

| | |
|-------------------|-------------------|
| 島根原子力発電所第2号機 審査資料 | |
| 資料番号 | NS2-補-027-08 改 23 |
| 提出年月日 | 2023年1月26日 |

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2023年1月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項
 - 1.1 津波と地震の組合せで考慮する荷重
 - 1.2 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定
 - 1.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る許容限界
 - 1.4 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び漂流物衝突荷重の組合せ
 - 1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重，風荷重及び積雪荷重の設定
 - 1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性
 - 1.7 浸水防護施設のアンカーボルトの設計
 - 1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定
 - 1.9 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況
 - 1.10 耐震及び耐津波設計における許容限界
 - 1.11 強度計算に用いた規格・基準類の適用性
 - 1.12 津波に対する止水性能を有する施設の評価

2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.1 防波壁に関する補足説明
 - 2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明
 - 2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.1.4 防波壁（逆 T 擁壁）の強度計算書に関する補足説明
 - 2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明
 - 2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明
 - 2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明
 - 2.1.9 防波壁の設計・施工に関する補足説明
 - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
 - 2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明
 - 2.4 浸水防止設備に関する補足説明
 - 2.5 津波監視設備に関する補足説明
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.7 強度評価における鉛直方向荷重の考え方
 - 2.8 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料

目 次

今回提出範囲：

| | | |
|-------|------------|-----|
| 1. | 概要 | 1 |
| 2. | 基本方針 | 2 |
| 2.1 | 位置 | 2 |
| 2.2 | 構造概要 | 3 |
| 2.3 | 評価方針 | 6 |
| 2.4 | 適用規格・基準等 | 14 |
| 3. | 強度評価 | 17 |
| 3.1 | 記号の定義 | 17 |
| 3.2 | 評価対象断面及び部位 | 19 |
| 3.2.1 | 評価対象断面 | 19 |
| 3.2.2 | 評価対象部位 | 39 |
| 3.3 | 荷重及び荷重の組合せ | 40 |
| 3.3.1 | 荷重 | 40 |
| 3.3.2 | 荷重の組合せ | 46 |
| 3.4 | 許容限界 | 47 |
| 3.4.1 | 重力擁壁 | 47 |
| 3.4.2 | ケーソン | 48 |
| 3.4.3 | H形鋼 | 51 |
| 3.4.4 | MMR | 51 |
| 3.4.5 | 改良地盤⑥ | 51 |
| 3.4.6 | 止水目地 | 52 |
| 3.4.7 | 基礎地盤 | 52 |
| 4. | 2次元有限要素法 | 53 |
| 4.1 | 評価方法 | 53 |
| 4.1.1 | 津波時 | 53 |
| 4.1.2 | 重畳時 | 88 |
| 4.2 | 評価条件 | 104 |
| 4.2.1 | 津波時 | 104 |
| 4.2.2 | 重畳時 | 106 |
| 4.3 | 評価結果 | 108 |

| | | |
|-------------------------|--------------|-----|
| 4.3.1 | 津波時 | 108 |
| 4.3.2 | 重畳時 | 125 |
| 5. | 3次元構造解析 | 140 |
| 5.1 | 解析方法 | 140 |
| 5.2 | 荷重及び荷重の組合せ | 141 |
| 5.3 | 解析モデル及び諸元 | 141 |
| 5.3.1 | 構造物のモデル化 | 141 |
| 5.3.2 | 地盤ばね | 147 |
| 5.3.3 | 使用材料及び材料の物性値 | 150 |
| 5.3.4 | 地下水位 | 158 |
| 5.3.5 | 照査時刻の設定 | 159 |
| 5.3.6 | 入力値の設定 | 161 |
| 5.4 | 評価対象部位 | 171 |
| 5.5 | 許容限界 | 171 |
| 5.6 | 評価方法 | 172 |
| 5.7 | 評価結果 | 174 |
| 5.7.1 | 津波時 | 174 |
| 5.7.2 | 重畳時 | 185 |
| (参考資料 1) 照査用応力値の平均化について | | |

(参考資料 2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価

(参考資料 3) 重畳時の解析方法の妥当性

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）が津波、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形にとどまることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（波返重力擁壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。

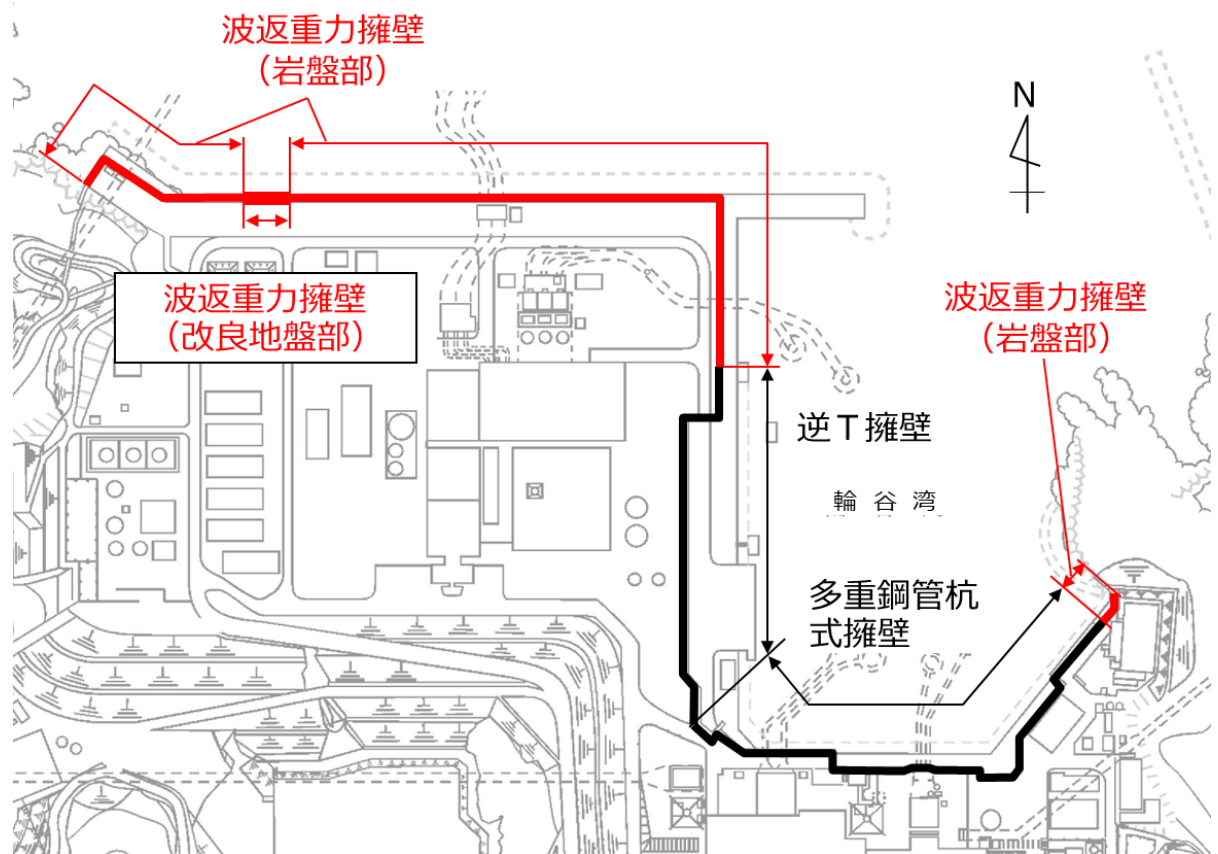


図 2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の範囲

2.2 構造概要

防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は、津波高さ（EL 12.6m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

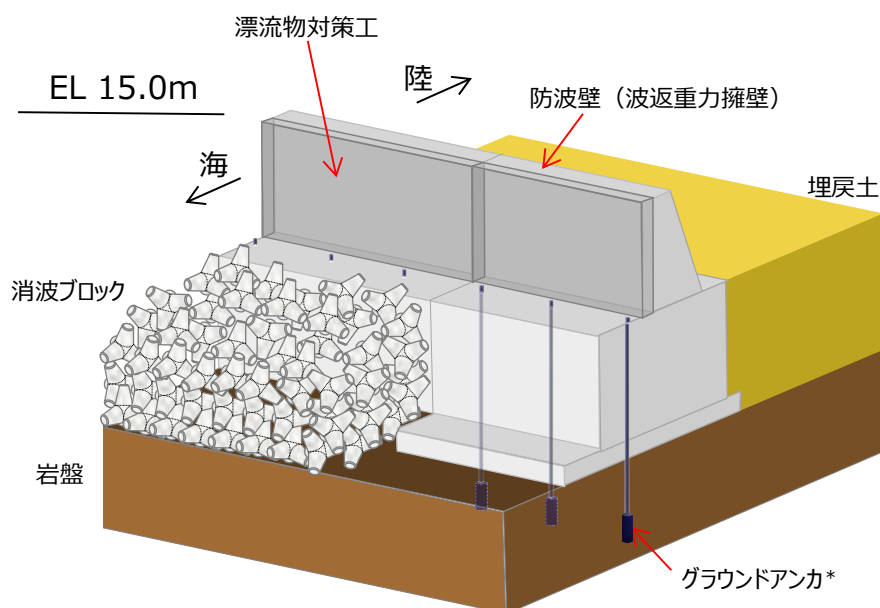
防波壁（波返重力擁壁）は、マンメイドロック（以下「MMR」という。）等を介して堅固な地山の岩盤に支持され、鉄筋コンクリート造のケーソン及び重力擁壁から構成されるケーソン設置部と、重力擁壁が岩盤に直接支持される岩盤直接支持部に分類される。

ケーソンは箱型形状であり、箱型内部には格子状に複数隔壁を配置しており、隔壁により囲まれた箇所には、中詰コンクリート又は中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を充填しており、すべての中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を高圧攪拌工法により改良する。改良した中詰材を「中詰材改良体」という。

また、重力擁壁及び前壁の背面に中詰コンクリートが充填されていないケーソンの前面には、鉄筋コンクリート造の漂流物対策工を設置し、構造体の境界部には、止水性を保持するための止水目地を設置する。

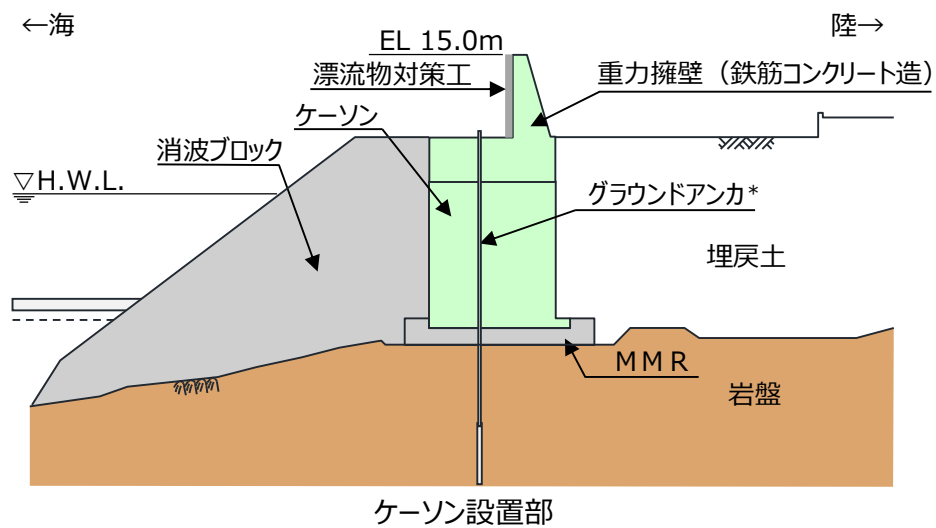
なお、構造概要図にグラウンドアンカを示しているが、その効果を期待せずに強度評価を行う。

漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。



注記*：防波壁（波返重力擁壁）は、グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（正面図）



注記*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

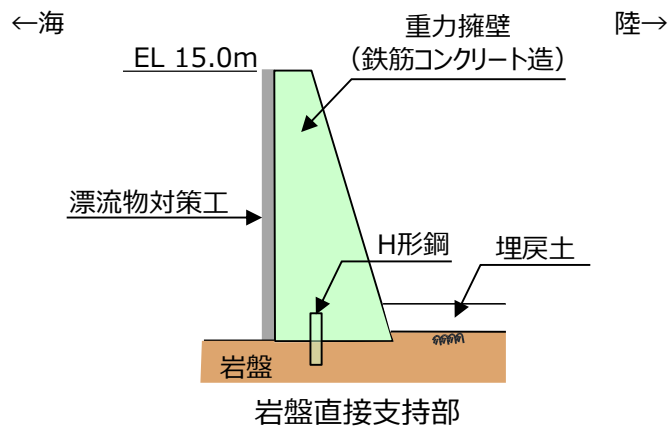


図 2.2-2 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（断面図）

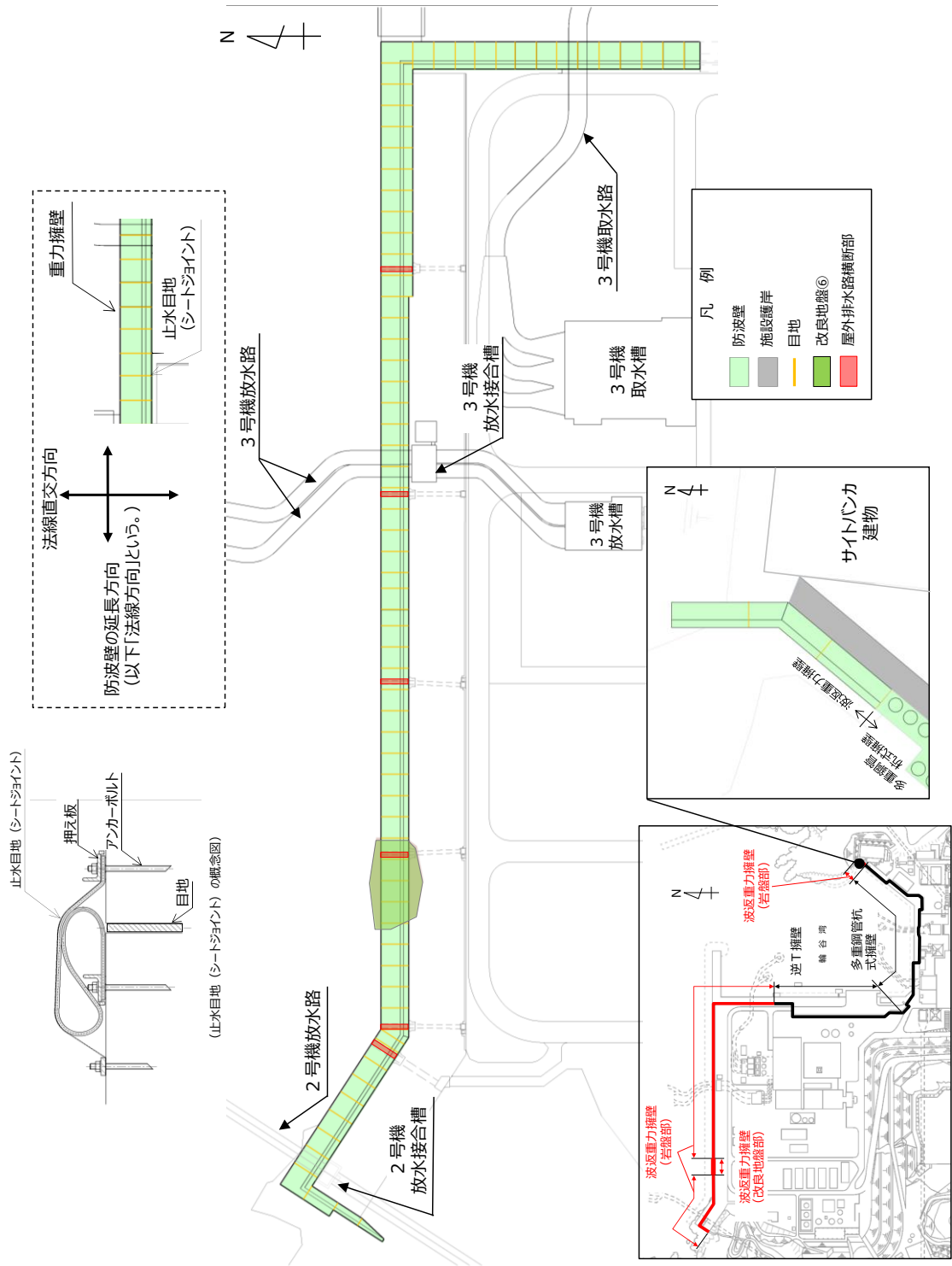


図 2.2-3 防波壁 (波返重力擁壁) の止水目地の概念図及び配置位置図

2.3 評価方針

防波壁（波返重力擁壁）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

また，防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では，「3. 強度評価方法」に示す方法により，「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し，「5. 評価結果」より，防波壁（波返重力擁壁）の評価対象部位の発生応力度，発生ひずみ，すべり安全率及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価においては，その構造を踏まえ，津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波時荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3-3 の防波壁（波返重力擁壁）の評価項目に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することにより，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

| 部位の名称 | | 地震時の役割 | 津波時の役割 | |
|------------------------|--|---|------------------------------------|---------------------------|
| 施設 | 重力擁壁 | ・ 止水目地及び漂流物対策工を支持する。 | ・ 止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。 | |
| | 止水目地 | ・ 重力擁壁間の変形に追従する。 | ・ 重力擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。 | |
| | ケーソン | ・ 重力擁壁及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。 | ・ 重力擁壁及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。 | |
| | 放水路 ケーソン | 頂版 底版 側壁 | ・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。 | ・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。 |
| | | 隔壁 | ・ 重力擁壁を支持する。 | ・ 重力擁壁を支持する。 |
| | H形鋼 | ・ 重力擁壁を支持する。 | ・ 重力擁壁を支持する。 | |
| 漂流物対策工* (鉄筋コンクリート版) | ・ 役割に期待しない(防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁(波返重力擁壁)への影響を考慮する)。 | ・ 漂流物衝突荷重を分散して防波壁(波返重力擁壁)に伝達する。 ・ 漂流物衝突荷重による防波壁(波返重力擁壁)の局所的な損傷を防止する。 | | |
| 地盤 | MMR | ・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 | ・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。 | |
| | 改良地盤⑥ | ・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 | ・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。 | |
| | 岩盤 | ・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 | ・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 | |

注記*：漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

表 2.3-1(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

| | 部位の名称 | 地震時の役割 | 津波時の役割 |
|----|-------------|--|-----------------------|
| 地盤 | 埋戻土, 砂礫層 | ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み, 防波壁への相互作用を考慮する)。 | ・津波荷重に対して地盤反力として寄与する。 |
| | 消波ブロック | ・役割に期待しない。 | ・役割に期待しない。 |

表 2.3-2(1) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の性能目標

| 部位 | | 性能目標 | | | | |
|----|---------|----------------|--------|-----|---|---|
| | | 鉛直支持 | すべり安定性 | 耐震性 | 耐津波性 (透水性, 難透水性) | |
| 施設 | 重力擁壁 | | - | - | 構造部材の健全性を保持するために、重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。 | 止水目地の支持機能を喪失して重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。 |
| | 止水目地 | | | | 重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。 | 重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。 |
| | ケーソン | | | | 構造部材の健全性を保持するために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。 | 構造部材の健全性を保持し、有意な漏えいを生じないために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。 |
| | 放水路ケーソン | 頂版 底版 側壁 | | | 構造部材の健全性を保持するために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。 | 構造部材の健全性を保持し、有意な漏えいを生じないために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。 |
| | | 隔壁 | | | 構造強度を有すること。 | 構造強度を有すること。 |
| | H形鋼 | | | | 構造部材の健全性を保持するために、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。 | 構造部材の健全性を保持するために、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。 |

表 2.3-2(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の性能目標

| 部位 | | 性能目標 | | | |
|----|------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| | | 鉛直支持 | すべり 安定性 | 耐震性 | 耐津波性 (透水性, 難透水性) |
| 施設 | 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)* | — | — | 防波壁(波返重力擁壁)から分離しないために, 漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。 | 漂流物衝突荷重を分散して, 防波壁(波返重力擁壁)に伝達するために, 鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。 |
| 地盤 | MMR | ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するため, 十分な支持力を保持すること。 | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため, 十分なすべり安全性を保持すること。 | — | 地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため, MMR及び改良地盤⑥が破壊しないこと。(内的安定を保持) |
| | 改良地盤⑥ | | | | |
| | 岩盤 | | | | — |

注記* : 漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

表 2.3-3(1) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

| 評価方針 | 評価項目 | 部位 | 評価方法 | 許容限界 | |
|------------|-------------------------------------|--|-------------------------------------|--|---------|
| 構造強度を有すること | 施設・地盤の健全性 | 重力擁壁 | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 | |
| | | ケーソン | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 | |
| | | 放水路 ケーソン | 頂版 | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | | 底版 | | |
| | | | 側壁 | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)又はひずみが許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 隔壁 | 材料強度 許容ひずみ | | |
| | | H形鋼 | 発生する応力度(せん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 | |
| | | MMR | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認 | すべり安全率 1.2以上 | |
| | | 改良地盤⑥ | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認 | すべり安全率 1.2以上 | |
| | 漂流物対策工* ¹ (鉄筋コンクリート版) | 発生する応力(アンカーボルトの引張力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 | | |
| 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤 | 発生する応力度(接地圧)が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力度* ² 支圧強度 | | |

注記*1: 漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2: 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-3(2) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

| 評価方針 | 評価項目 | 部位 | | 評価方法 | 許容限界 |
|-------------|-----------|---------|----------------|-------------------------------------|-----------------------|
| 止水性を損なわないこと | 施設・地盤の健全性 | 重力擁壁 | | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | ケーソン | | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 放水路ケーソン | 頂版 底版 側壁 | 発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 材料強度 |
| | | H形鋼 | | 発生する応力度(せん断力)が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | MMR | | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認 | すべり安全率 1.2以上 |
| | | 改良地盤⑥ | | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認 | すべり安全率 1.2以上 |
| | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤 | | 発生する応力度(接地圧)が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力度* |
| | 施設の变形性 | 止水目地 | | 発生変形量が許容限界以下であることを確認 | 有意な漏えいが生じないことを確認した変形量 |

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

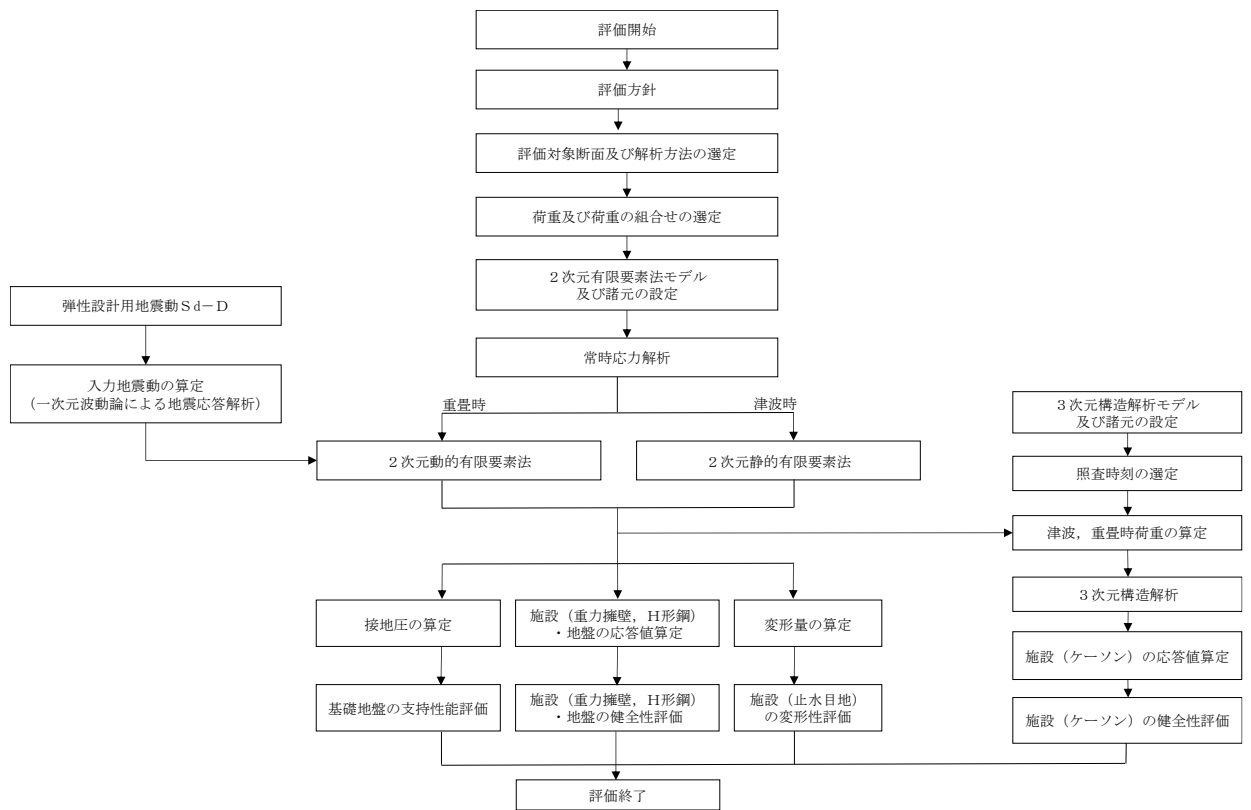


図 2.3-1 防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。また、項目ごとに適用する規格・基準等を表 2.4-1 (1) 及び表 2.4-1 (2) に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド(平成25年6月19日，原管地発第1306196号)
- ・道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会，平成14年3月)
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局 平成27年12月)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)
- ・松江市建築基準法施行細則(平成17年3月31日，松江市規則第234号)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説((社)日本港湾協会，H19年版)
- ・港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター，平成19年3月)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説((社)日本建築学会，2005年)
- ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会，2017年制定)
- ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会，2012年制定)

表 2.4-1(1) 適用する規格・基準類

| 項目 | 適用する規格・基準類 | 備考 | |
|------------|---|--|---|
| 使用材料及び材料定数 | コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) | — | |
| 荷重及び荷重の組合せ | コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) 松江市建築基準法施行細則 (平成 17 年 3 月 31 日, 松江市規則第 234 号) | 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討 | |
| 許容限界 | 重力擁壁 | コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) | 曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認 |
| | ケーソン | コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会) | 曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 許容応力度以下であることを確認 |
| | 放水路 ケーソン | コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 年) コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2017 年制定) コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012 年制定) | 曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 許容応力度又は材料強度以下であること又は発生ひずみが許容ひずみ以下であることを確認 |
| | H形鋼 | 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) | せん断力照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認 |
| | MMR | 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日, 原管地発第 1306196 号) | すべり安全率が 1.2 以上であることを確認 |

表 2.4-1(2) 適用する規格・基準類

| 項目 | | 適用する規格・基準類 | 備考 |
|----------|-----------|--|------------------------------|
| 許容 限界 | 改良地盤 ⑥ | 耐津波設計に係る工認審査ガイド(平成 25 年 6 月 19 日, 原管地発第 1306196 号) | すべり安全率が 1.2 以上であることを確認 |
| | 基礎地盤 | 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) | 支持力照査は, 接地圧が極限支持力度以下であることを確認 |
| 地震応答解析 | | 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会) | 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 |
| | | 港湾の施設の技術上の基準・同解説 ((社) 日本港湾協会, H19 年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月) | ジョイント要素の物性値の設定 |

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号

| 記号 | 単位 | 定義 |
|---------------|--------------------|---------------------|
| G | kN | 固定荷重 |
| P | kN/m | 積載荷重（機器荷重，漂流物対策工荷重） |
| P_t | kN/m ² | 遡上津波荷重 |
| K_{Sd} | — | 余震荷重 |
| P_c | kN/m | 衝突荷重 |
| P_k | kN/m ² | 風荷重 |
| P_s | kN/m ² | 積雪荷重 |
| γ_w | kN/m ³ | 海水の単位体積重量 |
| ρ | ton/m ³ | 海水の密度 |
| σ_{ca} | N/mm ² | コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 |
| τ_{a1} | N/mm ² | コンクリートの許容せん断応力度（面外） |
| σ_{sa} | N/mm ² | 鉄筋の許容曲げ引張応力度 |
| τ_1 | N/mm ² | コンクリートの許容せん断応力度（面内） |
| f_{tk} | N/mm ² | コンクリートの引張強度 |
| τ_{Ha} | N/mm ² | H形鋼の許容せん断応力度 |
| δ_x | mm | 止水目地の x 方向の変位 |
| δ_y | mm | 止水目地の y 方向の変位 |
| δ_z | mm | 止水目地の z 方向の変位 |
| $\delta_x(T)$ | mm | 止水目地の x 方向の最大相対変位 |
| $\delta_y(T)$ | mm | 止水目地の y 方向の最大相対変位 |
| $\delta_z(T)$ | mm | 止水目地の z 方向の最大相対変位 |
| P | N/mm ² | 最大接地圧 |
| P_u | N/mm ² | 極限支持力度又は支圧強度 |

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号

| 記号 | 単位 | 定義 |
|----------------|-------------------|------------------------|
| M | kN・m | コンクリートに発生する曲げモーメント |
| N | kN | コンクリートに発生する軸力 |
| Q | kN | コンクリートに発生するせん断応力 |
| Q _H | kN | H形鋼に発生するせん断応力 |
| σ_c | N/mm ² | コンクリートに発生する曲げ圧縮応力度 |
| σ_s | N/mm ² | 鉄筋又はコンクリートに発生する曲げ引張応力度 |
| τ_c | N/mm ² | コンクリートに発生するせん断応力度 |
| τ_H | N/mm ² | H形鋼に発生するせん断応力度 |

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本としたうえで、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり、強度評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、隣接構造物の有無及び間接支持される機器・配管系の有無が強度評価結果に及ぼす影響の観点から、強度評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に、評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 に、縦断面図を図 3.2.1-2 に、防波壁（波返重力擁壁）の各区分における横断面図を図 3.2.1-3～図 3.2.1-8 に示す。また、評価対象断面における構造図を図 3.2.1-9 に、概略配筋図を図 3.2.1-10 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンについては、位置によってケーソンの構造が異なり、また重力擁壁については、既設の重力擁壁を巻き立てるように嵩上げた区間と、新たに重力擁壁を構築した区間がある。重力擁壁及びケーソンの構造種別を図 3.2.1-11 に示す。

なお、防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、耐震・耐津波安全性を向上させるためにすべての中詰材を改良している。（「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「参考資料 3」参照）

評価対象断面選定の詳細については、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「1.8.2 防波壁」に示す。

表 3.2.1-1 より評価対象断面を②-②断面、③-③断面、④-④断面、⑤-⑤断面とするが、⑤-⑤断面は防波壁（波返重力擁壁）前面の敷地高さ（EL 7.5m）が重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高いため、重畳時の評価を実施しない。

止水目地の変位について、法線方向の変位は余震荷重のみにより生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時において変位が最大となる④-④断面に直交する縦断方向の断面である⑦-⑦断面を变形性評価の評価対象断面に選定した。

漂流物衝突荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、「局所的な漂流物衝突荷重」より保守的である「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定することから「局所的な漂流物衝突荷重」については評価対象断面の選定における観点に考慮しない。

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」については、防波壁（波返重力擁壁）の施設延長約 7～17m の範囲においては 390～450kN/m（表 3.3.1-2 参

照) であり、おおむね同じ値となることから、評価対象断面の選定における観点に考慮していない。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果 (防波壁 (波返重力擁壁))

| 検討断面 | 評価対象断面整理上の観点 | | | | | 該当する 観点 | 選定理由 |
|-------------------|-------------------------|---|------------------------------|-------------------|----------------|-------------------|---|
| | (1)重力擁壁 寸法(m) | (2)支持構造及び 寸法(m) | (3)地表面から 岩盤上面まで の深さ(m) | (4)地表面高さ EL(m) | (5)改良地盤 の有無 | | |
| 一般部 (①-①断面) | 天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m | ケーソン B : 15.0 L : 19.9 H : 15.0 | 21.2 | 6.5 | — | — | 改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広く、改良地盤が無いことに加え、岩盤上面深さも浅いことから改良地盤部(②-②断面)に代表させる。 |
| 改良地盤部 (②-②断面) | 天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m | ケーソン B : 13.0 L : 19.9 H : 15.0 | 29.0 | 6.5 | 有 | (2) (3) (5) | 支持構造がケーソンとなる他断面のうち、ケーソン高さに対するケーソン幅が最も狭く、岩盤上面深さも最も深いことに加え、改良地盤⑥が配置してあることから評価対象断面に選定する。 |
| 放水路貫通部 (③-③断面) | 天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m | | 16.3 | 6.5 | — | (2) | 改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの高さが低いが、開口部(放水路)を有するため、評価対象断面に選定する。 |
| 輪谷部 (④-④断面) | 天端幅 : 1.5m 高さ : 6.5m | ケーソン B : 15.0 L : 18.95 H : 15.0 | 23.2 | 8.5 | — | (4) | 改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広いが、地表面高さが高いことから評価対象断面に選定する。 |
| 東端部 (⑤-⑤断面) | 天端幅 : 1.0m 高さ : 7.5m | H形鋼 H350×350×12×19 | 0.0 | 8.5 | — | (1) (2) (4) | 重力擁壁が岩盤に直接設置され、支持構造がH形鋼であり、西端部(⑥-⑥)断面と比べて重力擁壁の天端幅及び下端幅が狭いことから、評価対象断面に選定する。 |
| 西端部 (⑥-⑥断面) | 天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m | H形鋼 H350×350×12×19 | 0.0 | 6.5 | — | (2) | 東端部(⑤-⑤)断面と比較して、天端幅及び下端幅が広いことから、東端部(⑤-⑤)断面)に代表させる。 |

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

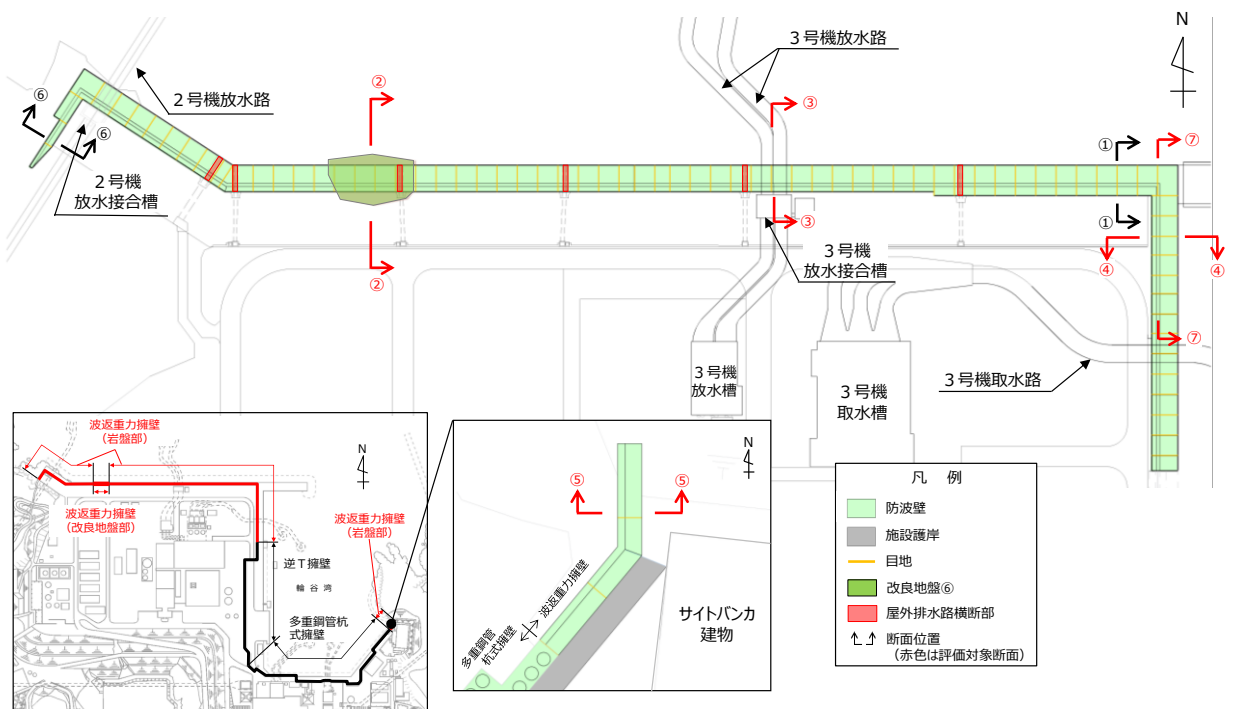


図 3.2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図

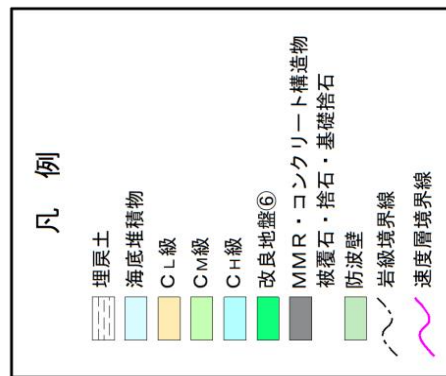
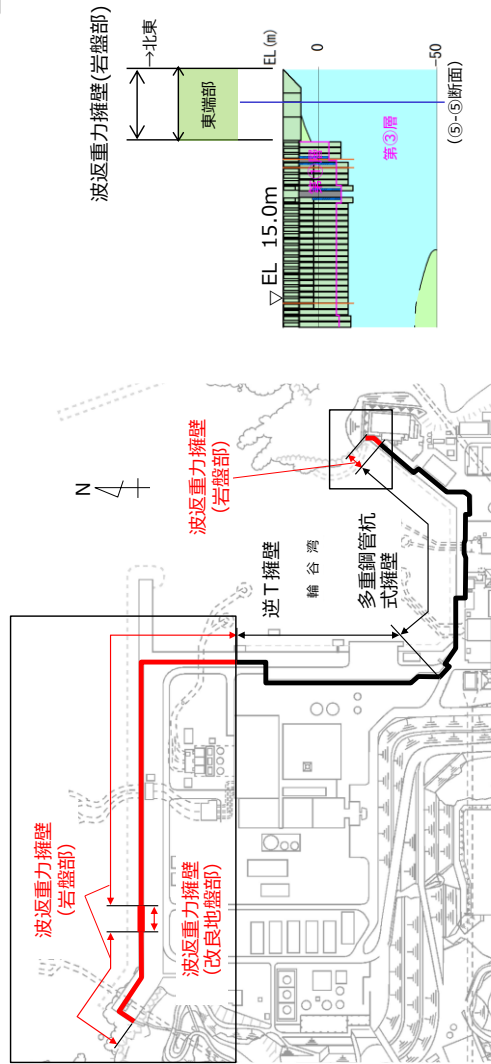
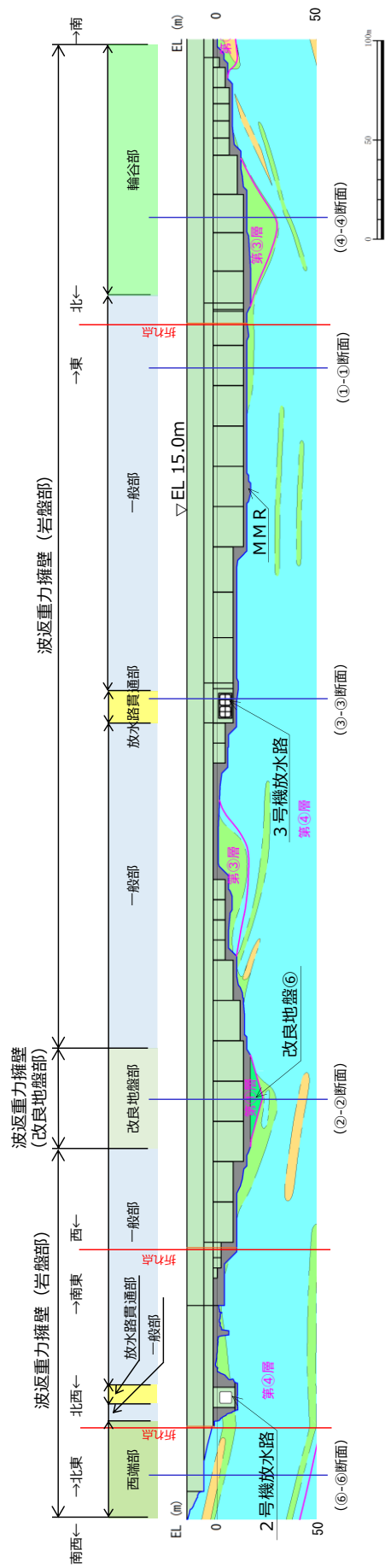


図 3.2.1-2 防波壁（波返重力擁壁）の縦断面図

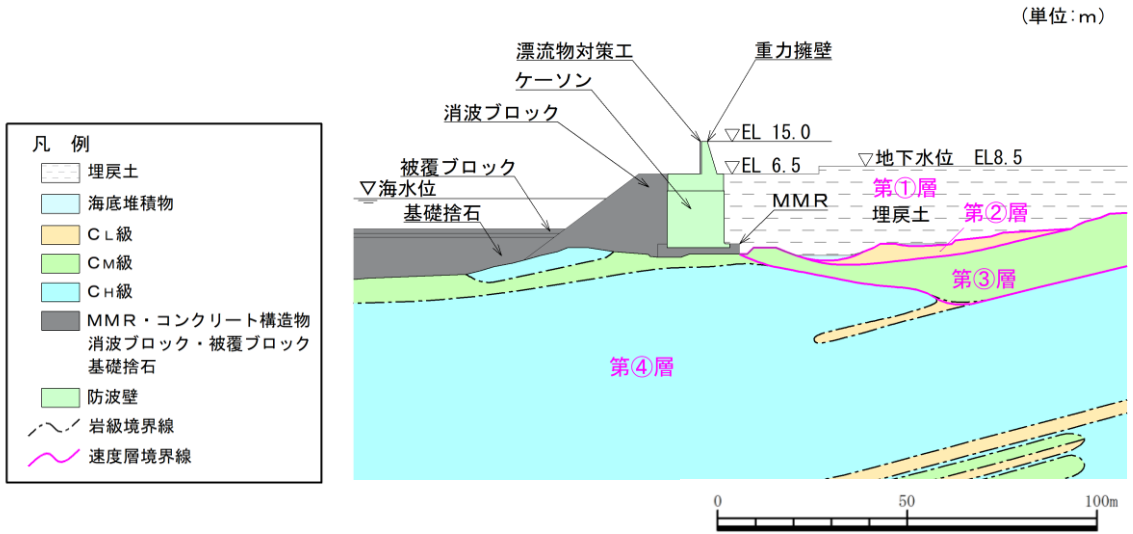


図 3.2.1-3 横断面図 (①-①断面)

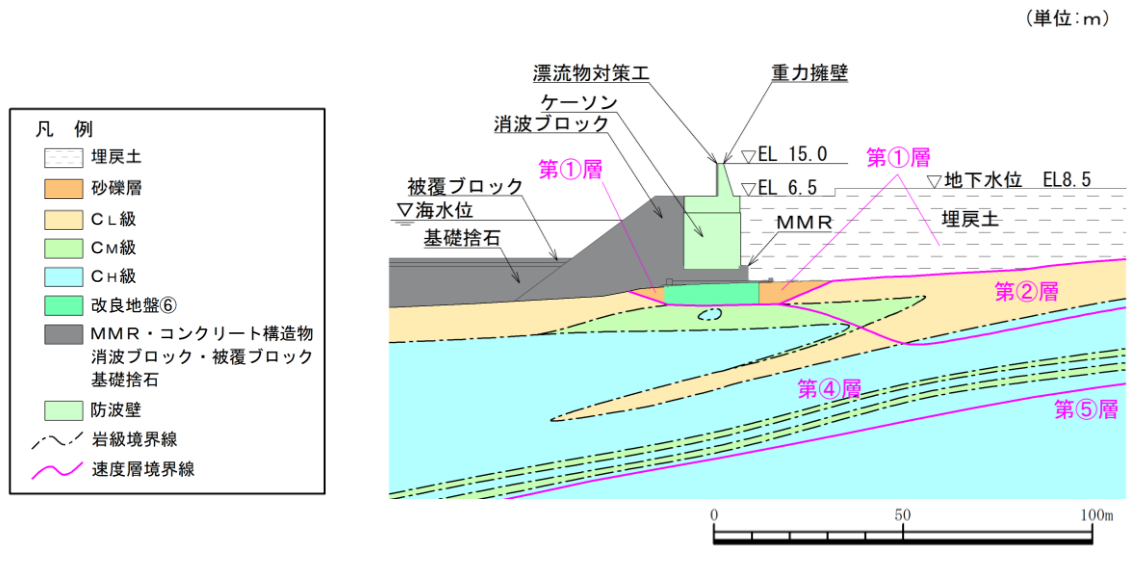


図 3.2.1-4 横断面図 (②-②断面)

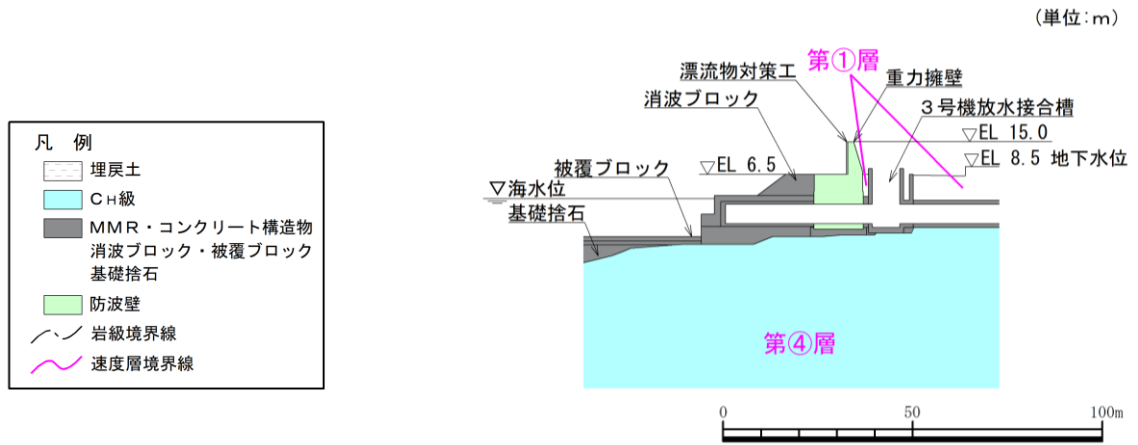


図 3.2.1-5 横断面図 (③-③断面)

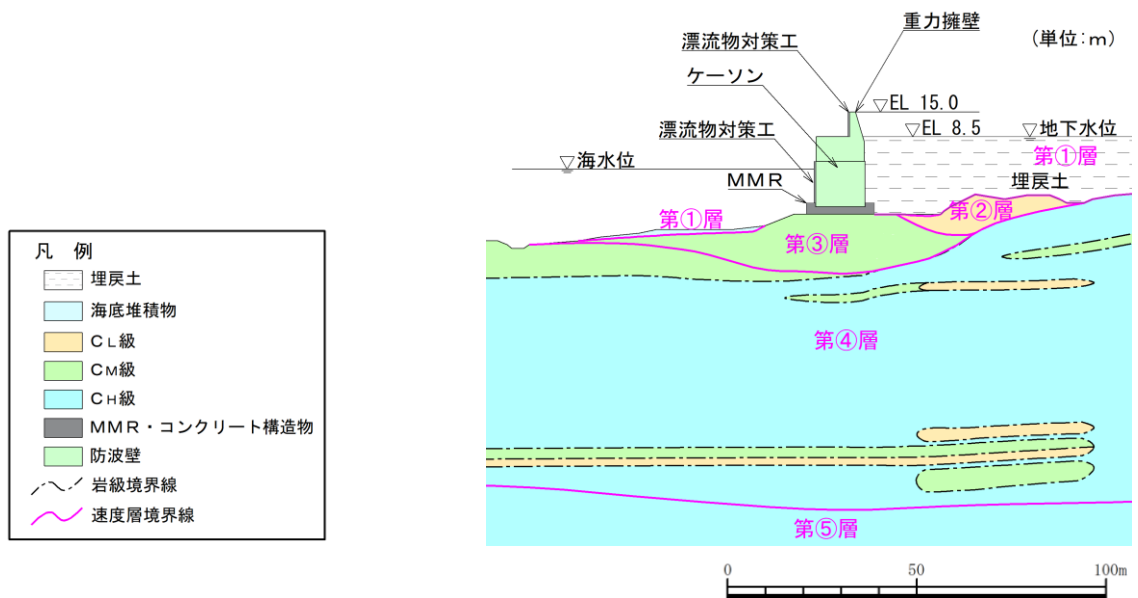


図 3.2.1-6 断面面図 (④-④断面)

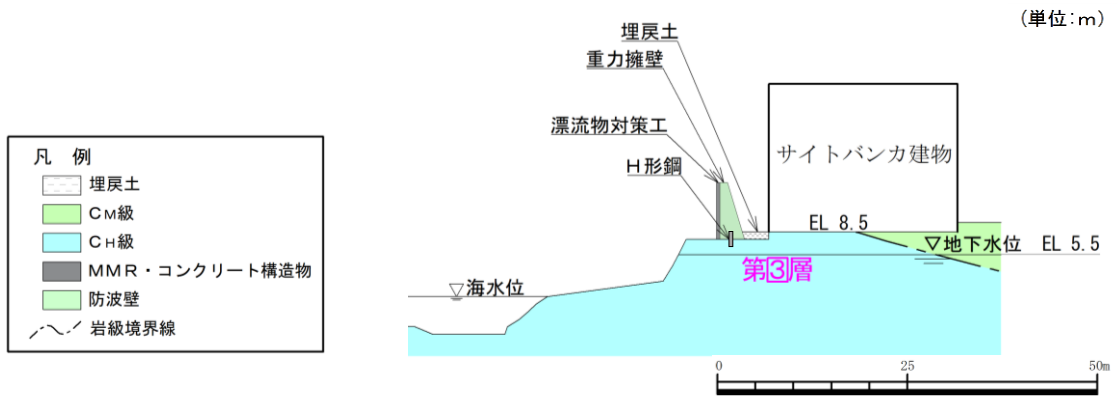


図 3.2.1-7 横断面図 (⑤-⑤断面)

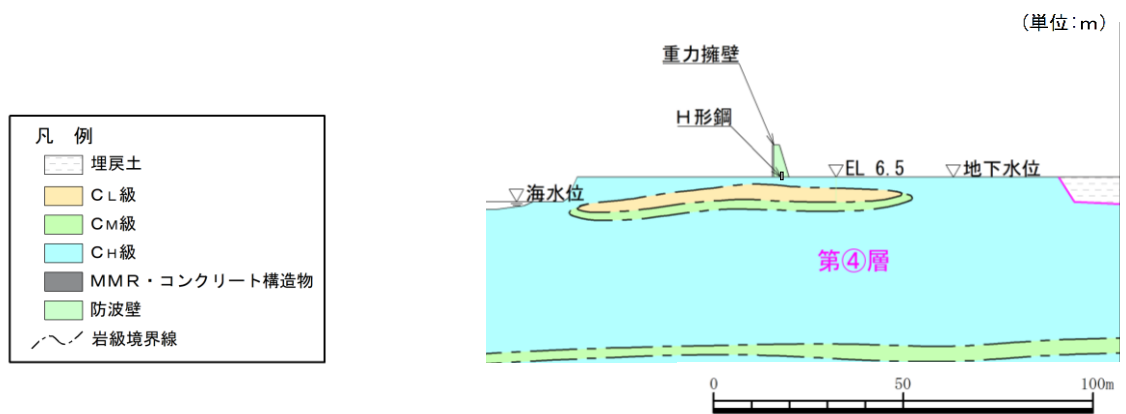


図 3.2.1-8 横断面図 (⑥-⑥断面)

(単位 : mm)

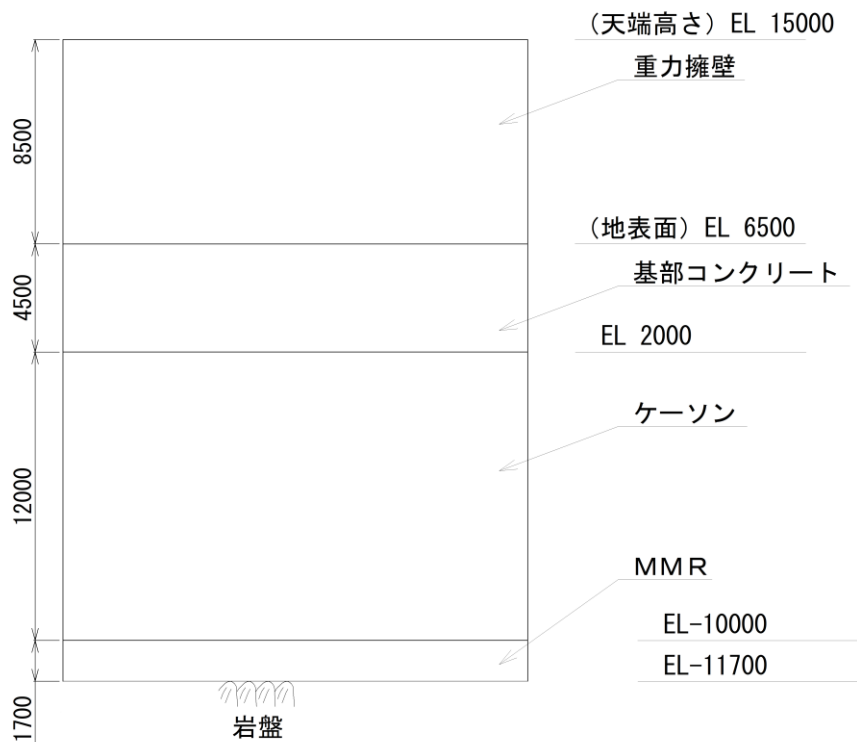


図 3.2.1-9(1) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (正面図) (ケーソン設置部)

(単位 : mm)

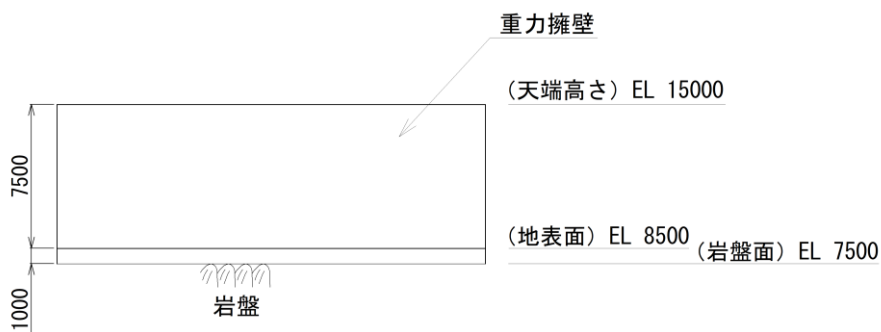


図 3.2.1-9(2) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (正面図) (岩盤直接支持部)

(単位：mm)

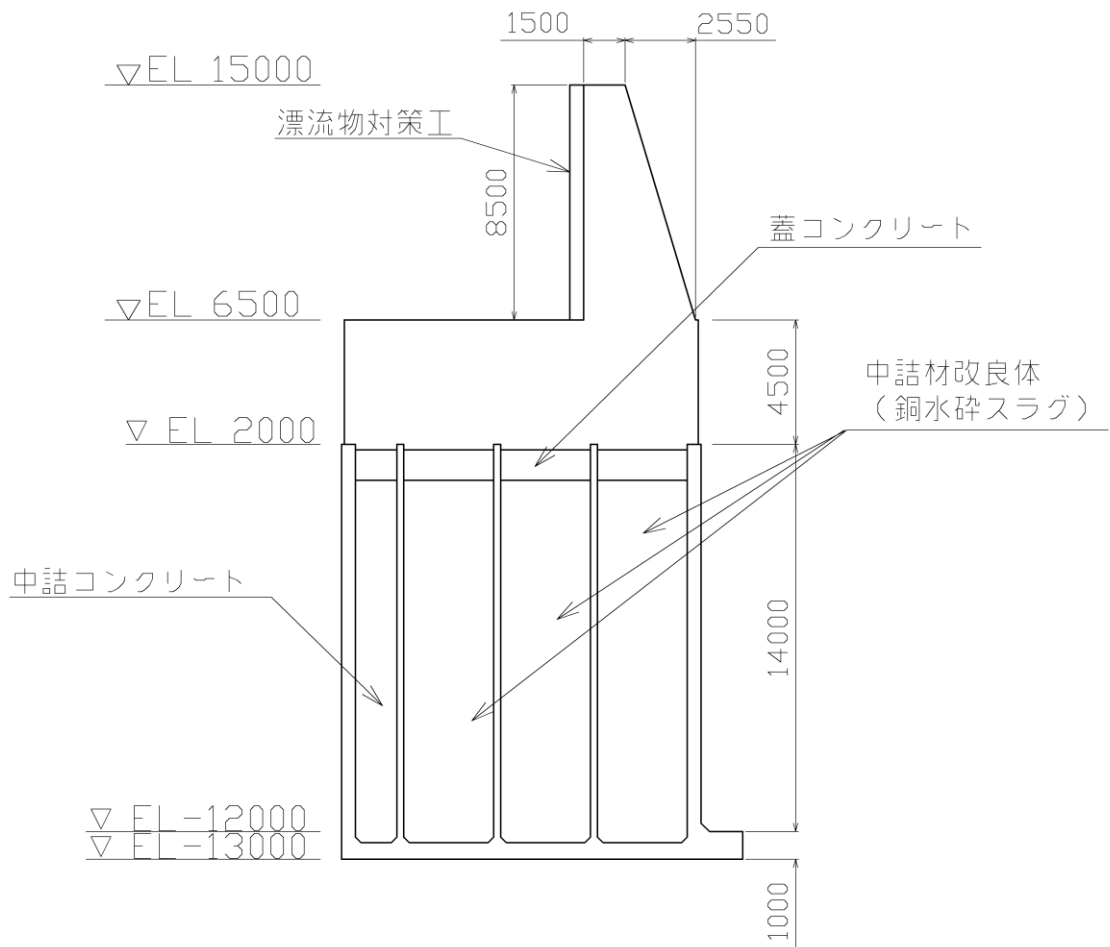


図 3.2.1-9(3) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (断面図) (②-②断面)

(単位：mm)

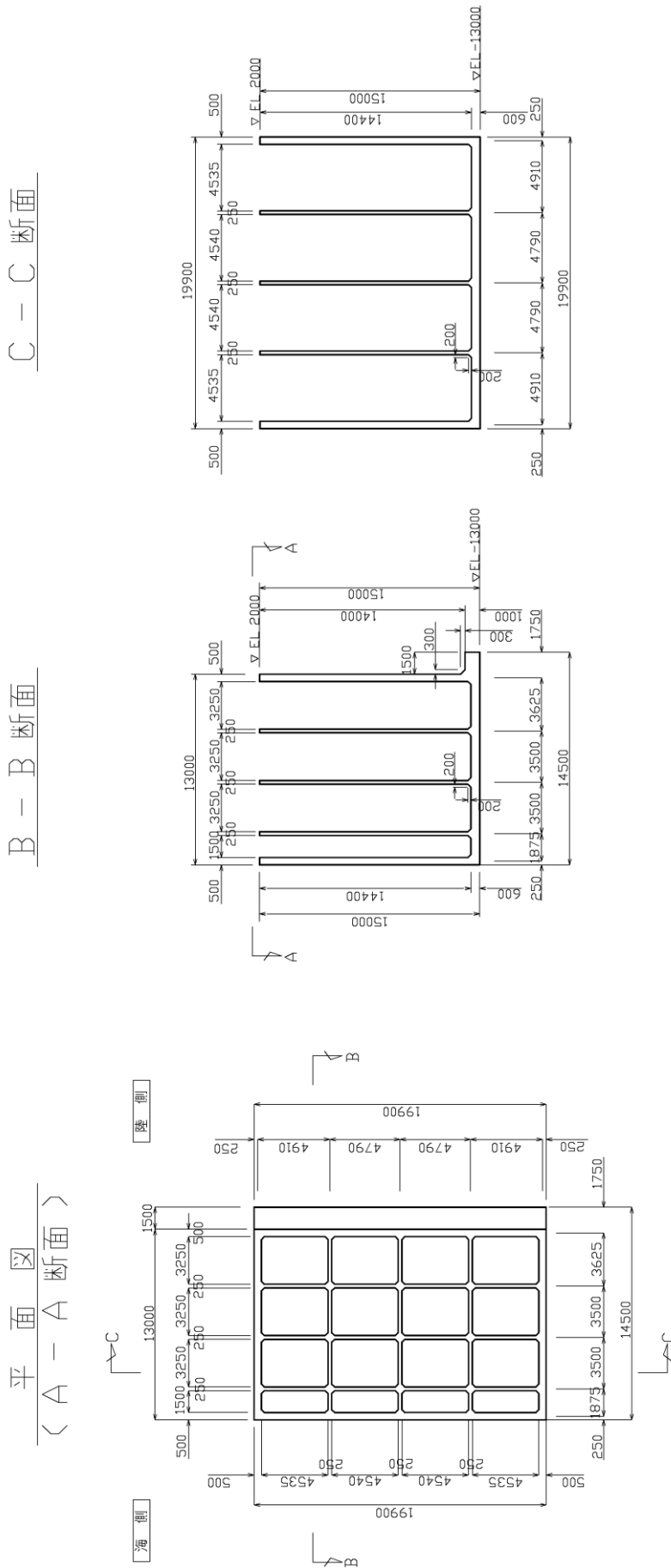


図 3.2.1-9(4) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (断面図)

(単位：mm)

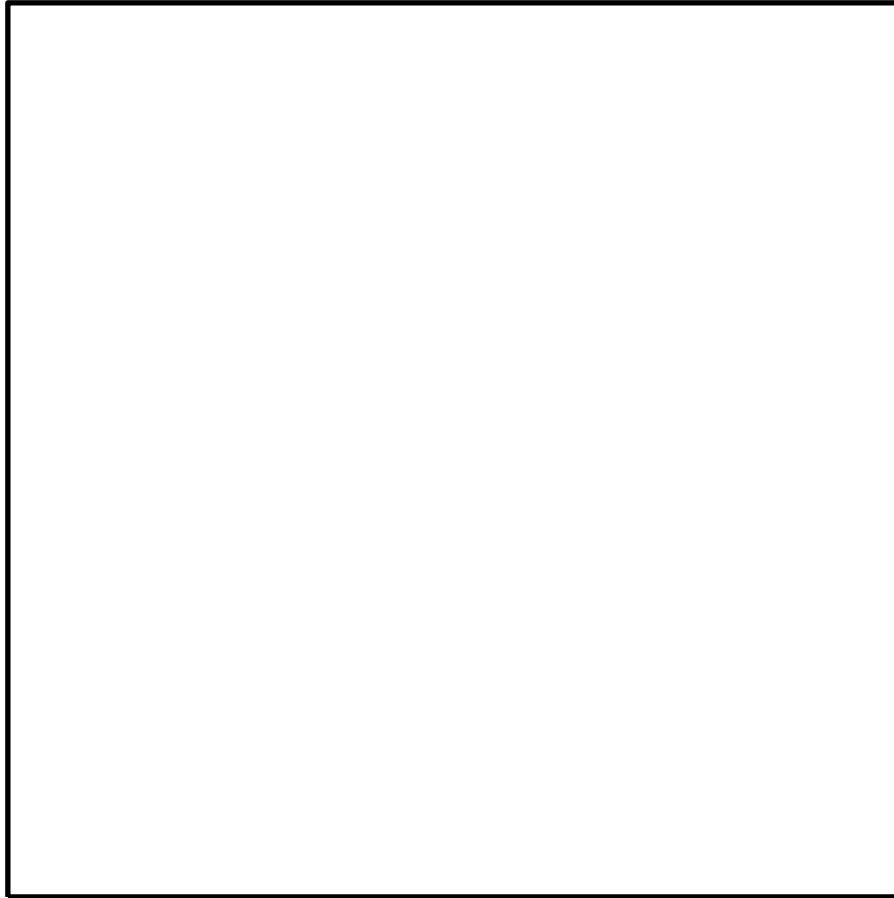


図 3.2.1-9(5) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（断面図）（③-③断面）

(単位：mm)

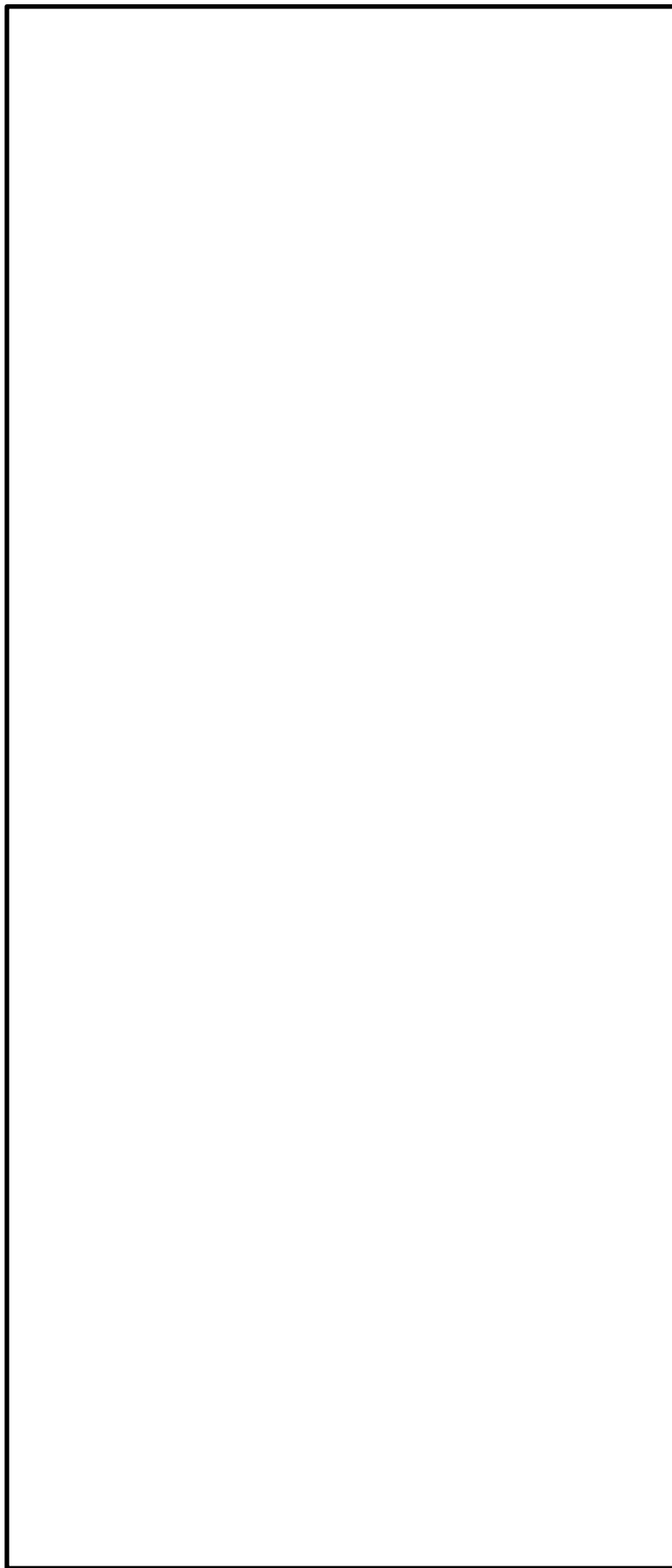


図 3.2.1-9(6) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソン構造図（断面図）（③-③断面）

(単位：mm)

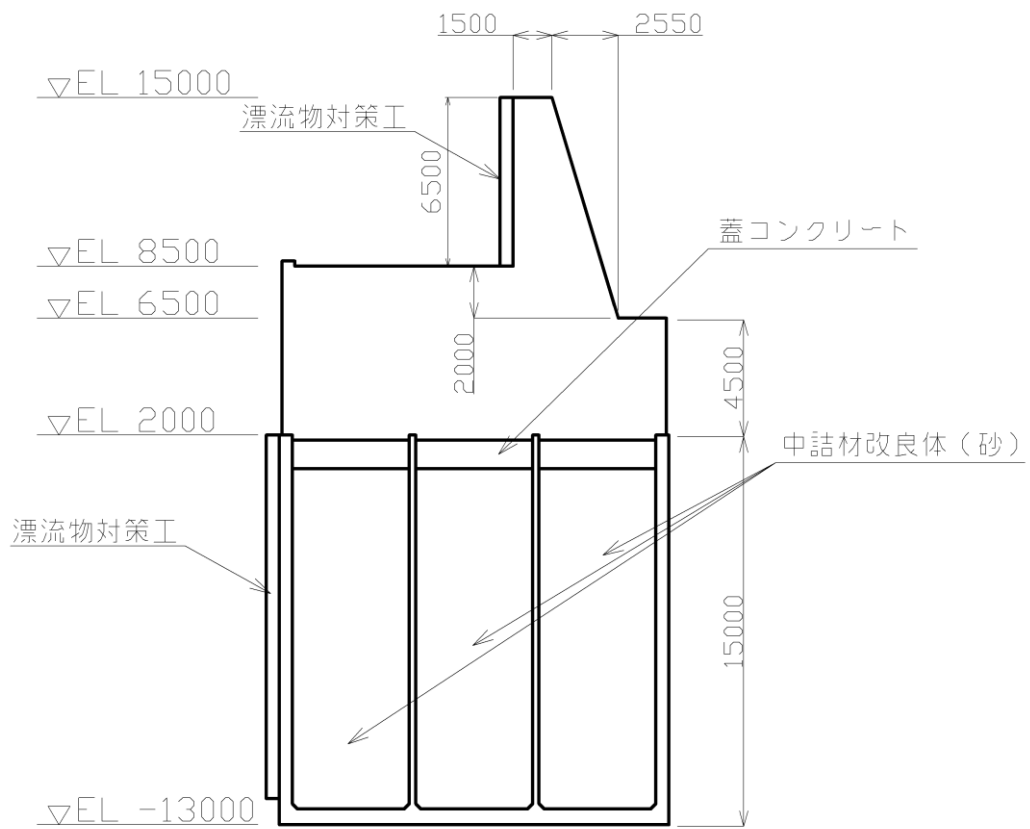


図 3.2.1-9(7) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（断面図）（④-④断面）

(単位：mm)

平面図
(A-A断面図)

B-B断面図

C-C断面図

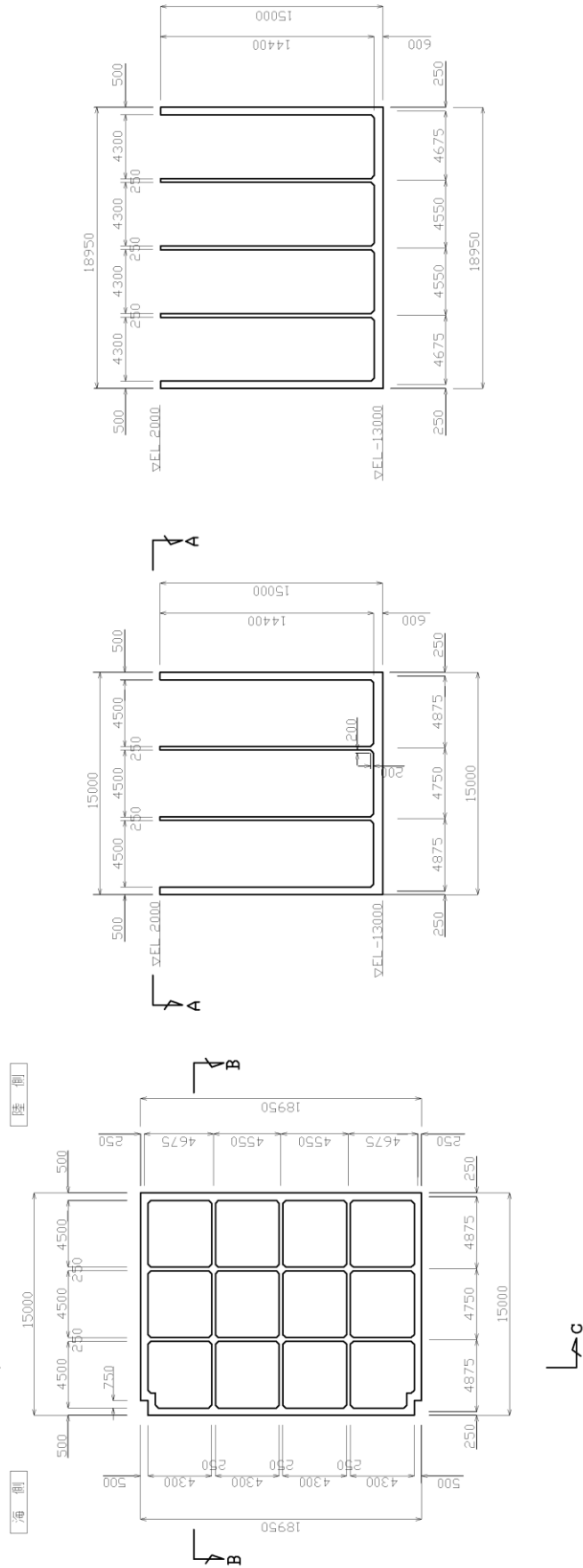


図 3.2.1-9(8) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (断面図) (④-④断面)

(単位：mm)

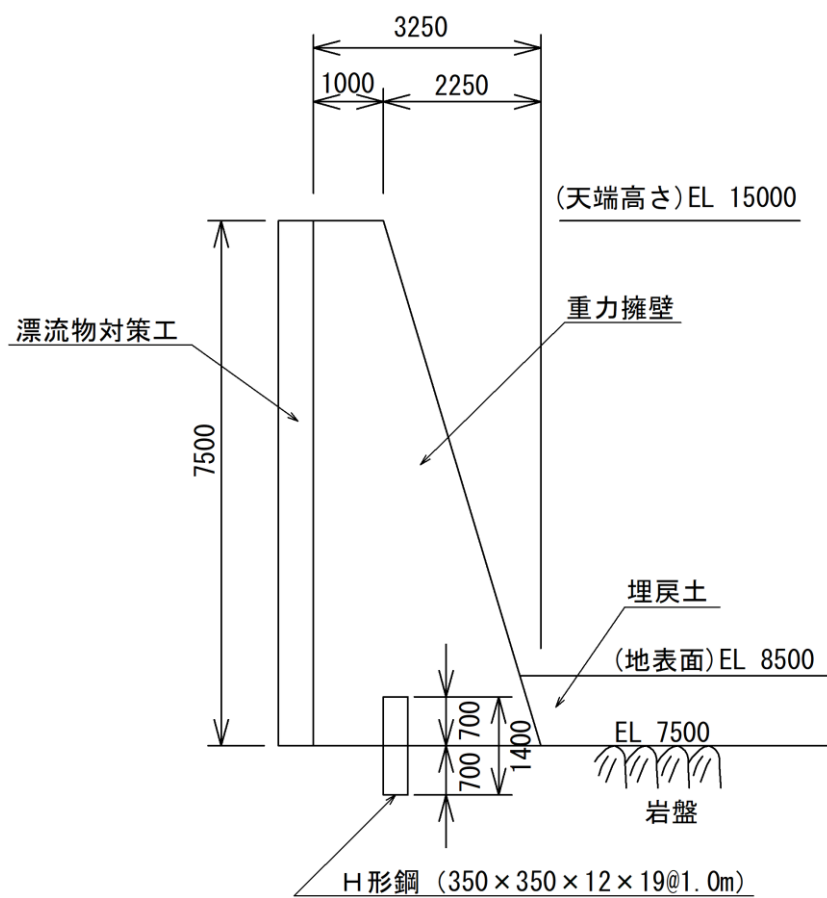


図 3.2.1-9(9) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (断面図) (⑤-⑤断面)

(単位 : mm)

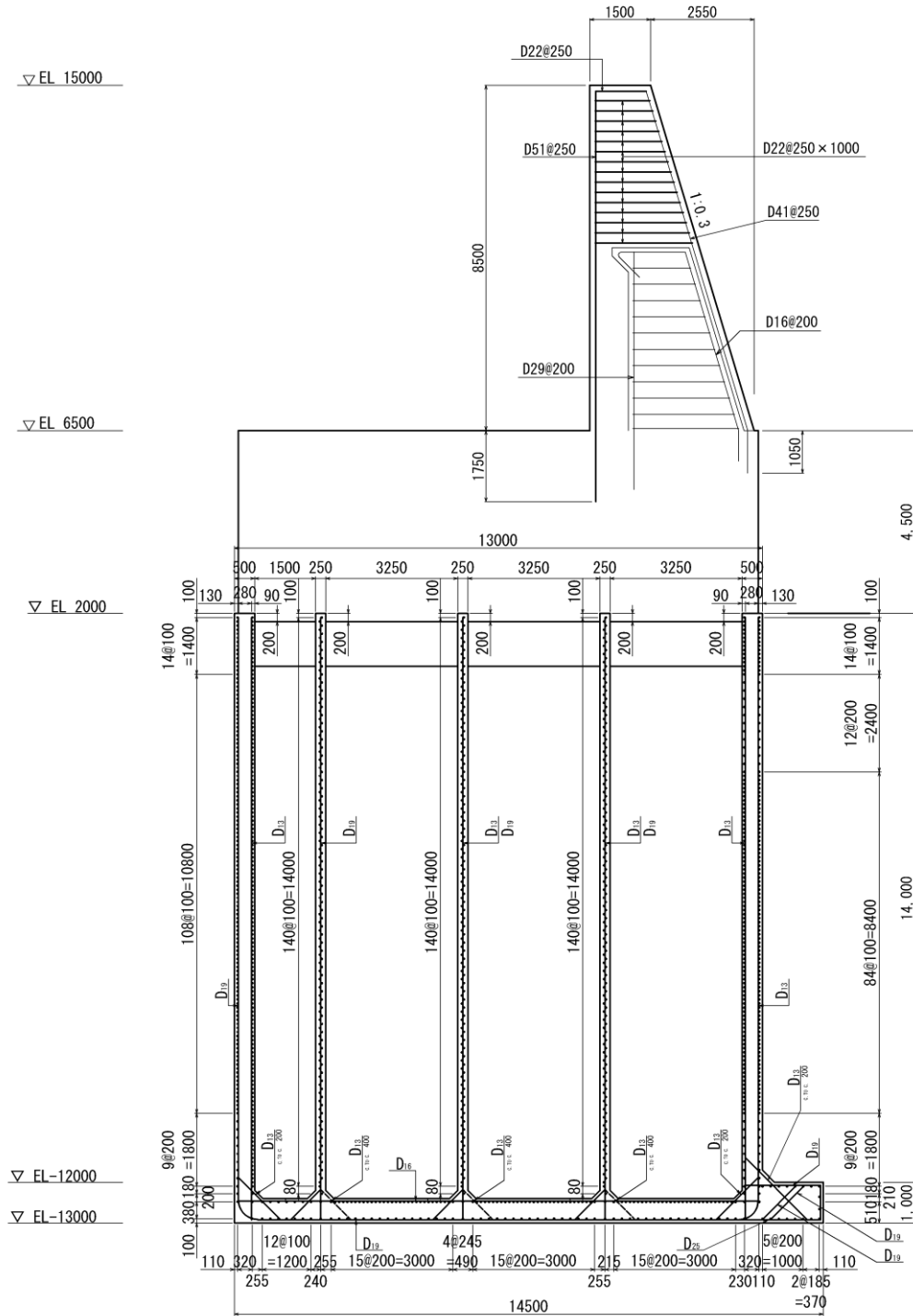


図 3.2.1-10(1) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図
 (②-②断面)

(単位：mm)

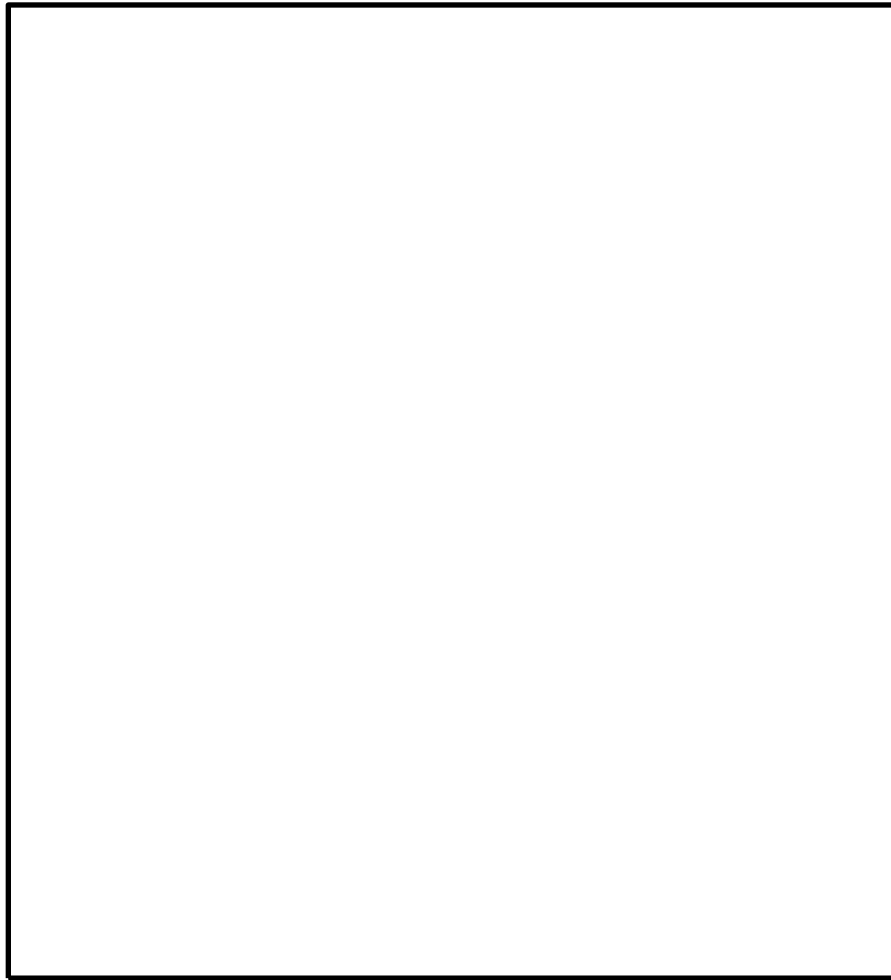


図 3.2.1-10(2) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)

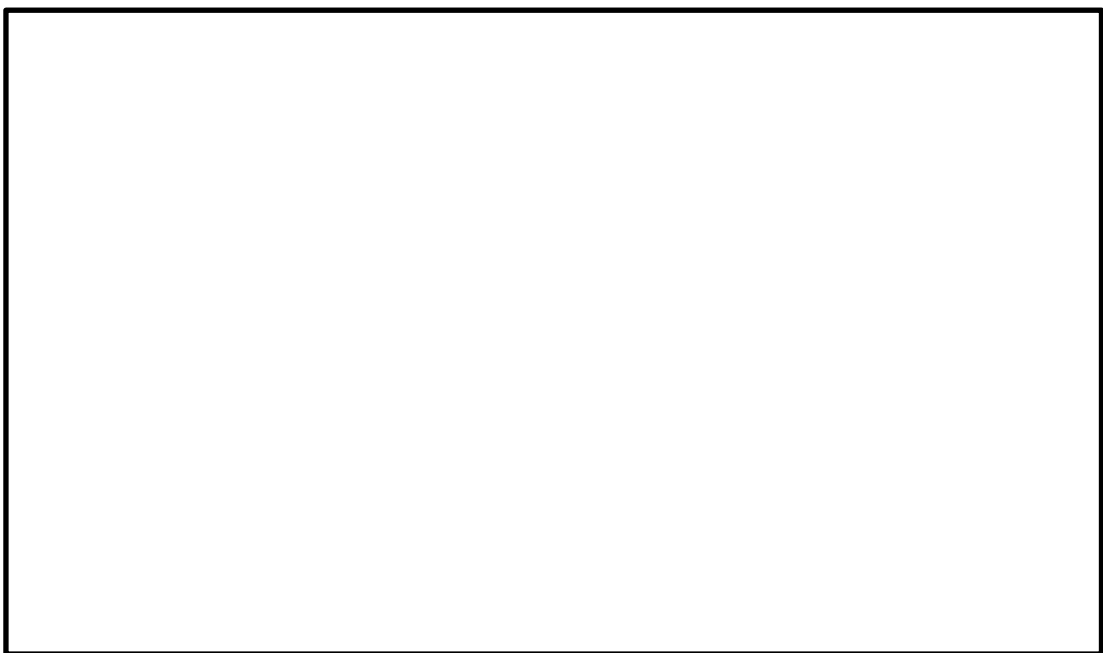


図 3.2.1-10(3) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソンの概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)

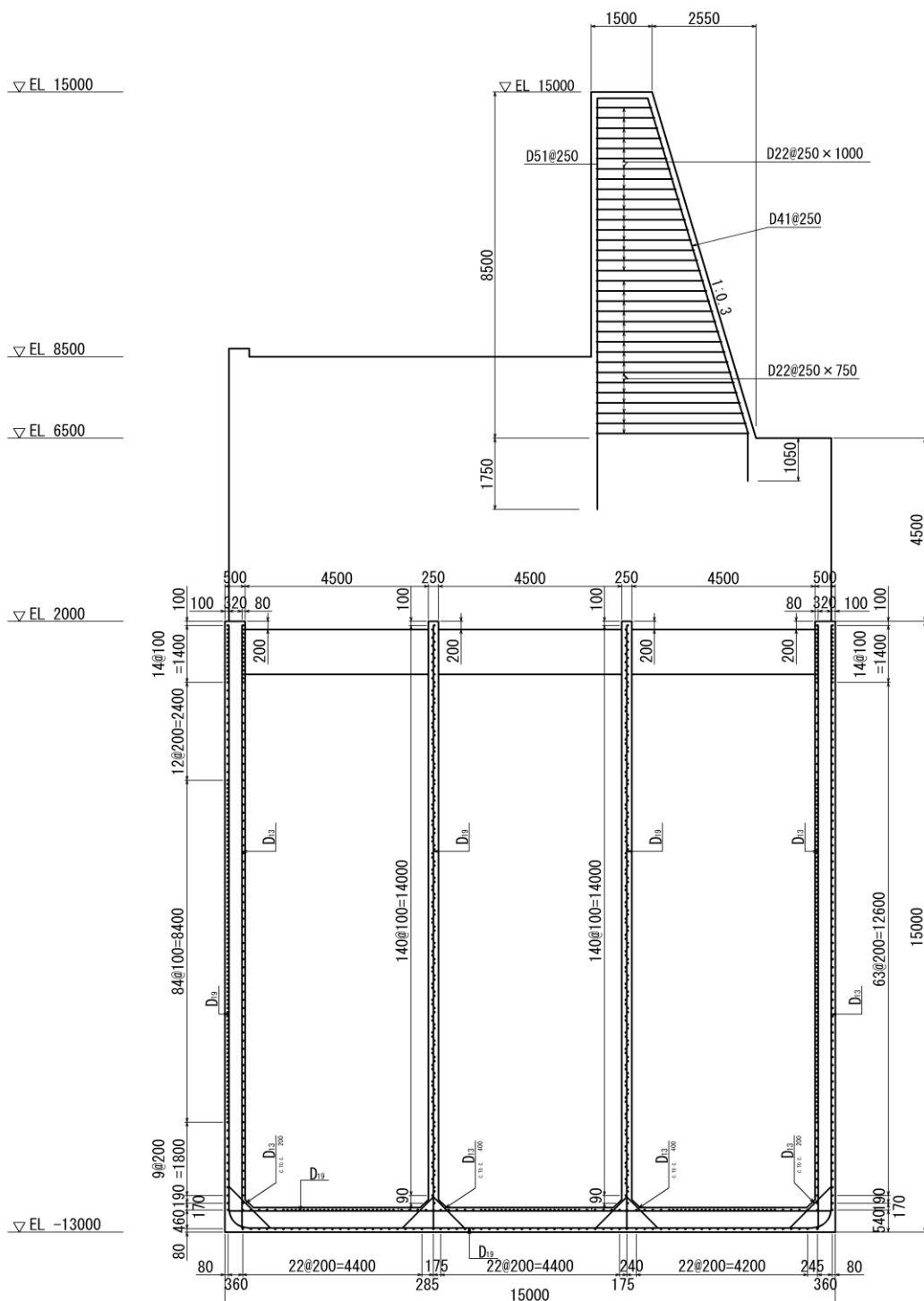


図 3.2.1-10(4) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図
 (④-④断面)

(単位：mm)

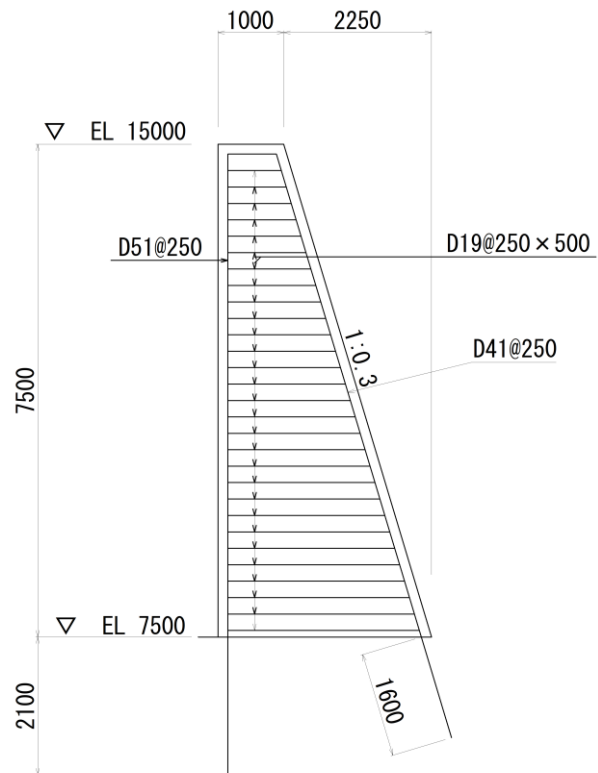
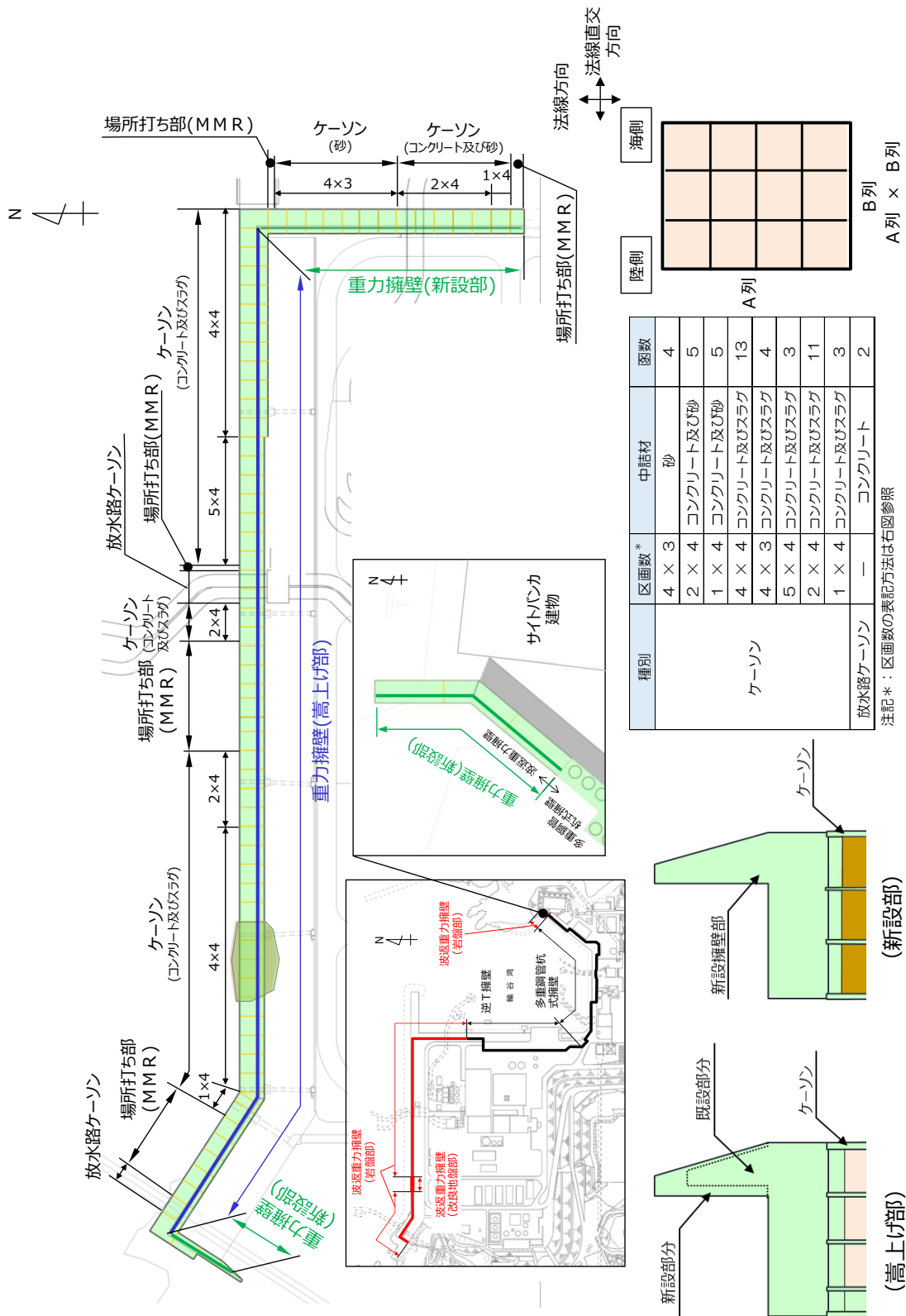


図 3.2.1-10(5) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（⑤-⑤断面）



ケーソン種別一覧及び区画数イメージ図

重力擁壁構造図

図 3.2.1-11 防波壁 (波返重力擁壁) における重力擁壁の構造種別

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（波返重力擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

2次元有限要素法による施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、重力擁壁，H形鋼，MMR及び改良地盤⑥とする。

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は，ケーソンの各部材とする。

(2) 施設の変形性評価

2次元有限要素法による施設の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

2次元有限要素法による基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波壁（波返重力擁壁）を支持する基礎地盤（MMR，改良地盤⑥及び岩盤）とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

津波時においては、「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を、重畳時においては、「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」を遡上津波荷重として考慮する。なお、評価対象断面のうち⑤-⑤断面は、防波壁（波返重力擁壁）が設置される敷地高さ（EL 7.5m）が重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高い位置に設置されるため、重畳時の評価を実施しない。

遡上津波荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、敷地高以上では朝倉式により、重力擁壁前面における津波水位と重力擁壁前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、設計用浸水深の3倍の静水圧を考慮して算定する。なお、「1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性」のとおり、水理模型実験、断面2次元津波シミュレーション及び3次元津波シミュレーションにより津波波圧を算定し、朝倉式により算定した津波波圧がこれらを包絡することを確認している。

敷地高以深では谷本式により、ケーソン前面における津波水位を考慮し、津波水位と静水面の標高の1/2倍を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの3倍、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の2.2倍を考慮して算定する。津波時及び重畳時の遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

(②-②断面及び③-③断面, 津波時, 敷地高以上)

| 防波壁 天端高 (EL (m)) | 津波水位 (EL (m)) | 防波壁前面の 地盤高 (EL (m)) | 設計用 浸水深 (m) | 防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²) |
|------------------------|------------------|---------------------------|-------------------|---|
| 15.0 | 12.6 | 6.5 | 3.05 | 92.42 |

(④-④断面, 津波時, 敷地高以上)

| 防波壁 天端高 (EL (m)) | 津波水位 (EL (m)) | 防波壁前面の 地盤高 (EL (m)) | 設計用 浸水深 (m) | 防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²) |
|------------------------|------------------|---------------------------|-------------------|---|
| 15.0 | 12.6 | 8.5 | 2.05 | 62.12 |

(⑤-⑤断面, 津波時, 敷地高以上)

| 防波壁 天端高 (EL (m)) | 津波水位 (EL (m)) | 防波壁前面の 地盤高 (EL (m)) | 設計用 浸水深 (m) | 防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²) |
|------------------------|------------------|---------------------------|-------------------|---|
| 15.0 | 12.6 | 7.5 | 2.55 | 77.27 |

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 津波時, 敷地高以深)

| 防波壁 天端高 (EL (m)) | 津波水位 (EL (m)) | 海水位 (EL (m)) | 海水位での波圧 (kN/m ²) |
|------------------------|------------------|-----------------|---------------------------------|
| 15.0 | 12.6 | 0.58 | 133.54 |

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 重畳時)

| 防波壁 天端高 (EL (m)) | 津波水位 (EL (m)) | 海水位 (EL (m)) | 海水位での波圧 (kN/m ²) |
|------------------------|------------------|-----------------|---------------------------------|
| 15.0 | 4.9 | 0.58 | 48.00 |

(3) 余震荷重 (K_{sd})

②-②断面, ③-③断面及び④-④断面は, 余震荷重として弾性設計用地震動 S_d-D による地震力を考慮する。

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は, VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重, 風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき, 施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重を設定する。表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より, 図 3.3.1-1 のとおり評価対象断面の施設延長に応じて線形補間した衝突荷重を設定する。

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重

(「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

| 評価対象構造物の延長 | m | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|-------------------------------------|--------------|------------------|------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 衝突解析から算定される衝突荷重 | kN | 1,107 | 2,159 | 2,654 | 3,049 | 3,072 | 3,078 | 3,085 | 3,448 | 3,859 | 4,271 | 4,631 | 5,082 |
| 衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値 | kN/m | 1,107 | 1,080 | 885 | 762 | 614 | 513 | 441 | 431 | 429 | 427 | 421 | 424 |
| 設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長) | kN/m (kN) | 1,200 (1,200) | 1,100 (2,200) | 890 (2,670) | 770 (3,080) | 620 (3,100) | 520 (3,120) | 450 (3,150) | 440 (3,520) | 430 (3,870) | 430 (4,300) | 430 (4,730) | 430 (5,160) |

| 評価対象構造物の延長 | m | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
|-------------------------------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 衝突解析から算定される衝突荷重 | kN | 5,529 | 5,816 | 6,263 | 6,544 | 6,776 | 6,921 | 7,013 | 7,045 | 7,263 | 7,355 | 7,387 | 7,395 |
| 衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値 | kN/m | 425 | 415 | 418 | 409 | 399 | 385 | 369 | 352 | 346 | 334 | 321 | 308 |
| 設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長) | kN/m (kN) | 430 (5,590) | 420 (5,880) | 420 (6,300) | 410 (6,560) | 400 (6,800) | 390 (7,020) | 370 (7,030) | 360 (7,200) | 350 (7,350) | 340 (7,480) | 330 (7,590) | 310 (7,440) |

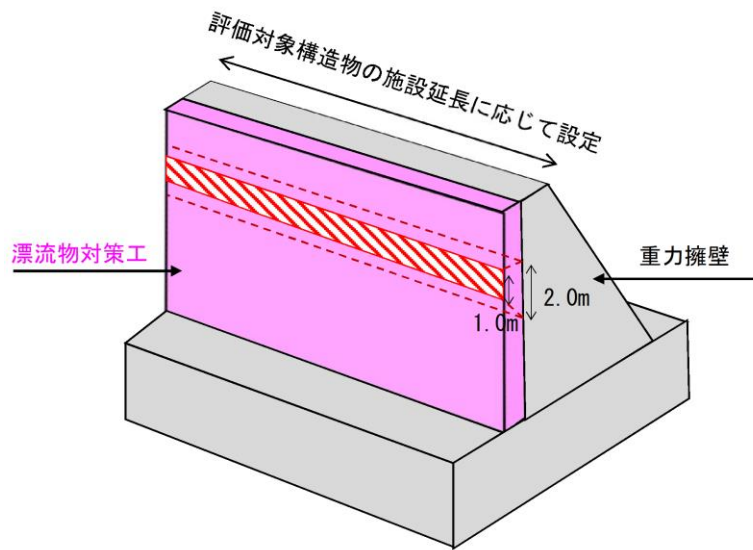


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重は，漂流物対策工による荷重分散を考慮し，図 3.3.1-2 のとおり，高さ方向 2 m の荷重分散を考慮した衝突荷重を重力擁壁に作用させる。

波返重力擁壁に作用する衝突荷重を表 3.3.1-3 に，荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また，荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。なお，⑤-⑤断面については，漂流物対策工による荷重分散を考慮した衝突荷重 215kN/m²を上回る 405kN/m²を強度計算において考慮する。

- ・ ②-②断面（ブロック延長 9.99m）：4267kN(按分) ÷ 19.98m² ≒ 215kN/m²
- ・ ③-③断面（ブロック延長 7.00m）：3150kN ÷ 14.0m² ≒ 225kN/m²
- ・ ④-④断面（ブロック延長 8.97m）：3847kN(按分) ÷ 17.94m² ≒ 215kN/m²
- ・ ⑤-⑤断面（ブロック延長 10.00m）：4300kN ÷ 20m² ≒ 215kN/m²

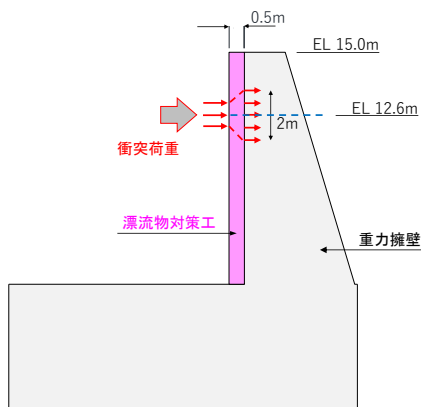


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

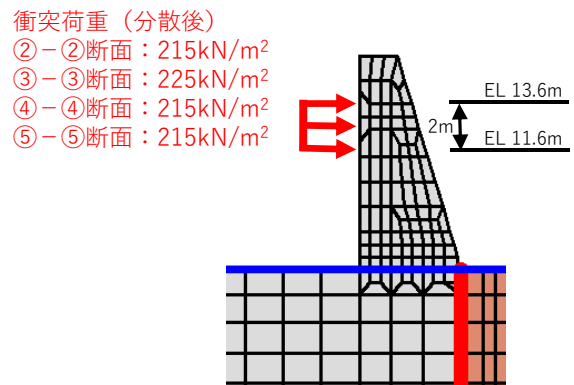


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

| 項目 | ②-②断面 | ③-③断面 | ④-④断面 | ⑤-⑤断面 |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| ブロック延長 (m) | 9.99 | 7.00 | 8.97 | 10.00 |
| 衝突荷重 (kN/m ²) | 430* | 450 | 431* | 430 |
| 衝突荷重(分散後) (kN/m ²) | 215 | 225 | 215 | 215 |

注記*：按分した衝突荷重

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重については、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号に定められた松江市の設計基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(6) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、発電所に最も近い気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を基本とし、積雪量 1 cm ごとに 20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1 及び図 3.3.2-2 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

| 区分 | 荷重の組合せ |
|-----|------------------------------------|
| 津波時 | $G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$ |
| 重畳時 | $G + P + P_t + K_{sd} + P_k + P_s$ |

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- P_t : 遡上津波荷重
- K_{sd} : 余震荷重
- P_c : 衝突荷重
- P_k : 風荷重
- P_s : 積雪荷重

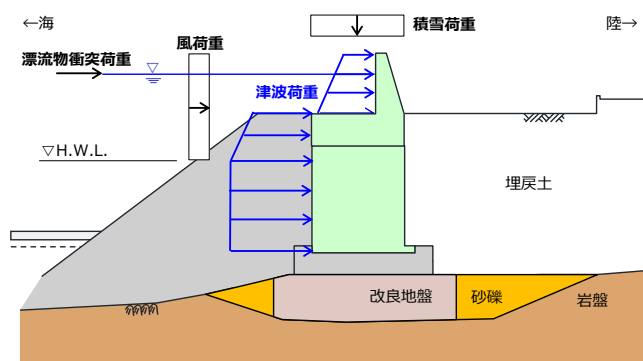


図 3.3.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の荷重作用図（津波時）

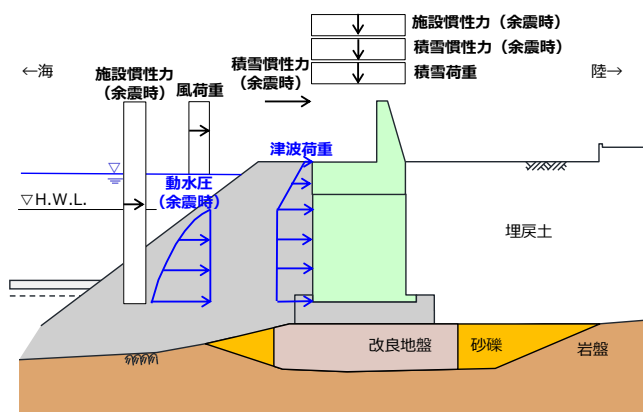


図 3.3.2-2 防波壁（波返重力擁壁）の荷重作用図（重畳時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 重力擁壁

重力擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)」(以下「コンクリート標準示方書(2002)」という。)に基づき、表 3.4.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 重力擁壁の許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度* ¹ (N/mm ²) |
|-------------------------------------|--|-------------------------|---|
| | コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²) | 許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} | 9.0 |
| 許容せん断応力度 τ_{a1} * ² | | 0.45 | 0.67 |
| コンクリート | 許容せん断応力度 τ_{a1} * ³ | 0.43* ⁴ | 0.64 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 σ_{sa} | 196 | 294 |

注記*1: 短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書(2002)」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

*2: ④-④断面及び⑤-⑤断面の評価に用いる。

*3: 設計基準強度の異なるコンクリートが重力擁壁に混在している②-②断面及び③-③断面の評価に用いる。

*4: 設計基準強度 21N/mm² 及び 24N/mm² の各々の許容せん断応力度を用い、評価断面の面積案分により算定

3.4.2 ケーソン

(1) ②-②断面及び④-④断面

ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は「コンクリート標準示方書(2002)」に基づき、表 3.4.2-1 に示す許容応力度とする。

せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。)に規定されているスケルトンカーブの第1折点の許容せん断応力度（面内）を許容限界とし、(式1)に基づき設定する。

表 3.4.2-1 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度* (N/mm ²) |
|----------------------|---|-------------------------|----------------------------------|
| | コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$) | 許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} | 9.0 |
| 許容せん断応力度 τ_{al} | | 0.45 | 0.67 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 σ_{sa} | 196 | 294 |

注記*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書(2002)」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

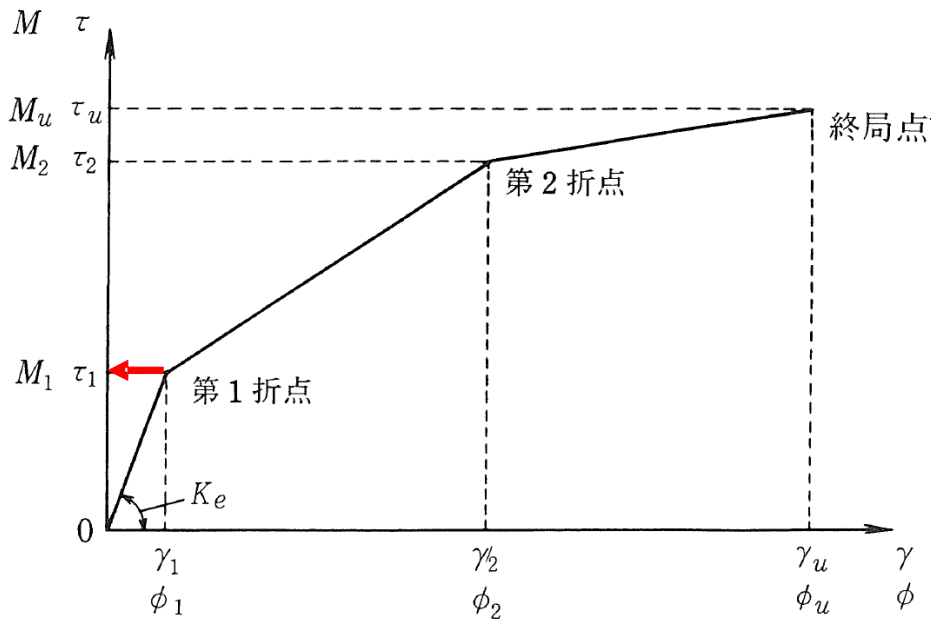


図 3.4.2-1 せん断破壊（面内）に対する許容限界
 （「J E A G 4 6 0 1 - 1987」に加筆）

$$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)} \quad (\text{式 1})$$

ここに、

τ_1 : 許容せん断応力度（面内）(N/mm²)

F_c : 設計基準強度(N/mm²)

σ_v : 鉛直方向軸応力度(N/mm²)

(2) ③-③断面

③-③断面のうち頂版，側壁及び底版は，重力擁壁を支持する機能及び遮水性を保持する機能を有する必要があることから，ケーソンがおおむね弾性状態にとどまることを確認するために，3次元線形構造解析による強度評価を行う。また，③-③断面のうち隔壁は，重力擁壁を支持する機能を有する必要があることから，構造強度を有することを確認するために，3次元線形構造解析を行い，3次元線形構造解析による許容限界を超える場合は，3次元非線形構造解析による強度評価を行う。

a. 3次元線形構造解析の許容限界

3次元線形構造解析による強度評価における放水路ケーソンの許容限界は，H形鋼を部材内に有する構造であるが，保守的に無筋コンクリートとみなし，「J E A G 4 6 0 1 -1987」及び「コンクリート標準示方書(2002)」に基づき，表 3.4.2-2 及び表 3.4.2-3 に示す応力度及び強度とする。なお，圧縮応力度及びせん断応力度（面外）は「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005年）」を参照し，許容限界を設定する。

表 3.4.2-2 放水路ケーソンの許容限界（圧縮応力度及びせん断応力度）

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 準拠図書 |
|--|----------------------------|------|-------------------------|
| コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²) | 圧縮応力度 σ_{ca} | 16.0 | 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 |
| | せん断応力度 (面外) τ_{a1} | 1.09 | |
| | せん断応力度 (面内) τ_1 | 1.51 | J E A G 4 6 0 1 -1987 |

表 3.4.2-3 放水路ケーソンの許容限界（引張強度）

| 種別 | (引張) 材料強度 (N/mm ²) | | | 準拠図書 |
|--|--------------------------------|-------------------------------|------|-------------------|
| コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²) | 引張強度 f_{tk} | 算定式 $0.23f'_{ck}{}^{2/3*}$ | 1.91 | コンクリート標準示方書(2002) |

注記*：ここで，f'_{ck}はコンクリートの設計基準強度

b. 3次元非線形構造解析の許容限界

3次元非線形構造解析による強度評価における放水路ケーソンの許容限界は、「J E A G 4 6 0 1 -1987」に基づき許容ひずみを設定する。設定する許容限界は、せん断ひずみ 2000μ (2/1000) とする。

3.4.3 H形鋼

H形鋼の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」（以下「道路橋示方書(平成14年)」という。）に基づき、表3.4.3-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.3-1 H形鋼の許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度* (N/mm ²) |
|----|-------------------------------|----------------------|----------------------------------|
| | H形鋼 (SM490) | 許容せん断応力度 τ_{Ha} | 105 |

注記*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.4 MMR

MMRの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）」を準拠し，すべり安全率とする。表3.4.4-1にMMRの許容限界を示す。

表 3.4.4-1 MMRの許容限界

| 評価項目 | 許容限界 |
|--------|-------|
| すべり安全率 | 1.2以上 |

3.4.5 改良地盤⑥

改良地盤⑥の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）」を準拠し，すべり安全率とする。表3.4.5-1に改良地盤⑥の許容限界を示す。

表 3.4.5-1 改良地盤⑥の許容限界

| 評価項目 | 許容限界 |
|--------|-------|
| すべり安全率 | 1.2以上 |

3.4.6 止水目地

止水目地（シートジョイント）の許容限界は，メーカー規格，漏水試験及び変形試験より，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。評価対象断面である④－④断面及び⑦－⑦断面位置における止水目地の変形量に対する許容限界を表 3.4.6-1 に示す。

表 3.4.6-1 止水目地（シートジョイント）の許容限界

| 評価項目 | 許容限界 (mm) |
|------|-----------|
| 変形量 | 1,960 |

3.4.7 基礎地盤

基礎地盤のうち岩盤及び改良地盤⑥に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，岩盤は支持力試験，改良地盤⑥は一軸圧縮試験により設定する。

MMRに発生する接地圧に対する許容限界は，「コンクリート標準示方書(2002)」に基づく，コンクリートの支圧強度とする。

基礎地盤の許容限界を表 3.4.7-1 に示す。

表 3.4.7-1 基礎地盤の許容限界

| 評価項目 | 基礎地盤 | | 許容限界 (N/mm ²) |
|--------|-------|------------------|---------------------------|
| 極限支持力度 | 岩盤 | C _H 級 | 9.8 |
| | | C _M 級 | |
| | 改良地盤⑥ | | 3.0 |
| 支圧強度 | MMR | | 24.0 |

4. 2次元有限要素法

4.1 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

4.1.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応力値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m に作用させる。

2次元静的有限要素法のうち有効応力解析に用いる解析コードは「FLIP」を使用し、全応力解析では、「TDAPⅢ」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 応力解析手法

防波壁（波返重力擁壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。応力解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

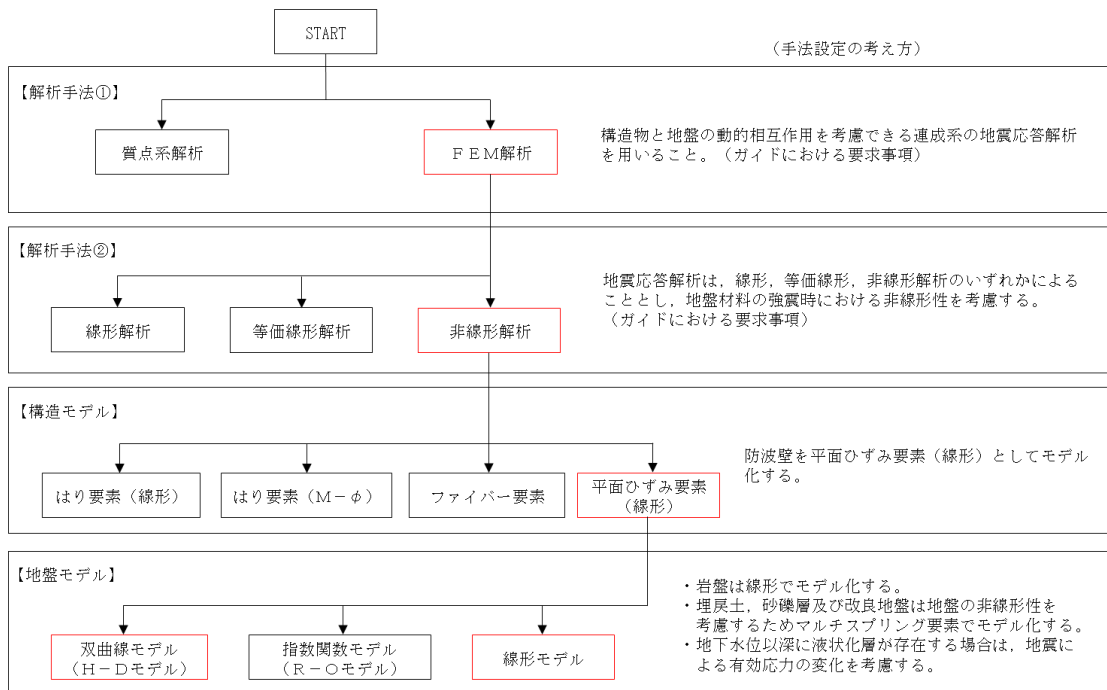


図 4.1.1-1 応力解析手法の選定フロー

b. 施設

重力擁壁は、平面ひずみ要素でモデル化する。

ケーソンは、構造部材を平面ひずみ要素でモデル化し、等価な剛性を有する2次元等価剛性モデルとする。

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

漂流物対策工は重力擁壁，④-④断面については重力擁壁に加えケーソンに固定して設置することから，漂流物対策工設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

以下の理由から，地盤物性のばらつきによる耐津波評価に対する照査値に与える影響が軽微であるため，地盤物性のばらつきは考慮しない。

- ・「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において，埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果，照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と耐津波評価結果を比較すると，耐震評価における照査値は耐津波評価の照査値をおおむね上回っている。また，耐津波評価の照査値は，十分な裕度を有している。（耐津波評価結果は「4.3 評価結果」参照）

津波時解析における解析ケースの地盤物性を表 4.1.1-1 に示す。

表 4.1.1-1 津波時解析における解析ケースの地盤物性

| 解析ケース | 地盤物性 | |
|-----------------|-----------------------------|---------------------------|
| | 埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数) | 岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数) |
| ケース① (基本ケース) | 平均値 | 平均値 |

d. 応答解析の解析ケースの選定

津波時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対し実施する。

津波時評価における応答解析の解析ケースを表 4.1.1-2 に示す。

表 4.1.1-2 津波時評価における応答解析の解析ケース

| | |
|-------|-------|
| 解析ケース | ケース① |
| | 基本ケース |
| 地盤物性 | 平均値 |

(2) 解析モデル及び諸元

防波壁（波返重力擁壁）の解析モデルを図 4.1.1-2, 図 4.1.1-4, 図 4.1.1-6, 図 4.1.1-8 及び図 4.1.1-10 に, 地質断面図を図 4.1.1-3, 図 4.1.1-5, 図 4.1.1-7 及び図 4.1.1-9 に示す。

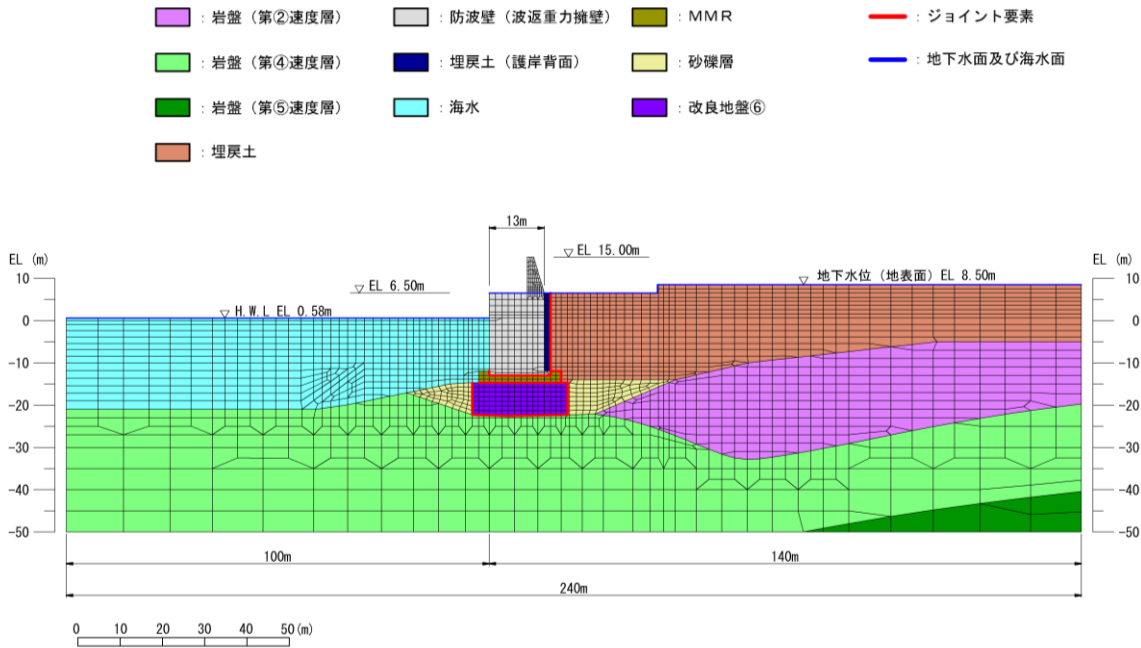


図 4.1.1-2 地震応答解析モデル (②-②断面)

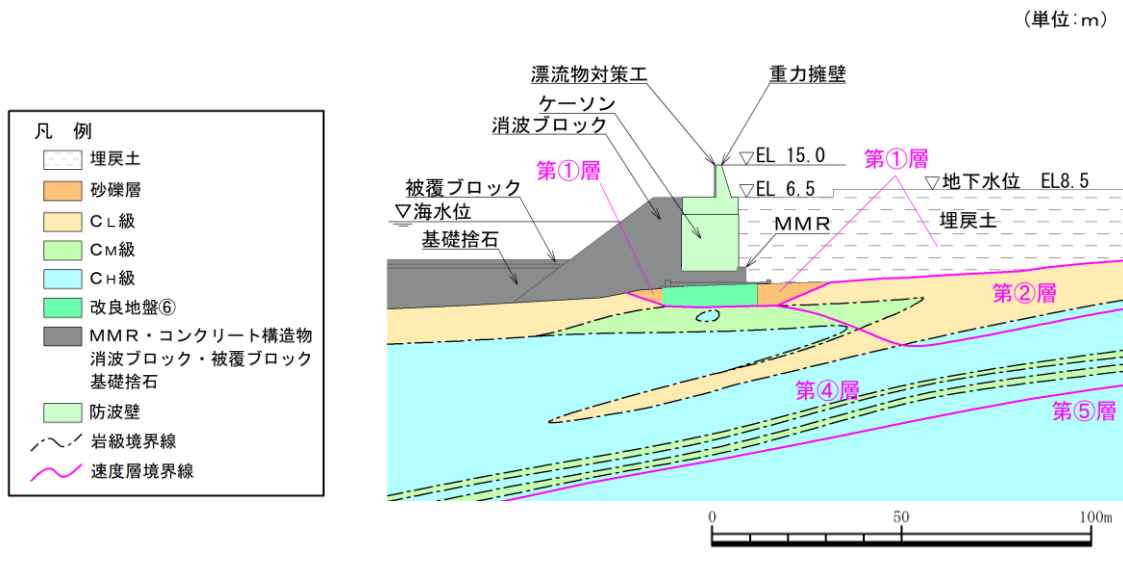


図 4.1.1-3 地質断面図 (②-②断面)

- : 岩盤 (第④速度層) ■ : MMR — : ジョイント要素
- : 埋戻土 ■ : 海水 — : 地下水面及び海水面
- : 防波壁 (波返重力擁壁)

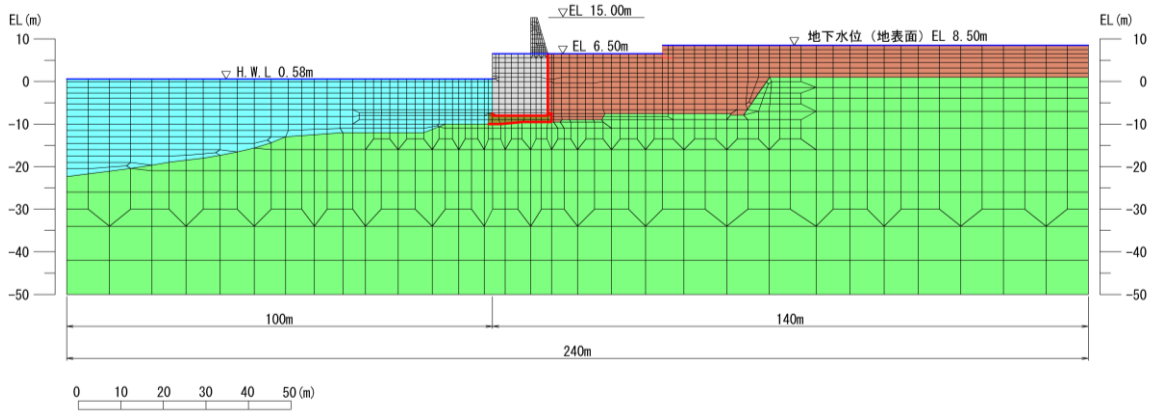


図 4.1.1-4 地震応答解析モデル (③-③断面)

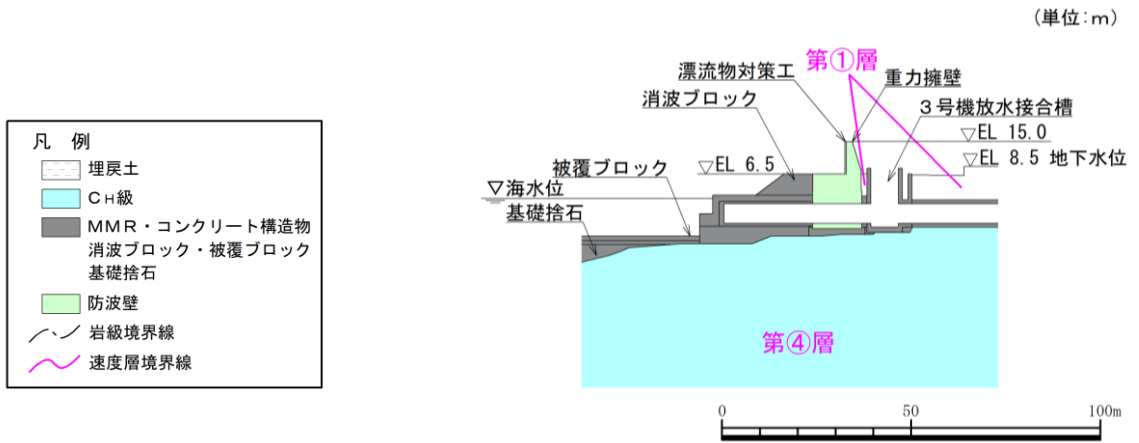


図 4.1.1-5 地質断面図 (③-③断面)

- | | | |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | ■ : ジョイント要素 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : MMR | ■ : 地下水面及び海水面 |

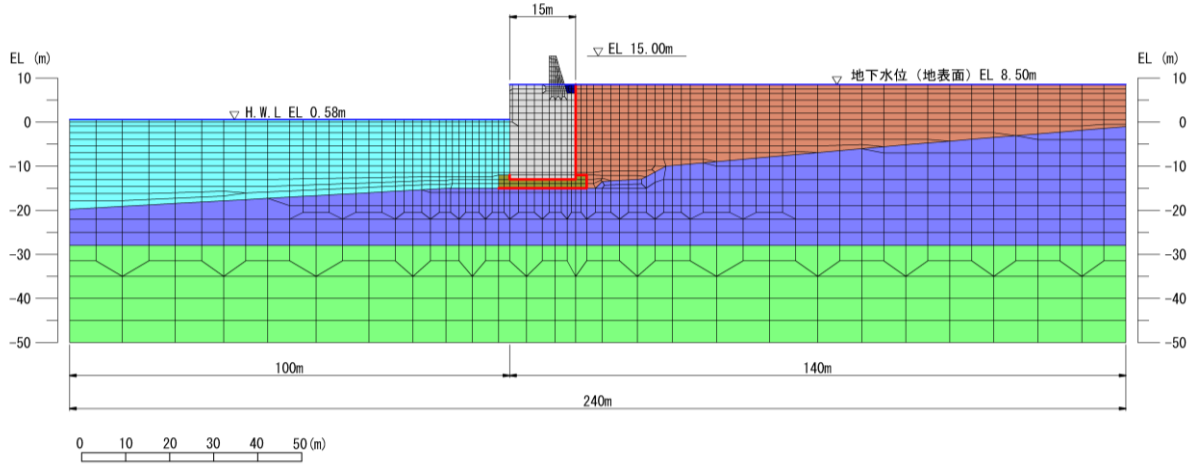


図 4.1.1-6 地震応答解析モデル (④-④断面)

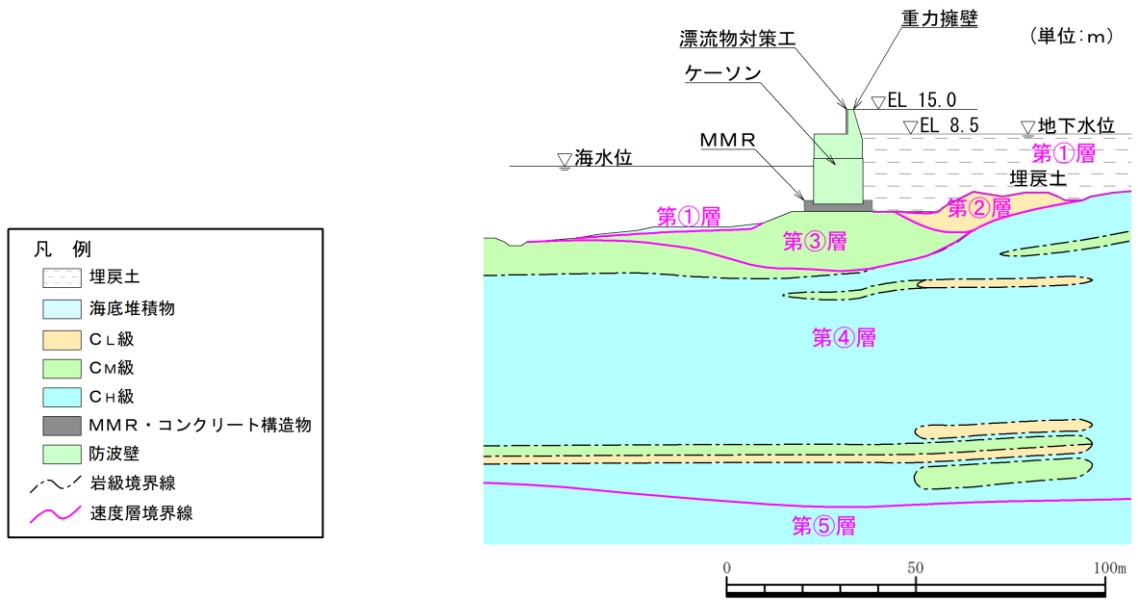


図 4.1.1-7 地質断面図 (④-④断面)

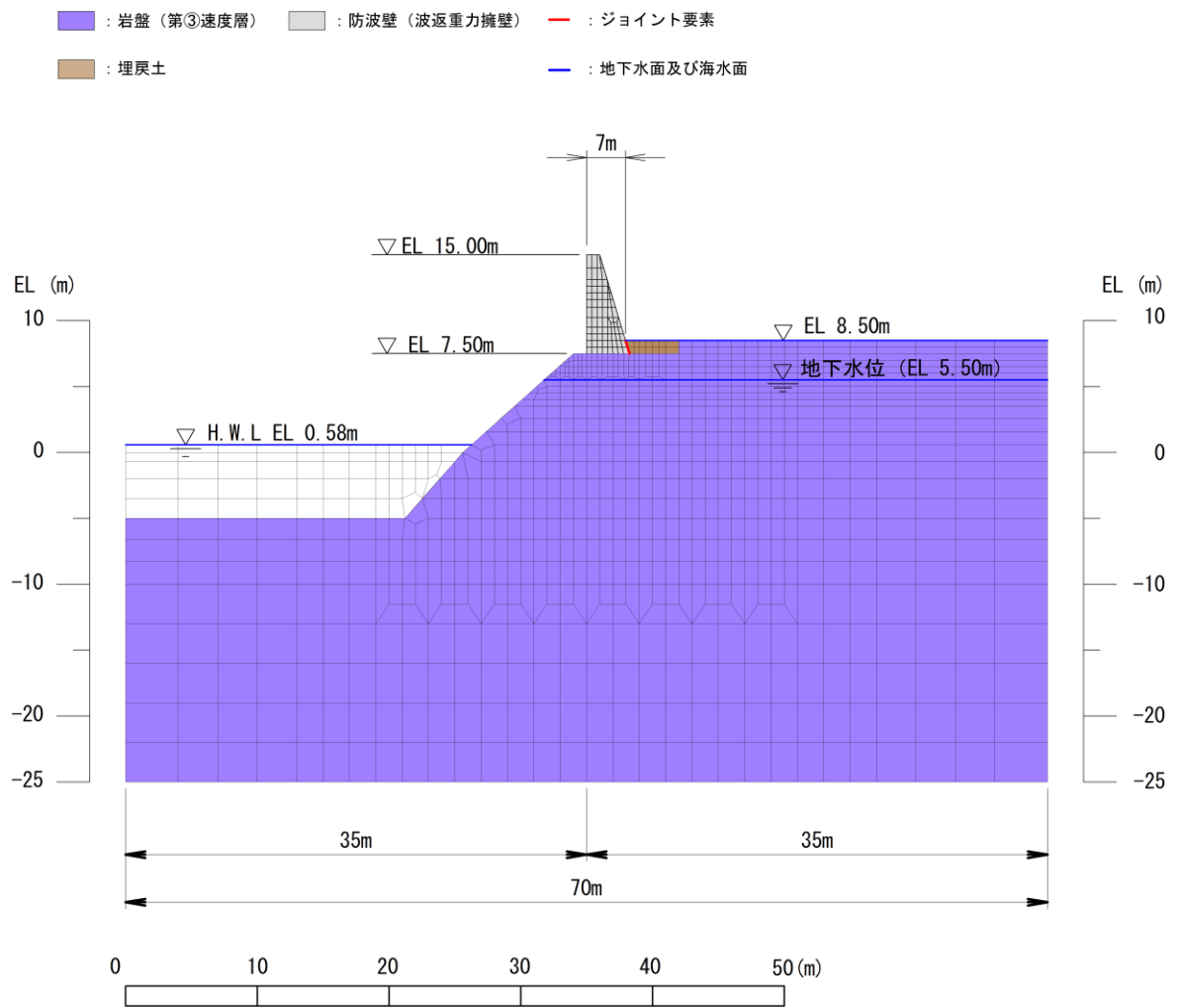


図 4.1.1-8 地震応答解析モデル (⑤-⑤断面)

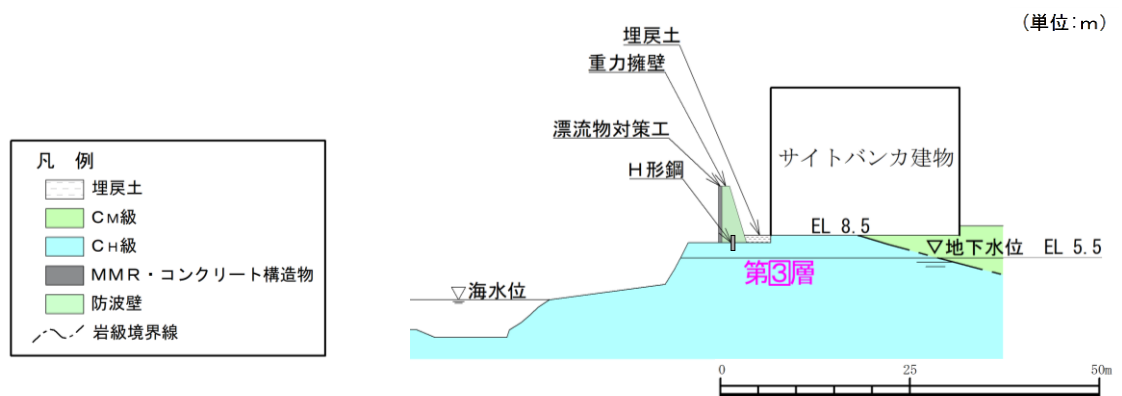


図 4.1.1-9 地質断面図 (⑤-⑤断面)

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : ジョイント要素
- : 岩盤 (第④速度層)
- : MMR
- : 地下水面及び海水面
- : 埋戻土

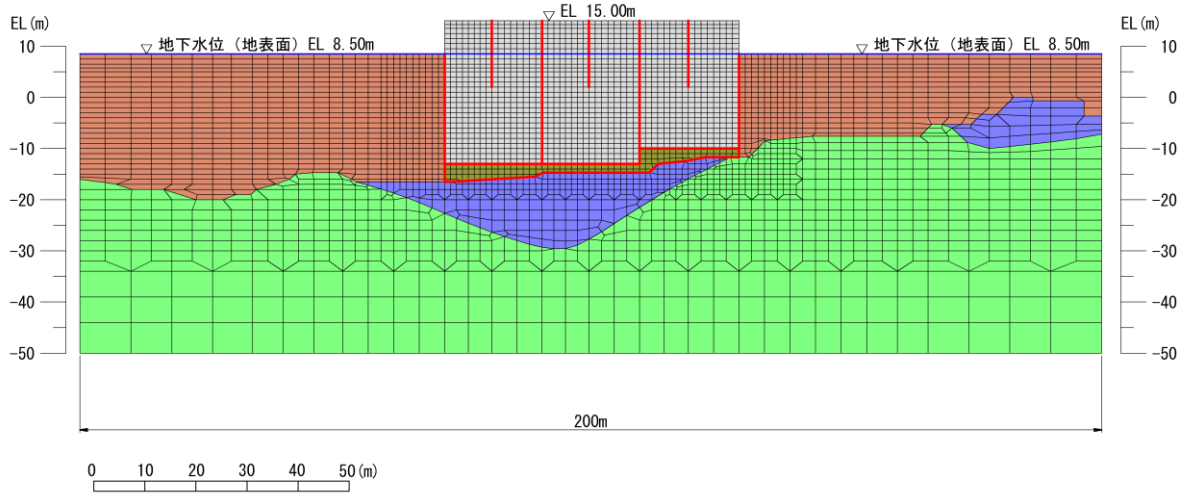


図 4.1.1-10 地震応答解析モデル (⑦-⑦断面)

a. 解析領域

2次元解析モデルは、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」で使用した解析モデルのうち、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図4.1.1-11に示す。

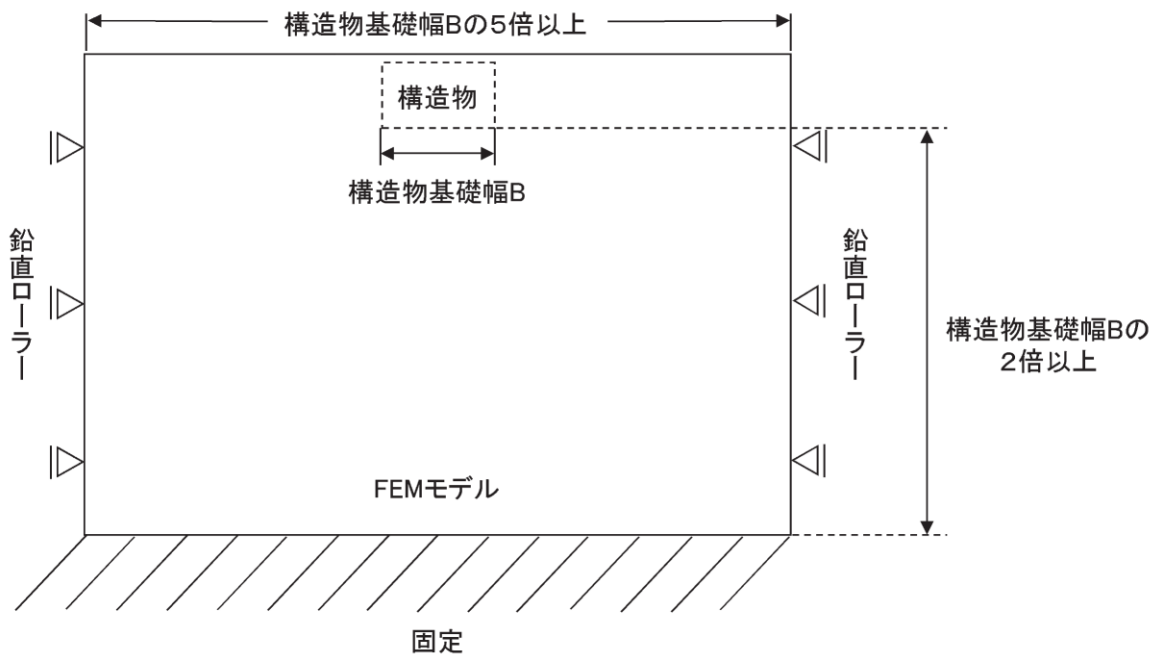


図 4.1.1-11 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 応答解析時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図4.1.1-12のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

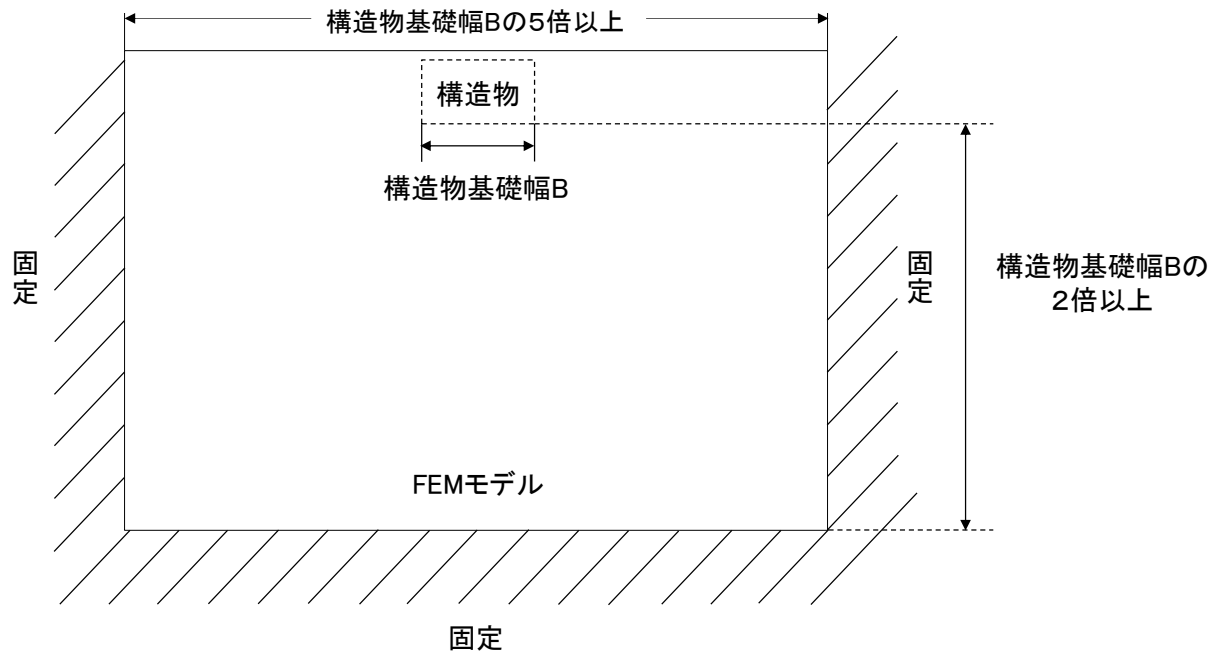


図 4.1.1-12 津波時における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

(a) 重力擁壁

重力擁壁は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

(b) ケーソン

防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。ただし、ケーソンは側壁及び隔壁を有する箱型形状であることから、地震応答解析モデルの平面ひずみ要素の設定については、3次元構造解析により側壁及び隔壁の影響を考慮した等価な剛性となるように調整して設定を行う。ケーソンの等価剛性の調整手順を以下に示す。

3次元構造解析モデルのケーソンに水平荷重として単位荷重（ 100kN/m^2 ）を作用させ、ケーソン上端の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。次に、地震応答解析モデルにおいて、ケーソンに同じ単位荷重を作用させ、ケーソン上端における変位が、3次元構造解析モデルで算定したケーソン上端の水平変位と等しくなるようにケーソンの弾性係数を設定する。3次元構造解析モデルと地震応答解析モデルの水平変位比較位置を図4.1.1-13に、剛性調整方法を図4.1.1-14に、剛性調整結果を表4.1.1-3に示す。なお、単位荷重を載荷させる3次元構造解析モデル及び地震応答解析モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。

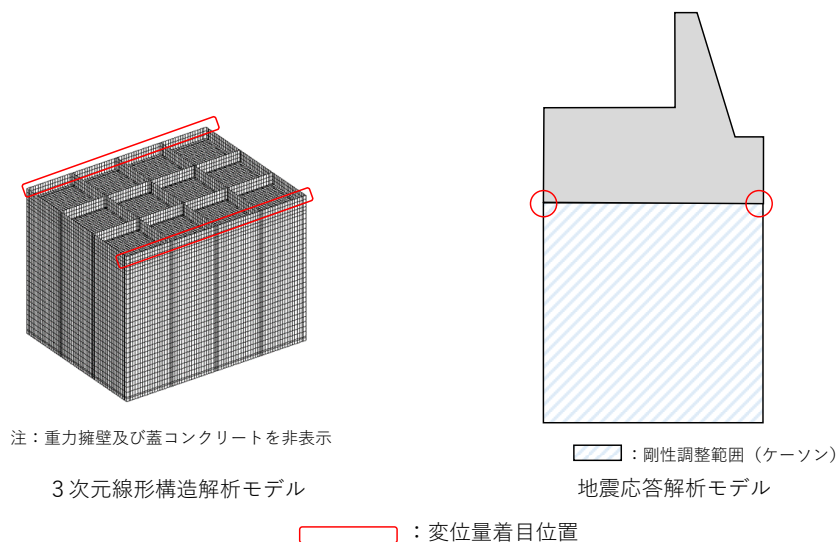


図 4.1.1-13 解析モデル水平変位比較位置図

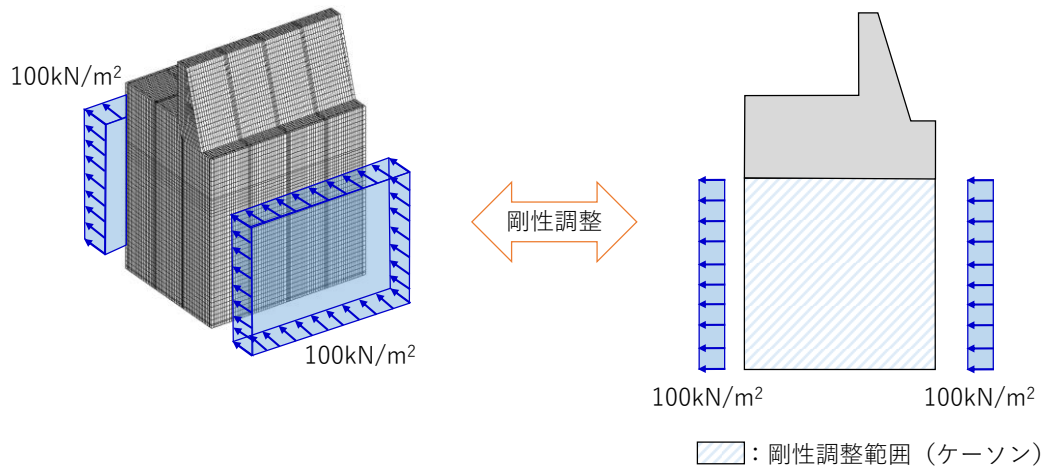


図 4.1.1-14 剛性調整方法図

表 4.1.1-3 剛性調整結果一覧

| 断面 | 地震応答解析モデルにおける ケース剛性 E (kN/m ²) |
|--------|---|
| ②-②断面 | 1.740×10^7 |
| ③-③断面* | 1.039×10^7 |
| ④-④断面 | 1.388×10^7 |

注記* : ③-③断面は貫通部のみ上記の剛性とする。

貫通部以外はコンクリートの剛性 (2.5×10^7 (kN/m²))
を設定する。

d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土、砂礫層及び改良地盤⑥は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。そのうち、埋戻土及び砂礫層は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

また、防波壁(波返重力擁壁)の背面に位置する埋戻土(護岸背面)については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)日本港湾協会、H19年版」(以下「港湾基準」という。)(図4.1.1-15参照)に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

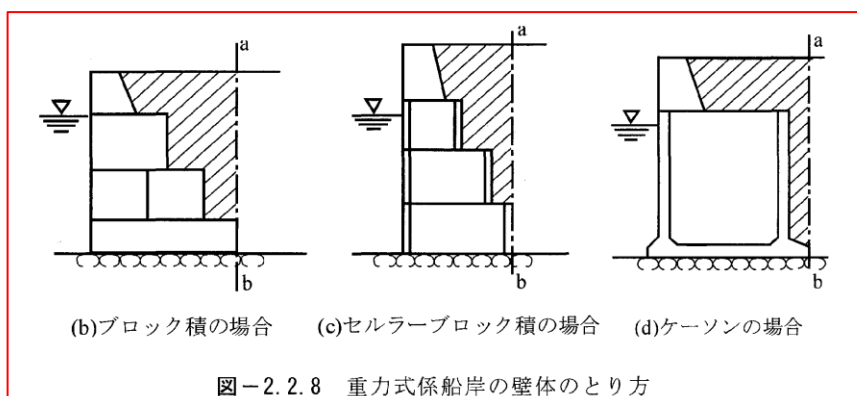


図 4.1.1-15 埋戻土(施設護岸背面)のモデル化について(「港湾基準」抜粋)

e. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応答解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾基準」（図 4.1.1-16 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）（図 4.1.1-17 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、「港湾基準」（図 4.1.1-18 及び図 4.1.1-19 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.1.1-4 に、ジョイント要素の配置を図 4.1.1-20 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.1.1-16 ジョイント要素 (鉛直方向) の物性値の設定根拠
(「港湾基準」抜粋)

よって、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40^\circ$$

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁹⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ'_n に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma'_n \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^\circ$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi=15^\circ$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.1.1-17 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（「港湾構造物設計事例集」抜粋）

9 摩擦係数

- 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。
- 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。
- 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

| | |
|---------------|---------------|
| コンクリートとコンクリート | 0.5 |
| コンクリートと岩盤 | 0.5 |
| 水中コンクリートと岩盤 | 0.7~0.8 |
| コンクリートと捨石 | 0.6 |
| 捨石と捨石 | 0.8 |
| 木材と木材 | 0.2(湿)~0.5(乾) |
| 摩擦増大マットと捨石 | 0.75 |

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 4.1.1-18 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（「港湾基準」抜粋）

(8) セルラーブロックの性能照査

- ① 壁体が底版のないセルラーブロックで構成されている重力式係船岸は、他の重力式係船岸と異なり、中詰めにより壁体との一体性を保持する構造となっている。このため、他の重力式係船岸の安定検討に加えて、転倒に対して中詰めの抜け出しを十分考慮した検討を行うべきである。
- ② セルラーブロックの安定照査式
セルラーブロックの中詰めの抜け出しを考慮した転倒に対する検討は、次式によって行うことができる。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_f \geq \gamma_a(dP_H + eP_w + gP_{aw} + hP_d) \quad (2.2.19)$$

ここに、

- W : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- P_B : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- P_V : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- M_f : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント (kN·m/m)
- P_H : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- P_w : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- P_{aw} : 堤体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- P_f : 堤体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- a : 壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離 (m)
- b : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- c : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- d : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- e : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- h : 動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- γ_a : 構造解析係数

式中の設計用値は、式(2.2.9)及び以下の式(2.2.20)により算出することができる。

$$M_{fd} = \gamma_{M_f} M_{fi} \quad (2.2.20)$$

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値 P_{Bd} は、式(2.2.12)に準じてよい。また、式中の壁体の重量の設計用値 W_d は、鉄筋コンクリートの重量 W_{RC} 、無筋コンクリートの重量 W_{NC} を用いて、次式により算定することができる。

$$W_d = \sum \gamma_w W \quad (2.2.21)$$

③ 部分係数の値

セルラーブロックの性能照査に用いる標準的な部分係数の値は、表-2.2.2の転倒に関する部分係数を用いることができる。ただし、中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント M_f の部分係数 γ_{M_f} については、中詰め砂の重量 W_{SAND} の部分係数 $\gamma_{W_{SAND}}$ と同じ値を用いてよい。

- ④ (耐力の設計用値) / (作用効果の設計用値) < 1 の場合は、作用による転倒モーメントが中詰めに除く全鉛直力及び中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメントより大きいことになり、中詰めに置いてセルラーブロックが抜け出すことになる。このような場合はセルラーブロックの重量を増すか、隔壁を設けるなどの対処が必要である。
- ⑤ 中詰めによる壁面摩擦力 F_1, F_2 によって生じる抵抗モーメントの特性値 M_f は次のようにして求める。

図-2.2.14において、A点に対するモーメントは $\ell_1 F_1 + \ell_2 F_2$ となる。ここで、 $F_1 = P_1 f$ 、 $F_2 = P_2 f$ であり、 f の値としては中詰め材料と壁面との摩擦係数をとる。 $(P_1, P_2$ はそれぞれ中詰土圧である。) 壁面に作用する中詰土圧の考え方については、本編第2章1.4セルラーブロックに準じることができる。なお、これと同様にセルラーブロックの隔壁に生じる摩擦抵抗も考慮することが望ましい。

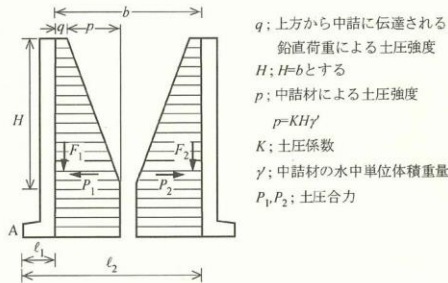


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

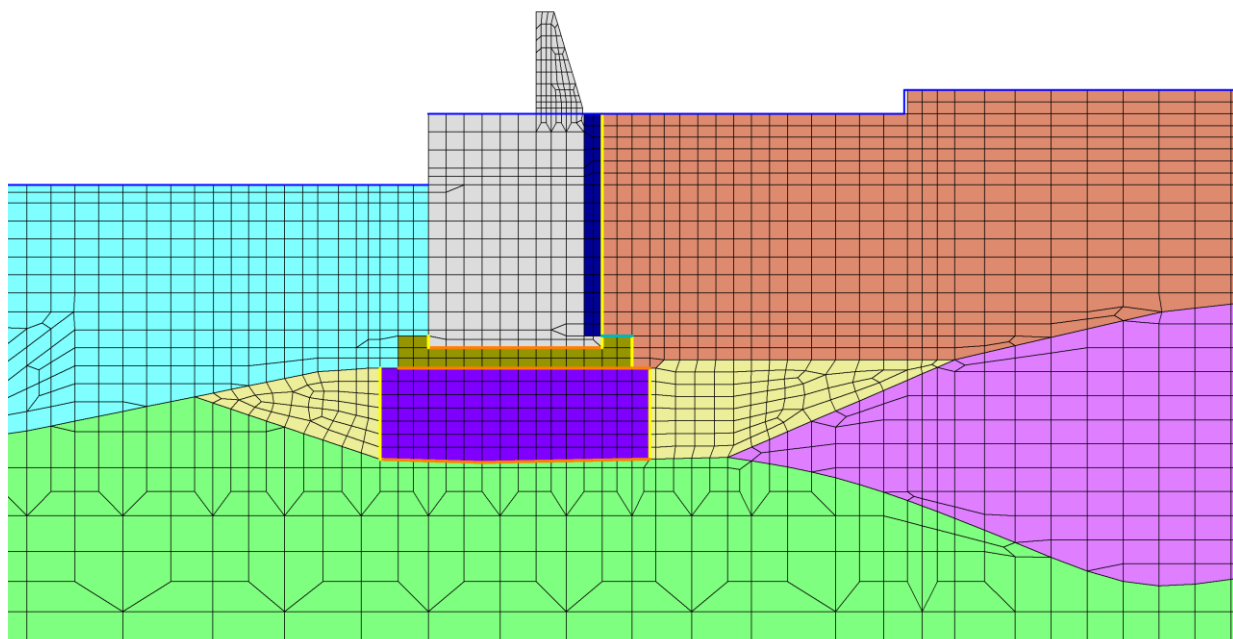
- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 4.1.1-19 ジョイント要素 (水平方向) の物性値設定に用いる 静止摩擦係数 (「港湾基準」抜粋)

表 4.1.1-4 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

| | | 接合条件 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 内部摩 擦角 φ (°) | 備考 |
|------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------------------|---|---|
| | | 材料 1 | 材料 2 | | | |
| 鉛直方向 | 境界 1 | 埋戻土 | 埋戻土 (護岸背面) | 0 | 15.0 | 構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し, c=0, φ=15° と設定 |
| | | | MMR | | | |
| | | | 防波壁 (波返重力擁壁) | | | |
| | | 防波壁 (波返重力擁壁) | MMR | | | |
| | 砂礫層 | 改良地盤⑥ | | | | |
| | 境界 2 | 防波壁 (波返重力擁壁) | 埋戻土 | 0 | 22 | |
| 境界 3 | 防波壁 (波返重力擁壁) | 防波壁 (波返重力擁壁) | 0 | 0 | 目地部であるため, 保守的に 0 と設定 | |
| | | MMR | | | | |
| 水平方向 | 境界 4 | MMR | 防波壁 (波返重力擁壁) | 0 | 26.57 | 剛性の高い岩盤等の境界であるため, 「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より, φ=tan ⁻¹ (μ) ≒ 26.57° |
| | | | 改良地盤⑥ | | | |
| | | | 岩盤 (第③速度層) | | | |
| | | | 岩盤 (第④速度層) | | | |
| | | 改良地盤⑥ | 埋戻土 | | | |
| | 岩盤 (第④速度層) | | | | | |
| 境界 5 | 埋戻土 | MMR | 0 | 30.96 | 「礫とコンクリート」の静止摩擦係数 (μ=0.60) より, φ=tan ⁻¹ (μ) ≒ 30.96° | |

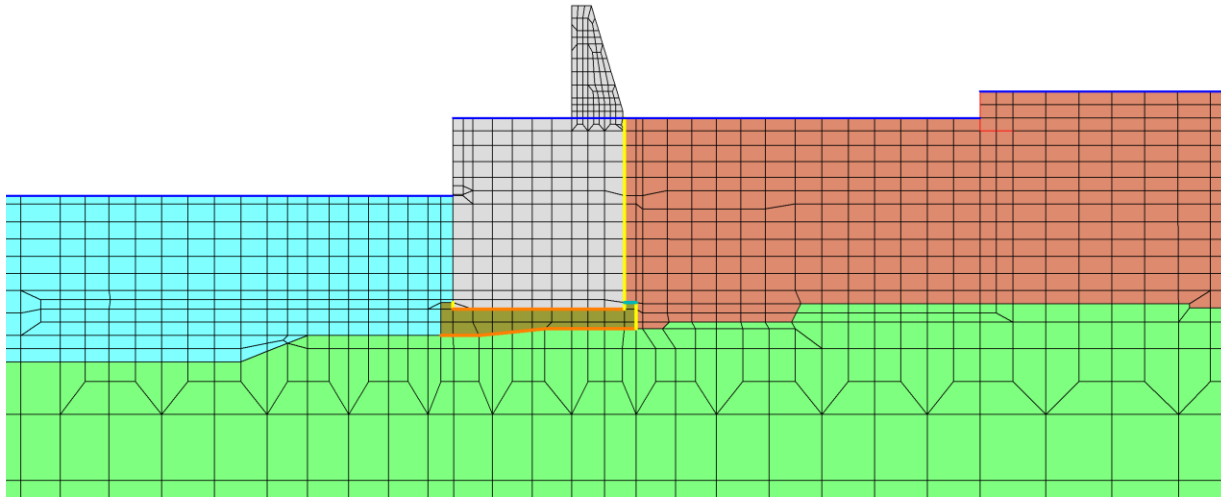
- : 岩盤 (第②速度層)
- : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : MMR
- : ジョイント要素 (境界 4)
- : 埋戻土
- : 砂礫層
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 改良地盤⑥
- : 埋戻土 (護岸背面)
- : ジョイント要素 (境界 5)
- : 地下水面および海水面



| 項目 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 内部摩擦角 φ (°) |
|------|------|-------------------------------|----------------|
| 鉛直方向 | 境界 1 | 0 | 15.00 |
| 水平方向 | 境界 4 | 0 | 26.57 |
| | 境界 5 | 0 | 30.96 |

図 4.1.1-20(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図

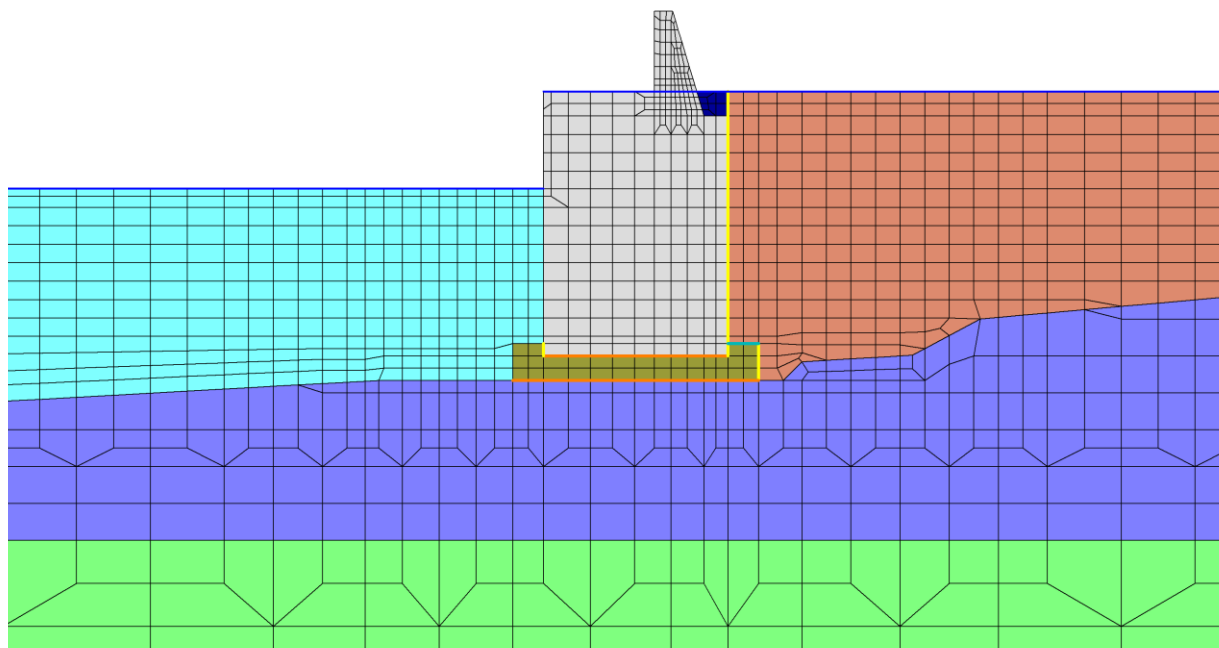
- : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : MMR
 - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面および海水面



| 項目 | | 粘着力 c (N/mm^2) | 内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$) |
|------|------|-------------------------|--------------------------------|
| 鉛直方向 | 境界 1 | 0 | 15.00 |
| 水平方向 | 境界 4 | 0 | 26.57 |
| | 境界 5 | 0 | 30.96 |

図 4.1.1-20(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第③速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 埋戻土 (護岸背面)
 - : MMR
 - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面および海水面

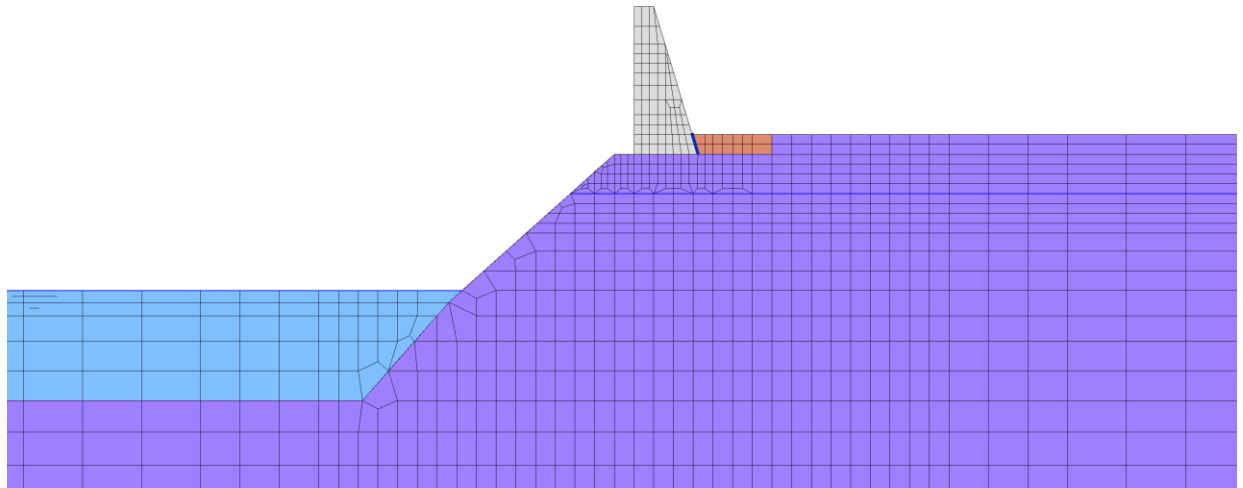


| 項目 | | 粘着力 c (N/mm^2) | 内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$) |
|------|------|-------------------------|--------------------------------|
| 鉛直方向 | 境界 1 | 0 | 15.00 |
| 水平方向 | 境界 4 | 0 | 26.57 |
| | 境界 5 | 0 | 30.96 |

図 4.1.1-20(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

: 岩盤 (第③速度層)
 : 防波壁 (波返重力擁壁)
 : ジョイント要素 (境界2)

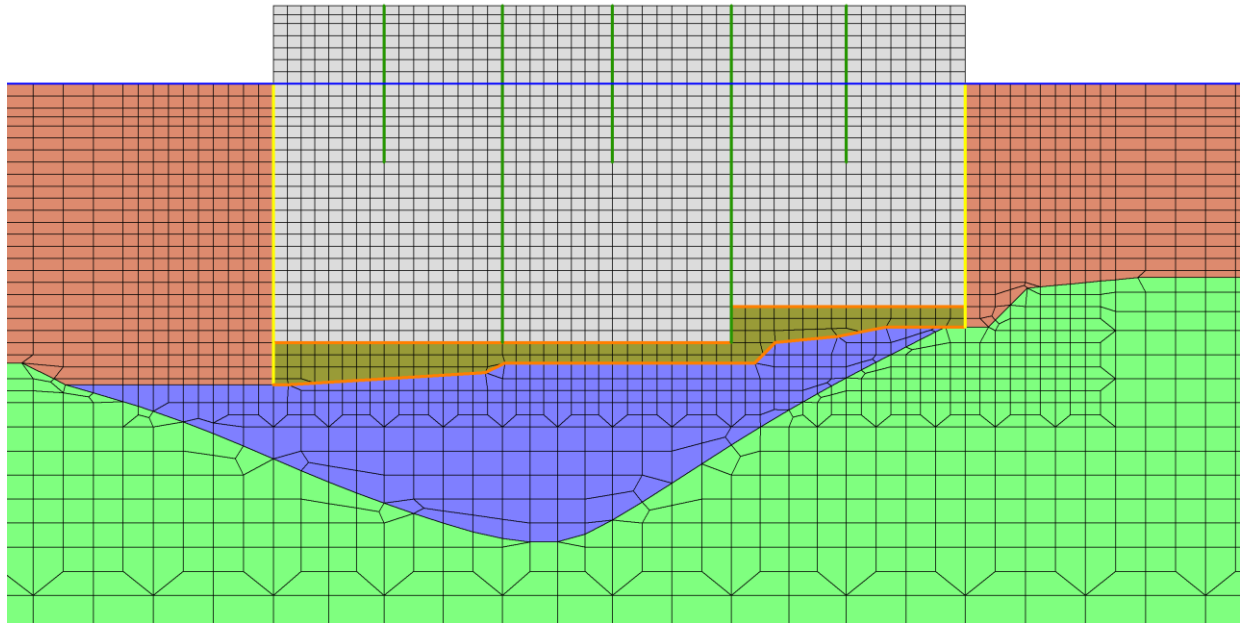
: 埋戻土
 : 海水



| 項目 | | 粘着力 c (N/mm^2) | 内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$) |
|------|-----|---------------------------------------|--------------------------------|
| 鉛直方向 | 境界2 | 0 | 22.00 |

図 4.1.1-20(4) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第③速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
 - : MMR
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 3)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : 地下水面および海水面



| 項目 | | 粘着力 c (N/mm^2) | 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$) |
|------|------|---------------------------------------|------------------------------|
| 鉛直方向 | 境界 1 | 0 | 15.00 |
| | 境界 3 | 0 | 0 |
| 水平方向 | 境界 4 | 0 | 26.57 |
| | 境界 5 | 0 | 30.96 |

図 4.1.7-20(5) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.1.1-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.1.1-21 に示す。

表 4.1.1-5 ジョイント要素のばね定数

| 項目 | せん断剛性 k_s (kN/m^2) | 圧縮剛性 k_n (kN/m^2) |
|---------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 境界 1, 2, 4, 5 | 1.0×10^6 | 1.0×10^6 |
| 境界 3 | 0* | 1.0×10^6 |

注記*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

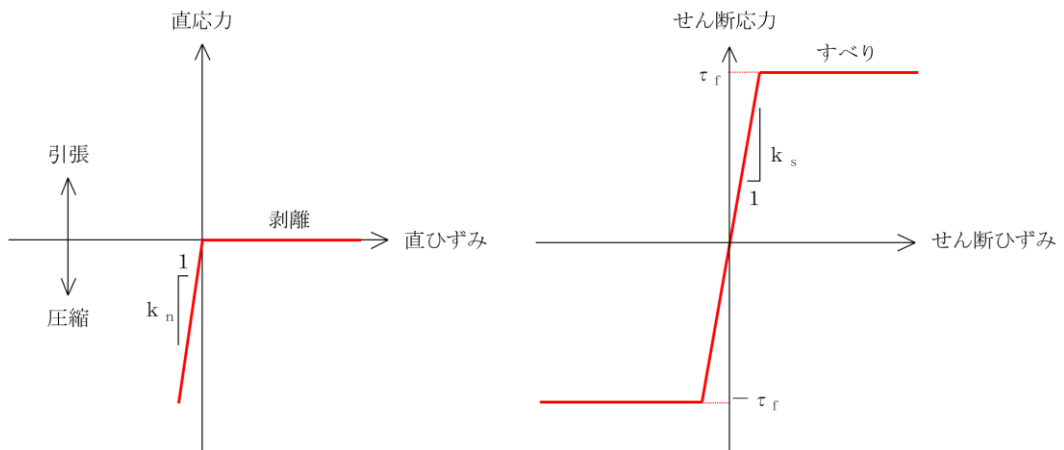


図 4.1.1-21 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

(a) 有効応力解析

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(b) 全応力解析

海水はモデル化しない。

(3) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 4.1.1-6 に、材料の物性値を表 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-6 使用材料

| 材料 | | 仕様 |
|--------|------------------------|------------------------|
| コンクリート | 重力擁壁 (基部コンクリート) | 18.0 N/mm ² |
| | 重力擁壁 (既設部分) | 21.0 N/mm ² |
| | 重力擁壁 (新設部分) ケーソン | 24.0 N/mm ² |
| 鉄筋 | | SD345 |
| H形鋼 | | SM490 |

表 4.1.1-7 材料の物性値

| 材料 | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|----------|--------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 鉄筋コンクリート | 24.0 ^{*1} | 2.5 × 10 ⁴ ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| 無筋コンクリート | 22.6 ^{*2} | 2.2 × 10 ⁴ ^{*1} | 0.2 ^{*1} |

注記*1：コンクリート標準示方書(2002)

*2：港湾基準

(4) 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値及び「港湾基準」に基づき設定した物性値を用いる。地盤の物性値を表 4.1.1-8～表 4.1.1-13 に示す。

表 4.1.1-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

| | | 埋戻土 | 砂礫層 | |
|-------|--|----------------|---------|-------|
| 物理特性 | 密度 ρ^{*1} (g/cm ³) | 2.11 【2.00】 | 2.05 | |
| | 間隙率 n | 0.45 | 0.45 | |
| 変形特性 | 動せん断弾性係数 G_{ma}^{*2} (kN/m ²) | 154,600 | 225,400 | |
| | 基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'^{*2}$ (kN/m ²) | 98.0 | 98.0 | |
| | ポアソン比 ν | 0.33 | 0.33 | |
| | 減衰定数の上限値 h_{max} | 0.095 | 0.095 | |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 0.00 | 0.00 | |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 40.17 | 38.74 | |
| 液状化特性 | 変相角 ϕ_p (°) | 28 | 28 | |
| | 液状化パラメータ*2 | S1 | 0.005 | 0.005 |
| | | w1 | 4.080 | 4.020 |
| | | P1 | 0.500 | 0.500 |
| | | P2 | 0.990 | 1.100 |
| | | C1 | 2.006 | 1.916 |

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.1.1-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤⑥）

| 対象施設 | | 防波壁 (波返重力擁壁) |
|-------------|---|-----------------|
| 種別（工法，地盤種別） | | 改良地盤⑥ |
| 物理特性 | 密度 ρ (g/cm ³) | 2.05 |
| | 間隙率 n | 0.45 |
| 変形特性 | 動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²) | 360,500 |
| | 基準平均有効拘束圧 ρ_{ma}' (kN/m ²) | 98.0 |
| | ポアソン比 ν | 0.33 |
| | 減衰定数の上限値 h_{max} | 0.095 |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 1250 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | - |

表 4.1.1-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，埋戻土（護岸背面））

| 対象施設 | | 防波壁 (波返重力擁壁) |
|-------------|--|-------------------|
| 種別（工法，地盤種別） | | 埋戻土 (護岸背面) |
| 物理特性 | 密度 ρ^{*2} (g/cm ³) | 2.11 【2.00】 |
| | 間隙率 n | 0.45 |
| 変形特性 | ヤング係数 ^{*1} (N/mm ²) | 2.5×10^4 |
| | ポアソン比 ν | 0.20 |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | - |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | - |

注記*1：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数 2.5×10^4 N/mm² を設定

*2：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

表 4.1.1-11 地盤の解析用物性値
(改良地盤⑥及びMMRの残留強度及び引張強度)

| 地盤 | 残留強度* | | 引張強度* σ_t (N/mm ²) |
|-------|-------------------------|-------------|--|
| | c' (N/mm ²) | ϕ' (°) | |
| 改良地盤⑥ | 0.0 | 48.80 | 0.43 |
| MMR | 4.8 | 0.00 | 1.91 |

注記*：残留強度及び引張強度は「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料2）」に従い設定する。

表 4.1.1-12 地盤の解析用物性値
(全応力解析（1，2号機エリア）)

| | | 岩盤③速度層* |
|--------|-------------------------------|-----------|
| P波速度 | V_p (m/s) | 2,100 |
| S波速度 | V_s (m/s) | 900 |
| 単位体積重量 | γ (kN/m ³) | 23.0 |
| 動ポアソン比 | ν_d | 0.388 |
| 減衰定数 | h | 0.030 |
| 弾性係数 | E (kN/m ²) | 5,286,000 |

注記*：⑤-⑤断面の岩盤の設定に用いる。

表 4.1.1-13 地盤の解析用物性値
(有効応力解析（3号機エリア）)

| | | 岩盤②速度層 | 岩盤③速度層 | 岩盤④速度層 | 岩盤⑤速度層 |
|--------|-------------------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| P波速度 | V_p (m/s) | 1,710 | 2,270 | 3,240 | 3,860 |
| S波速度 | V_s (m/s) | 620 | 960 | 1,520 | 1,900 |
| 単位体積重量 | γ (kN/m ³) | 23.3 | 23.4 | 24.5 | 25.2 |
| 動ポアソン比 | ν_d | 0.42 | 0.39 | 0.36 | 0.34 |
| 減衰定数 | h | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| 弾性係数 | E (kN/m ²) | 2,601,000 | 6,188,000 | 15,690,000 | 24,860,000 |

(5) 地下水位

地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.1.1-14 に示す。

表 4.1.1-14 設計地下水位

| 施設名称 | 設計地下水位 |
|--|----------|
| 防波壁（波返重力擁壁） （②－②断面，③－③断面，④－④断面，⑦－⑦断面） | EL 8.5m* |
| 防波壁（波返重力擁壁） （⑤－⑤断面） | EL 5.5m |

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については，地下水位を地表面とする。

(6) 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 重力擁壁

重力擁壁の評価は，曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度，曲げ引張応力度及びせん断力により算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

重力擁壁の応力度算定には，解析コード「EMR G I N G」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 曲げ・軸力照査

コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

(b) せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

b. H形鋼

H形鋼の評価は，⑤－⑤断面において，擁壁下端に発生するせん断力から算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

c. MMR

MMRの評価は，②－②断面，③－③断面及び④－④断面において，すべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は，想定したすべり線上の応力状態をもとに，すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め，最小すべり安全率を算定する。

MMRのすべり安全率の算定フローを図4.1.1-22に，想定すべり線を図4.1.1-23に示す。

d. 改良地盤⑥

改良地盤⑥の評価は，②－②断面において，改良地盤⑥を通るすべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は，想定したすべり線上の応力状態をもとに，すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め，最小すべり安全率を算定する。

改良地盤⑥のすべり安全率の算定フローを図 4.1.1-22 に、想定すべり線を図 4.1.1-24 に示す。

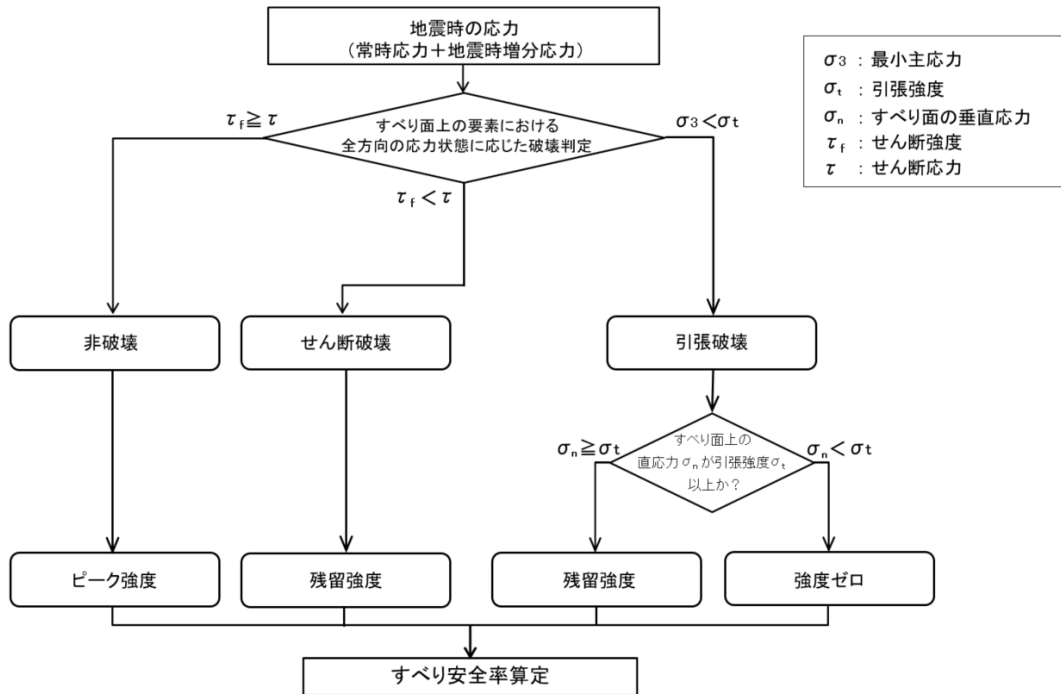


図 4.1.1-22 すべり安全率算定のフロー

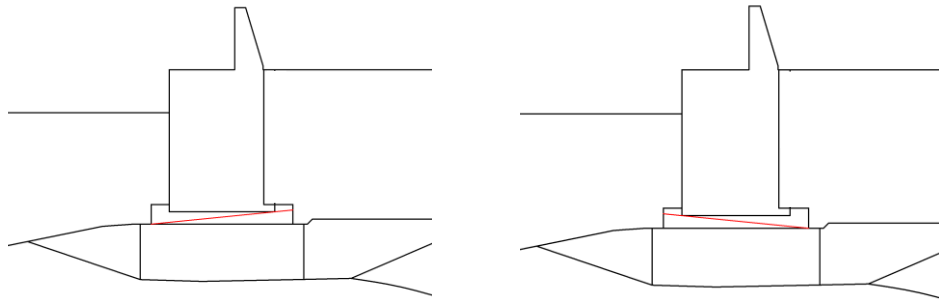


図 4.1.1-23(1) MMRの想定すべり線 (②-②断面)



図 4.1.1-23(2) MMRの想定すべり線 (③-③断面)

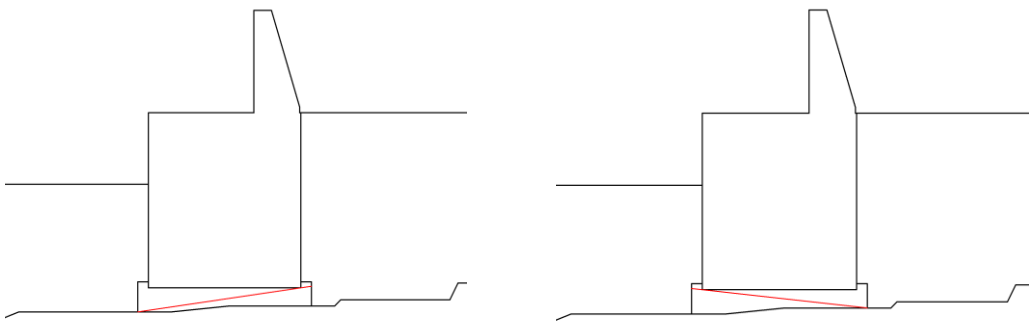


図 4.1.1-23(3) MMRの想定すべり線 (④-④断面)

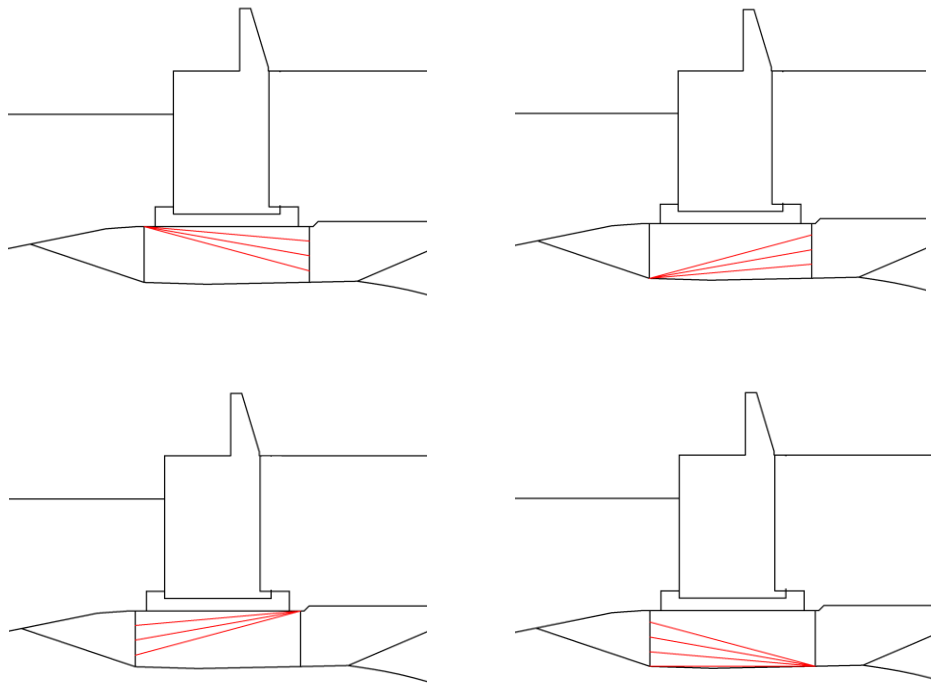


図 4.1.1-24 改良地盤⑥の想定すべり線 (②-②断面)

e. 止水目地

止水目地の津波時の評価について、法線直交方向及び法線方向ともに、津波時による変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 4.1.1-25 に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）における津波時の変位量とし、保守的に変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は、主たる荷重が法線直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の変位は考慮しない。

止水目地の変形量の算定方法を表 4.1.1-15 に示す。

x 方向（法線直交方向）の変位 δ_x : $\delta_x = |\delta_x| \times 2$

z 方向（深度方向）の変位 δ_z : $\delta_z = |\delta_z| \times 2$

ここで、

δ_x : x 方向の相対変位

δ_z : z 方向の相対変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、津波時の止水目地の変位とする。

$$\text{変位量 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_z^2}$$

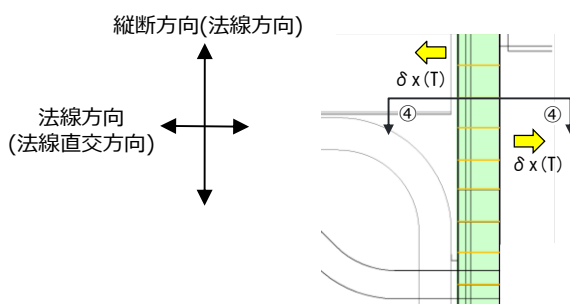


図 4.1.1-25 津波時の変位の概念図

表 4.1.1-15 津波時に対する止水目地の変形量の算定方法

| | $\delta x, \delta z$ | δy |
|-------|---|-------------------------------|
| ②-②断面 | ②-②断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ δx 及び δz ）の 2 倍 | — (法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。) |
| ③-③断面 | ③-③断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ δx 及び δz ）の 2 倍 | |
| ④-④断面 | ④-④断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ δx 及び δz ）の 2 倍 | |
| ⑤-⑤断面 | ⑤-⑤断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ δx 及び δz ）の 2 倍 | |

f. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.1.2 重畳時

(1) 解析方法

重畳時に発生する応力値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、余震作用時においては2次元動的有限要素法、津波作用時においては2次元静的有限要素法によりそれぞれ算定し、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせて算定する。ただし、足し合わせにより余震作用時及び津波作用時の解析において実施する常時応力解析による応力値が重複することから、足し合わせた応力値から常時応力解析による応力値を差し引いて算定する。

2次元有限要素法において、②-②断面、③-③断面及び④-④断面の解析方法は有効応力解析、⑤-⑤断面の解析方法は全応力解析とする。

2次元有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地震応答解析手法

防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図4.1.2-1に示す。

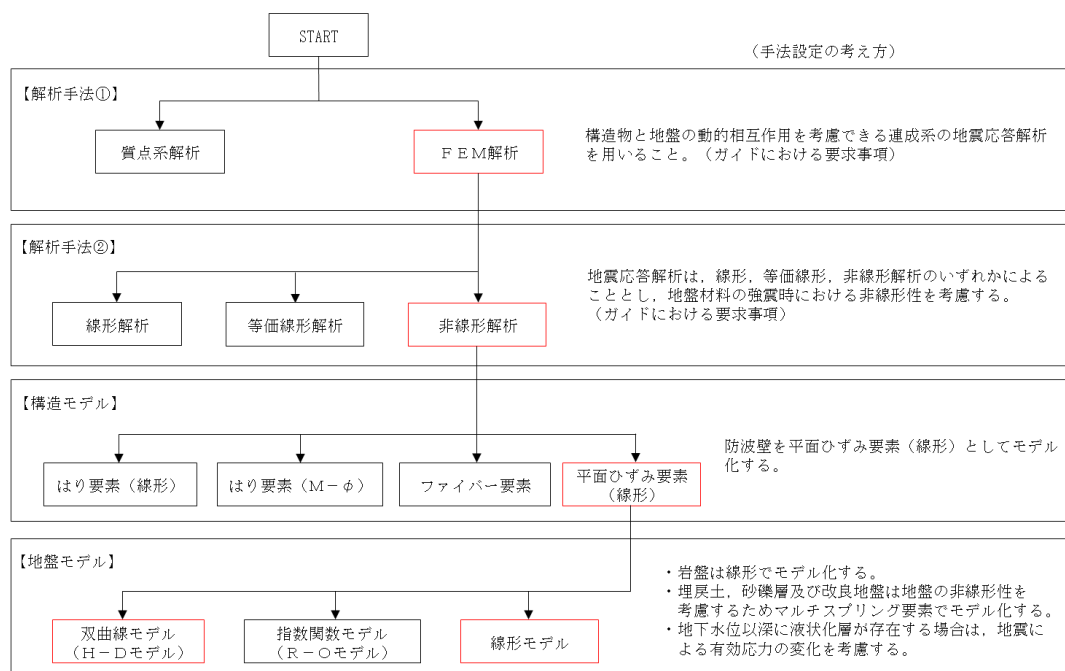


図 4.1.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

- b. 応答解析手法
津波作用時の応答解析手法については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- c. 施設
施設のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 材料物性及び地盤物性のばらつき
材料物性及び地盤物性のばらつきについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. 減衰定数
Rayleigh 減衰を考慮することとし、2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数 β の設定については、「F L I P 研究会 14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。
- f. 地震応答解析の解析ケースの選定
重畳時においては、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」に基づき、弾性設計用地震動 S d - D に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。重畳時評価における地震応答解析の解析ケースを表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 地震応答解析の重畳時評価における解析ケース

| | | | |
|---------|---------|-----|-------|
| 解析ケース | | | ケース① |
| | | | 基本ケース |
| 地盤物性 | | | 平均値 |
| 地震動（位相） | S d - D | ++* | ○ |

注記*：地震動の位相について，（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

- g. 応力解析の解析ケースの選定
重畳時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対し実施する。重畳時評価における応答解析の解析ケースを表 4.1.2-2 に示す。

表 4.1.2-2 重畳時評価における応答解析の解析ケース

| | |
|-------|-------|
| 解析ケース | ケース① |
| | 基本ケース |
| 地盤物性 | 平均値 |

(2) 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D$ を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4.1.2-2 に入力地震動算定の概念図を、図 4.1.2-3～図 4.1.2-8 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

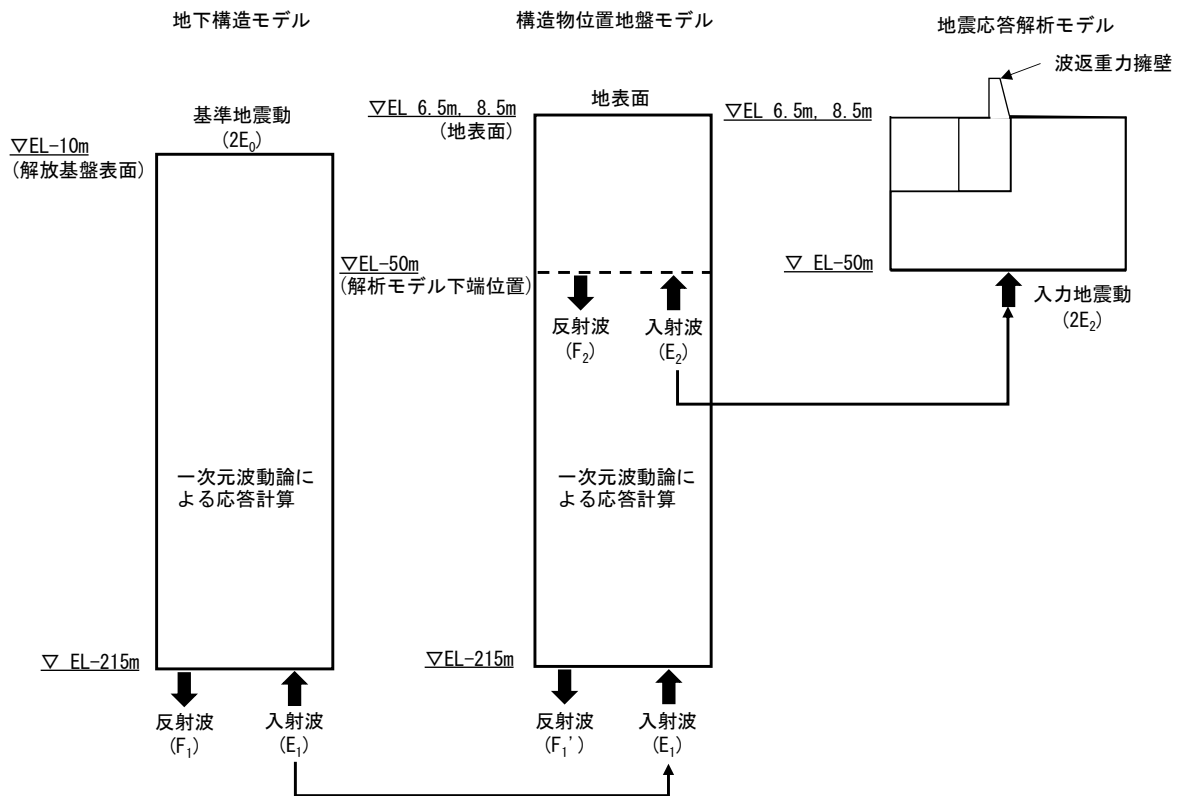
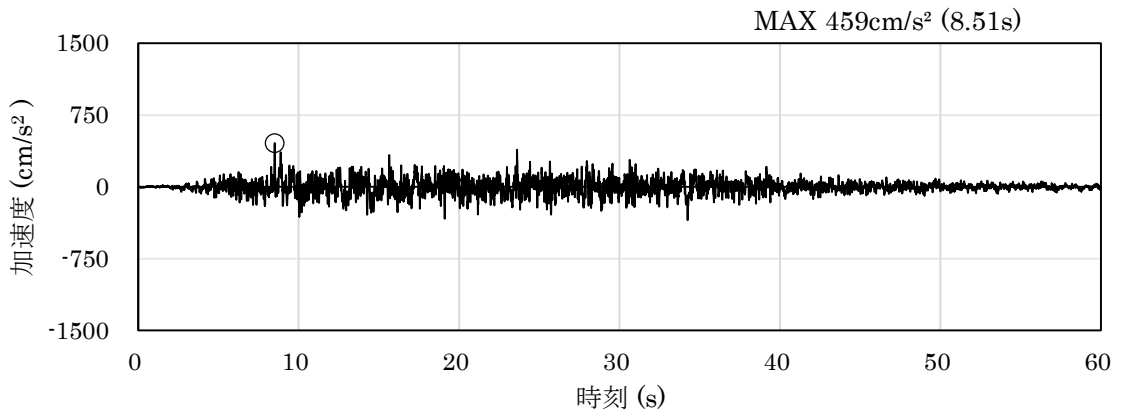
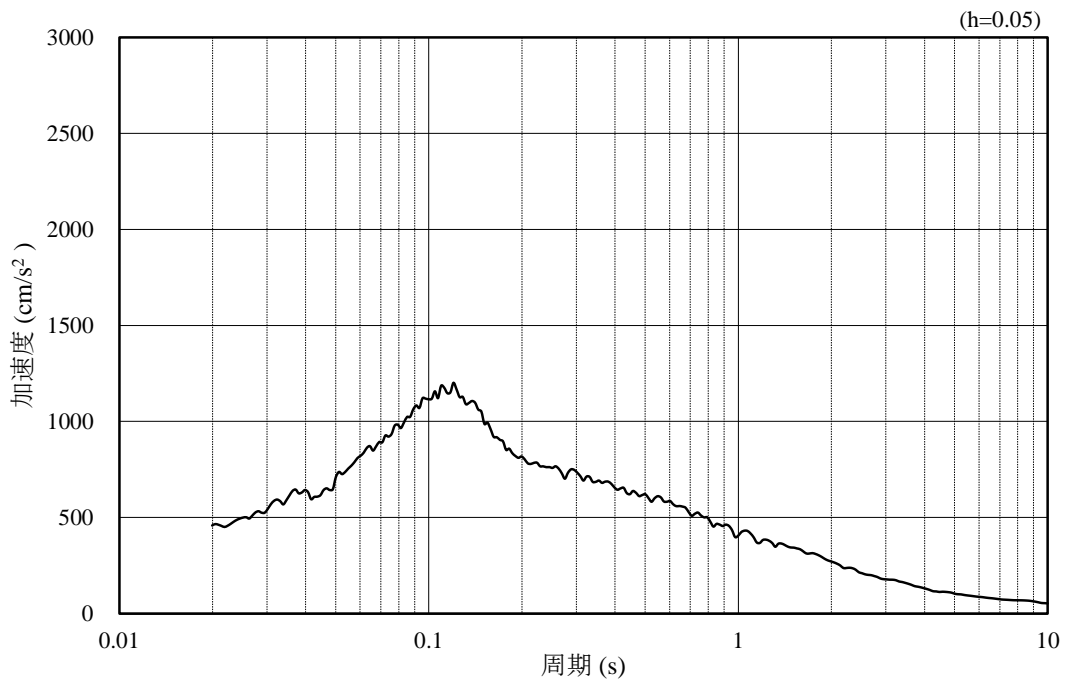


図 4.1.2-2 入力地震動算定の概念図

a. ②-②断面

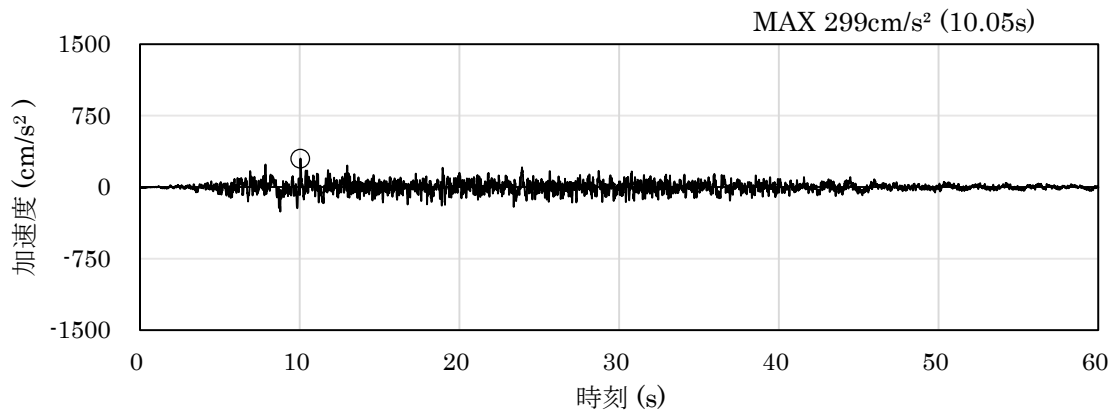


(a) 加速度時刻歴波形

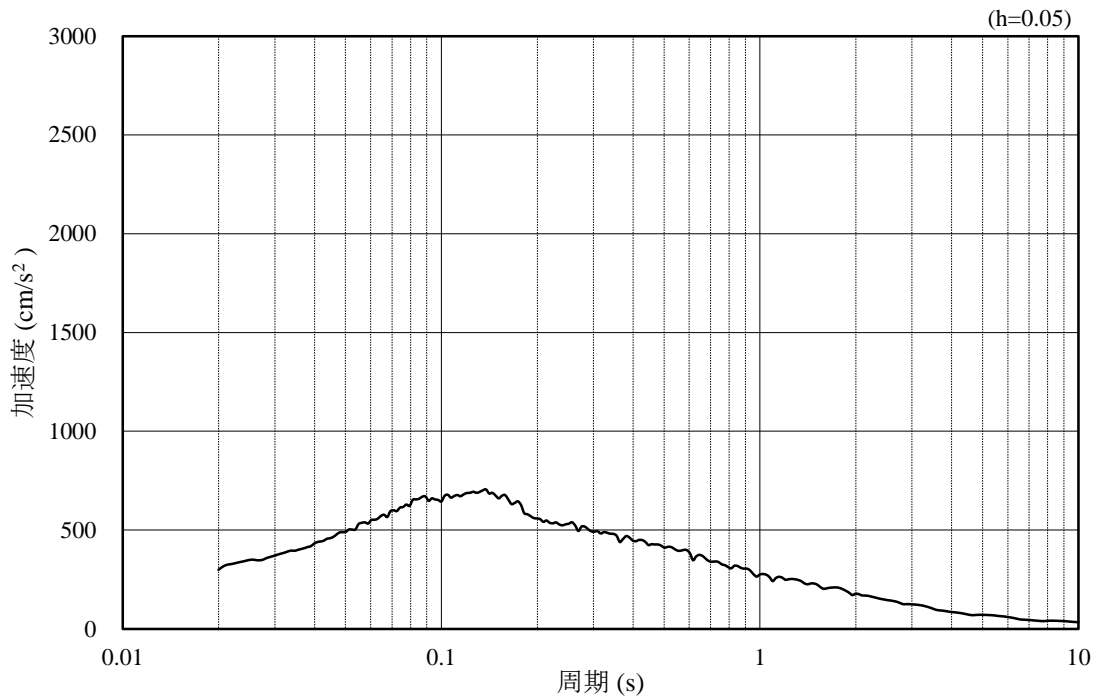


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D)



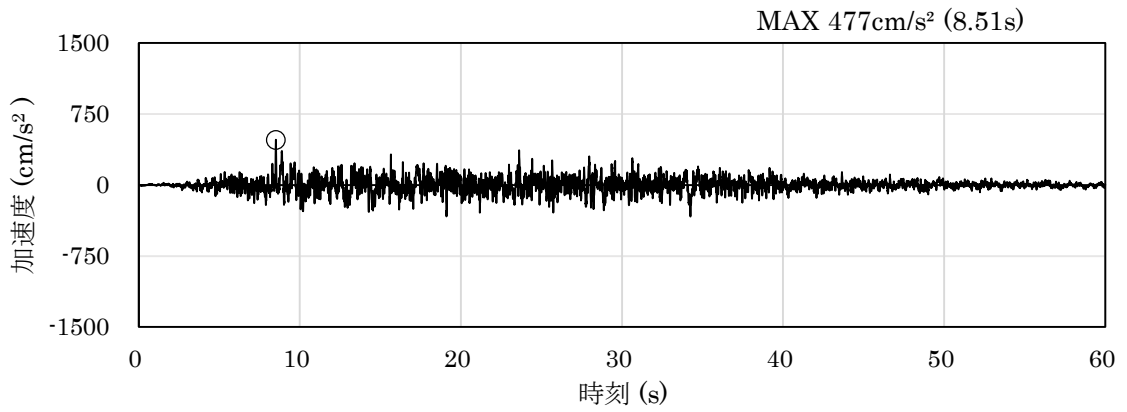
(a) 加速度時刻歴波形



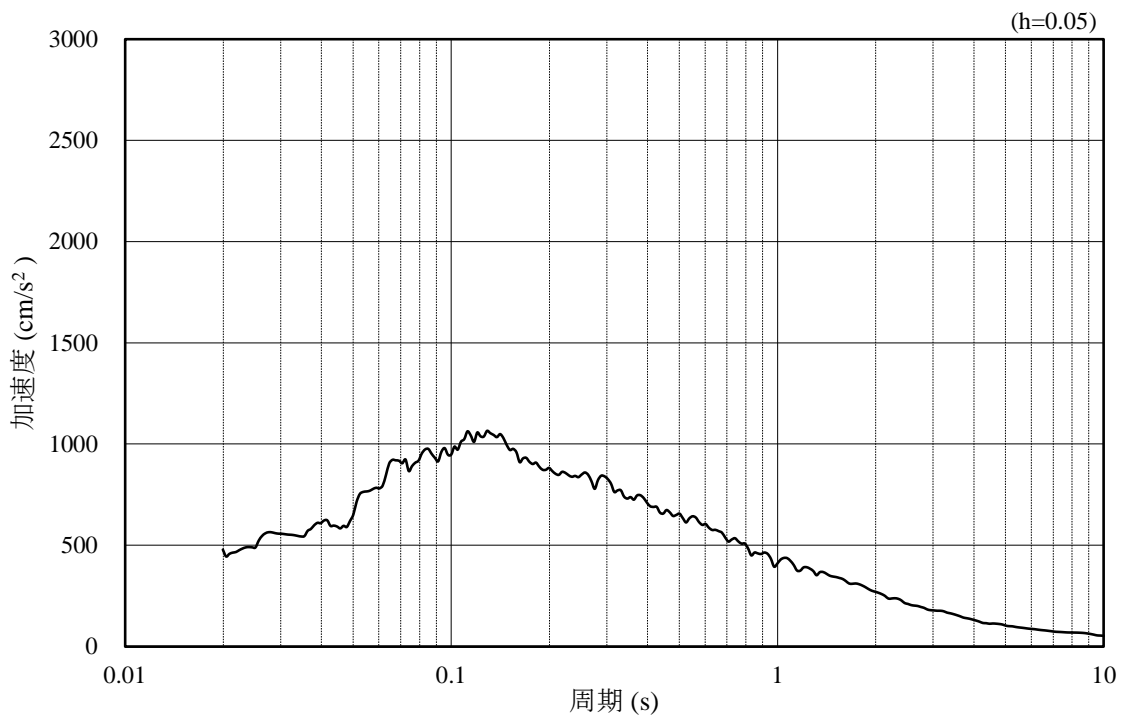
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D)

b. ③-③断面

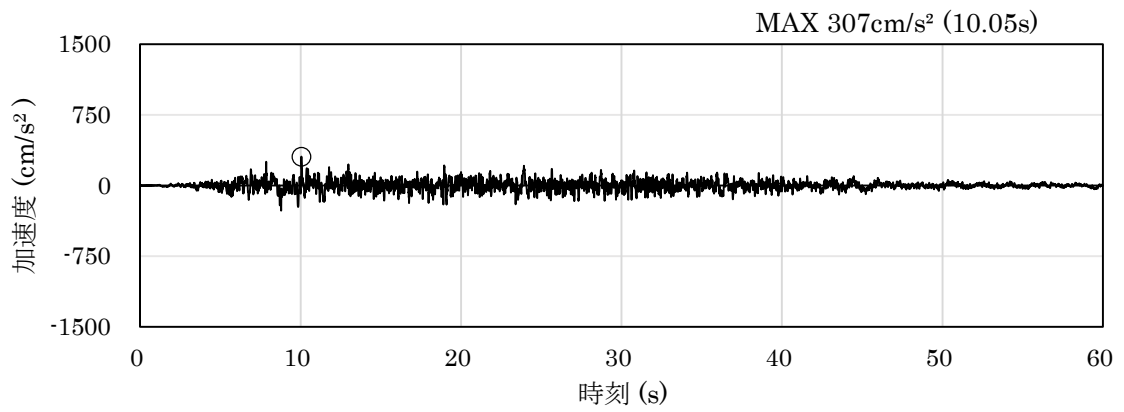


(a) 加速度時刻歴波形

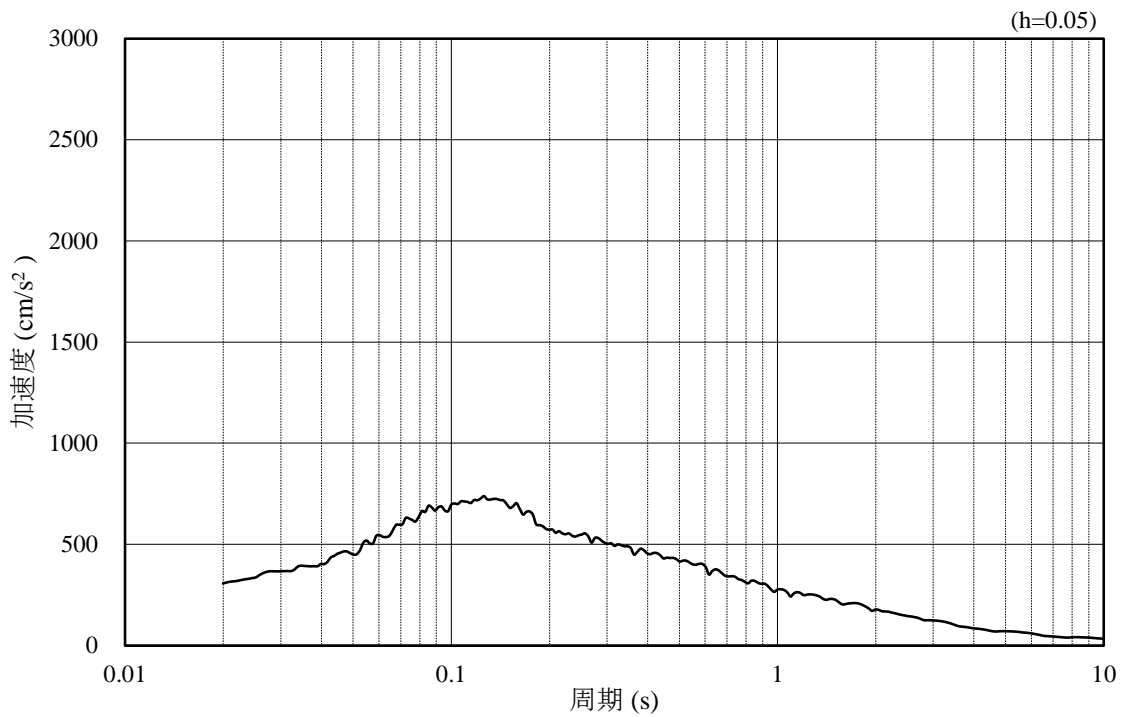


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分: S d - D)



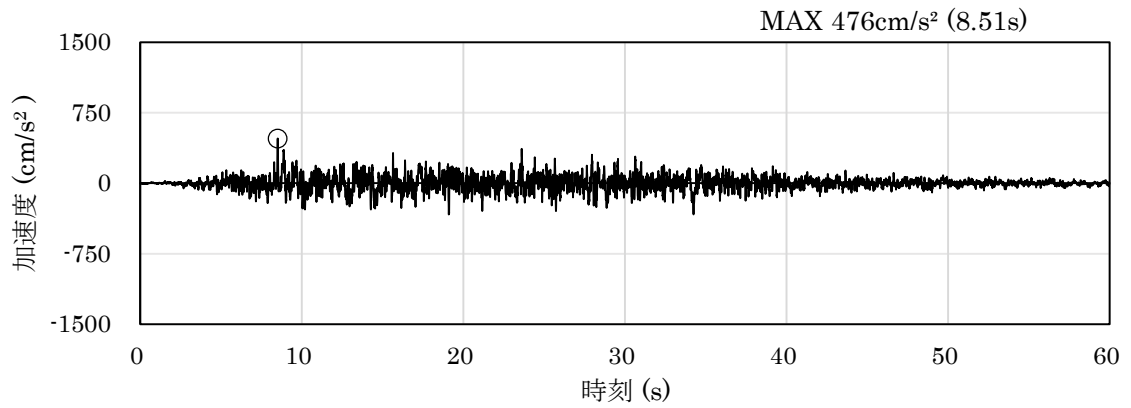
(a) 加速度時刻歴波形



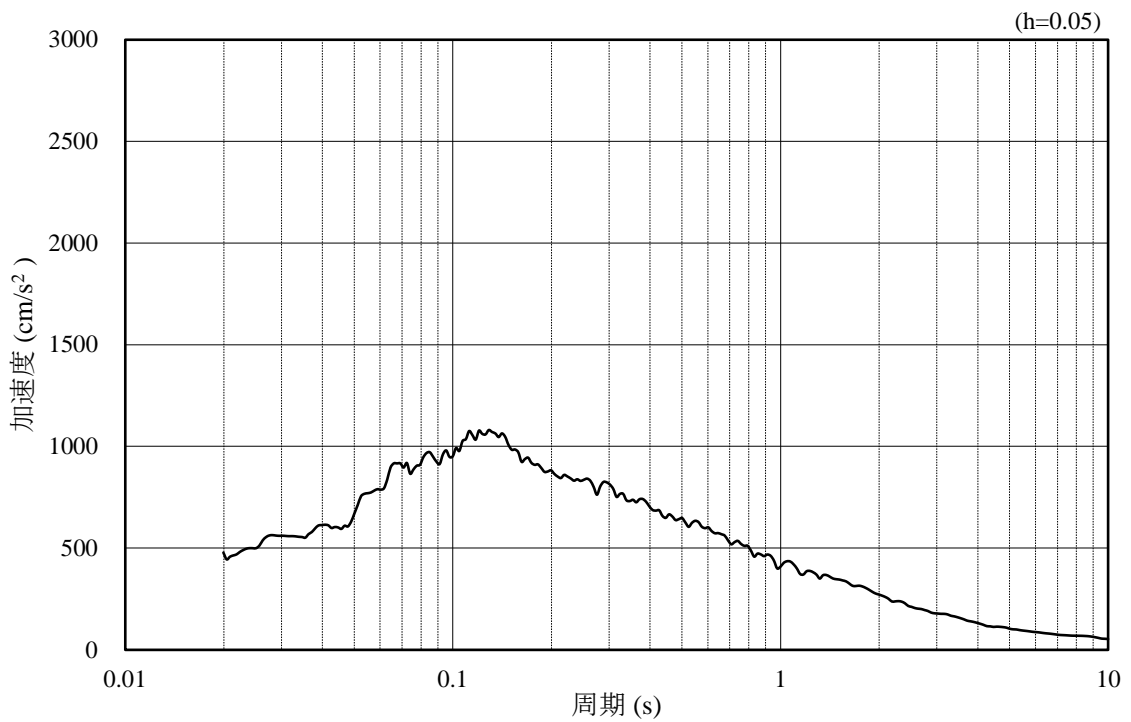
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D)

c. ④-④断面

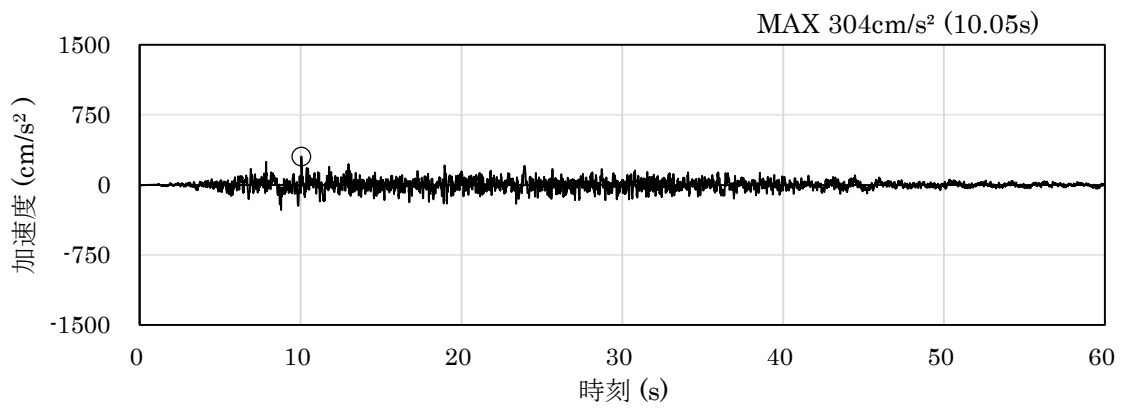


(a) 加速度時刻歴波形

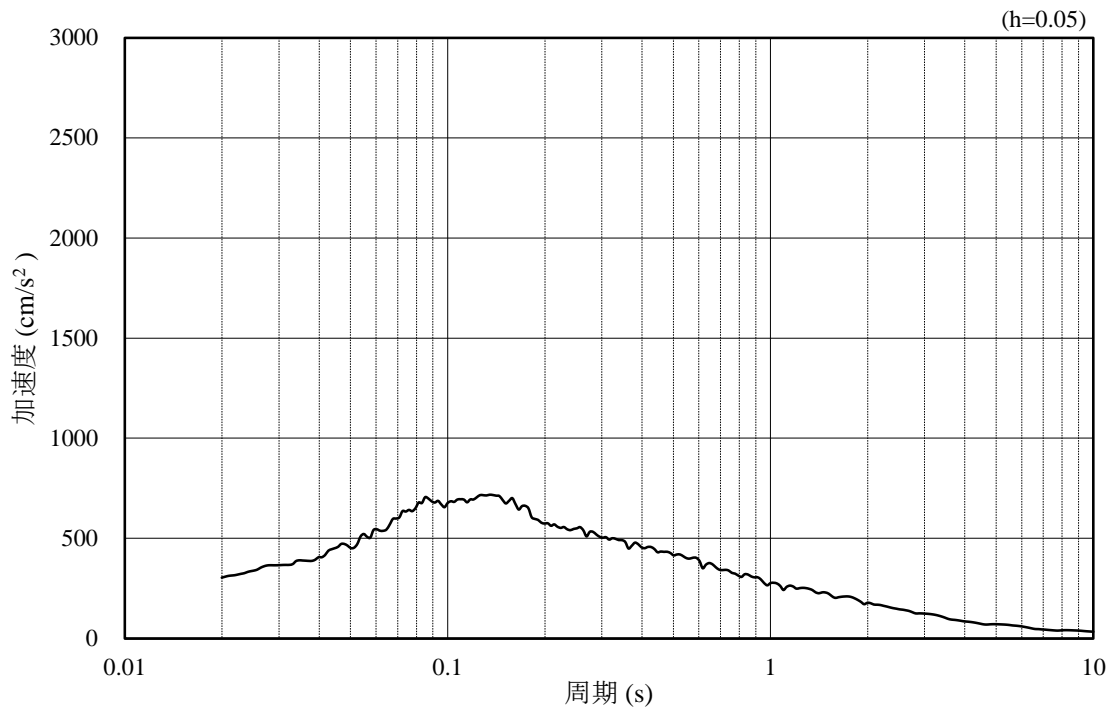


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D)

(3) 解析モデル及び諸元

解析モデルについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

a. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 4.1.2-9 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.1.2-10 に示す。

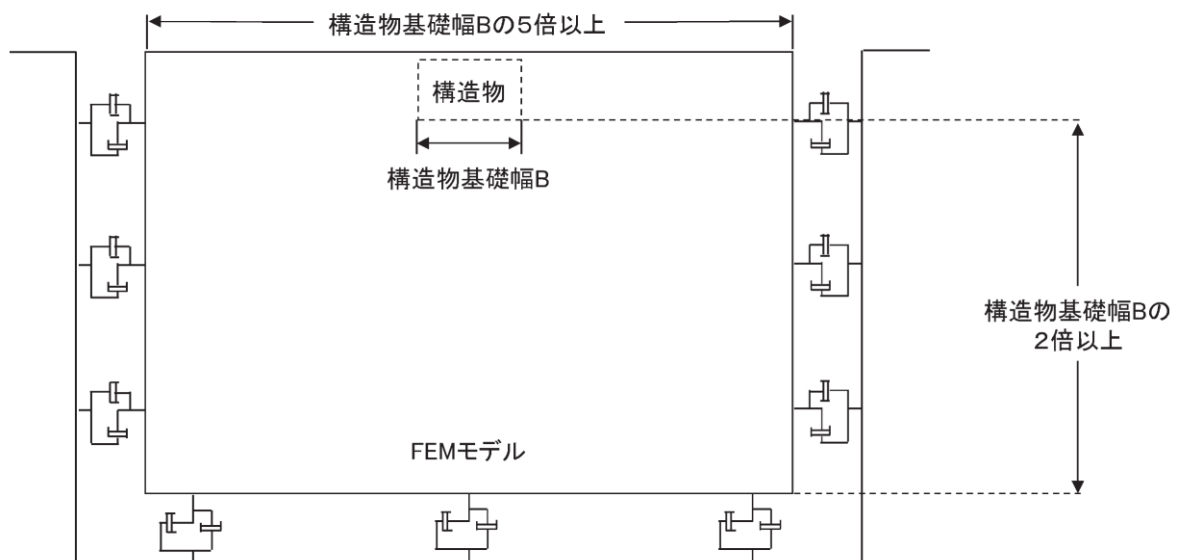


図 4.1.2-9 モデル化範囲の考え方

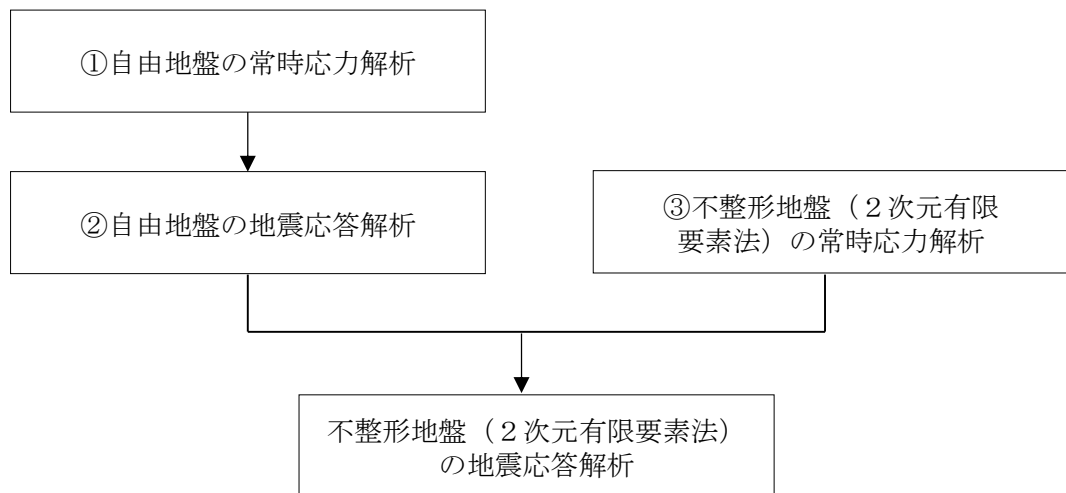


図 4.1.2-10 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) 応力解析時

津波作用時の2次元有限要素法における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(c) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.1.2-11 に示す。

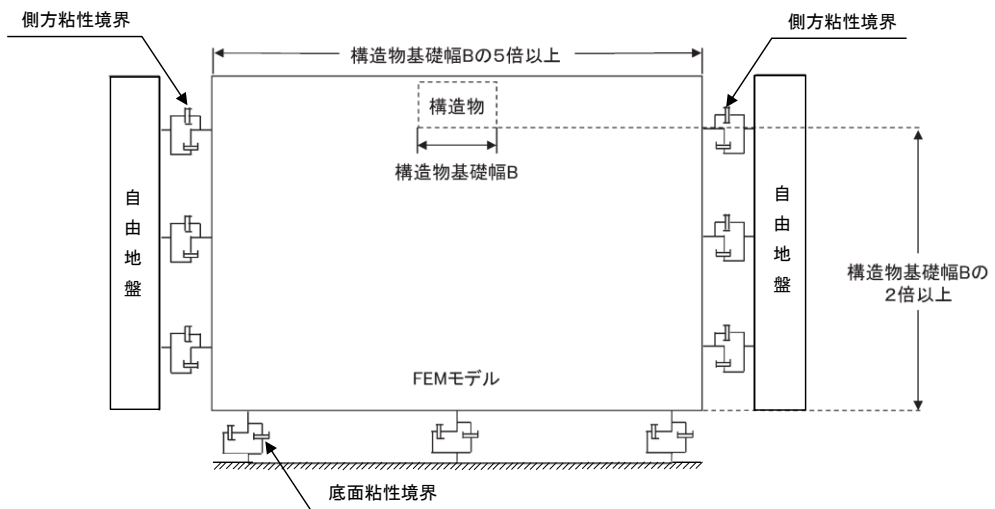


図 4.1.2-11 地震応答解析における境界条件の概念図

- c. 構造物のモデル化
構造物のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 地盤のモデル化
地盤のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. ジョイント要素の設定
ジョイント要素の設定については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- f. 海水のモデル化
海水のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- g. 使用材料及び材料の物性値
使用材料及び材料の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- h. 地盤及び改良地盤の物性値
地盤及び改良地盤の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- i. 地下水位
地下水位については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(4) 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.2.10 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 重力擁壁

重力擁壁の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

b. 改良地盤

改良地盤の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 止水目地

止水目地の重畳時の評価について，法線直交方向及び法線方向ともに，重畳時による最大変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は，図 4.1.2-12 に示すとおり，防波壁（波返重力擁壁）における重畳時の変位量とし，保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し，時刻歴最大の変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は，余震荷重のみによって生じるが，余震荷重は地震荷重に包絡されることから，保守的に重畳時において変位が最大となる④-④断面に直交する縦断方向の断面である⑦-⑦断面の相対変位を考慮する。隣接する防波壁（波返重力擁壁）の天端間の相対変位とする。

止水目地の変形量の算定方法を表 4.1.2-2 に示す。

x 方向（法線直交方向）の変位 δ_x : $\delta_x = |\delta_x(T)| \times 2$

y 方向（法線方向）の変位 δ_y : $\delta_y = |\delta_y(T)|$

z 方向（深度方向）の変位 δ_z : $\delta_z = |\delta_z(T)| \times 2$

ここで，

$\delta_x(T)$: x 方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$: y 方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$: z 方向の最大相対変位

法線直交方向，法線方向及び深度方向の変位量を用い，下式のとおり合成方向（3 方向合成）の変位量を求め，重畳時の止水目地の最大変位とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

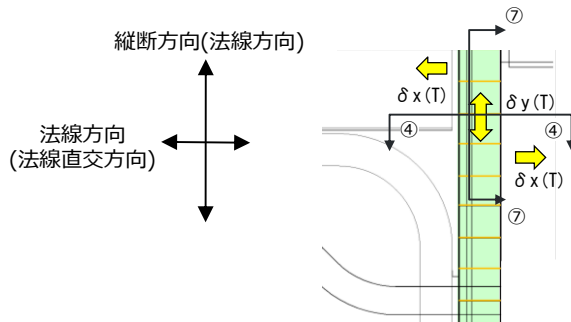


図 4.1.2-12 重畳時の変位の概念図

表 4.1.2-3 重畳時に対する止水目地の変形量の算定方法

| 対象断面 | δ_x, δ_z | δ_y |
|-------|---|---|
| ②-②断面 | ②-②断面の防波壁(波返重力擁壁)天端とケーソン下端との相対変位(δ_x 及び δ_z)の2倍 | ⑦-⑦断面の防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位 (法線方向の変位が最大となる基準地震動 S_s における最大変位量を考慮) |
| ③-③断面 | ③-③断面の防波壁(波返重力擁壁)天端とケーソン下端との相対変位(δ_x 及び δ_z)の2倍 | |
| ④-④断面 | ④-④断面の防波壁(波返重力擁壁)天端とケーソン下端との相対変位(δ_x 及び δ_z)の2倍 | |

4.2 評価条件

4.2.1 津波時

「3. 強度評価」に用いる津波時の評価条件を表 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 565 | kN |
| | 固定荷重 (ケーソン) | 3237 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P_t | 遡上津波荷重 (EL 6.5m) | 92.42 | kN/m ² |
| P_s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P_k | 風荷重 | 2.117 | kN/m ² |
| P_c | 衝突荷重 | 430 | kN/m |
| γ_w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

表 4.2.1-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 565 | kN |
| | 固定荷重 (ケーソン) | 1967 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P_t | 遡上津波荷重 (EL 6.5m) | 92.42 | kN/m ² |
| P_s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P_k | 風荷重 | 2.117 | kN/m ² |
| P_c | 衝突荷重 | 450 | kN/m |
| γ_w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

表 4.2.1-1(3) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 491 | kN |
| | 固定荷重 (ケーソン) | 3542 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P_t | 遡上津波荷重 (EL 8.5m) | 62.12 | kN/m ² |
| P_s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P_k | 風荷重 | 2.117 | kN/m ² |
| P_c | 衝突荷重 | 430 | kN/m |
| γ_w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

表 4.2.1-1(4) 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 383 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P_t | 遡上津波荷重 (EL 7.5m) | 77.27 | kN/m ² |
| P_s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P_k | 風荷重 | 1.764 | kN/m ² |
| P_c | 衝突荷重 | 810 | kN/m |
| γ_w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

4.2.2 重畳時

「3. 強度評価」に用いる重畳時の評価条件を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|----------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 565 | kN |
| | 固定荷重 (ケーソン) | 3237 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P _t | 遡上津波荷重 (EL 0.58m) | 48.00 | kN/m ² |
| P _s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P _k | 風荷重 | 2.117 | kN/m ² |
| γ _w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

表 4.2.2-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|----------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 565 | kN |
| | 固定荷重 (ケーソン) | 1967 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P _t | 遡上津波荷重 (EL 0.58m) | 48.00 | kN/m ² |
| P _s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P _k | 風荷重 | 2.117 | kN/m ² |
| γ _w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

表 4.2.2-1(3) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-----------------------|-------|--------------------|
| G | 固定荷重 (重力擁壁) | 491 | kN |
| | 固定荷重 (ケーソン) | 3542 | kN |
| P | 積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重) | 250 | kN/m |
| P_t | 遡上津波荷重 (EL 0.58m) | 48.00 | kN/m ² |
| P_s | 積雪荷重 | 0.7 | kN/m ² |
| P_k | 風荷重 | 2.117 | kN/m ² |
| γ_w | 海水の単位体積重量 | 10.1 | kN/m ³ |
| ρ | 海水の密度 | 1.03 | ton/m ³ |

4.3 評価結果

4.3.1 津波時

(1) 重力擁壁

a. 重力擁壁の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査

重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-1 に、重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-2 に、重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.1-3 にそれぞれ示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-1(1) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(②-②断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -5200 | 793 | 3.3 | 13.5 | 0.25 |

表 4.3.1-1(2) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(③-③断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -5182 | 846 | 3.1 | 13.5 | 0.24 |

表 4.3.1-1(3) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(④-④断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -3113 | 666 | 2.5 | 13.5 | 0.19 |

表 4.3.1-1(4) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(⑤-⑤断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -4066 | 707 | 3.6 | 13.5 | 0.27 |

表 4.3.1-2(1) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(②-②断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -5200 | 793 | 123.2 | 294 | 0.42 |

表 4.3.1-2(2) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(③-③断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -5182 | 846 | 105.9 | 294 | 0.36 |

表 4.3.1-2(3) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(④-④断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -3113 | 666 | 89.2 | 294 | 0.31 |

表 4.3.1-2(4) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(⑤-⑤断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| -4066 | 707 | 135.7 | 294 | 0.47 |

表 4.3.1-3(1) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(②-②断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 | 短期許容 応力度 | 照査値 |
|----------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------|
| せん断力 Q (kN) | τ_c (N/mm ²) | τ_{a1} (N/mm ²) | τ_c / τ_{a1} |
| 1232 | 0.32 | 0.64 | 0.50 |

表 4.3.1-3(2) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(③-③断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 | 短期許容 応力度 | 照査値 |
|----------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------|
| せん断力 Q (kN) | τ_c (N/mm ²) | τ_{a1} (N/mm ²) | τ_c / τ_{a1} |
| 1218 | 0.31 | 0.64 | 0.49 |

表 4.3.1-3(3) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(④-④断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 | 短期許容 応力度 | 照査値 |
|----------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------|
| せん断力 Q (kN) | τ_c (N/mm ²) | τ_{a1} (N/mm ²) | τ_c / τ_{a1} |
| 1060 | 0.31 | 0.67 | 0.46 |

表 4.3.1-3(4) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(⑤-⑤断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 | 短期許容 応力度 | 照査値 |
|----------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------|
| せん断力 Q (kN) | τ_c (N/mm ²) | τ_{a1} (N/mm ²) | τ_c / τ_{a1} |
| 1128 | 0.42 | 0.67 | 0.63 |

(2) H形鋼

H形鋼のせん断破壊に対する照査値を表 4.3.1-4 に示す。この結果から、H形鋼に発生する応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-4 H形鋼のせん断破壊に対する最大照査値 (⑤-⑤断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 | 短期許容 応力度 | 照査値 |
|--------------------|-------------------------------|----------------------------------|--------------------|
| せん断力 Q_H (kN) | τ_H (N/mm ²) | τ_{Ha} (N/mm ²) | τ_H/τ_{Ha} |
| 1128 | 84.8 | 157 | 0.55 |

(3) MMR

②-②断面、③-③断面及び④-④断面において、MMRのすべり安全率による評価を行った。

MMRのすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-5 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-1 に示す。

この結果から、MMRの最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-5(1) MMRのすべり安全率評価結果 (②-②断面)

| 最小すべり安全率 |
|----------|
| 70.17 |

表 4.3.1-5(2) MMRのすべり安全率評価結果 (③-③断面)

| 最小すべり安全率 |
|----------|
| 100.00 |

表 4.3.1-5(3) MMRのすべり安全率評価結果 (④-④断面)

| 最小すべり安全率 |
|----------|
| 60.80 |

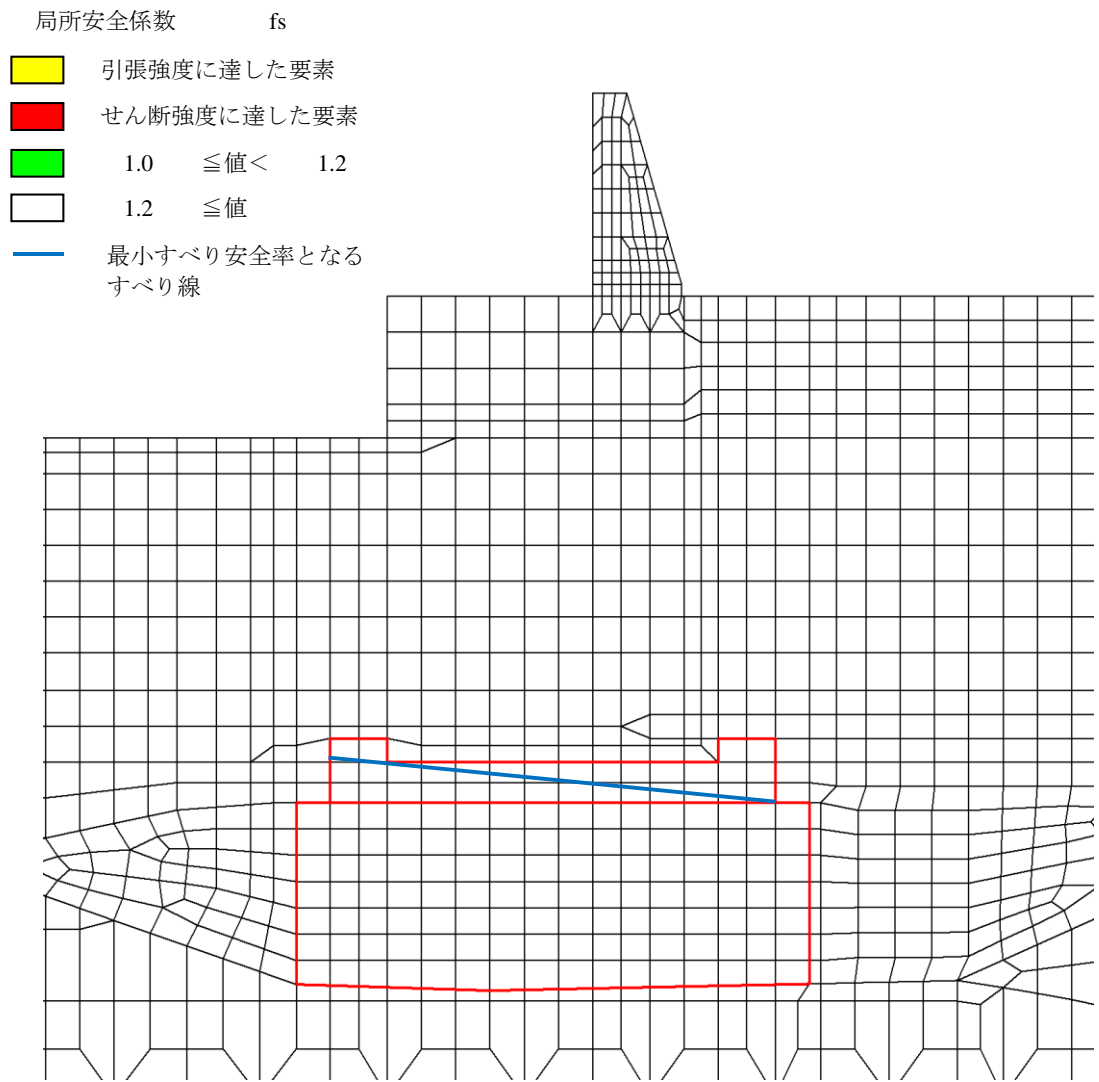


図 4.3.1-1(1) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(②-②断面)

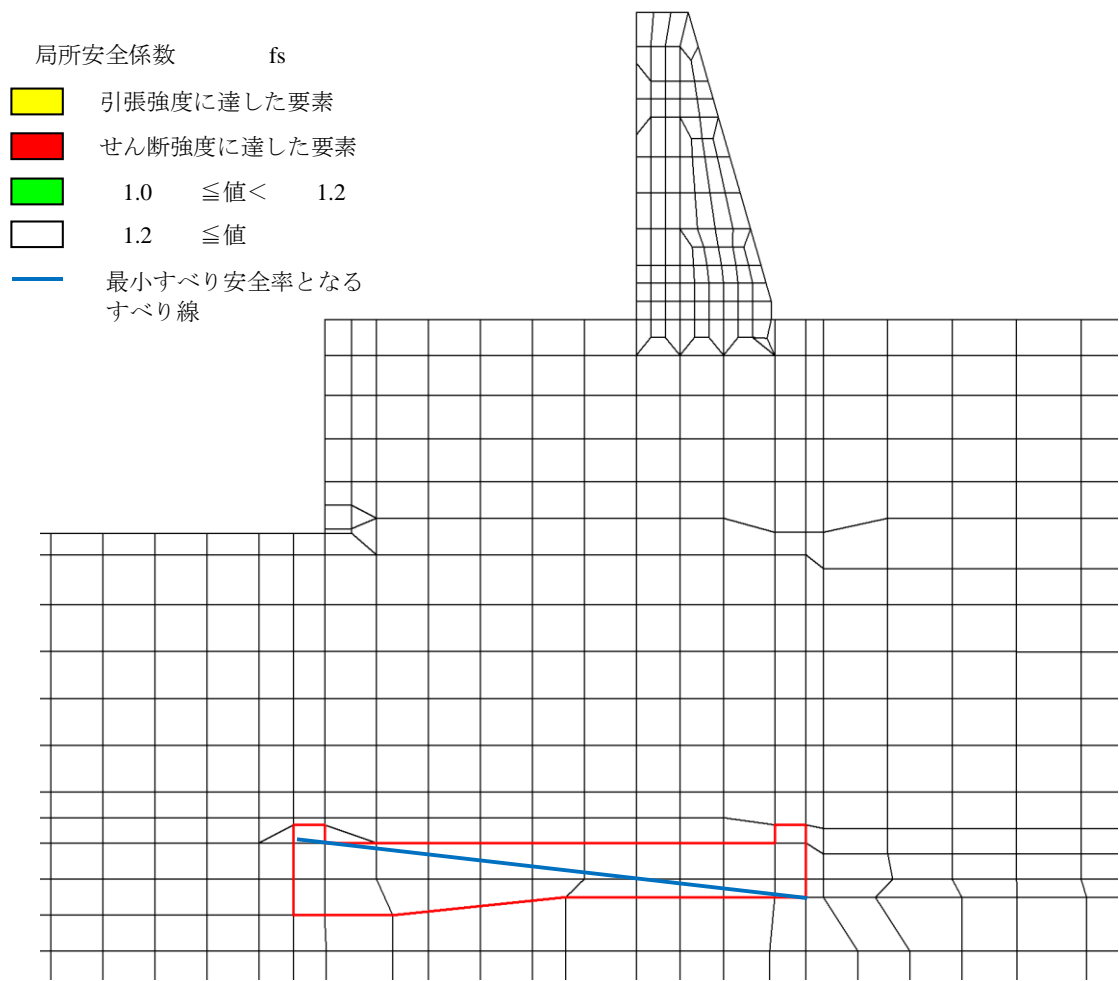


図 4.3.1-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(③-③断面)

- 局所安全係数 f_s
- 引張強度に達した要素
 - せん断強度に達した要素
 - $1.0 \leq \text{値} < 1.2$
 - $1.2 \leq \text{値}$
 - 最小すべり安全率となるすべり線

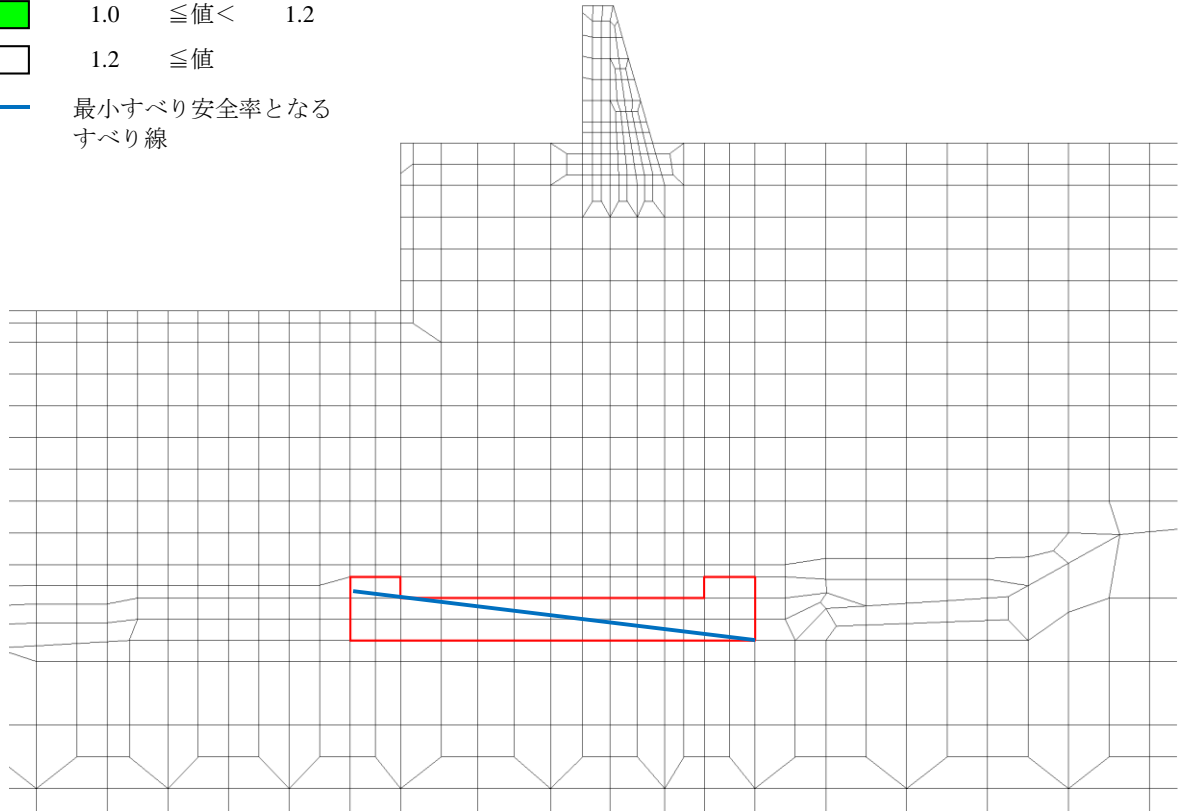


図 4.3.1-1(3) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(④-④断面)

(4) 改良地盤⑥

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-6 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-2 に示す。

これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-6 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

| |
|----------|
| 最小すべり安全率 |
| 25.00 |

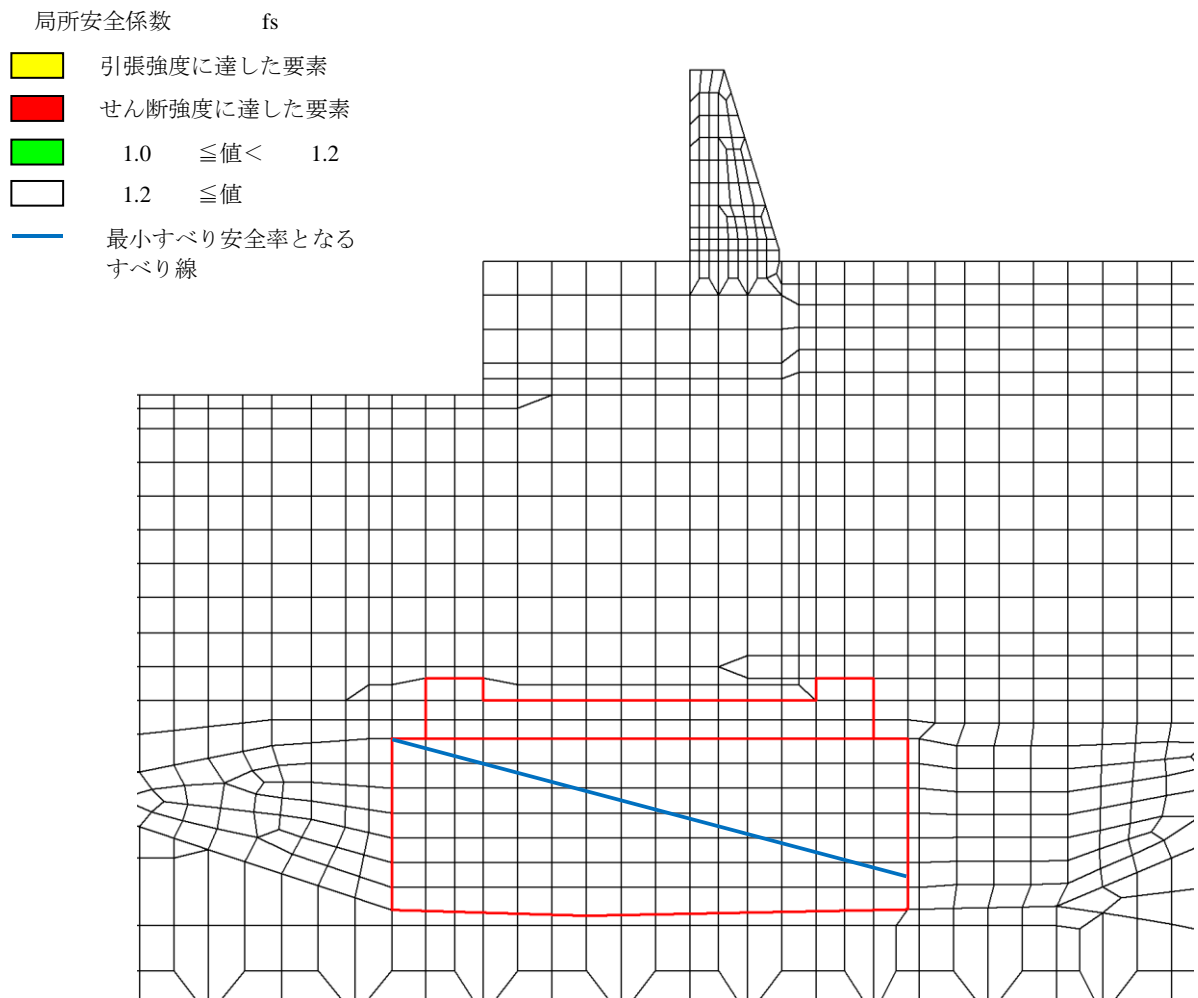


図 4.3.1-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面)

(5) 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 4.3.1-7 に示す。

この結果から、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-7(1) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (②-②断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δ_x : 横断方向 | 37 | — |
| δ_z : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (2方向合成) | 75 | 1960 |

表 4.3.1-7(2) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (③-③断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δ_x : 横断方向 | 107 | — |
| δ_z : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (2方向合成) | 215 | 1960 |

表 4.3.1-7(3) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (④-④断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δ_x : 横断方向 | 19 | — |
| δ_z : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (2方向合成) | 39 | 1960 |

表 4.3.1-7(4) 止水目地設置箇所^⑤の津波時相対変位量 (⑤-⑤断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δ_x : 横断方向 | 3 | — |
| δ_z : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (2方向合成) | 7 | 1960 |

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.1-8 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.1-3 に示す。

この結果から、防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-8(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 支圧強度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.9 | 24.0 | 0.04 |

表 4.3.1-8(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.2 | 3.0 | 0.08 |

表 4.3.1-8(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.3 | 9.8 | 0.04 |

表 4.3.1-8(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 支圧強度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.2 | 24.0 | 0.01 |

表 4.3.1-8(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.7 | 9.8 | 0.07 |

表 4.3.1-8(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 支圧強度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.7 | 24.0 | 0.03 |

表 4.3.1-8(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.5 | 9.8 | 0.05 |

表 4.3.1-8(8) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1.5 | 9.8 | 0.16 |

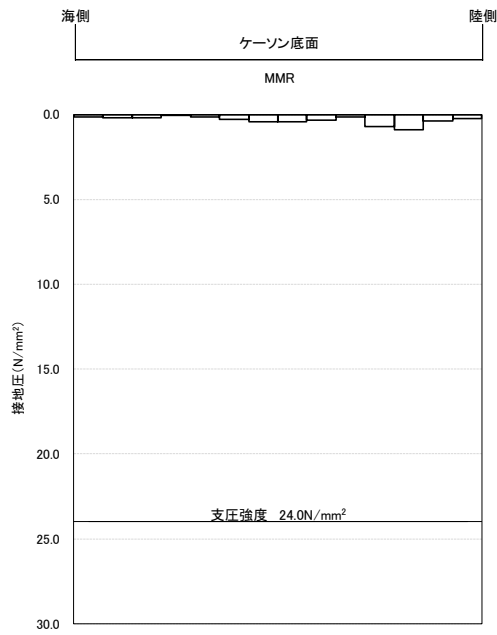


図 4.3.1-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

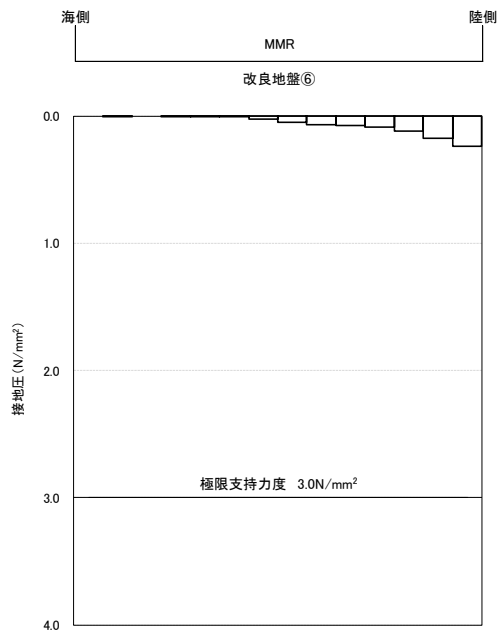


図 4.3.1-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

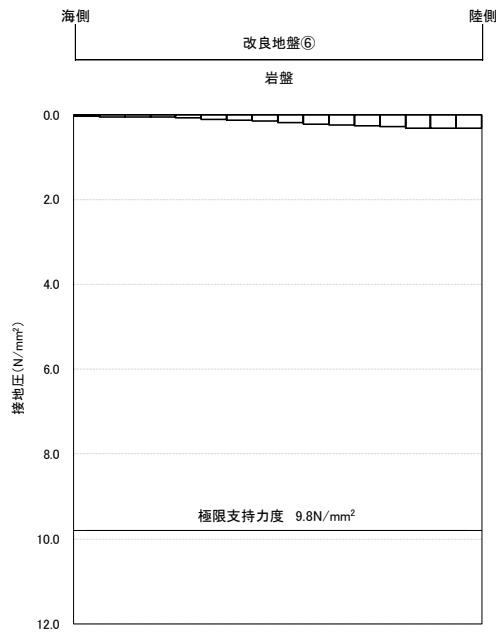


図 4.3.1-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

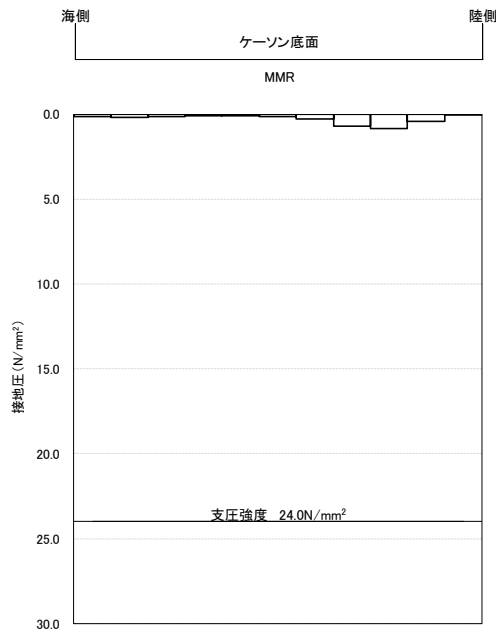


図 4.3.1-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

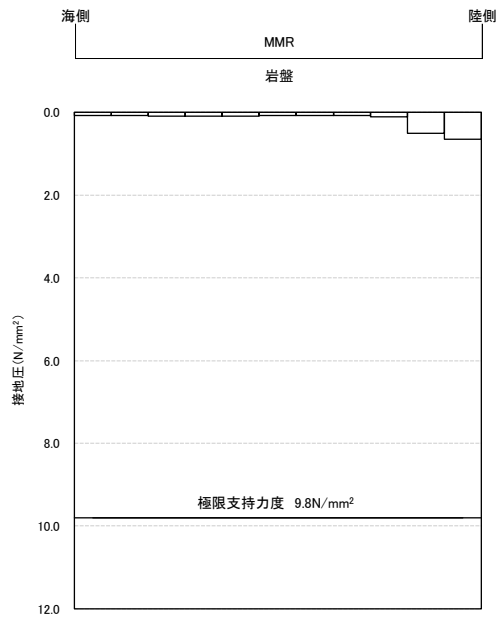


図 4.3.1-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

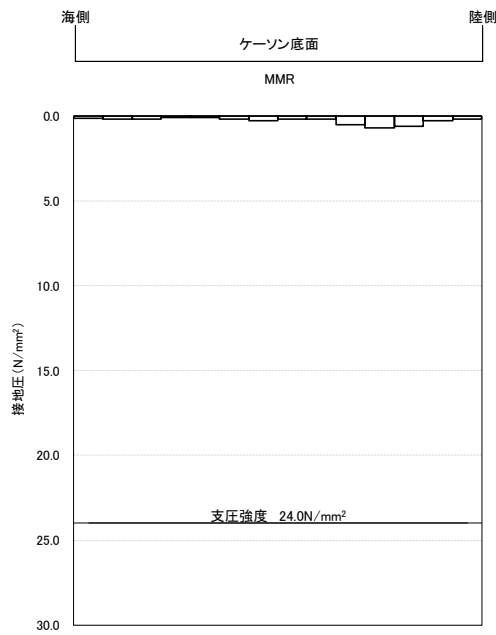


図 4.3.1-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

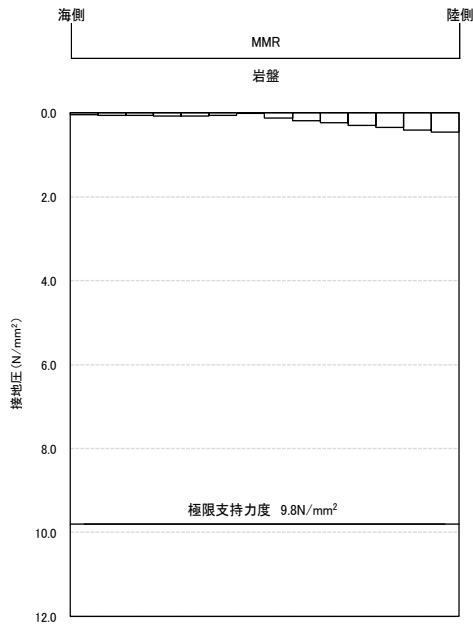


図 4.3.1-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

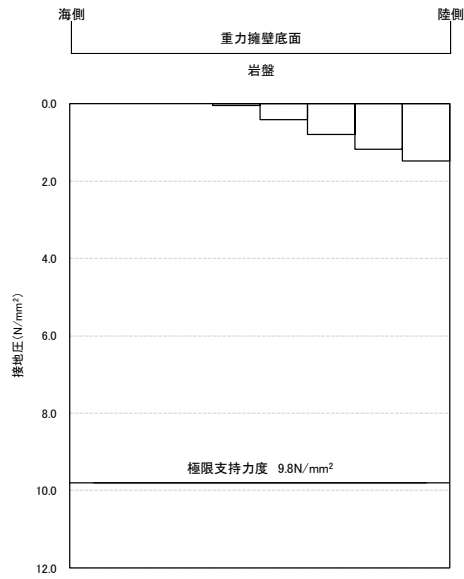


図 4.3.1-3(8) 基礎地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)

4.3.2 重畳時

(1) 重力擁壁

a. 重力擁壁の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査

重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.2-1 に、重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.2-2 に、重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.2-3 にそれぞれ示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-1(1) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(②-②断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 2791 | 965 | 1.9 | 13.5 | 0.15 |

表 4.3.2-1(2) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(③-③断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 2848 | 1034 | 1.9 | 13.5 | 0.15 |

表 4.3.2-1(3) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(④-④断面)

| 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 2495 | 1083 | 2.1 | 13.5 | 0.16 |

表 4.3.2-2(1) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(②-②断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 2791 | 965 | 61.8 | 294 | 0.21 |

表 4.3.2-2(2) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(③-③断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 2848 | 1034 | 57.3 | 294 | 0.20 |

表 4.3.2-2(3) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(④-④断面)

| 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 2495 | 1083 | 62.5 | 294 | 0.22 |

表 4.3.2-3(1) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(②-②断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_{a1} |
|----------------|---|---|---------------------------|
| せん断力 Q (kN) | | | |
| 610 | 0.16 | 0.64 | 0.25 |

表 4.3.2-3(2) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(③-③断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_{a1} |
|----------------|---|---|---------------------------|
| せん断力 Q (kN) | | | |
| 506 | 0.13 | 0.64 | 0.21 |

表 4.3.2-3(3) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(④-④断面)

| 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_{a1} |
|----------------|---|---|---------------------------|
| せん断力 Q (kN) | | | |
| 461 | 0.13 | 0.67 | 0.20 |

(2) MMR

MMRのすべり安全率による評価結果を表4.3.2-4に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図4.3.2-1に示す。

これらの結果から、MMRの最小すべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表4.3.2-4(1) MMRのすべり安全率評価結果(②-②断面)

| |
|----------|
| 最小すべり安全率 |
| 15.86 |

表4.3.2-4(2) MMRのすべり安全率評価結果(③-③断面)

| |
|----------|
| 最小すべり安全率 |
| 29.49 |

表4.3.2-4(3) MMRのすべり安全率評価結果(④-④断面)

| |
|----------|
| 最小すべり安全率 |
| 13.73 |

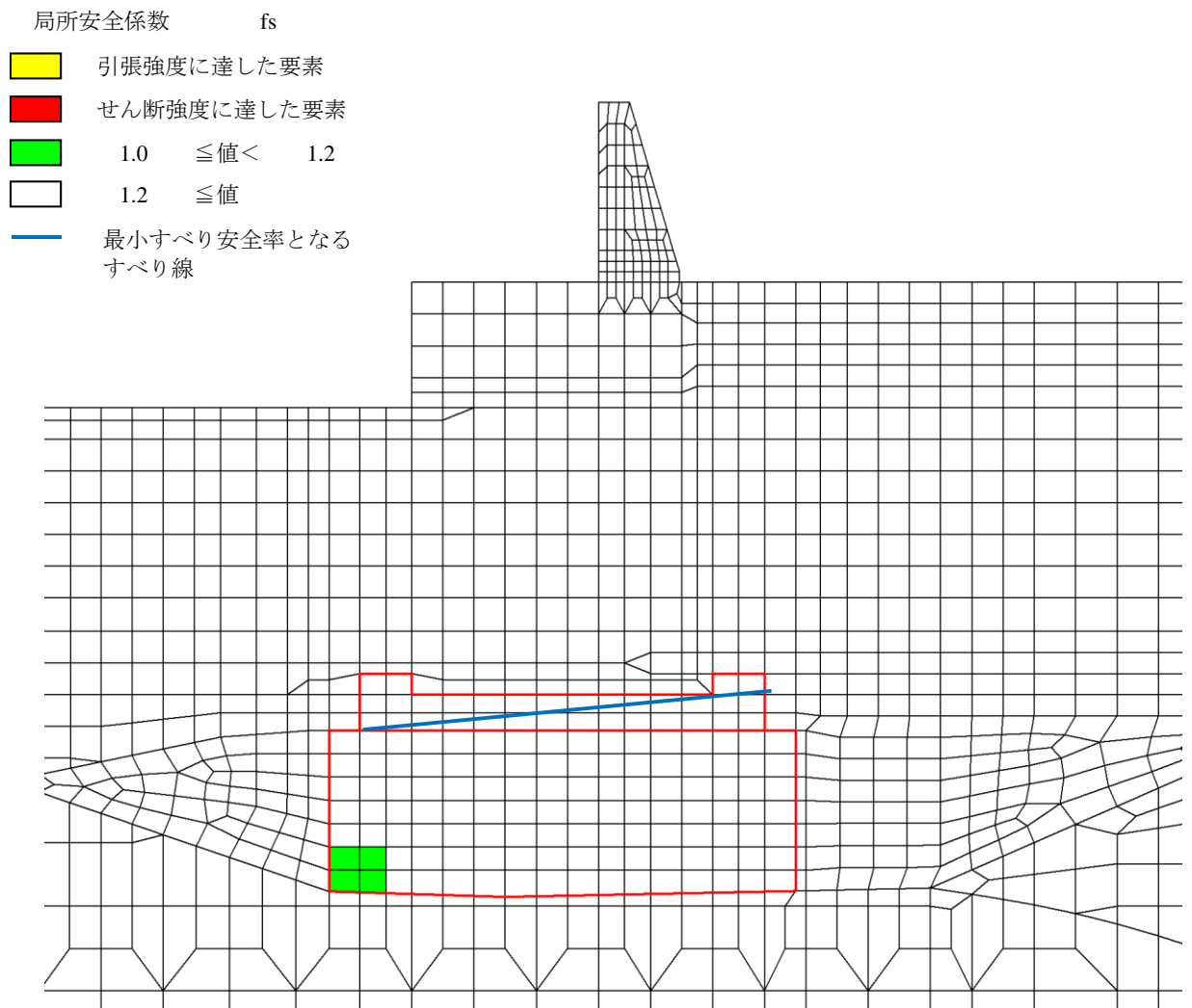


図 4.3.2-1(1) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(②-②断面)

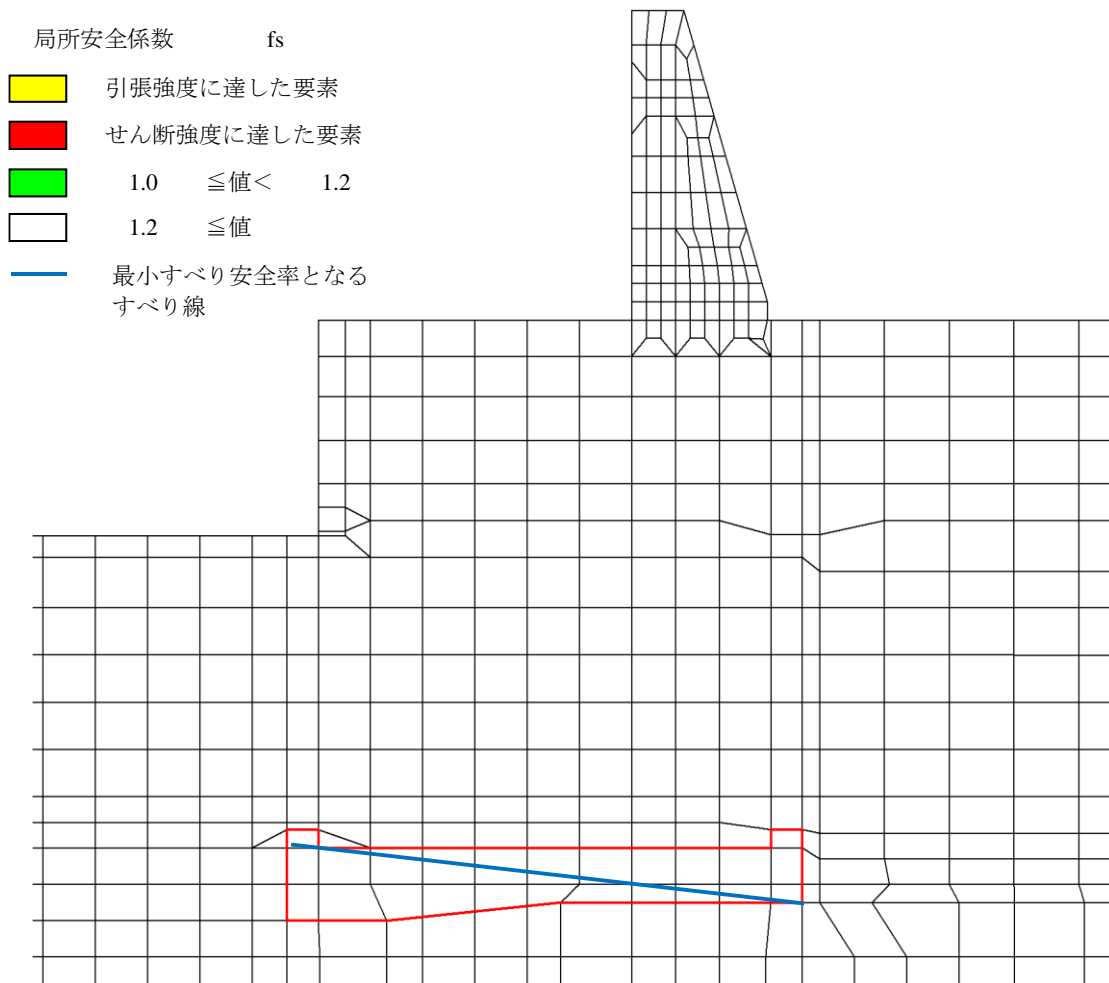


図 4.3.2-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(③-③断面)

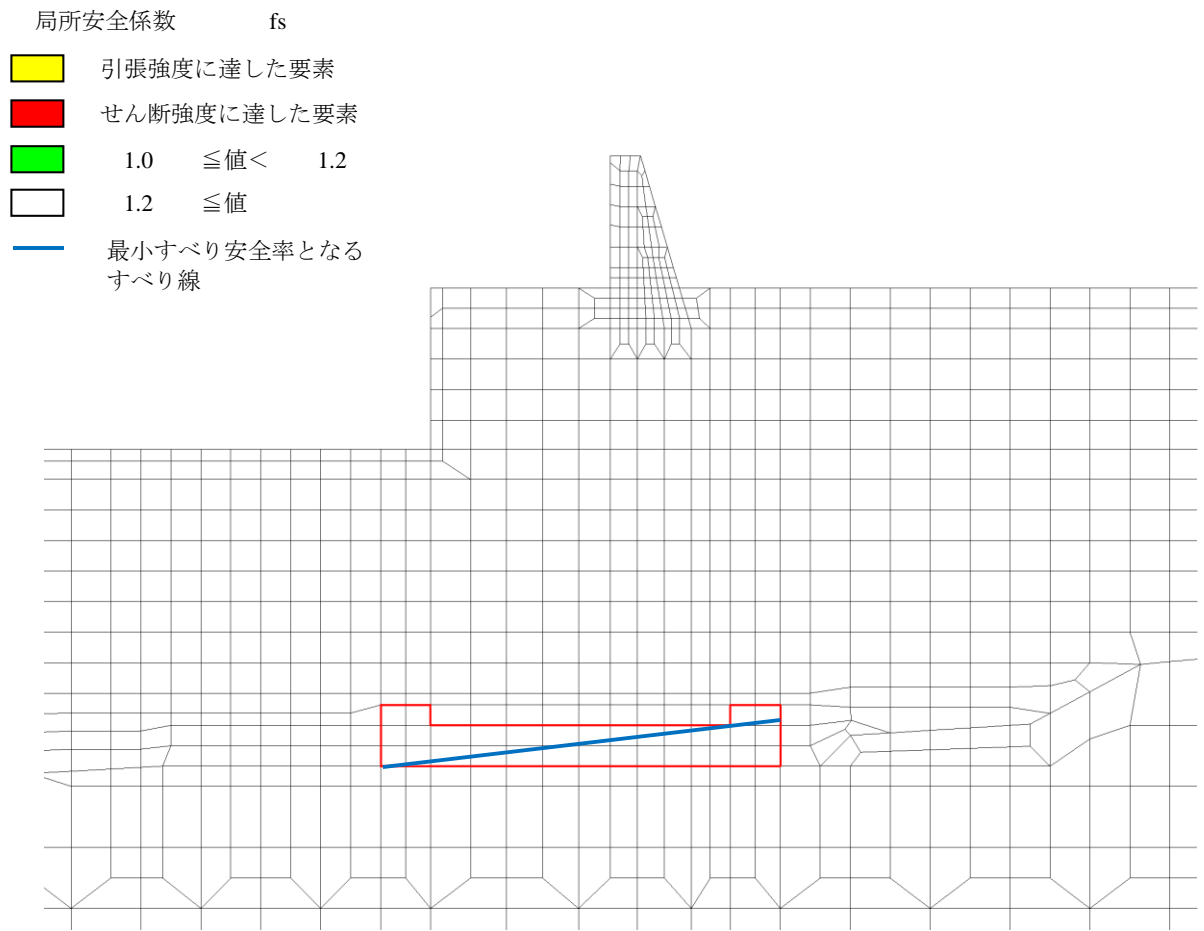


図 4.3.2-1 (3) MMRの最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(④-④断面)

(3) 改良地盤⑥

a. 評価結果

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.2-5 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 4.3.2-2 に示す。これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.2-5 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

| |
|----------|
| 最小すべり安全率 |
| 3.40 |

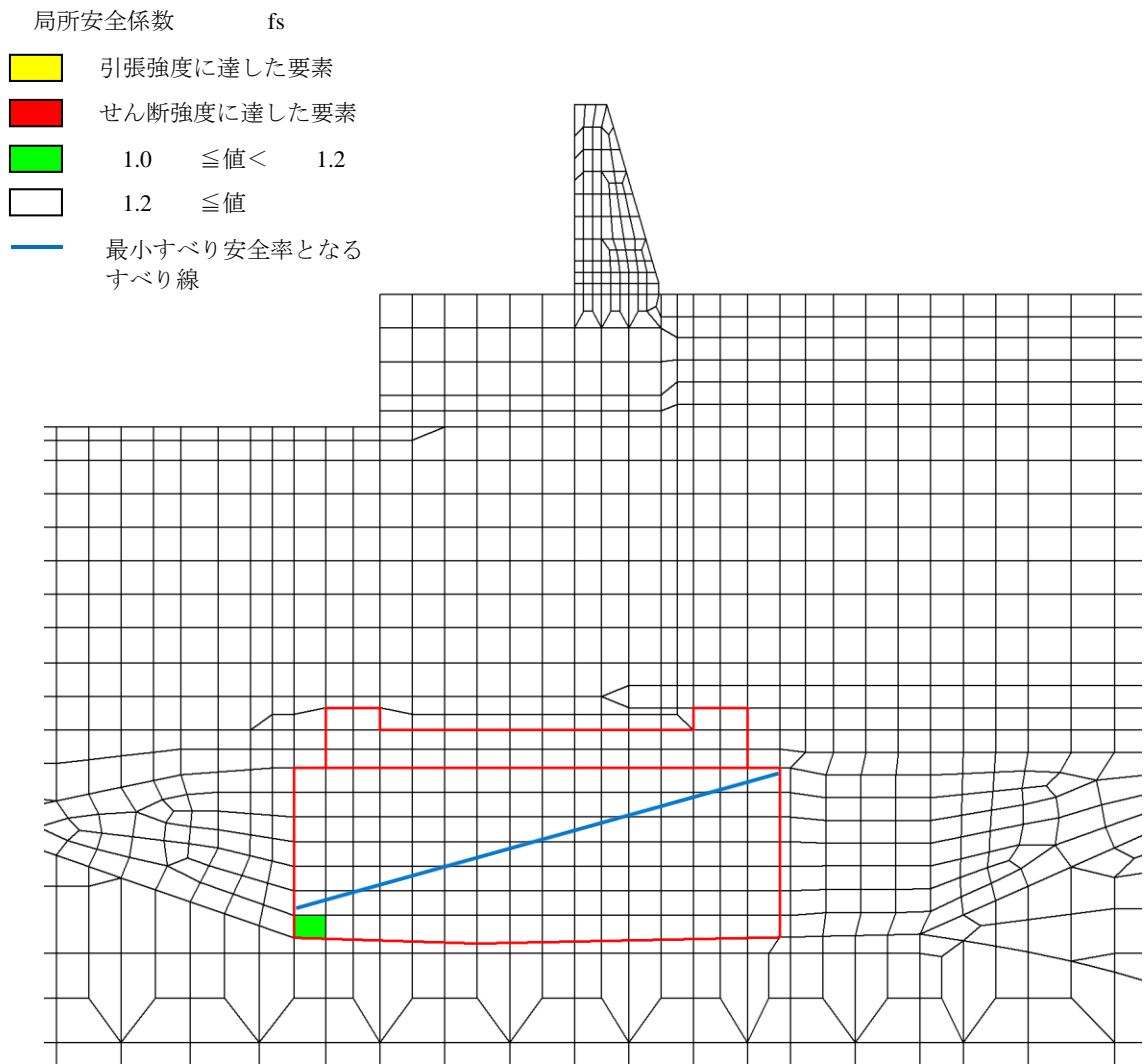


図 4.3.2-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面)

(4) 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 4.3.2-6 に示す。

止水目地の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-6(1) 止水目地設置個所の重畳時変位量(②-②断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δx : 横断方向 | 54 | — |
| δy : 縦断方向 | 58 | — |
| δz : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (3方向合成) | 123 | 1960 |

表 4.3.2-6(2) 止水目地設置個所の重畳時変位量(③-③断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δx : 横断方向 | 22 | — |
| δy : 縦断方向 | 58 | — |
| δz : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (3方向合成) | 73 | 1960 |

表 4.3.2-6(3) 止水目地設置個所の重畳時変位量(④-④断面)

| 方向 | 津波時相対変位量 (mm) | 許容限界 (mm) |
|-------------------|------------------|--------------|
| δ_x : 横断方向 | 67 | — |
| δ_y : 縦断方向 | 58 | — |
| δ_z : 鉛直方向 | 1 | — |
| 合成方向 (3方向合成) | 147 | 1960 |

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.2-7 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-7(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 支圧強度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1.2 | 24.0 | 0.06 |

表 4.3.2-7(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1.5 | 3.0 | 0.49 |

表 4.3.2-7(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.9 | 9.8 | 0.09 |

表 4.3.2-7(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 支圧強度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 0.5 | 24.0 | 0.03 |

表 4.3.2-7(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1.1 | 9.8 | 0.11 |

表 4.3.2-7(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 支圧強度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1.5 | 24.0 | 0.07 |

表 4.3.2-7(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

| 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1.3 | 9.8 | 0.14 |

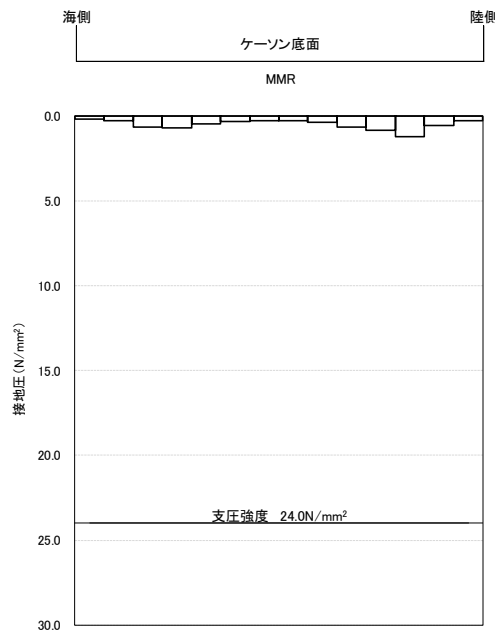


図 4.3.2-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

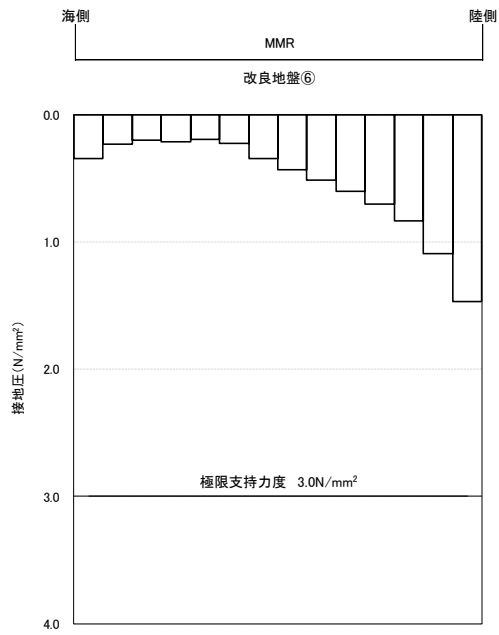


図 4.3.2-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

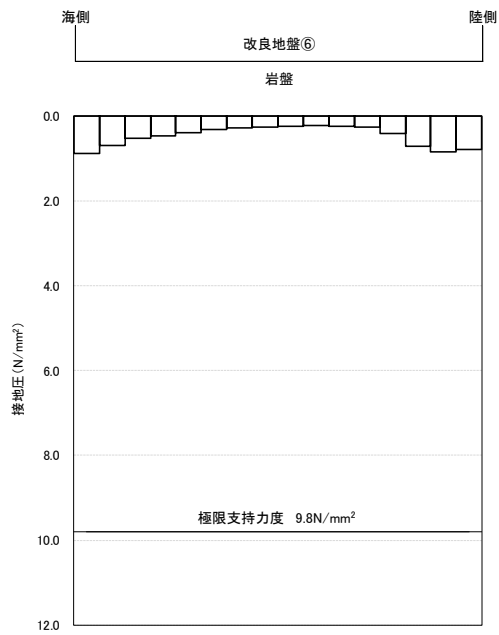


図 4.3.2-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

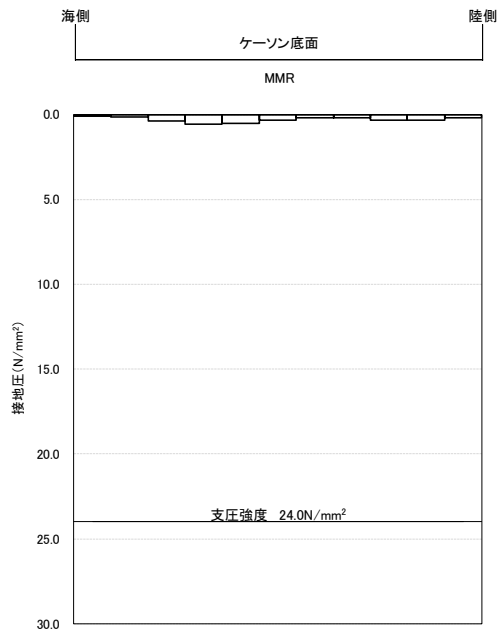


図 4.3.2-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

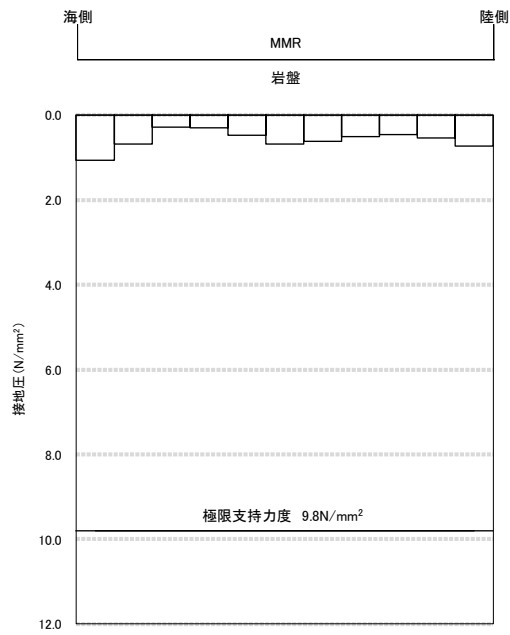


図 4.3.2-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

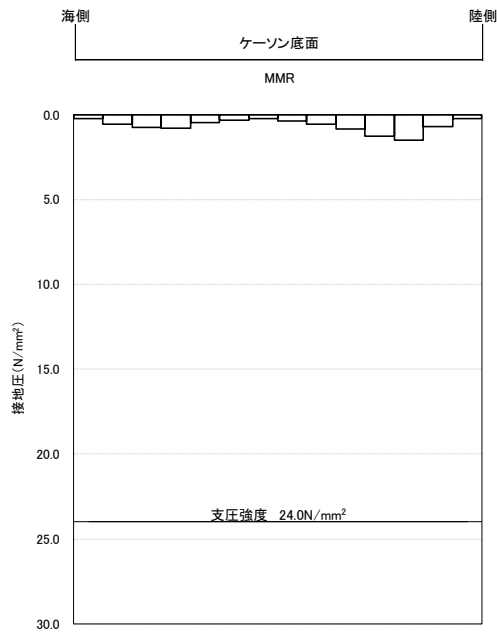


図 4.3.2-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

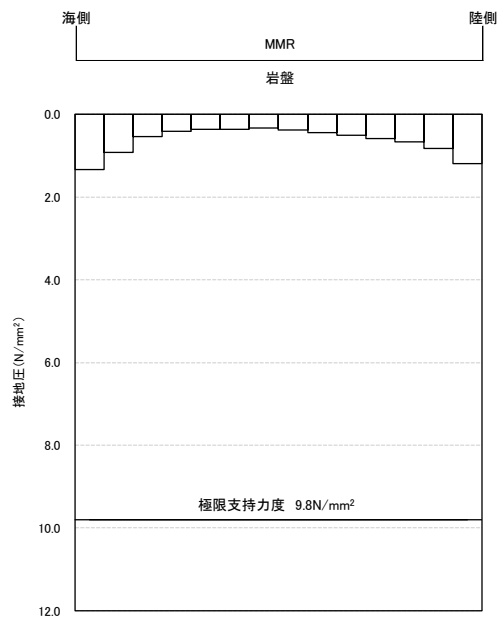


図 4.3.2-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

5. 3次元構造解析

5.1 解析方法

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンは、複数の隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により強度評価を行う。

3次元構造解析には、解析コード「FINAS/STAR」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3次元構造解析は、常時応力解析を行い、そのうえで津波時又は重畳時における解析を行う。

津波時における3次元構造解析の作用荷重は、常時荷重として水圧、土圧並びに風荷重・積雪荷重を入力し、津波時の荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」の遡上津波荷重及び衝突荷重を3次元構造解析モデルに入力することで、ケーソンの強度評価を実施する。

重畳時における3次元構造解析の作用荷重は、常時荷重として水圧、土圧並びに風荷重・積雪荷重を入力し、重畳時の荷重として「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」による遡上津波荷重、余震荷重による土圧及び慣性力を3次元構造解析モデルに入力する。

ケーソン並びに放水路ケーソンのうち頂版、側壁及び底版は、重力擁壁を支持する機能及び遮水性を保持する機能を有する必要があることから、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまることを確認するために、3次元線形構造解析による強度評価を行う。また、放水路ケーソンのうち隔壁は、重力擁壁を支持する機能を有する必要があることから、構造強度を有することを確認するために、3次元線形構造解析を行い、3次元線形構造解析による許容限界を超える場合は、3次元非線形構造解析による強度評価を行う。評価フローを図 5.1.1-1 に示す。

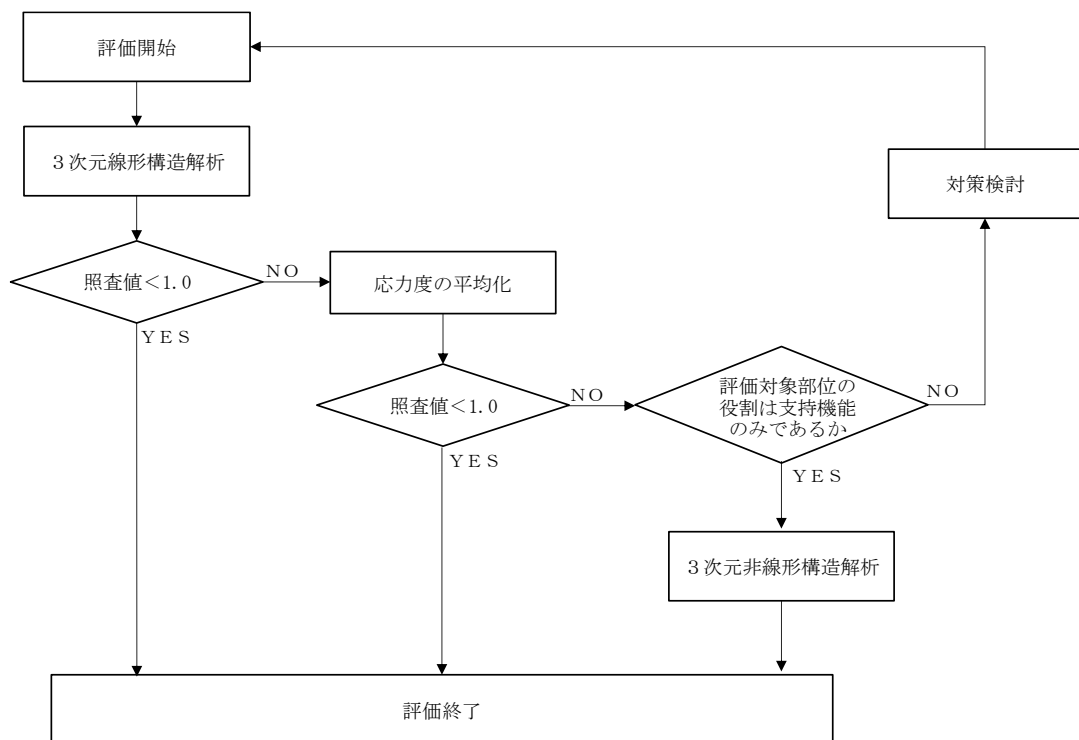


図 5.1.1-1 ケーソンの評価フロー図

5.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき設定する。

5.3 解析モデル及び諸元

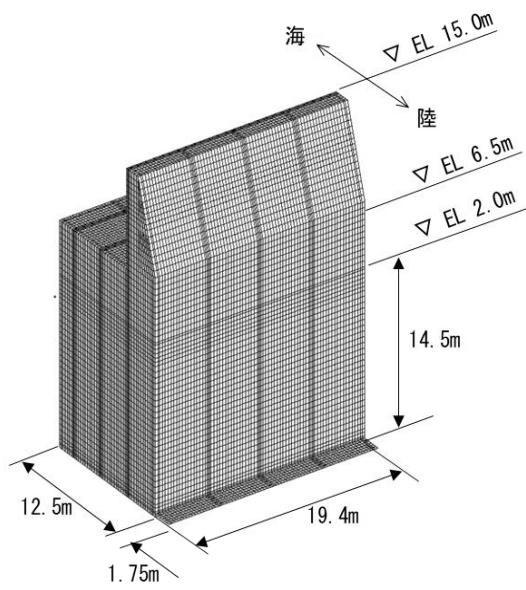
5.3.1 構造物のモデル化

(1) ②-②断面及び④-④断面

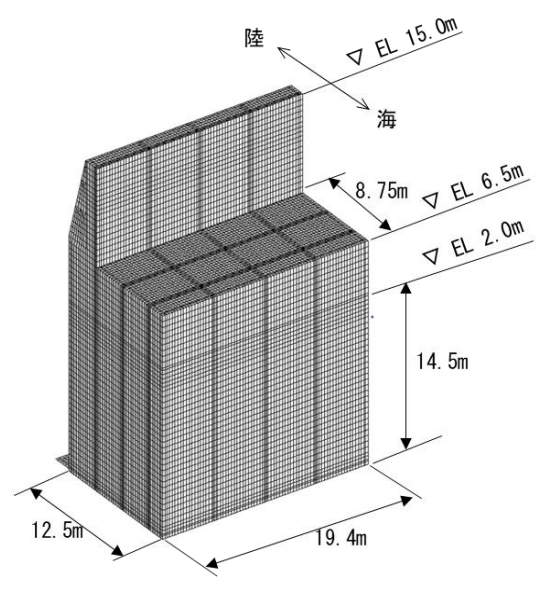
3次元線形構造解析モデルにおいて、ケーソンは線形シェル要素でモデル化し、重力擁壁及び中詰材（中詰コンクリート又は中詰材改良体）については線形ソリッド要素でモデル化する。使用要素一覧を表 5.3.1-1 に、3次元線形構造解析モデルを図 5.3.1-1 及び図 5.3.1-2 に、境界条件を表 5.3.1-2 に示す。

表 5.3.1-1 使用要素一覧

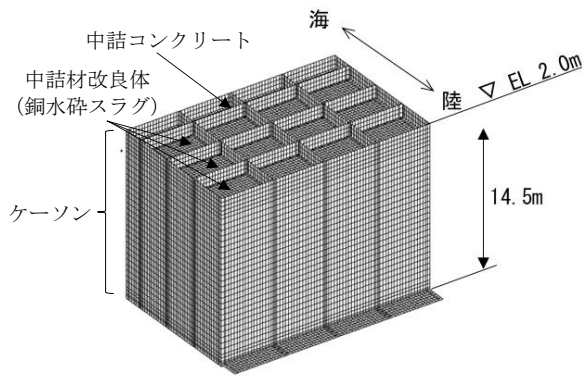
| 部位 | 使用要素 |
|-------------|----------|
| ケーソン | 線形シェル要素 |
| 重力擁壁 中詰材 | 線形ソリッド要素 |
| 地盤 | 地盤ばね |



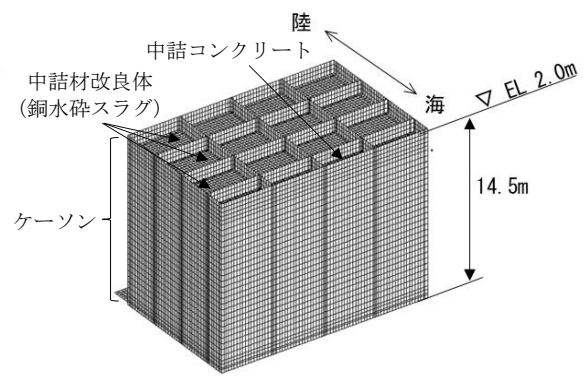
モデル全体図（陸側）



モデル全体図（海側）



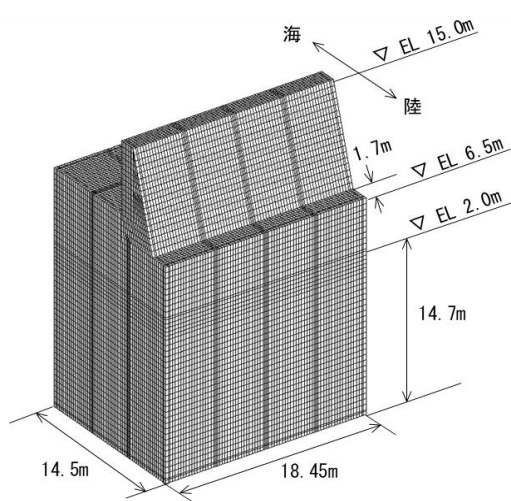
ケーソンのモデル図（陸側）*



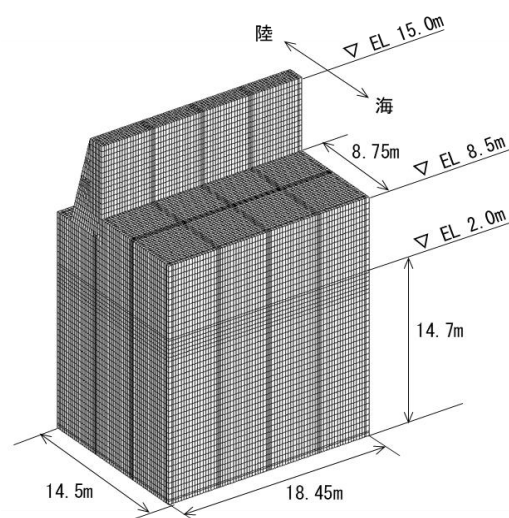
ケーソンのモデル図（海側）*

注記*：重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

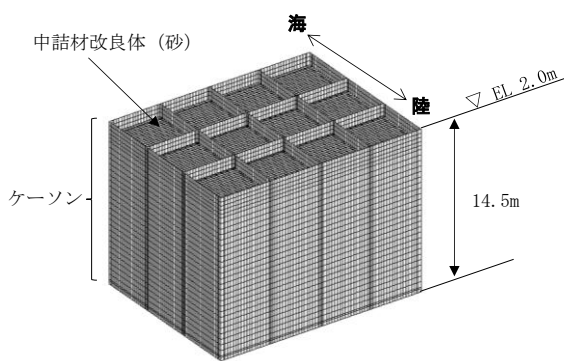
図 5.3.1-1 3次元線形構造解析モデル（②-②断面）



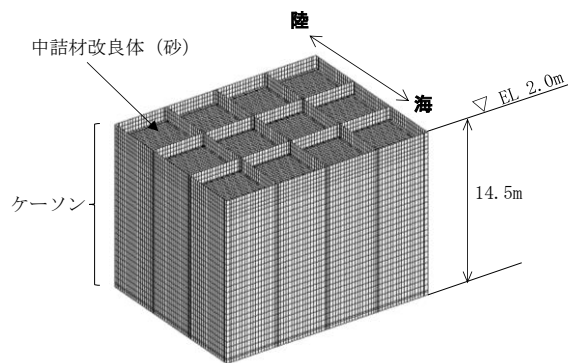
モデル全体図 (陸側)



モデル全体図 (海側)



ケーソンのモデル図 (陸側) *



ケーソンのモデル図 (海側) *

注記* : 重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

図 5.3.1-2 3次元線形構造解析モデル (④-④断面)

表 5.3.1-2 境界条件

| 部材・材料 | 境界条件 |
|-------|----------------------|
| 底版 | 地盤ばね |
| 前壁 | 拘束なし |
| 後壁 | |
| 側壁 | 拘束なし |
| 中詰材 | 前壁，側壁，後壁，隔壁及び底版と節点共有 |
| 重力擁壁 | 各部材と節点共有 |

(2) ③-③断面

(a) 3次元線形構造解析

②-②断面及び④-④断面の壁部材の部材厚と比較し、③-③断面の部材厚が大きいことから、③-③断面については、線形ソリッド要素でモデル化する。なお、部材内にもH形鋼が含まれているが、保守的にH形鋼を考慮せず、各部材を無筋コンクリートとして評価を実施する。使用要素一覧を表 5.3.1-3 に、3次元線形構造解析モデルを図 5.3.1-3 に、境界条件を表 5.3.1-4 に示す。

表 5.3.1-3 使用要素一覧

| 部位 | 使用要素 |
|--------------|----------|
| 重力擁壁 ケーソン | 線形ソリッド要素 |
| 地盤 | 地盤ばね |

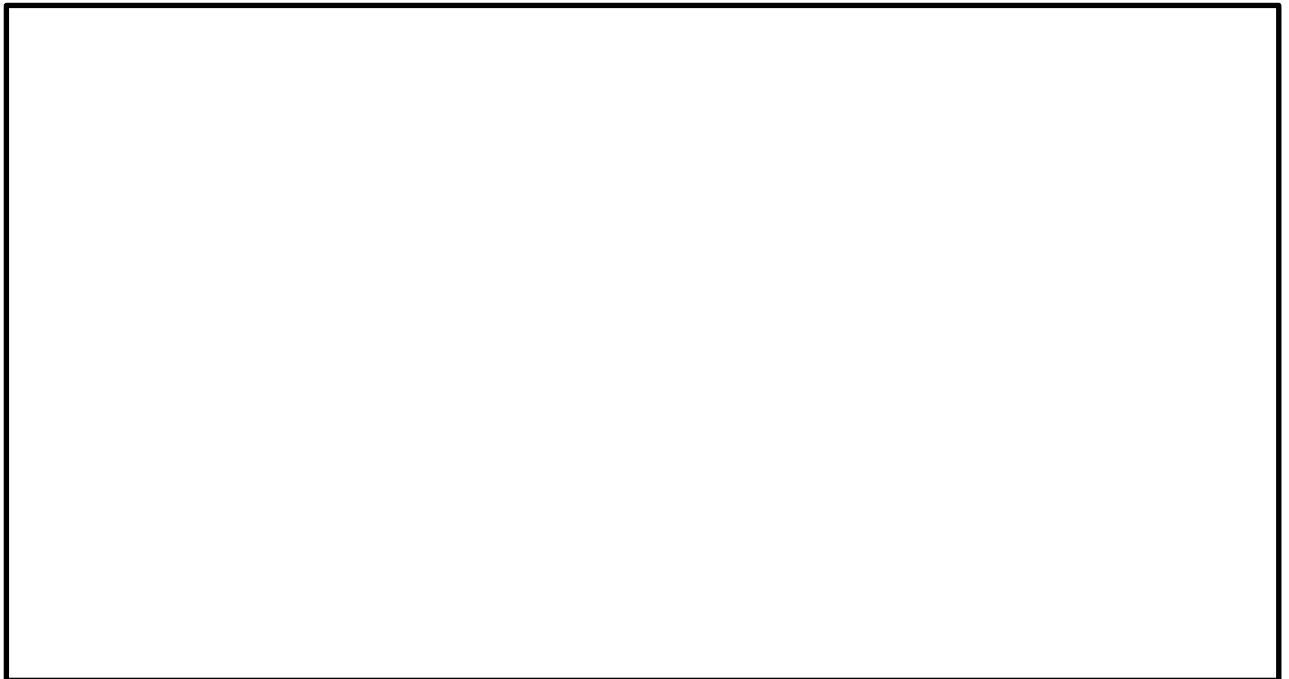


図 5.3.1-3 3次元線形構造解析モデル (③-③断面)

表 5.3.1-4 境界条件

| 部材 | 境界条件 |
|------|-----------|
| 底版 | 地盤ばね |
| 側壁 | 拘束なし |
| 隔壁 | |
| 頂版 | 重力擁壁と節点共有 |
| 重力擁壁 | 各部材と節点共有 |

(b) 3次元非線形構造解析

3次元非線形構造解析においては、3次元線形構造解析と同様にソリッド要素を用い、材料非線形特性を考慮するため、非線形ソリッド要素でモデル化する。鉄筋を有する隔壁のモデル化にあたっては、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。鉄筋を含まない底版、側壁及び頂版のモデル化にあたっては、部材内にH形鋼が含まれるが、すべて無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定する。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さのおおむね2倍程度とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

使用要素一覧を表 5.3.1-5 に示す。3次元構造解析モデルの要素分割及び境界条件については、3次元線形構造解析と同様とする。

なお、3次元非線形構造解析を実施する解析ケースは、3次元線形構造解析により隔壁に発生する応力が許容応力を上回った場合の解析ケースについて実施し、隔壁に発生するひずみが許容限界以下であることを確認する。

表 5.3.1-5 使用要素一覧

| 部位 | 使用要素 |
|---------|-----------|
| 重力擁壁 | 線形ソリッド要素 |
| 放水路ケーソン | 非線形ソリッド要素 |
| 地盤 | 地盤ばね |

5.3.2 地盤ばね

ケーソン底面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、ケーソンに作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定には、ケーソン直下のMMRの物性値を用いる。

ケーソン底面に設定する地盤ばねは、「道路橋示方書(平成14年)」に基づき設定し、構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。ケーソン底面に設定する地盤ばねを表5.3.2-1に示す。

放水路ケーソンにおいても、同様に設定する。

表 5.3.2-1 ケーソン底面に設定する地盤ばね

| | | ケーソン底面 |
|------------|----|--------|
| 常時 | 鉛直 | 地盤ばね |
| | 水平 | |
| 津波時 重畳時 | 鉛直 | 地盤ばね |
| | 水平 | |

(1) 鉛直方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、鉛直方向の地盤ばねを設定する。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (常時 : 4, 図 5.3.2-1 参照)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

| 変形係数 E_0 の推定方法 | 地盤反力係数の推定に用いる係数 α | |
|--|--------------------------|-----|
| | 常 時 | 地震時 |
| 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2 | 1 | 2 |
| 孔内水平載荷試験で測定した変形係数 | 4 | 8 |
| 供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数 | 4 | 8 |
| 標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数 | 1 | 2 |

図 5.3.2-1 変形係数 E_0 と α

(「道路橋示方書(平成 14 年)」に加筆)

b. 津波時及び重畳時

5.3.2(1)a. と同様に鉛直方向の地盤ばねを設定する。なお、地盤反力係数の推定に用いる係数 α は 8 とする。

(2) 水平方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで、

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (常時) (kN/m³)

b. 津波時及び重畳時

5.3.2(2)a. と同様に水平方向の地盤ばねを設定する。なお、基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は地震時のものを用いる。

5.3.3 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。

(1) ケーソン及び放水路ケーソン

a. ケーソン及び放水路ケーソン（3次元線形構造解析）

ケーソン及び放水路ケーソンの使用材料を表 5.3.3-1 に、材料の物性値を表

5.3.3-2 に示す。

表 5.3.3-1 使用材料

| 材料 | | 諸元 |
|--------|-------------------------|------------------------|
| コンクリート | 重力擁壁 (基部コンクリート) | 18.0 N/mm ² |
| | 重力擁壁 ケーソン 放水路ケーソン | 24.0 N/mm ² |
| 鉄筋 | | SD345 |

表 5.3.3-2 材料の物性値

| 材料 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------|
| コンクリート | 重力擁壁 (基部コンクリート) | 22.6 ^{*1} | 2.2×10 ^{4*2} | 0.2 ^{*2} |
| | 重力擁壁 ケーソン 放水路ケーソン | 24.0 ^{*2} | 2.5×10 ^{4*2} | 0.2 ^{*2} |

注記*1：港湾基準

*2：コンクリート標準示方書（2002）

b. 放水路ケーソン（3次元非線形構造解析）

3次元非線形構造解析に用いる物性値は、文献を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の物性値を表5.3.3-3及び表5.3.3-4に示す。

表 5.3.3-3 コンクリートの物性値

| 項目 | 物性値 | 諸元 |
|----------|------------------------|--------------------------------|
| 単位体積重量 | 24.0kN/m ³ | コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定） |
| 圧縮強度 | 24.0 N/mm ² | コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定） |
| 引張強度 | 1.91 N/mm ² | コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定） |
| 圧縮ピークひずみ | 0.002 | コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定） |
| 破壊エネルギー | 0.07830 N/mm | コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定） |

表 5.3.3-4 鉄筋の物性値

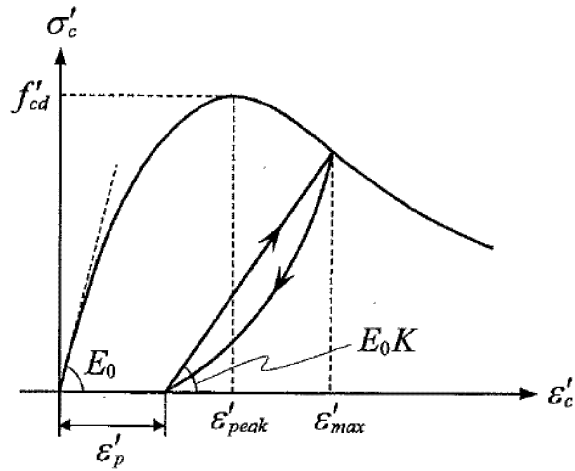
| 項目 | 物性値 | 諸元 |
|-------|---------------------------------------|------------------|
| ヤング係数 | 2.0×10 ⁵ N/mm ² | コンクリート標準示方書 2012 |
| 降伏強度 | 345N/mm ² | コンクリート標準示方書 2012 |

(a) コンクリートの非線形特性

イ 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図5.3.3-1に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図5.3.3-2に示す。

低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 5.3.3-1 一軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係
 (「コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2017 年制定)」 (以下「コンクリート標準示方書 2017」という。) より引用)

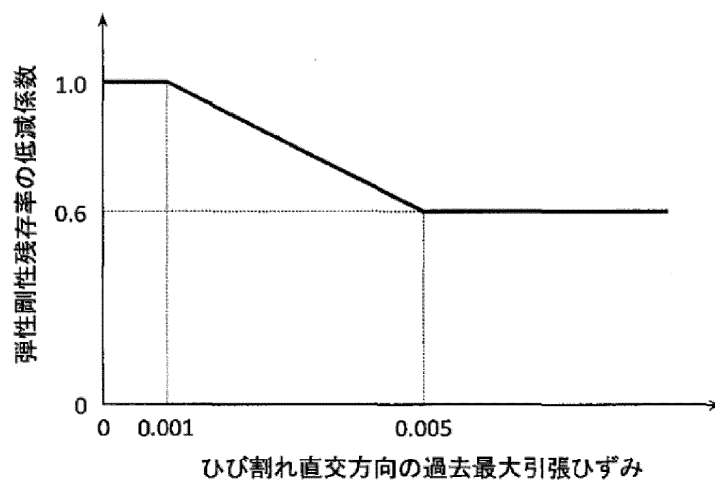
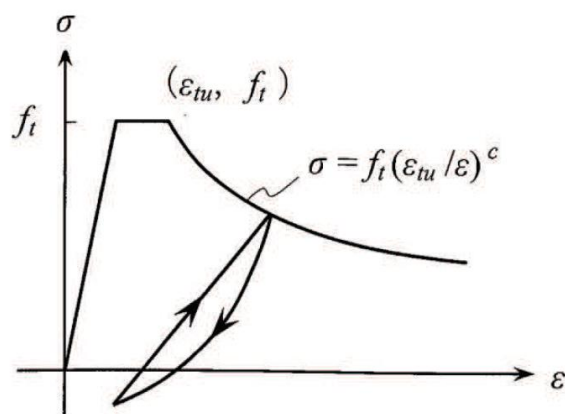


図 5.3.3-2 弾性剛性残存率の低減係数
 (「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

ロ 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 5.3.3-3 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギーによって代表される。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 5.3.3-4 に示す引張軟化曲線を設定する。



ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 5.3.3-3 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した
 応力-ひずみ関係（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

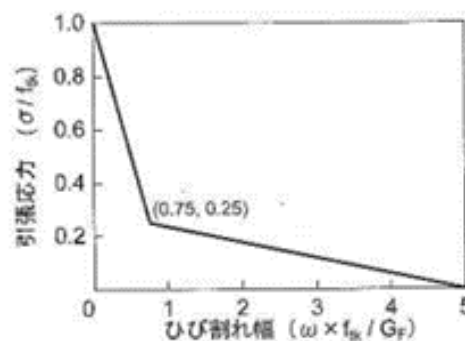
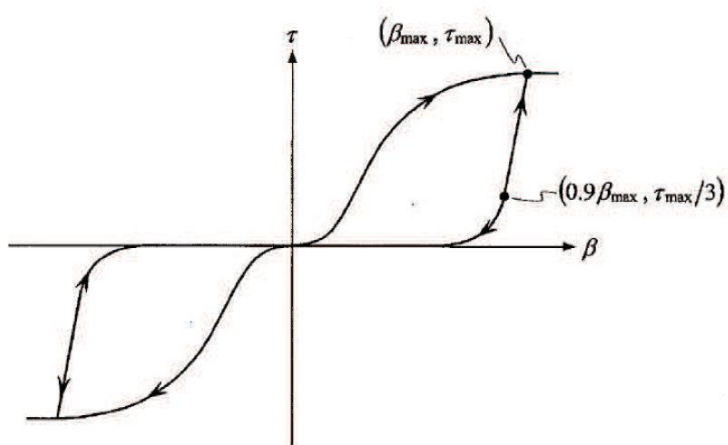


図 5.3.3-4 コンクリートの破壊エネルギー
 （「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

ハ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 5.3.3-5 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

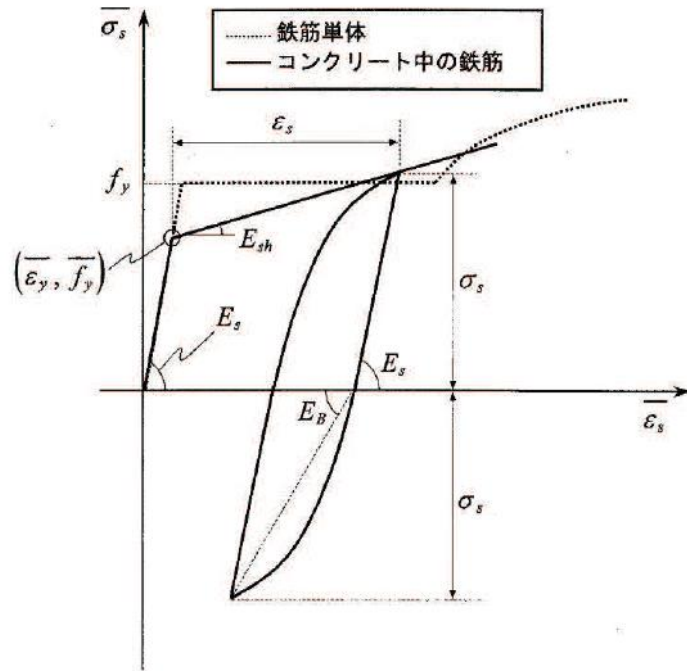
β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 5.3.3-5 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

(b) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 5.3.3-6 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_s &= E_s \overline{\varepsilon}_s && (\overline{\varepsilon}_s \leq \overline{\varepsilon}_y) \\ &= \overline{f}_y + E_{sh} (\overline{\varepsilon}_s - \overline{\varepsilon}_y) && (\overline{\varepsilon}_y < \overline{\varepsilon}_s) \end{aligned}$$

ここに、 $\overline{\sigma}_s$: コンクリート中における鉄筋の平均応力

$\overline{\varepsilon}_s$: コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ

f_y : 鉄筋単体の降伏強度

E_s : 鉄筋のヤング率

\overline{f}_y : コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度

$\overline{\varepsilon}_y$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ

E_{sh} : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図 5.3.3-6 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

(c) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中心に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \overline{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \overline{\sigma}_c$$

ここに、 $\overline{\sigma}_s$ 、 $\overline{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平面応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_s + A_c$$

(2) 重力擁壁

重力擁壁の使用材料は、「4.1.1(2) 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(3) 中詰材

a. 中詰コンクリート

中詰コンクリートの使用材料を表 5.3.3-5 に、材料の物性値を表 5.3.3-6 に示す。

表 5.3.3-5 使用材料

| 材料 | 諸元 |
|--------|------------------------|
| コンクリート | 18.0 N/mm ² |

表 5.3.3-6 材料の物性値

| 材料 | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|--------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| コンクリート | 22.6*1 | 2.2×10 ^{4*2} | 0.2*2 |

注記*1：港湾基準

*2：コンクリート標準示方書（2002）

b. 中詰材改良体（銅水砕スラグ）

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の物性値は、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料3）」に示す原位置でのP S検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表5.3.3-7に示す。

表 5.3.3-7 材料の物性値

| 材料 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|--------------------|------------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 中詰材改良体 (銅水砕スラグ) | EL-5.5m 以浅 | 22.6 | 8.8×10 ³ | 0.33 |
| | EL-5.5m 以深 | | 1.2×10 ⁴ | |

c. 中詰材改良体（砂）

中詰材改良体（砂）の物性値は、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料3）」に示す原位置でのP S検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表5.3.3-8に示す。

表 5.3.3-8 材料の物性値

| 材料 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|---------------|------------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 中詰材改良体 (砂) | EL-5.5m 以浅 | 20.0 | 7.8×10 ³ | 0.33 |
| | EL-5.5m 以深 | | 1.1×10 ⁴ | |

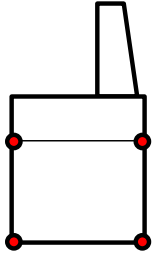

5.3.4 地下水位

設計用地下水位は、「4.1.1(3)h. 地下水位」を基に設定する。

5.3.5 照査時刻の設定

ケーソン及び放水路ケーソンの健全性評価のうち、重畳時においては構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から選定する。防波壁（波返重力擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.3.5-1 に、3次元線形構造解析を実施する照査時刻を表 5.3.5-2 に示す。

表 5.3.5-1 照査時刻の考え方

| 照査時刻 | 損傷モード | 着目部位 | 荷重抽出時刻 |
|------|--------------------------|--|---------------------|
| 時刻1 | 曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 |  | ケーソン頂底板間で変位が最大となる時刻 |
| 時刻2 | 曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 |  | 総水平荷重が最大となる時刻 |

(1) 時刻1の選定理由

ケーソンは箱型構造であることから、ケーソン全体の変形に伴い、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、変形量に着目し、ケーソン全体における層間変位が最大となる時刻を選定する。

(2) 時刻2の選定理由

余震時により、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、重力擁壁を含めた防波壁全体に作用する水平荷重に着目し、総水平荷重が最大となる時刻を選定する。

表 5.3.5-2 3次元線形構造解析を実施する照査時刻

| 断面 | 地震動 | 時刻 (s) |
|-------|-----------------|-----------|
| ②-②断面 | S d - D (++) | 34.41s |
| | | 23.92s |
| ③-③断面 | | 14.67s |
| | | 28.09s |
| ④-④断面 | | 13.03s |
| | | 19.01s |

5.3.6 入力値の設定

(1) 津波時

3次元線形構造解析における入力値の一覧を表5.3.6-1に、3次元線形構造解析への入力イメージを図5.3.6-1に、3次元線形構造解析のフローを図5.3.6-2に示す。

表 5.3.6-1 入力値の一覧（津波時）

| 入力値 | 算定方法 | 载荷位置 |
|----------|-------------------|------|
| 土圧 | 2次元有限要素法による常時応力解析 | 作用位置 |
| 水圧 | 公式 | 作用位置 |
| 風荷重・積雪荷重 | 公式 | 作用位置 |
| 衝突荷重 | 衝突解析* | 作用位置 |
| 遡上津波荷重 | 公式 | 作用位置 |

注記*：衝突解析の算定の方法については、「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」に示す。

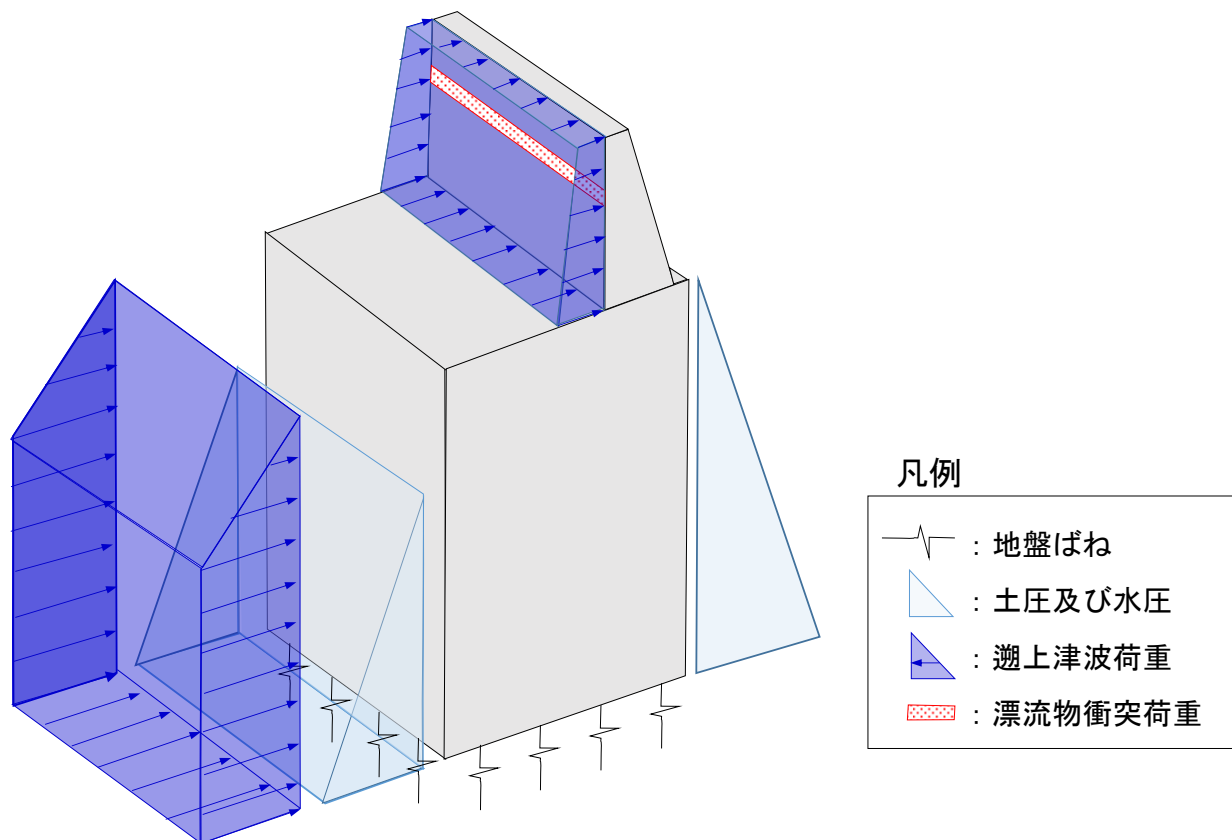


図 5.3.6-1 3次元線形構造解析への入力イメージ（津波時）

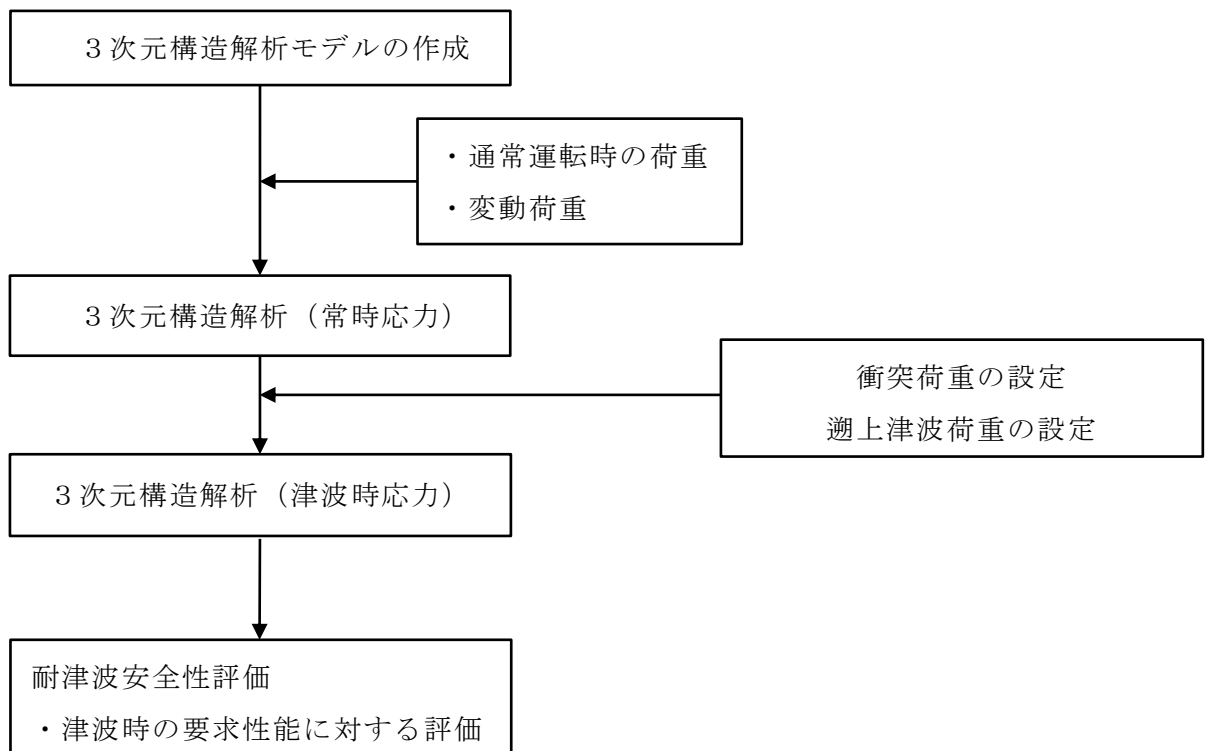


図 5.3.6-2 3次元構造解析のフロー図

a. 常時荷重

(a) 自重

重力擁壁及びケーソンの各部材については、各部材の体積にコンクリートの密度を乗じて設定し、中詰材については、体積に各中詰材の密度を乗じて設定する。

漂流物対策工は、設置位置に漂流物対策工の単位体積重量を考慮する。

(b) 静止土圧及び静水圧

静止土圧及び静水圧を躯体に作用させる。静止土圧は、2次元有限要素法による常時応力解析より算出された土圧を用いる。静水圧は公式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度 1.03g/cm^3 を考慮する。

b. 津波時荷重

(a) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、表 5.3.6-1 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

(b) 衝突荷重

衝突荷重を重力擁壁に作用させる。衝突荷重は、表 3.3.1-3 に示す設定値を用いる。

(c) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、表 5.3.6-1 に示すとおり公式により算定する。風荷重は重力擁壁及びケーソン側面に、積雪荷重は重力擁壁に作用させる。

(2) 重畳時

3次元線形構造解析の入力値のうち、慣性力及び土圧は「5.3.5 照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において、地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表5.3.6-2に、3次元線形構造解析への入力イメージを図5.3.6-3に、3次元線形構造解析のフローを図5.3.6-4に示す。

表 5.3.6-2 入力値の一覧（重畳時）

| 入力値 | | 算定方法 | 2次元有限要素法から抽出する応答値 | 载荷位置 |
|----------|----------|-------------------|-------------------|------|
| 土圧 | | 2次元有限要素法による常時応力解析 | 土圧 | 作用位置 |
| 水圧 | | 公式 | — | 作用位置 |
| 風荷重・積雪荷重 | | 公式 | — | 作用位置 |
| 遡上津波荷重 | | 公式 | — | 作用位置 |
| 慣性力 | 躯体の慣性力 | 地震応答解析 | 応答加速度 | 躯体全体 |
| | 機器荷重の慣性力 | 地震応答解析 | 応答加速度 | 設置位置 |

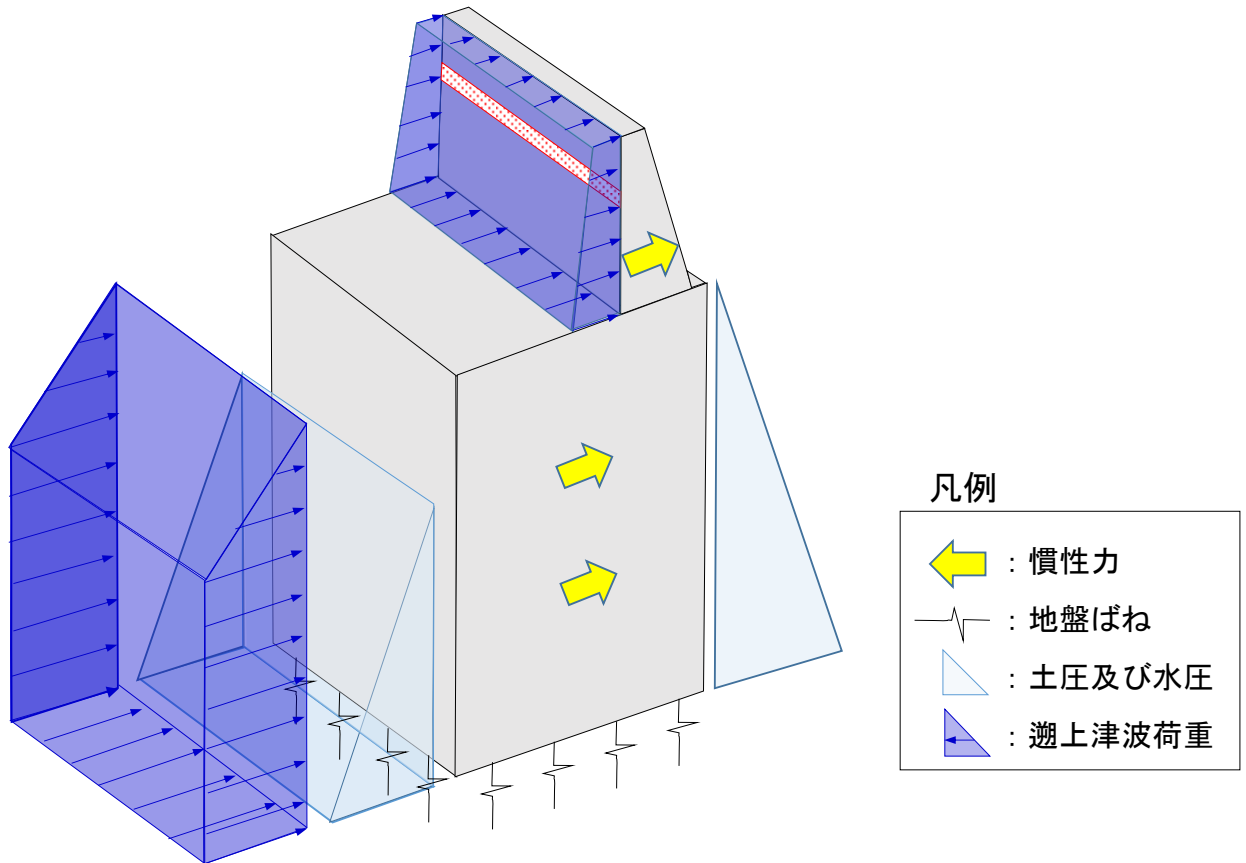


図 5.3.6-3 3次元線形構造解析への入力イメージ（重畳時）

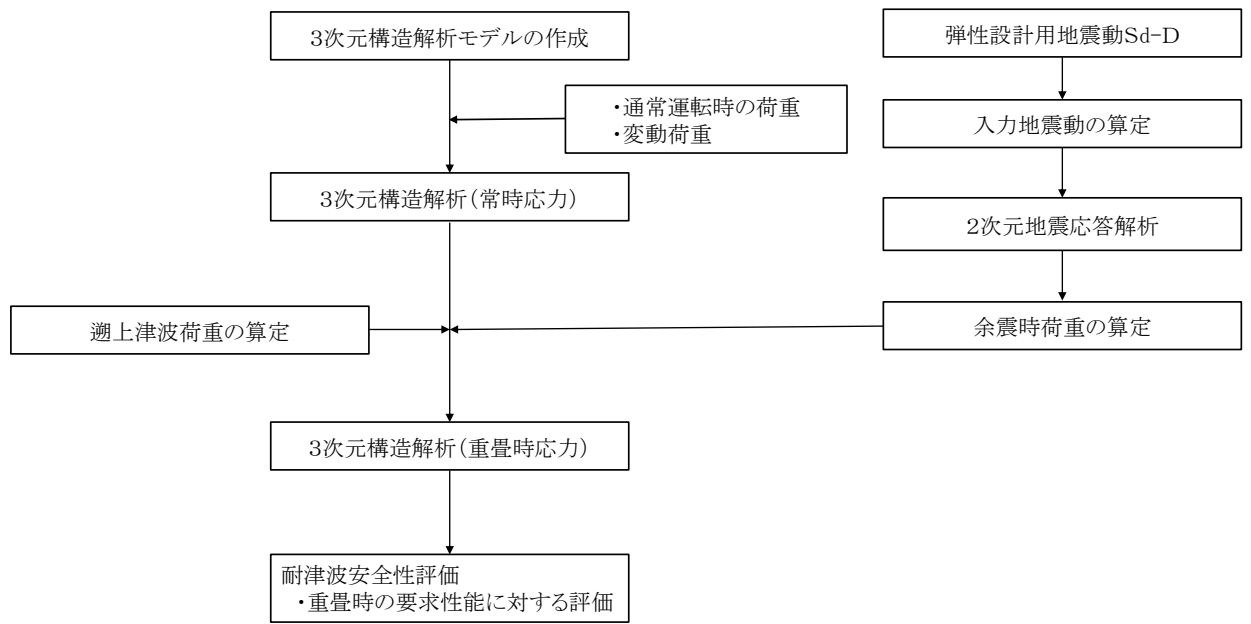


図 5.3.6-4 3次元線形構造解析のフロー図

a. 常時荷重

常時荷重は「(1) 津波時」と同様とする。

b. 重畳時荷重

(a) 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおけるケーソン及び重力擁壁の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 5.3.6-5 に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出は、抽出位置の全節点とする。

算定した慣性力は、防波壁（波返重力擁壁）の 3 次元線形構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とする。

(b) 動水圧

躯体に作用する動水圧は、抽出する加速度を踏まえ、Westergaard の式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度 1.03g/cm^3 を考慮する。

(c) 動土圧及び過剰間隙水圧

躯体に作用する動土圧及び過剰間隙水圧は、各地盤要素、各照査時刻における地震時荷重から算定する。動土圧及び過剰間隙水圧の抽出位置を図 5.3.6-6 に示す。

抽出した水平及び鉛直方向の動土圧及び過剰間隙水圧の抽出は、防波壁（波返重力擁壁）の 3 次元線形構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

- | | | | |
|--------------|----------------|---------|-------------|
| : 岩盤 (第②速度層) | : 防波壁 (波返重力擁壁) | : MMR | : ジョイント要素 |
| : 岩盤 (第④速度層) | : 埋戻土 (護岸背面) | : 砂礫層 | : 地下水面及び海水面 |
| : 岩盤 (第⑤速度層) | : 海水 | : 改良地盤⑥ | |
| : 埋戻土 | | | |

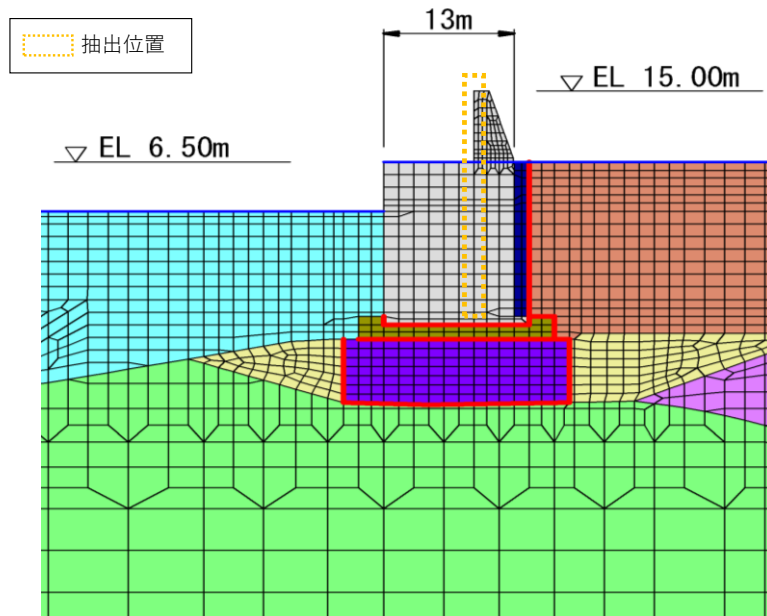


図 5.3.6-5(1) 応答加速度の抽出位置 (②-②断面)

- | | | |
|----------------|-------|-------------|
| : 岩盤 (第④速度層) | : MMR | : ジョイント要素 |
| : 埋戻土 | : 海水 | : 地下水面及び海水面 |
| : 防波壁 (波返重力擁壁) | | |

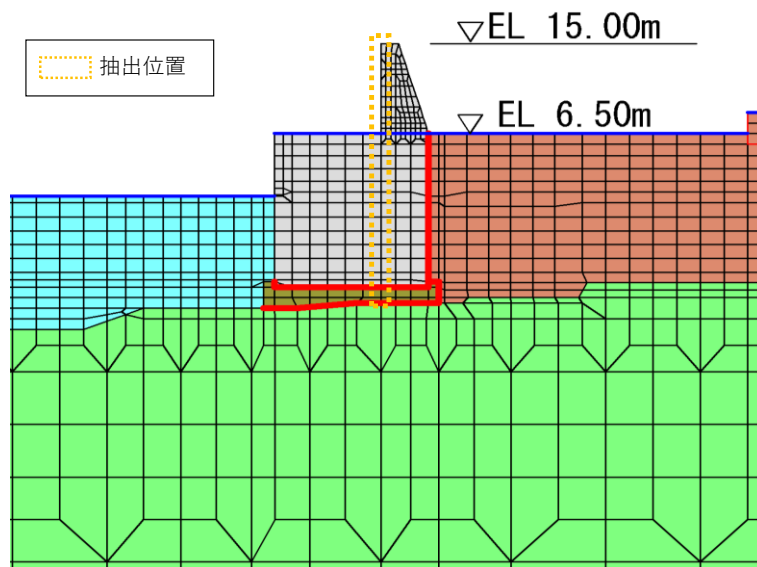


図 5.3.6-5(2) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

- | | | |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | — : ジョイント要素 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : MMR | — : 地下水面及び海水面 |

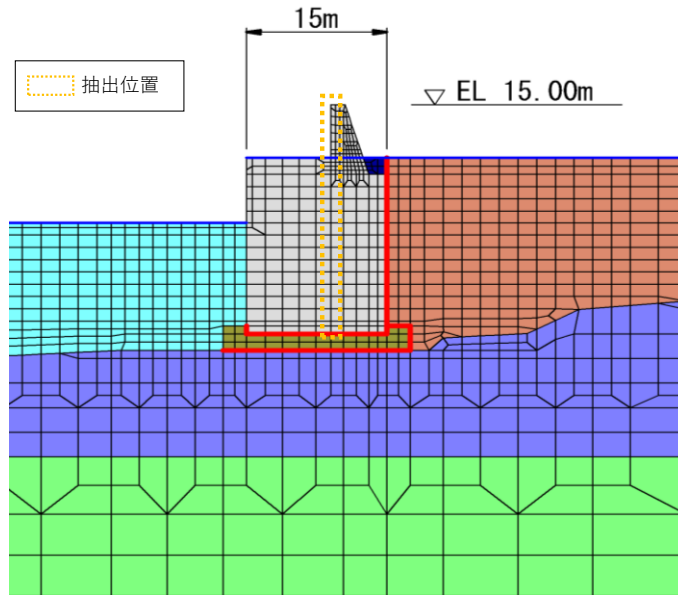


図 5.3.6-5(3) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)

- | | | | |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR | — : ジョイント要素 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | ■ : 砂礫層 | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 岩盤 (第⑤速度層) | ■ : 海水 | ■ : 改良地盤⑥ | |
| ■ : 埋戻土 | | | |

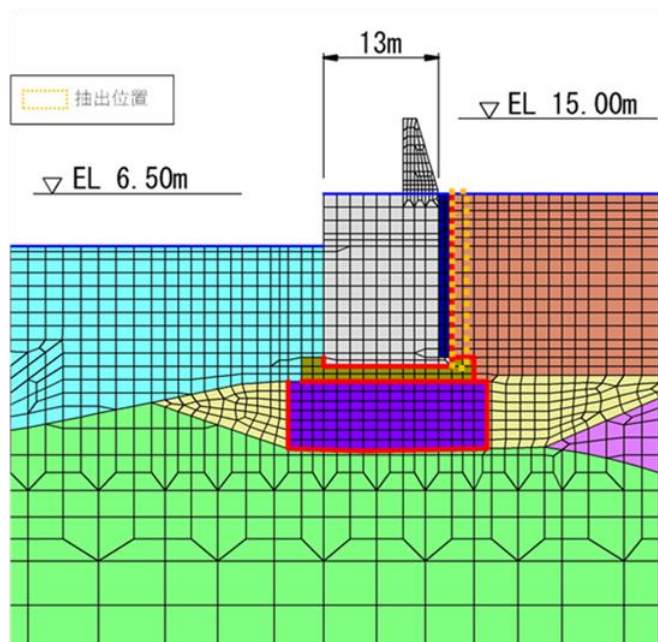


図 5.3.6-6(1) 地震時荷重の抽出位置 (②-②断面)

- | | | |
|--|---|---|
|  : 岩盤 (第④速度層) |  : MMR |  : ジョイント要素 |
|  : 埋戻土 |  : 海水 |  : 地下水面及び海水面 |
|  : 防波壁 (波返重力擁壁) | | |

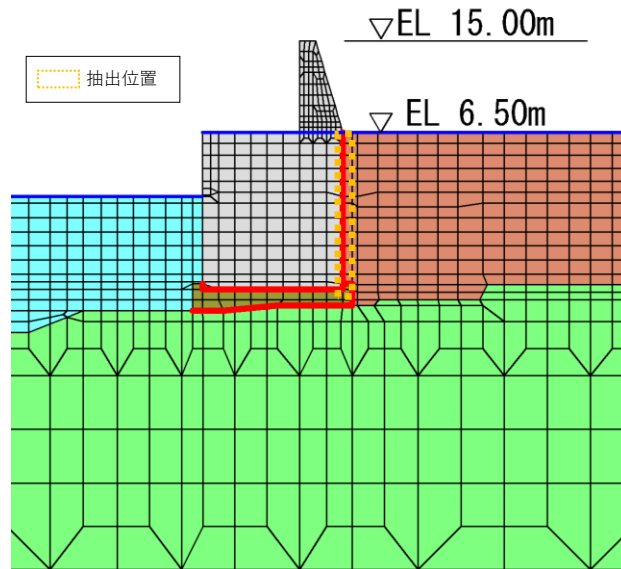


図 5.3.6-6(2) 地震時荷重の抽出位置 (③-③断面)

- | | | |
|--|--|---|
|  : 岩盤 (第③速度層) |  : 防波壁 (波返重力擁壁) |  : 海水 |
|  : 岩盤 (第④速度層) |  : 埋戻土 (護岸背面) |  : ジョイント要素 |
|  : 埋戻土 |  : MMR |  : 地下水面及び海水面 |

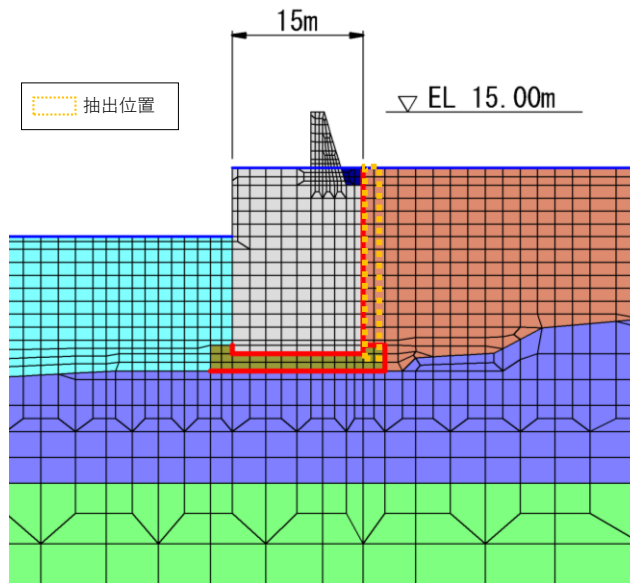


図 5.3.6-6(3) 地震時荷重の抽出位置 (④-④断面)

(d) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は，表 5.3.6-2 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として，「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」を考慮し，躯体側面に作用させる。

(e) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は，「(1) 津波時」と同様とする。

5.4 評価対象部位

3次元線形構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は、ケーソンの各
部材とする。

5.5 許容限界

許容限界は、「3.4 許容限界」と同様とする。

5.6 評価方法

(1) ②-②断面及び④-④断面

3次元線形構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度及びせん断力より算定されるせん断応力度が「5.5 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-1 に示す。

応力度算定には、解析コード「EMRGINING」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

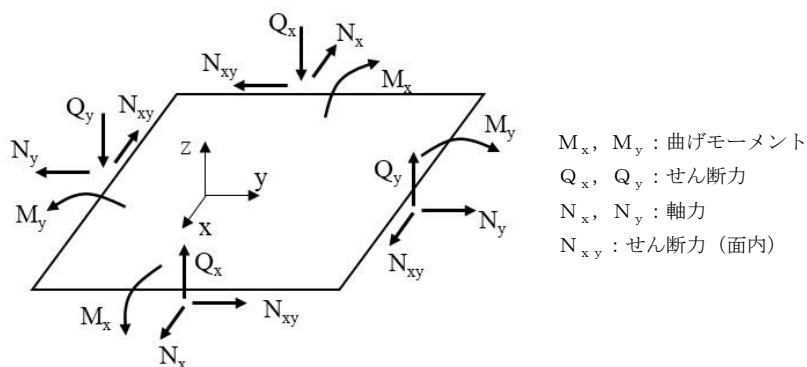


図 5.6-1 シェル要素における断面力の方向

a. 3次元非線形構造解析

3次元非線形構造解析に基づいて算定したひずみ量が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(2) ③-③断面

a. 3次元線形構造解析

3次元線形構造解析に基づいて算定した圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-2 に示す。

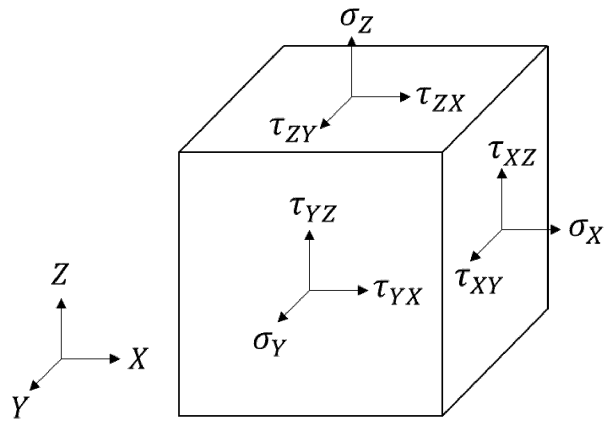


図 5.6-2 ソリッド要素における応力の方向

b. 3次元非線形構造解析

3次元非線形構造解析に基づいて算定したひずみ量が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

5.7 評価結果

5.7.1 津波時

(1) ②-②断面及び④-④断面

a. 評価対象位置

3次元線形構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象位置図を図5.7.1-1に示す。

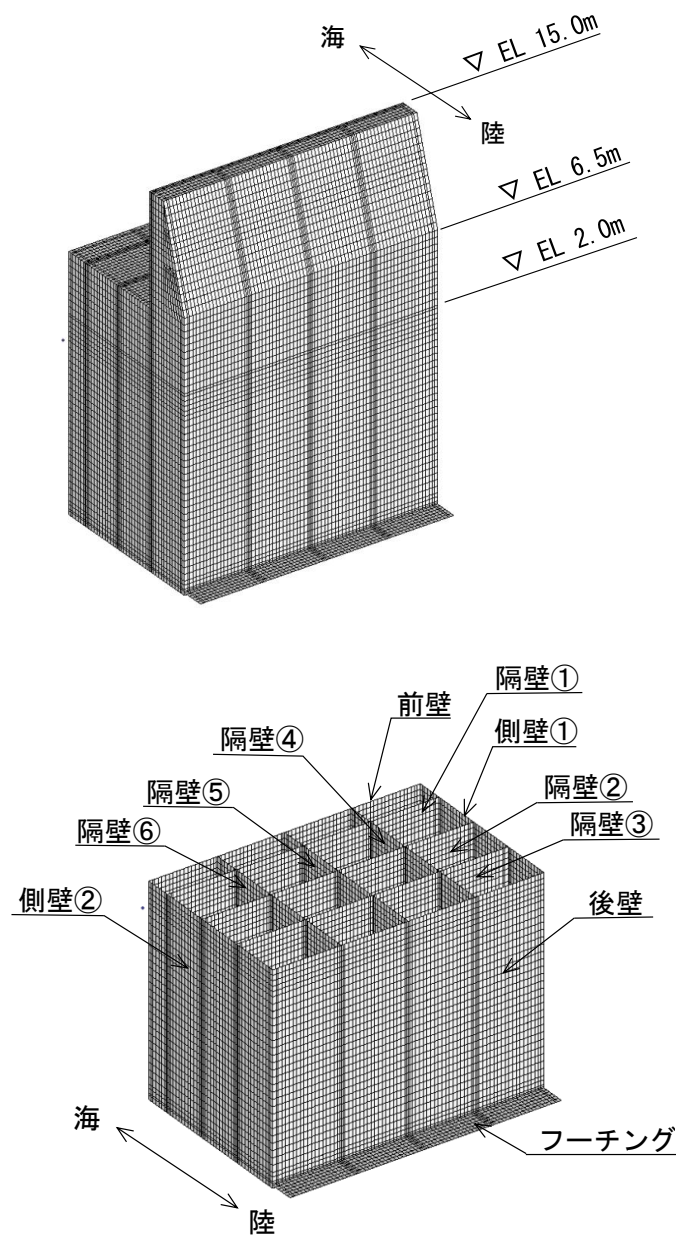


図 5.7.1-1(1) 評価対象位置図 (②-②断面)

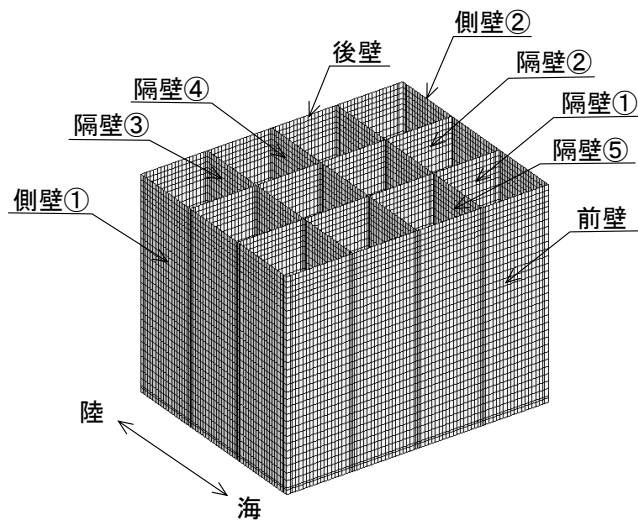
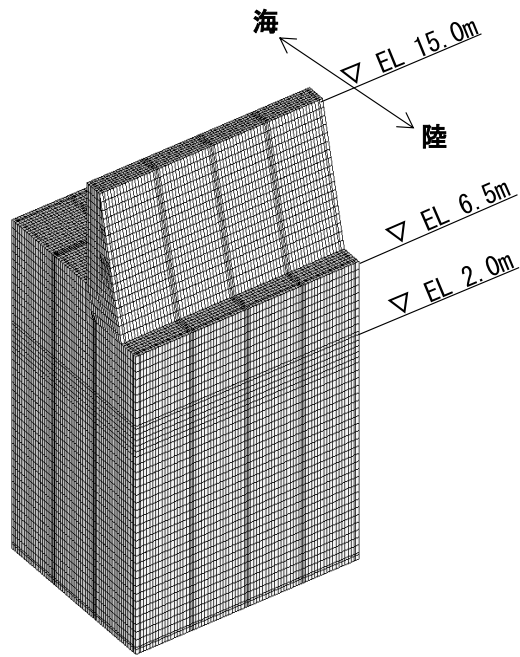


图 5.7.1-1(2) 評価対象位置図 (④-④断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.1-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.1-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 5.7.1-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 5.7.1-4 に示す。

表 5.7.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|------------|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 底版 | 53 | -56 | 1.2 | 13.5 | 0.09 |
| フーチング | 37 | 11 | 0.3 | 13.5 | 0.03 |
| 前壁 | -4 | -6 | 0.2 | 13.5 | 0.02 |
| 後壁 | -2 | 780 | 1.5 | 13.5 | 0.12 |
| 側壁① | 12 | 634 | 1.5 | 13.5 | 0.12 |
| 側壁② | 12 | 634 | 1.5 | 13.5 | 0.12 |
| 隔壁① | 1 | -23 | 0.5 | 13.5 | 0.04 |
| 隔壁② | 1 | -8 | 0.6 | 13.5 | 0.05 |
| 隔壁③ | 0 | 264 | 0.9 | 13.5 | 0.07 |
| 隔壁④ | 0 | 365 | 1.3 | 13.5 | 0.10 |
| 隔壁⑤ | 0 | 371 | 1.3 | 13.5 | 0.10 |
| 隔壁⑥ | 0 | 365 | 1.3 | 13.5 | 0.10 |

表 5.7.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|------------|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 底版 | 47 | -40 | 0.7 | 13.5 | 0.05 |
| 前壁 | 13 | 20 | 0.4 | 13.5 | 0.03 |
| 後壁 | 0 | 601 | 1.2 | 13.5 | 0.09 |
| 側壁① | 17 | 453 | 1.3 | 13.5 | 0.09 |
| 側壁② | 17 | 453 | 1.3 | 13.5 | 0.09 |
| 隔壁① | 0 | 161 | 0.6 | 13.5 | 0.04 |
| 隔壁② | 1 | 229 | 0.9 | 13.5 | 0.07 |
| 隔壁③ | 0 | 314 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |
| 隔壁④ | 0 | 322 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |
| 隔壁⑤ | 0 | 314 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |

表 5.7.1-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|------------|--------------------|-------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M(kN・m) | 軸力 N(kN) | | | |
| 底版 | 53 | -56 | 85.5 | 294 | 0.30 |
| フーチング | 51 | -107 | 39.7 | 294 | 0.14 |
| 前壁 | 2 | -184 | 63.3 | 294 | 0.22 |
| 後壁 | 4 | -110 | 36.3 | 294 | 0.13 |
| 側壁① | 1 | -169 | 73.5 | 294 | 0.25 |
| 側壁② | 1 | -169 | 73.5 | 294 | 0.25 |
| 隔壁① | 0 | -35 | 28.0 | 294 | 0.10 |
| 隔壁② | 0 | -57 | 48.6 | 294 | 0.17 |
| 隔壁③ | 0 | -72 | 57.5 | 294 | 0.20 |
| 隔壁④ | 0 | -57 | 23.6 | 294 | 0.09 |
| 隔壁⑤ | 0 | -52 | 21.3 | 294 | 0.08 |
| 隔壁⑥ | 0 | -57 | 23.6 | 294 | 0.09 |

表 5.7.1-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|------------|--------------------|-------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M(kN・m) | 軸力 N(kN) | | | |
| 底版 | 47 | -43 | 46.7 | 294 | 0.16 |
| 前壁 | 7 | -93 | 35.9 | 294 | 0.13 |
| 後壁 | 6 | -117 | 41.0 | 294 | 0.14 |
| 側壁① | 1 | -29 | 10.0 | 294 | 0.04 |
| 側壁② | 1 | -29 | 10.0 | 294 | 0.04 |
| 隔壁① | 0 | -63 | 40.7 | 294 | 0.14 |
| 隔壁② | 0 | -75 | 47.1 | 294 | 0.17 |
| 隔壁③ | 0 | -4 | 1.1 | 294 | 0.01 |
| 隔壁④ | 0 | -1 | 0.3 | 294 | 0.01 |
| 隔壁⑤ | 0 | -4 | 1.1 | 294 | 0.01 |

表 5.7.1-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_{a1} |
|------------|----------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 55 | 0.12 | 0.67 | 0.19 |
| フーチング | 61 | 0.08 | 0.67 | 0.12 |
| 前壁 | 10 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |
| 後壁 | 15 | 0.04 | 0.67 | 0.07 |
| 側壁① | 34 | 0.07 | 0.67 | 0.11 |
| 側壁② | 34 | 0.07 | 0.67 | 0.11 |
| 隔壁① | 3 | 0.03 | 0.67 | 0.05 |
| 隔壁② | 7 | 0.06 | 0.67 | 0.10 |
| 隔壁③ | 3 | 0.03 | 0.67 | 0.04 |
| 隔壁④ | 3 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |
| 隔壁⑤ | 0 | 0.00 | 0.67 | 0.00 |
| 隔壁⑥ | 3 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |

表 5.7.1-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_{a1} |
|------------|----------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 51 | 0.11 | 0.67 | 0.17 |
| 前壁 | 23 | 0.06 | 0.67 | 0.09 |
| 後壁 | 24 | 0.06 | 0.67 | 0.09 |
| 側壁① | 17 | 0.05 | 0.67 | 0.07 |
| 側壁② | 17 | 0.05 | 0.67 | 0.07 |
| 隔壁① | 4 | 0.03 | 0.67 | 0.06 |
| 隔壁② | 3 | 0.03 | 0.67 | 0.04 |
| 隔壁③ | 2 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |
| 隔壁④ | 0 | 0.00 | 0.67 | 0.01 |
| 隔壁⑤ | 2 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |

表 5.7.1-4(1) コンクリートせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²) | 許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_1 |
|------------|----------------|---|---|--------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 46 | 0.08 | 1.51 | 0.06 |
| フーチング | 140 | 0.14 | 1.51 | 0.10 |
| 前壁 | 15 | 0.03 | 1.51 | 0.02 |
| 後壁 | 173 | 0.35 | 1.99 | 0.18 |
| 側壁① | 159 | 0.32 | 1.52 | 0.21 |
| 側壁② | 159 | 0.32 | 1.52 | 0.21 |
| 隔壁① | 16 | 0.06 | 1.51 | 0.05 |
| 隔壁② | 47 | 0.19 | 1.73 | 0.11 |
| 隔壁③ | 77 | 0.31 | 1.93 | 0.16 |
| 隔壁④ | 76 | 0.31 | 1.56 | 0.20 |
| 隔壁⑤ | 78 | 0.31 | 1.57 | 0.20 |
| 隔壁⑥ | 76 | 0.31 | 1.56 | 0.20 |

表 5.7.1-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²) | 許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_1 |
|------------|----------------|---|---|--------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 68 | 0.11 | 1.51 | 0.08 |
| 前壁 | 27 | 0.05 | 1.54 | 0.04 |
| 後壁 | 96 | 0.19 | 1.89 | 0.11 |
| 側壁① | 83 | 0.17 | 1.60 | 0.11 |
| 側壁② | 83 | 0.17 | 1.60 | 0.11 |
| 隔壁① | 53 | 0.21 | 1.78 | 0.12 |
| 隔壁② | 75 | 0.30 | 1.87 | 0.17 |
| 隔壁③ | 42 | 0.17 | 1.62 | 0.11 |
| 隔壁④ | 41 | 0.16 | 1.62 | 0.11 |
| 隔壁⑤ | 42 | 0.17 | 1.62 | 0.11 |

(2) ③-③断面

a. 評価対象位置

3次元線形構造解析における放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象位置図を図5.7.1-2に示す。

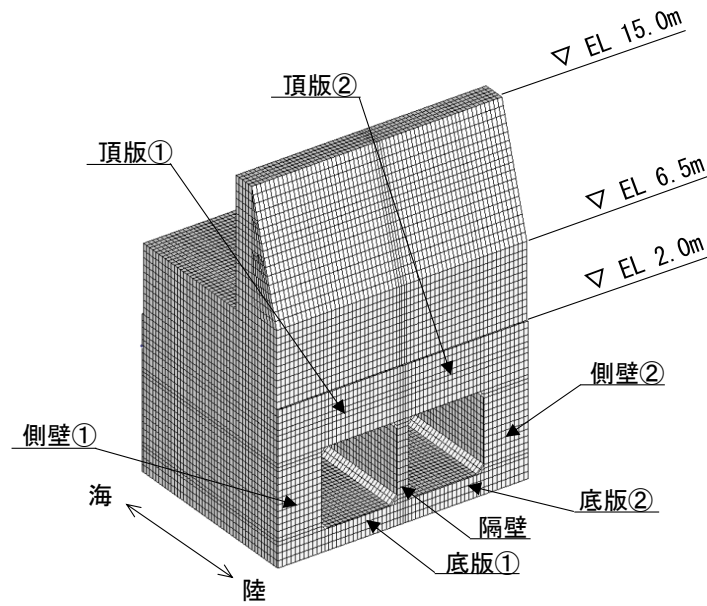


図 5.7.1-2 評価対象位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 5.7.1-5 に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表 5.7.1-6 に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表 5.7.1-7 及び表 5.7.1-8 に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

| 評価対象部材 | 発生応力 | 圧縮強度 (許容限界) f'_{ak} (N/mm ²) | 照査値 σ_c/f'_{ak} |
|--------|--|--|---------------------------|
| | 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²) | | |
| 底版① | -2.6 | 16.0 | 0.17 |
| 底版② | -2.6 | 16.0 | 0.17 |
| 側壁① | -4.2 | 16.0 | 0.27 |
| 側壁② | -4.2 | 16.0 | 0.27 |
| 隔壁 | -5.6 | 16.0 | 0.36 |
| 頂版① | -1.5 | 16.0 | 0.10 |
| 頂版② | -1.5 | 16.0 | 0.10 |

表 5.7.1-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

| 評価対象部材 | 発生応力 | 引張強度 (許容限界) f_{tk} (N/mm ²) | 照査値 σ_s/f_{tk} |
|--------|--|---|--------------------------|
| | 引張応力度 σ_s (N/mm ²) | | |
| 底版① | 0.5 | 1.91 | 0.27 |
| 底版② | 0.5 | 1.91 | 0.27 |
| 側壁① | 0.6 | 1.91 | 0.34 |
| 側壁② | 0.6 | 1.91 | 0.34 |
| 隔壁 | 1.2 | 1.91 | 0.62 |
| 頂版① | 0.7 | 1.91 | 0.36 |
| 頂版② | 0.7 | 1.91 | 0.36 |

表 5.7.1-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

| 評価対象部材 | 発生応力 | せん断強度 (許容限界) τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_{a1} |
|--------|---|---|---------------------------|
| | せん断応力度 τ_c (N/mm ²) | | |
| 底版① | 0.41 | 1.09 | 0.38 |
| 底版② | 0.41 | 1.09 | 0.38 |
| 側壁① | 0.47 | 1.09 | 0.43 |
| 側壁② | 0.47 | 1.09 | 0.43 |
| 隔壁 | 0.93 | 1.09 | 0.86 |
| 頂版① | 0.65 | 1.09 | 0.60 |
| 頂版② | 0.65 | 1.09 | 0.60 |

表 5.7.1-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

| 評価対象部材 | 発生応力 | せん断強度 (許容限界) τ_1 (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_1 |
|--------|---|--|------------------------|
| | せん断応力度 τ_c (N/mm ²) | | |
| 底版① | 0.53 | 1.51 | 0.36 |
| 底版② | 0.53 | 1.51 | 0.36 |
| 側壁① | 0.81 | 1.51 | 0.54 |
| 側壁② | 0.81 | 1.51 | 0.54 |
| 隔壁 | 0.80 | 1.51 | 0.54 |
| 頂版① | 0.15 | 1.51 | 0.10 |
| 頂版② | 0.15 | 1.51 | 0.10 |

5.7.2 重疊時

(1) ②-②断面及び④-④断面

a. 評価対象位置

3次元線形構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象位置図を図 5.7.2-1 に示す。

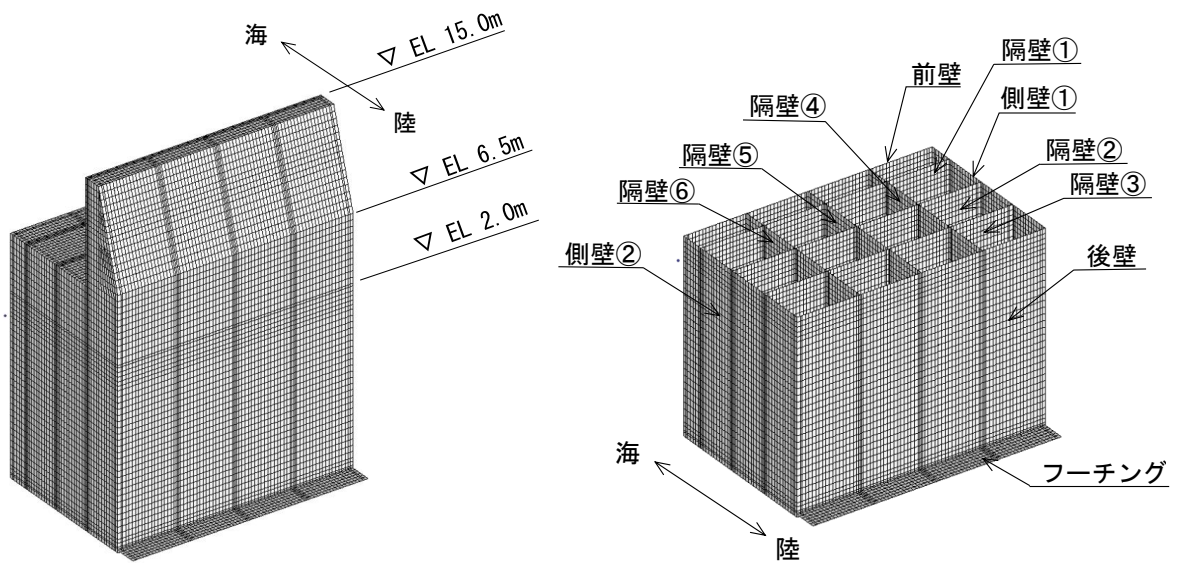


図 5.7.2-1(1) 評価対象位置図 (②-②断面)

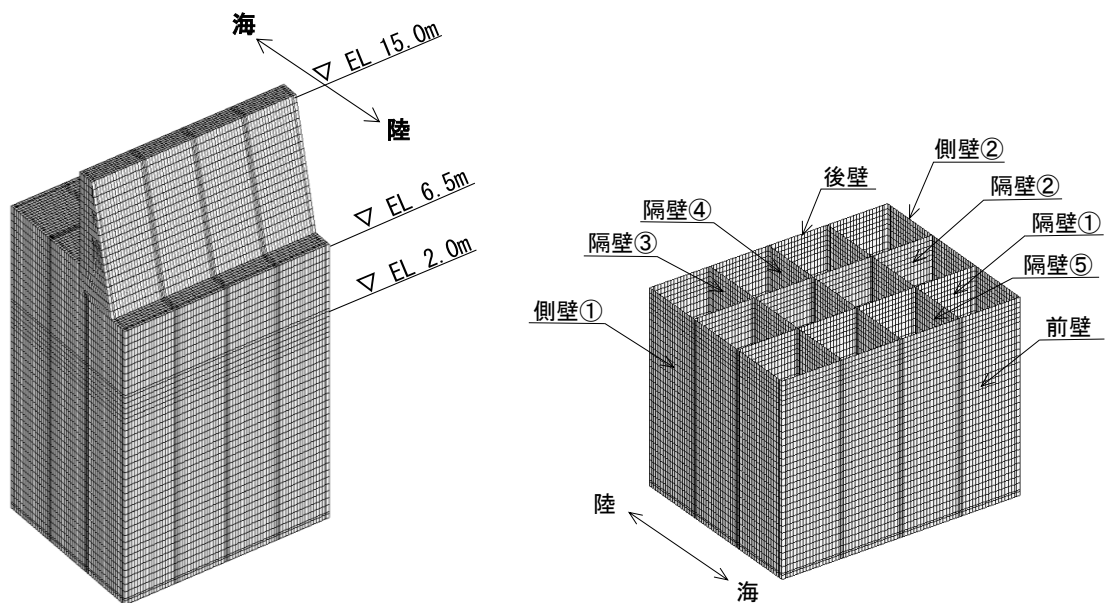


図 5.7.2-1(2) 評価対象位置図 (④-④断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.2-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 5.7.2-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 5.7.2-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリート及び鉄筋における発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界（短期許容応力度）以下であることを確認した。

表 5.7.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|------------|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 底版 | 45 | -48 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |
| フーチング | -7 | 61 | 0.2 | 13.5 | 0.02 |
| 前壁 | 1 | 525 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |
| 後壁 | 4 | 567 | 1.2 | 13.5 | 0.10 |
| 側壁① | 15 | 439 | 1.2 | 13.5 | 0.09 |
| 側壁② | 15 | 439 | 1.2 | 13.5 | 0.09 |
| 隔壁① | 3 | 208 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |
| 隔壁② | 5 | 222 | 1.2 | 13.5 | 0.09 |
| 隔壁③ | 4 | 224 | 1.2 | 13.5 | 0.09 |
| 隔壁④ | 2 | 255 | 1.1 | 13.5 | 0.08 |
| 隔壁⑤ | 0 | 290 | 1.0 | 13.5 | 0.08 |
| 隔壁⑥ | 2 | 255 | 1.1 | 13.5 | 0.08 |

表 5.7.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|------------|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 底版 | 73 | 53 | 1.4 | 13.5 | 0.11 |
| 前壁 | 8 | 874 | 2.0 | 13.5 | 0.15 |
| 後壁 | 28 | 822 | 2.2 | 13.5 | 0.17 |
| 側壁① | 29 | 787 | 2.2 | 13.5 | 0.17 |
| 側壁② | 29 | 787 | 2.2 | 13.5 | 0.17 |
| 隔壁① | 6 | 396 | 1.9 | 13.5 | 0.14 |
| 隔壁② | 5 | 381 | 1.8 | 13.5 | 0.14 |
| 隔壁③ | 2 | 483 | 1.8 | 13.5 | 0.14 |
| 隔壁④ | 0 | 483 | 1.6 | 13.5 | 0.12 |
| 隔壁⑤ | 2 | 483 | 1.8 | 13.5 | 0.14 |

表 5.7.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|------------|---------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 底版 | 45 | -48 | 72.4 | 294 | 0.25 |
| フーチング | -3 | -218 | 36.9 | 294 | 0.13 |
| 前壁 | 1 | -78 | 25.5 | 294 | 0.09 |
| 後壁 | 5 | -98 | 33.7 | 294 | 0.12 |
| 側壁① | -2 | -63 | 31.4 | 294 | 0.11 |
| 側壁② | -2 | -63 | 31.4 | 294 | 0.11 |
| 隔壁① | 0 | -38 | 30.6 | 294 | 0.11 |
| 隔壁② | 0 | -57 | 44.8 | 294 | 0.16 |
| 隔壁③ | 0 | -63 | 50.3 | 294 | 0.18 |
| 隔壁④ | 0 | -13 | 5.6 | 294 | 0.02 |
| 隔壁⑤ | 0 | -12 | 5.1 | 294 | 0.02 |
| 隔壁⑥ | 0 | -13 | 5.6 | 294 | 0.02 |

表 5.7.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|------------|------------------------------------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント M _{max} (kN・m) | 軸力 N (kN) | | | |
| 底版 | 77 | -47 | 72.0 | 294 | 0.25 |
| 前壁 | 0 | -122 | 41.1 | 294 | 0.14 |
| 後壁 | 6 | -147 | 49.0 | 294 | 0.17 |
| 側壁① | 2 | -50 | 18.1 | 294 | 0.07 |
| 側壁② | 2 | -50 | 18.1 | 294 | 0.07 |
| 隔壁① | 0 | -95 | 58.7 | 294 | 0.20 |
| 隔壁② | 0 | -95 | 58.8 | 294 | 0.20 |
| 隔壁③ | 0 | -28 | 17.9 | 294 | 0.07 |
| 隔壁④ | 0 | -33 | 20.3 | 294 | 0.07 |
| 隔壁⑤ | 0 | -28 | 17.9 | 294 | 0.07 |

表 5.7.2-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_{a1} |
|------------|----------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 46 | 0.10 | 0.67 | 0.16 |
| フーチング | 44 | 0.05 | 0.67 | 0.09 |
| 前壁 | 24 | 0.07 | 0.67 | 0.11 |
| 後壁 | 40 | 0.10 | 0.67 | 0.15 |
| 側壁① | 25 | 0.06 | 0.67 | 0.09 |
| 側壁② | 25 | 0.06 | 0.67 | 0.09 |
| 隔壁① | 2 | 0.02 | 0.67 | 0.03 |
| 隔壁② | 5 | 0.05 | 0.67 | 0.07 |
| 隔壁③ | 5 | 0.04 | 0.67 | 0.07 |
| 隔壁④ | 2 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |
| 隔壁⑤ | 0 | 0.00 | 0.67 | 0.00 |
| 隔壁⑥ | 2 | 0.02 | 0.67 | 0.04 |

表 5.7.2-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_{a1} |
|------------|----------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 77 | 0.17 | 0.67 | 0.26 |
| 前壁 | 36 | 0.09 | 0.67 | 0.14 |
| 後壁 | 37 | 0.09 | 0.67 | 0.14 |
| 側壁① | 26 | 0.07 | 0.67 | 0.10 |
| 側壁② | 26 | 0.07 | 0.67 | 0.10 |
| 隔壁① | 8 | 0.07 | 0.67 | 0.11 |
| 隔壁② | 7 | 0.06 | 0.67 | 0.10 |
| 隔壁③ | 3 | 0.03 | 0.67 | 0.05 |
| 隔壁④ | 0 | 0.00 | 0.67 | 0.01 |
| 隔壁⑤ | 3 | 0.03 | 0.67 | 0.05 |

表 5.7.2-4(1) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²) | 許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_1 |
|------------|----------------|---|---|--------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 122 | 0.20 | 1.51 | 0.14 |
| フーチング | 128 | 0.13 | 1.51 | 0.09 |
| 前壁 | 53 | 0.11 | 1.84 | 0.06 |
| 後壁 | 147 | 0.29 | 1.93 | 0.16 |
| 側壁① | 199 | 0.40 | 1.80 | 0.23 |
| 側壁② | 199 | 0.40 | 1.80 | 0.23 |
| 隔壁① | 40 | 0.16 | 1.85 | 0.09 |
| 隔壁② | 63 | 0.25 | 1.89 | 0.14 |
| 隔壁③ | 69 | 0.27 | 1.89 | 0.15 |
| 隔壁④ | 105 | 0.42 | 1.82 | 0.23 |
| 隔壁⑤ | 102 | 0.41 | 1.82 | 0.23 |
| 隔壁⑥ | 105 | 0.42 | 1.82 | 0.23 |

表 5.7.2-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

| 評価対象 部材 | 発生断面力 | せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²) | 許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_1 |
|------------|----------------|---|---|--------------------------|
| | せん断力 Q (kN) | | | |
| 底版 | 162 | 0.27 | 1.51 | 0.18 |
| 前壁 | 135 | 0.27 | 2.09 | 0.13 |
| 後壁 | 152 | 0.30 | 2.15 | 0.15 |
| 側壁① | 251 | 0.50 | 2.00 | 0.26 |
| 側壁② | 251 | 0.50 | 2.00 | 0.26 |
| 隔壁① | 106 | 0.42 | 2.11 | 0.21 |
| 隔壁② | 110 | 0.44 | 2.06 | 0.22 |
| 隔壁③ | 148 | 0.59 | 2.02 | 0.30 |
| 隔壁④ | 149 | 0.60 | 2.01 | 0.30 |
| 隔壁⑤ | 148 | 0.59 | 2.02 | 0.30 |

(2) ③-③断面

3次元線形構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象位置図を図5.7.2-2に示す。

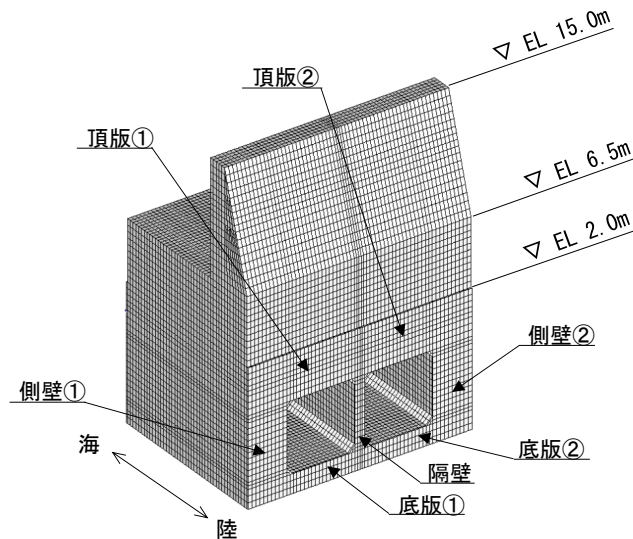


図5.7.2-2 評価対象位置図 (③-③断面)

a. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、ケーソンのコンクリートの圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表5.7.2-5に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表5.7.2-6に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表5.7.2-7及び表5.7.2-8に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

| 評価対象 部材 | 発生応力 | 圧縮強度 f'_{ak} (N/mm ²) | 照査値 σ_c/f'_{ak} |
|------------|--|--|---------------------------|
| | 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²) | | |
| 底版① | -2.0 | 16.0 | 0.13 |
| 底版② | -2.0 | 16.0 | 0.13 |
| 側壁① | -3.4 | 16.0 | 0.22 |
| 側壁② | -3.4 | 16.0 | 0.22 |
| 隔壁 | -4.6 | 16.0 | 0.29 |
| 頂版① | -1.4 | 16.0 | 0.09 |
| 頂版② | -1.4 | 16.0 | 0.09 |

表 5.7.2-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

| 評価対象 部材 | 発生応力 | 引張強度 f_{tk} (N/mm ²) | 照査値 σ_s/f_{tk} |
|------------|--|---------------------------------------|--------------------------|
| | 引張応力度 σ_s (N/mm ²) | | |
| 底版① | 0.5 | 1.91 | 0.25 |
| 底版② | 0.5 | 1.91 | 0.25 |
| 側壁① | 0.6 | 1.91 | 0.30 |
| 側壁② | 0.6 | 1.91 | 0.30 |
| 隔壁 | 1.1 | 1.91 | 0.60 |
| 頂版① | 0.7 | 1.91 | 0.35 |
| 頂版② | 0.7 | 1.91 | 0.35 |

表 5.7.2-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

| 評価対象 部材 | 発生応力 | せん断強度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_{a1} |
|------------|---|---|---------------------------|
| | せん断応力度 τ_c (N/mm ²) | | |
| 底版① | 0.87 | 1.09 | 0.81 |
| 底版② | 0.87 | 1.09 | 0.81 |
| 側壁① | 0.43 | 1.09 | 0.40 |
| 側壁② | 0.43 | 1.09 | 0.40 |
| 隔壁 | 0.75 | 1.09 | 0.69 |
| 頂版① | 0.61 | 1.09 | 0.56 |
| 頂版② | 0.61 | 1.09 | 0.56 |

表 5.7.2-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

| 評価対象 部材 | 発生応力 | せん断強度 τ_1 (N/mm ²) | 照査値 τ_c/τ_1 |
|------------|---|--|------------------------|
| | せん断応力度 τ_c (N/mm ²) | | |
| 底版① | 0.33 | 1.51 | 0.22 |
| 底版② | 0.33 | 1.51 | 0.22 |
| 側壁① | 0.55 | 1.51 | 0.37 |
| 側壁② | 0.55 | 1.51 | 0.37 |
| 隔壁 | 0.56 | 1.51 | 0.38 |
| 頂版① | 0.24 | 1.51 | 0.16 |
| 頂版② | 0.24 | 1.51 | 0.16 |

(参考資料 1) 発生応力度の平均化について

1. はじめに

防波壁（波返重力擁壁）は、弱軸方向断面である法線直交方向断面を評価断面として、強度評価をしており、施設のうちケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により強度評価を行っている。

強度評価の結果、③-③断面の放水路ケーソンの評価において発生する応力度が許容限界を上回る要素が存在し、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

2. ③-③断面のモデル化方針

③-③断面の3次元構造解析モデルは、「土木学会マニュアル」に準拠しモデル化を行っている。

「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい。

③-③断面の解析モデル及び評価対象部材の概念図を図2-1に示す。

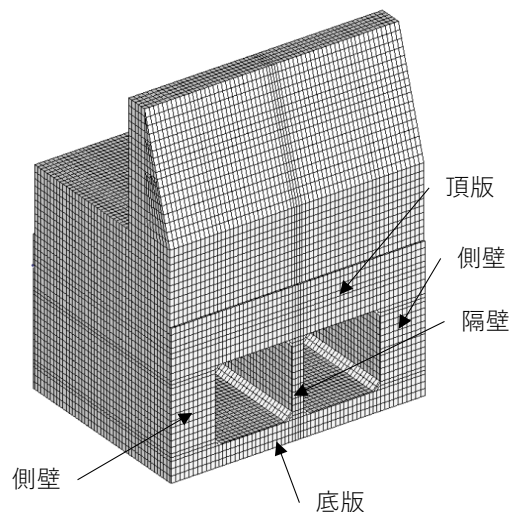


図 2-1 評価対象部材位置図

3. 許容限界を超える部材

③－③断面の放水路ケーソンについて、津波時に対する強度評価の結果、発生する応力度が許容限界を上回る要素が一部存在する。発生するせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-1 に示す。

表 3-1 津波時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値
（③－③断面）

| 評価対象 部材 | せん断 応力度 τ_c (N/mm ²) | 許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²) | 照査値 τ_c / τ_{a1} |
|------------|---|--|-----------------------------|
| 底版① | 1.17 | 1.09 | 1.08 |
| 底版② | 1.17 | 1.09 | 1.08 |

4. 応力度の平均化の考え方

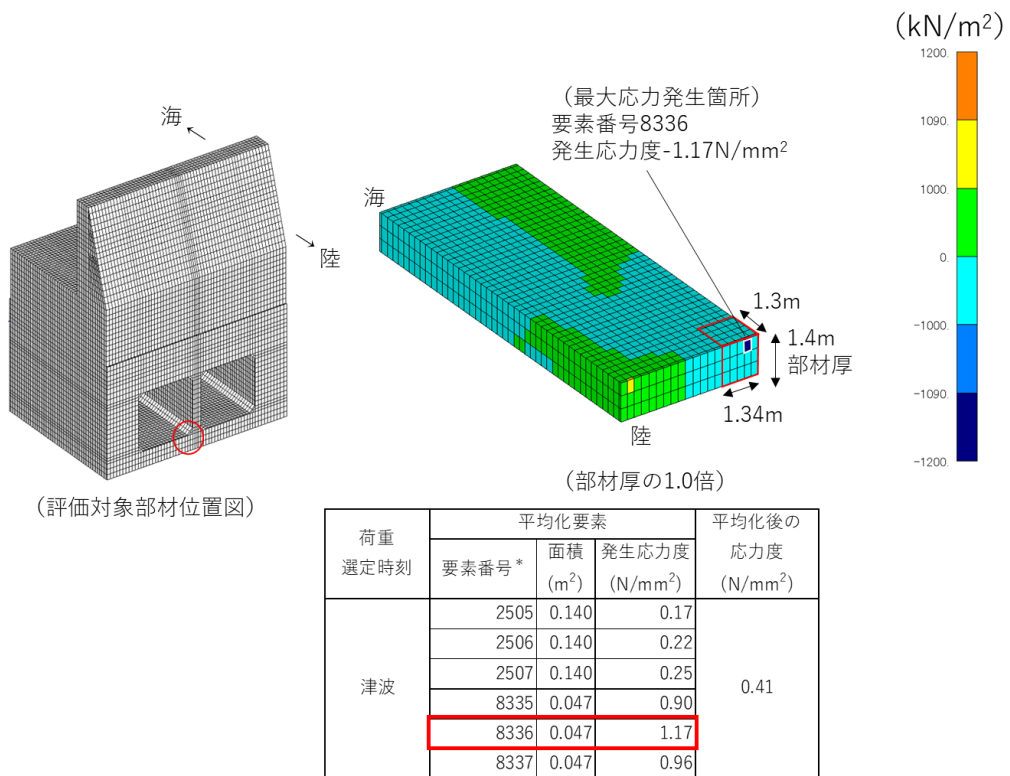
4.1 平均化範囲及び位置

要素分割について、「2. ③-③断面のモデル化方針」のとおり、「土木学会マニュアル」で断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いと記載されていることから、応力度の平均化の範囲は、部材厚の1.0倍以内で実施することとする。

応力度の平均化は、評価対象部材のうち最大応力度が発生している要素を対象とし、当該要素と隣接する要素について平均化を実施する。

4.2 平均化の考え方

応力度の平均化は、許容限界を超えている当該要素に隣接する要素を対象と行う。平均化した応力度は、当該要素の発生応力度と隣接する要素の発生応力度に対し、各要素の面積に応じた加重平均として算出する。図4-1に平均化の概要図を示す。



注記* 前後3要素ずつの中に最大要素が含まれるため6要素を表示

図4-1 応力度平均化の概念図（せん断応力度（面外））

5. せん断応力度（面外）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 5-1 に示す。同表により、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。平均化の概要図を図 5-1 に示す。

表 5-1 津波時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

| 評価対象部位 | 平均化要素数（個） | 発生応力度* (N/mm ²) | 許容応力度 (N/mm ²) | 照査値* |
|--------|-----------|--------------------------------|-------------------------------|----------------|
| 底版① | 75 | 0.41 (1.17) | 1.09 | 0.38 (1.08) |
| 底版② | 75 | 0.41 (1.17) | 1.09 | 0.38 (1.08) |

注記*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

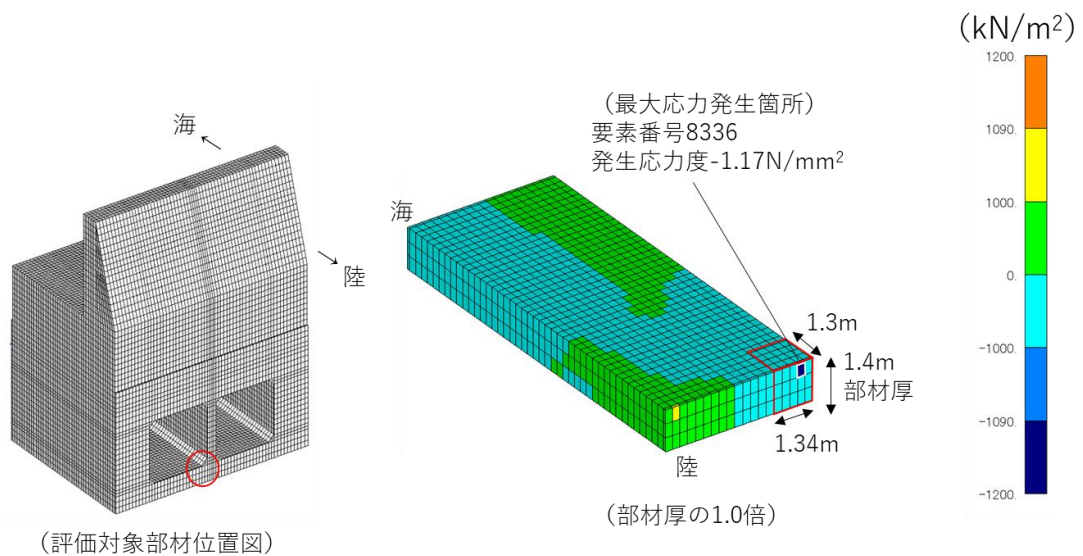


図 5-1 平均化の概要図（せん断応力度（面外），底版①）
（底版②は底版①と分布状況が左右対称で同様であるため省略）