緩衝材長期力学挙動の信頼性向上

(核燃料サイクル開発機構 業務委託報告書)

2005年2月

株式会社 竹中工務店 株式会社 竹中土木

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:jserv@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)

2005

2005年2月

緩衝材長期力学挙動の信頼性向上

(核燃料サイクル開発機構 業務委託報告書)

高治一彦*、重野喜政*、下河内隆文*、平井卓**、白武寿和**

要 旨

高レベル放射性廃棄物の地層処分において、緩衝材には種々の外力が長期間静的に作用 すると考えられるため、緩衝材の長期力学挙動を精度よく評価することは重要である。

本研究では、これらの力学的経時的変化に対して安全評価上の要求性能を満足し得るか どうかを定量的に評価するため、緩衝材のコロイドフィルトレーション機能、拡散場維持 機能などに及ぼす影響について検討した。その結果、100,000 年の評価期間において上記 の機能は維持され、安全評価上の要求性能は担保されることが明らかとなった。また、長 期力学予測において重要な粘性パラメータの信頼性を傍証するため、ベントナイト鉱床の 力学的ナチュラルアナログ評価を行い、解析評価に用いたパラメータが妥当性であること を傍証した。

さらに、これまで実施してきた降水系環境と同じアプローチで人工海水条件における長 期力学挙動予測を行い、評価が可能であることを明らかにした。

最後に、幌延深地層研究施設における原位置試験計画の立案に資するため、岩盤クリー プ挙動とオーバーパック腐食膨張挙動との連成シミュレーション解析を実施し、試験中の 応力、変形状態を予測し、設計上必要な基本情報を整理した。

本報告書は,株式会社 竹中工務店、株式会社 竹中土木が核燃料サイクル開発機構との委託研究契約 により実施した研究成果に関するものである。

機構担当課室: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 *㈱竹中工務店

**㈱竹中土木

-i-

Improvement in reliability of the long-term mechanical behavior of buffer material

(Document Prepared by Other Organization, Based on the Trust Contract)

Kazuhiko Takaji*, Yoshimasa Shigeno*, Takafumi Shimogouchi*,

Takashi Hirai** and Toshikazu Shiratake**

Abstract

On the R&D of the HLW repository, it is essential that Engineered Barrier System (EBS) is stable mechanically over a long period of time for maintaining each ability required to EBS. After closing the repository, the various external forces will be affected to the buffer intricately for a long period of time. So, evaluation of mechanical behavior of the buffer is important to carry out safety assessment of EBS. In this report, the effects of mechanical behavior of the buffer to its safety

performance are examined. As a result, the ability to filtrate colloids and the ability to keep diffusion-dominated environment are maintained for 100,000 years.

Natural analogue of bentonite ore is also done to corroborate viscous parameter of the buffer. The result shows that the laboratory test data is reasonable compared with the analogized viscous parameter of the 15M years aged ore.

Next, the mechanical parameters of the buffer under brine environment are examined. Then the mechanical behavior of the buffer is analyzed. Throughout these processes, the scheme for freshwater environment is confirmed to be valid under brine environment.

At the last, the EBS field-test that is planned at Horonobe underground laboratory is analyzed. The analysis is encountered viscous behavior of the buffer and the surrounding rock under corrosion expansion of the overpack. The result offers the mechanical data to design the field test.

JNC Liaison : Barrier Performance Group, Waste Isolation Research Division, Waste Management and Fuel Cycle Research Center, Tokai Works

This work was performed by Takenaka Corporation and Takenaka Civil Engineering & Construction Corporation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute.

^{*} Takenaka Corporation * * Takenaka Civil Engineering & Construction Corporation

1 はじめに	1
1.1 研究開発の背景、目的	1
1.2 概要	2
2 オーバーパック長期沈下における緩衝材の核種移行経路短縮に関する評価	3
2.1 長期圧密試験精度の確認と二次圧密加速原因の調査	3
2.1.1 試験概要	3
2.1.2 試験条件	5
2.1.3 試験手順	6
2.1.4 試験結果	6
2.1.5 二次圧密加速挙動の要因検討	10
2.2 構成モデルおよびパラメータの設定	24
2.2.1 関口‐太田モデル	24
2.2.2 足立‐岡モデル	25
2.2.3 関口 - 太田モデルと足立 - 岡モデルの粘性パラメータの関係	26
2.2.4 パラメータの設定	28
2.3 人工バリアの長期力学挙動解析	32
2.3.1 解析プログラムの概要	32
2.3.2 オーバーパック沈下解析	35
2.3.3 オーバーパックの腐食膨張と自重沈下の同時解析	49
2.4 まとめ	66
3 オーバーパック長期沈下の限界値に関するナチュラルアナログ評価	69
3.1 凍結サンプリングによる不撹乱試料の評価	70
3.1.1 目的	70
3.1.2 試料採取地の地質概要	70
3.1.3 不撹乱試料採取方法	72
3.1.4 物理特性	81
3.1.5 圧密特性	82
3.2 ナチュラルアナログによる緩衝材の長期力学評価パラメータの推定	91

	3.2.1 目的	91
	3.2.2 評価手法	91
	3.2.3 入力条件の設定	93
	3.2.4 逆解析結果	99
	3.2.5 結果の検証	107
	3.3 まとめ	112
4	海水系地下水環境における降水系評価モデルの適用性評価	113
	4.1 多段階圧密試験	113
	4.1.1 試験条件および手順	113
	4.1.2 試験結果	115
	4.2 圧密非排水三軸圧縮試験	126
	4.3 構成モデルおよびパラメータの設定方法	127
	4.3.1 構成モデル	127
	4.3.2 パラメータの設定	127
	4.4 人工バリアの長期力学挙動への影響検討	131
	4.4.1 解析モデルと境界条件	131
	4.4.2 解析結果	132
5	原位置試験計画のための岩盤・緩衝材長期力学連成解析	136
	5.1 岩盤クリープ変形とオーバーパック腐食膨張の連成解析手法の開発	136
	5.1.1 大久保モデル	136
	5.1.2 大久保モデルの MuDIAN への導入	137
	5.1.3 大久保モデルの検証	139
	5.2 緩衝材長期力学挙動原位置試験の検討	145
	5.2.1 研究坑道の設定	145
	5.2.2 坑道掘削解析	146
	5.2.3 ピット掘削解析	152
	5.2.4 岩盤クリープ・オーバーパック膨張連成解析	155
	5.3 原位置試験に必要な各種設定	179
6	おわりに	180

参考文献	 181

図目次

义	2-1	試験装置概略断面図	4
义	2-2	圧縮成型応力と間隙比の関係	7
义	2-3	膨潤応力の経時変化	8
义	2-4	沈下量 dの経時変化	9
义	2-5	二次圧密係数の経時変化	10
义	2-6	多段階圧密試験に対する本試験における間隙比の経時変化	10
义	2-7	試験容器の戻り変形量計測用変位計の設置位置	13
义	2-8	除荷時の変位の経時変化	13
义	2-9	データロガー交換前後の変形挙動	14
义	2-10	試験結果と室温データ	15
义	2-11	沈下解析用の解析モデル	38
义	2-12	解析モデルの排水距離	39
义	2-13	自重による沈下量の経時変化(関口-太田モデル)	41
义	2-14	自重による沈下量の経時変化(足立-岡モデル)	42
义	2-15	オーバーパック沈下挙動の模式図	44
义	2-16	有効粘土密度コンター図(関口 太田モデル、t=100,000 年後)	44
义	2-17	有効粘土密度コンター図(足立 岡モデル、t=100,000 年後)	45
义	2-18	有効粘土密度とペクレ数の関係	47
义	2-19	破壊接近度コンター図(関口 - 太田モデル、t=100,000 年後)	48
义	2-20	破壊接近度コンター図(足立 - 岡モデル、t=100,000 年後)	49
义	2-21	オーバーパックの膨張と自重による沈下を同時に考慮した解析手法フロー	50
义	2-22	オーバーパックの腐食膨張と自重沈下同時解析に用いる解析モデルと境界	
		条件	51
义	2-23	オーバーパック底面の変形量(関口-太田モデル)	53
义	2-24	オーバーパック底面の変形量(足立-岡モデル)	54
义	2-25	有効粘土密度コンター図(関口 太田モデル、t=100,000 年後)	56
义	2-26	有効粘土密度コンター図(足立 岡モデル、t=100,000 年後)	57

义	2-27	破壊接近度コンター図(関口 -太田モデル、左:オーバーパック腐食膨張完	
		了直後、右:t=100,000 年後)	59
义	2-28	破壊接近度コンター図(足立-岡モデル、左:オーバーパック腐食膨張完了	
		直後、右:t=100,000 年後)	60
义	2-29	周辺岩盤に隣接する要素の半径方向の有効応力('r)の経時変化	63
义	2-30	オーバーパックに隣接する要素の半径方向の有効応力('r)の経時変化 …	64
义	3-1	ナチュラルアナログ評価実施フロー	69
义	3-2	群馬県の地形区分図	71
义	3-3	群馬県南部の地質図	72
义	3-4	凍結サンプリング地点詳細図	74
义	3-5	凍結サンプリング作業フロー	75
义	3-6	凍結サンプリング手順図	75
义	3-7	ガイド管の配置と乱れ領域の関係(参考図)	76
义	3-8	凍結サンプリング深度概念図	79
义	3-9	凍結サンプリング試料観察記録	80
义	3-10	試料の粒径加積曲線	81
义	3-11	一次元圧密試験の試験手順	84
义	3-12	膨潤応力の経時変化	85
义	3-13	圧密沈下量の経時変化(BR 試料)	87
义	3-14	圧密沈下量の経時変化(再構成試料)	88
义	3-15	圧密沈下量の経時変化(凍結試料)	88
义	3-16	e - log P 関係	90
义	3-17	圧密による体積変化量	90
义	3-18	堆積過程の逆解析検討フロー	91
义	3-19	関口-太田による弾粘塑性モデルの物理的意味	93
义	3-20	BR 試料の圧縮指数と膨潤指数	94
义	3-21	再構成試料の圧縮指数と膨潤指数	95
义	3-22	凍結試料の圧縮指数と膨潤指数	95
义	3-23	圧縮指数、膨潤指数の変動域	96
义	3-24	埋積厚さの変動状況	97

义	3-25	採取地層の推定荷重履歴	97
义	3-26	地質年代における間隙比(陶野に加筆)	99
义	3-27	除荷過程のシミュレーション結果	101
义	3-28	載荷過程シミュレーション模式図	105
义	3-29	応力履歴のシミュレーション結果(二次圧密係数, の変動)	107
义	3-30	BR 試料の step8 における Int- v 関係	108
义	3-31	再構成試料の step8 における Int- v 関係	108
义	3-32	凍結試料の step8 における lnt- v 関係	108
义	3-33	初期間隙比とニ次圧密係数 C 。との関係(石井ら)	109
义	3-34	初期間隙比と二次圧密係数の関係(石井らに加筆)	110
义	4-1	ー次元圧密試験の試験手順	115
义	4-2	膨潤応力の経時変化	116
义	4-3	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step1:膨潤応力 0.61MPa) …	117
义	4-4	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step2:0.61 1.00MPa)	117
义	4-5	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step3:1.00 1.64MPa)	118
义	4-6	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step4:1.64MPa 2.69MPa)	118
义	4-7	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step5:2.69MPa 4.42MPa)	118
义	4-8	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step6:4.42MPa 7.27MPa)	119
义	4-9	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step7:7.27MPa 11.93MPa)	119
义	4-10	圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step8:11.93MPa 19.60MPa)	119
义	4-11	圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u1:19.6MPa 7.27MPa)	120
义	4-12	圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u2:7.27MPa 2.69MPa)	121
义	4-13	圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u3:2.69MPa 1.00MPa)	121
义	4-14	圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u4:1.00MPa 0.37MPa)	121
义	4-15	圧密沈下量と時間(log t)の関係(再載荷 step r1:0.36MPa 0.98MPa)	
			122
义	4-16	圧密沈下量と時間(log t)の関係(再載荷 step r2:0.98MPa 2.66MPa)	
			122
义	4-17	圧密沈下量と時間(log t)の関係(再載荷 step r3:2.66MPa 7.22MPa)	

123

-viii-

义	4-18	圧密沈下量と時間(log t)の関係(再載荷 step r4:7.22MPa 19.6MPa)	
			123
义	4-19	e-logp 関係	125
义	4-20	人工海水を用いた圧密非排水三軸圧縮試験結果(応力経路)	126
义	4-21	e-logp 曲線と圧縮指数、膨潤指数	127
义	4-22	step6 における Int- v 関係	129
义	4-23	各載荷ステップの二次圧密係数	129
义	4-24	オーバーパック自重による沈下量の経時変化(関口-太田モデル)	134
义	4-25	オーバーパック自重による沈下量の経時変化(足立-岡モデル)	134
义	4-26	破壊接近度コンター図(t=10,000 年)	135
义	5-1	高治らによる一軸圧縮試験のシミュレーション結果	140
义	5-2	MuDIAN による一軸圧縮試験シミュレーション結果	140
义	5-3	解析メッシュと境界条件	141
义	5-4	クリープ変形量の経時変化	143
义	5-5	クリープ変形量の経時変化(MuDIAN SRC-3)	143
义	5-6	応力分布の経時変化(第2次取りまとめ SRC-3)	144
义	5-7	応力分布の経時変化(MuDIAN SRC-3)	144
义	5-8	坑道断面	146
义	5-9	解析モデル	147
义	5-10	施工過程の解析手順	148
义	5-11	上断面掘削時の破壊基準接近度	149
义	5-12	上断面支保設置時の破壊基準接近度	149
义	5-13	インバート掘削時の破壊基準接近度	150
义	5-14	インバート部支保設置時の破壊基準接近度	150
义	5-15	坑道掘削完了時におけるピット周辺の応力分布	151
义	5-16	ピットの各段階における掘削深度	152
义	5-17	ピット掘削に伴うピット孔壁の変位	153
义	5-18	ピット掘削時の各種コンター図	154
义	5-19	緩衝材の岩盤の境界	156
义	5-20	緩衝材付近の変形図(XZ 断面 実スケール)	160

义	5-21	緩衝材付近の変形図(YZ断面 実スケール)	160
义	5-22	緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化(XZ断面 側部)	161
义	5-23	緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化(YZ断面 側部)	161
义	5-24	緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化(XZ断面 底部)	162
义	5-25	緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化(YZ断面 底部)	162
义	5-26	ピット周辺岩盤の x(kPa XZ 断面 引張正)	165
义	5-27	ピット周辺岩盤の y(kPa XZ 断面 引張正)	165
义	5-28	ピット周辺岩盤の z(kPa XZ 断面 引張正)	166
义	5-29	ピット周辺岩盤の x(kPa YZ 断面 引張正)	166
义	5-30	ピット周辺岩盤の y(kPa YZ 断面 引張正)	167
义	5-31	ピット周辺岩盤の z(kPa YZ 断面 引張正)	167
义	5-32	オーバーパック断面における岩盤最小主応力のコンター図(kPa, XY 断面,	
		引張正)	168
义	5-33	オーバーパック断面における岩盤最大主応力のコンター図(kPa, XY 断面,	
		引張正)	168
义	5-34	オーバーパック断面の位置	168
义	5-35	応力分布図作成時の選択要素	169
义	5-36	ピットの半径方向に対する岩盤応力の分布(XZ 断面)	169
义	5-37	ピットの半径方向に対する岩盤応力の分布(YZ 断面)	169
义	5-38	緩衝材の破壊規準接近度(t=10年)	171
义	5-39	緩衝材の最終主応力分布(kPa, t=10 年, 引張正)	171
义	5-40	オーバーパック下部の緩衝材における応力	172
义	5-41	オーバーパック側部の緩衝材における応力	172
义	5-42	緩衝材頂部の z(kPa, t=10 年, 引張正)	172
义	5-43	緩衝材頂部を拘束しない場合における頂部の変形量	173
义	5-44	緩衝材の過剰間隙水圧分布(kPa, t=10 年)	173
义	5-45	緩衝材底面における zの経時変化(XZ断面 Y=0,圧縮正)	175
义	5-46	緩衝材底面における zの経時変化(YZ断面 X=0, 圧縮正)	175
义	5-47	緩衝材側面端部における xの経時変化(XZ断面 Y=0,圧縮正)	175
义	5-48	緩衝材側面端部における yの経時変化(YZ断面 X=0,圧縮正)	176

図 5-49 緩衝材直下の岩盤における zの経時変化(XZ断面 Y=0, 圧縮正) …… 176
図 5-50 緩衝材直下の岩盤における zの経時変化(YZ断面 X=0, 圧縮正) …… 176
図 5-51 緩衝材と岩盤の側面境界部における xの経時変化(XZ面 Y=0, 圧縮正) 177
図 5-52 緩衝材と岩盤の側面境界部における yの経時変化(XZ面 Y=0, 圧縮正) 177
図 5-53 緩衝材と岩盤の側面境界部における yの経時変化(YZ面 X=0, 圧縮正) 177
図 5-54 緩衝材と岩盤の側面境界部における xの時変化(YZ面 X=0, 圧縮正) … 178

表 目 次

表	2-1	供試体条件、計測項目、試験条件	5
表	2-2	各供試体の最大成型圧と初期間隙比	7
表	2-3	二次圧密加速原因として考え得る要因と具体的現象	11
表	2-4	つくば市谷田部おける深度3以上の地震データ	15
表	2-5	飽和終了直後および圧密試験終了後の浸漬水の水溶性成分試験結果	20
表	2-6	飽和終了直後および圧密試験終了後の供試体間隙水の水溶性成分試験結果…	21
表	2-7	二次圧密加速原因として考え得る要因に関する検討結果まとめ	22
表	2-8	長期粘性挙動把握試験実施における留意点および具体的方策	23
表	2-9	弾塑性パラメーター覧	28
表	2-10	粘性パラメーター覧	31
表	2-11	オーバーパック、緩衝材の基本物性値	38
表	2-12	パラメータの組合せおよび解析ケース名一覧	39
表	2-13	オーバーパック沈下解析用の粘性パラメータ	40
表	2-14	オーバーパックの自重沈下による各ケースの沈下量	42
表	2-15	各解析ケースの空隙体積、緩衝材体積、有効粘土密度および空隙充填後の	
		有効粘土密度	45
表	2-16	各解析ケースのオーバーパック上部における緩衝材体積に対する全体積の	
		比	46
表	2-17	各ケースのオーバーパック底面における変形量	55
表	2-18	各解析ケースの岩盤反力およびオーバーパック反力	65
表	3-1	富岡・下仁田地域の層序区分対比表	72
表	3-2	凍結サンプリング実施数量表	74
表	3-3	凍結サンプリング試料の物理特性	81
表	3-4	BR 試料の各 step 載荷条件	83
表	3-5	再構成試料の各 step 載荷条件	83
表	3-6	凍結試料の各 step 載荷条件	83
表	3-7	各供試体の定常時膨潤応力	85

表	3-9	再構成試料の圧密沈下量	86
表	3-10	凍結試料の圧密沈下量	87
表	3-11	弾塑性パラメーター覧	96
表	3-12	採取地層の地質年代と応力	98
表	3-13	地層概要	98
表	3-14	逆解析に用いる初期密度	99
表	3-15	除荷過程の検討に用いた入力パラメータ	100
表	3-16	載荷過程の検討に用いた入力パラメータ	106
表	3-17	応力履歴のシミュレーション結果一覧	106
表	3-18	二次圧密係数 C 。への変換結果	110
表	4-1	ASTM法による人工海水の組成	114
表	4-2	供試体条件、計測項目、試験条件	114
表	4-3	各 step の載荷条件	114
表	4-4	各供試体の最大成型圧と初期間隙比	115
表	4-5	各載荷 step の載荷応力と載荷時間(載荷過程)	117
表	4-6	各載荷 step の沈下量と累積沈下量(載荷過程)	120
表	4-7	各載荷 step の載荷応力と載荷時間(除荷過程)	120
表	4-8	各載荷 step の沈下量と累積沈下量(除荷過程)	121
表	4-9	各載荷 step の載荷応力と載荷時間(再載荷過程)	122
表	4-10	各載荷 step の沈下量と累積沈下量(再載荷過程)	123
表	4-11	人工海水力学パラメーター覧	130
表	4-12	オーバーパック、緩衝材の基本物性値	132
表	4-13	オーバーパック沈下解析用の緩衝材物性パラメータ	132
表	5-1	岩盤クリープ解析用岩盤物性値	139
表	5-2	第 2 次取りまとめの解析結果	142
表	5-3	MuDIAN の解析結果	142
表	5-4	岩盤物性表	145
表	5-5	初期応力比	145
表	5-6	研究坑道設置地点の初期応力	146
表	5-7	岩盤の物性値	148

表 5-8	連成解析に用いる岩盤物性(大久保モデル)	156
表 5-9	関口・太田モデルのパラメータ	158

写 真 目 次

写真	2-1	圧密試験容器全景		4
写真	2-2	装置脚部の免震ゴム設置状況		
写真	2-3	供試体内部の状況(3.0MPa)(左:ピストン	中央 : 供試体上面	右 : 供試体下面)
				17
写真	2-4	供試体内部の状況(1.5MPa)(左:ピストン	中央 : 供試体上面	右 : 供試体下面)
				17
写真	2-5	供試体内部の状況(0.8MPa)(左:ピストン	中央 : 供試体上面	右 : 供試体下面)
				17
写真	3-1	ガイド管建て込み状況		77

1 はじめに

1.1 研究開発の背景、目的

高レベル放射性廃棄物の地層処分施設において、人工バリアシステムに要求される種々の機能 を確保、維持するには、人工バリアが長期間力学的に安定であることが不可欠である。処分場閉 鎖後において人工バリアには、オーバーパックの腐食膨張、自重による沈下および母岩のクリー プ変形等による外力が長期間静的に作用するため、緩衝材、オーバーパック、母岩の幾何学形状 や間隙構造の変化、水理特性の変化が起こると考えられる。したがって、これらの経時的変化が 人工バリアに期待される長期性能に有為な影響を及ぼすかどうかを解析的に検討し、その結果を 安全評価に資するとともに、人工バリア仕様の設計に反映することが重要である。

これに対し、高レベル放射性廃棄物処分場における人工バリアの長期力学挙動評価として、第 2次取りまとめ¹⁾(以下「2000年レポート」という)では、オーバーパック腐食膨張挙動、オー バーパックの自重沈下挙動、岩盤クリープ変形挙動を対象とした解析的検討を、それぞれ個別に 実施している。

この内、オーバーパック腐食膨張挙動解析、オーバーパックの自重沈下挙動解析は、それぞれ の挙動を境界条件とした緩衝材の応力、変形状態の評価、オーバーパックへの反力の評価を主眼 としている。オーバーパック腐食膨張挙動は修正 Cam-Clay モデル、オーバーパックの自重沈下 挙動は関口 - 太田モデルというコンベンショナルな構成モデルを用いて有限要素法による解析を 行っている。

しかし、それらのモデルを用いて評価する上で、ベントナイトの材料特性や地層処分環境特性 (たとえば、評価期間が長期におよぶこと、オーバーパックの腐食膨張等による外力条件等)を 考慮したモデルの適用妥当性(モデル自身の信頼性および材料物性の信頼性)に関しては十分な 検討を行っていなかった。また、2000年レポートで個別に検討したオーバーパック腐食膨張挙動、 オーバーパックの自重沈下挙動、岩盤クリープ変形挙動は、本来力学的に相互に連成し、複合的 な挙動を示すと考えられるが、相互影響を保守側の物性や境界条件を用いて検討を行っている。

よって、2000年レポート以降の長期力学挙動評価に対する課題として、

適用性の高い構成モデルの選定

力学特性データの拡充とモデル用材料物性パラメータの信頼性確認

長期力学挙動評価で考慮すべき現象を複合的に検討するモデルの開発、評価 が求められていた。

これに対し、平成13年度から平成15年度までは、「第2次取りまとめ」において経験的な判

-1-

断により適用された緩衝材の長期力学評価モデルを再検討し、降水系において適用性の高い足立 - 岡モデルと関口 - 太田モデルを選定した。また、人工バリアの長期挙動に関しても選定された 力学評価モデルに対し、適切なパラメータを長期圧密試験データなどにより設定し予測した。そ の結果、保守側の設定パラメータ条件下では 10,000 年後のオーバーパック沈下量が約 100mm と なり、2000 年レポートにおける約 5mm に比べ大きくなった。このように沈下が大きくなると、 オーバーパックと岩盤が接近することやオーバーパック上部の密度が低下することなどにより核 種移行経路が短縮し、安全評価上問題が生じる可能性が生じる。そこで、本年度委託においては このような安全評価上の問題が生じるかどうかを判定する必要があるため、長期沈下予測で設定 されたパラメータの保守性を長期圧密試験の信頼性を含めて確認するとともに、オーバーパック 沈下によって生じる密度変化にともなう透水性変化などの懸念事項を定量的に評価した。

また、外挿評価となる沈下予測に対して、検証の意味で極限値を把握することも重要と考えら れることから、ベントナイト鉱床におけるナチュラルアナログ評価によるベントナイトの密度経 年変化に基づく粘性パラメータ評価も併せて実施した。

一方、処分事業において平成17年度以降に実施される概要調査に向けて、海水系地下水環境に おいても降水系と同様な評価モデルにおいて緩衝材の長期挙動予測が可能かどうかを確認し、平 成17年度レポートで報告する必要がある。そこで、本年度委託において降水系で選定された2つ の評価モデルの海水系地下水環境における適用性の検討を行った。

さらに、海水系地下水環境において実施予定の幌延深地層研究施設における具体的な原位置試 験計画の立案に反映するため、そこで実施する予定のオーバーパック腐食膨張影響に関して、幌 延岩盤と緩衝材の連成評価を実施し、試験規模などを概略把握した。

1.2 概要

2章では、人工バリア長期力学挙動評価の昨年度までの成果の再検討および力学変形による安 全評価上の要求性能への影響検討を行った。3章では、オーバーパック長期沈下の限界値に関す るナチュラルアナログ的検討を行い、解析用粘性パラメータの妥当性の傍証を行った。4章では、 海水系地下水環境において、これまで実施してきた降水系地下水環境における長期力学挙動評価 と同様のアプローチにより、力学挙動評価を行った。また、5章では幌延原位置試験計画に資す るために、岩盤と緩衝材の力学連成解析を実施し、原位置試験の成立性や仕様について検討を行 った。

-2-

2 オーバーパック長期沈下における緩衝材の核種移行経路短縮に関する評価

これまでの研究では、オーバーパックの自重沈下や腐食膨張挙動に対する緩衝材の応力状態や 変形挙動の経時変化を種々の試験データや構成モデルを用いて評価を行ってきた^{2/3/4)}。今年度は、 ニアフィールドの力学的経時変化によって安全評価上の問題が生じるかどうかを判定するため、 平成15年度研究⁴⁾で検討された人工バリア長期挙動解析に用いたパラメータの信頼性を確認する とともに、より長期の評価期間を設定したうえで再検討を行い、さらに安全評価上の要求性能を 満足し得るかどうかを定量的に評価した。

2.1 長期圧密試験精度の確認と二次圧密加速原因の調査

本研究では、緩衝材の長期挙動を評価する上で重要な粘性挙動をより精度良く評価する目的で、 一段階の荷重載荷による長期一次元圧密試験を実施し、二次圧密の経時変化を計測した。

一般的な粘土材料の二次圧密変形量は時間の対数に対して一定であり、この傾きから二次圧密 係数を設定するが、平成15年度研究⁴⁾で示したように、本実験経過ではある時点から二次圧密挙 動が加速していることが分かった。また、この加速挙動を保守的に考慮した粘性パラメータを用 いてオーバーパックの沈下解析を実施した場合、10,000年後のオーバーパックの沈下量が 100mmを超えることが分かった。しかし加速挙動の原因が不明であるため、過度に保守的な設 定である可能性も考えられる。そこで、昨年度以降継続して実施した長期圧密試験結果を再整理 するとともに、加速原因として考え得る外的、内的要因について検討を行い、実験データの信頼 性を確認した。

2.1.1 試験概要

本試験は、高圧圧密試験装置を用いて行った。装置の概略断面図を図 2-1に、全景を写真 2-1 示す。軸荷重の載荷は、荷重変動の影響がほとんどない重錐レバー式である。荷重の計測はロー ドセル、軸変位は変位計より得られた電気信号をデータロガーで指定したインターバルで取り込 むようになっている。試験容器の材質は SUS304、ロードセルの容量は、20kN、変位計は 10mm まで計測可能である。また、本試験は長期にわたり微小変位を計測する試験であるが、試験実施 場所は交通振動の影響が懸念されることから写真 2-2に示すように試験装置脚部に免震ゴムを設 置し、交通振動の影響をほとんど受けないことを事前計測により確認した上で試験を実施してい る。

-3-



図 2-1 試験装置概略断面図



写真 2-1 圧密試験容器全景



写真 2-2 装置脚部の免震ゴム設置状況

2.1.2 試験条件

使用した供試体は、初期乾燥密度 d=1.6 Mg m⁻³の 30wt%ケイ砂混合体で、供試体寸法は直径 =60mm、高さ h=20mm である。載荷応力は 0.8MPa、1.5MPa、3.0MPa の 3 ケースで、試験 は 3 本同時に実施した。試験期間(荷重載荷期間)は、約 22 ヶ月である。その他詳細な供試体条 件、計測項目、試験条件を表 2-1にまとめる。

	材料	ケイ砂混合ベントナイト		
	配合比	ベントナイト クニゲルV1(重量比:70wt%)		
		ケイ砂 3号(重量比:15wt%)		
供試休什样		5 号(重量比:15wt%)		
际叫件江脉	寸法	直径 60mm×高さ h20mm		
	初期乾燥密度 _d [Mg m ⁻³]	1.6		
	初期間隙比 e [-]	0.676		
	初期含水比 [%]	9.9		
計測1百日	軸荷重	ロードセル (容量 20kN ; 2400 µ / full)		
可测填口	軸变位	高感度変位計(容量 10mm;1000 µ / full)		
	試験溶液	蒸留水		
	温度	23 一定制御		
試験条件	載荷条件	0.8, 1.5, 3.0MPa		
	供試体本数	各載荷条件で1本づつ、計3本		
	載荷期間	約 22 ヶ月 (2002.11~2004.9)		

表 2-1 供試体条件、計測項目、試験条件

2.1.3 試験手順

試験の概略手順を以下に示す。

- クニゲル V1 試料の含水比をあらかじめ測定しておき、所定の密度となるクニゲル V1、ケイ砂各試料の重量を求める。
- 2) 一軸圧縮試験機を用いて圧縮成型応力を測定しながら所定の供試体寸法および密度となる よう圧縮成型する。
- 3) 変形を拘束した状態で供試体に給水し、膨潤応力を測定する。
- 4) 膨潤応力がほぼ一定値を示した段階で供試体が飽和したとみなし、膨潤過程を終了する。
- 5) 膨潤過程終了後、変形の拘束を解除して所定の応力を載荷し、載荷中の供試体軸変位を一 定のインターバルで計測する。
- 試験終了後供試体を取り出し、浸漬水および供試体内部間隙水の水溶性成分分析試験を実施する。
- 2.1.4 試験結果
- (1) 圧縮成型

粉末状のベントナイト(クニゲルV1)を一定速度(1mm min⁻¹)で圧縮成型することにより、 圧密試験に用いる供試体を作成した。3 供試体それぞれの圧縮成型時における圧縮成型応力(軸 方向圧縮応力) 間隙比関係を図 2-2に示す。3 供試体の圧縮応力 間隙比の関係はほぼ同じで あり、載荷時において軸応力の対数と間隙比がほぼ線形関係となっている。

それぞれの供試体の最大成型圧と各供試体の乾燥重量、乾燥密度および間隙比を表 2-2に示す。

-6-



図 2-2 圧縮成型応力と間隙比の関係

供試体	3.0MPa 載荷用	1.5MPa 載荷用	0.8MPa 載荷用
最大成型圧 (MPa)	5.0	5.0	5.2
載荷前乾燥重量 (g)	90.5	90.5	90.5
載荷前乾燥密度 (Mg m ⁻³)	1.60	1.60	1.60
圧密前間隙比(-)	0.676	0.676	0.676

表 2-2 各供試体の最大成型圧と初期間隙比

注)間隙比の計算ではクニゲルV1、ケイ砂それぞれの土粒子密度を2.7Mg m⁻³、2.64 Mg m⁻³とした。

(2) 膨潤過程

圧密を行う前に、圧縮成型した供試体に給水し飽和させた。飽和時は加圧板を固定して変形を 拘束し、軸方向の荷重をロードセルにより測定した。給水開始後、各供試体には膨潤応力が発生 した。各供試体に発生した膨潤応力の経時変化を図 2-3に示す。図より、各供試体とも給水直後 から膨潤応力は上昇していき、0.5~0.6MPaのピークに達した後一旦 0.3~0.4MPa まで低下し、 再び上昇して約 1,500 時間経過時でほぼ一定となった。約 1,700 時間経過時で供試体はほぼ飽和 したと判断し、圧密試験に移行することとした。各供試体の圧密直前の膨潤応力は、3.0MPa 載 荷用供試体で 0.60MPa、1.5MPa 載荷用供試体で 0.63MPa、0.8MPa 載荷用供試体で 0.61MPa であった。

-7-



(3) 圧密変形量の経時変化

膨潤過程終了後、変形の拘束を解除し、所定の応力を載荷した。各供試体の変形量 dの経時 変化を図 2-4に示す。ここで、上図は普通目盛、下図は対数目盛で整理している。図より、100 時間を越えたあたりで一次圧密が終了し、その後二次圧密が発生していることが分かる。また、 図 2-5は、3t 法による圧密終了判定時間(試験開始後 140 時間)を起点とした割線二次圧密係数 の経時変化である。2,000 時間あたりまでは、 =0.001 あたりで一定に推移しているが、それ以 降は増加傾向にあり、また、載荷応力 3.0MPa 供試体より載荷応力 1.5MPa 供試体の方が増分が 大きい。仮に試験開始後 140 時間の時点から =0.001 一定で推移した場合に対する逸脱分を求め ると、載荷応力 3.0MPa 供試体で 0.05mm、載荷応力 3.0MPa 供試体で 0.176mm となる。この 挙動についての要因検討は2.1.5項にて後述する。

図 2-6に、多段階一次元圧密試験 5)より得られた e-logP曲線に対する本試験の e-logP関係をプロットしたものを示す。間隙比は、試験開始後 140 時間経過時のものおよび、試験終了直前(約15,700 時間後)のものを示している。各載荷応力における 140 時間時点の間隙比はほぼ一次圧密終了時の間隙比であり、既報の多段階圧密試験結果と整合している。また、二次圧密による間隙比の減少幅は、載荷応力 3.0MPa では 0.012、載荷応力 1.5MPa では 0.023、載荷応力 0.8MPa では、0.005 となった。載荷応力 0.8MPa は、既報試験データによると圧密降伏応力近辺に位置しているため過圧密状態に近く、他のデータに比して間隙比の減少の程度が小さい。

-8-



図 2-4 沈下量 dの経時変化







図 2-6 多段階圧密試験に対する本試験における間隙比の経時変化

2.1.5 二次圧密加速挙動の要因検討

人工バリアの長期力学挙動を評価するにあたり、緩衝材の二次圧密挙動をどう評価し、パラメ ータとして設定するかが結果に大きな影響をもたらす。二次圧密は一般的にほぼ時間の対数に比 例して生じることが知られており、一般的な土の粘弾塑性構成モデルもこの前提で理論構築され ている。よって、図 2-4、図 2-5に示す一般的な概念から逸脱している二次圧密の加速挙動がど のような要因で起こったのかを検討した上で、現実的な粘性挙動の長期予測と予測に基づいたパ ラメータ設定が重要である。したがってここでは、考え得る要因の洗い出しと、各要因に対する 試験中および試験後に実施した検討結果をまとめた。

(1) 考え得る要因

二次圧密の加速挙動として考え得る要因を表 2-3にまとめる。ここでは外的要因とは本来制御 すべき試験機器や試験環境の初期条件や境界条件が経時的に想定外の変化をしたために生じたも のと定義した。したがってこれらの外的要因は排除すれば起こらなかった挙動で、二次圧密の加 速挙動が外的要因によるものであることが明らかとなれば、人工バリア環境下では考慮する必要 のない現象と考えることができる。これに対し、内的要因とはベントナイト材料が潜在的に有す るものと定義し、地層処分環境でも起こりうる挙動で、二次圧密の加速挙動が内的要因によるも のであれば、長期力学挙動評価において何らかの反映が必要である現象と考えることができる。 以下に、考え得る要因の各小分類に対する検討結果を示す。

考え得る要因			具体的現象
	装置仕様の想定	試験機器の力学的変形	試験機器自体が弾性、塑性、粘性的に変形し、本来の変形 に付加されることによる見かけの変形量の増大
	外の変化	計測機器の長期劣化	変位計、アンプ等の計測関連機器が長期的に劣化すること による見かけの変形量の増大
		室温の変動	大幅な室温条件の変化に伴う水の粘性変化、容器の膨張等 がもたらす変形量の増大
外的要因		振動	地震や交通等の大小規模振動が生じ、試験機器設置条件が 乱れることによる変形量の増大
	試験条件の設定 外の変化	試験容器の腐食	試験容器が水との接触や応力負荷状態によって腐食し、物 理的空間が変化することや供試体が化学的に変質すること による変形量の増大
		供試体の流出	ベントナイトの膨潤挙動によって載荷ピストン - 圧密リン グ間の隙間やポーラスメタルの孔間から流出し、土粒子体 積が減少することによる変形量の増大
内的要因		過剰間隙水圧の散逸遅 れ	ベントナイトは低透水性材料であるため過剰間隙水圧の散 逸が遅れ、本来一次圧密と定義されていた現象が二次圧密 以降も継続していることによる影響
		供試体内成分の溶脱 / イオンバランスの経時 変化	ベントナイト内の何らかの成分が長期間にわたって溶脱 し、土粒子体積が減少することによる変形量の増大
		供試体の力学的変形	ベントナイト材料固有の時間依存性挙動

表 2-3 二次圧密加速原因として考え得る要因と具体的現象

(i) 試験機器の力学変形

応力の載荷中、試験機器自体が弾性、塑性、粘性的に変形し、本来の変形に付加されることに よって見かけの変形量が増大したことが考えられる。ただし、経時的な変形量の増大の可能性を 検討していることから、検討すべき現象は試験機器の粘性変形(クリープ変形)である。

最も考え得る可能性としては、変位計設置位置から載荷板下端まで(図 2-1参照)のピストン / 載荷板のクリープ変形である。しかし、ピストン/載荷板の材質である SUS304 のヤング率が 197GPa⁶⁾、今回の試験の最大載荷応力が 3MPa、変形計測位置から載荷板下端までの距離が約 100mm であるので、載荷板/載荷ピストンの変形量は最大で 1.5×10⁻³mm 程度となり、例えこ の変形が粘性的に生じていたとしても無視し得る変形量である。また、この程度のひずみレベル で金属に粘塑性ひずみが生じたとも考えられない。

また、試験終了後に確認し得る戻り変形量として図 2-7の赤丸に示す変位計を試験終了直前に

設置し、試験終了後に荷重を除荷した時の、試験容器下部ベースから計測ポイントまでの圧密容 器自体の戻り変形量を計測した。図 2-8に除荷時の変位の経時変化を示す。図中の凡例にある『ピ ストン』は、載荷ピストン上部位置で供試体の本来の変形を計測していた変位計、『試験機』は、 上述の圧密容器の変形を計測した変位計の結果である。約 25 分間計測を継続した結果、ピストン に取付けた変位計は供試体の膨潤に従って戻り変形量が 0.2 ~ 0.4mm まで漸増しているのに対し、 試験容器に取付けた変位計は 3.0MPa 載荷ケース、0.8MPa 載荷ケースがほぼ 0mm であった。 また、1.5MPa 載荷ケースは約 0.02mm の瞬時変形の後、同じ変形量のまま推移した。1.5MPa 載荷ケースの試験容器の戻り変形は装置の機構上供試体の変形量に付加されるような変形ではな いが、仮にこの約 0.02mm の瞬時変形がクリープ変形として付加されていたとしても試験結果か ら求められる二次圧密加速領域の直線関係からの逸脱分(約 0.176mm)の約 11%にしか満たず 主要因とは考えられない。

以上のことから、試験機器の力学変形の付加を最大限保守側に考慮しても二次圧密の加速要因 に大きく寄与していたとは考えられない。



図 2-7 試験容器の戻り変形量計測用変位計の設置位置



図 2-8 除荷時の変位の経時変化

(2) 計測機器の長期劣化

変位計、アンプ等の計測関連機器が長期的に劣化することによって見かけの変形量が増大した ことが考えられる。

変位計については容量が 10mm であり、二次圧密加速領域の直線関係からの逸脱分(約 0.176mm)は容量の 1.8%に相当する。変位計の長期的なドリフト量はチェックしていないため 確定的なことは言えないが、2年程度の計測により 1.8%のドリフトが生じたとは一般的に考えに くい。

また、アンプ(データロガー)の熱負荷等による変形量への影響を調べるために、応力載荷後 約 12,000 時間経過時に全く同一仕様のものへの交換を行った。(データロガー:㈱濱田電気製 マルチロガーJr HM1616)しかしデータロガー交換前後で変形挙動に大きな変化はなく、異 常はなかったと判断できる。





(3) 室温の影響

試験期間中はプレハブ内の室温を23 で一定制御していたが、何らかの影響で制御不能になり 大きな温度変動が生じていれば、水の粘性変化や試験容器の膨張、計測機器の精度低下等により 変形量が増大したことが考えられる。

図 2-10に熱電対により測定した試験期間中の室温を示す。室温は、23 ±1 で管理されてお り、また大きな変動周期は季節変動によるものである。したがって室温の変動が試験結果に影響 しているとは考えられない。



図 2-10 試験結果と室温データ

(4) 振動

試験期間中に大きな地震が発生したり、交通等の振動が生じ、試験機器設置条件が乱れること によって変形量が増大することが考えられる。

交通振動に関しては、2.1.1項に示すように試験実施場所は交通振動の影響が懸念されることか ら試験装置脚部に免震ゴムを設置し、交通振動の影響をほとんど受けないことを事前計測により 確認しているため、試験結果に影響しているとは考えられない。

また、試験実施場所は茨城県つくば市であるが、試験実施場所に最も近い観測点(つくば市谷田部)における試験期間中に発生した深度3以上の地震データを表 2-4に示す(国土交通省防災情報提供センター:http://www.bosaijoho.go.jp/より検索)。表より試験期間中、深度3の地震が15回、深度4の地震が1回発生しているが、地震による計測データのシフトや試験前後におけるデータの乱れ等は認められず、これも試験結果に影響しているとは考えられない。

日時		震源	深さ	マグニチュード	当該地区の深度
2003年3月13日	12:12:58	茨城県南部	47	5.0	3
2003年4月8日	4:17:26	茨城県南部	47	4.6	3
2003年4月21日	10:18:33	鹿島灘	53	4.4	3
2003年5月6日	23:48:45	茨城県南部	46	4.2	3
2003年5月12日	0:57:06	茨城県南部	47	5.3	4
2003年5月26日	18:24:33	宮城県沖	72	7.1	3
2003年7月26日	7:13:31	宮城県北部	12	6.4	3
2003年8月4日	20:57:14	茨城県北部	58	4.9	3
2003年9月20日	12:54:52	千葉県南部	70	5.8	3
2003年10月15日	16:30:35	東京湾	74	5.1	3
2003年11月12日	17:26:42	紀伊半島沖	395	6.5	3
2003年11月15日	3:43:51	茨城県沖	48	5.8	3
2004年3月11日	11:34:57	茨城県沖	48	5.3	3
2004年4月4日	8:02:00	茨城県沖	49	5.8	3
2004年7月10日	20:07:06	茨城県南部	48	4.7	3
2004年9月1日	11:49:26	福島県沖	31	5.6	3

表 2-4 つくば市谷田部おける深度3以上の地震データ

(5) 試験容器の腐食

試験容器が水との接触や応力負荷状態によって腐食し、物理的空間が変化することや供試体が 化学的に変質することにより変形量が増大したことが考えられる。

試験終了後、試験容器解体時の供試体の状況を写真 2-3~写真 2-5に示す。写真より、ピスト ンと圧密リングの境界部に若干の腐食が発生しており、供試体上面の周面に錆が付着していた。 目視では載荷応力 1.5MPa、3.0MPa の錆の発生程度が載荷応力 0.8MPa に比して大きかった。ス メクタイト層間の Na イオンが試験容器の腐食により生じた Fe イオンと置き換わる Fe 型化が考 えられるが、Fe 型ベントナイトの性能自体十分なデータが得られておらず、また今回の試験から はその程度が不明であるため、定量的な評価は難しい。



写真 2-3 供試体内部の状況(3.0MPa)(左:ピストン 中央:供試体上面 右:供試体下面)



写真 2-4 供試体内部の状況(1.5MPa)(左:ピストン 中央:供試体上面 右:供試体下面)



写真 2-5 供試体内部の状況(0.8MPa)(左:ピストン 中央:供試体上面 右:供試体下面)

(6) 供試体の流出

ベントナイトの膨潤挙動によって載荷板 - 圧密リング間の隙間やポーラスメタルの孔間からベントナイト粒子が流出し、体積が減少することによって変形量が増大したことが考えられる。

載荷板 / ポーラスメタルの外径は 59.8mm、圧密リングの内径は 60.0mm であり、周面は約 0.1mm のクリアランスがある。また、供試体はポーラスメタルに直接接しており、ポーラスメタ ルの孔径は 70µm である。ベントナイト粒子の粒径は 0.1µm オーダーであるため⁷、周面隙間 およびポーラスメタル孔間からの流出の可能性は考え得る。この内、周面隙間からの流出は、載 荷板と圧密リングの隙間からベントナイトが流出するとその周辺が密度低下を起し、また、それ によって生じた密度勾配を解消するように、変形が進むことが考えられ、実際、写真 2-3~写真 2-5より、目視では 3.0MPa 供試体ではスラッジ状のベントナイトと思われる物質が認められた。ただし、より二次圧密の直線関係からの逸脱が大きい 1.5MPa 供試体では 3.0MPa 供試体ほど認 められないことや、後述の間隙水の水溶性成分分析試験を実施したため試験後の絶乾重量が測定 できず、試験前後での供試体重量の比較によるベントナイト粒子流出程度の定量的な把握ができ なかったこと、またスラッジの分析やポーラスメタル孔間のベントナイト粒子の有無を確認して いないことから二次圧密の加速に直接影響した要因であるとは確定的なことは言えないが、可能 性として排除できないと言える。

(7) 過剰間隙水圧の散逸遅れ

ベントナイトはそもそも低透水性材料であり、応力載荷により密度が増加するために、透水係 数も継続的に低下ことにより過剰間隙水圧の散逸が遅れ、本来一次圧密と定義されていた現象が 二次圧密以降も継続していることによりこのような挙動を示したことが考えられる。

中岡らは分子動力学法(MD)と均質化法(HA)結合解析により、ベントナイトの二次圧密はモンモ リロナイト積層体の層間距離の変化による層間からの水の排水に伴って生じるものと予測してい る⁸⁾。また、長谷川らは圧密試験中のベントナイトのX線回折を実施し、圧密のメカニズムは、 まず積層体内部の層間水を3層膨潤状態に保ったまま積層体の外部間隙が小さくなり、次第に層 間からも排水が生じて層間距離が短くなり、大部分が2層膨潤状態になった後もわずかに残った 3層膨潤状態の積層体から層間水が排水することにより、二次圧密が生じると考えている⁹。

しかし、二次圧密の加速挙動がこのメカニズムで説明可能かどうかは現状では不明である。

(8) 供試体内成分の溶脱、イオンバランスの経時変化

ベントナイト内の何らかの成分が長期間にわたって溶脱したり、外部浸漬水とのイオンバラン スの経時変化等により土粒子体積の減少や層間距離の変化が起こり、変形量が増大したことが考 えられる。

そこで、供試体内成分の経時的な変化が生じていなかったかどうかを調べるために、飽和終了 直後の供試体および圧密試験終了後の供試体について、圧密容器周辺の浸潤水および供試体間隙 水の水溶性成分の含有量を測定した。試験方法は地盤工学会基準(JGS 0241-2000)¹⁰に従い、 ナトリウム、カリウム、カルシウム、マグネシウム、塩化物、硫酸塩および鉄の各含有量を求め た。測定対象の圧密試験溶液周辺の浸漬水は、試験容器下部にある排水用経路より採水した。ま た、供試体間隙水は、試験後の供試体より乾燥重量 50g の試験片を採取して、500ml の水と一緒 に振とう瓶に入れ、振とう機で6時間以上振とうした後の上澄み液をろ過して採水した¹⁰。

表 2-5に飽和終了直後および圧密試験終了後の浸漬水の水溶性成分試験結果を示す。また、表 2-6に供試体間隙水の水溶性成分試験結果を示す。ここで、飽和終了直後の供試体は約1ヶ月の飽 和過程を経た後に取り出して測定した結果であり、圧密試験終了後に別途実施したものである。

本結果より、浸漬水の陽イオン含有量は、試験終了後の供試体間では最大でも5倍以下のバラ ッキであるが、飽和完了直後供試体は、総じて試験終了後の供試体より大幅に少ない。また、供 試体間隙水の陽イオン含有量は、試験終了後の供試体間のバラッキに比して飽和完了直後供試体 は Na、Mg はかなり多く、Ca はかなり少ない。

今回測定したイオン成分はベントナイト(モンモリロナイト)鉱物表面の交換基に吸着してい る交換性イオン(Na、K、Ca、Mg)の内、水を加えた際に水溶性成分として一部検出されたも のであると考えられる。この交換性陽イオンと水溶性陽イオンとの関係は、「電気的二重層の概 念」などの考え方から、粘土粒子表面の荷電と水溶液の状態により一定の平衡状態が保たれてい るが、モンモリロナイトの荷電の多くは永久荷電と呼ばれる PH 等により大きく変異しない荷電 特性を持つ。したがって、論理的には各供試体に用いた材料(モンモリロナイト含有量)、有効 粘土密度、飽和に用いた水(蒸留水)が全く同じである場合、永久荷電量も同じで、水溶性陽イ オン成分に経時変化は生じないと考えられる。

したがって、より詳細な検討が必要ではあるが、飽和直後供試体と試験終了後供試体間に認め られるイオン含有量の差異の原因や体積変化にもたらす影響については何らかの影響を及ぼして いる可能性も考えられる。

ただし、水溶性と交換性として吸着されている部分のイオンの平衡関係は非常に不安定な要素

-19-
が大きく、微妙な温度条件や濃度等に依存して大きく左右され、またベントナイト粒子が極めて 微細なため、振とう後の上澄み液にもベントナイト粒子が含まれていた可能性等も考えられる。 飽和直後の供試体と試験終了後の供試体とは同時に試験を実施できなかったため、種々の試験条 件や管理条件が異なっており、これらが影響した可能性も考えられる。したがって、本要因の影 響の有無に関しては今回の検討では確定的なことは言えない。

表 2-5 飽和終了直後および圧密試験終了後の浸漬水の水溶性成分試験結果

計段項目	畄仚	飽和完了直後供試体		3.0MPa載荷供試体			1.5MPa載荷供試体			0.8MPa載荷供試体			
武家項目	半世	1	2	平均值	1	2	平均值	1	2	平均値	1	2	平均值
水溶性ナトリウム含有量	mg/L	49.70	49.50	49.60	110.50	110.80	110.65	189.90	191.20	190.55	227.40	226.70	227.05
水溶性カリウム含有量	mg/L	0.30	0.29	0.30	0.74	0.75	0.74	1.40	1.40	1.40	1.66	1.65	1.66
水溶性カルシウム含有量	mg/L	0.12	0.10	0.11	0.73	0.79	0.76	1.39	1.41	1.40	3.29	3.31	3.30
水溶性マグネシウム含有量	mg/L	0.04	0.04	0.04	0.75	0.77	0.76	1.73	1.79	1.76	2.55	2.55	2.55
塩化物含有量	mg/L	1.65	1.51	1.58	1.85	1.96	1.91	1.85	1.92	1.88	2.70	2.74	2.72
硫酸塩含有量	mg/L	64.70	64.00	64.35	42.87	43.26	43.06	45.24	45.80	45.52	148.92	150.35	149.64
鉄含有量	mg/L	< 0.01	< 0.01	< 0.01	0.06	0.06	0.06	0.02	0.02	0.02	< 0.02	< 0.02	< 0.02

表 2-6 飽和終了直後および圧密試験終了後の供試体間隙水の水溶性成分試験結果

		飽和另	官了直後	供試体	3.	.OMPa供詞	式体	1	.5MPa供	試体	0.8MPa供試体		供試体	
	容 器	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
~	m _a g	5.68	5.54	5.43	7.70	6.88	7.69	8.39	8.20	8.59	7.79	7.5	9 7.89	
宮水	m _b g	4.57	4.47	4.34	6.48	5.78	6.50	6.76	6.54	6.96	5.50	5.3	5 5.65	
ĒŁ	m _c g	0.36	0.37	0.36	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.3	2 0.32	
	W %	26.4	26.0	27.2	19.8	20.1	19.3	25.2	26.6	6 24.6	44.1	44	<u>.5 42.0</u>	
<u> </u>		-	20.3			19.7			20.0	E		43.	<u> </u>	
	武科の湿潤負重 III g 計算で求めた炉乾燥試料の質量 m. g		50 0			50.0			50 ())	l	50	0	
	試料中の水の量 V ₂ ml		13.27			9.87			12.7	5	21.		.77	
	加えた水の量 V ₁ ml		500			500			500			0		
	換算係数 f g/ml		0.0974			0.0981			0.097	5		0.09	158	
	検量線から求めた濃度 C _{Na} mg/I	766.0		771.5	129.4	Ļ	131.1	111.3	2	110.9	229.3	2	229.5	
水溶	溶 出 液 の 採 取 量 V _{Na} ml	50		50	50		50	F0		50	50		50	
性	水溶性ナトリウム含有量 _{Suma/a}							50		=	50			
N a	(試料1a当り) ^{のNamg/g} 亚	7.863		7.920	1.320		1.337	1.140		1.13/	2.392		2.395	
含	平 均 10 S _{Na} mg/g		7.892			1.328		-	1.139	9		2.3	93	
月量	水溶性デドリル含有量 S _{Na} mg/I (水 1 北 当 り)	29620		29832	6688		6775	4473		4461	5494		5501	
	平 均 値 S _{Na} mg/I		29726			6732			4467			549	97	
	検量線から求めた濃度 C _K mg/I	E OF		E OE	0.05		2.20	1.05		1 70	7 70		7 70	
71		5.05	_	5.05	2.20		2.20	1.00		1.72	1.13)	1.70	
溶	冶山/20 / 水 収 里 ∨ _K Ⅲ 水	50		50	50		50	50		50	50		50	
性 K	(試料1q当り) ^S кmg/g	0.052		0.052	0.023		0.023	0.017		0.018	0.081		0.081	
含女	平 均 值 S _K mg/g		0.052			0.023			0.017	7		0.0	81	
日量	水溶性 カ リ ウ ム 含 有 量 S _K mg/l	195		195	116		118	66 69		185		186		
	<u> </u>	100	100 100			117			00 09			100 100		
			195						80					
74	検 量 線 から 求 め た 濃 度 じ _{Ca} mg/I	< 0.5		< 0.5	1.99		2.05	1.63		1.72	7.29)	7.39	
溶	溶 出 液 の 採 取 量 V _{Ca} ml	50		50	50		50	50		50	50		50	
性	水溶性カルシウム含有量 _{Sca} mg/g	< 0.005		< 0.005	0.020		0.021	0.017		0.018	0.076	6	0.077	
a	平均值 S _{Ca} mg/g		< 0.00			0 021			0 017	7		0.0	77	
有	水溶性カルシウム含有量 _{S- mg/l}	40	< 0.00	, 10	100	0.021	400		0.017		4.75	0.0		
量	(水1121当り) ⁶ Ca ^{mg} /1	< 19		< 19	100 100		60		69	175		1//		
	平 巧 10 S _{Ca} mg/I		< 19		104			67			17	<u>ô</u>		
	検量線から求めた濃度 C _{Mg} mg/I	30.5 30.4		30.4	0.99		0.99	0.60		0.60	6.94	Ļ	6.89	
水溶	溶 出 液 の 採 取 量 V _{Mg} ml	50		50	50		50	50		50	50		50	
性	水溶性 マグネシウム含有量 _{SMa} mg/g	0 212		0.312	0.010		0.010	0.006		0.006	0.073	,	0.072	
g	(試科10当り) ^{…,} 。。。 亚 均 值 S ma/a	0.313		0.312	0.010		0.000 0.000		0.072		0.072			
含有	水溶性マグネシウト含有量。		0.313		0.010		0.006		0.072					
量	(水 1 記当り) S _{Mg} mg/I	1179		1176	51		51	24		24	166 165		165	
	平均值 S _{Mg} mg/I		1177			51			24		166			
	検量線から求めた濃度 C _{CI} mg/I	9.93		9.85	4.80		5.00	1.62		1.52	8.58		8.55	
作	溶 出 液 の 採 取 量 V _{ci} ml	0.02		0.02	0 10		0.10	0.10		0.10	0.10	,	0.10	
化	塩化物含有量 _{S-r.mg/g}	0.02		0.02	0.10		0.10	0.10		0.10	0.10	,	0.10	
物含	(試料1a当り) ^{60,1119,9} 亚 切 使 0 mm/m	0.102		0.101	0.049		0.051	0.017		0.016	0.090 0.089			
有具	平 均 値 S _{CI} mg/g 佐		0.102			0.050			0.016	6		0.0	39	
	~ 170 0 17 里 S _{CI} mg/I (水 1 21 当 1))	384		381	248		258	65		61	206		205	
	平 均 值 S _{CI} mg/I		382			253			63			20	5	
	検量線から求めた濃度 C _{so4} mg/l	54 6		54.3	22.2		34.3	^ ^ ^ ^ ^ 		21 3	22 0		23.6	
- 1	溶 出 液 の 挼 取 量 Vao, ml	54.0					04.0			21.5	22.0		23.0	
硫酸	硫酸塩含有量。	0.02		0.02	0.10		0.10	0.10	<u> </u>	0.10	0.10)	0.10	
塩	<u>(ご試料10 当り)</u> S _{SO4} mg/g	0.561		0.557	0.340		0.350	0.228		0.218	0.230)	0.246	
有	平 均 值 S _{SO4} mg/g		0.559			0.345			0.223	3		0.2	38	
量	硫酸塩含有量 _{So4} mg/I (水1 ²¹ 派当り)	2111		2100	1721		1773	893		857	527		566	
1	平 均 值 S _{SO4} mg/I		2105			1747			875		546		6	
<u> </u>	 検量線からずめた 濃度 Cma/		2.00	0 4 i					015	a =:				
1	ix 主称 // う 小 い に 辰皮 OFe III y/I	20.9		21.1	1.00		1.00	0.51		0.51	7.30)	7.28	
\$#	浴 出 波 の 採 取 量 V _{Fe} ml	50		50	50		50	50		50	50		50	
<u></u> 会	鉄 苫 1月 重 S _{Fe} mg/g (試料 1a 当り)	0.215		0.217	0.010		0.010	0.005		0.005	0.076	6	0.076	
有量	平 均 值 S _{Fe} mg/g		0.216			0.010		0,005		0.076				
-	鉄 含 有 量 S _{Fe} mq/I	808	Ť	816	52		52	21		21	175		17/	
1	(小1 1 1 当 り) 1 8 1 8 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	000		010	52		JZ	21		21	1/5		174	
	」 ・ 『胆 o _{Fe} ing/I		812			52			21		I	175		

(9) 供試体の力学的変形

上記(2)~(8)のいずれの要因も考え得ないとすると、一般粘土材料とは異なるベントナイト材料 の骨格構造が有する固有の力学的時間依存性挙動である可能性が高い。しかし、どの要因による ものかを現状では完全に特定できないため断定はできない。

(10) 考え得る要因の検討結果まとめ

二次圧密加速原因として考えられる要因について検討を行った結果を表 2-7にまとめる。

	考え得る	要因	検討結果				
	装置仕様の想定	試験機器の力学的変形	試験機器自体が応力載荷によりクリープ変形を起していた としても、大きく寄与していたとは考えられない。				
	外の変化	計測機器の長期劣化	変位計の長期使用による測定値のドリフトとは一般的に考 えにくい。また、データロガーの異常ではない。				
		室温の変動	想定外の変動はなく、可能性としては考えられない。				
外的要因	試験条件の設定 外の変化	振動	免震対策を施しており、交通振動、地震による機器設置条 件の乱れは考えられない。				
		試験容器の腐食	スメクタイトの Fe 型化等の影響も考えられるが、定量的な 評価は難しい。				
		供試体の流出	載荷板 - 圧密リング間の周面隙間からの流出が認められた 供試体もあり、断定はできないが可能性として排除できない。				
内的要因		過剰間隙水圧の散逸遅 れ	二次圧密はモンモリロナイト積層体の層間距離の変化によ る層間からの水の排水に伴って生じるという説もあるが、 二次圧密の加速挙動がこのメカニズムで説明可能かどうか は現状では不明である。				
		供試体内成分の溶脱 / イオンバランスの経時 変化	間隙水中の水溶性陽イオン含有量に経時変化が認められた が、試験条件や管理条件も大きく影響するため、断定はて きない。				
		供試体の力学的変形	上記要因を完全に排除できないため、現状ではベントナイ ト材料骨格構造が有する固有の時間依存性挙動であるとは 言えない。				

表 2-7 二次圧密加速原因として考え得る要因に関する検討結果まとめ

(11) 要因検討に関する今後の留意点

本試験結果を踏まえ、今後同様の長期粘性挙動把握のための試験等を実施するにあたり、二次 圧密加速につながると外的要因を極力排除し、また、内的要因の情報をより正確に取得するのた めに留意すべき点について表 2-8にまとめる。

表 2-8	長期粘性挙動把握試験実施における留意点および具体的方策

留意点	具体的対応方策
供試体密度均一性の確保	・供試体作成時に層を分割して加圧する等、密度分布が生じない様な方法
	により作成する
	・予備的に作成供試体の密度分布を測定し、密度の均一性を確認する
試験機器の剛性確保	・供試体に対して十分な剛性を有する載荷フレームや試験容器を用い、試
	験機目体の変形を抑制する
載荷荷重の一定制御	・重錐式の載荷機構により載荷荷重を一定に制御する
	・空圧式の場合、圧力計やロードセルによる載荷応力の管理や系統のバッ
	クアッフ機能の確保を行い、圧力の安定供給を図る
計測装置のキャリブレーション	・変位計測装置、アンブ等は高精度のものを用い、事前のキャリブレーシ
	ヨンを入念に行う
	・復数の計測装置を用い、測定精度向上を図る
	・試験実施前後のドリフト量を把握する
周面摩擦の抑制	・供試体底面に伝わる圧力を測定し、周面摩擦による圧密圧力の補正を行
	一般的には周囲摩擦低減のためにシリコンオイルを塗布することが推奨
	されているか、本試験では供試体初期条件、境界条件を乱す可能性かめ このできたわしくわい
	るのでふさわしくない
側圧の把握	・止催な心刀状態の把握のたの側圧の測定を実施し、静止土圧係数 K ₀ を把 セオス
合识体曲	
至温官埋	・恒温至じの一定温度制御下で美施し、試験中の至温を測定することで、
	武験境児の乱化を防く
	・振動抑制のにのの対策を施し、試験状態の乱れを防く
供試体空間の密封性の確保	・試験谷器と載何ヒストンの隙間を極刀小さくすることや、供試体上ト面
	にテノロンジートを敷くなど、供試体空間の密封性を確保してペントナ
	イト粒子の流出を防く
	・試験前の含水比、比重測定、試験後の乾燥重重の測定寺により、試験前
	後の里重差を止催に把握する
浸漬水成分の一定制御	・浸漬水に接触する部分は、耐食性材料を用い浸漬水成分の変化を防ぐ
	・ 浸漬水糸絖の大気との接触を極力なくして蒸発を抑制し、浸漬水成分の
	・試験中、試験後の浸漬水を採水し、成分の経時変化を把握する

2.2 構成モデルおよびパラメータの設定

平成 15 年度までの検討結果および2.1項の検討結果を踏まえ、人工バリアの長期力学安定性評価シミュレーション解析に用いる構成モデルおよび力学パラメータの設定を行った。

2.2.1 関口 - 太田モデル¹¹⁾

関ロ-太田モデルは、粘性土の排水による体積変化(圧密)とせん断による体積変化(ダイレイ タンシー)に加え、土粒子の骨格構造自体のクリープ変形が表現でき、また、初期に異方圧密さ れた異方的力学挙動も表現可能である。適用実績も多く、構成モデルに要求される材料定数を事 前の試験から比較的容易に得ることができる。以下に構成モデルの概要を示す。

土材料のひずみを,弾性成分 ε_{ij}^{E} と粘塑性成分 ε_{ij}^{VP} とに分けられるものと仮定する。そのうち, 弾性成分(速度型)については,次式により有効応力pと関係づけている。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{E} = \frac{\kappa}{3(1+e_{0})} \frac{\dot{p}}{p} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} \dot{S}_{ij}$$
(2-1)

また、粘塑性ひずみ成分(速度型)は、関連流れ則を適用することにより、有効応力との関係 において、次のように表すことができる。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{VP} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}}$$
(2- 2)

ここで、 は比例定数である。また、F は粘塑性ポテンシャル関数であり、体積ひずみの粘塑 性成分 ε_v^{VP} を硬化パラメータとし、正規圧密粘土の二次圧密特性と負のダイレイタンシーの時間 依存性に着目すると、次のようにおくことができる。

$$F = \alpha \cdot \ln\left\{1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp(f/\alpha)\right\} = \varepsilon_V^{VP}$$
(2-3)

上式中の t は載荷後の経過時間、f は次式で表される塑性ポテンシャル関数である。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln(p/p_0) + D \cdot (q/p - q_0/p_0)$$
(2- 4)

最終的に、(2-3)式は、次式のように表すことができる。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{VP} = \frac{\partial f / \partial \sigma_{ij}}{\partial f / \partial p} \left[\dot{v}_0 \cdot \exp\left(\left(f - \varepsilon_V^{VP} \right) / \alpha \right) + \beta \cdot \dot{f} \right]$$

$$\beta = 1 - \exp\left(- \varepsilon_V^{VP} / \alpha \right)$$
(2-5)

全体のひずみ(速度型) $\dot{\varepsilon}_{ii}$ は上記の弾性成分 $\dot{\varepsilon}_{ii}^{E}$ と粘塑性成分 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{VP}$ の和として、

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^E + \dot{\varepsilon}_{ij}^{VP} \tag{2-6}$$

で与えられる。

上式(2-4)~(2-6)の標記で、、は圧縮指数、膨潤指数、 e_0 は初期間隙比、は二次圧密係数、 \dot{v}_0 は初期体積ひずみ速度、Dはダイレイタンシー係数である。

以上の関係から、関口-太田モデルにおける応力とひずみの関係が求まる。

2.2.2 足立 - 岡モデル¹²⁾

足立 - 岡モデルは Perzyna¹³の超過応力型(over stress type)の弾粘塑性理論に基づいて、弾 塑性モデルである Cam-clay モデルを弾粘塑性モデルに拡張したものである。本モデルでは、硬 化パラメータとして非弾性体積ひずみを用いることおよび、土が圧密終了後も平衡状態に至って いないと仮定することにより、クリープ、ひずみ速度効果、二次圧密のような多くの時間依存性 挙動を表現することができる。

Perzyna は、動的および静的挙動の差は材料のひずみ速度依存性挙動によると考え、その性質 を粘塑性と定義し、次のような粘塑性変形に対する流れ則を仮定した。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}}$$

$$\langle \Phi(F) \rangle = \begin{cases} 0, F \le 0 \\ \Phi(F), F > 0 \end{cases}$$
(2-7)

ここで、 $\Phi(F)$ は実験的に決定されるひずみ速度効果を表す汎関数である。F=0は、静的降伏 関数で、オリジナル Cam-clay モデルで記述される。

動的降伏関数 fは、静的降伏関数と同じ形を持ち、次式で定義される。

$$f = \frac{\sqrt{2J_2}^{(d)}}{M^* \sigma'_m^{(d)}} + \ln\left(\frac{\sigma'_m^{(d)}}{\sigma'_{m0}}\right) = k_d = \ln\left(\frac{\sigma'_{my}}{\sigma'_{m0}}\right)$$

$$M^* = \sqrt{\frac{2}{3}}M$$
(2-8)

ここに、 J_2 は偏差応力の第二不変量、Mは限界状態の応力比、 σ'_m は平均有効応力、 σ'_{m0} は単位平均有効応力、 k_a は動的ひずみ硬化パラメータである。

 $\Phi(F)$ は、実験データに基づき、次式のような関数形で表される。

$$\gamma \Phi(F) = M^* \sigma'_m C \exp\left\{m' \left[\frac{\sqrt{2J_2}}{M^* \sigma'_m} + \ln\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}}\right) - \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} v^{\nu p}\right]\right\}$$
(2-9)

$$C = C_0 \exp\left[-m' \ln\left(\frac{\sigma'_{myi}}{\sigma'_{me}}\right)\right]$$
(2-10)

ここに、mは粘塑性パラメータ、 は圧縮指数、 は膨潤指数、enは初期間隙比、 σ'_{me} は初期 有効応力である。Cは、(2-10)式より、現在の圧密圧力が、どのくらい初期硬化パラメータに比 較して大きいか、また、初期粘塑性体積ひずみにも依存する材料定数である。

2.2.3 関口 - 太田モデルと足立 - 岡モデルの粘性パラメータの関係

2.2.1項、2.2.2項に示した関口 - 太田モデル、足立 - 岡モデルの力学パラメータのうち、粘性パ ラメータの関係についてまとめる。

関口 - 太田モデルの粘塑性ひずみ速度は、(2-4)、(2-5)式により表され、足立 - 岡モデルは、(2-7)、(2-8)、(2-9)式より表される。

両モデルによる初期応力状態(f=0)でかつ等方圧密状態の時、粘塑性ひずみ速度が等しいとする。その時、 $v^{vp}=0$ 、 $p=p_0$ 、q=0となる。

まず、 $v^{vp} = 0$ を(2-5)式、(2-7)式に代入する。

(2-5)式より、関口 - 太田モデルは、

$$\dot{\varepsilon}_{ij\ initial}^{VP} = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}\right)_{i}}{\left(\frac{\partial f}{\partial p}\right)_{i}} \cdot \dot{v}_{0} \cdot \exp(f/\alpha)$$
(2- 5) i

となる。

また、(2-7)式より、足立 - 岡モデルは、

$$\dot{\varepsilon}_{ij\ initial}^{VP} = \sqrt{\frac{3}{2}} MpC \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right)_i \exp\left\{ m' \left[\frac{q}{Mp} + \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) \right] \right\}$$
(2-7)i

となる。ただし、応力の表記を関口 - 太田モデルと合わせて書き直している。 (2-5)i=(2-7)iより、両式の exp の中を比較すると、

$$m' = \frac{\lambda - \kappa}{\alpha(1 + e_0)}$$
(2- 11)

が得られる ¹²⁾。

次に、(2-5)i 式および(2-7)i 式に *p* = *p*₀、 *q* = 0 を代入すると、 (2-5)i 式より、関口 - 太田モデルは、

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{VP} = \frac{p_0 (1 + e_0)}{\lambda - \kappa} \cdot \dot{v}_0 \cdot \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right)_i$$
(2- 5)ii

となる。

ここで、

$$\partial f / \partial p = \frac{\lambda - \kappa}{p(1 + e_0)} \left(1 - \frac{q}{pM} \right)$$
 (2-12)

である。

(2-7)i 式より、足立 - 岡モデルは、

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{VP}{}_{initial} = \sqrt{\frac{3}{2}} MpC \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right)_i$$
(2-7)ii

となる。

(2-5)ii(2-7)iiより、

$$\dot{v}_0 = \sqrt{\frac{3}{2}MC}$$
 (2- 13)

が得られる 12)。

つまり、初期状態においては、両式は物理的に等価であるが、変形または応力が負荷された状 態では異なる挙動となる。

2.2.4 パラメータの設定

(1) 弾塑性パラメータ

弾塑性パラメータは平成15年度研究4)と同じものを用いた。表 2-9に一覧を示す。圧縮指数 、 膨潤指数 は多段階圧密試験結果より設定し、限界状態パラメータMは圧密非排水三軸圧縮試験 より設定している。このうち、膨潤指数 は多段階圧密試験のe-logp 関係より得られるが、除荷 時と再載荷時でその傾きが大きく異なるため、2種類のパラメータを設定している。ポアソン比

は、三軸圧縮試験、クリープ試験結果の総合的判断からせん断剛性 *G*₀を一定値とし、*G*₀とから(2-14)式によって求めている。

$$G_{0} = \frac{3(1+e_{0})(1-2\nu)}{2\kappa(1+\nu)}\sigma_{m}'$$
(2- 14)

これにより =0.069のケースではポアソン比 =0.001、 =0.040のケースでは =0.166としている。

項目	単位	定数	備考						
圧縮指数	-	0.117	圧縮指数(常用対数)Cc=0.27 (=0.434Cc)						
膨潤指数	-	0.069 0.040	膨潤指数(常用対数)Cs=0.16, 0.092 (=0.434Cs)						
ポアソン比	-	0.001 0.166	初期せん断剛性 G ₀ が各 に対して一定になるように設定						
限界状態パラメータⅠ	-	0.63							

表 2-9 弾塑性パラメータ一覧

(2) 粘性パラメータ

平成 15 年度研究では、粘性パラメータの設定方法として、圧密試験から設定する方法とせん断 試験から設定する方法の2つのアプローチを用いた。両アプローチによる設定パラメータを用い た要素試験、模型試験のシミュレーションでは、その適用性の高さはケースバイケースであり、 解析対象の何を評価するのか(変形 or 応力)によって設定した複数のパラメータによるクロスチ ェックを行う必要があるという結論を得た。従って、今年度も両アプローチに基づく設定パラメ ータによる解析検討を前提とし、新たに得られた知見に基づいてパラメータの信頼性を検証する とともに、再設定および絞込みを試みた。

(i) 圧密試験より設定したパラメータ

圧密試験から求めた粘性パラメータについては、平成 15 年度研究 ⁴)では2.1.4項でまとめた試験 の途中経過に基づき、二次圧密係数が時間の対数に比例して増加すると仮定して現在の挙動を外 挿すると 10,000 年後の最大値が max=1×10⁻² となることから、これを評価期間 10,000 年とした 場合の保守的パラメータ(平成 15 年度研究パラメータ B2、以下「保守的パラメータ」)とした。 また、平成 15 年度研究時点の試験結果から直接設定したパラメータ(平成 15 年度研究パラメー タ B1、以下「現実的パラメータ」)として min=2×10⁻³を下限値として設定した。

このうち、現実的パラメータは要素試験シミュレーションや模型試験シミュレーションの結果、 比較的実験結果をうまく表現できるが、保守的パラメータを用いた要素試験シミュレーションや 模型試験シミュレーションの結果は実測値と大きく乖離する結果となった。

3章で後述するオーバーパック長期沈下の限界値に関するナチュラルアナログ評価ではベント ナイト鉱床の二次圧密係数は 6.72×10⁻⁴~1.3×10⁻³程度と想定されており、上限値が現実的パラ メータと概ね近い値であるため、その妥当性が傍証された。また、二次圧密加速前の一定推移状 態の値(1×10⁻³)より2倍大きな値であり、二次圧密の加速挙動をある程度考慮した値であ ることから、現実的パラメータとしては妥当であると判断し、本年度研究でもこの値を用いるこ ととした。

保守的パラメータは二次圧密の加速挙動を考慮したパラメータであるが、要素試験、模型試験 シミュレーション結果が、実測値と大きく乖離していることに加え、2.1.5項の検討より二次圧密 加速挙動の要因として『供試体の流出』等の外的要因(本来制御すべき試験機器や試験環境の初 期条件や境界条件が経時的に想定外の変化をしたために生じた現象)が排除できないことから過

-29-

度に保守的な可能性もあり、妥当性に関しては問題点を含んでいることが分かった。ただし現状では二次圧密の加速挙動原因が特定できないことから、圧密試験から設定されるパラメータとしては現実的パラメータと保守的パラメータの2ケースについてシミュレーション解析を行い、総合的に判断することとした。

また、初期体積ひずみ速度 v₀は一次圧密終了時間 t_cを用いて次式によって計算される。

$$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t_c} \tag{2-15}$$

ここで tc は、以下に詳述するように解析対象の排水距離によって異なる。

圧密係数 & が一定であると仮定して一次元圧密方程式を解くと、時間係数 T_vは圧密の程度を表 す指標である圧密度と1対1の関係になる。一次圧密終了時の圧密度は、対象によらず同一であ るので、一次圧密終了時間を t_eとし、一次元圧密試験の添え字を1、解析モデルの添え字をpと すると、時間係数に関して次の関係が得られる。

$$T_{v} = \frac{c_{v}t_{c1}}{H_{1}^{2}} = \frac{c_{v}t_{cp}}{H_{p}^{2}}$$
(2- 16)

ー次元圧密試験における排水距離 *H*₁は、供試体の高さが 2cm で上下面での排水となるので 1cm である。また、一次圧密試験による一次圧密終了時間 t_{c1}=37.2hr.なので ⁴⁾、(2-16)式から解析対 象の一次圧密終了時間 *t_{cp}*は次式によって計算される。(このとき、H_pの単位は[cm])

$$t_{cp}(hr.) = 37.2 \frac{H_p^2}{1^2}$$
(2-17)

(ii) せん断試験より設定したパラメータ

せん断試験より設定したパラメータとしては、平成15年度研究ではクリープ試験から設定した パラメータ(パラメータA)とひずみ速度の異なる圧密非排水三軸圧縮試験から設定したパラメ ータ(パラメータC)の2ケースがあるが、両パラメータによる各種シミュレーション結果に大 きな違いがないこと、足立 岡モデルでは、ひずみ速度の異なる圧密非排水三軸圧縮試験から粘 性パラメータを設定する方法を提案している¹²⁾こと、新たな試験データ等の知見が得られていな いこと等から、平成15年度設定値をそのまま用いることとした。

(iii) 粘性パラメータまとめ

以上の検討により再検討した粘性パラメータの一覧を表 2-10にまとめる。新たな知見に基づく 再検討の結果、平成 15 年度研究での設定値に変更の必要性はなく、その妥当性が確認された。そ のため、表中の記号も混乱を避けるため、平成 15 年度研究で用いた記号と対応させている。

記号	パラメー	タの設定方法	関口 - 太田	足立 - 岡									
B-1	長期圧密試験デー タによる設定(関ロ	現在の試験結果を直接 用いた場合(最小値)	=2.0 × 10 ⁻³ $\dot{v}_0 = /t_c$	$m' = \frac{\lambda - \kappa}{\alpha (1 + e_0)}$									
B-2	ススここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここここ	保守側の設定(最大値)	=1.0 × 10 ⁻² $\dot{v}_0 = /t_c$	$C = \frac{\dot{v}_0}{M}$									
с	ひずみ速度の異なる - 岡モデルにおける	CU試験からの設定(足立 通常の設定方法)	$\alpha = \frac{\lambda - \kappa}{m'(1 + e_0)}$ $\dot{v}_0 = MC$	(=0.069) m'=98 C=2.4 × 10 ⁻¹² (h ⁻¹) (=0.04) m'=98 C=1.2 × 10 ⁻¹⁸ (h ⁻¹)									

表 2-10 粘性パラメータ一覧

初期間隙比 e_0 は、多段階圧密試験結果に基づき、 $e_0 = 0.62 - 0.27 \log \sigma'$ 、で計算

t_cは、解析対象の排水距離により設定

2.3 人工バリアの長期力学挙動解析

2.2項で設定したパラメータを元に、人工バリアの長期力学挙動解析を実施した。

オーバーパックは定置後、自重によって沈下することが予想され、さらに緩衝材の飽和後は腐 食により膨張変形する。これらは複合的な現象として挙動すると考えられるが、ここでは平成15 年度研究と同様、オーバーパックの自重沈下単独の挙動および自重沈下と腐食膨張の同時挙動に ついてシミュレーション解析を行い、さらに安全評価上の要求性能を満足し得るかどうかを定量 的に評価した。

2.3.1 解析プログラムの概要

本研究では竹中工務店開発の"MuDIAN"を用いて解析を行う。 MuDIAN は、University College of Swansea で(英国)O.C.Zienkiewicz教授のもとで開発されたDIANA-Gをベースに、梁、 剛体要素、新しい土の構成式等を加え、地盤、構造物の実用解析プログラムにバージョンアップ したものであり、地盤中の土と水の動的連成解析等に用いられる。

飽和した多孔質体の運動方程式には、Biot により提案された圧密方程式(1941¹⁴⁾1956¹⁵⁾、
 1962¹⁶⁾)を用いる。後に Zienkiewicz(1977¹⁷⁾、1980¹⁸⁾、 1982¹⁹⁾)によって、近似解法を含めた一
 連の近似解法の定式化が示された。MuDIAN は、この定式化に基づいて作成されている。

MuDIAN では、多孔質体の運動方程式を2つの方法で解くことができる。1つは、土骨格の変位 *u* と水の変位 *U*を未知数とする *u*-*U*定式化による方法であり、もう1つは、土骨格の変位 *u* と間隙水圧 *p*を未知数とする *u*-*p*定式化による方法である。

*u-U*定式化は *u-p* 定式化に比べると、振動問題に対しては、より高い精度で解を得ることがで きる。一方、*u-p* 定式化は、*u-U* 定式化に比べて節点当たりの自由度が少ないこと、浸透流解析 等と同じ未知数で展開できる点が有利である。本報告では、振動問題ではないことから *u-p* 定式 化を用いることにする。

(1) 基本方程式

u-p 定式化では、運動方程式として、土骨格と水との混合材料のつり合い式と水のつり合い式 を用いる。

土骨格と水の混合体に対する平均的な動的つり合いに対して

 $\sigma_{ji,j} - \alpha p_{,i} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i - \rho_f \ddot{w}_i = 0$ (2-18)

-32-

水に対しては、

$$-p_{,i} + \rho_f b_i - \rho_f \ddot{u}_i - \rho_f \frac{\ddot{w}_i}{n} + \frac{R_i}{n} = 0$$
(2-19)

となる。

ここで、 u_i は土骨格の変位であり、(・)は時間による微分を意味する。pは間隙水圧、 ρ, ρ_f は 混合体および水の質量密度、nは間隙比、 b_i は物体力、 \ddot{w} は土骨格に対する水の相対加速度であ る。又、係数 は $\alpha = 1 - \frac{K_T}{K_s}$ で定義され、 K_T, K_S はそれぞれ土骨格および粒子の体積弾性係数 である。通常の土質工学の応用例では $K_S >> K_T$ であるために =1であるが、岩のように K_T の値と K_S の値が近い場合には =0.5 になることもある。

これらのつり合い式から、水の土骨格に対する相対的な動きによる慣性項、すなわち、(2-18) 式の左辺第5項、(2-19)式の左辺第4項を無視すると、上式はそれぞれ以下のようになる。

$$\sigma_{ji,j} - \alpha p_{,i} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i = 0$$
(2- 20)

$$-p_{,i}+\rho_{f}b_{i}-\rho_{f}\ddot{u}_{i}+\frac{R_{i}}{n}=0$$
 (2- 21)

 R_i は多孔質体とその中を流れる水の相互作用項であり、 $\frac{R_i}{n} = \frac{\dot{w}_i}{\bar{k}}$ と表わすことができる。 \bar{k} は 透水係数、 \dot{w} は土骨格に対する水の相対速度である。従って、(2-21)式は次式のように書ける。

$$-p_{,i}+\rho_{f}b_{i}-\rho_{f}\ddot{u}_{i}+\frac{\dot{w}_{i}}{\bar{k}}=0$$
(2-22)

一方、水の構成式を ŵ について書き直すと

$$\dot{w}_{i,i} = \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{Q} \tag{2-23}$$

となる。

(2-22)式を w, について整理し、(2-23)式に代入すると

$$-\bar{k}p_{,ii}+\bar{k}\rho_f b_{i,i}-\bar{k}\rho_f \ddot{u}_{i,i}+\dot{\varepsilon}_{ii}+\frac{\dot{p}}{Q}=0$$
(2- 24)

ここで、(2-24)式中、左辺第3項は水の多孔質体骨格に対する相対的振動による間隙水圧の影響の項であるが、問題が非排水状態に近く、外力の周期が系の固有振動数に比べて長い場合には、 無視できる。

以上より、(2-24)式を整理すると

$$-\bar{k}p_{,ii}+\bar{k}\rho_{f}b_{i,i}+\dot{\varepsilon}_{ii}+\frac{\dot{p}}{Q}=0$$
 (2- 25)

となる。

(2-18)式、(2-25)式のつり合い式に対して、構成式および変位の適合条件式を代入し、変位 *u*、 間隙水圧 *p*を未知数として整理すると *u* と *p* に関する方程式が求まる。

(2) 応力ひずみ関係

歪と応力の関係式を MuDIAN では増分形式で扱っており、次のように表す。

$$\Delta \sigma_{ij} = D_{ijkl}^{ep} \Delta \varepsilon_{kl}$$
(2- 26)

又は 行列表記で

 $\Delta \sigma = D^{ep} \Delta \varepsilon \tag{2-27}$

 D^{ep} は材料特性により求められる弾性/弾塑性行列を(D^{ep} 行列)と呼ぶ。弾性範囲内では D^{ep} が、次のように、弾性論に基づくD行列となる。

平面応力問題に対して、

$$D = \frac{E}{(1-v)^2} \begin{bmatrix} 1 & v & 0 \\ v & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1-v/2 \end{bmatrix}$$
(2-28)

平面歪および軸対称問題

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 & \nu \\ \nu & 1-\nu & 0 & \nu \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 \\ \nu & \nu & 0 & 1-\nu \end{bmatrix}$$
(2-29)

弾塑性のD行列は、流れ則に従うと一般に

$$D^{ep} = D^{e} - \frac{\frac{\partial f^{T}}{\partial \sigma} D^{e} D^{e} \frac{\partial g}{\partial \sigma}}{H^{p} + H^{s}}$$
(2-30)

で求められる。 ただし、D は弾性行列、f は降伏曲面、g はポテンシャル曲面を表す関数である。

ただし、

$$H^{s} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijrs}^{e} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{rs}}$$
(2- 31)

H^Pは、塑性硬化則で決まる量である。完全塑性時に0、弾性時に無限大になる。

又、多くの土のモデルでは塑性歪の関数になっている。

2.3.2 オーバーパック沈下解析

オーバーパックの自重沈下解析を行い、これが人工バリアに及ぼす影響について次の観点から 検討を行った。

沈下量が定量的にどの程度と予想されるか

また、安全評価検討として、

密度低下が生じてもコロイドフィルトレーション機能は確保されるか

密度低下が生じても自己シール性が確保されるか

密度分布が生じても拡散場が確保されるか

応力状態の安定性は確保されるか

さらにこれらの検討結果について、

適用する構成モデル間で顕著な差異が表れるか

用いるパラメータ間の差異はどの程度か

(1) 解析モデルと境界条件

2000 年レポート¹⁾より、処分坑道横置き方式に比べ、処分孔竪置き方式の方がオーバーパックの接地圧が大きく自重による沈下量が大きいことから、竪置き方式を解析対象とした。

用いた解析モデルを図 2-11に示す。境界条件は図 2-11 (a)に示したとおりである。また、図 2-11 (b)に比較のために 2000 年レポートで用いた解析モデルを示す。2000 年レポートの自重沈 下解析解析との相違点は次の 5 点である。

物性値の内、変動させるパラメータ。具体的には、ポアソン比 、膨潤指数 、二次圧縮 指数 、一次圧密終了時の初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 。

透水係数を変化させる。

解析モデル上部において y 軸方向の変位を拘束していない。

解析モデル上部における埋め戻し材の部分を考慮している。

2000年レポートでは、緩衝材の自重を考慮していないが、本研究では、緩衝材の自重も考慮している。

オーバーパック、緩衝材の基本物性値を表 2-11に示す。また、物性パラメータのうち弾塑性パ ラメータは表 2-9、粘性パラメータは表 2-10に示すとおりで、弾塑性パラメータのうち膨潤指数

は2種類のパラメータを設定し、粘性パラメータは3種類のパラメータを設定している。これ らの組合せおよび解析ケース名を表 2-12に示す。

ここで、粘性パラメータの具体的数値を設定するためには、表 2-10より弾塑性パラメータに加 え、解析対象の排水距離および初期間隙比が必要である。排水距離は図 2-12に示すように 70cm であるため、(2-17)式より一次圧密終了時間 *tc* は 182,280 時間となり、これより初期体積ひずみ 速度 \dot{v}_0 を求めた。また、先行時の圧密応力を初期有効拘束圧と等しいとして(正規圧密状態)、 初期有効拘束圧は一次元圧密試験時に得られた膨潤圧相当の 0.50MPa とし⁵、*e*-log*p* 関係より求 めた処女圧密曲線の関係式 *eo*=0.62-0.27log o^{'5)}から初期間隙比を算出し(e=0.70)、両モデル 間のパラメータ変換を行った。すなわち、実施の圧縮成型供試体は初期状態は過圧密状態にある が⁵⁾、ここでは膨潤応力を初期応力とする正規圧密状態を初期状態と仮定している。表 2-13に粘 性パラメータの具体的数値一覧を示す。

また、排水条件の解析では、変形過程において間隙比の変化に伴う透水係数の変化を考慮した 方が透水係数を初期値のまま一定とした解析結果よりもより実測データに近い結果が得られるこ とが既往研究により明らかとなっている²⁾。よって、緩衝材は密度変化により透水係数が変化す ることとした。有効粘土密度と透水係数の関係は、(2-32)式で表される¹⁾。

$$K = \exp(-42.1 + 1.1447 \rho_e - 2.1232 \rho_e^2)$$

$$\rho_e = \rho_d \frac{100 - R_s}{100 - R_s \frac{\rho_d}{\rho_{sk}}}$$
(2- 32)
$$k = \frac{\rho g}{\mu} K$$

ここに、*K*は固有透過度(m²)、*k*は透水係数(m s⁻¹)、 eは有効粘土密度(Mg m⁻³)、 は水の密度(1Mg m⁻³)、*g*は重力加速度(9.8m s⁻²)、 μ は水の粘性係数(10⁻³Pa·s、 T=20 の場合)、 d はケイ砂混合体乾燥密度(=1.6Mg m⁻³)、*R*_sはケイ砂混合率(=30%)、 sk はケイ砂の土粒子密度(2.64Mg m⁻³)である。MuDIAN では、土粒子密度を物性値として持ち、要素毎に変形に伴って変化する間隙比を変数として持つ。そこで、ケイ砂混合体ベントナイトの乾燥密度を、ケイ砂混合体の土粒子密度 sと間隙比 e から次式により求め、(2-32)式より緩衝材の変形に伴って変化する透水係数を求めた。

$$\rho_d = \frac{1}{1+e} \rho_s \tag{2-33}$$

ケイ砂混合率 30wt%の場合、ケイ砂混合体の土粒子密度 sは、2.69Mg m-3となる。

尚、各解析ステップにおける透水係数は、直前の解析ステップにおける間隙比から求める陽解 法的手法によって計算することとした。

これらのパラメータ条件、解析モデル、初期条件、解析条件、解析ケース名等は平成 15 年度研究から粘性パラメータ A を除いた以外は平成 15 年度研究と全く同じである。ただし、平成 15 年

度は評価期間を10,000年としていたが、本研究では評価期間を100,000年として再検討している。



図 2-11 沈下解析用の解析モデル

ζ	対象	項目	記号	単位	定数
オーバーパック		弾性係数	E	MPa	2.1×10⁵
7-7	(-//99	密度		Mgm⁻³	6.63
	土粒子骨格	乾燥密度	d	Mgm⁻³	1.60
		先行圧密時の静止土圧係数	K _o	-	1.0
緩衝材		初期静止土圧係数	K _o	-	1.0
	間隙水	密度	w	Mgm⁻³	1.0
		初期全水頭	h	m	0.0

表 2-11 オーバーパック、緩衝材の基本物性値

		関口-太田	モデル(SO)	足立-岡モデル(AO)							
		弾性パラメータ									
		=0.069	=0.04	=0.069	=0.04						
	B1	SO-B1-1	SO-B1-2	AO-B1-1	AO-B1-2						
粘性 パラメータ	B2	SO-B2-1	SO-B2-2	AO-B2-1	AO-B2-2						
	С	SO-C-1	SO-C-2	AO-C-1	AO-C-2						







		関口-太田	モデル(SO)	足立-岡	モデル(AO)
			弾性ノ	ペラメータ	
		=0.069	=0.04	=0.069	=0.04
₩⊢		[SO-B1-1]	[SO-B1-2]	[AO-B1-1]	[AO-B1-2]
柏	B1	= 2.00E-03	= 2.00E-03	m'= 14.1	m'= 22.6
性		$dv_o/dt = 1.10E - 08 (h^{-1})$	$dv_o/dt = 1.10E - 08 (h^{-1})$	$C= 2.13E-08 (h^{-1})$	$C= 2.13E-08 (h^{-1})$
バ		[SO-B2-1]	[SO-B2-2]	[AO-B2-1]	[AO-B2-2]
ラ	B2	= 1.00E-02	= 1.00E-02	m'= 2.8	m'= 4.5
X		$dv_o/dt = 5.49E - 08 (h^{-1})$	$dv_o/dt = 5.49E - 08 (h^{-1})$	$C= 1.07E-07 (h^{-1})$	$C= 1.07E-07 (h^{-1})$
Í		[SO-C-1]	[SO-C-2]	[AO-C-1]	[AO-C-2]
Ь	С	= 2.88E-04	= 4.62E-04	m'= 98.0	m'= 98.0
9		$dv_o/dt = 1.23E - 12 (h^{-1})$	$dv_o/dt = 6.17E - 19 (h^{-1})$	C= 2.40E-12 (h ⁻¹)	C= 1.20E-18 (h ⁻¹)

表 2-13 オーバーパック沈下解析用の粘性パラメータ

(2) 解析結果

(i) オーバーパック沈下量

各ケースの自重による沈下の経時変化を図 2-13、図 2-14に示す。また、1,000 年後、10,000 年後、100,000 年後における沈下量一覧を表 2-14に示す。表には、2000 年レポートの結果も合 わせて示す。また、解析条件が同じであるため 10,000 年後の沈下量は平成 15 年度報告書の同一 パラメータによる結果とほぼ同値であるが、解析時間増分を変えた影響で若干の差が生じている。

各経過時間での沈下量はパラメータ間で大きく異なり、パラメータCが相対的に小さく、パラ メータB1では100,000年後で37~41mm程度、パラメータB2では127mm~138mmとなる。 二次圧縮指数が大きいことは、一次元圧密終了後の変位-時間(対数)関係における勾配が大きい 事を表しており、一次圧密終了時の初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 が大きいことは、二次圧密の発現が早 い事を意味する。従って、粘性パラメータC、B1、B2の順に沈下量が大きくなる。

2.2項で述べたように、保守的パラメータであるパラメータ B2 は要素試験のシミュレーション では実験結果と大きく乖離しており⁴、また、100,000 年後の沈下量は、腐食膨張によるオーバ ーパック底面の変位量である 184.8mm と単純に足し合わせると緩衝材厚さ 700mm の 50%以上 近くに達し、緩衝材間隙がなくなる変形となるため現実的ではない可能性が高く、妥当性に関し ては問題点を含んでいることを注記しておく。

また、膨潤指数 の違いによる影響は粘性パラメータ C では C-1 の方が C-2 に比して沈下量大 きく、2倍~3倍の違いが生じているが、パラメータ B1,B2 では、 の違いによる大きな差はな い。これは、パラメータ B1,B2 では関口 - 太田モデルの初期体積ひずみ \dot{v}_0 、足立 岡モデルの粘 性パラメータ C が膨潤指数 の異なる両ケースで同値であるため、二次圧密の発現時間がほぼ同 じになるのに対し、パラメータ C は \dot{v}_0 、C が膨潤指数 の異なる両ケースで大きく異なり、C-1 の方が6~7乗オーダー大きいため、二次圧密の発現時間が早くなることが主要因である。ただし、 粘性パラメータの感度に比べると膨潤指数の差の影響は小さい。

2000年レポートとの比較では、パラメータBは2000年レポートの沈下量である5.1mm(10,000 年後)より大幅に大きな値となっている。これは、2000年レポートパラメータより粘性が大きい ことが主要因であり、さらに、2000年レポートでは考慮していない埋め戻し部及び緩衝材の自重 と、上部の境界条件の差によるものであると考えられる。パラメータCについては、二次圧密係 数 のオーダーは同じであるが、他のパラメータや解析条件の違いが影響し、C-1 では2倍程度 大きく、C-2 はほぼ同じ沈下量となった。現実的かつ保守的な評価という観点から、自重沈下評 価時には、埋め戻し部の考慮、緩衝材の自重の考慮、上部境界条件の上下方向非拘束を解析条件 とすべきである。また、構成モデル間の差はほとんどなく、同じパラメータ間ではほぼ同程度の 沈下量となっている。

以上のことから、オーバーパックの腐食膨張が全くない場合のオーバーパックの沈下量は、現 実的な粘性パラメータの適用範囲として設定したパラメータ B1,C によるシミュレーション解析 の結果から、100,000 年後で最小で約 5.8mm (SO-C-2)、最大で 40.5mm (SO-B1-2)と想定さ れる。また、保守的パラメータによる沈下量の下限値は、約 138mm である。





図 2-13 自重による沈下量の経時変化(関口-太田モデル)



図 2-14 自重による沈下量の経時変化(足立 - 岡モデル)

構成 モデル	ケーフ 来号		沈下量(mm)	
作りなしノリレ	リーへ留ら	1,000年後	10,000年後	100,000年後
	B1-1	24.0	31.2	37.9
	B1-2	26.6	34.2	40.5
関口-太田モデル	B2-1	61.3	95.9	127.1
(SO)	B2-2	60.0	96.3	127.4
	C-1	11.7	12.8	13.3
	C-2	4.1	4.9	5.8
	B1-1	24.1	30.9	37.7
	B1-2	25.7	32.4	39.2
足立-岡モデル	B2-1	68.8	102.5	135.9
(AO)	B2-2	70.7	104.2	137.5
	C-1	11.1	12.1	13.1
	C-2	4.3	5.1	6.0
2000年レポート				
関口-太田モデル		4.5	5.1	-

表 2-14 オーバーパックの自重沈下による各ケースの沈下量

(ii) 安全評価上の検討

(a) コロイドフィルトレーション機能の確保

オーバーパックの沈下によって、特に緩衝材上部の密度が低下すると予想されるが、ここでは、 密度が低下しても緩衝材のコロイドフィルトレーション機能を確保し得るかどうかの検討を行っ た。コロイドフィルトレーション機能を確保しうる最低乾燥密度は 1.0 Mg m⁻³ (ケイ砂 30wt%混 合体の場合、有効粘土密度 。 0.79Mg m⁻³)である¹⁾。したがって、評価期間中緩衝材上部がこ の密度を下回るかどうかを評価指標とした。

本解析では、緩衝材の上部境界を非拘束条件としており(図 2-11参照)、また、緩衝材自重を 考慮しているため、さらに、本検討に用いた構成モデルでは緩衝材の膨潤挙動を模擬出来ないた め、オーバーパックの沈下に伴い緩衝材も自重変形する。模式図を図 2-15に示す。オーバーパッ クより上部の緩衝材についてのみ考えると、初期状態は有効粘土密度 e0、初期緩衝材上部体積 Voであるのに対し、時間が経過すると緩衝材の変形 h1により空隙体積 V1が生じるとともに、オ ーバーパックの沈下 h2により、オーバーパックより上部の緩衝材体積は V2となる。しかし本来 緩衝材は膨潤機能を有するため、この空隙を膨潤によって埋め得ると仮定し、解析によって求ま る有効粘土密度 e から空隙充填後の有効粘土密度 ef を次式により算出した。ここで e は保守 側の設定として各ステップの全要素、全ガウス点中の最小値を用いた。

$$\rho_{ef} = \rho_e \cdot V_2 / (V_1 + V_2)$$
(2- 34)

図 2-16、図 2-17にそれぞれの構成モデルによる 100,000 年経過時の有効粘土密度コンター図 および表 2-15に各解析ケースの 1,000 年後、10,000 年後、100,000 年後の解析から求まる有効粘 土密度 e(各ステップの全要素、全ガウス点中の最小値)および空隙充填後の有効粘土密度 ef を示す。有効粘土密度コンター図は、全ケースについて同じ変形スケールおよび同じレンジとし ている。図より、二次圧密係数の大きいケースほど、時間経過に伴う変形が大きくなるため、全 体的に有効粘土密度は高くなる。また、膨潤指数 の違いによる影響はそれほど顕著ではない。 また、構成モデル間の差も沈下量の差と同様にほとんど認められない。また表 2-15より。 e は 時間経過ともに大きくなるのに対し、 ef は時間経過とともに小さくなっていくのが分かる。た だし、 ef は 100,000 年後、最も低くなるケース (AO-B2-1)でも 1.1Mg m⁻³程度であり、コロ イドフィルトレーション機能は十分確保されていると言える。

-43-







(1) パラメータ B1-1 (2) パラメータ B1-2 (3) パラメータ B2-1 (4) パラメータ B2-2





(5)パラメータC-1 (6)パラメータC-2 図 2-16 有効粘土密度コンター図(関口 太田モデル、t=100,000 年後)

JNC TJ8440 2004-011



(1)パラメータ B1-1 (2)パラメータ B1-2 (3)パラメータ B2-1 (4)パラメータ B2-2





(5)パラメータ C-1 (6)パラメータ C-2
 図 2-17 有効粘土密度コンター図(足立 岡モデル、t=100,000 年後)

		初期	期値		1.000)年後			10,00	0年後			100,00	00年後	
構成モデル	ケース番号		e0			е	ef			е	ef			е	ef
		V ₀ (m ³)	(Mg m ⁻³)	V ₁ (m ³)	V ₂ (m ³)	(Mg m ⁻³)	(Mg m ⁻³)	V ₁ (m ³)	V ₂ (m ³)	(Mg m ⁻³)	(Mg m ⁻³)	V ₁ (m ³)	V ₂ (m ³)	(Mg m ⁻³)	(Mg m ⁻³)
	B1-1	6.462	1.345	0.162	6.512	1.352	1.319	0.226	6.476	1.354	1.309	0.298	6.429	1.357	1.297
	B1-2	6.462	1.345	0.151	6.533	1.351	1.320	0.216	6.497	1.358	1.314	0.290	6.447	1.360	1.301
関口-太田モデル	B2-1	6.462	1.345	0.452	6.370	1.371	1.281	0.767	6.185	1.389	1.236	1.137	5.935	1.403	1.178
(SO)	B2-2	6.462	1.345	0.408	6.409	1.368	1.286	0.715	6.238	1.389	1.247	1.069	6.005	1.402	1.190
	C-1	6.462	1.345	0.064	6.562	1.344	1.331	0.074	6.556	1.344	1.329	0.078	6.554	1.344	1.329
	C-2	6.462	1.345	0.020	6.577	1.344	1.340	0.023	6.576	1.344	1.340	0.027	6.576	1.344	1.339
	B1-1	6.462	1.345	0.195	6.479	1.353	1.313	0.263	6.437	1.355	1.302	0.332	6.394	1.356	1.289
	B1-2	6.462	1.345	0.202	6.479	1.358	1.316	0.269	6.437	1.361	1.307	0.337	6.395	1.364	1.295
足立-岡モデル	B2-1	6.462	1.345	0.665	6.185	1.360	1.228	1.001	5.976	1.369	1.172	1.344	5.762	1.379	1.118
(AO)	B2-2	6.462	1.345	0.674	6.184	1.369	1.234	1.007	5.977	1.378	1.179	1.349	5.763	1.388	1.125
	C-1	6.462	1.345	0.063	6.561	1.345	1.332	0.072	6.555	1.346	1.331	0.081	6.550	1.346	1.329
	C-2	6.462	1.345	0.021	6.576	1.345	1.341	0.024	6.576	1.345	1.340	0.028	6.576	1.345	1.340

表 2-15 各解析ケースの空隙体積、緩衝材体積、有効粘土密度および空隙充填後の有効粘土密度

(b) 自己シール性の確保

前項(a)の検討では、緩衝材上部に生じた空隙が膨潤によって全量充填されると仮定した場合の 評価で、最小有効粘土密度を検討する観点からは保守側の検討であるが、そもそも生じた空隙が 膨潤によって充填され得るかどうか、すなわち長期にわたって自己シール性を確保し得るかどう かの検討も必要である。そこで、体積膨潤比Vという指標を用いて検討を行った。体積膨潤比Vは 空隙体積を V1、緩衝材体積を V2 とすると次式で表される。

$$\overline{V} = (V_1 + V_2)/V_2$$
 (2-35)

すなわち、緩衝材がもとの体積の何倍まで膨潤できるかという指標であり、有効粘土密度や間 隙水条件によって異なる値となる。

これに対し、図 2-15における V₁、V₂を(2-35)式における V₁、V₂と同義として体積比を求める と表 2-16のようになる。最大値となるケースは AO-B2-1 で 1.23 程度である。現在、体積膨潤比 に関するデータをサイクル機構において取得中であり、表 2-15に示す 。における体積膨潤比と 表 2-16に示す体積比の比較により、自己シール性確保に関する検討を行う必要がある。

構成モデル	ケース番号	体積比(-)				
		初期値	1.000年後	10,000年後	100,000年後	
関口-太田モデル (SO)	B1-1	1.000	1.025	1.035	1.046	
	B1-2	1.000	1.023	1.033	1.045	
	B2-1	1.000	1.071	1.124	1.192	
	B2-2	1.000	1.064	1.115	1.178	
	C-1	1.000	1.010	1.011	1.012	
	C-2	1.000	1.003	1.003	1.004	
足立-岡モデル (AO)	B1-1	1.000	1.030	1.041	1.052	
	B1-2	1.000	1.031	1.042	1.053	
	B2-1	1.000	1.108	1.168	1.233	
	B2-2	1.000	1.109	1.169	1.234	
	C-1	1.000	1.010	1.011	1.012	
	C-2	1.000	1.003	1.004	1.004	

表 2-16 各解析ケースのオーバーパック上部における緩衝材体積に対する全体積の比

(c) 拡散場の確保

緩衝材中の物質移行が、移流支配もしくは拡散支配によるものかを判断する指標として、ペクレ数 Pe がある。このペクレ数は、次式に示すように、移流効果(右辺分子)と拡散効果(右辺分母)の比で表される無次元数である。拡散効果が移流効果よりも大きければペクレ数は1よりも小さくなる。

$$Pe = \frac{vL}{De} = \frac{kiL}{De}$$
(2-36)

ここで、v(m s⁻¹)は地下水流速、L(m)は地下水の流れの中にある物体の代表的長さ、De(m² s⁻¹)

は実行拡散係数、k(m s⁻¹)は透水係数、i(-)は動水勾配を表す。ここで、第2次取りまとめより、 地下深部の温度を 60 、動水勾配を 0.07 と仮定し、緩衝材の実行拡散係数についてはウランを、 代表流さには緩衝材厚さである 0.7m を用いると、ペクレ数は、次式のようになる¹⁾。

$$Pe = 1.0429^{16} \cdot \exp\left(-42.1 + 2.354\rho_b - 2.1232\rho_b^2\right)$$
(2-37)

(2-37)式の関係をグラフ化すると図 2-18のようになる。図より、現実的な有効粘土密度の範囲 内では、ペクレ数は1を十分下回っており、拡散場は十分確保されると考えられる。表 2-15に示 した各ステップにおける有効粘土密度の最小値は、100,000 年後、最も低くなるケース(AO-B2-1) でも1.1Mg m⁻³程度であり、拡散場は十分確保されていると言える。



図 2-18 有効粘土密度とペクレ数の関係

(d) 応力状態の安定性

次に、応力状態の安定性に関して検討を行った。長期的な緩衝材の応力状態安定性の確保は、 現状では安全評価上の定量的な要求性能ではないが、緩衝材が全体的な破壊に至っている場合、 せん断領域の透水係数の上昇やカタストロフィックな現象への連鎖など、本解析では評価し得な い有意な事象を引き起す可能性も考えられるため、検討が必要である。

図 2-19、図 2-20に 100,000 年後における応力比(偏差応力 q / 平均有効応力 p)を限界応力 比 M で割った値(破壊接近度)のコンター図を示す。これは、0 から 1 の値で、1 ならば限界応 力状態にあることを示す指標である。本コンターの最大値は 0.5 である。図より、パラメータ C は、パラメータ B-1, B-2 に比して破壊接近度の高い領域が多い。これは、パラメータ C の粘性項 が相対的に小さく、応力緩和による応力の低下度合い小さいことが主要因であると思われる。また、オーバーパックの隅角部(上部および下部)に応力が集中していることが分かる。ただし、破壊接近度としてはケースによっては局所的には0.6を超える要素もあるが極めて限定的であり、 全体的に見るとオーバーパック下部の領域が相対的に高いが最大でも0.3 程度であり、沈下挙動のみの場合には破壊に対する裕度は十分保たれると思われる。



(1) パラメータ B1-1 (2) パラメータ B1-2

(3) パラメータ B2-1 (4) パラメータ B2-2







(5) パラメータ C-1 (6) パラメータ C-2

図 2-19 破壊接近度コンター図(関口 - 太田モデル、t=100,000 年後)

JNC TJ8440 2004-011



(1)**パラメータ** B1-1 (2)**バラメータ** B1-2

(3) パラメータ B2-1 (4) パラメータ B2-2





(5) パラメータ C-1 (6) パラメータ C-2

図 2-20 破壊接近度コンター図(足立 - 岡モデル、t=100,000 年後)

2.3.3 オーバーパックの腐食膨張と自重沈下の同時解析

オーバーパックの腐食膨張と自重沈下の同時解析を行い、これらが人工バリアシステムに及ぼ す影響について、次の観点から検討を行った。

オーバーパックの腐食膨張と自重沈下による下部緩衝材厚さがどの程度と予想されるか また、安全評価検討として、

コロイドフィルトレーション機能は確保されるか

自己シール性が確保されるか

拡散場が確保されるか

緩衝材の応力状態の安定性は確保されるか

周辺岩盤、オーバーパックへの反力がどの程度と予想されるか

さらにこれらの検討結果について、

適用する構成モデル間で顕著な差異が表れるか

用いるパラメータ間の差異はどの程度か

(1) 解析モデルと境界条件

オーバーパックの腐食膨張は変位による制御を行うため、強制変位を与えることにより表す。 従って、オーバーパック底面における変位を強制変位で固定することになるため、直接的にはオ ーバーパックの膨張と自重による沈下を同時に考慮した解析は不可能である。そこで、本解析に おいては図 2-21に示す方法によって、オーバーパックの膨張と自重による沈下を同時に考慮した 解析を行う。

本方法においては、始めに"step1"として、オーバーパックの膨張のみを考慮した解析を行う。 腐食膨張速度および膨張量は、2000 年レポートで設定した条件と同じく、0.04mm y⁻¹の速さで 全面腐食が進行することとし、腐食生成物は元のオーバーパック体積の3倍になることとした。 従って、厚さ190mm のオーバーパックが4,750 年で腐食膨張を完了し、その後100,000 年まで 形状が保たれると仮定する。最終的な膨張量は184.8mm となる。

強制変位を与える節点では、解析の結果として反力が計算される。この反力を取り出せば、オ ーバーパックの膨張と同様な変位を与える節点力を求めることができる。そこで、オーバーパッ クの膨張のみを考慮した解析から、オーバーパックの強制変位を与えているオーバーパックと緩 衝材の境界上の節点における反力を時間ステップ毎にファイルに保存する。次に、オーバーパッ クの膨張解析から得られた反力を、オーバーパックと緩衝材の境界上の節点に節点力として与 え、"step2"として、オーバーパックの自重を考慮した解析を行う。これら一連の手続きにより、 オーバーパックの膨張と自重による沈下を同時に考慮した解析を行うことができる。

物性パラメータは、オーバーパック沈下解析と同じパラメータを用いた。解析モデルと境界条件を図 2-22に示す。オーバーパックの膨張による影響を評価するので、自重沈下計算とは異なり、 モデル上面の上下方向変位を拘束する必要がある。従って、自重による沈下量は、オーバーパッ クの沈下解析と比べて小さく見積もる可能性がある。







図 2-22 オーバーパックの腐食膨張と自重沈下同時解析に用いる解析モデルと境界条件

(2) 解析結果

(i) オーバーパック底面の変位

オーバーパック底面における変位の経時変化を図 2-23(関口 - 太田モデル)、図 2-24(足立 - 岡モデル)に示す。また、腐食膨張終了直後(4,750年後)、10,000年後、100,000年後の変形量 の一覧を表 2-17に示す。表にはパラメータケース番号毎に、上段に変形量、下段にオーバーパック腐食膨張変形のみの場合との差(自重による沈下量)を示している。

最終変形量は、表 2-17に示すように、関口 - 太田モデルで 187.7mm(SO-C-1) ~ 203.1mm(SO-B2-2)、足立 - 岡モデルで 186.8mm(AO-C-1) ~ 198.0mm(AO-B2-1)である。一方、 腐食膨張変形のみの場合の変形量は 184.8mm なので、自重による沈下量は関口 - 太田モデルで 2.9mm ~ 18.3mm、足立 - 岡モデルで 2.0mm ~ 13.2mm である。さらに、4,750 年後の沈下量と 100,000 年後の沈下量は各ケースでほとんど変わらず、自重沈下のみの解析結果(表 2-14参照) より絶対量、増分ともに大幅に小さい。特にパラメータBで本解析結果の方が大幅に沈下量が小 さくなっている。絶対量が小さいのは、本解析では上部境界を拘束しているのに対し、自重沈下 解析では上部境界を拘束していないため、自重沈下が大きかったパラメータBで、特に沈下量が 抑制されたこととが主要因であると考えられる。増分が小さいのは、 緩衝材が全体的な破壊(降 伏)に至っていない、 膨張終了後、形状を維持するようにオーバーパックに作用する力(節点 力として作用させている力)と比較して、オーバーパックの自重による影響が小さい、ことが主 要因と考えられる。したがって、本解析結果は、自重沈下挙動に対して保守的な境界条件とした 自重のみによる沈下解析結果と併せてクロスチェックする必要がある。

パラメータ間の沈下量の差は、上記の上部拘束条件の違いから自重沈下のみの解析による沈下 量と比して相対的に小さいが、パラメータ B2 が最も大きく、B1,C の順となり、定性的には自重 沈下解析結果と同様な傾向を示している。また、粘性パラメータの違いによる差異は、後述する 応力緩和という形で、緩衝材の応力状態の差に大きく表れる。

定量的には、最も保守側の評価としては、自重沈下解析で得られたパラメータ B2 による最も 大きい沈下量 137.5mm と腐食膨張による変形量 184.8mm を併せて評価してみると、単純な変形 量の足し合わせによるオーバーパック底面の変形量は、322.3mm となり、緩衝材厚さ 700mm の 50%近くに達して緩衝材の間隙が負になる変形となるが、実現象は、複合的な力のバランスから 必ずしもこのようにはならず、また、パラメータ B2 自体にも問題点を含んでいるため、保守的 な定量的変形量としては現実的ではない。したがって、オーバーパックの腐食膨張変形が強制変 位的に作用する前提の場合、現実的な粘性パラメータの適用範囲として設定したパラメータ B1,C による解析の結果から、100,000 年後のオーバーパック下部での緩衝材厚さ減少分は、腐食膨張 による変形量 184.8mm に自重沈下解析で求められた沈下量を足し合わせた約 190.6mm (SO-C-2) ~ 225.3mm (SO-B1-2) と想定される。

同一粘性パラメータでは、膨潤指数 が小さいほど最終沈下量が大きくなる。圧縮指数 は全 ケースで共通なので、膨潤指数 が小さいということは、ダイレイタンシーが大きいことを意味 する。オーバーパックの腐食膨張に伴い発生するせん断力によって、ダイレイタンシーによる塑 性体積ひずみが発生する。このため、膨潤指数 が小さいケースで、沈下量が大きくなると考え られる。

構成モデル間の差異は、定性的には関口 - 太田モデルの最終沈下量が 1.5~2 倍大きいが、原因の特定には至らなかった。

-52-



(a) パラメータ B1-1, B1-2



(b) **パラメータ** B2-1, B2-2



(c) パラメータ C-1, C-2

図 2-23 オーバーパック底面の変形量(関口-太田モデル)



(a) パラメータ B1-1, B1-2



(b) **パラメータ** B2-1, B2-2



(c) パラメータ C-1,C-2

図 2-24 オーバーパック底面の変形量(足立 - 岡モデル)

		变形量(mm)		
構成モデル	ケース番号	4,750年後	10,000年後	100,000年後
膨脹のみ		184.8	184.8	184.8
関口 - 太田モデル (SO)		188.9	189.0	188.9
	B1-1	4.1	4.2	4.1
		191.3	191.3	191.2
	B1-2	6.5	6.5	6.4
		201.4	201.6	203.0
	B2-1	16.6	16.8	18.2
		201.9	202.1	203.1
	B2-2	17.1	17.3	18.3
		187.7	187.7	187.7
	C-1	2.9	2.9	2.9
		189.4	189.4	189.4
	C-2	4.6	4.6	4.6
足立 - 岡モデル (AO)		186.9	186.9	187.0
	B1-1	2.1	2.1	2.2
		188.1	188.2	188.3
	B1-2	3.3	3.4	3.5
		193.2	194.0	198.0
	B2-1	8.4	9.2	13.2
		193.0	193.5	195.5
	B2-2	8.2	8.7	10.7
		186.8	186.8	186.8
	C-1	2.0	2.0	2.0
		187.7	187.7	187.7
	C-2	2.9	2.9	2.9

表 2-17 各ケースのオーパーパック底面における変形量

上段:変形量 下段:腐食膨張のみとの差
(ii) 安全評価上の検討

(a) コロイドフィルトレーション機能、自己シール性、拡散場の確保

2.3.2項オーバーパック沈下解析で示したように、コロイドフィルトレーション機能、自己シー ル性、拡散場の確保が初期状態より相対的に低下するのは有効粘土密度が低下した場合である。 オーバーパックの沈下現象のみを考慮した場合はオーバーパック上部の密度低下がある程度生じ るが、腐食膨張挙動を同時に考慮した場合は前項での検討結果で示したように自重沈下によるオ ーバーパックの移動量よりも腐食膨張変形量の方がかなり大きく、また腐食膨張変形は緩衝材の 体積を減少させるため全体的に緩衝材密度は上昇する方向に作用する。図 2-25、図 2-26に 100,000 年後の有効粘土密度コンター図を示す。図では有効粘土密度の初期値を最小値としてい る。図より、オーバーパック周辺のごく限られた要素のみ引張変形が生じ、密度は初期値より低 下するが、全体的には初期有効粘土密度より高くなっていることが分かる。したがって、コロイ ドフィルトレーション機能、自己シール性、拡散場の確保は、腐食膨張変形を考慮した場合の方 がオーバーパック自重沈下のみを考慮した場合より安全側に作用し、各機能は長期にわたって十 分に確保されると考えられる。



(1)パラメータ B1-1 (2)パラメータ B1-2

(3) パラメータ B2-1 (4) パラメータ B2-2



(5) パラメータ C-1



図 2-25 有効粘土密度コンター図(関口 太田モデル、t=100,000 年後)

(6)パラメータ C-2

JNC TJ8440 2004-011



(5)パラメータ C-1 (6)パラメータ C-2

図 2-26 有効粘土密度コンター図(足立 岡モデル、t=100,000 年後)

(b) 応力状態の安定性

図 2-27、図 2-28に、オーバーパックの腐食膨張完了時における応力比を限界応力比 M で割った値(破壊接近度)のコンター図を示す。これは、0 から 1 の値で、1 ならば限界応力状態にある ことを示す指標である。各パラメータにおけるコンター図の左側はオーバーパック腐食膨張終了 直後(t=4,750 年後)、右側は t=100,000 年後の結果である。いずれのケースでもオーバーパック腐 食膨張終了時が最も相対的に応力比が高くなる状態である。

図よりほとんどのケースで、程度の差はあるがオーバーパック周辺とオーバーパック偶角部で 応力がほぼ限界状態にあることがわかる。ただし、いずれのケースでも全体的な破壊には至って いない。

また、腐食膨張終了直後は各ケースのコンターに大きな差はないが 100,000 年後ではパラメー タ B2,B1,C の順で相対的な低下度合いが大きくなる。これは、パラメータ B2,B1,C の順で粘性パ ラメータの値が大きいため、オーバーパック腐食膨張変形終了後の応力緩和挙動がこの順で大き くなることが主要因であり、パラメータ C では腐食膨張終了直後と 100,000 年後でほとんど差が ないのに対し、パラメータB2では100,000年後は破壊に近い領域が大幅に減少する。

また、特に足立 - 岡モデルの方が粘性パラメータ間の感度が高く、応力緩和挙動の程度が相対 的に大きい。応力緩和に差が生じるのは、足立 - 岡モデルでは関口 - 太田モデルと比較して、粘 性の影響が大きく表れていることを示している。これは、時間を陽に含む関口 - 太田モデルにお いて粘性の影響が小さく見積もられていることが原因であると考えられる。膨潤指数の影響は、 粘性パラメータに比べて感度は小さい。(応力緩和挙動については次項で詳細に検討する)

定量的な評価としては、2.3.3(2)(i)項で述べたように応力状態に関しても本解析結果は自重のみ による沈下解析結果と併せて総合的に評価する必要がある。しかし、自重沈下解析による破壊接 近度は、本解析と比べて変形量が小さいことおよび、経時的に大きな体積変化を伴わないことか ら、その最大値は大幅に小さい。複合的に考えても、オーバーパックの腐食膨張変形による応力 変化の方が支配的になるため、本解析による破壊接近度の分布は大きくは変わらないものと思わ れる。

JNC TJ8440 2004-011



(1) パラメータ B1-1

(2) パラメータ B1-2



(3) パラメータ B2-1

(4) パラメータ B2-2



(5) パラメータ C-1

- (6) パラメータ C-2
- 図 2-27 破壊接近度コンター図 (関口 太田モデル、左:オーバーパック腐食膨張完了直後、右:

t=100,000 **年後**)

JNC TJ8440 2004-011



(3) パラメータ B2-1

(4) パラメータ B2-2



(5) パラメータ C-1

(6) パラメータ C-2

図 2-28 破壊接近度コンター図 (足立 - 岡モデル、左:オーバーパック腐食膨張完了直後、右: t=100,000 年後) (c) 周辺岩盤及びオーバーパックに及ぼす影響

周辺岩盤に隣接する要素における半径方向の有効応力(')の経時変化を図 2-29に示す。図化したのは、図中に示す要素 1036 番のガウス点 2 の応力であり、この点で半径方向の有効応力が岩盤に接する要素の中では最大となり、岩盤が受ける反力の最大値と解釈できる。また、1,000 年後、腐食膨張終了直後(4,750 年後)、10,000 年後、100,000 年後の岩盤反力を表 2-18に示す。応力の最大値は関口 - 太田モデルで 1,820kPa(パラメータ C-2)、足立 - 岡モデルで 1,904kPa(パラメータ C-2) 程度であり、この応力に相当する圧力が周辺岩盤に作用する。

パラメータ間の最大応力の比較では、粘性パラメータが小さい C が相対的に応力が高くなり、 B1、B2 の順に低くなる傾向が認められる。これは、粘性の影響が小さいほど変形しにくくなる ためである。また、膨潤指数 は、粘性パラメータに比べて感度が小さい。

構成モデル間の比較では、'rの最大値は同一パラメータでは足立 - 岡モデルの方が大きくなり、 特にパラメータBではその差が顕著である。また、足立 - 岡モデルでは膨張終了時に応力のピー クを持ち、変形が終了した後の応力緩和の程度が関口 - 太田モデルに比して大きい。これは、粘 性の影響であると考えられ、関口 - 太田モデルでこのような応答が小さくなるのは、構成則に陽 に時間を含んでいるため、時間経過に伴う粘性の影響が小さく見積もられていることが原因であ ると考えられる。

オーバーパック周辺要素の半径方向の有効応力(')の経時変化を図 2-30に示す。図化したのは、 図中に示す要素 428 のガウス点 2 である。オーバーパックにより近いガウス点であるガウス点 1,3 では、軟化かつ膨張するためほとんど応力を負担しないため、ガウス点 2,4 における応力相当の 圧力が、オーバーパックに作用する反力の最大値と解釈できる。また、腐食膨張終了直後(4,750 年後)、10,000 年後、100,000 年後のオーバーパック反力を表 2-18に示す。

応力の最大値は関口 - 太田モデルで 3,328kPa、足立 - 岡モデルで 3,141kPa 程度(いずれもパ ラメータ C-1)である。周辺岩盤に及ぼす影響と同じく、粘性の影響が少ないパラメータほど、 大きな応力を示している。また、膨潤指数 は、粘性パラメータに比べて感度が小さい。

構成モデル間の比較に関しては、 'rの最大値は同一パラメータでは周辺岩盤の結果と逆で関口 - 太田モデルの方が僅かに大きくなるが、足立 - 岡モデルの方が変形が終了した後の応力緩和の 程度が関口 - 太田モデルに比して大きい。

2000年レポートでは、耐圧性の観点からのオーバーパック厚さは、オーバーパックの設計耐用 年数である 1,000 年後の緩衝材圧密反力を、腐食膨張変形と岩盤クリープ変形による体積の減少 分より理論的に求め、耐圧厚さを設定している。この時想定していたオーバーパックへの圧密反

-61-

カは、硬岩系岩盤で 860kPa、軟岩系岩盤で 1870kPa であったので、岩盤変形を考慮していない 本解析結果を硬岩系岩盤条件と仮定すると、1,000 年後の圧密反力の最大値は約 1,080kPa で、約 1.25 倍となっている。杉野ら²⁰⁾によるオーバーパック耐圧厚さの計算方法によると、耐圧強度上 必要なオーバーパック胴部の板厚を t_{ob}[mm]、蓋部の板厚を t_{oc}[mm]とすると、

$$t_{ob} = \min(t_{ob1}, t_{ob2})$$

$$t_{ob1} = 4.780685E - 03 \cdot P_1^3 - 7.223281E - 02 \cdot P_1^2 + 4.488411E + 00 \cdot P_1 - 2.444157E - 01$$

$$t_{ob2} = 4.10053E - 05 \cdot P_1^4 - 3.655707E - 03 \cdot P_1^3 + 1.835255E - 01 \cdot P_1^2 - 2.172541E - 01 \cdot P_1 + 3.517162E + 01$$

(2- 38)

$$t_{oc} = 3.066967E + 01 \cdot P_1^{0.4998293}$$
 (2- 39)

と表される。ここで P₁[MPa]は、オーバーパックにかかる圧力である。硬岩系岩盤の場合、地 下水静水圧が 9.8MPa なので、上記オーバーパック反力を加えると P₁=11.05MPa となる。これ を(2-38)、(2-39)式に代入すると、t_{ob}=47mm、toc=102mm となり、耐圧強度上必要な厚さが 2000 年レポート設計値と比して約 2mm 増加するが、オーバーパック厚さは耐圧厚さ、放射線遮蔽厚 さ両者の大きい方と腐食代の和とされており、2000 年レポートにおけるオーバーパック厚さは放 射線遮蔽厚さ(150mm)と腐食代(40mm)の和で設計されているため、上記のオーバーパック反力の 増加は設計厚さに影響を及ぼさない。

また、上記の結果から、腐食膨張により発生するオーバーパック周辺の反力が、応力緩衝性に より岩盤へは 45%程度低減されていることが分かる。

定量的な評価としては、自重沈下解析結果と併せて評価しても、自重沈下のみによるオーバー パックおよび岩盤への反力はほとんど発生しないと考えられることから、本解析結果は大きく変 わらないものと思われる。

-62-



図 2-29 周辺岩盤に隣接する要素の半径方向の有効応力(',)の経時変化





(b) 足立 - 岡モデル



		ケース番号	1,000年後	4,750年後	10,000年後	100,000年後
		B1-1	599	1,496	1,479	1,422
		B1-2	580	1,430	1,405	1,327
	関口-太田モデル	B2-1	417	840	773	550
	(SO)	B2-2	401	851	762	560
		C-1	669	1,755	1,753	1,749
<u> 岩般反力(kPa</u>)		C-2	712	1,820	1,814	1,797
		B1-1	633	1,632	1,506	1,436
		B1-2	605	1,537	1,423	1,332
	足立-岡モデル	B2-1	427	1,053	696	452
	(AO)	B2-2	405	1,009	635	419
		C-1	683	1,802	1,804	1,792
		C-2	722	1,904	1,891	1,871
		B1-1	860	2,843	2,749	2,497
		B1-2	827	2,594	2,496	2,312
	関口-太田モデル	B2-1	572	1,588	1,320	764
	(SO)	B2-2	559	1,524	1,305	860
		C-1	990	3,328	3,311	3,275
オーバーパック		C-2	1,040	3,310	3,271	3,210
反力(kPa)		B1-1	934	2,838	2,136	1,817
		B1-2	876	2,528	2,063	1,856
	足立-岡モデル	B2-1	595	1,825	948	647
	(AO)	B2-2	567	1,652	876	601
		C-1	1,034	3,141	3,049	2,991
		C-2	1,083	3,139	3,015	2,951

表 2-18 各解析ケースの岩盤反力およびオーバーパック反力

2.4 まとめ

以上の検討結果をまとめる。

二次圧密加速原因の調査

一般的な粘土材料の二次圧密変形量は時間の対数に対して一定であり、この傾きから粘性パラ メータを設定するが、本研究で実施した長期圧密試験ではある時点から二次圧密挙動が加速する 現象が認められたため、加速挙動の原因を検討した。その結果、

- 本来制御すべき試験機器や試験環境の初期条件や境界条件が経時的に想定外の変化をしたために生じた『外的要因』とベントナイト材料が潜在的に有する『内的要因』に分け、考え得る要因を網羅的に洗い出した。
- 外的要因の中には試験容器の腐食や供試体流出の影響等、今回の検討では定量的評価が困難
 で可能性として排除できない要因が認められた。
- ・

 内的要因についてもメカニズムを説明し得るだけの十分な判断材料は得られなかった。
- 本研究を踏まえ、今後同様の長期粘性挙動把握のための試験等を実施するにあたり、二次圧
 密加速外的要因を極力排除し、また、内的要因の情報をより正確に取得するのために留意す
 べき点についてまとめた。

構成モデルパラメータの設定

人工バリアの長期力学安定性評価シミュレーション解析に用いる構成モデルおよび力学パラメ ータについて、本研究で新たに得られた知見に基づいてパラメータの信頼性を検証するとともに、 再設定および絞込みを試みた。その結果、

- 弾塑性パラメータは平成15年度研究からの新たな見直しは行わなかった。
- 粘性パラメータのうち平成15年度研究で圧密試験から保守的に設定したパラメータ(パラメ ータB2)は、試験中の外的要因を含んでいた可能性もあり、妥当性に関しては問題点を含ん でいることが分かった。
- 粘性パラメータのうち平成15年度研究で圧密試験から直接設定したパラメータ(パラメータ B1)は、圧密試験の最終結果から設定すると昨年度の値を見直す必要があるが、次章のナチュラルアナログ評価も考慮して総合的に判断した結果、昨年度の設定値は妥当であるため見直しは行わないこととした。
- 粘性パラメータのうち平成15年度研究でせん断試験から設定したパラメータ(パラメータC)
 は、新たな知見が得られていないため、見直しを行わないこととした。

人工バリアの長期解析

設定したパラメータを元に、オーバーパックの自重沈下単独の挙動および自重沈下と腐食膨張 の同時挙動について関ロ - 太田モデル、足立 - 岡モデルを用いてシミュレーション解析を行い、 さらに安全評価上の要求性能を満足し得るかどうかを定量的に評価した。解析条件等は平成 15 年度研究と同じで、用いたパラメータも結果的には平成 15 年度研究と同じであるが、評価期間の み 100,000 年とした。その結果、

オーバーパック沈下解析

- 現実的なパラメータ B1, C による 100,000 年後のオーバーパック沈下量は、5.8~40.5mm
 と想定される。保守的パラメータによる沈下量の下限値は約 138mm となった。
- オーバーパック沈下により生じる緩衝材上部の密度低下が、コロイドフィルトレーション
 機能、自己シール性機能、拡散場機能が確保されるかどうかを検討した結果、密度低下が
 最も大きいケースでも、各機能は十分担保されることが明らかとなった。
- オーバーパックの沈下による緩衝材の応力状態は、破壊に対する裕度は十分保たれている
 ことが明らかとなった。
- ・ 構成モデルの違いによる結果の差異はほとんど認められなかった。

オーバーパックの腐食膨張と自重沈下の同時解析

- オーバーパック沈下解析とは緩衝材上部の拘束条件が異なるため、同時解析結果は、沈下 解析結果と併せてクロスチェックして評価する必要がある。
- パラメータ B1,C による解析の結果から、100,000 年後のオーバーパック下部での緩衝材
 厚さ減少分は、腐食膨張による変形量 184.8mm に自重沈下解析で求められた沈下量を足
 し合わせた約 190.6mm (SO-C-2) ~ 225.3mm (SO-B1-2) と想定される。
- オーバーパックの腐食膨張挙動は、緩衝材密度が増加する方向に作用するので、コロイド フィルトレーション機能、自己シール性機能、拡散場機能への悪影響は及ぼさないと考え られる。
- 緩衝材の応力状態は、腐食膨張終了後はほとんどのケースで、オーバーパック周辺と偶角
 部で応力がほぼ限界状態にあるが、全体的な破壊には至っていない。
- ・ 周辺岩盤、オーバーパックに与える反力は腐食膨張終了直後が最も高く、絶対値は粘性挙
 動が大きく出るパラメータほど小さくなり、また応力緩和による反力の減少程度も大きくなった。
- ・ 周辺岩盤への反力の最大値は、約 1,900kPa となった。

- 1,000 年後のオーバーパックへの反力の最大値は約 1,080kPa であり、2000 年レポートにおける硬岩系岩盤条件での圧密反力設計値 860kPa の約 1.25 倍となったが、この反力に基づき再設計したオーバーパック厚さは 2000 年レポート設計値(190mm)に影響は無い。
- 構成モデル間の比較では、足立 岡モデルの方が顕著な応力のピークを持ち、変形が終了
 した後の応力緩和の程度が関口 太田モデルに比して大きく、応力緩和挙動に関して明瞭
 な違いが認められた。

3 オーバーパック長期沈下の限界値に関するナチュラルアナログ評価

長期圧密試験結果から予測される人工バリア内のオーバーパックの沈下量は 10,000 年後に 100mm 以上となり、オーバーパック上部の緩衝材の密度低下による核種移行抑制機能の低下な ど安全評価への影響が懸念される 4)。ただし、100mm の沈下量は、腐食膨張によるオーバーパッ クの変位量(184mm)も考慮した場合、オーバーパック下部の緩衝材厚さ 700mm の 40%に達し、 仮に乾燥密度 d=1.60Mg m⁻³の緩衝材を用いた場合、変形後の乾燥密度が d'=2.69Mg m⁻³とな り硬岩と同程度まで増加するため現実的ではないと思われる。従って、沈下が加速しオーバーパ ック下部は圧密され密度が増加するものの、密度はある値以上にならず沈下も収束する可能性が 高いと推測される。このような推測を検証するため、高圧下で長期圧密したと考えられるベント ナイト鉱床の圧密過程を過去にさかのぼり推定し、逆に緩衝材の長期的な将来挙動を予測するナ チュラルアナログ評価により、現実的で信頼性の高い緩衝材の長期挙動評価を行うための適切な 構成モデルのパラメータ評価を試みることとした。

図 3-1にナチュラルアナログ評価の実施フローを示す。



図 3-1 ナチュラルアナログ評価実施フロー

3.1 凍結サンプリングによる不撹乱試料の評価

3.1.1 目的

適切な土粒子の密度評価を行うために、凍結サンプリングを用いてベントナイト鉱床より不撹 乱試料を採取し、原位置の密度を算出するとともに、圧密特性を把握し、ナチュラルアナログに おける逆解析に用いる入力パラメータの情報を取得する。

3.1.2 試料採取地の地質概要

凍結サンプリングを実施したベントナイト鉱床の地質概要を示す。

(1) 地形概要

試料採取地は、群馬県富岡市黒川字下機足 1218-1 株式会社ホージュン 富岡鉱業所富岡鉱山 敷地内に所在し、東日本旅客鉄道株式会社 - 信越本線「磯部駅」の南東方約 4km に位置する。 図 3-2に群馬県の地形区分を示した。群馬県は東・北・西~南西方を「山地」に囲まれ、南東側が「関 東平野」に連なる「低地」となっている。県の大部分が起状の複雑な山地であり、標高 500m 以 上の地域が県の総面積の 2/3 を占める。試料採取地周辺は県南西部に位置しており、「三国山脈」 に属する「北部山地」及び「関東山地」に属する「南西部山地」の前山をなす「山麓丘陵」にあ たる。山麓丘陵は、利根川水系の鏑川と碓氷川流域を中心に発達し、概ね烏川の流路を北限とし ている。丘陵面では開析が進んでおり、小谷が複雑に入り込んでいる。これらの水系により、南 から「小幡丘陵」・「岩野谷丘陵」・「丹生丘陵」および「松井田丘陵」に細分される。このう ち、採取地は岩野谷丘陵の西南部に属している。岩野谷丘陵は富岡市の北東部から安中市にかけ て台形の平面形状を有しており、丘陵表面の標高は 220~250m を示す。

-70-



図 3-2 群馬県の地形区分図²¹⁾

(2) 地質概要

群馬県の北部山地~南西部山地の前山として分布する山麓丘陵は、概ね「新第三紀中新世」から「第四紀」にかけて形成された海成層~陸上火山噴出物よりなる。図 3-3に群馬県南部の地質 図を示し、表 3-1に富岡・下仁田地域の層序区分対比表をまとめた。

これらによると、試料採取地の属する岩野谷丘陵は新第三紀中新世の中期に堆積した「福島 層」・「吉井層」・「板鼻層」より構成され、北部では本宿・秋間期の「凝灰角礫岩」が一部分 布している。



図 3-3 群馬県南部の地質図²²⁾

表	3-1	富岡・	下仁田地域の層序区分対比表 ²	22)
---	-----	-----	----------------------------	-----

年	代	耶本 小林 (1938)	渡部 (1952)	松丸 (1967, 1977)	神沢ほか (1968)	千地 相田 (1978)	高柳ほか (1978)	對村·秋間 刮研 G (1981)
		板鼻層	板鼻層	板鼻層	板鼻層	板鼻層	板鼻層	板鼻層
			stands FIF	吉井屠		吉井層	原市層	112 112 128
甲	Ŧ		音开唱	庭谷厝	音开環	庭谷屠·	庭谷層	F1 71 72
		宝团扇			福 泥岩層		曾木屠	
釟	101	2010-27-02	福島層	原田篠層	島 原田蘇 耐心泥互 層	原田採磨	原田篠屠	福島層
世	曲	1		井戸沢屠	井戸沢屠	井戸沢層	井戸沢屠	井戸沢屠
	期	牛伏屬	井戸沢周	小稽層 牛伏層	小幡層	小 結層 牛 伏 層	額部屬	小極層

表 3-1に示した新第三紀中新世前期~中期の地層は、一括して「富岡層群」と呼ばれており、 最下部と最上部を除くとほとんどが砂岩・泥岩を主体とする海成層と考えられている。図 3-3に よると、試料採取地付近は上表の「野村・秋間団研 G」で定義された福島層~吉井層に対比され る。

福島層は、妙義山の東側では幅 10km にわたって広く分布するが、西側の堆積状況は不明な点が 多い。本層は灰色の泥岩と砂岩の互層からなる下部と細粒砂岩の薄層を挟む泥岩よりなる上部に 大別される。全層厚は約 100m と考えられている。吉井層も同様に砂岩やシルト岩よりなる。

また、一般に凝灰岩などが層状・構造解明の鍵として利用される。凝灰岩は続成作用や風化作 用、弱い熱水変質作用を受けることによりモンモリロナイト化し、ベントナイト鉱床を形成する 事が知られている。当地域の凝灰岩層の厚さは1枚数m内外とされている。

3.1.3 不撹乱試料採取方法

ベントナイト鉱床の適切な密度評価を行う上で、原位置より乱さない状態(不撹乱)で試料を 採取する必要がある。原位置より試料を乱さない状態で採取するために、一般的に硬質地盤にお いてはボーリングやブロックサンプリングが行われるが、ベントナイトの様な水や熱と反応する 堆積岩では、サンプリング中の削孔水及び削孔に伴い発生する熱により、原位置での物性が変化 する事が考えられる。よって、今回ベントナイト鉱床より試料を採取する手段として「凍結サン プリング」を用いた。凍結サンプリングの適用性については、既に平成15年の研究4において確 認を行っている。

次に凍結サンプリングの概要並びに試料採取結果を示す。

(1) 凍結サンプリング概要

(i) 試料採取場所 : 群馬県富岡市黒川字機足 1218-1

株式会社 ホージュン 富岡鉱業所敷地内

- (ii) サンプリング数量 :表 3-2に実施数量を示す。
 - 地盤凍結 :凍結範囲の直径 600mm(図 3-4参照) 凍結試料採取 :削孔径 86mm,試料直径 65mm

項目	摘要	数量	単位
地盤凍結	液体窒素を冷媒とする (凍結管を中心とする直径 600mm 範 囲)	1	地点
凍結サンプリング (削引径 86mm 試	No.FS-1(深度4.00~6.45m)	2.45	m
料直径 65mm)	No.FS-2(深度5.00~6.42m)	1.42	m

表 3-2 凍結サンプリング実施数量表



図 3-4 凍結サンプリング地点詳細図

(iii) サンプリング方法

図 3-5に凍結サンプリングの作業フロー、図 3-6に凍結サンプリングの手順を示す。



図 3-5 凍結サンプリング作業フロー



図 3-6 凍結サンプリング手順図

(a) ガイド管設置

ガイド管は、図 3-7に示すように、凍結外管設置のためのボーリングで乱される領域より外側

(乱されない領域)から試料を採取するために、垂直コアリング精度を高めることを目的として 設置する。

ガイド管には、使用するサンプラーの外径(86 mm)より大きい内径の鋼管を使用し、図 3-4 に示したように凍結管(No.B-1 調査孔)を中心とする対角線上に2本(No.FS-1,2)配置した。

設置深度は、サンプリング深度の最上端深度とし、No.FS-1 で深度 4.0m、No.FS-2 では深度 5.0m とした。写真 3-1にガイド管の建て込み状況を示す。



図 3-7 ガイド管の配置と乱れ領域の関係(参考図)



写真 3-1 ガイド管建て込み状況

(b) 凍結管設置

i) 作業ステージの設置

作業ステージはボーリング機械の安定性及び垂直コアリング精度を高める事を主目的とし、さ らにサンプラーの上げ下ろし、機械の移動あるいは段取り替え等の作業効率を高める目的で設置 した。また、凍結地盤から試料を採取する際には大きなトルクと引き抜き力を要することから、 ボーリング機械の耐荷重を考慮した堅固なものを設置する必要がある。このため、作業ステージ の取材にはH型鋼材を使用している。

ii) 凍結管と地中温度計の設置

凍結外管は、深度 6.0m まで設置した。凍結外管はボーリング機械による削孔を行い、ウイン チ等を用いて坑内に設置した。凍結外管の設置は、十分鉛直性を確認しながら行っている。凍結 外管設置後、内部に凍結内管を挿入した。地中温度計も同様にボーリング機械で削孔後設置した。 設置位置は凍結外管中心から 300mm の距離とした(図 3-8参照)。

(c) 地盤凍結

凍結内・外管の設置後冷媒供給ユニットを接続し、凍結内・外管の気密性をチェックした後に 冷媒を供給して地盤凍結を開始する。冷媒には液体窒素を用いる。地盤凍結に併行してサンプリ ング(コアリング)の際の解凍防止を目的とした、掘削用冷却水の冷却も行う。

地盤凍結完了の目安は、凍結外管を中心として直径 600mm 以上の凍結土柱が形成された時点 とし、地中温度計が - 0 以下を記録した時点とする。この後はサンプリングか終了するまで冷媒 供給量を調整しながら保冷状態とする。なお、地中温度管理はパーソナルコンピュータにデータ ロガを接続した自動記録装置で行う。

(d) サンプリング

凍結試料のサンプリングは地盤凍結が完了した時点で実施する。サンプリングはロータリー式 オイルフィード型ボーリング機械により、ロータリー式二重管サンプラー(ダブルコアチューブ) を用いて行う。サンプリングの垂直掘進精度を高めるため、ボーリング機械の据え付けはサンプ リング孔中心に直行する2点からトランシットによりスピンドルを視準して行った。

(e) 試料の成形・保冷

採取した試料は試料観察を行った後に、大気温度下で解凍しないよう速やかに保冷し、緩衝材 で保護した冷凍ボックス内に収納して試験室まで運搬した。

-78-



図 3-8 凍結サンプリング深度概念図

(2) 試料採取結果

凍結サンプリングは、試料採取孔 No.FS-1 で深度 4.00~6.45m、No.FS-2 では深度 5.00~6.42m においてそれぞれ実施した。以下に観察記録を示す(図 3-9参照)。

No.FS-1

全体に乳灰色を呈するベントナイトで、上部では褐色系の色調を伴うところがある。また、 ラミナ(葉理)の発達が認められ、これに伴い色調の細かい変化も見られる。

No.FS-2

No.FS-1 と同様、乳灰色を呈するベントナイトであり、深度 5.5m 付近までは褐色系の色調を呈する所がある。ラミナの発達も認められる。

ベントナイト鉱床のナチュラルアナログ評価に用いた試料は、採取した観察の結果、葉理が少なく砂層が介在していない深度 6.00m 近傍の試料を用いた。

費.尻色 星.屠-衣

RATE.

in.C



\$168 7177

表施色+根雄砂 4単原管+副志?の

五眉家

図 3-9 凍結サンプリング試料観察記録

記詞金年 (実現計1)

3.1.4 物理特性

ベントナイト鉱床のナチュラルアナログ評価を行うために凍結サンプリングにより採取した試料の物理特性を示す。実施した試験は、日本工業規格の「土粒子の密度試験方法(JIS A 1202)」、「土の含水比試験方法(JIS A 1203)」及び「土の粒度試験方法(JIS A 1204)」に準じて行った。 土粒子の密度試験については、より適切に密度を評価するために、上記規格にくわえ小峯²³⁾の提案手法も取り入れた。

表 3-3に試験結果及びに図 3-10に粒径加積曲線を示す。

試料看	昏号					深度 5.68 - 5.81m
	湿潤密度		t	g	/cm ³	1.859
_	乾燥密度		d	g	/cm ³	1.419 (1.389)
	土粒子の密	度	s	g	/cm ³	2.558
фЛ	自然含水比		Wn		%	31.01
村文	間隙比		е			0.803
	飽和度		Sr		%	98.8
	石分		(75mm以	(上)	%	0.0
	礫分		(2 ~ 75n	nm)	%	0.0
粒	砂分	(0.075 ~ 2n	nm)	%	8.6
	シルト分	(0.0	05 ~ 0.075	mm)	%	48.1
度	粘土分	(0	.005mm 未	€満)	%	43.3
	最大粒径		D _{max}		mm	0.425
	均等係数		Uc			-

表 3-3 凍結サンプリング試料の物理特性

^{*()}内ボーリングコア試料



図 3-10 試料の粒径加積曲線

JNC TJ8440 2004-011

試験結果より、乾燥密度が緩衝材と同等なこと、並びに、鉱床のベントナイト中のモンモリロ ナイト含有率が 60%程度であること、さらに試料を採取したベントナイトは Na 型であることか ら緩衝材の物理化学特性と類似している点が多いことより、緩衝材の長期的な将来挙動を予測す るナチュラルアナログ評価にベントナイト鉱床の試料を用いることとした。

また、凍結サンプリングにより採取した試料の乾燥密度と同深度における事前ボーリングによ る乾燥密度を比較すると、凍結サンプリングによるものが大きい。これより、凍結サンプリング を用いる事で、より原位置に近い密度を保持した状態で試料を採取可能であり、最適な密度評価 が可能と思われる。

3.1.5 圧密特性

後述する長期挙動評価パラメータの検討に用いる入力条件の設定のために、ベントナイト鉱床 より採取した試料と一度練り返し再構成した試料を用いて一次元圧密試験を実施し、鉱床ベント ナイトの圧密特性を把握した。また、併せて降水系における緩衝材の圧密挙動との比較も行った。 以下に圧密試験概要および試験結果を示す。

(1) 試験概要

試験は、機械ボーリングによるサンプリング試料(以下「BR 試料」とする)、凍結サンプリン グ試料(以下「凍結試料」とする)並びに凍結サンプリングで採取したベントナイトを一度練り 返し再構成した試料(以下「再構成試料」)の3種類により実施した。

試験装置は、2章の長期圧密試験用の装置と同等である。また、再構成試料の作成方法は2章の長期圧密試験供試体の作成方法と同じである。

試料を成形後試験装置にセットし、給水により発生する膨潤応力が一定になった時点を初期条件とし、19.6MPaまで8段階で荷重を載荷し、その後初期膨潤応力相当まで4段階で除荷し、再び19.6MPaまで4段階で載荷した。各段階の載荷応力は対数軸上で載荷応力の間隔が等しくなるように設定した。また、各載荷段階での圧密終了は3t法により判断した。試験方法、手順を図 3-11に示す。基本的に地盤工学会基準 10JGS T 411 に準拠しているが、上記載荷応力などについて若干の変更を行っている。

以下に試験条件を示す。

・供試体仕様

材料	: ベントナイト鉱床より採取した不撹乱試料、再構成した試料
寸法	: 直径 60mm×高さ h10mm
乾燥密度	:1.4Mg·m ⁻³ 程度
初期含水比	: 30.0%程度(再構成試料は除く)
試験数	:同一供試体条件で1本

表 3-4 BR 試料の各 step 載荷条件

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	Step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力	0.19	0.37	0.72	1.40	2.71	5.24	10.13	19.60

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	5.24	1.40	0.37	0.10

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	0.37	1.40	5.24	19.60

表 3-5 再構成試料の各 step 載荷条件

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	Step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力	0.65	1.06	1.72	2.80	4.55	7.41	12.05	19.60

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	7.41	2.80	1.06	0.40

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	1.06	2.80	7.41	19.60

表 3-6 凍結試料の各 step 載荷条件

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	Step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力	0.19	0.37	0.72	1.40	2.71	5.24	10.13	19.60

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	5.24	1.40	0.37	0.10

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	0.37	1.40	5.24	19.60



図 3-11 一次元圧密試験の試験手順

(2) 試験結果

(i) 膨潤応力

圧密を行う前に給水を行い飽和させた。その時それぞれの供試体の軸方向の荷重をロードセル により測定した。各供試体に発生した膨潤応力の経時変化を図 3-12に示す。図より、再構成試料 は、緩衝材の特性と類似しており、給水直後より膨潤応力は上昇していき、0.45MPa 程度のピー クに達した後低下し、再び上昇傾向を示し 200 時間経過後 0.37MPa 程度で定常状態となった。 ただし、鉱床より採取した試料は自然含水比 30%程度であること、並びに換算飽和度が 100%程 度あり飽和状態にあることから圧密前の飽和過程では 0.03MPa 程度の僅かな膨潤応力のみしか 生じていない。再構成試料並びに凍結試料の経時変化で 200 時間経過後応力が低下したのは、震 度4程度の地震が周辺で発生した影響である。試験結果としては下限値を用いている。

また、BR 試料と凍結試料の膨潤応力が同程度であった事より、サンプリングによる試料の乱れ はないものと考えられる。表 3-7には定常時膨潤応力を示す。



図 3-12 膨潤応力の経時変化

供試体種類	BR 試料	再構成試料	凍結試料
定常時膨潤応力 (MPa)	0.026	0.37	0.026

表 3-7 各供試体の定常時膨潤応力

(ii) 圧密沈下量の経時変化

圧密試験では、表 3-4~表 3-6に示すように膨潤応力から 19.6MPa まで 8step に分けて軸方向 に圧密応力を載荷し、その後除荷、再載荷と行っている。各 step での圧密終了は 3t 法にて確認 した。得られた結果より表 3-8から表 3-10に各 step における沈下量と累積沈下量を図 3-13から 図 3-15に各供試体の圧密沈下量の経時変化を示す。

表 3-8 BR 試料の圧密沈下量

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力 0.10	0.19	0.37	0.72	1.40	2.71	5.24	10.13	19.60
口宓沙丁昌 (mm)	0	0.093	0.122	0.184	0.224	0.317	0.368	0.395	0.393
「「「「「」」「「」」「「」」「「」」「「」」「「」」「」」「「」」「」」「」	0	0.093	0.215	0.399	0.623	0.940	1.308	1.703	2.096

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	5.24	1.40	0.37	0.10
口宓沙丁旱 (mm)	-0.319	-0.431	-0.354	-0.262
「「「「」」「「」」「「」」「「」」「「」」「」」「「」」「」」「」」「」」「	1.777	1.346	0.992	0.730

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	0.37	1.40	5.24	19.60
口宓沙丁旱 (mm)	0.088	0.321	0.449	0.586
「「「「」」「「」」「」」 (□□□)	0.818	1.139	1.588	2.174

[上段:各 step 沈下量 下段:累積沈下量]

表 3-9 再構成試料の圧密沈下量

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	Step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力 0.37	0.65	1.058	1.721	2.80	4.55	7.41	12.05	19.60
口宓沙丁昌 (mm)	0	0.050	0.207	0.611	0.49	0.381	0.378	0.395	0.377
	0	0.050	0.257	0.868	1.358	1.739	2.117	2.512	2.889

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	7.41	2.80	1.06	0.37
	-0.237	-0.391	-0.299	-0.309
庄岱ル下里 (㎜)	2.652	2.261	1.962	1.653

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	1.06	2.80	7.41	19.60
口宓沙丁昌 (mm)	0.130	0.286	0.375	0.564
冮岔儿下里 (┉)	1.783	2.069	2.444	3.008

[上段:各 step 沈下量 下段:累積沈下量]

表 3-10 凍結試料の圧密沈下量

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力 0.10	0.19	0.37	0.72	1.40	2.71	5.24	10.13	19.60
広 感 か て 昌 (mm)	0	0.086	0.173	0.262	0.329	0.385	0.437	0.53	0.59
圧電ル下里 (ⅢⅢ)	0	0.086	0.259	0.521	0.850	1.235	1.672	2.202	2.792

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	5.24	1.40	0.37	0.10
口应油工具 (mm)	-0.514	-0.573	-0.407	-0.274
冮础ル♪里 (㎜)	2.278	1.705	1.298	1.024

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	0.37	1.40	5.24	19.60
圧密沈下量 (mm)	0.059	0.365	0.569	0.872
	1.083	1.448	2.017	2.889

[上段:各 step 沈下量 下段:累積沈下量]













圧密沈下量の経時変化図にも示すように、最初の step ではほとんど変位を生じていないが、次 step からは各供試体とも変位量は異なるものの、一般の粘度の圧密挙動と同様な挙動を生じてい る。すべての供試体で圧密初期に一次圧密が生じ、その後二次圧密に相当すると考えられる経過 時間の対数にほぼ比例する沈下が認められる。ただし、本試験では弾塑性パラメータの評価が主 目的であるために二次圧密挙動についての議論を行えるほどの載荷時間を作用させていない。

また、試料を乱さず採取した BR 試料と凍結試料の圧密沈下量に差が生じているのは、初期の 膨潤応力が同等なのを考慮した場合、試料の不均質性によるものと考えられる。

(iii) e - log P 関係(間隙比 - 圧密応力関係)

(ii)で述べた試験結果を e - log P 関係にまとめたものを図 3-16に示す。参考データとして緩衝 材 (ケイ砂混合 30% - d=1.6Mg·m⁻³)の圧密挙動もあわせて示す。

圧密挙動を比較してみると、BR 試料は載荷初期から 19.6MPa まで緩やかな挙動を示している。 BR 試料は原位置より試料の乱れを極力抑えた試料であり、長期に高応力下のもと圧密作用を受け ておりセメンテーション効果などの年代効果を有していると思われるが、通常圧密降伏応力を越 えたあたりから構造の崩壊が始まって大きな圧縮性を示す年代効果を有する海成粘土地盤に見ら れる挙動とは異なる挙動²⁴⁾を示している。また、Casagrandeの方法で圧密降伏応力を求めると、 Pc'=1.7MPa となる。除荷、再載荷に見られる膨潤挙動は、多少ループを描いているがこれは一 般の粘性土とさほど変わらず、ベントナイトに見られるヒステリシスな挙動というよりは弾性的 な範囲である。

再構成試料の圧密挙動は、圧密降伏応力(Pc'=1.0MPa)を越えた以降、直線関係とならず、 圧密応力が大きくなるほど傾きは小さくなった。これには、今回の試験では各 step の荷重増加率 が標準圧密試験の荷重増加率 P/P=1.0より小さかったことや、圧密終了時間を 3t 法により判 定したが、3t 法による到達点より若干長時間載荷した step があり、二次圧密の影響を受けた事な どが影響を及ぼしていると考えられる。全体的に再構成試料の圧密挙動は参考データとして示し ている緩衝材の圧密挙動とかなり類似している。よって、再構成試料の圧密挙動を緩衝材とみな し、後述する弾塑性パラメータの検証を行う。また、膨潤挙動については、緩衝材の挙動とは若 干異なり上に凸の挙動を示している様に思われる。また、BR 試料同様に弾性挙動と考えられる。

凍結試料は、BR 試料同様に緩やかな挙動を示している。同じ方法で圧密降伏応力を求めると、 Pc'=1.4MPa である。前述したが、BR 試料に比べ圧縮性が大きいのは試料の不均質性のためと 考えている。図 3-17に 19.6MPa 時のひずみ量により正規化した結果を示している。これによる

-89-

と、凍結試料と BR 試料ではほぼ同様な挙動と言える。不均質性により試料の圧縮量に差はある ものの、長期に圧密作用を受けているベントナイトの挙動をある程度範囲を持って説明可能と考 える。



図 3-16 e - log P 関係



図 3-17 圧密による体積変化量

3.2 ナチュラルアナログによる緩衝材の長期力学評価パラメータの推定

3.2.1 目的

ベントナイト鉱床のナチュラルアナログ評価により、緩衝材の長期的な将来挙動を予測するた めの現実的で信頼性の高い長期力学評価パラメータ(二次圧密係数)の推定を行い、圧密試験 結果から得られる弾塑性パラメータを含め、緩衝材の構成モデルパラメータの妥当性評価を目的 とする。

3.2.2 評価手法

(1) 検討フロー

本研究で実施した圧密試験結果、物理試験結果、並びに既往の研究成果を基に、鉱床ベントナ イトにおける堆積過程初期の密度から現在の密度に至るまでの過程を関口 - 太田モデルで逆解析 的に評価し、初期の密度より現在の密度を再現する二次圧密係数の抽出を行った。

図 3-18に検討フローを示す。



図 3-18 堆積過程の逆解析検討フロー
(2) 評価モデル

本研究では、鉱床ベントナイト堆積過程の逆解析に用いる評価モデルとして、緩衝材の長期力 学挙動評価に用いられている関ロ-太田モデル¹¹⁾を使用した。

以下に関口 - 太田モデルについて示す。

関口-太田による弾粘塑性構成モデルは、最終的に次式の通り表される。

・弾粘塑性分解
$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}^e_{ij} + \dot{\varepsilon}^{vp}_{ij}$$
 (3-1)

・流れ則
$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = h \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}$$
 (3-2)

・ポテ	F = α ンシャル局面 たた	$\ln\left\{1 + \frac{t}{t_0} \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right)\right\} - \varepsilon_v^{vp} = 0$ $ \stackrel{\circ}{=} \mathbf{U}, \ f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln\frac{P'}{P_o'} + D\eta^*$	(3-3)
ここに、	<i>t</i> :時間	$\dot{arepsilon}_{ij}$:ひずみ増分の成分	
	$arepsilon_v$:体積ひずみ	:二次圧密係数	
	:圧縮指数	:膨潤指数	
	<i>e</i> :間隙比	D:柴田によるダイレイタンシー係数	
	$\sigma_{_{ij}}^{'}:$ 有効応力増分の成分	P':平均有効応力	
	η^* :応力比		

上添え字 eと vp はそれぞれ弾性成分と粘塑性成分を表している。

そこで飯塚²⁵⁾は関口-太田による構成モデルの粘塑性表現を取り上げ、その構造について再検討し、結果として得られている表現式に着目し、以下に示す様に展開している。

$$\varepsilon_{v} = \varepsilon_{v}^{e} + \varepsilon_{v}^{vp} = \frac{\kappa}{1 + e_{0}} \ln \frac{P'}{P_{o}'} + \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{t}{t_{0}} \exp \left(\frac{\lambda - \kappa}{\alpha (1 + e_{0})} \ln \frac{P'}{P_{o}'} \right) \right\}$$
(3-4)
$$\tau_{c} \tau_{c} t \downarrow_{v} \qquad (q/p' = const.)_{v}$$

ここに、右辺第1項が弾性成分、右辺第2項が粘塑性成分である。

飯塚は、(3-4)式に示す式は構造的に図 3-19に示す様に理解されるとし、(3-4)式を次の通り 示している。

$$\frac{P'}{P_0} < 1$$
 のとき $\varepsilon_v = \frac{\kappa}{1 + e_o} \ln \frac{P'}{P_0}$ (3-5)

$$\frac{P'}{P_0} > 1 \quad \text{のとき} \qquad \qquad \varepsilon_v = \frac{\lambda}{1 + e_o} \ln \frac{P'}{P_0} + \alpha \ln \frac{t}{t_0} \tag{3-6}$$

よって、応力履歴の載荷過程(P'/Po'>1)を(3-5)式で再現し、応力履歴の除荷過程(P'/Po'<1) を(3-6)式で再現することにした。

以上より、関口 - 太田モデルを用いた場合、目的としている二次圧密係数 を算出するために は、弾塑性パラメータである圧縮指数 、膨潤指数 ならびに初期の密度、最終状態の密度とそ れに対応する荷重条件が必要となる。



図 3-19 関ロ-太田による弾粘塑性モデルの物理的意味²¹⁾

3.2.3 入力条件の設定

3.2.2で示したように、関口 - 太田モデルにおいて必要となる条件は、弾塑性パラメータ、荷重 履歴、初期状態の密度となる。

以下に入力条件の設定方法並びに結果を示す。

(1) 弾塑性パラメータ

3.1.5で示した不撹乱試料並びに再構成試料の圧密特性より関口 - 太田モデルに用いる弾塑性 パラメータを設定する。パラメータの設定方法は、弾塑性パラメータの圧縮指数 、膨潤指数 は標準圧密試験から得られた *e* - *log p* 関係から、正規圧密過程の勾配として が、除荷、再載荷 過程の勾配から が定義されている。

圧縮指数 *Cc*、膨潤指数 *Cs*は一次元圧密試験の *e*log*p* 曲線より求まるものであり、自然対数上の *e*ln*p* 関係から求まる、は下記の関係式で算定する。

$$=0.434Cc$$
 (3-7)

$$=0.434Cs$$
 (3-8)

図 3-20~図 3-22に各試料のe - logp曲線と圧縮指数、膨潤指数を示す。膨潤指数は step 毎の 膨潤指数の平均値としている。また再構成試料の圧縮指数は緩衝材と同様な挙動を示しているた め、緩衝材の設定方法と同等としている。

BR 試料の挙動より得られる圧縮指数、膨潤指数はそれぞれ、*Cc*=0.257、*Cs*=0.131 であり、上記 3-1 式、3-2 式より = 0.112、 = 0.057 となる。再構成試料の圧縮指数、膨潤指数は *Cc*=0.376、 *Cs*=0.146 で同様に = 0.163、 = 0.063 となる。また、凍結試料については、 = 0.154、 = 0.079 となっている。

図 3-16に示すように鉱床より採取した試料の挙動と緩衝材の挙動が圧縮量に差はあるものの、 図 3-17のように体積ひずみを正規化した挙動はほぼ同様な傾向を示していること、並びに、前述 したようにモンモリロナイト含有率や乾燥密度が両者ほぼ同程度と見なせることから、鉱床より 採取したベントナイト試料を用いて、長期力学評価パラメータの推定が可能と考えた。

以上より、ベントナイト鉱床より採取した不撹乱試料並びに再構成試料の圧密試験結果から得 られた弾塑性パラメータを図 3-23および表 3-11に示す。本研究では、圧縮指数、膨潤指数を変 動幅で表現している。















図 3-23 圧縮指数、膨潤指数の変動域

	圧縮指数	膨潤指数
最大値	0.163	0.079
最小值	0.112	0.057

表 3-11 弾塑性パラメーター覧

(2) 荷重履歴

澤田²⁶⁾は、試料採取したベントナイト層の応力履歴に関して、現在の層厚、間隙比、及び地質 年代、堆積速度等から「埋積厚さ」という表現で応力履歴について考察している。図 3-24に試料 採取した地層の埋積厚さの変動状況を示す。この図は、澤田が表で示したデータをグラフ化した ものである。

この図より、採取地層のベントナイトは1520万年前に海底で堆積し、1050万年前より隆起浸 食受けて現在に至っていると推定される。

本研究では、埋積厚さの変動を地層の単位堆積重量を一様に =2.0g/cm³とし、上載荷重として 荷重履歴を推定した。

求めた荷重履歴の変動を図 3-25に示す。

JNC TJ8440 2004-011



図 3-24 埋積厚さの変動状況



図 3-25 採取地層の推定荷重履歴

図 3-25に示すように、採取地層の応力履歴を 10 ステップに分割し、step1 から step5 までを 載荷過程、step6 から step10 までを除荷過程とする。

表 3-12に各ステップの地質年代と推定した載荷応力を示す。

step	堆積初期	step1	step2	step3	step4	step5	step6	step7	step8	step9	step10
地質年代(Ma)	15.2	14.9	13.8	13.1	11.3	10.5	9.9	8.5	6	3	0
応力(MPa)	0	0.89	2.68	4.59	6.36	8.25	6.9	5.9	4.2	2.3	0.2

表 3-12 採取地層の地質年代と応力

(3) 鉱床ベントナイトの初期密度の推定

(i) 推定方法

表 3-3に示す凍結サンプリングにより採取した不撹乱試料の物理特性より得られる間隙比と平成 15 年度の研究 ⁴⁾より得られる地質年代を表 3-13に示す。

		T-11 層 ^{*1}
土粒子密度	(g/cm3)	2.558
含水比	(%)	31.0
間隙比		0.803
地質年代	$(\times 10^{6} y)$	15.2

表 3-13 地層概要

*1:T-11層:凍結サンプリングにより採取したベントナイトの地層番号

陶野²⁷⁾は、一般的な土質材料に対して、間隙比と地質年代の関係を示している。この関係は過 去の応力条件・環境条件に依らず地質年代により地層の密度が概ね推定可能なことを示している。

陶野が示した関係図に表 3-13の結果を併せて図 3-26に示す。ベントナイト鉱床より採取した 試料の密度は、陶野の関係より推定される密度より若干高めにあるものの、他のデータのばらつ きを考慮すればほぼ陶野が示す関係図より想定される近似直線により評価が可能と考えられる。 従って、膨潤性を有するベントナイトにおいても、一般土質材料と同様に地質年代により地層の 密度を概略推定が可能である。

以上より、ベントナイトのナチュラルアナログ評価に用いる初期状態の密度の算定には、陶 野が示す関係図より推察される近似式を用いて推定した。



図 3-26 地質年代における間隙比(陶野に加筆)

(ii) 初期密度

関口 - 太田モデルによる逆解析に用いる初期密度として、本研究では表 3-12に示す載荷過程の 各 step の状態を初期状態と仮定し、パラメータとして用いた。

図 3-26に示す想定近似式より step 毎の地質年代に対応するベントナイトの密度を算定した。

step	堆積初期	step1	step2	step3	step4
地質年代(Ma)	15.2	14.9	13.8	13.1	11.3
経過年数(y)	1	300000	1400000	2100000	3900000
間隙比	4.395	1.324	0.949	0.850	0.700

表 3-14 逆解析に用いる初期密度

3.2.4 逆解析結果

鉱床ベントナイトの堆積過程の逆解析は、図 3-26に示す結果より、膨張性を示すベントナイト も陶野の想定近似式に準じ、概略堆積過程を変遷してきたものと仮定し実施した。

逆解析は、図 3-18に示すように、まず堆積過程の除荷過程をシミュレーションし、次に任意の

初期状態より堆積過程をシミュレーションすることで載荷過程終了時の密度の再現性がとれる二次圧密係数を算出した。

(1) 除荷過程

除荷過程は関ロ-太田モデルの(3-5)式を用いて、現在の密度より載荷最終状態の密度を逆解析で 算出した。

入力パラメータについては、凍結サンプリングにより採取した不撹乱試料の密度試験結果、並 びに算定した荷重履歴より以下に示す様に設定した。

項目	入力値
現在の密度 , e	0.803
現在の載荷応力,P(MPa)	0.2
載荷過程終了時の応力,P₂(MPa)	8.25
膨潤指数 , max	0.079
膨潤指数 , min	0.056

表 3-15 除荷過程の検討に用いた入力パラメータ

関口-太田モデルの(3-5)式において、載荷過程終了時(P₂=8.25MPa)の間隙比をe₂とすると、

min=0.056 の時 e2 = 0.591

となる。この結果を陶野の関係式に当てはめた結果を図 3-27に示す。



図 3-27 除荷過程のシミュレーション結果

陶野の想定近似式で算出した堆積過程終了時(t₂=4700000 年)の間隙比は 0.654 であり、現 在の状態から関口-太田モデルで推定した結果、陶野が示す想定近似式と概ね相関が確認出来た。 これより、図 3-26に示す結果において、現在の状態が陶野の示す想定近似式より若干のズレが生 じている要因には、除荷過程におけるベントナイトの膨潤特性が起因しているものと考えられる。

以上より、まず除荷過程を再現した結果、載荷過程終了時の状態は陶野が示す関係図に対応す る状態にあることがわかり、従って、載荷過程においては堆積初期より想定近似式に準じ推移し ていくもと仮定した。

載荷過程の検討では、載荷過程終了時の状態は陶野の関係図より想定した近似式より算出した 密度を用いるもととする。

(2) 載荷過程

任意に設定した初期状態(epo)より、載荷過程終了時の密度へ推移する流れを図 3-28に模式 図的に示す。堆積過程を圧密現象で表現した場合、図 3-28(c)に示しているように一次圧密による 変位と二次圧密による変位により載荷過程終了時に至ることになる。

図 3-28の様に堆積過程を圧密現象で評価した場合、任意の初期状態 epo から tp1 時の状態 ep1

までの変位は関口-太田モデルの(3-6)式によると、

$$\varepsilon_{v} = \frac{\lambda}{1 + e_{P_{o}}} \ln \frac{P_{1}}{P_{0}} + \alpha \ln \frac{t_{1}}{t_{0}}$$
(3-9)

で表される。

ここで一次圧密終了時間 to は、以下に詳述するように排水距離によって異なる。今、圧密係数 を *c*_v、排水距離を *H*とし、一次元圧密試験の添え字を *1*、逆解析モデルの添え字を *p*とすると圧 密に対する時間を無次元化した時間係数 *T*_vに関して次の関係が得られる。

$$T_{v} = \frac{c_{v}t_{c1}}{H_{1}^{2}} = \frac{c_{v}t_{P0}}{H_{P0}^{2}}$$
(3-10)

本研究で実施した不撹乱試料の一次元圧密試験より、

 $H_1 = 0.5 cm$

t_{c1} = 500min

と設定した。

また、逆解析モデルの排水距離は、現在のベントナイト層厚が 5.0m であることより、

 $H_0 = 2.5m$

とする。

よって、逆解析モデルの一次圧密終了時間 to は以下のように計算される。

$$t_0(\min.) = 500 \frac{H_0^2}{0.005^2}$$

to 240 \Pi

最終状態(ここでは、載荷過程終了時)到達までの推移時間 t₁は、次の様に表現される。

$$t_1 = t_0 + (t_{P1} - t_{P0}) \tag{3-11}$$

(3-9)式に入力する荷重については、図 3-25に示す応力履歴において、堆積初期より載荷過程終

了時までの関係を簡略 $P = a \cdot t$ で表すと、任意の初期状態 tpo および載荷過程終了時 tpi における 載荷応力は以下の様に表される。

$$P_1 = a \cdot t_{P_1}$$
 (3-12)

$$P_0 = a \cdot t_{P0} \tag{3-13}$$

$$\frac{P_1}{P_0} = \frac{a \cdot t_{P1}}{a \cdot t_{P0}} = \frac{t_{P1}}{t_{P0}}$$
(3-14)

さらに、陶野の関係図より想定する近似式よりその傾きを とすると、 は次式で表される。

$$\beta = \frac{e_{P0} - e_{P1}}{\ln(t_{P1}/t_{P0})}$$

$$\ln \frac{t_{P1}}{t_{P0}} = \frac{e_{P0} - e_{P1}}{\beta}$$
(3-15)

陶野の想定近似式と応力履歴を関連づけた場合、(3-14)式と(3-15)式より、

$$\ln\frac{t_{P1}}{t_{P0}} = \ln\frac{P_1}{P_0} = \frac{e_{P0} - e_{P1}}{\beta}$$
(3-16)

が成り立つ。そこで、(3-9)式に(3-11)式、(3-16)式を代入すると、

$$\varepsilon_{v} = \frac{e_{P0} - e_{P1}}{1 + e_{P0}} = \frac{\lambda}{1 + e_{P0}} \ln \frac{P_{1}}{P_{0}} + \alpha \ln \frac{t_{1}}{t_{0}}$$

$$\frac{e_{P0} - e_{P1}}{1 + e_{P0}} = \frac{\lambda}{1 + e_{P0}} \cdot \frac{e_{P0} - e_{P1}}{\beta} + \alpha \ln \left(1 + \frac{t_{P1} - t_{P0}}{t_{0}}\right)$$

$$\frac{e_{P0} - e_{P1}}{1 + e_{P0}} \left(1 - \frac{\lambda}{\beta}\right) = \alpha \ln \left(1 + \frac{t_{P1} - t_{P0}}{t_{0}}\right)$$
(3-17)

となり、二次圧密係数 は次式で表される。

$$\alpha = \frac{\frac{e_{P0} - e_{P1}}{1 + e_{P0}} \left(1 - \frac{\lambda}{\beta}\right)}{\ln\left(1 + \frac{t_{P1} - t_{P0}}{t_0}\right)}$$
(3-18)

(3-18)式において、変数は ePo、tPo であり、二次圧密係数 は初期状態に依存することがわかる。



 ここに、
 t_{P0}: 任意の時間(初期状態)
 e_{P0}: t_{P0}時の間隙比(初期状態)

 t_{P1}: 任意の時間(ここでは、載荷過程終了時の時間とする。)
 e_{P1}: t_{P1}時の間隙比

 P0: t_{P0}時の載荷応力
 P1: t_{P1}時の載荷応力

 t₀: -次圧密終了時間
 t₁: 最終状態到達までの推移時間

図 3-28 載荷過程シミュレーション模式図

表 3-16に載荷過程の逆解析に用いた入力パラメータを示す。

-= -=	
項 目	入刀値
tp0	表 3-14より
e po	表 3-14より
Po	$P_0=1.755 \times 10^{-6} \times t_{P0}$
t _{P1}	4700000
e _{P1}	0.654
P1	8.25
一次圧密終了時間 , to	240
	0.2435
圧縮指数 , max	0.163
圧縮指数 , min	0.112

表 3-16 載荷過程の検討に用いた入力パラメータ

表 3-14に示す各 step における状態を初期状態とし、載荷過程最終時の密度を満足する二次圧 密係数 を(3-18)式に基づき算出した結果を表 3-17、図 3-29に示す。

これによると、二次圧密係数 は、1.1×10⁻³~3.8×10⁻²と幅を持って表すことができる。ただ し、上述したように、この結果は堆積過程を圧密現象のみで評価した結果であり、堆積過程初期 の状態から載荷最終時までを二次圧密係数で表現した場合必然的に大きく生じると思われる。

従って、上記手法により算出した二次圧密係数の緩衝材の長期的な将来挙動評価への適用につ いては、どの状態を初期状態として算出した結果を用いるか検証が必要となってくる。

			初期状態		
地質年代 t (年)	1 年	step1	step2	step3	step4
	1	300000	1400000	2100000	3900000
間隙比	4.395	1.324	0.949	0.850	0.700
_{max} 時の	0.0232	0.0097	0.00525	0.00377	0.00109
_{min} 時の	0.0379	0.0159	0.00858	0.00616	0.00178

表 3-17 応力履歴のシミュレーション結果一覧



図 3-29 応力履歴のシミュレーション結果(二次圧密係数, の変動)

3.2.5 結果の検証

ナチュラルアナログ評価により、緩衝材の長期的な将来挙動評価に用いるための二次圧密係数 を推定し、提案するために上記示した結果の傍証を行った。

手法としては、一次元圧密試験結果より二次圧密係数を評価する方法と既往の研究成果と比較する方法で行った。

(1) 圧密試験結果による二次圧密係数の算定

二次圧密係数 の設定方法は、基本的には関口 - 太田モデルで提案されている設定方法と同じ であるが、多段階圧密試験による 1step の載荷終了直前の短期の ln*t*-v関係から設定した。 二次圧密係数 は二次圧密領域の ln*t*-vの関係より次式により算出出来る。

$$\alpha = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \ln t} \tag{3-19}$$

二次圧密係数の算出に用いた step は、正規圧密挙動領域内である step8 載荷における試験結果 とし、二次圧密領域内と考えられる載荷 40 時間以降のデータを下に算出している。

図 3-30から図 3-32に体積ひずみの経時変化を示す。圧密試験短期の ln *t*-v関係から求められる二次圧密係数は、各試料ともほぼ同等な値を示しており、 =1.2 ~ 1.3 × 10-³ となっている。この値は、緩衝材の降水系の多段階載荷圧密試験から求めた二次圧密係数 =1.2 × 10-³ と変わらな

い結果であった。また、再構成試料と不撹乱試料での二次圧密係数が変化しないことより、二次 圧密係数は密度が同一条件であれば、過去に受けた応力条件に関係なく、密度により一義的に定 まると考えられる。



図 3-30 BR 試料の step8 における Int- v関係







図 3-32 凍結試料の step8 における Int- 、関係

(2) 既往の研究成果との比較

石井ら²⁸⁾は、沖積粘土及び洪積粘土の長期圧密試験より、二次圧密係数 C 。と初期間隙比の関係を図 3-33に表している。



図 3-33 初期間隙比と二次圧密係数 C。との関係(石井ら)

石井らは、二次圧密係数の定義として次の式を用いて算出している。

$$C_{ce} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$
(3-20)

これより、C と(3-19)式に示すの関係は次の通りとなる。

$$C_{\alpha e} = \frac{\ln t}{\log t} (1 + e_0) \cdot \alpha \tag{3-21}$$

(3-21)式より、堆積過程の逆解析より算出した二次圧密係数 を C 。へ変換し、表 3-18に示す。

	初期状態				
地質年代 t (年)	1年	step1	step2	step3	step4
. (1)	1	300000	1400000	2100000	3900000
間隙比	4.395	1.324	0.949	0.850	0.700
_{max} 時C _e	0.2882	0.052	0.0236	0.0161	0.00426
_{min} 時C _e	0.4707	0.0849	0.0385	0.0263	0.00697

表 3-18 二次圧密係数 C。への変換結果

表 3-18に示す結果を石井らが示した関係に当てはめ、図 3-34に示す。結果を見ると、間隙比 で1より大きな状態を初期状態と仮定して算出した二次圧密係数は、石井らが示す関係と大きく 乖離しているものの、初期の状態が密になるにつれ二次圧密係数 C 。は小さくなる傾向は等しく なっている。密度が小さな状態におけるベントナイトの二次圧密係数が大きく生じているのは、 ベントナイト特有の膨張性が起因しているものと考えられる。また、本研究では、堆積過程を圧 密現象のみで評価しているため二次圧密係数が大きく生じる可能性も考えられる。



図 3-34 初期間隙比と二次圧密係数の関係(石井らに加筆)

(3) 提案する二次圧密係数

既往の研究成果並びに本研究で算出した二次圧密係数の傾向から判断すると、二次圧密係数は 過去に受けた応力条件に関係なく密度に依存する傾向にあることより、緩衝材の長期的な挙動評 価に用いる二次圧密係数としては、緩衝材の設計密度に対応する値を採用することが適切と考え る。

2000 年レポート¹⁾によると、緩衝材の設計密度は e=0.68 である。そこで、緩衝材の設計密度 を初期状態として逆解析により二次圧密係数を算出した場合、以下の通りになる。

max = 0.163 の時= 6.72 × 10-4min = 0.112 の時= 1.1 × 10-3

*逆解析に用いる入力項目

 $P_0 = 7.42 \text{ MPa}$

t₀ = 4225000 年

以上より、ナチュラルアナログ評価により、緩衝材の長期的な挙動予測に用いる二次圧密係数 としては、 = 6.72×10⁻⁴~1.3×10⁻³を提案する。 3.3 まとめ

平成 15 年度の研究結果 4)では、長期圧密試験結果より算出される保守側の二次圧密係数を使用 し、構成モデルにより緩衝材の長期力学挙動を予測した場合、現実的な挙動とは考えにくい結果 となった。一般的に地盤工学では上載荷重により密度は増加するものの、ある値以上にならず圧 縮量も収束するものと考えられる。

本研究では、このような推測を検討するために、高応力下で長期に圧密作用を受けたベントナ イト鉱床より不撹乱状態で試料を採取し、密度試験並びに圧密試験結果を基に、力学的な観点か らのナチュラルアナログ評価を実施し、緩衝材長期圧縮量の限界値並びに構成モデルパラメータ の妥当性について検討した。その結果を以下に示す。

ベントナイト鉱床の状態(土粒子密度,地質年代)を陶野の関係図より想定される近似式に 当てはめた場合、ベントナイトも通常の土質材料と変わらず、地質年代と間隙比の関係で評 価が可能である。

原位置より採取した不撹乱試料並びに再構成試料の圧密試験の結果、弾塑性パラメータを以下の様に幅を考慮し示した。

圧縮指数: =0.112~0.163

膨潤指数: <u>=0.057~0.079</u>

ベントナイト鉱床の堆積過程を関ロ-太田モデルにより逆解析した結果、緩衝材の長期的な将 来挙動予測に用いるパラメータとして、以下の通り提案する。

 $= 6.72 \times 10^{-4} \sim 1.3 \times 10^{-3}$

以上より、長期圧密試験結果より二次圧密の加速挙動を考慮し設定した二次圧密係数 1.0× 10⁻²は、過度に保守的である可能性が高いと考えられる。 JNC TJ8440 2004-011

4 海水系地下水環境における降水系評価モデルの適用性評価

処分事業においては今後実施される概要調査に向けて、海水系地下水環境においても降水系環 境と同様な評価モデルにおいて緩衝材の長期挙動予測が可能かどうかを確認する必要がある。そ こで、降水系と同様な力学試験を実施し、海水系環境におけるベントナイトの力学挙動について 検討した。次に、2章において選定された2つの評価モデル(関ロ-太田モデル、足立-岡モデ ル)に必要な力学パラメータを設定し、海水系地下水環境におけるオーバーパックの沈下挙動解 析を実施し、降水系環境における結果との比較を行った。

4.1 多段階圧密試験

4.1.1 試験条件および手順

試験は、乾燥密度 ∉1.6 Mg m⁻³のケイ砂混合体(ケイ砂混合率 *Rs*=30wt%)材料を対象とした。ケイ砂材料および配合は、3号15wt%、5号15wt%である。

試験溶液は、ASTM法により作成した人工海水を間隙水とした。人工海水の組成を表 4-1に 示す。

供試体の作成方法は、2章の長期圧密試験供試体の作成方法と同じである。供試体セット後、 給水により発生する膨潤応力がほぼ一定になった時点を初期条件とし、19.6MPa まで8 段階で荷 重を載荷し、その後、初期膨潤応力相当まで4 段階で除荷し、再び19.6MPa まで4 段階で再載 荷した。各段階の載荷応力は対数軸上で載荷応力の間隔が等しくなるよう設定した。また、各載 荷段階での圧密終了は3t法¹⁰により判断した。試験方法、手順などは基本的に地盤工学会基準 JGS T411¹⁰に準拠しているが、上記載荷応力などについて若干の変更を行った。

試験条件を表 4-2、表 4-3に示す。また、一次元圧密試験の試験手順を図 4-1に示す。

-113-

成分	濃度[ppm]
Cl	19,990
SO4 ²⁻	2,768
HCO ⁻	144
F ⁻	1.4
Br⁻	69
BO ₃ ³⁻	26
Na⁺	11,028
K⁺	397
Ca ²⁺	418
Mg ²⁺	1,328
Sr ²⁺	61
pН	7.58 ~ 8.07

表 4-1 ASTM法による人工海水の組成

表 4-2 供試体条件、計測項目、試験条件

	材料	ケイ砂混合ベントナ	トイト		
	配合比	ベントナイト	クニゲルV1(重量比:70wt%)		
		ケイ砂	3号(重量比:15wt%)		
供封休什样			5号(重量比:15wt%)		
洪武仲江脉	寸 法	直径 60mm×高さ h20mm			
	初期乾燥密度 _d [Mg m ⁻³]	1.6			
	初期間隙比 e [-]	0.676			
	初期含水比 [%]	7.0			
計測項日	軸荷重	ロードセル(容量2	20kN;2400µ/full)		
可则項口	軸変位	高感度变位計(容量 10mm;1000 µ / full)			
	試験溶液	人工海水			
计睑夕件	温度	23 一定制御			
武 陵 示 1十	載荷条件	表 4-3参照			
	供試体本数	1本			

表 4-3 各 step の載荷条件

載荷過程

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	Step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力	0.61	1.00	1.64	2.69	4.42	7.27	11.93	19.60
	0.37								

除荷過程

載荷 step	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	7.27	2.69	1.00	0.37

再載荷過程

載荷 step	step r1	step r2	Step r3	step r4
載荷応力(MPa)	1.00	2.69	7.27	19.60



図 4-1 一次元圧密試験の試験手順

4.1.2 試験結果

(1) 圧縮成型

粉末状のクニゲル V1 試料とケイ砂をよく撹拌し、一軸圧縮試験機を用いて側方拘束条件で圧 縮成型することにより、圧密試験に用いる供試体を作成した。圧縮成型圧は約 6.8MPa であった。 それぞれの供試体の最大成型圧と各供試体の乾燥重量、乾燥密度および間隙比を表 4-4に示す。

最大成型圧 (MPa)	6.8
載荷前乾燥重量 (g)	92.2
載荷前乾燥密度 (Mg m ⁻³)	1.63
載荷前有効粘土密度 (Mg m ⁻³)	1.40
圧密前間隙比	0.642

表 4-4 各供試体の最大成型圧と初期間隙比

注)間隙比の計算ではクニゲル V1 の真比重を 2.7 Mg m⁻³、ケイ砂の真比重を 2.64 Mg m⁻³とした。

(2) 膨潤過程

圧密を行う前に圧縮成型した供試体に、人工海水による給水を行い飽和させた。飽和時は加圧 板を固定して変形を拘束し、軸方向の荷重をロードセルにより測定した。給水開始後、各供試体 には膨潤応力が発生した。各供試体に発生した膨潤応力の経時変化を図 4-2に示す。図より、給 水直後から膨潤応力は上昇していき、0.4MPa 程度のピークに達した後若干低下し、再度上昇し た後約 50 時間経過後、約 0.37MP でほぼ一定となった。約 360 時間経過時において、供試体は ほぼ飽和したと判断し、圧密試験に移行することとした。



図 4-2 膨潤応力の経時変化

(3) 圧密沈下量の経時変化

(i) 載荷過程

圧密試験では、膨潤応力から 19.6MPa まで 8step に分けて表 4-3に示す圧密応力を軸方向に載荷した。膨潤応力は(2)項に示すように約 0.37MPa であったため、これを初期膨潤応力として各 step の載荷応力を設定した。各 step での圧密終了は 3t 法により確認した。

各 step に要した載荷軸応力と載荷時間を表 4-5に示す。各 step の載荷時間は約 93~173 時間 である。

各載荷 step での供試体の圧密沈下量の経時変化(時間軸は対数軸としている)を図 4-3~図 4-10にそれぞれ示す。また、各 step の初期値は前 step の最終沈下量としているため、各 step の

沈下量の合計が累積沈下量に相当する。表 4-6に、各 step の沈下量と累積沈下量を示す。

最初の step は載荷応力の変化が小さかったことから変形量がかなり小さく、ほとんど変形しな かったが、それ以降の各 step では圧密沈下量と時間の関係の傾向はほぼ同じであり、一般の粘土 の圧密現象と同様な関係となっていることがわかる¹⁰⁾。また、圧密の前半では一次圧密が生じ、 一次圧密が終了した後も二次圧密に相当すると考えられる経過時間の対数にほぼ比例する沈下が 認められる。二次圧密挙動については次項で詳細に検討する。

								,		
載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	step6	step7	step8	Total
載荷応力(MPa)	膨潤応力 0.37	0.61	1.00	1.64	2.69	4.42	7.27	11.93	19.60	載荷時間 (hour)
載荷時間 (hour)		117	89	102	173	137	121	93	123	953

表 4-5 各載荷 step の載荷応力と載荷時間(載荷過程)

*幌延地下水供試体の載荷応力



図 4-3 圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step1:膨潤応力 0.61MPa)



図 4-4 圧密沈下量と時間 (log t)の関係 (載荷 step2:0.61 1.00MPa)



図 4-5 圧密沈下量と時間 (log t)の関係 (載荷 step3:1.00 1.64MPa)



図 4-6 圧密沈下量と時間 (log t)の関係 (載荷 step4:1.64MPa 2.69MPa)



図 4-7 圧密沈下量と時間 (log t)の関係 (載荷 step5:2.69MPa 4.42MPa)



図 4-8 圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step6:4.42MPa 7.27MPa)



図 4-9 圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step7:7.27MPa 11.93MPa)



図 4-10 圧密沈下量と時間(log t)の関係(載荷 step8:11.93MPa 19.60MPa)

載荷 step	初期	step1	step2	step3	step4	step5	step6	step7	step8
載荷応力(MPa)	膨潤応力 0.37	0.61	1.00	1.64	2.69	4.42	7.27	11.93	19.60
圧密沈下量 (mm)	0	0.009	0.301	1.004	0.869	0.360	0.618	0.545	0.473
	0	0.009	0.310	1.354	2.223	2.584	3.202	3.747	4.220

表 4-6 各載荷 step の沈下量と累積沈下量(載荷過程)

*幌延地下水供試体の載荷応力

[上段:各 step 沈下量 下段:累積沈下量]

(ii) 除荷過程

供試体に 19.6MPa まで圧密応力を載荷した後、4step に分けてもとの膨潤応力にほぼ等しい 0.37MPa まで除荷を行った。各 step での載荷軸応力と除荷時間を表 4-7に示す。各 step におけ る除荷時間は約 164 ~ 383 時間である。

各載荷 step での圧密沈下量(リバウンド量)の経時変化(時間軸は対数軸としている)を図 4-11 ~ 図 4-14に示す。また、各 step の初期値は前 step の最終沈下量としているため、載荷最終 step の沈下量と各 step の沈下量(リバウンド量)の合計が累積沈下量に相当する。表 4-8に各 step の沈下量(リバウンド量)と累積沈下量を示す。

載荷 step	初期	step u1	step u2	step u3	step u4	Total
載荷応力(MPa)	19.6	7.27	2.69	1.00	0.37	載荷時間 (hour)
載荷時間 (hour)		164	186	306	383	1039

表 4-7 各載荷 step の載荷応力と載荷時間(除荷過程)



図 4-11 圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u1:19.6MPa 7.27MPa)



図 4-12 圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u2:7.27MPa 2.69MPa)



図 4-13 圧密沈下量と時間(log t)の関係(除荷 step u3:2.69MPa 1.00MPa)





表 4-8 各載荷 step の沈下量と累積沈下量(除荷過程)

載荷 step	初期	step u1	step u2	step u3	step u4
載荷応力(MPa)	19.6	7.27	2.69	1.00	0.37
互宓沈下昙 (mm)		-0.199	-0.368	-0.589	-0.655
/⊥缶//↓↑里(ⅢⅢ)	4.220	4.022	3.654	3.065	2.410

[[]上段:各 step 沈下量 下段:累積沈下量]

(iii) 再載荷過程

膨潤応力まで除荷した後に、再び 19.6MPa まで 4step に分けて再載荷を行った。各 step での 載荷軸応力と載荷時間を表 4-9に示す。1step の載荷時間は約 95~161 時間である。

各載荷 step での供試体の沈下量の経時変化(時間軸は対数軸としている)を図 4-15~図 4-18 に示す。また、各 step の初期値は前 step の最終沈下量としているため、除荷最終 step の沈下量 と各 step の沈下量の合計が累積沈下量に相当する。表 4-10に各 step の沈下量と累積沈下量を示す。

表 4-9 各載荷 step の載荷応力と載荷時間(再載荷過程)

載荷 step	初期	step r1	step r2	step r3	step r4	Total
載荷応力(MPa)	0.37	1.00	2.69	7.27	19.60	載荷時間 (hour)
載荷時間 (hour)		127	137	161	95	520



図 4-15 **圧密沈下量と時間(**log t)の関係(再載荷 step r1:0.36MPa 0.98MPa)







図 4-17 **圧密沈下量と時間(**log t)の関係(再載荷 step r3:2.66MPa 7.22MPa)



図 4-18 圧密沈下量と時間(log t)の関係(再載荷 step r4:7.22MPa 19.6MPa)

載荷 step	初期	step r1	step r2	step r3	step r4
載荷応力(MPa)	0.36	1.00	2.69	7.27	19.60
LI LI LI LI LI LI LI LI LI LI LI LI LI L		0.171	0.467	0.634	0.646
圧電ル下里 (ⅢⅢ)	2.410	2.581	3.048	3.681	4.327

表 4-10 各載荷 step の沈下量と累積沈下量(再載荷過程)

[上段:各 step 沈下量 下段:累積沈下量]

(4) e-logp 関係(間隙比-圧密応力関係)

圧縮成型後の供試体の重量とベントナイト、ケイ砂の土粒子密度より、次式によって各 step の 間隙比 e(-)を算出した。

$$e = \frac{V_{step}}{V_s} - 1 = \frac{V_{step}}{V_{s-bent} + V_{s-soil}} - 1 = \frac{V_{step}}{\frac{W_{s-bent}}{\rho_{s-bent}} + \frac{W_{s-soil}}{\rho_{s-soil}}} - 1$$
(4- 1)

ここで、 V_{step} は各載荷 step 終了時の供試体体積、 V_s は土粒子体積で、ベントナイトの土粒子体積 V_{s-bent} とケイ砂の土粒子体積 V_{s-soil} の和である。このうち V_{s-bent} はベントナイト重量 W_{s-bent} と ベントナイト土粒子密度 ρ_{s-bent} から求め、 V_{s-soil} はケイ砂重量 W_{s-soil} とケイ砂土粒子密度 ρ_{s-soil} か ら求めた。なお土粒子密度は、 $\rho_{s-bent} = 2.7$ (Mg m⁻³)、 $\rho_{s-soil} = 2.64$ (Mg m⁻³)とした。

各 step の載荷応力(圧密応力) p と間隙比 e の関係(e-logp 関係)を図 4-19に示す。図には 降水系の結果および幌延地下水、NaCl 水溶液の結果も併せて示している ⁵⁾²⁹⁾。

図より、載荷過程は step5 が変曲点となっているが、全体的には他の試験溶液条件とほぼ同一の関係を示しているといえる。

除荷・再載荷過程では、20MPa 載荷時からの相対的な変形の戻りが総じて降水系よりも小さく、 0.2mol l⁻¹供試体や幌延地下水供試体と近い挙動を示す。また、除荷・再載荷による *e*-log*p* 曲線 のヒステリシスも降水系よりも小さい。一般的な粘土材料は圧密除荷時の変形は弾性変形であり、 *e*-log*p* 関係はほぼ直線的になるが、ベントナイト材料は除荷が進むとそれに加えて膨潤による変 形も加わり、下に凸のラインを描く。降水系供試体の圧密除荷時の膨潤変形量は、小峯らにより 提案されている膨潤評価式³⁰⁾から求められる膨潤変形量とよく整合しているという結果も得られ ている³¹⁾。膨潤圧(変形量)が小さい塩水系供試体ではこの傾向が降水系供試体に比して小さい ため、除荷時の勾配が降水系に比して小さくなったものと考えられる。



4.2 圧密非排水三軸圧縮試験

JNC では人工海水を用いた圧密非排水三軸圧縮試験を実施している。試験溶液として表 4-1に 示したものと同等な人工海水を用い、有効拘束圧 1.0MPa、2.0MPa、3.0MPaの3ケースの試験 を実施している。平均有効応力と軸差応力の関係(応力経路)を図 4-20に示す。



図 4-20 人工海水を用いた圧密非排水三軸圧縮試験結果(応力経路)

4.3 構成モデルおよびパラメータの設定方法

4.1、4.2項の試験結果に基づき、人工バリアの長期力学安定性評価シミュレーション解析に用いる構成モデルおよび力学パラメータの設定を行った。

4.3.1 構成モデル

降水系環境での検討では、関ロ - 太田モデル、足立 - 岡モデルを適用し、種々の要素試験、模型試験シミュレーションを行っており 4)、2章でも両構成モデルを前提としたパラメータの妥当 性検討、シミュレーション解析の実施を行っている。両モデル共適用性が高いことが明らかとさ れており、本検討でも両構成モデルを用いることとした。構成モデル理論に関する詳細は 2.2.1 ~2.2.3 項に示すとおりである。

4.3.2 パラメータの設定

(1) 圧縮指数、膨潤指数

圧縮指数 *Cc*、膨潤指数 *Cs*は一次元圧密試験の *e*-log*p*曲線より求まる。また、自然対数上の *e*-ln*p* 関係から求まる勾配をそれぞれ、とすると、=0.434*Cc*、=0.434*Cs*である。

図 4-19より、正規圧密過程の勾配(圧縮指数)は、他の試験溶液条件の結果とほぼ変わらないため、降水系の圧縮指数(*Cc*=0.27、 =0.117)を用いるのが妥当である。

また、除荷・再載荷過程の勾配(膨潤指数)は、19.6MPa 載荷時の点と膨潤圧(0.37MPa)時の 点を結んだ勾配とし、*Cs*=0.09、 =0.039 と設定した。図 4-21に *e*-log*p* 曲線と設定した圧縮指 数 *Cc*、膨潤指数 *Cs* を示す。



図 4-21 e-logp 曲線と圧縮指数、膨潤指数
(2) 限界状態パラメータ、ポアソン比

限界状態パラメータMは非排水三軸圧縮試験から得られた応力履歴曲線の破壊線の勾配から求められる。図 4-20より、*M*=0.65と設定した。

ポアソン比 は、降水系供試体では三軸圧縮試験、クリープ試験結果の総合的判断から、せん 断剛性 G_0 を一定値とし、 G_0 と から次式によって求めている。 =0.069のケースではポアソン 比 =0.001 である。本研究では降水系供試体と同じ G_0 であると仮定し、(4-2)式中の $(1-2\nu)/\kappa(1+\nu)$ が =0.069、 =0.001の場合と同じ、すなわち 14.4 になるようにポアソン比を設 定した。 =0.039 であるので =0.172 となる。

$$G_{0} = \frac{3(1+e_{0})(1-2\nu)}{2\kappa(1+\nu)}\sigma_{m}'$$
(4- 2)

(3) 粘性パラメータ

粘性パラメータの設定方法は、各構成モデルで提案されている設定方法が異なる。関口 - 太田 モデルでは、圧密試験による二次圧密挙動の経時変化により設定する方法が提案され、足立 - 岡 モデルでは、ひずみ速度の異なる非排水三軸圧縮試験結果から設定することを提案されている。 本研究では圧密試験データしか得られていないため、粘性パラメータは4.1項でまとめた一次元圧 密試験により設定することとした。

一例として一次元圧密試験 step6 の載荷終了直前の直線関係となる ln*t*-,関係と近似直線を図 4-22に示す。図中の近似直線の傾きが二次圧密係数 に相当する。同様にして求めた各載荷ステ ップの二次圧密係数 を図 4-23に示す。図には、幌延地下水、NaCl 水溶液の結果も併せて示し ている²⁹⁾。図より、step3、step4 で大きな二次圧密係数となっているが、他の step では幌延地 下水、NaCl 水溶液の結果と同様の傾向である。従って、人工海水の二次圧密係数は、幌延地下水、 NaCl 水溶液と同等の 1.2×10⁻³ と設定した。

初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 は 2.2.4(2)(i)項に示すように求められる。ここで、一次元圧密試験における排水距離 H_1 は、供試体の長さが 2cm で上下面での排水となるので 1cm である。また、一次元圧密試験による一次圧密終了時間 t_{cl} は降水系の結果と異なるため、試験結果より 20.0hr.と設定した。したがって、解析対象の一次圧密終了時間 t_{cp} は次式によって計算される。

$$t_{cp}(hr.) = 20.0 \frac{H_p^2}{1^2}$$
(4-3)

ただし2章に示すように、降水系の長期圧密試験結果ではある時点から二次圧密係数が増加傾 向にあり、これを考慮した粘性パラメータを設定しており、この挙動が塩水系供試体にも現れる とすれば今回の設定値は危険側となる。したがって、塩水系供試体についても長期圧密試験を実 施し、より詳細に粘性挙動を把握した上でパラメータの設定を行うことが望ましい。



図 4-22 step6 における Int- v 関係



図 4-23 各載荷ステップの二次圧密係数

(4) 解析パラメータまとめ

以上、設定した力学パラメータを一覧として表 4-11にまとめる。表には、2章で検討した降水

系パラメータ(圧密試験より設定されたパラメータのみ)、幌延地下水、NaCl 水溶液の結果²⁹⁾ も併せて示す。

		<u>弹塑性/</u>	<i>【ラメータ</i>				
項目	圧縮指数	膨潤指数	ポアソン比	限界状態 パラメータM			
単位	-	-	-	-			
人工海水パラメータ	0.117	0.039	0.172	0.65			
0.2mol I-1 海水系パラメータ 幌延地下水	0.117	0.043	0.144	0.63			
0.8mol I-1		0.026	0.263				
降水系パラメータ	0 117	0.069	0.001	0.63			
	0.117	0.040	0.166	0.00			
備考		降水系パラメータは圧 密試験の除荷、再載 荷過程より3種類設定	初期せん断剛性G₀が 各 に対して一定に なるように設定				
	<u>粘性パラメータ</u>						
	関口 - 太	、田モデル	足立 - 岡モデル				
項目	二次圧密係数	初期体積 ひずみ速度	粘性パラメータm'	粘性パラメータC			
単位	-	h ⁻¹	-	h ⁻¹			
人工海水パラメータ	1.2 × 10 ⁻³	/t _c					
0.2mol I-1 海水系パラメータ <mark>幌延地下水</mark> 0.8mol I-1	1.2 × 10 ⁻³	/t _c	$m' = \frac{\lambda - \kappa}{\alpha(1 + e_{0})}$	$C = \frac{\dot{v}_0}{M}$			
降水系パラメータ	B1:2.0 × 10 ⁻³ B2:1.0 × 10 ⁻²	/t _c	(0)				
備考	降水系は、圧密試験 より求めたパラメータ のみ記載 B1:現実的パラメータ B2:保守的パラメータ	t _c :一次圧密終了時間					

表 4-11 人工海水力学パラメーター覧

4.4 人工バリアの長期力学挙動への影響検討

前項において設定されたパラメータに基づき関ロ-太田モデル、足立-岡モデルを用いて海水系地 下水環境におけるオーバーパックの自重沈下解析を実施し、降水系地下水条件で実施した解析結 果との比較検討を行った。

4.4.1 解析モデルと境界条件

用いた解析プログラム、解析モデル、境界条件は 2.3 項の降水系条件に示したものと同じである。なお、解析評価期間は 10,000 年である。

オーバーパック、緩衝材の基本物性値を表 4-12に示す。また、物性パラメータは表 4-11に示 すとおりである。ここで、粘性パラメータの具体的数値を設定するためには、表 4-11より弾塑性 パラメータに加え、解析対象の排水距離および初期間隙比が必要である。排水距離は 700mm で あるため、(4-3)式より一次圧密終了時間 *tc* は 98,000 時間となり、これより初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 を求めた。また、先行時の圧密応力を初期有効拘束圧と等しいとして(正規圧密状態)、初期 有効拘束圧は膨潤圧相当の 0.37MPa とし、一次元圧密試験結果(*e* log*p* 曲線)より求めた処女圧 密曲線の関係式 *eo*=0.62-0.27log *o*から初期間隙比を算出し(e=0.74)、両モデル間のパラメー タ変換を行った。すなわち、実施の圧縮成型供試体は初期状態は過圧密状態にあるが、ここでは 膨潤応力を初期応力とする正規圧密状態を初期状態と仮定している。表 4-13に粘性パラメータの 具体的数値一覧を示す。

また、緩衝材は密度変化により透水係数が変化することとした。人工海水環境での乾燥密度と 透水係数の関係式は、(4-4)~(4-6)式のように表される³²⁾。

$$K = \exp(-47.155 + 15.138\rho_e - 7.878\rho_e^2)$$
(4-4)

$$\rho_{e} = \rho_{d} \frac{100 - R_{s}}{100 - R_{s} \frac{\rho_{d}}{\rho_{sk}}}$$
(4- 5)

$$k = \frac{\rho g}{\mu} K \tag{4- 6}$$

ここに、Kは固有透過度(m²)、kは透水係数(m s⁻¹)、 eは有効粘土密度(Mg m⁻³)、 は水の密

度(1Mg m⁻³)、gは重力加速度(9.8m s⁻²)、µは水の粘性係数(10⁻³Pa·s、T=20 の場合)、 dはケ イ砂混合体乾燥密度(Mg m⁻³)、R_sはケイ砂混合率(=30%)、 skはケイ砂の土粒子密度(2.64Mg m⁻³) である。MuDIAN では、土粒子密度を物性値として持ち、要素毎に変形に伴って変化する間隙比 を変数として持つ。そこで、ケイ砂混合体の乾燥密度をケイ砂混合体の土粒子密度 sと間隙比 e から次式により求め、(4-7)式より緩衝材の変形に伴って変化する透水係数を求めた。

$$\rho_d = \frac{1}{1+e}\rho_s \tag{4-7}$$

ケイ砂混合率 30wt%の場合、ケイ砂混合体の土粒子密度。は、2.69Mg m-3となる。

尚、各解析ステップにおける透水係数は、直前の解析ステップにおける間隙比から求める陽解 法的手法によって計算することとした。

対象		項目	記号	単位	定数
		弾性係数	E	MPa	2.1×10⁵
7-7	(-// 9/)	密度		Mgm⁻³	6.63
	土粒子骨格	乾燥密度	d	Mgm⁻³	1.60
		先行圧密時の静止土圧係数	K ₀	-	1.0
緩衝材		初期静止土圧係数	K ₀	-	1.0
	問心っと	密度	w	Mgm⁻³	1.0
	间隙水	初期全水頭	h	m	0.0

表 4-12 オーバーパック、緩衝材の基本物性値

表 4-13 オーバーパック沈下解析用の緩衝材物性パラメータ

	弾射性パラメータ				粘性パラメータ			
	弾型性バラメータ			関口 - 太田モデル		足立 - 岡モデル		
項目	圧縮指数	膨潤指数	ポアソン比	限界状態 パラメータM	二次圧密係数	初期体積 ひずみ速度 [;] 。	粘性パラメータm'	粘性パラメータC
単位	-	-	-	-	-	h ⁻¹	-	h ⁻¹
人工海水用パラメータ	0.117	0.039	0.172	0.65	1.2 × 10 ⁻³	1.22 × 10 ⁻⁸	37.5	2.31 × 10 ⁻⁸

4.4.2 解析結果

各ケースの自重による沈下の経時変化を図 4-24、図 4-25に示す。図には幌延地下水、NaCl 水溶液の結果²⁹⁾、2章の降水系の結果(パラメータB1、B2のみ)も併せて示している。人工海 水環境による10,000年後の沈下量は、関口-太田モデルで32.6mm、足立-岡モデルで30.4mm となった。

人工海水、幌延地下水 / NaCl 0.2mol l⁻¹、NaCl 0.8mol l⁻¹の各パラメータは非常に近い値のた め、沈下の経時変化はほとんど同じである。これらは、下に凸なラインを描くのに対し、降水系 パラメータ B1 は上に凸なラインを描き 10,000 年後の沈下量はほとんど同じとなる。塩水系パラ メータと降水系パラメータ B1 とも非常に近い値であるがこの違いが生じるのは、塩水系環境は、 降水系環境に比べ約 2 オーダー透水係数が高ことに加え、膨潤応力を初期応力とする正規圧密状 態を初期状態と仮定しているため膨潤圧の低い塩水系環境の方が初期間隙比が大きくなり(見か けの密度が低くなり)、自重載荷の初期段階において沈下量が大きくなるためであると思われる。 しかし、約 10 年経過時からは、二次圧密係数の大きさにしたがって(塩水系: =1.2×10⁻³、降 水系: =2.0×10⁻³)、時間の対数に対してほぼ直線的に沈下が進行し、10,000 年後にほぼ同じ 沈下量となる。ただし、評価期間をさらに長くすれば、降水系の沈下量の方が逆転するものと予 想される。

また、破壊接近度(応力比を限界状態パラメータ M で除した値)のコンター図を図 4-26に示 す。破壊接近度は0~1の値で、1ならば限界応力状態にあることを示す指標である。本コンター の最大値は0.5 である。また、変形スケールは1倍である。図より、降水系パラメータ B1 の破 壊接近度コンターとは非常に類似しており(図 2-19、図 2-20 参照)特にオーバーパック隅角部 に応力が集中しているが破壊接近度は最大で0.5 程度であり、沈下挙動のみの場合には破壊に対 する裕度は十分に保たれている。

ただし、降水系条件での長期圧密試験により求められる二次圧密係数は時間の経過に伴って増 加傾向にあり、この増加傾向をどう評価するかによって沈下量が大きく変化するため、今後、長 期粘性挙動データの蓄積や多角的なメカニズムの検討が必要である。

-133-



図 4-24 オーバーパック自重による沈下量の経時変化(関口-太田モデル)

経過時間 (y)



図 4-25 オーバーパック自重による沈下量の経時変化(足立 - 岡モデル)





JNC TJ8440 2004-011

5 原位置試験計画のための岩盤・緩衝材長期力学連成解析

人工バリアの長期健全性を評価するために、幌延深地層研究所において原位置試験が計画され ている。原位置試験では、主に周辺岩盤と緩衝材との相互作用に着目することになる。

本章では、幌延深地層研究所における人工バリア原位置試験を模擬した解析を行い、試験の予 備検討と、試験を行うために必要となると考えられる各種指標の検討を行う。

5.1 岩盤クリープ変形とオーバーパック腐食膨張の連成解析手法の開発

人工バリア原位置試験の力学に関する解析的評価を行うためには、オーバーパック腐食膨張解 析と岩盤クリープ変形解析の連成解析が必要になる。

緩衝材の長期力学的挙動は、代表的な弾粘塑性モデルである関ロ - 太田モデルや足立 - 岡モデ ルを用いた検討が行われている²⁾³⁾⁴⁾。一方、岩盤の長期力学挙動は、非線形粘弾性モデルである 大久保モデルを用いた検討が行われている³³⁾。両者の連成解析を行うために、緩衝材の長期力学 的挙動の評価を行っているプログラム MuDIAN に大久保モデルを導入する。

本節では、大久保モデルの MuDIAN への導入法について述べ、2000 年レポート²⁾で検討された問題を解析することにより検証を行う。

MuDIAN は、土の挙動と水の挙動を連成して解析する2相系解析プログラムである。緩衝材に 用いる弾粘塑性モデルは、2相系を前提としてモデル化されている。一方、大久保モデルは、固 体のみの1相系を前提としてモデル化されている。MuDIANは、1相系と2相系の混合が可能で あるので、緩衝材を2相系、岩盤を1相系でモデル化することにする。

5.1.1 大久保モデル

岩盤は、一般に非線形粘弾塑性を示すが、現在までに提案されている多くの構成モデルは線形 粘弾性モデルである。その中で、大久保モデルは、非線形粘弾性挙動を評価できる数少ないモデ ルの1つである。また、強度破壊点以降の挙動を評価できる点も大きな特徴の1つである。

大久保モデルは、非線形 Maxwell モデルに相当し、応力を受ける岩盤のコンプライアンスが、 時間の経過とともに増加してゆくと仮定したモデルである³⁴⁾³⁵⁾。

大久保モデルでは、コンプライアンス の増加速度が、そのときの差応力 (= 1-3)の n 乗と、コンプライアンスの m 乗に比例すると仮定する。

$$\frac{d\lambda^{*}}{dt} = a \cdot (\Delta \sigma^{*})^{n} \cdot (\lambda^{*})^{m}$$

$$a = \left[m/(n_{0} + 1) \right]^{m/(n_{0} - m + 1)} / t_{0}$$
(5-1)

$$\Delta \varepsilon^* = \lambda^* \cdot \Delta \sigma^* \tag{5-2}$$

ここに、 *(= / 0), *(= / 0), *(= / 0)はそれぞれ、規格化したコンプラ イアンス、差応力、差ひずみであり、 0は初期コンプライアンス、 0は破壊差応力、また、

0= 0・ 0である。toは、定ひずみ速度試験でひずみが 0となるまでの所要時間を表す。 破壊条件は、次に示す Janach³⁶⁾の破壊条件式を用いる。

$$\Delta \sigma_0 = \sigma_c \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t} \right)^{\frac{1}{2}} - \sigma_3$$
 (5-3)

ここに、 。は一軸圧縮強度、 ょは一軸引張強度、 3は周圧である。

nは、 oの増加にともない次式に従い増加する。尚、noは一軸応力下での値である。

$$n = \left(\frac{\Delta \sigma_0}{\sigma_c}\right) \cdot n_0 \tag{5-4}$$

また、規格コンプライアンスの増加にともない、ポアソン比が次式に従って増加すると仮定する。

$$\nu = \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^*} \left(\frac{1}{2} - \nu_0 \right)$$
 (5-5)

5.1.2 大久保モデルの MuDIAN への導入

大久保モデルを解析プログラム MuDIAN に導入する。MuDIAN は、応力増分型の解析プログ ラムであるので、式(5-2)の応力ひずみ関係を、ひずみ増分から応力増分を求める形に変更する必 要がある。

ある時間増分に対する応力増分は、増分を、剛性マトリックスを D で表すと次式で表される。

$$\delta \sigma = \mathbf{D} \delta \varepsilon + \delta \mathbf{D} \varepsilon \tag{5-6}$$

剛性マトリックス **D** は、Lame の定数 $\hat{\lambda}, \hat{\mu}$ を用いると次式で表される。

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \hat{\lambda} + 2\hat{\mu} & \hat{\lambda} & \hat{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \hat{\lambda} & \hat{\lambda} + 2\hat{\mu} & \hat{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \hat{\lambda} & \hat{\lambda} & \hat{\lambda} + 2\hat{\mu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \hat{\mu} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \hat{\mu} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \hat{\mu} \end{bmatrix}$$
(5-7)

また、 $\hat{\lambda}, \hat{\mu}$ は、コンプライアンス とポアソン比 で次式のように表される。

$$\hat{\lambda} = \frac{vE}{(1+v)(1-2v)} = \frac{v}{(1+v)(1-2v)} \cdot \frac{1}{\lambda}$$

$$\hat{\mu} = G = \frac{E}{2(1+v)} = \frac{1}{2(1+v)} \cdot \frac{1}{\lambda}$$

$$\hat{\lambda} + 2\hat{\mu} = \frac{(1-v)E}{(1+v)(1-2v)} = \frac{1-v}{(1+v)(1-2v)} \cdot \frac{1}{\lambda}$$
(5-8)

一方、ポアソン比は、式(5-5)により の関数として表されるので、剛性マトリックス**D**は、 のみの関数となる。

したがって、 *る***D**は、次式のように展開できる。

$$\delta \mathbf{D} = \frac{\partial \mathbf{D}}{\partial \lambda} \delta \lambda$$

$$\frac{\partial (\hat{\lambda} + 2\hat{\mu})}{\partial \lambda} = \frac{-4}{\left\{ 3\lambda - 2\left(\frac{1}{2} - v_0\right)\lambda_0\right\}^2} \qquad \frac{\partial \hat{\lambda}}{\partial \lambda} = \frac{2}{\left\{ 3\lambda - 2\left(\frac{1}{2} - v_0\right)\lambda_0\right\}^2}$$

$$\frac{\partial \hat{\mu}}{\partial \lambda} = \frac{-3}{\left\{ 3\lambda - 2\left(\frac{1}{2} - v_0\right)\lambda_0\right\}^2} \qquad (5-9)$$

$$(5-9)$$

$$\frac{\partial \mathbf{D}}{\partial \lambda} = \frac{1}{\left\{ 3\lambda - 2\left(\frac{1}{2} - v_0\right)\lambda_0\right\}^2} \qquad (2-4) = 2 \qquad (2-4) \qquad (2$$

式(5-6)と式(5-9)を用いることにより、各解析ステップにおけるひずみ増分に応じた応力増分を 求めることができ、収束計算を経て、各解析ステップの応答を求めることができる。 5.1.3 大久保モデルの検証

2000 年レポート²⁾の物性値と解析条件を用いて、MuDIAN による一軸圧縮試験のシミュレーションと処分坑道の長期力学的挙動解析を行い、大久保モデルの検証を行う。

岩盤の物性値は、硬岩系岩盤(2000 年レポート中、HR で参照されている)と軟岩系岩盤(2000 年レポート中、SR-C で参照されている)を用いる。物性値を表 5-1に示す。

物性区公	硬岩系岩盤	軟岩系岩盤
初任区力	HR	SR-C
飽和密度 (Mg m-3)	2.67	2.20
一軸圧縮強度 qu(MPa)	115	15
弾性係数 E(MPa)	37000	3500
ポアソン比	0.25	0.3
引張強度 t(MPa)	8	2.1
n ₀	30	20
m	20	5
初期鉛直応力(MPa)	26.7	11.0
初期水平応力(MPa)	26.7	11.8

表 5-1 岩盤クリープ解析用岩盤物性値²⁾

(1) 一軸圧縮試験のシミュレーション

高治ら³⁷⁾が、2000年レポートの一環として、表 5-1の物性値を用いた一軸圧縮試験のシミュレ ーションを実施しており、その結果と MuDIAN の結果とを比較する。図 5-1と図 5-2に示すよう に、MuDIAN の結果と2000年レポートの結果は、ほぼ同等である。



注) $\Delta \sigma = \Delta \sigma / \Delta \sigma_c$, $\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon / \Delta \varepsilon_o$



図 5-1 高治らによる一軸圧縮試験のシミュレーション結果³⁷⁾

図 5-2 MuDIAN による一軸圧縮試験シミュレーション結果

(2) 処分坑道長期挙動シミュレーション

2000 年レポート²⁾のモデルを用いて処分坑道長期挙動シミュレーションの比較検討を行う。尚、 緩衝材は弾性体とし、弾性係数を 3MPa とする。解析モデルを図 5-3に示す。

処分坑道の変位を表 5-2と表 5-3に示す。硬岩系岩盤は粘性による変形がほとんどなく、ほぼ

弾性変形のみであり、両者に差異はない。一方、軟岩系岩盤の場合には、クリープ変形が生じて いる。水平方向の地圧が大きいため、天端付近の周方向応力が大きくなり、コンプライアンスの 増加が側壁より大きくなる。その結果、天端付近のクリープ変形量が側壁のクリープ変形量より も大きくなる。10,000 年後の変形量は、2000 年レポートの結果と MuDIAN の結果はほぼ同一で あり、同様のクリープ性状を示しているといえる。クリープ変形量の経時変化を図 5-4と図 5-5 に示す。経時変化についても、両者はほぼ同一である。

応力分布を図 5-6と図 5-7に示す。コンプライアンスの増加によって、周方向の応力低下領域 が、時間とともに広がっている。各経過年数におけるの低下領域は、両者ともほぼ同一である。 ただし、の低下領域は、MuDIANの方が若干大きい。しかしながら、非線形解析であること と、非線形解析の手法が異なることを考慮すると、両者の差異は許容範囲内であると考える。

以上のように MuDIAN の解析結果は、2000 年レポートとほぼ同等であり、MuDIAN に導入 した大久保モデルを用いた岩盤長期変形解析は、妥当であることが確認できた。



図 5-3 解析メッシュと境界条件

時間(年)	硬岩系	系岩盤	軟岩系岩盤		
	天端(mm)	側壁(mm)	天端(mm)	側壁(mm)	
0	1.5	1.5	7.8	9.0	
10,000	1.5	1.5	29.6	24.9	

表 5-2 2000 年レポートの解析結果

表 5-3 MuDIAN の解析結果

時間(年)	硬岩系	系岩盤	軟岩系岩盤		
时间(牛)	天端(mm)	側壁(mm)	天端(mm)	側壁(mm)	
0	1.5	1.5	7.8	9.0	
10,000	1.5	1.5	30.9	23.9	



図 5-4 クリープ変形量の経時変化(高治ら 37))



図 5-5 クリープ変形量の経時変化(MuDIAN SRC-3)







図 5-7 応力分布の経時変化(MuDIAN SRC-3)

5.2 緩衝材長期力学挙動原位置試験の検討

幌延深地層研究所における緩衝材長期力学挙動原位置試験を想定した評価を行い、試験計画に 際して必要となる諸条件を解析的に検討する。

5.2.1 研究坑道の設定

(1) 研究坑道の配置と初期応力

「幌延深地層研究計画における地下研究施設の空洞安定性評価」(以下「幌延空洞安定性評価」 と称する)³⁸⁾では、HDB-1 孔、HDB-3 孔で得られたボーリングコアによる試験結果に基づき地山 区分が設定され、各地山区分に対して岩盤物性が定められている。深度 300m 付近から深度 600m 付近の岩盤物性表を表 5-4に示す。表中鉛直方向地圧は、岩盤の単位体積重量から推定される値 であり、各地山区分における中央深度での値である。

地山 区分	;;	深度 (m)		単位体積 重量 (kN/m3)	粘着力 (MPa)	摩擦角 (°)	弾性 係数 (MPa)	ポアソン 比	一軸圧縮 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)	鉛直方向 地圧 (MPa)
5	-299	~	-339	14.9	0.9	16.3	449.5	0.14	2.5	0.25	4.75
6	-339	~	-360	14.9	1.2	18.2	522.2	0.14	3.2	0.32	5.21
7	-360	~	-399	16.8	1.1	16.0	845.6	0.10	2.9	0.29	5.69
8	-399	~	-429	18.6	1.1	16.5	1032.4	0.11	3.0	0.30	6.30
9	-429	2	-449	18.0	1.9	20.5	1177.0	0.11	5.5	0.55	6.76
10	-449	~	-479	18.1	2.0	20.8	1153.0	0.12	5.7	0.57	7.21
11	-479	~	-534	18.0	1.7	19.5	1116.2	0.11	4.8	0.48	7.86
12	-534	~	-549	18.4	3.8	19.2	2300.0	0.18	10.6	1.06	8.61
13	-549	~	-634	19.3	3.7	27.5	2520.0	0.24	12.2	1.22	9.57

表 5-4 岩盤物性表

研究坑道の深度と坑道軸の方向は、「軟岩の長期力学的変形挙動研究(II)」³³における検討によ り、深度を地山区分 13 の深度とし、研究坑道の配置方向を東西方向とするのが望ましいとされて いる。本研究では、この検討結果を受け、研究坑道の深度を地山区分 13 の深度とし、配置方向を 東西方向とする。

「幌延空洞安定性評価」では、主に HDB-3 孔の水圧破砕法による初期応力測定結果より、初 期応力比を表 5-5のように設定している。従がって、研究坑道設置地点である地山区分 13 の初期 応力は、表 5-6に示す値となる。

 東西方向
 南北方向

 1.2
 0.8

表 5-5 初期応力比

鉛直方向	坑軸方向	坑道断面方向
9.57 MPa	11.48 MPa	7.66 MPa

表 5-6 研究坑道設置地点の初期応力

(2) 研究坑道断面

深度 500m に設置する研究坑道断面として、「地下施設建設に関する基本計画の検討」(窪田ほか 2003)(以降「基本計画」と称する)³⁹⁾では、内径 5.0mの三心円断面を設定している。また、 支保として 40cm の吹き付けコンクリートを設定している。研究坑道断面を図 5-8に示す。本研 究では、この研究坑道断面を用いる。



5.2.2 坑道掘削解析

(1) 解析モデル

坑道掘削解析を行い、緩衝材長期挙動解析に対する初期応力を求める。解析モデルを図 5-9に 示す。

本解析モデルのように坑道中に他の構造物がある3次元モデルでは、坑軸方向に十分長い解析 モデルを設定し、所要の坑道部分を抜き出していく必要がある。しかしながら、坑道掘削解析に 関しては、適切な応力開放率を与えれば、2次元平面ひずみモデルで実用的には十分な精度の解 が得られる。そこで、坑道掘削解析は、2次元平面ひずみモデルの場合と同様の応力開放率を設 定した解析手法を用いることにする。

モデルの坑軸方向長さは、坑軸方向には段階施工を模擬しないため、ピットの存在に起因する 岩盤クリープの影響を考慮して設定している。2000年レポート²における応力遷移範囲に基づき、 10年間の長期挙動解析を行う点を考慮して、ピット半径の5倍程度とした。坑道断面方向(X軸方向)と鉛直方向(Z軸方向)は、坑道内径の約2倍とした。

境界条件に関しては、XY 面は Z 方向固定、YZ 面は X 方向固定、XZ 面は Y 方向固定である。 応力開放率は井上ら³³⁾と同様に 50%を仮定した。

岩盤の構成則には、Mohr-Coulomb モデルを用いる。岩盤の物性を表 5-4に示す。また、窪田 ら ³⁹⁾により支保の弾性係数を 4,000MPa とする。



単位体積 重量 (kN/m3)	粘着力 (MPa)	摩擦角 (°)	弾性 係数 (MPa)	ポアソン 比	一軸圧縮 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)
19.3	3.7	27.5	2520.0	0.24	12.2	1.22

表 5-7 岩盤の物性値

(2) 解析手順

初期応力は、モデル中心の応力を表 5-6に示した値とし、深度に比例させた値を設定する。 坑道掘削は、段階施工を模擬することにより求める。ただし、先述したように坑軸方向の段階 施工の模擬は行わない。

段階施工の模擬は図 5-10に示すように以下の順で行う。

上断面を掘削し、掘削に伴う開放力を開放率 50%で作用させる

上断面の支保を設置し、残り 50%の開放力を作用させる

インバートを掘削し、掘削に伴う開放力を開放率 50%で作用させる

インバート部に支保を設置し、残り 50%の開放力を作用させる

なお、の開放力は、初期応力から計算される等価節点力より求める。また、の掘削に伴う 開放力は、掘削部の等価節点力より求める。



図 5-10 施工過程の解析手順

(3) 坑道掘削時の応力

各施工段階における破壊基準接近度を図 5-11から図 5-14に示す。また、最終段階におけるピ

ット周辺の応力分布を図 5-15に示す。初期応力の影響により、ピット周辺では、坑道の周方向応 力よりも坑軸方向の圧縮応力が大きく、このことが、ピット掘削後の岩盤クリープによる変形を 決定付けることになる。また、 z は坑道に対して半径方向の応力となるため、応力が解放され ている。



図 5-11 上断面掘削時の破壊基準接近度



図 5-12 上断面支保設置時の破壊基準接近度



図 5-13 インバート掘削時の破壊基準接近度



図 5-14 インバート部支保設置時の破壊基準接近度

JNC TJ8440 2004-011



図 5-15 坑道掘削完了時におけるピット周辺の応力分布

5.2.3 ピット掘削解析

始めにインバート部の支保を取り除いた後、掘削深度を約 1m とし、4 段階に分けてピットの 掘削解析を行う。各段階における掘削深度を図 5-16に示す。

ピット孔壁の掘削に伴う変位を図 5-17に示す。全掘削後 5mm 程度内側に変形する。 X=0.0m,Y=1.11m 上の変位は、若干掘削に伴う変位が大きくなっている。図 5-15に示したピッ ト掘削前における応力分布に示すように、坑道掘削により応力が変化するものの、初期応力の異 方性の影響で、坑軸方向の圧縮力が大きいためである。

図 5-18にピット掘削後の応力状態を示す。ピット孔口においては、 x, y とも応力解放とな る領域が広がっている。孔口以深では、ピットの半径方向は応力が解放され、周方向はアーチ効 果により圧縮を受けている。ピット孔壁部は応力解放により、応力状態が Mohr-Coulomb の降伏 面の先端方向に移動するため、破壊接近度が1に近くなる。また、インバート部も坑道の掘削に より破壊接近度が大きな値になっている。



図 5-16 ピットの各段階における掘削深度



JNC TJ8440 2004-011



図 5-18 ビット掘削時の各種コンター図 (図化に際しインバート部の支保を表示していない)

(c) 破壊接近度

5.2.4 岩盤クリープ・オーバーパック膨張連成解析

人工バリアの原位置試験を模擬するために、掘削したピットに緩衝材とオーバーパックを設置 し、オーバーパックを膨張させる。岩盤の構成則には、クリープ変形を考慮するため、コンプラ イアンス可変型構成則である大久保モデル³⁴⁾³⁵⁾を用いる。緩衝材の構成則には、オーバーパック の膨張による塑性的変形と長期の評価期間における粘性挙動を考慮するため、弾粘塑性構成則で ある関口・太田モデル¹¹⁾²⁵⁾を用いる。

連成解析によって、試験の結果得られると予想される周辺岩盤と緩衝材の応力変動や変形について検討を行う。また、原位置試験の立案に必要となる各種指標について検討する。

(1) 解析条件

対象期間は、地下施設での調査研究段階(第3段階)における研究期間を10年間と想定し、 10年間で現在想定している全腐食膨張量を作用させる。著者らによる既往の研究²⁾³⁾⁴⁾と同じく、 184.8mmの膨張量をオーバーパックの周面に強制変位として与える。尚、オーバーパックの腐食 膨張による影響の把握を容易にするため、オーバーパックの腐食膨張がない場合についても解析 をおこない、適宜オーバーパック腐食膨張の有無に関する比較を行う。

対象期間を10年間とした場合、自重による沈下の影響は非常に小さいと考えられるため、自 重によるオーバーパックの沈下は考慮しない。また、研究坑道の埋め戻しは行わない。緩衝材の 上部は、解析上は上下方向の変形を拘束する。

緩衝材部分は、固液2相系でモデル化する。一方、岩盤に関しては、大久保モデルが1相系を 前提としているため、1相系でモデル化する。従がって、解析上岩盤部の地下水はモデル化され ず、図 5-19に示す緩衝材と岩盤の境界を排水条件として設定する。緩衝材頂部は、非排水とする。 岩盤部の透水性設定に関しては、今後の課題とする。

-155-



図 5-19 緩衝材の岩盤の境界

(2) 岩盤の物性

岩盤の力学モデルには、大久保モデルを用いる。破壊基準については、坑道掘削解析との整合性をとるため、Mohr-Coulombの破壊基準を用いる。破壊強度は、次式より求める⁴⁰。

$$\Delta \sigma = \sigma_c + \frac{2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\sigma_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$
(5-10)

ここに、*σ_c*は一軸圧縮強度、*σ*₃は最小主応力、*C*は粘着力、*φ*は内部摩擦角である。 大久保モデルのパラメータには、井上ほか³³⁾を参考にして*n*₀を 30、*m*を 30、*φ*を 35°とす る。連成解析に用いる岩盤物性と大久保モデルのパラメータを表 5-8に示す。

表 5-8	連成解析に用いる岩盤物性(大久保モデル)
-------	----------------------

弾性 係数 (MPa)	ポアソン 比	粘着力 (MPa)	摩擦角 (°)	n _o	m
2520.0	0.24	3.7	35.0	30.0	30.0

(3) 緩衝材の物性

緩衝材の力学モデルには、関口・太田モデルを用いる。関口・太田のパラメータには、4章で 人工海水を用いた室内試験より求めたパラメータを用いる。解析に用いる関口・太田のパラメー タを表 5-9に示す。尚、オーバーパックの物性も併せて示す。

パラメータ中、初期体積ひずみ速度は、圧密試験の結果を緩衝材の排水距離を考慮して補正す る必要がある。圧密試験の圧密完了時間が20時間であることから、補正式は、次式により与えら れる。

$$t_{cp}(hr.) = 20.0 \frac{H_p^2}{1^2}$$
 (5-11)

ここに、 t_{cp} は解析モデルの圧密終了時間、 H_p は解析モデルの排水距離である。オーバーパックから排水境界までの距離を解析モデルの排水距離とすれば、 $H_p = 70cm$ であることから、 $t_{cp} = 98000(hr)$ である。また、

$$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t_c} \tag{5-12}$$

であることから、 $\dot{v}_0 = 1.22 \times 10^{-8} (h^{-1})$ となる。

対象	項目	記号	単位	定数
	乾燥密度	d	Mgm ⁻³	1.60
	圧縮指数(自然対数)		-	0.117
	膨張指数(自然対数)		-	0.039
	限界状態パラメータ	М	-	0.65
/巫/年⁻++	初期間隙比	eo	-	0.74
版理小	先行圧密時の静止土圧係数	K ₀	-	1.0
	初期静止土圧係数	K ₀	-	1.0
	初期有効応力(膨潤応力)	'm0	MPa	0.37
	二次圧密係数		-	1.2 × 10 ⁻³
	初期体積ひずみ速度	\dot{v}_0	h-1	1.22 × 10 ⁻⁸
オーバーパック	弾性係数	E	MPa	2.1×10^{5}
ューハーハック	密度		Mgm ⁻³	6.63

表 5-9 関ロ・太田モデルのパラメータ

透水係数は、緩衝材の体積変形に伴う有効粘土密度の変化に応じて変化させる。幌延地下水を 用いた場合、透水係数と有効粘土密度の関係は次式のようになる。

$$k = \frac{K\rho g}{\mu}$$

$$K = \exp\left(-47.155 + 15.138\rho_e - 7.878\rho_e^2\right)$$
(5-13)

$$\rho_e = \rho_d \frac{100 - R_s}{100 - R_s \frac{\rho_d}{\rho_{sk}}}$$

ここで,Kは固有透過度(m²)、 は水の密度(1Mg m⁻³)、 。は有効粘土密度(Mg m⁻³)、g は重力加速度(9.8m s⁻²)、µは水の粘性係数(10⁻³Pa·sec T=20 度の場合)、R_sはケイ砂混合 率(30%)、 _{sk}はケイ砂の土粒子密度(2.64 Mg m⁻³)である。この研究に用いたケイ砂混合ベ ントナイト乾燥密度 1.6 Mg m⁻³の場合、透水係数 k は 1.26 × 10⁻¹¹(m s⁻¹)となる。

(4) 解析結果

(i) 変形

10年後の変形図を図 5-20と図 5-21に示す。オーバーパックの膨張と比較して、緩衝材と岩盤の境界部における変形量は小さく、緩衝材が変形量を吸収していることがわかる。

図 5-22から図 5-25に緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化を示す。オーバーパック

腐食膨張がない場合も併せて示す。

図 5-22に XZ 断面(坑道断面)における岩盤と緩衝材の境界部の横方向変位を示す。岩盤のクリ ープによりピットの径を減少する方向に変位が発生している。オーバーパックの腐食膨張がない 場合、時間の経過に伴うクリープの進行により変形が大きくなり、最大変位は 2.5cm となる。オ ーバーパックの腐食膨張がある場合、腐食膨張がない場合と比較して、5.1 年以降の変形が小さく ない。オーバーパックの腐食膨張によって、岩盤クリープによる変形が抑えられているためであ る。腐食膨張がある場合の最大変位は 2.0cm である。

図 5-23に YZ 断面(坑道横断面) における岩盤と緩衝材の境界部の横方向変位を示す。XZ 断面の変形と同様に、岩盤クリープによってピットの径が減少する方向に変位が発生している。また、 オーバーパックの腐食膨張がある場合、岩盤のクリープ変形が抑えられている。

YZ 断面の変位は、XZ 断面の変位より小さい。これは、緩衝材設置時の応力状態に依存する。 ピット周辺における岩盤の応力状態を示した図 5-18から、いずれの断面においても、ピットに対 する周方向の圧縮力が岩盤圧縮強度を超えるが、XZ 断面における圧縮力がより大きいことがわか る。このため、XZ 断面でクリープ変形が、より生じやすくなっている。

図 5-24と図 5-25にピット底部の Z 方向変位を示す。ピット底部の Z 方向変位は、断面による 差異が少ない。オーバーパックの腐食膨張がない場合、ピット底部は、岩盤クリープにより上昇 し、時間の経過に伴い変形量が大きくなる。変位の最大値は 1.6cm である。腐食膨張がある場合 は、岩盤クリープにより変形が抑制されており、変位の最大値は 1.2cm となっている。



図 5-21 緩衝材付近の変形図(YZ 断面 実スケール)



図 5-23 緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化(YZ 断面 側部)







図 5-25 緩衝材と岩盤の境界部における変形の経時変化(YZ 断面 底部)

(ii) ピット周辺岩盤の応力分布

図 5-26から図 5-28に、XZ 断面(Y=0)におけるピット周辺岩盤の応力分布を示す。XY 断面では、ピットに対して、 xが半径方向の応力となり、 yが周方向の応力となる。

図 5-26に x の分布を示す。緩衝材設置時には、ピット境界において、掘削により応力が開放 されている。10 年後には、岩盤クリープの進行によって、応力が緩和する領域が広がっている。 オーバーパックの腐食膨張の有無で比較すると、膨張が有る場合は、応力が緩和する領域が狭い。 これは、オーバーパックの膨張により岩盤の緩みが抑制されていることを示している。

図 5-27に yの分布を示す。緩衝材設置時には、ピット境界において、掘削後のアーチ効果に より圧縮応力が大きくなっている。10 年後には、岩盤クリープの進行によって応力が開放され、 ピットから離れたところにアーチが形成されている。オーバーパックの腐食膨張の有無による差 異は xと同様である。

図 5-28に z の分布を示す。緩衝材設置時には、坑道掘削とピット掘削により、インバート下 部とピット下部の応力が開放されている。10年後には、岩盤クリープの進行によって応力が緩和 する領域が広くなっている。また、オーバーパックの腐食膨張の有無を比較すると、腐食膨張が ある場合に、ピット底部における応力緩和が抑制されている。

図 5-29から図 5-31に YZ 断面(X=0)におけるピット周辺岩盤の応力分布を示す。YZ 断面では、 ピットに対して、 yが半径方向の応力となり、 xが周方向の応力となる。

図 5-29に x の分布を示す。緩衝材設置時には、ピット境界において、掘削後のアーチ効果に より圧縮応力が大きくなっているが、岩盤クリープの進行により応力が緩和されている。また、 オーバーパックの腐食膨張の有無で比較すると、腐食膨張により応力の緩和が抑制されている。

YZ 断面における周方向圧縮力(x)の応力緩和は、XZ 断面における応力緩和よりも緩和範囲が 狭い。これは前述したように、何れの断面においてもピット掘削後の周方向圧縮力が岩盤の圧縮 強度を超えるが、XZ 断面における周方向圧縮力の方が YZ 断面の圧縮力よりも大きく、岩盤クリ ープが生じやすいためである。周方向圧縮力の異方性は、初期応力の異方性に影響を受けている。 坑道掘削による坑道断面方向の圧縮応力増加を考慮しても、坑道掘削後における坑軸方向の圧縮 力が大きい。

図 5-30に yの分布を示す。緩衝材設置時に、ピット境界において、掘削により応力が開放されている。時間の経過に従い岩盤クリープが進行し、応力が緩和する領域が広がっている。オー バーパックの腐食膨張の有無で比較すると、腐食膨張により応力緩和が抑制されている。

図 5-31に zの分布を示す。坑道掘削時における応力開放が大きいことがわかる。
図 5-32と図 5-33に図 5-34に示した断面における主応力分布を示す。最小主応力がピットに対 する周方向の応力で、最大主応力が半径方向の応力となる。応力分布図から岩盤クリープによっ て、緩み領域が広がっている様子がわかる。X 方向の緩みが Y 方向に比べて大きい。これは、前 述したように坑道掘削完了時における応力分布の影響である。また、オーバーパックの腐食膨張 を考慮した方が岩盤の緩みが小さく、腐食膨張が緩みを抑制していることがわかる。

図 5-36と図 5-37にピットの半径方向に対する岩盤応力の経時変化を示す。図 5-35の黒い枠線 に示すように、オーバーパックの中央の位置をとり、X 方向(XZ 断面)と Y 方向(YZ 断面)に r/r₀=6 程度までの要素を選択した。それぞれの断面において、周方向の応力と半径方向の応力を示す。 いずれも岩盤クリープによって、比較的早い時点で周方向の圧縮力が緩和していることがわかる。 また、周方向、半径方向ともに、時間の経過に伴い応力の緩和が広がっている様子がわかる。た だし、YZ 断面の周方向応力(__)は変化が少ない。YZ 断面の周方向応力が比較的小さくクリープ が顕著でないためである。また、いずれの場合も、オーバーパックの腐食膨張がある場合、応力 の経時変化が少なく、オーバーパックの腐食膨張がクリープを抑制していることがわかる。



(a)t=0 年

年 (b)t=10 年膨張なし (c)t=10 年膨張あり 図 5-26 ピット周辺岩盤の x(kPa XZ 断面 引張正)



図 5-27 ピット周辺岩盤の y(kPa XZ 断面 引張正)





(b)t=10 年膨張なし (c)t=10 年膨張あり

図 5-28 ピット周辺岩盤の _z(kPa XZ 断面 引張正)





Īx

(a)t=0 年





(b)t=10 **年膨張な**し

(c)t=10 **年膨張あ**り





(c)t=10 年膨張あり

図 5-32 オーバーパック断面における岩盤最小主応力のコンター図(kPa, XY 断面, 引張正)



(a)t=0 年

(b)t=10 年膨張なし

(c)t=10 年膨張あり

図 5-33 オーバーパック断面における岩盤最大主応力のコンター図(kPa, XY 断面, 引張正)







(iii) 緩衝材の応力分布

緩衝材の応力分布について述べる。図 5-38に 10 年経過後における緩衝材の破壊接近度を示す。 オーバーパック直近では、オーバーパックの膨張にともなう引張により平均有効応力が低下し、 応力が限界状態になっている。しかしながら、その他に限界状態に達している所はなく、緩衝材 の力学的な健全性には問題がないといえる。

図 5-39に最終ステップにおける緩衝材の最小主応力分布を示す。引張を正にしているので、最 小主応力が最大圧縮力となる。オーバーパックの腐食膨張により、オーバーパックの側部と底部 で、緩衝材の圧縮力が大きくなっている。圧縮力の大きさは 2~3MPa 程度である。緩衝材と岩 盤の境界部における応力については、次節で詳細に述べる。オーバーパックの底部では、応力が くさび状になっており、くさびのまわりが押しやられることにより大きな圧縮力を示している。

図 5-40と図 5-41にオーバーパックに隣接する緩衝材が、オーバーパックの膨張により受ける 圧縮応力の分布を示す。圧縮応力の最大値は、4.4MPa である。原位置試験において想定してい る腐食膨張量を発生させるためには、5MPa 程度の圧力必要になるといえる。

図 5-42に緩衝材頂部の zを示す。圧縮力は最大で 1.3MPa 程度であり、緩衝材頂部の拘束に は、同程度の拘束圧が必要となる。参考として、緩衝材頂部を拘束しない場合における頂部の変 形量を図 5-43に示す。オーバーパックの膨張量が 18.48cm に対して、緩衝材の頂部は 13.5cm 上 昇する。実際の処分では、上部に埋め戻し材が存在するので、このように大きな上昇は生じない。 原位置試験では、緩衝材頂部の拘束が必要であると考える。

図 5-44に緩衝材の過剰間隙水圧分布を示す。緩衝材頂部において非排水としているため、オー バーパックの上部に過剰間隙水圧が発生している。過剰間隙水圧の値は、最大で 60kPa 程度であ る。緩衝材の初期応力が 350kPa であることから、注意すべきほど大きな値ではない。

-170-



図 5-39 緩衝材の最終主応力分布(kPa, t=10年, 引張正)









(b)YZ 断面(X=0)



図 5-41 オーバーパック側部の緩衝材における応力

図 5-42 緩衝材頂部の z(kPa, t=10年, 引張正)



図 5-44 緩衝材の過剰間隙水圧分布(kPa, t=10年)

(iv) 緩衝材と岩盤の境界部における応力分布

緩衝材と岩盤との境界部における緩衝材応力の経時変化を図 5-45から図 5-48に示す。緩衝材 底面では鉛直方向の応力を、緩衝材側面ではピット半径方向の応力を XZ 断面と YZ 断面について 示した。

オーバーパックの腐食膨張がない場合の応力は、岩盤クリープによる緩みによって作用する応

力である。緩衝材の初期応力が350kPaなので、岩盤からの応力は最大で300kPa程度である。

岩盤からの応力が比較的小さいことから、オーバーパックの腐食膨張がある場合に作用する応力は、ほぼ腐食膨張による応力である。その最大値は、緩衝材底面で 2.2MPa、側面で 1.8MPa である。側面の応力分布は、緩衝材の上部から底部にかけて次第に大きくなっている。ピット周辺岩盤の応力分布で示したように、境界部上部において岩盤クリープよる緩みが大きく、下部における岩盤強度がより大きいためである。

緩衝材と岩盤の境界部における岩盤応力の経時変化を図 5-49~図 5-54に示す。緩衝材底面との境界では鉛直応力を示し、緩衝材側面との境界では、ピット半径方向と周方向の応力を示す。

図 5-49と図 5-50、および、 図 5-51と図 5-53から、緩衝材底面との境界の鉛直方向と、緩衝 材側面との境界における半径方向では、ピット掘削によりほぼすべての応力が開放されている。 従って、オーバーパックの腐食膨張がない場合は、岩盤のクリープ進行による応力の変化はほと んど見られない。一方腐食膨張がある場合は、膨張の進行によって圧縮力が増加しており、最大 で 2MPa 程度である。

図 5-52と図 5-54に緩衝材側面との境界における岩盤の周方向の応力を示す。ピットの掘削に よるアーチ効果により圧縮力が増加するが、1.3年の時点でかなりの応力が緩和している。オーバ ーパックの腐食がない場合は、時間の経過に伴い応力の緩和が進行している。一方、オーバーパ ックの腐食膨張がある場合は、岩盤クリープによる応力緩和が抑制されていることがわかる。





図 5-50 緩衝材直下の岩盤における _zの経時変化(YZ 断面 X=0, 圧縮正)



図 5-53 緩衝材と岩盤の側面境界部における yの経時変化(YZ 面 X=0, 圧縮正)



図 5-54 緩衝材と岩盤の側面境界部における _xの時変化(YZ 面 X=0, 圧縮正)

5.3 原位置試験に必要な各種設定

幌延深地層研究所の原位置試験を想定して、オーバーパックの腐食膨張と岩盤クリープ変形の 連成解析を行った。尚、試験期間は10年間と仮定した。解析から以下の知見を得た。緩衝材の原 位置試験は、以下の結果を参考に設計する必要がある。

オーバーパックの腐食膨張は、岩盤のクリープによる応力緩和と変形を抑制する。

オーバーパックの腐食膨張により緩衝材が岩盤に及ぼす応力は 2~3MPa 程度であり、岩 盤クリープにより緩んだ応力を押し戻している。

岩盤クリープにより岩盤が緩衝材に及ぼす応力は、300kPa 程度であり、緩衝材に大きな 影響を及ぼさない。

オーバーパックの腐食膨張が、オーバーパックに隣接する緩衝材に及ぼす応力は側面で 3 ~4.5MPa 程度、底面で 3MPa~4MPa 程度である。オーバーパックを人工的に膨張させ る場合には、5MPa 程度の圧力が必要になる。

緩衝材頂部を固定しない場合、緩衝材は最大で 13.5cm 程度盛り上がるため、埋め戻し材 による変形の拘束を考慮して、緩衝材頂部の変位を拘束した方がよいと考える。その場合、 緩衝材頂部の応力は最大 1.3MPa 程度であり、頂部の拘束には、同程度の圧力が必要にな る。 6 おわりに

処分場閉鎖後において人工バリアには、オーバーパックの腐食膨張、自重による沈下および母 岩のクリープ変形等による外力が長期間静的に作用するため、緩衝材、オーバーパック、母岩の 幾何学形状や間隙構造の変化、水理特性の変化が起こると考えられる。

2章では、これらの経時的変化に対して安全評価上の要求性能を満足し得るかどうかを定量的 に評価するため、解析パラメータの信頼性に関して再評価を行い、オーバーパック沈下、腐食膨 張挙動解析を実施し、緩衝材のコロイドフィルトレーション機能、自己シール性機能、拡散場維 持機能などに及ぼす影響について検討した。その結果、100,000 年の評価期間において過度に保 守的なパラメータを用いても上記の機能は問題なく維持され、安全評価上の要求性能は担保され ることが明らかとなった。

3章では、長期力学挙動解析において最も感度が高いと考えられる粘性パラメータの信頼性を 傍証するため、ベントナイト鉱床のナチュラルアナログ評価によって、ベントナイトの密度経年 変化に基づく粘性パラメータを定量的に予測し、解析評価に用いたパラメータの妥当性を傍証し た。その結果、要素試験レベルで求めた現実的な粘性パラメータはナチュラルアナログ評価によ って予測された粘性パラメータと概ね近い値であり、その妥当性が傍証された。

4章では、海水系地下水環境においても降水系と同様な評価モデルにおいて緩衝材の長期力学 挙動予測が可能かどうかを確認するため、これまで実施してきた降水系環境と同じアプローチで、 人工海水条件における長期力学挙動予測を行った。今後より多くの試験データを蓄積する必要が あるが、海水系環境でも降水系環境と同様なアプローチで評価が可能であることが分かった。

5章では、幌延深地層研究施設において実施が予定されているオーバーパック腐食膨張影響原 位置試験計画の立案に資するため、これまで開発してきた解析プログラムに岩盤クリープ変形挙 動との連成が可能となるように拡張し、幌延岩盤環境下における岩盤クリープ挙動とオーバーパ ック腐食膨張挙動との連成シミュレーション解析を実施した。試験環境の応力、変形状態を概ね 予測し、設計上必要な基本情報を整理した。

-180-

参考文献

- 1) 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 分冊2地層処分の工学技術", JNC TN1400 99-022 (1999)
- 2) 重野喜政他: "業務委託報告書,緩衝材長期挙動構成モデルの検討", JNC TJ8440 2002-004 (2002)
- 3) 重野喜政他:"業務委託報告書,緩衝材長期挙動構成モデルの検討()", JNC TJ8440 2003-002(2003)
- 4) 高治一彦他:"業務委託報告書,緩衝材長期挙動構成モデルの検討()", JNC TJ8440 2003-007 (2004)
- 5) 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)
- 6) 理化年表:国立天文台 編,丸善(2004)
- 7) 松本一浩他:"緩衝材の飽和透水特性",動燃技術資料, PNC TN8410 -296 (1997)
- 8) 中岡健一他: "ベントナイト緩衝材のミクロ構造に基づいた長期力学的挙動評価の研究",
 土木学会第56回年次学術講演会, pp.26-27(2001)
- 9) 長谷川宏他: "ベントナイト緩衝材のミクロ構造に基づいた長期力学的挙動評価の研究(その2) 圧密その場 X 線回折試験によるベントナイトのミクロな挙動についての考察 ", 土木学会第57回年次学術講演会, pp.463-464(2002)
- 10) 地盤工学会:土質試験の方法と解説(2000)
- 11) S, Sekiguchi. : "Theory of Undrained Creep Rupture of Normally Consolidated Clay Based on Elasto-Viscoplasticity ", Soil and Foundations, Vol24, No.1, pp.129-147(1984)
- 12) 岡二三生:地盤の粘弾塑性構成式,森北出版, pp.44-62(2000)
- 13) Perzyna P. : "The constitute equations for rate sensitive plastic materials ", Quart. Appl. Math., Vol.20, pp.321-328 (1963)
- 14) Biot,M.A. : "General theory of three-dimensional consolidation ", J. Appl. Phys., Vol.12, pp.155-164 (1941)
- 15) Biot,M.A. : "Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid, part I - Low - frequency range, part II - Higher frequency range ", J.Acoust. Soc. Am., Vol.28,

pp.168-191 (1956)

- 16) Biot,M.A.:" Generalized theory of acoustic propagation in porous dissipative media ", The J. of the Acoustical society of America, Vol.34, No.9, pp.1254-1264 (1962)
- 17) Zienkiewicz, O.C. : The finite element method 3rd edition, McGraw-Hill (1977)
- 18) Zienkiewicz,O.C. et al. : "Liquefaction and permanent deformation under dynamic conditions.", Numerical solution and constitutive relations, John Wiley & Sons (1980)
- 19) Zienkiewicz,O.C. et al. : " Earthquake behaviours of soils with drainage ", Proceedings of 4th, Int. Conference of Num. Meth. in Geomech., Canada. (1982)
- 20) 杉野弘幸他: "緩衝材設計の考え方"、JNC TN8400 99-096(1999)
- 21) 青野壽郎, 尾留川正平編:日本地誌 第6巻 群馬県·埼玉県,二宮書店, pp.10(1979)
- 22) 日本の地質「関東地方」編集委員会編:日本の地質3関東地方,共立出版(1986)
- 23) 小峯秀雄他: "塑性限界を導入した粘土の締固め特性の評価法の提案",土木学会論文集, No.436/ -16, pp.103-110(1991)
- 24) 土田 孝他: "粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム",港湾技術研究所報告,第38巻第2号,pp.99-129(1999)
- 25) 飯塚 敦: "関口・太田モデルの粘塑性項の構造",第 33 回地盤工学研究発表会, pp.621(1998)
- 26) 澤田武夫: "安中 富岡地域ベントナイト鉱床に関する被熱履歴の推定",粘土科学,
 VOL.43,No.3, pp.137-144(2004)

27) 陶野郁雄:地団研専報17(1971)

- 28) 石井一郎他:"大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その2)",港湾技研資料, No.498, pp.47~86(1984)
- 29) 高治一彦他:" 幌延の地下水環境下におけるベントナイト混合材料の力学特性に関する研究", JNC TJ5400 2003-007 (2004)
- 30) 小峯秀雄,緒方信英: "高レベル放射性廃棄物処分のための緩衝材・埋戻し材の膨潤評価式の提案 砂とベントナイトの配合割合およびベントナイト中の陽イオンの種類・組成の影響
 ",電力中央研究所報告,U99013(1999)
- 31) 平井 卓他: "圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の弾塑性挙動評価モデルに関する研究",第
 48 回地盤工学シンポジウム,地盤工学会,pp.389~396(2003)
- 32) 菊池広人他:"緩衝材の飽和透水特性 海水性地下水が緩衝材の透水性に及ぼす影響-",

サイクル機構技術資料, JNC TN8430 2003-002 (2003)

- 33) 井上博之他:"軟岩の長期力学的変形挙動研究()", JNC TJ8400 2004-005 (2004)
- 34) 大久保誠介他:"非線形粘弾性モデルによる坑道変形のシミュレーション",日本鉱業会誌, Vol.103, pp.293-296
- 35) 大久保誠介他:"非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション", 資源と素材, Vol.109, pp.209-214
- 36) Jahach, W. : Int. J. Rock Mech. Mni. Sci & Geomech. Abstr., 104. pp.209-215 (1977)
- 37) 高治一彦, 杉野弘幸他:"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)
- 38) 松井裕哉他:" 幌延深地層研究計画における地下研究施設の空洞安定性評価(平成15年)" JNC TN5410 2004-001 (2004)
- 39) 窪田茂他:"幌延深地層研究計画 地下施設に関する基本計画の検討", JNC TJ1400 2002-003 (2003)
- 40) 宮野前俊一他: "支保がトンネルの長期安定性に与える影響に関する解析的検討", 第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集(2004)