

緩衝材のオーバーパック支持力性能に関する検討  
(研究報告)

2004年2月

核燃料サイクル開発機構  
東海事業所

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49  
核燃料サイクル開発機構  
技術展開部 技術協力課

電話:029-282-1122(代表)  
ファックス:029-282-7980  
電子メール:jsserv@jnc.go.jp

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:  
Technical Cooperation Section,  
Technology Management Division,  
Japan Nuclear Cycle Development Institute  
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184,  
Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)  
2004

緩衝材のオーバーパック支持力性能に関する検討

(研究報告)

平井 卓, 棚井 憲治, 菊池 広人\*, 高治 一彦\*\*, 大沼 敏\*\*\*

要 旨

緩衝材に求められるオーバーパック支持性能や応力緩衝性能に関しては、「第2次取りまとめ」において、設定された仕様の人工バリアに対する安定性やオーバーパック作用応力の評価を行っている。しかし、設定された仕様の安全裕度や設計根拠については必ずしも明確ではない。そこで、安全裕度や設計根拠を明確にするために、人工バリアにおける緩衝材中でオーバーパックが変形する場合の作用荷重と変形の関係や破壊に至るような極限荷重が存在するかなどについて、縮小模型試験と解析を用いた検討を実施した。検討の結果、オーバーパックの円筒軸方向の変形の増加に対して、作用荷重の増加は減少する傾向にあるものの、周辺の岩盤など剛性の高い境界による緩衝材の拘束効果により明確な極限荷重は現れず、変形が大きくなれば変形量と作用荷重の関係を関数で近似できることが明らかになった。

東海事業所 環境保全センター 処分研究部 処分バリア性能研究グループ

\* 検査開発(株)

\*\* (株)竹中工務店

\*\*\* (株)竹中土木

# Assessment on Bearing Capacity of Buffer Material to Overpack

(Research Document)

Takashi HIRAI, Kenji TANAI, Hirohito KIKUCHI\*, Kazuhiko TAKAJI\*\*  
Satoshi OHNUMA\*\*\*

## Abstract

The objective of this report is to clarify the characteristics of the bearing capacity of the buffer material against the deformation of the overpack in the engineered barrier system. In the second progress report by JNC, it was reported that the well designed engineered barrier system is stable and safety on mechanical support of the overpack to ensure stability and stress which acts on the overpack by some analysis. However, the degree of the capacity to the ultimate state and the background datas of the design are not necessary clarified in the report. Therefore it is considered to be important to assess the ultimate state and make the relationship clear between deformation and bearing capacity of the overpack in the engineered barrier system. So the scale test and the simulation analysis were carried out for the longitudinal deformation of the overpack in the saturated buffer material constrained by the host rock. From the result of the scale test and the analysis it appears that the bearing capacity is increasing with the deformation of the overpack even if the bearing capacity is over the yielding force and the relationship between deformation and bearing capacity can be approximately expressed by the simple function.

Barrier Analysis Group, Waste Isolation Research Division, Waste Management and Fuel Cycle Research Center, Tokai Works

\* Kensakaihatsu Corporation

\* \* Takenaka Corporation

\* \* \* Takenaka Civil Engineering & Development.co.ltd

## 目 次

1 はじめに .....	1
2 縮小模型試験 .....	2
2.1 緩衝材の仕様 .....	2
2.2 試験手順と試験ケース .....	3
2.3 試験装置と計測点 .....	4
2.4 試験結果および考察 .....	7
2.4.1 飽和膨潤過程 .....	7
2.4.2 貫入過程 .....	12
2.4.3 試験体の密度分布 .....	17
3 解析 .....	18
3.1 解析概要 .....	18
3.2 緩衝材の構成モデル .....	18
3.3 縮小模型試験の解析 .....	22
3.3.1 解析結果及び考察 .....	23
3.3.2 長期の支持力に関する検討 .....	35
4 支持力に関する検討 .....	37
5 おわりに .....	40
参考文献 .....	41

## 目 次

図 2-1	縮小模型試験で対象とした人工バリア	2
図 2-2	試験体の概略形状	2
図 2-3	試験体のブロック分割	3
図 2-4	模型試験手順フロー	4
図 2-5	試験装置の概略	5
図 2-6	計測機器の配置図	6
図 2-7	飽和膨潤過程における土圧の時間変化	8
図 2-8	飽和膨潤過程における間隙水圧の時間変化	9
図 2-9	飽和膨潤過程における有効応力の時間変化	10
図 2-10	膨潤試験における膨潤応力と模型試験における膨潤応力の比較	11
図 2-11	貫入過程における増分土圧の時間変化	13
図 2-12	貫入過程における増分土圧とピストン変位の関係	14
図 2-13	貫入過程における増分間隙水圧の時間変化	15
図 2-14	貫入過程における増分間隙水圧とピストン変位の関係	16
図 2-15	CT 値の分布	17
図 2-16	CT 値の高い領域区分	17
図 3-1	応力比と正規化平均有効応力の関係	19
図 3-2	圧密応力と間隙比の関係	20
図 3-3	$\lambda$ の推定値と正規化平均有効応力の関係	20
図 3-4	応力比と軸ひずみの関係	21
図 3-5	軸対称解析に用いたメッシュ分割	22
図 3-6	载荷応力とピストン変位の関係	24
図 3-7	ピストン中央の作用土圧増分とピストン変位の関係	25
図 3-8	底部中央付近の作用土圧増分とピストン変位の関係	25
図 3-9	底部中央付近の間隙水圧増分とピストン変位の関係	26
図 3-10	側面下部の作用土圧増分とピストン変位の関係	26
図 3-11	側面下部の間隙水圧増分とピストン変位の関係	27
図 3-12	側面上部の作用土圧増分とピストン変位の関係	27
図 3-13	側面上部の間隙水圧増分とピストン変位の関係	28
図 3-14	頂部の作用土圧増分とピストン変位の関係	28
図 3-15	頂部の間隙水圧増分とピストン変位の関係	29
図 3-16	CASE1 における応力比コンター	30

図 3-17	CASE2 における応力比コンター	31
図 3-18	CASE1 における平均有効応力コンター	32
図 3-19	CASE2 における平均有効応力コンター	33
図 3-20	杭先端の破壊の考え方 (山口,2002 を修正)	34
図 3-21	CASE2 におけるピストン変位 20mm における湿潤密度分布	34
図 3-22	X 線 CT 測定結果より得られる湿潤密度の高い領域	35
図 3-23	腐食速度での貫入に対する解析結果と CASE2 の試験および解析結果の比較	36
図 4-1	地盤の荷重-沈下曲線(山口,2002)	37
図 4-2	変位/載荷応力と変位の関係	38
図 4-3	載荷応力と変位の関係の両対数表示	39
図 4-4	正規化載荷応力と正規化変位の関係	40

## 表 目 次

表 2-1	試験体の緩衝材仕様	3
表 2-2	試験ケースと試験条件	4
表 2-3	試験装置の性能	6
表 3-1	解析ケースと解析条件および定数	22

## 写 真 目 次

写真 2-1	緩衝材加工用圧縮装置	3
写真 2-2	試験体として用いた緩衝材ブロック	3
写真 2-3	試験装置の外観	5

## 1 はじめに

高レベル放射性廃棄物の地層処分における人工バリアにおいて、緩衝材には核種移行を抑制、遅延する機能が期待されている。このような機能を保持するために力学的側面から求められる緩衝材の性能としては、オーバーパックを安定に支持できる支持性能と岩盤クリープやオーバーパックの腐食膨張などの影響によってオーバーパックが損傷しないようにする応力緩衝性能が挙げられる。緩衝材の支持性能に関しては、「我が国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性 - 地層処分研究開発第2次取りまとめ」(以後「第2次取りまとめ」と称す)(核燃料サイクル開発機構, 1999)において、オーバーパックの沈下を解析により評価し、沈下量が小さく応力的にも安定であると報告している。また、応力緩衝性についても、岩盤クリープとオーバーパック腐食膨張の影響を考慮した解析により緩衝材の安定性を確認するとともにオーバーパックへの影響も評価している。

しかし、「第2次取りまとめ」における検討においては、設定された仕様と解析条件に対する評価はなされているものの、設定された仕様の安全裕度や設計の根拠が必ずしも明確でない。そこで、安全裕度や設計根拠を明確にするためには、緩衝材が力学的に不安定になり塑性流動などが生じる限界状態やオーバーパックへの作用荷重と変形の関係など安全裕度や設計の根拠となる特性を把握する必要がある。そこで、本検討においては、このような特性を模型試験や解析により明らかにすることを目的とし、オーバーパックの円筒軸方向の変形に対する貫入抵抗(支持力)特性や極限值(極限支持力)に関して詳細な検討を実施する。

## 2 縮小模型試験

縮小模型試験においては、「高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書 - 平成3年度 - 」(動力炉・核燃料開発事業団, 1992)において設定された仕様に基づき、オーバーパックが腐食膨張などで円筒軸方向に変形する挙動を模擬し、その対称性を考慮してハッチ部分の1/20縮尺模型を用いた。試験体は、図2-2に示す形状とし、オーバーパックの変形は中央部に鋼製のピストンを貫入することにより模擬した。

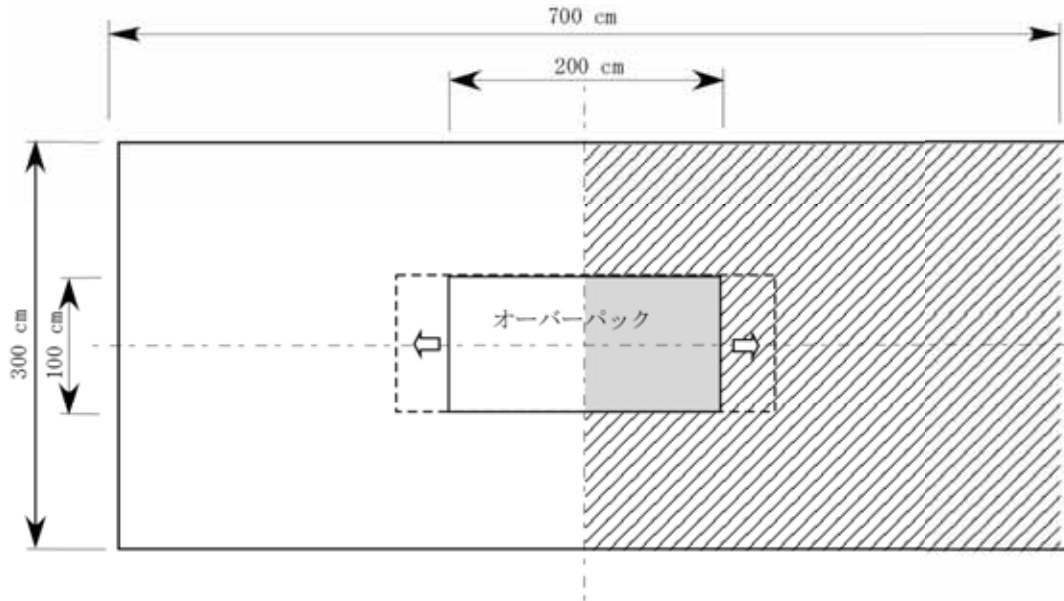


図 2-1 縮小模型試験で対象とした人工バリア

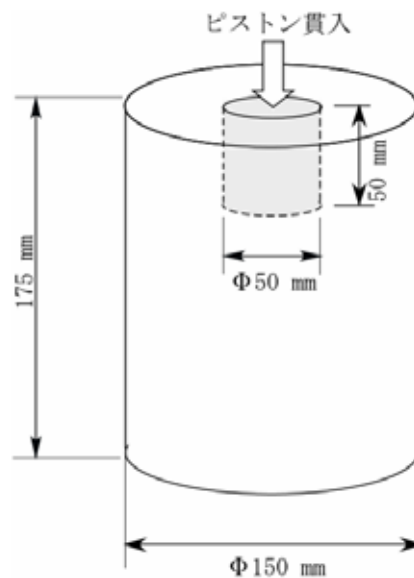


図 2-2 試験体の概略形状

### 2.1 緩衝材の仕様

これらの模型試験に用いた緩衝材は表 2-1 に示す「第2次取りまとめ」のリファレンス仕様とした。緩衝材は、写真 2-1 に示す圧縮機を用いて写真 2-2 に示すようなブロック状に圧縮成型されたものを用いた。図 2-3 に試験体のブロック分割を示す。



写真 2-1 緩衝材加工用圧縮装置

表 2-1 試験体の緩衝材仕様

ベントナイト種別	クニゲルV1
硅砂混合率	30%
硅砂比率	3号:5号 = 1:1
乾燥密度	1.6 Mgm <sup>-3</sup>



写真 2-2 試験体として用いた緩衝材ブロック

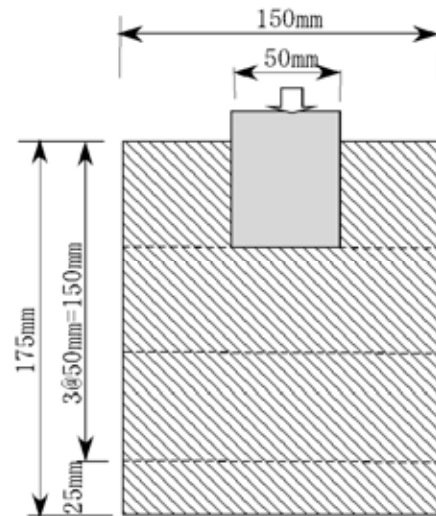


図 2-3 試験体のブロック分割

## 2.2 試験手順と試験ケース

試験手順は図 2-4 に示すフローに従って実施した。試験は大きく飽和膨潤過程と貫入過程に分かれている。飽和膨潤過程では、緩衝材ブロックを設置し密閉した容器を真空脱気した後、0.2MPa で加圧注水し、土圧計や水圧計により計測される膨潤圧の安定をもって飽和判定を行った。また、貫入過程では所定の一定速度で所定の変位までピストンを貫入させた。試験ケースは表 2-2 に示すピストンの貫入速度の異なる 2 ケースとした。

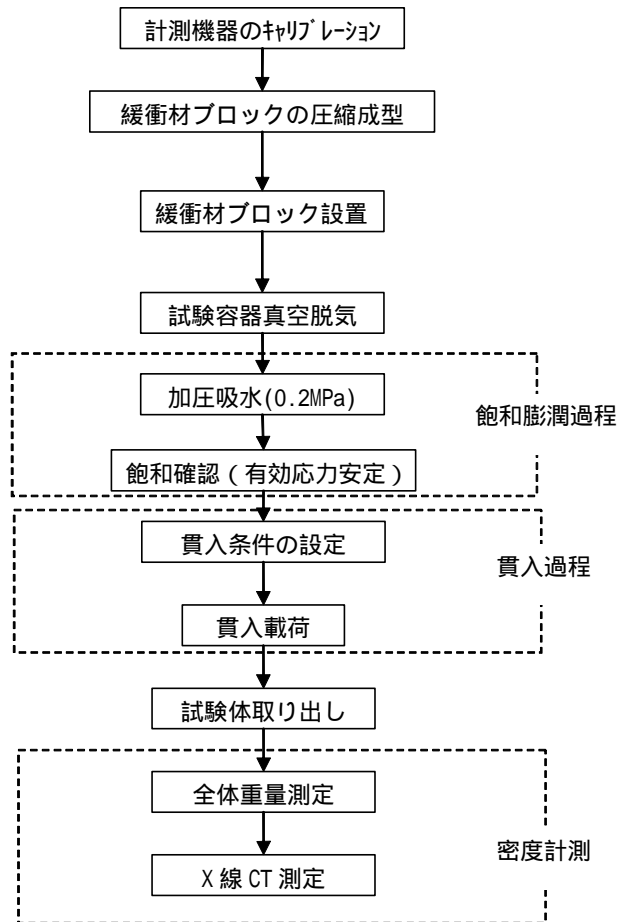


図 2-4 模型試験手順フロー

表 2-2 試験ケースと試験条件

ケース名	最大ピストン変位	载荷速度
CASE1	18.0 mm	0.15 mm/day
CASE2	21.6 mm	1.50 mm/day

### 2.3 試験装置と計測点

図 2-5 および写真 2-3 に試験装置を示す。装置は容器とピストンで構成されている。容器は円筒外周部を排水条件とするため金属焼結フィルターを設置し、それ以外の頂部と底部は非排水条件とした。一方、ピストンは、飽和膨潤過程においては長ボルトにより固定しておき、貫入時はボルトの固定治具を緩め载荷装置を用いて所定の速度で貫入することが可能な構造となっている。容器以外の装置は空気/水系制御装置、電動ジャッキによる载荷装置、自動計測/制御装置、パソコンより構成される。载荷装置の性能は表 2-3 に示すとおりであり低速での変位速度制御が可能である。

図 2-6 に計測点の配置を示す。計測項目は容器内壁およびピストンに作用する土圧と間隙水圧、载荷点に作用する荷重とピストンの変位である。

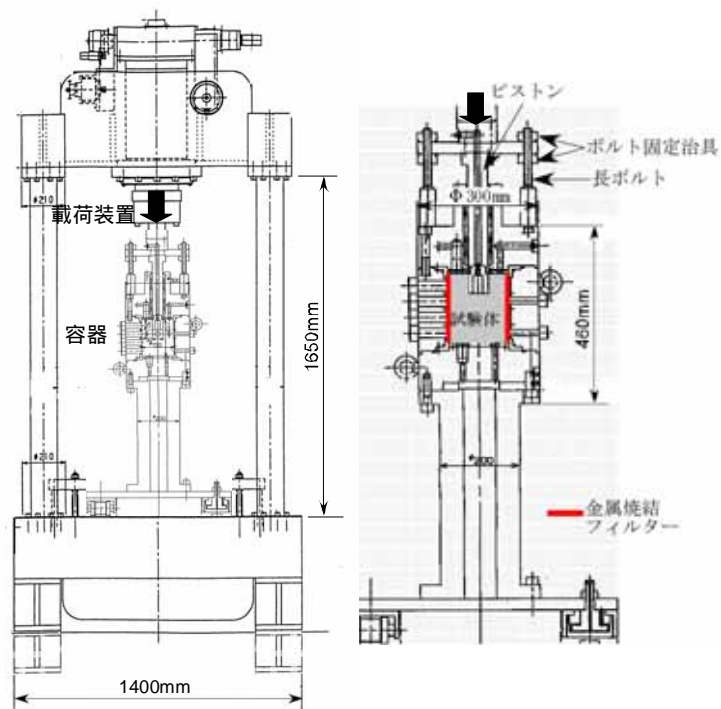


図 2-5 試験装置の概略



写真 2-3 試験装置の外観

表 2-3 試験装置の性能

部 位	機器名称	仕 様	
載荷部	ジャッキ	形式	DCサーボモータ駆動式ボールネジ式ジャッキ
		容量	40 tf
		ストローク	100 mm
		載荷速度	0.01 ~ 10mm/day
	ロードセル	形式	ひずみゲージ式
		容量	50 tf
容器部	土圧計	形式	ひずみゲージ式
		容量	200 MPa(ピストン下部) 10 MPa (11箇所)
	間隙水圧計	形式	ひずみゲージ式
		容量	2 MPa (5箇所)
	変位計	形式	ひずみゲージ式
		容量	50mm

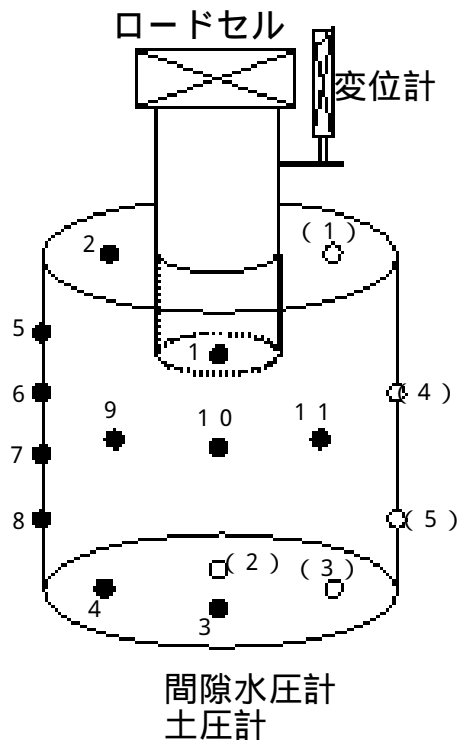


図 2-6 計測機器の配置図

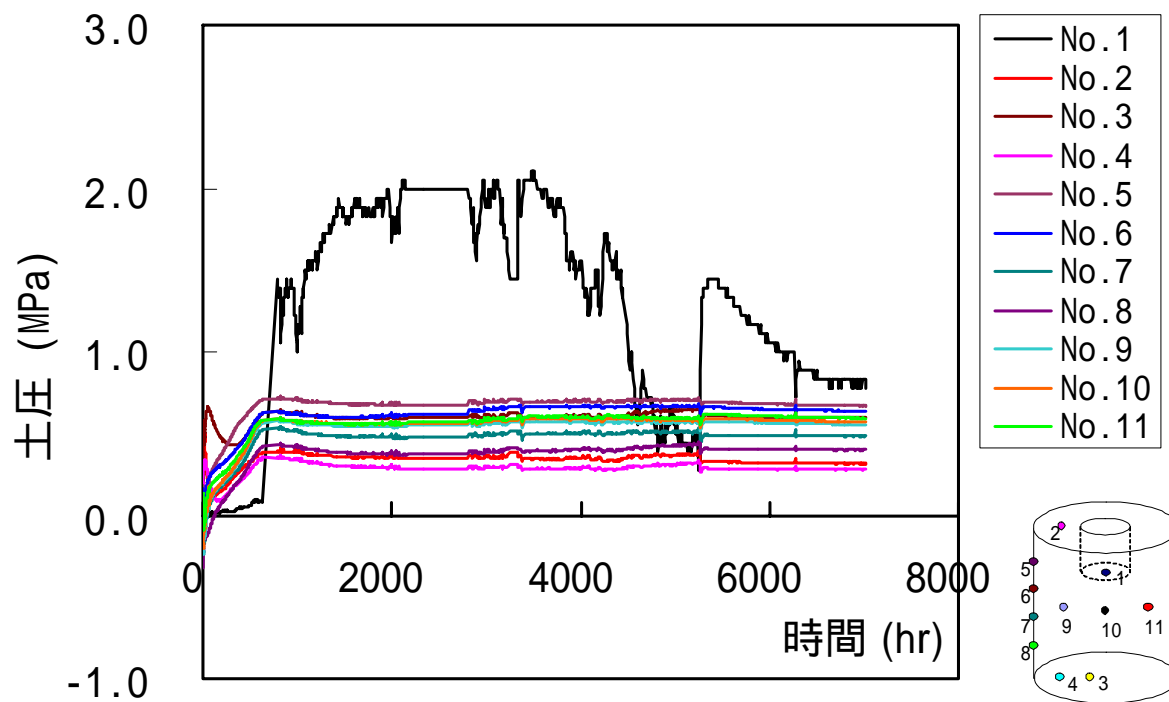
## 2.4 試験結果および考察

### 2.4.1 飽和膨潤過程

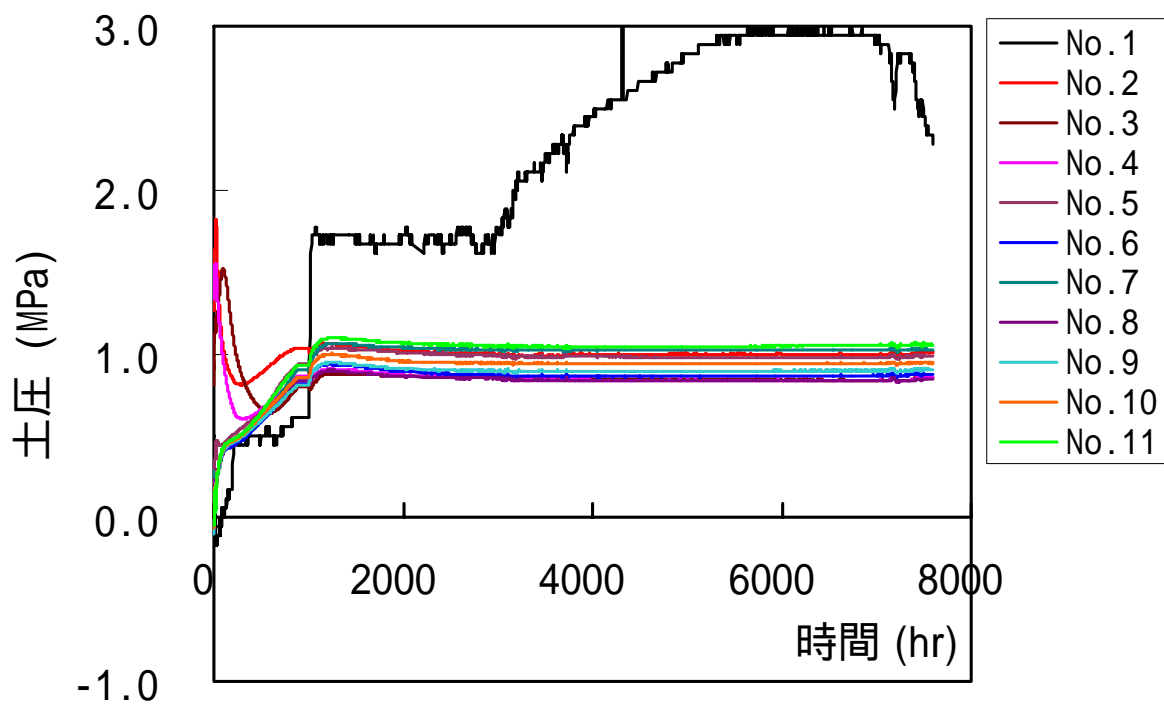
図 2-7 に CASE1 と CASE2 における各土圧計の膨潤過程における計測結果の時間変化を示す。いずれのケースもピストンに設置された No.1 土圧計以外は初期の挙動が異なるものの、2000 時間以降は土圧がほぼ一定となっている。No.1 土圧計の挙動が他の土圧計と異なるのは、飽和膨潤過程においてピストンは長ボルトにより固定されているが、夏季停電の際の室温上昇により長ボルトに温度ひずみが生じ、ピストンがわずかに変位したために生じたと推定される。

図 2-8 は各ケースの間隙水圧計の計測結果の時間変化を示したものである。CASE1 においては 2000 時間以降はほぼ、注水圧より少し低い 0.18MPa 近傍で安定している。しかし、CASE2 においては No.1, No.5 間隙水圧計においては約 1000 時間で急激な増加があり上昇した状態で 2000 時間以降安定しており、No.2, No.3 については約 5000 時間より No.2 は減少、No.3 は増加している。No.1, No.5 の急激な増加は前述した停電の影響によるピストンの変位の影響が考えられる。また、No.2, No.3 の変化は、非排水面において局所的に間隙水圧の不均衡が生じたためと推定される。

以上の結果にもとづき、土圧計により計測された土圧から近傍の間隙水圧計により計測された間隙水圧を差し引いて求められた有効応力の時間変化を図 2-9 に示す。CASE1 では 5000 時間以降の有効応力はほぼ一定であり、飽和過程終了時に飽和が完了していると考えられる。CASE2 については、5000 時間以降に No.3, No.4 付近の有効応力が変化しているが、これは前述の間隙水圧計 No.2, No.3 の変化によるものであると考えられる。しかし、土圧が安定していることや、その他の点での有効応力が安定していることから、CASE2 についても飽和課程終了時点で飽和が完了していると考えた。なお、両ケースとも No.1 土圧計に関しては有効応力も明らかに他の点の挙動と異なりピストンの変位の影響と考えて飽和の判定には用いなかった。この計測点を除く有効応力を室内膨潤試験で計測された膨潤応力（鈴木ほか、1999）と比較したものが、図 2-10 である。CASE1 の有効応力の平均値が 0.35 とほぼ室内膨潤試験のほぼ下限にあるのに対し、CASE2 は 0.75 と室内膨潤試験のほぼ上限に位置することがわかる。

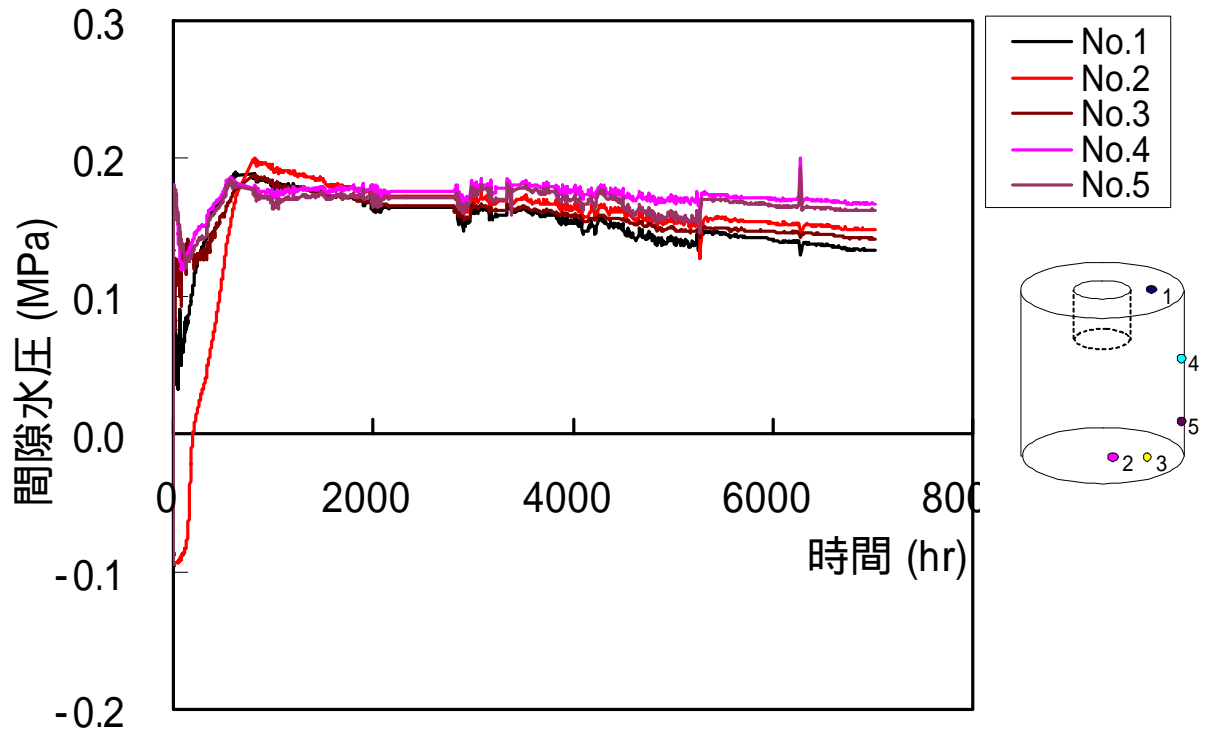


(a)CASE1

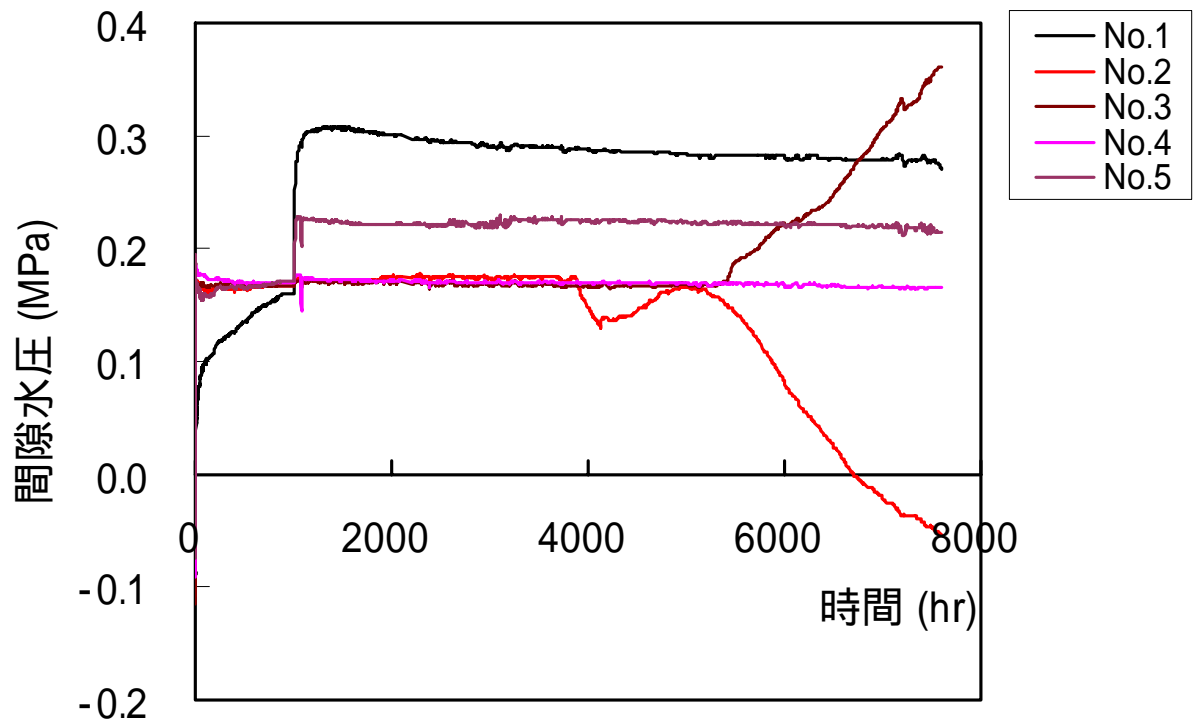


(b)CASE2

図 2-7 飽和膨潤過程における土圧の時間変化

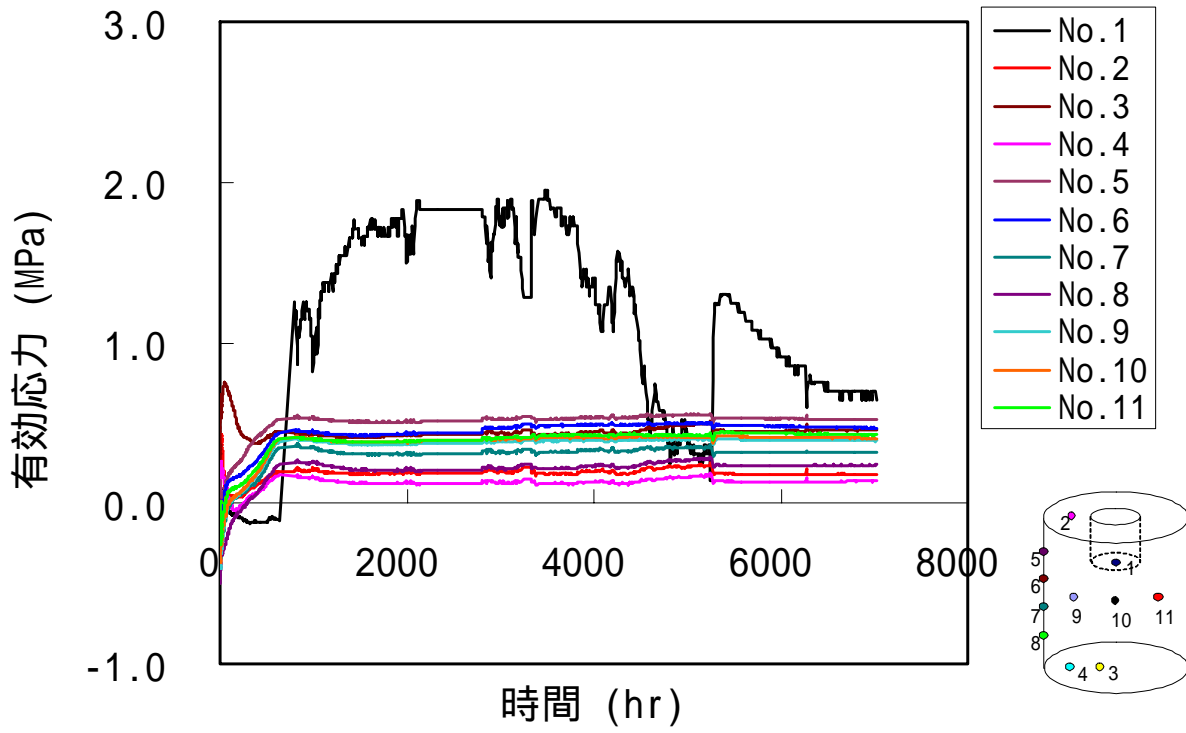


(a)CASE1

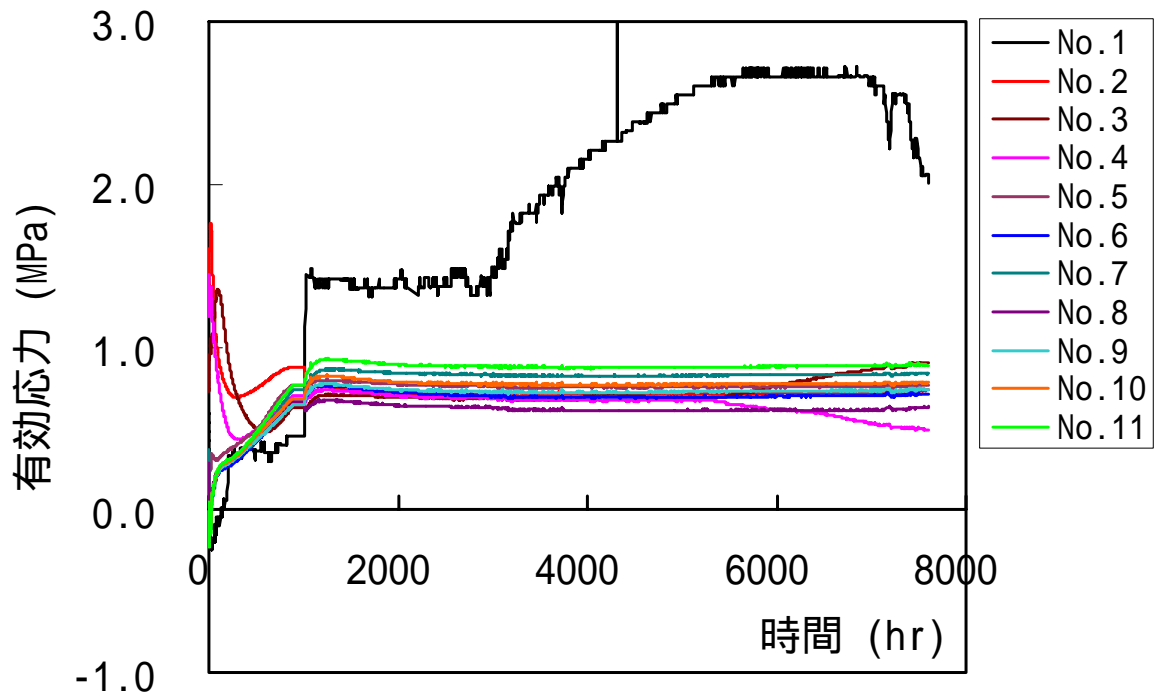


(b)CASE2

図 2-8 飽和膨潤過程における間隙水圧の時間変化



(a)CASE1



(b)CASE2

図 2-9 飽和膨潤過程における有効応力の時間変化

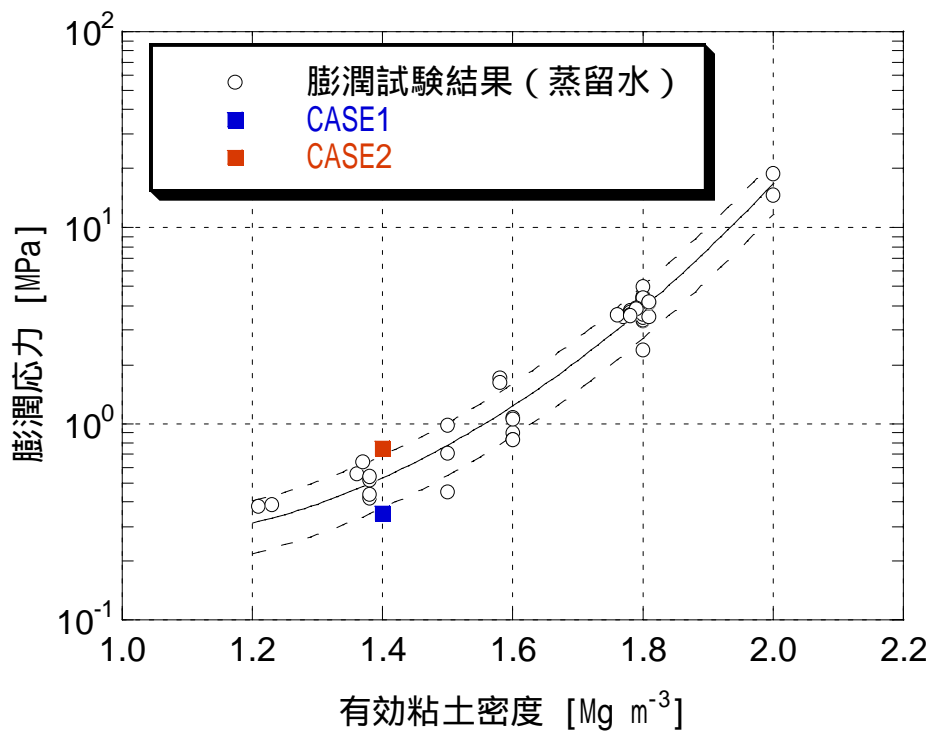
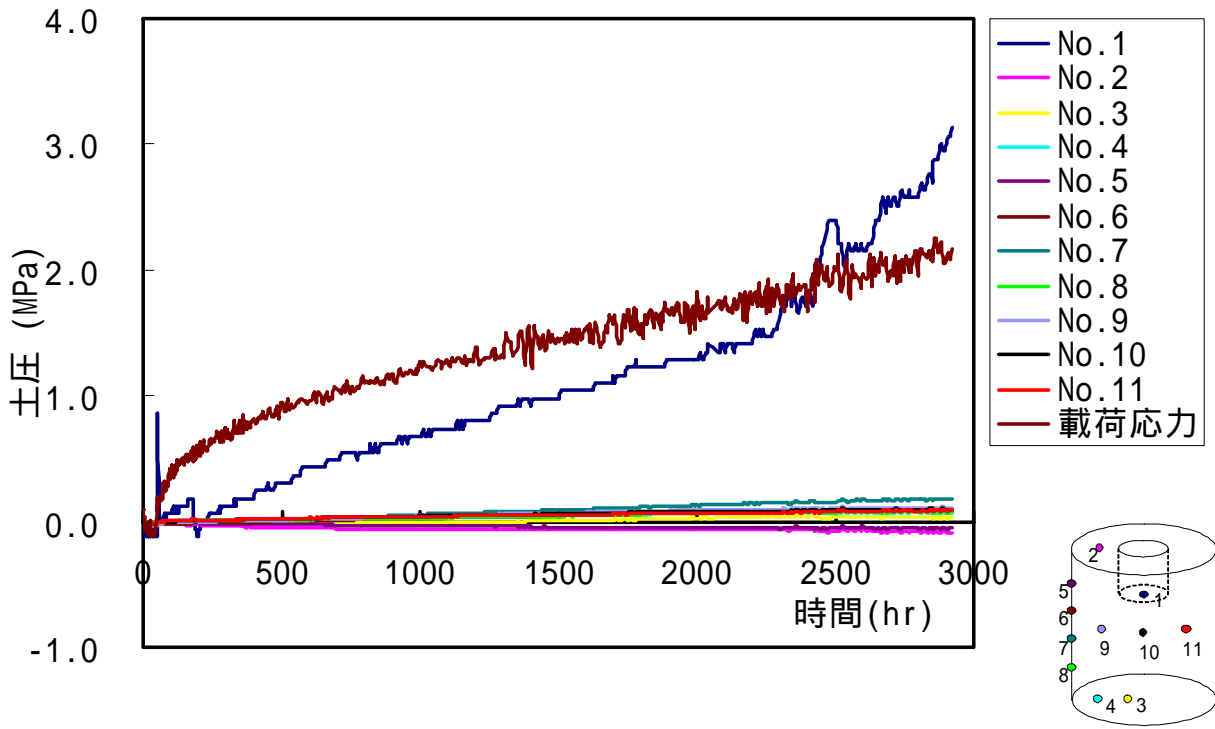


図 2-10 膨潤試験における膨潤応力と模型試験における膨潤応力の比較  
(鈴木ほか, 1999 に加筆)

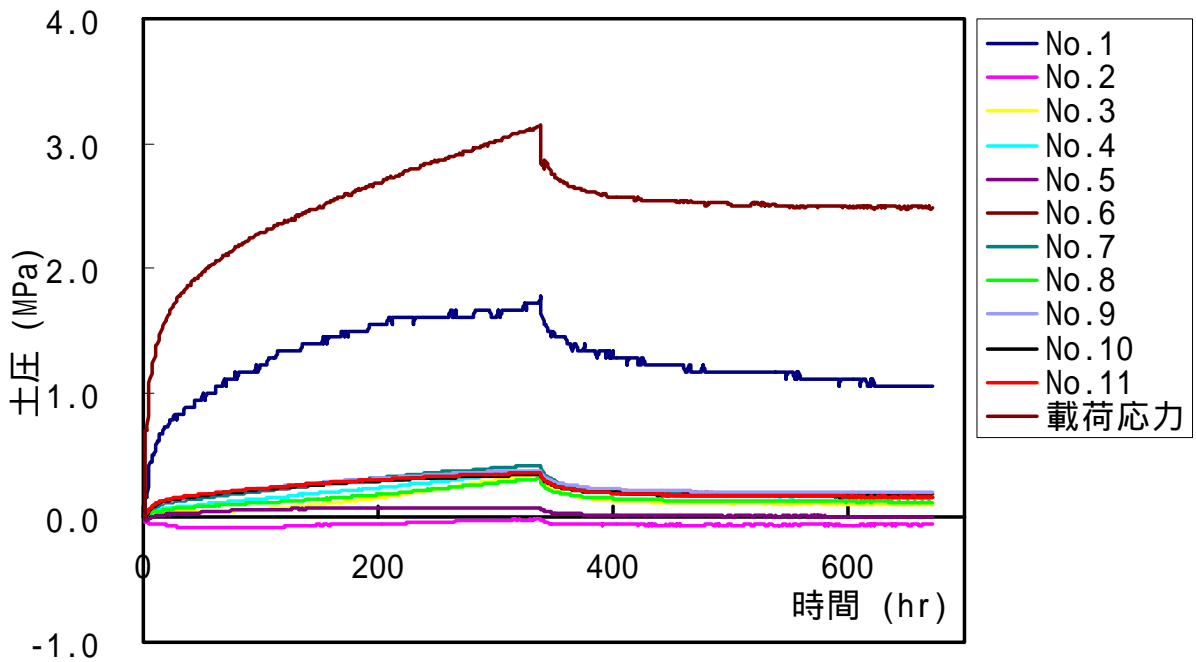
#### 2.4.2 貫入過程

図 2-11 に CASE1 および CASE2 の貫入過程における各土圧計の土圧から飽和膨潤過程終了時の土圧を差し引いた増分土圧の時間変化を示す。また、図 2-11 には載荷荷重を載荷面積で除した載荷応力も合わせて示している。また、図 2-12 は、各ケースの土圧増分とピストン変位の関係を示したものである。ピストンの速度は一定なので図 2-11 と図 2-12 は最大変位が発生するまでは同一の傾向を示している。ただし、最大変位発生時刻以降の時間変化のデータが存在する図 2-11 の CASE2 においては最大変位発生以降に載荷応力や土圧増分の減少がみられる。これは、間隙圧の消散にともなう圧密と緩衝材粘土骨格のリラクゼーション等によるものと考えられる。最大変位までの挙動に関しては、載荷応力は初期は時間（変位）とともに急激に増加するが次第に増加勾配が減少し、ある時間（変位）以降はほぼ時間（変位）に比例して増加する傾向がある。図 2-12 においては、載荷応力は貫入速度の速い CASE2 で変位 15mm 付近で約 3MPa と貫入速度の遅い CASE1 が約 2MPa であるのに比べ約 1.5 倍大きくなっている。これについては、初期の膨潤応力が CASE2 が CASE1 に比べ 2 倍以上大きく拘束圧が大きいため CASE2 のせん断抵抗が大きくなったことが主な原因と考えられる。また、これ以外の原因として、粘性の影響や間隙水圧消散状況の違いなども考えられる。ピストン部に位置する土圧計 No.1 の土圧増分においては、CASE2 が 1mm 付近で一度低下するものの両ケースとも変位 15mm 付近まではほぼ載荷応力と類似した傾向を示すが、CASE1 では 15mm 付近より再び増加勾配が急となり載荷応力を上回り、CASE2 においては 15mm 付近から逆に増加傾向が少し小さくなる。このような CASE1 における変位 15mm 付近からの急激な土圧増加は、載荷応力が変化していないことから考えて局所的な現象と考えられる。その他の計測点の土圧については、両ケースとも土圧増加が小さく、ピストンの直径に比べピストン下部の緩衝材厚さが十分厚いために応力が分散したことで鉛直応力の一部が摩擦力として外周部に流れたことによると推定される。

図 2-13 は、各ケースにおける間隙水圧増分の時刻歴を示したものであり、図 2-14 は変位との関係を示したものである。どちらのケースにおいても間隙水圧の貫入における変化は 0.1MPa 以下と小さい。これは、外周部は排水条件であるために間隙水圧がただちに消散するためと応力の分散により全応力の変化が小さくなっているためと考えられる。ただし、軸対称モデルにおいてはピストン部の間隙水圧を計測していないため不明であるがピストン直下部は間隙水圧が消散しにくい環境にあり、かつ土圧増加が大きいため間隙水圧増加も大きいことが推測される。

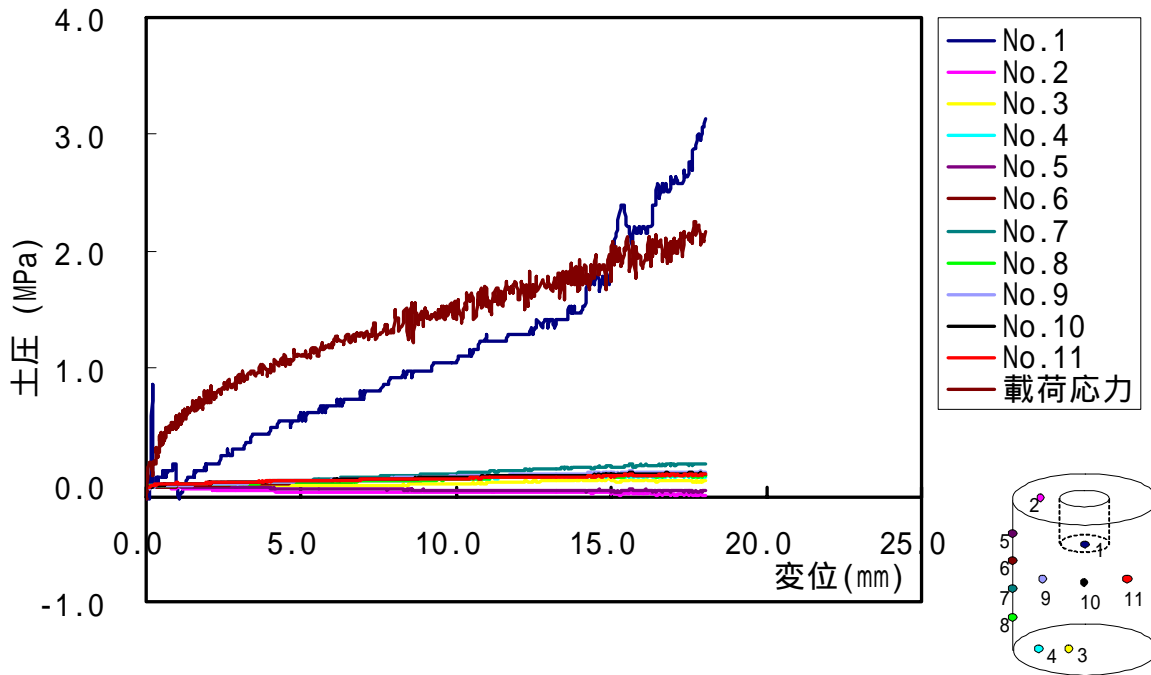


(a)CASE1

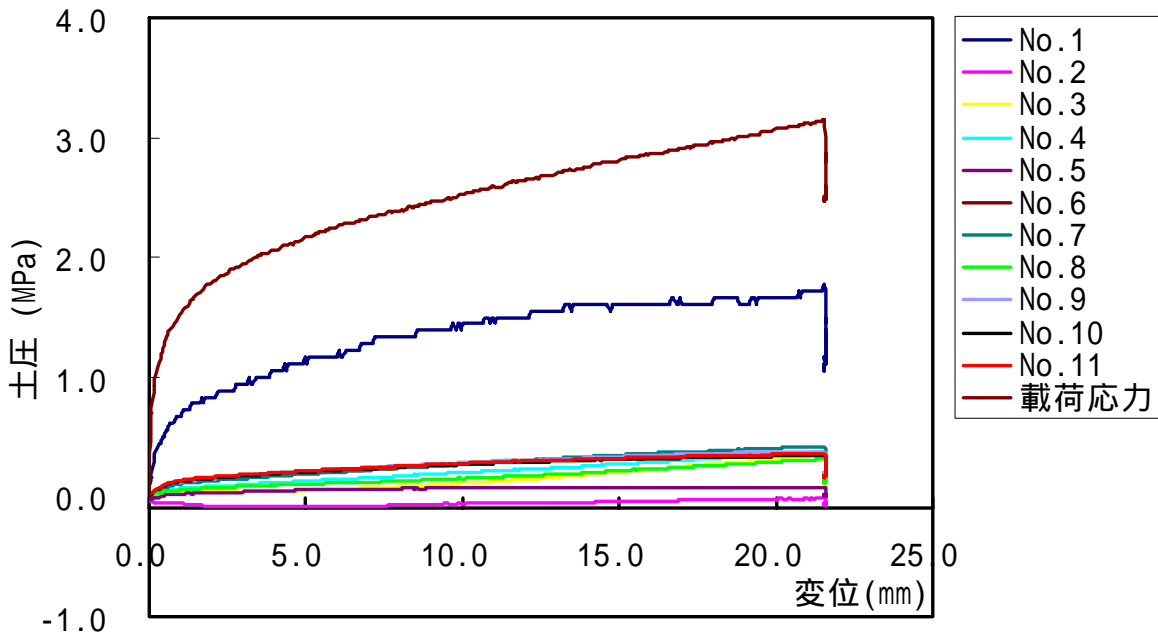


(b)CASE2

図 2-11 貫入過程における増分土圧の時間変化

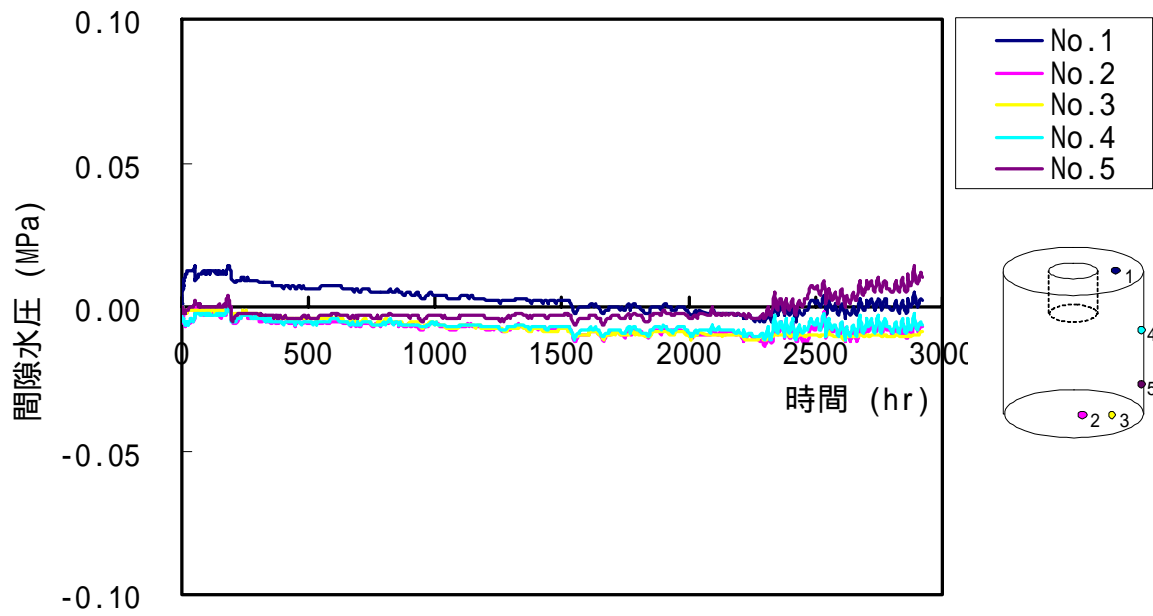


(a) CASE1

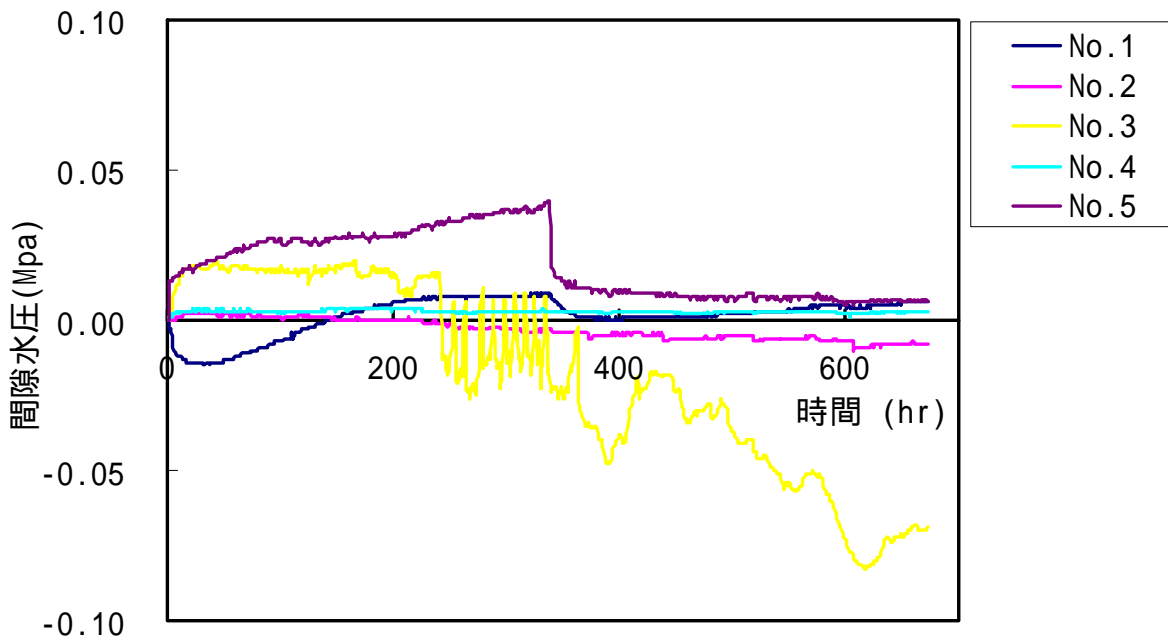


(b) CASE2

図 2-12 貫入過程における増分土圧とピストン変位の関係

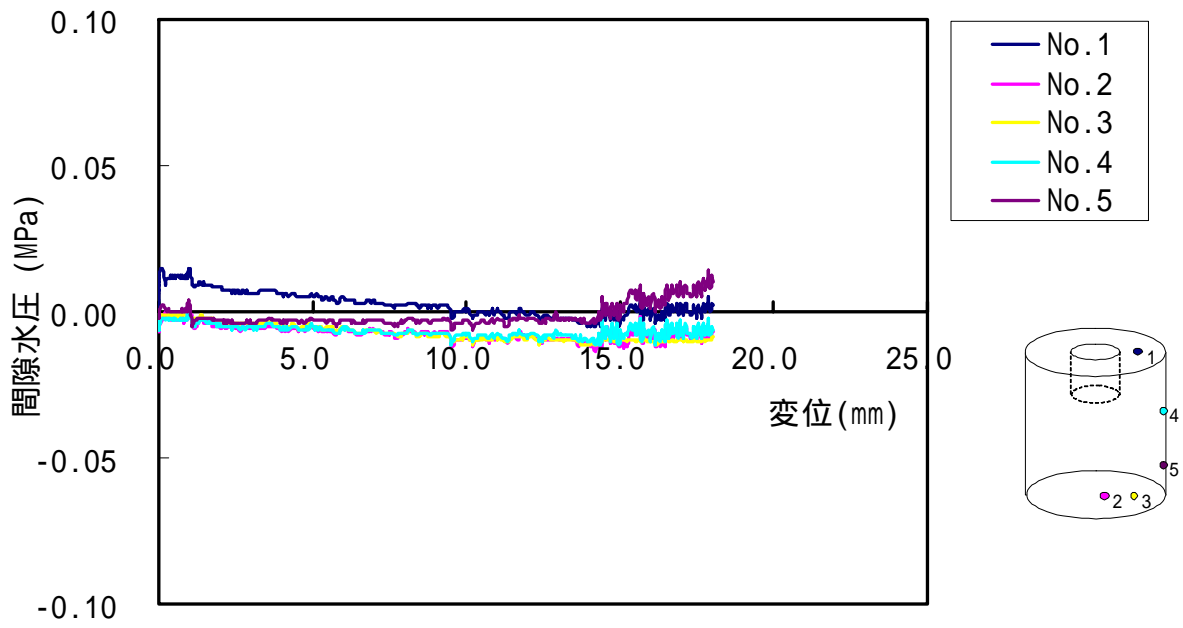


(a)CASE1

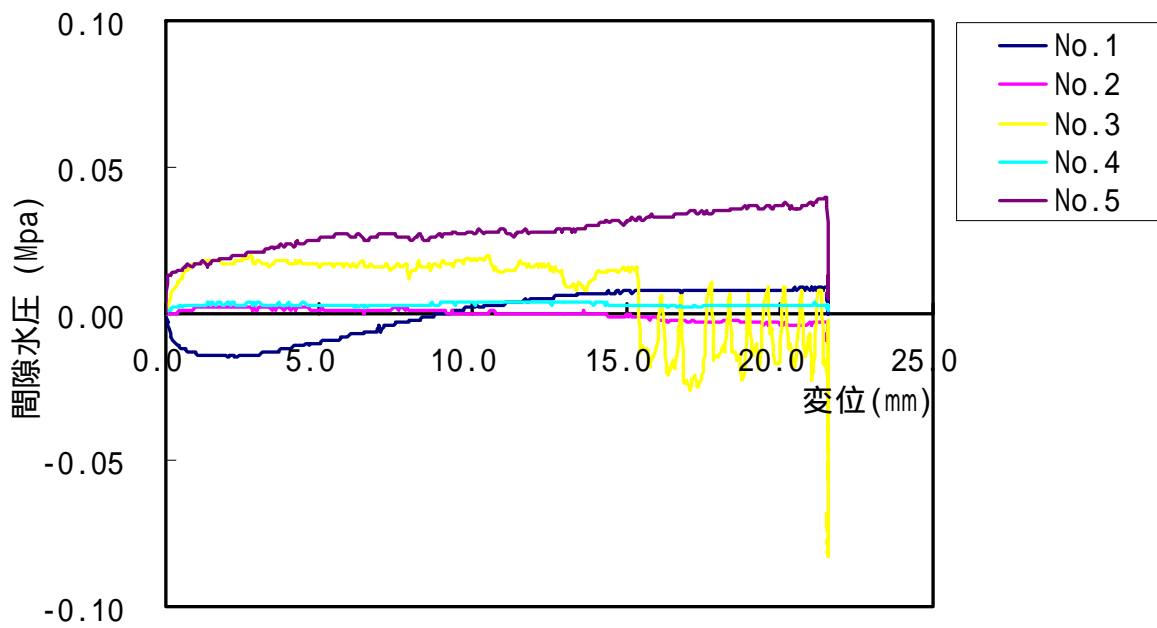


(b)CASE2

図 2-13 貫入過程における増分間隙水圧の時間変化



(a)CASE1



(b)CASE2

図 2-14 貫入過程における増分間隙水圧とピストン変位の関係

## 2.4.3 試験体の密度分布

貫入過程における試験体の圧密進行にともなう密度変化を観察するために、X線CT法による測定を実施した。X線CT法は非破壊で間接的に、物体の密度を測定する方法の一つとして、近年医療分野で実用化されている。この手法はX線を用いたコンピュータ断層映像法と呼ばれる逆解析手法の一つであり、X線吸収係数の空間分布が求められる。X線吸収係数は次式でCT値と定義される数値に変換される（棚井ほか、2003）。

$$CT = \frac{\mu_t - \mu_w}{\mu_w} K \quad (2-1)$$

ここで、 $\mu_t$  は求める位置の吸収係数、 $\mu_w$  は水の吸収係数、 $K$  は比例定数、 $CT$  はCT値であり、CT値が高いほど湿潤密度が高い。

図2-15は、CASE2の試験終了後取り出した試験体を図のような範囲でCT計測した結果を画像処理したものである。計測結果は図に示す0.44mm×0.44mm×5.0mmのボクセル単位で出力され画像処理としては、計測断面の面上でのボクセル幅は約0.44mmと小さく硅砂の粒などの影響により変動が大きくなることが予測されたため、11ボクセル×11ボクセルのウインドウを用いた移動平均処理を実施した。図より湿潤密度が高いと考えられるCT値の高い領域は、図2-16のA～Dの4領域である。Bの領域はピストンの圧力を直接受ける領域であり、Cの領域は側面の排水領域からの排水により圧密が進行したと考えられる。一方、A、Dについては後述する解析との比較から本来、当初の試験計画どおり頂部と底部が非排水条件ならば圧縮されない領域であり、試験において非排水条件が満足されていないために圧密された可能性があると考えられる。非排水条件が満足されていない原因としては、飽和膨潤過程における加圧注水用の孔からの排水が生じた可能性が考えられる。

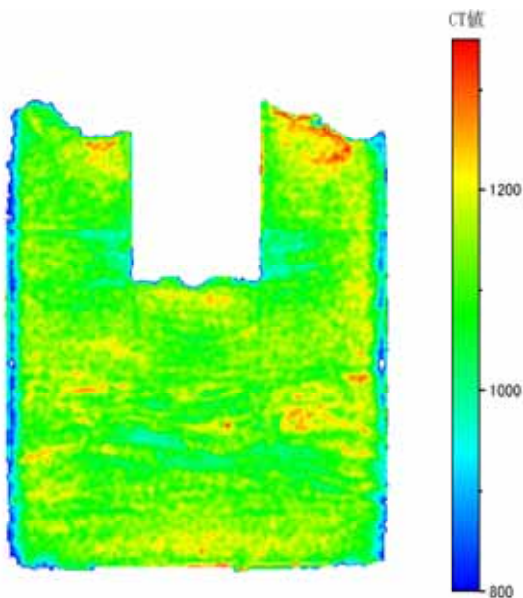


図 2-15 CT 値の分布

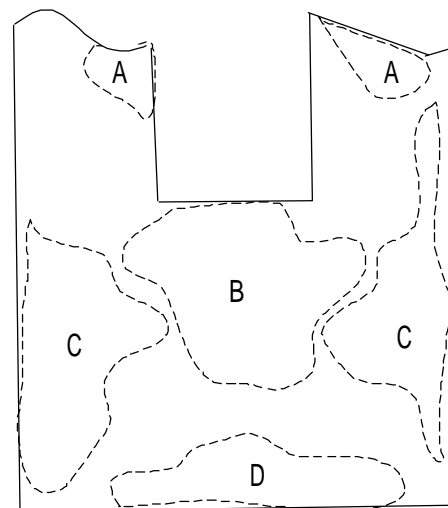


図 2-16 CT 値の高い領域区分

### 3 解析

#### 3.1 解析概要

ここでは縮小模型試験結果のシミュレーション解析を行い支持力メカニズムの検討を行うとともに第2次取りまとめで示されている腐食速度から換算した貫入速度(0.04mm/year)に対するシミュレーション解析を実施し長期の支持力変化に関する解析的検討を行った。

#### 3.2 緩衝材の構成モデル

緩衝材の解析には、第2次取りまとめにおいて緩衝材の力学特性検討に用いられた修正 Cam-Clay モデルを用いた(Schofield and Wroth, 1968; Roscoe and Burland, 1968)。修正 Cam-Clay モデルのパラメータは、すでに実施された圧密非排水三軸圧縮試験および圧密試験より求めた(高治ほか, 1999)。修正 Cam-Clay モデルにおいて圧密非排水三軸圧縮試験の応力経路は(3-1)式で応力比軸ひずみ関係は(3-2)式及び(3-3)式で求められる。

$$\frac{q}{p'} = M \sqrt{\left(\frac{p'}{p_0'}\right)^{\frac{\lambda}{\kappa-\lambda}} - 1} \quad (3-1)$$

$$\varepsilon_d = \frac{M}{3\lambda G_0} \left\{ 2(\lambda - \kappa) \tan^{-1} \frac{q}{Mp'} - (\lambda - 2\kappa) \frac{q}{Mp'} \right\} - \frac{\kappa(\lambda - \kappa)}{\lambda M(1 + e_0)} \left\{ \ln \left( \frac{M - \frac{q}{p'}}{M + \frac{q}{p'}} \right) + 2 \tan^{-1} \frac{q}{Mp'} \right\} \quad (3-2)$$

$$G_0 = \frac{3(1 + e_0)(1 - 2\nu')}{2\kappa(1 + \nu')} \quad (3-3)$$

ここで、 $q$  は軸差応力、 $p'$  は平均有効応力、 $p_0'$  は圧密圧力、 $\lambda$  は圧縮指数、 $\kappa$  は膨潤指数、 $M$  は限界定数、 $e_0$  は初期間隙比、 $\nu'$  は有効ポアソン比をそれぞれ表す。

図 3-1 は、圧密非排水三軸圧縮試験より、応力比  $q/p'$  と正規化平均有効応力  $p'/p_0'$  の関係を求めたものであり、図には後述する手法で求めた修正 Cam-Clay モデルの定数を用いて(3-1)式より求めた評価結果も併せて示した。一方、図 3-2 は圧密試験および除荷再圧縮試験結果より間隙比  $e$  と  $\log p'$  の関係を求めたものである。

限界定数は、図 3-1 より破壊時の応力比  $q/p'$  の平均値より  $M=0.63$  を求めた。一般の粘性土においては、圧縮指数  $\lambda$  および膨潤指数  $\kappa$  は圧密試験における圧縮、除荷過程の間隙比平均有効応力の関係より求めることができる。しかし、圧縮ベントナイトを用いた緩衝材においては、図 3-2 に示す圧密試験結果のように圧縮過程はほぼ線形だが除荷過程における非線形性が強く、圧縮指数  $\lambda$  はこの図より  $\lambda=0.117$  と求められるが膨潤指数  $\kappa$  を定めることができない。そこで、圧密非排水三軸圧縮試験により得られる応力経路より(3-1)式に基づき膨潤指数  $\kappa$  を求めた。(3-1)式を(3-4)式のように変形し、右辺の  $p', q, p_0'$  に圧密非排水三軸圧縮試験より得られる応力経路の値を代入した値を  $\lambda$  の推定値として正規化平均有効応力に対してプロットすると図 3-3 のようになる。図より正規化平均主応力が 0.9 以下では推定値のばらつきが小さく、修正 Cam-Clay モデルによる推定誤差が小さくなると考えられる。そこで、この領域での  $\lambda$  の推定値の平均値 0.53 より  $\lambda=0.062$  と設定した。

$$\frac{\kappa}{\lambda} = \frac{\ln\left(\frac{p'}{p_0}\right)}{\ln\left\{\left(\frac{q}{p'}\right)^2 + 1\right\}} + 1 \quad (3-4)$$

図 3-4 は上記で設定された定数を用い、有効ポアソン比  $\nu'$  を変化させた場合の応力比軸ひずみ関係を圧密非排水三軸圧縮試験結果とともに示したものである。この図より有効ポアソン比は小さくなるほど試験結果に近づき 0.01 と 0.001 の差はほとんど無い。そこで本解析に用いる有効ポアソン比を 0.001 とした。

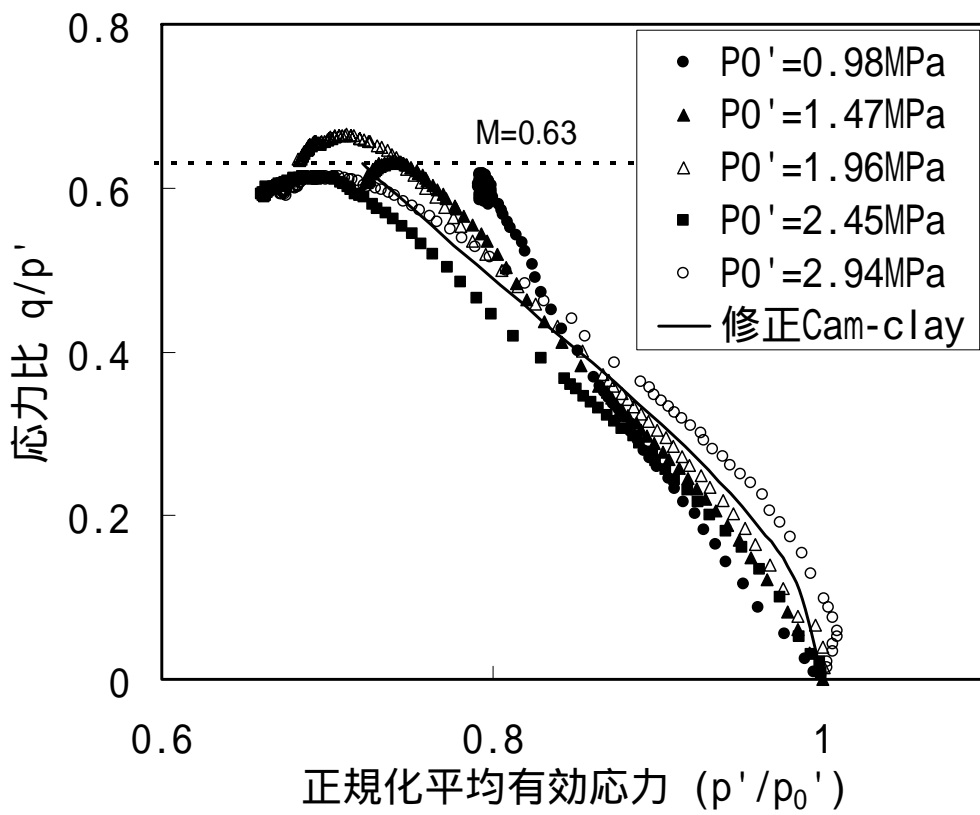


図 3-1 応力比と正規化平均有効応力の関係

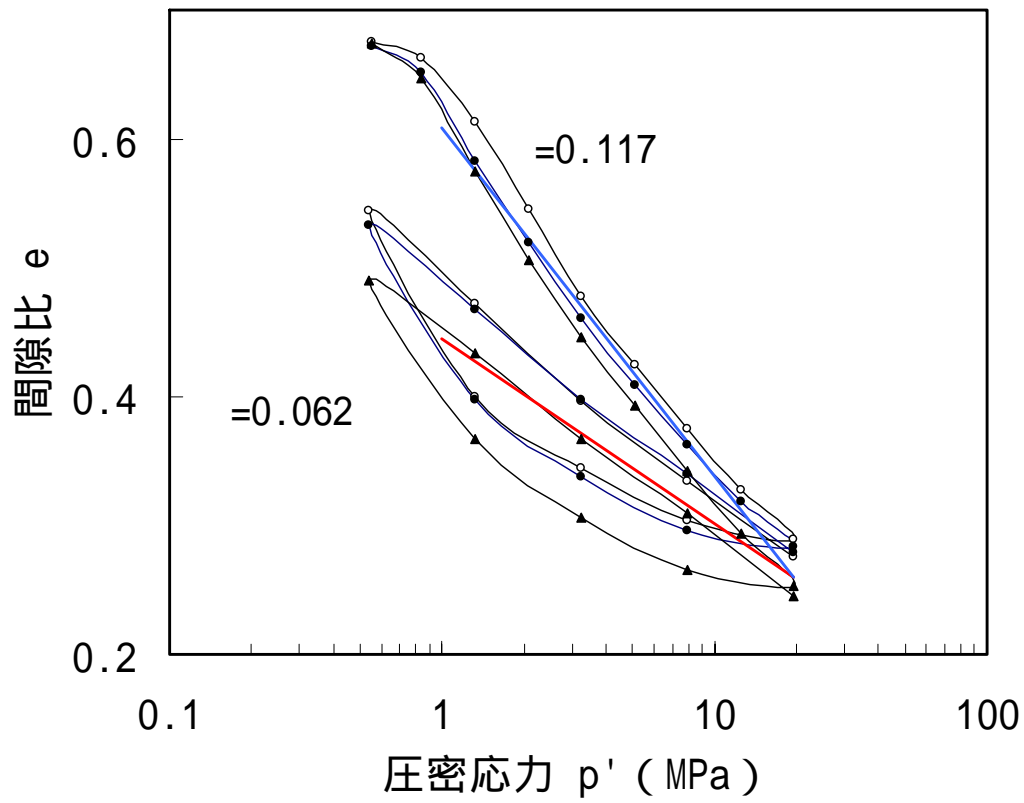


図 3-2 圧密応力と間隙比の関係

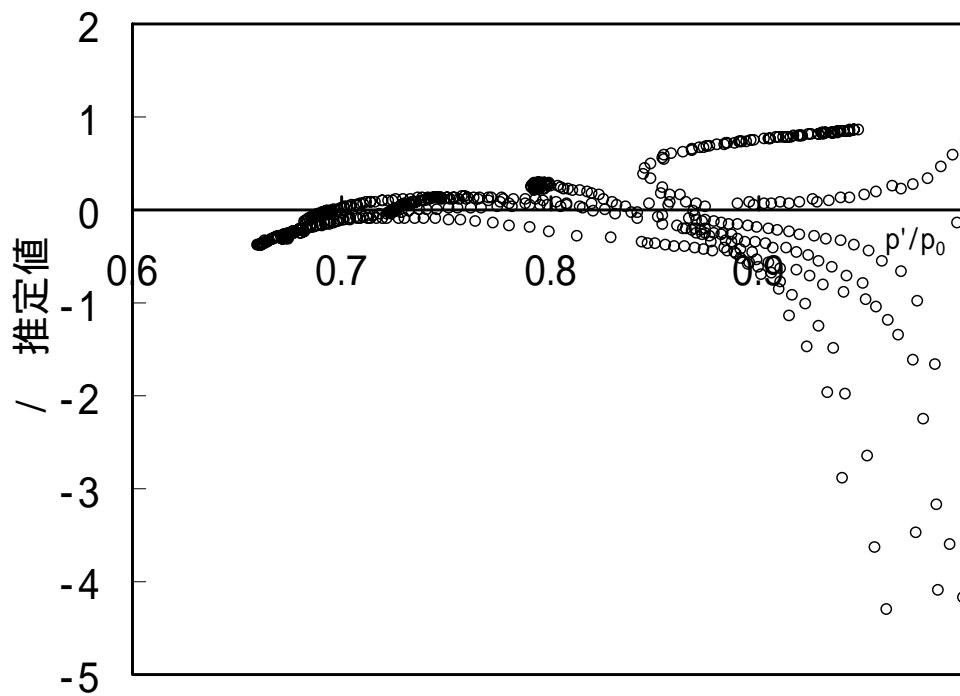


図 3-3 λ の推定値と正規化平均有効応力の関係

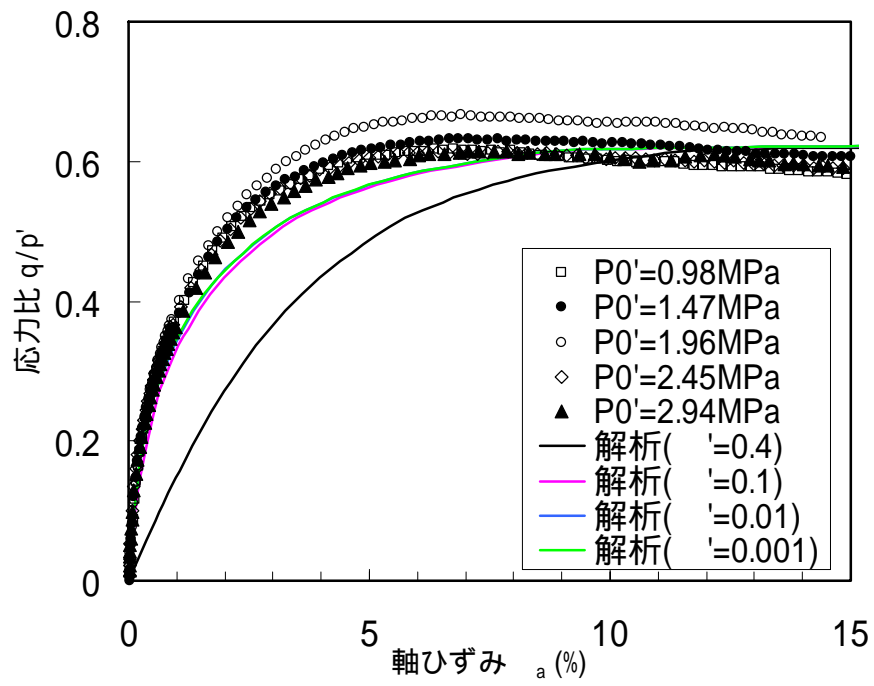


図 3-4 応力比と軸ひずみの関係

### 3.3 縮小模型試験の解析

前述した縮小模型試験の解析を実施した。解析は、汎用有限要素法解析コード ABAQUS を用いた。緩衝材の挙動に対しては、前節で述べた修正 Cam-Clay モデルを構成則として用いて解析を実施した。解析は軸対称条件とし、図 3-5 のメッシュを用いた。解析に用いた構成モデルや材料定数及び初期条件を解析ケースとともに表 3-1 に示す。

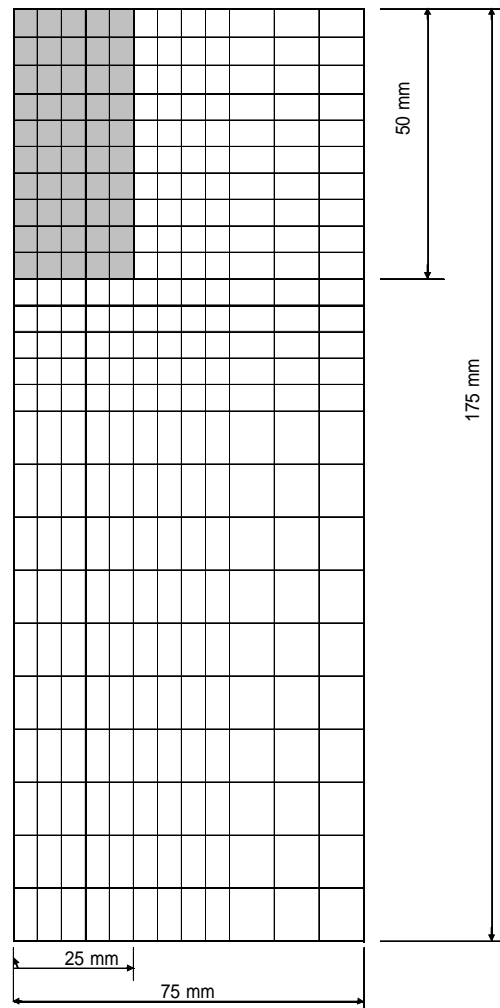


図 3-5 軸対称解析に用いたメッシュ分割

表 3-1 解析ケースと解析条件および定数

解析ケース	CASE 1	CASE 2
圧縮指数		0.117
膨張指数		0.062
有効ポアソン比		0.001
限界定数	M	0.63
ピストン最大変位	20mm	
ピストン変位速度	0.15mm/day	1.5mm/day
初期膨潤応力	0.35 MPa	0.75 MPa

### 3.3.1 解析結果及び考察

#### (1)ピストン変位と土圧増分、間隙水圧、作用土圧の関係

図 3-6 は、解析結果より載荷応力とピストン変位の関係を縮小模型試験結果と比較したものである。載荷応力は両ケースともほぼ解析結果と試験結果は一致するが、CASE2 では解析結果における同一変位に対する載荷応力が試験結果よりやや高い傾向となった。

図 3-7 は、ピストン中央に作用する土圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。図より両ケースとも解析結果は載荷応力とピストン変位の関係と類似した形状で載荷応力の半分程度の大きさとなっている。試験結果との比較においては CASE2 で解析結果と試験結果がほぼ一致しているが、CASE1 においては解析結果と試験結果は異なった。本来ピストン直下の土圧は解析結果に示されたように載荷応力の挙動と類似すると考えられるため CASE2 の試験結果は局所的な現象であった可能性がある。

図 3-8 は、底部中央付近の作用土圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。解析結果と試験結果は各ケースともに 0.5MPa 以下と載荷応力に比べて小さい結果となっている。しかし、各ケースともに解析結果と試験結果のグラフ形状は異なっており、試験結果の土圧増分が解析結果より小さくなった。図 3-9 は、同じ位置の間隙水圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。図より、試験結果と解析結果はどちらのケースも異なっている。すなわち、試験結果の間隙水圧増分はほぼ 0 となっているのに対し、解析では間隙水圧増分が高い値となった。解析結果の間隙水圧増分が高いのは、底部を非排水条件としているために間隙水圧が消散しないためであるが、試験結果においては間隙水圧増分がほぼ 0 となっており、試験では底部が当初計画と異なる排水条件に近い状態であったためと推定される。これは X 線 CT 法による密度分布検討で前述したのと同様に、試験において底部に排水用のフィルターは配置しておらず非排水条件として計画されたが、飽和膨潤過程で用いた注水孔により完全な非排水とならなかったと考えられる。したがって、図 3-8 において底部中央付近の土圧増分とピストン変位の関係において解析結果と試験結果が異なった原因は間隙水圧増分挙動の解析結果と試験結果の差が影響したものと考えられる。

図 3-10 は、側面下部の作用土圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。解析結果と試験結果は両ケースでほぼ一致しているが、載荷速度の速い CASE-2 においてはピストン変位 2mm 以上に対する解析による土圧増分がやや凸なのに対し、試験結果はやや凹の形状となった。図 3-11 は、同一位置での間隙水圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。側面部は排水条件であるため試験結果と解析結果はともに間隙水圧増分がほぼ 0 となっているが、分布形状は少し異なっている。このことが、作用土圧増分とピストン変位関係における解析と試験結果の若干の差となって表れたと考えられる。

図 3-12 は、側面上部の作用土圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。CASE2 はほぼ解析結果と試験結果が一致しているが CASE1 では初期の挙動が一致しないことがわかる。図 3-13 は、同一位置での間隙水圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。前述の側面下部と同様に排水条件であるため解析結果と試験結果はともに低い間隙水圧増分であるが、その挙動は解析と試験結果で異な

っている。このことが CASE2 における土圧増分とピストン変位の関係における解析結果と試験結果の違いの原因となっていると考えられる。

図 3-14 は、頂部の作用土圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものである。図より、各ケースの土圧増分が解析結果と試験結果がともに初期に負となっていることがわかる。これは、ピストンの下降によるせん断と圧密により頂部付近の緩衝材が下方に引張られ除荷されたためと考えられる。ただし、解析結果と試験結果のグラフ形状はある程度類似しているものの CASE-2 においては試験結果に比べ解析結果が小さな変位で減少から増加に転じていることがわかる。図 3-15 は同一位置での間隙水圧増分とピストン変位の関係について解析結果と試験結果を比較したものであるが、試験結果に比べ解析結果の間隙水圧増分の変化が大きく傾向も異なることがわかる。このような違いは、試験においては底部と同様に頂部も非排水として計画したにもかかわらず注水孔からの排水があったために生じたと考えられる。

以上、載荷応力、作用土圧増分、間隙水圧増分に関して試験結果と解析結果を比較した。これらの結果より、間隙水圧増分の挙動が、試験において底部と頂部で排水条件が当初計画と異なっていたためと考えられる試験結果と解析結果の挙動の違いが見られた。しかし、作用土圧増分や載荷応力は CASE1 のピストン作用土圧以外はほぼ解析結果と試験結果がよく対応しており、オーバパックの支持性能をこのような解析である程度精度良く評価可能と考えられた。

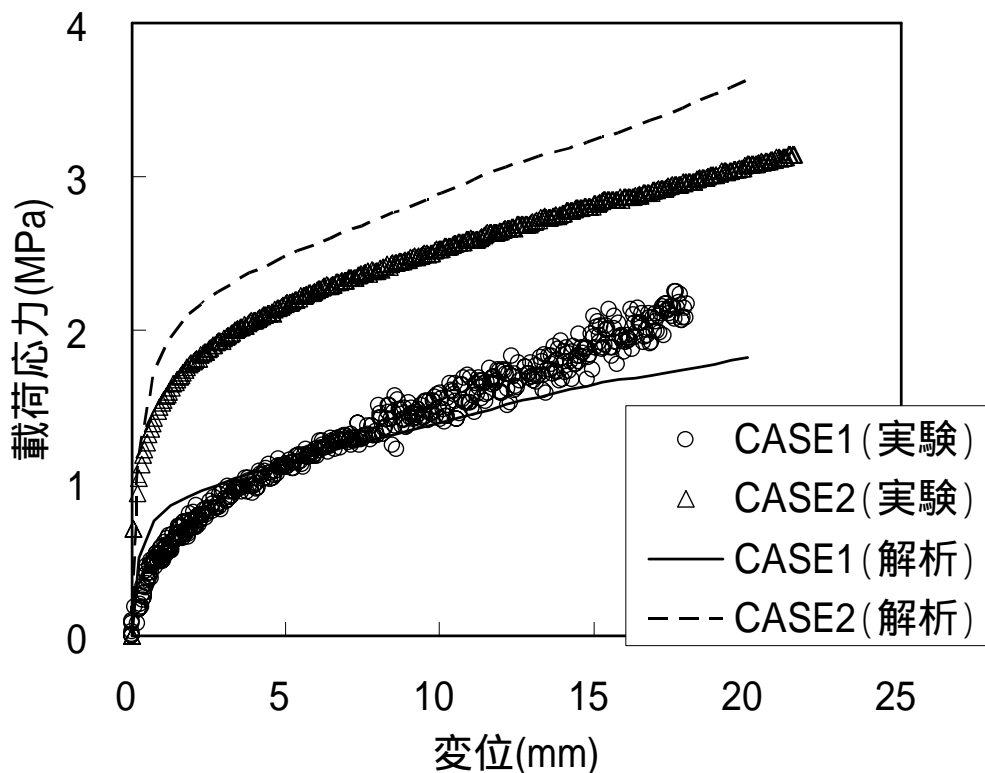


図 3-6 載荷応力とピストン変位の関係

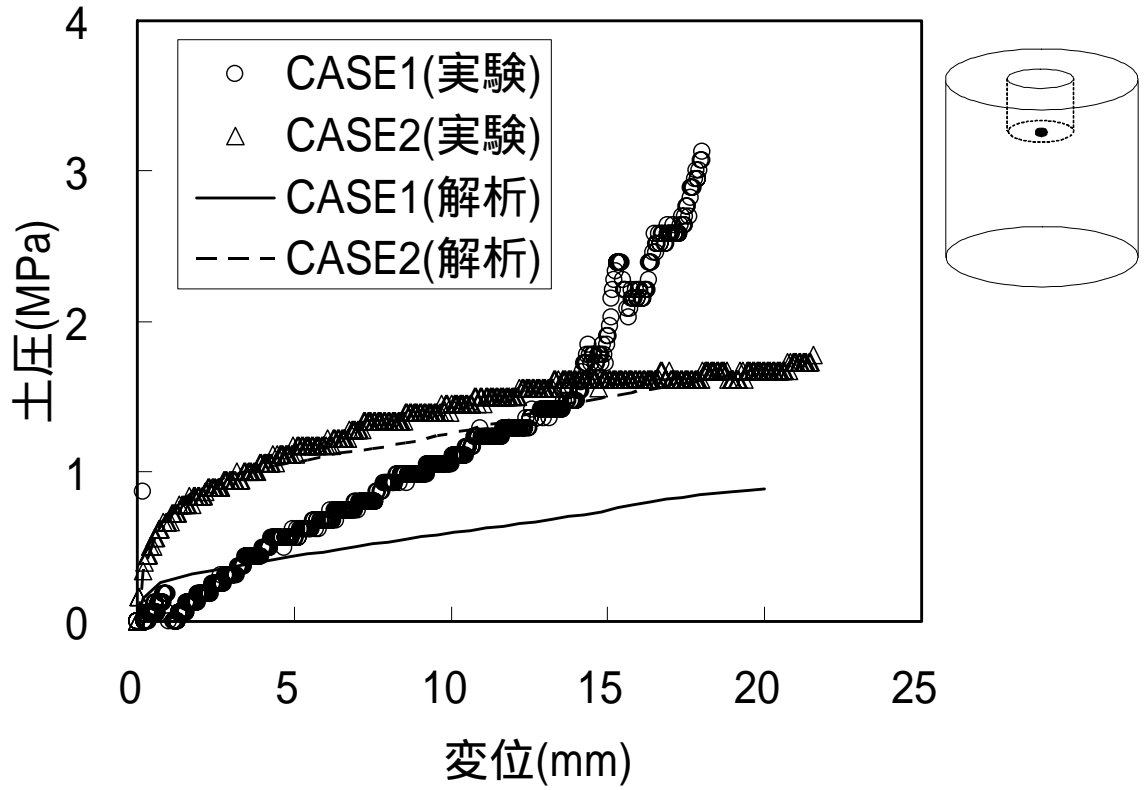


図 3-7 ピストン中央の作用土圧増分とピストン変位の関係

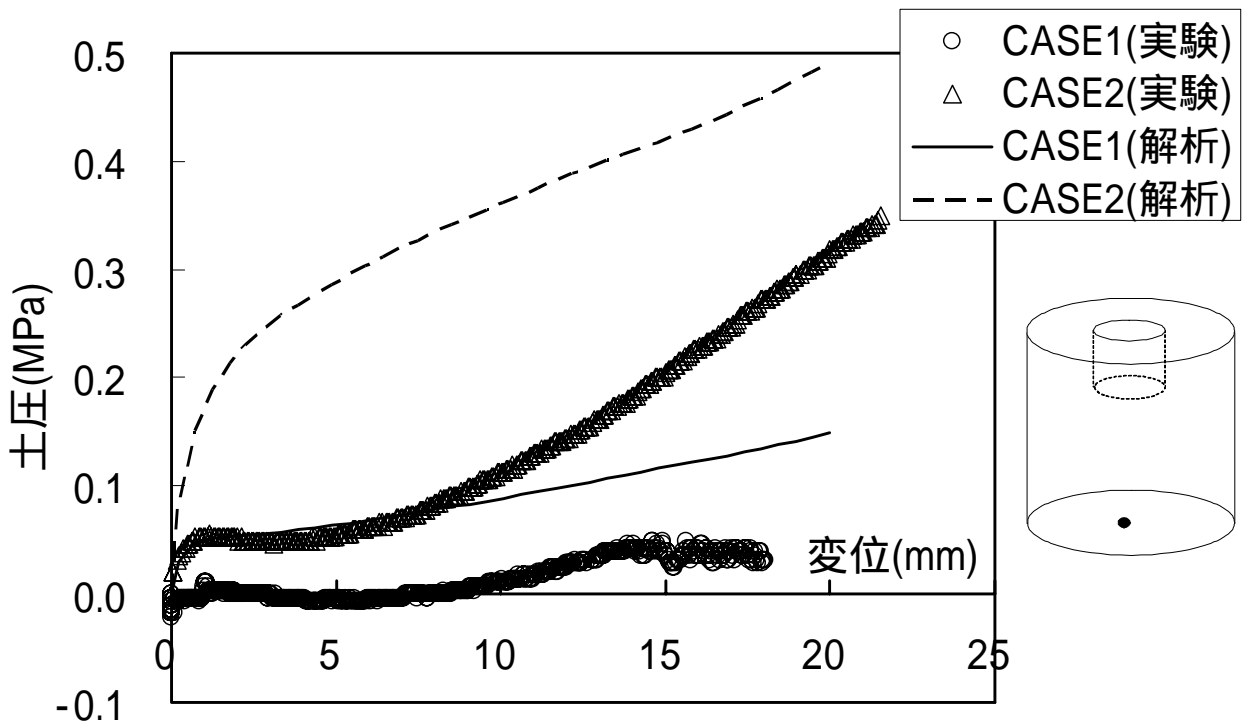


図 3-8 底部中央付近の作用土圧増分とピストン変位の関係

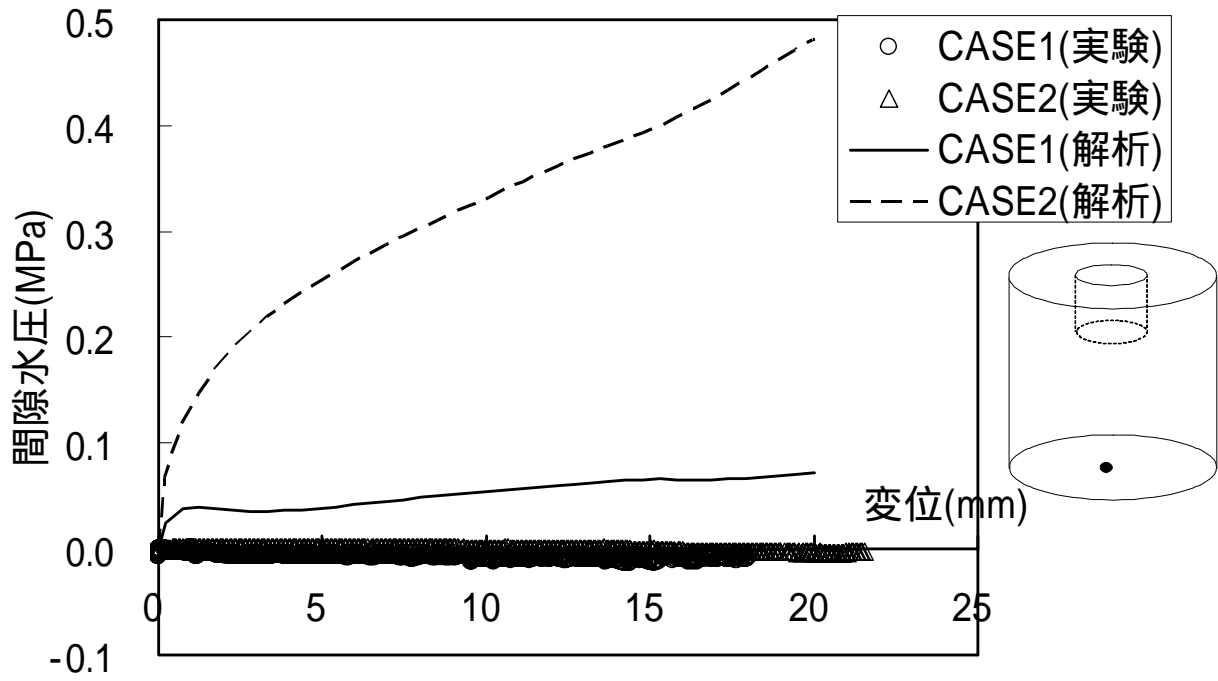


図 3-9 底部中央付近の間隙水圧増分とピストン変位の関係

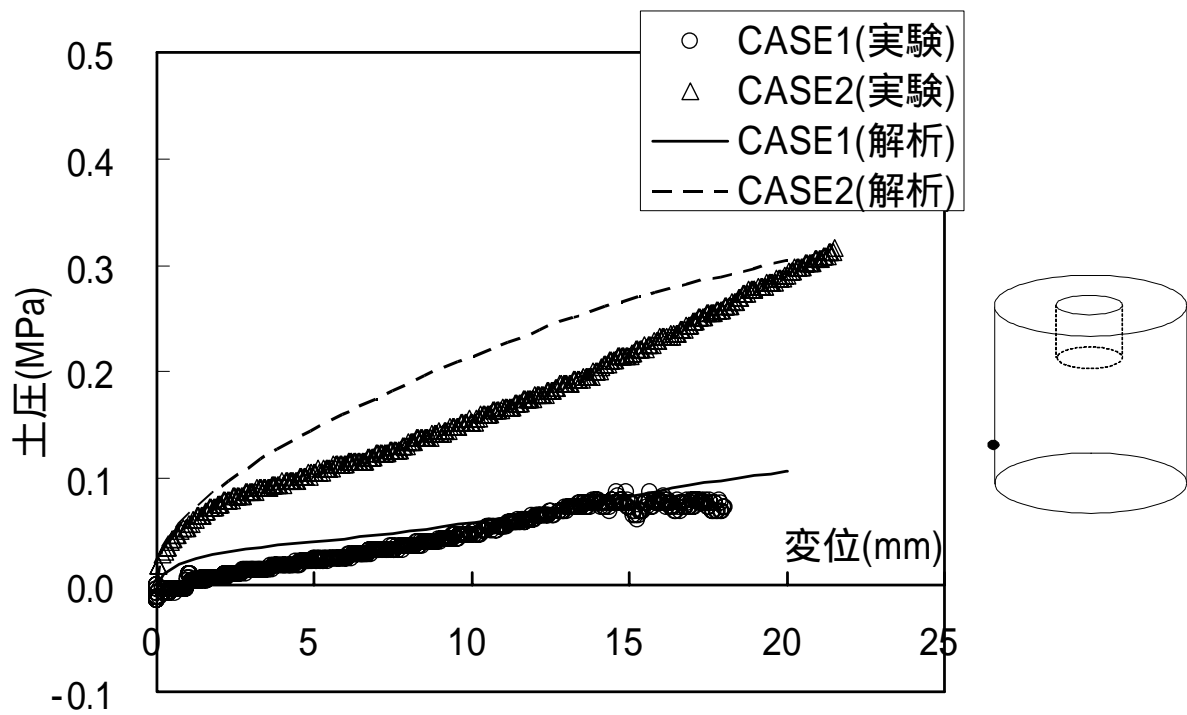


図 3-10 側面下部の作用土圧増分とピストン変位の関係

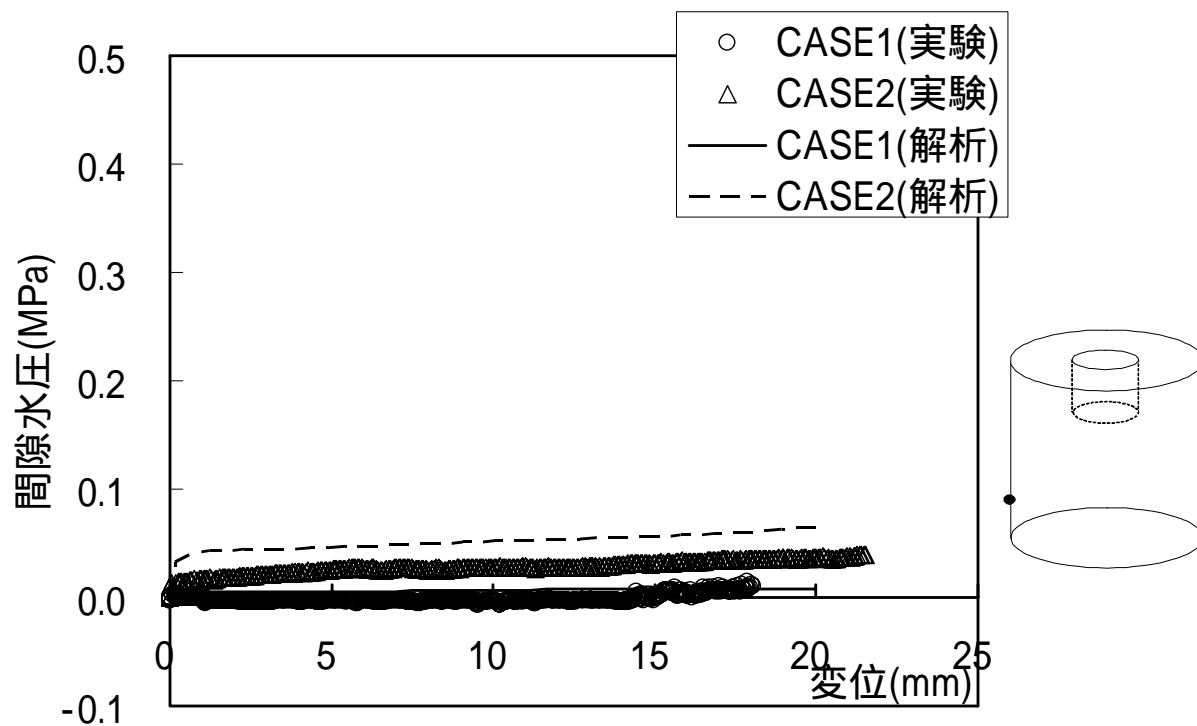


図 3-11 側面下部の間隙水圧増分とピストン変位の関係

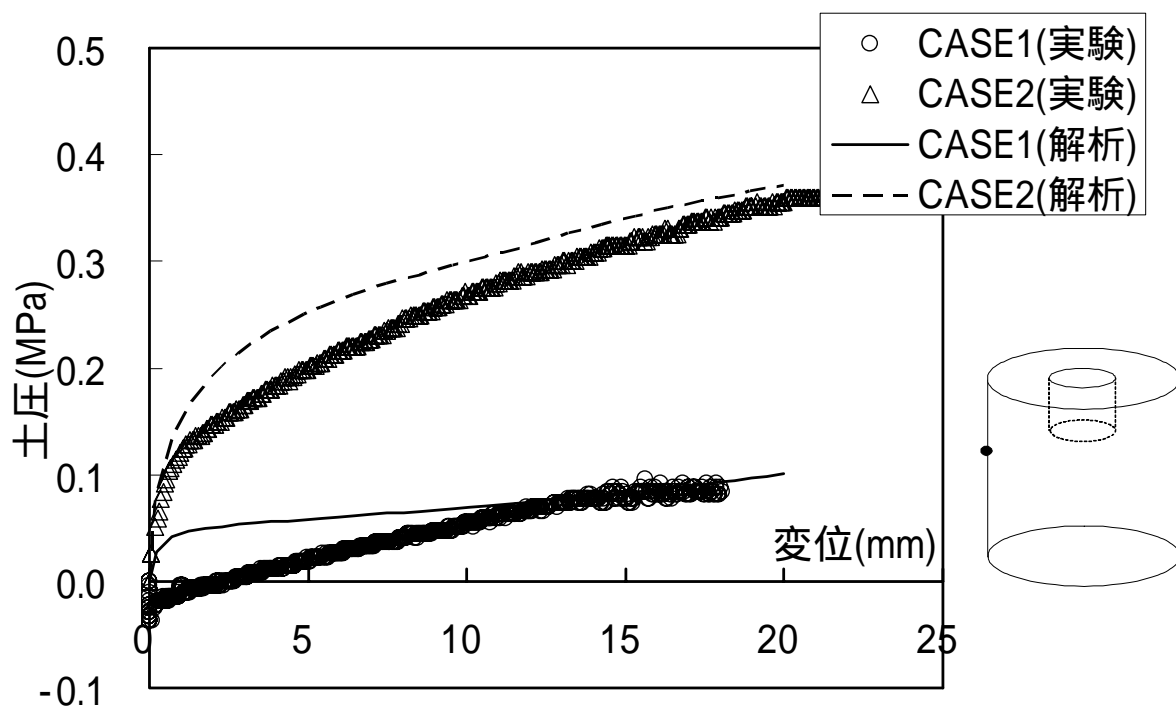


図 3-12 側面上部の作用土圧増分とピストン変位の関係

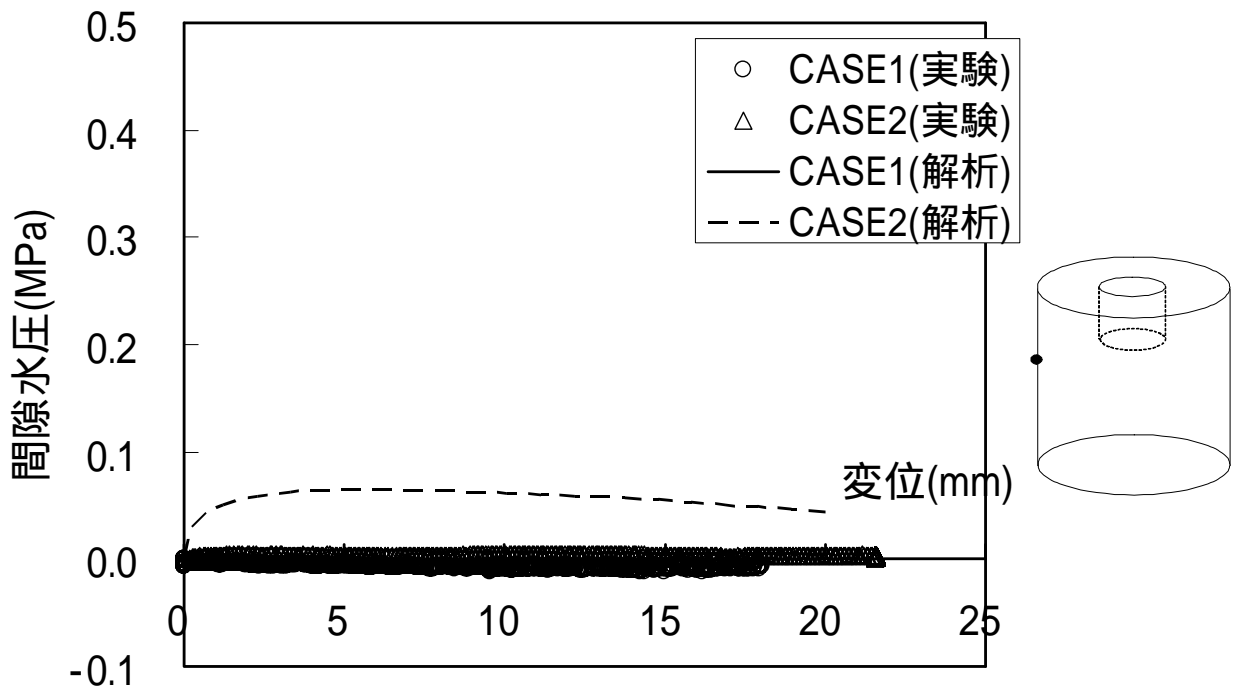


図 3-13 側面上部の間隙水圧増分とピストン変位の関係

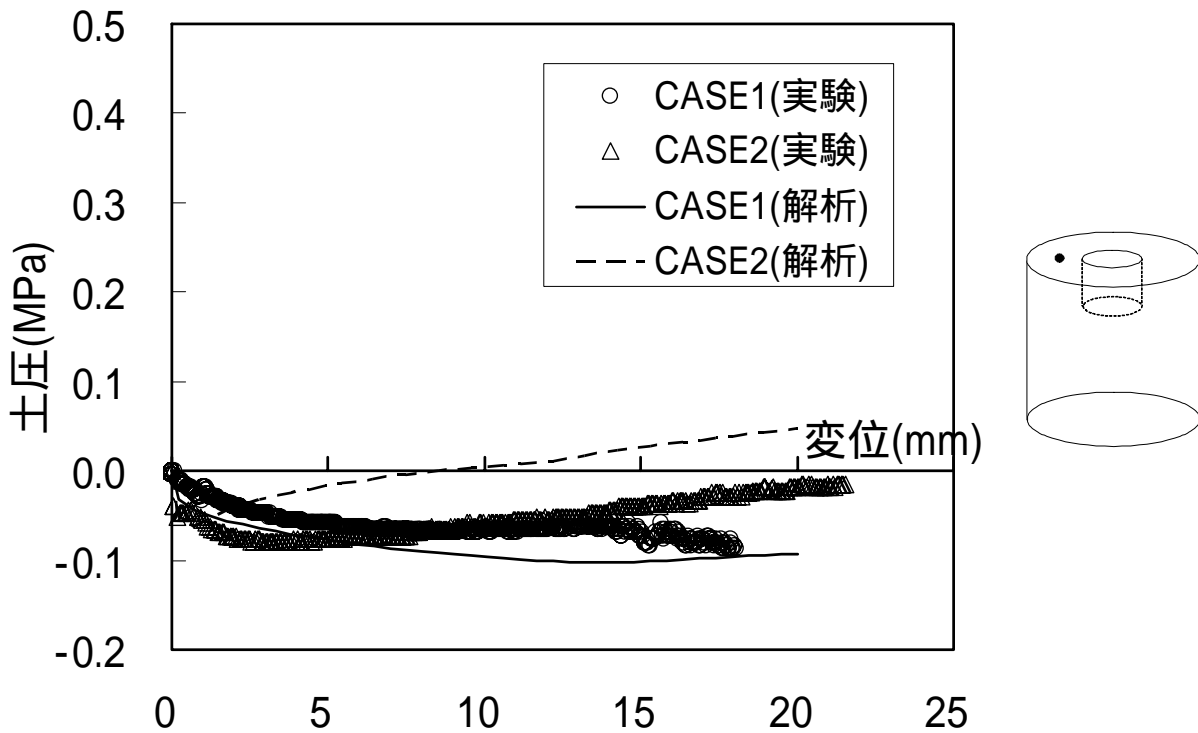


図 3-14 頂部の作用土圧増分とピストン変位の関係

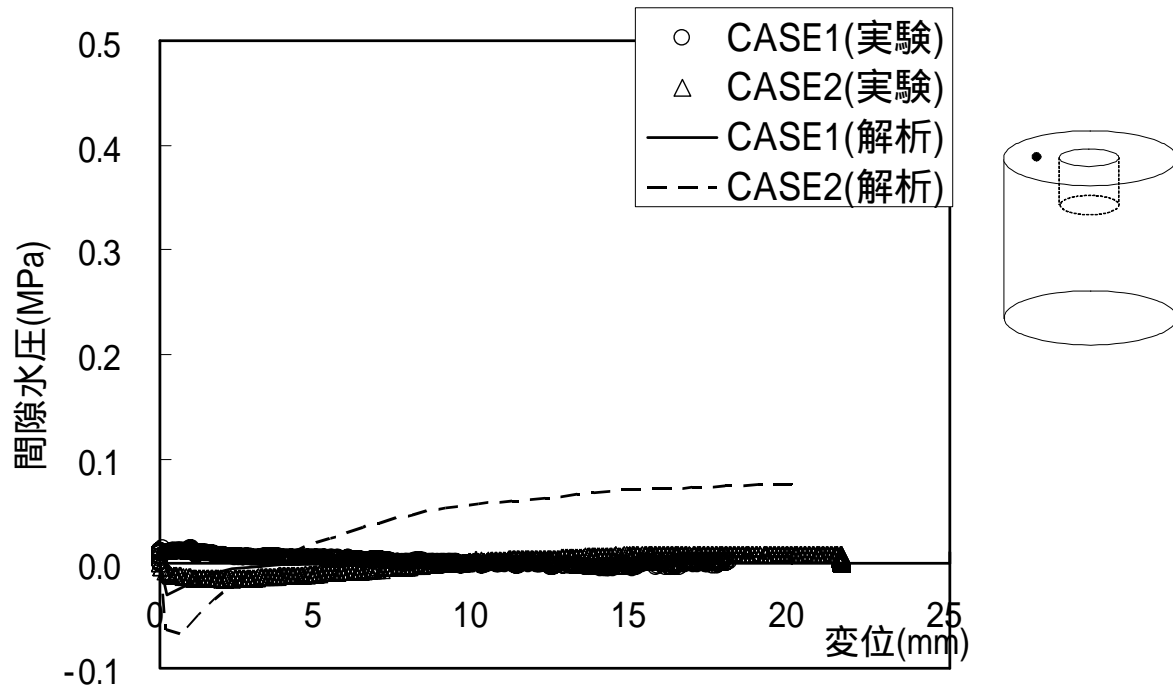
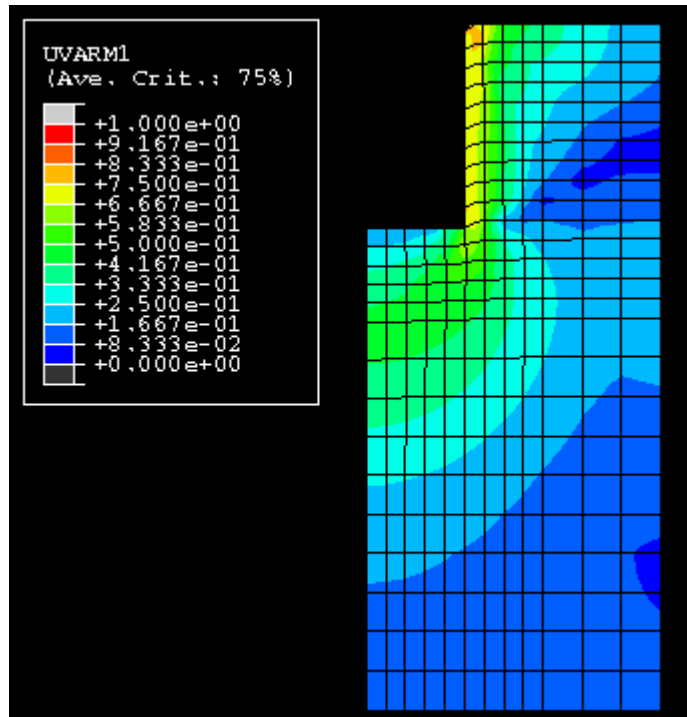


図 3-15 頂部の間隙水圧増分とピストン変位の関係

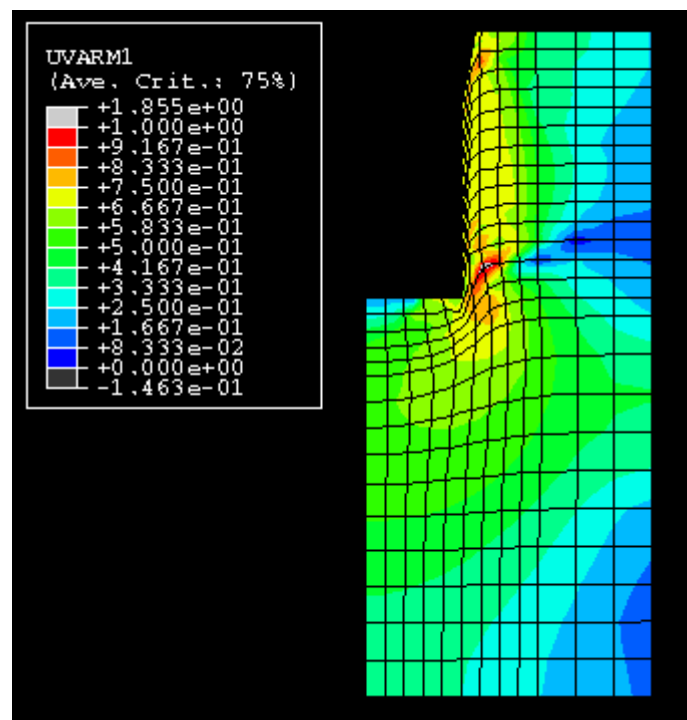
## (2) 応力分布

図 3-16 は CASE1、図 3-17 は CASE2 に関し解析結果より得られる応力比の分布をケース毎に2つのピストン変位に対して示したものである。一方、図 3-18 は CASE1、図 3-19 は CASE2 に関し解析結果より得られる平均有効応力の分布を示したものである。図 3-16、図 3-17 より、応力比の高い領域はピストンに沿った領域からピストン下部の応力球根を囲むような形で広がっていく様子がわかる。建築や土木構造物の基礎杭の破壊形式としては、図 3-20 に示すような2種類の形態があることが知られているが(山口,2002)、解析より得られた破壊形式は(b)の破壊形態に近いことがわかる。

一方、図 3-18、図 3-19 より平均有効応力の高い領域はピストン下部の応力球根部と排水境界である外周部となっている。平均有効応力の分布から応力はピストン下部から外周部へ斜め下方に伝播しており圧密もこの領域で進展すると考えられる。

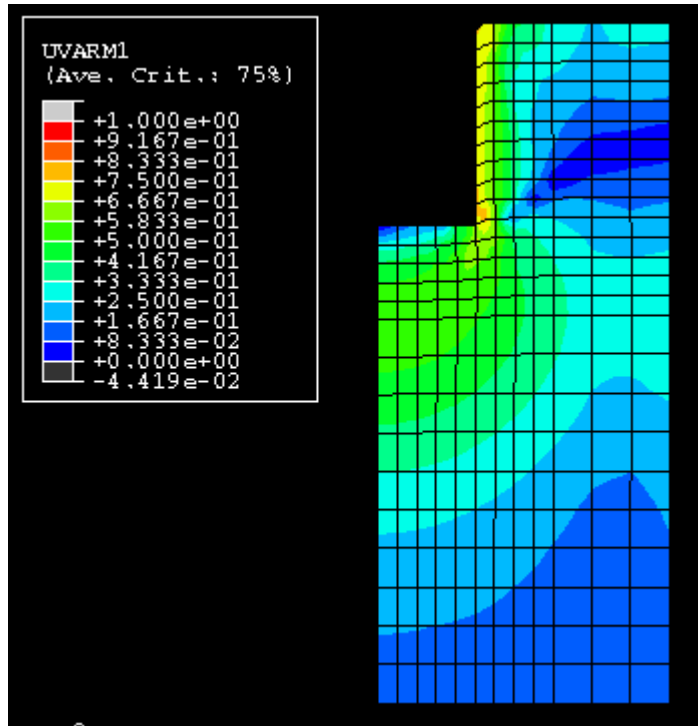


(a)ピストン変位 2mm

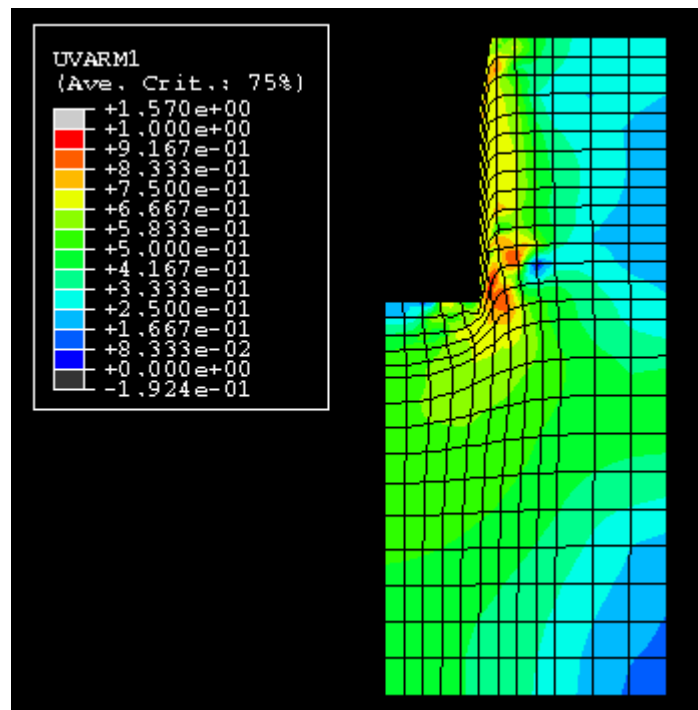


(b)ピストン変位 20mm

図 3-16 CASE1 における応力比コンター

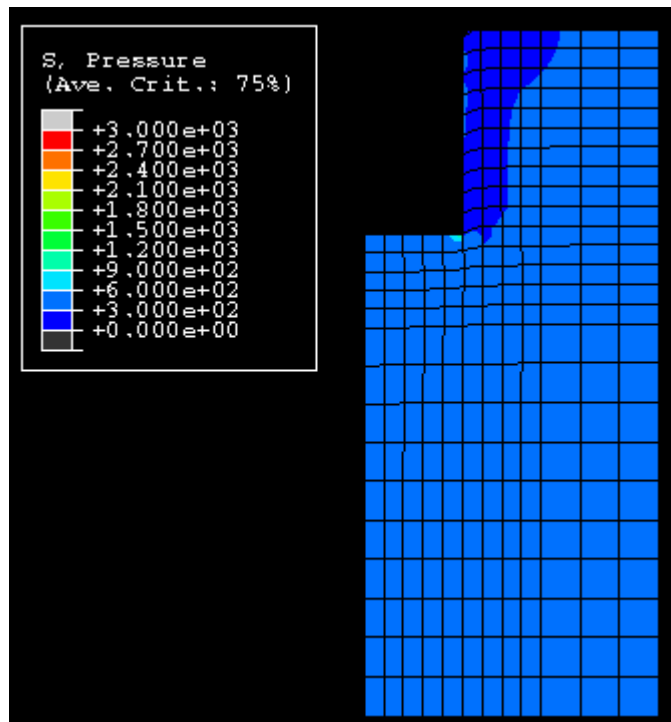


(a)ピストン変位 2mm

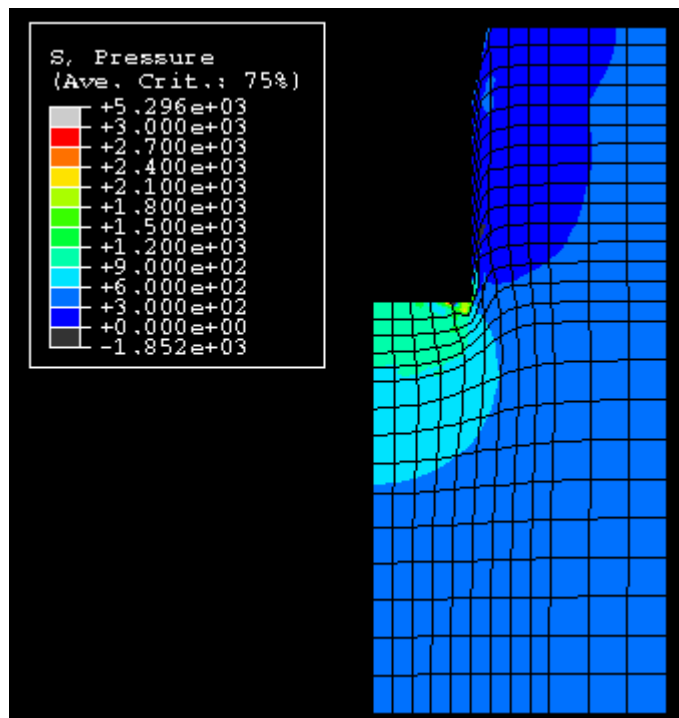


(b)ピストン変位 20mm

図 3-17 CASE2 における応力比コンター

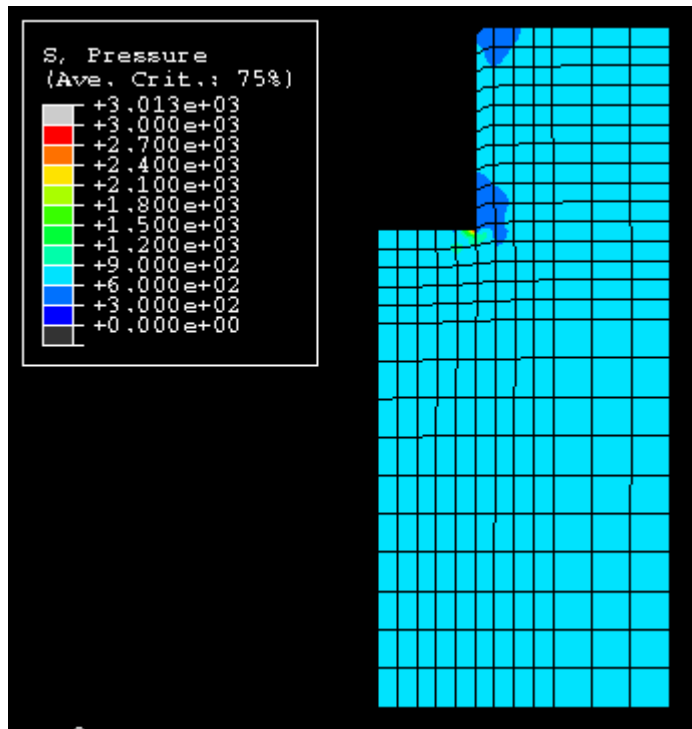


(a)ピストン変位 2mm

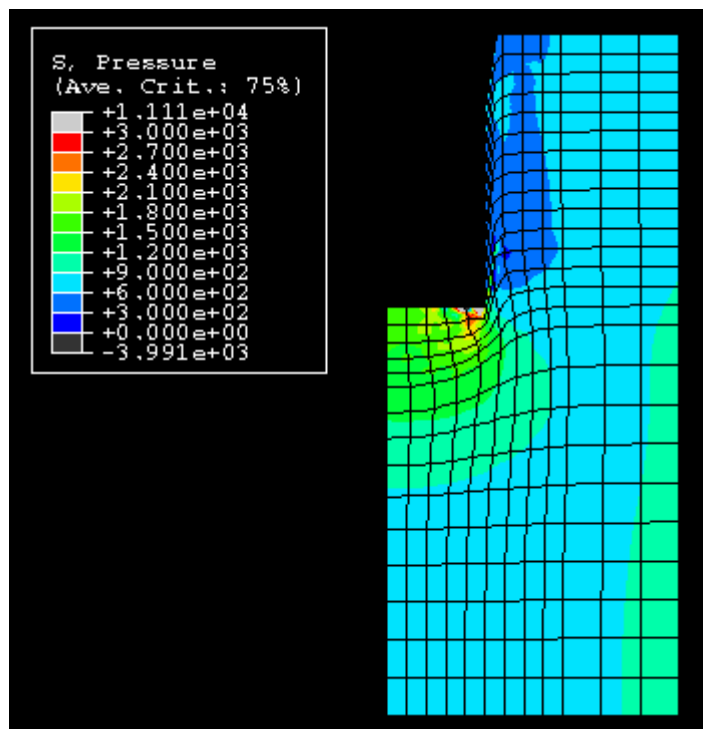


(b)ピストン変位 20mm

図 3-18 CASE1 における平均有効応力コンター



(a)ピストン変位 2mm



(b)ピストン変位 20mm

図 3-19 CASE2 における平均有効応力コンター

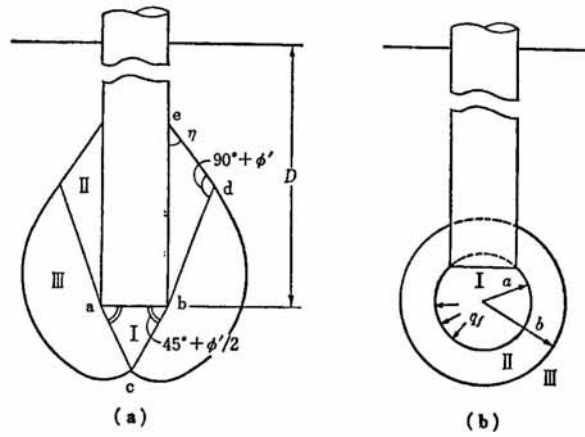


図 3-20 杭先端の破壊の考え方 (山口,2002 を修正)

(3)密度分布

図 3-21 は、解析結果より得られる体積ひずみより、湿潤密度分布を求めたものである。図より、ピストン下部と側面の中央部付近より密度が上昇しその領域が結合する様子がわかる。最終的な密度分布は、前述した X 線 CT 測定により得られた図 2-15 の CT 値の分布と比較して、図 3-22 に示すようにピストン下部から斜め下方に外周部に至る B,C 領域の密度が高くなる傾向は一致しているが、X 線 CT 測定では頂部 A と底部 D の密度も高く、前述したように頂部と底部が試験において当初計画の非排水条件と異なって排水条件になっていた可能性が考えられる。

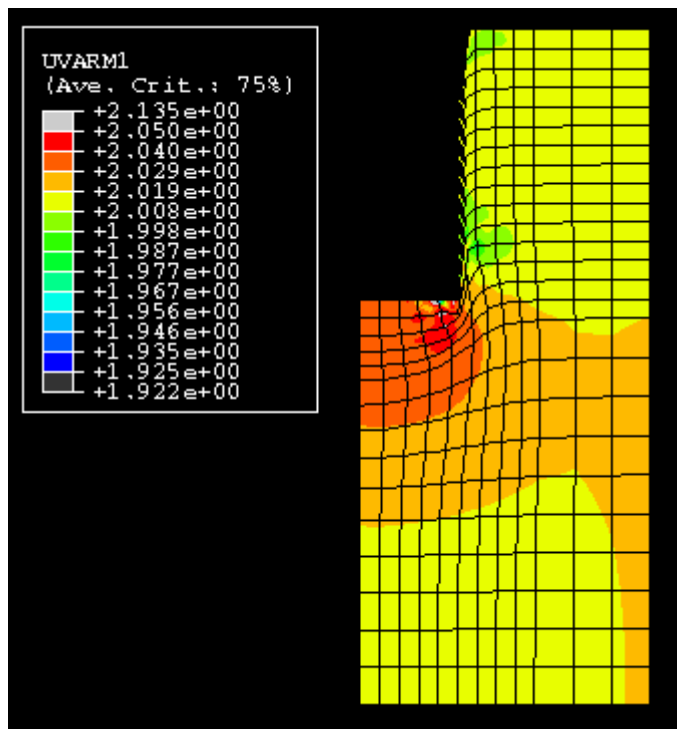


図 3-21 CASE2 におけるピストン変位 20mm における湿潤密度分布

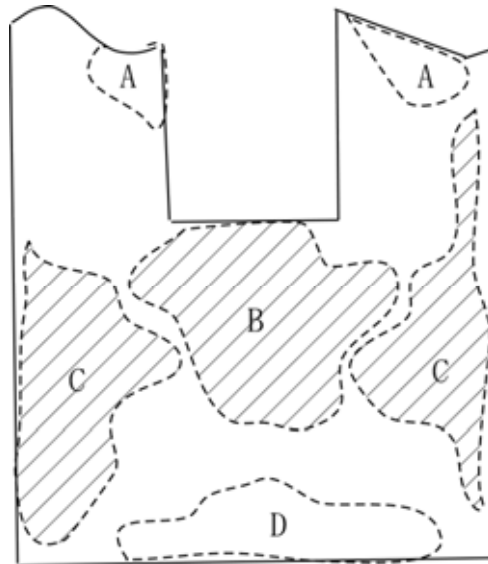


図 3-22 X 線 CT 測定結果より得られる湿潤密度の高い領域  
(斜線部は解析においても湿潤密度が高い領域)

### 3.3.2 長期の支持力に関する検討

模型試験の解析結果は、底部と頂部の間隙水圧などで若干排水条件の影響で試験結果と異なる場合もあったが、土圧や載荷応力に関してはほぼ解析結果と試験結果が良く対応することがわかった。また、解析結果より得られる密度分布と試験終了後の試験体の X 線 CT 結果がピストン下部から外周部へ斜め下方に密度上昇領域があることが一致している。これらの試験結果と解析結果の一致から、模型試験による支持力メカニズムを解析においても評価できていると考えた。そこで、試験では行うことのできない腐食膨張速度に相当する 0.04mm/year といった非常に遅い載荷に対して支持力がどのように変化するのかについても解析により検討した。

解析は、CASE-2 の試験に対する解析と初期の膨潤応力を等しくし、ピストンの変位速度を 0.04mm/year として実施した。図 3-23 は、この解析結果より得られる載荷応力とピストン変位の関係を CASE-2 の試験結果および解析結果とともに示したものである。腐食速度に対する解析と CASE-2 の試験の解析結果を比較するとピストン変位 6.6mm までは載荷応力が腐食速度に対する結果の方が CASE-2 の試験結果より小さくそれ以上の変位になると逆に腐食速度に対する載荷応力が大きくなる傾向となった。このことから、圧密の進行によって大きな変位に対する支持力は増加すると考えられ、オーバーパックの腐食膨張に関する応力緩衝性に関しては、模型試験は過大評価となる可能性があり、逆にオーバーパックの自重沈下などの評価は模型試験結果が保守側となると考えられる。ただし、今回の解析には 2 次圧密などの影響やクリープ変形の影響を考慮していないため、今後これらの影響についても検討する必要があると考えられる。

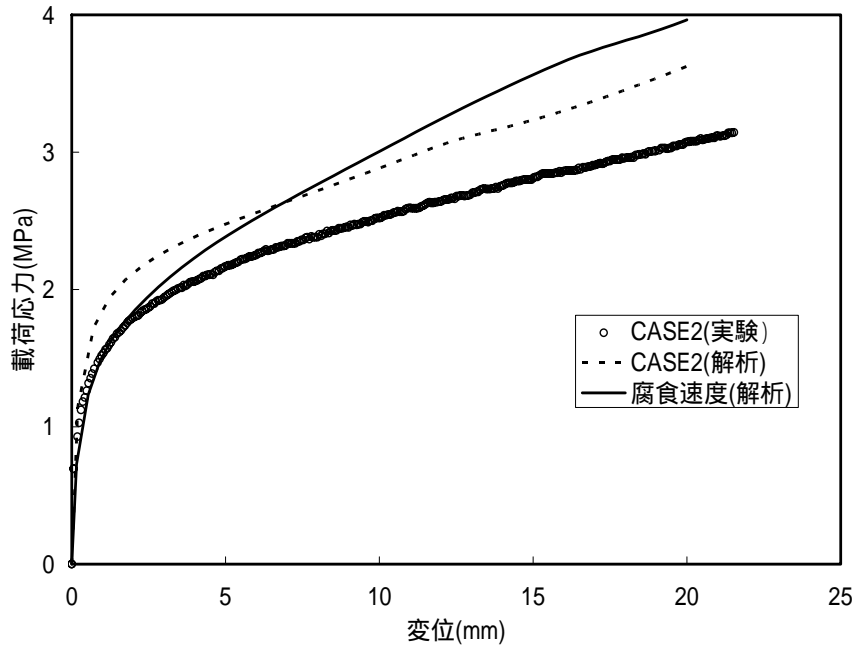


図 3-23 腐食速度での貫入に対する解析結果と CASE2 の試験および解析結果の比較

## 4 支持力に関する検討

模型試験とシミュレーション解析により、人工バリアのような岩盤で囲まれた閉鎖空間におけるオーバーパックの支持力メカニズムと特性がある程度把握できたと考えられる。そこで、これらの特性をさらに分析し、支持力特性の一般的評価を試みた。

粘土や砂などの土質材料に対して材料がどの程度の上載荷重を支持できるかどうかに関しては、地盤工学の分野での知見が参考となる。荷重  $Q$  が増すと沈下  $S$  は増加し、図 4-1(a) のような荷重-沈下曲線が得られる。 $C_D$  線のようにピークをもつ沈下曲線は、密な砂質地盤や過圧密性の高い粘性土地盤に現れるのであって、極限支持力  $Q_f$  が明瞭に認められる。また、 $C_L$  のような沈下曲線はピークをもたず、最終的には  $C_D$  の残留値  $Q_r$  に近づくもので、ゆるい砂質地盤か、正規圧密粘土地盤に多くみられる。

上述のように荷重-沈下曲線は土の圧縮性、せん断特性を反映するが、根入れの大小によっても変わる。図 4-1(b) で載荷面下の土くさび領域が沈下しようとするが、領域が堅硬でこれを阻むと、次には側方へ広がろうとする。拘束領域の側方抵抗が限界受動値に至ると地盤はせん断破壊を起し、その時の荷重が極限支持力である ( $C_D$  線)。しかし根入れが十分であって領域の拘束力が大きく、側方変形を許さなければ、やはり領域の圧縮が起こらざるを得ず、明確な破壊が生じないため、沈下曲線は  $C_L$  線のようになる。もちろん、緩い地盤では、領域の圧縮沈下が際立つから、 $C_L$  の形状をとることは明らかである (山口, 2002)。

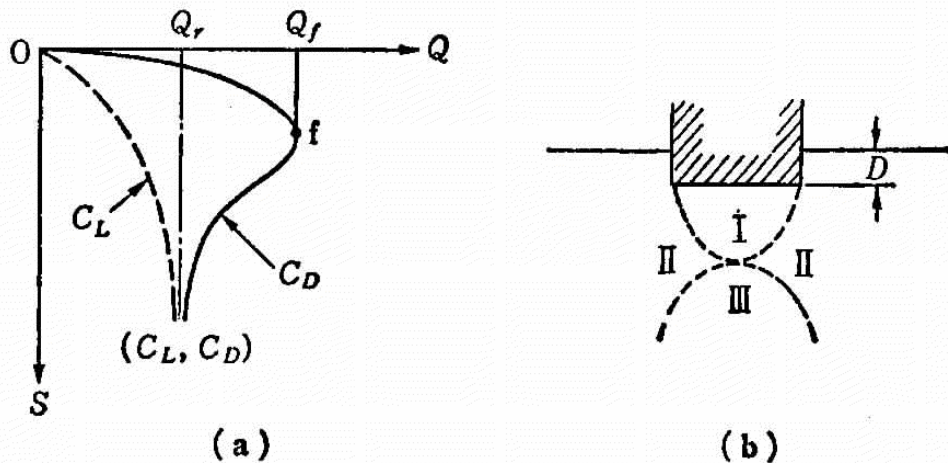


図 4-1 地盤の荷重-沈下曲線(山口, 2002)

以上は地盤工学の知見であるが、人工バリアにおける緩衝材は室内試験の結果などから正規圧密状態にあるとともに、周囲の岩盤境界が図 4-1(b) の領域を拘束するため  $C_L$  の形状となると考えられる。図 3-6 などの試験結果や解析結果から実際に緩衝材の沈下曲線が  $C_L$  の形状となっていることがわかる。

このような沈下曲線においては明確な極限支持力がわかりにくいから、荷重-沈下曲線が双曲線で近似されることが多いことから、次式のような関係を仮定して極限支持力  $Q_f$  を求める場合がある。

$$\frac{S}{Q} = \frac{S}{Q_f} + \frac{1}{K_i} \quad (4-1)$$

ここで、 $Q$  は荷重応力、 $Q_f$  は極限支持力、 $S$  は沈下量（変位量）、 $K_i$  は初期の勾配である。

図 4-2 は、模型試験の結果得られる荷重応力と変位の関係より、 $S/Q$ （変位/荷重応力）と  $S$ （変位）の関係を求めたものである。双曲線近似が精度良く成立する場合は、この関係は直線となり、その勾配の逆数が極限支持力として評価され、勾配が小さいほど極限支持力が大きい。しかし、模型試験結果より得られた関係は直線とはならず、変位が大きくなるほど勾配が小さくなる傾向がある。このことは、変位が大きくなるほど全データの線形近似勾配が小さくなることを示しており、支持力は最大値を迎えることなく変位とともに大きくなると考えられる。このような傾向は、人工バリア中の緩衝材の岩盤による拘束効果によるものと考えられる。

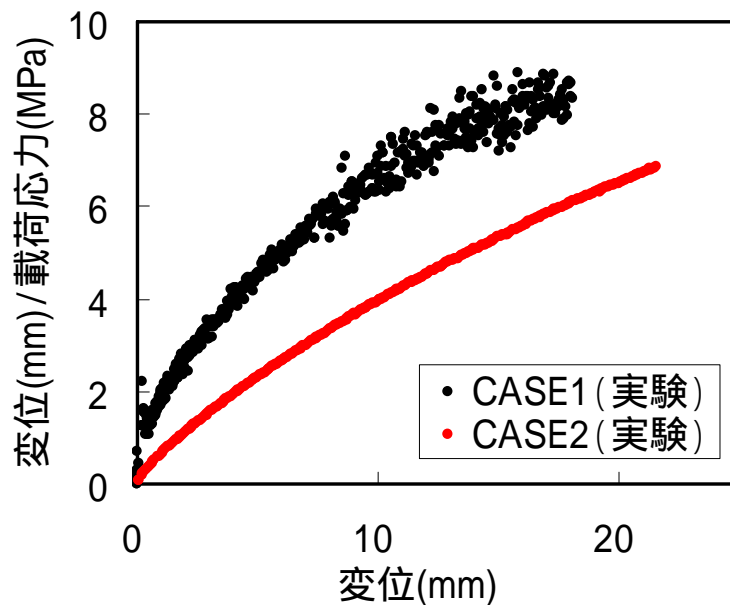


図 4-2 変位/荷重応力と変位の関係

沈下曲線が図 4-1(a)における  $C_L$  の形状となる場合に破壊点の目安を求める別の方法としては、荷重応力と変位を両対数目盛でプロットし折れ点を求める手法がある（村山ほか, 1959）。図 4-3 は、模型試験および解析によって得られた荷重応力と変位の関係の全データを両対数で表示したものである。この図より、各データは 0.5mm ~ 1.0mm の範囲で折点を有しそれ以上の変位に対してほぼ直線性が保たれていることがわかる。このような折れ点は破壊の目安とはなるもののその後も勾配が極端に小さくなることなく変位とともに荷重応力は大きくなっており、この点を極限支持力とすることはできないと考えられる。一方、CASE2 に関する試験結果と解析結果および腐食速度に対する解析結果は、CASE1 に対する試験結果および解析結果より変位に対する荷重応力が大きくなっている。これは、CASE2 の試験や解析、腐食速度に対する解析においては初期膨潤圧が 0.75MPa と CASE1 の 0.35MPa より高いことが主な原因と考えられる。そこでさらに正規化を実施し、 $Q/P_s$ （荷重応力/初期膨潤圧）と  $S/D$ （変位/オーバーパック直径）の関係を求めたものが図 4-4 である。図より各ケースの試験結果や解析結果は初期の折れ点以降はある程度まとまった直線群で表され、正規化変位  $S/D$  が 0.1 以上では CASE2 の試験結果が

S/D に対する正規化荷重応力  $Q/P_s$  が一番小さくなっており、CASE1 の試験結果が一番大きくなった。そこで、各ケースの試験結果の折れ点以降の最小二乗法による近似より、S/D が 0.1 以上の範囲の応力緩和性能として保守側の支持力特性が CASE1 の試験結果の近似より式(4-2)として求められ、オーバーパック支持性能として保守側の支持力特性が CASE2 の試験結果の近似より式(4-3)として求められる。

$$\ln\left(\frac{Q}{P_s}\right) = 0.459 \ln\left(\frac{S}{D}\right) + 2.2221 \quad (4-2)$$

$$\ln\left(\frac{Q}{P_s}\right) = 0.2321 \ln\left(\frac{S}{D}\right) + 1.6011 \quad (4-3)$$

ただし、これらの評価はあくまで模型試験や解析で仮定した境界条件や材料のみに対する近似式であり、類似した人工バリア設定に対して支持力評価の目安となると考えられるが緩衝材厚や排水条件などが変化すれば変化すると考えられる。今後、解析や試験などによりこのような条件の変化に対する支持力特性の変化についても検討する必要がある。

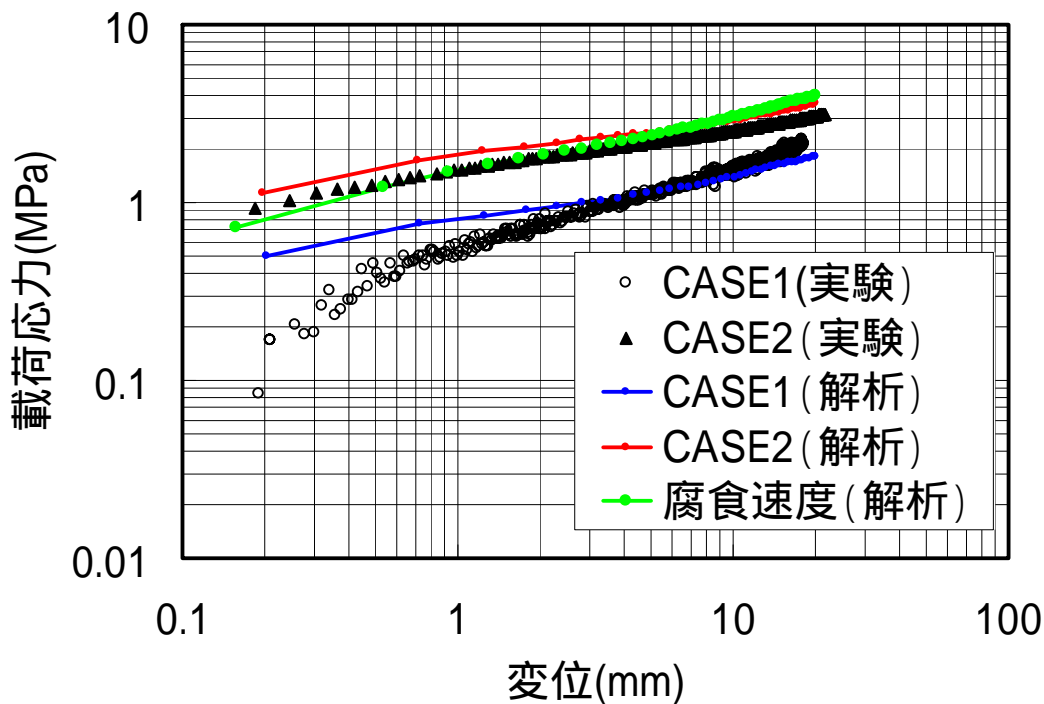


図 4-3 荷重応力と変位の関係の両対数表示

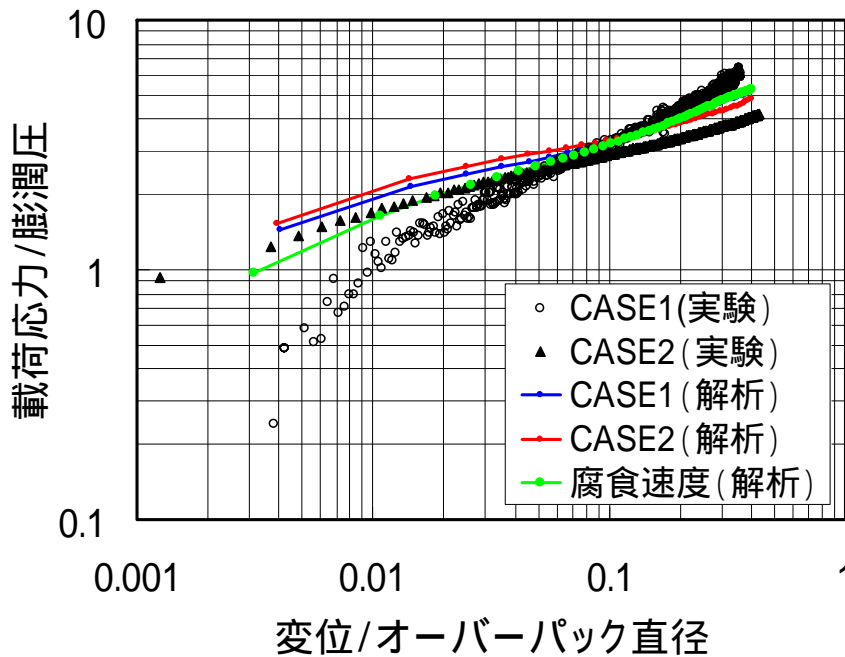


図 4-4 正規化载荷応力と正規化変位の関係

## 5 おわりに

縮小模型試験と試験により、人工バリアにおける緩衝材中でオーバーパックが円筒軸方向に変形した場合の作用荷重と変形に関する特性を把握した。その結果、作用荷重は変位とともに増加し極限值が存在しないことや、作用荷重と変位が簡易な式で表現可能なことなどが明らかになった。以下に今回の検討により得られた主な結果を整理する。

オーバーパックに荷重が载荷されても周囲の岩盤や底部、頂部に作用する土圧は载荷応力の10%程度と小さくなる。

オーバーパックのある変位に対する支持力は、初期の膨潤応力が大きいほど大きくなると思われる。

オーバーパックの支持力は変位とともに増大する傾向があり、明確な極限支持力は存在しない。

オーバーパックの変位が大きい領域での支持メカニズムは、圧密された剛性域の周りに塑性域が形成されるタイプであると考えられる。

オーバーパックの支持力と変位の関係は、オーバーパックの直径の2%程度以上の変位に対する支持力増加勾配は減少し応力緩和性能が発揮される。

直径の2%以上の変位に対する支持力の対数と変位の対数はほぼ直線関係にある。

支持力（载荷応力）を初期膨潤応力で除した正規化载荷応力の対数と変位をオーバーパック直径で除した正規化変位の対数の関係は、変位の大きな範囲ではばらつきが小さく支持力特性に関して評価式が提案できる。

以上が、今回の検討で得られた結論であるが、これらの結果は限られた試験条件と解析のみにより得られた結果であり、今後、境界条件の異なる実験や時間依存性を考慮した解析、感度解析などにより支持力特性の幅をより詳細に検討する必要がある。

参考文献

核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性 - 地層処分研究開発第2次取りまとめ - 総論レポート”，JNC TN1400 99-020 (1999)

高治一彦，杉野弘幸，奥津一夫，三浦一彦，田部井和人，納多勝，高橋真一，杉江茂彦：“ニアフィールドの長期構造安定性評価”，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-043 (1999)

動力炉・核燃料開発事業団：“高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書 - 平成3年度 - ”，PNC TN1410 92-081 (1992)

鈴木英明，藤田朝雄：“緩衝材の膨潤特性”，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-038 (1999)

棚井憲治，松本一浩，菊池広人：“X線CT法の適用性に関する検討”，サイクル機構技術資料，JNC TN8430 2003-001 (2003)

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London (1968)

Roscoe, K.H. and Burland, J.B. : On the generalized stress-strain behavior of ‘wet’ clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp.535 ~ 609 (1968)

高治一彦，鈴木英明：“緩衝材の静的力学特性”，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-041 (1999)

山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，pp.253 ~ 287 (2002)

村山朔郎，柴田徹：“粘土の摩擦グイの支持力とその測定方法”土木学会論文集，第59号(1959)