

511.37
TA

横浜国立大学附属図書館



11643631

不均質・不連続な深部岩盤の
原位置岩盤三軸試験による調査と力学特性のモデル化

(課題番号 13355021)

平成 13 年度～平成 16 年度

科学研究費補助金

基盤研究(A)(1) 研究成果報告書

平成 17 年 3 月

研究代表者 谷 和夫

(横浜国立大学大学院 工学研究院 教授)

研究の概要

我が国のように急峻で狭隘な国土では、地下空間（空洞・トンネルなど）の有効利用を積極的に推進する必要がある。また、放射性廃棄物の地層処分や圧縮空気貯蔵発電システム（CAES）では、地下空洞を大深度に建設する技術が求められている。しかし、深部岩盤の力学特性を調べる方法は確立しておらず、また、不均質・不連続な岩盤の力学特性も良く分かっていない。

このような状況を打開するために、岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を得ることができる原位置岩盤三軸試験が、1997 年に提案された。そこで、この原位置岩盤三軸試験を実用化するために高度化することと、この試験の結果を元に不均質・不連続な岩盤の力学特性をモデル化することを目的とした研究を実施した。その成果を以下に示す。

(1) 原位置岩盤三軸試験の高度化に関する成果

- CCD を用いた三角測量法を活用した変形計測システムを考案して、室内試験用に改良型の三軸セルを製作した。そして、この変形計測システムの実用性や性能を検討した。さらに、不連続ならびに不均質な岩石供試体を用いて三軸圧縮試験を行い、せん断に伴って変形が局所化する状況を計測できることを示した。
- 破砕帯や割れ目を含んでも試験体を乱さないように掘削する技術として、高濃度の水溶性ポリマーを利用した掘削方法を開発した。コアバレルの回転実験やポリマー溶液の浸潤試験などを行い、ポリマー溶液の効果に関するメカニズムやドリリングの最適条件を明らかにした。
- 従来型の原位置岩盤三軸試験について、変位計測の精度および速度を約 10 倍向上し、さらに引張り試験や繰り返し載荷試験も実現できるように改良した。そして、凝灰角礫岩を対象岩盤とした現場実験において、試験技術の向上を確認すると共に、不均質な岩盤に対する平均的な応力とひずみの関係を取得した。^{*1}

(2) 岩盤の力学特性のモデル化に関する成果

- 礫岩を用いて室内で三軸圧縮試験を実施し、寸法効果や排水条件の影響を検討した。その結果、排水条件の影響は小さく、現状の原位置岩盤三軸試験のサイズで十分に不均質な岩盤の力学特性を把握できることを確認した。
- 室内で一連の多段階載荷の三軸圧縮試験を行い、載荷を多段階に行うことにより供試体に蓄積する損傷を評価する多段階載荷損傷モデルを作成した。そして、このモデルを利用した検討により、延性的な挙動を示す岩石・岩盤ほど多段階載荷試験の適用性が高いことが分かった。
- 原位置岩盤試験および室内力学試験の結果を総合的に判断して、不均質・不連続な岩盤の力学特性のモデル化を検討した。その結果、試験体に数本含まれる程度の不連続面や数単位含まれる不均質要因の影響は、試験体の平均的な応力～ひずみ関係で代表できるとの心象が得られた。

*1： 試験装置の改良と実証試験の施工は、本件とは別の研究予算による。

研究組織

A. 研究代表者

谷 和夫

(横浜国立大学・大学院工学研究院・教授)

B. 研究分担者

岡田哲実

((財) 電力中央研究所・地球工学研究所・バックエンド研究センター・主任研究員)

金子 進

(基礎地盤コンサルタンツ (株)・技術本部・主任調査技師)

交付決定額 (配分額)

	交付を受けた金額	直接経費	間接経費
平成 13 年度	7,800,000	6,000,000	1,800,000
平成 14 年度	9,100,000	7,000,000	2,100,000
平成 15 年度	9,100,000	7,000,000	2,100,000
平成 16 年度	2,080,000	1,600,000	480,000
合 計	28,080,000	21,600,000	6,480,000

研究発表

A. 研究論文

- 1) 木村 誠、谷 和夫、岡田哲実：多段階载荷の三軸圧縮試験のモデル化とその適用性の検討、土木学会論文報告集、No.722/Ⅲ-61、pp.275-287、2002.
- 2) Tani, K., Nozaki, T., Kaneko, S., Toyooka, Y. and Tachikawa, H. : Down-hole triaxial test to measure average stress-strain relationship of rock mass, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.5, pp.53-62, 2003.

B. 国際会議発表

- 1) Tani, K. : Prompt report of proof testing of CRIEPI in-situ triaxial test method on rock mass, *Proc. 2nd Asian Rock Mechanics Symposium*, Beijing, pp.639-642, 2001.
- 2) Kishi, M. and Tani, K.: Development of measuring method for axial and lateral strain distribution using CCD sensor in triaxial test, *Proc. 3rd International Symposium on Pre-failure Deformation of*

C. 国内会議発表

- 1) 谷 和夫、立川日出男、金子 進、豊岡義則：孔底の中空円筒試験体を利用した新しい岩盤試験装置の開発、第 31 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 82-86、2001.
- 2) 谷 和夫：三軸圧縮試験で見られた堆積軟岩のせん断強さに関する「寸法効果」(潜在的な不連続面の影響)、第 36 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 597-598、2001.
- 3) 木村 誠、谷 和夫：多段階載荷損傷モデルの提案、第 56 回年次学術講演会、土木学会、Ⅲ-A275、pp. 550-551、2001.
- 4) 岸 雅文、谷 和夫：中央の小孔を省略した原位置孔底三軸試験におけるひずみ計測方法の提案、第 56 回年次学術講演会、土木学会、Ⅲ-A317、pp. 634-635、2001.
- 5) 谷 和夫、池見元宣：三軸圧縮試験で見られた均質な軟岩のせん断挙動に関する寸法効果、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、A14、6p、2002.
- 6) 木村 誠、谷 和夫：シルト岩を用いた多段階載荷損傷モデルの適用性の検討、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、A02、6p、2002.
- 7) 岸 雅文、谷 和夫：原位置孔底三軸試験における新しいひずみ計測方法の提案、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、A11、6p、2002.
- 8) 中園康平、岡田哲実、谷 和夫：砂岩を用いた多段階載荷三軸圧縮試験に対する MLD モデルの適用性に関する実験的検討、第 37 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 619-620、2002.
- 9) 中園康平、谷 和夫、岡田哲実：2 種類の軟岩を用いた MLD モデルによる多段階三軸圧縮試験の検討、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 65-72、2003.
- 10) 岸 雅文、谷 和夫：三軸試験における CCD センサーを利用した軸ひずみと側方ひずみの分布を計測する方法の開発、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 73-80、2003.
- 11) 柳沢希実、金子 進、酒井運雄、谷 和夫：高濃度ポリマー溶液を使用した新しいサンプリング方法の実験的研究、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 311-316、2003.
- 12) 来村俊郎、谷 和夫、岡田哲実：大谷石の強度特性に関する寸法効果と実験的検討とそのモデル化、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 107-112、2003.
- 13) 柳沢希実、金子 進、酒井運雄、谷 和夫：水溶性ポリマーの濃厚溶液を用いた乱れの少ないサンプリング、第 38 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 137-138、2003.
- 14) 柳沢希実、谷 和夫、金子 進、酒井運雄：水溶性ポリマーの濃厚溶液を使用した新しいサンプリング方法のメカニズム、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 49-56、2004.
- 15) 白井美代、谷 和夫、金子 進：水溶性ポリマーの濃厚溶液を用いたサンプリング方法と泥水を用いたサンプリング方法の検討ー粘性係数の比較ー、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 319-324、2004.

- 16) 武元欣弘、谷 和夫：CCD 変位計測を利用した三軸試験による不連続面を含んだ供試体の変形の局所化、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 241-246、2004.
- 17) 谷 和夫、白井美代、金子 進：水溶性ポリマーの濃厚溶液を利用したサンプリング方法の考え方、第 39 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 145-146、2004.
- 18) 曾布川茂、岡田哲実、細野高康、立川日出男、谷 和夫：原位置三軸試験における変位計測システムの改良、第 39 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 119-120、2004.
- 19) 曾布川茂、岡田哲実、細野高康、立川日出男、谷 和夫：原位置三軸試験における変位計測システムの改良と適用性の検討、第 34 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 201-206、2005.

D. 工業所有権

- 1) 谷 和夫、岸 雅文：円柱供試体の軸歪み及び側方歪みの計測装置及び計測方法、特願 2001-197869、特開 2003-014427、2001.
- 2) 酒井運雄、谷 和夫、豊岡義則：計測ボーリングを応用したサンプリング条件の最適化システム、特願 2001-384533、特開 2003-184062、2001.

E. 報告書

- 1) 岡田哲実、田中幸久、谷 和夫：堆積軟岩におけるコアを用いた室内要素試験による岩盤の変形特性の評価、電力中央研究所、研究報告、No. U01001、24p、2001.
- 2) 岡田哲実、野崎隆司、池見元宣、谷 和夫：電中研式原位置岩盤力学試験法の開発、電力中央研究所、研究報告、No. U02023、36p、2003.

F. 卒業論文・修士論文

- 1) 木村 誠：シルト岩を用いた多段階三軸圧縮試験の適用性に関する実験的検討、横浜国立大学、卒業論文、2001.
- 2) 妹尾健太郎：三軸圧縮試験による不均質な岩石供試体のせん断強度特性に関する実験的検討、横浜国立大学、卒業論文、2001.
- 3) 岸 雅文：原位置孔底三軸試験における CCD センサーを利用した新しいひずみ計測方法に関する基礎的研究、横浜国立大学、修士論文、2002.
- 4) 来村俊郎：三軸圧縮試験による礫岩の力学的特性に関する寸法効果の検討、横浜国立大学、卒業論文、2002.
- 5) 中園康平：砂岩を用いた多段階載荷三軸圧縮試験の適用性に関する実験的検討、横浜国立大学、卒業論文、2002.
- 6) 柳沢希実：ポリマーの濃厚溶液を用いた乱れの少ない試料のサンプリングに関するメカニズムの実験的研究、横浜国立大学、修士論文、2003.
- 7) 白井美代：ポリマー溶液を用いたサンプリングと泥水を用いたサンプリングとの比較、横浜国立大学、卒業論文、2004.

- 8) 武元欣弘：CCD センサーを利用した三軸試験による礫混じり軟岩の変形の局所化の検討、横浜国立大学、卒業論文、2004.
- 9) 曾布川茂：原位置岩盤三軸試験法の高度化に関する研究、横浜国立大学、修士論文、2005.

目 次

第1章 研究の背景	1
1. 1 深部地盤の調査方法と岩盤の力学モデル	1
1. 2 原位置岩盤三軸試験	1
1. 3 著者らの研究経過と研究の準備状況	1
第2章 研究の目的	2
第3章 研究の計画	3
3. 1 研究の方針	3
3. 2 原位置岩盤三軸試験の高度化	3
3. 3 岩盤の力学特性のモデル化	4
第4章 研究の実施体制	4
第5章 研究内容と成果	5
5. 1 原位置岩盤三軸試験の高度化に関する成果	5
5. 2 岩盤の力学特性のモデル化に関する成果	6
第6章 まとめ	7
謝辞	8
参考文献	8
表・写真・図面	9
付録	11
A1. 関連する研究成果の外部発表リスト	11
A2. 本研究の成果の外部発表	13

第1章 研究の背景

1. 1 深部地盤の調査方法と岩盤の力学モデル

我が国のように急峻で狭隘な国土では、地下空間（空洞・トンネルなど）の有効利用を積極的に推進する必要がある。また、放射性廃棄物の地層処分や圧縮空気貯蔵発電システム（CAES）などでは、地下空洞を大深度に建設する技術が求められている。

地下空間が立地する深部岩盤の力学特性を調査するにあたっては、従来、様々な原位置載荷試験（岩盤せん断試験、平板載荷試験、プレッシャーメータ試験など）によるのが一般的であった。しかし、これら既存の試験方法には以下のような問題があった。

- ① 変形特性と強度特性を別種の試験で求めなければならない。
- ② 結果が試験面の掘削・整形による乱れやゆるみの影響を受けやすい。
- ③ 岩盤の平均的な応力～ひずみ関係（要素特性）を直接に計測できない。
- ④ 深部岩盤の強度特性を評価する実用的な試験法がない。

一方、岩盤の力学特性のモデル化は、従来、設計レベルでは岩盤を均質な連続体と仮定して簡単な線形弾性モデルを用いてきた。しかし、岩盤は礫岩や集塊岩のように不均質であったり、節理などの不連続面を含んでいたりするため、簡単な線形弾性モデルでは説明することができない重要な現象（寸法効果や異方性など）がある。また、これまで岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を正確に計測することが不可能だったため、不均質な岩盤や不連続な岩盤の力学特性に関する研究が進展しなかった。

1. 2 原位置岩盤三軸試験

これら4つの問題をすべて解決することができる試験方法として、1997年に原位置岩盤三軸試験が考案された（図1.1）。これは、ボーリングの孔底に中空円筒形状の試験体を掘削し、中央の小孔と外周溝（スリット）に側圧を作用させると共に、上面を軸方向に載荷した時の試験体の変形を計測するものである（谷、1998）。地下深部の岩盤の平均的な応力～ひずみ関係（変形特性と強度特性）を、乱れやゆるみの影響をほとんど受けずに直接に計測できる唯一の手段であることが特長である。

1999年2月に開発した試作機を用いて大谷石の採石場において実証試験が行われ、提案手法の成立性が実証された（谷 他、2000）。直径40cm、高さ105cmの試験体をロータリー・ドリリングにより作製し、三軸応力状態の下で試験体をせん断破壊させ（写真1.1）、平均的な応力～ひずみ関係を得ている（図1.2）。

しかし、実用化するためには、試験体の掘削や変位の計測などに関する問題を解決する必要があることが分かった。

1. 3 著者らの研究経過と研究の準備状況

(財)電力中央研究所の所内研究(研究課題名:深部岩盤の調査方法の高度化に関する研究、期間:1996年度~1998年度)の一部として、深部岩盤の力学特性を調べる方法の研究が実施された。その結果、以下に示す(1)から(3)の成果が得られた。

さらに、研究費は受けられなかったが、上記研究が発展的に継続され、以下に示す(4)および(5)の成果が得られた。

なお、これらの研究成果については、関連する外部発表リストを付録 A1 に示した。

(1) 原位置岩盤三軸試験の考案 (1997 年度)

岩盤の平均的な応力~ひずみ関係(要素特性)を直接に計測・評価することができる原位置岩盤三軸試験を考案し、試験法の概念、試験装置の構造、計測技術に関して特許 4 件を出願した。そして、従来技術(岩盤せん断試験、平板載荷試験など)に取って替わる実用的な岩盤調査法に位置付けられることを概念的に提示した(谷、1998)。

- 谷 和夫:原位置孔底三軸圧縮試験法、特願平 9-318694、1997.
- 谷 和夫:孔底の中空円筒試験体を利用したプレッシャーメータ試験法、特願平 9-318696、1997.
- 谷 和夫:三軸セル、三軸試験装置および三軸試験方法、特願平 10-252640、1998.
- 谷 和夫・立川日出男:円周面の変位計測装置、特願平 10-182994、1998.

(2) 試験装置の開発 (1998 年度)

露頭ないし試掘坑底面で実施することができるプロトタイプの試験装置を開発した。試験体の寸法は内径 8.6cm、外径 40cm、高さ 105cm で、側圧は最大 5.0MPa、軸荷重は最大 8000kN (最大軸応力 65.5MPa)である。この装置は、(財)電力中央研究所が所有している(岡田 他、2003)。

(3) 実証試験による試験法の成立性の検討 (1998 年度)

中新世の凝灰岩(大谷石:ほぼ均質で連続な堆積軟岩)を対象に実証試験を実施した。その結果、室内で行う三軸試験と同じく、任意の拘束圧下における岩盤の平均的な応力~ひずみ関係(要素特性)を残留に至るまで連続的に得ることに成功した(図 1.2)(谷 他、2000)。

(4) 排水条件と寸法効果の検討 (1999~2000 年度)

提案する試験法は試験体の下端が地山と連続しているために排水条件が制御できない。そこで、実証試験を行った岩盤より採取した試料に対して室内で三軸圧縮試験を実施し、排水条件の影響を調べると共に寸法効果の検討も行った(中島 他、2000)。

(5) 試験法の改良の検討 (2000 年度)

提案する試験法について、中央の小孔を必要としない原位置岩盤三軸試験を考案した。

第2章 研究の目的

これまでの関連研究によって、提案する原位置岩盤三軸試験の成立性は実証された。しかし、試験体の掘削や変位の計測などに関する問題が明らかとなった。そこで、この原位置岩盤三軸試験をさらに進歩させて実用化することを第 1 の研究目的とした。

また、これまで岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を正確に計測することが不可能だったため、不均質な岩盤や不連続な岩盤の力学特性に関する研究が進展しなかった。そこで、提案する原位置岩盤三軸試験により求められた岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を元に、不均質・不連続な岩盤の力学特性をモデル化することを第2の研究目的とした。

第3章 研究の計画

3. 1 研究の方針

研究の計画に当たって、以下に示す3点を基本方針とした。

(1) 原位置岩盤三軸試験の特性に留意する

原位置岩盤三軸試験は、試験体が大きいため岩盤の要素関係が計測可能だが、排水条件が不明瞭である。よって、寸法効果を厳密に検討するために、排水条件の影響にも配慮して、幅広い寸法に渡る良質なデータ・セットを室内力学試験で得る。

(2) 実証的な現場実験を行う

原位置岩盤三軸試験の実務への普及を強く意識する。施工性や適用性を実務に即して評価できるように、不均質な岩盤あるいは不連続な岩盤の代表的なサイトにおいて実証的な現場実験を行う。

(3) 大学、民間研究機関および民間企業の共同研究として遂行する

本研究が複合技術の開発であることを考慮して、要素技術に関する専門技術者の総合力を結集する。なお、研究の実施体制の詳細は4章に記す。

3. 2 原位置岩盤三軸試験の高度化

原位置岩盤三軸試験をさらに進歩させて実用化することを目的とした研究では、改良型の三軸セルの開発、乱さない削孔方法の開発、従来型装置の改良と実証試験を行う。

(1) 改良型の三軸セルの開発

中央の小孔を省略した改良型の試験方法を開発するため、CCDを用いた変位計測システムを開発し、その性能を検討する。

(2) 乱さない削孔方法の開発

精度の高い試験体を乱さないように作製するため、ポリマーの濃厚溶液を利用した削孔方法を開発する。

(3) 従来型装置の改良と実証試験

変位計測と載荷に関するシステムを改良する。予備実験を実施して、載荷システムに関しては繰り返し載荷試験が実施できることを確認し、計測システムに関しては精度や計測速度などを検討する。そして、不均質または不連続な岩盤のサイトにおいて、実証的な現場実験を行う。

3. 3 岩盤の力学特性のモデル化

岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を元にして岩盤の力学特性をモデル化することを目的とした研究では、採取した試料を用いた小型～中型の室内岩石試験、多段階載荷試験のモデル化、不均質・不連続な岩盤の力学特性のモデル化を行う。

(1) 小型～中型の室内力学試験

現場試験を行うサイトより採取した試料などを利用して、室内で三軸圧縮試験を実施する。そして、寸法効果や排水条件などの影響を検討する。

(2) 多段階載荷試験のモデル化

室内力学試験の結果を元に、載荷を多段階に行うことにより供試体に蓄積する損傷を評価するモデルを作成する。そして、このモデルを利用して、多段載荷試験の適用性を評価する。

(3) 不均質・不連続な岩盤の力学特性のモデル化

原位置岩盤試験および室内力学試験の結果を総合的に判断して、不均質・不連続な岩盤の力学特性をモデル化する。平均的な応力～ひずみ関係だけでなく、試験体内部の変形の局所化に関する情報にも注目する。

第4章 研究の実施体制

本研究が対象とする範囲は幅広い内容を含んでいるため、大学、民間の研究機関、地盤調査コンサルタントの各分野に所属する専門技術者の英知を結集する必要がある。また、内容的に新しい地盤調査手法を実用化しようとする研究であるため、①試験装置（ハード）、②作業技術（テクニク）、③結果の解釈（ソフト）の3つの異なる開発部門を有機的に結合することが肝要である。

そこで、表 4.1 に示すように、3 機関（横浜国立大学、(財)電力中央研究所、基礎地盤コンサルタンツ（株））に所属する3名の研究者（谷 和夫、岡田哲実、金子 進）の共同研究として実施した。なお、それぞれの担当分野を以下に示す。

- ① 試験装置（ハード）：装置の管理担当者（(財)電力中央研究所の岡田哲実）と試験法の考案者（横浜国立大学の谷 和夫）が中心となる。
- ② 作業技術（テクニク）：試験・調査の実施技術（岩盤掘削・計測技術）は高度に専門化した技術分野であるので、実務でこれを専門とする民間企業の研究・開発者（基礎地盤コンサルタンツ（株）の金子 進）が担当する。

- ③ 結果の解釈（ソフト）：不均質・不連続な岩盤に関する力学特性のモデル化は、それぞれの専門家（（財）電力中央研究所の岡田哲実と横浜国立大学の谷 和夫）が担当する。

第5章 研究内容と成果

具体的な研究作業は、主に横浜国立大学の卒業研究ないし修士研究として実施された。よって、その内容と成果の詳細は卒業論文ないし修士論文に詳述されている。また、その概要および主要な成果は、研究論文や会議発表を通じて外部発表されており、その内容を巻末の付録A2（本研究の成果の外部発表）に掲載した。

なお、各研究項目の後ろにリストアップした【文献表示】は、巻頭の文献表示に従っている。

5. 1 原位置岩盤三軸試験の高度化に関する成果

原位置岩盤三軸試験をさらに進歩させて実用化することを目的として、改良型の三軸セルの開発、乱さない削孔方法の開発、従来型装置の改良と実証試験を行い、以下の成果を得た。

(1) 改良型の三軸セルの開発

中央の小孔を必要としない試験方法を考案した。このアイデアは、CCDを用いた三角測量法を活用した変形計測システムによって実現される。ボーリングの孔底に円柱形状の試験体を掘削するだけなので、乱れやゆるみの影響がさらに抑制されると共にコスト・ダウンにも資すると期待される。また、試験体のひずみ分布を得ることもできるため、不均質あるいは不連続な岩盤の評価に有用である。

考案した変位計測システムを組み込んだ室内試験用に改良型の三軸セルを作製して、その実用性や性能を検討した。その結果、CCDを用いた変形計測システムの基本構造が確定し、計測が原理的に可能であることを確認した。さらに、不連続ならびに不均質な岩石供試体を用いて三軸圧縮試験を行い、せん断に伴って変形が局所化する状況を計測できることを示した。

【国際会議論文】Kishi and Tani (2003)

【国内会議発表】岸・谷 (2001、2002、2003)、武元・谷 (2004)

【工業所有権】谷・岸 (2001)

【卒業論文・修士論文】岸 (2002)、武元 (2004)

(2) 乱さない削孔方法の開発

破砕帯や割れ目を含んでも試験体を乱さないように掘削する技術として、高濃度の水溶性ポリマーを利用した掘削方法を新たに開発した。原位置岩盤三軸試験の精度にとって、試験体の成形時の乱れを極小化することが重要だからである。コアバレルの回転実験やポリマー溶液の浸潤試験などを行って、ポリマー溶液の粘度特性、ワイゼンベルグ（回転に

に伴う垂直応力増加)効果、皮膜形成作用、浸潤特性を実験的に検討した。その結果、ポリマー溶液の効果に関するメカニズムが解明され、最適のドリリング状態を実現する条件を明らかにした。

【国内会議発表】柳沢 他 (2003a、2003b、2004)、白井 他 (2004)、谷 他 (2004)

【工業所有権】酒井 他 (2001)

【卒業論文・修士論文】柳沢 (2003)、白井 (2004)

(3) 従来型装置の改良と実証試験

従来型の原位置岩盤三軸試験について、載荷および変位計測に関するシステムを改良した^{*1}。その結果、変位計測の精度および速度を約 10 倍向上し、さらに引張り試験や繰り返し載荷試験も実現できるようになった。

性能をチェックするため、モルタルで作製した模擬試験体を用いて予備実験を実施した。載荷システムに関しては、繰り返し載荷試験が実施できることを確認した。また、計測システムに関しては、計測精度や速度、耐圧・耐水性能、計測値の補正関係などを検討した。

さらに、凝灰角礫岩を対象に現場実験を実施した^{*1}。そして、試験技術の向上を確認すると共に、不均質な岩盤に対する平均的な応力とひずみの関係を取得した。

^{*1}： 試験装置の改良と実証試験の施工は、本件とは別の研究予算による。

【研究論文】Tani et al. (2003)

【国際会議論文】Tani (2001)

【国内会議発表】谷 他 (2001)、曾布川 他 (2004、2005)

【報告書】岡田 他 (2003)

【卒業論文・修士論文】曾布川 (2005)

5. 2 岩盤の力学特性のモデル化に関する成果

岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を基にして岩盤の力学特性をモデル化することを目的として、小型～中型の室内力学試験、多段階載荷試験のモデル化、不均質・不連続な岩盤の力学特性のモデル化を行い、以下の成果を得た。

(1) 小型～中型の室内力学試験

現場試験を行うサイトより採取した礫岩試料を用いて、室内で三軸圧縮試験を実施し、寸法効果や排水条件の影響を検討した。原位置岩盤試験の結果と比較することで、不均質な岩盤における寸法効果などの影響を検討した。その結果、排水条件の影響は小さく、現状の原位置岩盤三軸試験のサイズで十分に岩盤としての力学特性を把握できることを確認した。

【国内会議発表】谷・池見 (2002)、来村 他 (2003)

【報告書】岡田 他 (2001)

【卒業論文・修士論文】妹尾 (2001)、来村 (2002)、武元 (2004)、曾布川 (2005)

(2) 多段階載荷試験のモデル化

不均質で不連続であることが一般的な岩盤において、同一の性状の試験体を複数個用意することが困難な場合もある。そこで、1つの試験体でせん断強度特性が評価できる多段階載荷の三軸圧縮試験法に注目し、その適用性を検討した。

室内で一連の多段階載荷の三軸圧縮試験を行い、載荷を多段階に行うことにより供試体に蓄積する損傷を評価する多段階載荷損傷モデルを作成した。そして、このモデルを利用した検討により、延性的な挙動を示す岩石・岩盤ほど多段階載荷試験の適用性が高いことが分かった。

【研究論文】木村 他 (2002)

【国内会議発表】木村・谷 (2001、2002)、中園 他 (2002、2003)

【卒業論文・修士論文】木村 (2001)、中園 (2002)

(3) 不均質・不連続な岩盤の力学特性のモデル化

原位置岩盤試験および室内力学試験の結果を総合的に判断して、不均質・不連続な岩盤の力学特性のモデル化を検討した。その結果、試験体に数本含まれる程度の不連続面や数単位含まれる不均質要因の影響は、試験体の平均的な応力～ひずみ関係で代表できるとの心象が得られた。なお、詳細な検討は 2005 年度以降も継続する。

【国内会議発表】谷 (2001、2003)

【報告書】岡田 他 (2001)

【卒業論文・修士論文】妹尾 (2001)、来村 (2002)、武元 (2004)、曾布川 (2005)

第6章 まとめ

4 年間 (2001 年度～2004 年度) の研究により、以下の 2 項目に関する検討を実施した。

- 原位置岩盤三軸試験の高度化
- 岩盤の力学特性のモデル化

その成果の具体的な中身については、概要を第5章に示した。また、主要な成果は、研究論文 2 件、国際会議発表 2 件、国内会議発表 19 件、工業所有権 2 件、報告書 2 件を通じて外部発表してきた。詳細については、修士論文 3 件、卒業論文 6 件を参照されたい。なお、2004 年度に検討した成果については、2005 年度中に研究論文として外部への公表に努める予定である。

最も重要な成果は、原位置岩盤三軸試験の実用化が進んだことと、試験体に数本含まれる程度の不連続面や数単位含まれる不均質性要素の影響は、試験体の平均的な応力～ひずみ関係で代表できるとの心象が得られたことである。

今後は、この原位置岩盤三軸試験の普及をさらに促進し、岩盤の平均的な応力～ひずみ関係を蓄積することが必要であろう。

謝辞

本研究の成果は、岸 雅文（東京ガス（株））、柳沢希実（ライト工業（株））、曾布川茂（未定）の修論生 3 名、および木村 誠（（株）間組）、妹尾健太郎（（株）システムプランニング）、来村俊郎（東京ガス（株））、中園康平（（株）ニュージェック）、白井美代（NGO）、武元欣弘（（株）浅沼組）の卒論生 6 名の精力的な努力に負うところが非常に大きい。また、（株）ダイヤコンサルタントの細野高康氏、辻野敏文氏、岡崎幸司氏、および（株）立川機械製作所の立川日出男氏には、学生の研究指導をしていただいた。末筆ながら謝意を表します。

（2005 年 2 月 1 日）

参考文献

- 1) 中島 徹、谷 和夫、岡田哲実、中村敏明：原位置岩盤三軸試験の排水条件の実験的検討、第 35 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp.1001-1002、2000.
- 2) 岡田哲実、野崎隆司、池見元宣、谷 和夫：電中研式原位置岩盤力学試験法の開発、電力中央研究所、研究報告、No.U02023、36p、2003.
- 3) 谷 和夫：岩盤の強度・変形特性を調査する 2 つの新しい原位置試験法の提案、第 42 回地盤工学シンポジウム、地盤工学会、pp.71-76、1998.
- 4) 谷 和夫・岡田哲実・池見元宣・金子 進・豊岡義則：電中研式原位置岩盤三軸試験によって評価された大谷石の力学特性、第 35 回地盤工学研究発表会、pp.253-254、2000.

表 4.1 研究の実施体制

氏 名	所属・職位	学位	専門分野	役割分担
谷 和夫 (研究代表者)	横浜国立大学大学院 工学研究院 教授	Ph. D.	岩盤工学 地盤工学 応用地質学	<ul style="list-style-type: none"> 研究の企画と総括 計測システムの設計と開発 岩盤の力学特性のモデル化
岡田哲実 (研究分担者)	(財)電力中央研究所 地球工学研究所 ハックエント研究センター 主任研究員	工学 修士	岩盤工学 地盤工学	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤の力学特性のモデル化 装置の設計と開発 現場実験の実施
金子 進 (研究分担者)	基礎地盤コンサルツ (株) 技術本部 主任調査技師	工学士	地盤工学 鑿井技術 削孔技術	<ul style="list-style-type: none"> 掘削手法の開発

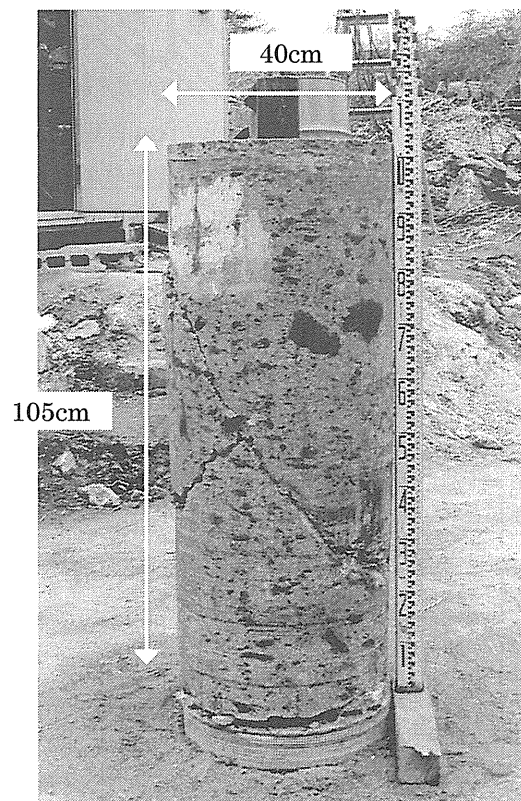


写真 1.1 原位置岩盤三軸試験を実施した後に回収した試験体（岡田 他、2003）

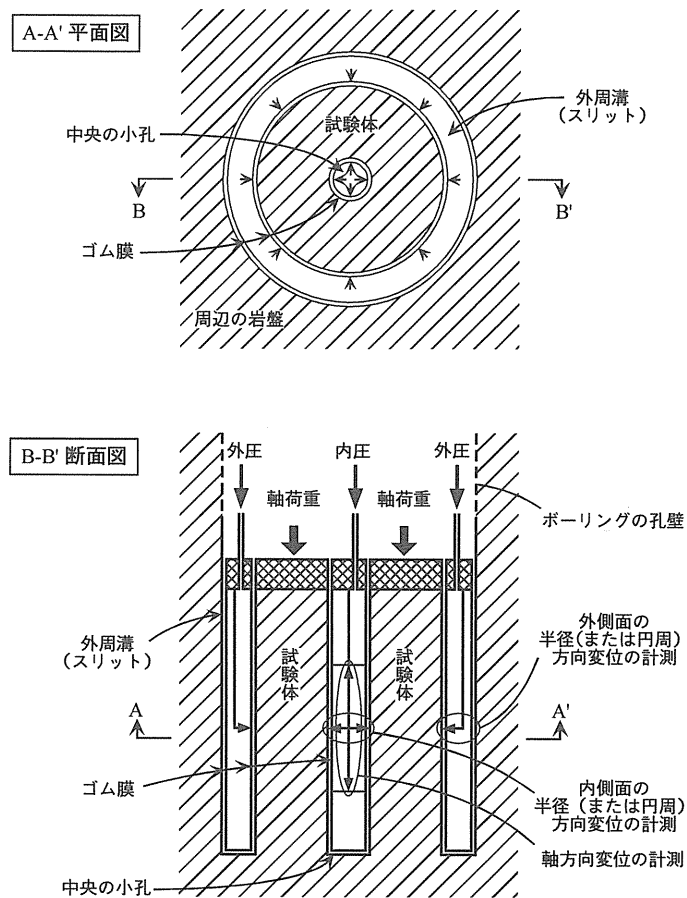


図 1.1 原位置岩盤三軸試験の概念 (谷、1998)

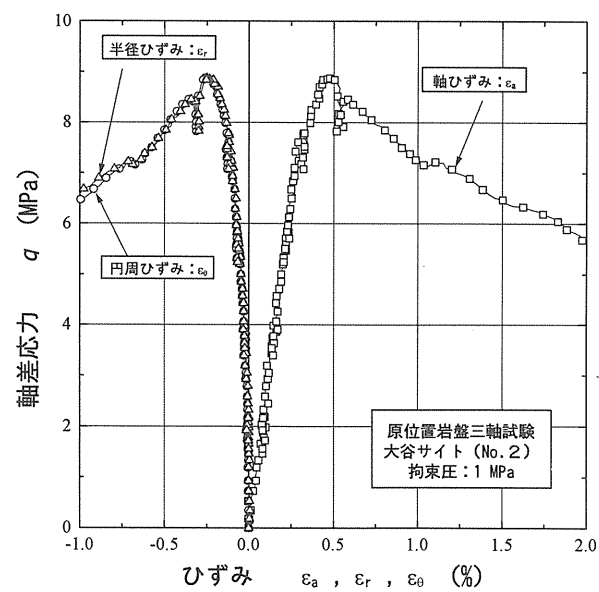


図 1.2 実証試験の結果の例 (谷 他、2000)

付 録

A1. 関連する研究成果の外部発表リスト（1996～2000 年）

[1996]

- 金子 進・豊岡義則：ロータリー・サウンディング・システムの開発、第 31 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp.433-434、1996.
- 谷 和夫・川崎 了・金子 進・豊岡義則：室内ボーリング実験装置の開発、第 31 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp.417-418、1996.

[1997]

- 谷 和夫：原位置孔底三軸圧縮試験法、特願平 9-318694、1997.
- 谷 和夫：孔底の中空円筒試験体を利用したプレッシャーメータ試験法、特願平 9-318696、1997.
- Tani, K.: A case study of pressuremeter tests for measurement of stresses in sedimentary soft rock ground, *Proc. Int. Sym. on Rock Stress (RS-KUMAMOTO)*, pp.155-159, 1997.

[1998]

- Okada, T., Tani, K., Tanaka, Y. and Momose, K.: Interpretation of plate loading test on siltstone, *Proc. 2nd Int. Sym. on the Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, Naples, Vol.2, pp.745-750, 1998.
- 岡田哲実・谷 和夫・田中幸久・百瀬和夫：堆積軟岩上の平板載荷試験における各種計測と分析、第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、pp.629-634、1998.
- 谷 和夫：三軸セル、三軸試験装置および三軸試験方法、特願平 10-252640、1998.
- 谷 和夫・立川日出男：円周面の変位計測装置、特願平 10-182994、1998.
- Tani, K.: Importance of instrumented drilling, *Proc. Int. Conf. on Site Characterization*, Atlanta, Vol.1, pp.431-437, 1998.
- Tani, K.: Shear strength of uniform weak mudstone - rock shear tests vs. triaxial compression tests, *Proc. 2nd Int. Sym. on the Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, Naples, Vol.1, pp.327-336, 1998.
- 谷 和夫：岩盤の強度・変形特性を調査する 2 つの新しい原位置試験法の提案、第 42 回地盤工学シンポジウム、地盤工学会、pp.71-76、1998.

[1999]

- Okada, T., Tanaka, Y., Tani, K. and Momose, K.: Evaluation of deformation characteristics of siltstone by plate loading test, *Proc. 2nd Int. Sym. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Torino, Vol.1, pp.351-356, 1999.
- 岡田哲実・谷 和夫・田中幸久・百瀬和夫：堆積軟岩上の平板載荷試験におけるポアソン比の検討、第 29 回岩盤力学シンポジウム講演論文集、pp.216-220、1999.
- Tani, K.: Proposal of new in-situ test methods to investigate strength and deformation characteristics

of rock masses, *Proc. 2nd Int. Sym. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Torino, Vol.1, pp.357-364, 1999.

- 谷 和夫：堆積軟岩を用いた室内岩盤せん断試験、第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 21-28、1999.

[2000]

- 谷 和夫・岡田哲実・池見元宣・金子 進・豊岡義則：電中研式原位置岩盤三軸試験によって評価された大谷石の力学特性、第 35 回地盤工学研究発表会、pp. 253-254、2000.
- 谷 和夫：土木構造物の建設に関わる岩盤調査の体系化への道、日本応用地質学会平成 12 年度研究発表会、pp. 161-164、2000.
- 岡田哲実・野崎隆司・中村敏明・伊藤 洋：礫と基質の付着強度に着目した礫岩の強度評価式の提案、第 30 回岩盤力学シンポジウム講演論文集、pp. 333-337、2000.
- 岡田哲実・伊藤 洋・野崎隆司・中村敏明：礫と基質の付着強度に着目した礫岩の強度評価式の提案、第 30 回岩盤力学シンポジウム講演論文集 pp. 333-337、2000.
- 谷 和夫・岡田哲実・池見元宣・金子 進・豊岡義則：電中研式原位置岩盤三軸試験によって評価された大谷石の力学特性、第 35 回地盤工学研究発表会、pp. 253-254、2000.
- 中島 徹、谷 和夫、岡田哲実、中村敏明：原位置岩盤三軸試験の排水条件の実験的検討、第 35 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 1001-1002、2000.

A2. 本研究の成果の外部発表（2001～2005 年）

[2001]

- Tani, K. : Prompt report of proof testing of CRIEPI in-situ triaxial test method on rock mass, *Proc. 2nd Asian Rock Mechanics Symposium*, Beijing, pp.639-642, 2001.
- 谷 和夫、岸 雅文：円柱供試体の軸歪み及び側方歪みの計測装置及び計測方法、特願 2001-197869、特開 2003-014427、2001.
- 酒井運雄、谷 和夫、豊岡義則：計測ボーリングを応用したサンプリング条件の最適化システム、特願 2001-384533、特開 2003-184062、2001.
- 谷 和夫、立川日出男、金子 進、豊岡義則：孔底の中空円筒試験体を利用した新しい岩盤試験装置の開発、第 31 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 82-86、2001.
- 谷 和夫：三軸圧縮試験で見られた堆積軟岩のせん断強さに関する「寸法効果」（潜在的な不連続面の影響）、第 36 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 597-598、2001.
- 木村 誠、谷 和夫：多段階載荷損傷モデルの提案、第 56 回年次学術講演会、土木学会、Ⅲ-A275、pp. 550-551、2001.
- 岸 雅文、谷 和夫：中央の小孔を省略した原位置孔底三軸試験におけるひずみ計測方法の提案、第 56 回年次学術講演会、土木学会、Ⅲ-A317、pp. 634-635、2001.
- 岡田哲実、田中幸久、谷 和夫：堆積軟岩におけるコアを用いた室内要素試験による岩盤の変形特性の評価、電力中央研究所、研究報告、No. U01001、24p、2001.

[2002]

- 木村 誠、谷 和夫、岡田哲実：多段階載荷の三軸圧縮試験のモデル化とその適用性の検討、土木学会論文報告集、No. 722/Ⅲ-61、pp. 275-287、2002.
- 谷 和夫、池見元宣：三軸圧縮試験で見られた均質な軟岩のせん断挙動に関する寸法効果、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、A14、6p、2002.
- 木村 誠、谷 和夫：シルト岩を用いた多段階載荷損傷モデルの適用性の検討、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、A02、6p、2002.
- 岸 雅文、谷 和夫：原位置孔底三軸試験における新しいひずみ計測方法の提案、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、A11、6p、2002.
- 中園康平、岡田哲実、谷 和夫：砂岩を用いた多段階載荷三軸圧縮試験に対する MLD モデルの適用性に関する実験的検討、第 37 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 619-620、2002.

[2003]

- Tani, K., Nozaki, T., Kaneko, S., Toyooka, Y. and Tachikawa, H. : Down-hole triaxial test to measure average stress-strain relationship of rock mass, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.5, pp.53-62, 2003.
- Kishi, M. and Tani, K.: Development of measuring method for axial and lateral strain

distribution using CCD sensor in triaxial test, *Proc. 3rd International Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, IS-Lyon 2003, pp.31-36, 2003.

- 中園康平、谷 和夫、岡田哲実：2種類の軟岩を用いた MLD モデルによる多段階三軸圧縮試験の検討、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 65-72、2003.
- 岸 雅文、谷 和夫：三軸試験における CCD センサーを利用した軸ひずみと側方ひずみの分布を計測する方法の開発、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 73-80、2003.
- 柳沢希実、金子 進、酒井運雄、谷 和夫：高濃度ポリマー溶液を使用した新しいサンプリング方法の実験的研究、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 311-316、2003.
- 来村俊郎、谷 和夫、岡田哲実：大谷石の強度特性に関する寸法効果と実験的検討とそのモデル化、第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 107-112、2003.
- 柳沢希実、金子 進、酒井運雄、谷 和夫：水溶性ポリマーの濃厚溶液を用いた乱れの少ないサンプリング、第 38 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 137-138、2003.
- 岡田哲実、野崎隆司、池見元宣、谷 和夫：電中研式原位置岩盤力学試験法の開発、電力中央研究所、研究報告、No. U02023、36p、2003.

[2004]

- 柳沢希実、谷 和夫、金子 進、酒井運雄：水溶性ポリマーの濃厚溶液を使用した新しいサンプリング方法のメカニズム、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 49-56、2004.
- 白井美代、谷 和夫、金子 進：水溶性ポリマーの濃厚溶液を用いたサンプリング方法と泥水を用いたサンプリング方法の検討ー粘性係数の比較ー、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 319-324、2004.
- 武元欣弘、谷 和夫：CCD 変位計測を利用した三軸試験による不連続面を含んだ供試体の変形の局所化、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 241-246、2004.
- 谷 和夫、白井美代、金子 進：水溶性ポリマーの濃厚溶液を利用したサンプリング方法の考え方、第 39 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 145-146、2004.
- 曾布川茂、岡田哲実、細野高康、立川日出男、谷 和夫：原位置三軸試験における変位計測システムの改良、第 39 回地盤工学研究発表会、地盤工学会、pp. 119-120、2004.

[2005]

- 曾布川茂、岡田哲実、細野高康、立川日出男、谷 和夫：原位置三軸試験における変位計測システムの改良と適用性の検討、第 34 回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp. 201-206、2005.

上に示す報告書以外の各論文を以下に添付する。

以下の頁は著作権者の許諾を得ていないため、公表できません。

p. 15 ~ p. 18

p. 35 ~ p. 58

p. 89 ~ p. 122

p. 125 ~ p. 144

p. 149 ~ p. 154

(19)日本国特許庁 (J P)

(12) 公 開 特 許 公 報 (A)

(11)特許出願公開番号
特開2003-14427
(P2003-14427A)

(43)公開日 平成15年1月15日(2003.1.15)

(51)Int.Cl.⁷
G 0 1 B 11/16
11/00

識別記号

F I
G 0 1 B 11/16
11/00

テ-マ-コ-ト*(参考)
Z 2 F 0 6 5
C

審査請求 未請求 請求項の数6 O L (全 11 頁)

(21)出願番号 特願2001-197869(P2001-197869)

(22)出願日 平成13年6月29日(2001.6.29)

(71)出願人 801000038

よこはまティーエルオー株式会社
神奈川県横浜市保土ヶ谷区東川島町35番地
50

(72)発明者 谷 和夫

東京都文京区本郷1-27-8 本郷ハウス
505号

(72)発明者 岸 雅文

横浜市保土ヶ谷区西谷町833-1 ジェン
トリーハイツ202

(74)代理人 100094835

弁理士 島添 芳彦

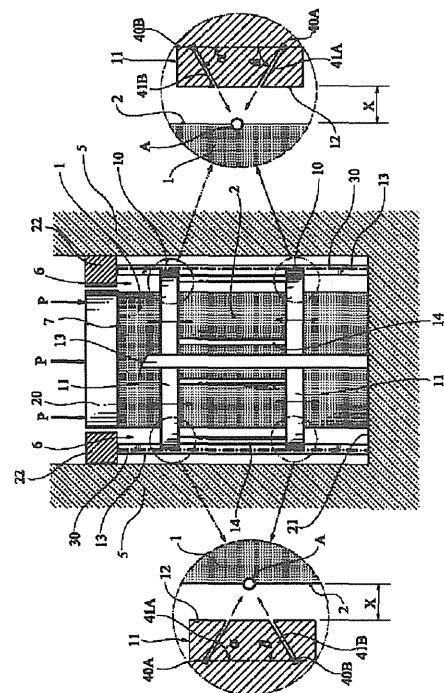
最終頁に続く

(54)【発明の名称】 円柱供試体の軸歪み及び側方歪みの計測装置及び計測方法

(57)【要約】

【課題】 土や岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測装置及び計測方法において、試験の工程及び計測装置の構造を簡素化するとともに、供試体の両端面における計測誤差の影響を受けない局所的な供試体の歪みを正確に測定することができ、しかも、ひずみ分布をも求めることが出来る計測装置及び計測方法を提供する。

【解決手段】 計測装置は、供試体の外周面の軸方向、及び周方向に間隔を隔てて設置した計測指標を感知する少なくとも一対の光学式センサと、光学式センサを供試体の軸方向又は周方向に移動する走査手段と、計測指標の軸方向の位置を検出する軸方向位置検出手段、又は、周方向の位置を検出する周方向位置検出手段とを備える。光学式センサは、供試体の軸方向、又は径方向に対して所定の角度をなす方向に指向性を有し、該角度方向に位置する計測指標を感知することにより、計測指標の軸方向位置、及び周方向位置を検出する。



【特許請求の範囲】

【請求項1】 土、岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測装置において、前記供試体の軸方向、及び周方向に間隔を隔てた計測指標を感知する少なくとも一対の光学式センサと、該光学式センサを前記供試体の軸方向又は周方向に移動する走査手段と、前記計測指標の軸方向の位置、または周方向の位置を検出する位置検出手段とを備え、前記光学式センサは、前記供試体の軸方向、または径方向に対して所定角度をなす方向に指向性を有し、該角度方向に位置する前記計測指標を感知することにより、前記計測指標の軸方向、及び周方向位置を検出することを特徴とする計測装置。

【請求項2】 前記光学式センサは、前記計測指標の周方向の位置を検出すべく、前記供試体の周方向に連続又は断続的に配置され、前記光学式センサの周方向位置検出機能により前記計測指標の周方向位置を検出し、前記走査手段は、前記光学式センサを前記供試体の軸方向に移動させる駆動装置を備え、前記軸方向位置検出手段は、前記光学式センサの軸方向の位置を検出する位置検出器を備えることを特徴とする請求項1に記載の計測装置。

【請求項3】 前記光学式センサは、前記計測指標の軸方向の位置を検出すべく、前記供試体の軸方向に連続又は断続的に配置され、前記光学式センサの軸方向位置検出機能により前記計測指標の軸方向位置を検出し、前記走査手段は、前記光学式センサを前記供試体の周方向に移動させる駆動装置を備え、前記周方向位置検出手段は、前記光学式センサの周方向の位置を検出する位置検出器を備えることを特徴とする請求項1に記載の計測装置。

【請求項4】 土、岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測方法において、前記供試体の軸方向、及び周方向に間隔を隔てて計測指標を該供試体の側面に配置し、前記供試体の軸方向、又は径方向に対して所定角度をなす方向に指向性を有する少なくとも一対の光学式センサを前記供試体の軸方向又は周方向に移動して、該供試体の外周面を走査するとともに、前記計測指標の軸方向、及び周方向の位置を検出し、前記光学式センサの指向性に一致する角度方向に前記計測指標を感知することにより、該計測指標の軸方向、又は周方向位置を検出し、該光学式センサの検出結果に基づいて、三角測量の原理を適用して、該計測指標の軸方向、周方向、及び径方向位置を算出し、前記供試体の軸歪み及び側方歪みを演算することを特徴とする計測方法。

【請求項5】 前記光学式センサを前記供試体の周方向に連続又は断続的に配置して、該光学式センサの周方向位置検出機能により前記計測指標の周方向の位置を検出し、前記光学式センサを前記供試体の軸方向に移動して

該供試体を軸方向に走査し、前記計測指標を感知した前記光学式センサの軸方向の位置により、該計測指標の軸方向位置を検出することを特徴とする請求項4に記載の計測方法。

【請求項6】 前記光学式センサを前記供試体の軸方向に連続又は断続的に配置して、該光学式センサの軸方向位置検出機能により前記計測指標の軸方向の位置を検出し、前記光学式センサを前記供試体の周方向に移動して該供試体を周方向に走査し、前記計測指標を感知した前記光学式センサの周方向の位置により、前記計測指標の周方向の位置を検出することを特徴とする請求項4に記載の計測方法。

【発明の詳細な説明】

【0001】

【発明の属する技術分野】本発明は、円柱供試体の軸歪み及び側方歪みの計測装置及び計測方法に関するものであり、より詳細には、原位置又は室内の一軸圧縮試験または三軸圧縮／伸張試験を実施すべき試料に関し、軸歪み及び側方歪みを実質的に同時に計測することができる計測装置及び計測方法に関するものである。

【0002】

【従来の技術】建設現場等における地盤調査では、現地の土や岩を採取し、円柱供試体の変形特性及び強度特性を求める室内力学試験を一般に実施する。また、コンクリートにおいてもモールドに打設して作製した円柱供試体に対して同様に室内力学試験を一般に実施する。円柱供試体を利用した室内力学試験は、一軸圧縮試験または三軸圧縮／伸張試験である。例えば、三軸圧縮試験は、三軸圧力室を備えた三軸圧縮試験機を使用したものであり、ゴム膜等のメンブレンで被覆した円柱供試体を三軸圧力室内に設置し、三軸応力条件の下で、載荷に伴って軸方向や側方向の歪み量等を測定する。

【0003】また、この種の室内力学試験では、試料の攪乱や、供試体の大きさの影響（寸法効果）等を回避し難い。そのため、地盤等の特性を厳密に評価すべく、現地の地盤等を削孔して円柱試験体を原位置に直に形成することにより、地盤等の特性を評価する原位置孔底三軸圧縮試験法等が提案されている（特開平11-152983号公報（特願平9-318694号）、特開2000-18943号公報（特願平10-182994号）等）。

【0004】このような円柱供試体を利用した室内力学試験においては、通常は、軸歪み及び側方歪み（半径歪み及び周歪み）を計測する必要があるが、軸歪み及び側方歪みは、夫々個別に計測される。

【0005】軸歪みの計測においては、供試体の外部に変位計を設置（例えばキャップの変位を計測）すると、両端面における計測誤差（ベディングエラー）が生じる可能性がある。これを回避すべく、歪み量を局所的に供試体の側面で測定することが望ましい。このため、室内力学試験においては、供試体の直径方向両端の外周面に

において軸線方向に離間した2つの計測点を指標に設定し、非載荷時及び載荷時における二点間距離の変化を測定し、これにより、供試体の軸方向の相対変位量（圧縮量または伸張量）を求めている。軸方向変位量を計測する装置として、例えば、クリップゲージ又は渦電流型非接触変位計（地盤工学会基準JGS0542-2000）等が挙げられる。また、上述の原位置孔底三軸試験法では、磁気センサー等を用いて局所的な軸歪みを測定するようにしている。

【0006】他方、側方歪み（半径歪み及び周歪み）の計測では、上述の三軸圧縮試験の如く、二重セルが使用されることもある（地盤工学会基準JGS0526-2000）。二重セルを用いた計測方法では、供試体の体積歪みを測定し、体積歪み及び軸歪みの各計測値から間接的に側方歪み（半径歪み及び周歪み）を算出する。他の方式の測定法として、一定長のバンドを使用した測定方法が、本発明者等によって提案されている。この計測方法は、供試体の膨張変形又は収縮変形時に供試体の挙動に追従する性質を有する、両端に永久磁石を配置した一定長のバンドを供試体の外周に巻付け、磁気センサーにより2つの永久磁石の間隔を測定することにより、供試体の円周方向の歪み量を測定し、円周方向の歪み量から側方歪み量（半径歪み、周歪み）を間接的に計測する（谷和夫著：（2001）「孔底の中空円筒供試体を利用した新しい岩盤試験装置の開発」、第31回岩盤力学に関するシンポジウム、第82-86頁）。

【0007】

【発明が解決しようとする課題】しかしながら、従来の計測装置では、軸歪み及び側方歪み（半径歪み及び周歪み）を別個に測定せざるを得ず、このため、試験工程が煩雑化するばかりでなく、計測装置の構造が必然的に複雑化してしまう。また、従来の計測方法では、計測のための部材、器具又はユニットを計測の都度、供試体に取り付ける必要があり、しかも、歪み計等の計測機器又は器具類は、供試体又は供試体上のメンブレンに直に接触せざるを得ない。このため、供試体に不必要な負荷を加えて攪乱する恐れがあると共に、計測領域ないし区間の数に制限があるために局所的なひずみの分布計測の分解能に上限がある。同時に、このような計測方法では、計測器具等を取付けた供試体部分の歪み量を測定し、供試体に関する平均的な歪み量の計測を実施し得るにすぎず、局所的な歪み分布等を厳密に計測し難い。

【0008】本発明は、かかる事情に鑑みてなされたものであり、その目的とするところは、土や岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測装置及び計測方法において、試験の工程及び計測装置の構造を簡素化するとともに、供試体の両端面における計測誤差の影響を受けない局所的な供試体の歪みを正確に測定することができ、しかも、ひずみ分布をも求めることが出来る計測装置及

び計測方法を提供することにある。

【0009】

【課題を解決するための手段】本発明は、上記目的を達成すべく、土、岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測装置において、前記供試体の外周面の軸方向、及び周方向に間隔を隔てて設置した計測指標を感知する少なくとも一対の光学式センサと、該光学式センサを前記供試体の軸方向又は周方向に移動する走査手段と、前記計測指標の軸方向の位置を検出する軸方向位置検出手段、又は、周方向の位置を検出する周方向位置検出手段とを備え、前記光学式センサは、前記供試体の軸方向、又は径方向に対して所定の角度をなす方向に指向性を有し、該角度方向に位置する前記計測指標を感知することにより、前記計測指標の軸方向位置、及び周方向位置を検出することを特徴とする計測装置を提供する。

【0010】本発明は又、土、岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測方法において、前記供試体の軸方向、及び周方向に間隔を隔てて計測指標を該供試体の外周面に配置し、前記供試体の軸方向、又は径方向に対して所定角度をなす方向に指向性を有する少なくとも一対の光学式センサを前記供試体の軸線方向又は周方向に移動して、該供試体の外周面を走査するとともに、前記計測指標の軸方向、及び周方向の位置を検出し、該光学式センサの検出結果に基づいて、三角測量の原理を適用して、該計測指標の軸方向、周方向、及び径方向位置を算出し、前記供試体の軸歪み及び側方歪みを演算することを特徴とする計測方法を提供する。

【0011】本発明の上記構成によれば、一対の光学式センサが、供試体の外面を非接触で走査し、マーカー（計測目標）を構成する計測指標の軸方向位置又は周方向位置を検出する。各センサは、供試体の軸線方向、又は径方向に対して所定角度をなす方向に指向性を有し、各センサの位置情報及び指向性は、計測指標に対して、2つの計測定点を定義可能にする。即ち、本発明の計測装置及び計測方法は、特定方向の指向性を有する2つセンサを走査して計測指標を検出することにより、計測指標を感知した各センサの位置と、計測指標及び各センサの相対的な角度関係を特定し、2つの計測定点と計測指標とを頂点とする二次元三角形を規定し、これにより、三角測量の測定原理を適用可能にする。三角測量の原理によれば、計測定点の位置を特定し、各計測定点に対する計測指標の方向（角度）を特定することにより、供試体における計測指標の径方向位置、即ち、直径方向の膨張・収縮による側方変位量を算出することができる。同時に、各センサと計測指標との相対的な位置関係を示す位置情報により、計測指標の軸方向位置、即ち、軸方向の膨張・収縮による軸方向変位量を算出することができる。従って、上記構成の計測装置及び計測方法に

よれば、供試体の軸方向及び側方向の歪みを同時に検出し、軸歪み及び側方歪み（半径歪み、及び周歪み）を同時測定することができるので、計測装置の構造および試験の工程は、大幅に簡素化される。

【0012】また、本発明の計測装置は、供試体に接触しない光学式センサを使用するので、任意の部位又は位置の供試体部分に関し、局所的な歪み量を測定し、供試体の歪み分布を計測することができる。例えば、岩盤等は、不均質な性状を有することから、単一の供試体の中でも歪みの大きさが局所的に異なる場合が多く、従来の方法では、これを正確に評価し難いが、上記構成の計測装置又は計測方法によれば、局所的な歪みを測定できるので、供試体内の歪み分布を検出することができ、不均質な地盤の変形挙動を厳密且つ詳細に評価することができる。

【0013】更に、本発明の計測装置は、供試体の任意の部位の歪み量を測定できるので、両端面における見掛けの変位量や端面成形によるゆりみ域の影響（ベディングエラー）を受けない、供試体の局所的な歪みを正確に測定することができる。

【0014】

【発明の実施の形態】本発明の好適な実施形態によれば、光学式センサは、計測指標の周方向の位置を検出すべく、供試体の周方向に連続又は断続的に配置される。光学式センサは、光学式センサの周方向位置検出機能により計測指標の周方向位置を検出する。上記走査手段は、光学式センサを供試体の軸方向に移動させる駆動装置を備え、上記軸方向位置検出手段は、光学式センサの軸方向の位置を検出するセンサ位置検出器を備える。

【0015】光学式センサを供試体の周方向に連続又は断続的に配置することにより、光学式センサの周方向位置検出機能を利用して計測指標の周方向位置を検出することができる。また、光学式センサを供試体の軸方向に移動して供試体の軸方向に走査することにより、計測指標を頂点とする二次元三角形の他の2点（上記計測点）の位置及び各点の角度関係を特定し、これらの情報と、上記周方向の位置情報とに基づき、供試体の側方歪みを演算することができる。更に、計測指標を感知した光学式センサの軸方向位置により、計測指標の軸方向位置を検出し、軸歪みを演算することができる。

【0016】本発明の他の実施形態において、上記光学式センサは、計測指標の軸方向の位置を検出すべく、供試体の軸方向に連続又は断続的に配置される。光学式センサは、軸方向位置検出機能により、計測指標の軸方向位置を検出する。上記走査手段は、光学式センサを供試体の周方向に移動させる駆動装置を備え、上記周方向位置検出手段は、光学式センサの周方向の位置を検出するセンサ位置検出器を備える。

【0017】光学式センサを供試体の軸方向に連続又は断続的に配置することにより、光学式センサの軸方向位

置検出機能を利用して計測指標の軸方向の位置を検出し、軸線方向の歪みを演算することができる。光学式センサを供試体の周方向に移動して供試体を周方向に走査し、計測指標を感知した光学式センサの周方向の位置により、計測指標の周方向の位置を検出し、これにより、供試体の側方歪みを演算することができる。

【0018】拘束圧を載荷する三軸試験では、上記供試体の外周面は、ゴム膜等のメンブレンにより被覆される。計測指標として、上記光学式センサが感知し易い材質又は素材のマーカーが、メンブレンに表記され、取付けられ、又は塗布される。マーカーは、例えば、周方向に所定間隔を隔てた3箇所に位置決めされた上位マーカー群と、同様に位置決めされた下位マーカー群とに分類される。各マーカー群は、周方向に間隔を隔てた少なくとも3つマーカーから構成される。光学式センサは、供試体の外周面を軸方向又は周方向に走査し、供試体の局所的な歪みを測定する。載荷段階毎に光学式センサを連続的に走査することにより、任意の載荷段階における供試体の局所的な歪みを測定することが可能となる。

【0019】光学式センサとして、例えば、電荷結合素子（CCD）を受光部として備えたCCDフォトセンサを好適に使用し得る。好ましくは、光学式センサを支持する計測装置の環状部材又は垂直部材は、センサの指向性を規制する所定角度のスリットを備え、センサの受光部は、各スリットの最深部に位置決めされる。スリットは、供試体の軸方向又は周方向に所定間隔を隔てて、例えば、左右対称又は上下対称に配置される。なお、センサの受光部を結ぶ直線（基線）の位置及び長さは、予め測定装置に設定される。

【0020】基線に対するスリットの角度は、基線と同様に測定装置固有の値であり、これは、センサの指向性を規定する。このようなセンサを備えた環状部材又は垂直部材をユニット化し、該ユニットを供試体の軸方向又は周方向に移動し、供試体の側面を走査することにより、上記の如く、計測指標の位置を測定することができる。

【0021】このようなユニットを単数設けた測定装置においては、ユニットは、測定範囲全域を走査し、複数のユニットを備えた測定装置にあっては、各ユニットは、必ずしも測定範囲全域を走査する必要はなく、限られた走査領域のみを各ユニットで走査するように構成することができる。

【0022】図1乃至図3は、本発明に関する基本原理を概念的に示す概略断面図である。本発明に係る計測装置の基本原理は、三角測量の原理を応用したものである。図1には、計測装置の基本原理が概念的に示されている。図1において、供試体1の側面に配置した計測指標である被計測点Aが、計測装置10と対向する供試体1の側面を被覆するメンブレン2にマーキングされる。計測点BとCから計測すべき指標、即ち、被計測点A

は、距離 L だけ離間した定点 B と C の間に位置する。

【0023】定点 B 及び定点 C を結ぶ基線 D は、計測装置10の基準面10aに位置する。基線 D に対する被計測点 A の垂線 F が、被計測点 A と基線 D との間の最短距離 X を指示する。即ち、計測装置10の基準面10aと被計測点 A との間の最短距離 X は、直線 D 及び垂線 F の交点 I と被計測点 A との間の垂線 F の線分長として把握し得る。

【0024】被計測点 A と定点 B と C とを結ぶ直線 G と H が、図1に仮想線（一点鎖線）で図示されている。直線 D 、 G の夾角 α が、被計測点 A 及び定点 B の相対的な位置関係より必然的に定まり、直線 D 、 H の夾角 β が、被計測点 A 及び定点 C の相対的な位置関係より必然的に定まる。

【0025】垂線 F の線分長、即ち、距離 X は、次式(1)により示され、交点 I と定点 C との間の距離 M は、次式(2)により示される。

【数1】

$$x = \frac{L}{\left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \beta} \right)} \cdots (1)$$

【0026】

【数2】

$$M = \frac{L}{\left(1 + \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} \right)} \cdots (2)$$

従って、定点 B と C の間の距離 L および角度 α と β を特定することにより、被計測点 A の位置を判定することができる。

【0027】図2は、軸歪みの計測原理を示す概略縦断面図である。図2には、計測指標として、最小数の被計測点 A_1 と A_2 をマーキングした供試体1が図示されている。図2(A)には、軸方向の外力（圧縮力又は引張力）を供試体1に付与しない状態の供試体1、即ち、非載荷時の供試体1に関し、被計測点 A_1 と A_2 の位置が示され、図2(B)には、軸線方向の外力（圧縮力又は*

*引張力）が供試体1に作用した状態の供試体1、即ち、載荷時の供試体1に関し、被計測点 A_1 と A_2 の位置が示されている。

【0028】被計測点 A_1 と A_2 は、図2(A)に示す如く、非載荷時に初期設定寸法 Y_1 だけ軸方向に離間し、図2(B)に示す如く、載荷時に接近又は離間し、軸方向の離間距離は、寸法 Y_2 に変化する。なお、圧縮力が供試体1に作用する場合、載荷時の寸法 Y_2 は非載荷時の寸法 Y_1 よりも減少し、引張力が供試体1に作用する場合、載荷時の寸法 Y_2 は非載荷時の寸法 Y_1 よりも増大する。

【0029】従って、被計測点 A_1 と A_2 の二点間距離 Y は、供試体1の載荷時に軸方向に変化し、供試体1の軸方向の歪み、即ち、軸歪み ε_a は、次式(3)で表される。

【0030】

【数3】

$$\varepsilon_a = \frac{Y_1 - Y_2}{Y_1} \cdots (3)$$

20

図3は、側方歪み（半径歪み及び周歪み）の計測原理を示す概略横断面図である。図3には、側方歪みを計測するための計測指標として、最小数の被計測点 A_1 と A_2 と A_3 をマーキングした円形断面の供試体1が図示されている。供試体1の半径方向外方には、計測装置10の環状部材11が同心状に配置される。環状部材11の内周面12は、供試体1の中心軸 CL を中心とする半径 R の円形断面を有する。内周面12と、各々の被計測点 A_1 と A_2 と A_3 との間の距離 X は、図3に X_1 と X_2 と X_3 として図示されており、中心軸線 CL と被計測点 A_1 と A_2 と A_3 との間の距離は、 $R - X_1$ と $R - X_2$ と $R - X_3$ である。被計測点 A_1 と A_2 、 A_2 と A_3 、 A_3 と A_1 の角度間隔 θ_{12} と θ_{23} と θ_{31} は、環状部材11の内周面12に連続的に配置された光学式センサにより計測される。被計測点 A_1 と A_2 と A_3 、同士の相互離間距離（直線距離）、即ち、図3に示す直線 d_{12} と d_{23} と d_{31} の線分長は、下式(4)と(5)と(6)より求められる。

【0031】

【数4】

$$d_{12} = \sqrt{(R - x_1)^2 + (R - x_2)^2 - 2 \times (R - x_1) \times (R - x_2) \times \cos \theta_{12}} \cdots (4)$$

【数5】

$$d_{23} = \sqrt{(R - x_2)^2 + (R - x_3)^2 - 2 \times (R - x_2) \times (R - x_3) \times \cos \theta_{23}} \cdots (5)$$

【0032】

※ ※ 【数6】

$$d_{31} = \sqrt{(R - x_3)^2 + (R - x_1)^2 - 2 \times (R - x_3) \times (R - x_1) \times \cos \theta_{31}} \cdots (6)$$

被計測点 A_1 と A_2 と A_3 を頂点とする三角形（破線で示す）の面積 S は、角度 θ_{12} と θ_{23} と θ_{31} および直線 d_{12} と d_{23} と d_{31} の線分長に基づき、ヘロンの公式に従

って、次式(7)により演算することができる。なお、下式(7)において、 $t = (d_{12} + d_{23} + d_{31}) / 2$ である。

【0033】

【数7】

$$S = \sqrt{t(t-d_{12})(t-d_{23})(t-d_{31})} \cdots (7)$$

被計測点 A_1 と A_2 と A_3 を頂点とする三角形3 (破線で示す) に外接する外接円4は、供試体1の横断面輪郭と実質的に一致すると見做し得るので、三角形 A_1 、 A_2 、 A_3 の面積 S と、外接円4の半径 r との関係は、下式(8)及び(9)で示すことができる。

【0034】

【数8】

$$S = \frac{d_{12} \times d_{23} \times d_{31}}{4 \times r} \cdots (8)$$

【数9】

$$r = \frac{d_{12} \times d_{23} \times d_{31}}{4 \times S} \cdots (9)$$

【0035】環状部材11の半径 R は、予め設定された一定の値であるので、外接円4の直径、即ち、供試体1の直径 ($2 \times r$) は、直線 d_{12} と d_{23} と d_{31} の長さを演算可能な諸元値、即ち、距離 X_1 と X_2 と X_3 および角度 θ_{12} と θ_{23} と θ_{31} を計測することにより、求めることができる。

【0036】非載荷時における外接円4の直径 (非載荷時の直径) $= 2 \times r_A$ に対し、圧縮力又は引張力が作用した載荷時における外接円4の直径 (載荷時の直径) $= 2 \times r_B$ とすると、載荷時の直径 $2 \times r_B$ は、非載荷時の直径 $2 \times r_A$ と同様、距離 X_{1A} と X_{2A} と X_{3A} (非載荷時の距離 X_{1A} と X_{2A} と X_{3A} の変化値) と、角度 θ_{12B} と θ_{23B} と θ_{31B} (非載荷時の角度 θ_{12A} と θ_{23A} と θ_{31A} の変化値) とを計測することにより、上式(4)～(9)に基づいて演算することができる。

【0037】非載荷時の直径 $2 \times r_A$ および載荷時の直径 $2 \times r_B$ が判明することにより、供試体1の側方歪みは、 ε_r は、次式(10)により演算される。

【0038】

【数10】

$$\varepsilon_r = \frac{2 \times r_A - 2 \times r_B}{2 \times r_A} = \frac{r_A - r_B}{r_A} \cdots (10)$$

かくして、軸歪み ε_r は、軸方向に間隔を隔てた被計測点 A_1 と A_2 の非載荷時の上下間隔 Y_1 と載荷時の上下間隔 Y_2 の計測結果より求めることができ、側方歪み ε_r は、非載荷時の距離 X_{1A} と X_{2A} と X_{3A} 、及び角度 θ_{12A} と θ_{23A} と θ_{31A} 、さらに載荷時の距離 X_{1B} と X_{2B} と X_{3B} 、及び角度 θ_{12B} と θ_{23B} と θ_{31B} の計測結果より求めることができる。

【0039】

【実施例】以下、図4乃至図7を参照して、本発明の実施例につき、詳細に説明する。図4及び図5は、本発明の計測原理を適用した計測装置の第1実施例を示す縦断

面図及び横断面図である。

【0040】計測装置10は、地盤5に作製された試験体1の載荷試験を原位置孔底三軸圧縮試験法により実施可能な構成を備える。原位置試験を実施する予工程として、地盤調査を行う原位置の地盤5がボーリング装置によって鉛直に掘削され、不攪乱状態の円柱試験体1を中心部に残した状態で環状ボーリング孔6が削孔される。ボーリング孔6の内部には、円柱試験体1が鉛直に成形され、円柱試験体1の頂面7は、平坦且つ水平な載荷面として孔6内に成形される。頂面7には、載荷板20が載置され、所定の圧縮荷重 P が、載荷板20を介して試験体1に作用する。

10

【0041】計測装置10は、上部棒22とボーリング孔6の底面21との間に鉛直に延びるガイド部材13を備えるとともに、ガイド部材13に沿って上下動する上下一対の環状部材11を備える。上下の環状部材11は、鉛直な連結ロッド14によって一体的に相互連結される。ガイド部材13は、周方向に約90度の角度間隔を隔てて試験体1の外周溝に配置され、連結ロッド14は、環状部材11の周方向に適当な相互間隔を隔てて配置される。環状部材11は、ベアリング等の適当な滑動機構又は摺動機構を介してガイド部材13に水平に支持される。

20

【0042】計測装置10は、環状部材11を上下動させる駆動装置 (図示せず) を有し、駆動装置は、適当な外部動力、例えば、外部電源に接続された電動機等の駆動部を備える。駆動装置の動力は、適当な動力変換手段 (図示せず) により環状部材11の上下運動に変換され、環状部材11は、駆動装置の制御下に適切な速度でガイド部材11に沿って昇降し、ガイド部材13の案内により水平姿勢を維持した状態で鉛直変位する。

30

【0043】計測装置10は又、環状部材11の鉛直位置を検出する変位計30 (仮想線で示す) を備える。変位計30として、例えば、作動トランス型、ポテンシオメータ型又はレーザー型等の各種形式の変位計を使用し得る。変位計30の計測結果は、地表に配置した監視装置 (図示せず) に出力され、光学式センサ40Aと40Bの垂直位置情報としてディスプレイ等に表示される。載荷装置は、上記載荷板20に作用する荷重を測定可能なロードセル等の荷重検出器を備え、荷重検出器の検出値も又、上記監視装置に入力され、ディスプレイ等に表示される。

【0044】環状部材11は、前述の如く、試験体1の中心軸線CL (図3) を中心とする真円形の内周面12を有する。図4に部分拡大して示す如く、環状部材11は、上下一対の光学式センサ40Aと40Bを備える。センサ40Aと40Bの感知部は、鉛直方向 (試験体の軸方向) に所定間隔を隔てて、環状部材11の内部に位置決めされる。センサ40Aと40Bの感知方向に延びる上下一対のスリット41Aと41Bが、環状部材1

50

1に形成される。スリット41Aと41Bは、水平面に対して角度 α と β の方向に配向され、環状部材11の内周面12に開口し、光学式センサ40Aと40Bの指向性を規制する。スリット41Aと41Bは、環状部材11の全周に亘って延在し、各部において均一な断面を有する。

【0045】光学式センサ40Aと40Bは、スリット41Aと41Bの基端部に沿って周方向に連続的又は断続的に配置される。光学式センサ40Aと40Bは、制御信号線を介して地表の監視装置（図示せず）に接続され、光学式センサ40Aと40Bに結像した画像は、画素データ又は二値データ等の撮像データとして監視装置に送信され、所定のプログラムにより変換された後、計測指標Aの位置情報として監視装置のディスプレイ等に表示される。

【0046】光学式センサ40Aと40Bとして、電荷結合素子（CCD）を受光部として備えたCCDフォトセンサーを好適に使用し得る。光学式センサ40Aと40Bと関連する光源は、スリット41Aと41B内に配置され、或いは、ボーリング孔6内に配置される。例えば、光源は、環状部材11の内周面に配置され、光源の発光は、スリット41Aと41Bの方向（角度 α と β ）の指向性を有する光線として試験体1の側面2に照射される。光学式センサ40Aと40Bは、スリット41Aと41Bから入射する表面2の反射光を受光し、試験体1の側面上の計測指標は、電荷結合素子（CCD）に結像する。光学式センサ40Aと40Bは、電荷結合素子（CCD）の撮像データを上記監視装置の画像処理装置に出力し、画像処理装置は、撮像データを所定プログラムにより数値処理する。

【0047】次に、計測装置10による計測方法について説明する。載荷試験において、ゴム膜等のメンブレンで試験体1の側面を被覆した後、試験体1の適所に計測指標Aをマーキングする。計測指標Aは、図3に示す被計測点 A_1 と A_2 と A_3 の如く、所定の角度間隔、例えば、120度の角度間隔を隔てて3箇所マーキングされる。

【0048】計測指標Aは、光学式センサ40Aと40Bの感知特性に適合した素材のマーカー材料又はマーカー部材からなり、上下方向に適当な間隔を隔てて試験体1の側面2に位置決めされる。上下に対をなす計測指標Aは、本実施例では、上下の各環状部材11に相応する位置にそれぞれ配置される。

【0049】先ず、非載荷状態の計測のために計測装置10を稼働し、上記駆動装置、光学式センサ40Aと40B及び監視装置を作動する。駆動装置の作動により、環状部材11は、所定速度で上下動し、試験体1の側面2を走査する。光学式センサ40Aと40Bは、計測指標Aの撮像データを監視装置に出力し、変位計30は、環状部材11の鉛直位置を検出し、鉛直位置検出結果を

監視装置に出力する。監視装置の電子機器は、撮像データおよび鉛直位置検出結果に基づき、図1に示す計測点BCの垂直位置を演算する。角度 α と β は、既知の値であるので、計測指標Aと内周面12との間の距離 X_{1A} と X_{2A} と X_{3A} （図3）は、3箇所の計測指標Aに関する定点点間距離Lに基づき、上式(1)の演算により求められる。

【0050】同時に、計測指標Aの撮像データおよび変位計30の鉛直位置検出結果が監視装置にそれぞれ入力されるので、監視装置の電子機器は、上下の環状部材11に対応した上下の計測指標Aの間の離間距離 Y_1 （図2）を距離Xと同時に検出する。

【0051】監視装置は又、試験体1の周方向に間隔を隔てた3箇所の計測指標Aに関する撮像データより、各計測指標Aの中心角 θ_{12A} と θ_{23A} と θ_{31A} （図3）を算出する。

【0052】次に、予め設定された鉛直荷重Pを載荷板20に加える。圧縮応力が試験体1に作用し、試験体1は、圧縮変形する。駆動装置の作動により、上記の如く、環状部材11は所定速度で上下動し、試験体1の側面2を走査する。光学式センサ40Aと40Bは、計測指標Aの位置を検出し、変位計30は、環状部材11の垂直位置を検出する。光学式センサ40Aと40Bの撮像データおよび変位計30の鉛直位置検出結果は、監視装置に入力され、監視装置の電子機器は、これらの検出データに基づき、図1に示す計測点BCの垂直位置を演算して、3箇所の計測指標Aに関し、距離 X_{1B} と X_{2B} と X_{3B} を求める。

【0053】監視装置の電子機器は又、計測指標Aの撮像データおよび変位計30の垂直位置検出結果に基づき、上下の計測指標Aの離間距離 Y_2 （図2）を距離 X_{1B} と X_{2B} と X_{3B} と同時に演算する。

【0054】監視装置の電子機器は更に、試験体1の周方向に間隔を隔てた3箇所の計測指標Aに関する撮像データより、各計測指標Aの中心角 θ_{12B} と θ_{23B} と θ_{31B} を演算する。

【0055】かくして、監視装置の電子機器は、各計測指標Aに関し、載荷前の計測値 Y_1 、 X_{1A} と X_{2A} と X_{3A} 、 θ_{12A} と θ_{23A} と θ_{31A} を検出するとともに、載荷後の計測値結果 Y_2 、 X_{1B} と X_{2B} と X_{3B} 、 θ_{12B} と θ_{23B} と θ_{31B} を検出し、これらの検出結果に基づいて、前述の各計算式を具体化したプログラムに従って、軸歪み ε_x 及び側方歪み ε_r を演算する。

【0056】以上の如く、本実施例に係る計測装置10は、上下一対の環状部材11に配設した上下一対の光学式センサ40Aと40Bを備え、環状部材11の鉛直運動により、光学式センサ40Aと40Bで試験体1の側面2を走査し、載荷試験時の計測指標Aの変位量を検出する。このような計測装置10によれば、原位置孔底三軸圧縮試験法により軸歪み及び側方歪みを同時に計測す

ることができる。また、比較的多数の計測指標Aを試験体1の適所に配置することにより、試験体1の局所的な軸歪み及び側方歪みを同時に検出し、試験体1の歪み分布を正確に計測することができる。

【0057】図6及び図7は、本発明に係る計測装置の第2実施例を示す縦断面図及び横断面図である。図6及び図7において、上記第1実施例と同一又は同等の構成要素については、同一の参照符号が付されている。

【0058】前述の第1実施例では、スリットが環状部材11の周方向に延在していたのに対し、本実施例の計測装置10は、垂直に延びる一対のスリット41Aと41Bを備えた鉛直部材50を備え、スリット41Aと41Bは、上下の環状部材11の間に上下方向に延在する。スリット41Aと41Bは、水平面内で環状部材11の半径方向に対して角度 α と β の方向に配向され、鉛直部材50の内側面51に開口する。各スリット41Aと41Bの最深部に位置する光学式センサ40Aと40Bの感知部は、スリット41Aと41Bの全長に亘って連続的又は断続的に配置される。光学式センサ40Aと40Bは、制御信号線を介して地表の監視装置（図示せず）に接続され、各光学式センサ40Aと40Bの撮像データは、監視装置に送信され、監視装置のディスプレイ等に数値表示される。各鉛直部材50は、周方向に90度の角度間隔を隔てて配置され、鉛直部材50の上端部及び下端部は、上下の環状部材11に固定される。

【0059】上記第1実施例では、計測装置の駆動装置は、環状部材11を上下方向に駆動するのにに対し、本実施例の計測装置10では、駆動装置は、環状部材11及び鉛直部材50を所定速度で全体的に回転させるように構成される。

【0060】また、本実施例の計測装置10は、前述の第1実施例の如く環状部材11の垂直位置を検出する変位計を備えておらず、鉛直部材50の回転位置を検出する角度センサ（図示せず）を備える。角度センサとして、計測装置10の回転角を計測するエンコーダ又はポテンショメータ型回転計等を好適に使用し得る。

【0061】載荷試験において、図3に示す被計測点A₁とA₂とA₃の如く、試験体1の適所に計測指標Aがマーキングされ、計測装置10は、先ず、非載荷状態の計測のために稼働される。環状部材11及び鉛直部材50は、駆動装置の作動により所定速度で回転し、供試体1の表面2を周方向に走査する。光学式センサ40Aと40Bは、計測指標Aの結像データを監視装置に出力し、角度センサは、鉛直部材50の角度位置を検出し、角度位置検出結果を監視装置に出力する。監視装置の電子機器は、撮像データおよび角度位置検出結果に基づき、図1に示す計測点BCの回転位置を演算し、距離X_{1A}とX_{2A}とX_{3A}の値を求める。

【0062】同時に、監視装置は、計測指標Aの撮像データより、上下の計測指標Aの離間距離Y₁（図2）を

検出し、また、撮像データと、角度センサの検出結果とに基づき、各計測指標Aの中心角 θ_{12A} と θ_{23A} と θ_{31A} （図3）を検出する。

【0063】次いで、鉛直荷重Pが載荷板20に加えられ、非載荷時と同様、計測装置10が稼働される。計測装置10は、圧縮変形した試験体1の側面2を走査し、各計測指標Aに関し、計測定点間距離Lを演算し、距離X_{1B}とX_{2B}とX_{3B}、Y₂を求めるとともに、中心角 θ_{12B} と θ_{23B} と θ_{31B} を検出する。

【0064】かくして、本実施例の計測装置10においても、監視装置の電子機器は、各計測指標Aに関し、軸歪み ϵ_r 及び側方歪み ϵ_t を求めるための諸元値、即ち、非載荷時及び載荷時の計測値Y₁、Y₂、X_{1A}とX_{2A}とX_{3A}、X_{1B}とX_{2B}とX_{3B}、 θ_{12A} と θ_{23A} と θ_{31A} 、 θ_{12B} と θ_{23B} と θ_{31B} を計測する。

【0065】以上、本発明の好適な実施形態及び実施例について詳細に説明したが、本発明は、上記実施形態及び実施例に限定されるものではなく、特許請求の範囲に記載された本発明の範囲内において種々の変更又は変形が可能であり、かかる変更又は変形例も又、本発明の範囲内に含まれるものであることはいうまでもない。

【0066】例えば、上記計測装置及び計測方法は、原位置孔底三軸圧縮試験法のみならず、室内三軸試験にも適用し得るものであり、この場合、計測装置は、三軸試験装置のセル内に組み込まれる。

【0067】また、上記実施例では、計測装置10は、上下一対の環状部材11、或いは、4体の鉛直部材50を備えているが、環状部材11及び鉛直部材50の設置数は、これに限定されるものではない。例えば、上記実施例において、計測装置10は、単一の環状部材11又は鉛直部材50を備えても良い。この場合、環状部材11又は鉛直部材50は、試験体1の全域（全長又は全周）を走査する。

【0068】更に、計測装置の鉛直位置又は角度位置を検出する変位計又は角度センサは、任意の形式及び構造のものを使用することができる。また、上記光学式センサは、電子結合素子（CCD）に限定されるものではなく、任意の形式のものを採用することができる。同様に、計測装置の上下動又は回転運動のための駆動源は、電動機に限定されるものではなく、サーボモータ又は流体圧作動型シリンダ装置等の各種駆動装置を使用しても良い。

【0069】

【発明の効果】以上説明したとおり、本発明の上記構成によれば、土、岩又はコンクリート等の建設材料の円柱供試体に関し、該供試体の軸歪み及び側方歪みを計測する計測装置及び計測方法において、試験の工程及び計測装置の構造を簡素化するとともに、両端面における計測誤差の影響を受けない局所的な供試体の歪みを正確に測定することができ、しかも、歪み分布をも得ることがで

きる計測装置及び計測方法が提供される。

【図面の簡単な説明】

【図1】本発明に関する基本原理を概念的に示す概略断面図である。

【図2】軸歪みの計測原理を示す概略縦断面図である。

【図3】側方歪み（半径歪み、及び周歪み）の計測原理を示す概略横断面図である。

【図4】本発明の計測装置を適用した計測装置の第1実施例を示す縦断面図である。

【図5】図4に示す計測装置の横断面図である。

【図6】本発明に係る計測装置の第2実施例を示す縦断面図である。

【図7】図6に示す計測装置の横断面図である。

【符号の説明】

- 1：供試体または試験体
- 2：メンブレン
- 3：三角形 A_1 A_2 A_3
- 4：三角形3の外接円
- 5：地盤
- 6：環状ボーリング孔
- 7：試験体の頂面

* 10：計測装置

11：環状部材

12：環状部材11の内周面

13：環状部材11を供試体の軸方向に移動するためのガイド

14：連結ロッド

20：載荷板

21：ボーリング孔6の底面

22：計測装置の上部枠

10 30：変位計（仮想線で示す）

40A、40B：光学式センサ

41A、41B：スリット

50：鉛直部材

51：鉛直部材50の内側面

A：計測指標である被計測点

B、C：計測定点

X、Y：距離

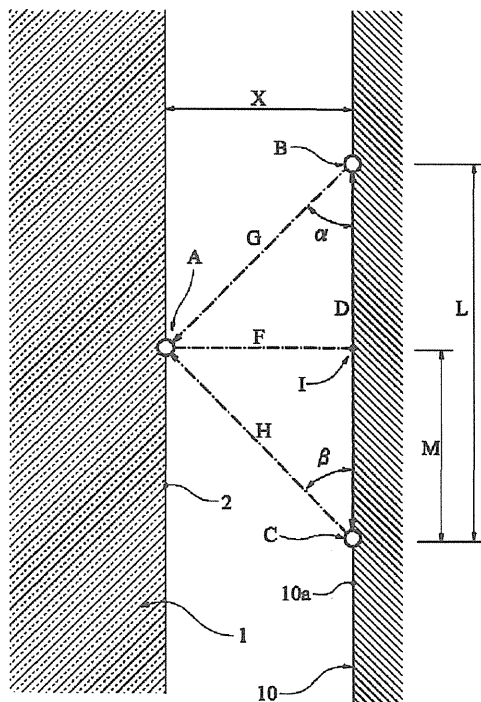
D：計測定点BとCの間の基線

S：三角形3の面積

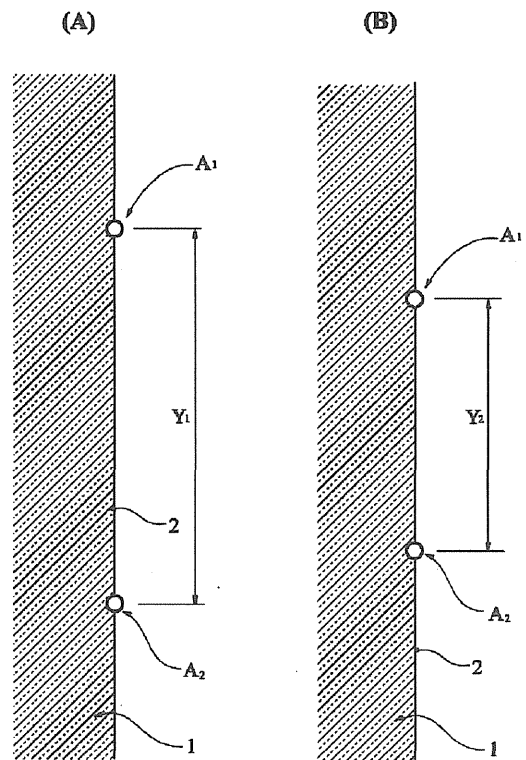
20 R：環状部材11の内周面12の半径

* r：外接円4の半径

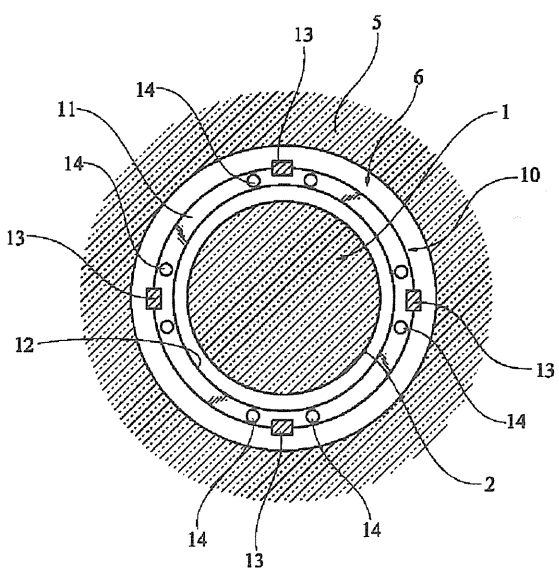
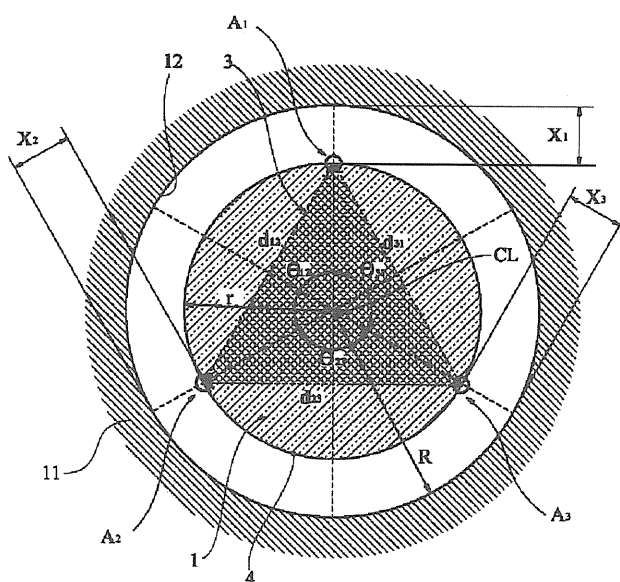
【図1】



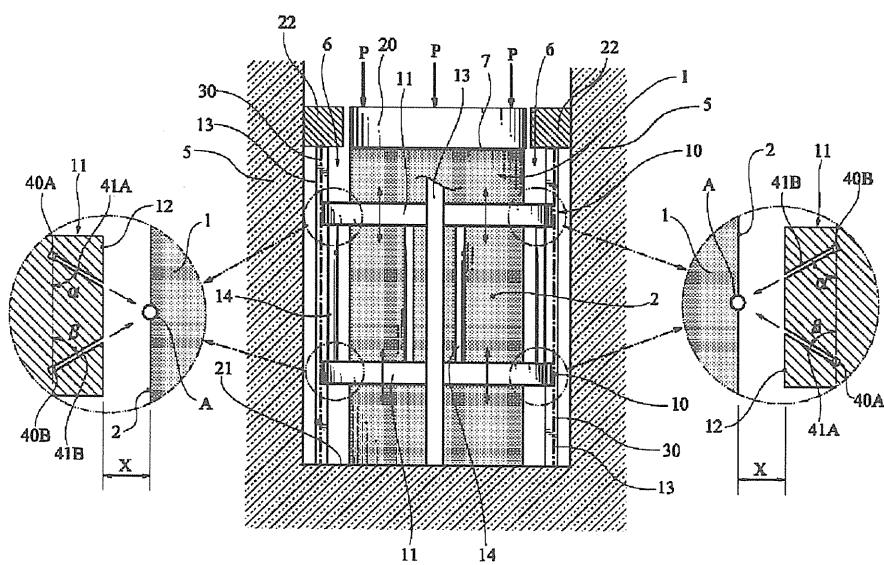
【図2】



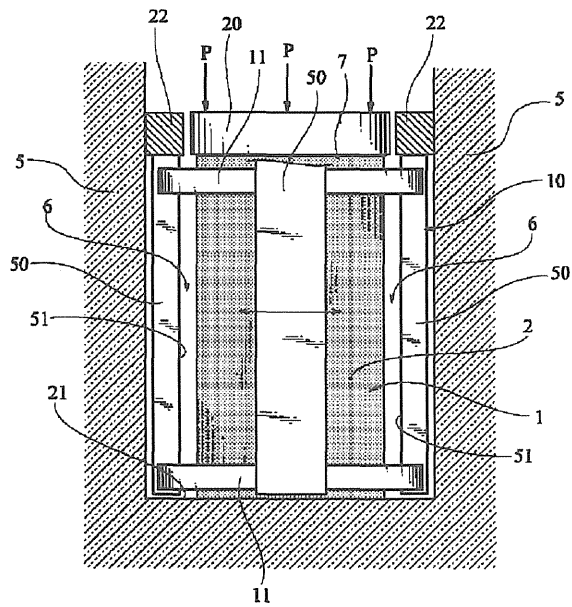
【図5】



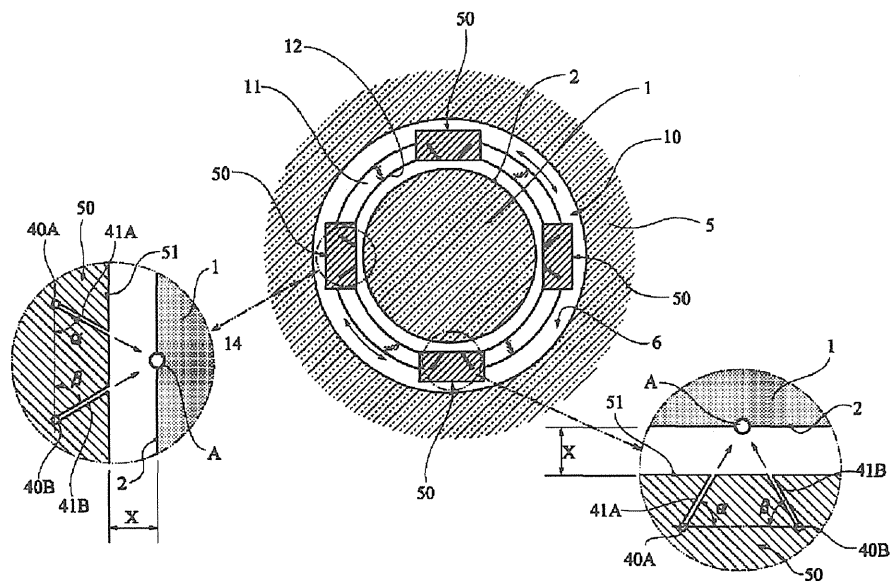
【圖 4】



【図6】



【図7】



フロントページの続き

F ターム(参考) 2F065 AA03 AA07 AA09 AA65 BB06
 BB27 CC14 DD00 FF09 GG10
 JJ02 JJ03 JJ05 JJ25 JJ26
 LL28 MM24 MM25 PP03 UU02
 UU06 UU09

(19)日本国特許庁 (J P)

(12) 公 開 特 許 公 報 (A)

(11)特許出願公開番号
特開2003-184062
(P2003-184062A)

(43)公開日 平成15年7月3日(2003.7.3)

(51)Int.Cl. ⁷	識別記号	F I	テ-マコード*(参考)
E 0 2 D 1/04		E 0 2 D 1/04	2 D 0 4 3
E 2 1 B 25/00		E 2 1 B 25/00	2 G 0 5 2
G 0 1 N 1/08		G 0 1 N 1/08	B

審査請求 未請求 請求項の数1 O L (全 5 頁)

(21)出願番号 特願2001-384533(P2001-384533)

(22)出願日 平成13年12月18日(2001.12.18)

(71)出願人 591054392

基礎地盤コンサルタンツ株式会社
東京都千代田区九段北1丁目11番5号

(71)出願人 000173809

財団法人電力中央研究所
東京都千代田区大手町1丁目6番1号

(72)発明者 酒井 運雄

東京都千代田区九段北1-11-5

(72)発明者 谷 和夫

東京都文京区本郷1-27-8-505

(74)代理人 100063484

弁理士 箕浦 清

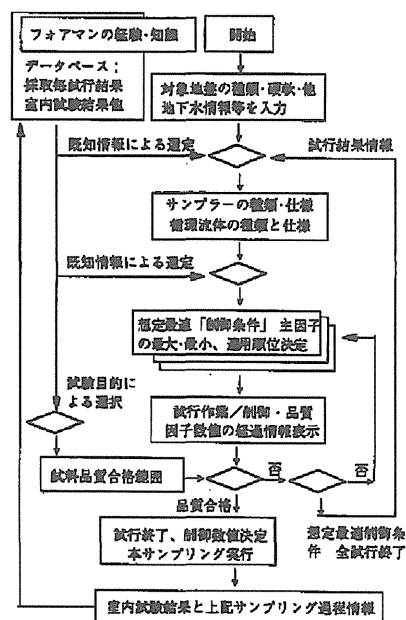
最終頁に続く

(54)【発明の名称】 計測ボーリングを応用したサンプリング条件の最適化システム

(57)【要約】

【課題】 千差万別の地盤を対象とし、サンプリング作業者の個人的経験から得たノウハウをソフトウェアによるシステム化を図ることにより技術の集積が可能となるサンプリング方法を提供する。

【解決手段】 サンプラーの実際の挙動を記録可能な状態にし、採取された試料の品質を評価し、記録データと照合できるようにする。



【特許請求の範囲】

【請求項1】 振動計、傾斜計、循環流体圧計、ビット荷重計、シュー出代調整機能付き出代長計と貫入抵抗計、試料採取率計、試料収納管の回転角計とトルク計などの全て、又はその一部の計器を内蔵した地盤試料採取用のサンプラーを用いて岩盤又は土質地盤より試料を採取する方法において、ボーリング機械の制御と試料の品質因子及び地上で制御・測定が可能なロッド回転速度、給圧、貫入量、全トルク、循環流体送量の全て又はその一部に関し、既知の情報から想定最適制御条件を複数設定し、その想定最適条件に対し許容制御範囲を設定し、かつ採取試料の品質因子である振動、傾斜、採取率、試料収納管の回転角の一部又は全部について品質合格規定を設け、その制御条件に従って試行サンプリングを行い、制御因子と品質因子から最適サンプリング制御法を見だして本サンプリングを行うと共に、採取試料の品質を事前に予測することを特徴とするサンプリング法。

【発明の詳細な説明】

【0001】

【発明の属する技術分野】本発明は、地盤の力学特性などの地盤情報を得るため、特に高品質の試料を地盤中から採取するサンプリング方法に関する。

【0002】

【従来の技術】主として力学特性に関する地盤情報を求めるためのロータリー式サンプリングに関する従来技術を以下に示す。中・硬質地盤や岩盤のサンプリングは、ロータリー式（切削ビットを先端部に有するサンプラーを回転させることによって岩盤や地盤を切削しながらサンプラー内に試料を取込む方式）が主流である。この方法によるサンプリングでは、以下の2点が問題になる。先ず第一に、切削ビットの冷却とスライム排出のために用いる循環流体による細粒土などが流出されることによって試料の品質が低下することと、試料が脱落し易くなること等である。このような問題に対しては、循環水の代わりに泡を用いる工法（例えば、特許公開公報 平3-197789）、循環流体の噴射位置等を改良する方法（例えば、特許公開公報 平6-346431、平6-137057）、カッティングシューの出代長を制御する方法（例えば、平1-131432、平3-244788）等の対策がある。そして第二問題として、回転切削時のローリングや振動による採取試料の品質の低下等が挙げられる。この問題に対しては、特許公開公報 平11-152982等の対策がある。この他に、古くからコアの根切りと脱落防止、コア詰まりの解消等の問題については多数の発明考案がなされてきた。上記のように、ロータリー式サンプリングに関する技術開発は、サンプラー等の機器や装置の改良が主体であった。一方、サンプリング作業自体は、従前よりフォアマンの経験と勘に頼ったものであり、サンプリングの作業方法の具体的・実務的なシステムについての開発は行われていないのが現状である。

【0003】

【発明が解決しようとする課題】千差万別の地盤から高品質の地盤試料を確実に採取するには基本的な問題が未解決のままになっている。一つには、サンプリング中にボーリング孔内でサンプラーがどのような挙動をし、その結果が採取試料の品質にどう関わっているかが明確でないことである。さらに、サンプリングの作業方法に関しては、フォアマンの経験と勘によるその場限りの操作・対応に依存しており、現場における試行錯誤の結果得られた優れた作業方法が効率良く、かつ汎用性のある記録として集積されないことが問題である。よって、これらのを解決することが本発明の基本的課題である。

【0004】

【課題を解決するための手段】前記の課題を解決するためには、サンプラーの挙動を推測ではなく、実際の挙動を記録可能な状態にすること（各種のセンサーをサンプラーに装着して、測定データを記録すること）、採取された試料の品質を評価し、記録データと照合できるようにすることが基本である。この段階の一部は既に研究成果が公表されているが（例えば、谷ほか：ロータリー・コア・サンプリング時のコア・バレルの揺動と新しいサンプリング法の提案、1998）、現状では、千差万別の地盤を対象とするため、その都度、フォアマンの経験と勘による制御状況を測定しながら試行錯誤の状態でサンプリングすることになる。

【0005】そこで、事前に入手可能な情報を元にサンプリング作業時に制御可能な因子（制御因子、インプット因子）の最適値の組合せ（制御条件）をフォアマンが複数選択する。さらに、この最適化した作業条件の主たる因子に対して経験に基づく許容される範囲（最大値と最小値）を決める。これらの結果をサンプリング制御プログラムに入力する。サンプリング開始直後にこの複数の制御条件を順次用いて、かつ一つの制御条件の中の1乃至複数の重要因子の最小値から最大値まで数段階に変化させながら（その他の制御因子は想定最適値に固定して）、短時間で試行操作を行う。この結果から採取試料の品質と採取作業効率を判断して最適な制御条件と各制御因子を選択する。この選択した制御条件を用い継続して必要長のサンプリングをする方法を手段とする。

【0006】ここに、代表的な制御因子とは、ロッド回転数・ビット周速度、ビット荷重・給圧、シュー先行型サンプラーでは出代長・貫入抵抗、循環流体圧力・流量などの4種類である。さらに、サンプリング上、非常に重要な制御因子である循環流体の種類と比重、粘性については瞬時・短時間で制御する（変化させる）ことが出来ないで、あらかじめ順位をつけて選択しておくこととする。また、同様にサンプラーの種類やビットのウォーターウェイ等の細部仕様についても同様の措置をとるものとする。

【0007】採取試料の品質評価は、以下に示す5種類

の代表的な品質に係る因子（品質因子）から一次評価を行うものとする。ここに、代表的な品質因子と採取試料の品質の関係は、採取率（サンプラー貫入長に対するサンプラー内の試料長比）が100%なら良好な試料状態とする。また、サンプラーの振動が最小、ローリング（傾斜）角度が最小、ビット回転抵抗（トルク）が最小、試料収納管の回転角とトルクが最小とする。そして、採取作業の効率、採取速度が最も速いものを選択する。通常は、作業効率よりは品質評価に重点を置いて選択するものとする。

【0008】実際のサンプリング作業は、選択した制御条件と、制御因子の数値を見ながら装置を操作する。その結果を即時に制御因子および品質因子の時間経過図に示され、制御因子の急激な変化により出力値のオーバーシュートあるいはアンダーシュート現象が発生することがあるので、出力が安定したら次の制御段階に順次移行する。刻々表示される品質表示を見ながら設定品質に達したら試行サンプリングを終了して、この最適制御法で所定の長さのサンプリングを実施する。

【0009】さらに、これらの作業記録が集積され、次の作業に有効に活かされるためのシステムを構築する。これらの条件でサンプリング作業を効果的に行うためには、時系列での作業指示を含むサンプリングソフトウェアとそれにリンクするデータを蓄積、解析したデータベースの構築、特に、採取試料を実際に試験した結果の評価（2次品質評価）を取り入れたシステムとする。

【0010】

【実施例】以下、本発明の実施の形態について図及びフローチャートに基づいて詳述する。図1はロータリー式ボーリングマシンと計測機器の取付け位置を示す。図2はボーリングマシンのスピンドル部の計器装着の詳細を示す。図3はロータリー二重管式スィベル型サンプラーの計器装着の詳細を示す。これらの装置を用いてサンプリングする場合の手順を図4のサンプリングフローチャートに従って説明する。

【0011】サンプリング対象地盤の事前情報を以下に示す該当項目に印を入力する。ここに、事前情報とは、地形種別（山岳地、台地・丘陵地、平野盆地等、さらに詳細な分類を表示し該当項目に印を付ける）、地盤の状態別情報（学会規準による地盤分類、風化の程度、膠結の程度、土粒子の硬度などの項目に印をつける）、均質性の程度（一様、m単位で変化、cm単位で変化など）、地下水情報（地下水位、流速なし／遅い／速い、水位変動大きい／中ぐらい／なし、真水／塩水／その他）、採取試料の要求品質（最高の品質が要求される力学試験用／通常の力学試験用／その他の物理試験試験用などと試験供試体の形状・寸法）等で、これらをサンプリングシステムプログラムに入力する。これらの入力情報をフォアマンと技術者が見て、経験と過去の実績データベースを参考にしながら「サンプラーの種類と細部仕様及び循

環流体の種類と細部仕様」を決定する。次に、これらの事前情報とサンプラー、循環流体仕様から想定される最適制御条件を複数作成する。制御条件に入力する制御因子は、ロッドの回転数・ビット周速度、ビット荷重・給圧、シュー出代長・貫入抵抗、循環流体圧力・流量等である。さらにこれら複数の制御条件に想定最適値のほかに許容される想定上限・下限値を入力すると共に、品質規準を達成する可能性の最も高いものから順位をつける。

10 【0012】サンプリングの試行は、第一順位の制御条件を用いて、最も影響の大きい制御因子の指定された上下限数値間を数段階に分けて順次行う（連続的に変化させた方がよい場合もある）。例えば、回転数を30→60→90→120 rpm、他の制御因子は一定値とする。

【0013】次に、地盤の種類と試料の試験目的（種類）に対応して品質因子情報毎に品質の合格範囲を設定する。例えば、採取率：98%以上、サンプラーの振動による加速度：50ガル以下、ローリング（傾斜）角度：2度以下、試料収納管に作用するトルク：切削トルクの1/100以下など。試行中はリアルタイムで制御因子と品質因子の時間的変化と品質合格範囲がオペレータの手元に表示される。オペレータは出力値が一定値に達し、品質合格範囲外なら次の制御ステップに切り替える（合格範囲なら、その制御数値により本サンプリングに移行し所定の長さの試料を採取する）。制御因子を全て試行しても合格しない場合は、順次、次の制御条件により試行する。想定した最適制御条件の全てを試行しても品質の合格に至らない場合は、サンプラーと循環流体の種類・詳細仕様を検討して制御条件を再度作成する。以下、同様の手法で試行しサンプリングが終了したら、これらの試行情報と採取した試料の試験結果・品質情報をデータベースに蓄積して次回以降の判断資料とする。

30 【0014】以上の試行サンプリングにおいて、はじめのうちは大部分は手動で実施するが（作業中の状態の表示・記録、データベースの作成などは自動で行う）、順次データが集積するに従って半自動化へ、そして最終目標は、ほぼ全自動化へと進化する仕組みにする。

【0015】

【発明の効果】千差万別の地盤を対象とし、サンプリング作業者の個人的経験から得たノウハウを、前述のようなソフトウェアによるシステム化を図ることにより技術の集積が可能となる。その結果、この手法を適用する期間が長くなればなるほど、個人差が解消される方向に進むと共に、サンプリング技術の進歩が期待される。

【図面の簡単な説明】

【図1】 ロータリー式ボーリングマシンと計測機器の取付を示す説明図。

【図2】 ボーリングマシンのスピンドル部の計器装着の詳細を示す。

50 【図3】 ロータリー式二重管式スィベル型サンプラー

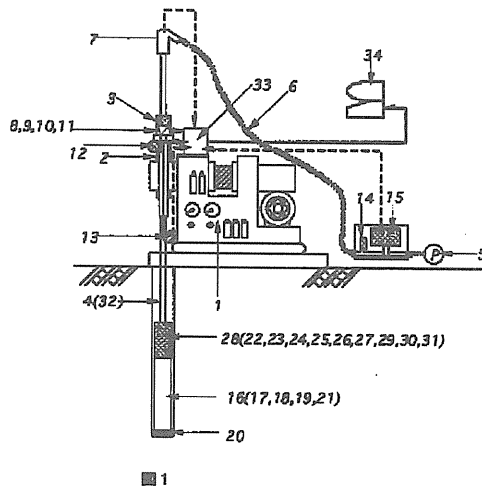
の計器装着の詳細を示す説明図。

【図4】 サンプリングのフローチャートを示す。

【符号の説明】

- 1…回転削孔装置
- 2…スピンドル
- 3…ロッドチャック
- 4…ボーリングロッド
- 5…循環流体圧送装置
- 6…デリバリーホース
- 7…スイベル
- 8…給圧荷重計
- 9…回転力計
- 10…信号検出ユニットU
- 11…信号発振ユニットU
- 12…回転計
- 13…削孔長計
- 14…循環流体圧力計
- 15…循環流体流量計
- 16…コアバーレル
- 17…コアバーレルヘッド
- 18…アウターチューブジョイント

【図1】

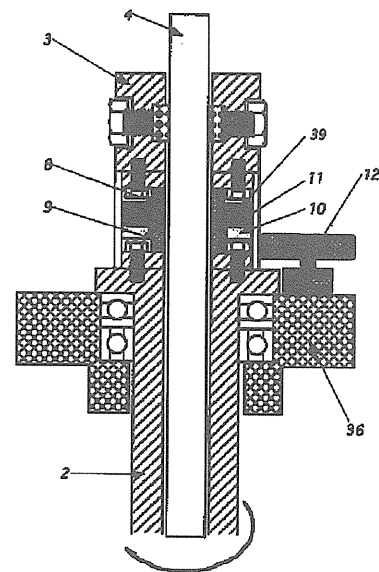


■ 1

- * 19…アウターチューブ
- 20…ビット
- 21…インナーチューブ
- 22…コアバーレル給圧荷重計
- 23…コアバーレル回転力計
- 24…循環流体内圧計
- 25…循環流体外圧計
- 26…インナーチューブ回転計
- 27…振動計
- 10 28…検出器ハウジングL
- 29…電源ユニットL
- 30…信号検出ユニットL
- 31…信号発振ユニットL
- 32…信号伝送ユニット
- 33…信号受信ユニット
- 34…信号収録・解析表示装置
- 35…循環流体回路
- 36…非回転部
- 37…検出器ハウジングU
- 20 38…電源ユニットU

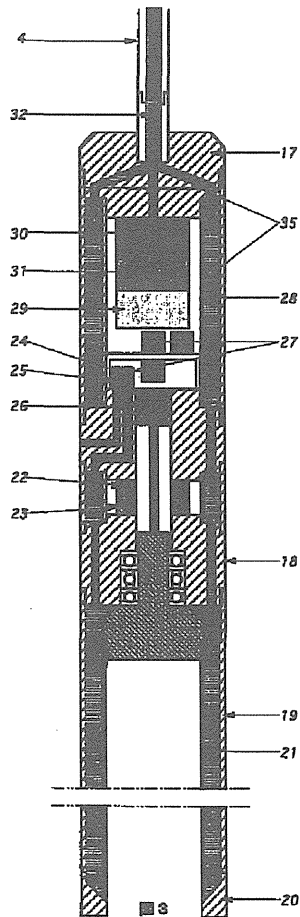
*

【図2】



■ 2

【図3】



【図4】

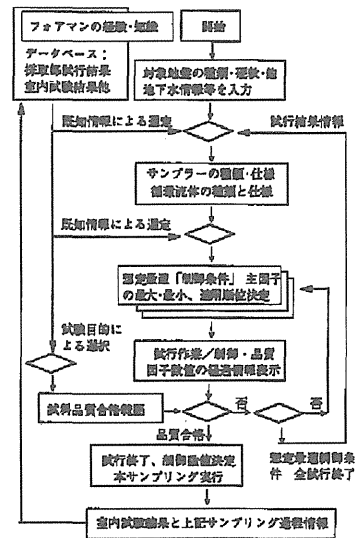


図4 フローチャート

フロントページの続き

(72)発明者 豊岡 義則
千葉県千葉市花見川区花園1-10-15

Fターム(参考) 2D043 BA08 BB09
2G052 AA19 AC04 AD12 BA28 HA18
HA19 HC01 HC04 JA06 JA08

以下の頁は著作権者の許諾を得ていないため、公表できません。

p. 15 ~ p. 18

p. 35 ~ p. 58

p. 89 ~ p. 122

p. 125 ~ p. 144

p. 149 ~ p. 154

三軸圧縮試験で見られた均質な軟岩のせん断挙動に関する寸法効果

谷 和夫¹・池見元宣²

1 横浜国立大学大学院工学研究院 (〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5土木工学棟)

E-mail: tani@cvg.ynu.ac.jp

2 (株) C. R. S. (〒270-1176 千葉県我孫子市柴崎代2-11-23川村第3ビル)

SCALE EFFECT ON SHEAR BEHAVIOR OF UNIFORM SOFT ROCKS IN TRIAXIAL COMPRESSION TESTS

TANI, Kazuo, Yokohama National University

A series of triaxial compression tests were conducted on both artificial softrocks and sedimentary softrocks. Specimens of wide ranges of diameters from 10mm to 500mm were used to investigate scale effect on shear behaviors of softrocks. The results demonstrated fairly significant influence of micro-cracks and invisible closed joints.

1. はじめに

(1) 堆積軟岩の寸法効果を検討する必要性

対象とする領域の挙動が、その大きさに依存する性質は寸法効果と呼ばれている。この寸法効果の影響によって、不均質で不連続な大きな岩盤と、均質で連続な小さな岩石とでは、その平均的な力学挙動が異なることがよく知られている。ここでは、不連続性による寸法効果のみに注目し、不均質性による寸法効果は対象としない。

風化の影響を受けていない新鮮な堆積軟岩には、硬岩で問題となるような節理などの不連続面が明瞭に発達していないので、岩盤と岩石の力学的な差違(寸法効果の影響)はそれほど大きくないと期待されている。実際、品質の高い試料を採取して精密に変位を計測する室内要素試験を行えば、寸法効果を考慮することなく堆積軟岩の非線形な変形挙動(剛性)を正確に予測できることが最近の研究によって示されている。

しかし、泥岩やシルト岩などのように細粒分が多く含む堆積岩では地質年代が古くなると層理面に平行な面構造が容易に発達することを考慮すると、たとえ見掛け上は連続かつ均質であっても、潜在的なものも含めて節理などの不連続面をまったく含まない堆積軟岩は稀であると思われる。また、剛性以外のせん断挙動全般、特に潜在的な不連続面の影響が大きい強度特性について、寸法効果の包括的かつ詳細な検討はこれまで行われていない。

このような背景の下、堆積軟岩の力学特性を室内

力学試験によって評価しようとする場合に、寸法効果を考慮して、必要となる供試体の大きさ(最小寸法)を合理的に判断する基準がなかった。そこで本研究では、特に、潜在的な不連続面の影響による寸法効果に注目して研究を行った。

(2) 寸法効果の検討における留意点

寸法効果の実験的な検討では、いかに大きい寸法の試験を実施して“幅広い寸法領域で比較”をするかが問題となる。また、同じ力学現象(力学特性)を比較する“同一現象の比較”や、力学現象(力学特性)の一部(例えばピーク強度)だけでなく応力～ひずみ関係の全体を多面的に比較する“現象全体の比較”も重要である。

“幅広い寸法領域の比較”が重要であっても、通常は実施の容易性が優先されてしまい、供試体の大きさは最小が直径 20～50mm で最大が直径 100～200mm までがほとんどである。すなわち、供試体のスケール比が線形次元で 10、面積次元で 100 の範囲に制限されてきた。しかし、一般に設計で必要とされる力学特性はもっと大きい寸法の岩盤(マス)を代表するものであるから、さらに大型の供試体を用いた試験を行う必要があるが、実施が非常に困難であった。そこで、大型の原位置試験や実地盤の挙動計測の結果を大寸法のデータとして代用する例が多い^{1&2)}。しかし、幾何学的に相似でない領域、異なる境界条件の元で起こる物理現象の間では“同一現象の比較”はできないし、解析的に求められる物性の定義も整合性がとれて

いないことが多い。

“同一現象の比較”と“現象全体の比較”の条件を満足して堆積軟岩の寸法効果を検討した例として、泥岩試料を用いた三軸圧縮CU試験がある^{3&4)}。しかし、それぞれ供試体のスケール比が線形次元で8.6と3.1、面積次元で73と9.8と検討した寸法領域の幅が狭く、拘束圧も1種類でデータ数も少ないので確固とした結論を導くことができない。

(3) 研究の方針

本研究では、堆積軟岩の要素特性を求める最も一般的な試験法である三軸圧縮試験によって寸法効果の検討、すなわち“同一現象の比較”をした。供試体の内部軸変位も計測し、強度特性だけでなく変形特性についても検討、すなわち“全体現象の比較”を行った⁵⁾。

供試体の直径は10mmから500mmの範囲で変化させ、すなわちスケール比が線形次元で50、面積次元で2500という非常に“幅広い寸法領域で比較”したことが特徴である。試料には、理想的に連続かつ均質な人工軟岩だけでなく、見かけ上は連続かつ均質であるが潜在的な不連続面を含む蓋然性がある堆積軟岩も用いた。

2. 三軸圧縮試験による検討

(1) 供試体に用いた試料

a) 人工軟岩

節理などの不連続面の影響を完全に排除した検討を行うため、理想的に均質で連続な人工軟岩を用いた。試料は自然の堆積地盤の圧密・続成作用を模擬して、モルタルを圧密して作製した^{6&7)}。

一軸圧縮強さが $q_u=2\sim3\text{MPa}$ で構成粒子の粒度が異なる堆積軟岩を想定して、打設するモルタルの配合を2種類(表-1)と圧密圧力6.11MPaを決めた。砂質系の人工軟岩(配合S3)の単位体積重量は $\gamma_t=19.9\sim21.5\text{kN/m}^3$ (平均20.7kN/m³)、含水比は $w=16.7\sim21.2\%$ (平均18.2%)で、完全に連続な試料が得られた。一方、泥質系の人工軟岩(配合M2)は $\gamma_t=18.1\sim19.6\text{kN/m}^3$ (平均19.0kN/m³)、 $w=28.3\sim39.2\%$ (平均34.8%)で、大型供試体で水中養生中に供試体軸に直交する微細な引っ張り亀裂(マイクロ・クラック)が数本発生し、深いもので側面から約5cm内部まで達していた。ただし、小型供試体のコアリングには、マイクロ・クラックが含まれていない部分のみを用いた。

b) 堆積軟岩

試料には地質年代の異なる2種類の堆積軟岩を用いた。1つは新第三紀鮮新世後期(3.4~1.6Ma)の海成堆積物で、仙台層群上部の大年寺層の上部層から採取した⁸⁾。岩相は細粒砂岩~砂質泥岩(シルト岩)・泥岩よりなり、塊状・軟質で節理はほとんど観察されない。層理は東に僅かに傾斜(1~2°)する。 $\gamma_t=16.1\sim17.3\text{kN/m}^3$ (平均16.7kN/m³)、 $w=43.2\sim48.9\%$ (平均45.8%)、セ

ン断波速度は $V_s=450\sim600\text{m/sec}$ 、 $q_u=2.5\sim3.5\text{MPa}$ で、以後、シルト岩と称す。もう1つは新第三紀中新世後期から鮮新統前期(10.4~3.4Ma)の海成堆積物で、相良層群の相良層から採取した⁹⁾。岩相は砂岩・泥岩の互層よりなり、概ね塊状・軟質である。層理は東南東に緩く傾斜(10~30°)し、部分的にスランプ褶曲が認められる。試験に用いたのは層厚が40cm弱の泥岩層で、密着した節理が僅か(数10cm間隔)に発達しているが供試体には目視で確認できる節理を全く含まない部分のみを用いた。 $\gamma_t=19.0\sim20.2\text{kN/m}^3$ (平均19.5kN/m³)、 $w=21.4\sim29.9\%$ (平均26.4%)、 $V_s=900\sim1000\text{m/sec}$ 、 $q_u=10\sim11\text{MPa}$ で、以後、泥岩と称す。

(2) 試験の方法

4種類の試料に対して、供試体の寸法を直径 $d=10, 20, 35, 50, 100, 300, 500\text{mm}$ (直径/高さ比 $h/d=2.0\sim2.5$)と変化させて合計212本の三軸圧縮試験を実施した。ただし、供試体の直径が試料の最大粒径の20倍(粒径幅が広い場合は5倍)以下になると粒径の影響が懸念されるため、試料の構成材料の粒度を考慮して砂質系の人工軟岩の供試体の最小径は35mmとした(地盤工学会基準:JGS 0530-2000)。また、泥岩は層厚の制限より供試体の最大径は100mmとした。

人工軟岩の場合は、直径が300, 500mmの大型供試体は円筒形モールドにモルタルを打設して作製し、直径が100mm以下の小型供試体は直径が500mmの試料よりダイヤモンド・カッターを用いてコアリングした。一方、堆積軟岩の場合は、直径が300, 500mmの大型供試体は簡易ボーリング機械によって原地盤より直接に採取し、直径が100mm以下の小型供試体は切り出した35~55cm角のブロック試料より実験室でダイヤモンド・カッターを用いて鉛直方向にコアリングした。

試験は地盤工学会基準「土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法(JGS 0523-2000)」に則して実施した。有効拘束圧 σ'_c は0.05MPaから1.6MPaの範囲とし、背圧は0.39MPaとした。B値は0.9以上で、軸ひずみ速度が0.05%/min前後でせん断した。軸変位は、載荷ピストンの変位を計測する外部変位計はベッディング・エラーやシステム・コンプライアンスの影響を受けるため、供試体側面の対角位置2ヶ所に内部変位計をセットして軸圧縮量を計測した。ただし、直径が10mmのケースでは、内部変位計をセットする作業が困難だったので、供試体側面におけ

表-1 人工軟岩の配合

	重 量 比 (%)			
	砂*1	粘土	セメント*4	水*5
砂質系(配合S3)	71.4	7.4*2)	3.4	17.8
泥質系(配合M2)	0.0	59.0*3)	5.1	35.9

*1) 利根川砂、 *2) 木節粘土、 *3) カリリタ、

*4) 早強ポルトランドセメント、 *5) 水道水

(注) 砂と粘土は気乾燥状態で重量を計測した。

る計測は実施しなかった。

3. 結果と考察

(1) 強度特性

a) ピーク荷重時の強度特性

図-1 にピーク荷重時の軸差応力 q_f と有効拘束圧 σ'_c の関係を示す。泥質系の人工軟岩と泥岩では供試体が大きくなるに伴って q_f の値がやや低下し、一方、砂質系の人工軟岩とシルト岩では q_f の値が寸法に依存しないように見えるが、データのばらつきによって断定的な判断をすることは難しい。

強度定数（粘着力 c と内部摩擦角 ϕ ）に及ぼす供試体の直径 d の影響を図-2 に示す。泥質系の人工軟岩では全応力表示の内部摩擦角 ϕ_{cu} と有効応力表示の粘着力 c' が共に直径 d の増大に伴って減少傾向にある。一方、泥岩では直径 d の増大に伴って粘着力 c' と c_{cu} は顕著に減少するが、内部摩擦角は余り変化しない。またその他のケースについては、直径に全く依存しないか、わずかに依存したとしても直径 d に対する c と ϕ の変化の傾向（増減）が逆で、検討の対象とした応力レベルの範囲で相殺し合う傾向にある。

粘着力 c と内部摩擦角 ϕ に関する寸法効果が相反する傾向を示す場合、せん断強さの寸法効果を直接には判断することができない。そこで、応力レベルに応じて発揮されるせん断強さに及ぼす寸法効果を検討するために、下の式(1)によって表わされるピーク荷重時の軸差応力 q_f の供試体の直径 d に対する変化率を計算した（ σ_{mf} はピーク荷重時の平均主応力）¹⁰⁾。

$$q_f = 2(\sigma_{mf} \cdot \sin \phi + c \cdot \cos \phi) \quad (1)$$

$$\frac{\partial q_f}{\partial(\log d)} = 2 \left\{ (\sigma_{mf} \cdot \cos \phi - c \cdot \sin \phi) \frac{\partial \phi}{\partial(\log d)} + \cos \phi \frac{\partial c}{\partial(\log d)} \right\} \quad (2)$$

式(2)の左辺は直径 d が 10 倍変化する時の軸差応力 q_f の変化を表わしており、右辺の c と ϕ には各直径に対する値の平均値、その直径に対する変化率 $\partial \phi / \partial(\log d)$, $\partial c / \partial(\log d)$ には図-2 より直線回帰（最小二乗法）によって求めた値を代入した。図-3 に σ_{mf} or $\sigma'_{mf} = 2 \sim 6 \text{MPa}$ の範囲で計算した $\partial q_f / \partial(\log d)$ を q_f で無次元化した値を示す。なお、有効応力による計算では、 σ_{mf} , c , ϕ の代わりにそれぞれ σ'_{mf} , c' , ϕ' を用いる。

砂質系の人工軟岩とシルト岩には、軸差応力 q_f に一定傾向で明瞭な寸法効果は認められない。一方、泥質系の人工軟岩と泥岩には、軸差応力 q_f が直径の 10 倍当たり有効応力表示で 5~16%、全応力表示で 13%前後も低下することが分かる。

b) 残留時の強度特性

残留時の軸差応力 q_{res} についてもピーク荷重時の軸差応力 q_f と同様の検討を行った。残留時の軸差応力 q_{res} と有効拘束圧 σ'_c の関係については、 q_{res} の値に対する明瞭な寸法効果はいずれの試料においても認められなかった。また、図-2 に示す残留時

の強度定数（粘着力 c_{res} と内部摩擦角 ϕ_{res} ）と直径 d の関係を見ると、直径 d に全く依存しないか、わずかに依存したとしても c_{res} と ϕ_{res} の変化の傾向（増減）が逆で、検討対象とした応力レベルの範囲で相殺し合う傾向にある。

ピーク荷重時の軸差応力 q_f と同じく、残留時の平均主応力 σ_{mr} に対する軸差応力 q_{res} の直径に対する変化率を計算し、図-4 に $\sigma_{mr} = 2 \sim 6 \text{MPa}$ の範囲で計算した $\partial q_{res} / \partial(\log d)$ を q_{res} で無次元化した値を示す。いずれの試料についても残留強度に一定傾向で明瞭な（直径の 10 倍当たり軸差強度が 10%以上変化するような）寸法効果は認められない。

(2) 変形特性

a) 剛性

図-5 と図-6 に割線ヤング率の初期値 $E_{sec,i}$ （軸ひずみ $\epsilon_a = 2 \times 10^{-5}$ の時の E_{sec} ）、 $q/q_f = 0.5$ の時の割線ヤング率 E_{50} と有効拘束圧 σ'_c の関係を示す。ばらつきが大きく寸法効果の有無をはっきり判定することが難しいが、供試体サイズが大きくなると、シルト岩では $E_{sec,i}$ がやや低くなる傾向が、泥岩では E_{50} が逆にやや高くなる傾向が見られる。

客観的な判断を下すことが難しいため、強度特性の場合と同様な考え方に従い、剛性の応力レベル依存性をモデル化した上で検討する。まず、この両対数プロットの関係を表式で直線近似する。

$$E_{sec,i} = E_{sec,i}^* (\sigma'_c / \sigma'_c)^m \quad (3)$$

$$E_{50} = E_{50}^* (\sigma'_c / \sigma'_c)^m \quad (4)$$

$E_{sec,i}^*$ と E_{50}^* は $\sigma'_c = \sigma'_c = 1 \text{MPa}$ の時の値、 m は拘束圧依存性の大きさを示すパラメータである。次に、応力レベルに応じて発揮される剛性に及ぼす寸法効果を見るために、有効拘束圧 σ'_c の時の $E_{sec,i}$ と E_{50} の直径 d に対する変化率を計算した。

$$\frac{\partial E_{sec,i}}{\partial(\log d)} = \frac{\partial E_{sec,i}^*}{\partial(\log d)} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_c} \right)^m + E_{sec,i}^* \cdot m \cdot \frac{\partial m}{\partial(\log d)} \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_c} \right)^{m-1} \quad (5)$$

$$\frac{\partial E_{50}}{\partial(\log d)} = \frac{\partial E_{50}^*}{\partial(\log d)} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_c} \right)^m + E_{50}^* \cdot m \cdot \frac{\partial m}{\partial(\log d)} \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_c} \right)^{m-1} \quad (6)$$

図-7 に $\sigma'_c = 0.05 \sim 2 \text{MPa}$ の範囲で求められた $\partial E_{sec,i} / \partial(\log d)$ と $\partial E_{50} / \partial(\log d)$ をそれぞれ $E_{sec,i}$ と E_{50} で無次元化した値を示す。シルト岩の割線ヤング率の初期値 $E_{sec,i}$ については、寸法が大きくなると軟らかくなる傾向が特に低い拘束圧で顕著に認められる。また泥岩の $q/q_f = 0.5$ の時の割線剛性 E_{50} については、寸法が大きくなると逆に硬くなる傾向がやはり低い拘束圧で顕著に認められる。また、その他の試料については、 $E_{sec,i}$ や E_{50} に明瞭な寸法効果は認められない。

b) ピーク荷重時の軸ひずみ

図面は省略するが、ピーク荷重時の軸ひずみ ϵ_f と有効拘束圧 σ'_c の関係を調べてみると、粒度が細い泥質系の人工軟岩とシルト岩および泥岩は 0.3~0.8%で、拘束圧の影響は余り見られない。一方、粒度が粗い砂質系の人工軟岩の ϵ_f は 1~5%と大き

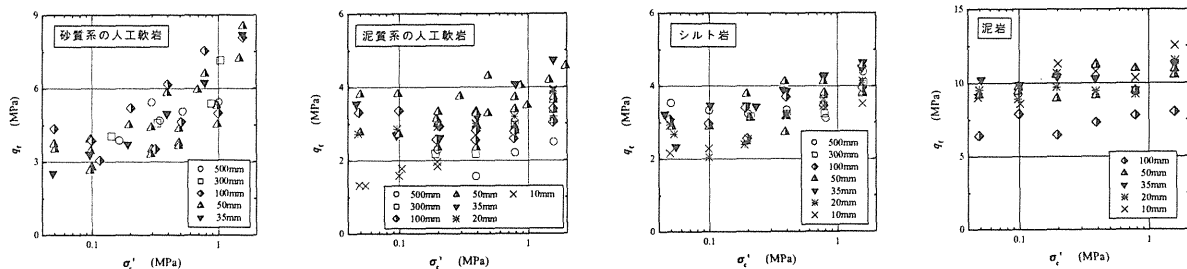


図-1 ピーク荷重時の軸差応力 q_f と有効拘束圧 σ'_c の関係

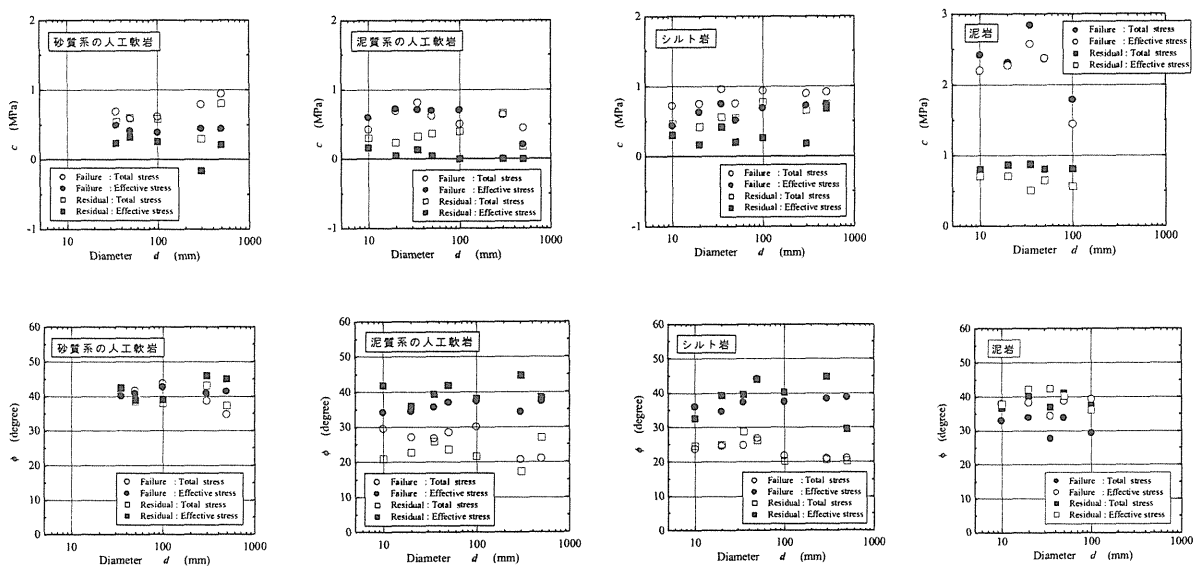


図-2 強度定数 (粘着力 c と内部摩擦角 ϕ) と供試体の直径 d の関係

く、拘束圧に伴って ε_f が大きくなる傾向が見られる。砂質系の人工軟岩には明瞭な寸法効果は見られないが、泥質系の人工軟岩とシルト岩および泥岩には大きな供試体ほどピーク時の軸ひずみ ε_f がやや小さくなる傾向が認められる。

(3) 間隙水圧挙動

図面は省略するが、ピーク荷重時の間隙水圧係数 A_f と有効拘束圧 σ'_c の関係を調べてみると、粒度が細かい泥質系の人工軟岩とシルト岩および泥岩は圧密の影響で過剰間隙水圧の発生量が σ'_c と共に増大し、 $\sigma'_c = 0.05 \text{ MPa}$ で間隙水圧係数が $A_f \approx 0.0$ 、 $\sigma'_c = 1.6 \text{ MPa}$ で $A_f = 0.05 \sim 0.5$ だった。そして、シルト岩では有効拘束圧が 0.4 MPa より大きい範囲で

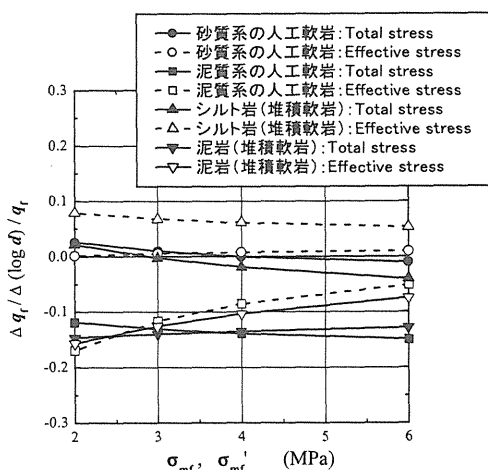


図-3 $\partial q_f / \partial (\log d) / q_f$ と σ_{mf} or σ'_{mf} の関係

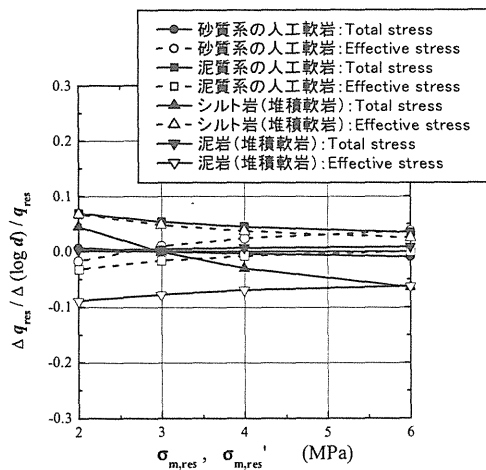


図-4 $\partial q_{res} / \partial (\log d) / q_{res}$ と σ_{mf} or σ'_{mf} の関係

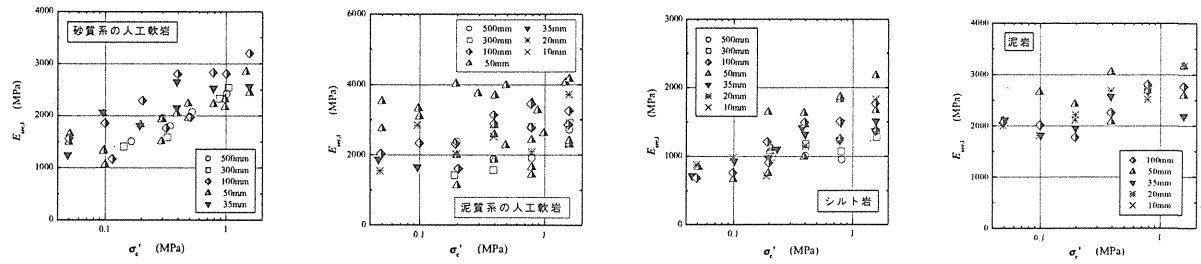


図-5 割線ヤング率の初期値 $E_{sec,i}$ と有効拘束圧 σ'_c の関係

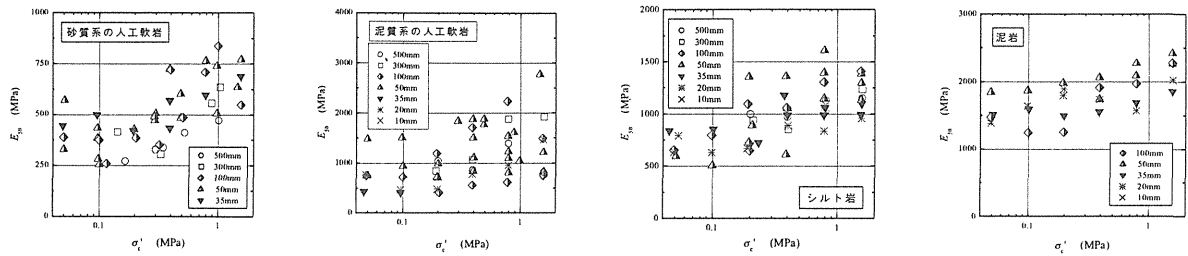


図-6 $q/q_f=0.5$ の時の割線ヤング率 E_{50} と有効拘束圧 σ'_c の関係

きい供試体ほど間隙水圧係数 A_f が大きくなる傾向がやや認められる。ただし、低拘束圧領域では寸法効果は全くない。一方、粒度が粗い砂質系の人工軟岩では圧密の影響は僅かで、 $\sigma'_c=0.05\text{MPa}$ で $A_f \approx -0.1$ 、 $\sigma'_c=1.6\text{MPa}$ で $A_f \approx 0.0$ だった。また、供試体サイズの影響は認められない。

(4) 破壊形態

試験後の供試体には斜めに横切るせん断層が試料の種類によらずほとんどのケースで観察された。図-8 に示すように、その形態的特徴に2つの点で寸法効果が認められた。1つは、供試体内に発達するせん断層の本数が、供試体が大きくなるほど増加することである。 $d=10, 20, 35\text{mm}$ では1本、 $d=50\text{mm}$ と 100mm では1～2本、 $d=300\text{mm}$ と

500mm では3～8本が観察された。もう1つは、各せん断層の相対的な厚みが、供試体が大きくなるほど薄くなることである。これは、せん断層の幅が地盤の構成粒子の10～20倍であることに対応していると考えられる。

4. まとめ

非常に幅広い寸法領域の供試体を用いて三軸圧縮試験を実施し、強度特性、変形特性、間隙水圧挙動、破壊形態が供試体の大きさに依存する傾向(寸法効果)を示すかどうかを検討した結果を表-2にまとめた。

砂質系の人工軟岩は完全に不連続面を含まない連続的な供試体を作製できたので、破壊形態を除いて明瞭な寸法効果は及ぼさなかった。また、節理を含む蓋然性が低い堆積軟岩であるシルト岩では、強度特性では寸法効果が認められなかったものの、変形特性については寸法効果が観察された。見掛け上は節理もなく均質だったが、堆積軟岩特有の潜在的な節理や人工材料でないために不可避免的に含まれる僅かな不均質性(挟在する細砂層)が原因と考えられる。したがって、見掛け上均質で割れ目が目立たない試料であれば、通常行う直径が50mm程度の供試体によって設計に用いる強度特性は工学的に必要とされる精度内で求められることが分かった。

泥質系の人工軟岩は、不連続面を含まない連続的な供試体を作製しようとしたにもかかわらず供試体軸に直交するマイクロ・クラックが発達した。この弱面の存在によってピーク強度に明瞭な寸法効果が見られたと推察される。しかし、強度以外には明瞭な寸法効果は認められなかった。

また、節理を含む蓋然性が高い堆積軟岩である泥岩に対しては、たとえ見かけ上は連続かつ均質であっても、強度特性にも変形特性にも無視することが

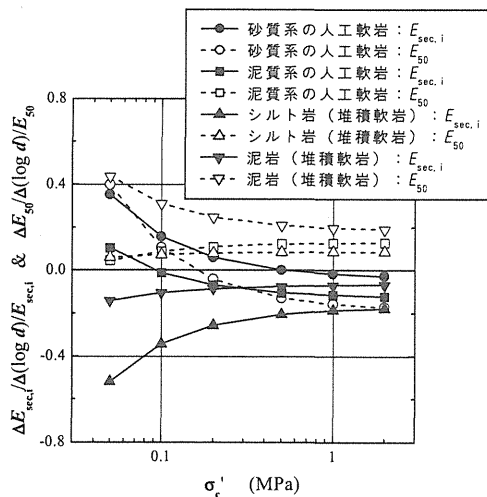


図-7 $\Delta E_{sec,i} / \Delta(\log d) / E_{sec,i}$ および $\Delta E_{50} / \Delta(\log d) / E_{50}$ と有効拘束圧 σ'_c の関係

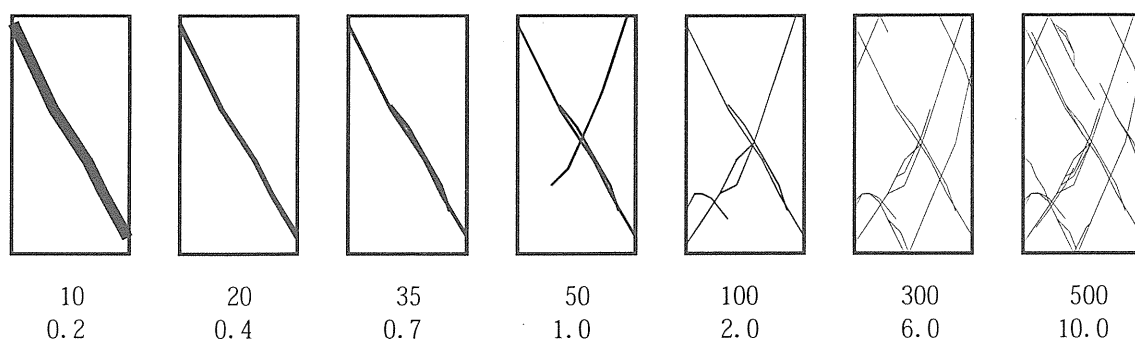


図-8 破壊後のせん断層

(上段の数字は直径 (mm)、下段の数字は直径 50mm を 1.0 としたときのスケール)

できない寸法効果が認められた。周辺の岩盤に節理が観察されるような場合にも、供試体として整形できる部分を小径のボーリング・コアから選んで（消極的な良いところ取りをして）試験をしてしまうことが多い。しかし、せん断強さを過大評価する可能性があるため、堆積軟岩のせん断強さを室内の小規模なせん断試験の結果によって評価する場合には寸法効果の程度を十分に検討することが必要である。

いずれの試料においても残留強度には寸法効果は認められなかったが、ピーク荷重を超えて残留状態に至る過程で変形の局所化が進んで発達するせん断層の形態について顕著な寸法効果が見られた。せん断層自体の幅が粒度に支配されることによって大きい供試体では相対的にせん断層が薄くなることは広く知られている。せん断層の本数が、供試体が大きくなると増えることより、せん断層同士の間隔も粒度や粒子形状に依存することが推察される。せん断層の発達は変形の局所化の所産であり、本来は要素であるべき供試体内の応力場とひずみ場の一様性が満足されなくなことを意味する。せん断層は理想的に一樣な供試体ではどこにでも発達し得るが、せん断層の近傍は応力場と変形場が乱されるが遠方になるほどこの影響は小さくなるから、実際にはある間隔をもって分布すると考えられる。この間隔は地盤が連続的変形をする範囲で許容できる応力勾配あるいはひずみ勾配に依存するであろう。変形の局所化、せん断層の発達については各研究機関で勢力的に研究されているが、一樣な応力場において発達するせん断層の間隔に関する知見はほとんどない。今

後、せん断層の幅と同様に、せん断層の間隔についても研究を進める必要があろう。

なお、本研究の一部は、電力 9 社と日本原電による電力共通研究の一部として実施した。

参考文献

- 1) Cunha, A.P.: Scale Effect in Rock Masses, *Proc. 2nd Int. Workshop on Scale Effect in Rock Masses*, 353p, 1993.
- 2) Pratt, H.R., Black, A.D., Brown, W.S. and Brace, W.F.: The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol.9, pp.513-529, 1972.
- 3) 岡本敏郎, 西 好一, 松井家孝: 泥岩の力学的特性に関する研究 (その 1 せん断特性), 電力中央研究所報告, No.382011, 1982.
- 4) 木幡行宏, 越智健三, 金 有三, 龍岡文夫: 矩形供試体による堆積軟岩の応力～ひずみ特性について, 第 27 回土質工学研究発表会, pp.1269-1272, 1992.
- 5) 池見元宣, 谷 和夫, 岡田哲実, 田中幸久: 直径 35～500mm の軟岩供試体を用いた三軸圧縮試験, 第 10 回岩の力学国内シンポ, pp.13-18, 1998.
- 6) 谷 和夫, 吉田保夫: 人工軟岩の作製法, 第 24 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.215-255, 1992.
- 7) 谷 和夫, 西 好一, 吉田保夫: 模型地盤用に開発した人工軟岩の力学特性, 第 26 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.529-533, 1995.
- 8) 久保 他: 浪江及び磐城高岡地域の地質, 地域地質研究報告, 1993.
- 9) 杉山 他: 御前崎の地質, 地域地質研究報告, 1988.
- 10) 谷 和夫: 三軸圧縮試験で見られた堆積軟岩のせん断強さに関する「寸法効果」(潜在的な不連続面の影響), 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.597-598, 2001.

表-1 人工軟岩の配合

		人工軟岩		堆積軟岩		寸法効果 の影響
		砂質系	泥質系	シルト岩	泥岩	
強度特性	ピーク荷重時の軸差応力 q_f	×	○	×	○	大きいと減少
	残留時の軸差応力 q_{res}	×	×	×	×	影響なし
変形特性	接線ヤング率の初期値 $E_{sec. i}$	×	×	○	△	大きいと減少
	$q/q_f=0.5$ の時の接線ヤング率 E_{50}	×	△	△	○	大きいと増大
	ピーク荷重時の軸ひずみ ε_f	×	△	△	△	大きいと減少
ピーク荷重時の過剰間隙水圧 A_f		×	×	△	×	大きいと増大
破壊形態		○	○	○	○	大きいと複雑

(凡例) 寸法効果が、明瞭に認められる○, やや認められる△, 認められない×

シルト岩を用いた多段階載荷損傷モデルの適用性の検討

木村 誠¹・谷 和夫²・岡田 哲実³

1 横浜国立大学大学院工学府

E-mail:m01gc105@ynu.ac.jp

2 横浜国立大学大学院工学研究院

3 電力中央研究所地盤耐震部

STUDY ON APPLICABILITY OF MULTIPLE-STEP LOADING DAMAGE MODEL USING SILTSTONE

KIMURA, Makoto, Yokohama National University

Multiple-step loading triaxial compression test (ML-TCT), which was proposed by Kovari in 1975, requires only a single specimen on which shear strengths are obtained for several confining pressures to evaluate shear strength parameters. However some questions are raised on this ML-TCT method; 1) possible underestimation of shear strengths due to accumulated damage, 2) influence of stress paths and number of loading cycles, and so on. The aim of this study is to establish a multiple-step loading damage model (MLD-model) to answer the above-mentioned questions. A series of ML-TCT are carried out on siltstone to investigate the applicability of the proposed MLD-model.

1. はじめに

一般に行われる単段階載荷の三軸圧縮試験 (Single-step loading triaxial compression test: 以下 SL-TCT) の場合、1 本の供試体に対し 1 つの拘束圧を設定し 1 つのせん断強さが得られる。このため、強度特性を得るには複数の拘束圧に対し、それぞれ供試体が必要となる。また、複数の供試体を使用することで、試料のばらつきの影響が大きい。しかし、試験法が確立しており、等方圧密後のせん断が 1 回であるため、その供試体本来の強度を得ることができる。

多段階載荷の三軸圧縮試験 (Multiple-step loading triaxial compression test: 以下 ML-TCT) は、1 本の供試体に対して複数の拘束圧を設定し、各拘束圧の下で発揮されるせん断強さを得ることのできる試験で、Kovari & Tisa (1975) によって提案された。同じ試料に対してせん断を行うため、試料のばらつきによる影響はない。しかし、試験法が確立しておらず、等方圧密後のせん断を数回繰り返すため、供試体に対する損傷の累積により各拘束圧の下で発揮される強度を過小評価してしまう傾向にあることが懸念されている。以下に ML-TCT を確立するための課題を示す。

(1) 応力経路の影響

ML-TCT の応力経路にはさまざまなバリエーションが存在する。

a) 載荷段階の回数

複数の設定拘束圧の下でせん断を繰り返す

ことで供試体に損傷が累積し、各載荷段階で発揮されるせん断強さが過小評価されてしまう。載荷段階の回数が得られるせん断強さに及ぼす影響を明らかにし、適切な載荷回数を提案する必要がある。

b) 設定する拘束圧の順序

既往の研究では拘束圧を低い方から高い方へ段階的に上げていく方法が多いが、その他にも高い拘束圧から低い拘束圧へと段階的に下げていく経路や拘束圧をランダムに設定して行う経路などが考えられる。設定する拘束圧の順序が得られるせん断強さに及ぼす影響を明らかにし、適切な載荷順序を提案する必要がある。

c) 圧密方法

前段階のせん断終了後に等方圧密状態にまで除荷した後に次段階の設定拘束圧まで圧密する場合と、軸応力を次段階の設定拘束圧までしか除荷せずに次段階の圧密をする場合が考えられる。この圧密方法の違いが得られるせん断強さに及ぼす影響は小さいと考えられる。

(2) 主応力差のピークの判断方法

主応力差のピークを確実に捕らえるためには、主応力差の減少を確認した後にせん断を停止する必要があるため、供試体に与える損傷の影響が大きくなってしまふ。逆に、損傷を回避するために主応力差のピークの手前でせん断を停止してしまうと本来のせん断強さを過小評価してしまうことになる。既往の研究の多くは、主応力差のピークの手前でせん断を停止する方法で行われており、主応力差のピークの確認より

も供試体の損傷回避を優先しているように思える。しかし、せん断を停止するタイミングの判断方法やせん断強さの過小評価の程度を検討する必要がある。

そこで、ML-TCT の試験方法を確立し、SL-TCT の代替法としての妥当性を明らかにするため、本研究では上記の残された課題を検討することが可能な数理モデルを提案し、その適用性を検証した。

2. 検討方法

2-1.検討の方針

前章に示した課題を検討する方法には 2 種類が挙げられる。1つは各検討項目に見合った実験を行う方法である。つまり、さまざまな応力経路や軸差応力のピーク判断方法に対して実験を行って比較・検討する方法である。もう1つは各検討項目が考慮できる数理モデルを作成し、このモデルを利用したシミュレーション計算によって比較・検討を行う方法である。実験による検討は試料のばらつきの影響を受け、膨大な実験ケースをこなす必要があるために検討の効率も悪い。一方、数理モデルによる検討は、モデルを検証する必要があるという欠点は有するものの、ばらつきの問題もなく作業効率も良い。さらに、多様な検討項目をある一定の概念の下で統一的に分析できるという利点もある。よって本研究では数理モデルのよる検討方法を選択する。

2-2.検討に用いた試料

試料のばらつきを最小にするため、均質で連続なシルト岩を用いた。このシルト岩は新第三世紀鮮新世後期の海生堆積岩で、仙台層群上部の大年寺層の上層部に属する地層からブロックサンプリングしたもので、物理特性と弾性波速度を表 1 に示す。また、図 1 に示すように、粉碎した試料の工学的分類(JGS0051-2000)はシルト(高液性限界:MH)に属する。

なお、このシルト岩に関しては、供試体の直径の違いによる強度特性・変形特性の違い(寸法効果)は少なく、通常行われている直径 $d=50\text{mm}$ 程度の供試体で良いとされている(池見他,1998)。そこで、 $d=50\text{mm}$ の供試体でモデル作成のための実験に 7 本、モデル検証のための実験 2 本の実験を行った。

表 1 シルト岩の物理特性と弾性波速度

湿潤密度: ρ_f (g/cm ³)	1.70~1.79
含水比: w (%)	39.2~46.5
S 波速度: V_s (m/sec)	314~495
P 波速度: V_p (m/sec)	606~1422

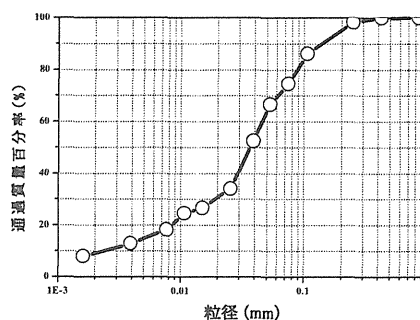


図 1 粉碎したシルト岩の粒径加積曲線

3. 提案する多段階載荷損傷モデル

3-1.多段階載荷損傷モデルの概念

一定の拘束圧の下で行う SL-TCT による破壊時の有効応力は、側方向の有効応力 (σ'_{3f}) と軸方向の有効応力 (σ'_{1f})、または破壊時の軸差応力 ($q_f = \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}$) と破壊時の過剰間隙水圧 (Δu_f) で決まる。これら q_f と Δu_f は、有効拘束圧 (σ'_c) の関数 ($q_f \sim \sigma'_c$ 、 $\Delta u_f \sim \sigma'_c$) として表すことができる。そこで、ML-TCT については、有効拘束圧 (σ'_c)、SL-TCT と ML-TCT の破壊時の軸差強度比 (q_{ML}/q_{SL})、SL-TCT と ML-TCT の破壊時の過剰間隙水圧比 ($\Delta u_{ML}/\Delta u_{SL}$) の 3 つのパラメータと、ある載荷段階までに供試体が受けた損傷を代表するパラメータとして提案したせん断応力がゼロの時の累積塑性軸ひずみ (ϵ_a^p) を用いた多段階載荷損傷モデル (Multiple-step loading damage model: 以下 MLD モデル) を考慮した。このモデルの重要な概念は、 $q_f \sim (\sigma'_c, \epsilon_a^p)$ 、 $\Delta u_f \sim (\sigma'_c, \epsilon_a^p)$ として、破壊時の全応力および有効応力を求めようとするものである。

3-2.累積塑性軸ひずみ

ML-TCT において応力履歴の問題は重要である。既往の研究では、応力履歴の影響の有無は議論されているもののこの影響をどのようなパラメータで代表するのかという検討は進んでいない。本研究では、累積する塑性軸ひずみ (ϵ_a^p) を、多段階載荷によって供試体に蓄積された損傷を代表するパラメータとしてを選択する。 ϵ_a^p の計測は各載荷段階でせん断が終了した後、等方圧密状態にまで除荷して供試体内の過剰間隙水圧が消散した時点で行った。

3-3.MLD モデルを構成する 5 つの関係

ML-TCT における破壊時の軸差応力 (q_f) と過剰間隙水圧 (Δu_f) をそれぞれ有効拘束圧 (σ'_c) と累積塑性軸ひずみ (ϵ_a^p) で表されると仮定する 2 つの関係、さらに、SL-TCT に対する q_f と Δu_f をそれぞれ σ'_c で表す 2 つの関係、および各載荷段階による ϵ_a^p の変化を示す関係の合計 5 つの関係から MLD モデルは構成される。これら 5 つの関係の概念図を図 2 に示す。また、このモデルを利用した ML-TCT のシミュレーションのフローを図 3 に示す。

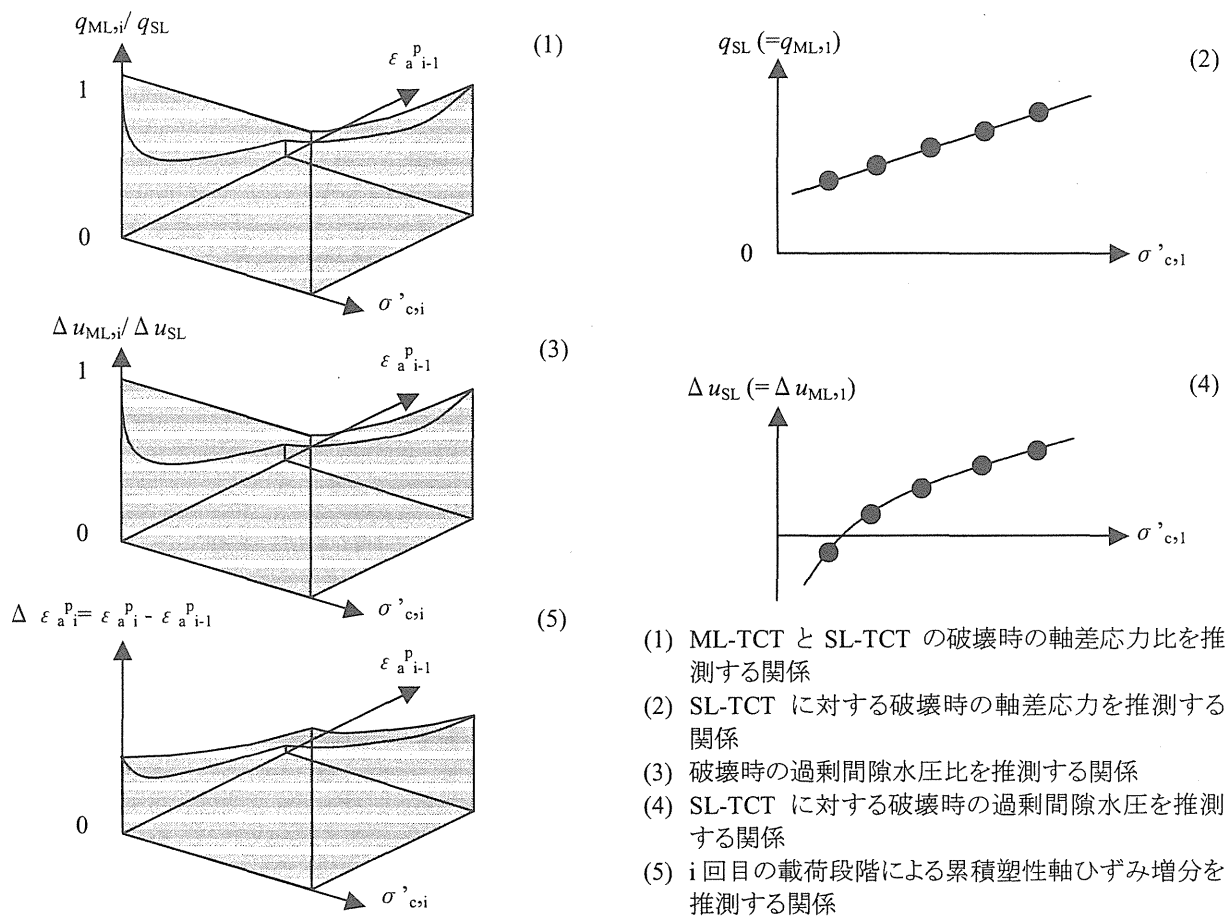


図 2 MLD モデルを構成する 5 つの関係

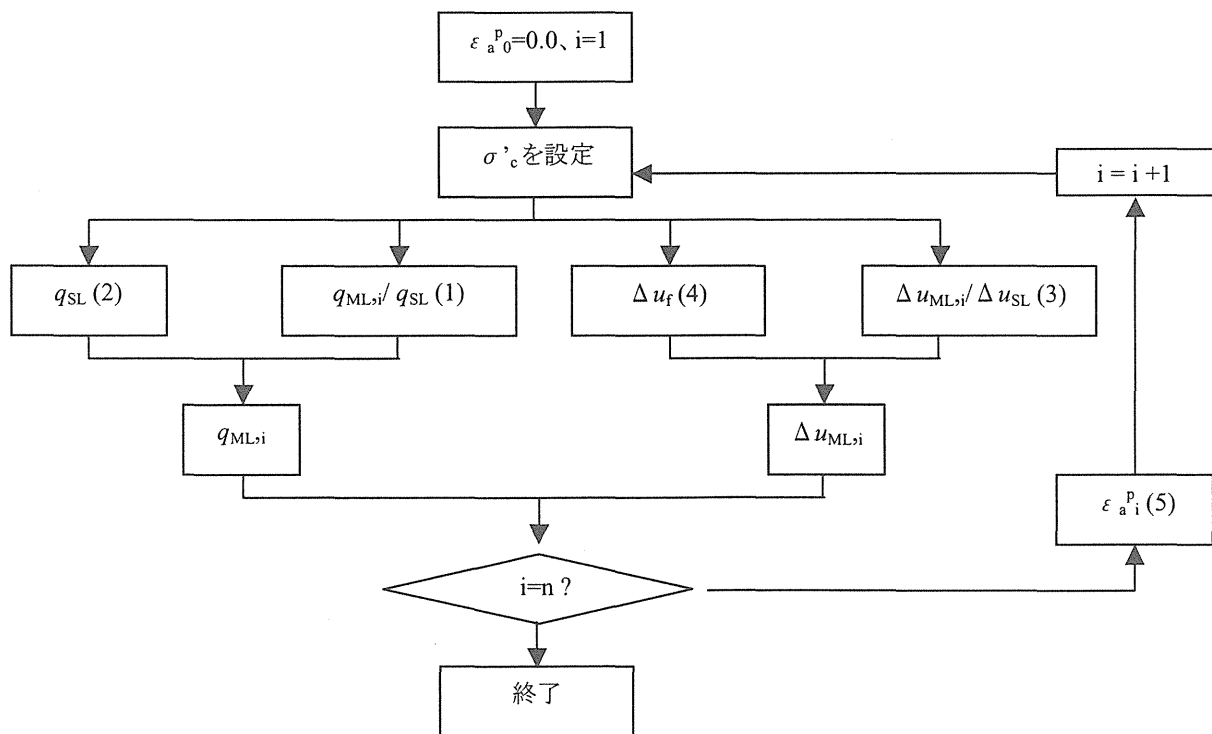


図 3 MLD モデルによるシミュレーションのフロー

- (1) $q_{ML,i}/q_{SL} = f(\sigma'_{c,i}, \varepsilon_a^p{}_{i-1})$: i 回目の载荷段階における有効拘束圧と($i-1$)回目までの载荷段階に累積した塑性軸ひずみから ML-TCT の i 回目の载荷段階の破壊時の軸差応力(q_{ML})と SL-TCT の破壊時の軸差応力(q_{SL})の比を推測する関係
- (2) $\Delta u_{ML,i}/\Delta u_{SL} = f(\sigma'_{c,i}, \varepsilon_a^p{}_{i-1})$: i 回目の载荷段階における有効拘束圧と($i-1$)回目までの载荷段階に累積した塑性軸ひずみから ML-TCT の i 回目の载荷段階の破壊時の過剰間隙水圧($\Delta u_{ML,i}$)と SL-TCT の破壊時の過剰間隙水圧(Δu_{SL})の比を推測する関係
- (3) $\Delta \varepsilon_a^p{}_i = f(\sigma'_{c,i}, \varepsilon_a^p{}_{i-1})$: i 回目のせん断・除荷後に累積する塑性軸ひずみ増分を有効拘束圧と軸圧縮(せん断)前($i-1$)回目の载荷段階後に累積していた塑性軸ひずみから推測する関係
- (4) $q_{SL} = f(\sigma'_{c,i})$: SL-TCT に対する破壊時の軸差応力を有効拘束圧から推定する関係(破壊規準)
- (5) $\Delta u_{SL} = f(\sigma'_{c,i})$: SL-TCT に対する破壊時の過剰間隙水圧を有効拘束圧から推定する関係

4. MLD モデルを作成するための実験

4-1. 実験方法と条件

(1) 試験法

基本的には地盤工学会基準：軟岩の圧密非排水試験(CU)三軸圧縮試験方法(JGS2533)に準拠した ML-TCT を行った。

(2) 破壊の判断方法

確実にピークを確認し、かつ供試体の損傷を最小限に抑えるため、軸荷重の値が減少し始めた時点を破壊時と判断することとした。

(3) 応力経路

1 本の供試体で数多くの実験データと载荷段階の回数を多くした実験データが得られると効果的である。また、供試体のばらつきによる実験データのばらつきを無くすことが望ましい。そこで、図 4 に示すように同じ拘束圧で圧密と軸圧縮(せん断)・除荷を繰り返す応力経路を選択した。

実験によって得られる応力・過剰間隙水圧とひずみの関係は図 5 に示すようになる。1 回目の载荷段階は SL-TCT に相当するため、図 2 に示す MLD モデルの(2)と(4)の関係が得られる。2 回目以降の载荷段階については、前段階までのせん断による損傷の大きさを代表する再圧密後の累積塑性軸ひずみ ε_a^p を得ることができる。軸圧縮(せん断)・除荷の繰り返し回数が増えると塑性ひずみ増分は減少し、弾性的な挙動になると想定される。

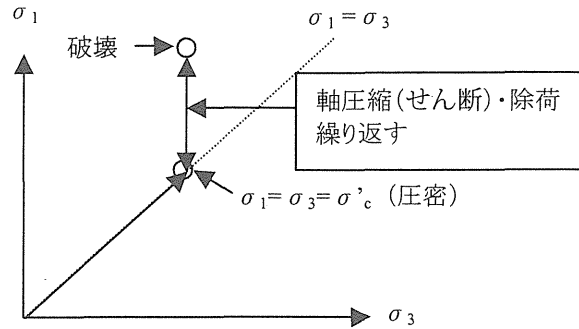


図 4 モデル作成のための応力経路

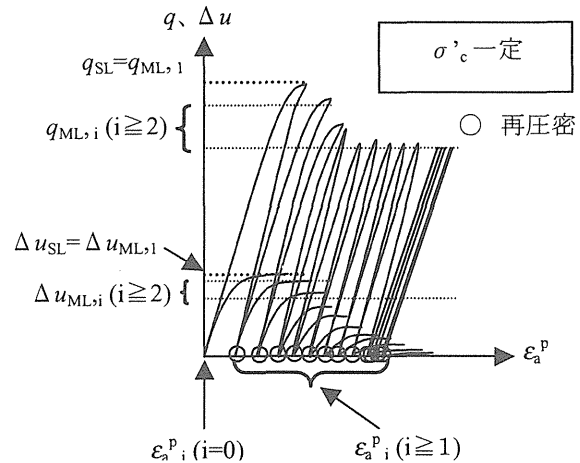


図 5 応力・過剰間隙水圧－ひずみ曲線(模式図)

4-2. 実験結果の代表例

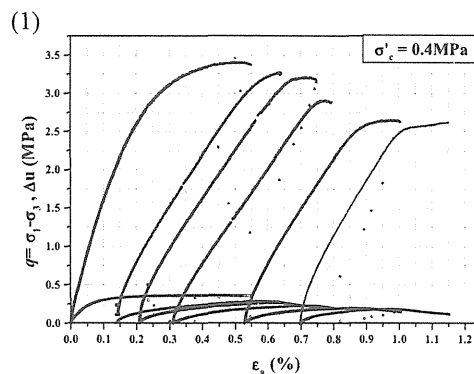
図 6 にこの実験で得られた応力－ひずみ曲線および過剰間隙水圧－ひずみ曲線を示す。

(1) 強度の落ち具合

累積塑性軸ひずみの増加に伴い、強度は拘束圧によらず低下する傾向が見られた。その傾向は低い拘束圧のほうが顕著に表れる。

(2) 塑性軸ひずみの累積具合

拘束圧の高い方ほど 1 回の軸圧縮により累積される塑性軸ひずみは大きい。载荷段階の回数が増えると弾性的挙動となり、塑性軸ひずみの増分は減少し収束すると考えられるが、今回の実験の範囲内では確認できなかった。



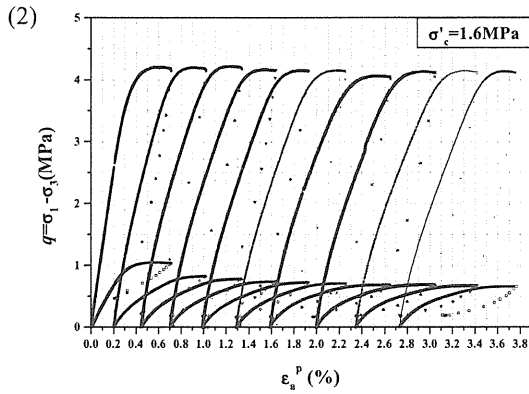


図6 応力-ひずみ曲線・間隙水圧-ひずみ曲線
(1)低い拘束圧、(2)高い拘束圧

4-3.シルト岩に対する MLD モデル

同じ拘束圧の下で繰り返しせん断破壊させる方式の ML-TCT を 7 回行った結果を、図 2 に示す MLD モデルの 5 つの関係にまとめたものを図 7 に示す。

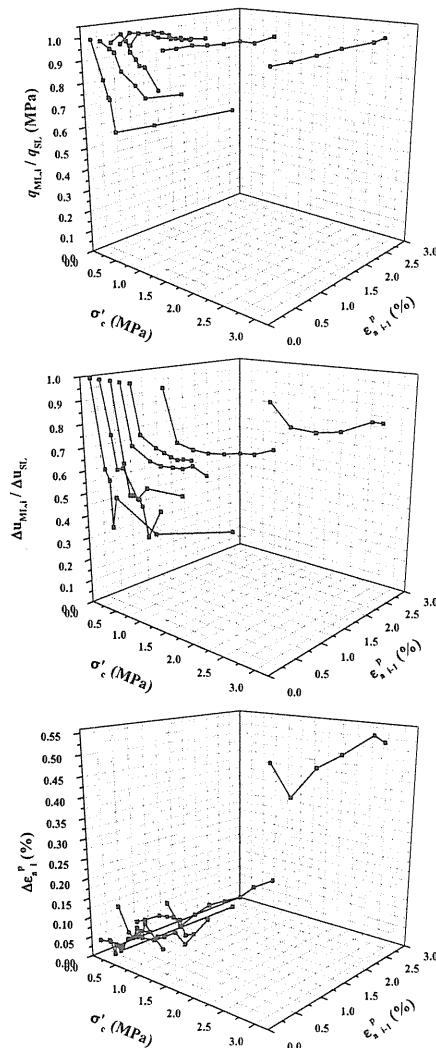


図7 シルト岩に対する MLD モデル

なお、SL-TCT のデータは、モデルを作成のために行った実験における 1 回目の载荷段階がそれに当たるものとした。

(1) q_{SL} 、 Δu_{SL} と σ'_c との関係

モールクーロンの破壊規準によりせん断強度定数を算出したところ、全応力について粘着力 $c_{cu}=1.29\text{MPa}$ 、 $\phi_{cu}=11.5^\circ$ 、有効応力に関しては $c'=1.09\text{MPa}$ 、 $\phi'=23.4^\circ$ であった。

(2) $q_{ML,i}/q_{SL}$ 、 $\Delta u_{ML,i}/\Delta u_{SL}$ と σ'_c および $\varepsilon_{a,i-1}^p$ の関係

$q_{ML,i}/q_{SL}$ 、 $\Delta u_{ML,i}/\Delta u_{SL}$ のいずれも $\varepsilon_{a,i-1}^p$ の増加に対し減少する傾向があることは全ての σ'_c について言えるが、特に σ'_c が小さいほど $\varepsilon_{a,i-1}^p$ に対する減少が著しい。

(3) $\Delta \varepsilon_{a,i}^p$ について

载荷回数(すなわち $\varepsilon_{a,i-1}^p$)が増えると発生する累積塑性軸ひずみ増分は最終的に収束すると思うが、今回の実験に範囲ではこの傾向が現れなかった。

- (1)
-
- (2)
-
- (3)
-
- (4)
-
- (5)
- ML-TCT と SL-TCT の破壊時の軸差応力比を推測する関係
 - SL-TCT に対する破壊時の軸差応力を推測する関係
 - 破壊時の過剰間隙水圧比を推測する関係
 - SL-TCT に対する破壊時の過剰間隙水圧を推測する関係
 - i 回目の载荷段階による累積塑性軸ひずみ増分を推測する関係

5. MLD モデルの検証

5-1. MLD モデルの検証方法

図 7 に示すシルト岩に対する MLD モデルの 5 つの関係の有用性を、同じシルト岩に対して実際に ML-TCT を行って得た実験結果をもとに明らかにしていく。まず、図 3 で示したフローに沿って ML-TCT のシミュレーションを行い、 $q_f \sim \sigma'_c$ 関係と、 $q_f / 2 \sim p'_f$ 関係を作成する。次に、実際に実験により得られた ML-TCT の結果から同様に $q_f \sim \sigma'_c$ 関係と $q_f / 2 \sim p'_f$ 関係を作成する。モデルによる関係と実験による関係を全応力と有効応力で比較することで MLD モデルが有用であるかどうか判断する。

5-2. MLD モデルを検証するための実験

MLD モデルを検証するための実験方法は、図 4 に示した MLD モデルを作成のための実験方法と応力経路のみが異なる。この実験では、段階的に拘束圧を高くしていく経路 (σ'_c 増加経路) と段階的に拘束圧を低くしていく経路 (σ'_c 減少経路) の 2 つの経路で行った。 σ'_c 増加経路では $\sigma'_c = 0.2 \rightarrow 0.4 \rightarrow 0.8 \rightarrow 1.0 \rightarrow 1.6 \text{ MPa}$ 、 σ'_c 減少経路では $\sigma'_c = 1.6 \rightarrow 1.0 \rightarrow 0.8 \rightarrow 0.4 \rightarrow 0.2 \text{ MPa}$ と変化させてそれぞれ 5 段階の ML-TCT を行った。

5-3. 検証結果

MLD モデルと実験による ML-TCT の結果を比較したものを図 8、図 9 に示す。

全応力および有効応力に関する比較は、共に実験による ML-TCT と MLD モデルによる ML-TCT の破壊強度を最小二乗法で直線回帰した線が平行であることから MLD モデルがシミュレーションできることが分かる。 σ'_c 減少経路の方が σ'_c 増加経路に比べて低拘束圧域での破壊時の軸差応力が低いのは、図 7-(1) から分かるように累積塑性軸ひずみに対する破壊時の軸差応力の低下が著しいからである。MLD モデルと実験の結果は、図 9 に示す $q_f / 2 \sim p'_f$ 関係ではほとんど一致しているが、図 8 に示す $q_f \sim \sigma'_c$ 関係では両者の回帰直線は多少ずれている。この差異は、供試体に起因するばらつきの影響であると思われる。

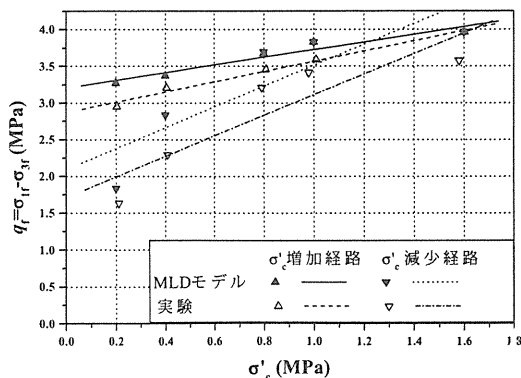


図 8 モデルと実験による ML-TCT の全応力比較

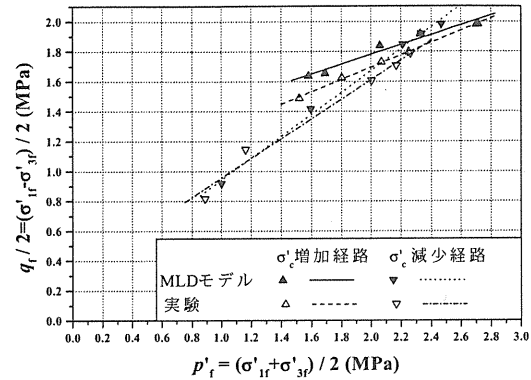


図 9 モデルと実験による ML-TCT の有効応力比較

6. 結論

多段階载荷三軸圧縮試験(ML-TCT)の応力履歴による供試体の損傷の程度を、累積塑性軸ひずみで代表させた多段階载荷損傷モデル(MLD モデル)を提案した。このモデルを構築することにより、応力履歴は累積塑性軸ひずみに依存することが明らかになった。

また、シルト岩に対してこの MLD モデルの適用性の検証を行った結果、設定する拘束圧の順序の違いを適切にシミュレーションができることが分かった。

今後はこの MLD モデルを利用して適切な多段階三軸圧縮試験方法を検討する予定である。

参考文献

- (1) 木村誠:シルト岩を用いた多段階三軸圧縮試験の適用性に関する実験的検討, 横浜国立大学卒業論文
- (2) Kovari & Tisa: Multiple Failure State and Strain Controlled Triaxial Test, Rock Mechanics 7, pp.17~33.
- (3) 池見元宣, 谷和夫, 岡田哲実, 田中幸久 (1998): 直径 35~500mm の軟岩きょうたいをもちいた三軸圧縮試験, 第 10 回岩の力学シンポジウム講演論文集, pp.13-18.

原位置孔底三軸試験における 新しいひずみ計測方法の提案

岸雅文¹・谷和夫²

¹横浜国立大学大学院工学研究科 (〒240-8501横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

E-mail:m00dc107@ynu.ac.jp

²横浜国立大学大学院工学研究院 (〒240-8501横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

PROPOSAL OF NOVEL STRAIN MEASUREMENT FOR IN-SITU TRIAXIAL TEST

Masafumi Kishi, Yokohama National University

An in-situ triaxial test was proposed to measure stress-strain relationship directly in the field. The shape of the specimen for this test is a hollow cylindrical one prepared in the bottom of borehole. This test is more advantageous than conventional field tests on rock masses such as plate loading tests and rock shear tests. Because both strength and deformation characteristics can be obtained by the proposed test. But this test has some disadvantages. For example, strain measurement and preparation of specimens are more difficult than those for laboratory triaxial tests. This study proposes a simpler test method introducing a solid cylindrical specimen without a center small borehole together with a novel instrumentation technique to measure distribution of axial and radial strains.

1. はじめに

現在、岩盤の力学特性（強度特性、変形特性）を求めるために行われる原位置岩盤試験の主流は平板载荷試験、プレッシャーメータ試験、岩盤せん断試験などである。これらは強度特性と変形特性を別々に求めている点や、境界値問題であるために応力～ひずみ関係が直接に計測できないこと、ベディングエラーの影響が避けられないなど、数々の問題を抱えている。

これに対して、原位置岩盤試験法の一つとして、原位置孔底三軸試験法（図-1）が提案されている¹⁾。この試験法はボーリング孔底において中空円筒形状の試験体を成形し、三軸試験を行う岩盤試験である。中央の小孔と外周溝（スリット）に側圧を作用させ、軸方向に载荷し、軸方向と半径方向（または周方向）の変位挙動を計測する。現在、岩盤試験の主流となっている試験に比べて、強度特性と変形特性を一つの試験法で求められ、応力～ひずみ関係を直接計測することができる、などの点で優れている。しかし、ひずみの計測が容易ではないし、室内の三軸試験と比べて中央の小孔を必要とするので供試体の成形が困難であるという欠点がある。そこで、これらの問題点を克服した、新しいひずみ計測方法の開

発が望まれている。

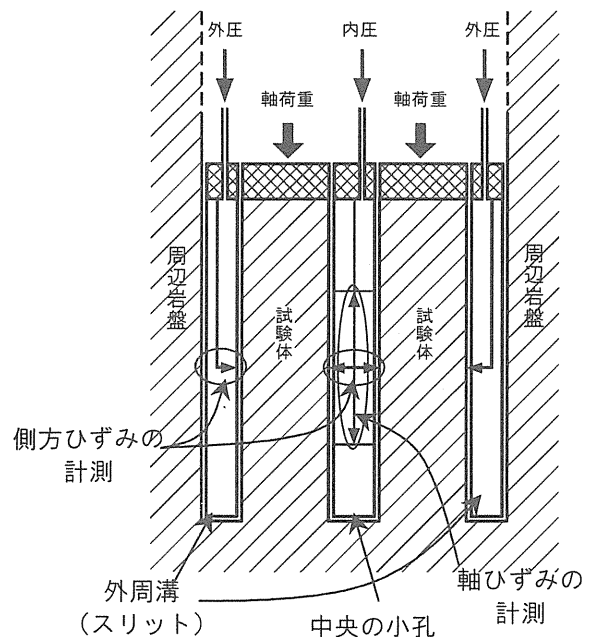


図-1 原位置孔底三軸試験の概略図

2. 原位置孔底三軸試験のひずみの計測に関する問題点

原位置孔底三軸試験（図-1）はボーリング孔底で行うことから、ひずみの計測には以下に示す3つの制約がある。

- ①計測装置を設けるスペースは限られている（外周溝（スリット）の幅は約8cm）。
- ②正確な軸ひずみを計測するためには試験体の中央高さでひずみを測定する必要がある。
- ③試験体の底部が周辺岩盤と連続しているため、体積ひずみを測定して半径または周方向のひずみを算定することができないため、側方ひずみを直接計測する必要がある。

また、表-1に現在採用されている原位置孔底三軸試験でのひずみの計測方法の特徴と問題点を挙げる。²⁾

表-1

特徴	問題点
試験体の中央の小孔で軸ひずみを計測	中空円筒形状に試験体を成形しなければならない
試験体の中央の小孔及び外周溝の側面にて周方向ひずみを計測	軸ひずみの計測と別個の計測が必要で複雑
ひずみの計測方法は磁気センサーを利用した方法	機械的に複雑で、マーカー（磁石）位置の測定分解能がやや低い

上記の3つの制約条件と、表-1に示す問題点から以下の条件を満たす新しい計測方法が必要である。

- ①中央の小孔を省略しても精度よく計測できる。
- ②計測装置が複雑でない（一つの計測ユニットで軸ひずみ、側方ひずみ（半径または周方向ひずみ）の両方が測定できる）。

3. 新しい計測方法の提案

ひずみの計測に必要である上記の条件を満たした、新しい計測方法を考案した。³⁾

(1) 方法

円柱試験体の側面を被覆するメンブレンの表面に、間隔を隔ててマーカーを配置しておく。そのマーカーの位置を2つのセンサー（例えば CCD フォトセンサー）を用いて検出する。2つのセンサーで検出したマーカーの位置を三角測量の原理を利用することにより求め、2方向のひずみ（軸方向、側方向）を計測することができる。

(2) 特徴

- ①構造がシンプル：一つの計測ユニットで2方向のひずみを計測することができる。
- ②非接触で測定できる：計測器の取り付けの手間がない。

ない。

- ③将来的に性能向上が期待できる：CCDの分解能は技術開発により急速に向上すると期待される。
- ④低コスト：一般的に用いられる変位計に比べて、CCDセンサーは安価である。
- ⑤中央の小孔を省略できる：円柱型の供試体でよいので、中央の小孔を掘削する手間が省ける。
- ⑥局所的なひずみ分布が得られる：マーカーを多数設けることにより、局所的なひずみを測定することができる。

4. 計測原理

図-2 に示すように三角測量の原理を応用した。2つの測点から試験体の側面に設けたマーカーの位置を検出する。測点間の距離（基線 $= z_{11} - z_{12}$ ）と、2つの測点におけるマーカーの視準角度 θ_1 、 θ_2 、を測定することによりマーカーの軸方向の位置 z ($= \{z_{11} - (z_{11} - z_{12}) / (1 + \tan \theta_1 / \tan \theta_2)\}$)、半径方

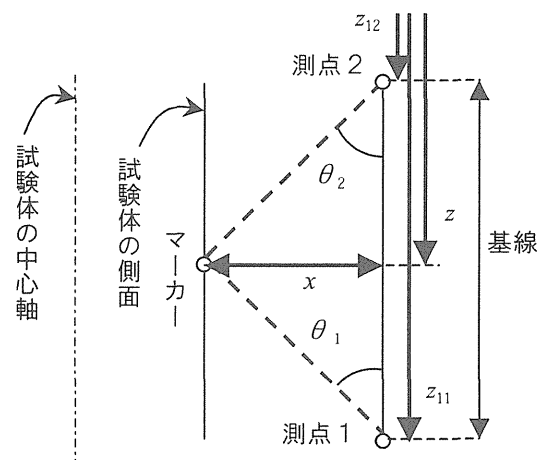


図-2 計測原理

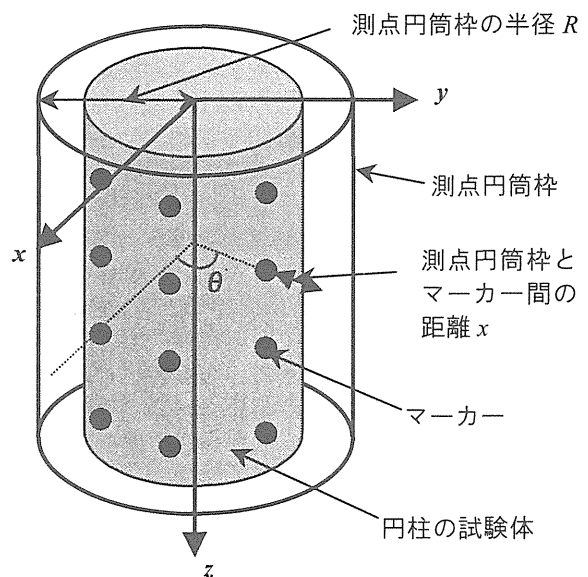


図-3 マーカーの位置を円筒座標で表示

向の位置 $x = (z_{11} - z_{12}) / (1/\tan \theta_1 + 1/\tan \theta_2)$ が確定する。つまり、マーカーを検出できるセンサーを視準角度 θ_1, θ_2 を一定にした2つの測点に配置し、試験体側面を走査することによって、各マーカーの軸方向と半径方向の位置を測定できる。

さらにこの方法において、測点を基線に対して垂直な方向に試験体を取り巻くように連続的に配置することによって、マーカーを三次元で検出することができる。つまり、円柱試験体の周面に沿って測点を配置することにより、図-3に示すように、各マーカーの位置を三次元円筒座標上で表すことができる。

5. ひずみの算出方法

(1) 軸ひずみの算出方法

上記の方法により測定されたマーカーの軸方向の位置から、図-4に示すように二点のマーカー間の距離 y_1 を载荷段階ごとに測定することにより軸ひずみ ε_a が求まる。

$$\varepsilon_a = \frac{y_1 - y_2}{y_1}$$

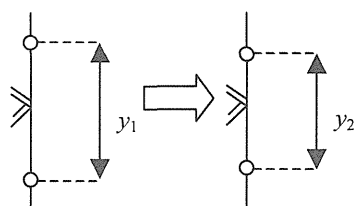


図-4 軸ひずみの算出方法

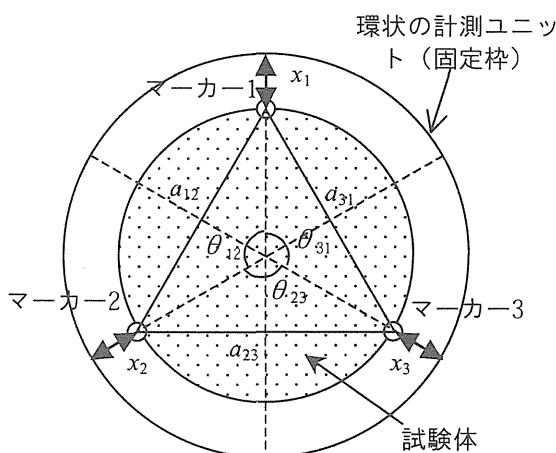


図-5 平均側方ひずみの計測方法

(2) 平均側方ひずみ（半径または周方向ひずみ）の算出方法

図-5はマーカーを同一の高さに3つ設けた場合で、試験体の周りに測点を連続的に配置した環状の計測ユニット（固定枠）が設置されている状況を示している。固定枠から各マーカーの距離 x_1, x_2, x_3 及び固定枠の中心から各マーカーに伸ばした直線間の角度 $\theta_{12}, \theta_{23}, \theta_{31}$ を測定する。固定枠の半径

を R とすると、各マーカー間の直線距離は

$$a_{ij} = \sqrt{(R - x_i)^2 + (R - x_j)^2 - 2 \times (R - x_i) \times (R - x_j) \times \cos \theta_{ij}}$$

($i, j=1, 2, 3$) と表せる。 $s = (a_{12} + a_{23} + a_{31}) / 2$ とするとヘロンの公式より三角形 1, 2, 3 の面積 S は

$$S = \sqrt{s(s - a_{12})(s - a_{23})(s - a_{31})}$$

と表され、面積 S と三角形の外接円の半径 r との関係 $S = (a_{12} \times a_{23} \times a_{31}) / (4 \times r)$ より、試験体の半径が $r = (a_{12} \times a_{23} \times a_{31}) / (4 \times S)$ として求まる。

以上より、 $x_1, x_2, x_3, \theta_{12}, \theta_{23}, \theta_{31}$ を測定することにより载荷段階ごとの試験体の半径の変化から、平均的な側方ひずみが求まる。

(3) 局所ひずみの算出方法

上記のひずみの算出方法は、マーカーを試験体の同一断面に3つ配置した場合であり、あくまでも平均ひずみを算出している。一方、マーカーをさらに多数配置することによって、局所的なひずみを算出することができる。

a) ひずみが一様な要素を仮定した場合

各マーカー間を切り取った要素（ケーキ型）を考える（図-6）。

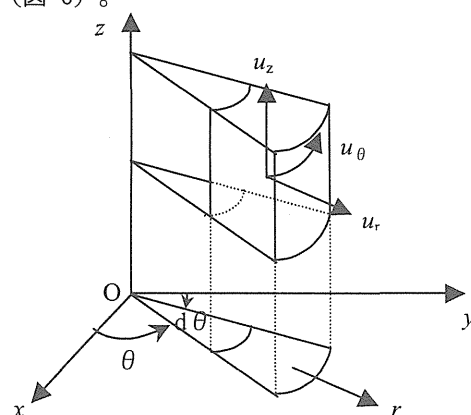


図-6 各マーカー間を切り取ったケーキ型要素

この要素はひずみが一様であることを仮定する。各節点の r, θ, z 方向の変位量を u_r, u_θ, u_z とすると、ひずみと変位量の関係は式 (1) のマトリックスで表せる（詳しくは 4) を参照）。

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ 2\gamma_{r\theta} \\ 2\gamma_{rz} \\ 2\gamma_{\theta z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} & 0 & 0 \\ \frac{1}{r} & \frac{\partial}{r\partial\theta} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{r\partial\theta} & -\frac{1}{r} + \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial r} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{r\partial\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_r \\ u_\theta \\ u_z \end{Bmatrix} \quad \dots (1)$$

b) ひずみが要素内で線形分布を仮定した場合

a) で考えた要素内でひずみが一定である場合から拡張して、ひずみが要素内部で線形に分布する有限要素を導入した場合を考える。

図-7 に示すように、考えているケーキ型要素を 8 節点の六面体の有限要素と考え、有限要素法で用いられるように要素内のひずみ分布が線形であると仮定する。この場合、以下の内挿関数 N_i を導入することによって表すことができる。

$$[N_i] = \frac{1}{8}(1 + \zeta_i)(1 + \lambda_i)(1 + \xi_i) \cdots \quad (2)$$

ただし、($i=1 \sim 8$)

各節点における (ζ, λ, ξ) 成分は図中に示した通りである。

このような六面体要素の考え方を、ケーキ型要素 (円筒座標表示) にも適用することができる。内挿関数 N_i は式 (2) と同様であり、各節点における (ζ, λ, ξ) 成分は以下に示す通りである。

$$\zeta = \frac{r - r_c}{r_c - r_1}, \quad \lambda = \frac{\theta - \theta_c}{\theta_c - \theta_1}, \quad \xi = \frac{z - z_c}{z_c - z_1}$$

($r_c, \theta_c, z_c \cdots$ 局所中心の成分, $r_1, \theta_1, z_1 \cdots$ 節点 1 の成分)

式 (1) に内挿関数 N_i を導入した場合、ひずみ-変位関係式は式 (3), (4) に示す、マトリックスで表すことができる。

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} & 0 & 0 \\ \frac{1}{r} & \frac{\partial}{r\partial\theta} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{r\partial\theta} & -\frac{1}{r} + \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial r} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{r\partial\theta} \end{bmatrix} \underbrace{\begin{bmatrix} N_{1-8} & 0 & 0 \\ 0 & N_{1-8} & 0 \\ 0 & 0 & N_{1-8} \end{bmatrix}}_{\substack{\text{3行24列} \\ \text{24行1列}}} \begin{Bmatrix} u_r \\ u_\theta \\ u_z \end{Bmatrix} \quad \cdots (3)$$

すなわち、

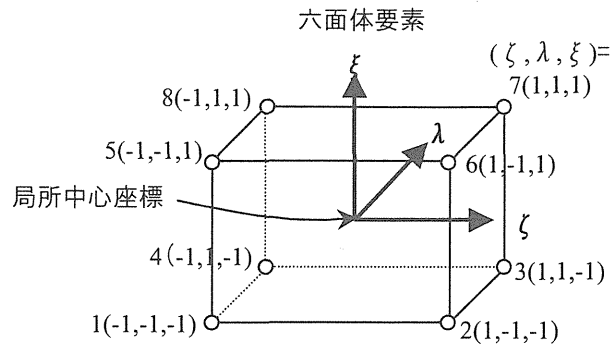
$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ 2\gamma_{r\theta} \\ 2\gamma_{rz} \\ 2\gamma_{\theta z} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} u_r \\ u_\theta \\ u_z \end{Bmatrix} \quad \cdots (4)$$

6行24列 24行1列

ただし、 u_r, u_θ, u_z はそれぞれ各節点において存在するので、計24 (= 3成分 × 8節点) 個の変位量である。また、マトリックス D は6行24列である。このように節点の変位量から、各要素の任意の位置の軸

ひずみ、側方ひずみ (半径または周方向ひずみ)、せん断ひずみを求めることができる。

本計測方法では、試験体の周面に配置したマーカ



内挿関数 N の導入

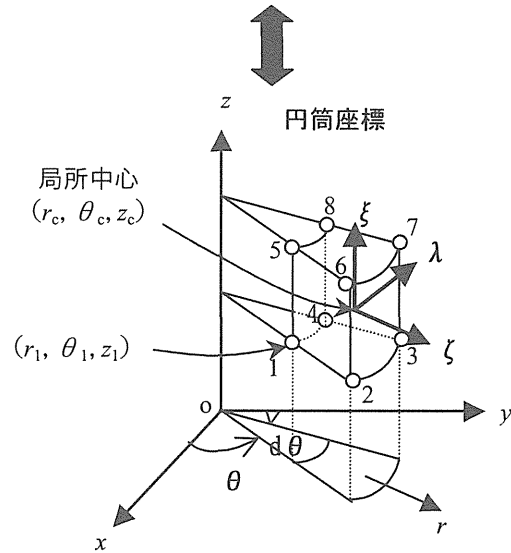


図-7 六面体要素

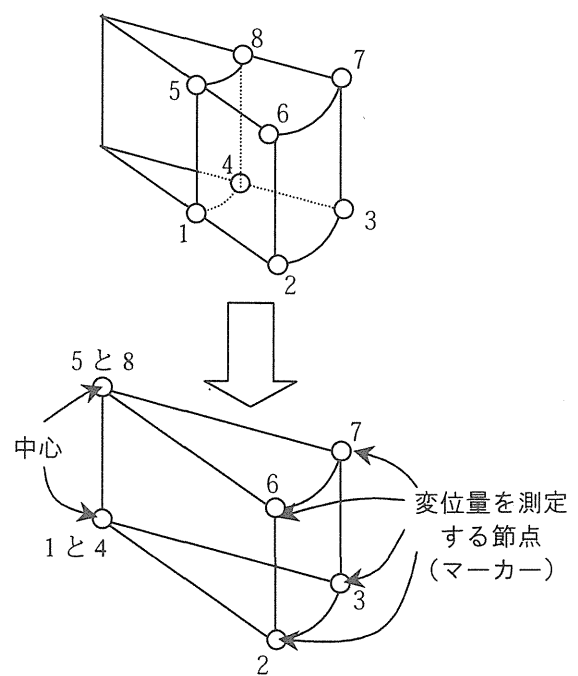


図-8 ひずみ算出に使う要素

一の位置を検出するため、図-7に示したような試験体内部に当たるマーカーの位置は計測しない。そのため、図-8に示すような要素で考える必要がある。ここで、節点1と4、節点5と8は同一点とみなし、中心の位置（節点1、4または節点5、8）は、周面に配置したマーカー（節点2、3または節点6、7）の移動量から算出して求める。

以上のように、試験体に設置したマーカー間の各要素の任意のひずみ、つまり局所的なひずみ分布を求めることができることが、この計測方法の大きな特徴である。

岩盤は多くは不均質であったり、節理や割れ目などの不連続面を含んでいる。不均質性や不連続面は強度特性、変形特性に大きな影響を与えることは周知であるが、その評価をすることは現状では困難である。また、データがばらつくので、試験によって得られた結果がその岩盤を代表する性質を示しているかどうかを判断することが非常に重要である。これに対して、本計測方法では局所的なひずみ分布を計測できるので、試験体の不均質性や不連続性が試験結果に及ぼす影響を評価することが可能である。例えば、試験体の観察結果と照らし合わせることによって、以下のような解釈が可能となる。

- ①試験体が一様に変形しているかどうか。
- ②非一様に変形している場合、局所的な変形が初生的な構造によるのか、それとも変形の局所化の所産であるのか。
- ③そして、その試験結果が対象とする周辺岩盤の挙動を代表するものであるかどうか。

このように従来の試験法、計測方法では不可能であった評価が可能となり、非常に有用な計測方法であるといえる。

6. 計測システムの概要

CCDフォトセンサーを利用した計測ユニットの形態を図-9に示す。これは計測ユニットを環状に配置した場合である。計測ユニットには、異なる角度で2つのCCDフォトセンサーが配置されている。CCDフォトセンサーはスリット、またはレンズにより規定された方向にマーカーが存在するか否かを検出する。計測ユニットを試験体の軸方向に対して平行に走査することによって、各CCDフォトセンサーはマーカーの位置を検出し、その時の計測ユニットの位置を変位計で計測する。マーカーを検出した位置データから、4章に記した三角測量の原理を応用して、マーカーの位置を円筒座標上に表す。

この計測ユニットを組み込んだ原位置孔底三軸試験装置の形態を2つ挙げる。この2つの形態は配置方法及び計測ユニットの走査方向が異なるだけで、本質的には同等なものである。

(1) 環状配置

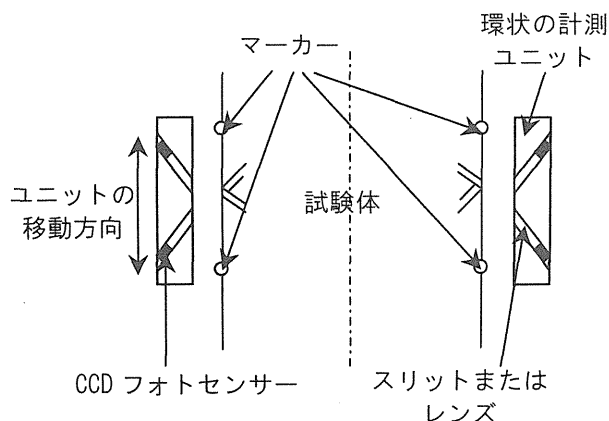


図-9 環状配置の計測ユニット（縦断面図）

計測ユニットを試験体に対して円周方向に連続して配置（環状配置）する方式である（図-9、図-10）。環状の計測ユニットは、固定したガイドに沿って試験体の軸方向に上下する。計測ユニットが試験体の側面を軸方向に走査することによってマーカーの位置を検出し、検出した時の計測ユニットの軸方向の位置は変位計を用いて計測する。

(2) 縦型配置

計測ユニットを試験体の軸方向に対して平行に連続して配置（縦型配置）する方式である（図-11）。棒状の計測ユニットは、外周溝に沿って試験体の周方向に回転する。計測ユニットが試験体の側面を円周方向に走査することによってマーカーの位置を検出し、検出した時の計測ユニットの周方向の位置は回転角計を用いて計測する。

いずれの方法も計測ユニットは1基以上であればよい。1基の場合、試験体側面を全長または全周にわたってスキャンするために時間を要するが、数が多ければ走査距離が短くて済み、スキャン時間も短縮できる。

2種類の形態の特徴を表-2に示した。CCDの形状、ひずみの精度が主に異なる。

表-2 2種類の形態の特徴

	メリット	デメリット
環状配置	軸変位が変位計に依存するので高精度	CCDセンサーを環状に配置することが困難
縦型配置	市販のライン状 CCDセンサーを使用できる	軸変位の精度がCCDの画素サイズに依存するので精度的に不利

7. まとめ

岩盤の応力～ひずみ関係を直接計測することができる原位置孔底三軸試験における新しい計測方法を紹介した。提案する方法は、三角測量の原理を応用して、一つの計測ユニットで軸ひずみと側方ひずみ

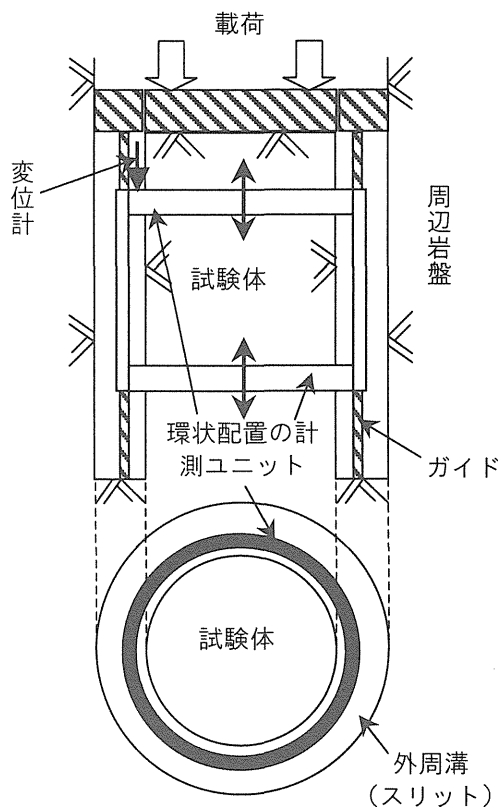


図-10 環状配置の計測ユニット

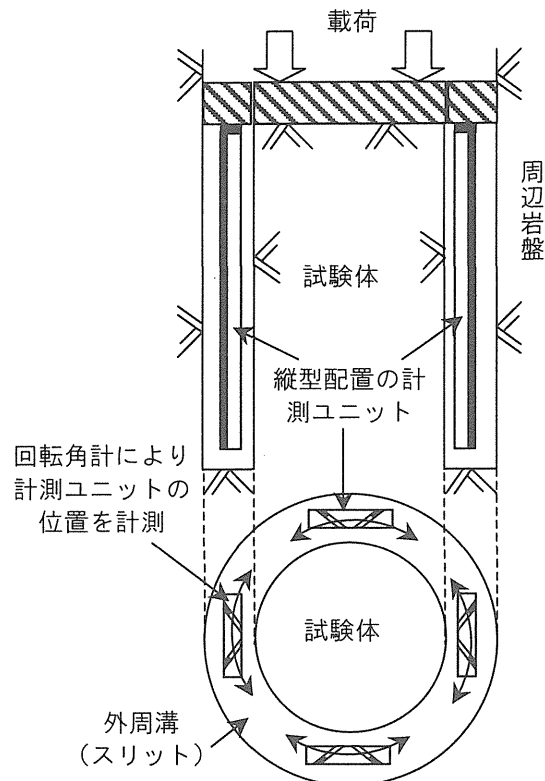


図-11 縦型配置の計測ユニット

を計測することが可能である。これにより、三軸試験体の全周面にわたるひずみ分布を求めることが可能となり、不均質かつ不連続面な岩盤における試験でデータがばらつく場合にも、試験結果のより詳細な評価が可能となる。

なお、本計測方法は「円柱供試体の軸歪み及び側方歪みの計測装置及び計測方法」の名称で特許を申請した。⁵⁾

8. 今後の予定

現在、考案した本計測方法にしたがって装置を作製中である。今回は、図-11で示したような「縦型配置の計測ユニット」を採用した。理由は市販されているCCDセンサーが直線状のものであるためである。このセンサーはスキャナーや複写機などで使用されているもので、画素がライン状に配置されたものである。

今後はまず、初期段階であるため、防水性や耐圧性などを考慮せずに、直径 $d=100\text{mm}$ 、高さ $h=200\text{mm}$ の供試体で室内一軸試験を行う予定である。供試体の材質はゴム材、モルタル、粘性土、砂などを予定している。マーカーの形状、大きさの検討や、マーカー位置の検出プログラム等を検討、作成していく。室内一軸試験において計測システムを確立させた後、原位置孔底三軸試験への導入へと進めていく予定である。

参考文献

- 1) 谷和夫：岩盤の強度・変形特性を調査する2つの新しい原位置試験法の提案，第42回地盤工学シンポジウム，pp. 71-76. 1998
- 2) 谷和夫，立川日出男，金子進，豊岡義則：孔底の中空円筒試験体を利用した新しい岩盤試験装置の開発，第31回岩盤力学シンポジウム，pp. 82-86. 2001
- 3) 岸雅文，谷和夫：中空の小孔を省略した原位置孔底三軸試験におけるひずみ測定方法の提案，第56回土木学会年次学術講演会，pp. 634-635. 2001
- 4) 山口柏樹著：弾・塑性力学，森北出版
- 5) 谷和夫，岸雅文：円柱供試体の軸歪み及び側方歪みの計測装置及び計測方法，特願2001-197869

砂岩を用いた多段階荷重三軸圧縮試験に対する MLD モデルの適用性に関する実験的検討

三軸試験 塑性 ダイレイタンスー

横浜国立大学 学生会員 ○中園 康平
電力中央研究所 正会員 岡田 哲実
横浜国立大学 国際会員 谷 和夫

1. はじめに

岩石の強度定数(粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ)を求める方法として, Kovari ら(1975)によって多段階荷重三軸圧縮試験(Multiple-step Loading Triaxial Compression Test: ML-TCT)が提案された。この試験では, 1 本の供試体で強度定数が求められるため, 十分な量の供試体を採取できないような複雑な地盤に対して有効である。しかし, 軸圧縮荷重を複数回行うことで損傷が蓄積され, 強度を過小評価する可能性が大きいという問題点がある。

この問題を解決するために, 木村ら(2002)は ML-TCT をシミュレーションするための多段階荷重損傷(Multiple-step Loading Damage; MLD) モデルを提案し, シルト岩に対して適用した。しかし, 検討に用いたシルト岩の持つ性質(負のダイレイタンスー, 延性破壊)が他の一般的な岩石(正のダイレイタンスー, 脆性破壊)とは異なっており, 損傷の蓄積と強度低下の関係が岩種によって大きく異なることが懸念される。そこで今回は代表的な堆積岩の 1 つである砂岩を用いて, 正のダイレイタンスーと脆性破壊を特徴とする岩石に対する MLD モデルの適用性を検討した。

2. 検討方法

木村ら(2002)がシルト岩に対し選択した方法と同様に, MLD モデル上でシミュレーションを行なう。MLD モデルの概念については, 木村ら(2002)を参照されたい。

3. 多段階荷重三軸圧縮試験の方法

試験に用いた供試体は細粒砂岩で, 凝灰質の部分を含む。供試体成形後, 湿潤密度と弾性波速度がほぼ同一な供試体を試験に使用した。表 1 に砂岩の物理特性及び弾性波速度を示す。ML-TCT は地盤工学会基準: 軟岩の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法(JGS2533)に準拠して ML-TCT を行なった。破壊の判断は, ピークを確実に確認でき, かつ供試体の損傷を最小限に抑えるため, 軸荷重計の値が減少し始めた点とした。

応力経路には 2 種類ある(図 1)。1 つは MLD モデルを作成するために行なうもので, 同じ拘束圧でせん断荷重と除荷を繰り返す。もう 1 つは MLD モデルを検証するために行なうもので, 段階的に拘束圧を変化させてせん断荷重と除荷を繰り返した。

4. 試験結果

図 2 に, MLD モデルを作成するための試験で得られた応力・過剰間隙水圧-ひずみ曲線の例($\sigma'_c = 0.6 \text{ MPa}$)を示す。7 つの有効拘束圧($\sigma'_c = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.6, 3.2 \text{ MPa}$)に対する実験結果をもとに, MLD モデルを作成した(図 3)。

荷重回数が増えるに従い, 低拘束圧では強度が激しく低下する脆性破壊が見られた。しかし, 拘束圧が高くなるに従い, 脆性破壊的な傾向が弱くなり, $\sigma'_c = 3.2 \text{ MPa}$ 時には延性破壊が見られた。

また, 低拘束圧では負の過剰間隙水圧が発生する正のダイレイタンスー特性(膨張性)を顕著に示すが, 拘束圧が高くなるに従ってその傾向は徐々に小さくなり, 負のダイレイタンスー特性(圧縮性)を示すようになる。

5. 検討結果

図 3 に示す MLD モデルを用い, 図 4 に示すフローに従ってシミュレーションした。計算した ML-TCT と, 検証するための試験での ML-TCT が調和的ならば, 砂岩に対する MLD モデルの適用性が示されたと解釈する。

設定拘束圧を段階的に増加させる経路($\sigma'_c = 0.2 \sim 0.4 \sim 0.6 \sim 0.8 \sim 1.0 \sim 1.6 \sim 3.2 \text{ MPa}$)と減少させる経路($\sigma'_c = 3.2 \sim 1.6 \sim 1.0 \sim 0.8 \sim 0.6 \sim 0.4 \sim 0.2 \text{ MPa}$)に対して検証した。シミュレーションによる結果と実際の ML-TCT の実験結果を $q_f \sim \sigma'_c$ 関係(図 5) と $q_f/2 \sim p_i$

表 1 砂岩の物理特性及び弾性波速度

湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	1.92~1.95
S 波速度 V_s (m/s)	220~330
P 波速度 V_p (m/s)	430~610

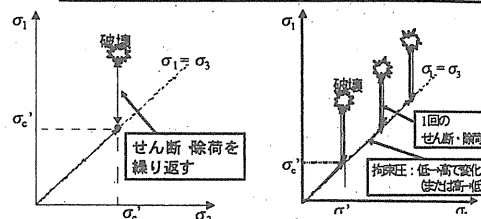


図 1 ML-TCT の応力経路

(左)MLD モデルを作成するための試験
(右)MLD モデルを検証するための試験

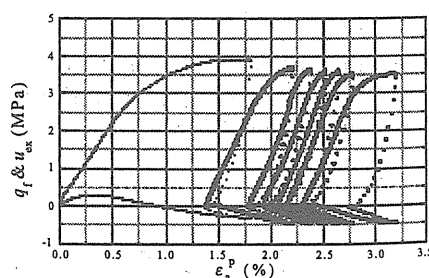


図 2 応力・過剰間隙水圧-ひずみ曲線

($\sigma'_c = 0.6 \text{ MPa}$)

関係(図 6)によって比較した。

$q_f \sim \sigma'_c$ 関係より、増加・減少経路ともに有効拘束圧 σ'_c に対するピーク強度の推移が計算と実験で類似していることが分かる。しかし MLD モデルの特性上、供試体が発揮する初期の破壊強度は図 3 (ii) の近似直線によって定められる。近似によって生じた誤差により、増加経路の場合には高い拘束圧になるにつれて破壊強度が過大評価される形となっている。また減少経路に関して $\sigma'_c = 1.6 \text{ MPa}$ 以降の誤差が生じている。増加経路の場合と同様に、MLD モデルの特性上、減少経路の場合には低い拘束圧になるにつれて破壊強度が過大評価されている。

$q_f/2 \sim p_f$ 関係より、増加・減少経路ともに酷似した傾向を示している。

以上より MLD モデル上で ML-TCT を再現できていると判断する。

6. まとめ

多段階荷重三軸圧縮試験(ML-TCT)の問題点であった応力履歴による強度の過小評価に対し、累積塑性軸ひずみで代表した MLD モデルを用いて検証を行なった。その結果、負のダイレイタンス特性と延性を示すシルト岩だけでなく、正のダイレイタンス特性と脆性を示す一般的な岩石の 1 つである砂岩に対しても適用性が認められた。

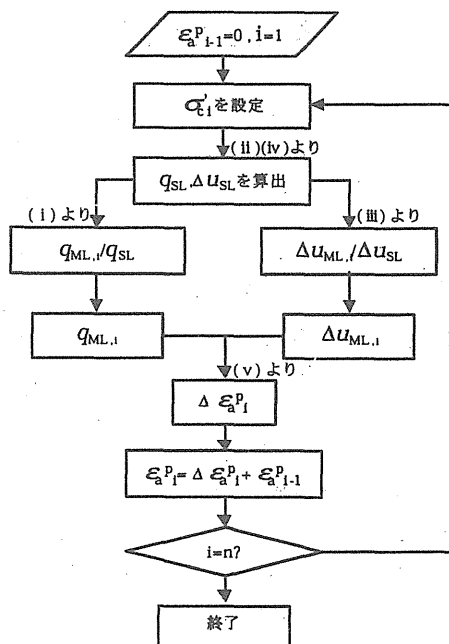


図 4 シミュレーションのフロー
(図中の i~v は図 3 に対応)

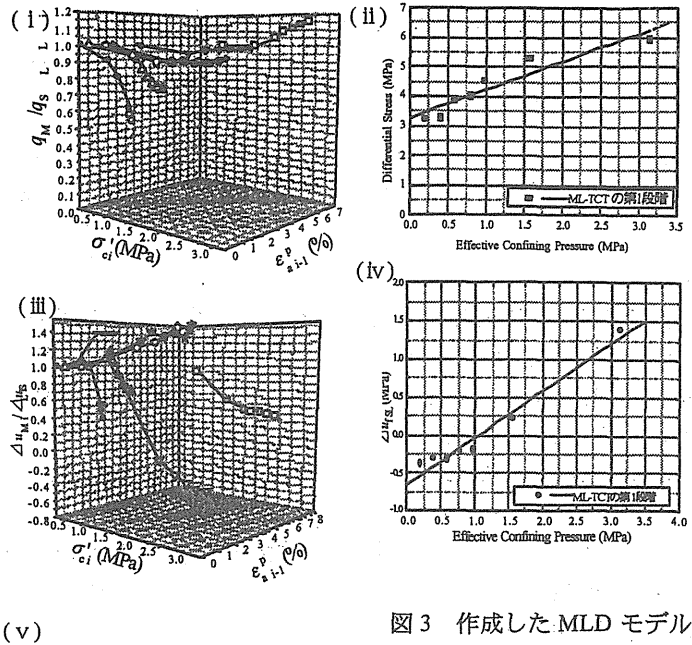


図 3 作成した MLD モデル

- (i) ピーク強度比を推測する関係
- (ii) 単段階のピーク強度を推測する関係
- (iii) 破壊時の過剰間隙水圧を推測する関係
- (iv) 単段階の過剰間隙水圧を推測する関係
- (v) i 段階目荷重時の累積塑性軸ひずみ増分を推測する関係

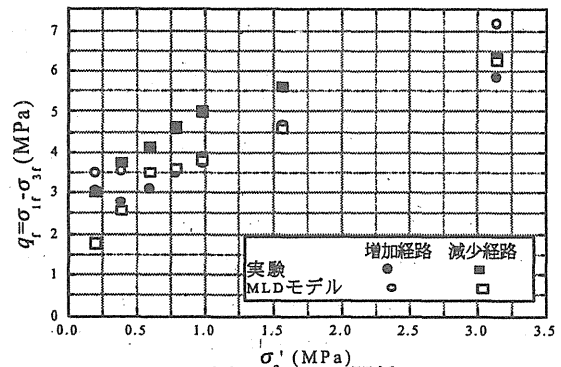


図 5 $q_f \sim \sigma'_c$ 関係

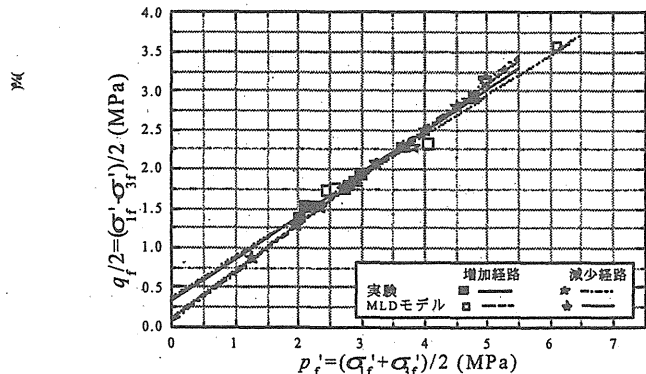


図 6 $q_f/2 \sim p_f$ 関係

参考文献

- 木村 誠, 谷 和夫, 岡田 哲実: シルト岩を用いた多段階荷重損傷モデルの適用性の検討, 第 11 回岩の力学シンポジウム, 2002
- Kovari and Tisa : Multiple Failure State and Strain Controlled Triaxial Test, Rock Mechanics 7, pp.17~33, 1975

DOWN-HOLE TRIAXIAL TEST TO MEASURE AVERAGE STRESS-STRAIN RELATIONSHIP OF ROCK MASS

KAZUO TANIⁱ⁾, TAKASHI NOZAKIⁱⁱ⁾, SUSUMU KANEKOⁱⁱⁱ⁾,
YOSHINORI TOYO-OKAⁱⁱⁱ⁾ and HIDEO TACHIKAWA^{iv)}

ABSTRACT

A new field test method was proposed for the purpose of measuring average stress-strain relationships of rock masses. The test is conducted on a hollow cylindrical specimen prepared at the bottom of a drill-hole. Average axial as well as lateral strains can be measured in a center hole and an outer slit by a novel technique of instrumentation for cavity deformation.

A set of test equipment for this test method was developed at Central Research Institute of Electric Power Industry, CRIEPI, in Japan for prototype tests. Specimens of 400 mm in outer diameter and 1050 mm in height can be sheared under confining pressures as high as 5.0 MPa. Accuracy of strain measurements was designed to be of the order of 10^{-4} .

Trial series of tests were carried out at the site of rhyolitic tuffaceous rock formation. The results, similar to conventional laboratory triaxial tests, proved that the proposed test method was successful to measure average stress-strain relationships of large rock specimens. Considering the significant size of the specimens, the volume of rock involved in the tests is of the same order or greater than those in conventional field rock tests, such as plate load tests and rock shear tests. As a consequence, the test results are considered as representative in evaluation of strength and deformation characteristics of rock masses but not rock cores.

Key words: deformation, field test, rock mass, shear strength, test equipment, test procedure, triaxial test (IGC: C3/F6)

INTRODUCTION

Evaluation of deformation characteristics of rock masses is rather difficult because of their heterogeneous and/or discontinuous natures causing various engineering issues such as scale effect, quality of sampling and so forth. Thereby, large-scale field tests, e.g. plate load tests and pressuremeter tests, are commonly conducted in practical site investigation. Some of the main problems associated with these field loading tests are stated as follows (Tani, 1994):

- (1) Stress and strain relationships of tested rock mass are not measured directly. Relevant analyses to deduce deformation properties are of an inverse nature;
- (2) Variations of load/stress paths are limited as determined by specific loading conditions, and;
- (3) Test results may significantly be affected by stress relief and disturbance of the prepared surfaces to be loaded, leading to erroneous measurements of rock mass behavior.

Apart from deformation characteristics, strength characteristics of rock masses are investigated separately, in general, by rock shear tests. It would be convenient, however, if both strength and deformation characteristics could be evaluated by a single field test method similar to laboratory element tests. Furthermore, a recent study has revealed the fact that shear strengths might be underestimated by rock shear tests due to possible involvement of tensile failures if tests are conducted under low initial normal stresses (Tani, 1998). It should also be noted that, there has been no appropriate test method to measure shear strengths of rock masses in deep ground, because large-scale loading tests to cause shear failure of deep rock masses are considered as too costly and impossible on a practical level.

DOWN-HOLE TRIAXIAL TEST

Concept of Down-Hole Triaxial Test

A novel testing technique of a down-hole triaxial test was proposed in 1997 (Tani, 1999). The purpose is to

ⁱ⁾ Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Japan (tani@cvg.ynu.ac.jp).

ⁱⁱ⁾ Central Research Institute of Electric Power Industry, Japan.

ⁱⁱⁱ⁾ Kiso-Jiban Consultants Co., Ltd., Japan.

^{iv)} Tachikawa-Kikai Co., Ltd., Japan.

Manuscript was received for review on August 19, 2002.

Written discussions on this paper should be submitted before May 1, 2004 to the Japanese Geotechnical Society, Sugayama Bldg. 4F, Kanda Awaji-cho 2-23, Chiyoda-ku, Tokyo 101-0063, Japan. Upon request the closing date may be extended one month.

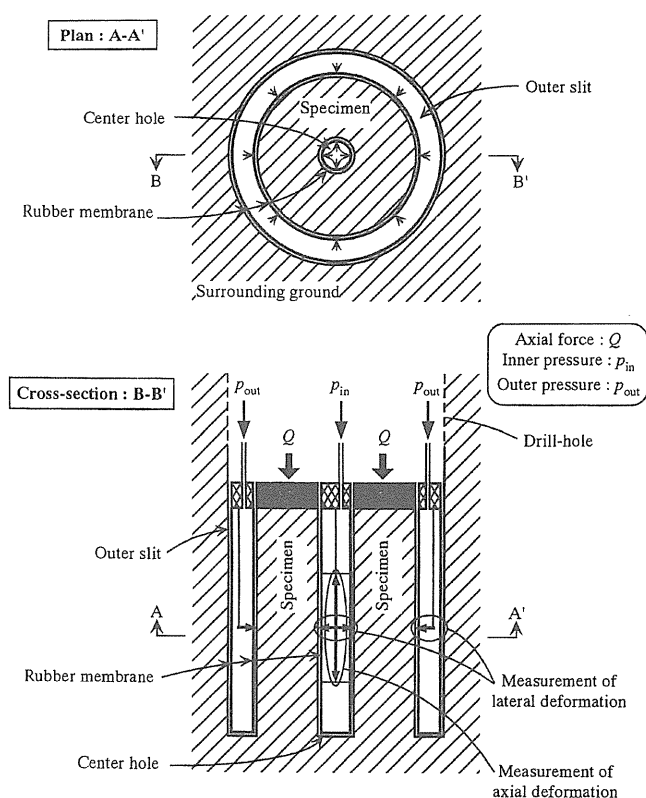


Fig. 1. Down-hole triaxial test on a hollow cylindrical specimen

directly measure stress and strain relationships of deep rock masses, from the beginning of shear straining to the post-failure stage under different confining pressures.

Figure 1 schematically shows the proposed test method. This test method is typically characterized as down-hole loading tests on rock specimens prepared in a hollow cylindrical shape. Preparation of a hollow cylindrical specimen at the bottom of a drill-hole can be achieved by drilling a center hole and a concentric outer slit using conventional rotary drilling machinery with diamond bits. This subjects the rock specimen to minimal disturbance with the least influence of vibration or impact.

The loading configuration is a combination of pressuremeter tests and plate load tests. Hydraulic pressures are applied on lateral surfaces of the specimen through flexible rubber membranes, whereas axial force is loaded on a rigid plate, i.e. a cap. In other words, the top surface of the specimen is loaded axially while both inner and outer sides are pressurized laterally. By keeping the two pressures in the center hole and the outer slit identical, $p_{in} = p_{out}$, the triaxial stress condition can be achieved. These lateral pressures are regarded as a confining pressure, σ_c ($=p_{in}=p_{out}$), and the specimen is brought to failure by axial stress, σ_a . If the axial stress is greater than the confining pressure, $\sigma_a > \sigma_c$, the test is considered a triaxial compression test, while the opposite situation, $\sigma_a < \sigma_c$, renders it a triaxial extension test. It should be noted that, no rigid strong body of a cylindrical cell is needed to sustain high confining pressures, because the surrounding

rock mass takes all the reaction forces induced by the outer pressures, p_{out} .

Since rock masses may behave as a heterogeneous or discontinuous body, it is important to measure global/average deformations even though they may suffer to some extent from peculiar localized deformation. The hollow cylindrical specimen allows the measurements of global/average behavior, i.e. axial as well as lateral deformations, on the lateral surface in the center hole. A novel technique of instrumentation for cavity deformation was invented for these measurements. The same technique is used to measure lateral deformations in the outer slit.

Test Procedure of Down-Hole Triaxial Test

Figure 2 illustrates the test procedure for the proposed test method. The test starts with drilling the bottom of the drill-hole into a hollow cylindrical shape, hereafter denoted as Drilling stage. Then, this hollow cylindrical rock specimen is loaded axially while being pressurized laterally, hereafter denoted as Loading stage. Finally, the sheared specimen is retrieved out of the drill-hole to the ground surface, hereafter denoted as Lifting stage.

In the Drilling stage, firstly, the bottom of the drill-hole is prepared as a flat surface that will serve as the top of the specimen. A conventional rotary drilling technique is used for drilling a center hole of a small diameter and an outer slit of a large diameter with some suitable width. From the center hole, a drilled core can be obtained which can provide useful information of the tested ground.

In the Loading stage, firstly, an inner cell and an outer cell are inserted into the center hole and the outer slit, respectively. The former is a solid cylinder, while the latter is a hollow cylinder, both of which are equipped with rubber membranes on their lateral sides. Hydraulic pressures, p_{in} and p_{out} , are provided to both inner and outer cells to apply lateral pressures on the sides of the specimen through the rubber membranes. At the same time, axial force, Q , is loaded on the cap which is placed on the specimen.

After the Loading stage, the specimen is cut at its bottom, and lifted to the ground surface for further observation, thus the Lifting stage. Close inspection is then conducted to collect any useful information as for heterogeneity, discontinuity and shear bands/fractures in the rock specimen. The purpose is two-fold: (1) to judge if the tested specimen is representative of the surrounding rock mass of interest, and (2) to examine its failure mechanism which may help improve interpretation of the test results.

Advantages and Disadvantages of Down-Hole Triaxial Test

The following five features can be pointed out as advantages of the down-hole triaxial test.

(1) Complete triaxial stress states, namely the major and minor principal stresses, are determined definitely, and various stress paths can be chosen as appropriate. It

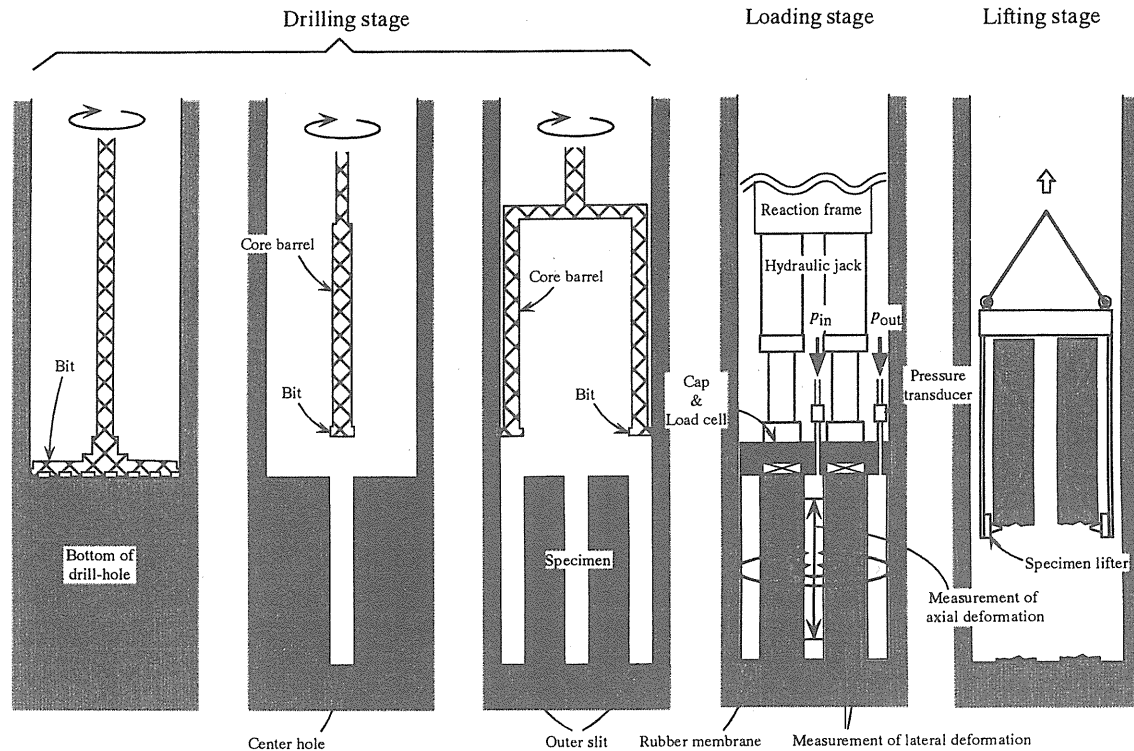


Fig. 2. Test procedure of down-hole triaxial test

should be noted that, for neither plate load tests nor pressuremeter tests, can the stress states within the tested rock ground be known precisely. In addition, in rock shear tests, only average normal and shear stresses on the intended shear plane are measured; thus, the Mohr's stress circles at failure are not known.

(2) The relationship of average stresses and average strains of rock masses can be measured precisely. Axial displacement measurements are carried out at separate depths in the mid-section of the specimen but sufficiently away from both ends. This technique is ideal for deriving the precise average axial strains of the specimen, because unwanted influences of bedding errors on and near the top surface, possible settlements of the underlying ground, and bottom restraints can all be eliminated.

(3) The proposed test, categorized as a down-hole test, can be conducted at any depth, from near surface, shallow ground to deep ground. It should be noted that some of existing field tests, e.g. plate load tests or rock shear tests, are extremely expensive if conducted in deep ground, because excavation of exploratory tunnels is needed.

(4) The specimen of a hollow cylindrical shape can be prepared solely by rotary drilling with diamond bits, which causes very little vibration or impact. A careful drilling operation subjects the specimen to practically no disturbance except the unavoidable effect of stress relief. As a consequence, this test is considered as applicable for even some difficult rock types, such as severely jointed or weathered/alterd rocks where it is difficult to obtain large undisturbed samples, or sedimentary softrocks in which, despite their uniform nature, sample disturbance

is often questionable due to the rock weakness (Tani et al., 1998; Tatsuoka and Shibuya, 1992).

(5) A drilled core of a small diameter can be obtained from the center hole providing useful information concerning the ground to be tested. Thereafter, a final decision can be made as to whether the test location/depth is suitable or not. Furthermore, if the tested specimen is retrieved from down-hole, the failure mechanism can be examined for better interpretation of the test results.

On the contrary, the following four features can be pointed out as disadvantages of the down-hole triaxial test.

(1) The continuous nature of the specimen's bottom to the ground inevitably prohibits drainage control on the boundary. The exact drainage condition within the specimen during shear process cannot be known anyhow.

(2) Information on volume change of the specimen, volumetric strains, cannot be obtained as easily as equivalent laboratory triaxial tests, where a simple technique of measuring volume of pore water drainage is popular if the specimen is fully saturated. This difficulty, however, can be resolved somehow by measuring lateral deformation, i.e. radial expansion/contraction, on the side of the specimen.

(3) In order to evaluate the anisotropic feature of mechanical characteristics, the drilling/specimen axis should be made oblique or horizontal. Some special technique may be needed, such as a self-boring technique, in order to minimize the pre-shearing effect caused by bending of the specimen due to its own weight.

(4) The conceivable scale of the test should be

sufficiently large to evaluate behavior of rock masses rather than rock cores. When the test is large-scale, there might be some criticism that this test, in practice, may be excessively costly for ordinary engineering purposes. The authors, however, believe that, the enormous advantages over all the existing field rock tests guaranteed by the proposed test method will easily override cost considerations.

DEVELOPMENT OF TEST EQUIPMENT AT CRIEPI

A set of test equipment was developed at Central Research Institute of Electric Power Industry in Japan, denoted as CRIEPI, at the end of 1998 (Okada et al., 2003). With very little experience of designing similar apparatus, the first test equipment was cautiously designed for near surface or shallow testing, say up to a few meters deep, rather than for deep testing. Because, even with state-of-the-art drilling technology, it was not certain how accurately the hollow cylindrical specimen could be prepared at the bottom of a drill-hole with respect to geometry.

The size of specimens is determined so that the test results can be considered for rock masses rather than for rock cores, thus designed to be 86 mm in the inner diameter, 400 mm in the outer diameter, and about 1050 mm high. The maximum lateral pressure is 5.0 MPa, while the maximum axial force is 8000 kN, which is approximately 66 MPa in terms of the maximum axial stress.

Loading System

Figure 3 illustrates the structure and composition of the test equipment. It is mainly comprised of an inner cell, an outer cell, a cap with a load cell, and a set of hydraulic jacks for axial force.

Photograph 1 shows the inner and outer cells. The inner cell is a solid cylinder of diameter 86 mm and 1250 mm long, covered with a rubber membrane; thus similar to a pressuremeter probe. The outer cell is a hollow cylinder of inner diameter 400 mm, outer diameter 560 mm and 1140 mm long, with its inner and outer sides being covered with rubber membranes. The outer rubber membrane of the outer cell is introduced to make the best use of the surrounding rock mass as a pressure cell. Two hydraulic pumps are connected to both cells to apply lateral confining pressures, as high as 5.0 MPa, on the sides of the specimen. Near the top of both cells, where the rubber membranes are bound, sliding guides are equipped to allow axial movements up to 50 mm against the cell bodies. This was to make the rubber membranes adapt themselves freely in accordance with axial deformations of the specimen.

The rigid cap is equipped with a center-hole type load cell for measurement of axial force. Four hydraulic jacks, whose capacities are 2000 kN for each, are used to apply the axial force. Between the cap and the hydraulic jacks, a large spherical joint is placed to eliminate any unwanted moment forces.

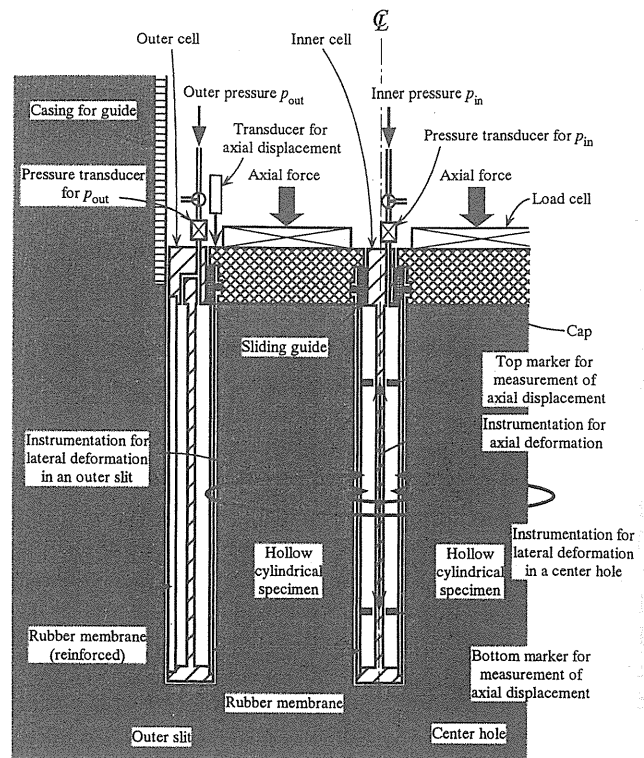


Fig. 3. Structure and composition of test equipment

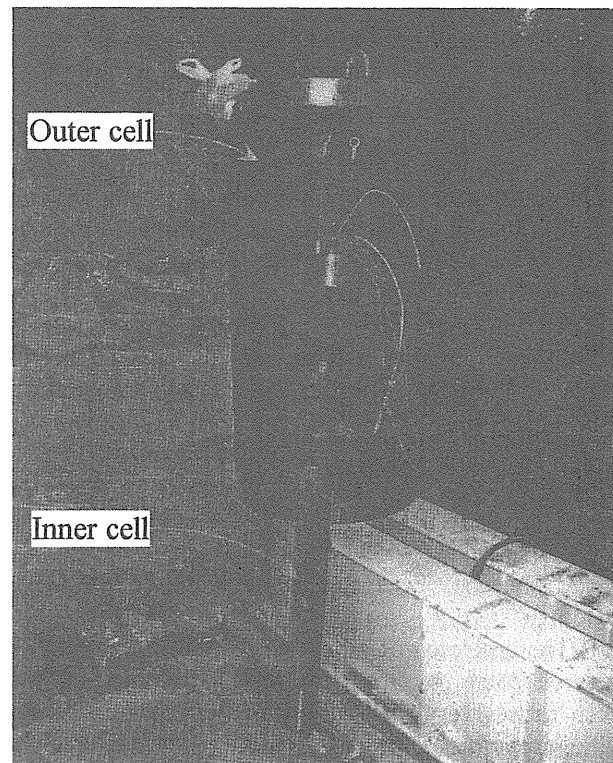


Photo. 1. Inner cell and outer cell

Instrumentation

As shown in Fig. 3, two pressure transducers placed at the inlets of both cells measure the inner pressure, p_{in} , and the outer pressure, p_{out} . These two pressure values are controlled as identical to achieve the triaxial stress condition, thus regarded as lateral confining pressures, σ_c .

The average axial stress, σ_a , is calculated by the following equation;

$$\sigma_a = \frac{Q + W - p_{in}A_{in} - p_{out}A_{out}}{A_s}$$

where Q is the measured axial force at the load cell on the cap, W_0 ($=3.465$ kN) is the weight of the cap, A_{in} ($=37.1$ cm²) and A_{out} ($=333.8$ cm²) are the apparent areas supporting the cap by inner and outer pressures respectively, and A_s ($A_{s0}=1198.8$ cm² before consolidation) is the cross-sectional area of the specimen.

Accurate measurements of both axial and lateral deformations of the specimen are important for this test method. It should be noted that, for practical engineering purposes, global/average strain measurements within some wide ranges/distances where deformations can be deemed as practically uniform, are more preferable than local strain measurements within any limited ranges/distances. Because the latter measured results would not represent the global/average behavior of the rock masses, but might suffer from peculiar localized deformations due to possible heterogeneous and/or discontinuous natures within the specimens.

As shown in Fig. 3, a set of displacement transducers, four LVDTs placed on the edge of the cap at 90 degrees intervals, measure the average axial settlements of the cap. This measurement is intended to monitor the movements of the cap for the control of the hydraulic jacks, but not to measure the average axial strains of the specimen. Because the measured settlements inevitably include unwanted apparent displacements due to bedding errors on the boundary between the cap and the specimen's top surface, possible settlements of the underlying ground, and the influence of the bottom restraints. Therefore, precise measurements should be made on the side of the specimen, in the mid-section but sufficiently away from both ends. A novel technique of instrumentation for cavity deformation, hereafter denoted as ICD, was invented for this deformation monitoring (Tani and Tachikawa, 1998).

Figure 4 schematically explains the conceptual principle of ICD. This ICD utilizes magnetometers as detectors of small pieces of permanent magnets as displacement markers placed on a cavity wall. Both axial and lateral deformations of the cavity wall at any longitudinal locations can be monitored by this single system of ICD. Axial movements of a permanent magnet placed on the cavity wall can be measured by a magnetometer that scans along the longitudinal direction. On the other hand, lateral movements of a cavity wall, i.e. radial expansion or contraction, are measured as changes of the circumferences or arc lengths. Locations of two permanent magnets, A and B, placed on both ends of an

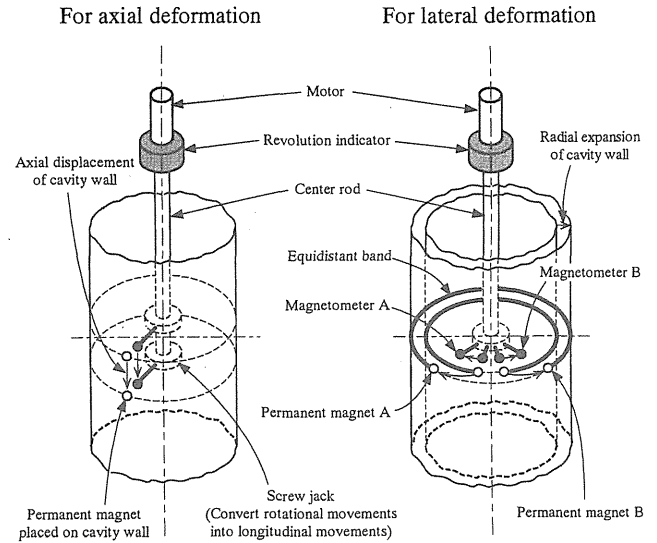


Fig. 4. Conceptual principle of ICD (Instrumentation for Cavity Deformation): (left) For axial deformation, (right) For lateral deformation

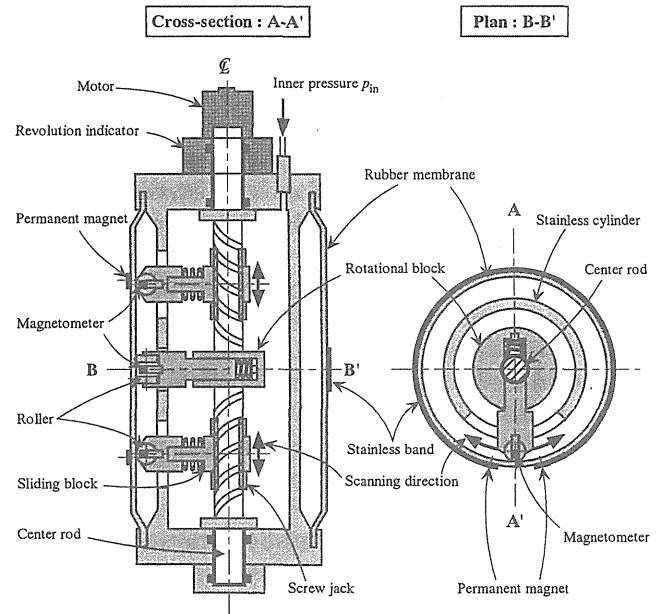


Fig. 5. ICD (Instrumentation for Cavity Deformation) in an inner cell

equidistant band which binds around the cavity wall can be detected by magnetometers that scan along the circumferential direction. Axial as well as rotational scanning movements of all the magnetometers can be made by rotation of a center rod that is monitored by a revolution indicator; a screw jack is used to convert rotational movements into longitudinal translations.

Figure 5 schematically shows the ICD system fitted in the inner cell. Since the revolution indicator and the driving motor are placed outside the cell, they do not need to be proof against cell pressures. Tiny pieces of samarium-cobalt magnets, 3 mm in diameter, 1.5 mm high and with a magnetic flux density of 200 mT on its surface, are used for displacement markers. A set of sliding blocks with

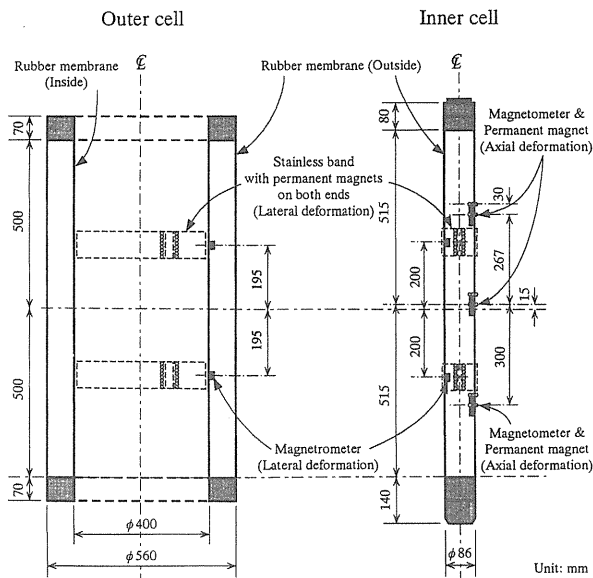


Fig. 6. Locations of ICD (Instrumentation for Cavity Deformation) measurement: (left) Outer cell, (right) Inner cell

magnetometers travel back and forth in the longitudinal direction for scanning the relevant permanent magnets embedded on the surface of a rubber membrane pressurized against the cavity wall. Axial strains can be calculated from the measured differential movements of these separate displacement markers. Also on the center rod, is a rotational block with a magnetometer for scanning two permanent magnets fixed on both ends of an equidistant stainless band rounding the rubber membrane and pressurized against the cavity wall. Lateral strains can be calculated from the measured elongation or narrowing of the gap between two ends of the band, i.e. the changes of peripheral length or circumference of the specimen.

Figure 6 illustrates the locations of ICD measurements. The hollow cylindrical specimen allows the measurements of global/average behavior, i.e. axial as well as lateral deformations, on the lateral surface in the center hole. In addition, lateral deformations can also be measured in the outer slit. Axial displacement measurements are carried out at three depths in the mid-section of the specimen but sufficiently away from both ends. Lateral displacement measurements are conducted at two depths in both the center hole and the outer slit. Ishibashi (1993) conducted numerical modeling of a similar field triaxial test with a solid cylindrical specimen by FE analyses, and demonstrated that the bottom restraints had little influence on the accuracy of deformation measurements in the mid-section of the specimen.

FIELD TEST

In 1999 after some trial tests, an attempt was made to carry out a series of field tests using the test equipment developed at CRIEPI.

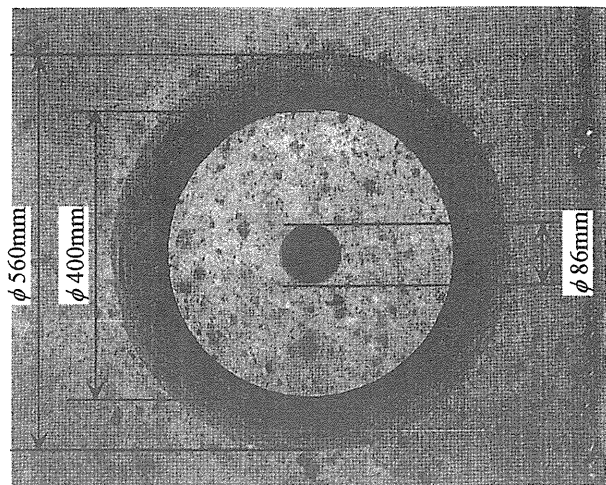


Photo. 2. Top surface of prepared specimen (Test 2)

Table 1. Properties of the tested ground

Test method	Properties	Test results
Geophysical logging	P -wave velocity V_s	1100–1300 m/sec.
	S -wave velocity V_p	2500–2900 m/sec.
	Total density ρ_t	1.85–1.96 g/cm ³
Laboratory measurement on drilled core	Water content w	21–25%
	Unconfined compression strength q_u	4–9 MPa
	Tensile strength by Brazilian test σ_t	0.7–1.2 MPa

General Information on Test Site and Rock Ground

Field tests were carried out at the site of abandoned open quarry in Ohya, about 100 km north of Tokyo. Groundwater table was immediately below the ground surface, as the site could be easily flooded by rain and a small pool was found at slightly elevated level nearby. The tested ground was Miocene deposit of rhyolitic tuffaceous rock formation, generally denoted as green tuff formation or 'Arame (Coarse)' Ohya stone.

As preliminary site investigation, geological survey, geophysical exploration of velocity loggings, and some laboratory measurements and testing on drilled cores were conducted. By geological survey, the rock formation appeared to be fairly uniform and scarcely jointed. But, as is commonly characteristic for hyaloclastite of typical green tuff, the surface expression of the rock is apparently heterogeneous. As shown in Photo. 2, dark spots of several centimeters in diameters are included in a sporadic fashion. They are altered zones of clay minerals, and often called Miso (soybean paste). Results of geophysical logging and laboratory measurements are shown in Table 1. Judging from the values of unconfined compression strengths, the rock is categorized as a softrock.

Test Case

A total of seven tests, Test 1 to Test 7, were carried out. Keeping the inner and outer pressures as identical, $p_{in} = p_{out}$, various kinds of triaxial compression tests were

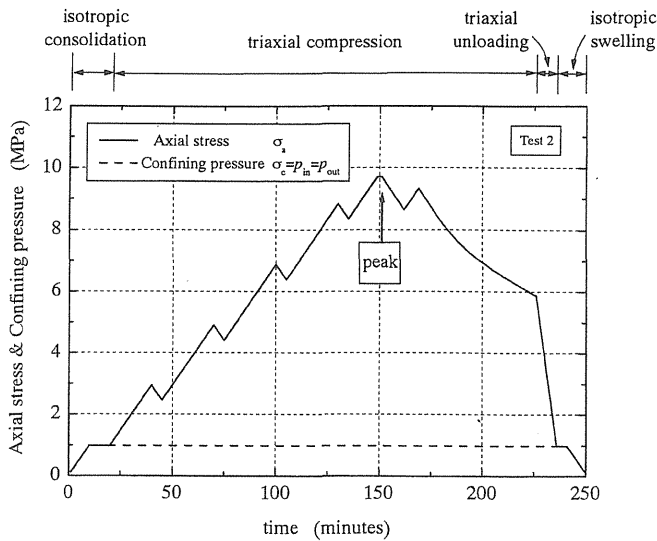


Fig. 7. Stress control record for Test 2

attempted. These included six conventional single-step loading triaxial tests (Test 1–4, 6, 7) and one multiple-step loading triaxial test (Test 5; Kovari and Tisa, 1975). Confining pressures, σ_c , were set as 0.0 (i.e. uniaxial condition), 0.4, 1.0, 2.0 and 3.5 MPa.

Preparation of Test Specimen

After a weathered layer of 0.3–0.5 m thick was removed from the ground surface, all the specimens were prepared at depths of 0.2–1.3 m. Ordinary drilling machinery equipped with various transducers for instrumented drilling was used to prepare the hollow cylindrical specimens (Tani et al., 1998). As shown in Photo. 2, use of diamond bits for rotary drilling was found to be successful for attaining a very smooth surface of the specimen. Moreover, misalignment was observed as no more than one millimeter. By setting centralizers close to the ground surface, unwanted vibration of the core barrel was adequately prevented within 0.1 mm for drilling the center holes and 0.2 mm for drilling the outer slits. Since the values of thrust and torque measured on the drilling machinery were found to be minimal, it is justifiable to conclude that the specimens were subject to practically no disturbance whatsoever during the drilling operation.

The drilled cores, 66 mm in diameter, retrieved from the center holes demonstrated that the rock mass was generally continuous with scarce joints. The only exception, however, was the one used for the multiple-step loading triaxial test (Test 5), where a single distinct joint of discontinuity was observed at 340–346 mm from the top of the specimen.

Test Result of Stress and Strain Relationship

Figure 7 shows the record of stress history for Test 2 as an example of the single-step loading triaxial tests. After isotropic consolidation of $\sigma_c = p_{in} = p_{out} = 1.0$ MPa, axial stress was increased at a constant rate of loading, 0.1 MPa/min., including some small unload-reload

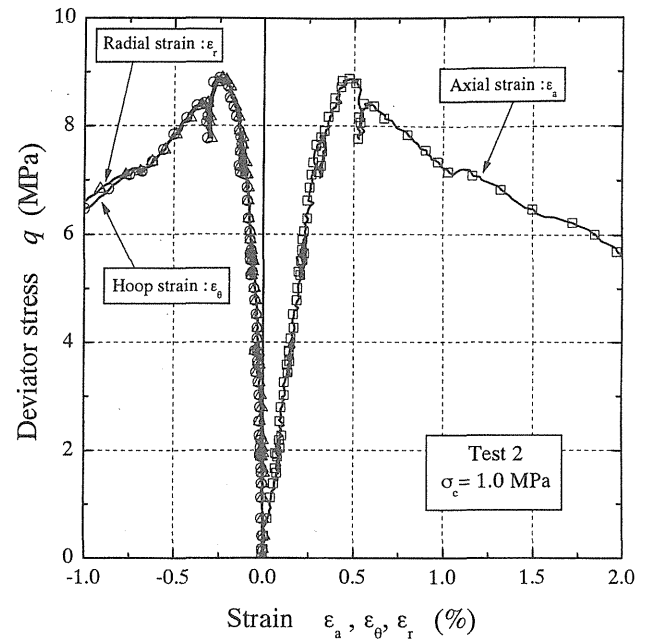


Fig. 8. Relationship between average stresses and average strains for Test 2

cycles. When the maximum axial force was recorded at the peak state, the control system was switched from stress-based to displacement-based in order to obtain the stress-strain relationship up to a residual state.

The test result for Test 2, as the relationships between the deviator stress, $q = \sigma_a - \sigma_c$, and the axial as well as lateral strains, ϵ_a , ϵ_θ and ϵ_r , is shown in Fig. 8 (Tani, 2001). Axial strains, ϵ_a , are calculated as average axial strains measured within a mid-section which is 567 mm long in the center hole. Circumferential strains, or hoop strains, ϵ_θ , are calculated as average values measured at two depths in both inner and outer cells. In addition, interestingly enough, radial strains, ϵ_r , can be measured for this test method, unlike equivalent laboratory triaxial tests where solid cylindrical specimens are used. They are calculated from the radial displacements at the inner and outer sides of the specimen, which are otherwise estimated from circumferential/hoop strains, ϵ_θ , assuming axisymmetric condition.

Figure 8 clearly demonstrates that the proposed down-hole triaxial test is successful in obtaining continuous curves of average stress-strain relationships of rock masses. As for ICD, accuracy of strain measurements is estimated as of the order of 10^{-4} , limited by uncertainties in locating magnet markers by means of magnetometers. In order to assess the representativeness of strain measurements by ICD, axial as well as circumferential/hoop strains, ϵ_a and ϵ_θ , were also measured by strain gages glued on the outer side of the specimen. Figure 9 compares the strain values, ϵ_a and ϵ_θ , by ICD and those by strain gages, respectively. Some data of strain gage measurements are missing for $q = 5.6$ – 8.9 MPa due to recording trouble. Strain values by these two techniques are comparable up to 0.2–0.4%, but larger strain values

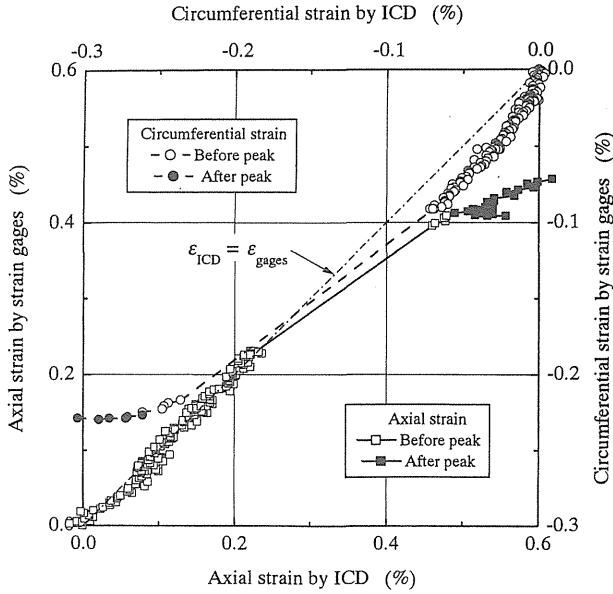


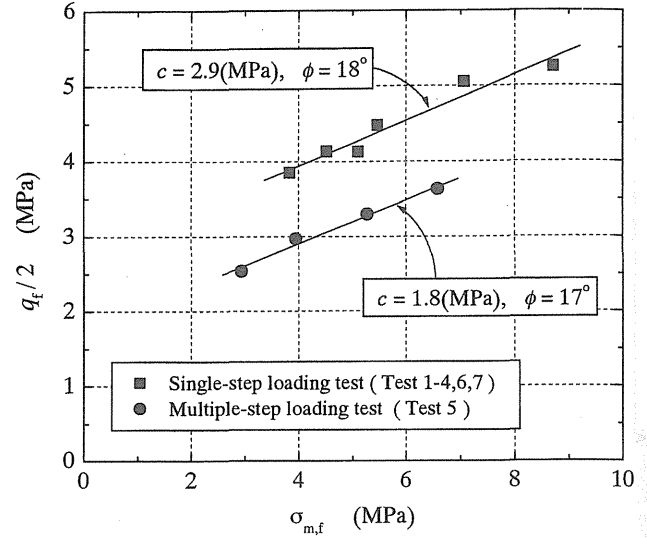
Fig. 9. Comparison of strain values by ICD and those by strain gages for Test 2

are recorded by ICD for a residual state after the peak. It should be noted that strain gages with a limited gage length of 90 mm are not suitable for measurements of larger deformations where localized deformations become more evident. Consequently it may be justifiable to conclude that ICD is superior to strain gages for measurement of overall stress and strain relationships representing global/average behavior of the specimen throughout the test from the beginning of loading up to the residual stage.

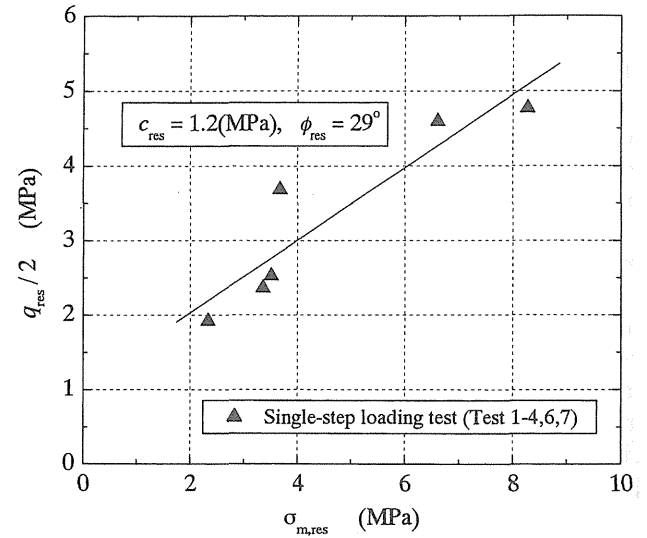
Test Result of Strength and Deformation Characteristics

Figure 10 demonstrates the stress points at peak and residual states together with deduced Mohr-Coulomb's failure criteria. The peak strength parameters are found as $c = 2.9$ MPa, $\phi = 18^\circ$ for single-step loading triaxial tests, while lower values $c = 1.8$ MPa, $\phi = 17^\circ$ are obtained from a multiple-step loading triaxial test (Test 5). The discrepancy is probably due to the weaker specimen for Test 5, which exceptionally includes a distinct joint in the middle. Moreover, the residual strength parameters are found as $c_{res} = 1.2$ MPa, $\phi_{res} = 29^\circ$ for single-step loading triaxial tests. Although further studies are needed regarding scale effect and/or influence of drainage condition (Nakajima et al., 2000), it may be justifiable to conclude that strength values of heterogeneous rock masses can be evaluated with reasonable confidence by using specimens of a significantly large size.

Figure 11 demonstrates the relationships of secant Young's modulus, E_{sec} , and Poisson's ratio, ν , versus shear stress ratio, q/q_t , where q_t denotes the deviator stress at the peak state. Note that all these deformation properties were calculated with the strain data measured by ICD, namely the axial strains, ϵ_a , in the inner cell, and the circumferential/hoop strains, ϵ_θ , in the outer cell. The



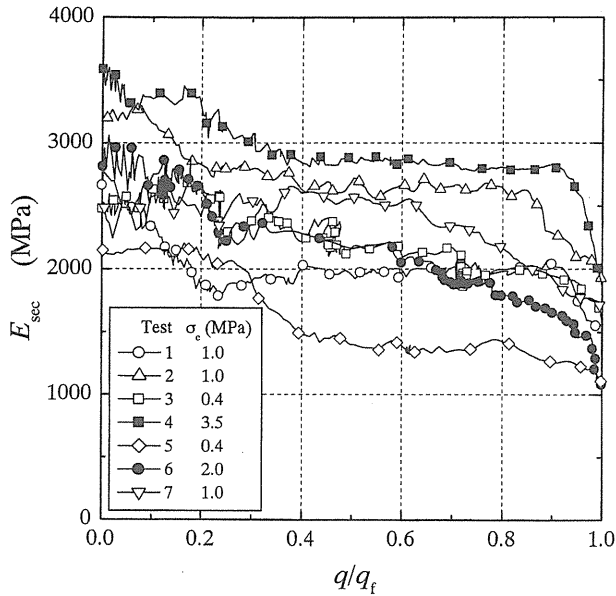
(1) Peak strength



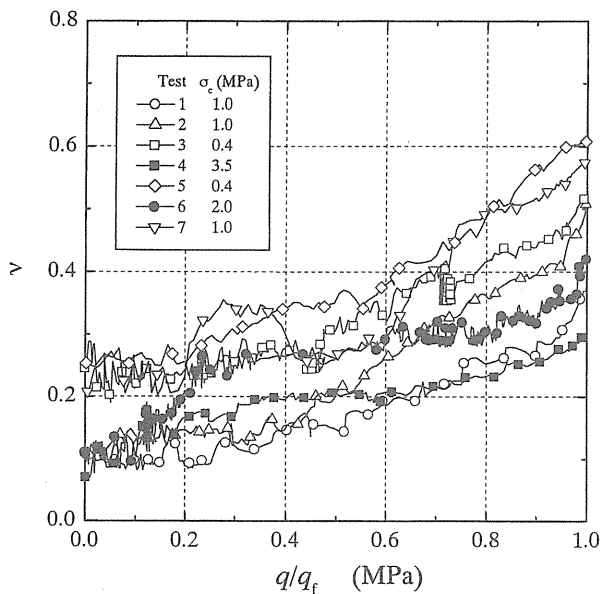
(2) Residual strength

Fig. 10. Strength characteristics by down-hole triaxial tests: (1) Peak strength, (2) Residual strength

continuous degradation of the secant Young's moduli with shear deformations can be clearly seen. On the other hand, the Poisson's ratios, ν , increase from 0.1–0.3 in the beginning, $q/q_t = 0$, to 0.3–0.6 at the peak state, $q/q_t = 1.0$. These varying trends of deformation properties with shear deformations, i.e. non-linear nature of stress and strain relationships, are generally agreeable with the results of laboratory triaxial compression tests on retrieved small samples (Nakajima et al., 2000). However, it is worthwhile to note that the initial secant Young's modulus, $E_{sec,i} = 2200$ –3500 MPa, at the beginning of the shear process, $q/q_t = 0$, was found to be much lower than those expected from the elastic wave velocities, V_s and V_p , measured in the field, $E_i = 6000$ –8000 MPa. This discrepancy is probably attributed to the fact that E_i by velocity measurements generally represents the



(1) Secant Young's modulus



(2) Poisson's ratio

Fig. 11. Deformation characteristics by down-hole triaxial tests: (1) Secant Young's modulus, (2) Poisson's ratio

stiffer parts of the heterogeneous rock mass, as the travel time is evaluated by the fastest elastic wave propagating through the ground, while $E_{sec,i}$ represents the global/average stiffness of the whole specimen under loading.

Failure Mechanism

All the specimens were retrieved to the ground surface after the Loading stage. As shown in Photo. 3, the specimen exhibited several shear bands which were steeply oblique, bearing some 50 to 65 degrees from the horizon, in the middle heights. Compared to equivalent laboratory triaxial tests, the general features are more or less common as regards to their failure mechanisms. For example,

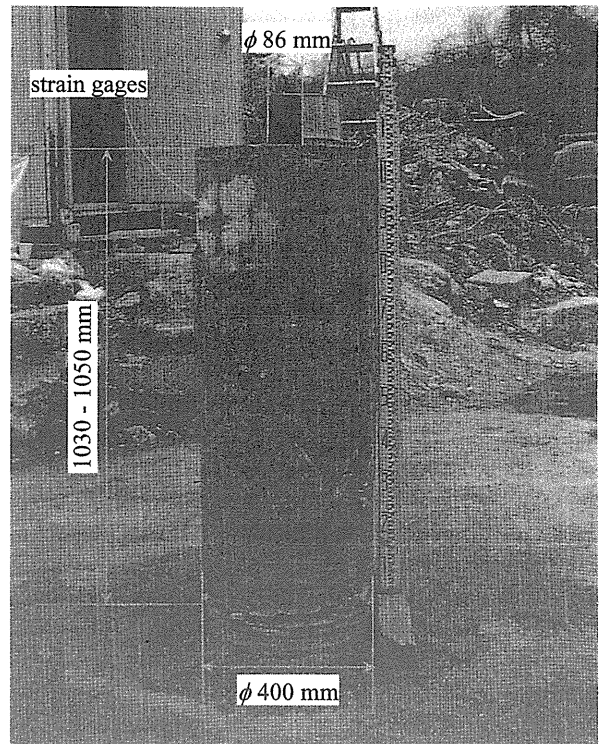


Photo. 3. Test specimen retrieved after Loading stage (Test 2)

it might be interesting to note that fewer, but more noticeable, failure planes were observed in the specimens loaded under lower confining pressures. The only exception is that, an increased number of multiple shear bands was observed in large specimens for down-hole triaxial tests, whereas only a few shear bands are observed in much smaller specimens for laboratory triaxial tests.

CONCLUSIONS

A new field test method, a down-hole triaxial test, was proposed for the purpose of directly measuring average stress-strain relationships and to investigate strength and deformation characteristics of rock masses even in deep ground. The test was conducted on a hollow cylindrical specimen prepared at the bottom of a drill-hole. Average axial as well as lateral strains could be measured in the center hole and the outer slit by a novel technique of instrumentation for cavity deformation, denoted as ICD.

In 1998, a set of prototype test equipment for this test was developed at CRIEPI in Japan. It was designed for practical purposes of geotechnical site investigations for constructions of nuclear power plants, large dams, and large caverns for power stations. Specimen of 400 mm in outer diameters and 1050 mm in height can be sheared under confining pressures as high as 5.0 MPa. Accuracy of strain measurements was designed to be of the order of 10^{-4} .

In 1999, a trial series of tests were carried out at a site of rhyolitic tuffaceous rock formation. The results proved that the proposed test method was successful in obtaining

complete relationships of average stresses and average strains of large rock masses up to the residual state for the first time in the world. The retrieved specimens after Loading step proved the tests had been conducted in shearing under correct triaxial stress condition. Considering the significant size of the tested specimens, the volume of rock involved in the tests is of the same order or greater than those in conventional field rock tests, such as plate load tests and rock shear tests. As a consequence, the test results are considered as representative in evaluation of strength and deformation characteristics of rock masses but not rock cores.

Although the expected costs for this test on large rock specimens may be much greater than conventional field loading tests, the proposed method is far more advantageous as the average stress-strain relationships of rock masses can be evaluated confidently. If large specimens can be prepared down-hole in deep ground, accurate evaluation of strength and deformation characteristics of deep rock masses can be made practicable.

The author believes that the proposed down-hole triaxial tests will substitute for plate load tests, rock shear tests, and pressuremeter tests for rock ground investigation in the near future. In order to progress this test method, further studies are needed to enhance applicability to discontinuous rocks, to reduce costs, and to improve accuracy of deformation measurements. Improvement is underway to eliminate the center hole by introducing a new technique for measurement of strain distribution on the lateral surface of the specimen (Kishi and Tani, 2003).

ACKNOWLEDGEMENTS

Continuous encouragement by Dr. K. Nishi and Dr. H. Ito in CRIEPI is deeply appreciated.

REFERENCES

- 1) Ishibashi, M. (1993): Fundamental study on in-situ triaxial compression test of rock mass, *Proc. of the Seminar on Impact of Computational Mechanics on Engrg. Problems*, 47–48.
- 2) Kishi, M. and Tani, K. (2003): Development of measuring method for axial and lateral strain distribution using CCD sensor in triaxial test, *Proc. 3rd Int. Symp. on Pre-failure Deformation of Geomaterials* (accepted).
- 3) Kovari, K. and Tisa, A. (1975): Multiple failure state and strain controlled triaxial test, *Rock Mechanics*, 7, 17–33.
- 4) Nakajima, T., Tani, K., Okada, T. and Nakamura, T. (2000): Experimental study on drained condition of field triaxial tests on rock, *Proc. 35th JGS Dom. Conf.*, 1001–1002 (in Japanese).
- 5) Okada, T., Nazaki, T., Ikemi, M. and Tani, K. (2003): Development of in-situ tests for rock masses (CRIEPI Method), *CRIEPI Report*, No. U02023 (in Japanese).
- 6) Tani, K. (1994): General Report: Measurement of shear deformation of geomaterials—Field tests, *Proc. 1st Int. Symp. on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol. 2, 1115–1131.
- 7) Tani, K. (1998): Shear strength of uniform weak mudstone: rock shear tests vs. triaxial compression tests, *Proc. 2nd Int. Symp. on Hard Soils—Soft Rocks*, 1, 327–336.
- 8) Tani, K. (1999): Proposal of new in-situ test methods to investigate strength and deformation characteristics of rock masses, *Proc. 2nd Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, 1, 357–364.
- 9) Tani, K. (2001): Prompt report of proof testing of CRIEPI in-situ triaxial test method on rock mass, *Proc. 2nd Asian Rock Mechanics Symp.*, Beijing, 639–642.
- 10) Tani, K. and Tachikawa, H. (1998): Measuring system of displacements of peripheral surface, *Patent Open Report*, PO-H10-182994 (in Japanese).
- 11) Tani, K., Kawasaki, S. and Ito, H. (1998): Study on advanced drilling—evaluation of sample disturbance for uniform sedimentary soft rock—, *CRIEPI Report*, No. U97066 (in Japanese).
- 12) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992): Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, *Proc. 9th ARC on SMFE*, Vol. 2, pp. 101–170.

以下の頁は著作権者の許諾を得ていないため、公表できません。

p. 15 ~ p. 18

p. 35 ~ p. 58

p. 89 ~ p. 122

p. 125 ~ p. 144

p. 149 ~ p. 154

水溶性ポリマーの濃厚溶液を用いた乱れの少ないサンプリング

ポリマー サンプリング 乱れの少ない

横浜国立大学大学院 工学府 学正会員 ○柳澤 希実
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 正会員 金子 進・酒井 運雄
 横浜国立大学大学院 工学研究院 国際会員 谷 和夫

1. はじめに

未固結な土質地盤における乱さない試料のサンプリング方法としては、軟弱な粘性土に対する固定ピストン式シンウオールサンプリングや、砂や砂礫に対する凍結サンプリングが挙げられる。しかし、細粒分を多く含む場合の凍結サンプリングは品質を招くことがあり、またコストが非常に高いことが問題である。

一方、岩盤においては、ビットによって硬い粒子をも切削するロータリードリリングによるサンプリングが一般的である。しかし、ビットの冷却およびカッティングスの排出には循環水が必要となり、風化して固結度が低下した D 級岩盤や破碎帯では細粒部分や砂を洗い流してしまうという問題がある。

そこで地盤の乱さない試料を得る方法として、循環水を使用しないロータリードリリングによるサンプリング方法に注目してきた。そして、試料採取孔の外縁に設けたビットを利用してビットの冷却およびカッティングスの排出を行なう手法を開発してきた¹⁾。しかし、この手法は補助孔が必要となるため、経済性や深部地盤に対する適用性に劣る。そこで、新たにポリマーの濃厚溶液（以後ポリマー溶液と称す）を用い、循環水を必要としないロータリードリリングによる乱さない試料の新しいサンプリング方法を提案し²⁾、実用化してきた³⁾。

本論文では、この手法の概略を締め固めた礫混じり砂の地点で行なった事例とともに紹介する。

2. 新しいサンプリング方法

(1) 提案する手法の特徴

以下に示す 2 点が提案したサンプリング方法の特徴である。

- ① ロータリードリリングによって、地盤の構成粒子に過度な荷重をかけずにビットで切削する。
- ② ビットの冷却とカッティングスの排出にはポリマー溶液を使用し、試料の表面を洗い流す可能性がある循環水を使用しない。

(2) 使用する装置

送水ポンプやウォーターシール等が不要であるので、必要な装置はボーリング機械とコアバレルの 2 点のみである。ボーリング機械は、軸方向に载荷しながら軸回転が可能な簡便な構造のものであれば良い。また、原則としてビットには礫なども容易に切削可能なダイヤモンドビットを用いる。

(3) 一般的なポリマー溶液の特徴

使用しているポリマーは水溶性高分子で、合成高分子に属し、非ニュートン流体で、せん断速度の増加に伴い見かけの粘性係数が減少する擬塑性流体である。また、一般的な機能として、①レオロジー的性質の改善（例えば増粘作用）、②界面活性作用（表面張力低下作用・乳化作用）、③皮膜形成作用、④保湿作用、⑤包接作用、⑥殺菌作用等の多岐にわたる機能を持つ。さらに配管抵抗減少を促すトムズ効果や法線応力効果の一種であるワイセンベルグ効果という特殊な性質も有している⁴⁾。

(4) 手順

図 1 に新しいサンプリングの手順を示す。

- ① ポリマー溶液をコアバレルの上部のポリマー充填口より、予めコアバレル内に封入し、孔底にセットする。
- ② ロータリードリリングによって、掘進する。試料がコアバレル内に入ると従ってポリマー溶液がビットより OUTER チューブ外に押し出されてカッティングスを排出する。
- ③ 試料をコアバレルと共に回収する。

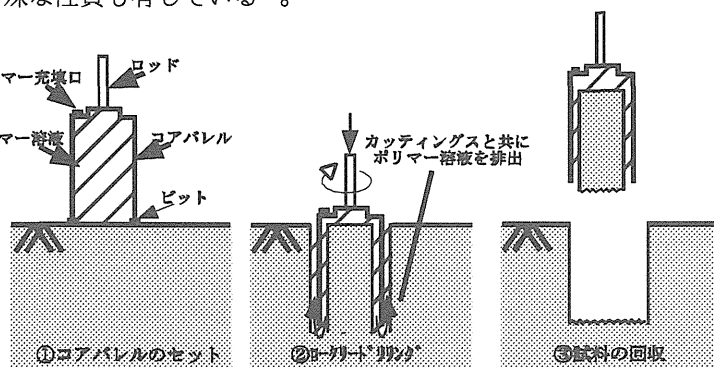


図 1. 新しいサンプリング方法の手順

Undisturbed sampling method using high-concentration water-soluble polymer: Nozomi Yanagisawa (Yokohama National Univ.), Susumu Kaneko, Katsuo Sakai (Kiso-Jiban co.) and Kazuo Tani (Yokohama National Univ.).

3. T地点における実施例

平成 14 年 6 月に、締め固めた砂および砂礫の地盤（T地点）で新しいサンプリング方法を実施した。

(1) サンプリングを実施した地盤の概要

図 2 に示すように、砂を締め固めた地盤である。表面はアスファルトで舗装されているが、その下は未固結の礫混じり砂が 1m 強の厚さで連続している。

(2) 使用したサンプリング装置

ボーリング機械は出力 2200W でストローク 1.1m のハンドフィード式の簡易なものであり、コアバレルは呼び径 160mm、採取長 1600mm の単管式のものを使用した。ビットはインブリグネーティッド・ダイヤモンド・ビットで、内径は 150mm、外径は 160mm である。

(3) 使用したポリマー溶液

水溶性ポリマーは、通常のボーリングを行なう際に使用する泥水作製の増粘剤であり、主成分は合成高分子に属するポリアクリルアミドである。通常の泥水の作製方法と同様に、現場で水と混ぜ合わせるが、濃度は通常の泥水よりも高い数%とした。

(4) 手順

図 1 に示す手順に従った。掘削条件は、コアバレルの回転数は 350rpm、掘進速度は 1.3cm/min 程度で、岩盤を掘削する条件と同程度である。

(5) 採取された試料

写真 1 に採取直後の試料を示す。ポリマー溶液が試料の表面に付着して皮膜を形成し、試料を保護している。

また、採取した試料の表面から付着したポリマー溶液を取り除いた状態を写真 2 に示す。未固結な砂礫地盤を採取したにも関わらず、崩れることなく、側面が滑らかな円柱状の形を保っている。採取された試料には径が 2mm～数 cm の礫も含まれており、取り出した礫を写真 3 に示す。試料の表面に表れた礫はきれいに切断されており、その切削断面は磨いたような光沢を放っている。

4. おわりに

水溶性ポリマーの濃厚溶液を用いた新しいサンプリング方法により、砂礫のような未固結な地盤においても、乱れの少ない試料の採取が可能であることを実証した。しかし、現段階では乱さない試料が得られるメカニズムが未解明で、試料底部の切断方法等の問題があり、改善の余地が多い。そこで、今後は現象の解明に努めると共に、深部地盤への適用性の向上を目指す必要がある。

参 考 文 献

- 1) 酒井運雄：地盤試料採取方法とその装置，特許番号第 2696472 号，1993.
- 2) 酒井運雄，金子進，川原隆：粒状体地盤コアバレル，特許出願公開番号 P2001-98539A，1999.
- 3) 基礎地盤コンサルタンツ株式会社：高機能サンプリングシステム技術資料「GP サンプラー」，1999.
- 4) 柳澤希実，金子進，酒井運雄，谷和夫：高濃度ポリマー溶液を使用した新しいサンプリング方法の実験的研究，第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp311-316，2003.

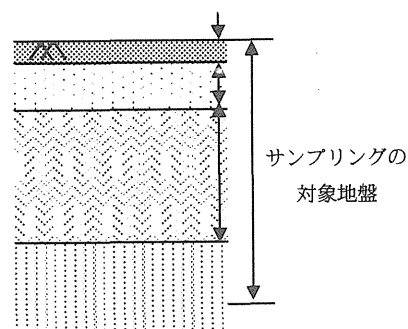


図 2. サンプリング実施地盤

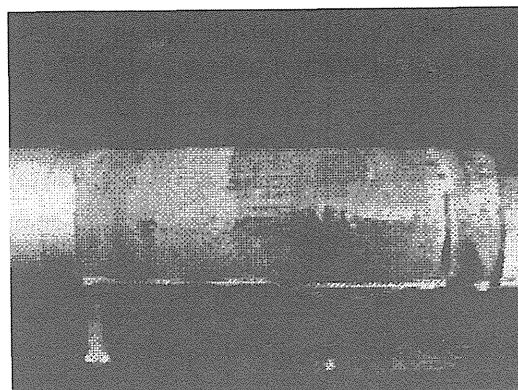


写真 1. 採取直後の試料

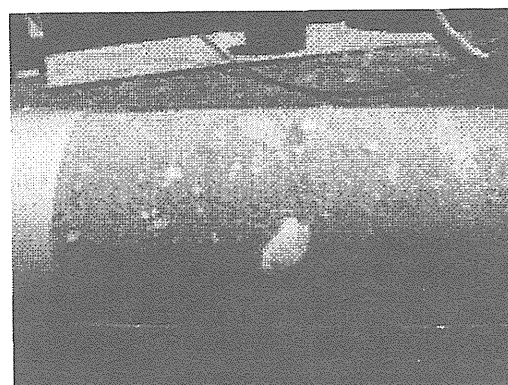


写真 2. 洗浄した試料

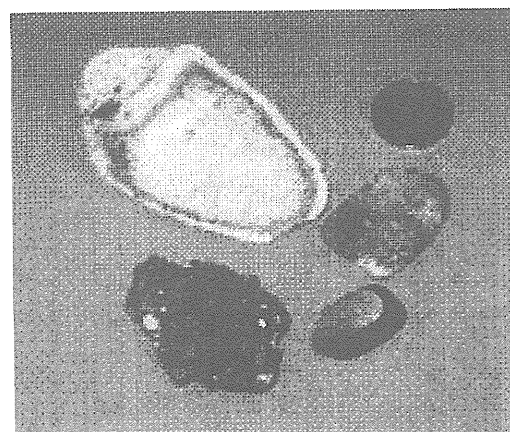


写真 3. 切削された礫

以下の頁は著作権者の許諾を得ていないため、公表できません。

p. 15 ~ p. 18

p. 35 ~ p. 58

p. 89 ~ p. 122

p. 125 ~ p. 144

p. 149 ~ p. 154

水溶性ポリマーの濃厚溶液を利用したサンプリング方法の考え方

サンプリング、ポリマー、ロータリー・ドリリング

横浜国立大学大学院

国際会員 ○ 谷 和夫

横浜国立大学工学部

白井美代

基礎地盤コンサルタンツ (株)

正会員

金子 進

1. はじめに

水溶性ポリマーの濃厚溶液（以後、ポリマー溶液と称す）を利用したサンプリング方法（Rotary Drilling using Polymer）は、細粒分を含む砂礫、崖錐堆積物、破碎帯、風化岩盤などのようなサンプリングが難しい地盤においても、ロータリー・ドリリングによって乱さない試料を得ることを可能にした¹⁾。また、これまでの検討によって、そのメカニズムも解明されつつある^{2),3)}。しかし、地盤の性質と条件や使用するコアバレルに応じてサンプリング条件（ポリマー溶液の濃度や掘削の制御条件など）を設定する考え方が確立されていないことが問題であった。

そこで、カッティングスを排出する効率、コアを保護する作用、ポリマー溶液のコア側面への浸潤の制御の 3 項目を考慮して、ポリマー溶液を利用したサンプリングの条件を設定する方法を考案した。

2. カッティングスを排出する効率

ポリマー溶液を利用したサンプリングでは、固結度が低い部分を洗い流す可能性がある循環水を用いないことが特徴であるが、代わりに用いるポリマー溶液が、カッティングスの排出性能とビットの冷却性能を十分に有することが要件となる。図 1 は、コアバレルの中にポリマー溶液を充填して掘削したサンプリング（ポリマー溶液の送液速度 $f_p = 0$ ）の実績を、ポリマー排出量/カッティングス量の比 $PCR (= d_{in}^2 / (d_{out}^2 - d_{in}^2))$ 、ビットの内径 d_{in} 、外径 d_{out} とコアバレルの呼び径 $d_c (= d_{in})$ の関係としてコアバレルの種類（単管・多重管）毎にプロットしたものである。採取されたコアの品質を目視で判断した結果を、最上質（Excellent）を白抜き印、上質（Good）を半塗り印、低質（Poor）を黒塗り印で表示している。カッティングスがビット近傍に滞留したことが試料の品質低下の原因であったことを考慮すると、カッティングスをスムーズに排出するためには、少なくとも PCR の値として 6 以上 ($PCR_{lb} = 6$) が望ましいことが分かる。

この PCR の値 ($PCR = (\pi \cdot d_{in}^2 \cdot ROP + 4f_p) / \{\pi (d_{out}^2 - d_{in}^2) \cdot ROP\}$) は、コアバレルの構造（採取コアの径 $d_c (= d_{in})$ とビットの幅 $t = (d_{out} - d_{in}) / 2$ ）とポリマー溶液の供給率（ポリマー溶液の送液速度 f_p /掘進速度 ROP ）に依存する。よって、コアバレルの構造と ROP が決まれば、ポリマー溶液の送液速度 f_p の最低値が求めることができる。また、このポリマー溶液の送液速度 f_p と掘進速度 ROP とポリマー溶液に作用する圧力 P_p の間には、一定の関係が存在する。

3. コアを保護する作用

これまでの検討によって、ポリマー溶液を利用したサンプリングでコアが乱されないメカニズムはほぼ明らかになった^{2),3)}。1つの要因は、コアの側面にポリマー溶液の保護皮膜が形成されて試料の表面が一体化すること、ポリマー溶液のワイゼンベルク効果（回転中心体に法線方向応力が作用する効果）によりコアの側面に拘束圧が作用すること、さらに、コアの表面浅部にポリマー溶液が浸潤して見掛けの粘着力が付与されることの複合的な効果により、サンプリング時の擾乱に対するせん断抵抗（せん断強さ） τ_f が増大するからである。もう1つの要因は、高粘性のポリマー溶液であっても、コアバレルの回転によってコアの側面に作用してしまう摩擦（せん断応力） τ_c が、そのシア・シンニング粘性（せん断速度が増すにつれて粘度が減少する性質）とトムズ効果（固体表面に作用する摩擦を低減する効果）によって、非常に小さいからである。

ポリマー溶液が、コアのせん断強さ τ_f を増加する効果は、ポリマー溶液の濃度 C とポリマー溶液に作用する圧力 P_p および試料の強度特性に依存する。一

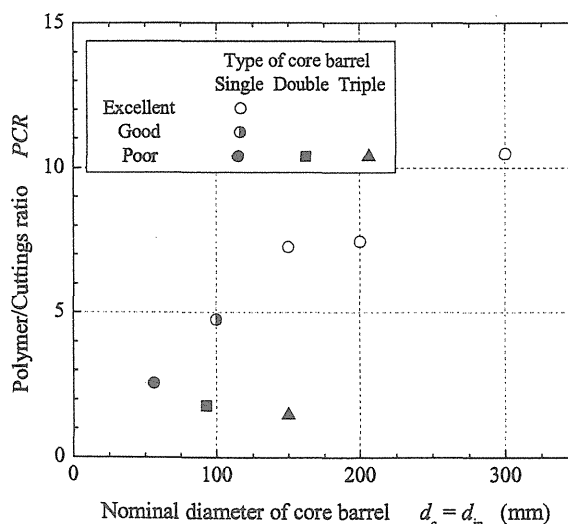


図 1: ポリマー排出量/カッティングス量の比 PCR とコアバレルの呼び径 $d_c (= d_{in})$ の関係

劣、コアの側面に作用するせん断応力 τ_c を低減する効果は、ポリマー溶液の濃度 C とコアバレルの回転速度 R_{bit} に依存する。よって、コアが乱されない条件は、試料の強度特性とこれらの掘削条件 (C 、 P_p 、 R_{bit}) で表現されることになる。

4. ポリマー溶液のコア側面への浸潤の制御

ポリマー溶液がコアの側面浅部に浸潤することは、見掛けの粘着力が付与されてサンプリング時の擾乱に対する抵抗 (せん断強さ) が増大する点では望ましいが、過度に浸潤した場合には、得られたコアの性質が変化してしまい好ましくない。よって、浸潤のフロントが非常に浅い範囲 (例えば、浸潤深さが 1mm 程度) に限られるように制御する必要がある。

これまで、ポリマー溶液が砂などの粒状体に浸潤する現象に関して実験的に検討されてきた^{2),3)}。その結果、ポリマー溶液の浸潤深さは、ポリマー溶液の濃度 C 、ポリマー溶液に作用する圧力 P_p (正確には、ポリマー溶液に作用する圧力と地盤中の間隙水圧の差)、掘進時間 t (正確には、 P_p が作用している時間)、さらに地盤の透水特性 (粒状体ならば、含水条件、粒度、密度など) に依存することが解明されている。

5. ポリマー溶液を利用したサンプリングの条件を設定する方法

2～4章の3項目を考慮して、図2に示すポリマー溶液を利用したサンプリングの条件設定フローを提案する。まず、サンプリングの目的と対象とする地盤の種類や条件に応じてコアバレルを選定する。また、過去の実績を元に、ポリマー溶液の濃度 C 、給圧 Q (またはビットに作用する荷重 WOB)、掘進速度 ROP を設定する。 Q ないし WOB と ROP より、ビットの回転速度 R_{bit} が、掘進長 l と ROP より掘進時間 t が設定される。

地盤の種類 (粒度や固結度など) と R_{bit} と C から、コアの側面に作用する摩擦 τ_c が算定される。一方、地盤の強度特性と C から、コアのせん断強さ τ_f はポリマー溶液の圧力 P_p の関数として求められる。そして、コアが乱されない条件 ($\tau_f \gg \tau_c$) を考慮して、ポリマー溶液の圧力の下限値 $P_{p,lb}$ が設定される。また、地盤の透水特性と C と P_p から、ポリマー溶液がコアの側面に過度に浸潤しない条件を考慮することによって、ポリマー溶液の圧力の上限値 $P_{p,ub}$ が設定される。ここで、ポリマー溶液の圧力 P_p がその上限値と下限値の間で適切に定められる場合には、コアバレルの構造と ROP と P_p から、ポリマー溶液の送液速度 f_p を求めることができる。しかし、ポリマー溶液の圧力 P_p がその上限値と下限値の間で適切に定められない場合には、基本設定に戻ってポリマー溶液の濃度 C や ROP などを再検討する必要がある。求められた f_p がカッティングスの排出効率の面から適切 ($PCR \gg PCR_{lb}$) であれば、条件の設定は終了するが、不適切である場合には、やはり基本設定を見直す必要がある。

6. まとめ

これまでの実績によって、ポリマー溶液を利用したサンプリングを適切に行うことができる設定条件が、ある限定された範囲にあることは経験的に知られている。しかし、そのメカニズムが理解されていなかったために条件を合理的に設定する方法論がなく、対象とする地盤の種類や条件あるいはコアバレルの選択によっては、不適切な条件の下で実施されていた場合もあった。

その後、メカニズムの解明が進んだことを受けて、図2に示す条件設定の考え方が固まってきた。考慮すべき3つの項目のうち、カッティングスを排出する効率とコアを保護する作用に関しては、具体的な設定方法が概ね明らかになってきている。しかし、ポリマー溶液のコア側面への浸潤の制御に関しては、地盤の透水特性に強く依存することと事前に得られる情報が限定されることを考慮すると、簡便で適用性が高い浸潤対策を工夫する必要がある。また、ポリマー溶液の送液速度 f_p を制御したサンプリングの実績を増やして、現場で得られる経験をフィードバックしながら当該技術をさらに高度化する努力も必要である。

参考文献： (1) 基礎地盤コンサルタツ (株)：高機能サンプリングシステム技術資料「GP サンプラー」、1999。

(2) 柳沢希実他：第33回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp.49-56、2004。

(3) 白井美代他：第33回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp.319-324、2004。

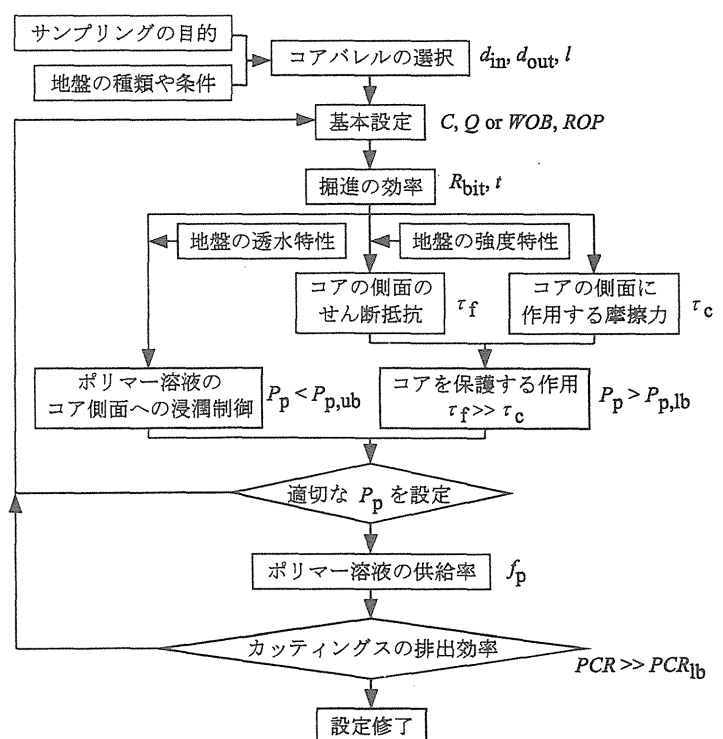


図2：ポリマー溶液を利用したサンプリングの条件設定フロー

原位置三軸試験における変位計測システムの改良

岩盤、原位置試験、変形

横浜国立大学大学院
(財)電力中央研究所
ダイヤコンサルタント(株)
(株)立川機械製作所
横浜国立大学大学院

学生会員 ○曾布川茂
正会員 岡田哲実
正会員 細野高康
立川日出男
国際会員 谷和夫

1. はじめに

谷らの提案した原位置三軸試験¹⁾は、原位置で中空円筒状の試験体に対して行う三軸試験である。図1に示すように中央小孔で軸変位と円周方向変位を計測し、外周孔で円周方向変位を計測している。計測システムは磁力センサーを用いて磁石の位置を検出し、変位を計測するものであるが、計測精度、計測時間に問題がある。変位計測精度は軸変位が0.023mm、円周方向変位が中央小孔で0.234°、外周孔で0.039°であり、計測時間については、内セルと外セルの検出器のスキャンにそれぞれ10秒と20秒、データ処理に10秒、検出器がスキャン後戻ってくるのに20秒かかるため、1回のデータ取得に約60秒程度かかっていた。そこで、この計測システムの改良により、精度の向上、計測間隔の短縮を図るために外周孔では軸変位計測に差動トランス式変位計、円周方向変位計測に非接触型変位計を採用し、中央小孔では磁力センサーを利用した円孔変位計測システム(ICD)を改良する事とした。この改良により、計測精度の向上、計測間隔の短縮が達成できると、高い精度で繰返し載荷試験も実施できると考えられる。

2. 改良の概要

従来のものは、図1に示したように磁力センサーによって、中央小孔において軸方向で3深度、円周方向で2深度、外周孔において円周方向を2深度で計測している。なお、図2に示したように中央小孔軸方向に関しては、構造上、検出器が10mmしか移動できなかったため、8mm間隔で5つの磁力センサーを並べ40mmの計測範囲の変位をカバーしていた。円周方向については磁力センサーは内セルで104.5°、外セルで47.4°スキャンする構造であった。磁力センサーの数は軸方向で15個、円周で4個で合計19個用いて変位を計測していた。改良点を以下に示す。(図3)

- 中央小孔について
 - 軸方向に40mmスキャンするのに対し、円周方向に60°スキャンする構造にした。
 - 軸方向の磁力センサーを1深度につき1つの磁力センサーにした。

外周孔について

- 円周方向変位を非接触型変位計によって4点で計測する。
- 軸方向変位を差動トランス式変位計によって2点で計測する。

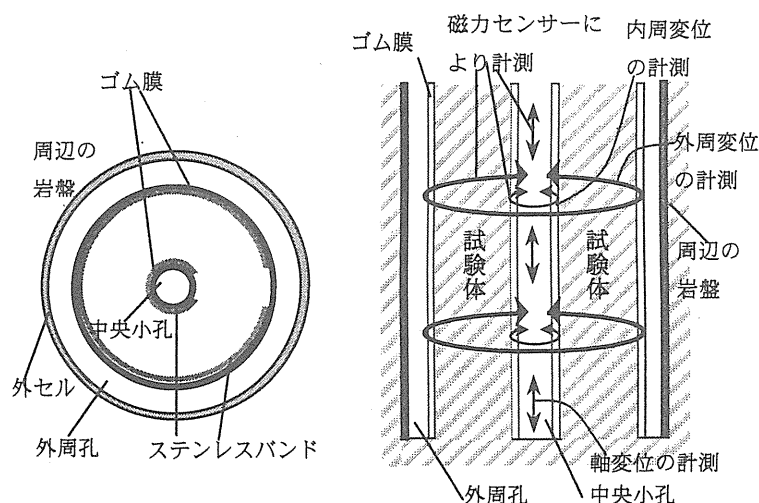


図1 従来のシステム(左：平面図,右：断面図)

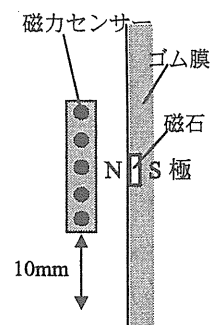


図2 軸変位検出(旧)

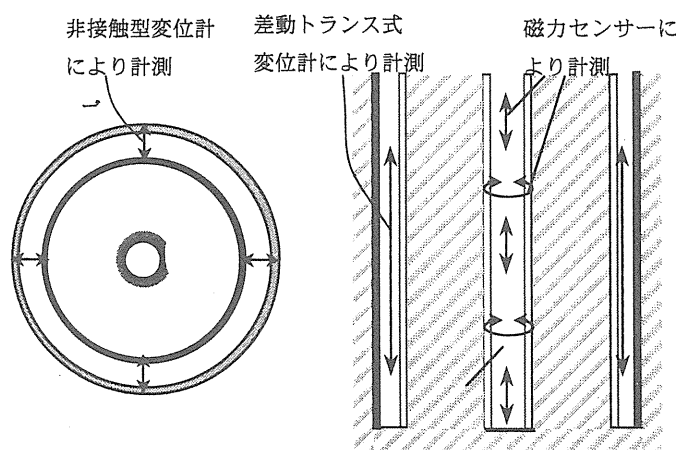


図3 改良したシステム(左：平面図,右：断面図)

3. 計測精度の検討

計測精度を検討するため磁石の位置を固定し、磁力センサーを10回スキャンさせた時のカウントの値のばらつきを調べた。従来のものは、磁力センサーの出力が図4のa点のように極大値となるときのエンコーダカウントを検出し変位に換算していた。しかし、極大値付近のバラツキのため極大値となるカウントの検出精度に30カウント程度の振れがあった。そこで今回は極大値を検出するのではなく、図5のようにターゲットとなる磁石を極性が異なるように並べて配置し、図4のb点のように出力値0のラインと交差する点のカウントを検出することとした。今回、リミットスイッチの精度の問題で検出器のスタート点に100カウント程度のずれが生じる傾向にあったので、基準点となる点を最下部に設け、そこにも同様に図5のように磁石を配置し、その点との差を計算することによって変位を計算する方法をとった。その方法によって、カウントの振れを7カウントまで抑えることができた。今回軸方向のスキャンングストローク40mmに対してエンコーダの出力は22000カウントであるので、変位の精度として0.012mmである。円周方向に関しては、図6のようにステンレスバンドに磁石を配列し、図7のc点、d点の2点間の差をとり変位を計算している。円周方向に関しては、カウントの振れは15カウントであった。円周方向のスキャンングストロークは60°に対してエンコーダの出力は22000カウントであるので精度は0.041°である。外セルについては、現在改造中であるので、精度の検定はまだ行っていないが、一般的に考えて、ひずみゲージ式変位計、非接触型変位計は精度が高く、0.01mm程度の精度を満たすものであると考えられる。

4. 計測スピードの検討

従来のものは内セル、外セルの両方で磁力センサーをもちいていた。また内セル、外セルを同時に動かすことができなかったために無駄なスキャン時間が必要であった。また磁力センサーの数が多いとそれだけパソコンの処理に負担がかかってしまい、処理に時間がかかってしまうという欠点があった。そこで今回は以下に示すような改良を行った。

- ・ 内セルの磁力センサーの数を17個から5個に減らしたことにより、処理時間を短縮した。
- ・ 外セルの磁力センサーをひずみゲージ式変位計、非接触型変位計に変えたことにより、スキャン時間、処理時間を無くした。
- ・ 前回の結果から必要なスキャン範囲を検討し、無駄を無くした。
- ・ 磁力センサーを動かすモーターのスピードを速くした。
- ・ 処理速度の速いパソコンに変えた。(CPU2.6GHz)

以上の改良により、検出器のスキャンに2秒、戻り時間に2秒で1回のデータ取得にかかる合計時間4秒/にまで短縮することができた。

5. まとめ

改良の結果、表1に示したように、計測精度は磁力センサーを用いた中央小孔で軸方向で0.012mm、円周方向で0.041°の精度を達成することができた。また外周孔では軸変位計測に差動トランス式変位、円周変位計測にギャップセンサーを用いることによって、磁力センサーを用いていた従来の方法よりも、精度を向上できると予測される。計測間隔においては、改良前は約60秒かかっていたが、約4秒まで短縮することができた。この改良により、これまで原位置でほとんど

実施されなかった繰返し載荷試験も実施可能であると考えられる。【参考文献】¹⁾谷他：孔底の中空円筒試験体を利用した新しい岩盤試験の開発,第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集,p82-p86,2001.

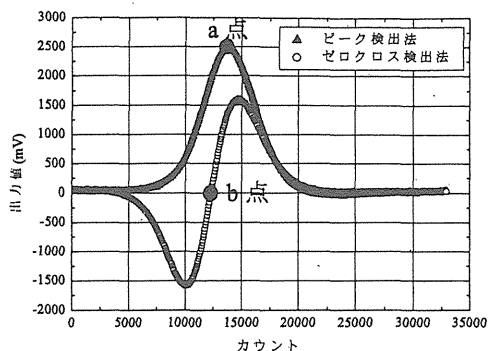


図4 ピーク検出と交差検出

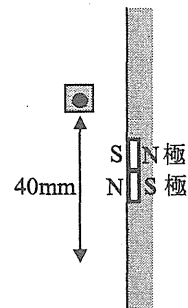


図5 軸変位検出(新)

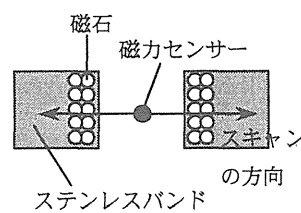


図6 円周変位検出

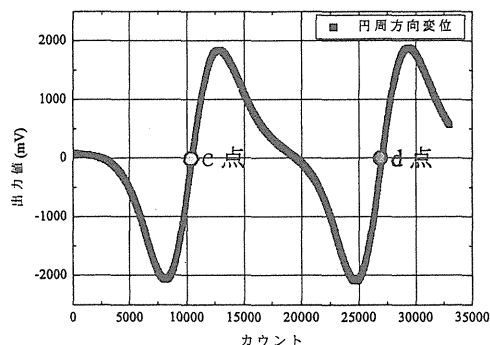


図7 円周方向変位の計測

表1 改良結果

	計測精度				計測 時間 (秒)
	内セル		外セル		
	軸方向変 位(mm)	円周方向 変位(°)	軸方向変 位(mm)	円周方向変位 ひずみ	
改良前	0.023	0.234	なし	0.039° 2.8×10 ⁻⁶	60
改良後	0.012	0.041	約 0.01※	約 0.01° ※ 5.0×10 ⁻⁵	4

※予測値

以下の頁は著作権者の許諾を得ていないため、公表できません。

p. 15 ~ p. 18

p. 35 ~ p. 58

p. 89 ~ p. 122

p. 125 ~ p. 144

p. 149 ~ p. 154