

平成 25 年度（一財）港湾空港総合技術センター 研究開発助成報告書

助成番号：平成 26 年 1 月 27 日付 第 13-4 号

研究開発項目：（指定②）港湾、海岸及び空港における大規模災害
発生後の対応に関する研究

巨大地震に備える広域廃棄物処分 のための海面処分場の設計と構造 に関する研究

平成 27 年 4 月 30 日

広島大学大学院 工学研究院

土田 孝

目 次

1. 巨大地震の災害廃棄物のための海面廃棄物処分場の必要性とその必要性能	1
1.1 研究の背景	1
1.2 巨大地震に備える海面廃棄物処分場の必要性能	5
参考文献	6
2. 巨大地震に備える海面廃棄物処分場の護岸断面の検討	7
2.1 護岸構造と遮水構造の分離	7
2.2 現行基準による護岸の安定性の検討	8
2.3 護岸構造と遮水構造の分離に関する遠心載荷模型実験による検討	10
2.4 水中振動台実験による護岸の地震時変形量照査	15
2.5 地震時の有効応力解析	20
2.6 巨大地震に備える海面処分場の護岸断面に関する検討のまとめ	24
参考文献	25
3. せん断変形が発生したときの土質系遮水材料の透水特性	26
3.1 巨大地震時に遮水地盤材料に発生するせん断ひずみの推定	26
3.2 水平方向透水係数の測定方法	27
3.3 せん断変形を与えた後の水平方向圧密係数の測定結果	29
3.4 せん断変形を受けた遮水地盤材料の水平方向透水係数に関するまとめ	32
参考文献	33
4. 巨大地震に備える海面廃棄物処分場への津波の影響に関する検討	34
4.1 内部が廃棄物で充填されたときに津波が作用したときの海面処分場の安全性に関する検討	34
4.2 内部が空のときに津波が作用したときの海面処分場の安全性に関する検討	42
4.3 まとめ	43
5. まとめと今後の課題	44

1. 巨大地震の災害廃棄物のための海面廃棄物処分場の必要性和その必要性能

1.1 研究の背景

2011年3月11日に発生した東日本大震災では地震による災害廃棄物が約2,000万トン、津波堆積物が約1,000万トンの合計約3,000万トンの災害による廃棄物が発生し、これらの処理・処分が復興事業において大きな課題となった。

関東大震災や阪神淡路大震災など、わが国が過去に経験した大震災からの復興においては、海面を利用した災害廃棄物の処分がなされてきた。関東大震災の震災ガレキは東京港豊洲地区の埋立、横浜港山下公園の埋立に利用された。阪神大震災によって発生したガレキは2,000万トンに達したが、震災直後に大阪湾広域臨海環境整備センターが臨海部に計1,500万 m^3 分の処分地を提供したと神戸港内に災害ガレキによる埋立を実施したことにより、比較的短期間で処分が終了したとされている。本研究は、今後起こりうる巨大地震に備える観点から、海面の廃棄物処分場を活用する方策について検討するものである。

わが国における管理型廃棄物処分場は、陸域に設置するタイプと海面に立地するタイプがある。



図 1.1 大阪湾広域臨海環境整備センター神戸沖処分場(83ha, 1,500 m^3)

図 1.1 は代表的な海面処分場である大阪湾広域臨海環境整備センター神戸沖処分場の全景である。大阪湾広域臨海環境整備センターは、近畿の2府4県、168市町村の対象区域から発生する廃棄物を処分するため、大阪湾内に泉大津沖、尼崎沖、神戸沖、大阪沖の4箇所の海面処分場を建設し、廃棄物処理を行っている。

本例のような海面に立地した廃棄物処分場の特徴を陸域の処分場と比較すると、以下のよう
にまとめることができる¹⁾。

- 1) 海面の廃棄物処分場は広い面積と水深を利用できるため、1箇所で数百万 m^3 から1,000万 m^3 以上の大規模な容量を有する。図 1.2 にはわが国の陸域と海域の廃棄物処分場についての処分容量の範囲と箇所数をヒストグラムで表している。図のように、陸上の処分場は平均容量19.6万 m^3 であって、容量が5万 m^3 以下の処分場が全体の約半数を占め、容量20万 m^3 以下の処分場が全体の約83%となっている。これに対して、海面処分場は箇所数は陸上の処分場の1/46と非常に少ないが、容量200万 m^3 以上の処分場が31%を占め、平均容量は607万 m^3 と陸域の処分場の約30倍となっている。特に海面の廃棄物処分場は、陸域に適地を見つけるのが困難な大都市圏において選択される場合が多い。

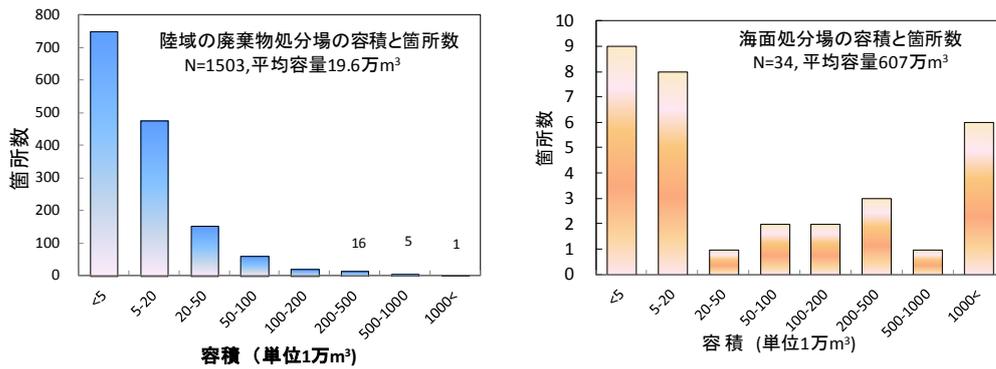


図 1.2 陸域と海域の廃棄物処分場の容量のヒストグラム

- 2) 海面の廃棄物処分場は水域を隔てることにより、生活空間から離れた場所に立地することができるため、陸域に比べて合意が得られやすい傾向がある。また、廃棄物の運搬に船舶を用いることで廃棄物の運搬にともなう騒音、振動等の問題を軽減できる。
- 3) 海面での廃棄物処分場では、陸域では作用しない波浪、高潮、津波などが作用する。また、地震による振動も大きいので、陸域の処分場に比べると設計外力が厳く、構造安全性に十分留意する必要がある。
- 4) 管理型処分場は周辺の水域の汚染を防止するため、遮水工が必要となる。海面に立地した処分場では、海底が一様で厚い粘土地盤である場合、海底地盤自体が底面遮水層となる。多くの海面処分場は粘土地盤上に立地しているが、海底が砂質地盤の場合は底面遮水を行う必要があり、地盤底面に遮水シートを敷設する場合あるいは遮水地盤材料を敷設した事

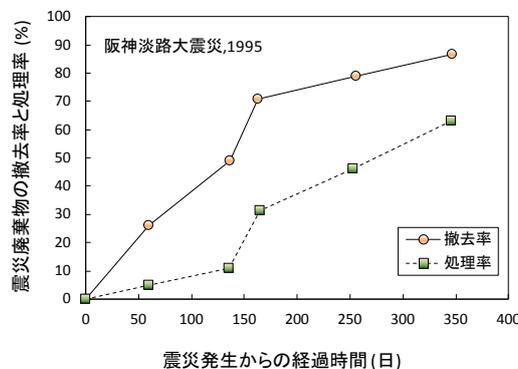


図 1.3 阪神淡路大震災の震災ガレキの撤去率と処分率の推移³⁾

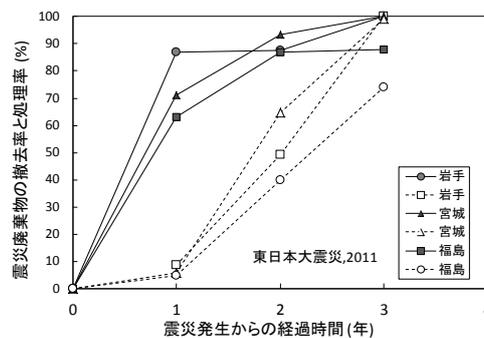


図 1.4 阪神淡路大震災の震災ガレキの撤去率と処分率の推移⁴⁾

例がある²⁾。

1995年の阪神淡路大震災における廃棄物処理では、震災によって発生したガレキは2000万トンに達しガレキの処分場の確保が問題となった。このとき、震災直後に大阪湾広域臨海環境整備センターが計1500万m³の処分地を提供したこと、神戸港の港湾計画を迅速に改訂し、神戸港内に震災がガレキによる450haの埋立用地を設定したことによって、震災ガレキの処分が比較的スムーズに進んだことが報告されている³⁾。図1.3は阪神淡路大震災の震災ガレキの撤去率(仮置き場に搬入)と処分率(再生利用、焼却、埋立など)の推移を示している。図のように震災ガレキの撤去率は震災発生から半年後で71%、1年後には87%となっている。また、震災ガレキの処理率は半年後31%、1年後には63%であった。図1.4には東日本大震災で発生した震災ガレキについて岩手、宮城、福島各県の撤去率と処理率の推移を示している。図のように、震災発生1年後において撤去率は岩手、宮城、福島それぞれ87、71、63%であり、阪神淡路大震災の場合と大きな差がない。しかし、処理率をみると8.7%、5.8%、4.8%となっており、阪神淡路大震災の約1/10である。したがって、東日本大震災では震災ガレキを撤去して仮置き場に搬入する速度は阪神淡路大震災と同様であったが、仮置き場の廃棄物の処分に大きな時間を要したことがわかる。

環境省は、東日本大震災において災害廃棄物の撤去と処理が大きな問題となったことを踏まえ、「巨大地震発生時における災害廃棄物対策検討委員会」を設置し、今後わが国に起こりうる巨大地震である南海トラフ巨大地震、首都直下地震において災害廃棄物の迅速な撤去・処理方を検討している。以下に本委員会の報告書⁵⁾から、災害廃棄物の発生量についてまとめると以下ようになる。

表1.1は、想定した地震の各ケースの災害廃棄物の推計結果である。南海トラフ巨大地震は津波の4つのケースごとに発生量を推計している。火災焼失に伴う災害廃棄物の発生量は発生時間帯や風速によって影響を受けるため、影響が最小になるケースAと最大になるケースBについて発生量を推定している。

表 1.1 災害廃棄物等の発生量の推計結果⁵⁾

対象とする地震のケース			火災の状況	災害廃棄物 (万トン)	津波堆積物 (万トン)	合計 (万トン)
南海トラフ	1	東海地方 (駿河湾-紀伊半島沖)	A 火災(最小)	約 27,000	約 2,700	約 29,700
			B 火災(最大)	約 32,200	約 2,700	約 34,900
南海トラフ	2	近畿地方 (紀伊半島沖-四国沖)	A 火災(最小)	約 27,000	約 2,400	約 29,400
			B 火災(最大)	約 32,100	約 2,400	約 34,500
南海トラフ	3	四国地方 (四国沖)	A 火災(最小)	約 26,900	約 2,400	約 29,300
			B 火災(最大)	約 32,100	約 2,400	約 34,500
南海トラフ	4	九州地方 (四国沖-九州沖)	A 火災(最小)	約 27,200	約 2,500	約 29,700
			B 火災(最大)	約 32,300	約 2,500	約 34,800
首都直下	5	都心南部直下	A 火災(最小)	約 6,500	—	約 6,500
			B 火災(最大)	約 11,000	—	約 11,000

表1.1に示すように、南海トラフ巨大地震では災害廃棄物が最大で約35,000万トン、首都直下地震では最大で約11,000万トン発生すると推計されている。これは、2011年の東日本大震災における災害廃棄物の発生量のそれぞれ約10倍、約3.5倍に相当する膨大な量である。

これらの推計をもとに、地域ブロックごとに既存の廃棄物処理施設と廃棄物最終処分場の残容量から、焼却が必要な廃棄物の量と焼却処理に必要な年数(処理相当年数)、要埋立処分量と埋立処理に必要な年数(処理相当年数)が表 1.2(a),(b)のように示されている。

表 1.2(a) 地域ブロック内での処理相当年数の試算結果(南海トラフ巨大地震)⁵⁾

地域 ブロック	要焼却量 (万トン)	処理相当年数 (年)	要埋立処分量 (万m ³)	処理相当年数 (年)
東北地方	0	0年	0	0年
関東地方	30~38	0年	30~60	0年
中部地方	1,239~1,548	10~13年	887~1897	16~35年
近畿地方	1,160~1,449	12~15年	889~2295	17~46年
中国地方	225~282	3年	147~313	6~14年
四国地方	1,132~1,415	25~31年	782~1660	67~145年
九州地方	320~400	5~6年	236~486	5~11年
全国総計	4,106~5,133	6~8年	2970~6711	8~20年

*一般廃棄物焼却施設、一般廃棄物最終処分場、産業廃棄物処理施設・最終処分場について3段階の仮定を設けた内の中位のシナリオのときの値

表 1.2(b) 地域ブロック内での処理相当年数の試算結果(首都直下地震)⁵⁾

地域 ブロック	要焼却量 (万トン)	処理相当年数 (年)	要埋立処分量 (万m ³)	処理相当年数 (年)
関東地方	482~603	3~4年	698~2213	8~26年

*一般廃棄物焼却施設、一般廃棄物最終処分場、産業廃棄物処理施設・最終処分場について3段階の仮定を設けた内の中位のシナリオのときの値

表 1.2(a)をみると、特に中部地方、近畿地方、四国地方では、既存の廃棄物処理施設のみの対応では大きな処理相当年数を要することがわかる。委員会では、「仮設の処理施設や広域連携による廃棄物処理を検討する必要がある」としている。

以上の結果をもとに委員会では膨大な廃棄物の円滑な処理に向けた処理体制の確保のための方策として以下の項目を指摘した。

- ・ 分別の徹底、積極的な再利用、仮置き場の確保
- ・ 既存施設の早期復旧および受入量の最大限の確保
- ・ 仮設処理施設の整備
- ・ 最終処分場の確保
- ・ 広域処理

この中で「最終処分場の確保」については、膨大な廃棄物の処理を受け入れることのできる最終処分場をあらかじめ確保しておくことが必要であると指摘し、「国は、災害廃棄物を処理するための大規模な海面最終処分場の整備について関与するとともに、跡地利用管理のために事業主体への財政支援等を行う」とし、国の責任で巨大災害に備えた海面処分場の整備を検討する方向性が示された。

1.2 巨大地震に備える海面廃棄物処分場の必要性能

巨大地震とそれにより発生する津波に備えて設置する海面処分場について、構造物としての必要な性能を考えると、以下の3点が重要である。

- 1) 本海面処分場は震災による災害廃棄物を処分するための施設であるので、巨大地震が来襲した後に重要な役割を発揮する必要がある。一方で、海面に立地する以上、海面処分場自体が巨大地震による地震動と津波の襲来を受ける可能性が高い。したがって、海面廃棄処分場の構造における2大要素である①護岸の安定、と②廃棄物を安全に処分するための遮水機能の健全性については、地震や津波が来襲することを前提に設計し、十分な安全性を確保して、地震直後から機能を発揮できるようにしなければならない。
- 2) 本海面処分場は内部に災害廃棄物を受け入れる空間を有した状態で地震力と津波に耐える必要がある。海面処分場の技術基準では廃棄物の埋立が終了した状態での耐震性や耐津波特性について考慮するとされているが、内部に埋立の容量を意図的に確保した施設としての設計は想定されていない。したがって、津波を伴う巨大地震に備えた海面処分場は新たな設計条件に対応した構造的な性能が必要であり、それを達成するための技術的な検討が不可欠である。
- 3) 管理型海面処分場の遮水護岸は護岸と遮水工からなるが、レベル2相当の巨大地震による地震動が加わった場合、海面処分場の護岸および遮水工に一定の変形が発生することはやむを得ない。地震直後に海面処分場が機能を発揮するためには、地震によって護岸に変形が生じても護岸としての機能が維持されること、遮水構造においても地震動により変形が生じても遮水機能は維持されること、を照査する必要がある。海面処分場の底面遮水あるいは側面遮水において遮水地盤材料を用いる場合、変形が発生しても遮水性能が低下しない材料であることを確認する必要がある。

以上の点を考慮すると、たとえば、重力式護岸に遮水シート、矢板式護岸に継手止水を組み合わせた従来型の遮水護岸構造は、護岸と側面遮水工が一体であることから護岸変形の影響を遮水工が直接的に受けるため、前述の要求事項を満足することが難しいと考えられる。

本研究では、護岸と遮水工を分離し、護岸が被災し変形が生じても遮水工への影響を低減する設計を中心に検討を行う。また、遮水材料については、海成粘土にペントナイトを添加混合した土質系遮水材⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾を想定するが、施工後に巨大地震によって変形が生じても透水係数が低下せず遮水機能を維持していることを新たな実験手法を用いて確認する。さらに、数値解析によって巨大津波が海面の廃棄物処分場に及ぼす影響を検討する。

参考文献

- 1) (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・管理基準省令(改訂版)，2008.
- 2) 山田耕一，上野一彦，羽田晃，土田孝，渡部要一：変形追随性遮水材料を用いた管理型海面廃棄物最終処分場の新しい遮水護岸構造の提案，第27回海洋開発論文集，第18巻，pp77-82，2002.
- 3) 土田孝，水上純一，菊池喜昭，吉野博之：阪神・淡路大震災におけるガレキの処理・活用に関する調査と考察，港湾空港技術研究所資料，No.0899，1998.
- 4) 環境省廃棄物・リサイクル対策部：災害廃棄物等処理の進捗状況（3 県沿岸市町村（避難区域を除く））<http://kouikishori.env.go.jp/link/pdf/shori140326.pdf> 災害廃棄物等処理の進捗状況（3 県沿岸市町村（避難区域を除く）），2013.
- 5) 環境省巨大地震発生時における災害廃棄物対策検討委員会：巨大災害発生時における災害廃棄物対策のグランドデザインについて中間とりまとめ，<https://www.env.go.jp/recycle/waste/disaster/earthquake/conf01.html>，2014年3月.
- 6) 山田耕一，鶴飼亮行，伊野同，土田孝，渡部要一：変形追随性材料を用いた遮管理型廃棄物海面処分場の遮水工法に関する実海域実証実験，海洋開発論文集，第19巻，pp.177-182，2003.
- 7) 上野一彦，山田耕一，渡部要一：管理型海面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.
- 8) 村上博紀，土田孝，片山遥平：セシウムを含む廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.70,No.2,I_846-I_851,2014
- 9) 村上博紀，土田孝，安部太紀，上野一彦，田中裕一：放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面廃棄物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，Vol.10，No.1,1 7-32，2015.

2. 巨大地震に備える海面廃棄物処分場の護岸断面の検討

ここでは巨大地震に備える海面処分場の護岸および遮水工について考えられる断面を想定し、遠心載荷模型実験と水中振動台実験の実験結果に基づく検討と数値解析を行って、レベル2地震動に対して安全な廃棄物護岸の構造について検討を行う。

2.1 護岸構造と遮水構造の分離

山田ら¹⁾は、通常の管理型海面処分場を対象として、土質系遮水材をH型鋼材に充填した側面遮水工による遮水護岸構造を提案した。本研究では、これまでの管理型海面処分場における施工実績をもとに重力式護岸を採用し、その背面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とした²⁾。さらに、重力式護岸と遮水矢板は幅広の裏込めにより離隔を確保したうえで、両者を繋ぐタイ材を切断して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効果を有することを期待する断面構造とした。なお、設計条件については検討地点に即したものをを用いるべきであるが、本研究では具体的な地点を設けず、太平洋側沖合いの砂地盤とした。護岸天端高および安定計算に用いる設計震度は技術基準に基づき設定した。また、阪神淡路大震災時に大量の災害廃棄物の処理が行われた大阪湾広域臨海環境整備センター³⁾を参考として、海底水深約14m、埋立て水深約10mとした。

遮水護岸構造の構造安全性について確認するため、技術基準に基づき安定計算を実施した。照査により得られた断面構造を図2.1に示す。

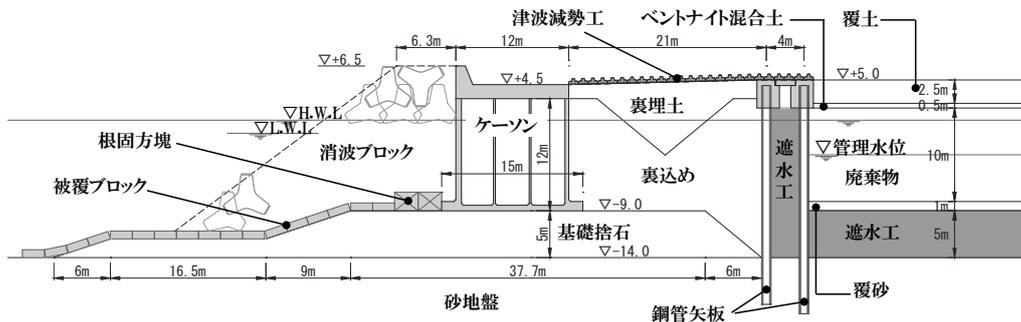


図2.1 海面廃棄物処分場の断面

護岸工

護岸工は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）とした。ケーソン前壁は漂流物衝突によって破損することが過去のケーソン損傷事故から報告されているため、前壁厚を600mmとすることで長期の耐久性を確保した。また、ケーソン底面には摩擦増大マットを敷設して、滑動に対する抵抗を増大させ、護岸の安定性と経済性を確保した。さらに、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、太平洋側での発生が想定される東海地震を考慮し、パラペット天端高はその津波高に約1mの余裕高を見込むT.P.+6.50mに設定した。

遮水工

遮水工は廃棄物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5mとした。側面遮水工は鋼管矢板(φ1,000mm)による二重締切り内部に土質系遮水材を充填したものとし、埋立て箇所周囲に設置する。土質系遮水材は海成粘土とベントナイトの混合物とし、透水係数 $k=5.0 \times 10^{-10}$ (m/s)以下を確保する⁴⁾。二

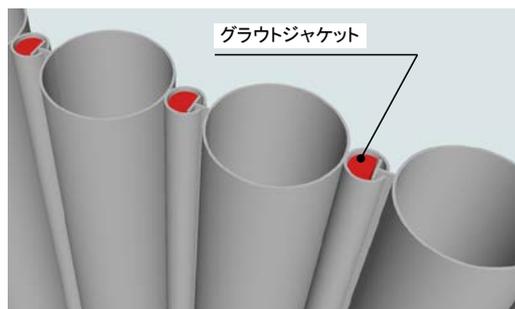


図2.2 グラウトジャケット

重締切りの矢板壁離隔は 4mとした。矢板継手部はP-T継手を想定し、フェイルセーフとしてグラウトジャケットによる止水処理するとしている。

裏込め工

裏込め工は、技術基準に従い崩壊角を求めた上で影響範囲に余裕代を見込み、その幅を 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ため、埋立て後にタイ材を切断し、護岸工と遮水工を幅広の裏込めにより構造上分離する。これにより、護岸工が被災した際の遮水工への影響を低減することを期待した。

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。厳しい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。

2.2 現行基準による護岸の安定性の検討

断面が構造的に成り立つかどうかを確認するため、施工段階を考慮しながら防波堤、控え矢板式護岸、護岸の 3 断面を対象とし、技術基準に基づいた静的な安定性の検討を行った。検討項目を表 2.1 に示す。

表 2.1 安定検討項目

検討項目	防波堤	控え矢板式護岸	遮水護岸
滑動(永続, 変動)	○	—	○
転倒(永続, 変動)	○	—	○
基礎の支持力(永続, 変動)	○	—	○
円弧すべり(永続)	○	—	○
矢板の根入れ長	—	○	—
矢板等の応力	—	○	—
タイ材の応力	—	○	—
控え版の安定性	—	○	—

(1) 防波堤としての検討

海面処分場は必要水深を確保できる沖合に設置されるため、施工段階初期においては防波堤の状態が存在する(図 2.3)。消波ブロックはケーソン施工後すぐに施工しない場合が多いので、ここでは消波ブロックを含まない安全側の検討とした。10 年確率波相当の設計波高 $H_{max}=11m$ 程度を主たる作用外力とし、安定検討を行った結果⁵⁾、基礎の支持力不足によるすべりが耐力作用比(Bishop法による)で最小となり、断面設定のうえで支配的となった。

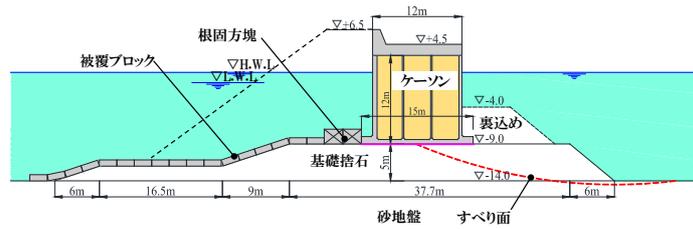


図2.3 防波堤検討断面

(2) 控え矢板式護岸としての検討

防波堤の構築完了から処分場内の埋立て完了までの期間において、護岸断面構造は遮水工である鋼管矢板がケーソンを控え材に持つ控え矢板式護岸となる(図2.4)。この時、鋼管矢板(φ1,000mm)の二重締切り内に充填された土質系遮水材による土圧が主たる作用外力となる。埋立て完了後は、構造上矢板式護岸として扱う必要がないことから、ここでは控え矢板式護岸を仮設物として扱うこととし、永続状態のみ検討した。検討の結果、鋼管矢板の必要根入れ長は埋立側で6m、裏込め側で5mとなった。

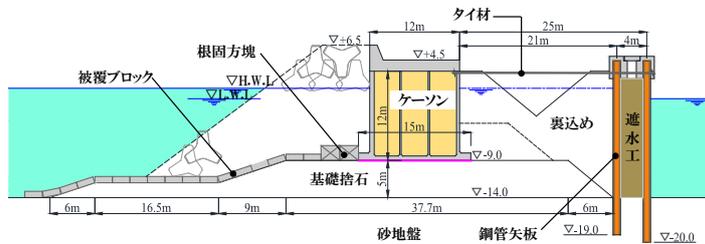


図2.4 控え矢板式護岸検討断面

(3) 埋立地の護岸の検討

廃棄物の埋立が完了した後、長期にわたり遮水護岸は汚染物質の流出を防止する必要がある(図2.5)。そのため、護岸には巨大災害時の健全性および安定性が求められる。港湾の基準で

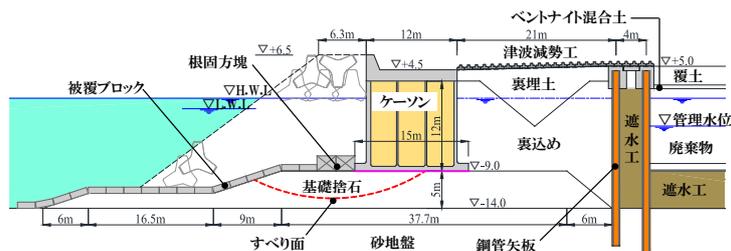


図2.5 遮水護岸検討断面

表2.2 安定検討結果一覧 (耐力作用比, 仕様)

検討項目	防波堤	控え矢板式護岸	遮水護岸
滑動 (変動)	1.163	—	1.110
転倒 (変動)	1.160	—	2.031
基礎の支持力 (変動)	1.038	—	1.082
円弧すべり (永続)	1.645	—	1.340
矢板の根入れ長	—	6.0m	—
矢板の仕様	—	φ 1,000mm × t16mm	—
タイ材の仕様	—	SS490, φ 100mm	—

はレベル1地震動に対しては静的震度法により設計し、レベル2地震に対する耐震性能照査は適切な地震応答解析あるいは実験により具体的に施設の変形量を算定して行うとしている⁶⁾。そこで本処分場護岸については、静的震度として岸壁などに用いられる値として最大クラスの $k_h=0.25$ を用いて地震時の安定検討を行った。レベル2地震動については水中模型振動台実験と地震応答解析によって検討した。

(4) 検討結果

安定検討の結果一覧を表2.2に示す。断面を決定する上で支配ケースとなる防波堤および護岸の検討においては、地震時の基礎の支持力が耐力作用比で最小となった。

2.3 護岸構造と遮水構造の分離に関する遠心載荷模型実験による検討

(1) 実験の目的

遮水護岸断面の強震時の安全性を確認するため技術基準に基づき安定計算（滑動・転倒・基礎の支持力）を実施した結果、地震時における基礎の支持力不足に伴うすべり面の発生が護岸断面を設定するうえでの支配ケースであることを確認した。しかし、安定計算では遮水工を含めた遮水護岸全体の破壊モードをはじめとする変形特性や変形量を評価することが難しい。また、幅広の裏込めとタイ材の切断により護岸被災時の遮水工への影響を低減することが本研究の遮水護岸構造の特徴であるが、安定計算によりこの効果を評価することはできない。そこで、実物と等価な応力状態の再現により実物と同程度の挙動を再現できる遠心模型実験を実施した。実験では安定計算時と同等のレベル1地震に相当する水平力を模型に静的載荷し、遮水護岸全体の変形特性に加えて、タイ材の有無が矢板変形量に及ぼす影響、裏込め幅の大小が矢板変形量に及ぼす影響、被覆ブロックおよび根固方塊が護岸変形に及ぼす影響について調べた。

(2) 遠心模型実験の内容

本実験の着目点は護岸工、裏込め、遮水工の相互作用であり、また、遠心力装置の仕様に制

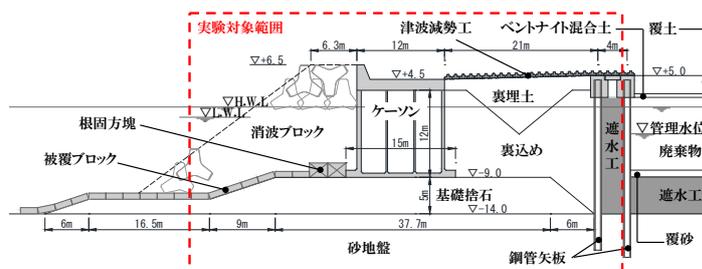


図2.6 遠心模型実験の対象範囲

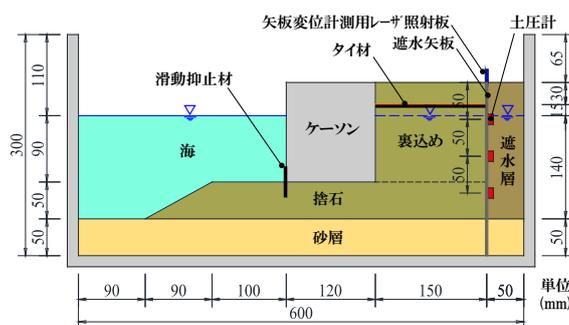


図2.7 ケース1模型断面

限があることから、図 2.6 に示す範囲をモデル化した。模型の縮尺は想定した実物の 1/100、遠心加速度は $100g$ (g は重力加速度) とした。なお、護岸の変形特性を確実に把握するため、消波工を除いた断面を想定した。

実験土槽は幅 60cm、高さ 40cm、奥行 20cm の箱型鋼製枠である。地震動は、設計条件とできるだけ整合性を取るため、振動台ではなく傾斜台による静的載荷方式とした。実験は以下に示す 5 ケース実施した。タイ材の有無による矢板の変形への影響はケース 1, 2 で、幅広の裏込めによる矢板の変形への影響はケース 3, 4 で、被覆ブロックと根固方塊によるすべり抵抗としての効果はケース 5 で確認した。各ケースの断面の特徴は以下のとおりである。

- (a) ケース 1: ケーソンと遮水矢板の間にタイ材を設置する。滑動を抑える目的で滑動抑止材をケーソン前面の捨石層に埋め込む。裏込め幅は設計断面の約 7 割相当とし、被覆ブロックおよび根固方塊は設置しない。
- (b) ケース 2: ケーソンと遮水矢板の間のタイ材を設置しない。その他はケース 1 と同じ。
- (c) ケース 3: ケーソン前面に滑動抑止材は設置しない。その他はケース 2 と同じ。
- (d) ケース 4: 裏込め幅を設計断面相当の幅広 21cm に設定した。その他はケース 3 と同じ。

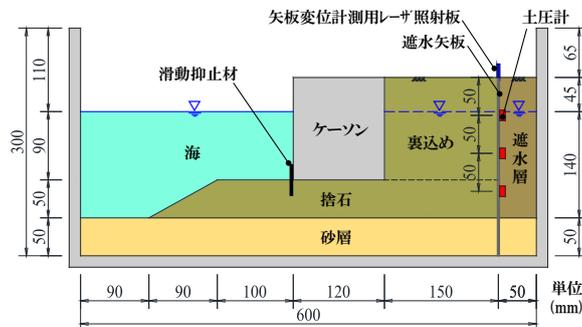


図2.8 ケース2模型断面

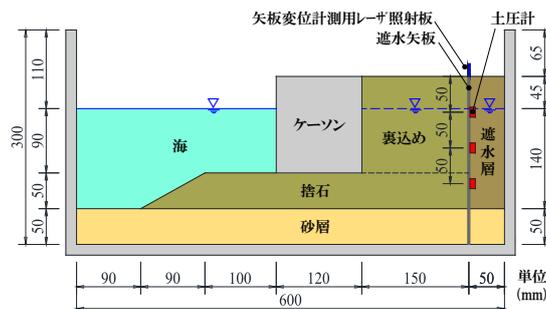


図2.9 ケース3模型断面

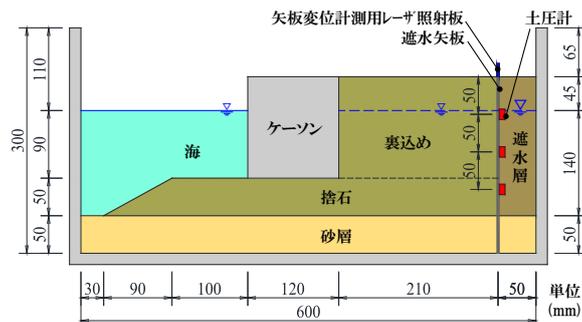


図2.10 ケース4模型断面

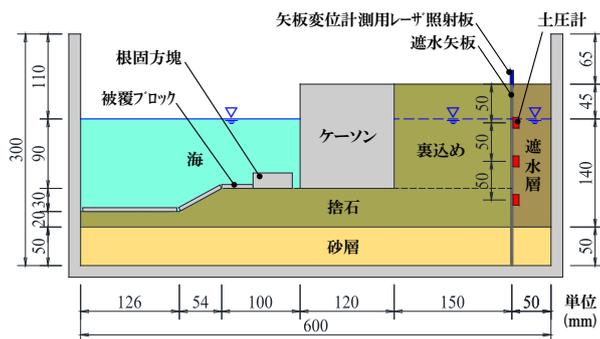


図 2.11 ケース 5 模型断面

表2.3 模型材料の諸元

適用箇所	材 料	密度 (g/cm ³)
砂 層	飯豊 6 号 珪砂	$\rho_t : 1.537$
捨石層	鹿島 3B 珪砂	$\rho_t : 1.583$
裏込め層	鹿島 3B 珪砂	$\rho_t : 1.583$
遮水層	海成粘土	$\rho_t : 1.517$
ケーソン	モルタル	$\rho_t : 2.194$
被覆ブロック	石膏	$\rho_t : 1.993$
根固方塊	石膏	$\rho_t : 1.991$

(e) ケース 5: 被覆ブロックおよび根固方塊, 捨石小段を設置する. その他はケース 3 と同じ.

各ケースの模型断面(寸法は模型スケール)と計測機器配置を図 2.7~2.11 に示す. 本実験では護岸の変形特性に着目するため, 砂層および捨石層は液状化しない地盤とし, それぞれ飯豊 6 号珪砂と鹿島 3B 珪砂を相対密度 80%程度まで十分に締め固めた. また, 裏込め層は鹿島 3B珪砂を用いた相対密度 60%の地盤とした. 砂層, 捨石層, 裏込め層の作製には空中落下法を適用し, 注水は底部から最後に行った. 遮水層には土質系遮水材と同程度のせん断強さを有する海成粘土(ベーンせん断強さ $\tau=2.0\text{kN/m}^2$, 含水比 $w=85\%$)を充填した. ケーソンはモルタル製(幅 12cm×高さ 15cm×奥行 19cm)である. 遮水矢板は挙動を単純化するために, 曲げを生じないようにジェラルミン製とし, 矢板下端はヒンジを用いたピン構造として土槽底版に設置した. 被覆ブロック(高さ 5mm×奥行 19cm)および根固方塊(幅 5cm×高さ 2cm×奥行 19cm)は石膏ボードである. タイ材は丸鋼棒($\phi 2\text{mm}$)とした. 模型材料の諸元を表 2.3 に示す. 傾斜台を 2.5° /分の回転速度で連続的に傾け, 模型が破壊するまで地震力に相当する静的な作用力を水平加速度として载荷した.

(3) 実験結果と考察

ケース 1~5 における計測項目結果を表 2.4 に, すべり面および滑動の発生状況を図 2.12~

表 2.4 実験結果一覧

項 目	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5
破壊時傾斜角($^\circ$)	18.8	14.3	15.6	14.1	17.6
破壊時傾斜角($^\circ$)	18.8	14.3	15.6	14.1	17.6
見かけの水平震度	$k_h=0.322$	$k_h=0.247$	$k_h=0.269$	$k_h=0.244$	$k_h=0.302$
矢板天端変位(cm)	85.9	25.2	36.5	13.8	22.8
ケーソン水平変位(cm)	1296	1008	1072	912	952
ケーソン鉛直変位(cm)	536	448	440	328	224
裏込め水平変位(cm)	1232	928	1008	776	912
裏込め鉛直変位(cm)	544	520	520	400	416

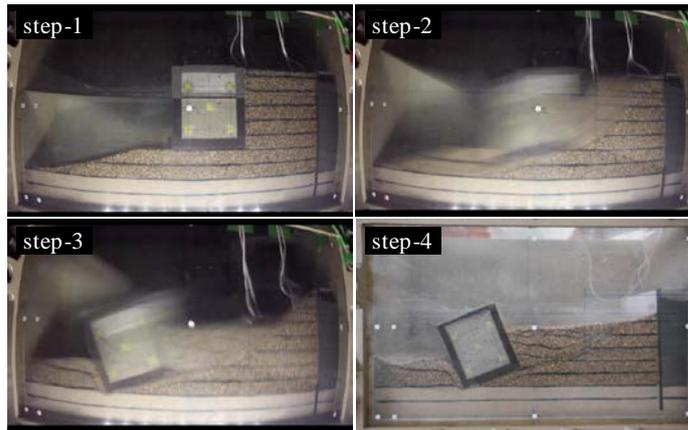


図 2.12 ケース1の模型破壊状況

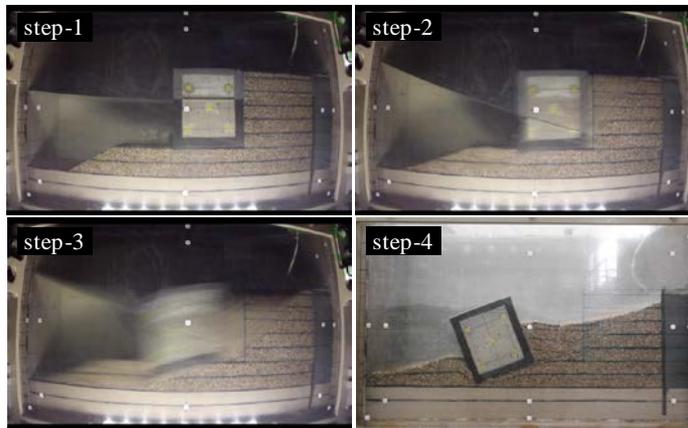


図2.13 ケース2の模型破壊状況

2.16に示す。なお、表 2.4 の値は実規模に換算している。

タイ材の有無による遮水矢板変形量への影響（ケース 1, 2 の比較）

ケース 1 では傾斜角が 18.8° に達した時点で、ケーソン海側底面部にすべり面の発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込めの崩壊線を楔状に確認した。裏込め層の崩壊面は矢板前面に達し、矢板天端の残留変位は実スケール換算値で 85.9cm となった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.322$ となり、断面設定に際して支配的となった静的震度 $k_h=0.25$ を上回った。

ケース 2 では傾斜角が 14.3° に達した時点で、ケーソン海側底面部にすべり面の発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込めの崩壊線を楔状に確認した。裏込め層の崩壊範囲はケース 1 と同程度であり、崩壊面は矢板前面に達し、矢板天端の残留変位は 25.2cm となった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.247$ となり、断面設定に際して支配的となった静的震度 $k_h=0.25$ と同程度となった。

ケース 1, 2 の護岸崩壊時の傾斜角を比較すると、ケース 1 はケース 2 の約 1.3 倍であり、タイ材によってケーソンと矢板を結合することにより護岸の安定性は向上するといえる。また、両ケースともに裏込め層の崩壊が矢板前面に達しているが、矢板天端の残留変位はケース 1 がケース 2 の約 3.3 倍と卓越している理由は、ケーソンに働く慣性力がタイ材を介して矢板に水平力として作用したためと考えられる。以上より、護岸はタイ材を有することでより大きな外

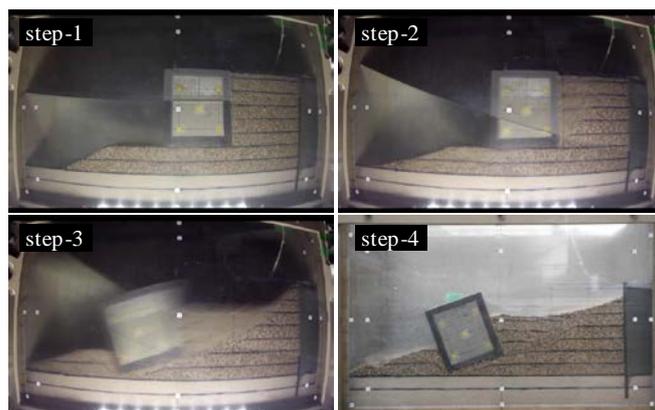


図2.14 ケース3の模型破壊状況

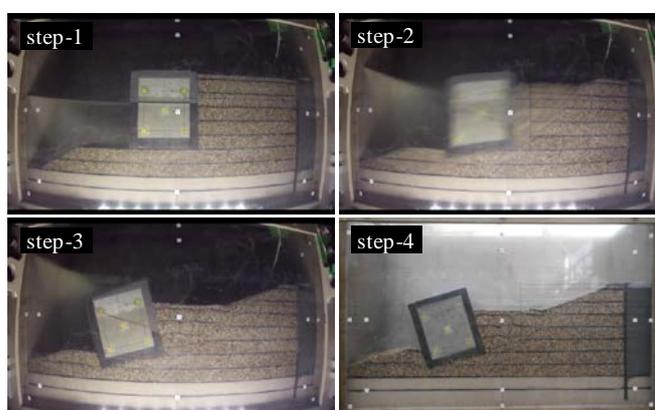


図2.15 ケース4の模型破壊状況

力に対して安定性を確保できる一方で、護岸崩壊の際にはケーソンとタイ材で接続された矢板も大きく変位することがわかった。

幅広の裏込めが遮水矢板変形量に及ぼす影響（ケース 3, 4 の比較）

ケース 3 では傾斜角が 15.6° に達した時点で、ケーソン海側底面部にすべり面の発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込めの崩壊線を楔状に確認した。裏込め層の崩壊面は矢板前面に達し、矢板天端の残留変位は実スケール換算値で 36.5cm となった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.269$ となった。

ケース 4 では傾斜角が 14.1° に達した時点で、ケーソン海側底面部にすべり面の発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込めの崩壊線を楔状に確認した。裏込め層の崩壊範囲はケース 3 と同程度であるが、裏込めの幅がケース 3 よりも広いために崩壊面が矢板前面に及ぶことなく、矢板天端の残留変位は 13.8cm にとどまった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.244$ となった。

両ケースの護岸崩壊時の傾斜角を比較すると、ケース 3 はケース 4 の約 1.1 倍とほぼ同程度であり、矢板天端の残留変位については、ケース 4 はケース 3 の約 4 割に低減された。これは、ケーソンが被災した場合にも幅広の裏込め層により遮水矢板への影響を低減できることを示している。また、両ケースの模型の破壊が生じた見かけの震度は断面設定に際して支配的となった静的震度 $k_h=0.25$ と同程度であり、本模型に生じたすべり面の形状は基礎の支持力不足により生じるすべり面（図 2.5）と類似している。以上より、実験によって観察された断面の破壊形態は安定検討とほぼ整合しているといえる。

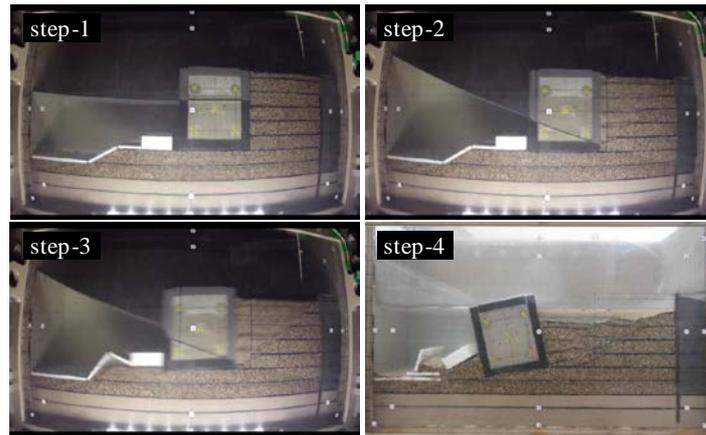


図2.16 ケース5の模型破壊状況

被覆ブロックおよび根固方塊によるすべり抵抗

ケース5では傾斜角が 17.6° に達した時点で、ケーソン底面部に滑動とそれに伴うすべりの発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込めの崩壊線を楔状に確認した。裏込め層の崩壊面は矢板前面に達し、矢板天端の残留変位は実スケール換算値で22.8cmとなった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.302$ となり、断面設定に際して支配的となった静的震度 $k_h=0.25$ を上回った。

ケース3と比較すると、ケース5の矢板天端の残留変位は約6割に低減された。また、傾斜角については約1.1倍となり、より大きな外力に対して安定性を有することが確認された。これにより、被覆ブロックおよび根固方塊はカウンターウェイトとしてすべりの発生を抑制するとともに、護岸を安定させる効果を有することが確認できた。

まとめ

ケース1～5により遠心载荷実験で求めたケーソン護岸と背後の遮水矢板の天端に発生する残留変位をまとめると、以下ようになる。

- 1) ケーソンと遮水矢板を結ぶタイ材により護岸の安定性は向上するが、大きな加速度が作用して護岸が破壊に至った際には遮水矢板の変位はより大きくなる。よって、タイ材は施工中の遮水矢板を安定させる効果はあるが、構造上不要となった状況ではタイ材を切断して遮水構造を独立させることが有効である。
- 2) ケーソンは以後の裏込めの幅を広くすることにより、地震によって護岸周りに発生するすべり面が矢板に達することがなく、矢板の変形量を低減することができる。
- 3) すべりの発生を抑制するカウンターウェイトとしての効果を有する被覆ブロックと根固方塊は、護岸の安定性向上効果と矢板の変形量低減効果を持つ。

2.4 水中振動台実験による護岸の地震時変形量照査

(1) 実験の目的

遠心模型実験でレベル1地震を想定した作用力を模型に静的に载荷したところ、タイ材の切断と幅広の裏込めが遮水工である遮水矢板の変形量低減に対して一定の効果を有することを確認した。しかしながら、長期にわたる供用中に首都直下型地震や南海トラフ巨大地震等の様々な地震が発生する可能性を考慮すると、レベル2地震動に対して本遮水護岸が示す変形特性を

定量的に評価することが望まれる。そこで、より詳細にモデル化が可能な 1G 場における模型振動実験を実施した。海面処分場の立地条件と実現象に即した遮水護岸の地震応答を考慮し、地震動は水中振動台を用いて模型に動的に载荷した。

(2)実験内容

実験対象は図 2.17 に示す処分場護岸部および遮水矢板付近埋立て部である。本実験では消波ブロックを模型に含まないものとし、護岸の変形に対して安全側の検討を実施した。模型の縮尺は想定した実物の 1/20 とした。実験土槽には図 2.18, 2.19 に示す幅 4m, 奥行き 1.2m, 高さ

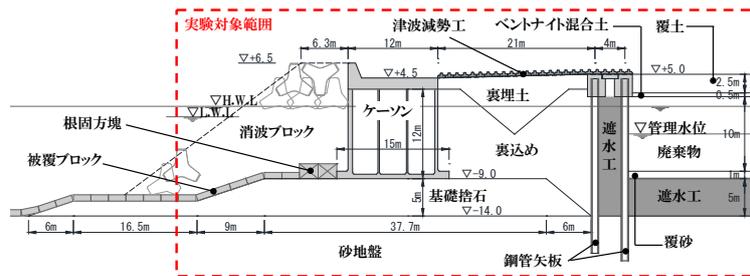


図 2.17 模型振動実験の対象範囲

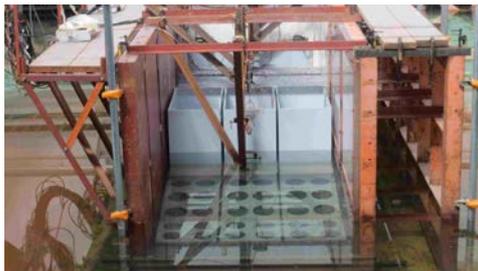


図2.18 模型正面（海側）



図2.19 模型側面（左：海側，右：埋立側）

表2.5 井合の相似則⁶⁾

パラメータ	実物／模型	縮 尺
長 さ	λ	20
密 度	1	1
時 間	$\lambda^{0.75}$	9.46
応 力	λ	20
間隙水圧	λ	20
変 位	$\lambda^{1.5}$	89.4
加 速 度	1	1
ひ ず み	$\lambda^{0.5}$	4.47

表2.6 模型材料の諸元

名称	材 料	単位体積重量
ケーソン	鉄, 珪砂	$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$
砂 層	飯豊珪砂 6 号	$\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$
捨 石	砕石 4 号	$\gamma = 14.8 \text{ kN/m}^3$
裏込め	砕石 6 号	$\gamma = 14.4 \text{ kN/m}^3$
廃棄物層	砕石 7 号	$\gamma = 13.8 \text{ kN/m}^3$
遮水層	海成粘土	$\gamma = 14.8 \text{ kN/m}^3$
根固方塊	モルタル	$\gamma = 20.8 \text{ kN/m}^3$
被覆ブロック	モルタル	$\gamma = 13.0 \text{ kN/m}^3$
遮水矢板	鋼 板	$\gamma = 76.9 \text{ kN/m}^3$

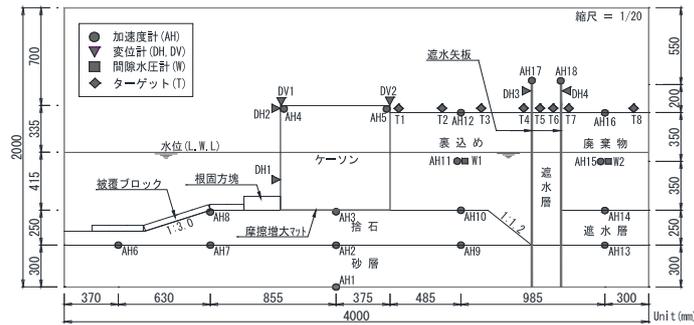


図 2.20 模型断面および計測機器配置

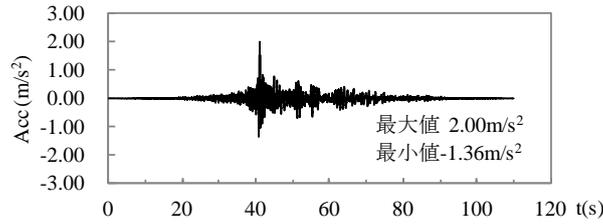


図 2.21 入力波形 1 (レベル1地震相当)

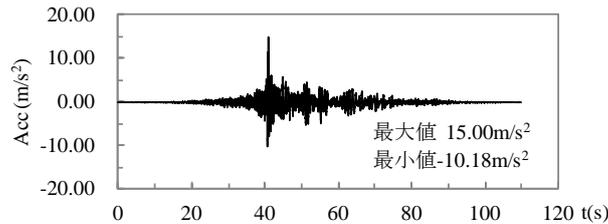


図2.22 入力波形2 (レベル2地震相当)

2m の箱型鋼製枠を用い、水中振動台上に設置した。土槽の護岸前面側は開放し、背面側はエキスパンドメタルに不織布を貼ることで水の流入を可能にした。

本実験では表 2.5 に示す井合の相似則⁶⁾に適合するように材料の物性を設定した。模型断面および計測機器配置を図 2.20 に、模型材料の諸元を表 2.6 に示す。本実験では護岸の変形特性に着目するため、原地盤層にあたる砂層を液状化しないよう相対密度 90%程度に締め固めるとともに、間隙流体には水道水を用いた。各層の作製には空中落下法を適用した。遮水層には土質系遮水材と同程度のせん断強さを有する海成粘土(ペーンせん断強さ $\tau = 2.0\text{kN/m}^2$, 含水比 $w=85\%$)を充填した。ケーソンは鋼製枠であり、底面には摩擦増大マットと摩擦係数($\mu=0.75$)が等しいゴム板を敷設した。遮水矢板は剛性を等価とした鋼板とし、その下端はヒンジを用いたピン構造として土槽底版に設置した。被覆ブロックおよび根固方塊はモルタル製である。実験模型では海側水位と護岸背面側の残留水位の差が表現できないため、残留水位は海側水位と同一のL.W.L.とした。なお、土槽側面と模型との摩擦を考慮して、変位等の計測は中央のケーソン部を対象とした。

加振に用いた入力波形は 2 種類である。図 2.21 に示す波形 1 は東日本大震災の推定地震動である非常に大きな加速度(最大加速度振幅 17.59m/s^2)と長い地震継続時間($t=110\text{s}$ 程度)を有する小名浜波⁹⁾をもとに、最大加速度振幅をレベル 1 地震相当の 2.00m/s^2 に調整したものである。図 2.22 に示す波形 2 は、波形 1 と同様の手順でレベル 2 相当の 15.00m/s^2 に調整し作成した。入力波形は、井合の相似則⁶⁾に従い時間軸を $1/9.46$ に圧縮し、実験は上記の波形を入力値とし

て段階的に加振した。以下に波形 1 による加振をケース 1、波形 2 による加振をケース 2 とする。

(3)実験結果と考察

加震ケース 1 (波形 1, レベル 1 地震相当)

加震ケース 1 の実験結果時刻歴を図 2.23 に示す。横軸は時間、縦軸はそれぞれ水平応答加速度、過剰間隙水圧、ケーソン変位、遮水矢板天端変位(海側:正,陸側:負)を表す。また実験による変位を図 2.24 に実スケール換算値で示す。応答加速度は土槽底板から地盤表面にかけて増加し、過剰間隙水圧の上昇は生じなかった。模型の各変位は加速度の伝達に対して応答していることがわかる。ケーソンの変位時刻歴に着目すると、水平変位は DH2 が DH1 よりも海側への移動量が大きく、鉛直変位は DV1 が DV2 よりも沈下量が大きくなった。よって、ケーソンは根固方塊で固定された点を中心に海側へ回転していることがわかる。

ケーソンの残留変位(合成方向)は実物換算した値で天端海側先端において海側へ最大値約 3cm となった。裏込めの水平方向の残留変位は非常に小さな値となった。遮水矢板天端の変位時刻歴は海側 DH3 と陸側 DH4 でともに同じ変形特性を示し、残留変位は両矢板とも陸側にわずかに 1cm であった。裏込めおよび廃棄物層の地盤面が全体的に 9cm 程度沈下した原因は、地震

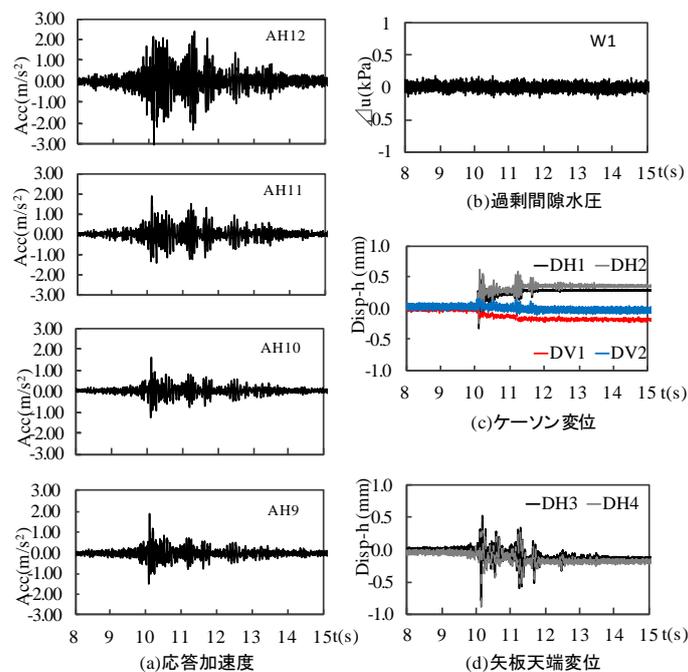


図2.23 加震ケース1の実験結果時刻歴

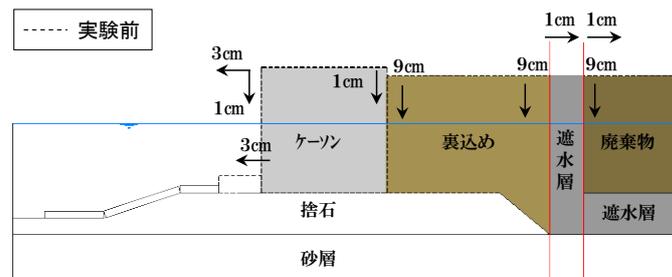


図2.24 加震ケース1の残留変位(実物換算値)

動による土層の密実化であると考えられる。

加震ケース2（波形2，レベル2地震相当）

加震ケース2の実験結果時刻歴を図2.25に示す。また実験による変位を図2.26に実スケール換算値で示す。過剰間隙水圧は若干上昇するものの、応答加速度値と過剰間隙水圧値の時刻歴は加震ケース1と同様の傾向にある。ケーソンの変位時刻歴は水平変位、鉛直変位ともにケース1と同様の傾向を示し、加速度の応答に対応した大きな変位値となった。ケーソンの水平方向残留変位は実物換算値で天端海側先端において海側へ最大値約96cmとなった。裏込めはケーソンが海側へ大きく変位した影響を受けて、全体的に90cm～130cm程度と大きく沈下した。遮水矢板天端の変位時刻歴も両矢板で加震ケース1と同様の傾向を示し、残留変位は両矢板ともに陸側へわずかに2cmであった。廃棄物層が全体的に80cm～150cm程度沈下した主な原因は、廃棄物層の密実化であると考えられる。

水中模型振動台実験結果のまとめ

本実験の結果、レベル1地震波相当の外力に対する護岸の残留変位は全体的に数センチ程度と微小な値となった。また、レベル2地震波相当の外力に対するケーソンの残留変位は水平方向に最大96cm、鉛直方向61cmと非常に大きな値となる一方で、遮水矢板の残留変位は2cmであった。港湾基準においては、緊急物資輸送対応が要求される特定の耐震強化施設の許容変位量が30～100cm程度と示されている。鋼管杭協会の「鋼矢板（設計から施工まで）」によると、矢板長の1.5%程度を水平変位の許容値としている。仮に、1.5%を用いると、今回の矢板長が

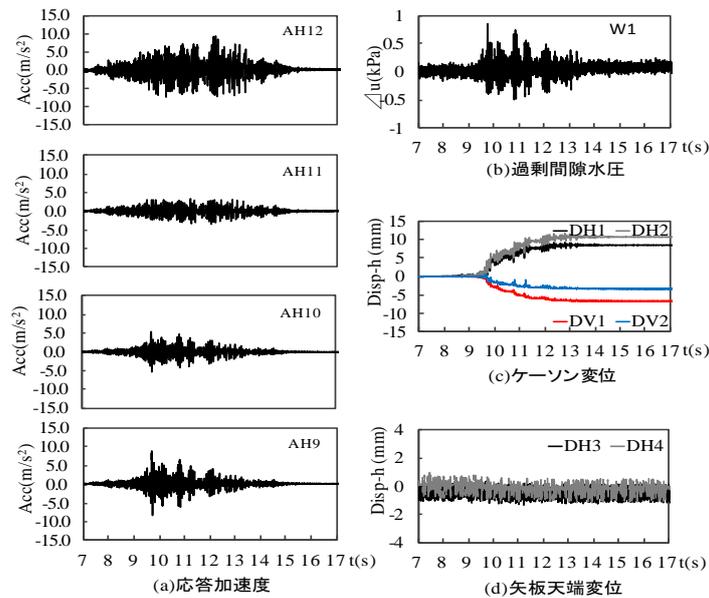


図2.25 加震ケース2の実験結果時刻歴

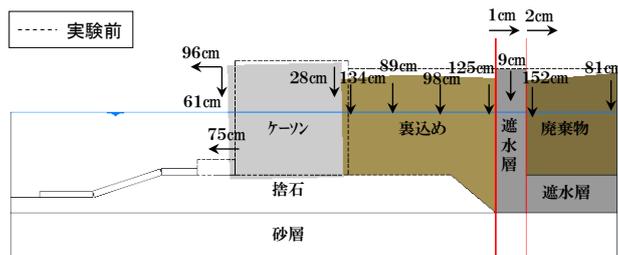


図2.26 加震ケース2の残留変位（実物換算値）

海側で 24m, 陸側で 25m であり, それぞれ 36c m, 37.5c m が許容値の目安となる. これらより判断すると, 今回護岸工と遮水工を繋ぐタイ材を切断し幅広の裏込めにより両者を構造上分離する構造とした結果, レベル 2 地震波相当において遮水工の残留変位を抑え, 十分な構造安全性を確保できたと考えられる.

2.5 地震時の有効応力解析

東日本大震災では非常に長い継続時間を有する地震動による地殻変動や液状化が発生し, 護岸や防潮堤が変形・沈下した. 海面処分場はその立地条件から, 首都直下型地震や南海トラフ巨大地震等のレベル 2 地震により引起される遮水護岸の大変形や沈下, および津波の来襲が想定される. 放射性セシウムで汚染された埋立物や保有水の海洋への流出を防ぐには, 様々な地震に起因する遮水護岸の変形を抑制することに対して, その構造が有効であることが重要となる. したがって, 本遮水護岸の様々な地震に対する安定性や変形特性を十分に評価しておく必要がある. しかしながら, 実スケールでの実験実施は非現実的である. また, 対象とする構造物が非常に大規模であることから, 模型実験時の縮尺による実験誤差も大きく生じることが懸念される.

一方, 変形量照査法として技術基準で推奨されている有効応力解析プログラム FLIP は解析対象範囲を実スケールでモデル化することができ, 従来多くの港湾構造物の変形量照査に用いられている¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾. しかしながら, 本遮水護岸のような護岸と遮水工が構造上分離した港湾構造物に対する変形量照査の実績はない. そこで, 護岸と遮水工が構造上分離された遮水護岸構造を対象とした変形量解析への FLIP の適用の可否を確認することを目的に, FLIP を用いた本模型振動実験の再現性を定量的に評価することとした.

(1) 解析モデル

解析対象範囲は水中振動台実験の模型と等しい範囲とし, 実物スケールで解析を実施した. 解析におけるモデル要素, 土層分割および有限要素分割を図 2.27 に示す. また, 使用したパラメータを表 2.7~表 2.9 に示す. ケーソンは線形モデル, 鋼管矢板は梁モデル, 海は流体モデルとし, その他はマルチスプリングモデルとした. マルチスプリングモデルでは, 土のせん断応力とせん断ひずみの関係に多重せん断ばねモデルを適用する. なお, 本研究では模型実験において護岸の変形特性を精度良く把握するため液状化を生じない地盤条件としたことから, 本

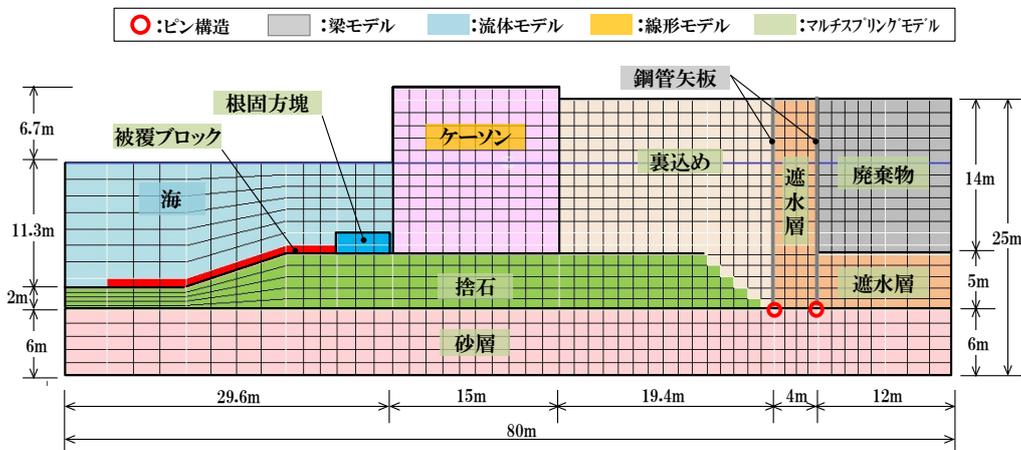


図2.27 FLIP モデル要素および要素分割

表2.7 FLIP 地盤パラメータ

	密度 ρ (t/m ³)	有効 拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	基準せん 断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	m_G	m_K	ポアソ ン比 ν	間隙 率 n	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦 角 ϕ_f (°)	最大 減衰 定数 h_{max}
砂 層	1.90	143	122,700	319,800	0.5	0.5	0.33	0.45	0	35	0.20
捨 石	1.97	139	96,800	252,500	0.5	0.5	0.33	0.41	20	35	0.20
裏込め	2.00	58	16,200	42,300	0.5	0.5	0.33	0.41	20	35	0.20
廃棄物層	1.94	55	29,100	75,800	0.5	0.5	0.33	0.45	0	39	0.20
側面遮水層	1.60	56	32,900	85,600	0.5	0.5	0.33	0.55	20	10	0.20
底面遮水層	1.60	94	37,300	97,200	0.5	0.5	0.33	0.55	20	10	0.20
根固方塊	3.30	98	180,000	469,000	0.5	0.5	0.33	0.50	20	35	0.20
被覆ブロック	1.65	98	180,000	469,000	0.5	0.5	0.33	0.50	20	35	0.20

表 2.8 鋼管矢板パラメータ

構造部材	ヤング率 E (kN/m ²)	せん断剛性 G (kN/m ²)	ポアソン 比 ν	断面積 A (m ² /m)	断面二次モーメ ント I (m ⁴ /m)	有効せん断 面積率 e_f
鋼管矢板 (海側)	2.06×10^8	7.69×10^7	0.3	0.044	5.53×10^{-3}	0.5
鋼管矢板 (陸側)	2.06×10^8	7.69×10^7	0.3	0.050	6.28×10^{-3}	0.5

表2.9 ジョイント要素パラメータ

構造部材	垂直剛性 K_n (kPa)	垂直剛性 K_s (kPa)	粘着力 c_j (kPa)	内部摩擦角 ϕ_j (°)
ケーソン (前背面)	10^6	10^6	0	31
ケーソン (底面)	10^6	10^6	0	37
鋼管矢板 (側面)	10^6	10^6	0	15

解析においても液状化を考慮しないものとした。

本解析では、鋼管矢板の下端を原地盤である砂層天端面とピン構造で接続することにより、遮水工の変形に対して安全側の照査を行った。また、ケーソン前面の消波ブロックを含まずモデル化することにより、ケーソンの変形に対して安全側の照査を行った。ケーソン底面と捨石の間の接触面では滑りおよび剥離が生じるものとし、これをジョイント要素により表現した。これと同様の考えに基づき、ケーソン背面と裏込め、矢板と裏込め、矢板と遮水層、矢板と廃棄物層の接触面をジョイント要素によりモデル化した。ケーソン底面と捨石の間には摩擦増大マットを敷設するため、そのすべり摩擦角は37°とし、ケーソン正面と根固方塊およびケーソン背面と裏込めの間は31°、矢板と裏込め、矢板と遮水層、矢板と廃棄物層の間は15°とした。

要素の大きさは既往文献¹²⁾を参考にして、解析で対象とする波長の1/5以下に設定した。したがって、要素の大きさの上限 H は式(2.1)で算出した。

$$H = V_s / 5f \quad (2.1)$$

ここで、 H : 伝播方向における要素の長さの上限(m)

V_s : 地盤のせん断波速度(m/s)

f : 解析する振動数の上限(Hz)

水中振動台実験前に行ったパルス波加振から求めた砂層、捨石、裏込め、廃棄物層の V_s はそれぞれ約260m/s、220m/s、90m/s、130m/sである。これらの実物スケールでの f は10Hzと仮定し、それぞれの要素の長さの上限 H を5.2m、4.4m、1.8m、2.6mとした。

動の変形特性パラメータは水中模型振動台実験計測値とFLIPコンソーシアムによる推奨値¹³⁾から設定した。砂層、捨石、裏込め、廃棄物層の基準せん断弾性係数 G_{ma} は、実験前にパルス波加振を実施して求めたせん断波速度 V_s と湿潤密度 ρ に基づき、式(2.2)より算定した。

$$G_{ma} = \rho V_s^2 \quad (2.2)$$

被覆ブロックおよび根固方塊の動の変形特性パラメータはコンソーシアム推奨値とした。境界条件は側面を鉛直ローラ、底面を固定境界でモデル化した。FLIPでは計算安定化のためレーレー減衰剛性比例係数 β を適用しており、その設定方法として1次元非線形地盤の最大応答変位収斂時の β とする方法が提案されている¹⁴⁾。本解析でも同様の手法を用いて β の値を0.001に設定した。

(2)地震動と解析条件

本解析で用いた地震動の入力波形は水中振動台実験時と同じ波形(図2.21)、波形2(図2.22)とし、波形1を解析ケース1、波形2を解析ケース2とした。

本解析では初期自重解析を行った後に、その結果を引き継いで地震応答解析を行った。両解析の地盤定数は同じである。初期自重解析では完全排水条件とし、荷重として自重を与えた。地下水面下は水中重量である。また地震応答解析では非排水条件下で地震波形1および波形2を与えた。地震応答解析での時間積分間隔 Δt は0.01秒とした。

(3)解析結果と模型実験との比較

レベル1地震動に対する解析結果

解析ケース1では実スケール換算値でケーソンの残留変位が合成方向で15cm、遮水矢板天端の残留変位が水平方向で10cmであった。図2.28に残留変位の分布を示すが、原地盤である砂層にすべり面の発生は確認できず、裏込めの大きな崩壊が生じなかったことが、遮水矢板の変

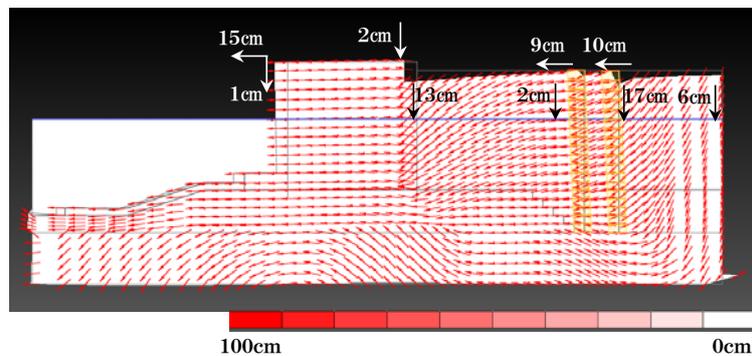


図2.28 解析ケース1の変形解析結果 (変形は10倍で表示)

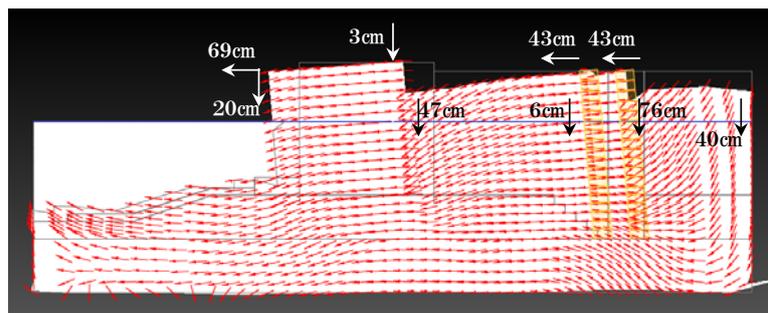


図2.29 解析ケース2の変形解析結果 (変形は5倍で表示)

位を抑制した原因と考えられる。

レベル2地震動に対する解析結果

解析ケース2では実スケール換算値でケーソンの残留変位が合成方向で72cm, 遮水矢板天端の残留変位が水平方向で43cmとなり, 矢板長の1.5%程度とする鋼管杭協会の許容値(壁高の15%程度)を上まわっている¹⁵⁾。図2.29に残留変位の分布を示すが, 原地盤である砂層に地震動によってすべり面が生じており, これが護岸の変形を助長する原因となったと考えられる。

水中振動台実験結果との比較

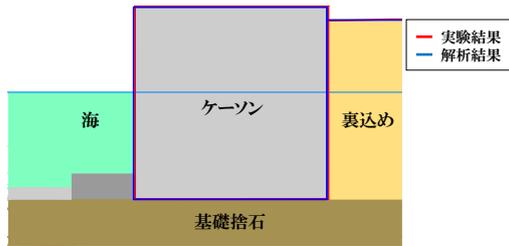


図2.30 実験と解析の残留変位(ケース1 護岸部)

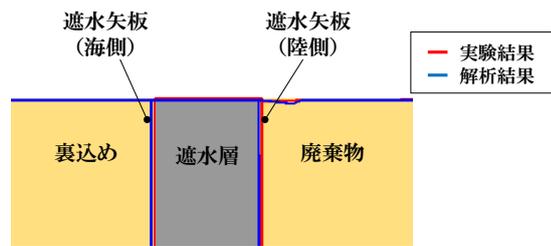


図2.31 実験と解析の残留変位(ケース1 遮水工天端部)

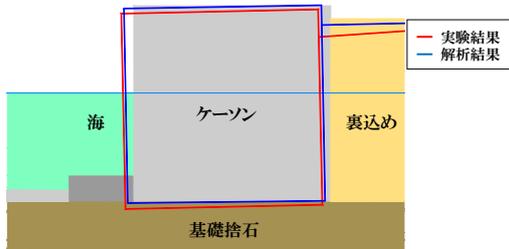


図2.32 実験と解析の残留変位(ケース2 護岸部)

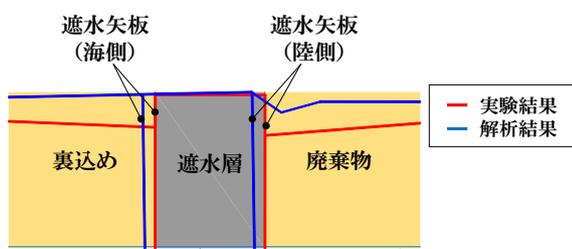


図2.33 実験と解析の残留変位(ケース2 遮水工天端部)

表2.10 実験と解析における残留変位の比較

	レベル1地震動		レベル2地震動	
	振動台実験	FLIPによる解析	振動台実験	FLIPによる解析
ケーソン水平変位(cm)	3	15	96	69
ケーソン鉛直変位(cm)	1	2	61	20
遮水矢板水平変位(cm)	1	10	2	43
裏込め鉛直変位(cm)	9	13	134	47

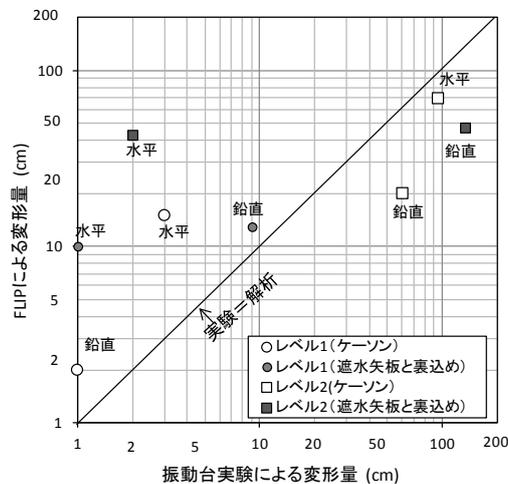


図2.34 実験と解析による残留変位の比較

本解析と水中振動台実験から得られた護岸の変形特性および変形量を比較することで、数値解析による実験の再現性を検討した。レベル1地震動(ケース1)とレベル2地震動(ケース2)における護岸構造と遮水工天端の変形をそれぞれ図2.30~図2.33に比較して示した。さらにFLIPで求めた変形量と実験時の変形量の直接の比較を示したのが表2.10と図2.34である。これらによると、ケーソン倒れや裏込めの沈下形状など護岸全体の変形はほぼ同じ傾向を示すが、レベル1地震動ではFLIPによる変形量が振動台実験の変形量を大きく上まわっており、レベル2地震動では矢板の水平変位を除いて振動台実験による変形量がFLIPによる変形量を上まわっている。矢板の水平変位について解析値(43cm)が実験値(2cm)を大きく上まわった原因としては、解析において鋼管矢板の下端を砂層天端面(原海底地盤)とピン構造で接続したことが大きく影響していると考えられる。振動台実験では矢板模型は砂地盤に30cm(実物換算6m)根入れされており、土層下端にピン接続されている。解析では遮水工の変形に対して安全側の照査を行うため、根入れの効果を無視した仮定を行っている。根入れの効果を考慮すれば、有効応力解析による変形量は減少し両者の差は縮まると予想される。

以上の結果より、実験から得られた物性値をFLIPの入力パラメータに用いて解析した結果は振動台模型実験の結果を全体的な傾向としては予測できているが、変形量に関してはレベル2地震におけるケーソンの鉛直変位、裏込めの鉛直変位において解析値が実験値の1/3程度になっており、変形量の解析値を設計に用いる場合にはこの点に注意する必要がある。

2.6 巨大地震に備える海面処分場の護岸断面に関する検討のまとめ

遮水工が護岸が地震によって被災しても影響を受けない遮水護岸構造を設計することを目的とし、現行の港湾施設の基準を用いて設計した構造について、レベル2地震動に対する変形特性と遮水工への影響を遠心載荷模型実験と水中振動台実験を用いて検討した。また、水中振動台実験で得られた遮水護岸の変形について、土構造物の有効応力解析プログラムFLIPで解析した結果との比較を行った。主な結論は以下のとおりである。

- 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) 遠心模型実験から得られた護岸の破壊モードであるすべり面は、静的震度法による安定計算における支配的な破壊モードであった基礎の支持力不足によるすべり面とほぼ同じ静的震度において発生し、形状も類似していた。
- 3) 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、静的震度の最大値0.25を用いて設計することで、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となった。
- 4) 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、本研究で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。
- 5) 水中模型振動台実験における観測値と地盤の有効応力解析プログラムFLIPで計算した変形特性および変形量を比較した結果、変形性状は全体として類似していた。しかし、変形量

に関してはレベル 2 地震におけるケーソンの鉛直変位、裏込めの鉛直変位において解析値が実験値の 1/3 程度になっており、変形量の解析値を設計に用いる場合にはこの点を注意する必要がある。また、遮水工(二重鋼管矢板)の水平変位の解析値は 43cm となったがこれは矢板の根入れ効果を見逃して安全側の条件で解析したためであり、根入れ効果を考慮すれば実験値(2cm)に近づくと考えられる。

廃棄物護岸の巨大地震に対する健全性を多角的に評価するためには、南海トラフ巨大地震や港湾構造物に甚大な被害を及ぼす周期に卓越した地震動に対しても、数値解析を用いた変形量照査が必要であると考えられる。また、今回は護岸部に着目したが、巨大地震時における処分場全体の挙動についても評価する必要があるため、処分場全体を対象とした数値解析による変形量照査も検討する必要があると考えられる。これらは今後の課題である。

参考文献

- 1) 山田耕一, 上野一彦, 羽田晃, 土田孝, 渡部要一: 変形追随性遮水材料を用いた管理型海面廃棄物最終処分場の新しい遮水護岸構造の提案, 第 27 回海洋開発論文集, 第 18 巻, pp77-82, 2002.
- 2) (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・管理基準省令(改訂版), 2008.
- 3) 大阪湾広域臨海環境整備センター, <http://www.osakawan-center.or.jp/phoenix/index.html>
- 4) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀, 上野一彦, 田中裕一: 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面廃棄物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, Vol.10, No.1, 1 7-32, 2015.
- 5) 橋本敦, 長尾毅: 水理模型実験結果によるケーソン式混成堤の変形量簡易推定手法に関する研究, 土木学会論文集 B3(海洋開発) Vol. 68, No. 2, pp.288-293, 2012.
- 6) Susumu Iai : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988.
- 7) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上)(下), pp.1485, 2007.
- 8) 井合進: 大地震時の地震・構造物系の変形解析, 平成 8 年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.1-17, 1996.
- 9) 野津厚, 若井淳: 東日本大震災で被災した港湾における地震動特性, 港湾空港技術研究所資料, No.1244, 2011.
- 10) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その 7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No.813, pp.253-279, 1995.
- 11) Iai,S. and Kameoka,T.: Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls, Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.71-91, 1993.
- 12) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 13) 沿岸技術研究センター: 液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務, 2011.
- 14) 小堤 治, 井合 進, 岡 由剛: 1次元有効応力解析のパラメタ感度解析, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.337-340, 1999.
- 15) 鋼矢板技術委員会編: 鋼矢板(設計から施工まで), 鋼管杭協会, p.167, 1998.

3. せん断変形が発生したときの土質系遮水材料の透水特性

海面に立地する廃棄物処分場は、海底に連続した粘土層が厚く堆積している場合は海底地盤自体が底面遮水層となるが、海底が砂質地盤の場合は底面遮水を行う必要がある、このための遮水地盤材料の研究が行われてきた¹⁾²⁾³⁾。海面処分場では、波浪や地震動などの大きな外力や地盤沈下が発生すると、海面処分場の遮水層に大きな変形を生じ、遮水層の遮水性が低下することが懸念される。村上らは、三軸圧縮試験機を用いて粘土材料にせん断変形を与えた時の鉛直方向透水係数を調べたが⁶⁾、地震時には水平に近い方向にせん断変形が発生するので、このときの粘土の透水係数の変化を調べる必要があると考えられる。本研究では、中空ねじりせん断試験機を用いて粘土試料に大きなせん断変形を与え、このときの水平方向透水係数を求めることにより、大変形時の遮水地盤材料の透水性について検討を行った。

3.1 巨大地震時に遮水地盤材料に発生するせん断ひずみの推定

東日本大震災では非常に長い継続時間を有する地震動による地殻変動や液状化が発生し、護岸や防潮堤が変形・沈下した。海面処分場はその立地条件から、首都直下型地震や南海トラフ巨大地震等のレベル2地震により引起される遮水護岸の大変形や沈下、および津波の来襲が想定される。底面遮水層の設計においては、様々な地震に起因する遮水層内の変形を計算し、想定された変形後も十分な遮水性が確保される必要がある。

2.6 で述べた方法と同様に有効応力解析プログラムFLIPを用いて巨大地震相当の加速度が海面処分場に作用したときに遮水地盤材料に発生するせん断ひずみの計算を行った⁵⁾。図 3.1 に、計算結果を示すが、底面遮水のために遮水地盤材料を海底面と側面に敷設した海面処分場に巨大地震による振動が作用した場合を対象とした。本計算では海面処分場の構造は水深 13 m の地点に建設され、重力式護岸の背後に二重鋼管矢板による鉛直遮水構造を設け、底面は 4 m の厚さの遮水地盤層が敷設されている。解析に使用した地盤材料のパラメータは表 2.7 と同じである。ケーソンは線形モデル、鋼管矢板は梁モデル、海を流体モデルとし、その他はマルチスプリングモデルとした。マルチスプリングモデルでは、土のせん断応力とせん断ひずみの関係に多重せん断ばねモデルを適用している。また、建設地点の海底地盤ではよく締まっていると想定し、地震による液状化は発生しない条件で計算を行った。

図 3.1 には加速度 200 gal の振動が 20 波の条件での最大せん断ひずみ量と平均せん断ひずみ

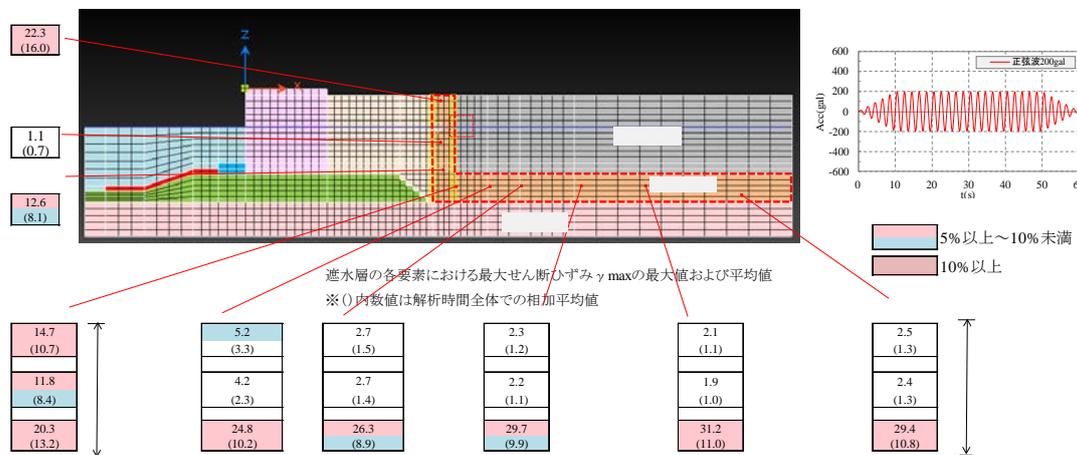


図 3.1 FLIP 解析による地震時に海面処分場の遮水層に発生するせん断ひずみの計算例

量を計算したが、本条件ではケーソンの残留変位 177 cm、矢板残留変位 151 cmと護岸全体では非常に大きな残留変位が生じている。図中に底面遮水層および二重鋼管矢板の間に充填された鉛直遮水層におけるせん断ひずみの最大値 γ_{max} と平均値 γ_{mean} （かっこ内）を示すが、底面遮水層では剛性の高い原地盤に接する境界付近で γ_{max} の最大値が 20%を超える大きな値を示している。二重鋼管矢板の間に充填された鉛直遮水層では天端面および底面遮水層矢板付近で γ_{max} の最大値が 10%以上を示し、一部は 20%を超える高い値となっている。

以上のように、大きな地震力が作用した場合、海面処分場の遮水地盤材料は大きなせん断変形が発生する可能性があり、地震時の処分場の安全性を確保するためには、せん断変形が遮水層の透水係数に及ぼす影響を確認する必要がある。

3.2 水平方向透水係数の測定方法

本研究では海成粘土として徳山港粘土、透水係数を低下させるためにベントナイトとしてワイオミング産ベントナイト（以後、ベントナイトと表記）を用いた。また、実験結果の比較のためにポルトランドセメントを海成粘土に配合したセメント固化処理土を用いた。表 3.1 にそれぞれの物性値を、表 3.2 に本研究で用いた供試体の配合パターンを示す。表 3.2 のベントナイト添加量とは液性限界の 1.5 倍の含水比の徳山港粘土 1 m³に対する添加量である。

まず、海成粘土とベントナイトを配合し、含水比を液性限界の 1.5 倍に調泥したものを 12.3 kPa、24.5 kPa、49.0 kPa の三段階で予備圧密し、トリミングして図 3.2 のように粘土供試体を

表 3.1 用いた試料の物性値

試料	徳山港粘土	ワイオミング産 ベントナイト	ポルトランド セメント
土粒子密度 ρ_s [g/cm ³]	2.616	2.898	3.15
液性限界 w_L [%]	110.6	510.6	-
塑性限界 w_P [%]	40.0	44.0	-
塑性指数 I_P	70.6	466.6	-

表 3.2 配合条件

試料名	ベントナイト添加量（粘 土スラリー1m ³ あたり）	セメント添加量	混合粘土の含水比 w [%]
T0	-	-	165.9
T25	25kg	-	192.6
T50	50kg	-	205.64
C180	-	180kg	-

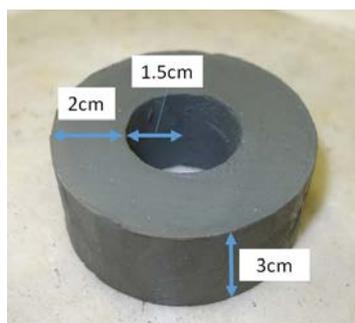


図 3.2 粘土供試体



図 3.3 ゴムスリーブとドレーンペーパー

作製した。セメント固化処理土に関しては、セメントに水を加えセメントミルクを作り、粘土と混ぜ、その後含水比調整し、2分間手でかき混ぜる。その後ミキサーで30分攪拌し、容器に入れて水中で7日間養生し、トリミングして供試体を作製した。これらの供試体に図3.3に示すように内側と外側にドレーンペーパーおよびゴムスリーブを取り付けた。

この供試体を図3.4および図3.5に示す中空ねじり試験機に設置し、セル圧と鉛直応力を図3.6に示すように段階的に変化させ、供試体断面積が変化しないように K_0 圧密を行った。図3.7に K_0 圧密中の排水量と変位量をプロットしたグラフを示す。図より概ね K_0 圧密がなされていることが分かる。底面遮水層が受ける鉛直応力を約150 kPaと推算し、鉛直応力の最終値とした。

ここで、試料の上面と下面は非排水境界となっており、図3.8に供試体周りの透水の方向を示すが、間隙水は粘土試料の外側面および内側面からドレーンペーパーを通じて図3.5に示す二本の二重管式ビュレットにそれぞれ排水するようにした。

K_0 圧密後、二本のビュレットに100 kPaの圧力を与えた。水平方向の透水試験を行う際は、外側面に通じるビュレットの背圧を140 kPaまで上げ、外側面から内側面に水平方向に透水させた。以上の条件では透水係数は次式(3.1)を用いて計算できる。

$$k = \frac{\Delta q}{2\pi H t \Delta P_b} * \frac{1033.3}{101.325} * 100 \ln \frac{R}{r} \quad (3.1)$$

その後、非排水条件で供試体にねじりを与えることにより段階的に5%から20%まで5%ご



図 3.4 中空試験機セル室

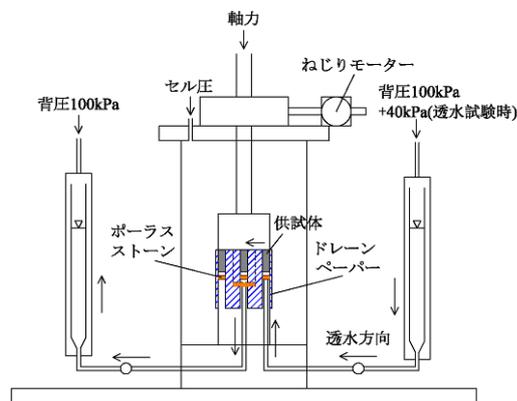


図 3.5 中空試験機模式図

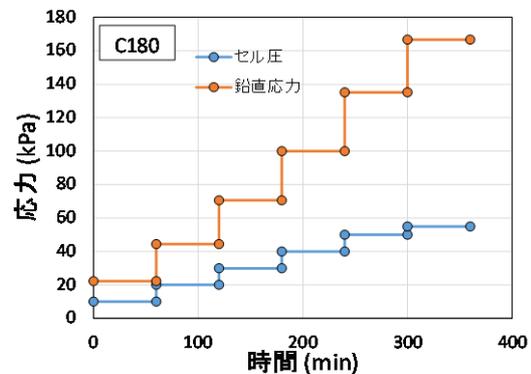
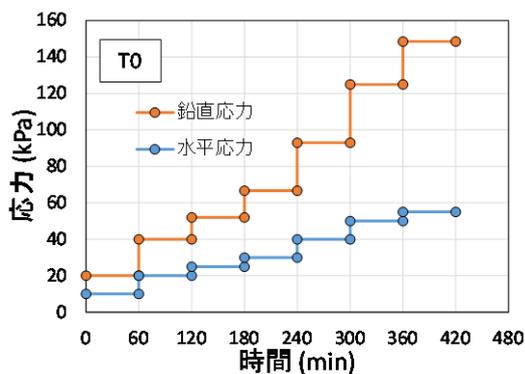


図 3.6 K_0 圧密中のセル圧と鉛直応力の変化

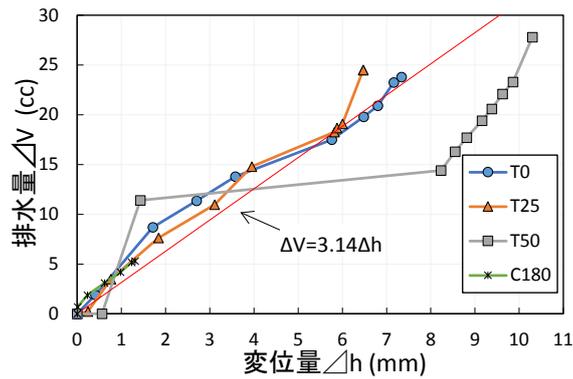


図 3.7 排水量と変位量の関係

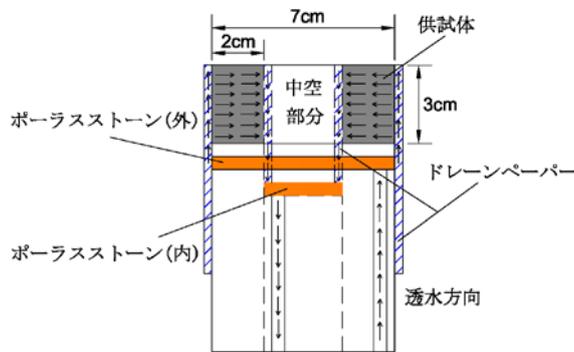


図 3.8 中空ねじり三軸試験における透水方向

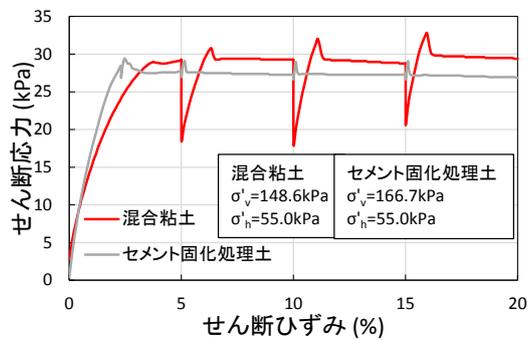


図 3.9 ねじりせん断時の応力とひずみの関係

とのせん断ひずみを与え、各段階でせん断による排水が終了した後に同様に水頭差を与え透水試験を行い、水平方向透水係数 k_h を測定した。ここでねじりを与える時のせん断速度は地盤工学会のJGS0551を参考にし、0.1%/minとした。各ひずみ毎のせん断応力の増加を図 3.9 に示す。図のように、今回の実験では各段階でせん断応力がピーク（破壊）に達した後までせん断変形を与えている。

3.3 せん断変形を与えた後の水平方向圧密係数の測定結果

図 3.10 に供試体に与えたせん断ひずみと k_h の関係を示す。図 3.10 中には三軸圧縮試験機を用いて求めたT0のせん断ひずみ2%ごとの供試体の鉛直方向透水係数 k_v を載せている⁶⁾。

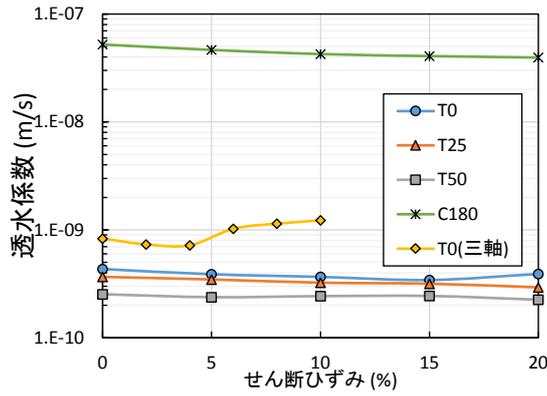


図 3.10 せん断ひずみを与えた供試体の水平方向透水係数

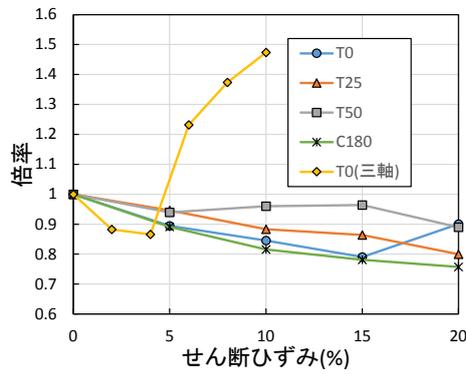


図 3.11 せん断ひずみと透水係数の増加率

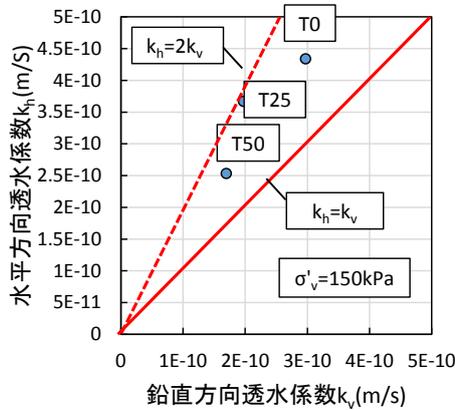


図 3.12 鉛直方向透水係数と水平方向透水係数の関係

また図 3.11 に透水係数の増加率 X とせん断ひずみの関係を示す。ここで増加率 X を次式で定めた。

$$X = \frac{k_x}{k_{T0}} \quad (3.2)$$

k_v は最大で 10 % のせん断ひずみしか与えていないが透水係数の増加がはっきりと見て取れる。それと比較して k_h はせん断ひずみによって低下する傾向を示しており、実験方法の違いはあるが、鉛直方向と水平方向とでせん断変形を受けた後の透水係数の挙動が異なることが分かる。

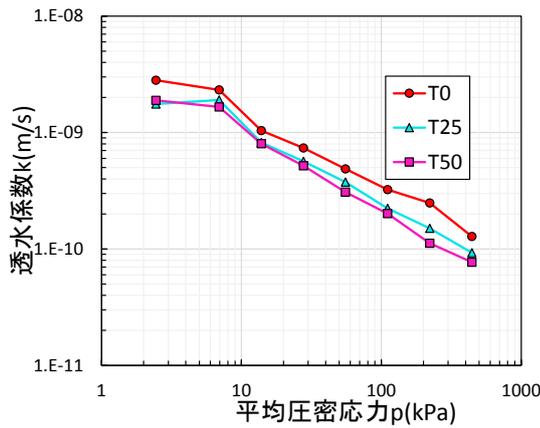


図 3.13 圧密圧力と鉛直方向透水係数の関係⁶⁾

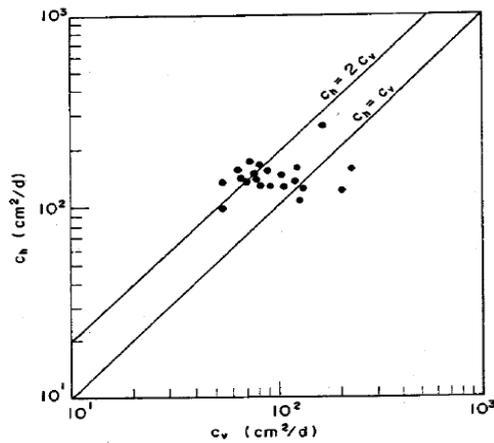


図 3.14 大阪湾粘土の c_v と c_h の比較 (水上ら¹¹⁾)

図 3.12 にせん断ひずみを与えない段階で本試験法によって求めた水平方向透水係数 k_h と段階載荷圧密試験によって求めた鉛直方向透水係数 k_v を比較した結果を示す。鉛直方向の透水係数は村上らが段階載荷圧密試験により求めた平均圧密応力と鉛直方向透水係数の関係 (図 3.13 に示す) から求めた⁶⁾。この図より圧密応力が 150 kPa の時の鉛直方向の透水係数を推算した。

水上らは水平方向圧密係数の測定方法の問題点を検討したうえで改良した試験機で大阪湾粘土の水平方向圧密係数 c_h を測定し、 c_v との比較を行った⁷⁾。図 3.14 は水上らが室内試験から求めた大阪湾粘土の c_h と c_v の関係であるが c_h の値は c_v の 1~2 倍となっている。今回の試験でも図 3.14 のように k_h は k_v の 1.5~2.0 倍となっている。透水係数と圧密係数という違いはあるが、体積圧縮係数はほぼ同じであるため、両者は同じ結果を表しているといえる。以上より、本試験方法で妥当な水平方向透水係数が得られていると考えられる。

ここで、セメント固化処理土の実験結果を上野らの実験と比較する²⁾。上野らは図 3.15 に示すような試験装置を用いた模型実験によって、遮水材料にせん断変形を与え透水係数を図 3.16 のように求めた。図をみると、せん断ひずみが増えるにしたがい透水係数は徐々に大きくなり、セメント固化処理土にクラックが認められた $\gamma = 2.5\%$ の時点で初期値より 100 倍以上に増加している。しかし、今回行った C180 の供試体ではせん断ひずみが 0% の時の透水係数は T0 に比べ 100 倍程度大きく、20% もの大きなせん断ひずみを与えても透水係数がほとんど変化しないという結果が得られた。これらの原因として、セメントの混合により間隙比が増大したことと、

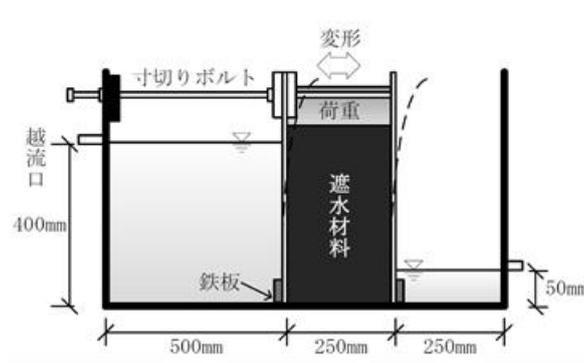


図 3.15 変形追従性試験概要図⁴⁾

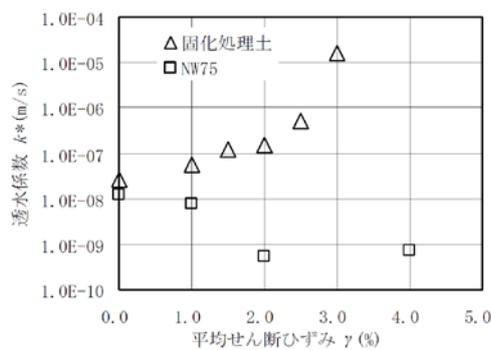


図 3.16 平均せん断ひずみと透水係数の関係⁴⁾

供試体の強度が固化により大きくなったため、端部においてキャップとペダスタルの刃先周辺で隙間が形成され、ここの部分を水が通ったために、透水係数が正しく求められなかった可能性も考えられる。セメント処理土の透水係数の妥当性については今後さらに検討していきたい。

3.4 せん断変形を受けた遮水地盤材料の水平方向透水係数に関するまとめ

海面の廃棄物処分場において、海底が砂質地盤の場合の底面遮水および側面方向の遮水の目的で遮水地盤材料の研究が行われてきた¹⁾²⁾³⁾。巨大地震に備えて設置される海面処分場は、地震動や津波などの外力を受けた直後にその機能を発揮することが求められるため、遮水地盤材料で構成される遮水層にも大きなせん断変形が生じる可能性があり、せん断変形後の遮水性能の把握が重要となる。これまで三軸圧縮試験機を用いて遮水地盤材料にせん断変形を与えた時の鉛直方向透水係数を調べた結果によると⁶⁾、材料の種類によってはせん断変形後に透水係数の顕著な増加がみられた。地震時には水平に近い方向にせん断変形が発生すると考えられるので、せん断変形の影響を調べるには水平方向にせん断変形を受けたときの水平方向の粘土の透水係数の変化を調べる必要があると考えられる。本章では、中空ねじりせん断試験機を用いて粘土試料に大きなせん断変形を与え、このときの水平方向透水係数を求めることにより、大変形時の遮水地盤材料の透水性について検討を行った。検討結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 底面遮水工および側面遮水工に遮水地盤材料を用いた海面処分場が大変形を受けるような大きな地震動を受けたときの FLIP 解析を行った結果、底面および側面の遮水層に最大 20%のせん断ひずみが発生する可能性があることがわかった。
- 2) 中空ねじり三軸圧縮試験機によって粘土の水平方向圧密係数を測定する方法を新たに開

発した。本方法を用い、せん断ひずみを与えない段階で本試験法によって求めた水平方向透水係数 k_h と標準圧密試験によって求めた鉛直方向透水係数 k_v と比較すると、 k_h は k_v の 1.5～2.0 倍となっており、この比率は他のわが国の海成粘土ともほぼ一致していた。これより、本試験方法で妥当な水平方向透水係数が得られていると考えられる。

3) 供試体に 20%のせん断ひずみを与えたとき、 k_h は 0.8～0.9 倍程度に低下した。これはせん断によって間隙比が低下した効果であると考えられる。以上の結果から、今回の実験の範囲では、変形に追従しやすい海成粘土およびベントナイトとの混合土は、せん断変形によって透水係数が上昇する可能性は少ないと考えられる。

参考文献

- 1) 山田耕一, 上野一彦, 羽田晃, 土田孝, 渡部要一: 変形追従性遮水材料を用いた管理型海面廃棄物最終処分場の新しい遮水構造の提案, 海洋開発論文集, pp.77-82, 2002.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 片山遥平, 村上博紀, 土田孝: 変形を与えた遮水材料の透水特性について, 地盤と建設, Vol.32, No.1, pp.111-116, 2014.
- 5) 土田孝, 渡部要一, 静間清, 遠藤暁, 上野一彦: 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, 環境研究総合推進費補助金研究事業総合研究報告書, 2013.
- 6) 村上博紀, 土田孝, 片山遥平: セシウムを含む廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料に関する研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, No.2, I_846-I_851, 2014.
- 7) 水上純一, 小林正樹, 土田孝: 粘性土の水平方向圧密係数, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp.1-12, 1996.

4. 巨大地震に備える海面廃棄物処分場への津波の影響に関する検討

巨大地震に備える海面処分場は地震の直後から機能を発揮することが求められるので、地震とともに発生する可能性がある津波に対する安全性を確保する必要がある。一般に沿岸域の構造物では構造物の標高が高水位の状態から+2～+6mの標高で設計されるが、南海トラフ巨大地震により太平洋沿岸部で予想される津波の高さは10～25mにも及ぶので、水際線で津波の進入を防ぐことは構造的にきわめて困難である。したがって、津波が構造物の上に遡上することを許容した上で津波減勢工等により護岸および護岸内部の構造を保護することが現実的と考えられる。ここでは、数値シミュレーションによって想定されるレベル2津波（東海地震）およびレベル2津波（南海トラフ巨大地震）を用いた非線形長波解析を行い、海面処分場に津波が来襲したときの海面処分場の状態を予測し、必要となる内部の構造的な対処方法、必要となる津波減勢工の仕様について検討した。

なお、本解析を行うためには海面処分場の立地地点周辺の海底地盤など地形的な条件、波浪特性が必要となる。ここでは、護岸構造および埋立地盤に対する津波の影響がもっとも厳しいと考えられる地点を選定して安全性を検討する必要があると考え、急峻な海底勾配のため津波高の増幅が推定される駿河湾に面した静岡県大井川港沖の条件を用いることとした。

4.1 内部が廃棄物で充填されたときに津波が作用したときの海面処分場の安全性に関する検討

(1) 廃棄物で充填された海面処分場に対する津波の検討フロー

海面廃棄物処分場が津波に襲われたときの安全性については、これまでほとんど検討が行われていない。ここでは、まず海面処分場の内部が廃棄物等に充填された状態で津波が来襲したときについて検討する。

本テーマの検討フローを図4.1に示す。レベル1津波（東海地震）およびレベル2津波（南海トラフ巨大地震）に対して、その震源から処分場周辺までの大領域における津波の伝播を非線形長波解析にて解き、処分場における浸水の有無を確認する。ここで浸水が確認される場合には、処分場における津波の越流、遡上の状況を数値波動水槽（Cadmas-surf/ 2D）にて確認する。津波減勢工は非線形長波解析の結果からその仕様を仮定し、その効果をCadmas-surf/ 2D解析にて定量的に確認し、その仕様を決定する。なお、国土交通省が定めるところのレベル1津

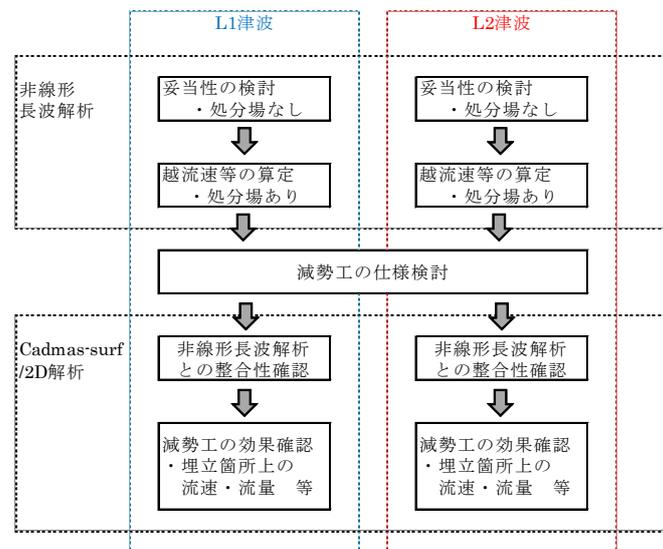


図 4.1 津波浸水解析フロー

波とは、海岸保全施設等により津波の内陸への侵入を防ぐ上で想定する津波である。レベル 2 津波（最大クラスの津波）に比べてその発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波である。

(2) 非線形長波解析（津波浸水解析）とその結果

津波浸水シミュレーションは、非線形長波理論（浅水理論）によることを基本とし、地震の断層モデルから計算された津波の発生プロセスを踏まえた初期水位のもとで

- ① 外洋から沿岸への津波の伝播・到達
- ② 沿岸から陸上への津波の遡上

の一連の過程を連続して数値計算する。これを用いることで、最大浸水区域、最大浸水時の水深、最高水位、最大流速、地震発生から津波が沿岸に到達するまでの時間などを求めることができる。

非線形長波解析にて以下の 4 ケースを実施した。

表 4.1 各検討ケースの設定条件

Case	対象津波	対象地震	地形領域数	護岸	抽出諸量
1	レベル 1	東海地震	5	なし（進行波）	護岸前面水位
2			あり	護岸前面水位、津波減勢工位置の流速、護岸パラペットの越流量、消波ブロック位置の流速	
3	レベル 2	南海トラフ	6	なし（進行波）	護岸前面水位
4			あり	護岸前面水位、津波減勢工位置の流速、護岸パラペットの越流量、消波ブロック位置の流速	

本解析では、海面処分場に対して最も厳しい条件を想定するという観点から、急峻な海底勾配のため津波高の増幅が推定される駿河湾に面した静岡県大井川港沖の条件を用いたためレベル 1 津波は静岡県の第三次想定津波、レベル 2 津波は中央防災会議にて設定されている条件（表 4.2、図 4.2、図 4.3）と同等の条件とした。

表 4.2 計算条件

	L1 津波	L2 津波
断層モデル	石橋モデル	ケース⑥：駿河湾～紀伊半島沖に「大すべり域＋（超大すべり域、分岐断層）」
潮位	T.P.+1.00m	T.P.+0.81m
対象領域	ネスティング最終領域が駿河海岸を含む領域	L1 津波と同様

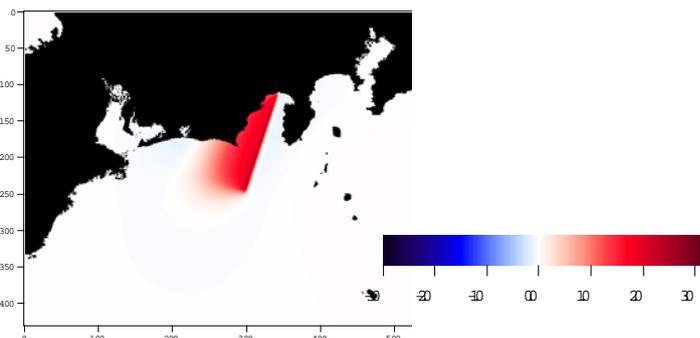


図 4.2 初期水位分布 石橋モデル（L1 津波）

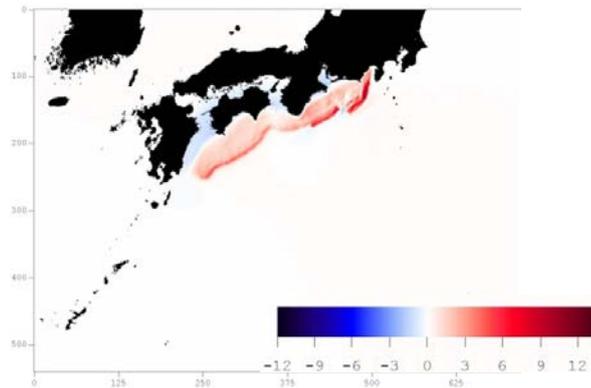


図 4.3 初期水位分布 中央防災会議のケース⑥ (L2 津波)

表 4.3 非線形長波解析結果一覧

Case	津波	項目	K	κ	最大値	出力時刻	出力地点	評価	備考
1	L1	再現性	0.99	1.12	—	—	—	○	K:幾何平均 $0.95 < K < 1.05$ κ :幾何標準偏差 $\kappa < 1.45$
2	L1	護岸前面水位(T.P.)	—	—	+5.85m	16min	50	—	パラベット天端高 T.P.+6.5m
		越流量(m ³)	—	—	—	—	—	—	処分場全体収支
		越流速(m/s)	—	—	—	—	—	—	ケーソン背面
3	L2	再現性	—	—	—	—	大井川港 他 3 地点	○	中央防災会議の波高時系列と比較
4	L2	護岸前面水位(T.P.)	—	—	+8.21m	9min	5	—	パラベット天端高 T.P.+6.5m
		越流量(m ³)	—	—	406800	10min	—	—	処分場全体収支
		越流速(m/s)	—	—	6.49	14min	21	—	ケーソン背面

非線形解析の結果は表 4.3 のようになった。

レベル 1 津波

CASE-2(L1)時に波高の最大値 T.P.+5.85m を記録する地点 50 の水位時系列を図 4.4(a), T=16 分における水位のコンターを図 4.4(b)に示す。図のようにいずれも処分場への浸水は起こらないという結果になった。

レベル 2 津波

CASE-4(L2)時に波高の最大値 T.P.+8.21m を記録する地点 5 および最大流速 $v=6.49\text{m/s}$ を記録する地点 21 の水位時系列を図 4.5(a)に, T=9 分における水位のコンターを図 4.5(b)に示す。図のように水位は 6.5m を上まわっており処分場に浸水している。

津波減勢工

津波減勢工として根固工や護床等で使用実績のある粗度に優れたエックスブロック突起

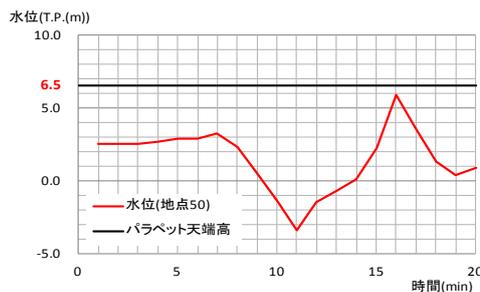


図 4.4(a) 水位時系列(地点 50)

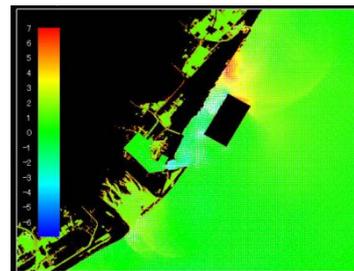


図 4.4(b) 水位分布(T=16min)

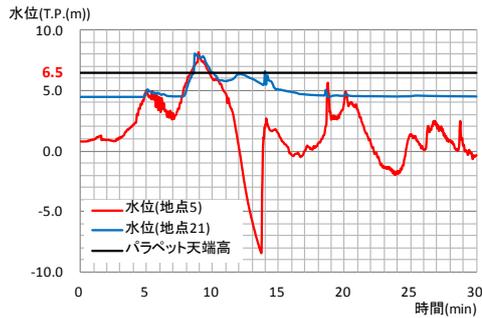


図 4.5(a) 水位時系列(地点 5,21)

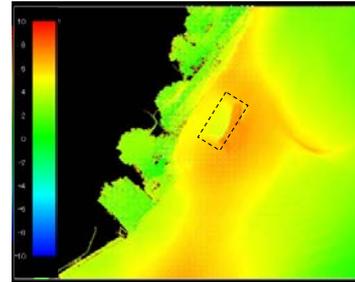


図 4.5(b) 水位分布(T=9min)

型を用いることとし、「護岸の力学設計法」のブロック安定式に基づき必要量を決定した。

(3)数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D による解析

数値波動水槽 (Cadmas-surf) は流体の基礎方程式であるナビエ・ストークス方程式を数值的に解くものであり、その計算手法は VOF 法という自由表面の処理法に基づいている。これにより、波の複雑な現象 (砕波等) の数値シミュレーションを行うことができる。数値波動水槽は従来の断面 2 次元造波水槽の模型実験に代わる手法であり、水位や流速、加速度や圧力を計算で求めることができる。過去の適用事例には、波の遡上計算、リーフによる波の変形計算、斜面上の砕波を伴う波の伝播、重力式護岸 (ケーソン) 等の港湾構造物への波力、越波量の計算などがある。Cadmas-Surf/2D で検討する 3 ケースを表 4.4 に示す。計算対象領域全体を図 4.6 に示す。入射方法に造波ソースを用い、岸側と沖側の両境界にエネルギー減衰帯を配置するとともに、両境界を開境界に設定した。計算条件と透過構造物の空隙率、径、D-F 比をそれぞれ表 4.5、表 4.6 に、処分場箇所のモデルを図 4.7 に示す。

計算結果を表 4.7 に示す。CASE-CS2 は CASE-CS1 と比べて減勢工前面および埋立箇所での流速が約 15% 低減しており、CASE-CS3 は他 2 ケースと比べて各値が大きく低減している。以上より、減勢工と盛土を組み合わせた断面構造が、津波による被害を低減するひとつの指標である流速・流量の低減に一定の効果を示した。

表 4.4 数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D の検討ケース

CASE	対象津波	対象地震	地形	護岸	減勢工	盛土	抽出諸量	抽出点	備考
CS1	レベル 2	南海トラフ巨大地震	設計断面	あり	なし	なし	・消波ブロック位置の流速 ・護岸パラペット越流量 ・ケツ直上の流速・流量 ・覆土上の流速・流量	P1 P2 P3 P4	妥当性の検証
CS2			設計断面	あり	あり	なし	CASE-CS1 と同様	CS1 と同様	減勢工の効果検証
CS3			設計断面+覆土高上	あり	あり	あり	CASE-CS1 と同様	CASE-1CS と同様	減勢工+盛土の効果検証

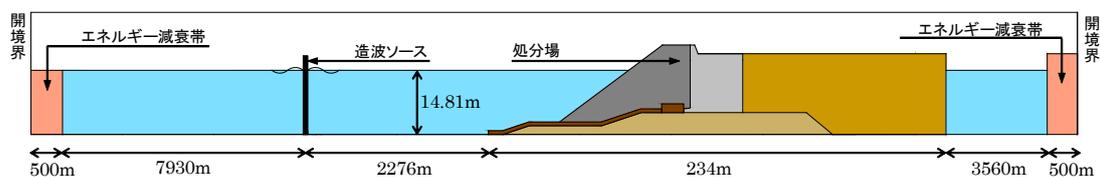


図 4.6 計算対象領域全体

表 4.5 計算条件

1	計算期間	600 秒
2	入射津波高	L2 津波の非線形長波解析結果を使用
3	潮位	T.P.+0.81m
4	水深	一律 14.0m (+潮位=14.81m)
5	入射方向	汀線と平行方向に処分場短辺側から入射
6	沖側岸側境界条件	透過境界
7	透過層抗力	Dupit-Forchheimer 則

表 4.6 透過構造物パラメータ

		消波ブロック	捨石マウンド	被覆ブロック	減勢工
空隙率	X	0.50	0.46	0.18	0.37
	Z	0.50	0.46	0.42	0.17
	V	0.50	0.46	0.62	0.62
径(m)		2.71	0.51	1.21	0.62
D-F 則	α	2,100	1,500	800	800
	β	2.2	3.6	1.4	1.4

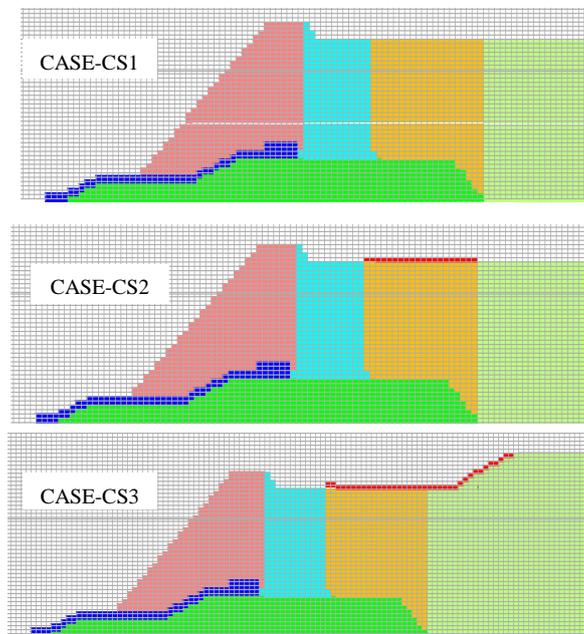


図 4.7 解析モデル

表 4.7 解析結果一覧

	津波対策		消波ブロック位置	パラペット位置	減勢工前面		埋立箇所	
	減勢工	盛土	最大流速 (m/s)	総越流量 (m ³)	最大流速 (m/s)	総流量 (m ³)	最大流速 (m/s)	総流量 (m ³)
CASE-CS1	なし	なし	5.77	6,233	7.59	6,048	8.97	5,866
CASE-CS2	あり	なし	5.59	6,185	6.50	6,232	7.46	5,786
CASE-CS3	あり	あり	3.07	3,157	3.41	3,326	7.04	2,776

※流速が最大となるのは2波目到達時(t=450s 前後)

計算結果の妥当性

図 4.8 に非線形長波解析（出力地点番号 97）と CASE-CS1 における減勢工前面位置での水位を示す。これより、水位のピーク値がほぼ等しいことから本解析の入出力値が妥当であると判断できる。なお、本解析結果の水位が非線形長波解析のそれよりも全体的に大きいのは、メッ

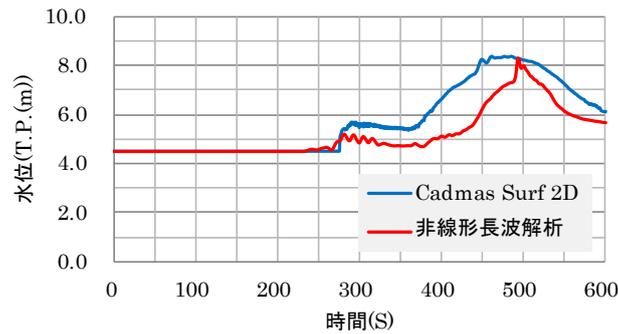


図 4.8 減勢工位置での水位の比較

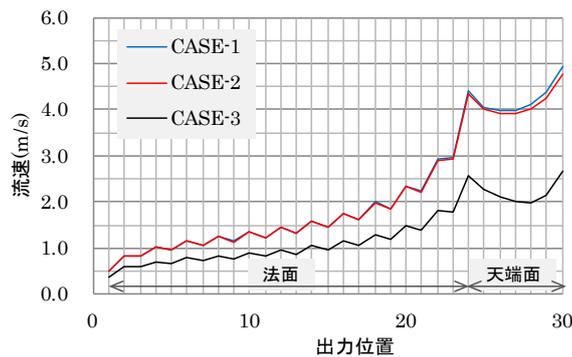


図 4.9 消波ブロック位置での流速

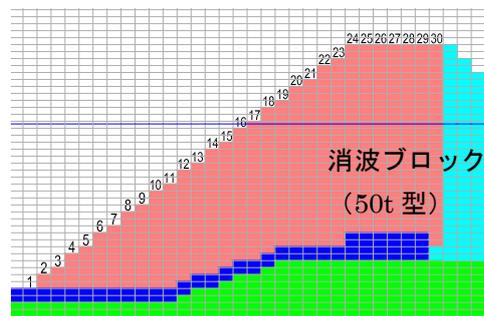


図 4.10 流速出力位置

シュサイズの違いや消波ブロックのモデル化の有無，平面計算と断面計算の違いによるものと考えられる。

波ブロック位置での流速とブロックの耐久性

各 CASE の消波ブロック位置での流速を図 4.9 に，出力位置を図 4.10 に示す。これらから，流速最大値は CASE-1 で $v=4.93\text{m/s}$ となり，イスヴァッシュ式より消波ブロック（50t 型）が健全であることがわかる。

パラペット位置での越波量

各 CASE のパラペット位置での瞬間越波量を図 4.11 に，総越波量を図 4.12 に示す。これらより，CASE-CS3（減勢工あり，盛土あり）は他 2 ケースの約 50% の総越波量であり，盛土による反射波が越波量を大きく低減している。

減勢工前面位置での流速・流量

各 CASE の減勢工前面位置での流速を図 4.13 に，総流量を図 4.14 に示す。CASE-CS3（減勢

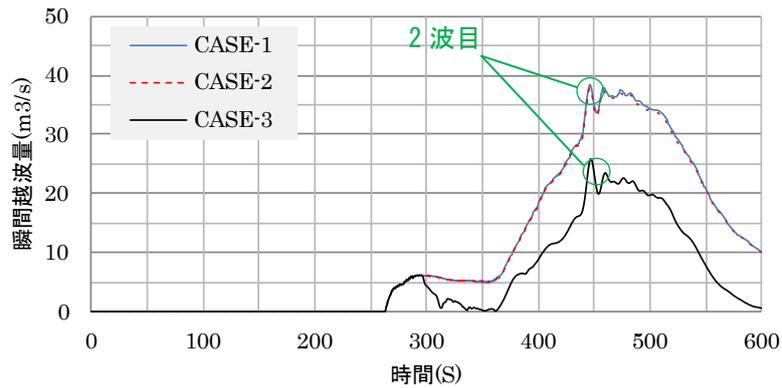


図 4.11 パラペット位置での瞬間越波量

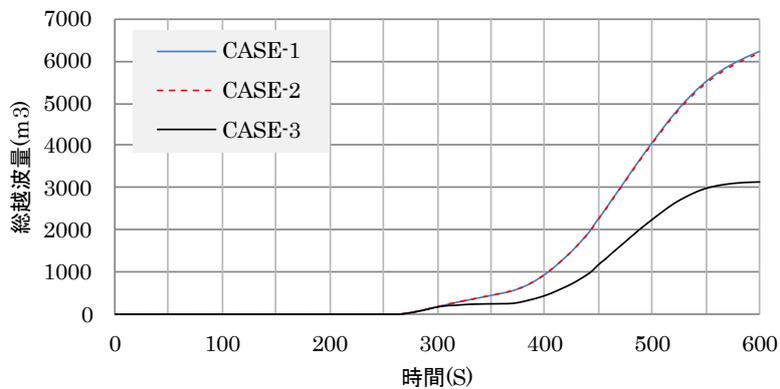


図 4.12 総越波量

工あり，盛土あり）は他 2 ケースと比べて流速が大きく低減し，総流量は約 50%となる．図 4.15 には CASE-CS1（減勢工なし，盛土なし）と CASE-CS3 の浸水状況を示すが，これらより盛土による反射波が流速・流量を大きく低減している．

埋立箇所での流速・流量

各 CASE の埋立箇所での流速を図 4.16 に，総流量を図 4.17 に示す．CASE-CS3 は他 2 ケースと比べて流速が約 80%，総流量は約 50%となる．これらより，盛土による反射波が流速・流量を大きく低減している．このように海面処分場の表面を流れる流速を 6m/s に低減することで表層の遮水層を保護することは十分可能であると考えられる．

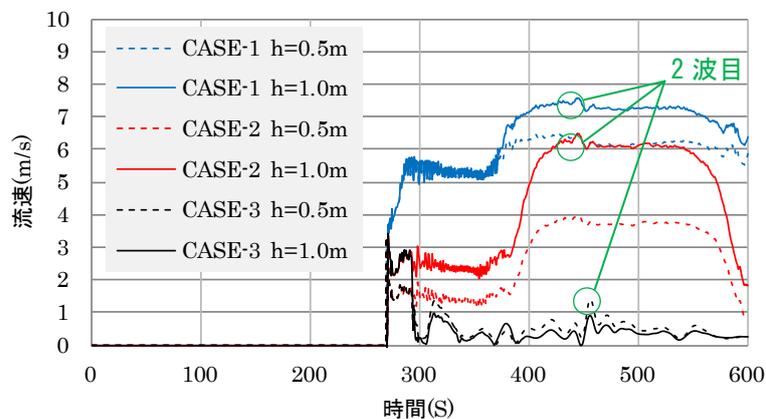


図 4.13 減勢工前面での流速

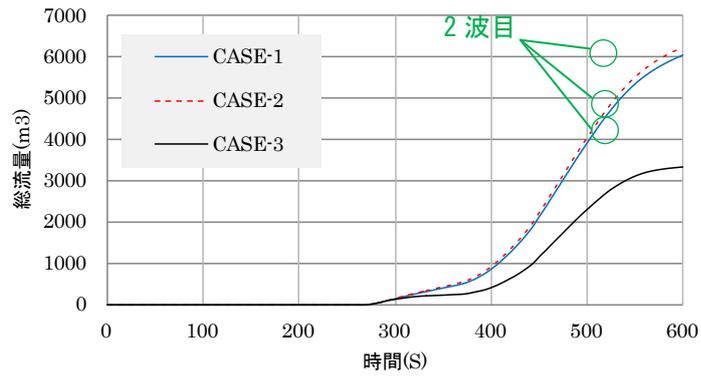


図 4.14 減勢工前面での総流量

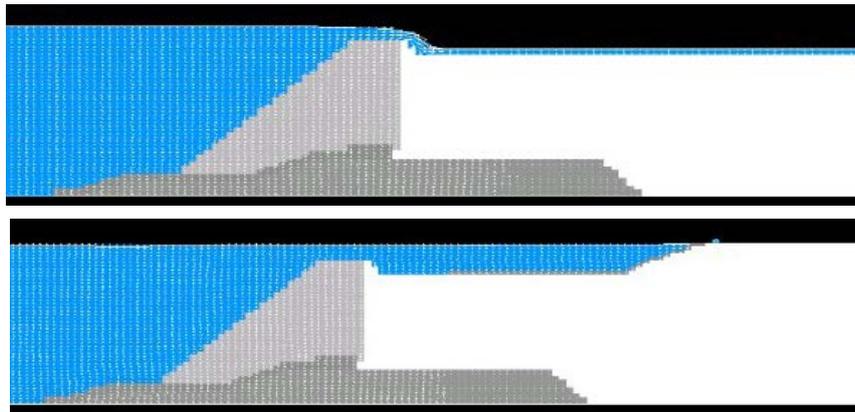


図 4.15 T=200s における浸水状況
(上: CASE-CS1(減勢工なし, 盛土なし) 下: CASE-CS3 (減勢工あり, 盛土あり))

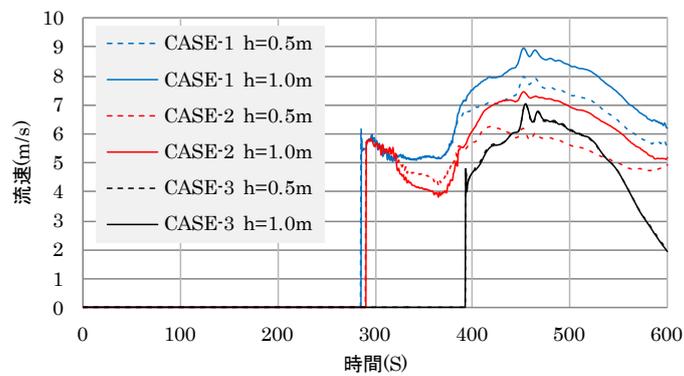


図 4.16 埋立箇所での流速

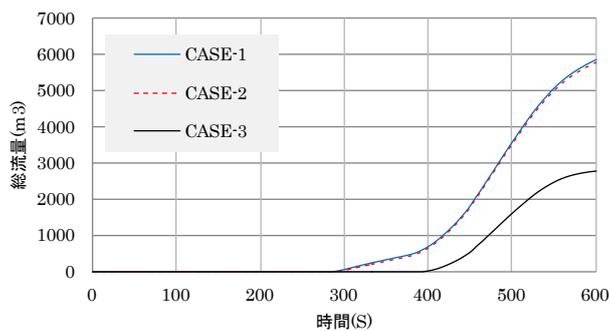


図 4.17 埋立箇所での総流量

(4) 内部が廃棄物で充填されているときの海面廃棄物処分場における津波対策

海面処分場のパラペット天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、非線形長波解析結果より、レベル1 津波に対しては処分場における浸水の発生はないことがわかった。これより、レベル1 津波（ここでは東海地震規模）に対する安全性は十分高いといえる。一方で、レベル2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが予想される。これに対しては、数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D の結果、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、その流速や流量を低減することによって、処分場の遮水層を保護することは可能であると定量的に確認できた。

4.2 内部が空のときに津波が作用したときの海面処分場の安全性に関する検討

海面処分場のこれまでの実績から代表的な粘土地盤上の二重遮水シートによる護岸構造とし、**図 4.18** の標準断面について津波が作用したときの影響を検討した。

標準断面の考え方は以下のとおりである。

- ・粘土地盤上の重力式護岸 水深は 10m
- ・遮水は二重シート方式とし、シートの間には保護土層としてセメント処理土を充填する。

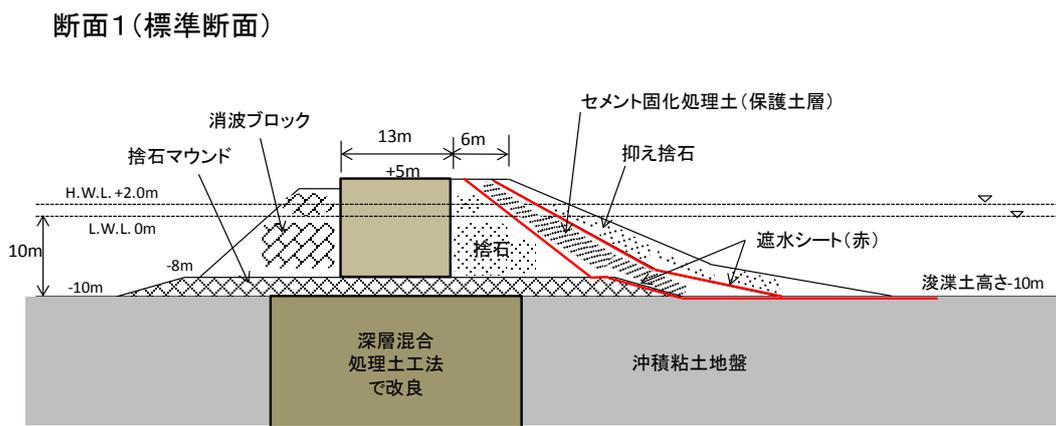


図 4.18 二重シート方式の標準断面

図 4.18 の断面について、数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D による検討を行った。津波の計算条件は**図 4.6** の護岸断面と同じで**表 4.5**、**表 4.6** に示す通りである。

図 4.19 に計算結果を示すが、285 秒後から護岸の越波が始まり、越波した水塊は護岸背後の捨石、遮水シートおよび抑え捨石の上部に落下しこの範囲が大きく攪乱されている。この攪乱は背後が廃棄物によって充填されている場合は起こらない現象であり、巨大地震に備えて処分場内部が充填されていないことにより問題となる。また、遮水シートはシートの内側と外側に圧力差が大きな圧力差が発生すると破損しやすいと考えられる（同様の目的で設置される吸出し防止シートでは護岸が大きな波浪を受けて破損し埋立地内部の砂が流出するケースが報告されている）。したがって、巨大地震に備えた海面処分場の護岸構造では、処分場内部に廃棄物のための空間を空けておく必要があることが、津波に対して構造上の弱点になることに十分留意すべきである。

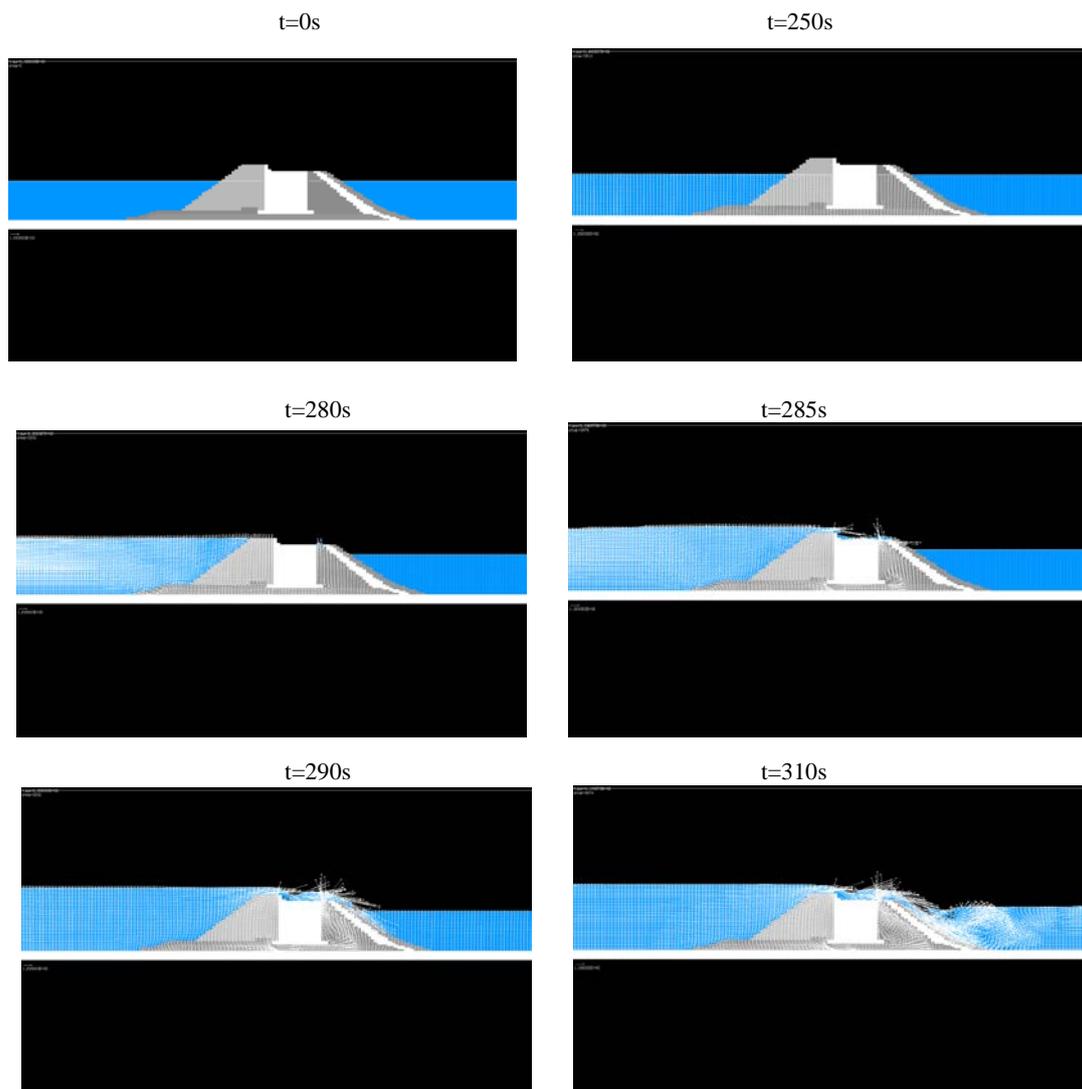


図 4.19 内部が空のときに津波が作用したときの海面処分場の数値波動水槽
Cadmas-Surf/2D による計算結果

4.3 まとめ

内部が廃棄物で充填されているときの海面廃棄物処分場では、海面処分場のパラペット天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、レベル 2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが予想される。これに対しては、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで流速や流量を低減し、処分場の遮水層を保護し、処分場の機能を安全に維持する古都は可能であると考えられる。一方、巨大地震に備えた海面処分場の護岸構造では、処分場内部に廃棄物のための空間を空けておく必要があることが津波に対して構造上の弱点になることに十分留意すべきである。

5. まとめと今後の課題

東日本大震災において災害廃棄物の撤去と処理が大きな問題となったことから、環境省は「巨大地震発生時における災害廃棄物対策検討委員会」を設置し、今後わが国に起こりうる巨大地震である南海トラフ巨大地震、首都直下地震において災害廃棄物の迅速な撤去・処理方策を検討した。その結果、南海トラフ巨大地震では災害廃棄物が最大で約 35,000 万トン、首都直下地震では最大で約 11,000 万トン発生すると推計された。これは、2011 年の東日本大震災における災害廃棄物の発生量のそれぞれ約 10 倍、約 3.5 倍に相当する膨大な量である。

以上の結果をもとに委員会では膨大な廃棄物の円滑な処理に向けた処理体制の確保のための方策を示しているが、特に「最終処分場の確保」について、膨大な廃棄物の処理を受け入れることのできる最終処分場をあらかじめ確保しておくことが必要であると指摘し、国の責任で巨大地震に備えた海面処分場の整備を検討する方向性が示された。

本研究では、護岸と遮水工を分離し、護岸が被災し変形が生じても遮水工への影響を低減する設計を中心に検討を行った。また、遮水材料については、海成粘土にベントナイトを添加混合した土質系遮水材を想定するが、施工後に巨大地震によって変形が生じても透水係数が低下せず遮水機能を維持することを、新たな実験手法を用いて確認した。さらに、数値解析によって巨大津波が海面の廃棄物処分場に及ぼす影響を検討した。その結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 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て護岸と遮水工を独立させた廃棄物護岸の断面は、遮水工の変形量を低減する効果を有する。
- 2) 現行の港湾の基準を用い静的水平震度として 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 2 の地震動を載荷した実験結果では、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、静的震度の最大値 0.25 を用いて設計することでレベル 2 地震に対しても概ね許容範囲におさまる断面を設計できる。
- 3) 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、本研究で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。
- 4) 水中模型振動台実験における観測値と地盤の有効応力解析プログラム FLIP で計算した変形特性および変形量を比較した結果、両者の変形性状は全体として類似していた。しかし、変形量に関してはレベル 2 地震におけるケーソンの鉛直変位、裏込めの鉛直変位において解析値が実験値の 1/3 程度になっており、変形量の解析値を設計に用いる場合にはこの点を注意する必要がある。遮水工(二重鋼管矢板)の水平変位の解析値は 43cm となったがこれは矢板の根入れ効果を見逃して安全側の条件で解析したためであり、根入れ効果を考慮すれば実験値(2cm)に近づくと考えられる。
- 5) 底面遮水工および側面遮水工に遮水地盤材料を用いた海面処分場が大変形を受けるような大きな地震動を受けたときの FLIP 解析を行った結果、底面および側面の遮水層に最大 20% のせん断ひずみが発生する可能性があることがわかった。
- 6) 中空ねじり三軸圧縮試験機によって粘土の水平方向圧密係数 k_h を測定する方法を新たに開発した。本方法を用い、供試体に 20 %のせん断ひずみを与えたとき、 k_h は 0.8~0.9 倍程度に低下した。これはせん断によって間隙比が低下した効果であると考えられる。以上の結果か

ら、今回の実験の範囲では、変形に追従しやすい海成粘土およびベントナイトとの混合土は、せん断変形によって透水係数が上昇する可能性は少ないと考えられる。

- 7) 内部が廃棄物で充填されているときの海面廃棄物処分場では、海面処分場のパラペット天端高を T.P. +6.50m に設定した場合、レベル 2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが予想される。これに対しては、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで流速や流量を低減し、処分場の遮水層を保護し、処分場の機能を安全に維持することは可能と考えられる。一方、巨大地震に備えた海面処分場の護岸構造では、処分場内部に廃棄物のための空間を空けておく必要があることが津波に対して構造上の弱点になることに十分留意すべきである。

本研究では、巨大地震に備える海面処分場の構造について検討した。その結果、設計上の配慮をすることで、巨大地震直後から膨大に発生すると予測される震災廃棄物を安全かつ迅速に処分するための海面処分場の設計・建設は可能であることが示されたと考える。今後はこのような海面処分場を具体化し技術的な検討を進めることが望まれる。この中で、津波に対する安全性に関しては海面処分場の内部が空であることは不利な条件となるため、港湾における浚渫土の処分場としての機能と巨大地震発生時の震災廃棄物最終処分場としての機能を併用した処分場として設計し、処分場内に一定量まで（たとえば、海水面まであるいは水深 2m, 5m までなど）浚渫土を埋立処分し、それ以外のスペースを震災廃棄物に充当するということも考えられる。この場合、浚渫土と震災廃棄物の割合の設定、費用分担の問題のほか、軟弱な浚渫土の上のスペースをいかにして震災廃棄物を処分するかという技術的な問題も考えられる。これらについては今後の課題である。