

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1025 June 2002

沿岸域の廃棄物埋立地における地盤環境の評価と改善に関する研究

土 田	孝
渡 部	要 一
織 田	幸 伸
今 村	聡
根 岸	昌 範

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 廃棄物処分場の技術の現状と課題	4
2.1 廃棄物処分場の概要	4
2.2 内陸部処分場の現状	5
2.3 陸上の廃棄物処分場における遮水技術	8
2.4 港湾に立地する廃棄物処分場の現状	12
2.5 まとめ	17
3. 地盤環境モニタリングコーンの開発	18
3.1 はじめに	18
3.2 装置の構成と計測方法	19
3.3 1号機の現地性能確認試験	22
3.4 改良機の開発と現地性能確認試験	29
3.5 まとめ	31
4. 管理型廃棄物護岸の各種遮水工の性能に関する検討	33
4.1 廃棄物護岸の遮水構造	33
4.2 損傷時における遮水シートの透水性能	33
4.3 損傷時における止水鋼矢板の透水性能	37
4.4 不透水性地盤材料としての貧配合セメント処理土の力学特性	38
4.5 サンドコンパクションパイル工法で改良した地盤の透水性の検討	49
4.6 まとめ	56
5. 新しい基準に対応した管理型廃棄物処分場の設計・施工事例	58
5.1 設計条件と護岸断面	58
5.2 護岸の浸透解析	59
5.3 地盤変形解析	62
5.4 橋港における管理型廃棄物処分場の施工	65
5.5 まとめ	67
6. 沿岸の廃棄物埋立地盤における有害物質の漏出と移行メカニズム	68
6.1 埋め立てられた廃棄物中の有害物質の調査	68
6.2 汚染物質の溶出特性	73
6.3 汚染物質の移行特性	75
6.4 まとめ	79
7. 沿岸の廃棄物埋立護岸における反応性浄化壁の適用性	80
7.1 反応性浄化壁の原理と反応剤の選定	80
7.2 鉄粉の安定化性能試験（バッチ試験）	81
7.3 鉄粉のカラム通水試験	83
7.4 試験結果のまとめと反応性浄化壁の適用性	85
8. 沿岸の管理型廃棄物埋立処分場における環境リスクの算定方法	87
8.1 環境リスクの算定方法	87
8.2 環境リスクの計算例	89
8.3 実験結果に基づいた漏出モデルを採用したときの環境リスクの計算例	92
8.4 まとめと今後の検討課題	93
9. 結論	94
謝辞	96

Study on the Evaluation and Improvement of Geo-environment for Waste Landfill in Coastal Areas

Takashi TSUCHIDA*
Yoichi WATABE**
Yukinobu ODA***
Satoshi IMAMURA***
Masanori NEGISHI***

Synopsis

Since 1998, a series of studies on geo-environment problems in waste disposal sites in coastal areas have been carried out. This report is writing on the development of high grade cutoff seawall structures, the field investigation technique for geo-environmental data and an environmental risk analysis method for waste disposal sites. The main conclusions are summarized as follows:

- 1) A geo-environment monitoring cone was developed for the investigation of a large scale waste disposal sites in coastal areas.
- 2) When a part of cutoff sheet is broken, the equivalent permeability with consideration of the damage can be determined for a sheet-reserve soil system. By using the equivalent permeability and the probability of damage outbreak, it can be shown that the double sheets – reserve soil system has a much better performance of cutoff system than the single sheet-reserve soil system. For the cutoff steel sheet piles, in the joints of which a small amount of leakage is taking place, the equivalent permeability can be determined for the analysis.
- 3) The mechanical properties of dredged slurry which is mixed with poor quantity of cement, were presented as a low permeable geo-material used for a cutoff system of seawall.
- 4) The increase of horizontal permeability of clayey ground improved by SCP (sand compaction pile) method will be 10 times the original ground at most, when the construction work is carried out precisely. Practically, the SCP method is available for the ground improvement of seawall foundation.
- 5) The seawall structure of the double PVC sheets and reserve soil system was constructed in Tachibana Port, Tokushima Prefecture, which was the first one after Ministry of Health and Welfare revised the technical standard of structures of waste disposal facility in 1998. Because most of the work had to be carried out below sea level, new techniques, which include on-ship heat bonding of PVC sheets and direct casting of cement treated clay, have been developed and used. This report introduces the design and construction method of a new type of seawall structure for waste landfill in coastal area.
- 6) The methods for analysis of ground water pollution and the environmental risk analysis are presented for waste disposal sites in coastal areas. Although the used model is in a primary stage, it can be used as an important tool for the construction and management of waste disposal site in coastal areas.

Key Words: environmental geotechnology, unpermeable layer, cutoff structure, seawall for disposal of controlled waste, monitoring, risk analysis

* Head of Soil Mechanics and Geo-environment Division

** Senior Researcher of Soil Mechanics and Geo-environment Division

*** Taisci Co., Ltd

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445053 Fax : +81-468-444577 e-mail:tsuchida@pari.go.jp

沿岸域の廃棄物埋立地における地盤環境の評価と改善に関する研究

土田 孝*
渡部 要一**
織田 幸伸***
今村 聡****
根岸 昌範****

要 旨

港湾の重要な機能のひとつに廃棄物埋立護岸による各種廃棄物の受け入れがある。本論文は港湾の管理型廃棄物護岸における高規格止水構造および廃棄物処分場の環境情報の取得と環境リスクの評価手法についての一連の研究をまとめたものである。主要な結論は以下のようになる。

- 1) 広域の地盤環境情報を効率よく取得する装置として、地盤環境モニタリングコーンを開発した。本装置は、港湾の廃棄物処分場のように土層構成が非常に複雑な地盤において、地盤の三次元的な土層構成を把握しながら土中水の採水を効率よく行うことができる。
- 2) 遮水シートが損傷した場合、損傷を考慮した換算透水係数を設定できる。これにより、シートを二重にすることにより遮水性能が大きく向上することを解析的に示すことが可能である。また、継手部で少量の漏水がある止水鋼矢板についても同様の解析方法が適用できる。
- 3) 浚渫土を活用した貧配合セメント処理土の止水性地盤材料としての力学特性を明らかにした。
- 4) 施工が正確に行われれば、サンドコンパクションの打設による複合地盤の透水性の上昇は、置換率70%の場合でも水平方向の透水係数の増大が10倍程度にとどまる。実用上、置換率が50%以下であれば、サンドコンパクションパイルを廃棄物護岸の基礎地盤の改良に用いてもよいと考えられる。
- 5) 二重のPVCシートと中間保護土（貧配合でセメント処理した浚渫土）による遮水工を採用した初めての管理型廃棄物護岸が徳島県橘湾に建設された。本事例は
- 6) 廃棄物処分場における汚染メカニズムのモデル化について検討を行い、汚染のメカニズムを解析する手法を示した。
- 7) 港湾内の管理型廃棄物処分場を対象とした環境リスクの算定方法を示した。この方法は簡略化したモデルではあるが、今後このようなリスク評価は廃棄物処分場の建設と管理において重要な役割を果たすと考えられる。
- 8) 既設護岸に鉄粉を用いた反応性浄化壁を適用する方法について検討した。屋内試験では良好な結果となっているが、実際の護岸では地下水の流れ等を考慮した検討が必要である。

キーワード：地盤環境，廃棄物埋立護岸，遮水構造，モニタリング，溶出，リスク評価

* 地盤構造部土質研究室長
** 地盤構造部土質研究室
*** 大成建設(株)技術センター（前運輸施設整備事業団、土性研究室在外研究員）
**** 大成建設(株)技術センター

1. まえがき

多くの港湾では管理型廃棄物処分場の整備が進められており、特に首都圏では管理型廃棄物全体の70%が沿岸域の処分場に処分されている。これらの廃棄物による埋立地は港湾施設、都市施設に活用されているが、地盤内の土壌、地下水など地盤環境に関する情報は少なく、広域の地盤環境情報を収集する技術も確立されていない。

これらの廃棄物埋立地は止水機能を有する護岸により周辺海域と遮断されているが、近年の環境に関する新たな知見により止水機能の強化が求められており、年数を経た止水護岸のメンテナンスも重要な課題である。さらに、廃棄物による埋立地を有効に活用するためには、地盤内の汚染された土壌を浄化し無害化する技術が要請されている。

本研究は、これらの課題に対する基礎的な技術として、沿岸廃棄物埋立地における広域地盤環境情報モニタリング技術、高性能止水技術および汚染された土壌の浄化技術を開発することを目標とし、運輸施設整備事業団の運輸分野における基礎的研究推進制度によって港湾技術研究所と横浜国立大学、大成建設(株)が共同で実施したものである。本論文は、港湾技術研究所と大成建設(株)が担当した内容をまとめており、横浜国立大学が中心となって実施したテーマ「新たな止水性地盤材料の開発」については別の機会に報告したいと考えている。

本論文では、2章で管理型廃棄物処分場に関わる技術の現状と課題をまとめ、3章、4章では廃棄物埋立地盤の地盤環境モニタリング技術と高性能止水システムと埋立地盤における汚染メカニズムの解明と汚染防止技術について述べている。5章では、新しい止水構造を採用した廃棄物処分場の建設事例を紹介している。6章は、廃棄物処分場における有害物質の漏出と移行のメカニズムについて検討し、7章は海洋汚染防止のための反応正常化壁の適用性に関する検討結果をまとめた。最後に8章で沿岸域における管理型廃棄物処分場における環境リスクの算定方法を示した。3、4、5章は港湾技術研究所と運輸施設整備事業団の研究者が主に担当し、6、7、8章の内容については大成建設(株)が中心となって研究を実施している。

2. 廃棄物処分場の技術の現状と課題

2.1 廃棄物処分場の概要

1954(昭和29)年に清掃法が制定され、廃棄物を衛生的に処理する法律ができたが、現在のような最終処分場

の形になったのは1970(昭和45)年の廃棄物処理法が制定されてからである。これは、1976(昭和51)年に一部改正され、翌年「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令」が出され、処分場の建設基準等が明確になった。さらに、1991(平成3)年に「廃棄物処理法」の一部改正があり、また1998(平成10)年6月16日付けで、構造改正に関する命令が出された。

このように、昭和40年代にはまだ明確な処分場の形態がはっきりしていなかった状態から、1990年代になって処分場の建設やその環境への影響が問題となってきてか

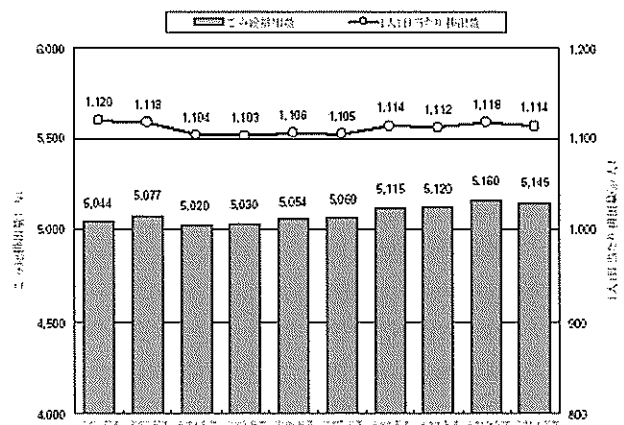


図-2-1 一般廃棄物の排出量の推移

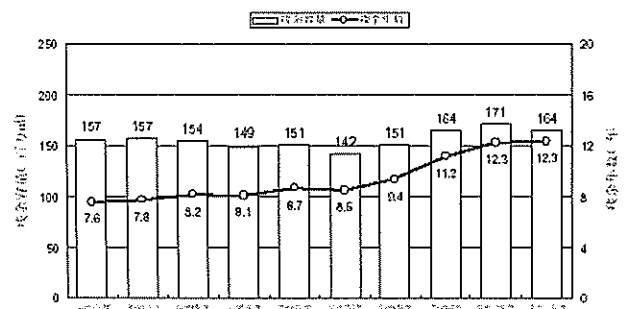


図-2-2 一般廃棄物の最終処分場の残余容量と残余年数の推移

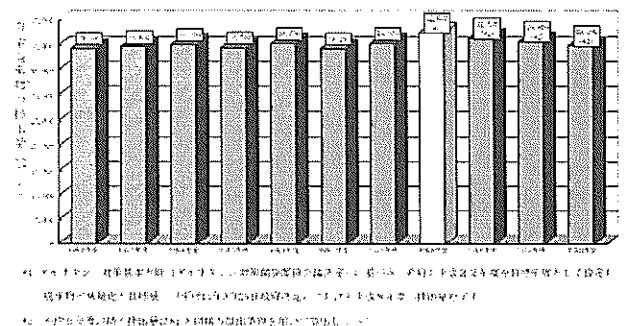


図-2-3 産業廃棄物の排出量の推移

表-2-1 最終処分場の残存容量(12年4月1日現在)

最終処分場		単位：m ³ 残存容量
遮断型処分場		33,726 (35,005)
安定型処分場	総数	82,047,893 (84,119,823)
管理型処分場	総数	101,855,651 (106,157,029)
	うち海面埋立	34,640,071 (36,524,517)
計		187,937,270 (190,311,857)

注) 1. 法第15条第1項の許可を受けた施設である。
2. 「海面埋立」は、総数の内の海面埋立分の内数とする。
3. ()は、前年度の調査結果である。

表-2-2 産業廃棄物の最終処分場の残存容量と残余年数
(平成12年4月1日現在)

区分	最終処分場 (万t)	残存容量 (万m ³)	残余年数 (年)
首都圏	1,495 (1,769)	1,727 (1,380)	1.2 (0.8)
近畿圏	680 (806)	1,405 (1,540)	2.1 (1.9)
全国	5,000 (5,800)	18,394 (19,031)	3.7 (3.3)

注) 1. 首都圏とは、茨城県・栃木県・群馬県・埼玉県・千葉県・東京都・神奈川県・山形県をいう。
近畿圏とは、三重県・滋賀県・京都府・大阪府・兵庫県・奈良県・和歌山県をいう。
2. 首都圏、近畿圏の産業廃棄物の最終処分量は5,000万t×29.9%(首都圏)、13.6%(近畿圏)(平成11年度排出量の比率)とした。
3. 残余年数=残存容量/最終処分量としている。(tonとm³の換算比を1とする)
4. ()内は、前年度の調査結果である。

ら、建設に対する基準が強くなってきていることが分かる。

一般廃棄物の発生量は全国平均で一人当たり一日1.1kg程度と近年は変動がなく、先進国の中では少ない方に属する(図-2-1)。そして、最終処分場の残存容量とその残余年数は、図-2-2に示すように12年余りである¹⁾。

産業廃棄物の発生量は図-2-3に示すように、平成8年以降わずかながら減りつつあるものの、総排出量は約4億トンに達する。そして、最終処分場の残存容量は表-2-1に示すように、前年度よりも減少している状況である。全体的には3.4%の減少率であった。それを残余年数でみたのが表-2-2である。処分場の残余年数は全国平均でも4年を割っており、首都圏では1.2年と逼迫した状態となっている²⁾。ただし、排出量が減っているため、前年度と比較すると残存容量は減っているにも関わらず残余年数は増えている。しかし、今後排出量が急激に減少することは期待できないため、廃棄物処分容量の不足問題を解決していく必要性が高まってくるのが予想される。

そこで本研究では、適切な沿岸域の廃棄物処分場の構造について検討するための基礎データを得るため、国内外の内陸部廃棄物処分場の遮水構造の整理を行った。以下にその結果を示す。

2.2 内陸部処分場の現状

(1) 最終処分場の機能と形態

廃棄物の最終処分場は、一般廃棄物については一般廃棄物最終処分場、産業廃棄物は遮断型、管理型、安定型の最終処分場に分類される。産業廃棄物最終処分場の各形式の概要を以下に示す。なお、これらの最終処分場の構造形式等の基準は、「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に関わる技術上の基準を定める命令」に定められている。

a. 遮断型最終処分場

人の健康または生活環境に係る被害が生じる恐れがある産業廃棄物は、「公共の水域及び地下水と断された場所で行う」こととされている。

遮断型埋立処分場の構造は、屋根、覆い、開渠によって雨水の浸入を防止し、さらに腐食しない強固な外周仕切り構造によって地下水の浸入、廃棄物に含まれる汚水の漏出を防止することによって、処分場からの有害物の一切の漏出を断する必要がある。したがって、海上埋立によるものは技術的に問題が多いため施工例がなく、本研究では対象としない。

b. 管理型最終処分場

遮断型最終処分場に処分しなければならない産業廃棄物以外の産業廃棄物を投入できる。汚染された浸出水によって公共の水域や地下水を汚染する恐れがあり、埋立ガス、悪臭、害虫などの発生により、人の生活環境を阻害する恐れがあるため、それを防止するための施設・設備が必要である。したがって、その構造は、一般廃棄物最終処分場と同じである。本研究では主にこの管理型最終処分場を対象とした。

c. 安定型最終処分場

公共の水域及び地下水を汚染する恐れのある浸出水や埋立ガス・悪臭を発生しない産業廃棄物は、立て札、囲い、地滑り沈下防止工、擁壁、えん堤を措置した簡便な処分場で処分することができる。すなわち廃プラスチック類、ゴムくず、金属くず、ガラスくず、建設廃材、及び環境庁長官及び厚生大臣が指定したもの(安定型産業廃棄物という)を処分できる。したがって安定型産業廃棄物以外の廃棄物が混入しないように必要な措置を講じ、少量といえども安定型産業廃棄物以外の廃棄物が混入することのないようにする。ダンピングヤードなどのごみ

表-2-3 最終処分場の種類

種類	廃棄物	備考
管理型最終処分場	廃油（タービレット）、紙くず、木くず、繊維くず、動植物性残渣、動物ふん尿、動物死体及び無害な燃えがら、ばいじん、汚泥、鉍滓、13号廃棄物	埋立面積 1000m ³ 以上のものが対象
安定型最終処分場	廃プラスチック、ゴムくず、金属くず、ガラスくず及び陶器くず、建設廃材	埋立面積 3000m ³ 以上のものが対象
遮断型最終処分場	有害な燃えがら、ばいじん、汚泥、鉍滓などの特定有害産業廃棄物	

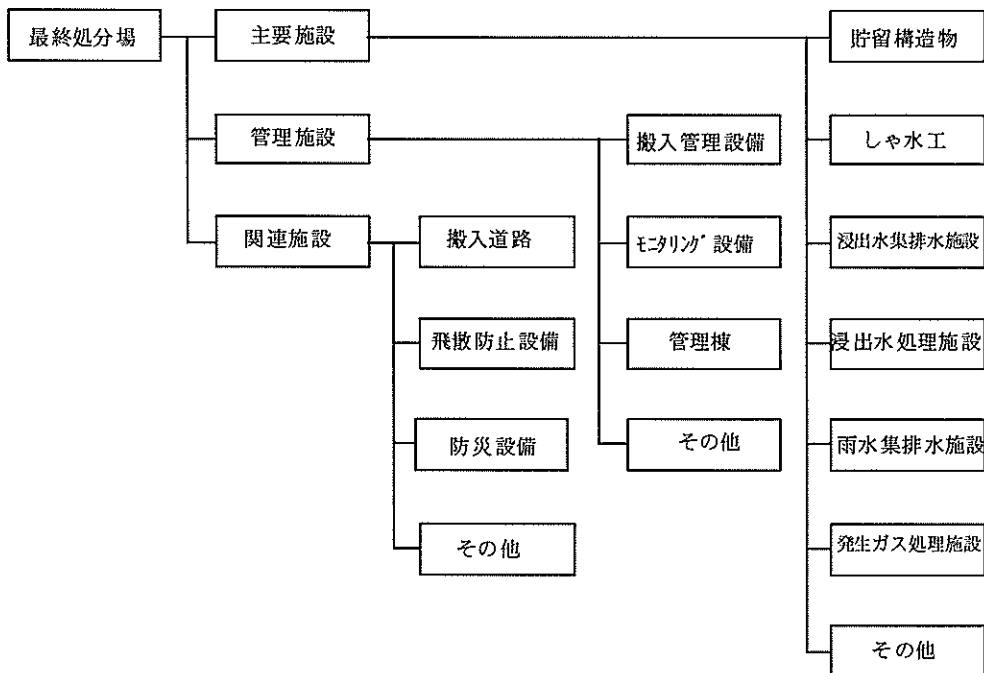


図-2-4 最終処分場の主な施設名称

検査施設を設けることも必要である。これまでの海上埋立廃棄物処分場の多くはこの形式であったが、今後は、内陸での用地確保が困難なことから、管理型処分場の沿岸域への立地要求が高まってきている。それらの処分場構造と対象廃棄物の種類を表-2-3に示す。

一般的な管理型最終処分場は、図-2-4に示すように、主要施設、管理施設、関連施設で構成されている。

a. 主要施設

主要施設は、貯留施設、遮水工、浸出水集排水施設、浸出水処理施設、雨水集排水施設、発生ガス処理施設、その他、からなっており、廃棄物を貯留することに関係する施設である。

b. 管理施設

廃棄物を管理する施設で、搬入管理設備、モニタリング設備、管理棟などで構成される。

c. 関連施設

搬入や防災に関係した施設で、①搬入道路、②飛散防止設備、③防災設備、④その他、である。

これらを図で示したのが、図-2-5である。

(2) 内陸部処分場の遮水システム

一般に、遮水システムは図-2-6に示すように、遮水工、集排水施設、モニタリング施設の3つを指す。

a. 遮水工

遮水工は基礎地盤(下地地盤)、遮水部分、保護マット、そして保護材から構成されている。

b. 集排水施設

地下水が遮水工に触れることにより、遮水工を損傷しないように排水施設を遮水工の下部に敷設することが多い。さらに、法面からできるだけ廃棄物貯留部分に雨水を入れないようにするために、法面の途中に小段を設け

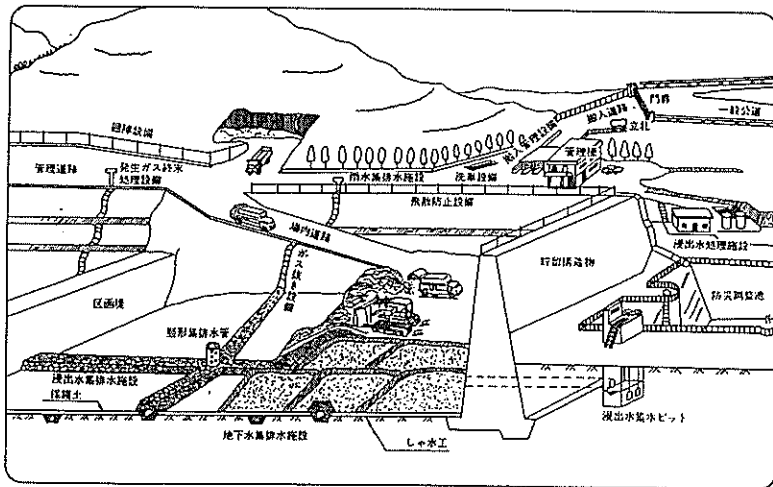


図-2-5 最終処分場の構造図

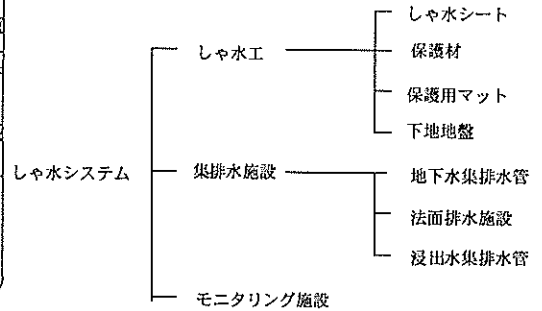


図-2-6 遮水システム

て集水して排水する設備を設ける。浸出水集排水管は、貯留層の下部に貯留した浸出水を、貯留部分の下部に設けた浸出水処理施設に導く管である。

c. モニタリング施設

ここで示すモニタリング施設は浸出水の漏水に対するものである。このほかにガスや搬入ごみなどのモニタリング施設がある。浸出水に対しては、貯留施設の外周部、特に下流部にモニタリング用井戸を設置し、地下水が健全であるかどうかをモニタリングする。さらに、貯留施設内では電気式漏水検知システムが使われる場合がある。これについては後に述べる。さらに、地下水集排水管からの地下水を水質分析して調べることがある。

(3) 内陸部処分場の遮水構造

1998 (平成 10) 年 6 月 16 日付けで、厚生省は最終処分場の構造基準を改正した。これによると、一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場は以下の条件を満たす必要がある。

A. 不透水性地層 ($1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下、層厚 5m 以上) が無い場合

- ① 厚さ 50cm 以上、透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下である粘土等の層に遮水シートが敷設されていること。
- ② 厚さ 5cm 以上、透水係数 $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 以下であるアスファルト・コンクリートの層に遮水シートが敷設されていること。
- ③ 不織布その他の物の表面に二重の遮水シート (二重のシートの間に車両の走行等の衝撃により双方のシートが同時に損

混合土+遮水シート方式	水密アスコン+遮水シート方式	二重シート構造	凡 例
保護土	保護土	保護土	不織布 (4~20mm)
混合土 50cm	水密アスコン 5cm 砕石層 25cm	基礎	遮水シート (1.5mm)
基礎	基礎	基礎	中間保護層
厚さ 50cm 以上、透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 以下である粘土等の層に遮水シートが敷設されていること。	厚さ 5cm 以上、透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 以下であるアスファルト・コンクリートの層に遮水シートが敷設されていること。	不織布その他の物の表面に二重の遮水シート (二重のシートの間に車両の走行等の衝撃により双方のシートが同時に損傷することを防止できる不織布その他の物が敷設されているものに該当すること。	

図-2-7 新しい遮水構造基準

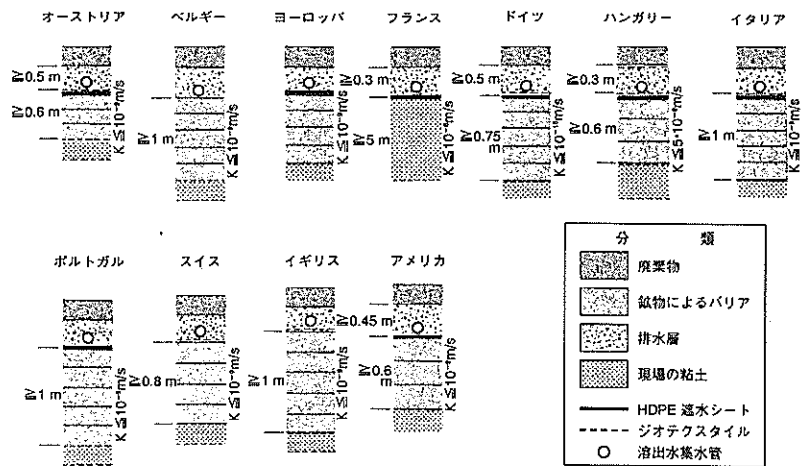


図-2-8 海外の構造基準③

傷することを防止できる不織布その他の物が設けられているものに限る。)が敷設されていること。

B.不透水性地層 ($1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以下, 層厚 5m 以上) がある場合

- ①薬液注入等の注入により, 不透水性地盤までの地盤のルジオン値が 1 以下となるまで固化されていること。
- ②厚さ 50cm 以上, 透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以下である連続壁が不透水性地層まで設けられていること。
- ③鋼矢板が不透水性地層まで設けられていること。

新しい基準による遮水構造を図示すると図-2-7 のようになる。

(4) 海外における遮水構造の基準

海外の一般廃棄物最終処分場の構造を図-2-8 に示した。ドイツでは, 厚さ 75cm 以上で透水係数が $5 \times 10^{-10} \text{m/s}$ の粘土ライナーとしており, 透水係数の基準が最も厳しい。フランスは, 原位置の粘土を用いて 5m 以上の層厚が必要としている。これを見ると, ヨーロッパの粘土ライナーは総じてアメリカや日本よりも厚いことがわかる。日本の基準は米国の基準に準じている。

2.3 陸上の廃棄物処分場における遮水技術

廃棄物処分場の遮水に関わる技術は, 陸上に立地する処分場を対象として技術開発が進められている。以下ではこれらの陸上廃棄物処分場の遮水に関わる技術のうち, 遮水技術, 遮水機能モニタリング技術及び遮水機能修復技術について主なものを示す。

(1) 遮水シート

現行の基準では, 透水係数が 10^{-5}cm/s 以下の粘土層が 5m 以上ある場合には不透水層とみなせることになっているが, 陸上処分場では現状この条件を満たしていたとしても, ほとんどの場合遮水シートによって処分場を囲み, 完全に外界から遮断している。その構造は, 遮水

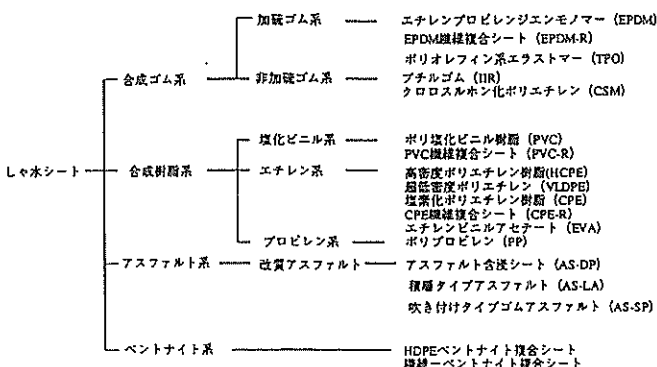


図-2-9 遮水シートの種類

シートを 2 重にしたもの, 透水係数の低い地盤材料と組み合わせたもの等があり, 遮水機能のモニタリング機能を備えたもの, 破損時の自己修復機能を備えたものなどがある。シートの接合部は溶着が一般的であり, 真空を利用する等の方法により溶着部の健全性を確認している。

遮水シートは, 大きく分けると, 合成ゴム系, 合成樹脂系, アスファルト系, そしてベントナイト系の 4 種類がある (図-2-9)。

合成ゴム系シート

合成ゴム遮水シートには, エチレンプロピレンジエンモノマー (EPDM) 系およびポリオレフィン系エラストマー (TPO) 系の合成ゴムが使用されている。

EPDM シートは, 耐候性・耐オゾン性等が優れており, 加硫工程により立体的な分子間結合をしているため, 恒温から低温まで比較的安定した物性を保持する。このような特長と共に, シートが柔軟で扱い易く, 作業性も良いことなどが評価され, 1976 年 (昭和 51 年度) に廃棄物処分場の遮水シートとして初めて採用された。以来, 全国数多くの廃棄物処分場の遮水シートとして採用されている。EPDM シートは, また低応力高伸長であるため, 下地への追従性に優れていると共に, 熱伸縮に伴う発生応力が小さいので, 固定工は小型でも対応できる。EPDM シートの接合は, 熱可塑性でないため熱融着は行えない。したがって, 一般的には工場広幅加工においてはヒートプレス (加熱加圧加硫) 接合, 現地接合においては接着剤接合を採用している。現地接合においては, ヒートプレス接合や自然加硫定形接着剤 (テープ状) 接合を採用することもある。また, コンクリート構造物等への接合については, 一般的に接着剤を用いて接合を行い, 端末部は金物押さえ・シール材打設を行っている。

EPDM-繊維複合 (EPDM-R) シートは, ナイロンあるいはポリエステル基布の両面に, EPDM シートを被覆した複合体シートであり, 機械的強度 (引張強さ・引裂強さ) に優れている。また, 基布があるため万一破損が生じても, 損傷が広がりにくい特徴を持っている。

TPO シートは, オレフィン系エラストマーに EPDM がブレンドされたもので, 耐候性, 耐熱性, 耐寒性, 電気絶縁性に優れている。その大きな特長は, 熱融着接合が可能なゴムシートで, 1982 年 (昭和 57 年度) に廃棄物最終処分場の遮水シートとして採用されて以来, 全国の数多くの廃棄物最終処分場の遮水シートとして採用されている。TPO シートの接合は, 工場広幅加工および現地接合共に, 熱融着機 (自走式・ハンディータイプ) による接合が行われている。コンクリート構造物への接合については, 一般的に接着剤・粘着材を用いて接合を

行い、端末部は金物押さえ・シール材打設を行っている。
合成樹脂系シート

ポリ塩化ビニル（PVC）シートには、軟質（高弾性）と超軟質（超高弾性）シートの二種類がある。軟質（高弾性）PVCシートは、機械的強度が高く、耐損傷性にも優れている。また、耐老化性・耐薬品性に優れ、土・コンクリート中などに埋設されても長年月の使用に耐え、酸・アルカリを含む浸出水や汚水などに侵されにくい。超軟質（超高弾性）PVCシートは、軟質（高弾性）PVCシートをより柔軟性を高めた遮水シートである。

PVCシートは、熱可塑性樹脂のために熱融着による一体化接合ができ、他の熱可塑性樹脂に比べて、容易に接合部全域に渡って安定した強度が得られる。接合方法もシート厚さ・場所・用途・補修等の目的に応じて、熱風融着・熱ゴテ融着・接着剤接合が選択できる特長を有している。

ポリエチレンはエチレンの重合によって造られる合成樹脂で、その密度から低密度、中密度、高密度ポリエチレンと分類されているが、廃棄物最終処分場の遮水シートに使用されているものは、高密度ポリエチレン（HDPE）と超低密度ポリエチレン（VLDPE）である。

1980年代の初期からアメリカやドイツでは、廃棄物最終処分場の遮水シートとして、HDPEシートの本格的な使用が始まった。日本でのHDPEシートの使用は遅く、1994年になって多くの一般廃棄物処分場で採用されるようになってきた。従来HDPEシートは引張強さ、耐薬品性は優れているが、耐ストレスクラック性、耐候性は劣り、またシートが硬くて工事では細部の施工性が劣るといわれていた。しかし、メルトインデックスの低い材料の使用で耐ストレスクラック性を解決し、耐候性は耐候剤の添加などにより改良されている。

HDPEシートの接合は熱融着法で行われ、その方法には溶接法と融着法がある。溶接法はシートと同材料の溶接棒を使用して溶接する方法であったが、1988年に熱板方式融着機が開発されて以来、HDPEの施工能力は大幅に向上した。熱板方式融着機は高温・高圧力でシートを融着するため融着部の強度が高く、熱板式の融着部で接合部にできる中空孔に検査用高圧空気を注入して、その圧力損失を調べることによって、いままで出来なかった融着部の水密性の定量検査が可能となった。また熱風と熱板を併用したツインマット式融着機も使用されている。

超低密度ポリエチレン（VLDPE）シートは、密度が0.91以下で通常密度が0.90程度のポリエチレンが使用されている。HDPEと比較して柔軟で伸びが大きい。

最終処分場の遮水シートとしての実績はHDPEシートに比べて少ないが、地盤沈下などへの追従性に優れているので、欧米では廃棄物最終処分場の埋立後のキャッピングや、池などの遮水シートに使用されている。

エチレン酢酸ビニルコポリマー（EVA）遮水シートは、ポリエチレンの原料のエチレンと酢酸ビニルを共重合した軟質の合成樹脂であり、毒性がなく耐寒性、耐久性に優れている。EVAシートは1970年頃から各種池の遮水や、トンネル用遮水シートとして使用され、現在ではトンネル分野のほとんどのEVAシートが使用されている。また、過酷な外力が作用する鉄道路盤噴泥防止用シートとしても認定され、徐々に一般廃棄物最終処分場、産業廃棄物最終処分場廃液処理池等の遮水シートとして広い分野で使用されるようになった。

EVAシートの特徴は、柔軟性に富み弾性・強靱で伸び率が高いため突起物に対して優れた抵抗性があることと、低温特性に優れ（脆化温度<-70℃）冬期でもシートが柔らかく、衝撃強さに優れていることである。接合方法は、PVCシートやHDPEシートと同様熱融着（熱風またはホットウェッジ）が一般的である。EVAは接着剤の原料でもあるため接合部の信頼性が高く、また構造物との取り合いは一部のメーカーではアスファルト系

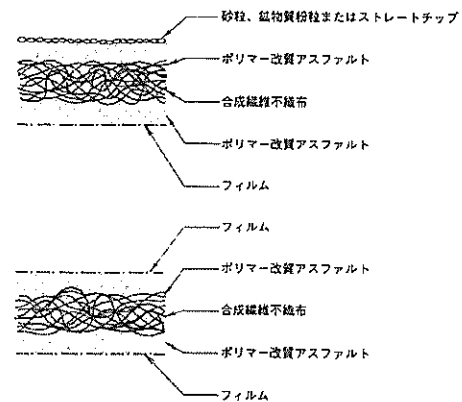


図-2-10 AS-LS シートの構造

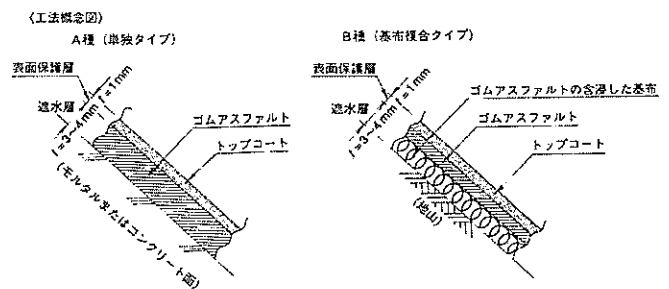


図-2-11 AS-SP シートの構造

ホットメルト接着剤を使用し、その接着強度は高い。

アスファルト系遮水シート

アスファルト系遮水シートは、シートタイプと現場吹き付けタイプの2種類に分類される。シートタイプのアスファルト系遮水シートは、全層含浸タイプと積層タイプの2種類がある。

全層含浸タイプ（AS-DP）のアスファルト系遮水シートは、長繊維かさ高不織布を基材にして、これに耐候性の優れた特殊アスファルトとゴム系高分子をブレンドしたものを基材の全層に含浸させ、一体にした厚手のアスファルトシートである。特徴は、下地とのなじみが良く下地の挙動に優れた順応性を有すること、また、クラック伝播性に優れて亀裂が拡大し難く、貫通抵抗力が大きく下地の突起物に対して破れにくいので、下地の整形が簡単にすむことである。

積層タイプ（AS-LS）のアスファルト系遮水シート（図-2-10）は、不織布を基材とし、これに改質アスファルトを含浸し両面に改質アスファルトをさらに厚み持たせて積層またはコーティングして、3~4.5mm程度の厚みに仕上げたシートである。

現場吹き付けタイプ（AS-SP）のゴムアスファルトシート工法は、現場施工で遮水シートを整形する工法であり、施工現場の状況に応じて2種類の工法を選択することができる（図-2-11）。A種はゴムアスファルト単独のシートで主にモルタル、コンクリート下地に適用するもので、ゴムアスファルトエマルジョンと硬化剤を同時に吹き付け、厚さ3~4mmのゴム改質アスファルトシートを形成する。B種は、敷設した基布にゴムアスファルトと硬化剤を混合吹きつけし、含浸塗覆させるシートでモルタルシートを形成する。現場吹き付けゴムアスファルトシートには、スプレー方式のため継ぎ目のない遮水シート層が得られることや、下地の凹凸に対しなじみが良いこと、下地と接着するため法面の長さや勾配の制約を受けないことなどが特徴である。

ベントナイト系遮水シート

ベントナイト系遮水シートにはHDPE-ベントナイト複合シートと繊維-ベントナイト複合シートがある。

HDPE-ベントナイト複合シート、HDPEシートの片面にベントナイトの顆粒層を接着剤をもって設けたもので、その特徴はベントナイトの水膨潤による自己修復性にある。万一、遮水シートに穴が開くような損傷が生じた場合、浸出水によってベントナイトが膨潤し、ベントナイトの粒子はゲル状になる。上部の廃棄物の重圧がかかったHDPEシートによって膨潤したベントナイトは行き場を失い、穴のあいた部分に集まり、穴をふさいで止水す

る。このため自己修復性があるシートといわれている。

繊維-ベントナイト複合シートは、高品質、高純度の粒状ナトリウムベントナイトをポリプロピレン製の不織布と織布の間に充填してサンドイッチ状にし、ニードルパンチによって固定し、ロール状に加工したものである。この複合シートの特徴は、

- ・自由に折り曲げることができるので敷設が容易であること、
- ・マットの継ぎ目で接着や融着の必要が無く、ベントナイトを散布して重ねるだけでよい。
- ・ピンホールや裂け目ができても、ベントナイトの自己修復性により、シールすることができる。

などである。

(2) 陸上処分場における止水性地盤材料

止水性人工地盤材料としては、通常水を吸収して膨張する特性のある粘土を土に混合した材料が用いられる。止水目的で使用可能な粘土としては、ベントナイトが代表的である。その物理的性質を表-2-4に示す。

ベントナイトは、天然の無機質粘土鉱物で、モンモリロナイト結晶を主成分としている。結晶格子層は、図

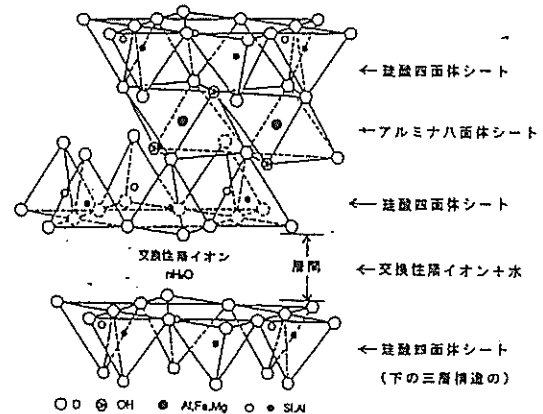


図-2-12 モンモリロナイトの結晶構造モデル

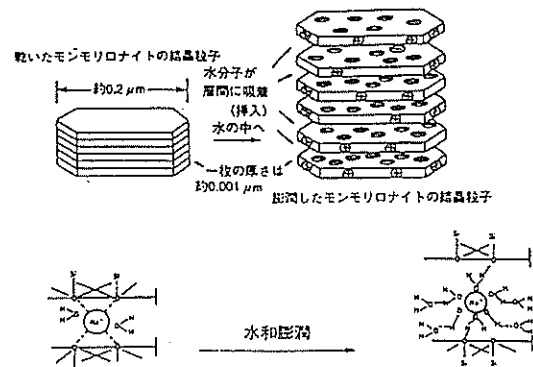


図-2-13 モンモリロナイトの膨潤機構

-2-12 に示すように一枚のアルミナ八面体シートを二枚の計算四面体シートで挟み込んだサンドイッチ状の三層構造である。この八面体シートの三価のアルミニウムが、それよりも原子価の低いマグネシウムや鉄で一部置換された結晶格子からなっている。このような置換は、三層構造に陽電荷の不足をもたらし、結晶格子層は負電荷を持つようになる。この陽電荷不足を補うために、交換性陽イオンのアルカリ金属イオンやアルカリ土類金属イオンが結晶格子層の表面に吸着している。このような層状の単位結晶格子層が積み重なって、粘土鉱物特有の薄片状の粒子が形成される。三層構造からなる単位結晶格子層が二枚積み重なると、一つの層間ができる。このようにして数枚ないし数十枚の単位結晶格子層が積み重なって、一つの粘土鉱物粒子を形成する。一枚の結晶格子層の表面は、積層構造粒子の層間を形成する内部表面であり、モンモリロナイトはこの層間に交換性陽イオンと、この陽イオンに水和した水分子が介在して安定な粒子を形成するが、これにともなって膨潤が起こる(図-2-13)。

ベントナイトは、現地発生土と混合してアースライナーにも使用され、締固め等により、実質上不透水性に(透水係数 10^{-7} cm/sec)にすることができる。

ベントナイトは海水中では膨潤性が発現されないとされていたが、最近では塩類(海水など)や酸など電解質水溶液でも十分に膨潤するものが開発されている。

粘土と発生土あるいは購入土砂とを混合し、処分場の止水ライナーとして機能させるためには、粘土と発生土とをよく攪拌・混合する必要がある。粘土は一般的に乾燥した粉末状態で入荷する(時にスラリーの場合もある)ので、大きく分けて原位置攪拌・混合とプラント混合がある。

原位置攪拌・混合は、購入土砂あるいは現地発生土を所定の厚さに敷き、その上に事前配合試験で得られた添加量になるように粘土を撒き、そしてスタビライザーで混合する。混合したあと、転圧機械で上を走らせ、所定の密度になるようにする。この方法は、屋外で行うため粘土の粉塵発生の問題が生じたり、施工が天候に左右されやすい。

プラント混合の場合は、一般に連続ミキサーを用いる。発生土をベルトコンベアーで定量に供給し、粘土をサイロから定量に供給してミキサー内で混練するため、混合の精度は高く周辺環境への影響が少ない方法である。

プラント攪拌・混合は、各材料の量を管理できることから、混合体の品質は原位置攪拌よりも優れている。発生土の保管方法や保管場所、プラントの設置位置などで大きくコストが変わるが、高品質は保証することができ

る。

(3) 遮水機能モニタリング技術

廃棄物投入期間あるいは埋め立て終了後の遮水機能をモニタリングする技術は、民間企業各社が様々な方法を開発している。これらの技術を大別すると、電位差を用いる方法、電気抵抗を用いる方法、漏出水の集水機能を用いる方法の3つに大別できる。前者の2つは、共に電

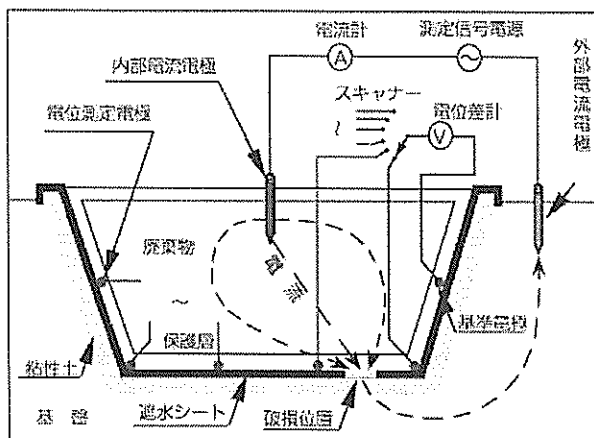


図-2-14 遮水機能モニタリング技術 (電位差を用いる方法)

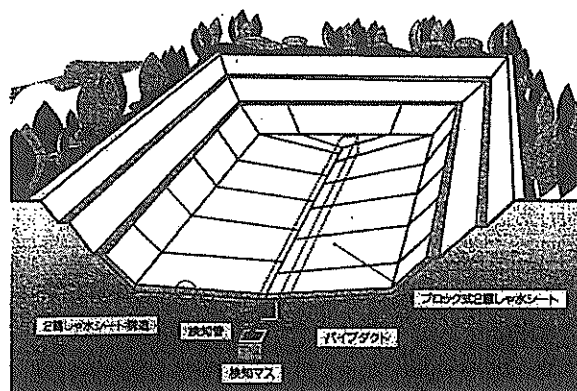


図-2-15 遮水機能モニタリング技術 (集水機能を用いる方法)

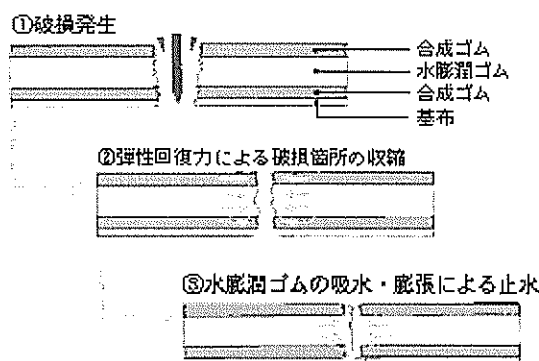


図-2-16 自己修復遮水シート

気的なモニタリング方法であり、地下水を流れる電気を利用して、両者の違いは、電圧をモニタリングするか、電流をモニタリングするかの違いであるといえる。

電位差を用いる方法と、集水機能を用いる方法について概略を示す。

図-2-14 は、電位差を用いたモニタリング技術の一例である⁴⁾。この方法は、処分場の内と外に電極を設置し両者に電位差を与える。遮水シートが破損していなければ、内部の電極を中心に、処分場内にある電位分布が生じる。遮水シートが破損すると、破損部分を通して内部電極と外部電極の間に電流が流れる。これにより、破損位置に電位分布のひずみが生じる。電気的な方法によるモニタリングでは、電極の設置数にも左右されるが、数十 cm 程度の精度で破損個所の位置特定が可能である。

図-2-15 は、集水機能を用いたモニタリング技術の一例である⁵⁾。集水機能を用いた方法は一般に、二重遮水シートの間、あるいは遮水シートの裏側に集水機能を付属して、シートが破損した場合、漏水した水が集水管を通して集水弁等に流出する仕組みになっている。この集水管を処分場のいくつかのエリア毎に独立させることによって、破損個所を特定する。したがって、破損個所の特定範囲を狭くするには、この独立したエリアを細かくする必要がある。

遮水機能修復技術は、モニタリング方法との関連が強い。電気的なモニタリング方法の場合、破損個所が比較的狭い場所に特定されるため、ケーシングなどを用いて破損個所のシートを露出させた後、補修剤を用いてシートを補修することが可能である。一方、集水機能を用いている場合は、破損個所の特定範囲が広いと、上述の方法を取ることは難しい。多くの場合、集水管を通して補修剤（固化剤）をシートまで逆流させ、固化することによって遮水機能を復元させる。

その他に、自己修復機能をもつ遮水シートも実用化されている（例；図-2-16⁶⁾）。これは二重の遮水シート間に、吸水性の樹脂など、水と反応する止水剤をあらかじめ挟んでおき、シートが破損すると止水剤が地下水と反応して破損個所を埋める機能を持ったシートである。

2.4 港湾に立地する廃棄物処分場の現状

(1) 港湾における廃棄物処分場に関わる現行基準

廃棄物処分場に関する法規としては、環境基本法、水質汚濁防止法、一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に関わる技術上の基準を定める命令などが挙げられる。しかしこれらの法規は、主に陸上の廃棄物最終処分場あるいは、生活用水に関する基準を定めたも

のであり、これをそのまま海上の処分場に適用する場合には問題が生じる。そこで、これらの法規を中心に、処分場に関する現行の基準を整理し、海上の廃棄物処分場に適用する場合の問題点を抽出した。

構造に関する基準については、「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に関わる技術上の基準を定める命令」に詳しく定められている。この基準は、平成 10 年 6 月に改正されたものであり、具体的な遮水構造に関わる基準として、処分場の側面と底面は以下のいずれかの要件をみたす必要があることが明記された。

- ①不透水性地層（厚さ 5m 以上、透水係数 1×10^{-5} cm/s 以下の地層若しくはルジオン値 1 以下の岩盤又はこれと同等以上の遮水の効力を有する地層）であること。
- ②厚さ 50cm 以上、透水係数が 1×10^{-6} cm/s 以下である粘土等の層に遮水シートが敷設されていること。
- ③厚さ 5cm 以上、透水係数が 1×10^{-7} cm/s 以下であるアスファルト・コンクリートの層に遮水シートが敷設されていること。
- ④不織布その他の物の表面に二重の遮水シート（二重シート間にシートが同時に損傷することを防止できる不織布その他の物が設けられているものに限る。）が敷設されていること。

海上埋立廃棄物処分場では、一般に底面に数メートルの海成粘土が存在するケースが多いため、底面は上記要件の①をみたしているケースが多い。したがって、側面の護岸の遮水構造が主に問題となる。本研究でも、遮水構造として側面の廃棄物護岸を主に対象とする。

水質に関する基準として重要なものに、環境基準と排水基準がある。環境基準は、環境基本法に定められた基準であり、排水基準は水質汚濁防止法に定められている。両者に規定された項目はほぼ同じであり、ほとんどの項目で環境基準は排水基準の 1/10 とされている。

「環境基本法」では、公共用水域の水質汚濁に係る環境上の条件につき、人の健康を保護し及び生活環境を保全するうえで維持することが望ましい基準（以下、環境基準）として、1) 人の健康の保護に関する環境基準（表-2-4）、2) 生活環境の保全に関する環境基準を提示している。ただし、環境基準中のふっ素及びほう素は、海域において自然状態での濃度が基準値を超えているため対象としない。

陸上の廃棄物処分場の場合は周辺地盤の地下水が、海上廃棄物処分場の場合は周辺海域の水質が環境基準を超えてはならない。ただし、海上処分場の場合、仮に処分場から汚染水が漏出したとしても、陸上の処分場の地下水と違い、海域での移流や拡散により濃度は急速に薄ま

表-2-4 人の健康の保護に関する環境基準

項目	基準値
カドミウム	0.01mg/l 以下
全シアン	検出されないこと。
鉛	0.01mg/l 以下
六価クロム	0.05mg/l 以下
砒素	0.01mg/l 以下
総水銀	0.0005mg/l 以下
アルキル水銀	検出されないこと。
P C B	検出されないこと。
ジクロロメタン	0.02mg/l 以下
四塩化炭素	0.002mg/l 以下
1,2-ジクロロエタン	0.004mg/l 以下
1,1-ジクロロエチレン	0.02mg/l 以下
シス-1,2-ジクロロエチレン	0.04mg/l 以下
1,1,1-トリクロロエタン	1 mg/l 以下
1,1,2-トリクロロエタン	0.006mg/l 以下
トリクロロエチレン	0.03mg/l 以下
テトラクロロエチレン	0.01mg/l 以下
1,3-ジクロロプロペン	0.002mg/l 以下
チウラム	0.006mg/l 以下
シマジン	0.003mg/l 以下
チオベンカルブ	0.02mg/l 以下
ベンゼン	0.01mg/l 以下
セレン	0.01mg/l 以下
硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素	10mg/l 以下
ふっ素	0.8mg/l 以下
ほう素	1mg/l 以下

る。したがって、周辺海域の水質により処分場の遮水構造の健全性を判断するのは困難である。

「水質汚濁防止法」は、工場及び事業場から公共用水域に排出される水の排出及び地下に浸透する水の浸透を規制するとともに、生活排水対策の実施を推進すること等によって、公共用水域及び地下水の水質の汚濁防止を図ること等を目的としている。水質汚濁防止法では、重金属等の有害物質に係わる「健康被害項目」（表-2-5）と有機汚濁物質等に係わる「生活環境項目」が排水基準として規制されている。一般廃棄物処理施設である焼却施設、し尿処理施設、産業廃棄物処理施設である汚泥の脱水施設、汚泥焼却施設等は「特定施設」として法に基づく届出対象施設となり、排水の排出基準が適用される。

廃棄物処分場の場合、水処理施設から排水される水が排水基準を満たす必要がある。これは十分な能力を有する水処理施設を設置することで対応できる。

その他の処分場に関わる環境基準として、地下水ある

表-2-5 水質汚濁防止法の排水基準

有害物質の種類	許容限度
カドミウム及びその化合物	0.1 mg/l
シアン化合物	1 mg/l
有機燐化合物 (パラチオン、メチルパラチオン、メチルジメトン及びE P Nに限る。)	1 mg/l
鉛及びその化合物	0.1 mg/l
六価クロム化合物	0.5 mg/l
砒素及びその化合物	0.1 mg/l
水銀及びアルキル水銀その他の水銀化合物	0.005 mg/l
アルキル水銀化合物	不検出
P C B	0.003 mg/l
トリクロロエチレン	0.3 mg/l
テトラクロロエチレン	0.1 mg/l
ジクロロメタン	0.2 mg/l
四塩化炭素	0.02 mg/l
1,2-ジクロロエタン	0.04 mg/l
1,1-ジクロロエチレン	0.2 mg/l
シス-1,2-ジクロロエチレン	0.4 mg/l
1,1,1-トリクロロエタン	3 mg/l
1,1,2-トリクロロエタン	0.06 mg/l
1,3-ジクロロプロペン	0.02 mg/l
チウラム	0.06 mg/l
シマジン	0.03 mg/l
チオベンカルブ	0.2 mg/l
ベンゼン	0.1 mg/l
セレン及びその化合物	0.1 mg/l
硝酸性窒素、亜硝酸性窒素及びアンモニア性窒素※	100 mg/l
ふっ素	海域外 8 mg/l 海域 15 mg/l
ほう素	海域外 10 mg/l 海域 230 mg/l

いは土壌の汚染に関わる環境基準がある。これらの基準は、処分場の供用終了後、埋立跡地を利用する際に適用されるべき基準である。基準の内容は、表-2-4と同様であり、土壌の場合は溶出処理を行い、検液を作成して測定する。

(2) 港湾の廃棄物処分場の概要

既存の海上埋立廃棄物処分場の現状について以下に述べる。図-2-17は護岸の整備場所別にみた整備開始年次を表している。廃棄物埋立護岸事業の開始時期は、三大湾（東京湾、大阪湾、伊勢湾）では昭和49～53年に、その他の地域では平成1～5年をピークとし、その後減少傾向にある。その内訳は、表-2-6の様になっている。ここで混合型というのは、中仕切りなどにより安定型、管理型の両者を有する処分場を意味する。これによると、三大湾では管理型処分場あるいは混合型が多いのに対し、

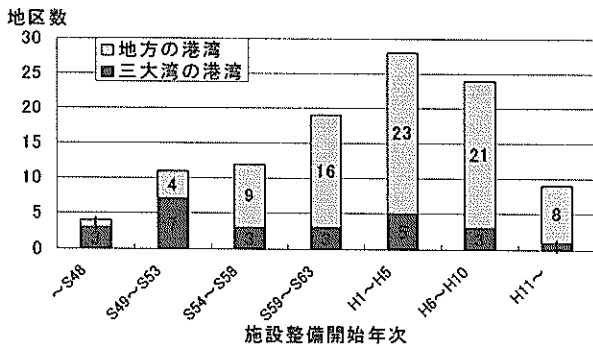


図-2-17 護岸の整備場所別にみた整備開始年次

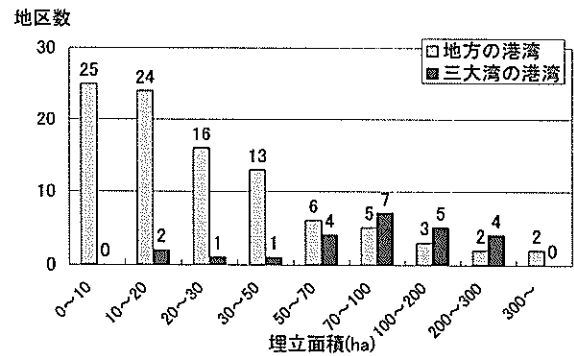


図-2-18 護岸の整備場所別にみた埋立面積

表-2-6 海上廃棄物処分場の構造形態

	安定型処分場	管理型処分場	混合型
三大湾	23%	38%	38%
その他	73%	17%	10%

表-2-7 受け入れ対象廃棄物

	安定型処分場	管理型処分場	混合型
三大湾	23%	8%	69%
その他	73%	5%	21%

地方の港湾では安定型処分場が多いことが分かる。

図-2-18 に護岸の整備場所別にみた埋立面積を示すが、地方の港湾では埋立面積 50ha 以下の小さな処分場が 83%を占めているのに対し、三大湾では 70ha 以上の大規模処分場が多いことが分かる。安定型は、主に浚渫土等の処分を目的としており、特別な遮水工を設ける必要がないが、管理型では、遮水シートなどを設置し表面水、地下水が漏れることを防がなければならない。したがって、これまで比較的規模の小さい地方の港湾では、管理型の処分場が少ないと考えられる。三大湾で混合型が多いのは、規模が大きく埋立面積が大きいため、中仕切りにより両者の処分場を設けているためと考えられる。

これに対し、実際に受け入れている対象廃棄物は表-2-7 の様になっている。安定型では、安定型廃棄物しか処分できないため前出の値と同じであるが、混合の割合が前出の値と比べると大きい。これは管理型処分場に安定型の廃棄物が捨て込まれているためである。遮水工を設置し、管理型として建設していても、安定型の廃棄物が捨てられていることが分かる。

事業費は、安定型処分場では 100 億円未満が 73.6%であり、逆に混合型は 100 億円以上が 81.3%を占めている。管理型については分散傾向にあり顕著な傾向は見られない。

廃棄物の受け入れ期間は、安定型が 10 年未満に 76.6%が集中しているのに対し、管理型及び混合型では、75%以上が 10 年以上となっている。管理型処分場では、受け

入れ期間が安定型よりも長くなる傾向にある。

(3) 改正命令以前の基準で建設された管理型廃棄物埋立護岸の構造

既に建設され供用されている海上埋立処分場の構造について述べる。なお、これらの処分場は平成 10 年 6 月の廃棄物処分場構造基準の改正前に建設されたものである。

護岸形式を矢板式と重力式に大別すると、安定型護岸では大部分がブロックなどの重力式であり、矢板式は約 3%と少ない。安定型では、遮水能力があまり必要とされないため、浚渫土砂などの廃棄物の背面土圧に抵抗力のある重力式が選択されていると考えられる。これに対し、管理型護岸では約 30%が矢板式構造を採用している。矢板式では継ぎ手部に止水剤を塗布する止水方法が用いられている。

設計時の耐用年数は、管理型、安定型ともに 50 年を採用している断面が最も多い。ただし、中仕切り護岸については、10 年と 50 年がほぼ同数となっている。耐震設計における重要度係数の設定方法については明確な指針がしめされていないが、施工例を見ると安定型の護岸では 1.0、管理型の護岸には 1.2 を採用している場合が最も多かった。

代表的な管理型護岸の例を図-2-19~図-2-23 に示す。構造としては裏込めに透水係数の低い処理土を用いる(完全独立構造)構造と、法面に遮水シートを敷く(裏込工法面)、及び重力式では目地処理、矢板式では継ぎ手処理がよく用いられている。

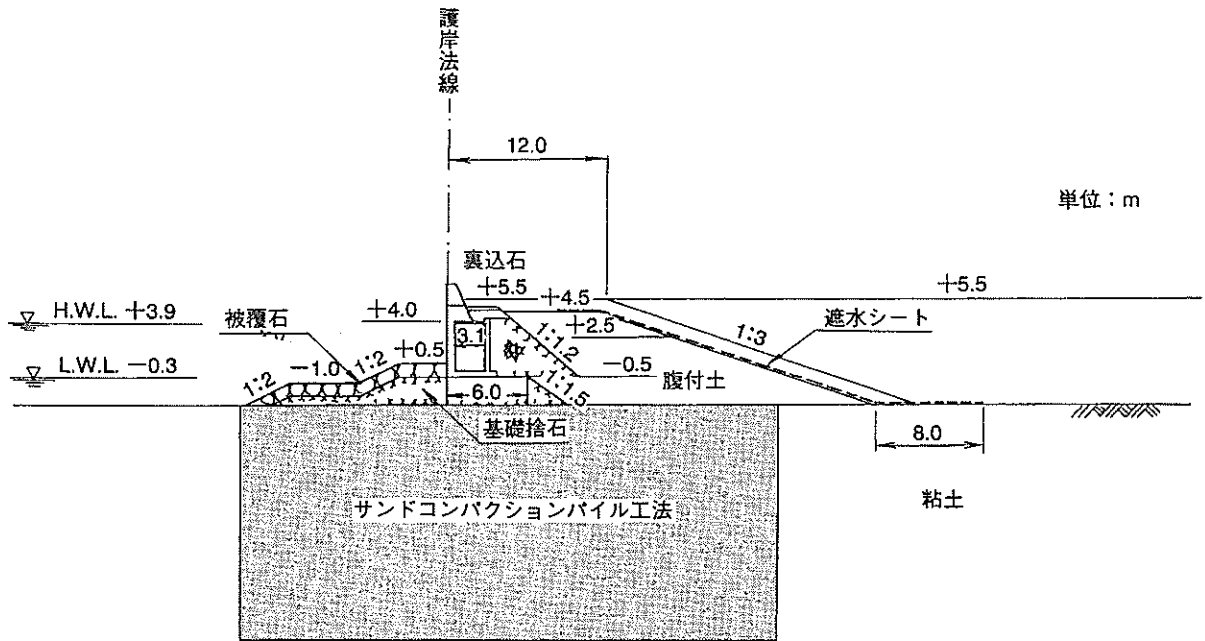


図-2-19 廃棄物護岸例（事例①）

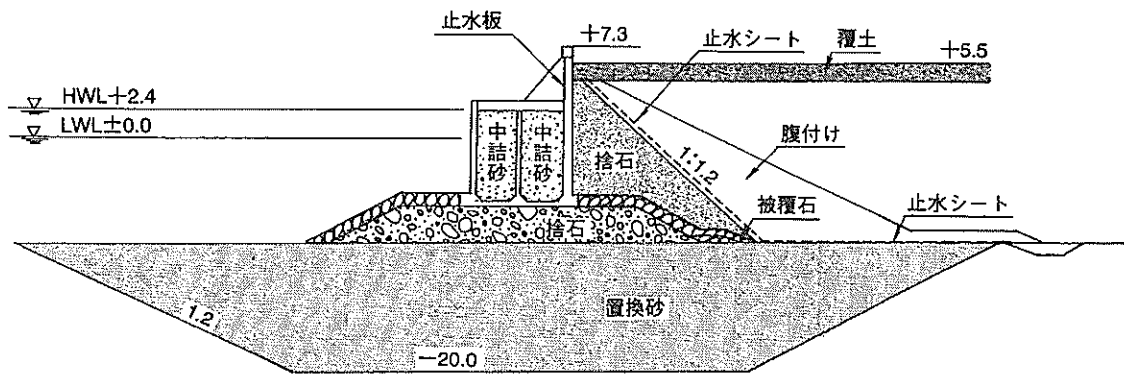


図-2-20 廃棄物護岸例（事例②）

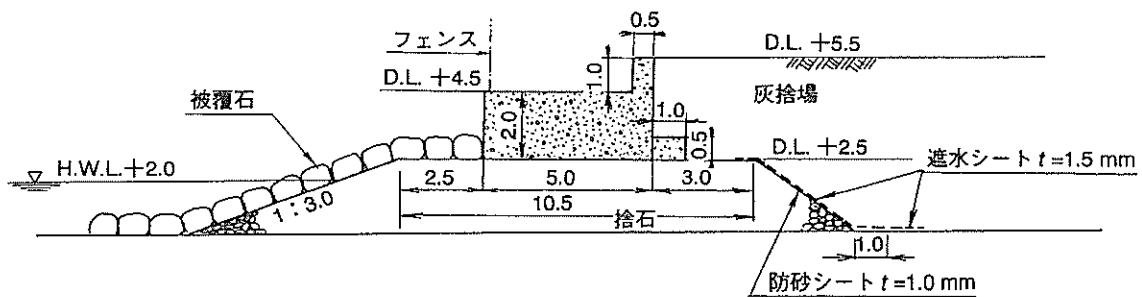


図-2-21 廃棄物護岸例（事例③）

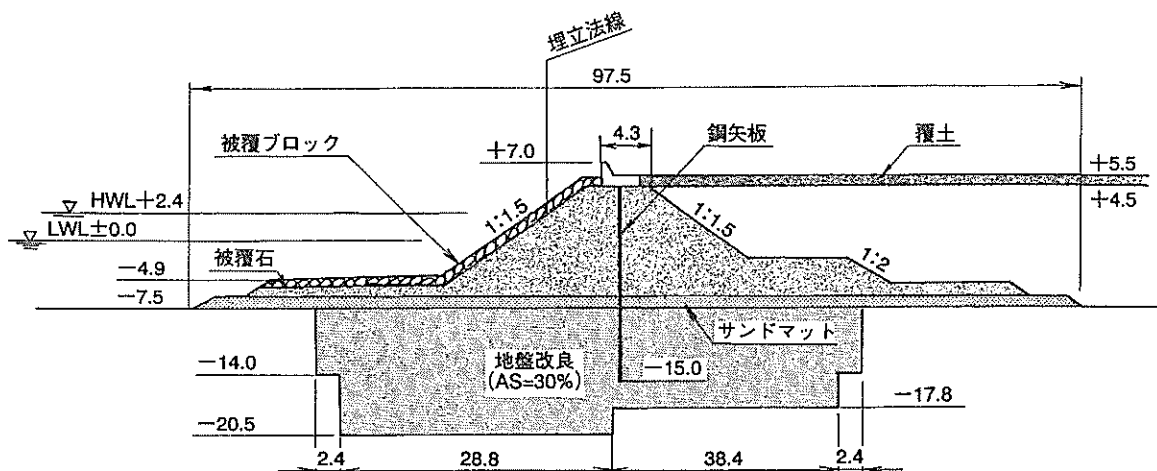


図-2-22 廃棄物護岸例 (事例④)

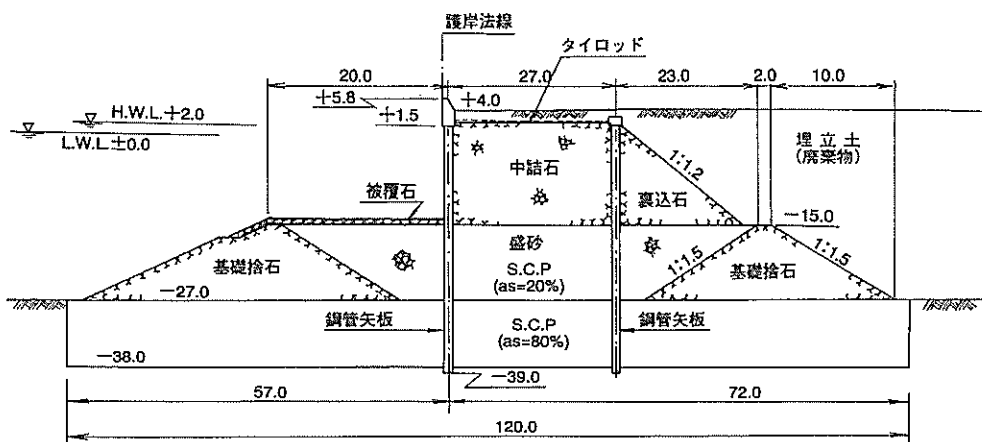


図-2-23 廃棄物護岸 (事例⑤)

(4) 遮水技術の現状と課題

海上の処分場の場合、陸上処分場のような技術がまだ確立されていない。以下に、海上廃棄物処分場でのモニタリングの現状と問題点を示す。

海上廃棄物処分場は、粘性土の海底地盤に、遮水処理を施した護岸で四方を囲いその中に廃棄物を埋め立てる構造となっている。したがって、遮水性の確保を考慮する場合、処分場の底面である海底地盤と、側面となる護岸構造をそれぞれ個別に考える必要がある。

まず、海底地盤を考えた場合、これに遮水構造を構築することは、現状の技術では難しく施工例は稀である。陸上と違い、水中での施工となるため施工条件が極めて厳しく、遮水シートなどを敷くことは困難である。可能性として、固化処理土等の透水係数の低い土質材料を用いることが考えられるが、現状ではこの種の技術は確立されていない。したがって、遮水性能については、現

地の海底地盤に期待することになる。一般に海底地盤が粘性土の場合、その透水係数は低く 10^{-5} cm/s オーダー以下であることが多い。また、粘性土層の厚さも陸上に比べると比較的均質で厚いため、現状の最終処分場の基準である 10^{-5} cm/s 以下の地層が 5m 以上に適応している場合には特に遮水工を設けてない。

次に護岸は、その構造形式としてケーソン等の重力式と、矢板式に大別される。これらの構造形式における遮水性能は、ともにそれ自体（ケーソンあるいは矢板）の遮水性は完全であるため、その継ぎ手の遮水処理をどうするかによって決まる。これまでの、矢板の場合は継ぎ手部に遮水剤を塗布することによって、また重力式の場合は目地剤を用いることによって、護岸全体の遮水性が保持されているとしてきた。ただし、これらの継ぎ手の処理部が、経年変化を受けてなお遮水性が保持されているかについてはこれまでも議論されてきた。平成 10 年に

表-2-8 モニタリングに適用されている法律および基準

準拠した法律	事例数	排水基準例
水質汚濁防止法	32	排水基準を定める総理府令
環境基本法	10	水質汚濁に係る環境基準 「人の健康の保護に関する環境基準」 「生活環境の保全に関する環境基準」
海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律	6	余水吐きから流出する海水の水質についての基準を定める総理府令
下水道法	4	特定事業場からの下水の排除の制限に係る水質の基準
廃棄物の処理及び清掃に関する法律	4	一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令
上乗せ条例及び総量規制・基準を併用	21	神奈川県生活環境の保全等に関する条例 公害防止協定, 漁協協定 等

最終処分場の構造基準が改正されたことから、今後廃棄物護岸の遮水構造についてはこれまで以上に検討の必要がある。

管理型処分場では約90%が、安定型処分場では約50%が何等かの環境モニタリングを行っている。ただしこれらのモニタリングは主に周辺海域の水質に対して行われており、遮水機能の健全性を確実に評価出来るものではない。その項目は安定型では1~2項目が多く、管理型では4~5項目にかけて行っている場合が多い。ここで項目というのは、「港湾設計・測量・調査等業務共通仕様書」（運輸省港湾局編）に示された項目を言う。

モニタリングにおいて準拠した法律およびその基準例は表-2-8のようであった。閉鎖後のモニタリング事例については希少であり、水質についてモニタリングしている事例は、浸出水及び処理水のモニタリング、ボーリング孔による保有水のモニタリングを一部で行っているのみである。

また、海上の廃棄物処分場では、遮水機能のモニタリング技術は確立されていない。前述の陸上廃棄物処理場に対する技術は、処分場を完全にシートで囲んだ場合のみ適用出来る方法であるため、海底地盤を通して外海と繋がっている海上の処分場に適用することは出来ない。遮水機能についてのモニタリング技術の開発が今後の課題である。

2.5 まとめ

廃棄物処分場に関わる基準は、主に陸上の処分場を対象としており、また、技術開発も陸上処分場を中心に行われてきた。これらの技術の一部はそのまま海面処分場に適用可能であるが、周囲の水位が高く、保有水が塩分を多く含むといった条件では、そのままでは適用できないものが多い。特に、モニタリング技術に関しては電気

的な手法を海面処分場に適用するには問題が多く、現状では不可能である。海面処分場に適応した技術開発が、今後必要である。

参考文献

- 1) 環境省：一般廃棄物の排出及び処理状況等（平成11年度実績）、平成13年度発表資料、2002。
- 2) 環境省：産業廃棄物の排出及び処理状況等（平成11年度実績）、平成13年度発表資料、2002。
- 3) M. Manassero, W. F. Van Impe & A. Bouazza: Waste disposal and containment, Proceedings of the Second International Congress on Environmental Geotechnics, pp.1425-1474, 1996.
- 4) 大成建設株式会社：パンフレット「廃棄物最終処分場技術」, 1998.
- 5) 中村隆浩, 佐藤文俊：最終処分場しゃ水シート破損部の屋内補修実験について、土木学会第53回年次学術講演会, pp.82-82, 1998.
- 6) 鹿島建設株式会社：自己修復性しゃ水シート。

3. 地盤環境モニタリングコーンの開発

3.1 はじめに

近年の環境問題に対する社会的関心の高まりとともに、廃棄物処分場の周辺や工場敷地等の地盤環境の保全・浄化技術に対する要請が強くなっている。これらの技術を有効に活用し、このような社会要請に対処するためには、まず現状の地盤環境情報を正しく把握する必要がある。特に、廃棄物処分場建設用地の確保が難しい我が国では、止水性の高い護岸構造を採用して埋立型の海面処分場を建設せざるを得ない状況にあり、このような処分場ではもともと海水が存在しているために地下水位が高く、溶出する可能性のある汚染物質の拡散をモニタリングする必要があるといえる。

廃棄物処分場の地盤環境を観測するモニタリング技術としては、ボーリング調査によりコアを抜き取り、これを直接化学分析する方法、井戸等を設置して地盤中の地下水をモニタリングしたり、実際に地中水を採取してこれを分析したりする方法、あるいはそこから浸透して流出した浸出水を化学分析する方法が考えられる。廃棄物の埋立処分場で主に問題になるのは、処分場からの流出水であるので、現地観測ではこの地下水をモニタリングすることが主な目的となる。

陸上部の廃棄物処分場では、浸出水を集める集水弁を処分場の下流側に設置し、この浸出水を化学分析することによって処分場の環境モニタリングを行うことが出来る¹⁾。しかし海上の処分場では、処分場から海水中に浸出した浸出水をサンプリングすることは現実には不可能であり、浸出する前の処分場地盤中の保有水の状態を把握することが、モニタリング技術として重要な役割を果たす。

これまで地盤の保有水のモニタリング技術は、地盤に井戸を掘りその中にセンサーを設置する方法²⁾、あるいは井戸から地下水を取水して化学分析する方法が主であった。しかしながら、井戸を掘る方法は定点観測には適するものの、これらの方法ではボーリング作業を伴うため、地盤環境情報を得るまでに多くの時間と費用が必要となる。また、長期の観測の場合はメンテナンスも必要となる。地盤内に汚染物質等が拡散している可能性がある場合、その拡がりや三次元的に把握するためには、多くの調査地点が必要となることから、時間・費用の両面から考えて、これらの方法は汚染物質の有無を判断する場合には適用できても、その拡がりや調査する場合には実用的であるとは言い難い。現時点での汚染物質の分布を効率的に、精度良く把握することも重要であるが、そ

の将来の拡がりや予測することも重要であるため、地盤中の不透水性粘性土層、透水性の高い砂層等の分布についても地盤情報を得る必要がある。ボーリングを伴う従来の方法よりも経済的に、しかも効率的な地盤環境情報を得るための装置の開発が求められている。

土を連続的に採取する方法としては、オールコアボーリングが最も一般的である。これと併用して、あらかじめ真空状態にした採水管を孔底に貫入することによって土中水を採取するシステム(BATシステム)が開発され、実用化されている。しかしながら、一般に、浚渫土砂、建設廃材、焼却灰などを埋め立てた廃棄物処分場では、透水性が低い粘土層と透水性が高い砂層が複雑に堆積して互層となっていることが多い。したがって、BATシステムの採水管を貫入した場合に、たまたま採水口の位置が砂層内にあれば採水は容易にできそうであるが、たまたま粘土層になってしまった場合には採水不可能ということにならざるを得ない。透水性の高い層が広く厚く分布している場合には問題とはならないが、透水性の高い層と低い層が複雑に互層になっている場合には、採水の可能性は運に任せるしかないといえる。

本研究では、廃棄物処分場のように砂層と粘土層が入り交じったような複雑な地盤の土質調査を行って地盤条件の三次元的な拡がりや効率よく把握し、さらに透水性の高い層を探して土中水を採取する装置の開発を試みた。ボーリング調査に比べて比較的簡易に地盤情報を得る方法としてコーン貫入試験があり、欧米を中心に広く利用されている。これは、先端に円錐形のコーンを設置したロッドを地上から貫入して計測する方法であり、このコーンに先端抵抗や間隙水圧を計測するセンサーを取り付けて計測する。この方法は、貫入装置を設置することが可能であれば任意の場所で計測が可能であり、また随時貫入装置を設置しコーンを貫入出来るため、敷地内に特別な施設を必要としない。計測中の地盤の乱れも比較的少なく、計測点の数も任意に設定出来る利点を持つ。通常行われるコーン貫入試験では、先端抵抗、間隙水圧、および周面摩擦の三成分が計測される。一方、コーンを用いた地盤環境の計測装置としては、電導コーンが既に開発・利用されている。電導コーンでは、汚染物質が既知の場合には、電気伝導度と汚染の濃度を関連づけることにより、汚染の程度を知ることが可能であるが、汚染物質が未知の場合には、その汚染物質が何かを特定することはできない。廃棄物処分場において、汚染物質の種類を同定し、その濃度を詳細に調査するためには、土中水を採取することが理想的である。土中水を採取することが可能なコーン装置については、これまでもいくつか

かの開発, および適用事例の結果が報告されている³⁾. 本研究で開発を試みた装置は, 地盤情報を得るための三成分コーンと, 採水機能とを併用することにより, 採水しやすいような透水性の高い砂層を探しながら効率的に土中水の採取ができるように工夫されている.

3.2 装置の構成と計測方法^{4),5),6)}

本研究で開発した地盤環境モニタリングコーンの1号機について, その構成と計測方法を以下に示す.

本研究で新たに開発した地盤環境モニタリングコーンのプローブを図-3-1に, 計測可能項目を表-3-1に示す. 本装置は基本的に二つの部分から構成されている. 先端部分には, 通常の土質調査で用いられている三成分コーン

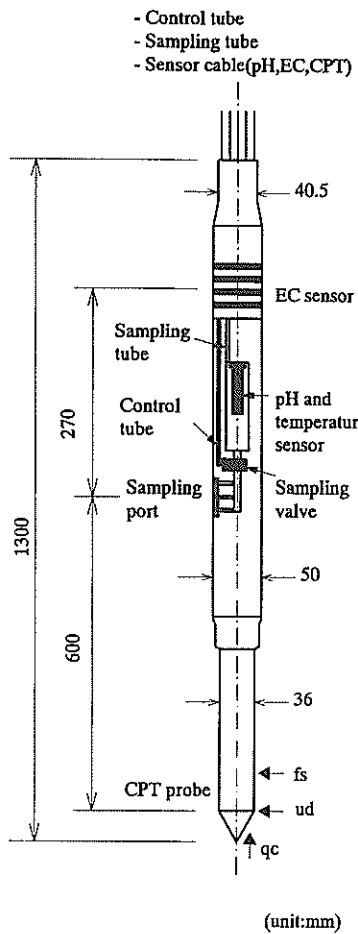


図-3-1 地盤環境モニタリングコーンの構成図

表-3-1 地盤環境モニタリングコーンの計測項目

三成分コーン	採水回路	EC 電極
先端抵抗 qc	pH, 水温 地上への採水	電気伝導度
周辺摩擦抵抗 fs		
間隙水圧 ud		

ンが取り付けられており, 先端抵抗, 間隙水圧, 周面摩擦を計測することにより, 地盤強度, ダイレクタンシー特性, 土質種類などの情報を得ることができる. これより上の部分は, 地盤環境情報を得るための部分となっており, 4つの電極により電気伝導度(EC)の計測ができるようになっている. また, 装置中央付近には採水口が配置されており, ここから土中水を採取することができる. コーン先端から EC センサーまでは 900mm, 採水口までは 630mm それぞれ離れている. プローブ内の採水経路には pH センサーと温度計が取り付けられており, 温度補正を行って pH の計測が可能である. また, pH センサープローブを酸化還元電位 (ORP) 計測用のプローブに変更することにより ORP の計測も可能である. コーン貫入中に, 先端抵抗, 間隙水圧, 周面摩擦, 電気伝導度の4成分の計測は可能であるが, 土中水の pH は, 貫入を停止し, 土中水を採水口からコーン内部に吸引することに

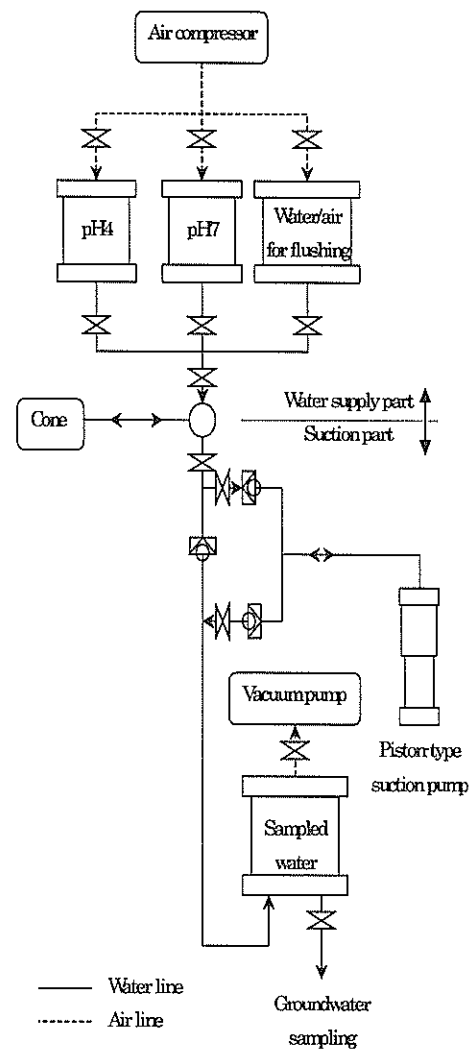


図-3-2 モニタリングコーンの地上部操作装置

よって可能となる。

コーン本体を制御し、データの記録ならびに採水操作を行うための地上システムを図-3-2に示す。コーン貫入試験では、計測のための各種ケーブルをロッド内に通すため、ケーブルは細く、フレキシブルでなければならないが、同時に防水性があり、かつ耐久性の高さが要求される。特に、本装置のように採水のためのチューブもロッド内に通さなければならない場合には、ケーブル数を減らす何らかの工夫が必要となってくる。本装置では、各種センサーからの電気信号は、コーンに内蔵のアンプにより周波数別に変換され、1本のケーブルで地上まで伝達されるようになっている。この電気信号は地上のコンピュータでモニターされ、自動記録される。

コーン本体の採水口のバルブは地上からチューブを介して送られる空気圧で遠隔制御される。本装置は現時点では開発段階にあるため、バルブ操作は全て手動制御で行われるが、これに関しては自動化の余地が多く残されている。土中水の採取は以下の手順で行う。

- ① 採水口のバルブを閉じた状態で、先端抵抗、間隙水圧、周面摩擦、電気伝導度の4成分を計測しながら、コーンを採水予定深度まで貫入する。
 - ② 土中水採取を予定している深度近傍で、先端抵抗が大きく間隙水圧が小さな砂層を探し、その深度から630mmさらに貫入して採水口がちょうどその深度に達したところで貫入を停止し、バルブを開いて採水を開始する。採水は採水管の内部を減圧することによって行い、採取した水は地上に設けたタンクに貯蔵される。このとき、最初に採水した水はあらかじめコーン内部に溜まっていた水であるため、これを廃棄する。
 - ③ 採水終了後、採水管から水あるいは圧縮空気を逆流させ、採水口フィルターの目詰まりを洗浄する。
 - ④ 採水口のバルブを閉じ、次の採水予定深度まで、先端抵抗約50%が何等かの環境モニタリングを行っている。ただしこれらのモニタリングは主に周辺海域の水質に対して行われており、遮水機能の健全性を確実に評価出来るものではない。その項目は安定型では1~2項目が多く、管理型では4~5項目にかけて行っている場合が多い。ここで項目というのは、「港湾設計・測量・調査等業務共通仕様書」（運輸省港湾局編）に示された項目を言う。
- モニタリングにおいて準拠した法律およびその基準例は表-2-12のようであった。閉鎖後のモニタリング事例については希少であり、水質についてモニタリングしている事例は、浸出水及び処理水のモニタリング、ボーリング孔による保有水のモニタリングを

一部で行っているのみである。

また、海上の廃棄物処分場では、遮水機能のモニタリング技術は確立されていない。前述の陸上廃棄物処理場に対する技術は、処分場を完全にシートで囲んだ場合のみ適用出来る方法、間隙水圧等をモニターしながら貫入する。

- ⑤ ②~④の操作を繰り返す。

計測結果として、先端抵抗、周面摩擦、間隙水圧、電気伝導度の四成分が貫入方向の連続データとして得られる。また貫入を途中で停止し採水した深度毎に、pHの値が得られ、これと同時に、化学分析用に土中水を採取することができる。

本研究では、地盤の基本的な性状を把握するためのセンサーとして、pH、電気伝導度、酸化還元電位の3つのセンサーを設置することとした。ただし、酸化還元電位は、pHセンサーと取り替えることによって計測可能となる。以下にそれぞれの特性を記す。

pH（水素イオン濃度）

pHは、水素イオン濃度 $[H^+]$ を表す指標であり、水素イオン活量（グラムイオン/l）の逆数の常用対数で表す。酸性はpH値が小さく、アルカリ性は大きい。

$$pH = -\log [H^+]$$

$[H^+]$ ：水素イオンのモル濃度（mol/l）

水のイオン解離定数は約 10^{-14} なので、pH7付近が中性となる。純水は、大気中に放置すると二酸化炭素が溶け込んで炭酸となり H^+ を放出するため、pH7からpH5~6に変化してしまう。1気圧の大気平衡にある蒸留水（25℃）はpH5.7と計算される。雨水のpHは二酸化炭素の影響をうけて、しばしば4オーダーにある。また、pHは温度の影響を受け、水温25℃でpH7の水は、水温0℃でpH7.47、水温40℃でpH6.77を示す。

地下水は大気と遮断されているため、地中での有機物の分解により酸素ガスが消費されても補給されない。また、生じた二酸化炭素は地下水中に溶けるため、pHは小さくなる。

酸性の水：一般に、酸性水には植物の遺骸の不完全な分解などによって生じる有機腐食酸と、温泉などの火山性の無機強酸に起因するものが多い。中性の水には溶けなくても酸性水には溶けるものはたくさんある。特に、アルミニウムや鉄は良く溶ける。pHが5以下を示す水は異常である。

塩基性の水：普通の陸性水でpHが8を超えることはほとんどない。ただし、海水が流入した場合や石灰や消石灰、コンクリートから溶出した水はpH8を超

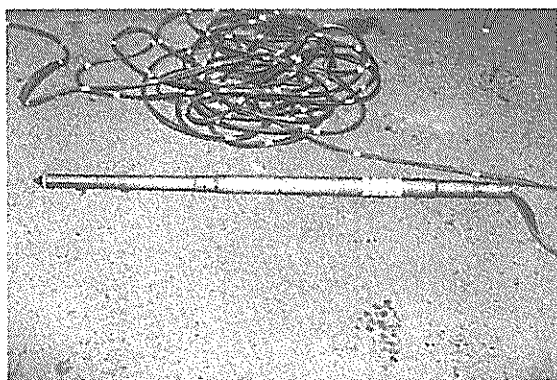


写真-3-1 地盤環境モニタリングコーン



写真-3-2 地盤環境モニタリングコーンと地上部操作装置

える塩基性を示す場合がある。

pHの測定はpH指示薬あるいはガラス電極などを用いた起電力測定によるが、JIS Z 8802の“pH測定方法”ではガラス電極法を適用している。以下、この方法の概略を示す。

同一温度の2種類の水溶液X及びSにそれぞれのpHをpH(X)、pH(S)とするとのその差は次式で表される。

$$\text{pH}(X) - \text{pH}(S) = (E_X - E_S) / (2.3026RT/F)$$

ここで、 E_X ：水溶液X中でガラス電極と参照電極とを組み合わせた電池の起電力

E_S ：水溶液S中でガラス電極と参照電極とを組み合わせた電池の起電力

R ：気体定数 (=8.314J/K·mol)

T ：絶対温度 (K) [$^{\circ}\text{C} + 273.15$]

F ：ファラデー定数 (96485C/mol)

したがって、ある標準の水溶液SのpH(S)を定めておけば、任意の水溶液XのpH(X)が定まる。

酸化還元電位

酸化還元電位 E_h は土が酸素に富む酸化状態にあるか、酸素の不足した還元状態にあるかを判定する指標となる。ある物質の酸化体と還元体を含む溶液に、この溶液に侵されない金属（例えば白金）を電極として浸すと、この電極は溶液に対してある電位を持って平衡に達する。この電位を酸化還元電位という。酸化還元電位は以下の式によって定義される。

$$E_h = E_0 - (RT/nF) \ln [\text{酸化体}] / [\text{還元体}]$$

ここで、 n ：電解質1分子あたりの授受される電子数 (mol)、 F ：ファラデー定数 (1gの元素を析出するのに要する電気量、 $F=9514$ クーロン)、 E_0 ：標準酸化還元電位、 R ：気体定数、 T ：絶対温度、 $[\]$ ：モル濃度を表す。 E_0 は標準水素電極と白金電極の間で1atm、15 $^{\circ}\text{C}$ の標準状態で生ずる電位差である。 E_h が低い土ほど、酸素を消費する可能性のある還元状態にある。地表水は一般に酸素を溶かしているため E_h が高く、酸化状態にある。目安として、 E_h が負の値を示す地層では酸欠発生の可能性がある。

廃棄物に含まれる地下水は複雑な組成を持っていると考えられるので、酸化還元電位の正確な意味付けは難しい。

酸化還元電位は、それ自体植生などに大きく影響するが、pHとの関連性が強いことを利用し、以下の様な利用方法が考えられる。ある物質Aに対して



の反応を考えた場合、酸化還元電位は濃度とpHの関数として

$$E_h = E_0 + 0.03 \log [\text{AH}_2] / [\text{A}] - 0.06 \text{pH}$$

で与えられる。したがって、pHと酸化還元電位を同時に測った場合、この関係式から外れている場合には、その物質の濃度が変化しているか、あるいは別の物質が流入または溶出していると考えられる。

電気伝導度（電導度、電導率、導電率など）

水溶液の電導度は水中に溶けているイオンの量と各イオンの電気を運ぶ速さによって支配される。したがって、含有イオン、塩の濃度を比抵抗の逆数として瞬間的に知ることが出来る。電導度の特徴は、電荷を持たない物質はいくら水に溶けていても電導度に影響しないことで、ケイ酸などは電導度にほとんど関係ない。

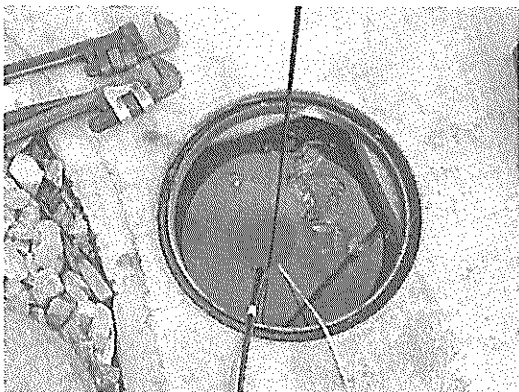
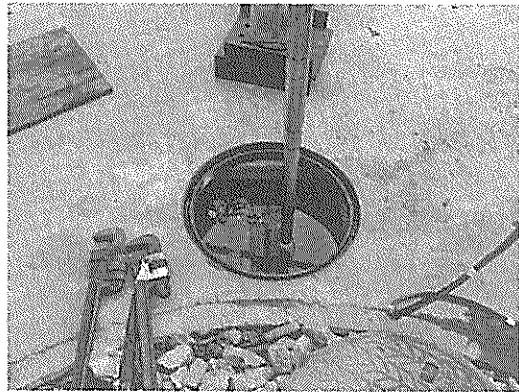
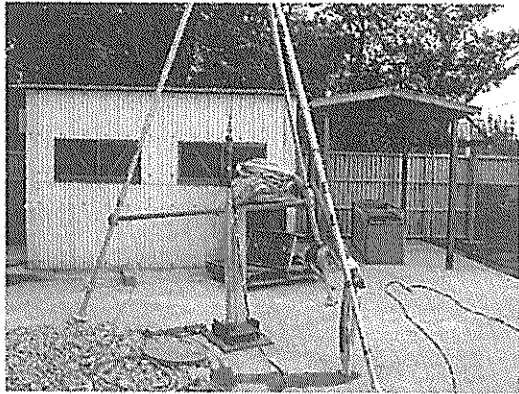


写真-3-3 地盤環境モニタリングコーン耐圧試験

比電導度（比導電率） λ ：温度 25℃，断面 1cm²，長さ 1cm の溶液の対面間の比抵抗の逆数で， $\Omega^{-1}\text{cm}^{-1}$ で表される。（SI 単位では， $\text{S/cm}(\text{Siemens cm}^{-1})$ で示される。）陸水の組成は様々であるから，溶存成分量と電導度との関係を決めることは出来ない。ただし，日本の場合ケイ酸などの解離しない物質を除外すれば，大体 18℃ における比電導度 λ_{18} の，0.6 程度が塩分である。（ λ_{18} の単位を 10^{-6}S cm^{-1} としたとき mg/l で計算される）

対象とする地下水が海水の場合，電気伝導度は極端に大きくなる。したがって，沿岸域の地盤において電気伝導度を利用する場合，塩分濃度を示す指標としての利用が考えられる。また，後述するようにサンプリング水の電気伝導度を計測するのではなく，地中に保有された状

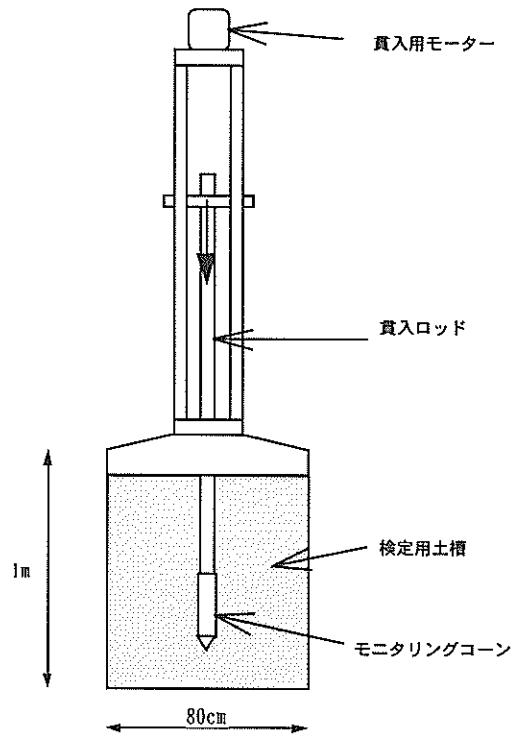


図-3-3 キャリブレーション土槽による採水試験

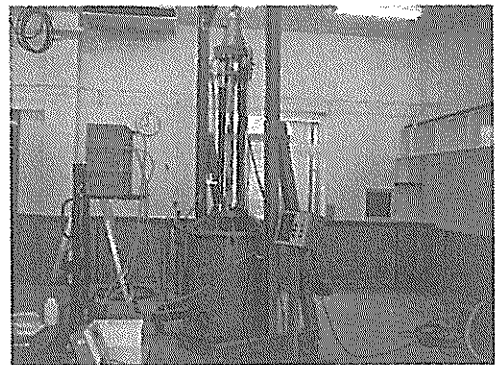


写真-3-4 キャリブレーション土槽

態での電気伝導度を接触電極式のセンサーで計測することにより，大まかな空隙率（粘土か砂か）を把握することが出来る。この場合，地盤が粘性土で空隙率が高い場合には電気伝導度が大きく，砂分が多く空隙率が小さい場合には電気伝導度は小さくなる傾向にある。

3.3 1号機の現地性能確認実験

実際の廃棄物処分場で現地性能確認実験を行うのに先立ち，基本的な機能の検証を行うために，耐圧試験とキャリブレーション土槽による採水試験を行った。

耐圧試験では，一般の地盤に掘られた井戸（鋼管で囲われている）に，コーンを水面下 25m まで沈め，水圧のかかった状態で採水や各種センサーが正常に動作するか

を確認した。試験の結果は、各種センサーは正常に機能し、採水装置についても良好な試験結果であった。

図-3-3 に示すキャリブレーション土層に砂による地盤模型を作成し、ここにコーンを貫入して採水試験を行った。管入直後は良好な採水機能を示したが、採水を続けると採水フィルターが目詰まりを起こし採水能力が低下した。地上部操作装置から水を逆流させ、フィルターのフラッシングを行うと採水能力が再生することが分かった。

地盤環境モニタリングコーンは、砂層、粘土層が複雑に互層となって埋め立てられている海面埋立廃棄物処分場において、地盤を判別しつつ汚染物質の分析のための土中水を採取よく採取する手段を開発することを目的としている。そこで、海面に立地する実際の廃棄物埋立処分場において性能確認実験を行った。なお当該廃棄物処分場は調査数年前に埋立が終了している。性能試験は処分場内計3ヶ所(No.1~No.3)で行った。

廃棄物処分場の埋立は、粘性土や砂層が複雑に混ざり合う浚渫土砂、ガラが混入した建設残土、ゴミの焼却灰などが互層になった地盤であるため、性能試験を行うのに先駆け、事前にオールコアボーリング調査を行い、目視により土質性状を把握した。今回開発した地盤環境モニタリングコーンによる調査では、三成分コーンにより地盤性状を調べながら採水を行うため、事前のボーリング調査は本来必要ないが、未知の地盤に対する性能試験を効率よく行うために、事前にオールコアボーリングを行うことにした。なお、後述するBATシステムでは、ボーリング孔底を利用して採水を行うため、事前調査として実施したオールコアボーリングと同時にBATシステムによる採水も併せて行った。

(1)対象地盤

調査地点は河口に位置する。当地は、かつて水深0~10m程度の遠浅の海で、洲が発達していた。原地盤表層付近の地質は、表層が砂~シルト(洲を構成)、以深が堆積されたシルト~粘性土となっている。軟弱な沖積層は、TP-60m付近まであり、埋没河岸段丘ではTP-20m付近までとなっている。

当該廃棄物処分場は、締め切り工により埋め立て処分場内を管理型と安定型に分割している。今回調査を実施した計測点はそれぞれ、管理型処分場(No.1)、管理型に近接した安定型処分場(No.2)、海に面した護岸近傍の安定型処分場(No.3)に位置する。

当地周辺の埋立が計画されたのは明治41年であり、実際には大正2年から埋立が開始されている。調査地点は昭和40年までに概ね現在の形状となった。本調査では、

表-3-2 ボーリング調査数量

地点 No.	機械ボーリング (m)	地盤高 TP (m)
1	15.0	+4.675
2	15.0	+3.913
3	40.0	+5.146
計	70.0	

3地点において機械ボーリングを延70m実施した。各点のボーリング調査数量は表-3-2の通りである。結果を以下に記す。

No.1

No.1は調査ヤード中北方に位置し、管理型処分場の中央付近である。ボーリング調査の結果によれば、表層は粘性土が主体で、これに廃棄物等が混入したものである。この下(GL-1.1m~-1.5m)にコンクリート塊が表れ、以深は埋土層となる。埋土層は、GL-14.85m(TP-10.18m)まで続いている。埋土の材料は、砂、粘土に廃棄物、泥岩塊、焼却灰などが混入されたものである。GL-14.85m(TP-10.18m)以深がシルトとなり、これが原地盤である。

No.2

No.2は、No.1の南に位置する、管理型処分場との境界に近い安定型処分場内に位置する。ボーリングの結果によれば、地表面よりGL-15.00m(TP-11.09m)までが埋土である。埋土材料は、No.1と同様に砂、粘土に廃棄物、泥岩塊、焼却灰などが混入されたものである。GL-15.00m(TP-11.09m)以深はシルト層となり、原地盤である。

No.3

No.3はNo.2の東に位置し、安定型処分場の海よりに位置する。ボーリング調査の結果によれば、GL-39.50m(TP-34.35m)までが埋土である。埋土の材料は、砂、粘土に廃棄物、泥岩塊などが混入されたものである。これ以深が原地盤のシルトである。

No.1~No.3において、埋土層厚が最も大きいのはNo.3で約40mであった。No.1とNo.2の埋立土層厚はいずれも約15mである。材料は3地点ともほぼ同様で、砂、粘性土に廃棄物、泥岩塊、焼却灰が混入していたが、No.3においては焼却灰は確認されなかった。各々のボーリング位置では、埋土材料ごとに層分けを行ったが、全体の地盤の不均一性から水平方向には不連続であると考えられる。

3地点ごとに深度は異なるが、埋土層の下にはもとの海底地盤が表れている。海底地盤は、粘性の強い、軟らかいシルトであり、有楽町層に相当するものと考えられる。

表-3-3 各計測項目の調査数量

地点 No.	地盤環境モニタリングコーン		比抵抗調査 (m)	BAT 地下水 採水点数 (個所)	備考
	連続貫入 (m)	採水点数 (個所)			
1	18.0	4	18.0	3	管理型区域
2	18.0	3	18.0	3	安定型区域 (内陸部)
3	25.0	6	25.0	5	安定型区域 (沿岸部)
計	61.0	12	61.0	10	—

(2) 計測項目と計測結果の概要

実験は、各計測点で地盤環境モニタリングコーンによる計測を行い、比較対象として BAT 地下水モニターシステムによる採水、比抵抗コーンによる電気伝導度計測を行った。それぞれの調査数量を表-3-3 に、計測結果の概要を以下に示す。

(a) 地盤環境モニタリングコーン

地盤環境モニタリングコーンの調査では、連続貫入試験と採水試験を実施した。貫入中の連続データとしてコーン先端抵抗 q_p 、周面摩擦力 f_s 、間隙水圧 u_d および電気伝導度 EC を計測し、採水試験では間隙水圧 u_d 、水素イオン濃度 pH、電気伝導度 EC と温度 Temp を時系列で計測した。各地点における調査結果を以下に示す。なお、採水試験結果の詳細については、別途 BAT 地下水モニターシステムの試験結果と比較し後述する。

No.1

地点 No.1 における地盤環境モニタリングコーン貫入試験は GL-18.0m まで、採水試験は 5 深度で実施した。貫入試験においては GL-9.0~12.0m と GL-14.5~16.5m までは粘性土を示しており、貫入試験において間隙水圧 u_d が小さい個所で採水を実施した。採水試験は No.1-①~⑤(表-3-4 参照)の 5 ヲ所で行い、採水深度は GL-5.15, -7.15, -12.90, -14.30, -17.35m、採水量はそれぞれ 1700cc, 180cc, 420cc, 730cc, 410cc であった。採水方法は地上からの真空方式で行った。

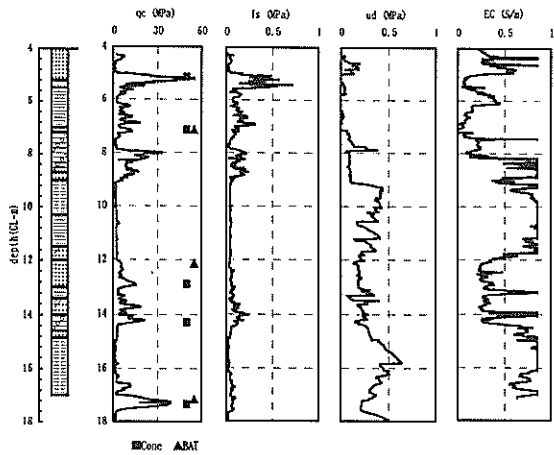
No.2

地点 No.2 における地盤環境モニタリングコーン貫入試験は GL-18.0m まで、採水試験は 3 深度で実施した。貫入試験においては GL-11.0m まで粘性土を示しており、それ以深では砂質土を示し、GL-15.0~17.5m までは粘性土、GL-17.8m 付近では砂質土を示す。採水試験は No.2-②~④の 3 ヲ所、採水深度 GL-11.47, -13.35, -17.60m で実施し、採水量はそれぞれ 650cc, 900cc, 80cc であった。採水方法は地上からの真空方式で行った。

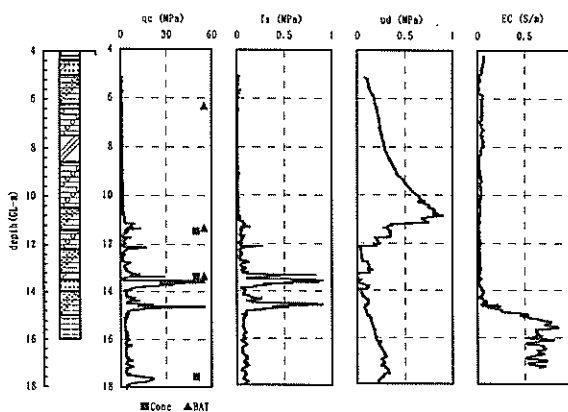
No.3

地点 No.3 における地盤環境モニタリングコーン貫入試験は GL-25.0m 付近まで、採水試験は 6 深度で実施した。貫入試験において、GL-16.0m までは砂質土と粘性土の互層を示し、それ以深では粘性土を示している。GL-23m 付近では砂質土を示している。採水試験は No.3-①~⑥で、採水深度は GL-6.10, -7.20, -11.95, -13.90, -15.70, -22.70m で、採水量はそれぞれ 1050cc, 2800cc, 400cc, 770cc, 940cc, 1300cc であった。採水方法は No.3-①, ②では吸引ポンプ方式、No.3-③~⑥では真空方式で行った。

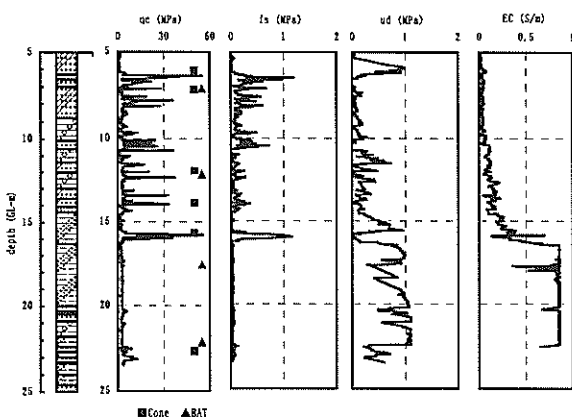
図-3-4 に各計測点における土質柱状図、ならびに先端抵抗、過剰間隙水圧、周面摩擦、電気伝導度の深さ方向の変化を示す。ただし、図-3-1 に示したように、EC センサーとコーン先端は 900mm 離れているため、図-3-4 の電気伝導度の計測結果は深度を補正している。No.1, No.2 では、表層から 2~3m までは、コンクリート片などが混入しており、コーンの貫入が不可能と判断されたので、事前に深度 3m 付近までプレボーリングを行ってから貫入試験を行った。ボーリングを伴う BAT システムによる採水では、大きなガラが混入したような地盤であっても調査可能であるが、本研究で開発した地盤環境モニタリングコーンでは、このような場合には調査不能とならざるを得ず、事前に調査可能な深度までプレボーリングを実施しておくなどの工夫が必要となる。コーン先端抵抗が大きく、間隙水圧が小さくなっている深度と、土質柱状図の比較的砂分の多い層は対応しており、このとき、電気伝導度は小さくなっている。一般に、砂の間隙率は粘土の間隙率よりも小さいので、内部に含まれる水の成分が同じであれば、砂の方が比抵抗は大きく、その逆数である電気伝導度は小さくなると言われているが、計測結果はこれに対応していることが確認できる。



(a) 計測点 No.1



(b) 計測点 No.2



(c) 計測点 No.3

図-3-4 地盤環境モニタリングコーンの計測結果

(b) 比抵抗コーン

比抵抗調査は、地盤中の含水変化やその土性状態をリアルタイムに測定するもので、一般的に電気コンダクティビティー試験（EC試験）と呼ばれる。

調査方法は、4極の電極を取り付けた電気比抵抗コーン（写真-3-5）を押し込み機により地盤中に圧入し、地

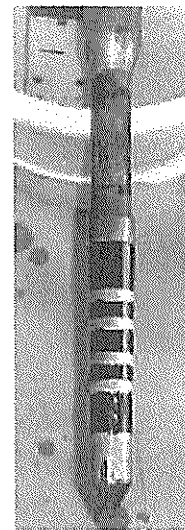


写真-3-5 比抵抗コーン

盤の比抵抗をリアルタイムに測定するものである。電極間隔は1cmで、サンプリング間隔1cmで実施した。

比抵抗コーンによる調査結果と前述した地盤環境モニタリングコーンで測定した電気伝導度（EC）の逆数を比較したものを図-3-5に示す。測定は、表層部4.0m付近までコンクリート片や角礫等の混入によりコーン圧入が不可能であったため、ボーリングにより掘削しそれ以降の調査を実施した。各地点における調査結果を以下に示す。

No.1

地点 No.1 は管理型区域で、比抵抗調査は GL-18.0m まで実施した。予備調査によるボーリング調査結果では、GL-4.0m まではコンクリート塊等を含み、それ以降焼却灰を主体とする砂～礫混じり砂～粘性土で、GL-15.0m 以深では均質なシルト層であった。比抵抗調査では GL-5.0～-9.0m までは概ね $10.0 \sim 100 \Omega \cdot m$ の値を示し、GL-9.0～-11.0m までは $4.0 \Omega \cdot m$ と比較的小さな値を示した。また、GL-11.0～-15.0m までは再び $10.0 \sim 100.0 \Omega \cdot m$ と高い値でバラツキがみられ、それ以深では $5.0 \Omega \cdot m$ 、さらに GL-17.0m 以深では $2.0 \Omega \cdot m$ と低い値を示した。

No.2

地点 No.2 は安定型区域の内陸部に位置し、比抵抗調査は GL-18.0m まで実施した。予備調査によるボーリング調査結果では、No.1 同様 GL-4.0m 付近まで粘性土主体でコンクリート塊、礫等を多く含み、それ以降は粘性土と砂質土の互層で、GL-15.0m 以深では均質なシルト層であった。比抵抗調査では、GL-15.0m までは所々（GL-12.0m 前後）で低い値が出たが、概ね $10.0 \sim 100.0 \Omega \cdot m$ であり、それ以深では $2.0 \Omega \cdot m$ 前後の一定な低い値を示した。

No.3

地点 No.3 は安定型区域の沿岸部に位置し、比抵抗調査は GL-25.0m 付近まで実施した。予備調査によるボーリング調査結果では、GL-5.0m 付近まで砂質土主体で礫を多く含み、それ以深度では所々に貝殻片や角礫、木片等を含むが粘土と砂の互層であった。GL-16.0m 付近からは均質なシルト層である。比抵抗調査では GL-16.0m 付近までバラツキが大きく徐々に比抵抗が小さくなる傾向を示した。それ以深では概ね $2.0 \Omega \cdot m$ の一定な値であった。

比抵抗調査では、一般に砂質土で $50 \sim 1,000 \Omega \cdot m$ 以上の高い値を示し、粘土、シルト層では $10 \Omega \cdot m$ 以下の低い値を示すとされている。調査結果から GL-15.0m 付近を境に比抵抗の値に違いが見られ、埋土と原地盤の境であると考えられる。

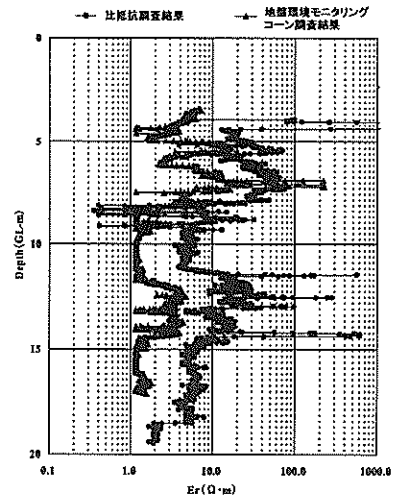
比抵抗コーンと地盤環境モニタリングコーンの計測結果を比較すると、計測点 No.1 で両者の値がシフトしているものの、その他の計測点では良く一致した。No.1 でもその形状は良く一致しており、両者の計測結果がシフトした理由として、モニタリングコーンのゼロ位置がずれていた可能性が考えられる。モニタリングコーンは全長が長いので電気伝導度のキャリブレーションを行う上で技術上の問題があり、この点は今後の改良課題である。

各計測点での計測結果から分かるように、土質が変わると電気伝導度も大きく変化する。一様な地盤とあらかじめ判断される場合には、比抵抗コーンを用いた電気伝導度の測定結果を基に、汚染物質の拡散範囲を明らかにすることも可能であり、この方法は実際に既に実用化されている。しかし、廃棄物処分場の埋立地盤では、粘土層と砂層が複雑な互層になっているため、このような場合には特に、電気伝導度の情報だけでは十分な地盤環境情報ということできない。このような地盤では、やはり実際に地下水を採取し、別途屋内試験により成分分析を行う必要がある。この場合、いかにして効率良く地下水を採取するかが重要となる。

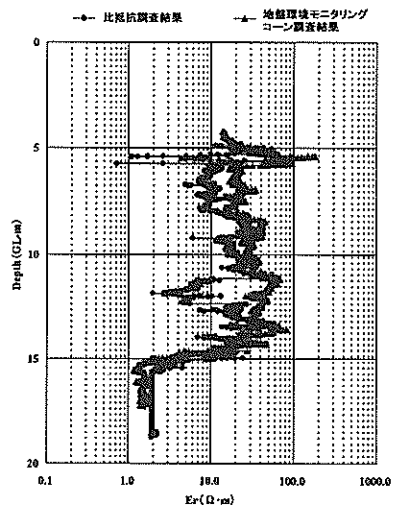
(c)BAT地下水モニターシステム

BAT 地下水モニターシステム (図-3-6) は、ボーリング孔を使用して所定深度の地下水を採取するものである。地下水採取方法は、ボーリングにより掘削された孔内に BAT システムを挿入し、先端のフィルターチップを介して装置上部に取り付けてある採水容器を真空圧にすることにより地下水を採取するものである。

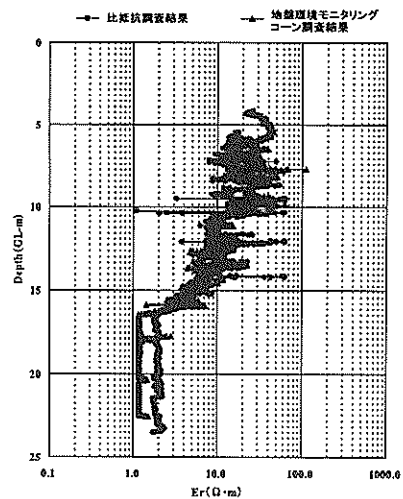
BAT 地下水採取調査では、前述のボーリング孔を使用して、所定深度の地下水採取を実施した。採水深度、採水量、採水時間等を地盤環境モニタリングコーンの実験結果と比較して表-3-4 に後述する。



(a) 計測点 No.1



(b) 計測点 No.2



(c) 計測点 No.3

図-3-5 比抵抗計測結果

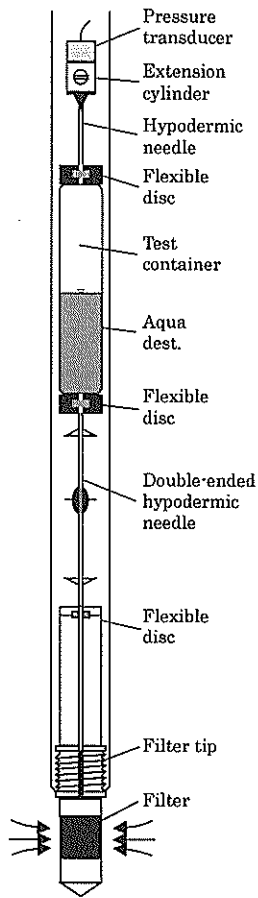


図-3-6 BAT 地下水モニターシステム

なお、BAT 地下水モニターシステムでは、装置内の圧力の時間変化を計測することにより、原地盤の透水係数を得ることが出来る。そこで参考のため k_1 、 k_2 の 2 種類の透水係数を求めた。ここで、 k_1 は初期の圧力をもとに計算しているため、透水係数は時間とともにだだらかに変化するが、初期段階の乱れを含んでいる。 k_2 は隣り合う 2 つの圧力変化から計算され、すべての点で初期の乱れを含んでいない。

各地点の結果を以下に示す。

No.1

地点 No.1 では、3 深度 (GL-7.15, -12.15, -17.15m) について実施し、透水試験は GL-7.15, -17.15m 深度で行った。なお、GL-7.15m では、2 回にわたり採水を実施した。採水量は No.1-②, No.1-③, No.1-⑤で、それぞれ 220cc, 490cc, 10cc である。BAT 透水試験から得られた透水係数は、No.1-②では、概ね $k_1=3.0 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ 前後の一定な値を示したが、 k_2 の場合は採水時間とともに値が小さくなる傾向にあった。No.1-⑤では、 k_1 、 k_2

ともに安定した透水係数を示す範囲は同じで、概ね $3.0 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ 前後を示した。

No.2

地点 No.2 では、3 深度 (GL-6.35, -11.35, -13.35m) で実施し、透水試験は GL-6.35, -11.35m で行った。

採水量は、No.2-①, No.2-②, No.2-③で、それぞれ 90cc, 325cc, 350cc である。BAT 透水試験から得られた透水係数は、No.1-①では、採水量も少なく、容器内の圧力が上昇しなかったため、透水係数を得ることは困難であった。No.2-②では、 $k_1=5.0 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ 前後を示し、 $k_2=1 \sim 2 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ の値を示した。

No.3

地点 No.3 では、5 深度 (GL-7.15, -12.20, -17.60, -22.20, -31.75m) で実施し、透水試験は GL-22.20, -31.75m で行った。採水量は、No.3-①では採水出来なかったが、No.3-③, ⑤, ⑥, ⑦では、それぞれ 65cc, 220cc, 530cc, 520cc の採水量であった。

BAT 透水試験から得られた透水係数は、No.3-⑥では容器内圧力が急激に上昇したため、透水係数を求めることは困難であった。No.3-⑦における透水係数は、 k_1 、 k_2 ともに同様な値を示し、概ね $1.6 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ の値を示す。

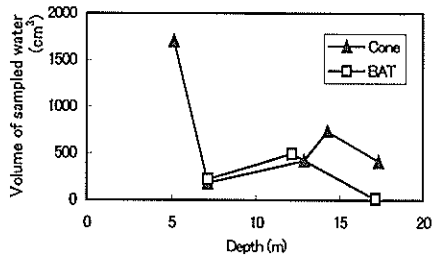
(d) 採水性能の比較

本装置は、コーン貫入試験中に計測される先端抵抗、間隙水圧、周面摩擦、電気伝導度の計測により、砂層の存在を確認し、その深度において化学分析用に土中水を採取することができる。そこで、本装置の大きな特徴の 1 つである採水機能の性能試験結果について、BAT システムによる採水試験の結果と比較し、それぞれの採水方法の長所・短所、適用限界について考察する。

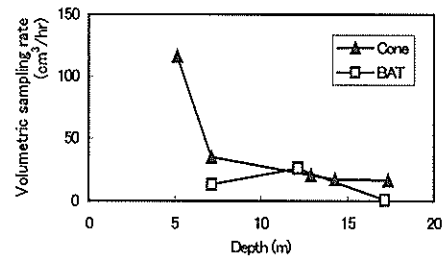
表-3-4 に、地盤環境コーンの性能試験における採水深度と採水量を、BAT システムの結果と比較して取りまとめた。また前述の図-3-4 には、地盤環境コーンによる採水深度、ならびに BAT システムによる採水位置も併せて示してある。なお、地盤環境コーンによる採水位置と BAT システムによる採水位置は水平方向に約 1m 離れている。BAT システムの採水装置は、ボーリング孔底にフィルターを設置し、そこに予め真空状態にしてある採水管を下ろして採水するため、採水深度は事前に決定してボーリングを行っておく必要がある。効率良く採水を行うためには、透水性の高い層で採水を行う必要があるが、廃棄物処分場では、粘性土層や砂混じり層がサンドイッチ状に不規則に存在しているため、あらかじめ砂層の位置を把握することは困難であり、砂分の多い層で採水できるかどうかは不確実である。

表-3-4 地盤環境モニタリングコーンと BAT 式の採水性能比較

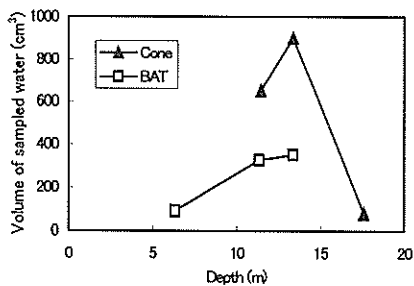
計測点	地盤環境モニタリングコーン				BAT 式			
	採水深度 (GL-m)	採水量 (cm ³)	採水時間	時間採水量 (cm ³ /h)	採水深度 (GL-m)	採水量 (cm ³)	採水時間	時間採水量 (cm ³ /h)
No.1	①	5.15	1700	14 時間 40 分				
	②	7.15	180	5 時間 10 分	7.15	220	16 時間 55 分	13
	③	12.90	420	20 時間 20 分	12.15	490	18 時間 48 分	26
	④	14.30	730	42 時間 32 分				
	⑤	17.35	410	25 時間 00 分	17.15	10	18 時間 44 分	1
No.2	①				6.35	90	16 時間 34 分	5
	②	11.47	650	47 時間 00 分	11.35	325	18 時間 48 分	17
	③	13.35	900	20 時間 20 分	13.35	350	18 時間 47 分	19
	④	17.60	80	24 時間 45 分				
No.3	①	6.10	1050	0 時間 30 分				
	②	7.20	2800	1 時間 25 分	7.15	0	16 時間 33 分	0
	③	11.95	400	16 時間 15 分	12.20	65	19 時間 10 分	3
	④	13.90	770	2 時間 10 分				
	⑤	15.70	940	21 時間 44 分	17.60	220	18 時間 47 分	12
	⑥	22.70	1300	16 時間 20 分	22.20	530	22 時間 48 分	23
	⑦				31.75	520	16 時間 31 分	31



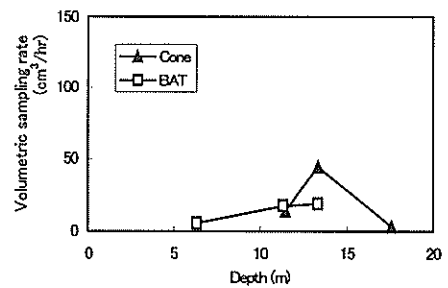
(a) No.1



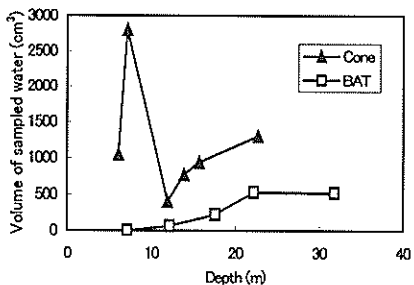
(a) No.1



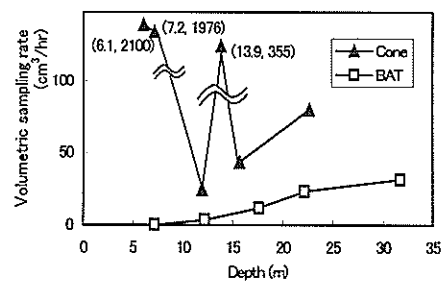
(b) No.2



(b) No.2



(c) No.3



(c) No.3

図-3-7 採水量の比較

図-3-8 時間採水量の比較

これに対し、地盤環境モニタリングコーンでは、採水口より 630mm 下の三成分コーンによってこの砂分の多い層を探りながら採水位置を決定することが出来る。今回の性能試験では、地盤環境コーンによる採水も BAT システムとほぼ同じ深度で行ったため、採水深度は必ずしも砂分の多い層と一致してはいない。しかし、例えば No.3 深度 7.2m 付近では、わずか 50mm の採水深度の違いで採水量が大きく異なっており、三成分コーンにより砂層を探しながら採水を行うことにより、効率の良い採水が可能であることがわかる。

表-3-4 に示した性能試験結果から、ほぼ同一深度における地盤環境コーンと BAT システムによる採水量の関係、ならびに時間採水量の関係を図-3-7、図-3-8 にそれぞれ示す。なお、地盤環境コーンでは、大きなタンクを使った場合、採水量に上限はないが、BAT システムでは容積約 500cm³ の採水管を用いたので、約 500cm³ が採水量の上限であるので注意が必要である。このことを考慮しても、地盤環境コーンの方が BAT システムによる採水よりも効率が良いことがわかる。これは、先にも述べたように砂層を確実に探しながら採水深度を決められるからであると考えられる。

3.4 改良機の開発と現地性能確認試験

(1) 試験装置の改良点

現地性能確認実験の結果を基に地盤環境モニタリングコーンの改良を行った。以下には改良前の装置を 1 号機、改良後の装置を 2 号機と称する。

図-3-9 は 2 号機の構造である。基本的な構造は 1 号機と同様であるが、以下の改良を実施した。

- ①電気伝導度(EC)センサーの取り付け位置の変更：昨年度の現地実験から、EC は透水係数の高い地盤では小さくなることが分かったため、これを採水深度の決定に利用出来るよう、EC センサーを吸水口よりも下に設置した。
- ②採水フィルターの改良：昨年度の現地実験の結果から最適と思われる採水口フィルターのメッシュサイズ、フィルター幅を採用した。
- ③構造的な変更：pH センサーの校正、全体剛性の向上等を目的とした構造的な改良を行った。

地盤環境モニタリングコーンで効率よく採水するためには、透水性の高い層を探りながら採水位置を決定する必要がある。2 号機では、採水口よりも下に設置した複数のセンサーの計測データにより透水性の高い層を探り、深度を決定して採水を行う。したがって、これらのセンサーの計測結果から採水の可否を判断する指標が必要に

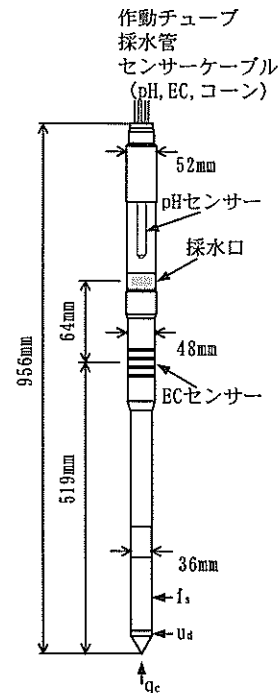


図-3-9 地盤環境モニタリングコーン (2号機)

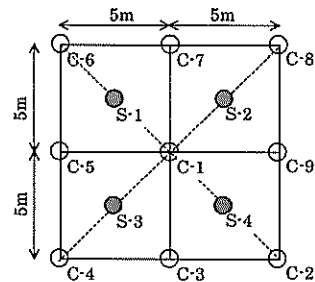


図-3-10 現地性能確認実験計測点配置

なる。三成分コーンによるコーン貫入試験(CPT)では、先端抵抗 q_t と側面摩擦 f_s の関係から地盤の分類が可能である⁸⁾。ただし、これは一般地盤を対象とした場合であり、廃棄物地盤にこれが適用できるかは明らかでない。以下では、この先端抵抗、側面摩擦と採水能力の関係について検討する。また、改良点①の目的でもある電気伝導度についても、採水能力との関係について検討する。

(2) 改良機の現地性能確認実験

現地実験は、平成 11 年度と同じ廃棄物処分場の計測点 No.1 とほぼ同じ地点で行った。図-3-10 に示す計 13 点の計測位置で、約 GL-9m まで貫入実験を行った。地中水の採水は、C-1~9 では採水の可否とは関係なく深度 1m 毎に行い、S-1~4 では採水が可能かどうかを先端抵抗等で確認しながら採水深度を決定して行った。例として図-3-11 に、計測点 S-4 での先端抵抗 q_t 、側面摩擦 f_s 、電気伝導度 EC の計測結果を示す。

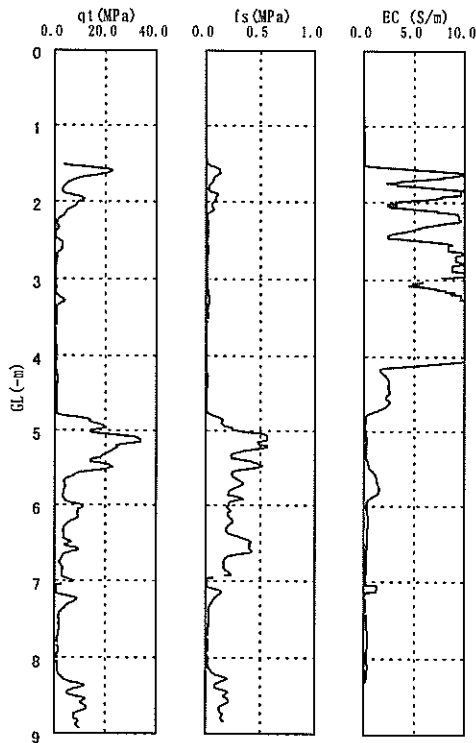
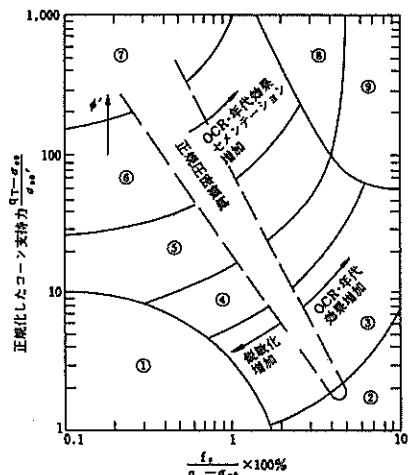
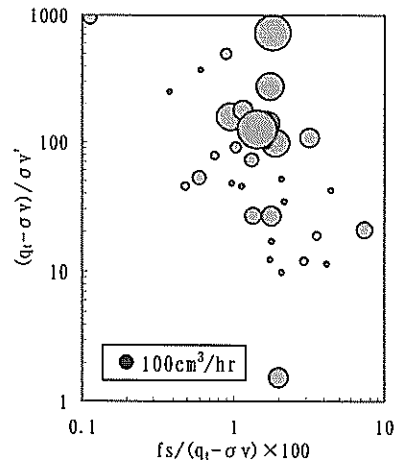


図-3-11 計測結果 (計測点 S-4)

(3) 地盤環境モニタリングコーンによる計測方法と課題

図-3-12 に, Robertson の判別図⁹⁾と, これに合わせて採水能力 Q (時間あたりの採水量) の実験結果をまとめたものを比較する. 実験結果の○の大きさがその点での採水能力を表している. これによると, 実験結果で採水能力の高い部分は, 判別図では⑤⑧付近の透水係数の高い地盤にあたる. 廃棄物地盤であっても Robertson の判別図がある程度適用可能であることが分かる.

次に先端抵抗, 電気伝導度と採水能力の関係を図-3-13, 図-3-14 に示す. 先端抵抗が大きければ砂分の多い地盤であることが予想され, 採水能力は大きくなると考えられる. 図-3-13 では, 概略としてはこの傾向が読みとられるが, 先端抵抗が小さくても採水能力が高い場合があることが分かる. 一方, 図-3-13 では, 電気伝導度と採水能力の明確な関係は現れていない. 図-3-14 は, 図-3-12 と同様に採水能力を○の大きさで表し, 先端抵抗, 電気伝導度との関係を同時に表したものである. 図-3-14 を見ると, 図の右下に (q_t が大きく, EC が小さく) なるほど採水能力が大きくなっている. そこで, q_t/EC というパラメータを用いて, 採水能力との関係を調べた. 結果を図-3-16 に示す. 図-3-16 は, 大局的には図-3-13 と類似しているが, 図-3-13 の q_t が小さく Q が大きい部分が



- ① 緻密な粘性土
- ② 有機質土～ビート
- ③ 粘土～シルト質粘土
- ④ シルトの多い土～粘土質シルト
- ⑤ 砂分の多い土～砂質シルト
- ⑥ 砂: 滑い砂～シルト質砂
- ⑦ 隙混じり砂～砂
- ⑧ 固結した砂～粘土質砂
- ⑨ 非常に硬く固結した粘性土
- $\sigma_{v'}$: 鉛直土被り応力
- $\sigma_{v'0}$: 鉛直有効土被り応力
- f_s : 周囲摩擦力
- ϕ' : 内部摩擦角

図-3-12 三成分コーンデータを用いた土質判別図

現れていないことがわかる. このパラメータには物理的意味はないが, コーン貫入中に採水能力を判断する1つの指標になり得ることが分かる.

以上の結果は, 一箇所の廃棄物地盤でしか検討しておらず, また実験データ数も少ないため, さらに詳細な検討が必要であるが, 三成分コーン, EC センサーの計測結果を組み合わせ組み合わせることにより効率よく採水できる深度を決定することが可能である. この後, さらに現地実験におけるデータを蓄積し, 地盤環境モニタリングコーンによる広域地盤環境モニタリングシステムを構築していく必要がある. 現状のモニタリングコーンの操作は複雑であり, 採水位置の決定などは習熟したオペレーターの判断が必要である. 今後, 装置の構造を簡略化するとともに, ここで検討した指標のように採水位置を機械

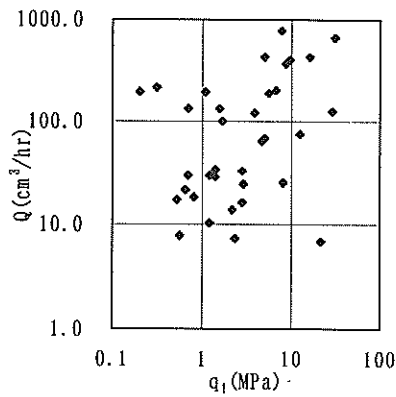


図-3-13 先端抵抗と採水性能の関係

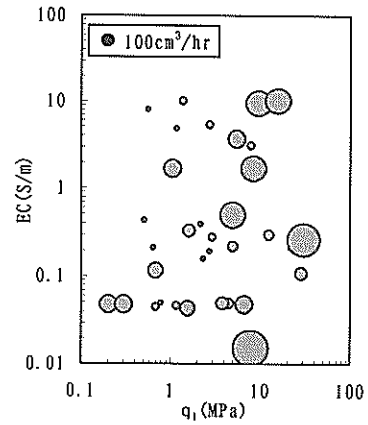


図-3-15 先端抵抗電気伝導度と採水性能の関係

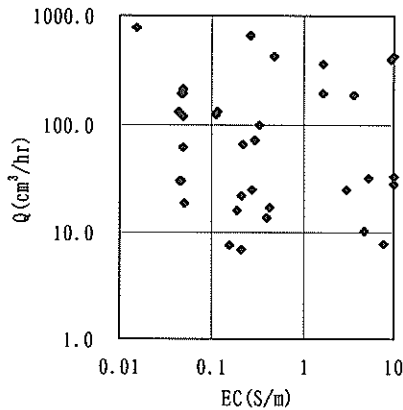


図-3-14 電気伝導度と採水性能の関係

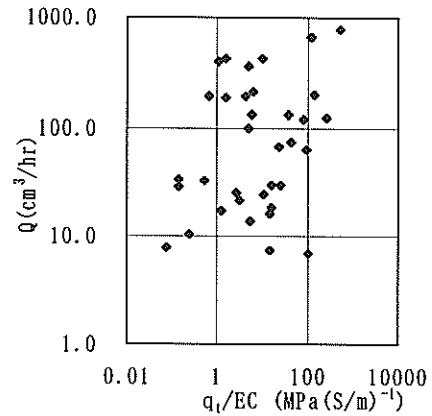


図-3-16 q_t/EC と採水性能の関係

的に決定する仕組みを構築する必要がある。

3.5 まとめ

本研究では、効率的な地盤環境情報の収集と土中水の採取を目的に、地盤環境モニタリングコーンを開発した。本装置は、地盤調査用の3成分コーンのプロープにより先端抵抗、間隙水圧、周面摩擦を計測し、その上部にある環境情報調査用のプロープにより、電気伝導度とpH（または酸化還元電位）を計測し、さらに採水を行うことができるように設計されている。すなわち、3成分コーンにより地盤情報を取得し、土層判別を実施することにより効率的な採水の可能性が高い砂層を探し出し、さらに貫入を続けて採水口がちょうどその砂層のところまで来たところで貫入を停止して、効率的な採水を試みるものである。1号機を試作してこれを実際の廃棄物埋立処分場内の地盤に適用し、効率的な地盤調査と採水ができることを実証した。この際、問題点として挙げられた

部分を改善すべく、プローブの剛性を高め、かつ電気伝導度も土質判別に適用できるように設計された2号機を試作し、これについても実際の廃棄物処分場に適用し、採水効率を判断するひとつの指標を提案した。

沿岸域の廃棄物処分場では、遮水といういわば封じ込め技術が特に着目されて整備されてきた経緯があり、加えて陸上処分場とは異なり、地下水位が高く滞留水の移動がほとんどないため、土中水の緩やかな移動により非常にゆっくりと浄化が進行していくことになる。ちょうど、人体の隅々で新陳代謝を可能にする血液と同等の役割を、処分場においては土中水が担っているが、その流れが悪い状態を考えるとわかりやすい。現在稼働中の処分場では、余剰水を浄化処理する際に水質検査をしている。余剰水の大部分は表面から流入した雨水であり、陸上処分場のように処分場内の浄化の程度をモニタリングできてはいない。人の健康状態を診断するのに採血して

血液検査を行うように、処分場内の浄化がどの程度進行しているかをモニタリングするためには、処分場内の土中水を採取してモニタリングを行う必要があり、その効率的な実施に当たり、本研究で開発した地盤環境モニタリングコーンは有用なツールとなることが期待される。

参考文献

- 1) 坂本広美, 惣田昱夫: 最終処分場浸出水における揮発性有機化合物の検出状況, 第8回廃棄物学会研究発表会講演論文集, pp.753-754, 1997.
- 2) Ko Sano, Darrell Anklovitch and Takeichiro Ohhashi: A water quality monitoring system for deep depths, *Environmental Geotechnics*, pp.137-142, 1996.
- 3) H.Brandl and P.K.Robertson: Geo-environmental site investigation, specification and characterization, *Environmental Geotechnics*, pp.1345-1374, 1997.
- 4) 織田幸伸, 渡部要一, 土田孝: 地盤環境モニタリングコーンの開発, 港湾技研資料, No.975, 2000.
- 5) 織田幸伸, 土田孝, 渡部要一, 酒井幸雄: 地盤環境モニタリングコーンの開発, 第35回地盤工学研究発表会, pp.2521-2522, 2000.
- 6) 織田幸伸, 土田孝, 渡部要一, 田中政典, 酒井幸雄: 地盤環境モニタリングコーンによる廃棄物処分場の現地調査, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.2575-2576, 2001.
- 7) 合田 健: 水質工学 基礎編, 丸善株式会社, 1975.
- 8) 中村隆浩, 佐藤文俊: 最終処分場しゃ水シート破損部の屋内補修実験について, 土木学会第53回年次学術講演会, pp.82-82, 1998.
- 9) P.K. Robertson, et al: Guidelines for Use, Interpretation and Application of the CPT and CPTU, *Soil Mechanics, Series, No.105, Dept. of Civil Eng., Univ. of British Columbia*, 1986.

4. 管理型廃棄物護岸の各種遮水工の性能に関する検討

4.1 廃棄物護岸の遮水構造

平成10年の最終処分場の構造基準の改正により、廃棄物護岸の遮水構造は2.2(3)に示したような要件を満足するように大幅に修正された。廃棄物処分場の側面を構成する廃棄物護岸は、処分場の基準に準拠した場合、以下の3種類のいずれかの構造となる。

- ①厚さ50cm以上、透水係数 10^{-6} cm/s以下の層+遮水シート
- ②厚さ5cm以上、透水係数 10^{-7} cm/s以下の層+遮水シート
- ③遮水シート+遮水シート(二重遮水シート)

これらの構造はいずれも遮水シートを伴う二重遮水構造である。また、処分場の地下前面に不透水性地層がある場合には、周囲に以下のような遮水工を設けることとするとしている。

- ④薬液注入等により周囲にルジオン値1以下の地盤
- ⑤厚さ50cm以上、透水係数 10^{-6} cm/s以下の壁
- ⑥鋼矢板による遮水

陸上の処分場では、上記②や③の構造を採る場合が多い。これは、陸上では遮水シートが精度良く施工できる技術が確立していること、ベントナイトの利用や締め固めにより、低透水性の地盤の構築が可能なことなどによる。一方廃棄物護岸では、遮水シートを完全に敷設するにはまず台船上で各シートを溶着し、それを何らかの方法で沈設する。その際遮水シートには、潮汐の水位差により大きな水圧が作用するため、浮き上がり防止措置をとる必要がある。したがって、陸上で敷設するのに比べ、その施工精度は低く、また作業は全て海上あるいは海中となるため施工能率も悪い。また低透水性の地盤についても、海水では一般のベントナイトは膨潤せず、また地盤の締め固めも現状の技術では不可能なことから、これも現実的でない。したがって、海上廃棄物護岸では、陸上とは別の遮水構造が必要である。運輸省(現国土交通省)では、平成12年11月に管理型廃棄物埋立護岸について、以下のような遮水工から複数の構造を組み合わせた、多重遮水構造を原則として用いるとした技術マニュアルを発行している。

- ①遮水シート
- ②遮水矢板
- ③ケーソン目地部の遮水工
- ④不透水性材料(土質系材料)

以下では、こららそれぞれについて上記技術マニ

アルに沿って検討した結果を述べる。また、一般の護岸構造物の基礎には、現在サンドコンパクション工法が用いられることが多いが、これは海底地盤の遮水性を低下させる恐れがあるため、これについて検討した結果についても示す。

なお、以下の検討のうち遮水シートと止水鋼矢板の実験結果は、運輸省第五港湾建設局、(財)港湾空間高度化センター当研究室と共同で実施した「管理型廃棄物埋立護岸の遮水構造検討調査」において行われた実験の結果の一部を参考にしている。

4.2 損傷時における遮水シートの透水性

現在、廃棄物処分場の遮水工として遮水シートと土層を組み合わせた構造が多く用いられている。遮水工の性能を評価するには、遮水シートが損傷した場合に遮水性能がどう変化するかを検討する必要がある。そこでここでは、シートと土層から成る構造においてシートが損傷した場合に、流出量に影響を及ぼす要因について実験および数値計算によって検討した。また、シートを二重にした場合の安全性の向上効果についても検討した。

(1) 遮水シートの損傷モデル

遮水シートが損傷した場合を、図-4-1のようにモデル化する。すなわち、層厚 L の裏込め地盤の面積 A の部分を通った水が、面積 a のシート損傷部から流出するものとする。裏込め地盤の両端の水位をそれぞれ $H, 0$ とし、シート損傷部から流出する流量を面積 A で除した見かけの流速を v 、シート損傷部での流速を v_a とする。裏込め地盤中の流速は v_a に比べて十分小さいため、Bernoulliの定理より次式が成り立つ。

$$H = v_a^2 / 2g + H_1 + H_2 \quad (4.1)$$

ここで、 H_1, H_2 は以下に示す損失水頭(損失エネルギー)である。

裏込め地盤の浸透による損失 H_1

裏込め地盤を浸透する流れによる損失水頭は、地盤の

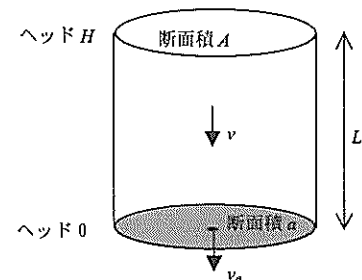


図-4-1 遮水シートの損傷モデル

透水係数 k_s を用いて次式で表される。

$$H_1 = \alpha L / k_s \cdot v \quad (4.2)$$

浸透流の向きが、図-4-1 の鉛直下向きであるとする、 α は 1 である。しかしながら実際の流線は、中心部では鉛直下向きであるが、そこから離れるにしたがってシート損傷部に向かう曲線となり、浸透距離は中心部よりも長くなる。また、中心部での流速は平均流速 v よりも大きい。これらの要因により α は 1 より大きくなる。 α は、背後地盤の透水係数や動水勾配などとは関係なく、流線の形状（すなわちヘッドポテンシャルの分布）のみによって決まる係数である。

シート損傷部での損失 H_2

シート損傷部では、損傷部の穴を管路と考えると入口損失、管路内の摩擦損失および出口損失がある。これらの損失係数の値は、管路については既に明らかにされているが、シートのような管路長の極端に短い場合には明らかでない。損失部での流れは乱流状態にあると考えられるため、本研究ではこれらの損失係数をまとめて f とする。損失水頭は次式となる。

$$H_2 = f v_a^2 / 2g \quad (4.3)$$

f はシートの損傷状態（シート厚と穴の径）および水の粘性のみによって決まる係数である。

$H=(L/k)v$ となる見かけの透水係数 k を用いると、 $A v = a v_a$ であることから、式(4.1)~(4.3)より k に関する以下の式が導かれる。

$$1/k = (1 + f) (A/a)^2 v / 2gL + \alpha / k_s \quad (4.4)$$

(2) 屋内実験

以下では、屋内実験の結果から式(4.4)中の f , α を求め、その影響について検討する。実験装置を図-4-2 に示す。遮水シートには、Case1,2 では直径 1mm、Case3,4 では直径 0.5mm の穴を中央に 1 個、Case5,6 では直径 1mm の穴を 5 個あけ、そこからの流出量を計測した。また、Case1,3

以外は、シートに 30% の一方向引っ張りひずみを与え、穴を大きくしている。これにより穴の面積は 1.3 倍になっているとした。アクリル管の面積 A は 855cm^2 、ヘッド差 H は 90cm である。裏込め材は Case6 のみに設置し、厚さ $L=44\text{cm}$ で砂を使用した。砂の透水係数は、別途透水試験により $k_s=0.142\text{cm/s}$ であった。実験結果を表-4-1 に示す。Case1~5 では裏込め材がないため、式(4.4)の右辺は第 1 項のみである。これにより、 f が求められる。Case6 では、 f と α が未知数となるが、 f の値は Case5 に等しいと仮定し α を求めた。

f の値は、Case3,4 とそれ以外で大きく違っており、穴の大きさが小さいほど f は大きくなるのが分かる。実際の処分場で遮水シートの損傷が問題になる場合には、穴の径は 1mm よりも大きくなると考えられるため、 f の値はかなり小さくなるのが分かる。

Case6 の f , α の値を用いて式(4.4)の右辺を計算すると第 1 項が 26、第 2 項が 717 となり、 k への影響はシート損傷部での損失よりも裏込め地盤の浸透による損失の方が大きいのが分かる。損傷部の径が大きくなるほど

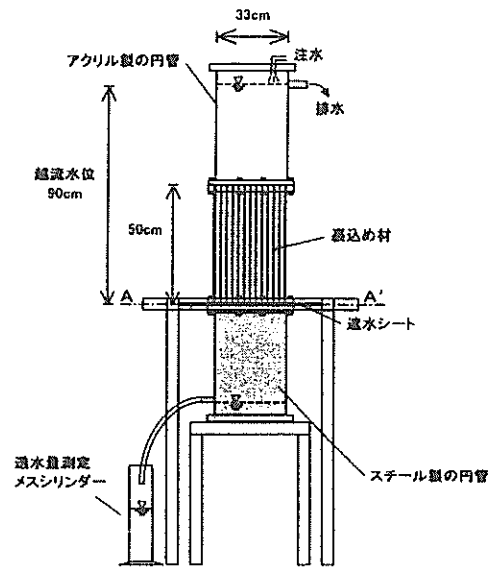


図-4-2 実験装置

表-4-1 実験結果

	a (cm^2)	A/a	q (cm^3/s)	v (cm/s)	k (cm/s)	f	α
Case1	0.00785	109000	1.869	0.00219	0.00107	2.11	
Case2	0.0102	83800	2.274	0.00266	0.00130	2.56	
Case3	0.00196	436000	0.076	8.89×10^{-5}	4.34×10^{-5}	117	
Case4	0.00255	335000	0.095	1.11×10^{-4}	5.43×10^{-5}	126	
Case5	0.0511	16800	12.550	0.0147	0.00717	1.92	
Case6	0.0511	16800	2.355	0.00275	0.00135	1.92	102

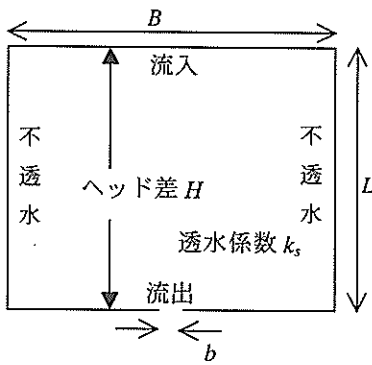


図-4-3 浸透解析モデル

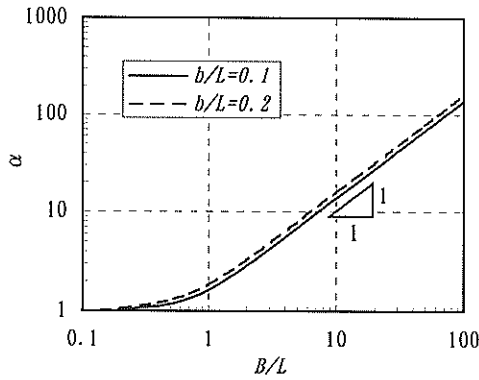


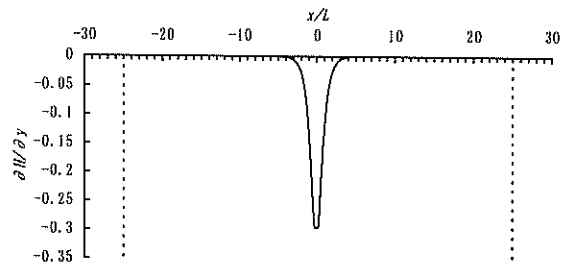
図-4-4 α と B/L の関係

の傾向は強くなるものと考えられるため、上述したように実際の処分場では f の影響は小さく、 α が支配的になると考えられる。したがって、式(4.1)は $H=H_1$ と考えることができる。

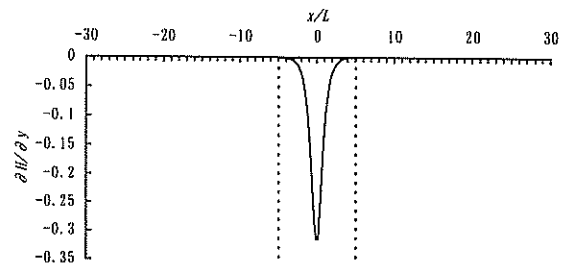
(3) 流線の形状の影響

流線の形状の影響を表す係数 α の特性を調べるために、数値計算による浸透解析を行った。計算モデルを図-4-3に示す。ここで、流出量を q とすると $k=(q/B)/(H/L)$ である。なお、計算は境界要素法によって行った。境界要素表の詳細は2.3(5)を参照されたい。

前述したように、 α は流線の形状のみによって決まる係数であるから、 α は B, b, L の関数である。 α と B/L の関係の計算結果を図-4-4に示す。図-4-4によると、 b/L に関係なく B/L が2程度以上になると、“傾き1”の直線すなわち、 α と B/L がほぼ比例関係になっていることが分かる。このとき、 $b, H/L$ を一定として考えると $\alpha=k_s(H/L)(B/q)$ であることから、 q はほぼ一定となる。このことは、遮水シートが損傷した場合、その影響は裏込め地盤の厚さの2倍程度の範囲に集中しており、それよりも離れた場所では流速が小さく流量が微小であることを意味する。つまり α は、最短距離を通る流線周辺の流況に大きく依存するといえる。



(a) $b/L=0.2$ $B/L=50$



(b) $b/L=0.2$ $B/L=10$

図-4-5 流入部の流速分布

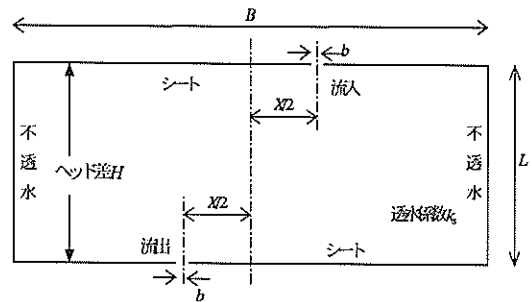


図-4-6 二重シート浸透解析モデル

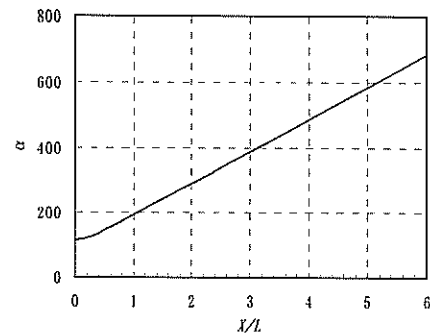


図-4-7 二重シートの損傷位置と α の関係

図-4-5は、流入部での流速分布を示している。(a)と(b)の違いは B/L のみである。また、図中の点線は、両側の不透水壁の位置を示している。(a)と(b)を比較すると両者の違いはほとんどなく、中心から離れた部分の流速はほとんど0であることが分かる。したがって、 B がある程度大きくなると、流出流量は一定値となり、見かけの流速 v はこれを幅 B で除するため、 v は B に反比例し

て小さくなる。αはνと反比例の関係にあるため、αはBに比例して大きくなる。前述したように、図-4-4から分かる流量一定となるB/Lの値は2以上であった。しかし、図-4-5によれば、流入部の流速がほぼ0になるのはx/Lが4以上の場所であり、すなわちB/Lが8以上であればB/Lに関係なく流速分布がほぼ等しくなる。B/Lが2~8の場合には、流量はほとんど変わらず、流速分布が若干変わっているものと考えられる。

(4) 二重シートによる遮水の効果

現在の廃棄物処分場では、多重遮水の考え方が基本となっている。遮水シートを裏込め地盤を挟むように二重に敷設した場合、上述の結果から次の様なことが言える。二重シートにそれぞれ1箇所づつ損傷が起こった場合を考える。損傷の箇所が向かい合った（損傷箇所を結んだ直線がシートと直行する）場合、図-4-3を鏡像関係になるように上下に重ねた形となる。したがって、シートを二重にした効果は図-4-4でLを2倍にするのと同様であり、LをL/2と置き換えればよい。図-4-4から、その効果は大きくなく、透水係数が1/2程度になるのみである。しかしながら、シートの損傷が同じ位置で起こるということは稀であり、両者は通常離れていると考えられる。前述の結果から、流出量は最短距離を通る流線に依存するため、両者の距離に反比例して流出量は小さくなる。それぞれの損傷位置の距離は確率論としての検討が必要であるが、シートを二重にすることにより遮水性能が向上することが分かる。

以上のことを確認するため、図-4-6に示したように二重シートの上下二枚のシート中心からそれぞれX/2の位置に穴が空いた場合について解析をした。b/L=0.1, B/L=50としてXとαの関係について調べた。結果を図-4-7に示す。前述のようにX=0の場合、図-4-4でLをL/2と置き換えればよいから、図-4-7でX/L=0の場合、図-4-4でb/L=0.2, B/L=100の場合と同じ値になる。

図-4-7によると、X/Lが大きくなると、αも線形に大

きくなることが分かる。すなわち、見かけの透水係数は損傷位置の距離にほぼ反比例して小さくなっている。このことから、上述の二重シートの特性が確認され、二重シートにすることにより安全率が大きくなることが分かる。ただし、二重シートの安全率は損傷位置の距離に大きく左右されるため、安全性を検討する場合には注意を要する。

(5) シートを含む護岸の浸透解析について

これまでの議論は、シート周辺のみ要素に着目した検討であった。ここでは、実際に浸透解析を行う際に上述の特性をどう反映するかについて言及する。

上述の様に、遮水シートが損傷した場合、式(4.1)中の右辺第2項が支配的となる。したがって、式(4.2)を考慮するとヘッド差と流速が比例関係にあることが分かる。これは、一般地盤透水係数と同様であり、したがって見かけの透水係数を用いることにより一般の地盤と同様の取り扱いが出来ることが期待される。この場合、シートは裏込め地盤と合わせた複合地盤として見かけの透水係数を設定する必要があるが、この複合地盤の裏込め厚さをどうするかが問題となってくる。

これまでの検討は、複合地盤の流入側のヘッドが一定であると仮定して行った。二重シートの場合（図-4.8(a)）、複合地盤と接する地盤（シートの外側の地盤）での流速はシート損傷部近傍を除けば極めて小さく、シートに沿ったヘッドはほぼ一定であると考えられる。したがって複合地盤として二重シートに挟まれた部分を対象とすればよい。

一方、一重シートの場合には注意が必要である。この場合、上述の議論を適用するには、シートからヘッドが一定となる面までを複合地盤と考える必要がある。実験では裏込め材として砂を用いたが、一般にシートの裏込めには低透水係数の粘性土を用いる場合が多い（図-4-8(b)で $k_1 \ll k_2$ あるいは図-4-8(c)で $k_1 \ll k_3$ ）。この場合には、図の様に複合地盤を考えれば上記の仮定がほぼ

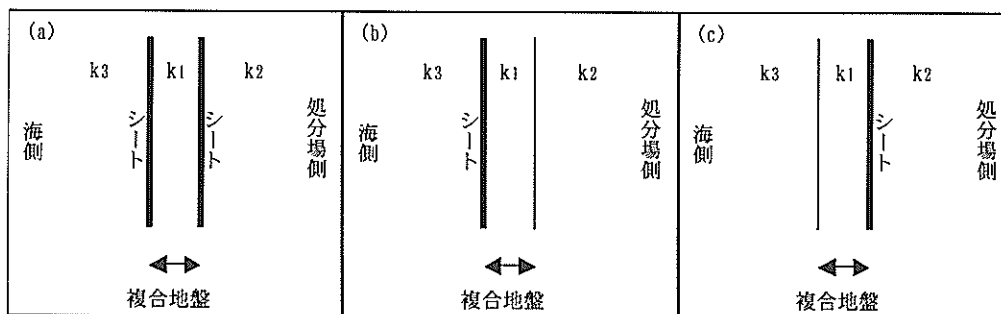


図-4-8 シートを含む護岸の浸透解析

成り立つ。その他の場合には、構造によって解析条件を検討する必要がある。

なお、以上の解析方法によりシートを含む地盤の浸透解析が可能であるが、この方法による解析は、流量としては妥当な値が導かれるが、流線は実際とは異なることに注意が必要である。見かけの透水係数を用いた解析は、複合地盤に様な流れが生じることになる。しかし実際は、シートの損傷位置のみに流れは生じるため、流線は損傷位置に集中する。したがって、複雑な構造の護岸について解析する場合にはシートの損傷位置をどこに設定するか等に注意を払う必要がある。

4.3 損傷時における止水鋼矢板の透水性能

(1) 止水鋼矢板の損傷モデル

止水鋼矢板についても、シートの損傷の場合と同様の取り扱いが可能である。ただし、鋼矢板の場合は、流出する位置が鋼矢板の幅ごとに存在する可能性がある。したがって、図-4-3で B を鋼矢板の幅と考えれば良いことになる。

止水鋼矢板の場合、シートと違い B/L は1よりも小さいと考えられる。したがって図-4-4より、 α は1に近い。ここでは安全側を考慮して $\alpha=1$ とする。したがってシートの損傷の場合は、損上部近傍のエネルギー損失は無視できたが、止水鋼矢板の場合はこれを無視できなくなる。式(4.3)では、損傷部近傍の損失は $v^2/2g$ に比例すると考え

た。これは、損傷部分の流れが乱流状態にあると考えられるためであるが、矢板の場合はこの仮定が成り立たない。そこで、この部分の流れによる損失を、 v に比例する部分と v^2 に比例する部分の和と考えることとする。したがって H_2 は次式で表すことが出来る。

$$H_2 = f v_a^2 / 2g + L/k^* v_a \quad (4.5)$$

ここで、右辺第2項の k^* は透水係数と同じ次元を持つ止水鋼矢板の換算透水係数である。以上より式(4.4)と同様の止水鋼矢板に関する式として次式が得られる。

$$1/k = (1+f)(A/a)^2 v / 2gL + (A/a)1/k^* + 1/k_s \quad (4.6)$$

$A/a \gg 1$ と考えられるため、式(4.6)の右辺第3項の影響は小さいと言える。第1項と第2項のどちらが支配的であるかは、 A/a と $v/2gL$ によってきまる。

f 、 k^* の値は実験によって求める必要があるが、スケール効果が大きいので、実物大の実験が望ましい。本研究ではこれらの値を求める実験を実施できなかった。

(2) 止水鋼矢板の浸透解析について

止水鋼矢板を含む護岸の浸透解析を行う場合、式(4.6)中の右辺第1項と第2項のどちらが支配的であるかによって解析方法を変える必要がある。ただし、止水鋼矢板の接合部に遮水剤が塗布してある場合には、 v が小さいことが期待されるため、第1項よりも第2項が支配的であると考えられる。この場合には、 H と v が比例関係になるため、遮水シートの場合と同様に換算透水係数となるものを用いて浸透解析を行うことが出来る。この換算透水係数をいくつにするかは今後実物大実験を通して検討する必要がある。別途行われた実験結果(「管理型廃棄物埋立護岸の遮水構造検討調査」)によると、遮水剤を塗布した鋼矢板の換算透水係数は、 $L=50\text{cm}$ とした場合 $k^*=1.0 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ 以下であった。

浸透解析において止水鋼矢板を鋼矢板と裏込め地盤の複合材料として考慮する場合、その厚さ L をいくつにするかが問題となる。現在は便宜上 50cm として考える場合が多いが合理的な理由によるものではない。以下ではこの厚さ L について数値解析により検討した結果を示す。

図-4-9は図-4-3で $b/L=1/200$ 、 $B/L=1/2$ とした場合のヘッドポテンシャルのコンター図である。複合材として矢板-裏込め地盤を浸透解析に用いる場合には、図-4-3の上面でのヘッドポテンシャルが直線になる必要がある。図-4-9によると $z/L=70$ 、 $L/B=100$ すなわち z/B が0.7を超えると、ヘッドポテンシャルがほぼ直線になっている。

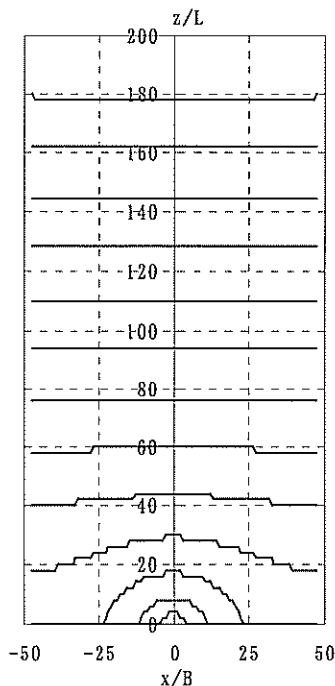


図-4-9 止水鋼矢板周辺のヘッドポテンシャル分布

図-4-3 は、幅 B 毎に流出点があることを意味しており、止水鋼矢板の場合矢板の幅がこれにあたると思われる。一般によく用いられる矢板の幅は40cmまたは50cmであるため厚さ L は28~35cm以上にすれば複合地盤として浸透解析に入れることが出来る。ただし矢板は直線ではないため、矢板の中心線を矢板位置とする場合には、これに矢板の厚さ(高さ)を加えた値が妥当な値と考える。矢板の高さには様々なものがあるが、概ね10~20cmである。したがって複合地盤の厚さ L は40cm~50cm以上とするのが適当であると考えられる。現在採用されている $L=50\text{cm}$ は、特に大型の矢板を使う場合を除けばほぼ妥当な値である。

以上の議論は、全ての矢板の継ぎ手から同じように流出が起こっていることを前提としている。しかし、止水剤を塗布した矢板からの流出は全ての継ぎ手からではなく、一部の継ぎ手で起こると考えられる。全ての継ぎ手から流出が起こると考えた場合、この考え方自体は安全側であるが、換算透水係数を実験によって求める場合には注意が必要である。複数の継ぎ手に対する実験から換算透水係数を求めた場合、図-4-3の B は矢板の幅よりも大きく、例えば1つおきに流出が起こったとすると B は矢板の幅の2倍と考える必要がある。仮に上記の実験結果をすべての矢板の継ぎ手から流出が起こったと仮定して換算透水係数を求めると、実際の透水係数よりも小さな値を与えることになる。換算透水係数を設定する場合には、これらのことを考慮し、実験と実際の継ぎ手の損傷率の違いを把握した上で検討する必要がある。

4.4 不透水性地盤材料としての貧配合セメント処理土の力学特性^{9)~11)}

ここでは、不透水性材料として、浚渫泥土にセメントを混合して固化したセメント処理土の力学特性を検討する。

廃棄物護岸にセメント処理土を用いる場合、ポンプ打設する機会が多いためセメント処理土はある程度の流動性が必要となる。しかしながら護岸の裏込め材として用いる場合には斜面を形成するだけの初期強度が必要となる。また、固化後に海底面の沈下に伴う変形によってひび割れが発生しないような変形追随性も求められる。貧配合のセメント処理土は、含水比やセメント添加量を調整することにより、法面を形成できる程度の初期強度を有し、しかも土としての変形性を備えたセメント処理土ができる。徳島県橘湾では、この貧配合セメント処理土の特性を生かした廃棄物埋立護岸が建設されている(2.1(5)参照)。護岸形式は捨石式傾斜護岸で、法面にフ

ェイルセーフの考え方に基づいた2枚の遮水シートが敷設された標準断面が採用され、シートを破損から保護するための中間保護層として、貧配合のセメント処理土が打設された。一般に、港湾における廃棄物埋立護岸は、止水性を確保するために、透水性が低い粘土地盤上に建設されるが、護岸築造に伴って生じる沈下に加え、廃棄物を埋め立てる過程においても、粘土地盤の圧密沈下ならびにせん断変形に伴って護岸自体も変形するため、中間保護層には十分な変形追随性が要求される。

深層混合処理工法を対象としたような大きな強度を有するセメント処理土の力学特性については、寺師らを始め、これまでに多くの研究成果が報告されている。また、軽量混合処理土に関しては土田らや湯ら等の研究成果が報告されている。しかしながら、本研究で対象としているような、浚渫土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性については、未解明な点が多く残されている。

そこで、本研究では、貧配合セメント処理土の材料特性ならびに力学特性について、練り混ぜ直後の施工性を検討することを目的としたベンセン断試験、実務における配合計算ならびに品質管理に最も多く用いられている一軸圧縮試験、処理土の変形性を評価することを目的とした三軸試験(等方圧密非排水圧縮せん断試験 CIU、 $K_0=0.5$ とした異方圧密非排水圧縮および伸張せん断試験 CAU)ならびに一次圧密終了(EOP)を基準とした急速圧密試験、施工後の養生環境管理の検討を目的としたひび割れ観察実験を行った。

(1) 貧配合セメント処理土の力学試験

(a) 練り混ぜ直後の貧配合セメント処理土の特性

本研究で用いた貧配合セメント処理土は、橘湾海底から採取した浚渫泥土と普通ポルトランドセメントを練り混ぜて作成した。力学試験に用いた浚渫泥土の物理特性は、表-4-2に示すとおりである。なお、強熱減量は6.7%程度である。要素試験の結果に粗粒分や貝殻の影響が出ないよう、2mmのふるいを通過させてこれらを取り除き、含水比が1.6 w_L になるよう海水を加えて練り混ぜ調整した。含水比1.6 w_L の浚渫泥土1 m^3 あたり50kgの割合で普通ポルトランドセメントを加えて10分間練り混ぜた。なお、この配合は実施工の配合を参考に決めたものである。実施工では、均質に混ぜやすいようにセメントミルクの状態にしてから練り混ぜることが多いが、本研究における室内試験では、十分な能力を有するミキサーを用いて少量の処理土を練り混ぜることから、含水比調整された浚渫泥土のスラリーの中にセメント粉体を直接投入した。

(b) ベーンせん断試験

軽量混合処理土は、大規模な裏込め土の築造など型枠内に打設した際の水平な仕上がりを想定しており、流動性に富むために施工性の評価指標としてフロー値が採用されている。しかし、本研究では腹付工に必要な初期強度および打設直後の強度発現特性を評価するために、ベーンせん断試験を行った。

ベーンせん断試験に用いた供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径 90mm、高さ 100mm のモールドに打設して作成した。比較のために含水比を $1.6w_L$ に調整した原泥に対しても試験を行った。使用したベーンの寸法は、幅 15mm、高さ 30mm で、試験時のベーン回転速度は、6.0 deg/min で実施した。試験に用いた供試体の材齢は 15, 30, 60, 90, 120, 180 分である。

(c) 圧密試験

セメント処理土の変形性評価の一つとして圧密試験を行った。セメント処理土の場合、粘土に対して一般的に行われている荷重増分比 $\Delta p/p=1$ で 24 時間毎に段階荷重を行う圧密試験では、試験に 10 日前後の日数を要することから試験中に材齢が変化していくため、その結果の評価が複雑なものになってしまう。また、近年普及してきた定ひずみ速度圧密試験を行うこともできるが、これも試験に 2~3 日を要するため、特に若材齢の時には、無視し得ない材齢の変化の影響が試験中に表れることになる。そこで本研究では、 \sqrt{t} 法を用いて沈下量が d_{100} に達した時点、すなわち一次圧密終了時点(EOP)で次の荷重段階に移る段階荷重急速圧密試験を行った。この方法では、最終荷重段階に至るまでに 2~3 時間しか要さない。

急速圧密試験用供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径 60.5mm、高さ 30mm のモールドに打設し、約 20℃ の恒温多湿環境で養生した後、所定の材齢で脱型し、直径 60mm、高さ 20mm の圧密リングに挿入して端面を整形した。試験に用いた供試体の材齢は、3, 7, 14, 28, 58 日で材齢ごとに各 5 本の供試体(材齢 3 日は 3 供試体)を用意した。また、比較のために、含水比 $2.0w_L$ の原泥を 49kPa で圧密した再構成試料に対しても試験を行った。圧密圧

力は 9.8~2508.8kPa で荷重増分比 $\Delta p/p=1.0$ の全 9 段階とした。ただし、最大の載荷荷重は、5 本の供試体でそれぞれ 156.8, 313.6, 627.2, 1254.4, 2508.8kPa とし、これらの荷重では 24 時間載荷とした。除荷においては荷重増分比 $\Delta p/p=-0.75$ で、膨張量が d_{100} になった時点で次の荷重段階に移行し、最終荷重 9.8kPa または 19.6kPa では 24 時間放置した。なお、材齢 3 日の試験では計 3 供試体に対して全て同じ段階荷重を作用させた試験を実施した。また、材齢 7 日の試験では、最大荷重 2508.8kPa の代わりに最大荷重を 1254.4kPa とした試験を実施した。加えて、材齢 28 日の試験では、荷重段階を 392.4~10035.2kPa とする試験も 1 供試体に対して実施した。

(d) せん断試験

現場でのせん断強度に関する品質管理では、試験の簡便さから一軸圧縮試験が行われることが多い。本研究では、一軸圧縮試験に加え、セメント処理土の変形性の評価を目的として、拘束圧の影響を評価でき、かつ有効応力が明らかな三軸試験(等方圧密非排水圧縮せん断試験 CIU, $K_0=0.5$ とした異方圧密非排水圧縮および伸張せん断試験 CAU)を実施した。

せん断試験の供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径 50mm、高さ 100mm のモールドに打設し、約 20℃ の恒温多湿環境で養生し、所定の材齢で脱型したものをを用いた。試験に用いた供試体の材齢は、3, 7, 14, 28 (一部 29)日である。また、比較のために、含水比 $2.0w_L$ の原泥を 49kPa で圧密した再構成試料に対しても試験を行った。CIU(等方圧密非排水せん断)試験では、49kPa で等方圧密した後、非排水圧縮せん断した。また、CAU(異方圧密非排水せん断)試験では、 $\sigma_1=49\text{kPa}$, $\sigma_3=0.5\sigma_1$ で異方圧密した後、非排水圧縮せん断(CAUC)および非排水伸張せん断(CAUE)した。なお、一軸圧縮試験の軸ひずみ速度は 1.0%/min、三軸試験の軸ひずみ速度は 0.1%/min とした。

(2) 試験結果と考察

(a) ベーンせん断試験

練り混ぜ終了から 15, 30, 60, 90, 120, 180 分経過時のベーンせん断試験から得られたせん断応力と回転角の関係を原泥($1.6w_L$)に対する試験結果と併せて図-4-10 に示す。図より原泥は 0.3kPa 程度のわずかなせん断抵抗しか発揮していないが、セメント処理土は時間の経過とともにその抵抗が大きくなっていく様子がわかる。ベーンせん断抵抗 τ_v と練り混ぜ後の経過時間の関係を図-4-11 に示す。練り混ぜから 30 分程度までは、セメントの水和反応による強度増加は見られないが、その後、ベーンせん断抵抗は時間の対数に対して加速的に増加している。このことから、セメント処理土をポンプ圧送する際には所要

表-4-2 力学試験に用いた橘湾浚渫泥土の物理特性

液性限界 w_L (%)	40.8
塑性限界 w_P (%)	20.8
塑性指数 I_p	20
土粒子比重 G_s	2.698
砂分 (%)	34.9
シルト分 (%)	34.3
粘土分(<5 μm) (%)	30.8

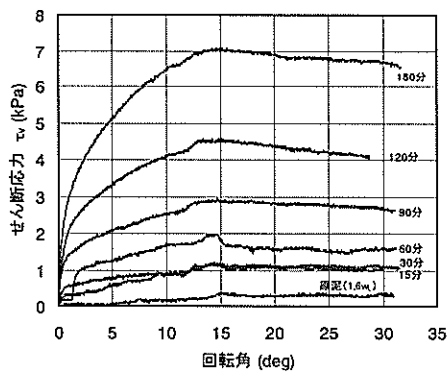


図-4-10 練り混ぜされたセメント処理土および原泥(1.6w_L)のペーンせん断抵抗と回転角の関係

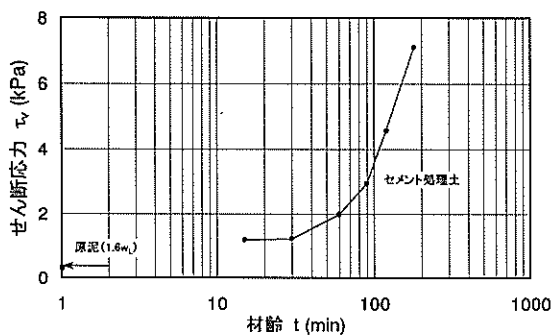


図-4-11 ペーンせん断抵抗と練り混ぜ後の経過時間の関係

の流動性を確保できる間に打設を完了しなければならないといえる。

同じ 1.6w_L の泥土でも、原泥の状態では 0.3kPa 程度であったせん断抵抗が、セメントを加えることによって練り混ぜ直後でも 1.0kPa 以上に増加している。この増加は、セメントの水和反応というよりも、乾燥したセメントが加えられたために、セメント粒子によって水の一部が奪われて流動性が低下した結果であると考えられる。次に打設時に斜面にすべりが発生しない条件を考えると、極限釣り合い状態から、以下のように与えられる。

$$c_u > \gamma h \sin \theta \quad (4.7)$$

ここに c_u はセメント処理土の打設直後のせん断強度、 γ はセメント処理土の単位体積重量(気中では γ_v 、水中では γ^*)、 h は打設一回あたりの法面直角方向の厚さ、 θ は法面勾配である。例えば、 $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ 、 $h = 0.4 \text{ m}$ 、 $\theta = \tan^{-1}(1/3) = 18.4^\circ$ とするためには、水中では $c_u > 0.6 \text{ kPa}$ 、気中では $c_u > 1.9 \text{ kPa}$ である必要がある。このことから、図-1-12 の断面にあるようなセメント処理土を打設するにあたって、水中施工の場合には練り混ぜ直後に 1.0kPa 以上あることからこの配合で大丈夫であるが、気中施工の場合には、60 分以上経過しないと 1.9kPa 以上のせん断

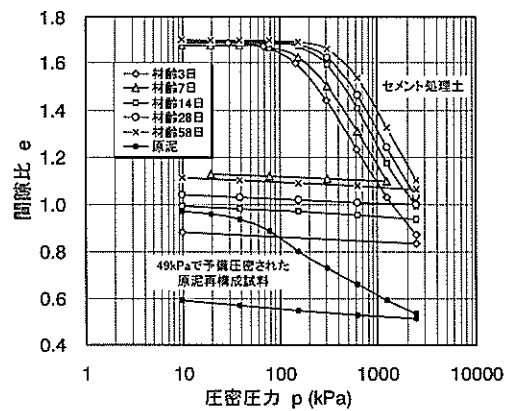


図-4-12 セメント処理土および原泥再構成試料の $e-\log p$ 関係

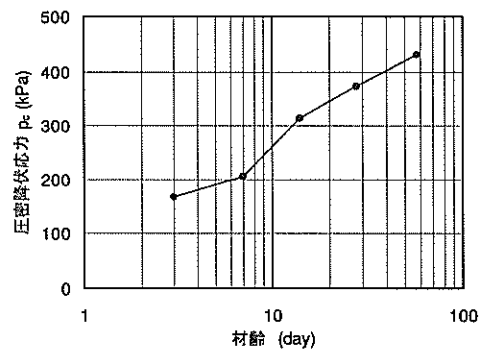


図-4-13 圧密降伏応力 p_c の材齢に伴う変化

強度が得られず、施工が困難になる。そのため、セメント量を増加させるなど、配合の調整が必要であることがわかる。また、図-4-11 に示したような強度発現過程を把握しておくことにより、一層を打設した後に次の層を打設するまでに必要な時間など、打設工程を検討することができるが、急速な強度増加は施工工程を考える上で非常に有利な性質であるといえる。

(b) 圧密試験

最大載荷荷重を 2508.8kPa とした試験における各材齢の試料と原泥の再構成試料の $e-\log p$ 関係を図-4-12 に、材齢に伴う降伏応力 p_c の変化を図-4-13 にそれぞれ示す。ただし、材齢 7 日の最大荷重は 1254.4kPa である。セメント処理土の固化は水和反応を伴うため、含水比は時間の経過とともに小さくなる。しかしながら、本研究ではセメント処理土を土と同様に取り扱うことを前提としているため、110℃で 24 時間乾燥して補正せずに含水比 w を求め、飽和度 $S_r = 100\%$ を仮定して、間隙比 e は次式を用いて算出した。

$$e = \frac{G_s w}{S_r} \quad (4.8)$$

ここで、 G_s は土粒子の比重である。なお、セメント処理土の土粒子の比重は、原泥の土粒子の比重と同等と仮定した。本研究で取り扱っているセメント処理土のセメント量は少ないため、このような方法で求めても誤差は小さいと考えられる。セメント処理土の間隙比は、49kPaで予備圧密した原泥の再構成試料と比べて著しく大きい

値になっている。これは、処理土がスラリー状の高含水比状態のまま固化しているためである。圧密降伏応力 p_c を超えて荷重を載荷していくと、セメントによる固結が壊され、材齢にかかわらず圧縮指数 C_c はほぼ等しくなる。膨張指数 C_e も同様に、セメントの固結はすでに壊された後の挙動を表す土質定数であるため、いずれの材齢においてもほぼ等しい値となっている。また、 p_c は材齢の対数に対して直線的に増加していくことがわかる。

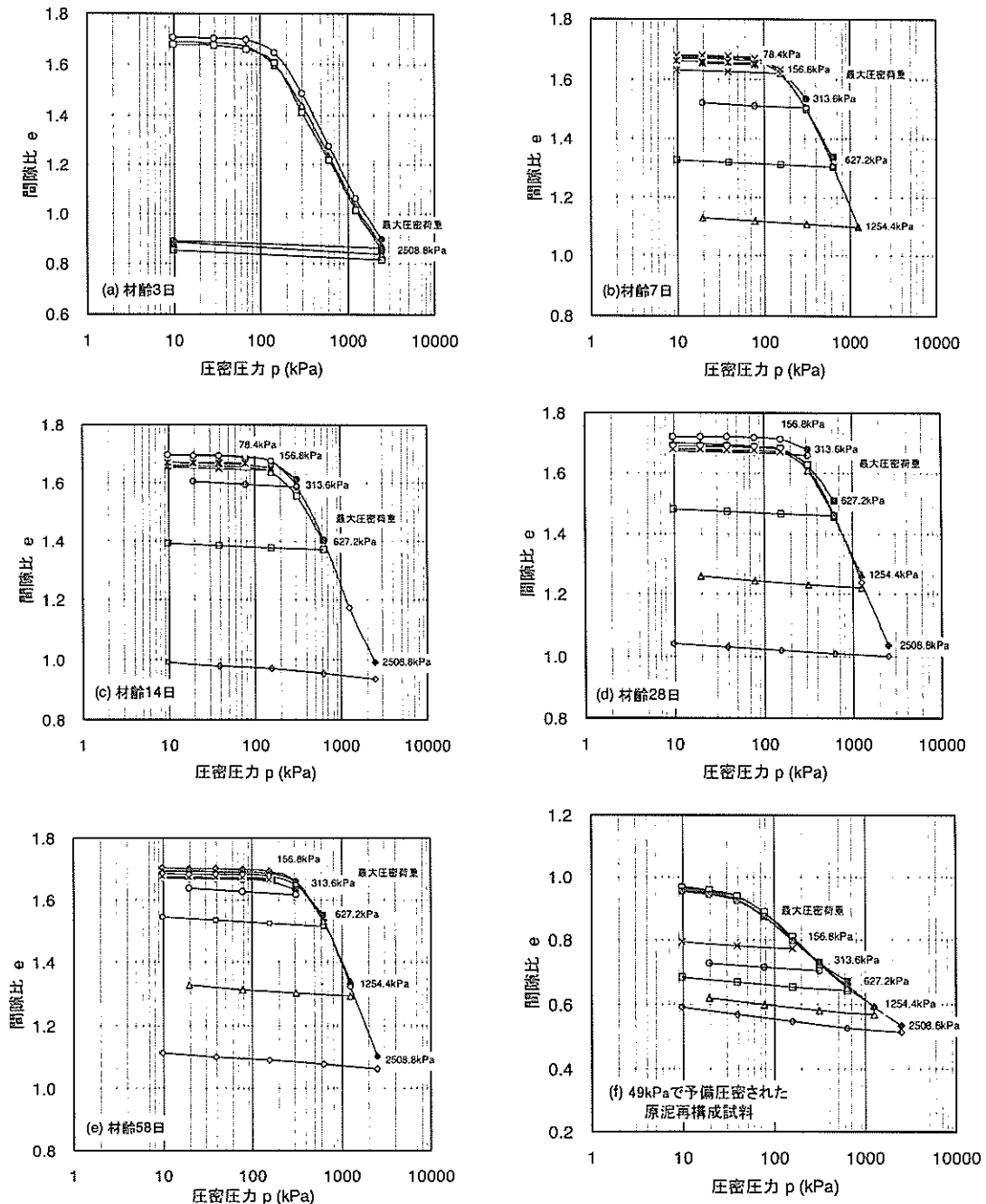


図-4-14 最大圧密荷重を変化させた場合の $e-\log p$ 関係

最大圧密荷重を変化させた場合の e - $\log p$ 関係を各材齢毎に図-4-14 に示す。材齢 3 日では、全ての供試体に対して同じ大きさの荷重を段階載荷したために比較することはできないが、最大圧密荷重を変化させた場合の膨張過程における e - $\log p$ 関係を比較すると、各材齢全ての

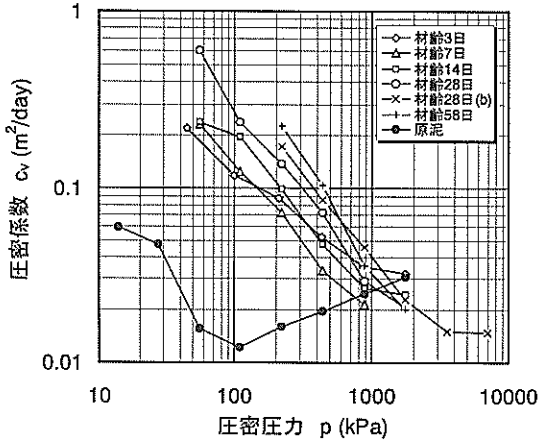


図-4-15 圧密係数と圧密圧力の関係

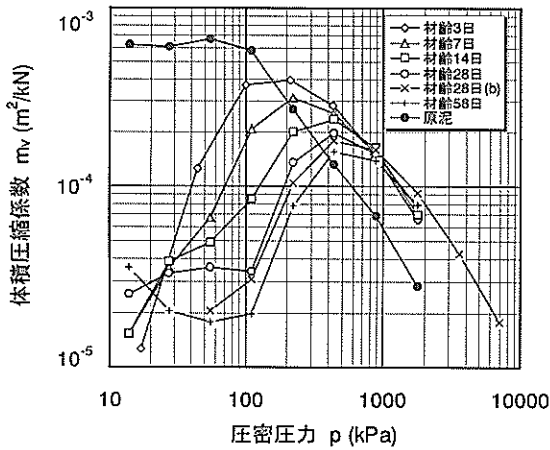


図-4-16 体積圧縮係数と圧密圧力の関係

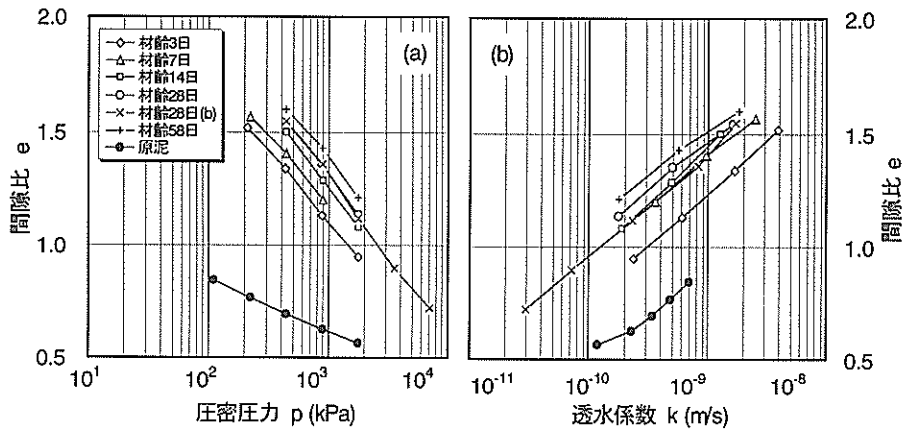


図-4-17 正規圧密領域における間隙比と圧密圧力および透水係数の関係

供試体において、膨張指数 C_e は一定値をとるとしてモデル化できる。これは一般の土に対する圧密試験結果と同様である。なお、図-4-14 から読み取れるセメント処理土の C_e は $1.6 \sim 2.0 \times 10^{-2}$ である。

圧密圧力 p と体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v の関係を図-4-15、図-4-16 にそれぞれ示す。なお、図中の材齢 28 日 (d) は、最大荷重 10035.2kPa の高圧密圧力まで載荷した試験の結果である。セメント処理土の m_v は、およそ $2.0 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ から荷重の増加とともに上昇し、 p_c を超えると下降に転じる。材齢が進み p_c が増加していくのに対応して、 m_v が大きくなり始める荷重は増加するが、 m_v が減少するようになると、それぞれの材齢の挙動は、ほぼ一つの直線に収束する。これは、圧密圧力が p_c を超えると、固結の影響が取り除かれていくために、材齢による挙動の差がなくなっていった結果であると考えられる。 c_v は \sqrt{t} 法の t_{90} により求めたが、セメント処理土の場合、 p_c より小さな荷重では沈下～時間関係の中に一次圧密が明瞭に現れてこないため、図-4-15 には p_c よりも大きな荷重段階でのデータだけを示してある。 p_c より大きな圧密圧力では、荷重の増加とともに c_v が減少していく様子がわかる。なお、わずか 1 ケースだけではあるが、高圧密圧力まで載荷した材齢 28 日 (d) の結果を見ると、圧密圧力が増加すると c_v の値がどこまでも減少していくのではなく、一般の粘土の圧密と同じように、最終的には一定値に収束していく可能性があるといえる。

間隙比 e と圧密圧力 p および透水係数 k の関係を図-4-17 示す。ただし、透水係数は圧密試験より求めた c_v 、 m_v から算出したものであり、図-4-15 と同様に図中には圧密圧力が p_c を超えているもののみを示した。したがって、図-4-17 (a) は図-4-12 に示した e - $\log p$ 関係の正規圧密部分のみを示したものに相当する。

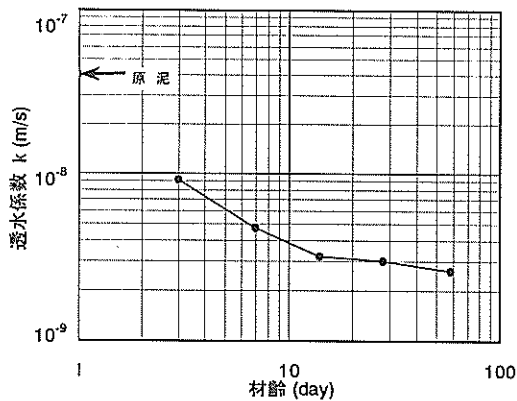


図-4-18 間隙比 $e=1.68$ に相当する透水係数の材齢に伴う変化

図-4-17(b)を見ると、全ての供試体の透水係数は、間隙比の減少とともに小さくなっている。また、原泥の再構成試料とセメント処理土を比較すると、同じ圧密圧力における透水係数は、原泥の方が小さいことが分かる。例えば、圧密圧力 440kPa におけるセメント処理土の透水係数は約 $1.5 \times 10^{-9}\text{m/s}$ であるのに対し、原泥の透水係数は約 $3.2 \times 10^{-10}\text{m/s}$ である。これは、セメント処理土が $1.6w_L$ に相当する大きな間隙比の状態で固化しているからであると考えられる。また、透水係数が間隙比の関数になっていると仮定すると、図-4-12、図-4-14 から明らかのように、セメント処理土の場合、 p_c より小さい荷重では荷重に関係なく間隙比 e がほぼ一定になることから、外力を与えずに養生しただけのセメント処理土の透水係数 k は、図-4-17 の p_c 付近の透水係数とほぼ同程度の値になるものと推察される。このような考え方にに基づき、養生したセメント処理土の初期間隙比($e=1.68$)における透水係数と材齢の関係を示したものが図-4-18 である。同図には、図-4-17(b)の原泥の間隙比 $e=1.68$ に相当する透水係数も比較のため示してある。同じ間隙比 e における透水係数 k は、セメント処理土の材齢とともに小さくなっていることがわかる。このことは、時間の経過とともに生成されるセメント水和物が間隙を塞ぐように成長したために透水係数が小さくなったものと考えられる。また、このようなセメント水和物が土粒子同士を強固に結び付け、降伏応力を増加させているとも考えられる。

一般にセメント水和物は、針状に発達したエトリンガイトによって初期強度が増加し、その後時間をかけてケイ酸カルシウム水和物の発達によって集合体が形成され、長期強度が増えていくと言われている(Robertson, 1986)。このことは、セメント処理土の骨格を観察した電子顕微鏡(SEM)画像(後に示す写真-4-1(a))によって確認することができる。

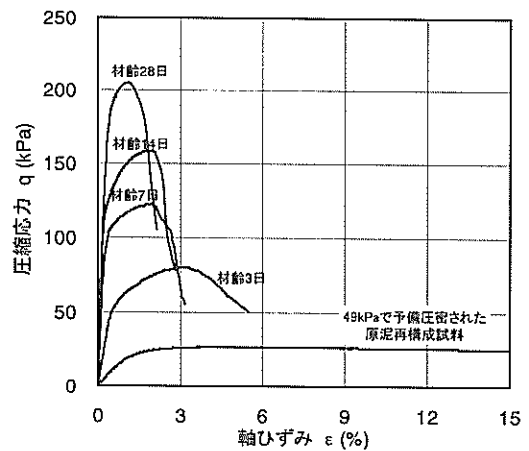


図-4-19 一軸圧縮試験 q_u から得られた圧縮応力と軸ひずみの関係

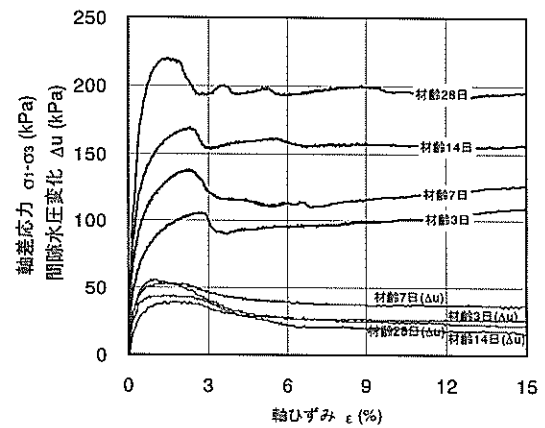


図-4-20 等方圧密(49kPa)非排水三軸圧縮せん断試験 CIU から得られた軸差応力および間隙水圧変化と軸ひずみ関係

(c) せん断試験

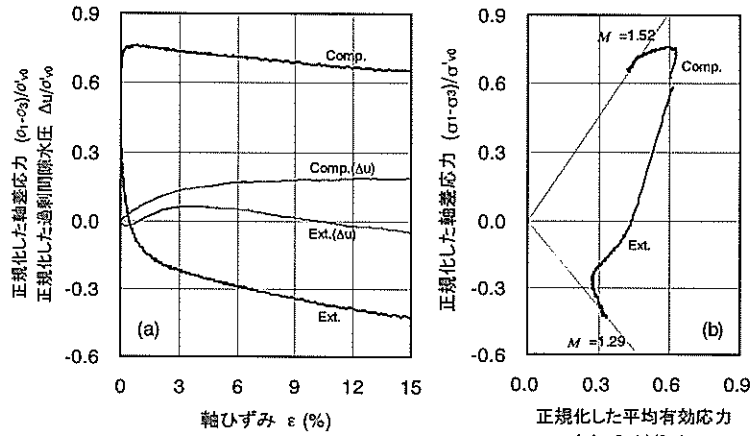
図-4-19 に一軸圧縮試験(q_u 試験)から得られた圧縮応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係を示す。原泥の再構成試料の圧縮応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係は、明瞭なピーク強度を示さず、軸ひずみ 2.5% 以上ではほぼ一定の強度を発揮し続け、延性的な破壊挙動を示している。これに対し、セメント処理土の圧縮応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係は、材齢とともに明瞭なピーク強度を示すようになり、ピーク後に急激な強度低下を伴う脆性的な破壊になっている。図-4-20 には、等方圧密圧力 49kPa を作用させて行った CIU 試験の結果を示す。ピーク強度は q_u 試験の結果と同様に材齢とともに増加し、明瞭なピークをもって破壊するが、拘束圧があるために残留強度はほぼ一定もしくは増加する傾向が見られる。

図-4-21 は予備圧密圧力 49kPa で圧密された原泥の再構成試料における K_0 正規圧密(圧密圧力 196kPa)非排水圧縮(CK₀UC)および伸張せん断(CK₀UE)試験から得られた (a) 軸差応力 $\sigma_1 - \sigma_3 \sim$ 軸ひずみ ε 関係, (b) 応力パスを示したものである。いずれの応力も鉛直圧密圧力 $\sigma_{v0}' (=196\text{kPa})$: K_0 圧密における最終圧密圧力)で正規化して

ある。応力比 M と内部摩擦角 ϕ' の間には以下の関係, すなわち, 圧縮試験では,

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6 + M} \quad (4.9)$$

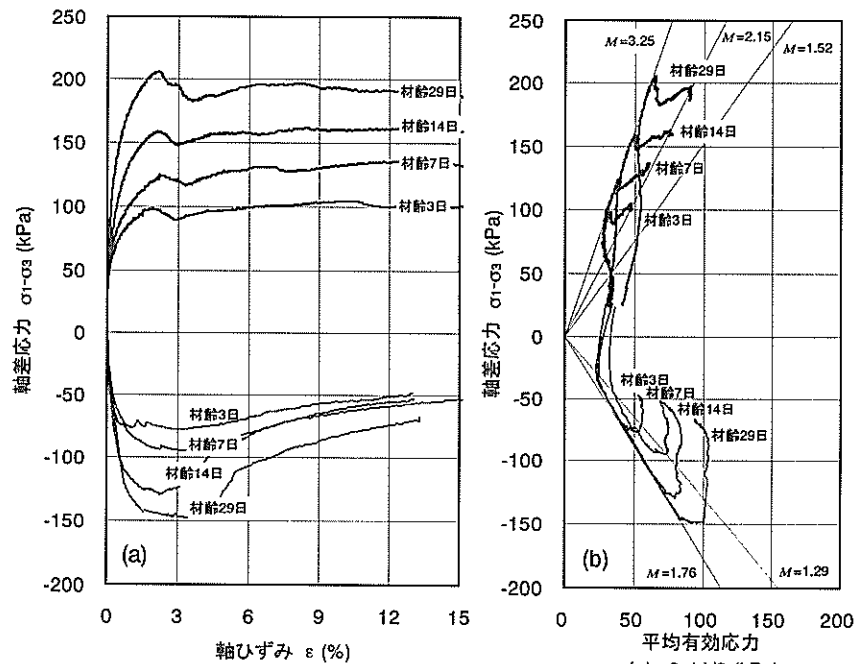
伸張試験では,



(a) 軸差応力および間隙水圧と軸ひずみの関係

(b) 応力パス

図-4-21 原泥の再構成試料に対して行われた K_0 正規圧密(圧密圧力 196kPa)非排水三軸圧縮せん断(CK₀UC)および伸張せん断(CK₀UE)試験結果



(a) 軸差応力と軸ひずみの関係

(b) 応力パス

図-4-22 セメント処理土に対して行われた異方圧密(圧密圧力 49kPa, $K_0=0.5$)非排水圧縮せん断(CAUC)および伸張せん断(CAUE)試験結果

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6-M} \quad (4.9')$$

があるので、原泥の限界状態における圧縮側の応力比 $M=1.52$ および伸張側の応力比 $M=1.29$ は、それぞれ内部摩擦角 $\phi'=37.3^\circ$ および $\phi'=55.3^\circ$ に相当する。

図-4-22 にセメント処理土の異方圧密非排水三軸せん断試験 CAU から得られた(a)軸差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ ~ 軸ひずみ ε 関係、(b)応力パスを示す。上に示した原泥の K_0 圧密試験では $K_0=0.4$ が得られ、セメント処理土の K_0 値はこれよりもさらに小さいと考えられるが、本研究では便宜的に $K_0=0.5$ として異方圧密した。圧縮と伸張どちらの場合にも、供試体は明瞭なピークを伴って破壊し、ピーク強度は材齢とともに大きくなっている。図-4-22(b)に示す圧縮側の応力比は、破壊時(ピーク時)では $M=3.25$ 、残留強度時では $M=2.15$ である。ピーク時の応力比 M と摩擦角 ϕ' を関連付けて考えると、圧縮側で $M>3$ ($\phi'>90^\circ$) はあり得ず、計測されたピーク時の強度を摩擦によって説明することは不可能である。

図-4-10 に示すように、 $1.6w_L$ に調整した原泥のせん断抵抗は非常に小さいことから、セメント処理土のせん断強度は粒子間の摩擦などによるものだけでなく、セメントの水和反応によってできたエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物などによって強固に結び付けられた骨格構造によるものであるといえる。残留強度の応力比 $M=2.15$ は内部摩擦角 ϕ' に換算すると $\phi'=52.3^\circ$ に相当する。図-4-20(b)に示した原泥の K_0 正規圧密再構成試料の場合、 $M=1.52$ は $\phi'=37.3^\circ$ となることから、セメント処理土の大変形時に発揮される摩擦は、粘土粒子間の摩擦よりも大きく、破断されたエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物同士の摩擦によるところが大きいと考えられる。一方、伸張側の破壊時は、 $M=1.76$ であるが、摩擦だけを考えた場合、伸張側で $M>1.5$ ($\phi'>90^\circ$) はあり得ず、これも摩擦によっては説明できない。なお、セメント処理土の伸張試験では、破壊後に著しいネッキングを生じるので、これ以降の応力やひずみは大きな誤差を含んでいるといえる。

各せん断試験から得られたせん断強度と材齢の関係を図-4-23 に示す。全てのせん断試験において、得られたせん断強度は材齢の対数に対して直線的に増加していることが分かる。また、いずれの圧縮せん断試験も試験結果に差が見られず、 $q_u/2$ 、CIU、CAUC の結果はほぼ同じ値になっているが、CAUE の伸張強度は CAUC の圧縮強度の 70% 程度となっている。一般に、沖積粘土の場合には、CAUC と CAUE から得られるせん断強度の平均値は一軸

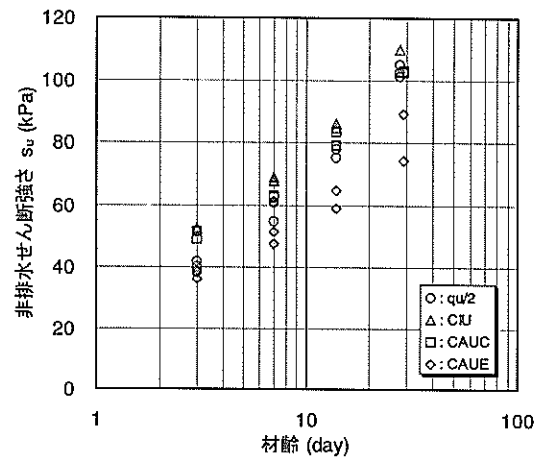


図-4-23 セメント処理土に対して行われた各非排水せん断試験の結果

表-4-3 ひび割れ試験に用いた橘湾浚渫泥土の物理特性

液性限界 w_L (%)	66.7
塑性限界 w_P (%)	27.0
塑性指数 I_p	40.0
土粒子比重 G_s	2.710
砂分 (%)	2.5
シルト分 (%)	47.5
粘土分 ($<5\mu\text{m}$) (%)	50.0

圧縮試験の $q_u/2$ に一致するといわれている⁵⁾。これは、不攪乱試料の乱れが適度な場合のことであって、本研究で取り扱っているセメント処理土の場合には、一軸供試体に対しても乱れの影響はほとんどなく、その結果として大きなせん断強度 $q_u/2$ が得られたものと考えられる。

(3) ひび割れ観察実験

(a) 実験条件および実験方法

ひび割れ観察実験に用いた貧配合セメント処理土の配合条件、ならびに練り混ぜ方法は、「(1) a」貧配合セメント処理土の練り混ぜ」に述べたものと同様である。ただし、原泥の浚渫場所や深度が若干異なるため、表-4-3 に示すように浚渫泥土の物理特性が異なる。

ひび割れ観察を目的として、図-4-24 に示す実験 A と実験 B の 2 種類の実験を行った。実験 A は、深さ方向の試料の変化および打設方法の違いによる試料の変化を観察するため、直径 200mm、高さ 600mm のアクリル製円筒容器に練り混ぜたセメント処理土を打設した A-1、A-2 と含水比 $1.6w_L$ の原泥を打設した A-3 の計 3 ケース実施した。A-1、A-3 は打設した試料を棒で突き固め、A-2 は棒形振動機で十分締め固めた。なお、A-3 は、実験初期に自重圧密により表面に浮いてくる自由水は常に除去した。実験 B は、試料表面の変化を観察するため、表面の均し仕上げの有無や養生環境を変化させて、計 5 ケース

実施した。実験に用いた容器は、縦 345mm、横 610mm、高さ 235mm のプラスチック製容器で、厚さ約 50mm となるように練り混ぜたセメント処理土をポンプ打設した(写真-4-1)。気中打設した B-1 と B-2 および気中打設後に表面を均した B-3 と B-4 は、それぞれ同じプラスチック容器内で同時に実施された。それぞれの容器の表面半分を打設 1 日後から保温シートで覆い(写真-4-2)、ほぼ 1 日 1 回の割合で水を散布して乾燥を防ぎ(B-1, B-3)、残りの半分は気中に暴露した状態で放置した(B-2, B-4)。なお、実験 B の全てのケースにおいて、打設後約 120 日で保温シートを取り除き、気中に暴露した状態で放置した。

(b) 実験結果と考察

セメント処理土に対して行ったケース A-1 および A-2 の打設後約 130 日、A-3 に関しては打設後約 190 日において計測された試料の沈下量および断面積を表-15 に示す。沈下量は試料の初期高さ(580mm)、断面積は円筒容器の断面積(31,416mm²)で正規化した値を示している。断面積は試料の上・下端から 50mm および試料中央において周長を計測し、断面形状を円と仮定して算出した。図-4-25 に示すように、断面積を計測した高さにおいて、試料中心および外側から 20mm の位置で採取した試料の含水比を図-4-26 に示す。

セメント処理土の場合、セメントの水和反応により急速に固化が進むことから、A-1 および A-2 では、圧密による沈下はほとんどなく、乾燥収縮によるわずかな沈下が生じたものと考えられる。これに対し A-3 では、含水比 1.6w_L という高含水比状態のため、自重圧密により生じる沈下と表面からの乾燥収縮の影響がともに表れ、初期高さに対し 23.6%もの沈下が生じたものと考えられる。本来はセメント処理土の引張り強度なども考慮しなければならず、ひび割れは複雑なメカニズムによって生じるものと考えられるが、半無限地盤の場合には断面積の減少量がそのままひび割れに相当するとして単純化して考えることにする。A-1、A-2 とともに下の方ほど断面積や含水比が大きくなっていることがわかる。試料周面全体にわたって容器から剥離して気中に暴露しているのにもかかわらず、このような傾向が見られるのは、試料上面は気中に暴露されているのに対し、非排水面である試料下面は容器に密着して乾燥しにくいためであると考えられる。このことは、上部からひび割れが生じても、下部の湿潤状態が保たれていれば、ひび割れはそれほど深くまで進行しないことを示唆している。ひび割れ上面から 50mm 付近までの周面には多数の微細なひび割れが生じたが、これも試料上面からの乾燥の影響であると思われる。なお、打設時に棒形振動機で締め固めた A-2 に較

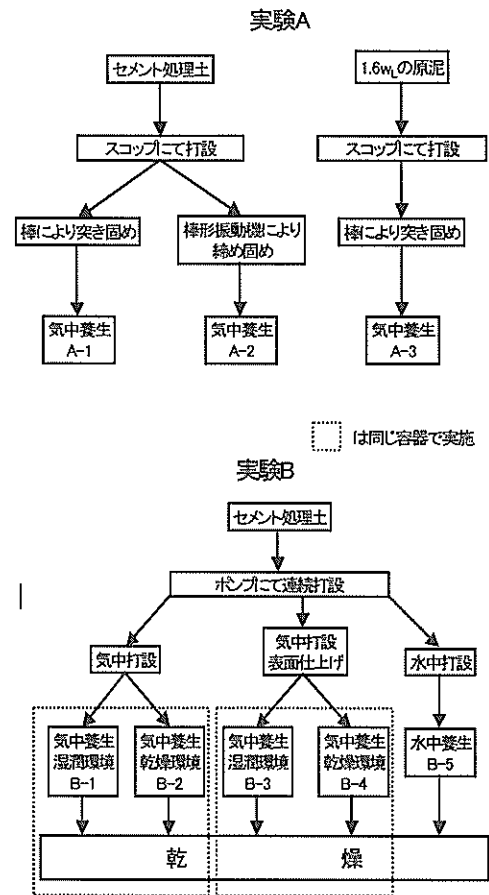


図-4-24 ひび割れ観察実験のフローと実験条件



写真-4-1 セメント処理土のポンプ打設の状況



写真-4-2 セメント処理土の気中養生状況

表-4-4 実験 A において計測された沈下量と供試体断面積

	沈下量	試料断面積／円筒容器断面積		
	試料初期高さ	上部50mm	中央	下部50mm
A-1	0.022	0.921	0.924	0.980
A-2	0.029	0.921	0.936	0.946
A-3	0.236	0.897	1.000	1.000

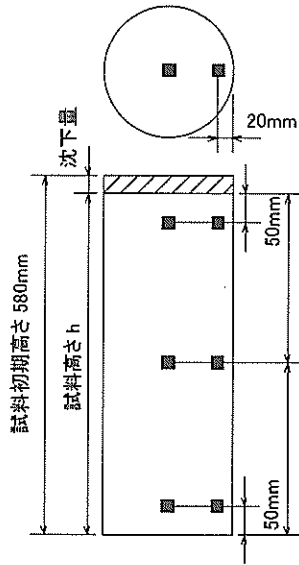


図-4-26 含水比計測位置(実験 A)

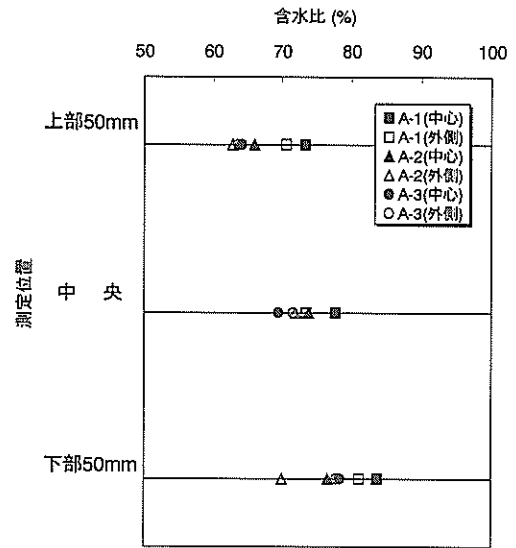
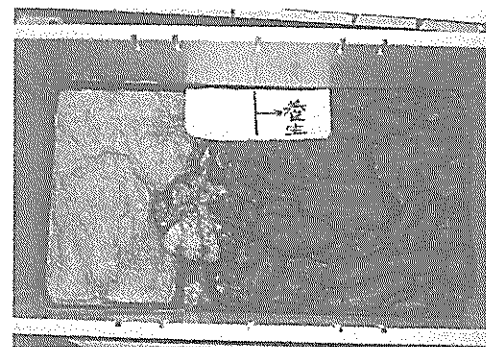


図-4-27 実験 A において計測された含水比分布

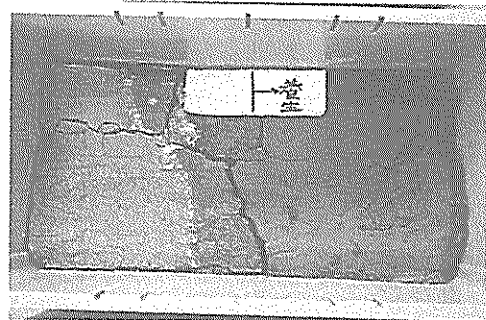
べ、棒で突き固めただけの A-1 の方が、試料表面に微細なひび割れが発生する傾向が見られた。

写真-4-3 は打設後約 120 日の (a) B-1 と B-2、および (b) B-3 と B-4 のセメント処理土表面の状況を撮影したものである。保湿シートにより湿潤状態に保たれていた B-1 (写真-4-3 (a) の右半分) と B-3 (写真-4-3 (b) の右半分) では、表面の均し仕上げの有無によらずどちらも小さなひび割れがわずかに観察されるものの、色から判断しても十分に湿潤状態に保たれており、問題となるようなひび割れは確認されなかった。一方、気中に暴露していた B-2 (写真-4-3 (a) の左半分) と B-4 (写真-4-3 (b) の左半分) では、試料が著しく乾燥収縮して容器壁面からはがれ、内部にも大きなひび割れの発生が確認できた。大きなひび割れにより湿潤側から絶縁された部分には、処理土表面に微細なひび割れが多数生じた。ポンプ打設したまま表面を均さずに養生した B-1 と B-2 (写真-4-3 (a)) では、打設した継ぎ目の窪みがひび割れのきっかけとなっているが、表面を均し仕上げした B-3 と B-4 (写真-4-3 (b)) では、ひび割れのきっかけのようなものは確認できなかった。

保湿シートの存在や気中での暴露による乾湿の状態を

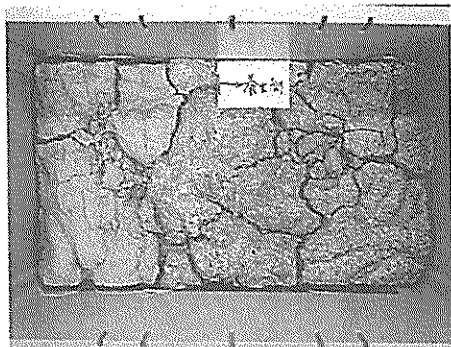


(a) 右が B-1, 左が B-2

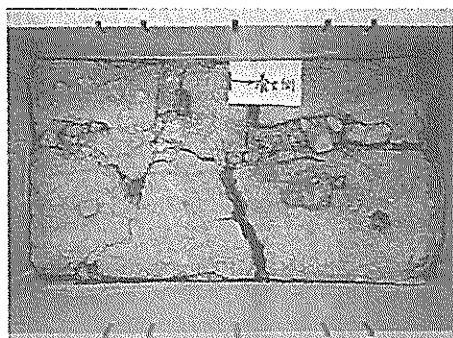


(b) 右が B-3, 左が B-4

写真-4-3 約 120 日間養生した時点のひび割れ状況



(a) 右が B-1, 左が B-2



(b) 右が B-3, 左が B-4

写真-4-4 保湿シート除去後のひび割れ状況

評価するために測定した含水比は、練り混ぜ時の含水比が 112%であったものが、保湿シートで覆っていた B-1 と B-3 では約 93%、気中で暴露していた B-2 と B-4 では約 5%になっていた。本実験では、気中に暴露した場合には、含水比が 100%以上も低下したにもかかわらず、保湿シートで覆い、定期的に水を散布することにより含水比の低下を 20%程度にまで抑えられたことがわかる。なお、水中養生をやめ乾燥させた B-5 も同様に著しいひび割れを生じた。

写真-4-4(a)と(b)は、B-1 と B-3 の保湿シートを取り除き、気中に暴露して約 40 日経過した時点で表面の状況を撮影したものである。湿潤状態が保たれていた約 120 日間はひび割れが生じなかったにもかかわらず、乾燥によって著しいひび割れが生じたことがわかる。なお、水中養生をやめ乾燥させた B-5 も同様に著しいひび割れを生じた。

写真-4-5 に、約 120 日間養生した時点での(a)B-5、(b)B-2 から切り出した試料の電子顕微鏡(SEM)による観察画像を示す。観察用の試料は、液体窒素を用いて瞬間凍結した状態でテンションクラックにより割って観察面を作り、これをフリーズドライにする方法で準備した。湿潤状態で養生されたセメント処理土(写真-15(a))は、

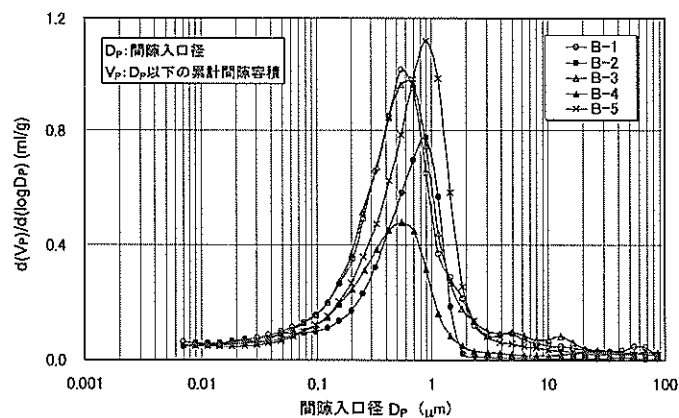
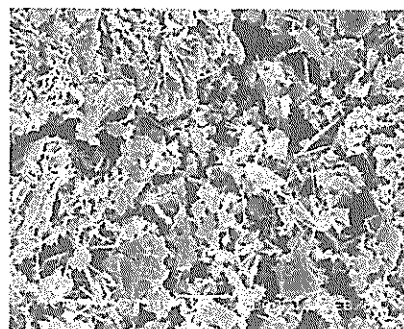


図-4-28 約 120 日間養生した時点における間隙容積分布(実験 B)



(a) 湿潤養生



(b) 気中暴露養生

写真-4-5 約 120 日間養生した時点のセメント処理土の電子顕微鏡観察画像

エトリンガイト(針状のもの)に代表されるセメント水和物が土粒子同士を結び付けている様子がわかるが、乾燥したセメント処理土(写真-4-5(b))にはエトリンガイトは見当たらない。

図-4-28 は、実験 B の各ケースについて、水銀圧入型間隙分布計(ポロシメータ)により求めた間隙容積分布を示したものである。気中に暴露していた B-2 や B-4 は、湿潤状態に保たれていたケースに比べ乾燥収縮により間隙容積が小さくなっている。特に 2 μm 以上の比較的大きな間隙は、乾燥収縮によりほとんど存在しなくなって

いることが読みとれる。

含水比 $1.6w_L$ で練り混ぜられたセメント処理土は間隙比が約 3 もあり、写真-4-5(a)の SEM の観察画像でも多くの間隙が認められ、エトリンガイトなどのセメント水和物によって高間隙比の状態に固まっている。しかし、高間隙比状態であるが故に乾燥収縮を受けやすく、特に大きな空隙ほど消滅しやすいものと考えられる。このことから、気中で貧配合セメント処理土を養生する場合には、保湿シートを用いて湿潤状態を保つことにより、ひび割れの発生を防止することができるが、湿潤状態をやめると著しいひび割れを生じる傾向がある。恒久的にひび割れを防止するためには、覆土などによる乾燥防止を続ける必要があるといえる。また、気中に暴露していても下部が湿潤状態に保たれていればひび割れは深くまで進行しない。水中で養生する場合には、ひび割れの発生は皆無であり含水比もほとんど変化しない。

4.5 サンドコンパクションパイル工法で改良した地盤の透水性の検討

(1) サンドコンパクション (SCP) の遮水性能への影響
海上に廃棄物埋立処分場を建設する際には、処分場の周りを遮水性の高い護岸構造で囲む。軟弱な海底地盤上に護岸を施工する際には、地盤改良が必要となる。地盤改良には、置換工法や杭基礎、DM 工法などが用いられるが、現在もっとも採用されている工法はサンドコンパクションパイル (SCP) 工法である。

SCP 工法は、海底地盤に砂杭を打ち込み、これによる締め固め効果と、サンドドレーン (排水) 効果を利用した地盤改良工法である。しかしながら廃棄物埋立処分場では、通常、海底地盤の遮水効果に期待した設計を行うため、この SCP のドレーン効果により逆に遮水性能を損なう恐れがある。そこで本研究では、この SCP の海底地盤遮水性能への影響を調べるため、数値計算を中心に解析を行った。また、数値計算の妥当性を検証するための屋内実験を行った。

(2) SCP による地下水流況変化 (理論解)

無限に広がる平面二次元場の地盤に、透水係数 ∞ の SCP が 1 つだけある場合には、理論解が存在する。ここではこの理論解を導き、これにより、流況の変化の概略を把握する。

図-4-29 に示すように、地盤を x - y の平面二次元場とし、原点を中心に半径 l の SCP を考える。ここで、SCP の透水係数 k_c は地盤の透水係数 k_s より充分大きく、 $k_c = \infty$ と出来るものと仮定すると、流線は SCP の境界に直行する。

ここで $z = x + iy = c$ の複素平面 (図-4-29) に対し、

$w = u + iv = (z + z^{-1})/2$ の写像 (図-4-30) を考える。

$$\begin{aligned} w &= \left(z + \frac{1}{z} \right) / 2 = \left(r e^{i\theta} + \frac{1}{r} e^{-i\theta} \right) / 2 \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \left(r + \frac{1}{r} \right) \cos \theta + i \left(r - \frac{1}{r} \right) \sin \theta \right\} \\ \therefore u &= \frac{1}{2} \left(r + \frac{1}{r} \right) \cos \theta, \quad v = \frac{1}{2} \left(r - \frac{1}{r} \right) \sin \theta \end{aligned} \quad (4.10)$$

であるから、 z 平面上の半径 1 の円 ($r=1$) は、 w 平面上の $u \in [-1, 1]$ に変換される。

流れの速度ポテンシャルを ϕ 、流関数を ψ とすると複素ポテンシャル F は $F = \phi + i\psi$ となる。 w 平面で図-4-30 に示す流線を持つポテンシャルを考える。ポテンシャルは、

$$F^*(w) = iaw = av + iau \quad (\phi = av, \psi = au) \quad (4.11)$$

式(4.11)に示されるポテンシャル F^* は、SCP の境界に流線が直交し、無限遠で流線が y 軸に平行な流れを表す。したがって、これの z 平面への逆写像 F は SCP の境界に直行し、無限遠で y 軸に平行な流線を表すポテンシャルを与える。

$$\begin{aligned} F(z) &= \frac{ia}{2} \left(z + \frac{1}{z} \right) = \frac{ia}{2} \left(x + iy + \frac{1}{x + iy} \right) = \frac{ia}{2} \left(x + iy + \frac{x - iy}{x^2 + y^2} \right) \\ &= \frac{a}{2} \left\{ -y + \frac{y}{x^2 + y^2} + i \left(x + \frac{x}{x^2 + y^2} \right) \right\} \\ \phi &= \frac{a}{2} \left(-y + \frac{y}{x^2 + y^2} \right), \quad \psi = \frac{a}{2} \left(x + \frac{x}{x^2 + y^2} \right) \end{aligned} \quad (4.12)$$

以上により、無限平面二次元場に透水係数の充分大きい SCP が 1 つ存在する場合の理論解が導かれる。

図-4-31 に $a=1$ とした場合の流関数の値を示す。この場合、流関数 ψ の値を 2 倍した値を x とした $x=2\psi$ という直線が、SCP がない場合の流関数に一致する。図によれば、 $|y| > 3$ では、流関数の値は、SCP がない場合の直線に漸近している。このことから、SCP の半径の 3 倍程度離れると、SCP の影響は小さくなるのが分かる。 $\psi = 2.5$ の流線は直線に近い形状をしているが、このとき、 $y=5$ とすると $x=4.9$ となっている。このことは、SCP の半径の 5 倍程度の範囲を考えると、2%程度流量が増加していることを示している。

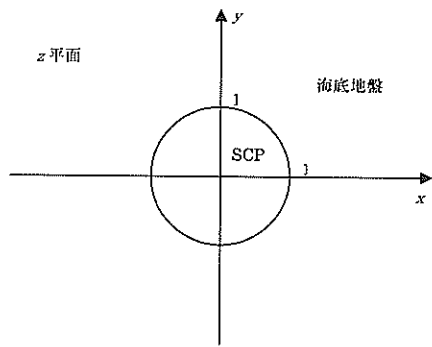


図-4-29 理論解における座標平面

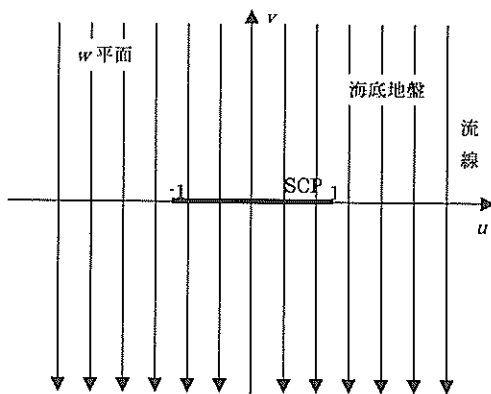


図-4-30 変換座標と流線

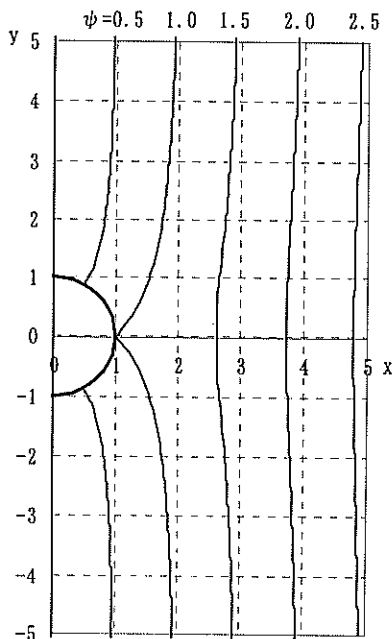


図-4-31 無限平面中の SCP 周りの流線

以上の議論は、無限平面場に SCP が 1 本のみ存在する場合の検討であったが、実際の SCP はもっと密に配置されており、これよりも複雑な流況を示す。以下では実際の SCP を対象に複数の SCP が配置された場合の透水係数の変化について、数値計算により検討する。

(3) 境界要素法による SCP の浸透解析

SCP の浸透解析を行うために、境界要素法による数値計算法を開発した。以下にその方法の概略を示す。

解析は、水平平面二次元場を対象とした。したがって、本解析では、水平方向の浸透を対象としており、鉛直方向の流れを無視している。実際の海底地盤内における地下水の流れは三次元的であるが、ここでは、特に水平方向の地下水流れへの SCP の影響の概略を把握するために、平面二次元での解析を行った。

海底地盤及び SCP の水平方向の透水係数は、全ての方向で一定として異方性をもっていないものとする。海底の水平面に x, y 軸を取り、海底地盤の透水係数を k_0 、水頭を h とすると地下水の流速 v は、

$$v = (u, v) = \left(k \frac{\partial h}{\partial x}, k \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad (4.13)$$

となる。したがって、連続式は

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (4.14)$$

となり、 h についてラプラス方程式が成り立つ。

ある閉じた境界内でラプラス方程式が成り立つとき、境界積分方程式は以下の様になる。

$$\alpha(\xi)h(\xi) = \oint \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - \oint h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad (4.15)$$

$$G: \log R, \quad R = \overline{x\xi}$$

α は境界の成す内部角であり、滑らかな境界では $\alpha = \pi$ である。

ここで、地盤領域の中に、透水係数の違う領域が複数有る場合を考える。もとなる地盤領域を Ω_0 、内部の領域を $\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_n$ とし、それぞれの透水係数を $k_0, k_1, k_2, \dots, k_n$ とおく。領域同士の境界に鉛直な流速成分は、2つの領域で同じになる必要があるため、例えば Ω_0 と Ω_1 では、 $v_{n0} = v_{n1}$ となる (図-4-33 参照)。

$$v_{n0} = -k_0 \left(\frac{\partial h}{\partial n} \right)_{\Omega_0}, \quad v_{n1} = k_1 \left(\frac{\partial h}{\partial n} \right)_{\Omega_1} \quad (4.16)$$

であるから,

$$\left(\frac{\partial h}{\partial n}\right)_{\Omega_1} = -\frac{k_0}{k_1} \left(\frac{\partial h}{\partial n}\right)_{\Omega_0} \quad (4.17)$$

となり, これが

$$h_{\Omega_1} = h_{\Omega_0} \quad (4.18)$$

とあわせて, 境界 S_1 上での境界条件となる.

式(4.15)は $\Omega_0, \Omega_1, \dots, \Omega_n$ の全ての領域について成り立つため,

$$\begin{aligned} \alpha(\xi)h(\xi) &= \int_{S_0+S_1+\dots+S_n} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - \int_{S_0+S_1+\dots+S_n} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad \text{at } \Omega_0 \\ \alpha(\xi)h(\xi) &= \int_{S_1} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - \int_{S_1} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad \text{at } \Omega_1 \\ &\vdots \\ \alpha(\xi)h(\xi) &= \int_{S_n} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - \int_{S_n} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad \text{at } \Omega_n \end{aligned} \quad (4.19)$$

となる. 式(4.15)に式(4.17)及び式(4.18)を代入し, 係数を若干変更することにより以下の式が得られる.

$$\begin{aligned} k_0 \alpha(\xi)h(\xi) &= k_0 \int_{S_0+S_1+\dots+S_n} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - k_0 \int_{S_0+S_1+\dots+S_n} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad \text{at } \Omega_0 \\ -k_1 \alpha(\xi)h(\xi) &= -k_0 \int_{S_1} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - k_1 \int_{S_1} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad \text{at } \Omega_0 \\ &\vdots \\ -k_n \alpha(\xi)h(\xi) &= -k_0 \int_{S_n} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - k_n \int_{S_n} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \quad \text{at } \Omega_0 \end{aligned} \quad (4.20)$$

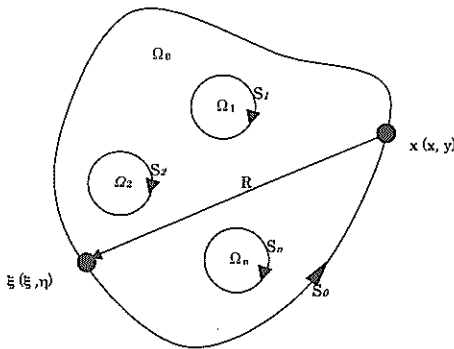


図-4-32 境界要素法における領域と境界

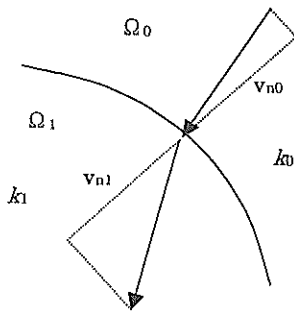


図-4-33 地盤とSCPの境界条件

式(4.20)は, 全て Ω_0 に関する式であるため, 全ての式を加えることにより, Ω_0 に関する積分方程式として次式が求められる.

$$\begin{aligned} &(k_0 \alpha(\xi) - k_1 \alpha_1(\xi) \dots - k_n \alpha_n(\xi)) h(\xi) \\ &= k_0 \int_{S_0} \frac{\partial h}{\partial n} G(x, \xi) dS - k_0 \int_{S_0} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \\ &\quad - (k_0 - k_1) \int_{S_1} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \\ &\quad \vdots \\ &\quad - (k_0 - k_n) \int_{S_n} h(x) \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS \end{aligned} \quad (4.21)$$

ここで, $\alpha_i(\xi)$ は ξ が S_i 上にあるとき π , それ以外では 0 である.

式(4.21)を境界要素法により解くため離散化する. 一定要素を用いると, 境界上の点 i について以下の式が得られる.

$$\begin{aligned} k_0 [G_{ij}] \left\{ \left(\frac{\partial h}{\partial n} \right)_j \right\}_{(j \text{ on } S_0)} &- k_0 [F_{ij}] \{h_j\}_{(j \text{ on } S_0)} - k_0 \alpha_i \\ &- (k_0 - k_1) [F_{ij}] \{h_j\}_{(j \text{ on } S_1)} - k_0 \alpha_i^{(1)} \\ &\vdots \\ &- (k_0 - k_n) [F_{ij}] \{h_j\}_{(j \text{ on } S_n)} - k_0 \alpha_i^{(n)} = 0 \end{aligned} \quad (4.22)$$

$$[F_{ij}] = \int_{\Delta S_j} \frac{\partial G(x, \xi)}{\partial n} dS, \quad [G_{ij}] = \int_{\Delta S_j} G(x, \xi) dS$$

ここで $\alpha_i^{(j)}$ は, i が S_j 上にある場合に π , それ以外では 0 である. 全ての i についての式(4.22)を連立させることにより, 以下の連立方程式が与えられる.

$$\begin{bmatrix} S_0 & S_1 \dots S_n \\ G & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial h}{\partial n} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} S_0, S_1, \dots, S_n \\ F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h \end{Bmatrix} = 0 \quad (4.23)$$

G 中の $S_1 \sim S_n$ の積分項は式(4.22)中には現れず, 0 である. S_0 境界では, $h, \partial h / \partial n$ のどちらかの値を境界条件として与え, $S_1 \sim S_n$ 境界では h のみが未知数となるため, 式(4.23)は方程式の数と未知数の数が同一となり解くことが出来る.

式(4.23)を用いて, SCPの透水係数について検討する. 対象とした計算条件を図-4-34に示す. 式(23)は, 複数のSCPが存在する場合に適応可能であるが, ここではSCPが格子状に等間隔 B で配列されている場合について対称

性を考え、1つのSCPを取り出して計算する。図-4-34に示すように、1つのSCP当たりのヘッド差を ΔH とし、SCPによる地盤全体の透水係数の変化を見るため、 $\Delta H/B$ を1とする。浸透がダルシー則に従うとすると、その現象は線形であるため、 $\Delta H/B$ を1としても計算結果は一般性を持つ。地盤の透水係数を k_1 、SCPの透水係数を k_2 とすると地盤全体の見かけの換算透水係数 k^* は、透水係数比 k_2/k_1 と置換率 A_s によって決まる。

図-4-35にSCPの透水係数比と置換率による、地盤全体の透水係数の変化を示す。また、 $A_s=30\%$ と 70% の時のヘッド分布と流速ベクトルを図-4-36、図-4-37に示す。これによると、SCPの透水係数が地盤の透水係数の100倍程度以上であれば、SCPの遮水能力がない場合（透水係数 ∞ ）の結果とほぼ等しくなる。また、置換率が 70% であっても、全体の換算透水係数はそれほど大きくならず、最大で基礎地盤の7.5倍程度であった。

これまでの計算は、四角形の格子状に配置されたSCPを対象とした。SCPの設置状況には、この他に三角形状に配置する場合がある。しかしながら、換算透水係数が配置を変化することにより大きく変化するとは考えられない。

また、ここでは平面二次元場を対象としたが実際のSCPでは、処分場の内側に最も近いSCPに流れ込んだ地下水は、SCPを通過して海底面へ、あるいはSCPが地下の

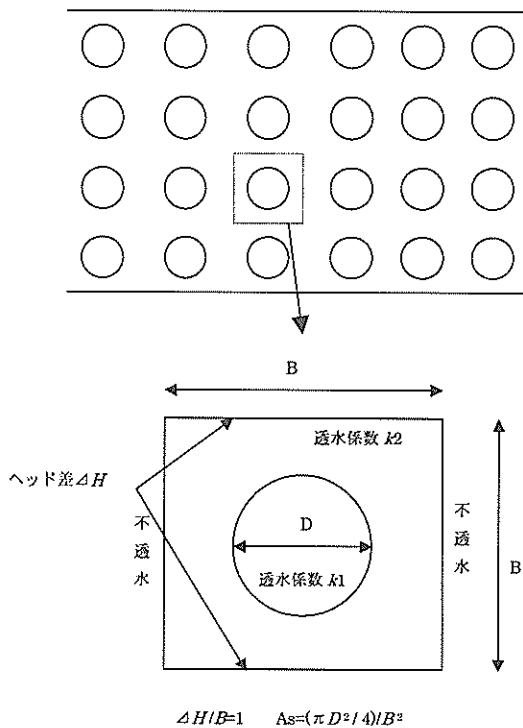


図-4-34 境界要素法によるSCPの数値計算境界条件

透水層に達している場合はSCPを通過してその透水層へと流れると考えられる。従って、地下水は三次元的に浸透する。SCPの遮水性を考える場合にはこの三次元性を考慮する必要があるため、今後はこれについて検討する予定である。

(4) SCPの室内模型実験

以上の数値解析の結果を検証するために、屋内実験を行った。以下にその概略を示す。

(a) 実験装置

実験は、平面二次元場のSCP周りの浸透を対象とする。実験のイメージ図を図-4-38に示す。実験に用いる地盤模型は、SCPを打設した地盤の一部を切り取り、これを 90° 回転させ鉛直に立てたものを模擬したものである。実験に用いる土槽の概略を図-4-39に実験装置の構成を図-4-40に示す。土槽は片面を透明なアクリル板とし、地盤模型内には小型の間隙水圧計を格子状に設置する。水平方向の流れを鉛直方向に置き直したのは、地盤模型と土槽壁面の隙間を水が流れることを防ぐためであり、実験時には、地盤模型を鉛直に立て、ある程度圧密させ

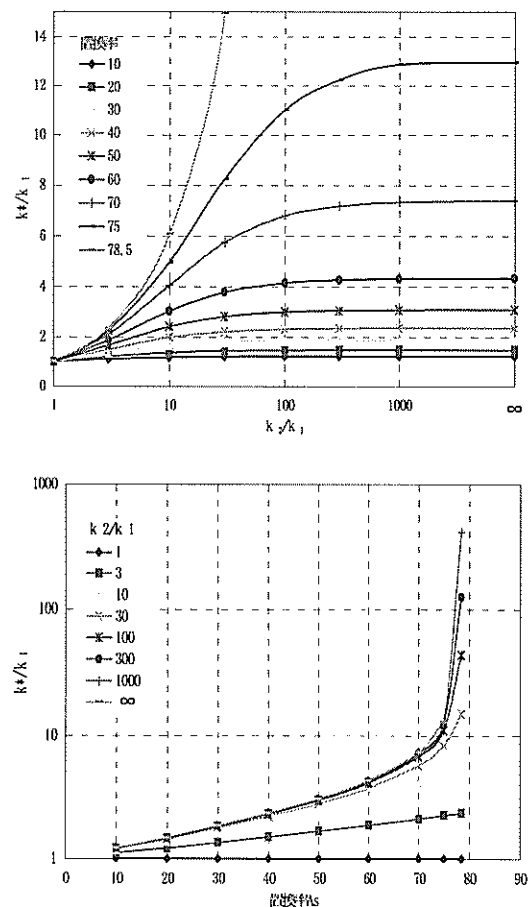


図-4-35 SCPの透水係数計算結果

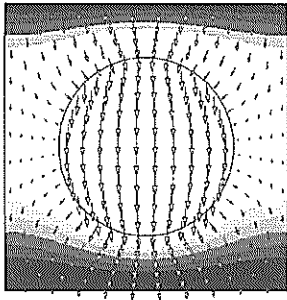


図-4-36 SCP 周りのヘッド分布と流速ベクトル
($A_s=30\%$ $k_2/k_1=100$)

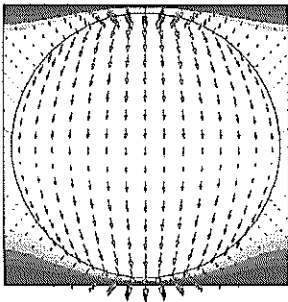


図-4-37 SCP 周りのヘッド分布と流速ベクトル
($A_s=70\%$ $k_2/k_1=100$)

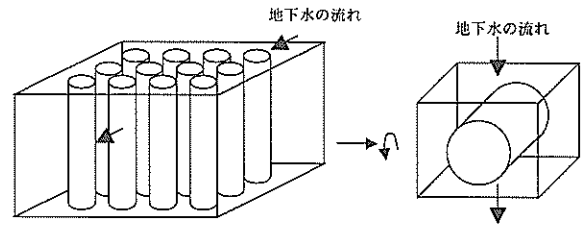


図-4-38 実験のイメージ図

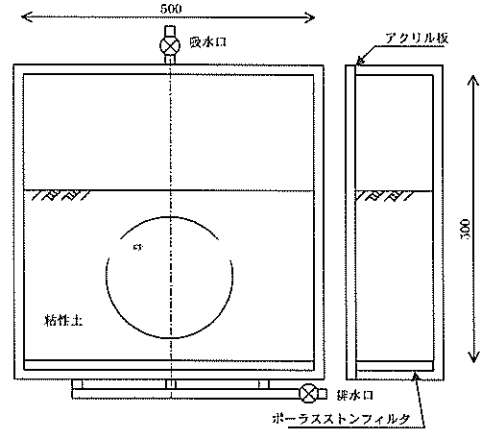


図-4-39 SCP の屋内実験用土槽の概略

て地盤と土槽壁面の間を密着させる。

実験は、地盤模型の上下面に一定の水頭差を与え、単位時間当たりの透水量、地盤内のヘッド分布を計測した。また、パラメータとして SCP の直径を変化させ、浸透解析結果と比較した。

(b) 実験方法

実験は、2種類の直径の砂杭模型及び砂杭のない場合について行った。装置の上から下方向に流れが起きるようにヘッド差を与え、その時の流出量を電子秤によって時系列で計測した。それぞれの実験ケースについて、2種類のヘッド差を与えて実験を行った。実験ケースを表4-5に示す。なお、表中の SCP の直径は作成後の砂杭の縦横の直径を計測した平均値である。また、ヘッド差は図-4-40に示したピエゾメーターの値から算出した値である。

実験に用いた粘土は横浜市本牧の海成粘土であり、これに実験の効率を良くするため相馬砂を混入したものをを用いた。原泥の含水比は197%であった。砂の混入量は、透水係数を 10^{-6}cm/s 程度になるように予備実験より求め、原泥に対して重量比50%の乾燥砂とした。

実験はまず Case1 について行った。粘土模型を土槽に入れ、ベログラムシリンダーにより圧密圧力49MPaで圧密させた(写真-4-6)。その後、ベログラムシリンダーを取り除き地盤模型を安定させるためステンレス製の散弾

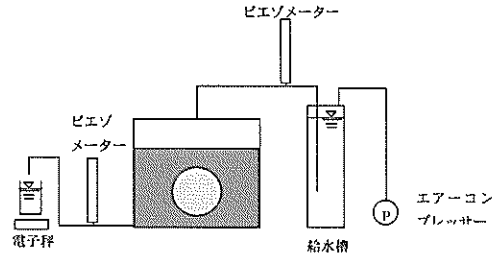


図-4-40 実験装置の構成

により上載荷重 8.2MPa を載荷した。したがって地盤模型は過圧密状態にある。

この状態でヘッド差を与え、流出量を時系列で計測した(写真-4-7)。ヘッド差は、まず土槽下面のバルブを閉じた状態で上面のヘッドを設置値になるように調整し、そのまま12時間以上放置した。このとき地盤模型内のヘッドは、上面に与えたヘッドで一定値となる。

次に、下面のバルブを開放するとともに流量の計測を始める。この時、地盤模型の沈下がなく内部に空気の混入がなければ、瞬間的に地盤模型内部の圧力分布は上面から下面に減少する直線分布になる。しかし実際は、地盤模型内に混入した空気の影響で、バルブ開放と同時に空気が膨張し流出量は透水係数によって定まる流量よりも多くなる。その後流量は徐々に減少し、一定値となる。

本実験では計測時間を5時間とし、5時間後の流量から透水係数を求めた。

表-4-5 SCPの実験ケース

	SCPの直径 (cm)	ヘッド差 (cm)
Case1-1	0	101.2
Case1-2		58.5
Case2-1	15.2	101.8
Case2-2		58.9
Case3-1	24.8	99.7
Case3-2		58.8

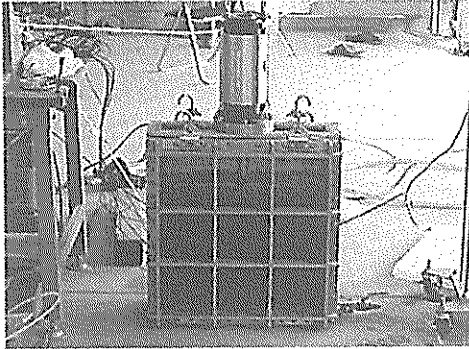


写真-4-6 圧密状況

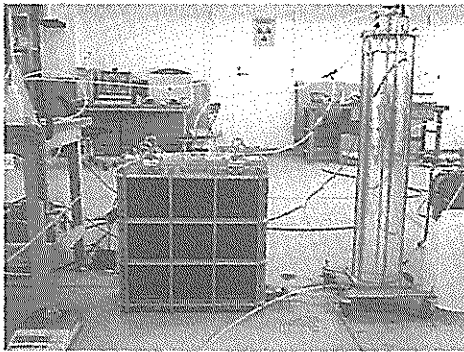


写真-4-7 実験装置全景

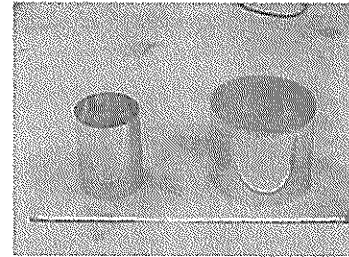


写真-4-8 SCP作成用の筒

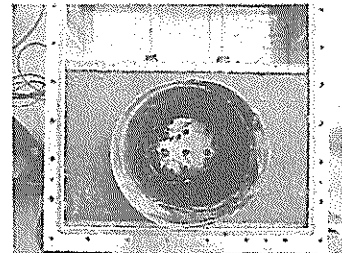


写真-4-9 SCP作成状況 (Case3)

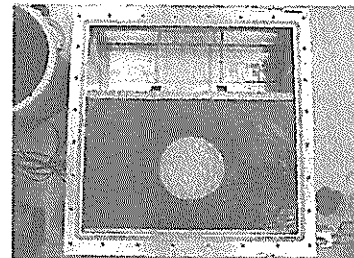


写真-4-10 SCPの作成 (Case2)

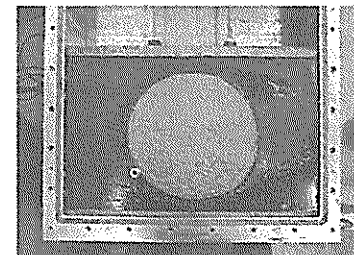


写真-4-11 SCPの作成 (Case3)

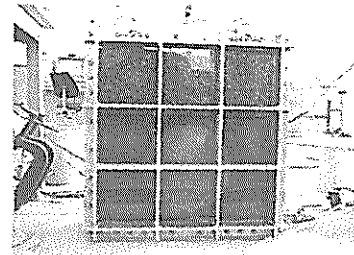


写真-4-12 計測状況 (SCP2)

Case1の実験終了後、砂杭を設置しCase2,3の実験を行った。砂杭の設置は、実験土層を横に倒し前面の亚克力板を取り外し、砂杭設置用のステンレス製の円筒(写真-4-8)を押し込み内部の粘土を取り除き(写真-4-9)代わりに砂を設置した(写真-4-10, 写真-4-11)。砂杭の設置時は、なるべく飽和状態が保たれるよう振動を与えながら設置した。流出量の測定は、SCP模型がない場合と同様である(写真-4-12)。

(c)実験結果

流出量の時系列を図-4-41~4-46に示す。図中には、その時の流出量から求めた全体の透水係数についても同時に示した。上述したように、地盤模型内に混入している空気の影響で、流量は実験開始から徐々に減少し5時間後にはほぼ一定値となることが分かる。図-4-47はこれらの実験結果と前述の数値計算による再現計算の結果

を比較したものである。縦軸に SCP が無い場合の透水係数 k_1 と SCP を含んだ地盤の見かけの透水係数 k^* の比を、横軸に砂杭の面積を模型地盤の面積で除した置換率 A_s を示している。

図-4-47 の縦軸の k_1 はヘッド差を変えて行った実験 Case1-1, Case1-2 の平均値を用いている。また Case*-1 はヘッド差約 100cm の実験の、Case*-2 はヘッド差約 60cm の実験の結果を示している。なお、計算における砂杭の透水係数は、地盤の透水係数の 1/1000 とした。

(2)に示したように、粘土地盤と SCP の透水係数が 3 オーダー以上違うと、SCP の透水係数を ∞ とした場合にほぼ結果は等しくなる。実験の砂杭の透水係数は締め固めの度合いが不確定なため正確には分からないが、 10^{-2}cm/s オーダーであると予想され、地盤模型の透水係数 10^{-6}cm/s の 1/1000 以下であると考えられる。

実験結果と計算結果を比較すると、置換率が 30% の場合に計算結果が実験結果よりも大きい。今回の実験では計測時間を 5 時間としたが、5 時間後の透水係数は、ほぼ一定値にはなっているものの、まだ若干減少傾向にある。この傾向は置換率が小さいほど大きく、またヘッド差が大きいほど大きい。透水係数が時間とともに減少する理由は、前出したように模型地盤中に含まれる空気が実験開始とともに膨張するため、初期の流出量が多くな

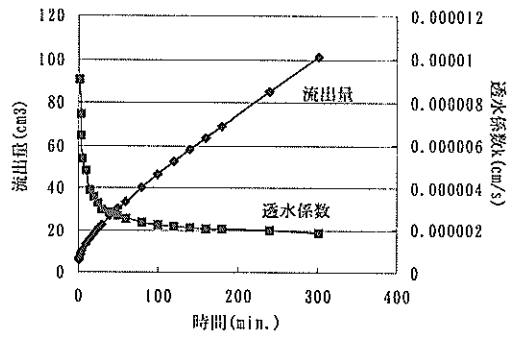


図-4-43 SCP の流出量と透水係数実験結果(Case2-1)

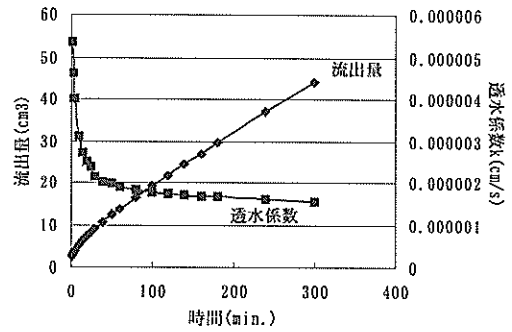


図-4-44 SCP の流出量と透水係数実験結果(Case2-2)

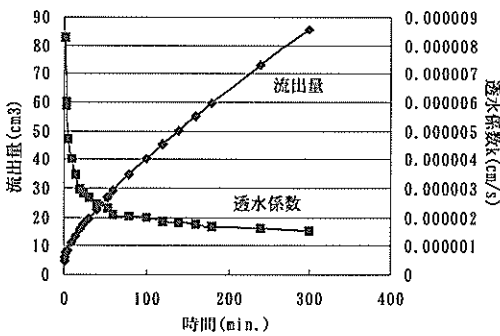


図-4-41 SCP の流出量と透水係数実験結果(Case1-1)

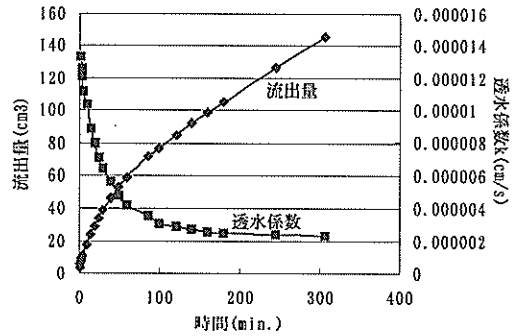


図-4-45 SCP の流出量と透水係数実験結果(Case3-1)

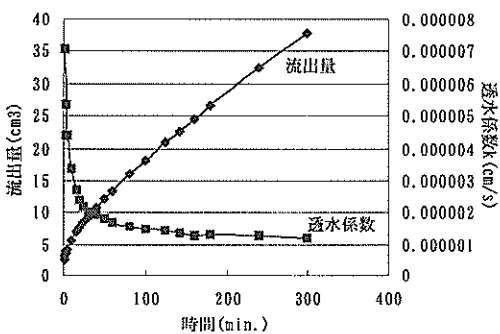


図-4-42 SCP の流出量と透水係数実験結果(Case1-2)

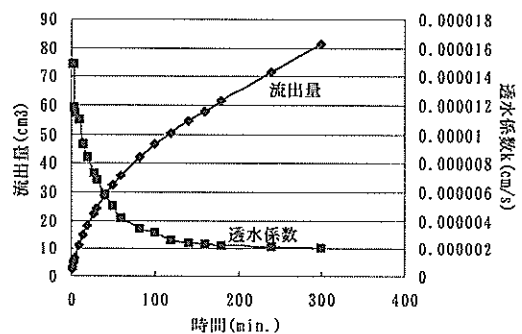


図-4-46 SCP の流出量と透水係数実験結果(Case3-2)

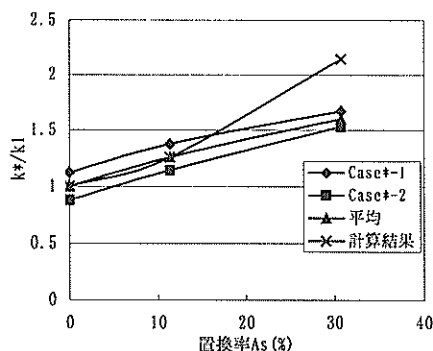


図-4-47 透水係数の比較

るためであると考えられる。したがって、ヘッド差が大きいほど空気の圧縮率が高く、したがって完全に膨張するまでの時間が長い。また、全体の透水係数が低いほど、膨張は遅延される。以上の理由から、実際の透水係数は計測値よりも小さく、SCPがない場合の透水係数 k_1 が実際よりも大きな値を採っているため置換率30%の計算結果が大きくなったものと考えられる。置換率30%の場合、浸透はSCPの砂を通る流線に集中するため、この影響は小さくほぼ真値に近い結果となっていると考えられる。

以上のことを考慮すると、実験結果と計算結果は同様の結果を示しており、置換率30%であっても透水係数は大きく低下することはないことが分かる。今後、地盤中の間隙水圧の計測も考慮し、計測時間を十分取った実験によってさらに計算精度の確認を行う必要がある。

4.6 まとめ

海面処分場の廃棄物護岸に多く用いられる構造である、遮水シート、止水鋼矢板、セメント処理土、サンドコンパクションについて、屋内実験、数値解析によりその遮水性能について検討した。

遮水シートでは、屋内実験および数値計算により、これまで曖昧であった損傷部周辺の遮水性能を支配するメカニズムについて明らかにし、遮水性に影響するパラメータを明らかにした。また、護岸構造全体の浸透解析を行う上で、換算透水係数を用いて損傷したシートを取り扱う手法について示した。加えて、遮水シートを多重にすることにより安全性が向上することを、工学的な観点から解析的に示した。

止水鋼矢板については、遮水シートと同様の数値解析により、浸透解析における止水工矢板の取り扱い方法について基本的な考え方を示した。

貧配合のセメント処理土は、変形追従性が高く、また

現地発生土を利用した低透水性材料を提供できることから、今後廃棄物護岸の遮水工として採用されることが期待される。しかし、その力学的特性は明らかにされていないため、まず屋内試験により基本的な力学特性を明らかにし、さらに遮水工として利用するために重要な、改良率や圧密度と透水係数の関係について明らかにした。

サンドコンパクション工法は、現在、護岸の地盤改良工法としてもっとも一般的な工法である。しかし、既存の海底地盤の遮水性を低下させる危険性が危惧されていた。本研究では数値解析と屋内実験により、改良率と水平方向の透水係数の関係を明らかにした。水平方向の遮水性に限れば、改良率50%以下であれば著しい遮水性の低下はないことを示した。

以上の成果により、これらの遮水工を廃棄物護岸に採用する際の基本的な考え方を明らかにした。しかしながらこれらの研究は基礎研究であり、その検討範囲も屋内実験あるいは机上検討に限られている。海面処分場において、護岸の遮水工は処分場の安全性を左右するもっとも重要な項目の1つであるため、今後、現地実験を含めた詳細な検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 織田幸伸, 土田孝, 渡部要一: シート損傷が廃棄物処分場の遮水機能に及ぼす影響, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, VII, pp.50-51, 2001.
- 2) 小泉哲也, 神藤明彦, 土田孝, 山本修司, 小笹博昭, 五月女洋, 山田耕一: 廃棄物埋立護岸に用いる不透水性材料の遮水効果に関する実験, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, VII, pp.34-35, 2001.
- 3) 小泉哲也, 神藤明彦, 土田孝, 山本修司, 小笹博昭, 山田耕一: 鋼矢板継手部における透水量に関する実験と考察, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, VII, pp.38-39, 2001.
- 4) 小泉哲也, 神藤明彦, 土田孝, 山本修司, 小笹博昭, 岸田隆嗣, 山田耕一: 遮水シートの重ね合わせ接合部における透水量に関する実験と考察, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, VII, pp.54-55, 2001.
- 5) 渡部要一, 土田孝, 引屋敷英人, 古野武秀: 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性および材料特性, 港湾技術研究所報告, Vol.40, No.2, pp.3-22, 2001年6月.
- 6) 渡部要一, 古野武秀, 土田孝: 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性, 土木学会論文集 No.694, III-57, pp.331-342, 2001年12月.
- 7) 古野武秀, 渡部要一, 土田孝: 浚渫泥土を利用し

た貧配合セメント処理土のひび割れ観察, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp.847-848, 2001.

- 8) Watabe, Y., Tsuchida, T., Furuno, T. & Yuasa, H.: Mechanical characteristics of a cement treated dredged soil utilized for waste reclamation landfill, Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proceedings of IS-Yokohama2000, Vol.1, pp.739-744, 2000.9.
- 9) 古野武秀, 渡部要一, 土田孝, 湯浅博幸: 廃棄物埋立護岸におけるセメント処理土の利用とその圧密特性, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1251-1252, 2000 年 6 月.
- 10) 渡部要一, 古野武秀, 土田孝, 湯浅博幸: 廃棄物埋立護岸におけるセメント処理土の利用とそのせん断特性について, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1227-1228, 2000 年 6 月.
- 11) Watabe, Y., Oda, Y. & Tsuchida, T.: Development of a geo-environmental cone penetrometer to collect ground water, Workshop on Underwater Geoenvironmental Problems, KIG Forum2000, 2000.5.

5. 新しい基準に対応した管理型廃棄物処分場の設計・施工事例

5.1 設計条件と護岸断面

平成10年6月に廃棄物処分場の構造基準が改正になった以降に、この基準に準拠して計画・施工された海上廃棄物処分場の施工例はまだ少ない。以下に、徳島県橘湾で現在建設されている廃棄物処分場の例を示す。橘港は徳島県のほぼ中央部に位置し、天然の良港であることから県南部の工業集積の拠点として重要な役割を果たしている。港内に立地する大規模な石炭火力発電所に隣接して、約9haの管理型廃棄物処分場が建設された。計画受け入れ容量は一般廃棄物290,000m³、産業廃棄物178,000m³、建設残土90,000m³、浚渫土72,000m³の計630,000m³である。本工事は、改正命令が公布後に港湾地域に建設された最初の管理型廃棄物処分場となった。

土質条件を図-5-1に示すが、海底地盤は層厚15~16mの沖積粘土が連続しており、その下部に厚さ3m程度の砂礫層が堆積している。図-5-2(a), (b)は、それぞれ含水比と一軸圧縮強度の深度分布であるが、中程度の塑性を示す典型的な正規圧密粘土地盤である。

廃棄物処分場の平面図を図-5-3に示す。現場は石炭火力発電所に隣接しており、600mの長さの埋立護岸が新たに建設された。また、石炭火力発電所の境界部においては既設の護岸上に遮水工を新たに設置している。図-5-4は廃棄物護岸の断面図であるが、以下のように設計されている。

- 1) 海底地盤を置換率30%のサンドコンパクションパイルで改良し、捨石による傾斜堤により護岸を構築する。
- 2) 護岸の内側は2枚の塩化ビニール製遮水シート（厚さ3mm）で遮水する。1層目のシート下面では、平坦性を確保するため捨石法面上を碎石で目詰めし、シートの損傷を防止するため厚さ10mmの不織布を敷設する。2層目のシートの上面に不織布を敷設し、その上に厚さ1mの碎石層を施工する。
- 3) 2枚の遮水シートの間には中間保護層として、浚渫土を原料土とするセメント固化処理土層（最小厚さ1m）を設ける。中間保護層は、廃棄物の埋立荷重により海底地盤に圧密沈下が生じた際にシートに作用する応力を緩和すること、さらに万一遮水シートが損傷した場合に透水係数の低いセメント処理土の存在によって漏水を防止することを目的としている。

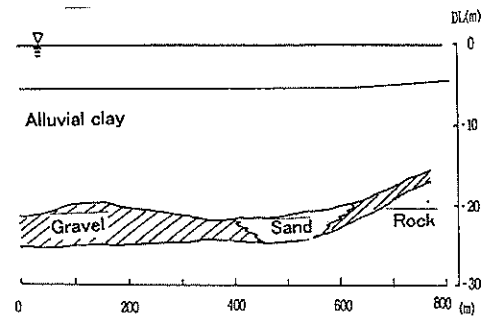


図-5-1 土質条件

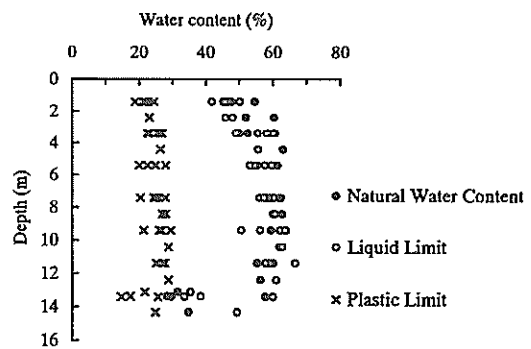


図-5-2(a) 含水比の深度分布

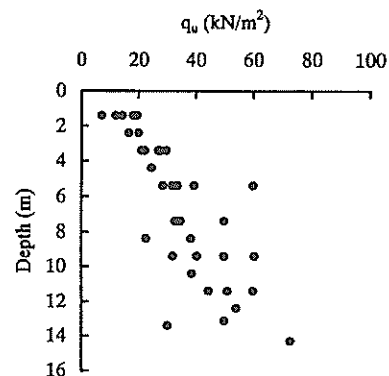


図-5-2(b) 一軸圧縮強度の深度分布

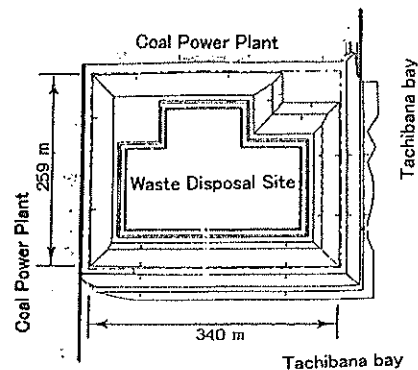


図-5-3 橘湾廃棄物処分場

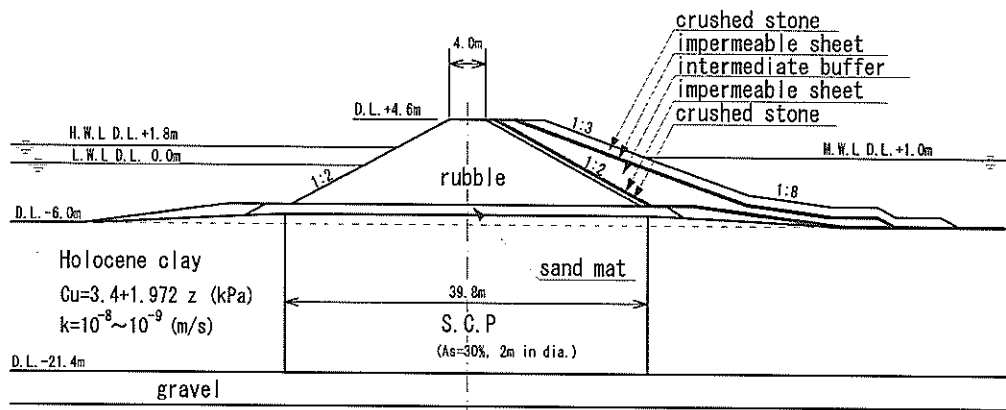


図-5-4 橋湾廃棄物処分場の廃棄物護岸断面

5.2 護岸の浸透解析

セメント処理土による中間保護層の効果を調べるため地盤浸透解析を行った。浸透解析を廃棄物護岸に適用する基本的なケースとして、廃棄物の埋立を行う前の護岸を対象とした。また、土質の条件についても単純化し、海底地盤の粘性土層の透水係数を一様に与えた。ただし、その値として現地地盤の計測値の鉛直方向、水平方向の透水係数の平均値を与えている。その他の土質条件についても、図中に示したように各土層で一定とした。護岸の基礎は改良率30%のサンドコンパクションパイルが施工されているが、これによる透水係数の変化は考慮していない。

図-5-5 に解析条件を示すが、ここでは沖積粘土地盤の透水係数を 10^{-7} cm/sec とし、以下のケースについて解析を行った。なお、計算は全て定常解析であり、護岸の内外に水位差 0.1m を設定して浸透解析を行った。

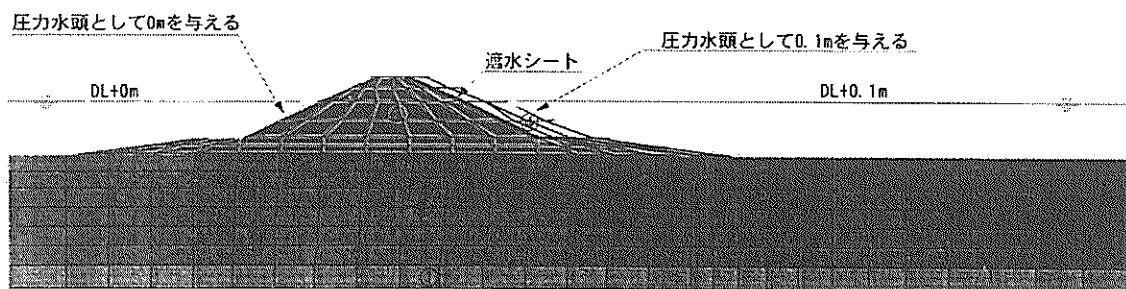
計算の目的を、固化粘性土の透水係数の違いによる、

地下水の浸透状況の違いを解析することとし、CASE1~3 では、透水係数をそれぞれ 1.0×10^{-5} , 1.0×10^{-7} , 1.0×10^{-9} cm/s とし、その他の条件を同一として計算した。

また、CASE4 は遮水シートを設置した場合の計算であり、CASE3 と同条件で護岸と固化粘性土の間を不透水とした計算である。

図-5-6~9 に計算結果を示す。図の(a), (b)は、地下水の流れをベクトル表示したものであり、(b)は固化粘性土周辺を拡大したものである。また、図の(c)は等ヘッド線を示した図である。

護岸の中から外へ内水が浸透流出する経路としては、護岸を通して流出する経路(経路①)、一度海底地盤内に浸透し、護岸の外あるいは護岸の底面から浸透流出する経路(経路②)、底部の粘土地盤を通りその下の礫層まで浸透して流出する経路(経路③)が考えられる。この内、底部の粘土地盤を流出する経路は、最終処分場の基準にある、透水係数 10^{-5} cm/s 以下の粘土層が 5m 以上ある場



- ① 礫質土槽: $k_x = k_y = 1.0 \times 10^{-4}$ (cm/s)
- ② 粘性土槽: $k_x = 6.68 \times 10^{-7}$ (cm/s), $k_y = 5.51 \times 10^{-7}$ (cm/s)
- ③ 敷砂, 碎石: $k_x = k_y = 1.0 \times 10^{-5}$ (cm/s)

④ 固化粘土

- CASE1: $k_x = k_y = 1.0 \times 10^{-5}$ (cm/s) 遮水シートなし
- CASE2: $k_x = k_y = 1.0 \times 10^{-7}$ (cm/s) 遮水シートなし
- CASE3: $k_x = k_y = 1.0 \times 10^{-9}$ (cm/s) 遮水シートなし
- CASE4: $k_x = k_y = 1.0 \times 10^{-9}$ (cm/s) 遮水シートあり

図-5-5 浸透解析の計算条件

合を満足する条件下での浸透であり、現行の技術基準により許容されている浸透量であるといえる。この経路の浸透が環境に及ぼす影響は検討が必要であるが、ここで

は、前者の2経路について検討することとする。

図-5-7では、固化粘性土の透水係数が、海底地盤の透水係数よりも大きいため、護岸内の水が、護岸を通して

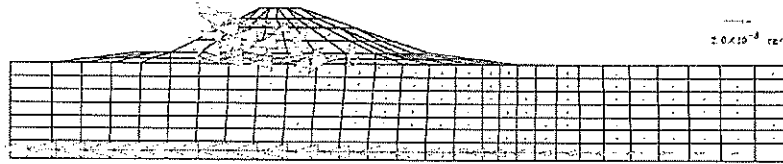


図-5-6(a) 計算結果ベクトル図(CASE1)

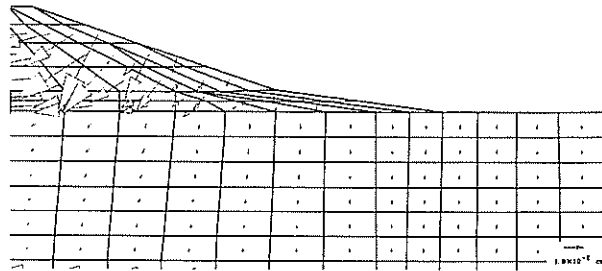


図-5-6(b) 固化粘性土部分ベクトル図(CASE1)

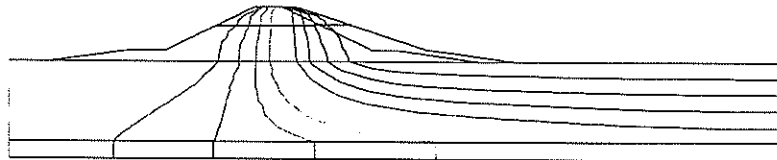


図-5-6(c) 計算結果等ヘッド線(CASE1)

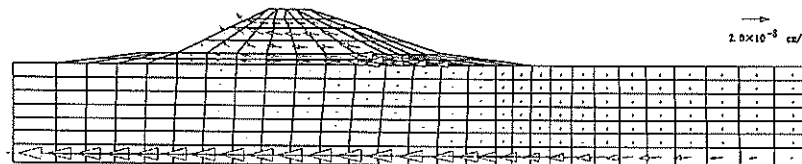


図-5-7(a) 計算結果ベクトル図 (CASE2)

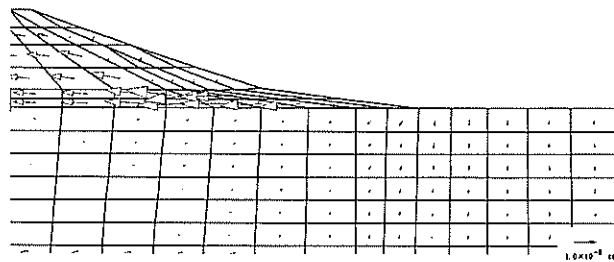


図-5-7(b) 固化粘性土部分ベクトル図 (CASE2)



図-5-7(c) 計算結果等ヘッド線 (CASE2)

護岸の外へ流出している。埋立地内の浸透のベクトルはほぼ鉛直下向きを向いていることから、埋立地内の水の流出はほぼ経路①のみであり、側面の護岸から直接起こ

っていることが分かる。

これに対し、図-5-8 では、固化粘性土の透水係数が海底地盤の透水係数よりも小さいため、経路②による流出

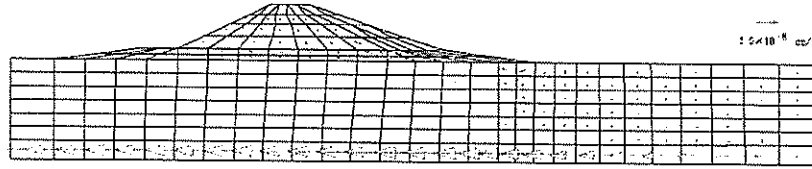


図-5-8(a) 計算結果ベクトル図 (CASE3)

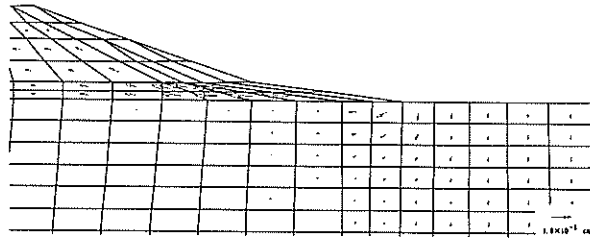


図-5-8(b) 固化粘性土部分ベクトル図 (CASE3)

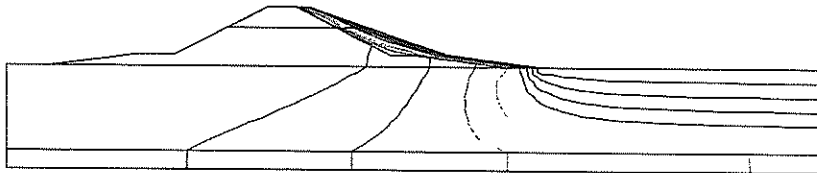


図-5-8(c) 計算結果等ヘッド線 (CASE3)

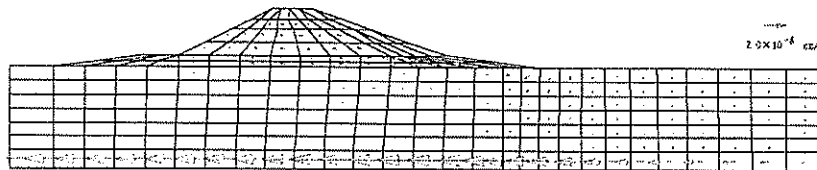


図-5-9(a) 計算結果ベクトル図 (CASE4)

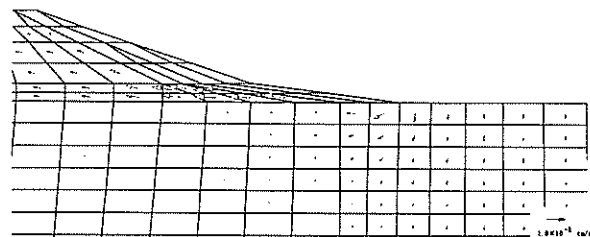


図-5-9(b) 固化粘性土部分ベクトル図 (CASE4)

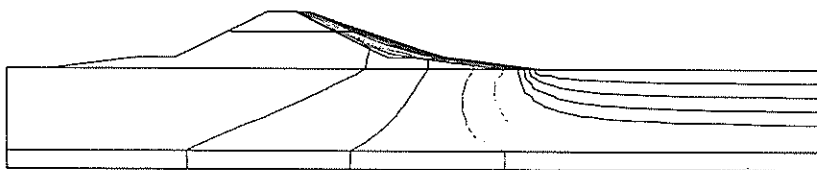


図-5-9(c) 計算結果等ヘッド線 (CASE4)

が起きている。特に一度浸透した水が、固化粘性土の法尻の護岸内から護岸の中へ浸透していることがわかる。ただし、図-5-6と同様に固化粘性土内を流れる方向にもベクトルが存在し、経路①と経路②による浸透流出がともに起きている。

一方、図-5-9では、固化粘性土内を流れる浸透流ベクトルはほとんど存在せず、流出経路は経路②のみとなる。図-5-8と同様に、特に護岸の法尻の固化粘性土裏側から護岸内への浸透が強いことが分かる。

図-5-8と図-5-9を比較すると、両者の違いはほとんどないことが分かる。図-5-9では、遮水シートにより護岸の内側側面を完全に不透水としているが、 10^{-9} cm/sの透水係数である高性能の固化粘性土を護岸の内側に施工した場合には、遮水シートと同程度の遮水効果が期待できることが分かった。

表-5-1は、護岸の単位幅当たりの流出量を計算した結果である。CASE1からCASE3になるに従って流出量が減少していることがわかる。護岸内の汚染水の濃度や、埋立地の面積などにより汚染物質の排出量が決まるため、

表-5-1 浸透流出量計算結果

	単位奥行き幅当たりの流出流量 (m ² /s)
CASE1	5.36×10^{-9}
CASE2	2.31×10^{-9}
CASE3	1.46×10^{-9}
CASE4	1.46×10^{-9}

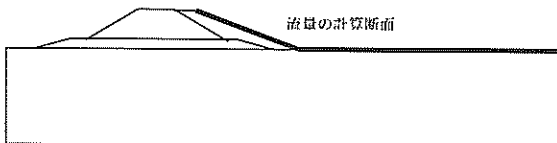


表-5-1の絶対値としての評価は出来ないが、固化粘性土の透水係数によって流出量が大きく変化することが分かった。また、CASE3とCASE4では流出量が同じであり、今回の計算条件では透水係数 1.0×10^{-9} cm/sの固化粘性土を裏込め処理に用いれば、遮水シートと同等の機能を有することが分かった。

5.3 地盤変形解析

橋湾の場合も含め港湾における廃棄物護岸の特徴は、軟弱な沖積粘土地盤上に立地するため、埋立後の圧密や側方変位により大きな変形が発生することである。したがって、管理型護岸の遮水構造の設計においては埋立後の変形に対する十分な考慮が必要である。橋湾の廃棄物護岸においては、汎用有限要素地盤解析プログラムGEOFEMにより変形解析を行い、地盤の変形が遮水工に及ぼす影響を検討した。図-5-10は解析に用いた断面と材料定数である。海底の沖積粘土地盤に粘弾塑性モデル(修正関口太田モデル)を適用し、砂杭、砂層、捨石層などは弾性体と仮定している。廃棄物の埋立は護岸建設後10年間継続する予定であるので護岸の建設開始時点から10,000日(27年間)までの変形を解析した。

(1) 計算条件

対象護岸の断面は図-5-10に示した通りである。ただし、海側の水位は海面のH.W.L.とL.W.L.の平均の0.9mとして計算した。埋め立て側の水位についてもこれと同じとした。

廃棄物の受け入れ期間は10年間とし、各埋め立て施工工程を図-5-11に示すように設定した。載荷は漸増とし、計算の中では比重 γ あるいは γ' を載荷期間内で線形に増加させることによって荷重を増加させている。

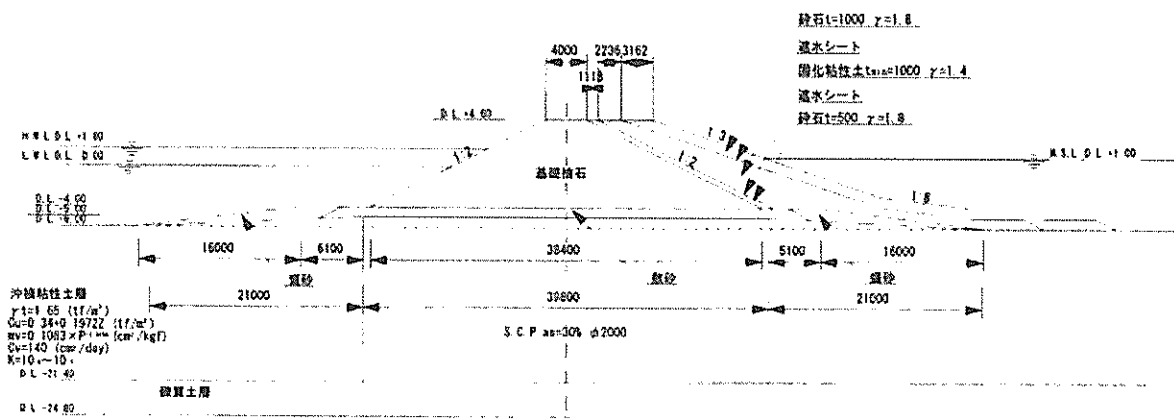


図-5-10 解析に用いた断面

表-5-2 計算に用いた土質条件

材料 NO.	土質名	model	E (tf/m ²)	ν	γ (tf/m ³)	γ' (tf/m ³)	M	λ	κ	e ₀	η ₀	ひずみ速度 V ₀ (係数 α)	二次圧縮係数 C _v (m ² /d)	k (m/d)	K ₀
1	硬質土層	線形弾性体	6000	0.3		1									
2	沖積粘性土	関口・太田		↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
3	S.O.P	線形弾性体	700	0.3		1									
4	砂	線形弾性体	1000	0.3		1									
5	硬質粘土	線形弾性体	3000	0.3	1.8	1								1	
6	固化粘性土	線形弾性体	3000	0.3	1.8	1								0	
7	砂	線形弾性体	1000	0.3	1.6	1								1	
8	埋立土	線形弾性体	1000	0.3	1.6	1								1	

材料 NO.	z (G.L.) (m)	ν	γ (tf/m ³)	γ' (tf/m ³)	M	λ	κ	e ₀	η ₀	ひずみ速度 V ₀ (係数 α)	二次圧縮係数 C _v (m ² /d)	k (m/d)	K ₀	Pc	
2-1	1.1	0.3	1.687	0.687	1.17	0.169	0.0182	1.31	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0007	0.63	2.528
2-2	3.3	0.3	1.687	0.687	1.17	0.226	0.0252	1.58	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0005	0.63	3.584
2-3	5.5	0.3	1.687	0.687	1.17	0.282	0.0304	1.55	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0004	0.63	4.640
2-4	7.7	0.3	1.687	0.687	1.17	0.321	0.0321	1.63	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0003	0.63	5.696
2-5	9.9	0.3	1.687	0.687	1.17	0.312	0.0334	1.61	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0003	0.63	6.752
2-6	12.1	0.3	1.687	0.687	1.17	0.260	0.0382	1.56	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0002	0.63	7.808
2-7	14.3	0.3	1.687	0.687	1.17	0.095	0.0208	1.13	0.164	2.0E-07	0.0039	0.015	0.0002	0.63	8.864

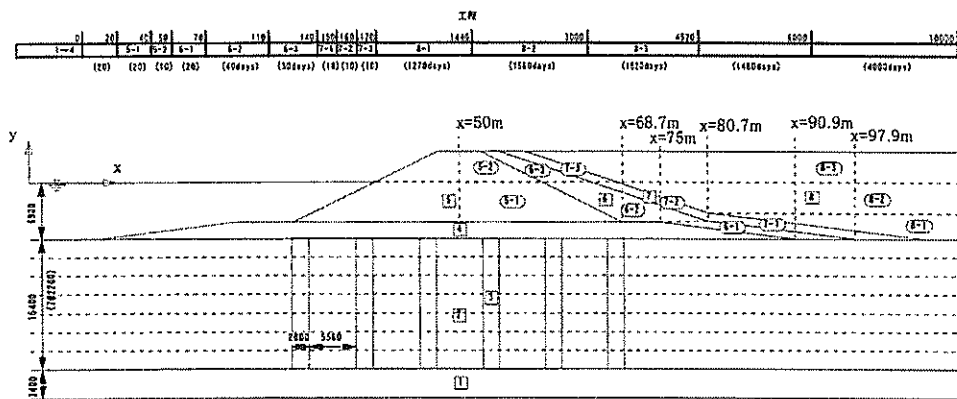


図-5-11 土質計算条件

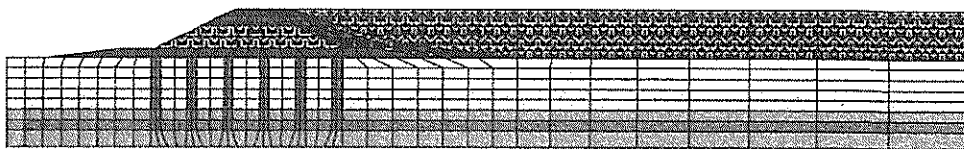


図-5-12 計算メッシュ

計算断面を図-5-11に、各土質の計算条件を表-5-2に、また計算メッシュを図-5-12示す。圧密は沖積粘性土のみとし、関口・太田モデルによってこれを計算した。その他の土質に関しては全て線形モデルを適用した。

遮水シートの影響は、強度としてはこれを無視し、上下を遮水シートで挟まれた固化粘性土の透水係数をゼロとすることにより、遮水の効果を考慮した。

固化粘性土と沖積粘性土以外は全て排水層として取り扱った。解析に用いた土質定数を次式から算出した。

限界状態指数 M : $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$, $\phi' = 29.4^\circ$

圧縮指数 λ : $\lambda = 0.434 \times C_c$, $C_c = 0.0045z + 0.53$

膨張指数 κ : $\kappa = 0.434 \times C_s$, $C_s = 0.0013z + 0.0056$

初期応力比 η_0 : $\eta_0 = (1 - K_0) / (1 + 2K_0)$, $K_0 = 0.63$

ひずみ速度 v_0 : $v_0 = \alpha / t_c$, $t_c = H^2 T_v / C_v$

$T_v(90\%) = 0.848$, $H = 15.4$

二次圧縮係数 α : $\alpha = 0.434 \times C_\alpha$, $C_\alpha = 0.018W_n$

$W_n = 0.504$

(土質工学会)

圧密係数 C_v : $C_v = 0.015 (I_p - C_v)$, $I_p = 30$

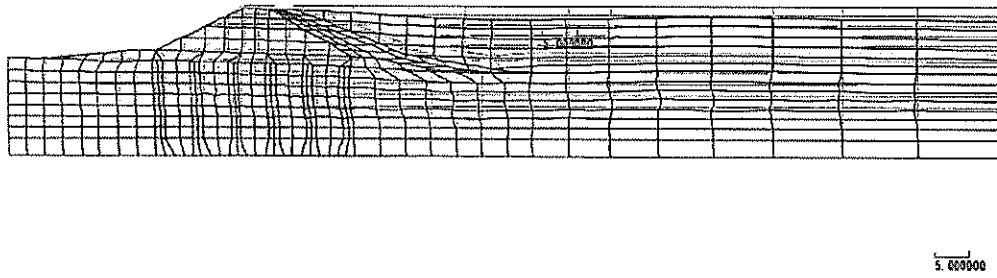


図-5-13 10000日後の変形計算結果

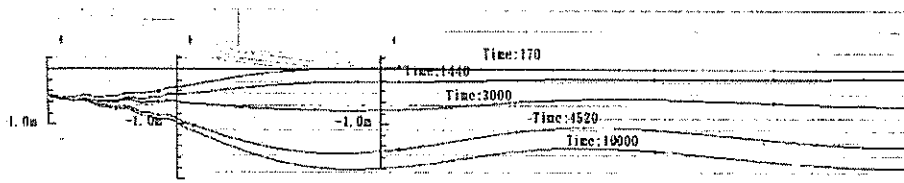


図-5-14 海底地盤の変形計算結果

(2) 計算結果

計算の主な目的は、遮水シートの伸びによるシートの安全性を確認することである。また、当該処分場では固化粘性土はシートの保護材として構築されているが、今後建設される処分場では、これを遮水工の1つとして考慮する場合が考えられる。その場合海底面の沈下により固化粘性土にひび割れが起ると遮水性能が著しく低下する。そこでここでは、この固化粘性土のひずみについても検討した。

(a) 海底地形の変化

図-5-13 は、10000 日目の全体の変形図である。ただし、変位を強調して描いている。護岸下の海底地盤は、SCP の効果により沈下が小さく抑えられているが、処分場内部の海底地盤が、圧密により大きく沈下していることが分かる。

図-5-14 は、海底地形 (G.L.) の変位の計算結果を表わしている。図のように SCP で改良されている護岸の下部は建設中に沈下が終了し、護岸内部では埋立に伴ってゆっくりと圧密沈下が進行するため、その境界で不同沈下が発生する。沈下量は護岸下で 50cm 程度、護岸の法尻付近が一番沈下が大きく、1.8m 程沈下している。

(b) 遮水シートの変形

図-5-15 に上面の遮水シートの伸び率を示す。シートの伸び率は最大でも 2% 以下であり、シートの破断などの心配はないことが分かる。

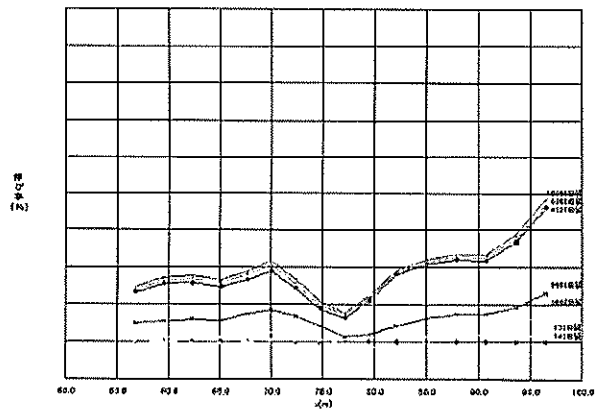
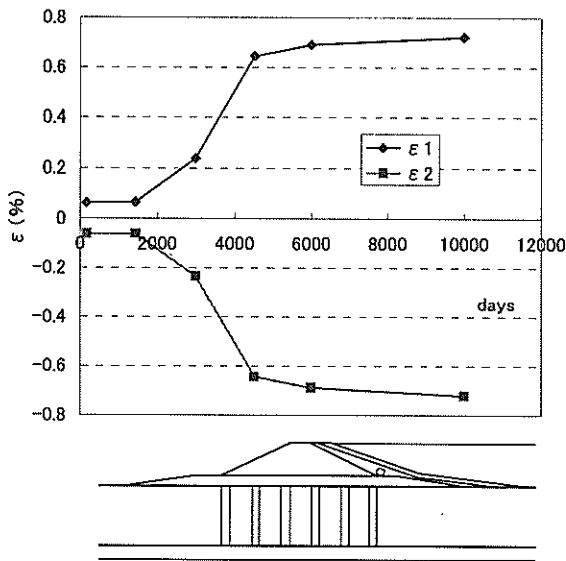


図-5-15 上面シートの伸び率

(c) 固化粘性土のひずみ

図-5-16 に固化粘性土のひずみについて、ひずみの値がもっとも大きかった $x=71.8m$, $y=-4.9m$ の点での時系列変化を示す。 ϵ_1 , ϵ_2 は主ひずみである。固化粘性土に遮水の硬化を期待する場合、ひずみによってクラックが入ると遮水性能の低下が予想されるが、図のように 27 年後においても最大のひずみ量は 0.7% であってセメント処理土層の破壊ひずみよりも十分に小さい値となっている。

以上の解析から、2枚の遮水シートと中間のセメント処理土層からなる遮水工は、地盤の長期的な変形に対しても十分安全であると予想された。



time	ϵ_x	ϵ_y	γ	ϵ_1	ϵ_2
140	0	0	0	0	0
170	-0.02719	0.02568	0.05724	0.06229	-0.06380
1440	-0.00805	0.00976	0.06342	0.06490	-0.06319
3000	-0.00681	0.00795	0.23618	0.23686	-0.23572
4520	-0.07808	0.07646	0.64008	0.64392	-0.64554
6000	-0.08087	0.07915	0.68540	0.68919	-0.69091
10000	-0.08123	0.07985	0.71702	0.72083	-0.72221

図-5-16 固化粘性土のひずみ変化

5.4 橋港における管理型廃棄物処分場の施工

本工事の施工は1999年1月に開始し、2000年3月に終了している。施工手順を図-5-17に示した。

図-5-18はSCP工法で改良した海底地盤における沈下量の実測値であるが、建設開始100日後で60~70cmの沈下となっており、解析結果よりも若干大きい。解析ではSCPを線形要素として扱っているが、実際の砂杭の剛性はより小さかったためと考えられる。SCPの解析上の取り扱い方については弾塑性的なモデルを導入するなどさらに検討する必要がある。

本工事の施工でもっとも大きな特徴は遮水シートを台船上で熱溶着し、1枚の巨大なシートとして敷設したことで、その施工手順は以下のとおりである。

- ① 工場で幅203cm、長さ60m、厚さ3mmで製作し、ロール状に巻いてトラックにて他の工場に送る。
- ② 幅2.03mのシート3枚で広幅加工を行い幅6mに仕上げる。この際、ラップ幅45mm、溶着幅25mm以上とする。φ250mmの鋼管を芯としてロール状に巻き取り、トラックにて橋港中浦岸壁へ運搬する。
- ③ クレーン付台船の甲板に幅6mの遮水シート2セットを積み込み、引船にて現場に待機している溶着台船まで曳航する。
- ④ クレーン付台船を溶着台船に接舷し、甲板上的遮水

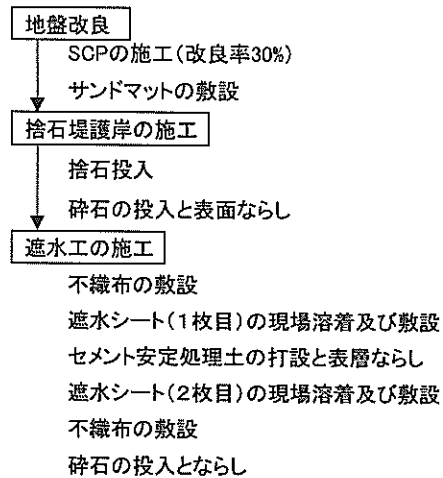


図-5-17 施工手順

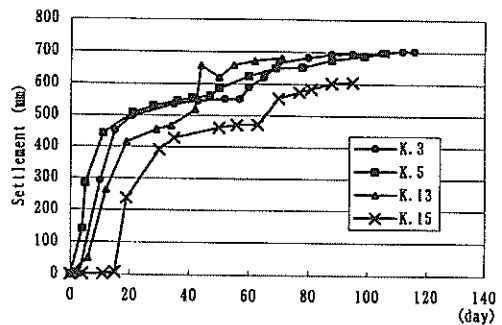


図-5-18 海底地盤の沈下 (実測値)

シート幅6m6本を80cm間隔に配置された溶着台船のシート受け台にセットする。長さ7mごとに幅6mのシート6枚を引き出し80cmの間隔で並べる。シートの隙間に幅1mのラップシート計5枚を重ねて溶着し40m幅のシートを作る(写真-5-1)。

- ⑤ 現場での溶着は嵌合型自走式溶着機を使用し、溶着幅は25mmとする(写真-5-2)。また、減圧テープ方式及び検査棒で溶着部の確認を行う。端部に引きつけ用フックを1mピッチに取り付け、平面9m²に1個のブイ取り付け用フックを取り付ける。
- ⑥ 幅40m長さ7mに溶着されたシートを海上に繰り出し、次の7m溶着の準備を行う。繰り出したシートが沈まないようブイ(φ300mm)を取り付ける。
- ⑦ 幅40mのシート間の溶着は、ブイを付け海上に浮かべたシートを台船上にチェーンブロックなどにて間隔が80cmになるまで引き上げ④と同様に行う。
- ⑧ 天端の固定は、シートを引き寄せた後、護岸に設置したL型アンカー(φ19mm、L=1m)に固定用ロープで所定の位置に固定する。この際、遮水シート引張力が均一になるよう引き付け用フックに単管(φ



写真-5-1 遮水シート溶着状況 1

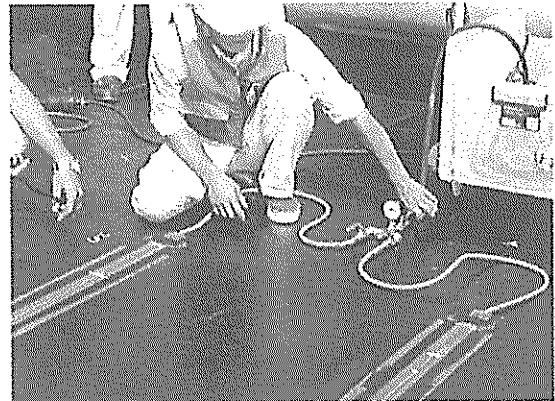


写真-5-3 遮水シートの溶着確認方法

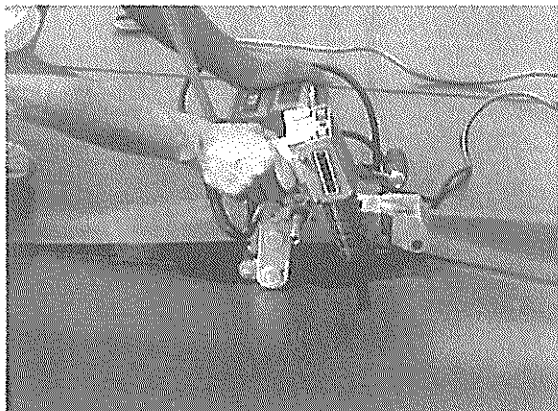


写真-5-2 遮水シート溶着状況 2

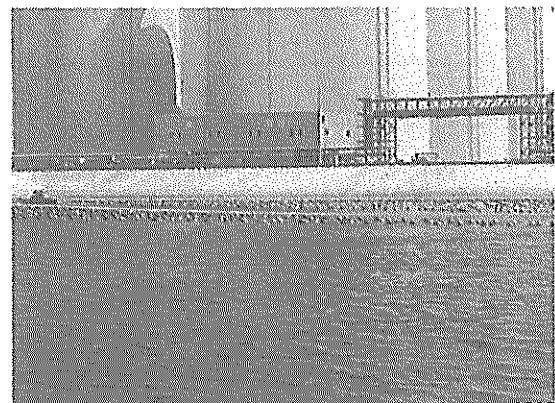


写真-5-4 フロートによるシートの吊り下げ



写真-5-5 セメント処理土の保護土層の打設

50mm) を通し均一に固定する。

- ⑨ セメント固化処理土を施工する際には、シートに働く引張力に応じ固定ロープを緩め、引張力が一定になり落ち着いたらロープを固定する。

シートの接合は溶着によって行っており（写真 5-1, 5-2）、溶着後、溶着部分を真空にし、空気の漏れによって溶着状況を確認している（写真-5-3）。溶着したシートは沈設せず、フロートによって水中に浮かべておく（写真-5-4）。周辺のシートを全て溶着により結合し、1枚の大きなシートとした後、フロートから切り離し、護岸全体に渡って一度に沈設した。

以上の手順によりシートを施工することができたが、施工の途中では開口部を設けたにもかかわらず潮汐の影響により護岸の内外の水位差が発生し、敷設したシートが安定しないなどのトラブルも発生している。橘湾では潮汐による水位差が 80cm と小さかったが、より水位差の大きい海域では施工上の工夫が必要と考えられる。

中間保護層としてセメント安定処理土を用いたことも本工事の大きな特徴である。陸上の廃棄物処分場では遮

水シートの保護土層として締め固めた粘土層が一般に用いられるが、港湾の処分場では水中工事であるため締め固めができず、このセメント処理土はその代替といえることができる。セメント処理土は、作業船上で浚渫土にセメントを混合し、ポンプで圧送して打設管で直接斜面上に打設した（写真-5-5）。

図-5-4 に示すように、セメント処理土は 1:3 から 1:8 の勾配を形成するような初期せん断力を有する必要があるが、長期的に強度が大きすぎると処理土の破壊ひずみ

が小さくなり、地盤変形に対する追随性が低下することになる。このため施工性を満足し、セメント量が最小となるような配合を検討した。図-5-19はセメント処理土の強度の経時変化であるが、初期の強度は主に原料土の初期含水比で決まり、長期強度はセメント量で決まってくる。本工事では原料土の液性限界の1.4倍の含水比を初期含水比とし、50kg/m³のセメント量を混合した。セメント処理土の総打設量は63,000m³であり、施工は専用のセメント固化処理船(施工能力250m³/時)により行っている。セメント処理土層の表面はバックホーによるならしを行い、±30cmの平坦性を確保することができた。

完成した護岸の全景を写真-5-6に示す。

5.5 まとめ

廃棄物処分場に関する基準が強化された後の最初の事例となる管理型廃棄物処分場が、1998年に徳島県橋湾に建設された。本事例では新基準に適合し、多重止水構造による新たな管理型護岸が開発・採用された。本事例による知見をまとめると、以下のようになる。

- 1) 護岸形式は傾斜堤である。2枚のPVCシート(厚さ3mm)による止水を行うとともに、シートの間には層厚1m~3mのセメント処理土層を設けることによる多重止水システムを採用した。浸透解析の結果、2枚のPVCシートに万一損傷が発生した場合でも透水係数の小さいセメント処理土の効果により漏水量は大幅に低減されることを確認した。
- 2) 護岸は層厚15m~18mの軟弱な沖積粘土地盤上に建設されたため、護岸の直下は改良率30%のサンドコンパクション工法で改良した。有限要素法による変形解析を行い、PVCシートに発生する変形量およびセメント処理土のひずみ量を解析することにより、これらの止水構造は長期的な地盤変形に対して安全であると判断した。
- 3) 廃棄物護岸の建設工事の多くは海中での作業となるため、台船上でのシートの熱溶着と海中敷設、セメント処理土の作業船からの直接打設による止水層の造成などの新たな施工技術が開発された。
- 4) 最終的に設計通りの護岸構造を構築することができたが、施工途中においては満ち潮時に堤外部の水位が堤内部より高くなり水圧で敷設後のシートの一部が浮き上がるなどのトラブルが発生した。本事例では潮位差が80cmと小さかったが、潮位差が大きい港湾では敷設直後のシートの安定が施工上の大きな問題になる可能性がある。今後、止水護岸の設計・施工においてさらに工夫が必要である。

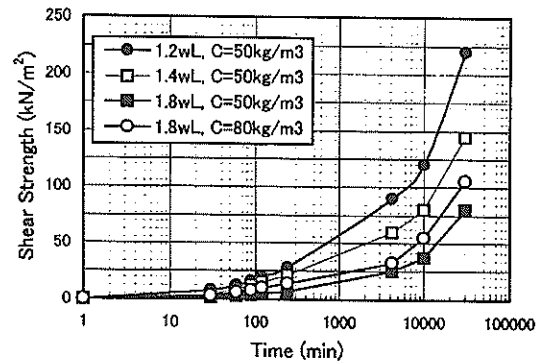


図-5-19 セメント処理土の強度の経時変化

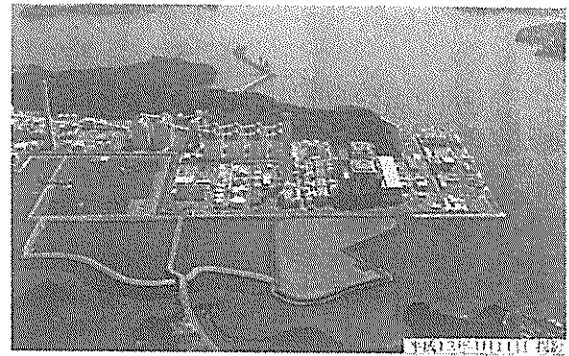


写真-5-6 完成した護岸の全景

6. 沿岸の廃棄物埋立地盤における有害物質の漏出と移行メカニズム

浄化型埋立て護岸を提案するためには、廃棄物地盤中に含有される有害物質の種類や漏出および移行の挙動を把握することが必要である。ここでは、以下の試験を行った。

- 1) 既往の研究および実サンプルを用いたバッチ溶出試験による有害物質の種類と溶出濃度レベルの把握
- 2) 廃棄物中からの有害物質の漏出を把握するための室内連続通水試験
- 3) 粘性土地盤中の有害物質の移行を把握するための室内連続通水試験

6.1 埋め立てられた廃棄物中の有害物質の調査

(1) 試料一覧

溶出試験に供した試料の一覧を表-6-1 に示す。浸出水 1 試料、固形物 6 試料の合計 7 つの試料に関して試験を行なった。

(2) 試験項目

以下の試験項目について実施した。表-6-2 に試験項目の一覧を示す。

- ・ 蛍光 X 線分析による固形廃棄物の元素組成分析 (固形物 No.2~6)
- ・ 浸出水の性状分析 (pH, COD, 導電成分)
- ・ 有害金属類の水抽出試験および主要な有害金属類 (クロム, 銅, カドミウム, 鉛, 砒素, セレン) の酸抽出試験
- ・ 全有機ハロゲン化合物 (TOX) 分析

(3) 試験方法

(a) 蛍光 X 線分析 (廃棄物の元素組成)

廃棄物の元素組成を調べるため、乾燥状態の No.2~No.7 の試料を用いて蛍光 X 線分析を行った。印加電圧 30kV, 電流 0.36mA, 測定時間 300sec の条件で分析した。

(b) 浸出水の性状分析

pH 計測はガラス電極法で直接測定した。共存塩類の影響を考慮して、酸素要求量は過マンガン酸カリウムによる化学的酸素要求量 (COD) を行った。また、導電成分のうち陰イオン (Cl^- , SO_4^{2-}) はイオンクロマトグラフで、陽イオン (K^+ , Ca^{2+} , Na^+ , Mg^{2+}) は原子吸光法で測定した。

(c) 有害金属類の水抽出試験および酸抽出試験

乾燥状態の試料 20g に対して蒸留水 100mL を添加し、固液比 1:5 で約 6 時間振とう抽出した。得られた試験液を $0.45\mu\text{m}$ のフィルターでろ過した後(1+1)硝酸溶液を

表-6-1 試料一覧

試料 No	種別	備考
1	浸出水	管理型処分場
2	廃棄物含有土 A	管理型処分場
3	廃棄物含有土 B	産業廃棄物処分跡地
4	焼却灰	火格子方式焼却炉
5	混合灰	焼却灰 A + 飛灰
6	焼却飛灰	流動床方式焼却炉
7	セメント固化灰	

表-6-2 試験項目一覧

試料 No	有害金属類		TOX	元素組成	水質の性状
	水抽出	酸抽出			
1	○	—	○	—	○
2	○	—	○	○	—
3	○	—	○	○	—
4	○	○	○	○	—
5	○	○	○	○	—
6	○	○	○	○	—
7	○	—	○	○	—

加え、原子吸光分析を行った。また、浸出水はそのままの状態で(1+1)硝酸溶液を加え pH 調整のみ行った後、原子吸光分析を行った。

酸抽出試験では、(1+1)HCl 溶液で 24 時間抽出した後、水抽出試験と同様の前処理を行い原子吸光分析を行った。

(d) 全有機ハロゲン化合物 (TOX) 分析

No.2~No.7 の試料は、乾燥状態の試料 20g に対して蒸留水 200mL を添加し、固液比 1:10 で約 6 時間振とう抽出したものを分析した。また、浸出水に関しては直接分析に供した。

TOX 分析では、試料中の有機ハロゲン化合物を活性炭に吸着させ、助燃剤とともに燃焼させることでハロゲン化水素ガスを発生させる。発生したハロゲン化水素ガスを塩化銀による電量滴定によって、塩化銀の消費量から有機ハロゲン化合物の総量を求める手法である。

(4) 試験結果

(a) 廃棄物の元素組成

表-6-3 に蛍光 X 線分析で求めた廃棄物試料の元素組成の一覧を示す。No.2 および No.3 の廃棄物含有土では

Si, Al, Fe といった土壌の構成元素が主成分となっていた。また、一般廃棄物の焼却残渣である No.4~No.7 では、塩素およびカルシウムの含有率が非常に大きくなっていた。蛍光 X 線分析の分析レベル (0.1%オーダー以上) で検出された有害金属は、銅およびクロムであった。

(b) 浸出水の性状分析

浸出水の性状分析結果を表-6-4 に示す。

溶存酸素 (DO) 濃度と酸化還元電位 (ORP) の結果を見ると、浸出水は還元状態であると考えられる。実際、DO 濃度の値からすると ORP が低めの結果になっているが、硫化物等の還元物質が含まれていたためと考えられる。このことは、過マンガン酸カリウムによる化学的酸素要求量 (COD) が高い値を示したことからもわかる。また、導電成分は各々が高い値を示し、全体の導電率は 32.1mS/cm であった。

(c) 有害金属類

有害金属類の水抽出試験結果を表-6-5 に示す。

有害金属のうちクロム、銅、亜鉛、カドミウム、鉛、ヒ素、セレンなどが検出されたが概ね基準値を下回る値であり、廃棄物の有害性判定基準を越えるのは、サンプル No.6 あるいは No.7 の砒素 (10 倍溶出値 0.1mg/L: 横浜市) のみであった。特に、セメント固化している No.7 でも砒素が比較的高濃度で検出された。全般的に今回試験に供した試料は、有害金属類の溶出値が低い値であった。

次に、表-6-6 に No.4~No.6 の廃棄物焼却灰関連の試料について、(1+1)塩酸を用いた酸抽出による有害金属類の含有量分析を行った結果を示す。ここでは、代表的な有害金属として、クロム・カドミウム・鉛・ヒ素の 4 物質に関して分析を行った。含有量としては数 10~数 100mg/kg の値であり、汚染のポテンシャルは有していた。

いずれの試料でも鉛の含有量が数 100mg/kg と大きい値を示したが、表-6-5 の水溶出では非検出となっていることから、固形分中への残留性が非常に高いことが確認できた。逆に、クロムや砒素などでは、含有量に対して最大 0.1~1%のオーダーで水側へ溶出しており、比較的移動性が高いといえる。

(d) 全有機ハロゲン (TOX) 分析

焼却が行なわれた後に廃棄物中に残留している有機塩素化合物は、一般に分子量が大きく塩素価数も多岐にわたるため、個々の化合物を同定することは非常に困難である。そこで、各試料に関して有機ハロゲン化合物の総量である TOX に関して計測した。ここでいうハロゲンとは主に塩素および臭素のことをいう。

表-6-7 に TOX 分析結果を示す。

全般的に TOX としては低めの値であった。表-6-3 の組成分析の結果で塩素含有量の突出して高かった No.6 および No.7 の試料で TOX も高い値を示した。特に No.7 は No.6 にセメントを添加し固化したものであるが、No.6 と比べて水側への溶出量の低減効果がみられない。

表-6-3 固形試料の元素組成

試料No	種別	元素組成 (%)														
		Na	Mg	Al	Si	P	S	Cl	K	Ca	Ti	Cr	Mn	Fe	Cu	Zn
2	廃棄物含有土 A	0.94	4.68	15.5	41.0	0.09	1.63	-	6.21	12.2	1.93	-	0.23	15.2	-	0.30
3	廃棄物含有土 B	3.33	-	11.7	63.8	-	-	-	11.0	3.84	0.19	0.13	0.08	5.16	0.18	0.25
4	焼却灰	-	2.05	14.5	18.3	1.68	0.62	2.27	3.27	45.9	2.51	0.15	0.13	7.52	0.31	0.61
5	混合灰	0.04	1.42	14.4	18.0	2.19	0.54	2.48	3.31	46.0	2.84	-	0.13	6.89	0.91	0.53
6	焼却飛灰	3.68	1.91	6.89	10.5	1.58	2.03	19.3	5.62	39.3	2.22	-	0.17	4.96	0.70	1.11
7	セメント固化灰	17.6	0.80	4.28	6.26	1.05	1.25	28.3	9.27	25.3	1.27	-	-	3.47	0.44	0.74

表-6-4 浸出水の性状分析結果

DO (mg/L)	PH	ORP (mV)	EC (mS/cm)	Na ⁺ (mg/L)	Ca ²⁺ (mg/L)	K ⁺ (mg/L)	Mg ²⁺ (mg/L)	Cl ⁻ (mg/L)	SO ₄ ²⁻ (mg/L)	COD (mg-O/L)
0.45	6.4	-320	32.1	3390	2340	2520	21.9	10972	ND	290

表-6-5 有害金属類水抽出試験結果

試料No	種別	Cr	Cu	Zn	Cd	Pb	As	Se
		(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)
1	浸出水	ND	0.089	0.020	ND	ND	0.331	0.060
2	廃棄物含有土A	0.008	0.087	0.034	0.012	ND	0.029	0.018
3	廃棄物含有土B	0.007	0.605	0.818	0.019	0.032	ND	ND
4	焼却灰	0.149	0.067	0.032	0.022	ND	0.005	ND
5	混合灰	0.302	0.201	0.021	0.033	ND	ND	ND
6	焼却飛灰	ND	0.056	0.018	0.009	ND	0.634	0.054
7	セメント固化灰	ND	0.076	0.025	0.008	ND	0.226	ND

表-6-6 焼却灰の酸溶出試験結果

試料No	種別	Cr	Cd	Pb	As
		(mg/kg)	(mg/kg)	(mg/kg)	(mg/kg)
4	焼却灰	1.05	24.6	104.6	36.1
5	混合灰	24.7	1.3	293.4	44.4
6	焼却飛灰	39.8	11.4	636.3	43.4

表-6-7 TOX 分析結果

試料No	種別	計測値
1	浸出水	0.18mg/L
2	廃棄物含有土A	<0.1mg/kg
3	廃棄物含有土B	0.3mg/kg
4	焼却灰	<0.1mg/kg
5	混合灰	<0.1mg/kg

(e) 既往の計測結果との比較

廃棄物焼却残渣類に含まれるクロム・カドミウム・鉛・ヒ素の有害金属類に関して、今回の計測結果と既往の計測結果の比較を行った。

図-6-1～図-6-4 に各物質の含有量と水抽出試験の測定結果を示す。溶出濃度が非検出となった試料に関しては、分析機器の定量下限値と考えられる 0.001mg/L を溶出濃度として図上にプロットした。

図-6-1 からクロムに関しては、既往の測定結果が含有量数 100mg/kg に対して溶出量が 0.1mg/L のオーダーであった。今回測定した試料では、含有量は低めであったが溶出濃度はほとんど変わらない値を示した。ただし、試料 No.6 の焼却飛灰では溶出濃度が非検出 (0.001mg/L) となっており、試料間のばらつきも非常に大きかった。

図-6-2 から、カドミウムに関しては今回測定したものおよび既往の測定結果ともに、含有量数 10mg/kg に対して溶出量が概ね 0.01mg/L のオーダーであった。

図-6-3 から、鉛に関しては今回計測した試料全てについて溶出濃度が非検出 (0.001mg/L) であった。また、既往の計測結果でも約半数について溶出濃度が非検出 (0.001mg/L) となっている。既往の計測結果のうち溶出値が検出されたものでも、含有量 1000mg/kg 前後に対して、溶出量が 0.1mg/L のオーダーと非常に小さく固形分中への残留性が高いと考えられる。

図-6-4 から、ヒ素に関しては今回測定した試料では含有量は数 10mg/kg のオーダーでほぼ同程度であったが、溶出量の結果にばらつきが大きかった。既往の計測結果では含有量数 10mg/kg に対して概ね溶出量で 0.01mg/L のオーダーを示している。

以上の測定結果をまとめて、図-6-5 に各物質の含有量に対する溶出量の比の値の範囲とその平均を示す。データをまとめる際に、異常値の影響を除くために、最大値および最小値を除いた残りのデータを使用した。図中のバーの範囲が各物質の溶出量/含有量の値の範囲で、◆印が平均値を示している。

いずれも、非常にばらつきが大きく、試料によって有害金属類の溶出しやすさが大きく異なる結果となった。概して、溶出する割合が一番大きいのがクロムであり、

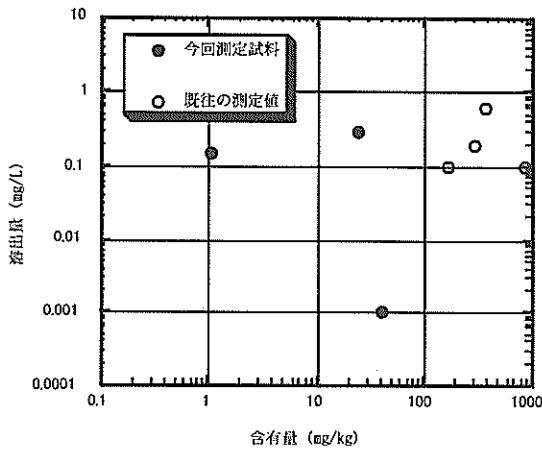


図-6-1 クロム計測結果

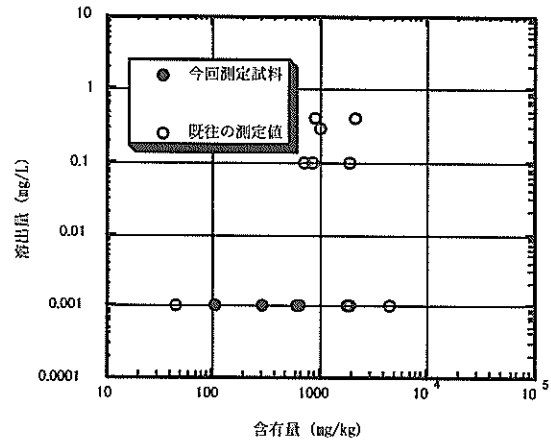


図-6-3 鉛計測結果

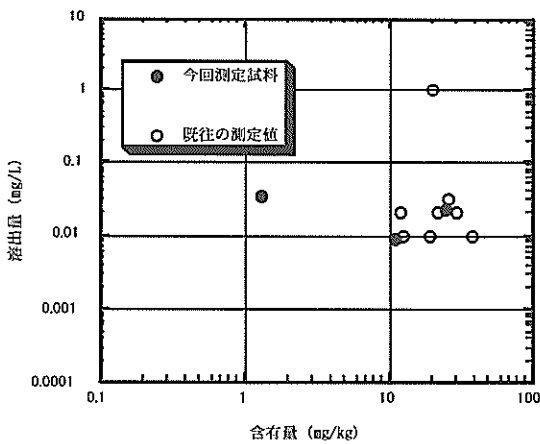


図-6-2 カドミウム計測結果

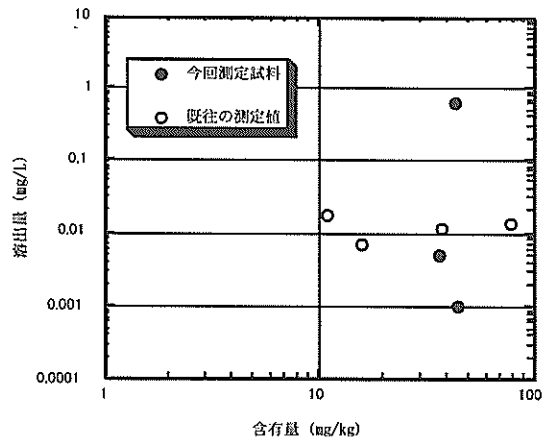


図-6-4 ヒ素計測結果

以下カドミウム、ヒ素の順で鉛に関してはほとんどの場合で溶出濃度は著しく小さかった。

(5) 模擬海水を使用した溶出試験

(a) 試験の目的および方法

廃棄物処分場護岸は海に面しているため、海水条件下での溶出についても検討する必要があると考えた。そこで、表-6-8 に示すような組成の模擬海水を作製し、純水の場合と同様の手順で溶出試験を実施した。試料としては表-6-9 の No.4~No.6 の焼却灰について実施し、測定する元素は六価クロム・カドミウム・鉛・ヒ素の4種類とした。

(b) 試験結果

表-6-9 に模擬海水による溶出試験結果を、水溶出試験および含有量試験の結果とともに示す。また、溶出量の比較などを表-6-10 に示す。

全般的に、模擬海水による溶出量も水溶出の場合と同

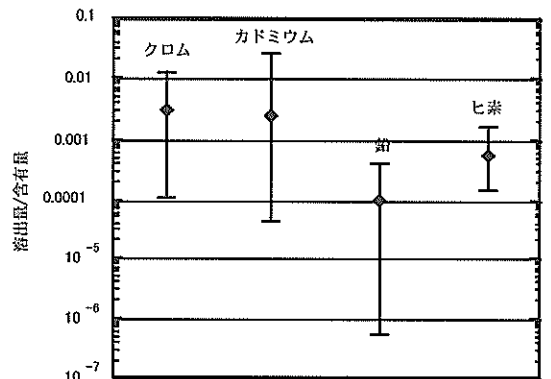


図-6-5 溶出量と含有量の比

程度の値を示し、有意な差は見られなかった。一部、水溶出で検出された元素が海水溶出で非検出であったり、試料 No.6 の焼却飛灰に関して、ヒ素とセレンの海水によ

表-6-8 模擬海水と純水の性質

	模擬海水組成 (mmol/L)					pH	EC (mS/cm)
	CaCl ₂	Na ₂ SO ₄	KCl	NaHCO ₃	NaCl		
模擬海水	10	28	10	2	520	6.7	52.4
純水	—	—	—	—	—	5.3	0.03

表-6-9 溶出試験結果一覧

試料名	測定項目	Cr	Cu	Zn	Cd	Pb	As	Se
4 焼却灰	水溶出(mg/L)	0.149	0.067	0.032	0.022	ND	0.005	ND
	海水溶出(mg/L)	0.297	0.033	ND	0.001	ND	ND	0.032
	含有量(mg/kg)	1.05	—	—	24.6	104.6	36.1	—
5 混合灰	水溶出(mg/L)	0.302	0.201	0.021	0.033	ND	ND	ND
	海水溶出(mg/L)	0.267	0.156	ND	ND	ND	ND	0.126
	含有量(mg/kg)	24.7	—	—	1.3	293.4	44.4	—
6 焼却飛灰	水溶出(mg/L)	ND	0.056	0.018	0.009	ND	0.634	0.054
	海水溶出(mg/L)	0.084	0.016	ND	0.010	ND	0.005	0.001
	含有量(mg/kg)	39.8	—	—	11.4	636.3	43.4	—
環境基準値 (mg/L)		0.05	—	—	0.01	0.01	0.01	0.01

表-6-10 溶出量の比

試料名		Cr	Cu	Zn	Cd	Pb	As	Se
4 焼却灰	海水溶出/水溶出	1.99	0.49	—	0.02	—	—	—
	水溶出/含有量	0.142	—	—	0.0009	0	0.00014	—
5 混合灰	海水溶出/水溶出	0.88	0.78	—	—	—	—	—
	水溶出/含有量	0.0122	—	—	0.0254	0	0	—
6 焼却飛灰	海水溶出/水溶出	—	0.29	—	1.06	—	0.01	0.02
	水溶出/含有量	0	—	—	0.0008	0	0.0146	—

る溶出量が著しく小さかったが、これらはサンプルのばらつきによる影響が大きいものと考えられる。

表-6-11 に振とう後の溶液の pH (水素イオン濃度) および EC (電気伝導度) の測定結果を示す。表-6-11 から、振とう後の pH は純水および海水いずれの場合でもアルカリ側に移行し、焼却灰および混合灰の pH 値がおよそ 11 で焼却飛灰はおよそ 10 であった。一般に pH 値がアルカリ側に移行すると、有害金属類は溶出しにくくなる。したがって今回の試験では、導電率の増加による溶出の促進作用よりも、振とう溶液がアルカリ側の雰囲気になることによる溶出の抑制効果のほうが大きく、水抽出および海水抽出の両者で有意な違いが表れなかったと考え

表-6-11 振とう後の pH および EC

種別	溶媒	pH	EC (mS/cm)
焼却灰	純水	11.5	2.5
	海水	11.1	50.5
混合灰	純水	11.6	2.2
	海水	11.2	48.5
焼却飛灰	純水	9.9	30.8
	海水	9.6	68.6

られる。特に試料 No6 では水抽出と海水抽出で EC（電気伝導度）がオーダー的に同程度となっており、抽出条件がほぼ同一となっていたことが判る。

6.2 汚染物質の溶出特性

(1) 試験の目的と種類

前節において、焼却灰などの廃棄物試料について溶出試験および酸抽出による含有量試験を実施した。その結果、溶出値は低いものの含有量は高く、汚染のポテンシャルは有していることが判明した。溶出試験では、バッチ方式で廃棄物 1 に対し水を 10 の割合で密閉するため、廃棄物試料（焼却灰）のアルカリ成分により高 pH となり有害金属類などの溶出が抑制されていると考えられる。

実際には、廃棄物層は降雨や地下水あるいは外海水などに絶えず曝され、アルカリによる緩衝能力を失った時点で含有した有害金属類などが溶出する可能性も考えられる。ここでは、焼却灰に対して連続的に通水負荷を与えることで、長期的な汚染物質の溶出挙動を予測することを目的として、ガラスカラムを使用した連続通水試験および繰返し抽出試験を実施した。具体的な概要を以下に示す。

実験 2.1：焼却灰充填カラムからの長期溶出試験

実験 2.2：硫酸酸性（pH=4）水に対する繰返し抽出試験

実験 2.1 は純水を通水することによる長期的な溶出挙動の把握、実験 2.2 は強制的に低 pH の水に暴露することで、焼却灰がアルカリ緩衝能を喪失した際の有害金属類溶出挙動を把握することを目的とした。

(2) 実験方法

(a) 実験 2.1

実験の概要図を図-6-6 に示す、No6 の試料に重金属類を混合したものを充填して純水を連続的に通水し、カラム出口での溶出状況を追跡した。試験条件を表-6-12 に示す。通水には低流量のカートリッジチューブポンプを使用し、実験系は吸着の影響を無くすため、接液部分は全てテフロン製とした。また、カラム試験で使用した試料溶液は、テドラーバックに充填して空気との接触を防いだ。

本試験における地下水のカラム内滞留時間は 4 時間であり、実流速に換算すると 3.75cm/hour となる。地下水のサンプリングには液用のマイクロシリンジを用い、カラムの入口および出口において 1mL ずつ採水して出入口濃度の経時変化を測定した。得られたデータは、横軸に空隙水の置換回数を、縦軸に各物質の出入口濃度比をプロットすることで評価を行った。

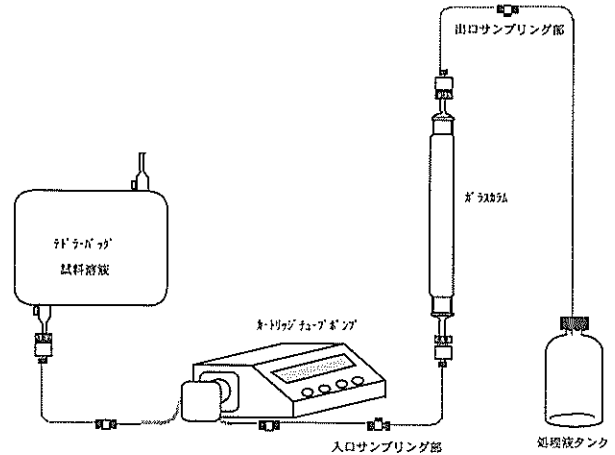


図-6-6 カラム通水試験概要図

表-6-12 実験 2.1 試験条件

項目	条件
充填材	焼却灰試料 No6
通水溶液	蒸留水
カラムサイズ	φ30mm×150mm
間隙率	0.678
流速	3.75cm/hour

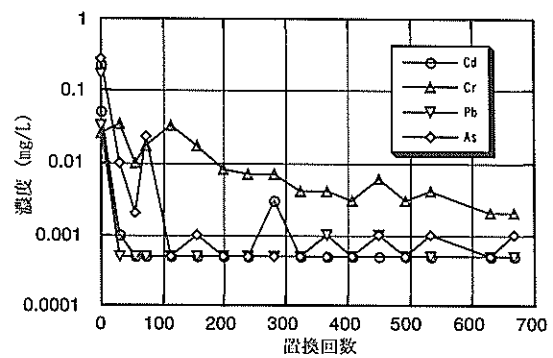


図-6-7 有害金属類の経時変化

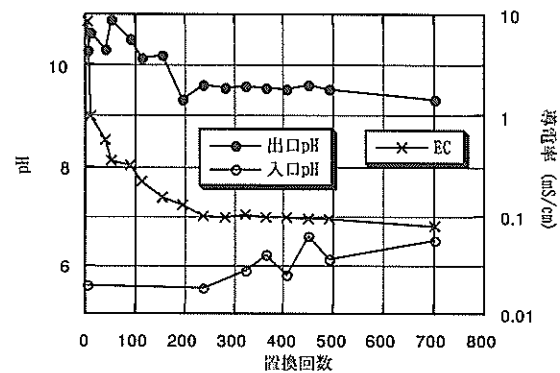


図-6-8 水質（pH および EC）の経時変化

(b)実験2.2

焼却灰 1g に pH4 の硫酸酸性溶液 100mL (固液比 1:100) を添加し、振とう器で1時間振とうし、pH および有害金属類の溶出濃度を測定した。測定後の試料を遠心分離し、再度 100mL の溶液を加えて振とうした。1時間振とう後、溶出濃度の測定および遠心分離を繰り返した。pH 緩衝能が大きい場合には、溶出濃度の測定は5回おきあるいは10回おきとし、振とう→遠心分離の工程を継続した。

(3)実験結果

(a)実験2.1

図-6-7, 8 に実験 2.1 の結果を示す。図-6-7 は有害金属類の経時変化の測定結果で、横軸の置換回数はカラム空隙が純水で何回置換されたかを示す。試験開始直後はいずれの有害金属類も検出されたが、置換回数で数 10 回以降は低濃度で推移した。図-6-8 は試験中の pH および EC (電気伝導率) のモニタリング結果であるが、特に出口 pH のモニタリング結果が試験期間中にわたって pH9 を越えており、焼却灰のアルカリ緩衝能が持続しているため有害金属類の溶出濃度も低濃度で推移する結果となった。

物質ごとの特徴をみると、カドミウムおよび鉛は数 10 回置換された後はほぼ非検出で推移した。最も溶出しやすい傾向を示したのがクロムで、0.001mg/L オーダーの溶出が試験期間中継続した。ヒ素は検出と非検出を繰り返しながら推移した。以上の結果から、焼却灰中に含まれる有害金属類の溶出し易さの順序はクロム>ヒ素>>カドミウム、鉛であった。

図-6-9 および図-6-10 はそれぞれ陰イオンおよび陽イオンの経時変化を示す。傾向としては EC の経時変化と符合し、初期濃度が非常に大きく数 10 回置換後以降は低濃度で推移した。定常状態では通常の地下水などと同レベルの導電成分濃度であった。

(b)実験2.2

図-6-11 および図-6-12 に実験 2.2 の結果を示す。図中の白丸 (○) は溶出液の振とう後の pH の経時変化を示し、黒丸 (●) が有害金属類の濃度を示す。図-6-11 からヒ素濃度については pH が中性に近づき 9 より小さくなると溶出濃度が 10 倍程度増加した。実験での固液比は 1:100 であるが、廃棄物地盤中での固液比はほぼ 1:0.5 程度と考えられ、実際の間隙水中濃度は図-6-11 にプロットされた濃度より高濃度になると考えられる。試験期間中のヒ素溶出量は累積で 8.9μg となり、含有量 43.4μg の約 20% が溶出した。

一方、クロムについては図-6-12 に示すように、出口

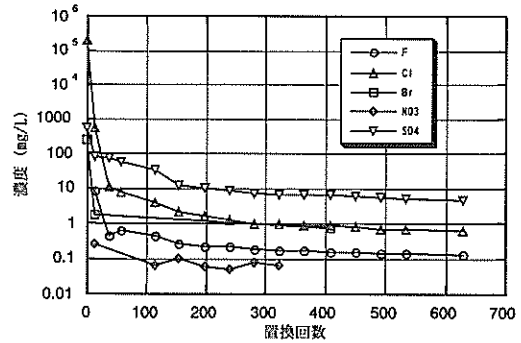


図-6-9 陰イオン濃度の経時変化

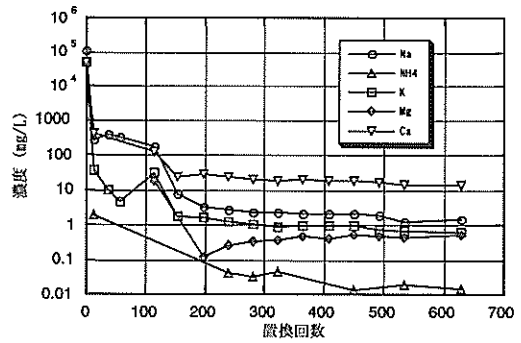


図-6-10 陽イオン濃度の経時変化

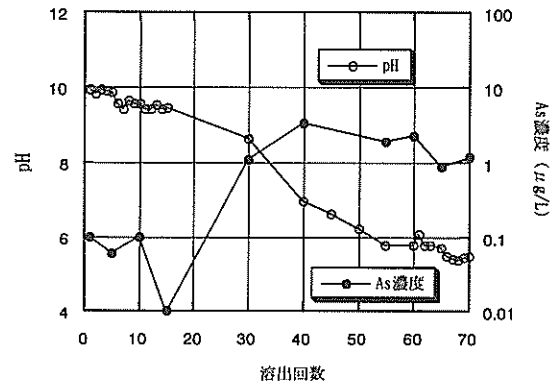


図-6-11 ヒ素濃度の経時変化

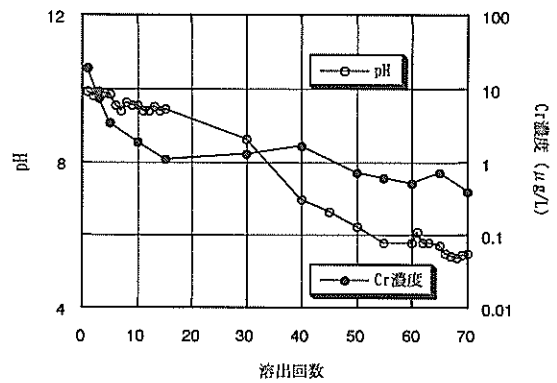


図-6-12 クロム濃度の経時変化

側 pH に関係なくほぼ一定の濃度で溶出が継続する傾向を示した。試験期間中のクロム溶出量は累積で 13.9 μg となり、含有量 39.8 μg の約 35% が溶出した。

6.3 汚染物質の移行特性

(1) 試験の目的と種類

これまでの焼却灰試料に対する検討から、廃棄物護岸などで主に対象となる汚染物質は有害金属類であること、アルカリ緩衝能の影響で初期の溶出濃度はそれほど高くないが、緩衝能を喪失した段階でヒ素などは溶出濃度が高くなる可能性が判明した。また、有害金属類のうち容易に溶出するクロムあるいはヒ素などと、地盤中に留まり易いカドミウムや鉛など、物質ごとの溶出特性も判明した。

ここでは、廃棄物層から溶出した有害金属類について、地盤中での挙動を把握する目的でカラム通水試験を実施した。具体的には、以下の実験 3.1 および 3.2 を実施し、模擬地盤中あるいは海成粘土を含む地盤中で汚染物質がどのような挙動を示すか確認した。

実験 3.1：模擬粘土地盤カラムへの重金属および有機塩素化合物の通水実験

実験 3.2：海成粘土混合カラムへの重金属および有機塩素化合物の通水実験

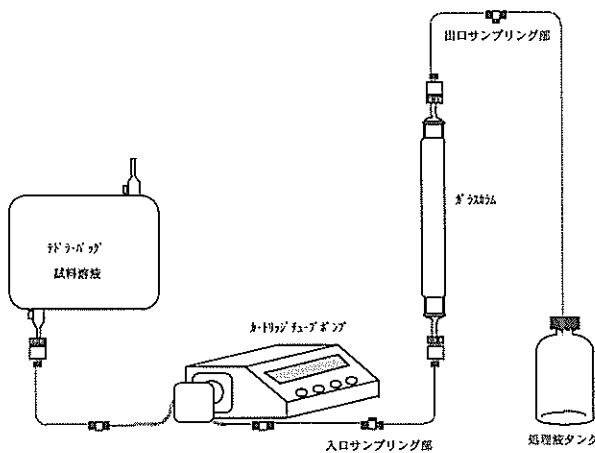


図-6-13 カラム試験系概要図

(2) 対象物質と対象濃度

(a) 対象物質

有害金属類としては、溶出性や移行性の最も高い物質としてクロム、また最も残留性の高い物質として鉛、その中間の物質としてカドミウムの 3 種類を対象とした。また、代表的な有機塩素化合物として簡便な分析の可能なトリクロロエチレンを対象とした。以上の 4 物質（重金属 3 物質，有機塩素化合物 1 物質）を今回の実験対象物質とした。

(b) 対象濃度

有害物質濃度としては、管理型廃棄物処分施設への埋立基準を汚染の最大ポテンシャルとして設定した。埋立基準値は固形分重量に対して 10 倍量の水で 6 時間振とう抽出するが、実際の地盤中では土粒子あるいは廃棄物などの固形分に対して間隙水の割合が小さくなるため、間隙水中の濃度は高濃度になると考えられる。通水する試料溶液として、各々の物質の埋立基準値の濃度を地盤間隙水中濃度へ換算した値に濃度調整した。表-6-13 に使用した濃度の一覧を示す。

(3) 試験方法

実験の概要図を図-6-13 に示す。実験 3.1 では、ガラス製カラム内に 4 号珪砂にカオリンあるいはベントナイトを混合したものおよび珪砂のみを充填した 3 つのケースを実施した。実験 3.2 では 4 号珪砂に海成粘土を乾燥重量比換算で 10% 混合したものを充填した。いずれも同一の重金属含有模擬汚染水を通水し、カラム出口での溶出状況を追跡した。今回行った試験条件を表-6-13 に示す。通水には低流量のカートリッジチューブポンプを使用し、実験系は有機塩素化合物の吸着の影響を無くするため、接液部分は全てテフロン製とした。また、カラム試験で使用した試料溶液は、テドラバックに充填して空気との接触を防いだ。

本試験における地下水のカラム内滞留時間は実験 3.1 で 42 時間、実験 3.2 で 12 時間であり、実流速に換算するとそれぞれ 0.71cm/hour, 2.5cm/hour となる。地下水のサンプリングには液用のマイクロシリンジを用い、カラムの入口および出口において 1mL ずつ採水して出入口濃度の経時変化を測定した。得られたデータは、横軸に

表-6-13 通水濃度

	Cd	Pb	Cr ⁶⁺	TCE	備考
通水濃度(mg/L)	約 10	約 10	約 50	約 10	間隙率 0.45 として算出
埋立基準値(mg/L)	0.3	0.3	1.5	0.3	1 : 10 水抽出

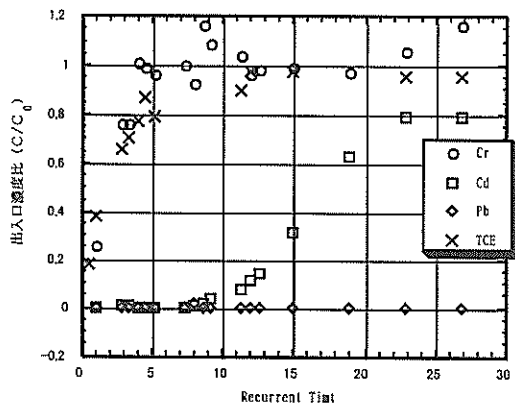


図-6-14 ベントナイト 2%混合カラム試験

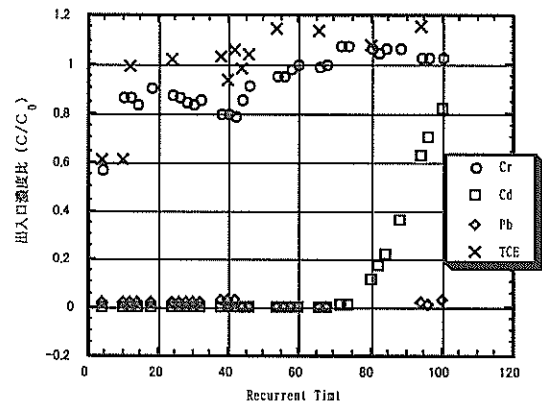


図-6-17 海成粘土 10%混合カラム試験

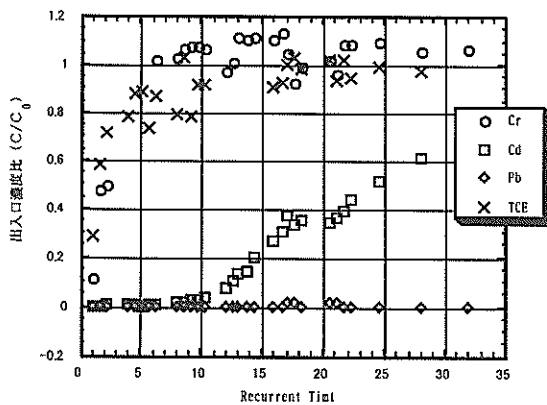


図-6-15 カオリン 10%混合カラム試験

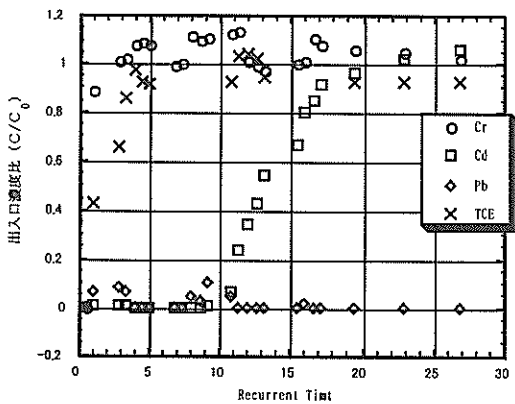


図-6-16 ブランク (珪砂のみ) 通水試験

空隙水の置換回数を、縦軸に各物質の出入口濃度比をプロットすることで評価を行った。

(4) 実験結果

(a) 実験 3.1

図-6-14～図-6-16 に模擬粘土地盤に対する通水試験結果を示す。横軸はカラム内空隙が試料溶液で何回置換されたかを示し、縦軸はカラム出入口の有害物質の濃度比を示す。

クロムおよびトリクロロエチレンについては、カオリン混合、ベントナイト混合、ブランク（珪砂のみ）のいずれの場合でも、通水開始後数回の置換で出口濃度が急激に上昇し、入口濃度と同様の値を示した。粘土を混合したものの方が濃度の上昇が若干遅いが、遅延効果はほとんどみられなかった。今回実験に用いたクロムの形態は CrO_4^{2-} であり、粘土分の陽イオン交換能の影響を受けなかったためと考えられる。このように、有害金属類のうちみかけ上陰イオンのような形態をとることの多いクロムやヒ素といった有害金属類は、一般的に遅延効果がほとんどないものと考えられる。

鉛に関しては試料溶液作成の際に、クロムと鉛が不溶性の塩であるクロム酸鉛を形成してしまったため、通水溶液中の鉛濃度としては 1 mg/L 以下と予定より低い濃度での実験となった。また、出口濃度に関して 4 号珪砂のみを充填したブランクのケースでも非検出が継続していることから、通水途中でもクロム酸イオンの共存によってクロム酸鉛を形成して物理的に吸着しているものと考えられる。

カドミウムの遅延効果に関しては、ブランクに比して粘土を混合したケースの方が大きく、またカオリン 10% 混合およびベントナイト 2% 混合のケースでは同等の遅延を示した。ブランクでも濃度比の立上りが遅れているのは、珪砂自体のもつ陽イオン交換能の影響と考えられる。カオリンおよびベントナイトを混合したケースでは、一般的なカオリナイトの陽イオン交換能 $5 \sim 15 \text{ meq}/100\text{g}$ に対してベントナイトの主成分であるモンモリロナイトのそれが $80 \sim 100 \text{ meq}/100\text{g}$ であり、カオリンを 5 倍量添加したことで 2 つの模擬粘土地盤の陽イオン交換能がほぼ同等であったと考えられる。また、透水係数においても 2 つの模擬地盤はほぼ同等であった。

(b)実験3.2

図-6-17 に海成粘土を混合したカラム試験の結果を示す。六価クロムおよびトリクロロエチレンについては、カオリンやベントナイトを混合した場合と同様に、間隙の置換回数5~10回程度までで濃度比が急上昇しておりほとんど遅延効果が無いことが判る。

一方、カドミウムについては約70回置換した後に出口側から徐々に検出された。これは、実験Aのカオリンやベントナイトを混合した場合より大きく遅延の効果を受けている。このことは、海成粘土が有機物を比較的多く含むこと、本試験で使用した海成粘土自体が還元状態であったこと、入口のpH値4程度に対し出口側pH値が8まで上昇し若干アルカリ側に移行していることなど様々な要因が考えられる。実際、出口側でカドミウムが検出されるようになると、pH値も5程度まで低下してきていた。

(5)カラム試験の移流拡散解析

(a)移流・拡散モデルの概要

本プログラムは流れ場が既知の多孔質体内における地下水に溶解した汚染物質の移行解析を行うものである。トリクロロエチレンなどの揮発性有機塩素化合物は土壌または地下水中の微生物によって分解されていくことが知られている。したがって、このような分解を考慮した移流拡散解析を行う必要がある。

多孔質体中の単相流れにおける物質輸送方程式は以下のように表される。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\phi D_{ij} \frac{\partial C_k^w}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (V_i C_k^w) - \frac{\partial}{\partial t} (\phi C_k^w) - \phi \lambda_k C_k^w + \sum_{m=1}^M \phi \xi_{km} \lambda_m C_m^w - R = 0 \quad (6.1)$$

$$-(1-\phi)\rho_s \frac{\partial F_k}{\partial t} - (1-\phi)\rho_s \lambda_k F_k + \sum_{m=1}^M (1-\phi)\rho_s \lambda_m F_m + R = 0 \quad (6.2)$$

ここに、 D_{ij} は分散係数、 V_i は流速（浸透流解析からの計算結果）、 C_k は k 種の物質水中濃度、 ϕ は間隙率、 λ_k は k 種の有機塩素化合物の分解定数、 F_k は k 種の固相単位重量当たりの物質質量、 ρ_s は固相の密度、 ξ_{km} は分解生成物 k へと分解する有機塩素化合物 m の割合、 M は分解生成物 k へ分解する有機塩素化合物の数、 R はそれぞれの相間を移動する物質の量である。

式(6.1)は液相に関する支配方程式であり、式(6.2)は固

相に関する支配方程式である。式(6.1)の第1項は拡散による物質移行、第2項は移流による物質移行、第3項は物質の時間的変化、第4項は分解による物質の減少、第5項は親物質の分解による物質の増大、第6項は固相から、または固相へ移動する物質の量を表している。

プログラムは時間的に変化する見かけの局所平衡を用いて計算を行っている。すなわち、式(6.1)、式(6.2)より、次式のようなになる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\phi D_{ij} \frac{\partial C_k^w}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (V_i C_k^w) - \frac{\partial}{\partial t} (\phi R_k C_k^w) - \phi R_k \lambda_k C_k^w + \sum_{m=1}^M \phi R_m \xi_{km} \lambda_m C_m^w = 0 \quad (6.3)$$

ここに、見かけの遅延係数は、

$$R_k = \frac{1-\phi}{\phi} \rho_s k_{dk} + 1 \quad (6.4)$$

見かけの分配係数は、

$$k_{dk} = \frac{F_k}{C_k^w} \quad (6.5)$$

分散係数 D_{ij} は、流線方向 (D_L) と流線直角方向 (D_T) の分散係数を与えることにした。2次元直交座標系での分散係数は以下の通りである。

$$\phi D_{xx} = \frac{1}{V} (a_T V_y^2 + a_L V_x^2) + \phi D_d \tau$$

$$\phi D_{xy} = \frac{1}{V} (a_L - a_T) V_x V_y = \phi D_{yx} \quad (6.6)$$

$$\phi D_{yy} = \frac{1}{V} (a_T V_x^2 + a_L V_y^2) + \phi D_d \tau$$

$$V = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (6.7)$$

ここに、 D_d は分子拡散係数、 τ は屈曲率である。

分解定数 λ_k については、一般的な半減期の考え方を取り入れている。

$$\lambda_k = \ln 2 / (t_{1/2})_k \quad (6.8)$$

ここに、 $(t_{1/2})_k$ は k 種の半減期である。

(b)解析条件

カラム試験結果を検証するための地盤条件は、表-6-12の実験Aに示したとおりであり、屈曲率 $\tau=0.5$ としている。また、各種有害物質の水中での分子拡散係数 D_d は $3.03 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{h}$ (トリクロロエチレンの水中での拡散係数)、分解定数 $\lambda_k=0$ とし、有害物質と地盤材料との分配係数 K_d と縦方向分散長 D_L をパラメータとして試験結果

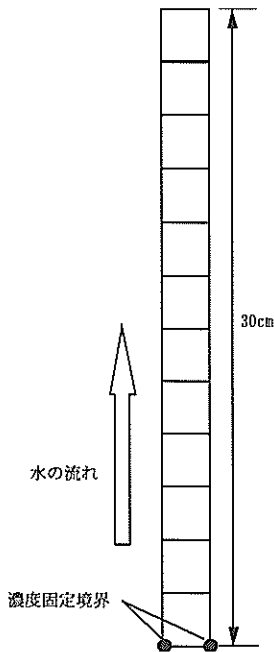


図-6-18 カラム試験の解析モデル

のフィッティングを行った。

解析モデルは図-6-18 に示すように 30cm のカラムを 12 分割した一次元モデルである。

(c) 解析結果

解析の結果得られた有害物質の濃度比の経時変化を図-6-19～図-6-21 に示す。解析による実験結果のフィッティングの結果、地盤材料として 4 号珪砂を使用した場合には、分散長は 0.8cm、クロムおよびトリクロロエチレンの珪砂に対する分配係数は $0.2\text{cm}^3/\text{g}$ 、カドミウムの分配係数は $3.5\text{cm}^3/\text{g}$ である。クロム及びトリクロロエチレンはほとんど地盤材料に吸着されることなく移行するが、カドミウムに対してはクロムやトリクロロエチレンとは異なり吸着による遅延が見られる。カオリンと珪砂を混合した場合には、分散長は 2.5cm であり、クロム及びトリクロロエチレンの分配係数は $0.4\text{cm}^3/\text{g}$ 、カドミウムの場合には $5.0\text{cm}^3/\text{g}$ となっており、珪砂のみを使用した場合と比較して、地盤材料への吸着性が上昇していることがわかる。ベントナイトと珪砂を混合した場合の分散長はカオリンと珪砂を混合した場合と等しく 2.5cm であり、クロム及びトリクロロエチレンの分配係数は $0.4\text{cm}^3/\text{g}$ 、カドミウムの場合には $5.5\text{cm}^3/\text{g}$ とカオリンと珪砂を混合した場合と同程度である。これは実験結果の項でも述べたように、2つの模擬粘土地盤の陽イオン交換能がほぼ同等であるためと考えられる。

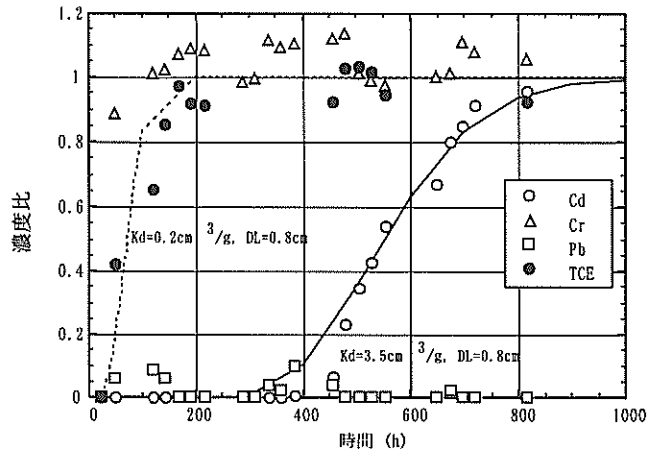


図-6-19 カラム試験の解析結果 (珪砂のみ)

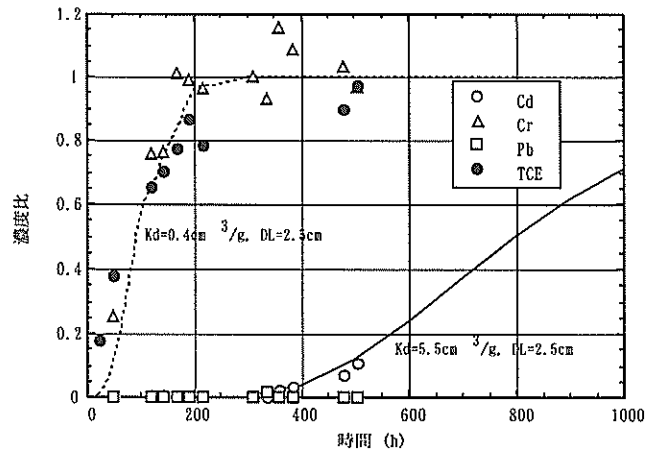


図-6-20 カラム試験の解析結果 (ベントナイト 2% 混合)

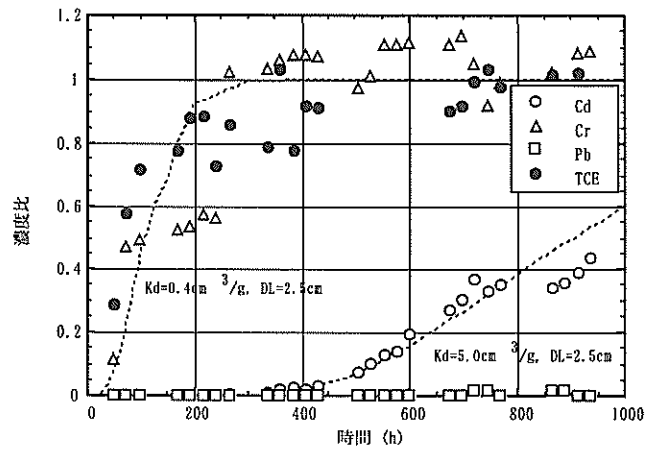


図-6-21 カラム試験の解析結果 (カオリン 10% 混合)

6.4 まとめ

(1) 廃棄物の性状

7つの廃棄物材料（浸出水1，固形物6）に関して、有害物質の種類や溶出濃度を把握する目的で、元素組成・水抽出試験・酸抽出試験（主要重金属類）を実施した。また、模擬海水を使用した溶出試験を行い、純水と海水による溶出特性の違いを調べた。

酸抽出による重金属の含有量測定では、数10～数100mg/kgの値を示しており、汚染のポテンシャルを有していたが、水および海水の抽出試験では溶出値は低かった。特に、含有量の大きかった鉛が水溶出では非検出となっており、固形分中への残留性が非常に高いことが確認できた。逆に、クロムや砒素などは、含有量に対して最大0.1～1%のオーダーで水側へ溶出しており比較的移动性が高いといえる。

水抽出と海水抽出では両者に有意な違いは表れなかった。これは、導電率の増加による溶出の促進作用よりも、振とう溶液がアルカリ側の雰囲気になることによる溶出の抑制効果のほうが大きかったためと考えられる。

(2) 汚染物質の溶出性状

純水を通水することによる長期的な溶出挙動と、低pHの水により焼却灰がアルカリ緩衝能を喪失した際の溶出挙動について実験を行った。

蒸留水を通水する実験では、間隙置換回数15回を超えるとそれ以上蒸留水を通水しても出口側濃度は非検出となった。試験期間中を通じて出口pHは9を上回っており、アルカリ緩衝能を維持している状態における汚染物質溶出量は低濃度を維持することが分かった。

硫酸酸性pH=4の水による繰返し抽出試験では、特にヒ素において溶液のpHがアルカリから中性に移行すると有害物質の溶出濃度が10倍程度大きくなった。クロムに関してはpH値に関係なく一定の溶出濃度で推移した。このことから、廃棄物が雨水や地下水などに長期的に暴露されることでアルカリ緩衝能を喪失した場合には、ポテンシャルとして保持していた汚染物質が環境中に溶出してくる可能性があることが判明した。

(3) 汚染物質の移行性状

汚染物質の移行メカニズムを把握するために、模擬粘土地盤カラムを用いた連続通水試験を実施した。また、試験結果を、移流・拡散モデルを用いて解析することにより、各成分の分散長および分配係数を求めた。

有害物質の埋立護岸からの漏出を①廃棄物からの有害物質の溶出と②溶出した有害物質の地盤中の移行の2段階に分けて考える。

①の有害物質の溶出、特に有害金属類の溶出に関して

は、廃棄物中の含有量の他に間隙水中のpHなどによって溶出する濃度レベルが決定されると考えられる。今回実施した焼却灰試料では、試料自体がアルカリ性を呈するため溶出濃度としては比較的低濃度であった。ただし、長期間にわたって中性あるいは弱酸性の降雨や地下水に暴露される条件下では、汚染のポテンシャルを保持している以上、安定化された形態を維持できるかは不明確である。

②の溶出した有害物質の移行に関しては、物質ごとに特性が大きく異なる。

有機塩素系化合物は廃棄物中や地盤中の有機物への吸着により著しい遅延効果を受けるものと考えられる。

有害金属類のうちクロムあるいはヒ素に関しては、非常に移動性が高く陽イオン交換能の影響を受けないため、粘土地盤中でも移行しやすいと考えられる。逆に、鉛のように比較的不溶性の化合物を形成しやすく、また陽イオン交換能をもつ粘土鉱物への吸着力も強い物質では、環境中への放出をほとんど考慮する必要がないと考えられる。カドミウムに関しては今回の実験では、陽イオン交換能の大小に比例して遅延効果がみられたが、導電成分濃度が非常に大きくイオン強度も大きい海水中のような環境下で、ppmオーダーの有害物質が選択的に遅延されるかどうかは不明確である。

浄化型護岸を提案する際に対象となる有害物質は主に有害金属類であり、クロムあるいはヒ素のように移動性の高いタイプのもものとカドミウムのように陽イオン交換能に依存して遅延を生じるタイプの2通りがあると考えられる。今後さらに以下の事項に留意して検討を進める必要がある。

- ・クロムなどの移動性の高い有害金属を安定化するような反応材料を選定する必要がある。
- ・カドミウムなどについては、さらに海水中のような環境下でも海成粘土への選択的な吸着現象がみられるかを確認する必要がある。場合によっては、より選択的に有害金属類を陽イオン交換する材料で、実用に耐えうる安価な材料を探す必要がある。

7. 沿岸の廃棄物埋立護岸における反応性浄化壁の適用性

7.1 反応性浄化壁の原理と反応剤の選定

有害物質の漏出および移行メカニズムに関する研究では、漏出する可能性のある汚染物質として有害金属類を想定したカラム試験を実施し、特にクロムなど移動性の高い汚染物質を同定した。

ここでは、護岸浸透による周辺環境への汚染物質の漏出を防止する目的で反応性浄化壁^{1),2),3)}の検討を行った。反応性浄化壁の概念図を図-7-1に示す。図-7-1は重力護岸式の場合であるが、廃棄物層と裏込砂部分の間に汚染物質を安定化あるいは無害化する反応剤と透水性を保持するための母材を混合した材料で浄化壁を構築する。浄化壁自体は透水性を有するため、汚染物質のみを安定化あるいは無害化する。従来の、止水壁等の構築や揚水による廃棄物層の水位低下工法などと異なり、施工後のメンテナンスが不要で環境への負荷を低減できる新しい技

術である。

反応剤の種類としては、汚染物質を分解あるいは安定化する反応性材料、吸着あるいはイオン交換などによる収着性材料、その他自然の浄化能力を促進する材料などが考えられる。表-7-1に汚染物質の種類と対応する反応剤の種類を示す。

反応性浄化壁の反応剤としては、廃棄物層からの浸出水の汚染濃度レベルを環境に負荷を与えない（例えば水質環境基準）レベルまで低減可能な反応性を有すること、および所定の期間反応性が持続し耐久性を有することのふたつの観点が必要である。

表-7-1中のORC（酸素供給材料）は地盤中に酸素を供給して、好気性微生物の活性化による油分などの分解を促進し、HRC（水素供給材料）は地盤中に水素を供給して、嫌気性微生物の活性化による低沸点有機塩素化合物などの分解を促進する。いずれも、自然の浄化能力を高める反応剤であり、必ずしも浄化壁として使用するわけではなく、地盤中に注入するような使用方法も可能であ

浄化壁のイメージ

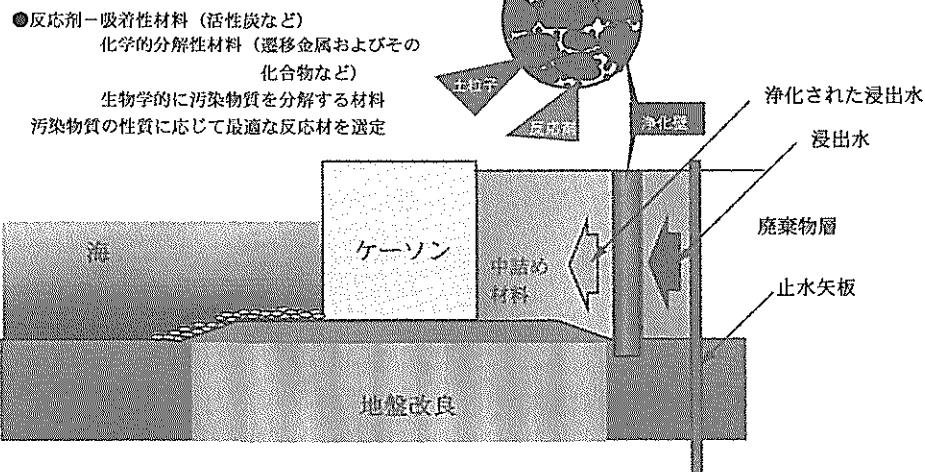


図-7-1 浄化壁のしくみ

表-7-1 有害物質と反応剤の種類

汚染物質の種類	揮発性有機塩素化合物	重金属*	硝酸態窒素**
反応性材料	鉄粉（無害化）	鉄粉（安定化）	
吸着性材料	活性炭など	粒状キレート樹脂等	
その他の材料	ORC(Oxygen release compound) HRC(Hydrogen release compound)		分解性有機物

* 特に六価クロムなど移動性の高い重金属

**還元雰囲気形成に鉄粉も併用

る。

表-7-1 に示すように、有害金属類に対する反応剤としては、反応性材料として鉄粉、収着性材料として粒状のキレート樹脂などが考えられる。鉄が酸化される際に有害金属類を還元的に安定化する作用を示し、六価クロムなどは三価の水酸化クロムの形態で鉄粉表面に安定化される。また、キレート樹脂は陽イオン交換樹脂の一種であり、有害金属のみを選択的にイオン交換する反応剤である。

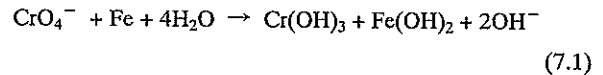
ここでは、有害金属類に対する反応剤として鉄粉を選定し、反応剤としての性能試験およびカラム通水試験を通じて、安定化可能量等の検討を行うものとした。鉄粉を選定した理由としては、安価で入手可能であること、地盤の構成元素として一般的であり環境に対して安全であること、通常廃棄物として排出されている鉄粉についても利用の可能性があることの3点が挙げられる。

7.2 鉄粉の安定化性能試験（バッチ試験）

(1) 安定化のメカニズム

一般に、イオン化した金属イオンが自身よりイオン化傾向の大きい金属と接触すると、相手の金属から電子を

受取って還元される。図-7-2 にクロムと鉄の反応の模式図を示す。六価クロムなどのイオン化した有害金属類が鉄粉と作用した場合、鉄の方がイオン化傾向が大きいため、零価の鉄が電子を放出して鉄イオンとなり六価クロムは逆に電子を受けとって三価のクロムに還元される。その際、水酸化クロムの形態で鉄粉表面に安定化される。反応式で示すと(7.1)式となる。



その他、カドミウム・鉛などの有害金属についても同様のメカニズムで安定化されるものと考えられる。また、ヒ素に関しても鉄粉と作用することで、ヒ酸鉄 (FeAsO_4) の形態で安定化処理されることが判っている。

以上の反応において、鉄粉の添加量と安定化の程度の関係、およびその反応速度の基本特性を調べるため、バッチ試験を行った。

(2) 試験方法

(a) 試験手順

鉄粉による有害金属類の安定化性能を確認する目的で、図-7-3 に示す手順で室内試験を行った。茶褐色バイアル

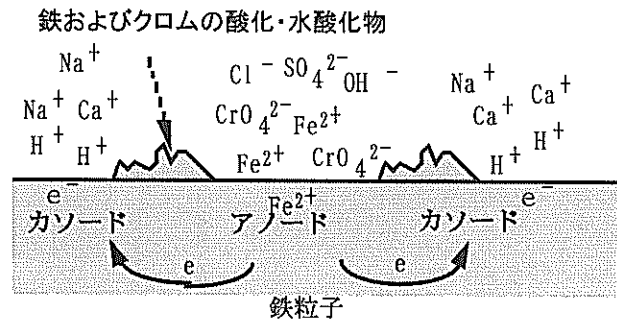
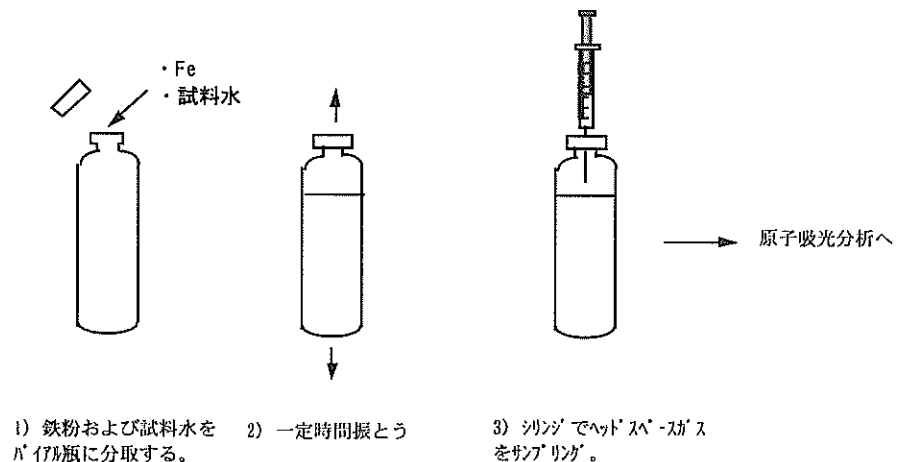


図-7-2 鉄粉による六価クロム安定化のメカニズム



- 1) 鉄粉および試料水をバイアル瓶に分取する。
- 2) 一定時間振とう
- 3) シリンジでヘッドスペースガスをサンプリング。

図-7-3 バッチ試験手順

表-7-2 試験条件一覧

溶液種	モル条件	初期溶液濃度	振とう時間 (サンプリング 頻度)
六価クロム (M=52.0)	Fe : Cr=500 : 1 100 : 1 50 : 1 10 : 1	100mg/L	<ul style="list-style-type: none"> • 500h • 1000h • 2000h (全て3本ずつ)
カドミウム (M=112.4)	Fe : Cd=500 : 1 100 : 1 50 : 1 10 : 1		
鉛 (M=207.2)	Fe : Pb=500 : 1 100 : 1 50 : 1		

瓶に鉄粉を所定の重量はかりとり、重金属類を所定の濃度に調整した試料溶液で充填した後密栓した。その後、鉄粉と溶液が均一に反応するように、回転式の振とう装置で10rpmの速度で反応させた。反応後の上澄み液をろ過したろ液について、原子吸光分析により定量した。

(b) 試験条件

六価クロム、カドミウム、鉛の3種類の有害金属に関して、表-7-2 に示す条件の下でバッチ試験を実施した。初期の試料溶液濃度を100mg/Lに調整し、鉄粉の添加量をFe:Crのモル比で10:1~500:1の範囲で変化させた。一定時間ごとに上澄み液の定量操作を行い、鉄粉への有害金属類の蓄積量を算出した。

(3) 試験結果

図-7-4~図-7-6にそれぞれ、六価クロム、カドミウム、鉛に関する液相濃度の経時変化を示す。

図-7-4から六価クロムについては、いずれのケースも初期100時間で著しく濃度が低下しており、初期の反応性が非常に高いことが判る。図-7-6から、鉛についても比較的反応が早く終了し、Fe:Pb=50:1のモル比で添加した場合でも1000時間程度で全て固相に安定化された。

六価クロムおよびカドミウムにおいても、有害金属類のモル数の100倍量以上の鉄粉を添加した場合は、長期間にわたって濃度の低減傾向が伺えた。このことは、鉄粉の添加量が過剰であり、一部の鉄粉が未反応で反応性を持続していると考えられる。この時の液相のpH値は10まで上昇していた。

図-7-4の六価クロムについて、鉄粉の添加比率が50:1あるいは10:1など少量の場合には、六価クロム量が過剰となり、液相濃度が数10mg/Lでほぼ一定となる。この状態では、鉄粉は全て反応しているか、あるいは表

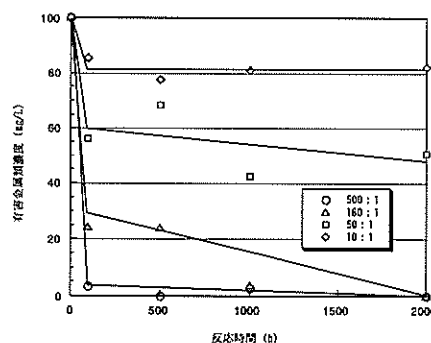


図-7-4 六価クロムの濃度変化

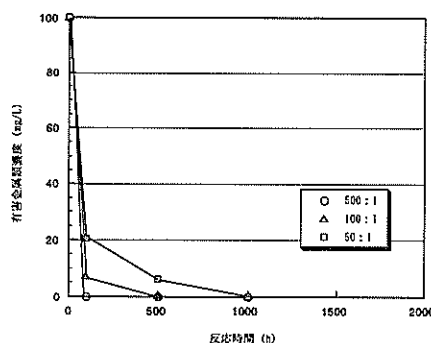


図-7-5 カドミウムの濃度変化

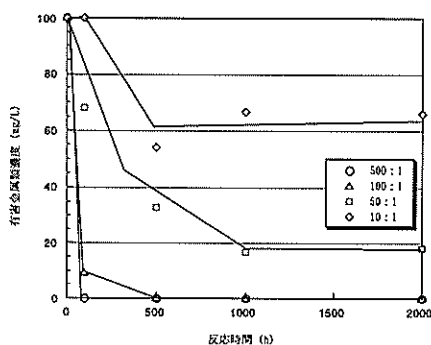


図-7-6 鉛の濃度変化

面を有害金属類で覆われ反応性を失っていることとなる。このときの液相の pH 値は、50 : 1 の場合で 6.5 であり、10 : 1 の場合は 3.5 であった。平衡状態での液相濃度から最大反応量を算出すると、50 : 1 の添加率では鉄 1mol あたり六価クロム 0.01mol、10 : 1 の添加率では鉄 1mol あたり六価クロム 0.02mol であった。

図-7-5 のカドミウムについて、六価クロムの場合と同様に鉄粉の添加比率が 50 : 1 あるいは 10 : 1 など少量の場合には、カドミウム量が過剰となり、液相濃度が数 10mg/L でほぼ一定となった。このときの液相の pH 値は、50 : 1 の場合で 8.5 であり、10 : 1 の場合は 5.5 であった。平衡状態での液相濃度から最大反応量を算出すると、50 : 1 の添加率では鉄 1mol あたりカドミウム 0.015mol、10 : 1 の添加率では鉄 1mol あたりカドミウム 0.05mol 前後であった。また、鉛に関しても鉄 1mol あたり 0.02mol が最大反応量であった。

以上のように、バッチ方式の反応試験における最大反応量は、六価クロム・カドミウム・鉛でほぼ同等であった。

7.3 鉄粉のカラム通水試験

前節では、鉄粉と有害金属類の反応の基本特性を調べるためのバッチ試験を行った。しかし実際の地盤内では、鉄粉を混ぜる土の性質や地下水流速などによってその安定化特性が左右される。そこで、実際の浄化壁内を浸透する汚染水の安定化を想定したカラム試験を行った。

(1) 試験方法

カラム試験の概要を図-7-7 に示す。通水用のポンプあるいはガラスカラムなどは、前章の試験と同様のものを使用した。4 号珪砂に鉄粉を一定の重量比で混合し、ガラスカラム内に充填した。カラム出口で一定時間ごとに採水し、通水溶液中の有害金属類濃度および pH を測定した。

また、試験条件を表-7-3 に示す。鉄粉の配合比は重量比で 0.5%、1%および 10%とし、カラム内での滞留時間を 12 時間あるいは 24 時間で一定の条件で実施した。

(2) 試験結果

(a) 六価クロム

図-7-8 に出口における流出濃度の経時変化を示す。また、図-7-9 に出口側での pH の経時変化を示す。図-7-9 のように pH は模擬汚染水を通水し反応が生じるにしたがって 10 程度まで上昇した。バッチ法による溶液の最高 pH も 10 程度となっていた。零価鉄とクロム酸イオンの反応は以下の反応式で示され、鉄 1 モル当たり 2 モルの遊離の水酸イオンが生じるため、pH の上昇が起きる。

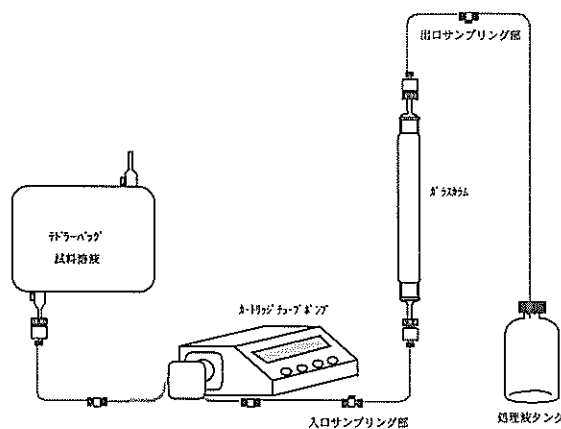
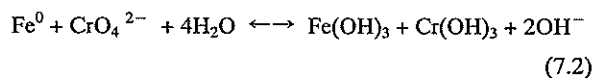


図-7-7 カラム試験の概要

表-7-3 カラム試験条件一覧

対象物質	六価クロム	カドミウム
通水濃度	10mg/L	10mg/L
鉄粉配合比	0.5%, 1.0%	10%
滞留時間	12 h	12 h, 24 h



pH が 10 程度で推移している間の出口濃度は検出限界以下であった。その後、破過が生じ出口濃度が増加するにしたがって pH は低下し、模擬汚染水の初期 pH である 4 程度まで低下して推移した。出口濃度は急激に初期濃度 10mg/l に近付き、その後 10mg/l をやや上回った出口濃度で推移した。

このことは破過するまで三価の水酸化クロムと水酸化第二鉄がフェライトを生成することで六価クロムは鉄粉に安定化される。破過後はこれらの生成物に六価クロムの一部が吸着保持される。模擬汚染水の流入により、吸着保持した六価クロムの一部が流出して、10mg/l を超過した出口濃度になると考えられる。図-7-10 にカラム中の鉄粉への蓄積六価クロム量と流量との関係を示したが、破過してからも六価クロムが徐々に蓄積されていることから明らかである。

鉄粉に保持された六価クロム量について算出すると鉄粉混合割合が 0.5, 1.0%では、それぞれ 60, 90mg であり、鉄 1 モル当たり六価クロム 0.023 モル、0.017 モルに相当する。この値は、先に述べたバッチ法による最大反応量とほぼ同様の値となっている。したがって、浄化壁

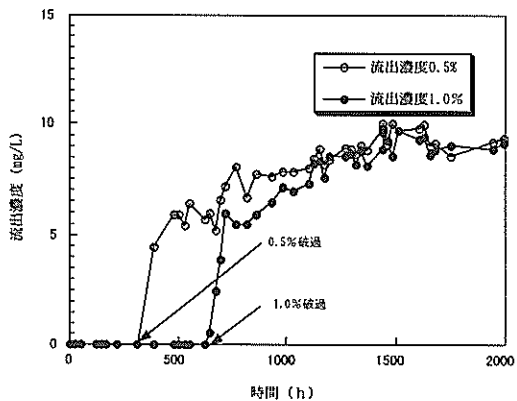


図-7-8 クロムの流出濃度経時変化

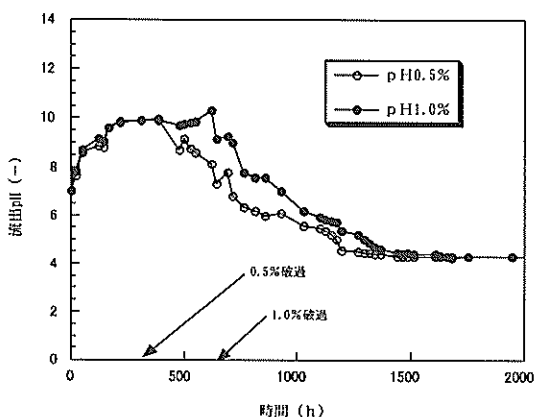


図-7-9 カラム出口 pH の経時変化

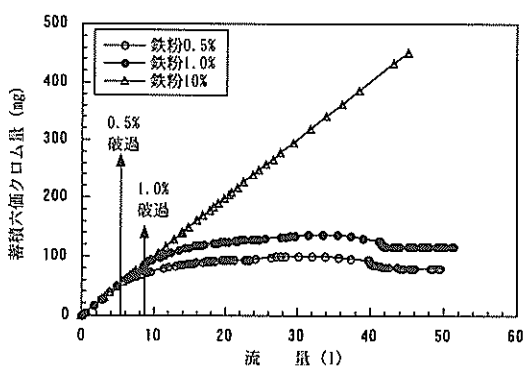


図-7-10 流量とカラム内反応剤への六価クロム蓄積量

中の鉄粉が六価クロムを安定化・固定化することが可能な安定化量は簡便かつ短時間で実施可能なバッチ法で得られること、安定化量は流速に依存しないことなどが考えられる。

(b) カドミウム

図-7-11 に出口における流出濃度の経時変化を示す。また、図-7-12 に出口側での pH の経時変化を示す。図のように pH は模擬汚染水を通水し反応が生じるにしたが

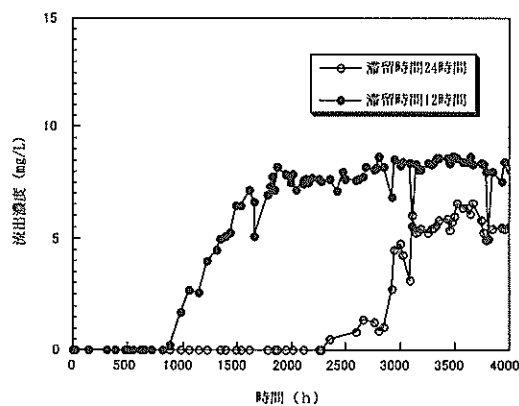


図-7-11 カドミウムの流出濃度経時変化

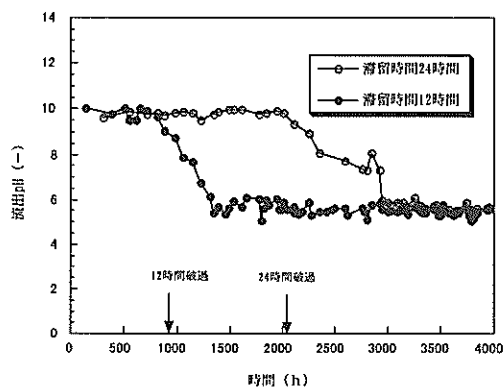


図-7-12 出口 pH の経時変化

って 10 程度まで上昇した。バッチ法による溶液の pH も 10 程度となっており、pH が 10 程度で推移している間の出口濃度は検出限界以下であった。カドミウムは pH8 以上で pH が高いほど水酸化物を生じて沈澱するため、pH10 では鉄粉表面に水酸化物として沈澱していると考えられる。

その後、破過が生じ出口濃度が増加するにしたがって pH は低下し、5.5 程度まで低下して推移した。出口濃度は急激に上昇し、7~8mg/l で推移したが、初期濃度である 10mg/l には達しなかった。これは、pH5.5 でも鉄水酸化物の生成物への吸着などの何らかの反応で浄化材中にカドミウムイオンが保持されていると考えられる。

鉄粉に保持された量について算出すると鉄粉混合割合 12hr, 24hr でそれぞれ 110mg, 125mg であり、鉄 1 モル当たり六価クロム 0.0010 モル, 0.0014 モルに相当する。この値は、滞留時間の違いによる差異は小さいが、先に述べたバッチ試験による最大反応量と大きく異なる値となっており、浄化壁中の鉄粉がカドミウムを安定化・固定化する量はバッチ試験では評価できないと考えられる。

六価クロムとカドミウムとを比較すると透水による

pHの上昇は10前後で、破過後のpH低下および水道水の透水によるpH上昇特性はほぼ同様である。出口濃度の変化は、時間的な違いはあるが透水後検出限界以下で推移した後、破過するがその後の濃度変化は六価クロムでは急激に上昇して流入濃度(10mg/l)となるがカドミウムでは7~8mg/lで推移する。また鉄粉1モル当たりの反応量は、バッチ反応実験では六価クロムとカドミウムはほぼ同等であるのに対して、カラム反応実験では六価クロムはバッチ反応実験とほぼ同様であるが、カドミウムはバッチ反応実験よりも、非常に小さくなっている。

7.4 試験結果のまとめと反応性浄化壁の適用性

以上の試験によって得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 鉄粉に対して重金属量が過剰な条件でのバッチ法による反応実験の結果、鉄粉1モル当たりの六価クロムの安定化量は0.01~0.02モル、カドミウムは0.015~0.05モルであった。
- 2) カラム実験では模擬汚染水の通水にしたがってpHは10程度まで上昇し、破過が生じてからは出口濃度が増加するにしたがってpHが低下して模擬汚染水の初期pHまで低下した。
- 3) カラム実験では鉄1モル当たり六価クロムの安定化量は0.02モル前後でバッチ法のそれとほぼ同様であり、カドミウムは0.001モル前後でバッチ法のそれよりも著しく小さくなった。
- 4) カラム実験での反応量は、地下水の流速に依存しないことが考えられる。

以上の試験結果から、適切な鉄粉の添加量と浄化壁の構造を選択することにより、廃棄物から漏出する有害金属類に対して護岸から外海への浸出を防止することが可能であることが確認された。ただし、以上の検討は屋内試験の結果によるものであり、今後現地実験を含めたより詳細な検討が必要である。

具体的に反応性浄化壁を廃棄物処分場に適用する方法について、以下に述べる。

既設の護岸に対しては、図-7-1に示したように中詰め砂の部分に浄化壁を構築することが可能である。この場合は、中詰め砂の部分にトレンチあるいは浄化杭形式の浄化壁を構築する。施工的には既存の土木技術を適用する。

また、廃棄物護岸を新設する場合には、中詰め砂に一定の割合で反応剤である鉄粉を混合する、ケーソン護岸や鋼管矢板の打ち継ぎ部など漏水の主経路に反応剤を充填するなど、様々な適用方法が考えられる。図-7-13は止水矢板型護岸に対する浄化材料の適用例である。鋼管矢板の打ち継ぎ部分に反応剤を充填することで、有害物

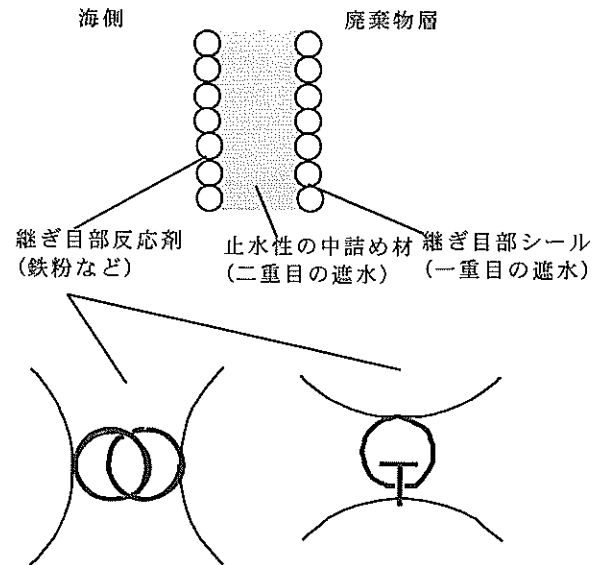


図-7-13 二重鋼管矢板式護岸への適用

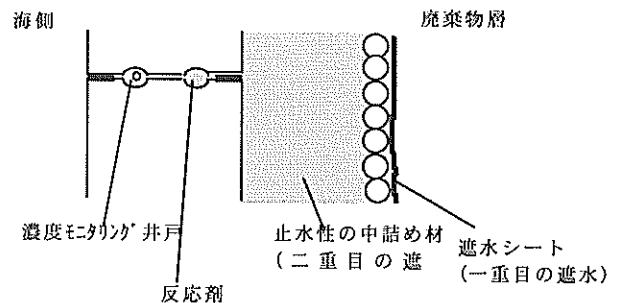


図-7-14 重力式護岸への適用

質の漏出を防止することが可能である。さらに、中詰め砂を難透水性の材料とすることで、二重の遮水効果と反応剤による安定化効果で、より環境に安全な浄化型護岸とすることができる。

図-7-14は重力式護岸に対する浄化材料の適用例である。矢板式護岸の場合と同様に、ケーソンの打ち継ぎ部分に反応剤を充填することで、有害物質の漏出を防止することが可能である。また、打ち継ぎ部分に浄化剤充填部と濃度モニタリング部を設置することで、直接有害物質の漏出の有無をモニタリングする事が可能である。

以上は、漏出経路のうち護岸浸透を考慮した場合の適用例であるが、護岸下の浸透対策としては、SCPの砂中に一定割合の反応剤を混合することなどが考えられる。いずれにせよ、次節で検討するリスク低減評価と経済性

を勘案したかたちで、浄化型護岸の構成を提案していく必要がある。

参考文献

- 1) 今村聡, 根岸昌範, 李昌洙, 下村雅則: 透過性地下水浄化壁による汚染の除去と反応モデル, 地下水学会1998年春季講演会, pp.82~87, 1998.
- 2) 下村雅則, 今村聡, 根岸昌範, 李昌洙: 鉄粉を用いた透過性地下水浄化壁のモデル化に関する研究, 地下水学会誌, 第40巻第4号, pp.445~454, 1998.
- 3) 根岸昌範, 下村雅則, 今村聡: 透過性地下水浄化壁による有機塩素化合物の浄化, 基礎工, 第27巻第1号, pp.63~65, 1999.

8. 沿岸の管理型廃棄物埋立処分場における環境リスクの算定方法

8.1 環境リスクの算定方法

ここでは、海面埋立て処分場のうち、①重力式護岸構造、②矢板式護岸構造を対象として、処分場内の有害物質が海域を汚染する場合の環境リスクを算定する方法を示す。

(1) 浸出経路の想定

図-8-1, 2 に想定される進出経路の概要を示す。

(2) 浸出経路の構成要素とモデル化

(a) 重力式護岸構造 (図-8-1)

- a) 表面流出：降雨→越流→海域
- b) 護岸浸透：遮水シート→鋼管矢板のジョイント→止水モルタルのクラック→中詰砂→重力式護岸の目地→海域
- c) 護岸下透水層浸透：遮水シート→盛砂→鋼管矢板のジョイント→止水モルタルのクラック→盛砂→被覆石→海域
- d) 地下浸透：底部粘土層→海域

(b) 矢板式護岸構造 (図-8-2)

- a) 表面流出：降雨→越流→海域
- b) 護岸浸透：止水矢板のジョイント→鋼管矢板のジョイント→止水モルタルのクラック→中詰砂→鋼管矢板のジョイント→止水モルタルのクラック→海域
- c) 護岸下透水層浸透：盛砂→止水矢板のジョイント→鋼管矢板のジョイント→止水モルタルのクラック→盛砂→鋼管矢板のジョイント→止水モルタルのクラック→盛砂→被覆石→海域
- d) 地下浸透：底部粘土層→海域

(3) 透水係数・発生確立・浸透路長の設定

それぞれの構成要素の透水係数想定値 k 、発生確率 p および浸透路長 L を設定する。透水係数 k は、表-8-1 に示す「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル」(財)港湾空間高度化センター) を参考に設定する。図-8-3 は発生経路ごとの場合分けとそれぞれの発生確率をツリー図で示したものである。また、図-8-4 は様々な枝分かれしたときの、一つ一つの浸出経路を透水係数 k と浸透路長 L で模式的に表したものである。

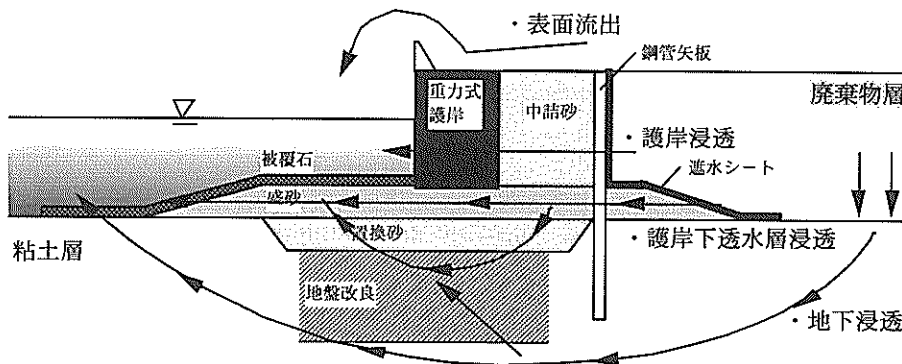


図-8-1 想定される漏出経路 (重力式護岸)

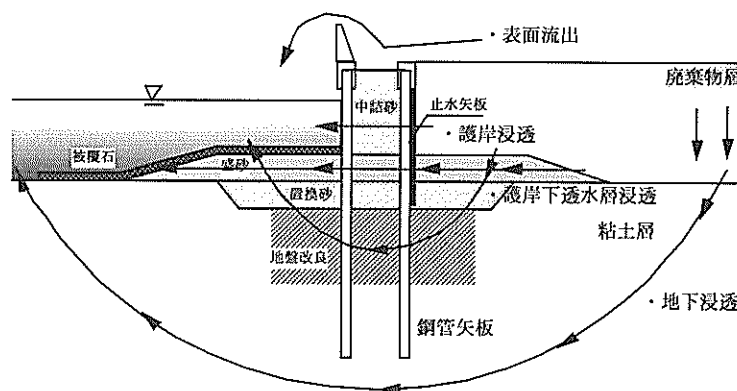


図-8-2 想定される漏出経路 (矢板式護岸)

表-8-1 透水係数の設定値（「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル」¹⁾より）

埋立処分場の部位		条件等	管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル ¹⁾	港湾事業者へのアンケート結果	備考
護岸構造物	矢板継ぎ手部	膨潤性遮水材なし	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^0$		浸透路長を 50cm と仮定
		膨潤性遮水材あり	1×10^{-6}	-	
	ケーソン函	本体	不透過	不透過	
		目地部	-	不透過	アスファルトマチックによる目地遮水
	捨石マウンド	-	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^0$	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^0$	
腹付土, 裏込砂	-	中砂	$1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-3}$	$4 \times 10^{-8} \sim 1 \times 10^{-3}$	
	-	細砂	$5 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$		
	-	粘性土	$1 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$		
基礎地盤	自然地盤	礫質土		1×10^{-1}	
		砂質土	透水試験から求める	1×10^{-3}	
		粘性土		$6.21 \times 10^{-7} \sim 1 \times 10^{-6}$	
	地盤改良部	サンドコンパクション	$4 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-2}$	$1.026 \times 10^{-6} \sim 6 \times 10^{-4}$	
	岩盤	-	亀裂, 破碎帯等に注意して調査し, 決定する	1×10^{-7} (泥質片岩)	
遮水シート	-	-	1×10^{-10}	不透過 $\sim 4.66 \times 10^{-9}$	施工方法, 接合方法, 損傷に留意して決定する

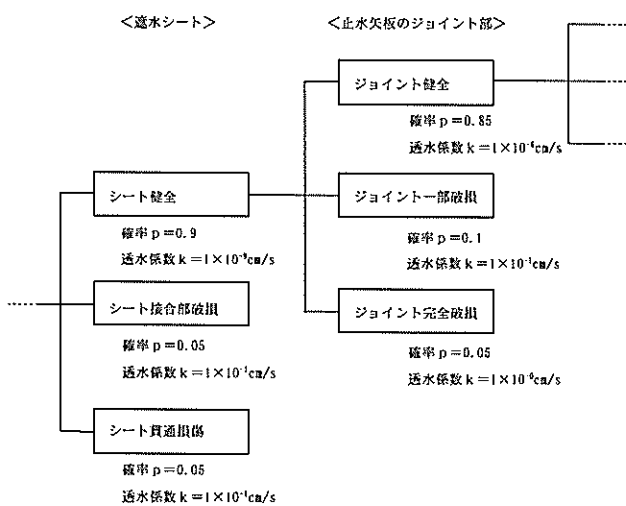


図-8-3 場合分けツリー図（浸出経路ごと）

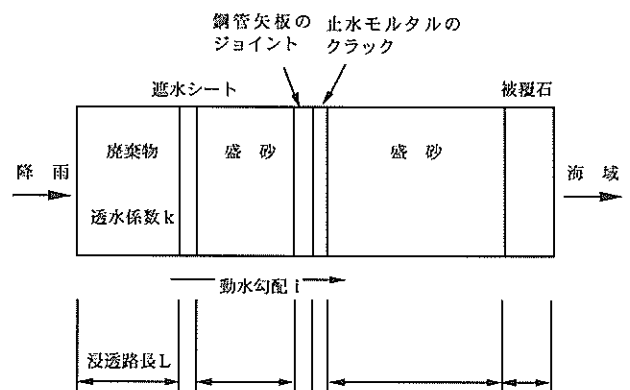


図-8-4 矢板式護岸構造の場合（浸出経路＝護岸下透水層浸透）

(4) 浸出経路ごとの計算手法

以上を参考にして浸出経路ごとの浸出量を算定する。浸出量の算定は式(8.1)に示す一次元移流分散式を用いて、汚染物質濃度の経時変化を求める。実際の計算では、式(8.1)を差分化した式(8.3)を用いる。

$$R \frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x} \quad (8.1)$$

ここに、

C: 浸出水中の物質濃度 (mg/L)

D: 縦分散係数 (cm²/s)

R: 遅延係数 (吸着係数)

v: 浸透速度 (cm/s)

n: 間隙率

u: 浸透流の実流速 (cm/s)

汚染物質発生モデル (ステップ状)

$$C = C_0 \quad \text{for } 0 < t \quad (8.2)$$

$$C = 0 \quad \text{for } t < 0$$

$$C_{i,j} = C_{i,j-1} + \Delta t \left\{ D \frac{C_{i+1,j-1} - 2C_{i,j-1} + C_{i-1,j-1}}{\Delta x^2} - u \frac{C_{i+1,j-1} - C_{i,j-1}}{\Delta x} \right\} \quad (8.3)$$

ここに、

C_{ij}: 浸出水中の物質濃度 (mg/L)

Δx: 差分計算における x の分割間隔 (m)

Δt: 差分計算における t の分割間隔 (s)

$$i_m = \frac{\frac{l_m}{k_m}}{\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \frac{l_3}{k_3}} \frac{l_1 + l_2 + l_3}{l_m} i \quad (8.4)$$

ここに、

i: 全体の動水勾配

i_m: i 番目の要素の動水勾配

k_m: i 番目の要素の透水係数 (cm/s)

計算条件:

初期濃度 C₀=1mg/L, 時間 t=0~2×10⁹s (=約 60 年)

解法:

前進差分法, ペクレ数 P_e=0.1 < 1,

クーラン数 C_r=0.002 < 1

8.2 環境リスクの計算例

ここでは、簡単のため、以下に示す3通りのシナリオに対して、移流分散解析を行い、海域に放出される物質

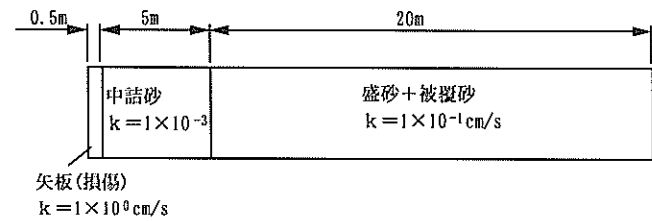
濃度の経時変化を求める (表-8-2, 図-8-5)。シナリオ1は、矢板継ぎ手に膨張性遮水材等が注入されていて止水性が健全な状態, シナリオ2は矢板継ぎ手は何らかの原因によって損傷を受けている状態を想定している。さらにシナリオ3では、矢板継ぎ手が損傷を受けているものの、中詰土として透水係数の低い混合土を用いた場合を想定した。

表-8-2 検討ケース一覧

検討ケース	矢板の状態	中詰土の種類
シナリオ1	健全	砂質土
シナリオ2	損傷	砂質土
シナリオ3	損傷	混合土

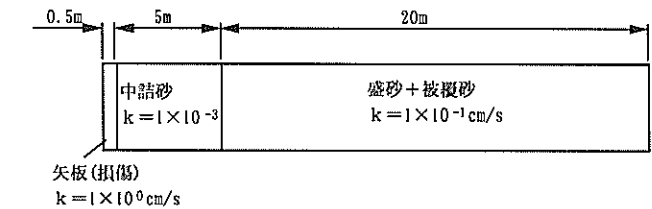
<シナリオ1> 矢板が健全な場合

漏出経路: 矢板健全→中詰砂→盛砂+被覆砂



<シナリオ2> 初期から矢板に損傷がある場合

漏出経路: 矢板損傷→中詰砂→盛砂+被覆砂



<シナリオ3> 初期から矢板に損傷があるが、中詰砂に混合土を用いている場合

漏出経路: 矢板損傷→混合土→盛砂+被覆砂

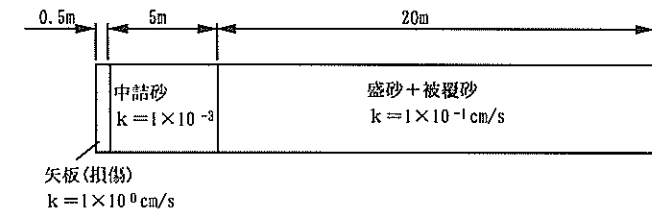


図-8-5 リスク算定に用いた3つのシナリオ

表-8-3 使用パラメータ一覧

	パラメータ	シナリオ1	シナリオ2	シナリオ3
矢板	L (m)	0.5	0.5	0.5
	D (cm ² /s)	9.9×10 ⁻⁴	9.61×10 ⁻⁴	1×10 ⁻⁶
	u (cm/s)	9.9×10 ⁻⁵	9.61×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁷
	R	1.0	1.0	1.0
	k (cm/s)	1×10 ⁻⁶	1×10 ⁰	1×10 ⁰
	i	1.98×10 ⁻¹	1.92×10 ⁻⁵	2×10 ⁻⁸
	v (cm/s)	1.98×10 ⁻⁷	1.92×10 ⁻⁵	2×10 ⁻⁸
	n	0.002	0.2	0.2
	Δx < D/u	10	10	10
	Δt < Δx/u	1×10 ⁵	1×10 ⁵	1×10 ⁸
中詰め	L (m)	5	5	5
	D (cm ² /s)	4.4×10 ⁻⁶	4.27×10 ⁻⁴	5.71×10 ⁻⁷
	u (cm/s)	4.4×10 ⁻⁷	4.27×10 ⁻⁵	5.71×10 ⁻⁸
	R	1.0	1.0	2.0
	k (cm/s)	1×10 ⁻³	1×10 ⁻³	1×10 ⁻⁶
	i	1.98×10 ⁻⁴	1.92×10 ⁻²	2×10 ⁻²
	v (cm/s)	1.98×10 ⁻⁶	1.92×10 ⁻⁴	2×10 ⁻⁷
	n	0.45	0.45	0.35
	Δx < D/u	10	10	10
	Δt < Δx/u	2×10 ⁷	2×10 ⁵	1×10 ⁸
盛砂	L (m)	20	20	20
	D (cm ² /s)	4.4×10 ⁻⁶	4.27×10 ⁻⁴	4.44×10 ⁻⁷
	u (cm/s)	4.4×10 ⁻⁷	4.27×10 ⁻⁵	4.44×10 ⁻⁸
	R	1.0	1.0	1.0
	k (cm/s)	1×10 ⁻¹	1×10 ⁻¹	1×10 ⁻¹
	i	1.98×10 ⁻⁶	1.92×10 ⁻⁴	2×10 ⁻⁷
	v (cm/s)	1.98×10 ⁻⁷	1.92×10 ⁻⁵	2×10 ⁻⁸
	n	0.45	0.45	0.45
	Δx < D/u	10	10	10
	Δt < Δx/u	2×10 ⁷	2×10 ⁵	2×10 ⁸

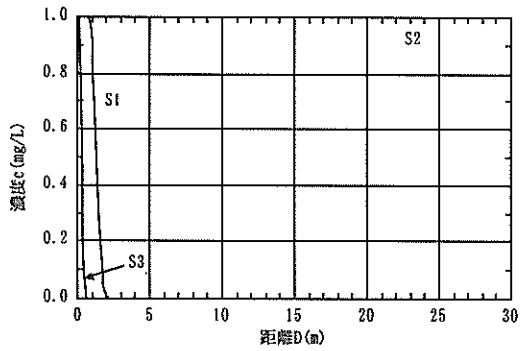
なお、通常、処分場内水位は外水位より約 1m 低く管理されているが、ここではかなり厳しい状態を想定して、内水位と外海とのヘッド差を $\Delta h=10\text{cm}$ とした。また、初期濃度は 1mg/L で、この値は解析を通じて一定とした。

表-8-3 は、各シナリオで用いたパラメータである。混合土の主材料が粘性土であることから、遅延係数を中詰め砂の場合の 2 倍としている。また、分子拡散係数は分散長に比して十分に小さいものと考え、各要素の分散係数 D は実流速 u に比例するものとして設定した。

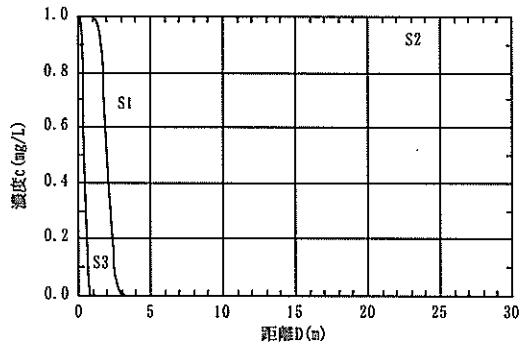
計算結果を図-8-6、図-8-7 に示す。図-8-6 (a)~(d)

は、それぞれ 5 年後、10 年後、20 年後、50 年後における汚染物質の濃度分布を示したもので、矢板が健全な場合 (S1) には 50 年後でも汚染のフロントは盛砂の前半部に留まっていることに比べ、矢板が損傷した場合 (S2) は汚染が外界に達している。

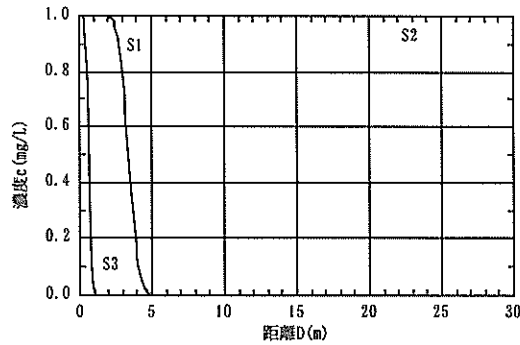
外界への汚染が始まるのは、図-8-7 より、数年後であることが分かる。これに対し、矢板が損傷しても中詰め土に混合土を用いている場合 (S3) には汚染のフロントは中詰め土に留まる。この効果は、透水係数の低い混合土がある程度の厚さで連続していることで、全体の流量



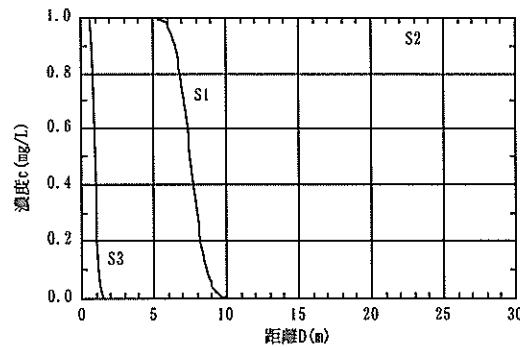
(a) 5年後における濃度分布



(b) 10年後における濃度分布



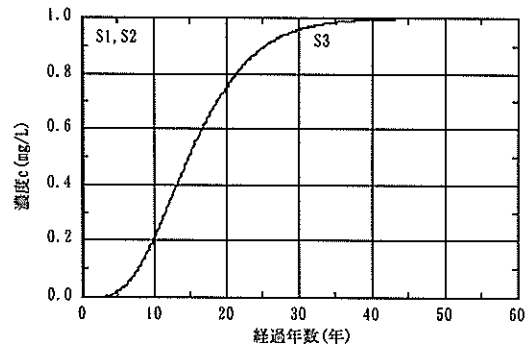
(c) 20年後における濃度分布



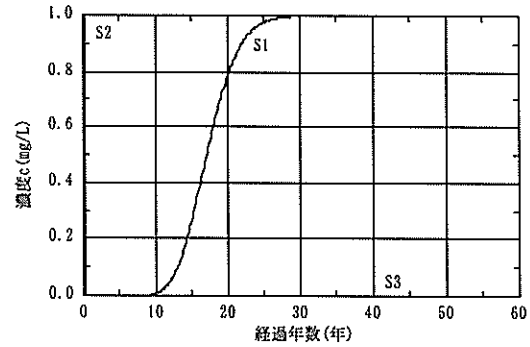
(d) 50年後における濃度分布

図-8-6 各時間経過後の濃度分布

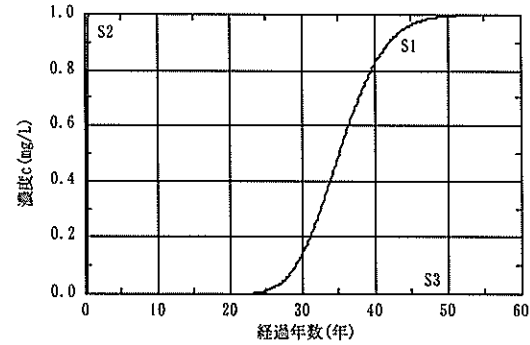
が減少していることが大きく影響している。S1のように矢板継ぎ手の透水係数が低くても、浸透路長が短い場合には、この部分における動水勾配が大きくなる結果、全体流量はそれほど減少しない。このことから、遮水工



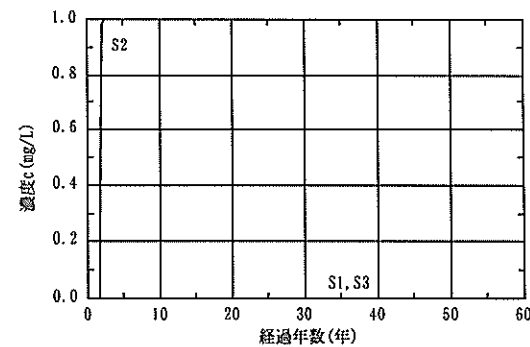
(a) 矢板-中詰土間における濃度変化



(b) 中詰土中央における濃度変化



(c) 中詰土-盛砂間における濃度変化



(d) 外海への排出濃度の変化

図-8-7 各地点の濃度分布

全体の信頼性を高めるには、単に透水係数の議論だけでなく、浸透路長（動水勾配）を視野に入れて全体構成を決定していくことが重要であることが分かる。

8.3 実験結果に基づいた漏出モデルを採用したときの環境リスクの計算例

ここでは、汚染物質の漏出モデルを簡単なステップ関数から、実験結果を模擬した関数とした場合の計算結果を示す。

(1) 汚染物質の発生モデル

廃棄物層からの汚染物質の発生は、廃棄物層中の固相と液相（間隙水）の間の分配係数と間隙水の置換回数で決定すると考えられる。分配係数は固相濃度（mg/kg）に対する液相濃度（mg/L）の比で表され、汚染物質の漏出量を規定する。実験結果から分配係数は pH などの条件で様々な値をとり、特にヒ素においては pH 条件によっては 10 倍以上溶出値に違いがみられた。これは、焼却灰の緩衝作用によるものと考えられる。液相の pH の変化は間隙水の置換回数に依存するため、廃棄物層の間隙が降雨や地下水の移動などで洗浄されることで、分配係数が変化して汚染物質の溶出が促進される。

今回想定した廃棄物地盤の性状および分配係数を表-8-4 に示す。また、土壌含有濃度を 100mg/kg とした場合の汚染物質の発生濃度の経年変化を図-8-8 に示す。これらは焼却灰を pH4 で繰返し溶出した室内試験結果に基

表-8-4 廃棄物地盤性状

廃棄物層	間隙率(%)	50
	乾燥密度(g/cm ³)	1.2
	焼却灰含有率 (%)	50
	実流速(m/y)	23
分配係数	Cr 初期(L/kg)	260
	Cr 定常(L/kg)	4000
	As 高 pH(L/kg)	40000
	As 低 pH (L/kg)	8000

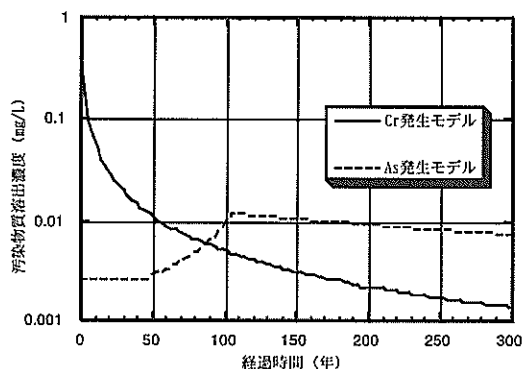
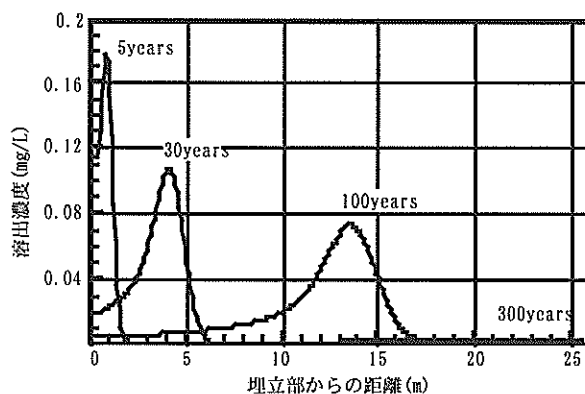


図-8-8 汚染物質漏出濃度変化

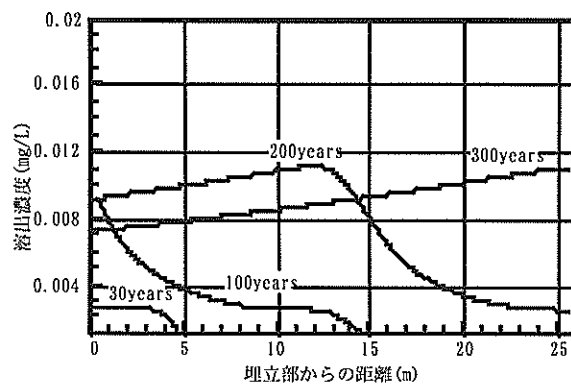
づいている。分配係数は図-6-11, 12 の試験結果を参考に、クロムに関しては初期値と定常値を、ヒ素に関しては pH 値に依存した値を設定した。発生濃度は、繰返し溶出試験時の抽出液量と設定流速による洗浄流量から分配係数の経年変化を予測し、漏出濃度を設定した。

(2) 計算結果

移流分散解析により得られたモデル護岸内の汚染物質濃度分布を図-8-9 に示す。横軸方向に護岸の座標を縦軸に汚染物質の濃度を示す。クロムに関しては、初期の高濃度の溶出による濃度ピークが経年的に低濃度かつブロードになりながら護岸内を移行していく結果となった。例えば、中詰砂の代わりに透水性の小さい改良土などを利用した場合、さらに汚染濃度のピーク濃度を低減することが可能であると考えられる。一方のヒ素では、廃棄物地盤が洗浄された後に分配係数が低下し、100 年後に高濃度汚染負荷が与えられるため、高濃度のピークが長時間経過した後に出現している。このように、物質の溶出特性によっては長期的なリスクを考慮する必要があることが判った。



(a) Cr 計算結果



(b) As 計算結果

図-8-9 護岸内濃度分布

8.4 まとめと今後の検討課題

海面埋立て処分場の環境リスクを算定するにあたり、シナリオを想定し、それぞれについて移流分散計算をすることによって汚染物質の濃度分布、外界への漏出濃度を求める方法を示した。環境問題の深刻化により、今後リスク管理の重要性が増してくると考えられる。ここに示したモデルは、リスク算定の基礎的なものであり、さらなる検討により、より精度の高いモデルを構築する必要がある。

今回の計算では、汚染物質ごとの漏出挙動の違いが明らかになった。廃棄物層からの汚染物質発生予測に関して、汚染物質漏出量と廃棄物層の組成や pH などとの相関や、護岸自体の経年的な劣化などに関してさらにデータを収集し、精度を高めていく必要がある。さらに長期間にわたる処分場の供用により各部材に発生するであろう「劣化確率の増加」、「劣化による透水係数の増加」などの経時的变化などを組み込むことによって予測法の高度化が図れる余地がある。

またリスク管理では、モデルの精度とともに計算結果の評価方法が重要である。これには、(1)各シナリオに対して得られる汚染物質の漏出濃度を環境基準値と比較する方法、(2)各シナリオの発生確率を漏出濃度に乘じて、これをすべてのシナリオについて積算して得られる期待値を環境基準値と比較する方法が考えられる。また、将来的には、比較基準として環境基準値のみを用いるのではなく、魚介類への蓄積量を想定し、疫学的な検知から検討を加える方法も考えられる。

参考文献

- 1) (財)港湾空間高度化センター：管理型埋立護岸設計・施工・管理マニュアル，2000年11月。

9. 結論

廃棄物処分場に関わる基準は、主に陸上の処分場を対象としており、また、技術開発も陸上処分場を中心に行われてきた。これらの技術の一部はそのまま海面処分場に適用可能であるが、周囲の水位が高く、保有水が塩分を多く含むといった条件では、そのままでは適用できないものが多い。特に、モニタリング技術に関しては電気的な手法を海面処分場に適用するには問題が多く、現状では不可能である。海面処分場に適応した技術開発が、今後必要である。

3章では、効率的な地盤環境情報の収集と土中水の採取を目的に、地盤環境モニタリングコーンを開発した。本装置は、地盤調査用の3成分コーンのプローブにより先端抵抗、間隙水圧、周面摩擦を計測し、その上部にある環境情報調査用のプローブにより、電気伝導度とpH（または酸化還元電位）を計測し、さらに採水を行うことができるように設計されている。すなわち、3成分コーンにより地盤情報を取得し、土層判別を実施することにより効率的な採水の可能性が高い砂層を探し出し、さらに貫入を続けて採水口がちょうどその砂層のところまで来たところで貫入を停止して、効率的な採水を試みるものである。

1号機を試作してこれを実際の廃棄物埋立処分場内の地盤に適用し、効率的な地盤調査と採水ができることを実証した。この際、問題点として挙げられた部分を改善すべく、プローブの剛性を高め、かつ電気伝導度も土質判別に適用できるように設計された2号機を試作し、これについても実際の廃棄物処分場に適用し、採水効率を判断するひとつの指標を提案した。

4章では海面処分場の廃棄物護岸に多く用いられる構造である、遮水シート、止水鋼矢板、セメント処理土、サンドコンパクションについて、屋内実験、数値解析によりその遮水性能について検討し、以下のような結果をえた。

- 1) 屋内実験および数値計算により、これまで曖昧であった遮水シート損傷部周辺の透水性能を支配するメカニズムについて明らかにし、遮水性に影響するパラメータを明らかにした。また、護岸構造全体の浸透解析を行う上で、換算透水係数を用いて損傷したシートを取り扱う手法について示した。
- 2) 提案した解析法により、遮水シートを多重にすることにより安全性が向上することを定量的に示すことができた。
- 3) 止水鋼矢板について、遮水シートと同様の数値解析に

より、浸透解析における止水工矢板の取り扱い方法について基本的な考え方を示した。

- 4) 貧配合のセメント処理土は、変形追従性が高く、また現地発生土を利用した低透水性材料を提供できることから、今後廃棄物護岸の遮水工として採用されることが期待される。しかし、その力学的特性は明らかにされていないため、まず屋内試験により基本的な力学特性を明らかにし、さらに遮水工として利用するために重要な、改良率や圧密度と透水係数の関係について明らかにした。

- 5) サンドコンパクション工法は、現在、護岸の地盤改良工法としてもっとも一般的な工法である。しかし、既存の改定地盤の遮水性を低下させる危険性が危惧されていた。本研究では数値解析と屋内実験により、改良率と水平方向の透水係数の関係を明らかに、水平方向の透水性に限れば、改良率50%以下であれば著しい遮水性の低下はないことを示した。

以上の成果により、これらの遮水工を廃棄物護岸に採用する際の基本的な考え方を明らかにした。しかしながらこれらの研究は基礎研究であり、その検討範囲も屋内実験あるいは机上検討に限られている。海面処分場において、護岸の遮水工は処分場の安全性を左右するもっとも重要な項目の1つであるため、今後、現地実験を含めた詳細な検討を進める必要がある。

5章では徳島県橘湾に建設されたは管理型廃棄物処分場の建設事例について知見をまとめ、以下のような結果を得た。

- 1) 護岸の形式として傾斜堤を採用し、2枚のPVCシート（厚さ3mm）による止水を行うとともに、シートの間には層厚1m～3mのセメント処理土層を設けることによる多重止水システムを採用した。浸透解析の結果2枚のPVCシートに万一損傷が発生した場合でも透水係数の小さいセメント処理土の効果により漏水量は大幅に低減されることを確認した。
- 2) 護岸は層厚15m～18mの軟弱な沖積粘土地盤上に建設されたため、護岸の直下は改良率30%のサンドコンパクション工法で改良した。有限要素法による変形解析を行い、PVCシートに発生する変形量およびセメント処理土のひずみ量を解析することにより、これらの止水構造は長期的な地盤変形に対して安全であると判断した。
- 3) 廃棄物護岸の建設工事の多くは海中での作業となるため、台船上でのシートの熱溶着と海中敷設、セメント処理土の作業船からの直接打設による止水層の造成などの新たな施工技術が開発された。

4)最終的に設計通りの護岸構造を構築することができたが、施工途中においては満ち潮時に堤外部の水位が堤内部より高くなり水圧で敷設後のシートの一部が浮き上がるなどのトラブルが発生した。本事例では潮位差が80cmと小さかったが、潮位差が大きい港湾では敷設直後のシートの安定が施工上の大きな問題になる可能性がある。今後、止水護岸の設計・施工においてさらに工夫が必要である。

6章では沿岸域の処分場における廃棄物の性状と溶出特性、汚染物質の移行特性について室内試験により検討を行った。結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 7つの廃棄物材料（浸出水1，固形物6）に関して、有害物質の種類や溶出濃度を把握する目的で、元素組成・水抽出試験・酸抽出試験（主要重金属類）を実施した。また、模擬海水を使用した溶出試験を行い、純水と海水による溶出特性の違いを調べた
- 2) 酸抽出による重金属の含有量測定では、数10～数100mg/kgの値を示しており、汚染のポテンシャルを有していたが、水および海水の抽出試験では溶出値は低かった。特に、含有量の大きかった鉛が水溶出では非検出となっており、固形分中への残留性が非常に高いことが確認できた。逆に、クロムや砒素などは、含有量に対して最大0.1%～1%のオーダーで水側へ溶出しており比較的移動性が高い。
- 3) 水抽出と海水抽出では両者に有意な違いは表れなかった。これは、導電率の増加による溶出の促進作用よりも、振とう溶液がアルカリ側の雰囲気になることによる溶出の抑制効果のほうが大きかったためと考えられる。
- 4) 蒸留水を通水して長期的な溶出特性を調べた結果、間隙置換回数15回を超えるとそれ以上蒸留水を通水しても出口側濃度は非検出となった。試験期間中を通じて出口pHは9を上回っており、アルカリ緩衝能を維持している状態における汚染物質溶出量は低濃度を維持することが分かった。
- 5) 焼却灰がアルカリ緩衝能を喪失した際の溶出挙動を調べるため、硫酸酸性pH=4の水による繰返し抽出試験を行った。この結果、ヒ素において溶液のpHがアルカリから中性に移行すると有害物質の溶出濃度が10倍程度大きくなった。クロムに関してはpH値に関係なく一定の溶出濃度で推移した。廃棄物が雨水や地下水などに長期的に暴露されることでアルカリ緩衝能を喪失した場合には、ポテンシャルとして保持していた汚染物質が環境中に溶出してくる可能性があることが判明した。
- 6) 汚染物質の移行メカニズムを把握するために、模擬粘

土地盤カラムを用いた連続通水試験を実施した。また、試験結果を、移流・拡散モデルを用いて解析することにより、各成分の分散長および分配係数を求めた。

- 6) 有害物質の埋立護岸からの漏出を廃棄物からの有害物質の溶出と溶出した有害物質の地盤中の移行の2段階に分けて考える必要がある。有害金属類の溶出に関しては、廃棄物中の含有量の他に間隙水中のpHなどによって溶出する濃度レベルが決定され、焼却灰試料では試料自体がアルカリ性を呈するため溶出濃度としては比較的低濃度であった。しかし、長期間にわたって中性あるいは弱酸性の降雨や地下水に暴露される条件下で安定化された形態を維持できるかは不明確である。
- 7) 溶出した有害物質の移行に関しては、物質ごとに特性が大きく異なる。有機塩素系化合物は廃棄物中や地盤中の有機物への吸着により著しい遅延効果を受ける。有害金属類のうちクロムあるいはヒ素に関しては、非常に移動性が高く陽イオン交換能の影響を受けないため、粘土地盤中でも移行しやすいと考えられる。逆に、鉛のように比較的不溶性の化合物を形成しやすく、また陽イオン交換能をもつ粘土鉱物への吸着力も強い物質では、環境中への放出をほとんど考慮する必要がないと考えられる。カドミウムに関しては今回の実験では、陽イオン交換能の大小に比例して遅延効果がみられた。ただし、導電成分濃度が非常に大きくイオン強度も大きい海水環境下で、ppmオーダーの有害物質が選択的に遅延されるかどうかは不明確である。

7章では沿岸域の管理型廃棄物護岸を対象として、反応性浄化壁の適用性を検討した。主な結果は次のようにまとめられる。

- 1) 鉄粉に対して重金属量が過剰な条件でのバッチ法による反応実験の結果、鉄粉1モル当たりの六価クロムの安定化量は0.01～0.02モル、カドミウムは0.015～0.05モルであった。
- 2) カラム実験では模擬汚染水の通水にしたがってpHは10程度まで上昇し、破過が生じてからは出口濃度が増加するにしたがってpHが低下して模擬汚染水の初期pHまで低下した。
- 3) カラム実験では鉄1モル当たり六価クロムの安定化量は0.02モル前後でバッチ法のそれとほぼ同様であり、カドミウムは0.001モル前後でバッチ法のそれよりも著しく小さくなった。
- 4) カラム実験での反応量は、地下水の流速に依存しないことが考えられる。

以上の試験結果から、適切な鉄粉の添加量と浄化壁の構造を選択することにより、廃棄物から漏出する有害金

属類に対して護岸から外海への浸出を防止することが可能であることが確認された。ただし、以上の検討は屋内試験の結果によるものであり、今後現地実験を含めたより詳細な検討が必要である。

具体的に反応性浄化壁を廃棄物処分場に適用する方法としては鋼矢板セル護岸の中詰め砂の部分に浄化壁を構築すること、中詰め砂に一定の割合で反応剤である鉄粉を混合すること、ケーソン護岸や鋼管矢板の打ち継ぎ部など漏水の主経路に反応剤を充填するなどが考えられる。

8章では沿岸域の廃棄物処分場における環境リスクの算定法を検討した。検討結果をまとめると以下になる。

- 1) 環境リスクを算定するにあたって、まず漏出のシナリオを想定し、それぞれについて移流分散計算をすることによって汚染物質の濃度分布、外界への漏出濃度を求める方法を示した。ここに示したモデルは、リスク算定の基礎的なものであるが、今後精度の高いモデルに発展させることができる。
- 2) 今回のモデルを用いた計算により汚染物質ごとの漏出挙動の違いが明らかになった。廃棄物層からの汚染物質発生予測に関して、汚染物質漏出量と廃棄物層の組成や pH などとの相関や、護岸自体の経年的な劣化などに関してさらにデータを収集し、精度を高めていく必要がある。
- 3) 長期間にわたる処分場の供用により各部材に発生するであろう「劣化確率の増加」、「劣化による透水係数の増加」などの経時的変化などを組み込むことによって予測法の高度化が図れる余地がある。
- 4) リスク管理ではモデルの精度とともに計算結果の評価方法が重要であり、①各シナリオに対して得られる汚染物質の漏出濃度を環境基準値と比較する方法、②各シナリオの発生確率を漏出濃度に乘じて、これをすべてのシナリオについて積算して得られる期待値を環境基準値と比較する方法が考えられる。将来的には、比較基準として環境基準値のみを用いるのではなく、魚介類への蓄積量を想定し、疫学的な検知から検討を加える方法も考えられる。

(2002年2月14日受付)

謝 辞

本研究は運輸施設整備事業団の公募型基礎研究推進制度によって実施された。本制度では研究開始前、中間段階、研究後において評価委員会による評価が行われるが、本研究においても各段階で委員の先生方より研究の計画、進め方、とりまとめの方向について多くの有益なご助言をいただいた。また、運輸施設整備事業団技術部基礎研究課の担当の方々には、本研究の予算の管理や研究の執行において終始暖かいご支援をいただいた。ここに記して、深く感謝の意を表します。

港湾空港技術研究所資料 No.1025

2002.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL.0468(44)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社東京プリント

Copyright © (2002) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この技術資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。