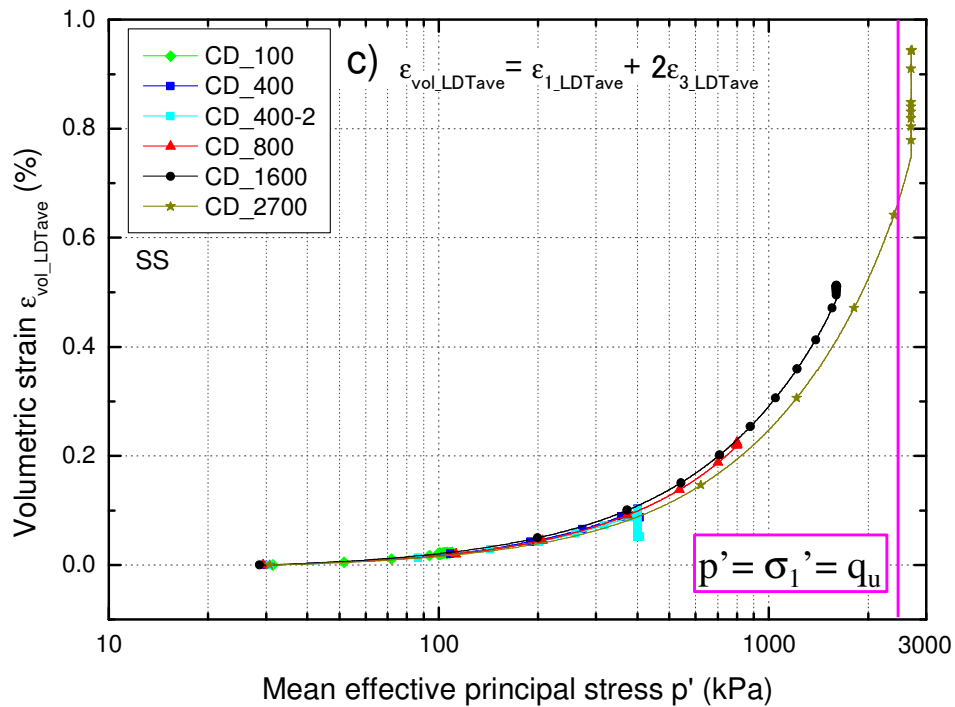


a) 流動化処理土 (図 4.3 a), 26, 27, 44, 45 に加筆)

図 7.2 等方圧密における体積ひずみと平均有効主応力との関係



b) セメント改良粘土 (図 5.1 d), 21 に加筆)



c) 堆積軟岩 (図 6.1 に加筆)

図 7.2 等方圧密における体積ひずみと平均有効主応力との関係

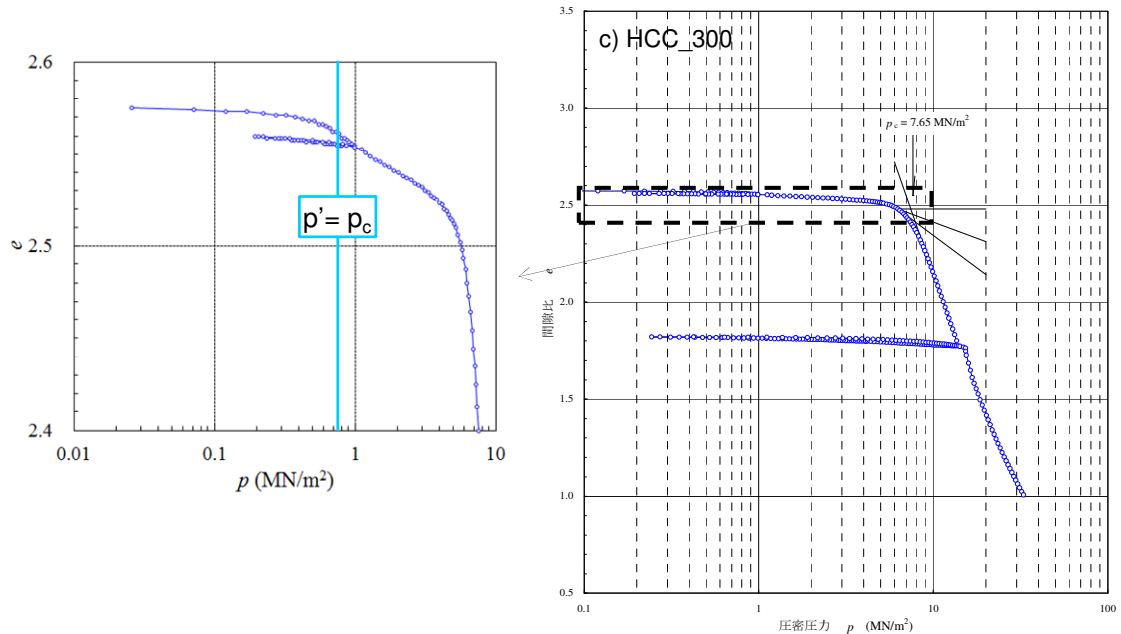
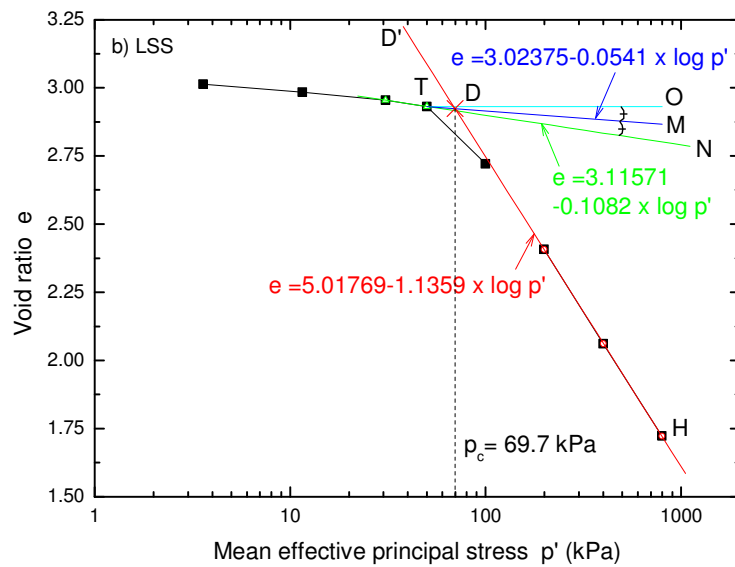
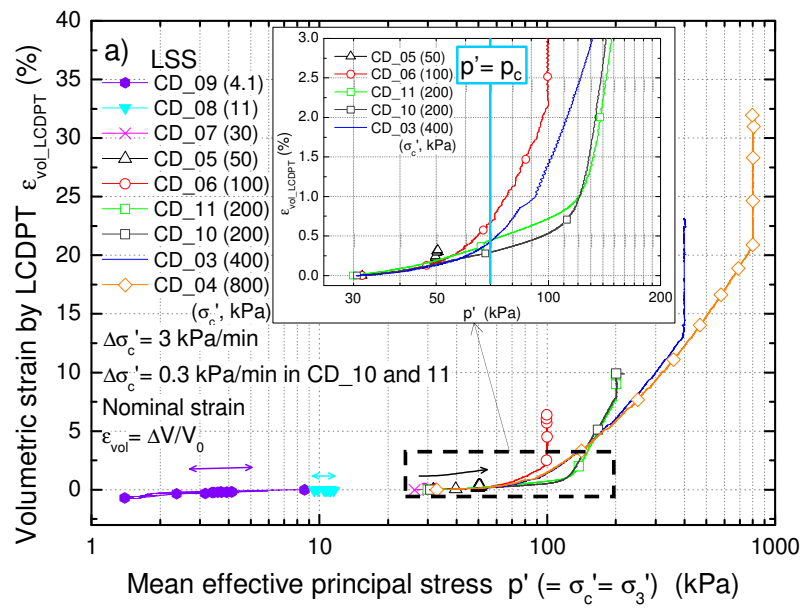


図 7.3 流動化処理土 (a, b) とセメント改良粘土 (c) の見かけの先行圧密応力
 (a は図 4.3 に加筆, b の出典は図 4.4, c は図 5.2 に加筆)

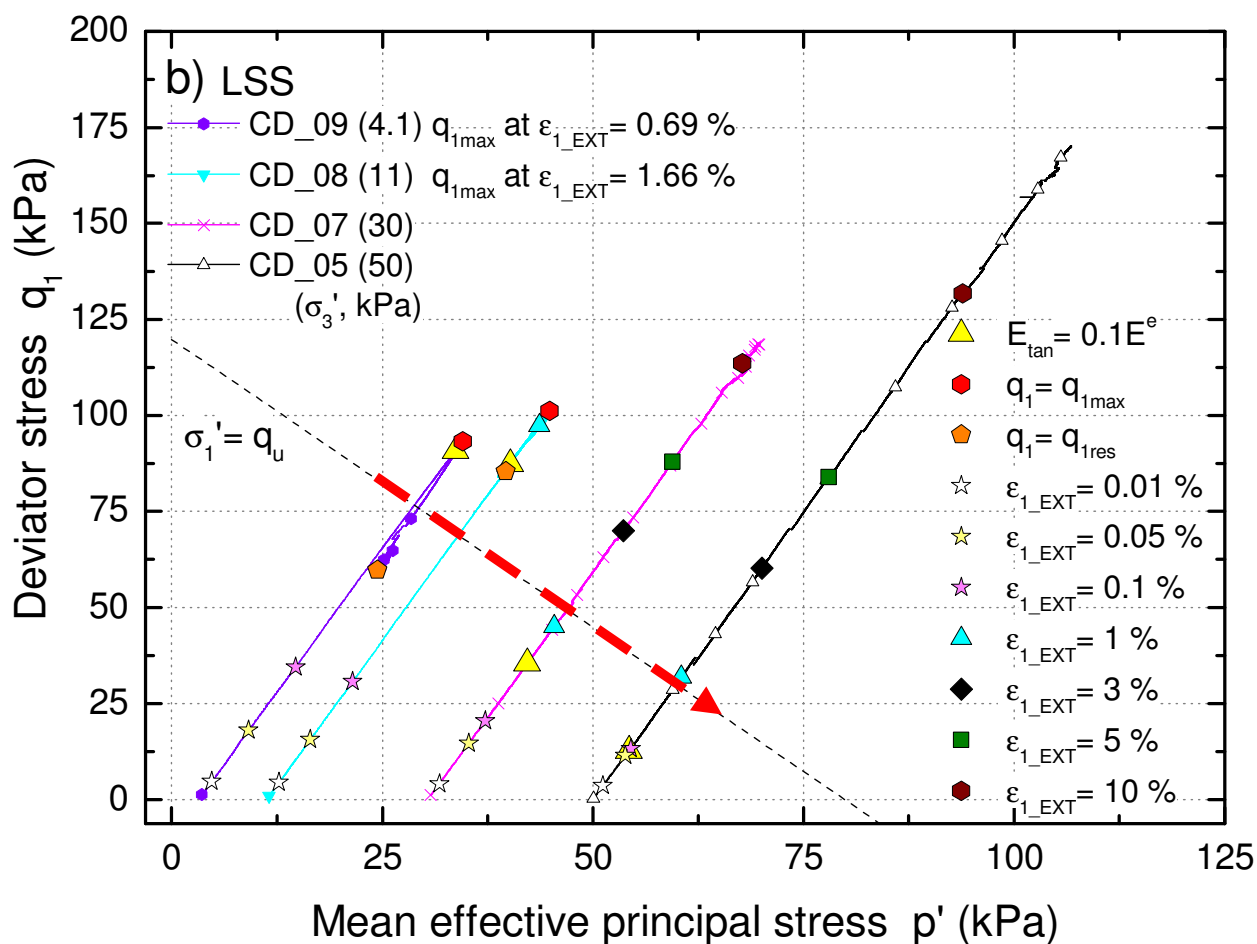
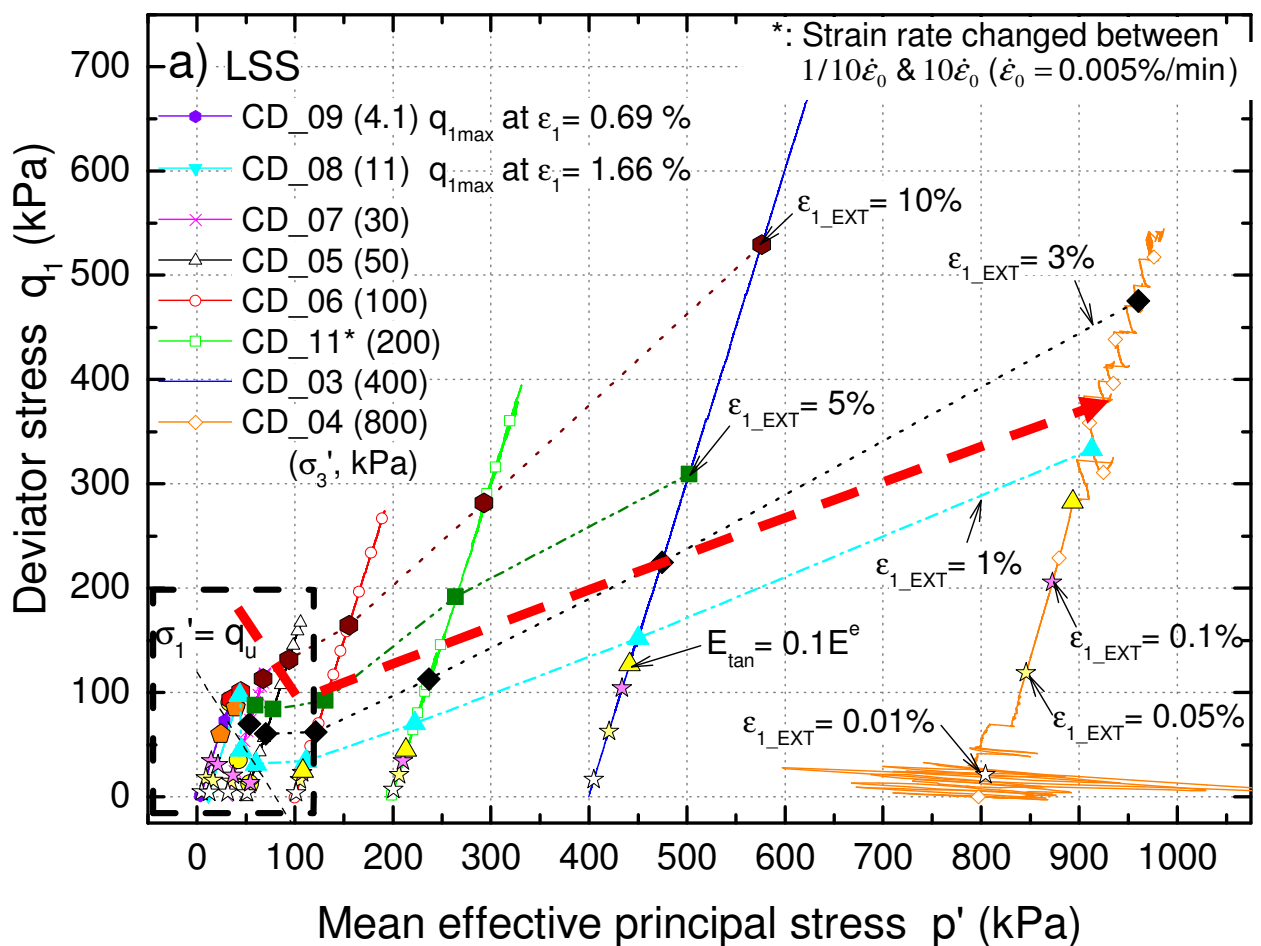


図7.4 有効応力経路, a) および b) 流動化処理土 (図 4.55 に加筆)

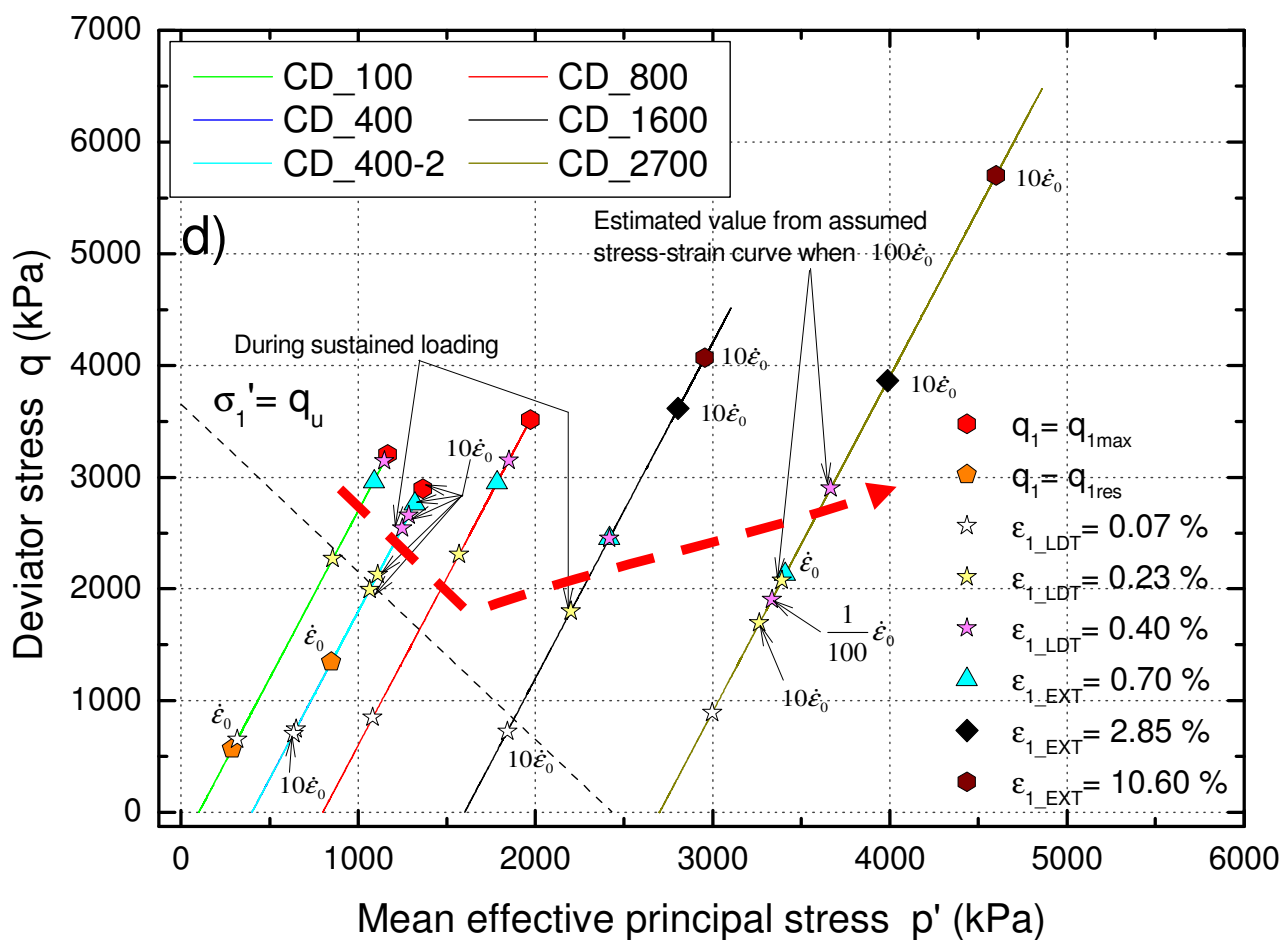
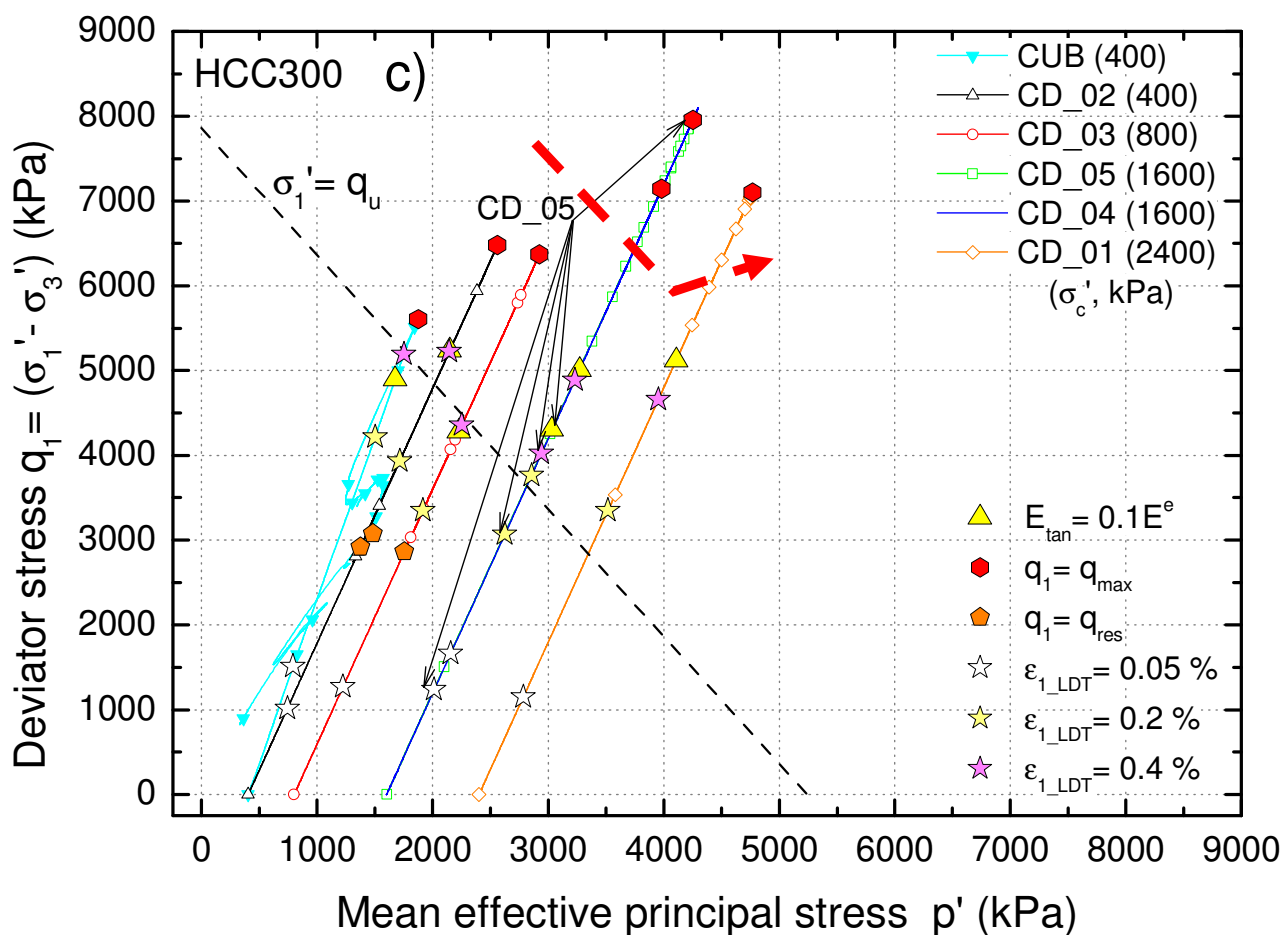


図 7.4 c) セメント改良粘土 (図 5.46 に加筆), d) 堆積軟岩

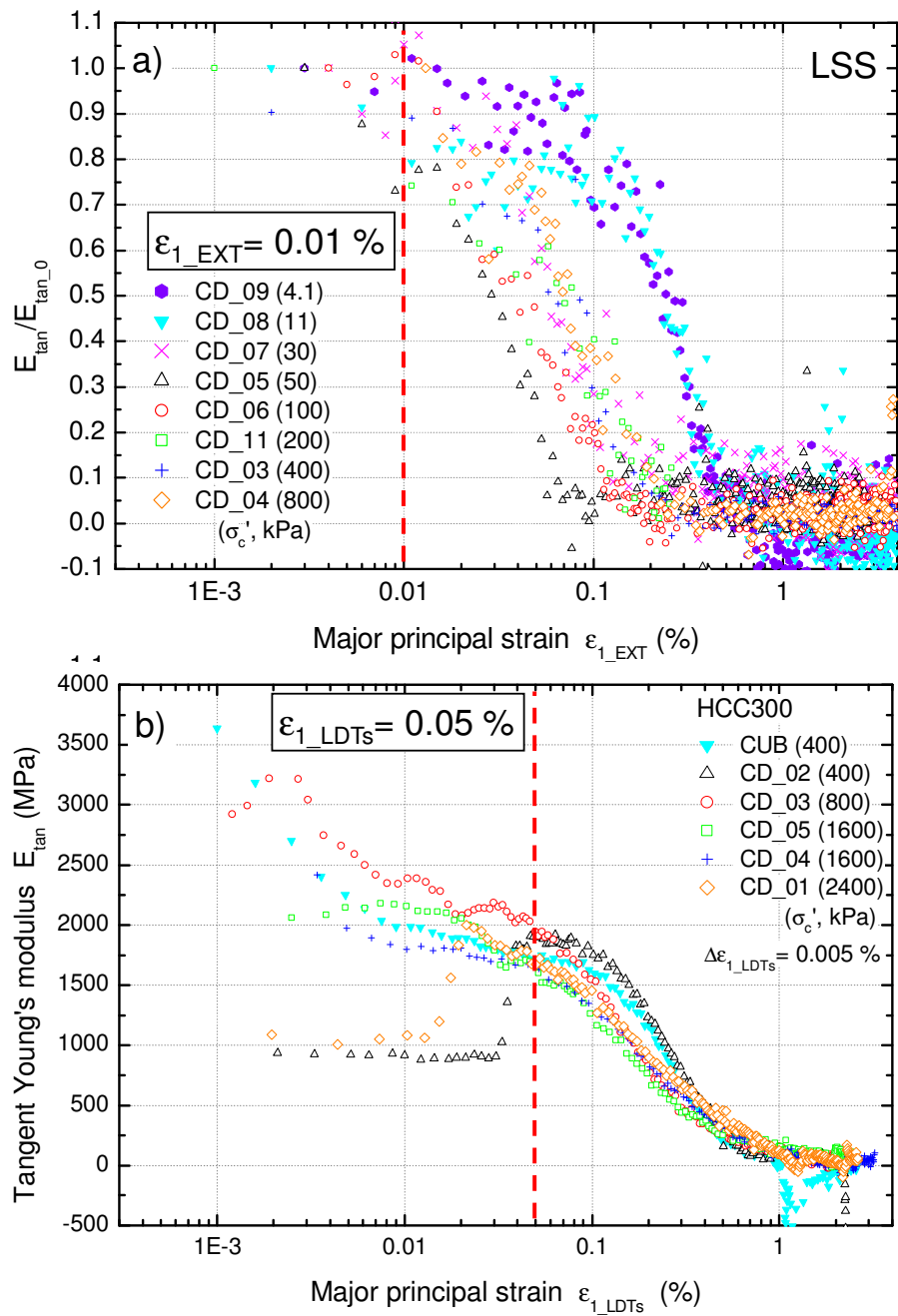


図 7.5 接線ヤング率と軸ひずみとの関係,

a) 流動化処理土 (図 4.14 b) に加筆), b) セメント改良粘土 (図 5.13 a) に加筆)

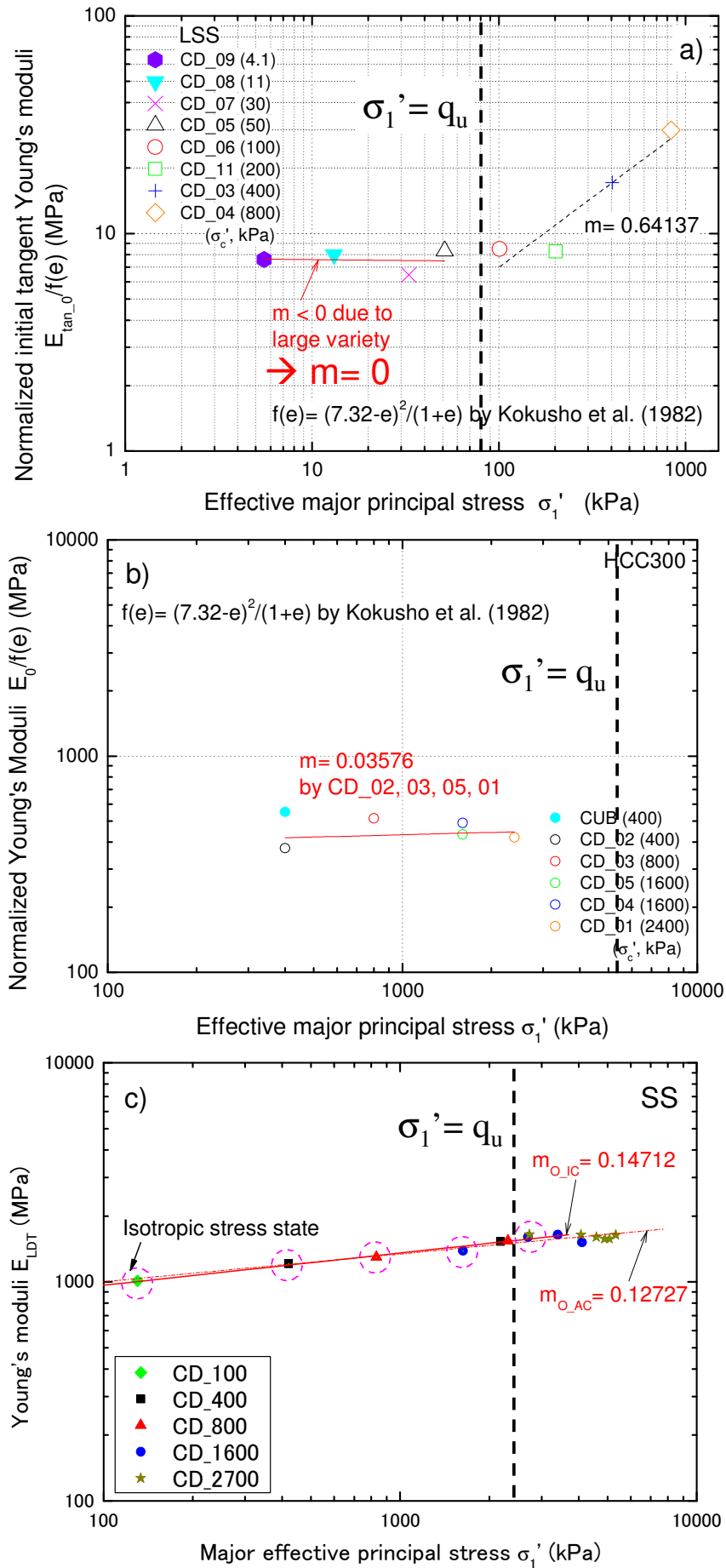


図7.6 初期剛性と最大有効主応力との関係，

a) 流動化処理土， b) セメント改良粘土， c) 堆積軟岩（図 6.19 に加筆）

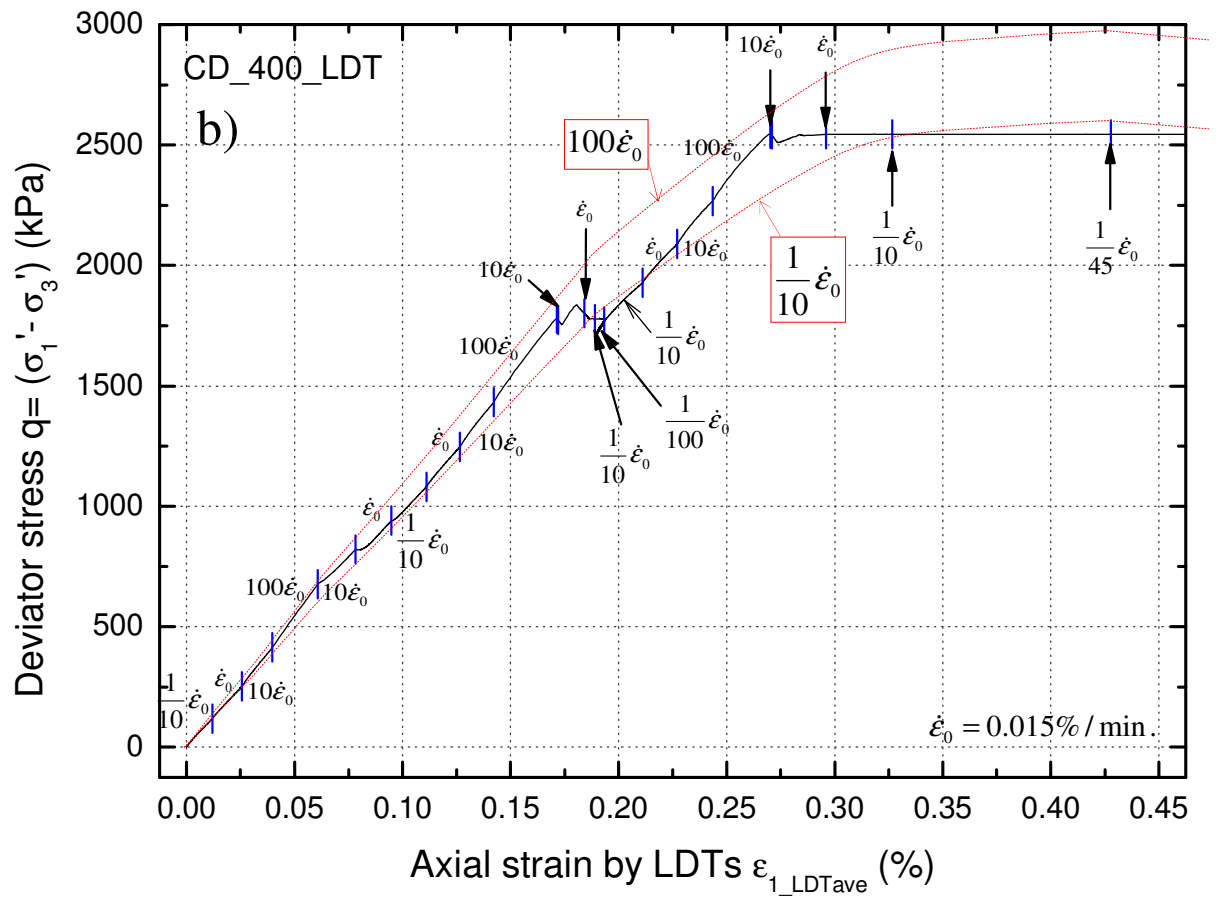
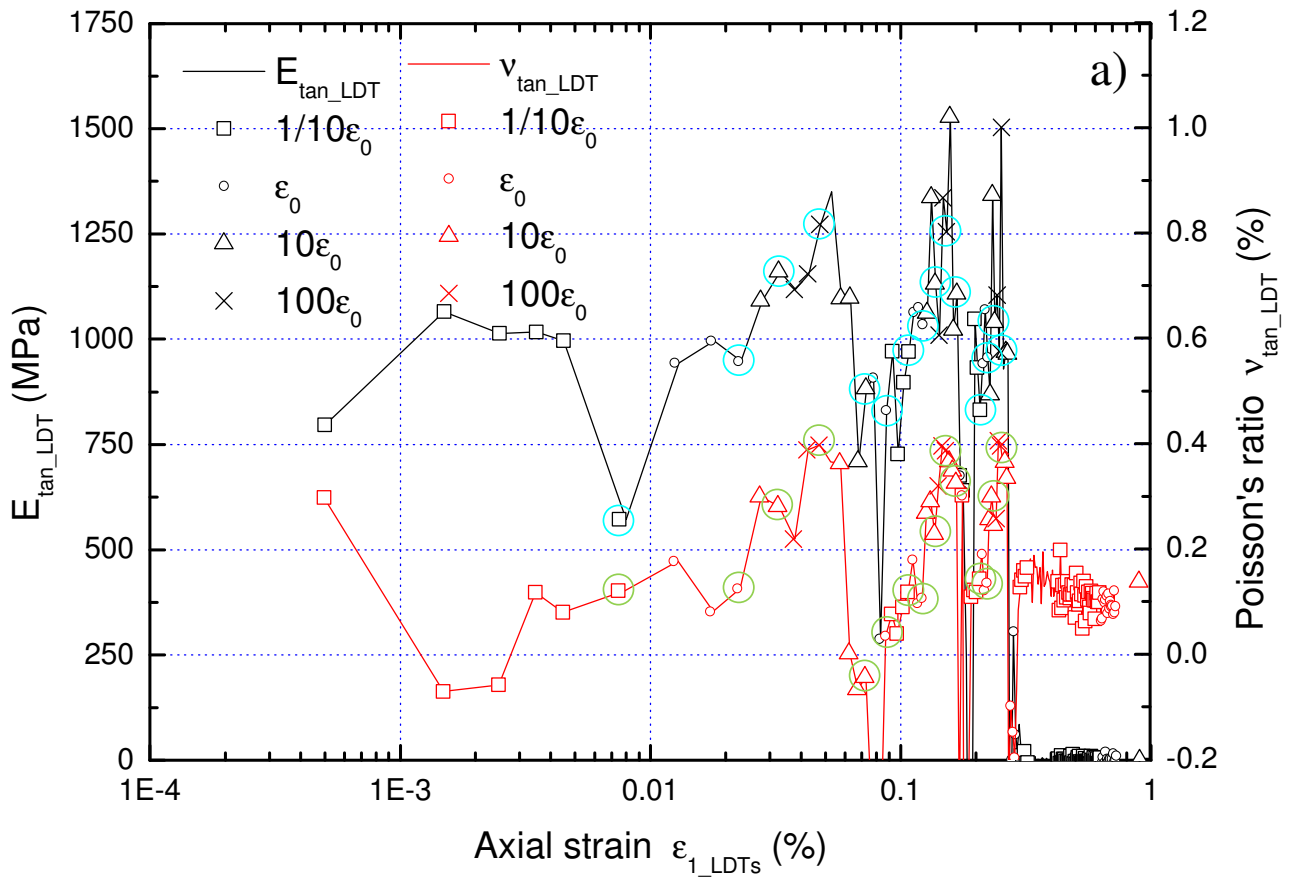


図 7.7 堆積軟岩 SS_CD_400 の a) 接線ヤング率と軸ひずみの関係 (出典図 6.21),
b) LDT による軸ひずみが 0.55 % までの応力ひずみ関係 (出典図 6.22)

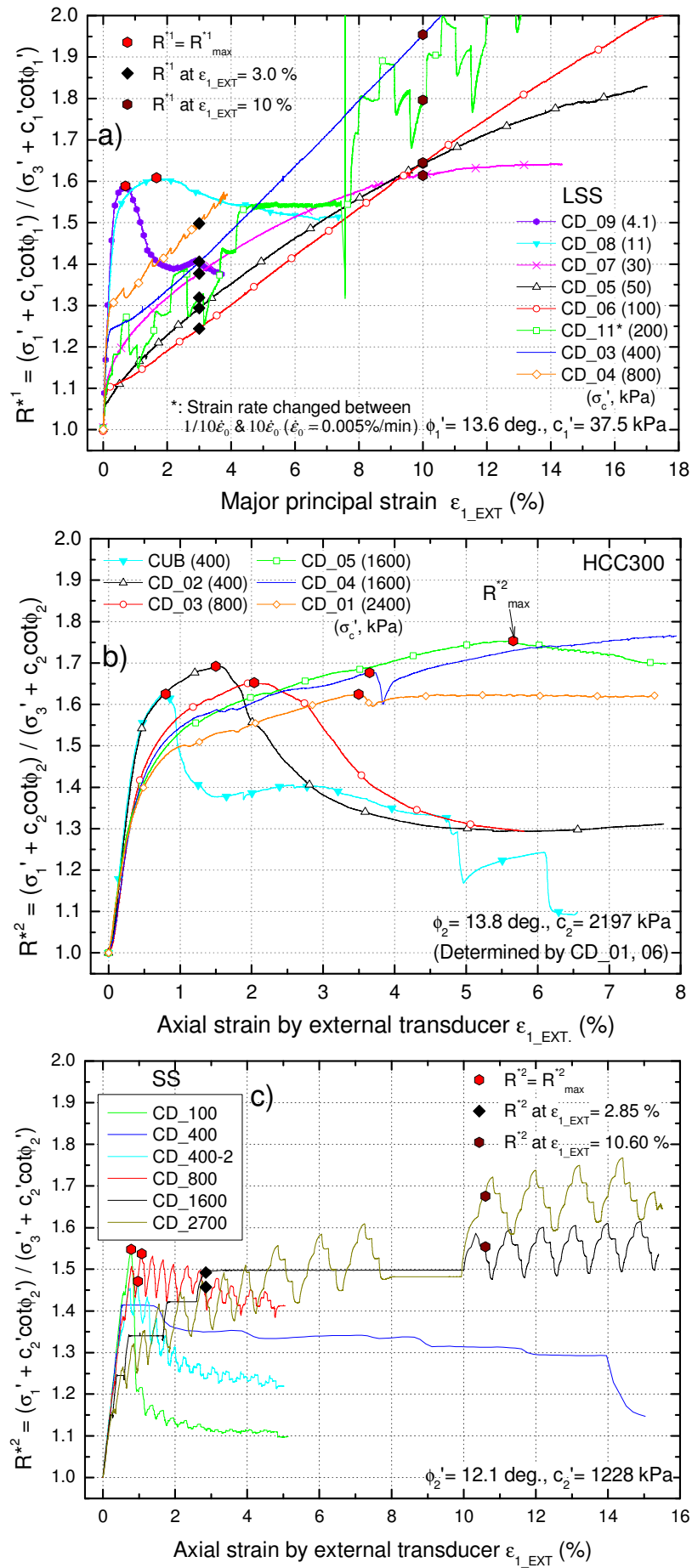


図 7.9 見かけの粘着力を考慮した応力比と軸ひずみとの関係，
a) 流動化処理土，b) セメント改良粘土（図 5.50 b を修正），c) 堆積軟岩

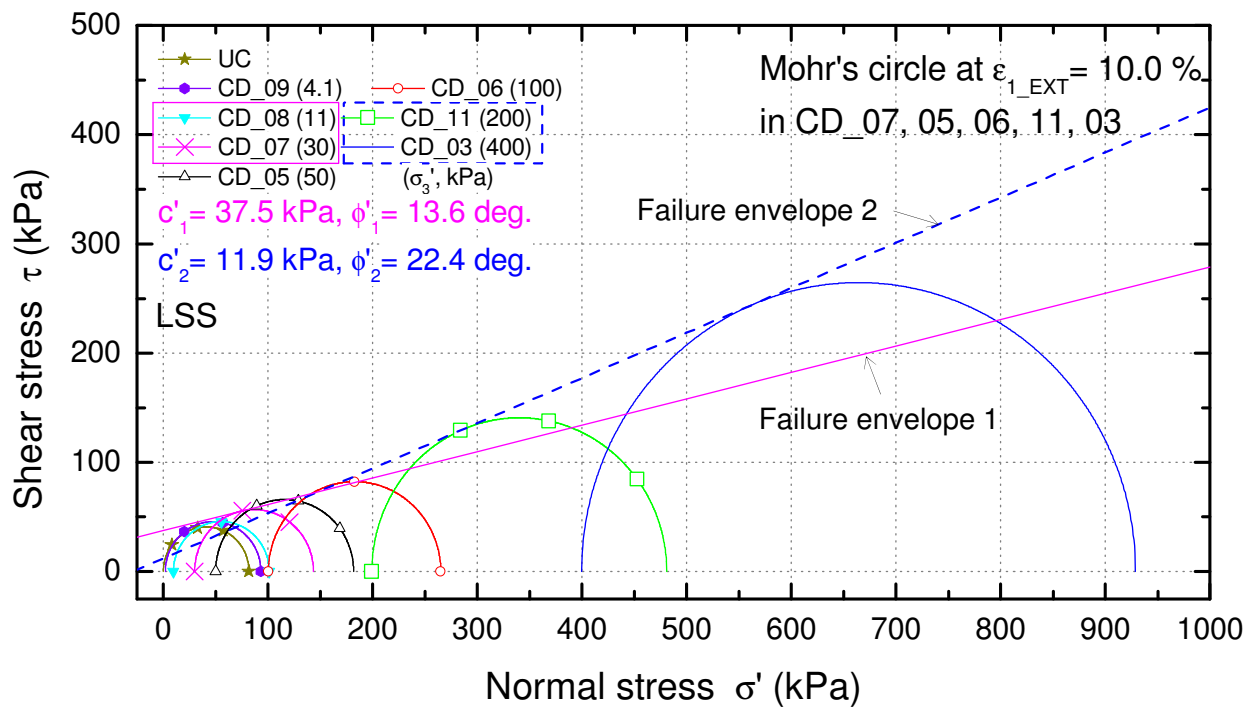


図 7.10 流動化処理土の最大軸差応力発揮段階でのモールの応力円

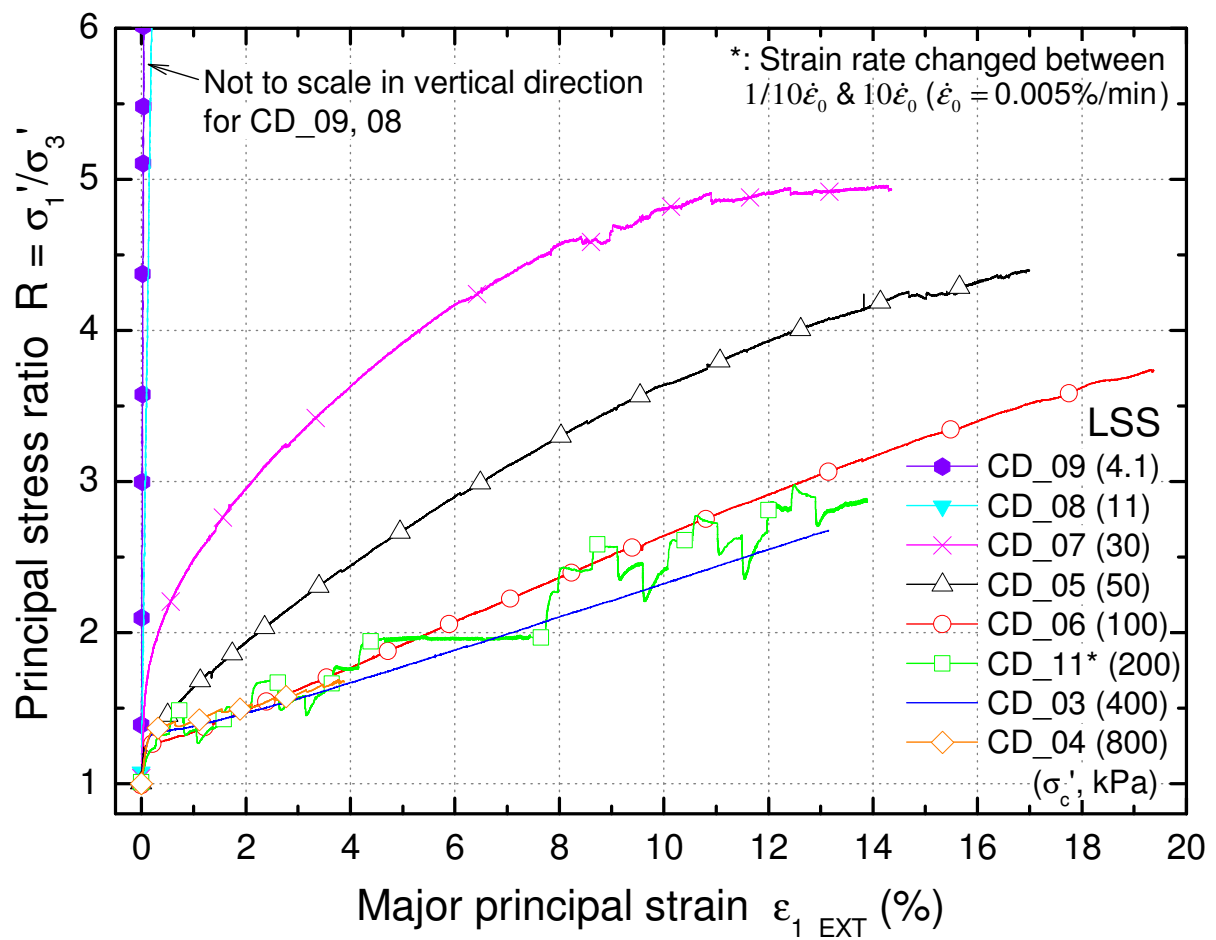


図 7.11 流動化処理土の主応力比と軸ひずみとの関係 (出典図 4.52)

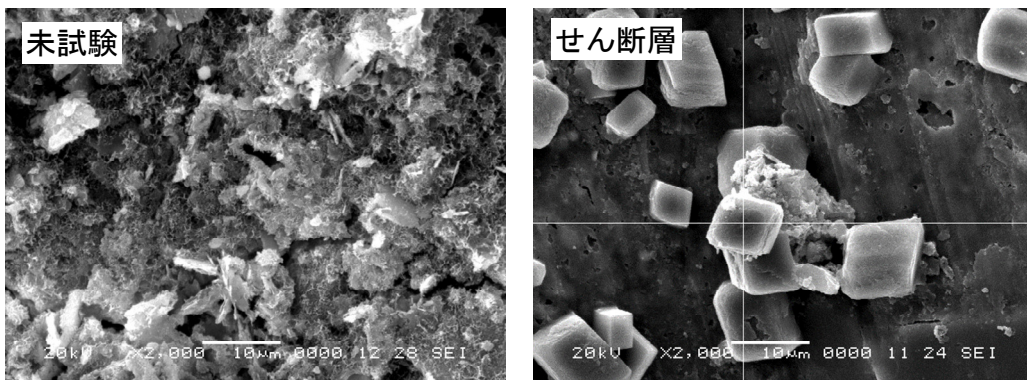
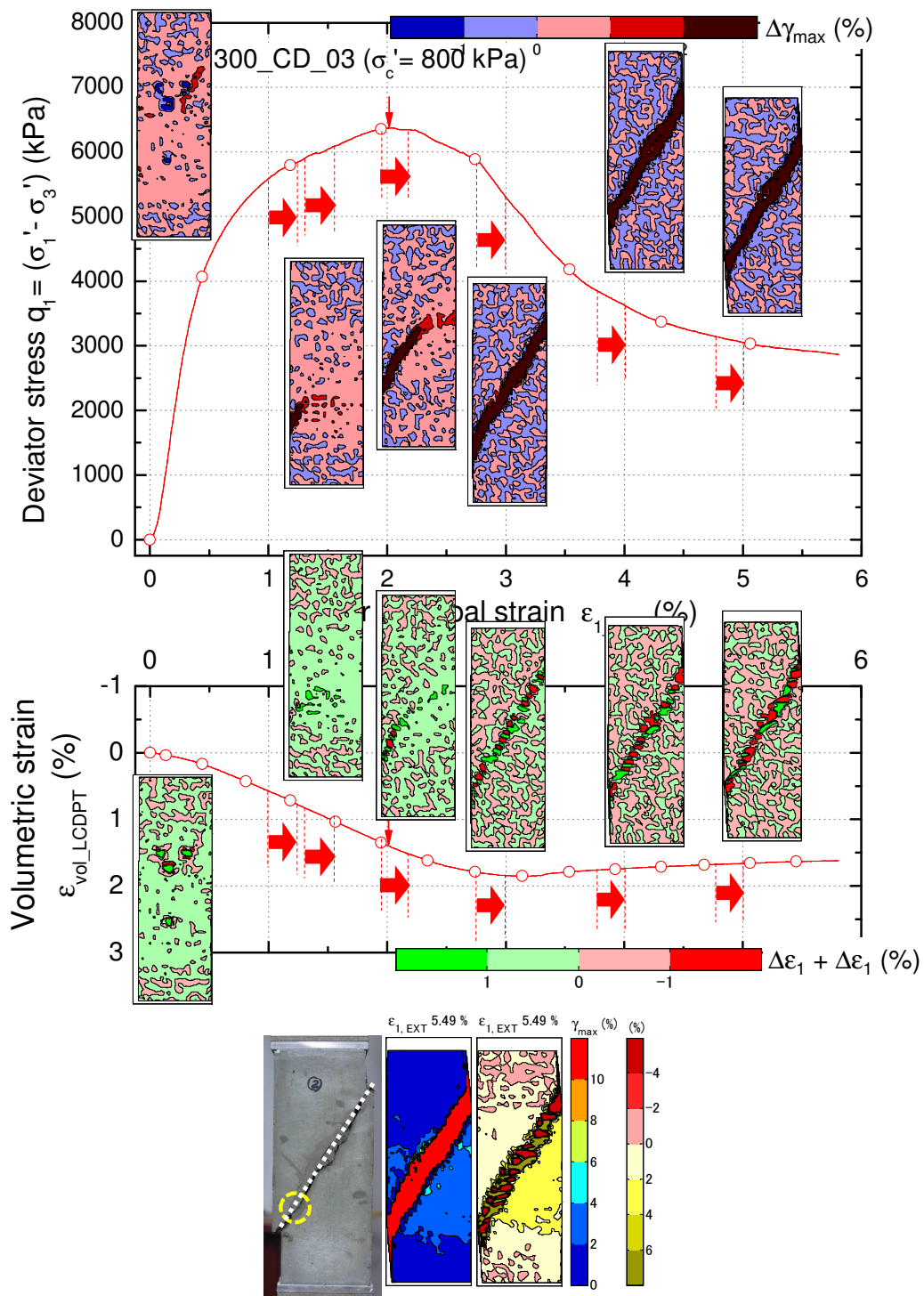


図 7.12 分類①の応力ひずみ関係と局所変形挙動，セメント改良粘土 HCC300_CD_03
(図 5.15, 28, 29, 30, 38, 41 に加筆)

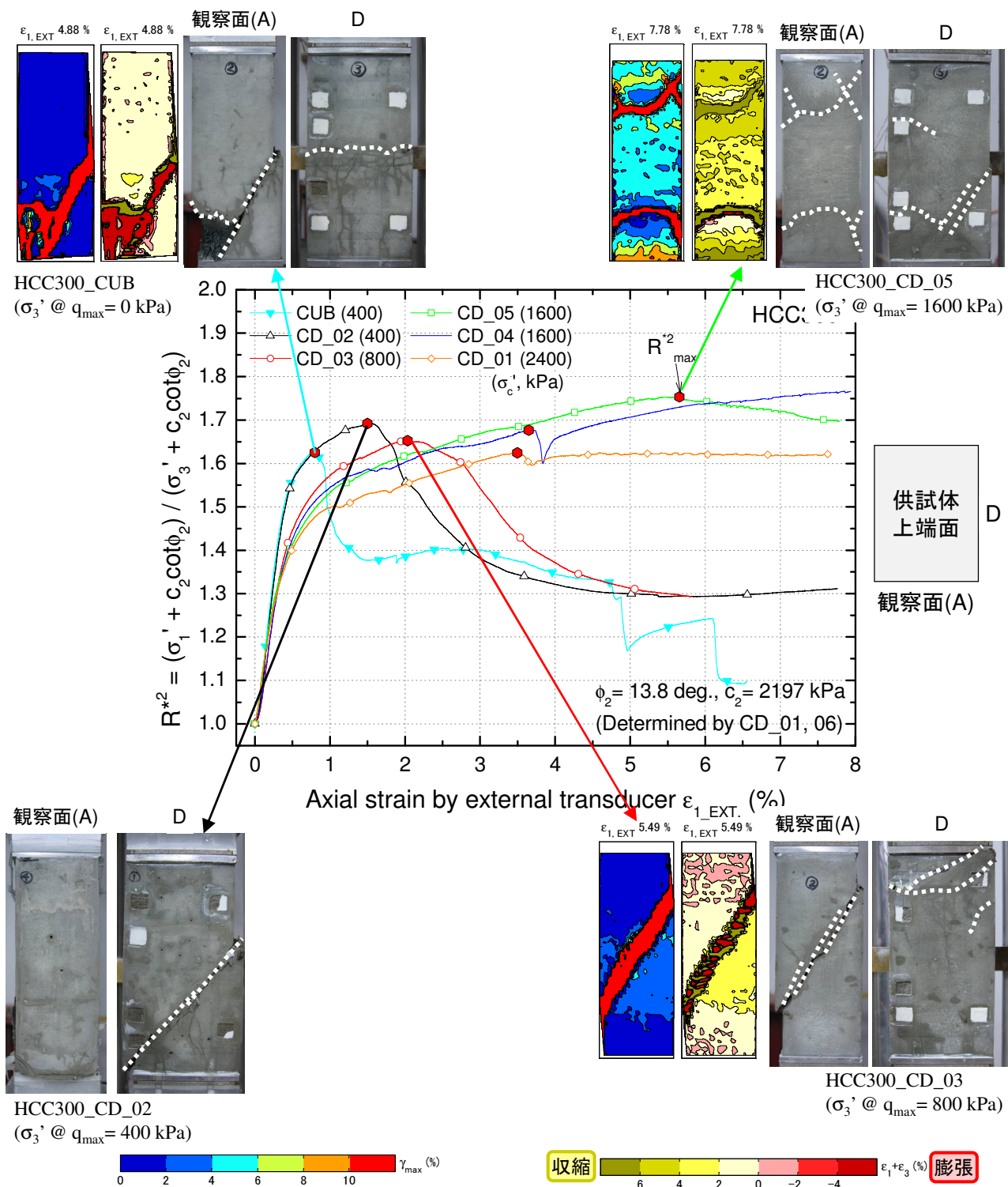


図 7.13 セメント改良粘土の最大軸差応力発揮時の応力ひずみ関係と試験終了時の局所変形挙動
(図 6.15, 6.33, 7.7 に加筆)

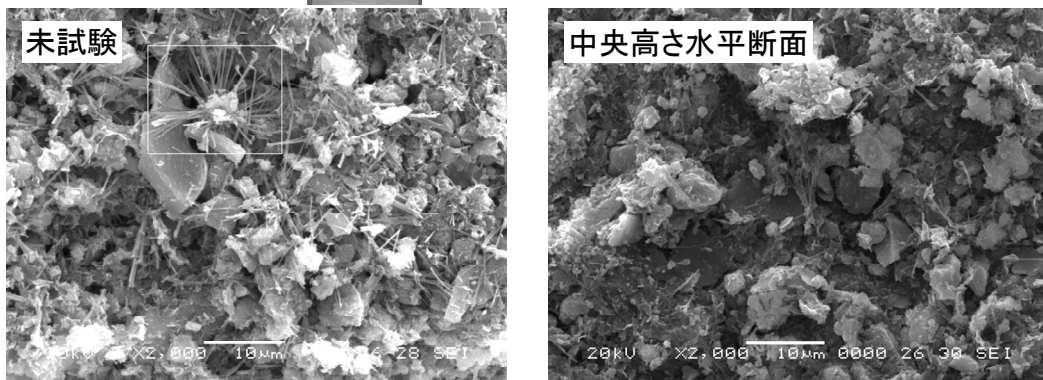
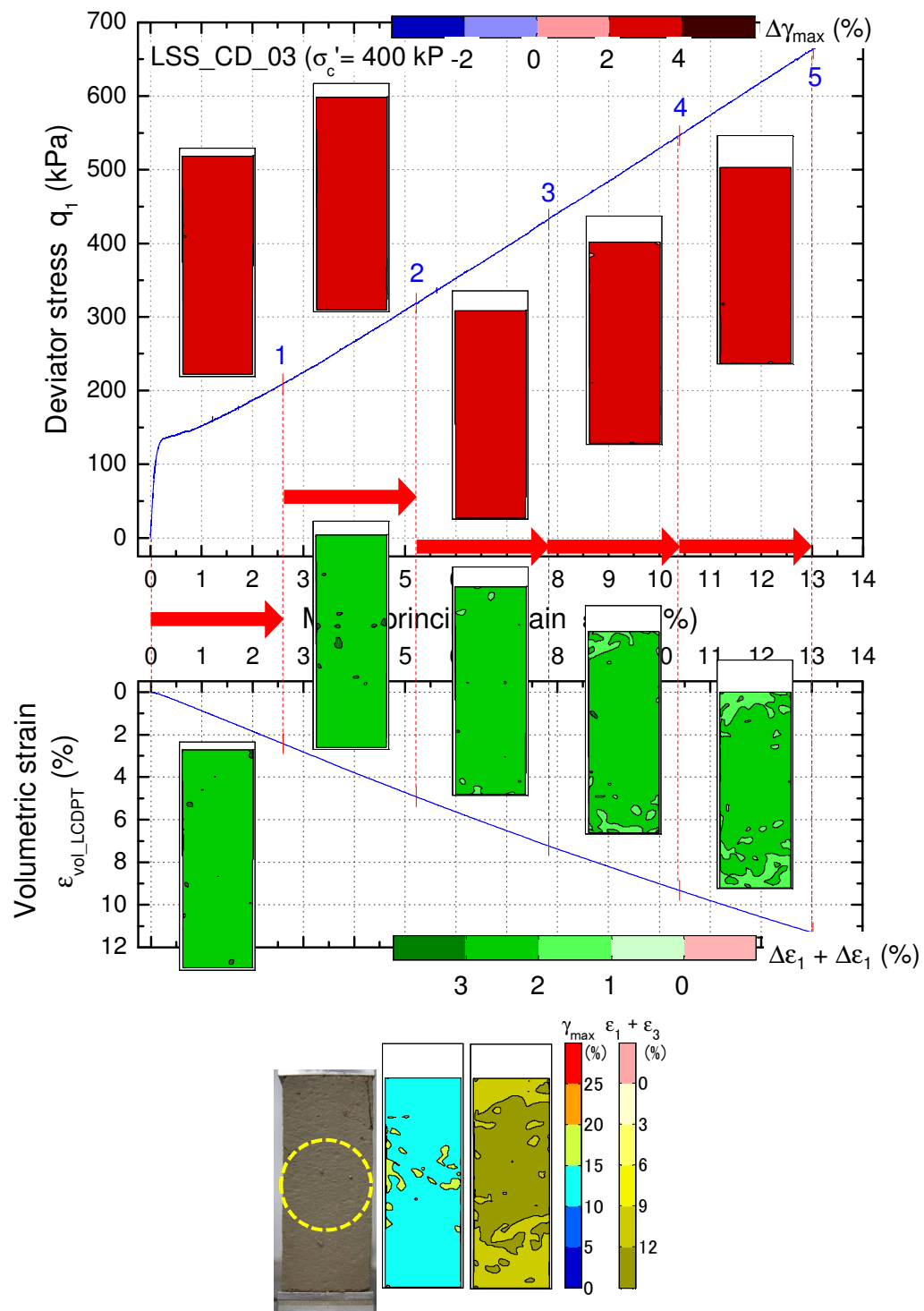


図 7.14 分類③の応力ひずみ関係と局所変形挙動，流動化処理土 LSS_CD_03
(図 4.17, 33, 38, 44, 50 に加筆)

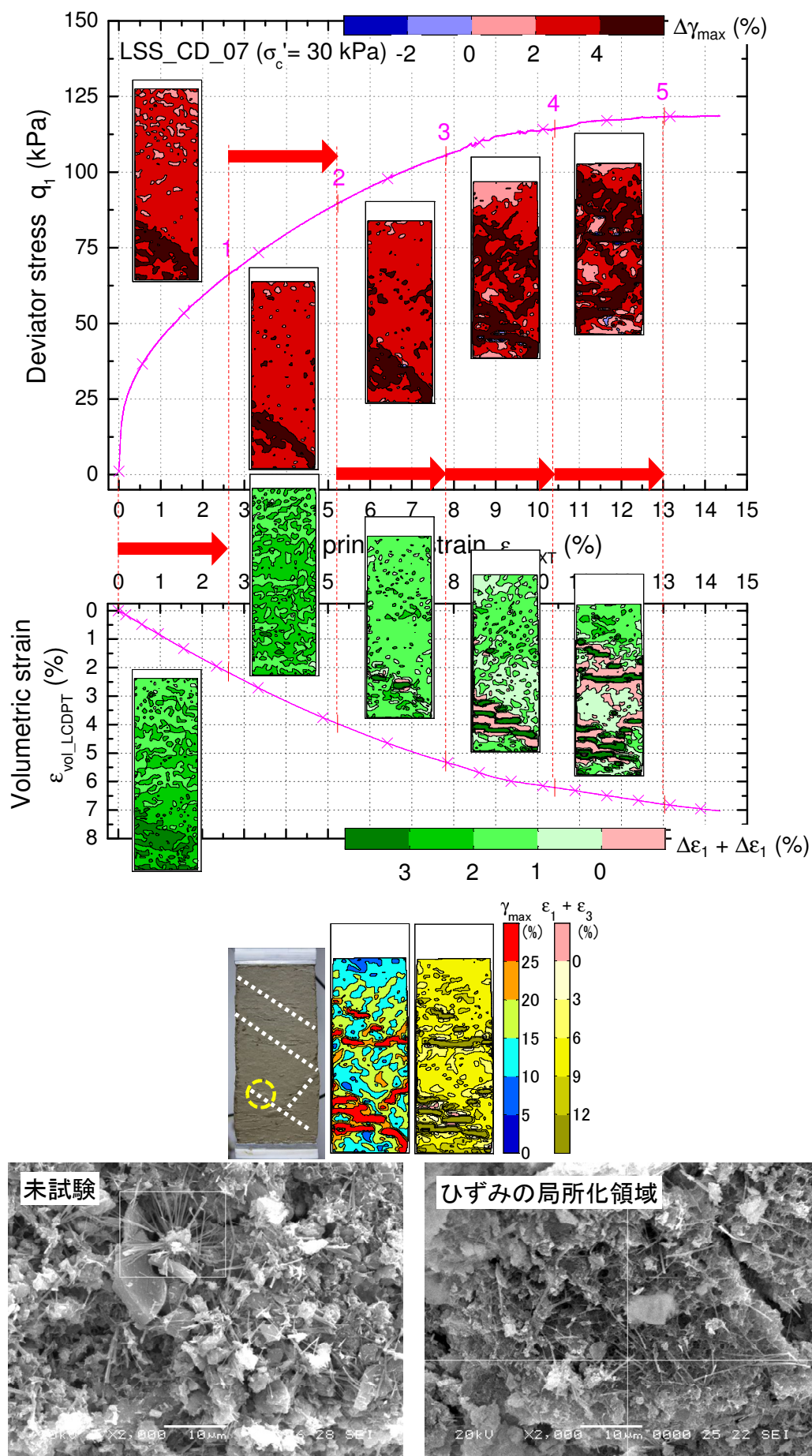


図 7.15 分類②の応力ひずみ関係と局所変形挙動，流動化処理土 LSS_CD_07
(図 4.17, 33, 36, 44, 49 に加筆)

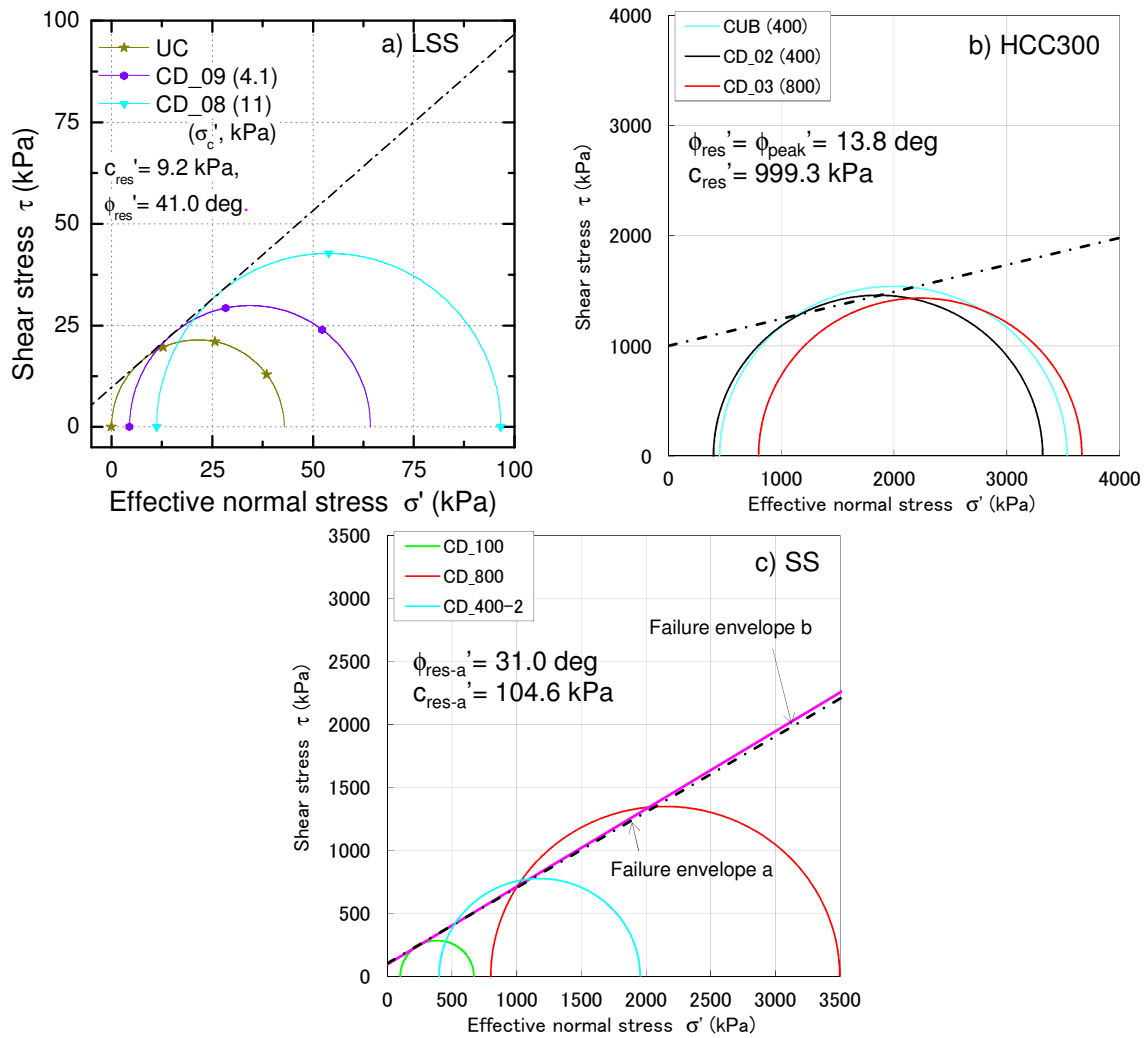


図 7.16 残留状態におけるモールの応力円,

a) 流動化処理土, b) セメント改良粘土, c) 堆積軟岩 (出典図 6.5, 表 6.3)

表 7.2 最大軸差応力および残留状態における強度定数の比較

	最大軸差応力		残留状態	
	ϕ' (deg)	c' (kPa)	ϕ_{res}' (deg)	c_{res}' (kPa)
流動化処理土, LSS	13.6	38	41.0	9
セメント改良粘土, HCC300	13.8	2197	13.8	999
堆積軟岩, SS	12.1	1228	31.0	105

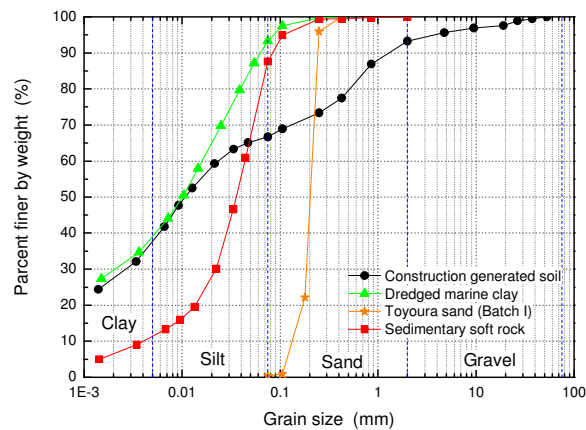


図 7.17 各試料の粒径加積曲線 (出典図 2.1)

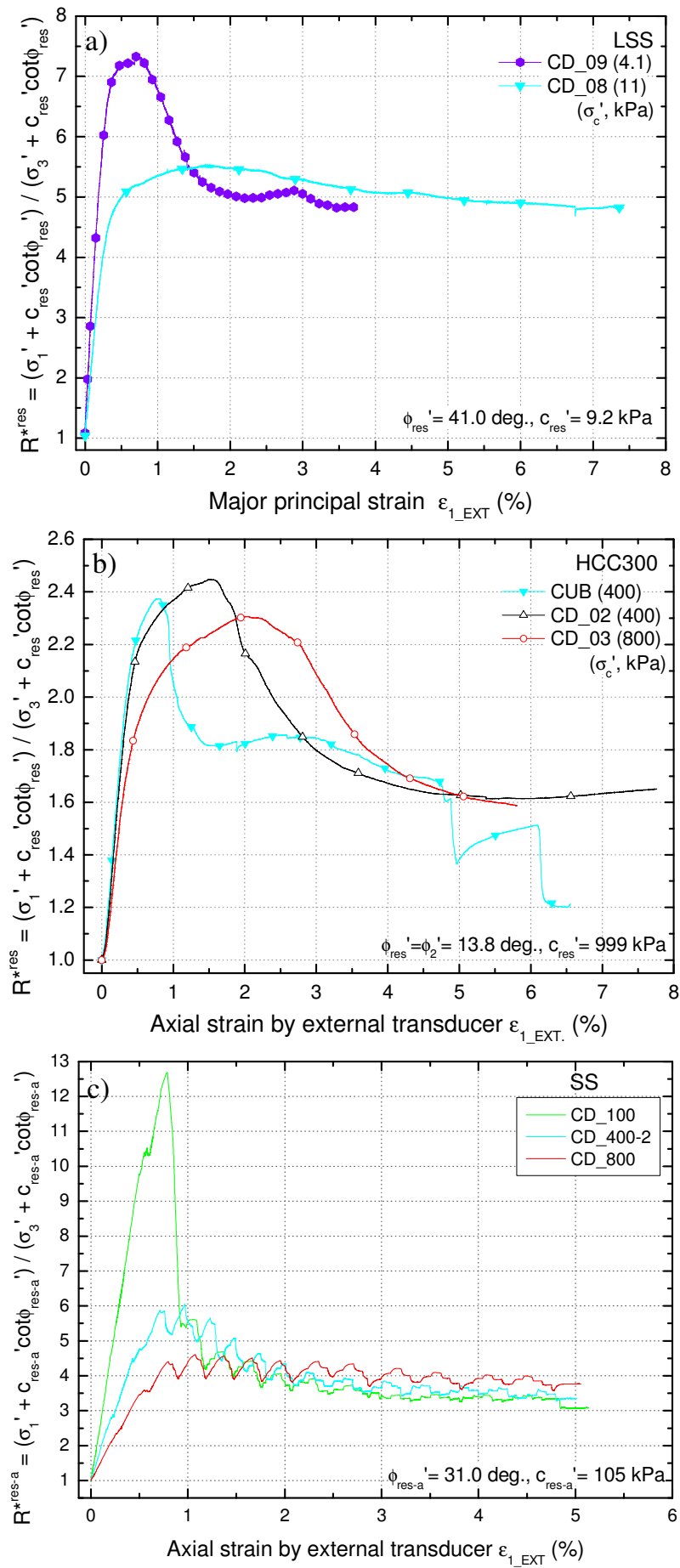


図 7.18 残留状態での粘着力を考慮した応力比と軸ひずみとの関係,
 a) 流動化処理土, b) セメント改良粘土, c) 堆積軟岩

表 7.3 本研究で対象とした固結構造を持つ地盤材料の粘性の種類

		固結前の試料種別	p_c (kPa)	q_u (kPa)	σ'_c (kPa)	等方圧密	軸圧縮	
							最大軸差応力発揮まで	残留状態
流動化処理土	LSS	礫混じり砂質粘土	70	82	200	Isotach	Isotach → TESRA	-
セメント改良粘土	HCC	砂混じり粘土	7650	5240	100	Isotach	Isotach	Isotach
					> 400		-	-
セメント改良砂	CTS	砂質土(豊浦砂)	-	-	100	-	Isotach	TESRA
堆積軟岩	SS	砂混じりシルト	-	2407	< 400	Isotach	Isotach	TESRA
					> 1600		Isotach	-

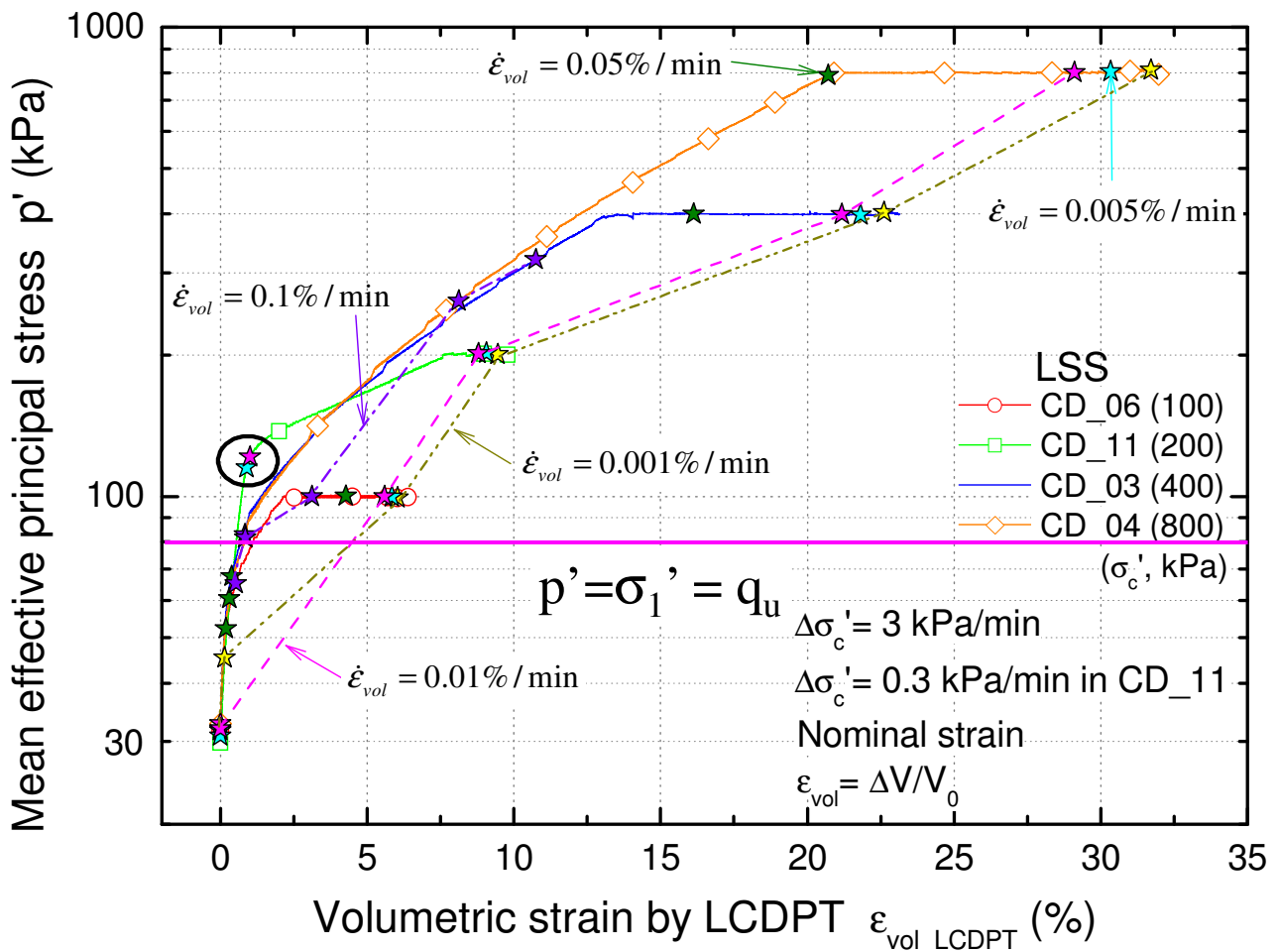


図 7.19 等方圧密終了までの平均有効主応力と体積ひずみの関係（流動化処理土，出典図 4.20）

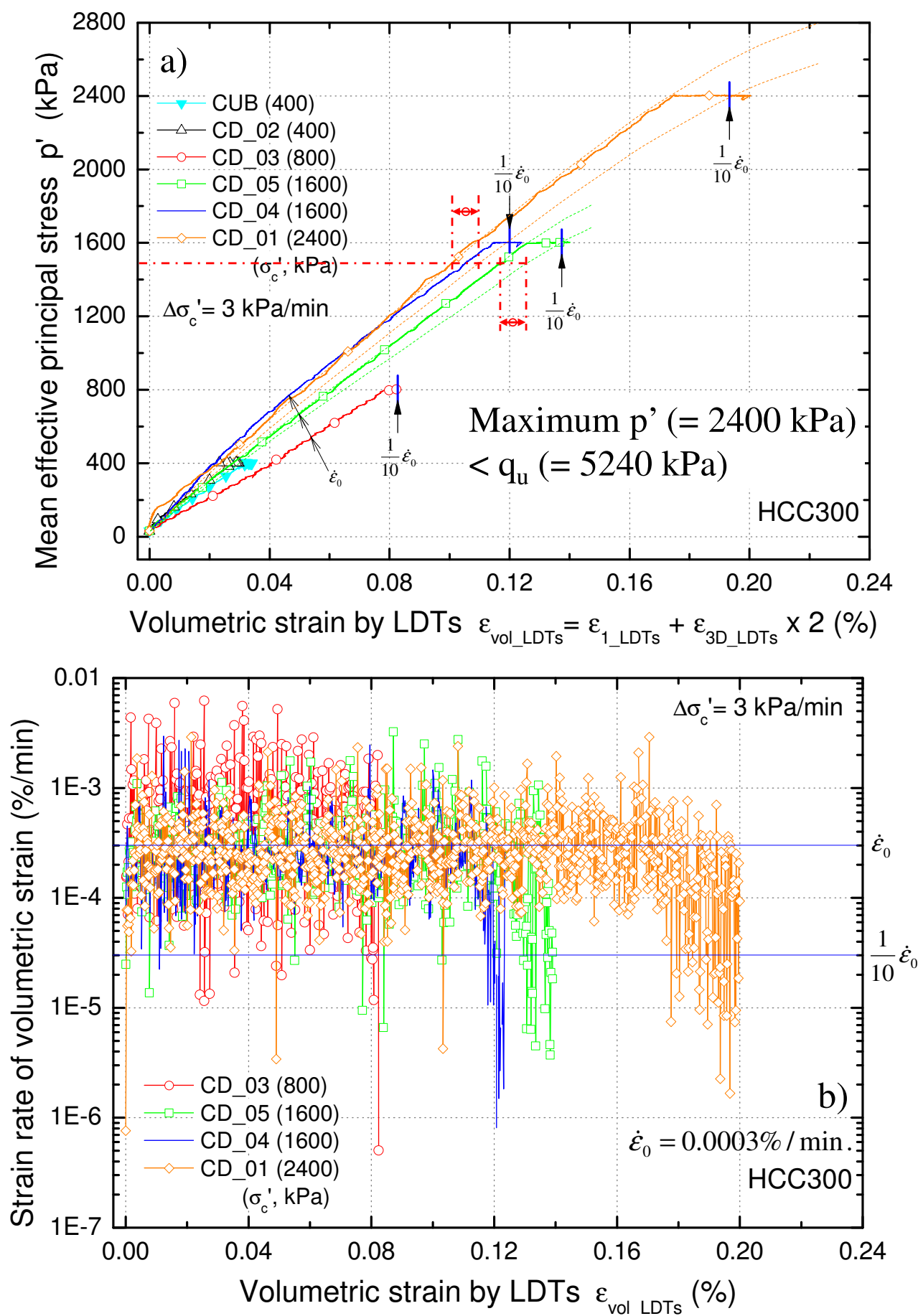


図 7.20 等方圧密終了までの a) 平均有効主応力と体積ひずみの関係,
b) 体積ひずみの速度と体積ひずみの関係 (セメント改良粘土)

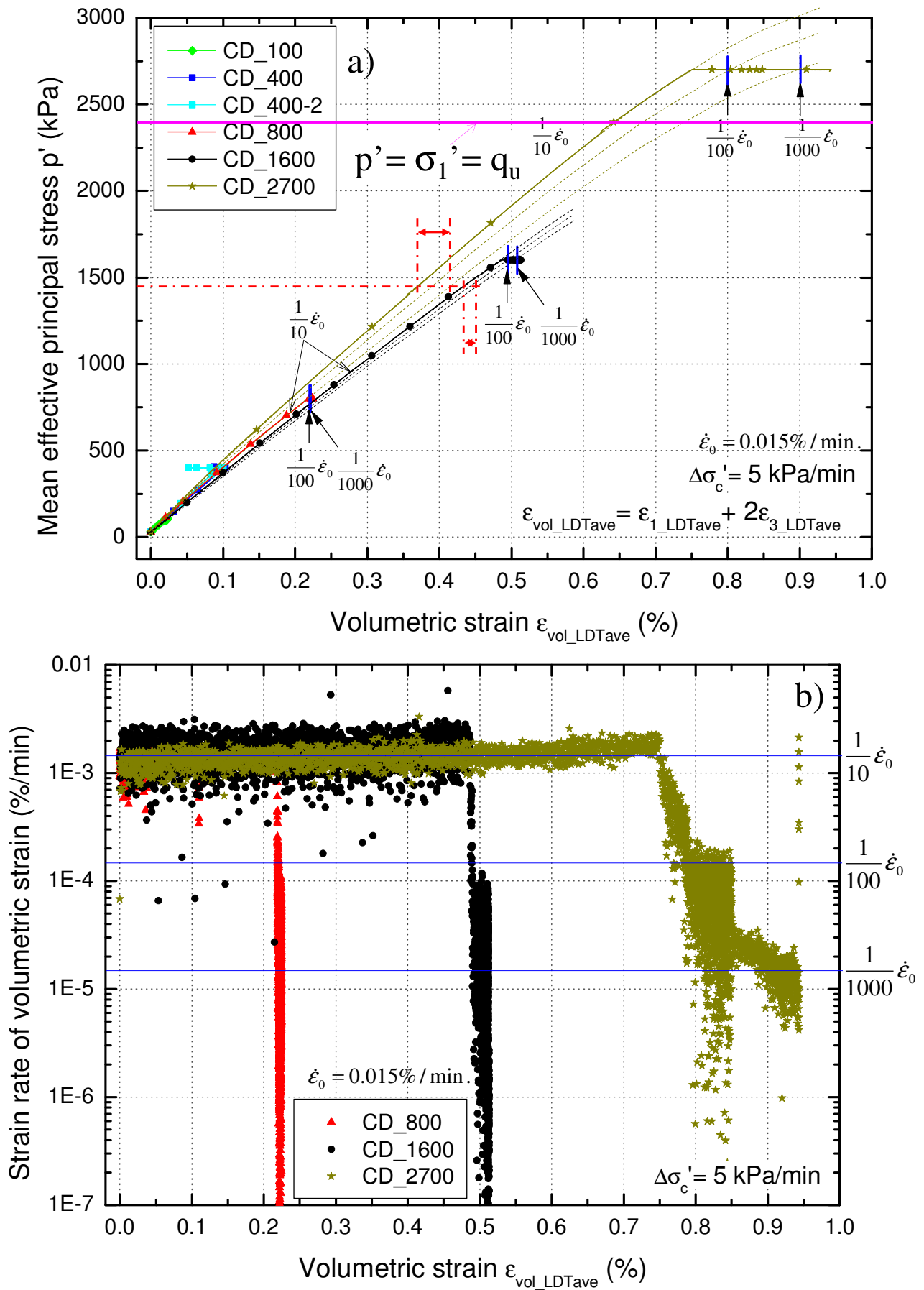


図 7.21 等方圧密終了までの a) 平均有効主応力と体積ひずみの関係、
b) 体積ひずみの速度と体積ひずみの関係（堆積軟岩）

表 7.4 本研究で対象とした固結構造を持つ地盤材料の速度依存性係数と真の粘着力

	q_{\max} (kPa)	σ_c' (kPa)	β_1			β_2			β_3	
			c_1^* (kPa)	$\beta_{1_selected}$	R^2	c_2^* (kPa)	$\beta_{2_selected}$	R^2	$\beta_{3_selected}$	R^2
セメント改良粘土 (セメント添加量 300 kg/m ³) HCC_300_CD	6195	100	3336.3	0.0585	0.9563	8944.6	0.0336	0.9386	0.1155	0.9203
セメント改良粘土 (セメント添加量 400 kg/m ³) HCC_400_CD	8104	100	8142.1	0.0494	0.9984	12840.8	0.0374	0.9978	0.1134	0.9915
セメント改良砂 CTS_CD_2	2566	100	744.6	0.0480	0.9831	1156.7	0.0346	0.9803	0.0645	0.9863
堆積軟岩 SS_CD_100	3202	100	639.6	0.0449	0.9487	5729.5	0.0154	0.8530	0.0632	0.9618

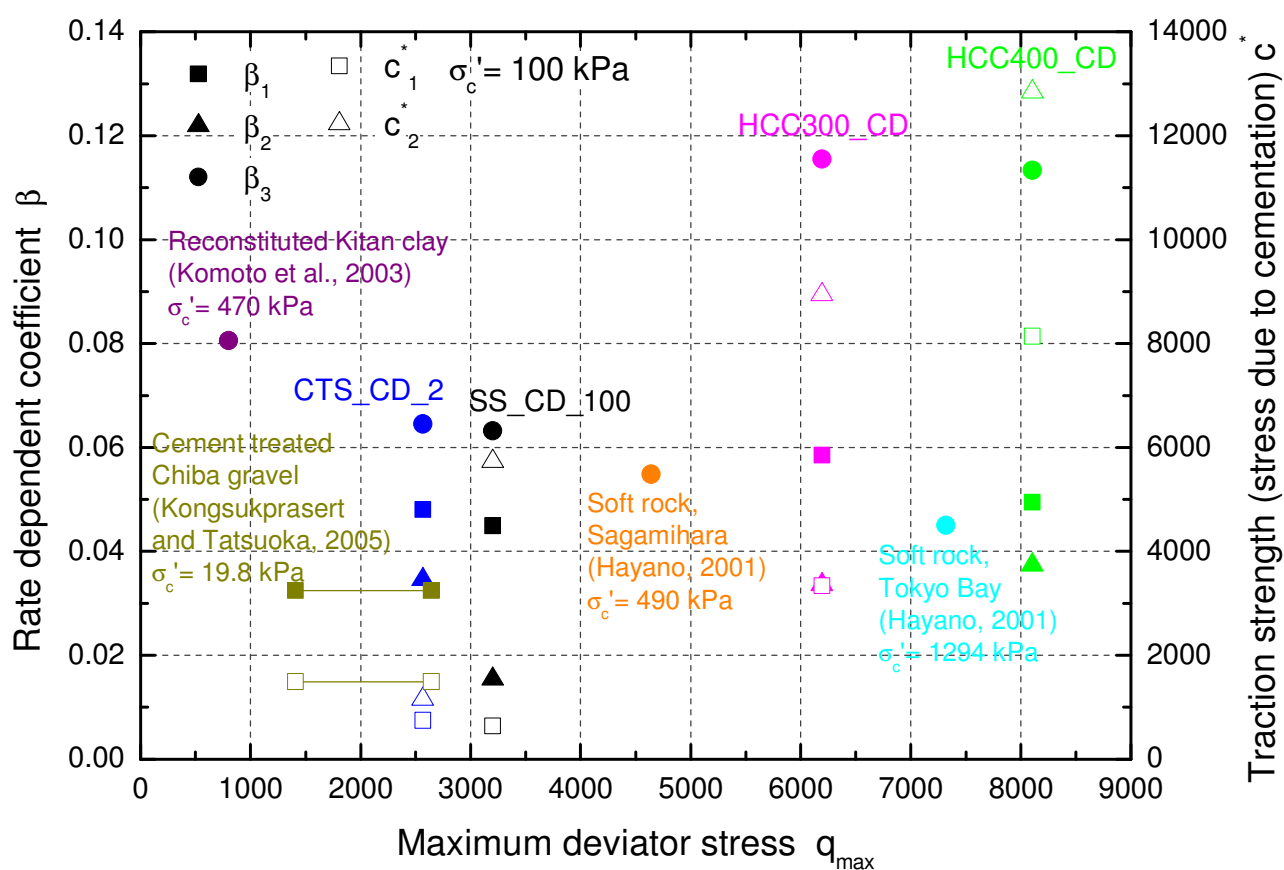


図 7.22 载荷速度依存性係数，真の粘着力と最大軸差応力との関係

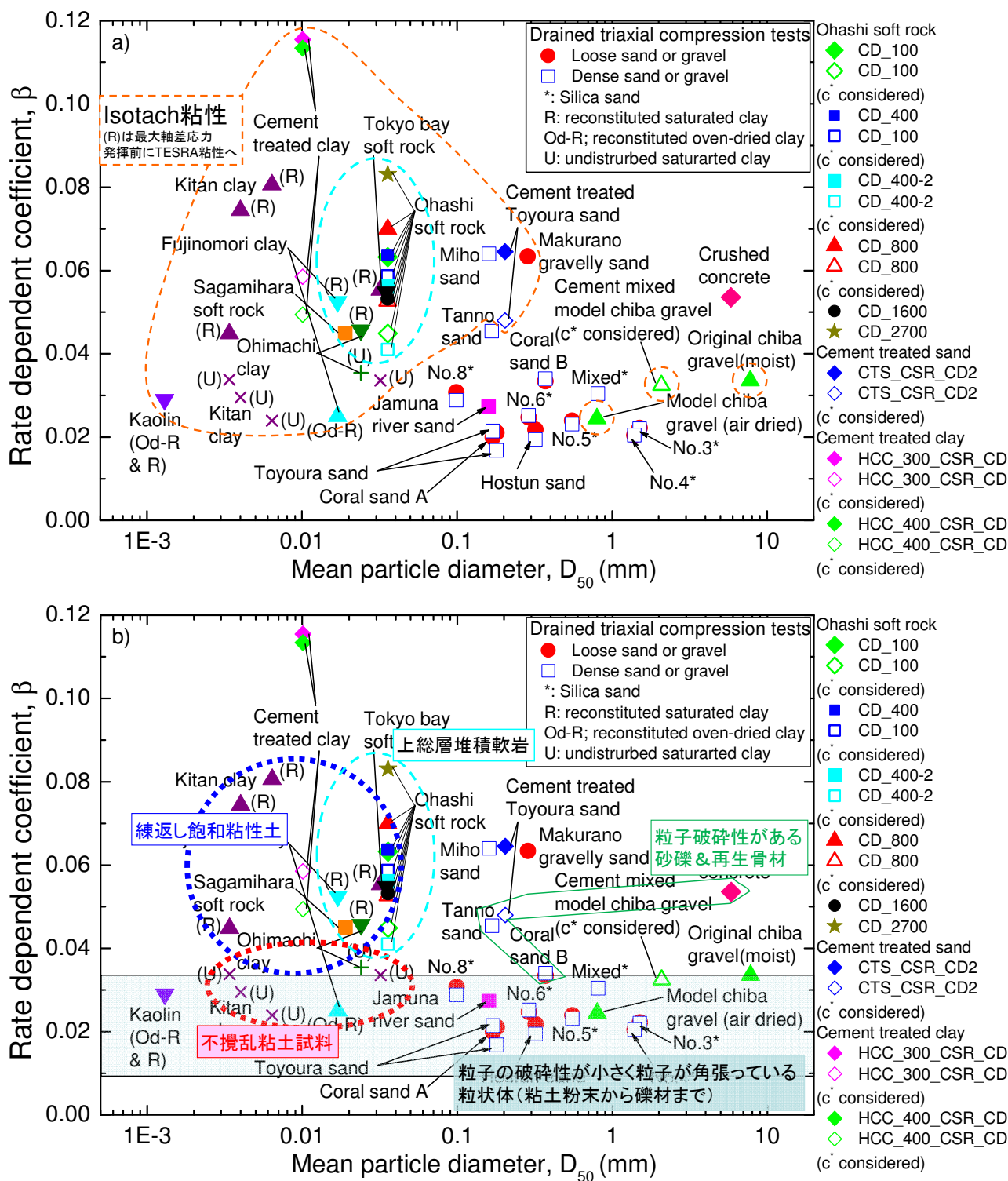


図 7.23 載荷速度依存性係数と平均粒径との関係 (図 6.54 に加筆)

表 7.5 固結していない地盤材料の物性と粘性特性

試料種別	試験種別	粘性の種類 ^{vii)}	固結試料の 軸圧縮における 左記粘性の 発揮段階	粒度特性				コンシステンシー特性		
				D ₅₀ (mm)	U _c	砂礫質分 (%)	粘土分 (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p (%)
礫混じり砂質粘土 (流動化処理土)	DCD	TESRA	軸圧縮初期	0.009	-	30	40	62	33	30
砂混じり粘土 (高強度セメント改良粘土)	DCD	Isotach	残留状態	0.010	-	7	39	95	30	65
豊浦砂 (セメント改良砂)	DCD	TESRA	残留状態	0.195	2	100	0	NP	NP	NP
砂混じりシルト (堆積軟岩)	DCD	TESRA	残留状態	0.036	11	12	11	NP	NP	NP
Fujinomori clay ⁱ⁾	1DC/DCD	Isotach	圧密中	0.017	9	2	13	62	29	33
Reconstituted Kitan clay ⁱⁱ⁾	DCD	Isotach → TESRA	軸圧縮初期→ 軸ひずみ数%	0.030 – 0.003	-	2.1 – 1.2	34 – 55	32 – 86	10 – 24	22 – 62
Reconstituted Oimachi clay ⁱⁱ⁾	DCD	Isotach → TESRA	軸圧縮初期→ 軸ひずみ数%	0.024	-	?	?	43	23	20
Kaolin clay ⁱⁱⁱ⁾	1DC	Isotach	圧密中	0.001	4	0	83	80	38	42
Miho sand ^{iv)}	UC	Isotach → Isotach?	Pre-peak → post peak	0.161	35	79	10	?	?	?
Chiba gravel ^{v)}	DCD	Isotach → TESRA	軸圧縮初期→ 軸ひずみ数%	7.8	11	100	0	-	-	-
Toyoura sand ^{vi),vii)}	DCD/DS	TESRA/ TESRA → P&N	軸圧縮中/ Pre-peak → post peak	0.18	2	100	0	NP	NP	NP

i) Li et al, 2004, ii) 甲元, 2002, iii) Deng et al., 2005, iv) 榎本, 2012, v) Anh Dan et al., 2006,

vi) Kiyota and Tatsuoka, 2006, vii) Duttine and Tatsuoka, 2009

viii) DCD: Consolidated drained triaxial compression test,

1DC: One-dimensional compression test, DS: Direct shear test

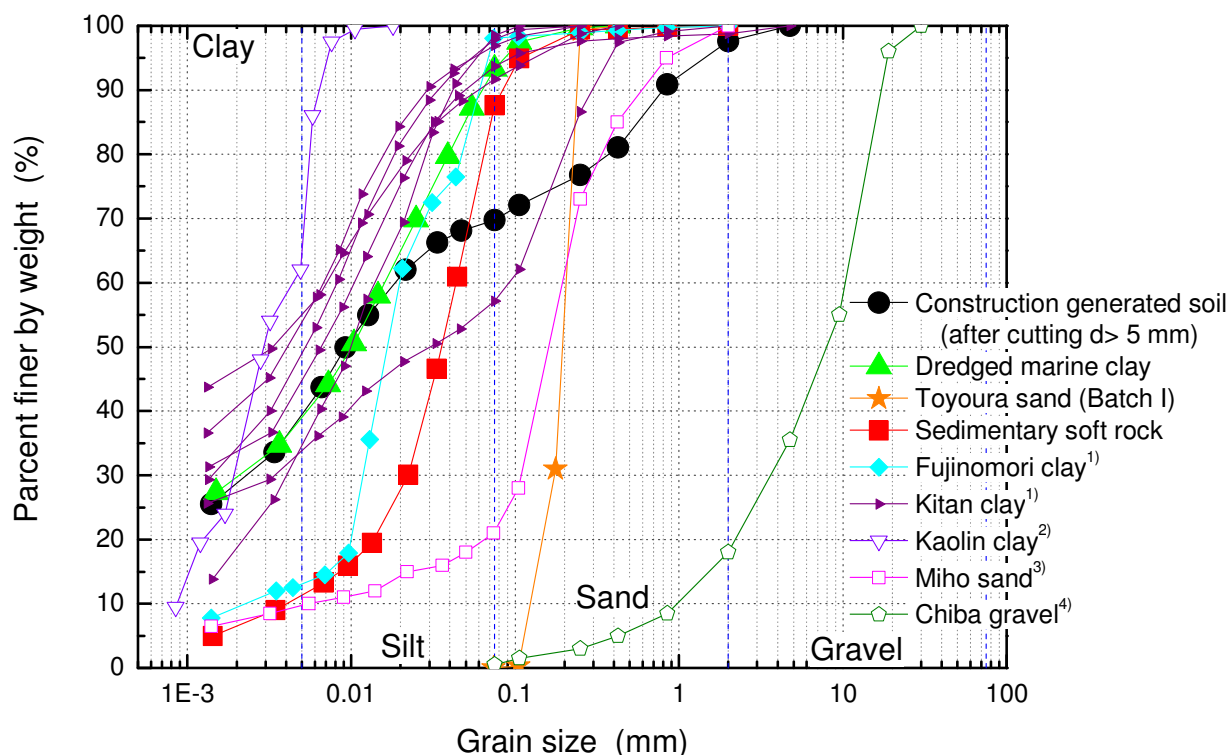


図 7.24 表 7.5 に示す地盤材料の粒度分布 (図 2.1 に 1) 甲元, 2002, 2) Enomoto et al., 2009, 3) 榎本, 2012, 4) Anh Dan et al., 2006 を加筆)

表 7.6 地盤材料の諸特性と粘性特性の一般的傾向（出典 Enomoto et al, 2009）

Influencing factors	Viscosity type (θ) Isotach \rightarrow Combined \rightarrow TESRA \rightarrow P & N ($\theta = 1$) ($0 < \theta < 1.0$) ($\theta = 0$) ($\theta < 0$: could be less than -1.0)
Particle shape (in case of stiff particles)	More angular \rightarrow More round
Grading characteristics	Better graded \rightarrow More uniformly graded
Particle size (if saturated)	Smaller (clay) \rightarrow Larger (sand/gravel)
Particle crushability	More crushable \rightarrow Less crushable
Void ratio	Lower void ratio \rightarrow Higher void ratio
Inter-particle bonding	Stronger \rightarrow Weaker \rightarrow Null
Strain level	Pre-peak \rightarrow Post-peak (in particular, at residual state)
-Summary- Inter-particle contact point condition	More stable (better bound, better interlocking & larger coordination numbers) \rightarrow Less stable (less bound, weaker interlocking & smaller coordination numbers)
-Deformation by cyclic loading (inviscid)	Smaller \rightarrow Larger
-Creep deformation	Larger \rightarrow Smaller

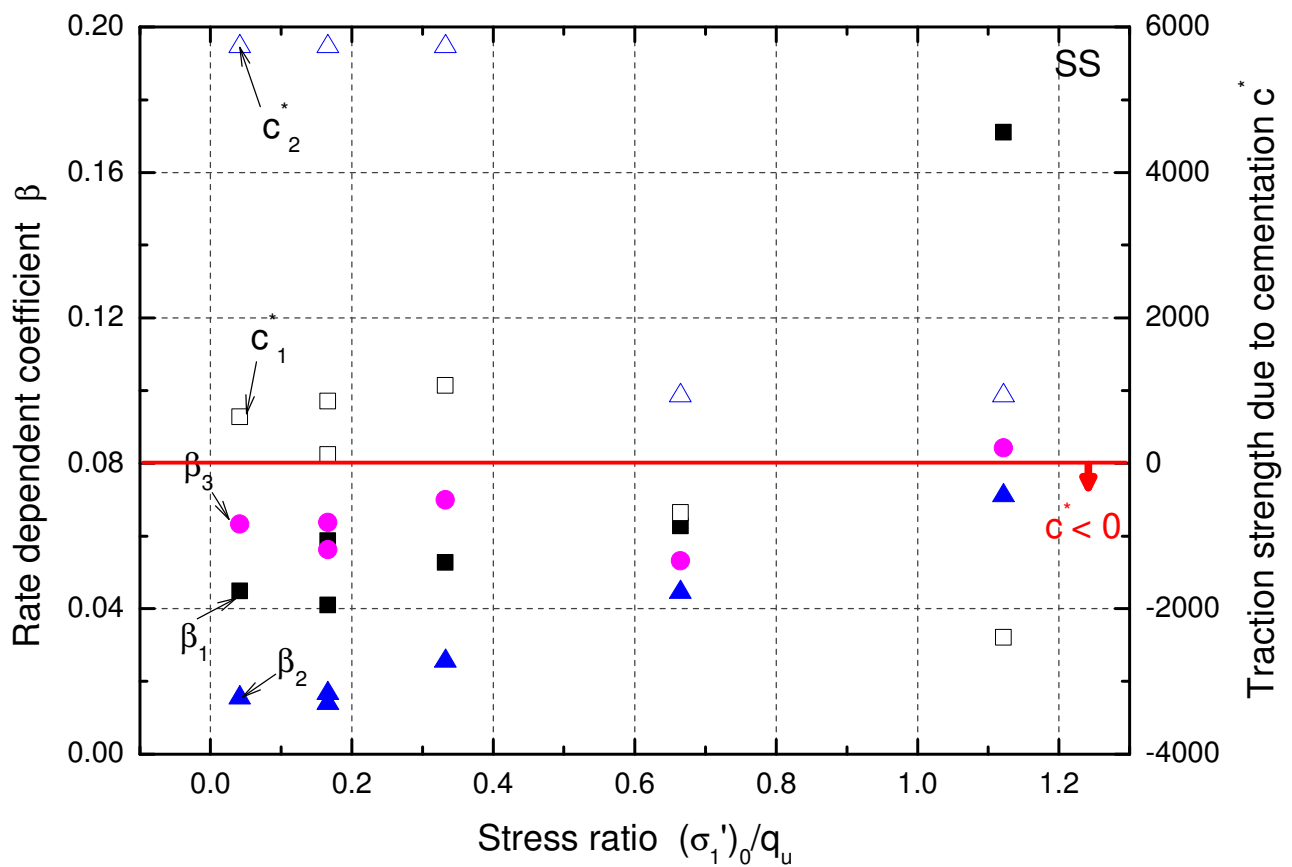


図 7.25 堆積軟岩における载荷速度依存性係数，真の粘着力と拘束圧との関係

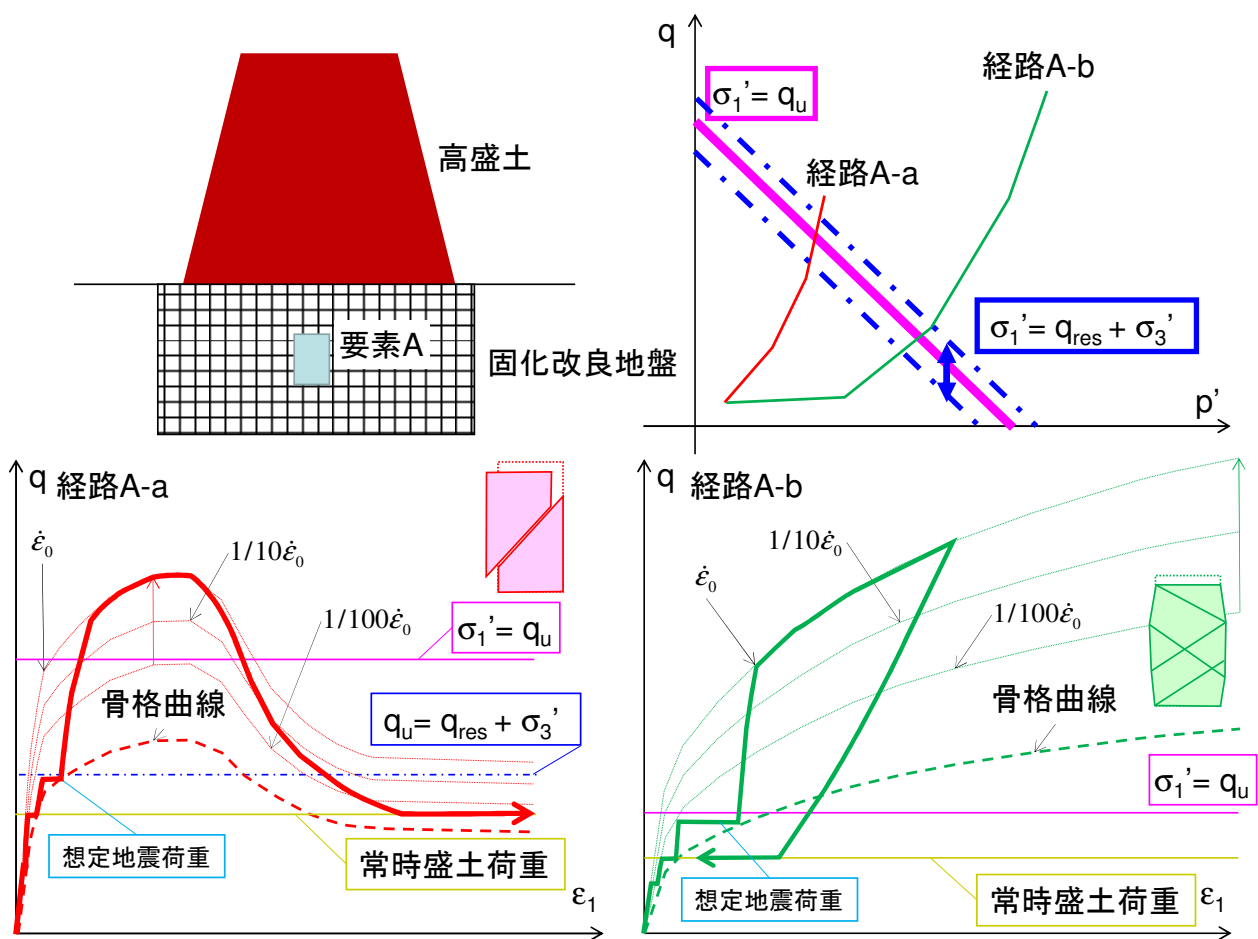


図 7.26 高盛土下の改良地盤の沈下量予測

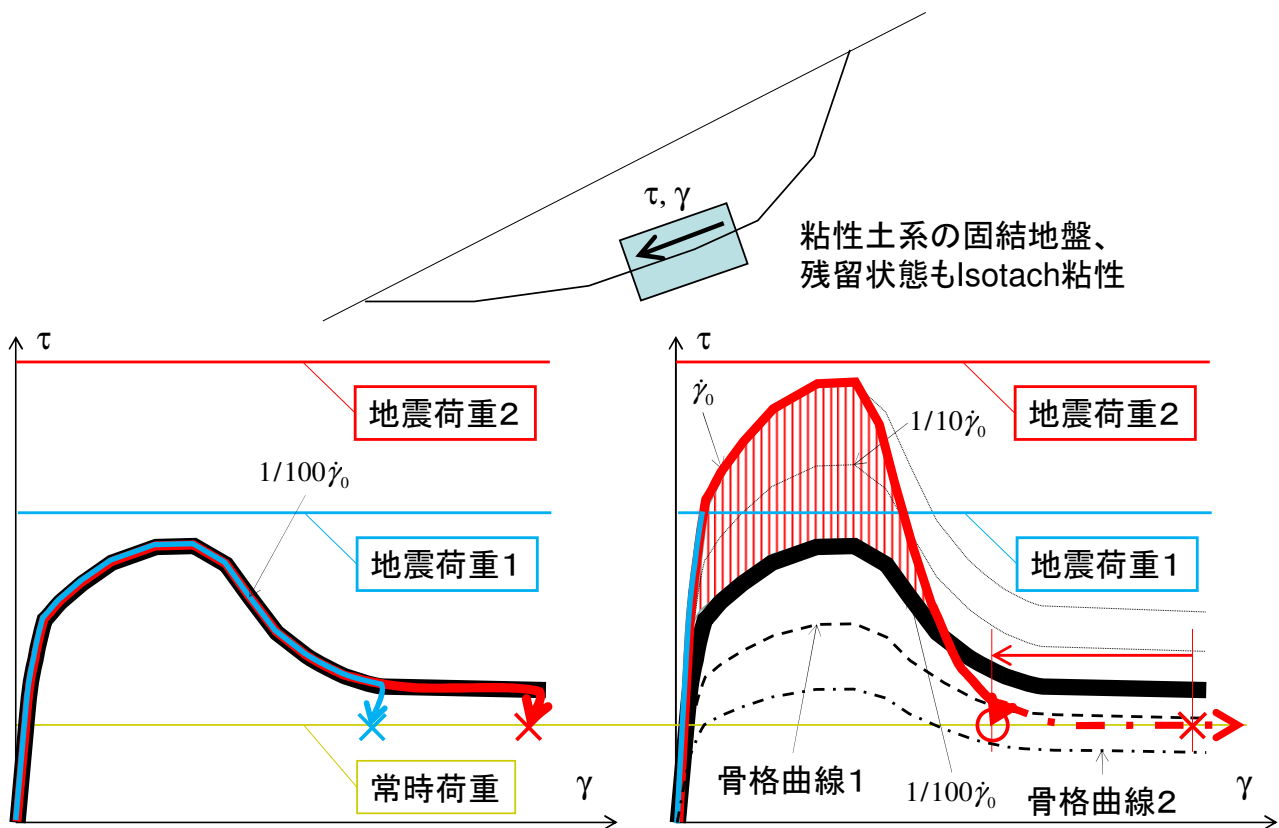


図 7.27 固結した斜面の安定問題の検討

第8章 結論と今後の課題

8.1 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

8.1.1 固結した地盤材料の変形強度特性の拘束圧依存性

- (i) 本研究で対象とした全ての試料において、固結構造の損傷が顕著に生じて降伏し、変形強度特性が変化した目安となった応力状態は、最大有効主応力が一軸圧縮強度を超えた状態であったと考えられる。本研究ではこの状態を「降伏」と称した。「降伏」を迎える段階での応力状態が拘束圧に応じて異なり、変形強度特性は概ね次の3ケースに分類することで統一的に説明された。
- (ii) 拘束圧が一軸圧縮強度よりも大きい場合、等方圧密中に「降伏」して著しい体積収縮が生じ、母材と損傷した固結構造が高拘束圧下ほど密実化した。三軸圧縮においては低密度な母材の変形強度特性が卓越し、ひずみ硬化挙動を示した。
 - (ii-A) 初期剛性は高い拘束圧依存性を示し、弾性的挙動は高拘束圧下ほど大きな軸差応力まで持続した。
 - (ii-B) ひずみ硬化挙動により軸差応力は単調増加し、軸差応力の最大値（＝残留値）は高い拘束圧依存性を示した。
- (iii) 拘束圧が一軸圧縮強度よりも十分に小さい場合、低密度な母材間の固結構造が圧密、三軸圧縮に抵抗した。三軸圧縮中に異方応力が等方応力を大きく上回る状態で「降伏」に至り、ひずみ軟化挙動を示した。
 - (iii-A) 初期剛性や最大軸差応力の拘束圧依存性は小さかった。
 - (iii-B) せん断層内での固結構造の著しい損傷により残留強度は小さくなったが、その拘束圧依存性は (ii) のケースよりも大きくなった。
- (iv) 拘束圧が (ii) と (iii) の中間的な値の場合、三軸圧縮初期に等方応力が異方応力を上回る状態で「降伏」に至り、(ii) と (iii) の中間的挙動を示した。
 - (iv-A) 「降伏」によって (iii) よりも小さな軸差応力で剛性の顕著な低下が見られた。
 - (iv-B) 固結構造の損傷箇所ではひずみの局所化領域が複数箇所に現れ、軸差応力はひずみの増大と共に漸増した。ひずみの局所化は固結構造の損傷に起因し、損傷箇所ではせん断抵抗の一時的な低下と母材の密実化によるせん断抵抗の回復が起こったため、軸差応力の低下が妨げられたものと考えられる。(iv-A) の影響により、(iii) のケースが最大軸差応力を発揮したひずみレベルでは軸差応力の値が (iii) のケースを下回ったが、引き続き三軸圧縮を続けてひずみが大きくなると軸差応力の値は (iii) のケースを上回った。

8.1.2 固結した地盤材料の載荷速度依存性

- (1) セメント固化や自然堆積などの固結構造により、本研究で対象とした試料はいずれも Isotach 粘性を示した。
- (2) 次のような固結構造の損傷が生じると固結前の地盤材料の粘性を示した。
 - (2-a) 等方圧密による最大有効主応力が一軸圧縮強度を大きく越え、顕著な体積収縮が起こった場合
 - (2-b) 最大軸差応力の発揮後に形成されたせん断層内での局所変位が顕著に生じた場合

- (3) 最大軸差応力発揮までの Isotach 粘性による載荷速度依存性を定量的に評価した結果，次のような知見が得られた。
- (3-a) 材料強度（固結構造の強度）が大きくなると，非線形三要素モデルで定義された固結力に起因する応力 c^* も，載荷速度によって変化する粘性応力の大きさ β も大きくなった
- (3-b) 同一材料において，高拘束圧下では固結構造の損傷によって c^* がゼロとなり， β が顕著に大きくなった

8.2 今後の課題

本研究で明らかにできなかった以下の項目を今後の課題として挙げる。

8.2.1 固結した地盤材料の変形強度特性の拘束圧依存性

- (ア) 本研究では応力状態が明確で計測エラーの影響の小さい排水せん断挙動を主に分析したが、非排水せん断挙動についても同様の系統的分析を行い、得られる傾向が排水せん断も含めて統一的に説明可能かどうか、検討を行う必要がある。但しこの場合、特に硬質な固結試料の非排水要素試験に特有の次の計測誤差と経験的な懸念事項を解決することが必要である。
 - (ア-1) 非排水せん断時の過剰間隙水圧の上昇に伴う過剰間隙水圧値の計測誤差 (Deng, 2008)
 - (ア-2) 非排水せん断時の過剰間隙水圧の上昇に伴う局所変形挙動の計測誤差 (第5章 5.3.2)
 - (ア-3) 飽和化の手順を経ても拘束圧が高くなるほど圧密終了後の B 値が低いこと (第4～6章)
- (イ) 最大軸差応力と残留強度の拘束圧依存性の变化をより明確にする必要がある。次のような実験的な方法が考えられる。
 - (イ-1) 均質な固化処理土 (現有の試験装置を利用するなら一軸圧縮強度は数百 kPa 程度が望ましい) で拘束圧をより細かく、広範に変化させた系統的な試験を行い、各強度の拘束圧依存性の变化の様子を詳細に分析する
 - (イ-2) 固結構造の影響をより詳細に検討するために、セメント添加前あるいは自然堆積による固化前の母材の変形強度特性を求める系統的な試験を行う
 - (イ-3) 特にセメント改良土については、改良土を乱して作成した再構成試料の変形強度特性についても検討が必要である
- (ウ) 8.1.1 項の (iv) で考察の域を脱することができなかった「固結構造の損傷によるせん断抵抗の低下と母材の密実化によるせん断抵抗の回復」について、そのメカニズムを明らかにする必要がある。以下の実験的手法と解析的手法が考えられる。
 - (ウ-1) SEM による多点計測や得られたデータの定量化、他の微視的観察手法に基づく客観的な分析による、微視的構造の観察結果の定量的な評価
 - (ウ-2) 弾性波等を利用した局所的な剛性・強度の計測手法の開発と適用
 - (ウ-3) 土粒子間接点の損傷による強度低下や土粒子構造の密実化による強度回復を再現した個別要素法等の数値解析

8.2.2 固結した地盤材料の載荷速度依存性

- (a) 非線形三要素モデルにおける同一材料の c^* の導出結果には大きなばらつきが見られ、 c^* の拘束圧依存性は 8.1.2 項 (3) で述べたような概略の結論に留まった。 c^* が高拘束圧下ほど連続して低下するのか、ある条件下までは一定なのかを検討する必要がある。ただし第6章で指摘した通り、固結した地盤材料は最大軸差応力を発揮する軸ひずみが小さく、載荷速度急変の回数や一定速度下で与えるひずみ増分の大きさが不十分であることが c^* の導出結果の大きなばらつきの主要因であると考えられる。従って、本研究と同様な試験を引き続き実施する実験的検討に加えて、解析的検討も必要である。すなわち、未だ開発途上の c^* を考慮した非線形三要素モデルを改良し、パラメトリックスタディを行うことによる、試験結果から求めた c^* の値の妥当性の検証と、数値解析上得られる c^* と拘束圧との関係を把握する必要がある。
- (b) 拘束圧一定条件下において、せん断の進行と共に応力レベルが高まることによって固結構造が損傷

し、 c^* がせん断の段階と共に変化した可能性も考えられる。例えば $q_u > \sigma_1'$ での c^* は、 $q_u < \sigma_1'$ での c^* よりも大きかったかもしれない。(a) の問題を考慮すると c^* を最大軸差応力発揮までの段階で更に細かく分析することは現時点では難しいが、実験的、解析的に引き続き検討する必要がある。

- (c) (b) に加えて残留状態での載荷速度依存性の定量的な評価をすべての試験ケースで実施し、軸圧縮初期から終局的な破壊過程までの連続した載荷速度依存性について分析結果をまとめ、「 c^* 、 β がせん断中に変化する構成モデル」を検討する必要がある。

参考文献

- 1) Ampadu, S. K. and Tatsuoka, F.: Effects of Setting Method on the Behavior of Clays in Triaxial Compression from Saturation to Undrained Shear, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.2, pp. 14-34, 1993
- 2) Anh Dan, L. Q., Tatsuoka, F. and Koseki, J.: Viscous shear stress-strain characteristics of dense gravel in triaxial compression, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 29, No. 4, pp. 330-340, 2006
- 3) Alshibli, K. A. and Sture, S.: Shear Band Formation in Plane Strain Experiments of Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, Vol. 126, No. 6, pp. 495 – 503, 2000
- 4) Bhandari, A. R. and Inoue, J.: Experimental study of strain rates effects on strain localization characteristics of soft rocks, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 1, pp. 125-140, 2005
- 5) Bishop, A. W.: The Strength of Soils as Engineering Materials, *Geotechnique*, Vol. 16, No. 2, pp. 89 – 130, 1966
- 6) Butterfield, R., Harkness, R. M. and Andrawes, K. Z.: A stereo-photogrammetric method for measuring displacements fields, *Geotechnique*, Vol. 20, No.3, pp 308-314, 1970
- 7) Deng, J. and Tatsuoka, F.: Ageing and viscous effects on the deformation of clay in 1D compression, *Geotechnical Special Publication*, n 130-142, *Geo-Frontiers 2005*, ASCE, pp. 2311-2322, 2005
- 8) Deng, J.-L. and Tatsuoka, F.: Viscous property of kaolin clay with and without ageing effects by cement-mixing in drained triaxial compression, *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis*, Proc. of Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, pp. 399-412, 2006 (Ling et al., eds.)
- 9) Deng Jianliang: Case studies on the mechanism of earthquake-induced failure of dip slopes containing a weak layer, 東京大学博士論文, 2008
- 10) Di Benedetto, H., Tatsuoka, F., and Ishihara, M.: Time-dependent shear deformation characteristics of sand and their constitutive modeling, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 2, 1-22, 2002
- 11) Duttine, A., Kongkitkul, W., Lee, J., Tatsuoka, F., and Hirakawa, D: Viscous property of Toyoura sand in direct shear for a wide range of strain rate, *Proceedings of 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS-Atlanta 2008, Vol. 1, pp. 475-482, 2008
- 12) Duttine, A. and Tatsuoka, F.: Viscous properties of granular materials having different particle shapes in direct shear, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No. 5, pp. 777-796, 2009
- 13) Enomoto, T., Kawabe, S., Tatsuoka, F., Di Benedetto, H., Hayashi, T. and Duttine, A.: Effects of particle characteristics on the viscous properties of granular materials in shear, *Soils and Foundations*, 49 (1), 25-49, 2009
- 14) 榎本忠夫：不攪乱礫質土の強度変形特性と粘性特性，東京大学博士論文，2012
- 15) Ezaoui, A., Tatsuoka, F., Sano, Y., Iguchi, Y., Maeda, Y., Sasaki, Y. and Duttine, A.: Ageing effects on the yielding characteristics of cement-mixed granular materials, *Soils and Foundations*, Vol. 50, No. 5, pp. 705-724, 2010
- 16) Ezaoui, A., Tatsuoka, F., Duttine, A. and Di Benedetto, H., Creep failure of geomaterials and its numerical simulation, *Geotechnique Letters* 1, pp. 41–45, 2011
- 17) 藤原達郎，小池慶一，杉山太宏：セメント混合により作製した疑似軟岩の強度変形特性，第 35

回土木学会関東支部技術研究発表会, CD-ROM, 2008

- 18) Fukushima, S. and Tatsuoka, F. (1984). "Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand at Extremely Low Pressures." *Soils and Foundations*, Vol. 24, No.4, pp. 30 - 48.
- 19) 福和彩果, 中野正樹, 山田正太郎, 酒井崇之, 岡野雄馬: セメント改良した高含水比粘性土の力学挙動に関する実験的研究, 第 50 回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2015
- 20) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y. S. and Sato, T.: A Simple Gauge for Local Small Strain Measurements in the Laboratory, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp. 169-180, 1991
- 21) 浜田健太郎: 局所測定装置を用いた三主応力試験による堆積軟岩の変形特性, 法政大学卒業論文, 1999
- 22) Hashiba, K., Okubo, S. and Fukui, K., A new testing method for investigating the loading rate dependency of peak and residual rock strength, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, pp. 894-904, 2006.
- 23) Hayano, K., Maeshiro, T., Tatsuoka, F., Sato, T., Wang, L., and Kodaka, T.: Shear Banding in a Sedimentary Soft Mudstone Subjected to Plane Strain Compression, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 22, pp. 67 - 79, 1999
- 24) 早野公敏, 堆積軟岩の破壊前変形特性, 東京大学博士論文, 2001
- 25) Henkel, D. J.: The Effect of Overconsolidation on the Behavior of Clays during Shear, *Geotechnique*, Vol.6, pp. 139-150, 1956
- 26) Higo, Y., Oka, F., Kimoto, S., Sanagawa, T. and Matsushima, Y.: Study of strain localization and microstructural changes in partially saturated sand during triaxial tests using microfocus X-ray CT, *Soils and Foundations*, Vol. 51, No. 1, pp. 95-111, 2011
- 27) 市之瀬知子, 岡二三生, 小高猛司, 里村知三: 角柱供試体を用いた正規及び過圧密粘土の三軸試験によるひずみの局所化の観察, 第 38 回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2003
- 28) 石原研而: 土質力学, 丸善, 1988
- 29) 石丸真, 澤田昌孝, 古関潤一, 宮下千花: 平面ひずみ圧縮試験における不連続面を有する人口岩石材料の破壊進展挙動, 土木学会論文集 A2 (応用力学), 67 (2), pp. 293-303, 2011
- 30) 板倉 博: 生研海洋工学水槽の改良装置について, 第 14 回技術発表会報告集, pp. 13- 24, 2005
- 31) 岩淵常太郎, 市原道三, 横山知章, 安部浩, 三ツ井達也, 勝田力: 載荷重を受ける流動化処理土の変形パターンに関する実験的研究, 土木学会第 61 回年次学術講演会概要集, 2006
- 32) 岩淵常太郎, 安部浩, 三ツ井達也, 岩橋亮, 市原道三, 勝田力: 打設された流動化処理土の現場性能実験 (一平板載荷試験一), 第 41 回地盤工学研究発表会, 2006
- 33) Karimi, J. M.: Effects of large amplitude cyclic loading and creep loading on strain localization properties of dense Toyoura sand, 東京大学修士論文, 2004
- 34) Kasama, K., Zen, K. and Iwataki, K. Undrained shear strength of cement-treated soils, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 2, 221-232, 2006
- 35) 可視化情報学会: PIV ハンドブック, pp. 179-183, 2002
- 36) 機械工学便覧 α . 基礎編, 日本機会学会, pp. 3 α -55 - 56, 2007
- 37) 菊池喜昭, 水谷崇亮, 永留健, 畠俊郎: マイクロフォーカス X 線 CT スキャナの地盤工学への適用性の検討, 港湾空港技術研究所資料, No. 1125, 2006
- 38) 吉川直孝: 画像解析による局所変形挙動を用いた砂質土の浅い基礎の支持力発現機構に関する研

究, 山口大学博士論文, 2007

- 39) Kiyota, T. and Tatsuoka, F.: Viscous property of loose sand in triaxial compression, extension and cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 5, pp. 665-684, 2006
- 40) 小高猛司, 古関潤一, 早野公敏, 北條義則, 板橋利昭: 原位置調査と室内試験による東京湾口海底軟岩の変形・強度特性の検討, 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会岩のサンプリング方法検討委員会, pp. 161-166, 2000
- 41) Kodaka, T., Oka, F., Kitahara, H., Ohta, H. and Otani, J. Observation of compaction bands under triaxial conditions for diatomaceous mudstone, *Proceedings of the International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media*, Ube, Yamaguchi, 2006
- 42) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y.: Dynamic properties of soft clay for wide strain range, *Soils and foundations*, Vol. 22, No. 4, pp 1 – 18, 1982
- 43) 木幡行宏, 流動化処理土の力学特性と今後の課題, *土木学会論文集 F*, Vol. 62, No. 4, pp. 618-627, 2006.10
- 44) 小林晃, 龍岡文夫, セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅱ, 生産研究第34巻第8号, pp. 23-26, 1982
- 45) 小林晃, 龍岡文夫, セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅲ, 生産研究第34巻第8号, pp. 27-30, 1982
- 46) 小林晃, 龍岡文夫, セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅳ, 生産研究第34巻第9号, pp. 27-30, 1982
- 47) 小林晃, 龍岡文夫, セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅴ, 生産研究第34巻第10号, pp. 4-6, 1982
- 48) 小林晃, 龍岡文夫, セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅵ, 生産研究第34巻第11号, pp. 32-35, 1982
- 49) 小林晃, 龍岡文夫, セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅶ, 生産研究第34巻第12号, pp. 27-30, 1982
- 50) 国土交通省, 平成24年度建設副産物実態調査結果参考資料, 2014-a
- 51) 国土交通省, 建設リサイクル推進計画2014, 2014-b
- 52) 甲元信宏: 年代効果を受けた粘土における粘性効果, 東京大学卒業論文, 2002
- 53) Komoto, N., Tatsuoka, F. and Nishi, T.: Viscous stress-strain properties of undisturbed Pleistocene clay and its constitutive modelling, *Proceedings of 3rd International Symposium in Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon, pp. 579–587, 2003
- 54) 甲元信宏, 岡弘和, 龍岡文夫, 古関潤一, 佐藤剛司: セメント混合粘土の変形強度特性, 第39回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2004
- 55) Kongsukprasert, L. and Tatsuoka, F.: Ageing and viscous effects on the deformation and strength characteristics of cement-mixed gravelly soil in triaxial compression, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 6, pp. 55–74, 2005
- 56) Lee, K. L. and Seed H. B.: Drained Strength Characteristics of sands, *Journal of Soil Mechanics Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM6, pp. 117 – 141, 1967
- 57) Li, J.-Z., Acosta-Martínez, H., Tatsuoka, F. and Deng, J.-L.: Viscous property of soft clay and its modeling, *Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Proc. of IS Osaka 2004*, pp. 1-6, 2004

- 58) Maqbool Sajjad: Effect of compaction on strength and deformation properties of gravel in triaxial and plane strain compression tests, 東京大学博士論文, 2005
- 59) 三浦哲彦, 山内豊聡: 砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響, 土木学会論文報告集, 第 260 号, pp. 109 – 118, 1977.04
- 60) 三平伸吾: セメント改良砂の引張強度特性, 日本大学卒業論文, 2004
- 61) Mitachi, T. and Kitago, S.: The Influence of Stress History and Stress System on the Stress-strength Properties of Saturated Clay, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 45-61, 1979
- 62) 宮本佑樹, 小澤喜治, 竹村次朗: 高間隙比セメント改良土の圧密特性に関する実験的研究, 第 39 回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2004
- 63) 桃谷尚嗣: 粘土の変形特性に対する時間効果と圧密応力経路の影響, 東京大学修士論文, 1998
- 64) 並川 賢治: 内部打ち合わせ資料, 首都高速道路株式会社, 2012
- 65) 並川 賢治, 藪本 篤, 古関 潤一, 宮下 千花, 松本 正士: 目黒区池尻大橋の上総層堆積軟岩(土丹)の変形特性, 第 48 回地盤工学研究発表会講演集, CD-ROM, 2013
- 66) 並川 賢治, 藪本 篤, 古関 潤一, 宮下 千花, 松本 正士: 堆積軟岩の一軸クリープ試験におけるばらつき補正に関する一考察, 第 49 回地盤工学研究発表会講演集, CD-ROM, 2014
- 67) Namikawa, K., Terashima, Y., Inoue, T., Koseki, J., Miyashita, Y. and Matsumoto, M.: Construction of expressway branch junction structure using non-cut-and-cover enlargement method to combine two shield tunnels in sedimentary soft rock, WTC, 2016
- 68) 並河努, セメント改良砂の引張及びせん断破壊特性に関する研究, 東京大学博士論文, 2006
- 69) 成田知秋: 三主応力制御試験による堆積軟岩の弾性的変形特性の評価, 法政大学卒業論文, 2000
- 70) 日本電子株式会社ホームページ: 走査電子顕微鏡基本用語集, <http://www.jeol.co.jp/words/semterms/>
- 71) Okubo, S., Fukui, K. and Hashiba, K.: Development of a transparent triaxial cell and observation of rock deformation in compression and creep tests, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 45, pp. 351-361, 2008
- 72) Okubo, S., Fukui, K. and Hashiba, K.: Long-term creep of water-saturated tuff under uniaxial compression, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 47, pp. 839–844, 2010
- 73) 鬼丸貞友, 古関潤一, 宮下千花, 三上武子, 鈴木吉夫: 高炉セメント B 種を用いた改良地盤の動的強度, 材料 (Journal of the Society of Materials Science, Japan), Vol. 61, No. 1, pp. 64-67, 2012
- 74) 応用地質株式会社: 改良地盤の動的変形・強度試験 報告書, pp. 2-18, 2009
- 75) Rechenmacher, A. L. and Abedi, S.: Imaging-based evaluation of material heterogeneity and its impact on strain localization in sand, Proceedings of 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Atlanta 2008, Vol. 1, pp. 383-388, 2008
- 76) Roscoe, K. H.: The influence of strains in soil mechanics, Tenth Rankine lecture, Geotechnique, Vol. 20, No.2, pp 129-170, 1970
- 77) Rudnicki, J. W. Conditions for compaction and shear bands in a transversely isotropic material, International Journal of Solids and Structures, 39, 3741–3756, 2002
- 78) 佐野友輔: 締め固めたセメント改良砂の三軸圧縮試験による変形強度特性, 東京理科大学卒業論文, 2005
- 79) Salas-Monge, R.: Effect of large amplitude cyclic loading on deformation and strength properties of cement treated sand, 東京大学修士論文, 2002

- 80) 佐藤剛司, 澁谷啓, 龍岡文夫, 金有性, スポットティチャフォラシンスクン, 朴春植, D. Lo Presti : 三軸および一軸供試体での変形係数の測定方法, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 173-180, 1991
- 81) 佐藤剛司, 古関潤一, Regina Salas-Monge : 硬質地盤材料用平面ひずみ圧縮試験装置, 生研リーフレット No. 327, 2004
- 82) 佐藤剛司, Deng, J., 古関潤一 : モーター駆動で高荷重の载荷を行う中型三軸圧縮試験装置, 生研リーフレット No. 340, 2008
- 83) Shibata, K., Tani, K. and Okada, T.: Creep behavior of tuffaceous rock at high temperature observed in unconfined compression test, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 1, pp. 1-10, 2007
- 84) 自然堆積土の微視的構造と力学特性に関する研究委員会, 「土の微視的構造の観察と評価技術に関する検討」ワーキンググループ : 土の微視的構造の観察と評価技術に関する検討結果報告, 粘土地盤における最新の研究と実際—微視的構造の観察から超軟弱埋立て地盤対策技術まで—に関するシンポジウム発表論文集, pp. 333-369, 2002
- 85) Siddiquee, M. S. A.: Calculation task by non-linear 3-elements model, an internal report submitted to IIS, the University of Tokyo, 2014
- 86) SIGMA ホームページ : http://www.sigma-photo.co.jp/lens/digital/18_50_28.htm
- 87) 社団法人 セメント協会 : セメントの常識, 2009
- 88) Sorensen, K. K., Baudet, B. A. and Simpson, B.: Influence of structure on the time-dependent behavior of a stiff sedimentary clay, Geotechnique, Vol. 57, No. 1, pp. 113-124, 2007
- 89) Sun, D., Feng, T. and Matsuoka, H. Stress-strain behavior of weathered weak rock in middle-sized triaxial tests, Canadian Geotechnical Journal, 43, pp. 1096-1104, 2006
- 90) Suwal, L. P.: Disk transducer for elastic wave measurement and its application to unsaturated sandy soils, 東京大学博士論文, 2013
- 91) Tatsuoka, F., Uchida, K., Imai, K., Ouchi, T. and Kohata, Y.: Properties of cement-treated soils in Trans-Tokyo Bay Highway project, Ground Improvement, 1, pp. 37-57, 1997
- 92) Tatsuoka, F., Enomoto, T. and Kiyota, T.: Viscous properties of geomaterials in drained shear, Geomechanics II - Testing, Modeling and Simulation, Proc. Second GI-JGS workshop, Osaka, ASCE GSP 156 (Lade & Nakai eds.), pp. 285-312, 2006
- 93) Tatsuoka, F., Di Benedetto, H., Enomoto, T., Kawabe, S. and Kongkitkul, W.: Various viscosity types of geomaterials in shear and their mathematical expression, Soils and Foundations, Vol 48, No. 1, pp. 41-60, 2008
- 94) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: Strength and deformation of sand in plane strain compression at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 65-84, 1986
- 95) 龍岡文夫 : 地盤材料の弾性・塑性・粘性の表現 非線形三要素モデル, 第二回地盤材料の構成式ワークショップ講義資料, 2012
- 96) 田口岳志, セメント安定処理土の圧密養生効果に関する基礎的研究, 山口大学博士論文, 2007
- 97) 堤千花, 佐藤剛司, 古関潤一 : 動的および静的に求めた乾燥豊浦砂の弾性変形係数の応力状態誘導異方性, 第 62 回土木学会年次学術講演会講演集, CD-ROM, 2007
- 98) 東海旅客鉄道株式会社 : 中央新幹線 (東京都・名古屋市間) の事業間調整等について, http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000108852.pdf, 2014 年 8 月 7 日公開

- 99) Viggiani, G. and Hall, A. S.: Full-field measurements, a new tool for laboratory experimental geomechanics, Keynote lecture, Proceedings of 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Atlanta 2008, Vol. 1, pp. 3-26, 2008
- 100) 王林, 三軸試験による堆積軟岩の原位置変形特性に関する研究, 東京大学博士論文, 1996
- 101) Wilkinson, A., Haque, A. and Kodikara, J. Stabilization of clayey soils with industrial by-products: part A, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Ground improvement 163, Issue G13, pp. 149-163, 2010
- 102) Yoneda, J., Hyodo, M., Yoshimoto, N., Nakata, Y. and Kato, A.: Development of high-pressure low-temperature plane strain testing apparatus for methane hydrate-bearing sand, Soils and Foundations, Vol. 53, No. 5, pp. 774-783, 2013
- 103) Yoshida, T. and Tatsuoka, F.: Deformation Property of Shear Band in Sand Subjected to Plane Strain Compression and Its Relation to Particle Characteristics, Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 237 – 240, 1997