

TRU廃棄物処分システムにおける 人工バリアの長期力学的挙動の研究

(動力炉・核燃料開発事業団 研究内容報告書)

1995年3月

鹿島建設株式会社

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、特に限られた関係者だけに開示するものです。については、複製、転載、引用等を行わないよう、また第三者への開示又は内容漏洩がないよう管理して下さい。また今回の開示目的以外のことには使用しないよう特に注意して下さい。

本資料についての問合せは下記に願います。
〒107 東京都港区赤坂1-9-13
動力炉・核燃料開発事業団
技術協力部 技術情報室

TRU廃棄物処分システムにおける 人工バリアの長期力学的挙動の研究

阿部 裕 深沢 栄造 平 和男 田中 俊行
清水 保明 奥津 一夫 塩崎 信久
古市 光昭

要　旨

TRU廃棄物は、高レベル放射性廃棄物と比較して発生量が多いが、発熱性があるものが少ないため、深地層中に大空洞を掘削して処分することが合理的である。

本研究では処分システムが施工性の観点から成立するかを諸外国の例や既存の構造物等を調査し検討する。また人工バリアにどのような力学的挙動を生じるかを検討し、基本力学定数の取得を行う。本年度の研究成果を以下に示す。

- 1) 諸外国のTRU廃棄物処分システムの例や既存の地下構造物等を調査して、施工性の観点からの処分システムの成立性を検討した。
- 2) 人工バリア材に長期力学的な観点からどのような挙動が生じるかを検討し、それらの挙動を評価するための既存モデル及びそのモデルに対する力学的定数の調査を行った。
- 3) Ca化されたNaベントナイトの基礎的な物性（膨潤圧、三軸圧縮強度）を取得し、既存の知見とともに、Ca化されたベントナイトの諸物性を検討した。
- 4) 今後の力学的挙動の研究の進め方及び既存の評価モデルに追加すべき機能について検討した。

A Study on the Long-range Dynamic Phenomena of Engineered Barieer
for Transuranic Radioactive Waste Isolation System

H. Abe, E. Fukazawa, K. Taira, T. Tanaka,
Y. Shimizu, K. Okutsu, N. Shiozaki,
M. Furuichi

Abstract

The amount of TRU waste is more than that of high level radioactive waste. It is a rational way that TRU waste is isolated in large-scale openings excavated deeply underground because the value caused by an exothermic reaction of TRU waste is relatively low.

This study aims to survey policies of foreign countries and existing structures for the waste isolation, and to study the feasibility of TRU waste isolation system from a point of view of engineering. In addition, it is carried out to examine the dynamic phenomena of engineered barieer and fundamental dynamic constants. The followings are results at this year;

- 1) To survey examples in terms of TRU waste isolation system in foreign countries and existing underground structures, and to study the feasibility of the isolation system from a point of view of engineering.
- 2) To examine the long-range dynamic phenomena of engineered barieer materials, and to survey existing models and their dynamic constants for evaluating the phenomena.
- 3) Comprehensive data of bentonite exchanged of initially absorbed Na to Ca are collected to evaluate basic characteristics such as swelling properties and triaxis compression strength. With some relevant knowledge, these characteristics of Ca bentonite are discussed.
- 4) To examine how to study the dynamic phenomena in the future and the functions expected to add to the existing model.

Work performed by KAJIMA Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

Contract No. 060D0256

目 次

	PAGE
1. 研究の目的及び範囲 -----	1-1
1.1 研究の目的 -----	1-1
1.2 研究の範囲 -----	1-1
1.3 研究の内容 -----	1-1
1.3.1 施工性の観点からの処分システムの調査・検討 -----	1-1
1.3.2 人工バリア材の力学的定数の調査・取得 -----	1-1
1.3.3 処分システムの力学的挙動に関する研究の進め方の検討 -----	1-2
2. 施工性の観点からの処分システムの調査・検討 -----	2-1
2.1 地下構造物等の調査 -----	2-1
2.1.1 トンネルの施工実績 -----	2-1
2.1.2 立坑の施工実績 -----	2-5
2.1.3 大空洞の施工実績 -----	2-8
2.2 T R U 廃棄物処分システムの調査 -----	2-11
2.2.1 T R U 廃棄物処分施設の特徴 -----	2-11
2.2.2 諸外国の T R U 廃棄物処分システム -----	2-12
2.3 地下空洞の掘削可能性の検討 -----	2-19
2.3.1 空洞（トンネル）の安定解析手法 -----	2-19
2.3.2 解析解法による掘削可能性の検討 -----	2-30
2.4 処分システムの成立性の検討 -----	2-35
参考文献 -----	2-38
3. 人工バリア材の力学定数の調査・取得 -----	3-1
3.1 長期力学的挙動に関する調査 -----	3-1
3.1.1 人工バリアシステムの長期力学的な観点から考えられる挙動 -----	3-1
3.1.2 長期力学的挙動を予測するためのモデル -----	3-6
3.1.3 各モデルに必要な物性値及び物性値を取得するための試験 -----	3-23
参考文献 -----	3-30

3.2 室内試験	-----	3-31
3.2.1 目的	-----	3-31
3.2.2 ベントナイトのCa化について	-----	3-31
3.2.3 使用材料および試験条件	-----	3-34
3.2.4 試験方法	-----	3-34
3.2.5 試験結果	-----	3-40
3.2.6 まとめ	-----	3-45
参考文献	-----	3-46
4. 処分システムの力学的挙動に関する研究の進め方の検討		4-1
4.1 本研究で調査した力学的挙動	-----	4-1
4.1.1 ベントナイト混合土の力学的挙動	-----	4-1
4.1.2 岩盤のクリープ挙動	-----	4-1
4.1.3 充填材のクリープ特性	-----	4-2
4.2 研究を進める上で検討すべき内容	-----	4-2

付録

図一覧

2章

- 図-2.1.1 ロードヘッダー <MRH-S45型>
- 図-2.1.2 全断面掘削機 (TBM) <TG370-1>
- 図-2.2.1 人工バリアの施設概念図
- 図-2.3.1 設計施工のフローチャート
- 図-2.3.2 トンネルの設計手法の分類
- 図-2.3.3 主な解析解法の分類
- 図-2.3.4 FEM掘削解析による検討フローの例
- 図-2.3.5 弹塑性解析モデル
- 図-2.3.6 結晶質岩における深度と空洞掘削可能半径の関係
- 図-2.3.7 堆積岩における深度と空洞掘削可能半径の関係
- 図-2.3.8 トンネルの施工実績
- 図-2.3.9 立坑の施工実績
- 図-2.3.10 大空洞の施工実績

3章

- 図-3.1.1 サイロ型の処分施設
- 図-3.1.2 立坑の概念図
- 図-3.1.3 Biotの圧密理論
- 図-3.1.4 $e - \log P$ 関係
- 図-3.1.5 クリープ曲線
- 図-3.1.6 モデルの要素
- 図-3.1.7 2要素のモデル
- 図-3.1.8 4要素モデル
- 図-3.1.9 4要素モデルで考えたひずみ-時間曲線
- 図-3.1.10 岩石の一軸クリープ曲線 (平松, 西原による)
- 図-3.1.11 モデル定数とコンクリート圧縮強度との関係 (標準養生)
(単位セメントペースト量当たりの値)
- 図-3.1.12 各種養生によって製造したコンクリートのモデル定数
- 図-3.1.13 クリープ曲線
- 図-3.1.14 E_1 と温度の関係
- 図-3.1.15 E_2 と温度の関係
- 図-3.1.16 η_1 と温度の関係
- 図-3.1.17 η_2 と温度の関係
- 図-3.2.1 イオン交換による膨潤力, pH, MB吸着量, 膨潤圧の変化過程
- 図-3.2.2 圧縮固化方法
- 図-3.2.3 圧縮固化状況
- 図-3.2.4 膨潤圧試験装置

- 図-3.2.5 Darcy(ダルシー)の法則
- 図-3.2.6 ベントナイトを対象とした透水試験
- 図-3.2.7 中型三軸圧縮試験装置
- 図-3.2.8 間隙水圧係数B
- 図-3.2.9 三軸圧縮試験装置
- 図-3.2.10 膨潤圧と経過時間の関係
- 図-3.2.11 膨潤圧と乾燥密度の関係
- 図-3.2.12 透水係数と乾燥密度の関係
- 図-3.2.13 透水係数と乾燥密度の関係(Pusch(1987))

表一覧

2章

- 表-2.1.1 日本の主なトンネルの実績例
- 表-2.1.2 日本の主な立坑の実績例
- 表-2.1.3 立坑掘削工法
- 表-2.1.4(1) 日本の主な大空洞の実績例（その1）
- 表-2.1.4(2) 日本の主な大空洞の実績例（その2）
- 表-2.2.1(1) 諸外国のTRU廃棄物処分システム（その1）
- 表-2.2.1(2) 諸外国のTRU廃棄物処分システム（その2）
- 表-2.3.1 広がりをもった岩盤面についての岩盤等級区分基準（塊状岩盤）
- 表-2.3.2 岩盤分類から予想される物理定数の範囲
- 表-2.3.3 主な解析解法の特徴
- 表-2.3.4 数値解析手法の特徴
- 表-2.3.5 検討に用いる岩盤物性値
- 表-2.4.1 処分システムの成立性の検討結果

3章

- 表-3.1.1 バリア材の長期挙動と問題点
- 表-3.1.2 クリープに影響する要因
- 表-3.1.3 Cam-Clayモデル
- 表-3.1.4 関口・太田モデル（弾塑性モデル）
- 表-3.1.5 関口・太田モデル（弾粘塑性モデル）
- 表-3.1.6 岩石の一軸圧縮クリープ曲線から求めたBurgersモデルの諸定数の値（平松、西原による）
- 表-3.2.1 各種ベントナイトの特性と主な用途の比較
- 表-3.2.2 代表的な粘土鉱物の陽イオン交換容量(CEC)
- 表-3.2.3 試験項目と求める物性値
- 表-3.2.4 ベントナイトの飽和方法
- 表-3.2.5 膨潤圧試験結果
- 表-3.2.6 透水試験結果

1. 研究の目的及び範囲

1.1 研究の目的

T R U 廃棄物は発生量が膨大であり、非発熱性のものが多いことから、大空洞の地下構造物にまとめて処分されることが考えられる。現在の処分システムの概念は、深地層中に大空洞を掘削し、ベントナイト等の緩衝材に覆われたコンクリート製の構造物中に廃棄物を処分するというものである。

本研究では、まず初めに前述した処分システムが施工の観点から成立するかを諸外国の例や既存の地下構造物を調査し検討する。その結果をもとに人工バリアにどのような力学的挙動（人工バリア材の圧密沈下等）を生じるかを検討し、基本力学定数の取得を行う。

1.2 研究の範囲

- ① 施工性の観点からの処分システムの調査・検討
- ② 人工バリア材の力学定数の調査・取得
- ③ 処分システムの力学的挙動に関する研究の進め方の検討
- ④ 報告書の作成

1.3 研究の内容

1.3.1 施工性の観点からの処分システムの調査・検討

諸外国のT R U 廃棄物処分システムの例や既存の地下構造物等を調査して、施工性の観点からの処分システムの成立性を検討する。尚、支保工には長期の力学的強度は期待できないため、支保工なしで掘削できる処分空洞の大きさを岩種、処分深度等に分けてまとめる。

1.3.2 人工バリア材の力学定数の調査・取得

人工バリア材に長期力学的な観点からどのような挙動（例えば人工バリア材の圧密沈下など）が生じるかを検討し、それら挙動を評価するための既存モデル及びそのモデルに対する人工バリア材の力学的定数の調査を行う。

また、緩衝材についてはカルシウム型ベントナイトに対して膨潤圧、弾性係数、ポアソン比、粘着力及び内部摩擦角等の基本力学定数を取得するために、三軸圧縮

試験及び膨潤圧測定を実施する。

1.3.3 処分システムの力学的挙動に関する研究の進め方の検討

今後進めるべき力学的挙動の研究の進め方及び既存の評価モデルに追加すべき機能について検討を加える。

2. 施工性の観点からの処分システムの調査・検討

2.1 地下構造物等の調査

地中坑道型式の地層処分施設は、土木・鉱山におけるトンネル・水平坑道などと多くの点で類似しており、施工技術に係わる課題を検討する際には、これらの既存類似構造物の施工実績を知ることが重要と考えられる。また、大断面トンネル型式の坑道には、地下発電所や、地下石油備蓄基地等の地下大空間の施工実績が参考となりうる。

ここでは、主として、我が国の土木と鉱山における代表的なトンネル・水平坑道と立坑及び地下大空間の施工実績について、延長、深度、最深部の代表的な地質および一般的な施工方法の概要などを調査した。

2.1.1 トンネルの施工実績

表-2.1.1 に、我が国の主な道路・鉄道トンネルと大規模鉱山の実績例を示す。

道路・鉄道トンネルについては、延長は青函トンネルの約54km、最深部の地表からの深さでは大清水トンネルの1,300mが最大である。海底あるいは河底トンネルを除くと、トンネルの最深部は一般に海面以上である。最深付近の主な地質は、深さが500m程度のトンネルでは堆積岩と結晶質岩いずれの例もあるが、深さが1,000m程度のトンネルでは結晶質岩の例が多い。

鉱山の場合は、多数の坑道で構成されているため延長は極めて長く、石炭鉱山では三池炭鉱の約400kmを始め維持坑道長が100kmを越す例もある。また、金属鉱山の大部分は廃止されているため正確な延長は不明であるが、多くは数10km以上はあったものと思われる。最深部の深さは石炭鉱山では幌内炭鉱で1,200m、金属鉱山では別子鉱山で2,150mあり、後者は我が国の道路・鉄道トンネル、鉱山を含めて最大である。また、鉱山の最深部の多くは海面以下である。主要な地質は石炭鉱山では砂岩・頁岩などの堆積岩であるが、金属鉱山の鉱床付近では概ね結晶質岩の場合が多い。

最近の我が国におけるトンネル・坑道の掘削は、軟岩ではロードヘッダー（図-2.1.1参照）、中硬岩・硬岩では発破掘削による場合が一般的である。全断面掘削機（TBM、図-2.1.2参照）による施工は地質条件などの制約のため例が少なく、現存するTBMでの施工実績は20例程度である。また支保工は、土木のトンネルではロックボルト・吹付けコンクリート工法が標準工法となっているが鉱山の坑道では鋼製支保などが主体でロックボルト・吹付けコンクリート工法への移行段階といえる。

表-2.1.1 日本の主なトンネルの実績例

種類	名称	延長(m)	土被り (m)	断面積 (m ²)	覆工厚 (mm)	主な地質	備考
道路・鉄道トンネル	青函トンネル	53,850	480	82~93	700	安山岩	1986.3完成 結晶質岩
	岩手トンネル	25,810		約76	300	粘板岩・花崗閃綠岩	施工中 堆積岩・結晶質岩
	大清水トンネル	22,235	1,300	80	500,700	石英閃綠岩	1976.6完成 結晶質岩
	中山トンネル	14,830	400	約80	500,700,900	緑色凝灰岩	堆積岩
	北陸トンネル	13,870				砂岩	堆積岩
	新清水トンネル	13,500	1,250			石英閃綠岩	結晶質岩
	関越トンネル	10,885	1,100	85	450,550,700	ホルンフェルス	結晶質岩
	鍋立山トンネル	9,117	300		450~800	泥岩	堆積岩
	恵那山トンネル	8,625	1,000	92	450~700	花崗岩	TBM 結晶質岩
	肥後トンネル	6,340	400	約60	300	砂岩	1989.2完成 堆積岩
	加久藤トンネル	6,213	370	74	300	凝灰角礫岩・安山岩	堆積岩・結晶質岩
	志戸板トンネル	5,590	470			粘板岩	堆積岩
	笛子トンネル	4,784	600	約50	500	閃綠岩	1977完成 結晶質岩
	安房トンネル	4,300	270	約97	400	石英粗面岩	結晶質岩
石炭鉱山	三池炭鉱	392,100	675			砂岩	堆積岩
	太平洋炭鉱	241,600	750			砂岩・頁岩・礫岩	堆積岩
	赤平炭鉱	156,200	800			砂質頁岩・砂岩	堆積岩
	砂川炭鉱	109,000	1,100			砂岩・頁岩	堆積岩
	南大夕張炭鉱	63,300	1,000			頁岩	堆積岩
	幌内炭鉱	62,500	1,200			頁岩	堆積岩
金属鉱山	別子鉱山		2,150			石英片岩・緑泥片岩	結晶質岩・堆積岩
	足尾鉱山		1,000			石英粗面岩・硅岩	結晶質岩
	生野鉱山		1,000			石英粗面岩・玄武岩	結晶質岩
	棚原鉱山					石英閃綠岩・粘板岩	結晶質岩・堆積岩



……鹿島施工

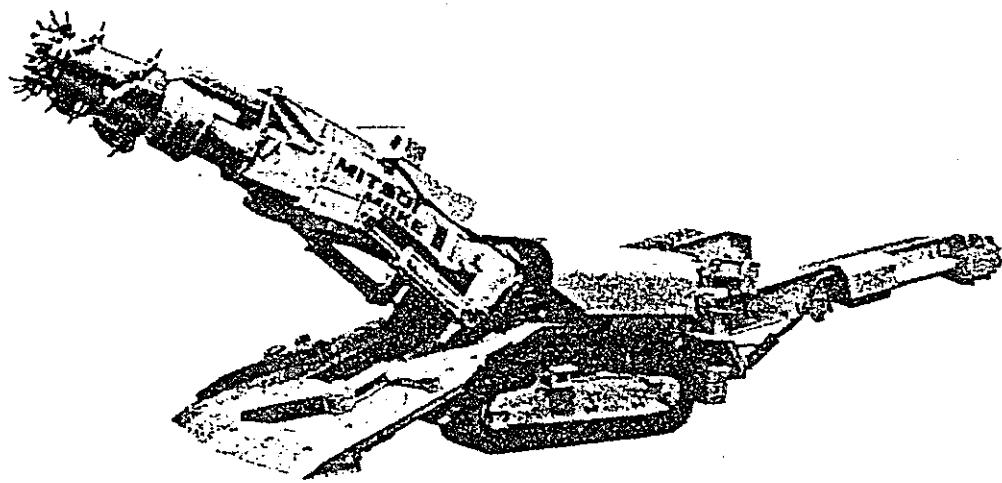


図 - 2.1.1 ロードヘッダー <MRH-S45型>

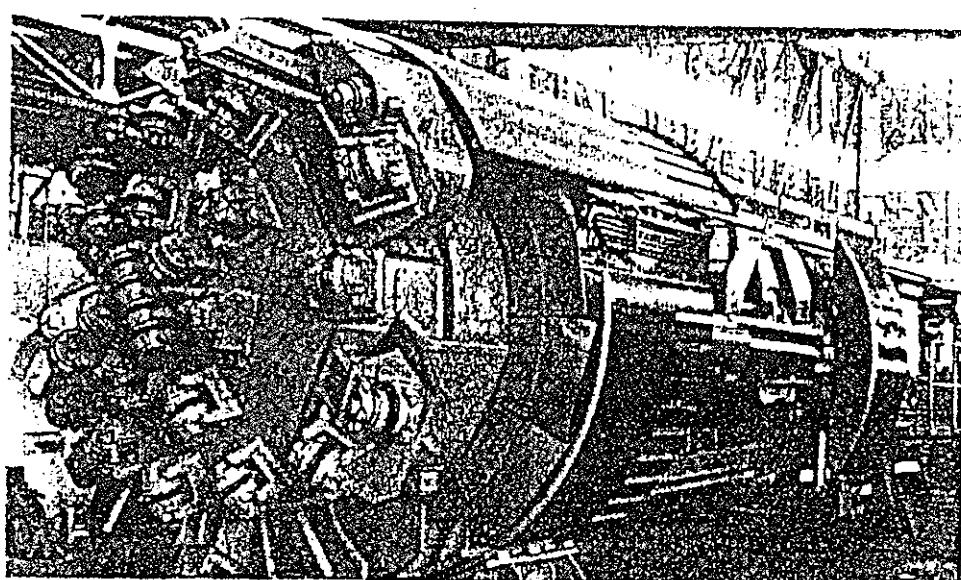


図 - 2.1.2 全断面掘削機 (TBM) <TG370-1>

なお、国外では、延長10km以上、深さ1,000m以上の長大、大深度トンネルの施工例は多く、欧米ではTBMによる施工もかなり普及している。また、鉱山では南アフリカの深さ約3,900mをはじめ、アメリカ、カナダ、インドなどでも深さ2,000m程度は珍しくない。

2.1.2 立坑の施工実績

大深度立坑には、トンネル・鉱山の作業・運搬立坑あるいは換気立坑などがある。

表-2.1.2 に、我が国の道路・鉄道・発電所と鉱山における主な立坑の施工実績例を示した。我が国の立坑は、道路・鉄道・発電所では恵那山トンネル換気立坑が最大深度で 620m であるが、石炭鉱山では、幌内炭鉱排気立坑の 1,044m を筆頭に 1,000m 近い大深度立坑が数多く施工されている。

立坑の施工法は発破掘削とコンクリート覆工によるものが一般的で、最近ではショートステップ工法あるいはセミロングステップ工法が主流となっている。機械掘削は鉱山で小口径の立坑掘削に用いられているレーズボーラ工法が主なものである。トンネルで標準工法となったロックボルト・吹付けコンクリート工法の立坑への適用はまだ少ない。代表的な立坑の施工法を表-2.1.3 に示す。

なお、国外の立坑ではアメリカ、南アフリカなどの鉱山で 2,000m を越すものもあり、欧米ではリーミング立坑掘削機など機械掘削による大口径・大深度立坑の掘削も行われている。

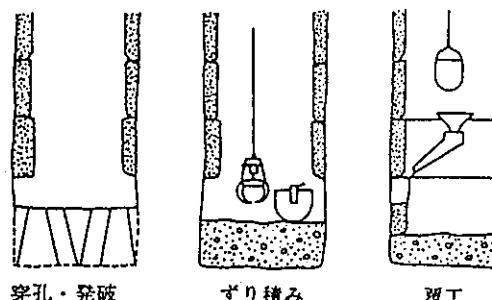
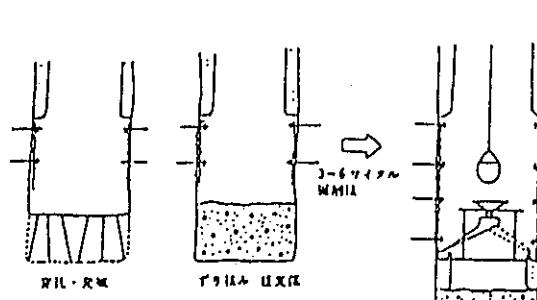
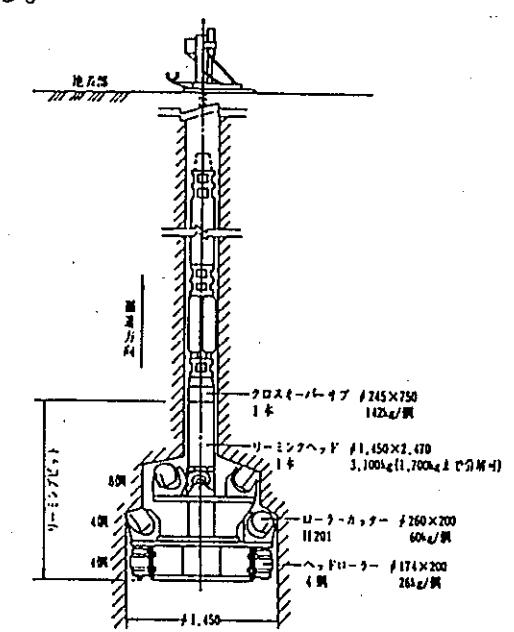
表-2.1.2 日本の主な立坑の実績例

種類	名称	径(m)	深度(m)	覆工厚(mm)	主な地質	備考
道路・鉄道・発電所	恵那山換気立坑	6.2	620		流紋岩	結晶質岩
	奥矢作発電所	6.2	380.5		片磨岩・黒雲母・花崗岩	結晶質岩
	奥矢作業第2発電所立坑	6.7	380		花崗閃綠岩	結晶質岩
	中山(四方木)立坑	6.0	372	400,800	凝灰角礫岩	結晶質岩
	長峰第二換気立坑	5.4	344		緑色片岩	結晶質岩
	中山(中山)立坑	6.0	313	400,800	石英安山岩・凝灰岩	結晶質岩・堆積岩
	中山(高山)立坑	6.0	295	400,800	凝灰角礫岩	結晶質岩
	京滋ハイウェイ 宇治トunnel東(その3)工事	8.2	278	1次:400 2次:300	粘板岩	1988.2完成 堆積岩
	肥後トunnel南 (その3)工事	6.2	254.9	400,500	チャート	1989.2完成 堆積岩
	布引換気立坑	5.1	210		花崗岩	結晶質岩
	新日本坂トunnel換気立坑	6.0	195		玄武岩	1975.6完成 結晶質岩
	青函トンネル竜飛立坑	6.5	194.5	400	凝灰岩・角礫岩・安山岩	1973.12完成 堆積岩
石炭鉱山	幌内排気立坑	6.0	1,044		砂岩・頁岩	堆積岩
	高松立坑	6.0	1,014		砂岩・頁岩	堆積岩
	夕張新鉱第1立坑	7.0	916		頁岩・砂質頁岩	堆積岩
	砂川南部立坑	5.5	891		頁岩・砂岩	堆積岩
	夕張新鉱第2立坑	7.0	808		頁岩・砂質頁岩	堆積岩
	砂川中央立坑	4.8	766		砂岩・頁岩	堆積岩
	池島第2立坑	6.0	754		砂岩・頁岩	堆積岩
	山野第2立坑	6.0	737		砂岩・頁岩	堆積岩
	暮島入気立坑	5.0	720		砂岩・頁岩	堆積岩
	土島入気立坑	5.0	705		砂岩	堆積岩
	积迦内立坑	4.0	380		凝灰岩	堆積岩
	清水沢立坑	4.8	270		頁岩	堆積岩
	日本セメント(株) 義朗鉱山開発工事	6.0	175		石灰岩	堆積岩



.....鹿島施工

表-2.1.3 立坑掘削工法

施工法	発破掘進（堀り下り）工法		機械掘削工法
	ショートステップ工法	セミロングステップ工法	
概要	<p>掘孔、発破、ズリ出しの後、直ちに掘削部の覆工を行う方式。切羽の壁面が掘削直後に覆工コンクリートで支持され、通常支保工を要しない。1ステップの長さは1～3m程度が多い。</p> <p>比較的軟弱な地盤への対応も可能であるが、Φ4m以下の断面では能率が悪いとされる。</p> 	<p>掘削の後、地山を一時支保工で押さえ、覆工は5～10m毎に上から下へ連続打設する方式。</p> <p>不良地質への適用は難しいが、地質が良好で軽易な支保工で坑壁を維持できる場合には効果があると考えられている。</p> 	<p>パイロット孔を掘り下げ、リーミング・ビットにより上方に引き上げながら拡孔する方式。機械掘削の中では最も経済的とされるが、軟弱地質、破碎帯の掘削は困難である。</p> <p>Φ1.0～2.0mの断面が一般的である。</p> 

2.1.3 大空洞の施工実績

地下大空間の施工例としては、地下発電所と石油備蓄基地がある。表-2.1.4に我が国の主な地下発電所と石油備蓄基地の施工実績例を示す。

空洞規模としては、空洞掘削量では新高瀬川発電所の約28万m³が我が国最大であり、空洞断面積では、新高瀬川発電所と今市発電所が断面積約1,500m²の大断面空洞である。

土被りは、今市発電所の400mが最大であるが、250m前後の実績が多い。

地質としては花崗岩の例が多い。

掘削技術は基本的にはトンネルの場合と同様であるが、支保工は従来のトンネルに採用されている工法の他に、大断面、高地圧に対処するために、プレストレストロックアンカーが用いられている。

表-2.1.4(1) 日本の主な大空洞の実績例(その1)

種類	名称	空洞寸法 H×B×L (m)	空洞形状	空洞掘削量 (m ³)	空洞面積 (m ²)	土被り (m)	主な地質	岩盤等級 (電研式)	備考
地下発電所	今市	51×33.5×160	卵形	200,000	1460	400	角礫岩、珪質砂岩 砂質・粘板岩互層	C _H ～B	1984.7完成 堆積岩
	新高瀬川	54.5×27×165	きのこ形	285,400	1448	250	花崗閃綠岩～閃綠岩	C _H ～B	1979.6完成 結晶質岩
	喜撰山	51.0×23.3×62.6	きのこ形	77,816	1272	250	粘板岩、チャート	C _H ～B	1970完成 堆積岩
	玉原	49.5×26.6×116.3	きのこ形	132,290	1238	240	礫岩、凝灰角礫岩	C _H ～B	1983.6完成 堆積岩
	蛇尾川	51.4×29×165	きのこ形	191,000	1150	250	流紋岩	C _H , C _M	結晶質岩
	第二沼沢	47.6×26.0×96.5	きのこ形	91,800	1116	214	流紋岩	B～C _M	結晶質岩
	俣野川	46.2×23.5×155.5	きのこ形	157,000	1110	350	花崗岩	C _H ～B	結晶質岩
	天山	48.0×24.0×89	きのこ形	95,200	1105	500	花崗閃綠岩	B	結晶質岩
	南原	47.7×25.5×82.6	きのこ形	81,900	1104	220	花崗岩	B	結晶質岩
	奥多々良木	43.9×24.9×133.4	きのこ形	145,200	1090	180	凝灰岩、流紋岩	C _H ～B	堆積岩
	大河内	46.6×24×134.5	弾頭形	120,000		280	ひん岩	C _H	結晶質岩
	本川	47.4×27.4×99.0	きのこ形	100,960	1085	270	結晶片岩	B～C _H	1982.4完成 結晶質岩
	大平	45.6×22.0×82.8	きのこ形	79,100	1041	250	砂岩・粘板岩	B～C _H 一部C _M	堆積岩
	新豊根	46.5×22.4×140.5	きのこ形	140,000	1027	220	黒雲母花崗岩		結晶質岩
	下郷	45.5×22×171	きのこ形	140,000	1000	100	細粒砂岩・閃綠岩	B	1984.7完成 堆積岩・結晶質岩
	奥矢作第二	47.8×22.4×103.3	きのこ形	101,300	998	340	花崗閃綠岩	C _H ～B	1981完成 結晶質岩
	沼原	45.5×22.0×131	きのこ形	97,000	966	118	花崗閃綠岩		結晶質岩
	奥美濃	44.1×20.5×129		86,913	923	350	流紋岩		結晶質岩
	奥美濃増設	45.6×20.5×95.7	きのこ形	70,500			流紋岩		施工中 結晶質岩
	池原	42.5×20.3×122	きのこ形	94,000	852	71	閃綠岩		結晶質岩
	奥只見	39.2×22.4×89.6	きのこ形	70,500		110	班れい岩		結晶質岩
	奥吉野	41.9×20.1×157.8	弾頭形	114,000	800	200	花崗岩	C _H	結晶質岩
	黒部川第四	31.6×20.0×117	きのこ形	101,200	620	160	花崗岩		結晶質岩
	城山地下発	38.2×19.6×135.0	きのこ形	57,000		200	粘板岩、 砂岩・粘板岩の互層		1965.11完成 堆積岩
	川俣地下発	34.1×17.6×33.2	きのこ形	13,090	471	80	溶結凝灰岩		1963.10完成 結晶質岩

表-2.1.4(2) 日本の主な大空洞の実績例(その2)

種類	名称	空洞寸法 H×B×L (m)	空洞形状	空洞掘削量 (m ³)	空洞断面積 (m ²)	土被り (m)	主な地質	岩盤等級 (電研式)	備考
岩盤 (地下石油備蓄施設) タク	久慈基地	22×18×1100～2200 (長さ1は1ユニット当たり)	卵形		336.22	100 以上	花崗岩	C _M	透水係数 7.6×10^{-6} cm/s 結晶質岩
	菊間基地	30×20.5×1030 ～1313	変形 食パン形			65 ～100	花崗岩	C _H	透水係数 8.1×10^{-7} cm/s 結晶質岩
	串木野基地	22×18×1100～2200 (長さ1は1ユニット当たり)	卵形		329.25	100 以上	安山岩	B	透水係数 1.5×10^{-7} cm/s 結晶質岩
	菊間実証 アラント	20×15×110	食パン形			60	花崗閃緑岩 砂質頁岩	C _H ～B	1983.3完成 透水係数 2.6×10^{-6} cm/s 結晶質岩・堆積岩



……鹿島施工

2.2 TRU廃棄物処分システムの調査

2.2.1 TRU廃棄物処分施設の特徴

(1) TRU廃棄物の特徴

TRU廃棄物とは、TRU核種（超ウラン元素すなわち、ネプツニウム、プルトニウム、アメリシウム、キュリウムなどのウランよりも重い元素）を有意な量以上含む廃棄物の内、中低レベルの放射性廃棄物である。

TRU廃棄物の主な特徴を以下に挙げる。

- ① α 線の半減期が長い。従って長期間の隔離が必要となる。
- ② 低発熱、非発熱廃棄物なので、処分に際して冷却を要すると考えられる廃棄物が少ない。（高レベル廃棄物との最も大きな違い）
- ③ 発生源は主に核燃料サイクル施設であり、発生量は高レベル放射性廃棄物と比べて非常に多い。

(2) TRU廃棄物処分場の特徴

TRU廃棄物処分場に要求される条件としては、

- ① 長期間にわたる確実な隔離システム（天然バリア+人工バリア）
- ② 大規模な処理能力

が挙げられるが、一部の廃棄物（ハル・エンドピース等）を除いて熱に対しての配慮はゆるやかであるのが特徴である。

長期間にわたる確実な隔離システムとしては、廃棄物を地下数百mより深い地層中に処分する地層処分構想が考えられる。一般的に地下深部は、

- ① 地表での自然現象及び災害から隔離されている
- ② 地震の影響が小さい
- ③ 人間の進入を受けにくい

等の特徴を有し、長期間にわたり放射性廃棄物の隔離の面から安定性を確保できると考えられる。

(3) 高レベル放射性廃棄物処分システムとの比較

TRU廃棄物は一部の廃棄物を除いて発熱がほとんどないことから、高レベル放射性廃棄物の地層処分と比較して、以下のような特徴が考えられる。

- ① 構造物躯体（例えばコンクリート製サイロの外壁）や坑道のライニング材をある程度人工バリアの一部として利用することが考えられる。すなわち、一部の廃

棄物を除いて発熱がほとんどないので、構造物躯体やライニング材の熱応力による損傷が少ないものと考えられる。

②高レベル廃棄物は高発熱性なので、熱安定性の観点から、廃棄体は 100m^2 あたり1本の割合で処分することが考えられている。一方、TRU廃棄物は一部の廃棄物を除いてほとんどないので、定置間隔を密にすることが可能であると考えられ、これにより単位面積当たりの処理能力向上が図れると考えられる。

③高レベル廃棄物の処分場としては、主に比較的小さい断面の坑道が考えられているが、TRU廃棄物処分場では、単位面積当たりの処理能力向上を考慮して、大断面の坑道やサイロを利用することが考えられる。

2.2.2 諸外国のTRU廃棄物処分システムの調査

(1) TRU廃棄物処分システムの人工バリア形態

諸外国においてTRU廃棄物、高レベル廃棄物処分システムとして考えられている、人工バリアシステムの概念は大別すれば、サイロ型と坑道型とに分類できる。図-2.1に人工バリアの施設概念図を示す。

人工バリア材の構成及び要求される基本性能を以下に示す。

<人工バリア材の構成>

①サイロ型

- ・コンクリート
- ・充填材（セメント等）
- ・ベントナイト混合土

②岩洞型、坑道型

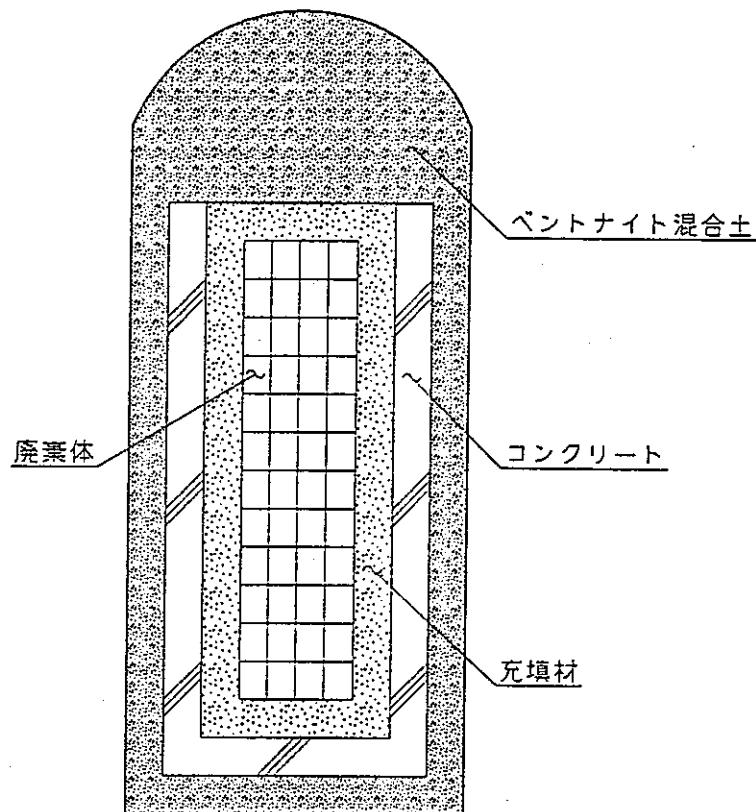
- ・コンクリート
- ・充填材（セメント、ベントナイト混合土等）

<要求される基本性能>

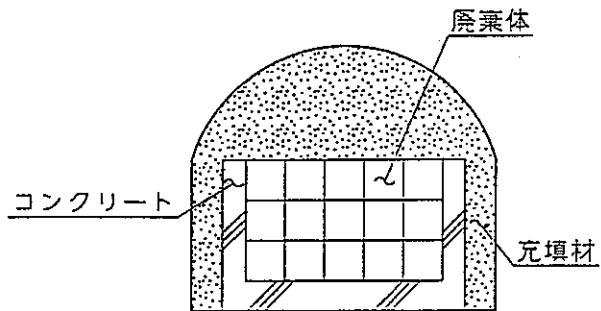
- ・コンクリート・・・止水性*、透気性*、核物質の吸着性
- ・充填材・・・・・・・止水性*、透気性*、核物質の吸着性
- ・ベントナイト・・・止水性*、透気性*、核物質の吸着性、物理的・化学的緩衝性

* ; 止水性と透気性は本来相反する性質のものである。止水性は水の進入あるいは漏出を防ぐために必要となる。一方、透気性は廃棄体に含まれる金属や廃棄体を収納する金属の腐食により発生するガス（水素ガスが主）を適切に抜くために必要となる。従って、水分分子は通さないが水素分子は通す特性が必要となる。

①サイロ型



②岩洞型



③坑道型

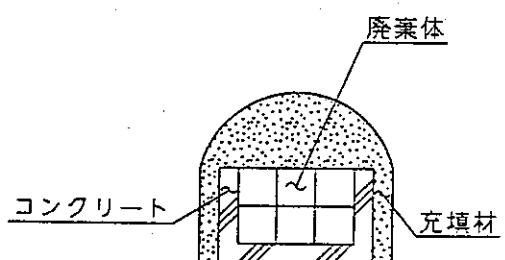


図-2.2.1 人工バリアの施設概念図

(2) 諸外国のTRU廃棄物処分システム

我が国においては、TRU廃棄物に関しては今後の検討により処理処分方策が策定されていく段階にある。従って、TRU廃棄物処分場の建設性を検討するにあたっての適切な処分概念（検討モデル）は、示されていないのが現状である。

このような背景を基に、本検討では、TRU廃棄物処分場の建設性の検討に先立ち、検討モデルの設定を目的として、世界各国のTRU廃棄物に相当する廃棄物処分場についての事例調査を実施した。

調査は、施設形態、地層、深度、主要構造寸法を中心に土木工学的観点から行った。

尚、各国でTRU廃棄物に対する廃棄物区分は必ずしも一致しているわけではなくTRU廃棄物を一般の低、中レベル廃棄物に含んでいる場合もある。従って、ここでの調査対象は、TRU核種が含まれた廃棄物の処分場であるが廃棄物のレベルが必ずしも一定ではない。

調査の対象とした施設は以下の13施設である。

- ・アメリカ合衆国（ニューメキシコ州） カールハット廃棄物管理ハイロットプラント(WIPP)
- ・アメリカ合衆国（ネバダ州） ニッカマウンテン廃棄物処理場（候補地）
- ・スイス タイプB処分場（候補地 ① Bois de la Glaive ② Oberbauenstein
③ Piz Pian Grand ④ Wellenberg）
- ・スイス タイプC処分場（候補地 結晶質岩7ヶ所、堆積岩3ヶ所）
- ・フランス カテゴリB廃棄物処分場（候補地 ① Aise ② Deux-et-Loire
④ Ain）
- ・ドイツ（ニーダーザクセン州） コンラッド処分場（非発熱性廃棄物処分場）
- ・ドイツ（ニーダーザクセン州） ゴアレーベン処分場
(非発熱性、発熱性廃棄物処分場)
- ・ベルギー モル地下研究施設
- ・スウェーデン SFL-3 処分場（候補地14ヶ所）
- ・スウェーデン SFR 処分場
- ・イギリス セラフィールド処分場
- ・イギリス Nirex処分場
- ・フィンランド V LJ 処分場

各施設の概要は付録に示す。

世界各国のTRU廃棄物に相当する廃棄物処分場についての事例調査結果を基に、TRU廃棄物の処分場の形態に関して整理すると表-2.2.1のようになり、以下にそのまとめを示す。

・坑道型：9ケース。

断面積は10～40m²が多い。

深度は60～1300mと幅があるが、岩種との相関性が強い。

(500m以深は全て硬岩立地)

定置方法には、坑道内に積み上げる方法と、坑道から処分孔(Φ1～2m程度)を掘削してその中に定置する方法の2パターンがある。

坑道はライニングがある場合とない場合があり、ライニングがある場合にはそのバリア効果を期待している。

・岩洞型：4ケース。

断面積は200～900m²程度。

深度は500m程度が多く、全て硬岩立地。

定置方法は、コンクリート製のピットの中に積み上げる方法からバラ積みまでさまざまである。

・サイロ型：4ケース。

容積は深度によって大きく異なる。例えば、深度約1200mで容積約4000m³、深度約60mで容積約35000m³等である。

注) 表-2.2.1の「処分方式」で”中深層処分”と”深地層処分”とがある。ここでは、500m～600m程度までの処分深度に対応するものを中深層処分、これ以上深い位置に処分するものを深地層処分と定義した。

表-2.2.1(1) 諸国の大規模TRU廃棄物処分システム（その1）

国名	施設名	地層	深度	施設形態 処分エンドタイプ	主要構造寸法 処分方式	人工バリア構成	廃棄物の定置方法
アメリカ合衆国 (ニューメキシコ州)	カールスバッド廃棄物管理バイロットプラント (WIPP)	岩塩層 (約2億2500万年前の層、層厚約600m)	地表下約600m	坑道型	中深層処分 坑道断面 幅10m×高さ4m 設置規模 幅78m×長さ1560m 処理能力 CHTRU: 17万6000m ³ RHTRU: 7100m ³		CHTRU(低濃度): 200 ドラム缶、15列 ×3段積み。 RHTRU(高濃度): 処分坑道から約0.9m ×深さ5.5mの処分孔 を掘削し、その中に 約0.66m×高さ3mのキャニスターを定置する。
アメリカ (ネバダ州)	ユッカマウンテン廃棄物処理場 (候補地)	凝灰岩層 (約1300万年前の層、層厚約360m)	地表下約300m	坑道型	山岳処分 坑道断面 幅6.6m×高さ3.8m (水平定置の場合) 幅4.5m×高さ6.5m (鉛直定置の場合)	埋戻し材 (凝灰岩)	未定
スイス	タイプB処分場 (候補地①Bois de la Glaive②Oberbauenstein③Piz Pian Grand④Wellenberg)	①無水石膏 ②泥灰岩 ③結晶質岩 ④泥灰岩	①約 400m ②約1200m ③約1200m ④約 600m	坑道型	山岳処分 坑道断面 幅14.1m×高さ15.9m	コンテナ壁 (ポーラスコンクリート) +コンテナ充填材 (セメントO) +坑道ライナー (ポーラスコンクリート) +埋戻し材	200 ドラム缶をコンクリート製のコンテナ (幅2.18m×横4.78m×高さ2.08m or 1.63m) に収納し、セメントを充填する。 処分坑道内にコンテナを5段積む。
スイス	タイプC処分場 (候補地 結晶質岩7ヶ所、堆積岩3ヶ所)	結晶岩:花崗岩 堆積岩:泥岩	結晶岩:約1200m 堆積岩:約1200m	サイロ型	深地層処分 サイロ構造 φ10m×高さ51.5m (結晶岩タイプ、 堆積岩タイプは未定)	廃棄体マトリックス (セメント、アスファルト) +充填材 (特殊コンクリート) +サイロ壁 (コンクリート) +ベントナイト層	セメント及びピチューン固化体をサイロ内に積上げ定置後、特殊コンクリートを充填する。
フランス	カテゴリB廃棄物処分場 (候補地①Aise②Deux-Sevres③Main-et-Lire④Ain)	①粘土層 ②花崗岩 ③片岩 ④岩塩層	①未定 ②未定 ③未定 ④未定	①岩洞型 ②サイロ型 ③坑道型	中深～ 深地層処分 坑道断面 高さ17～18m、断面 積約200m ² 、長さ約 200m サイロ 約6000m ³ /サイロ トンネル 15～40m ²	廃棄体+コンクリート構造物+ コンクリート又はベントナイト 充填材	岩洞: 岩洞内コンクリートピット内に 堆積 サロ: サイロ内にバラ積み、又はサイロ内コンクリートピット内に堆積 ドン: 坑道より鉛直下方に約2m程度で 深さ数10mの処分孔を掘削し、 そこに定置
ドイツ (ニーダーザクセン州)	コンラッド処分場 (非発熱性廃棄物処分場)	石灰岩 (鉄鋼床) 後期 ジュラ期 (約5000万年前)	1100m～1300m (複数の水平坑道を深さを 変えて掘削)	坑道型 (鉄筋コンクリート) 深地層処分	坑道断面 幅7m×長さ数百m	固型化材 (セメント系材料) + 収納容器+埋戻し土	廃棄物をコンクリート又は鉄筋製の容器 (円筒形又はコンテナ) に収納して、 坑道内に積み上げ定置。 破碎岩で埋戻し。
ドイツ (ニーダーザクセン州)	ゴアレーベン処分場 (非発熱性、 発熱性廃棄物処分場)	地表下約500m～3300m に広がる岩塩ドーム (約2億4000万年前に生成)	870m～1200m	①岩洞型 (非発熱性) ②坑道型 (発熱性)	深地層処分 坑道断面 幅6m×高さ3m 岩洞直径は不明	廃棄体+キャニスター+シール材 +埋戻し土 (破碎岩塩)	非発熱性: 岩洞にバラ積み (埋立方式、 懸隔吊下方式) 、岩洞に総積み (底部積上げ) 発熱性: 坑道から鉛直処分孔 (深さ 300m) を掘削、総積み キャスクに収納して坑道内 に水平定置

表-2.2.1(2) 諸外国のTRU廃棄物処分システム(その2)

国名	施設名	地層	深度	施設形態		主要構造寸法	人工バリア構成	廃棄物の定置方法
				処分エコトライ	処方式			
ベルギー	モル地下研究施設	ボーム粘土層(約3500万年前、厚さ約90m)	約230m	坑道型	中深層処分	坑道断面 φ3.5m(内径)	固化材+充填材+坑道ライニング材(コンクリート)	コンクリートもしくはアスファルトで固化した廃棄材を400ドラム缶に収納して坑道内に積みする。 坑道は、ペントナイト、セメント、粉碎したボーム粘土等で充填する。
スウェーデン	SFL-3処分場(現在、候補地14ヶ所)	結晶質岩(花崗岩、片麻岩、斑レイ岩、先カンブリア紀)	約500m	岩洞型	中深層処分	坑道断面 幅18m×高さ21m ×長さ80m	コンクリートの固型材+充填材(グラウト材)+ピット(コンクリート壁)+ペントナイトorペントナイト混合物	岩洞内にコンクリートピットを構築。ピットと岩洞のすき間は、ペントナイト又はペントナイトと砂の混合物を充填。 ピット内に固型化した廃棄体を定置後グラウト材を充填。
スウェーデン	SFR処分場	花崗岩	水深5m、 被り60m	①サイロ型 ②坑道型	中深層処分	サイロ φ30m×高さ50m	廃棄体容器+コンクリート+ポーラスコンクリート充填材+コンクリート外円筒壁+ペントナイト+岩盤表面の吹付コンクリート	廃棄体の特性、また人工バリアシステムに応じて格納する。
イギリス	セラフィールド処分場	火山岩(550m以深)前期古生代	未定	岩洞型	深地層処分	坑道断面 幅25m×高さ35m ×長さ250m	固型化材(セメント系)+充填材+埋戻し材+坑道のライニング材(セメント系)	ドラム缶を岩洞内に積み上げる。詳細は未定。
イギリス	Nirax処分場	硬質岩層	200~1000m	坑道型	深地層処分		廃棄体容器+コンクリートコンテナ+セメント系埋戻し材+コンクリート処分坑道	コンクリートコンテナ内にドラム缶を縦積み。
フィンランド	V LJ処分場	トーナライト	70~100m	サイロ型	中深層処分	低レベル用サイロ φ23.6m×高さ33.6m 中レベル用サイロ φ19.9×高さ32.3m	低レベル: 廃棄体容器+コンクリートコンテナ+碎石層+セメント混合物層+ショットクリート+シリング層 中レベル: 廃棄体容器+コンクリートコンテナ+鉄筋コンクリート+碎石層+セメント混合物層+ショットクリート+シリング	コンクリートコンテナに廃棄体容器を縦置きしコンテナをサイロ内に積み上げる。

2.3 地下空洞の掘削可能性の検討

2.3.1 空洞（トンネル）の安定解析の解析手法

(1) 岩盤分類

(i) 岩盤と岩石

岩盤：ある空間的広がりをもつ自然の岩石集合体である。空間的広がりの大きさとしては、鉱山や土木の工事の対象となる程度の大きさを指し、一般には地質(学)的分離面や岩盤不連続面を含み、不均質、非等方性である¹⁾。

構造物の設計・施工からみて、岩盤は以下の特徴をもつ。

- a. 岩盤には、節理・断層・破碎帶などの大小さまざまな不連続面が存在する。
- b. 一般に、岩盤は、成因の異なる岩盤の多層構造・不整合・接触、あるいは風化変質の進展などにより不均質性の性質をもつ。
- c. 異種岩盤の互層、不連続面の存在が異方性の性質として現れる。
- d. 不連続面の存在は、岩石コアの特性と岩盤のそれとの間に大きな違いを生み、したがって岩石コアの試験結果は岩盤の特性を必ずしも表していない。

なお、硬岩、中硬岩、軟岩の分類の目安として、菊地らは、新鮮な岩石供試体の一軸圧縮強度を指標にして、800kgf/cm²以上のものを硬岩、800～200kgf/cm²のものを中硬岩、200kgf/cm²以下のものを軟岩と呼んでいる²⁾。

岩石：岩石（厳密には岩石供試体）とは、原位置の岩盤からボーリングなどの手段により採取されたものであり、各種の試験に用いるために供試体として所定の大きさ・形状に整形できたものをさす。岩石には、岩盤掘削時に大変形や崩壊という問題が生じる可能性をもつ不連続面が含まれておらず、岩石試験は、対象とする岩盤の中で最も良いところの試験を行っているといっても差し支えない。

したがって、岩石試験を数多く行っても、その結果はあくまでも対象岩盤の良好な部分の試験結果であり、原位置で行う他の試験結果と総合的に判断して、はじめて岩盤としての性状を明らかにすることができます。

(ii) 岩盤分類

岩盤分類とは、岩盤の強度や変形性、透水性などの物性を左右すると考えられる、岩盤の不均質性・不連続性などに関する諸要因を現場で観察計測し、一定の規準に従って、岩盤をグルーピング（岩盤区分）あるいはランクづけ（岩盤等級）することである。そして各グループと目的とする岩盤物性との対応性を求め、その結果に基づいて、構造物の設計に必要な岩盤の物性分布を求め、また施工性を判断しようとするものである³⁾。

以下に電研式岩盤分類（菊地ら）について述べる。

ダム基礎岩盤の耐荷性の評価を目的に、軟岩～硬岩まで同一次元で取り扱える岩盤分類として（財）電力中央研究所の菊地らによって提案された岩盤分類を表-2.3.1 に示す²⁾。当岩盤分類は、原位置岩盤試験結果との対応が明確であることから、ダム基礎、地下発電所だけでなく、多くの構造物の設計に応用することができる。

表-2.3.1 広がりをもった岩盤面についての岩盤等級区分基準（塊状岩盤）²⁾

岩盤等級	硬質岩	中硬質岩	軟質岩
	一応の目安としては、新鮮な岩石のテストピースの乾燥一軸圧縮強度が800 kgf/cm ² 以上のものである。岩石ハンマーによる打撃では一般に金属音を発する。	一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの乾燥一軸圧縮強度が800~200 kgf/cm ² の範囲にあるものである。岩石ハンマーによる打撃ではかなり締まった音を発するが一般には金属音を発しない。この範囲にあるもののうち、軟質側のものは岩石ハンマーの尖頭部による打撃で岩石の表面にわずかにくぼみを生ずる場合もある。	一応の目安としては新鮮な岩石の乾燥一軸圧縮強度が200 kgf/cm ² 以下のものである。岩石ハンマーによる打撃ではにぶい弛緩した音を発し、ときには破壊する場合もある。岩石ハンマーの尖頭部による打撃では岩石の表面に容易にくぼみが生ずる。
A	岩質は極めて新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は全く風化変質しておらず、また節理はほとんど分布していない。岩盤としては極めて堅牢、固密である。		
B	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	岩質は新鮮であり、構成粒子は二次的な風化変質を全く受けていない。また節理などの割れ目はほとんど分布していない。岩盤としては堅固である。この場合、軟質岩に近いものについては、上記のような性状であっても、すでにこのクラスに属さず、C _{ll} 級に属するものがある。	
C _{ll}	岩質はおおむね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造岩鉱物中、長石類および雲母、角閃石などの有色鉱物がわずかに風化変質している場合もあり、また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がわずかに風化変質している場合もある。節理はかなり分布しており、また節理面は風化変質を受けて変色汚染されている場合が多く、ときには風化物質がうすく付着していることもあるが、一般にはおおむね密着している。岩盤としては堅固である。	岩質は新鮮であり、構成粒子は二次的な風化変質を受けている。また節理の分布はまばらで密着している。岩盤としてはおおむね堅固である。ただしこの場合、硬質岩に近いものについては、このような性状でB級に属するものがある。	このクラスの対象となる岩石は、中硬質岩に近いもの（新鮮な岩石の乾燥一軸圧縮強度が150 kgf/cm ² 程度以上）である。岩質は新鮮で、構成粒子は風化変質を全く受けおらず、また節理はほとんど分布していない。
C _M	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し、火成岩の場合と同様、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟在している。このクラスの岩石中には細かな毛髪状割れ目が多く、原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしてはやや軟質な感じを受ける。	構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がやや風化変質しているものが多い。風化程度としてはあまり進んでいないが、原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしてはやや軟質な感じを受ける。	岩質は新鮮であり、構成粒子も二次的な風化変質を受けている。また、節理はほとんど分布していないか、あるいは分布してもまばらであり、しかも密着している。岩盤としては風化をほとんど受けていないが、原岩が軟質な岩石であるので、絶対的な硬さとしては、軟質な感じを受ける。岩盤ハンマーの尖頭部による打撃で岩盤の表面は容易に陥没する。この場合、乾燥一軸圧縮強度が60~70 kgf/cm ² 程度以下のものではすでにこのクラスに属さずC _{ll} 級に属する。
C _M	岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキーな状態を示すものもこのクラスに含まれている。	節理はかなり分布しており、やや開口していることが多く、節理面は風化変質を受け変色汚染されており、しばしば粘土の薄層、風化物質を挟在している。	構成粒子はやや風化変質を受け、固結程度は著しく低下している。
C _L	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは赤褐色を呈する。節理は開口し、粘土および風化物質の挟在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状割れ目の分布が著しく、さらにこの割れ目に沿って風化も進んでいくので、岩石ハンマーによる軽打によって容易に崩壊あるいは陥没する。	構成粒子は風化変質し、固結程度はかなり低くなっている。原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしてはかなり軟質な感じを受ける。	岩盤としては絶対的な硬さとしては、極めて軟質な感じを受ける。
D	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受け、しばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。このクラスの岩盤では節理の分布はむしろ不明瞭である。	構成粒子は風化変質が著しく進み、固結程度は著しく低下し、しばしば砂状および粘土状を呈している。	構成粒子の固結程度は極めて低くなり、大部分は砂状あるいは泥土状を呈している。
該当岩石	(1) 深成岩、半深成岩および火山岩などの火成岩類がこれに該当する。 (2) 中生代以前の砂岩、礫岩、チャート、石灰岩および輝緑凝灰岩などの堆積岩および火山碎屑岩がこれに該当する。ただし粘板岩、頁岩は原則的には除外する。 (3) 変成岩のうち、比較的塊状の片麻岩はこれに該当する。ただし、結晶片岩類は除外する。 その他、新第三紀の堆積岩および火山碎屑岩にもこれに該当するものがある。	新第三紀中新世以前の第三紀の堆積岩（泥岩、シルト岩、砂岩および礫岩）および火山碎屑岩（凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩および溶結凝灰岩）の大部分がこれに該当する。 ただし、第四紀の溶結凝灰岩にはこれに該当するものもある。	新第三紀中新世以降の堆積岩（泥岩、シルト岩、砂岩および礫岩）および火山碎屑岩（凝灰岩、凝灰角礫岩および火山角礫岩）の大部分がこれに該当する。 ただし、第四紀の火山碎屑岩にはこれに該当するものもある。

(iii) 岩盤分類と岩盤物性との相関

岩盤の変形係数、静弾性係数およびせん断強度などの物理定数は、岩盤の耐荷性を示す尺度の代表的なものであり、ダム、空洞などの土木構造物の設計に必要なものである。

岩盤等級区分は、基礎岩盤の地質工学的評価を目的とするものであり、当然これらの物理定数との関連の背景がなければ、目的に沿った区分基準にはなり得ない。

表-2.3.2 に電研式岩盤分類から予想される物理定数の範囲を示す。

表-2.3.2 岩盤分類から予想される物理定数の範囲²⁾

岩盤等級	岩盤の変形係数(kgf/cm ²)	岩盤の静弾性係数(kgf/cm ²)	岩盤の粘着力(kgf/cm ²)	岩盤の内部摩擦角(°)	岩盤の弾性波速度(km/s)	ロックテストハンマー反発度	孔内載荷試験による		引抜き試験によるせん断強度(kgf/cm ²)
							変形係数(kgf/cm ²)	接線弾性係数(kgf/cm ²)	
A～B	50,000以上	80,000以上	40以上	55～65	3.7以上	36以上	50,000以上	100,000以上	20以上
C _H	50,000～20,000	80,000～40,000	40～20	40～55	3.7～3	36～27	60,000～15,000	150,000～60,000	
C _M	20,000～5,000	40,000～15,000	20～10	30～45	3～1.5	27～15	20,000～3,000	60,000～10,000	20～10
C _L	5,000以下	15,000以下	10以下	15～38	1.5以下	15以下	6,000以下	15,000以下	10～5
D									5以下

(2) トンネルの設計の位置づけ

山岳トンネルでは、事前地質調査に基づく施工前の「当初設計」と、施工中の地山挙動に応じた「設計の見直し」が前提となっている。そのためには切羽・支保観察と計測による管理が不可欠であり、いわゆる情報化施工がなされている。調査、設計、施工・計測のフローチャートを図-2.3.1に示す。

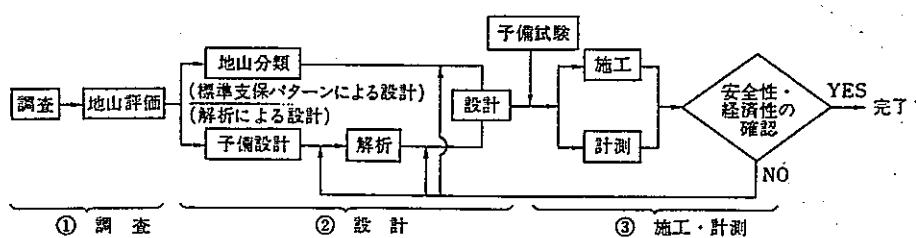


図-2.3.1 設計施工のフローチャート

(3) 設計手法の分類

トンネルの断面形状、掘削工法、支保部材を設計するには、図-2.3.2に示すような様々な手法があり、大きく分類すると経験に基づく手法と力学的な理論に基づく手法とに分けられる。

経験に基づく手法とは、既往の数多くのトンネル工事における実績や経験をもとに、それらを分析した成果に基づくものである。力学的な理論に基づく手法には掘削に伴う応力再配分過程における力学的釣合いを考慮した解析解による方法とFEM等を用いた近似解析による方法がある。

一般の構造物の場合、力学的な理論によって設計がなされている一方、トンネルの場合には、経験的な判断に基づく評価のみで設計が行われるのが通例である。設計の妥当性は実際の施工時の変位計測により確認する。

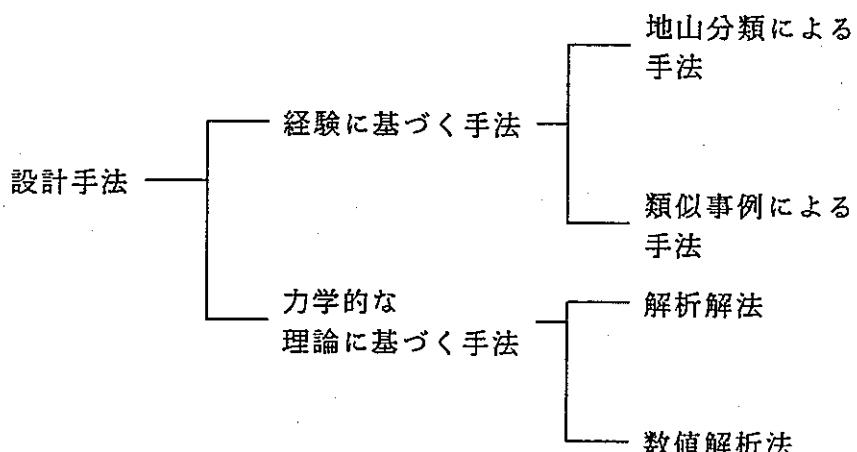


図-2.3.2 トンネルの設計手法の分類

(4) 経験に基づく手法（地山分類による設計）

トンネルの設計・施工に用いる地山分類とは、トンネルの安定性を左右すると考えられる重要な諸物性を、肉眼的に判別可能な複数の指標（例えば、割れ目、風化の状態、弾性波速度等）に着目して総合的に評価することにより、地山をグルーピングあるいはランク付けし、それに対応した設計や施工パターン等を選定しようとするものである。

日本におけるトンネル工事の多い諸機関の場合、過去の多数の実績をもとに、地山分類と対応させて作成した標準設計パターンが設定されており^{4), 5)}、一般的な地山条件の範囲で用いられている。適用にあたっては、過去の実績がベースになっていることから、適用条件に留意する必要がある。

(5) 力学的な理論に基づく手法

(i) 解析解法

解析解法は、力学に基づく定量的な結果が得られ、簡便で計算コストも安いが、トンネル断面形状、掘削手順、支保の効果（モデル化）等の重要な要素を簡略化しているため、非常に限られた仮定条件下での解析のため、適用にあたってはそのあたりを十分に考慮しておく必要がある。

解析解法は大きく分けて、①極限における釣合い状態に基づく方法（破壊時の釣合状態だけ考慮）と、②連続体力学に基づく方法（破壊時に至るまでの応力と歪の関係を考慮）があり、多くの研究者によって種々の条件下での解が提案されている。各方法の分類を図-2.3.3 に、主な理論解析法の特徴を表-2.3.3 に示す。

解析解法の基本的な考え方は、種々の変形や強度特性を有する地山条件のもとで、無限弾塑性体等にモデル化された地山に内圧を有する円孔を開けた場合の解析を行い、得られた壁面変位や塑性領域が許容値内に入るために必要な内圧を求め、それと同等以上の内圧効果を有する支保量を求めようとするものである。

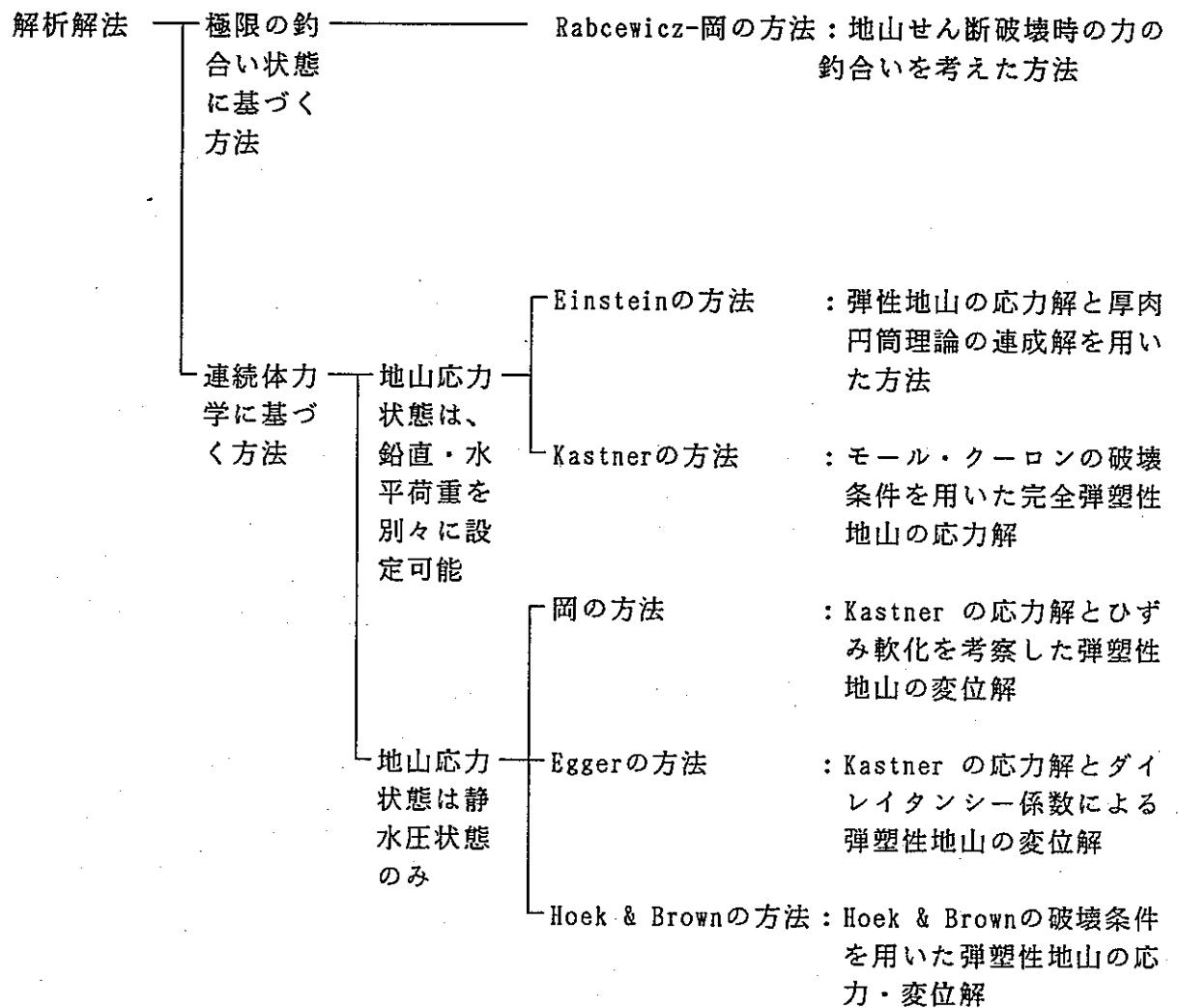
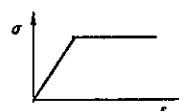
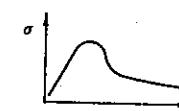
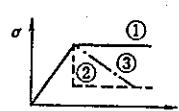
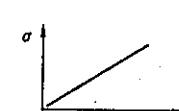


図-2.3.3 主な解析解法の分類

表-2.3.3 主な解析解法の特徴

地山モデル	Rabczewicz-岡 弾塑性体	Kastner 弾塑性体	岡 弾塑性体	Egger 弾塑性体	Einstein 弾性体	Hoek & Brown 弾塑性体
降状後の地山挙動	—	完全弾塑性 	ひずみ軟化 (c, φを塑性ひずみの関数で表現) 	①完全弾塑性 ②急激劣化 ③徐々劣化 	弾性 	急激劣化 (ひずみは塑性論の関連流れ則で計算) 
破壊規準	Mohr-Coulombの規準 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$)	Mohr-Coulombの規準 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$)	Mohr-Coulombの規準 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$)	Mohr-Coulombの規準 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$)	Mohr-Coulombの規準 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$)	Hoek & Brownの規準 ($\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_1 \sigma_3 + s \sigma_1^2}$)
初期地山応力	静水圧状態のみ	側圧係数により鉛直・水平荷重を別々に設定可能	静水圧状態のみ	静水圧状態のみ	個別係数により鉛直・水平荷重を別々に設定可能	静水圧状態のみ
トンネル形状	円形	円形	円形	円形	円形	円形
支保工	内圧効果として以下を考慮可能 <ul style="list-style-type: none">吹付けコンクリート鋼アーチ支保工ロックボルト地山 (ロックボルトが存在する時のみ)	—	内圧効果として以下を考慮可能 <ul style="list-style-type: none">吹付けコンクリート鋼アーチ支保工ロックボルト	内圧効果として以下を考慮可能 <ul style="list-style-type: none">吹付けコンクリート鋼アーチ支保工ロックボルト	円筒モデルとして以下を考慮可能 <ul style="list-style-type: none">吹付けコンクリート鋼矢板	内圧効果として以下を考慮可能 <ul style="list-style-type: none">吹付けコンクリート鋼アーチ支保工ロックボルト <p>各支保の剛性を剛性定数で表現</p>
特徴	・トンネル周辺地山の破壊を考慮した極限設計法 ・ロックボルトによる支保耐力 (せん断耐力) は、せん断すべり面で囲まれた壁面に対してのみ作用するものとする ・ロックボルトの長さが長くなると支保耐力が減少するなど現実にそぐわない点がある (谷本による改善案がある) ・周辺地山や支保部材の変形は考慮されていない ・変位が得られない	・地山内の応力性状が評価できる	・さまざまな地山挙動 (ひずみ軟化) に対する壁面変位・塑性域が評価できる ・入力定数 (塑性ひずみと c, φの関係) が難しい ・応力を求める過程として Kastner の方法が用いられている	・掘削解放率が考慮できる ・さまざまな地山挙動 (完全弾塑性, 急激劣化, 徐々劣化) に対する壁面変位・塑性域が評価できる ・応力を求める過程として Kastner の方法が用いられている	・初期地山応力が等方でない場合に有効 ・支保部材と地山の応力伝達を考慮した以下の解析が可能 Non-slip (円周方向に力を伝達) Full-slip (円周方向には力を伝達しない) ・地山モデルは弾性体しか扱えない	・地山物性を m と s の材料定数で評価している ・支保工の剛性は剛性定数で表すことができる
参考文献番号	6)	7)	6)	6)	8)	9)

(ii) 数値解析法

近年、代表的な数値解析法である有限要素法（F E M）によるトンネルの掘削解析を行う機会が増えてきている。これは以下の理由によると考えられる。

- ・N A T Mによる施工が一般的となり、計測データに基づく管理や設計変更に際して、地山の挙動やトンネルの安定性を定量的に評価する必要性が高まってきている。
- ・都市トンネルにおける周辺建物への影響等の検討が必要になっている。
- ・最近の電子計算機の進歩によって数値解析そのものが比較的容易にできるようになっている。

数値解析による手法は、理論解析による手法に比べて、

- ・地山の不均質性や異方性が考慮できる。
- ・断層等の不連続面のモデル化が可能
- ・地山の初期応力状態の設定は、実状に合わせて調整が可能
- ・任意のトンネル形状を考慮できる
- ・施工手順を追って解析できる
- ・クリープ計算も可能
- ・支保部材は棒要素、梁要素、ソリッド要素等のモデル化のほか、等価節点外力としてもモデル化できる
- ・任意点の変形や応力の出力が可能

などの利点を有している。

なお、トンネル掘削時の安定性評価のための数値解析法には、

- ・有限要素法（F E M : Finite Element Method）
- ・境界要素法（B E M : Boundary Element Method）
- ・個別要素法（D E M : Distinct Element Method）
- ・離散化極限解析法（R B S M : Rigid Body Spring Model）

等がある。それぞれの解析法は表-2.3.4 にあげる特徴を有しており、解析目的に応じて最適な解析手法を選定する必要がある。

表-2.3.4 数値解析手法の特徴

	FEM	BEM	DEM	RBSM
長所	<ul style="list-style-type: none"> 元来、連続体力学に基づいた解析法だが、ジョイント要素により、不連続性も考慮できる 	<ul style="list-style-type: none"> トンネル形状を実状に近い形でモデル化することが可能 	<ul style="list-style-type: none"> 大型形の問題や崩壊過程の解析ができる FEMと比べ、計算時間が短い 	<ul style="list-style-type: none"> FEMと比べ、分離やすべりなどの現象を的確に表現できる 小型コンピュータで容易に計算が可能
短所	<ul style="list-style-type: none"> 微小変形を対象としており、破壊現象を伴う問題には不適 	<ul style="list-style-type: none"> 微小変形を対象としており、また、弾性論を基本としているため、破壊現象を伴う問題には不適 不連続面のモデル化は不可 	<ul style="list-style-type: none"> 計算時間が長い 物性パラメータの設定が困難 	<ul style="list-style-type: none"> 変位が問題となる場合は精度が悪い 物質パラメータの設定が困難 要素分割の方法による影響大
使用実績	多い	FEMより少ないが、RBSM、DEMより多い	少ない	少ない

現時点では有限要素法による掘削解析がよく用いられており、過去の適用実績が多いことから結果に対する信頼性も高いといえる。

トンネルの掘削解析に際しては、図-2.3.4に示すような手順により実施される。大略すると、

- ① 解析方針の決定…解析目的と得られている諸条件から解析方針を設定する。
- ② 解析……………設定された解析方針・条件に沿った掘削解析を実行する。
- ③ 結果の評価…………掘削解析結果に基づくトンネルの安定性評価や、設計・施工への反映を行う。

の3段階に区分される。

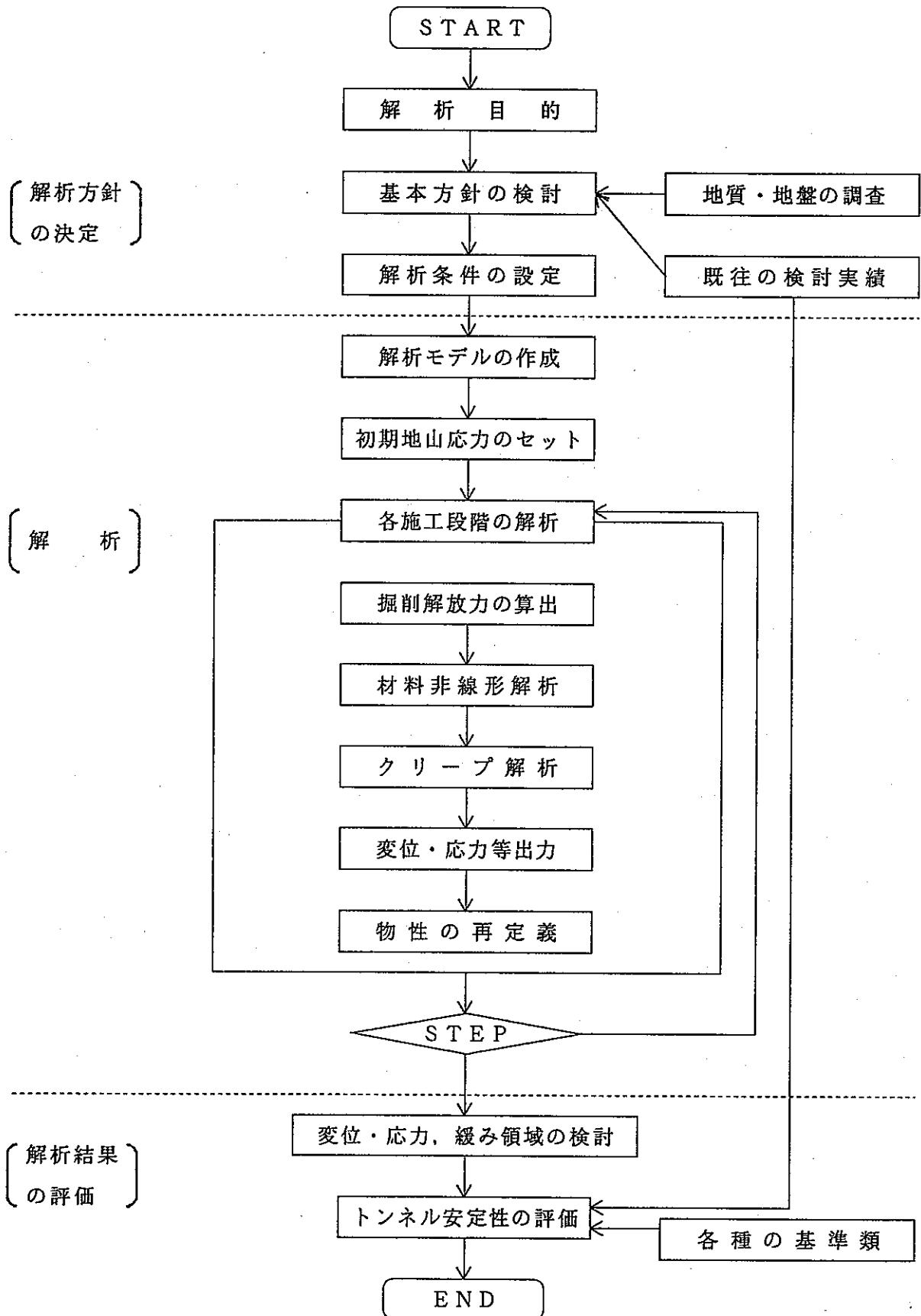


図-2.3.4 FEM掘削解析による検討フローの例

2.3.2 解析解法による掘削可能性の検討

(1) 解析解法

空洞の安定解析については、前に述べたようにさまざまな手法が提案されている。

ここでは、図-2.3.5に示すように初期応力が静水圧状態である円形トンネルを対象とし、モール・クーロンの破壊基準を用いた弾塑性理論（岡，1977）を適用して空洞安定解析を行う。初期応力は、土被り圧の1.5倍の値が等方等圧に作用するものと仮定する。

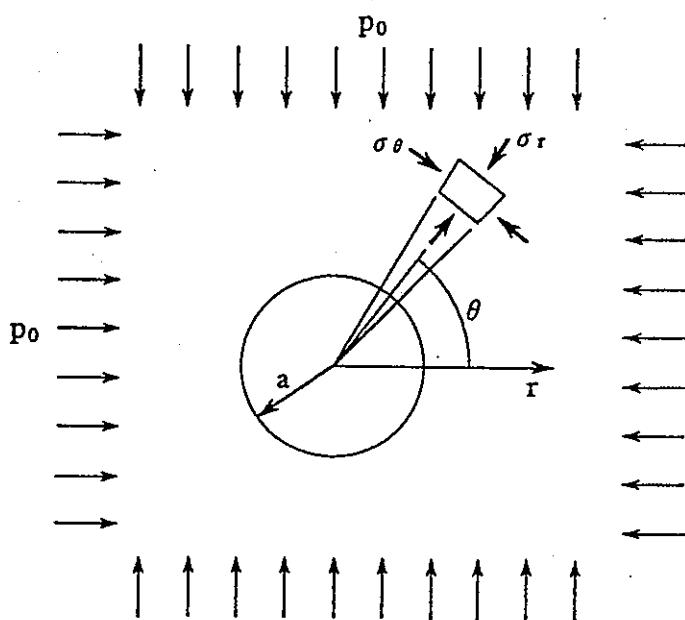


図-2.3.5 弾塑性解析モデル

また、降伏後の岩盤挙動としてバイリニア型の完全弾塑性モデルを用いる。

モール・クーロンの破壊基準は次式で表すことができる。

$$\sigma_\theta = \lambda \sigma_r + q_u$$

ここで、

$$\lambda = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

q_u ：一軸圧縮強度 σ_r ：半径方向応力

c ：粘着力 σ_θ ：接線方向応力

$$q_u = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

ϕ ：内部摩擦角

である。

破壊領域の応力は、

$$\sigma_r = \left(\frac{r}{\alpha}\right)^{\lambda-1} \cdot \left(p_i + \frac{q_u}{\lambda-1}\right) - \frac{q_u}{\lambda-1} \quad p_i : \text{内圧} \quad \alpha : \text{トンネル半径}$$

r : 任意円の半径

$$\sigma_\theta = \lambda \left(\frac{r}{\alpha}\right)^{\lambda-1} \cdot \left(p_i + \frac{q_u}{\lambda-1}\right) - \frac{q_u}{\lambda-1}$$

となる。

弾性領域と破壊域の境界半径 R は、

$$R = \alpha \left\{ \frac{2}{\lambda+1} \cdot \frac{p_0(\lambda-1) + q_u}{p_i(\lambda-1) + q_u} \right\}^{\frac{1}{\lambda-1}}$$

p_0 : 地山の初期応力

である。

境界半径の応力状態は、

$$\sigma_{r,R} = \frac{2p_0 - q_u}{\lambda+1} = p'$$

$$\sigma_{\theta,R} = \frac{2p_0\lambda + q_u}{\lambda+1}$$

であり、

一方、境界半径の変位 u_R は、

$$u_R = \frac{(1+\nu)(p_0 - p')}{E} \cdot \frac{R^2}{R} \quad \nu : \text{ポアソン比}$$

E : 弹性係数

である。

トンネル側面での変位量 u_i は、次式となる。

$$u_i = \frac{(1+\nu)(p_0 - p')}{E} \cdot \frac{R^2}{\alpha}$$

(2) 解析に用いる岩盤物性値

岩盤の力学的物性については、結晶質岩系岩盤としては日本に広く分布する花崗岩を、堆積岩系岩盤としては新第三紀の堆積岩を代表的な岩種とし、いくつかの実測例を参考にして、結晶質岩系岩盤については2種類の物性を、堆積岩系岩盤については、3種類の物性を検討用に設定する。表-2.3.5に検討に用いる岩盤物性値を示す¹⁰⁾。

表-2.3.5 検討に用いる岩盤物性値

物性値 岩盤分類		単位体 積重量 (kg/m ³)	弾 性 係 数 (MPa)	泊アソ比	粘着力 (MPa)	内 部 摩擦角 (deg)
結晶質岩系岩盤	A	2,700	30,000	0.2	7.5	35
	B		10,000	0.2	6.0	35
堆積岩系岩盤	A	2,300	4,000	0.3	4.0	30
	B		2,000	0.3	2.0	30
	C		1,000	0.4	1.0	25

(3) 空洞安定解析

上記の5種類の岩盤物性について空洞安定解析を行い、深度と地下空洞の掘削可能半径の関係を図-2.3.6、図-2.3.7に示す。図-2.3.6は結晶質岩に対するものを、図-2.3.7は堆積岩に対するものである。

塑性領域（ゆるみ域） $R_p (=R - a)$ をどのあたりまで許容するかは、人工バリアシステムの性能に関わる問題であるので詳細な検討を要するが、今回の解析では、岩盤の塑性領域の許容値を1.5mと仮定する。また、支保工には長期の力学的強度は期待できないため、支保工による内圧の効果は考慮していない。

今回の解析結果によると、深度500mにおける掘削可能半径は、結晶質岩では12~20m、堆積岩では1~5mの範囲となっている。図-2.3.6及び図-2.3.7には、既存のトンネルの施工例を合わせ示している。

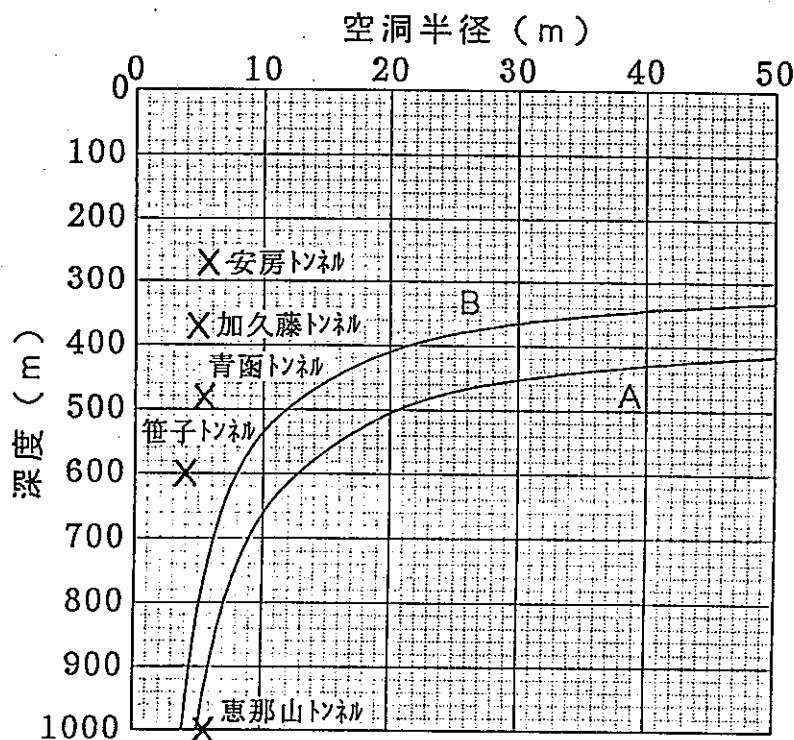


図-2.3.6 結晶質岩における深度と空洞掘削可能半径の関係

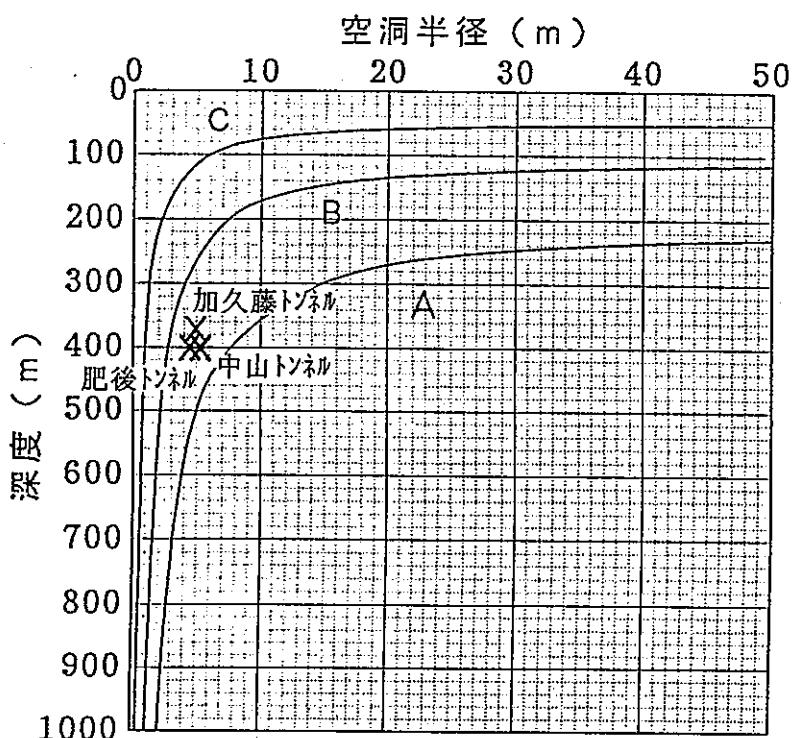


図-2.3.7 堆積岩における深度と空洞掘削可能半径の関係

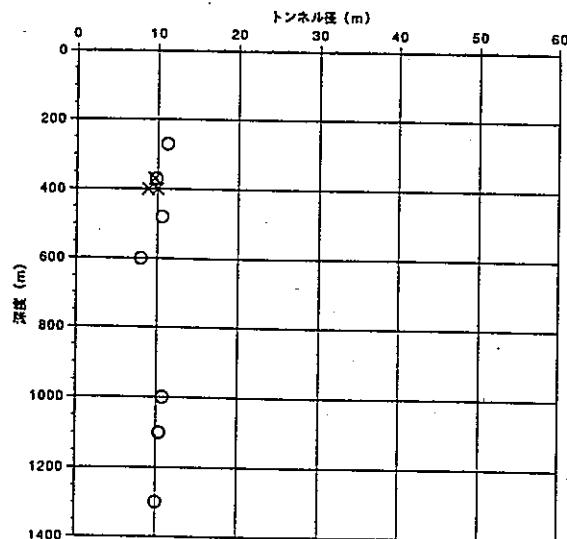


図-2.3.8 トンネルの施工実績

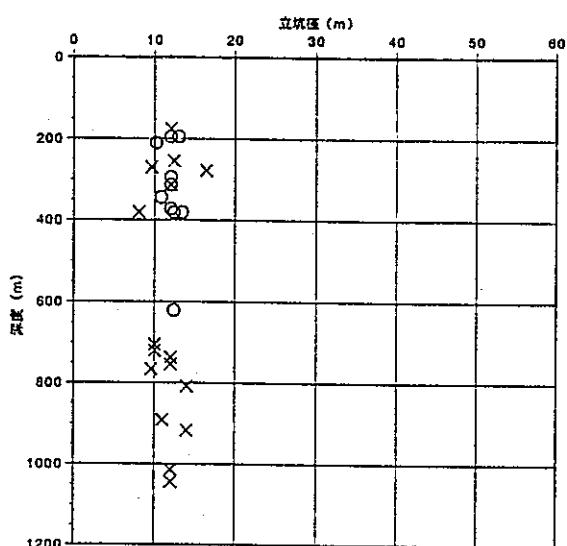
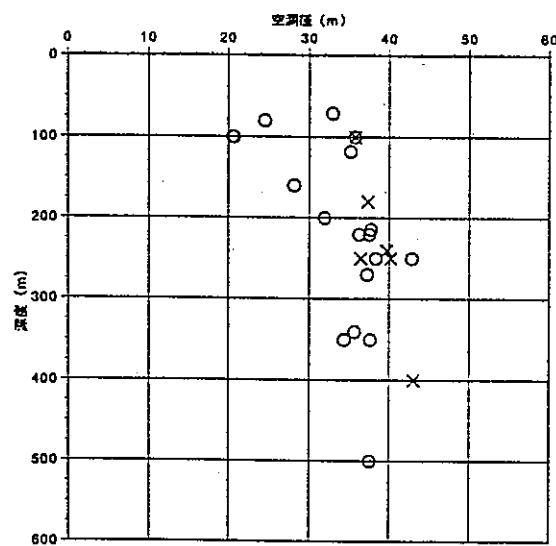


図-2.3.9 立坑の施工実績



○	(結晶質岩)
×	(堆積岩)

図-2.3.10 大空洞の施工実績

2.4 処分システムの成立性の検討

本章では、代表的な地下構造物や諸外国のTRU廃棄物処分システムの施工実績を調べ、地下空洞の安定解析を行った。ここでは、TRU廃棄物処分システムの成立の可能性を検討する。

①地下構造物等の調査

・トンネルの施工実績

表-2.1.1を基にトンネル直径（便宜的に円ト仮定）と深度（土被り）の関係を示したものを見ると、道路・鉄道トンネルの範囲では土被り1,300m（大清水トンネル）という実績があるが、円形断面と仮定すると他の例も含めて半径はいずれも6m未満である。土被り500m程度のトンネル周辺の地質は、堆積岩と結晶質岩どちらの例もあるが、1,000m程度では結晶質岩が多い。

・立坑の施工実績

表-2.1.2を基に立坑径と深度の関係を示したものを見ると、深度約1,000mの例もあるが、径は6m前後のものが多い。

・大空洞の施工実績

表-2.1.3を基に空洞直径と深度の関係を示したものを見ると、最大断面積は約1,500m²（円形断面と仮定すると直径約44m）、土被りは400mである。この空洞の岩種は堆積岩であるが、強度的には硬岩といえる。

② TRU廃棄物処分システムの調査

諸外国のTRU廃棄物処分システムの形態としては、坑道型が最も多い。そのうち硬岩では600～1000m、軟岩では200～300mで計画されているものが多数あり岩種との相関性が強い。

③地下空洞の掘削可能性の検討

理論解析法を用いた空洞安定解析の結果によるとゆるみ域を1.5mとし、支保工がない場合には、深度500mにおける掘削可能半径は、結晶質岩では12～20m、堆積岩では1～5mの範囲となっている。

検討結果を表-2.4.1に示す。

表-2.4.1 処分システムの成立性の検討結果

処 分 形 態		坑 道 型		岩 洞 型		サイロ型		
岩 種		硬 岩	軟 岩	硬 岩	軟 岩	硬 岩	軟 岩	
実績	T R U 廃棄物処分場としての実績（海外）		600～1000mで計画多数	200～300mで計画あり	500m程度の計画が多い	計画無し	計画はあるが岩種や深度との相関は特定できず	
	他の類似構造物の実績（国内）		道路・鉄道用トンネルの実績多い 筑山には深度1000m以上のものもある	道路・鉄道用トンネルの実績多い	地下発電所・石油備蓄基地の実績あり（土被り最大400m程度）	実績は少ない	地下発電所・石油備蓄基地の実績あり（土被り最大400m程度）	実績は少ない
力学的成り立性	掘削可能半径 (空洞安定解析結果)	深度500m	12～20m	1～5m	12～20m	1～5m		
		深度1000m	4～5m	比較的硬目であれば、1～2m	4～5m	比較的硬目であれば、1～2m		
その他の事項		<ul style="list-style-type: none"> トンネル覆工に作用する水圧を考慮する必要がある。 空洞断面積が小さい分、他の処分形態よりも耐震上有利。 		<ul style="list-style-type: none"> トンネル覆工に作用する水圧を考慮する必要がある。 空洞断面積が大きい分、他の処分形態よりも耐震上不利。 		<ul style="list-style-type: none"> サイロ軸体に作用する水圧を考慮する必要がある。 ペントナイトが吸水することによる各種の影響（膨潤圧、支持力低下、変形特性の変化）がサイロ軸体に与える影響を検討する必要がある。 		

これらの検討結果から以下のことが確認できる。

- a. 今市発電所等の実績から、深度500m程度において大断面の空洞が掘削可能である。
- b. 空洞安定解析の結果によると、周辺地盤が硬岩の場合、深度500mで半径12~20m程度の空洞が掘削可能である。
- c. 欧米では具体的に計画が進んでおり、それらを参考にすることができる。

海外のTRU廃棄物処分システムは地下300~500mに建設することが検討されている。

処分システムの必要半径やその周囲の地質にもよるが、半径20m以内の空洞を硬岩に掘削するのであれば、その成立の可能性は十分にあると考えられる。

参考文献

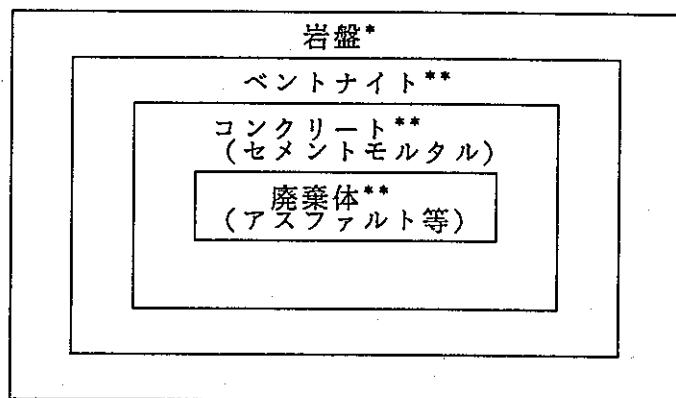
- 1) 土質工学会：土質工学用語辞典， p.156, 1987
- 2) 菊地，藤枝，岡，小林：ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価，日本応用地質学会・応用地質特別号 岩盤分類，pp.103～118, 1984
- 3) 小島圭二：日本応用地質学会・応用地質特別号 岩盤分類，まえがき，1984
- 4) 財団法人鉄道総合技術研究所：N A T M 設計施工指針，pp.31～35, pp.46～52, 1987
- 5) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル，pp.32～36, pp.79～87, 1985
- 6) 土木学会：ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法の手引書，pp.74～76, pp.80～88, 1984
- 7) 高山昭：N A T M の理論と実際，土木工学社，pp.7～8, 1983
- 8) Einstein, H. H., Schwartz, C. W.: Simplified Analysis Tunnel Supports, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT4, April, 1979
- 9) E. フック・E. T. ブラウン（小野寺透他訳）：岩盤地下空洞の設計と施工，土木工学社，pp.103～105, pp.183～191, 1985
- 10) 動力炉・核燃料開発事業団：高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書 - 平成3年度 - , p.3-44, 1992.9.

3. 人工バリアの力学定数の調査・取得

3.1 長期力学的挙動に関する調査

3.1.1 人工バリアシステムの長期力学的な観点から考えられる挙動

下図のようなバリアシステムを想定し工学的観点から長期にわたるバリア材に考えられる挙動を表-3.1.1に整理する。



* ; 天然バリア
** ; 人工バリア

表-3.1.1 バリア材の長期挙動と問題点

	バリア材	長期挙動及び問題点	本年度調査
人 工 バ リ ア シ ス テ ム	廃棄体 (アスファルト)	クリープ	○
		腐食による体積膨張	
		ガス発生	
		有害空隙による体積減少	
		発熱	
	コンクリート (セメントモルタル)	クリープ	○
		ガス透気	
	ペントナイト 混合土	圧密	○
		クリープ	○
		膨潤	○
		ガス透気	
天然 バリアシステム	岩盤	クリープ	○

表-3.1.1に示した長期力学的挙動は単独に起こる現象ではなく、それぞれが相互に関係して起こる可能性がある。したがって、関連性を明らかにして考察を進めるべきであるが、第1段階として、

- ① ベントナイト混合土の厚密
- ② ベントナイト混合土のクリープ
- ③ ベントナイト混合土の膨潤
- ④ 岩盤のクリープ
- ⑤ コンクリート（セメントモルタル）のクリープ
- ⑥ アスファルトのクリープ

の調査を実施する。

(1)ベントナイト混合土の圧密

サイロ型の処分施設の場合、底部に外周充填材としてベントナイト混合土を用いるため、サイロの重量により圧密が起こり、沈下することが予想される（図-3.1.1参照）。

沈下が生じると岩盤と廃棄体との距離が接近すること、さらに沈下に伴い天然バリアと人工バリアとの剥離が生じることにより、止水性及び核種の吸着性等の機能を損なう可能性がある。

また、ベントナイト混合土は処分施設へのアクセス坑道や立坑の充填材、またプラグなどにも使用されるものと考えられる（図-3.1.2参照）。この場合にも圧密沈下が生じると人工バリアの機能を損なう恐れがある。従ってベントナイト混合土の圧密特性を把握することは非常に重要である。

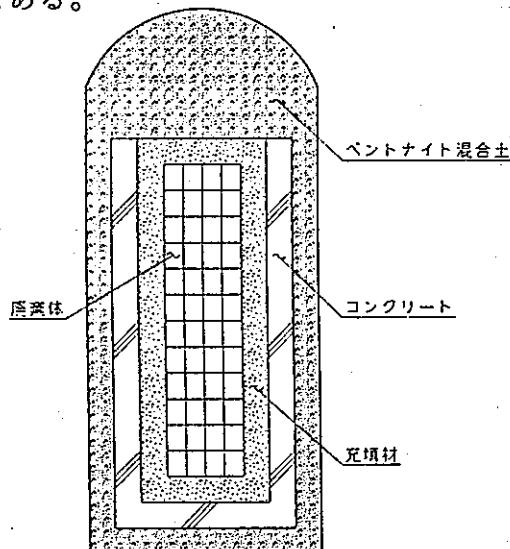


図-3.1.1 サイロ型の処分施設

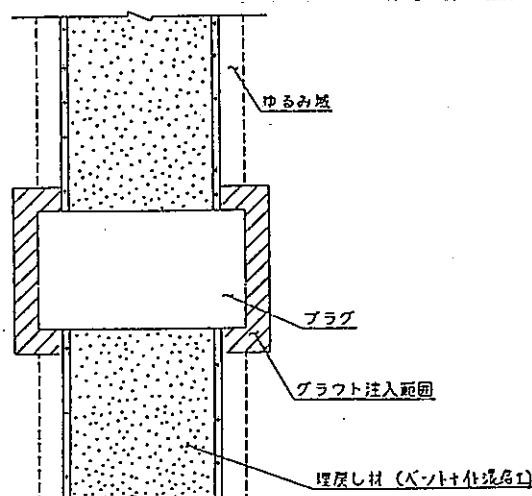


図-3.1.2 立坑の概念図

(2)ベントナイト混合土のクリープ

ベントナイト混合土のクリープ現象は粘弾塑性的挙動が取り扱われる。構造骨格そのものの作用荷重に対する瞬間的変形と遅延変形の問題であり、時間が応力やひずみに対して支配的な因子となる。圧密現象における過剰隙水圧の消滅後におこる変形（二次圧密）もクリープとして扱われることもある。

ベントナイト混合土のクリープは、圧密終了後も長時間にわたり起こる現象であるため人工バリアの機能を損なう可能性がある。従って圧密と同様にその力学的特性を把握する必要がある。

(3)ベントナイト混合土の膨潤

ベントナイト混合土に地下水が浸潤するに従いベントナイト混合土が膨潤し、緩衝材に膨潤圧が発生する。膨潤圧が発生すれば、コンクリートサイロ等に応力が加わり、人工バリアとしての要求性能が確保できなくなることも考えられる。従って、ベントナイトの膨潤量あるいは、膨潤圧を予測することは非常に重要である。

ベントナイトの膨潤圧は、ベントナイトに含まれるモンモリロナイトの含有量に依存している。従って、使用するベントナイト系の人工バリア材に応じた膨潤圧特性を把握する必要がある。

ベントナイト混合土の膨潤特性については現在、実験的に膨潤特性を確認しているだけで、解析するための予測モデルは確立されていない。今後、実験と解析の両面から活発な研究が望まれる。

(4) 岩盤のクリープ変形による人工バリア材への影響

地下に岩盤空洞を掘削した場合、偏差応力が発生しクリープ変形が進行し、破壊に至る。しかし、地下処分施設の場合、空洞内部は人工バリア材等で充填されるので岩盤壁面には人工バリア材料からの反力につりあって安定する。岩盤と廃棄体とその間を充填する人工バリアとの応力分担状況は、岩盤のクリープ変形の進展に伴い変化する。この場合、人工バリア材に加わる応力の増加により力学的な安定性を損なう可能性がある。

このように岩盤のクリープ変形に起因する応力増加がベントナイト混合土の変形に及ぼす影響を考える場合には、その原因となる岩盤のクリープ変形を把握する必要がある。

(5) 充填材（セメントモルタル、アスファルト）のクリープ変形による人工バリア材への影響

現状では充填材の候補としてセメントモルタルやアスファルトが挙げられる。充填材は周囲からの外力によりクリープ変形が生じると考えられる。従ってこれらのクリープ変形を予測するために評価モデルを調査しておくことは重要である。

これらの材料のクリープ変形が長期的に人工バリア材にどのように影響するかは確認されておらず今後の課題である。本研究ではセメントモルタルとアスファルトのクリープ特性の基本的特性を調査する。

3.1.2 長期力学的挙動を予測するためのモデル

本研究では人工バリアの挙動において特にベントナイト混合土そのものの挙動に注目し、そのうちでも圧密、クリープについて検討する。

ベントナイトを対象にした構成則として、粘性土を対象にした構成則が代用できると考えられる。以下に粘性土の圧密、クリープのモデルについて述べる。

また岩盤、セメントモルタル、アスファルトのクリープについて、現状で考えられているモデルについて調査し、その結果を述べる。

(1) 粘性土の圧密

圧密については3次元の圧密問題に適用可能なBiotの圧密理論¹⁾を適用するものが主流である。本研究においてもBiotの圧密理論の内容について述べる。

この理論は土を弾性体とし、線形の土の釣合い条件と間隙流体の連続条件を連成させて定式化を行ったものであり、その理論的整合性は従来より高く評価されている。土を弾塑性あるいは弾粘塑性問題として考える場合はBiotの圧密理論の構成則に弾塑性モデルあるいは弾粘塑性モデルを適用すればよい(図-3.1.3参照)。

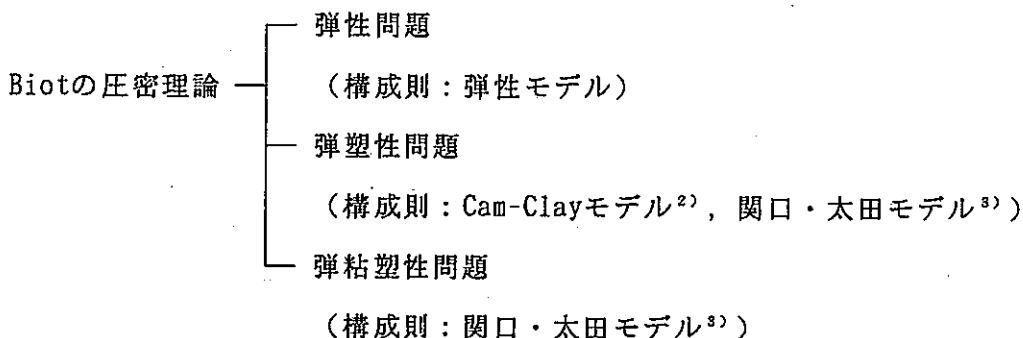


図-3.1.3 Biotの圧密理論

以下にBiotの式について述べる。

(i) 応力・浸透流連成解析の基本方程式

圧密沈下現象を解析するための飽和・不飽和領域における応力・浸透連成解析の基本方程式を本節では示す。

応力・浸透流連成解析の基本方程式は固相、液相に二相の混合体理論に基づくBiotの方程式である。

Biotの方程式で以下のような仮定、

- ・対象とする現象の速度が十分遅いとして、加速度項が全て無視できる。
- ・液相の運動方程式としてDarcy 則が用いられる。
- ・不飽和土を含む質量保存則が導ける。

をおくことにより、応力・浸透流連成解析の基本方程式が導かれる。

a. つり合い方程式

静的問題の連続体に対するつり合い式は以下の方程式となる。

$$\sigma_{ij,j} + \rho_s b_i = 0 \quad \dots \quad (3.1.1)$$

ここに、

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \chi \delta_{ij} \gamma_w \phi \quad (\text{飽和のとき } \chi = 1, \text{ 不飽和のとき } \chi = 0)$$

σ'_{ij} : 有効応力テンソル

δ_{ij} : クロネッカーのデルタ ($i=j$ のとき $\delta_{ij}=1$, $i \neq j$ のとき $\delta_{ij}=0$)

γ_w : 水の単位体積重量

ϕ : 圧力水頭 (=全水頭 - 位置水頭)

ρ_s : 固相+液相の密度

b_i : 物体力

b. 間隙水の運動方程式 (Darcy 則)

$$v_i = -k(\theta) \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad \dots \quad (3.1.2)$$

ここに、

v_i : 流速

$k(\theta)$: 透水係数

不飽和領域では体積含水率 θ および飽和透水係数の関数となる。

h : 全水頭

c. 質量保存式（飽和・不飽和領域）

$$v_i = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \dots \quad (3.1.3)$$

ここで右辺は、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \theta}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial t} (n S_r) \\ &= S_r \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} + n \frac{\partial S_r}{\partial t} \\ &= S_r \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} + n \frac{\partial S_r}{\partial \phi} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots \quad (3.1.4) \\ &\equiv S_r \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} + c(\phi) \frac{\partial \phi}{\partial t} \end{aligned}$$

ここに、

S_r : 飽和度

u_i : 変位

$c(\phi)$: 比水分容量で $c = \frac{\partial \theta}{\partial \phi}$

n : 間隙率

なおここで2つの仮定がおかれている。すなわち、

- ・間隙流体の圧縮性が飽和領域、不飽和領域の双方で無視されている。

- ・ $n \frac{\partial S_r}{\partial \phi} = \frac{\partial (n S_r)}{\partial \phi} = \frac{\partial \theta}{\partial \phi} = c(\phi)$ と近似されている。

d. 応力・ひずみ関係式

$$\sigma'_{ij} = D_{ijk1} \varepsilon_{k1} \quad \dots \quad (3.1.5)$$

ここに、

D_{ijk1} : 応力・ひずみテンソル

ε_{k1} : ひずみテンソル

e. ひずみ・変位関係式

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad \dots \quad (3.1.6)$$

以上、(3.1.1)～(3.1.5)式を用いて、次の2式が導かれる。

・つりあい式

$$\left\{ \frac{1}{2} D_{i,j,k} (u_{k,i} + u_{i,k}) + \chi \delta_{ij} \gamma_w h \right\}_{,j} + (\rho_s - \delta_{ij} \gamma_w \delta_{is}) b_i = 0 \quad (3.1.7)$$

・透水の式

$$\{ k(\theta) h_{,i} \}_{,i} - \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} S_r - c(\phi) \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3.1.8)$$

結局、(3.1.7)、(3.1.8)式が応力・浸透流連成解析の基本方程式となる。

(ii) 弹塑性構成式

土を弾塑性と考える場合は(3.1.5)式において弾塑性構成式を適用すれば良い。

現在、ダイレイタンシー等の土の力学的特性を反映できるようなモデルや土の異方性、時間効果をうまく説明できるモデルが提案されている。その代表的な例として、Cam-Clayモデル、関口・太田モデル等がある。

<Cam-Clayモデル>

Cam-Clayモデルは土を一種の弾塑性材料と仮定し、弾塑性材料となる条件を、 e 、 p 、 q 空間 (e : 間隙比、 p : 平均有効主応力、 q : 偏差応力) で規定される一つの曲面 (降伏曲面) で示し、さらに応力 - ひずみの関係は塑性ひずみ増分の方向がこの降伏曲面と直交するといった塑性論により誘導したものである。最近ではCam-Clayモデルを用いた解析ツールとして汎用ソフトパッケージがある⁴⁾。

<関口・太田モデル>

Cam-Clayモデルと等価な弾塑性モデルである。

関口・太田モデルは主要素の異方応力状態、主応力の回転さらにそれに伴うダイレイタンシー効果の変化等を表現できる。

原位置における土の力学的挙動をよく説明できる土の構成式は関口・太田モデルである。

以下に関口・太田モデルの弾塑性構成式について述べる。

a. 体積変化

材料の体積変化 ε_v は、圧密 (圧縮) 成分 ε_{v_c} とダイレイタンシー成分 ε_{v_d} とに分けて考えられる。

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{v_c} + \varepsilon_{v_d} \quad \dots \quad (3.1.9)$$

圧密による体積ひずみ ε_{v_c} は $e \sim \ell_n P$ 関係の直線性を仮定し、

$$\text{正規圧密状態では、 } \varepsilon_{v_c} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ell_n \frac{P}{P_0} \quad \dots \quad (3.1.10)$$

$$\text{過圧密状態では、 } \varepsilon_{v_c} = \frac{\kappa}{1+e_0} \ell_n \frac{P}{P_0} \quad \dots \quad (3.1.11)$$

但し、

- $P = \sigma_{zz}'$: 平均主応力
- e : 間隙比
- e_0 : 初期平均主応力 P_0 に対する e
- λ : 圧縮指数
- κ : 膨潤指数

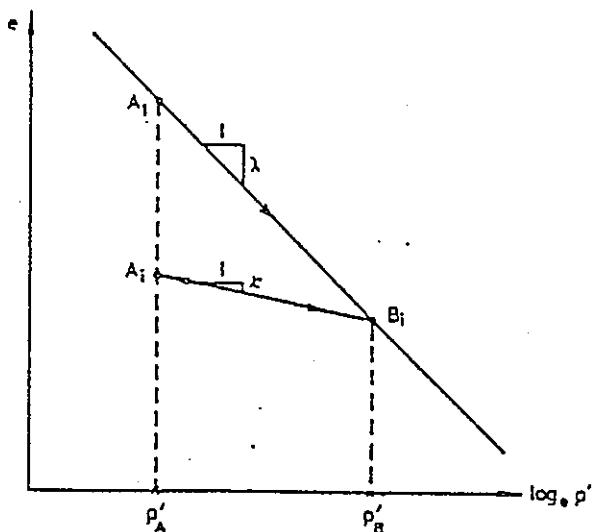


図-3.1.4 $e - \log P$ 関係

一方、ダイレイタンシーによる体積変化 ε_{vd} に関しては、関口・太田は次式を提案している。

$$\varepsilon_{vd} = D \eta^* \quad \dots \quad (3.1.12)$$

ここで、

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{S_{ij}}{P} - \frac{S_{ij0}}{P_0} \right) \left(\frac{S_{ij}}{P} - \frac{S_{ij0}}{P_0} \right)} \quad \dots \quad (3.1.13)$$

$$S_{ij} = \sigma_{zz}' - P \delta_{ij} \quad \dots \quad (3.1.14)$$

S_{ij0} 、 P_0 ：異方圧密 (K_0 圧密) 終了時の S_{ij} 、 P の値

b. 構成式

体積変化 ε_v に関して、圧密成分 ε_{v_0} の内、膨潤過程、すなわち過圧密領域においては、体積ひずみは可逆的であり、非線形弾性的性質とみなし、正規領域では非可逆的な変形をも含んだ弾塑性的性質と考えられる。まだダイレイタンシー成分 ε_{v_d} は可逆的な変形は含まないと考える。

したがって、非可逆的な（塑性的な）体積ひずみ ε_v^p は、(3.1.10), (3.1.11), (3.1.12) 式から、

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{P}{P_0} + D \eta^* \quad \dots \quad (3.1.15)$$

と表される。さらに(3.1.15) 式は、

$$d \varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{d P}{P_0} + D \eta^* \quad \dots \quad (3.1.16)$$

と表されるので、 ε_v^p を硬化パラメータとする弾塑性理論に適用すると降伏関数 f との間に、

$$d f = d \varepsilon_v^p \quad \dots \quad (3.1.17)$$

が成立するので、降伏関数 f は、

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{P}{P_0} + D \eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad \dots \quad (3.1.18)$$

と定義できる。塑性ポテンシャルとして、降伏関数を用いる関連流れ則を用いると、塑性ひずみ増分テンソル $d \varepsilon_{ij}^p$ は、

$$d \varepsilon_{ij}^p = h \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad \dots \quad (3.1.19)$$

ここで、 h はスカラーパラメータであり、応力空間上の応力点は(3.1.18)式により表される降伏曲面上にあるという適合条件から以下のようになる。

$$\begin{aligned} d f &= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d \sigma_{ij} - d \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij} \\ &= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} - d \varepsilon = 0 \quad \dots \quad (3.1.20) \end{aligned}$$

従って、

$$h = -\frac{d \varepsilon_v^p}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}, \delta_{ij}} \quad \dots \quad (3.1.21)$$

で求まる。(3.1.19)式に(3.1.21)式を代入することにより塑性ひずみ増分テンソルは、

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij}^p &= d\varepsilon_v^p \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}}, \delta_{kl}} = \left(\frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{dP}{P_0} + D d\eta^* \right) \\ &\times \left\{ \frac{1}{3} \delta_{ij} + \frac{\frac{3}{2} \eta^* \left(\frac{S_{ij}}{P} - \frac{S_{ij0}}{P_0} \right)}{D(1+e_0) - \frac{3}{2} \eta^* \frac{S_{kl}}{P} \left(\frac{S_{kl}}{P} - \frac{S_{k10}}{P_0} \right)} \right\} \end{aligned} \quad (3.1.22)$$

(2) 粘性土のクリープ

関口・太田は弾塑性モデルに粘性効果を考慮し、クリープ問題を扱えるモデルを提案している。

以下に基本式を示す。

<弾・粘性構成式>

粘性効果を考慮したモデルでは、一次元圧密における二次圧密挙動に対する考察より、材料の体積ひずみ ε_v は(3.1.9) 式に二次圧密項、

$$\varepsilon_{vs} = -\alpha \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_{v0}} \right) \quad \dots \quad (3.1.23)$$

を加えたものであると定義している。すなわち、

$$\varepsilon_v = \underbrace{\frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{P}{P_0}}_{\varepsilon_{vc}} + \underbrace{D \eta^*}_{\varepsilon_{vd}} - \underbrace{\alpha \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_{v0}} \right)}_{\varepsilon_{vs}} \quad \dots \quad (3.1.24)$$

と表される。

方程式(3.1.24)を解くことによって、粘塑性体積歪み ε_v^{vp} は次式で与えられる。

$$\varepsilon_v^{vp} = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\varepsilon_{v0} t}{\alpha} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right\} \quad \dots \quad (3.1.25)$$

ここに、

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{P}{P_0} + D \eta^* \quad \dots \quad (3.1.26)$$

さらにスカラー関数 F を、

$$F = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\varepsilon_{v0} t}{d} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right\} - \varepsilon_v^{vp} \quad \dots \quad (3.1.27)$$

と定義する。

関数 $F = 0$ は、有効応力空間内の一つの曲面を与えており、粘塑性体積ひずみ ε_v^{vp} が硬化パラメータの役割をしている。したがってスカラー関数 $F = 0$ は粘性を考慮に入れた降伏曲面（流動曲面）と定義できる。関連流れ則を仮定することより、

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad \dots \quad (3.1.28)$$

と定められ、後は粘性項を無視した弾塑性構成式と同様の誘導で λ を規定することができる。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ki}} \dot{\sigma}_{ki} + \frac{\partial F}{\partial t}}{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \delta_{mn}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad \dots \quad (3.1.29)$$

(3) 岩盤、充填材のクリープ

クリープとは応力を瞬間に与え、それを長期間一定に保ったとき、瞬間的には弾性ひずみ ε_0 を生ずるが時間の経過とともにひずみが増大する粘性的な現象である。クリープは多くの材料でみられる現象である。図-3.1.5 にクリープ曲線（ひずみ-時間曲線）を示す。

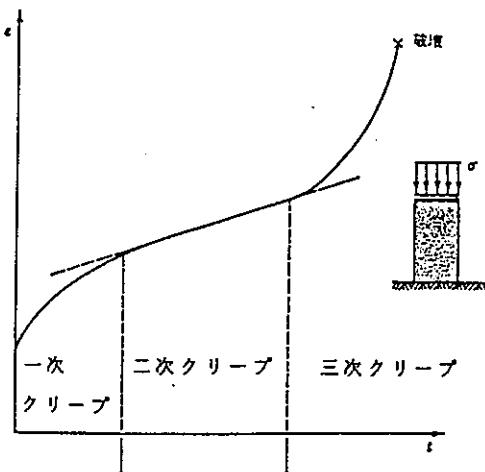


図-3.1.5 クリープ曲線

現象面からみたクリープの分類に応じて、3次クリープを除いたクリープ曲線を表す経験式として、

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha t + f(t)$$

ε_0 : 瞬間ひずみ

αt : 2次クリープ

$f(t)$: 1次クリープ

が従来よく使われている。

$f(t)$ についてはいろいろな形の式が提案されているが、最も普通に使われているのは、 $\beta \log t$ または $\beta \log(1+t)$ である⁵⁾。しかし、岩石の一軸圧縮クリープについては、2次クリープの項 αt も含めて、 $\alpha \cdot t^b$ が最もよく実験結果に適合するという報告もある⁶⁾。

なお、3次クリープについては、このような数式化は困難であるとされており、この部分に関する研究は最近始まったところである。

一方、力学的モデルから粘弾性的挙動を説明し、クリープ曲線を数式化しようとする試みも行われている。粘弾性モデルは、フック弾性を表すばねとニュートン粘性を表すダッシュポット（図-3.1.6）を基本要素とし、これらの組合せによって作られる。

ここでは、最もよく用いられる4要素モデルについて示す。

このモデルは、ばねとダッシュポットそれぞれ1要素ずつから成る最も単純なMaxwellモデルとVoigt モデル（図-3.1.7）を直列に連結したBurgers モデルである。Burgers モデルを図-3.1.8に示す。

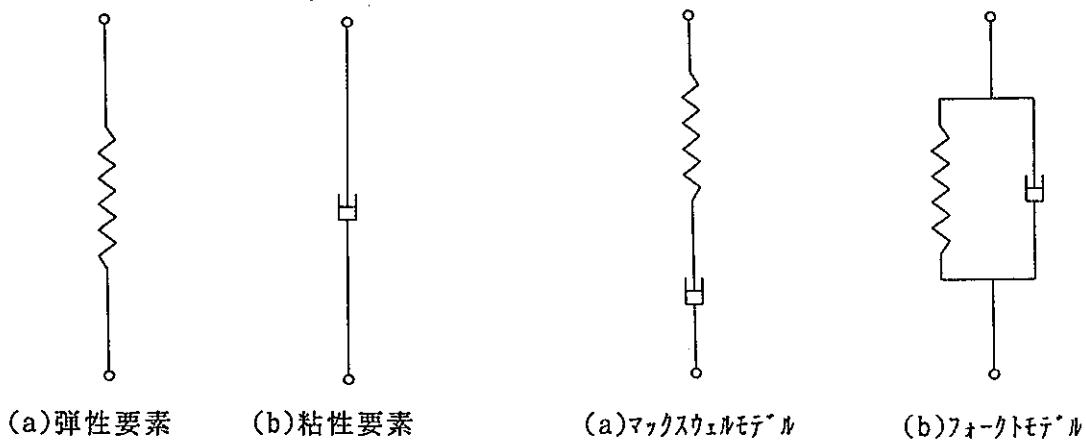


図-3.1.6 モデルの要素

図-3.1.7 2要素のモデル

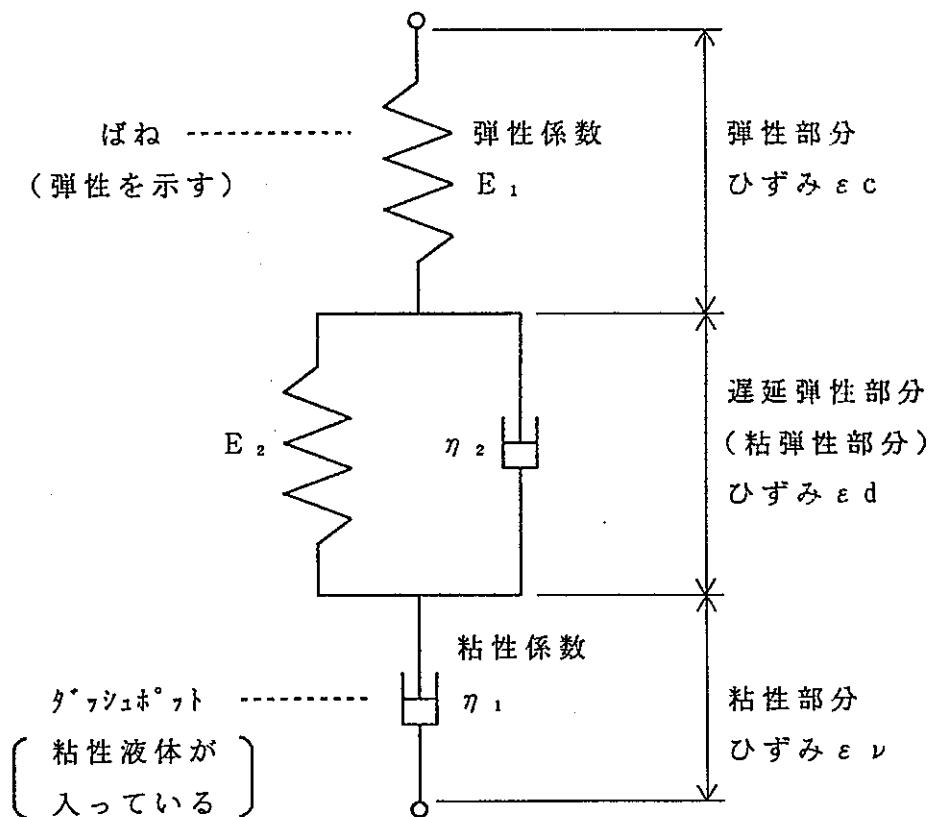


図-3.1.8 4要素モデル

図中、 E_1 は時間に全く無関係に瞬間に弾性変形を示すばね部分である。また η_1 は純粘性を示す個所で、変形は荷重とダッシュポット中の液体の粘度に正比例する。すなわち時間の経過とともに直線的に増大する。 E_2 , η_2 の部分は荷重がかかった場合に、 E_2 は瞬間に伸び、あるいは縮もうとするのに対し、 η_2 がショックアブソーバー的な働きをして変形を遅れさせる役目をする。これらの作用を考えに入れたひずみ-時間曲線の機構を図-3.1.9に示す。

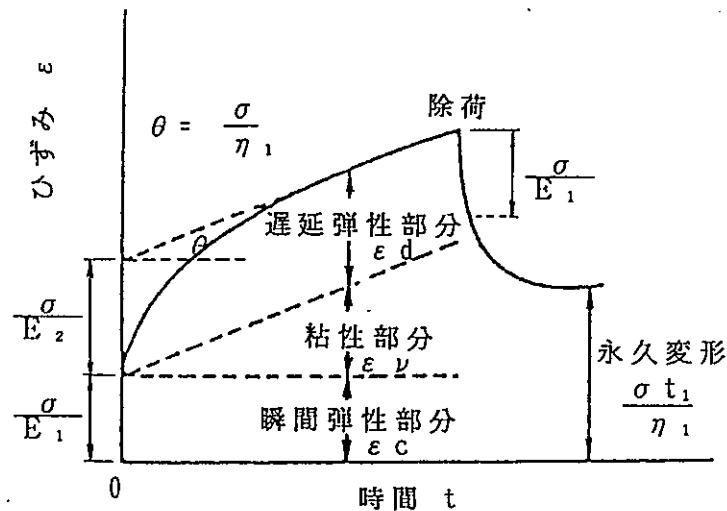


図-3.1.9 4要素モデルで考えたひずみ-時間曲線

いまこのモデルに一定引張応力 σ を与え、そのクリープ現象について考える。載荷時間 t における全体のひずみ ε は、荷重を掛けた瞬間に生じる弾性ひずみ ε_c と、遅延弾性ひずみ ε_d （最初ばねが伸び、時間とともにダッシュポットが動く）、および粘性ひずみ ε_v の3つのひずみが合成されたものと考えられる。すなわち、

$$\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_d + \varepsilon_v$$

全体に応力 σ が作用しているから、弾性部分では、

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma}{E_1}$$

粘弹性部分では、

$$\varepsilon_d = \frac{\sigma}{E_2} \left\{ 1 - \exp \left(- \frac{E_2}{\eta_2} t \right) \right\}$$

また粘性部分では、

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma}{\eta_1} t$$

よって系全体のひずみ ε は、

$$\varepsilon = \sigma \left(\frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{E_2}{\eta_2} t \right] \right\} \right)$$

で与えられる。

4 要素モデルでクリープ挙動を表現しきれなければ、要素数を増やせば近似度は高まっていき、限りなく実験値に近づけることは可能である。ところが、直感的に変形の様子を知ることが困難になり、数式が複雑になってしまってはモデルの意味が薄れてくれるため、要素数を増やすことには注意が必要である。

ここで、クリープの機構、要因などの特徴について岩盤・セメントモルタル・アスファルトのそれぞれについて示す。

(i) 岩盤

岩盤のクリープに影響を及ぼすものとして、

- ・岩種、組成
- ・応力レベル、載荷履歴
- ・温度、湿度
- ・間隙水圧
- ・含水率
- ・p H
- ・風化など

が挙げられる。また、岩盤のクリープを説明する機構としては、

- ・全体的流動
- ・亀裂伝播

の2つが挙げられる。例えば、硬岩のクリープ挙動を支配しているメカニズムはマイクロクラックの発生・成長と化学反応に起因するクラック先端の応力腐食割れであることがわかっている。また、岩塩やカリ鉱石の場合のクリープの発生過程は転位運動と結晶内すべりによるものである。このようにクリープ挙動を示す条件は、岩種や環境条件によって異なっており、かなり複雑である。

(ii) セメントモルタル（コンクリート）

(a). 機構

コンクリートのクリープの内部機構については多くの説が提唱されている。しかし実験によって観察されるクリープ現象の全てを単独で矛盾なく説明できる説はないようである。これは、コンクリートが複合材料であること、セメントの水和反応がかなり長期にわたること、セメントペーストの化学的組成が完全に解明されていないことなどに起因すると考えられる。

コンクリートのクリープは、種々の内部機構が重なりあって起こると考えられる。

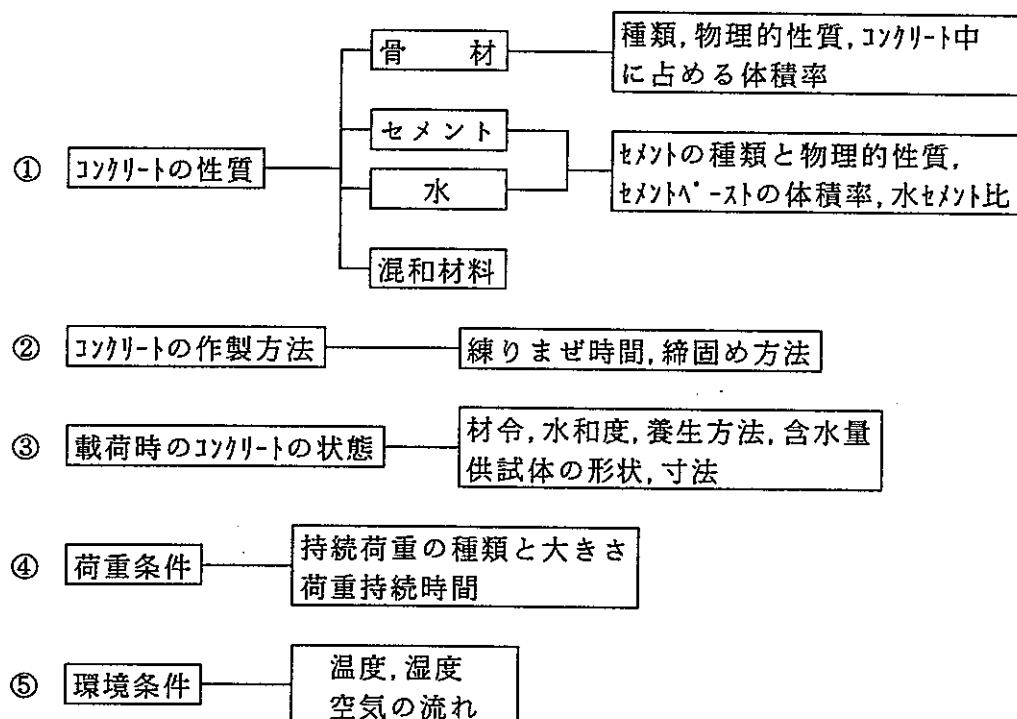
(b). 要 因

コンクリートのクリープは種々の物理的な要因によって大きな影響を受ける。それらを大別すると以下の5つがある。

- ① コンクリートそのものの影響
- ② コンクリートの作製方法による影響
- ③ 載荷時のコンクリートの状態の影響
- ④ 荷重条件の影響
- ⑤ 環境条件の影響

表-3.1.2に①～⑤の影響の内容について示す。

表-3.1.2 クリープに影響する要因



(ii) アスファルト

アスファルトのクリープ特性に影響を及ぼすものとして、

- ・ 温度
- ・ 載荷時間
- ・ 応力レベル
- ・ 配合など

が挙げられる。特に温度によるアスファルトの状態は大きく異なる。高温では流動状態となるが、低温では極端に粘度が増大するとともに弾性的な性質も表すようになる。また温度を一定にしておいて、載荷時間を長い方から短い方へ変化させていっても同様な傾向が見受けられる。これを粘弹性体と呼び、アスファルトに限らず多くの高分子材料にみられる特徴である。

一方応力レベル・配合等については、表-3.1.2に示したコンクリートのクリープに影響する要因と同様のことがアスファルトに関してもいえる。

3.1.3 各モデルに必要な物性値及び物性値を取得するための試験

(1) ベントナイト混合土

ベントナイト混合土の物性値の決定にあたっては、室内試験を行う必要がある。

試験方法は J I S や土質工学会基準等に規定されているが、ベントナイト混合土の場合、標準的な方法で行えない試験がある。従って、今後、試験方法についても研究する必要がある。

ここで、Cam-Clayモデル、関口・太田モデルに必要な力学定数、またそれを得るための現状の試験方法を表-3.1.3～表-3.1.5に示す。

表-3.1.3 Cam-Clay モデル

パラメーター		試験方法	代用試験、他の定数を利用
単位体積重量	γ	密度試験	
初期間隙比	e_0	標準圧密試験	
圧縮指數	C_c	圧密膨潤試験（等方）	
膨潤指數	C_v	圧密膨潤試験（等方）	
critical state パラメータ	M^*	3軸圧縮試験（CU）	
透水係数	k	透水試験	標準圧密試験 ($k = \gamma_w m_v c_v$)

表-3.1.4 関口・太田モデル（弾塑性モデル）

パラメーター		試験方法	代用試験、他の定数を利用
単位体積重量	γ	密度試験	
初期間隙比	e_0	標準圧密試験	
圧縮指數	λ	圧密膨潤試験（等方） ($\lambda = 0.434 C_c$)	
膨潤指數	κ	圧密膨潤試験（等方） ($\kappa = 0.434 C_v$)	
critical state パラメータ	M^*	3軸圧縮試験（CU）	
ダイレイタンシー係数	D	3軸圧縮試験（CD）	$M^* = (\lambda - \kappa) / D (1 + e_0)$
透水係数	k	透水試験	標準圧密試験 ($k = \gamma_w m_v c_v$)
圧密降伏応力	σ_y	標準圧密試験	
初期応力	σ_0		

表-3.1.5 関口・太田モデル（弾粘塑性モデル）

パラメーター	試験方法	代用試験、他の定数を利用
単位体積重量 γ	密度試験	
初期間隙比 e_0	圧密膨潤試験	
圧縮指数 λ	圧密膨潤試験（等方） ($\lambda = 0.434 C_c$)	
膨潤指数 κ	圧密膨潤試験（等方） ($\kappa = 0.434 C_s$)	
critical state パラメータ M^*	3軸圧縮試験（C U）	
ダイレイタンシー係数 D	3軸圧縮試験（C D）	$M^* = (\lambda - \kappa) / D (1 + e_0)$
透水係数 k	透水試験	標準圧密試験 ($k = \gamma_w m_v c_v$)
透水性変化指数 λ_k	透水試験	標準圧密試験
2次圧縮指数 α	長期圧密試験（等方）	
基準体積ひずみ速度 v_0	長期圧密試験（等方）	
圧密降伏応力 σ_y	標準圧密試験	
初期応力 σ_0		

(2) 岩盤、充填材のクリープ変形の力学的モデルの諸定数

図-3.1.8 に示したBurgersモデルによるクリープの力学的モデルは、比較的実際のクリープ変形に合うといわれている。そこで岩盤・セメントモルタル（コンクリート）・アスファルトのクリープ試験の結果をBurgersモデルにあてはめ、モデルの諸定数の値を求めた今までの事例を以下に示す。

① 岩盤

時間依存性の変形を求めるためのクリープ試験には以下の方法がある。

- ・平板載荷試験
- ・三軸クリープ試験
- ・一軸圧縮クリープ試験

図-3.1.10に示す一軸圧縮によるクリープ試験の結果から求めた諸定数の値を表-3.1.6に示す⁷⁾。

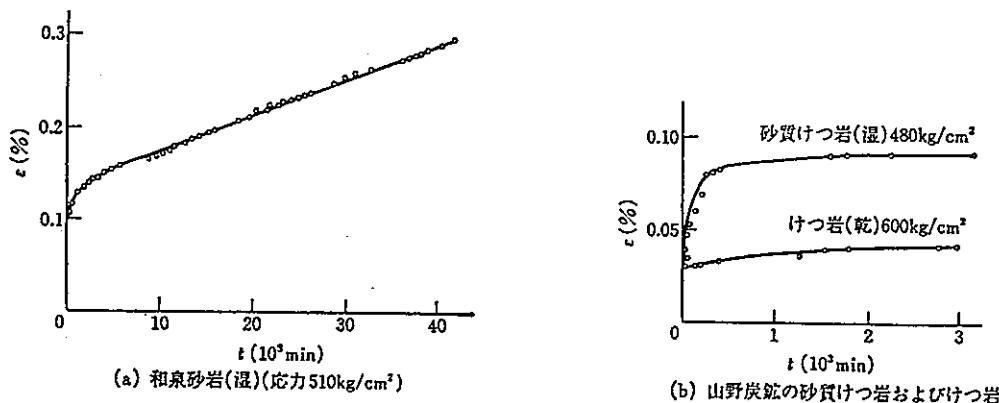


図-3.1.10 岩石の一軸クリープ曲線（平松、西原による）

表-3.1.6 岩石の一軸圧縮クリープ曲線から求めたBurgersモデルの諸定数の値
(平松、西原による)

岩 石 の 種 類	S kg/cm ²	σ kg/cm ²	E_1 kg/cm ²	η_1 poise	E_2 kg/cm ²	η_2 poise
けつ岩(山野炭鉱)	1,100	600	$1.2 \sim 2.3 \times 10^5$	∞	1.4×10^5	1.2×10^{17}
砂質けつ岩(山野炭鉱)	600	320	1.3×10^5	∞	2.1×10^5	1.6×10^{16}
和 泉 佐 岩	850	510	1.0×10^5	7.7×10^{17}	3.8×10^5	7.1×10^{15}

② セメントモルタル（コンクリート）

コンクリートのクリープ試験は種々の方法によりなされているが、圧縮クリープ試験として現在規格化されているものにASTM C 512-76やRILEMなどの方法がある⁸⁾。

長瀧・米倉⁹⁾は、PC鋼棒により $15 \times 15 \times 52\text{cm}$ の直方体の供試体に応力を導入し、長さの変化を測定（温度 20°C 、湿度50%の気中及び 20°C の水中で、1250日間）して図-3.1.11及び図-3.1.12の結果を得た。図-3.1.11はコンクリートの圧縮強度とBurgersモデルの諸定数との関係を、また、図-3.1.12は異なる養生条件による諸定数の違いを示す。

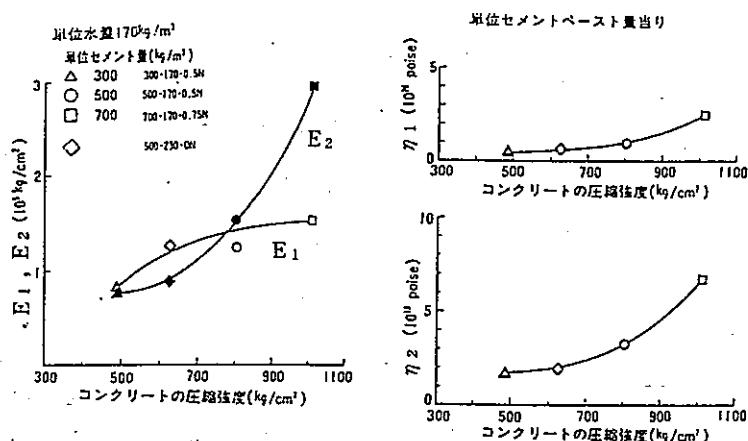


図-3.1.11 モデル定数とコンクリート圧縮強度との関係（標準養生）
(単位セメントペースト量当たりの値)

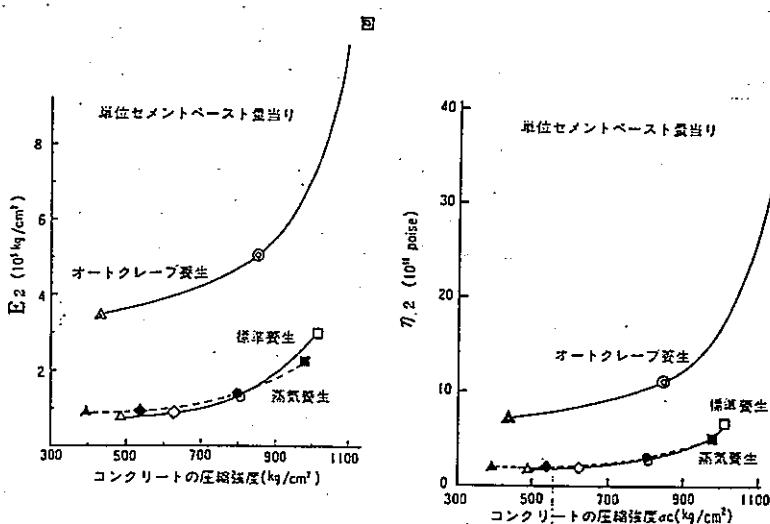


図-3.1.12 各種養生によって製造したコンクリートのモデル定数

コンクリートのクリープ特性は種々の要因の影響をうけるため、これらの要因をすべてとりあげ統一的にクリープ変形を表現することは難しい。今までにもBurgersモデルをはじめとする様々な力学的モデルが提案され、クリープ変形をモデル化することにより、その挙動を把握しようとする試みがなされているが、その物理的な意味は必ずしも明確ではない。クリープ変形を予測・表現する他の方法には、数学的表示方法、クリープ方程式およびクリープ係数を用いる方法などが挙げられるが、これらに関する多くの研究がなされており、実際に構造物の設計指針にも取り入れられている。

③ アスファルト

アスファルトに関しては、クリープ試験（一軸圧縮、三軸圧縮、せん断、曲げ、静的）が行われている例は文献上見られるが、諸定数の値まで求めている例はない。

ここで、セメントーアスファルト複合材料の粘弾性的性質に関する研究についての事例があるので、参考にその結果を以下に示す。

セメントーアスファルト複合材料とは、地中連続壁用グラウト材のミルク代替品、道路の舗装用表面処理材や路盤安定処理材等として広い範囲にわたって実用化されているものである。以下の事例では、セメントとアスファルト乳剤の配合比及び温度を変えて圧縮クリープ試験を行い、Burgersモデルの諸定数を求めている。図-3.1.13に各温度におけるクリープ曲線、図-3.1.14～図-3.1.17に諸定数と温度の関係を示す¹⁰⁾。

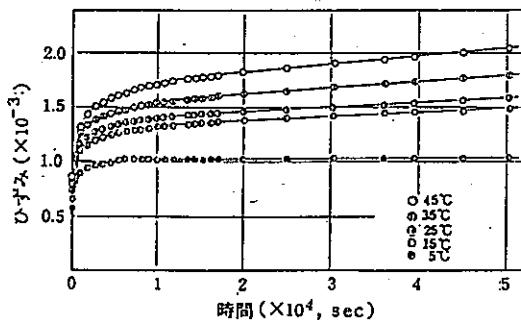


図-3.1.13 クリープ曲線

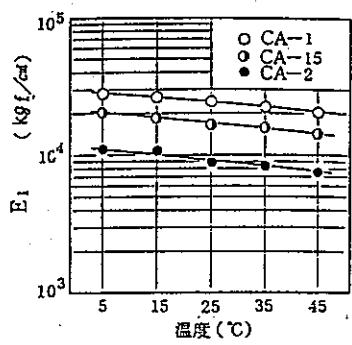


図-3.1.14 E_1 と温度の関係

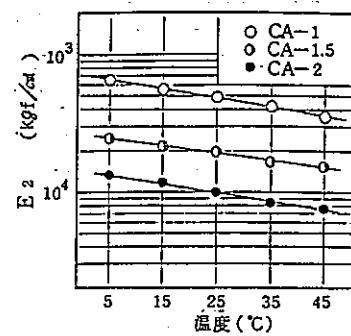


図-3.1.15 E_2 と温度の関係

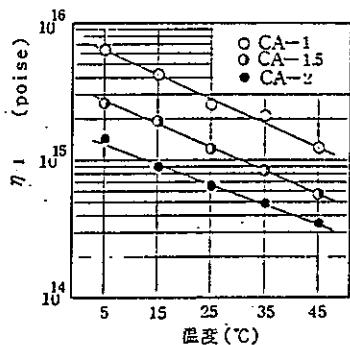


図-3.1.16 η_1 と温度の関係

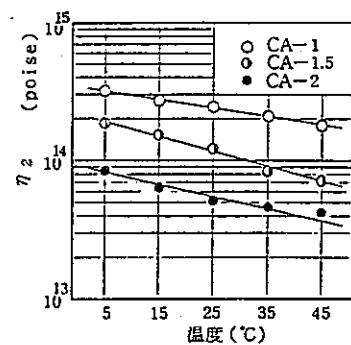


図-3.1.17 η_2 と温度の関係

参考文献

- 1)Biot, M. A.:General Theory of Three-dimensional Consolidation, Journ. Appl. Phys., 12~155, 1941.
- 2)Roscoe, K. H., A. N. Schofield and A. Thurairajah:Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique, Vol.13, pp.211~240, 1963.
- 3)Sekiguchi, H. and H. Ohta:Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equations of Soils, Proc. Specialty Session 9, Ninth Int. Conf. SMFE, Tokyo, pp.229~238, 1977.
- 4)限界状態土質力学パッケージ, 東海大学出版会, 1989
- 5)S. A. F. MURRELL & A. K. MISRA : Time-dependent strain or "creep" in rocks and similar non-metallic materials, Trans. Inst. Min. & Met., 71, 353-378(1962).
- 6)D. M. CRUDEN:The form of the creep law for rock under uniaxial compression, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 8(2), 105-126(1971).
- 7)平松良雄, 西原正夫:二, 三の堆積岩のクリープについて, 日本鉱業会誌, 73, 493-497(1957).
- 8)岡田清, 六車熙:コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp.1408~1409, 1981
- 9)長滝重義, 米倉亞洲夫:コンクリートの乾燥収縮およびクリープの機構に関する考察, コンクリート工学, Vol. 20, No. 12, pp. 85~95, Dec. 1982
- 10)塩尻, 雜賀, 鈴木:セメントーアスファルト複合材料の粘弾性的性質に関する研究, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, pp. 521~522, 1985

3.2 室内試験

3.2.1 目的

人工バリア材料の長期力学的挙動を把握することを目的として、Ca化させたベントナイトの、基本力学定数(膨潤圧、透水係数、弾性係数、ポアソン比、粘着力及び内部摩擦角等)を取得するための室内試験を実施した。

3.2.2 ベントナイトのCa化について^{1), 2), 3)}

ベントナイトの種類は、一般的にはNaベントナイトとCaベントナイトおよびNa交換ベントナイトに大別される。この区分は、基本的に交換性陽イオン組成(Na, K, Ca, Mgイオン)で分別されるが、現実的には用途や特性等から分類される。用途から分別すると、土木・ボーリング用ベントナイトでは膨潤性や粘性が高いものをNaベントナイト、鋳物用ベントナイトでは砂の粘結力が高いものをCaベントナイト、耐熱性の良いものをNaベントナイトとしている。

表3.2-1に各種のベントナイトの特性と主な用途の比較を示す。

表3.2-1 各種のベントナイトの特性と主な用途の比較

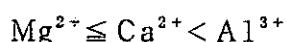
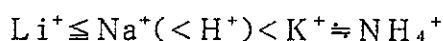
	Na-ベントナイト	Na交換ベントナイト	Ca-ベントナイト
膨潤力(ml/2g)	15~30	15~25	5~8
pH (2%懸濁液)	9.5~10.5	9.5~11	7~9
粒子形状	薄く広がり大	厚く広がり小	厚く広がり小
増粘性	中~大	中~大	小
安定液のゲル強度	小~中	大	小
懸濁安定性	大	中	小
止水性	大	中~大	中
粘結力	小~中	中~大	中~大
主な用途	土木安定液 ボーリング泥水 鋳物砂粘結材 農薬	鋳物砂粘結材 猫のトイレ砂	鋳物砂粘結材 猫のトイレ砂

一般に、粘土鉱物は、表面に負の電荷を持っており、他の正のイオンを含有する溶液と接触すれば、吸着イオンと溶液中のイオンの間でイオン交換反応が生じる。この交換反応によって溶液から取り込み、また溶液中に放出される陽イオンの量を測定すれば、反応に関与する粘土鉱物の正の電荷量(陽イオン交換容量CEC(cation exchange capacity))を把握することができる。CECは、粘土乾燥重量100g当たりの陽イオンのミリグラム当量(meq/100g)で表される指標であるが、表面電荷の量が粘土と接触する溶液のpHやイオン濃度によって変化するので、粘土に固有の値ではない。表-3.2.2に代表的な粘土鉱物のCECを示す。

表-3.2.2 代表的な粘土鉱物の陽イオン交換容量(CEC)

粘土鉱物	CEC (meq/100 g)		
	0	100	200
モンモリロナイト	====	====	====
バーミキュライト	====	====	====
イライト	====	====	====
緑泥石	====	====	====
カオリナイト	==	==	==
ハロイサイト	==	==	==
アロフェン	====	====	====

陽イオンの交換には、選択性があり、一般に次の順に交換力が増すものである。



同じ原子価のものでは、原子量の大きいものが選択性が大きく、また多価イオンほど選択性は大きくなる。このことは、イオンの水和半径が小さいものほど選択性が大きいことを示している。

ベントナイトのイオン交換反応は、Ca、Fe、Hの3種類のイオンを用いて処理するのが一般的である。その一例として、図-3.2.1にイオン交換による膨潤力、pH、MB吸着量、膨潤圧の変化過程を調べたものを示す⁴⁾。横軸は処理段階を示しており、数字が大きくなるほど、浸出イオン量が多く、イオン交換が進行していると考えて良い。この図から、イオン交換の進行に伴って、膨潤力は小さくなりpHは酸性側に変化しているが、MB吸着量や膨潤圧はデータがばらつき明確な変化は見られない。

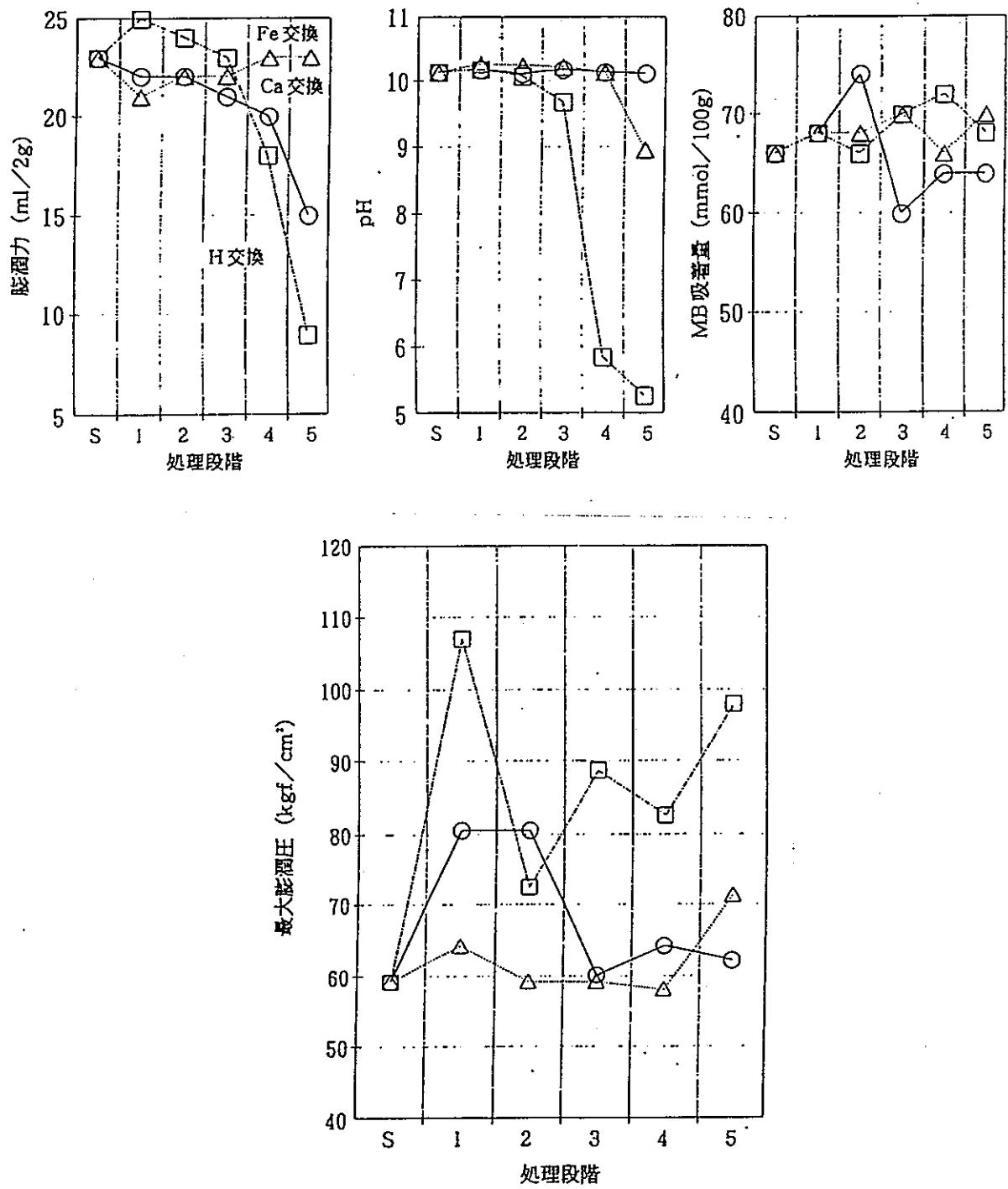


図-3.2.1 イオン交換による膨潤力, pH, MB吸着量, 膨潤圧の変化過程

3.2.3 使用材料および試験条件

本試験で使用したベントナイトは、クニミネ工業製のNaベントナイトであるクニゲルV1をCa化させたものである。

試験条件は、乾燥密度 $\rho_d = 1.8(\text{t}/\text{m}^3)$ として、飽和度 $S_r = 100\%$ とする。

表-3.2.3に試験項目と求める物性値を示す。

表-3.2.3 試験項目と求める物性値

試験項目	試験方法	数量	物性値
膨潤圧試験		1試料	膨潤圧 P (MPa)
透水試験		1試料	透水係数 k (m/sec)
三軸圧縮試験	JSF T 523	1試料	強度定数 c, ϕ 弾性係数 E , ポアソン比 ν

3.2.4 試験方法

(1) 圧縮固化方法

ベントナイトは粉体で市販されているため、実際の人工バリア材料として使用するためには圧縮成型する必要がある。均質な圧縮固化体の供試体は、図-3.2.2、3.2.3に示す一軸圧縮試験装置を用いて、一定の荷重で静的に圧縮して作成した。

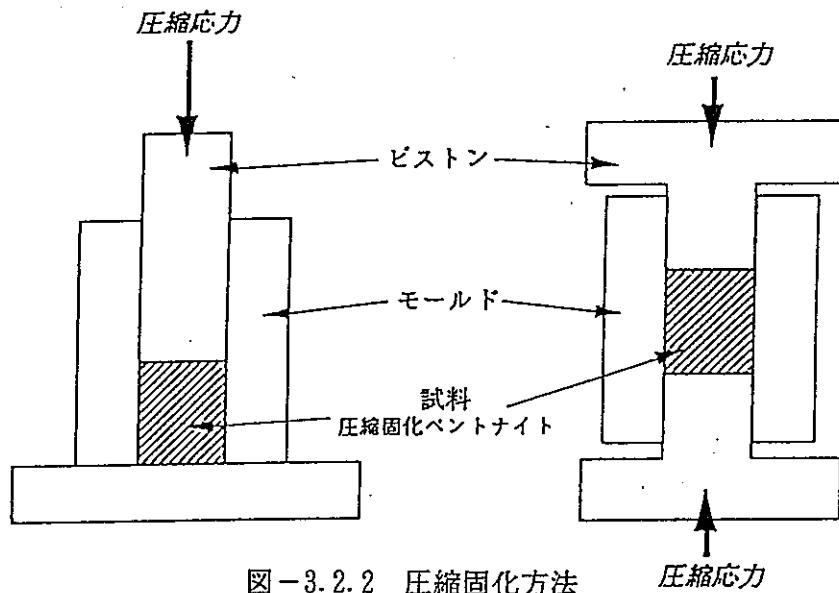


図-3.2.2 圧縮固化方法

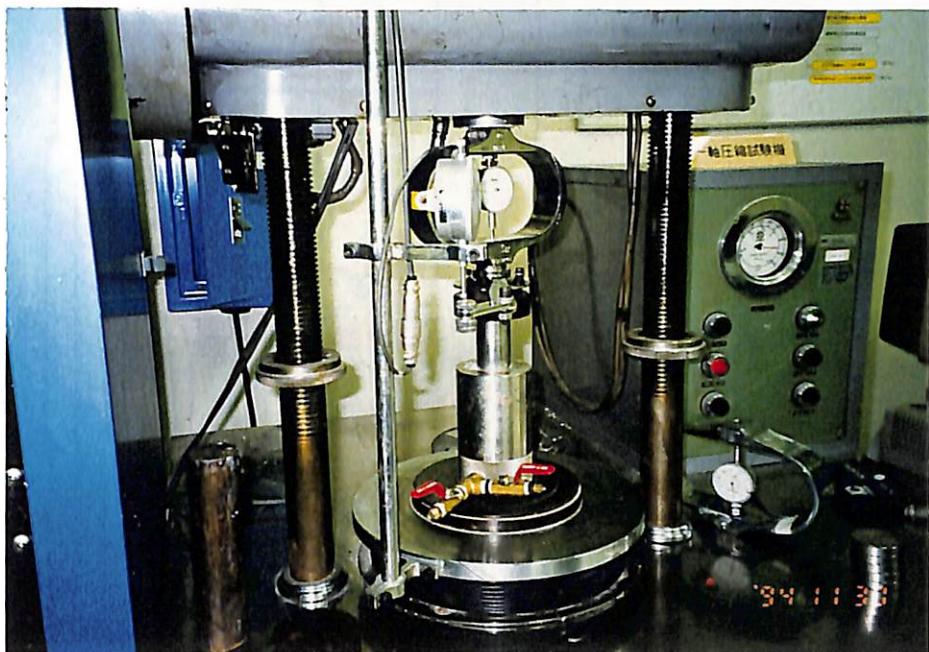


図-3.2.3 圧縮固化状況

(2) 膨潤圧試験

図-3.2.4に膨潤圧試験装置を示す。この試験装置は、円筒のモールド内に圧縮固化した供試体($\phi 40\text{mm} \times h 20\text{mm}$)が多孔質体を介して体積変化しないように設置され、上下から脱気水を供給して、ピストンと固定枠の間に入れた小型のロードセルで膨潤圧力を測定するものである。

試験の手順を以下に示す。

- 所定の乾燥密度と含水比から、必要な試料として所要の湿潤重量を測定する。
- 円筒のモールドの中に所定の重量に測定した試料を入れ、一軸圧縮試験を用いて、軸方向に圧縮固化する。
- 圧縮固化後、試験体の割れが無いかチェックして、セルを固定枠にセットする。
- 供試体内を上下から真空度を徐々に高めていき、負圧 -1kgf/cm^2 の状態でしばらく放置する。
- 負圧を止めて、水頭差約100cmで、上下より吸水させて、膨潤圧の測定を行う。
- 膨潤圧が一定になった後、約10日間放置して試験を終了する。

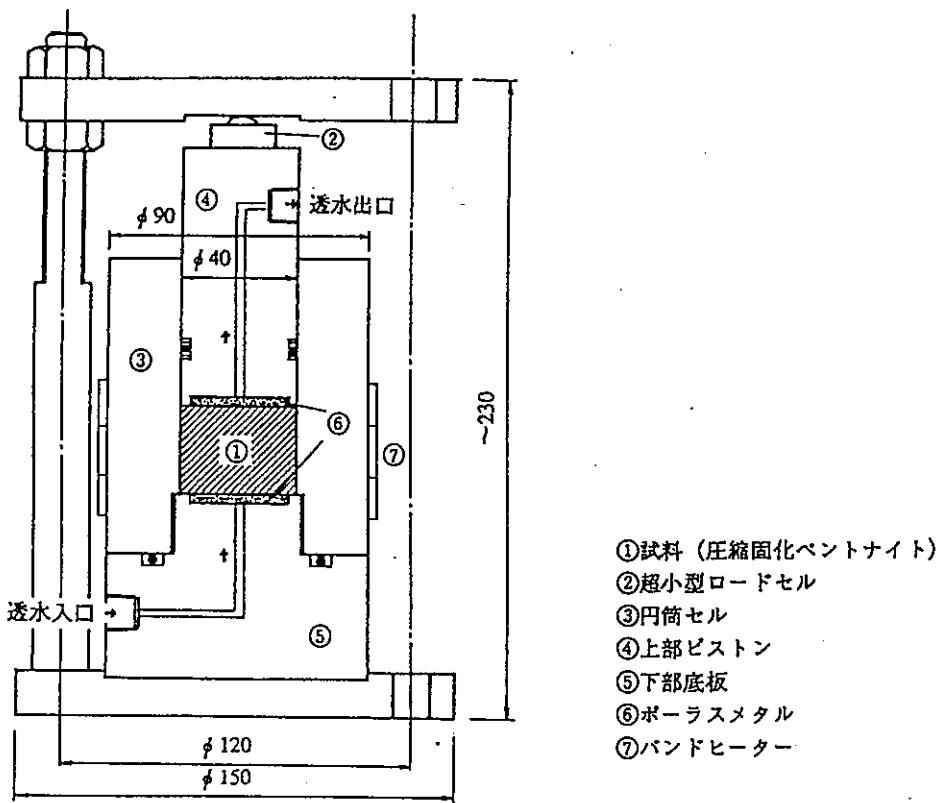


図-3.2.4 膨潤圧試験装置

(3) 透水試験

透水試験装置は、膨潤圧試験装置と同じものを用い、膨潤圧測定終了後、透水係数を測定した。

透水係数は、圧縮固化したペントナイト中を流れる浸透水がDarcy(ダルシー)の法則に従うと仮定して、定水位透水試験によって式(3.2-1)を用いて算定した。

$$k_T = \frac{Q}{A i t} \quad (\text{cm/sec}) \quad (3.2-1)$$

ここに、 k_T ：測定時の温度T°Cに対する透水係数、Q：浸透流量、A：供試体の断面積、i：動水勾配($= H/L$ 、H：水頭差、L：供試体寸法)、t：測定時間

さらに、水の温度に対する補正係数をかけてk(15°Cにおける透水係数)を式(3.2-2)によって求めた。

$$k = k_T \times \frac{\eta_T}{\eta_{15}} \quad (\text{cm/sec}) \quad (3.2-2)$$

ここに、 η_T 、 η_{15} ：粘性係数を示し、各々T°C、15°Cにおける水の粘性係数

一般に、粘性土を対象として試験をする場合に、動水勾配が小さいときには、粘性土中のイオンと浸透水が物理化学的な力によって統合されたりするために、その浸透挙動がDarcy(ダルシー)の法則に従わないことがある。すなわち、図-3.2.5に示すように、低動水勾配の範囲で非ダルシー現象が生じる。また、動水勾配があまりにも小さいと、土中の間隙を水が浸透しないこともある。

粘性土の透水試験の一例として、図-3.2.6にベントナイトを対象とした透水試験の結果を示す⁵⁾。この図から、高い水頭差をかけて透水試験を実施すると、供試体が変形して間隙比が変化し、かつ低い水頭差では、非ダルシー流れになるため、試験時の動水勾配には十分注意する必要があると考えられる。

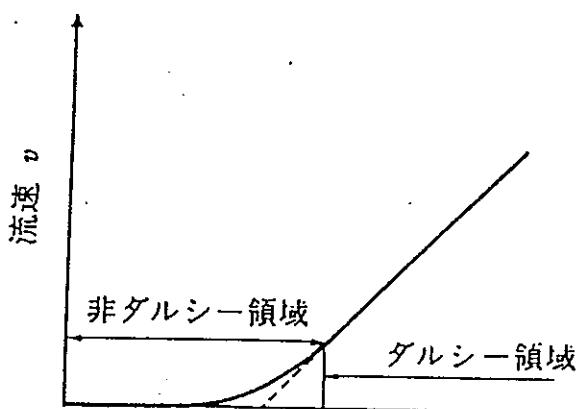


図-3.2.5 Darcy(ダルシー)の法則

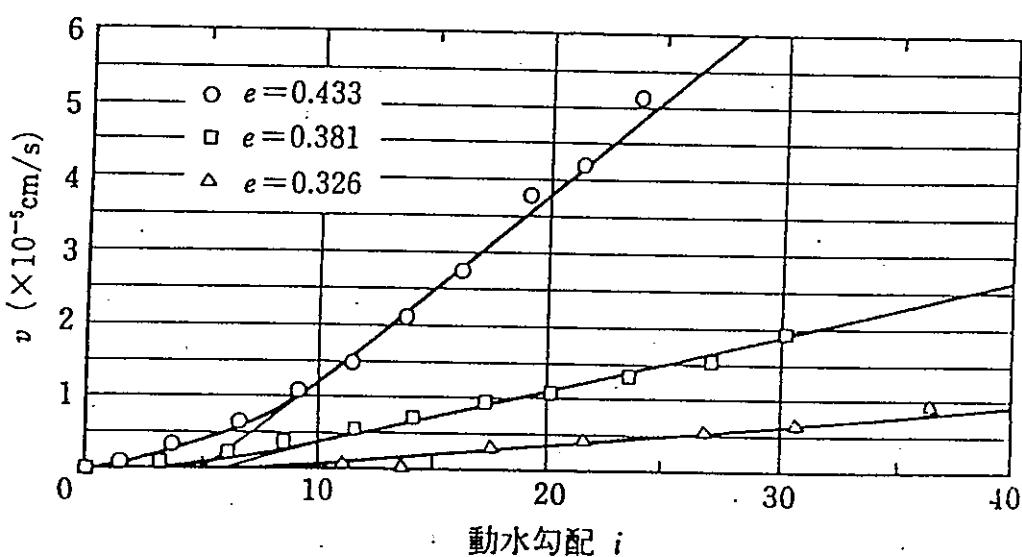


図-3.2.6 ベントナイトを対象とした透水試験

(4) 三軸圧縮試験

飽和三軸圧縮試験では、飽和→せん断過程の順に行うものとする。

三軸圧縮試験に供するためには圧縮ベントナイト固化試料を飽和させる必要がある。

従来からベントナイトの飽和方法は種々考えられているが、大きく分類すると表-3.2.4に示す2つに分けられる。

表-3.2.4 ベントナイトの飽和方法

①	スラリー状のベントナイトを真空脱気した後、長時間かけて圧密固化する。
②	圧縮固化したベントナイトを鉛直方向、水平方向に対して拘束して、水頭差を徐々に上げながら飽和する。

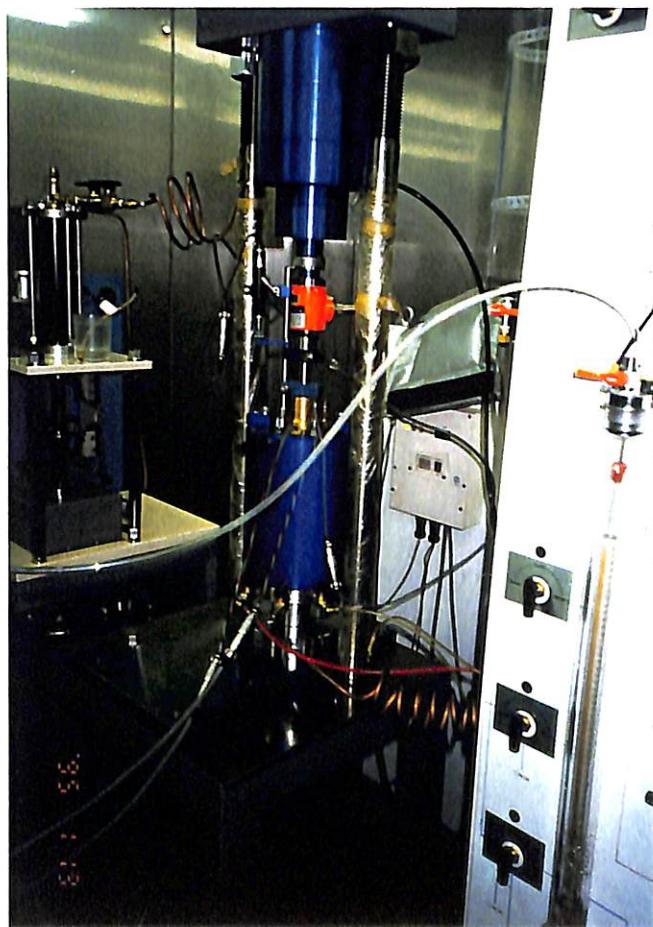


図-3.2.7 中型三軸圧縮試験装置

どの方法が良いか判明できないが、①②の方法とも時間がかかるのは言うまでもない。平成4年度の試験⁶⁾では、試料の全表面から水が供給できるような仕組みを持った特殊なセルを用いた。この方法では、粉体のベントナイトに飽和度100%になるように水分を調整してから圧縮固化した後、試料に濾紙を巻いて飽和セルの中に設置して、通水圧10MPaで3ヶ月間放置した。乾燥密度と透水係数から逆算した結果から判断して、上記期間および通水圧で浸透させると完全に飽和していると見なした。しかし、この方法では、供試体が飽和しているか判断する明確な指標がなく、試験終了後に供試体の含水比を測定しないと飽和しているか否かの判断は難しい。

そこで、本試験では、図-3.2.7に示す中型三軸圧縮試験装置を用いて、試験から求めた膨潤圧相当の圧力で押さえ込み、鉛直方向及び水平方向を拘束して飽和する手段をとった。

飽和しているか判断する指標は、Skempton(スケンプトン)が提案した間隙圧係数B⁵⁾(図-3.2.8)から推定することにした。式(3.2-3)に間隙水圧式を示す。

$$\Delta u = B (\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (3.2-3)$$

応力が等方的($\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$)に変化する場合には、 $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$ となる。

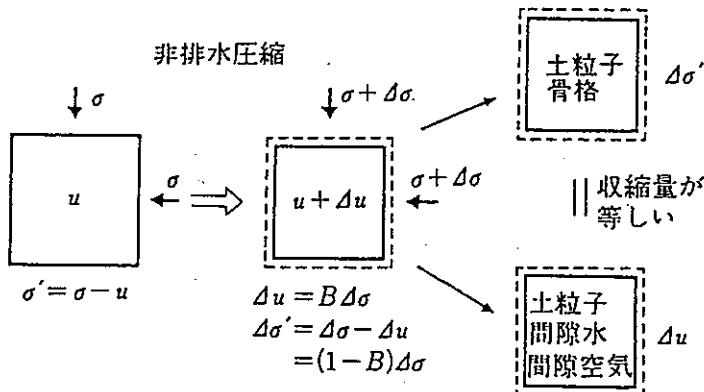


図-3.2.8 間隙水圧係数B

B値と飽和度の関係は、種々の要因によって変化するので一概には言えないが、実験結果に影響のない範囲の飽和度で試験を行おうとすれば、一般的に $B > 0.95$ を確保する必要があると言えよう。

供試体は、所定のモールドに設定した乾燥密度、含水比で圧縮固化したもの用い、試験は以下の手順で行った(図-3.2.9)。

- ①ポーラスストーンと一体になったペデスタル上にろ紙を敷き、モールドから取り出した供試体を置く。
- ②供試体側面には、ペーパードレーン(ろ紙)を巻き、上端面にろ紙を敷く。
- ③ゴムスリーブをかぶせキャップを置き、上下のゴムスリーブをシールする。
- ④上下端面からの排水設備のセットを行う。
- ⑤三軸セルをセットし、セル内に水を充満させる。
- ⑥二重負圧法によって供試体を飽和させる。飽和状態の確認はB値>0.95を基準とする。
- ⑦非排水状態にし、できるだけ小さいひずみ速度min/%で軸載荷を行う。
- ⑧ある一定のひずみレベルを超えたら載荷を停止する。

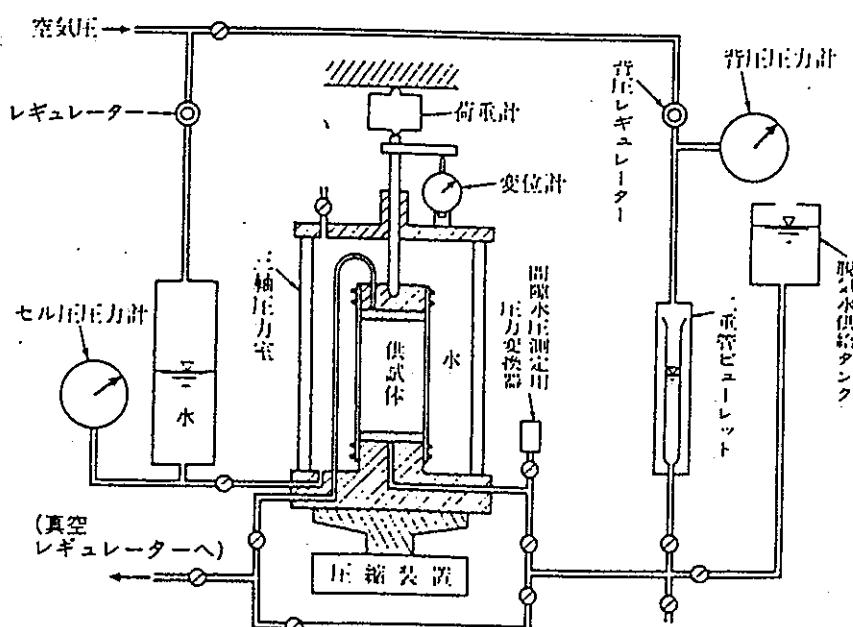


図-3.2.9 三軸圧縮試験装置

3.2.5 試験結果

(1) 膨潤圧試験

試験は3ケース行っており、乾燥密度は、約6MPaの圧縮応力で圧縮固化した結果、目標値 1.8t/m^3 に対して $1.73, 1.76, 1.77\text{t/m}^3$ であった。圧縮固化時の含水比は自然含水比7%とで、試験前の飽和度 S_{ro} は33~36%であった。試験後の飽和度は約100%であった。また、

表-3.2.5に膨潤圧試験結果を示す。なお、参考のためクニゲルV1の膨潤圧試験結果(平成5年度)⁶⁾も記す。図-3.2.10に膨潤圧と経過時間の関係を、図-3.2.11に膨潤圧と乾燥密度の関係を示す。

表-3.2.5 膨潤圧試験結果

		乾燥密度 $\rho_d \text{ t/m}^3$	初期飽和度 $S_{ro}\%$	最終飽和度 $S_r\%$	最大膨潤圧 $P_{max}(\text{MPa})$
Ca化	H4-1	1.73	33.6	99.2	2.4
	H4-2	1.76	35.5	97.4	5.5
	H4-3	1.77	35.8	97.7	6.7
クニゲルV1	H2-8	1.84	40.4	97.3	9.8
	H2-5	1.79	37.2	97.7	4.8
	H2-9	1.78	36.6	99.8	5.0
	H2-12	1.71	32.7	100.0	2.2
	H2-7	1.69	31.6	98.9	2.8
	H2-3	1.67	30.6	100.0	1.8
	H2-1	1.58	26.7	101.2	1.2

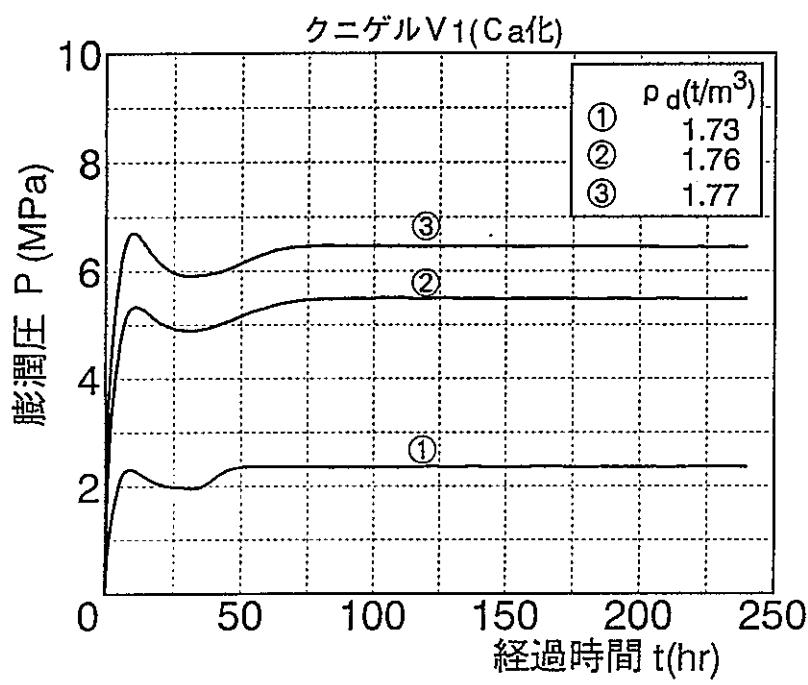


図-3.2.10 膨潤圧と経過時間の関係

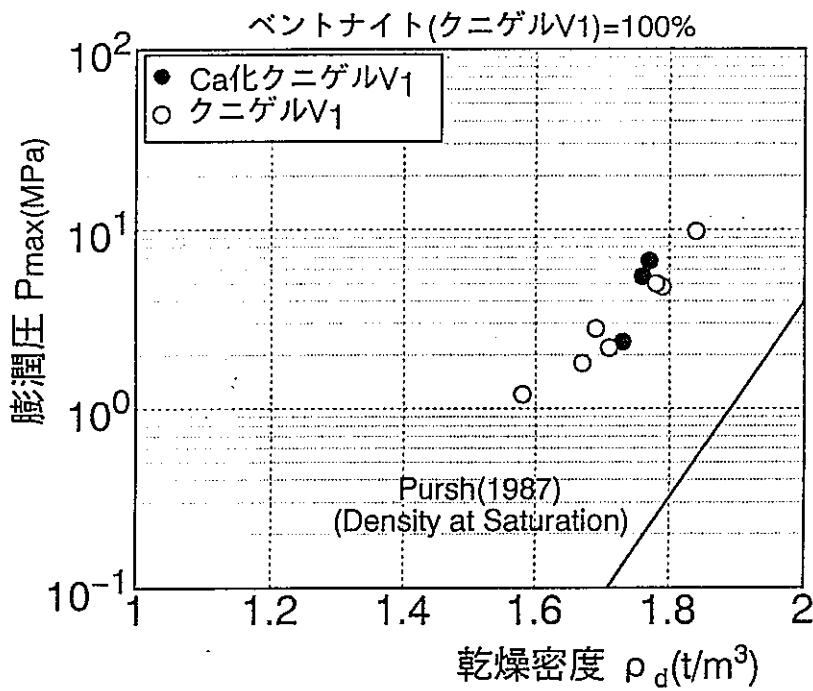


図-3.2.11 膨潤圧と乾燥密度の関係

これらの結果から、次のようなことがわかった。

膨潤圧は、いずれの場合において、約0.5日で第1ピークが得られ、その後減少した後再び増加して4日後に第2ピークが得られるが、その後は一定値を保持していた。この2つのピークをとる現象は、既往の研究^{7), 8)}でも種々報告されており、自然含水比で圧縮固化した試料では、初期の乾燥密度が比較的小さい場合、膨潤圧の時間変化において2つのピークが観測されるが、湿潤試料では、初期状態の乾燥密度によらず2つのピークは認められないということがわかっている。

Ca化したクニゲルV1の膨潤圧は、自然含水比(飽和度33~36%)、乾燥密度1.73~1.77t/m³で固化した結果、2.4~6.7MPaの値が得られた。図-3.2.11に示すように、既往のクニゲルV1の膨潤圧は、乾燥密度の増加に伴って大きくなる傾向があることから判断して、膨潤圧と乾燥密度の間には有意な相関関係が得られている⁹⁾。今回の試験結果でも既往のクニゲルV1の結果とほぼ同等と値をとっており、既往の結果⁴⁾と同様(図-3.2.1参照)の傾向を示すことから、膨潤圧はイオン交換による影響をほとんど受けないものと考えられる。

(2) 透水試験

表-3.2.6に透水試験結果を示す。参考のためクニゲルV1の透水試験結果(平成5年度実施)⁶⁾も記す。図-3.2.12に透水係数と乾燥密度の関係を示す。今回の透水試験の通水圧は6kgf/cm²、動水勾配は3.0×10³とした。

この結果から、Ca化したクニゲルV1の透水係数は、既往のクニゲルV1と同様 $k < 1 \times 10^{-12}$ m/secの非常に小さい値となっていることがわかる。既往の試験結果を含めて透水係数と乾燥密度の関係を整理すると、透水係数は乾燥密度の増加に伴って減少する傾向が見られる¹⁰⁾。今回の試験結果は既往の結果と同等の値となっている。

一般に、Naベントナイトがイオン交換するとCa化してベントナイトの膨潤性が失われると言われている。今回の試験結果では、圧縮固化したベントナイトの透水係数は、Ca化の有無に関係なく乾燥密度に大きく依存すると考えられる。しかし、今回では乾燥密度1.73t/m³の1ケースのみの結果であるが、今後小さい乾燥密度でのデータの取得が必要である。

表-3.2.6 透水試験結果

		乾燥密度 ρ_d t/m ³	初期飽和度 Sr0%	最終飽和度 Sr%	透水係数 k (m/sec)
Ca化	H4-1	1.73	33.8	99.2	4.5×10^{-13}
クニゲルV1	H3-5	1.84	40.4	100.0	6.6×10^{-14}
	H3-9	1.78	36.6	100.0	2.1×10^{-13}
	H3-3	1.78	36.6	100.0	1.1×10^{-13}
	H3-6	1.72	33.2	100.0	6.5×10^{-13}
	H3-4	1.69	31.6	98.7	2.0×10^{-12}
	H3-2	1.67	30.6	100.0	4.6×10^{-12}
	H3-1	1.58	26.7	100.0	4.6×10^{-13}

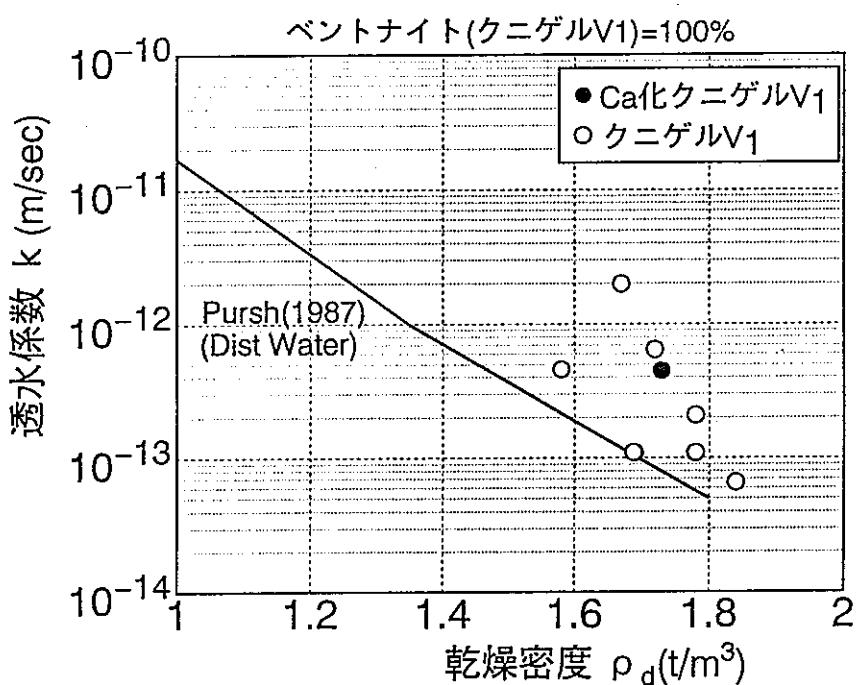


図-3.2.12 透水係数と乾燥密度の関係

(3)三軸圧縮試験

現在、供試体を飽和中である。

上述のように、供試体を飽和しているかどうか判断する指標として、間隙圧係数Bで判断することを試みたが、乾燥密度 1.8t/m^3 で高圧縮したベントナイトの間隙水圧を測定することは困難であり、現段階の測定ではB値の上昇は望めそうにないと思われる。そのため、現在も飽和通水中であり、試験終了後、供試体の飽和度を確認して、通水時間と飽和度の関係を把握する予定である。

試験に供しているのは、4供試体である。その内、2供試体は、従来の試料の全表面から水が供給できるセルを用いており、2供試体は実際に地中に処分することを考えて、拘束圧5(MPa)で実施中である。三軸圧縮試験で算定する強度定数c, ϕ を評するときには、試験時の拘束圧によって値が変化するために、拘束圧を吟味して決定する必要があると考えられる。

3.2.6 まとめ

Ca化させたベントナイトを圧縮固化した場合の基礎力学定数(膨潤圧、透水係数等)について、今回の試験から得られた結果は、以下のとおりである。

① Ca化させたベントナイトの膨潤圧は、Naベントナイトと同程度の値をとる。

膨潤圧は、Ca化の有無に関係なく、乾燥密度に大きく依存する。この結果は既往の研究結果と同じ傾向を示す。

② Ca化させたベントナイトの透水係数は、Naベントナイトと同程度の値をとる。

しかし、今回の試験結果では、圧縮固化したベントナイトの透水係数は、Ca化の有無に関係なく乾燥密度に大きく依存すると考えられる。しかし、今回では乾燥密度 1.73t/m^3 の1ケースのみの結果であるが、今後小さい乾燥密度でのデータの取得が必要であると思われる。

今後は、Naベントナイト、Ca化させたNaベントナイト、Caベントナイトの3種類のベントナイトの基本力学定数の取得を行い、各々の特性について把握する予定である。

参考文献

- 1)前野昌弘：そこが知りたい粘土の科学，日刊工業新聞社，1993.
- 2)財団法人大質工学会：入門シリーズ12 粘土の不思議，1986.
- 3)鈴木啓三・佐藤秀夫・新野正明：各論 ベントナイトの役割・種類・特性，基礎工，1994. 11.
- 4)藤原愛・伊藤洋・伊藤雅和他：ベントナイトの膨潤圧測定，土質工学シンポジウム発表論文集，1991.
- 5)木村孟，日下部治：新土木実験指導書(土質編)，技報堂出版，1994.
- 6)鹿島建設株式会社：地層処分におけるシーリング研究(Ⅱ)，動力炉・核燃料開発事業団委託研究成果報告書，1993.
- 7)吉田宏・西謙治：固化ベントナイトの止水技術への応用に関する研究，鹿島技術研究所年報第38号，1990. 10.
- 8)小峰秀雄・緒方信英・西好一：高レベル放射性廃棄物地層処分のために緩衝材の力学特性(その1)-締固めたベントナイトの吸水膨潤メカニズムの実験的検討-, 電力中央研究所報告，U92039，1992. 12.
- 9)Pusch, R., :Alteration of isolateing properties of dense smectite clay, SKBF/KBS Technical report 87-29, 1987.
- 10)Pusch, R., :Models of water and gas flow through smectite clay, SKBF/KBSTechnical report 87-10, 1987.

4. 処分システムの力学的挙動に関する研究の進め方の検討

本年度の研究において、処分システムが施工性の観点から成立するかを調査し、検討した。また人工バリアにどのような力学的挙動を生じるかを検討し、基本的な力学定数の取得を行った。

今後、TRU廃棄物の処分システムの力学的挙動に関して研究を行う上で、検討すべきことを以下に述べる。

4.1 本研究で調査した力学的挙動

4.1.1 ベントナイト混合土の力学的挙動

ベントナイト混合土の力学的挙動に関しては

- ・圧密挙動
- ・クリープ挙動
- ・膨潤特性挙動

が重要な検討項目である。このうち圧密、クリープ特性について、力学的挙動を予測するには現状の構成モデルが適用可能であると考えられる。従って、今後これらのモデルに必要な力学定数を取得するための試験を行い、長期的な問題にも適用可能か否か検討を加える必要がある。膨潤特性については現状では実用的な構成モデルがなく、研究レベルの段階である。今後、ベントナイト混合土の膨潤特性を把握するために、実験を行い、解析的に予測できる構成則を組み立てる必要がある。

4.1.2 岩盤のクリープ挙動

岩盤のクリープ特性については粘弾性モデルにより解析的に予測できるモデルがある。しかし、岩盤のクリープ変形が実際に人工バリアに重大な影響を与えるかどうかは不明である。地下処分施設では空洞にベントナイトや充填材で内部充填を行うので岩盤の長期的な変形挙動は時間とともに収束すると考えられる。従って人工バリアへの影響を考える場合、岩盤のみの構成モデルを考えて解析的に予測しても意味がなく、人工バリアと岩盤の相互作用を考慮しなければならない。

4.1.3 充填材のクリープ特性

充填材のクリープ変形はある応力下のもとで、単独の現象としては起こり得る現象であるが、人工バリア全体を考えた場合、充填材のクリープ変形が人工バリアに悪影響を与えるかどうか考える必要がある。

本研究では、充填材のクリープ変形の単独の現象をとらえて検討した。

(1) セメントモルタル

セメントモルタルのクリープについて現状の構成モデルで実際の現象を説明できるものはない。しかも本研究で考えられているような長期のクリープの予測については現状では予測することが非常に難しい。今後長期的なクリープ変形も含めて実験的に研究する必要がある。

(2) アスファルトモルタル

アスファルトモルタルのクリープについては温度による影響が非常に大きく、また力学的にアスファルトモルタルのクリープを扱った例が少なく予測が非常に難しい。またセメントモルタルと同様に長期的なクリープ変形についてもわかっていないので研究する必要がある。

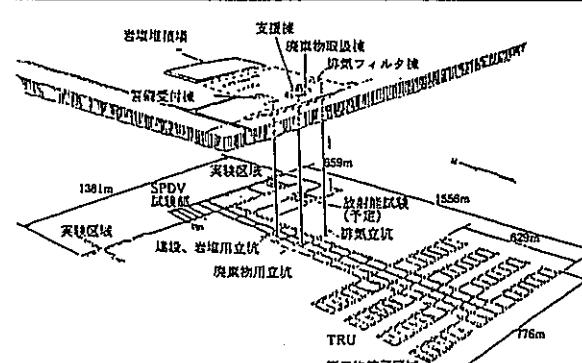
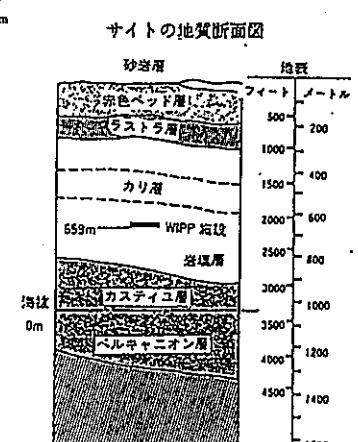
4.2 研究を進める上で検討すべき内容

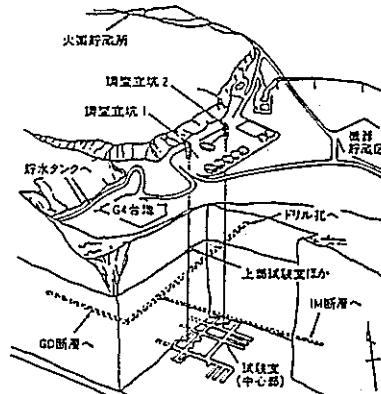
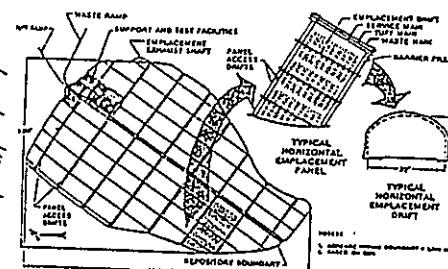
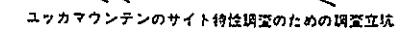
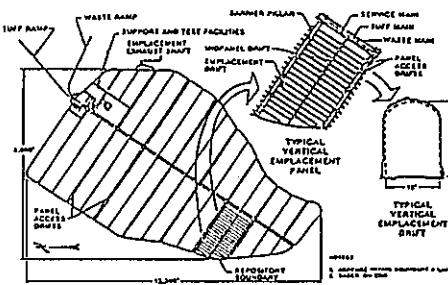
3.1 に挙げたように考えるべき力学的挙動は数多くある。今後これらの力学的挙動の研究においてさらに詳細に検討すべき事項を以下に示す。

- ①力学的挙動が実際に人工バリアに悪影響をおよぼすか否か検討する。
- ②単独の現象の予測モデルを組み立てる。
- ③予測モデルに必要な解析定数を実験により取得する。
- ④複数の現象による相互作用の予測モデルを組み立てる。
- ⑤室内試験及び原位置試験により予測モデルを確認する。

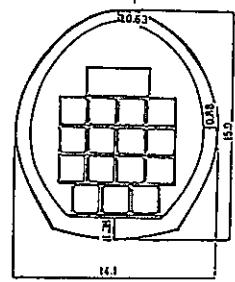
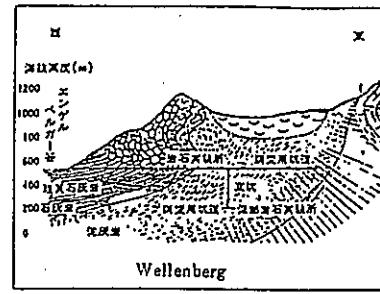
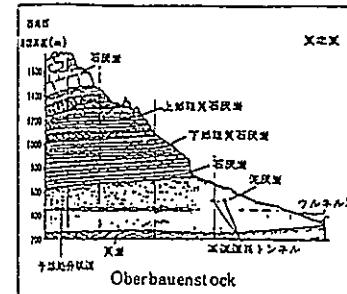
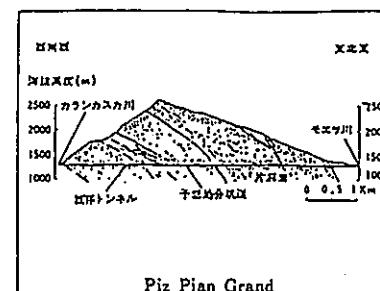
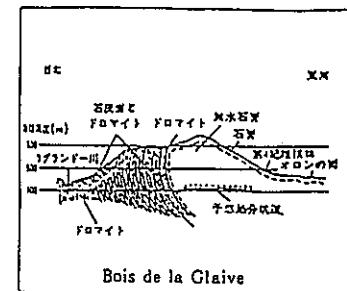
付 錄

国名	アメリカ合衆国（ニューメキシコ州）	施設名	カールスバッド廃棄物管理パイロットプラント (WIPP)	1)
----	-------------------	-----	------------------------------	----

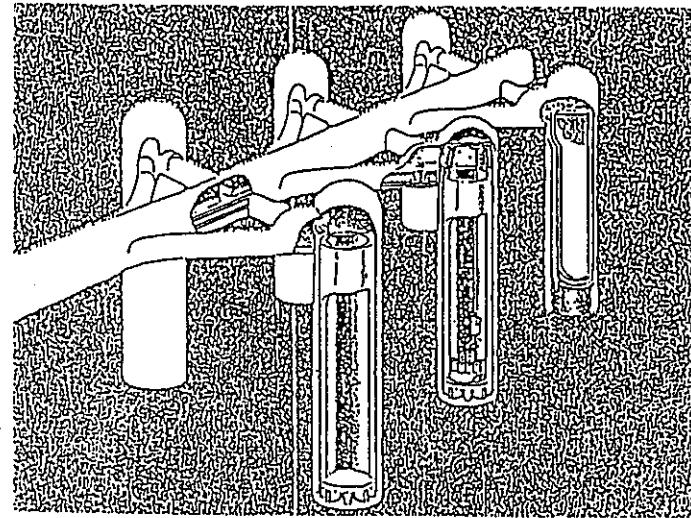
地図	スケジュール
1. 地層：岩塩層（約2億2500万年前の層、層厚約600m）	1983年 着工 1988年 完成 1992年 實証実験開始予定 1997年 運用開始予定
実見 検査、深度	その他
1. 施設規模：幅780m×長さ1560m 2. 処理能力：CHTRU；167.000m ³ RHTRU；6.750m ³ 3. 深度：650m	1. 対象となる廃棄物区分：軍用TRU廃棄物、 α 放射能>100nCi/g ・集氣、排氣、資材搬出入、廃棄物搬入の4本の立坑がある。
方苞 設計 形態	主要構造寸法
1. 処分ユニットのタイプ：坑道型 2. 処分方式：深地層処分	 <p>WIPP施設概要図</p>
人工バリア構成	廃棄物の定置方法
1. CHTRU：固化材+埋戻し材（破碎岩塩とベントナイトを7:3で混ぜたもの） 2. RHTRU：固化材+充填剤+キャニスター+処分孔のライニング+埋戻し材（CHTRUと同様のもの）	 <p>サイトの地質断面図</p>
1. CHTRU（低濃度）：200個ドラム缶、15列×3段積み。 2. RHTRU（高濃度）：処分坑道からφ0.9m×深さ5.5mの処分孔を掘削し、その中にφ0.66m×高さ3mのキャニスターを定置する。	

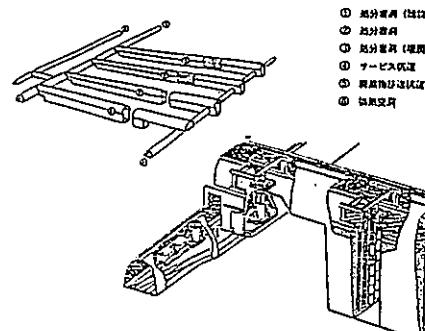
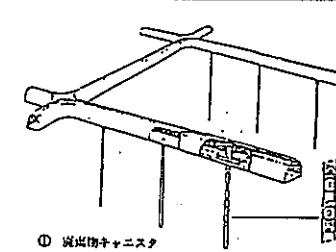
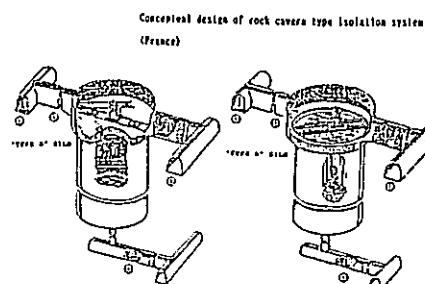
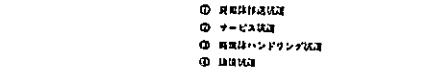
国名	アメリカ合衆国(ネバダ州)	方位置名	ユッカマウンテン廃棄物処理場(候補地)	2)		
地層		スケジュール				
1. 地層：凝灰岩層(約1300万年前の層、層厚約360m) 2. 地下水位：地表下約750m 3. 地下水流速：4mm/yr			1977年～ サイト特性調査 1989年 立坑及び実験用横坑の掘削開始 2001年 建設申請	2004年 着工 2010年 運用開始		
走見木莫、深度		その他の				
1. 処理能力：210t ドラム×9,054本 2. 深度：地表下360m			1. 対象となる廃棄物区分：商用TRU廃棄物、 α 放射能>100nCi/g			
方位置形態		 				
1. 処分ユニットのタイプ：坑道型 2. 処分方式：山岳処分		<p>水平定置の場合</p> <p>ユッカマウンテンのサイト特性調査のための調査立坑(概念図)</p>  <p>垂直定置の場合</p> 				
主要構造寸法		<p>1. 坑道断面：幅6.6m×高さ3.8m (水平定置の場合) 幅4.5m×高さ6.5m (鉛直定置の場合)</p>				
人工バリア構成		<ul style="list-style-type: none"> 埋戻し材(凝灰岩) 				
廃棄物の定置方法		<ul style="list-style-type: none"> 未定 				

国名	スイス	施設名	タイプB処分場(候補地 ①Bois de la Glaive ②Oberbauenstein ③Piz Pian Grand ④Wellenberg)	34)
地図	①Bois de la Glaive ②Oberbauer ③Piz Pian Grand ④Wellenberg	スケジュール		
1. 地層	無水石膏 泥灰岩 結晶質岩 泥灰岩	1990年 サイト選定		
走査概要、深度	①Bois de la Glaive ②Oberbauer ③Piz Pian Grand ④Wellenberg	1995年 着工		
		1998年 運用開始		
方角 設定 形状		その他		
1. 処分ユニットのタイプ：坑道型		1. 対象となる廃棄物区分：タイプB (TRU含有廃棄物、低中レベル用) ※定義区分値はない。		
2. 処分方式：山岳処分		・政府は、土木工学の観点から、処分場建設に対する問題点はないとの見解を示している。		
主要構造寸法				
1. 坑道断面：幅14.1m×高さ15.9m				
人工バリア構成				
・コンテナ壁(ポーラスコンクリート) + コンテナ充填材(セメント) + 坑道ライナー(ポーラスコンクリート) + 埋戻し材				
廃棄物の定置方法				
・200ドラム缶をコンクリート製のコンテナ(縦2.18m×横4.78m×高さ2.08m or 1.63m)に収納し、セメントを充填する。 ・処分坑道内にこのコンテナを5段積む。				



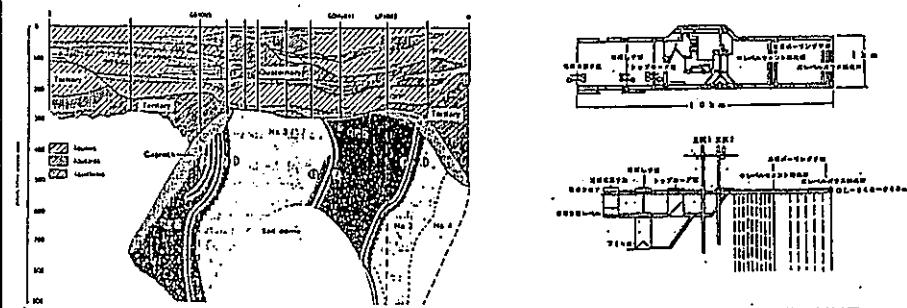
国名	スイス	施設名	タイプC処分場（候補地 結晶質岩7ヶ所、堆積岩3ヶ所）	5(6) 32)
地層	(結晶岩)	(堆積岩)	スケジュール	
1. 地層	花崗岩	泥岩	1993年 サイト選定 2010年 着工 2020年 運用開始	
実見 模 , 深度		その他		
1. 处理能力 : 11,200m ³ 2. 深度 : 約1,200m		1. 対象となる廃棄物区分 : タイプC (TRU含有廃棄物), (高レベル用) ※定量的区分値はない。		
施設形態				
1. 処分ユニットのタイプ : サイロ型 2. 処分方式 : 深地層処分				
主要構造寸法				
1. サイロ構造 : φ10m × 高さ51.5m (結晶岩タイプ, 堆積岩タイプは未定)				
人工バリア構成				
・廃充体マトリックス (セメント、アスファルト) + 充填材 (特殊コンクリート) + サイロ壁 (コンクリート) + ベントナイト層				
廃棄物の定置方法				
・セメント及びビチューメン固化体をサイロ内に積上げ定置後、特殊コンクリートを充填する。				



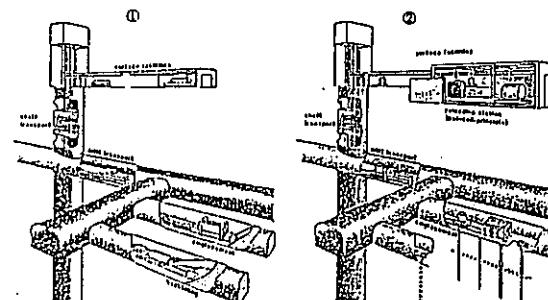
国名	フランス	施設名	カテゴリB廃棄物処分場(候補地) ①Aise ②Deux-Sevres ③Main-et-Loire ④Ain																							
地 図	①Aise ②Deux-Sevres ③Main-et-Loire ④Ain	スケジュール																								
1. 地層	粘土層 花崗岩 片岩 岩塩層	1992年 地下実験場サイト選定 2007年以降 処分場サイト選定																								
実見 模、深 度		そ の 他	1. 対象となる廃棄物区分: カテゴリーB(アルファ廃棄物), α 放射能 $\leq 3.7 \text{ GBq/t}$																							
方 位 設 置 形 態	1. 処分ユニットのタイプ: ①岩洞型 ②サイロ型 ③坑道型 2. 処分方式: 中深~深地層処分		  <p>Conceptual design of tank type isolation system (France)</p>																							
主 要 構 造 寸 法	1. 坑道(大断面): 高さ17~18m, 断面積約200m ² , 長さ約200m 2. サイロ: 約6000m ³ /サイロ 3. 坑道(小断面): 15~40m ²		 <p>Conceptual design of rock cavity type isolation system (France)</p>																							
人 工 バ リ ア 構 成	・廃棄体+コンクリート構造物+コンクリート又はベントナイト充填材		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">地 層</th> <th rowspan="2">岩 洞 分 類</th> <th colspan="2">サイロ 処 分</th> <th rowspan="2">坑 道 処 分</th> </tr> <tr> <th>タイプA</th> <th>タイプB</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>粘 土 層</td> <td>●</td> <td>○</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>花 崗 岩</td> <td>●</td> <td>○</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>片 岩</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>岩 塩 層</td> <td></td> <td></td> <td>○</td> </tr> </tbody> </table> <p>◎: 使われる ○: 使い</p>	地 層	岩 洞 分 類	サイロ 処 分		坑 道 処 分	タイプA	タイプB	粘 土 層	●	○	○	花 崗 岩	●	○	○	片 岩	○	○	○	岩 塩 層			○
地 層	岩 洞 分 類	サイロ 処 分				坑 道 処 分																				
		タイプA	タイプB																							
粘 土 層	●	○	○																							
花 崗 岩	●	○	○																							
片 岩	○	○	○																							
岩 塩 層			○																							
廃 棄 物 の 定 置 方 法	1. 大断面では、岩洞内コンクリートピット内に縦積み、小断面では坑道より鉛直下方に $\phi 2\text{m}$ 程度で深さ数10mの処分孔を掘削し、そこに定置 2. サイロ: サイロ内にバラ積み、又はサイロ内コンクリートピット内に縦積み		 <p>Conceptual design of site type isolation system (France)</p>																							

国名	ドイツ(ニーダーザクセン州)	施設名	コンラッド処分場(非発熱性廃棄物処分場)	7/8/9)
地図		スケジュール		
1. 地層: 石灰岩(鉄鉱床) 後期ジュラ期1億5000年前		1982年 許認可申請 1990年 運用開始予定であったが1994年以降に遅延		
規模、深度		その他		
1. 処理能力: 65万m ³ (処分空洞容積は100万m ³) 2. 深度: 800m~1300m(複数の水平坑道を深さを変えて掘削)		1. 対象となる廃棄物区分: 非発熱性廃棄物		
施設形状				
1. 処分ユニットのタイプ: 坑道型(鉄鉱山の跡地利用) 2. 処分方式: 深地層処分				
主要構造寸法				
1. 坑道断面: 幅7m×高さ6m×長さ数百m				
人工バリア構成				
・固型化材(セメント系材料)+収納容器+埋戻し土				
廃棄物の定置方法				
・廃棄物をコンクリート又は鉄製の容器(円筒形又はコンテナ)に収納して、坑道内に積み上げ定置。 ・破碎岩で埋戻し。				

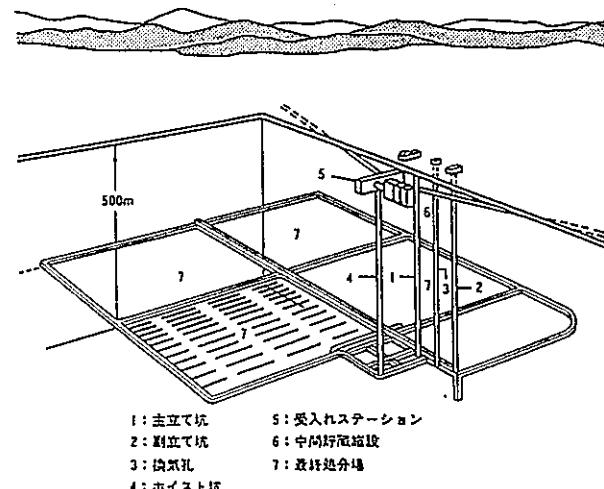
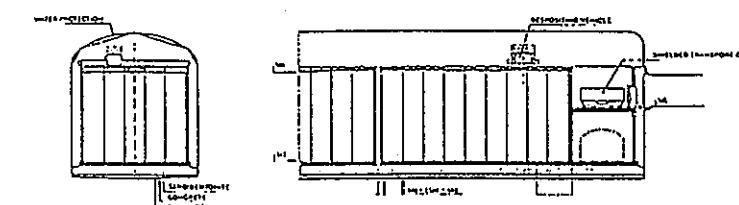
国名	ドイツ(ニーダザクセン州)	施設名	ゴアレーベン処分場(非発熱性、発熱性廃棄物処分場)	10(11)12)
地図	スケジュール			
1. 地層：地表下約500m～3300mに広がる岩塩ドーム(約2億4000万年前に生成)			2000年 許認可申請 2003年 着工 2008年以降 運用開始	
規模、深度	その他			
1. 施設規模：規模10km×1kmの長方形 2. 处理能力：8万3000万m ³ (発熱性) 410万m ³ (非発熱性) 3. 深度：870m～1200m			1. 対象となる廃棄物区分：全廃棄物 ※ドイツでは発熱性、非発熱性で分類している。	
施設構成				
1. 処分ユニットのタイプ：①岩洞型(非発熱性) ②坑道型(発熱性) 2. 処方式：深地層処分				
主要構造寸法				
1. 坑導断面：幅6m×高さ3m 2. 岩洞諸元は不明				
人工バリア構成				
・廃棄体+キャニスター+シール材+埋戻し土(破碎岩塩)				
廃棄物の定置方法				
1. 非発熱性：岩洞にバラ積み(埋立方式、遠隔吊下方式)、岩洞に縦積み(遠隔積上げ) 2. 発熱性：坑道から鉛直処分孔(深さ300m)を掘削、縦積み キャスクに収納して坑道内に水平定置				

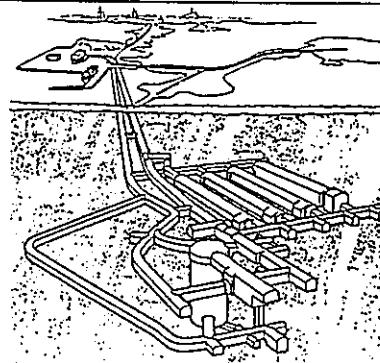
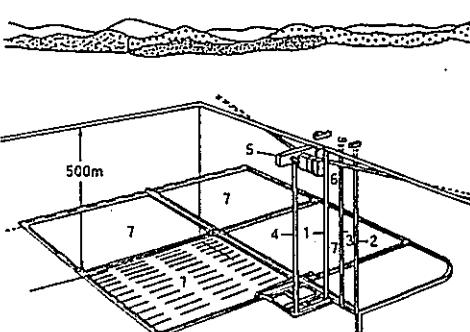


ゴアレーベン地下貯蔵試験施設概要図

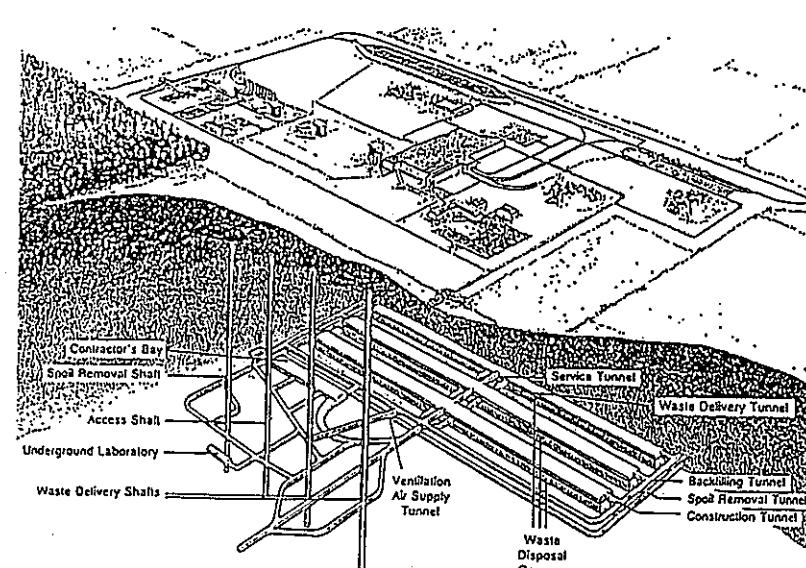


国名	ベルギー	施設名	モル地下研究施設	13(14)15)
地図		スケジュール		
1. 土層：ブーム粘土層（約3500万年前、厚さ約90m）		2020年 着工		
		2030年 運用開始		
実見 模、深 度		その 他		
1. 施設規模：エリア 50 km ² 2. 处理能力：3 万 m ³ 3. 深度：180m～270m		1. 対象となる廃棄物区分：カテゴリーB（アルファ廃棄物）		
方位 設 計 形 容		<p>W ANTWERP MOL LOMMEL REPOSITORY Water flow direction in aquifer Grainance direction in aquifer</p> <p>● 24.5 m.s.l. level — Sands of Mid — Sands of Kasterlee — Sands of Dessel and of Dessel — Sands of Antwerp and of Vervel — Sands city — Sands at Berlaar — Aarschot city — Sands of Leuven and of Bevekom — T-press clay — Sands of Linden — Linden clay — IJzeren clay — IJzeren clay — T-press clay — Sands of Linden — T-press clay</p>		
主要構造寸法		<p>コンクリートライニング 充填材 VHLW, HLW コンクリート固化体 (400L ドラム缶) 処分坑道内径：3.5m</p>		
人工バリア構成		<p>コンクリート固化体 アスファルト固化体 (400L ドラム缶) コンクリートライニング 充填材</p>		
廃棄物の定置方法		<p>1 : 主要坑道 2 : 発熱廃棄物 & コンクリート固化体専用坑道 3 : アスファルト固化体 & コンクリート固化体専用坑道</p>		
・コンクリートもしくはアスファルトで固化した廃棄材を400 ドラム缶に収納して坑道内に依積みする。				
・坑道は、ペントナイト、セメント、粉碎したブーム粘土等で充填する。				

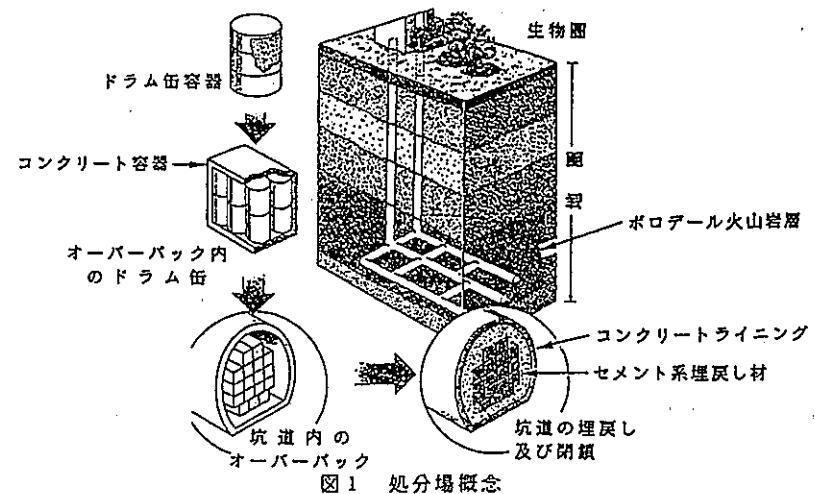
国名	スウェーデン	施設名	SFL-3 処分場（現在、候補地 14ヶ所）	16)17)18)19)
地層			スケジュール	
1. 地層：結晶質岩（花崗岩、片麻岩、班レイ岩、先カンブリア紀）			2001年 許認可準備開始	
			2010年頃 着工	
			2020年 運用開始	
実規模、深度		その他		
1. 处理能力 : 6600m ³ 2. 深度 : 約500m		1. 対象となる廃棄物区分 : α 汚染廃棄物		
施設形状				
1. 処分ユニットのタイプ : 岩洞型 2. 処分方式 : 中深層処分				
主要構造寸法				
1. 岩洞断面 : 幅18m × 高さ21m × 長さ80m				
人工バリア構成		<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの固型材 + 充填材（グラウト材）+ ピット（コンクリート壁）+ ベントナイトorベントナイト混合物 		
廃棄物の定置方法		<ul style="list-style-type: none"> 岩洞内にコンクリートピットを構築。ピットと岩洞のすきまは、ベントナイト又はベントナイトと砂の混合物を充填。 ピット内に固型化した廃棄体を定置後グラウト材を充填。 		

国名	スウェーデン	施設名	S F R 処分場	20)21)22)23)		
地層		スケジュール				
1. 地層：花崗岩			1998年 操業開始			
実規模、深度		その他の				
1. 处理能力 : 90,000 m ³ 2. 深度 : 水深 5 m, 披り 60 m			1. 対象となる廃棄体特性：主に原子炉の運転時と解体によって生じる低中レベル放射性廃棄物			
施設形状		 図 1 S F R 処分場概念図				
1. 处分ユニットのタイプ：①サイロ型 ②坑道型 2. 处分方式：中深層処分		 図 2 S F L 処分場概念図				
主要構造寸法		<p>1. サイロ : $\phi 30\text{m} \times \text{高さ } 50\text{m}$</p>				
人工バリア構成		<ul style="list-style-type: none"> ・廃棄体容器 + コンクリート隔壁 + ポーラスコンクリート充填材 + コンクリート外円筒壁 + ベントナイト + 岩壁表面の吹付けコンクリート 				
廃棄物の定置方法		<ul style="list-style-type: none"> ・廃棄体の特性、また人工バリアシステムに応じて格納する。 				

1 : 主立て坑
 2 : 別立て坑
 3 : 換気孔
 4 : ポイスト坑
 5 : 受入れステーション
 6 : 中間貯蔵施設
 7 : 着床処分場

国名	イギリス	施設名	セラフィールド処分場	24)25)26)27)
地層	スケジュール			
1. 地層：火山岩（550m以深）前期古生代			1992年 許認可申請 1994年 着工 2005年 運用開始	
規模、深度			その他	
1. 施設規模：エリア約85ha 2. 处理能力：200万m ³ 3. 深度：未定			1. 対象となる廃棄物区分：I LW（中レベル廃棄物）， α 放射能 $\geq 40\text{Bq}/\text{t}$	
施設形態				
1. 処分ユニットのタイプ：岩洞型 2. 処分方式：深地層処分				
主要構造寸法				
1. 岩洞断面：幅25m×高さ35m×長さ250m				
人工バリア構成				
・固型化材（セメント系）+充填材+埋戻し材+坑道のライニング材（セメント系）				
廃棄物の定置方法				
・ドラム缶を岩洞内に積み上げる。詳細は未定。				

国名 地 図	イギリス・ 1. 地層：硬質岩層	施設名 スケジュール	Nirax 处分場 28)
実見 模 , 深 度	1. 低レベル： $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ 中レベル： $6 \times 10^5 \text{ m}^3$ 2. 深度：200~1000m	そ の 他	1. 対象となる廃棄体特性 低レベル：短寿命廃棄物が主 中レベル：短寿命及び超寿命の2カテゴリー廃棄物を含む
施設 形 態	1. 処分ユニットのタイプ：坑道型 2. 処分方式：深地層処分		
主要構造寸法			
人工バリア構成	・廃棄体容器 + コンクリートコンテナ + セメント系埋戻し材 + コンクリート処分坑道		
廃棄物の定置方法	・コンクリートコンテナ内にドラム缶を縦積み		



国名	フィンランド	施設名	VLS処分場	29(30)31)		
地 図	スケジュール					
1. 地層：トーナライト						
規模、深度		その他の				
1. 深度：70~100m		1. 対象となる廃棄体特性 低レベル：保護具、衣類、工具等 中レベル：液体廃棄物、レジン、スラッジ等				
施設形状						
1. 処分ユニットのタイプ：サイロ型 2. 処分方式：中深層処分						
主要構造寸法						
1. 低レベル用サイロ：Φ23.6m×高さ33.6m 2. 中レベル用サイロ：Φ19.9m×高さ32.3m						
人工バリア構成						
<ul style="list-style-type: none"> 低レベル：廃棄体容器+コンクリートコンテナ+砕石層+セメント混合物層+ショットクリート+シーリング層 中レベル：廃棄体容器+コンクリートコンテナ+鉄筋コンクリートサイロ+砕石層+セメント混合物層+ショットクリート+シーリング層 						
廃棄物の定位方法						
<ul style="list-style-type: none"> コンクリートコンテナに廃棄体容器を縦置きしコンテナをサイロ内に積み上げる 						

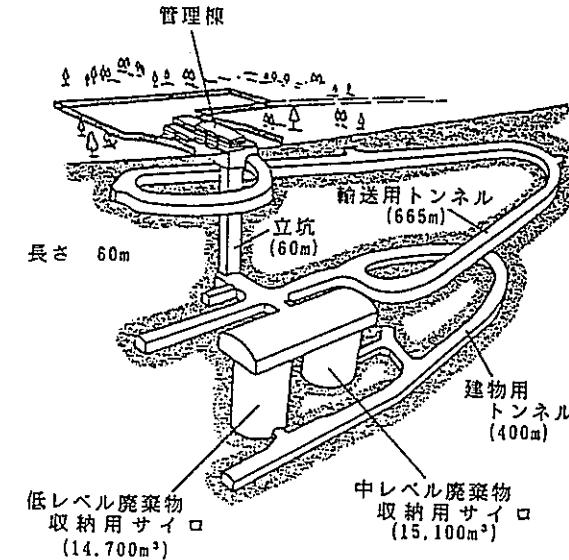


図1 処分場概念図

参考文献

- 1) (財) 原子力環境整備センター:原環センタートピックス, p. 7, 1990. 6. NO. 15
- 2) (財) 原子力環境整備センター:原環センタートピックス, p. 4, 1990. 6. NO. 15
- 3) (財) 原子力環境整備センター:原環センタートピックス, p. 5, 1988. 9. NO. 8
- 4) 日本原子力情報センター:欧州再処理及び放射性廃棄物視察団 報告書, pp. 42 ~ 44, 1993
- 5) OCDE/AEN OECD/NER, Nagra:NUCLEA WASTE MANAGMENT
- 6) 日本原子力情報センター:欧州再処理及び放射性廃棄物視察団 報告書, pp. 39 ~ 42, p. 44, 1993
- 7) 日本原子力情報センター:欧州再処理及び放射性廃棄物視察団 報告書, pp. 70 ~ 75, 1993
- 8) (財) 原子力環境整備センター:放射性廃棄物データブック, pp. 30~31, 1990. 3
- 9) Bundesamtes fur Strahlenschutz(BFS):SCHACHTANLAGE KONRAD, 1992. 10
- 10) 日本原子力情報センター:欧州再処理及び放射性廃棄物視察団 報告書, PP. 64 ~ 69, 1993
- 11) Deutsche Gesellschaft zum Bau von Endlagern fur Abfallstoffe mbH(DBE):GORLEBEN Erkundung eines Salzstocks
- 12) Bundesamtes fur Strahlenschutz(BFS):SALZSTOCKS GORLEBEN, 1992
- 13) OCDE/AEN OECD/"ONDRAF"- "NIRAS":RADIOACTIVE WASTE MANAGEMENT
- 14) ORGANISME NATIONAL DES DECHETS RADIOACTIFS ET DES MATIERES FISSILES :SAFIR RAPPORT DE SYNTHESE, 1989. 6
- 15) (財) 原子力環境整備センター:原環センタートピックス, 1988. 6. NO. 6
- 16) Svensk Karnbranslehantering AB(SKB):Activities, 1991
- 17) (財) 原子力環境整備センター:原環センタートピックス, 1988. 6. NO. 7
- 18) (財) 原子力環境整備センター:放射性廃棄物データブック, p. 47, 1990. 3
- 19) R. Pusch:Waste Disposal in Rock, Deveropments in Geotechnical Engineering, 76, pp. 91~ 94
- 20) (財) 原子力環境整備センター:原環センタートピックス, 1988. 6. NO. 7
- 21) Svensk Karnbranslehantering AB(SKB):Final Repository for Radioactivities Operational Waste-SFR
- 22) (財) 原子力環境整備センター:放射性廃棄物データブック, p. 33, p. 47, 1990. 3
- 23) R. Pusch:Waste Disposal in Rock, Deveropments in Geotechnical Engineering, 76, pp. 13~ 30
- 24) United Kingdom Nirex Limited:Going Forward, pp. 12~15, 1991. 7
- 25) 日本原子力情報センター:欧州再処理及び放射性廃棄物視察団 報告書, pp. 248 ~ 268

- 26) Jhon Hutchins:Nirex plans a rock laboratory at Sellafield, 1992
- 27) United Kingdom Nirex Limited:Sellafield repository project, 1991.12
- 28) United Kingdom Nirex Limited:Going Forward, pp. 6~8
- 29) (財)原子力環境整備センター:原環セントラルピックス, 1993.9. NO.27
- 30) (財)原子力環境整備センター:原環セントラルピックス, 1989.3. NO.10
- 31) 日本原子力情報センター:欧州再処理及び放射性廃棄物視察団 報告書, pp. 79
~ 116
- 32) プロジェクト 報告書 N G B 8 5 - 0 1