

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3750号

土 木 研 究 所 資 料

フィルダム軟岩基礎の変形性評価の高精度化

平成12年9月

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (2000) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

フィルダム軟岩基礎の変形性評価法の高精度化

フィルダム研究室 室 長 山 口 嘉 一

(元)研究員 川 崎 将 生^{*)}

交流研究員 岡 部 登^{**)}

要 旨

軟岩をフィルダムの基礎とした場合、監査廊の設計やダム堤体の安全性を検討するために精度良く軟岩基礎の変形量を予測する必要がある。一般に、ダム軟岩基礎の変形性評価には原位置における平板載荷試験が用いられるが、現状における試験精度を踏まえた安全側の対応、つまり変形係数や弾性係数の過小評価が行われる事例も多い。結果として、実測変形量と比べて変形量を過大評価する傾向が強い。

本研究では、平板載荷試験を用いた変形性評価において、変形性評価誤差が生じる要因のうち、表層緩みや軟岩の非線形変形特性に着目して、それらが変形性評価に及ぼす影響について考察した。また、その結果を踏まえて、変形性評価精度を高める方法について検討した。

キーワード：フィルダム、基礎、軟岩、平板載荷試験、非線形変形特性

^{*)} 現 建設省九州地方建設局 川辺川ダム工事事務所 建設専門官

^{**)} 交流研究員在職期間（平成10年4月1日から平成12年3月31日まで）

まえがき

近年、我が国公共事業のコスト縮減が重要課題の一つとして掲げられている。ダムなどの大型構造物を建設する際、構造物を支える基礎地盤の変形性を調査、設計時に精度良く評価し、構造物本体の安全性、あるいは、構造物の機能に支障を与えるような変形量が生じないように、必要に応じて基礎地盤の改良や変形性の大きな基礎表層部の掘削除去を行う必要がある。特に、ダムに関して考えてみると、フィルダムは、コンクリートダムに比べて軟質な岩盤（軟岩）を基礎とすることが多く、フィルダムの建設および湛水時における遮水ゾーンの安定性照査や遮水ゾーン底部に設置する監査廊の継目間隔設計には、設計段階で変形量を精度良く予測することが重要である。

しかし、現状での基礎地盤の変形性評価精度では、安全性を最優先し、安全側の変形性評価、つまり変形係数や弾性係数の過小評価を行わざるを得ない場合も少なくない。従って、フィルダムの軟岩基礎の変形性評価精度を高めることで、掘削除去量の減少、カルバート式の監査廊ブロックの長スパン化、監査廊の継目が開くことを想定して設置するジョイントグラウト配管の少量化などが期待でき、ひいては、コスト縮減が図れると考えられる。本研究はこうした現状を踏まえて、軟岩基礎の変形性評価の高精度化に取り組むものである。

目 次

まえがき	i
目次	iii
図、表、写真題一覧	vi
1 研究概要	1
2 フィルダム軟岩基礎の変形性評価法の現状と課題	3
2.1 変形性評価のための原位置試験	3
2.2 平板載荷試験による変形性評価誤差	6
2.2.1 ダム基礎の地質	6
2.2.2 平板載荷試験	7
2.2.3 実測挙動から逆解析したダム基礎の変形係数	9
2.2.4 室内土質試験	11
2.2.5 各種評価手法による軟岩基礎の変形特性	16
2.2.6 本節で得られた知見	18
2.3 フィルダム軟岩基礎変形性評価法における課題と本研究の検討事項	19
3 平板載荷試験における表層緩みの影響を考慮したダム軟岩基礎の変形性評価	20
3.1 緩み層を考慮した数値シミュレーション	20
3.2 緩み層が平板載荷試験結果に及ぼす影響（検討ケース 1）	22
3.3 地盤内鉛直ひずみを用いた変形性の検討（検討ケース 2）	25
3.4 異なる載荷板径を用いた試験による変形性の推定（検討ケース 3）	27
3.5 ポアソン比の影響（検討ケース 4）	29
3.6 平板載荷試験結果に影響を与える要因	32
3.7 本章で得られた知見	34

4	人工軟岩を用いた室内平板載荷試験と非線形変形特性を考慮した数値解析	35
4.1	室内平板載荷試験方法	35
4.1.1	事前配合試験	35
4.1.2	人工軟岩地盤作製方法	41
4.1.3	室内平板載荷試験方法	46
4.1.4	人工軟岩地盤解体方法および室内土質試験	48
4.2	人工軟岩地盤の物理および力学特性	52
4.3	試験時の排水条件	59
4.3.1	フィルダム築堤時の基礎の排水条件	59
4.3.2	原位置平板載荷試験時の排水条件	62
4.3.3	室内平板載荷試験時の排水条件	64
4.3.4	圧密排水三軸試験時のひずみ速度と排水条件	66
4.4	室内平板載荷試験結果	67
4.5	人工軟岩の非線形変形特性の数値モデル化	70
4.5.1	圧密排水三軸試験時の体積ひずみ補正	70
4.5.2	非線形変形特性の数値モデル化	73
4.6	室内平板載荷試験の数値シミュレーション	84
4.7	本章で得られた知見	91
5	フィルダム軟岩基礎の変形量予測	93
5.1	基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布	93
5.2	非線形変形特性を考慮した数値シミュレーション	96
5.2.1	平板載荷試験	96
5.2.2	フィルダム築堤時の数値シミュレーション	98
5.3	線形弾性解析による変形量予測	102
5.4	考察	105
6	まとめ	107

参考文献	109
本資料に関連した研究成果物	111
巻末資料	113
1. 監査廊を設置していないフィルダム軟岩基礎の変形係数	115
2. ダム基礎から採取した不攪乱試料を用いた土質試験結果	116
3. 人工軟岩（事前配合試験）の三軸圧縮試験結果	128
4. 人工軟岩の室内土質試験結果	134
5. 人工軟岩の非線形変形特性を考慮した三軸圧縮試験の数値シミュレーション例	188
6. 圧密排水三軸圧縮試験（事前配合試験）時の内体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v およびせん断ひずみ γ	190
7. 圧密排水三軸圧縮試験時の外体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v およびせん断ひずみ γ	191

図、表、写真題一覧

図-1.1 基礎地盤の変形係数とその基礎地盤位置での土柱高の関係における監査廊設置時の要注意領域

表-2.1 平板載荷試験から求めた変形係数

表-2.2 実測挙動の逆解析より算出した変形係数

表-2.3 室内土質試験一覧

図-2.1 平板載荷試験装置の概要(等変位載荷法)

図-2.2 孔内載荷試験装置の概要(等分布荷重載荷法)

図-2.3 スリット・ジャッキ試験装置の概要

図-2.4 電中研式岩盤試験装置の概要

図-2.5 ダムの標準断面

図-2.6 ダム軸沿いの基礎の地質断面

図-2.7 平板載荷試験結果

図-2.8 実測岩盤変位

図-2.9 実測鉛直応力

図-2.10 実測岩盤変位と実測鉛直応力の関係

図-2.11 実測挙動からの逆解析に用いた有限要素メッシュ

図-2.12 LDT(局所変形測定装置)の概要

図-2.13 外部変位計(EXT)および LDT によって計測した軸ひずみと軸差応力の関係

図-2.14 LDT を用いた三軸圧縮試験から得られた正規化した接線弾性係数 E_{tan}/E_{max} と軸ひずみ ϵ の関係

図-2.15 $E_{max} \sim p'$ 関係

図-2.16 圧密試験結果

図-2.17 平板載荷試験および三軸圧縮試験から得られた変形性とひずみの関係

図-2.18 平板載荷試験における載荷板中心軸沿いの鉛直ひずみ分布

図-2.19 従来設計法、逆解析および三軸圧縮試験から得られた変形性とひずみの関係

図-2.20 フィルダム基礎岩盤の実測ひずみ

表-3.1 検討ケースと解析条件

表-3.2 変形性評価誤差 $(1-E_{PLT}/E_0)$ [検討ケース 1]

表-3.3 平板載荷試験条件と試験面の地質

図-3.1 緩み層を考慮した 2 層地盤モデルの模式図

図-3.2 解析に用いた有限要素メッシュ(検討ケース 1、2 および 4-1 の $\phi=30\text{cm}$ の場合)

図-3.3 変形性評価誤差 $(1-E_{PLT}/E_0)$ の等高線 [検討ケース 1] (数値は百分率表示)

図-3.4 E_{PLT} の E_L 接近度

図-3.5 等変位載荷($\phi = 30\text{ cm}$)における地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数の深度分布[検討ケース 2]

図-3.6 等分布荷重載荷($\phi = 30 \text{ cm}$)における地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数の深度分布[検討ケース 2]

図-3.7 E_{PLT30}/E_{PLT80} および E_{PLT60}/E_{PLT80} と E_L/E_0 の関係

図-3.8 緩み層厚 d と緩みの程度 E_L/E_0 の関係

図-3.9 緩み層厚 d ごとの緩みの程度 E_L/E_0 と E_{PLT80}/E_0 の関係

図-3.10 地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数に及ぼすポアソン比の影響(等変位載荷)

図-3.11 地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数に及ぼすポアソン比の影響(等分布荷重載荷)

図-3.12 検討ケース 3 に与えるポアソン比の影響

図-3.13. 平板載荷試験における寸法効果

表-4.1 事前配合試験一覧

表-4.2 硅砂7号の物理特性

表-4.3 人工軟岩地盤作製用打設計量質量

表-4.4 室内平板載荷試験条件

表-4.5 室内土質試験一覧

表-4.6 解析条件

表-4.7 室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた入力物性値

図-4.1 人工軟岩(砂岩)の一軸圧縮強さ

図-4.2 人工軟岩(泥岩)の一軸圧縮強さ

図-4.3. 室内平板載荷試験の実施フロー

図-4.4 硅砂 7 号の粒度分布

図-4.5 圧密時土槽の概要

図-4.6 載荷時土槽の概要(試験Ⅱ)

図-4.7 計測器の平面配置

図-4.8 人工軟岩地盤の分割方法

図-4.9 人工軟岩地盤の物理および力学特性

図-4.10 水平面における針貫入試験結果(試験Ⅰ)

図-4.11 水平面における針貫入試験結果(試験Ⅱ)

図-4.12 水平面における針貫入試験結果(試験Ⅲ)

図-4.13 鉛直面における針貫入試験結果(試験Ⅰ～Ⅲ)

図-4.14 圧密試験結果(試験Ⅰ～Ⅲ)

図-4.15 圧密・透水試験結果(試験Ⅰ～Ⅲ)

図-4.16 間隙比と透水係数の関係(試験Ⅰ～Ⅲ)

図-4.17 フィルダム築堤時の解析に用いた有限要素メッシュ

図-4.18 フィルダム堤体最大断面直下の基礎に生じる過剰間隙水圧の推移

図-4.19 原位置平板載荷試験の解析に用いた有限要素メッシュ

図-4.20 原位置平板載荷試験における基礎の過剰間隙水圧の推移

- 図-4.21 室内平板載荷試験の解析に用いた有限要素メッシュ
- 図-4.22 室内平板載荷試験における基礎の過剰間隙水圧の推移
- 図-4.23 排水三軸圧縮試験の解析に用いた有限要素メッシュ
- 図-4.24 三軸圧縮試験における過剰間隙水圧の推移
- 図-4.25 室内平板載荷試験結果(試験Ⅰ～Ⅲ: 載荷圧力～沈下量関係)
- 図-4.26 地表面鉛直および水平変位(試験Ⅰ～Ⅲ)
- 図-4.27 地表面ひずみ(試験Ⅱ、Ⅲ)
- 図-4.28 内体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v 、半径方向ひずみ ε_r 、およびせん断ひずみ γ
- 図-4.29 三軸圧縮試験装置の概要
- 図-4.30 内体積ひずみおよび外体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v 、半径方向ひずみ ε_r 、およびせん断ひずみ γ
- 図-4.31 初期接線弾性係数 E_{max} の算出例
- 図-4.32 初期接線弾性係数の拘束圧依存性(試験Ⅰ～Ⅲ)
- 図-4.33 排水三軸圧縮試験時のポアソン比(試験Ⅰ～Ⅲ)
- 図-4.34 割線弾性係数とせん断ひずみの関係(試験Ⅰ: 中段・水平、試験Ⅲ: 上段・鉛直)
- 図-4.35 接線弾性係数と偏差応力レベルの関係(試験Ⅰ: 中段・水平、試験Ⅲ: 上段・鉛直)
- 図-4.36 三軸圧縮試験のシミュレーション結果(試験Ⅰ: 中段・水平、試験Ⅲ: 上段・鉛直)
- 図-4.37 人工軟岩のせん断応力レベル依存性(試験Ⅱ: 上段)
- 図-4.38 せん断応力レベル依存性を考慮した三軸圧縮試験の数値シミュレーション結果(試験Ⅱ: 上段・鉛直)
- 図-4.39 人工軟岩のせん断弾性係数レベル依存性(試験Ⅲ)
- 図-4.40 室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた有限要素メッシュ(試験Ⅱ)
- 図-4.41 室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた有限要素メッシュ(試験Ⅲ)
- 図-4.42 室内平板載荷試験の数値シミュレーション結果(試験Ⅱ)
- 図-4.43 室内平板載荷試験の数値シミュレーション結果(試験Ⅲ)
- 図-4.44 初期応力状態の違いによる結果比較
- 図-4.45 地表面鉛直および水平変位(試験Ⅱ)
- 図-4.46 地表面ひずみ(試験Ⅱ)
- 図-4.47 割線弾性係数および変形係数の推移(試験Ⅱ)
- 図-4.48 偏差応力比および弾性係数の分布(試験Ⅱ)
- 写真-4.1 強制練りミキサー
- 写真-4.2 テーブル型バイブレーター
- 写真-4.3 上載圧載荷装置
- 写真-4.4 供試体脱型状況
- 写真-4.5 モールド内壁へのテフロンシート貼り付け
- 写真-4.6 試料の練り混ぜ
- 写真-4.7 モールド内への試料投入
- 写真-4.8 細孔を有するアクリル製円盤

写真-4.9 バイブレータによる試料への加振
写真-4.10 供試体表面へのろ紙の設置
写真-4.11 圧密用ガイドリングの取り付け
写真-4.12 圧密用載荷板の設置
写真-4.13 24時間圧密状況(980 kPa の圧力保持)
写真-4.14 平板載荷試験装置(載荷および制御)
写真-4.15 針貫入試験
写真-4.16 載荷試験後の供試体の例(供試体 I)
写真-4.17 モールドから取り出した供試体(ブロック No.1~No.3)
写真-4.18 供試体の深さ方向の分割
写真-4.19 最終分割後の供試体(9 ブロック)

表-5.1 ダムの概要

表-5.2 岩盤変位計位置での変位量

表-5.3 平板載荷試験に対する数値シミュレーション検討ケース一覧

表-5.4 平板載荷試験結果(副ダムサイト)

表-5.5 解析の入力物性値(堤体:Kuhrahwy-Duncan-Seed モデル)

表-5.6 解析の入力物性値(基礎:非線形弾性体)

表-5.7 解析の入力物性値(基礎:弾性体)

図-5.1 ダムの標準断面

図-5.2 ダム軸沿いの地質断面

図-5.3 ダム軸沿いの岩級断面

図-5.4 岩盤変位計の設置位置(縦断面)

図-5.5 基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布

図-5.6 平板載荷試験の数値シミュレーション結果

図-5.7 解析に用いた有限要素メッシュ

図-5.8 非線形弾性体を用いた数値解析による鉛直ひずみの深度方向分布

図-5.9 基礎の弾性係数の深度方向分布

図-5.10 平板載荷試験の数値シミュレーションにおける変形係数の推移

図-5.11 孔内載荷試験による変形係数の深度方向分布

図-5.12 弾性体を用いた数値解析による鉛直ひずみの深度方向分布

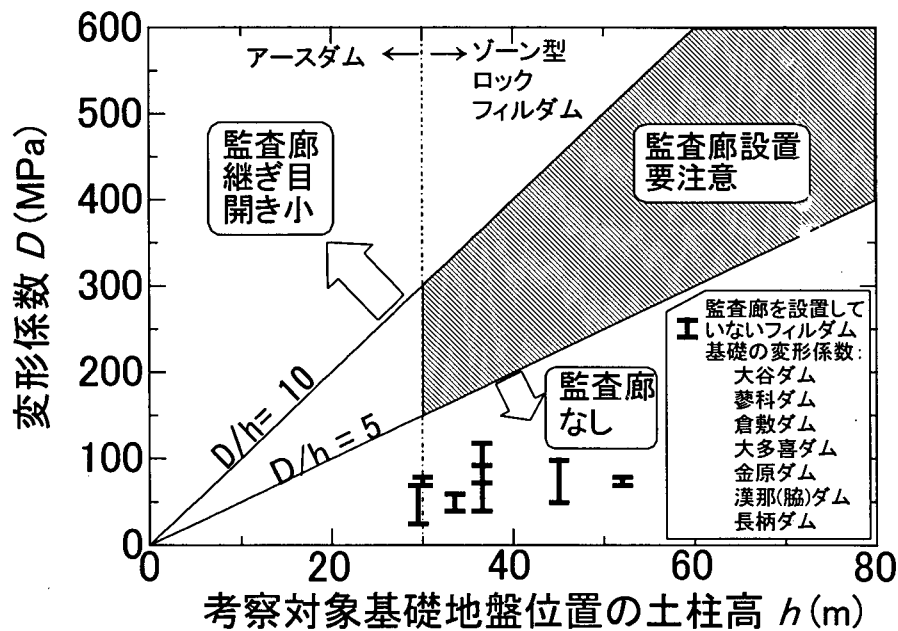
図-5.13 ダム軸沿いの岩級の深度方向変化

図-5.14 非線形弾性解析と線形弾性解析による深度方向の鉛直ひずみ分布の比較

図-5.15 非線形弾性解析と線形弾性解析による深度方向の弾性係数の分布の比較

1 研究概要

ダムや橋梁基礎などの大型構造物を建設する場合、基礎岩盤の変形に対する構造物の安全性を検討する必要がある。ダムに関して見ると、フィルダムは堤体の基礎変形への追従性の良さ（構造物の柔軟性）から、コンクリートダムの基礎より相対的に軟質な岩盤、いわゆる軟岩を基礎とすることが多い。しかし、フィルダムの基礎に過大な変形が生じると、監査廊の構造的な安定性を脅かすだけでなく、遮水ゾーン直下の岩盤内に設置される監査廊周辺の基礎岩盤や堤体内の応力分布が変化することにより破壊領域が発生し、堤体および基礎の遮水機能に支障をきたす可能性がある。図-1.1 はカルバート式監査廊が設置されたフィルダムにおける築堤時の継目の開きおよびずれ量に関する既往の調査結果¹⁾と監査廊が設置されていない事例（巻末資料1参照）に基づいて、基礎地盤の変形係数 D (MPa)とその基礎地盤位置でのフィルダム堤体の土柱高 h (m)による監査廊設置時の要注意領域（斜線部）を示したものである。ここであえて「基礎地盤」と表現したのは、一部の調査対象ダムの基礎が岩盤でない場合があるためである。図中の要注意領域（斜線部）に入るダムでは、堤体築造に伴う基礎地盤や監査廊継目の変形（位）量やその分布を精度よく予測するとともに、築堤時の挙動監視を行う必要がある。本研究で変形性評価の高精度化を目指すのは、この要注意領域に含まれる地盤である。なお、この領域に含まれる基礎地盤の変形係数は、図-1.1 より明らかなように土柱高により変化するが、概ね軟岩基礎のそれに一致する。そのため、本研究の対象はこの要注意領域内の軟岩基礎とした。



*)詳細情報は、巻末資料1を参照。

図-1.1 基礎地盤の変形係数とその基礎地盤位置での土柱高の関係における
監査廊設置時の要注意領域

軟岩基礎の変形性は、対象構造物が建設される基礎地盤に対しての原位置載荷試験を行い、その変位応答から評価されることが一般的である。原位置変形試験として代表的なものに平板載荷試験がある。本研究では、ダム軟岩基礎の変形性評価に一般的に用いられるこの平板載荷試験を主たる方法として、軟岩基礎の変形性評価精度を高めることを目的としている。そのために、平板載荷試験の精度に影響を与える要因に関する検討や、それらを排除する手法などについて検討した。

また、平板載荷試験時の軟岩の挙動をより厳密に把握することを目的として、人工軟岩地盤を用いた室内平板載荷試験を行うとともに、人工軟岩の供試体を用いた高精度の三軸圧縮試験により、その非線形変形特性を厳密に評価した。さらに、その非線形変形特性を考慮した数値解析による平板載荷試験のシミュレーションを行い、試験結果の再現性を検討した。

さらに、築堤に伴う軟岩基礎の変形量を、フィルダム基礎のほぼ同一地点で測定長の異なる3基の岩盤変位計で測定した記録、および、水準測量による監査廊設置部の地表面沈下量として把握し、それらから基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布を算出した。また、その結果を基に、線形および非線形変形特性を考慮した数値解析を用いた変形量予測手法の精度を向上させる方法について検討した。

2 フィルダム軟岩基礎の変形性評価法の現状と課題

2.1 変形性評価のための原位置試験

軟岩基礎の変形性は、対象構造物が建設される基礎に対して原位置で載荷試験を行い、その変位応答から評価するのが一般的である。しかし、軟岩には、その力学的特性を大きく左右する不連続面である亀裂が発達していないという前提に立ち、原位置から乱さない試料（不攪乱試料）を採取し、それをを用いた室内力学試験により変形性を評価する方法もある。前者は、基礎岩盤の物性の不均質性などの室内試験で評価しきれない性質を含んだマスとしての平均的な評価が可能である反面、試験自体が境界値問題であるため、試験により試験地盤内に発生した応力・ひずみ分布は非一様であり、試験結果から非線形性なども踏まえて厳密に変形性を評価するには、その境界値問題を適用した逆解析に頼らざるを得ない。一方、不攪乱試料を用いた室内力学試験で変形性を評価する場合、供試体の応力・ひずみは精度良く制御でき、要素試験として直接、応力～ひずみ関係が得られる反面、サンプリングや運搬時の乱れの影響が懸念され、たとえ乱れが生じていたとしても、試験結果の解釈として、乱れによるものか、あるいは、元来地盤が有している特性なのかの判断が難しいという短所もある。以上のことから、大型構造物、特にダム軟岩基礎の変形性評価には、主に原位置載荷試験を行い、必要に応じて室内試験を付加的に行うのが良いと考えられている。

変形性を評価する原位置載荷試験には、平板載荷試験、孔内載荷試験、深層載荷試験、スリット・ジャッキ試験、電中研式試験などがある。以下に、それらを概説する。

平板載荷試験²⁾は、図-2.1に示すように変形性を評価する軟岩基礎の地表面あるいは側壁面に、載荷面と直交する方向に剛板（等変位載荷法）、あるいは、柔軟なダイヤフラム（等分布荷重載荷法）を介して載荷力を加え、載荷力と載荷板の変位量の関係から変形性を評価する試験である。この試験は、比較的簡便に原位置で試験が行え、載荷中の載荷面付近の状況を直接目視により確認できるが、試験面掘削などによる表層緩みの影響を受ける可能性がある。また、上述したように試験結果から非線形性なども踏まえて厳密に変形性の評価を行うには、軟岩の構成則を仮定したうえで、境界値問題を適用した逆解析によらなければならない。実際には、軟岩は非線形変形特性を持つが、非線形変形特性を考慮した逆解析が煩雑であるため、等方均質な線形弾性体と仮定して変形性を評価することが一般的である。

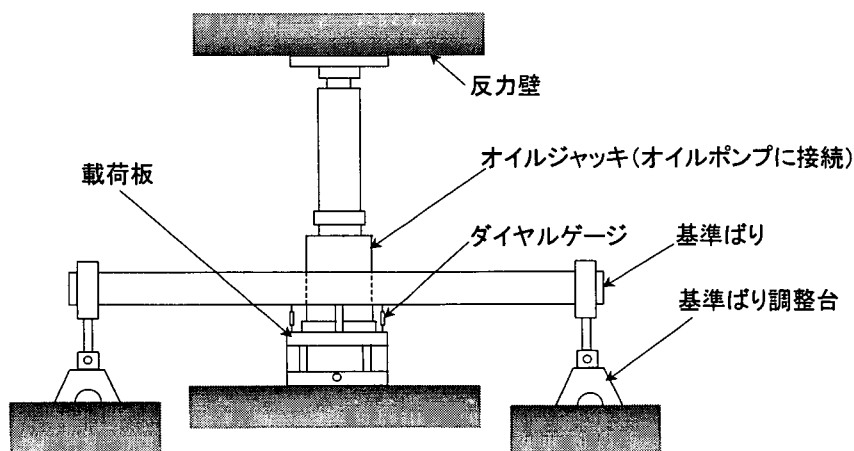


図-2.1 平板載荷試験装置の概要(等変位載荷法)²⁾

孔内載荷試験³⁾は、図-2.2 に示すようにボーリング孔内の孔壁を載荷面とし、ゴムチューブに液体（もしくは気体）を送り込む等分布荷重載荷法と、油圧で剛体載荷板を介して孔壁に載荷する等変位載荷法がある。孔内載荷試験はボーリング孔内で実施するため、基礎深部での試験が容易に行えるという長所があるが、変形性の評価が境界値問題であるのは平板載荷試験と同様である。また、一般に、載荷方向が構造物の荷重が作用する鉛直方向と異なり水平方向であることや、載荷中の状況を直接目視で確認することができないなどの短所がある。

ボーリング孔の孔底で軸方向に載荷するのが深層載荷試験⁴⁾である。これは、孔内載荷試験の短所である載荷方向と構造物の荷重作用方向が異なる点を、克服するものであるが、載荷寸法が小規模であるため、マスとしての評価が行えないという短所がある。

岩盤に10～11 mm 程度のスリットを切削し、その中にフラット・ジャッキを挿入して切削面に載荷する試験をスリット・ジャッキ試験²⁾と呼ぶ（図-2.3 参照）。これは、平板載荷試験のように載荷力の反力を得るための大きな試掘横坑や、反力体、アンカーなどなしに載荷試験が行えるという長所を有するが、載荷方向が構造物の荷重作用方向と異なるという短所もある。

電中研式原位置岩盤試験⁵⁾は、図-2.4 に示すように、ボーリング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）にゴム膜を介して側圧を作用させるとともに、上面を軸方向に載荷した時の試験体の軸方向と円周方向の変位挙動を計測する試験である。この試験方法は、平板載荷試験などに比べて試験手順が煩雑であるが、原位置でマスとして評価しうる試験体寸法で室内試験のように応力・変位を制御できる点が最大の特徴である。現時点では、地盤浅部での試験実績⁶⁾しかないが、地盤深部で試験が行えるようになれば、より有効な手法となり得る。

以上、5 種類の変形性を評価する原位置載荷試験を概説したが、本研究では、特にダムにおける実務面での実績と簡便性から、平板載荷試験に着目し、平板載荷試験による変形性評価誤差の要因分析と評価精度の高度化の方法について検討した。

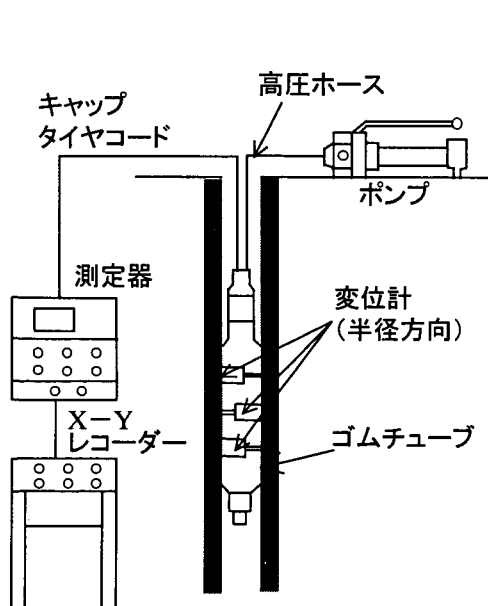


図-2.2 孔内載荷試験装置の概要(等分布荷重載荷法)³⁾

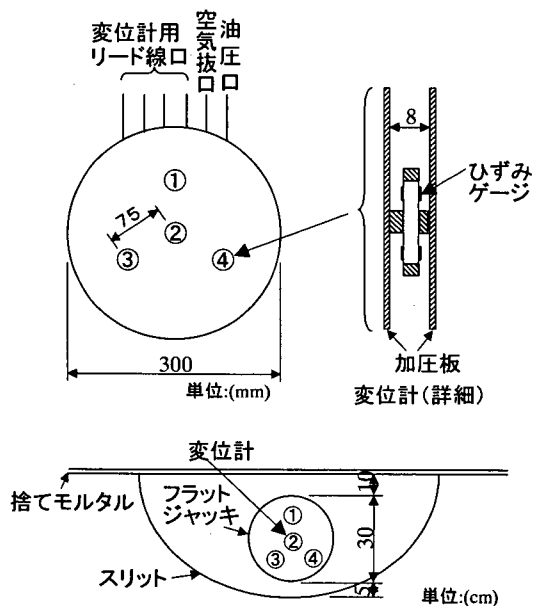


図-2.3 スリット・ジャッキ試験装置の概要²⁾

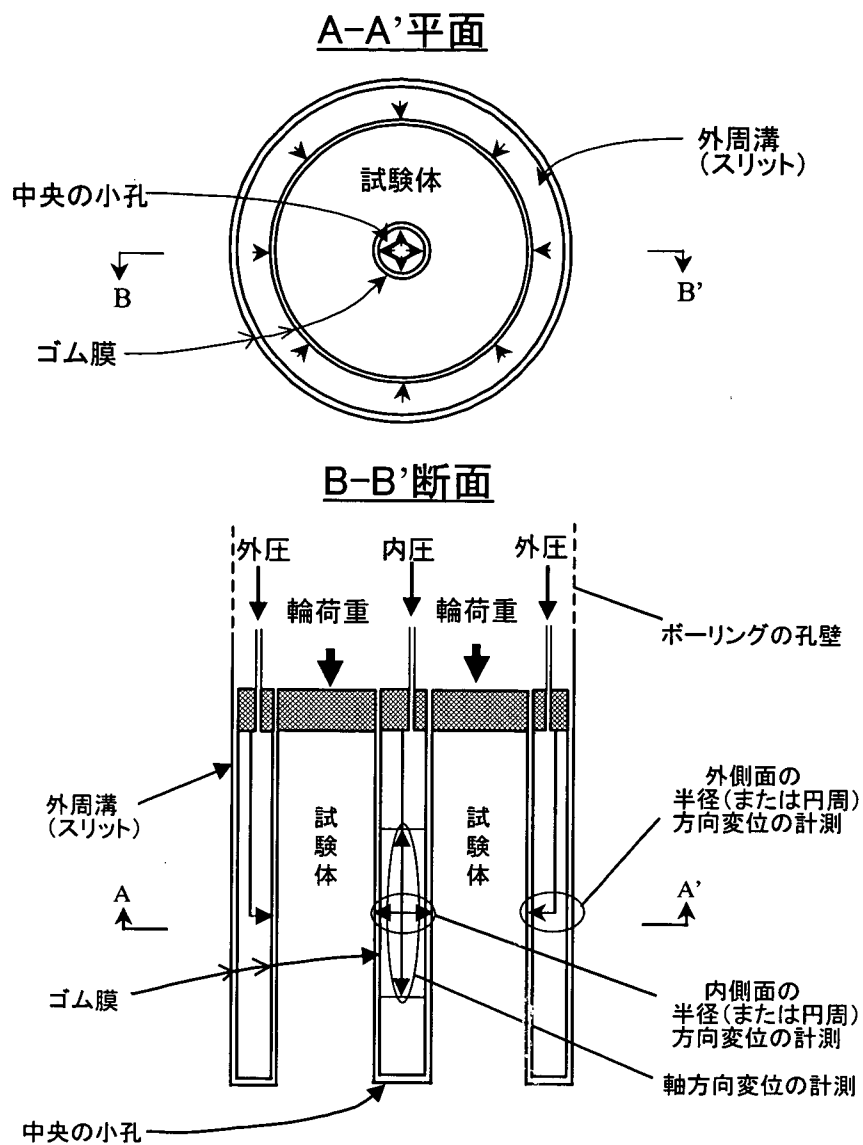


図-2.4 電中研式岩盤試験装置の概要⁵⁾

2.2 平板載荷試験による変形性評価誤差

本節では、ロックフィルダム建設の際に得られた各種試験結果や基礎岩盤の変形量実測結果を基に、ダム基礎軟岩の非線形変形特性、および平板載荷試験による軟岩基礎の変形性評価誤差について検討した。

2.2.1 ダム基礎の地質

対象としたダムは、堤高 73.5m の既設の中央コア型ロックフィルダムである。標準断面を図-2.5 に、ダム軸沿いの基礎の地質断面を図-2.6 に示す。このサイトの基盤岩は緑色凝灰岩（グリーンタフ）であり、河床部付近から右岸側は貫入岩である斜長流紋岩で形成される。左岸側は緑色凝灰岩および泥岩・緑色凝灰岩互層とこれらに貫入する粗粒玄武岩からなる。斜長流紋岩の岩級は概ね C_M 級であるが、緑色凝灰岩との接触部周辺および接触部と F-1 断層の間は熱変質を受けており、 C_L 級ないし D 級の軟質な岩盤が入り混じって複雑に分布している。河床部付近（A 断面）の緑色凝灰岩は、特に変質・軟質化が著しく、地表面では C_L ～ D 級ないし D 級の岩盤が分布している。左岸側の緑色凝灰岩は概ね C_M 級で、所々に C_L 級岩盤を挟在し、泥岩・緑色凝灰岩互層は C_L 級と C_M 級の岩盤が互層状に分布している。粗粒玄武岩は概ね C_M 級であるが、緑色凝灰岩との境界部は熱変質により軟質化している。

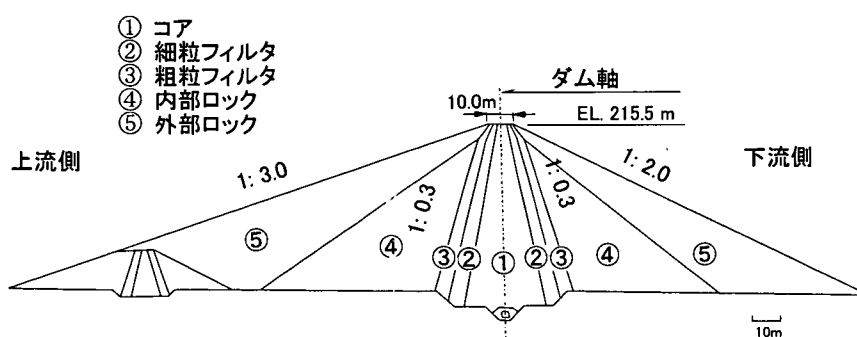


図-2.5 ダムの標準断面

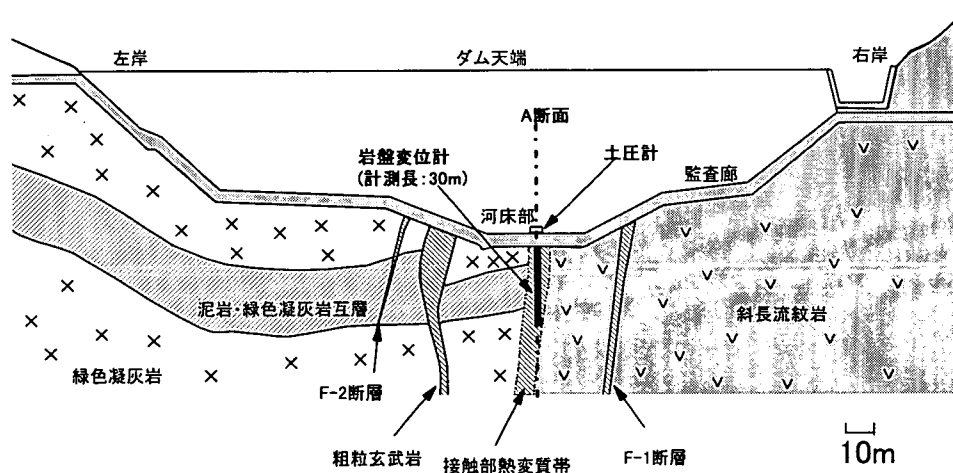


図-2.6 ダム軸沿いの基礎の地質断面

2.2.2 平板載荷試験

A断面付近の変質・軟化が著しいC_L級およびC_L～D級の緑色凝灰岩を対象に、計5ヶ所（C_L～D級3ヶ所、C_L級2ヶ所）で等変位載荷法による平板載荷試験を実施した。試験方法は土木学会「平板載荷による原位置岩盤の変形試験方法の基準(1976)」²⁾等に準拠した。試験から得られた載荷板変位と載荷応力の関係を、岩級ごとにそれぞれ図-2.7に示す。C_L～D級岩盤で実施された試験における処女荷重部分の包絡線は、いずれも載荷初期から載荷応力と載荷板変位の間に明瞭な非線形関係があることを示している。一方、C_L級岩盤で実施された試験結果を見ると、載荷応力が0.5 MPa以上の部分では、処女荷重部分の包絡線がほぼ直線的であり、岩級の違う両者に異なった傾向が見られる。

上記のC_L級岩盤における試験結果のような挙動を示した場合、通常、設計値としての変形係数は載荷板変位と載荷応力の関係がほぼ直線的な部分から(2.1)式より算出される²⁾。一方、C_L～D級岩盤のように、載荷板変位と載荷応力の関係に明確な直線部分が見あたらない場合は、岩盤に作用するであろう堤体荷重を考慮した上で応力範囲を決定し、その範囲における載荷応力と載荷板変位の関係から変形係数を算出するケースが多い。通常、フィルダム基礎の変形性に関する設計値を求める際に用いられるこれらの方法に従い、図-2.7に示す○印間の直線勾配から変形係数を算出した。ただし、ポアソン比を明確に規定することは困難であるため、0.15、0.30および0.45の3種類とした。算出した変形係数をまとめたものを表-2.1に示す。この表より、軟岩に対する平板載荷試験の結果評価およびダム基礎の変形解析で一般的に用いられている0.3のポアソン比に対しては、C_L～D級で18.0 MPa、C_L級で99.7 MPaとなることがわかる。

$$E_{PLT} = \frac{(1-\nu^2) \cdot \Delta F}{\phi \cdot \Delta \delta} \quad [\text{等変位載荷の場合}] \dots\dots\dots(2.1)$$

ここに、 E_{PLT} ：平板載荷試験結果として得られる弾性係数、 ν ：ポアソン比、

ϕ ：載荷板径、 ΔF ：弾性係数を求める区間の荷重増分、

$\Delta \delta$ ：弾性係数を求める区間の載荷板沈下量増分。

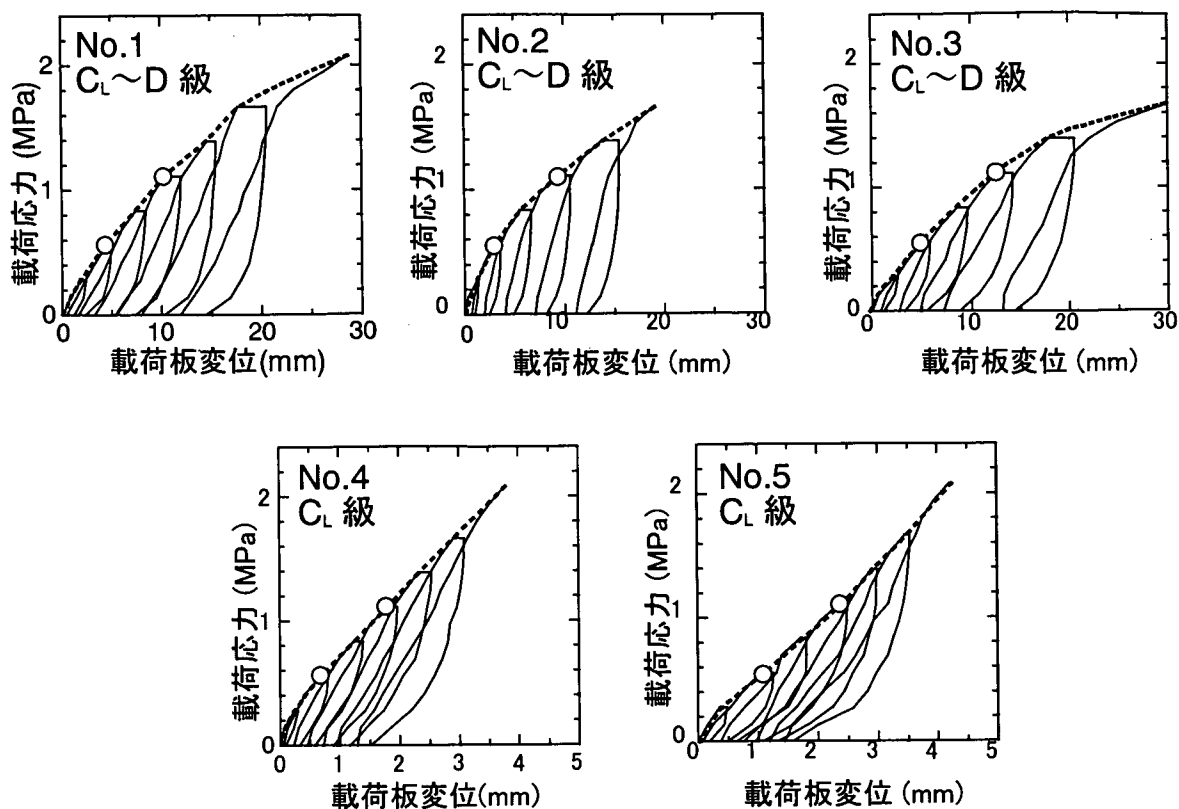


図-2.7 平板載荷試験結果

表-2.1 平板載荷試験から求めた変形係数

(a) C_L~D 級

ポアソン比 ν	変形係数 E_{PLT} (MPa)			
	No.1	No.2	No.3	平均値
0.15	21.5	19.6	16.9	19.3
0.30	20.0	18.2	15.7	18.0
0.45	17.5	16.0	13.8	15.8

(b) C_L 級

ポアソン比 ν	変形係数 E_{PLT} (MPa)		
	No.4	No.5	平均値
0.15	115.5	98.8	107.2
0.30	107.4	91.9	99.7
0.45	94.2	80.6	87.4

2.2.3 実測挙動から逆解析したダム基礎の変形係数

C_L級ないし C_L~D 級岩盤に分類される軟質な緑色凝灰岩の接触部熱変質帯 (A 断面) に計測長 30 m の岩盤変位計を設置した。また、その直上の監査廊天端に、盛土荷重による鉛直方向の全応力を計測するために、土圧計を設置した (図-2.6 参照)。図-2.8、図-2.9 は、それぞれ盛立高と実測岩盤変位、盛立高と実測鉛直応力の関係である。盛立高の増加に対する岩盤変位の増加率は盛立の進行に伴ってあまり変化していないが、鉛直応力の増加率は、盛立の進行に伴って減少している。フィルタ材の剛性がコア材に比べて一般的に大きいため、両ゾーンの境界部でコア材には上向きに摩擦力が作用することや、谷幅が狭い場合には、河川兩岸のアバットメントと堤体の摩擦によってこのようなアーチ現象が生じると考えられており、通常のロックフィルダムで計測される一般的傾向である。

図-2.10 は盛立開始から終了までの、実測岩盤変位と実測鉛直応力の関係である。実測岩盤変位がおおよそ 3 mm から 12 mm の範囲① (□印間) および 14 mm から 25 mm の範囲② (△印間) の 2 区間の挙動をもとに、基礎岩盤を線形弾性体と仮定して、有限要素法により変形係数を逆解析した。その際、ポアソン比は 0.15、0.3 および 0.45 の 3 種類に変化させた。解析結果を表-2.2 としてまとめた。解析に用いた有限要素メッシュを図-2.11 に示す。岩盤変位計を設置した緑色凝灰岩の接触部熱変質帯は、概ねダム軸に対して直交方向に連続して分布していたことから、解析は岩盤変位計を含むダム上下流断面での平面ひずみ状態を仮定して実施した。その際、入力する基礎の変形係数を変化させ、所定の盛土荷重増分に対する岩盤変位測定区間の変位増分が実測値と一致するような弾性係数を求めた。その結果、ポアソン比 0.3 に対して、範囲①では変形係数が 825 MPa、範囲②では 515 MPa となった。

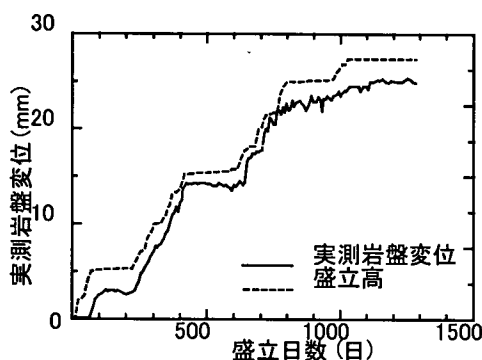


図-2.8 実測岩盤変位

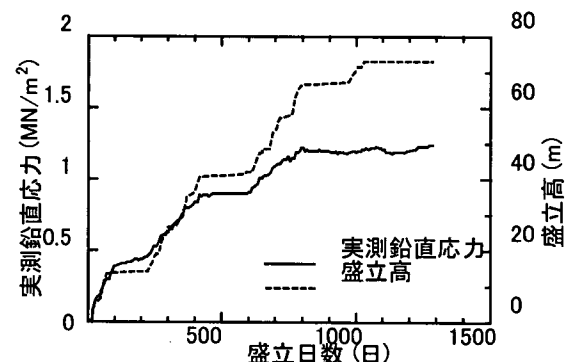


図-2.9 実測鉛直応力

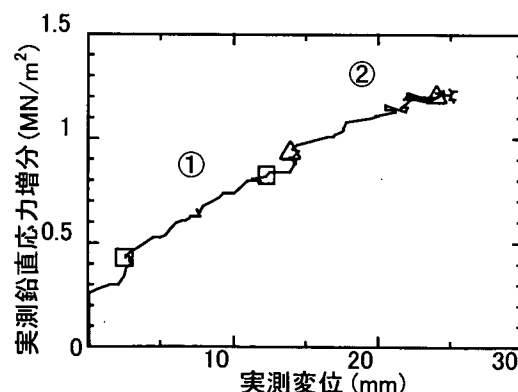


図-2.10 実測岩盤変位と実測鉛直応力の関係

表-2.2 実測挙動の逆解析より算出した変形係数

ポアソン比 ν	変形係数 (MPa)	
	範囲①	範囲②
0.15	1080	665
0.30	825	515
0.45	370	283

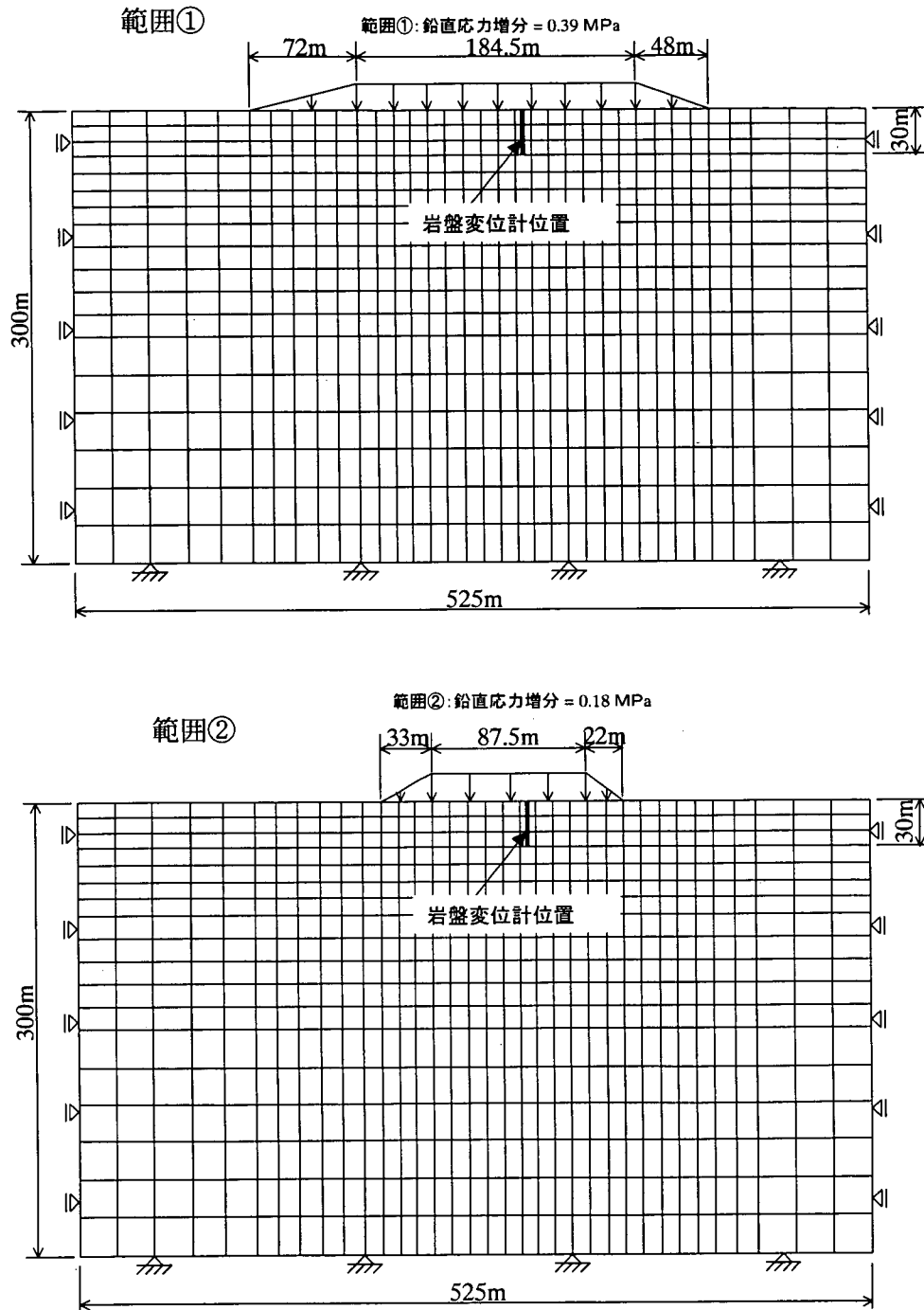


図-2.11 実測挙動からの逆解析に用いた有限要素メッシュ

2.2.4 室内土質試験

ダム基礎軟岩の非線形変形特性を評価するために、原位置からコアカッターで採取した乱さない試料（不攪乱試料）を成形して作製した供試体に対して微小ひずみ時の軸圧縮量を高精度に計測できる LDT(Local Deformation Transducer)⁹⁾を用いた三軸圧縮試験(図-2.12 参照)および圧密試験を行った。コアは緑白色で、密着した微細な亀裂が比較的多く、所々、亀裂面の風化と考えられる褐色を呈している部分が見られた。また、局部的に、脈状の粗粒部分が存在した。原位置の露頭で実施した針貫入試験結果から、(2.2)式に示す岡田らの式⁹⁾を用いて推定される一軸圧縮強さは、1.3 MPa である。三軸圧縮試験は河床部から D 級、C_L 級および C_L~D 級の乱さない試料を採取、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形に成形し、 $\overline{CU}$ 条件と CD 条件で行った。なお、軸ひずみ速度は全供試体について 0.05 %/min とした。圧密試験は三軸圧縮試験と同様に河床部から採取した D 級、C_L 級および C_L~D 級の試料を、直径 4 cm (D 級、C_L 級) ないし 6 cm (C_L~D 級)、高さ 2 cm の供試体に成形したものをを用いて行った。圧密圧力は D 級に対して 5 MPa まで、C_L 級に対しては 40 MPa まで、C_L~D 級に対しては 20 MPa まで载荷した。室内土質試験一覧を表-2.3 に示す。また、室内土質試験結果を巻末資料2に掲載した。なお、以後の検討には、平板载荷試験が C_L 級と C_L~D 級で行われたことから、室内試験も C_L 級と C_L~D 級に対する結果を用いた。しかし、C_L 級の三軸圧縮 ($\overline{CU}$) 試験の拘束圧 29.4、49、98kPa に供した 3 つの供試体は、超音波速度測定結果から、C_M 級相当と判断し、検討対象から除外した。

$$\log qu = 0.978 \log NP - 0.379 \quad \cdots \cdots (2.2)$$

ここに、 qu ：一軸圧縮強さ(MPa)、 NP ：針貫入勾配(N/mm)。

注) 文献 9)の式を SI 単位系に変換した。

表-2.3 室内土質試験一覧

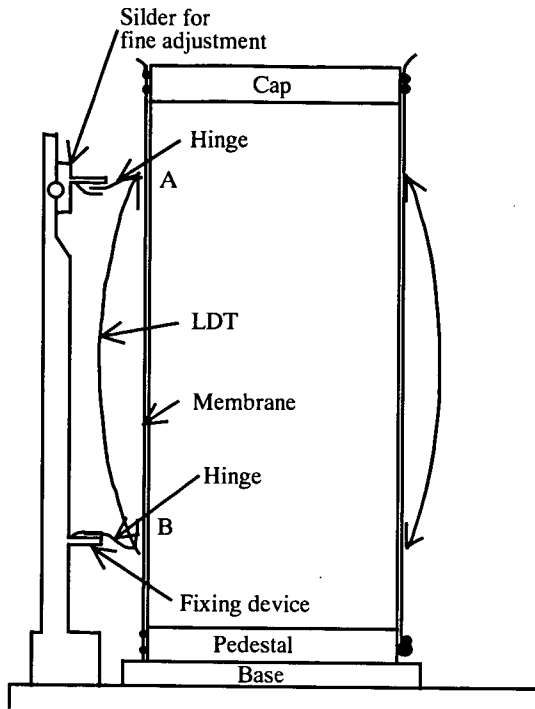
採取地点 岩級	A地点 D級	B地点 C _L ~D級	C地点 C _L 級
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.566 , 2.567	2.709 , 2.641	2.599 , 2.615
含水比 (%)	39.5 , 41.7	28.6 , 27.8	23.0 , 20.7
三軸圧縮 (CD) 試験	-	196 , 392 , 588	-
三軸圧縮 ($\overline{CU}$) 試験	196(×2) , 392(×2) , 588(×2)	29.4 , 49 , 98 , 196 , 392 , 588	29.4 , 49 , 98 , 196 , 392 , 588
圧密試験	直径4cm	直径6cm	直径4cm
	0.04~5.0(×2)	0.16~20(×2)	0.31~40(×2)

*：三軸圧縮試験は実施拘束圧(kPa)、圧密試験は実施圧密圧力(MPa)を示す。

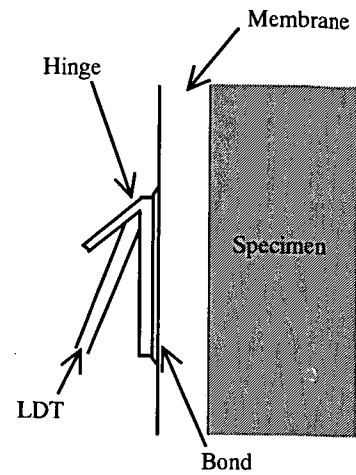
**：三軸圧縮試験の全供試体について、試験前に超音波速度測定を行った。

図-2.13 は、三軸圧縮試験における外部変位計（EXT：図-2.12 中の供試体上端に設置した CAP と下端に設置した Pedestal の相対変位）および LDT で計測した軸ひずみ ε_a と軸差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$ の関係である。LDT により計測した軸ひずみは、LDT の損傷防止のため $\varepsilon_a \approx 0.01$ で取り外したので、それ以上の軸ひずみ領域のデータは計測していない。外部変位計(EXT)によるひずみに基づく応力～ひずみ曲線はいずれも、明瞭なピークを示している。ピーク時軸差応力は、圧密圧力の増加とともに増大しているが、その増加率は圧密圧力の増加率より小さい。また、外部変位計で計測した軸ひずみは LDT で計測したものより大きくなっており、ベディングエラーの影響がうかがわれる。LDT を用いた三軸圧縮試験で得られた接線弾性係数 E_{tan} と軸ひずみ ε_a の関係を図-2.14 に示す。なお、図-2.14 の縦軸は 1×10^{-5} 以下の応力～ひずみ関係を一次式で最小二乗近似して求めた微小ひずみ時の接線弾性係数 E_{max} で正規化している。また、 E_{max} と拘束圧 p の関係を図-2.15 に示す。図より、C_L 級よりも C_L～D 級の方が非線形性が強いこと、C_L～D 級の $E_{tan}/E_{max} \sim \varepsilon_a$ の関係だけでみれば CU 試験と CD 試験であまり差がないことなどがわかる。

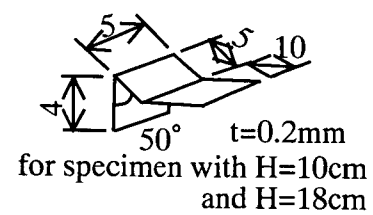
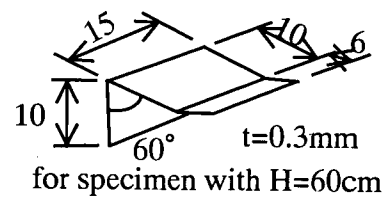
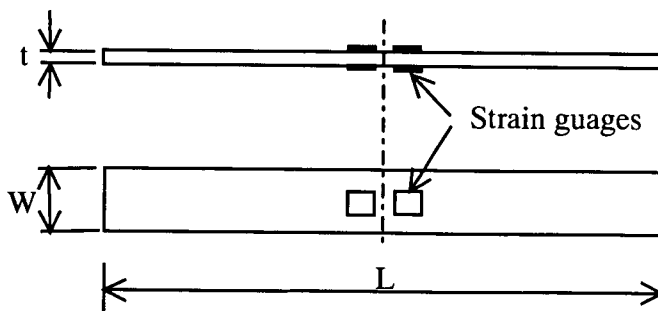
圧密試験結果から、降伏応力として C_L 級で 10～14 MPa、C_L～D 級で 2～3 MPa が得られた（図-2.16 参照）。この付近の応力を境にして軟岩の変形特性が変化することが予想されるが、図-2.10 に示したダム基礎岩盤の実測応力増分～変位関係からも明らかなように、本ダム盛立終了時の上載荷重は 1.2 MPa 程度であり降伏応力以下である。また、三軸圧縮試験や平板載荷試験もそれ以下の拘束圧あるいは載荷応力条件下で行い変形性を評価している。ただし、厳密には平板載荷試験の載荷板直下の地表面に作用する応力は非一様であるが、ここでは、その影響は考慮せず、平板載荷圧力（載荷荷重/載荷板面積）で評価した。



(a) LDT取付図



(b) ヒンジ部詳細



Specimen Dimension	H=60 (cm)	H=18 (cm)	H=10 (cm)
L(mm)	500	120	80
W(mm)	5	3.5	3.5
t(mm)	1.2	0.2	0.2

項目	仕様
容量	2mm程度
定格出力	3000×10^{-6}
製造者	株式会社 誠研舎

(c) LDT仕様

図-2.12 LDT(局所変形測定装置)の概要

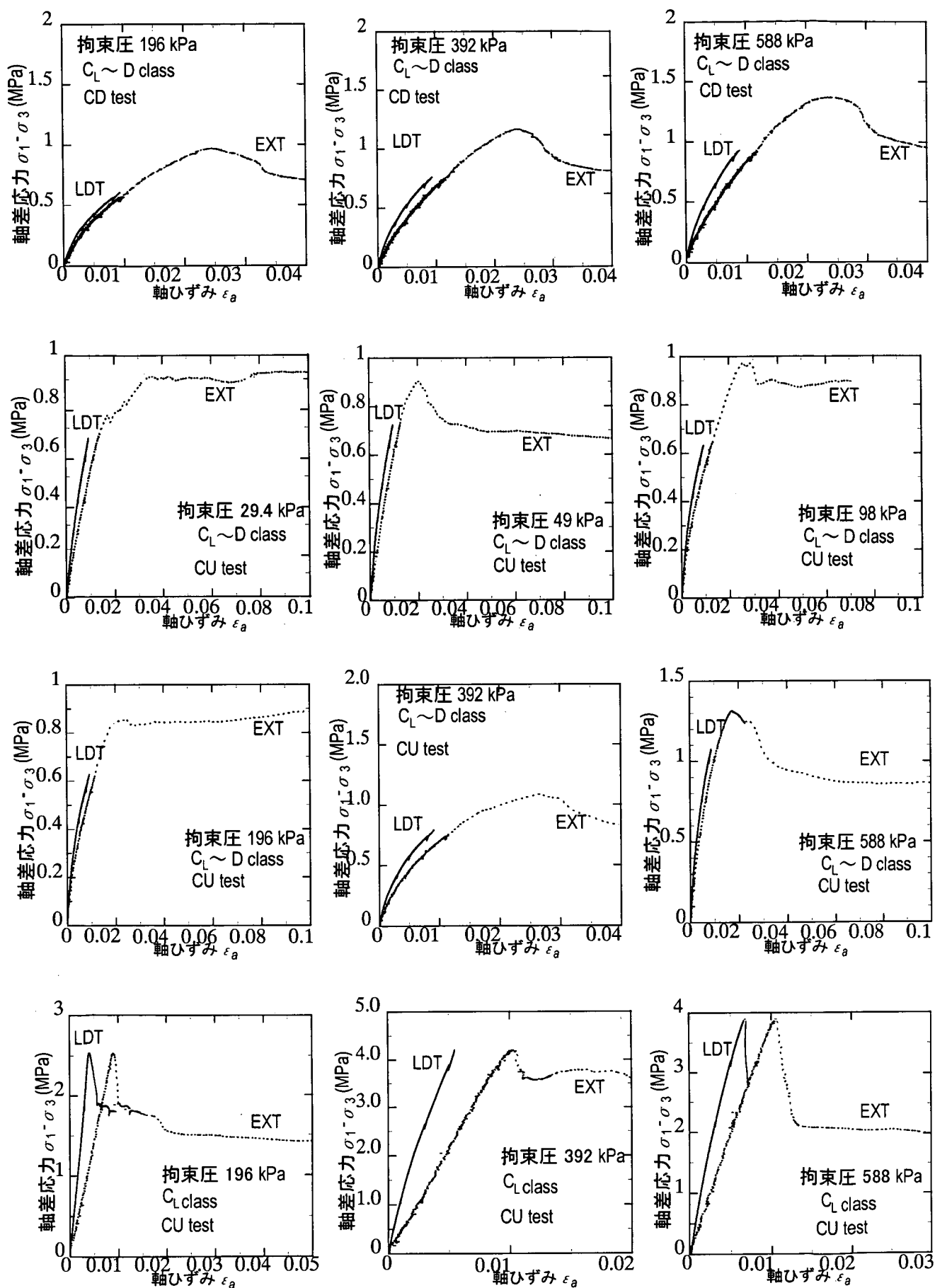


図-2.13 外部変位計(EXT)および LDT によって計測した軸ひずみと軸差応力の関係

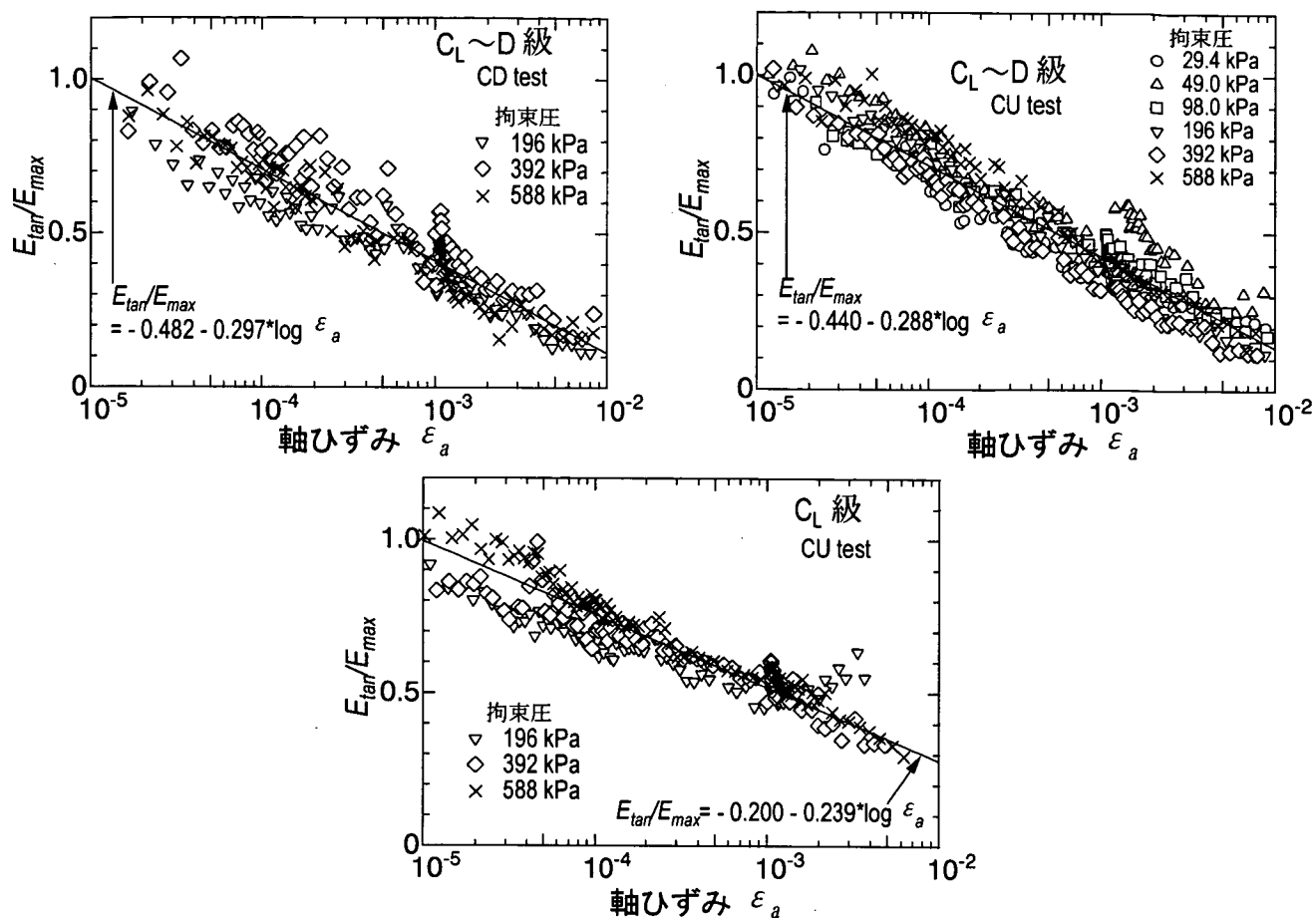


図-2.14 LDT を用いた三軸圧縮試験から得られた正規化した接線弾性係数 E_{tan}/E_{max} と軸ひずみ ϵ_a の関係

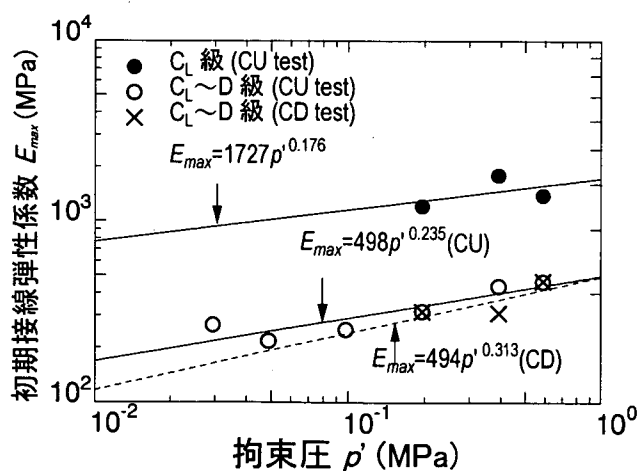


図-2.15 $E_{max} \sim p'$ 関係

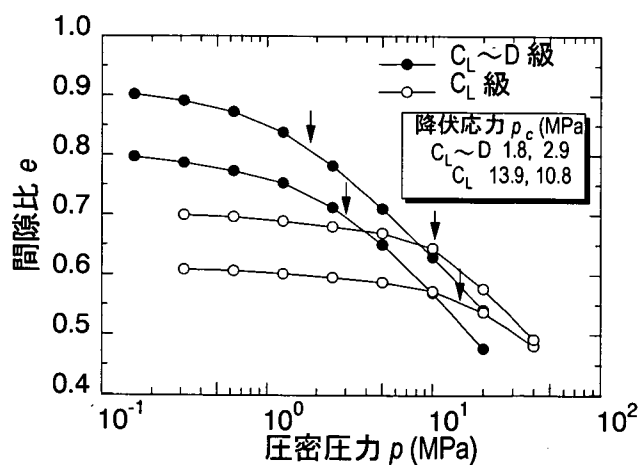


図-2.16 圧密試験結果

2.2.5 各種評価手法による軟岩基礎の変形特性

ここでは、平板載荷試験、三軸圧縮試験、および実測変位量の逆解析の 3 方法によりダム軟岩基礎の変形性を評価した。なお、4.3 で後述するように、軟岩の透水係数が概ね 10^{-5} オーダであると考えたと実際のフィルダム堤体の築堤時および原位置平板載荷試験時の地盤はほぼ排水条件を満足すると考える。

図-2.17 は平板載荷試験から得られた変形係数、および三軸圧縮試験から得られた接線弾性係数とひずみの関係である。平板載荷試験における変形係数は、図-2.7 に示す包絡線の接線弾性係数として求めた。すなわち、平板載荷試験の応力～変位関係における隣り合う載荷サイクルの最大荷重点を結んだ直線の勾配から、従来の設計値としての変形係数を算出する場合と同様の方法で求めた。なお、ポアソン比は 0.3 とした。それに対するひずみは、弾性論に基づく載荷板中心軸沿いの地盤内鉛直ひずみから地表面から任意の深度までの鉛直ひずみの平均値 ε_{vm} を(2.3)式より算出し、地表面から載荷板径の 2 倍の深さ $\zeta (=z/d)=2$ の間で生じている鉛直ひずみの平均値 $\varepsilon_{vm}=0.37(\delta/d)$ とした¹⁰⁾(図-2.18 参照)。一方、三軸圧縮試験については、平板載荷試験の平均鉛直ひずみの算出で考慮した深さの平均深度、つまり載荷板径に一致する深度 30 cm での土柱重量を拘束圧とし、これに対応した E_{max} を図-2.15 中に示した E_{max} と拘束圧 p' の関係から求め、図-2.14 で得られたひずみレベルに依存した非線形性を適用して両者の関係を図化した。なお、土柱重量の算定に用いた地盤の単位体積重量は 19.6 kN/m^3 とした。両試験から得られたこれらの関係から、ひずみレベルに依存する非線形性が $C_L \sim D$ 級に対しては良く一致しているが、 C_L 級に対してはひずみの増加とともに一致しなくなることがわかる。しかし、両試験の応力およびひずみ制御精度レベルに違いがあるため、厳密な比較は難しいが、三軸圧縮試験により捉えた非線形変形特性と平板載荷試験の挙動は概ね整合しているものと思われる。なお、図中には平板載荷試験結果から従来の設計値として求めた変形係数もプロットしている。

$$\frac{\varepsilon_{vm}}{\delta/d} = \frac{\left\{ 2(1-\nu) \tan^{-1} 2\zeta \right\} - \frac{2\zeta}{4\zeta^2 + 1}}{\zeta(1-\nu) \pi} \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 ε_{vm} ：地表面から深さ z までの平均鉛直ひずみ、 δ ：地表面変位、 z ：地表面からの深さ、
 d ：載荷板径、 ν ：ポアソン比、 ζ ： z/d 。

図-2.19 は実測変位量（図-2.10 中の①、②の区間）から弾性計算による逆解析で求めた変形係数、および従来の設計値として求めた変形係数とひずみの関係、ならびに図-2.17 と同様に三軸圧縮試験から得られた非線形変形特性を岩盤変位計の中間深さ 15 m での土柱重量に相当する拘束圧に対して適用したものである。図より、実測ひずみは概ね 10^{-4} から 10^{-3} 程度であり、この値は図-2.20 に示す他サイトを含めた岩盤変位計による実測で得られたダム基礎の鉛直最大ひずみ¹⁰⁾とほぼ一致している。これは、従来設計法で変形性を評価しているひずみよりも小さい。逆解析値は軟岩基礎の主構成岩級である C_L 級と $C_L \sim D$ 級の三軸圧縮試験による接線弾性係数の間に分布している。しかし、逆解析値と従来の設計値である変形係数では、三軸圧縮試験で得られたひずみレベル依存性を考慮しても、その差を説明しきれず、拘束圧依存性などの他の要因も影響していることがわかる。

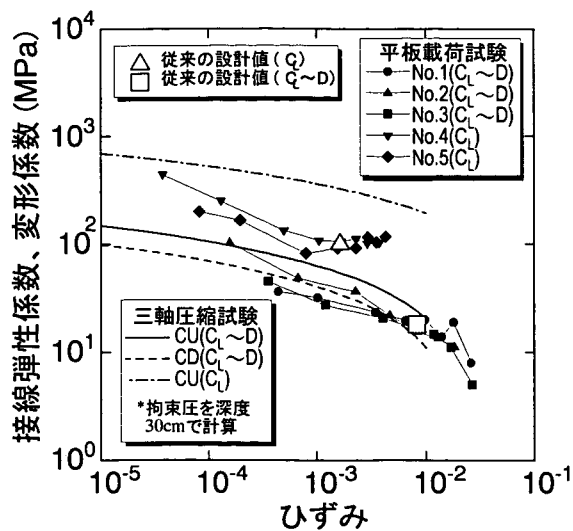


図-2.17 平板載荷試験および三軸圧縮試験から得られた変形性とひずみの関係

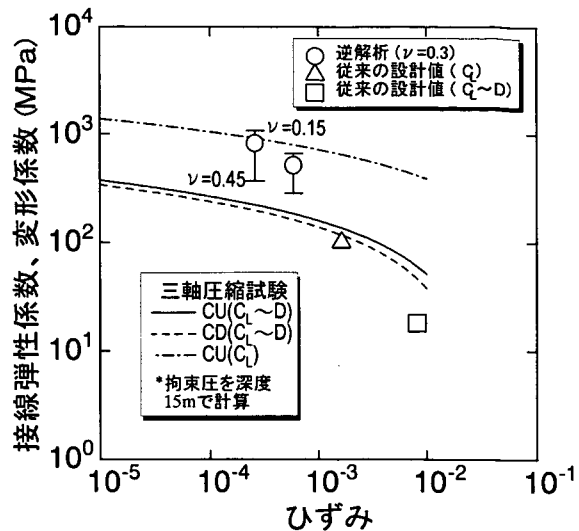


図-2.19 従来設計法、逆解析および三軸圧縮試験から得られた変形性とひずみの関係

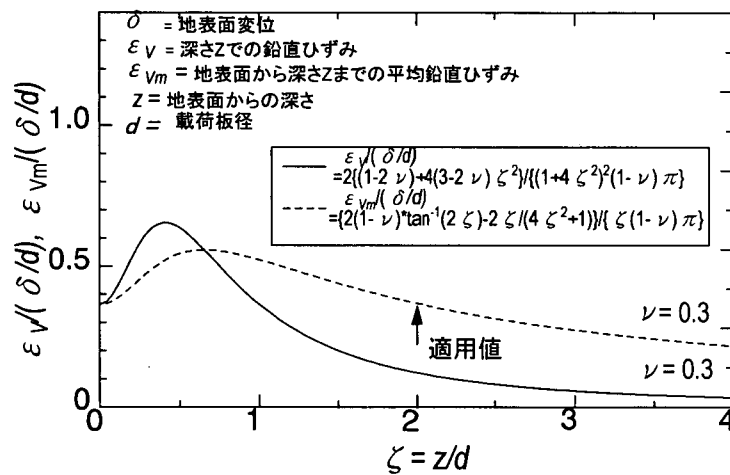


図-2.18 平板載荷試験における載荷板中心軸沿いの鉛直ひずみ分布

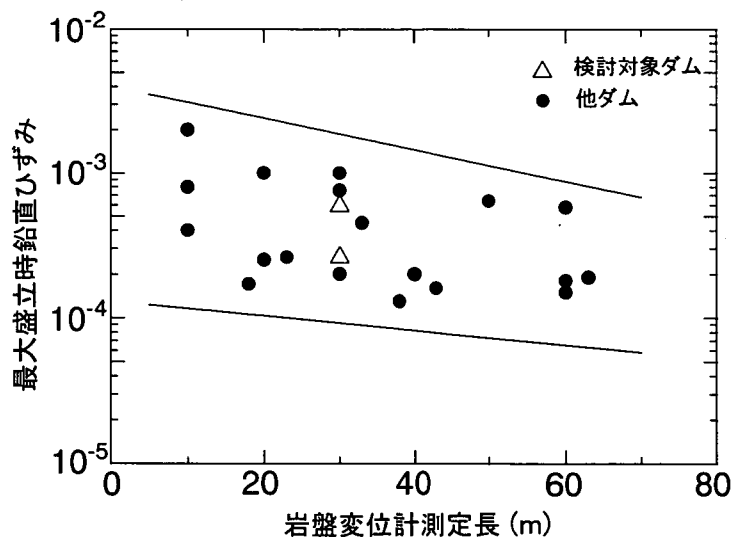


図-2.20 フィルダム基礎岩盤の実測ひずみ

2.2.6 本節で得られた知見

既設のロックフィルダムサイトを対象に、原位置平板載荷試験、ダムサイトより採取した不攪乱試料を用いた三軸圧縮試験などの室内土質試験、および、基礎の実測変位量の逆解析により、ダム基礎の変形性を評価し、それらを比較、総合的に分析することにより、以下の知見を得た。

- 1) 原位置平板載荷試験時と検討対象ダムの築堤時の基礎は、ほぼ排水条件を満足すると考える。
- 2) 軟岩は、 $e-\log p$ 関係において降伏応力を有することがわかった。この応力を境に、軟岩の変形特性が変化する可能性があるが、築堤終了時の土圧計測結果では、基礎に作用する荷重は降伏応力以下であった。従って、原位置平板載荷試験や、室内土質試験による軟岩の変形性評価も、降伏応力以下で行った。
- 3) 平板載荷試験時に地盤内に生じる地中ひずみを適切に評価すれば、原位置から採取した不攪乱試料による三軸圧縮試験で得られる非線形性を説明できる可能性がある。
- 4) 平板載荷試験から従来の設計値として求めた変形係数は、実測で得られたダム基礎に生じる鉛直ひずみに比べて、大きなひずみ領域で評価されている。従って、ひずみレベル依存性の強い軟岩では、その変形性を過小評価する可能性が高い。
- 5) 基礎の実測変位量を用いた逆解析で得た変形係数は、三軸圧縮試験で得られた非線形変形性を用いてひずみレベルや圧力レベルを考慮することで得られる弾性係数と比較的良く一致する。
- 6) 実測変位量を用いた逆解析で評価した変形性は、三軸圧縮試験から求めた変形性と概ね整合している。しかし、平板載荷試験で求めた従来の設計値と逆解析値の差は、三軸圧縮試験で得られたひずみレベル依存性を考慮しても、その差を説明しきれず、拘束圧依存性などの他の要因も影響していることが示唆される。

上記の知見より、フィルダムを軟岩基礎上に建設する場合、その変形性を精度良く評価するためには、ひずみレベルや圧力レベルに依存する非線形変形特性を把握する必要があることがわかる。そのためには、軟岩基礎から採取した不攪乱試料を用いて高精度な三軸圧縮試験で非線形変形特性を評価する必要がある。さらに、平板載荷試験時の地盤内ひずみを適切に評価するための方法確立する必要がある。

2.3 フィルダム軟岩基礎の変形性評価法における課題と本研究の検討事項

平板载荷試験を用いたフィルダム軟岩基礎の変形性評価精度に影響を与える主要因としては、2.2 節で詳細に検討した非線形変形特性を含め、以下の 5 項目が考えられる。

- ① 掘削に伴う表層緩み
- ② 軟岩の非線形変形特性
- ③ 载荷面と载荷板のベッディングエラー
- ④ 試験地盤物性の同一性
- ⑤ 载荷板端部付近での地盤のせん断破壊

これら 5 項目のうち、①と②は、試験開始時点において試験地盤が持つ性質であるため、変形性評価精度を向上させるためにはこれら状況や特性を把握あるいは排除して変形性を評価する手法を確立する必要がある。一方、③、④および⑤は、試験地点選定あるいは試験時に留意することで、これらによる影響を把握することにとどまらず積極的に排除する必要がある。具体的には、③に対しては、試験面の整形とフェーシングを丁寧に行うことで対応する必要がある。④に対しても、簡易弾性波探査やピック貫入試験などを、事前に試験位置付近で実施し、地盤の物性の平面的なばらつきを評価した上で試験位置を選定する必要がある。⑤に対しては、平板载荷試験中の载荷面付近の地表面での変形挙動や AE を計測することで、载荷板端部での地盤のせん断破壊の発生を探知し、試験結果の分析精度の向上を図れる可能性がある。

なお、これら 5 項目のうち②、④については明確でないが、①、③、⑤は変形性の過小評価につながる要因である。このように変形性の過小評価につながる要因の試験精度に与える影響やそれを排除する方法を検討することで、変形係数は現状における評価値より実際は大きい値を有することが証明でき、結果としてダム基礎岩盤の変形性に関する設計の合理化につなげていくことが可能となる。

本研究では、次章以降において前者の 2 項目（①と②）を検討対象とする。①については、3 章において、表層緩みが存在する地盤を 2 層地盤と考え、線形弾性解析を用いて緩みが変形性評価精度に与える影響や緩みの無い層の変形性を評価する方法等について検討する。②については、4 章において、人工軟岩を用いた室内平板载荷試験を行い、軟岩の非線形変形特性を考慮した数値解析の適用性と平板载荷試験の軟岩の挙動等について考察する。さらに、5 章において、軟岩を基礎地盤に持つ既設ロックフィルダムを対象に数値解析を行い、実際にフィルダム基礎で計測されているひずみとの比較などにより、ダム基礎の変形挙動を考察し、変形性評価手法の高度化について検討する。

3 平板载荷試験における表層緩みの影響を考慮したダム軟岩基礎の変形性評価

平板载荷試験における試験面掘削により生じた緩みの厚さと程度、载荷板径と载荷方法（等変位载荷、等分布荷重载荷）などに着目して、これらが試験結果に及ぼす影響を数値シミュレーションにより検討した。さらに、数値シミュレーション結果から、緩みの無い層の変形性を評価する方法についても検討した。

3.1 緩み層を考慮した数値シミュレーション

図-3.1 に示すように、緩み層を持つ地盤を2層地盤としてモデル化し、FEM 弾性解析によ平板载荷試験の数値シミュレーションを行った。したがって、本数値シミュレーションにおいては、载荷板端部における地盤のせん断破壊による影響や、地盤の持つ非線形変形特性は考慮していない。

FEM解析により得られた地表面沈下量から、緩み層が存在しない1層地盤として弾性係数 E_{PLT} を算定し、緩み層の厚さや程度による弾性係数の評価誤差について検討した。この際、弾性係数は、载荷方法が等変位载荷の場合には(3.1)式により、等分布荷重载荷の場合には(3.2)式により算出した²⁾。

$$E_{PLT} = \frac{(1-\nu^2) \cdot F}{\phi \cdot \delta} \quad \text{[等変位载荷の場合] (3.1)}$$

$$E_{PLT} = \frac{\phi \cdot (1-\nu^2) \cdot p}{\delta} \quad \text{[等分布荷重载荷の場合] (3.2)}$$

ここに、 E_{PLT} : 平板载荷試験結果として得られる弾性係数、 ν : ポアソン比、 ϕ : 载荷板径、 F : 载荷力、 p : 载荷応力 ($= 4F/\pi \phi^2$)、 δ : 载荷板設置地表面での沈下量（等分布荷重载荷の場合は载荷板中心での沈下量）。

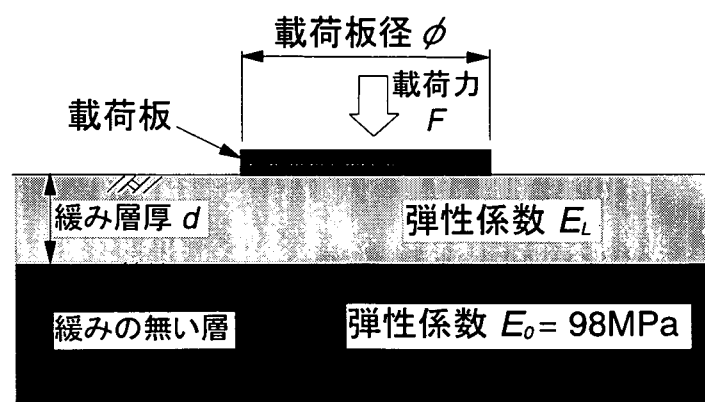


図-3.1 緩み層を考慮した2層地盤モデルの模式図

表-3.1 検討ケースと解析条件

検討 ケース	載荷板径 ϕ (cm) と載荷方法	緩み層厚 d (cm)	E_L/E_0	ポアソン比 ν
1	30 (等変位) 60 (等変位) 60 (等分布荷重) 80 (等分布荷重)	2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30	0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9	0.3
2	30 (等変位) 30 (等分布荷重)	12, 30	0.5, 0.7, 0.9	0.3
3	30 (等変位) 60 (等分布荷重) 80 (等分布荷重)	5, 10, 15, 20, 25, 30	0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9	0.3
4	4-1 30 (等変位) 30 (等分布荷重)	30	0.5	0.2, 0.3, 0.4
	4-2 30 (等変位) 60 (等分布荷重) 80 (等分布荷重)	5, 10, 15, 20, 25, 30	0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9	

解析では、既往の平板載荷試験条件を考慮して載荷板径 ϕ を 30、60、80 cm の 3 種類とし、載荷方法を等変位載荷と等分布荷重載荷の 2 種類とした。なお、載荷板径と載荷方法は、既往事例を参考に組み合わせた。また、緩みの無い層の弾性係数 E_0 を 98 MPa とし、緩み層厚 d や緩み層の弾性係数 E_L を表-3.1 のように設定した。なお、ポアソン比 ν は、緩みのある層と無い層で同じとした。

検討ケースは、表-3.1 に示す 4 ケースである。検討ケース 1 では、緩み層に起因する基礎の変形性評価誤差を定量的に求め、載荷板径の大小や載荷方法の違いによる影響を考察した。検討ケース 2 では、載荷力と載荷板中心軸沿いの地盤内鉛直ひずみにより緩みの無い層の変形性を評価する場合に、緩み層がその評価精度に及ぼす影響について考察した。検討ケース 3 では、緩み層が存在する場合に、径の異なる載荷板を用いて実施した平板載荷試験で得られた弾性係数比を用いた緩みの無い層の弾性係数の算定方法について検討した。最後に、検討ケース 4 では、検討ケース 2 および 3 において弾性係数算定のために仮定したポアソン比の差による評価誤差について検討した。

解析に用いた有限要素メッシュの例として、検討ケース 1、2 および 4-1 の載荷板径 30 cm の場合のメッシュを図-3.2 に示す。載荷板径 60 cm と 80 cm に対する載荷板中心から境界までの距離は図-3.2 に示すように載荷板径に比例させている。また、半径方向の要素分割も載荷板径に比例させているが、深度方向の要素分割は、緩み層厚の設定のため、地表面から深さ 100 cm までは 2 cm 間隔で、検討ケース 3 および 4-2 は 2.5cm 間隔で固定した。左右端の境界は水平方向の変位のみを固定し、底面は固定境界とした。なお、解析は軸対象で行い、等変位載荷は載荷板直下の節点に強制変位を、等分布荷重載荷は載荷板直下の節点に載荷荷重に対応する節点力を与えることで再現した。また、各検討ケースとも 1 層地盤を対象とした平板載荷試験の数値解析の結果として得た変位やひずみから弾性理論解に基づき地盤の弾性係数を算出し、それと数値解析の入力物性値である弾性係数の差として定義する数値誤差を求めた。この数値誤差を用いて数値解析結果を補正した。

3.2 緩み層が平板載荷試験結果に及ぼす影響(検討ケース 1)

検討ケース 1 の解析結果の整理にあたっては、緩みの無い層の弾性係数 E_0 を求めるべき真値と考え、変形性評価に及ぼす緩み層の影響を弾性係数 E_{PLT} の評価誤差として $(1 - E_{PLT}/E_0)$ で表した。 E_{PLT} の数値誤差による補正は、前述したように、図-3.2 に示した有限要素メッシュを用いて 1 層地盤における平板載荷試験の数値シミュレーションを行い、その載荷方法に応じて、所定位置での沈下量を(3.1)式、もしくは、(3.2)式に代入して算出した弾性係数に対する数値解析の入力弾性係数の比を、2 層地盤の数値シミュレーション結果から得た弾性係数に乗じることで行った。なお、数値誤差 $(= |1 - \text{算出弾性係数} / \text{入力弾性係数}|)$ は、等変位載荷で載荷板径 30 cm の場合に 0.009、載荷板径 60 cm の場合に 0.002 であった。また、等分布荷重載荷では載荷板径 60 cm の場合に 0.026、載荷板径 80 cm の場合に 0.025 であった。載荷板径の大小で数値誤差が異なった理由は、深度方向の要素分割が載荷板径の大小によらず深さ 100 cm までは一定値 (2 cm) としたため、載荷板径の大小により要素分割の細かさが相対的に異なったためである。いずれにしても、このように数値誤差がかなり小さいことから、解析モデルの水平方向、深度方向の大きさ、および、有限要素メッシュの粗さが半無限領域における平板載荷試験を FEM 解析により再現するのに適切であることがわかる。

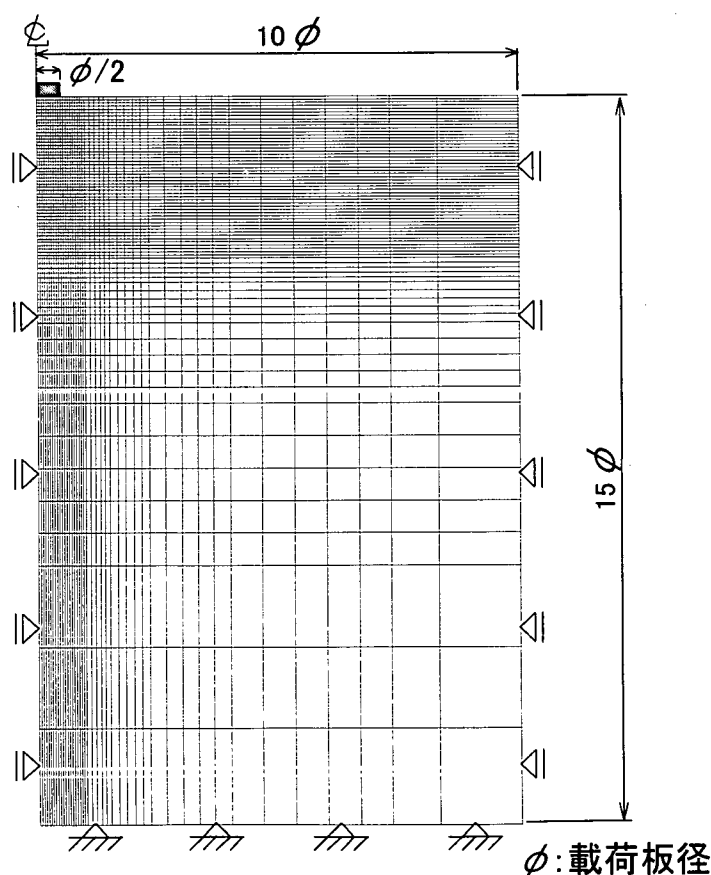


図-3.2 解析に用いた有限要素メッシュ(検討ケース 1、2 および 4-1 の $\phi=30\text{cm}$ の場合)

緩み層の存在による変形性評価誤差を数値で整理したものを表-3.2 に、載荷板径と載荷方法の組合わせごとに、緩み層厚 d と緩みの程度を表す指標 E_L/E_0 (以下、単に緩みの程度と称す) の関係を等高線表示したものを図-3.3 に示す。なお、表-3.2 中の太線内は、各載荷板径に対する評価誤差が 10 % 以下の緩みの程度 E_L/E_0 と緩み層厚 d の組合わせである。これらの図表より、当然のことではあるが、試験条件が同じであれば、緩みの程度が大きい (E_L/E_0 が小さい) ほど、また、緩み層厚 d が大きいほど評価誤差が大きくなることがわかる。一方、緩み層厚 d と緩みの程度 E_L/E_0 が同じ場合は、載荷板径が大きくなるほど評価誤差が小さくなっている。これは、載荷板径が大きくなると相対的に緩み層の影響が小さくなるためである。さらに、載荷板径 60 cm で載荷方法が等変位載荷と等分布荷重載荷のケースを比較すると、緩み層厚 d が 14 cm 以下では等変位載荷の方が評価誤差が若干大きく、逆に緩み層厚 d が 20 cm 以上になると等分布荷重載荷の方が評価誤差が若干大きくなるが、両載荷方法による差は小さい。

表-3.2 変形性評価誤差 ($1-E_{PLT}/E_0$) [検討ケース 1]

載荷板径 載荷方法	$d(\text{cm})$ E_L/E_0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$\phi = 30\text{cm}$ 、 等変位	0.9	1.1	1.9	2.4	3.1	3.6	4.2	4.6	4.9	5.4	5.7	5.9	6.3	6.5	6.6	6.8
	0.8	2.2	3.8	5.4	6.6	7.8	8.7	9.7	11	11	12	12	13	13	14	14
	0.7	3.6	6.4	8.6	11	13	14	15	17	18	19	19	20	21	22	22
	0.6	5.6	9.3	13	16	18	20	22	24	25	26	27	28	29	30	30
	0.5	7.9	13	18	21	24	27	29	31	33	34	36	37	38	39	39
$\phi = 60\text{cm}$ 、 等変位	0.9	0.5	0.9	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.0	3.3	3.6	3.8	4.1	4.3	4.5	4.8
	0.8	1.3	2.2	3.0	3.8	4.6	5.3	6.0	6.7	7.2	7.8	8.3	8.7	9.2	9.6	10
	0.7	2.0	3.4	4.9	6.2	7.5	8.7	9.7	11	12	13	13	14	15	15	16
	0.6	2.9	5.3	7.3	9.3	11	13	14	16	17	18	19	20	21	22	23
	0.5	4.4	7.6	11	13	16	18	20	21	23	25	26	27	28	29	31
$\phi = 60\text{cm}$ 、 等分布 荷重	0.9	0.4	0.7	1.1	1.5	1.8	2.2	2.6	3.1	3.4	3.8	4.1	4.5	4.7	5.0	5.3
	0.8	0.9	1.7	2.4	3.1	4.0	4.8	5.5	6.3	7.2	8.0	8.6	9.2	9.8	10	11
	0.7	1.5	2.7	4.0	5.2	6.5	7.8	9.1	10	12	13	14	15	16	17	17
	0.6	2.2	4.1	6.0	7.8	9.5	11	13	15	17	18	20	21	22	23	24
	0.5	3.1	6.0	8.6	11	14	16	18	21	23	25	27	28	30	31	32
$\phi = 80\text{cm}$ 、 等分布 荷重	0.9	0.3	0.6	0.8	1.0	1.3	1.5	1.8	2.1	2.5	2.7	3.0	3.3	3.5	3.8	4.1
	0.8	0.6	1.3	1.8	2.3	2.9	3.4	4.1	4.7	5.2	5.8	6.5	7.1	7.7	8.2	8.7
	0.7	1.0	2.1	3.0	3.9	4.8	5.7	6.7	7.7	8.6	9.6	11	11	12	13	14
	0.6	1.5	3.1	4.6	5.8	7.2	8.5	9.9	11	13	14	15	17	18	19	20
	0.5	2.3	4.4	6.6	8.5	10	12	14	16	18	19	21	23	24	26	27

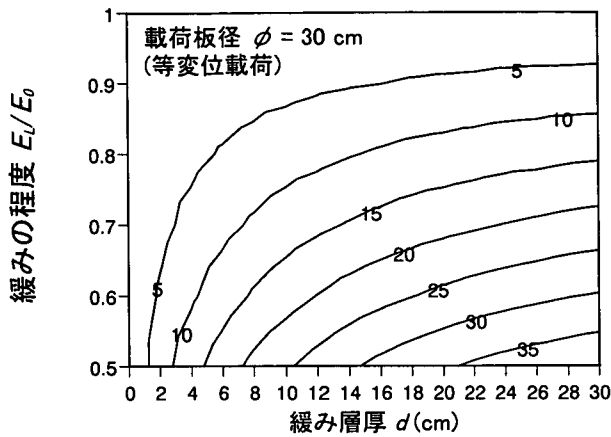
* 変形性評価誤差は百分率表示で表している。

** 太線内は評価誤差が 10% 以下の領域を示す。

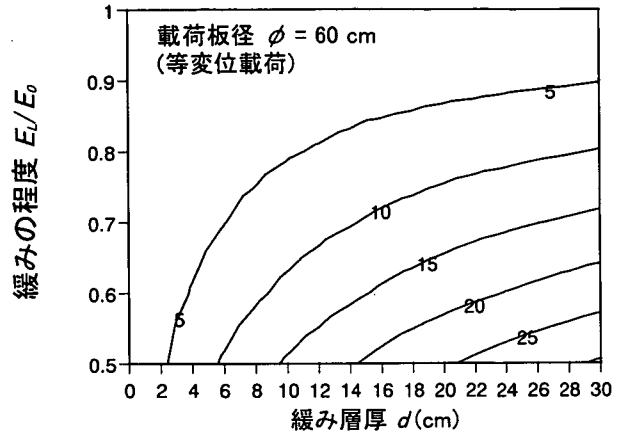
*** 網掛けの数字は、検討ケース 2 と同条件での解析における評価誤差を示す。

観点を改めて、平板載荷試験結果で得られる弾性係数 E_{PLT} が、どの程度緩み層の弾性係数 E_L に近づくかを検討する。図-3.4 は、載荷板径と載荷方法の組合わせが $\phi = 30\text{ cm}$ (等変位載荷)、 $\phi = 60\text{ cm}$ (等分布荷重載荷)、および、 $\phi = 80\text{ cm}$ (等分布荷重載荷) の場合について、緩みの程度 $E_L/E_0 = 0.5, 0.7, 0.9$ のケースの緩み層厚 d と $(E_{PLT} - E_L)/(E_0 - E_L)$ の関係を示したものである。縦軸の $(E_{PLT} - E_L)/(E_0 - E_L)$ は、平板載荷試験結果で得られる弾性係数 E_{PLT} が真値 E_0 と等しい時に 1.0 になり、緩み層厚 d が大きくなり E_{PLT} が緩み層の弾性係数 E_L に近づくとともにゼロに漸近する。図-3.4 より、表-3.2 と図-3.3 と同様に、載荷板径が大

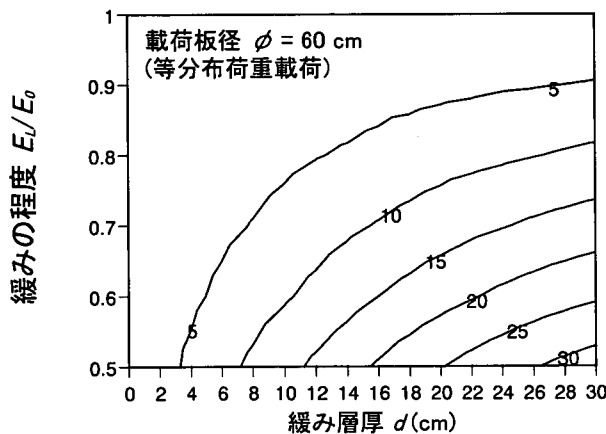
きくなるほど、相対的に緩み層による影響が小さくなることがわかる。本解析条件の最大緩み層厚である $d=30\text{ cm}$ に対する $(E_{PLT}-E_L)/(E_0-E_L)$ の値は、 $\phi=30\text{ cm}$ （等変位載荷）の場合で 0.2~0.3 程度、 $\phi=60\text{ cm}$ （等分布荷重載荷）の場合で 0.35~0.45 程度、 $\phi=80\text{ cm}$ （等分布荷重載荷）の場合で 0.45~0.6 程度である。



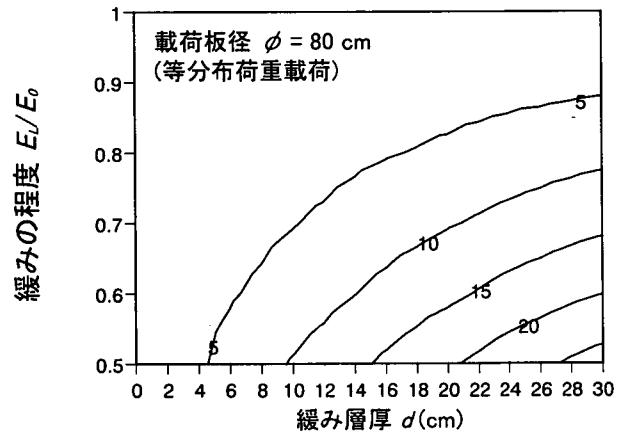
(a) 載荷板径 30 cm、等変位載荷



(b) 載荷板径 60 cm、等変位載荷



(c) 載荷板径 60 cm、等分布荷重載荷



(d) 載荷板径 80 cm、等分布荷重載荷

図-3.3 変形性評価誤差 $(1-E_{PLT}/E_0)$ の等高線 [検討ケース 1] (数値は百分率表示)

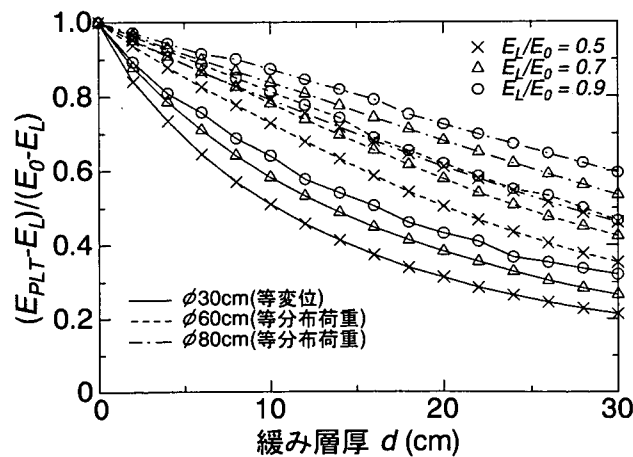


図-3.4 E_{PLT} の E_L 接近度

3.3 地盤内鉛直ひずみを用いた変形性の算定（検討ケース 2）

平板載荷試験における載荷板中心軸沿いの地盤内にひずみ計を設置し、載荷による鉛直ひずみを測定することで変形性の評価精度を高めることが期待されている^{12), 13), 14), 15)}。ここでは、載荷応力と 2 層地盤内の載荷板中心軸沿いの各要素で発生した鉛直ひずみから、1 層地盤の理論解¹⁶⁾を用いて導いた弾性係数の算出方法の適用性について検討した。図-3.5 は、等変位載荷の場合の(3.3)式により算出された弾性係数 E_{st} と真値 E_0 との比を深度方向にプロットしたものである。図-3.6 は図-3.5 と同様に、(3.4)式を用いて等分布荷重載荷の場合について整理したものである。 E_{st} に対する数値誤差の補正は、図-3.2 に示した有限要素メッシュを用いて 1 層地盤における平板載荷試験の数値シミュレーションを行い、得られた載荷板中心軸沿い各要素の鉛直ひずみから(3.3)、(3.4)式を用いて算出した弾性係数に対する数値解析の入力弾性係数の比を、2 層地盤の数値シミュレーション結果である載荷板中心軸沿いの各要素の鉛直ひずみに乗じることで行った。

$$E_{st} = \frac{(1+\nu)\left\{(1-2\nu)+(3-2\nu)\xi^2\right\}p}{2\left(1+\xi^2\right)^2\varepsilon_z}$$

[等変位載荷の場合] ----- (3.3)

$$E_{st} = \frac{2p(1-\nu^2)}{\varepsilon_z} \cdot \left\{ \left(\frac{\xi}{\sqrt{1+\xi^2}} - 1 \right) \left(1 + \frac{\xi}{2(1-\nu)\sqrt{1+\xi^2}} \right) + \frac{\sqrt{1+\xi^2} - \xi}{2(1-\nu)\sqrt{(1+\xi^2)^3}} \right\}$$

[等分布荷重載荷の場合] ----- (3.4)

ここに、 E_{st} ：地盤内鉛直ひずみから算出した弾性係数、 ε_z ：地盤内鉛直ひずみ、 $\xi = 2z/\phi$ 、 z ：地表面からの深さ。

図-3.5、図-3.6 より、地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数により、緩みの程度 E_L/E_0 が 0.5 までなら、緩みの無い層内においては E_{st}/E_0 が概ね 0.9～1.0 の範囲に分布することから、10%以下の評価誤差で緩みの無い層の変形性の評価が行えることがわかる。この結果と検討ケース 1 で述べた載荷力と地表面沈下量から求めた弾性係数 E_{PLT} の評価誤差を比べると、緩みの程度と深さが大きいほど、地盤内鉛直ひずみを測定することで評価精度の改善度合いが高められることがわかる。なお、検討ケース 2 と同条件で求めた検討ケース 1 の変形性評価誤差は表-3.2 中に網掛けを施して区別している。また、図-3.5、図-3.6 より、地盤内鉛直ひずみ分布の不連続点を把握することで緩み層厚 d を、不連続点深度より上の層の鉛直ひずみより緩みの程度を概ね把握できることがわかる。

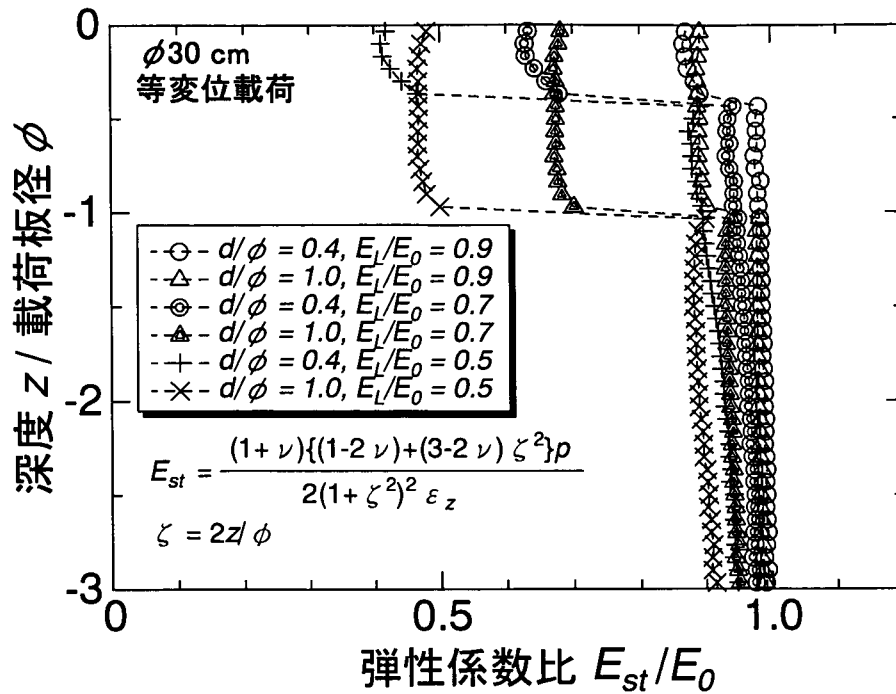


図-3.5 等変位載荷($\phi = 30 \text{ cm}$)における地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数の深度分布[検討ケース 2]

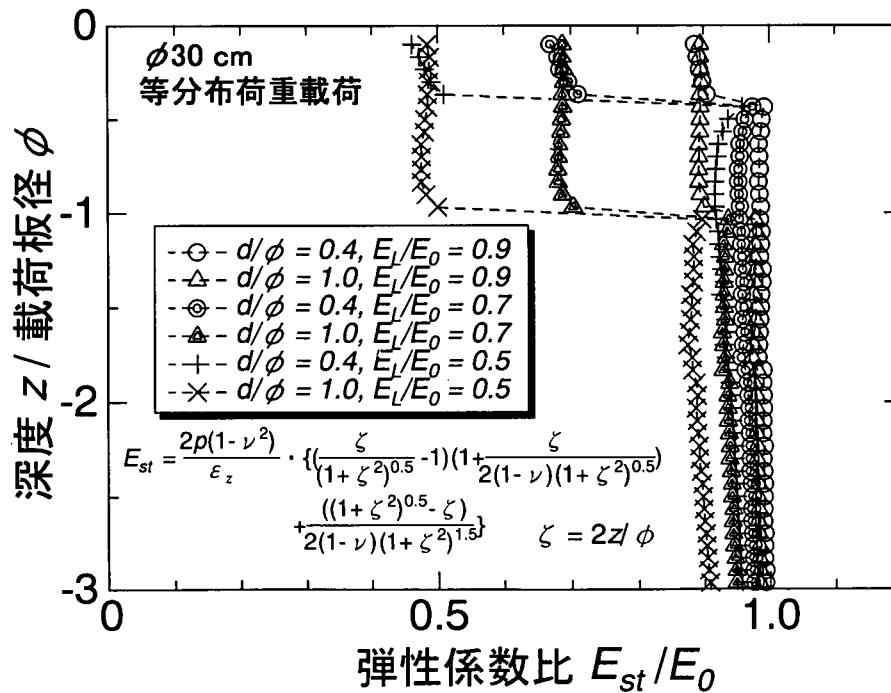


図-3.6 等分布荷重載荷($\phi = 30 \text{ cm}$)における地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数の深度分布[検討ケース 2]

3.4 異なる載荷板径を用いた試験による変形性の推定(検討ケース 3)

対象としている構造物の荷重条件などを考慮した上で、基礎地盤の応力・変形特性に弾性論を適用して良いと判断できる場合、ある載荷板径で平板載荷試験を実施して得た載荷力と地表面沈下量の関係から弾性係数を算出するのが一般的である。この場合、ポアソン比を仮定すると弾性体としての未知数は弾性係数だけとなるため、1つの載荷板径での平板載荷試験結果だけから弾性係数を求めることが可能となる。しかし、掘削等の影響により表層に緩みがある場合には、緩み層のポアソン比を仮定しても、さらに緩み層厚 d と緩み層の弾性係数 E_L が加わり未知数は3つとなる。そこで、上述した地盤内鉛直ひずみを測定する方法以外に、緩み層が存在する場合でもその下の緩みの無い層の変形性を評価する方法として、径の異なる3つの載荷板を用いた平板載荷試験結果を利用する方法について、FEM弾性解析をもとに検討した。なお、数値誤差の補正は、検討ケース1と同じ方法で行った。

図-3.7は、実際には緩みが存在するが緩みの影響を考慮せずに、数値解析により得られた載荷板設置位置での地表面沈下量を(3.1)式または(3.2)式に代入して算出した載荷板径80cmでの弾性係数 E_{PLT80} と載荷板径60cmでの弾性係数 E_{PLT60} との比 E_{PLT60}/E_{PLT80} 、および、載荷板径30cmと載荷板径80cmの弾性係数の比 E_{PLT30}/E_{PLT80} と、緩みの程度 E_L/E_0 の関係を各緩み層厚 d に対してプロットしたものである。さらに、図-3.7を用いれば、任意の弾性係数比 E_{PLT30}/E_{PLT80} および E_{PLT60}/E_{PLT80} に対する各緩み層厚 d における緩みの程度 E_L/E_0 を求めることができる。そこで、 $E_{PLT60}/E_{PLT80}(=0.80\sim0.95$ まで0.05刻み) および $E_{PLT30}/E_{PLT80}(=0.50\sim0.95$ まで0.05刻み) に対して緩み層厚 d と緩みの程度 E_L/E_0 の関係を求めたのが図-3.8である。図-3.8中の弾性係数比 E_{PLT30}/E_{PLT80} と E_{PLT60}/E_{PLT80} の交点の値から、緩み層厚 d と緩みの程度 E_L/E_0 を求めることができる。また、緩み層厚 d に対する緩みの程度 E_L/E_0 と載荷板径80cmで得られた弾性係数 E_{PLT80} と緩みの無い層の弾性係数 E_0 との比 E_{PLT80}/E_0 の関係を求めたのが図-3.9である。したがって、図-3.8より得られた緩み層厚 d と緩みの程度 E_L/E_0 より、図-3.9を用いて緩みの無い層の弾性係数 E_0 が E_{PLT80} に対する比の逆数として求まる。例えば、 $E_{PLT30}/E_{PLT80}=0.85$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80}=0.95$ の場合、図-3.8より $d=20$ cm、 $E_L/E_0=0.6$ が得られ(図中○印)、図-3.9より $E_{PLT80}/E_0=0.85$ となる(図中実線矢印)。また、 $E_{PLT30}/E_{PLT80}=0.65$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80}=0.90$ の場合、図-3.8より $d=12$ cm、 $E_L/E_0=0.25$ が得られ(図中◎印)、図-3.9より $E_{PLT80}/E_0=0.69$ が得られる(図中破線矢印)。

以上の検討より、径の異なる3つの載荷板で行った平板載荷試験結果から、緩みの無い層の弾性係数 E_0 のほか、緩み層厚 d および緩み層の弾性係数 E_L の算定可能性が見いだされる。

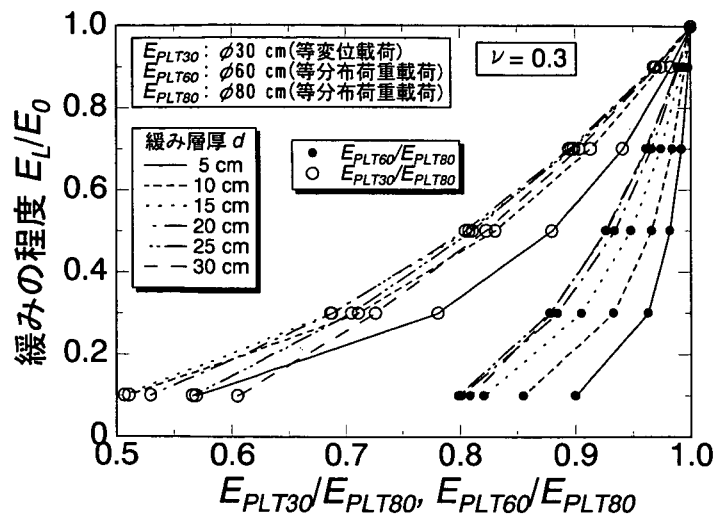


図-3.7 E_{PLT30}/E_{PLT80} および E_{PLT60}/E_{PLT80} と E_L/E_0 の関係

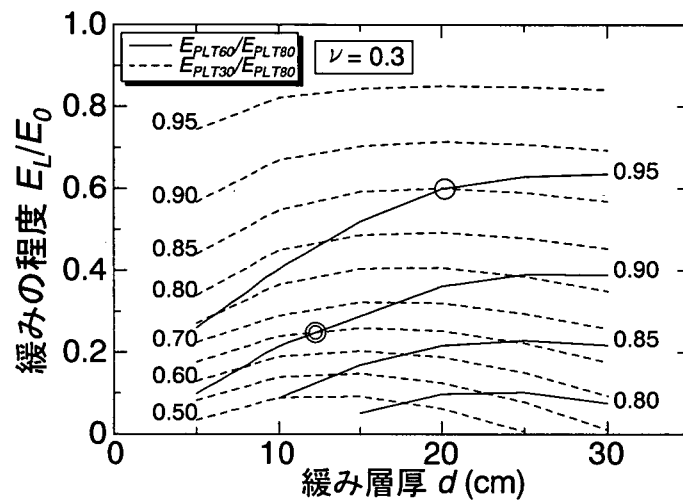


図-3.8 緩み層厚 d と緩みの程度 E_L/E_0 の関係

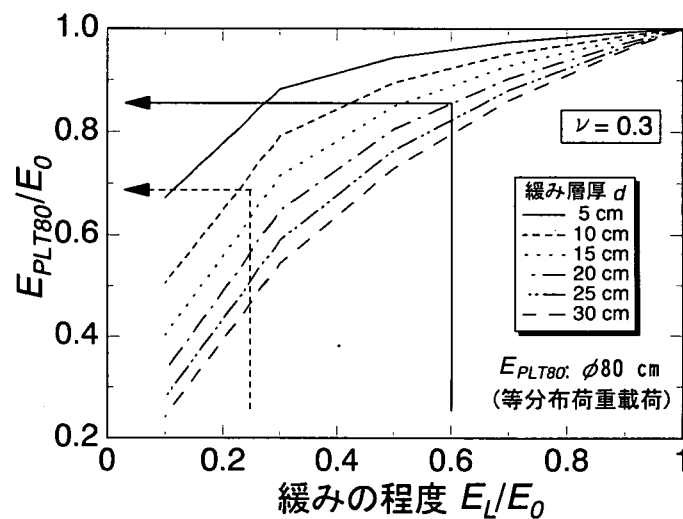


図-3.9 緩み層厚 d ごとの緩みの程度 E_L/E_0 と E_{PLT80}/E_0 の関係

3.5 ポアソン比の影響(検討ケース 4)

平板載荷試験結果から弾性論を用いて軟岩基礎の弾性係数を評価する場合に、ポアソン比を仮定することが一般的である。厳密にはポアソン比も弾性係数同様、求めるべき未知数であるうえ、排水条件やひずみレベルあるいは応力レベルに依存する非線形性を示す¹⁷⁾。しかし、ここでは線形弾性論に限定して、ポアソン比が変形性評価に与える影響を検討する。具体的には、上述の検討のうち、地盤内鉛直ひずみと載荷力から変形性評価を行うケース(検討ケース 2)について、地盤が物性として持つ実際のポアソン比と、試験結果のデータ整理で用いるポアソン比((3.3)、(3.4)式に代入する値)が異なる場合の影響について検討した。さらに、径の異なる載荷板による試験結果から変形性を評価する方法(検討ケース 3)についても、弾性係数比が既知の場合に、仮定したポアソン比と実際のポアソン比が異なる場合の変形性評価誤差を検討した。

一般に、実際の軟岩基礎のポアソン比を把握することは困難であるため、平板載荷試験結果の解析に際しては、軟岩のポアソン比を 0.3 と仮定して変形性評価を行うことが多い。図-3.10 は、等変位載荷条件である図-3.5 中の $d/\phi = 1.0$ 、 $E_L/E_0 = 0.5$ のケースについて、緩み層と緩みの無い層のポアソン比 ν は同じとしたうえで 0.2、0.3、0.4 として数値シミュレーションを行い、(3.3)式に仮定した $\nu = 0.3$ を代入して弾性係数 E_{st} を求めた時の弾性係数比 E_{st}/E_0 の分布を比較したものである。また、図-3.11 は、図-3.6 中の同上条件における等分布荷重載荷の結果を図-3.10 と同様に比較したものである。これらの図より、仮定したポアソン比(0.3)が実際の値(0.2 あるいは 0.4)と異なることによる影響は、等変位載荷、等分布荷重載荷とも z/ϕ が 0.5 以浅で顕著に現れ、ポアソン比を過大評価すると(図-3.10、図-3.11 中の $\nu = 0.2$) 弾性係数を過小評価し、逆に、ポアソン比を過小評価すると(図-3.10、図-3.11 中の $\nu = 0.4$) 弾性係数を過大評価することがわかる。しかし、緩みの無い層での弾性係数比はほぼ同じ値を示し、ポアソン比を仮定することによる影響が小さいことがわかる。 z/ϕ が 0.5 以浅でポアソン比が異なることによる影響が顕著に現れるのは、載荷板中心軸沿いの地盤内鉛直ひずみの弾性理論解および数値解析とも、この領域でポアソン比の違いに大きく影響されるため、この傾向は緩み層厚に依存するものではない。

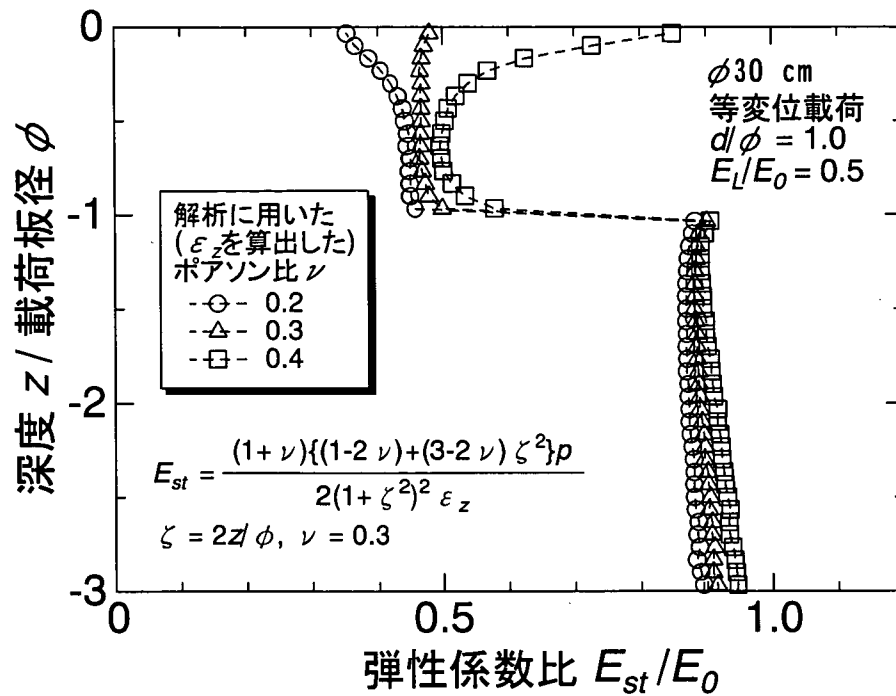


図-3.10 地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数に及ぼすポアソン比の影響(等変位载荷)

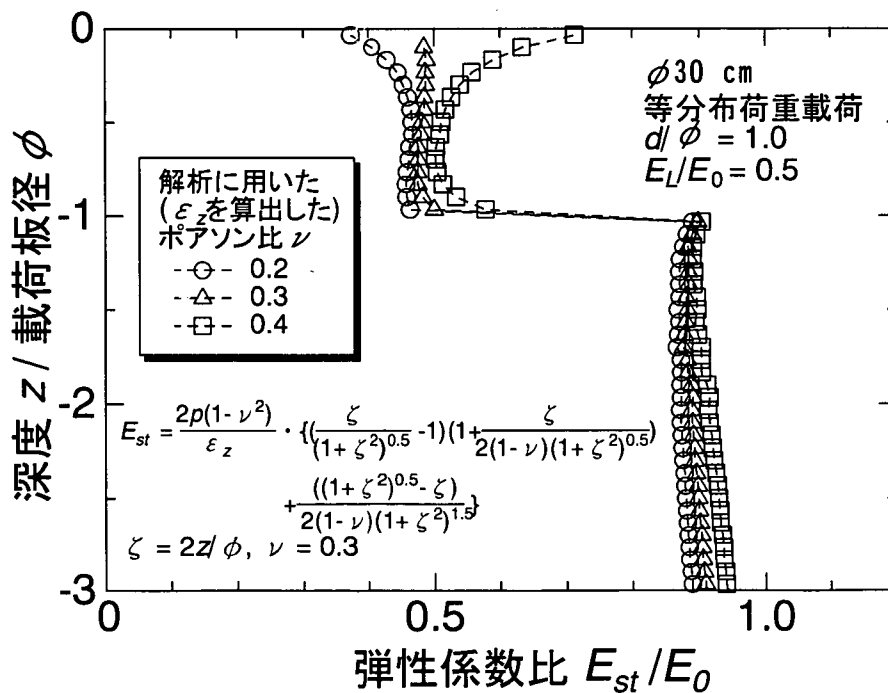


図-3.11 地盤内鉛直ひずみから求めた弾性係数に及ぼすポアソン比の影響(等分布荷重载荷)

図-3.12 は、径の異なる 3 つの載荷板による平板載荷試験結果から得られた弾性係数比が $E_{PLT30}/E_{PLT80} = 0.85$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80} = 0.95$ 、ならびに、 $E_{PLT30}/E_{PLT80} = 0.65$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80} = 0.90$ の時に、前述の検討ケース 3 の方法で得られる緩みの無い層の弾性係数 E_0 とポアソン比 ν の関係である。ここで、ポアソン比 $\nu = 0.2$ と 0.4 に対する E_0 は、 $\nu = 0.3$ の場合と同様に、それぞれのポアソン比に対応する図-3.7 と図-3.8 を作成して求めている。また、縦軸は、ポアソン比 ν に対応する E_0 を $\nu = 0.3$ の時の E_0 で正規化している。図-3.12 より、地盤のポアソン比を $\nu = 0.3$ と仮定して試験結果を解析した場合、実際のポアソン比が $\nu = 0.2$ の時は両組合わせとも 3% 程度緩みの無い層の弾性係数を過大評価すること、また、実際のポアソン比が $\nu = 0.4$ の時は、 $E_{PLT30}/E_{PLT80} = 0.65$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80} = 0.90$ の時に 3% 程度、 $E_{PLT30}/E_{PLT80} = 0.85$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80} = 0.95$ の時に 6% 程度、緩みの無い層の弾性係数を小さく評価することがわかる。なお、この結果は弾性係数比 E_{PLT30}/E_{PLT80} 、 E_{PLT60}/E_{PLT80} を固定した場合の検討結果であることに留意されたい。

以上の検討から、平板載荷試験において地盤内鉛直ひずみから基礎の変形性を評価する場合には、深度が載荷板径 1/2 程度以浅を除き、仮定したポアソン比が実際の値と異なることによる影響は小さいと考えられる。また、径の異なる載荷板を用いた平板載荷試験により基礎の変形性評価を行う場合は、仮定したポアソン比が実際の値と異なることによる変形性評価誤差は 5~6% 程度以下であることがわかった。

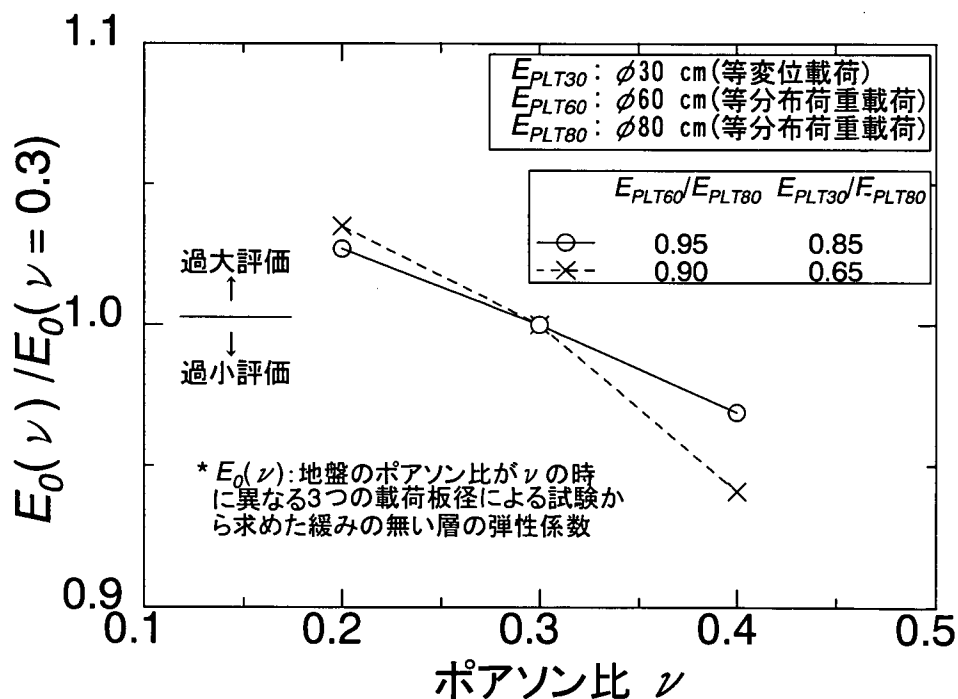


図-3.12 検討ケース 3 に与えるポアソン比の影響

3.6 平板載荷試験結果に影響を与える要因

一般的に、岩盤の強度特性は、試験寸法が大きくなるとともに強度が小さくなる傾向がある^{18), 19), 20)}。一方、変形特性は試験方法により多少異なった傾向を示すが、平板載荷試験で得られた変形性は、載荷板径が大きくなるほど弾性係数が大きくなるという報告がある²¹⁾。これは、検討ケース1で得られた、載荷板径が大きくなるほど緩みの影響が小さくなる傾向と整合する。ここでは、現場試験結果に基づき検討ケース3の手法の適用性を検討するとともに、表層緩みと寸法効果について考察する。

図-3.13は、載荷板径と弾性係数の関係について、緩み層を考慮した数値シミュレーション結果と現場試験結果を比較したものである。ポアソン比は数値解析と現場試験結果の解析に対して $\nu=0.3$ とした。なお、弾性係数は載荷板径 $\phi=30\text{ cm}$ に対する値との比で表している。また、現場試験値には荷重～変位曲線における処女荷重に対する包絡線の接線勾配より求めた変形係数²⁾を用いている。図中、現場試験を行った3地点の試験条件と試験対象の地質を表-3.3に示す。なお、A地点の礫岩層は、試験面においても径の大きな礫が認められたが、平板載荷試験はできるだけ基質部で行うように努めた。

図-3.13より、C地点の現場試験結果と $E_L/E_0=0.3$ の数値解析結果が比較的良く一致している。C地点の現場試験結果から検討ケース3で用いた弾性係数比を求めると、 $E_{PLT30}/E_{PLT80}=0.69$ 、 $E_{PLT60}/E_{PLT80}=0.85$ となる。ここで、同一径での試験結果が複数存在する場合はそれらの平均値を用いた。図-3.8では、これら弾性係数比の交点は存在しないが、緩み層厚 d が30 cmより少し大きく、緩みの程度 $E_L/E_0 \approx 0.2$ であることが推察される。また、これらの値に基づくと、図-3.9より $E_{PLT80}/E_0=1/3$ 程度となる。つまり、載荷板径80 cmによる変形係数の約3倍が緩みの無い層の変形係数となる。一方、異なる3つの載荷板径で平板載荷試験が行われた別の地点、例えばB地点のように、載荷板径30 cmと60 cmの試験結果の差が大きいにも関わらず、載荷板径60 cmと80 cmでほとんど変わらないような現象を、ここで述べてきた線形弾性論による緩み層の存在だけで説明するのは困難である。これは、後述するように、試験位置間の局所的な物性の違いや載荷板端部での地盤のせん断破壊、地盤の非線形変形特性のうちの拘束圧依存性などが大きく影響しているものと考えられる。したがって、軟岩基礎の変形性評価には表層緩みだけでなく、こうした要因を考慮することが必要であることがわかる。

検討ケース3の手法では、図-3.8中の E_{PLT30}/E_{PLT80} と E_{PLT60}/E_{PLT80} の曲線が低角度で交わることからわかるように、平板載荷試験結果の評価誤差が緩み層厚 d の評価に敏感に影響する。したがって、試験結果評価精度に影響を及ぼすと考えられる次の事項に留意することが極めて重要となる。

- ① 載荷面と載荷板のベッディングエラー
- ② 試験地盤物性の同一性
- ③ 載荷板端部付近での地盤のせん断破壊
- ④ 地盤の非線形変形特性

これらのうち、①に対しては、試験面の整形とフェーシングを丁寧に行うことで対応する必要がある。②に対しても、簡易弾性波探査やピック貫入試験などを、事前に試験位置付近で実施し、地盤の物性の平面的なばらつきを評価した上で試験位置を選定する必要がある。③に対しては、平板載荷試験中の載荷面付近の

地表面での変形挙動を計測することで、載荷板端部での地盤のせん断破壊の影響を感知できる可能性がある。
④に対しては、別途、試験位置付近から採取した乱さない試料を用いた室内力学試験を実施することで評価できるものとする。つまり、平板載荷試験結果と併せて試験位置の局所的な地質的・力学的性質の情報が、結果の解釈に重要な意味を持つと考える。こうした事項を考慮することで、より精度の高い軟岩の変形性評価が可能になるものとする。

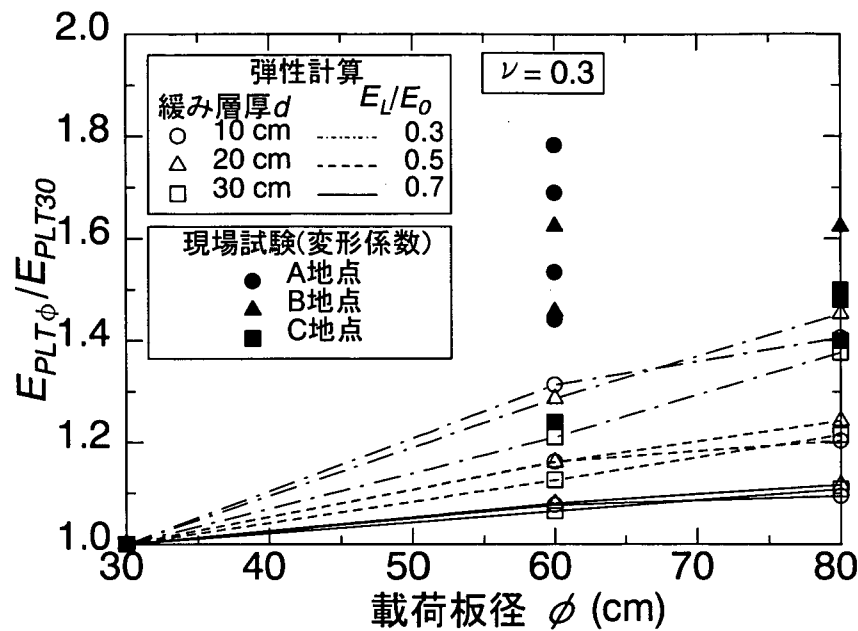


図-3.13. 平板載荷試験における寸法効果

表-3.3 平板載荷試験条件と試験面の地質

	A 地点 22)	B 地点	C 地点
載荷板径(cm) と載荷方法	30(等変位) 60(等変位)	30(等変位) 60(等分布荷重) 80(等分布荷重)	30(等変位) 60(等分布荷重) 80(等分布荷重)
地 質	礫岩	凝灰岩	凝灰岩・千枚岩互層
岩級区分	C _L 級	D _H 級	D _H 級
E_{PLT30} [平均] (MPa)	482	24	49
仮定した ポアソン比	0.3	0.3	0.3
最大粒径	約 50 cm	2～4 cm	2～5 cm

3.7 本章で得られた知見

平板載荷試験結果に影響を与えると考えられる要因のうち、掘削などに伴う地盤の表層緩みに着目し、FEM 弾性解析を用いてその影響について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 載荷力と地表面沈下量から基礎軟岩の変形性を評価する方法では、載荷板径が大きいほど緩みの影響が相対的に小さくなる。
- 2) 載荷板中心軸沿いの地盤内鉛直ひずみと載荷力から変形性を評価することにより、緩みの程度と深さが大きい場合には、載荷力と地表面沈下量から評価する方法に比べて基礎軟岩の変形性評価精度を高められることがわかった。また、この方法により緩み層厚の評価も可能となる。さらに、ポアソン比の仮定誤差が評価精度に及ぼす影響は小さい。
- 3) 径の異なる 3 つの載荷板を用いた平板載荷試験により、緩みの無い基礎軟岩の変形性、ならびに、緩み層厚と緩みの程度を評価できる可能性がある。この場合、ポアソン比の違いが評価精度に及ぼす影響は小さい。
- 4) 表層緩み以外の平板載荷試験結果に影響を与える要因、例えば、載荷板端部での地盤のせん断破壊や地盤の非線形変形特性についても検討することで、変形性評価精度の向上を図れる。
- 5) 載荷板径が大きくなると試験結果として得られる弾性係数が大きくなる、いわゆる寸法効果は、緩み層の影響に加えて、載荷板端部での地盤のせん断破壊や地盤の非線形変形特性などが影響を与えていることが示唆される。

4 人工軟岩を用いた室内平板載荷試験と非線形変形特性を考慮した数値解析

ダム基礎岩盤の変形性評価には平板載荷試験が一般に用いられるので、フィルダム築造に伴う軟岩基礎の変形量を精度良く予測するためには、平板載荷試験による軟岩基礎の変形性評価精度を高めることが重要である。本章では、平板載荷試験時の軟岩の挙動を把握することを目的として、人工軟岩地盤を用いた室内平板載荷試験を行うとともに、人工軟岩の供試体を用いた高精度の三軸圧縮試験により、その非線形変形特性を厳密に評価した。さらに、その非線形変形特性を考慮した数値解析による平板載荷試験のシミュレーションを行い、試験結果の再現性を検討するとともに平板載荷試験時の軟岩の挙動について考察した。

4.1 室内平板載荷試験方法

室内平板載荷試験を実施するために、物性のばらつきの小さい人工軟岩地盤を作製する必要がある。人工岩盤の作製方法については谷ら²³⁾の研究がある。谷らは、砂岩の土質材料として利根川砂と生田木節粘土を、泥岩の土質材料としてカオリン TA を用い、これと早強セメントおよび水道水を用いて図-4.1、図-4.2 中に示す配合で人工軟岩を作製している。人工軟岩は、十分に練り混ぜた所定配合試料を内径 51.3mm の円筒内に投入し、バイブレータにより 5 層に分けて締め固めた後、所定圧密圧力まで段階的に圧密することで作製している。

図-4.1、図-4.2 は、谷ら²³⁾が行った人工軟岩、それぞれ砂岩と泥岩の含水比と一軸圧縮強さの係に、わが国のフィルダム軟岩基礎のうち、設計時に、その変形性に関して数多く検討がなされた軟岩基礎の一軸圧縮強さ²⁴⁾を重ねてプロットしたものである。その変形性について多くの検討がなされているわが国のフィルダム基礎を構成する軟岩は、これらの図からもわかるように、含水比にばらつきはあるが一軸圧縮強さは概ね 1~2 MPa である。この値は、谷らが作製した人工軟岩の一軸圧縮強さのうち最も小さいものに相当する。これらより、本研究のために作製した人工軟岩地盤は、その一軸圧縮強さ $q_u = 1.5$ MPa 程度を目標とした。この条件を満たす配合を事前に予備試験により決定し室内平板載荷試験用の人工軟岩地盤を作製した。試験の実施フローを図-4.3 に示す。

4.1.1 事前配合試験

表-4.1 に示すように、セメント、水、砂を 3 種類の配合（質量比）により、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形の人工軟岩供試体を作製した。なお、セメントには早強ポルトランドセメントを、砂には珪砂 7 号を用いた。珪砂 7 号の物理特性を表-4.2 に、粒径加積曲線を図-4.4 に示す。供試体作製は、所定量のセメント、水および砂を全体が均質になるまでミキサーで練り混ぜ（写真-4.1 参照）、3 層に分けて内径 5 cm のモールドに投入後、1 層ずつバイブレータで周波数 50Hz の振動を 1 層あたり 10 秒間加えて締め固めた（写真-4.2 参照）。その後、上載圧 0.98 MPa で 24 時間圧密を行い（写真-4.3 参照）、モールドの脱型後（写真-4.4 参照）、約 1 ヶ月の水中養生を経て一軸圧縮試験ならびに三軸圧縮試験に供した。三軸圧縮試験時の供試体の軸方向圧縮変形の測定は、微小ひずみ時のそれを高精度に計測できる LDT (Local Deformation Transducer)⁸⁾を供試体の側面に装着することで行った。これら一連の試験結果から、質量比でセメント：水：砂 = 6：24：

70 の配合で室内平板载荷試験用の人工軟岩地盤の作製を行うこととした。

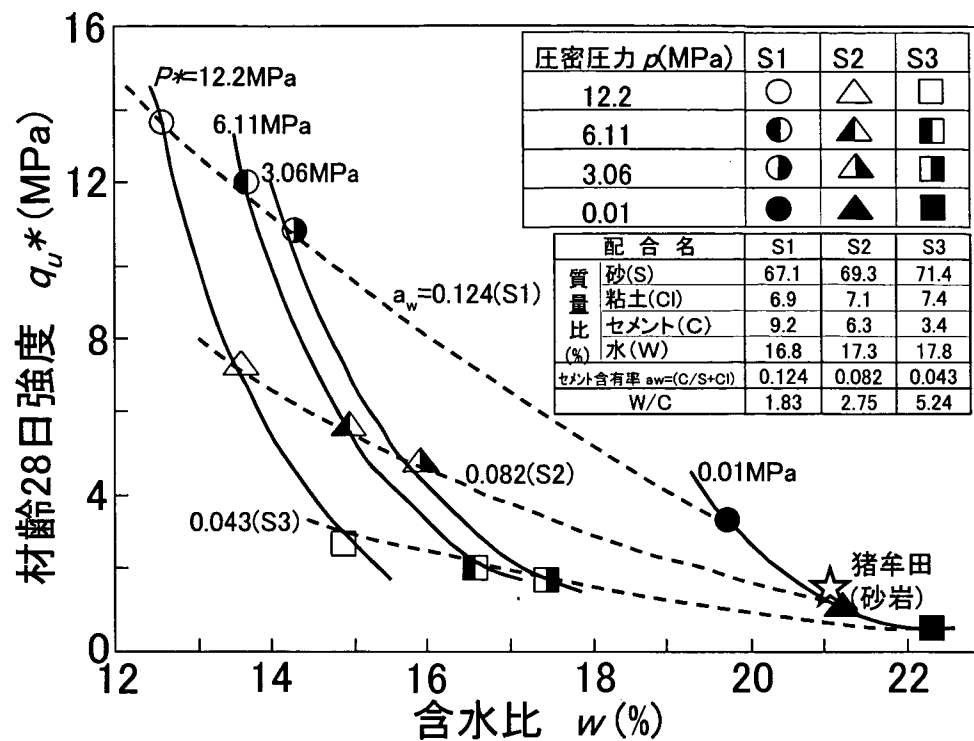


図-4.1 人工軟岩(砂岩)の一軸圧縮強さ (谷ら²³⁾に加筆)

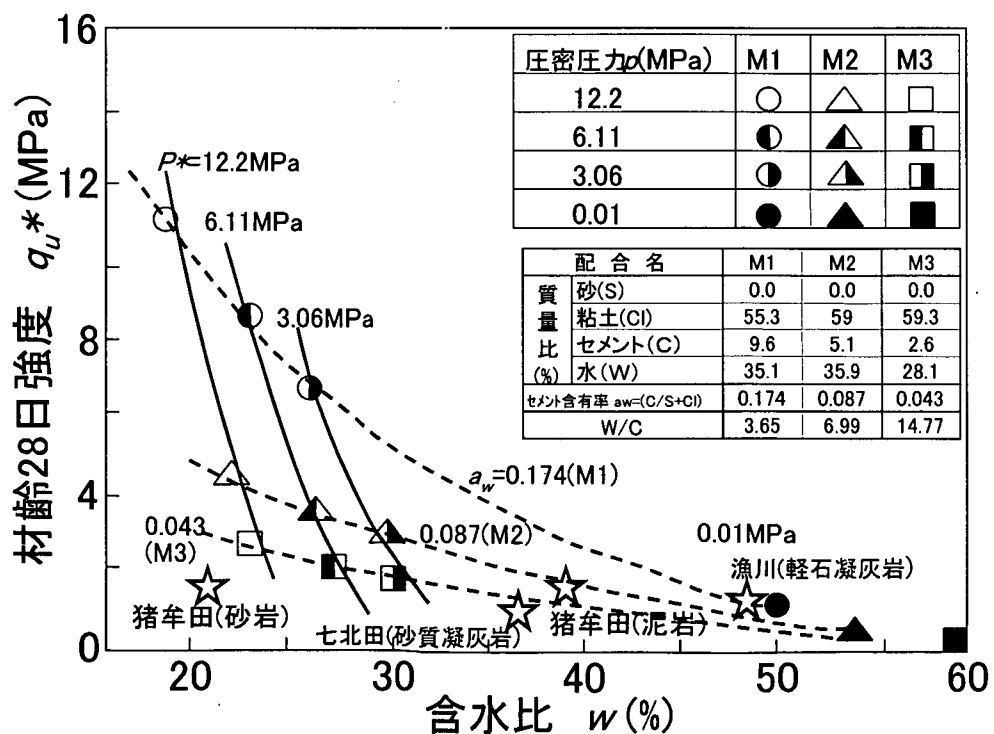


図-4.2 人工軟岩(泥岩)の一軸圧縮強さ (谷ら²³⁾に加筆)

表-4.1 事前配合試験一覧

	配合 C1	配合 C2	配合 C3
セメント：水：砂	6：24：70	4：24：72	8：24：68
圧密排水（CD）三軸圧縮試験実施拘束圧*（kPa）	98(1.983), 196(1.991), 294(1.938), 392(1.998), 490(1.995), 588(1.970)	98(1.862), 196(1.859), 294(1.853), 392(1.841), 490(1.848), 588(1.843)	98(2.015), 196(2.009), 294(2.032), 392(2.004), 490(2.013), 588(2.005)
圧密非排水（CU）三軸圧縮試験実施拘束圧*（kPa）	98(1.979), 196(1.985), 294(1.938), 392(1.998), 490(1.919), 588(1.925)	98(1.960), 196(1.975), 294(1.970), 392(1.959), 490(1.972), 588(1.967)	98(2.022), 196(2.015), 294(1.999), 392(1.997), 490(1.993), 588(1.989)
一軸圧縮強さ q_u (MPa)	1.16, 1.19, 1.14, 1.12, 1.26, 1.06	0.58, 0.54, 0.56, 0.56, 0.55, 0.56	2.59, 2.46, 2.70, 2.78, 2.69, 2.73
三軸 CD 試験結果**	$C_d = 0.41$ MPa, $\phi_d = 31.7^\circ$	$C_d = 0.17$ MPa, $\phi_d = 33.4^\circ$	$C_d = 0.81$ MPa, $\phi_d = 28.4^\circ$
三軸 CU 試験結果**	$C_{cu} = 0.61$ MPa, $\phi_{cu} = 30.4^\circ$	$C_{cu} = 0.45$ MPa, $\phi_{cu} = 35.0^\circ$	$C_{cu} = 1.01$ MPa, $\phi_{cu} = 26.8^\circ$

* （ ）内は、供試体の湿潤密度（g/cm³）。

** 巻末資料3参照。

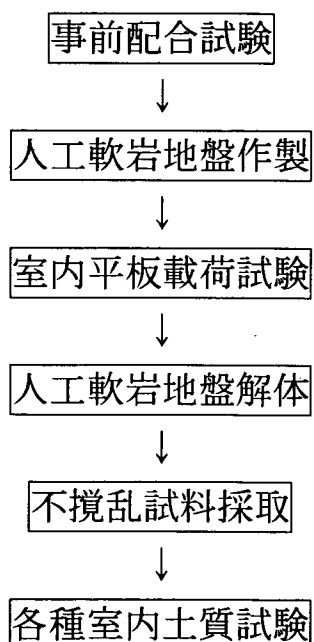


図-4.3. 室内平板載荷試験の実施フロー

表-4.2 硅砂7号の物理特性

試 料		硅砂7号
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.653
粒 度 特 性	礫分 (%)	0.0
	砂分 (%)	82.4
	細粒分 (%)	17.1
	最大粒径 D_{max} (mm)	0.4
	60%粒径 D_{60} (mm)	0.19
	50%粒径 D_{50} (mm)	0.17
	30%粒径 D_{30} (mm)	0.13
	10%粒径 D_{10} (mm)	0.09
	均等係数 Uc	2.12
	曲率係数 Uc'	0.91
三角座標分類記号		砂(SP)
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.622
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)		1.288

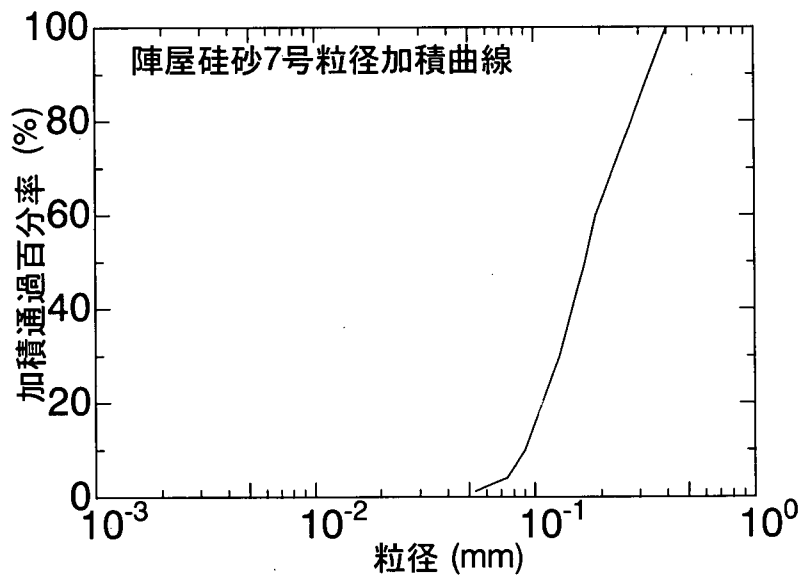


図-4.4 硅砂7号の粒度分布

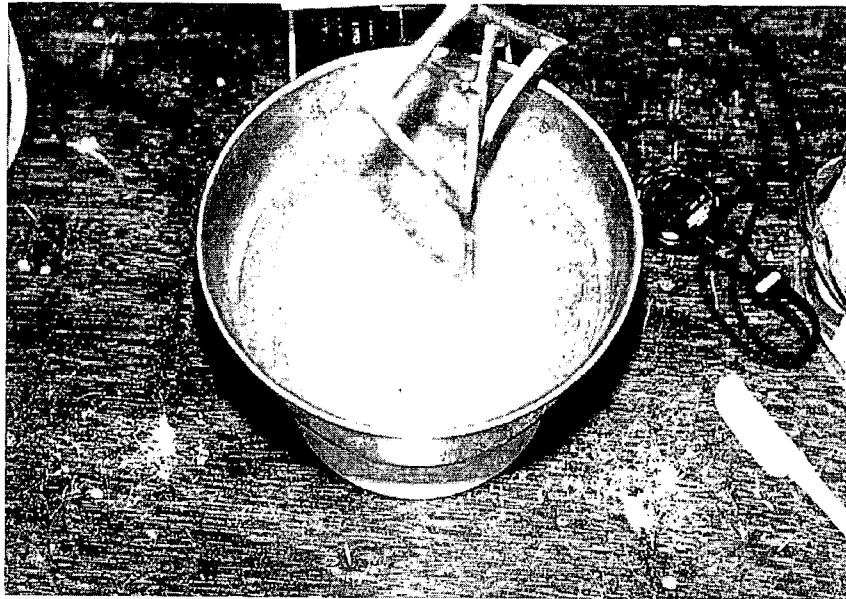


写真-4.1 強制練リミキサー

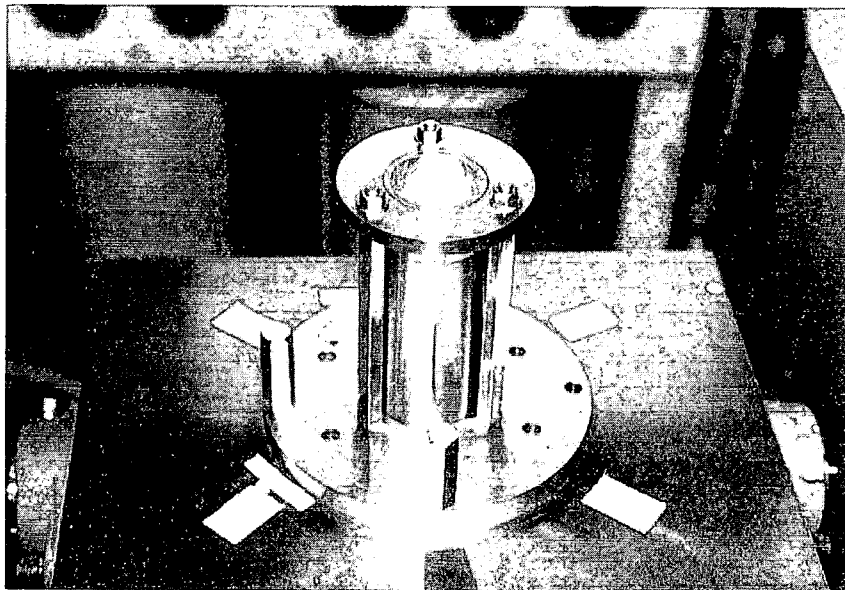


写真-4.2 テーブル型バイブレーター

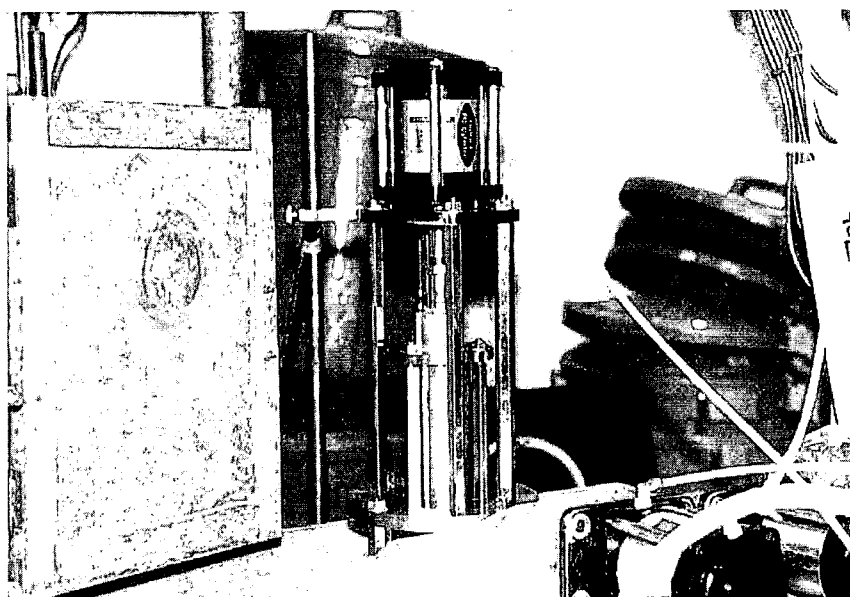


写真-4.3 上載圧載荷装置

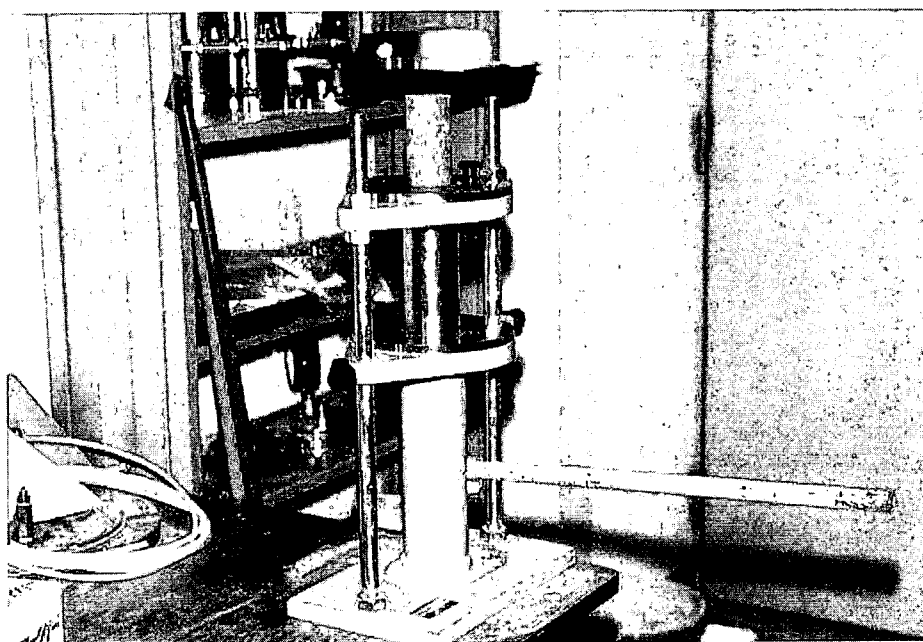


写真-4.4 供試体脱型状況

4.1.2 人工軟岩地盤作製方法

砂（珪砂 7 号）、セメント（早強ポルトランドセメント）および水を事前配合試験で決定した所定の配合で十分に練り混ぜ、内径 60 cm、高さ 60 cm の円筒土槽内に投入し、圧密ならびに養生を経て人工軟岩地盤を作製した。なお、練り混ぜ、および円筒土槽内への投入は、鉛直方向にも出来るだけ均一な仕上がりとなるように、9 層に分割して行った。1 層当たりの計量質量は、表-4.3 に示す通りで、目標最終仕上がり高さを 45 cm とした。

表-4.3 人工軟岩地盤作製用打設計量質量 (kg)

	セメント	水	砂
1～8 層目	1.971	7.886	23.0
9 層目	0.986	3.943	11.5
全体質量	16.757	67.031	195.5

人工軟岩地盤作製の具体的手順を以下に示す。

(1) 人工軟岩供試体の打設

- ① モールドが水平になるように慎重に設置する。
- ② 平板載荷試験終了後の人工軟岩解体時に供試体の円筒土槽からの抜き出しを容易にするために、円筒土槽内面にグリスを塗布し、テフロンシート（厚さ 0.2 mm、幅 43 cm）を貼り付ける（写真-4.5 参照）。
- ③ あらかじめ計量を行い袋詰しておいた材料のうち、まず、1 層当たりの水とセメントをミキサー用バケツに投入し、3 分間ミキサーで練り混ぜる。次に、砂を同バケツに投入し、5 分間ミキサーで練り混ぜる。5 分間の練り混ぜ終了後、ミキサーを一時停止し、バケツ底部ならびに円周部に練り混ぜが十分でない領域が存在することを想定し、それらが良く練り混ぜられるようにハndsコップでかき混ぜる。その後、さらにミキサーで 5 分間練り混ぜる（写真-4.6 参照）。
- ④ 練り混ぜ終了後、バケツ内の試料を円筒土槽内に投入し、水平に均す（写真-4.7 参照）。
- ⑤ 細孔を有するアクリル製円盤を介し、水が少し浮く程度に円筒土槽内の試料にバイブレータで振動を与え、気泡の排出や密度分布の均一化を図る（写真-4.8、4.9 参照）。
- ⑥ 上記③～⑤の作業を 9 層分行う。
- ⑦ 全層の打設完了後、表面を水平に均す。

(2) 人工軟岩供試体の圧密・養生

- ① 打設が終了した人工軟岩試料表面にろ紙を貼り付け、円筒土槽外周部の上端に、圧密用載荷板のセッティングを容易にするためにガイドリングを設置する（写真-4.10、4.11 参照）。
- ② 水圧による圧密荷重載荷のため、ゴムシートをあらかじめ取り付け載荷板を設置し、ゴムシートを上蓋と連結することで密閉された載荷部を形成する（写真-4.12 参照）。

- ③ 載荷部に水道水を充填し、水漏れ等の異常がないかを確認しながらレギュレータで慎重に昇圧する。載荷圧力が 980 kPa に達したら、それを一定に保ち、その時点から、24 時間圧密を行った（図-4.5、写真-4.13 参照）。
- ④ 圧密終了後、上蓋ならびに圧密用載荷板を撤去し、試料表面に生じているブリージングなどによる不均質部分を除去するため、均質な面が出るまで表面を水平に削り取る。
- ⑤ 試料を水浸状態にし、20℃の恒温恒湿室内で 2 週間養生する。

(3) フェーシング

平板載荷試験時の載荷板と人工軟岩地盤表面のベッディングエラーを排除するためのフェーシングを、早強ポルトランドセメントによる $W:C=1:2$ のセメントペーストを用い、以下の手順で行った。

- ① 2 週間の養生後、地盤表面の水を除去し、 $W:C=1:2$ のセメントペーストを地盤上の載荷板設置位置に載せ、さらにその上に載荷板を載せる。そして載荷用ピストンをゆっくりと慎重に下降させ、ピストンと載荷板が接触した時点でピストンの下降を止める。
- ② 載荷板底面からはみ出たセメントペーストを除去し、再度、試料を水浸状態にし、20℃の恒温恒湿室内でさらに 2 週間養生する。

なお、後述するように、室内平板載荷試験は 3 回（試験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ）実施した。しかし、1 回目の試験（試験Ⅰ）は、980 kPa の圧力での圧密中（上記手順(2)の③）にゴムシートの破損により 24 時間圧密を完了できなかったが、その後の工程は予定通り載荷試験終了まで実施した。

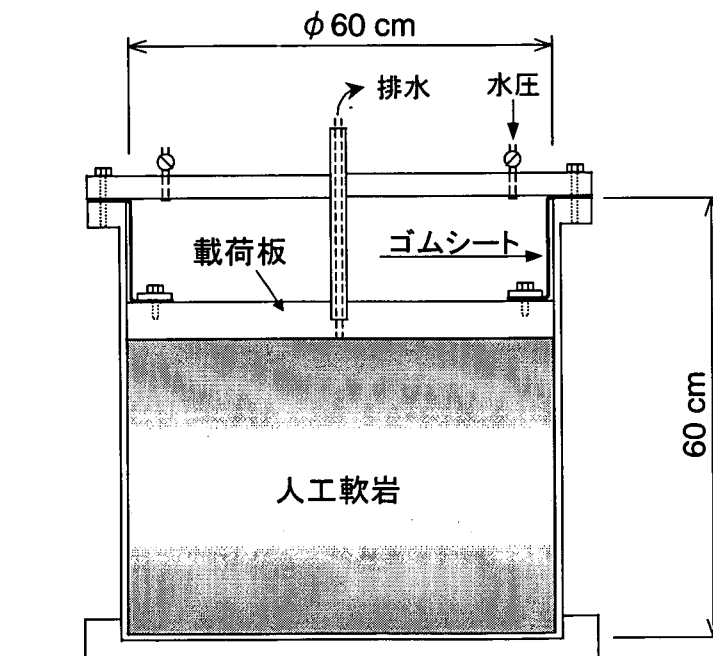


図-4.5 圧密時土槽の概要

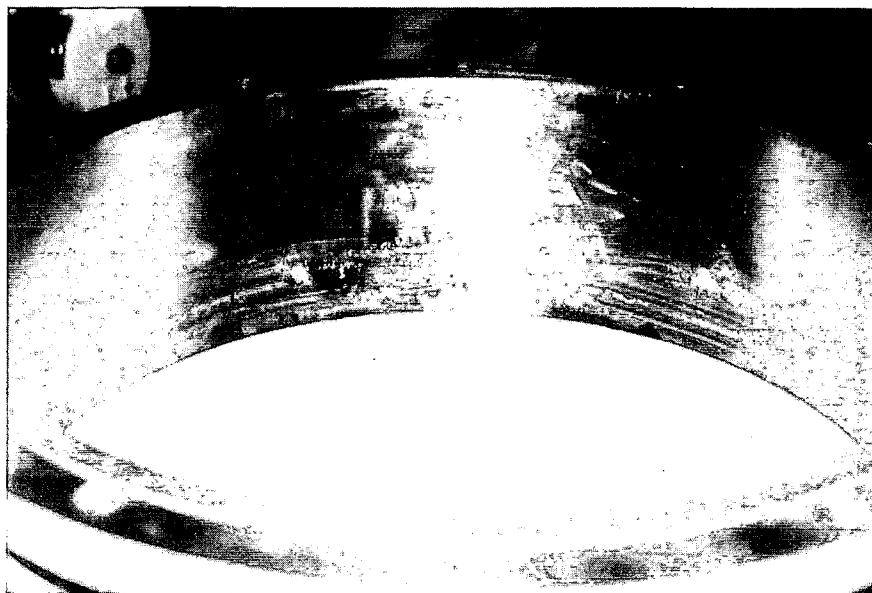


写真-4.5 モールド内壁へのテフロンシート貼り付け



写真-4.6 試料の練り混ぜ

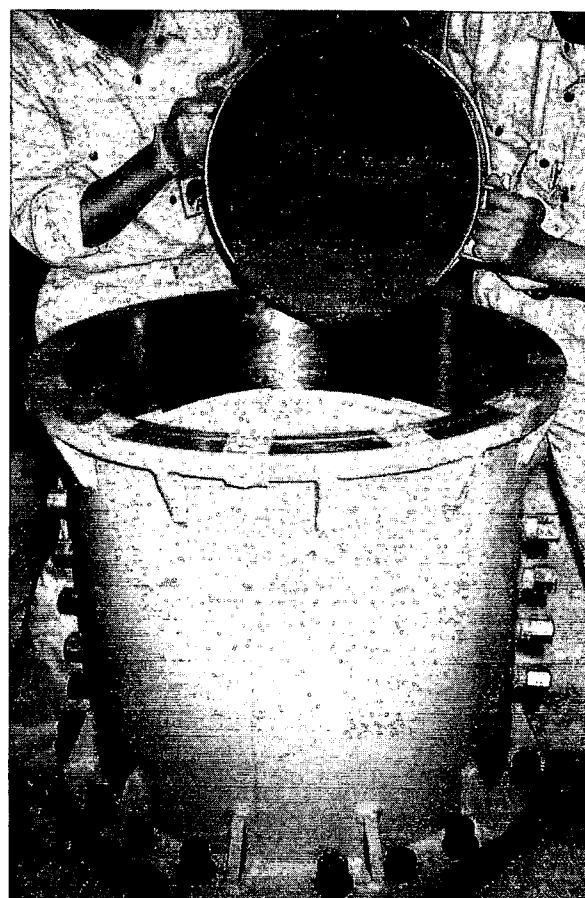


写真-4.7 モールド内への試料投入

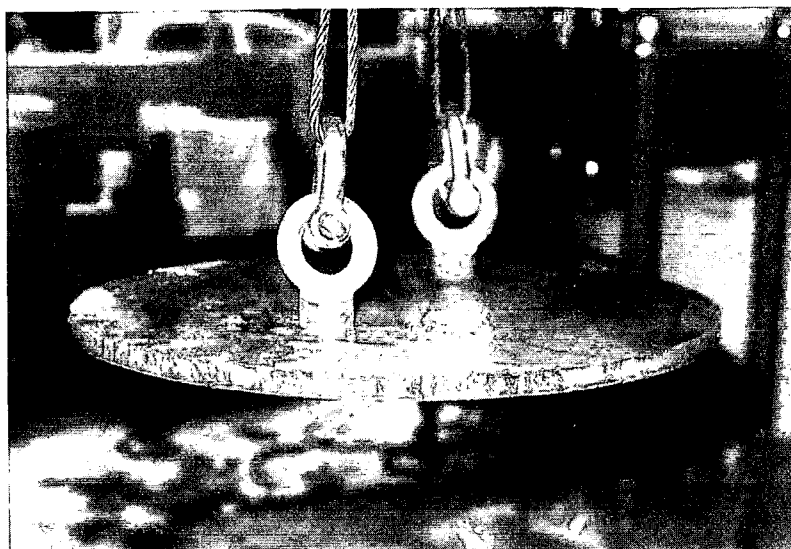


写真-4.8 細孔を有するアクリル製円盤

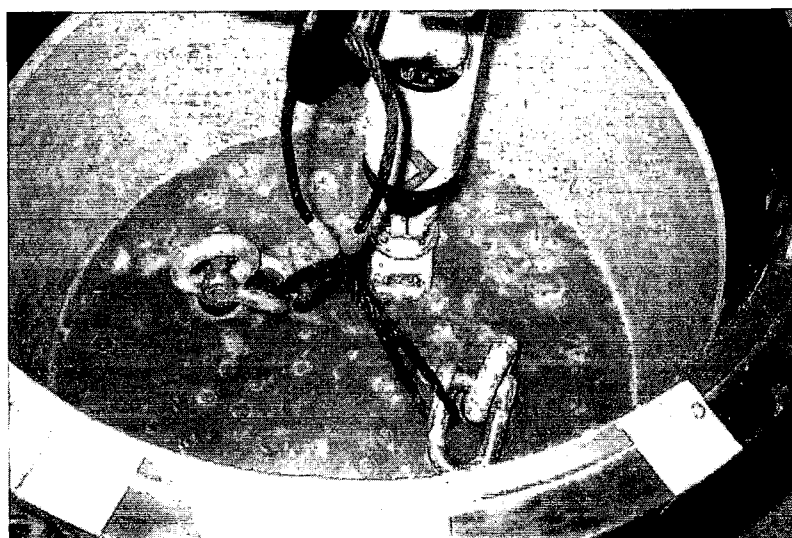


写真-4.9 パイブレイタによる試料への加振

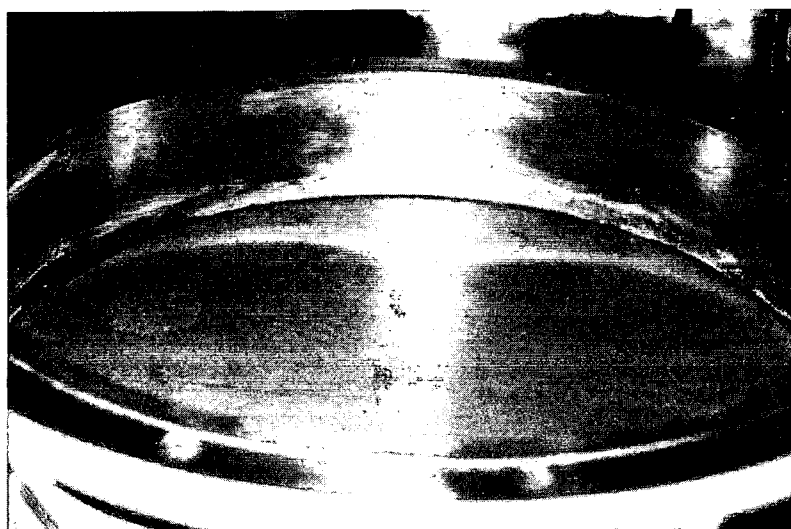


写真-4.10 供試体表面へのろ紙の設置

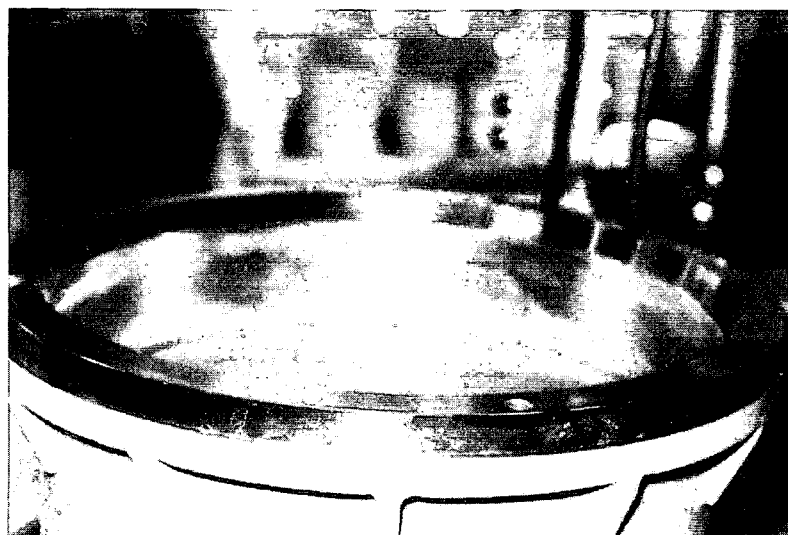


写真-4.11 圧密用ガイドリングの取り付け

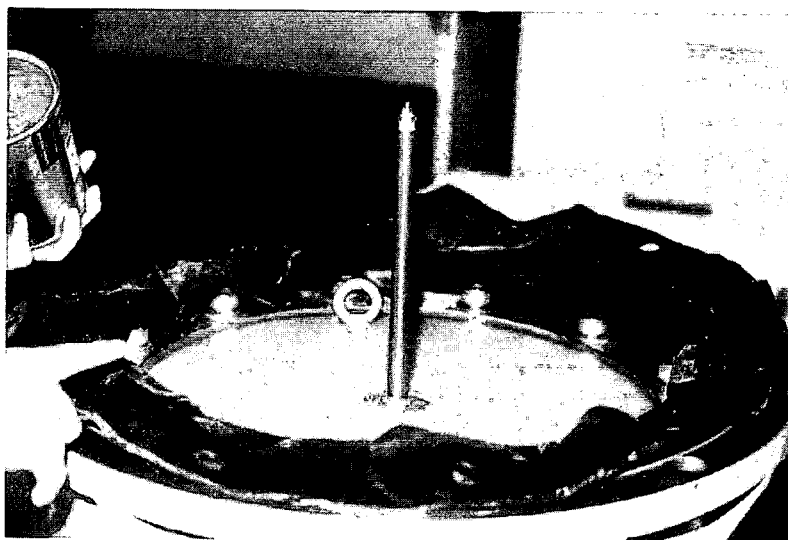


写真-4.12 圧密用載荷板の設置

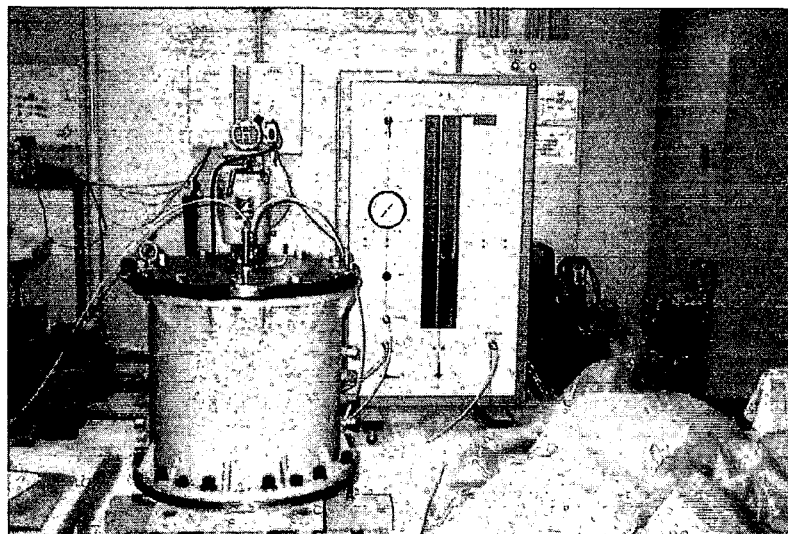


写真-4.13 24時間圧密状況(980 kPa の圧力保持)

4.1.3 室内平板載荷試験方法

室内平板載荷試験は、載荷板に直径 5 cm ないし 10 cm のステンレス製の円柱を用い、合計 3 回行った。載荷は変位制御で、載荷板径が 5 cm の場合は 0.014 mm/min の速度で、載荷板径が 10 cm の場合は 0.028 mm/min の速度で行った。これは、軟岩を対象とした原位置試験における一般的な荷重載荷速度である 196 kPa/min²⁾に相当する室内載荷試験での変位速度を、半無限弾性地盤に円柱剛板を圧入する場合の弾性理論解より求めたものである。その際、人工軟岩の弾性係数を事前配合試験結果を参考にし、490 MPa とした。各ケースの載荷試験条件を表-4.4 に示す。

載荷中の計測については、載荷圧力～沈下量関係以外に、地表面の鉛直変位をダイヤルゲージで、水平変位を非接触型変位計で、地表面ひずみをひずみゲージを地表面に貼付けて（試験Ⅰは除く）計測した。載荷試験時の土槽概要を図-4.6 および写真-4.14 に、地表面の計測装置設置概要を図-4.7 に示す。

表-4.4 室内平板載荷試験条件

	試験Ⅰ	試験Ⅱ	試験Ⅲ
人工軟岩の配合、セメント：水：砂（質量）	6：24：70	6：24：70	6：24：70
圧密圧力、時間	ゴムシート破損により圧密は途中終了	980 kPa, 24 時間	980 kPa, 24 時間
養生期間	4 週間	4 週間	4 週間
載荷板径	5 cm	5 cm	10 cm
載荷速度	0.014 mm/min	0.014 mm/min	0.028 mm/min

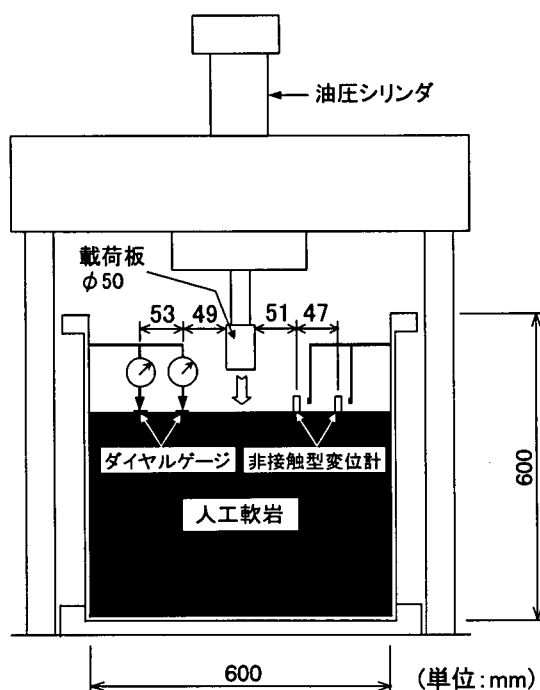
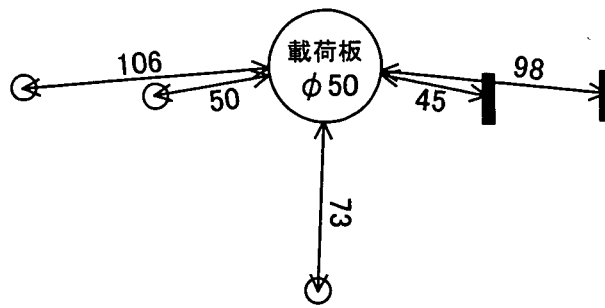
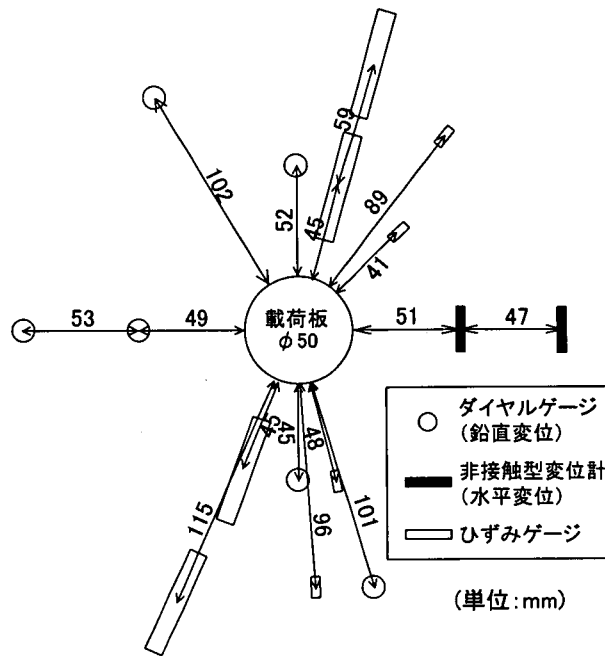


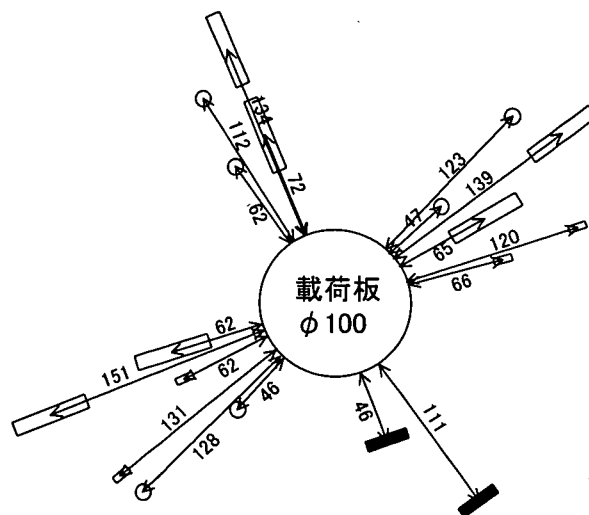
図-4.6 載荷時土槽の概要（試験Ⅱ）



(a) 試験 I



(b) 試験 II



(c) 試験 III

図-4.7 計測器の平面配置

4.1.4 人工軟岩地盤解体方法および室内土質試験

室内平板載荷試験終了後、人工軟岩地盤の地表面で針貫入試験を実施した（写真-4.15 参照）。貫入位置は、3 cm 間隔の格子点の 293 点を標準としたが、載荷の影響を強く受けている載荷面付近では実施しなかった。

針貫入試験終了後、人工軟岩地盤供試体を土槽から脱型し、図-4.8 に示すように供試体を鉛直方向に 3 分割、水平面内 4 分割の合計 12 分割した（写真-4.16～4.19 参照）。ただし、水平面内の No.4 部分は分割作業スペース確保のため取り壊した。また、No.4 を除く中、下層の上面において、地表面と同様に 3cm 間隔の格子点で針貫入試験を実施した。分割した地盤の側面（切断面）を、1 面につき鉛直方向 2 測線において 2 cm 間隔で針貫入試験を実施した。実施した側面は、No.1 の両側面、No.2 の No.4 との切断面、および、No.3 の No.4 との切断面の 4 側面で、合計 8 側線行った。その後、分割ブロックから室内土質試験に供する不攪乱試料を採取した。実施した室内土質試験一覧を表-4.5 に示す。

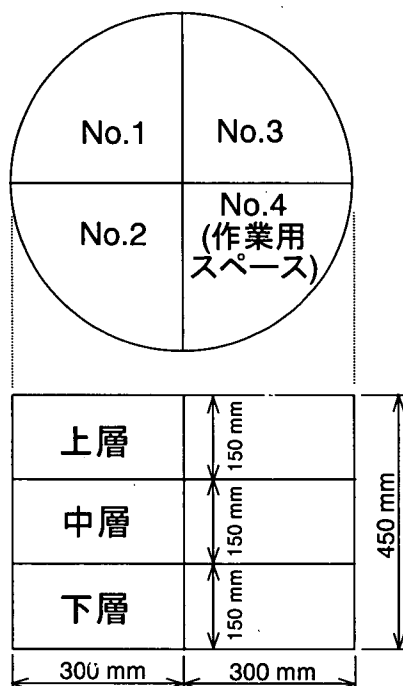


図-4.8 人工軟岩地盤の分割方法

表-4.5 室内土質試験一覧

	採取位置	上層		中層		下層	
	採取方向***	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平
試験 I	一軸圧縮試験 [φ5 cm, H10cm]	3 個	—	3 個	—	3 個	—
	三軸圧縮(CD)試験	49, 196, 392	—	49, 196, 392	49, 196, 392	—	—
	圧密試験 [φ6 cm, H2cm]	0.16~ 20.1	—	0.16~ 20.1	—	0.16~ 20.1	—
	三軸透水試験 [φ5 cm, H10cm]	—	—	196, 392, 588	196, 392, 588	—	—
試験 II	一軸圧縮試験 [φ5 cm, H10cm]	4 個	—	3 個	—	7 個	—
	三軸圧縮(CD)試験	29.4, 98, 294, 588	—	29.4, 98, 294, 588	98, 294, 588	49, 196, 490, 980	—
	三軸圧縮(CU)試験	—	—	—	—	98, 294, 588	—
	段階載荷三軸変形 試験	—	—	49~ 1470(×2)	—	—	—
	圧密試験 [φ4 cm, H2cm]	0.32~ 40.1	—	0.32~ 40.1	—	0.32~ 40.1	—
	圧密・透水試験 [φ6 cm, H2cm]	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	—	—	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1
	三軸透水試験 [φ5 cm, H10cm]	98, 196, 392, 588	98, 196, 392, 588	—	—	—	—
試験 III	一軸圧縮試験 [φ5 cm, H10cm]	4 個	—	4 個	—	4 個	—
	三軸圧縮(CD)試験	29.4, 98	—	49, 294	—	490, 980	—
	三軸圧縮(UU)試験	29.4	—	49	—	98	—
	段階載荷三軸変形 試験	—	—	49~ 1470(×2)	—	—	—
	圧密試験 [φ6 cm, H2cm]	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	—	—
	圧密・透水試験 [φ6 cm, H2cm]	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	0.16~ 20.1	—	—
	三軸透水試験 [φ5 cm, H10cm]	196, 392, 588	196, 392, 588	—	—	—	—

* 三軸圧縮試験、三軸透水試験は試験実施拘束圧 (kPa)、圧密試験は試験実施圧密圧力 (MPa)。

** 三軸圧縮試験の全供試体について、試験前に超音波速度測定を行った。

*** 供試体の採取方向は、円柱供試体の高さ方向を基準とした。

**** []内のφは円柱供試体の直径、H は高さを示す。

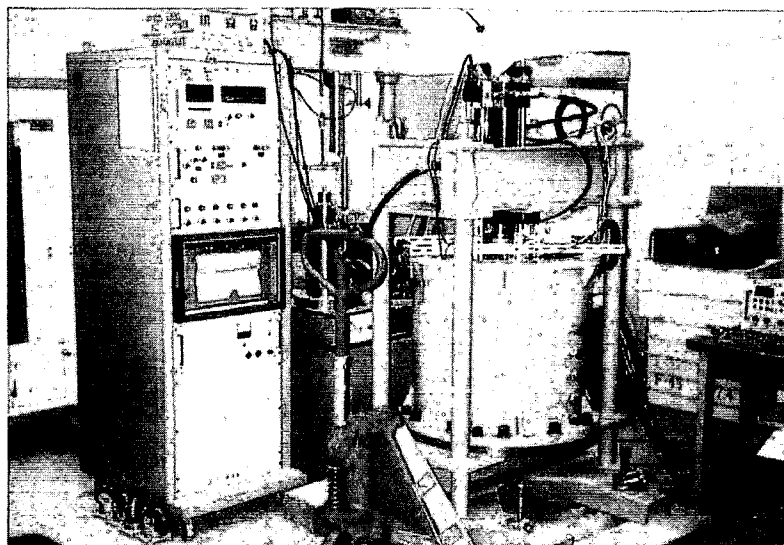


写真-4.14 平板載荷試験装置(載荷および制御)

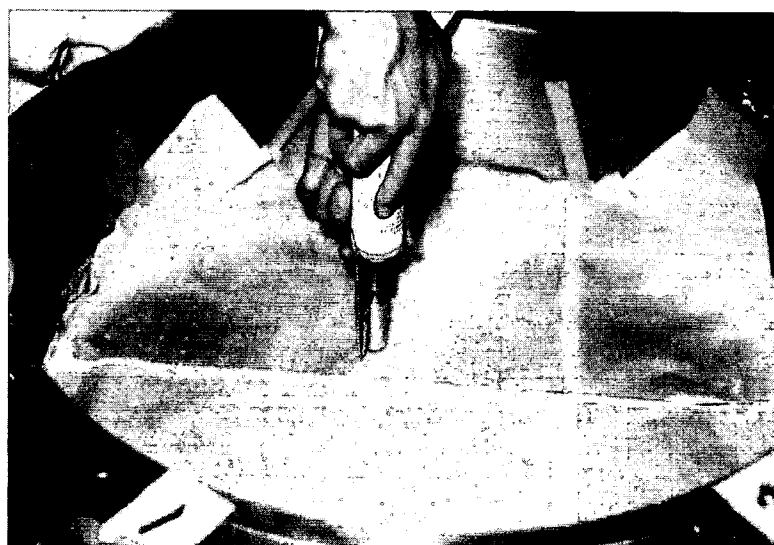


写真-4.15 針貫入試験

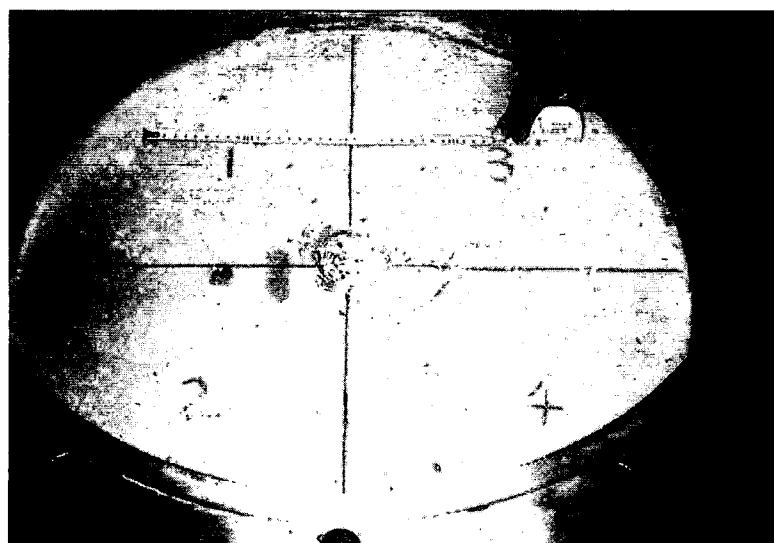


写真-4.16 載荷試験後の供試体の例(供試体 I)

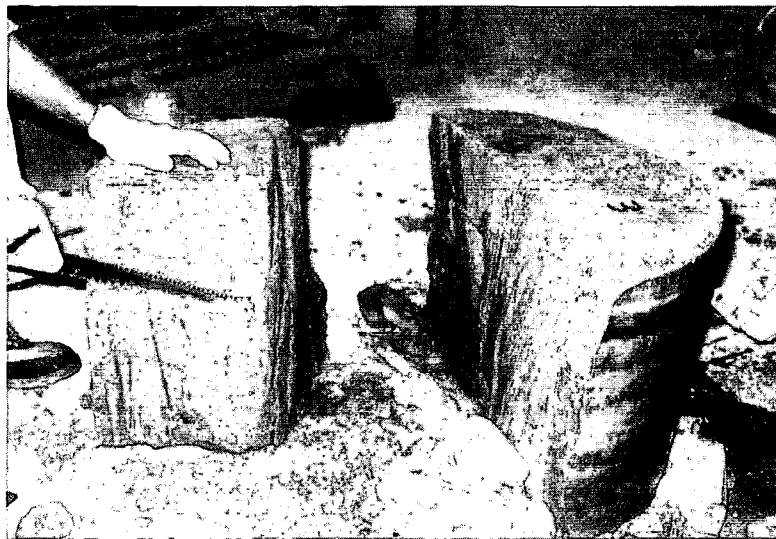


写真-4.17 モールドから取り出した供試体(ブロック No.1～No.3)

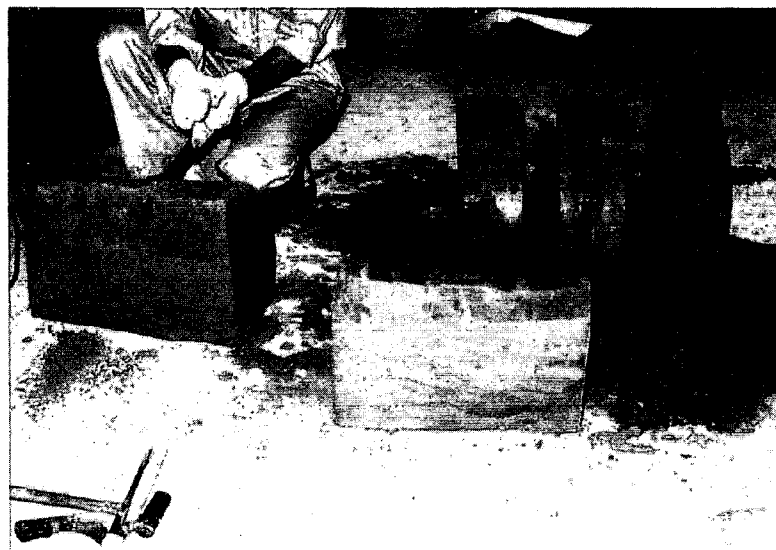


写真-4.18 供試体の深さ方向の分割

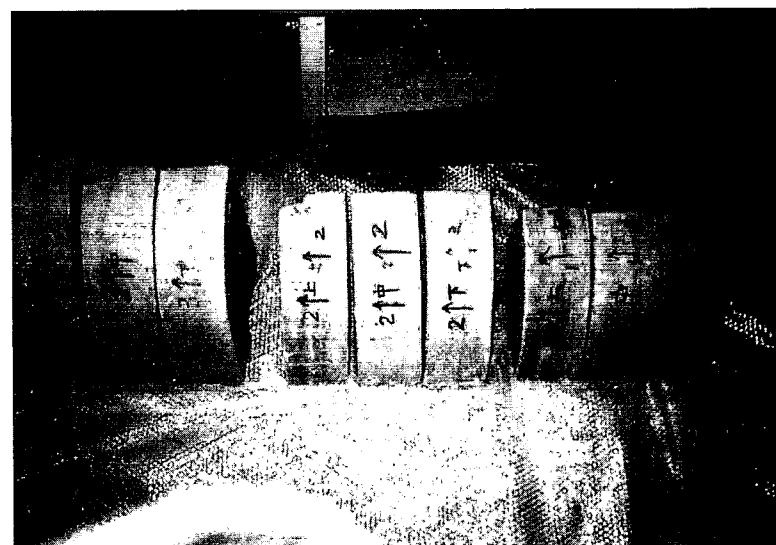


写真-4.19 最終分割後の供試体(9ブロック)

4.2 人工軟岩地盤の物理および力学特性

室内平板載荷試験終了後、人工軟岩地盤を解体、ブロックサンプリング法により不攪乱試料を採取し、それに対する室内試験により人工軟岩地盤の物理および力学特性を把握した。なお、不攪乱試料の採取は、平板載荷試験における載荷の影響が大きいと想定される領域を避け、人工軟岩地盤を上、中、下層の3層からそれぞれ採取した。図-4.9に、人工軟岩地盤の湿潤密度 ρ_w 、含水比 w および一軸圧縮強さ q_u の深度方向分布を示す。湿潤密度 ρ_w は、1.9 g/cm³程度、含水比 w は、各試験間で少しばらつくが、17~22%程度に分布する。また、一軸圧縮強さ q_u は、1.0~2.5 MPaの間で少しばらつきがみられるが、平均的には、概ね目標値の1.5 MPa程度になっている。

谷ら²³⁾の研究によると、材齢に依存する強度発現の影響をあまり受けずに、安定的な強度で試験に利用できるのは、2週~4ヶ月程度の期間であることがわかっている。本試験では、一連の室内力学試験は、試験後から約2ヶ月の間に行われたので、材齢による強度発現の影響は小さいと考える。ちなみに、一軸圧縮試験をサンプリング直後、一連の力学試験実施期間(約2ヶ月)の前後および載荷試験から8ヶ月後に実施し、セメントによる強度発現の影響を検討したが、一軸圧縮強さにおいては材齢の影響は認められなかった。

針貫入試験の結果について、針貫入勾配の水平面分布を図-4.10~図-4.12に、鉛直面分布を図-4.13に示す。図-4.10~図-4.12において、載荷位置付近と供試体切断面付近ではデータ採取を行っていないか行えなかった。これらの図より、水平面、鉛直面とも、針貫入勾配はやや局所的なばらつきが見られる。また、針貫入勾配から岡田の式((2.1)式参照)⁹⁾を用いて推定される一軸圧縮強さは、室内土質試験として行った一軸圧縮強さに比べて大きくなっていることがわかる。しかし、一軸圧縮強さの深度方向分布は、試験Ⅰで深度方向の増加が見られるが、その他では、あまり増加が見られない傾向は一致している。

人工軟岩の圧密特性と透水特性を把握するために、不攪乱試料を用いて圧密試験、圧密試験を行うとともに圧密圧力の各段階終了時に変水位透水試験²⁵⁾を行う圧密・透水試験を行った(試験Ⅰは除く、表-4.5参照)。さらに、同様に直径5 cm、高さ10 cmの円柱形の供試体を作製し、三軸透水試験を各種拘束圧で等方圧密後、動水勾配を $i=100$ (98 kPaの場合は $i=5$)として実施した。図-4.14に圧密曲線を、図-4.15に圧密圧力と透水係数の関係を示す。図-4.14より、人工軟岩は過圧密粘土の圧密降伏応力と同様に降伏応力 p_c を持ち、その値は概ね8~10 MPa付近にあることがわかる。図-4.15より、透水係数は圧密圧力の増加とともに減少し、その減少率は、試験Ⅱでは降伏応力付近で変化し、降伏応力より大きな圧密圧力で減少率が大きくなるが、試験Ⅲでは、減少率は、降伏応力前後でありあまり変わらないことがわかる。また、試験Ⅱにおける圧密・透水試験による透水係数は、三軸透水試験によるその1/10程度になっている。この理由としては、厳密な試験条件の違いや個々の試験法における試験誤差のほか、圧密・透水試験の実施時期が三軸透水試験よりも7ヶ月ほど遅れたことによる人工軟岩の経時的な状態変化が考えられる。しかし、これらの試験結果より、人工軟岩の透水係数は、室内平板載荷試験における載荷圧力(載荷荷重/載荷板面積)の最大値(試験Ⅰ、Ⅱのケースで12 MPa程度)の圧密圧力条件下でも10⁻⁶ cm/sec オーダ以上であることがわかる。図-4.16に、三軸透水試験と圧密・透水試験における間隙比と透水係数の関係を示す。図では、特に圧密・透水試験において間隙比と透水係数の相関性が明確に現れている。

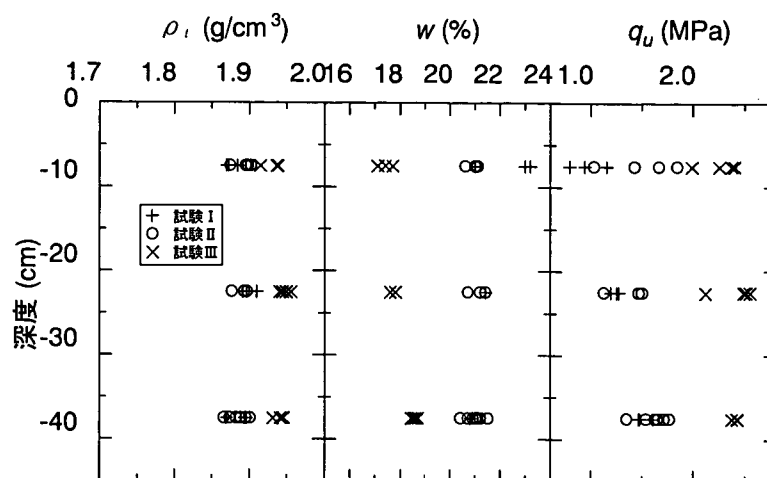
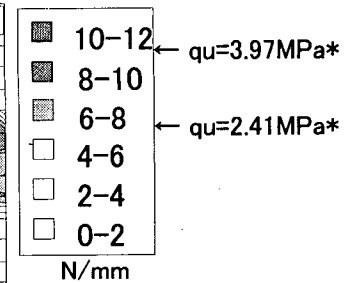
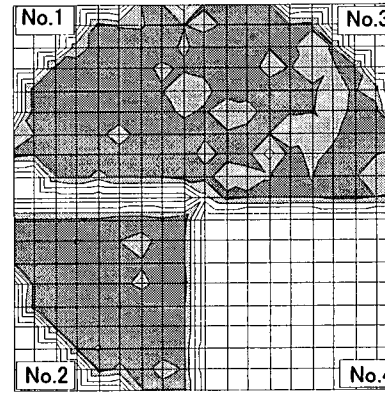
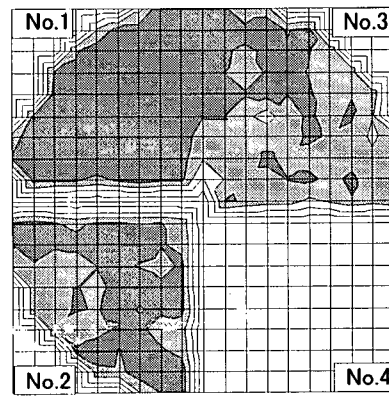
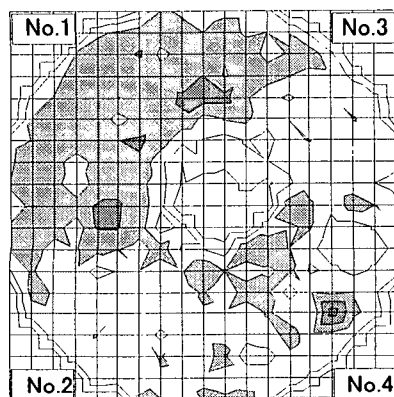
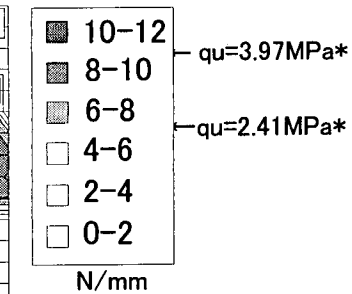
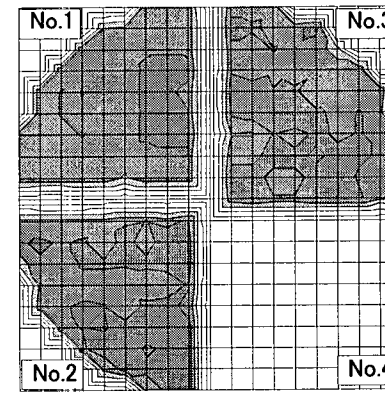
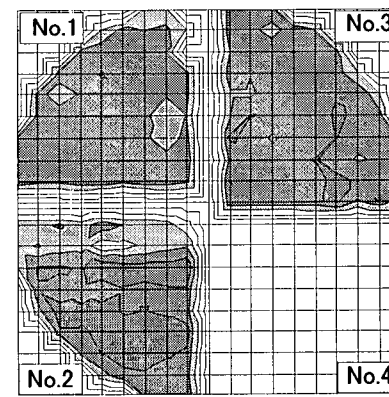
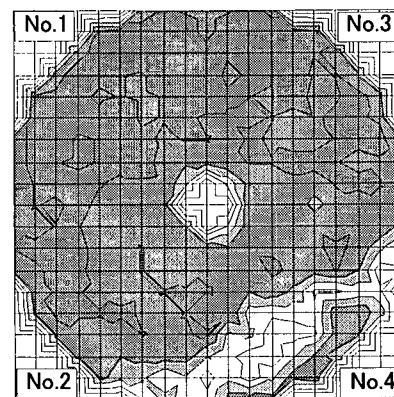


図-4.9 人工軟岩地盤の物理および力学特性



* 一軸圧縮強さは岡田の式⁹⁾による。

図-4.10 水平面における針貫入試験結果(試験Ⅰ)



* 一軸圧縮強さは岡田の式⁹⁾による。

図-4.11 水平面における針貫入試験結果(試験Ⅱ)

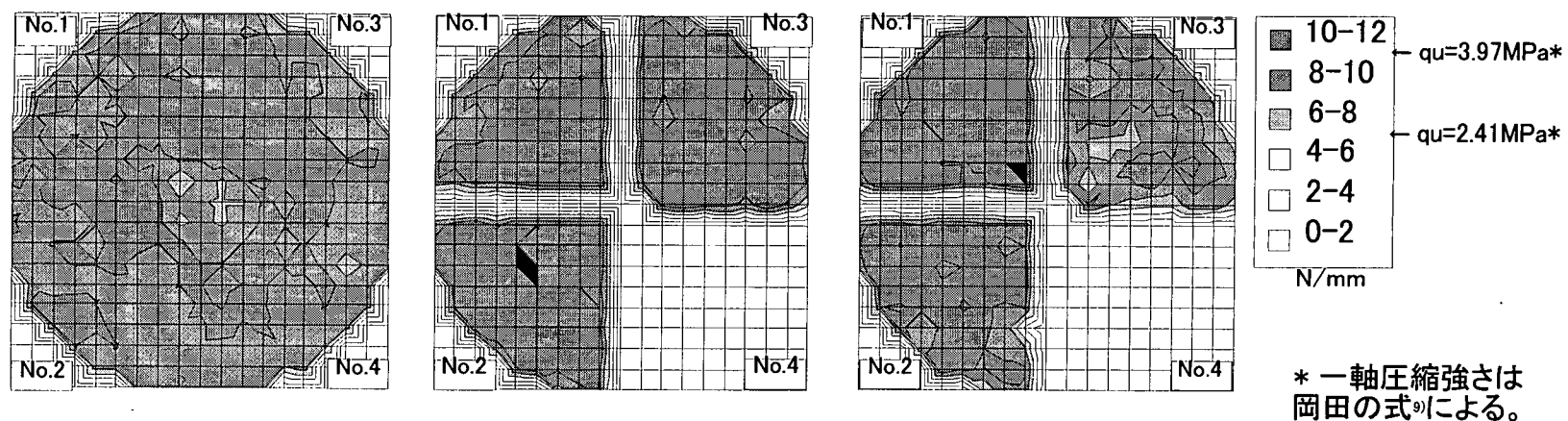


図-4.12 水平面における針貫入試験結果(試験Ⅲ)

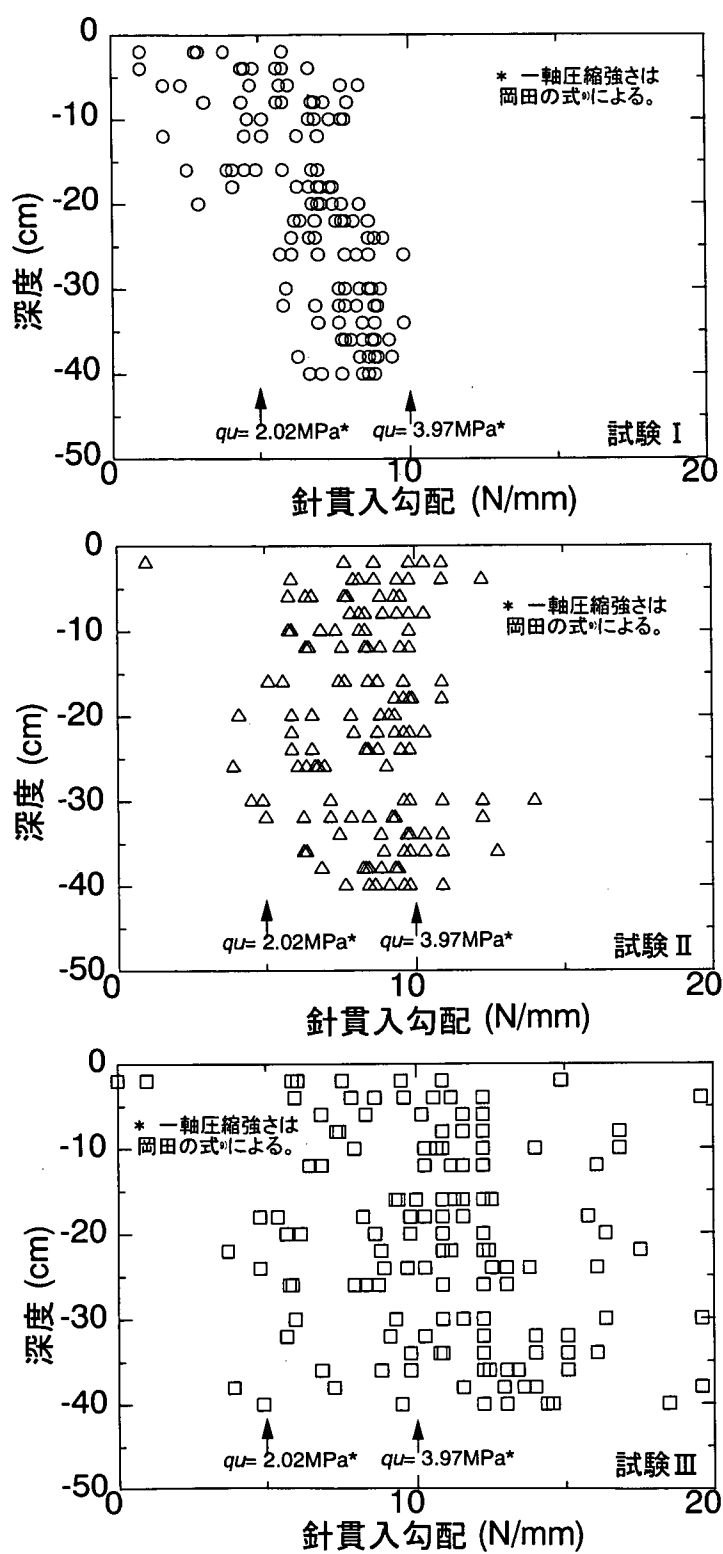


図-4.13 鉛直面上における針貫入試験結果(試験 I ~ III)

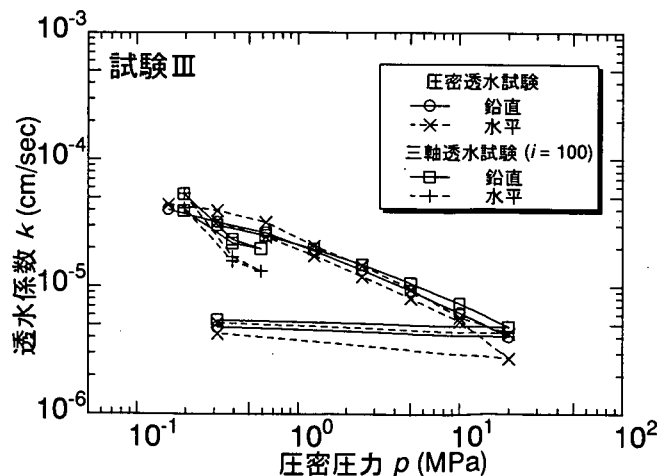
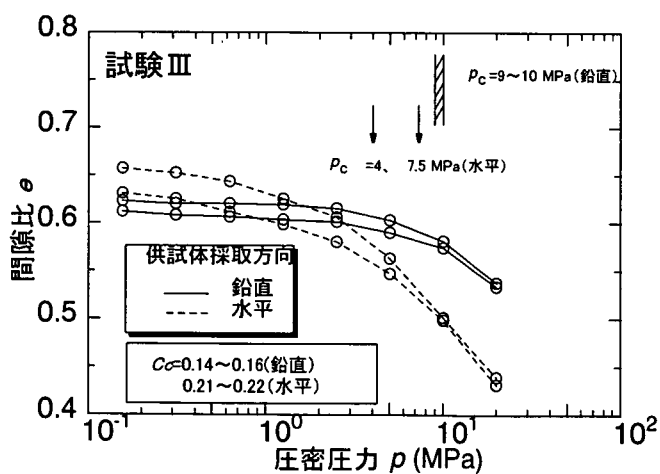
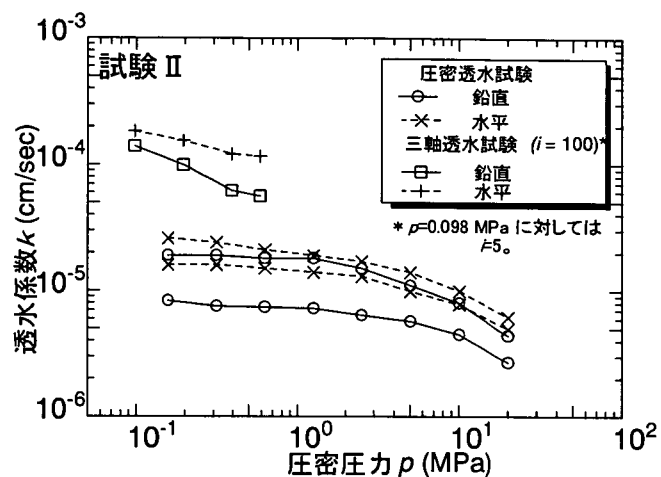
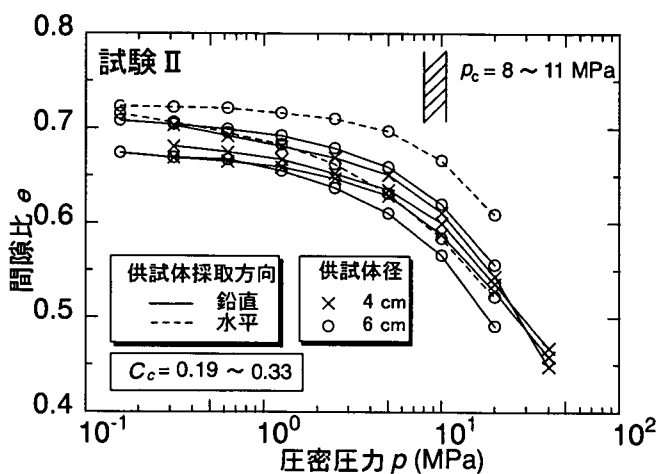
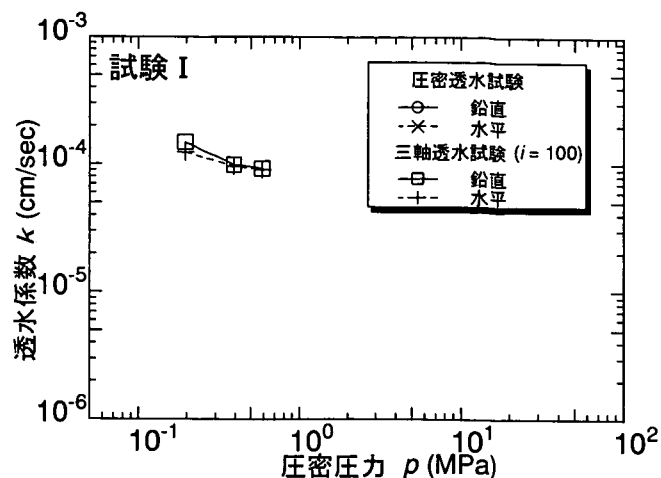
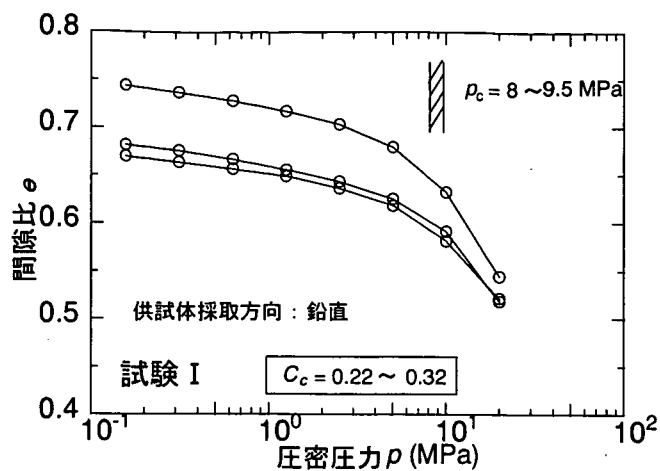


図-4.14 圧密試験結果(試験 I ~ III)

図-4.15 圧密・透水試験結果(試験 I ~ III)

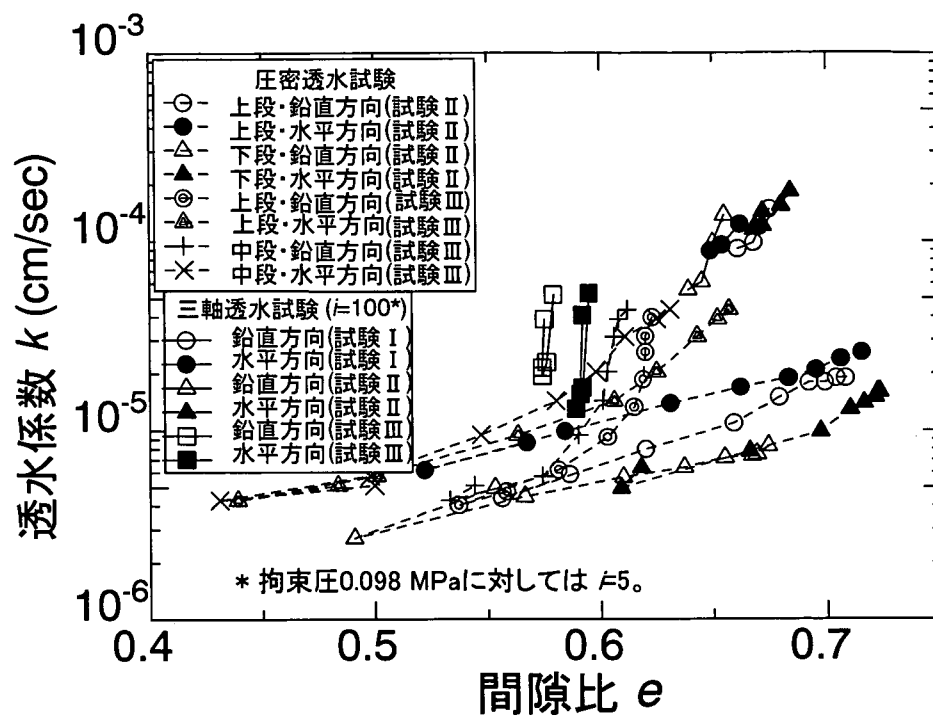


図-4.16 間隙比と透水係数の関係(試験Ⅰ～Ⅲ)

4.3 試験時の排水条件

一般に、飽和地盤の強度・変形特性は载荷中の排水条件に依存するため、これらの特性の評価にあたっては、検討対象としている構造物基礎の排水条件を把握することが重要である。また、その排水条件に応じて、設計に用いる地盤の強度・変形特性を求めるための原位置および室内試験の排水条件を適切に設定する必要がある。

4.3.1 フィルダム築堤時の基礎の排水条件

高さ 100 m のフィルダムを想定し、(4.1)～(4.4)式の有限要素剛性方程式に従う変形・浸透流連成解析²⁶⁾によりフィルダム築堤時の基礎の排水条件を検討した。解析断面は上下流方向二次元断面とし、基礎は弾性体とし弾性係数は 490 MPa、ポアソン比は 0.3 とした。浸透に関する境界条件は、地表面のみ排水境界でその他は非排水境界とした。なお、堤体と基礎の境界面は、ロック材が大半を占めるため排水境界とすることが妥当であると考えた。解析に用いた有限要素メッシュを図-4.17 に示す。解析は 1 ステップあたり 0.5 ヶ月とし、1 ステップ当たりのフィルダム堤体の築堤に伴う荷重は、完成時の全荷重に相当する節点力（最大断面で 1.96 MPa 相当）を 72 分割（想定築堤期間 3 年間）して作用させた。節点力を想定した築堤期間である 3 年間にわたり一定増加率で漸増させ、完成時に全荷重に相当する節点力として作用させた。なお、節点荷重を算出するのに必要な堤体材料の密度は 2.0 g/cm³ とした。また、高さ 100m のフィルダムの建設を考えた場合、想定築堤期間の 3 年間は実際よりも短いと言ってよく、解析は実際よりも排水しづらい条件にあるといえる。基礎の透水係数は等方で、 1.0×10^{-4} cm/sec、 1.0×10^{-5} cm/sec、 1.0×10^{-6} cm/sec および 1.0×10^{-7} cm/sec の 4 ケースとした。なお、基礎は全域飽和状態にあるとして取り扱った。解析条件を表-4.6 に示す。

$$\begin{bmatrix} [K] & [B_v] \\ [B_v]^T & \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\Delta w\} \\ \gamma_w h_w^e|_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \sum_{i=1}^n \alpha_i \gamma_w h_w^e|_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\Delta F\} + [B_v] \gamma_w h_w^e|_t \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

$$[B_v] = \int_v C \cdot dv \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

$$\alpha = \Delta t \left(\sum_{i=1}^n k_x \frac{b_{yi}}{l_{xi}} + \sum_{i=1}^n k_y \frac{b_{xi}}{l_{yi}} \right) \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

$$\alpha_i = \Delta t \left(k_x \frac{b_{yi}}{l_{xi}} + k_y \frac{b_{xi}}{l_{yi}} \right) \quad \dots\dots\dots(4.4)$$

ここに、 $[K]$: 弾性体の要素剛性マトリックス、 C : 要素体積ひずみへの変換ベクトル、 $\{\Delta F\}$: 節点力ベクトル、 $\{\Delta w\}$: 節点変位ベクトル、 γ_w : 間隙水の単位体積重量、 h_w : 要素重心での間隙水圧水頭、 k_x, k_y : x 軸, y 軸方向の透水係数、 b_x, b_y : 隣接する要素との境界面長の x 軸, y 軸方向成分、 l_x, l_y : 隣接する要素との重心間距離の x 軸, y 軸方向成分、 n : 隣接する要素数、 t : 経過時間。

図-4.18 に、解析結果から、堤体最大断面直下のダム軸断面における深度 30、90、150、210、330、460、610m での平均有効主応力増分 $\Delta p'$ と発生過剰間隙水圧 u の関係について、築堤開始から築堤終了までの推移を示している。これらの図より、基礎の透水係数が 1.0×10^{-5} cm/sec より大きくなるとダム高相当深度程度までの基礎においては過剰間隙水圧がほとんど発生しておらず、フィルダムの築堤時は概ね排水条件にあると考えられる。

表-4.6 解析条件

弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	透水係数 k (cm/sec)	
490	0.3	1.0×10^{-4}	フィルダム 築堤 (4.3.1)
		1.0×10^{-5}	
		1.0×10^{-6}	
		1.0×10^{-7}	
		1.0×10^{-5}	原位置平板 載荷試験 (4.3.2)
		1.0×10^{-6}	
		1.0×10^{-7}	
		1.0×10^{-7}	室内平板載 荷試験 (4.3.3)
		1.0×10^{-8}	
		1.0×10^{-9}	

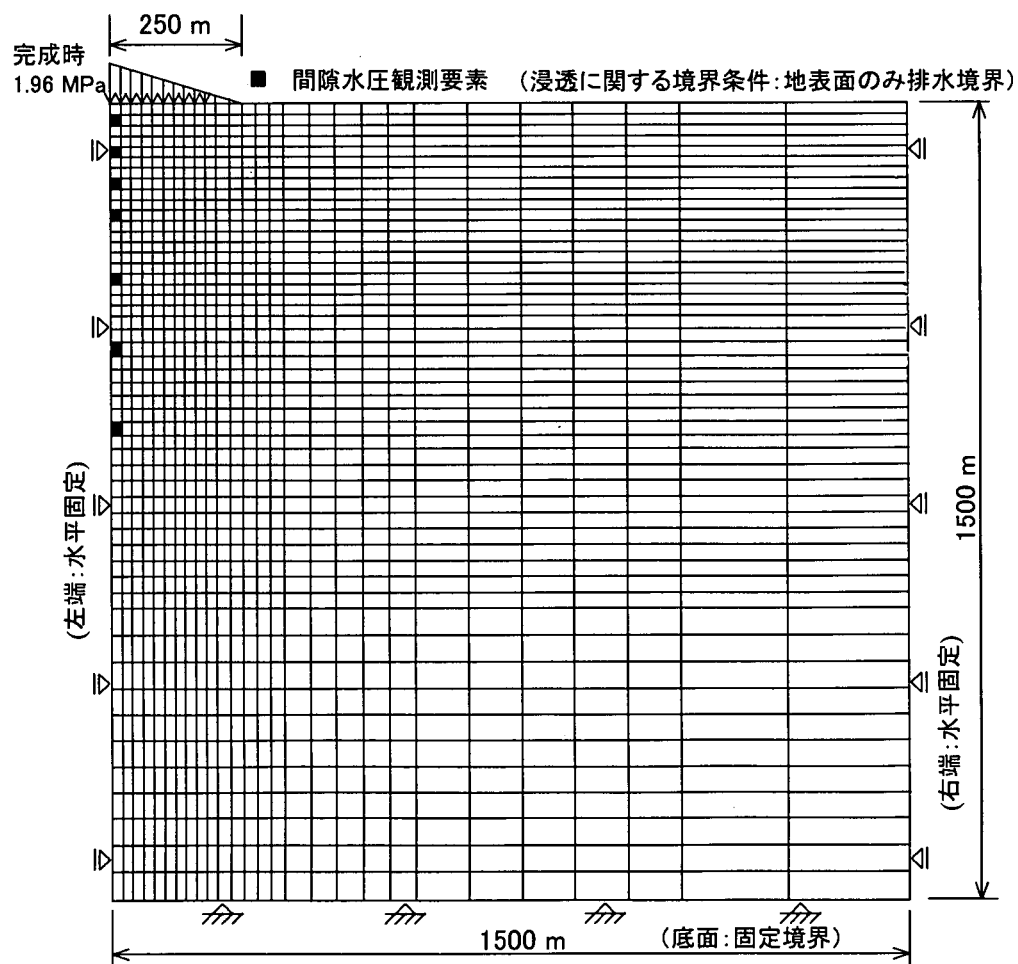


図-4.17 フィルダム築堤時の解析に用いた有限要素メッシュ

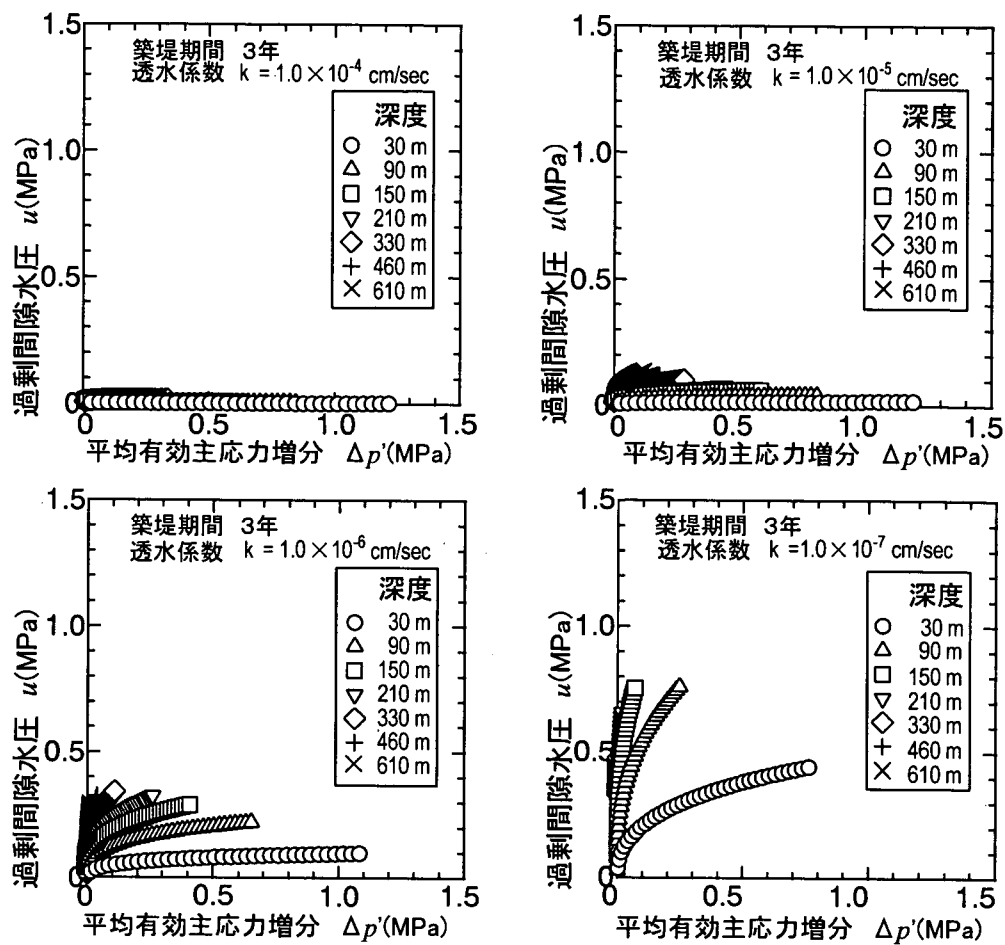


図-4.18 フィルダム堤体最大断面直下の基礎に生じる過剰間隙水圧の推移

4.3.2 原位置平板載荷試験時の排水条件

原位置平板載荷試験時の排水条件を、4.3.1 項と同様に、変形・浸透流連成解析で検討する。載荷板は直径 30 cm の円形剛板とした。基礎地盤は弾性体とし解析は軸対象で行い、載荷を強制変位で再現した。強制変位は実際の試験条件²⁾を考慮し、荷重速度 196 kPa/min に相当する 0.086mm/min の速さで与えた。地盤の弾性係数は、490 MPa とし、ポアソン比を 0.3 とし、基礎の透水係数を 1.0×10^{-5} 、 1.0×10^{-6} 、 1.0×10^{-7} cm/sec の 3 ケースとした。浸透に関する境界条件は、載荷板直下を含む地表面のみ排水境界、その他を非排水境界とした。解析に用いた有限要素メッシュを図-4.19 に示す。また解析条件を表-4.6 に示す。

載荷時の載荷板中心軸沿いの各深度 1.5、7.5、13.5、25.5、45、78、135cm における平均有効主応力増分 Δp と発生過剰間隙水圧 u の関係を図-4.20 に示す。図-4.20 より、透水係数が 1.0×10^{-5} cm/sec の時には地盤内に過剰間隙水圧は、ほとんど発生せず、透水係数が 1.0×10^{-6} cm/sec では、深度が大きくなるほど発生全応力に占める過剰間隙水圧の割合が高くなるが、過剰間隙水圧は Δp が概ね 0.07 MPa で平衡状態に達し、それ以上発生応力が增加しても、過剰間隙水圧は増加しない。透水係数が 1.0×10^{-7} cm/sec になると、地表面に接している要素以外は、発生全応力の大部分が、載荷終了まで、過剰間隙水圧として残留する。以上より、地盤の透水係数が 1.0×10^{-6} cm/sec 以上であれば、原位置平板載荷試験時はほぼ排水状態にある考えられる。

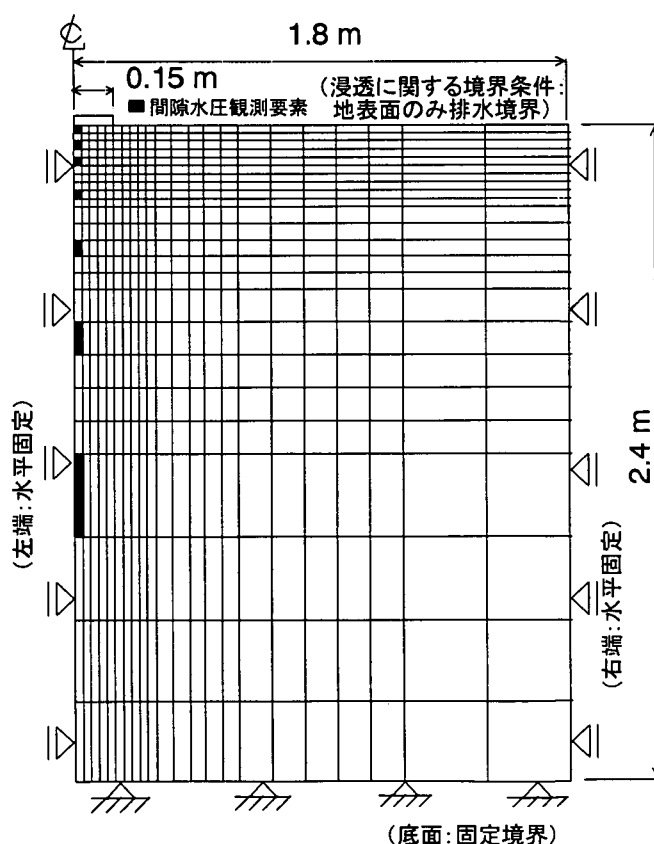


図-4.19 原位置平板載荷試験の解析に用いた有限要素メッシュ

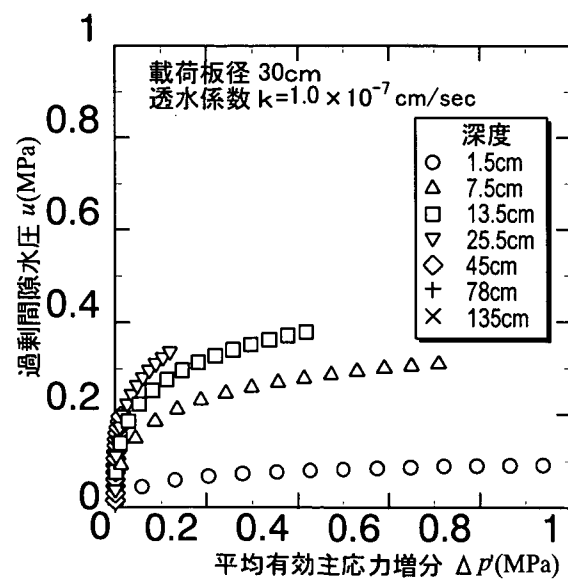
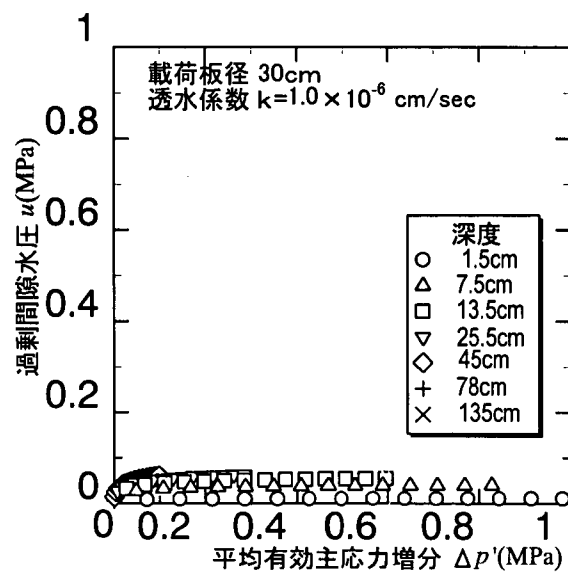
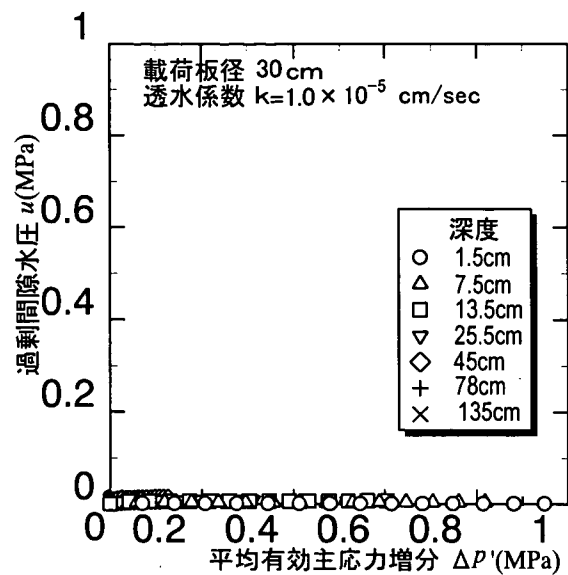


図-4.20 原位置平板載荷試験における基礎の過剰間隙水圧の推移

4.3.3 室内平板載荷試験時の排水条件

上述の検討結果より、フィルダム築堤時および原位置平板載荷試験時の地盤は、それぞれ $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、 $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 以上の透水性を有していれば、ほぼ排水条件にあると考えられることから、一般的なダム基礎地盤の透水性であればほぼ排水条件にあると考えられる。そのため、室内平板載荷試験も排水条件で行わなければならない。そこで人工軟岩地盤を用いた室内平板載荷における地盤の排水条件を、4.3.2 項と同様に、変形・浸透流連成解析で検討した。基礎地盤は弾性体とし、地盤の弾性係数は 490 MPa、ポアソン比を 0.3 とし、基礎の透水係数を、 1.0×10^{-7} 、 1.0×10^{-8} 、 $1.0 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$ の 3 ケースとした。浸透に関する境界条件は、載荷板直下を含む地表面のみ排水境界とし、その他は非排水境界とした。解析に用いた有限要素メッシュを図-4.21 に示す。なお、解析は軸対象で行い、載荷を強制変位で再現した。載荷板径と載荷速度は室内試験条件と整合させ、載荷板径（円形剛板）が 5 cm、強制変位速度を 4.3.2 節と同様に荷重速度 196 kPa/min に相当する 0.014 mm/min とした。なお、解析条件は表-4.6 に示す。

載荷時の載荷板中心軸沿いの深度 0.25、1.25、2.25、4.25、7.5、13.0、22.5cm における平均有効主応力増分 Δp と発生過剰間隙水圧 u の関係を図-4.22 に示す。図-4.22 より、透水係数が $1.0 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ の時には地盤内に過剰間隙水圧はほとんど発生せず、透水係数が $1.0 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ では、深度が大きくなるほど発生全応力に占める過剰間隙水圧の割合が高くなるが、過剰間隙水圧が概ね 0.1 MPa で平衡状態に達し、発生応力が増加しても、それ以上過剰間隙水圧は増加しない。しかし、透水係数が $1.0 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$ になると、平衡状態となる過剰間隙水圧レベルがさらに高くなり、その値は深度 2.25cm で、0.5 MPa 程度となる。したがって、 $1.0 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ より大きければ（ 10^{-7} cm/sec オーダ以上）、ほぼ排水状態と考えられる。また、人工軟岩の室内土質試験の結果から、人工軟岩の透水性は 10^{-6} cm/sec オーダ以上なので、本試験は排水条件下で行われたと考えられる。排水条件と考えられる限界の透水係数が、4.3.2 項の原位置平板載荷試験と異なるのは、載荷板径の大きさに依存する排水距離の違いによるものである。

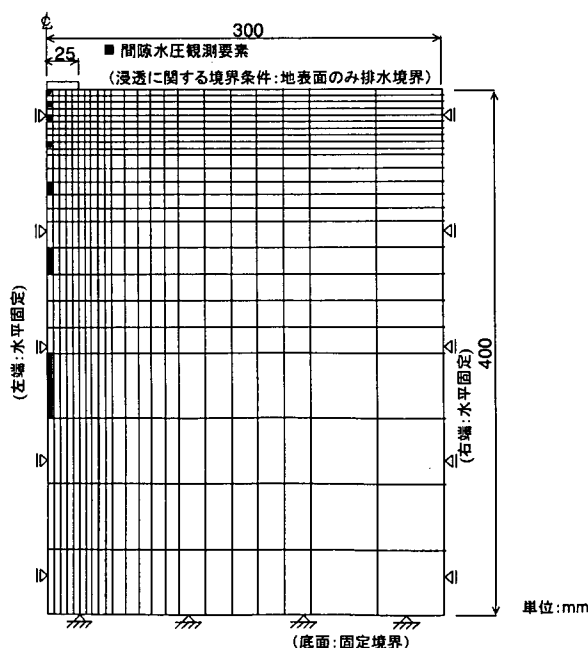


図-4.21 室内平板載荷試験の解析に用いた有限要素メッシュ

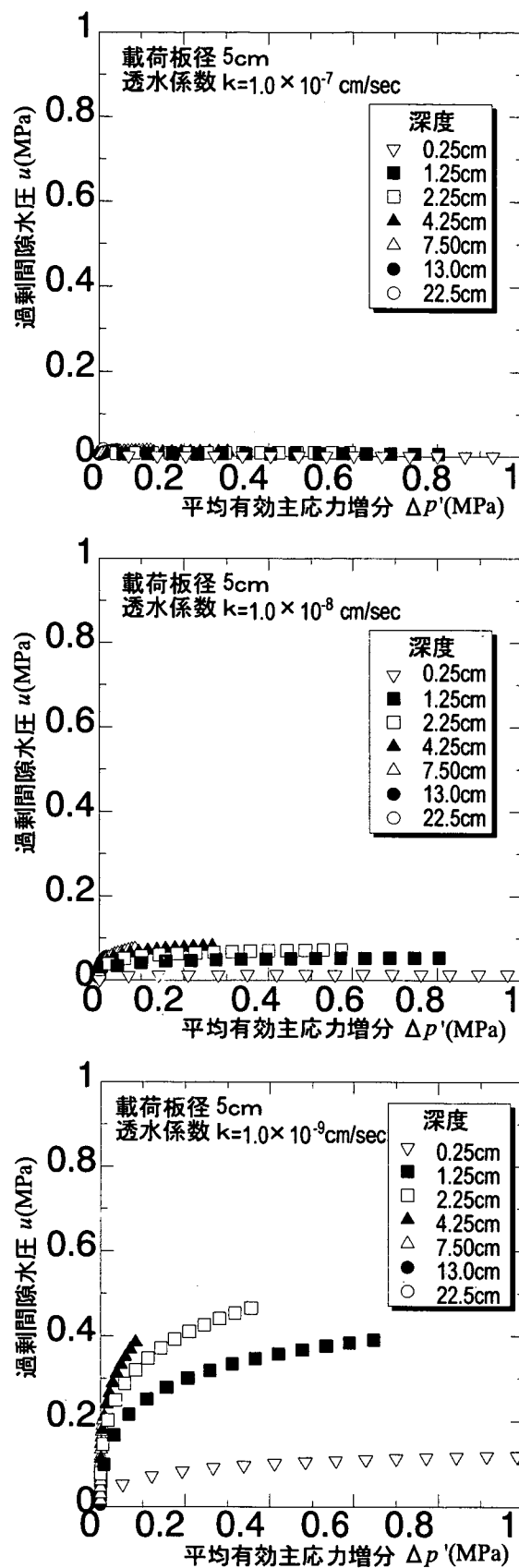


図-4.22 室内平板載荷試験における基礎の過剰間隙水圧の推移

4.3.4 圧密排水三軸試験時のひずみ速度と排水条件

室内平板載荷試験に用いた人工軟岩の変形特性や強度特性を厳密に把握するために、試験終了後に試験地盤から不攪乱試料を採取し、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形に成形した供試体を用いて、微小ひずみ時の供試体の軸圧縮量を高精度に計測できる LDT を装着した三軸圧縮試験を行っている。4.3.3 項で述べたように室内平板載荷試験が排水条件で行われたと考えられることより、三軸圧縮試験は排水条件下で行った。その際、軸ひずみ速度を、土質試験基準²⁵⁾の上限値である 0.5 %/min の 1/10 の速度である 0.05 %/min とした。ここでは、このひずみ速度で載荷した時の供試体内の過剰間隙水圧と供試体の透水係数の関係を、4.3.1 項と同様に變形・浸透流連成解析で検討した。ただし、解析における排水条件は、上下面のみ排水境界とした場合と、供試体側面に巻いたろ紙が排水に寄与していると考えて上下面および側面を排水境界とした場合の、2 条件を考えた。また、弾性係数を 490 MPa、ポアソン比を 0.3 とし、透水係数を 1.0×10^{-7} 、 1.0×10^{-8} 、 1.0×10^{-9} cm/sec の 3 種類とした。

図-4.23 に解析に用いた有限要素メッシュを示す。なお、解析は軸対象で行った。図-4.24 に三軸供試体中心での平均有効主応力増分 $\Delta p'$ と過剰間隙水圧 u の関係を示す。図より、側面が排水状態と考えた場合には、透水係数が 1.0×10^{-8} cm/sec 程度では排水条件が満足されるが、 1.0×10^{-9} cm/sec 程度では供試体内に無視し得ない過剰間隙水圧が発生することがわかる。一方、側面を非排水と考えた時には、排水条件を満足する限界が 1.0×10^{-7} cm/sec 程度まであがることになる。この試験においては、供試体側面にろ紙が巻かれていないことから、側面を非排水条件として考えると、排水条件を満足する限界が側面を排水条件とした場合に比べて 1 オーダ大きくなるが、4.2 節で述べたように人工軟岩は 10^{-6} cm/sec オーダ以上の透水性を有していると考えられるので、圧密排水三軸圧縮試験の排水条件は満足されていると言える。

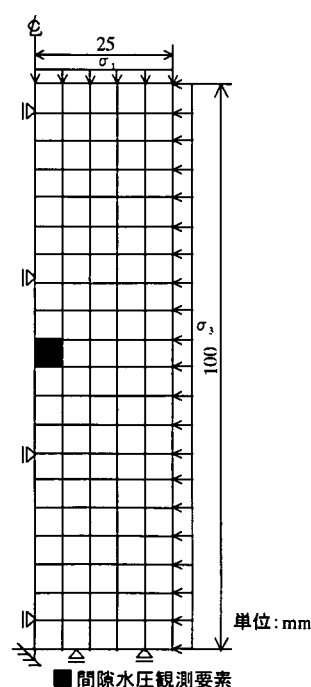


図-4.23 排水三軸圧縮試験の解析に用いた有限要素メッシュ

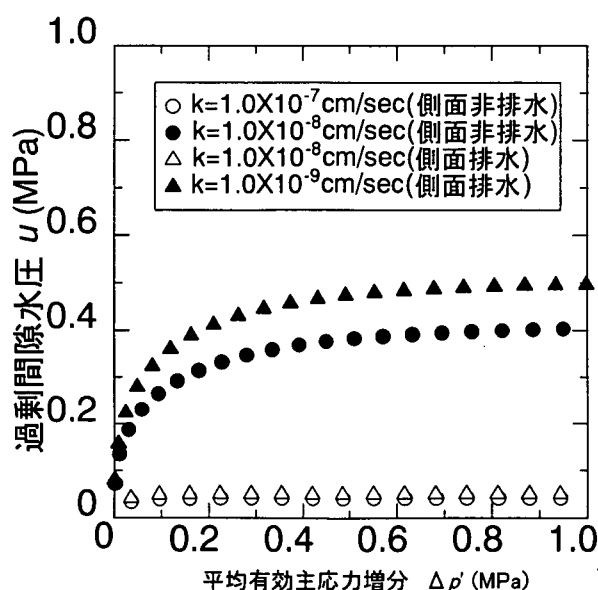


図-4.24 三軸圧縮試験における過剰間隙水圧の推移

4.4 室内平板載荷試験結果

室内平板載荷試験の載荷力を載荷板面積で除して求めた載荷圧力と沈下量 δ の関係を図-4.25に、載荷中の地表面鉛直および水平変位を図-4.26に、地表面ひずみを図-4.27に示す。なお、載荷板径10 cmの試験Ⅲは、載荷圧力が約9.5 MPaで油圧による載荷システムの載荷力の限界に達したため載荷を中止した。また、試験Ⅰは、載荷板端部付近の地盤の一部が局所的に浮き上がり、剥離するような現象が生じたため、軸対称条件から著しく乖離していると判断し、以後、試験Ⅱの挙動のみを考察対象とする。

図-4.26より、試験Ⅱの地表面変位は、載荷圧力と沈下量関係のピーク点あるいは変曲点あたりから大きく変動し始める。変位量は載荷板からの距離に依存するが、鉛直変位は、隆起側へ、水平変位は載荷板側へ変動する傾向がある。図-4.27より、地表面の半径方向ひずみは、載荷板中心から約70 mmの距離において載荷初期に引張ひずみが観測され、載荷板の沈下量が、0.5 mmあたりから圧縮側へ転じる傾向が見られる。載荷板中心から約120~140 mmの距離においては、引張りひずみはほとんど観測されず、載荷板中心からの距離が約70 mmの場合と同様に、載荷板の沈下量が0.5 mmよりも大きくなると、若干、圧縮側のひずみが観測され始めることがわかる。こうした傾向は、載荷板端部のせん断破壊領域におけるダイレイタンスの影響か、あるいは、すべり破壊による隆起のような現象が生じはじめたことによるものではないかと考える。

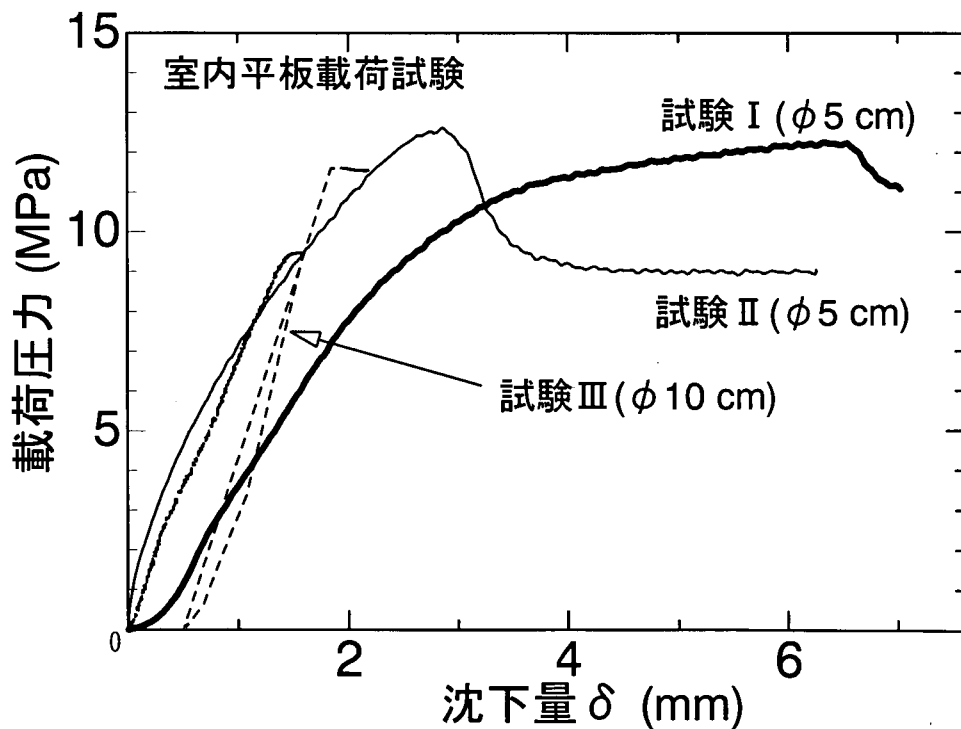


図-4.25 室内平板載荷試験結果(試験Ⅰ～Ⅲ:載荷圧力～沈下量関係)

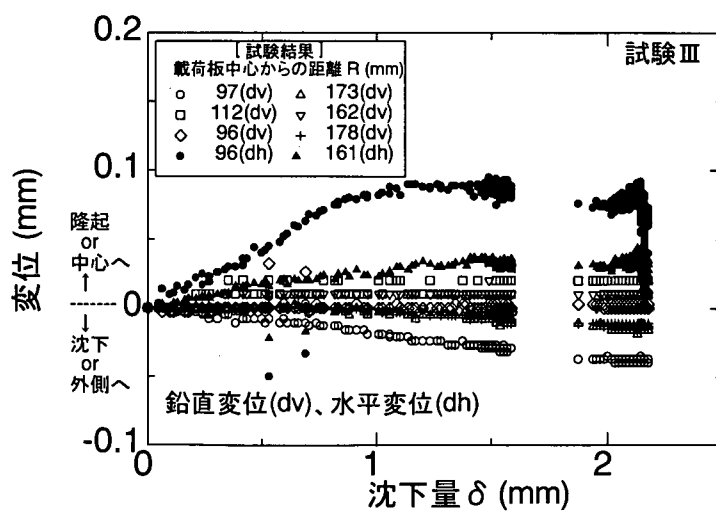
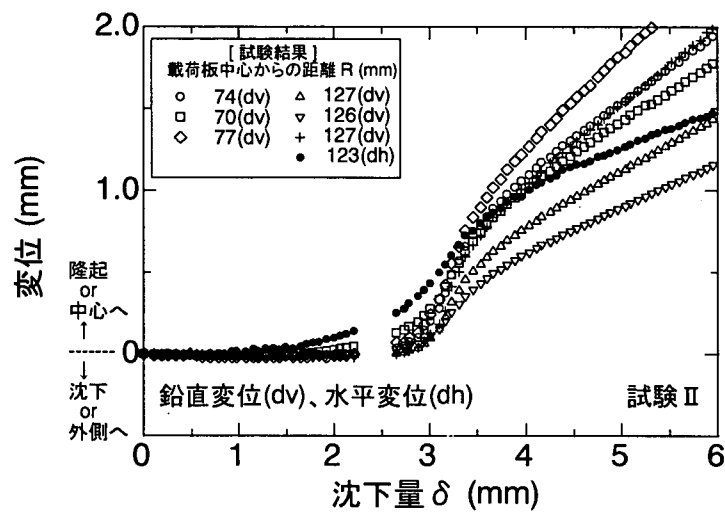
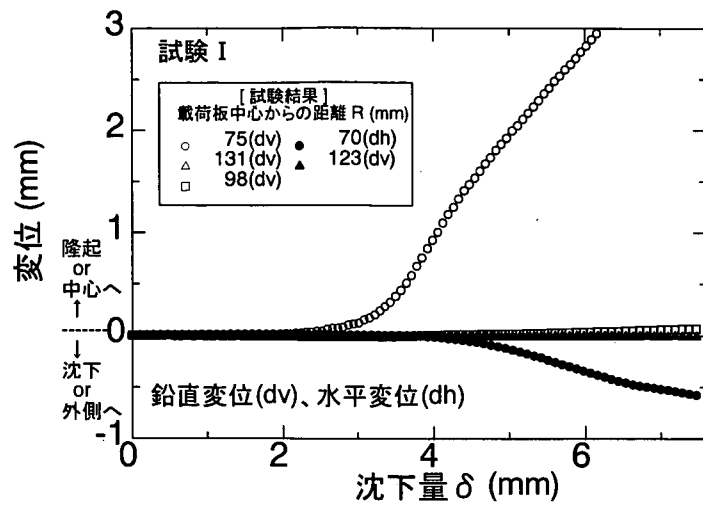


図-4.26 地表面鉛直および水平変位(試験 I ~ III)

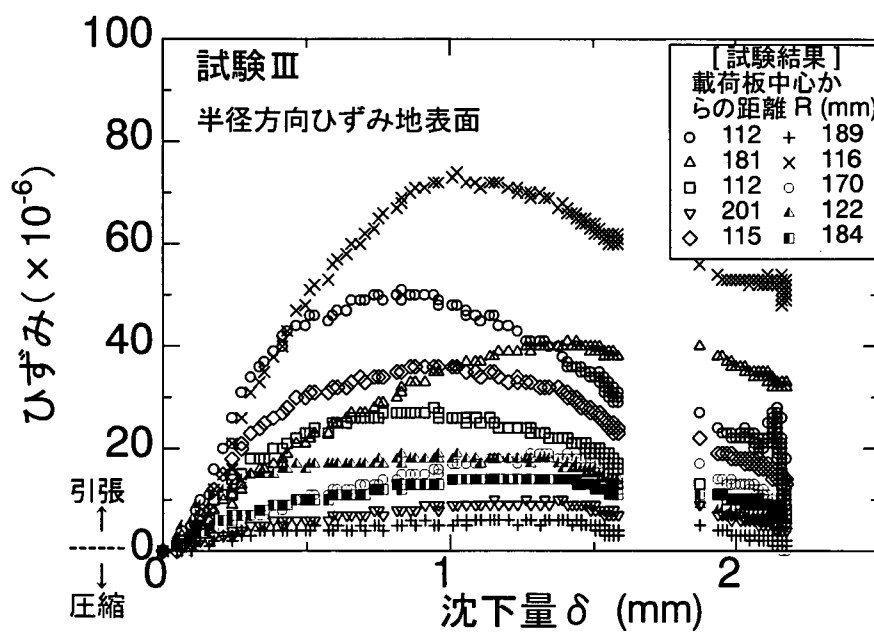
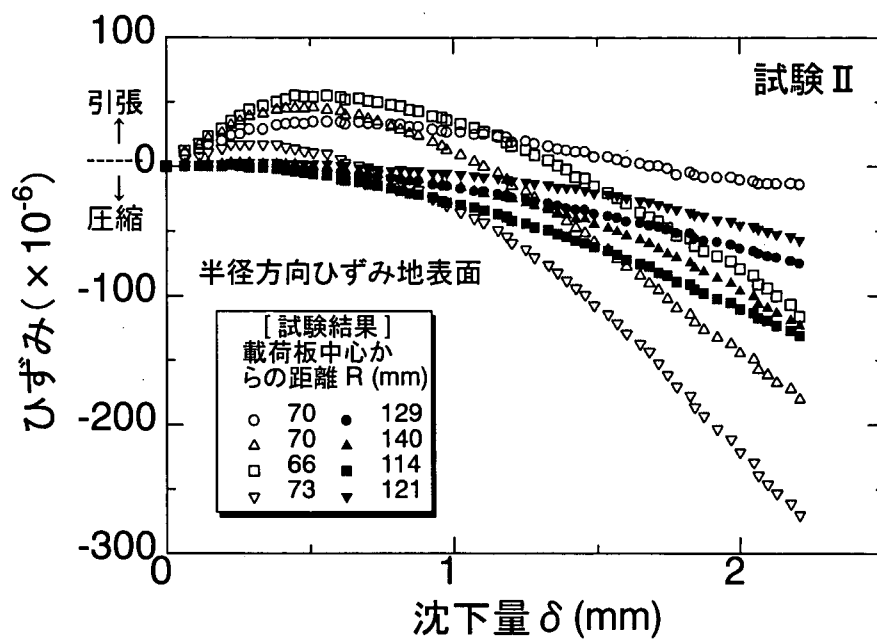


図-4.27 地表面ひずみ(試験Ⅱ、Ⅲ)

4.5 人工軟岩の非線形変形特性の数値モデル化

4.5.1 圧密排水三軸試験時の体積ひずみ補正

本研究では、4.5.2 項で述べるように、人工軟岩の非線形変形特性の数値モデル化のパラメータにせん断ひずみ γ を用いる場合のせん断ひずみの算出過程について検討した。一般に、排水三軸圧縮試験において、載荷中の供試体のせん断ひずみは直接計測できないので、供試体からの排水量から求めた体積ひずみ（内体積ひずみ）を用いて(4.5)、(4.6)式から算出される。本節では、その計測精度について考察した。

$$\gamma = \varepsilon_a - \varepsilon_r \quad \dots\dots\dots(4.5)$$

$$\varepsilon_r = (\varepsilon_v - \varepsilon_a) / 2 \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

ここに、 γ ：せん断ひずみ、 ε_a ：軸ひずみ、 ε_r ：半径方向ひずみ、 ε_v ：体積ひずみ。

事前配合試験の人工軟岩供試体で行った LDT を用いた三軸圧縮試験について、載荷中の供試体の内体積ひずみ $\varepsilon_{v,in}$ および内体積ひずみから求めた半径方向ひずみ ε_r とせん断ひずみ γ を外部変位計と LDT による 2 通りの軸ひずみ（それぞれ、 $\varepsilon_{a,EXT}$ 、 $\varepsilon_{a,LDT}$ ）に対してプロットしたもの（それぞれ、 $\varepsilon_{v,in,EXT}$ 、 $\varepsilon_{v,in,LDT}$ 、 $\varepsilon_{r,EXT}$ 、 $\varepsilon_{r,LDT}$ 、 γ_{EXT} 、 γ_{LDT} ）が図-4.28 である。なお、図中の軸ひずみ、半径方向ひずみおよび体積ひずみは圧縮側を正としている。図より、LDT による軸ひずみで評価した時には、載荷初期において半径方向ひずみ $\varepsilon_{r,LDT}$ が軸ひずみ $\varepsilon_{a,LDT}$ とともに圧縮側を示し、しかも、軸ひずみよりも半径方向ひずみの方が大きいことや、軸方向に単調な載荷にも関わらず、せん断ひずみ γ_{LDT} の正負が途中で逆転するなど、理解し難い挙動を示すことがわかる。この傾向は拘束圧が小さいほど顕著である。これは、ベディングエラーにより供試体上下端とキャップの境界面の土粒子の間隙水ではない水が排出量として計測され、またこの量が相対的に多いためベディングエラーの影響を排除した軸ひずみ $\varepsilon_{a,LDT}$ に比べて体積ひずみが過大に評価されたためか、あるいは、体積ひずみの測定精度が LDT の測定精度に追従していないためだと推測された。

そこで、室内平板載荷試験に供した人工軟岩の供試体を用いた三軸圧縮試験については、せん断中の供試体の体積ひずみを、事前配合試験と同様に供試体の排水量で計測した場合（内体積ひずみ $\varepsilon_{v,in}$ ）と、二重セルを用いて供試体の外部変形から体積変化量を計測した場合（外体積ひずみ $\varepsilon_{v,out}$ ）の 2 通りについて比較した。

三軸圧縮試験装置の概要を図-4.29 に示す。ビューレットにより計測した排水量から内体積ひずみを求め、内セル内の水位差から外体積ひずみを求めている。図-4.30 に軸ひずみ $\varepsilon_{a,LDT}$ と各ひずみ量の関係の 1 例を示す。また、巻末資料 4 に全試験結果を示す。図-4.30 からわかるように、外体積ひずみ $\varepsilon_{v,out}$ に比べて内体積ひずみ $\varepsilon_{v,in}$ は体積ひずみを圧縮側に過大に評価している。図中、(4.7)、(4.8)、(4.9)式による内体積ひずみ $\varepsilon_{v,in}$ に対してベディングエラーを補正した関係（○、△、□印）もプロットした。その際、ベディングエラーの算定に用いた外部変位は、非接触型の変位計によるものとした。また、ベディングエラーによる体積ひずみの測定誤差は、軸ひずみのみに依存していると考えた（(4.10)式～(4.12)式参照）。なお、次式中の添字 *in* は内体積、*out* は外体積を、LDT は LDT により、EXT は非接触型の変位計により計測したことを、*adj* は補正值であることを示す。

$$\varepsilon_{v,adj} = \varepsilon_{v,in} - (\varepsilon_{a,EXT} - \varepsilon_{a,LDT}) \quad \dots\dots\dots(4.7)$$

$$\varepsilon_{r,adj} = (\varepsilon_{v,adj} - \varepsilon_{a,LDT}) / 2 \quad \dots\dots\dots(4.8)$$

$$\gamma_{adj} = \varepsilon_{a,LDT} - \varepsilon_{r,adj} \quad \dots\dots\dots(4.9)$$

$$\varepsilon_{v,in} = \varepsilon_{a,EXT} + 2 \varepsilon_{r,adj} \quad \dots\dots\dots(4.10)$$

$$\varepsilon_{v,out} = \varepsilon_{a,LDT} + 2 \varepsilon_{r,adj} \quad \dots\dots\dots(4.11)$$

$$\varepsilon_{v,in} - \varepsilon_{v,out} = \varepsilon_{a,EXT} - \varepsilon_{a,LDT} \quad \dots\dots\dots(4.12)$$

図-4.30 の例では、ベッディングエラーを補正した内体積ひずみで評価した各ひずみと外体積ひずみで評価した各ひずみが概ね一致している。しかし、巻末のいくつかの例では一致していないものもある。一致していないものの傾向として、外体積ひずみで評価したものでさえも、せん断ひずみが逆転するなど図-4.28 と同じく理解し難い挙動を示すものがある。これらは、外体積ひずみの測定誤差も影響していると考えられる。以上の結果から、せん断ひずみや半径方向ひずみの算定に用いる体積ひずみは、(4.7)式により内体積ひずみをベッディングエラーに関して補正した値を用いることとする。

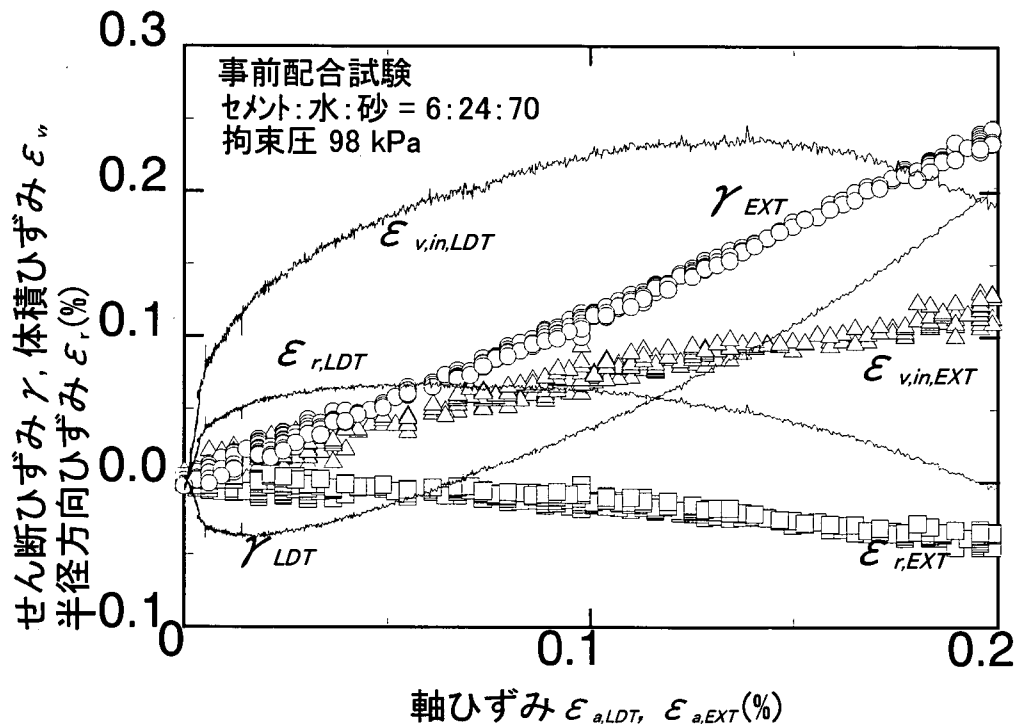


図-4.28 内体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v 、半径方向ひずみ ε_r およびせん断ひずみ γ

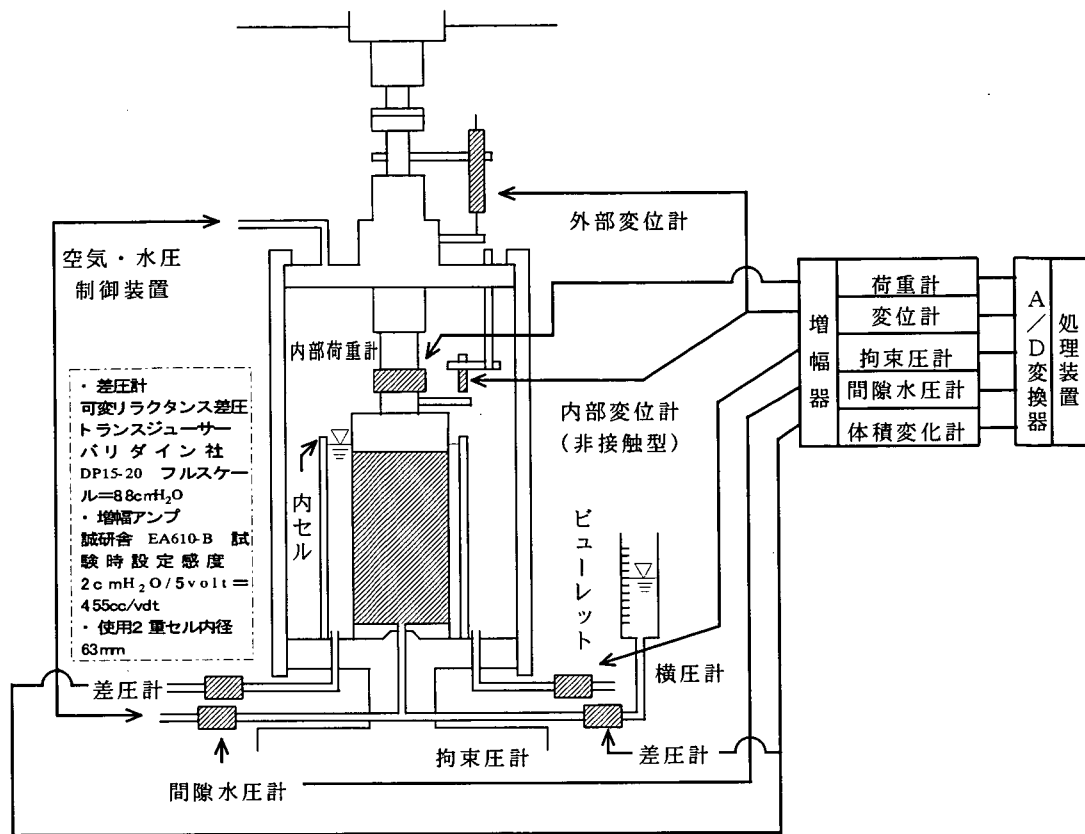


図-4.29 三軸圧縮試験装置の概要

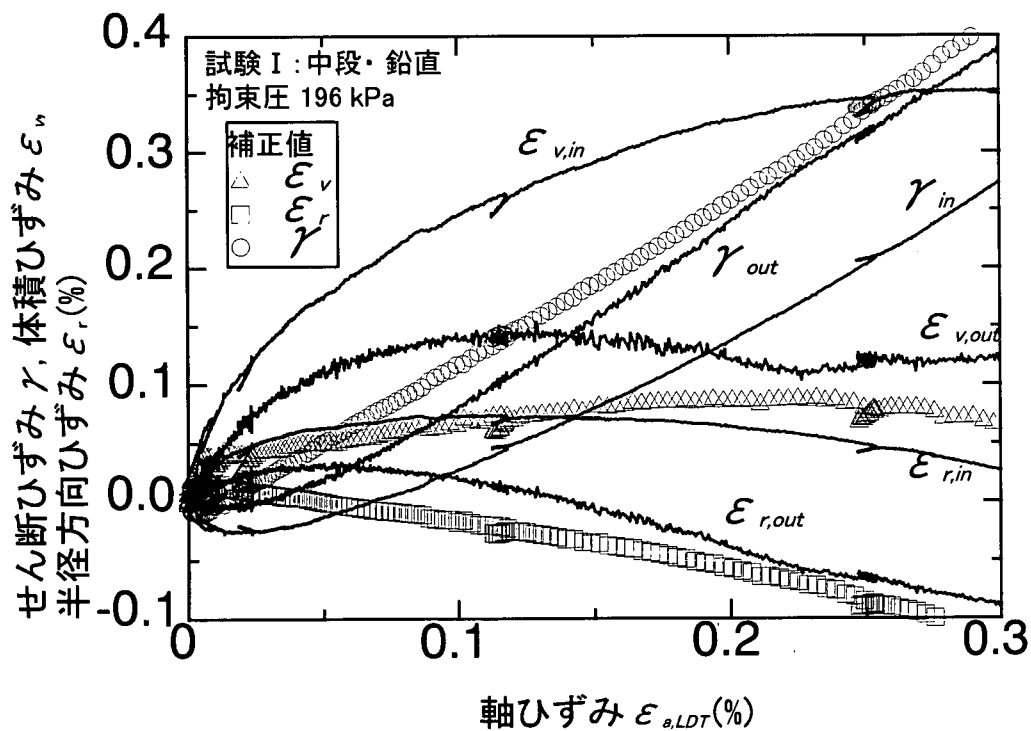


図-4.30 内体積ひずみおよび外体積ひずみで整理した体積ひずみ ϵ_v 、半径方向ひずみ ϵ_r およびせん断ひずみ γ

4.5.2 非線形変形特性の数値モデル化

軟岩をダム基礎とした場合の変形量予測を高度化するためには、軟岩の非線形変形特性を考慮する必要がある。既往の研究成果¹⁷⁾から、軟岩の非線形変形特性には初期弾性係数の圧力レベル依存性とせん断時の偏差応力レベル依存性があることが明らかとなっている。本研究では、軟岩を非線形弾性体とみなし、圧力レベル依存性を(4.13)式で考えた。一方、偏差応力レベル依存性については、応力～ひずみ曲線の割線弾性係数 E_{sec} とせん断ひずみ γ の関係式である(4.14)式と、応力～ひずみ曲線の接線弾性係数 E_{tan} と偏差応力レベルを関係付けた(4.15)式の2通りで考え、三軸圧縮試験結果を基にそれらの妥当性を検討した。

解析手法は、割線弾性係数 E_{sec} とせん断ひずみ γ の関係である(4.14)式を用いる場合は、載荷された荷重による変形とそれに伴う E_{sec} の低下が平衡するように収束計算を行い E_{sec} と γ を求める方法とした。一方、接線弾性係数 E_{tan} と偏差応力レベル q/q_{max} を用いる(4.15)式の場合には、載荷前の応力状態から求められた E_{tan} を用いて、載荷による応力・変形を逐次計算する増分型とした。また、ピーク強度より大きい軸ひずみ領域でのひずみ軟化特性は考慮していないモデル化であるため、シミュレーションの対象はピーク強度までの応力～ひずみ関係となる。なお、ポアソン比の非線形性は考慮せず一定値としている。

$$E_{max} = a \cdot p'^b \quad \text{----- (4.13)}$$

$$\frac{E_{sec}}{E_{max}} = \frac{1}{(1 + \gamma^\alpha)} \quad \text{----- (4.14)}$$

$$\frac{E_{tan}}{E_{max}} = 1 - \left(\frac{q}{q_{max}} \right)^\beta \quad \text{----- (4.15)}$$

$$q_{max} = 2 \left(\frac{c \cdot \cos \phi + \sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad \text{----- (4.16)}$$

ここに、 a, b, α, β は定数、 E_{max} は初期接線弾性係数、 E_{tan} は接線弾性係数、 p' は平均主応力、 γ はせん断ひずみ、 q/q_{max} は偏差応力レベル、 σ_3 は最小主応力、 c, ϕ は強度定数、 q は偏差応力、 q_{max} は最大偏差応力。

圧密排水三軸圧縮試験結果から、図-4.31 に示すように、初期接線弾性係数 E_{max} は、軸ひずみが 1.0×10^{-5} 以下の応力～ひずみ関係から最小二乗法により求めた。初期接線弾性係数 E_{max} と拘束圧 p' の関係を図-4.32 に示す。試験Ⅱに対する図中の実線は、平板載荷試験結果に影響すると考えられる上段のプロットに対して最小二乗法で求めた両対数紙上での直線近似式であり、この関係を後述の室内平板載荷試験のシミュレーションに用いた。試験Ⅲに対しては、上段から採取した供試体を用いた試験の拘束圧範囲が狭いため、中段から採取した供試体を用いた多段載荷三軸変形試験結果から最小二乗法で求めた関係（図中、実線）をシミュレーションに用いることとした。また、図には、乾燥密度を人工軟岩と概ね一致させて作製した人工軟岩の母材である珪砂7号の供試体（ $\rho_d = 1.52 \text{ g/cm}^3$ 程度）を用いた多段載荷三軸変形試験による結果も併記している。人工軟岩と珪砂7号の比較により、拘束圧が小さいほどセメンテーションの影響が大きいことがわかる。

三軸圧縮試験中の供試体のポアソン比を図-4.33 に示す。図より載荷が進むにつれてダイラタンシーの影響でポアソン比が大きくなることがわかる。計測されたポアソン比は広い範囲に分布しており、計測精度に問

題があることを伺わせる。この結果から人工軟岩の排水状態のポアソン比を定量的に定めることが難しいが、既往の研究報告^{27, 28)}も参照し、排水時のポアソン比を 0.2 として三軸圧縮試験のシミュレーションを行う。

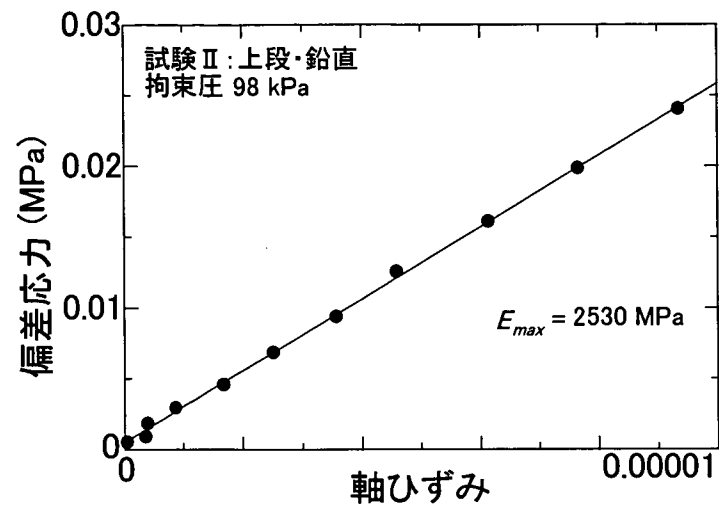


図-4.31 初期接線弾性係数 E_{max} の算出例

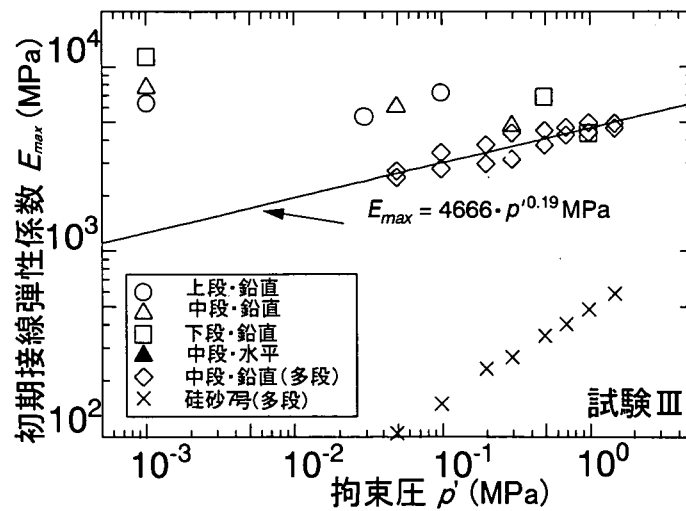
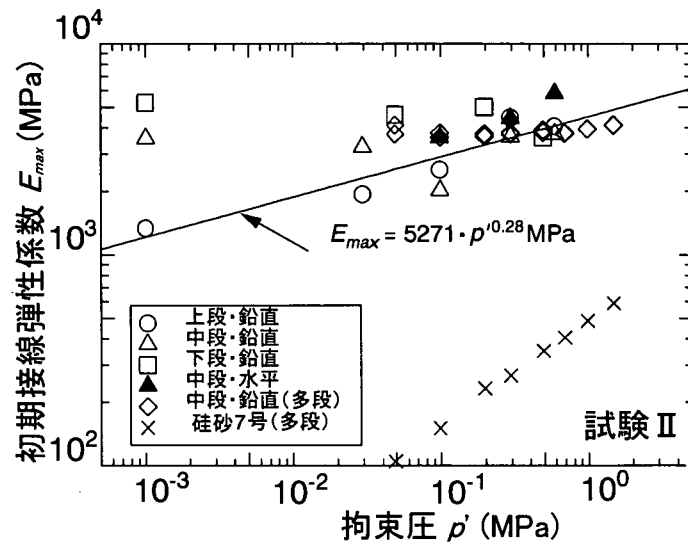
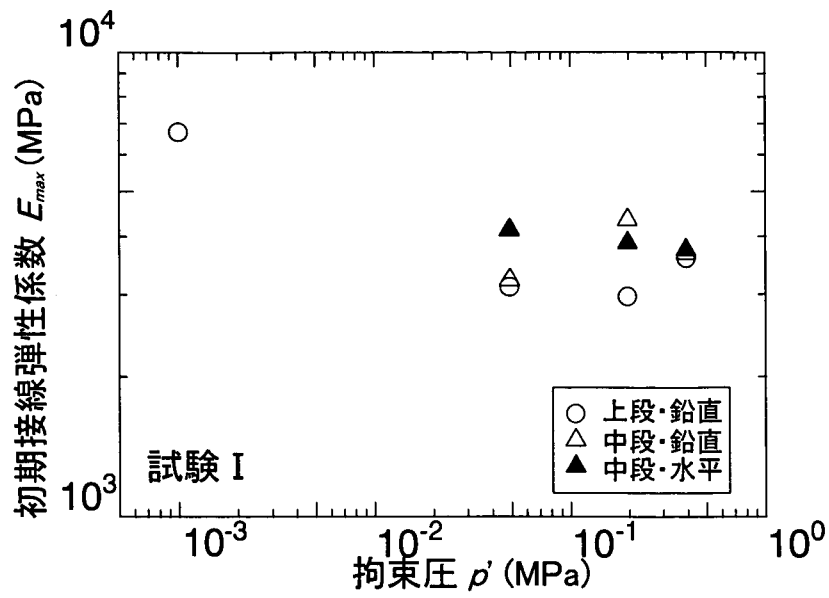


図-4.32 初期接線弾性係数の拘束圧依存性(試験 I ~ III)

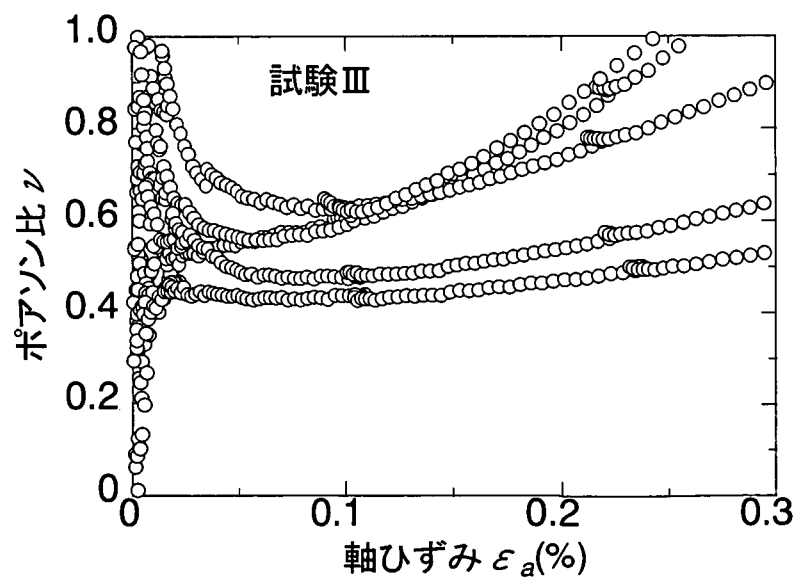
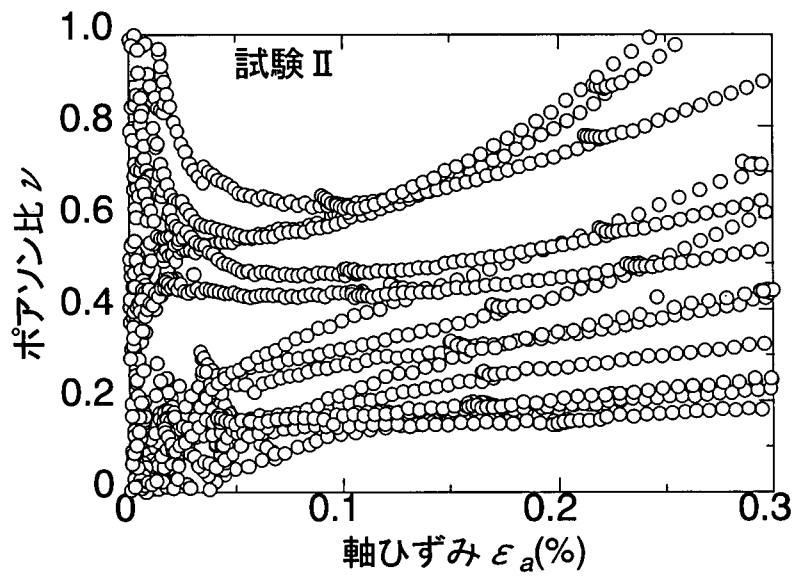
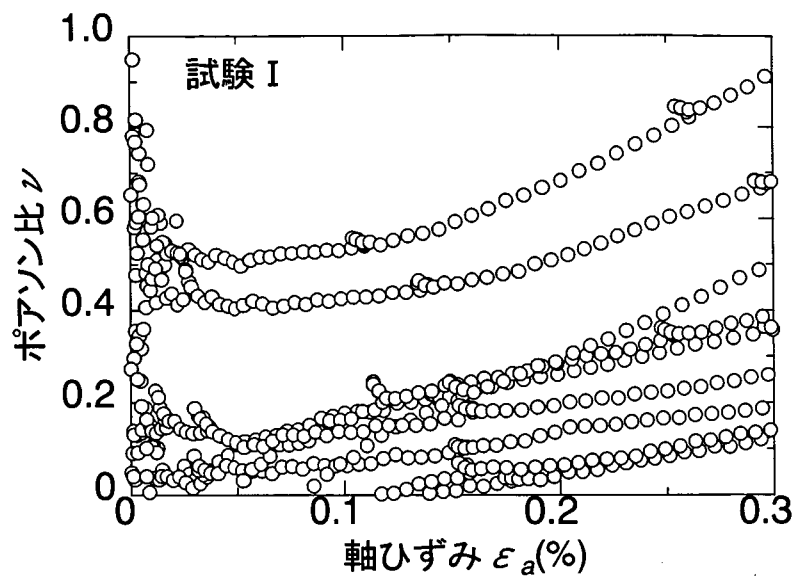


図-4.33 排水三軸圧縮試験時のポアソン比(試験 I ~ III)

図-4.34 と図-4.35 に、それぞれ 2 例（試験Ⅰ：中段・水平と試験Ⅲ：上段・鉛直）の $E_{sec}/E_{max} \sim \gamma$ 関係と $E_{tan}/E_{max} \sim q/q_{max}$ 関係のフィッティング曲線を、図-4.36 に試験結果と数値シミュレーション結果による応力～ひずみ曲線を示す。数値シミュレーションは、偏差応力レベル依存性への適用性検討を主目的とするため、 E_{max} を図-4.32 中の $E_{max} \sim p'$ 関係式から求めず、各三軸圧縮試験結果の微小ひずみ時 (10^{-5} 以下) の弾性係数を用いた。なお、図-4.36 中の破線は、 $E_{sec}/E_{max} \sim \gamma$ 関係で定式化した数値モデルの理論解である。いま、この理論曲線と数値解析との比較より、数値解析により理論解に対して十分な精度の近似解が得られることがわかる。

図-4.36 より、割線弾性係数 E_{sec} とせん断ひずみ γ の関係である(4.14)式を用いた数値解析では、試験結果とピーク強度がずれ易い傾向を示す。一方、接線弾性係数 E_{tan} と偏差応力レベル q/q_{max} を用いる(4.15)式を用いた数値解析では、図-4.36 のケースにおいてピーク強度までは概ね試験結果と解析結果が一致していることがわかる。また、平板載荷試験や実ダムのシミュレーションにおいては、要素試験である三軸圧縮試験のように理想化された応力状態とは異なり、解析領域内の拘束圧が場所により大きく変化する。これらのことから、解析手法としては、常に応力～ひずみ関係の原点を基準とした解析となる(4.14)式よりも、逐次、分割荷重載荷により物性値を更新させて応力状態を累積させる解析となる(4.15)式を用いる方が適切であることがわかる。したがって、室内平板載荷試験の数値シミュレーションは、接線弾性係数 E_{tan} を用いた荷重増分型で行う。

試験Ⅱの上段から採取した供試体に対して、偏差応力レベル依存性について整理したものが図-4.37 である。人工軟岩の偏差応力レベル依存性に対して幅を持って考え、上限と下限を設定し、両者で数値シミュレーションを行った（図中の実線）。強度定数 c 、 ϕ は三軸圧縮試験結果から設定した。また、人工軟岩の引張強度 σ_t は、平均一軸圧縮強さの $1/10^{23)}$ 程度に相当する 0.15 MPa とし、これを越える引張りが発生する要素は弾性係数を 0.098 MPa に低減させた。また、偏差応力レベル q/q_{max} が 1 に達した時にも、弾性係数を 0.098 MPa とした。

図-4.38 は、試験Ⅱのせん断応力レベル依存性の上限と下限の関係を用いて、三軸圧縮試験の数値シミュレーションを行ったものである。図より、下限のケースが試験結果と良く一致している。後述する室内平板載荷試験の数値シミュレーションにおいても下限のケースで良く一致する点と整合性がある。

試験Ⅲに対して、試験Ⅱと同様にせん断応力レベル依存性について整理したものが図-4.39 である。表-4.7 に室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた入力物性値を示す。

表-4.7 室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた入力物性値

	A	b	β	強度定数		引張強度 σ_t (MPa)	ポアソン比 ν
				c (MPa)	ϕ (deg)		
試験Ⅱ	5271	0.28	0.40(上限) 0.15(下限)	0.35	40	0.15	0.2,0.3,0.4
試験Ⅲ	4666	0.19	0.60(上限) 0.25(上限)	0.50	40	0.15	0.2

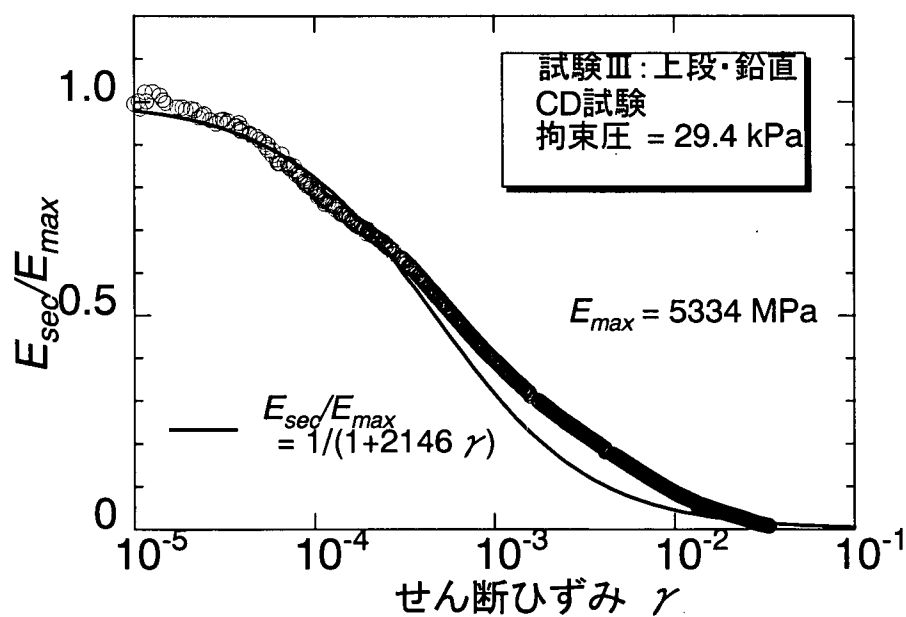
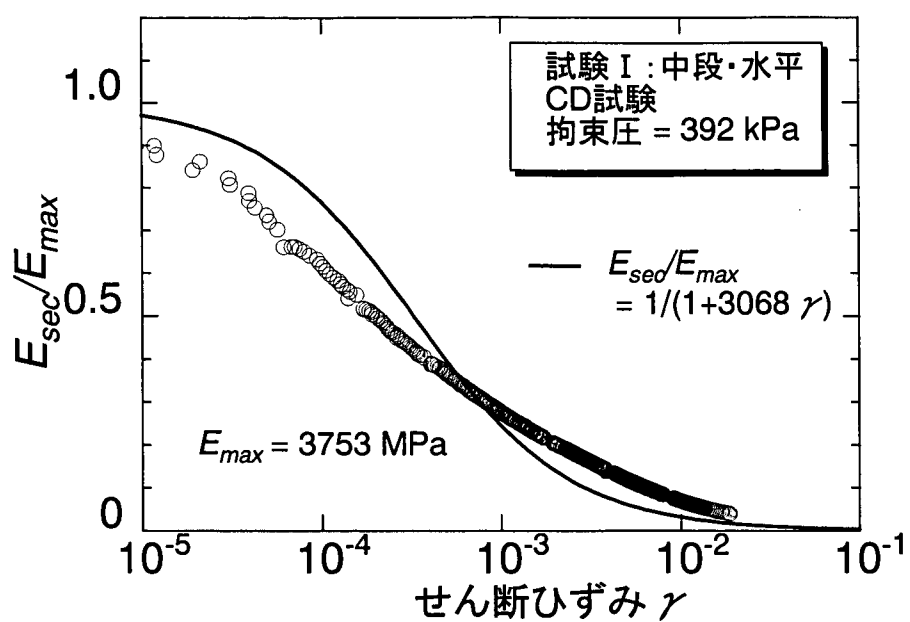


図-4.34 割線弾性係数とせん断ひずみの関係(試験 I : 中段・水平、試験 III : 上段・鉛直)

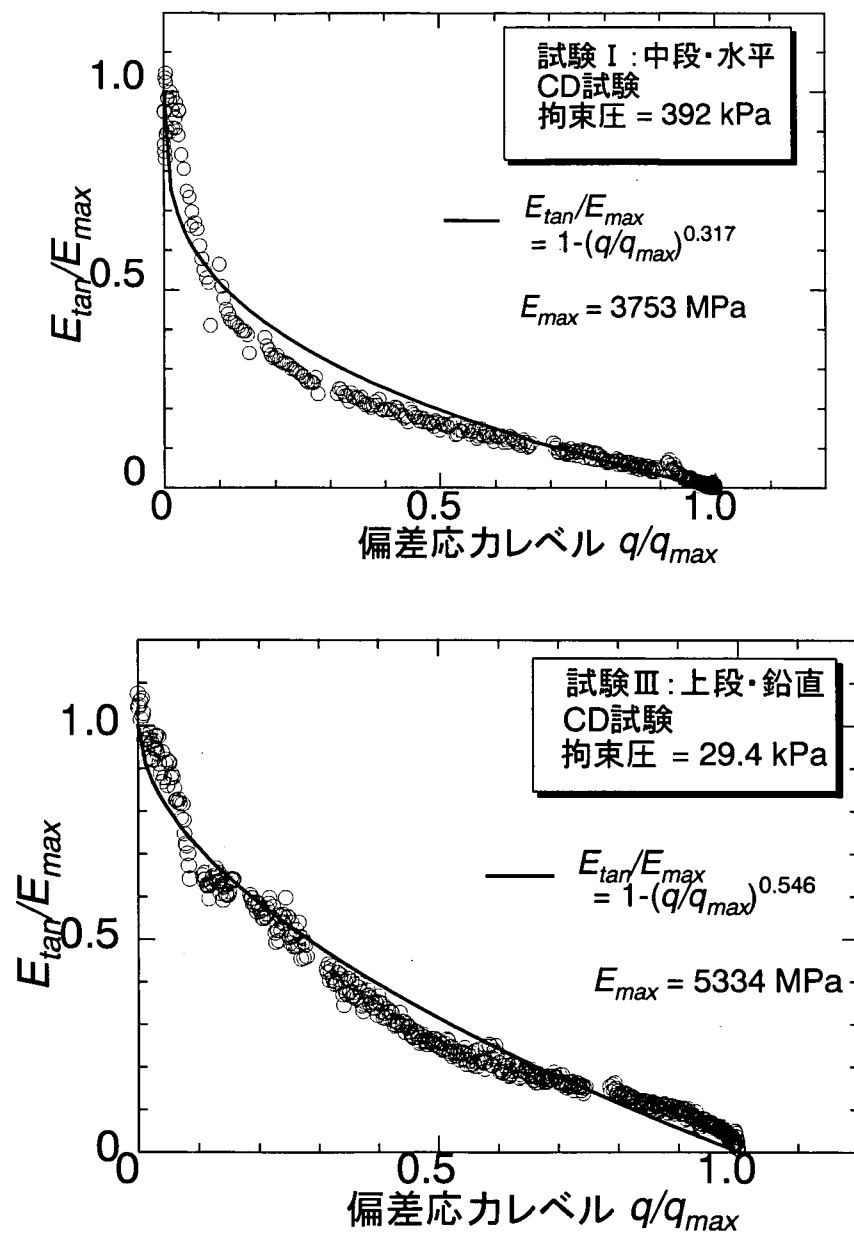


図-4.35 接線弾性係数と偏差応力レベルの関係(試験Ⅰ：中段・水平、試験Ⅲ：上段・鉛直)

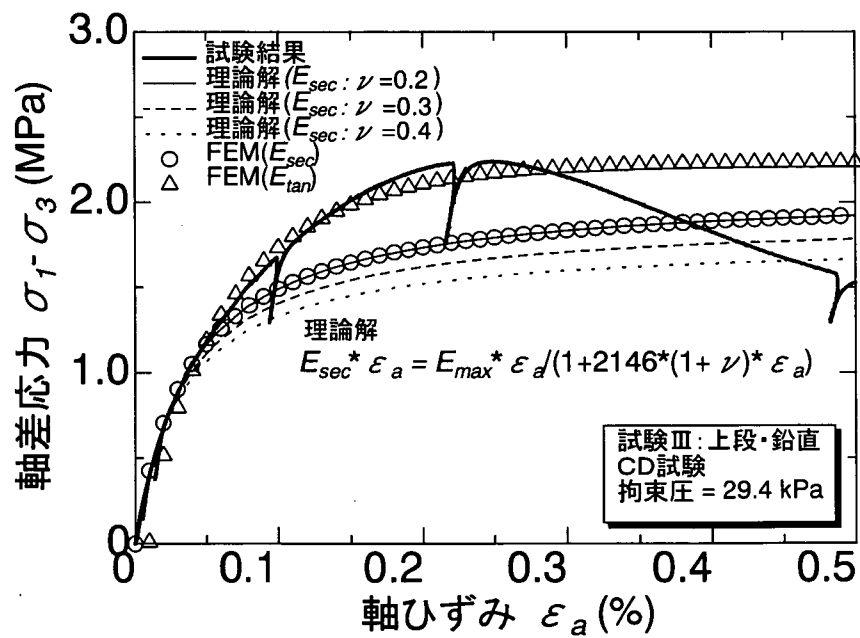
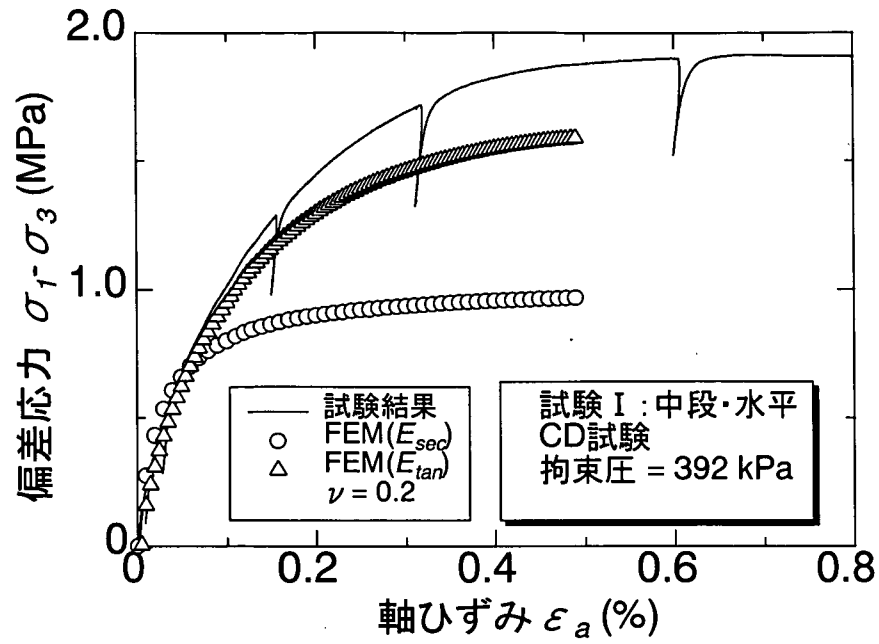


図-4.36 三軸圧縮試験のシミュレーション結果(試験 I : 中段・水平、試験 III : 上段・鉛直)

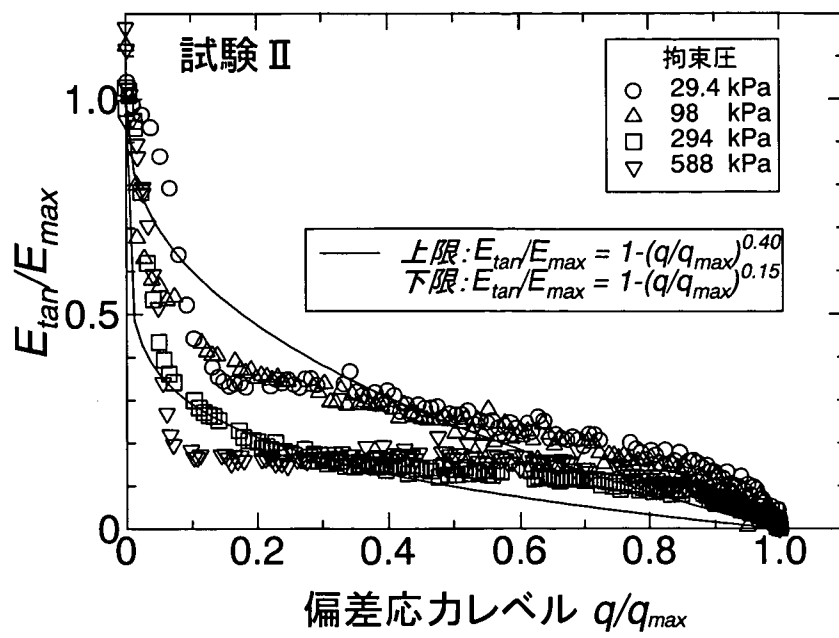


図-4.37 人工軟岩のせん断応力レベル依存性(試験Ⅱ:上段)

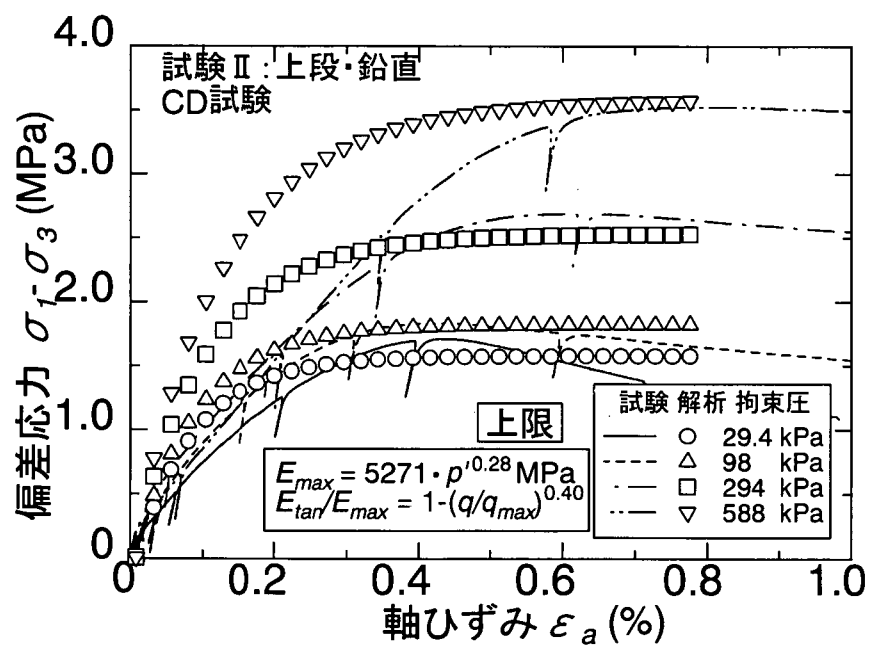
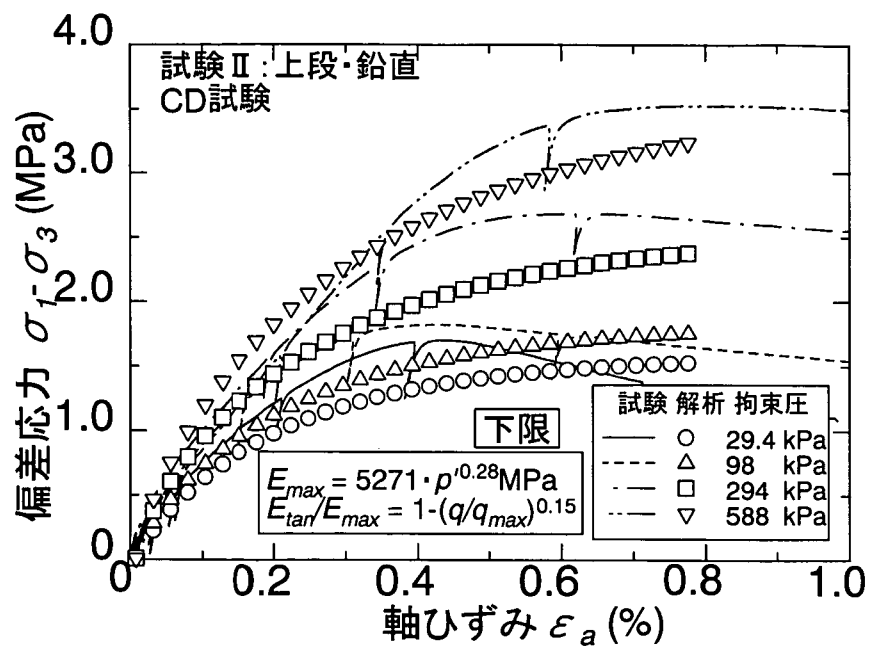


図-4.38 せん断応力レベル依存性を考慮した三軸圧縮試験の数値シミュレーション結果
(試験Ⅱ：上段・鉛直)

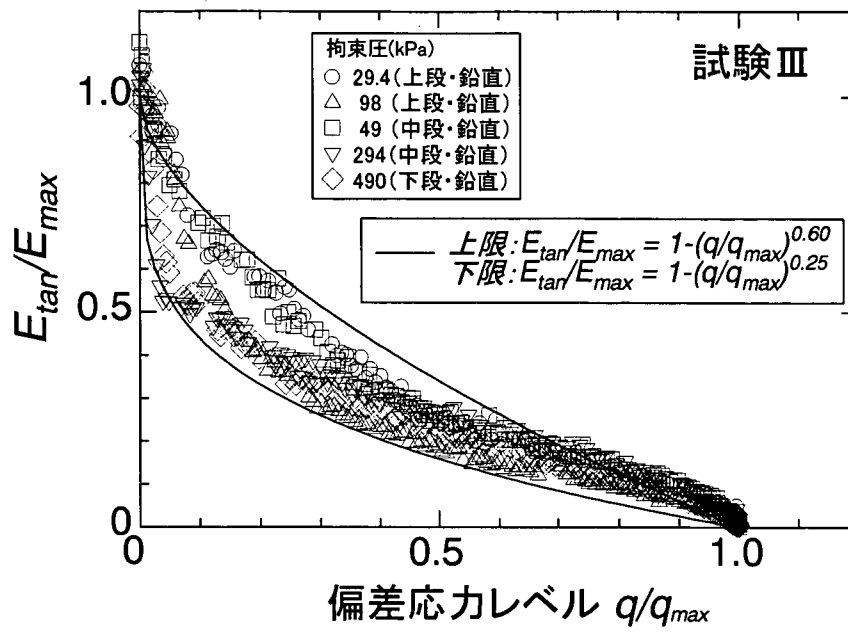


図-4.39 人工軟岩のせん弾応力レベル依存性 (試験Ⅲ)

4.6 室内平板載荷試験の数値シミュレーション

4.5 節で示した方法に従い室内平板載荷試験の数値シミュレーションを行った。数値解析は軸対称で行い、人工軟岩地盤の載荷前の初期応力状態は、その湿潤密度 $\rho_t = 1.93 \text{ g/cm}^3$ による土柱重量での等方応力状態とした。載荷板径や左右端および下端境界条件までの距離、載荷方法と載荷速度は、試験条件と同じとし、左右端の境界条件は水平変位固定、底面の境界条件は固定境界とした。なお、数値シミュレーションでは、載荷は強制変位により与えた。試験Ⅰは、4.4 節で述べたように著しく軸対象条件から乖離していることから数値解析の対象から除外し、試験Ⅱ、試験Ⅲに対して数値解析を行った。数値解析に用いた有限要素メッシュをそれぞれ図-4.40、4.41 に示す。また、解析に用いた入力物性値は 4.5.2 項で検討したものをを用いている（表-4.7 参照）。

室内平板載荷試験Ⅱにおける載荷圧力（=載荷力/載荷板面積）と載荷板沈下量の関係について、人工軟岩地盤のポアソン比を $\nu = 0.2, 0.3$ および 0.4 とした数値解析結果、および、試験Ⅲの $\nu = 0.2$ とした数値解析結果をそれぞれ図-4.42、4.43 に示す。図より、数値解析はポアソン比が大きいほど同一沈下量に対する載荷圧力が大きくなっている。これは、ポアソン比が大きいほど同一載荷圧力での軸差応力が生じ難い性質から起こるものである。すなわち、載荷板の同一変位における偏差応力レベルが、ポアソン比が大きいほど小さいため、弾性係数の減少量が少ないことと、そのため破壊領域も小さくなるからである。試験Ⅲの数値シミュレーションは、試験Ⅱに比べて試験結果と数値解析結果の一致具合が良くない。これは、試験Ⅲの載荷圧力～沈下量関係の載荷初期部分は、試験Ⅱが載荷圧力の増加とともに接線弾性係数が低下する形状を示すのとは逆に接線弾性係数が増加する形状を示す。これは、ベッディングエラーの影響が完全に排除できていないことが影響していると考えられる。よって、以下、試験Ⅱについてのみ考察する。

試験結果と数値解析結果を比較すると、載荷板の沈下量が $\delta = 0.2 \text{ mm}$ までの試験結果と $\nu = 0.2$ の下限のケースでの数値解析結果が最も良く一致している。載荷中の人工軟岩は 4.3.3 項で述べたように排水状態と考えられ、ポアソン比が $\nu = 0.2$ 程度で両結果が良く一致する傾向は既往の報告^{27), 28)}と整合する。また、人工軟岩地盤の載荷前の初期応力状態が載荷後の結果に与える影響を見るために、初期の応力状態を異方応力状態（水平応力係数 0.5 ）とした場合と、水位が表面にあるとしたうえで有効応力状態を対象とした場合について解析を行い、図-4.42 に示す結果と比較し、その比較結果を図-4.44 に示す。なお、ここでは、試験結果と最も良い一致を示しているポアソン比 $\nu = 0.2$ のケースについてのみ比較を行っている。図より、初期応力状態の違いにより結果に若干の差が生じているが、載荷後の結果に与える影響は初期応力状態よりもむしろ載荷重に支配され、初期応力状態の違いが載荷後の結果に与える影響は小さいことがわかった。次に、載荷板周辺の表面で計測された鉛直・水平変位とひずみについて、 $\nu = 0.2$ で下限のケースの数値解析結果と試験結果の比較を、それぞれ図-4.45 と図-4.46 に示した。鉛直・水平変位は、非常に微小な変位量であるため計測精度に問題はあるものの、数値解析の方が若干大きくなっているが大差はない。また、試験結果による地表面のひずみは、載荷板の沈下量 $\delta = 0.5 \text{ mm}$ 程度までは、載荷板中心から約 70 mm の距離において引張が徐々に大きくなり、載荷板の沈下量が 0.5 mm よりも大きくなると、圧縮方向に転換するため引張りが減少し、さらには圧縮ひずみ側に進行していくことがわかる。載荷板中心から約 $120 \sim 140 \text{ mm}$ の距離においては、

引張りひずみはほとんど観測されず、載荷板中心からの距離が約 70 mm の場合と同様に、載荷板の沈下量が 0.5 mm よりも大きくなると、若干、圧縮側の地表面ひずみが観測され始めることがわかる。こうした傾向は、載荷板端部のせん断破壊領域におけるダイレタンシーの影響か、あるいは、すべり破壊による隆起のような現象が生じはじめたことによるものではないかと考える。また、ひずみに関する解析結果は、鉛直・水平変位と同様に、試験結果よりも若干過大に評価している。

図-4.47 に、試験結果と数値解析結果による載荷圧力～沈下量関係から、原点からの割線弾性係数 E_{sec} と、載荷圧力～沈下量曲線の接線弾性係数として求める変形係数 D ²⁾を示す。試験結果では、載荷板の沈下量が $\delta = 0.2$ mm 程度まで E_{sec} と D が急激に減少し、その後はなだらかな減少傾向を示す。一方、解析結果は、載荷初期に拘束圧の増加による影響で E_{sec} 、 D とも増加するが、すぐに減少に転じる。しかし、 $\delta = 0.2$ mm 程度までは試験結果と比較的良く一致している。

数値解析結果から、載荷板の沈下が $\delta = 0.1$ および 0.2 mm における地盤の偏差応力比 q/q_{max} と弾性係数の載荷板周辺における分布を図-4.48 に示す。図より、 $\delta = 0.1$ mm の時にせん断破壊に達した領域 ($q/q_{max} = 1.0$) が載荷板端部で生じ始め、 $\delta = 0.2$ mm ではその領域が板径の 1/3 程度の深さにまで発達していることがわかる。したがって、 $\delta = 0.2$ mm より沈下量が大きい載荷領域では、せん断破壊領域の影響が大きくなり、連続体としての解析では実現象を十分に再現できないため、試験結果と数値解析で載荷圧力～沈下量関係が一致しなくなると考えられる。弾性係数は、載荷の進行とともに全般的に減少していく傾向が見られるが、特に載荷板端部周辺で減少量が大きい。また、載荷板直下には、くさび領域が発生し、載荷板端部周辺での軟化領域が、載荷の進行とともにくさび領域を取り囲むように発達していくことがわかる。

これらの結果より、本研究で作製した人工軟岩の室内平板載荷試験時の変形挙動は、沈下量/載荷板径で δ/ϕ ($= 0.2$ mm/50 mm) $= 0.004$ 程度までは非線形変形特性を考慮した連続体での数値解析により概ね再現できることがわかった。しかし、この値は対象となる軟岩の拘束圧や偏差応力レベルに依存する非線形変形特性の程度やその強度により変化すると考えられる。さらに、築堤に伴う軟岩を基礎とするフィルダムでの実測結果から、発生鉛直ひずみは $10^{-3} \sim 10^{-4}$ 程度 ²⁹⁾であることを考え合わせると、平板載荷試験において $\delta/\phi = 10^{-3}$ 程度以下の小ひずみ領域での変形性評価が重要であることがわかる。

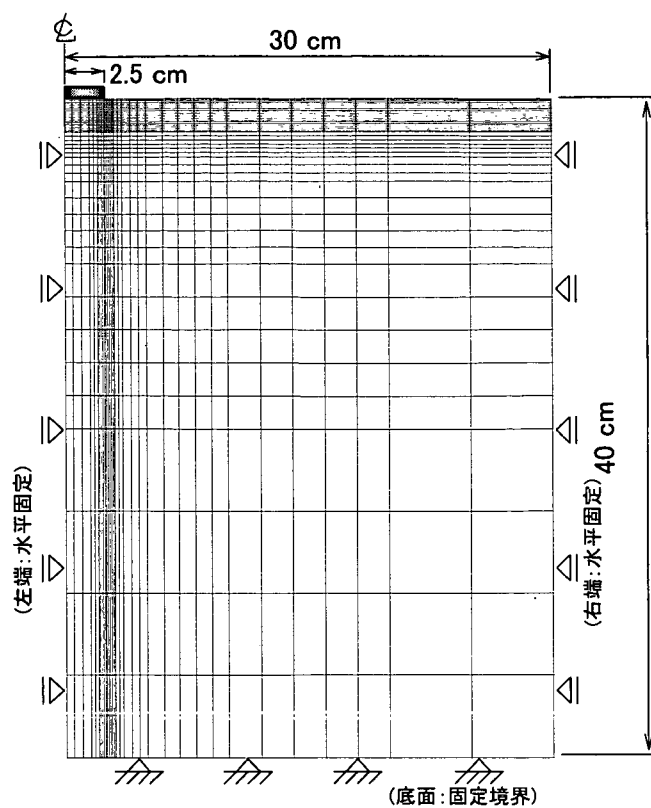


図-4.40 室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた有限要素メッシュ(試験Ⅱ)

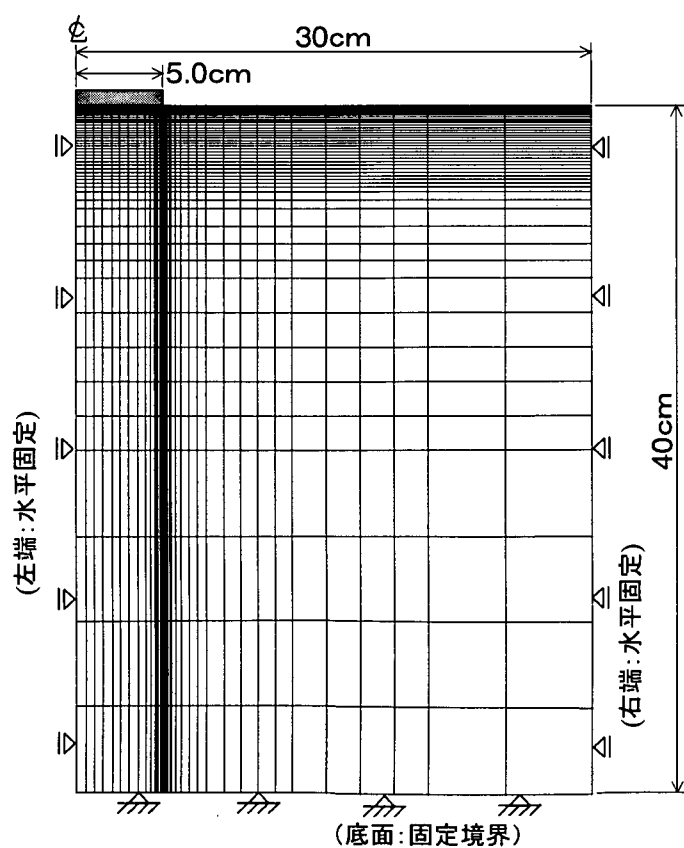


図-4.41 室内平板載荷試験の数値シミュレーションに用いた有限要素メッシュ(試験Ⅲ)

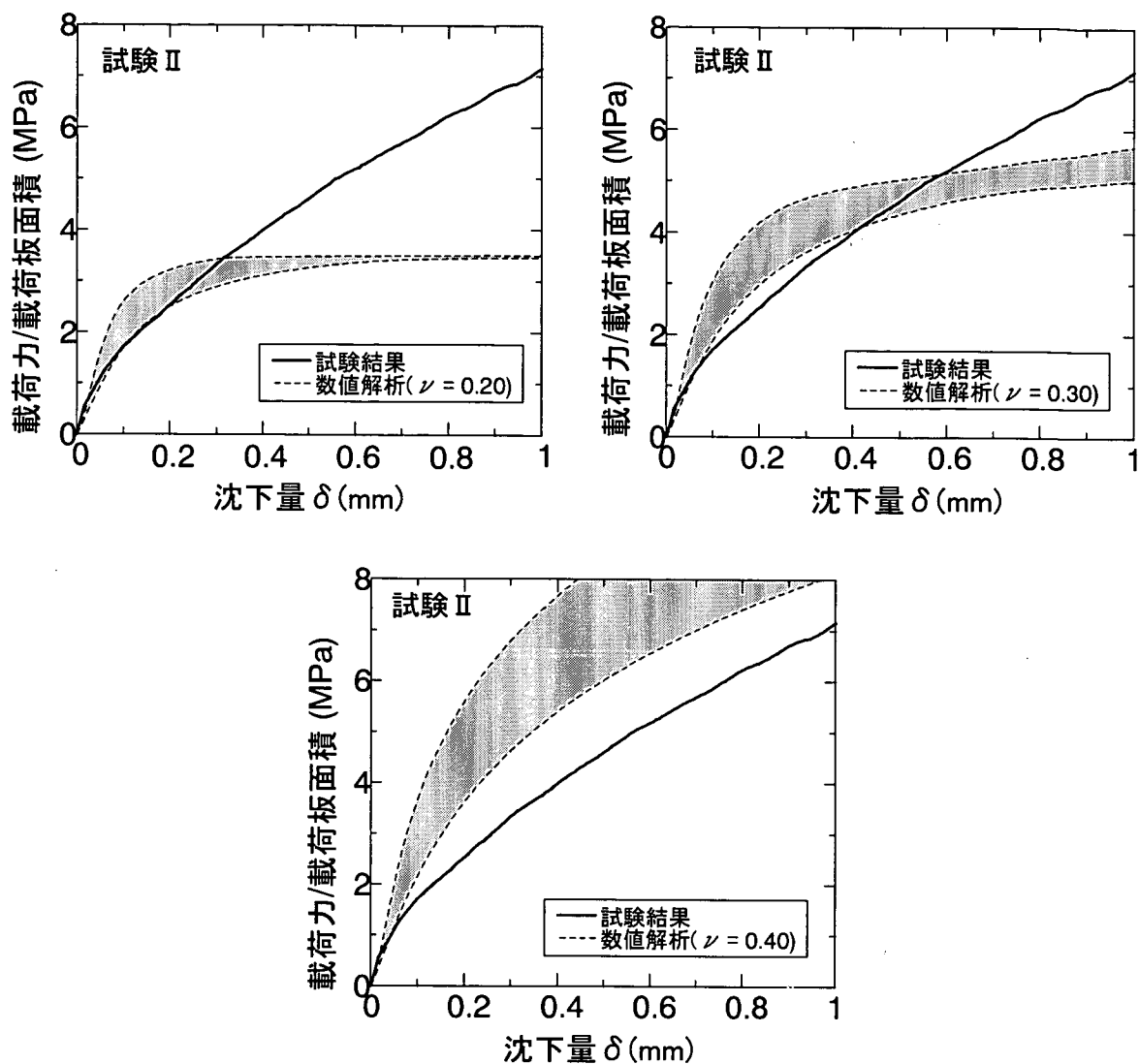


図-4.42 室内平板載荷試験の数値シミュレーション結果(試験Ⅱ)

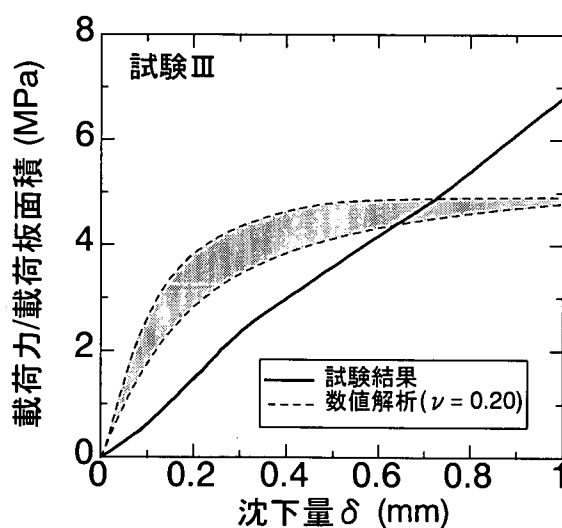


図-4.43 室内平板載荷試験の数値シミュレーション結果(試験Ⅲ)

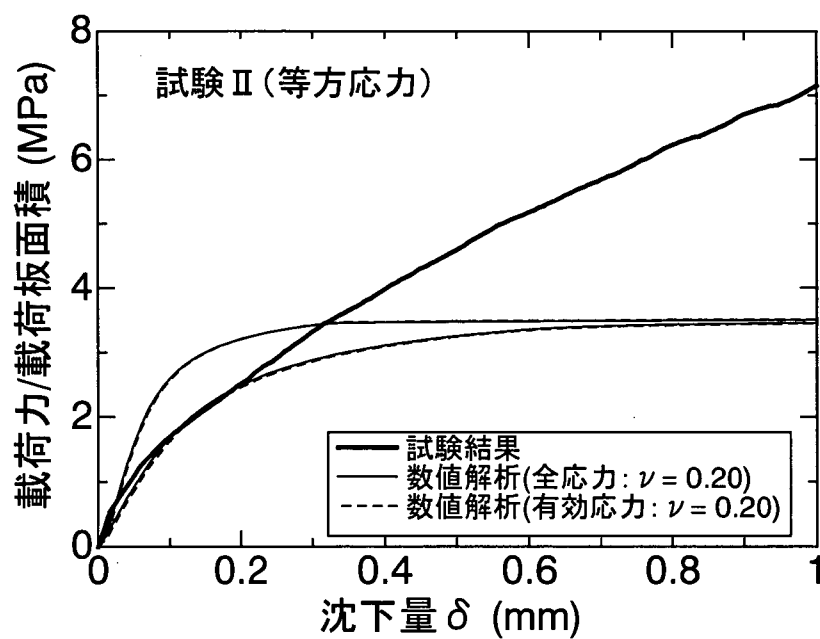
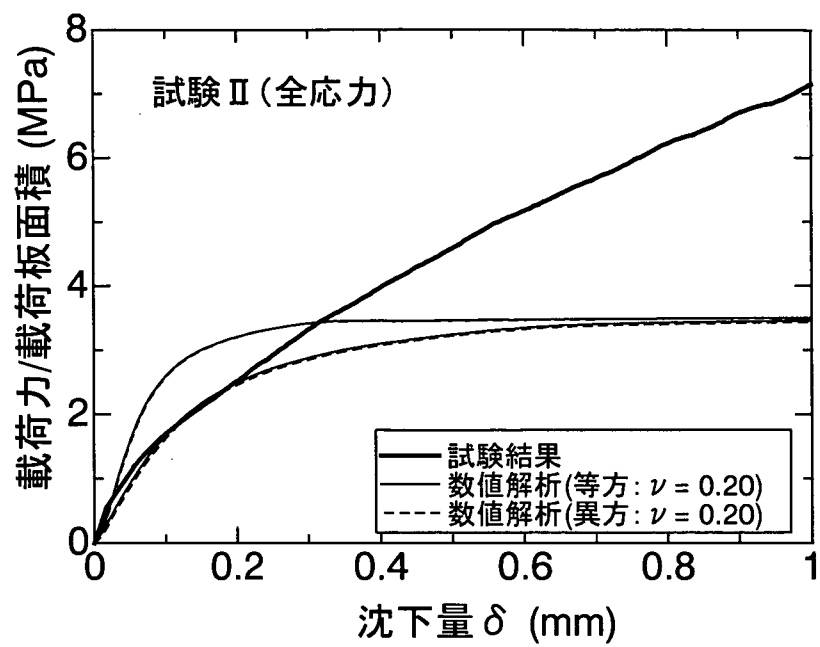


図-4.44 初期応力状態の違いによる結果比較

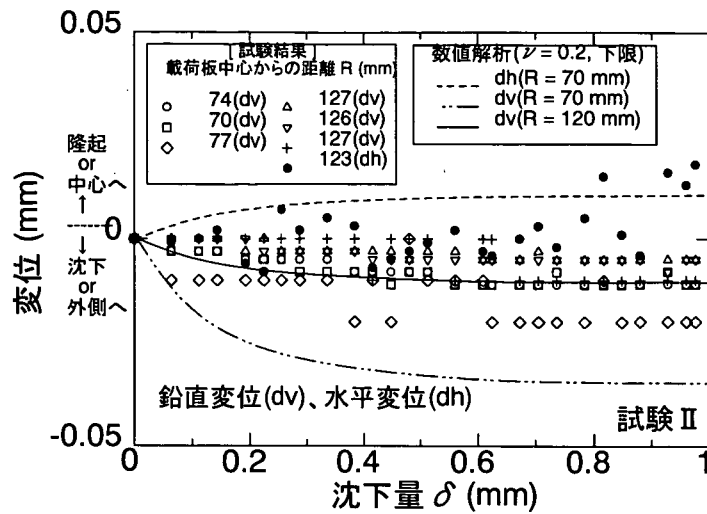


図-4.45 地表面鉛直および水平変位(試験 II)

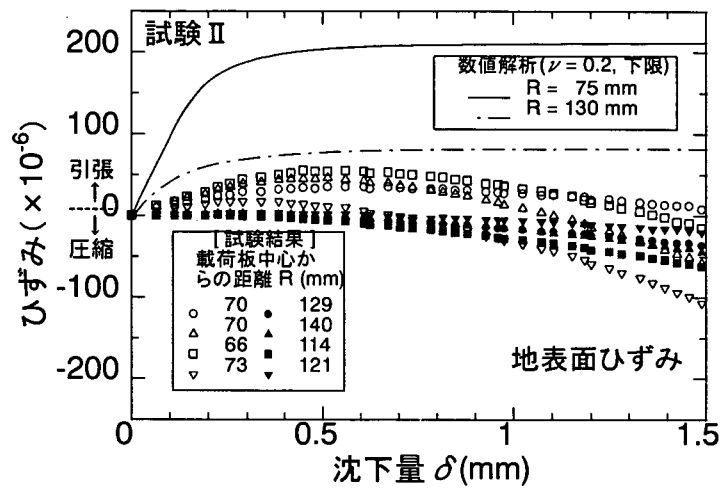


図-4.46 地表面ひずみ(試験 II)

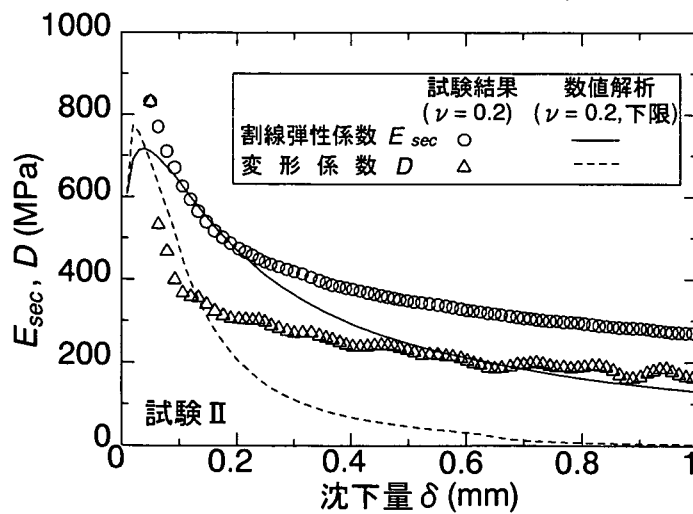


図-4.47 割線弾性係数および変形係数の推移(試験 II)

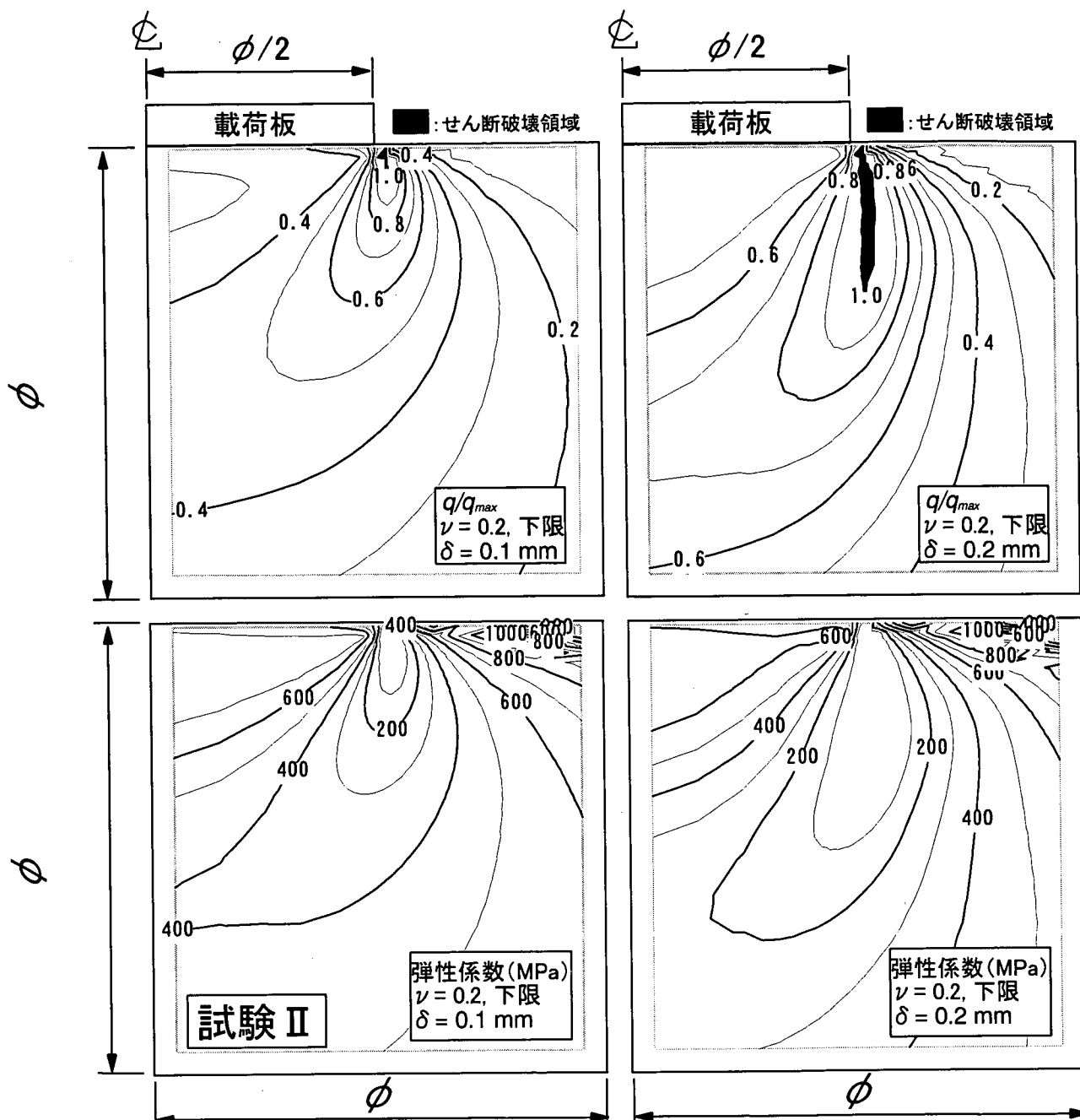


図-4.48 偏差応力比および弾性係数の分布(試験Ⅱ)

4.7 本章で得られた知見

平板載荷試験中の軟岩の挙動を把握することを目的として、人工軟岩を用いた室内平板載荷試験を行った。また、人工軟岩の非線形変形特性を考慮した平板載荷試験の数値解析を行い、その適用性を検討するとともに、載荷中の人工軟岩の挙動を考察した。その結果、以下の知見が得られた。

- ① 変形性に関して数多くの検討が加えられたわが国のフィルダム基礎を構成する軟岩の一軸圧縮強さを参照し、室内平板載荷試験に用いる人工軟岩の目標一軸圧縮強さを 1.5MPa 程度とした。セメント（早強ポルトランドセメント）、水、砂（珪砂 7 号）を 3 種類の配合で事前配合試験を行った結果、質量比でセメント：水：砂 = 6：24：70 の配合が最も目標一軸圧縮強さに近い強度を示すことがわかった。
- ② 事前配合試験で決定した配合で内径 60 cm、高さ 60 cm の円筒土槽内に仕上がり高さが 45 cm 程度の人工軟岩地盤を作製し、室内平板載荷試験に供した。室内平板載荷試験後の人工軟岩地盤から採取した不攪乱試料を用いた室内土質試験結果としては、湿潤密度は 1.9 g/cm³ 程度、含水比は 17~22% 程度、一軸圧縮強さの平均値は概ね 1.5 MPa という値を得た。また、人工軟岩は過圧密粘土の圧密降伏応力と同様に降伏応力を持ち、その値は概ね 8~10 MPa 付近にあることがわかった。さらに、透水係数は圧密圧力の増加とともに減少するが、室内平板載荷試験の最大圧力下（約 12 MPa）で、10⁻⁶ cm/sec オーダ以上であることがわかった。
- ③ フィルダム築堤時、原位置平板載荷試験時および本研究で行った室内平板載荷試験時の排水条件を、軟岩基礎を弾性体としてモデル化した変形・浸透流連成解析により把握した。その結果、基礎の透水係数が、フィルダム築堤時には 1.0×10⁻⁵ cm/sec 以上、原位置平板載荷試験時には 1.0×10⁻⁶ cm/sec 以上、室内平板載荷試験時には 1.0×10⁻⁸ cm/sec 以上であれば、概ね排水条件が満足されることがわかった。
- ④ 人工軟岩から採取した不攪乱試料を直径 5 cm、高さ 10 cm に成形した供試体を用いた圧密排水三軸圧縮試験を軸ひずみ速度 0.05%/min で行った時の排水条件を、変形・浸透流連成解析で検討した結果、1.0×10⁻⁷ cm/sec 以上で排水条件は満足されることがわかった。
- ⑤ 人工軟岩の不攪乱試料を用いた圧密排水三軸圧縮試験から体積ひずみを基にせん断ひずみを算出する場合、供試体からの排水量で求める内体積ひずみをベッディングエラーに関して補正する必要がある。
- ⑥ 室内平板載荷試験結果（載荷板径 5 cm の場合）から、載荷圧力が約 12 MPa で載荷圧力～沈下量関係のピークを迎える。載荷板周辺の地表面変位は、載荷圧力～沈下量関係のピーク点あたりから大きく変動し始め、鉛直変位は、隆起側へ、水平変位は載荷板側へ変動する傾向がある。地表面の半径方向ひずみは、載荷初期に引張ひずみが観測され、沈下量が、0.5 mm あたりから圧縮側へ転じる傾向が見られる。こうした傾向は、載荷板端部のせん断破壊領域におけるダイレタンシーの影響か、あるいは、すべり破壊による隆起のような現象が生じはじめたことによるものではないかと考える。
- ⑦ 人工軟岩の変形特性の数値モデル化にあたって、その構成関係に非線形弾性体を適用した。その際、人工軟岩の応力～ひずみ曲線の割線弾性係数とせん断ひずみの関係を用いる場合と、接線弾性係数と偏差応力レベルを用いる場合についてその適用性を検討した結果、後者の方が適用性が良いことがわかった。

- ⑧ 有限要素法を用いて室内平板載荷試験の数値シミュレーションを行った結果、数値シミュレーションは、載荷板端部での破壊領域の影響がさほど大きくない沈下量/載荷板径で $\delta/\phi = 0.004$ 程度までは人工軟岩の変形挙動の再現性が比較的良いことがわかった。したがって、フィルダム軟岩基礎の実測ひずみレベルや、実ダムでの堤体のり先部周辺基礎におけるせん断破壊が平板載荷試験に比べてはるかに発生しづらいと考えられることから、平板載荷試験では載荷圧力のみに着目するのではなく、ひずみを重要な要素と考え、小ひずみ領域での変形性評価が重要であることがわかる。

5 フィルダム軟岩基礎の変形量予測

設計段階におけるフィルダム基礎の変形量予測は、平板載荷試験などの基礎の変形性を評価する原位置試験結果を用いて FEM などの数値解析により行われることが一般的である。しかし、実際のダム堤体築造により基礎に生じるひずみの深度方向分布の計測例がほとんどなかったため、予測結果の検証は地表面ないしは基礎浅部での変位量で行われることが一般的であった。本章では、フィルダム基礎のほぼ同一地点に測定長の異なる 3 基の岩盤変位計を設置し、築堤に伴う基礎の沈下量（相対変位量）を、また、水準測量により監査廊設置部の地表面沈下量を把握することで、基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布を求めた。さらに、その分布から、数値解析を用いた変形量予測手法の精度を向上させる方法について検討した。

5.1 基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布

検討対象とした下湯ダムは、堤高 70 m の中央コア型ロックフィルダムで凝灰角礫岩を基礎とする。

表-5.1 にダムの概要を、図-5.1 にダムの標準断面を、図-5.2 にダム軸沿いの地質断面を、図-5.3 にダム軸沿いの岩級断面を示す。

表-5.1 ダムの概要

事業者	青森県
完成年	1988 年
ダム高	70m
堤頂長	783.5m
堤体積	3,723,000m ³

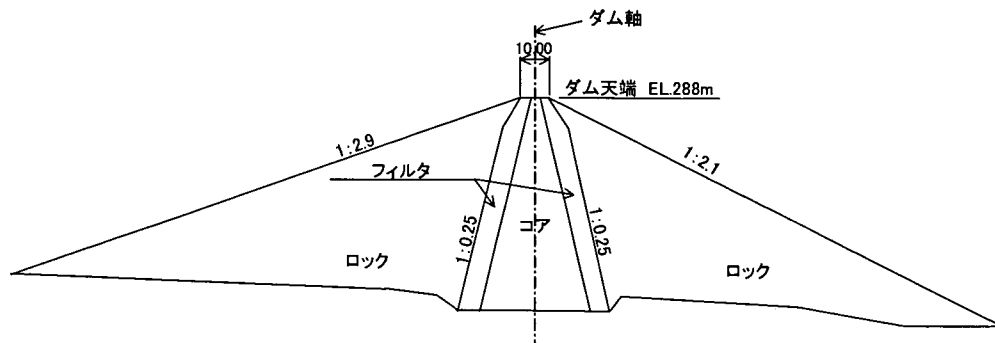


図-5.1 ダムの標準断面

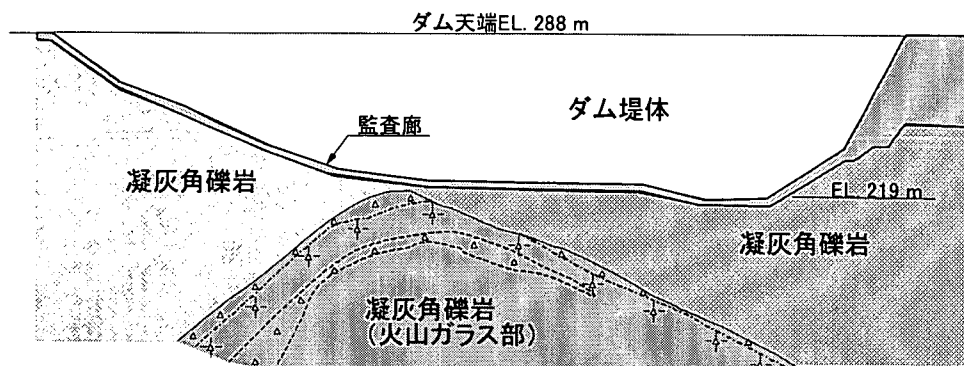


図-5.2 ダム軸沿いの地質断面

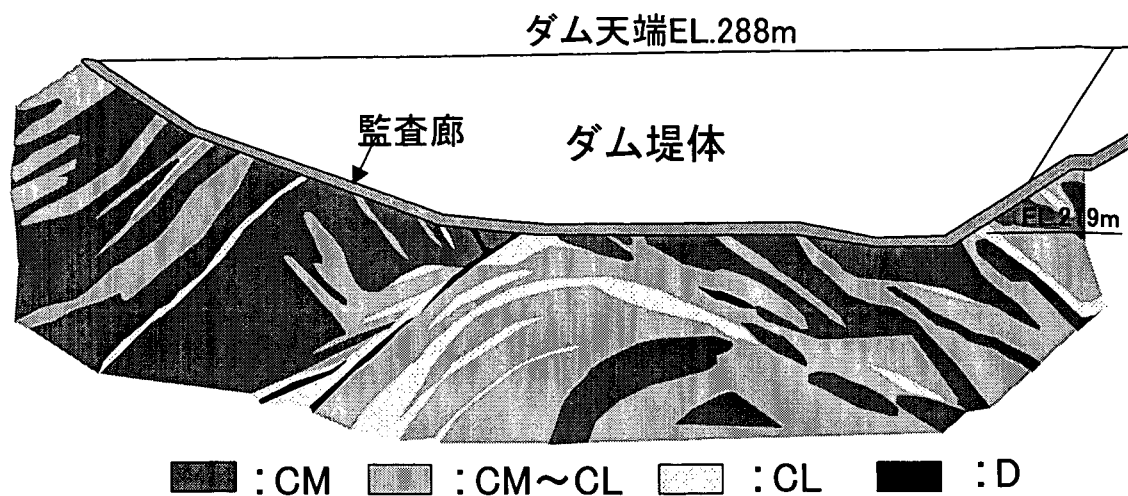


図-5.3 ダム軸沿いの岩級断面

岩盤変位計は、河床部のやや左岸側のほぼ同一地点に測定長 10 m、20 m および 75 m の 3 基と、右岸側に測定長 70 m の 1 基を設置し、築堤時の沈下量（岩盤変位計固定点と地表面との相対変位量）を計測した（図-5.4 参照）。また、監査廊内を水準測量により縦断することで地表面の沈下量も把握した。測定結果を表-5.2 に示す。

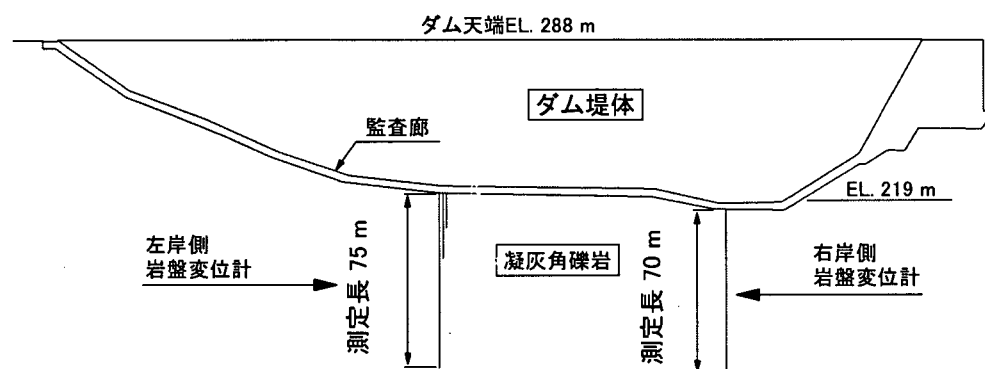


図-5.4 岩盤変位計の設置位置(縦断面)

表-5.2 岩盤変位計位置での変位量

左岸側		右岸側	
測定長、測定位置	変位量 (cm)	測定長、測定位置	変位量 (cm)
10 m	3.0	70 m	6.0
20 m	4.3	監査廊内*	約 9
75 m	4.7		
監査廊内*	約 15		

*：監査廊内を水準測量により縦断することで地表面変位を把握。

図-5.5 に、堤体築堤終了時の岩盤変位計の計測沈下量を測定長で除して求めた鉛直ひずみをプロットした。岩盤変位計の測定値より算出した鉛直ひずみは、測定長範囲における平均値を与えるので、図-5.5 中の岩盤変位計の実測値分布を近似している実線は、地表面から任意の深度までの平均鉛直ひずみ ε_{ave} を与えることになる。いま、鉛直ひずみ ε の深度方向分布を双曲線関数で(5.1)式のように近似すると、地表面から任意の深度までの平均鉛直ひずみ ε_{ave} は(5.2) 式となる。

$$\varepsilon = A \cdot \left\{ 1 - \tanh\left(\frac{z}{B}\right) \right\} \quad \text{----- (5.1)}$$

$$\varepsilon_{ave} = \frac{\int_0^z \varepsilon \cdot dz}{z} = A \left[1 - B \cdot \ln \left\{ \cosh\left(\frac{z}{B}\right) \right\} \right] \quad \text{----- (5.2)}$$

ここに、 z : 地表面からの深さ(m)、 A, B : 定数。

ほぼ同一地点で計測している左岸側のプロットに対して、(5.2)式の関係を用いて最小二乗法でフィッティングしたものを図-5.5 中に実線（下限）として示した。こうして、 ε_{ave} （実線；下限）に対して求めた定数 A, B を用いて(5.1)式をプロットしたものが図-5.5 中の ε （破線；下限）である。

表-5.2 からわかるように、左岸側の監査廊内で計測した地表面沈下量が最長測定長 75 m の岩盤変位計による沈下量よりも大きい。これには以下の 2 つの理由が考えられる。1 点目は、測定長の長い岩盤変位計は、ボーリング孔の孔曲がりなどによりロッドのスライド部の摩擦により計測精度が落ちていると考えられること。2 点目は、深度 75 m 以深での基礎にも鉛直ひずみが生じている可能性があること。これらのことも考慮して、地表部での鉛直ひずみが下限の場合と同じで、地表面から深度 100 m の間で沈下に起因するほとんどの鉛直ひずみが生じ、100 m 以深では鉛直ひずみがほぼ生じていないと仮定した時の平均鉛直ひずみ ε_{ave} の深度方向分布が実線（上限）である。また、それに対する鉛直ひずみ ε を下限の場合と同様に求めたものが破線（上限）である。従って、基礎に生じた鉛直ひずみの深度方向分布は、破線で囲まれる幅の中にほぼ存在すると考える。

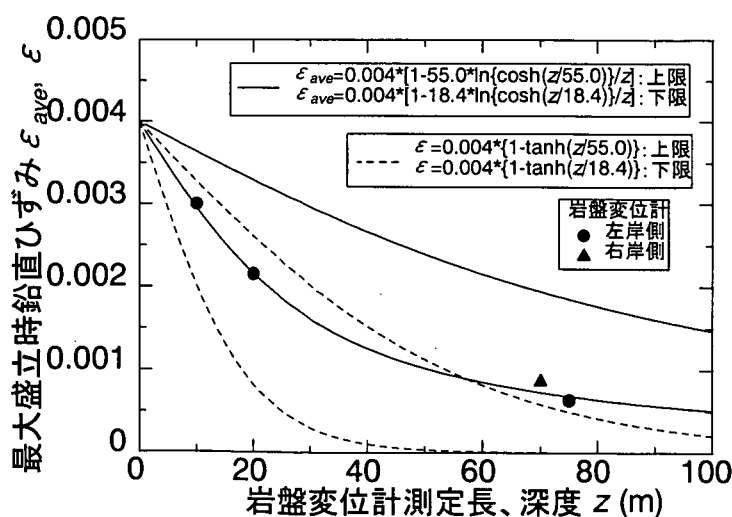


図-5.5 基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布

5.2 非線形変形特性を考慮した数値シミュレーション

本節では、4章で用いた人工軟岩の非線形変形特性を表現した数値モデルを用いて、下湯ダムの堤体築造による基礎の変形について数値シミュレーションを行い、その結果を5.1節の変形の実測値と比較することにより数値モデルの適用性について検討した。

5.2.1 平板載荷試験

決定すべき軟岩の非線形変形特性を考慮した数値モデルのパラメータは、圧力レベル依存性を表現した(4.13)式の a 、 b 、および、せん断応力レベル依存性を表現した(4.15)式の β 、ならびに(4.16)式で用いる強度定数 c 、 ϕ である。なお、ポアソン比については、4章の結果から、非線形変形解析による排水条件の軟岩に対する数値シミュレーションの再現性がよい、0.2を用いる。

ダムサイト調査時には、ダム基礎の主構成岩である凝灰角礫岩に対する高精度な三軸圧縮試験は実施されておらず、室内試験より a 、 b を決定することができない。そこで、これらをパラメトリックに取り扱ったうえで、平板載荷試験結果の数値シミュレーションを行い決定した。 β については、4章の人工軟岩におけるせん断応力レベル依存性を参考とし、 $\beta = 0.3$ とした。また、強度定数 c 、 ϕ ならびに引張り強さ σ_t は、それぞれ、ダムサイトの凝灰角礫岩に対して行われたブロックせん断試験結果の平均値、および、一軸圧縮試験結果を基に設定した一軸圧縮強さの1/10とし、 $c = 1.3 \text{ MPa}$ 、 $\phi = 50^\circ$ 、 $\sigma_t = 2.45 \text{ MPa}$ とした³⁰⁾。表-5.3に各検討ケースのパラメータ設定一覧を示す。なお、基礎内の初期応力は、地盤の密度を 2.0 g/cm^3 としたときの鉛直応力は土柱重量、水平応力は鉛直応力の1/2とした。地盤の密度は、平板載荷試験により生じる応力域から、地表面から載荷板径の2~3倍程度の深度での平均密度を想定した。数値解析は図-3.2に示した有限要素メッシュを用い、載荷は強制変位で与えた。

図-5.6に、副ダムサイトで凝灰角礫岩に対して行われた平板載荷試験結果³¹⁾(表-5.4参照)と種々の (a, b) の組合わせに対する平板載荷試験の数値シミュレーション結果を示す。平板載荷試験結果については処女荷重の包絡線を点線で示している。図-5.6より、数値シミュレーションの $a = 1000$ 、 $b = 0.3$ および $a = 2000$ 、 $b = 0.6$ のケースが、4つの平板載荷試験結果(点線)の平均よりも若干変形量を大きく見積るため設計上若干安全側ではあるが、ほぼ平均的挙動を再現しているといえる。したがって、この2つの a 、 b の組み合わせで5.2.2項においてフィルダム築堤時の数値シミュレーションを行う。

表-5.3 平板載荷試験に対する数値シミュレーション検討ケース一覧

a	b	β	$c(\text{MPa})$	$\phi(\text{deg})$	ポアソン比 ν	引張強度 $\sigma_t(\text{MPa})$
1500	0.3	0.3	1.3	50	0.20	2.45
1500	0.6					
1000	0.3					
1000	0.5					
2000	0.5					
2000	0.8					
2000	0.6					

表-5.4 平板載荷試験結果(副ダムサイト)

試験番号	変形係数 D (MPa)	割線弾性係数 E_{sec} (MPa)	接線弾性係数 E_{tan} (MPa)
Tb-1	362.6~372.4	526.0	634.9
Tb-2	294.0~313.6	412.4	517.2
Tb-3	205.8~245.0	347.4	484.7
Tb-4*	34.3	-	-
Tb-5*	68.6~78.4	130.1	191.6
Tb-6	245.0~274.4	409.2	609.5

* : 他試験と比べて極度に軟質、あるいは、地盤の破壊現象による影響が強いと考えられるため、ダムサイトの軟岩の特性を代表していないと判断し、本検討から除外した。

また、Tb-4については、載荷時に試験面周辺が破壊し、荷重が上がらなくなったため、変形係数の算出のみとした。

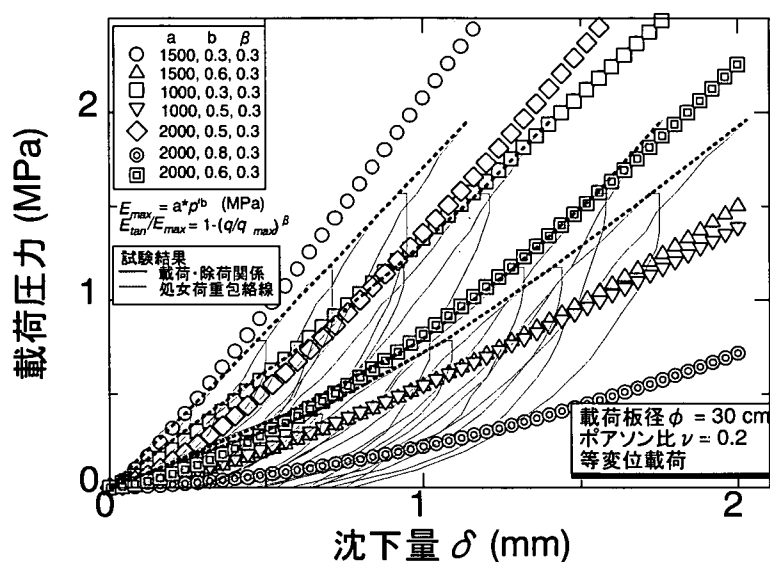


図-5.6 平板載荷試験の数値シミュレーション結果

5.2.2 フィルダム築堤時の数値シミュレーション

ダム堤体については、(5.3)式、(5.4)式で表される Kuhrhawy-Duncan-Seed モデルを、基礎については、5.2.1 項で求めた非線形弾性モデルを用いて築堤解析を行い基礎の変形量を求めた。解析の入力物性値は、堤体部については既往の築堤解析例³²⁾を参照して表-5.5 に、基礎については表-5.6 に示す設定とした。なお、基礎のモデル化は、縦断面（ダム軸沿い）でほぼ中心から左岸側について行い、水平方向にダム取付部から堤体モデル化堤頂長の 2 倍で水平変位固定、深度方向に地表面から堤高の 3 倍の深度で固定境界とした（図-5.7 参照）。また、築堤ステップは、堤体の有限要素メッシュ 1 層を 1 ステップとし、さらに 1 ステップ当たりの荷重を 5 分割して繰り返して計算を行った。なお、基礎の初期応力は、地盤の密度を 2.2 g/cm³ として(5.5)、(5.6)、(5.7)式で各要素に対して求めた。地盤の密度は、フィルダム築堤により生じる応力域が平板載荷試験時のそれよりも、非常に大きな深度にまで及ぶことを想定し、平板載荷試験のシミュレーションに用いた値よりも若干大きくした。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \quad \text{-----}(5.3)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{\left[1 - \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}} \right]^2} \quad \text{-----}(5.4)$$

ここに、 E_t ：接線弾性係数、 ν_t ：接線ポアソン比、 P_a ：大気圧、 K, n, R_f ：応力～ひずみ関係を表す係数、 G, F, D ：ポアソン比を表すための係数、 c, ϕ ：強度定数、 σ_1, σ_3 ：最大主応力、最小主応力。

$$\sigma_{v0} = \frac{\gamma}{(1 - \nu)} \cdot \gamma \cdot z \quad \text{-----}(5.5)$$

$$\sigma_{h0} = \gamma \cdot z \quad \text{-----}(5.6)$$

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \quad \text{-----}(5.7)$$

ここに、 σ_{v0} ：初期鉛直応力、 σ_{h0} ：初期水平応力、 τ ：せん断応力、 ν ：ポアソン比(=0.48)、 γ ：単位体積重量、 z ：要素重心の地表面からの深度、 α ：地表面の水平面からの傾き。

図-5.8 に、左岸側岩盤変位計設置位置における鉛直ひずみの推定深度方向分布と解析結果を、図-5.9 に、左岸側岩盤変位計位置に隣接する要素の盛立開始前（○、△印）と盛立終了時（●、▲印）の弾性係数の深度方向分布を示す。図-5.8 より、 $a = 2000$ 、 $b = 0.6$ のケース（○印）は特に基礎浅部でのひずみが一致していないことがわかる。ところで、図-5.9 中の同ケースを見ると、盛立前後で基礎浅部での弾性係数の増加が

著しいことがわかる。この結果から、盛立が進むにつれて増加する拘束圧による拘束圧依存性が大きく影響していることがわかる。これは、平板載荷試験結果が掘削に伴う表層緩みやベッディングエラーの影響を受けているにも関わらず、図-5.6 の平板載荷試験の数値シミュレーションではそれを拘束圧依存性として評価したためではないかと思われる。一方、 $a=2000$ 、 $b=0.6$ のケースよりも拘束圧依存性が弱く、平板載荷試験結果の再現度が比較的良好なケースである $a=1000$ 、 $b=0.3$ の数値シミュレーション結果（図-5.8 の△印）では、図-5.8 より、基礎浅部での鉛直ひずみは○印に比べて推定分布に近くなっているが、深さ方向の発生ひずみの低減率は推定分布に比べて小さく、基礎深部でひずみを過大評価する傾向がある。これらの結果より、拘束圧依存性とせん断応力レベル依存性だけでは、表現しきれない深度方向の変形特性の変化が存在すると考えられる。

図-5.10 に、平板載荷試験の数値シミュレーションによる載荷圧力と変形係数の関係を示す。両者とも載荷圧力の増加とともに変形係数が増加する傾向を示す。なお、本ダム設計時の評価では、ダム基礎の変形係数として 294 MPa が採用されている。

表-5.5 解析の入力物性値(堤体:Kuhrhawy-Duncan-Seed モデル)

弾性係数 E			ポアソン比 ν			γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (deg)
K	n	R_f	G	F	D			
141	0.941	1.039	0.397	0.098	7.96	19.6	30	36

表-5.6 解析の入力物性値(基礎:非線形弾性体)

a	b	β	ポアソン比 ν	c (MPa)	ϕ (deg)	σ_t (MPa)
2000	0.6	0.3	0.20	1.3	50	2.45
1000	0.3					

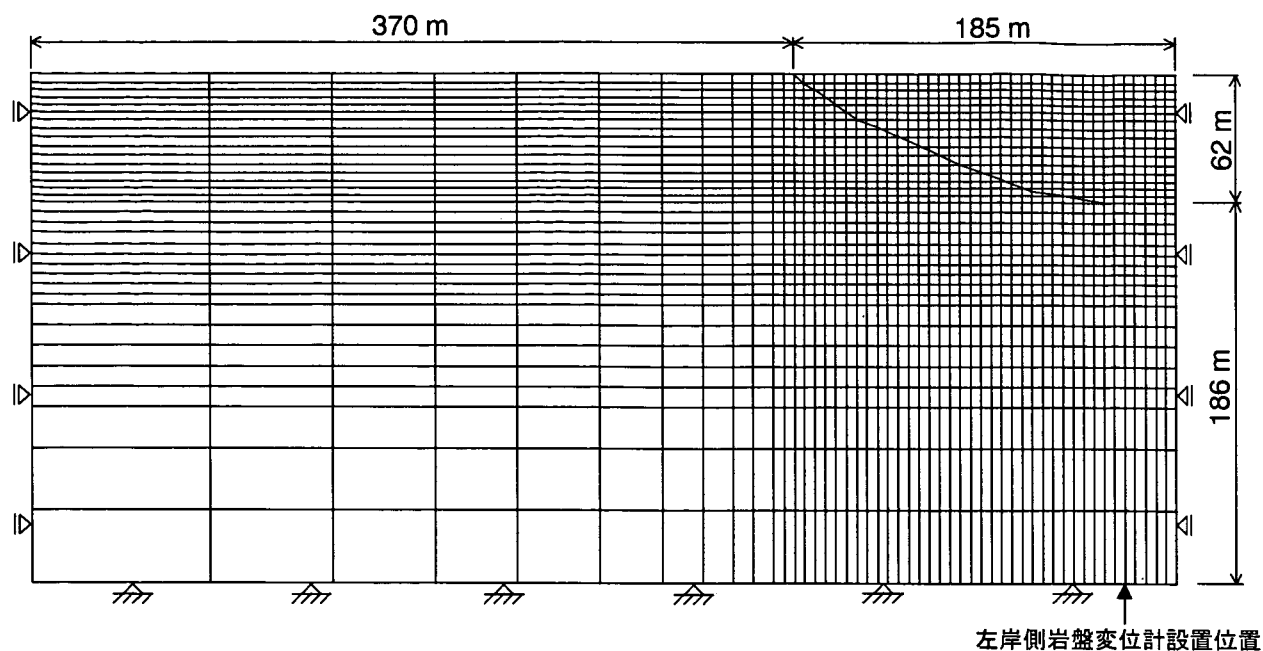


図-5.7 解析に用いた有限要素メッシュ

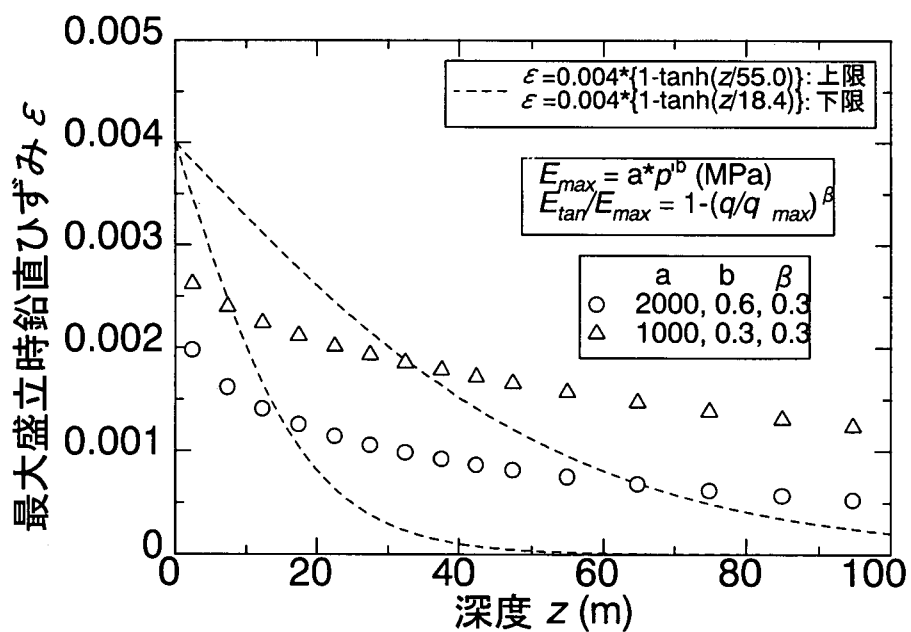


図-5.8 非線形弾性体を用いた数値解析による鉛直ひずみの深度方向分布

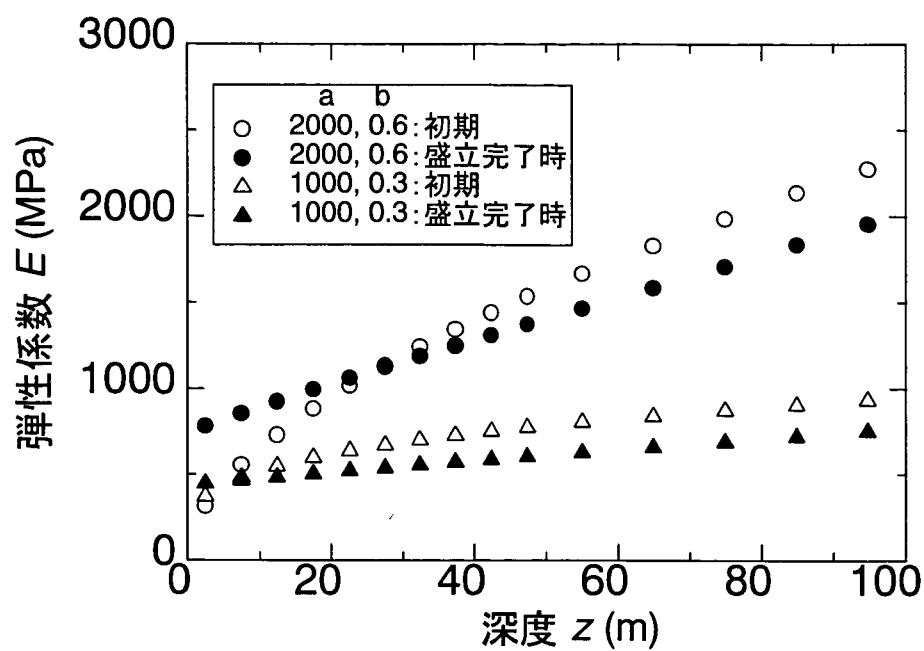


図-5.9 基礎の弾性係数の深度方向分布

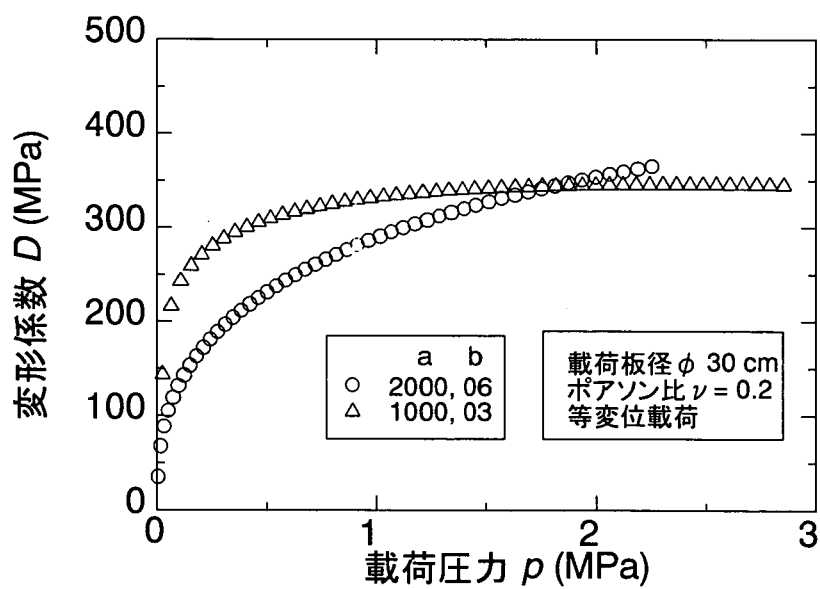


図-5.10 平板載荷試験の数値シミュレーションにおける変形係数の推移

5.3 線形弾性解析による変形量予測

5.2 節で、軟岩基礎の非線形変形特性を考慮したフィルダム築堤時の数値シミュレーションを行ったが、基礎の実測鉛直ひずみの深度方向分布を説明しきれず、非線形変形特性以外の要因を考慮する必要があることがわかった。本節では、その要因を比較的簡便に行える弾性解析を用いて分析する。なお、堤体には、5.2 節と同じ Kuhrhawy-Duncan-Seed モデルを用いている。基礎の弾性係数は、原位置での平板載荷試験より設計数として得られた変形係数の 294 MPa で基礎全体で同じとした場合と、地表部は 294 MPa とし、深度方向に副ダム基礎で行われた孔内載荷試験(プレシオメータ)で得られた基礎の変形性の増加率(図-5.11 参照)³³⁾を 2 つの方法で考慮し、深度方向に弾性係数を増加させた場合も併せて行っている。なお、ポアソン比については、設計時の変形係数 294 MPa 算出時に用い、かつ、軟岩を線形弾性体としてモデル化したときに一般的によく用いられる 0.3 とした。基礎の解析時の入力物性値を表-5.7 に示す。

図-5.12 に、左岸側岩盤変位計設置位置での鉛直ひずみの深度方向分布を、弾性係数一定の場合に対して×印で、弾性係数の深度方向分布を 1 次関数近似した場合に対して○印で、深度方向分布を 2 次関数近似した場合を△印で示した。図-5.12 より、×印は、深度が大きくなっても鉛直ひずみの低減がほとんどなく、実測値に基づく破線の推定分布に比べて過大となる。また、地表面の沈下量も実測値に比べて過大であることがわかる。これに対して、○印の鉛直ひずみの深度方向分布は、推定分布幅の深度方向の減少率よりも若干小さいようであるが、×印よりも妥当な分布を示し、地表面沈下量も実測値に近いことがわかる。さらに、○印と大きな差ではないものの、△印は、最も推定分布に近いことがわかる。1 次関数や 2 次関数に基づく深度方向への変形係数の増加は、同一岩種、岩級の試料についての変形性の拘束圧依存性だけでは説明しきれないほど大きい。つまり、図-5.13 に示すように、本ダムサイトを含む多くのダムサイトにおいて、深度方向への岩級上昇も考慮した解析を行うことで解析精度の向上を図れることがわかる。なお、図-5.13 に示した岩級変化線は、図-5.3 に示したように本ダムの場合、岩級区分が非常に複雑で厳密な評価は困難となることから、ここでは大局的に捉えた設定としている。

また、本解析では基礎の有限要素モデル化において、深度方向に地表面から堤高の 3 倍の深度で固定境界とした。しかし、現状の設計では、基礎の有限要素モデル化において深度方向に地表面から堤高の 1~1.5 倍程度の深度で固定境界とすることが多い³³⁾。そのため、×印のような基礎全体で一様な弾性係数の場合でも、本解析ほど大きな変位量とはならない場合が多い。これは、本質的な対処方法ではないので、本節で行った解析のように、基礎のモデル化の深さに依存しない数値解析が行えることは有用であると考える。

以上より、基礎の変形量予測には、拘束圧依存性のみならず、岩級変化等に起因する基礎の弾性係数の深度方向分布を考慮することが重要であることがわかった。また、弾性体とした基礎のモデル化に原位置での孔内載荷試験で得られた基礎の変形性の深度方向の増加率を考慮することで、深度方向のモデル化の大きさにあまり依存せずに実測値に近い鉛直ひずみの深度方向分布と地表面沈下量が得られることがわかった。

表-5.7 解析の入力物性値(基礎:弾性体)

	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	γ (kN/m ³)
一定値	294	0.3	21.56
深度勾配あり(一次関数)	$294 + 30.5z$	0.3	21.56
深度勾配あり(二次関数)	$294 + 18.856z + 0.229z^2$	0.3	21.56

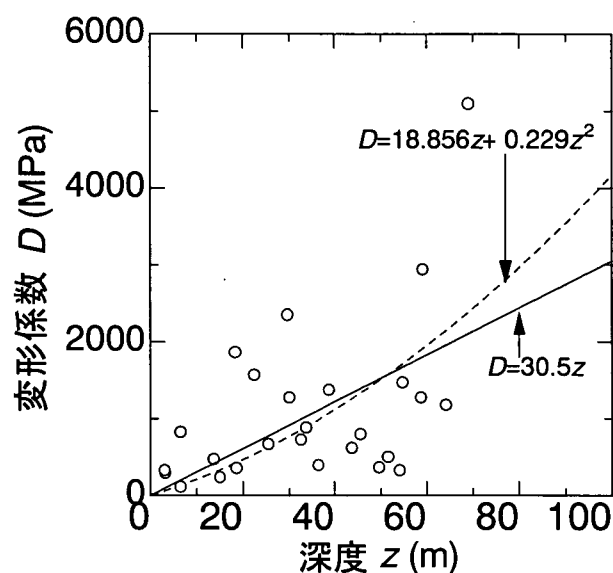


図-5.11 孔内载荷試験による変形係数の深度方向分布

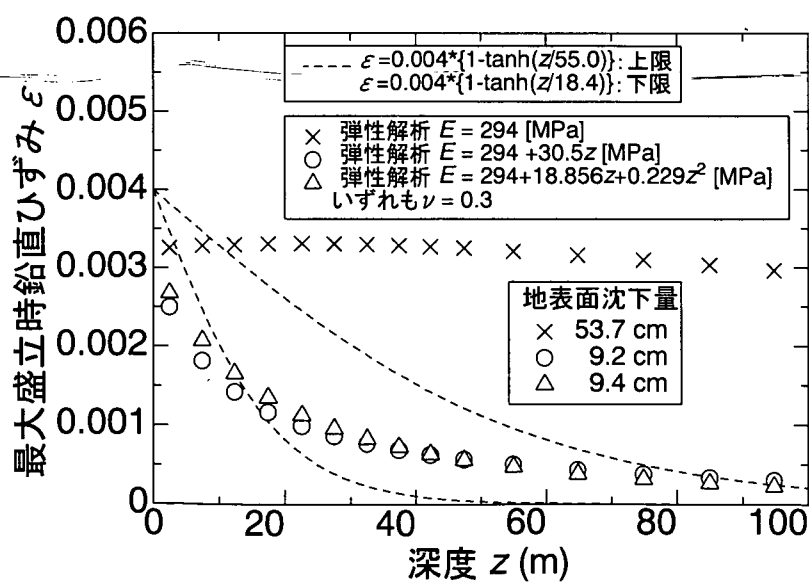


図-5.12 弾性体を用いた数値解析による鉛直ひずみの深度方向分布

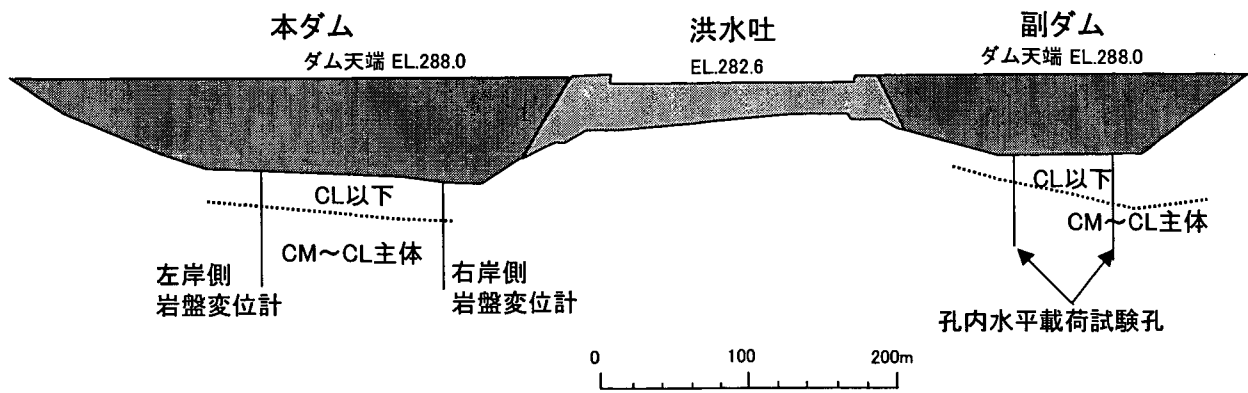


図-5.13 ダム軸沿いの岩級の深度方向変化

5.4 考察

図-5.14 は、軟岩基礎に圧力レベル依存性と偏差応力レベル依存性の非線形変形特性を考慮した非線形弾性解析 2 ケース(5.2 節)と、基礎に線形弾性モデルを適用するものの弾性係数の深度方向分布(増加傾向)を 1 次関数と 2 次関数で近似した 2 ケース(5.3 節)について、鉛直ひずみの深度方向分布を比較したものである。定性的に言えることは、非線形弾性解析によるひずみ分布は、深度方向のひずみの減少率が、実測からの推定分布に比べて小さい。しかし、 $a=1000$ 、 $b=0.3$ (+印)のケースについては、浅部でのひずみの値は比較的推定分布に近い。一方、線形弾性モデルを適用した場合のひずみ分布は深度方向の減少率が、非線形弾性解析より、推定分布に近い。特に、深度方向の弾性係数分布に二次関数を適用したときのケース(Δ 印)が、一次関数を適用したときと大差はないものの最も推定分布に近いことがわかる。

深度方向の弾性係数の増加率は、非線形弾性解析の場合圧力レベル依存性に強く依存する。一方、線形弾性モデルを用いた場合は、地表部の弾性係数を平板載荷試験で決め、深度方向の弾性係数の増加率を孔内載荷試験から決めている。孔内載荷試験結果は、載荷時に岩盤内に引張を発生させるなどの試験法の問題から、実際にフィルダムが建設された際に軟岩が発揮する弾性係数よりも小さい可能性があるが、軟岩の拘束圧依存性や固結度の違いによる基本的物性の変化(岩級の変化)など、深度方向変化の全ての影響をとらえていると思われる。図-5.15 は、非線形弾性解析と弾性解析による深度方向の弾性係数の分布を比較したものである。基礎浅部でのひずみが比較的推定分布に近い非線形弾性解析の $a=1000$ 、 $b=0.3$ のケースは、孔内載荷試験結果より求めた線形弾性解析の弾性係数と基礎浅部で良く一致している。しかし、深部では線形弾性解析の弾性係数の方が非線形弾性解析のそれよりも大きくなり、その差は深度の増加とともに大きくなる傾向にあり、深度が大きくなるほど、図-5.13 からわかるように圧力レベル依存性以外の固結度の違いによる基本的物性の変化(岩級の変化)などが、支配的となることがわかる。

実務的には、基礎浅部も含め、岩種、深度、岩級ごとに非線形変形特性の把握は困難あるいは経済的でないと考えられる。したがって、ひずみの大きい基礎浅部で非線形変形特性を忠実にモデル化し、基礎深部は、孔内載荷試験や弾性波探査結果を基に線形弾性体でモデル化する。もしくは、平板載荷試験結果、孔内載荷試験結果および弾性波探査結果を用いて基礎全体を線形弾性体でモデル化する方法などが有効な方法として考えられる。

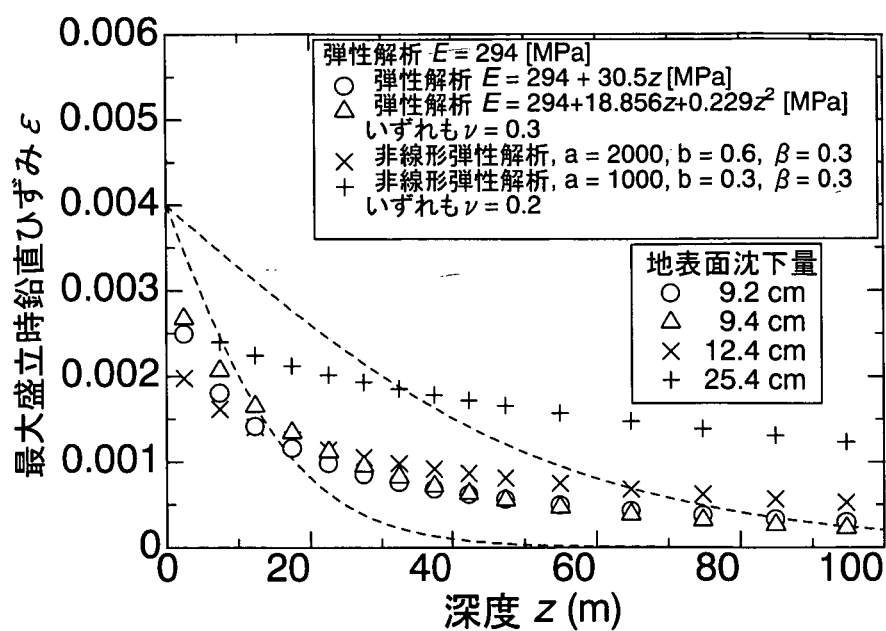


図-5.14 非線形弾性解析と線形弾性解析による深度方向の鉛直ひずみ分布の比較

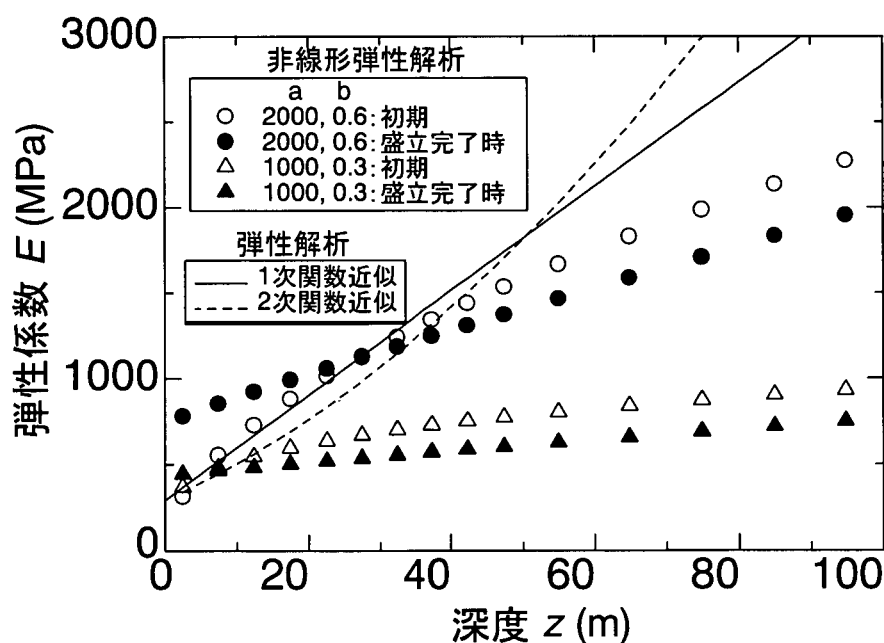


図-5.15 非線形弾性解析と線形弾性解析による深度方向の弾性係数の分布の比較

6 まとめ

一般に、フィルダム軟岩基礎の変形性は、平板載荷試験などの原位置試験により、ダム堤体重量に相当する荷重に対する変形量から評価される。しかし、掘削に伴う表層緩みや載荷板端部でのせん断破壊による変形性の増大などの種々の要因により変形性評価誤差が生じる。本研究では、それら要因のうち、掘削に伴う表層緩みと軟岩の非線形変形特性に着目した。表層緩みについては、表層緩みが存在する地盤を2層地盤と考え、線形弾性解析を用いて表層緩みが変形性評価に及ぼす影響を考察するとともに、緩みの無い層の変形性を評価する方法について検討した。また、軟岩の非線形変形特性については、実際のフィルダム基礎での平板載荷試験結果と基礎の変形計測結果を基に、平板載荷試験を用いた場合の変形性評価誤差を定量的に評価した。さらに、人工軟岩を用いた室内平板載荷試験を行うとともに、軟岩の非線形変形特性を考慮した数値シミュレーションを行い、載荷中の応力・変形状態の推移を考察することで平板載荷試験時の軟岩の挙動を把握した。最後に、フィルダム基礎のほぼ同一地点で得られた測定長の異なる3基の岩盤変位計の記録と、水準測量による監査廊設置部の地表面沈下量から、基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布を求めた。さらに、その分布から、数値解析を用いた変形量予測手法の精度を向上させる方法について検討した。本研究で得られた知見を以下にまとめて記す。

- ① 平板載荷試験を用いて軟岩基礎の変形性を評価する場合、載荷力と地表面沈下量から変形性を評価する方法では、載荷板径が大きいほど表層緩みの影響が相対的に小さくなる。
- ② 平板載荷試験において、載荷板中心軸沿いの地盤内鉛直ひずみと載荷力から変形性を評価することにより、緩みの程度と深さが大きい場合には、載荷力と地表面沈下量から評価する方法に比べて基礎軟岩の変形性評価精度を高められる。また、この方法により緩み層厚の評価も可能となる。さらに、ポアソン比の仮定誤差が評価精度に及ぼす影響は小さい。
- ③ 径の異なる3つの載荷板を用いた平板載荷試験により、緩みの無い基礎軟岩の変形性、ならびに、緩み層厚と緩みの程度を評価できる可能性がある。この場合、ポアソン比の違いが評価精度に及ぼす影響は小さい。
- ④ 載荷板径が大きくなると試験結果として得られる弾性係数が大きくなる、いわゆる寸法効果は、緩み層の影響に加えて、載荷板端部での地盤のせん断破壊や地盤の非線形変形特性などが影響を与えていることが示唆される。
- ⑤ ダム基礎とする軟岩の変形係数が小さければ、平板載荷試験からダム堤体重量相当の圧力を基準に軟岩の変形性を評価する場合、実際にフィルダムの築堤により基礎に生じるひずみと比べて大きなひずみに対応する変形性を評価してしまうことがある。これは、ひずみレベル依存性を持つ軟岩に対する変形性評価誤差の一因となる。したがって、平板載荷試験により軟岩の変形性を評価するにあたって、圧力レベルだけでなくひずみレベルにも注意を払う必要がある。
- ⑥ 平板載荷試験において、載荷板端部のせん断破壊の影響が比較的小さい範囲（本室内平板載荷試験では沈下量/載荷板径 δ/ϕ ($= 0.2 \text{ mm}/50 \text{ mm}$) $= 0.004$ 程度) では、非線形変形特性を考慮した連続体での数値解析により概ね再現できる。ただし、この値は対象となる軟岩の拘束圧や偏差応力レベルに依

存する非線形変形特性の程度やその強度により変化すると考えられる。

- ⑦ FEM を用いたダム基礎の変形量予測手法として、基礎のモデル化に原位置での孔内載荷試験で得られた基礎の変形性の深度方向の増加率を考慮することで、深度方向のモデル化の大きさにあまり依存せずに実測値に近い鉛直ひずみの深度方向分布と地表面沈下量が得られる。

今後の課題としては、平板載荷試験に対して、沈下量/載荷板径で 10^{-3} オーダ以下の小ひずみレベルでの試験精度の向上、より試験精度良く変形性の深度方向分布を捉えることが可能な試験法の開発などが挙げられる。

参考文献

- 1) 松本徳久・山口嘉一：フィルダム基礎の地盤分類，第 22 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp. 496-500, 1990.
- 2) 土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針—解説と設計への適用—，pp.3-16, 1983.
- 3) 土質工学会：岩の調査と試験，pp.286-292, 1989.
- 4) 土質工学会：土質調査法，pp.420-423, 1982.
- 5) 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発表論文集，地盤工学会，pp.71-76, 1988.
- 6) 谷 和夫・池見元宣・金子 進・豊岡義則・立川日出男：原位置岩盤三軸試験法（電中研式）の実証試験の速報，第 54 回土木学会年次学術講演会講演概要集，Ⅲ—A，pp.728-729, 1999.
- 7) 中村 昭・小嶋光博・藤澤侃彦・安田成夫・伊藤基博：フィルダムの挙動解析（その 3）—土圧，間隙水圧—，建設省土木研究所資料，第 3422 号，1996.
- 8) GOTO, S., TATSUOKA, F., SHIBUYA, S., KIM, Y. S. and SATO, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils & Foundations*, 31-1, pp.169-180, 1991.
- 9) 岡田 滋・泉谷泰司・飯塚友之助・堀内澄夫：針貫入試験による軟弱な地山強度の推定，土と基礎，Vol. 33, No.2, pp. 35-38, 1985.
- 10) YAMAGUCHI, Y., YOSHIDA, H., OKABE, N. and KAWASAKI, M. : Evaluation of nonlinear deformability of soft rock foundation for dams, *Proc. 2nd IS on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, pp.819-826, 1999.
- 11) 中村 昭・安田成夫・小嶋光博・藤澤侃彦・伊藤基博：フィルダムの挙動解析（その 2）—変位・浸透—，建設省土木研究所資料，第 3255 号，1994.
- 12) MATSUMOTO, N., IKEDA, T. and YAMAGUCHI, Y. : In-situ deformability test of soft rocks, *Proc. 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya*, pp.1645-1650, 1985.
- 13) 川崎将生・佐藤英隆・山口嘉一・中村 昭：軟岩に対する平板载荷試験における地中ひずみ分布，第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集，Ⅲ-A，pp.816-817, 1996.
- 14) 高橋康裕・酒井俊朗・田井中彰・西田和範：原位置岩盤試験の一考察，第 19 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.91-95, 1987.
- 15) 船戸明雄・小倉 均：平板载荷試験における载荷板変位と地中ひずみによる弾性係数の比較，第 26 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.559-563, 1995.
- 16) 最上武雄編著：土質力学，土木学会監修，技報堂，pp.232-236, 1969.
- 17) 龍岡文夫・小高猛司・王 林・早野公敏・古関潤一：堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No.561/Ⅲ-38, pp.1-17, 1997.
- 18) BIENIAWSKI, Z. T. and HEERDEN, W. L. : The significance of in-situ tests on large rock specimens, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol.12, pp.101-113, 1975.

- 19) NATAU, O. P., FROHKICH, B. O. and MUTSCHLER, TH. O.: Recent development of the large scale triaxial test, *Proc. 5th Int. Congr. ISRM, Section A*, pp.65-74, 1983.
- 20) YOSHINAKA, R., ENDO, T., NOMURA, N. and YAMAGISHI, K.: In-situ loading tests using the large-sized concrete blocks for weathered granite, *Proc. 2nd Int. Workshop Scale Effects in Rock Masses 93*, pp.191-198, 1993.
- 21) 地盤工学会岩の力学委員会: 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書, pp.91-94, 1995.
- 22) SOUSA, L. M. R., NAKAMURA, A., YOSHIDA, H., YAMAGUCHI, Y., KAWASAKI, M. and SATOH, H.: Evaluation of the deformability of rock masses for dam foundations, *Technical Memorandum of PWRI, No.3514*, 1997.
- 23) 谷 和夫・西 好一・吉田保夫: 模型実験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講演論文集, pp.529-533, 1995.
- 24) 松本徳久・尾芦直人・池田 隆: ダム基礎軟岩の調査と設計, 建設省土木研究所資料, 第 1947 号, 1983.
- 25) 土質工学会: 土質試験の方法と解説, pp.284-285, 1990.
- 26) 赤井浩一・田村 武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第 269 号, pp. 95-104, 1978.
- 27) HAYANO, K., SATO, T. and TATSUOKA, F.: Deformation characteristics of a sedimentary soft mudstone from triaxial compression tests using rectangular prism specimens, *Géotechnique 47, No.3*, pp.439-449, 1997.
- 28) OKADA, T., TANI, K. and TANAKA, Y.: Interpretation of plate loading test on siltstone, *Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils - Soft Rocks*, pp.745-750, 1998.
- 29) YAMAGUCHI, Y., YOSHIDA, H., OKABE, N. and KAWASAKI, M.: Evaluation of nonlinear deformability of soft rock foundation for embankment dams, *Proc. 9th ISRM Congr., Vol.1*, pp.475-478, 1999.
- 30) 青森県土木部下湯ダム建設事務所: 下湯ダム工事誌, p.75, 1989.
- 31) (株)開発土木コンサルタント: 下湯ダム副ダム基礎調査委託報告書 (青森県下湯ダム建設事務所 第 241 の 78 号), 1981.
- 32) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・境野典夫: セン宿ダムの動的解析, 建設省土木研究所資料, 第 2480 号, 1986.
- 33) 松本徳久・山口嘉一: フィルダム基礎の変形予測手法とその精度, 建設省土木研究所資料, 第 2646 号, 1988.

本資料に関連した研究成果物

- 1) 川崎将生・佐藤英隆・山口嘉一・中村 昭：礫岩の不均質性に着目した平板載荷試験，第 27 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp. 256-260，1996.
- 2) 佐藤英隆・川崎将生・山口嘉一・中村 昭：平板載荷試験による軟岩基礎の変形性評価における課題，第 31 回地盤工学研究発表会講演集，2 分冊の 2，pp. 1467-1468，1996.
- 3) 佐藤英隆・川崎将生・山口嘉一・中村 昭：軟岩に対する平板載荷試験における地表面変位，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 3 部(A)，pp. 814-815，1996.
- 4) 川崎将生・佐藤英隆・山口嘉一・中村 昭：軟岩に対する平板載荷試験における地中ひずみ分布，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 3 部(A)，pp. 816-817，1996.
- 5) 吉田 等・山口嘉一・川崎将生・佐藤英隆：フィルダム基礎の変形挙動と平板載荷試験による軟岩の変形性評価，土木技術資料，Vol.39，No.10，pp. 26-31，1997.
- 6) 佐藤英隆・川崎将生・山口嘉一・吉田 等：フィルダム基礎の実測挙動と原位置平板載荷試験による変形性評価，第 32 回地盤工学研究発表会講演集，2 分冊の 1，pp. 1279-1280，1997.
- 7) 川崎将生・山口嘉一・吉田 等・今林 豊：平板載荷試験及び実測挙動によるダム基礎軟岩の変形性評価，第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp. 635-840，1998.
- 8) 岡部 登・山口嘉一・吉田 等：ダム基礎軟岩の非線形変形特性，第 34 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1165-1166，1999.
- 9) Yamaguchi, Y., Yoshida, H., Okabe, N. and Kawasaki, M. : Evaluation of nonlinear deformability of soft rock foundation for embankment dams, *Proc. 9th Int. Congr. Rock Mechanics, Vol.1*, pp.475-478, 1999.
- 10) Yamaguchi, Y., Yoshida, H., Okabe, N. and Kawasaki, M. : Evaluation of nonlinear deformability of soft rock foundation for dams, *Proc. 2nd IS Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, pp.819-826, 1999.
- 11) 山口嘉一・吉田 等・岡部 登：表層緩みが平板載荷試験結果に及ぼす影響，平成 11 年度応用地質会研究発表会講演論文集，pp.203-206，1999.
- 12) 山口嘉一・岡部 登：人工軟岩を用いた室内平板載荷試験，第 30 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.373-377，2000.
- 13) 山口嘉一・岡部 登：平板載荷試験における表層緩みの影響を考慮したダム基礎軟岩の変形性評価，応用地質，Vol.41，No.3，pp.141-149，2000.
- 14) 山口嘉一・岡部 登・赤松利之：フィルダム軟岩基礎の非線形変形性評価と合理的基礎設計，土木技術資料，Vol.42，No.10，pp.2-3，2000.

巻末資料

1. 監査廊を設置していないフィルダム軟岩基礎の変形係数
2. ダム基礎から採取した不攪乱試料を用いた土質試験結果
3. 人工軟岩（事前配合試験）の三軸圧縮試験結果
4. 人工軟岩の室内土質試験結果
5. 人工軟岩の非線形変形特性を考慮した三軸圧縮試験の数値シミュレーション例
6. 圧密排水三軸圧縮試験（事前配合試験）時の内体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v
およびせん断ひずみ γ
7. 圧密排水三軸圧縮試験時の外体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v およびせん断ひずみ γ

1. 監査廊を設置していないフィルダム軟岩基礎の変形係数

ダム名	土柱高 (m)	タイプ	事業主体	基礎の地質	竣工 年	変形係数 D (MPa)	出典	備考
化女沼 長柄	24.0 52.0	E ZE	宮城県 水公団	軟岩(凝灰岩) 砂層	H6 H1			
中里	46.0	ZE	水公団	泥岩・砂岩互層	S51		工事誌	基礎は N 値 50 以上。変形性データ掲載なし。
漢那(脇)	45.0	R	沖縄総合事務局 (沖縄県管理)	砂礫	H4	49~98	工事誌, p.111, p.236.	孔内載荷試験。
倉敷	33.5	R	同上	砂礫	H4	39.2~58.8	工事誌, p.95, p.96.	孔内載荷試験。
大多喜	36.5	R	千葉県	砂岩	未	39.2~117.6		簡易岩盤せん断試験。
大谷	29.5	ZE	富山県	砂礫層	H10	24.5~68.6	ダム技術, No.98, pp.55-65, 1994.	平板載荷試験(3箇所)。
金原	36.5	R	長野県	凝灰角礫岩	H11	71.5, 92.1	ダム技術, No.57, pp.113-126, 1991.	平板載荷試験。
蓼科	約 30	R	長野県	含礫凝灰岩(17敷)、 泥流堆積物(10敷)	未	(10敷) 68.6 以上	ダム技術, No.145, pp.58-69, 1998.	

以下、参考

長沼	15.3	ZE	宮城県	沖積粘土・砂質土 層	< H5		ダム工学, No.16, pp.54-68, 1994.	軟弱地盤を G.C.P 工法で改良し、ダム 基礎としている。
東金	28.3	ZE	水公団	シルト質泥岩	H6		ダム日本, No.593, pp.45-56, 1994.	N 値 = 30 以上が基礎掘削の管理値。
矢那川	29.3	ZE	千葉県	砂層	H6	Es = 88.2 ~156.8	ダム日本, No.610, pp.43-56, 1995.	N 値 = 30 から割線弾性係数 Es を推 定?
狭山	18.5	E	大阪府	大阪層群	H6			旧堤の改修続きで変形性データなし。
白川	30.0	E	奈良県	泥質・砂質層	H7		ダム日本, No.601, pp.27-38, 1994.	原位置載荷試験未実施?

ダムタイプは、R：ロックフィルダム、E：均一型アースダム、ZE：ゾーン型アースダム。

2. ダム基礎から採取した不攪乱試料を用いた土質試験結果

圧密非排水(CU)三軸圧縮試験結果一覧(A地点採取試料)

供試体諸元						
試料採取地点	A地点					
コア番号	A1	A2	A3	A4	A5	A6
供試体番号	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
拘束圧 (MPa)	0.196	0.392	0.588	0.196	0.392	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	340.33	345.42	338.20	349.71	353.26	349.62
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	9.978	9.988	9.984
直径上 (cm)	4.950	4.970	5.000	4.975	4.965	4.968
中 (cm)	4.950	4.960	4.980	4.960	4.978	4.973
下 (cm)	4.960	4.970	4.970	4.945	4.948	4.975
供試体直径 D (cm)	4.953	4.967	4.983	4.960	4.964	4.972
断面積 A (cm ²)	19.270	19.374	19.504	19.322	19.351	19.416
体積 V (cm ³)	192.70	193.74	195.04	192.80	193.27	193.85
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.766	1.783	1.734	1.814	1.828	1.804
乾燥質量 (g)	241.180	245.910	232.770	206.740	264.650	259.230
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.252	1.269	1.193	1.072	1.369	1.337
初期含水比 w (%)	41.11	40.47	45.29	69.15	33.48	34.87
過剰間隙水圧係数 B値	0.980	0.990	0.970	0.965	0.970	0.990
S波伝播時間 (μ s)	-----	-----	-----	-----	-----	-----
P波伝播時間 (μ s)	-----	-----	-----	-----	-----	-----
S波速度 (m/s)	-----	-----	-----	-----	-----	-----
P波速度 (m/s)	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ポアソン比	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ヤング率 E_d (MPa)	-----	-----	-----	-----	-----	-----
剛性率 G_d (MPa)	-----	-----	-----	-----	-----	-----
最大主応力差 q_{max} (MPa)	0.48	0.68	0.92	0.43	0.66	0.98
破壊ひずみ ε_f (%)	2.74	2.63	2.57	3.27	2.82	3.5
粘着力 c (MPa)	0.06					
内部摩擦角 ϕ (度)	22.9					

圧密非排水(CU)三軸圧縮試験結果一覧(B 地点採取試料)

供試体諸元						
試料採取地点	B 地点					
コア番号	B4	B5	B6	B1	B2	B3
供試体番号	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6
拘束圧 (MPa)	0.029	0.049	0.098	0.196	0.392	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	382.80	381.02	374.67	383.63	380.94	375.00
供試体高さ H (cm)	10.021	10.003	10.004	10.000	10.000	9.960
直径 上 (cm)	5.025	4.990	4.995	4.970	4.970	4.980
中 (cm)	5.000	5.000	4.993	4.970	4.970	4.980
下 (cm)	4.985	4.990	4.983	4.970	4.970	4.980
供試体直径 D (cm)	5.003	4.993	4.990	4.970	4.970	4.980
断面積 A (cm ²)	19.661	19.583	19.559	19.400	19.400	19.478
体積 V (cm ³)	197.02	195.89	195.67	194.00	194.00	194.00
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.943	1.945	1.915	1.977	1.964	1.933
乾燥質量 (g)	304.940	294.910	289.230	301.860	300.230	288.150
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.548	1.506	1.478	1.556	1.548	1.485
初期含水比 w (%)	25.53	29.20	29.54	27.09	26.88	30.14
過剰間隙水圧係数 B 値	0.965	0.990	0.955	0.980	0.990	0.980
S 波伝播時間 (μ s)	270.0	260.0	277.2	260.6	259.6	253.6
P 波伝播時間 (μ s)	91.6	64.4	71.6	81.9	76.5	80.6
S 波速度 (m/s)	371	385	361	384	385	393
P 波速度 (m/s)	1094	1553	1397	1221	1307	1236
ポアソン比	0.43	0.47	0.46	0.45	0.45	0.44
ヤング率 E_d (MPa)	767	844	730	841	846	860
剛性率 G_d (MPa)	267	288	249	291	291	298
最大主応力差 q_{max} (MPa)	0.94	0.91	0.97	0.86	1.09	1.31
破壊ひずみ ε_f (%)	2.74	2.63	2.57	3.27	2.82	3.5
粘着力 c (MPa)	0.33					
内部摩擦角 ϕ (度)	14.5					

圧密非排水(CU)三軸圧縮試験結果一覧(C地点採取試料)

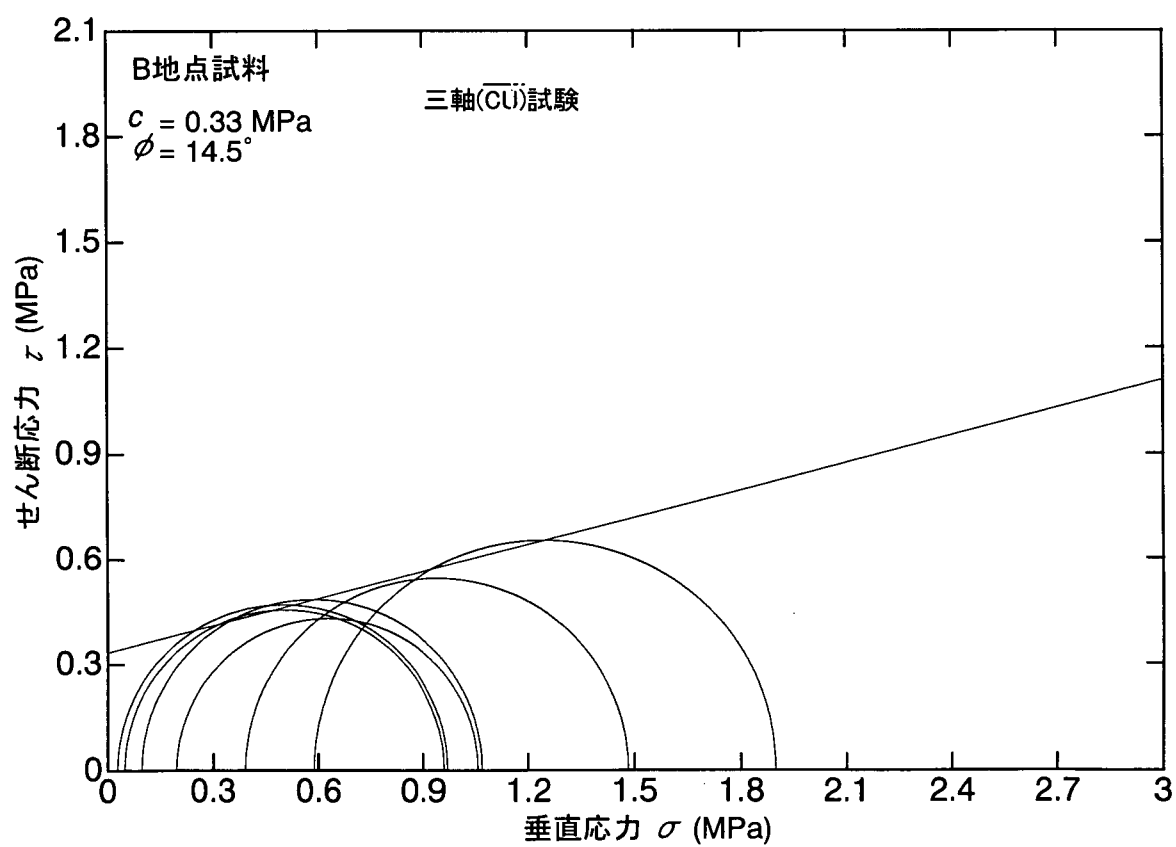
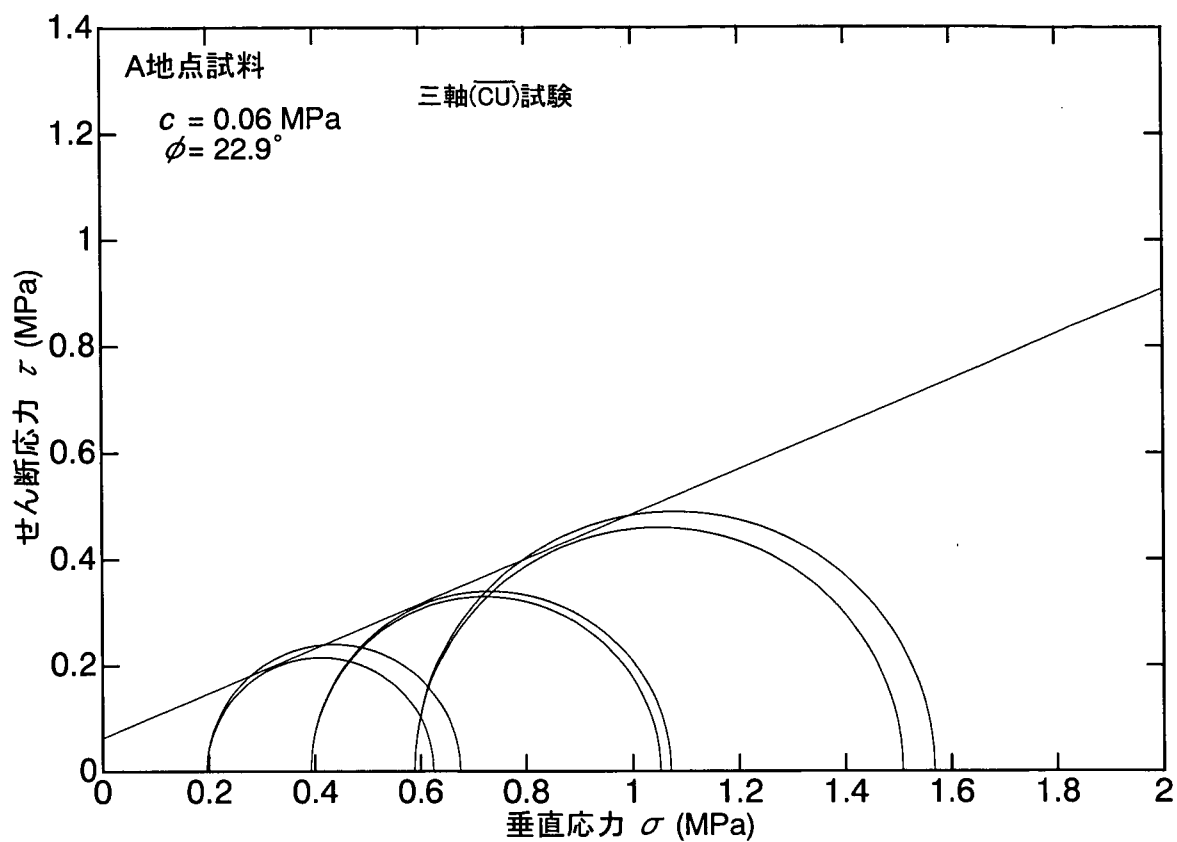
供試体諸元						
試料採取地点	C地点					
コア番号	C1	C2	C3	C4	C5	C6
供試体番号	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
拘束圧 (MPa)	0.029	0.049	0.098	0.196	0.392	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	367.04	361.81	404.58	333.36	342.53	351.29
供試体高さ H (cm)	9.933	9.640	9.993	9.953	9.884	9.991
直径 上 (cm)	4.728	4.740	4.978	4.585	4.720	4.695
中 (cm)	4.770	4.750	5.005	4.600	4.725	4.730
下 (cm)	4.798	4.727	4.975	4.625	4.723	4.725
供試体直径 D (cm)	4.765	4.739	4.986	4.603	4.723	4.717
断面積 A (cm ²)	17.835	17.639	19.525	16.643	17.516	17.473
体積 V (cm ³)	177.16	170.04	195.11	165.65	173.13	174.57
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	2.072	2.128	2.074	2.012	1.978	2.012
乾燥質量 (g)	306.340	304.850	341.350	270.630	275.850	283.170
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.729	1.793	1.749	1.634	1.593	1.622
初期含水比 w (%)	19.81	18.68	18.52	23.18	24.17	24.06
過剰間隙水圧係数 B値	0.960	0.960	0.969	0.975	0.987	0.982
S波伝播時間 (μ s)	105.9	103.3	105.9	138.3	120.0	126.3
P波伝播時間 (μ s)	41.0	43.2	40.9	55.9	47.6	50.0
S波速度 (m/s)	938	933	944	720	824	791
P波速度 (m/s)	2423	2231	2443	1781	2079	1998
ポアソン比	0.41	0.39	0.41	0.40	0.41	0.41
ヤング率 E_d (MPa)	5142	5161	5210	2922	3773	3540
剛性率 G_d (MPa)	1821	1851	1844	1042	1341	1258
最大主応力差 q_{max} (MPa)	6.41	3.00	4.80	2.52	4.20	3.90
破壊ひずみ ε_f (%)	2.74	2.63	2.57	3.27	2.82	3.5
粘着力 c (MPa)	2.07 ^{*1}					
内部摩擦角 ϕ (度)	0 ^{*2}					

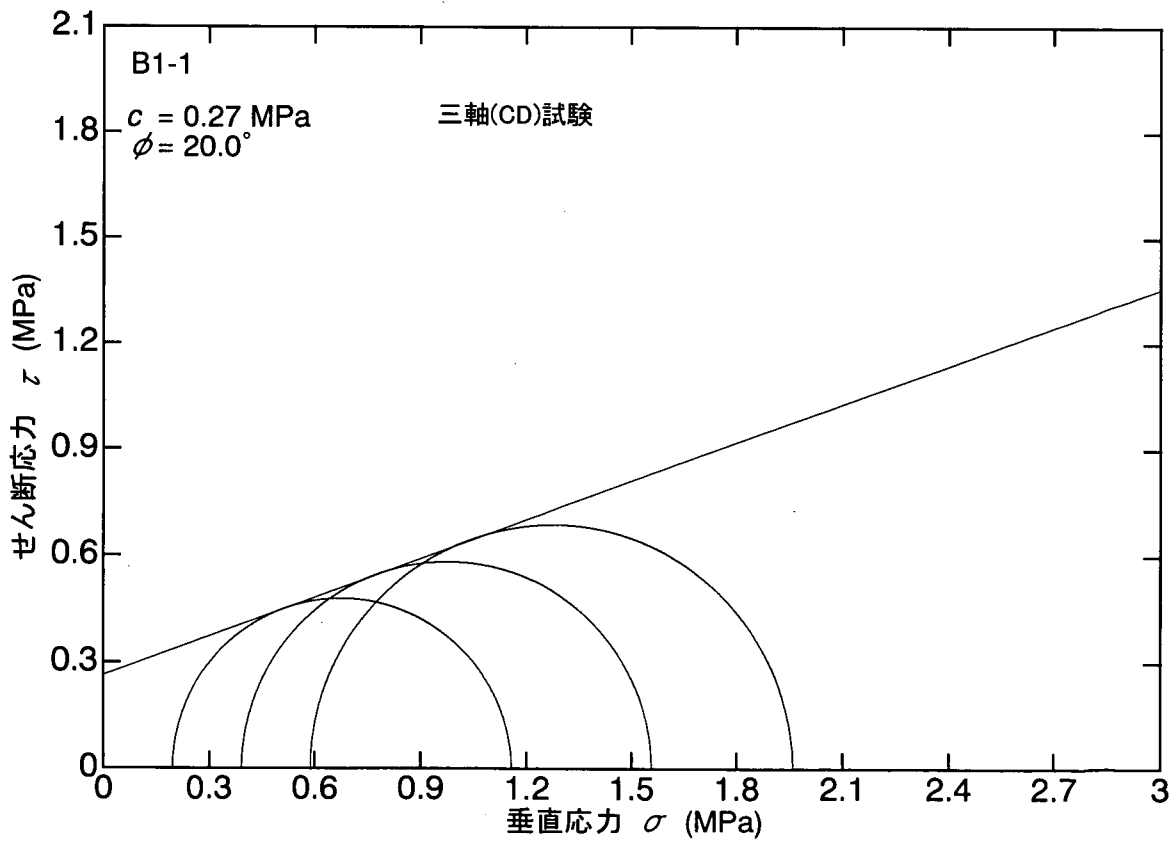
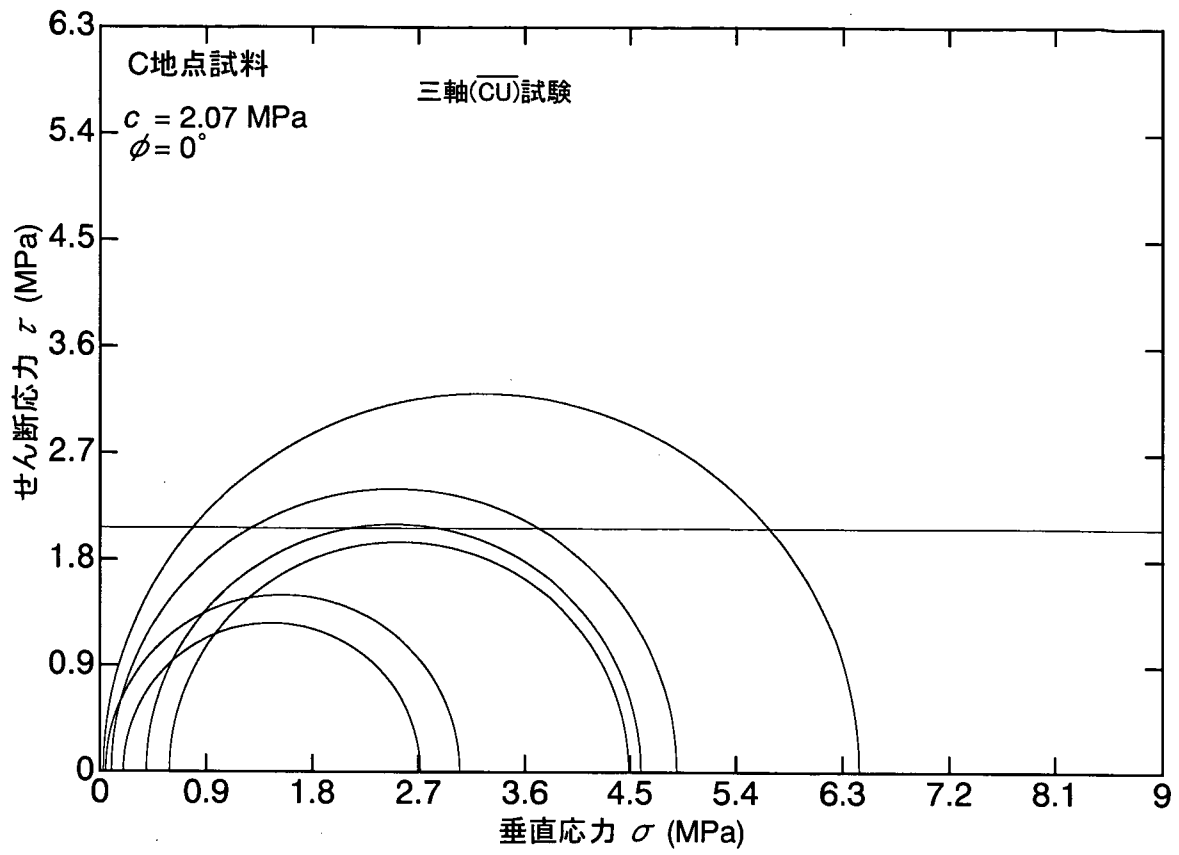
*1：粘着力は、各供試体におけるせん断力の平均値として求めた。

*2：内部摩擦角は、各供試体におけるせん断力がばらつくため0とした。

圧密排水(CD)三軸圧縮試験条件(B 地点採取試料)

供試体諸元 B1-1			
試験条件	圧密排水		
供試体番号	B-CD2	B-CD4	B-CD6
拘束圧 (MPa)	0.196	0.392	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	267.87	288.36	288.10
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.030
直径 上 (cm)	4.310	4.350	4.395
中 (cm)	4.300	4.340	4.405
下 (cm)	4.220	4.360	4.340
供試体直径 D (cm)	4.277	4.350	4.380
断面積 A (cm ²)	14.365	14.862	15.067
体積 V (cm ³)	143.65	148.62	151.13
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.865	1.940	1.906
乾燥質量 (g)	199.300	228.890	-----
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.387	1.540	-----
初期含水比 w (%)	34.41	25.98	-----
過剰間隙水圧係数 B 値	0.960	0.963	0.950
S 波伝播時間 (μs)	-----	-----	-----
P 波伝播時間 (μs)	-----	-----	-----
S 波速度 (m/s)	-----	-----	-----
P 波速度 (m/s)	-----	-----	-----
ポアソン比	-----	-----	-----
ヤング率 E_d (MPa)	-----	-----	-----
剛性率 G_d (MPa)	-----	-----	-----
最大主応力差 q_{max} (MPa)	0.96	1.17	1.37
破壊ひずみ ε_f (%)	-----	-----	-----
粘着力 c (MPa)	0.27		
内部摩擦角 ϕ (度)	20.0		





圧密試験結果(A 地点採取試料)

試料No.		A-1		直径 D cm	4.000	含水比 w_0 %	40.3		
室温 $^{\circ}\text{C}$				断面積 A cm^2	12.570	体積比 f_0	2.039		
土質名称				高さ H_0 cm	2.000	間隙比 e_0	1.039		
土粒子の密度 ρ_s g/cm^3		2.566		質量 m_0 g	44.38	飽和度 Sr_0 %	99.6		
湿潤密度 ρ_t g/cm^3		1.765		炉乾燥質量 m_s g	31.63	圧縮指数 Cc	0.31		
乾燥密度 ρ_d g/cm^3		1.258		実質高さ H_s cm	0.9809	圧密降伏応力 P_c MPa	0.74		
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.0000				2.039	1.039
		0.04	0.0210						
1	0.04			1.9790				2.018	1.018
		0.04	0.0074		1.975	0.375	9.56.E-02		
2	0.08			1.9716				2.010	1.010
		0.08	0.0064		1.968	0.325	4.15.E-02		
3	0.16			1.9652				2.003	1.003
		0.16	0.0115		1.959	0.587	3.74.E-02		
4	0.31			1.9537				1.992	0.992
		0.31	0.0288		1.939	1.485	4.74.E-02		
5	0.63			1.9249				1.962	0.962
		0.63	0.0698		1.890	3.693	5.89.E-02		
6	1.25			1.8551				1.891	0.891
		1.25	0.0981		1.806	5.432	4.33.E-02		
7	2.51			1.7570				1.791	0.791
		2.51	0.0923		1.711	5.395	2.15.E-02		
8	5.02			1.6647				1.697	0.697
		-4.98	-0.1142						
9	0.04			1.7789				1.814	0.814
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa		圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.02								
2	0.06	0.65	1830.3	0.0004	0.054	98.9	1.98E-07	1.07E-08	
3	0.11	0.96	1230.5	0.0042	0.656	807.5	5.78E-08	3.79E-08	
4	0.22	1.26	929.0	0.0047	0.409	379.7	3.94E-08	1.61E-08	
5	0.44	1.4	819.1	0.0114	0.396	324.2	4.39E-08	1.74E-08	
6	0.89	2.12	513.9	0.0414	0.593	304.8	3.42E-08	2.03E-08	
7	1.77	4.03	246.8	0.0553	0.564	139.1	1.21E-08	6.82E-09	
8	3.55	13.77	64.8	0.0541	0.586	38.0	1.58E-09	9.24E-10	
9	0.44								

試料No.	A-2		直径 D cm	4.000	含水比 w_0 %	42.5			
室温 $^{\circ}\text{C}$			断面積 A cm^2	12.570	体積比 f_0	2.104			
土質名称			高さ H_0 cm	2.000	間隙比 e_0	1.104			
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.567		質量 m_0 g	43.69	飽和度 Sr_0 %	98.8			
湿潤密度 ρ_i g/cm ³	1.738		炉乾燥質量 m_s g	30.66	圧縮指数 Cc	0.34			
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.220		実質高さ H_s cm	0.9505	圧密降伏応力 P_c MPa	0.46			
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0	0.04	0.0191	2.0000				2.104	1.104
1	0.04	0.04	0.0062	1.9809	1.978	0.313	8.00.E-02	2.084	1.084
2	0.08	0.08	0.0077	1.9747	1.971	0.391	4.98.E-02	2.078	1.078
3	0.16	0.16	0.0326	1.9670	1.951	1.671	1.07.E-01	2.069	1.069
4	0.31	0.31	0.0555	1.9344	1.907	2.911	9.28.E-02	2.035	1.035
5	0.63	0.63	0.0798	1.8789	1.839	4.339	6.92.E-02	1.977	0.977
6	1.25	1.25	0.0955	1.7991	1.751	5.453	4.35.E-02	1.893	0.893
7	2.51	2.51	0.0968	1.7036	1.655	5.848	2.33.E-02	1.792	0.792
8	5.02	-4.98	-0.1341	1.6068				1.690	0.690
9	0.04			1.7409				1.832	0.832
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa		圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c'_v	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.02								
2	0.06	0.33	3616.1	0.0002	0.032	116.6	3.27E-07	1.06E-08	
3	0.11	0.52	2278.6	0.0033	0.429	976.5	1.29E-07	5.51E-08	
4	0.22	1.09	1065.1	0.0092	0.282	300.6	1.28E-07	3.63E-08	
5	0.44	0.87	1274.9	0.0179	0.323	411.2	1.34E-07	4.32E-08	
6	0.89	1.01	1021.3	0.0278	0.348	355.8	8.00E-08	2.79E-08	
7	1.77	2.16	432.9	0.0412	0.431	186.8	2.13E-08	9.19E-09	
8	3.55	11.09	75.3	0.0498	0.514	38.7	1.99E-09	1.02E-09	
9	0.44								

圧密試験結果(B 地点採取試料)

試料No.		B-1		直径 D cm	6.000	含水比 w_0 %	34.5		
室温 $^{\circ}\text{C}$				断面積 A cm^2	28.270	体積比 f_0	1.937		
土質名称				高さ H_0 cm	2.000	間隙比 e_0	0.937		
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.709		質量 m_0 g	106.39	飽和度 Sr_0 %	99.8		
湿潤密度 ρ_t g/cm ³		1.882		炉乾燥質量 m_s g	79.08	圧縮指数 Cc	0.29		
乾燥密度 ρ_d g/cm ³		1.399		実質高さ H_s cm	1.0325	圧密降伏応力 P_c MPa	1.83		
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.0000				1.937	0.937
		0.16	0.0361						
1	0.16			1.9639				1.902	0.902
		0.16	0.0116		1.958	0.592	3.78.E-02		
2	0.31			1.9523				1.891	0.891
		0.31	0.0195		1.943	1.004	3.20.E-02		
3	0.63			1.9328				1.872	0.872
		0.63	0.0351		1.915	1.833	2.92.E-02		
4	1.25			1.8977				1.838	0.838
		1.25	0.0579		1.869	3.098	2.47.E-02		
5	2.51			1.8398				1.782	0.782
		2.51	0.0739		1.803	4.099	1.63.E-02		
6	5.02			1.7659				1.710	0.710
		5.02	0.0836		1.724	4.849	9.66.E-03		
7	10.04			1.6823				1.629	0.629
		10.04	0.0914		1.637	5.585	5.57.E-03		
8	20.07			1.5909				1.541	0.541
		-19.91	-0.2047						
9	0.16			1.7956				1.739	0.739
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa		圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08								
2	0.22	0.52	2248.7	0.0030	0.259	581.6	9.62E-08	2.49E-08	
3	0.44	0.56	2056.2	0.0036	0.185	379.6	7.45E-08	1.38E-08	
4	0.89	1.66	673.8	0.0077	0.219	147.8	2.23E-08	4.89E-09	
5	1.77	3.08	345.9	0.0149	0.257	89.0	9.67E-09	2.49E-09	
6	3.55	2.52	393.5	0.0132	0.179	70.3	7.28E-09	1.30E-09	
7	7.10	82.99	10.9	0.0414	0.495	5.4	1.19E-10	5.90E-11	
8	14.19	83.97	9.7	0.0384	0.420	4.1	6.11E-11	2.57E-11	
9	1.77								

試料No.		B-2		直径 D cm	6.000	含水比 w_o %		30.2	
室温 $^{\circ}\text{C}$				断面積 A cm^2	28.270	体積比 f_o		1.822	
土質名称				高さ H_o cm	2.000	間隙比 e_o		0.822	
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.641		質量 m_o g	106.71	飽和度 Sr_o %		97.0	
湿潤密度 ρ_t g/cm ³		1.887		炉乾燥質量 m_s g	81.97	圧縮指数 Cc		0.31	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³		1.450		実質高さ H_s cm	1.0977	圧密降伏応力 P_c MPa		2.89	
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.0000				1.822	0.822
		0.16	0.0275						
1	0.16			1.9725				1.797	0.797
		0.16	0.0105		1.967	0.534	3.40.E-02		
2	0.31			1.9620				1.787	0.787
		0.31	0.0160		1.954	0.819	2.61.E-02		
3	0.63			1.9460				1.773	0.773
		0.63	0.0218		1.935	1.127	1.80.E-02		
4	1.25			1.9242				1.753	0.753
		1.25	0.0451		1.902	2.372	1.89.E-02		
5	2.51			1.8791				1.712	0.712
		2.51	0.0683		1.845	3.702	1.48.E-02		
6	5.02			1.8108				1.650	0.650
		5.02	0.0886		1.767	5.016	1.00.E-02		
7	10.04			1.7222				1.569	0.569
		10.04	0.1022		1.671	6.116	6.09.E-03		
8	20.07			1.6200				1.476	0.476
		-19.91	-0.1608						
9	0.16			1.7808				1.622	0.622
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08								
2	0.22	0.44	2682.0	0.0041	0.390	1047.3	1.03E-07	4.03E-08	
3	0.44	0.49	2376.6	0.0051	0.319	757.5	7.02E-08	2.24E-08	
4	0.89	0.73	1564.4	0.0066	0.303	473.6	3.18E-08	9.63E-09	
5	1.77	1.02	1081.7	0.0146	0.324	350.2	2.31E-08	7.49E-09	
6	3.55	2.77	374.8	0.0241	0.353	132.3	6.26E-09	2.21E-09	
7	7.10	9.51	100.1	0.0315	0.356	35.6	1.13E-09	4.03E-10	
8	14.19	83.85	10.2	0.0644	0.630	6.4	7.04E-11	4.43E-11	
9	1.77								

圧密試験結果(C 地点採取試料)

試料No.	C-1		直径 D cm	4.000	含水比 w_0 %	23.8			
室温 $^{\circ}\text{C}$			断面積 A cm^2	12.570	体積比 f_0	1.619			
土質名称			高さ H_0 cm	2.000	間隙比 e_0	0.619			
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.599		質量 m_0 g	49.96	飽和度 Sr_0 %	100.0			
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.987		炉乾燥質量 m_s g	40.35	圧縮指数 C_c	0.18			
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.605		実質高さ H_s cm	1.2355	圧密降伏応力 P_c MPa	13.88			
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.0000				1.619	0.619
		0.31	0.0128						
1	0.31			1.9872				1.608	0.608
		0.31	0.0036		1.985	0.181	5.78.E-03		
2	0.63			1.9836				1.606	0.606
		0.63	0.0055		1.981	0.278	4.43.E-03		
3	1.25			1.9781				1.601	0.601
		1.25	0.0074		1.974	0.375	2.99.E-03		
4	2.51			1.9707				1.595	0.595
		2.51	0.0095		1.966	0.483	1.93.E-03		
5	5.02			1.9612				1.587	0.587
		5.02	0.0194		1.952	0.994	1.98.E-03		
6	10.04			1.9418				1.572	0.572
		10.04	0.0432		1.920	2.250	2.24.E-03		
7	20.07			1.8986				1.537	0.537
		20.07	0.0687		1.864	3.685	1.84.E-03		
8	40.14			1.8299				1.481	0.481
		-39.83	-0.0792						
9	0.31			1.9091				1.545	0.545
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	i_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.16								
2	0.44	0.75	1602.4	0.0007	0.194	311.6	1.05E-08	2.04E-09	
3	0.89	1.71	700	0.0012	0.218	152.7	3.51E-09	7.65E-10	
4	1.77	1.3	914.2	0.0026	0.351	321.2	3.09E-09	1.09E-09	
5	3.55	0.97	1215.3	0.0030	0.316	383.8	2.65E-09	8.37E-10	
6	7.10	0.97	1198.1	0.0071	0.366	438.5	2.69E-09	9.83E-10	
7	14.19	1.31	858.3	0.0157	0.363	311.9	2.18E-09	7.91E-10	
8	28.38	1.01	1049.2	0.0243	0.354	371.1	2.18E-09	7.71E-10	
9	3.55								

試料No.	C-2			直径 D cm	4.000	含水比 w_o %	25.6		
室温 $^{\circ}\text{C}$				断面積 A cm^2	12.570	体積比 f_o	1.710		
土質名称				高さ H_o cm	2.000	間隙比 e_o	0.710		
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.615			質量 m_o g	48.28	飽和度 Sr_o %	94.4		
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.920			炉乾燥質量 m_s g	38.43	圧縮指数 Cc	0.28		
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.529			実質高さ H_s cm	1.1695	圧密降伏応力 P_c MPa	10.83		
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.0000				1.710	0.710
		0.31	0.0127						
1	0.31			1.9873				1.699	0.699
		0.31	0.0035		1.986	0.176	5.62.E-03		
2	0.63			1.9838				1.696	0.696
		0.63	0.0083		1.980	0.419	6.68.E-03		
3	1.25			1.9755				1.689	0.689
		1.25	0.0106		1.970	0.538	4.29.E-03		
4	2.51			1.9649				1.680	0.680
		2.51	0.0126		1.959	0.643	2.56.E-03		
5	5.02			1.9523				1.669	0.669
		5.02	0.0299		1.937	1.543	3.08.E-03		
6	10.04			1.9224				1.644	0.644
		10.04	0.0794		1.883	4.217	4.20.E-03		
7	20.07			1.8430				1.576	0.576
		20.07	0.0986		1.794	5.497	2.74.E-03		
8	40.14			1.7444				1.492	0.492
		-39.83	-0.0945						
9	0.31			1.8389				1.572	0.572
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.16								
2	0.44	0.38	3165.7	0.0005	0.143	452.2	2.01E-08	2.88E-09	
3	0.89	0.43	2780.7	0.0007	0.084	234.5	2.10E-08	1.77E-09	
4	1.77	0.44	2690.2	0.0044	0.415	1116.7	1.31E-08	5.42E-09	
5	3.55	0.55	2128.2	0.0047	0.373	793.9	6.18E-09	2.30E-09	
6	7.10	0.89	1285.8	0.0094	0.314	404.2	4.48E-09	1.41E-09	
7	14.19	0.63	1716.6	0.0262	0.330	566.4	8.16E-09	2.69E-09	
8	28.38	0.76	1291.6	0.0461	0.468	603.9	4.00E-09	1.87E-09	
9	3.55								

3. 人工軟岩(事前配合試験)の三軸圧縮試験結果

配合C1、セメント:砂:水 = 6:24:70(CD試験)

試験条件	圧密排水					
供試体番号	C1-CD1	C1-CD2	C1-CD3	C1-CD4	C1-CD5	C1-CD6
拘束圧 (MPa)	0.098	0.196	0.294	0.392	0.49	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	389.27	391.00	378.49	387.07	394.28	389.18
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
直径上 (cm)	5.000	5.000	5.000	4.970	5.010	5.015
中 (cm)	5.000	5.000	4.960	4.970	5.020	5.015
下 (cm)	5.000	5.000	5.000	4.970	5.020	5.015
供試体直径 D (cm)	5.000	5.000	4.987	4.970	5.017	5.015
断面積 A (cm ²)	19.635	19.635	19.530	19.400	19.766	19.753
体積 V (cm ³)	196.35	196.35	195.30	194.00	197.66	197.53
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.983	1.991	1.938	1.995	1.995	1.970
乾燥質量 (g)	315.180	315.570	313.810	306.970	320.280	316.270
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.605	1.607	1.607	1.582	1.620	1.601
初期含水比 w (%)	23.51	23.90	20.61	26.09	23.10	23.05
過剰間隙水圧係数 B値	0.910	0.880	0.910	0.920	0.980	0.970
最大主応力差 q_{max} (MPa)	1.62	1.91	2.22	2.31	2.50	2.77
破壊ひずみ ε_f (%)	0.72	0.96	1.08	1.14	1.45	3.71
粘着力 c (MPa)	0.41					
内部摩擦角 ϕ (度)	31.7					

配合C1、セメント:砂:水 = 6:24:70(CU試験)

試験条件	圧密非排水					
供試体番号	C1-CU1	C1-CU2	C1-CU3	C1-CU4	C1-CU5	C1-CU6
拘束圧 (MPa)	0.098	0.196	0.294	0.392	0.49	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	388.60	389.68	378.49	387.07	378.40	380.23
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	10.000	9.990	9.990
直径上 (cm)	5.000	5.000	5.000	4.970	5.010	5.015
中 (cm)	5.000	5.000	4.960	4.970	5.010	5.015
下 (cm)	5.000	5.000	5.000	4.960	5.010	5.015
供試体直径 D (cm)	5.000	5.000	4.987	4.967	5.010	5.015
断面積 A (cm ²)	19.635	19.635	19.530	19.374	19.714	19.753
体積 V (cm ³)	196.35	196.35	195.30	193.74	196.94	197.33
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.979	1.985	1.938	1.998	1.921	1.927
乾燥質量 (g)	315.960	317.570	313.810	306.970	317.280	318.270
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.609	1.617	1.607	1.584	1.611	1.613
初期含水比 w (%)	22.99	22.71	20.61	26.09	19.26	19.47
過剰間隙水圧係数 B値	0.900	0.900	0.920	0.950	0.970	0.960
最大主応力差 q_{max} (MPa)	2.28	2.63	2.33	2.47	3.22	3.61
破壊ひずみ ε_f (%)	4.35	5.27	6.27	5.04	6.87	7.55
粘着力 c (MPa)	0.61					
内部摩擦角 ϕ (度)	30.4					

配合C2、セメント:砂:水 = 4:24:72 (CD試験)

試験条件	圧密排水					
供試体番号	C2-CD1	C2-CD2	C2-CD3	C2-CD4	C2-CD5	C2-CD6
拘束圧 (MPa)	0.098	0.196	0.294	0.392	0.49	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	359.75	359.86	358.68	355.76	358.56	355.21
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	10.000	9.990	9.990
直径上 (cm)	4.960	4.965	4.965	4.960	4.960	4.960
中 (cm)	4.960	4.965	4.965	4.960	4.980	4.950
下 (cm)	4.960	4.965	4.965	4.960	4.980	4.960
供試体直径 D (cm)	4.960	4.965	4.965	4.960	4.973	4.957
断面積 A (cm ²)	19.322	19.361	19.361	19.322	19.426	19.296
体積 V (cm ³)	193.22	193.61	193.61	193.22	194.07	192.77
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.862	1.859	1.853	1.841	1.848	1.843
乾燥質量 (g)	290.470	290.210	290.000	287.220	288.090	285.710
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.503	1.499	1.498	1.486	1.484	1.482
初期含水比 w (%)	23.85	24.00	23.68	23.86	24.46	24.33
過剰間隙水圧係数 B値	0.945	0.960	0.980	0.950	0.975	0.940
最大主応力差 q_{max} (MPa)	0.83	1.13	1.36	1.53	1.81	2.07
破壊ひずみ ε_f (%)	0.58	1.26	3.06	3.65	5.46	6.62
粘着力 c (MPa)	0.17					
内部摩擦角 ϕ (度)	33.4					

配合C2、セメント:砂:水 = 4:24:72 (CU試験)

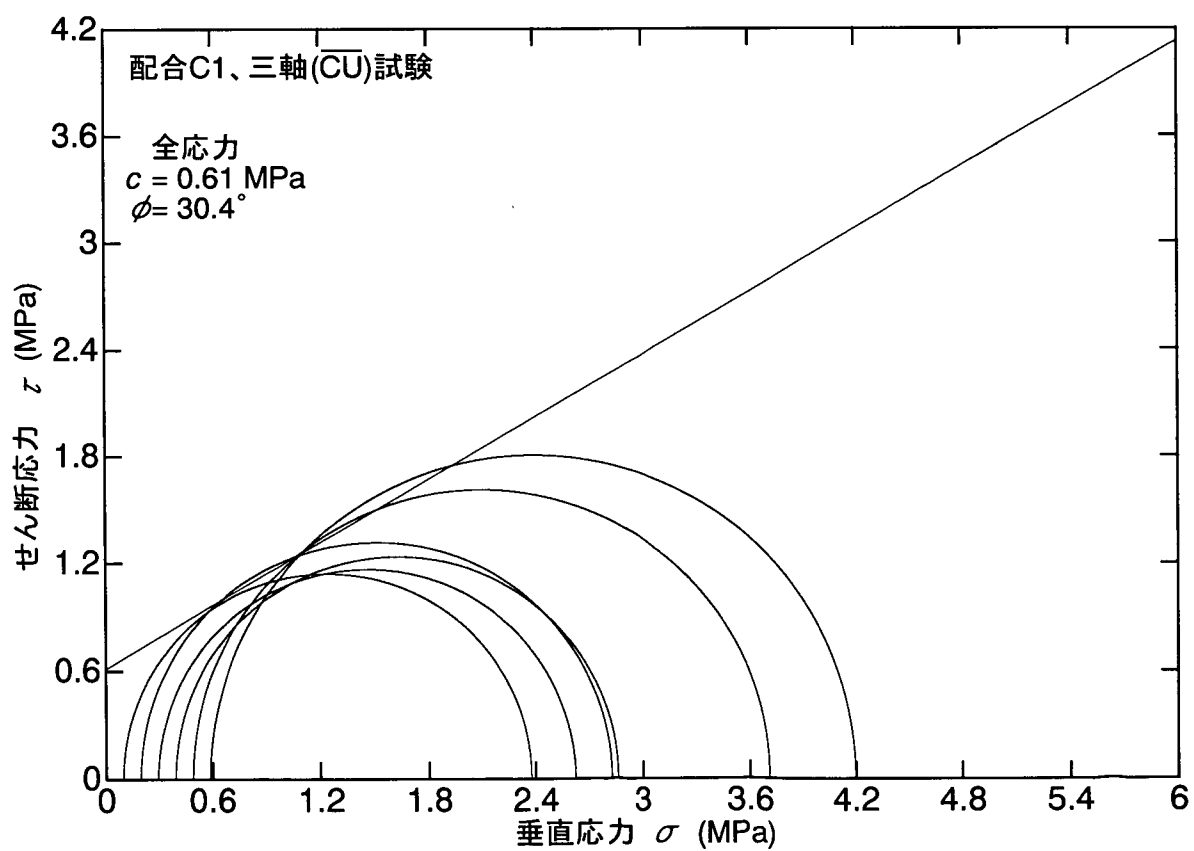
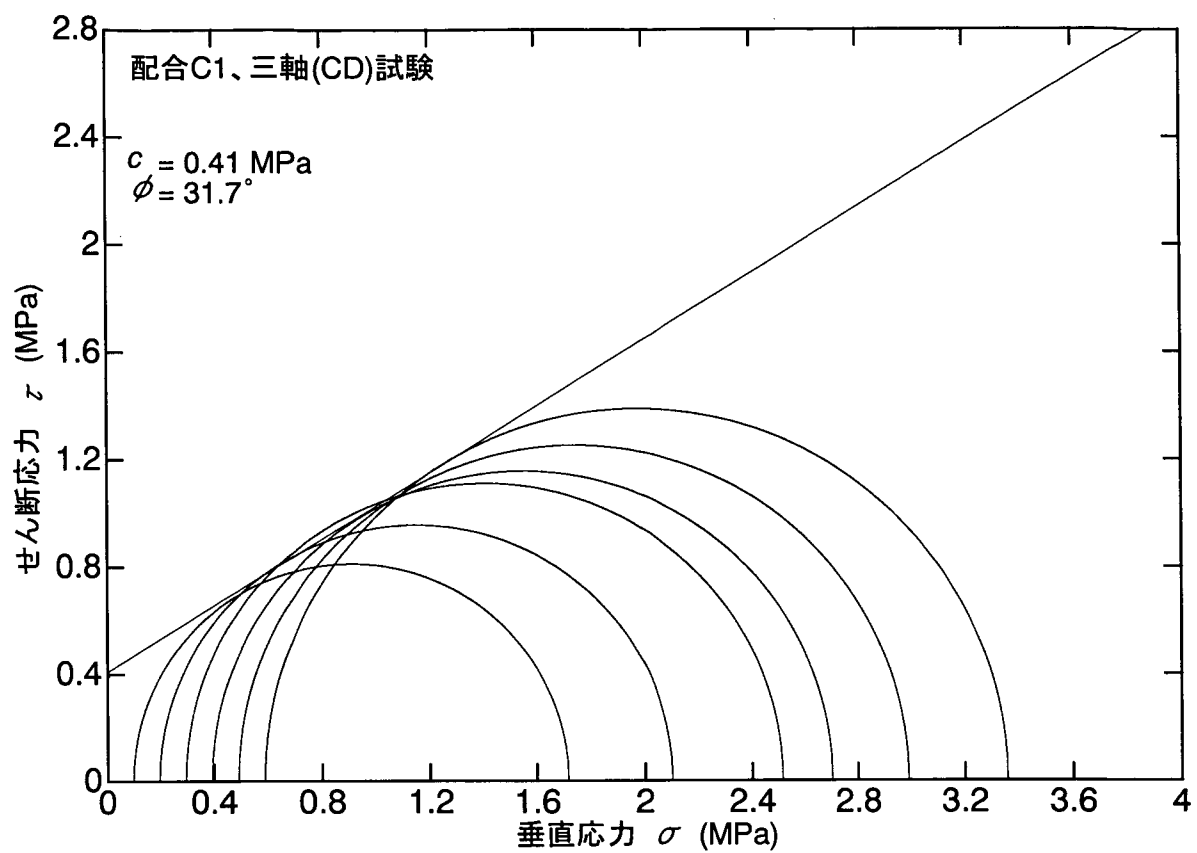
試験条件	圧密非排水					
供試体番号	C2-CU1	C2-CU2	C2-CU3	C2-CU4	C2-CU5	C2-CU6
拘束圧 (MPa)	0.098	0.196	0.294	0.392	0.49	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	378.66	381.66	380.73	378.47	381.07	379.99
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
直径上 (cm)	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960
中 (cm)	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960
下 (cm)	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960
供試体直径 D (cm)	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960	4.960
断面積 A (cm ²)	19.322	19.322	19.322	19.322	19.322	19.322
体積 V (cm ³)	193.22	193.22	193.22	193.22	193.22	193.22
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.960	1.975	1.970	1.959	1.972	1.967
乾燥質量 (g)	306.560	308.500	310.560	309.270	311.480	311.140
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.587	1.597	1.607	1.601	1.612	1.610
初期含水比 w (%)	23.52	23.71	22.59	22.38	22.34	22.13
過剰間隙水圧係数 B値	1.000	0.990	0.980	0.980	0.980	0.980
最大主応力差 q_{max} (MPa)	1.96	2.28	2.60	2.68	3.13	3.28
破壊ひずみ ε_f (%)	7.92	6.93	7.94	9.97	7.63	9.06
粘着力 c (MPa)	0.45					
内部摩擦角 ϕ (度)	35.0					

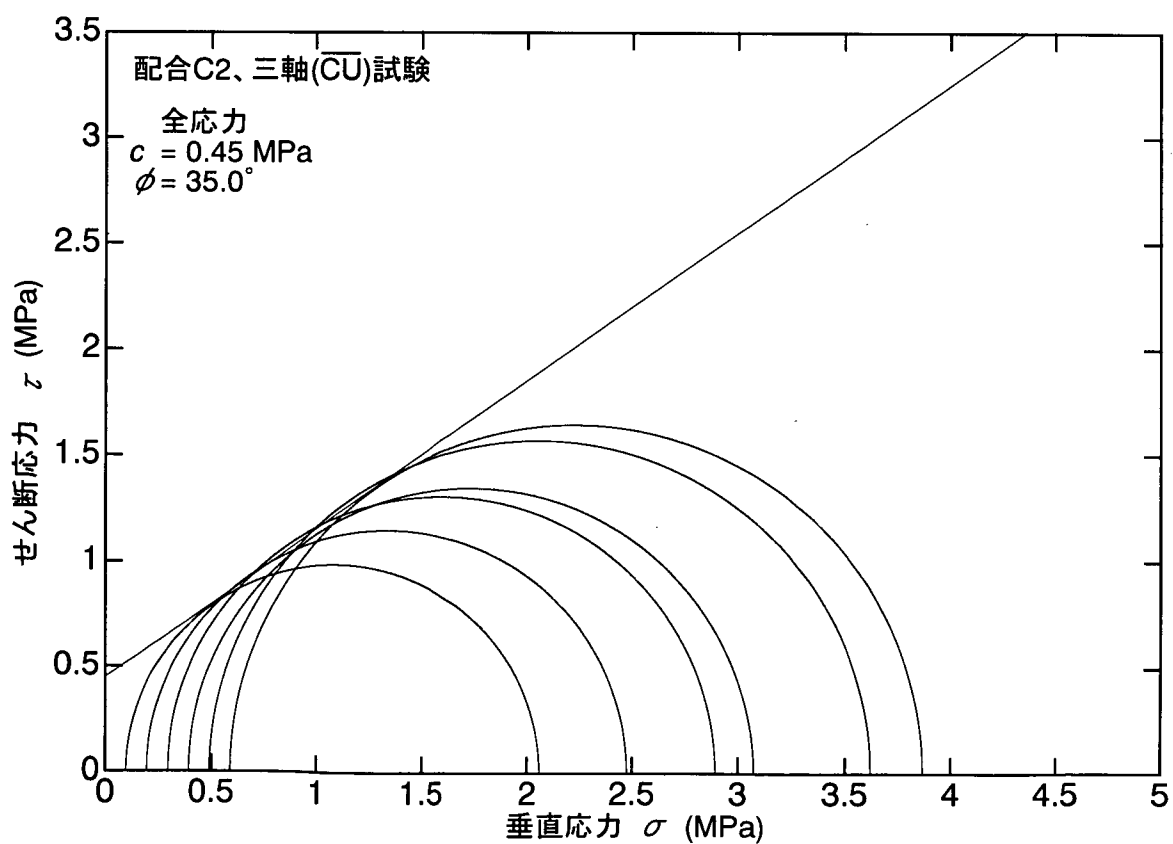
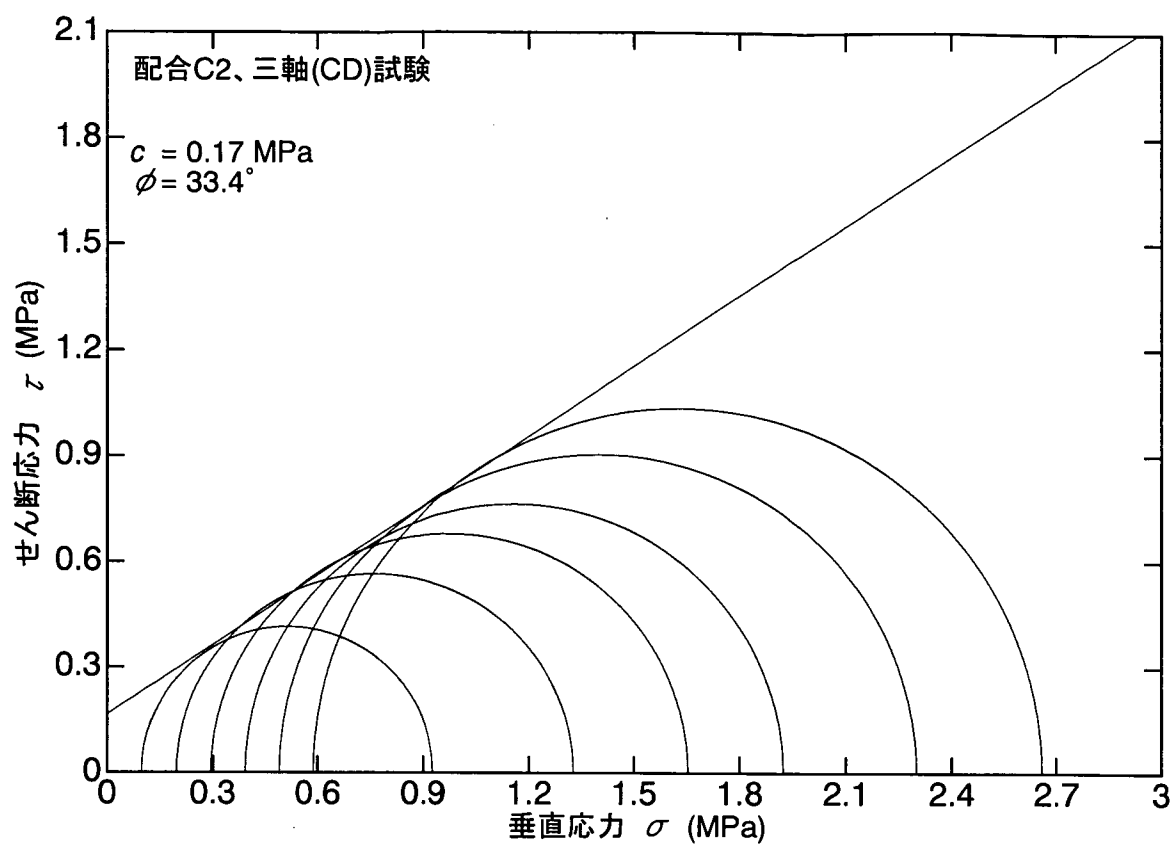
配合C3、セメント:砂:水 = 8:24:68(CD試験)

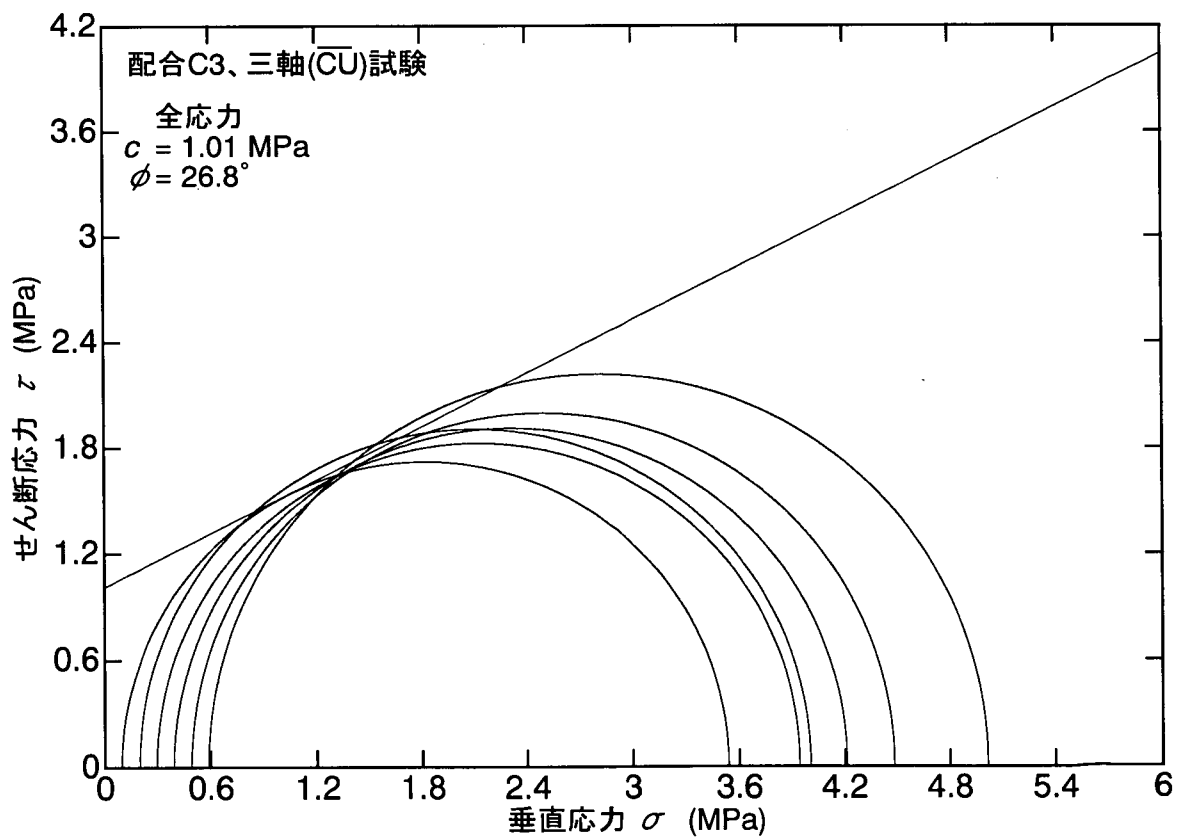
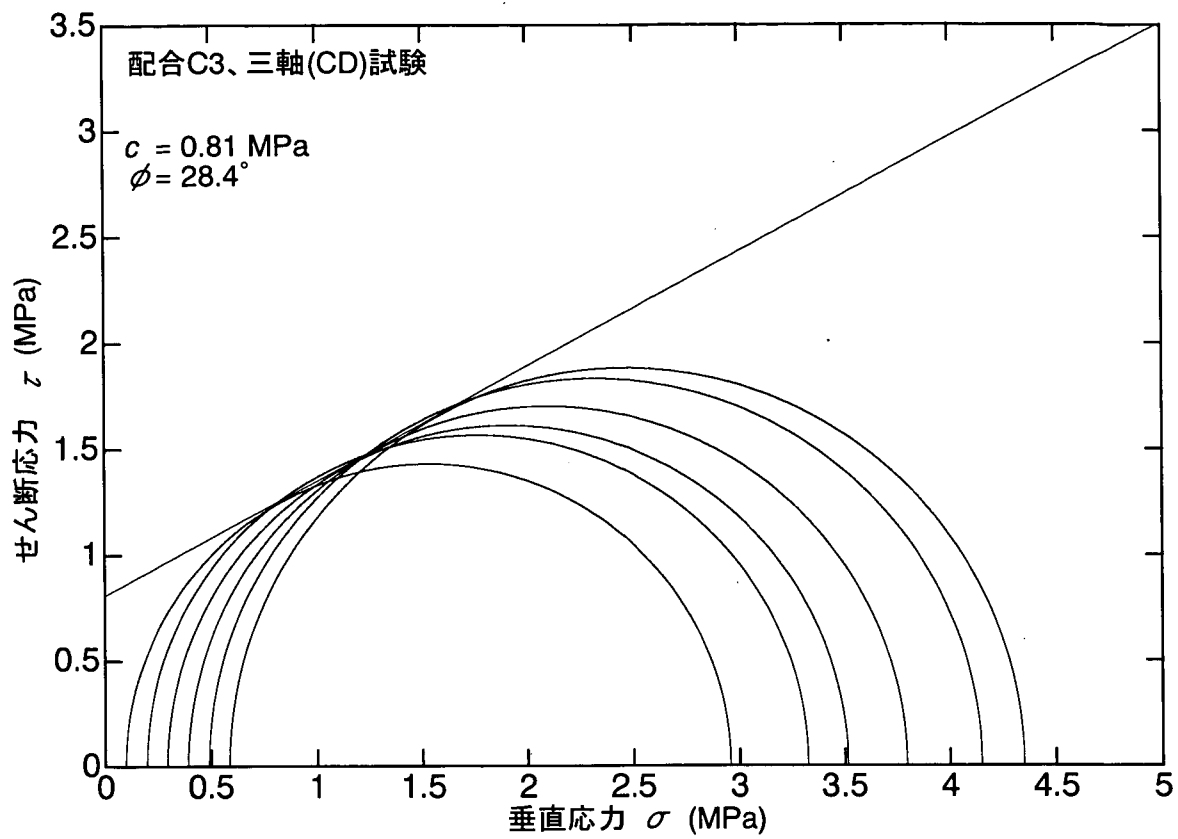
試験条件	圧密排水					
供試体番号	C3-CD1	C3-CD2	C3-CD3	C3-CD4	C3-CD5	C3-CD6
拘束圧 (MPa)	0.098	0.196	0.294	0.392	0.49	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	392.53	388.76	390.95	387.29	392.14	384.28
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
直径上 (cm)	4.980	4.960	4.950	4.960	4.980	4.940
中 (cm)	4.990	4.960	4.950	4.960	4.980	4.940
下 (cm)	4.970	4.970	4.950	4.960	4.980	4.940
供試体直径 D (cm)	4.980	4.963	4.950	4.960	4.980	4.940
断面積 A (cm ²)	19.478	19.348	19.244	19.322	19.478	19.167
体積 V (cm ³)	194.78	193.48	192.44	193.22	194.78	191.67
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	2.015	2.009	2.032	2.004	2.013	2.005
乾燥質量 (g)	323.690	322.400	324.200	319.230	322.040	314.230
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.662	1.666	1.685	1.652	1.653	1.639
初期含水比 w (%)	21.27	20.58	20.59	21.32	21.77	22.29
過剰間隙水圧係数 B 値	0.990	0.980	0.980	0.965	0.975	0.970
最大主応力差 q_{max} (MPa)	2.86	3.13	3.22	3.40	3.66	3.76
破壊ひずみ ε_f (%)	0.78	0.86	0.79	0.85	0.84	1.11
粘着力 c (MPa)	0.81					
内部摩擦角 ϕ (度)	28.4					

配合C3、セメント:砂:水 = 8:24:68(CU試験)

試験条件	圧密非排水					
供試体番号	C3-CU1	C3-CU2	C3-CU3	C3-CU4	C3-CU5	C3-CU6
拘束圧 (MPa)	0.098	0.196	0.294	0.392	0.49	0.588
背圧 (MPa)	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294
供試体質量 m_s (g)	391.17	389.95	387.87	388.89	388.28	384.36
供試体高さ H (cm)	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
直径上 (cm)	4.960	4.960	4.970	4.980	4.980	4.960
中 (cm)	4.970	4.960	4.970	4.980	4.980	4.960
下 (cm)	4.960	4.970	4.970	4.980	4.980	4.960
供試体直径 D (cm)	4.963	4.963	4.970	4.980	4.980	4.960
断面積 A (cm ²)	19.348	19.348	19.400	19.478	19.478	19.322
体積 V (cm ³)	193.48	193.48	194.00	194.78	194.78	193.22
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	2.022	2.015	1.999	1.997	1.993	1.989
乾燥質量 (g)	324.810	321.710	316.000	317.290	316.550	312.780
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.679	1.663	1.629	1.629	1.625	1.619
初期含水比 w (%)	20.43	21.21	22.74	22.57	22.66	22.89
過剰間隙水圧係数 B 値	0.980	0.980	0.975	0.980	0.980	0.970
最大主応力差 q_{max} (MPa)	3.44	3.81	3.65	3.82	3.99	4.43
破壊ひずみ ε_f (%)	1.65	1.86	2.82	3.05	3.59	3.87
粘着力 c (MPa)	1.01					
内部摩擦角 ϕ (度)	26.8					







4. 人工軟岩の室内土質試験結果

三軸透水試験条件

供試体諸元

供試体No.		I 3MV-②	I 1MH-⑧
初期状態	直径 D_0 (cm)	4.99	4.997
	高さ H_0 (cm)	10.015	10.018
	質量 m_0 (g)	380.00	381.70
	湿潤密度 ρ_{t0} (g/cm ³)	1.940	1.943
	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	1.554	1.549
	含水比 W_0 (%)	24.8	23.8
水浸後	直径 D_0 (cm)	4.973	4.985
	高さ H_0 (cm)	10	10
	質量 m_0 (g)	383.9	385.5
	湿潤密度 ρ_{t0} (g/cm ³)	1.977	1.975
	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	1.567	1.579
	含水比 W_0 (%)	26.1	25.1
圧密後1	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.20	0.20
	排水量 ΔV (cm ³)	1.8	1.78
	高さ H_c (cm)	9.969	9.970
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.582	1.594
圧密後2	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.39	0.39
	排水量 ΔV (cm ³)	0.9	0.95
	高さ H_c (cm)	9.954	9.953
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.589	1.602
圧密後3	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.59	0.59
	排水量 ΔV (cm ³)	0.65	0.7
	高さ H_c (cm)	9.943	9.941
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.595	1.607
乾燥質量 m_s (g)		304.4	308.2
水温 T (°C)		22.0	22.0
備考		中層,鉛直	中層,水平

供試体諸元

供試体No.		II 1UV-⑤	II 1UH-⑦
初期状態	直径 D_0 (cm)	4.955	4.953
	高さ H_0 (cm)	9.998	10.008
	体積 V_0 (cm ³)	192.79	192.83
	質量 m_0 (g)	373.67	370.74
	湿潤密度 ρ_{t0} (g/cm ³)	1.938	1.923
	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	1.594	1.568
圧密後1	含水比 W_0 (%)	21.6	22.6
	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.1	0.1
	排水量 ΔV (cm ³)	0.8	0.7
	高さ H_c (cm)	9.984	9.996
圧密後2	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.601	1.574
	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.2	0.2
	排水量 ΔV (cm ³)	0.6	0.4
	高さ H_c (cm)	9.974	9.989
圧密後3	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.606	1.577
	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.4	0.4
	排水量 ΔV (cm ³)	0.7	1.0
	高さ H_c (cm)	9.962	9.972
圧密後4	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.611	1.585
	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.6	0.6
	排水量 ΔV (cm ³)	0.6	0.4
	高さ H_c (cm)	9.951	9.965
圧密後5	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.617	1.589
	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.4	0.4
	排水量 ΔV (cm ³)		-0.1
	高さ H_c (cm)		9.966
圧密後6	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)		1.588
	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.2	0.2
	排水量 ΔV (cm ³)		-0.4
	高さ H_c (cm)		9.973
乾燥質量 m_s (g)		307.17	302.41
水温 T (°C)		20.5	21.5
備考		上層,鉛直	上層,水平

供試体諸元

供試体No.		Ⅲ1UV-⑧	Ⅲ1UH-⑫
初期状態	直径 D_0 (cm)	4.955	4.953
	高さ H_0 (cm)	9.994	9.995
	体積 V_0 (cm ³)	192.72	192.58
	質量 m_0 (g)	387.33	382.12
	湿潤密度 ρ_{t0} (g/cm ³)	2.010	1.984
	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	1.674	1.656
	含水比 W_0 (%)	20.1	19.8
圧密後1	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.2	0.2
	排水量 ΔV (cm ³)	1	1.1
	高さ H_c (cm)	9.977	9.976
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.678	1.661
圧密後2	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.4	0.4
	排水量 ΔV (cm ³)	0.8	1
	高さ H_c (cm)	9.963	9.959
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.682	1.665
圧密後3	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.6	0.6
	排水量 ΔV (cm ³)	0.5	0.5
	高さ H_c (cm)	9.954	9.950
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.684	1.668
圧密後4	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.4	0.4
	排水量 ΔV (cm ³)	-0.1	-0.3
	高さ H_c (cm)	9.956	9.955
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.684	1.666
圧密後5	圧密圧力 σ_c (MPa)	0.2	0.2
	排水量 ΔV (cm ³)	-0.2	-0.2
	高さ H_c (cm)	9.959	9.959
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	1.683	1.665
乾燥質量 m_s (g)		322.59	318.97
水温 T (°C)		19	17
備考		上層,鉛直	上層,水平

三軸透水試驗結果

圧密圧力 (MPa)	I 3MV-②		I 3MH-⑧	
	k_T (cm/s)	k_{15} (cm/s)	k_T (cm/s)	k_{15} (cm/s)
0.2	1.76.E-04	1.48.E-04	1.48.E-04	1.24.E-04
0.4	1.18.E-04	9.87.E-05	1.15.E-04	9.63.E-05
0.6	1.09.E-04	9.20.E-05	1.07.E-04	8.99.E-05

圧密圧力 (MPa)	II 1UV-⑤		II 1UH-⑦	
	k_T (cm/s)	k_{15} (cm/s)	k_T (cm/s)	k_{15} (cm/s)
0.1	1.59.E-04	1.39.E-04	2.15.E-04	1.83.E-04
0.2	1.13.E-04	9.86.E-05	1.82.E-04	1.54.E-04
0.4	7.09.E-05	6.17.E-05	1.43.E-04	1.21.E-04
0.6	6.44.E-05	5.60.E-05	1.37.E-04	1.16.E-04
0.4	—	—	1.39.E-04	1.18.E-04
0.2	—	—	1.69.E-04	1.43.E-04

圧密圧力 (MPa)	III 1UV-⑧		III 1UH-⑫	
	k_T (cm/s)	k_{15} (cm/s)	k_T (cm/s)	k_{15} (cm/s)
0.2	5.86.E-05	5.29.E-05	5.64.E-05	5.36.E-05
0.4	2.58.E-05	2.32.E-05	1.79.E-05	1.70.E-05
0.6	2.17.E-05	1.96.E-05	1.37.E-05	1.31.E-05
0.4	2.41.E-05	2.17.E-05	1.65.E-05	1.57.E-05
0.2	4.33.E-05	3.91.E-05	4.33.E-05	4.11.E-05

圧密・透水試験結果(試験Ⅱ)

高圧圧密試験結果

試料No.	II 2UV-②		直径 D cm		6.00		含水比 w_0 %		23.7	
室温 $^{\circ}\text{C}$	22		断面積 A cm^2		28.3		体積比 f_0		1.713	
土質名称	セメント改良土		高さ H_0 cm		2.000		間隙比 e_0		0.713	
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.668		質量 m_0 g		109.0		飽和度 Sr_0 %		89	
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.927		炉乾燥質量 m_s g		88.1		圧縮指数 Cc		0.214	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.558		実質高さ H_s cm		1.168		圧密降伏応力 P_c MPa		9.1	
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e	
0	0			2.000				1.713	0.713	
		0.16	0.005		1.998	0.265	1.69.E-02			
1	0.16			1.995				1.708	0.708	
		0.16	0.004		1.993	0.216	1.38.E-02			
2	0.31			1.991				1.704	0.704	
		0.31	0.006		1.988	0.317	1.01.E-02			
3	0.63			1.985				1.699	0.699	
		0.63	0.009		1.981	0.445	7.10.E-03			
4	1.25			1.976				1.692	0.692	
		1.25	0.015		1.969	0.742	5.92.E-03			
5	2.51			1.961				1.679	0.679	
		2.51	0.023		1.950	1.175	4.68.E-03			
6	5.02			1.938				1.659	0.659	
		5.02	0.046		1.915	2.386	4.76.E-03			
7	10.04			1.892				1.620	0.620	
		10.04	0.075		1.855	4.055	4.04.E-03			
8	20.07			1.817				1.556	0.556	
		-19.76	-0.035		1.835	-1.930	9.77.E-04			
9	0.31			1.852				1.586	0.586	
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s		
1	0.08									
2	0.22									
3	0.44									
4	0.89	0.06	20753	0.004	0.45	9433	1.7E-06	7.7E-07		
5	1.77	0.09	13125	0.008	0.55	7192	9.0E-07	4.9E-07		
6	3.55	0.12	10025	0.011	0.48	4815	5.4E-07	2.6E-07		
7	7.10	0.19	5777	0.019	0.42	2402	3.2E-07	1.3E-07		
8	14.19	0.19	5418	0.033	0.44	2378	2.5E-07	1.1E-07		
9	2.51									

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)	試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	6.000						
長さcm	2.000	0	0				
質量g	267.4	1	0.16 ¹⁾	2.2E-05	22.0	0.839	1.9E-05
供試体作製、飽和方法		2	0.31	2.3E-05	22.0	0.839	1.9E-05
供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にグリスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた		3	0.63	2.1E-05	22.0	0.839	1.8E-05
		4	1.25	2.1E-05	22.0	0.839	1.8E-05
		5	2.51	1.8E-05	22.0	0.839	1.5E-05
備考 1) 参考値		6	5.02	1.3E-05	22.0	0.839	1.1E-05
		7	10.04	9.5E-06	22.0	0.839	8.0E-06
		8	20.07	5.2E-06	22.0	0.839	4.4E-06
		9	0.31	7.0E-06	22.0	0.839	5.9E-06

高圧圧密試験結果

試料No.	II 2UH-⑦			直径 D cm	6.00	含水比 w_o %	23.4		
室温 $^{\circ}\text{C}$	22			断面積 A cm^2	28.3	体積比 f_o	1.721		
土質名称	セメント改良土			高さ H_o cm	2.00	間隙比 e_o	0.721		
土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.884			質量 m_o g	108.4	飽和度 Sr_o %	87		
湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.922			炉乾燥質量 m_s g	87.8	圧縮指数 C_c	0.208		
乾燥密度 ρ_d g/cm^3	1.557			実質高さ H_s cm	1.159	圧密降伏応力 P_c MPa	7.6		
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			1.995				1.721	0.721
		0.16	0.007		1.992	0.351	2.24.E-02		
1	0.16			1.988				1.715	0.715
		0.16	0.010		1.983	0.519	3.31.E-02		
2	0.31			1.978				1.706	0.706
		0.31	0.013		1.971	0.654	2.09.E-02		
3	0.63			1.965				1.695	0.695
		0.63	0.015		1.958	0.741	1.18.E-02		
4	1.25			1.950				1.683	0.683
		1.25	0.025		1.938	1.269	1.01.E-02		
5	2.51			1.926				1.662	0.662
		2.51	0.035		1.908	1.855	7.39.E-03		
6	5.02			1.890				1.631	0.631
		5.02	0.054		1.863	2.904	5.79.E-03		
7	10.04			1.836				1.584	0.584
		10.04	0.073		1.800	4.028	4.01.E-03		
8	20.07			1.764				1.522	0.522
		-19.76	-0.052		1.790	-2.900	1.47.E-03		
9	0.31			1.816				1.567	0.567
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08								
2	0.22								
3	0.44								
4	0.89	0.03	36073	0.009	0.62	22390	4.9E-06	3.1E-06	
5	1.77	0.06	19888	0.014	0.57	11318	2.3E-06	1.3E-06	
6	3.55	0.09	12337	0.017	0.48	5925	1.1E-06	5.1E-07	
7	7.10	0.18	6003	0.027	0.50	2996	4.0E-07	2.0E-07	
8	14.19	0.13	7625	0.029	0.40	3050	3.5E-07	1.4E-07	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)		試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	6.000	脱気水						
長さcm	2.000	スタンドパイプ断面積 a cm^2	0	0				
質量g	267.4	0.742	1	0.16 ¹⁾	3.1E-05	22.0	0.839	2.6E-05
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にグラスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた			2	0.31	2.8E-05	22.0	0.839	2.4E-05
			3	0.63	2.5E-05	22.0	0.839	2.1E-05
			4	1.25	2.3E-05	22.0	0.839	1.9E-05
			5	2.51	2.0E-05	22.0	0.839	1.7E-05
			6	5.02	1.6E-05	22.0	0.839	1.4E-05
備考 1) 参考値			7	10.04	1.2E-05	22.0	0.839	1.0E-05
			8	20.07	7.4E-06	22.0	0.839	6.2E-06
			9	0.31	1.0E-05	22.0	0.839	8.7E-06

高圧圧密試験結果

試料No.	II 2LV-②		直径 D cm	6.00	含水比 w_0 %	21.1			
室温 $^{\circ}\text{C}$	22		断面積 A cm^2	28.3	体積比 f_0	1.675			
土質名称	セメント改良土		高さ H_0 cm	2.00	間隙比 e_0	0.675			
土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.679		質量 m_0 g	109.3	飽和度 Sr_0 %	84			
湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.937		炉乾燥質量 m_s g	90.2	圧縮指数 Cc	0.248			
乾燥密度 ρ_d g/cm^3	1.600		実質高さ H_s cm	1.191	圧密降伏応力 P_c MPa	9.0			
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			1.995				1.675	0.675
		0.16	0.001		1.995	0.050	3.19.E-03		
1	0.16			1.994				1.674	0.674
		0.16	0.006		1.991	0.301	1.92.E-02		
2	0.31			1.988				1.669	0.669
		0.31	0.002		1.987	0.101	3.22.E-03		
3	0.63			1.986				1.667	0.667
		0.63	0.014		1.979	0.707	1.13.E-02		
4	1.25			1.972				1.655	0.655
		1.25	0.021		1.961	1.086	8.66.E-03		
5	2.51			1.951				1.637	0.637
		2.51	0.033		1.934	1.680	6.70.E-03		
6	5.02			1.918				1.610	0.610
		5.02	0.053		1.892	2.807	5.59.E-03		
7	10.04			1.865				1.566	0.566
		10.04	0.089		1.821	4.888	4.87.E-03		
8	20.07			1.776				1.491	0.491
		-19.76	-0.074		1.813	-4.103	2.08.E-03		
9	0.31			1.851				1.553	0.553
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08								
2	0.22								
3	0.44								
4	0.89	0.03	36868	0.009	0.64	23701	4.8E-06	3.1E-06	
5	1.77	0.06	20370	0.014	0.66	13389	2.0E-06	1.3E-06	
6	3.55	0.09	12682	0.022	0.68	8584	9.8E-07	6.6E-07	
7	7.10	0.12	9441	0.030	0.56	5334	6.1E-07	3.4E-07	
8	14.19	0.12	8745	0.044	0.49	4323	4.9E-07	2.4E-07	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)	試験用水		荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	6.000	脱気水						
長さcm	2.000	スタンドパイプ断面積 a cm^2	0	0				
質量g	269.4	0.742	1	0.16 ¹⁾	9.8E-06	22.0	0.839	8.3E-06
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にガラスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた			2	0.31	8.9E-06	22.0	0.839	7.5E-06
			3	0.63	8.8E-06	22.0	0.839	7.4E-06
			4	1.25	8.6E-06	22.0	0.839	7.2E-06
			5	2.51	7.7E-06	22.0	0.839	6.4E-06
			6	5.02	6.7E-06	22.0	0.839	5.7E-06
備考 1) 参考値			7	10.04	5.3E-06	22.0	0.839	4.5E-06
			8	20.07	3.2E-06	22.0	0.839	2.7E-06
			9	0.31	6.0E-06	22.0	0.839	5.0E-06

高圧圧密試験結果

試料No.	II 2LH-⑦		直径 D cm	6.00	含水比 w_o %	22.4			
室温 $^{\circ}\text{C}$	22		断面積 A cm^2	28.3	体積比 f_o	1.724			
土質名称	セメント改良土		高さ H_o cm	2.00	間隙比 e_o	0.724			
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.720		質量 m_o g	109.2	飽和度 Sr_o %	84			
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.931		炉乾燥質量 m_s g	89.2	圧縮指数 C_c	0.191			
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.578		実質高さ H_s cm	1.160	圧密降伏応力 P_c MPa	10.0			
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.000				1.724	0.724
		0.16	0.001		2.000	0.050	3.19.E-03		
1	0.16			1.999				1.723	0.723
		0.16	0.001		1.999	0.050	3.19.E-03		
2	0.31			1.998				1.722	0.722
		0.31	0.002		1.997	0.100	3.19.E-03		
3	0.63			1.996				1.721	0.721
		0.63	0.005		1.993	0.271	4.32.E-03		
4	1.25			1.991				1.716	0.716
		1.25	0.007		1.987	0.342	2.73.E-03		
5	2.51			1.984				1.710	0.710
		2.51	0.016		1.976	0.784	3.13.E-03		
6	5.02			1.968				1.697	0.697
		5.02	0.036		1.951	1.825	3.64.E-03		
7	10.04			1.933				1.666	0.666
		10.04	0.067		1.899	3.506	3.49.E-03		
8	20.07			1.866				1.609	0.609
		-19.76	-0.011		1.872	-0.577	2.92.E-04		
9	0.31			1.877				1.618	0.618
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08								
2	0.22								
3	0.44								
4	0.89	0.05	25038	0.002	0.37	9273	1.2E-06	4.6E-07	
5	1.77	0.06	20910	0.001	0.15	3075	6.5E-08	9.7E-08	
6	3.55	0.09	13233	0.004	0.26	3415	4.8E-07	1.2E-07	
7	7.10	0.19	5994	0.013	0.37	2189	2.5E-07	9.2E-08	
8	14.19	0.19	5684	0.029	0.44	2475	2.3E-08	1.0E-07	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)	試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	脱気水						
長さcm	スタンドパイプ断面積 a cm^2	0	0				
質量g	0.906	1	0.16 ¹⁾	2.0E-05	22.0	0.839	1.6E-05
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にグリスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた		2	0.31	1.9E-05	22.0	0.839	1.6E-05
		3	0.63	1.8E-05	22.0	0.839	1.5E-05
		4	1.25	1.7E-05	22.0	0.839	1.4E-05
		5	2.51	1.5E-05	22.0	0.839	1.3E-05
		6	5.02	1.2E-05	22.0	0.839	9.9E-06
備考 1) 参考値		7	10.04	9.3E-06	22.0	0.839	7.8E-06
		8	20.07	5.9E-06	22.0	0.839	5.0E-06
		9	0.31	7.7E-06	22.0	0.839	6.4E-06

圧密・透水試験結果(試験Ⅲ)

高圧圧密試験結果

試料No.		Ⅲ1UV-⑨		直径 D cm	6.000	含水比 w_0 %		20.0	
室温 $^{\circ}\text{C}$		24.5~25.0		断面積 A cm^2	28.274	体積比 f_0		1.626	
土質名称		セメント改良土		高さ H_0 cm	2.000	間隙比 e_0		0.626	
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.669		質量 m_0 g	111.40	飽和度 Sr_0 %		85	
湿潤密度 ρ_t g/cm ³		1.970		炉乾燥質量 m_s g	92.82	圧縮指数 Cc		0.161	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³		1.641		実質高さ H_s cm	1.230	圧密降伏応力 P_c MPa		8.82	
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ $\bar{H}$ cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.000				1.626	0.626
		0.16	0.004		1.998	0.202	1.26E-03		
1	0.16			1.996				1.623	0.623
		0.16	0.002		1.995	0.101	6.31E-04		
2	0.31			1.994				1.621	0.621
		0.31	0.001		1.993	0.051	1.58E-04		
3	0.63			1.993				1.620	0.620
		0.63	0.003		1.991	0.152	2.37E-04		
4	1.25			1.990				1.618	0.618
		1.25	0.005		1.987	0.254	1.98E-04		
5	2.51			1.985				1.614	0.614
		2.51	0.017		1.976	0.867	3.39E-04		
6	5.02			1.968				1.600	0.600
		5.02	0.031		1.952	1.600	3.13E-04		
7	10.04			1.937				1.574	0.574
		10.04	0.059		1.907	3.118	3.04E-04		
8	20.07			1.877				1.526	0.526
		-19.76	-0.021		1.888	-1.121	5.56E-05		
9	0.31			1.898				1.543	0.543
荷重段階	平均圧密圧力 $\bar{P}$ MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08	1	283.1	0.001	0.198	56.2	4.1E-09	8.2E-10	
2	0.22	1	282.3	0.002	0.943	266.1	2.1E-09	1.9E-09	
3	0.44	-	-	-	-	-	-	-	
4	0.89	4	70.3	0.001	0.265	18.6	1.9E-10	5.1E-11	
5	1.77	4	70.0	0.002	0.318	22.2	1.6E-10	5.1E-11	
6	3.55	4	69.3	0.004	0.204	14.1	2.7E-10	5.5E-11	
7	7.10	4	67.6	0.013	0.400	27.0	2.4E-10	9.8E-11	
8	14.19	4	64.5	0.049	0.817	52.6	2.3E-10	1.9E-10	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)	試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	脱気水						
長さcm	スタンドパイプ断面積 a cm^2	0	0				
質量g	0.742	1	0.16 ¹⁾	4.8E-05	22.0	0.839	4.0E-05
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にグリスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた		2	0.31	3.8E-05	22.5	0.829	3.2E-05
		3	0.63	3.1E-05	21.0	0.859	2.6E-05
		4	1.25	2.2E-05	22.0	0.839	1.9E-05
		5	2.51	1.6E-05	22.0	0.839	1.3E-05
		6	5.02	1.1E-05	22.0	0.839	9.3E-06
備考 1) 参考値		7	10.04	7.4E-06	22.0	0.839	6.2E-06
		8	20.07	5.1E-06	22.0	0.839	4.3E-06
		9	0.31	5.7E-06	22.0	0.839	4.8E-06

高圧圧密試験結果

試料No.	Ⅲ1UH-①			直径 D cm	6.000	含水比 w_0 %		18.5	
室温 $^{\circ}\text{C}$	24.5~25.0			断面積 A cm^2	28.274	体積比 f_0		1.663	
土質名称	セメント改良土			高さ H_0 cm	1.995	間隙比 e_0		0.663	
土粒子の密度 ρ_s g/ cm^3	2.674			質量 m_0 g	107.50	飽和度 Sr_0 %		75	
湿潤密度 ρ_i g/ cm^3	1.906			炉乾燥質量 m_s g	90.71	圧縮指数 Cc		0.215	
乾燥密度 ρ_d g/ cm^3	1.608			実質高さ H_s cm	1.1998	圧密降伏応力 P_c MPa		3.92	
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ε %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			1.995				1.663	0.663
		0.16	0.007		1.991	0.355	2.22E-03		
1	0.16			1.988				1.657	0.657
		0.16	0.005		1.985	0.254	1.59E-03		
2	0.31			1.983				1.653	0.653
		0.31	0.019		1.973	0.971	3.04E-03		
3	0.63			1.964				1.637	0.637
		0.63	0.024		1.952	1.241	1.94E-03		
4	1.25			1.940				1.617	0.617
		1.25	0.023		1.928	1.204	9.40E-04		
5	2.51			1.916				1.597	0.597
		2.51	0.054		1.889	2.884	1.13E-03		
6	5.02			1.862				1.552	0.552
		5.02	0.078		1.823	4.261	8.32E-04		
7	10.04			1.784				1.487	0.487
		10.04	0.078		1.745	4.451	4.35E-04		
8	20.07			1.706				1.422	0.422
		-19.76	-0.047		1.730	-2.741	1.36E-04		
9	0.31			1.754				1.462	0.462
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08	—	—	—	—	—	—	—	
2	0.22	3.8	73.6	0.002	0.476	35.0	1.3E-09	6.4E-10	
3	0.44	3.8	72.7	0.0023	0.120	8.7	1.3E-09	3.1E-10	
4	0.89	6	45.0	0.005	0.223	10.0	1.0E-09	2.2E-10	
5	1.77	3.8	69.4	0.004	0.168	11.7	7.5E-10	1.3E-10	
6	3.55	10	25.3	0.009	0.171	4.3	3.3E-10	5.6E-11	
7	7.10	10	23.6	0.010	0.129	3.0	2.3E-10	2.9E-11	
8	14.19	19	11.4	0.018	0.228	2.6	5.7E-11	1.3E-11	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)	試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm 6.000	脱気水	0	0				
長さcm 1.995	スタンドパイプ断面積 a cm^2	1	0.16 ¹⁾	5.3E-05	22.0	0.839	4.4E-05
質量g 268.03	0.906	2	0.31	4.7E-05	22.5	0.829	3.9E-05
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にグリスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた。		3	0.63	3.6E-05	21.0	0.859	3.1E-05
		4	1.25	2.5E-05	22.0	0.839	2.1E-05
		5	2.51	1.7E-05	22.0	0.839	1.5E-05
		6	5.02	1.1E-05	22.0	0.839	9.5E-06
備考 1) 参考値		7	10.04	6.9E-06	22.0	0.839	5.8E-06
		8	20.07	4.8E-06	22.0	0.839	4.0E-06
		9	0.31	6.1E-06	22.0	0.839	5.1E-06

高压圧密試験結果

試料No.	Ⅲ1MV-⑩		直径 D cm	6.000	含水比 w_0 %	19.3			
室温 $^{\circ}\text{C}$	24.5~25.0		断面積 A cm^2	28.274	体積比 f_0	1.615			
土質名称	セメント改良土		高さ H_0 cm	2.000	間隙比 e_0	0.615			
土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.672		質量 m_0 g	111.64	飽和度 Sr_0 %	84			
湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.974		炉乾燥質量 m_s g	93.57	圧縮指数 Cc	0.138			
乾燥密度 ρ_d g/cm^3	1.655		実質高さ H_s cm	1.2385	圧密降伏応力 P_c MPa	10.29			
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ $\bar{H}$ cm	圧縮ひずみ ε %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			2.000				1.6148	0.6148
		0.16	0.003		1.998	0.151	9.45E-04		
1	0.16			1.997				1.612	0.6124
		0.16	0.005		1.994	0.253	1.58E-03		
2	0.31			1.992				1.608	0.608
		0.31	0.003		1.990	0.152	4.75E-04		
3	0.63			1.989				1.606	0.606
		0.63	0.003		1.987	0.152	2.38E-04		
4	1.25			1.986				1.603	0.603
		1.25	0.003		1.984	0.152	1.19E-04		
5	2.51			1.983				1.601	0.601
		2.51	0.014		1.976	0.714	2.79E-04		
6	5.02			1.969				1.590	0.590
		5.02	0.019		1.959	0.977	1.91E-04		
7	10.04			1.950				1.574	0.574
		10.04	0.051		1.924	2.671	2.61E-04		
8	20.07			1.898				1.533	0.533
		-19.76	-0.014		1.905	-0.740	3.67E-05		
9	0.31			1.912				1.544	0.544
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08	-	-	-	-	-	-	-	
2	0.22	3.9	72.3	0.002	0.457	33.0	1.3E-09	6.0E-10	
3	0.44	-	-	-	-	-	-	-	
4	0.89	-	-	-	-	-	-	-	
5	1.77	5.8	48.1	0.002	0.761	36.6	6.6E-11	5.0E-11	
6	3.55	20	13.8	0.002	0.163	2.3	4.5E-11	7.3E-12	
7	7.10	3.9	69.8	0.004	0.225	15.7	1.5E-10	3.5E-11	
8	14.19	40	6.6	0.014	0.263	1.7	2.0E-11	5.2E-12	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リング)	試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T $^{\circ}\text{C}$	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	脱気水						
長さcm	2.000	0	0				
質量g	267.35	1	0.16 ¹⁾	4.4E-05	22.0	0.839	3.7E-05
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リング側面にグリスを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた		2	0.31	3.6E-05	22.0	0.839	3.0E-05
		3	0.63	3.0E-05	22.0	0.839	2.5E-05
		4	1.25	2.3E-05	22.0	0.839	1.9E-05
		5	2.51	1.7E-05	22.0	0.839	1.5E-05
		6	5.02	1.3E-05	22.0	0.839	1.1E-05
備考 1) 参考値		7	10.04	8.8E-06	22.0	0.839	7.4E-06
		8	20.07	5.7E-06	22.0	0.839	4.8E-06
		9	0.31	6.4E-06	22.0	0.839	5.4E-06

高圧圧密試験結果

試料No.	III1MH-⑫		直径 D cm	6.000	含水比 w_0 %	20.0			
室温 $^{\circ}\text{C}$	24.5~25.0		断面積 A cm^2	28.274	体積比 f_0	1.644			
土質名称	セメント改良土		高さ H_0 cm	1.995	間隙比 e_0	0.644			
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.677		質量 m_0 g	110.19	飽和度 Sr_0 %	83			
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.953		炉乾燥質量 m_s g	91.86	圧縮指数 C_c	0.221			
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.629		実質高さ H_s cm	1.2136	圧密降伏応力 P_c MPa	7.35			
荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	増加圧力 ΔP MPa	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ H cm	圧縮ひずみ ϵ %	体積圧縮係数 m_v 1/MPa	体積比 f	間隙比 e
0	0			1.995				1.644	0.644
		0.16	0.016		1.987	0.812	5.18.E-02		
1	0.16			1.979				1.631	0.631
		0.16	0.007		1.975	0.358	2.28.E-02		
2	0.31			1.972				1.625	0.625
		0.31	0.017		1.963	0.874	2.79.E-02		
3	0.63			1.955				1.611	0.611
		0.63	0.015		1.947	0.777	1.24.E-02		
4	1.25			1.940				1.598	0.598
		1.25	0.022		1.928	1.151	9.18.E-03		
5	2.51			1.917				1.580	0.580
		2.51	0.039		1.898	2.073	8.26.E-03		
6	5.02			1.878				1.547	0.547
		5.02	0.061		1.848	3.276	6.53.E-03		
7	10.04			1.817				1.498	0.498
		10.04	0.081		1.777	4.542	4.53.E-03		
8	20.07			1.737				1.431	0.431
		-19.76	-0.084		1.779	-4.708	2.38.E-03		
9	0.31			1.820				1.500	0.500
荷重段階	平均圧密圧力 P MPa	t_{50} min	圧密係数 c_v	一次圧密量 $\Delta H'$ cm	一次圧密比 r	補正圧密係数 c_v'	透水係数 k cm/s	透水係数 k' cm/s	
1	0.08	—	—	—	—	—	—	—	
2	0.22	3.9	71.0	0.003	0.382	27.1	1.9E-08	7.1E-09	
3	0.44	3.9	70.1	0.002	0.093	6.5	1.4E-08	2.1E-09	
4	0.89	6.0	44.8	0.002	0.152	6.8	6.4E-09	9.7E-10	
5	1.77	5.8	45.5	0.003	0.122	5.5	4.8E-09	5.9E-10	
6	3.55	4.0	63.8	0.005	0.117	7.5	6.1E-09	7.1E-10	
7	7.10	3.9	62.1	0.010	0.165	10.3	4.7E-09	7.7E-10	
8	14.19	19	11.8	0.018	0.218	2.6	6.2E-10	1.3E-10	
9	2.51								

圧密・透水試験結果

透水容器(圧密リンク)		試験用水	荷重段階 n	圧密圧力 P MPa	透水係数 k_T cm/s	測定時の水温 T ℃	温度補正係数	透水係数 k_{15} cm/s
内径cm	6.000	脱気水						
長さcm	1.995	スタンドパイプ断面積 a cm ²	0	0				
質量g	268.03	0.906	1	0.16 ¹⁾	6.1E-05	22.0	0.839	5.1E-05
供試体作製、飽和方法 供試体は、カッターリングに沿って成形し、圧密リンク側面にグリ スを塗布して押し込んだ。水浸脱気法により飽和度を高めた。			2	0.31	3.8E-05	22.0	0.839	3.2E-05
			3	0.63	2.9E-05	22.0	0.839	2.4E-05
			4	1.25	2.1E-05	22.0	0.839	1.7E-05
			5	2.51	1.4E-05	22.0	0.839	1.2E-05
			6	5.02	9.7E-06	22.0	0.839	8.1E-06
備考 1) 参考値			7	10.04	6.4E-06	22.0	0.839	5.3E-06
			8	20.07	3.3E-06	22.0	0.839	2.7E-06
			9	0.31	5.1E-06	22.0	0.839	4.3E-06

三軸圧縮(CD)試験結果一覧表

試験 I

供試体No.		I 2UV-④	I 3UV-②	I 1UV-②	I 1MV-④	I 2MV-⑤	I 3MV-④
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.05	0.20	0.39	0.05	0.20	0.39
	背圧 (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	192.63	194.13	195.83	193.87	195.44	195.11
	湿潤質量 m_{ini} (g)	367.00	369.38	372.93	377.02	379.18	376.72
	炉乾燥質量 m_s (g)	298.41	307.87	304.77	313.67	311.34	311.24
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.91	1.90	1.90	1.95	1.94	1.93
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.55	1.59	1.56	1.62	1.59	1.60
	含水比 w (%)	23.0	20.0	22.4	20.2	21.8	21.0
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	905.2	863.6	930.8	955.3	953.9	932.0
	P波 V_p (m/s)	1444.6	1373.6	1349.6	1721.2	1420.6	1851.9
	ポアソン比 ν	0.18	0.17	0.05	0.28	0.09	0.33
	ヤング率 E_d (MPa)	3675	3332	3450	4537	3851	4459
	剛性率 G_d (MPa)	1558	1421	1646	1774	1764	1676
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	1.30	1.92	2.52	1.49	2.01	2.62
	軸ひずみ ε_a (%)	0.58	1.11	1.33	0.61	0.94	1.14
	体積ひずみ ε_v (%)	-0.121	-0.004	0.274	-0.055	0.086	0.224
モールの応力円	粘着力 c_d (MPa)	0.27			0.32		
	内部摩擦角 ϕ_d	39.9			38.4		

注1) 軸ひずみ:外部変位計、体積ひずみ:外体積計。

三軸圧縮(CD)試験結果一覧表

試験 I

供試体No.		I 1MH-⑥	I 2MH-⑦	I 3MH-⑦			
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.05	0.20	0.39			
	背圧 (MPa)	0.20	0.20	0.20			
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	196.24	192.64	194.65			
	湿潤質量 m_{ini} (g)	378.12	371.42	374.28			
	炉乾燥質量 m_s (g)	311.35	305.46	308.39			
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.93	1.93	1.92			
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.59	1.59	1.58			
	含水比 w (%)	21.4	21.6	21.4			
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	980.2	954.2	932.2			
	P波 V_p (m/s)	2017.7	1672.2	1442.0			
	ポアソン比 ν	0.35	0.26	0.14			
	ヤング率 E_d (MPa)	4978	4420	3812			
	剛性率 G_d (MPa)	1852	1754	1676			
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	1.14	1.50	1.94			
	軸ひずみ ε_a (%)	0.48	0.7	1.01			
	体積ひずみ ε_v (%)	0.095	0.156	-0.653			
モールの応力円	粘着力 c_d (MPa)	0.28					
	内部摩擦角 ϕ_d	32.4					

注1) 軸ひずみ:外部変位計、体積ひずみ:外体積計。

三軸圧縮(CD)試験結果一覧表

試験 II

供試体No.	II 1UV-②	II 2UV-④	II 3UV-①	II 3UV-⑦	II 1MV-②	II 2MV-⑤	II 3MV-③	II 1MV-⑤
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.03	0.10	0.29	0.59	0.03	0.10	0.29
	背圧 (MPa)	0.20	0.20	0.29	0.20	0.20	0.20	0.20
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	192.20	182.83	193.79	193.57	193.28	193.81	192.96
	湿潤質量 m_{ini} (g)	373.65	349.82	377.01	372.63	371.41	372.64	373.24
	炉乾燥質量 m_s (g)	307.70	290.06	310.39	308.39	305.45	308.48	308.21
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.94	1.91	1.95	1.93	1.92	1.92	1.93
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.60	1.59	1.60	1.59	1.58	1.59	1.60
	含水比 w (%)	21.4	20.6	21.5	20.8	21.6	20.8	21.1
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	860.2	852.6	906.3	945.0	982.6	871.8	1030.9
	P波 V_p (m/s)	1395.3	1645.5	1817.5	1709.1	1605.0	1569.9	1694.9
	ポアソン比 ν	0.19	0.32	0.33	0.28	0.2	0.28	0.21
	ヤング率 E_d (MPa)	3430	3665	4263	4400	4449	3734	4959
	剛性率 G_d (MPa)	1441	1392	1597	1715	1852	1460	2058
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	1.71	1.83	2.69	3.53	1.40	1.82	2.68
	軸ひずみ ε_a (%)	0.65	0.78	0.91	1.28	0.69	0.76	0.90
	体積ひずみ ε_v (%)	-0.127	-0.21	-0.186	-0.056	-0.317	-0.298	-0.215
モールの応力円	粘着力 c_d (MPa)	0.36				0.34		
	内部摩擦角 ϕ_d	39.5				40.2		

注1) 軸ひずみ: 外部変位計、体積ひずみ: 外体積計。

三軸圧縮(CD)試験結果一覧表

試験 II

供試体No.	II 1MH-⑧	II 3MH-⑪	II 3MH-⑫	II 1LV-③	II 2LV-⑤	II 3LV-④	II 3LV-⑩
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.10	0.29	0.59	0.05	0.20	0.49
	背圧 (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	193.73	193.40	193.25	192.15	193.17	192.69
	湿潤質量 m_{ini} (g)	370.01	371.61	375.20	370.00	373.42	366.90
	炉乾燥質量 m_s (g)	304.97	306.82	311.17	305.50	309.44	306.79
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.91	1.92	1.94	1.93	1.93	1.90
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.57	1.59	1.61	1.59	1.60	1.59
	含水比 w (%)	21.3	21.1	20.6	21.1	20.7	19.6
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	1007.7	1030.5	1054.7	989.6	1041.1	1017.9
	P波 V_p (m/s)	1520.69	1647.9	1786.8	1672.5	1479.1	1506.2
	ポアソン比 ν	0.11	0.18	0.23	0.23	0.01	0.08
	ヤング率 E_d (MPa)	4302	4812	5321	4645	4224	4263
	剛性率 G_d (MPa)	1940	2038	2156	1882	2097	1970
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	1.46	1.92	2.73	1.87	2.56	3.02
	軸ひずみ ε_a (%)	0.59	0.83	1.24	0.65	0.83	1.15
	体積ひずみ ε_v (%)	-0.166	-0.025	0.004	-0.345	-0.145	0.015
モールの応力円	粘着力 c_d (MPa)	0.31			0.52		
	内部摩擦角 ϕ_d	34.3			31.1		

注1) 軸ひずみ: 外部変位計、体積ひずみ: 外体積計。

注2) II 3LV-⑩の体積ひずみは、内体積計の値とした。

三軸圧縮(CU)試験結果一覧表

試験 II

供試体No.		II 1LV-⑧	II 2LV-⑥	II 3LV-⑨			
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.10	0.29	0.59			
	背圧 (MPa)	0.20	0.20	0.20			
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	192.56	193.32	192.10			
	湿潤質量 m_{ini} (g)	370.29	372.64	368.18			
	炉乾燥質量 m_s (g)	305.72	304.30	304.25			
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.92	1.93	1.92			
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.59	1.57	1.58			
	含水比 w (%)	21.1	22.5	21			
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	1019.0	1003.5	940.6			
	P波 V_p (m/s)	1650.6	1506.0	1681.6			
	ポアソン比 ν	0.19	0.10	0.27			
	ヤング率 E_d (MPa)	4763	4273	4312			
	剛性率 G_d (MPa)	1999	1940	1695			
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	2.51	3.55	3.58			
	軸ひずみ ε_a (%)	1.71	2.08	3.42			
	間隙水圧 Δu (MPa)	-2.41	-2.91	-2.48			
モールの 応力円	粘着力 c_{cu} (MPa)	0.74					
	内部摩擦角 ϕ_{cu}	30.1					
モールの 応力円	粘着力 c' (MPa)	0.56					
	内部摩擦角 ϕ'	31.1					

注1) 軸ひずみ: 外部変位計、体積ひずみ: 外体積計。

注2) III 3LV-⑦の体積ひずみは、内体積計の値とした。

三軸圧縮(CD)試験結果一覧表

試験 III

供試体No.		III 2UV-⑤	III 3UV-⑥	III 2MV-④	III 3MV-⑦	III 2LV-⑤	III 3LV-⑦
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.03	0.10	0.05	0.29	0.49	0.98
	背圧 (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	191.31	191.95	192.27	191.17	192.06	192.41
	湿潤質量 m_{ini} (g)	380.25	379.54	381.33	379.28	380.33	379.81
	炉乾燥質量 m_s (g)	322.66	321.88	324.10	323.68	322.97	319.38
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.99	1.98	1.98	1.98	1.98	1.97
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.91	1.68	1.69	1.69	1.68	1.66
	含水比 w (%)	17.8	17.9	17.7	17.2	17.8	18.9
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	1062.2	1113.6	1174	917.2	1232.7	1109.3
	P波 V_p (m/s)	1727.5	1801.1	1928.8	1355.8	1739.5	2236
	ポアソン比 ν	0.20	0.19	0.21	0.08	0.00	0.34
	ヤング率 E_d (MPa)	5361	5841	6595	3597	5988	6497
	剛性率 G_d (MPa)	2244	2450	2734	1666	3009	2430
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	2.24	2.61	2.31	3.21	4.01	5.10
	軸ひずみ ε_a (%)	0.66	0.76	0.64	0.99	1.11	1.21
	体積ひずみ ε_v (%)	-0.24	-0.27	-0.36	-0.19	-0.26	0.32
モールの 応力円	粘着力 c_d (MPa)	0.50		0.60		0.65	
	内部摩擦角 ϕ_d	41.5		35.9		35.1	

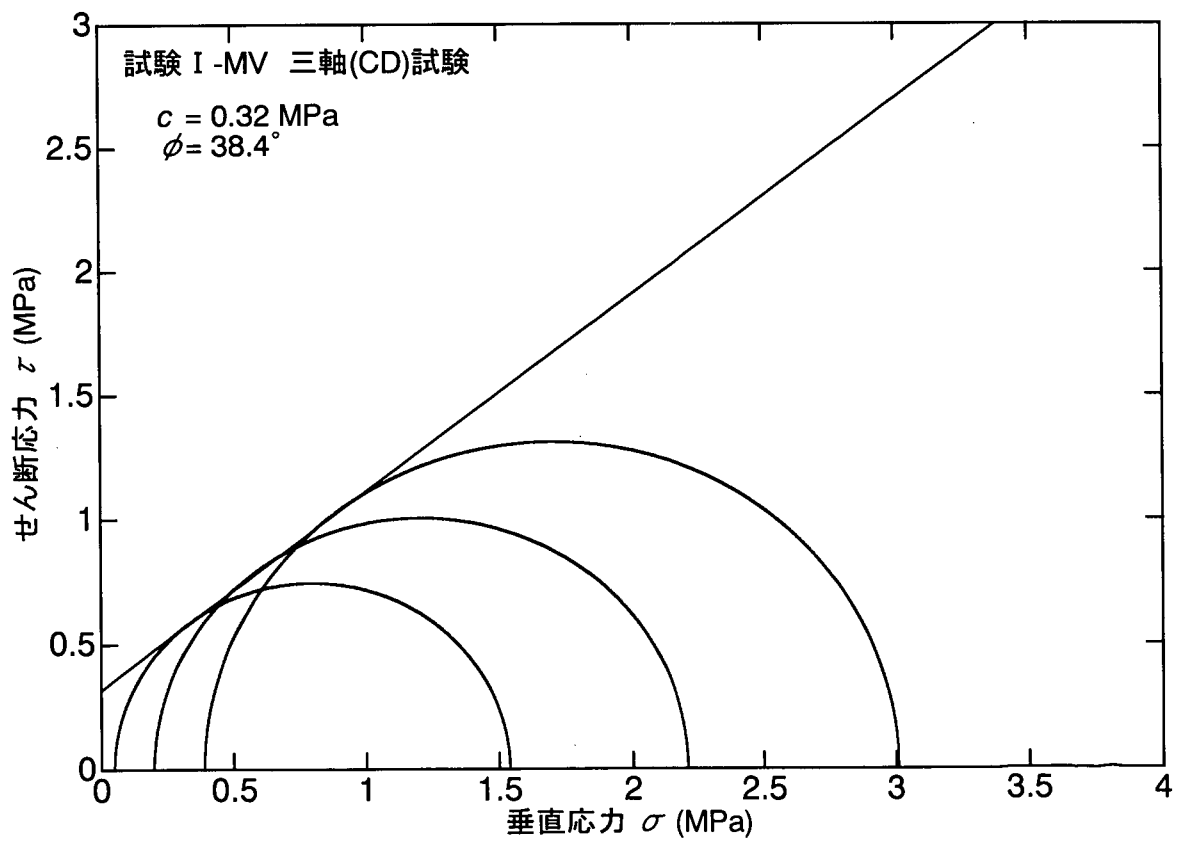
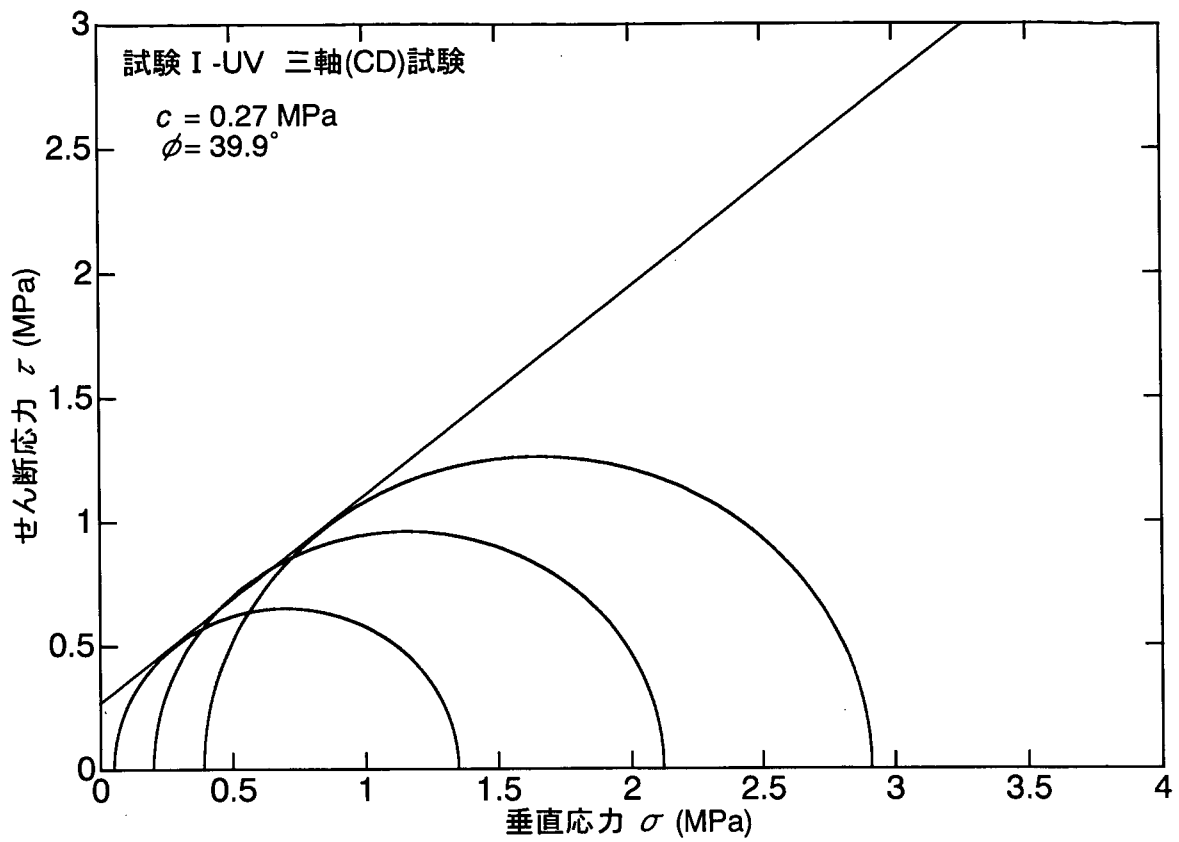
注1) 軸ひずみ: 外部変位計、体積ひずみ: 外体積計。

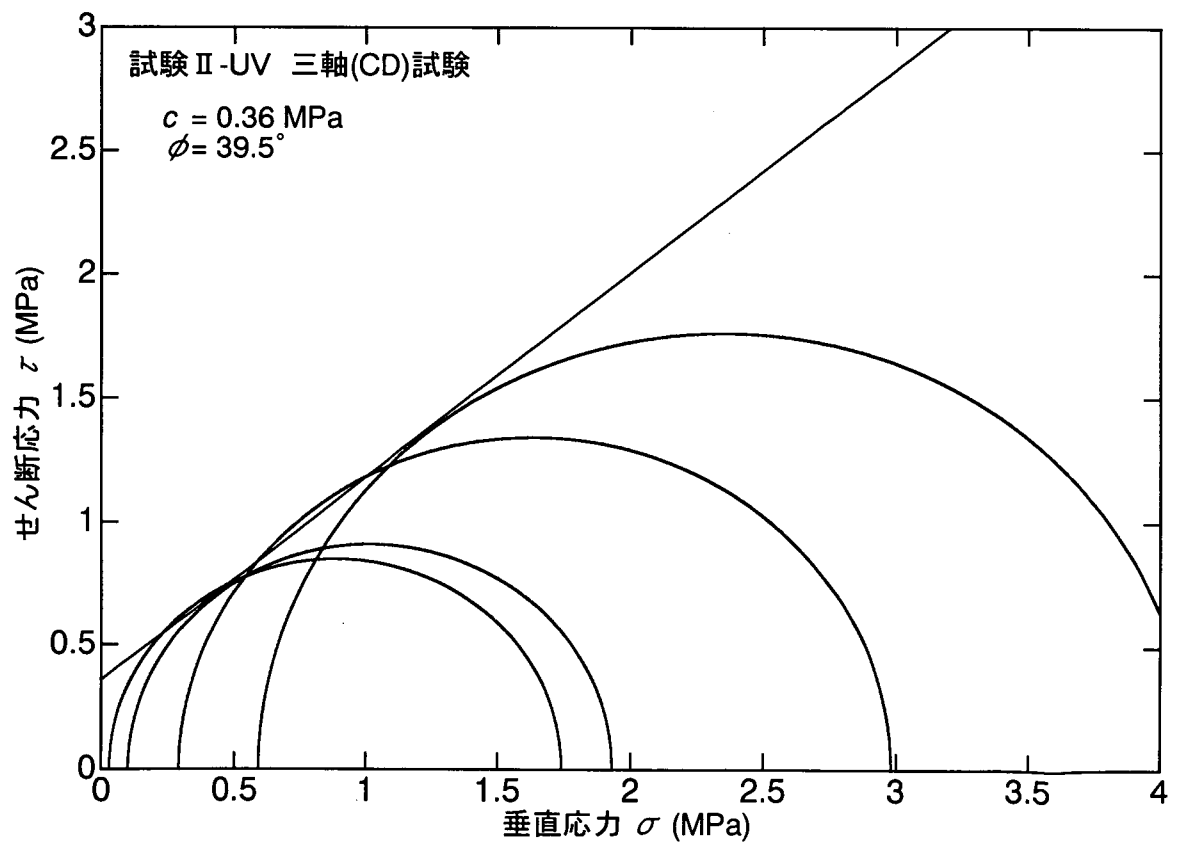
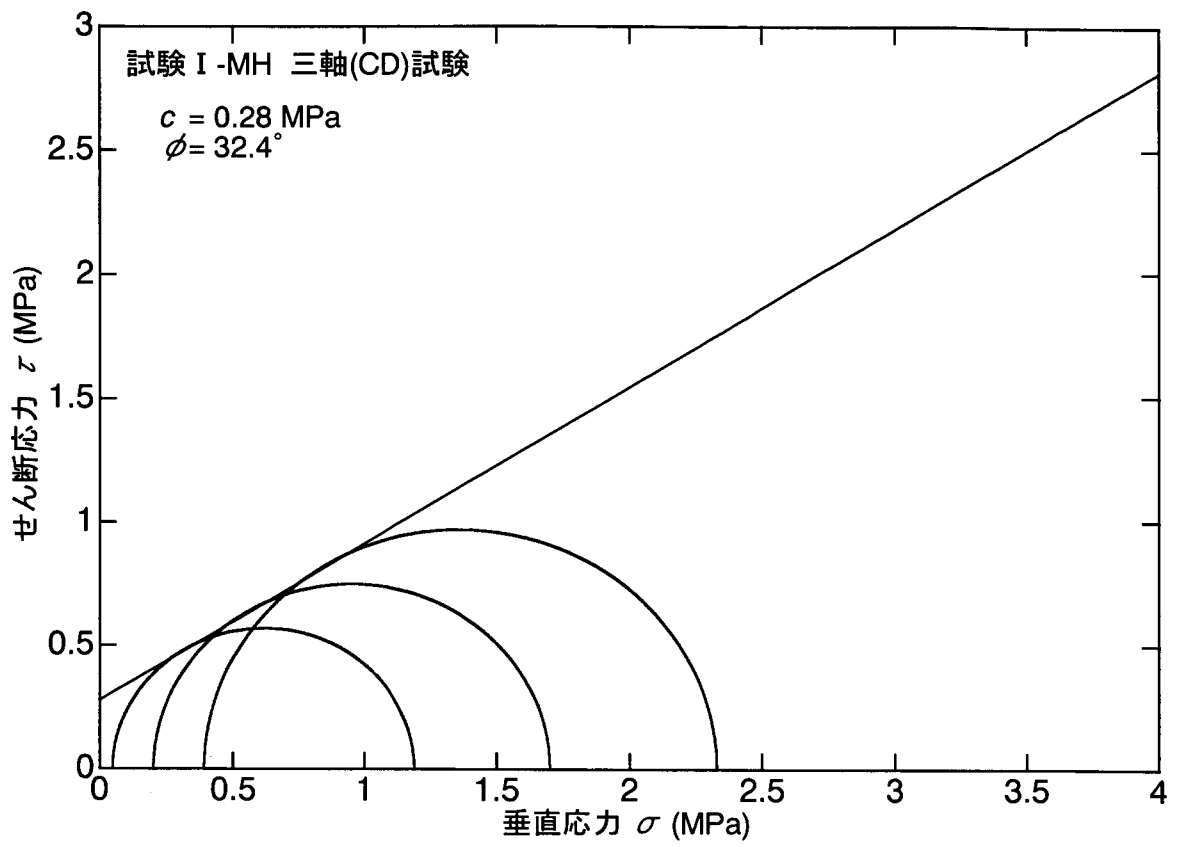
三軸圧縮(UU)試験結果一覧表

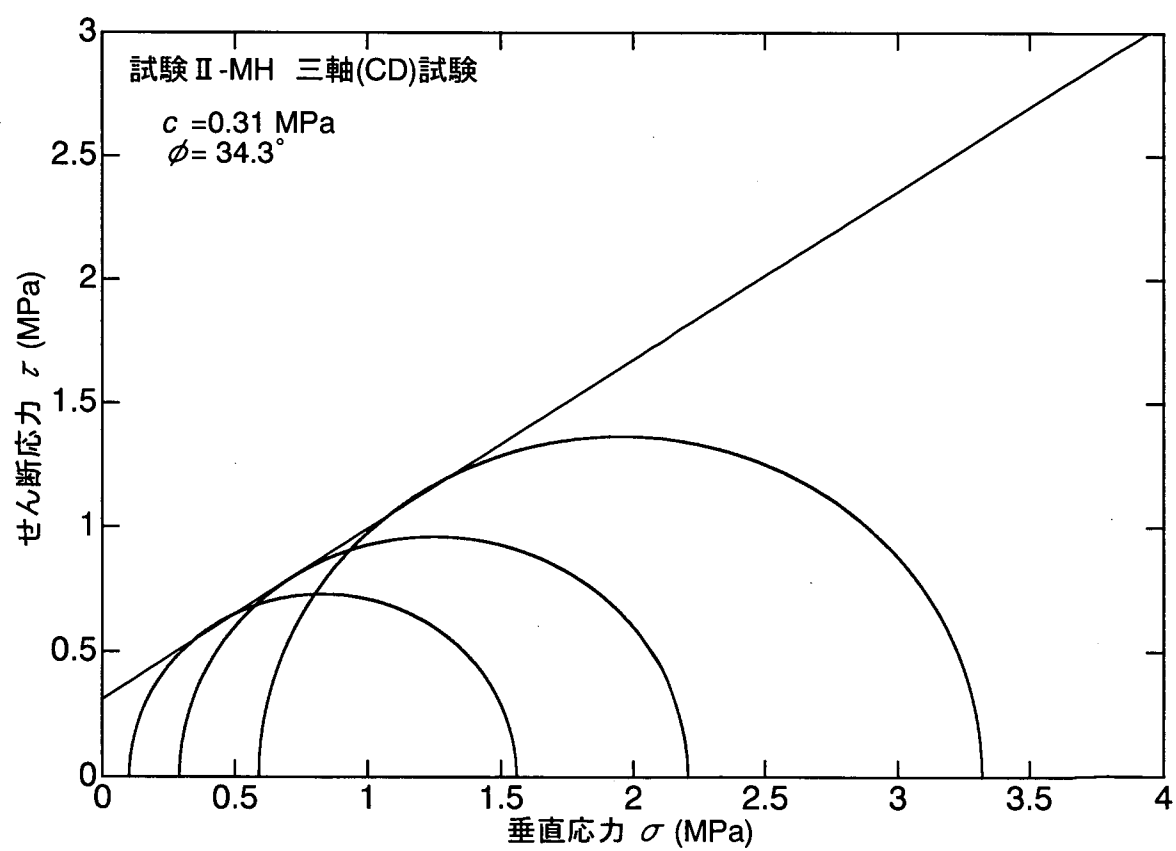
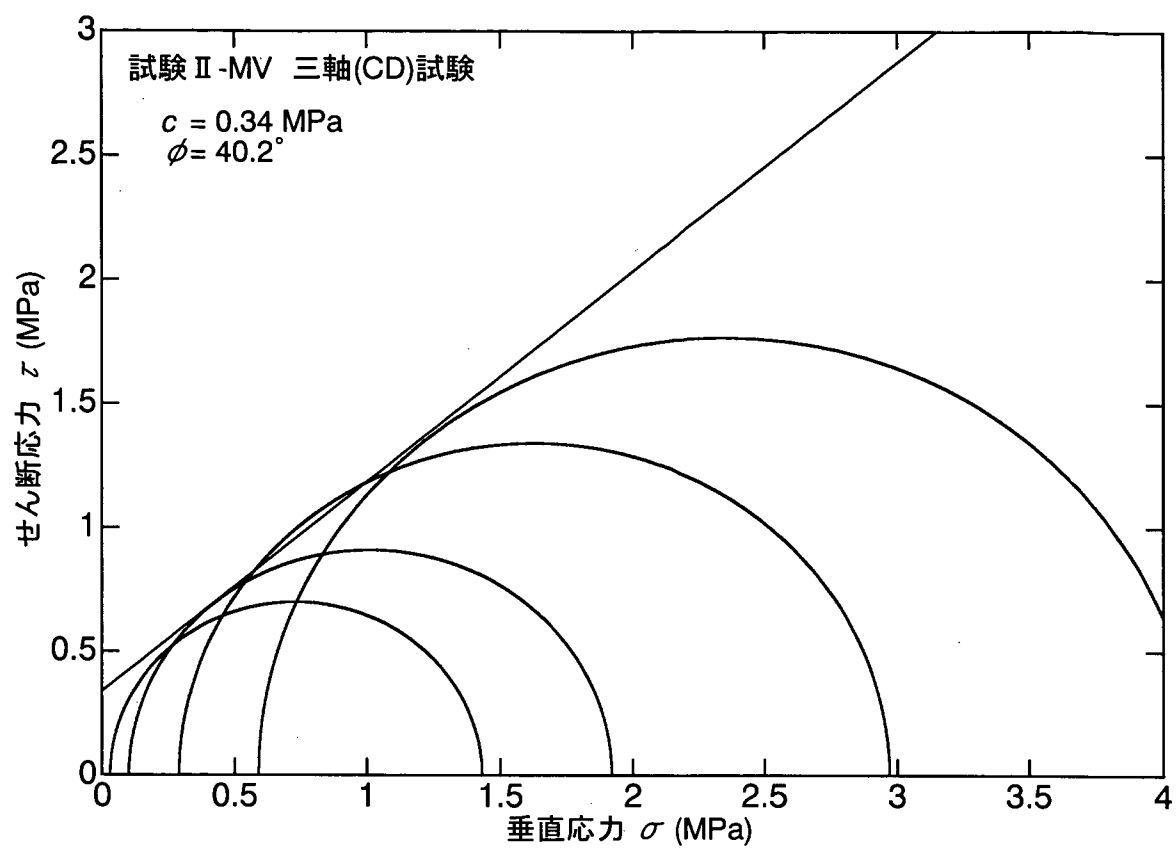
試験 III

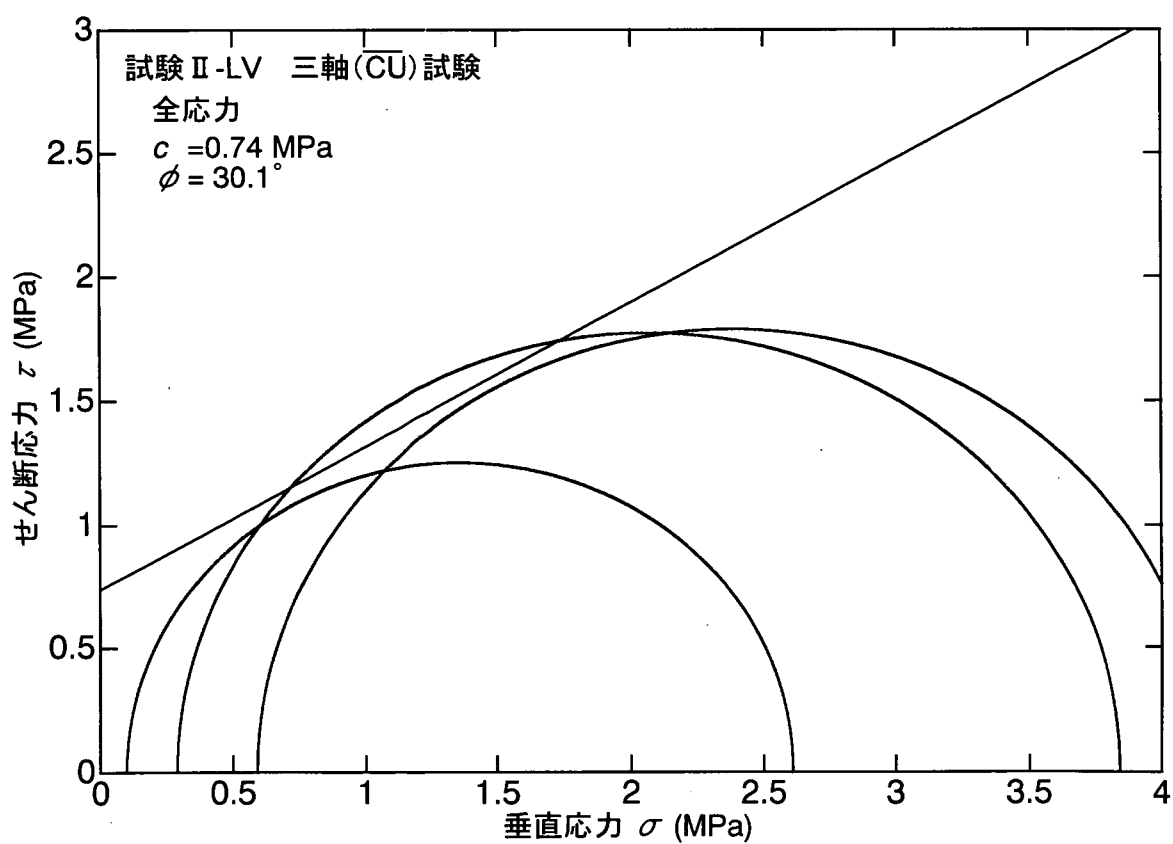
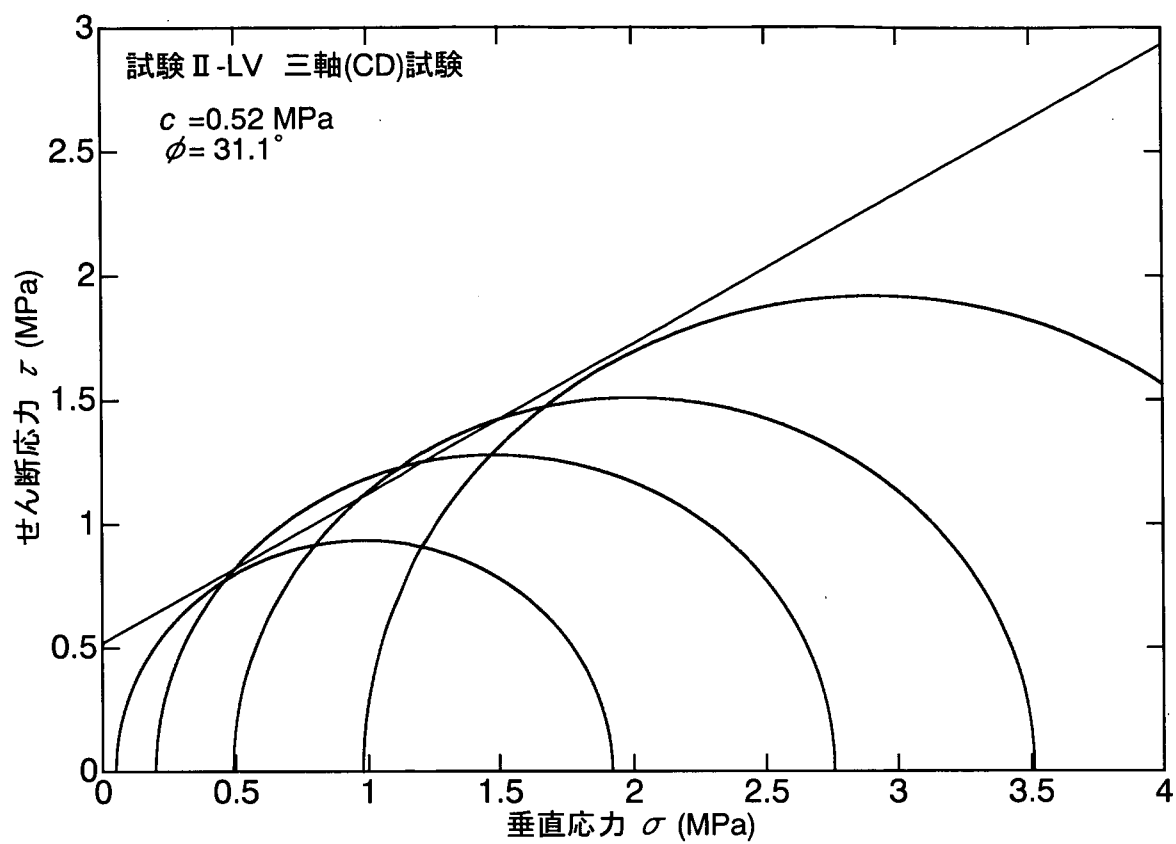
供試体No.		III1UV-⑦	III1MV-⑧	III1LV-⑥			
試験条件	拘束圧 (MPa)	0.03	0.05	0.10			
	背圧 (MPa)	0.00	0.00	0.00			
初期状態	体積 V_{ini} (cm ³)	190.86	191.79	192.22			
	湿潤質量 m_{ini} (g)	373.59	380.55	379.69			
	炉乾燥質量 m_s (g)	318.36	323.76	320.59			
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.96	1.98	1.98			
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.67	1.69	1.67			
	含水比 w (%)	17.3	17.5	18.4			
超音波速度試験	S波 V_s (m/s)	1183.1	1178.6	1285.1			
	P波 V_p (m/s)	1887.5	1776.3	2248.9			
	ポアソン比 ν	0.18	0.11	0.26			
	ヤング率 E_d (MPa)	6448	6105	8203			
	剛性率 G_d (MPa)	2744	2754	3263			
主応力差最大時	圧縮強さ ($\sigma_1 - \sigma_3$) (MPa)	2.34	2.61	2.67			
	軸ひずみ ε_a (%)	0.63	0.64	0.69			
モールの 応力円	粘着力 c_u (MPa)	0.51					
	内部摩擦角 ϕ_u	42.3					

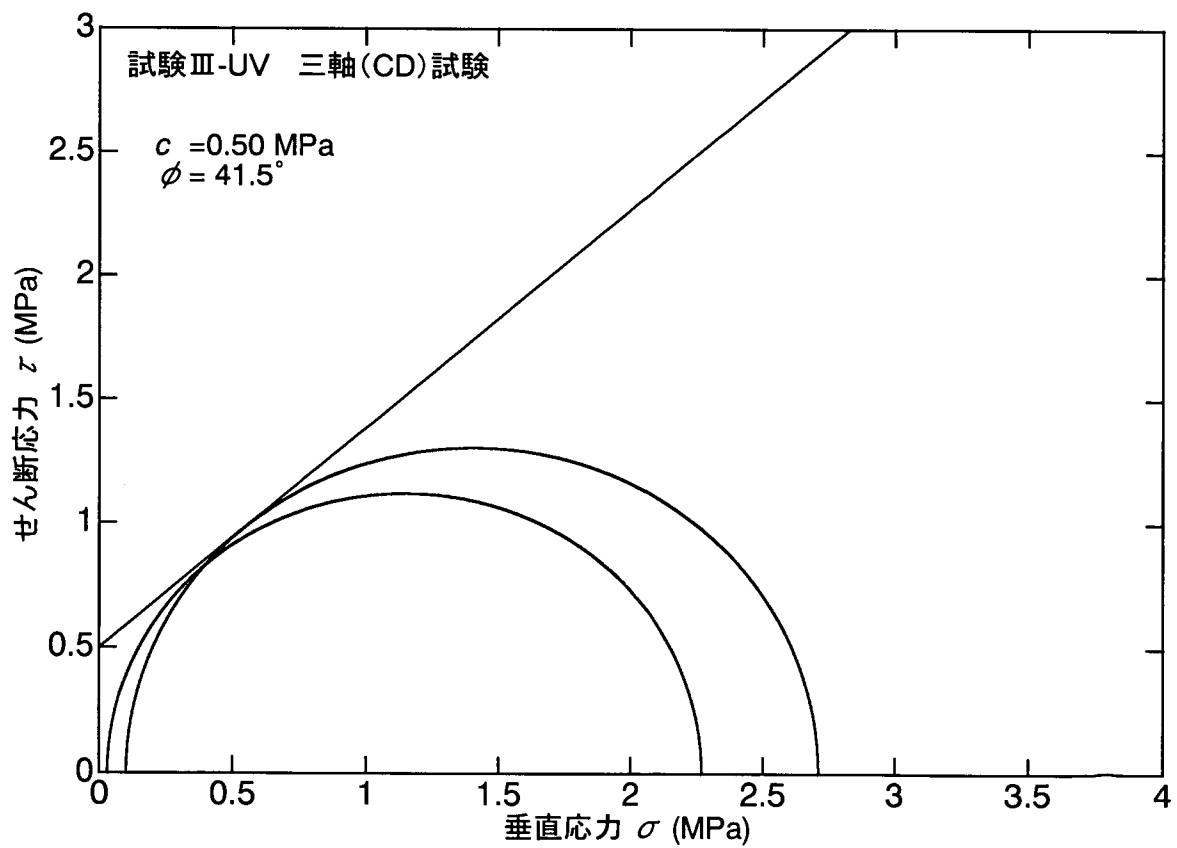
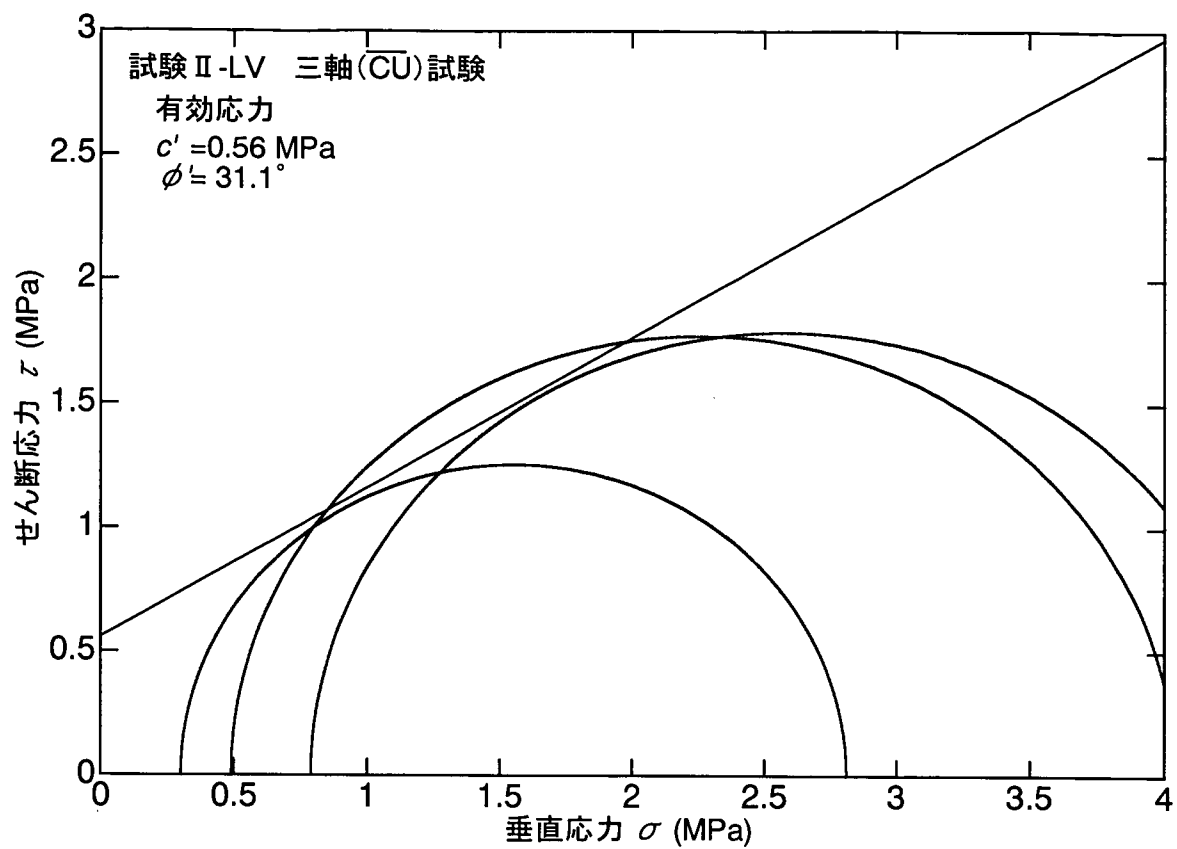
注1) 軸ひずみ: 外部変位計。

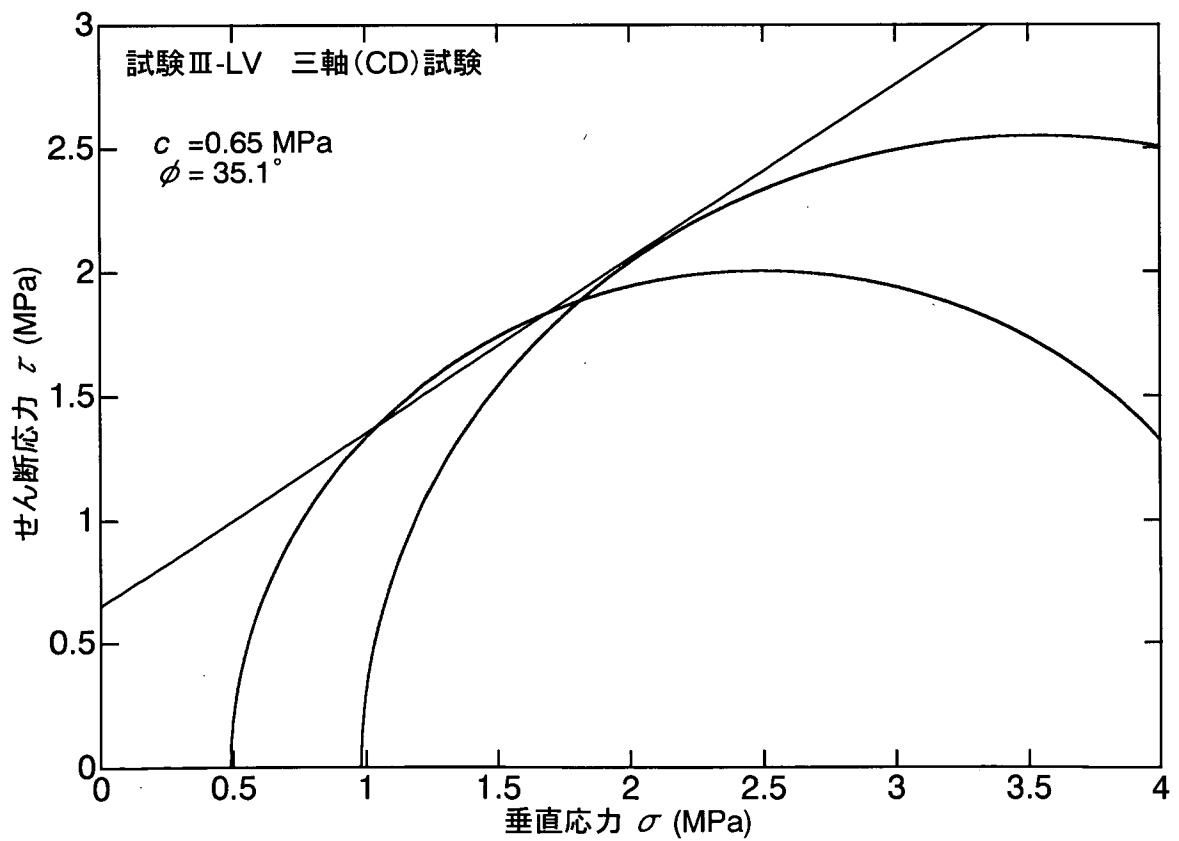
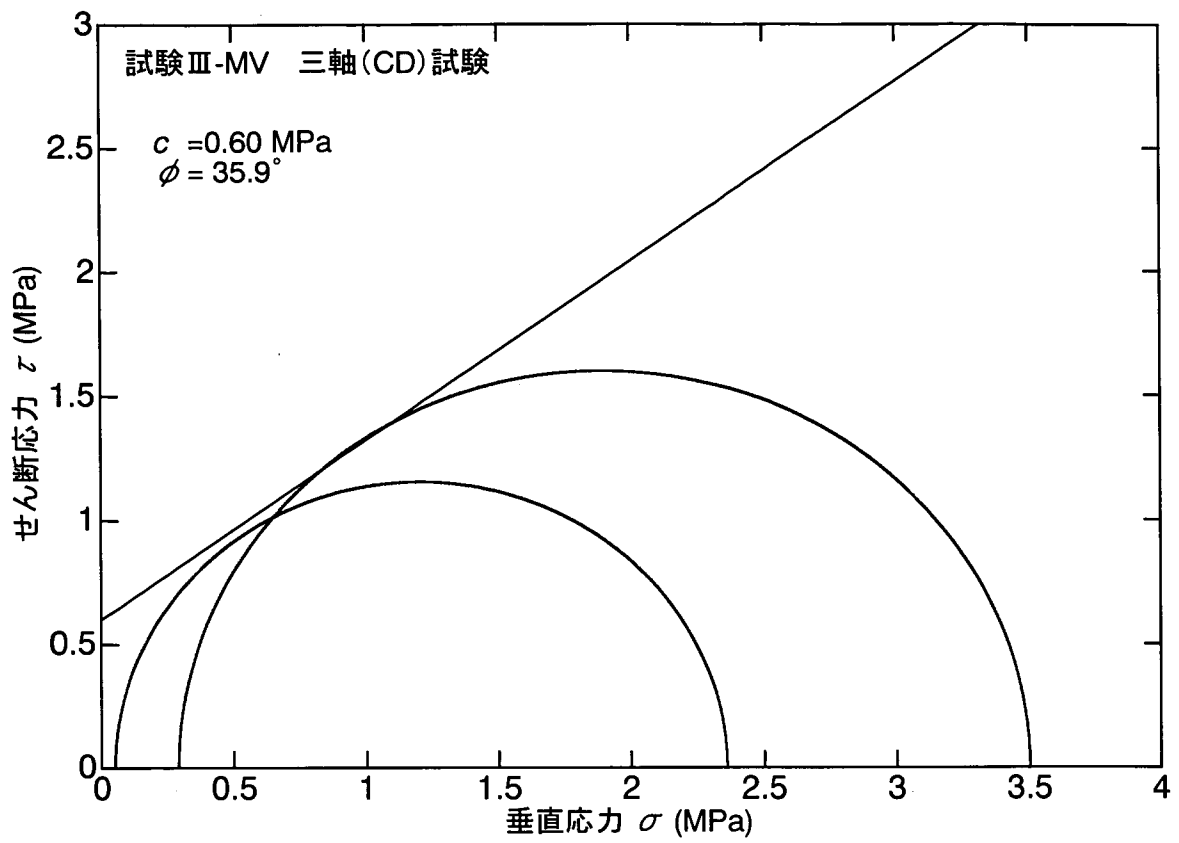


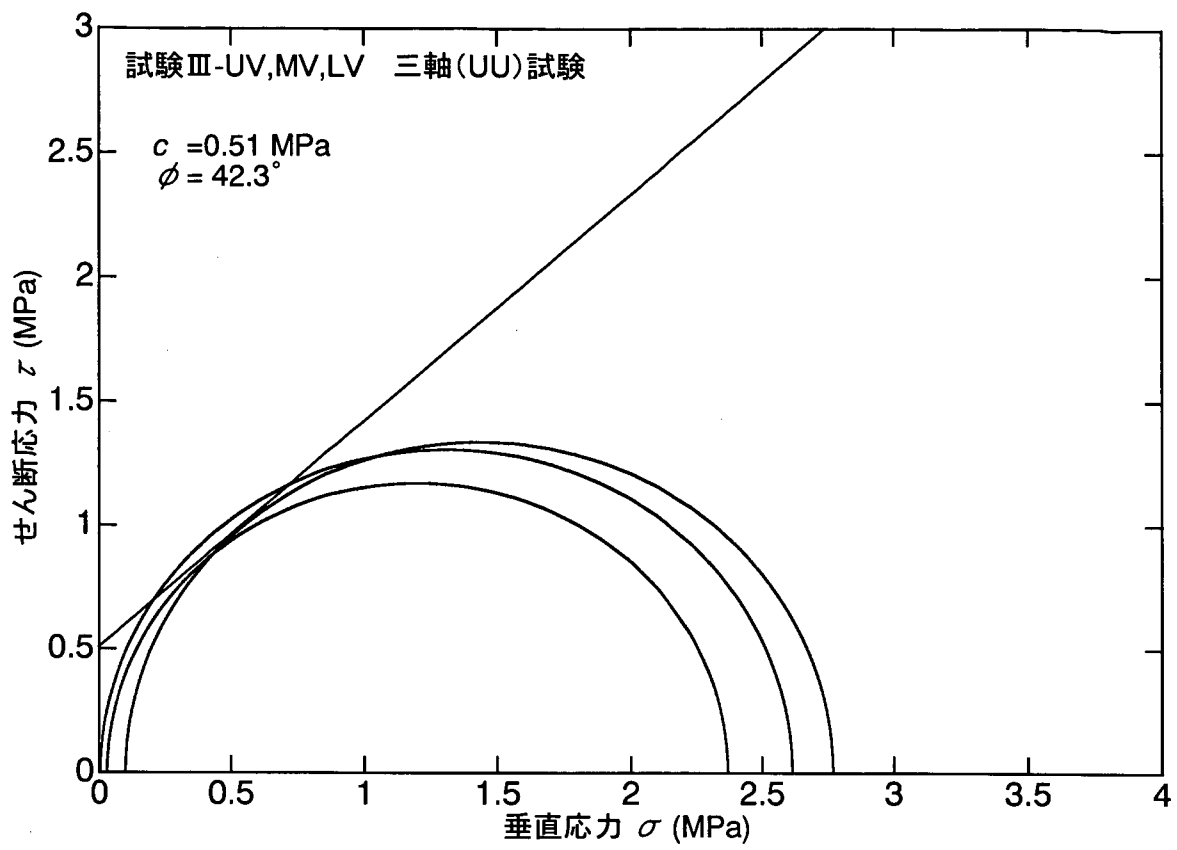








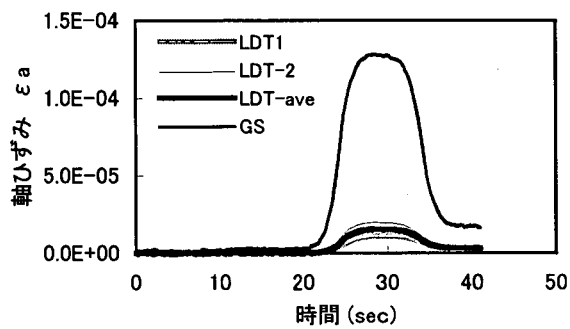
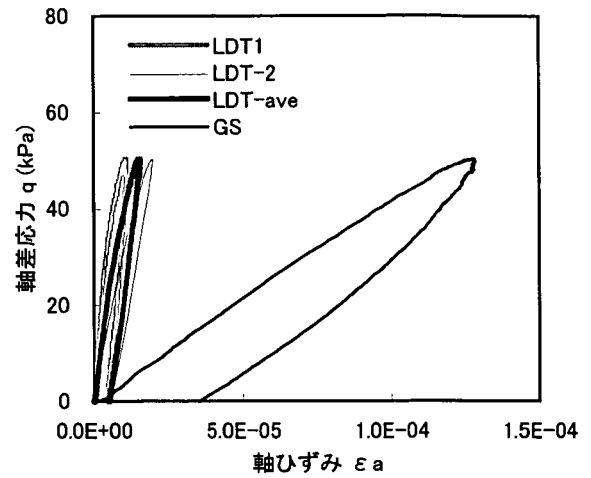
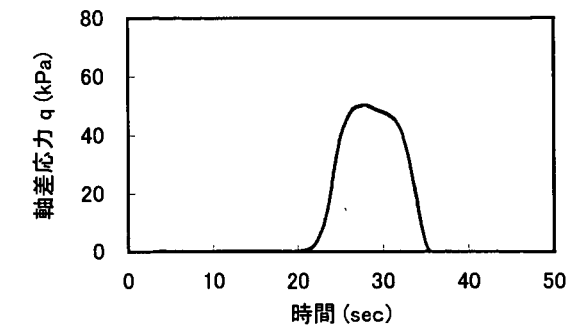




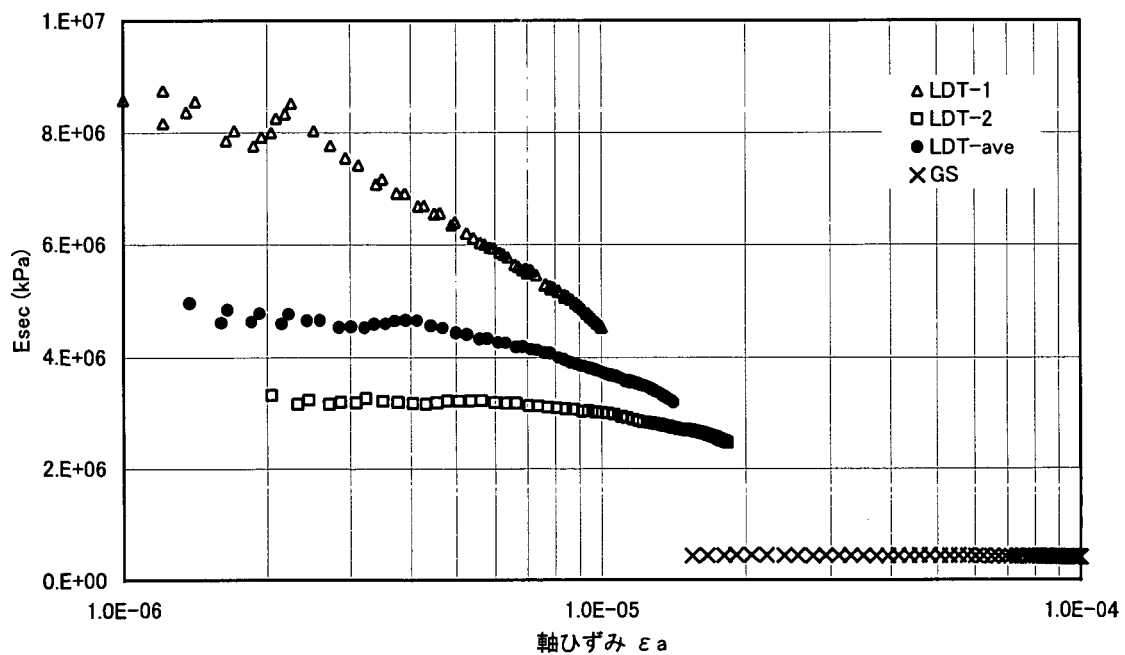
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 49$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

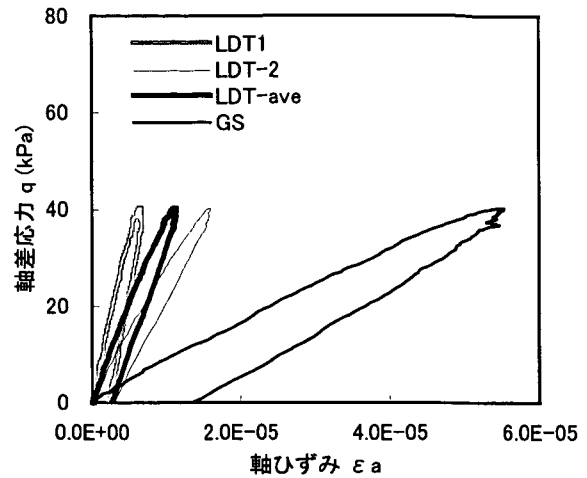
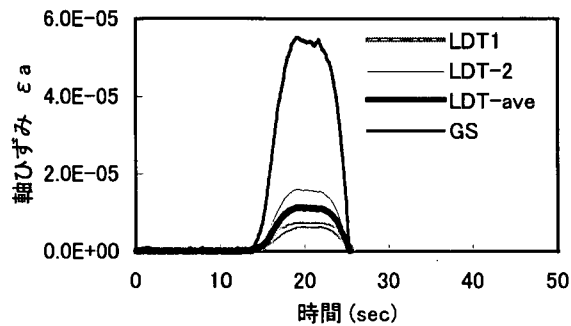
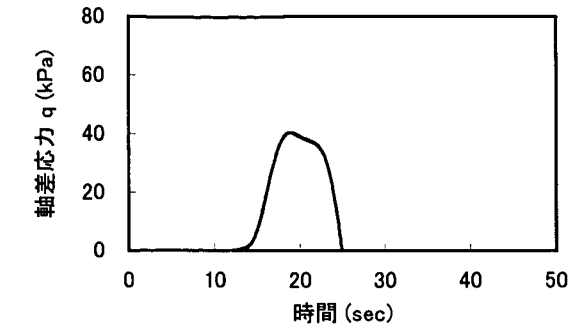


E_{sec} と ε_a の関係

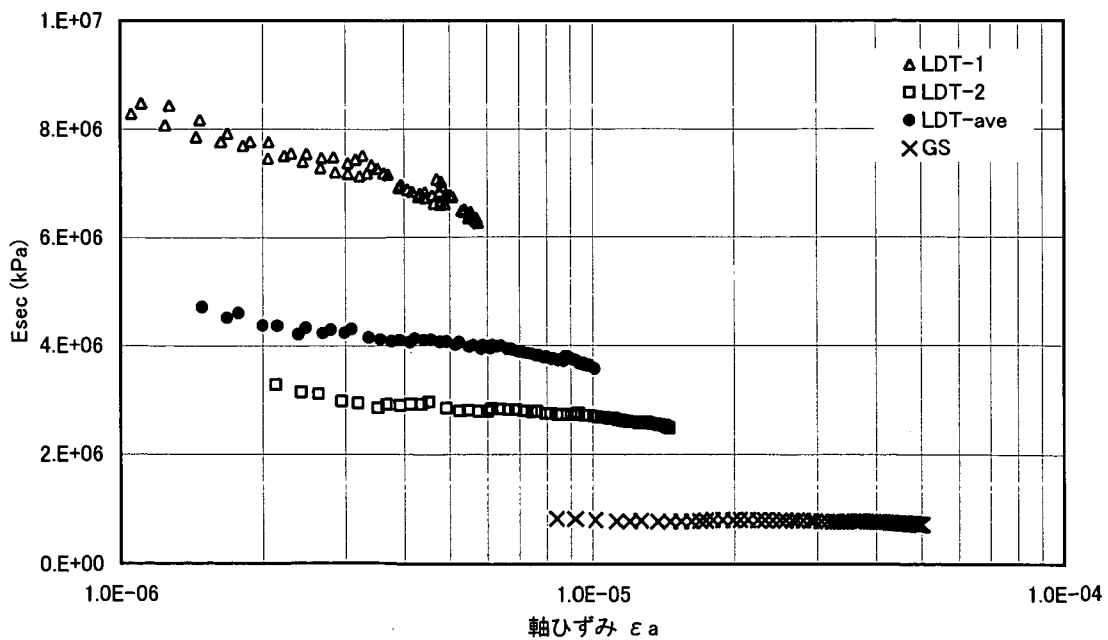
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 98$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

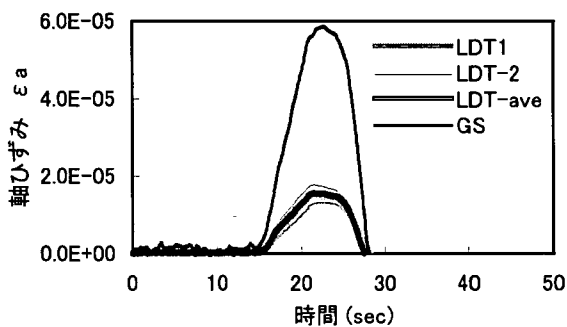
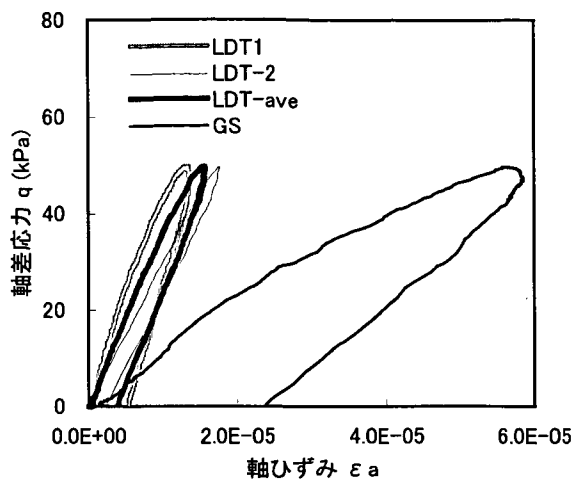
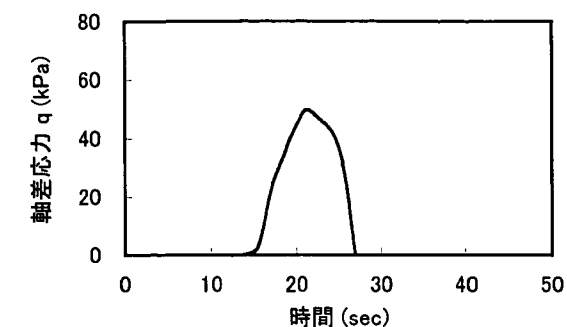


E_{sec} と ε_a の関係

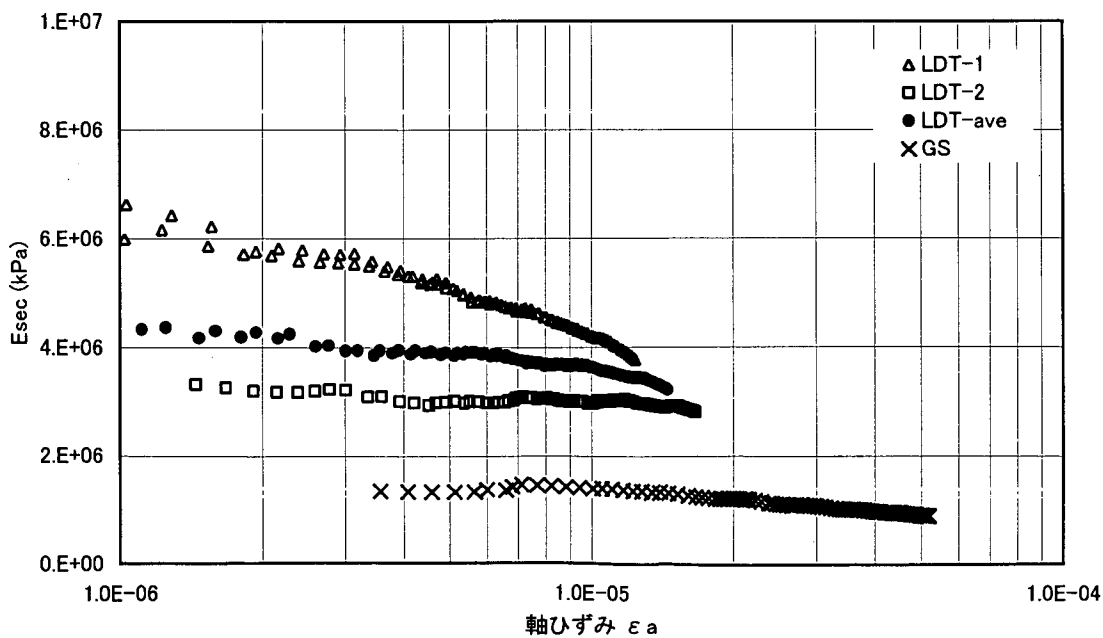
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 196$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

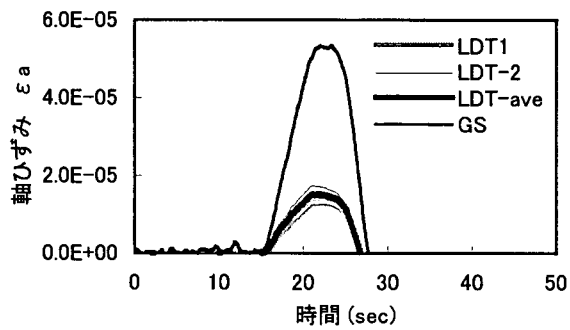
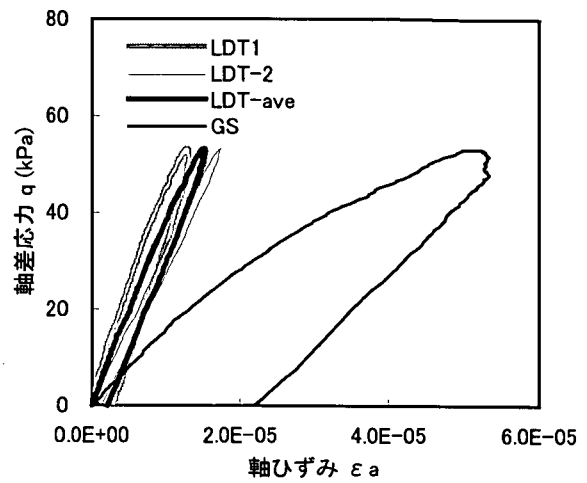
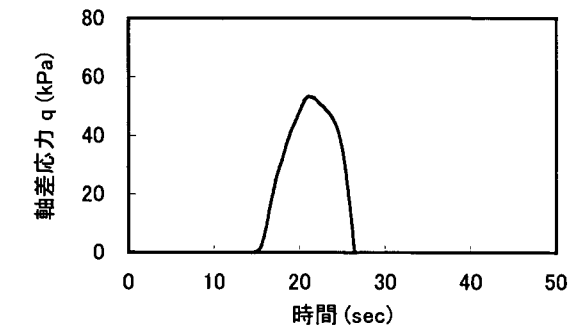


E_{sec} と ε_a の関係

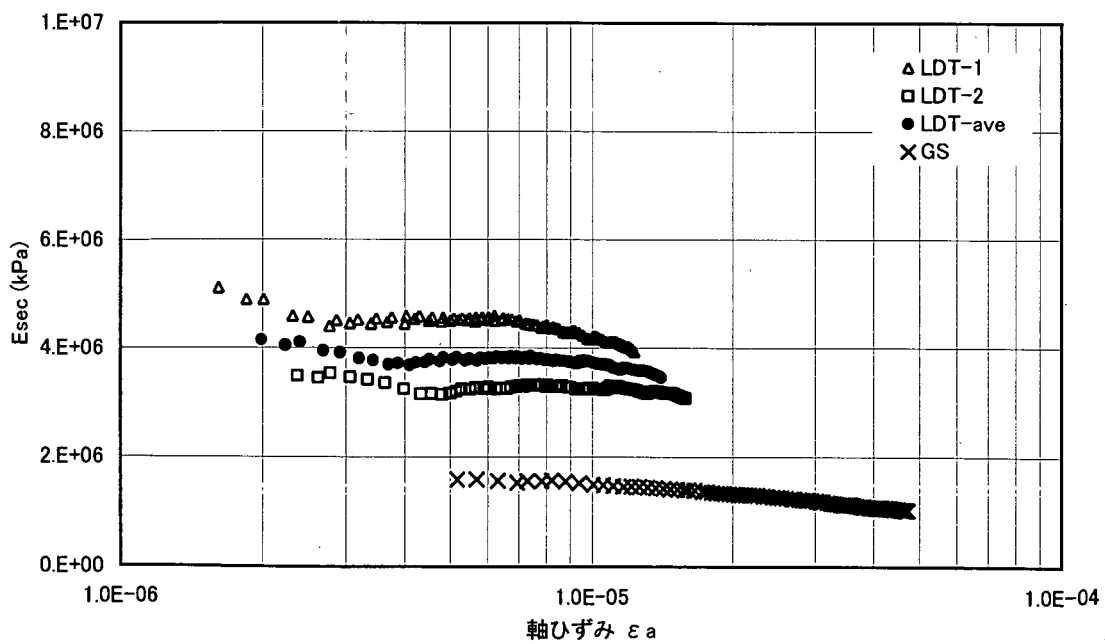
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 294$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

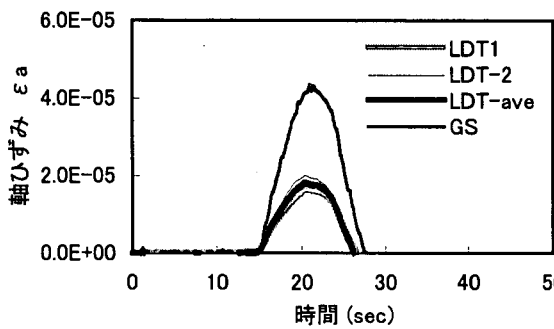
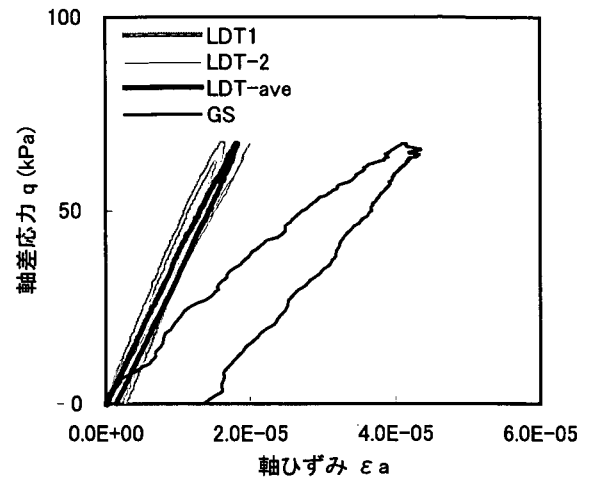
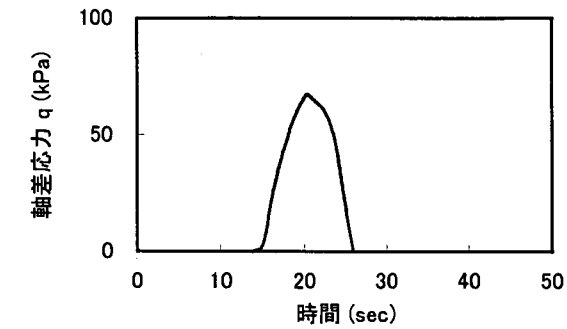


E_{sec} と ε_a の関係

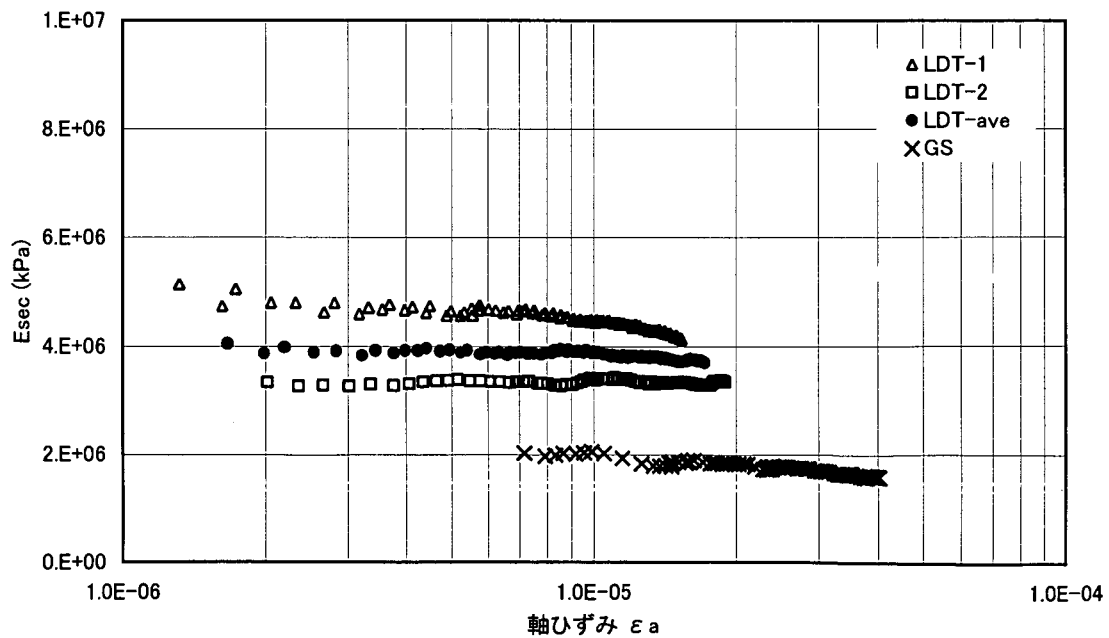
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 490$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

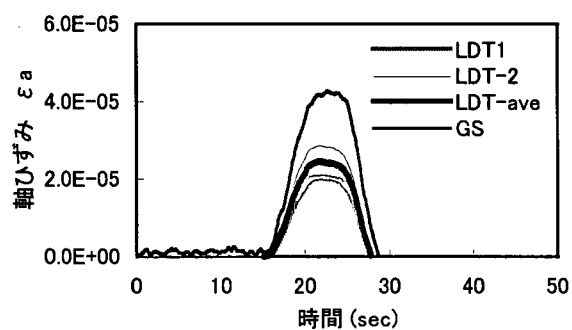
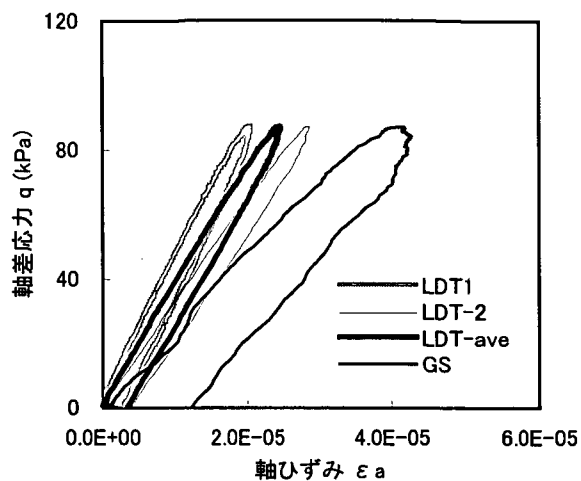
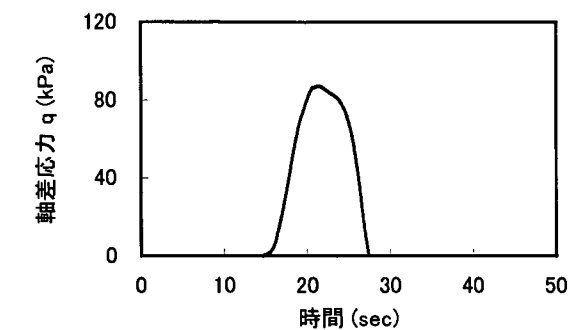


Esecと ϵ_a の関係

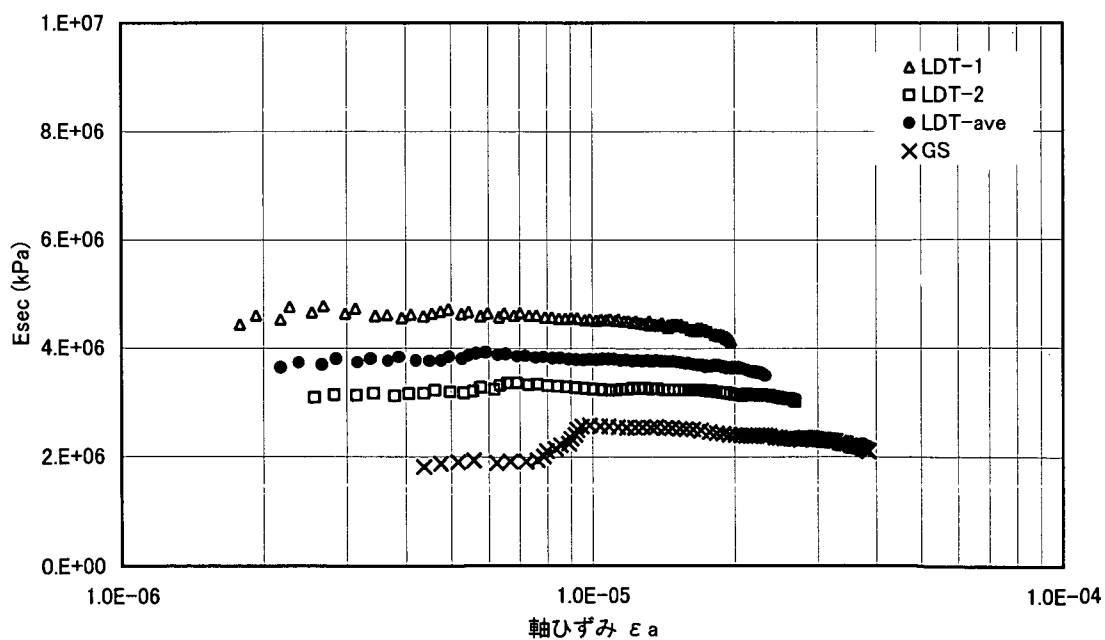
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 686$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

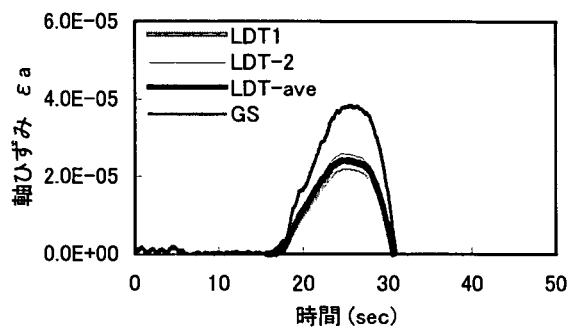
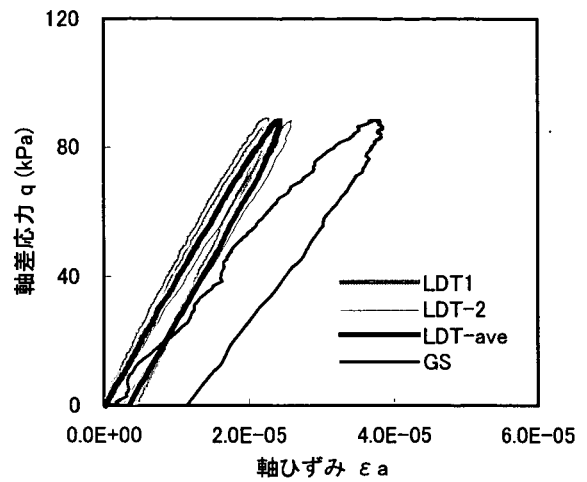
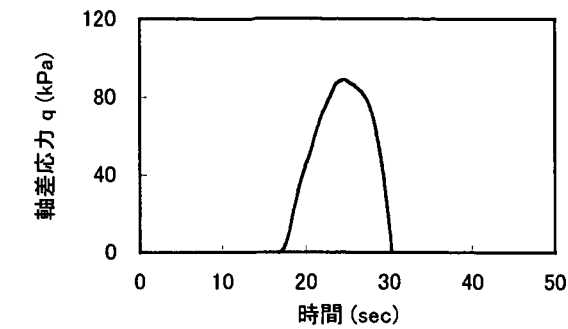


E_{sec} と ε_a の関係

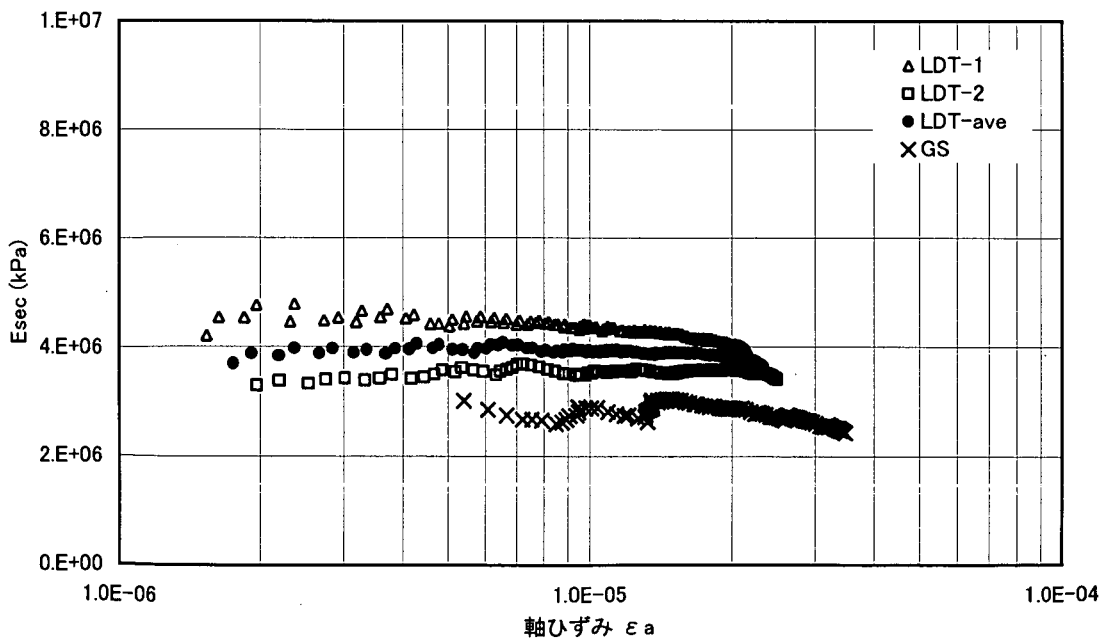
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 980$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

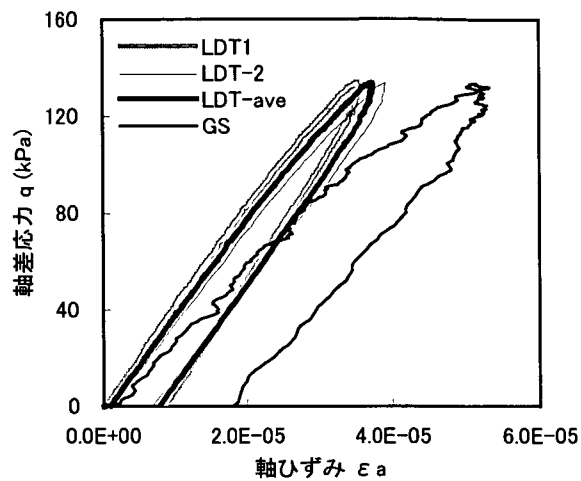
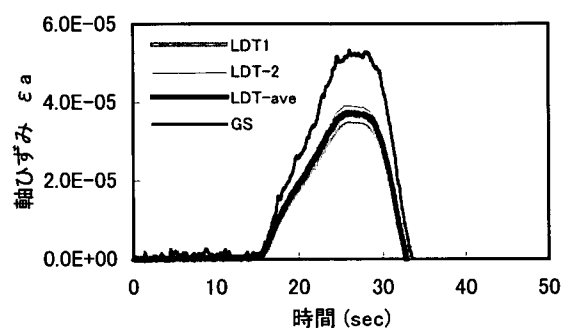
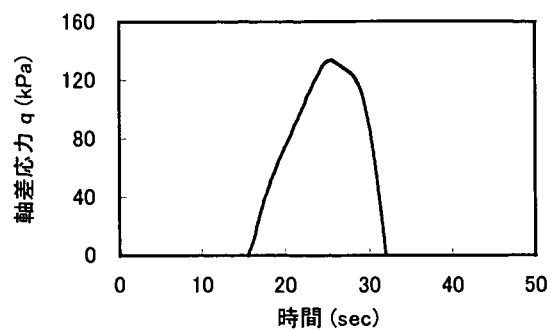


Esecと ϵ_a の関係

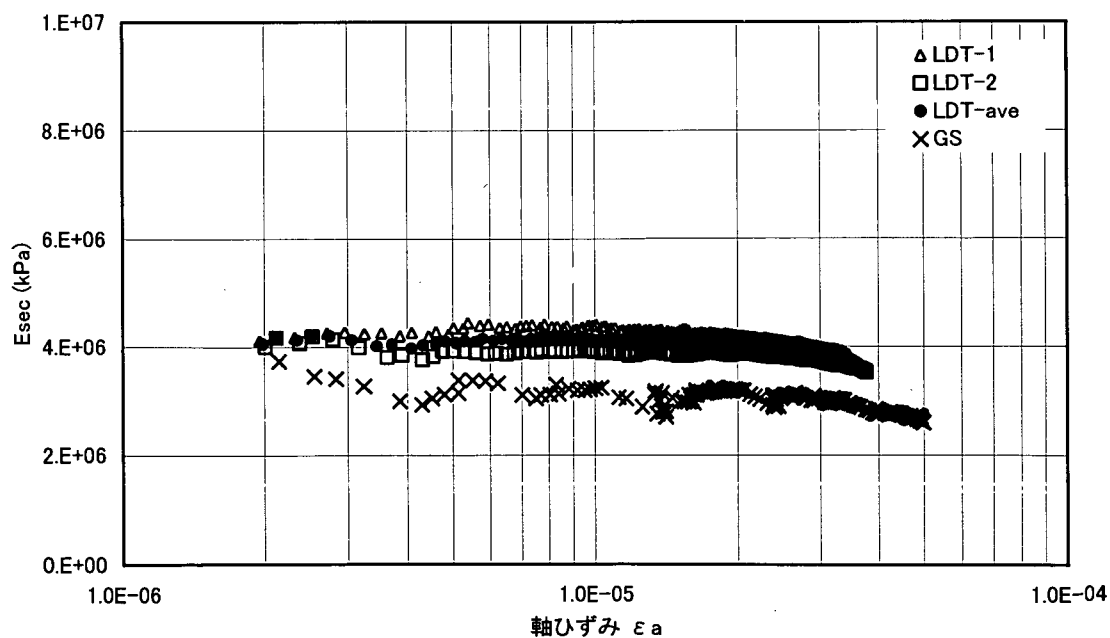
段階荷重三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST1

$\sigma_c = 1470$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

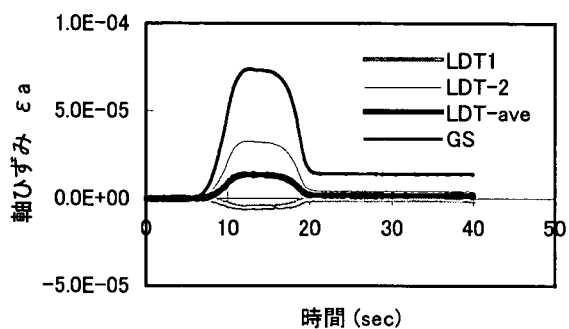
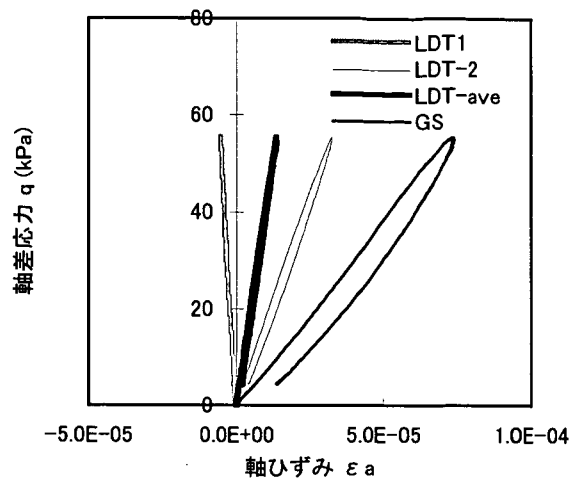
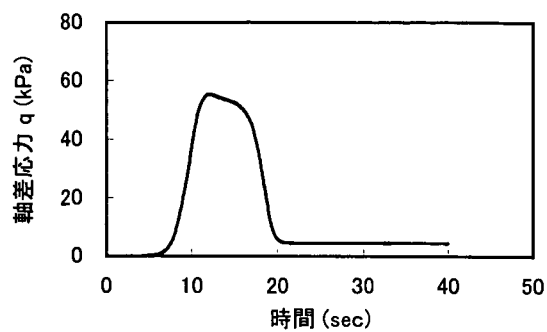


E_{sec} と ε_a の関係

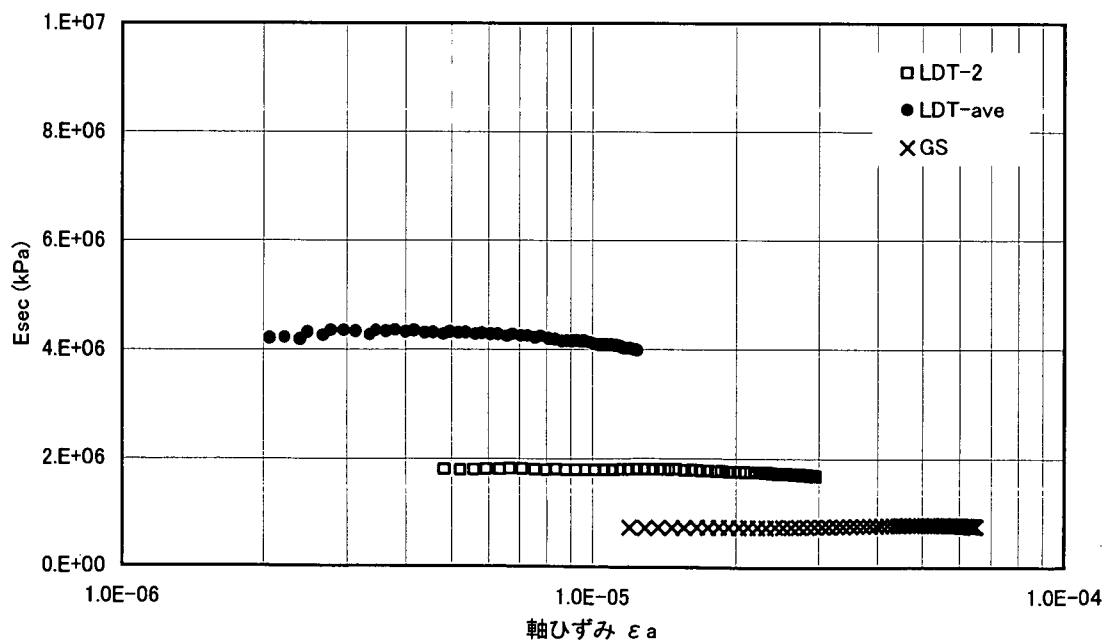
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 49$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

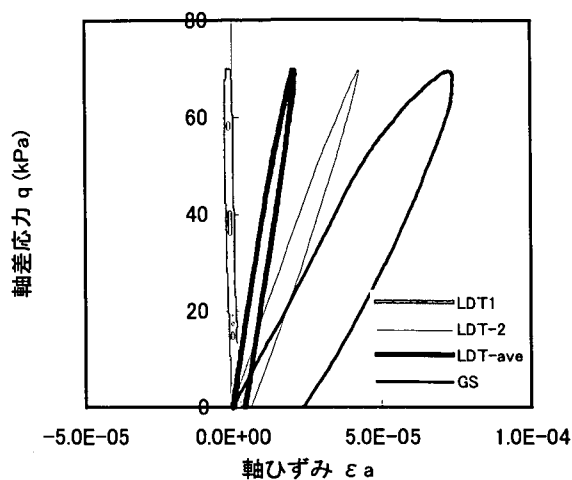
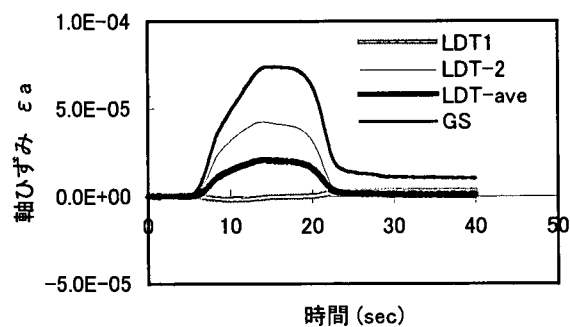
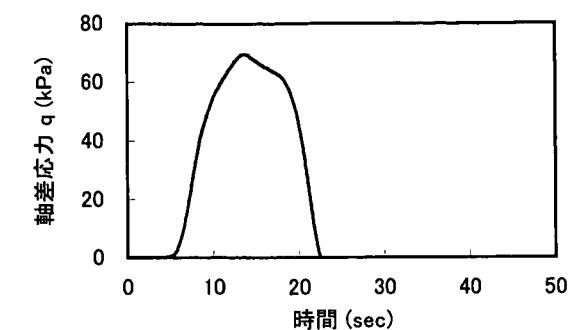


E_{sec} と ε_a の関係

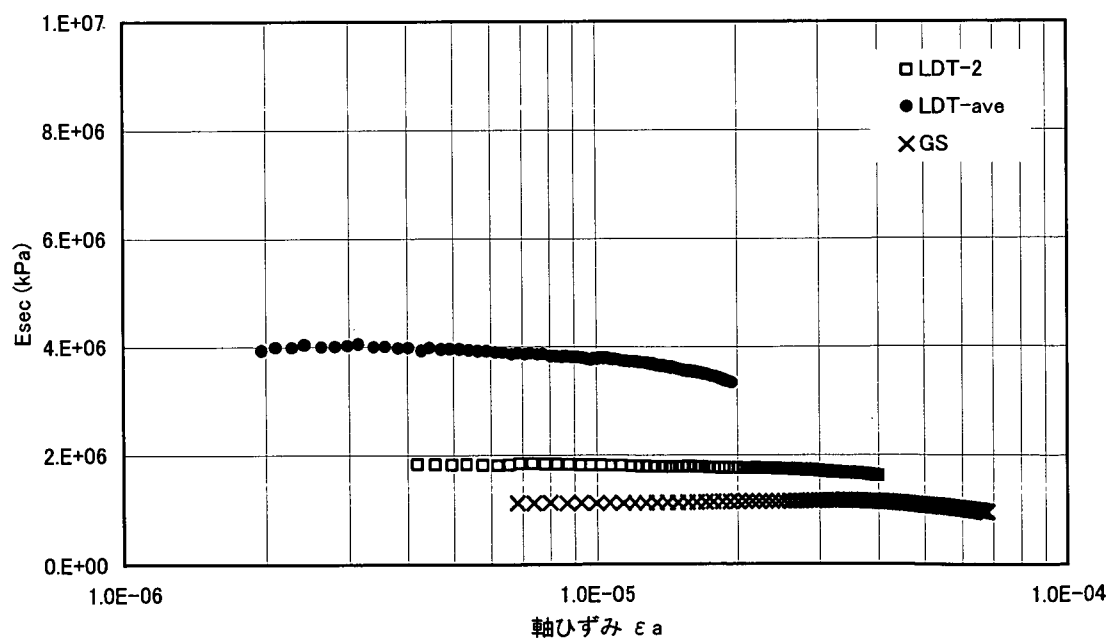
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 98$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

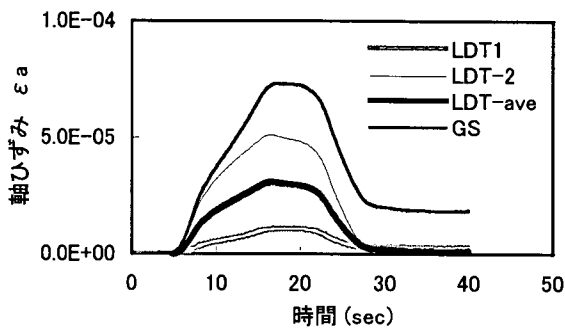
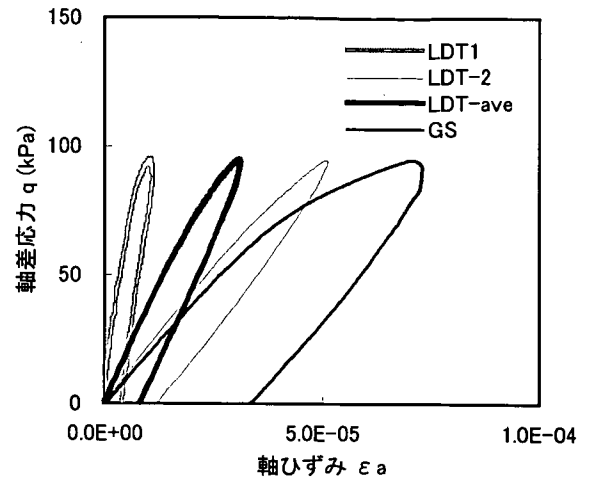
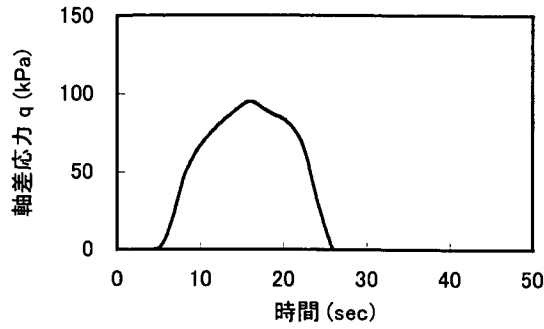


E_{sec} と ϵ_a の関係

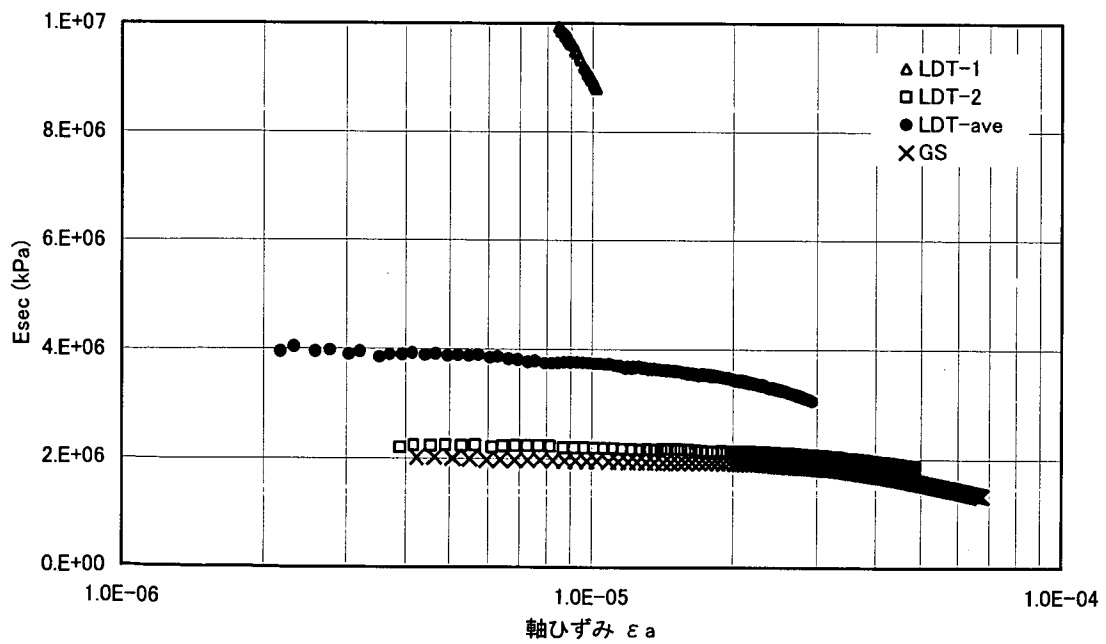
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 196$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

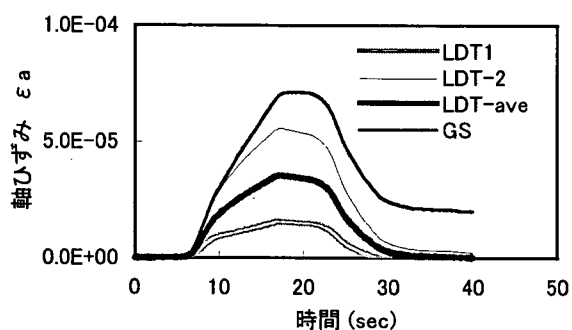
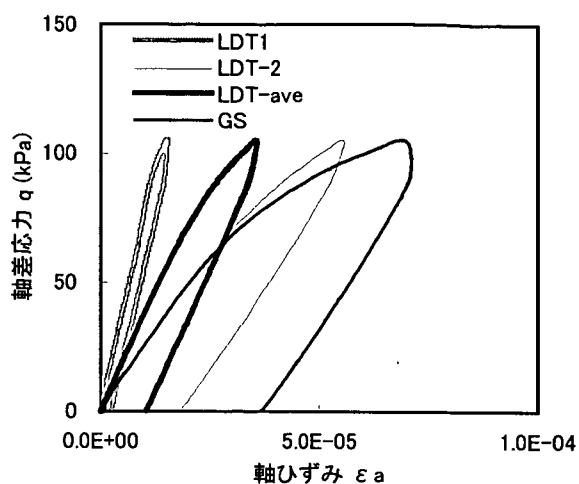
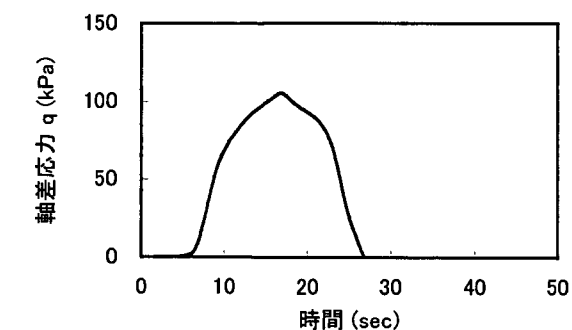


E_{sec} と ε_a の関係

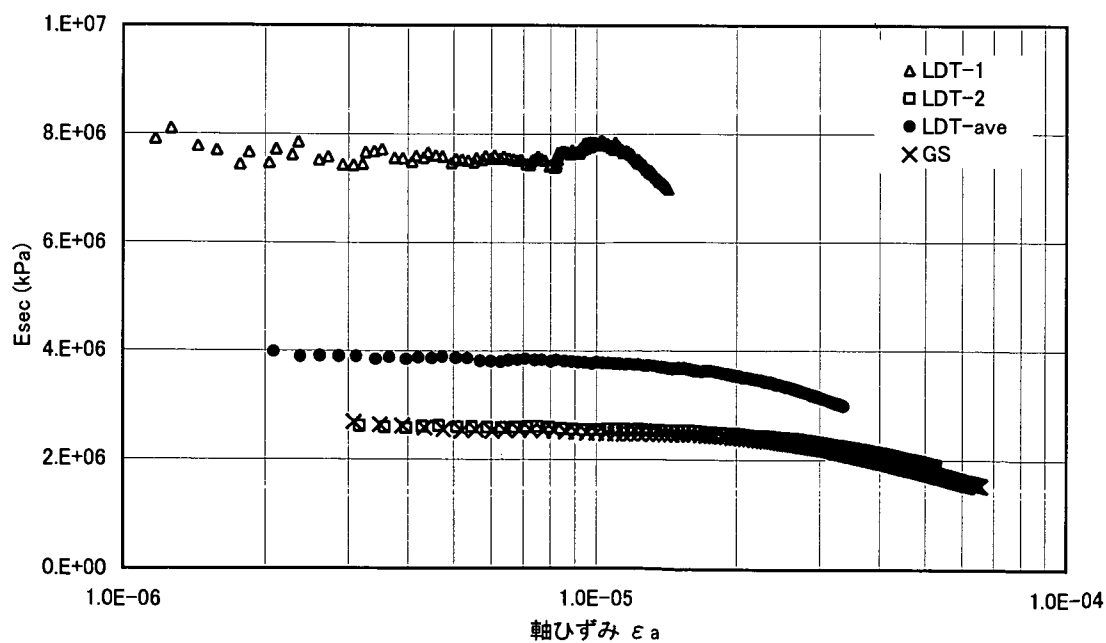
段階荷重三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 294$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

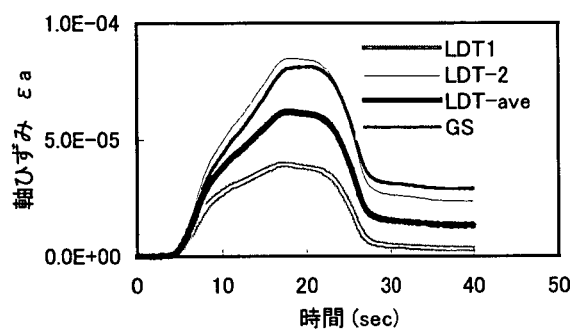
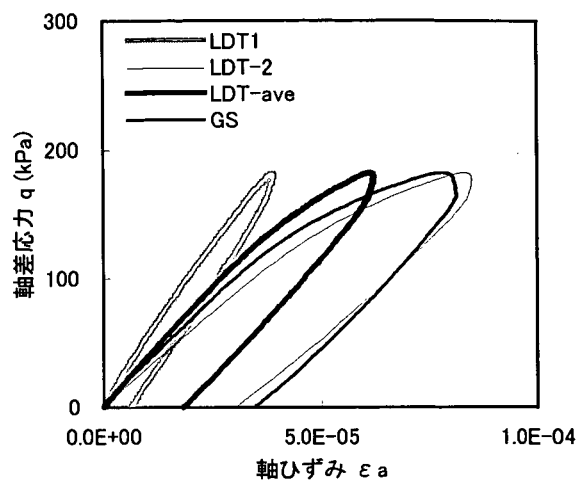
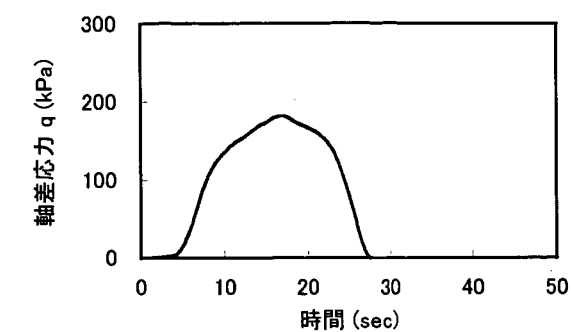


E_{sec} と ε_a の関係

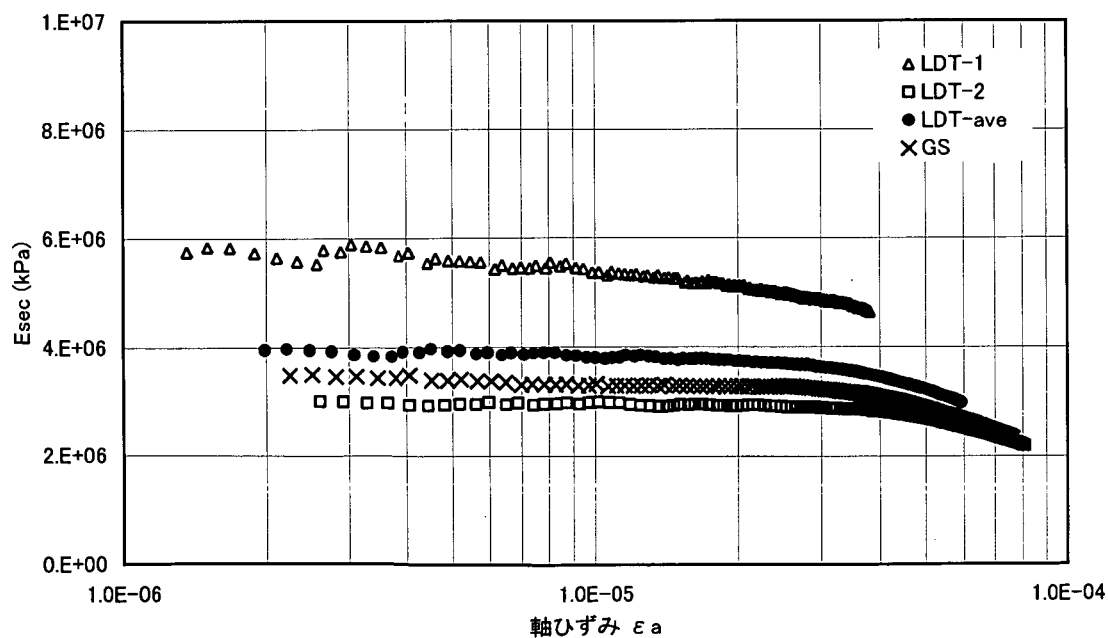
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 490$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

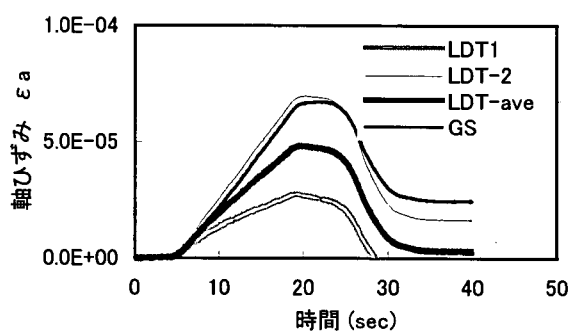
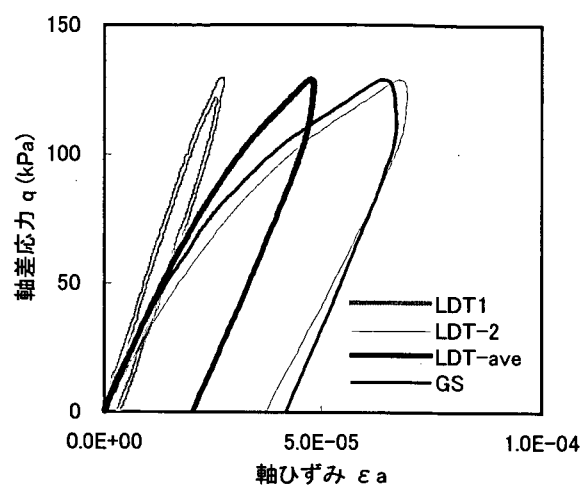
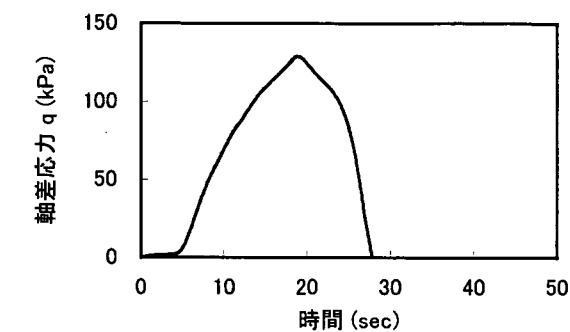


E_{sec} と ε_a の関係

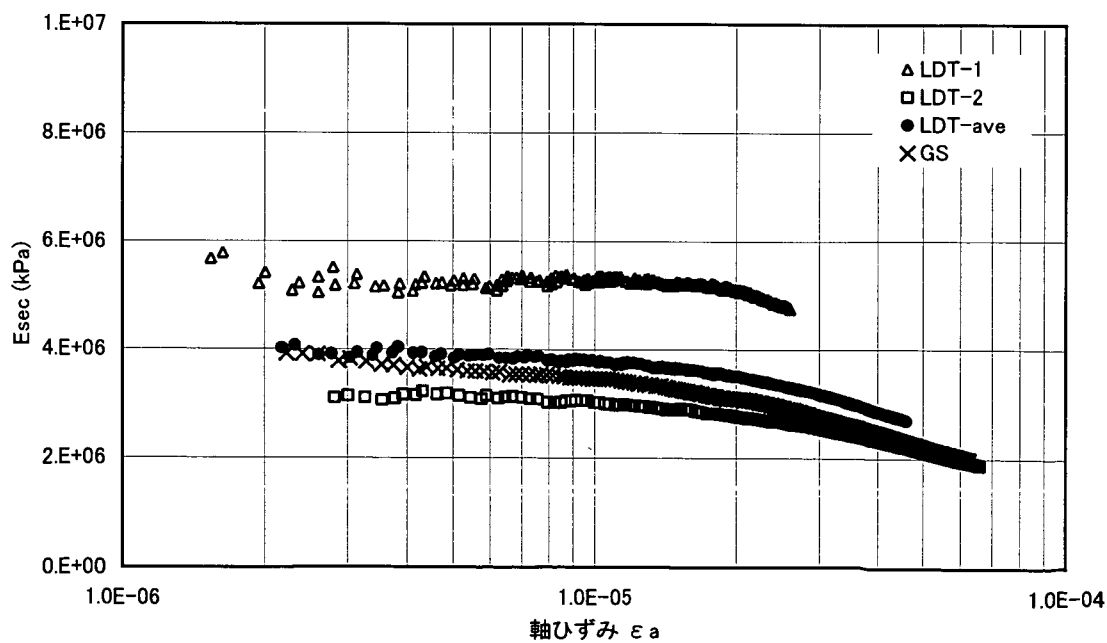
段階载荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 686$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

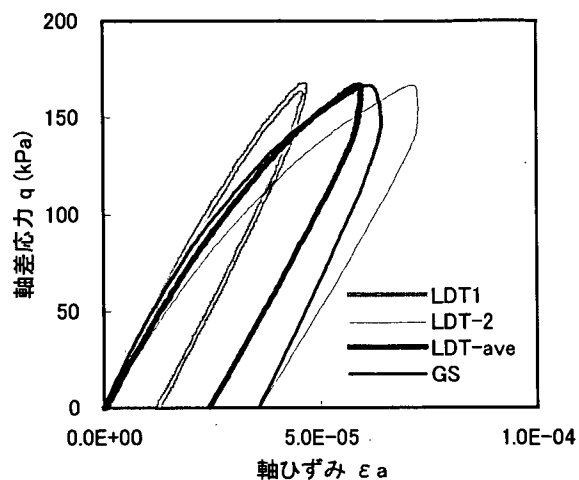
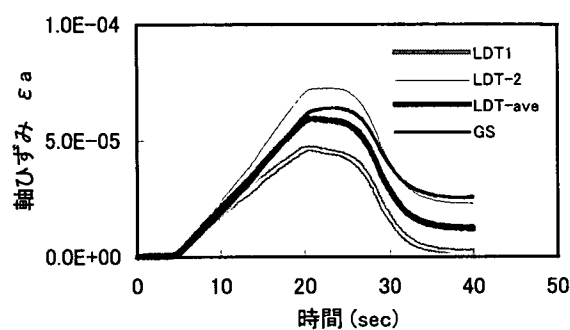
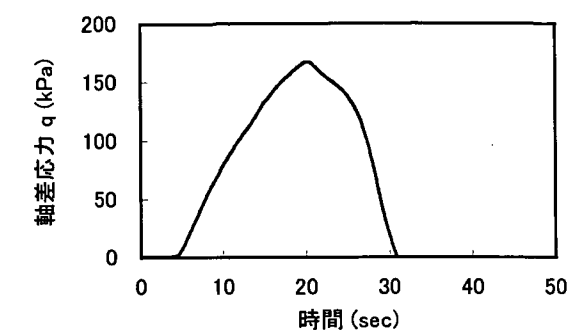


E_{sec} と ε_a の関係

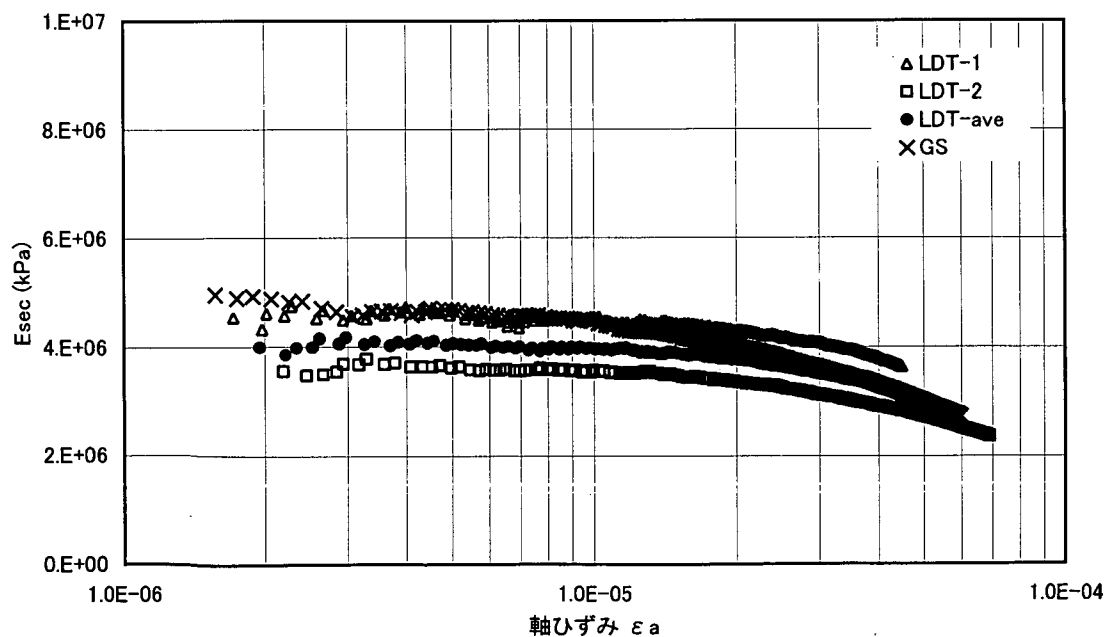
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 980$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

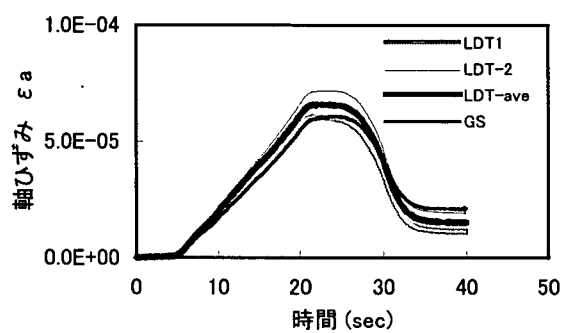
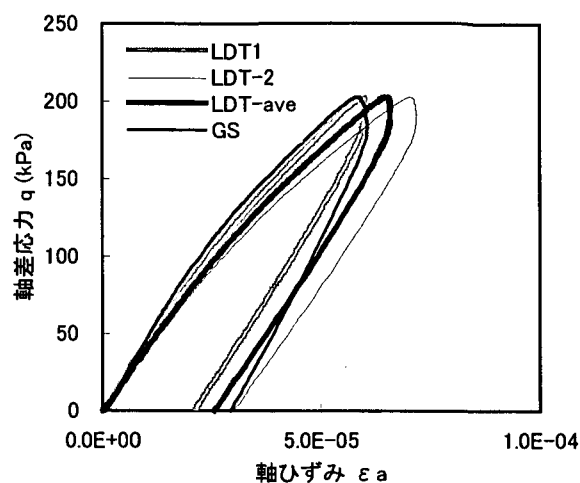
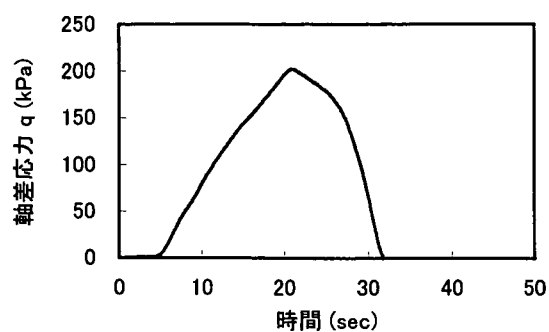


E_{sec} と ε_a の関係

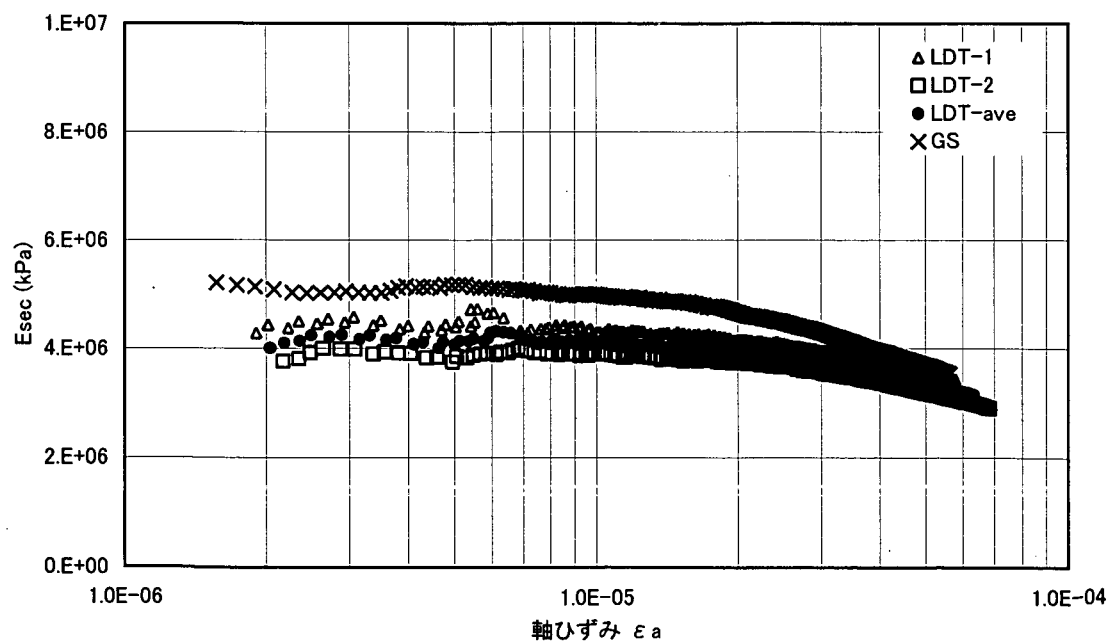
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅱ)

No. 人工軟岩 ST2

$\sigma_c = 1470$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

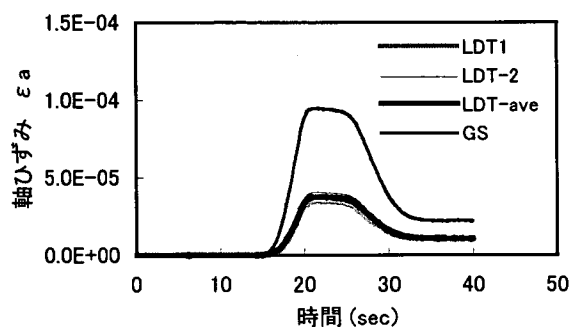
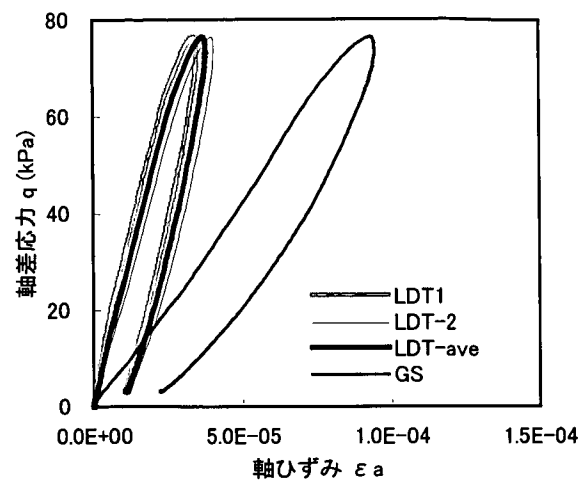
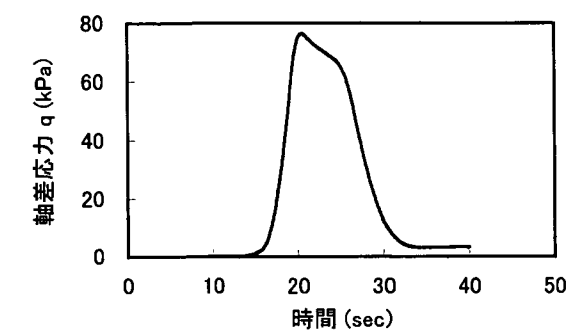


E_{sec} と ε_a の関係

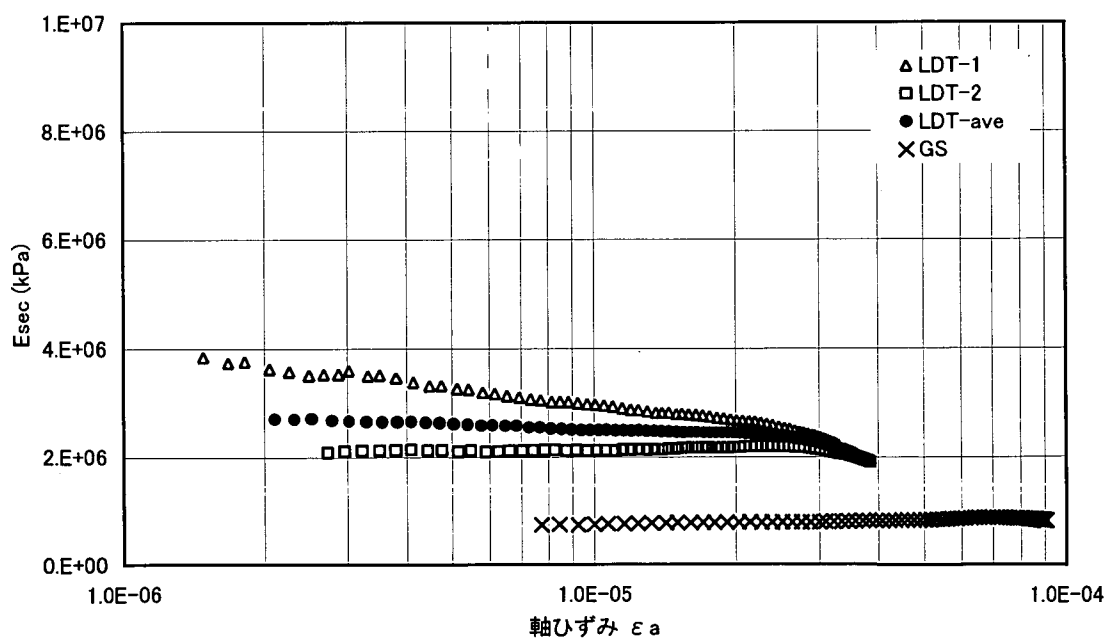
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 49$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

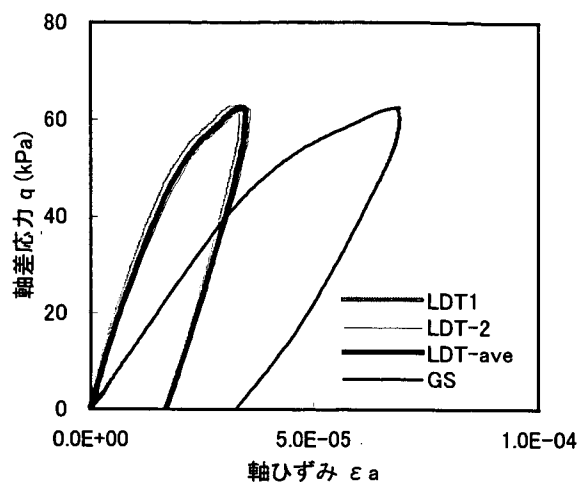
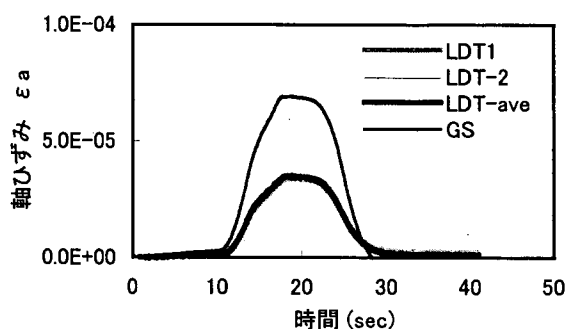
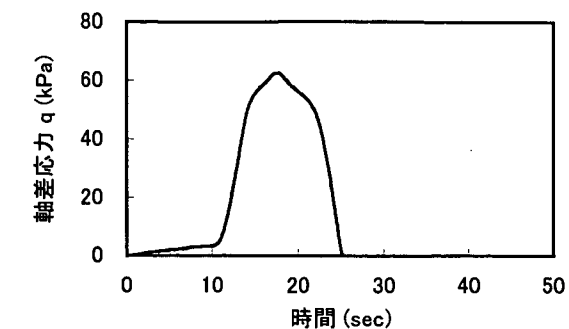


E_{sec} と ε_a の関係

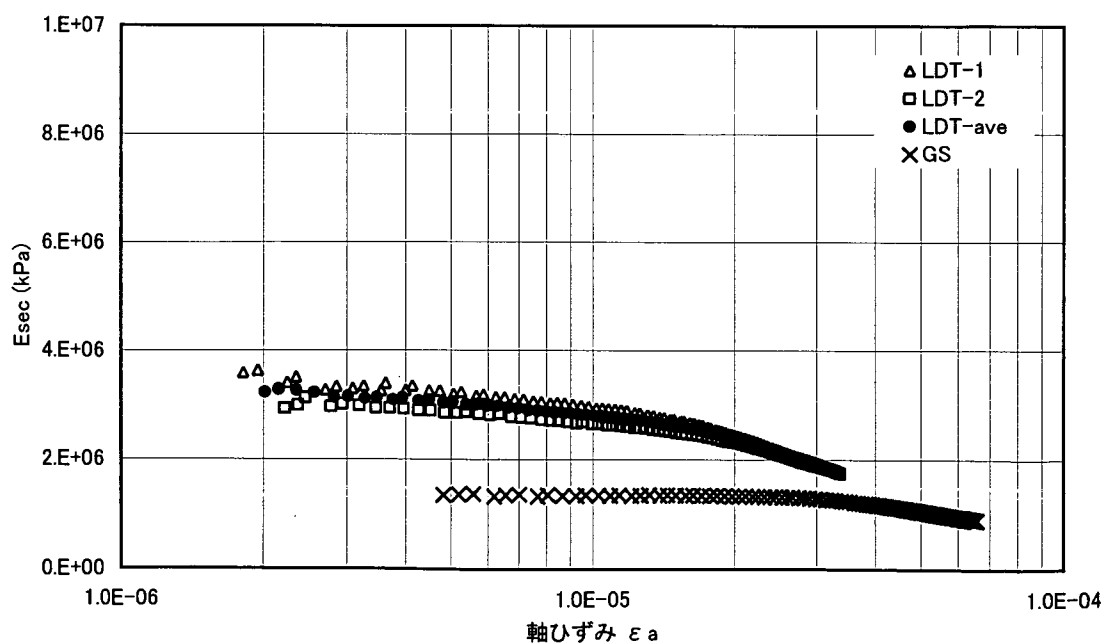
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 98$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

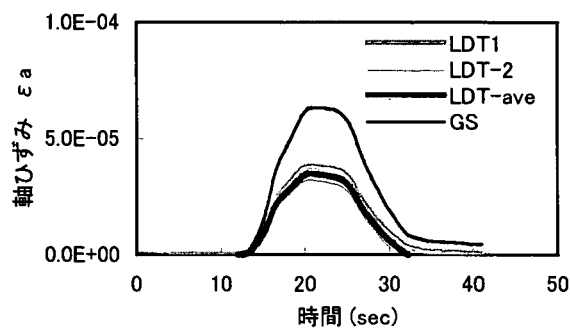
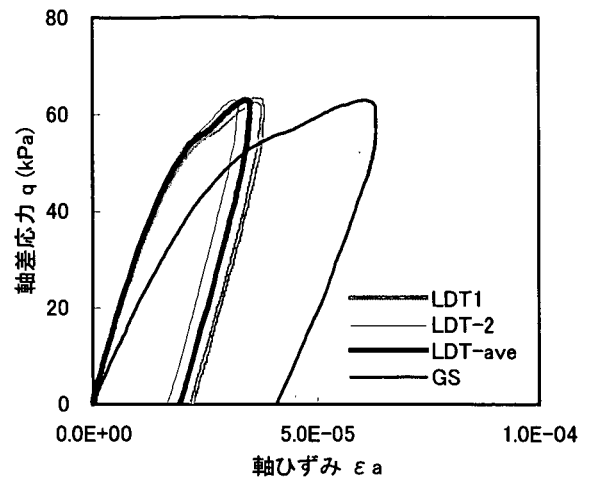
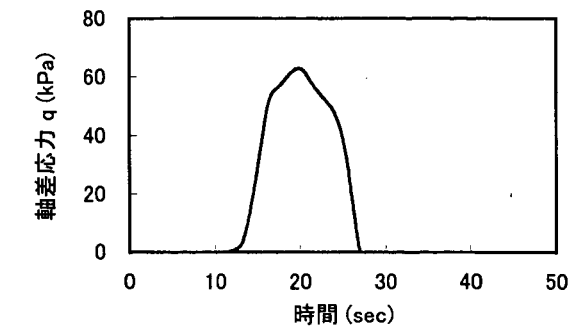


E_{sec} と ε_a の関係

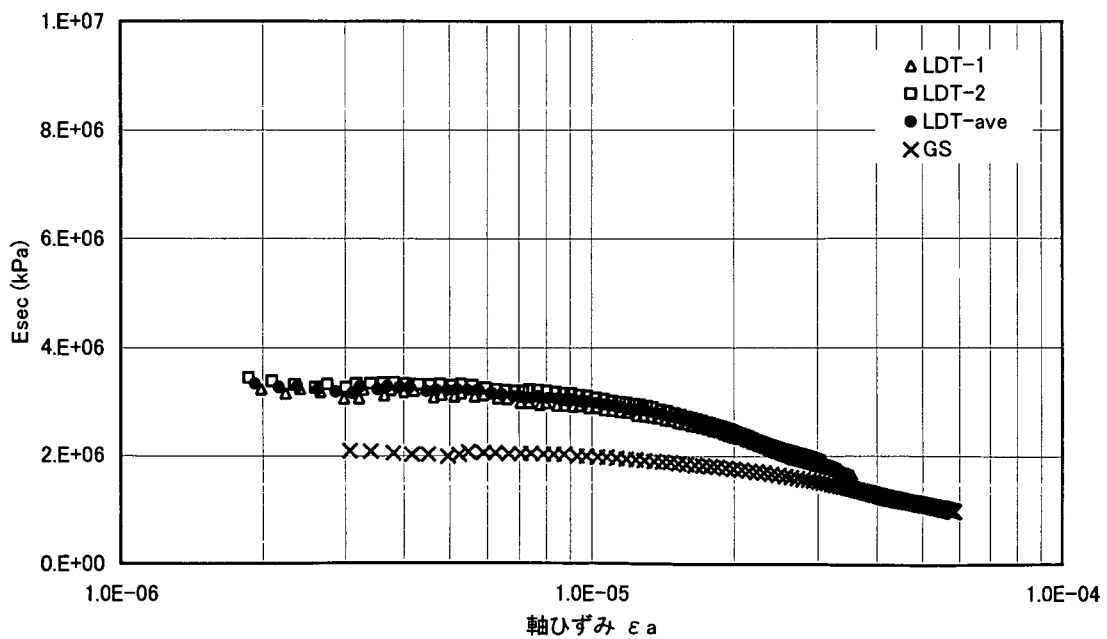
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 196$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

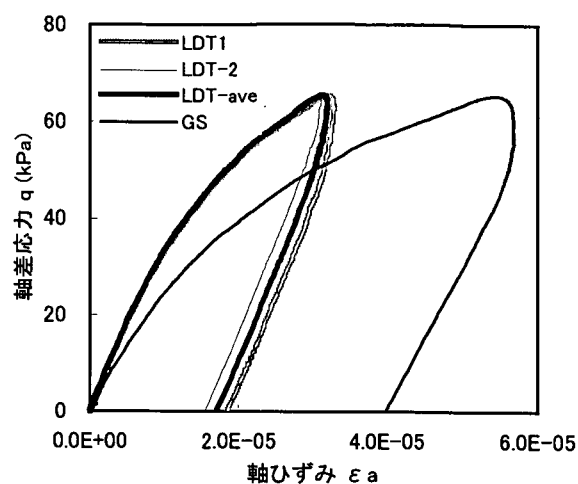
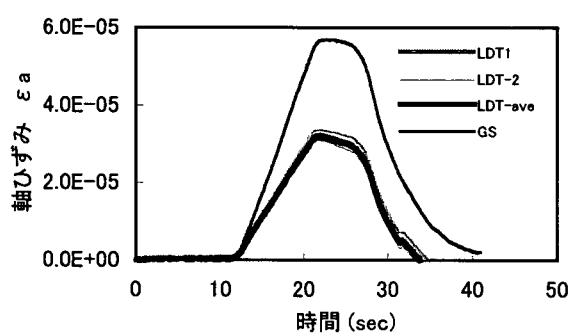
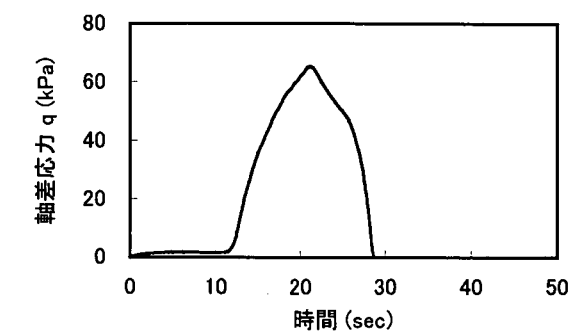


E_{sec} と ε_a の関係

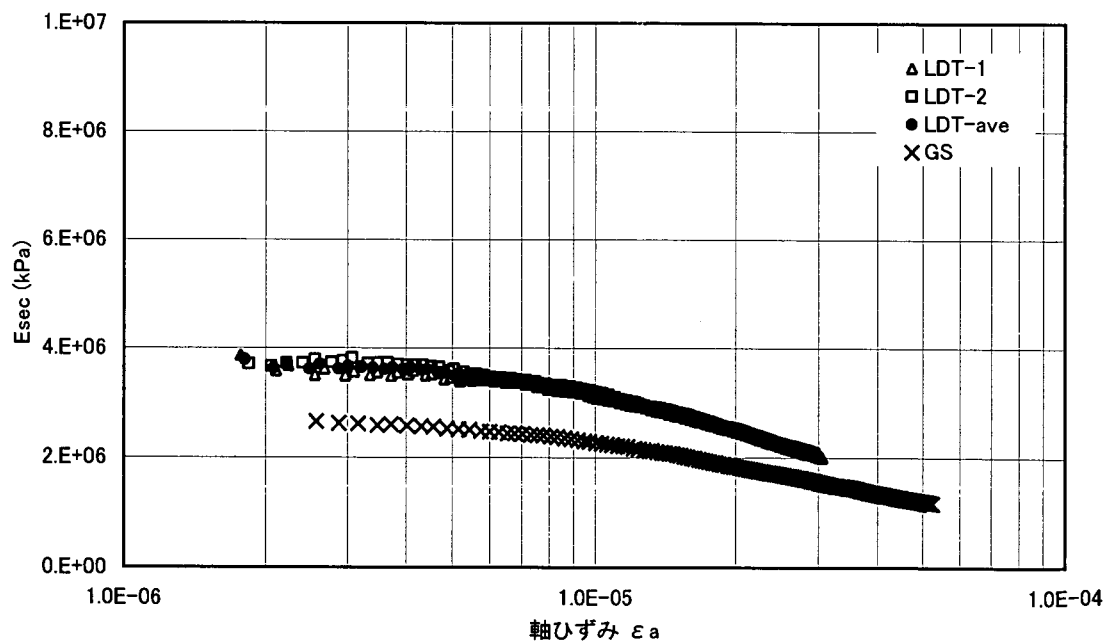
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 294$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

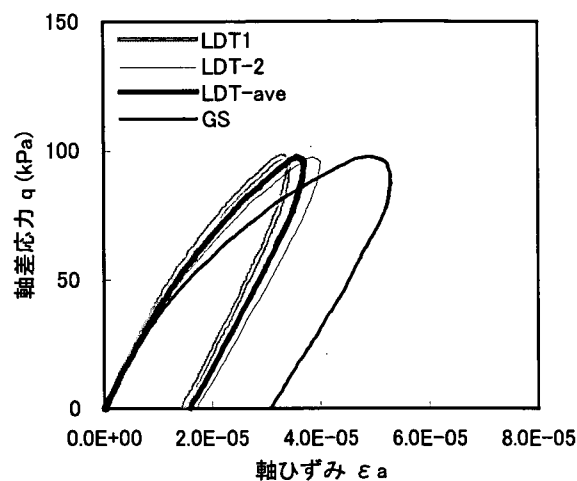
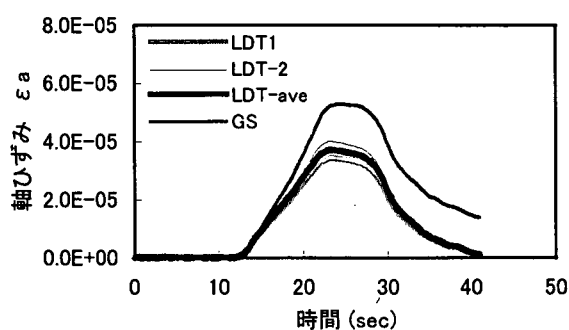
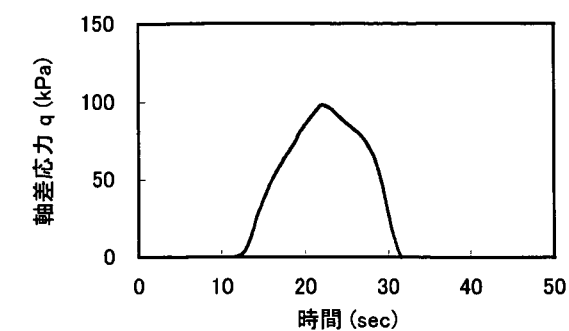


E_{sec} と ε_a の関係

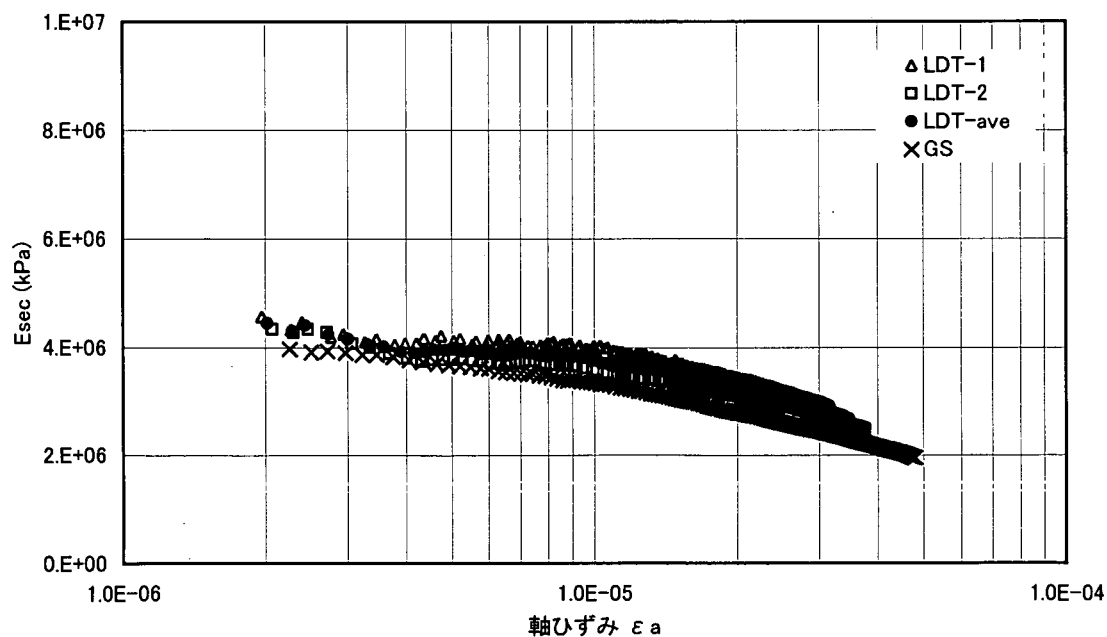
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 490$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

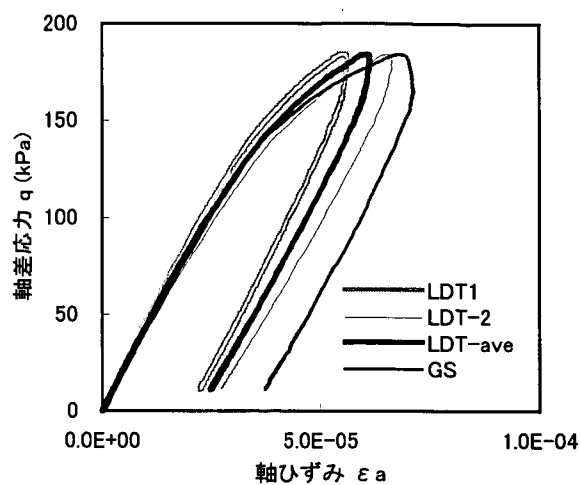
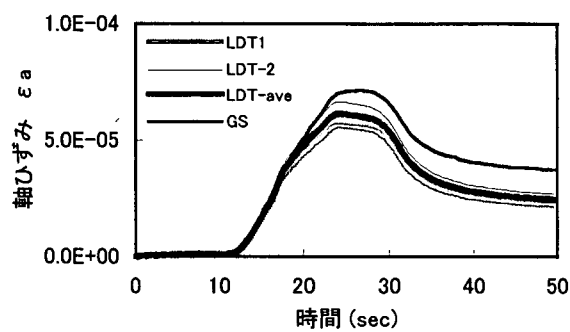
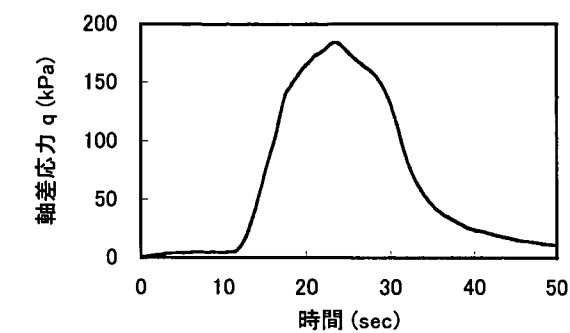


E_{sec} と ε_a の関係

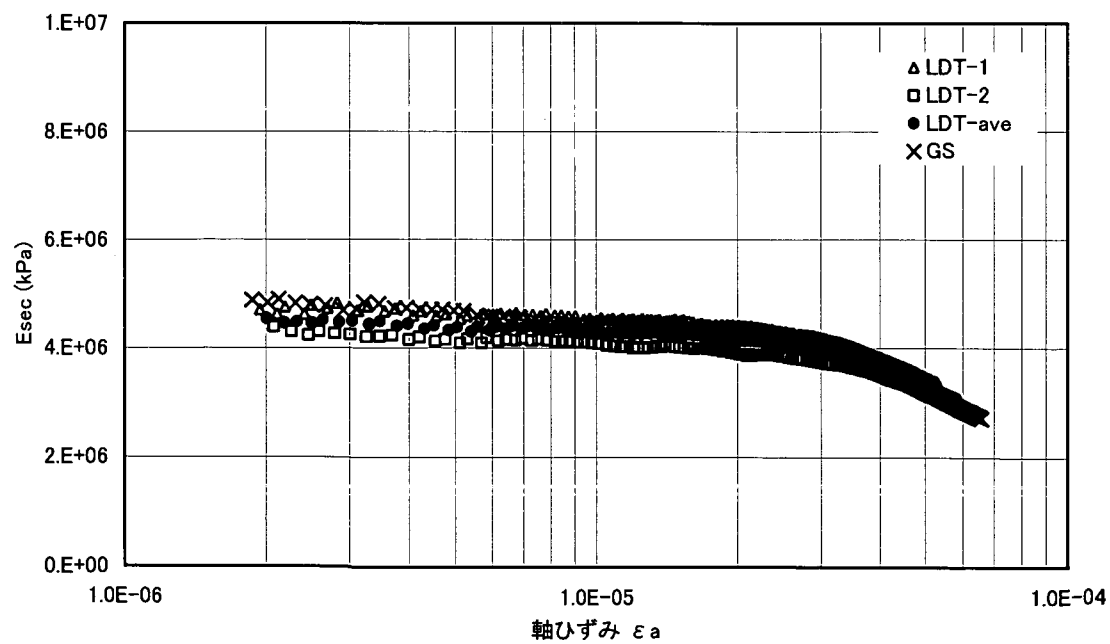
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 686$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

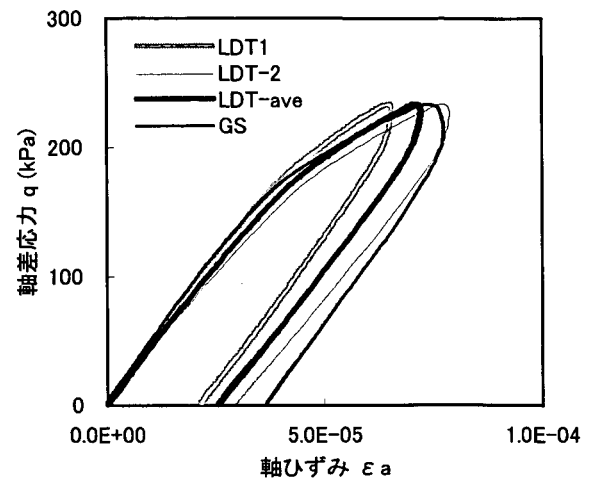
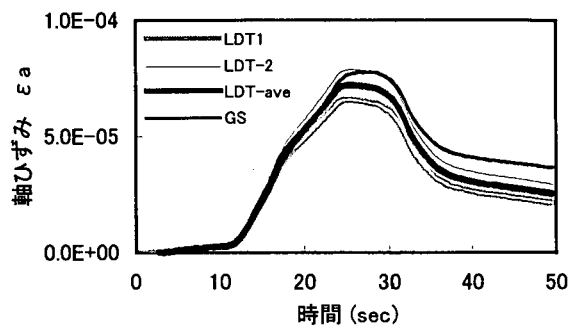
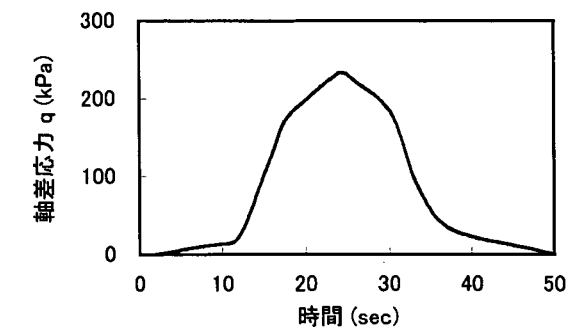


E_{sec} と ε_a の関係

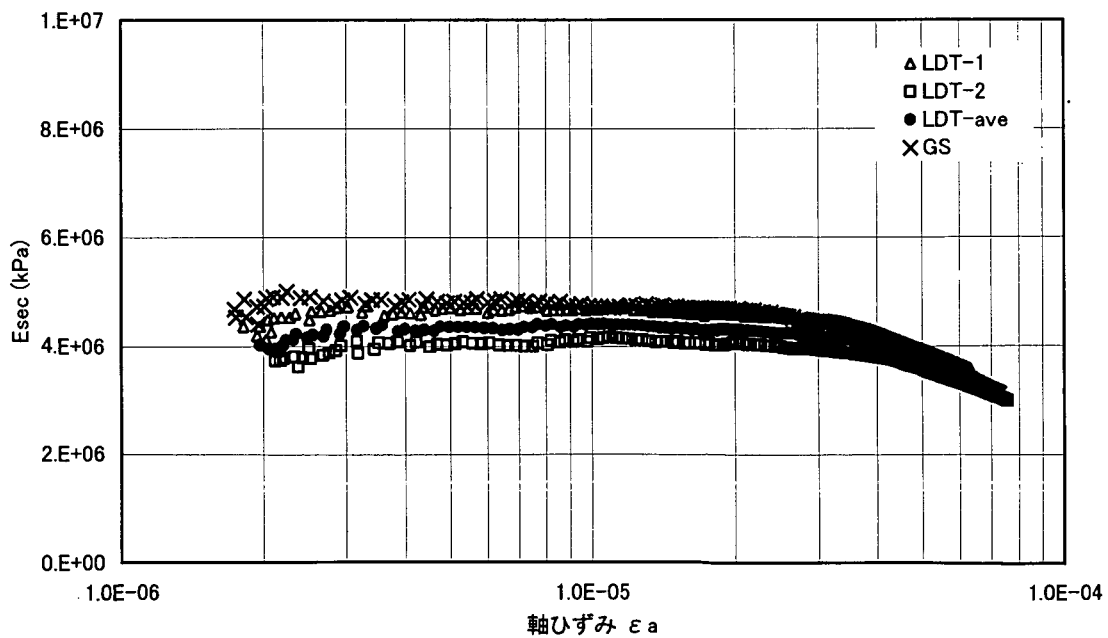
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 980$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

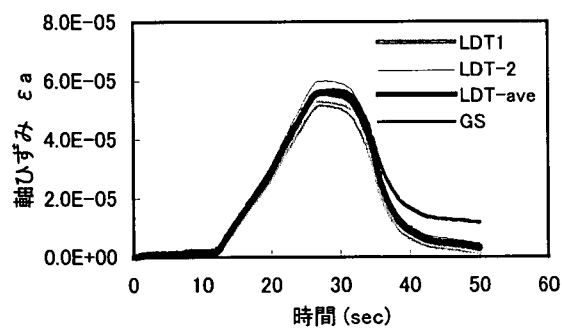
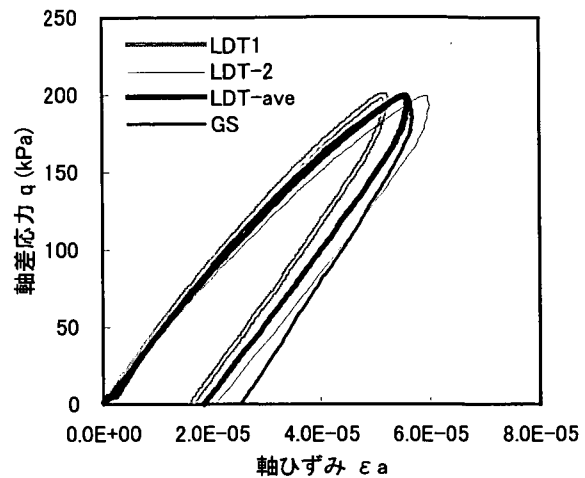
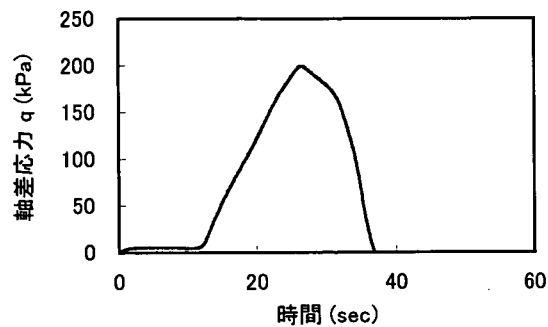


E_{sec} と ε_a の関係

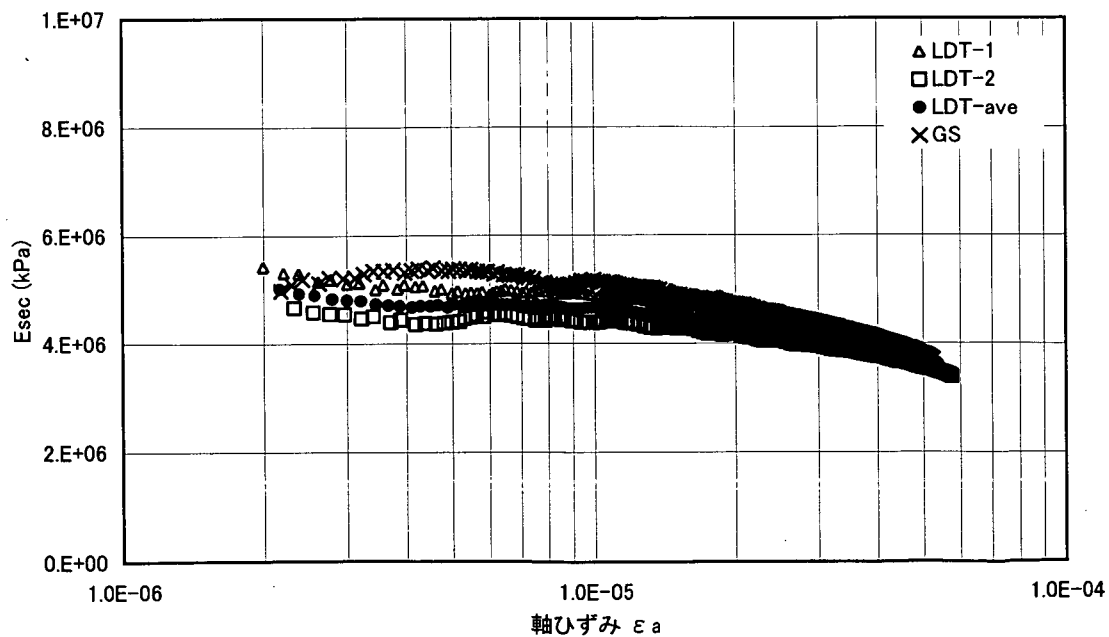
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST5

$\sigma_c = 1470$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

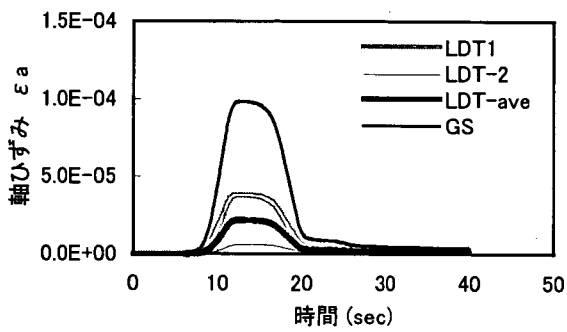
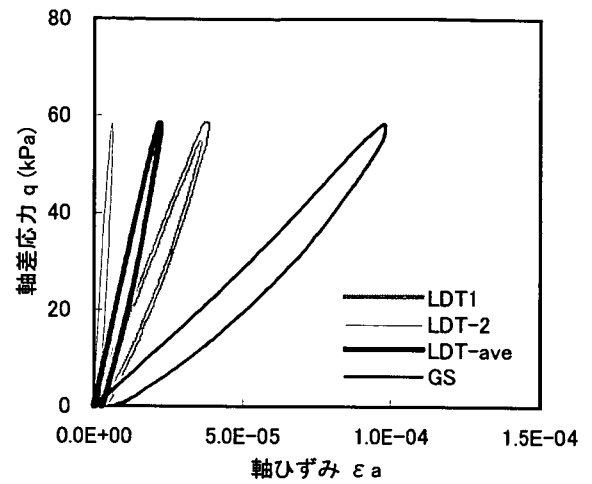
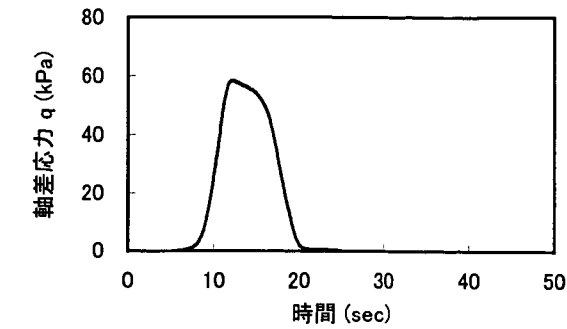


E_{sec} と ε_a の関係

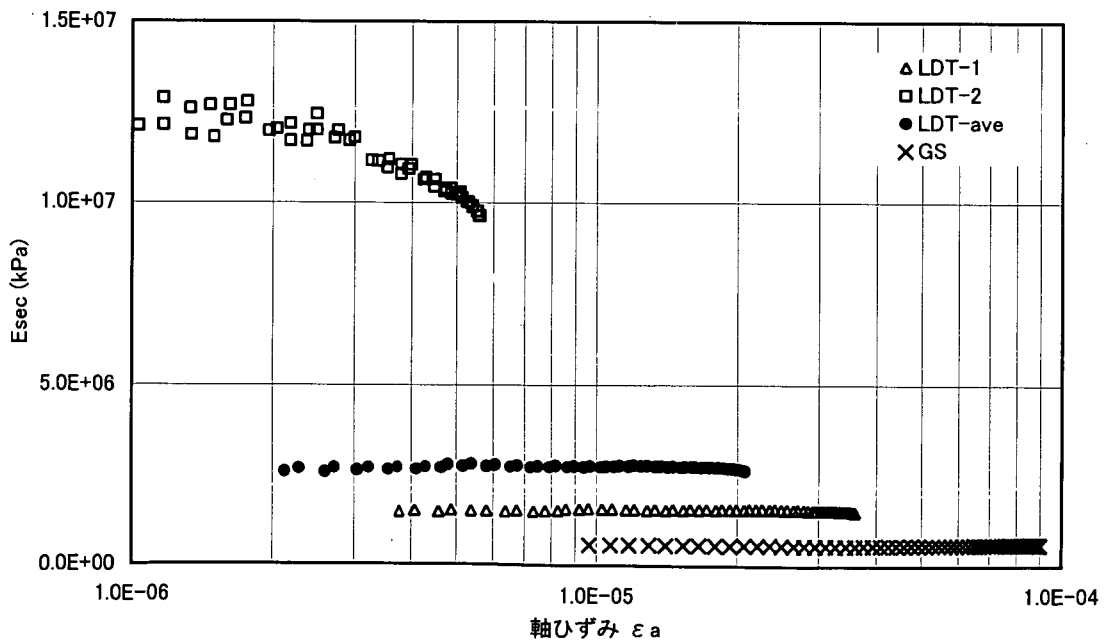
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 49$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

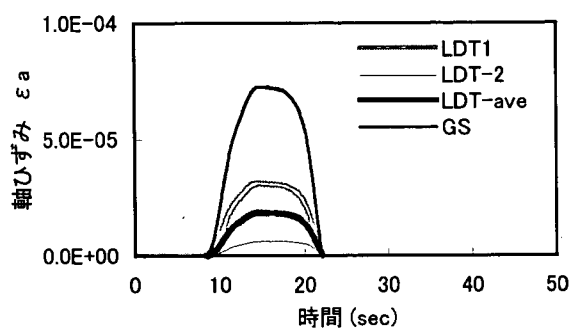
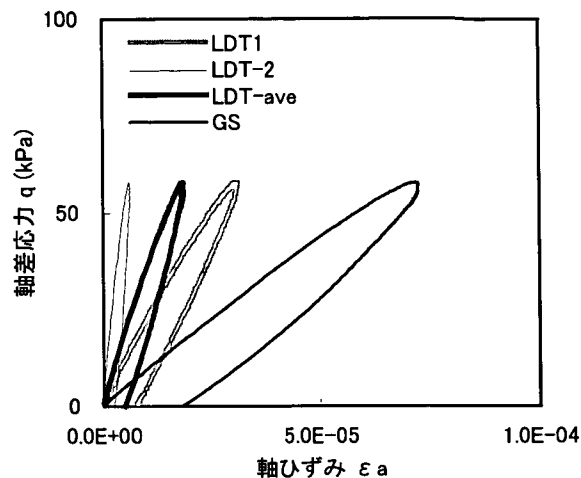
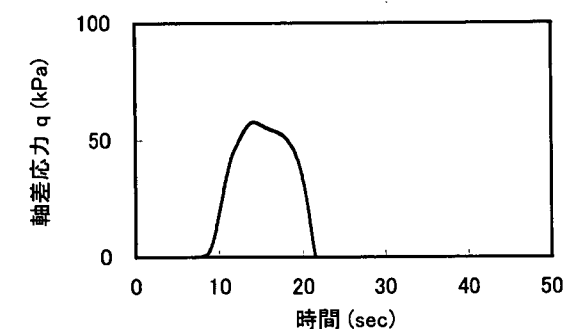


E_{sec} と ε_a の関係

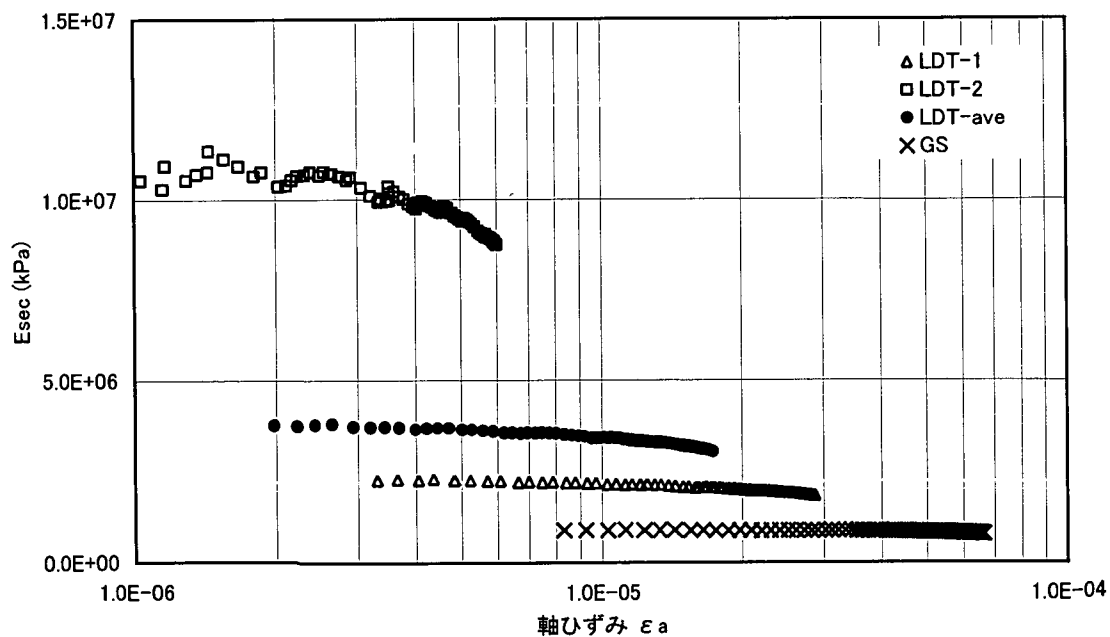
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 98$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

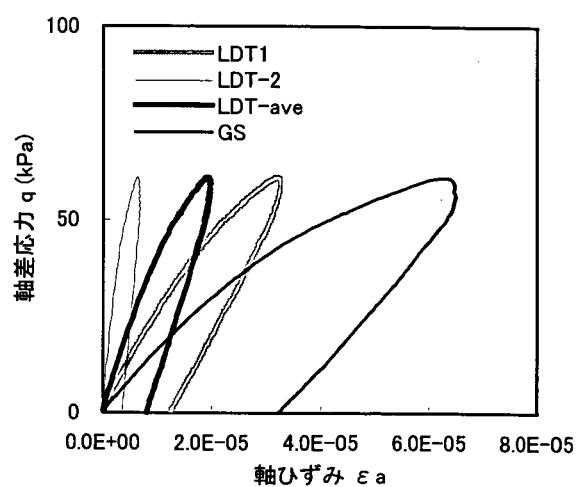
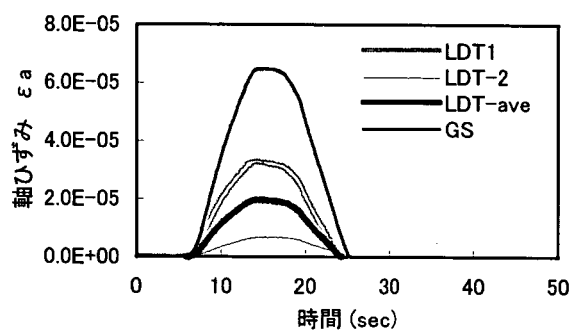
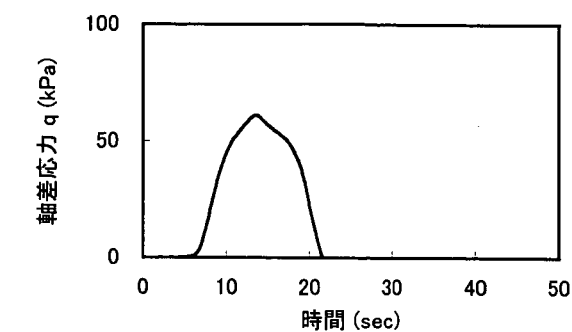


E_{sec} と ε_a の関係

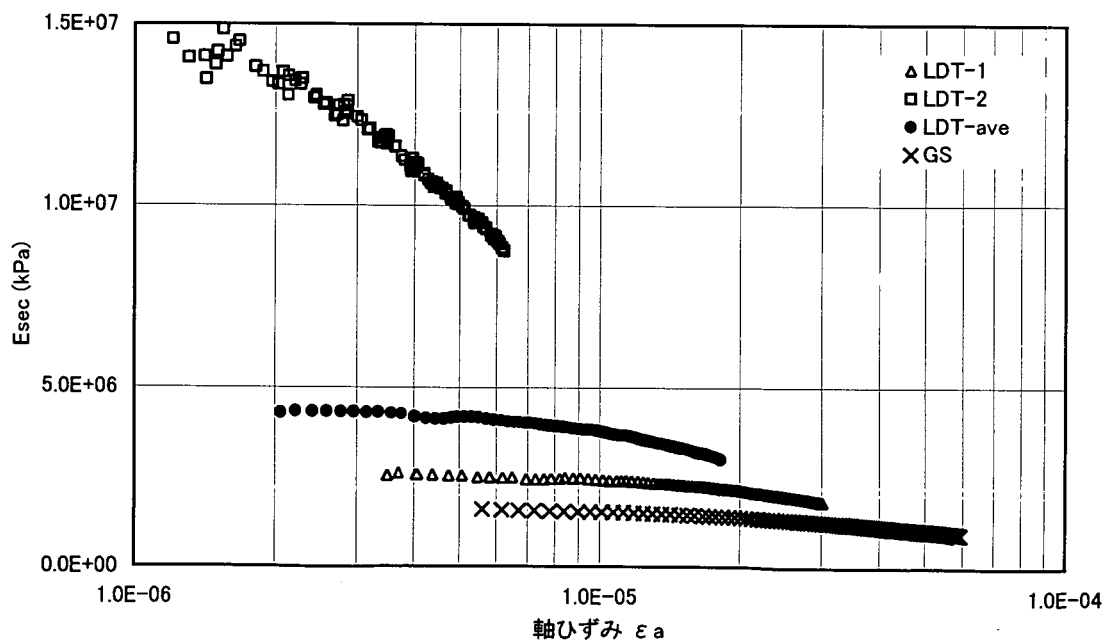
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 196$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

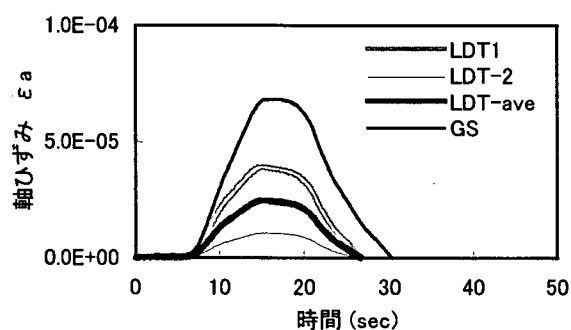
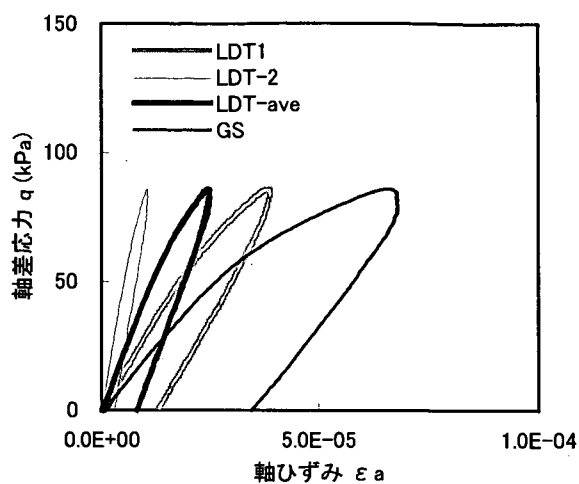
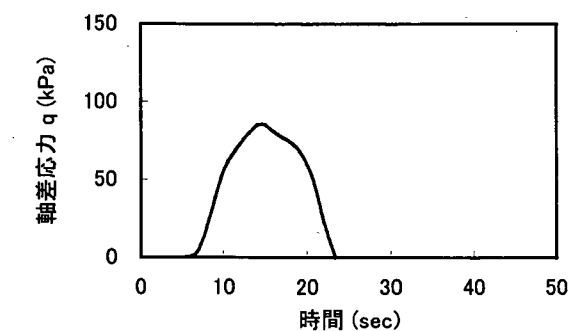


E_{sec} と ε_a の関係

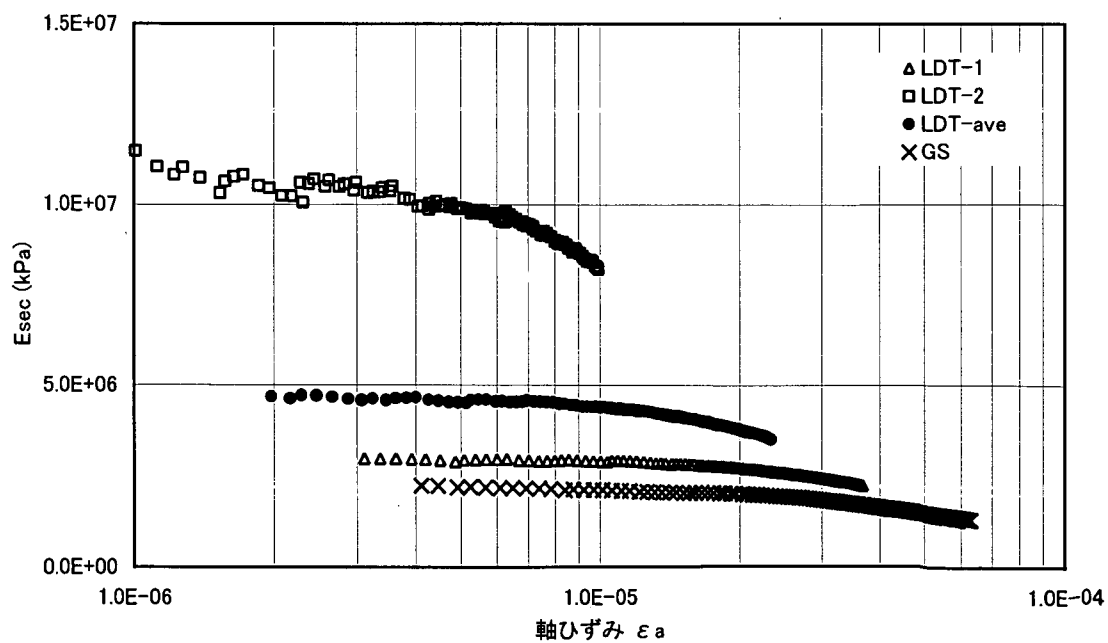
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 294$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

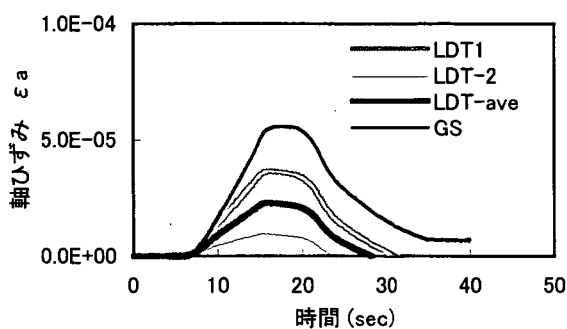
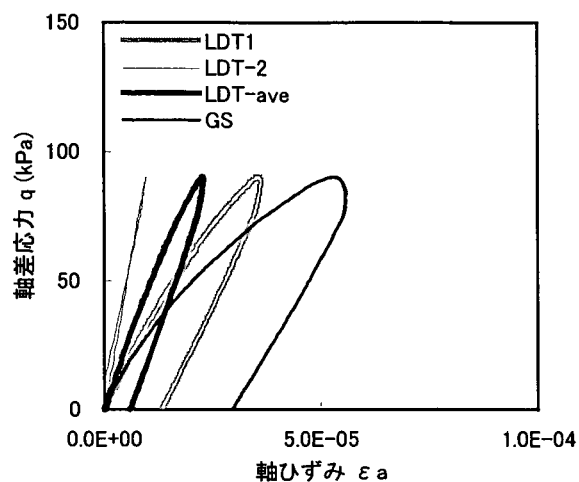
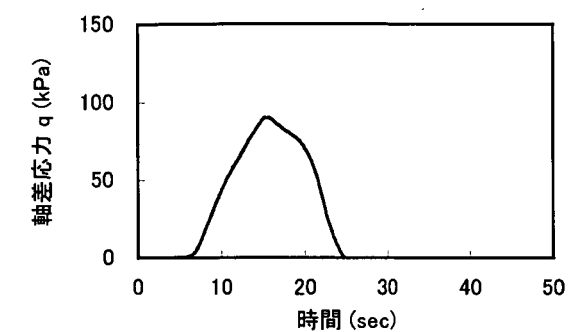


E_{sec} と ϵ_a の関係

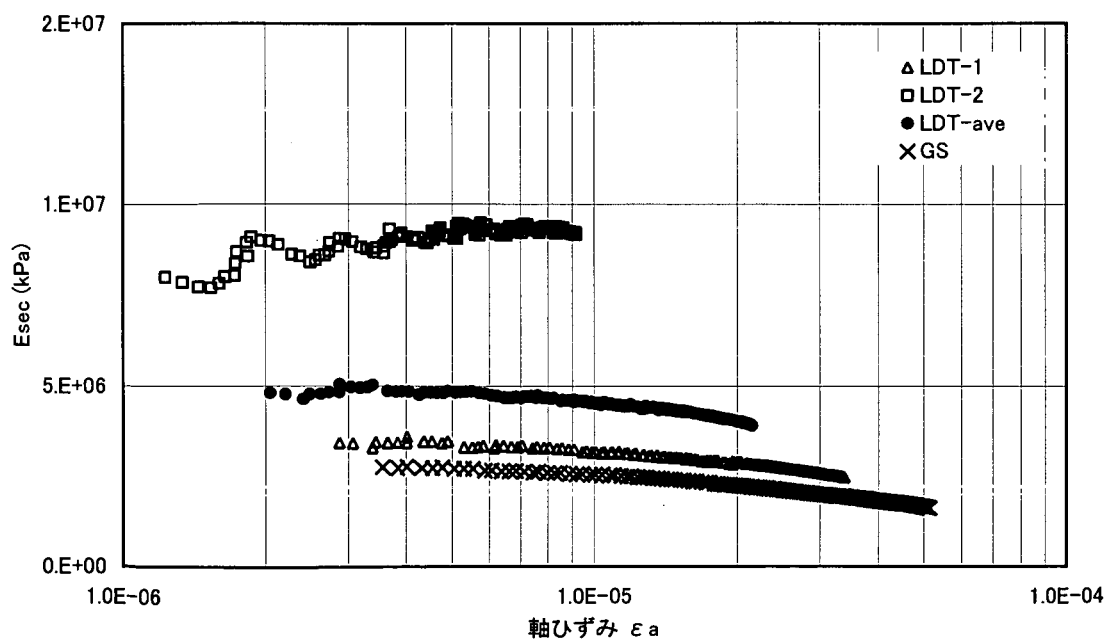
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 490$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

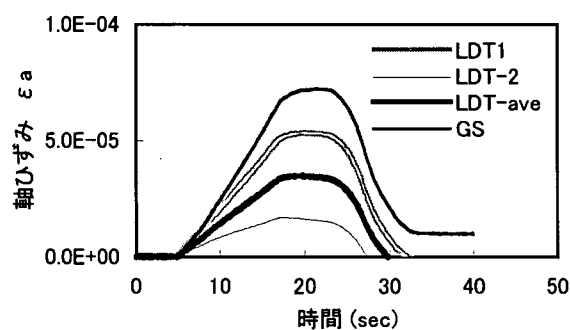
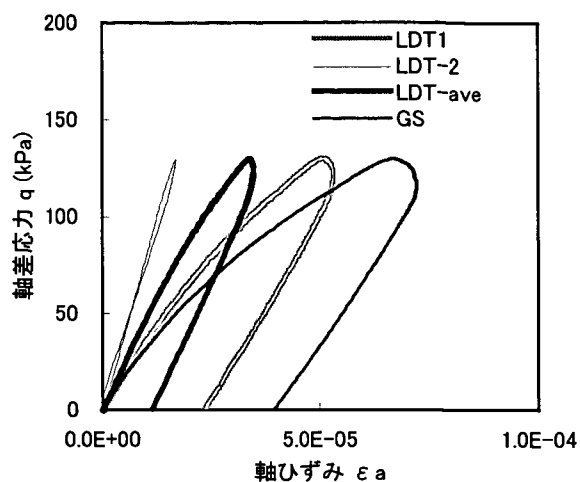
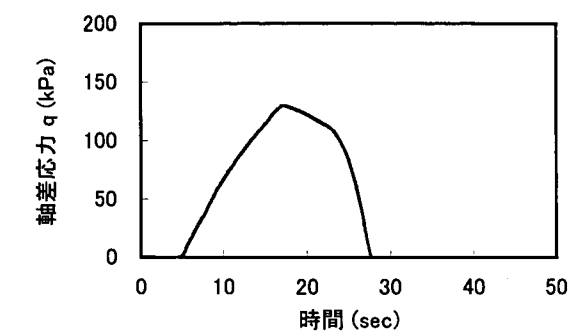


E_{sec} と ε_a の関係

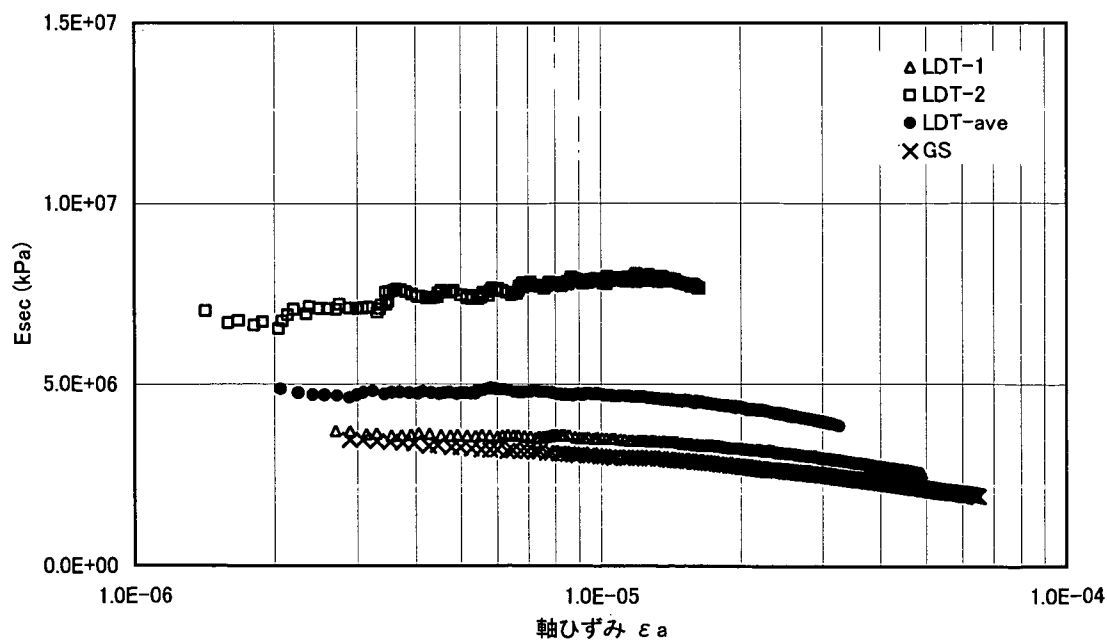
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 686$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

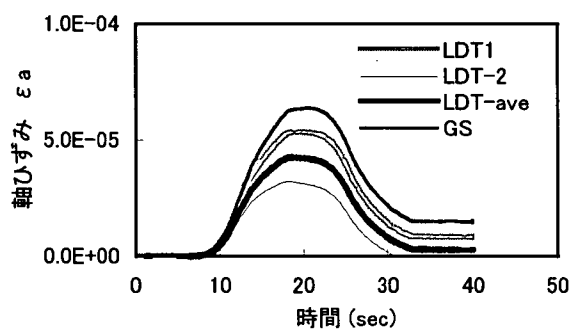
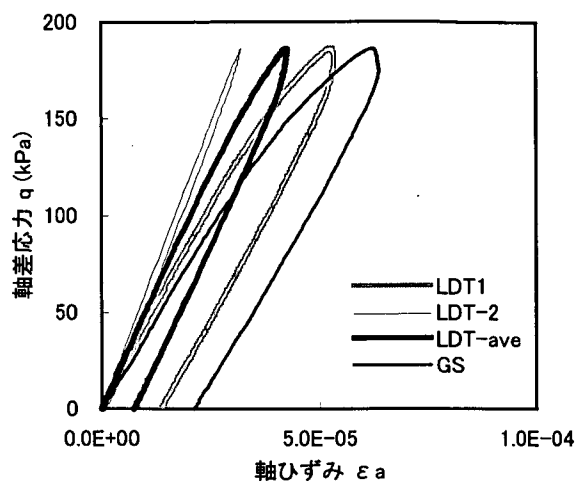
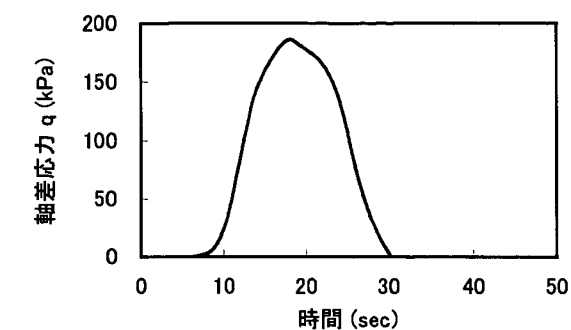


Esecと ε_a の関係

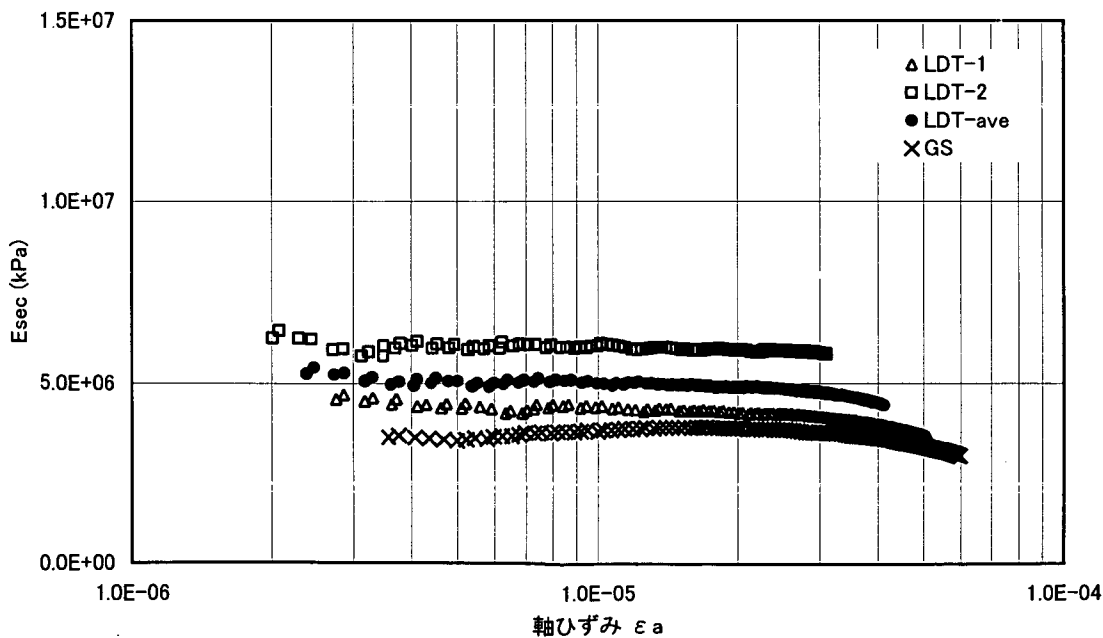
段階荷重三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 980$ (kPa)



時刻歴および応力～ひずみ曲線

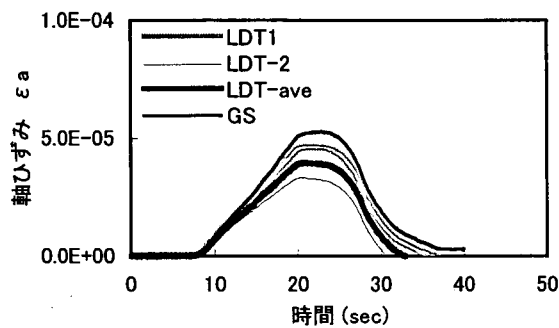
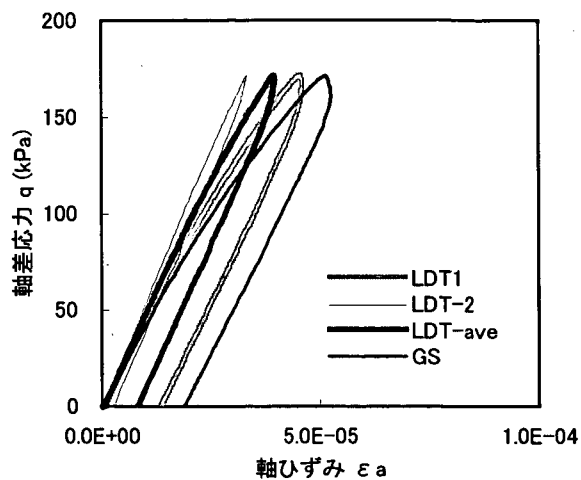
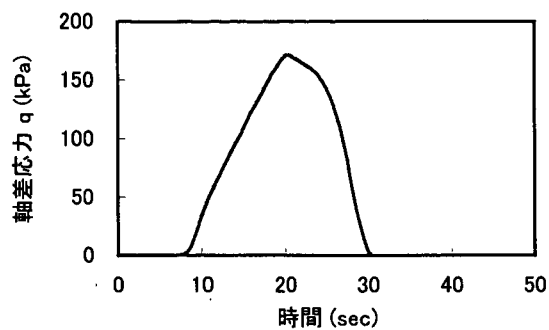


E_{sec} と ε_a の関係

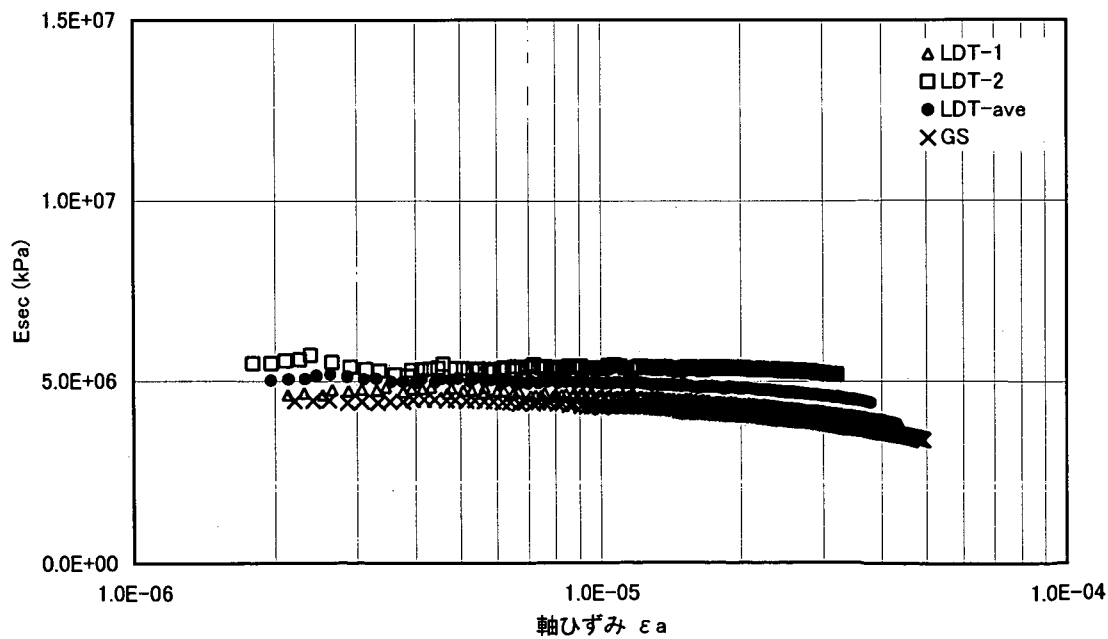
段階載荷三軸変形試験(試験Ⅲ)

No. 人工軟岩 ST6

$\sigma_c = 1470$ (kPa)

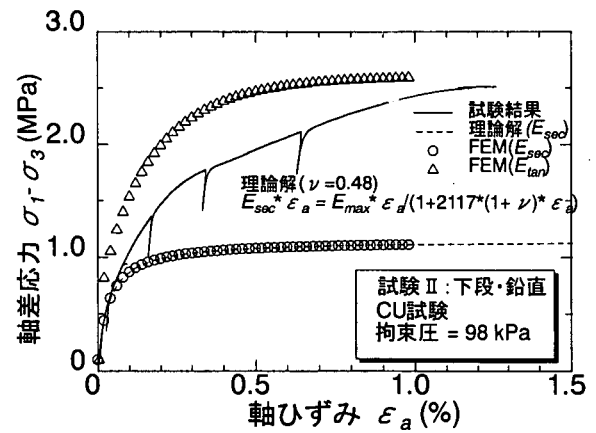
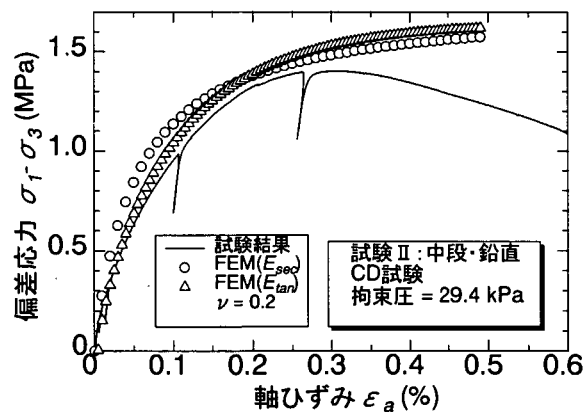
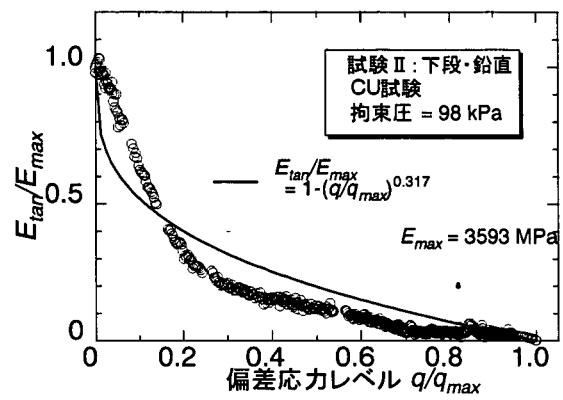
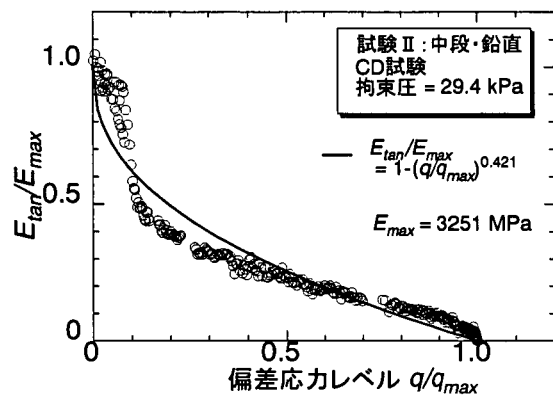
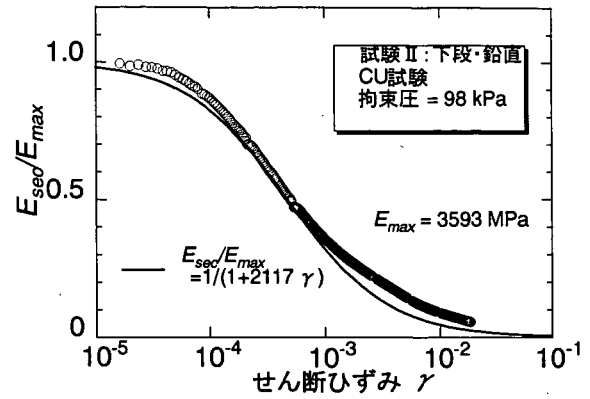
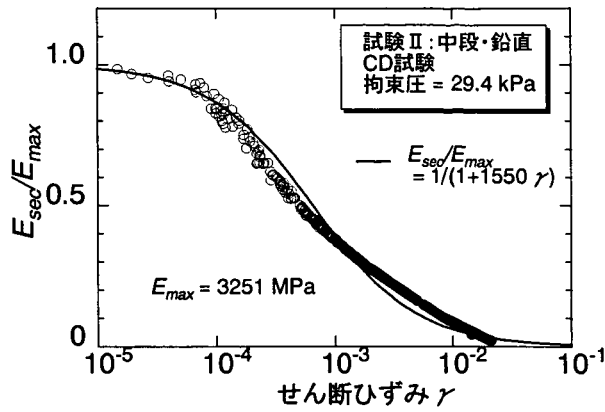


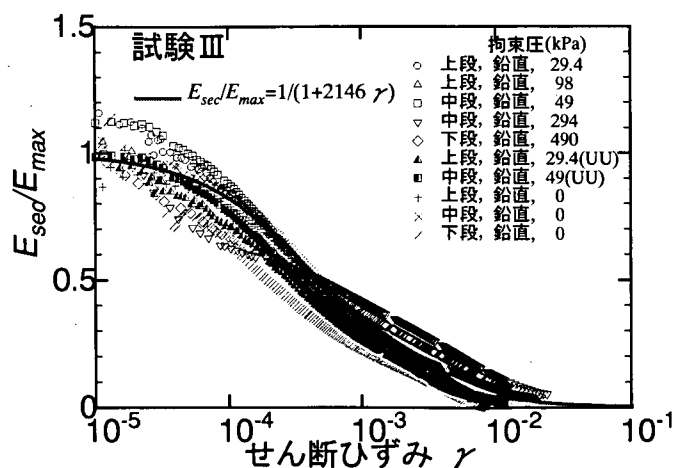
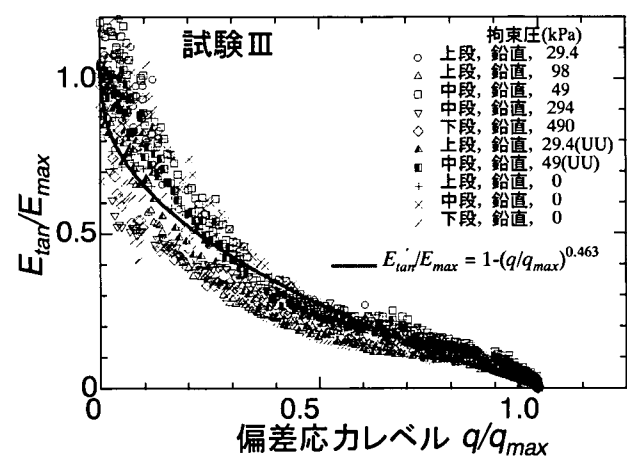
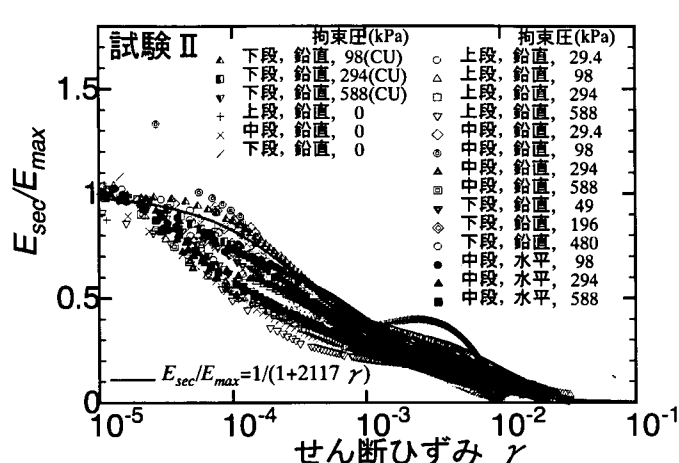
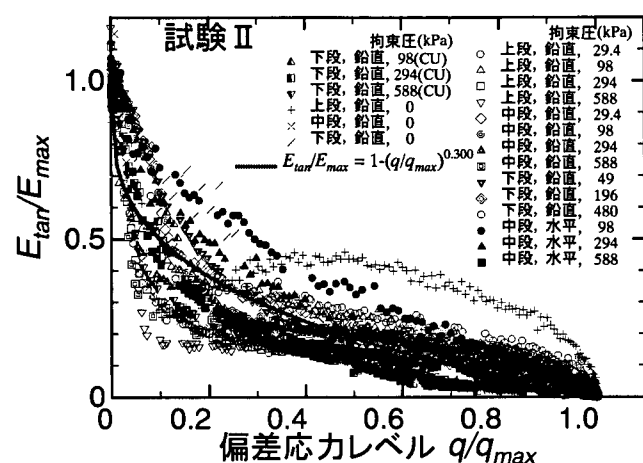
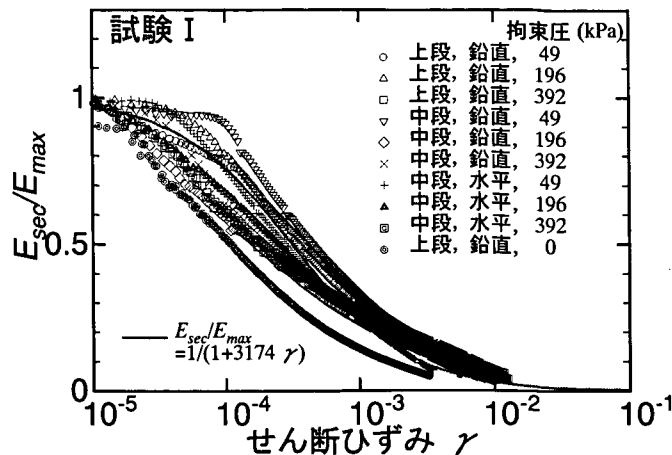
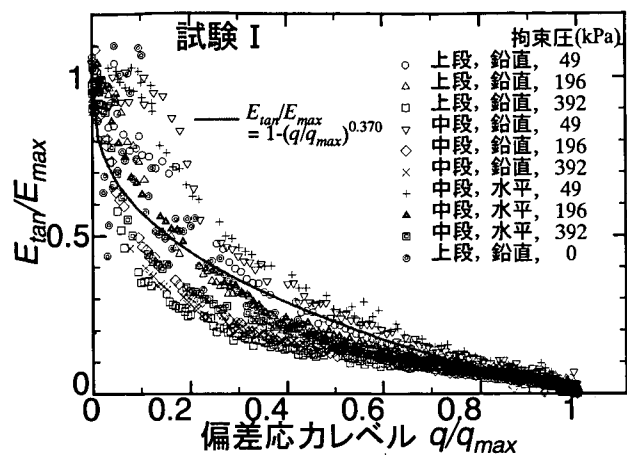
時刻歴および応力～ひずみ曲線



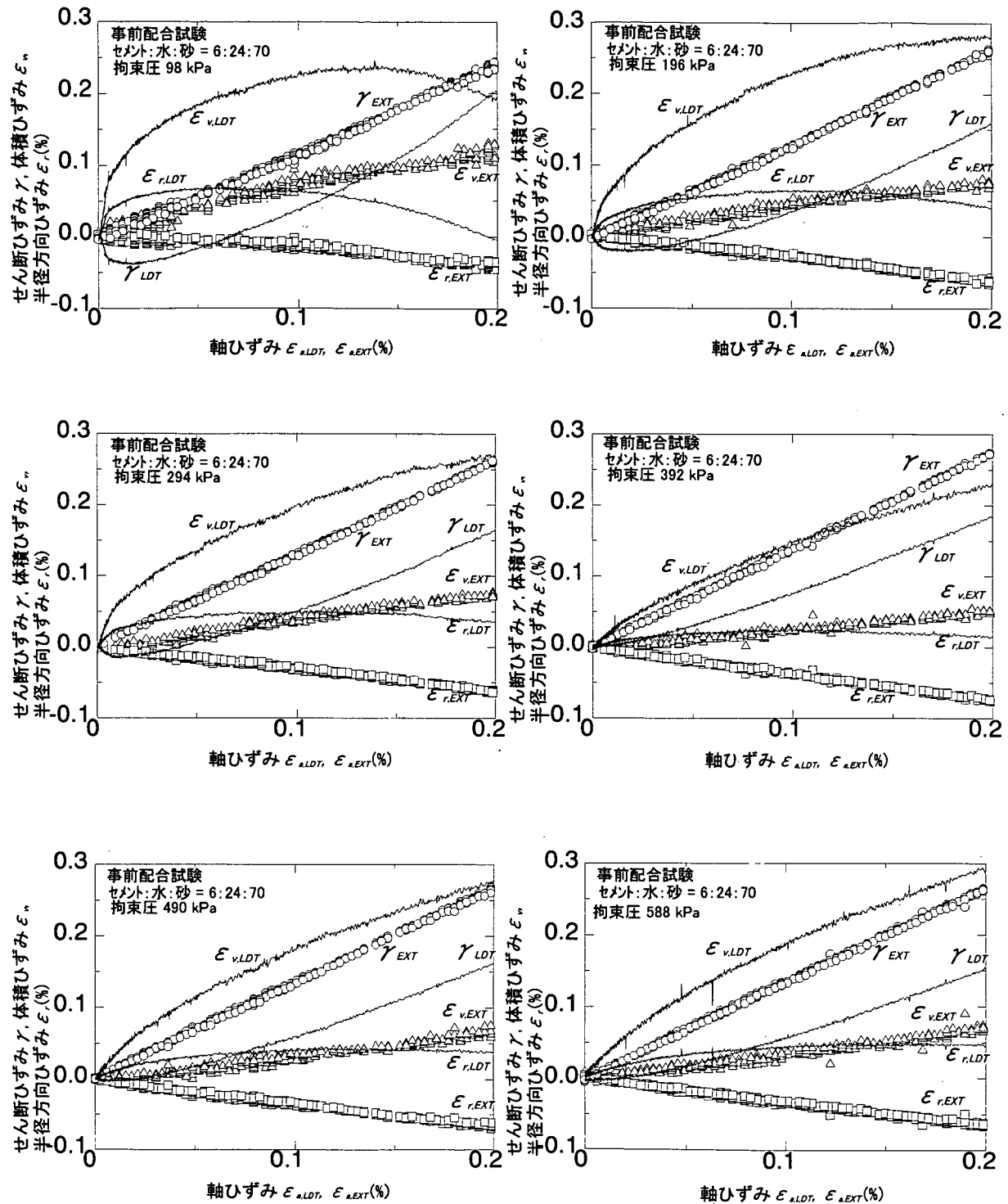
E_{sec} と ε_a の関係

5. 人工軟岩の非線形変形特性を考慮した三軸圧縮試験の数値シミュレーション例





6. 圧密排水三軸圧縮試験(事前配合試験)時の内体積ひずみで整理した体積ひずみ ϵ_v およびせん断ひずみ γ



7. 圧密排水三軸圧縮試験時の外体積ひずみで整理した体積ひずみ ε_v およびせん断ひずみ γ

