

放射性セシウムによる汚染土等を対象とした
海面処分場に関する研究

(Study on Offshore Disposal Facility for Soils and Wastes
Contaminated with Radioactive Cesium)

2018 年（平成 30 年）11 月

栗原 大

要 旨

福島第一原子力発電所事故後に実施された除染作業により 2,200 万 m^3 の除去土壌や廃棄物が発生し、除去土壌の処分が東日本大震災からの復興の課題となっている。過去の関東大震災や阪神・淡路大震災などの大震災からの復興では、一箇所で 1,000 万 m^3 を超える膨大な廃棄物を処分できる利点をもつ海面処分場を利用した災害廃棄物の処分が行われてきた。また日本では、一般廃棄物や産業廃棄物の最終処分場として海面処分場が広く使用されてきた。既存の海面処分場の多くは粘性土層の上に建設されているが、構造安全性と長期管理の観点から海底地盤はよく締まった砂礫層であることが望ましい。海底面が砂質土の場合、海底面の上に遮水層を設置する必要があるが、例えば 2008 年に竣工した寒川海面処分場では、海成粘土ベントナイト混合土により厚さ 2m の底面遮水層が施工されている。

本研究では、除去土壌を海面処分場で最終処分することを想定し、海面処分場の底面遮水に用いる遮水地盤材料の開発を行った。まず、底面遮水のための遮水材料の必要性能について検討した。そして、海成粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水特性、圧縮特性、圧密特性及びセシウム吸着特性、海成粘土にセメントを添加した遮水地盤材料の透水特性、セシウム吸着特性について検討した。ベントナイトは遮水性の向上、砂は遮水材料の圧縮性の低減及び圧密係数の増加による施工性の向上、ゼオライトはセシウムの吸着性の向上、セメントは施工に必要な強度を付与することを目的として添加した。

本論文は、全 9 章で構成している。

第 1 章では、序論として前述のような研究の背景と既往の研究を取りまとめた。

第 2 章では、想定する海面処分場の構造、底面遮水に用いる遮水地盤材料の透水性と吸着性に関する必要性能について示した。

第 3 章では、海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水性について検討した。遮水地盤材料に対して段階載荷圧密試験を実施し、透水係数を求めた。砂の添加量が少ないとき Darcy 則の透水係数は変化しないと報告されてきたが、間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} で整理すると、砂添加による間隙比の減少により砂を添加したときの k_{pore} は無添加のものと比べて増加することがわかった。また、ベントナイトとゼオライトの添加では、ベントナイトの添加により k_{pore} が減少するが、ベントナイト添加量が同じ供試体では、ゼオライト添加比が多いほど k_{pore} が小さくなることがわかった。また、ベントナイト、ゼオライト、砂の添加による間隙率の変化から透水係数の予測を行った。

第 4 章では、海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の圧縮特性、圧密特性について検討した。東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを添加した試料の圧縮指数について、圧縮指数変化比 C_c/C_{c0} と各材料の添加率の関係式を示し、ベントナイトと砂、ベントナイトとゼオライトを両方添加した試料の圧縮指数変化比が予測できることを示した。また、ベントナイトおよび砂・ゼオライトの添加による圧密係数の変化率 c_v/c_{v0} と添加率の関係式による予測について検討した。

第 5 章では、海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性について検討した。バッチ吸着試験および圧密通水試験により遮水地

盤材料のセシウム吸着特性について調べた。また、層厚の違いがセシウムの吸着破過特性に及ぼす影響について検討し、遮水地盤材料のセシウム吸着性能の指標として、圧密通水試験での破過点の PVF（累積通水量/供試体の間隙体積）の目標値を提案した。また、遮水地盤材料の各材料の配合から破過点の PVF が予測できることを示した。最後に、X 線回折分析により、セシウムの吸着効果のある層状ケイ酸塩鉱物等が各材料中に存在することを示した。

第 6 章では、海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の、透水性、セシウム吸着特性、圧縮性および圧密特性を考慮した配合設計を行う方法をまとめた。まず、第 3 章で検討した透水係数の予測および第 5 章で検討した破過点の PVF の予測を用いて、透水性およびセシウム吸着特性を考慮したベントナイトとゼオライトの配合方法を示した。また、第 4 章で検討した圧縮指数変化率の予測を用いて、圧縮性を考慮した砂の配合方法を示し、圧密係数変化率の予測を用いて、圧密にかかる時間を確認した。

第 7 章では、海成粘土にセメントを添加した遮水地盤材料の特性について検討した。乾燥質量比 2~4%程度のセメントを添加する少量セメント添加粘土に対し、ベーンせん断試験、圧密試験、中空ねじり試験を実施した。少量セメント添加粘土は、時間とともに数 kPa の強度が発現しており、施工上必要な強度を与える観点からは少量セメント添加は選択肢となりうると考えられる。少量セメント添加粘土は、圧密時に間隙比の減少が無添加の場合よりも抑制されるため、同一の圧密圧力において透水係数が増加するので、この影響を十分考慮する必要がある。中空ねじり三軸試験によって、せん断変形を与えた前後の透水係数の変化を調べた。貧配合セメント固化処理土（添加率 10%、15%）では 20%のせん断変形によりクラックが生じ透水係数が上昇したが、少量セメント添加粘土ではせん断変形によって透水係数は低下し、上昇はみられなかった。第 5 章と同様の方法で少量セメント添加粘土のセシウム吸着特性を調べた結果、セメントを添加したことにより、破過点の PVF に大きな差はなく、吸着特性はほとんど変わらないことがわかった。また、セメントの添加率が大きくなるにつれて破過後の濃度の勾配は大きくなり、破過後の濃度上昇が早くなることがわかった。

第 8 章では、海面処分場の建設方法及び除去土壌等の処分方法、除去土を海面処分場に処分したときの建設および処分に要する費用について検討を行った。除去土や遮水工に用いる浚渫土の海上の運搬距離を 5~200km としたとき、海面処分場の建設費と運搬費を合わせた直接工事費は 4,776 億~5,492 億円、概算工事費は 6,209 億~7,140 億円であった。Yasutaka ら¹⁾は輸送と中間貯蔵施設にかかる費用を 5,700 億円と試算しており、海面処分場による除去土の最終処分には、中間貯蔵施設と同規模の費用が必要となることがわかった。処分容量 1m³あたりの建設費と浚渫土運搬費を合わせた概算工事費は 25,600~26,500 円となり、Yasutaka ら¹⁾が試算に用いた既存の管理型最終処分場の残土受入単価 33,300 円/m³と比較して 7,700~6,800 円安かった。除去土の最終処分に海面処分場を用いた場合、2,000 万 m³の処分容量を 1 箇所確保し、1m³あたりの工事費も安くできる可能性があることがわかった。除去土の海上運搬費と Yasutaka ら¹⁾の試算による除去土の陸上運搬費の比較により、運搬距離 5~180km のとき海上の運搬費に比べて陸上の運搬費は 3.5~4.7 倍高くなることがわかった。

第 9 章では、結論として各章で得られた知見をまとめるとともに、今後の課題について言及した。

1) Yasutaka, T., & Naito, W. (2016). Assessing cost and effectiveness of radiation decontamination in Fukushima Prefecture, Japan. *Journal of environmental radioactivity*, 151, 512-520.

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 放射性セシウムで汚染された除去土壌および廃棄物	1
1.1.1 発生の経緯と放射能濃度ごとの発生量	1
1.1.2 除去土壌の処理の現状と課題	3
1.2 管理型廃棄物海面処分場の事例と技術基準	6
1.2.1 海面処分場の概要)	6
1.2.2 海面処分場の遮水に関する技術基準	8
1.2.3 海面処分場の事例	9
1.3 既往の研究と本研究の目的	11
1.3.1 海成粘土の透水特性および遮水地盤材料に関する研究.....	11
1.3.2 土壌中における Cs の存在形態と土壌の負電荷への Cs の吸着メカニズム ...	18
1.3.3 ゼオライトによるセシウム吸着に関する研究	21
1.3.4 海面処分場の構造と施工に関する研究	22
1.3.5 中間貯蔵にかかる費用に関する研究	23
1.3.6 本研究の目的	26
第 1 章の参考文献.....	27
第 2 章 放射性セシウムによる汚染土等を対象とした海面処分場に用いられる遮水材料の必要性能	30
2.1 想定する海面処分場の構造	30
2.2 遮水層に用いられる遮水地盤材料の透水性と吸着性に関する必要性能	31
2.2.1 放射性セシウムを含む土壌や焼却灰の溶出特性	31
2.2.2 底面遮水層のトラベルタイムと透水性に関する必要性能.....	33
2.2.3 有効間隙率に関する検討	36
2.2.4 遮水地盤材料の吸着性に関する必要性能	37
第 2 章の参考文献.....	38
第 3 章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水性	39
3.1 供試体の配合と段階载荷圧密試験の方法	39
3.1.1 遮水地盤材料の性質と供試体の配合	39
3.1.2 試験方法（段階载荷圧密試験）	41
3.2 ベントナイトの混合による透水係数の低減効果	42
3.3 ゼオライトまたは砂の混合による透水係数の変化	44
3.4 ベントナイトとゼオライトの混合による透水係数の変化	46

3.5	砂またはゼオライトを添加したときのベントナイト添加による透水係数低下の傾向	51
3.6	海水粘土を母材とする遮水地盤材料の透水係数の設計方法	53
3.7	まとめ	61
	第3章の参考文献	62
第4章	海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の圧縮圧密特性	63
4.1	はじめに	63
4.2	試験方法	64
4.3	試験結果と考察	66
4.3.1	ベントナイト、砂、ゼオライトの添加による圧縮指数 C_c の変化	66
4.3.2	ベントナイト添加および砂・ゼオライト添加が圧密係数 c_v に及ぼす影響	72
4.4	まとめ	77
	第4章の参考文献	79
第5章	海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性	80
5.1	放射性セシウムと安定セシウムの濃度の関係	80
5.2	セシウム吸着試験の方法	81
5.2.1	バッチ吸着試験	81
5.2.2	圧密通水試験（カラム試験）	81
5.3	海成粘土にベントナイト及びゼオライトを混合した試料のセシウム吸着特性	83
5.3.1	海成粘土にベントナイトを混合した試料のバッチ吸着試験結果	83
5.3.2	海成粘土にベントナイトおよびゼオライトを混合した試料の圧密通水試験の試験結果	84
5.4	砂の混合がセシウム吸着特性に及ぼす影響	89
5.5	層厚の違いがセシウムの吸着破過特性に及ぼす影響	91
5.6	遮水地盤材料のセシウム吸着特性の予測	93
5.7	粘土の物理化学的性質とセシウム吸着特性の関係	94
5.8	まとめ	98
	第5章の参考文献	99
第6章	海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の配合設計	100
6.1	透水性とセシウム吸着特性を考慮した材料の配合設計	100
6.2	圧縮圧密特性を考慮した材料の配合設計	102
6.3	まとめ	107

第7章	海成粘土に少量セメント添加した遮水地盤材料の透水特性と吸着特性	108
7.1	セメント添加による遮水地盤材料の利点と課題	108
7.2	添加するセメント量と強度の検討	110
7.2.1	強度試験の方法	110
7.2.2	強度試験の結果	111
7.3	少量セメント添加粘土の透水特性	113
7.3.1	実験の方法	113
7.3.2	実験結果	113
7.4	大きなせん断変形を受けた少量セメント添加粘土の透水性の変化	116
7.4.1	供試体の作成と中空ねじり透水試験の方法	116
7.4.2	中空ねじり透水試験の結果	118
7.5	セメントを添加した遮水地盤材料のセシウム吸着特性	121
7.5.1	試験方法	121
7.5.2	実験結果と考察	122
7.6	まとめ	124
	第7章の参考文献	125
第8章	海面処分場の建設及び除染土壌等の処分方法	126
8.1	はじめに	126
8.2	汚染された底質の浚渫・海面埋立の事例	128
8.3	方法	130
8.3.1	処分対象とする除去土	130
8.3.2	海面処分場の構造	131
8.3.3	海面処分場の建設方法	132
8.3.4	除去土の輸送・埋立方法の検討	135
8.3.5	除去土及び浚渫土の運搬費用	137
8.3.6	海面処分場および積出し基地の建設費用	139
8.4	建設費用の検討結果	139
8.5	考察	141
8.5.1	輸送費用の比較	141
8.5.2	処分費用の比較	142
8.5.3	浚渫土利用の実現可能性	143
8.6	まとめ	144
	第8章の参考文献	144
第9章	結論	146
9.1	本研究のまとめ	146
9.2	今後の課題と展望	152

第1章 序論

1.1 放射性セシウムで汚染された除去土壌および廃棄物

ここでは、本研究で対象とする放射性セシウムで汚染された土が発生した経緯や発生量、現在行われている最終処分に向けた取組みについて説明する。

1.1.1 発生経緯と放射能濃度ごとの発生量

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の地震動と津波の影響により、東京電力福島第一原子力発電所事故が発生した。この事故により約900PBq（ヨウ素換算値、東京電力推計値¹⁾）の放射性物質が大気中に放出され、放射性物質の拡散および沈着が生じた。沈着した放射性物質から放出される放射線により空間線量率が高い地域では、放射性物質の除去や遮蔽により生活環境の空間線量率を減らすため、除染が行われている。

除染が行われる地域は、国が除染実施計画を策定し除染を実施する除染特別地域（国直轄除染）と、市町村が除染実施計画を策定し、市町村、県、国等が除染を実施する除染実施区域（市町村除染）に分けられる。図-1.1に除染特別地域²⁾、図-1.2に福島県内の除染実施区域³⁾を示す。除染特別地域は2017年3月31日までに⁴⁾、除染実施区域は2018年3月19日までに⁵⁾、面的除染が完了した。除染特別区域に指定された11市町村のうち双葉町及び大熊町を除く9市町村では、2017年4月1日までに帰還困難区域を除いて避難指示が解除されている⁴⁾。また、将来にわたって居住を制限するとされてきた帰還困難区域では、避難指示を解除し居住を可能とする「特定復興再生拠点区域」が定められ、市町村が計画を作成し、国が実施



図-1.1 除染特別地域（国直轄除染）²⁾

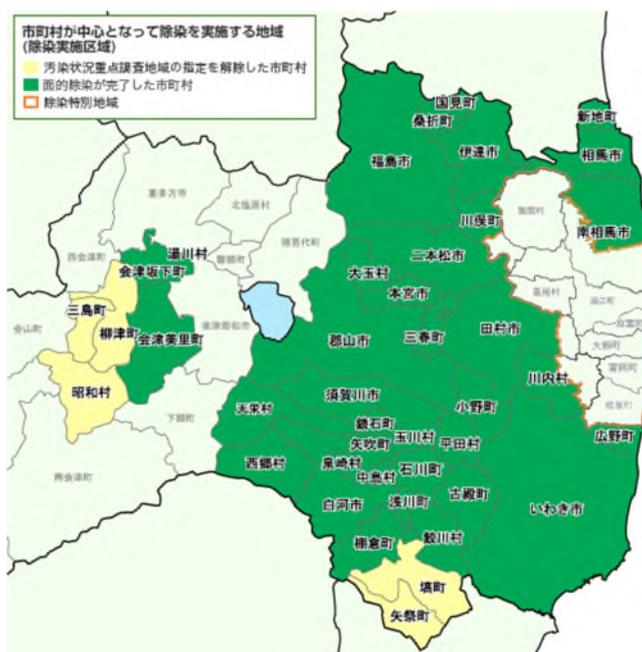


図-1.2 福島県内の除染実施区域（市町村除染）³⁾



図-1.3 除染作業の例⁷⁾

する方法で除染が行われている⁶⁾。

除染方法は除染の対象箇所により異なる。図-1.3 に除染作業の例を示す⁷⁾。宅地では庭の表土の剥ぎ取りや天地返し、堆積物の除去等，農地では反転耕や深耕，表土の剥ぎ取り等，森林では林縁から 20m 程度の落ち葉や落ちた枝などの除去等，道路では堆積物の除去等により行われる⁷⁾。

福島県内の除染に伴い生じた土壌及び廃棄物（草木，落ち葉・枝，側溝の泥等）の発生量は，減容化前で 1,870 万 m^3 ～2,815 万 m^3 ，減容化後で 1,601 万 m^3 ～2,197 万 m^3 ，上記以外の廃棄物（放射能濃度が 10 万 Bq/kg を超える焼却灰等）の発生量は約 1.8 万 m^3 と推計されている⁸⁾。また，放射能濃度毎の除去土壌等の発生量は，2016 年 1 月時点では 8,000Bq/kg 以下の土が約 1,000 万 m^3 ，8,000Bq/kg 超 10 万 Bq/kg 以下の土が約 1,000 万 m^3 ，10 万 Bq/kg 超の土が約 1 万 m^3 ，焼却灰が約 160 万 m^3 と推定されている⁹⁾。

1.1.2 除去土壌の処理の現状と課題

(1) 中間貯蔵施設と除去土壌の埋立

中間貯蔵施設は、福島県内の除去土壌等を最終処分までの間、集中的に貯蔵する施設として、**図-1.4**に示すように双葉町、大熊町に福島第一原子力発電所を取り囲むように整備が計画されており、主に土壌貯蔵施設、廃棄物貯蔵施設、受入・分別施設、減容化施設からなる¹⁰⁾。中間貯蔵施設用地の全体面積約1,600haのうち、民有地が1,270ha(79%)、公有地が330ha(21%)であるが、2018年6月末時点で950ha(用地全体の59.4%)の民有地の用地取得の契約が終わっている¹¹⁾。

除染で発生した福島県内の除去土壌は各市町村に多数設置された仮置場でフレキシブルコンテナに入れた状態で保管され、2015年3月から中間貯蔵施設への輸送が行われている¹²⁾。

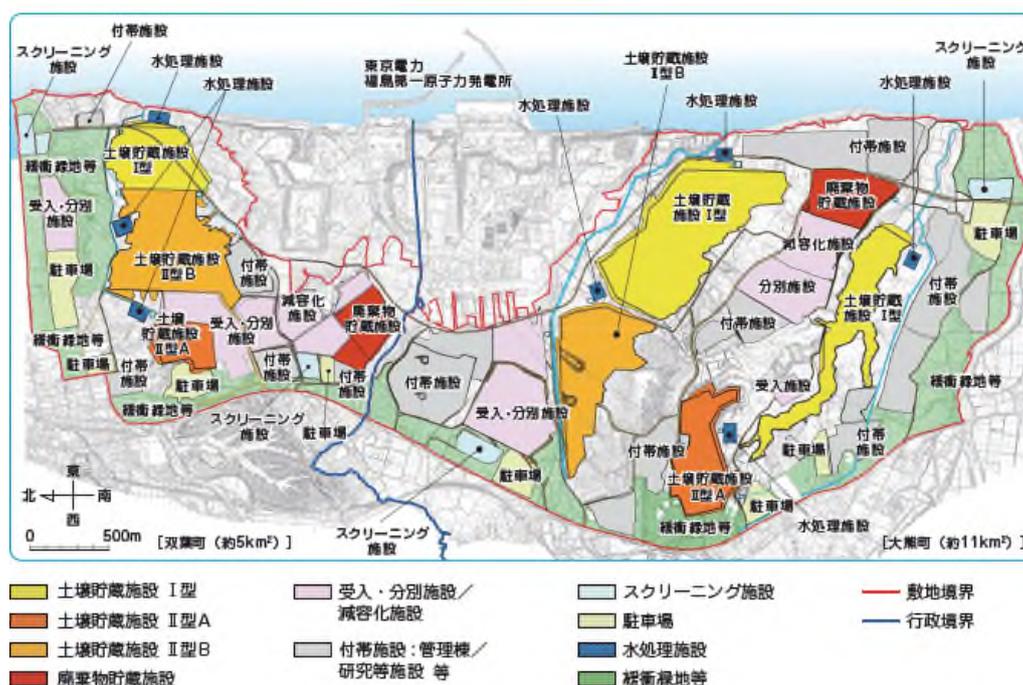


図-1.4 中間貯蔵施設の配置図¹⁰⁾



仮置場 (葛尾村)



仮置場 (浪江町)

図-1.5 仮置場の例⁴⁾

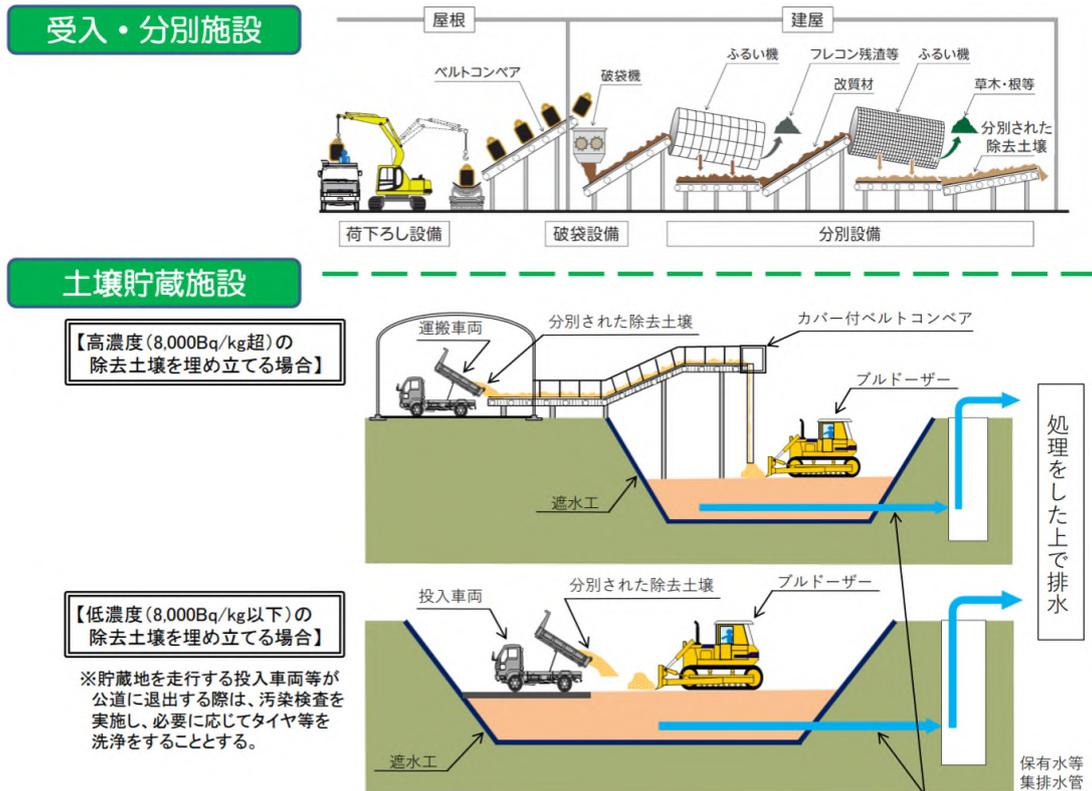


図-1.6 受入・分別施設および土壌貯蔵施設のフローのイメージ図¹³⁾



受入・分別施設（1期双葉工区）



土壌貯蔵施設（1期大熊工区）

図-1.7 除去土壌の受入・分別施設と土壌貯蔵施設⁵⁾

図-1.5 に仮置場の例⁴⁾、図-1.6 に受入・分別施設および土壌貯蔵施設のフローのイメージ図¹³⁾、図-1.7 に中間貯蔵施設内の受入・分別施設と土壌貯蔵施設⁵⁾を示す。仮置場から中間貯蔵施設に輸送された除去土壌の入ったフレキシブルコンテナは、破碎処理され、フレキシブルコンテナ残渣や草木・根等の分別が行われた後、分別された除去土壌が中間貯蔵施設内の土壌貯蔵施設に埋立される。

○中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略 工程表

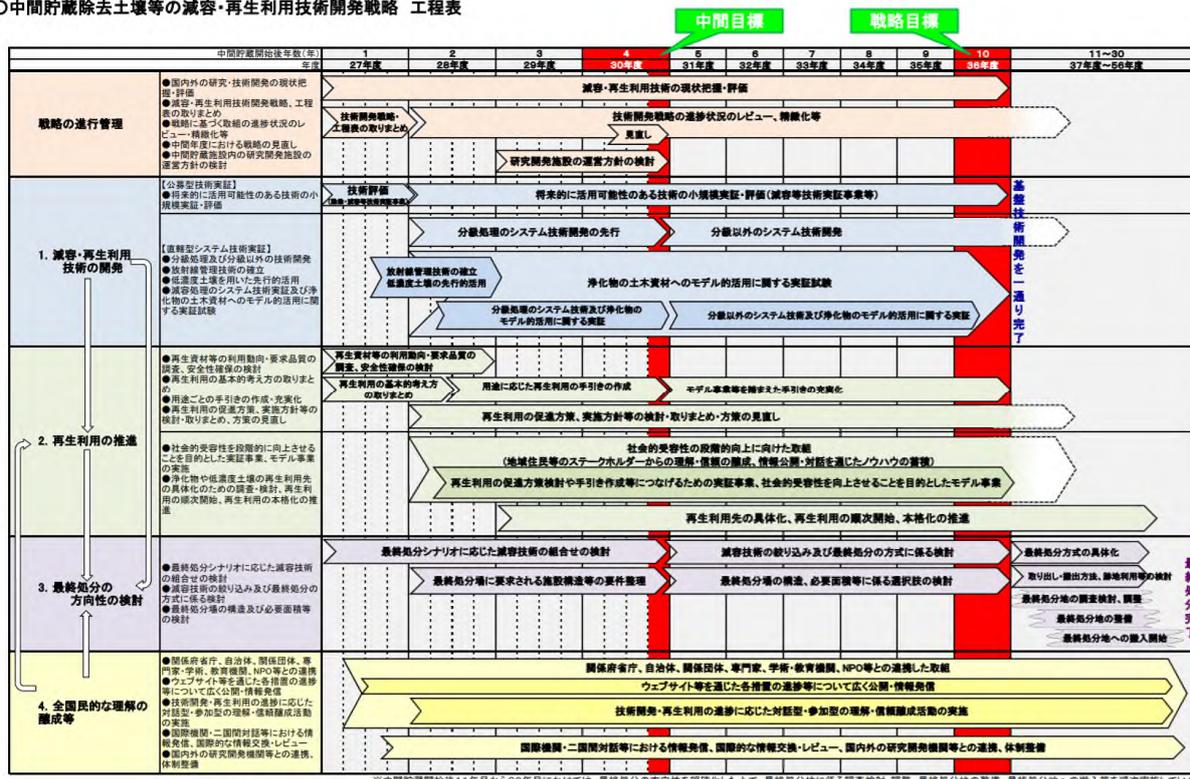


図-1.8 中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略 工程表¹⁴⁾

(2) 再生利用と減容化の取り組みと見通し

除去土壌等については、「中間貯蔵開始後30年以内に福島県外で最終処分を完了するために必要な措置を講ずる」ことが、「中間貯蔵・環境安全事業株式会社法」(平成15年法律第44号)に明記されている⁹⁾。除去土壌等の県外最終処分に向けて、2016年4月、環境省は「中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略」⁹⁾及び図-1.8に示す「工程表」¹⁴⁾を取りまとめた。この戦略は、除去土壌の減容・再生利用の技術開発や推進、最終処分の方向性の検討等の中長期的な方針を提示したものである。この戦略に従って、再生利用実証事業や土壌分級処理実証事業が行われている¹³⁾。例えば、南相馬市における再生利用実証事業¹³⁾では、除去土壌を盛土の材料として使用することを想定した実証が行われている。具体的には、フレキシブルコンテナに入った除去土壌を開封し、異物除去、放射能濃度による濃度分別、含水比や粒度などの品質調整を行い、再生資材化。再生資材により試験盛土を施工(盛土全体を通常の土で50cm覆土)し、空間線量率や盛土材料の放射能濃度、浸出水の放射能濃度の確認などが行われている。また、飯舘村では園芸作物用の農地造成の造成土として、二本松市では道路の路床材としての再生利用実証事業が行われる予定である¹³⁾。また、大熊町における土壌分級処理実証事業では、分級処理の各工程における放射線に関する安全性や分級処理システムの安定性や経済性などの評価が行われる予定である¹³⁾。

(3) 最終処分に向けた国の方針

環境省が2016年4月に取りまとめた「中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略

工程表」¹⁴⁾によると、2015～2018年度において最終処分シナリオに応じた減容技術の組合せの検討、最終処分場に要求される施設構造等の要件整理が行われ、2019～2024年度において減容技術の絞り込み及び最終処分の方式に係る検討、最終処分場の構造・必要面積等に係る選択肢の検討が行われる予定である。また、2025年度から2044年度にかけては、「最終処分の方向性を明確化した上で、最終処分地に係る調査検討・調整、最終処分地の整備、最終処分地への搬入等を順次実施していく」としている。

1.2 管理型廃棄物海面処分場の事例と技術基準

ここでは、海面処分場の概要、遮水に関する技術基準、遮水工の施工事例について概説する。

1.2.1 海面処分場の概要¹⁵⁾

海面処分場とは、建設される場所の特徴に着目した廃棄物最終処分場の一つの形態のことであり、海域に建設されるものである。陸域に建設される処分場は、海面処分場に対して陸上処分場と呼ばれる。法令に基づく廃棄物最終処分場の一般事項は、海上処分場も陸上処分場も共通であり、以下にその概要を説明する。

廃棄物最終処分場は、受け入れる廃棄物の種類によって分類されている。その種類は、「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」（以下、「廃棄物処理法」）によって定められており、ごみの排出元によって大きく2つに分類される。主に一般家庭やオフィスなどから排出される一般廃棄物と工場等の産業活動により排出される産業廃棄物である。さらに廃棄物の有害性や安定性などにより区分されるが、この区分方法は一般廃棄物と産業廃棄物で異なる。一般廃棄物及び産業廃棄物ともに、人の健康や生活環境に被害を与える可能性があるものは、特別管理一般廃棄物と特別管理産業廃棄物として分類される。具体的には、前者には、PCB製品部品、ばいじん、ダイオキシン類含有物など、後者には、廃油、廃酸、廃アルカリなどが指定

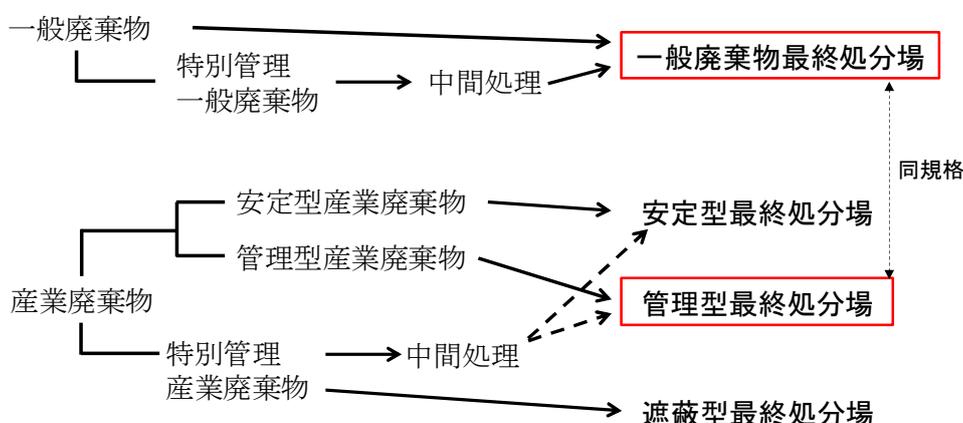


図-1.9 廃棄物及び最終処分場の分類¹⁵⁾

される。産業廃棄物は、特別管理産業廃棄物の他、安定5品目（廃プラスチック、金属くず、ガラス陶磁器くず、ゴムくず、がれき類）として指定される安定型産業廃棄物、特別管理型産業廃棄物及び安定型産業廃棄物以外のものとして指定される管理型産業廃棄物の3種類に分類される。

最終処分場は、これらの廃棄物の種類に対応するように分類されている。図-1.9に廃棄物及び最終処分場の分類を示す。一般廃棄物の受け入れ先は一般廃棄物最終処分場である。特別一般廃棄物も中間処理を施した後に一般廃棄物最終処分場で受け入れられる。一方、産業廃棄物の受け入れ先は、廃棄物の分類に合わせて、安定型廃棄物最終処分場、管理型廃棄物最終処分場、遮蔽型廃棄物最終処分場の3種類がある。したがって、最終処分場は4種類に分類される。

それぞれの処分場に対して構造基準や維持管理基準が「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定める省令」（1998年6月改正）（以下、基準省令¹⁶⁾）によって定められている。一般廃棄物最終処分場と管理型廃棄物最終処分場は、基本的に同一の基準が定められており、これに安定型廃棄物最終処分場、遮断型廃棄物最終処分場を加えた3種類の基準がある。図-1.10にこの3種類の基準に対する廃棄物最終処分場の概略図を示す。安定処分場（図-1.10(a)）は環境に影響しないものや早期に安定化が見込めるものを対象としているため、遮水工や浸出水処理を必要としない。一般廃棄物最終処分場及び管理型最終処分場（図-1.10(b)）は富栄養化などで環境を汚濁する可能性がある廃棄物を埋め立てるものであるため、遮水工や浸出水処理施設が必要とされる。遮断型最終処分場（図-1.10(c)）は、環境リスクが大きい有害な廃棄物を埋め立てるものであるため、公共の水域及び地下水と遮断された場所へ埋め立てることが求められ、遮断機能を有する仕切設備やそれを目

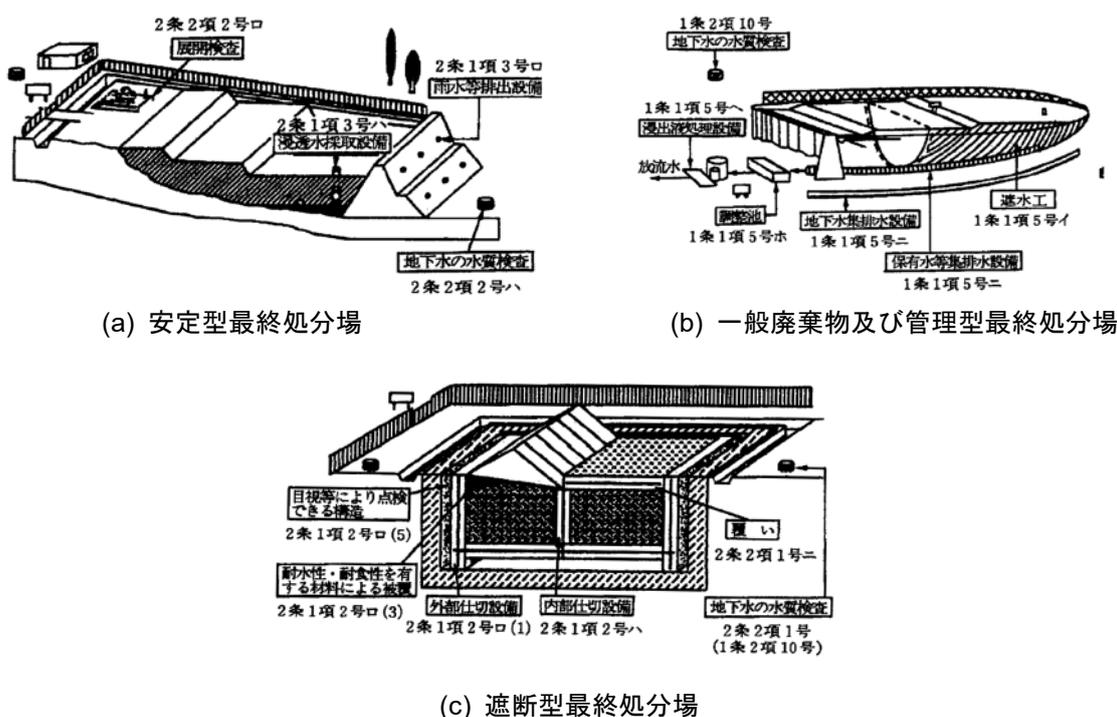


図-1.10 廃棄物最終処分場の概略図¹⁵⁾

視等により点検できる構造が要求される。このような構造を水面を有する場所に建設することは難しいため、これまでに遮断型の海面処分場が整備された事例はない¹⁷⁾。一般に、ごみを処分する海面処分場とは、一般廃棄物及び管理型産業廃棄物を受け入れる管理型最終処分場で、海域に建設されるものである。

1.2.2 海面処分場の遮水に関する技術基準

日本では、一般廃棄物や産業廃棄物の最終処分場として、海面処分場が広く使用されてきた^{18), 19)}。管理型処分場において最も重要な構造は遮水工であり、海面処分場では、埋立護岸に遮水工が付加された管理型廃棄物埋立護岸として構築される¹⁵⁾ (図-1.11)。海面処分場の建設にあたっては、基準省令¹⁶⁾と港湾の施設の技術上の基準・同解説 (以下、港湾基準²⁰⁾) が適用されるが、両者を満足するには解釈が難しい部分もあり²¹⁾、「管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル」(以下、廃棄物埋立護岸マニュアル)¹⁷⁾に詳しく解説されている。

海面処分場に求められる遮水機能は、陸上処分場と同様に、保有水等の外部への浸出を防ぎ、周辺海域に環境影響を及ぼさない状態を廃棄物が安定化するまで保持することである。また、求められる遮水性能は、海面処分場内の廃棄物が安定化するまでの期間において、その保有水等が外部に浸出しないことである。

海面処分場の遮水は、底面の遮水と側面の遮水で構成される。海面処分場では、遮水シート等による底面遮水工の施工は水中となるため、陸上処分場に比べて難しい。このため、自然堆積粘土地盤を不透水性地層として底面遮水層とし、護岸や陸域に配置される側面遮水工と組み合わせて整備される場合が多い。砂地盤などの海底地盤に遮水性能が期待できない場所に海面処分場を建設する場合は、底面遮水工が必要となる。

遮水の基準は、基準省令で定められており、海面処分場においても基準省令に適合したものでなければならない。しかし、基準省令は主に陸上処分場を対象としたものとなっており、適用に際しては海面処分場の特性を十分に考慮する必要がある¹⁷⁾。

ここで、基準省令における遮水工の要件をまとめると、以下の通りである。

- a) 厚さ 5m 以上、透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$ 以下の連続した地層
- b) 厚さ 50cm 以上、透水係数が $1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ 以下の粘土等の層+遮水シート
- c) 厚さ 5cm 以上、透水係数が $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ 以下のアスファルトコンクリート等の層+遮水シート

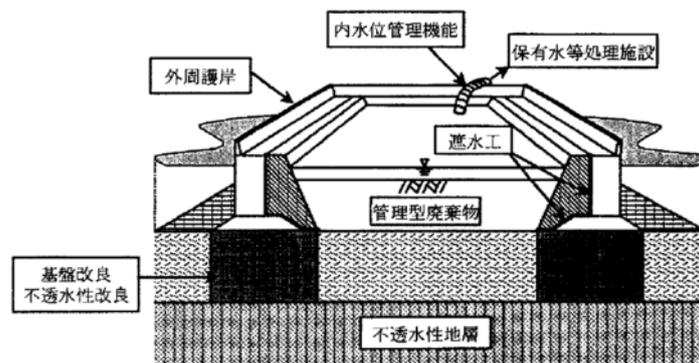


図-1.11 海面処分場（管理型廃棄物最終処分場）の概略図¹⁵⁾

d) 不織布その他の物の表面に二重遮水シート

廃棄物埋立護岸マニュアルは、海面処分場の底面遮水に要求される遮水性能は、上記 a) と同等の遮水性能をもつものとしている。同等の遮水性能とは、浸透時間が同等であることである。浸透時間は、次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h} \quad (1.1)$$

ここに、 t ：浸透時間、 L ：浸透距離（層厚）、 k ：透水係数、 h ：層の水位差
例えば、上記の式を用いて不透水性地層（厚さ 5m 以上、透水係数が 1×10^{-7} m/s 以下）と同等の浸透時間となる層厚を計算すると、透水係数が 1×10^{-8} m/s の粘性土層の場合は、計算上は層厚が 1.6m 以上となる。

廃棄物埋立護岸マニュアルでは、海面処分場特有の遮水に効果のある方法の一つとして、積極的な保有水の水位管理により、外海の水位と処分場内の水位の水頭差を利用して外海向きの移流を抑制することをあげている。また、遮水構造の計画段階における遮水性能の評価方法の一つとして、移流・拡散解析をあげている。この解析による遮水性能の判断基準は、対象期間（例えば 50～100 年程度）において保有水が外部に到達しないことを確認することである。

1.2.3 海面処分場の事例

上記の技術基準により、海底面が低い透水係数の海成粘土で厚さ 5m 以上である場合、粘性土層は底面遮水層とみなすことができることから、既存の海面処分場の多くは粘性土層の上に建設されている。一方で、構造安全性の観点からは海底地盤はよく締まった砂礫層であることが望ましいが、海底面が砂質土の場合、海底面の上に底面遮水層を設置する必要がある。

ここで、海面処分場の遮水工は台風時の高波浪や高潮、地震、津波などの大きな外力により変形し、遮水性が損なわれる恐れがあり、変形追随性をもつ遮水材料が求められる。また、底面遮水層の施工後には処分場の内側と外側の水位差によって遮水層に揚圧力が作用するため、遮水層を安定させるとともに遮水層に攪乱を与えずに廃棄物を投入するため保護土層を造成する必要があるが、保護土層の施工にあたっては、軟弱な遮水層にすべりが発生しないように施工する必要がある、遮水材料にはせん断強度が求められる。

そこで、遮水性、変形追随性、せん断強度をもった遮水地盤材料を用いる工法が実用化されている²²⁾。遮水地盤材料は、浚渫土等の粘性土（海成粘土）を母材とし、遮水性を高める目的で間隙調整材（ベントナイト）が添加され、また強度を得る目的でゲル化材（水ガラス）が添加され、配合・製造されて、打設される。

愛媛県四国中央市（旧伊予三島市）に 2007 年に造成された寒川東部産業廃棄物最終処分場（以下、寒川海面処分場）では、処分場埋立地の底面遮水工として遮水地盤材料による遮水構造が採用された²³⁾。図-1.12 に寒川海面処分場の断面と施工時の状況、図-1.13 に遮水地盤材料の打設方法を示す。図のように、海成粘土にベントナイト、水ガラスを混合した遮水地盤材料を作業船のクレーンで釣り上げたトレミー管から海底面に打設して厚さ 2m（基準省令

で不透水性地層と規定される「厚さ 5m 以上、透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$ 以下」と同等以上の厚さとして決定)の遮水層が造成された。底面遮水層は、打設時の流動性を確保するため、混合プラントで液性限界の約 1.5 倍の含水比に調整され施工された。覆砂層の施工にあたっては、遮水地盤材料のせん断強度の不足を補うためゲル化材(珪酸ナトリウム)が 20kg/m^3 添加され、 1kPa のせん断強度が付与された。さらに人工遮水材料の層の表層にジオテキスタイルが敷設され、強度不足が補われた。本工事では、製鋼スラグと砂を 4 層に分けて計 285cm の保護土層を構築し、底面遮水層にすべりを生じさせることなく、廃棄物を安全に処分できる海面処分場が造成された。

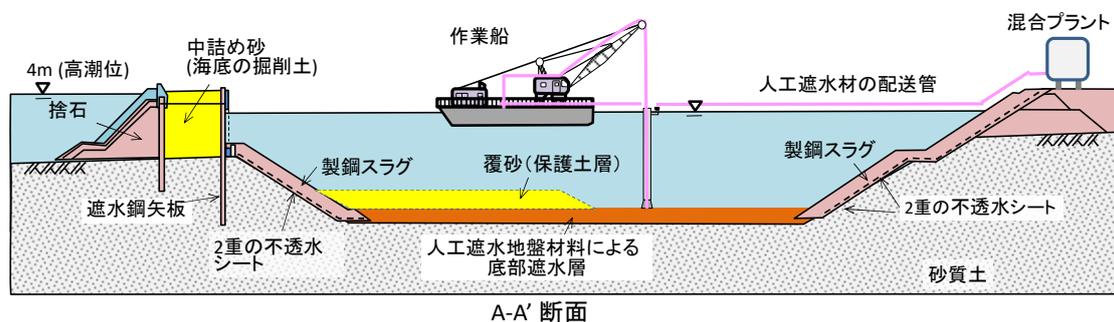


図-1.12 愛媛県寒川東部産業廃棄物処分場の断面と施工時の状況²³⁾



図-1.13 遮水地盤材料の打設方法²³⁾

1.3 既往の研究と本研究の目的

1.3.1 海成粘土の透水特性および遮水地盤材料に関する研究

海面処分場を用いる遮水地盤材料に関する研究として、海成粘土に砂やベントナイトなど混合した材料の透水性や圧密・圧縮特性に関する研究が行われている。海成粘土にベントナイトや砂を添加した供試体の力学的性質を把握することは重要であり、ここでは海成粘土にベントナイトや砂を添加した遮水地盤材料に関する先行研究を示す。

(1) 海成粘土に砂を添加した遮水地盤材料に関する研究

渡部ら²⁴⁾は海面処分場を用いる遮水地盤材料の開発を目的として、海成粘土に砂及びベントナイトを添加した材料について遮水性、圧縮性および微視構造の検討を行っている。ここでは、渡部らの研究によって得られた砂及びベントナイト添加による力学的性質について説明する。

① 使用した試料及び実験方法

渡部らの研究では、海成粘土には名古屋港で浚渫され 2mm 以下の粒度に調整された名古屋港粘土 ($\rho_s=2.672\text{g/cm}^3$, $w_L=62.6\%$)、砂には新潟砂 ($\rho_s=2.687\text{g/cm}^3$)、ベントナイトには大量の水分を吸収し膨潤する性質を有するワイオミング産ベントナイト（以後、ベントナイト）を使用している。名古屋港粘土は蒸留水により液性限界の 2 倍（130%）程度に含水比調整されており、名古屋港粘土と新潟粘土の混合供試体を 9 ケース、名古屋港粘土とベントナイトの混合供試体 1 ケースを作製している。表-1.1 に実験ケースを示す。供試体名中「S」の横の数字は乾燥重量で名古屋港粘土 10 に対する新潟砂の添加比を表している。また、ベントナイト添加量は含水比が $2w_L$ 時の名古屋港粘土 1m^3 に対する添加量と定義している。図-1.14 は表-1.1 に示した供試体と新潟砂の粒度分布である。

供試体の圧縮特性、透水性（透水係数）については圧密試験から求まる諸係数より評価している。圧密試験については、応力増分比 $\Delta p/p=1$ 、圧密応力 9.8~1256kPa の計 8 段階で各段階 24 時間の载荷を行っている。また、透水係数は圧密試験から求まる圧密係数 c_v 、体積圧縮係数 m_v を用いて式(1.2)のように計算された。

表-1.1 実験ケース²⁴⁾

供試体名	添加物	
	砂	ベントナイト
NC	-	-
S1	10%	-
S2	20%	-
S3	30%	-
S4	40%	-
S5	50%	-
S10	100%	-
S20	200%	-
S40	400%	-
NB75	-	75kg/m ³

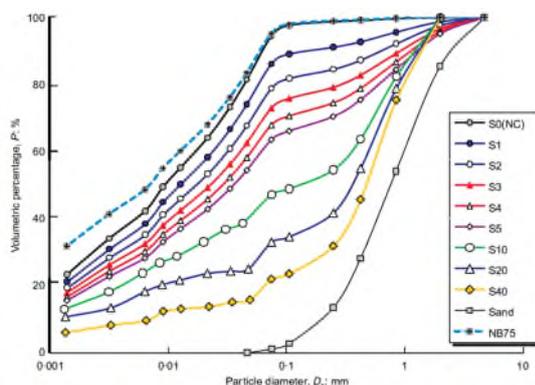


図-1.14 各供試体の粒度分布²⁴⁾

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (1.2)$$

ここで、 γ_w は水の単位体積重量である。また、本圧密試験では併せて透水試験を行っている。各段階の載荷終了後、動水勾配 40～50 を与え、2 時間の通水を行うことで透水係数を算出した。

渡部らの研究では、圧密前後で SEM による供試体の微視構造の観察が行われている。まず、供試体の高さ 5mm、幅 5mm、長さ 30mm 程度に切り出し、これを -196°C の液体窒素で瞬間凍結させた。その後、瞬間凍結した試料にテンションクラックを与えることで試料の観察面を形成した。これを冷蔵乾燥装置により融解及び乾燥させ、5mm の立方体になるように成形した。最後に観察面に金を蒸着させ、試料表面を SEM により観察した。また SEM については、JEOL JSM-5900LV を用いている。SEM による微視構造の観察と併せて、供試体の間隙直径分布の測定を行っている。供試体については SEM で用いたものと同様のものが使用されている。ポロシメーターは、水銀圧入式の Micro-Meritics Autopore III-9400 が用いられている。

② 試験結果

図-1.15(a)に圧密試験により得られた圧縮指数と砂分含有率の関係を示す。これより、砂分含有率 0～20%の範囲では、砂分含有率が大きいほど圧縮指数が低下していることが分かる。しかし、S40 については S20 と圧縮指数の値が概ね一致している。これより、砂分含有率 20%を超えた際に、砂が骨格構造を形成し、供試体の圧縮性を支配したと考えられる。一方で図-1.15(b)のベントナイトを混合した NB75 のプロット点に着目すると、S0 から S20 までのプロット点で形成された近似線から大きく外れていることがわかる。以上の検討より、供試体の圧縮性を支配しているのは、粘土分ではなく砂分であるということがわかる。

図-1.16、図-1.17 はそれぞれ、透水係数と平均圧密応力の関係、間隙比と透水係数の関係である。なお、図-1.16、図-1.17 の凡例中の「 k 」は透水試験から求めた透水係数であることを示している。

図-1.16 では、砂分含有率が 0～50% (NC～S10) の供試体は、同平均圧密応力下において透水係数が名古屋港粘土 (NC) のそれと概ね一致している。これは供試体構造を粘土分の骨格構造が支配しているためであると考えられる。しかしながら、砂分含有率が 67% (S10) を超え始めると透水係数が増加し始め、特に砂分含有率 80%の供試体 (S40) は透水係数が大幅に上昇していることがわかる。一方、ベントナイトを添加した供試体 (NB75) の透水係数は、NC～S10 の透水係数の約 1/4 になっている。これより、名古屋粘土にベントナイトを添加することで、透水係数が大幅に低減できたといえる。

図-1.17 では、S1～S20 は砂分含有率の増加に伴って間隙比は減少しているが、透水係数は概ね一定である。しかしながら、砂分含有率が最も高かった S40 に着目すると、間隙比は S20 と概ね一致しているが、透水係数が大幅に増加していることがみてとれる。これより、S20 の砂分含有率以上では砂が供試体内で骨格構造を形成し始めたと考えられる。一方、ベントナイトを添加した供試体 (NB75) の間隙比は添加前とほぼ同じ値であるが、透水係数は大幅に低下している。

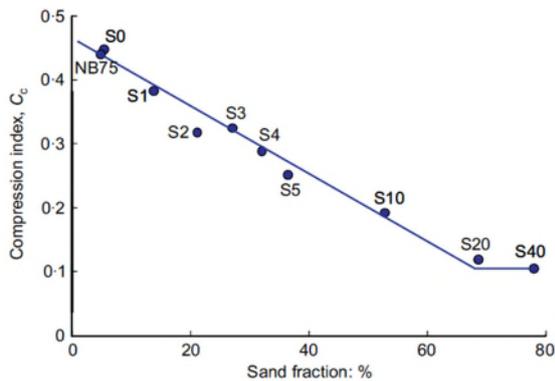


図-1.15(a) 圧縮指数と砂分含有率の関係²⁴⁾

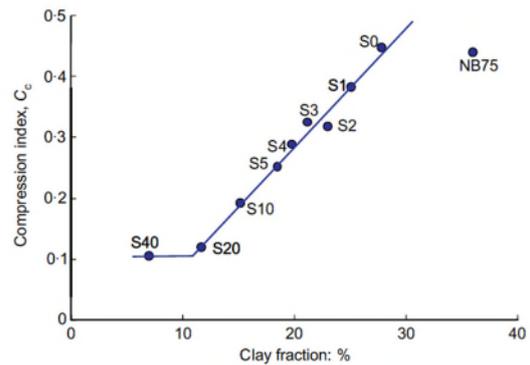


図-1.15(b) 圧縮指数と粘土分含有率の関係²⁴⁾

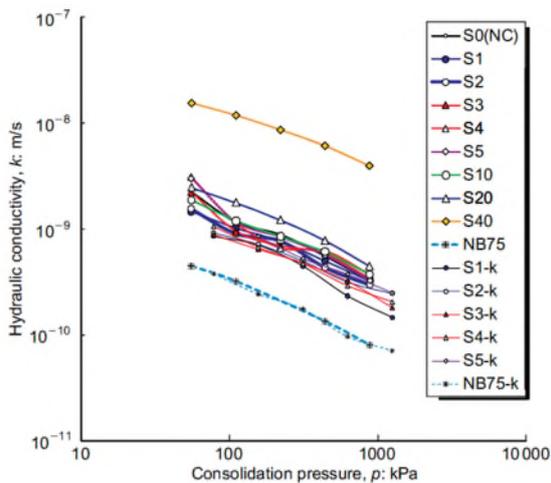


図-1.16 透水係数と平均圧密応力の関係²⁴⁾

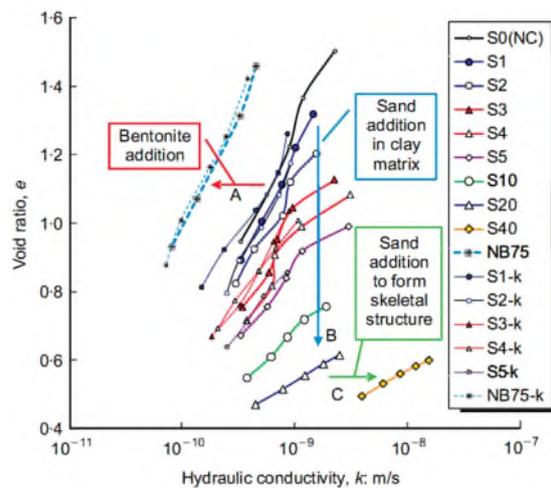


図-1.17 間隙比と透水係数の関係²⁴⁾

供試体の微視構造に関して、図-1.18(a)~(d)に圧密前のNC, NB75, S4と新潟砂のSEM画像を示す。NCのSEM画像では、粘土粒子とその周辺に1~5 μm の間隙が確認できる。またNCにベントナイトを添加した供試体NB75のSEM画像では、粘土粒子周辺に存在した間隙がベントナイト粒子によって充填されていることがわかる。また、砂を配合したS4のSEM画像では、供試体構造内にいくつかの砂粒子が存在していることが確認できる。しかし、砂粒子は構造内に独立して存在しており、骨格構造は形成していない。

圧密後の供試体のSEM画像では、図-1.19よりNCについては圧密前に比べて間隙直径が小さくなっていることがわかる。砂を添加したS10は、砂粒子が骨格構造を形成することはなく独立している。また、砂粒子周辺は粘土粒子が密着している。透水係数が増加し始めたS20とS40の画像では、砂粒子が互いに接触しており、骨格構造を形成している。従って、砂粒子骨格構造内に大きな間隙が形成され、透水係数が増加したと考えられる。

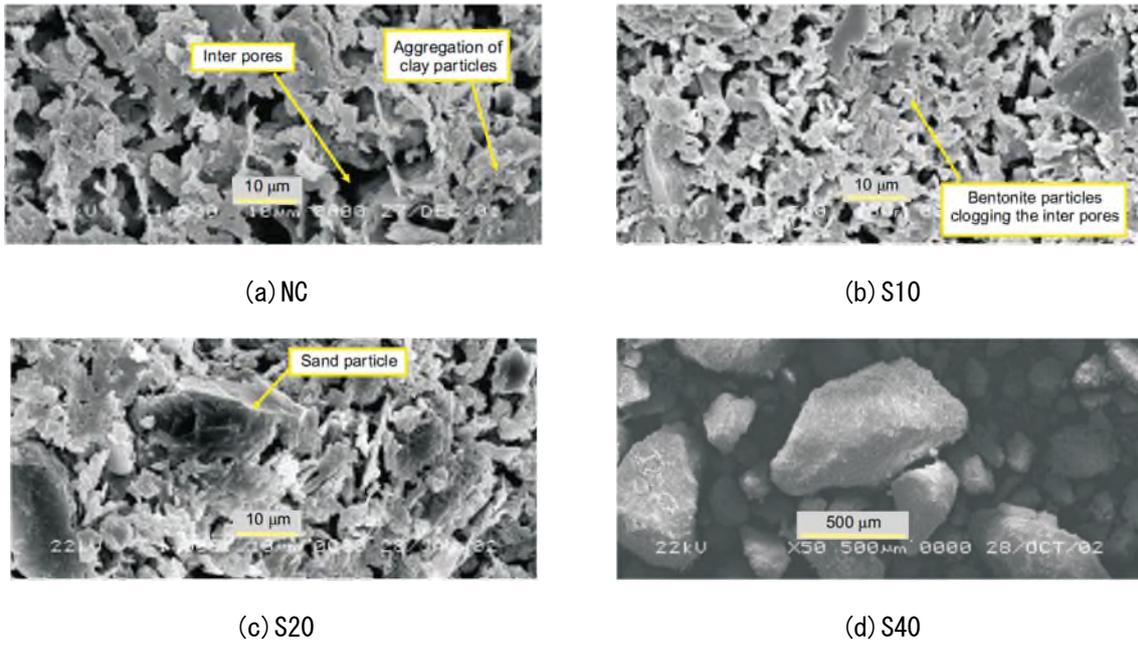


図-1.18 SEM 画像 (圧密前) ²⁴⁾

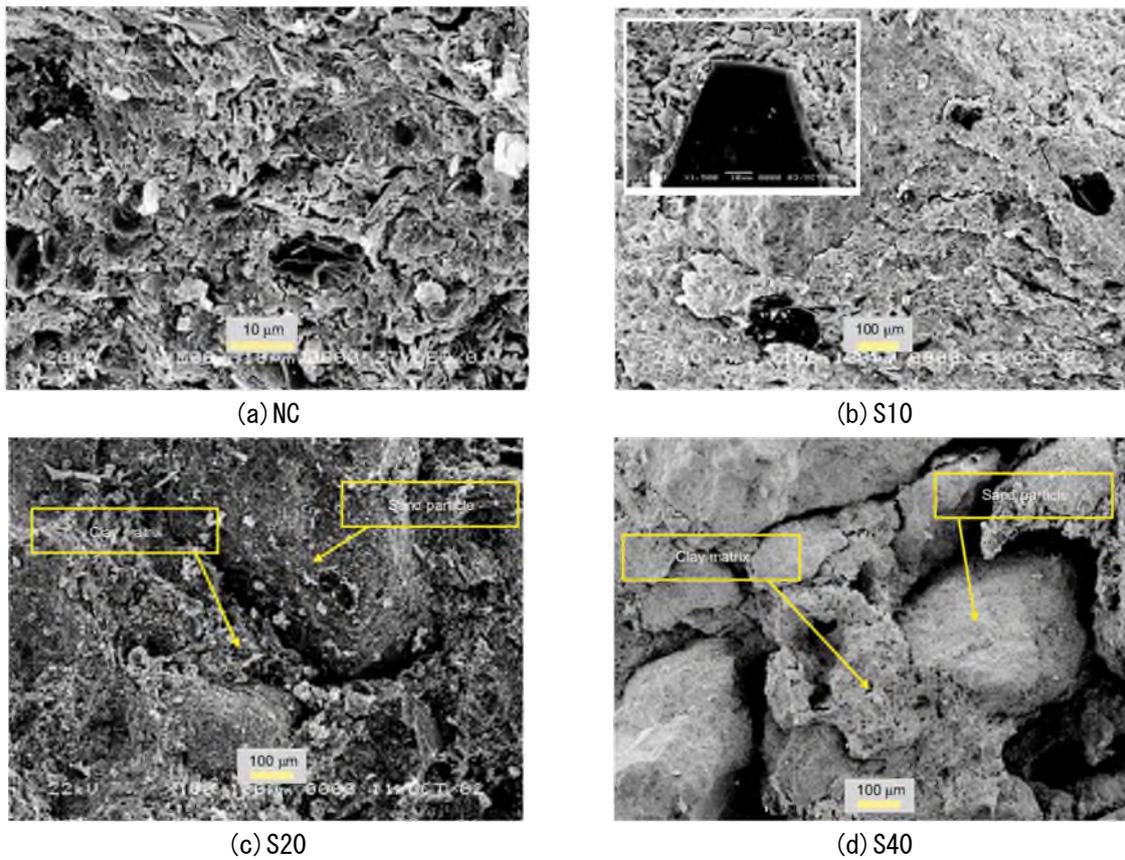


図-1.19 SEM 画像 (圧密後) ²⁴⁾

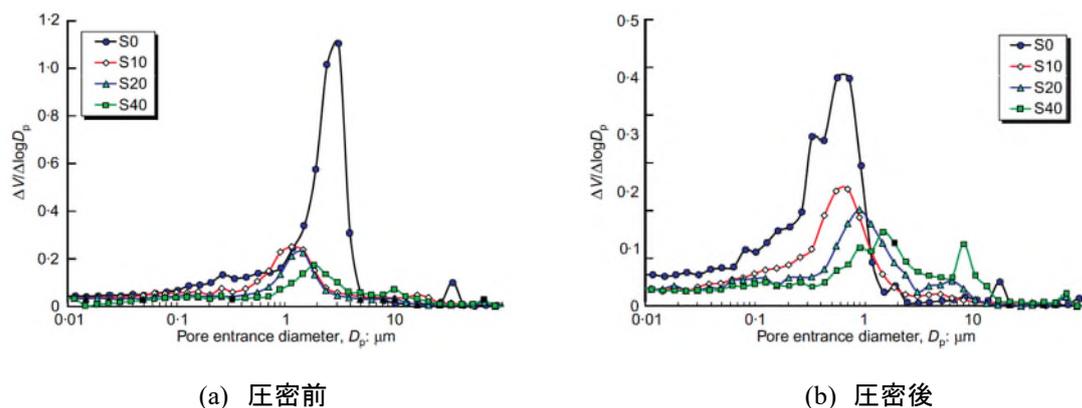
図-1.20 間隙分布曲線²⁴⁾

図-1.20 にポロシメーターから得られた供試体の圧密前、圧密後における間隙径分布を示す。S0 (NC) では、圧密前は $3\mu\text{m}$ 、圧密後は $0.5\mu\text{m}$ 程度の間隙が卓越している。従って、圧密により間隙径が小さくなり、構造が密実になったことがわかる。一方、砂を添加した S20、S40 供試体では、砂分が多いほど圧密後におけるピーク値の間隙径が大きくなっている。これは、粘土粒子が供試体内で砂粒子が形成した骨格構造内の間隙を充填しきれていないためと考えられる。これらの結果は圧密試験の結果とよく一致している。

(2) 海成粘土にベントナイトを添加した遮水地盤材料に関する研究

上野ら²⁵⁾は海成粘土の難透水性を利用した遮水地盤材料の提案を目的として、海成粘土にベントナイトを添加した供試体の遮水性能、施工性能、変形追随性について検討を行っている。ここでは、上野らの研究によって明らかにされた海成粘土にベントナイトを配合した供試体の遮水性に関する研究結果について紹介する。

① 使用した試料及び実験方法

上野らは、海成粘土として名古屋港と東京湾で採取した浚渫粘土（以下、名古屋港粘土 N と東京粘土 T）を使用した。表-1.2 に各海成粘土の物理特性を示す。2mm 以下に粒度調整した試料に塩分濃度 3%の人工海水を加え、練り混ぜて均質なスラリー状にしたものを原料土とし、含水比は液性限界の約 1.5 倍とした。原料土に添加した Na 型ベントナイトは、海水にも膨潤性を示すワイオミング産ベントナイトと一般的な国産ベントナイトの計 2 種類を用いた。上野らは海成粘土に様々な添加量で前述のベントナイトを加え、圧密試験を実施した。表-1.3 に圧密試験で用いた供試体一覧を示す。なお、圧密試験で用いた供試体は、あらかじめ 4.0kN/m^2 で予備圧密されている。これを高さ 20mm の圧密リングにセットし、 4.9kN/m^2 から 628kN/m^2 まで 8 段階で段階載荷した。透水係数については渡部らと同様に式(1.2)を用いて計算されている。

表-1.2 海成粘土の物理特性²⁵⁾

	名古屋粘土	東京粘土
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.652	2.683
砂分含有量 (%)	6.2	1.1
シルト分含有量 (%)	68.6	17.9
粘土分含有量 (%)	25.2	81.0
液性限界 $w_L(\%)$	65.4	131.9
塑性限界 $w_P(\%)$	33.0	51.0
塑性指数 I_p	32.4	80.9
強熱減量 $L_1(\%)$	6.5	8.9
有機炭素含有量 (%)	0.7	3.9

表-1.3 圧密試験の供試体一覧²⁵⁾

試料	原料土	ベントナイト添加量 (kg/m^3)		混練後含水比 $w(\%)$	混練後間隙比 e	
		ワイオミング産	国産			
N	名古屋粘土	-	-	100	2.57	
NW50		50	-	94	2.41	
NW75		75	-	91	2.33	
NW100		100	-	88	2.26	
NH50		-	50	94	2.41	
NH75		-	75	91	2.33	
NH100		-	100	88	2.26	
T		東京粘土	-	-	190	4.95
TW50			50	-	171	4.44
TW100			100	-	155	4.03
TH50	-		50	171	4.44	
TH80	-		80	163	4.18	
TH100	-		100	156	4.03	

② 試験結果

図-1.21 (a), (b)にそれぞれ名古屋港粘土, 東京粘土の間隙比 e と圧密応力 p の関係を示す。いずれの海成粘土の e - $\log p$ 曲線もベントナイトの添加量, 種類に依らず原料土の結果と概ね一致している。次に図-1.22 (a), (b)はそれぞれ名古屋港粘土, 東京粘土の体積圧縮係数 m_v と平均圧密応力の関係である。これをみると, いずれの試料も, 載荷初期段階を除き概ね一致していることがわかる。

図-1.23 (a), (b)は圧密係数 c_v と平均圧密応力の関係を示す。名古屋港粘土では, 粘土に対するベントナイトの添加量が多いほど, 圧密係数の値が小さくなっていることがわかる。ベントナイトの主成分であるモンモリロナイトは粘土鉱物の中でも粒径が小さく, 非常に厚い吸着水層を有している。また, ベントナイトを添加することにより土粒子の間隙が充填され, 自由水を吸着水として取り込む。そのため, 同間隙比であっても自由水が減少し, 圧密係数が低下したと考えられる。東京粘土では, ワイオミング産ベントナイトを添加した場合は名古屋港粘土のものと同様の傾向がみられるが, 国産ベントナイト添加による圧密係数の低下はみられなかった。これは東京粘土の粘土分が多いため, 国産ベントナイトを添加による間隙充填効果が小さかったためだと考えられる。一方でワイオミング産ベントナイトは海水に対しても高い膨潤性があるため, ワイオミング産ベントナイトを添加した供試体では圧密係数が低下したと考えられる。

図-1.24 (a), (b)に間隙比 e と透水係数 k の関係を示す。名古屋港粘土では, ベントナイトの添加量が多いほど同一の間隙比において原料土の e - $\log k$ 曲線に比べて透水係数が低下している。東京粘土では, 国産ベントナイトを添加すると, 原料土の e - $\log k$ 曲線と比べて変化がなかったが, ワイオミング産ベントナイトを添加すると名古屋港粘土の場合と同様の傾向がみられた。

以上の結果をまとめると, 原料土にベントナイトを添加することで次の2点の効果が得られるといえる。

- 1) 原料土の間隙が充填され、透水係数が低下する。
- 2) ベントナイトの添加量が多いほど、同一の間隙比における透水係数は小さくなる。

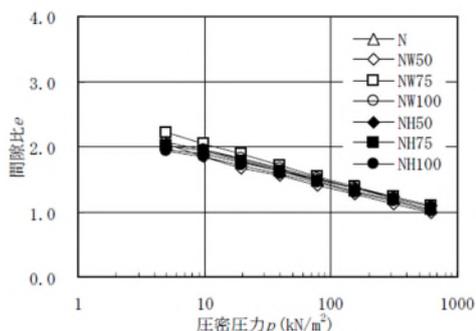
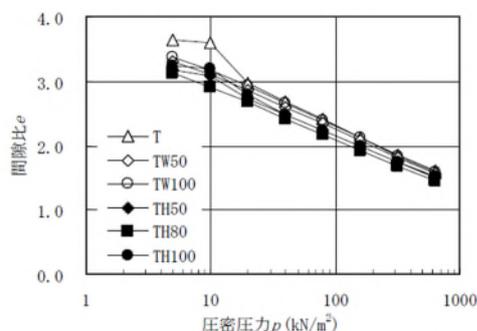


図-1.21(a) e - $\log p$ 関係 (名古屋港粘土) ²⁵⁾



(b) e - $\log p$ 関係 (東京粘土) ²⁵⁾

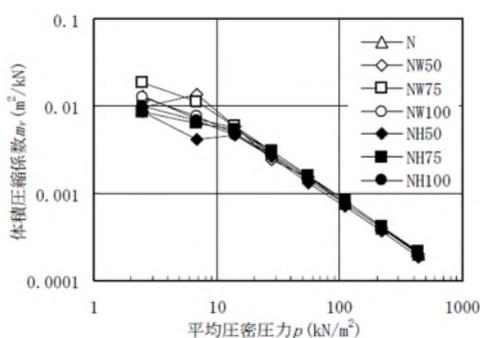
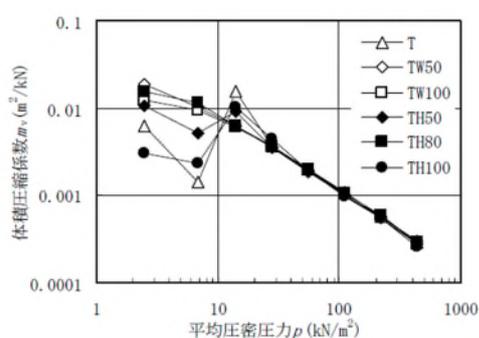


図-1.22(a) $\log m_v$ - $\log p$ 関係 (名古屋港粘土) ²⁵⁾



(b) $\log m_v$ - $\log p$ 関係 (東京粘土) ²⁵⁾

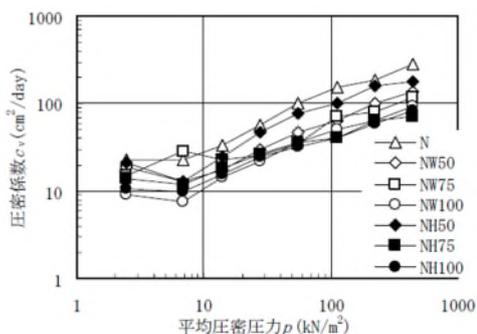
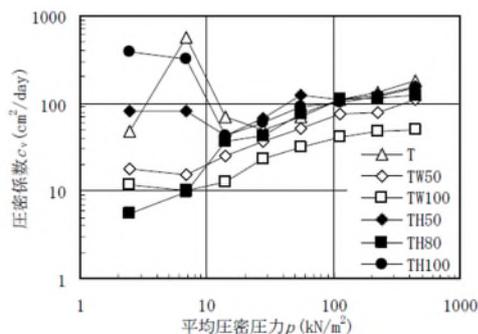


図-1.23(a) $\log c_v$ - $\log p$ 関係 (名古屋港粘土) ²⁵⁾



(b) $\log c_v$ - $\log p$ 関係 (東京粘土) ²⁵⁾

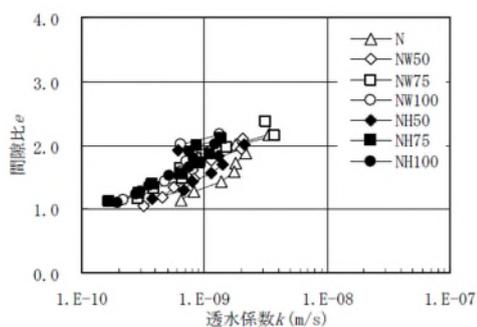
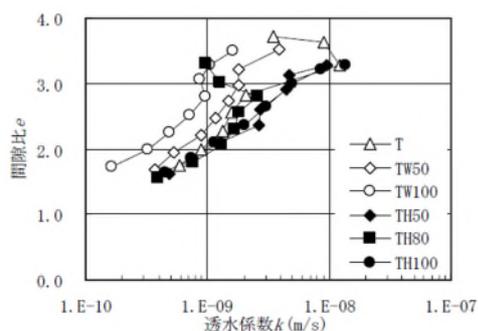


図-1.24(a) e - $\log k$ 関係 (名古屋港粘土) ²⁵⁾



(b) e - $\log k$ 関係 (東京粘土) ²⁵⁾

1.3.2 土壌中における Cs の存在形態と土壌の負電荷への Cs の吸着メカニズム²⁶⁾

土壌中の Cs の挙動を把握することは、放射性 Cs を含む除去土壌の処分を想定した海面処分場の遮水地盤材料について検討する上で重要である。ここでは、土壌中における Cs の存在形態と土壌中の負電荷に対する Cs の吸着メカニズム²⁶⁾について示す。

土壌中における Cs は、主に固定態、イオン交換態、水溶態として存在する。水の流れとともに移動するものを水溶態、土壌の負電荷によって静電的に中程度の強さで吸着されているもの（水の流れよりは遅いがある程度の割合で溶出されて移動するもの）をイオン交換態、静電的な効果に加えて土壌鉱物の立体的な効果により強く吸着されているもの（水や塩類水溶液によりほとんど溶出されないため固液平衡を通じての移動はほとんど起こらないもの）を固定態という。大部分の放射性セシウムは固定態として土壌に含まれる雲母等の鉱物の層間に脱水和イオンの形で固定されており、他の陽イオンとは容易に交換されず溶出しない。Cs の安定性は、イオン交換態よりも固定態で高く、新たに土壌中に加えられた Cs は時間とともに水溶態→イオン交換態→固定態の順に推移する。加えられた Cs 量に対して土壌の Cs 固定容量が十分に大きければ、いずれはほとんどの Cs が固定態へと変化していく。

Cs は水に溶けると 1 価の陽イオン (Cs^+) となり、土壌中に存在する負電荷をもつ部位に吸着される。土壌有機物や粘土鉱物に由来する負電荷は、それぞれ Cs^+ に対する親和性が異なり、土壌毎に有機物や粘土鉱物の組成や含量も異なる。Cs は、吸着されている負電荷の性質によって、弱く吸着されている場合ときわめて強固に吸着されている場合がある。土壌中の負電荷は、pH により電荷の発現量が異なる変位電荷と、pH によって電荷量が変化しない永久電荷に大別される (表-1.4)。変異荷電サイトで負電荷が発現するのは、土壌 pH が変異荷電サイトの電荷ゼロ点よりも高い場合に限られる。変異荷電は、土壌有機物中の解離したカルボキシ基あるいはカルボキシレート基 (R-COO^-)、金属水酸化物や層状ケイ酸塩鉱物 (表-1.5) の構造末端に存在する表面水酸基に発現する。変異荷電由来の負電荷は Cs^+ の吸着サイトとなりうるが、他の陽イオンに比べ、 Cs^+ に対する選択性は低い。したがって、 Ca^{2+} などが多量に存在する場合は吸着が阻害され、一度吸着されたとしても容易に他の陽イオンによって追い出される。一方、永久荷電由来の負電荷への Cs^+ の選択性は Na^+ や K^+ に比較して極めて高い。 Cs^+ のようにイオンサイズが大きく水和しにくい性質をもつイオンほど、イオンの正電荷の中心と粘土の負電荷との距離が近くなり、相互作用が強くはたらくことで吸着されやすいためである。さらに永久荷電をもつ 2:1 型粘土鉱物で層間に面したケイ素四面体シートには、ケイ素四面体 6 個で構成されるリングの中央部に出来る空間的くぼみ (Siloxane Ditrigonal Cavity: SDC) がある (図-1.25)。層間が閉じ、ケイ素四面体シートどうしが密着すると、上下の層の空孔が合わさった直径 0.26nm の空洞ができるが、ここに入り込めるのは、 Cs^+ 、 K^+ 、 NH_4^+ のみである。いずれのイオンも水和力が小さく、水を配位せずに層間に吸着されることができる。一方、イオンサイズそのものは小さくても水和力が強い Na^+ や Ca^{2+} のようなイオンは、配位した水和水が障壁となるため、SDC には収まらない。 Cs^+ 、 K^+ 、 NH_4^+ が固定されるためには層間が閉じる必要がある。アルミニウム八面体シートに負電荷をもつモンモリロナイト等の鉱物では、層間の陽イオンと負電荷の発現位置までが離れているため、層間を閉じることによって SDC に Cs^+ 、 K^+ 、 NH_4^+ を固定することはできない。この場合、 Cs^+

に対する吸着選択性は高いものの、他の陽イオンが多量に存在すれば、Cs⁺はイオン交換反応により交換・溶出される。一方、層間に近い四面体シート中で負電荷が発現している2:1型層状ケイ酸塩鉱物は、Cs⁺、K⁺、NH₄⁺をはさみこんだまま層間を閉じることができる(図-1.26)。

他に、土壤中でCs⁺を選択的に吸着する成分としては、ゼオライトがある。ゼオライトとはトンネル状の空隙構造を持ったアルミノケイ酸塩鉱物の総称であり、主な天然ゼオライトとして表-1.6に示したものが知られている。ゼオライトの基本骨格はSiO₂の組成を持っており、その一部が4配位Alと同形置換を起こすことにより負の永久荷電を発現している。ゼオライトは層状ケイ酸塩鉱物と異なり、イオン吸着や脱水および水和に伴う構造の変化をほとんど起こさない。ゼオライトのイオン吸着選択性は、ゼオライトのSi/Alモル比、ゼオライトの持つ空隙サイズと空隙形状、吸着されるイオンの電荷/イオン半径比に大きく依存している。たとえば、Si/Alモル比の大きな斜プチロル沸石はCa²⁺よりもK⁺に対する選択性の方が高いが、Si/Alモル比の小さなゼオライトでは2価の陽イオンに対する選択性がより高くなる。

表-1.4 負電荷を発生させる主な土壌構成成分²⁶⁾

土壌構成成分名	主な負電荷の発生源	Cs吸着反応	Cs固定反応
土壌有機物(解離したカルボキシ基あるいはカルボキシレート基)	R-COO ⁻	○	×
主に変異荷電を発生させる鉱物(電荷ゼロ点よりも高いpH域に限る)			
・1:1型層状ケイ酸塩鉱物(例:カオリナイト、ハロイサイト)	MOH	○	×
・金属酸化物(例:ゲータイト、ヘマタイト、フェリハイドライト)	MOH	○	×
・低結晶性アルミノケイ酸塩鉱物(例:アロフェン、イモゴライト)	MOH	○	×or△
主に永久荷電を発生させる鉱物			
・2:1型層状ケイ酸塩鉱物			
(a) スメクタイト族鉱物(単位胞あたりの電荷:0.2~0.6)			
モンモリロナイト	Oct	○	×
バイデライト	Tet	○	△~○
ノントロナイト	Tet	○	△~○
(b) パーミキュライト族鉱物(単位胞あたりの電荷:0.6~0.9)			
2八面型パーミキュライト	Tet, Oct	○	○
3八面型パーミキュライト	Tet	○	○
(c) 雲母族鉱物			
2八面型雲母(主に白雲母)	Tet	○	△~○
3八面型雲母(主に黒雲母)	Tet	○	△~○
(d) 1.4 nm 中間種鉱物			
クロライト・スメクタイト中間体	MOH, スメクタイト	○	×, △~○
クロライト・パーミキュライト中間体(Al-パーミキュライト)	MOH, パーミキュライト	○	△~○
・ゼオライト	Tet	○	本文参照

MOH、金属表面上に配位した活性な表面水酸基(変異荷電の発生源)、Tet:四面体シート上の同形置換(永久荷電の発生源)、Oct:八面体シート上の同形置換(永久荷電の発生源)
○:Csの保持量が多い、△:Csの保持量が中程度あるいは低い、×:Csの保持量はほとんどない。

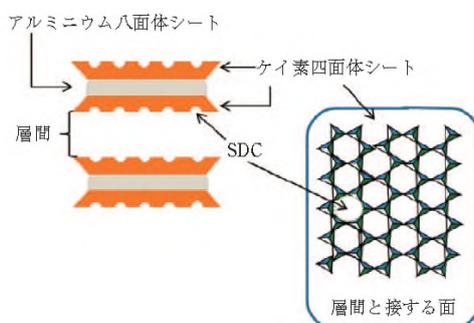


図-1.25 ケイ素四面体6個で構成されるリングの中央部にできる空間的くぼみ(Siloxane Ditrigonal Cavity: SDC)²⁶⁾

表-1.5 層状ケイ酸塩鉱物の分類²⁷⁾

層の型	族	亜族	八面体の種類	代表的な種
1:1	蛇紋石-カオリン (x-0)	蛇紋石	3八面体	リザーダイト, アメサイト, クリソタイル
		カオリン	2八面体	カオリナイト, ディッカイト, ハロイサイト
2:1	タルク-パイロフィライト (x-0)	タルク	3八面体	タルク
		パイロフィライト	2八面体	パイロフィライト
	スメクタイト (x-0.2-0.6)	3八面体型スメクタイト	3八面体	サポナイト, ヘクトライト
		2八面体型スメクタイト	2八面体	モンモリロナイト, バイデライト
	パーミキュライト (x-0.6-0.9)	3八面体型パーミキュライト	3八面体	3八面体型パーミキュライト
		2八面体型パーミキュライト	2八面体	2八面体型パーミキュライト
	雲母(マイカ) (x-0.6-1.0)	3八面体型雲母(マイカ)	3八面体	金雲母, 黒雲母*, レピドライト*
2八面体型雲母(マイカ)		2八面体	イライト, 白雲母, パラゴナイト	
脆雲母 (x-1.8-2.0)	3八面体型脆雲母	3八面体	クリントナイト	
	2八面体型脆雲母	2八面体	マーガライト	
緑泥石 (x変動する)	3八面体型緑泥石	3八面体	クリノクロア, シャモサイト, ニマイト	
	2八面体型緑泥石	2八面体	ドンバサイト	
	2-3八面体型緑泥石	2-3八面体	クッケアイト, スドーアイト	

xは単位組成あたりの層電荷。

* 最近に種名ではなく、系列名として用いることが合意されています。

表-1.6 天然に産する主なゼオライト²⁶⁾

	代表的な化学組成 ¹⁾	Si/Alモル比	カチオン交換容量 ²⁾ cmolc kg ⁻¹
斜ブチロル沸石 (Clinoptilolite)	[Al ₆ Si ₃₀ O ₇₂] ⁶⁻	4.3-5.3	220
輝沸石 (Heulandite)	[Al ₈ Si ₂₈ O ₇₂] ⁸⁻	2.5-3.7	290
方沸石 (Analcime)	[Al ₁₆ Si ₃₂ O ₉₆] ¹⁶⁻	1.8-2.8	460
菱沸石 (Chabazite)	[Al ₁₂ Si ₂₄ O ₇₂] ¹²⁻	1.6-3.0	420
濁沸石 (Laumonite)	[Al ₈ Si ₁₆ O ₄₈] ⁸⁻	1.8-2.3	420
エリオン沸石 (Erionite)	[Al ₆ Si ₂₇ O ₇₂] ⁹⁻	3.0-3.5	320
十字沸石 (Phillipsite)	[Al ₅ Si ₁₁ O ₃₂] ⁵⁻	1.7-2.4	380
モルデン沸石 (Mordenite)	[Al ₈ Si ₄₀ O ₉₆] ⁸⁻	4.2-5.0	220

¹⁾ 水和水を除いた組成式で示した。

²⁾ 組成式や比重など計算される理論上の値。

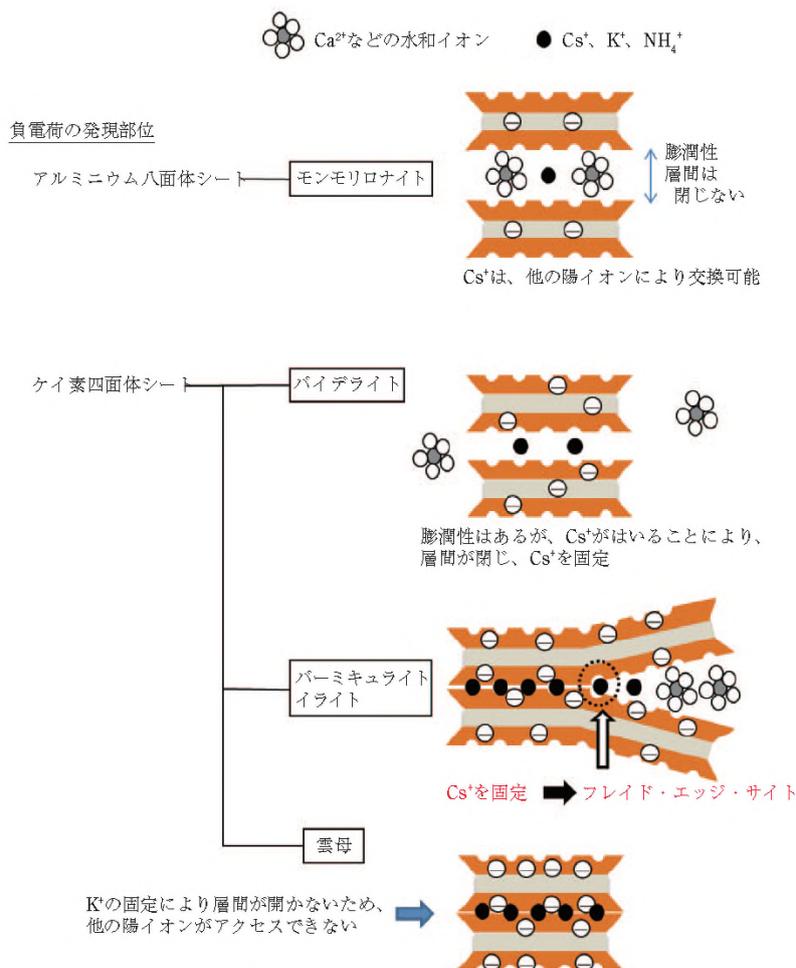


図-1.26 2:1型層状ケイ酸塩鉱物の同形置換由来の負電荷へのCs⁺の吸着²⁶⁾

1.3.3 ゼオライトによるセシウム吸着に関する研究

福島第一原子力発電所事故後、ゼオライトは放射性セシウムに対する実用的な吸着材として注目されてきた。ゼオライトは日本国内においても豊富に産出される多孔質結晶性アルミノケイ酸塩で、三次元構造内のサイトに交換可能な陽イオンを含んでいる。中でもSi/Al比が大きいトンネル状孔路を有するモルデナイト、クロプチロライトおよび提灯型のチャバサイトは、Csイオンを選択的に吸着（イオン交換）して取り込む特性がある²⁸⁾。

福島第一原子力発電所事故直後には、原子力学会有志チームにより、粒状ゼオライトを中心とした各種吸着剤による実海水からのCs-137の吸着特性の評価実験が実施された²⁹⁾³⁰⁾。三村ら³¹⁾によると、ゼオライトの中でモルデナイトおよびチャバサイトは24時間後にK_d値が800cm³/g程度（90%吸着）を示し、天然ゼオライトにより海水からCsを選択的に吸着できることが確認されている。

Csに対する動的交換特性は、ゼオライトカラムを用いたCsの吸着特性として三村ら³²⁾が評価している。Csの破過点の序列はチャバサイト=合成モルデナイト>X型ゼオライト=A型ゼオライトとなり、Csに選択性の高いチャバサイトおよびモルデナイトにおいて良好な破過

特性が認められている。

放射性 Cs を含む焼却飛灰には CaCl_2 , KCl , NaCl が含まれている³³⁾。 Ca^{2+} , K^+ , Na^+ などの共存イオンが天然ゼオライトの Cs 吸着特性に与える影響を調べた研究によると³⁴⁾, 天然モルデナイトの Cs 吸着量が K^+ および Ca^{2+} の共存により低下し, 特に Cs の低濃度溶液において K^+ の方が Ca^{2+} よりも強く影響することが認められている。処分場の遮水材が埋め立てた焼却飛灰等から溶出する各種イオンに曝されることで, 放射性 Cs に対する吸着性が他の環境中で想定されるよりも低下する可能性があることに留意する必要がある。

ゼオライトのセシウムに対する吸着性能は, 福島県の除染においては, 汚染された表土と下層土を現場で置換える際に利用されている³⁵⁾³⁶⁾。また, 環境省³⁷⁾⁹⁾は, 仮置場の底面遮水シートの上の覆土としてゼオライトを混合した土を推奨している。

伊藤ら³⁸⁾は実際の陸上の管理型廃棄物最終処分場の浸出水を用いてゼオライトのセシウム吸着性能を確認している。また, Ören et al.³⁹⁾⁴⁰⁾は, 圧縮された粘土層のためのゼオライトーベントナイト混合土の透水係数を研究しており, 圧縮ゼオライトーベントナイト混合土の透水係数は砂ーベントナイト混合土の透水係数よりもはるかに大きいことを示している。

以上のように, ゼオライトの吸着性能に関して行われている研究の多くは, 陸上の遮水層や覆土を対象としており, 本研究で扱っている飽和した高含水比状態の海成粘土ーゼオライト混合土に関する研究は行われていない。

1.3.4 海面処分場の構造と施工に関する研究

奥田ら⁴¹⁾は, 福島第一原発事故により発生した廃棄物と除染発生土を対象とした海面処分場の構造について検討を行った。海面処分場の護岸と遮水工は長期にわたり汚染水の流出を防止する機能を維持する必要がある, この間に発生する可能性があるレベル 2 相当の巨大地震時に対しても安全性と機能の維持が求められる。この要求性能に耐えうる構造として, 奥田らは重力式防波護岸と鋼管矢板二重締切り内に土質系遮水材を充填した遮水工を幅広の裏込めを設けて分離する護岸断面を提案した (図-1.27, 図-1.28)。遠心載荷模型実験, 模型振動台実験, 数値解析による護岸と遮水矢板の変形量を検討した。その結果以下の結論をえている。

- 1) 遠心載荷模型実験を行い, 幅広の裏込めによって護岸 (ケーソン) と遮水工 (遮水矢板) の離隔を確保し, 両者を結ぶタイ材を切断した遮水護岸断面は, 遮水工の変形量を低減する効果を有することがわかった。
- 2) 現行の港湾の基準を用い静的水平震度としてこれまでの港湾構造物に適用された最大値に近い 0.25 を用いて設計した重力式護岸構造に対して, 水中模型振動台実験によりレベル 1 およびレベル 2 の地震動を載荷したところ, 護岸先端での水平変位量はそれぞれ海側に 3cm, 96cm であった。港湾基準では耐震強化岸壁のレベル 2 地震に対する変形許容値が 30~100cm 程度とされており, 変形量のうえでレベル 2 地震に対しても概ね許容範囲におさまる断面であるといえる
- 3) レベル 1 およびレベル 2 地震動相当の地震波形に対して, 鋼管矢板の二重締切り構造である遮水工の挙動を水中模型振動台実験で確認したところ, 遮水矢板天端の変位量は前者

が陸側に 1cm, 後者が陸側に 2cm であった。このことから, 提案する護岸構造と遮水工は, レベル 1 およびレベル 2 地震動に対して遮水工の安定性を確保できると考えられる。本研究では奥田らが提案した護岸および遮水層の構造に基づいて, 遮水層の性能および海面処分場の建設工法について検討を行っている。

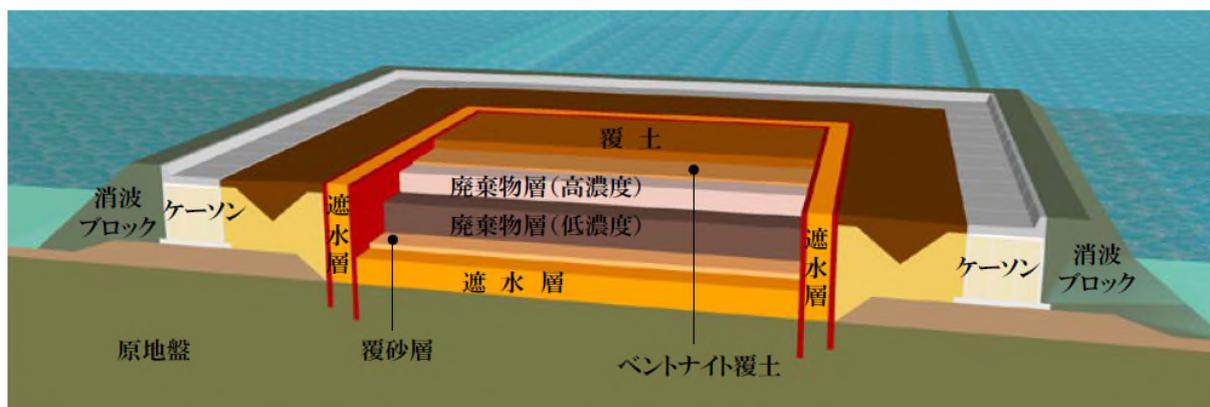


図-1.27 海面処分場全体構造のイメージ⁴¹⁾

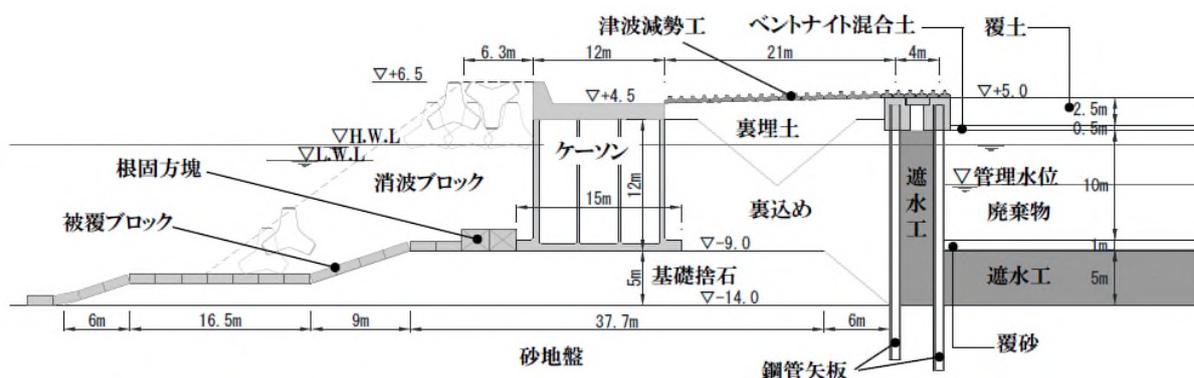


図-1.28 海面処分場断面⁴¹⁾

1.3.5 中間貯蔵にかかる費用に関する研究

東京電力福島第一原子力発電所の事故により生じた陸域の放射性セシウム汚染について, Yasutaka ら⁴²⁾は福島県内の除染特別地域と除染実施区域を対象として複数の除染シナリオの費用と効果の解析を行っている。現在の福島県内の森林の除染は, 居住地から 20m 以内の範囲のみを対象とした指針に基づいて実施されているが, 除染特別地域の森林面積の 5%しか除染されず, 森林のさらなる除染が必要という声もあるため, Yasutaka ら⁴²⁾は現在の福島県内の除染を基本として, 除染特別地域の全森林除染を含む複数のシナリオでの除染費用と有効性の評価を行った。

対象地域は、除染特別地域と除染実施区域であるが、汚染状況重点調査地域に指定後、除染実施区域を解除された町村も含まれている。評価では、空間線量率や土地利用、人口密度のデータがGISにより1kmメッシュ単位で統合して分析された。表-1.7に解析に使用された除染方法と土地利用毎の除去単価、表-1.8にYasutakaら⁴²⁾が試算で用いた除去土壌等の輸送・保管に関する単価を示す。除染費用の単価については、日本原子力研究開発機構や福島県などの除染モデル事業・実証試験データ・ヒアリング結果などの公開情報や類似技術情報から、除去費用、廃棄物発生量(表-1.7)、保管容器・仮置場・輸送費・可燃物減容化の費用(表-1.8)が推定された。除染単価は、基本単価と最大単価(ヒアリング等で得られた最も高額な単価)の2つで費用の試算が行われた。

表-1.9に除染及び除去土壌等の中間貯蔵に要する費用の推定結果を示す。Yasutakaら⁴²⁾によると政府の方針に沿ったシナリオでは除染作業から中間貯蔵までの総費用として約2兆円、そのうち輸送及び中間貯蔵にかかる費用は約5,700億円と試算されている。表-1.8中の不燃物貯蔵費用(30,000円/袋(0.9m³))は、中間貯蔵施設内の土壌貯蔵施設の構造が管理型最終処分場の構造と類似していることから、低濃度・非溶出性対応型の既存の管理型最終処分場の残土受入単価が採用されている。効果については、1kmメッシュ毎に1人あたりの外部被ばく線量低減率の合計で除染の有効性を評価している。別のシナリオとして1mSv/yを超える全ての森林を除染する場合を設定しており、費用は約16兆円と見積もられているが、一般住民

表-1.7 解析に使用された除染方法と土地利用毎の除去単価 (Yasutakaら⁴²⁾)

土地利用	除染方法	単価 (万円/ha)		廃棄物発生量 (個/ha)		対象地域		
		除染	保管 容器	仮置	不燃 物	可燃 物	除染特 別地域	除染実 施区域
農地	A1 除草/表土5cm剥取/覆土	950	652	1630	715	100	○	
	A2 除草/表土5cm剥取	625	652	1630	715	100	○	
	A3 反転耕・ゼオライト・カリウム投入	(100)-310	0	0	0	0	○	○
	A4 プラウ・ゼオライト・カリウム投入	(20)-33	0	0	0	0	○	○
森林	F1 落葉や腐植の除去	745	424	1060	270	260	○	
	F2 落葉の除去	60-280	208	520	0	260		○
道路	R1 ショットブラストと側溝の掃除	480	24	60	30	0	○	
	R2 道路と側溝の掃除	240/km	70	176	88	0		○
建物	RB1 全体除染	1750-3500	120	300	140	0	○	
用地	RB2 全体除染	1750-3500	120	300	100	50		○
	RB3 局所除染(高線量部分のみ)	125-250	9	22	7	4		○

表-1.8 除去土等の輸送・保管に関する単価 (Yasutaka ら⁴²⁾)

項目	単価 (円/袋) (円/m ³)		
	1袋 : 0.9m ³		
保管容器	8,000	8,900	
輸送 1	3,100	3,400	
除染場所→仮置場			
仮置場	20,000	22,200	
輸送 2	3,800-	4,200-	
仮置場→中間貯蔵施設	16,000	17,800	
中間貯蔵施設	可燃物減容化	2,000	2,200
	可燃物の焼却・残渣の貯蔵	100,000	111,100
	不燃物貯蔵	30,000	33,300

表-1.9 除染及び除去土壌等の中間貯蔵に要する費用 (Yasutaka ら⁴²⁾)

		除染特別地域		除染実施区域		合計	
対象面積		1117km ²		7836km ²		8953km ²	
除染面積		295km ²		922~3330km ²		1317~3625km ²	
沿ったシナリオ	合計	1.33		0.7		2.03	
	除染	0.29	26%	0.41	59%	0.70	38%
	フレキシブルコンテナ	0.11	9%	0.04	6%	0.15	8%
	仮置き	0.31	28%	0.1	14%	0.41	22%
	輸送・中間貯蔵	0.43	37%	0.14	20%	0.57	31%
除染シナリオ	合計	5.72		10.45		16.17	
	除染	1.22	21%	3.52	34%	4.74	29%
	フレキシブルコンテナ	0.60	10%	1.15	11%	1.75	11%
	仮置き	1.80	32%	2.88	28%	4.68	29%
	輸送・中間貯蔵	2.11	36%	2.90	28%	5.01	31%

(単位：兆円)

の外部被ばく線量はほとんど減少しないとしており、福島県の約 1,800 人の森林産業従事者の外部被ばく線量は広範囲ではなく箇所毎の評価が望ましいとしている。また、除染効果の評価では、パラメータの設定により、高線量・過疎地の除染が低線量・密集地の除染よりも優先度が低い評価となることがあり、評価値が被災地の社会的リスクを理解するための指標にはなるが注意して使用する必要があるとしている。これらは、復興事業の根幹である除染事業の有効な方策を検討する上で役に立つ情報であると考えられる。

1.3.6 本研究の目的

福島第一原子力発電所事故後の除染に伴って発生した除去土壌等は、福島県の各市町村に多数設置された仮置場で保管され、現在福島県の大熊町および双葉町にある中間貯蔵施設に搬入・貯蔵が行われている。福島県内の除染により発生した除去土壌等の発生量は、2016年1月時点で8,000Bq/kg以下の土が約1,000万m³、8,000Bq/kg超10万Bq/kg以下の土が約1,000万m³、10万Bq/kg超の土が約1万m³、焼却灰が約160万m³と推定されている⁹⁾。

本研究では、除去土壌の最終処分方法の選択肢の一つとして、海面処分場を用いた最終処分について検討を行った。まず、海面処分場の底面遮水に用いる遮水地盤材料の開発として、想定する海面処分場の構造、底面遮水に用いる遮水地盤材料の透水性と吸着性に関する必要性能について検討した(第2章)。そして、海成粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水特性(第3章)、圧縮特性及び圧密特性(第4章)、セシウム吸着特性(第5章)について検討し、これらの特性を考慮した遮水地盤材料の配合設計の方法を示した(第6章)。ベントナイトは遮水性の向上、砂は遮水材料の圧縮性の低減及び圧密係数の増加による施工性の向上、ゼオライトはセシウムの吸着性の向上を目的として添加した。また、遮水地盤材料に施工上必要な強度を与える観点から、海成粘土にセメントを添加した遮水地盤材料の透水特性およびセシウム吸着特性を検討した(第7章)。最後に、海面処分場の建設費と中間貯蔵施設に貯蔵された除去土壌を海面処分場まで運搬し処分するための費用の試算を行い、他の処分事例との比較を行った(第8章)。

最終処分の方法や最終処分場の構造、面積等に関する具体的な検討は2019年度から実施される予定であり¹⁴⁾、本研究は最終処分の方法や最終処分場の構造、最終処分にかかる費用を検討する上で、有意義な情報になると考えられる。

第1章の参考文献

- 1) 東京電力株式会社：福島第一原子力発電所事故における放射性物質の大気中への放出量の推定について，2012，（参照2018年6月30日），
http://www.tepco.co.jp/cc/press/betu12_j/images/120524j0105.pdf
- 2) 環境省：除染特別地域における進捗状況，（参照2018年7月8日），
<http://josen.env.go.jp/area/index.html>
- 3) 環境省：福島県の除染実施区域の進捗について，（参照2018年7月8日），
http://josen.env.go.jp/zone/details/fukushima_index.html
- 4) 環境省：東京電力福島第一原子力発電所事故により放出された放射性物質汚染の除染事業誌，2018，（参照2018年6月30日），<https://www.env.go.jp/press/files/jp/108735.pdf>
- 5) 環境省：中央環境審議会総会（第25回）資料3－4 被災地の環境再生に向けた取組等の現状について，2018，（参照2018年6月30日），<https://www.env.go.jp/council/01chuo/資料3-4%E3%80%80被災地の環境再生に向けた取組等の現状について%20.pdf>
- 6) 復興庁：特定復興再生拠点区域復興再生計画の制度概要，2017，（参照2018年6月30日），
http://www.reconstruction.go.jp/topics/main-cat1/sub-cat1-4/saiseikyoten/material/seidogaiyo_tokuteifukkosaiseikyotenkuikifukkosaiseikeikaku_.pdf
- 7) 環境省：被災地の環境再生に向けた取組の現状，2018，（参照2018年6月30日），
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/situation/pdf/current_situation_of_efforts_fukushima_180302.pdf
- 8) 環境省：中間貯蔵施設への除去土壌等の輸送に係る基本計画，2014，（参照2018年6月30日），
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/action/transportation_advisory_committee/pdf/transportation_141114.pdf
- 9) 環境省：中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略，2016，（参照2018年6月30日），
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/facility/effort/investigative_commission/pdf/investigative_commission_text.pdf
- 10) 環境省：中間貯蔵施設の案について，（参照2018年6月30日），
<http://josen.env.go.jp/chukanchozou/about/>
- 11) 環境省：今週の福島 2018年07月06日，（参照2018年7月8日），
http://josen.env.go.jp/plaza/info/weekly/pdf/weekly_180706.pdf
- 12) 環境省：パイロット輸送に係る検証報告について，2016，（参照2018年6月30日），
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/action/investigative_commission/pdf/pilot_transportation_160331_01.pdf
- 13) 環境省：中間貯蔵施設環境安全委員会（第10回）資料1，2018，（参照2018年6月30日），

- http://josen.env.go.jp/chukanchozou/action/safety_commission/pdf/safety_commission_01_180322.pdf
- 14) 環境省：中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略 工程表，2016，（参照 2018 年 6 月 30 日），
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/facility/effort/investigative_commission/pdf/investigative_commission_process.pdf
 - 15) 渡部要一，浅沼丈夫，& 鶴飼亮行. (2013). 海面処分場の現状と将来性: 2. 海面処分場の原理と現状. 地盤工学会誌, 61(4), 54-61.
 - 16) 総理府・厚生省令：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，1998 改正.
 - 17) (財) 港湾空間高度化環境研究センター：管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル（改訂版），2008.
 - 18) 大阪湾広域臨海環境整備センター，（参照 2018 年 6 月 30 日），<http://www.osakawan-center.or.jp/>
 - 19) 東京都港湾局，（参照 2018 年 6 月 30 日），<http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/yakuwari/rekishi/>
 - 20) 港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，2007.
 - 21) 渡部要一. (2013). 海面処分場における遮水工法の現状と展望. 基礎工, 41(7), 31-34.
 - 22) 上野一彦，山田耕一，渡部要一：管理型海面廃棄物処分場に用いる浚渫粘土を主材料とした土質遮水材料の提案，土木学会論文集 G, Vol. 64, No. 2, pp. 177-186, 2008.
 - 23) 川崎隆広，山田耕一，上野一彦：海面処分場における土質遮水材料の施工事例，地盤と建設，27(1), 187-194, 2009.
 - 24) Watabe, Y., Yamada, K., & Saitoh, K. (2011). Hydraulic conductivity and compressibility of mixtures of Nagoya clay with sand or bentonite. Géotechnique, 61(3), 211-219.
 - 25) 上野一彦，山田耕一，& 渡部要一. (2008). 管理型海面廃棄物処分場に用いる浚渫粘土を主材料とした土質遮水材料の提案. 土木学会論文集 G, 64(2), 177-186.
 - 26) 山口紀子，高田裕介，林健太郎，石川覚，倉俣正人，江口定夫，& 牧野知之. (2012). 土壌—植物系における放射性セシウムの挙動とその変動要因. 農環研報, 31, 75-129.
 - 27) 上原誠一郎. (2000). 粘土の構造と化学組成. 粘土科学, 40(2), 100-111.
 - 28) 三村均. (2014). 高選択性吸着剤と高汚染水の除染. 日本イオン交換学会誌, 25(3), 45-51.
 - 29) 日本原子力学会バックエンド部会，（参照 2018 年 6 月 30 日），<https://nuce.aesj.or.jp/clwt:start>
 - 30) 山岸功. (2011). 講演再録 福島原発事故収束に向けたバックエンド領域の取り組み (実践編) 汚染水処理に係わる学会有志チームの取り組み. 原子力バックエンド研究 Journal of nuclear fuel cycle and environment, 18(2), 79-83.
 - 31) 三村均，佐藤修彰，& 桐島陽. (2011). (1) ゼオライトによる放射性核種の選択的分離・固化. 日本イオン交換学会誌, 22(3), 96-108.
 - 32) 三村均，山岸功，& 秋葉健一. (1989). ゼオライトによる放射性セシウムとストロンチウムの除去. 日本化学会誌, 1989(3), 621-627.
 - 33) (独) 国立環境研究所 資源循環・廃棄物研究センター：放射性物質の挙動からみた適正

- な廃棄物処理処分（技術資料 第四版）, 2014,（参照 2018 年 6 月 30 日）,
http://www.nies.go.jp/shinsai/techrepo_r4_140414_all.pdf
- 34) 野田修司, 塩村隆信, & 小川仁一. (2001). 資料 天然ゼオライトによる Cs, Sr の吸着除去特性について (2) 共存イオンの影響. 島根県産業技術センター研究報告, (38), 30-32.
- 35) 藤村恵人, 江口哲也, 松波寿弥, 太田健, 村上敏文, 石川哲也, ... & 中達雄. (2016). 除染後水田における玄米への放射性セシウムの移行係数. 日本作物学会紀事, 85(2), 211-217.
- 36) 福島県農林水産部：水田における除染のための「反転耕」作業技術マニュアル, 2014,（参照 2018 年 6 月 30 日）, <https://www.pref.fukushima.lg.jp/uploaded/attachment/53898.pdf>
- 37) 環境省：除染関係ガイドライン, 2013,（参照 2018 年 6 月 30 日）,
http://josen.env.go.jp/material/pdf/josen-gl-full_ver2_supplement_1609.pdf
- 38) 伊藤美穂, 野呂田将史, 石川奈緒, 伊藤歩, & 海田輝之. (2016). 管理型最終処分場浸出水中の Cs の天然鉱物ゼオライト, イライト, バーミキュライトへの収着特性. 土木学会論文集 G (環境), 72(7), III_429-III_436.
- 39) Ören, A. H., Durukan, S., & Kayalar, A. Ş. (2014). Influence of compaction water content on the hydraulic conductivity of sandbentonite and zeolite-bentonite mixtures. *Clay Minerals*, 49(1), 109-121. doi:10.1180/claymin.2014.049.1.09
- 40) Ören, A. H., Kaya, A., & Kayalar, A. Ş. (2011). Hydraulic conductivity of zeolite-bentonite mixtures in comparison with sand-bentonite mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(9), 1343-1353. doi:10.1139/t11-042
- 41) 奥田一弘, 土田孝, 渡部要一, 上野一彦, 金子崇, & 村上博紀. (2015). 巨大地震に対して高い安全性を求められる海面処分場の護岸構造の提案. *地盤工学ジャーナル*, 10(3), 343-358.
- 42) Yasutaka, T., & Naito, W. (2016). Assessing cost and effectiveness of radiation decontamination in Fukushima Prefecture, Japan. *Journal of environmental radioactivity*, 151, 512-520.

第2章 放射性セシウムによる汚染土等を対象とした海面処分場に用いられる遮水材料の必要性能

2.1 想定する海面処分場の構造

海面処分場に用いられる遮水材料の必要性能を検討するにあたり、ここでは本研究で想定する海面処分場の概要について説明する。図-2.1は海面処分場の断面図、図-2.2は海面処分場の平面図である。図-2.1に示すように、護岸構造と遮水構造は分離されており、護岸が被災した場合でも遮水工に及ぼす影響を軽減できる構造となっている。遮水工は海成粘土を母材とした遮水材料を用いることで、長期的には劣化することなく、圧密による透水係数の低下により、遮水性能の向上が見込まれると考えられる。底面遮水工及び側面遮水工の厚さは4mとした。本研究で想定する海面処分場では、除去土埋立時に余水を発生させないよう予め

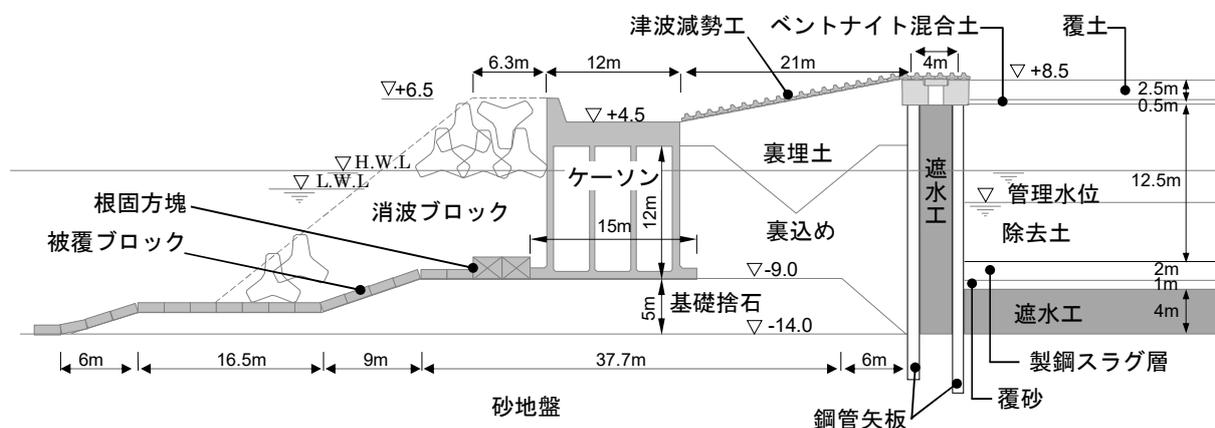


図-2.1 海面処分場の断面図

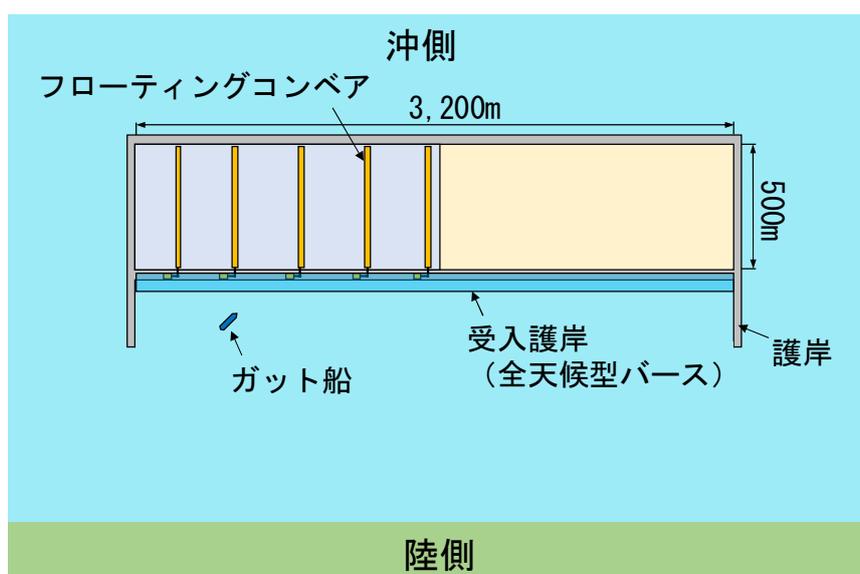


図-2.2 海面処分場の平面図

処分場内の水位を低下させることを想定しており、処分場内外の水位差により底面遮水層に働く揚圧力に対応するため、単位体積重量の大きい製鋼スラグを用いた覆土層を設けた。海面処分場は3,200m×500mの大きさとし、放射能濃度100,000Bq/kg以下の除去土壌等2,000万m³を処分できる容量をもつものと想定した。

2.2 遮水層に用いられる遮水地盤材料の透水性と吸着性に関する必要性能

本研究で想定した海面処分場では、福島県で除染等により発生した放射性セシウムを含む除去土壌等を埋立の対象としているため、放射性セシウムを含む土壌や可燃物の減容化により発生する焼却灰の溶出特性を調べ、遮水地盤材料の必要性能を検討した。

2.2.1 放射性セシウムを含む土壌や焼却灰の溶出特性

放射性セシウムを含む土壌や焼却灰の溶出特性を調べるため、福島県、栃木県、茨城県で採取された土壌と焼却灰の試料に含まれているセシウムの濃度と溶出率を測定した。放射性セシウムの濃度は湿潤および乾燥状態の試料をゲルマニウム半導体検出器により測定した。溶出試験は、2.5Lの純水または海水に250gの試料を投入し、200rpmで6時間攪拌した。その後、溶液を3000rpmで20分間遠心分離し、上澄み液のセシウム濃度をICP分析装置により測定した。溶出率 E_R は式(2.1)により計算した。

$$E_R = \frac{C_R \times V}{c_s \times m} \times 100 \tag{2.1}$$

ここで、 C_R は純水または海水に溶出した放射性セシウム濃度(Bq/L)、 V は純水または海水の

表-2.1(a) 含有量試験結果

試料名	粒度(%)						含水比(%)	放射性セシウム(Bq/kg)						安定セシウム(mg/kg)	
	粗砂	中砂	細砂	シルト	粘土	湿潤			乾燥			湿潤	乾燥		
						¹³⁴ Cs		¹³⁷ Cs	合計	¹³⁴ Cs	¹³⁷ Cs			合計	¹³⁵ Cs
土壌	土壌①	0.2	5.2	18.2	45.5	30.8	110	7,100	12,000	19,100	15,000	25,000	40,000	2.4	5.0
	土壌②	3.7	16.7	16.8	36.6	26.5	140	3,300	5,300	8,600	8,000	13,000	21,000	1.8	4.3
	土壌③	0.3	6	19.6	43.5	30.6	95	5,600	9,200	14,800	11,000	18,000	29,000	2.5	4.8
	土壌④	22.4	49.6	15.2	0.6	12.3	38	18,000	30,000	48,000	25,000	41,000	66,000	3.0	4.2
主灰	主灰T	21	30.8	18	11.6	18.7	43	490	800	1,290	700	1,100	1,800	0.53	0.8
	主灰F	34	28.4	11.5	6.8	19.3	49	920	1,600	2,520	1,370	2,400	3,770	0.67	1.0
飛灰	飛灰T	0	0.9	6.3	70.2	22.6	19	6,700	11,000	17,700	8,000	13,000	21,000	2.0	2.4
	飛灰F	0.2	3.9	13.1	51	31.9	0.3	5,500	9,700	15,200	5,500	10,000	15,500	1.7	1.7

表-2.1(b) 溶出試験結果

試料名	放射性セシウム(Bq/L)								安定セシウム(mg/L)				
	純水				海水				純水	海水	溶出率(%)		
	¹³⁴ Cs	¹³⁷ Cs	合計	溶出率(%)	¹³⁴ Cs	¹³⁷ Cs	合計	溶出率(%)			純水	海水	
土壌	土壌①	<5	<5	<10	0	13	24	37	1.9	<0.0003	0.0021	0	0
	土壌②	<5	<5	<10	0	12	18	30	3.5	<0.0003	0.0021	0	0
	土壌③	<5	<5	<10	0	17	32	49	3.3	<0.0003	0.0022	0	0
	土壌④	<5	<5	<10	0	9	14	23	0.5	0.0006	0.0006	0.2	0.2
主灰	主灰T	6	10	16	12.4	11	16	27	20.9	0.0043	0.0072	8.1	13.6
	主灰F	4	6	10	4	9	14	23	9.1	0.0014	0.0033	2.1	4.9
飛灰	飛灰T	640	1100	1740	98.3	660	1100	1760	99.4	0.19	0.2	95	100
	飛灰F	480	790	1270	83.6	480	780	1260	82.9	0.15	0.15	88.2	88.2
溶媒	純水	<5	<5	<10		<5	<5	<10		<0.0003			
	人工海水					<5	<5	<10		<0.0003			

体積(L), C_s は試料の放射性セシウム含有量(Bq/kg), m は試料の質量(kg)である. Bqは放射能を表すSI単位で1秒当たりの壊変数を表す. 表-2.1(a)および(b)に試料に含まれるセシウム濃度と純水または海水に対するセシウム溶出率を測定した結果を示す.

表-2.1の土壌①, ②, ③, ④はそれぞれ異なる場所で採取され, また主灰および飛灰 T, Fは異なる焼却施設から採取された. 主灰は焼却施設で可燃物を焼却したときの残渣であり, 飛灰は通常煙突の上部に設置されたフィルターで捕集される細かい粒状物質である. 表-2.1(b)に示した溶出試験結果では, 土壌から海水へのセシウム溶出率は4.0%未満であり, 土壌に吸着された放射性セシウムは脱着しにくいことが示唆された. また, 主灰の海水へのセシウムの溶出率は最大21%, 飛灰の溶出率は最大100%であった. 試料全体を通して, セシウムの溶出率は純水よりも海水を溶媒としたときのほうが高い傾向が見られた.

一般的に溶出試験や吸着試験は環境庁告示46号(土壌の汚染に係る環境基準について)(以下, 環告46号)¹⁾や環境庁告示13号(産業廃棄物に含まれる金属等の検定方法)(以下, 環告13号)²⁾等に基づいて行われる. 環告46号と環告13号の溶出方法の大きな違いは, 振とう後のろ過に用いるフィルターの孔径であり, 環告46号では孔径0.45 μ mのメンブランフィルター, 環告13号では孔径1 μ mのグラスファイバーフィルターペーパーが用いられる. セシウムを対象とした溶出試験や吸着試験では, 孔径0.45 μ mのメンブランフィルターが多く用いられている(例えば³⁾)³⁾が, 本研究の溶出試験では, 振とう後のろ過を行っていないため, 溶出率が高く評価されている可能性があることに注意が必要である.

環境省の「8,000Bq/kgを超え100,000Bq/kg以下の焼却灰等の処分方法に関する方針」(2011年8月31日)⁴⁾では, 「海面埋立処分場については, 焼却灰と水との接触をなるべく抑える対策を講じたうえで排水処理を行い, 跡地の利用制限を含めた長期的な管理を行うことにより, 安全に埋立てを行うことができる可能性があると考えられることから, 今後, 個別に対応を検討することとする。」としており, 焼却灰はセメント固化した上で水との接触を抑える対策により埋立ができる可能性はあるが, 本研究で想定する海面処分場の対象には焼却灰は含めないものとした.

図-2.3に表-2.1(b)で示した溶出試験で得られた放射性セシウム137の濃度 ρ_{Cs137} (Bq/L)と

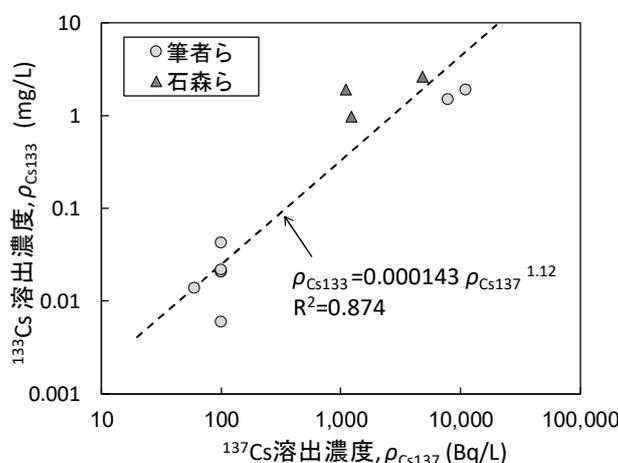


図-2.3 溶出試験から得られた安定セシウム133溶出量と放射性セシウム137溶出量の関係

安定セシウム 133 の濃度 ρ_{Cs133} (mg/L) の関係を示す。国立環境研究所の石森ら⁵⁾が行った溶出試験データも同様に図-2.3 に示した。溶出試験の液固比が 10 であるため、実際の液固比は 1 と仮定しそれぞれの値を 10 倍にして示した。放射性セシウムと安定セシウムの関係は、式(2.2)となった。

$$\rho_{Cs133} = 0.000143(\rho_{Cs137})^{1.12} \quad (2.2)$$

図-2.3 に示すように、放射性セシウムと安定セシウムの溶出濃度は強い相関が見られ、安定セシウムを用いて放射性セシウムの収着の挙動を推定することは可能であると考えられる。

2.2.2 底面遮水層のトラベルタイムと透水性に関する必要性能

本研究では海面処分場で放射性セシウムを含む除去土壌を最終処分することを想定しているが、前例がないことや社会的な合意形成の必要性を考慮すると、本研究で対象とする海面処分場の遮水性能は既存の技術基準よりも大幅に向上する必要があると考えられる⁶⁾。

福島県内の除染に伴い生じた除去土壌等の発生量は、2016年1月時点で10万Bq/kg以下の土壌が約2,000万m³、10万Bq/kg超の土壌が1万m³、焼却灰が約160万m³と推定されている⁷⁾。また、中間貯蔵開始30年後の2045年には、放射性セシウムの放射能濃度は事故当初の4分の1以下に自然減衰し、除去土壌等の総発生見込み量のうち約7割は8,000Bq/kg以下に、約3割は8,000~10万Bq/kgになると推定されている⁷⁾。これまでの研究^{6),8)}では放射性セシウムを含む震災廃棄物についても対象とし、放射性物質全てを10万Bq/kgのCs-137としていたが、福島県内で生じた除去土壌等はほとんどが土壌であることや、処分時までに放射性セシウムCs-134及びCs-137の濃度が自然減衰することを考慮し、本研究では10万Bq/kg以下の土壌を安全に保管できる海面処分場の開発を目的とし、遮水材料の必要性能を再検討した。

除去土壌は2015年3月から中間貯蔵施設への輸送が開始されており、中間貯蔵施設で保管後、30年以内に最終処分を完了することとなっている。中間貯蔵施設の土壌の最終処分を完了するのに10年かかると仮定し、最終処分は2035年に開始されると仮定した。

事故時のCs-137とCs-134の放射能比は概ね1:1であった⁹⁾。2011年の土壌のCs-137とCs-134の放射能濃度がそれぞれ50,000Bq/kgであるとする、半減期が約30年のCs-137と約2年のCs-134の自然減衰により、2035年に土壌に含まれるCs-137の放射能濃度は28,806Bq/kg、Cs-134の濃度が16Bq/kgとなる。

土壌に含まれる放射性セシウムの間隙水への溶出率は、土壌の溶出試験の結果と安全域に基づき5%と仮定した。また、土壌の間隙率は0.8、乾燥密度は1,700kg/m³と仮定した⁶⁾。これらの仮定より、土壌の間隙水の放射能濃度は式(2.3)となる。

$$\begin{aligned} \text{Cs-137: } C_w &= C_s \times E \times \rho_d / e \\ &= 28,806 \times 0.05 \times 1,700 / 0.80 \div 1000 = 3,061 \text{ Bq/L} \\ \text{Cs-134: } C_w &= C_s \times E \times \rho_d / e \\ &= 16 \times 0.05 \times 1,700 / 0.80 \div 1000 = 2 \text{ Bq/L} \end{aligned} \quad (2.3)$$

ここで C_w は間隙水の放射能濃度、 C_s は土壌の放射能濃度、 E は土壌のセシウムの溶出率、

ρ_d は土壌の乾燥密度、 e は土壌の間隙比である。

本研究で対象とする遮水材料は1章で示した技術基準 a (厚さ 5m 以上、透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$ 以下の連続した地層) と同等以上の遮水性能をもつ人工の遮水層として、よく締まった砂礫層の海底面に敷設されると仮定する。除去土壌の処分場への投入前に底面遮水層が覆土層の上載圧により 30kPa の圧密応力を受けると仮定した。処分場の内水面と海面との水頭差があるとき、海面処分場の内側から外側への浸透流は、底面遮水層及び砂礫層を通過するものと側面遮水層を通過するものに分けられる。ここでは、底面の浸透流について説明する。底面遮水層の間隙水中の放射性セシウムの移動は移流及び拡散・分散を考慮しなければならない。

移流・拡散・分散の支配方程式は、例えば Rowe ら¹⁰⁾に示されるように、式(2.4)で表される。

$$\varepsilon R_d \frac{\partial C}{\partial t} = (\alpha v + D_e) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.4)$$

ここで、 C : 物質の濃度、 ε : 間隙率、 α : 分散長、 D_e : 有効拡散係数、 v : 浸透流速、 R_d : 遅延係数である。

式(2.4)は、次のように変形することができる。

$$\varepsilon R_d \frac{\partial C}{\partial t} = v \left(\alpha \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{\partial C}{\partial x} \right) + D_e \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.5)$$

式(2.5)における C , v , x , t といった次元を持つ各変数に対し、式(2.6)のように、無次元変数を用いて表現すると式(2.7)が得られる。

$$C = C_0 C^* ; \quad v = v_0 v^* ; \quad x = L_0 x^* ; \quad t = T_0 t^* \quad (2.6)$$

ここで、 C_0 , v_0 , L_0 , T_0 は各変数の次元を持つ代表値を表わし、上付きの* (アスタリスク) の付いた変数は、無次元変数を表わす。

$$\frac{\varepsilon R_d}{T_0} \frac{\partial C^*}{\partial t^*} = v_0 v^* \left(\frac{\alpha}{L_0^2} \frac{\partial^2 C^*}{\partial x^{*2}} - \frac{1}{L_0} \frac{\partial C^*}{\partial x^*} \right) + \frac{D_e}{L_0^2} \frac{\partial^2 C^*}{\partial x^{*2}} \quad (2.7)$$

Rowe ら¹⁰⁾によれば、分散長 α は、代表長さ L_0 を用いて、次式で表わされる。

$$a = \frac{L_0^2}{100} \quad (2.8)$$

式(2.8)を式(2.7)に代入すると、式(2.9)が得られる。

$$\frac{\varepsilon R_d}{T_0} \frac{\partial C^*}{\partial t^*} = v_0 v^* \left(\frac{1}{100} \frac{\partial^2 C^*}{\partial x^{*2}} - \frac{1}{L_0} \frac{\partial C^*}{\partial x^*} \right) + \frac{D_e}{L_0^2} \frac{\partial^2 C^*}{\partial x^{*2}} \quad (2.9)$$

代表長さ L_0 について遮水層厚として設定する 4m を代入すると、式(2.9)の右辺第 1 項は無視され、式(2.10)のように近似できる。

$$\frac{\varepsilon R_d}{T_0} \frac{\partial C^*}{\partial t^*} = - \frac{v_0 v^*}{L_0} \left(\frac{\partial C^*}{\partial x^*} \right) + \frac{D_e}{L_0^2} \frac{\partial^2 C^*}{\partial x^{*2}} \quad (2.10)$$

三原ら¹¹⁾や三原¹²⁾によると、有効拡散係数 D_e は、 $10^{-11} \sim 10^{-10} \text{m}^2/\text{s}$ 程度の大きさであり、ま

た、本研究において浸透流速として $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ 程度を想定すると、右辺第1項のオーダーは $O(10^{-10})$ 、右辺第2項のオーダーは $O(10^{-13} \sim 10^{-12})$ となり、右辺第2項の拡散項は無視され、第1項の移流項が支配的になることがわかる。したがって、本研究では、移流の影響のみを考慮した。

また、式(2.10)で表される物質の移動速度は、土粒子への吸着がある場合は、吸着がない場合に比べて $1/R_d$ 倍となるが、ここでは吸着による遅延は考慮していない。

処分場周辺の公共水域の水中の放射性セシウムの濃度限度は、式(2.11)のように定められている¹³⁾。

$$\frac{\text{Cs-134 の濃度(Bq/L)}}{60(\text{Bq/L})} + \frac{\text{Cs-137 の濃度(Bq/L)}}{90(\text{Bq/L})} \leq 1 \quad (2.11)$$

ここで底面遮水層の浸出水の放射能濃度が式(2.11)を満たすとする。式(2.3)で求めた間隙水の Cs-134 の濃度 2Bq/L は、Cs-137 の濃度 $3,061\text{Bq/L}$ が式(2.11)を満たすために 90Bq/L に減衰するまでの間に極めて小さくなる。従って、ここからは Cs-137 のみを考慮すると、浸出水の Cs-137 の濃度限度は 90Bq/L とみなせる。

放射能濃度の減衰は式(2.12)で計算できる。

$$C = C_0 \times (1/2)^{t/T} \quad (2.12)$$

ここで、 C は時刻 t における放射能濃度、 C_0 は初期の放射能濃度、 T は半減期である。従って、間隙水の Cs-137 の放射能濃度 $3,061\text{Bq/L}$ が濃度限度 90Bq/L に減衰するまでの時間 t_{90} は、式(2.13)のようになる。

$$t_{90} = \frac{T \times \ln(C/C_0)}{\ln(1/2)} = \frac{30.1 \times \ln(90/3061)}{\ln(1/2)} = 153 \text{years} \quad (2.13)$$

本研究で検討する底面遮水層の主な必要性能は、底面遮水層を放射性セシウムが通過するトラベルタイムを t_{90} より長くすることである。

Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} は、土の土粒子部分と間隙部分を合わせた全ての断面積を水が流れると仮定した Darcy 流速 v_{Darcy} から求められる。しかし、汚染物質が底面遮水層を通過するのに要する時間であるトラベルタイムを考慮する場合、水が土の間隙を流れると仮定した間隙内平均流速 v_{pore} を用いる必要がある¹⁴⁾。水が土の全ての間隙を流れると仮定し、遮水材料の間隙率を n とすると、間隙内平均流速 v_{pore} は式(2.14)のようになる。

$$v_{\text{pore}} = v_{\text{Darcy}}/n = v_{\text{Darcy}} \times (1 + e)/e \quad (2.14)$$

従って、間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} は式(2.15)のようになる。

$$k_{\text{pore}} = k_{\text{Darcy}}/n = k_{\text{Darcy}} \times (1 + e)/e \quad (2.15)$$

k_{pore} に関して、底面遮水層を放射性セシウムが通過するトラベルタイムが t_{90} となる底面遮水層の透水係数 k_{req} は、式(2.16)となる。

$$k_{\text{req}} = k_{\text{Darcy}}/n = \frac{H}{t_{90} \times \frac{h}{H}} = \frac{H^2}{t_{90} \times h} \quad (2.16)$$

ここで、底面遮水層の厚さ H を 4m 、処分場内外の最大の水頭差 h を 2m とし、底面遮水層下方への流れを考えると、 k_{req} は $1.65 \times 10^{-9} \text{m/s}$ となる。本研究では遮水材料に必要な間隙内平均

流速に関する透水係数を $1.00 \times 10^{-9} \text{m/s}$ とした。

2.2.3 有効間隙率に関する検討

前節で、水が土の全ての間隙を流れると仮定したことについて確認するため、続・土壌・地下水汚染の調査・予測・対策¹⁵⁾に記載の試験方法に基づき、有効間隙率の測定を行った。図-2.4 に圧密通水試験機を示す。供試体には、松島湾粘土（液性限界 154.6%，土粒子密度 2.543g/cm^3 ）を用いた。含水比を液性限界の 1.5 倍に調泥したスラリー状の供試体を高さ 20mm、直径 60mm の圧密リングに充填した後、4.9kPa、9.8kPa、19.6kPa の圧密圧力（応力増分比 1）で段階載荷を行った。1～3 の各載荷段階は、 \sqrt{t} 法により圧密度 100%を確認し打切った。圧密終了後、圧密圧力 19.6kPa でカラム通水試験を行った。二重円筒管に空気圧 19.4kPa を与え、塩分濃度 3%の人工海水を排水が同濃度となるまで供試体に通水した。その後、塩分濃度 6%の人工海水を供試体に通水した。排水は 5mL 毎に採取し、電気伝導度を測定し、塩分濃度に換算した。なお、圧密試験と圧密通水試験からそれぞれ求められる透水係数は、概ね一致することが確認されている⁸⁾。塩分濃度 3%を 0、6%を 1 とした正規化塩分濃度と時間の関係を図-2.5 に示す。

次に、移流分散方程式の一次元理論解（式 2.17）とカラム試験により得られた正規化塩分濃度の残差平方和が最小となるように、フィッティングを行った。

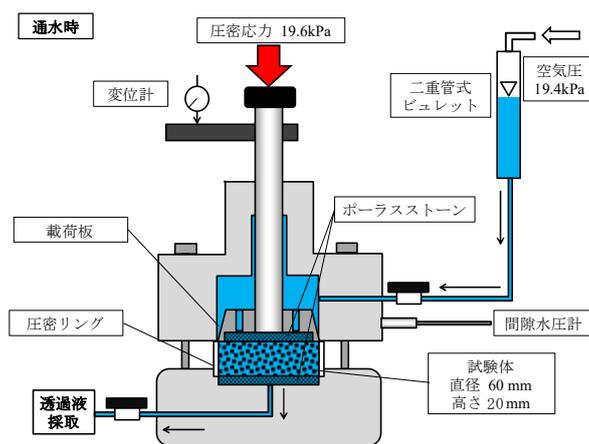


図-2.4 圧密通水試験機

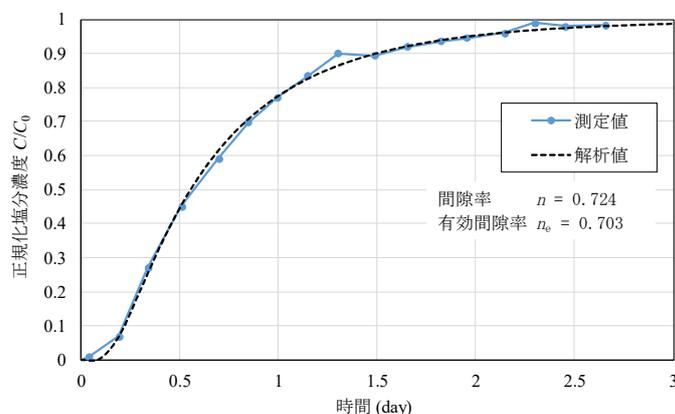


図-2.5 カラム下流端部の塩分濃度変化

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[\frac{RL - vt}{2\sqrt{DRt}} \right] + \frac{1}{2} \exp \left(\frac{vL}{D} \right) \operatorname{erfc} \left[\frac{RL + vt}{2\sqrt{DRt}} \right] \quad (2.17)$$

ここで、 C ：対象物質濃度 [M/L³]、 C_0 ：対象物質初期濃度 [M/L³]、 D ：分散係数 [L²/T]、 v ：間隙内平均流速 [L/T]、 R ：遅延係数 [-]、 t ：経過時間 [T]、 L ：カラム長 [L]である。非吸着性溶質であるため、遅延係数 $R=1$ とみなした。フィッティングでは、供試体前後の配管に起因する試験時間の遅れの補正を行った¹⁵⁾。このフィッティングにより、間隙内平均流速 v_{pore} と分散係数 D が得られた。最後に、 $n_e = v_{\text{Darcy}}/v_{\text{pore}}$ より有効間隙率 n_e を計算した。

分散係数 D は $7.0 \times 10^{-10} \text{m}^2/\text{s}$ 、有効間隙率 n_e は 0.703、圧密通水試験で間隙比 e から計算される間隙率 n は 0.724 であり、本試験により得られた有効間隙率と間隙率の差は小さかった。移流と拡散・分散の比の無次元数であるペクレ数 ($v_{\text{pore}}L/D$ 、 L はカラム長) は 2.9 であったが、Perkins and Johnston¹⁶⁾ は 6 以上を移流が支配的、0.02 以下を拡散が支配的としており、本試験では移流と拡散・分散の両方の影響を受けていると考えられる。

以上の検討は、海成粘土のみの供試体に対して有効間隙率について検討を行ったものであるが、本研究では、海成粘土に他の材料を添加した地盤材料においても、土の全ての間隙を水が流れると仮定し、有効間隙率は間隙率に等しいものとして検討を行った。

2.2.4 遮水地盤材料の吸着性に関する必要性能

Tsuchida ら⁹⁾の研究で、筆者らは遮水地盤材料の吸着性に関する必要性能として、浸出水のセシウム濃度が初期濃度の 1/10 になる吸着性能をもつことを目標とした。カラム試験の結果は、供試体の間隙体積 (Pore Volume, PV) を 1 単位として、何 PV 通水したときにセシウムが検出 (破過) したかどうかで評価を行った。例えば、徳山港粘土のみの供試体では、約 12PV 時に破過した。これは、粘土鉱物に Cs⁺ が吸着されたことでセシウムの浸透速度が遅延し、供試体の間隙水が 12 回入れ替わったときに初めて浸出水中にセシウムが検出されたということである。この結果は、Tsuchida ら⁹⁾の研究で目標とした吸着性能は十分に達成されたことになるが、実験で用いた供試体の厚さは 1cm であり、層厚 4m の実際の底面遮水層で実験で確認された吸着破過特性がどこまで再現されるかについては、吸着を考慮する際の実際の地盤の安全性についての評価が難しいこともあり、検証されていない。詳しくは第 5 章で述べるが、海成粘土にゼオライトを添加することで吸着特性を高めることは可能であり、本研究においても吸着性を PV で評価を行い、ゼオライト等を添加した遮水地盤材料のすることによる吸着特性と、実際の地盤に適用する際の PV による評価の課題について第 5 章で検討を行った。

第2章の参考文献

- 1) 環境省：環境庁告示第46号，1991，（参照2018年6月30日），
<https://www.env.go.jp/kijun/dojou.html>
- 2) 環境省：環境庁告示第18号，1973，（参照2018年6月30日），
<https://www.env.go.jp/hourei/11/000178.html>
- 3) 伊藤翼, & 宮脇健太郎. (2013). 各種吸着材の安定セシウム吸着特性. 廃棄物資源循環学会研究発表会講演集 第24回廃棄物資源循環学会研究発表会 (p. 593). 一般社団法人廃棄物資源循環学会.
- 4) 環境省：8,000Bq/kg を超え 100,000Bq/kg 以下の焼却灰等の処分方法に関する方針，（参照2018年6月30日），<https://www.env.go.jp/press/files/jp/18171.pdf>
- 5) 石森洋行・肴倉宏史・蛭江美孝・遠藤和人・山田正人・大迫政浩：福島第一原発事故後に発生した一般廃棄物焼却灰からの放射性セシウムの溶出特性と土壌等への吸着効果，都市清掃，第65巻 第307号，pp.59-63，2012
- 6) Tsuchida, T., Murakami, H., Kurihara, O., Athapaththu, A. M. R. G., Tanaka, Y., & Ueno, K. (2017). Geotechnical sealing material for coastal disposal facility for soils and wastes contaminated by radioactive cesium. *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(4), 481-495.
- 7) 環境省：中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略，2016。
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/facility/effort/investigative_commission/pdf/investigative_commission_text.pdf
- 8) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀, 上野一彦, & 田中裕一. (2015). 放射性セシウムを含む廃棄物等を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究. *地盤工学ジャーナル*, 10(1), 17-32.
- 9) International Atomic Energy Agency : The Fukushima Daiichi Accident (Vol. 4), 2015. <http://www-pub.iaea.org/MTCD/Publications/PDF/AdditionalVolumes/P1710/Pub1710-TV4-Web.pdf>
- 10) Rowe, R. K., R. M. Quigley, R. W. I. Brachman, and J. R. Booker. 2004, *Barrier systems for waste disposal*, 2nd ed. New York: Spon Press.
- 11) 三原守弘, 伊藤勝, 加藤博康, & 上田真三. (1999). カルシウム型ベントナイトのトリチウム, セシウム, ヨウ素及び炭素の実効拡散係数の取得 (試験報告). JNC TN8430, 99-011.
- 12) 三原守弘. (2000). ナトリウム型ベントナイトのカルシウム型化に伴う透水係数及び核種の実効拡散係数の変化. *サイクル機構技報*, (6), 61-68.
- 13) 環境省：放射性物質汚染対処特措法施行規則第三十三条
https://www.env.go.jp/jishin/rmp/conf/waste_safety04/ref04_5.pdf
- 14) 嘉門雅史, 大嶺聖, 勝見武：地盤環境工学, 2010.
- 15) 地盤工学会：続・土壌・地下水汚染の調査・予測・対策, pp. 58-61, 2008.
- 16) Perkins, T. K., & Johnston, O. C.: A review of diffusion and dispersion in porous media. *Society of Petroleum Engineers Journal*, 3(01), 70-84, 1963.

第3章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水性

3.1 供試体の配合と段階载荷圧密試験の方法

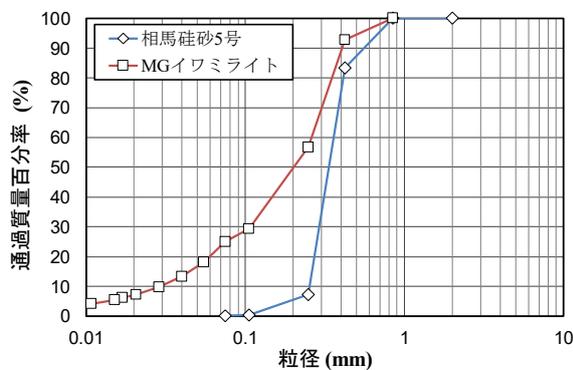
3.1.1 遮水地盤材料の性質と供試体の配合

本研究では、遮水地盤材料の母材となる海成粘土として、徳山港粘土、東京湾粘土、松島湾粘土を使用した。海成粘土に添加する材料として、ワイオミング産 Na 型ベントナイト（以下、ベントナイト）、相馬珪砂 5 号（以下、砂）、MG イワミライト（モルデナイト）（以下、ゼオライト）を用いた。ベントナイトは遮水性、砂は遮水材料の圧縮性の低減及び圧密係数の増加による施工性、ゼオライトはセシウム吸着性の向上を目的として添加した。表-3.1 に各試料の物性値、図-3.1 に相馬珪砂 5 号と MG イワミライトの粒度分布曲線、図-3.2 に徳山港粘土、東京湾粘土、松島湾粘土の粒度分布曲線を示す。図-3.1 からゼオライトは砂と比べて粒径が小さいことが分かる。

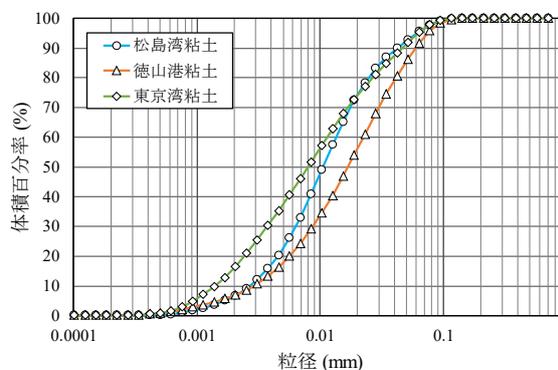
本研究で用いた供試体の配合を表-3.2 に示す。供試体名の記号及び数字は、Y：東京湾粘土、T：徳山港粘土、M：松島湾粘土、B**：液性限界の 1.5 倍の海成粘土 1m³ の乾燥質量に対するベントナイトの乾燥状態の添加量(kg/m³)、S**または Z**：海成粘土とベントナイトの合計乾燥質量に対する砂またはゼオライトの添加比(%)を示す。ベントナイトは海成粘土に均質

表-3.1 各試料の物性値

試料	土粒子密度 (g/cm ³)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)
徳山港粘土	2.616	110.6	43.43
東京湾粘土	2.793	133.9	60.38
松島湾粘土	2.543	154.62	61.78
ワイオミング産 ベントナイト	2.898	187	58.69
相馬珪砂 5 号	2.665	-	-
MG イワミライト	2.38	-	-



(a) 相馬珪砂 5 号, MG イワミライト



(b) 徳山港粘土, 東京湾粘土, 松島湾粘土

図-3.1 粒度分布曲線

に混合するため、人工海水（塩分濃度 3%）を加水し、含水比約 200%のスラリー状で海成粘土に添加した。表-3.3 に人工海水の組成、表-3.4 に各材料の陽イオン交換容量を示す。

表-3.2 供試体の配合

供試体名	ベントナイト 添加量(kg/m ³)	ベントナイト 添加比(%)	砂添加比 (%)	ゼオライト 添加比(%)
Y	0	0	0	0
YB25	25	5.78	0	0
YB50	50	11.49	0	0
YB100	100	23.26	0	0
YB200	200	45.45	0	0
YB250	250	58.82	0	0
YS100	0	0	100	0
YS150	0	0	150	0
YZ10	0	0	0	10
YZ20	0	0	0	20
YZ50	0	0	0	50
YB50S100	50	11.49	100	0
YB50S150	50	11.49	150	0
YB100S100	100	23.26	100	0
YB100S150	100	23.26	150	0
YB50Z10	50	11.49	0	10
YB50Z20	50	11.49	0	20
YB100Z10	100	23.26	0	10
YB100Z20	100	23.26	0	20
T	0	0	0	0
TB25	25	4.98	0	0
TB50	50	10.00	0	0
TB75	75	14.93	0	0
TB100	100	20.00	0	0
TB150	150	30.30	0	0
TS100	0	0	100	0
TS150	0	0	150	0
TB100S100	100	20.00	100	0
TB100S150	100	20.00	150	0
M	0	0	0	0
MB50	50	13.16	0	0
MB100	100	26.32	0	0
MS50	0	0	50	0
MS100	0	0	100	0
MS150	0	0	150	0
MZ10	0	0	0	10
MB50S50	50	13.16	50	0
MB50S100	50	13.16	100	0
MB50S150	50	13.16	150	0
MB100S50	100	26.32	50	0
MB100S100	100	26.32	100	0
MB100S150	100	26.32	150	0
MB50Z10	50	13.16	0	10

表-3.3 人工海水の組成

イオン	含有量 [g/kg]	溶存比 [%]
Cl	19.13	56.22
Na	10.75	31.58
SO ₄	1.89	5.53
Mg	1.37	4.03
K	0.38	1.13
Ca	0.32	0.94
HCO ₃	0.08	0.25
Br	0.08	0.19
BO ₃	0.04	0.11
Total	34.02	

表-3.4 各材料の陽イオン交換容量 (CEC)

材料	東京湾粘土	徳山港粘土	松島湾粘土	ワイオミング産 ベントナイト	MG イワミライト
CEC (cmol/kg)*	36.0	21.7	38.6	56.0	97.6

* ショーレンベルガー法

3.1.2 試験方法 (段階荷重圧密試験)

表-3.2 に示した供試体について、図-3.2 に示す標準圧密試験機を用いて段階荷重圧密試験を実施し、地盤材料の遮水性能について検討を行った。試験方法は、JIS A1217 土の段階荷重による圧密試験方法に従った。まず、供試体の含水比を液性限界の 1.5 倍に調整し、ソイルミキサーを用いて十分に混合した。スラリー状の供試体を直径 60mm、高さ 20mm の圧密リングに空気が混入しないように充填し、圧密試験機を組み立て後、浸水容器内を蒸留水で満たした。その後、圧密応力 4.9kPa から 627.2kPa まで応力増分比 $\Delta\sigma_v'/\sigma_v'=1$ で計 8 段階の段階荷重圧密を実施した。各段階の一次圧密終了は、 \sqrt{t} 法を用いて決定した。一次元圧密理論に基づき、試験から求まる圧密係数 c_v と体積圧縮係数 m_v を用いて、Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} を式(3.1)により求めた。 γ_w は水の単位体積重量である。

$$k_{Darcy} = c_v m_v \gamma_w \quad (3.1)$$

また、間隙率は有効間隙率に等しいと仮定して、式(3.2)により間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} を求めた。

$$k_{pore} = k_{Darcy}/n = k_{Darcy} \times (1 + e)/e \quad (3.2)$$

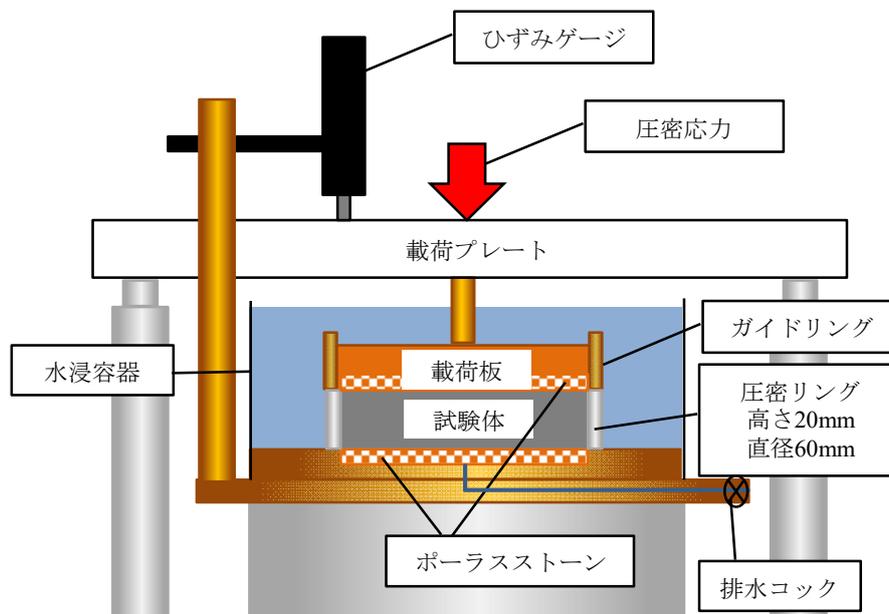


図-3.2 圧密試験機

3.2 ベントナイトの混合による透水係数の低減効果

図-3.3 に東京湾粘土にベントナイトを混合したときの Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} と平均圧密圧力の関係、図-3.4 に間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} と平均圧密応力の関係を示す。また、図-3.5 に k_{pore} と間隙比の関係を示す。ベントナイト添加量が多いほど同じ平均圧密圧力で k_{Darcy} および k_{pore} は減少した。また、平均圧密圧力が大きくなるほど、間隙比が減少するため、 k_{Darcy} よりも k_{pore} が大きくなることがわかった。また、図-3.5 で同じ k_{pore} で比較した場合にはベントナイト添加量が多いほど間隙比が増加することがわかった。図-3.4 において、ベントナイトを 250kg/m^3 添加した材料では、圧密応力が 23kPa 以上で k_{pore} の目標値 $1.00 \times 10^{-9}\text{m/s}$ を達成した。

図-3.6 は、同じ平均圧密応力の時に海成粘土のみの供試体の k_{Darcy} と比較してベントナイトの添加によりどの程度 k_{Darcy} が低減するかを表す透水係数低減比とベントナイト添加量の関係である。徳山港粘土は $0.35 \sim 0.80$ 倍、東京湾粘土は $0.20 \sim 0.85$ 倍、松島湾粘土は $0.40 \sim 0.83$ 倍ベントナイト添加により k_{Darcy} が低減した。図-3.6 中の点線は、同じ海成粘土の透水係数低減比の平均値を線で結んだものである。これより、海成粘土の違いによる海成粘土のみの供試体の透水係数の差に依らず、ベントナイト添加により透水係数が低減することがわかった。

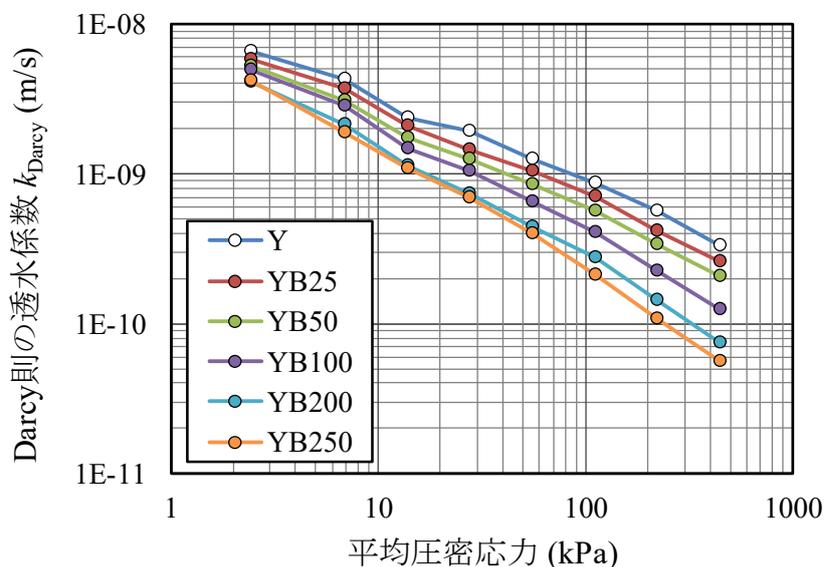


図-3.3 Darcy 則の透水係数と平均圧密応力の関係（ベントナイト添加）

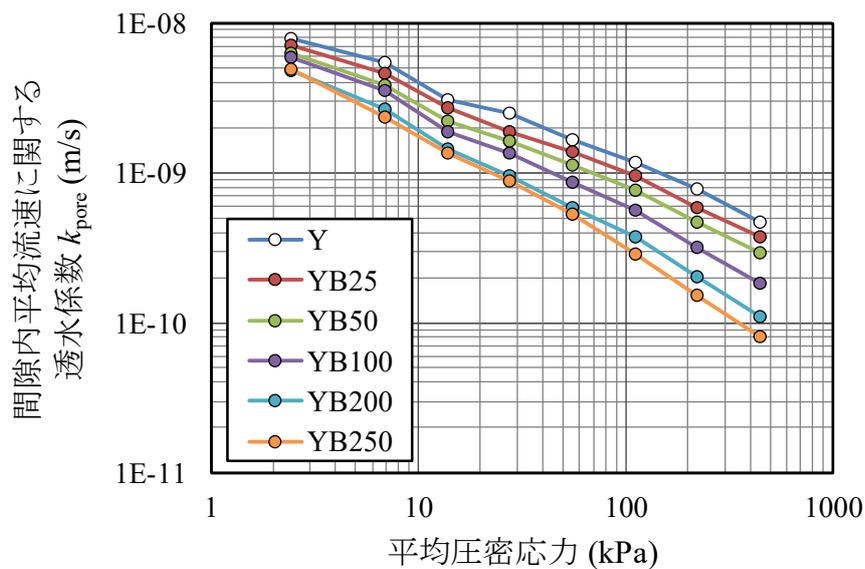


図-3.4 間隙内平均流速に関する透水係数と平均圧密応力の関係 (ベントナイト添加)

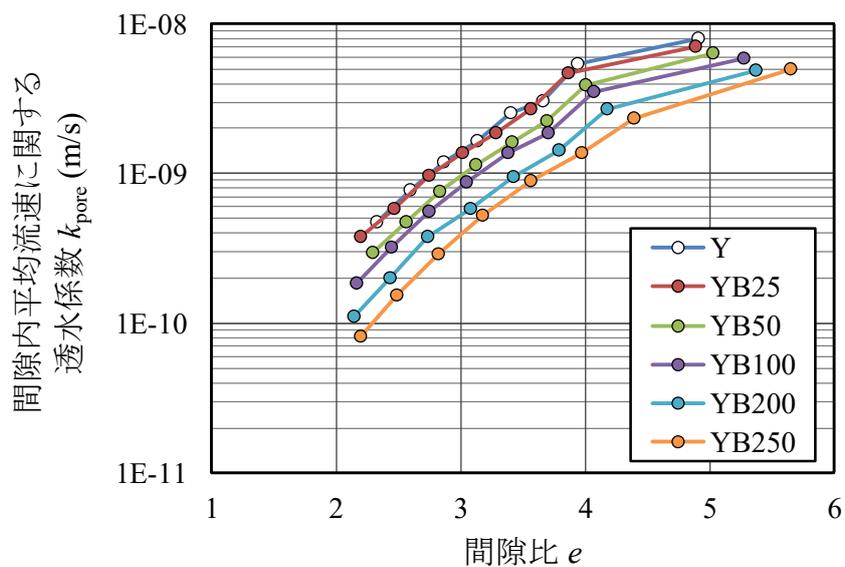


図-3.5 間隙内平均流速に関する透水係数と間隙比の関係 (ベントナイト添加)

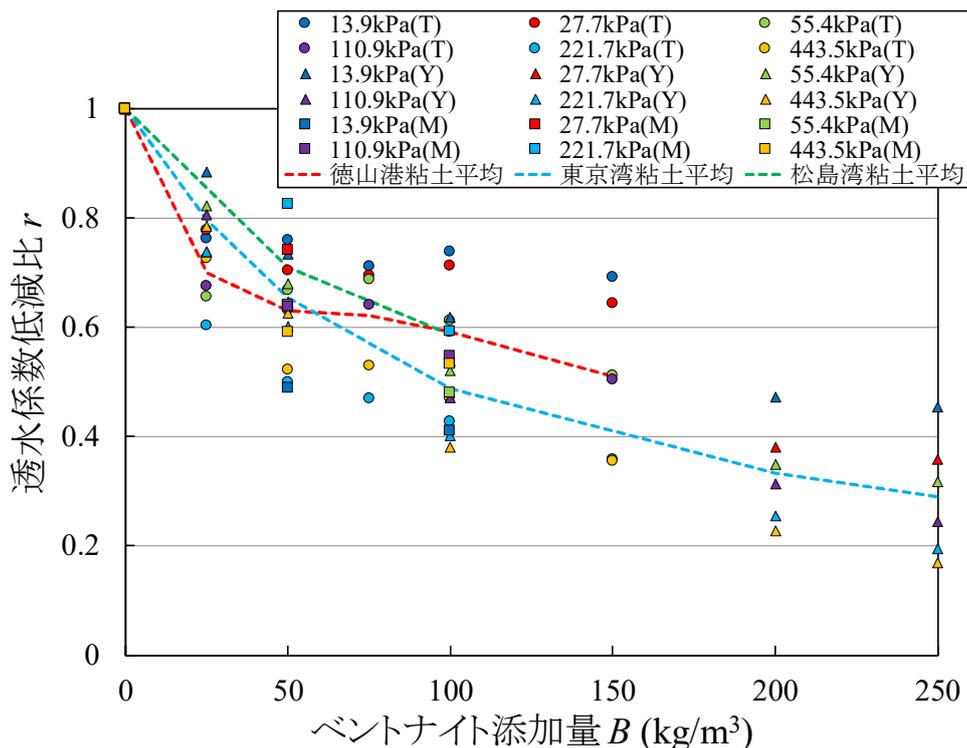


図-3.6 Darcy 則の透水係数低減比とベントナイト添加量の関係

3.3 ゼオライトまたは砂の混合による透水係数の変化

図-3.7 に東京湾粘土にゼオライトまたは砂を混合したときの Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} と平均圧密圧力の関係、図-3.8 に間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} と平均圧密応力の関係を示す。また、図-3.9 に k_{pore} と間隙比の関係を示す。東京湾粘土にゼオライトを添加した供試体では、同じ k_{pore} で比較した場合ゼオライト添加により間隙比は減少するが (図-3.9)、同じ平均圧密応力において k_{Darcy} および k_{pore} は変化しなかった (図-3.7 および図-3.8)。

海成粘土を母材とした遮水材料の圧縮性の低減を目的とした砂添加については、これまでの研究では砂添加量が少ない場合 k_{Darcy} は変化しないと報告されてきた¹⁾²⁾。図-3.7 に示すように、 k_{Darcy} で評価した場合、砂添加による k_{Darcy} の増加は顕著ではない。しかし、図-3.9 から分かるように、砂添加による間隙比の減少は大きく、間隙を考慮することで砂添加比 100% のとき k_{pore} は 17~55% 程度増加することがわかった (図-3.8)。

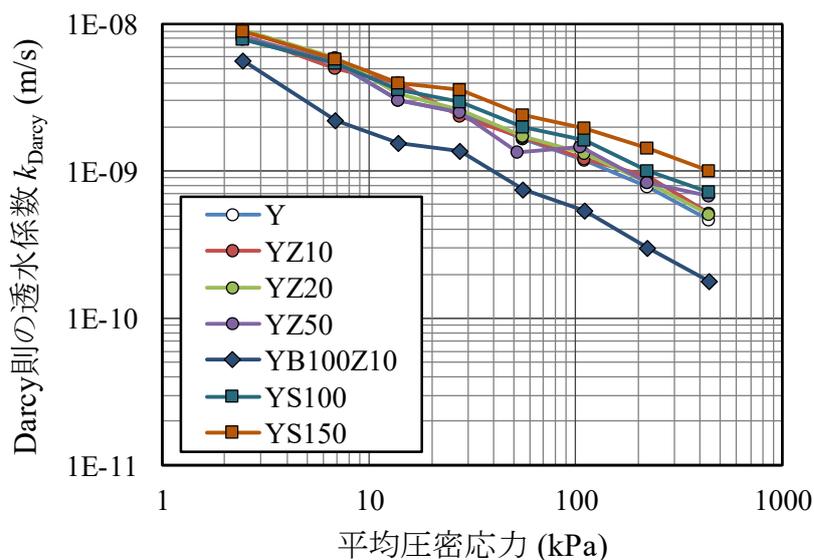


図-3.7 Darcy 則の透水係数と平均圧密応力の関係（ゼオライトまたは砂添加）

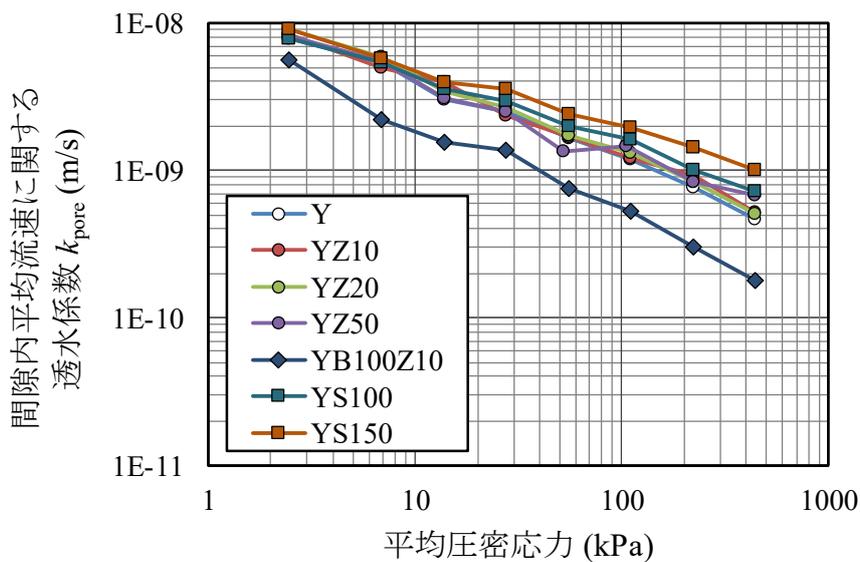


図-3.8 間隙内平均流速に関する透水係数と平均圧密応力の関係（ゼオライトまたは砂添加）

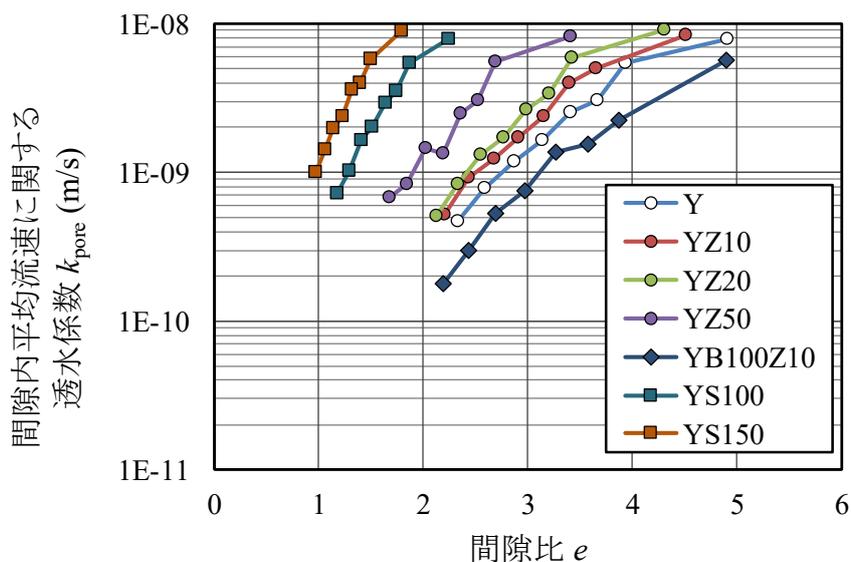


図-3.9 間隙内平均流速に関する透水係数と間隙比の関係（ゼオライトまたは砂添加）

3.4 ベントナイトとゼオライトの混合による透水係数の変化

図-3.10 は、海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合した供試体の間隙比 e と有効圧密圧力 σ_v' の関係を示す。試料の間隙比は、ゼオライト添加比 z_c の増加とともに減少した。 $\sigma_v' = 20\text{kPa}$ において、 $z_c = 10\%$ 、 20% 及び 50% の供試体の間隙比は、それぞれ $z_c = 0\%$ の 0.9 倍、0.8 倍及び 0.65 倍であった。

同じゼオライト添加比の $e - \log \sigma_v'$ の関係を比較すると、圧密圧力が 80kPa より大きい場合、ベントナイト添加の増加に伴って間隙比が小さくなった。添加したベントナイトの微粒子により東京湾粘土-ゼオライト混合物の細孔が充填されるにつれて、間隙比が小さくなったと考えられる。

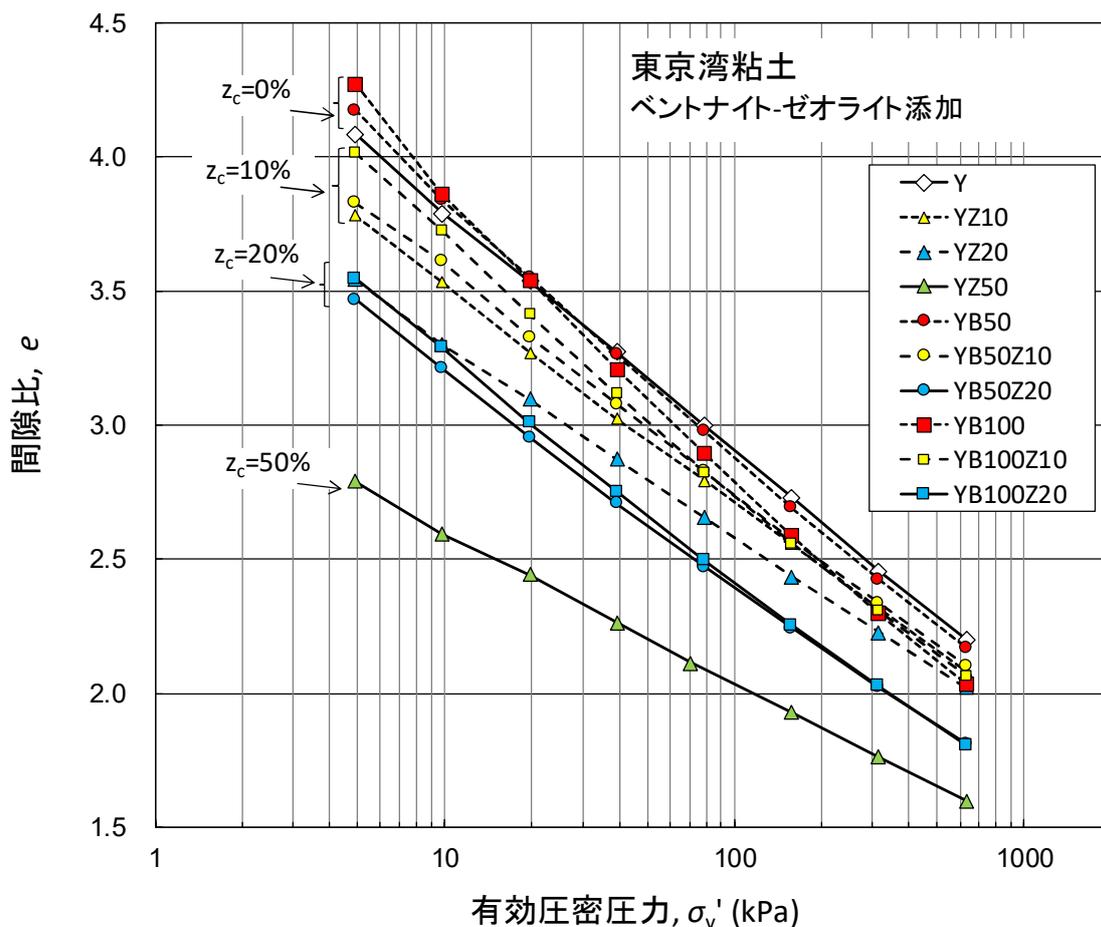


図-3.10 $e-\log\sigma_v'$ 関係

図-3.11 は、Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} と圧密圧力 σ_v' の関係を示す。図-3.11 に示すように、 k_{Darcy} はベントナイトの添加によって明らかに減少した。ベントナイトを添加していない試料では、ゼオライトの添加に関わらず一定であったが、ベントナイトを混合すると、ゼオライト添加比が増加するにつれて k_{Darcy} が減少した。

図-3.12 は、有効圧密圧力と k_{pore} の関係を示す。式 (3.2) から、 k_{pore} は k_{Darcy} より大きくなる。図-3.12 より、ベントナイトの添加により k_{pore} が減少し、ベントナイトの条件が同じ $b_c = 50 \text{ kg/m}^3$ と 100 kg/m^3 の供試体のうち、ゼオライト添加比が多いほど k_{pore} が小さくなっていることがわかる。第2章で述べたように、遮水層に要求される透水係数は、間隙中の流れを考慮しており、 k_{pore} に関して $1.00 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 未満である。図-3.12 に見られるように、40kPa よりも高い圧密圧力でゼオライトとベントナイトを添加することによって透水係数が達成された。

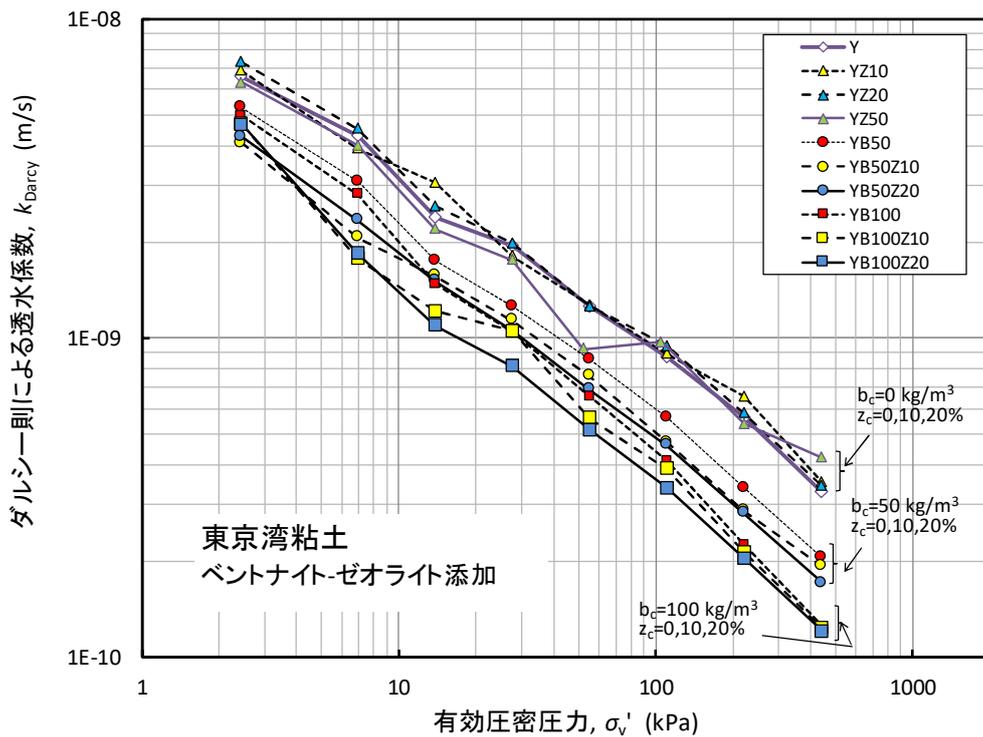


図-3.11 Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} と有効圧密圧力 σ'_v

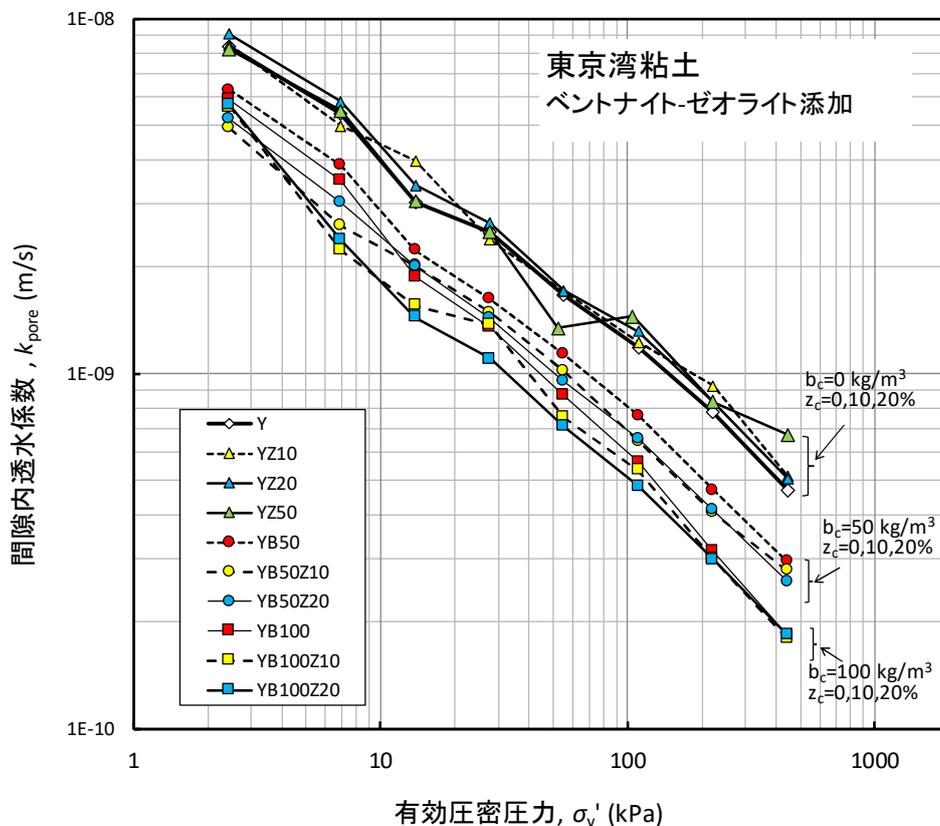


図-3.12 k_{pore} と有効圧密圧力 σ'_v

図-3.13は、有効圧密圧力と透水係数 $k_{\text{pore}}/k_{\text{pore}}^*$ の関係を示す。ここで、 k_{pore}^* は、ベントナイトとゼオライトを含まない東京湾粘土のみの同じ平均圧密応力の k_{pore} である。図-3.13に示すように、ゼオライトと混合することにより、 $k_{\text{pore}}/k_{\text{pore}}^*$ の値は同じか若干増加するが、ベントナイトとゼオライトの両方を粘土と混合すると、 $k_{\text{pore}}/k_{\text{pore}}^*$ は東京湾粘土の40-70%まで減少し、ゼオライト添加比が多いほど減少が大きかった。また、ゼオライトの混合物は、透水係数に大きな影響を与えなかった。Watabe ら³⁾は、砂/ベントナイト混合物の透水係数への影響を調べるために一連の段階的圧密試験と顕微鏡観察を実施した。Watabe ら³⁾の結果によれば、砂の添加率は圧縮率を低下させるが、砂粒子が骨格構造を形成しなければ透水係数に影響を与えず、砂粒子は粘土中で分離している。本研究では、ゼオライトの粒度分布が砂に近く、骨格構造を形成するには含有量が不十分であるため、ゼオライトの混合物は透水係数に有意な影響を示さなかったと考えられる。

図-3.13において、ゼオライトとベントナイト両方の混合物の k_{pore} の値は、ベントナイト単独の混合物の値より10~20%小さい。これは、以前の砂-ベントナイト混合物の研究では説明できず、その理由を明らかにするためには、ゼオライト-ベントナイト混合物の微細構造についてさらなる研究が必要である。この研究の目的においては、ゼオライトの添加はゼオライト混合物の透水係数を増加させないため、好ましい結果となっている。

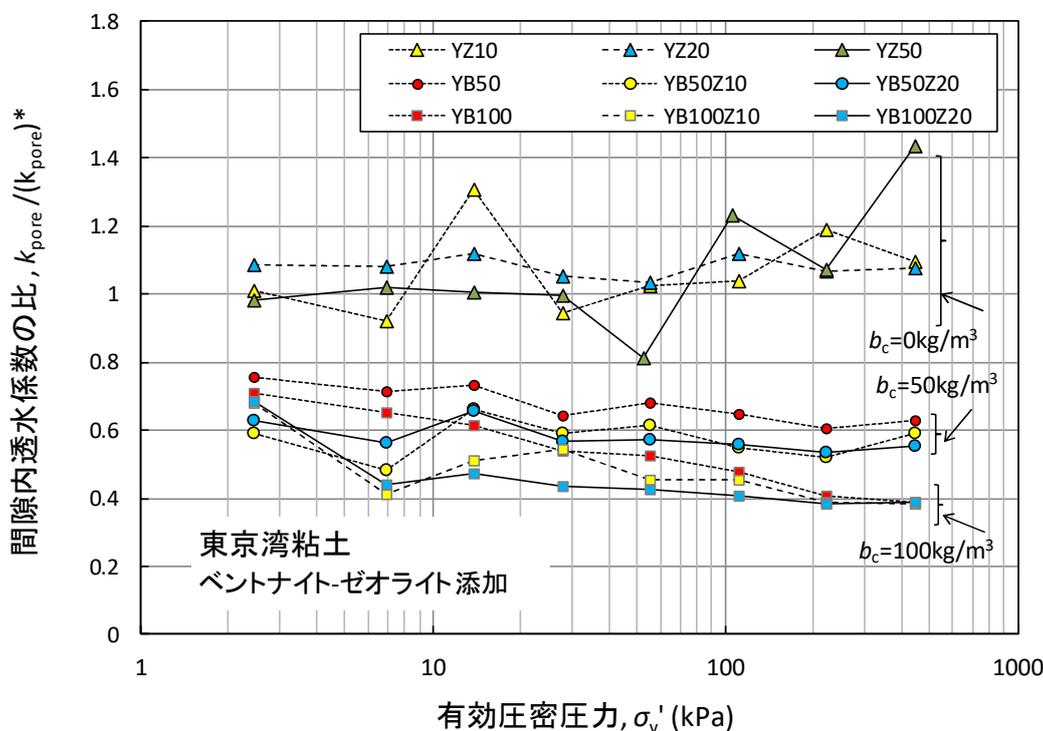


図-3.13 間隙内平均流速に関する透水係数の比 $k_{\text{pore}}/(k_{\text{pore}})^*$ と有効圧密圧力 σ'_v

図-3.14 は、透水係数 k_{pore} と間隙比との関係を示す。同じ間隙比では k_{pore} の値は大きくなり、ベントナイトの含有量が多いほど k_{pore} は小さくなった。底面遮水層の設計および施工においては、圧密係数も重要である。遮水層上に覆土層を設置するためには、遮水層は覆土層を支えるために十分なせん断強度を有しなければならない。さらに、覆土層上の土壌および廃棄物を支えるためには、圧密に伴う強度増加が必要と考えられる。寒川東部処分場では、柔らかい遮水層の上に厚さ 2m の覆土層が慎重に施工された。自重および覆土層の重さによる遮水層のせん断強度発現は、廃棄物処分場の建設に要する時間を短縮する上で重要な要素となる。圧密による強度増加は、圧密係数 c_v によって決定される。図-3.15 は、 c_v と有効圧密圧力 σ_v' との関係を示す。遮水材料の c_v の値は、ベントナイトの添加により減少した。 $\sigma_v' = 40\text{kPa}$ において、 $b_c = 50 \text{ kg/m}^3$ で c_v は $65 \text{ cm}^2/\text{day}$ から $38 \text{ cm}^2/\text{day}$ に減少し、 $b_c = 100 \text{ kg/m}^3$ では $25 \text{ cm}^2/\text{day}$ に減少した。ゼオライトとベントナイトを海成粘土と混合すると、ゼオライト添加比の増加に伴って c_v がやや小さくなる。これは、ゼオライトとベントナイトの両方を混合することによる透水係数の低下によるものである。

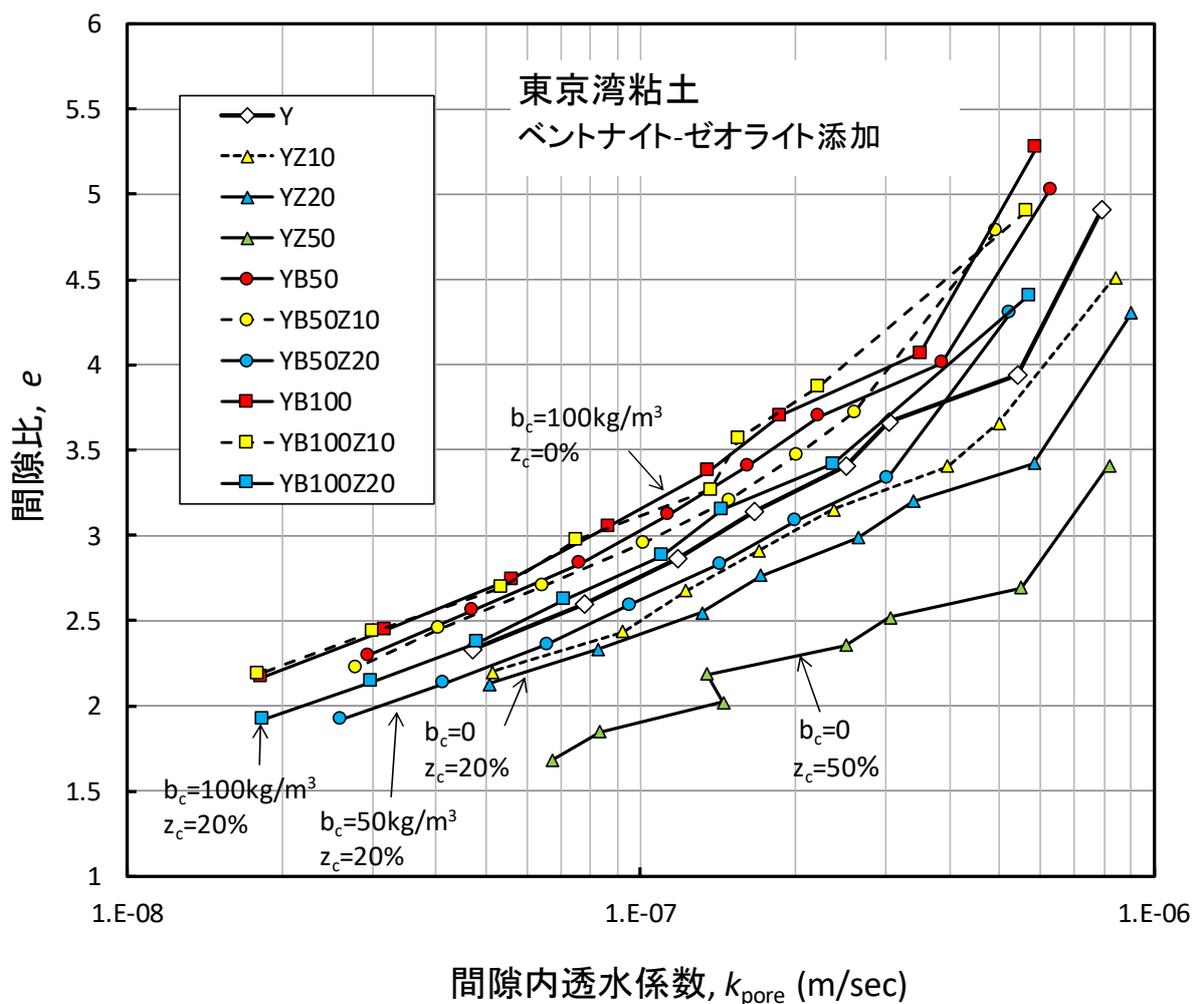


図-3.14 間隙比 e and 間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore}

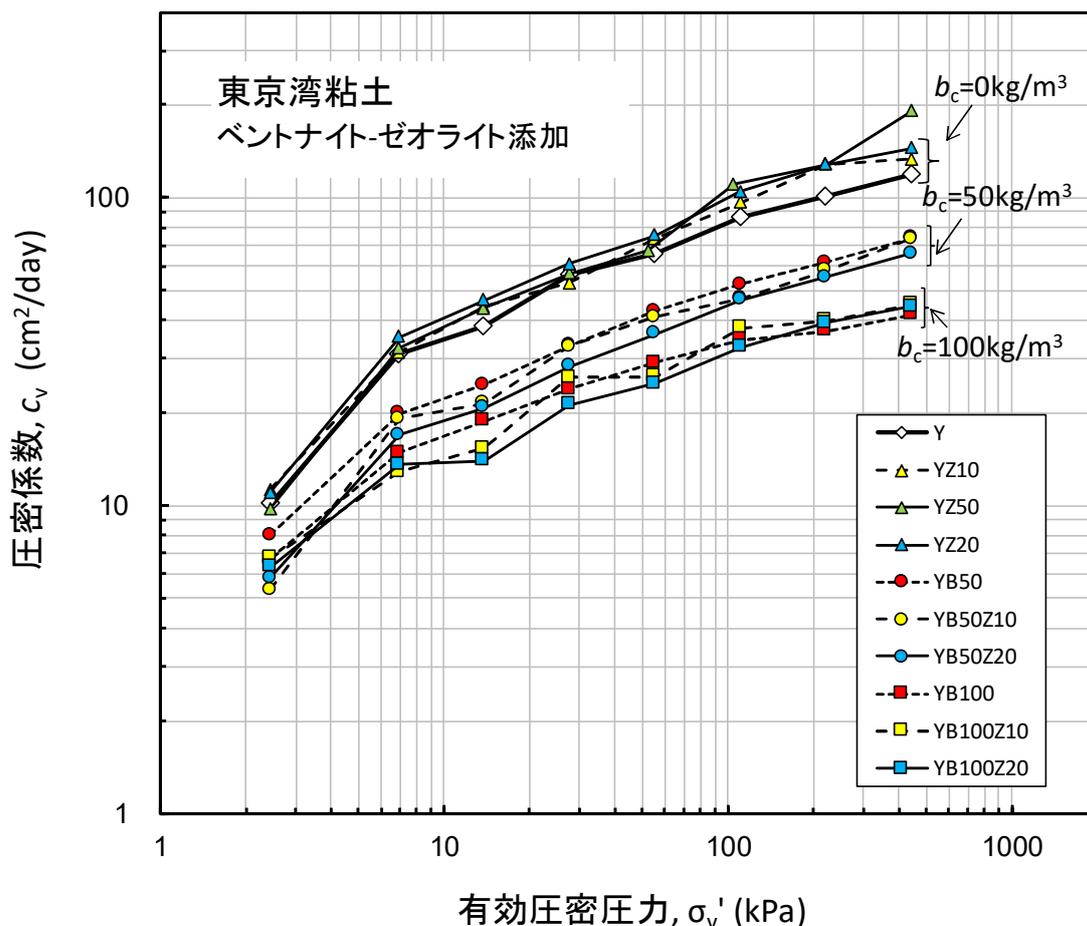


図-3.15 圧密係数 c_v と有効圧密圧力 σ'_v

3.5 砂またはゼオライトを添加したときのベントナイト添加による透水係数低下の傾向

東京湾粘土にベントナイトおよび砂を混合した供試体について、各平均圧密応力の時の東京湾粘土のみの供試体の透水係数との比である透水係数低減比 r_k とベントナイト添加量の関係を図-3.16 に示す。東京湾粘土にベントナイトを混合した供試体、またさらに砂を混合した供試体においても、ベントナイト添加量が増加するほど、透水係数低減比 r_k が減少することがわかる。ベントナイトと砂を混合した場合、砂を混合しない場合に比べて、ベントナイト添加による透水係数の低減効果が大きいことがわかった。また、砂添加比 150%では、東京湾粘土とベントナイトを混合した供試体に比べて、透水係数が高くなる傾向がわかった。

東京湾粘土にベントナイトおよびゼオライトを混合した供試体について、透水係数低減比 r_k とベントナイト添加量の関係を図-3.17 に示す。ゼオライトを添加した供試体では、ベントナイトを添加していない状態で東京湾粘土と透水係数が大きく変わらないことがわかる。また、ゼオライトを添加した場合、添加しない場合に比べてベントナイト添加に伴う透水係数の低減が大きくなった。

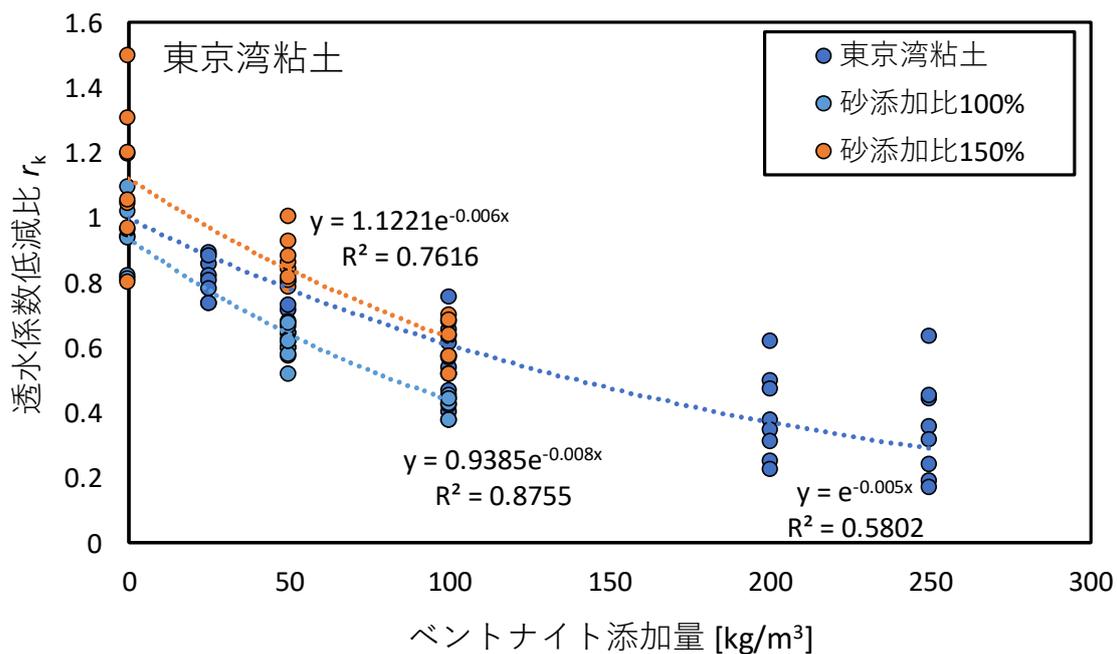


図-3.16 透水係数低減比とベントナイト添加量の関係

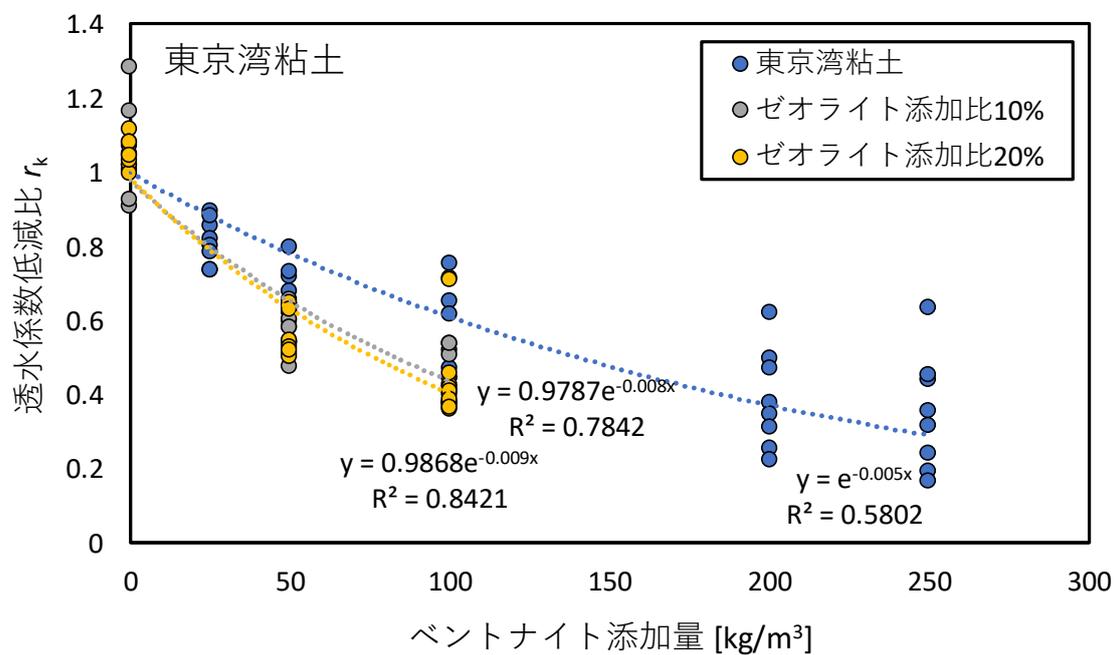


図-3.17 透水係数低減比とベントナイト添加量の関係

3.6 海水粘土を母材とする遮水地盤材料の透水係数の設計方法

本章において、海成粘土に砂を添加した供試体では間隙比が減少することを示したが、砂の添加による間隙率の減少は透水係数に影響を与えないものと考え、式(3.3)に示すように、砂の体積 V_{sand} を除外した間隙率 n^*_{sand} を求め、 n^*_{sand} を式(3.4)に示す東京湾粘土のみの透水係数と間隙率の近似曲線の式の間隙率 n に代入することにより、透水係数を予測できるか調べた。

$$n^*_{\text{sand}} = \frac{V_v}{V_v + V_{\text{clay}}} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s} + \frac{V_{\text{clay}}}{V_s}} = \frac{\frac{n}{1-n}}{1 + \frac{\rho_{\text{clay}} m_{\text{sand}}}{\rho_{\text{sand}} m_{\text{clay}}}} \quad (3.3)$$

$$k_{\text{Darcy}} = 2.109\text{E}-17e^{23.69n} \quad (3.4)$$

図-3.18 に砂を混合した供試体の透水係数と間隙率の関係を示す。破線は、 n^*_{sand} ではなく n と透水係数の予測値との関係を示した。図-3.19 に示すように、透水係数の予測値と実測値はほぼ同じ値となり、砂の体積 V_{sand} を除外した間隙率 n^*_{sand} を用いることで供試体の透水係数が予測できることがわかった。

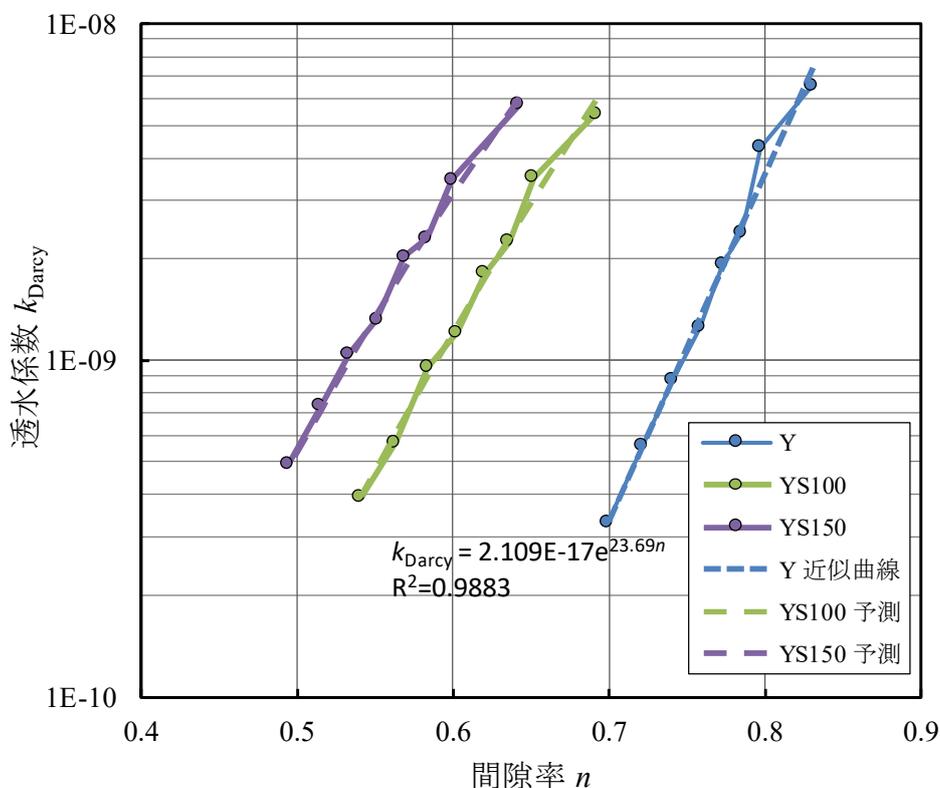


図-3.18 砂を混合した供試体の透水係数と間隙率の関係

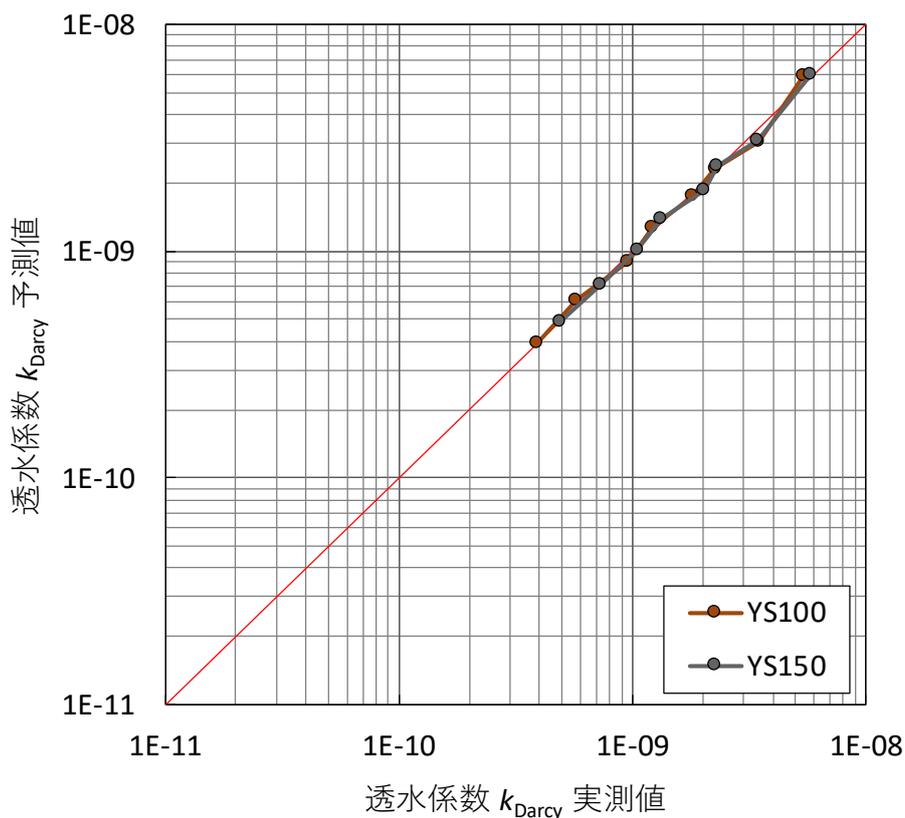


図-3.19 砂を混合した供試体の透水系数の実測値と予測値の関係

海成粘土にベントナイトを添加した供試体については、式(3.5)のように、ベントナイトの体積 $V_{\text{bentonite}}$ に係数 a_b を掛けた分の間隙体積が、ベントナイトが吸着水として間隙水の一部を固定する効果によって実質的に減少すると仮定して求めたベントナイト添加時の等価間隙率 n_{eq}^* を定義した。

$$n_{\text{eq}}^* = \frac{V_v - a_b V_{\text{bentonite}}}{V_v + V_{\text{clay}} + V_{\text{bentonite}}} = \frac{\frac{n}{1-n} - a_b \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{bentonite}}} \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}}}{\frac{n}{1-n} + 1} \quad (3.5)$$

ここに n はベントナイト混合後の間隙率であり次式で表される。

$$n = \frac{V_v}{V_v + V_{\text{clay}} + V_{\text{bentonite}}} = \frac{n_0}{1 + \frac{V_{\text{bentonite}}}{V_{\text{clay}}} (1 - n_0)} = \frac{n_0}{1 + \frac{m_{\text{bentonite}} \cdot \rho_{\text{clay}}}{m_{\text{clay}} \cdot \rho_{\text{bentonite}}} (1 - n_0)} \quad (3.6)$$

また、 n_0 は海成粘土に対する間隙率であり次式で表される。

$$n_0 = \frac{V_v}{V_v + V_c} \quad (3.7)$$

圧密試験により求めた係数 a_b と $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}$ の関係は図-3.20 に示すとおりである。各供試

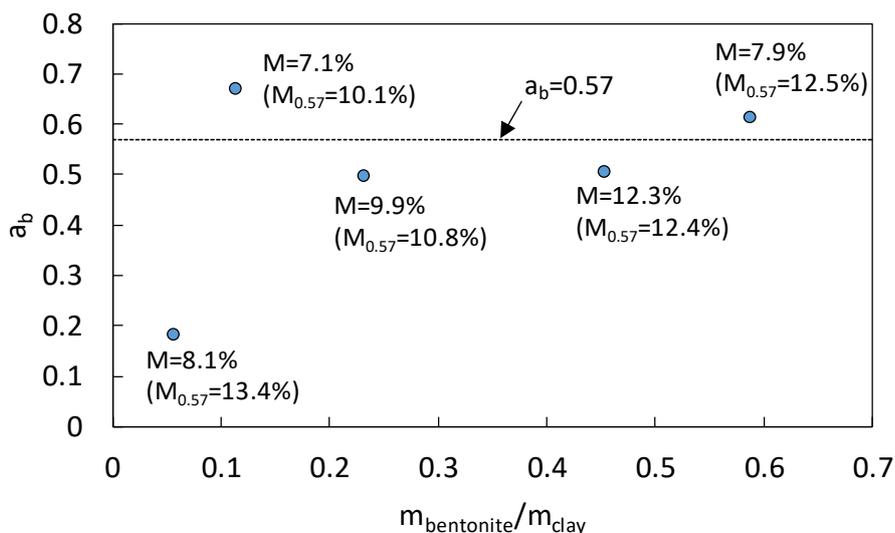


図-3.20 係数 a_b と $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}$ の関係

体の各平均圧密圧力における透水係数の予測値と実測値の誤差を実測値に対する比として計算し、全ての平均圧密応力のときの比の絶対値の平均をとった値を、各供試体の平均絶対誤差率 M (%)として計算し、図-3.20 中に示した。

$$M = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{A_i - F_i}{A_i} \right| \quad (3.8)$$

ここに、 M : 平均絶対誤差率(%), n : 各供試体のデータ数 ($n=8$), A_i : 透水係数の実測値, F_i : 透水係数の予測値である。

図-3.20 の点は、 n^*_{eq} を式(3.4)に示した東京湾粘土のみの透水係数と間隙率の近似式の間隙率 n に代入することにより求めた透水係数の予測値が実測値と最も一致するときの式(3.5)における a_b の値である。 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}$ が 0.1 以上で係数 a_b は 0.50~0.67 となり、これらの点の平均値として $a_b=0.57$ とした。 $a_b=0.57$ としたとき、 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}$ が 0.1 未満の供試体の平均絶対誤差率 $M_{0.57}$ は大きく上らず、透水係数の予測値には大きく影響しなかった。

図-3.21 はベントナイトを混合した供試体の透水係数と間隙率の関係、図-3.22 はベントナイトを混合した供試体の透水係数の実測値と予測値の関係を示す。図-3.21 の破線は、 n^*_{eq} ではなく n と透水係数の予測値との関係を示した。図-3.22 に示すように透水係数の予測値と実測値は全体では概ね同じ値となった。式(3.5)において、ベントナイトの体積のある割合を間隙体積から引いたもので間隙率を定義し、海成粘土の透水係数と間隙率の近似式に代入することで透水係数が予測できる意味を考えると、ベントナイトが間隙水の一部を固定し、間隙体積中の自由水の体積が減少したことが可能性として考えられる。

金子ら⁴⁾は、浚渫土を母材としたベントナイト混合土の透水係数に及ぼすベントナイトの影響を、水銀圧入式ポロシメータによる細孔径分布の測定により調べている。金子らは、圧密の進行に伴う透水係数の低下は間隙の主体が小さな間隙径の領域に移行するためと考えられるが、ベントナイトの混合による透水係数の低下は間隙径分布だけでは説明できず、ベントナイト粒子の細かさや膨潤性など他の要因について検討が必要としている。

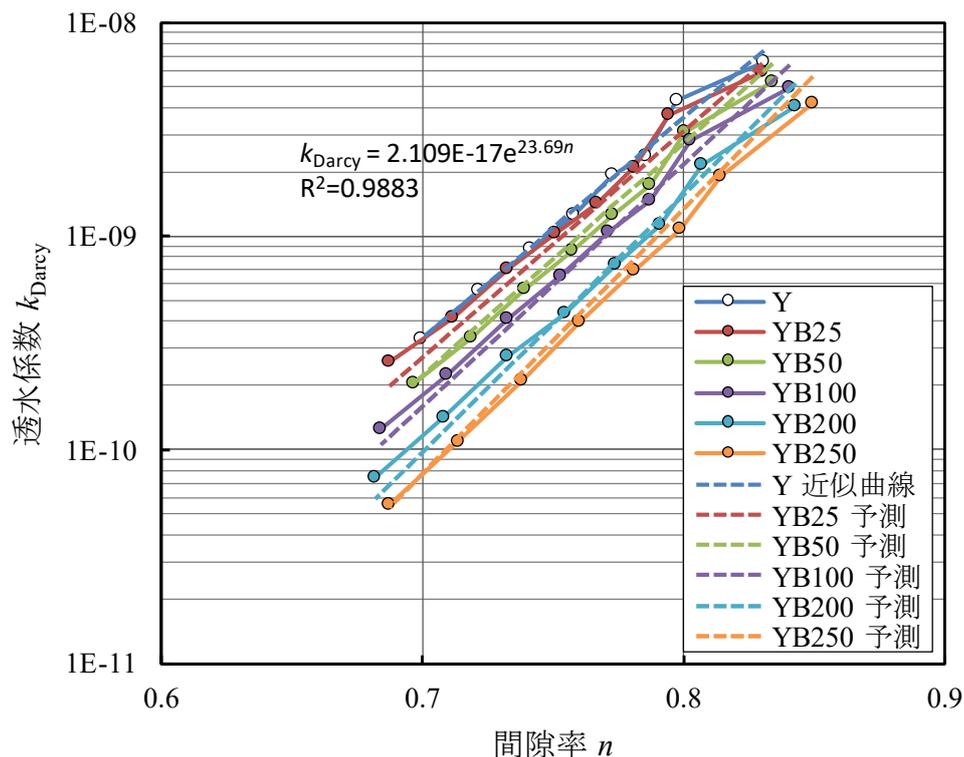


図-3.21 ゼオライトを混合した供試体の透水係数と間隙率の関係

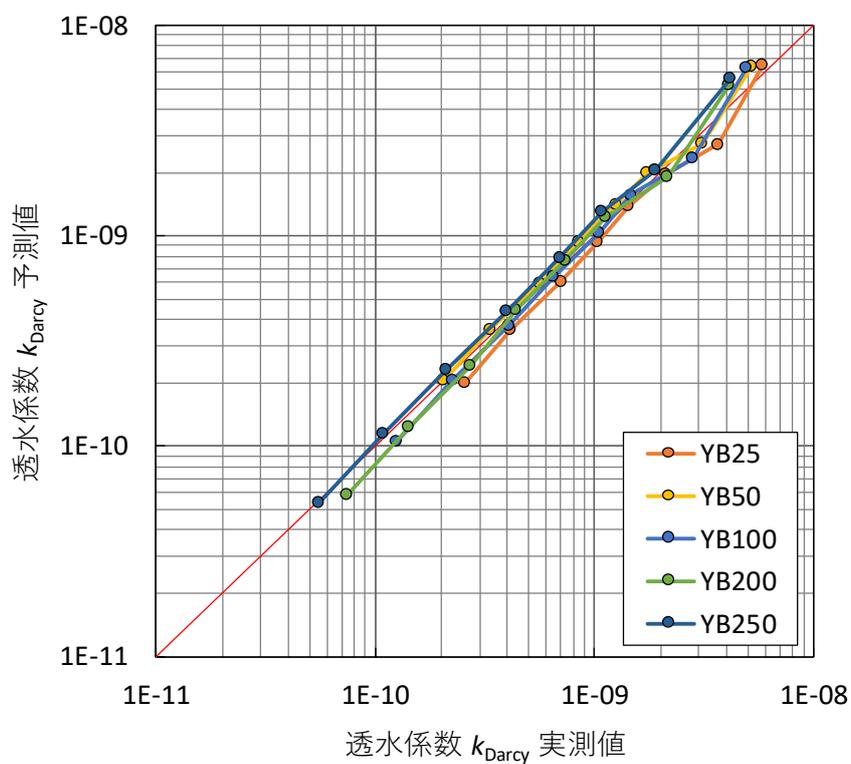


図-3.22 ベントナイトを混合した供試体の透水係数の実測値と予測値の関係

また、海成粘土にゼオライトを添加した供試体については、式(3.9)のように、ゼオライトの体積 $V_{zeolite}$ に係数 a_z を掛けた値を間隙に加えるものとして間隙率 $n^*_{zeolite}$ を定義した。そして、 $n^*_{zeolite}$ を式(3.4)の東京湾粘土のみの透水係数と間隙率の近似曲線の式の間隙率 n に代入することにより、透水係数の予測を行った。

$$n^*_{zeolite} = \frac{V_v + a_z V_{zeolite}}{V_v + V_{clay} + V_{zeolite}} = \frac{\frac{n}{1-n} + a_z \frac{\rho_{zeolite} m_{clay}}{\rho_{clay} m_{zeolite}}}{\frac{n}{1-n} + 1} \quad (3.9)$$

図-3.23 の点は、透水係数の予測値が実測値と最も一致するときの式(3.9)における a_z の値であり、これらの点の平均値として $a_z=0.52$ とした。

図-3.24 はゼオライトを混合した供試体の透水係数と間隙率の関係、図-3.25 はゼオライトを混合した供試体の透水係数の実測値と予測値の関係を示す。図-3.24 の破線は、 $n^*_{zeolite}$ ではなく n と、 $a_z=0.52$ を用いた透水係数の予測値との関係を示した。図-3.24, 図-3.25 に示すように、ゼオライト添加比 10%, 20%の供試体では透水係数の予測値と実測値は概ね一致した。一方、ゼオライト添加比 50%では、予測値が実測値の約 20%低くなった。式(3.9)において、ゼオライトの体積のある割合を間隙体積に加えたもので間隙率を定義し、海成粘土の透水係数と間隙率の近似式に代入することで透水係数が予測できる意味は正確には分からないが、1.3.2 節で示したように、ゼオライトはトンネル状の空隙構造を持った鉱物であることから、密度から計算した土粒子体積のある割合が透水に寄与している可能性が考えられる。

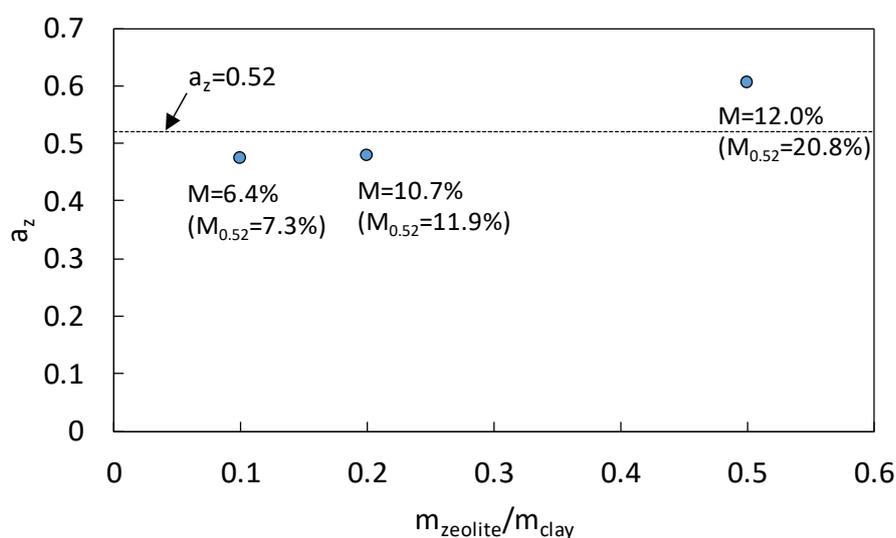


図-3.23 係数 a_z と $m_{zeolite}/m_{clay}$ の関係

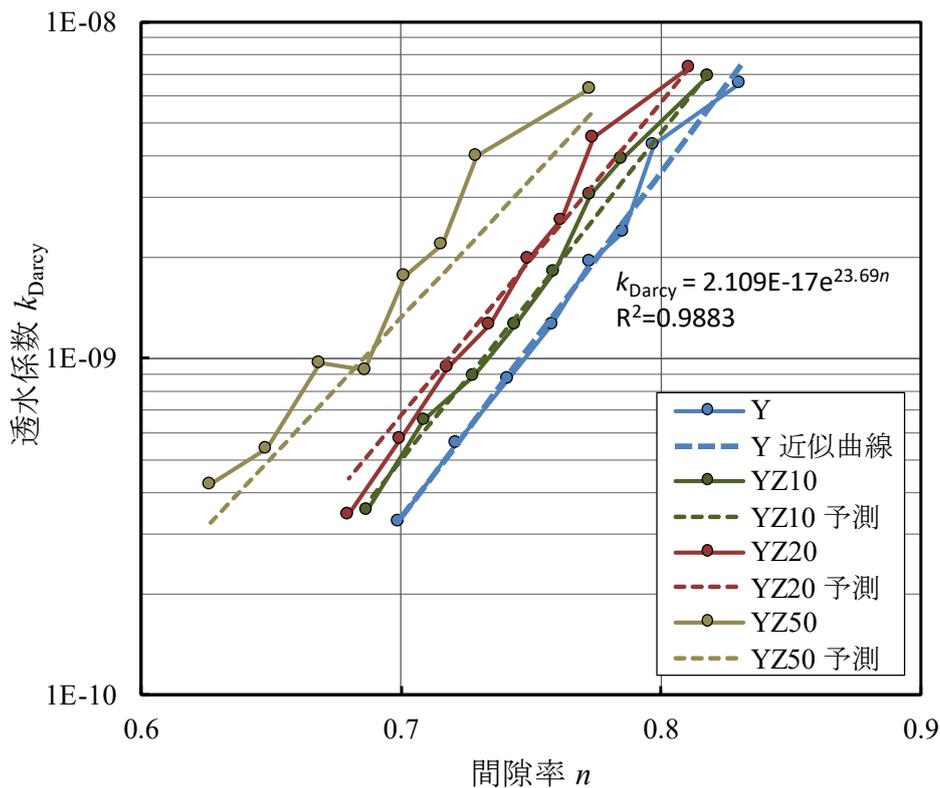


図-3.24 ゼオライトを混合した供試体の透水係数と間隙率の関係

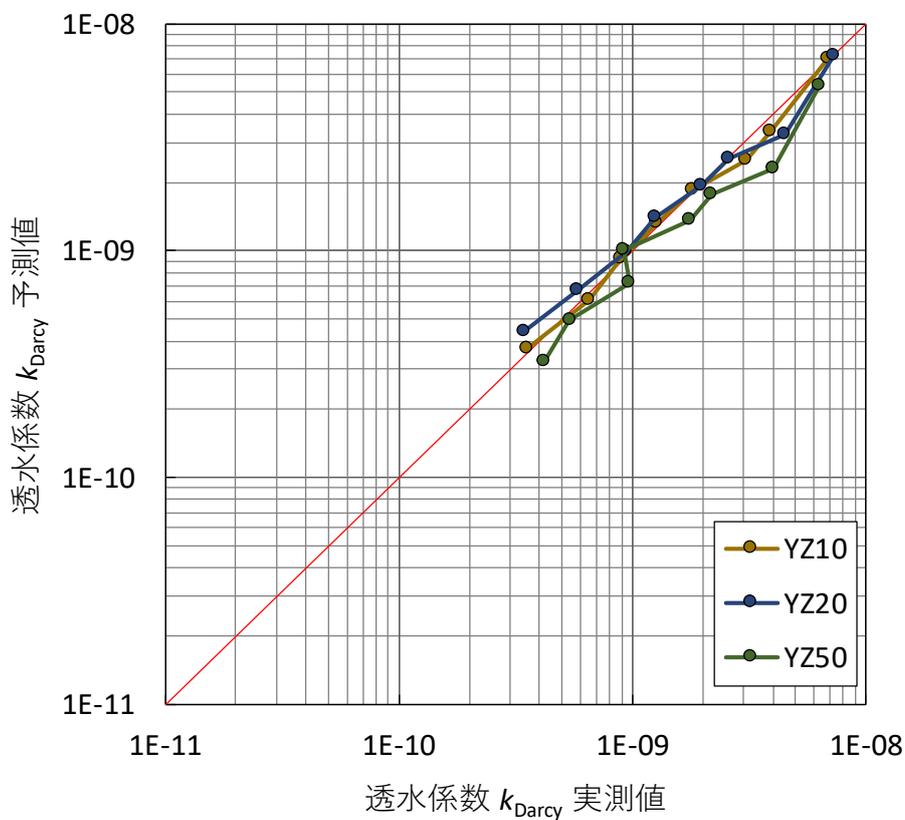


図-3.25 ゼオライトを混合した供試体の透水係数の実測値と予測値の関係

以上で定義した式(3.3)の n_{sand}^* , 式(3.5)の n_{eq}^* , 式(3.9)の $n_{zeolite}^*$ をすべて満たすように修正した間隙率 n_{eq}^* を式(3.10)とする。式(3.10)中の係数は, $a_z=0.52$, $a_b=0.57$ を用いた。

$$n_{eq}^* = \frac{V_v - a_b V_{bentonite} + a_z V_{zeolite}}{V_v + V_{clay} + V_{bentonite} + V_{zeolite}} \quad (3.10)$$

砂, ゼオライト, ベントナイトの場合と同様に, n_{eq}^* を式(3.4)に示す東京湾粘土のみの透水係数と間隙率の近似式の間隙率 n に代入することにより, 透水係数を予測した。

図-3.26 は海成粘土にベントナイトと砂を混合した供試体の透水係数の実測値と予測値の関係, 図-3.27 は海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合した供試体の透水係数の実測値と予測値の関係を示す。また, 各供試体の各平均圧密圧力における透水係数の予測値と実測値の誤差を実測値に対する比として計算し, 全ての平均圧密応力のときの比の絶対値の平均をとった値を, 各供試体の平均絶対誤差率(%)として計算したものを図-3.28 に示す。

$$M = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{A_i - F_i}{A_i} \right| \quad (3.8)$$

ここに, M : 平均絶対誤差率(%), n : 各供試体のデータ数 ($n=8$), A_i : 透水係数の実測値, F_i : 透水係数の予測値である。

図-3.26 に示すように, 海成粘土にベントナイトと砂を混合した供試体では, 透水係数の予測値が実測値よりもやや大きく, 図-3.28 に示したように透水係数の予測値の誤差は最大約 10~20%であり, 予測値は実測値の約 1.1~1.2 倍となった。

また, 図-3.27 に示したように, 海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合した供試体でも, 透水係数の予測値が実測値よりも大きくなり, 図-3.28 に示すように透水係数の予測値の誤差はゼオライト添加比 10%の供試体で約 40%, ゼオライト添加比 20%の供試体で約 10~20%となり, それぞれ予測値は実測値の 1.4 倍, 1.1~1.2 倍となった。

図-3.10, 図-3.16, 図-3.17 に示したように, 海成粘土にベントナイトのみを混合した供試体よりも, 海成粘土にベントナイトとゼオライトの両方を混合した供試体の間隙比の減少は大きく, ベントナイト添加量に応じた透水係数低減率の下がり方もゼオライトまたは砂を添加した供試体の方が大きい。ベントナイトとゼオライトまたは砂を混合したときは, ベントナイトのみを混合して求めた係数 a_b の大きさが十分でなかったことが, 予測値が実測値よりも大きくなった原因の一つと考えられる。

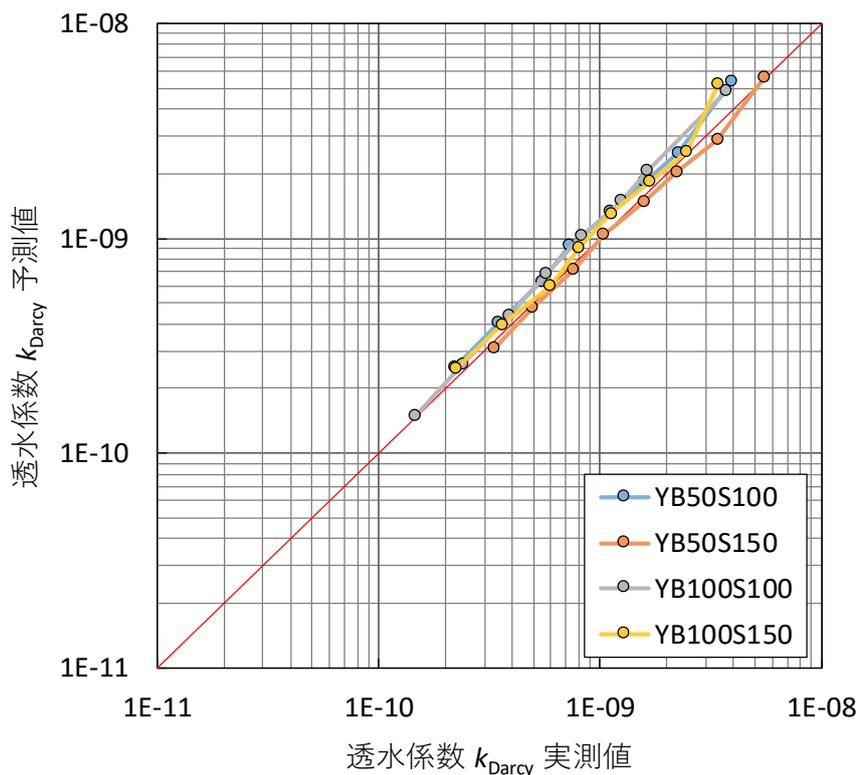


図-3.26 海成粘土にベントナイトと砂を混合した供試体の透水系数の実測値と予測値の関係

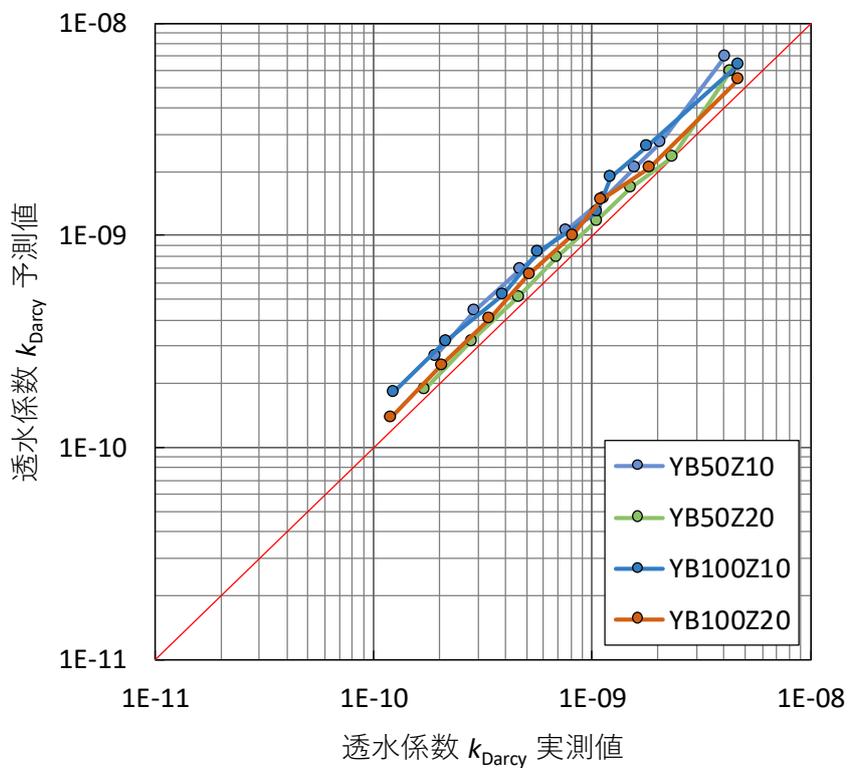


図-3.27 海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合した供試体の透水系数の実測値と予測値の関係

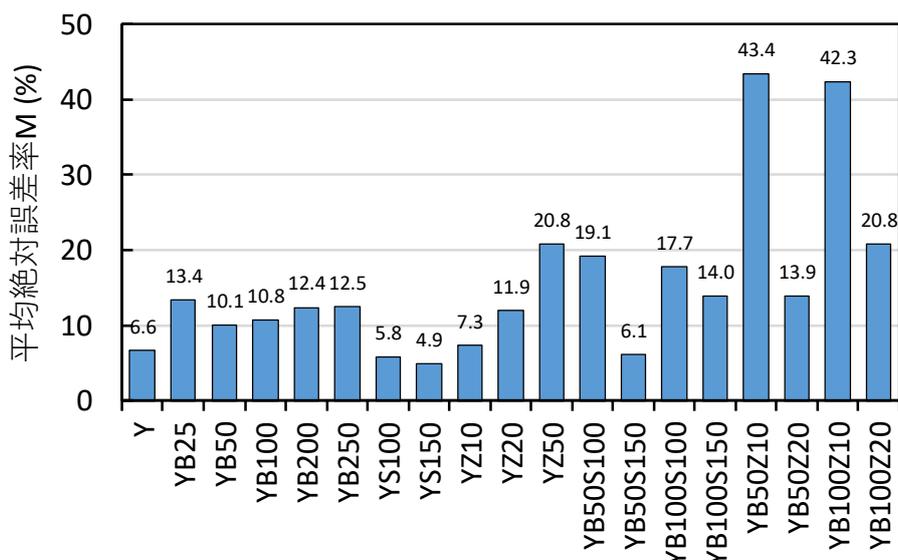


図-3.28 各供試体の透水係数の予測値の平均絶対誤差率

3.7 まとめ

海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水性について、ベントナイト、砂、ゼオライトのそれぞれの混合による透水係数の変化について検討した。また、海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合したときの透水係数の変化について詳述した。また、海成粘土を母材とする遮水地盤材料の透水係数の予測について検討した。本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 海成粘土にベントナイトを混合した遮水地盤材料では、平均圧密圧力が大きくなるほど間隙比が減少するため、Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} よりも間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} が大きくなった。また、同じ k_{pore} で比較した場合では、ベントナイト添加量が多いほど間隙比が増加することがわかった。
- 2) セシウムの吸着性向上のために混合したゼオライトの添加により、同じ k_{pore} で比較した場合海成粘土のみのものと比べてゼオライト添加により間隙比は減少するが、同じ平均圧密応力において k_{pore} は変化しなかった。
- 3) 海成粘土を母材とした遮水材料の圧縮性の低減を目的とした砂添加については、砂の添加量が少ない場合 k_{Darcy} は変化しないと報告されてきたが、砂添加による間隙比の減少により、砂添加比 100% のとき k_{pore} は 17~55% 程度増加した。
- 4) ベントナイトとゼオライトの添加では、ベントナイトの添加により k_{pore} が減少するが、ベントナイト添加量と同じ供試体では、ゼオライト添加比が多いほど k_{pore} が小さくなった。

- 5) ベントナイトと砂を添加した遮水材料では、ベントナイトのみ添加した遮水材料と比べて、ベントナイト添加に伴う透水係数の減少が大きくなることが観察された。
- 6) 海成粘土に砂を混合した供試体では、砂の体積を無視した間隙率 n_{sand}^* を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入することで、砂を混合したときの透水係数を予測できた。
- 7) 海成粘土にゼオライトを混合した供試体では、ゼオライトの体積のある割合 a_z を間隙体積に加えた間隙率 $n_{zeolite}^*$ を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入することで、ゼオライトを混合したときの透水係数を予測できた。
- 8) 海成粘土にベントナイトを混合した供試体では、ベントナイトの体積のある割合 a_b を間隙体積から引いた間隙率 n_{eq}^* を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入することで、ベントナイトを混合したときの透水係数を予測できた。
- 9) 海成粘土にベントナイトとゼオライトまたは砂を混合した供試体に対して、砂の体積を無視し、ゼオライトの体積のある割合 a_z を間隙体積に加え、ベントナイトの体積のある割合 a_b を間隙体積から引いた間隙率 n^* を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入して透水係数を予測した。ベントナイトと砂を混合した供試体では、透水係数の予測値は実測値の約 1.1~1.2 倍となった。またベントナイトとゼオライトを混合した供試体では、透水係数の予測値は実測値の約 1.1~1.4 倍となった。予測値を実測値に近づけるには間隙体積から引く割合 a_b を大きくする必要があり、ベントナイトとゼオライトまたは砂を混合したときの透水に関する間隙体積の変化についてはさらなる研究が必要と考えられる。

第3章の参考文献

- 1) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀, 上野一彦, & 田中裕一. (2015). 放射性セシウムを含む廃棄物等を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究. 地盤工学ジャーナル, 10(1), 17-32.
- 2) 高橋源貴, 土田孝, & 村上博紀. (2015). 海面処分場に用いる遮水地盤材料の吸着性能に関する研究. 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 71(2), I_1071-I_1076.
- 3) Watabe, Y., Yamada, K., & Saitoh, K. (2011). Hydraulic conductivity and compressibility of mixtures of Nagoya clay with sand or bentonite. Géotechnique, 61(3), 211-219.
- 4) 金子崇, 渡部要一, 島村章吾, 土田孝, 上野一彦, & 三上武子. (2014). 土質系遮水材の透水係数に及ぼすベントナイトの影響. 第 49 回地盤工学研究発表会発表講演集, 335-336.

第4章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の圧縮圧密特性

4.1 はじめに

これまで述べてきたように、海面処分場の底面遮水に使用する遮水地盤材料に求められる性能としては、汚染物質が外部に流出することを遅らせるとともに流出速度を小さくするために必要な透水性の低さ（遮水性）¹⁾と、汚染物質を吸着することで外部への流出量を減少させるための吸着特性²⁾³⁾の2つが求められる。しかし、遮水地盤材料を広大な海底地盤の上に敷設し、その上に保護土層を構築しさらに廃棄物を埋立処分するという一連の事業を安全かつ確実に実施するためには上記の2つの性能以外の以下の3つの力学的な性能についても検討する必要がある。

(1) 遮水地盤材料の圧縮性

本研究で対象とする遮水地盤材料は、海成粘土を原料とし液性限界の1.5倍程度の含水比に調整した後に所要の透水性や吸着特性を満足するためにそれぞれベントナイトとゼオライトを添加した後に施工することを想定している。液性限界の1.5倍の含水比に調整された粘性土は通常120mm程度のフロー値を示し、海水中でも十分な流動性を有するため、作業船を利用したトレミー管の打設によって高い施工効率で海底面に敷設することができる。しかし一方で、この状態の粘性土はほぼ正規圧密状態で海底に造成されるため、その後の自重圧密、保護土層の敷設、廃棄物の埋立の荷重によって、大きな圧密沈下が発生し、施工時に4mで造成した遮水層の厚さは沈下によって最終的には大きく圧縮する。圧密沈下により粘土層が圧縮する場合、層厚の減少による効果と粘土層の透水係数が低下する効果を比較すると、透水係数の低下効果が層厚の現象よりもはるかに大きい（例えば圧密圧力が10kPaから100kPaに増加すると、透水係数は1/3程度に減少する）。このため、トラベルタイムの比較などで遮水層の効果を比較した場合は遮水地盤材料の圧縮は大きな問題にならないといえる。しかし、底面遮水を行う海面の廃棄物処分場においては、所定の厚さを有する連続した遮水地盤材料が確実に存在することは、地震等の大きな外力に対する遮水機能の確保の観点から重要であり、この観点から考えると圧密による沈下量には一定の制約があり、圧密終了後において最小限必要な厚さを確保できるように設計する必要があると考えられる。圧縮性を抑制する方法としては、遮水地盤材料に一定量の砂を添加する方法が実用的である。すなわち、砂添加は、所定の圧縮性を有する遮水地盤材料を設計するための有力な手段であると位置づけることができる。

3章までの実験結果から一例を示すと、東京湾粘土にベントナイト200kg/m³添加した遮水地盤材料の間隙比は圧密圧力10kPaで4.40であり、314kPaまで圧密すると間隙比は2.28に減少する。このときの圧縮ひずみ ε は次式のようにになる。

$$\varepsilon = (4.40 - 2.28) / (1 + 4.40) = 0.393 \quad (4.1)$$

したがって、厚さ4mの遮水層は圧密沈下によって、 $4\text{m} \times (1 - 0.393) = 2.43\text{m}$ まで沈下する。

必要厚さをどのように設定するかは、さまざまな観点から検討する必要があるが、仮に圧密沈下後も 3m の層厚を維持することを目標に設定すると、圧縮沈下量を上記の値に対して 41%まで減少させる必要がある。

(2) 遮水地盤材料の圧密特性

遮水地盤材料は粘性土を液性限界の 1.5 倍の含水比に調整して施工し、その後その上面に保護土層を敷設し、さらに廃棄物を埋め立てる。施工直後から自重圧密が開始し、さらに保護土層による上載圧、廃棄物埋め立てによる上載圧によって遮水地盤材料の圧密が進行するが、圧密の速度が大きいほど残留沈下が減少し、遮水地盤材料自体のせん断強度が増加するため、施工中の沈下管理・すべり防止対策の負担を考慮すると施工がしやすくなると考えられる。

粘土の圧密の速度はほぼ圧密係数 c_v によって決まり、 c_v は次式で定義される。

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (4.2)$$

このように、 c_v は透水係数に比例し、体積圧縮係数に反比例している。このためベントナイトを添加して透水係数を低下させると低下し、一方、圧縮性を抑えために砂を添加すると c_v は増加する。遮水地盤材料にベントナイト、ゼオライト、砂を添加したときに、圧密係数がどのように変化するかを予測することは施工計画上重要であるといえる。また、 c_v が小さすぎる場合、砂を配合することによって c_v の値を改善することも検討に値する。

(3) 遮水地盤材料の打設時の初期強度

遮水地盤材料を水中に打設した後の保護土層の施工では、保護土層の載荷重によって遮水地盤材料が円弧すべりを起こすことを防止する必要がある。遮水地盤材料が施工直後から一定のせん断強度を有していることが望ましい。この課題については 6 章で詳しく検討する。

本章では 3 種類の海成粘土（東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土）にベントナイト、ゼオライト、砂を添加し遮水地盤材料の圧縮特性と圧密特性について、各種材料の添加によって圧縮指数と圧密係数がどのように変化するかを中心に検討を行った。

4.2 試験方法

表-4.1 に各試料の物性値を示す。本研究では、遮水地盤材料の母材となる海成粘土として、徳山港粘土、東京湾粘土、松島湾粘土を使用した。それぞれ液性限界は、110.6%、133.9%、154.6%である。添加する材料は、米国ワイオミング州で採取されたワイオミング産 Na 型ベントナイト（以下、ベントナイト）、相馬硅砂 5 号（以下、砂）、MG イワミライト（モルデナイト）型（以下、ゼオライト）であり、いずれも 3 章の材料と同じである。

本研究で用いた供試体の配合を表-4.2 に示す。供試体名の記号及び数字は、Y：東京湾粘土、T：徳山港粘土、M：松島湾粘土、B**：液性限界の 1.5 倍の海成粘土 1m³ の乾燥質量に対するベントナイトの乾燥状態の添加量(kg/m³)、S**または Z**：海成粘土とベントナイトの合

計乾燥質量に対する砂またはゼオライトの添加比(%)を示す。ベントナイトは海成粘土に均質に混合するため、人工海水（塩分濃度 3%）を加水し、含水比約 200%のスラリー状で海成粘土に添加した。人工海水でスラリー化した後に求めた液性限界は 187.0%であり、3 種類の海

表-4.1 各試料の物性値

試料	土粒子密度(g/cm ³)	液性限界(%)	塑性限界(%)
徳山港粘土	2.616	110.6	43.43
東京湾粘土	2.793	133.9	60.38
松島湾粘土	2.543	154.6	61.78
ワイオミング産ベントナイト	2.898	187.0	58.69
相馬珪砂 5 号	2.665	-	-
MG イワミライト	2.38	-	-

表-4.2 各供試体におけるベントナイト、砂、ゼオライトの配合

供試体名	ベントナイト		砂添加比 (%)	ゼオライト 添加比(%)
	添加量(kg/m ³)	添加比 (%)		
Y	0	0	0	0
YB25	25	5.78	0	0
YB50	50	11.49	0	0
YB100	100	23.26	0	0
YB200	200	45.45	0	0
YB250	250	58.82	0	0
YS100	0	0	100	0
YS150	0	0	150	0
YZ10	0	0	0	10
YZ20	0	0	0	20
YZ50	0	0	0	50
YB50S100	50	11.49	100	0
YB50S150	50	11.49	150	0
YB100S100	100	23.26	100	0
YB100S150	100	23.26	150	0
YB50Z10	50	11.49	0	10
YB50Z20	50	11.49	0	20
YB100Z10	100	23.26	0	10
YB100Z20	100	23.26	0	20
T	0	0	0	0
TB25	25	4.98	0	0
TB50	50	10.00	0	0
TB75	75	14.93	0	0
TB100	100	20.00	0	0
TB150	150	30.30	0	0
TS100	0	0	100	0
TS150	0	0	150	0
TB100S100	100	20.00	100	0
TB100S150	100	20.00	150	0
M	0	0	0	0
MB50	50	13.16	0	0
MB100	100	26.32	0	0
MS50	0	0	50	0
MS100	0	0	100	0
MS150	0	0	150	0
MZ10	0	0	0	10
MB50S50	50	13.16	50	0
MB50S100	50	13.16	100	0
MB50S150	50	13.16	150	0
MB100S50	100	26.32	50	0
MB100S100	100	26.32	100	0
MB100S150	100	26.32	150	0
MB50Z10	50	13.16	0	10

成粘土のいずれよりも大きい液性限界を有している。段階荷重圧密試験を3.1.2節に記載した方法で行った。

4.3 試験結果と考察

4.3.1 ベントナイト、砂、ゼオライトの添加による圧縮指数 C_c の変化

図-4.1(a), (b), 図-4.2, 図-4.3 にそれぞれ東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土の e - $\log p$

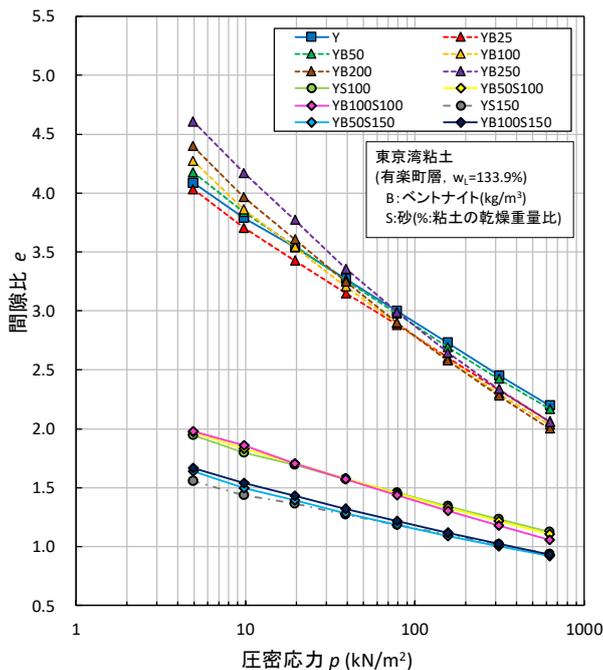


図-4.1(a) 東京湾粘土にベントナイト、砂を添加した材料の e - $\log p$ 曲線

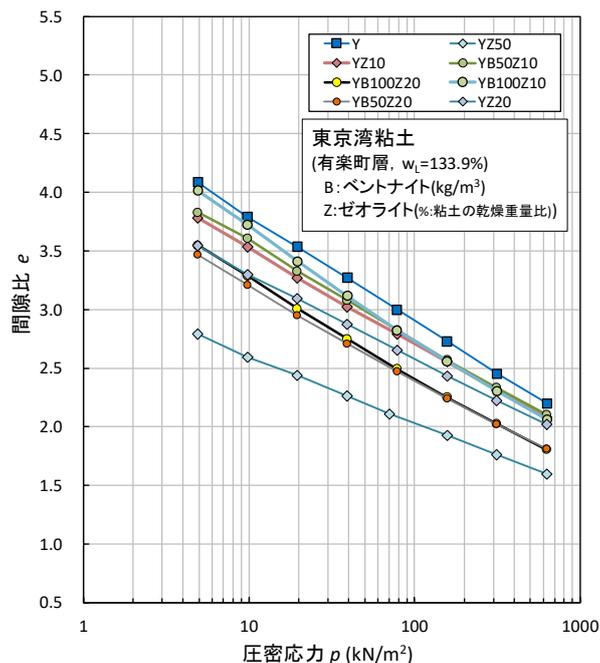


図-4.1(b) 東京湾粘土にベントナイト、ゼオライトを添加した材料の e - $\log p$ 曲線

曲線を示した。図のようにいずれの粘土試料においても、ベントナイト、砂、ゼオライトの添加によって e - $\log p$ 曲線は大きく変化している。

図-4.1(a)では、砂分を粘土の乾燥重量比 100, 150%添加した試料において間隙比全体が大きく減少し圧密による圧縮も大幅に減少している。図-4.1(b)は、ベントナイトとゼオライトを添加したときの e - $\log p$ 曲線を示すが、ゼオライトの混合は砂の混合と同様に、間隙比を低

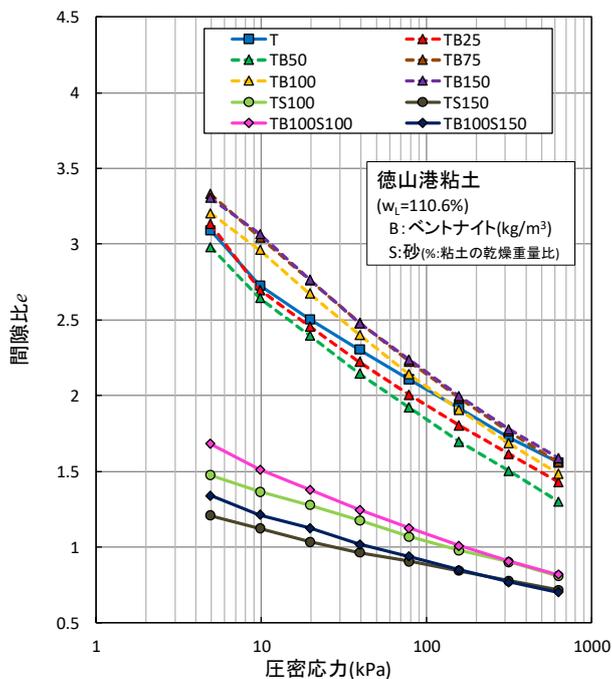


図-4.2 徳山港粘土にベントナイト、砂を添加した材料の e - $\log p$ 曲線

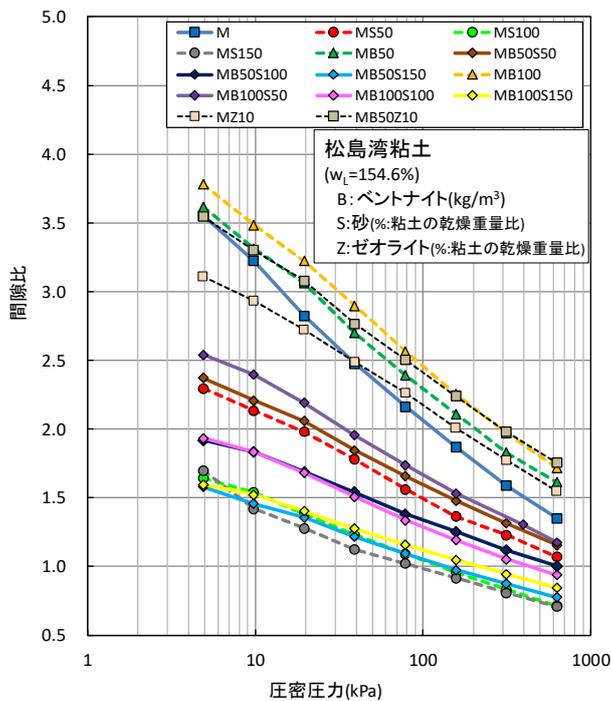


図-4.3 松島湾粘土に間ベントナイト、砂を添加した材料の e - $\log p$ 曲線

下させ圧縮指数も低下させていることが伺える。

図-4.2の徳山港粘土のデータではベントナイト添加量を 25kg/m^3 ごとに变化させたときの $e\text{-log}p$ 曲線の変化を示している。3章でも述べたように、ベントナイト添加量が 25kg/m^3 、 50kg/m^3 までは無添加の場合に比べ間隙比はわずかに低下しているが、添加量 75kg/m^3 以上では間隙比としては増加している。このため、ベントナイトの添加は間隙比を増加させ、圧密による圧縮量を増やすことになる。図-4.2でも砂分の添加により間隙が減少し圧密による圧縮量が大きく減少している。図-4.3は液性限界が 154.6% ときわめて高い松島港粘土の結果であるが、徳山港粘土と同様にベントナイトの添加により間隙比は大きく増加している。

これらの結果より、ベントナイト、砂およびゼオライトの添加が圧縮指数に及ぼす影響を調べる。ここでは圧縮指数 C_c を次式によって求めた。

$$C_c = \frac{e_{19.6} - e_{313.6}}{\log_{10}(16)} \quad (4.3)$$

ここに、 $e_{19.6}$ と $e_{313.6}$ はそれぞれ圧密圧力が 19.6kPa と 313.6kPa の時の間隙比である。それぞれの粘土の無添加のときの圧縮指数を C_{c0} とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを添加したときの圧縮指数 C_c の C_{c0} に対する比 C_c/C_{c0} を、圧縮指数の変化比としてベントナイト、砂、ゼオライトの添加量との関係を検討する。なお、砂とゼオライトが C_c に及ぼす影響はほぼ同じであったため、ここでは砂とゼオライトを同等に扱うこととする。

図-4.4、図-4.5、図-4.6はそれぞれ東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土における、ベントナイトおよび(砂+ベントナイト)の添加率 a (粘土の乾燥質量に対する重量比) と圧縮指数変化比 C_c/C_{c0} との関係である。これらのデータは、粘土にベントナイトのみを添加したデータと粘土に砂及びゼオライトのみを添加したデータからプロットしている。図のようにいずれの粘土でも圧縮指数変化比 C_c/C_{c0} はベントナイトの添加によってより大きくなり、砂およびゼオライトの添加によって減少した。添加率 a と C_c/C_{c0} の関係を示す以下のモデルを考えた。

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_c}{C_{c0}} &= 1 + b_1 \cdot a_B \\ \frac{C_c}{C_{c0}} &= \exp(-b_2 \cdot a_s) \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

ここに、 a_B 、 a_s はそれぞれベントナイト、砂の粘土の乾燥重量に対する添加率である。図より各粘土について図-4.4～図-4.6から係数 b_1 、 b_2 を求めると以下のようになった。

$$\text{東京湾粘土：} \quad \frac{C_c}{C_{c0}} = 1 + 0.533 a_B, \quad \frac{C_c}{C_{c0}} = \exp(-0.806 a_s) \quad (4.5)$$

$$\text{徳山港粘土：} \quad \frac{C_c}{C_{c0}} = 1 + 1.50 a_B, \quad \frac{C_c}{C_{c0}} = \exp(-0.737 a_s) \quad (4.6)$$

$$\text{松島湾粘土：} \quad \frac{C_c}{C_{c0}} = 1 + 0.04 a_B, \quad \frac{C_c}{C_{c0}} = \exp(-0.860 a_s) \quad (4.7)$$

式(4.7)が示すように、松島港粘土ではベントナイトの添加がほとんど C_c に影響しなかった。

この理由としては松島港粘土は液性限界が154.6%であり、海水で練り返したベントナイトの液性限界（187.0%）に近いことがあげられる。上記のパラメータを粘土の液性限界と関係でプロットしたのが図-4.7である。図のように、 b_1 は液性限界が小さいほど C_c を増加させる効果が顕著になる。一方、砂・ゼオライトによる C_c の低下傾向を示す b_2 は液性限界によらずほぼ一定の傾向がみられる。今回用いた粘土はいずれも液性限界が100%以上であったが、より低い液性限界の粘土について同様の傾向があるかどうかは、今後検討する必要がある。

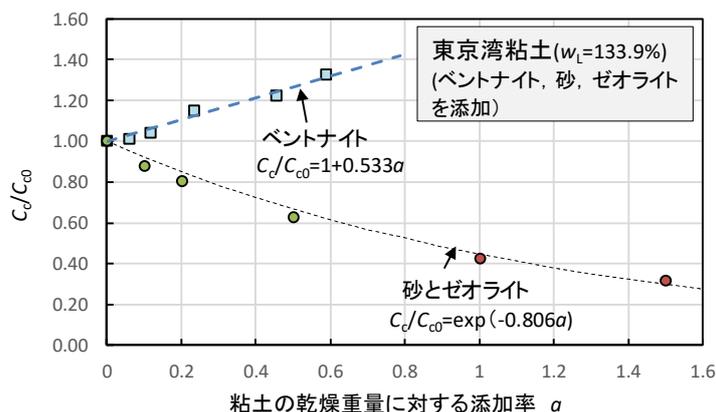


図-4.4 ベントナイトおよび砂、ゼオライトの添加による C_c の変化比（東京湾粘土）

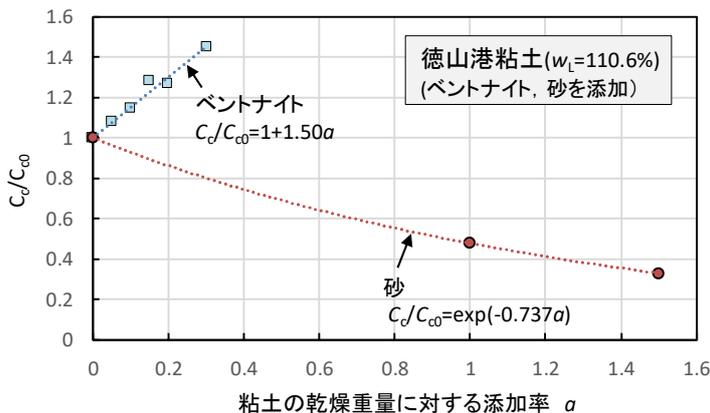


図-4.5 ベントナイトおよび砂の添加による C_c の変化比（徳山港粘土）

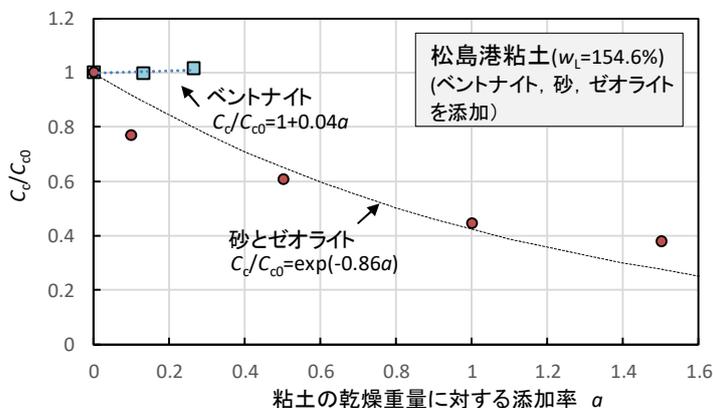


図-4.6 ベントナイトおよび砂、ゼオライトの添加による C_c の変化比（松島湾粘土）

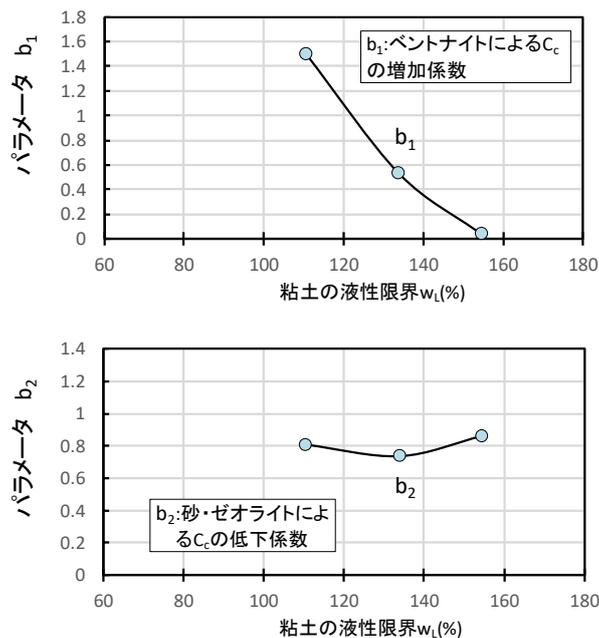


図-4.7 2つのパラメータ b_1 , b_2 と粘土の液性限界の関係

式(4.4)の2式は、それぞれベントナイトのみを添加したときの C_c の変化、砂及びゼオライトを添加したときの C_c の変化の実験データから求めたものである。ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の C_c の変化比について次式を仮定する。

$$\frac{C_c}{C_{c0}} = (1 + b_1 \cdot a_B) \exp(-b_2 \cdot a_S) \quad (4.8)$$

式(4.8)の適用性を検討するため、ベントナイトと砂やゼオライトを混合した試料の圧縮指数変化比を式(4.8)で計算し、実験によって求めた変化比との比較を行った。図-4.8 は、東京湾粘土を用いた圧密試験の結果について、実測の圧縮指数変化比に対して、式(4.8)で計算した値の比較である。図のように、ベントナイトと砂、ベントナイトとゼオライトを両方添加した試料の圧縮指数変化比と、式(4.8)による予測値はよく一致しており、式(4.8)によって、添加後の圧縮特性の変化を予測できる。図-4.9 は徳山港粘土を原料とする遮水地盤材料、図-4.10 は松島湾粘土を原料土とする遮水地盤材料であるが、いずれの事例でも実験値と予測値はほぼ一致している。

以上のことから、遮水地盤材料の設計にあたっては、式(4.8)によって遮水地盤の圧縮特性を評価し、必要に応じて砂の添加により圧縮特性を抑制した設計が可能である。

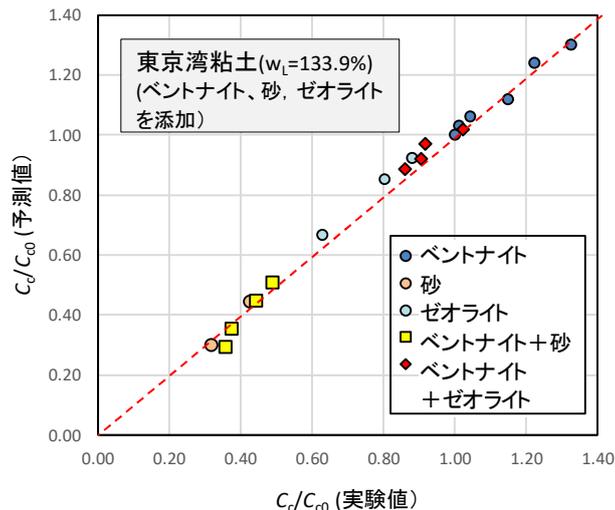


図-4.8 実測の C_c の変化と予測式の変化の関係 (東京湾粘土)

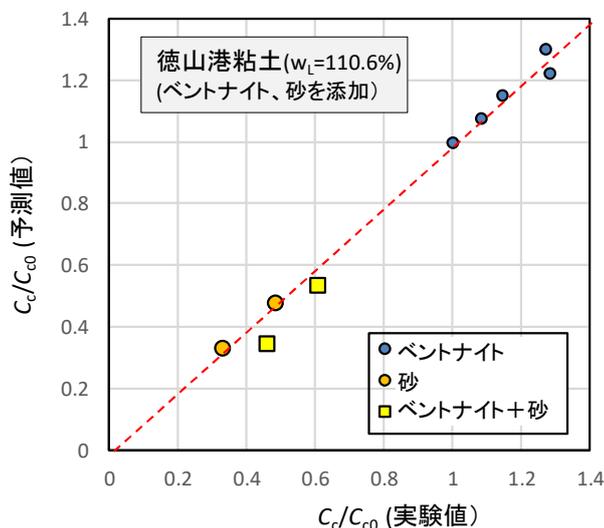


図-4.9 実測の C_c の変化と予測式の変化の関係 (徳山港粘土)

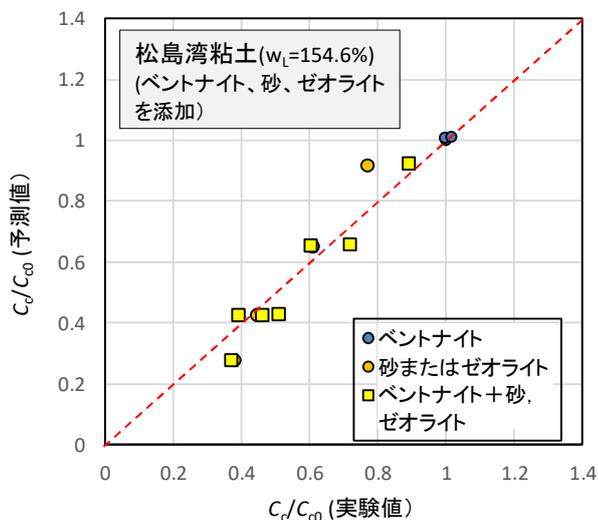


図-4.10 実測の C_c の変化と予測式の変化の関係 (松島湾粘土)

4.3.2 ベントナイト添加および砂・ゼオライト添加が圧密係数 c_v に及ぼす影響

ベントナイト添加、砂の添加による圧密係数 c_v への影響を東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土について、図-4.8、図-4.9、図-4.10と同様の方法で検討を行った。図-4.11にベントナイトおよび砂を添加したときの東京湾粘土の圧密圧力と圧密係数の関係を示す。図のように圧密係数 c_v は圧密圧力とともに増加する。このため、設計では粘土層に作用する平均的な圧密圧力に対応する圧密係数を用いるのが一般的であるが、海面処分場の場合、作用する有効応力は、きわめて小さいスラリー状の状態から埋立終了時には 200kPa 程度まで変化する。ここは施工初期と埋立中期をそれぞれ代表する平均有効応力 28kPa と 111kPa における圧密圧力に着目し、 C_c の場合と同様にベントナイトおよび砂・ゼオライトの添加による圧密係数の変化率 c_v/c_{v0} との関係について検討した。 c_{v0} はベントナイト、砂・ゼオライトが無添加の時の圧密係数である。

圧密係数の変化率 c_v/c_{v0} と添加率との関係について次式のモデルでフィッティングを行った。

$$\left. \begin{aligned} \frac{c_v}{c_{v0}} &= \exp(-c_1 \cdot a_B) \\ \frac{c_v}{c_{v0}} &= \exp(c_2 \cdot a_S) \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

図-4.12、図-4.13、図-4.14に各粘土にベントナイトおよび砂、ゼオライトの添加率と圧密係数 c_v の変化率 c_v/c_{v0} の関係を示す。図のように、ベントナイトを添加すると、添加量が小さい段階から圧密係数は顕著に低下し、配合量 100kg/m³ (添加率 0.231) でも 40~60%に低下する。一方、砂・ゼオライトの添加によってベントナイト添加による減少分を補うためにはベントナイトの4倍~10倍以上の添加率とする必要がある。砂・ゼオライトを乾燥重量比で 100%添加した場合でも、東京湾粘土と徳山港粘土における c_v の増加は 20~60%である。図より式(4.9)のパラメータを求め次式が得られた。

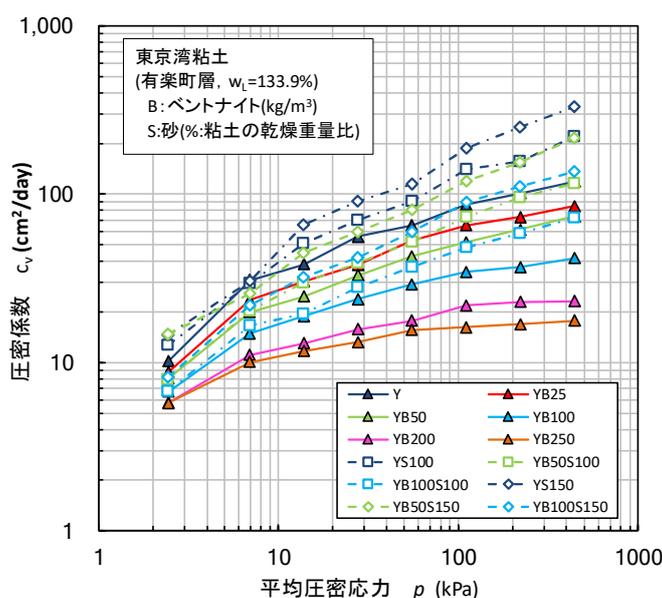


図-4.11 東京湾粘土にベントナイト、砂を添加した試料の圧密係数

$p=28\text{kPa}$ 東京湾粘土 $c_v/c_{v0} = \exp(-3.50a_B)$, $c_v/c_{v0} = \exp(0.260a_S)$ (4.10)

徳山港粘土 $c_v/c_{v0} = \exp(-3.13a_B)$, $c_v/c_{v0} = \exp(0.277a_S)$ (4.11)

松島湾粘土 $c_v/c_{v0} = \exp(-1.80a_B)$, $c_v/c_{v0} = \exp(0.507a_S)$ (4.12)

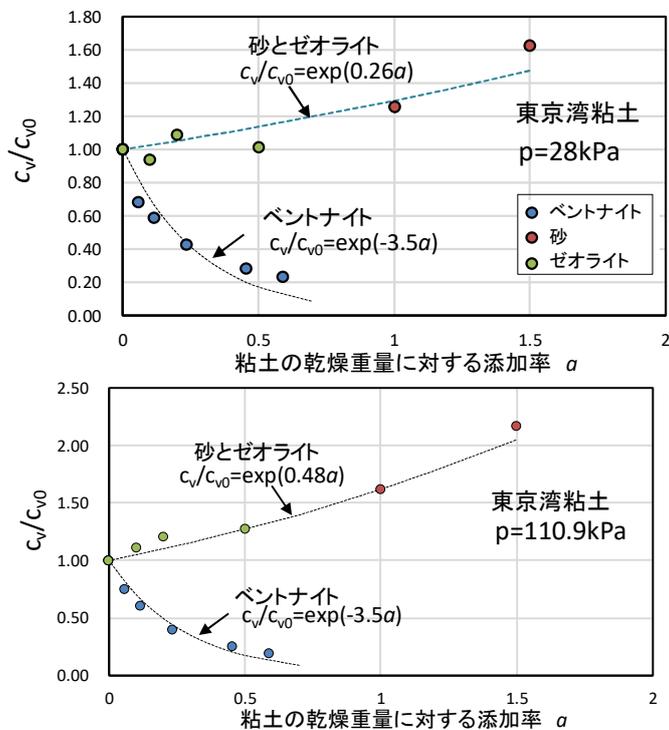


図-4.12 ベントナイトおよび砂、ゼオライトの添加による圧密係数 c_v の変化 (東京湾粘土)

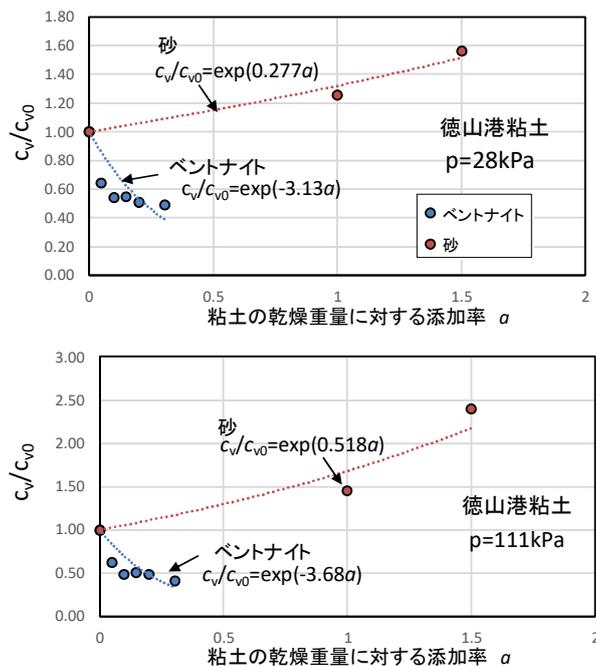


図-4.13 ベントナイトおよび砂の添加による圧密係数 c_v の変化 (徳山港粘土)

$p=111\text{kPa}$ 東京湾粘土 $c_v/c_{v0} = \exp(-3.50a_B)$, $c_v/c_{v0} = \exp(0.480a_S)$ (4.13)

徳山港粘土 $c_v/c_{v0} = \exp(-3.68a_B)$, $c_v/c_{v0} = \exp(0.518a_S)$ (4.14)

松島湾粘土 $c_v/c_{v0} = \exp(-2.13a_B)$, $c_v/c_{v0} = \exp(0.637a_S)$ (4.15)

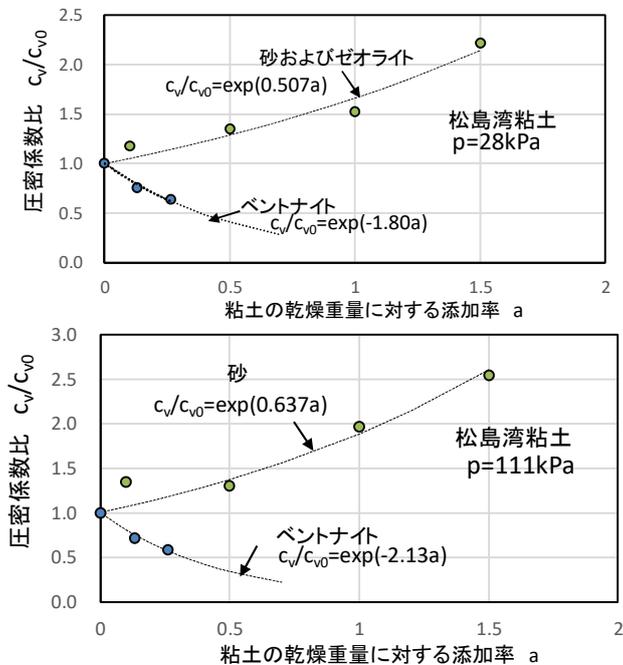


図-4.14 ベントナイトおよび砂、ゼオライトの添加による圧密係数 c_v の変化 (松島湾粘土)

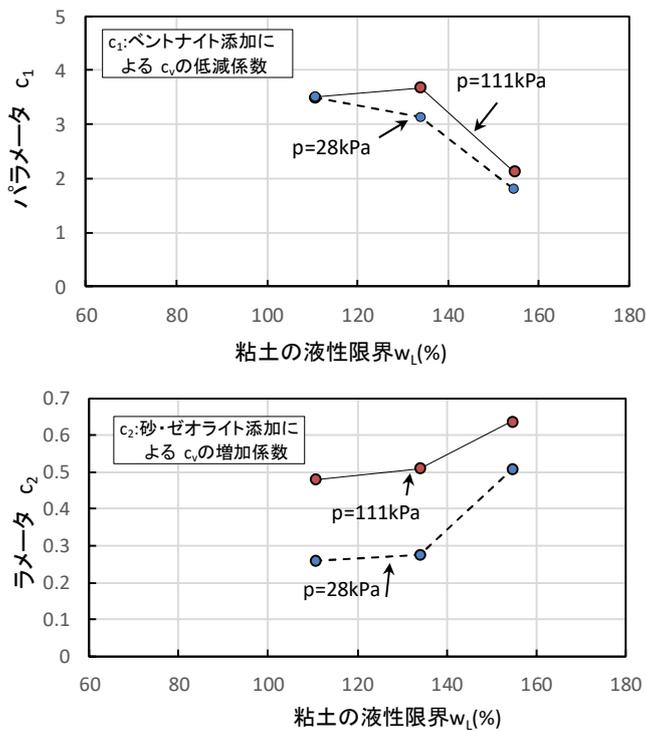


図-4.15 圧密係数の予測に用いる2つのパラメータ c_1 , c_2 と粘土の液性限界の関係

上式のパラメータの値をみると、ベントナイト添加による c_v の低減効果においては圧密圧力の違いはそれほど大きくない。一方、ゼオライト・砂の添加による c_v の増加効果は、圧密圧力が高いほうが増加効果は大きくなっている。図-4.15 にパラメータ c_1 、 c_2 と粘土の液性限界の関係を示す。図のように、ベントナイト添加による低減効果 c_1 は東京湾粘土と徳山港粘土ではほぼ等しいが、松島湾粘土は小さかった。これは C_c の変化率と同様に松島湾粘土の液性限界がベントナイトの液性限界に近いことが理由と考えられる。一方、砂・ゼオライト添加による c_v の増加は松島湾粘土で大きくなっているがこの理由はよくわからなかった。

上記のモデルとパラメータを用いて、ベントナイト、砂・ゼオライトを添加した地盤材料の圧密特性を予測し、実測値との比較を行った。なお、ベントナイトと砂・ゼオライトを添加した材料の圧密係数変化率は、それぞれの効果を乗じる次式で計算した。

$$\frac{c_v}{c_{v0}} = \exp(-c_1 \cdot a_B) \cdot \exp(c_2 \cdot a_S) \tag{4.16}$$

上式を用いて計算した c_v/c_{v0} と実験から求めた値を比較した結果を図-4.16、図-4.17、図-4.18 に示した。

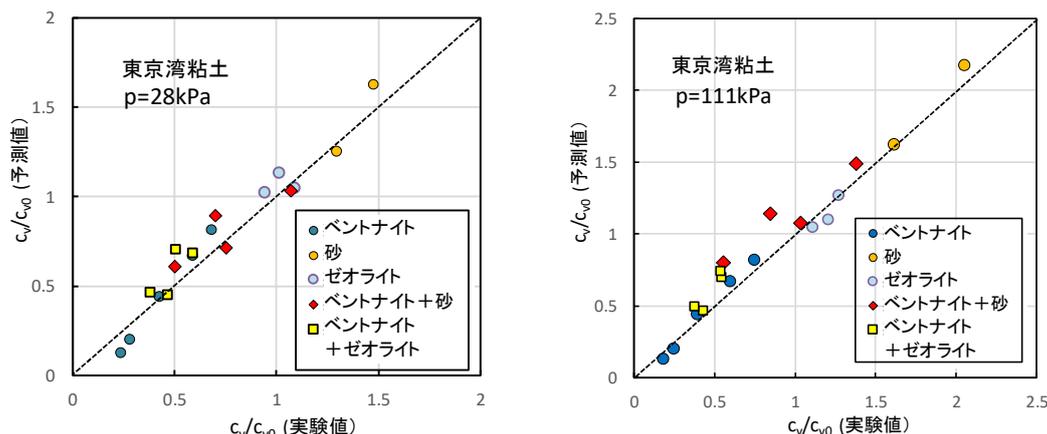


図-4.16 実測の圧密係数 c_v の変化と予測式の値との関係（東京湾粘土）

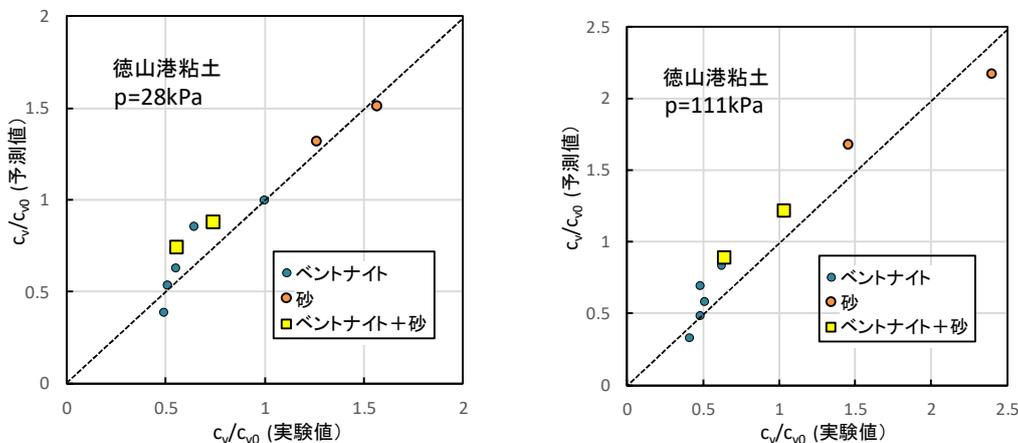


図-4.17 実測の圧密係数 c_v の変化と予測式の値との関係（徳山港粘土）

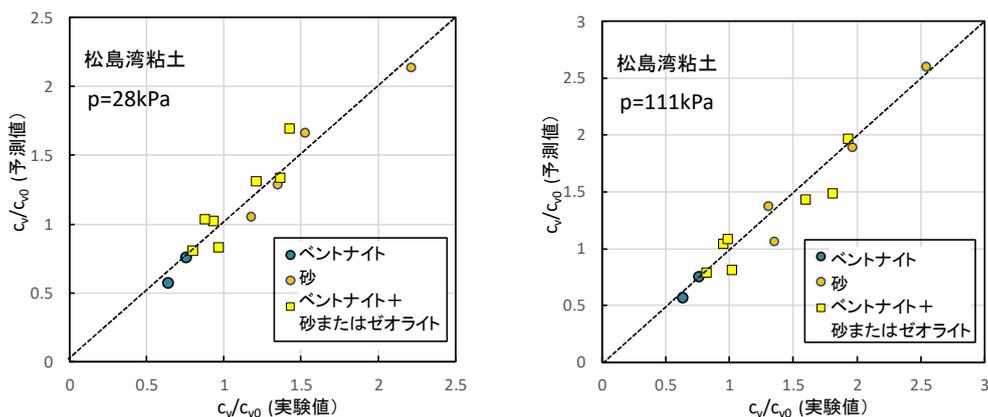


図-4.18 実測の圧密係数 c_v の変化と予測式の値との関係 (松島湾粘土)

パラメータをベントナイトのみ添加、砂・ゼオライトのみ添加の実験結果から決定しているので、ベントナイトのみ、ゼオライトのみの場合は一致するのが当然であるが、ベントナイトと砂あるいはゼオライトを混合した試料に着目すると、東京湾粘土、徳山港粘土では予測値が実測値を 20~30%上回っており、松島湾粘土ではほぼ一致している。海成粘土にベントナイトと砂およびゼオライトを添加した遮水地盤材料の設計において、個々に添加したときの変化率を求め、変化率を乗じる式を圧密係数のおおよその予測に使用できると考えられる。

4.4 まとめ

遮水地盤材料を広大な海底地盤の上に敷設し、その上に保護土層を構築しさらに廃棄物を埋立処分するという一連の事業を安全かつ確実に実施するためには、透水性（難透水性）とセシウムの吸着性に関する性能のほかに、圧縮性と圧密特性に関する性能が重要となる。

本研究で対象とする遮水地盤材料は、海成粘土を原料とし液性限界の 1.5 倍程度の含水比に調整した後にベントナイトとゼオライトを添加し施工することを想定している。この状態の粘性土はほぼ正規圧密状態であるため、その後の施工・埋立によって大きな圧密沈下が発生し、施工時に 4m で造成した遮水層の厚さは沈下によって最終的には大きく圧縮する。海面の廃棄物処分場において所定の厚さをもつ連続した遮水地盤材料の土層が存在することは、地震等の大きな外力に対する遮水機能の確保の観点からも重要であり、圧密による沈下量には一定の制約があり、圧密終了後において最小限必要な厚さを確保できるように設計する必要があると考えられる。圧縮性を抑制する方法としては、遮水地盤材料に一定量の砂を添加する方法が実用的である。そこで砂添加によって材料の圧縮性を必要なレベルに調整する方法について検討する必要がある。

また、遮水地盤材料は海面に既設した後に上面に保護土層を敷設し、廃棄物を埋め立てるが、この間に圧密が進行し、沈下と同時に強度が増加する。施工の観点から、圧密の速度は強度評価や施工中のすべり防止の観点から重要であり、一般的には圧密係数が大きいほど施工がしやすいといえる。この点から、遮水地盤材料の圧密係数はこの点から重要な性能の一つであるといえる。

本章では以上の観点から、ベントナイト添加、砂およびゼオライト添加による遮水地盤材料の圧縮特性と圧密特性について検討を行った。主な結論は以下の通りである。

- 1) 東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを添加した試料の圧縮指数について、添加前の圧縮指数 C_0 から添加後の圧縮指数 C_c の変化率 C_c/C_0 添加率の関係を検討した。なお、砂とゼオライトが C_c に及ぼす影響はほぼ同じであったため、ここでは砂とゼオライトを同等に扱うこととするベントナイトのみを添加したときの実験結果、砂・ゼオライトのみを添加したときの実験結果から、圧縮指数変化比 C_c/C_0 は添加率によってほぼ次式で表すことができることがわかった。

$$\text{ベントナイト添加： } C_c/C_0 = 1 + b_1 \cdot a_B$$

$$\text{砂・ゼオライト添加： } C_c/C_0 = \exp(-b_2 \cdot a_s)$$

ここに、 a_B 、 a_s はそれぞれベントナイト、砂の粘土の乾燥重量に対する添加率である。

- 2) パラメータ b_1 は東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土において 0.533, 1.50, 0.04 と大きく変化した。 b_1 は液性限界が小さいほど大きく、 C_c を増加させる効果が顕著になる。松島港粘土ではベントナイトの添加がほとんど C_c に影響しなかったが、この理由は島港粘土は液性限界が 154.6% であり、海水で練り返したベントナイトの液性限界（187.0%）に近

いことが考えられる。砂・ゼオライトによる C_c の低下傾向を示す b_2 は液性限界によらずほぼ一定の傾向がみられた。ただし、今回用いた粘土はいずれも液性限界が 100% 以上であり日本の海成粘土全体からみて高いほうに偏っているため、より小さい液性限界の粘土についても検討する必要がある。

- 3) ベントナイトのみを添加したときの C_c の変化、砂及びゼオライトを添加したときの C_c の変化からパラメータ b_1 と b_2 を求め、ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の C_c の変化比について次式を仮定した。

$$\frac{C_c}{C_{c0}} = (1 + b_1 \cdot a_B) \square \exp(-b_2 \cdot a_S)$$

上式で計算した値を実験によって求めた値と比較した結果、ベントナイトと砂、ベントナイトとゼオライトを両方添加した試料の圧縮指数変化比と、上式による予測値はよく一致しており、上式で添加後の圧縮特性の変化を予測できることがわかった。

- 4) 圧密係数 c_v は圧密圧力とともに増加するため、海面処分場の施工初期と埋立中期をそれぞれ代表する平均有効応力 28kPa と 111kPa における c_v に着目し、ベントナイトおよび砂・ゼオライトの添加による圧密係数の変化率 c_v/c_{v0} との関係について検討した。 c_{v0} はベントナイト、砂・ゼオライトが無添加の時の圧密係数である。ベントナイトのみを添加したときの実験結果、砂・ゼオライトのみを添加したときの実験結果から、 c_v/c_{v0} と添加率の関係はほぼ次式で表すことができる。

$$\text{ベントナイト添加： } \frac{c_v}{c_{v0}} = \exp(-c_1 \cdot a_B)$$

$$\text{砂・ゼオライト添加： } \frac{c_v}{c_{v0}} = \exp(c_2 \cdot a_S)$$

- 5) ベントナイトを添加すると、添加量が小さい段階から圧密係数は顕著に低下し、配合量 100kg/m³ (添加率 0.231) でも 40~60% に低下する。一方、砂・ゼオライトの添加によってベントナイト添加による減少分を補うためにはベントナイトの 4 倍~10 倍以上の添加率とする必要がある。砂・ゼオライトを乾燥重量比で 100% 添加した場合でも、東京湾粘土と徳山港粘土における c_v の増加は 20~60% である。ベントナイト添加による低減効果 b_1 は東京湾粘土と徳山港粘土ではほぼ等しいが、松島湾粘土は小さかった。これは C_c の変化率と同様に松島湾粘土の液性限界がベントナイトの液性限界に近いことが理由と考えられる。
- 6) ベントナイトのみを添加したときの c_v の変化、砂及びゼオライトを添加したときの c_v の変化からパラメータ c_1 と c_2 を求め、ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の c_v の変化比について次式を仮定した。

$$\frac{c_v}{c_{v0}} = \exp(-c_1 \cdot a_B) \square \exp(c_2 \cdot a_S)$$

上式で計算した値を実験によって求めた値と比較した結果、東京湾粘土、徳山港粘土では予測値が実測値を 20~30% 上回り松島湾粘土ではほぼ一致した。

第4章の参考文献

- 1) 奥田一弘, 土田孝, 渡部要一, 上野一彦, 金子崇, & 村上博紀. (2015). 巨大地震に対して高い安全性を求められる海面処分場の護岸構造の提案. 地盤工学ジャーナル, 10(3), 343-358.
- 2) 高橋源貴, 土田孝, & 村上博紀. (2015). 海面処分場に用いる遮水地盤材料の吸着性能に関する研究. 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 71(2), I_1071-I_1076.
- 3) HU, A., TSUCHIDA, T., TAKAHASHI, G., & MURAKAMI, H. (2017). Research of Cesium Adsorption from Marine Clay. 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 73(2), I_923-I_928.

第5章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性

5.1 放射性セシウムと安定セシウムの濃度の関係

2.2 節において図-2.3 に示したように、放射性セシウム 137 の溶出濃度 ρ_{Cs137} (Bq/L) と安定セシウム 133 の溶出濃度 ρ_{Cs133} (mg/L) は強い相関が見られ、式(2.2)の関係が得られた。

$$\rho_{Cs133} = 0.000143(\rho_{Cs137})^{1.12} \quad (2.2)$$

従って、本研究では、セシウムの同位体である安定セシウム 133 を用いて放射性セシウムの吸脱着の挙動を推定することは可能であると仮定し、安定セシウムを用いて遮水地盤材料のセシウム吸着特性を調べた。

表-5.1 は、表-2.1 (b) に示した溶出試験結果の放射性セシウムの放射能濃度を質量濃度に換算し、安定セシウムと放射性セシウムの溶出濃度の質量比を示したものである。安定セシウム 133 の溶出濃度は、質量比で放射性セシウム 137 の溶出濃度の $10^5 \sim 10^6$ 倍のオーダーが

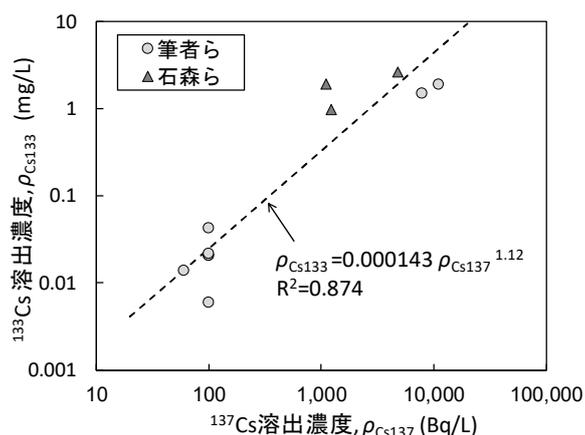


図-2.3 溶出試験から得られた安定セシウム 133 溶出量と放射性セシウム 137 溶出量の関係

表-5.1 安定セシウム溶出濃度と放射性セシウム溶出濃度の関係

試料名	放射性セシウム (Bq/L)				放射性セシウム (mg/L) (換算)			安定セシウム (mg/L)		質量比		
	海水				海水			海水				
	¹³⁴ Cs	¹³⁷ Cs	合計	溶出率(%)	¹³⁴ Cs	¹³⁷ Cs	合計	¹³³ Cs	溶出率(%)	¹³³ Cs/ ¹³⁷ Cs	¹³³ Cs/ ¹³⁴ Cs	
土壌	土壌①	13	24	37	1.9	2.7E-10	7.5E-09	7.8E-09	0.0021	0	2.8E+05	7.7E+06
	土壌②	12	18	30	3.5	2.5E-10	5.6E-09	5.9E-09	0.0021	0	3.7E+05	8.4E+06
	土壌③	17	32	49	3.3	3.6E-10	1.0E-08	1.0E-08	0.0022	0	2.2E+05	6.2E+06
	土壌④	9	14	23	0.5	1.9E-10	4.4E-09	4.6E-09	0.0006	0.2	1.4E+05	3.2E+06
主灰	主灰T	11	16	27	20.9	2.3E-10	5.0E-09	5.2E-09	0.0072	13.6	1.4E+06	3.1E+07
	主灰F	9	14	23	9.1	1.9E-10	4.4E-09	4.6E-09	0.0033	4.9	7.6E+05	1.8E+07
飛灰	飛灰T	660	1100	1760	99.4	1.4E-08	3.4E-07	3.6E-07	0.2	100	5.8E+05	1.5E+07
	飛灰F	480	780	1260	82.9	1.0E-08	2.4E-07	2.5E-07	0.15	88.2	6.2E+05	1.5E+07

ある。海面処分場に用いられる遮水地盤材料では、海水に含まれる陽イオンに加えて、除去土壌に含まれる安定セシウムが共存イオンとして放射性セシウムの吸着を阻害することが考えられるため、遮水地盤材料にセシウム吸着性能を期待する場合、十分なセシウム吸着特性が求められると考えられる。

5.2 セシウム吸着試験の方法

遮水地盤材料のセシウム吸着特性を調べるため、バッチ吸着試験と圧密通水試験（カラム試験）を実施した。バッチ吸着試験は分配係数による静的な吸着特性を確認するため、カラム試験は吸着破過曲線による動的な吸着特性を確認するために実施した。

5.2.1 バッチ吸着試験

武島らの研究¹⁾を参考に、徳山港粘土のみの供試体、徳山港粘土を母材としベントナイトを添加した供試体、ベントナイトのみの供試体について、供試体 20g(乾燥重量)と塩分濃度 3%の人工海水を溶媒とした様々な濃度 (10, 30, 50, 80, 100mg/L) の安定セシウム溶液 200mL を混合し、1 時間、150rpm の巡回振とうをした。振とう時間は、事前実験より 1 時間程度で吸着が平衡状態になることを確認し、設定した。振とう攪拌終了後、混合液を採取し、遠心分離機を用いて 30 分間、3000rpm で遠心分離させ、上澄み液を採取した。採取した上澄み液は原子吸光分析機により濃度測定を実施し、各供試体の吸着特性は分配係数により比較を行った。横軸に平衡濃度、縦軸に吸着量として整理した吸着等温線の線形勾配を分配係数 K_d とし、分配係数の値が大きいほどセシウムに対する吸着性が高いことを意味する。なお、本研究では振とう後に孔径 $0.45\mu\text{m}$ のメンブランフィルターによるろ過を行っていないため、分配係数が小さく評価されている可能性があることに注意する必要がある。吸着等温線は式 (5.1) で表されるものとする。

$$S = K_d C \quad (5.1)$$

ここで、 S : 安定セシウムの吸着量[M M^{-1}]、 K_d : 分配係数[$\text{L}^3 \text{M}^{-1}$]、 C : 安定セシウムの平衡濃度[M L^{-3}]である。

安定セシウムの吸着量 S は、式(5.2)のように計算できる。

$$S = (C_0 - C) \cdot \frac{V}{m} \quad (5.2)$$

ここで、 C_0 は安定セシウムの初期濃度、 C は平衡濃度、 V はセシウム溶液の体積、 m は供試体の質量である。

5.2.2 圧密通水試験（カラム試験）

本試験では、図-5.1 に示した圧密通水試験機を用いて供試体を圧密後、供試体に安定セシウム溶液を通水させ、浸出水の安定セシウム濃度を測定することにより、吸着破過曲線が得られる。供試体の配合は、表-3.2 に示したものと同様である。

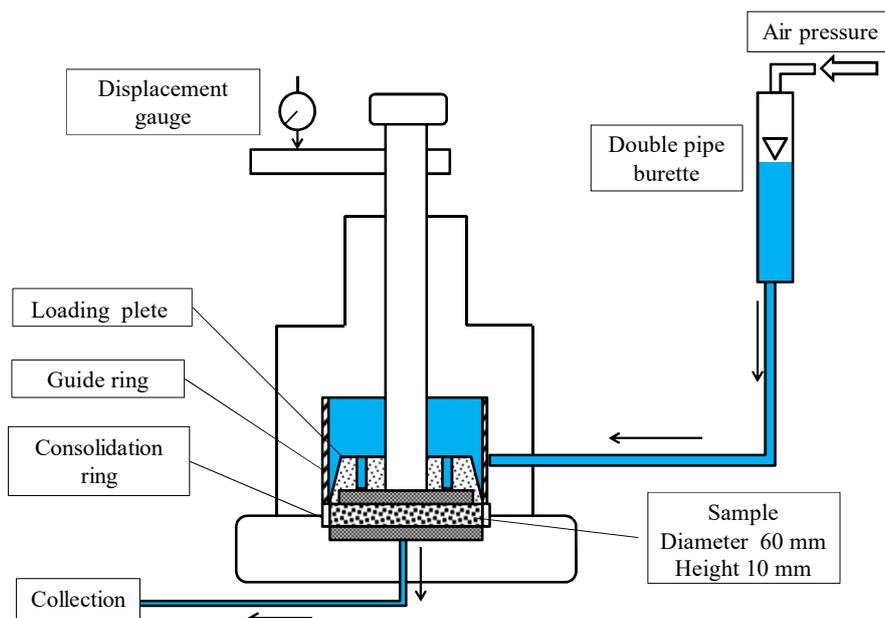


図-5.1 圧密通水試験機

一般的な圧密試験では高さ 20mm の圧密リングが使用されるが、本研究の圧密通水試験では通水時間を短縮するため、高さ 10mm の圧密リングを使用した。まず、スラリー状の供試体を高さ 10mm、直径 60mm の圧密リングに充填した。そして、応力増分比 $\Delta\sigma_v'/\sigma_v'=1$ 、圧密圧力 4.9kPa、9.8kPa、19.6kPa の 3 段階で段階载荷圧密試験を行った。各圧密段階では、供試体が圧密度 100% となったことを確認し、次の圧密段階に移行した。各圧密段階の一次圧密終了は、 \sqrt{t} 法により決定した。圧密圧力は、Tsuchida ら²⁾は底面遮水層の上に覆土層として砂層 ($\gamma=9 \text{ kN/m}^2$) を 2m 敷設した場合を想定しており、底面遮水層に作用する土被り圧が 18kPa であることから、圧密圧力 19.6kPa までの载荷とした。

一次圧密終了後、30mg/L の安定セシウム溶液 (CsCl 溶液) を通水液とする通水試験を行った。圧密圧力 19.6kPa の圧密後、载荷板上に残っている圧密排水を排出し、安定セシウム溶液と置き換えた。そして、二重管ビュレット内の液面に 19.4kPa の空気圧を与え、安定セシウム溶液を供試体に通水した。浸出水を通水量 10mL 毎に採取し、浸出水の安定セシウム濃度を原子吸光分析器により測定した。試験期間の制約により、通水試験は破過の傾向が確認され次第、終了とした。

第2章に記したように、本研究で仮定した除去土壌の放射能濃度は 100,000Bq/kg であり、2035 年に処分を開始した場合の除去土壌の間隙水中の放射性セシウム 137 の濃度は式(2.3)により 3,061Bq/L と計算された。これに対応する安定セシウムの濃度は、式(2.2)から 1.15mg/L である。

原子吸光分析器では、キャリブレーションラインの範囲外で測定される濃度は測定精度が低い。本研究で使用した原子吸光分析器の安定セシウム濃度のキャリブレーションラインの範囲は 1.0mg/L から 5.0mg/L であり、浸出水は測定のため 2 倍に希釈されるため、2.0mg/L 以下の濃度は測定精度が低い。Tsuchida ら²⁾は遮水地盤材料の吸着性能の目標を浸出水の放射性セシウムの濃度を初期濃度の 1/10 とすることとしており、安定セシウム溶液の初期濃度の

1/10 付近の濃度を測定するため、安定セシウム溶液の初期濃度を 30mg/L とした。本研究においても、Tsuchida ら²⁾の研究と比較を可能とし、破過直後の濃度上昇過程を測定するため、安定セシウム溶液の濃度を 30mg/L とした。安定セシウム溶液は、人工海水（塩分濃度 3%）で希釈した溶液を使用した。

5.3 海成粘土にベントナイト及びゼオライトを混合した試料のセシウム吸着特性

5.3.1 海成粘土にベントナイトを混合した試料のバッチ吸着試験結果

図-5.2 にバッチ吸着試験から得られた各供試体の吸着等温線、表-5.2 に各供試体の分配係数を示す。表-5.2 に示したように、徳山港粘土とベントナイトの分配係数はどちらも約 15mL/g となり、粘土とベントナイトの乾燥質量の比率を変えても、分配係数は約 15~17mL/g とほとんど変わっていない。表-3.4 に示したように、徳山港粘土の陽イオン交換容量 (CEC) は 21.7cmol/kg、ベントナイトの CEC は 56.0cmol/kg であり、ベントナイトの CEC は徳山港粘土に比べて高い。しかし、表-3.3 に示したように、人工海水には Na^+ 、 K^+ 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} などの陽イオンが安定セシウム溶液の Cs^+ に比べて非常に多く含まれており、これらの共存イオンが安定セシウムの吸着性を阻害したことが考えられる。また、表-5.1 に示したように、土壌の安定セシウム 133 は放射性セシウム 137 の $10^5 \sim 10^6$ 倍（質量比）含まれており、実際に土壌に含まれる放射性セシウム 137 の吸着性を考慮する場合には、安定セシウム 133 も共存イオンとして放射性セシウム 137 の吸着性を阻害する可能性が考えられる。

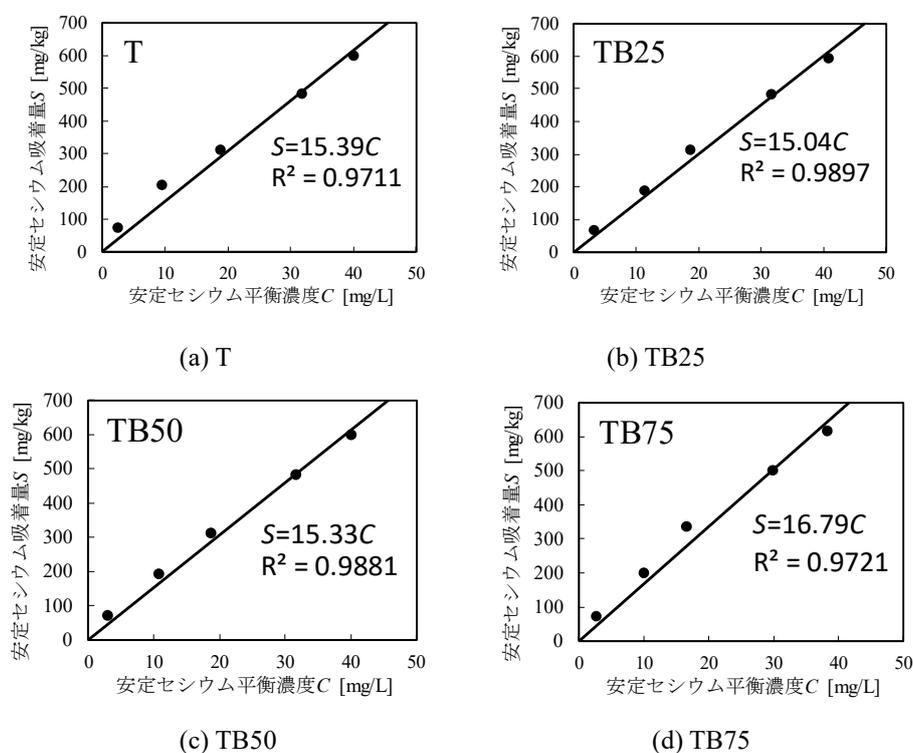


図-5.2(a) バッチ吸着試験から得られた各供試体の吸着等温線

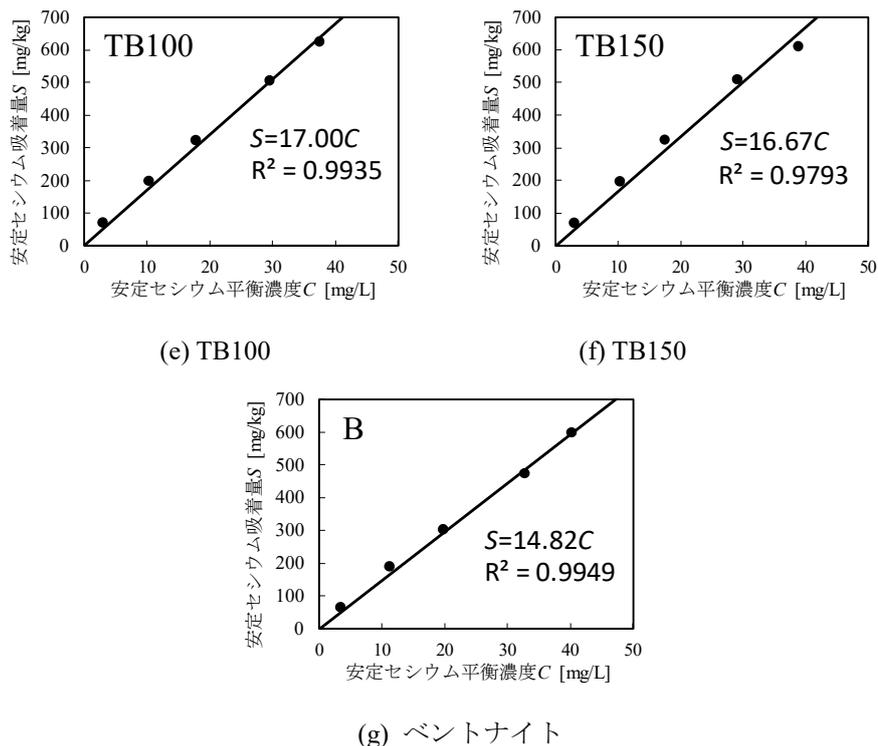


図-5.2(b) バッチ吸着試験から得られた各供試体の吸着等温線

表-5.2 各供試体の分配係数

供試体	T	TB25	TB50	TB75	TB100	TB150	B
分配係数 K_d [mL/g]	15.39	15.04	15.33	16.79	17.00	16.67	14.82

5.3.2 海成粘土にベントナイトおよびゼオライトを混合した試料の圧密通水試験の試験結果

図-5.3 は、通水試験から計算されたダルシー則に基づく透水係数 k_{Darcy} と圧密試験から計算された透水係数 k_{Darcy} を比較して示したものである。図-5.3 に示すように、通水試験から得られた透水係数の値は、圧密試験により得られた透水係数よりもわずかに小さかった。従って、圧密試験から求めた透水係数は遮水地盤材料の遮水性を保守的に見積もっているといえる。

供試体の間隙体積 V_v と累積通水量 V_f を用いて、Pore Volume of Flow (以下、PVF) は式(5.3)のように定義される。

$$PVF = V_f / V_v \tag{5.3}$$

PVF が 1 のとき、供試体の全ての間隙水が流入水で置き換えられ、流入水のトラベルタイムが経過したことになる。従って、PVF はトラベルタイムの安全率を意味し、例えば、PVF=3 のとき、流入水の量は間隙体積の 3 倍で、流入水のトラベルタイムの 3 倍経過したことになる。

圧密通水試験では、浸出水のセシウム濃度 C_{Cs} と PVF の関係として図-5.4 に示す結果が得られた。図-5.4 に示すように、一定期間セシウムは測定されず、破過点に達した後、PVF の増加とともに浸出水のセシウム濃度が増加した。本研究では、浸出水にセシウムが最初に検出された点を破過点と定義した。図-5.4 には、徳山港粘土の C_{Cs} と PVF の関係 (Tsuchida ら²⁾) も示した。徳山港粘土は、西日本の典型的な海成粘土の一つである。

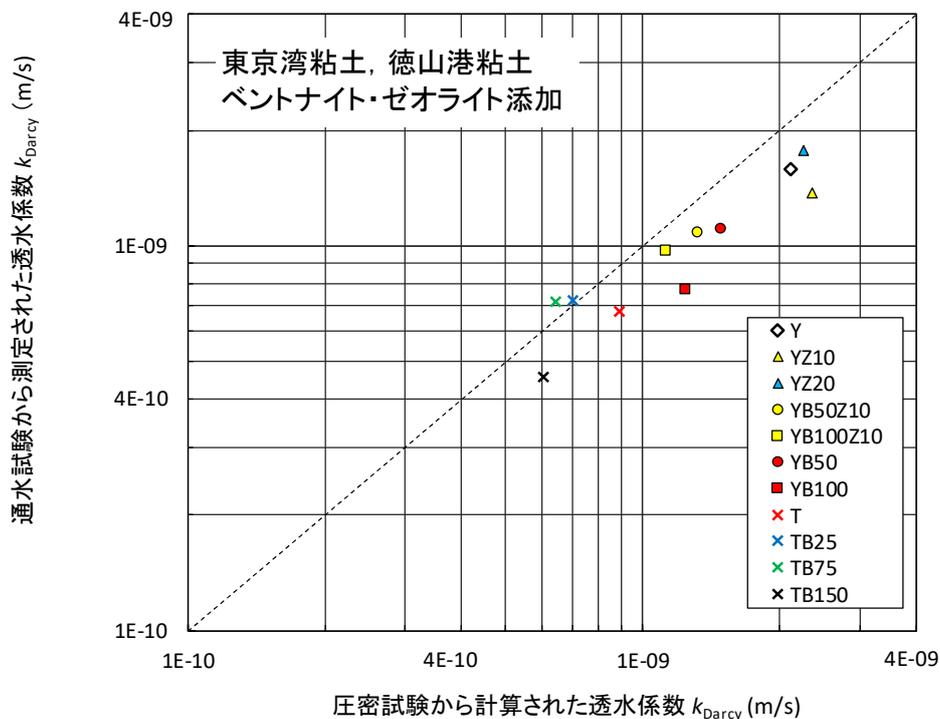


図-5.3 圧密試験から計算された透水係数と通水試験から計算された透水係数の比較

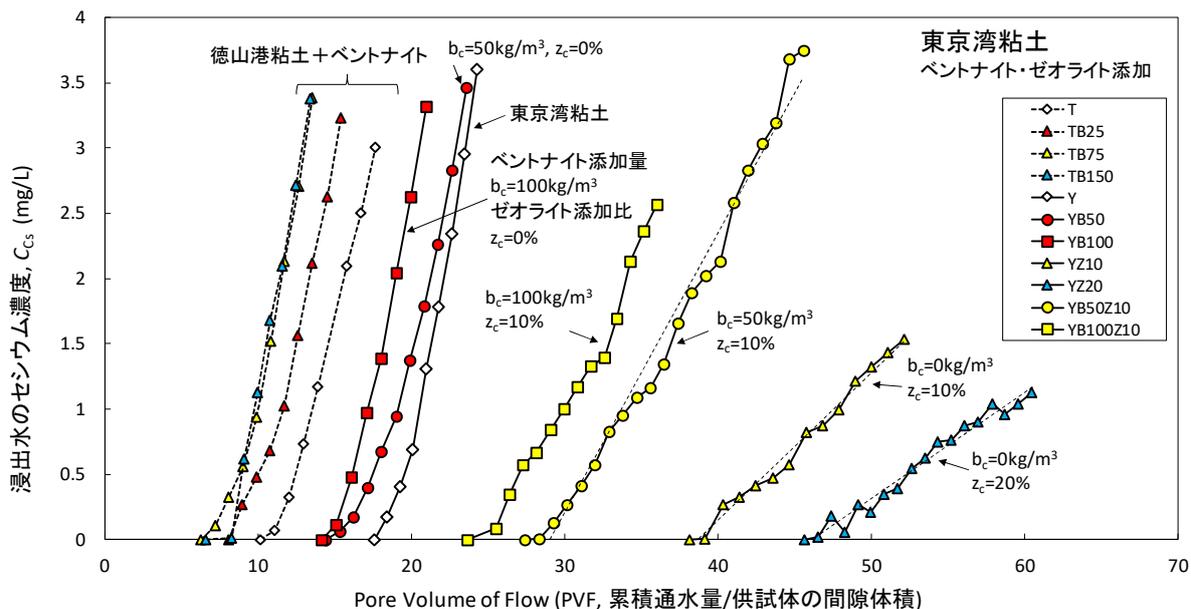


図-5.4 浸出水の安定セシウム濃度と PVF の関係

図-5.4より、本研究で用いた遮水地盤材料のセシウム吸着に関する破過点に関して、以下のことが分かった。

- ・ 破過点は海成粘土の種類やベントナイト、ゼオライトの添加量によって異なる。東京湾粘土の破過点 (PVF≒18) は、徳山港粘土の破過点 (PVF≒9) よりはるかに大きい。
- ・ 海成粘土にベントナイトを添加することにより、破過点の PVF の値は小さくなった。従って、ベントナイトの添加は透水係数を低下させるのに有効であったが、セシウムの吸着特性は低下した。
- ・ 海成粘土にゼオライトを添加することにより、破過点の PVF が大幅に増加した。さらに、PVF が破過点を越えた後のセシウム濃度の増加率も、ゼオライトを含まない供試体の増加率に比べて非常に小さくなった。

図-5.5は、浸出水のセシウム濃度 C_{cs} と、セシウムの流入流出濃度の差から計算されたセシウムの累計吸着量 ΣS の関係を示す。セシウムの破過点では、セシウムの累計吸着量は東京湾粘土にゼオライトを 10%添加した供試体で、東京湾粘土の累計吸着量の 1.5 倍、東京湾粘土にゼオライトを 20%添加した供試体で 2.0 倍であることが分かった。図-5.5より、浸出液にセシウムが検出される破過点の PVF の値 $(PVF)_{BT}$ を求めた。さらに、破過後はほぼ直線的に浸出水のセシウム濃度が上昇するので単位 PVF あたりの浸出水のセシウム濃度の増加 ΔC_{cs} を図-5.6のように定義し求めた。

粘土のセシウムの吸着は、土壤の陽イオン交換容量 (CEC) に関係していることが知られている (Kahr et al., 1995)。図-5.7は、表-3.4に示した東京湾粘土、徳山港粘土、ワイオミング産ベントナイトおよび石見ゼオライトの CEC から計算した各供試体の CEC と破過点の PVF との関係を示したものである。また、図-5.7には、ベントナイトの CEC を除いた各供試体の CEC についても、凡例の供試体名の最後にアスタリスク (*) を付して示した。図-5.6に示

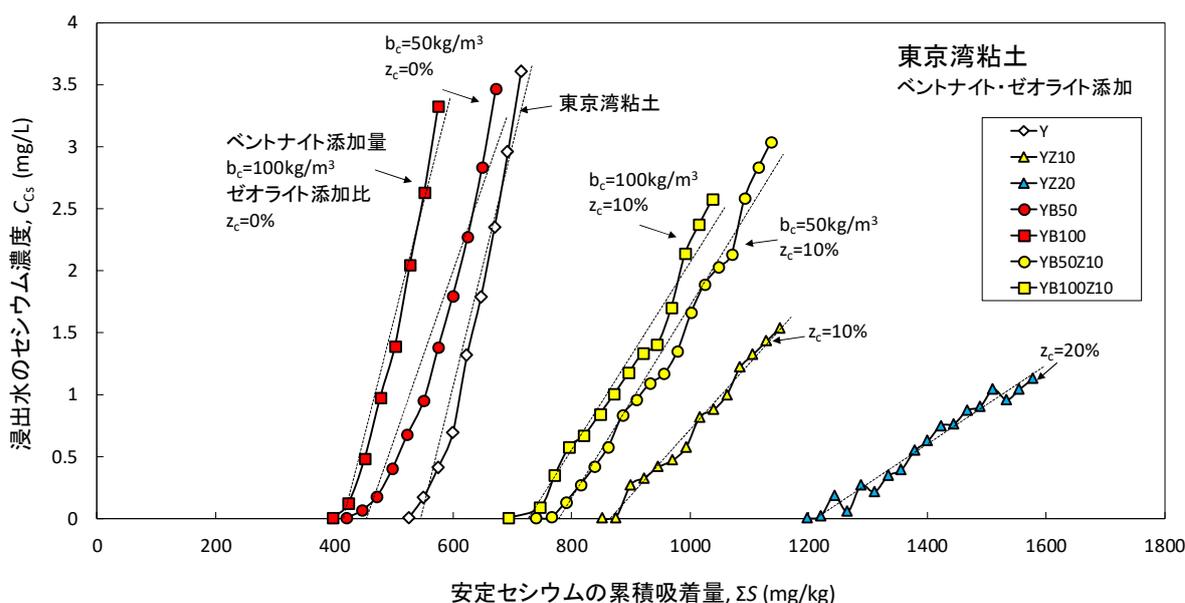


図-5.5 浸出水の安定セシウム濃度と累計吸着量の関係

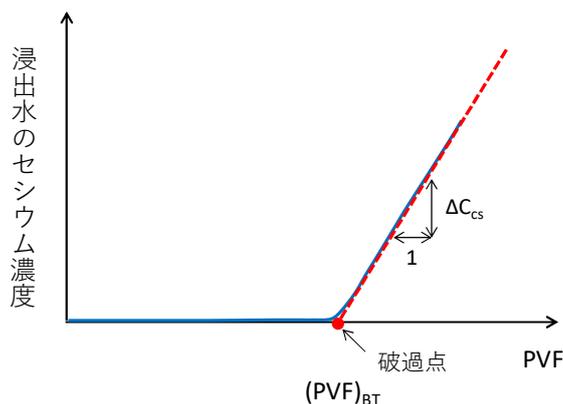


図-5.6 破過点の PVF の値 $(PVF)_{BT}$ で単位 PVF あたりの浸出水のセシウム濃度の増加 ΔC_{cs}

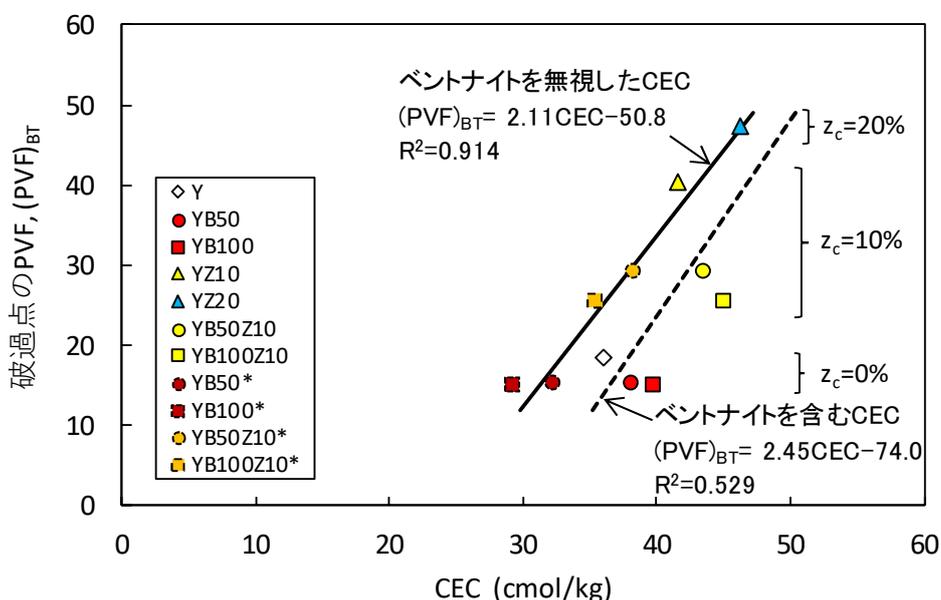


図-5.7 各供試体の CEC と破過点の PVF との関係

すように、ゼオライトの添加による CEC の増加は、供試体の吸着能力の増加と関連している。しかし、同じゼオライト添加率の供試体を比較すると、破過点の PVF は、ベントナイトの添加による CEC の増加に反してわずかに減少した。一方で、ベントナイトの CEC を無視した場合には、供試体の単位質量あたりの CEC がベントナイト添加量に応じて減少し、破過点の PVF とベントナイトの CEC を無視した供試体の CEC の相関がよくなることがわかった。このことから、本実験ではベントナイトは安定セシウムの吸着に寄与していないことが示唆された。

表-3.4 に示したように、東京湾粘土の陽イオン交換容量 (CEC) は 36.0cmol/kg 、ベントナイトの CEC は 56.0cmol/kg であり、ベントナイトの CEC は東京湾粘土に比べて高いが、表-3.3 に示したように安定セシウム溶液の作成に使用した人工海水には Na^+ 、 K^+ 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} などの陽イオンが Cs^+ に比べて非常に多く含まれている。また、ベントナイトは海成粘土に均質に混合するため、人工海水 (塩分濃度 3%) を加水し、含水比約 200%のスラリー状で海成粘

土に添加している。これらの理由により、ベントナイトの吸着サイトが Cs^+ 以外の共存イオンと競合し、安定セシウムの吸着が阻害されたことが、ベントナイトが安定セシウムの吸着に寄与していない原因の一つと考えられる。

図-5.8 は、各供試体の CEC と破過点のセシウム累計吸着量を示している。図-5.8 にも同様に、ベントナイトの CEC を除いた各供試体の CEC も、凡例の供試体名の最後にアスタリスク (*) を付して示した。破過点のセシウム累計吸着量も図-5.7 で示した破過点の PVF と同様に、ゼオライト添加による CEC の増加により累計吸着量も増加したが、ベントナイトの

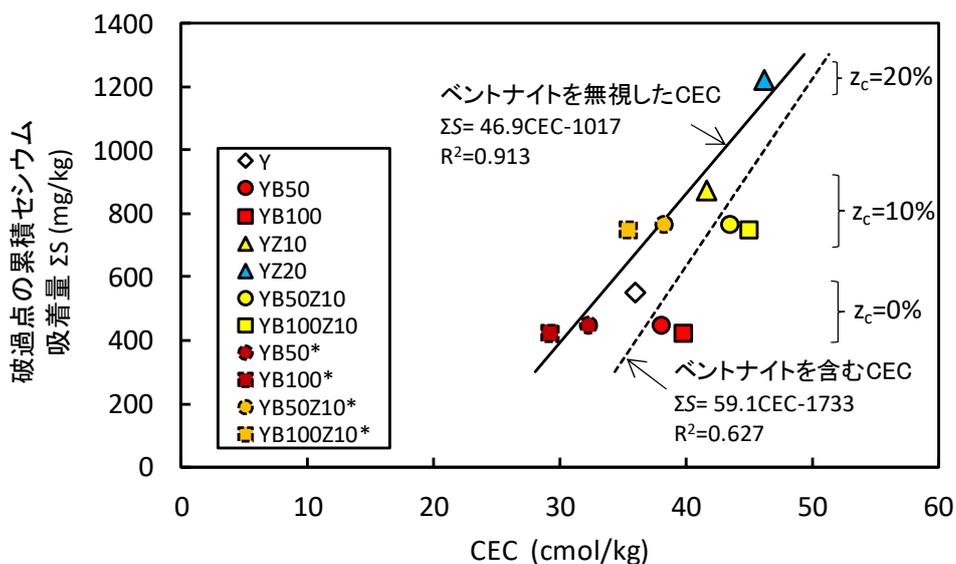


図-5.8 各供試体の CEC と破過点のセシウム累計吸着量の関係

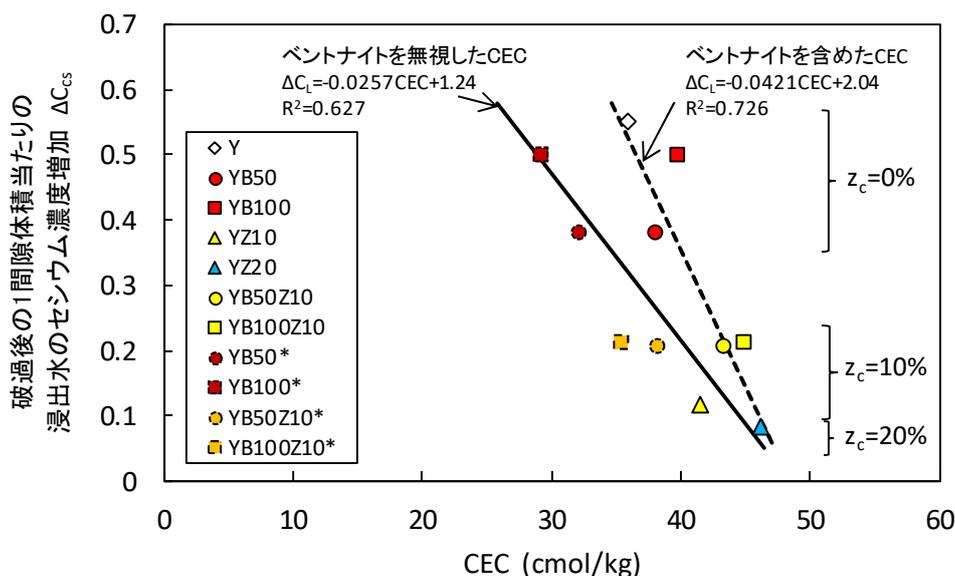


図-5.9 破過後の単位 PVF あたりの浸出水のセシウム濃度の増加 ΔC_{cs} と CEC との関係

添加による CEC の増加に反して累計吸着量は減少した。一方で、ベントナイトの CEC を無視した場合、供試体の単位質量あたりの CEC がベントナイト添加量に応じて減少し、累計吸着量と CEC の相関がよくなることがわかった。

図-5.9 は、破過後の単位 PVF あたりの浸出水のセシウム濃度の増加 ΔC_s と CEC との関係である。図のように、海成粘土へのゼオライトの添加による CEC の増加は、破過後の浸出水のセシウム濃度の増加 ΔC_L をより小さくすることができることがわかった。また、ベントナイトの CEC を無視した場合の CEC と ΔC_L の関係から、CEC が大きいほど ΔC_L が小さくなることが確認できた。

セシウムの吸着性については、図-5.7、図-5.8 および図-5.9 に示す結果から、海成粘土へのゼオライトの添加は、破過を遅らせる効果に加えて、破過後の浸出水中のセシウム濃度の増加を抑制する効果があることが確認できた。一方で、本研究で行った試験結果の範囲では、添加したベントナイトは吸着性能の増加にほとんど寄与していないことが示唆された。

5.4 砂の混合がセシウム吸着特性に及ぼす影響

4章で述べたように、遮水地盤材料の圧縮特性、圧密特性を改善する手段として、砂を添加することが考えられる。ここでは、砂の混合がセシウム吸着特性に及ぼす影響について検討する。

図-5.10 に海成粘土に砂を混合した場合の浸出水の安定セシウム濃度 C_{cs} と供試体の乾燥質量あたりの安定セシウムの累計吸着量 ΣS の関係を示す。図-5.7、図-5.8、図-5.9 に示したように、ベントナイトは吸着に寄与していないと考えられる。また砂（相馬硅砂 5号）は CEC が 0 に近く、セシウムの吸着能力はないと考えられる。図-5.10 に示した供試体では海成粘土だけが吸着能力があると考えられ、Y、YB50、YB100、YS100 の順に供試体の乾燥質

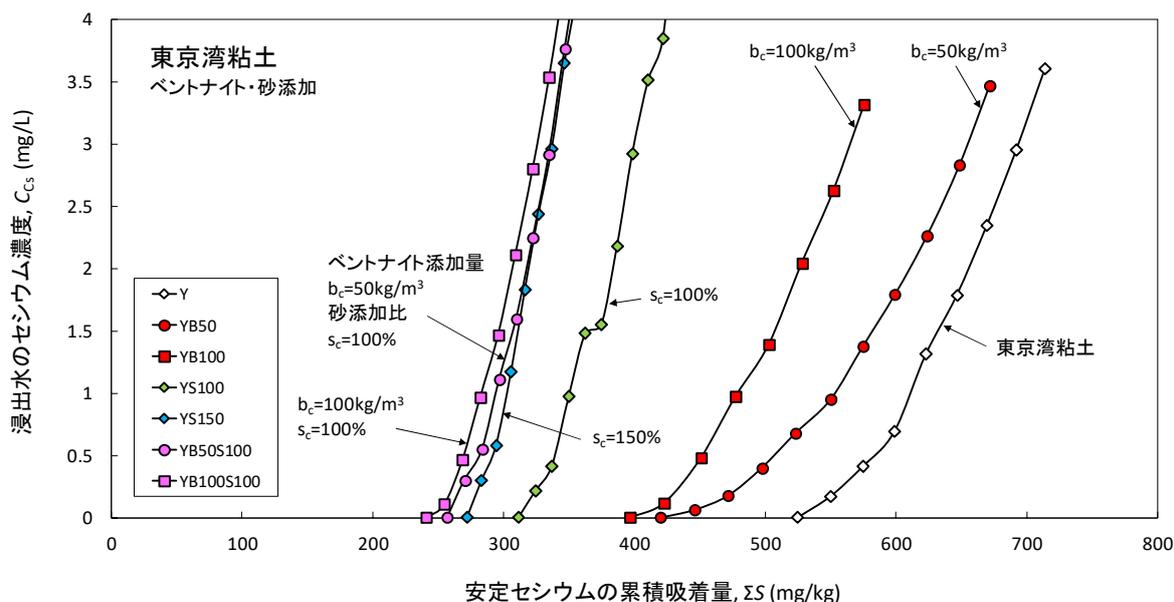


図-5.10 浸出水の安定セシウム濃度 C_{cs} と累計吸着量 ΣS の関係

量あたりの粘土の乾燥質量の比率 $m_{\text{clay}}/m_{\text{soil}}$ (順に 1.00, 0.90, 0.81, 0.50) が大きく、また破過点の ΣS も大きくなっている。一方で、YS150, YB50S100, YB100S100 の $m_{\text{clay}}/m_{\text{soil}}$ は順に 0.40, 0.45, 0.41 と近く、破過点の ΣS が 0.255g/kg, 0.270g/kg, 0.283g/kg と近い値となった。

図-5.11 は、海成粘土に砂を混合した場合の浸出水の安定セシウム濃度と PVF の関係を示す。海成粘土に砂を混合した供試体では、破過点の PVF が増加した。これは、砂の混合により空隙比が大幅に減少したこと (図-5.12) が理由として考えられる。また、海成粘土にベントナイトを混合した供試体は図-5.4 に示したように破過点の PVF が減少したが、海成粘土にベントナイトと砂を混合した供試体では、同じベントナイト添加量の海成粘土にベントナイトのみを混合した供試体より破過点の PVF が増加した。

図-5.13 に各供試体のベントナイトの CEC と砂の CEC を無視したときの CEC と破過点の

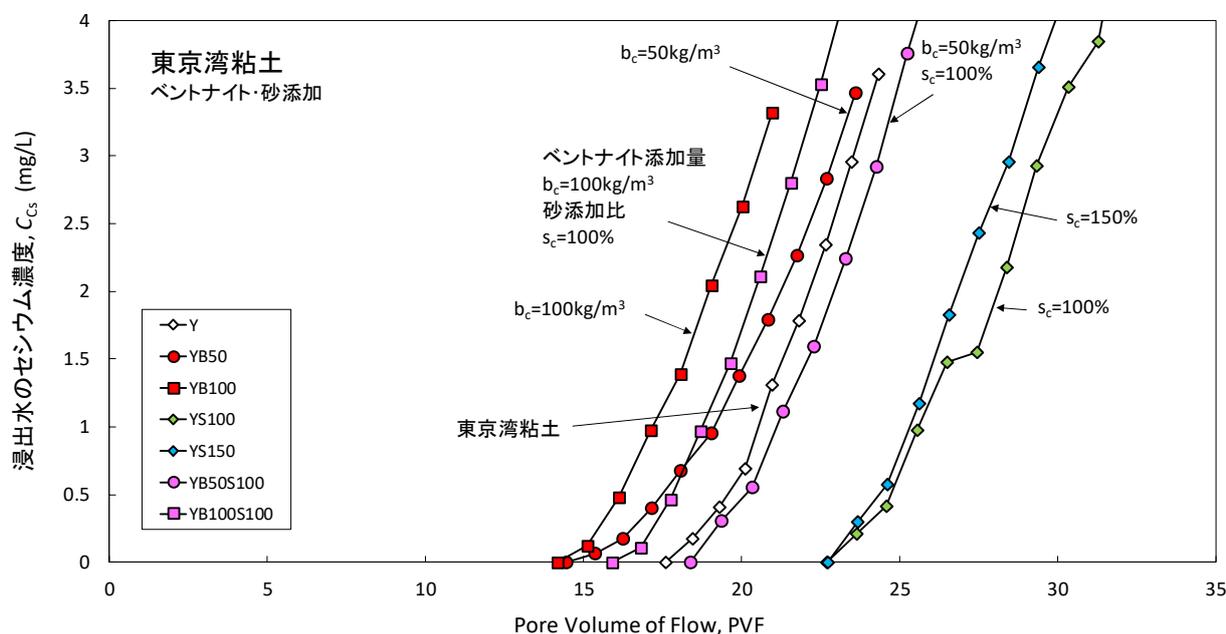


図-5.11 浸出水の安定セシウム濃度と PVF の関係

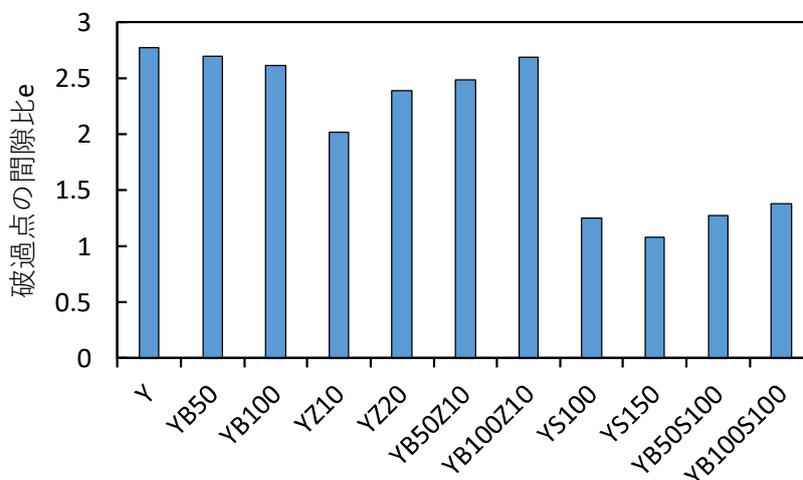


図-5.12 破過点の空隙比 e

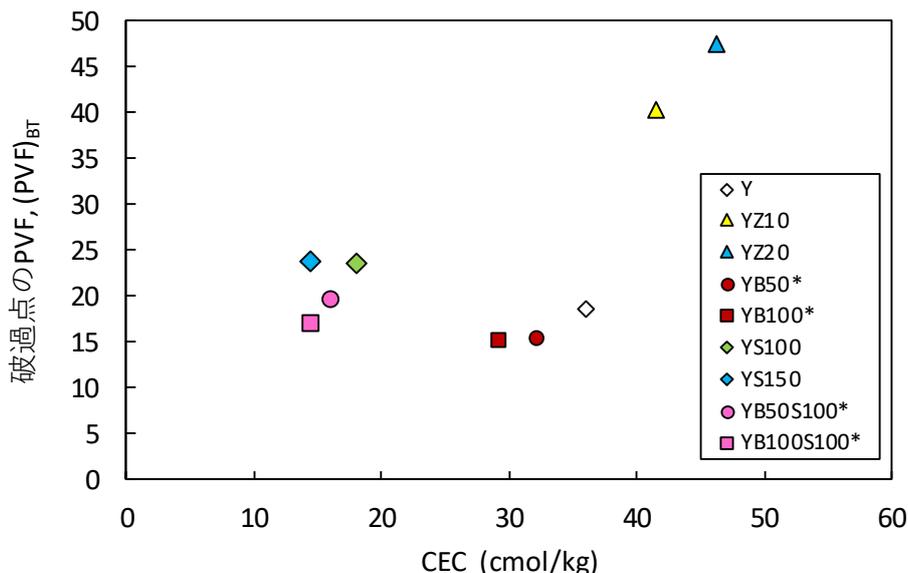


図-5.13 供試体の CEC と破過点の PVF の関係

PVF の関係を示した。同じ砂添加比の供試体で比較すると、ベントナイトを添加することによる供試体の乾燥質量に対する海成粘土の乾燥質量の減少により CEC が減少し、破過点の PVF も減少した。これは砂を混合していない供試体と同様と傾向となった。

5.5 層厚の違いがセシウムの吸着破過特性に及ぼす影響

5.2.2 節で示したように、本研究で行った圧密通水試験の供試体層厚は 1cm である。これは、通水試験が長時間を要するため、限られた時間と試験装置の範囲で多くの条件で実験を実施するためである。しかし、実際の海面処分場における底面遮水の層厚は 4m を想定しており、1cm の実験で得られた結果を 4m の層厚に適用できるか、が大きな問題である。

この問題を調べるため、圧密通水試験の供試体層厚を変えた場合について、安³⁾は、松島湾粘土を用いて供試体厚さを 1cm, 2cm, 3cm として試験を行った。図-5.14 は、安が行った実験の浸出水の安定セシウム濃度と PVF の関係を示す。図-5.14 に示すように、破過点の PVF は、M-1cm で 18.9, M-2cm で 12.9, M-3cm で 10.2 であり、供試体厚さが大きくなるほど破過点の PVF は小さくなっている。なお、安らの実験では、層厚 1cm の試料で 5 日、層厚 2cm の試料で 2 週間、層厚 3cm の試料では 5 週間を要している。

図-5.15 は破過点の PVF と粘土層厚の関係を両対数グラフ上でプロットしたものである。図のように、両対数グラフ上でほぼ直線関係になっており、大胆な仮定であるがこの直線関係を外挿して。想定した海面処分場の底面遮水層の層厚 4m での破過点の PVF を外挿して予測を行った。図-5.15 に示したように、供試体厚さ 1~3cm では破過点の PVF が 10 以上であるが、外挿して求めた層厚 4m での破過点の PVF は 0.67 となった。図-5.15 に示した直線と同じ傾きで層厚 4m のときの破過点の PVF を 1 以上にし、セシウムの破過時のトラベルタイ

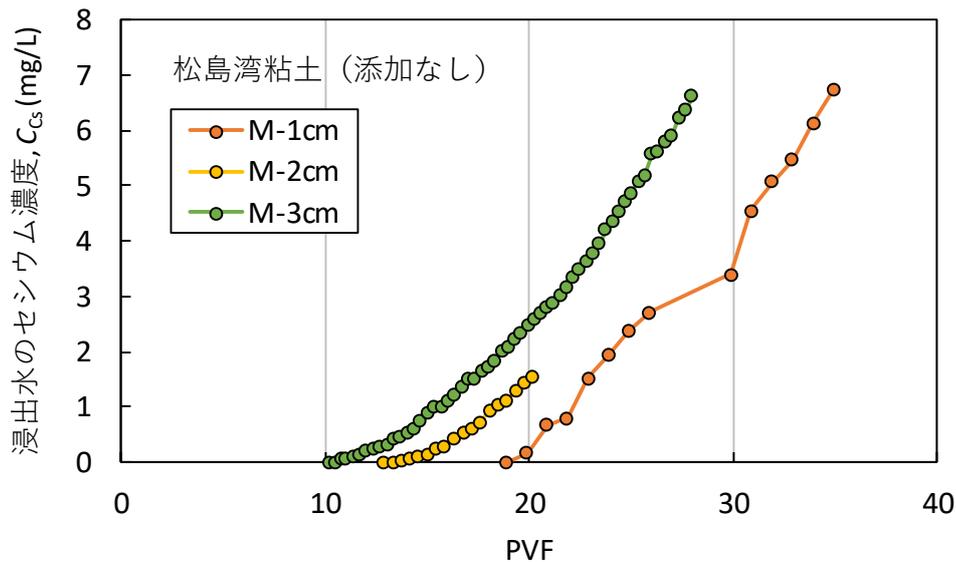


図-5.14 異なる層厚の供試体を用いた場合の浸出水の安定セシウム濃度と PVF の関係

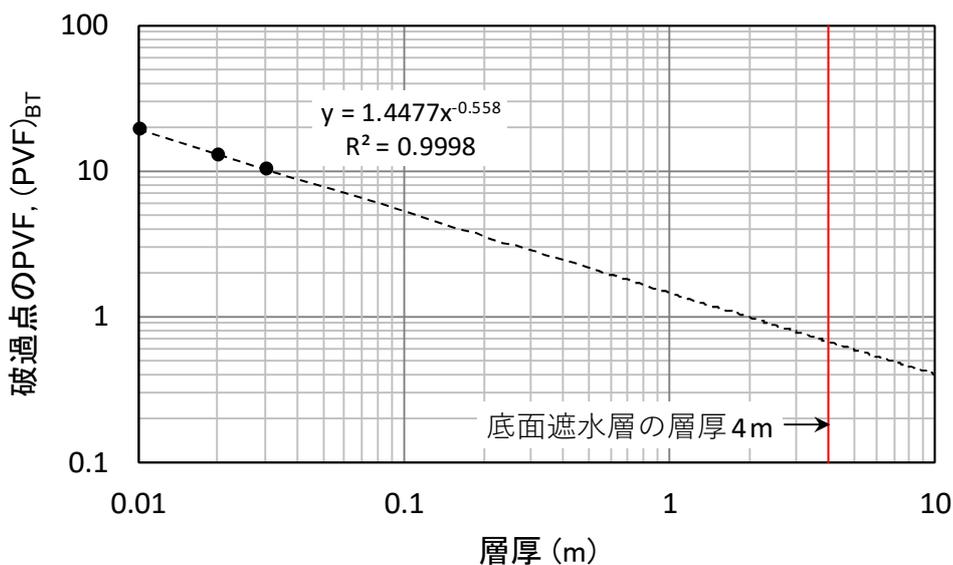


図-5.15 破過点の PVF と粘土層厚の関係

ムを間隙水のトラベルタイムよりも大きくするには、供試体厚さ 1cm のときの破過点の PVF は 28.3 以上必要であると計算された。

層厚が大きくなったときの破過特性について議論するためにはさらにデータを集める必要があるが、実験と実際の遮水層の厚さの違いによる吸着破過特性の不確実性について、ここでは図 5-15 の結果を用いて層厚 1cm における圧密通水試験での破過点の PVF を 30 以上とすることを目標とすることを提案する。

5.6 遮水地盤材料のセシウム吸着特性の予測

5.3 節および 5.4 節から、ベントナイトの混合は破過点の PVF の値には影響していないこと、また砂の混合は破過点の PVF を増加させる効果があることがわかった。これらの結果から、6 種類 (YB50, YB100, YZ10, YZ20, YS100, YS150) の東京湾粘土にベントナイト/ゼオライト/砂を混合した供試体の乾燥質量に対する海成粘土、ゼオライト、砂の乾燥重量の比率 (m_{clay}/m_s , m_{zeolite}/m_s , m_{sand}/m_s) と破過点の PVF のデータを用いて重回帰分析を行い、得られた式(5.4)により破過点の PVF を予測した。

$$(\text{PVF})_{\text{BT}} = 54.2 \frac{m_{\text{clay}}}{m_s} + 54.0 \frac{m_{\text{sand}}}{m_s} + 205.2 \frac{m_{\text{zeolite}}}{m_s} - 30.4 \quad (5.4)$$

図-5.13 に破過点の PVF の予測値と実験値の比較を示す。式(5.4)の作成に使用していない供試体では(予測値-実験値)の値は、Y が 5.3, YB50Z10 が 3.1, YB100Z10 が 2.7, YB50S100 が 1.5, YB100S100 が 1.7 となり、東京湾粘土にベントナイトとゼオライトあるいは砂を混合した供試体では予測値が実測値から大きく外れることはなかった。このように、破過点の PVF の値に影響のある材料の乾燥質量の比率から、海成粘土にベントナイト、ゼオライト、砂を混合した遮水地盤材料の吸着特性を破過点の PVF の値として予測できることがわかった。他の海成粘土やベントナイト、ゼオライト、砂を混合した遮水地盤材料のセシウムの吸着特性の場合でも、各材料の配合を変えた圧密通水試験を行うことで、目標の吸着性能を満足する地盤材料の配合が予測できると考えられる。

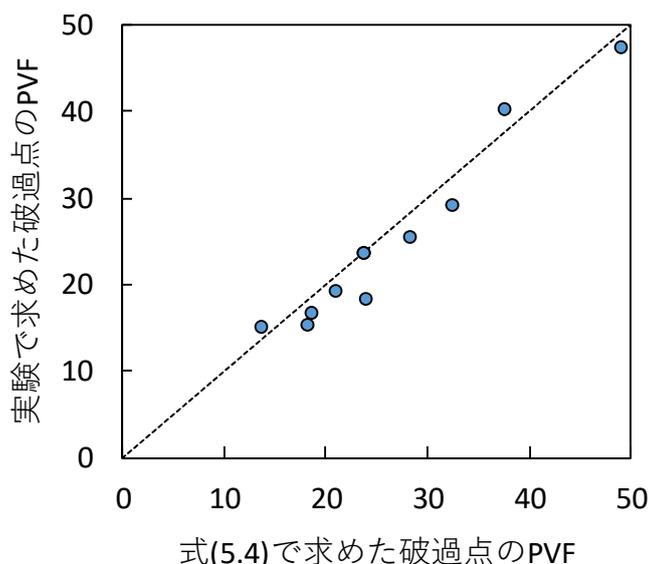


図-5.13 破過点の PVF (予測値) と破過点の PVF (実験値) の比較

5.7 粘土の物理化学的性質とセシウム吸着特性の関係

X線回折分析により本研究で供試体作成に用いた試料に含まれる結晶成分の同定を行った。海成粘土では、不定方位試料のほかに定方位試料を作製し、エチレングリコール処理を行うことでスメクタイトの存在を確認した。図5-14(a)～(d)に、東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土、ワイオミング産ベントナイトについて、XRDで求めたX線回折パターンを、表-5.2にX線回折分析により測定された各試料の結晶成分を示す。

スメクタイトはエチレングリコール処理によってケイ酸塩層間の水がエチレングリコールと置換し層間が増加することで $2\theta=5.2^\circ$ に移動するが、バーミキュライトはこの処理ではほとんど変化しないため、無処理の 2θ の反射の近いスメクタイトとバーミキュライトの判別が可能である。

1.3.2節に示したように、層状ケイ酸塩鉱物は負電荷によりCsを吸着するが、層状ケイ酸塩鉱物の層間が閉じることによるCsの固定は鉱物によって異なる。本研究では、Csの吸着にのみ着目し、Csの吸着は底面遮水層内の浸出水に含まれるCsの浸出速度を遅延する効果があると考え、Csの吸着効果のある層状ケイ酸塩鉱物やゼオライトが試料中に存在するかどうかをX線回折分析により確認した。以下に、各試料に含まれるCsの吸着に関する鉱物を説明する。

東京湾粘土および徳山港粘土は、白雲母、クリノクロア、バイデライト、ハロイサイトが含まれる。スメクタイト族のバイデライトは、膨潤性はあるが、 Cs^+ がはいることにより、層間が閉じ、 Cs^+ を固定する⁴⁾。

松島湾粘土は、クリノクロア、金雲母、カオリナイト、モンモリロナイトが含まれる。スメクタイト族のモンモリロナイトでは、 Cs^+ は他の陽イオンにより交換可能で、膨潤性(Ca^{2+} などの水和イオンが層間に入り込む)により層間は閉じない⁴⁾。

ワイオミング産ベントナイトは、スメクタイト族のバイデライト、白雲母、ゼオライト族の斜プチロル沸石が含まれる。

MGイワミライトは、ゼオライト族のモルデン沸石(モルデナイト)が主に含まれている。1.3.2節に示したように、モルデナイトはゼオライト族の中でもSi/Alモル比が大きく、 Ca^{2+} などの2価の陽イオンよりも Cs^+ や K^+ などの1価の陽イオンに対する選択性が高い⁴⁾。

以上のように、Csの吸着に関する鉱物として、海成粘土には層状ケイ酸塩鉱物の雲母族、緑泥石族、スメクタイト族、カオリン族の鉱物、石見ゼオライトにはモルデン沸石、ワイオミング産ベントナイトにはスメクタイト族、雲母族の鉱物と斜プチロル沸石が含まれることがわかった。

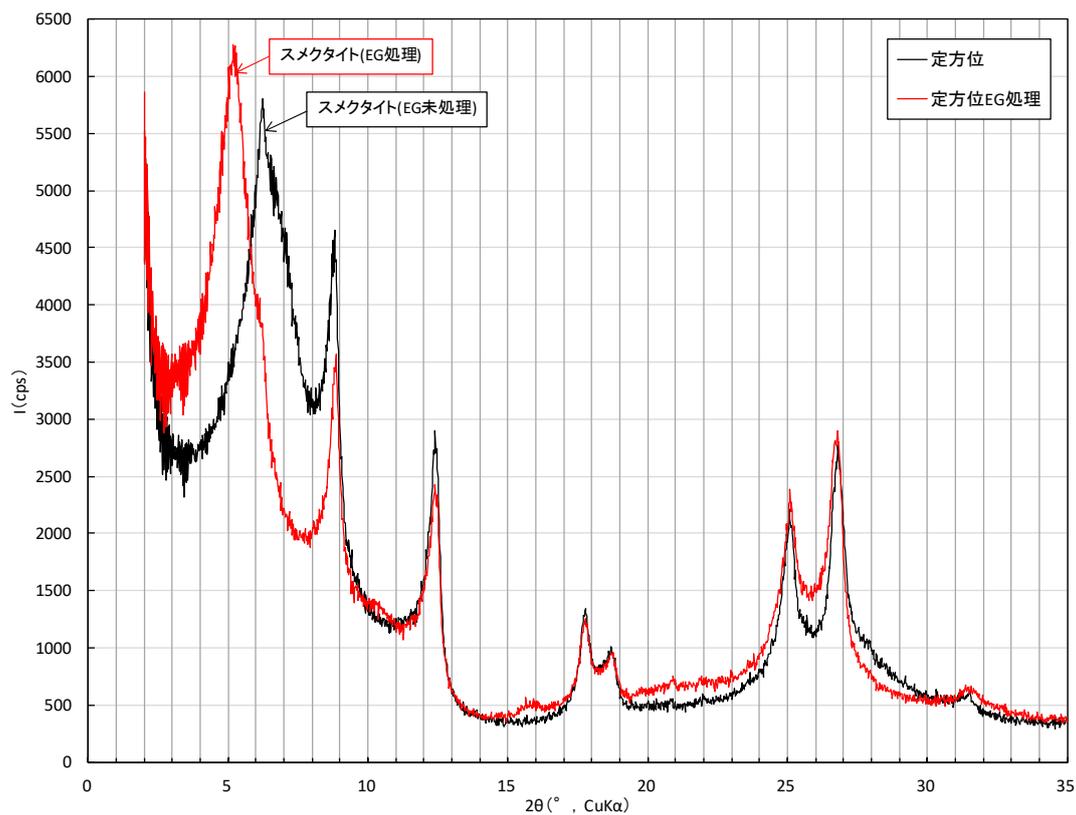


図 5.14 (a) X線回折分析結果 (東京湾粘土)

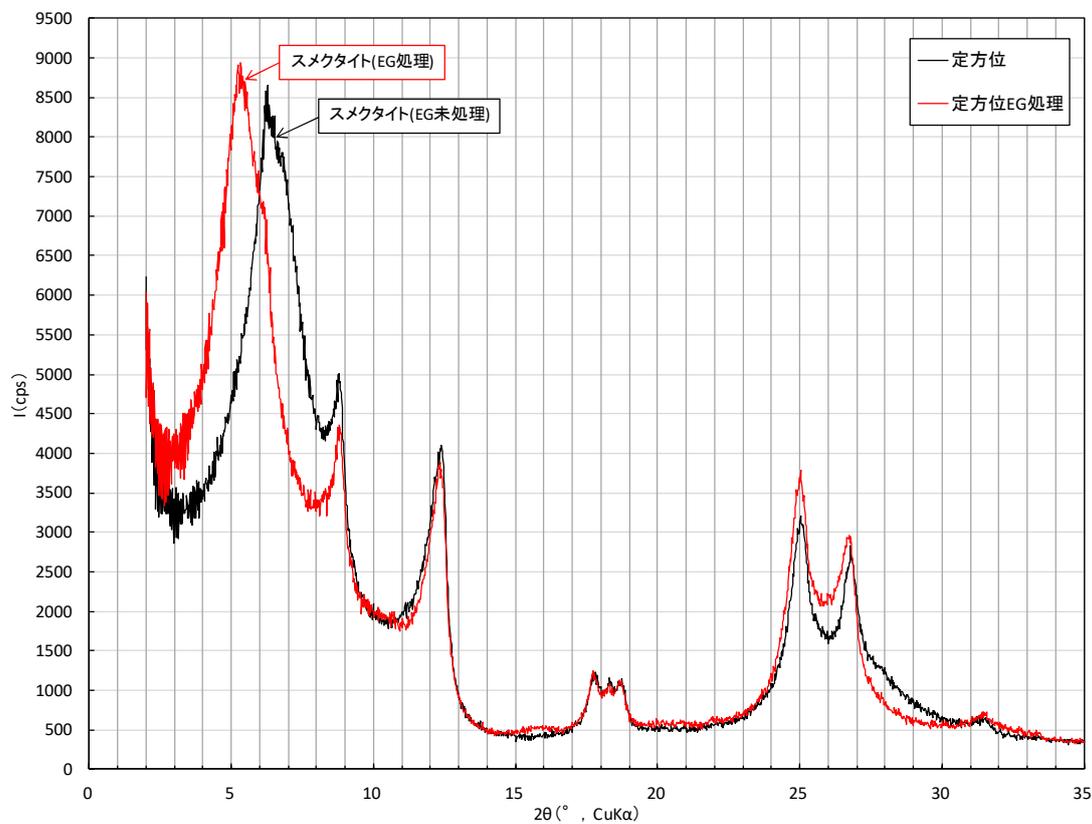


図 5.14 (b) X線回折分析結果 (徳山港粘土)

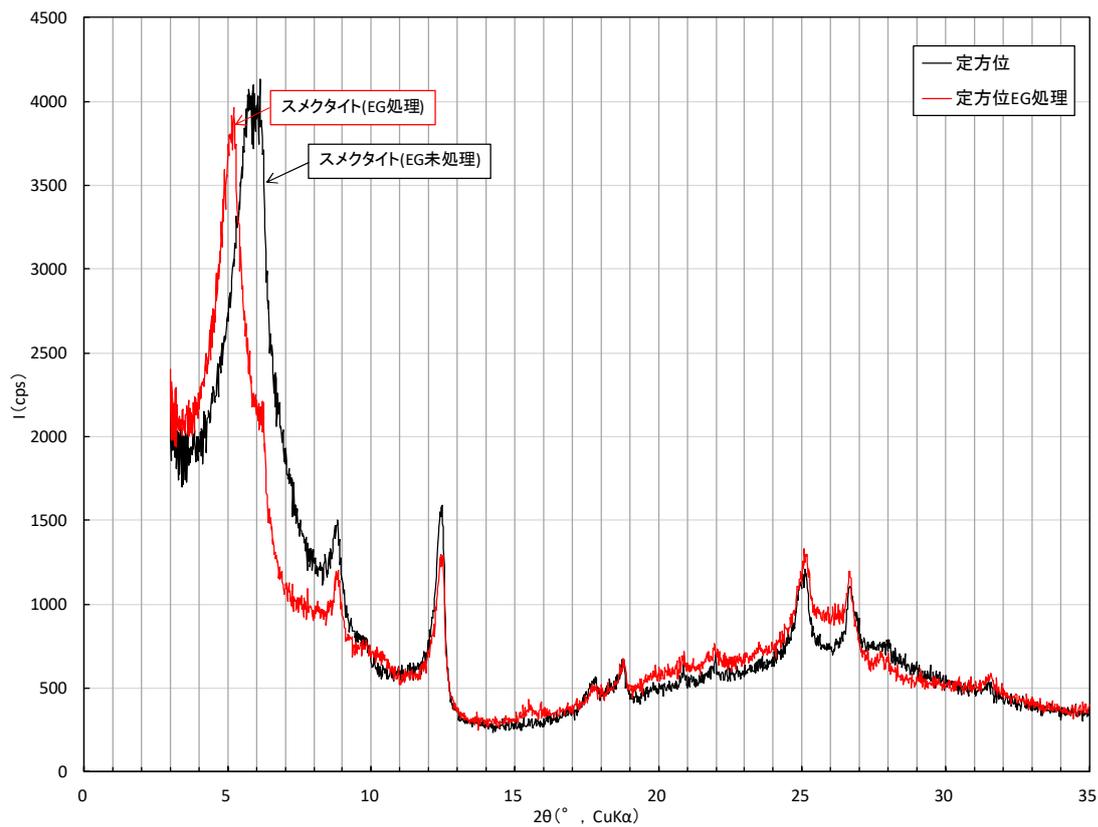


図-5.14(c) X線回折分析結果 (松島湾粘土)

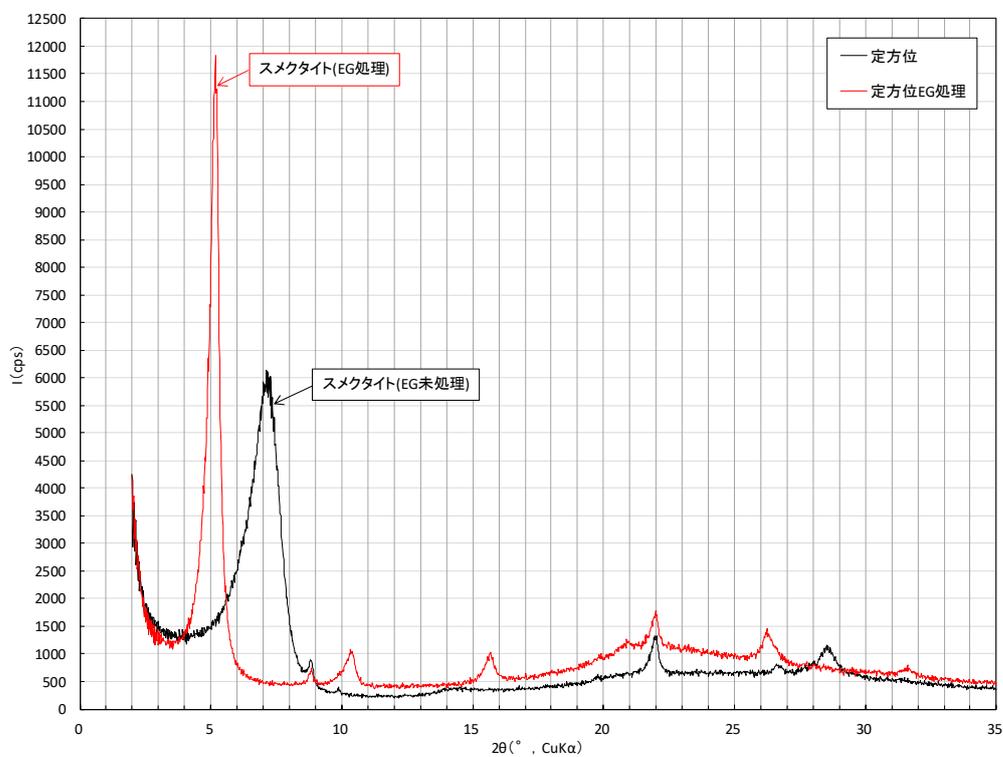


図-5.14(d) X線回折分析結果 (ワイオミング産ベントナイト)

表-5.2 X線回折分析により測定された各試料の結晶成分

試料	同定された成分	存在量が少ないまたは信頼性の低い成分	層状ケイ酸塩 鉱物の族名
東京湾粘土	SiO ₂ [石英/Quartz]	(K, Na)(Al, Mg, Fe) ₂ (Si _{3.1} Al _{0.9})O ₁₀ (OH) ₂ [白雲母] (Mg, Fe) ₆ (Si, Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₈ [クリノクロア/Clinochlore] (Ca, Na)(Si, Al) ₄ O ₈ [灰長石/Anorthite] Na _{0.3} Al ₂ (Si, Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₂ ·2H ₂ O [バイデライト] Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄ [ハロイサイト] (Ca, Na) ₂ (Fe ₂ , Mg) ₅ (Si, Al) ₈ O ₂₂ (OH) ₂ [Hastingsite]	雲母 緑泥石 スメクタイト カオリン
松島湾粘土	SiO ₂ [石英/Quartz]	(Ca, Na)(Si, Al) ₄ O ₈ [灰長石/Anorthite] SiO ₂ ·xH ₂ O [蛋白石/Opal] FeS ₂ [黄鉄鉱/Pyrite] (Mg, Fe) ₆ (Si, Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₈ [クリノクロア/Clinochlore] K(Mg, Fe) ₃ (Al, Fe)Si ₃ O ₁₀ (OH, F) ₂ [金雲母/Phlogopite] Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄ [カオリナイト/Kaolinite] Ca _{0.2} (Al, Mg) ₂ Si ₄ O ₁₀ (OH) ₂ ·4H ₂ O [モンモリロナイト/Monmorillonite] (Ca, Na) _{2.26} (Mg, Fe, Al) _{5.15} (Si, Al) ₈ O ₂₂ (OH) ₂ [苦土普通角閃石/Magnesiohornblende]	緑泥石 雲母 カオリン スメクタイト
徳山港粘土	SiO ₂ [石英/Quartz]	(K, Na)(Al, Mg, Fe) ₂ (Si _{3.1} Al _{0.9})O ₁₀ (OH) ₂ [白雲母] (Mg, Fe) ₆ (Si, Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₈ [クリノクロア/Clinochlore] (Ca, Na)(Si, Al) ₄ O ₈ [灰長石/Anorthite] Na _{0.3} Al ₂ (Si, Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₂ ·2H ₂ O [バイデライト] Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄ [ハロイサイト] (Ca, Na) ₂ (Fe ₂ , Mg) ₅ (Si, Al) ₈ O ₂₂ (OH) ₂ [Hastingsite]	雲母 緑泥石 スメクタイト カオリン
MG イワミライト	(Na ₂ , Ca, K) ₂ Al ₂ Si ₁₀ O ₂₄ ·7H ₂ O [モルデナイト] (ゼオライトの一種)	該当成分なし	
ワイオミング産ベントナイト	Na _{0.3} Al ₂ (Si, Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₂ ·2H ₂ O [バイデライト] (スメクタイト) SiO ₂ [クリストバライト]	SiO ₂ [石英/Quartz] Na(Si ₃ Al)O ₈ [曹長石] K(Si ₃ Al)O ₈ [サニディン] (K, Na)(Al, Mg, Fe) ₂ (Si _{3.1} Al _{0.9})O ₁₀ (OH) ₂ [白雲母] CaSO ₄ ·2H ₂ O [石膏] CaCO ₃ [方解石] (Na, K, Ca) ₅ Al ₆ Si ₃₀ O ₇₂ ·18H ₂ O [斜ブチロル沸石] (ゼオライトの一種)	雲母

(注) 上記以外に解析できていない微弱な回折線がある。

5.8 まとめ

本章では、海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性について、バッチ吸着試験および圧密通水試験により調べた。また、層厚の違いがセシウムの吸着破過特性に及ぼす影響について検討し、遮水地盤材料のセシウム吸着性能の指標として、圧密通水試験での破過点の PVF（累積通水量/試料の間隙体積）の目標値を提案した。また、遮水地盤材料の各材料の配合から破過点の PVF が予測できることを示した。また、X線回折分析により、Cs の吸着効果のある層状ケイ酸塩鉱物やゼオライトが各材料中に存在することを確認した。本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) バッチ吸着試験では、徳山港粘土とベントナイトを混合した、それぞれの乾燥質量の比率の異なる供試体の分配係数は、いずれも約 15~17mL/g とほとんど差がなく、海成粘土の陽イオン交換容量 (CEC) の 2 倍以上の CEC をもつベントナイトのセシウム吸着効果は共存イオンの多い海水中では期待できないことがわかった。
- 2) 圧密通水試験では、破過点の PVF やセシウム累計吸着量は海成粘土の種類やベントナイトの添加量、ゼオライト、砂の添加比によって異なる。破過点の PVF および累計吸着量はゼオライトの添加により大きく増加し、ベントナイトの添加により減少した。供試体の CEC と破過点の PVF、供試体の CEC と累計吸着量の関係から、ゼオライトの添加は供試体のセシウム吸着能力を増加させるが、ベントナイトの添加はセシウム吸着能力を増加させないことがわかった。また、砂の添加により、破過点の累計吸着量は減少したが、砂の添加により間隙比が大幅に減少したことから破過点の PVF は増加した。ベントナイトとゼオライトまたは砂を両方添加した供試体でも同様の傾向が見られた。
- 3) 松島湾粘土を用いて供試体厚さを 1cm, 2cm, 3cm に変えて行った圧密通水試験では、供試体厚さが増加するほど破過点の PVF が減少しており、粘土層厚と破過点の PVF の関係は両対数グラフ上で直線となった。この近似直線を海面処分場の底面遮水層の層厚 4m に外挿して求めた破過点の PVF は 0.67 となった。同じ直線の傾きで層厚 4m のときの破過点の PVF を 1 以上にするには、供試体厚さ 1cm のときの破過点の PVF は 28.3 以上必要であった。供試体と実際の底面遮水層の厚さの違いによる吸着破過特性の不確実性を考慮し、供試体厚さ 1cm における圧密通水試験での破過点の PVF は 30 以上を目標とすることを提案した。
- 4) セシウムの吸着には海成粘土およびゼオライトのみが効果があり、海水環境ではベントナイトの添加はセシウム吸着能力を増加させないこと、また、砂の添加は破過点の PVF を増加させることから、供試体の乾燥質量に対する海成粘土、ゼオライト、砂の乾燥質量の比率から破過点の PVF を予測できることが分かった。

第5章の参考文献

- 1) 武島俊達, 大島健太, & 和田信彦. (2006). 天然鉱物系複合資材の重金属吸着特性. In Symposium on Geo-Environments And Geo-Technics (pp. 73-76).
- 2) Tsuchida, T., Murakami, H., Kurihara, O., Athapaththu, A. M. R. G., Tanaka, Y., & Ueno, K. (2017). Geotechnical sealing material for coastal disposal facility for soils and wastes contaminated by radioactive cesium. *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(4), 481-495.
- 3) An Hu. (2018). Study of Cesium Adsorption on Marine Clay and Its Application as Sealing Layer. Doctoral thesis, National Central University, Taiwan.
- 4) 山口紀子, 高田裕介, 林健太郎, 石川覚, 倉俣正人, 江口定夫, & 牧野知之. (2012). 土壌—植物系における放射性セシウムの挙動とその変動要因. *農環研報*, 31, 75-129.

第6章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の配合設計

6.1 節では透水性とセシウム吸着特性を考慮した遮水地盤材料の配合設計の方法、6.2 節ではさらに圧縮特性と圧密特性を考慮した遮水地盤材料の配合設計の方法を示す。

6.1 透水性とセシウム吸着特性を考慮した材料の配合設計

3章では遮水地盤材料の透水性、5章ではセシウム吸着特性について検討を行った。これらの検討を基にした、透水性とセシウム吸着特性を考慮した海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合した材料の配合設計の考え方について説明する。

海成粘土（東京湾粘土）のみの透水係数と間隙率の関係を表した式(3.4)を変形すると、ある透水係数に対応する間隙率は式(6.1)となる。

$$k_{\text{Darcy}} = 2.109 \times 10^{-17} e^{23.69n} \quad (3.4)$$

$$n = \frac{\ln(k_{\text{Darcy}} / 2.109 \times 10^{-17})}{23.69} \quad (6.1)$$

また、海成粘土にベントナイトを混合した材料の等価間隙率 n_{eq}^* の式(3.5)を式(3.7)で定義した n_0 を用いて表すと、式(6.2)となる。

$$n_{\text{eq}}^* = \frac{V_v - a_b V_{\text{bentonite}}}{V_v + V_{\text{clay}} + V_{\text{bentonite}}} = \frac{\frac{n_0}{1-n_0} - a_b \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{bentonite}}} \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}}}{\frac{n_0}{1-n_0} + (1-n_0) \cdot \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{bentonite}}} \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}}} \quad (6.2)$$

式(6.2)を変形すると、ベントナイト添加比 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}$ は式(6.3)で表される。

$$\frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} = \frac{\rho_{\text{bentonite}}}{\rho_{\text{clay}}} \frac{n_0 - n_{\text{eq}}^*}{(n_{\text{eq}}^* + a_b)(1-n_0)} \quad (6.3)$$

また、海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合した等価間隙率 n_{eq}^* は、同様に式(3.10)を変形して式(6.4)となり、ベントナイト添加比は式(6.5)となる。

$$n_{\text{eq}}^* = \frac{V_v - a_b V_{\text{bentonite}} + a_z V_{\text{zeolite}}}{V_v + V_{\text{clay}} + V_{\text{bentonite}} + V_{\text{zeolite}}} = \frac{\frac{n_0}{1-n_0} - a_b \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{bentonite}}} + a_z \frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{zeolite}}}}{\frac{n_0}{1-n_0} + 1 + \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{bentonite}}} + \frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{zeolite}}}} \quad (6.4)$$

$$\frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} = \frac{\rho_{\text{bentonite}}}{\rho_{\text{clay}}} \frac{\frac{n_0 - n_{\text{eq}}^*}{1-n_0} + (a_z - n_{\text{eq}}^*) \frac{\rho_{\text{clay}}}{\rho_{\text{zeolite}}} \frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}}}{n_{\text{eq}}^* + a_b} \quad (6.5)$$

また、海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合したときの破過点の PVF の予測式は式

(5.4)を変形して式(6.6)となり、ゼオライト添加比は式(6.7)となる。

$$(PVF)_{BT} = 54.2 \frac{1}{1 + \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} + \frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}}} + 205.2 \frac{\frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}}}{1 + \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} + \frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}}} - 30.4 \quad (6.6)$$

$$\frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} = \frac{54.2 - ((PVF)_{BT} + 30.4) \left(1 + \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}}\right)}{(PVF)_{BT} + 30.4 - 205.2} \quad (6.7)$$

例えば、海成粘土のみの透水係数が $1.2 \times 10^{-9} \text{m/s}$ であり、透水係数が半分の $6.0 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 、破過点の PVF が 30 以上となるベントナイト添加比及びゼオライト添加比を求める手順は、下記のようになる。

まず、ベントナイト添加比を求める。海成粘土のみの透水係数と目標の透水係数に対応する間隙率を式(6.1)から求めると、それぞれ $n_0=0.754$, $n_{eq}=0.725$ となる。これらの値を式(6.3)に代入すると、ベントナイト添加比は $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.095$ となる。

次に、ベントナイト添加比 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.095$ と破過点の PVF の目標値 $(PVF)_{BT}=30$ を式(6.7)に代入すると、ゼオライト添加比 $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.083$ となる。

$m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.095$, $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.083$ を式(6.4)に代入して等価間隙率 n^*_{eq} を求め、求めた $n^*_{eq}=0.719$ を式(3.4)に代入すると、透水係数は $k=5.25 \times 10^{-10}$ となる。これは、透水係数の目標値よりも 12.6% 小さく、さらにベントナイト添加比を小さくすることが可能である。

式(6.5)に $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.083$, $n_0=0.754$, $n_{eq}=0.725$ を代入すると、ベントナイト添加比 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.076$ が求まる。

式(6.6)に $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.083$, $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.076$ を代入し、破過点の PVF を確認すると、 $(PVF)_{BT}=31.0$ となる。破過点の PVF が所定の範囲であれば、配合設計終了、所定の範囲から外れている場合は、さらにゼオライト添加比とベントナイト添加比を小さくするため、式(6.7)、式(6.5)、式(6.6)への代入を繰り返すと、代入 2 回目： $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.074$, $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.078$, $(PVF)_{BT}=29.9$, 代入 3 回目： $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.075$, $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.078$, $(PVF)_{BT}=30.0$ となり、目標値に近い配合を求めることができる。

以上の計算から、透水係数 $6.0 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 、破過点の PVF が 30 の遮水地盤材料の配合は、以下のようになる。

- ・ 含水比 $1.5w_L$ の東京湾粘土 1m^3 の乾燥質量 422.6kg
- ・ ベントナイト添加比 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.078$, ベントナイト添加量 32.8kg
- ・ ゼオライト添加比 $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.075$, ゼオライト添加量 31.8kg, 海成粘土とベントナイトの合計乾燥質量に対するゼオライト添加比 7.0%

6.2 圧縮圧密特性を考慮した材料の配合設計

4章では、ベントナイトと砂・ゼオライトの粘土の乾燥質量に対する添加比と圧縮指数変化率の関係、また各材料の添加比と圧密係数変化率の関係について検討を行った。ここでは、これらの検討から、圧縮圧密特性を考慮した遮水地盤材料の配合設計の考え方について説明する。

図-6.1 は東京湾粘土における、ベントナイト、砂、ゼオライトの添加率 a (粘土の乾燥質量に対する質量比) と、圧密圧力が 9.8kPa のときの各材料を添加したときの間隙比 e の無添加の間隙比 e_0 に対する比 e/e_0 の関係である。図のプロットは、海成粘土にベントナイト、砂またはゼオライトのみを添加したデータを示している。図のように、間隙比の変化率 e/e_0 は、ベントナイトの添加によって大きくなり、ゼオライトまたは砂の添加によって減少した。圧縮指数の変化率 C_c/C_{c0} と同様に、添加率 a と e/e_0 の関係を示す以下のモデルを当てはめた。

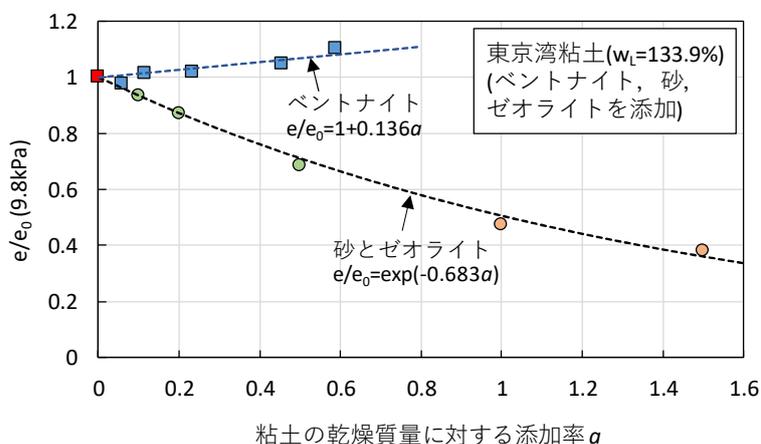


図-6.1 ベントナイト、砂、ゼオライトの添加による e の変化率 (東京湾粘土)

$$\begin{aligned} \frac{e}{e_0} &= 1 + d_1 a_B \\ \frac{e}{e_0} &= \exp(-d_2 a_S) \end{aligned} \quad (6.8)$$

ここに、 a_B 、 a_S はそれぞれベントナイト、砂またはゼオライトの粘土の乾燥質量に対する添加率である。係数 d_1 、 d_2 を求めると以下のようなになった。

$$\text{東京湾粘土: } \frac{e}{e_0} = 1 + 0.136 a_B, \quad \frac{e}{e_0} = \exp(-0.683 a_S) \quad (6.9)$$

ベントナイトと砂及びゼオライトをとともに添加した場合の間隙比変化率 e/e_0 について次式を仮定する。

$$\frac{e}{e_0} = (1 + d_1 a_B) \cdot \exp(-d_2 a_S) \quad (6.10)$$

式(6.10)の適用性を検討するため、ベントナイトと砂またはゼオライトを混合した試料の間

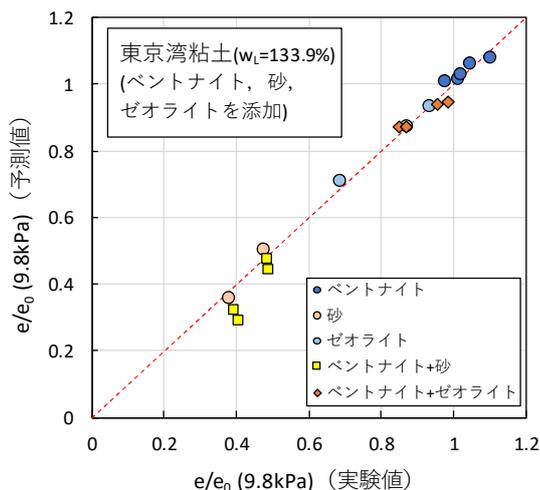


図-6.2 e の変化率の実験値と予測値の関係

隙比変化率を式(6.10)で計算し、実験値との比較を行った。図-6.2は、東京湾粘土を用いた圧密試験の結果から求めた e/e_0 の実験値と、式(6.10)から計算した e/e_0 の予測値を示している。図に示すように、実験値と予測値はほぼ一致した。

以下に、底面遮水工に用いる遮水地盤材料の圧密による沈下量のある目標値以下とする材料の配合設計の方法について説明する。

遮水地盤材料の圧密沈下量 S は、以下の式で表される。

$$S = \frac{C_c}{1+e_1} H \log \left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}} \right) \quad (6.11)$$

ここに、 S : 圧密沈下量(m)、 C_c : 圧縮指数、 H : 層厚、 σ_{v1} : 施工初期の有効応力(kN/m²)、 σ_{v2} : 埋立終了時の有効応力(kN/m²)、 e_1 : 施工初期の間隙比である。

施工初期の有効応力 σ_{v1} は 9.8kPa と仮定した。埋立終了時の有効応力 σ_{v2} は、覆砂 ($\gamma'=9\text{kN/m}^3$, 層厚 1m)、製鋼スラグ ($\gamma'=14\text{kN/m}^3$, 層厚 2m)、除去土 ($\gamma'=5\text{kN/m}^3 \cdot$ 層厚 7m, $\gamma=15\text{kN/m}^3$, 層厚 5.5m)、ベントナイト混合土 ($\gamma=14\text{kN/m}^3$, 層厚 0.5m)、覆土 ($\gamma'=19\text{kN/m}^3$, 層厚 2.5m) による有効上載圧とし、209kPa と仮定した。また、底面遮水工の層厚 H は 4m、目標とする圧密沈下量 S は 1m と仮定した。

圧縮指数 C_c は式(4.8)から、施工初期の間隙比は式(6.10)から以下のようにになる。

$$\begin{aligned} C_c &= C_{c0} \cdot (1+b_1 a_B) \cdot \exp(-b_2 a_S) \\ &= 0.900 \left(1 + 0.533 \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} \right) \cdot \exp \left(-0.806 \left(\frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} + \frac{m_{\text{sand}}}{m_{\text{clay}}} \right) \right) \end{aligned} \quad (6.12)$$

$$\begin{aligned}
 e_1 &= e_0 \cdot (1 + d_1 a_B) \cdot \exp(-d_2 a_S) \\
 &= 3.79 \left(1 + 0.136 \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} \right) \cdot \exp \left(-0.683 \left(\frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} + \frac{m_{\text{sand}}}{m_{\text{clay}}} \right) \right)
 \end{aligned} \tag{6.13}$$

式(6.11), 式(6.12), 式(6.13)に $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}$, $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}$ を代入し, $m_{\text{sand}}/m_{\text{clay}}$ を求めた。透水係数については砂の影響はないものと仮定し, また砂の混合による破過点の PVF の増加は考慮しないものとして, 6.1 節で求めた海成粘土の乾燥質量に対するベントナイト添加比, ゼオライト添加比を用いた。各材料の配合は, 以下のようになる。

- ・ 含水比 1.5_{WL} の東京湾粘土 1m³ の乾燥質量 422.6kg
- ・ ベントナイト添加比 $m_{\text{bentonite}}/m_{\text{clay}}=0.078$, ベントナイト添加量 32.8kg
- ・ ゼオライト添加比 $m_{\text{zeolite}}/m_{\text{clay}}=0.075$, ゼオライト添加量 31.8kg, 海成粘土とベントナイトの合計乾燥質量に対するゼオライト添加比 7.0%
- ・ 砂添加比 $m_{\text{sand}}/m_{\text{clay}}=0.040$, 砂添加量 16.9kg, 海成粘土とベントナイトの合計乾燥質量に対する砂添加比 3.7%

また, 圧密係数 c_v は式(4.16)から以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 c_v &= c_{v0} \cdot \exp(-c_1 a_B) \cdot \exp(c_2 a_S) \\
 p=28\text{kPa} \quad &= 55.9 \exp \left(-3.50 \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} \right) \cdot \exp \left[0.260 \left(\frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} + \frac{m_{\text{sand}}}{m_{\text{clay}}} \right) \right]
 \end{aligned} \tag{6.14}$$

$$p=111\text{kPa} \quad c_v = 86.6 \exp \left(-3.50 \frac{m_{\text{bentonite}}}{m_{\text{clay}}} \right) \cdot \exp \left[0.480 \left(\frac{m_{\text{zeolite}}}{m_{\text{clay}}} + \frac{m_{\text{sand}}}{m_{\text{clay}}} \right) \right] \tag{6.15}$$

圧密にかかる時間は, 式(6.16)で求められる。

$$t = \frac{T_v (H/2)^2}{c_v} \tag{6.16}$$

ここで, t : 時間(day), H : 層厚(cm), c_v : 圧密係数(cm²/day), T_v : 時間係数である。

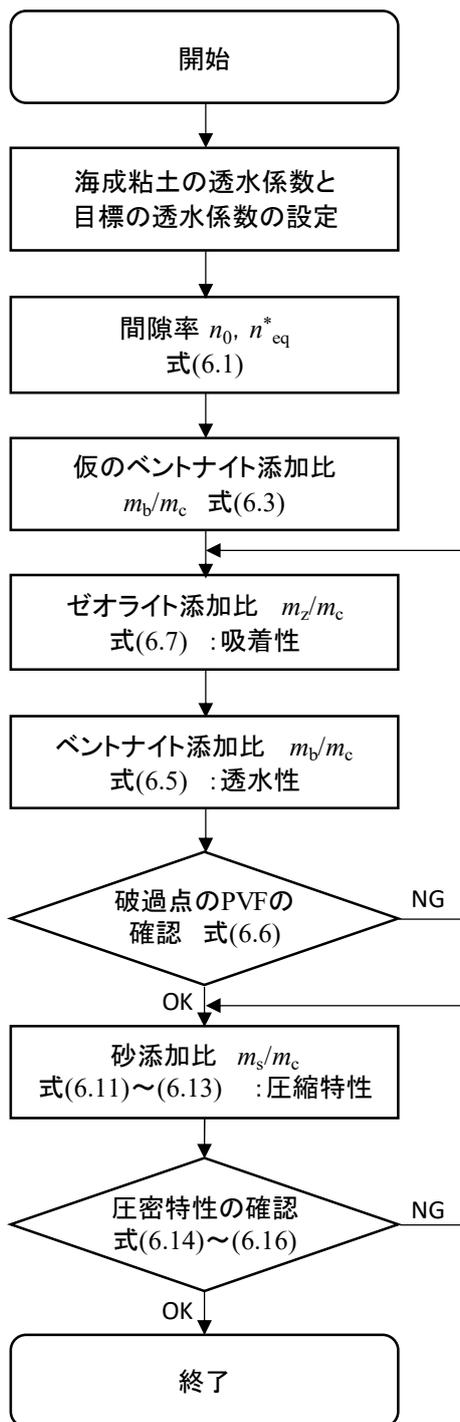
平均圧密度 $U=90\%$ に対する時間係数 $T_v=0.848$ を用いて, 施工初期と埋立中期において 90% 圧密となるのに必要な時間 t を式(6.16)に式(6.14), 式(6.15)を代入して求めると, 以下のようになる。

$$p=28\text{kPa} \quad t = \frac{0.848(400/2)^2}{43.9} = 773(\text{days}) = 2.12(\text{years}) \tag{6.17}$$

$$p=111\text{kPa} \quad t = \frac{0.848(400/2)^2}{69.7} = 486(\text{days}) = 1.33(\text{years}) \tag{6.18}$$

以上の式を用いた海成粘土にベントナイトとゼオライト、砂を混合した材料の配合設計のフローチャートは、図-6.3のように表される。

図-6.3 海成粘土にベントナイト、ゼオライト、砂を混合した遮水地盤材料の配合設計のフローチャート



6.3 まとめ

本章では、第3章で検討した透水性、第5章で検討したセシウム吸着特性、また第4章で検討した圧縮性および圧密特性を考慮した遮水地盤材料の配合を行う方法をまとめた。

- 1) 第3章で検討した等価間隙率 n_{eq}^* を用いた透水係数の予測および第5章で検討した破過点のPVFの予測を用いて、透水性およびセシウム吸着特性を考慮したベントナイトとゼオライトの配合を行う方法を示した。
- 2) 東京湾粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを添加した試料の圧密圧力が9.8kPaのときの間隙比について、添加前の間隙比 e_0 から添加後の間隙比 e の変化率 e/e_0 と添加率の関係を検討した。なお、砂とゼオライトが e に及ぼす影響はほぼ同じであったため、ここでは砂とゼオライトを同等に扱うこととした。ベントナイトのみを添加したときの実験結果、砂・ゼオライトのみを添加したときの実験結果から、間隙比変化率 e/e_0 は添加率によってほぼ次式で表すことができることがわかった。

$$\text{ベントナイト添加: } \frac{e}{e_0} = 1 + d_1 a_B$$

$$\text{砂・ゼオライト添加: } \frac{e}{e_0} = \exp(-d_2 a_S)$$

ここに、 a_B 、 a_S はそれぞれベントナイト、砂の粘土の乾燥重量に対する添加率である。

- 3) ベントナイトのみを添加したときの e の変化、砂及びゼオライトを添加したときの e の変化からパラメータ d_1 と d_2 を求め、ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の間隙比変化率について次式を仮定した。

$$\frac{e}{e_0} = (1 + d_1 a_B) \cdot \exp(-d_2 a_S)$$

上式で計算した値を実験によって求めた値と比較した結果、ベントナイトと砂、ベントナイトとゼオライトを両方添加した試料の間隙比変化率と、上式による予測値はよく一致しており、上式で添加後の間隙比の変化を予測できることがわかった。

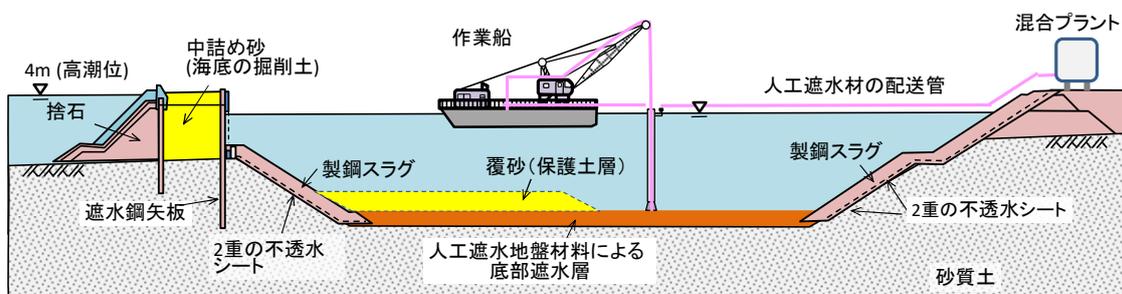
- 4) 間隙比変化率の予測および第4章で検討した圧縮指数変化率の予測を用いて、圧縮性を考慮した砂の配合を行う方法を示した。また、第4章で検討した圧密係数変化率の予測を用いて、海成粘土にベントナイト、ゼオライト、砂を混合した材料の圧密係数を求め、圧密にかかる時間を確認した。

第7章 海成粘土に少量セメント添加した遮水地盤材料の透水特性と吸着特性

7.1 セメント添加による遮水地盤材料の利点と課題

海底地盤砂質土である場所に管理型廃棄物処分場を建設するためには海底面の遮水を行う必要があり、本論文では、海成粘土を母材とした変形追随性が高い人工地盤材料を用いる工法について検討してきた¹⁾。図-7.1は、遮水地盤材料による底面遮水を海面の管理型処分場に適用した愛媛県の寒川東部産業廃棄物処分場の断面と施工時の状況である²⁾。図のように、海成粘土にベントナイトを混合した遮水地盤材料を作業船のクレーンで釣り上げたトレミー管から海底面に打設して厚さ2m（環境省の基準で難透水性地層と規定される「透水係数 10^{-7}m/s 以下の地層5m以上」と同等以上の厚さとして決定）の遮水層が造成された²⁾。底面遮水層は、打設時の流動性を確保するため、混合プラントで液性限界の約1.5倍の含水比に調整され施工された。

一方、遮水層の施工後には、処分場の内側と外側の水位差によって遮水層に揚圧力が作用するため、遮水層を安定させるとともに遮水層に攪乱を与えずに廃棄物を投入するため保護土層を造成する必要がある。覆砂層の施工にあたっては、軟弱な遮水層にすべりが発生しないように施工する必要があるが、遮水地盤材料のせん断強度の不足を補うためゲル化材（珪酸ナトリウム）を 20kg/m^3 添加して 1kPa のせん断強度を与え、さらに人工遮水材料の層の表層にジオテキスタイルを敷設して、強度不足を補った。本工事では、製鋼スラグと砂を4層に分けて計 285cm の保護土層を構築し、廃棄物を安全に処分できる海面処分場が造成された。



A-A' 断面



図-7.1 愛媛県寒川東部産業廃棄物処分場の断面と施工時の状況

以上のように、海面処分場において人工地盤材料で底面遮水を実施する場合、遮水地盤材料には処分場完成後に作用する外力による変形に対し十分に追従して遮水性能を維持することと同時に、施工後に保護土層の施工やその後の廃棄物の投入に対してもすべりを発生させない程度のせん断強度を持っている必要がある。

寒川東部産業廃棄物処分場ではゲル化材（水ガラス）の添加によりせん断強度を 1kPa まで増加させたうえで、保護土層の施工においてジオテキスタイルで補強するすべり防止策を行って注意深く施工された。同処分場は、投入される廃棄物が製紙工場由来で水中重量が 1.2kN/m³ と極めて軽量であったため問題はなかったが、通常の廃棄物は水中重量が 5~8kN/m³ であり、施工直後の遮水層のせん断強度として 3~4kPa 程度を有することが望ましい。以上のように底面遮水用地盤材料は、遮水性能および放射能で汚染された除染土壌を対象とする場合はセシウム吸着特性、さらには外力に対して遮水性能を維持する変形追従性能とともに施工時における初期強度という条件を満足する必要がある。

本章では少量のセメントを添加し、遮水地盤材料に最小限必要な強度を付与する可能性を検討した。一般にセメント固化処理土では、せん断強度が 100kPa 以上となる量のセメントが添加される。この場合、遮水層の施工は容易であるが、変形が加わるとセメント固化処理土にクラックが発生し透水係数が上昇することが報告されている¹⁾。図-7.2 は福山港の浚渫粘土にセメントを添加したときの添加量（粘土の乾燥質量に対して）と強度の関係である³⁾。図のように、セメント添加量がある値（最小セメント添加率）を超えると急激に強度が大きくなるが、それ以下の添加量では顕著な強度発現はみられない。宇高ら⁴⁾や土田ら⁵⁾は、最小セメント添加率未満でセメントを海成粘土に添加することを「少量セメント添加」と呼び、通常のセメント固化処理土と異なる力学特性を示すことを報告している。

本章は、変形追従性と施工時に必要な強度を有する海面処分場の遮水用人工地盤材料として少量セメント添加粘土の適用性を検討した。徳山港粘土を母材とする少量セメント添加粘

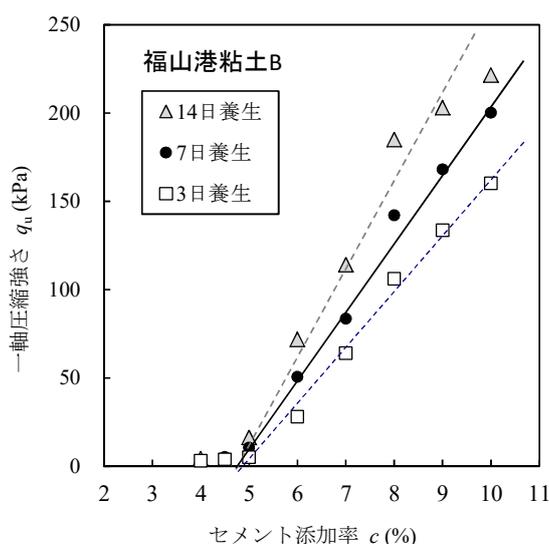


図-7.2 福山港粘土のセメント添加率と一軸圧縮強度の関係³⁾

土を作成し、その強度発現特性、透水性能、大変形を与えた後の透水性能の変化について、それぞれベーンせん断試験、圧密試験、中空ねじり三軸試験によって実験的に検討を行った。

7.2 添加するセメント量と強度の検討

本研究では徳山港浚渫粘土（液性限界 111.6%，土粒子密度 2.647g/cm³）を用いた。セメントは普通ポルトランドセメントである。宇高ら⁴⁾、土田ら⁵⁾は、一軸圧縮強度の発現に必要な最小セメント添加率 c_0 (%)を求め、その周辺の配合で圧密特性、せん断強度特性について調べた結果、 $(c_0-2)\%$ から $(c_0-3)\%$ のセメント添加率とすることによってセメンテーションによる構造を有する自然粘土をよく再現できるとしている。つまり、粘性土のみの場合よりも強度を有しながら、自然粘性土の特性を保持する材料ということである。図-7.3は、今回実験に用いた徳山港粘土のセメント添加率と一軸圧縮強度の関係であるが³⁾、宇高らの最小セメント量の決定方法は一軸圧縮強度 500kPa 程度までの範囲で両者を直線近似し、横軸との交点を最小セメント添加率 c_0 と定義するものである。図-7.2のように、この方法で求めた徳山港粘土の最小セメント添加率 c_0 は約 5%であった。したがって、セメント添加率 5%未満の粘土が少量セメント添加粘土である。

7.2.1 強度試験の方法

徳山港粘土にセメントを混合して塩水を用い、供試体の含水比を粘土の液性限界の 1.5 倍に調整した。この試料をハンドミキサーを用いて約 2 分間混合し、さらにミキサーで 30 分間混合して高さ 70mm、直径 60mm のアクリルケースに充填した。試料は十分に練り返した後に乾燥を防ぐために密閉し、所定の時間にベーンせん断試験で強度を測定した。強度の測定は、試料作成した直後から、1 時間後、3 時間後、6 時間後、1 日後（24 時間）、3 日後（72

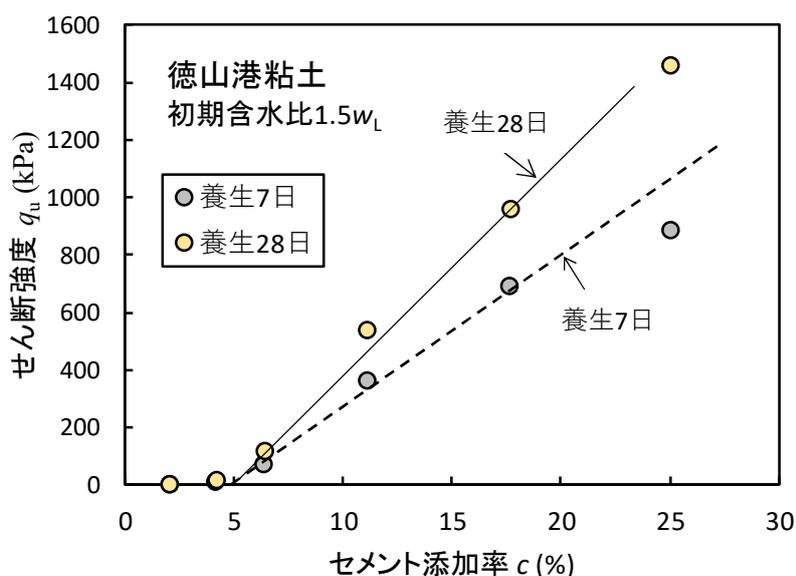


図-7.3 徳山港粘土のセメント添加率と一軸圧縮強度（28日）の関係³⁾

表-8.1 強度試験を行った配合

配合名	TC0	TC2	TC3	TC4
セメント添加率	添加なし	2.0%	3.0%	4.0%

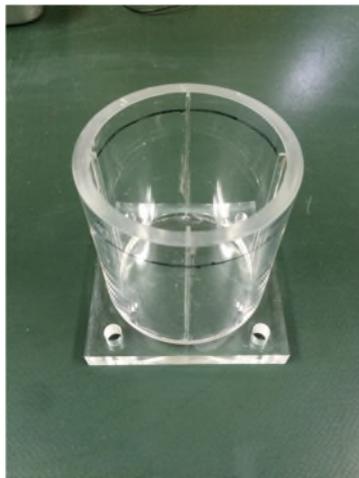
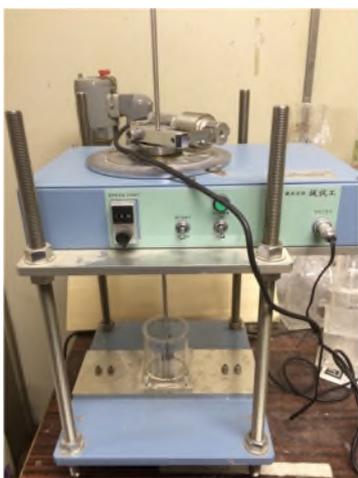


写真-7.1 ベーンせん断試験機

写真-7.2 アクリルケース

写真-7.3 十字翼

時間), 7日後(168時間), 28日後(672時間)に行った。写真-7.1に用いたベーンせん断試験機, 写真-7.2にアクリルケース, 写真-7.3に十字翼(ベーン)を示す。

7.2.2 強度試験の結果

図-7.4はすべての試料のベーンせん断強度と時間の関係である。図中には比較のためセメントを添加しない徳山港粘土の強度変化も示している。

図のように, セメントを添加しない場合, 強度はチキソトロピーによって0.18kPaから672時間で0.41kPaに増加した。一方, 少量セメント添加粘土は, セメント添加によって混合直後

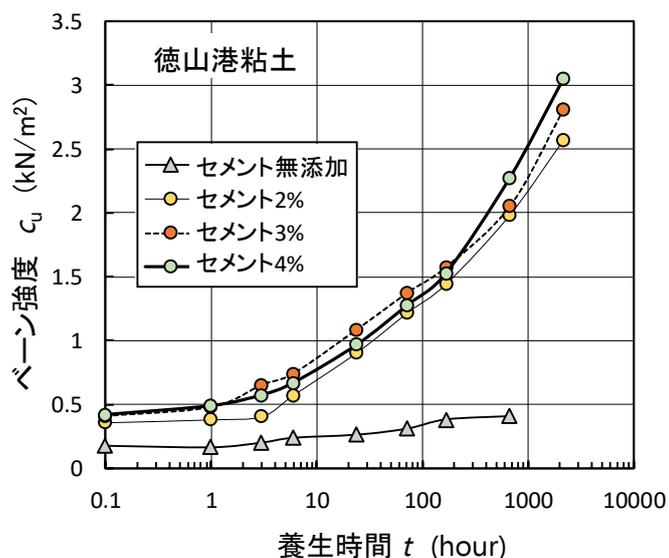


図-7.4 少量セメント添加粘土の未圧密状態におけるベーンせん断強度と時間の関係

に 0.4kPa と、無添加の強度の 2 倍強に強度が増加した。これはセメント処理土の共通の特性である⁶⁾。その後の強度発現については、セメント添加量による差があまりみられず、ほぼ同様の強度発現特性を示した。いずれの添加率でも混合直後の 0.4kPa から 672 時間で約 2.0kPa、2160 時間で 2.5~3.0kPa まで増加した。

以上のように、少量セメント添加粘土は、時間とともに数 kPa の強度が発現しており、未圧密状態の遮水層に施工上必要な強度を与える観点から少量セメント添加は選択肢となりうると考えられる。

寒川東部産業廃棄物処分場の工事では施工時に必要な強度を付与するため水ガラスを添加している。水ガラスは珪酸ソーダの別名で、軟弱地盤の工事において地盤強化および止水を目的とした薬液注入工法の主剤または助剤として使用されている。珪酸ソーダは珪砂とソーダ灰などの天然材料を原料としており、環境上規制される有害物質を含まないことから、他のグラウト注入用薬液と比較して安全性が高いとされている。

少量セメント添加による強度増加と比較するため、水ガラスを添加したときの強度との比較を行う。水ガラス添加による強度増加特性は、東京湾粘土を用いて混合後の経過時間と強度発現の関係が図-7.5 のように求められている。図のように水ガラスを添加することによって、ベーンせん断強度は 0.06kPa から 0.44kPa (42kg/m³ 添加の場合)、0.67kPa(84kg/m³ 添加の場合)まで増加した。しかし、経時的な強度増加は小さく 1kPa 以下の強度にとどまっている。図-7.1 に示すように、底面遮水層の施工においては、ミキサーで混合した遮水材料をトレミー打設する作業船までポンプで圧送するため、混合時の強度は小さく、施工後に強度が増加することが望ましい。この観点からも少量セメント添加による強度増加が有効であると考えられる。

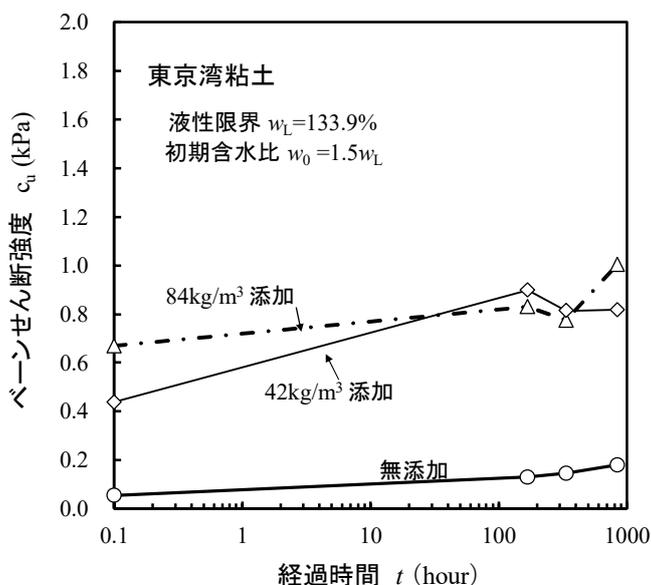


図-7.5 水ガラス添加による強度増加特性⁷⁾

7.3 少量セメント添加粘土の透水特性

7.3.1 実験の方法

少量セメント添加による透水性の変化を調べるため、圧密試験を行い、透水係数を測定した。1.5w_Lの含水比に調整した徳山港粘土に添加率2%、4%でセメントを添加し、高さ20mm、直径60mmの圧密リングに充填して試験機内で7日間養生を行った。その後、圧密応力増分比 $\Delta p/p=1$ で4.9kPaから627.2kPaまで8段階圧密を行い、圧密度が100%に達したことを確認して各段階の荷重時間を1時間とする、急速圧密試験を実施した。また、比較のためにセメントを添加しない徳山港粘土について同様の条件で試験を行った。標準圧密試験から得られる圧密係数 c_v 、体積圧縮係数 m_v と水の単位体積重量 γ_w を用いて、次式から透水係数を求めた。

$$k=c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (6.1)$$

7.3.2 実験結果

図-7.6は圧密圧力と透水係数の関係である。図のように、少量セメント添加粘土では透水係数が2倍から4倍増加した。透水係数の増加率は圧密圧力が小さい範囲で高く、圧密圧力の増加とともに減少する傾向がある。図-7.7は圧密圧力と圧密係数の関係であるが、セメント添加率とともに圧密係数は増加している。平均圧密応力443.5kPaでの圧密係数の値を比較すると、徳山港粘土は56.5cm²/dayであるが、2%と4%のセメント添加によって、それぞれ92.0cm²/day (1.63倍)、127.4cm²/day (2.26倍)に増加している。図-7.8は圧密圧力と体積圧縮係数の関係である。ずのように、2%と4%のセメント添加によって体積圧縮係数は圧密圧力10kPa以上でほぼ約1.4倍増加している。このように圧密係数と体積圧縮係数の増加により、

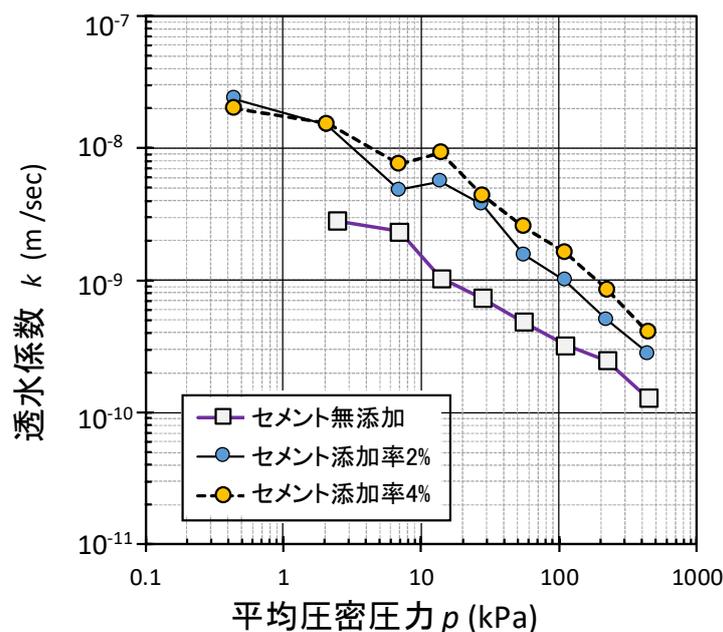


図-7.6 少量セメント添加粘土の圧密圧力と透水係数の関係

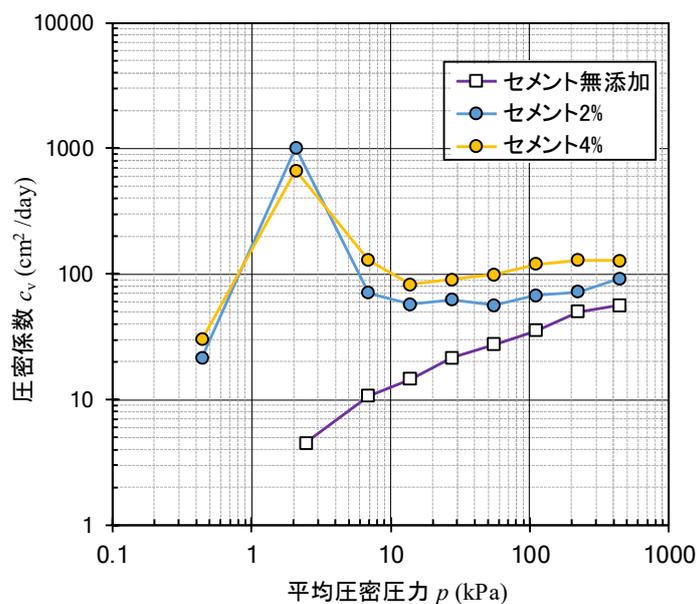


図-7.7 少量セメント添加粘土の圧密圧力と圧密係数の関係

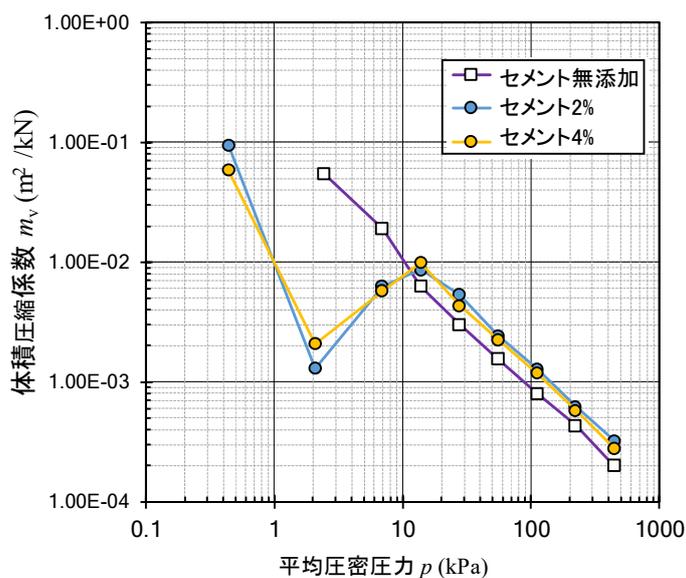


図-7.8 少量セメント添加粘土の圧密圧力と体積圧縮係数の関係

式(6.1)で計算される透水係数の増加となっている。

このように、少量セメント添加によって透水係数が増加する原因は間隙比が大きくなることである。図-7.9に e - $\log p$ 曲線を示すが、少量セメント添加により粘土にセメンテーションによる構造が形成され、構造が一定の骨格の強度となるため、同一の圧密圧力において間隙比は高い状態が維持されている。この特性は、宇高ら⁴⁾や土田ら⁵⁾によって、種々の少量セメント添加粘土について明らかにされている結果と一致した。

3つの試料の透水係数と間隙比の関係を図-7.10に示したが、図のようにセメント添加の有

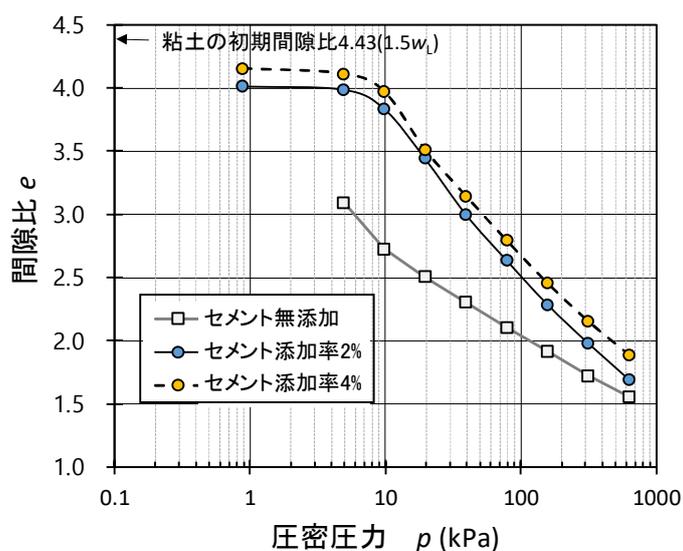


図-7.9 少量セメント添加粘土の間隙比と圧密圧力の関係

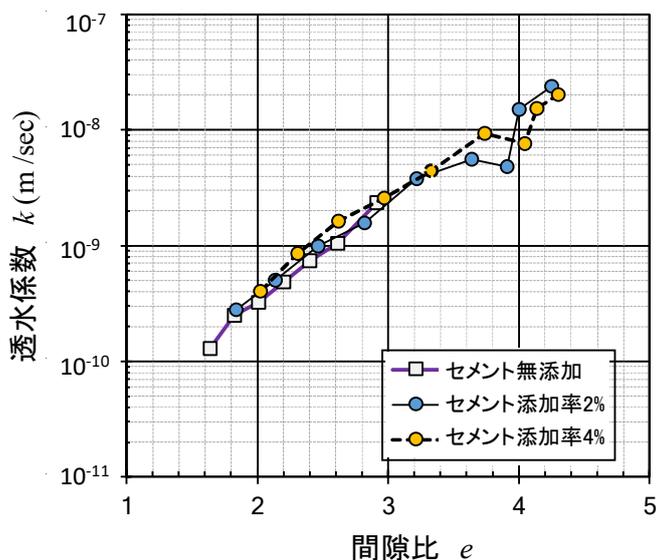


図-7.10 少量セメント添加粘土の間隙比と透水係数の関係

無によらずほぼ透水係数と間隙比の関係はほぼ同一の関係になっている。少量セメント添加による透水係数の増加の原因は、セメンテーション構造の形成による間隙の増加であるといえる。

以上のように、少量セメントを海成粘土に添加すると、未圧密状態で施工に必要なせん断強度を得ることができるが、その後の保護土層や廃棄物の埋め立てによって圧密された際に同一の圧密圧力に対する間隙比は無添加の場合よりも大きくなる。このため、同一の圧密圧力における透水係数は無添加の場合の透水係数の2~4倍となる。少量セメント添加を行う場合は、透水係数が増加する影響を十分考慮する必要がある。

今回の検討では遮水層を水中打設で造成する際の遮水地盤材料の流動性を確保する観点か

ら初期含水比を $1.5w_L$ とした。しかし、少量セメント添加によって透水性が増加する対策として初期含水比を低下させ、それによって不足する流動性を打設間の細かな移動によって補うなどの施工方法を採用することも考えられる。

7.4 大きなせん断変形を受けた少量セメント添加粘土の透水性の変化

前章で述べたように、海面廃棄物処分場の遮水地盤材料には、埋立終了後に外力によって変形が与えられた場合でも変形追従性を有し、透水係数が維持されることが必要である。本研究では試料に大きなせん断変形を与えた後に透水試験を行い、透水係数の増大の有無によって変形追従性を判断することとした。

本研究で用いた方法は、中空ねじり三軸試験機を用いて少量セメント添加粘土試料にせん断変形を加え、変形後に水平方向に透水試験を行って、透水係数を測定し、変形の前後での透水係数の変化を測定するものである。表-8.2 に本検討で行った供試体の配合条件及び試験条件を示す。少量セメント添加粘土はセメント添加率 3% または 4% で初期含水比が液性限界 w_L の 1.5 倍の配合について検討した。比較のため、一軸圧縮強度が 150~200kPa 程度となる配合のセメント処理土でも同様の試験を行った。一軸圧縮強度が 150~200kPa であるセメント固化処理土は一般のセメント固化処理土の中ではセメント添加率が小さいので、ここでは貧配合セメント固化処理土と称することとする。セメント添加率 15% で初期含水比が $2w_L$ の配合、およびセメント添加率 10% で初期含水比 $1.5w_L$ の配合の 2 種類の試料について実験を行った。

7.4.1 供試体の作成と中空ねじり透水試験の方法

少量セメント添加粘土はセメントを混合したスラリー状試料を直径 12cm、高さ 25cm の圧密容器に入れ、12.3kPa、24.5kPa、49kPa の三段階で予備圧密を行った。1、2 段階目の圧密終了は \sqrt{t} 法で判断し、3 段階目は $3t$ 法により圧密終了を判断した。 $3t$ 法による圧密終了時を養生開始とし、所定時間の養生を行った。貧配合セメント固化処理土は、直径 15cm、高さ 6cm のモールドにスラリー状試料を充填し、水中で所定時間養生した。

表-8.2 供試体の条件

	セメント 添加率 c (%)	初期含水比 w (%)	養生時間	圧密圧力 (kPa)	せん断条件	一軸圧縮強度 q_u (kPa)
少量セメント 添加粘土	3%	$1.5w_L$	49kPa予備圧密後養生3日	150	20%	
			49kPa予備圧密後養生7日	100	20%	
	4%	$1.5w_L$	49kPa予備圧密後養生3日	150	20%	
			49kPa予備圧密後養生7日	150	5%毎	
貧配合セメント 固化処理土	15%	$2w_L$	4日	20	20%	151
			7日		20%	220
	10%	$1.5w_L$	3日	150	20% 5%毎	205

図-7.11 に中空ねじり三軸透水試験機の全体構造，図-7.12 に供試体周辺部を示す。中空円柱供試体は，上下面が非排水で，供試体の外周面及び内周面にあるドレーンペーパーからポーラスストーンを通して別々の二重管式デュレットに接続している。本試験は，供試体を K_0 圧密後，供試体をねじることでせん断変形を与え，背圧差を与えて供試体の外側から内側へ透水し透水係数を測定するものである。 K_0 圧密では，少量セメント添加粘土は，側方ひずみを観測しながら軸圧と側圧の調整を行い所定の圧密圧力まで K_0 圧密を行った。貧配合セメント固化処理土は，再圧密した徳山港粘土における K_0 値 (0.40) になるように軸圧と側圧を調整した。

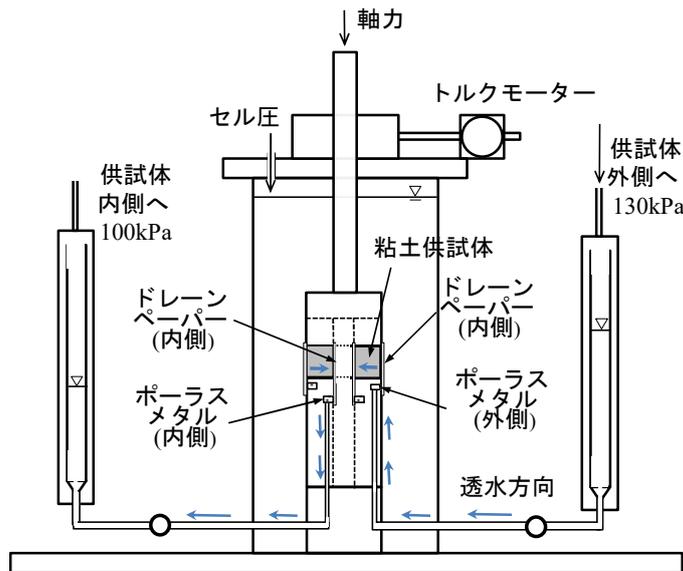


図-7.11 中空ねじり三軸透水試験機

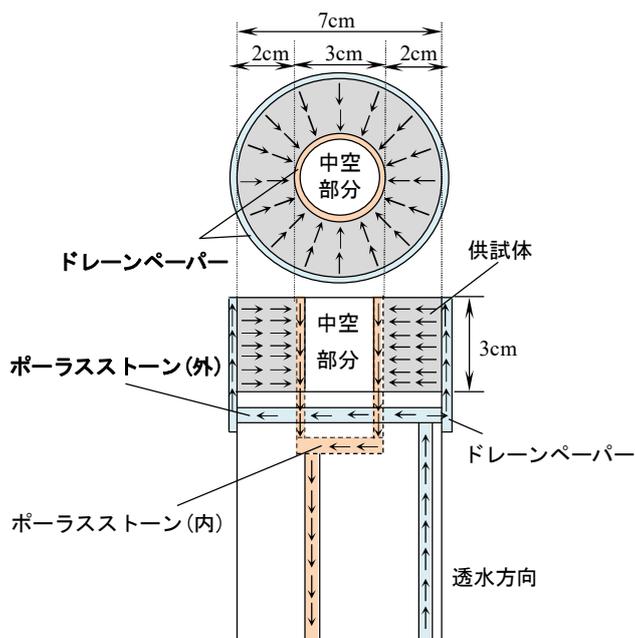


図-7.12 中空ねじり三軸透水試験機の供試体周辺部

7.4.2 中空ねじり透水試験の結果

(1) 少量セメント添加粘土の応力ひずみ曲線

図-7.13 は少量セメント添加粘土のせん断時の応力と間隙水圧の変化を示す。図には徳山港粘土の供試体を 150kPa で圧密しせん断した結果も併せて示した。凡例はセメント添加率 c 及び養生時間である。図のように、徳山港粘土の供試体はピークを示さず強度が増加し続けたが、少量セメント添加粘土の供試体はピークを示した。 $c=4\%$ 養生 3 日の試料は、せん断ひずみを 5% ずつ段階的に与え各段階で透水係数を測定したが、図のようにせん断後の排水による圧密により段階ごとにせん断強度は増加した。 $c=3\%$ 養生 7 日の供試体はひずみ 2.4% でせん断応力がいったんピークに達した後、変形とともにせん断応力が再び増加し最終的なせん断応力が他の供試体より大きくなった。このような特徴的な応力ひずみ曲線となった原因は不明であり、少量セメント添加粘土の特徴的な特性の可能性もありさらに検討が必要である。これらの $c=4\%$ 、養生 3 日の供試体、 $c=3\%$ 養生 7 日の供試体を除くと、最終的な強度は徳山港粘土の供試体とほぼ一致した。また少量セメント添加粘土の各供試体の間隙水圧増分はセメントを添加しない徳山港粘土の供試体とほぼ一致した。今後さらに検討が必要であるが、今回の試験結果では、少量セメント添加粘土の圧密後の強度は、セメントを添加しない粘土の強度と大きく変わらないといえる。

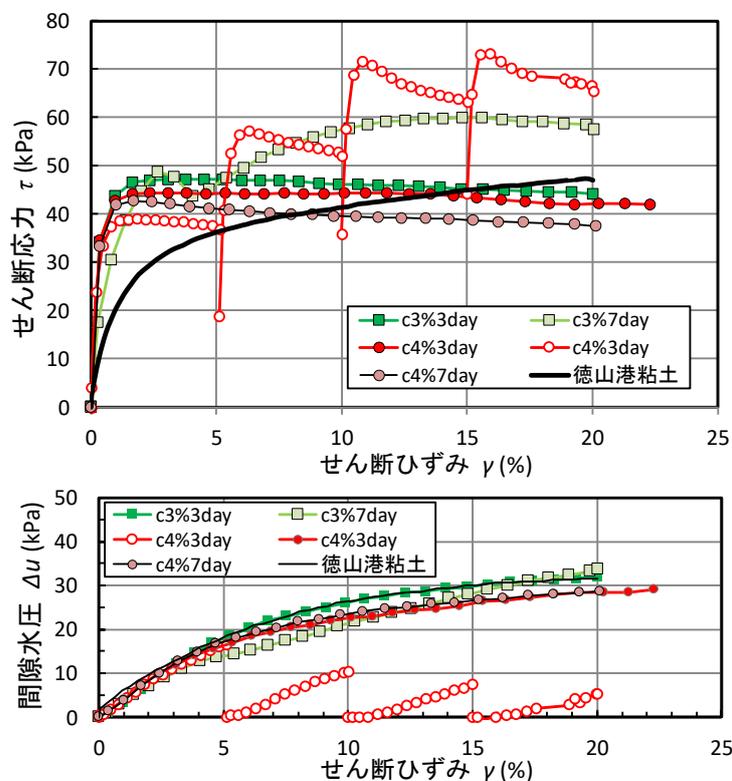


図-7.13 少量セメント添加粘土のせん断時の応力と間隙水圧の変化

(2) せん断変形による透水係数の変化

図-7.13 は、中空ねじり試験で供試体に与えたせん断ひずみとせん断後に透水試験を行って求めた透水係数の関係である。せん断ひずみ 0%の透水係数はせん断前に測定した値である。図のように、貧配合セメント固化処理土は少量セメント添加粘土よりも透水係数が大きい。これは貧配合セメント固化処理土では大きな強度を有するため、混合時の間隙比から圧密によってほとんど減少しないのに対して、少量セメント添加土は圧密によって間隙比が減少していることが大きな理由である。図-7.14 は図-7.10 に中空ねじり試験で測定した貧配合セメント固化処理土の透水係数と間隙比の関係をプロットしたものであるが、貧配合セメント処理土における間隙比と透水係数の関係も標準圧密試験の結果とほぼ一致している。

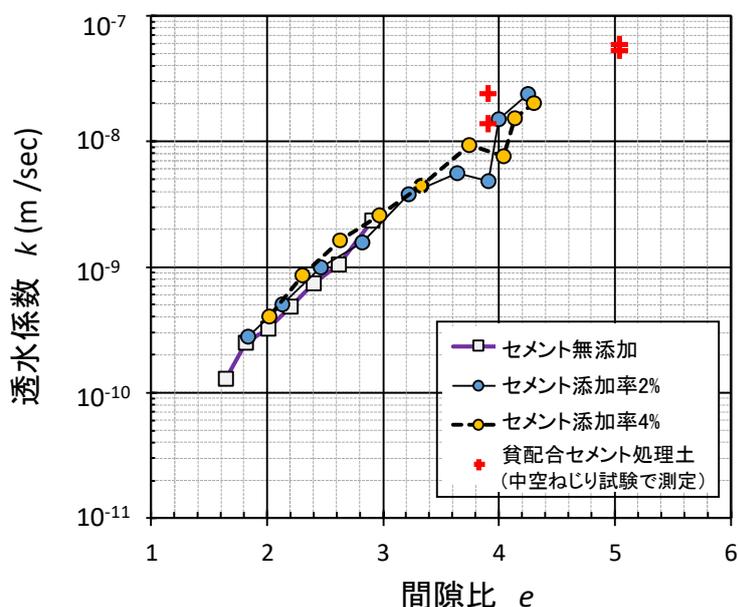


図-7.14 貧配合セメント処理土の間隙比と透水係数の関係

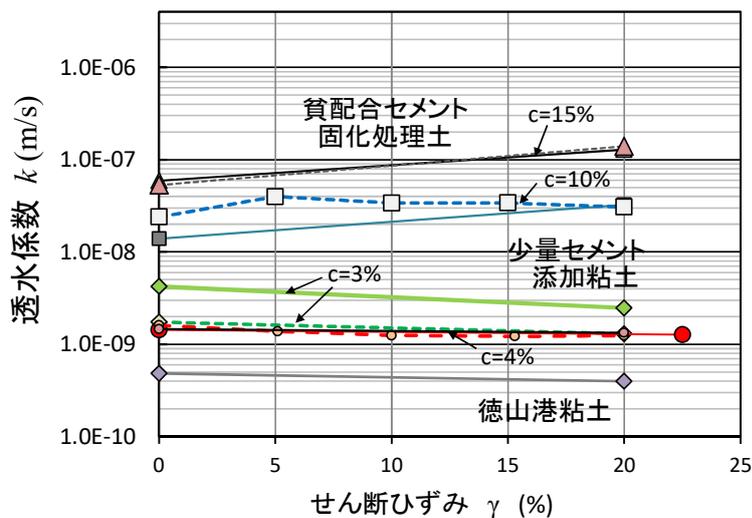


図-7.15 せん断ひずみと透水係数の関係

図-7.15 をみると、貧配合セメント固化処理土はいずれの供試体も、せん断後はせん断前よりも透水係数が増加している。これに対して少量セメント添加粘土ではほぼ同じかやや減少している。図-7.16 にはもっとも大きいせん断変形を与えたときの透水係数の変化率を比較して示した。透水係数変化率は式(6.2)で求めた。

$$X = \frac{k}{k_0} \tag{6.2}$$

ここで、 X は透水係数変化率、 k_0 はせん断前の透水係数 (m/s)、 k はせん断後の透水係数 (m/s) である。

貧配合セメント固化処理土の供試体では、透水係数は2倍以上となっている。写真-7.4は、試験後の貧配合セメント固化処理土の状況である。供試体内にクラックが入っていることが明瞭に確認できるが、これが透水係数増加のした理由と考えられる。写真-7.5は少量セメント添加粘土の試験後の状況であるが、すべての供試体で写真-7.4のようなクラック観察されなかった。 $c=4\%$ の養生3日と7日の供試体はせん断に伴う透水係数変化率が一致している。 $c=3\%$ の養生3日と7日の供試体は透水係数変化率が一致していないが、これは圧密圧力の違いによると考えられる。 $c=3\%$ と $c=4\%$ の供試体を比較すると、透水係数変化率は $c=4\%$ のほうが大きい。このことから、セメント添加率の違いが僅かであっても、添加量の増加は透水係数変化率に影響を与えていると考えられる。しかしながら、透水係数はせん断前の値より上昇することはなかったため、遮水材料として $c=4\%$ の配合を用いることは可能と考えられる。

貧配合セメント固化処理土を 5%毎に 20%せん断した供試体では、5%せん断した時点で透水係数が増加し、その後の 10, 15, 20%では透水係数は増加しなかった。このことから、5%せん断した時点でクラックが入ったと考えられる。一方、少量セメント添加粘土を 5%毎に 20%せん断した供試体では、5%及び 10%のせん断により透水係数はわずかに減少したが、15%

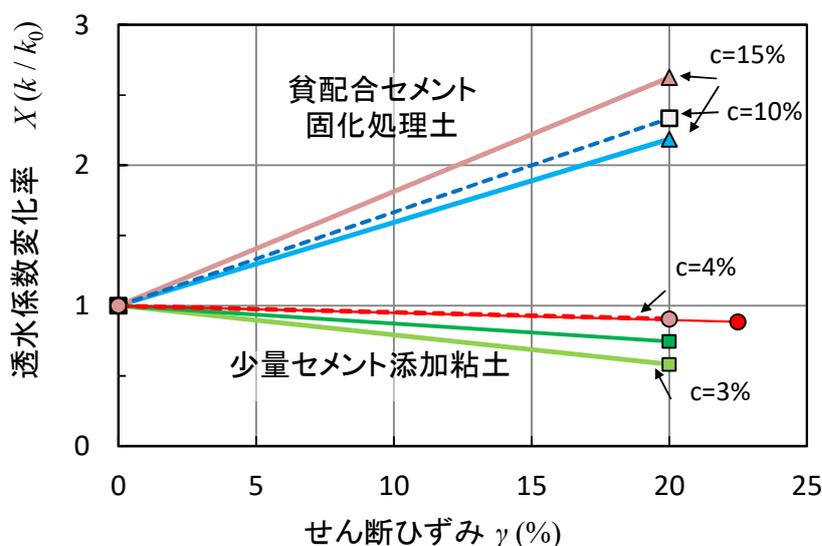


図-7.16 せん断ひずみと透水係数変化率の関係

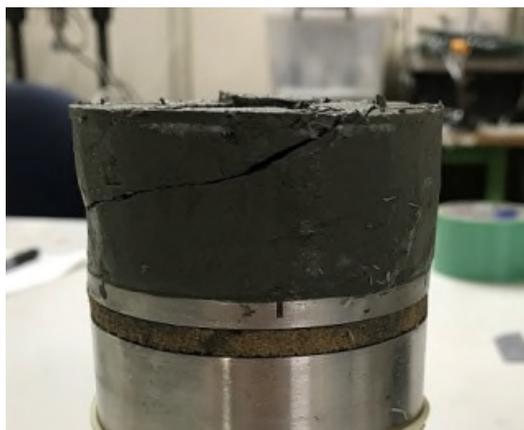


写真-7.4 せん断後の貧配合セメント固化処理土 ($c=15\%$, 養生7日)

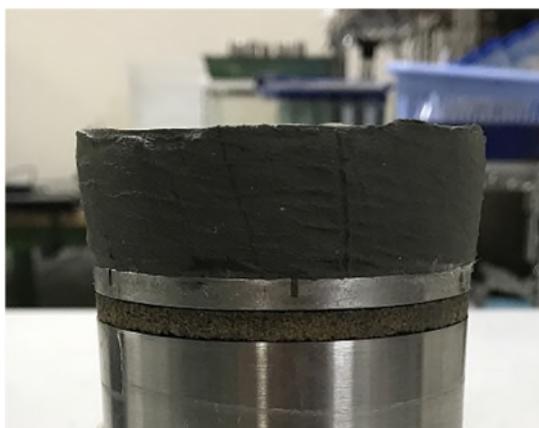


写真-7.5 せん断後の少量セメント添加粘土 ($c=4\%$, 養生7日)

及び20%では変化せず、透水係数の増加はみられなかった。

以上より、今回行った条件において、少量セメント添加粘土の透水係数は変形による上昇はみられなかった。一方、貧配合セメント固化処理土の透水係数は変形により大幅に上昇し、両者には明確に差がみられた。

7.5 セメントを添加した遮水地盤材料のセシウム吸着特性

本研究で開発を目指している遮水地盤材料は遮水性能とともに吸着性能によって放射性セシウムの流出に対して十分な安全を確保することとしている。施工性を考慮して、セメントを添加した遮水地盤材料に対するセシウムの吸着性能に関して検討を行った。

7.5.1 試験方法

用いた試料は、6.3節と同様に徳山港粘土と普通ポルトランドセメントである。セメント添加率2%と4%の試料を用い、以下の手順で試験を行った。

- 1) 粘土にセメントを混合して蒸留水を用い供試体の含水比を粘土の液性限界の1.5倍に調整

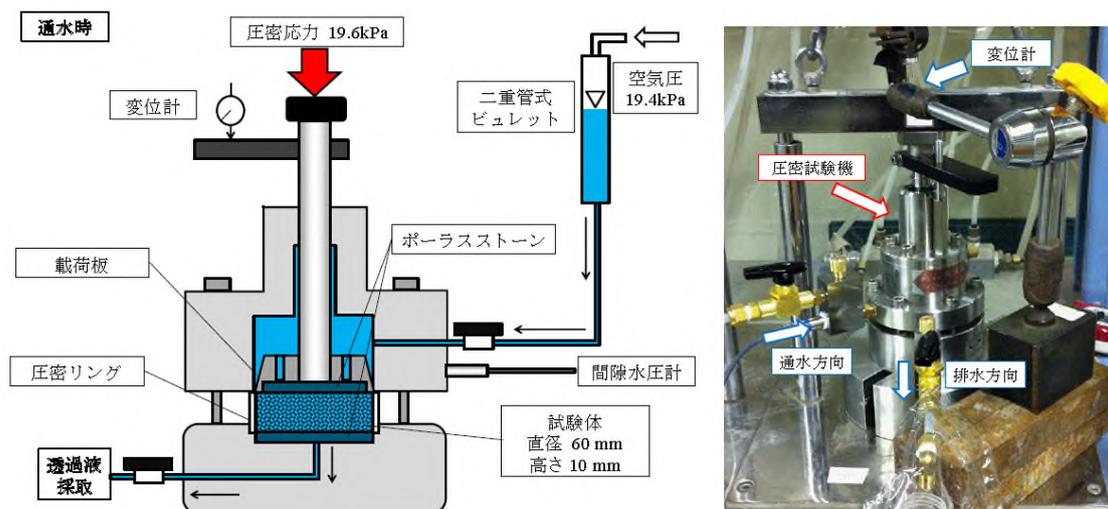


図-7.16 少量セメント添加粘土の吸着試験における通水時の状況

する。

- 2) ハンドミキサーを用い約2分間混合し、さらにミキサーで30分間混合する。
- 3) 混合が終わると供試体を高さ10mm、直径60mmの圧密リングに充填した後、試験機を組み立てる。
- 4) 7日間試験機内で養生を行い、圧密応力4.9kPa~19.6kPaまで応力増分比1で3段階の圧密を行う。
- 5) 各段階1時間で圧密を終了し、安定セシウムの溶液の通水を開始する。
- 6) 通水時の模式図を図6.16に示すが、圧密によって試験機上部に排水された水を排水穴から排水し作成したセシウム溶液で置換した。その後、ビュレットに19.4kPaの空気圧を加えてヘッド差を与え供試体に溶液を通水させる。
- 7) 通過した溶液は10ml毎に採水し、原子吸光分析機を用いセシウム濃度を測定する。
- 8) 供試体に通水させるのに用いた溶液は塩分濃度3%の人工海水で、セシウム濃度が30ppmの溶液である。

なお、本研究で使用した安定セシウム溶液は、キシダ化学株式会社の特級・塩化セシウム1.27gを1Lのメスシリンダーに投入し、塩分濃度3%の人工海水で1Lの標線に合わせ、100mg/L(1000ppm)の濃度で作製した。1000ppmの塩化セシウム溶液30mgを採取して1000mLのメスシリンダーに入れを入れ、さらに1000ppmのセシウム溶液に人工海水のもとを30g測りとり1000mLとなるまで蒸留水を加えてセシウム濃度30ppmの溶液を作製した。

7.5.2 実験結果と考察

図-7.17に圧密通水試験によって得られたセシウムの漏出濃度とPVFの関係を示す。徳山港粘土ではPVF=11.1つまり間隙水が11.1回入れ替わったときにセシウムの浸出が確認された。これに対して2%セメントを添加した試料で浸出が発生したのはPVF=10.5、4%セメント添加の試料の場合はPVF=10.4であった。これよりセメントを添加した供試体ではPVFがわずかではあるが小さくなるのが分かる。

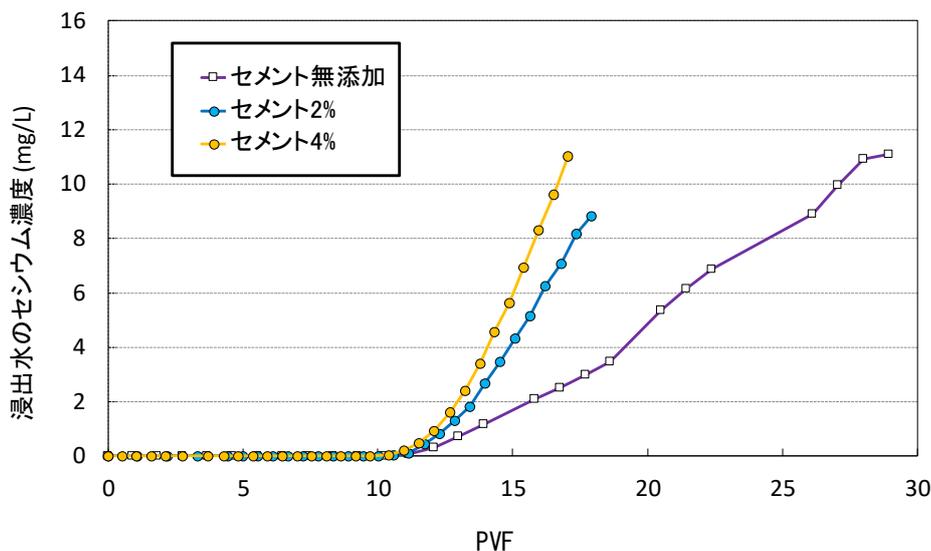


図-7.17 少量セメント添加粘土における PVF と浸出水のセシウム濃度の関係

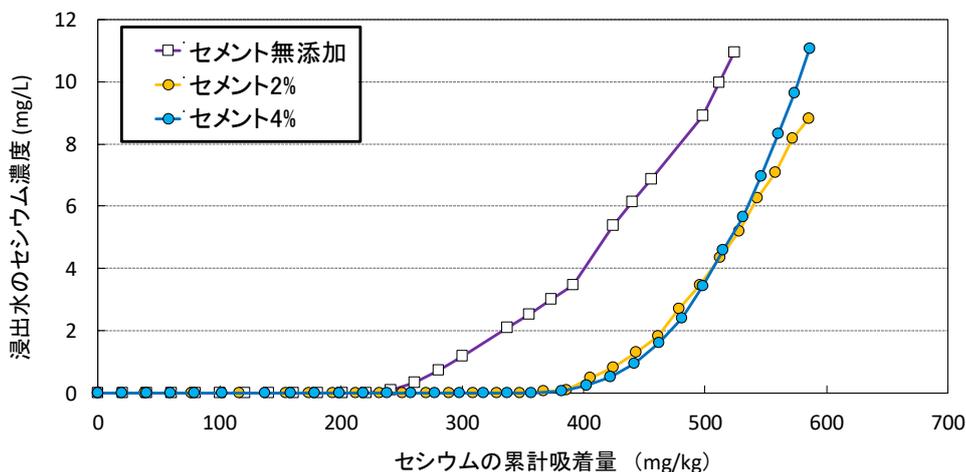


図-7.18 少量セメント添加粘土のセシウムの累計吸着量と浸出水のセシウム濃度の関係

セメントの添加量は徳山港粘土に対して少量であるため、全体に占める徳山港粘土の割合は大きく変わらないので吸着性能として大きく変わっていないことが考えられる。一方、セメント添加試料において浸出開始時の PVF が減少した理由としては、セメントを添加したことにより試料の間隙比が増加したため、PVF を計算する分母にあたる試料の間隙体積が増加したことが考えられる。

図-7.18 に供試体の乾燥重量に対するセシウムの累計吸着量について示している。セシウムが浸出を開始する吸着量は Tc2 では約 350mg/kg, Tc4 では約 360mg/kg となっている。粘土のみの供試体 T は約 220mg/kg となっており、約 1.6 倍の吸着量が増加していることが分かる。これはセメントの添加によって供試体の pH が大きくなったことが考えられる。しかし本試験では浸出液の pH を測定していなかったため、今後は pH と吸着量の関係についてさらに検討を行う必要がある。

7.6 まとめ

海底地盤が砂質土地盤である箇所に管理型廃棄物処分場を建設するため、人工的に調整した遮水地盤材料を底面に敷設して底面を遮水する工法が開発されている。本研究では、乾燥質量比 2~4%程度のセメントを遮水地盤材料に添加する「少量セメント添加」によって施工に必要な強度を付与する方法について検討した。結論は以下のようにまとめられる。

- 1) 少量セメント添加粘土は、時間とともに数 kPa の強度が発現しており、施工上必要な強度を与える観点からは少量セメント添加は選択肢となりうると考えられる。
- 2) 少量セメント添加粘土は、圧密時に間隙比の減少が無添加の場合よりも抑制されるため、同一の圧密圧力において透水係数が増加するので、この影響を十分考慮する必要がある。今回の検討では遮水層を水中打設で造成する際の流動性を確保する観点から初期含水比を $1.5w_L$ としたが、流動性不足を補う施工方法を採用することにより、初期含水比を減少させて施工するなどの工夫が考えられる。
- 3) 中空ねじり三軸試験によって、せん断変形を与えた前後の透水係数の変化を調べた。貧配合セメント固化処理土(添加率 10%, 15%)では 20%のせん断変形によりクラックが生じ透水係数が上昇したが、少量セメント添加粘土ではせん断変形によって透水係数は低下し、上昇はみられなかった。
- 4) 第 5 章と同様の方法で少量セメント添加粘土のセシウム吸着特性を調べた結果、セメントを添加したことにより、浸出時の PVF に大きな差はなく、吸着特性はほとんど変わらないことがわかった。また、セメントの添加率が大きくなるにつれて浸出後の濃度の勾配は大きくなり、浸出後の濃度上昇が早くなることがわかった。

第7章の参考文献

- 1) 上野一彦, 山田耕一, 渡部要一: 管理型海面廃棄物処分場に用いる浚渫粘土を主材料とした土質遮水材料の提案, 土木学会論文集 G, Vol. 64, No. 2, pp. 177-186, 2008.
- 2) 川崎隆広, 山田耕一, 上野一彦: 海面処分場における土質遮水材料の施工事例, 地盤と建設, Vol. 27, No. 1, pp. 187-194, 2009.
- 3) 脇岡宏行, Gyeong O KANG, 土田孝: 混合初期におけるセメント固化処理土の強度発現特性に関する実験的研究, 地盤と建設, Vol. 32, No. 1, pp. 53-60, 2014.
- 4) 宇高薫, 土田孝, 今井遥平, 湯怡新: 少量のセメント添加により高位な間隙構造を有する再構成海成粘土圧縮特性, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 3, pp. 425-439, 2013.
- 5) 土田孝, 平原毅, 平本真也, 宇高薫: 少量のセメントを添加し再圧密した再構成海成粘土のせん断特性, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 1, pp. 71-84, 2014.
- 6) 高橋源貴, 土田孝, & 村上博紀. (2015). 海面処分場に用いる遮水地盤材料の吸着性能に関する研究. 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 71(2), I_1071-I_1076.

第8章 海面処分場の建設及び除染土壌等の処分方法

8.1 はじめに

2011年の福島第一原子力発電所事故後、除染作業に伴って発生した除去土や廃棄物は、福島県の各市町村に多数設置された仮置場で保管され、現在福島県の大熊町及び双葉町にある中間貯蔵施設に搬入が行われている。福島県内の除染により発生した除去土等の発生量は、2016年1月時点で8,000Bq/kg以下の土が約1,000万 m^3 、8,000Bq/kg超10万Bq/kg以下の土が約1,000万 m^3 、10万Bq/kg超の土が1万 m^3 、焼却灰が約160万 m^3 と推定されている¹⁾。これらの除去土等は中間貯蔵開始後30年以内に最終処分を行うことが決まっており、最終処分に向けた減容化や再生利用の実証事業が行われているが²⁾、最終処分の方法についての具体的な検討はまだ行われていない。

本論文では、除去土等の最終処分方法の選択肢の一つとして、海面処分場を用いた最終処分について研究を行ってきた。海面処分場は、陸上の処分場と比べて一箇所で大きな処分容量を確保できる利点があり、過去の関東大震災や阪神・淡路大震災などの震災においても災害廃棄物の処分に利用されている³⁾。海面処分場はその立地条件から人々の生活空間と一定の距離を確保できるという利点があるが、一方で処分された除去土や廃棄物に含まれる放射性セシウムが土中水を通じて外海へ浸出ことを防止する遮水工がきわめて重要になる。さらに遮水工は、地震力および波浪や津波等の沿岸域特有の大きな外力に対しても十分な安全性と遮水機能の維持が求められる。

奥田ら⁴⁾は、除去土等を対象とした海面処分場の護岸と遮水工の巨大地震に対する構造安全性と遮水機能の維持について検討している。海面処分場の護岸と遮水工は長期にわたり汚染水の流出を防止する機能を維持する必要があり、この間に発生する可能性があるレベル2相当の巨大地震時に対しても安全性と機能の維持が求められる。奥田ら⁴⁾は、重力式護岸と鋼管矢板二重締切り内に土質系遮水材を充填した遮水工による構造とし、両者の間に幅広の裏込めを設けて分離する護岸断面を提案し、遠心載荷模型実験、模型振動台実験、数値解析によって処分場の護岸と遮水矢板の性能について検討した。その結果、静的震度0.25として港湾の基準で設計した構造は、レベル2地震においても遮水工の変形が十分に小さく遮水機能を維持できるとしている。

村上ら⁵⁾や高橋ら⁶⁾は、除去土等が処分される海面処分場がよく締まった砂質地盤上に立地する場合を想定し、底面遮水工に用いる遮水地盤材料に関する検討を行った。砂地盤の立地を想定したのは、連続した粘土層が厚く堆積している箇所は大きな河川の河口など限定された場所であり、このような粘土地盤は一般に軟弱であるため、巨大地震に対する安全性を確保することが困難であることを考慮したものである。村上ら⁵⁾や高橋ら⁶⁾は、海面処分場の遮水工に用いる遮水地盤材料に必要な遮水性能とセシウム吸着性能を検討し、海成粘土にベントナイトやゼオライトを添加混合することによって必要性能を満足する遮水地盤材料を作成できることを報告した。

第6章で、筆者は砂質地盤上に立地する海面処分場の底面遮水工に用いる遮水地盤材料に

乾燥質量比 2~4%程度のセメントを添加する「少量セメント添加」によって施工時に必要な強度を付与する方法について検討を行った。遮水地盤材料による底面遮水では、処分場完成後に作用する外力による変形に対して十分に追随し遮水性能を維持すると同時に、底面遮水工施工後の保護土層の施工やその後の廃棄物の投入に対してすべりを発生させない程度のせん断力を有することが求められる。栗原ら⁷⁾は、少量セメント添加粘土の強度発現特性、透水特性、大変形後の透水特性の変化について検討し、少量セメント添加によって施工上必要な強度を付与でき、せん断変形により遮水性能の低下がみられないことを報告している。

本章では、これらの研究に基づき、除染に伴って発生した除去土を海面処分場に処分したときの建設および処分に要する費用について検討を行った。現在、中間貯蔵される除去土の最終処分方法の検討は行われていないが、費用の観点から検討することは、今後必要となる検討を行う上で有意義な情報になると考えられる。

福島第一原発による放射線災害について、Yasutaka ら⁸⁾は、福島県内における表土剥ぎ取り等による除染作業、除去土の仮置場、輸送と中間貯蔵施設での保管の費用を試算して発表した。表-8.1 に試算の概要、表-8.2 に Yasutaka らが試算で用いた単価を示した。Yasutaka によると政府の方針に沿ったシナリオでは除染作業から中間貯蔵までの総費用として約 2 兆円、そのうち輸送及び中間貯蔵にかかる費用は約 5,700 億円と試算されている。表-8.2 中の不燃物貯蔵費用 (30,000 円/袋(0.9m³)) は、中間貯蔵施設内の土壌貯蔵施設の構造が管理型最終処分場の構造と類似していることから、低濃度・非溶出性物質対応型の既存の管理型最終処分場の残土受入単価が採用されている。また、別のシナリオとして、森林を除染する場合を設定し費用と効果についても論じているが、費用は約 16 兆円と見積もられている。これらは、復興事業の根幹である除染事業の有効な方策を検討する上で役に立つ情報であると考えられる。

政府の方針によると、中間貯蔵される除去土等は、中間貯蔵開始後 30 年後までに最終処分するとされているが、最終処分にかかる費用を具体的に試算した研究はこれまでに Rowe

表-8.1 除染及び除去土等の中間貯蔵に要する費用 (Yasutaka ら⁸⁾) (数値は原論文ママ)

		除染特別地域		汚染状況重点調査地域		合計	
対象面積		1,117km ²		7,836km ²		8,953km ²	
除染面積		295km ²		922~3,330km ²		1,317~3,625km ²	
た方 シ針 ナ環 に境 沿省 オっ の	合 計	1.33		0.7		2.03	
	除 染	0.29	26%	0.41	59%	0.70	38%
	フレキシブルコンテナ	0.11	9%	0.04	6%	0.15	8%
	仮 置 き	0.31	28%	0.1	14%	0.41	22%
	輸送・中間貯蔵	0.43	37%	0.14	20%	0.57	31%
シ超 ナ森 リ林 オ除 染	合 計	5.72		10.45		16.17	
	除 染	1.22	21%	3.52	34%	4.74	29%
	フレキシブルコンテナ	0.60	10%	1.15	11%	1.75	11%
	仮 置 き	1.80	32%	2.88	28%	4.68	29%
	輸送・中間貯蔵	2.11	36%	2.90	28%	5.01	31%

(単位：兆円)

表-8.2 除去土等の輸送・保管に関する単価 (Yasutaka ら⁸⁾)

項目	単価 (円/袋) (円/m ³)	
	1袋 : 0.9m ³	
保管容器	8,000	8,900
輸送 1	3,100	3,400
除染場所→仮置場		
仮置場	20,000	22,200
輸送 2	3,800-	4,200-
仮置場→中間貯蔵施設	16,000	17,800
中間貯蔵施設		
可燃物減容化	2,000	2,200
可燃物の焼却・残渣の貯蔵	100,000	111,100
不燃物貯蔵	30,000	33,300

いない。本研究では、筆者らがこれまで検討してきた海面処分場による最終処分を想定し、海面処分場の建設費と中間貯蔵施設に貯蔵された除去土を海面処分場まで運搬し安全に処分するための費用の試算を行った。

8.2 汚染された底質の浚渫・海面埋立の事例

本研究で想定した海面処分場による最終処分のように、これまでに有害物質で汚染された土が浚渫・海面埋立された例として、山口県徳山湾や熊本県水俣湾で水銀濃度の高い底質の浚渫・埋立が行われた事業がある。

徳山湾の事例^{9),10)}では、1952年から1972年まで苛性ソーダ (NaOH) の生産により2つのソーダ工場から徳山湾に水銀が排出された。総排出量は6.64トンと公表されている。徳山湾における底質除去基準値は15ppmと定められ、1975年7月から1977年3月まで図-8.1に示す汚泥の浚渫・埋立事業 (処理面積: 57万m², 処理土量: 57万m³) が行われた。

水俣湾の事例^{10),11),12)}では、1932年から1968年までチッソ (株) 水俣工場でアセトアルデヒド製造の触媒として硫酸水銀が使われ、その過程で生成されるメチル水銀化合物が工場排水とともに水俣湾に排出された。37年間に排出された水銀量は70~150トンとされている。

水俣湾に堆積する水銀を含む底質を早急かつ安全に浚渫・埋立処分するため、水俣湾等堆積汚泥処理事業 (処理面積: 209万m², 処理汚泥量: 151万m³) が1977年10月から1990年3月まで総事業費約485億円で実施された。なお、事業開始直後の1977年12月から1980年6月までの間は「水俣湾等へドロ浚渫工事差止仮処分申請」に基づく裁判により工事が中断しており、実質的な事業開始は1980年である。

水銀を含む底質をどの濃度まで除去するかについては、いずれも平均値として、魚介類の水銀許容濃度 (総水銀0.4ppm, メチル水銀0.3ppm), 魚介類の水銀濃縮係数 (1×10^3), 水銀の底質からの溶出率 (1.6×10^{-4}), 海水中における水銀の拡散 (潮位差で近似) 及び安全率 (100) が考慮され、これらの数値に基づき除去基準値 (除去すべき底質水銀濃度) が25ppmと決定された。通常、人体に関わる環境汚染の問題では安全率10が設定されているが、濃縮や溶出・拡散などの不確実な要素や、大量の水銀による汚染を受けている実態と食習慣として多量の

表-8.3 水俣湾等堆積汚泥処理事業の工種別事業費¹⁰⁾

工種	事業費 (百万円)	工種別事業費 の割合
仮締切堤	846	1.7%
埋立護岸	5,479	11.3%
浚渫・埋立	4,547	9.4%
余水処理施設	2,044	4.2%
中締切堤	391	0.8%
表面処理	2,129	4.4%
覆土	1,830	3.8%
明神船溜り	444	0.9%
緑鼻ふ頭地区	5,762	11.9%
明神ふ頭地区	5,643	11.6%
百間船溜り	1,473	3.0%
排水路	1,265	2.6%
測量試験費	2,688	5.5%
監視（仕切網）	4,821	9.9%
補償費	3,910	8.1%
営繕費他	720	1.5%
事務費	4,492	9.3%
計	48,483	100.0%

れた沿岸の底泥を同じ沿岸で処分するものであるが、本研究で想定した除去土の海面処分場での埋立処分は、陸上で発生した除去土を沿岸で処分するものである。従って、本研究の海面処分場と他の事例を単純に比較することはできないが、最終処分方法を検討する上で処分に要する費用は重要な要素の一つであると考えられることから、本研究では、海面処分場を用いた最終処分を除去土の最終処分方法の選択肢の一つと考え、海面処分場の建設と除去土の運搬に要する費用の検討を行い、他の事例との比較を行った。

8.3 方法

海面最終処分場の護岸構造と遮水構造に求められる性能とその性能を満足すると考えられる構造については、奥田らの論文で検討されている。本研究では、護岸構造と基本的な遮水構造についてこれらに従って想定した。ただし、遮水地盤材料による遮水層の配合については筆者らの最近の研究成果を活用し、一部を修正して想定を行った。

8.3.1 処分対象とする除去土

本研究で想定した海面処分場に埋立可能な除去土は放射能濃度が10万 Bq/kg以下の除去土とした。中間貯蔵開始30年後の2045年には、放射性セシウムの放射能濃度は事故当初の4分の1以下に自然減衰し、除去土等の総発生見込み量のうち約7割は8,000Bq/kg以下に、約3割は8,000～10万 Bq/kgになると推定されている¹⁾。現在推計されている除去土の発生量は約2,000万 m³であることから¹⁾、海面処分場の処分容量は2,000万 m³とした。

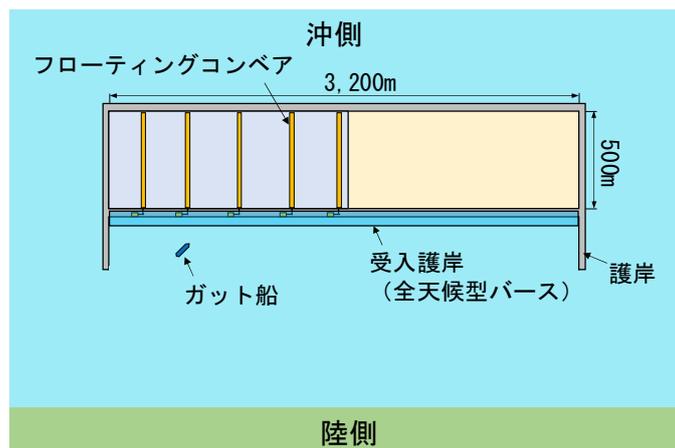


図-8.3 海面処分場の平面図

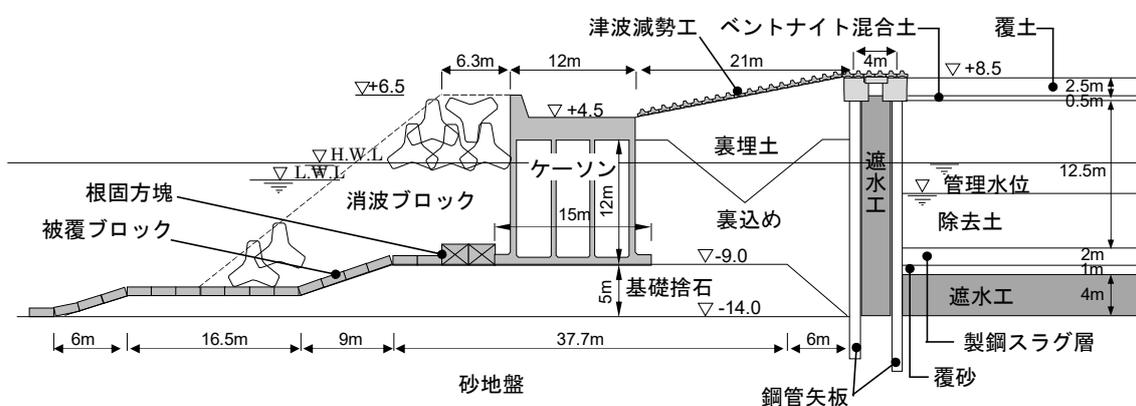


図-8.4 検討に用いた海面処分場の護岸の構造

8.3.2 海面処分場の構造

本研究で想定した海面処分場の平面図を図-8.3に示す。海面処分場の面積は160ha(3,200m×500m)、除去土層厚は12.5m、除去土埋立容量は2,000万 m^3 とした。奥田らは、沖合のよく締まった砂地盤でその海底面はT.P.-14.0mを想定し、重力式護岸の背後に剛性に優れた鋼管矢板二重締切り内に土質系遮水材を充填した側面遮水工を有する遮水護岸構造を考えた。また、大地震時の遮水構造の安全性を考慮し、重力式護岸と遮水矢板は幅広の裏込めをおこなって離隔を確保し、両者を構造上分離することで、護岸変形が遮水工に及ぼす影響を低減する断面構造とした。さらに、除去土の埋立時に余水処理を行わないように、あらかじめ処分場内の海水面を低下させておくことを想定し、遮水層の上にはカウンターウエイトとして覆土層を設置する。以上の海面処分場の護岸及び遮水構造を図-8.4に示す。護岸工、遮水工、裏込め工、消波工の詳細は以下のとおりである。

(1) 護岸工

海面処分場の施工で多くの実績を持つ重力式護岸のケーソン(高さ12m×幅15m×奥行20m)とし、前壁厚を600mmとして長期の耐久性を確保した。ケーソン底面には摩擦増大マットを

敷設して、動抵抗を増大させ、護岸の安定性と経済性を確保した。津波や高潮の越流による汚染物質の流出を防止するため、パラペット天端高は T.P.+6.50m に設定した。

(2) 遮水工

遮水工は除去土埋立て箇所底面および側面に設ける。底面遮水工は埋立て箇所の直下に土質系遮水材を打設したものとし、層厚はトラベルタイムを考慮した 4m とした。側面遮水工は鋼管矢板 (φ 1,000mm) による二重締切り内部に土質系遮水材を充填し、埋立て箇所周囲に設置する。土質系遮水材は、海成粘土にベントナイト (透水係数の低減)、ゼオライト (セシウム吸着量の増加)、セメント (せん断強度の付与) を添加し、透水係数 $k=5.0 \times 10^{-10}(\text{m/s})$ 以下と十分なセシウム吸着特性を確保する配合とした⁵⁾。ここでは、代表的な遮水地盤材料の配合として以下を用いた。

遮水地盤材料 1m³あたりの配合

粘土：原泥で 0.75m³ (液性限界 80% (平均), 自然含水比 80%の海成粘土を浚渫し、建設地点までガット船で運搬)

水：0.25m³

ベントナイト：50kg (ワイオミング産)

ゼオライト：50kg (国産)

セメント：15kg

埋立時には図-8.4のように管理水位を設定して処分場内の水位を低下させる。このため、遮水地盤材料の上には覆土層 (製鋼スラグ 2.0m, 砂層 1.0m) を施工する。

二重締切りの矢板壁離隔は 4m とし、矢板継手部は P-T 継手でグラウトジャケットによる止水処理する。

(3) 裏込め工

裏込め工は、港湾の施設の技術上の基準に従って崩壊角から定めた影響範囲に余裕代を見込み、幅を 21m とした。護岸工と遮水工を繋ぐタイ材は埋立てが完了すると構造上不要となるので、埋立て後にタイ材を切断して、護岸工と遮水工を構造上分離する。これにより、巨大地震により護岸工が変形した際の遮水工への影響を低減した。

(4) 消波工

レベル 1 およびレベル 2 津波時に覆土の被災による汚染物質の流出を防止するため、裏込め層地表面に津波減勢工(エクスブロック 0.5t 突起型)を設置する。長期にわたる波浪や衝突物によるケーソンの損傷を防止するため、消波ブロック(50t 型)を護岸前面に設置する。

8.3.3 海面処分場の建設方法

施工のフローとしては、以下のような工程を想定する。

(1) 護岸の構築

海面処分場の外郭を構成する防波堤を構築する。防波堤の構造は図-8.5に示すように、わが国で一般的に採用されている混成堤である。施工手順は以下のようになる。

- ① ケーソンの製作
- ② 捨石マウンドの設置
- ③ ケーソンの据え付け
- ④ 上部工の設置
- ⑤ 裏込め石の設置
- ⑥ 消波ブロックの設置

護岸は海側の防波護岸 3200m を最初に建設し、その後両側面の護岸 500m、最後に陸側の護岸 3200m を建設する。太平洋に面した海域では海象・波浪条件が厳しく、供用係数が 2.65（相馬港）～3.2（常陸那珂港）と高いため、これまでの実績から建設には 4～5 年を要すると考えられる。

(2) 遮水壁の構築

防波堤の背後に側方遮水壁を構築する。遮水壁は鋼管矢板構造で防波堤のケーソンとタイ材で結合する。その後、底面遮水工を行う。施工手順は以下のようになる。

- ① A 列（外側）鋼管矢板の打設
- ② タイ材を A 列矢板とケーソン頭部に設置
- ③ 裏込め材を設置（ここまで図-8.6）
- ④ B 列（内側）鋼管矢板を打設
- ⑤ A 列矢板と B 列矢板にタイ材を設置
- ⑥ 矢板の間に側壁遮水地盤材料を打設



図-8.5 重力式護岸（建設中は防波堤の機能を有する）の施工

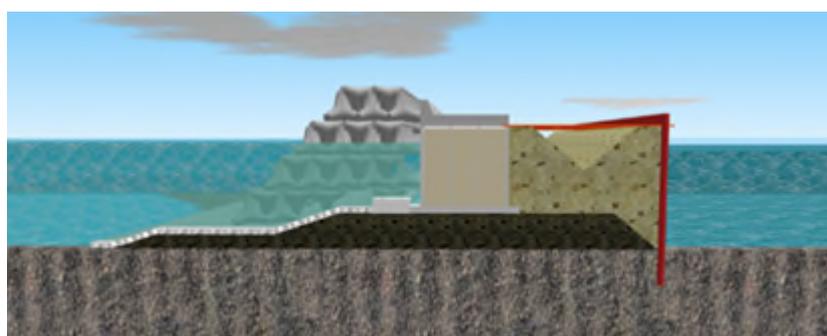


図-8.6 側面遮水のための鋼管矢板の打設と裏込め材の施工

(3) 底面遮水工の施工

① 海底面に遮水地盤材料を打設

図-8.7は、遮水地盤材料による底面遮水の実施工の事例である愛媛県四国中央市の寒川産業廃棄物処分場の施工状況を示している。図のように、海成粘土とベントナイトを混合プラントで混合し、ポンプにより洋上の作業船に圧送している。作業船ではトレミーパイプで水中に打設を行うが、トレミーパイプの上端にGPSを設置して打設位置を確認しながら厚さ2mの遮水層を均一になるように施工された。本海面処分場では遮水層の層厚を4mとしているが、同様の方法での施工を想定する。寒川産業廃棄物処分場では休日等を含め1日あたり650m³の施工実績となっており、これによると作業船20隻で1日あたり3200m²、全面積160万m²の施工には500日を要する。

② 覆砂を施工（ここまで図-8.8）

図-8.8に示すように、遮水層の上には遮水層を保護するとともに、処分場の外側と内側の水位差に対処するカウンターウェイトとして保護土層を与えるため、覆砂を施工する。

(4) 処分場における除去土埋立て

遮水工が完成した後、管理水位を決定し管理水位まで処分場内の水位を下げる。この状態で除去土の埋立を実施する。埋立が終了した後に、表面遮水工，覆土盛土，舗装工を施工する。

- ① 管理水位の調整
- ② 除去土埋め立て
- ③ 表面遮水工の設置（ここまで図-8.9）
- ④ 覆土盛土
- ⑤ 路盤表面舗装

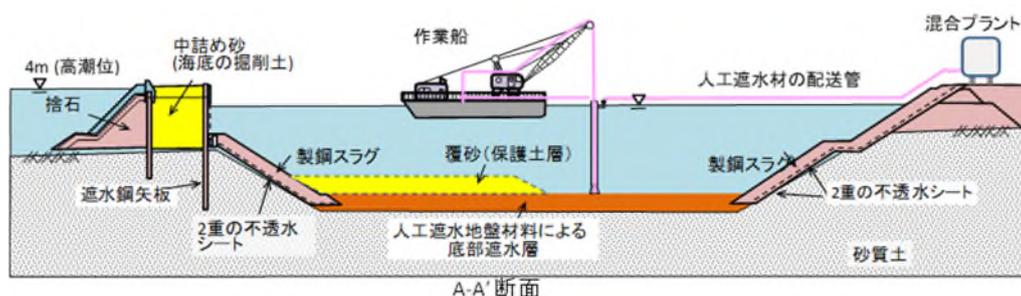


図-8.7 愛媛県寒川処分場における底面遮水工の施工



図-8.8 側面遮水壁の構築と底面遮水の施工

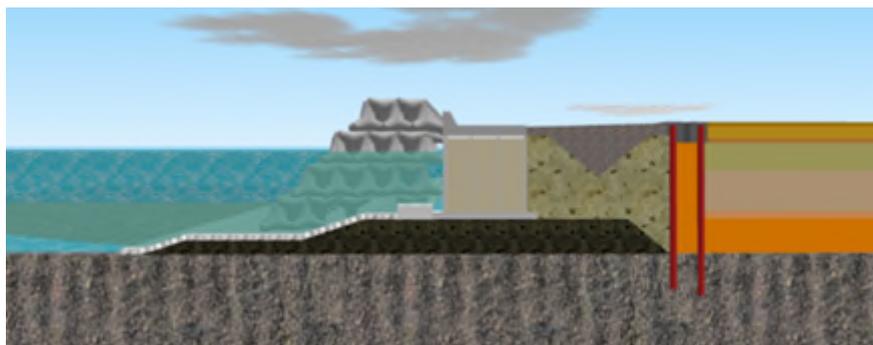


図-8.9 除去土の埋立と表面遮水工の施工海面処分場

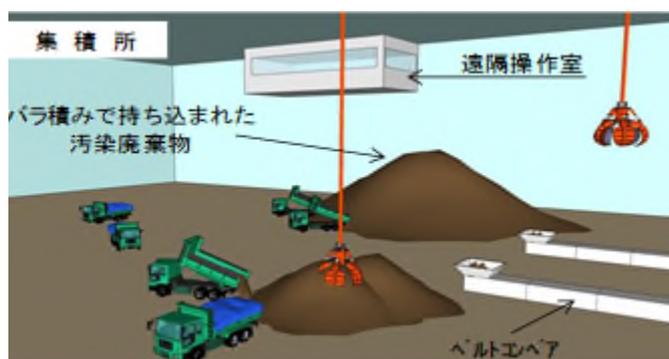


図-8.10 積み出し基地に隣接した除去土集積所

8.3.4 除去土の輸送・埋立方法の検討

以下に、輸送・埋立方法を示す。

(1) 除去土集積

除染作業によってフレキシブルコンテナに入れて仮置場に集積された除去土は、中間貯蔵施設に輸送されると、フレキシブルコンテナから取り出され草木・根等の分別が行われた後、中間貯蔵施設内の土壌貯蔵施設に埋立されている¹³⁾。この除去土をダンプトラックにより積み出し基地に隣接した集積所に輸送される(図-8.10)。除去土に含まれる放射性物質の飛散を防止するため、運搬中は荷台を飛散防止シート等で覆う。除去土はベルトコンベアにて積み出し基地へ運搬する。

(2) 除去土積載と運搬

除去土を集積所からベルトコンベアにて積み出し基地に運搬し、ガット船に積載される(図-8.11)。積み出し基地は、風雨による除去土の飛散を防止するため屋根や風よけを設置した全天候型バースとする。除去土の積み出しには飛散防止シートを掛けたガット船(容量850m³)で沖合の海面処分場に運搬する。

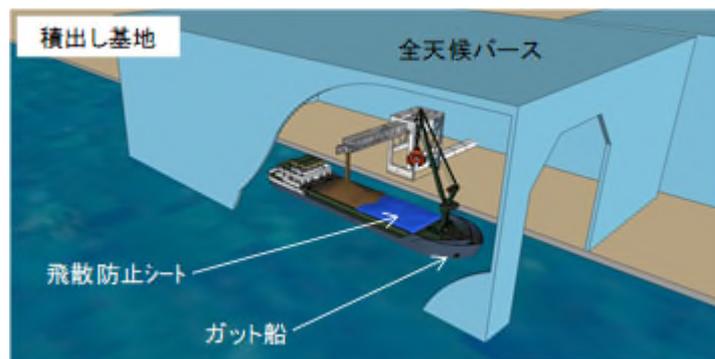


図-8.11 除去土積出し基地

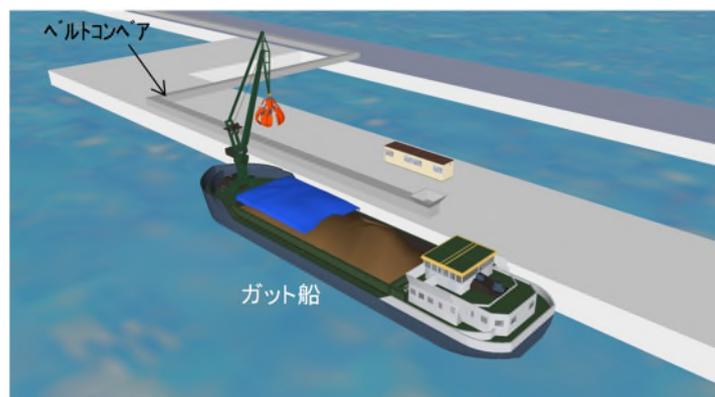


図-8.12 バラ積み除去土受入護岸

(飛散防止のため全天候型護岸とするが上図では通常の護岸となっている)

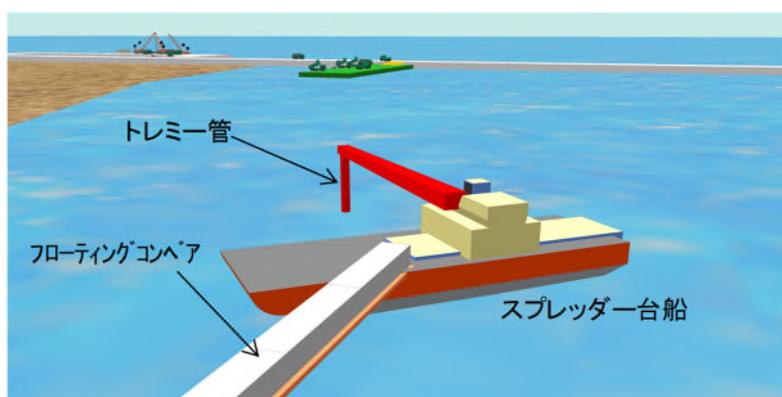


図-8.13 除去土投入状況 (図ではスプレッター台船によりトレミー管で打設している。コンベアの出口に直接トレミー管を取り付けることも考えられる)

(3) 除去土の揚陸

除去土は、全天候型バースの受入護岸にてガット船搭載のグラブにより護岸上のベルトコンベアで荷降ろしされる(図-8.12)。ベルトコンベアは海面上のフローティングコンベアに連続することにより投入箇所まで敷設されており、風雨による除去土の飛散を防止するため、カバー付の構造とする。土を運搬するガット船の長さは 50m であるので、受入護岸として

200m ごとに 10 バース程度を設置して、それぞれに揚陸設備を設ける。

(4) 除去土投入

除去土の投入にはスプレッダー台船を使用し、トレミー管を用いた水中投入により投入時の除去土の大気中への飛散を防止することを原則とする（図-8.13）。なお、埋立箇所上はフローティングコンベアを使用する。

以上の除去土埋立て手順により、除去土の大気および海中への飛散・流出の防止や作業員の被ばく防止を可能にする。

一隻で 850m³ 運搬可能なガット船 10 隻を 1 日 2 回（午前・午後）それぞれ揚陸設備のあるバースに接岸すると仮定すると、埋立土量は 17,000m³/日となる。したがって、作業日数 1,176 日で 2,000 万 m³ の土を埋め立て処分することが可能である。図-8.3 に示すように除去土を搬入するときには海面処分場の護岸が防波堤の役割を果たすので、供用係数を 1.65 と仮定すると搬入に必要な日数は 1,942 日(5.3 年)である。

8.3.5 除去土及び浚渫土の運搬費用

遮水工に用いる浚渫土は、海面処分場の設置場所から離れた箇所で浚渫を行い、海面処分場の設置場所までガット船を用いて運搬することが考えられる。浚渫箇所から海面処分場設置場所までの距離を仮定し運搬距離に応じた浚渫土運搬費の単価を表-8.4 に示した。同様に、積出し基地から海面処分場設置場所までのガット船を用いた除去土運搬費の単価も運搬距離を仮定して表-8.4 に示した。除去土運搬費の単価は、飛散防止シートによる密閉費を考慮するものとした。密閉費は運搬距離には依らないと考えられるが、運搬量が多く長期の使用に耐えられる密閉設備の設置に係る費用を考慮するため、本試算では除去土運搬費の単価は、浚渫土運搬費の単価の 1 割増とした。また、中間貯蔵施設から集積所まで除去土を運搬する費用の単価は、運搬距離 20km、10 トンダンプトラックを想定し、通常の土砂運搬単価に飛散防止シートによる密閉費として 1 割程度割増した 3,000 円/m³ とした。また、遮水地盤材料 1m³ あたりの原泥（浚渫土）の体積を 0.75m³ とし、底面遮水工 640 万 m³（3,200m×500m×4m）、側面遮水工 60 万 m³（4m×20m×7,400m）の遮水地盤材料 700 万 m³ に必要な浚渫土を 525 万 m³ とした。以上の運搬費の単価と数量をそれぞれ表-8.5 に示した。

表-8.4 浚渫土及び除去土の運搬費

運搬 距離 (km)	積込	作業時間 (h)			就業時 間(h)	ワ ッ チ 数	1 航海 あたり (円)	運搬量 /1 航海 (m ³)	浚渫土 運搬費 (円/m ³)	除去土 運搬費 (円/m ³)
		運搬	排出	帰港						
5	3.5	0.3	3.5	0.3	7.6	1	949,440	850	1,100	1,200
10	3.5	1.0	3.5	1.0	9.0	1	1,085,116	850	1,200	1,400
50	3.5	3.0	3.5	3.0	13.0	1	1,488,818	850	1,700	1,900
100	3.5	5.0	3.5	5.0	17.0	2	1,939,368	850	2,200	2,500
200	3.5	11.0	3.5	11.0	29.0	3	3,180,210	850	3,700	4,100

※ガット船 850m³ 積，時速 18.5km/h を想定。除去土運搬費は飛散防止シートによる密閉費を考慮し浚渫土運搬費の 1 割増として計算した。

表-8.5 浚渫土と除去土の運搬費

名称	金額 (円/m ³)	数量 (m ³)
浚渫土運搬 (海上)	1,100~3,700	5,400,000
除去土運搬 (陸上)	3,000	20,000,000
除去土運搬 (海上)	1,200~4,100	20,000,000

表-8.6 積出し基地・受入護岸工事費

名称	金額 (円)	数量
全天候型バース棧橋 (積出し基地)	500,000/m ²	10,000m ²
ベルトコンベア	1,000,000/m	1,000m
全天候型バース (受入護岸)	200,000/m ²	108,000m ²
陸上コンベア	370,000,000/バース	5 バース
フローティングコンベア	3,000,000/m	2,500m

表-8.7 処分場護岸工事費

名称	金額 (円/m)	備考	数量 (m)
重力式護岸工	7,625,000	地盤改良を含まず	7,800
側面遮水工	9,110,000	底面遮水工を含まず	7,400
海側鋼管矢板	(2,870,000)		
陸側鋼管矢板	(2,240,000)		
遮水地盤材料打設工	(4,000,000)		
消波工	3,076,000	海象条件による	7,800
中仕切り工	5,987,000	地盤改良を含まず	3,700
津波減勢工	223,000		7,400

表-8.8 底面遮水工工事費

名称	金額 (円/m ²)	数量 (m ²)
遮水地盤材料打設工 (厚さ 4m)	60,000	1,600,000
セメント添加	600	1,600,000
ベントナイト添加	12,000	1,600,000
ゼオライト添加	12,000	1,600,000
製鋼スラグ敷設工	12,000	1,600,000

表-8.9 最終覆土工工事費

名称	金額 (円/m ²)	数量 (m ²)
覆土工	12,000	1,600,000
ベントナイト添加	1,500	1,600,000

8.3.6 海面処分場および積出し基地の建設費用

海面処分場の単位当たりの費用及び数量を表-8.6～表-8.9に示す。表-8.6は積出し基地・受入護岸工事費、表-8.7は海面処分場護岸工事費、表-8.8は底面遮水工工事費、表-8.9は最終覆土工工事費を示す。各項目の費用は、土田の報告¹⁴⁾や建設会社への聞き取りに基づいて仮定した。

本研究では、遮水地盤材料に少量セメント添加を行い、せん断強度を付与することで遮水工にすべりが発生しないようにしたため、遮水工上の保護シート敷設工が不要となり、底面遮水工工事費のうち土田¹⁴⁾が報告していた保護シート敷設工(11,800円/m²)を省くことができた。

8.4 建設費用の検討結果

表-8.10に海面処分場の建設・投入費(浚渫土の運搬費を除く)と浚渫土および除去土の海面処分場までの運搬費の項目毎の金額を示した。浚渫土と除去土の運搬費は海面処分場までの距離(ここでは5km～200kmとした)によって大きく異なってくるので、距離によらず計算できる建設・投入費の合計に対する比(%)も表中に示している。また、費用としては、直接工事費と直接工事費の3割増とした概算工事費を示した。海上の運搬距離を5～200kmとしたときの運搬費(直接工事費)は898億～1,614億円、建設・投入費(直接工事費)は3,878億円となり、運搬費は建設・投入費の23～42%であった。したがって、海面処分場の設置場所や浚渫粘土の入手箇所によって、総工事費は対建設費合計比約19%、約720億円変わることがわかった。

建設・投入費と浚渫土運搬費を合わせた処分場の概算工事費は5,117～5,294億円(処分容量1m³あたり25,600～26,500円)であり、Yasutakaら⁸⁾が用いている低濃度・非溶出性物質対応型の既存の管理型最終処分場の残土受入単価に基づいて計算された33,300円/m³(表-8.2)と比較して7,700～6,800円安かった。比較した既存の管理型最終処分場の廃棄物埋立容量は90万m³であるが、除去土の最終処分方法として海面処分場を用いた場合、2,000万m³の処分容量を1箇所確保し、かつ、1m³あたりの費用も安くなる可能性があることがわかった。

建設・投入費(浚渫土運搬費を含む)と除去土の処分場までの運搬費を合わせた総費用は、直接工事費で4,776億～5,492億円、概算工事費で6,209億～7,140億円となった。Yasutakaら⁸⁾は除去土の輸送と中間貯蔵に要する費用を5,700億円と試算しており(表-8.1)、除去土の最終処分方法として海面処分場を用いた場合、中間貯蔵と同規模の費用が必要となることがわかった。

図-8.14は建設・投入費(直接工事費)の項目別の比較である。図のようにもっとも大きな費用は遮水地盤材料の打設の費用960億円であり、次に側方遮水工の674億円、重力式護岸工595億円であった。底面遮水工と側面遮水工の合計は浚渫土運搬費用を除く建設・投入費の42.2%を占めており、これに遮水地盤材料の原料であり浚渫土の運搬費58億円～194億円を加えると、建設・投入費のほぼ半分が遮水構造を構築する費用である。

表-8.10 総工事費

名称	金額 (億円)	対建設・投入 費計比
浚渫土運搬 (海上)	運搬距離 5km	58 1.5%
	~200km	~194 ~5.0%
除去土運搬 (陸上)		600 15.5%
除去土運搬 (海上)	運搬距離 5km	240 6.2%
	~200km	~820 ~21.1%
運搬費計		
(浚渫土及び除去土の運搬距離 5~200km)	898	23.2%
	~1,614	~41.6%
全天候型バース 棧橋 (積出し基地)	50	1.3%
ベルトコンベア	10	0.3%
全天候型バース (受入護岸)	216	5.6%
陸上コンベア	19	0.5%
フローティングコンベア	75	1.9%
重力式護岸工	595	15.3%
側面遮水工	674	17.4%
消波工	240	6.2%
中仕切り工	222	5.7%
津波減勢工	17	0.4%
遮水地盤材料打設工	960	24.8%
セメント添加	10	0.2%
ベントナイト添加	192	5.0%
ゼオライト添加	192	5.0%
製鋼スラグ敷設工	192	5.0%
覆土工	192	5.0%
ベントナイト添加	24	0.6%
建設・投入費計		
(処分場の建設費と除去土の投入費, ただし 浚渫土の運搬費は除く)	3,878	100.0%
建設・投入費(直接工事費)	3,878	19,400/m ³
概算建設・投入費(直工×1.3)	5,041	25,300/m ³
浚渫土運搬費を含む建設・投入費 (直接工事費)	3,936 ~4,072	19,700/m ³ ~20,400/m ³
浚渫土運搬費を含む概算建設・投入費 (直工×1.3)	5,117 ~5,294	25,600/m ³ ~26,500/m ³
除去土運搬費を加えた総処分費 (直接工事費)	4,776 ~5,492	23,900/m ³ ~27,500/m ³
除去土運搬費を加えた概算総処分費 (直工×1.3)	6,209 ~7,140	31,100/m ³ ~35,700/m ³

(処分容量 2,000 万 m³)

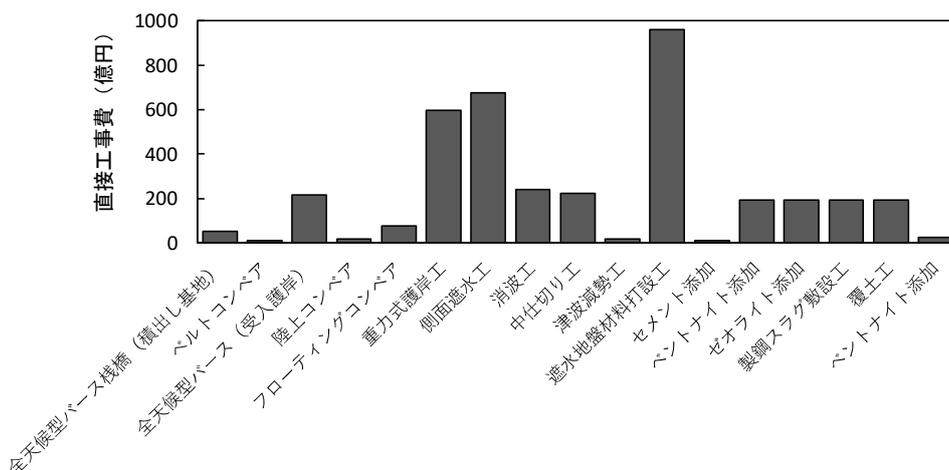


図-8.14 建設投入費の項目別比較

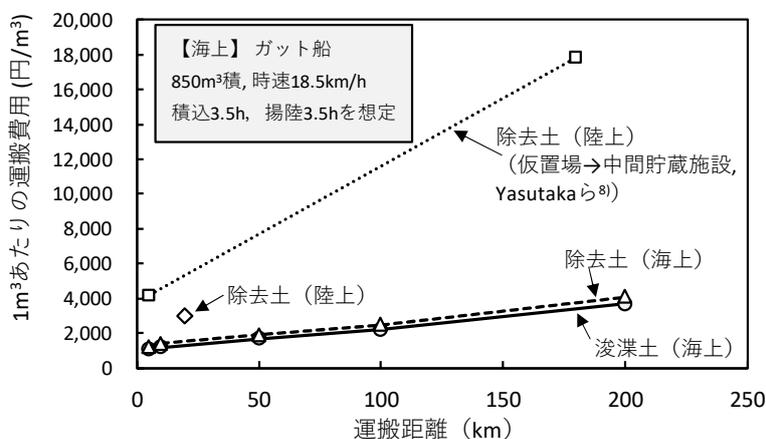


図-8.15 浚渫土および除去土の運搬費用 (1m³あたり)

8.5 考察

8.5.1 輸送費用の比較

図-8.15 に浚渫土および除去土の 1m³ あたりの運搬費用と運搬距離の関係を示した。ガット船を用いた除去土の海上運搬費は 1,200~4,100 円/m³ (運搬距離 5~200km), ダンプトラックを用いた除去土の陸上運搬費は 3,000 円 (運搬距離 20km) である (表-8.5)。一方, Yasutaka ら⁸⁾による除去土運搬単価によると, 計算対象の市町村の位置から輸送距離約 5~180km と考えられる仮置場から中間貯蔵施設までの輸送で約 4,200~17,800 円/m³ であり (表-8.2), 海上の運搬費に比べて陸上の運搬費は 3.5~4.7 倍 (運搬距離 5~180km) 高くなっている。

図-8.16 に浚渫土および除去土の運搬費用を示した。Yasutaka ら⁸⁾による単価を用いると, 陸上の最終処分場への運搬や除去土の再生利用等により除去土 2,000 万 m³ をダンプトラックを用いて運搬した場合, 840~3,560 億円 (運搬距離 5~180km) の費用となる。これは, 本研究で試算した除去土運搬費用 (陸上+海上) 840 億~1,360 億円の 1~2.6 倍必要となり, 陸上での最終処分の場合, 除去土運搬費用が占める割合が非常に大きくなると予想される。

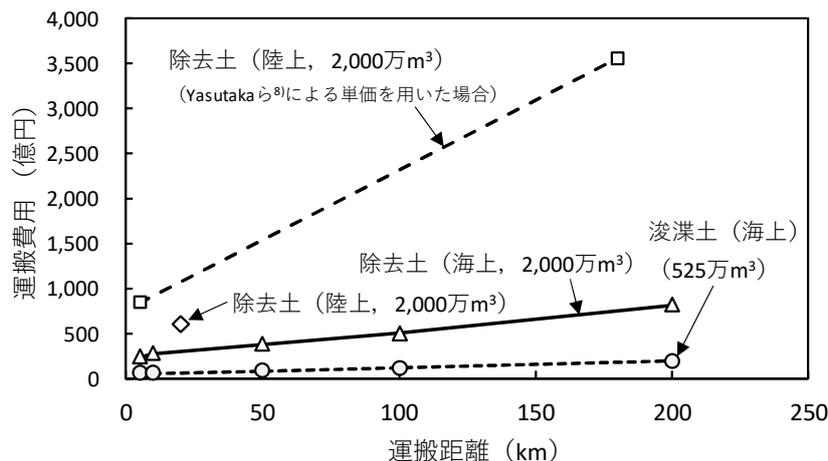


図-8.16 浚渫土および除去土の運搬費用

8.5.2 処分費用の比較

本研究で提案した海面処分場による除去土の処分費用の妥当性を検討するため、表-8.11に種々の処分場や埋立事業毎の処分容量、事業費、処分容量1m³あたりの費用、図-8.17に処分容量1m³あたりの費用を示した。本研究で検討した海面処分場については、浚渫土運搬費を含む概算建設・投入費と、除去土運搬費を加えた概算総処分費について示した。また、比較のため、Yasutakaら⁸⁾が中間貯蔵施設の不燃物貯蔵費用の試算に用いた中間貯蔵施設内の土壌貯蔵施設の構造と類似した既存の低濃度・非溶出性物質対応型の管理型最終処分場、水俣湾等堆積汚泥処理事業¹⁰⁾、広島港の出島処分場（管理型最終処分場）¹⁵⁾、東京港の新海面処分場（管理型・安定型最終処分場）¹⁶⁾を示した。

表-8.3に示したように水俣湾等堆積汚泥処理事業の費用には約30%を占める監視（仕切網）、補償費、営繕費、事務費等の建設・投入費以外の費用も含まれているが、直接工事費の3割増とした本研究の海面処分場の概算総処分費は、表-8.11および図-8.17から処分容量1m³あたりの費用について比較すると、水俣湾等堆積汚泥処理事業と同程度の費用が必要であることがわかる。

また、管理型の海面処分場である出島処分場の整備事業費から求めた単価と比較すると、本研究の海面処分場の概算建設・投入費から求めた処分容量1m³あたりの費用は、一般的な管理型の海面処分場と同程度である。

国内最大規模の処分容量をもつ東京港の新海面処分場は、浚渫土や建設発生土をA.P.(Arakawa Peil)+6.0mまで埋立後、廃棄物をA.P.+6.0m～A.P.+30.0mまで埋め立てる構造であるため、護岸延長に対して埋立容量が極めて大きく、護岸整備費から求めた処分容量1m³あたりの費用が極端に安くなっている。本研究で行った除去土の最終処分のための海面処分場では、処分場の安定性に及ぼす影響から大規模な高盛土は想定しなかった。

以上のように、本研究で提案した海面処分場の処分容量1m³あたりの費用は、比較した他の処分場や埋立事業と比べて同程度であり、妥当であるといえる。また、比較に用いた海面の処分場等は陸地に隣接して護岸を延長した事業であるが、本研究で提案した海面処分場は

表-8.11 処分にかかる費用の比較

	種別	容量 (万 m ³)	費用 (億円)	単価 (円/m ³)
本研究の海面処分場 (浚渫土運搬費を含む 概算建設・投入費)	海面	2,000	5,117 ~5,294	25,600 ~26,500
本研究の海面処分場 (除去土運搬費を加えた 概算総処分費)	海面	2,000	6,209 ~7,140	31,100 ~35,700
既存の管理型最終処分 場(低濃度・非溶出性物 質対応型) ⁸⁾	陸上	90		33,300 (残土受 入単価)
水俣湾等堆積汚泥処理 事業 ¹⁰⁾	海面	151	485	32,000
出島処分場 ¹⁵⁾	海面	190	502	26,400
新海面処分場 ¹⁶⁾	海面	12,037	4,500 (護岸整 備費)	3,700

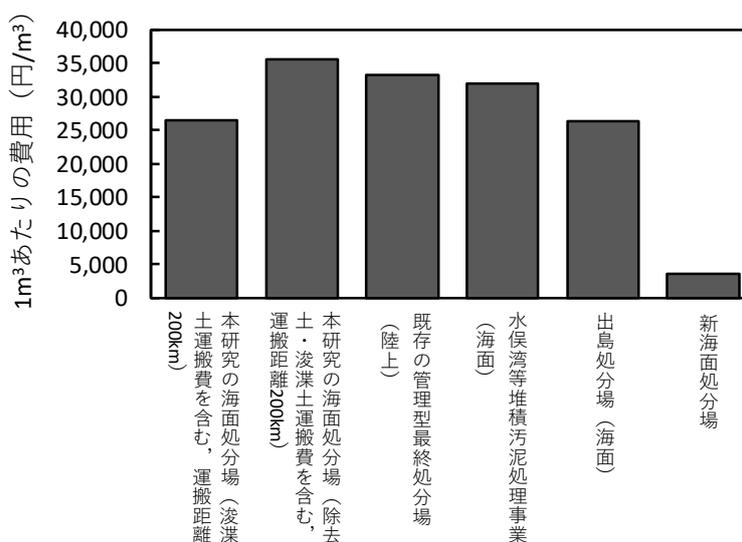


図-8.17 処分容量 1m³あたりの費用

四周を護岸で囲むことを想定しており、埋立面積に対して護岸延長が比較的長くなっているが、処分容量 1m³あたりの費用は同程度であった。

8.5.3 浚渫土利用の実現可能性

本研究で想定した海面処分場では、遮水工の母材として浚渫した海成粘土 525 万 m³ (浚渫土) を使用することとした。2016 年度の国内の浚渫土量は 1,055 万 m³、2017 年度は 781 万 m³ であり¹⁷⁾、全国の年間浚渫土量の半分以上の浚渫土量が必要であることがわかった。また、これらの浚渫土量は砂と粘土を合わせた量であることを考慮すると、処分容量 2,000 万 m³ の

海面処分場に必要な海成粘土の調達が課題となると考えられる。一方で、船舶の大型化や航行船舶の安全確保のために航路の増深や拡幅などの浚渫が港湾整備において必要となっており、浚渫土を海面処分場の建設材料として有効利用することへの需要はあると考えられる。したがって、航路等の浚渫時期と海面処分場建設による浚渫土の受入時期が一致する必要があるものの、浚渫土利用の可能性はあると考えられる。

8.6 まとめ

本章では、これまで筆者らが行ってきた、除染に伴って発生した除去土の最終処分を想定した海面処分場の護岸や遮水工の構造や遮水地盤材料の研究に基づき、除去土を海面処分場に処分したときの建設および処分に要する費用について検討を行った。

- 1) 除去土や遮水工に用いる浚渫土の海上の運搬距離を5～200kmとしたとき、海面処分場の建設費と運搬費を合わせた直接工事費は4,776億～5,492億円、概算工事費は6,209億～7,140億円であった。Yasutakaら⁸⁾は輸送と中間貯蔵施設にかかる費用を5,700億円と試算しており、海面処分場による除去土の最終処分には、中間貯蔵施設と同規模の費用が必要となることがわかった。
- 2) 処分容量1m³あたりの建設費と浚渫土運搬費を合わせた概算工事費は25,600～26,500円となり、Yasutakaら⁸⁾が試算に用いた既存の管理型最終処分場(処分容量90万m³)の残土受入単価33,300円/m³と比較して7,700～6,800円安かった。除去土の最終処分に海面処分場を用いた場合、2,000万m³の処分容量を1箇所確保し、1m³あたりの工事費も安くできる可能性があることがわかった。
- 3) 除去土の海上運搬費とYasutakaら⁸⁾の試算による除去土の陸上運搬費の比較により、運搬距離5～180kmのとき海上の運搬費に比べて陸上の運搬費は3.5～4.7倍高くなることがわかった。従って、輸送費用と建設費用を総合的に考慮した最終処分方法の検討が必要であるといえる。
- 4) 本研究で提案した海面処分場の処分容量1m³あたりの費用は、他の処分場や埋立事業と同程度であり、試算した除去土の処分費用は概ね妥当であると考えられる。
- 5) 処分容量2,000万m³の海面処分場の遮水工及び最終覆土工に用いる海成粘土量として試算した525万m³は全国の年間浚渫土量の半分以上であり、海面処分場の建設に必要な海成粘土の調達が計画時の課題となると考えられる。

第8章の参考文献

- 1) 環境省：中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略，2016，
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/facility/effort/investigative_commission/pdf/investigative_commission_text.pdf，(参照2018.6.18)。

- 2) 環境省：中間貯蔵開始後 30 年以内に福島県外での最終処分を完了するための取組の進捗状況に関する報告，2018，
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/action/pdf/report_180605.pdf，（参照 2018.6.18）.
- 3) 東京都港湾局：東京港の歴史，
<http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/yakuwari/rekishi/>，（参照 2018.6.18）.
- 4) 奥田一弘，土田孝，渡部要一，上野一彦，金子崇，村上博紀：巨大地震に対して高い安全性を求められる海面処分場の護岸構造の提案，地盤工学ジャーナル，10(3)，343-358，2015.
- 5) 村上博紀，土田孝，安部太紀，上野一彦，田中裕一：放射性セシウムを含む廃棄物等を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究，地盤工学ジャーナル，10(1)，17-32，2015.
- 6) 高橋源貴，土田孝，村上博紀：海面処分場に用いる遮水地盤材料の吸着性能に関する研究，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，71(2)，I_1071-I_1076，2015.
- 7) 栗原大，高岡慶人，土田孝，白神拓也，岡村郁耶，熊谷隆宏：少量セメント添加粘土を用いた海面処分場用遮水地盤材料の透水特性，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，74(2)，I_910-I_915，2018.
- 8) Yasutaka, T., & Naito, W.: Assessing cost and effectiveness of radiation decontamination in Fukushima Prefecture, Japan, Journal of environmental radioactivity, 151, 512-520, 2016.
- 9) 中西弘，浮田正夫：底泥および魚介類の水銀汚染に関する研究，衛生工学研究討論会講演論文集，Vol.13，pp.163-168，1977.
- 10) 中山靖之：水俣湾環境復元事業におけるプロジェクトマネジメントと評価に関する研究，Diss.，東京大学，1999.
- 11) 広瀬宗一，山口晶敬：水俣湾公害防止対策事業，土木学会論文集，No.421，pp.233-242，1990.
- 12) 中島重旗：水俣湾における環境復旧事業の経過，環境技術，Vol.31，No.11，pp.891-897，2002.
- 13) 環境省：中間貯蔵施設環境安全委員会（第 10 回）資料，2018，
http://josen.env.go.jp/chukanchozou/action/safety_commission/pdf/safety_commission_01_180322.pdf，（参照 2018.6.18）.
- 14) 土田孝：放射能で汚染された廃棄物を対象とした海面最終処分場に関する研究，2014.
https://www.env.go.jp/policy/kenkyu/suishin/kadai/syuryo_report/h25/pdf/3K122109.pdf，（参照 2018.6.18）.
- 15) 広島県産業廃棄物対策課：出島廃棄物処分場の概要，
<https://www.pref.hiroshima.lg.jp/uploaded/attachment/173437.pdf>，（参照 2018.10.10）.
- 16) 東京都港湾局：新海面処分場パンフレット，
<http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/shinkaimen.pdf>，（参照 2018.10.10）.
- 17) 日刊建設工業新聞：埋浚協会員／17 年度埋立浚渫土量契約実績／国内 26%減，海外 32%増 [2018 年 6 月 22 日 2 面]，<http://www.decn.co.jp/?p=100419>，（参照 2018.6.23）.

第9章 結論

9.1 本研究のまとめ

本研究では、福島第一原子力発電所事故後の除染により発生した除去土壌を海面処分場で最終処分することを想定し、海面処分場の底面遮水に用いる遮水地盤材料の透水特性、圧縮・圧密特性、セシウムの吸着特性を検討した。また、これまで筆者らが行ってきた海面処分場の護岸や遮水工の構造や遮水地盤材料の研究に基づき、海面処分場の建設及び除去土の処分に要する費用を検討した。

以下に、本研究の成果を各章ごとに取りまとめる。

第1章 序論では、本研究の背景と関連する先行研究を取りまとめ、本研究の目的を示した。放射性セシウムで汚染された除去土壌の発生の経緯と放射能濃度毎の発生量、除去土壌の処理の現状についてまとめた。また、海面処分場の遮水に関する技術基準と、海面処分場の底面遮水工として遮水地盤材料による遮水構造が採用された例を示した。また、海面処分場に用いる遮水地盤材料に関する研究として、海成粘土に砂やベントナイトを添加した材料について行われた先行研究をまとめた。また、土壌中におけるセシウムの存在形態と土壌の負電荷へのセシウムの吸着メカニズムについて示し、ゼオライトを用いたセシウム吸着に関する先行研究をまとめた。また、本研究で参考にした海面処分場の護岸および遮水層の構造に関する既往の研究をまとめた。また、除染および中間貯蔵にかかる費用について試算を行った先行研究をまとめた。

第2章 放射性セシウムによる汚染土等を対象とした海面処分場に用いられる遮水材料の必要性能では、想定する海面処分場の構造および底面遮水に用いる遮水地盤材料の透水性と吸着性に関する必要性能について示した。また、透水性の必要性能を検討する際に用いた有効間隙率の測定を行った。

第3章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の透水性では、様々な配合の遮水地盤材料に対して段階載荷圧密試験を実施し、ベントナイト、砂、ゼオライトのそれぞれの混合による透水係数の変化について検討した。また、海成粘土にベントナイトとゼオライトを混合したときの透水係数の変化について詳述した。また、海成粘土を母材とする遮水地盤材料の透水係数の予測について検討した。結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 海成粘土にベントナイトを混合した遮水地盤材料では、平均圧密圧力が大きくなるほど間隙比が減少するため、Darcy 則の透水係数 k_{Darcy} よりも間隙内平均流速に関する透水係数 k_{pore} が大きくなった。また、同じ k_{pore} で比較した場合は、ベントナイト添加量が多いほど間隙比が増加することがわかった。

- 2) セシウム吸着性向上のために混合したゼオライトの添加により、同じ k_{pore} で比較した場合海成粘土のみのものと比べてゼオライト添加により間隙比は減少するが、同じ平均圧密応力において k_{pore} は変化しなかった。
- 3) 海成粘土を母材とした遮水材料の圧縮性の低減を目的とした砂添加については、砂の添加量が少ない場合 k_{Darcy} は変化しないと報告されてきたが、砂添加による間隙比の減少により、砂添加比 100% のとき k_{pore} は 17~55% 程度増加した。
- 4) ベントナイトとゼオライトの添加では、ベントナイトの添加により k_{pore} が減少するが、ベントナイト添加量が同じ供試体では、ゼオライト添加比が多いほど k_{pore} が小さくなった。
- 5) ベントナイトと砂を添加した遮水材料では、ベントナイトのみ添加した遮水材料と比べて、ベントナイト添加に伴う透水係数の減少が大きくなることが観察された。
- 6) 海成粘土に砂を混合した供試体では、砂の体積を無視した間隙率 n^*_{sand} を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入することで、砂を混合したときの透水係数を予測できた。
- 7) 海成粘土にゼオライトを混合した供試体では、ゼオライトの体積のある割合 a_z を間隙体積に加えた間隙率 n^*_{zeolite} を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入することで、ゼオライトを混合したときの透水係数を予測できた。
- 8) 海成粘土にベントナイトを混合した供試体では、ベントナイトの体積のある割合 a_b を間隙体積から引いた間隙率 n^*_{eq} を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入することで、ベントナイトを混合したときの透水係数を予測できた。
- 9) 海成粘土にベントナイトとゼオライトまたは砂を混合した供試体に対して、砂の体積を無視し、ゼオライトの体積のある割合 a_z を間隙体積に加え、ベントナイトの体積のある割合 a_b を間隙体積から引いた等価間隙率 n^*_{eq} を、海成粘土のみの供試体の透水係数 k_{Darcy} と間隙率 n の近似式の間隙率 n に代入して透水係数を予測した。ベントナイトと砂を混合した供試体では、透水係数の予測値は実測値の約 1.1~1.2 倍となった。またベントナイトとゼオライトを混合した供試体では、透水係数の予測値は実測値の約 1.1~1.4 倍となった。予測値を実測値に近づけるには間隙体積から引く割合 a_b を大きくする必要がある。ベントナイトとゼオライトまたは砂を混合したときの透水に関する間隙体積の変化についてはさらなる研究が必要と考えられる。

第4章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の圧縮圧密特性では、ベントナイト、砂、ゼオライトを添加した材料の圧縮特性と圧密特性について検討を行った。結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 東京湾粘土、徳山港粘土、松島湾粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを添加した試料の圧縮指数について、添加前の圧縮指数 C_0 から添加後の圧縮指数 C_c の変化率 C_c/C_0 と添加率の関係を検討した。なお、砂とゼオライトが C_c に及ぼす影響はほぼ同じであったため、ここでは砂とゼオライトを同等に扱うこととする。ベントナイトのみを添加したと

きの実験結果, 砂・ゼオライトのみを添加したときの実験結果から, 圧縮指数変化比 C_c/C_{c0} は添加率によってほぼ次式で表すことができることがわかった。

$$\text{ベントナイト添加: } C_c/C_{c0} = 1 + b_1 \cdot a_B$$

$$\text{砂・ゼオライト添加: } C_c/C_{c0} = \exp(-b_2 \cdot a_s)$$

ここに, a_B , a_s はそれぞれベントナイト, 砂の粘土の乾燥重量に対する添加率である。

- 2) パラメータ b_1 は東京湾粘土, 徳山港粘土, 松島湾粘土において 0.533, 1.50, 0.04 と大きく変化した。 b_1 は液性限界が小さいほど大きく, C_c を増加させる効果が顕著になる。松島湾粘土ではベントナイトの添加がほとんど C_c に影響しなかったが, この理由は島湾粘土は液性限界が 154.6% であり, 海水で練り返したベントナイトの液性限界 (187.0%) に近いことが考えられる。砂・ゼオライトによる C_c の低下傾向を示す b_2 は液性限界によらずほぼ一定の傾向がみられた。ただし, 今回用いた粘土はいずれも液性限界が 100% 以上であり日本の海成粘土全体からみて高いほうに偏っているため, より小さい液性限界の粘土についても検討する必要がある。
- 3) ベントナイトのみを添加したときの C_c の変化, 砂及びゼオライトを添加したときの C_c の変化からパラメータ b_1 と b_2 を求め, ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の C_c の変化比について次式を仮定した。

$$C_c/C_{c0} = (1 + b_1 \cdot a_B) \exp(-b_2 \cdot a_s)$$

上式で計算した値を実験によって求めた値と比較した結果, ベントナイトと砂, ベントナイトとゼオライトを両方添加した試料の圧縮指数変化比と, 上式による予測値はよく一致しており, 上式で添加後の圧縮特性の変化を予測できることがわかった。

- 4) 圧密係数 c_v は圧密圧力とともに増加するため, 海面処分場の施工初期と埋立中期をそれぞれ代表する平均有効応力 28kPa と 111kPa における c_v に着目し, ベントナイトおよび砂・ゼオライトの添加による圧密係数の変化率 c_v/c_{v0} との関係について検討した。 c_{v0} はベントナイト, 砂・ゼオライトが無添加の時の圧密係数である。ベントナイトのみを添加したときの実験結果, 砂・ゼオライトのみを添加したときの実験結果から, c_v/c_{v0} と添加率の関係はほぼ次式で表すことができる。

$$\text{ベントナイト添加: } c_v/c_{v0} = \exp(-c_1 \cdot a_B)$$

$$\text{砂・ゼオライト添加: } c_v/c_{v0} = \exp(c_2 \cdot a_s)$$

- 5) ベントナイトを添加すると, 添加量が小さい段階から圧密係数は顕著に低下し, 配合量 100kg/m^3 (添加率 0.231) でも 40~60% に低下する。一方, 砂・ゼオライトの添加によってベントナイト添加による減少分を補うためにはベントナイトの 4 倍~10 倍以上の添加率とする必要がある。砂・ゼオライトを乾燥重量比で 100% 添加した場合でも, 東京湾粘土と徳山港粘土における c_v の増加は 20~60% である。ベントナイト添加による低減効果 b_1 は東京湾粘土と徳山港粘土ではほぼ等しいが, 松島湾粘土は小さかった。これは C_c の

変化率と同様に松島湾粘土の液性限界がベントナイトの液性限界に近いことが理由と考えられる。

- 6) ベントナイトのみを添加したときの c_v の変化, 砂及びゼオライトを添加したときの c_v の変化からパラメータ c_1 と c_2 を求め, ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の c_v の変化比について次式を仮定した。

$$\frac{c_v}{c_{v0}} = \exp(-c_1 \cdot a_B) \cdot \exp(c_2 \cdot a_S)$$

上式で計算した値を実験によって求めた値と比較した結果, 東京湾粘土, 徳山港粘土では予測値が実測値を 20~30% 上回り松島湾粘土ではほぼ一致した。

第5章 海成粘土を母材とし, ベントナイト, 砂, ゼオライトを混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性では, バッチ吸着試験および圧密通水試験により遮水地盤材料のセシウム吸着特性について調べた。また, 層厚の違いがセシウムの吸着破過特性に及ぼす影響について検討し, 遮水地盤材料のセシウム吸着性能の指標として, 圧密通水試験での破過点の PVF (累積通水量/試料の間隙体積) の目標値を提案した。また, 遮水地盤材料の各材料の配合から破過点の PVF が予測できることを示した。また, X線回折分析により, Cs の吸着効果のある層状ケイ酸塩鉱物やゼオライトが各材料中に存在することを確認した。結果をまとめると以下ようになる。

- 1) バッチ吸着試験では, 徳山港粘土とベントナイトを混合した, それぞれの乾燥質量の比率の異なる供試体の分配係数は, いずれも約 15~17mL/g とほとんど差がなく, 海成粘土の陽イオン交換容量 (CEC) の 2 倍以上の CEC をもつベントナイトのセシウム吸着効果は共存イオンの多い海水中では期待できないことがわかった。
- 2) 圧密通水試験では, 破過点の PVF やセシウム累計吸着量は海成粘土の種類やベントナイトの添加量, ゼオライト, 砂の添加比によって異なる。破過点の PVF および累計吸着量はゼオライトの添加により大きく増加し, ベントナイトの添加により減少した。供試体の CEC と破過点の PVF, 供試体の CEC と累計吸着量の関係から, ゼオライトの添加は供試体のセシウム吸着能力を増加させるが, ベントナイトの添加はセシウム吸着能力を増加させないことがわかった。また, 砂の添加により, 破過点の累計吸着量は減少したが, 砂の添加により間隙比が大幅に減少したことから破過点の PVF は増加した。ベントナイトとゼオライトまたは砂を両方添加した供試体でも同様の傾向が見られた。
- 3) 松島湾粘土を用いて供試体厚さを 1cm, 2cm, 3cm に変えて行った圧密通水試験では, 供試体厚さが増加するほど破過点の PVF が減少しており, 粘土層厚と破過時の PVF の関係は両対数グラフ上で直線となった。この近似直線を海面処分場の底面遮水層の層厚 4m に外挿して求めた破過時の PVF は 0.67 となった。同じ直線の傾きで層厚 4m のときの破過点の PVF を 1 以上にするには, 供試体厚さ 1cm のときの破過点の PVF は 28.3 以上必要であった。供試体と実際の底面遮水層の厚さの違いによる吸着破過特性の不確実性を考慮し, 供試体厚さ 1cm における圧密通水試験での破過点の PVF は 30 以上を目標とすることを提案した。

- 4) セシウムの吸着には海成粘土およびゼオライトのみが効果があり、海水環境ではベントナイトの添加はセシウム吸着能力を増加させないこと、また、砂の添加は破過点の PVF を増加させることから、供試体の乾燥質量に対する海成粘土、ゼオライト、砂の乾燥質量の比率から破過点の PVF を予測できることが分かった。

第6章 海成粘土を母材とし、ベントナイト、砂、ゼオライトを混合した遮水地盤材料の配合設計では、第3章で検討した透水性、第5章で検討したセシウム吸着特性、また第4章で検討した圧縮性および圧密特性を考慮した遮水地盤材料の配合を行う方法をまとめた。

- 1) 第3章で検討した等価間隙率 n_{eq}^* を用いた透水係数の予測および第5章で検討した破過点の PVF の予測を用いて、透水性およびセシウム吸着特性を考慮したベントナイトとゼオライトの配合を行う方法を示した。
- 2) 東京湾粘土にベントナイト、砂、ゼオライトを添加した試料の圧密圧力が 9.8kPa のときの間隙比について、添加前の間隙比 e_0 から添加後の間隙比 e の変化率 e/e_0 と添加率の関係を検討した。なお、砂とゼオライトが e に及ぼす影響はほぼ同じであったため、ここでは砂とゼオライトを同等に扱うこととした。ベントナイトのみを添加したときの実験結果、砂・ゼオライトのみを添加したときの実験結果から、間隙比変化率 e/e_0 は添加率によってほぼ次式で表すことができることがわかった。

$$\text{ベントナイト添加: } \frac{e}{e_0} = 1 + d_1 a_B$$

$$\text{砂・ゼオライト添加: } \frac{e}{e_0} = \exp(-d_2 a_S)$$

ここに、 a_B 、 a_S はそれぞれベントナイト、砂の粘土の乾燥重量に対する添加率である。

- 3) ベントナイトのみを添加したときの e の変化、砂及びゼオライトを添加したときの e の変化からパラメータ d_1 と d_2 を求め、ベントナイトと砂及びゼオライトをともに添加した場合の間隙比変化率について次式を仮定した。

$$\frac{e}{e_0} = (1 + d_1 a_B) \cdot \exp(-d_2 a_S)$$

上式で計算した値を実験によって求めた値と比較した結果、ベントナイトと砂、ベントナイトとゼオライトを両方添加した試料の間隙比変化率と、上式による予測値はよく一致しており、上式で添加後の間隙比の変化を予測できることがわかった。

- 4) 間隙比変化率の予測および第4章で検討した圧縮指数変化率の予測を用いて、圧縮性を考慮した砂の配合を行う方法を示した。また、第4章で検討した圧密係数変化率の予測を用いて、海成粘土にベントナイト、ゼオライト、砂を混合した材料の圧密係数を求め、圧密にかかる時間を確認した。

第7章 海成粘土に少量セメント添加した遮水地盤材料の透水特性と吸着特性では、乾燥質量比 2~4%程度のセメントを遮水地盤材料に添加する「少量セメント添加」によって底面遮水層の施工に必要な強度を付与する方法について検討した。結果をまとめると以下のよう

になる。

- 1) 少量セメント添加粘土は、時間とともに数 kPa の強度が発現しており、施工上必要な強度を与える観点からは少量セメント添加は選択肢となりうると考えられる。
- 2) 少量セメント添加粘土は、圧密時に間隙比の減少が無添加の場合よりも抑制されるため、同一の圧密圧力において透水係数が増加するので、この影響を十分考慮する必要がある。今回の検討では遮水層を水中打設で造成する際の流動性を確保する観点から初期含水比を $1.5w_L$ としたが、流動性不足を補う施工方法を採用することにより、初期含水比を減少させて施工するなどの工夫が考えられる。
- 3) 中空ねじり三軸試験によって、せん断変形を与えた前後の透水係数の変化を調べた。貧配合セメント固化処理土(添加率 10%, 15%)では 20%のせん断変形によりクラックが生じ透水係数が上昇したが、少量セメント添加粘土ではせん断変形によって透水係数は低下し、上昇はみられなかった。
- 4) 第 5 章と同様の方法で少量セメント添加粘土のセシウム吸着特性を調べた結果、セメントを添加したことにより、浸出時の PVF に大きな差はなく、吸着特性はほとんど変わらないことがわかった。また、セメントの添加率が大きくなるにつれて浸出後の濃度の勾配は大きくなり、浸出後の濃度上昇が早くなることがわかった。

第 8 章 海面処分場の建設及び除染土壌等の処分方法では、これまで筆者らが行ってきた、除染に伴って発生した除去土の最終処分を想定した海面処分場の護岸や遮水工の構造や遮水地盤材料の研究に基づき、除去土を海面処分場に処分したときの建設および処分に要する費用について検討を行った。

- 1) 除去土や遮水工に用いる浚渫土の海上の運搬距離を 5~200km としたとき、海面処分場の建設費と運搬費を合わせた直接工事費は 4,776 億~5,492 億円、概算工事費は 6,209 億~7,140 億円であった。Yasutaka ら¹⁾は輸送と中間貯蔵施設にかかる費用を 5,700 億円と試算しており、海面処分場による除去土の最終処分には、中間貯蔵施設と同規模の費用が必要となることがわかった。
- 2) 処分容量 1m^3 あたりの建設費と浚渫土運搬費を合わせた概算工事費は 25,600~26,500 円となり、Yasutaka ら¹⁾が試算に用いた既存の管理型最終処分場(処分容量 90 万 m^3)の残土受入単価 33,300 円/ m^3 と比較して 7,700~6,800 円安かった。除去土の最終処分に海面処分場を用いた場合、2,000 万 m^3 の処分容量を 1 箇所確保し、 1m^3 あたりの工事費も安くできる可能性があることがわかった。
- 3) 除去土の海上運搬費と Yasutaka ら¹⁾の試算による除去土の陸上運搬費の比較により、運搬距離 5~180km のとき海上の運搬費に比べて陸上の運搬費は 3.5~4.7 倍高くなることがわかった。従って、輸送費用と建設費用を総合的に考慮した最終処分方法の検討が必要であるといえる。
- 4) 本研究で提案した海面処分場の処分容量 1m^3 あたりの費用は、他の処分場や埋立事業と同程度であり、試算した除去土の処分費用は概ね妥当であると考えられる。

- 1) Yasutaka, T., & Naito, W.: Assessing cost and effectiveness of radiation decontamination in Fukushima Prefecture, Japan, *Journal of environmental radioactivity*, 151, 512-520, 2016.

以上より、本研究の成果を要約すれば、放射性セシウムで汚染された除去土を処分することを目的とした海面処分場の底面遮水層に用いる遮水地盤材料の透水特性、圧縮特性と圧密特性、セシウムの吸着特性を示し、除去土を海面処分場に処分したときの海面処分場の建設および除去土の処分に要する費用と課題を明らかにすることができたことである。

9.2 今後の課題と展望

今後さらなる検討が必要と考えられる課題について、以下に述べる。

- 1) 第3章では、海成粘土にベントナイトとゼオライトまたは砂を混合した供試体に対して、砂の体積を無視し、係数 a_z を掛けたゼオライトの体積を間隙体積に加え、係数 a_b を掛けたベントナイトの体積を間隙体積から引いた間隙率 n^* を求め、海成粘土のみの供試体の透水係数と間隙率の近似式に代入することにより、様々な配合時の透水係数を予測した。海成粘土にベントナイトまたは砂、ゼオライトのみを混合した供試体では、予測値と実測値の差は大きくなかったが、海成粘土にベントナイトと砂あるいはゼオライトを混合した供試体では透水係数の予測値は実測値より大きくなった。透水係数の予測値を実測値に近づけるには、係数 a_b を大きくする必要があるが、ベントナイトとゼオライトまたは砂の両方を混合したときの透水に関する間隙構造については、さらなる研究が必要である。
- 2) 第5章では、圧密通水試験で供試体厚さを 1cm, 2cm, 3cm に変えた場合、供試体厚さが増加するほど破過点の PVF が減少し、粘土層厚と破過点の PVF の関係は両対数グラフ上で直線となることを示し、層厚 4m のときの破過点の PVF を 1 以上にするためには供試体厚さ 1cm のときの破過点の PVF は 28.3 以上必要であることを示した。本研究では層厚の違いによる不確実性を考慮し、供試体厚さ 1cm における圧密通水試験での破過点の PVF の目標値を 30 以上とすることを提案したが、供試体厚さ 1cm の実験で得られた吸着破過特性を実際の層厚 4m の底面遮水層にどこまで適用できるかについては、さらなる検討が必要と考えられる。
- 3) 第7章で検討した乾燥質量比 2~4%程度セメントを遮水地盤材料に添加する少量セメント添加粘土は、圧密時に間隙比の減少が無添加の場合よりも抑制され、同一の圧密圧力において透水係数が増加する。本研究では底面遮水層を水中打設で造成する際の流動性を確保する観点から初期含水比を $1.5w_L$ としたが、透水係数を減少させるためには初期含水比を減少させて施工するなどの工夫が必要であり、流動性不足を補う施工方法などの検討が必要である。
- 4) 第7章に示した圧密通水試験では、少量セメント添加粘土の破過点の PVF はセメント無添加の供試体と大きな差はなかったが、少量セメント添加粘土の破過点のセシウム累計吸着量は約 1.6 倍に増加した。少量セメント添加による遮水地盤材料のセシウムの吸着特性

の変化については、安定セシウム溶液や浸出水の共存イオン濃度やpHの測定などにより、これらの影響についてさらなる検討が必要である。

- 5) 第6章では、セメント添加により初期強度を付与した場合に、透水性、吸着性、圧縮圧密特性がどのように影響するかについては検討が不十分であるため、5章までの成果から配合設計を行う方法を示した。少量セメント添加を行った場合の設計法については、今後さらなる検討が必要である。
- 6) 第8章で、処分容量 2,000 万 m³ の海面処分場の遮水工及び最終覆土工に用いる海成粘土量として試算した 525 万 m³ は、全国の年間浚渫土量の半分以上であった。海面処分場を計画する際には、海面処分場の建設に必要なとなる海成粘土の調達が課題となると考えられる。

謝 辞

私は地盤工学研究室に配属されてから博士課程を修了するまで長期間を要したこともあり、大変多くの方々からご指導やご協力を頂きました。本論文をまとめるにあたり、ここで感謝の意を表したいと思います。

本学位論文の作成にあたり、広島大学大学院工学研究科教授の土田孝先生には、終始温かいご指導、ご鞭撻を賜りました。土田先生には、論文の作成から投稿、査読者の意見に対する回答や論文の修正方法に至るまで、論文の執筆に必要なあらゆることを丁寧に教えて頂きました。心より感謝申し上げます。これからも末永くご指導いただければ幸いです。

本学位論文に関する投稿論文の共著者である、地盤工学研究室の土田孝先生、A. M. R. G. Athapaththu 先生、橋本涼太先生、姜庚吾氏、村上博紀氏、高橋源貴氏、高岡慶人氏、胡安氏、白神拓也氏、岡村郁耶氏、五洋建設株式会社の熊谷隆宏氏、田中裕一氏、上野一彦氏には、実験や論文執筆に関して、多大な協力を頂きました。ここに記して感謝の意を申し上げます。

副査として、本学位論文の審査では、大学院工学研究科教授の河合研至先生、半井健一郎先生、遠藤暁先生、また、放射線災害復興を推進するフェニックスリーダー育成プログラムの放射線災害復興学報告会では、原爆放射線医科学研究所教授の松浦伸也先生、大学院社会科学部教授の築達延征先生、大学院工学研究科教授の半井健一郎先生に、大変貴重なご助言やご指導を頂きました。深く感謝申し上げます。

広島大学の平成 23 年度文部科学省博士課程教育リーディングプログラム採択 放射線災害復興を推進するフェニックスリーダー育成プログラムには、5 年間にわたり放射線災害からの復興について幅広く学ぶ機会を与えて頂いただけでなく、研究活動費の支援も頂きました。ここに感謝の意を表します。

地盤工学研究室では、学部生の時は一井康二先生、博士課程では土田孝先生にご指導いただきました。6 年 8 ヶ月の間、先生 4 名、秘書 2 名、社会人博士 8 名、留学生 8 カ国 9 名、日本人学生 52 名の計 75 名の方々に出会うことができました。長い間、地盤工学研究室の皆様には大変お世話になりました。厚く感謝申し上げます。

最後に、9 年 8 ヶ月の学生生活を支援してくれた両親と姉、そして、プログラムの先輩であり学生生活の途中から家族となり論文執筆を助けてくれた妻に感謝し、謝辞の締めくくりといたします。

2018 年（平成 30 年）11 月
栗原 大