

本資料のうち、枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-60-1 改 38
提出年月日	平成 30 年 5 月 18 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 5 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	<ul style="list-style-type: none"> ・新規制定 ・「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を新規作成し、追加
改1	H30.2.7	<ul style="list-style-type: none"> ・「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を新規作成し、追加
改2	H30.2.8	<ul style="list-style-type: none"> ・改0の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改3	H30.2.9	<ul style="list-style-type: none"> ・改1に、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を新規作成し、追加（「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」は、変更なし）
改4	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> ・改3の内、「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定（「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」は、変更なし）
改5	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> ・「5.11 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」及び「5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を新規作成し、追加
改6	H30.2.15	<ul style="list-style-type: none"> ・「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を新規作成し、追加
改7	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> ・改6に、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について」を新規作成し、追加（「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」は、変更なし）
改8	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> ・「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」及び「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を新規作成し、追加
改9	H30.2.22	<ul style="list-style-type: none"> ・改8の「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を改定（「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」は、変更なし）
改10	H30.2.23	<ul style="list-style-type: none"> ・改2の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改11	H30.2.27	<ul style="list-style-type: none"> ・「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」及び「5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を新規作成し、追加
改12	H30.3.1	<ul style="list-style-type: none"> ・「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて」、「4.2 漂流物による影響確認について」、「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」及び「5.6 浸水量評価について」を新規作成し、追加 ・改4の内、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定
改13	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> ・改12の内、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定
改14	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> ・改5の内、「5.11 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」を改定（「5.11 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」のうち、「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を新規作成） ・改9の内、「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 15	H30. 3. 9	<ul style="list-style-type: none"> 資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更（改定番号は継続） 改 7 の内、「5. 7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」を改定 改 10 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 16	H30. 3. 12	<ul style="list-style-type: none"> 改 14 の内、「5. 14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定
改 17	H30. 3. 22	<ul style="list-style-type: none"> 改 15 の内、「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 18	H30. 3. 30	<ul style="list-style-type: none"> 「1. 5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」、「3. 1 砂移動による影響確認について」、「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「放水路ゲートに関する補足説明」を新規作成し追加 改 17 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 19	H30. 4. 3	<ul style="list-style-type: none"> 改 18 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 20	H30. 4. 4	<ul style="list-style-type: none"> 改 11 の内「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 「5. 10 浸水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荷重の組合せについて」を新規作成し追加
改 21	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> 改 11 の内「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を改定 改 16 の内「5. 14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定（「5. 14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」のうち「5. 14. 2 鋼製防護壁シール材について」を新規作成）
改 22	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> 「6. 9. 2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」を新規作成し追加
改 23	H30. 4. 10	<ul style="list-style-type: none"> 改 18 の「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「6. 6. 1 放水路ゲートに関する補足説明」を改訂 改 21 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 24	H30. 4. 11	<ul style="list-style-type: none"> 改 5 の内、「5. 11 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」を改定（「5. 11 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」のうち、「5. 11. 4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）」を改定） 改 14 の内、「5. 11 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」を改定（「5. 11 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」のうち、「5. 11. 5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を改定） 改 20 の内、「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 「5. 15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について」を新規作成し追加 「6. 2. 1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加 「6. 3. 1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明」を新規作成し追加 「6. 4. 1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加 「6. 8. 1 貯留堰の設計に関する補足説明」を新規作成し追加
改 25	H30. 4. 12	<ul style="list-style-type: none"> 改 23 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 26	H30. 4. 13	<ul style="list-style-type: none"> 改 12 の内、「4. 2 漂流物による影響確認について」及び「5. 6 浸水量評価について」を改定
改 27	H30. 4. 18	<ul style="list-style-type: none"> 改 25 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 28	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内, 「5. 11 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」を改定(「5. 11. 7 防潮扉」を改定) ・改 24 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 21 の内, 「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」 ・「5. 13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について」を新規作成し, 追加 ・「5. 18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」を新規作成し, 追加 ・「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」(土木)を新規作成し, 追加 ・「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 29	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 18 の内, 「1. 5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」を改定
改 30	H30. 4. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・H30. 4. 23 時点での最新版一式として, 改 29 (H30. 4. 19) までの最新版をとりまとめ, 一式版を作成
改 31	H30. 4. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 28 の内, 「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」 ・改 5 の内, 「5. 11 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」を改定(「5. 11. 2 防潮堤(鋼製防護壁)」, 「5. 11. 3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定) ・「6. 12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 32	H30. 5. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 31 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・「5. 9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を削除し, 5. 9 以降の番号を繰り上げ ・改 5 の内, 「5. 10 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」を改定(「5. 10. 8 構内排水路逆流防止設備」を改定) ・改 21 の内, 「5. 13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定(「5. 13. 2 鋼製防護壁シール材について」を改定) ・「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 7. 1. 1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 33	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内, 「5. 16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を改定 ・「6. 2. 1. 2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料」を新規作成し, 追加 ・「6. 3. 1. 2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 4. 1. 2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> ・改 27 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 ・「6. 7. 1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を新規作成し、追加
改 35	H30. 5. 14	<ul style="list-style-type: none"> ・改 34 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の実証試験の記載等について適正化
改 36	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を新規追加 ・「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加 ・「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加
改 37	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 4 の内、「1. 1 潮位観測記録の考え方について」及び「1. 3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定 ・改 18 の内、「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定 ・「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」に名称を変更
改 37	H30. 5. 18	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の内、「5. 10 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」を改定（「5. 10. 5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内、「5. 10 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」を改定（「5. 10. 3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内、「6. 12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を改定

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 37 H30. 5. 17]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 37 H30. 5. 17]
 - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 29 H30. 4. 19]
 - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について[改 37 H30. 5. 17]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 32 H30. 5. 1]
 - 4.2 漂流物による影響確認について[改 26 H30. 4. 13]
 - 4.3 漂流物衝突力について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
 - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
 - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
 - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.9 浸水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荷重の組合せについて[改 20 H30. 4. 4]
 - 5.10 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
 - 5.10.1 概要[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.2 防潮堤（鋼製防護壁）[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
 - 5.10.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
 - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.7 防潮扉[改 28 H30. 4. 19]
 - 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 32 H30. 5. 1]

- 5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
- 5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について[改 28 H30. 4. 19]
- 5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について
 - 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30. 3. 19]
 - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 32 H30. 5. 1]
- 5.14 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について[改 24 H30. 4. 11]
- 5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
- 5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 33 H30. 5. 7]
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について[改 28 H30. 4. 19]
- 5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30. 2. 19]
- 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 36 H30. 5. 17]
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
 - 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
 - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 34 H30. 5. 7]
 - 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
 - 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明
 - 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明
 - 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.5 防潮扉に関する補足説明
 - 6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]
 - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]（土木）
 - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
 - 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
 - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]

[]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

- 6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明[改 34 H30. 5. 7]
 - 6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]
 - 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.8 貯留堰に関する補足説明
 - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
 - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]
- 6.9 浸水防護設備に関する補足説明
 - 6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明
 - 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 22 H30. 4. 6]
 - 6.9.3 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 6.10 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.10.1 津波監視カメラの設計に関する補足説明
 - 6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明
 - 6.10.3 加振試験の条件について
 - 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明
- 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明[改 38 H30. 5. 18]
- 6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明[改 31 H30. 4. 26]

[]内は、当該箇所を提出
(最新) したときの改訂を示
す。

5. 10. 3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）

鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5. 10. 3-1 に、構造図を図 5. 10. 3-2 に、断面図を図 5. 10. 3-3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁は、1 ブロックの縦断方向長さ 11 m～20 m 程度、天端高 T.P. +20 m、奥行約 10 m の鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）のたて壁と地中連続壁基礎（下部構造）とは、鉄筋コンクリートフーチングを介して一体構造とする。また、北側の鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉 1 を設置する。

地中連続壁基礎の耐震性は、堤軸方向断面及び堤軸直交方向断面に対して地盤と構造物の連成モデルによる 2 次元有効応力解析を実施し、構造物の健全性及び支持性能について評価する。鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）は、たて壁下端を固定端とした片持ち梁で静的震度法により評価する。

一方、津波に対する評価は、鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）と地中連続壁基礎とを一体でモデル化した 3 次元フレームモデルを用いた応答変位法により実施する。

なお、鉄筋コンクリート防潮壁の隅角部は、上部構造が L 字型に屈曲することから、津波荷重を 2 方向から受けることになるため、重畳時において 3 次元フレームモデルにより評価する。

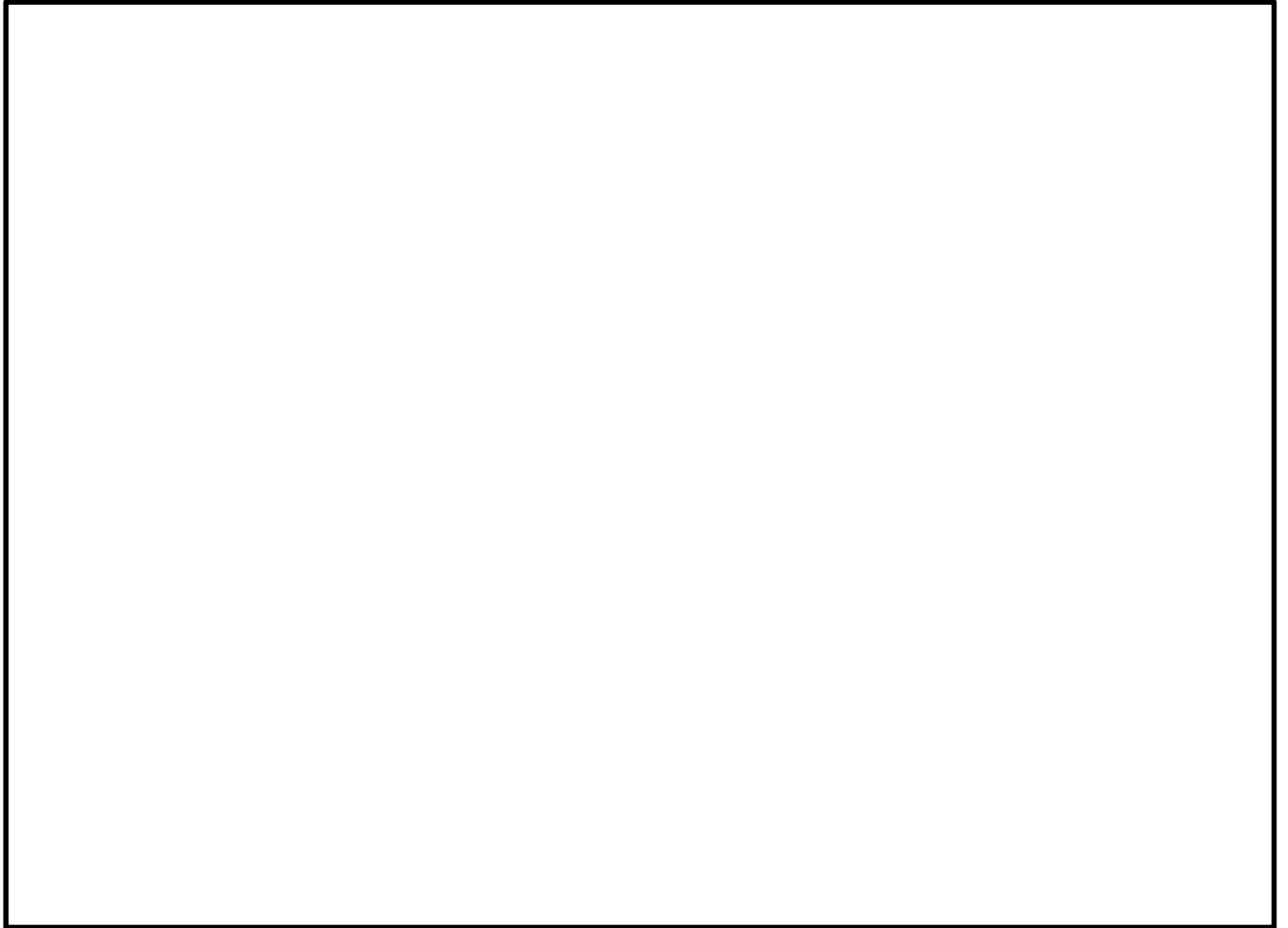
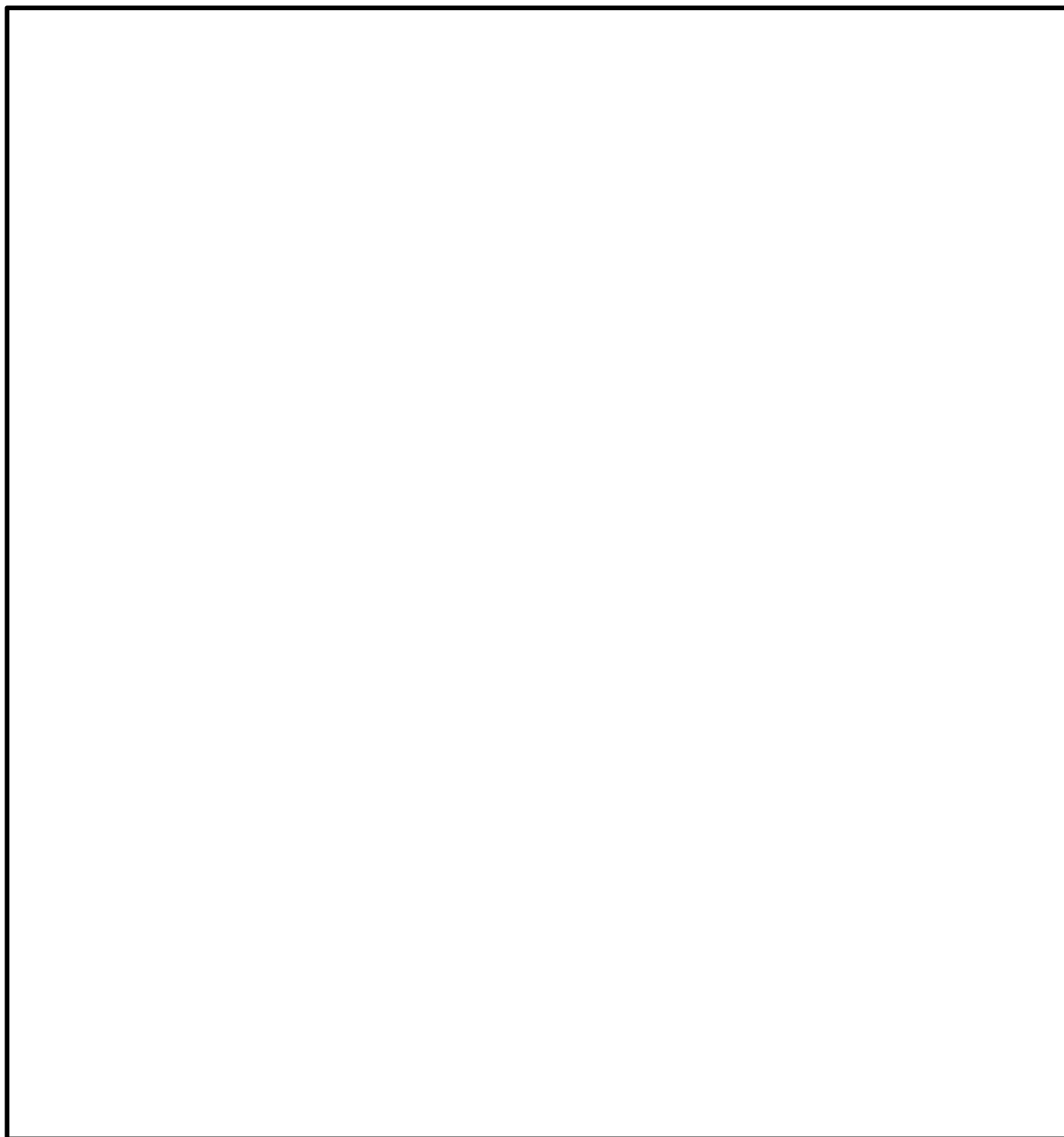


図 5.10.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁平面配置図



注記 : 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

図 5.10.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造図

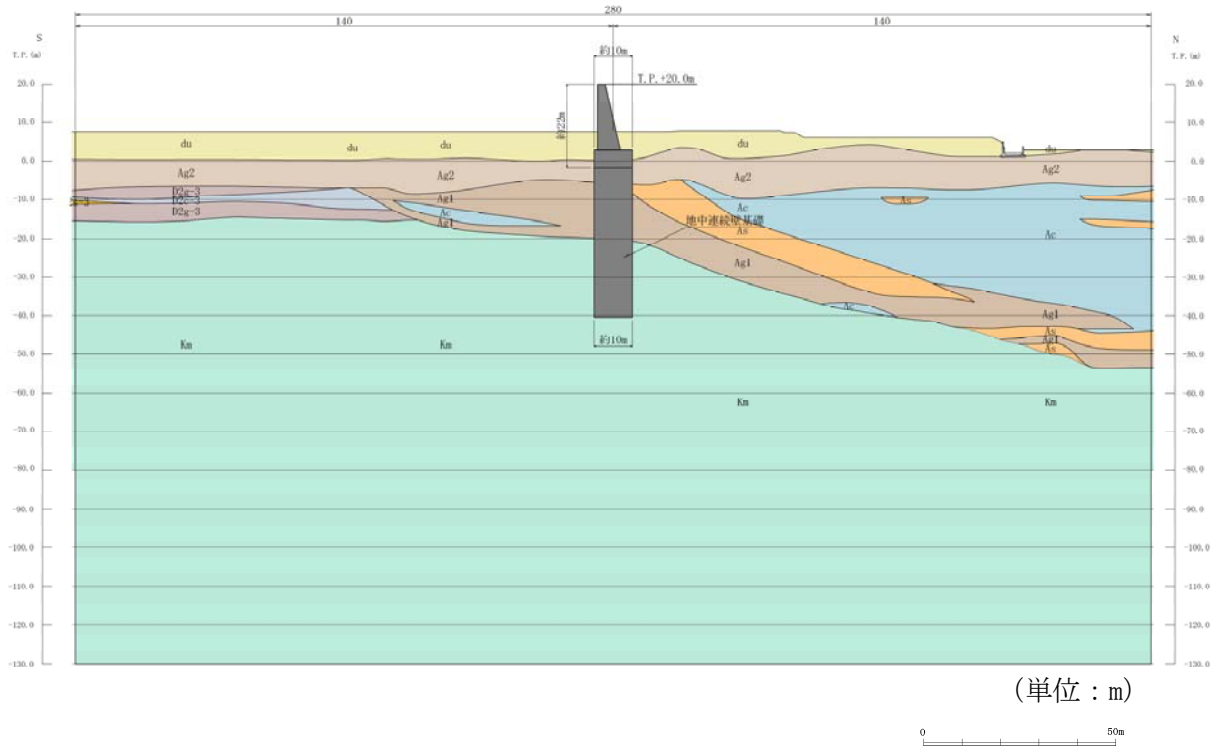


図 5.10.3-3(1) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(A-A断面)

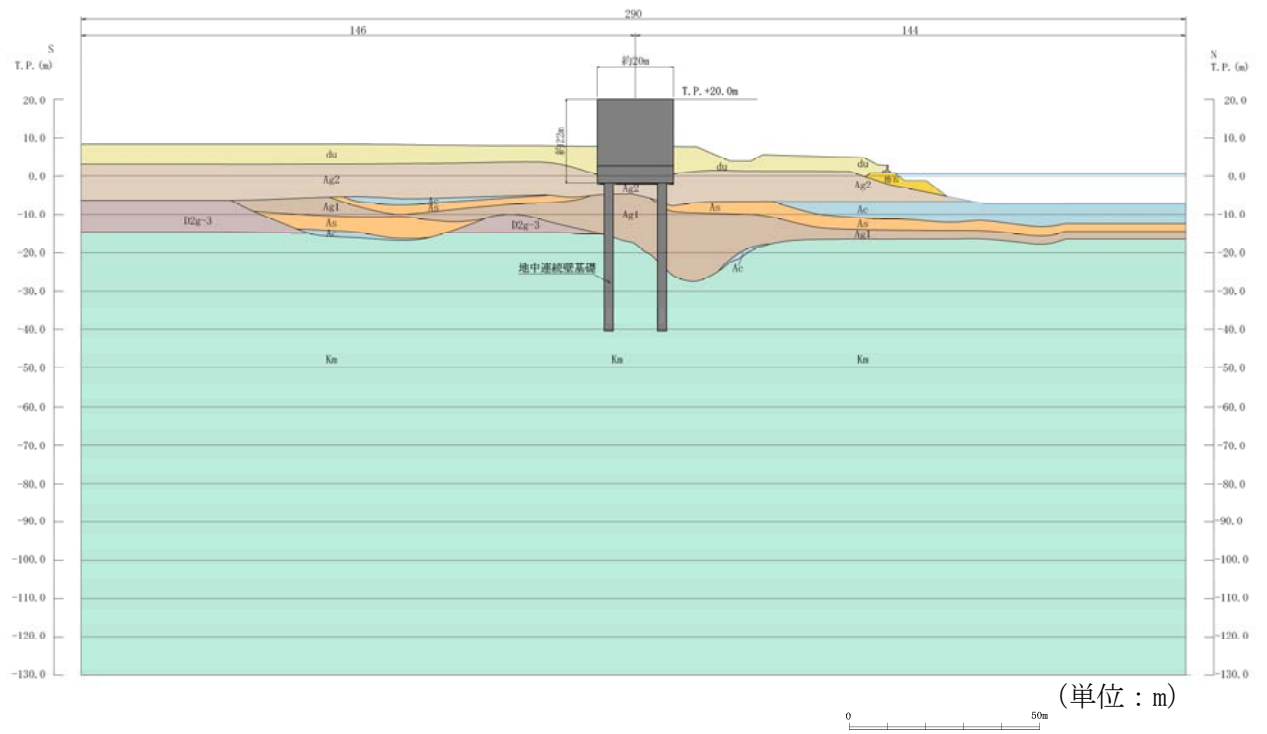


図 5.10.3-3(2) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(B-B断面)

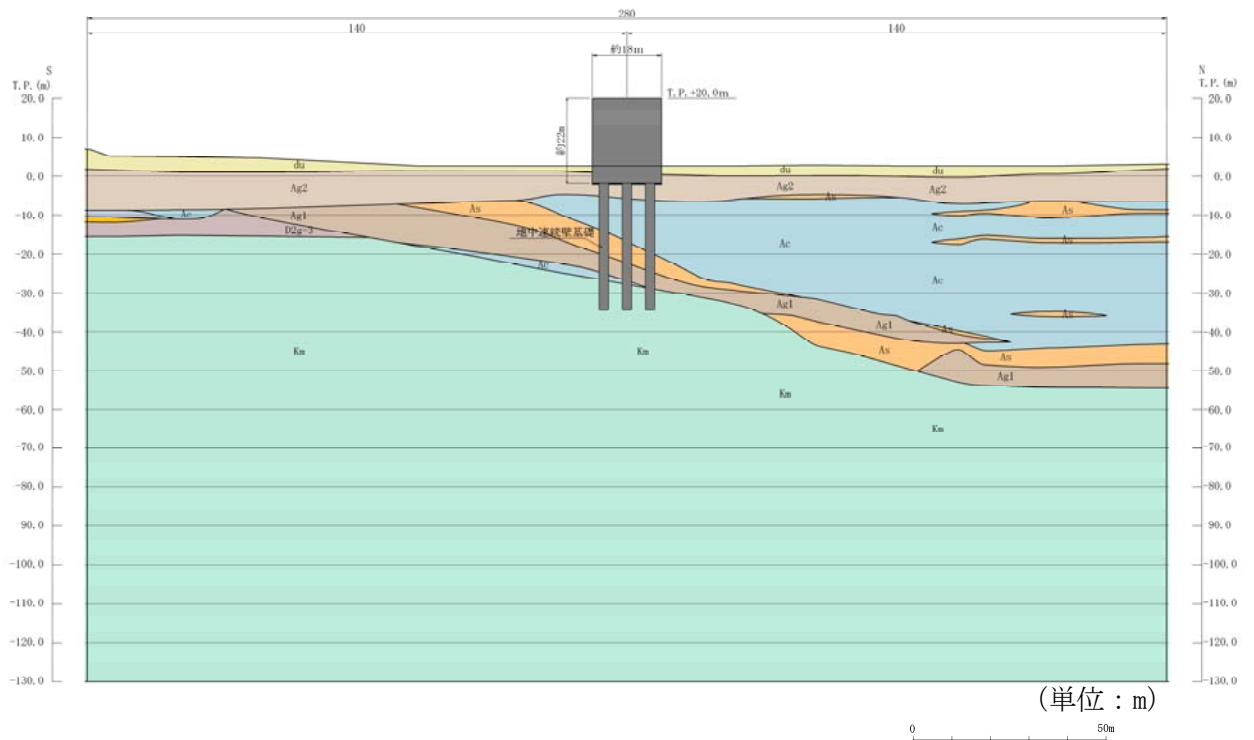


図 5.10.3-3(3) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(C-C断面)

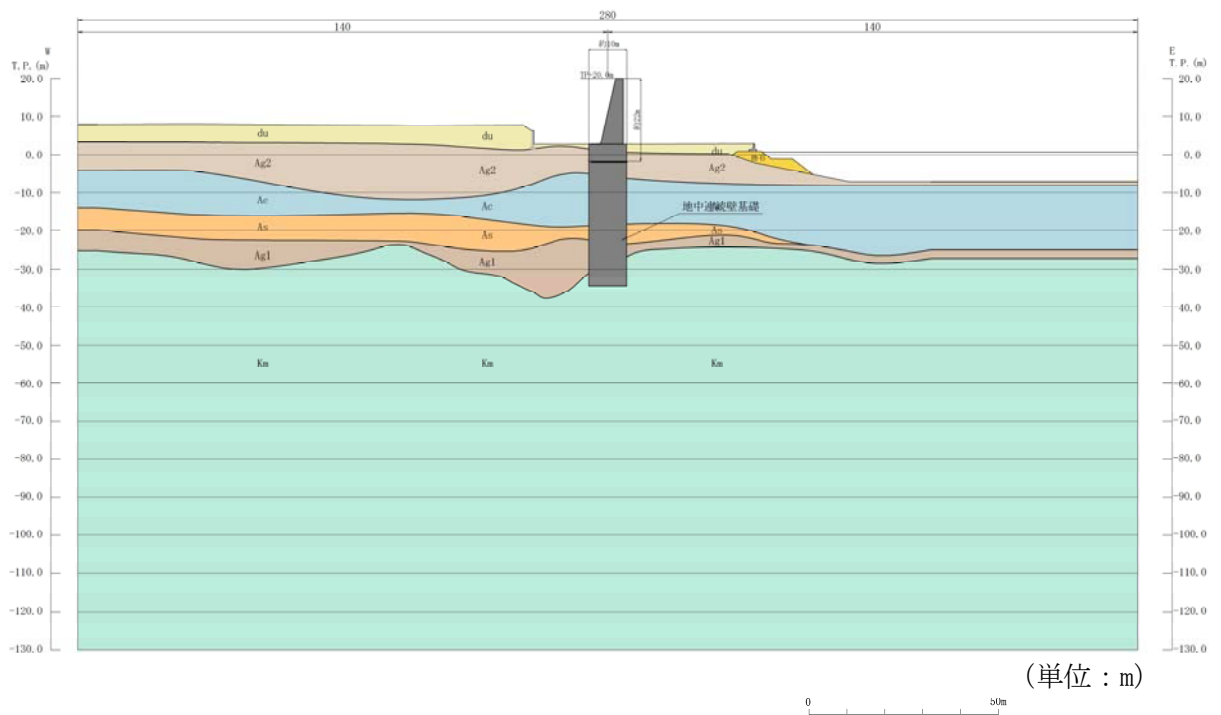


図 5.10.3-3(4) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(D-D断面)

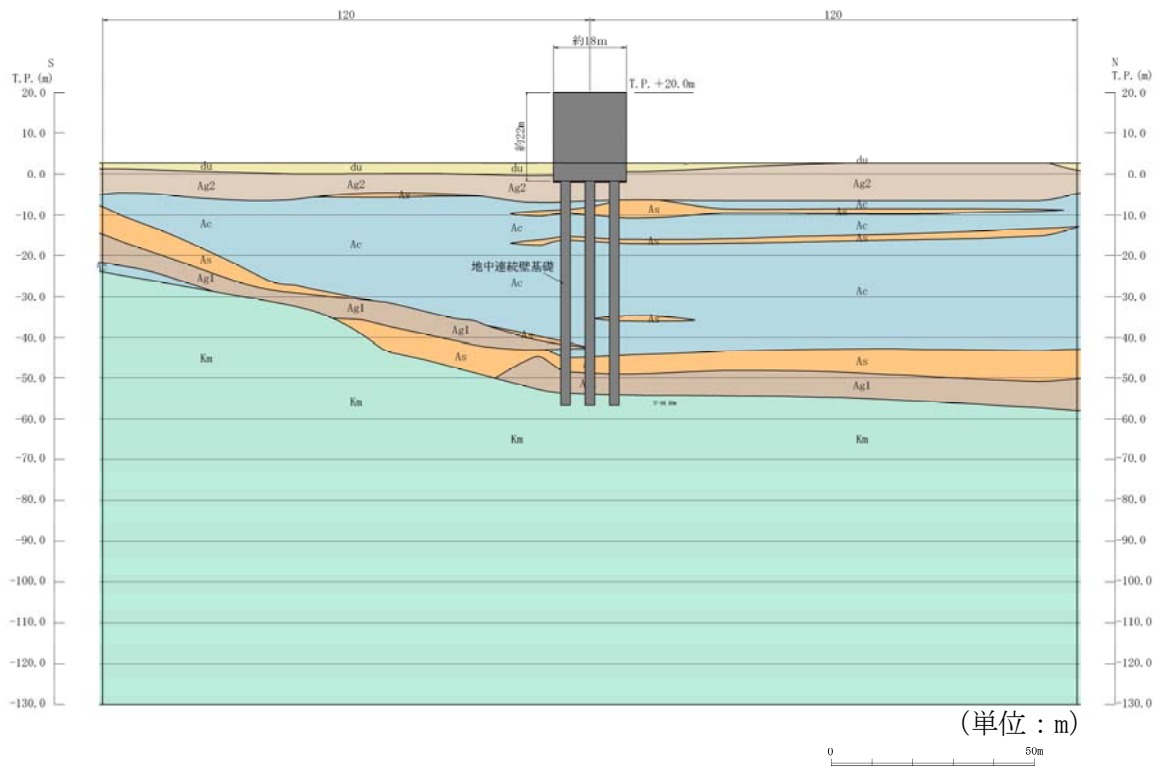


図 5.10.3-3(5) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(E-E断面)

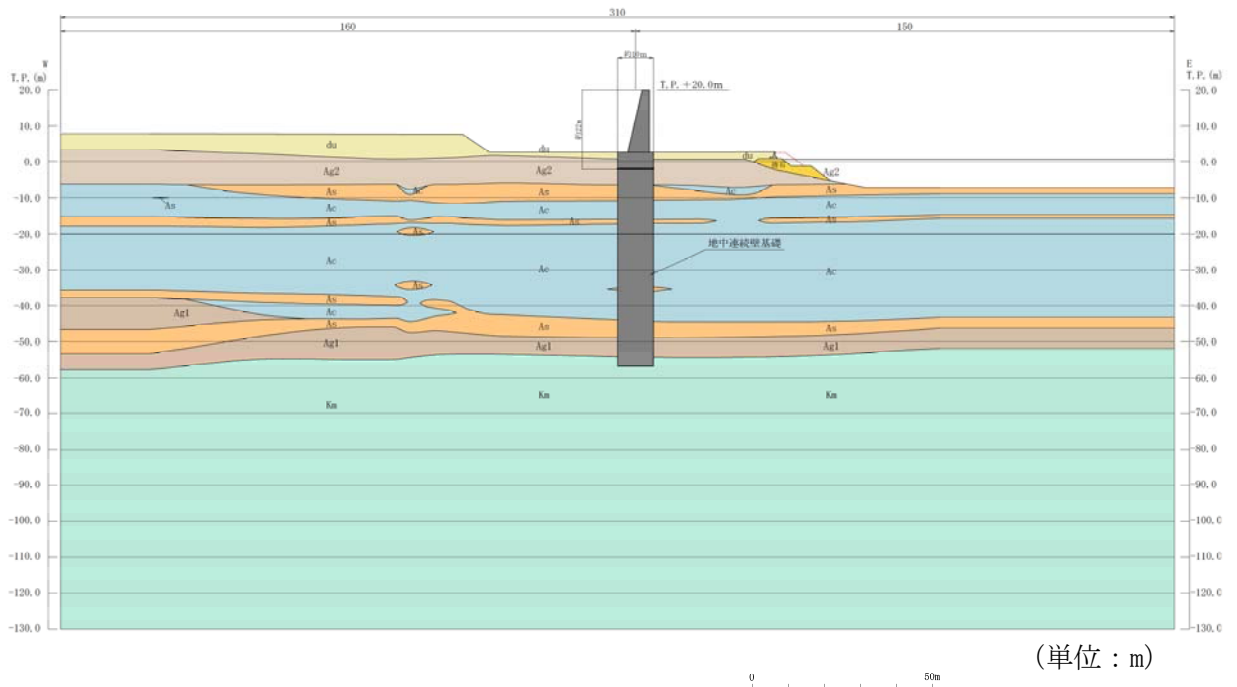


図 5.10.3-3(6) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(F-F断面)

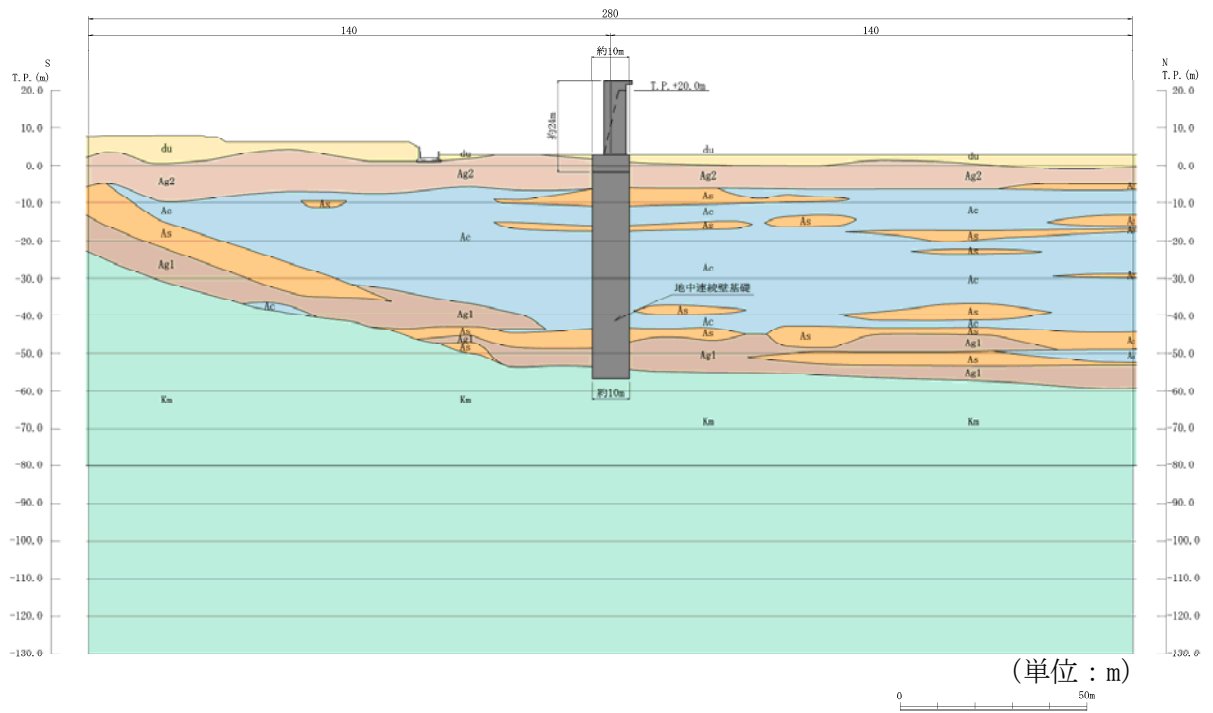


図 5.10.3-3(7) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(G-G断面)

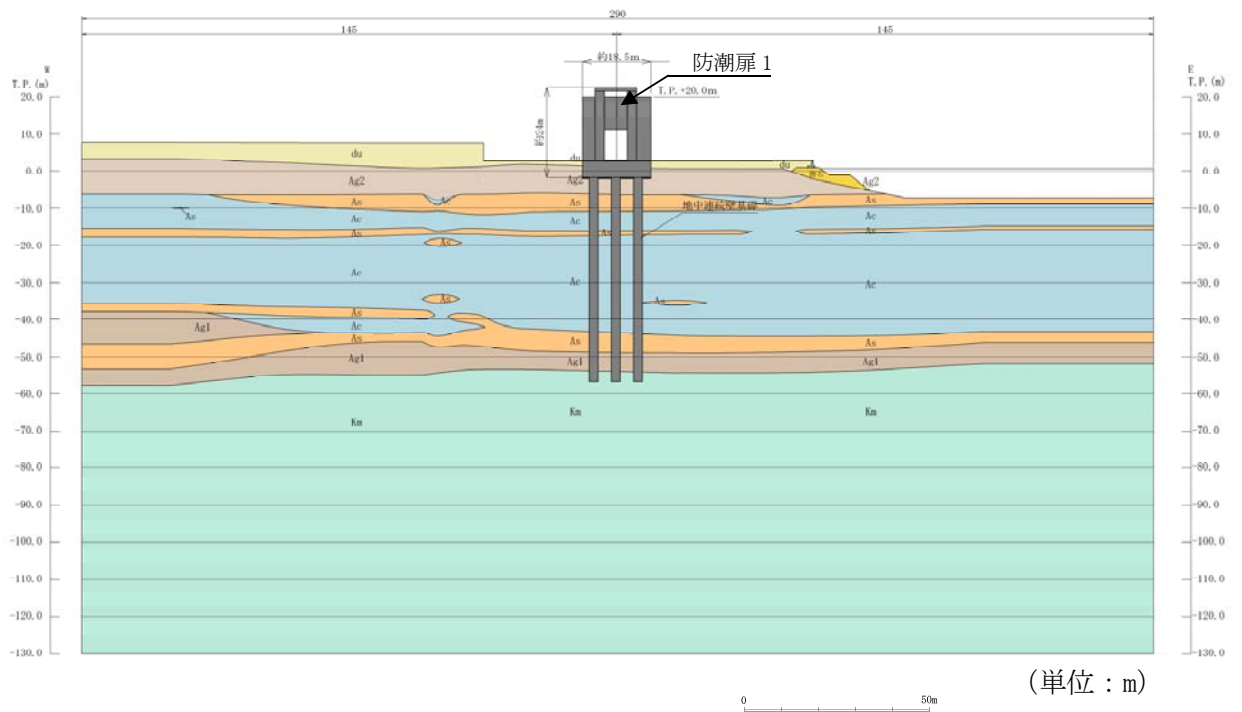


図 5.10.3-3(8) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(H-H断面)

(1) 評価候補断面の整理

鉄筋コンクリート防潮壁の地中連続壁基礎は、岩盤に直接設置する。鉄筋コンクリート防潮壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積している。岩盤上面の分布は、南側の東西方向では起伏があり、北側の東西方向では概ね水平成層である。

したがって、取水構造物の南側及び北側それぞれについて、防潮堤の法線方向が汀線方向、汀線直交方向となる範囲毎に評価候補断面を設定する。

評価候補断面の特徴を表 5.10.3-1 に示す。

A-A断面～D-D断面は南側の断面、E-E断面～H-H断面は北側の断面である。

鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）の縦断方向（堤軸方向）の断面（B-B断面、C-C断面、E-E断面、H-H断面）は、加振方向と平行に躯体が連続して配置されるため強軸断面方向となる。一方、地中連続壁基礎は、縦断方向が加振方向と平行に配置される部材の断面係数が小さいことから弱軸断面方向となる。

A-A断面（B-B断面）位置以外の地表面高さはT.P. +3.0 m程度であるのに対し、A-A断面（B-B断面）位置の地表面高さはT.P. +8.0 m程度である。A-A断面（B-B断面）位置以外においては、地表上の上部構造の高さがA-A断面（B-B断面）位置と比較して高いことから津波荷重が大きくなる。

なお、C-C断面、D-D断面及びE-E断面、F-F断面にフラップゲートを設置し、G-G断面、H-H断面に防潮扉1を設置する。

表 5.10.3-1 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴 (南側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A-A	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	—
B-B	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	—
C-C	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	フラップゲート
D-D	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	フラップゲート

表 5.10.3-1 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴 (北側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
E-E	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップゲート
F-F	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップゲート
G-G	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 上部構造の重量が重い。 防潮扉を設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉
H-H	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 上部構造の重量が重い。 防潮扉を設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉

(2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造の弱軸断面方向が異なることから、堤軸方向と堤軸直交方向の断面を組み合わせで選定する。

a. 取水構造物南北位置における地震応答の比較

岩盤上面が南側から北側に傾斜しており、取水構造物の南北で異なる応答となることが予想されることから、図 5.10.3-4 に示す南側（地点①②）及び北側（③④）において本震時の 1 次元地震応答解析（SHAKE）を実施する。1 次元地震応答解析モデルを図 5.10.3-5 に示す。

1 次元地震応答解析では、地表面から基礎下端間の変位及びひずみ並びに機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度を比較する。表 5.10.3-2 に 1 次元地震応答解析結果の比較を示し、図 5.10.3-6 に深度方向の応答分布図を示す。

変位は岩盤上面の深度に応じて北側（地点③④）が大きく、中でも地点④が最大となる。せん断ひずみの最大レベルは概ね同様であるが、北側（地点③④）の方が第四紀層の堆積厚が厚いことから大きいせん断ひずみが発生する深度の範囲が広く、変位の累積傾向に反映されている。一方、南側（地点①②）では軟弱粘性土層（Ac 層）と砂礫層（Ag1 層）の境界部においてせん断ひずみが集中する傾向にあるものの、北側（地点③④）と比べて変位の深度方向の変化率は同程度であることから、地中連続壁基礎への曲げ作用は南側（地点①②）に比べ変位が 2 倍程度発生している北側（地点③④）の方が大きくなるものと考察される。

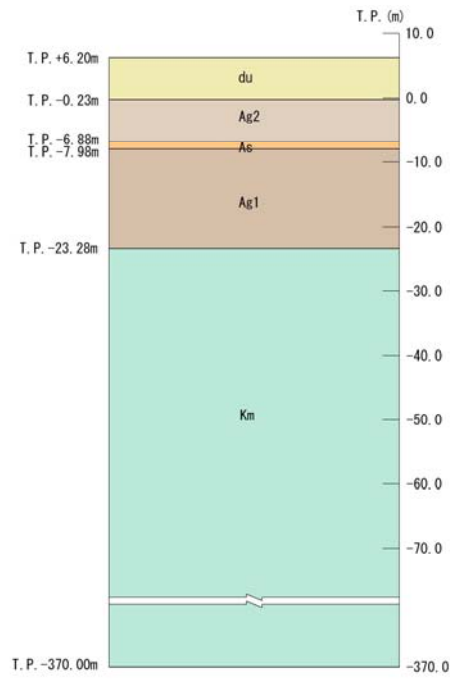
地表面最大加速度は北側（地点③④）に比べ南側（地点②）が大きくなる傾向にある。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価においては、地中連続壁基礎の変位が大きくなる北側の断面から選定する。

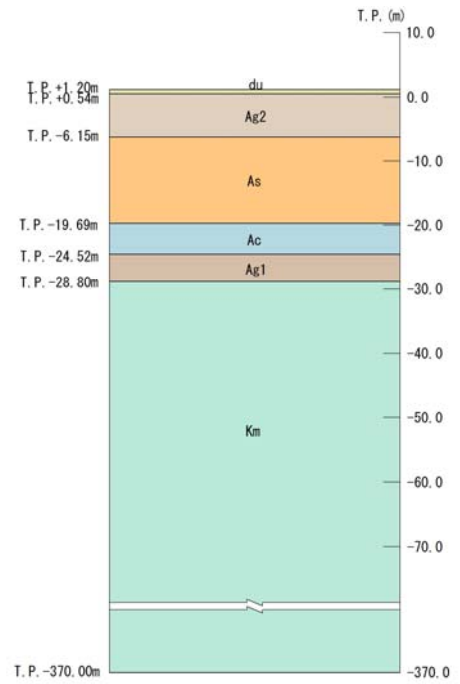
ただし、機器・配管系への加速度応答抽出に用いる評価対象断面は、地表面最大加速度が大きい地点②の C-C 断面、D-D 断面を選定する。



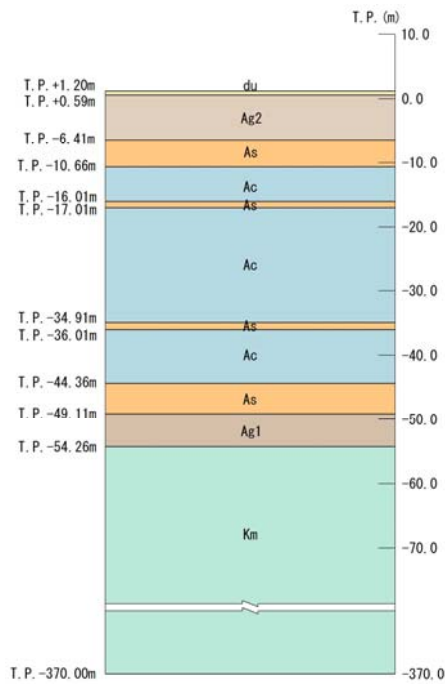
图 5.10.3-4 1 次元地震応答解析実施位置



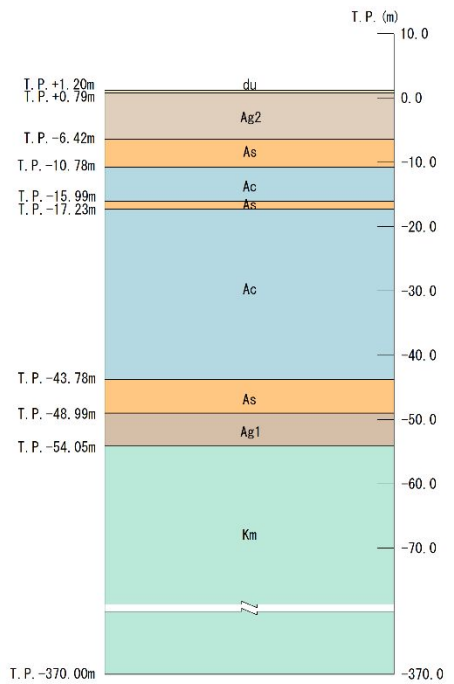
(地点①)



(地点②)



(地点③)



(地点④)

図 5.10.3-5 1次元地震応答解析モデル

表 5.10.3-2 (1) 1次元地震応答解析結果の比較
 (地表面-基礎下端間の最大変位 (cm))

地震動	方向	南側		北側	
		地点①	地点②	地点③	地点④
S _s -D1	—	9	7	14	16
S _s -11	汀線	2	1	9	9
	汀線直交	3	2	6	6
S _s -12	汀線	3	2	13	13
	汀線直交	3	2	8	8
S _s -13	汀線	3	2	12	13
	汀線直交	3	2	8	8
S _s -14	汀線	3	2	8	8
	汀線直交	2	1	7	8
S _s -21	汀線	4	3	11	11
	汀線直交	3	2	7	7
S _s -22	汀線	4	3	8	8
	汀線直交	4	3	8	8
S _s -31	—	9	7	19	19

注記 : 着色枠は最大値を示す。

表 5.10.3-2 (2) 1次元地震応答解析結果の比較
(最大せん断ひずみ (%))

地震動	方向	南側		北側	
		地点①	地点②	地点③	地点④
S _s -D1	—	0.6	0.7	0.4	0.5
S _s -11	汀線	0.1	0.1	0.3	0.3
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
S _s -12	汀線	0.2	0.2	0.4	0.4
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
S _s -13	汀線	0.1	0.2	0.4	0.4
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
S _s -14	汀線	0.1	0.2	0.2	0.2
	汀線直交	0.1	0.1	0.2	0.2
S _s -21	汀線	0.3	0.3	0.4	0.4
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
S _s -22	汀線	0.3	0.3	0.3	0.2
	汀線直交	0.3	0.3	0.2	0.2
S _s -31	—	0.6	0.7	0.7	0.7

注記 : 着色枠は最大値を示す。

表 5.10.3-2 (3) 1次元地震応答解析結果の比較

(最大せん断ひずみ発生時刻における地表面-基礎下端間の最大変位 (cm))

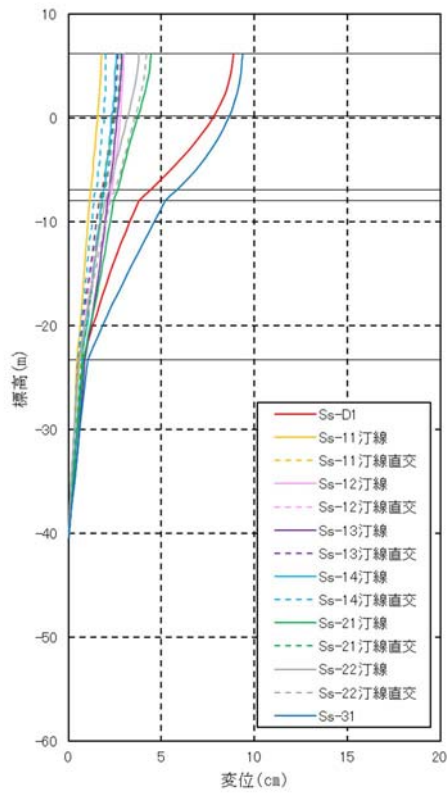
地震動	方向	南側		北側	
		地点①	地点②	地点③	地点④
S _s -D1	—	9	7	13	15
S _s -1 1	汀線	1	1	8	9
	汀線直交	3	2	6	6
S _s -1 2	汀線	3	2	13	13
	汀線直交	3	2	7	8
S _s -1 3	汀線	3	2	12	13
	汀線直交	3	2	5	5
S _s -1 4	汀線	2	2	8	8
	汀線直交	2	1	7	7
S _s -2 1	汀線	4	3	10	10
	汀線直交	3	2	7	7
S _s -2 2	汀線	4	2	6	7
	汀線直交	4	3	4	4
S _s -3 1	—	9	7	19	19

注記 : 着色枠は最大値を示す。

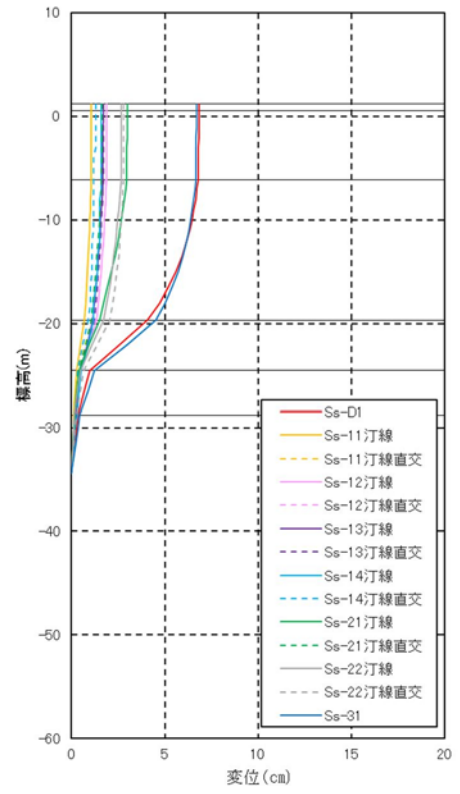
表 5.10.3-2 (4) 1次元地震応答解析結果の比較
 (機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度 (cm/s²))

地震動	方向	南側	北側	
		地点②	地点③	地点④
S _s -D1	—	600	458	441
S _s -11	汀線	302	212	200
	汀線直交	347	274	269
S _s -12	汀線	325	307	300
	汀線直交	294	269	267
S _s -13	汀線	343	283	277
	汀線直交	303	275	273
S _s -14	汀線	314	257	252
	汀線直交	261	225	226
S _s -21	汀線	578	432	425
	汀線直交	444	321	317
S _s -22	汀線	511	365	363
	汀線直交	455	433	428
S _s -31	—	524	540	532

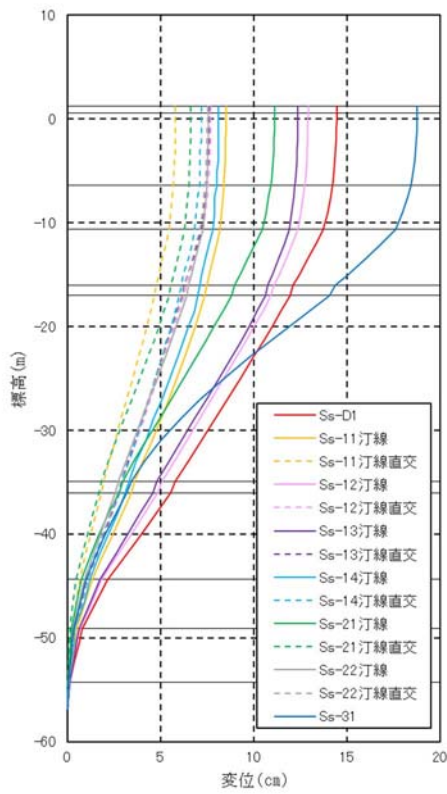
注記 : 着色枠は最大値を示す。



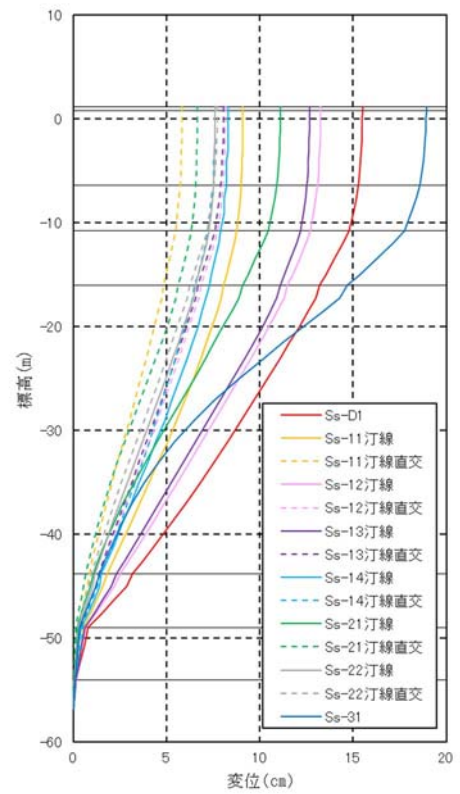
(地点①)



(地点②)

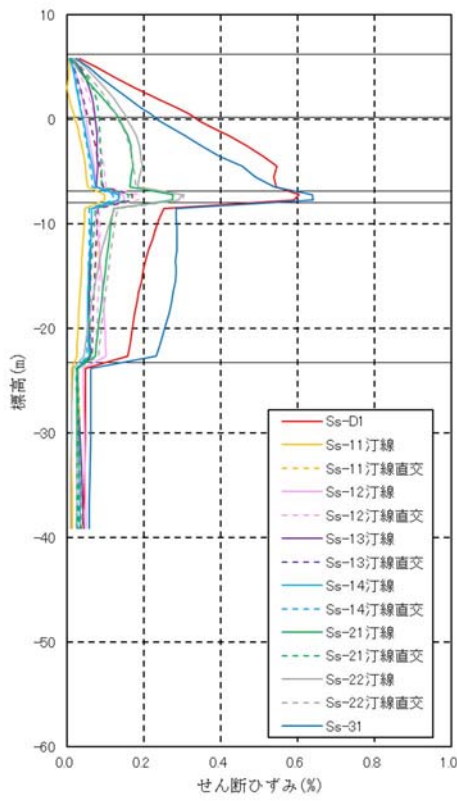


(地点③)

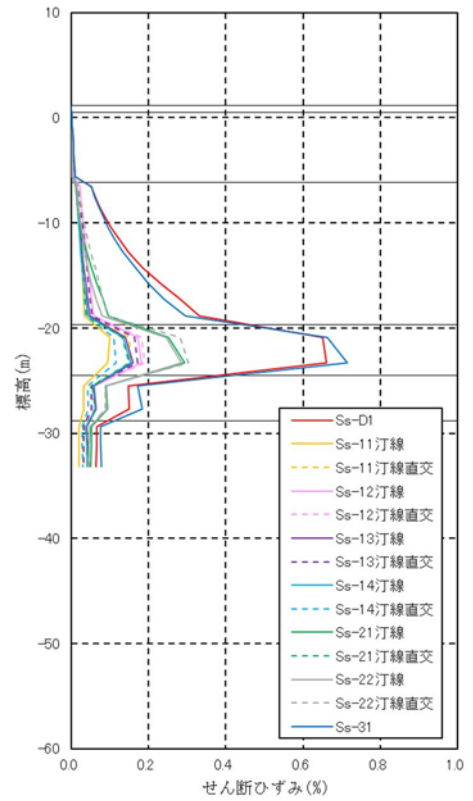


(地点④)

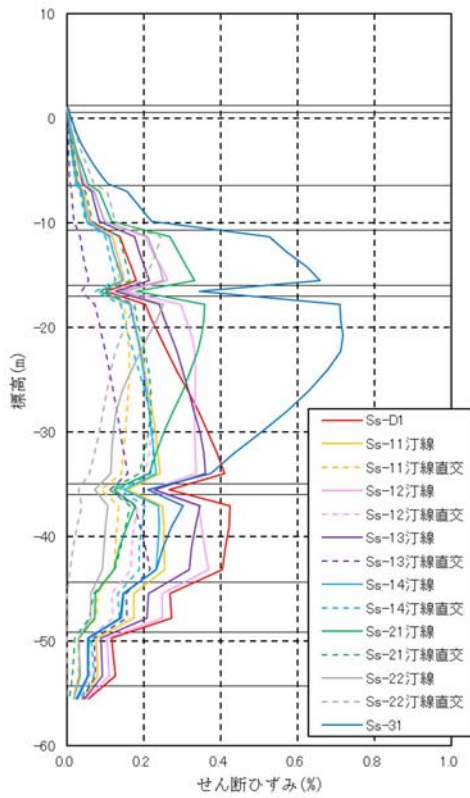
図 5.10.3-6 (1) 地表面—基礎下端間の最大変位発生時刻における変位の深度分布



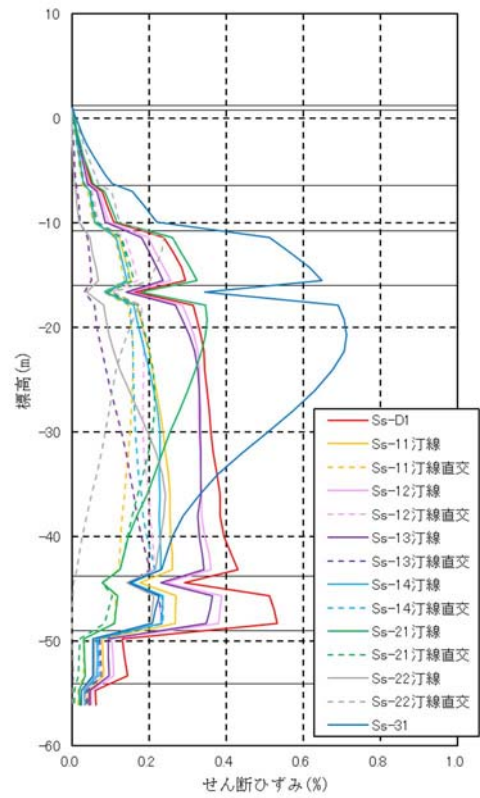
(地点①)



(地点②)

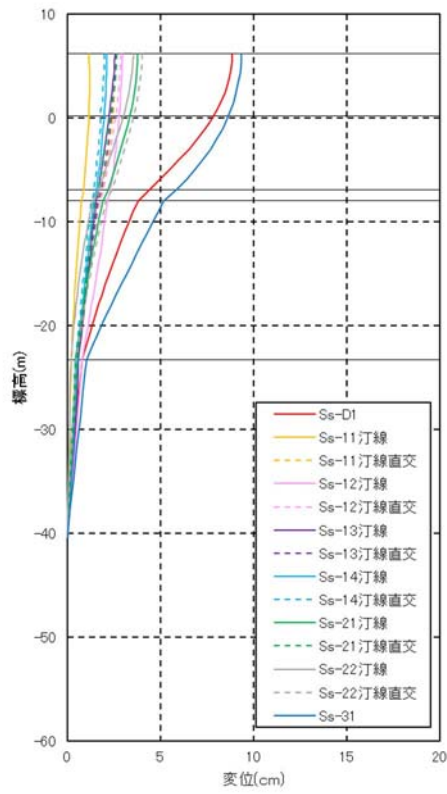


(地点③)

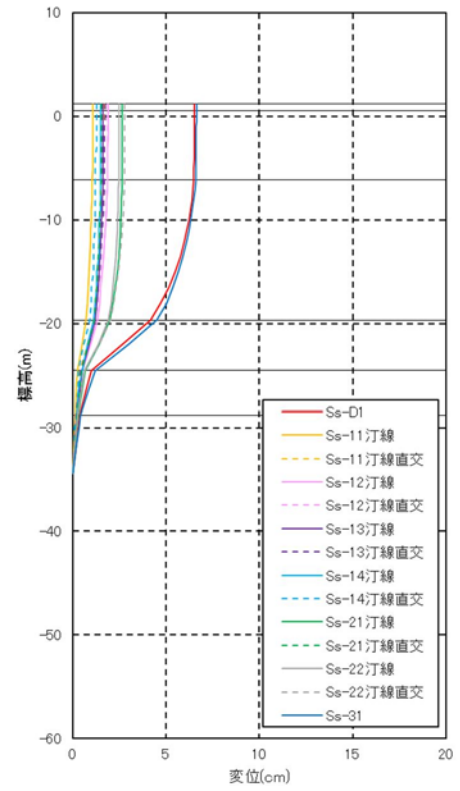


(地点④)

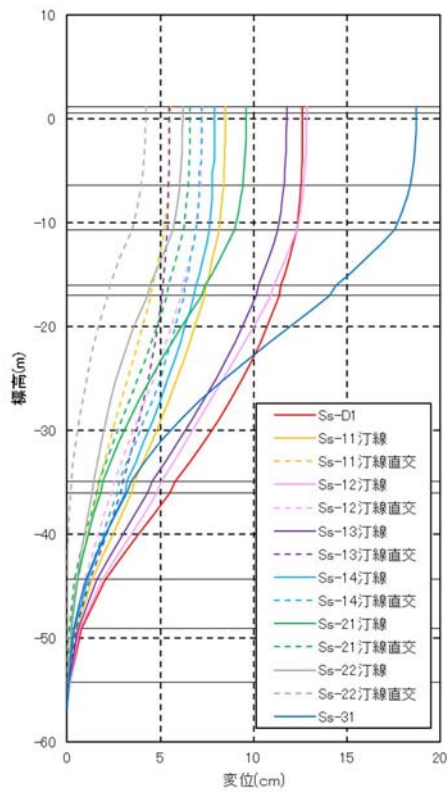
図 5.10.3-6 (2) 最大せん断ひずみ発生時刻におけるせん断ひずみの深度分布



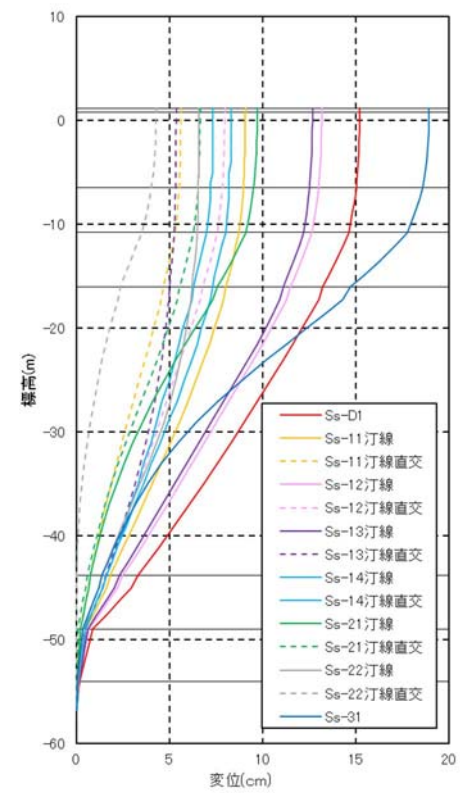
(地点①)



(地点②)

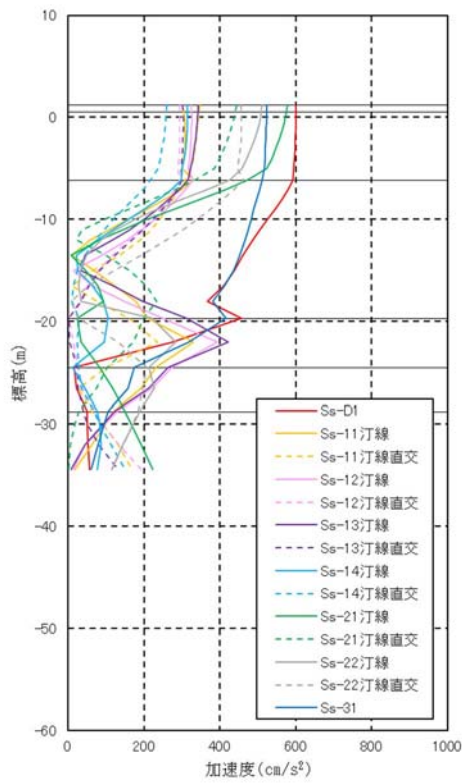


(地点③)

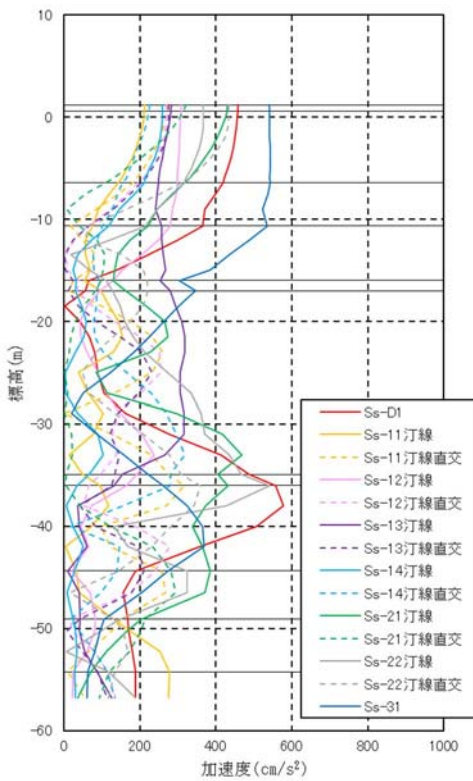


(地点④)

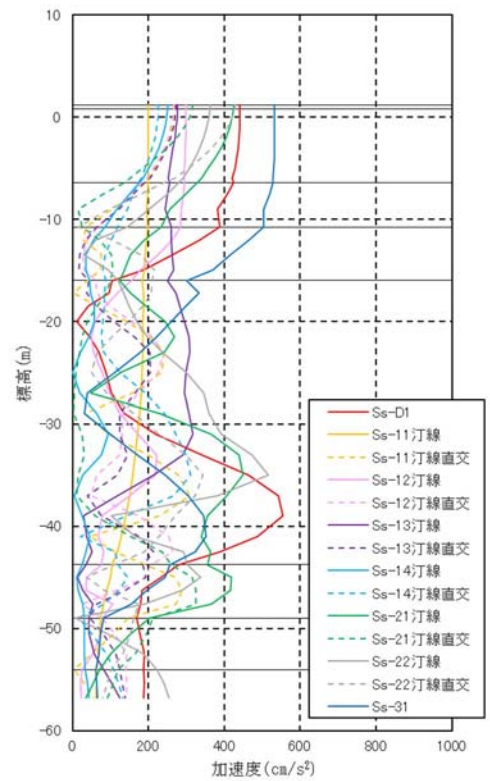
図 5.10.3-6 (3) 最大せん断ひずみ発生時刻における変位の深度分布



(地点②)



(地点③)



(地点④)

図 5.10.3-6 (4) 機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度発生時刻における加速度の深度分布

b. 取水構造物北側における評価対象断面の選定

表 5.10.3-2 に 1 次元地震応答解析結果を示す。最大変位，最大ひずみ及び最大せん断ひずみ発生時刻における最大変位が概ね同様であるため，下部構造の発生応力に差異はないと考えられる。下部構造の照査は上部構造の影響を考慮に入れることから上部構造の重量に着目して評価対象を選定する。

北側断面上部構造の単位幅当たり重量の算定根拠を図 5.10.3-7 に示す。地表面最大加速度から地点ごとの設計震度を設定し，上部構造に作用する慣性力の比較を表 5.10.3-3 示す。慣性力は防潮扉を設置する地点④の方が地点③より大きくなった。

また，上部構造に作用する津波荷重の荷重図を図 5.10.3-8 に示し，津波荷重（単位奥行き当たり合力）の比較を表 5.10.3-4 に示す。津波荷重についても地点④の方が地点③より大きくなった。

以上のことから，慣性力及び津波荷重が大きくなる地点④の G-G 断面，H-H 断面を耐震評価の評価対象断面として選定する。

表 5.10.3-3 北側断面上部構造の慣性力の比較

地点	断面	単位幅当たり重量 (kN/m)	地表面最大加速度* m/s ²	設計水平震度 m/s ²	慣性力 (kN)
地点③	E-E 断面	1696	5.40	0.55	934
	F-F 断面				
地点④	G-G 断面	1872	5.32	0.54	1016
	H-H 断面				

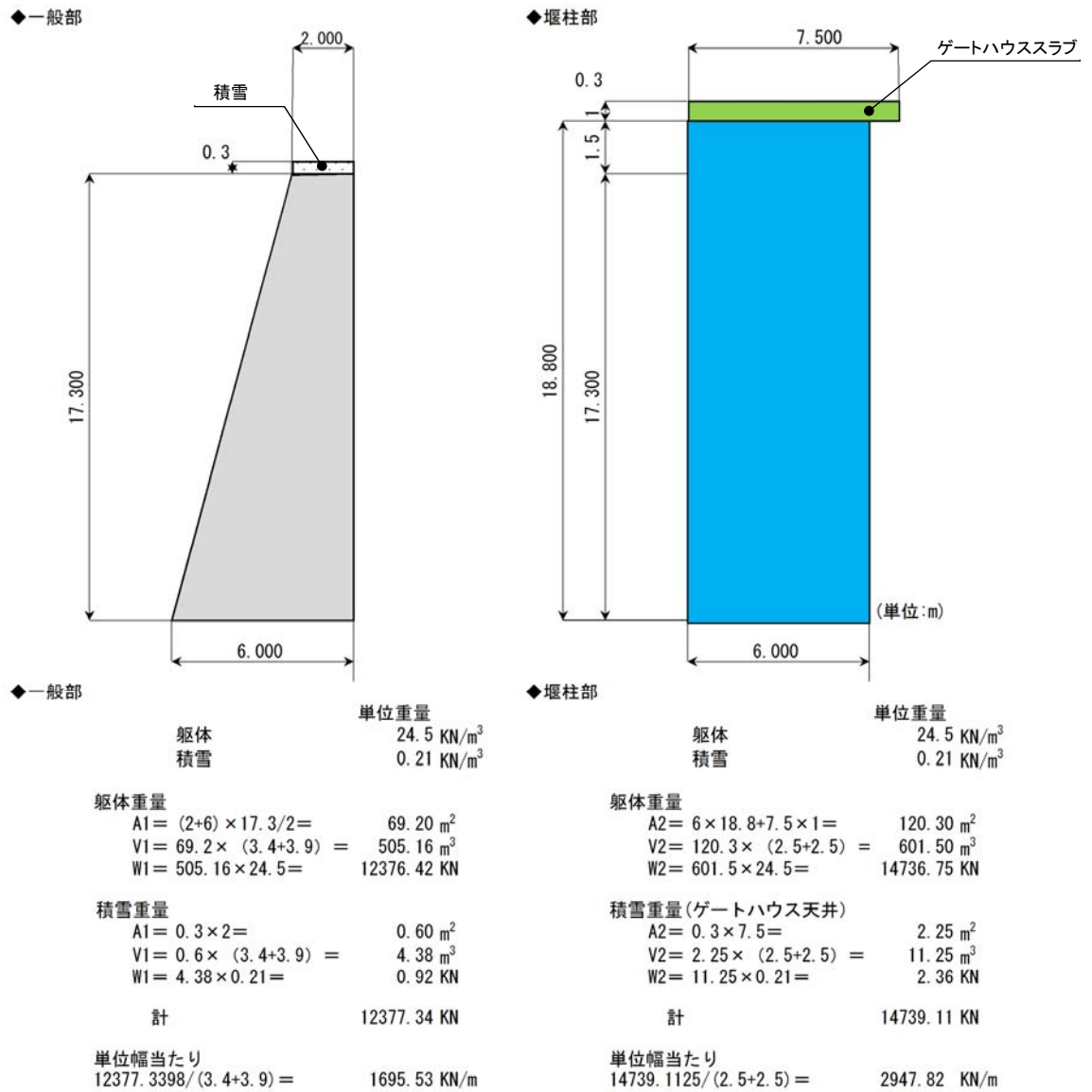
注記 *：地表面最大加速度は表 5.10.3-2 (4) より各地点の最大値を抽出する。
着色枠は最大値を示す。

表 5.10.3-4 津波荷重（単位奥行き当たりの合力）の比較^{*1*2}

地点	断面	基準津波 (kN/m)	T.P. +24 m 津波 (kN/m)
地点③	F-F 断面	2971	4708
地点④	G-G 断面	3048	4925

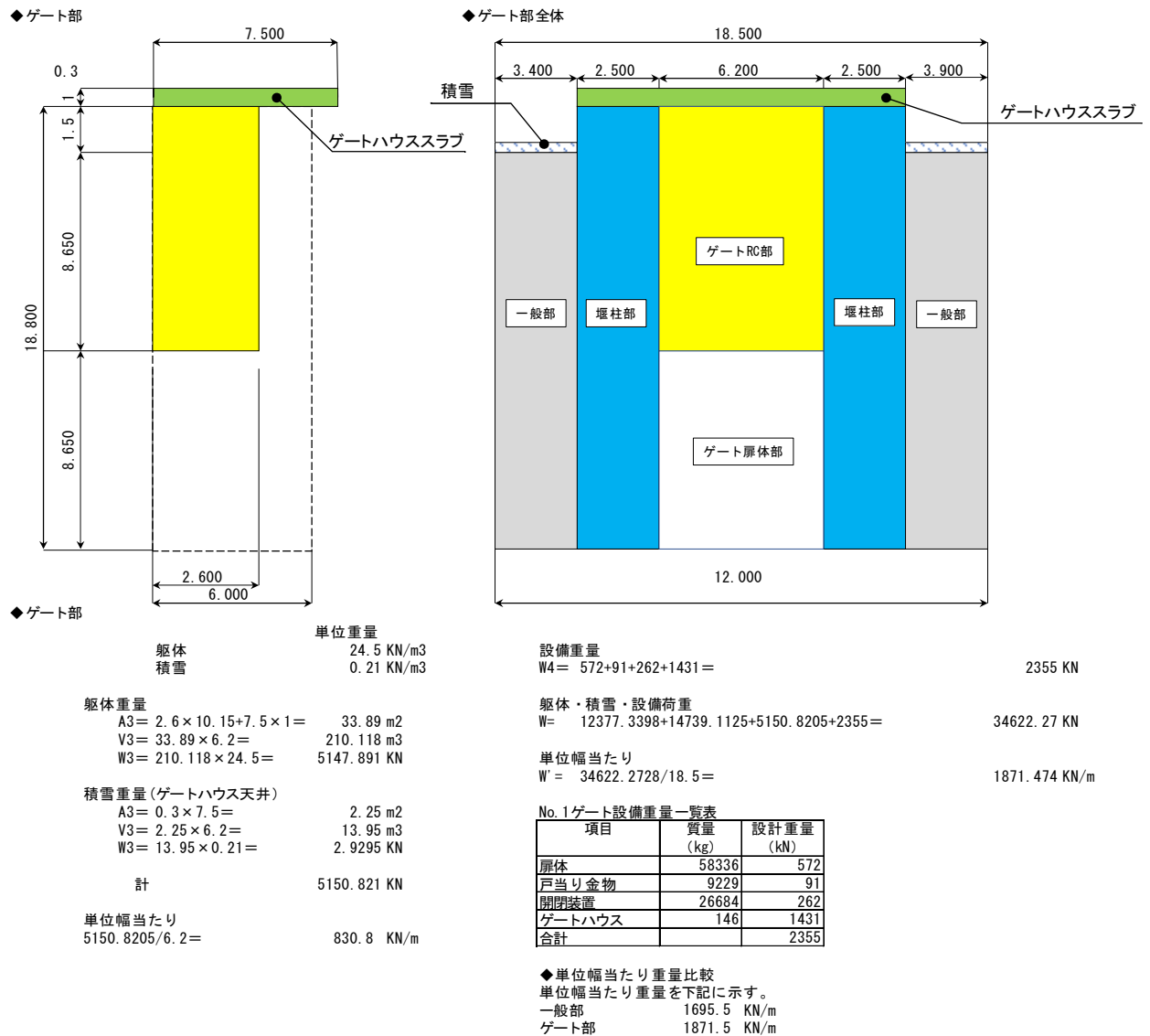
注記 *1：着色枠は最大値を示す。

*2：ゲートハウスに作用する津波波力は含まない。



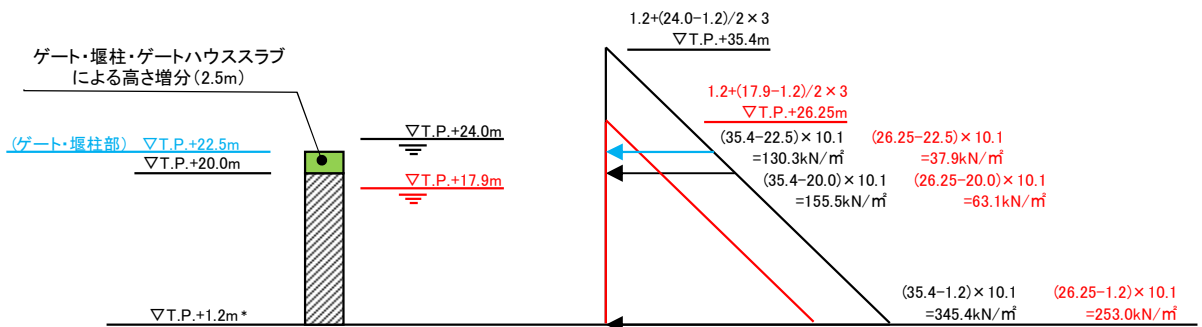
注記 * : フラップゲートの開口は□2.4 m×2.4 m×3箇所であり、比較的小規模であるためE-E断面、F-F断面の上部構造重量の算定においては、開口による重量の低減は考慮していない。また、仕様については今後の検討によって変更の可能性はある。

図 5.10.3-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁上部構造の重量の算定*



注記 * : 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

図 5.10.3-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁上部構造の重量の算定*



注記 *1 : 本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。

*2 : 赤文字 : 基準津波時, 黒文字 : T.P. + 24 m 津波時

図 5.10.3-8 津波荷重図 (G-G断面, F-F断面) *1*2

c. B-B断面における地中連続壁基礎の間隔について

取水構造物南側の地盤高さは、地点①のA-A断面、B-B断面はT.P.+8.0 m程度、地点②のC-C断面、D-D断面はT.P.+3.0 m程度と異なる。鉄筋コンクリート防潮壁は同一形状で施工し、地点①のA-A断面、B-B断面については、施工後周囲の地盤高に埋戻す計画である。

地点①のA-A断面、B-B断面の地盤高はT.P.+8.0 m程度で、他の候補断面位置に比べて5 m程度高くなるため、津波荷重が小さくなる。

一方、本震時及び余震時については、慣性力に比べて地盤のせん断変形の影響が支配的と考えられることから、地中連続壁基礎の間隔によらず同程度となる。

それぞれの断面における津波荷重の比較を表 5.10.3-5 に、荷重図を図 5.10.3-9 に示す。地点①及び地点②において余震時の1次元地震応答解析 (FLIP) を実施しその結果を用いて、地中連続壁基礎1枚当たりで負担する余震時の上部構造の慣性力を算定し、津波荷重と加算した結果の比較を表 5.10.3-6 に示す。地中連続壁基礎1枚当たりの負担荷重は地点②のC-C断面、D-D断面に比べ、地点①のA-A断面、B-B断面の方が小さくなる。

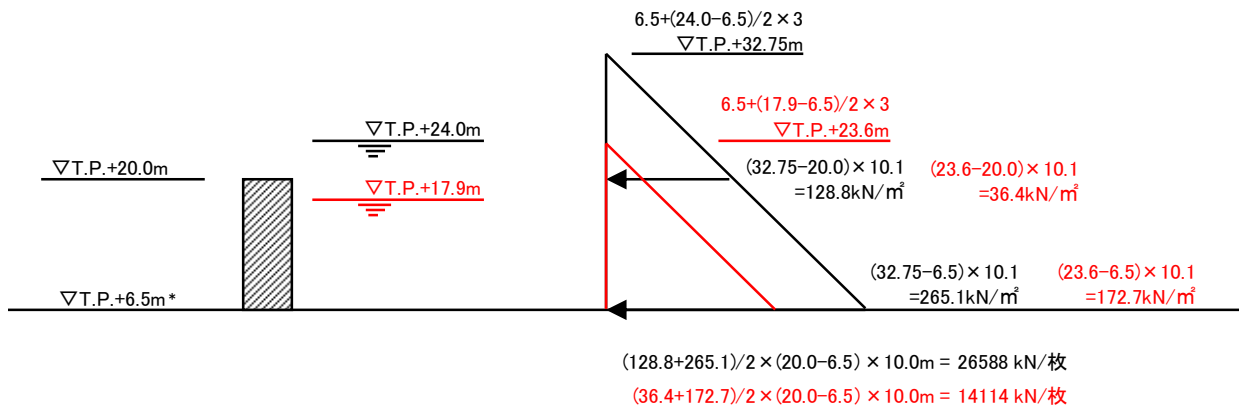
以上のことから、地点①のA-A断面、B-B断面は評価対象断面としない。

表 5.10.3-5 津波荷重の比較

地点	断面	地中連続壁基礎1枚当たりの津波荷重 (kN/枚)	
		基準津波時	T.P.+24 m津波時
地点①	A-A断面	14114	26588
地点②	D-D断面	17828	28251

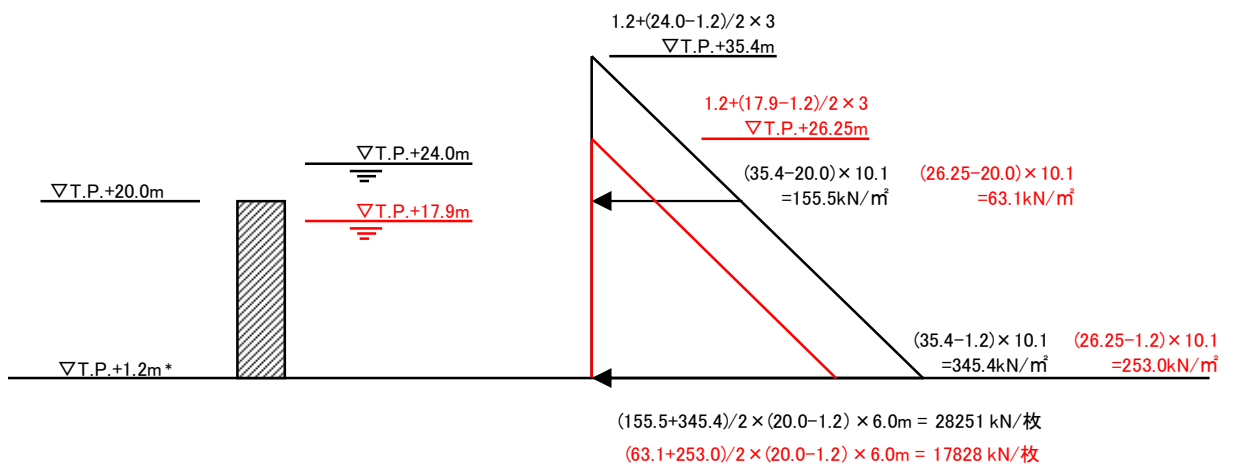
表 5.10.3-6 南側候補断面位置における地中連続壁基礎1枚当たり負担荷重の比較

荷重		地点①	地点②
		A-A断面 B-B断面	C-C断面 D-D断面
津波荷重 (T.P.+24 m津波時)		26588 kN/枚	28251 kN/枚
慣性力	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析	1696 kN/m $\times 1.67/9.80665 \times 10 \text{ m}$ =2888 kN/枚	1696 kN/m $\times 2.93/9.80665 \times 6 \text{ m}$ =3040 kN/枚
	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析	1696 kN/m $\times 2.36/9.80665 \times 10 \text{ m}$ =4081 kN/枚	1696 kN/m $\times 2.87/9.80665 \times 6 \text{ m}$ =2978 kN/枚
合計	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析	29476 kN/枚	31291 kN/枚
	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析	30669 kN/枚	31229 kN/枚



注記 * : 本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。
 * : 赤文字 : 基準津波時, 黒文字 : T.P. + 24 m 津波時

(a) A-A断面



注記 *1 : 本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。
 *2 : 赤文字 : 基準津波時, 黒文字 : T.P. + 24 m 津波時

(b) D-D断面

図 5.10.3-9 津波荷重図*1*2

(3) 断面選定結果

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価には、北側の岩盤上面標高が低いことにより地中連続壁基礎の変位が大きく、基礎に対する負荷が大きくなる地点③と地点④のうち、防潮扉及び開閉装置を設置することで地点③に比べて重量が大きくなることから上部構造の慣性力及び津波荷重が大きくなる地点④のG-G断面、H-H断面を評価対象断面とする。

また、一般部については地点④と形状が同様であるが、一般部は地点④に比べ防潮扉及び開閉装置を設置しないため慣性力及び津波荷重による負荷が小さくなる。このため、一般部の構造断面力は地点④の評価に包絡されると考えられる。

ただし、機器・配管系への加速度応答抽出の観点より、機器・配管系が設置される位置での地表面最大加速度が大きくなる地点②のC-C断面、D-D断面を用いて、フラップゲートの耐震評価のための加速度応答を抽出する。

また、防潮扉1の耐震評価のための加速度応答の抽出については地点④のG-G断面、H-H断面を用いる。

評価対象断面の選定結果を表 5.10.3-7 に示す。

表 5.10.3-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(南側)

地点	断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
地点①	A-A	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 	岩盤上面標高が高い(第四紀層が薄い)。	—	—	<ul style="list-style-type: none"> C-C断面, D-D断面より地表上の上部構造の高さが低く, 津波荷重及び慣性力が小さい。
	B-B	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 	岩盤上面標高が高い(第四紀層が薄い)。	—	—	<ul style="list-style-type: none"> 以上より, 評価対象断面としな
	C-C	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が高い(第四紀層が薄い)。	フラップゲート	—	<ul style="list-style-type: none"> A-A断面, B-B断面より地表上の上部構造の高さが高いため, 津波荷重及び慣性力が大きくなる。 北側に比べて加速度が大きくなる。
	D-D	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が高い(第四紀層が薄い)。	フラップゲート	—	<ul style="list-style-type: none"> フラップゲートの設計用の加速度応答を抽出する。 以上より, フラップゲートの設計用の加速度応答抽出断面とする。
地点②						

— : 耐震評価を省略

表 5.10.3-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(北側)

地点	断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
地点③	E-E	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップゲート	—	<ul style="list-style-type: none"> 地中連続壁基礎の変位が南側に比べて大きい。 上部構造の重量がG-G断面, H-H断面よりも小さい。
	F-F	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 フラップゲートを設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップゲート	—	<ul style="list-style-type: none"> 以上より, 評価対象断面としない。
地点④	G-G	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の弱軸断面方向である。 地表上の上部構造の高さが高い。 上部構造の重量が重い。 防潮扉を設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉	○	<ul style="list-style-type: none"> 地中連続壁基礎の変位が南側に比べて大きい。 上部構造の重量はE-E断面, F-F断面よりも大きい。 防潮扉の設計用の加速度応答を抽出する。
	H-H	<ul style="list-style-type: none"> 下部構造の弱軸断面方向である。 上部構造の重量が重い。 防潮扉を設置する。 	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉	○	<ul style="list-style-type: none"> 以上より, 評価対象断面とする。

○：耐震評価を実施 —：耐震評価を省略

5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5.10.5-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.5-2 及び図 5.10.5-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、延長約 1.5 km、直径 2.0 m 及び 2.5 m の複数の鋼管杭を鉄筋コンクリートで巻き立てた鉄筋コンクリート造の防潮壁を 1 つのブロックとした構造物であり、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、岩盤は南側から北側に傾斜しており、北東部で深くなっている。鋼管杭径は津波波力に応じて、海に面する東側で直径 2.5 m とし、それ以外の北側と南側で直径 2.0 m とする。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

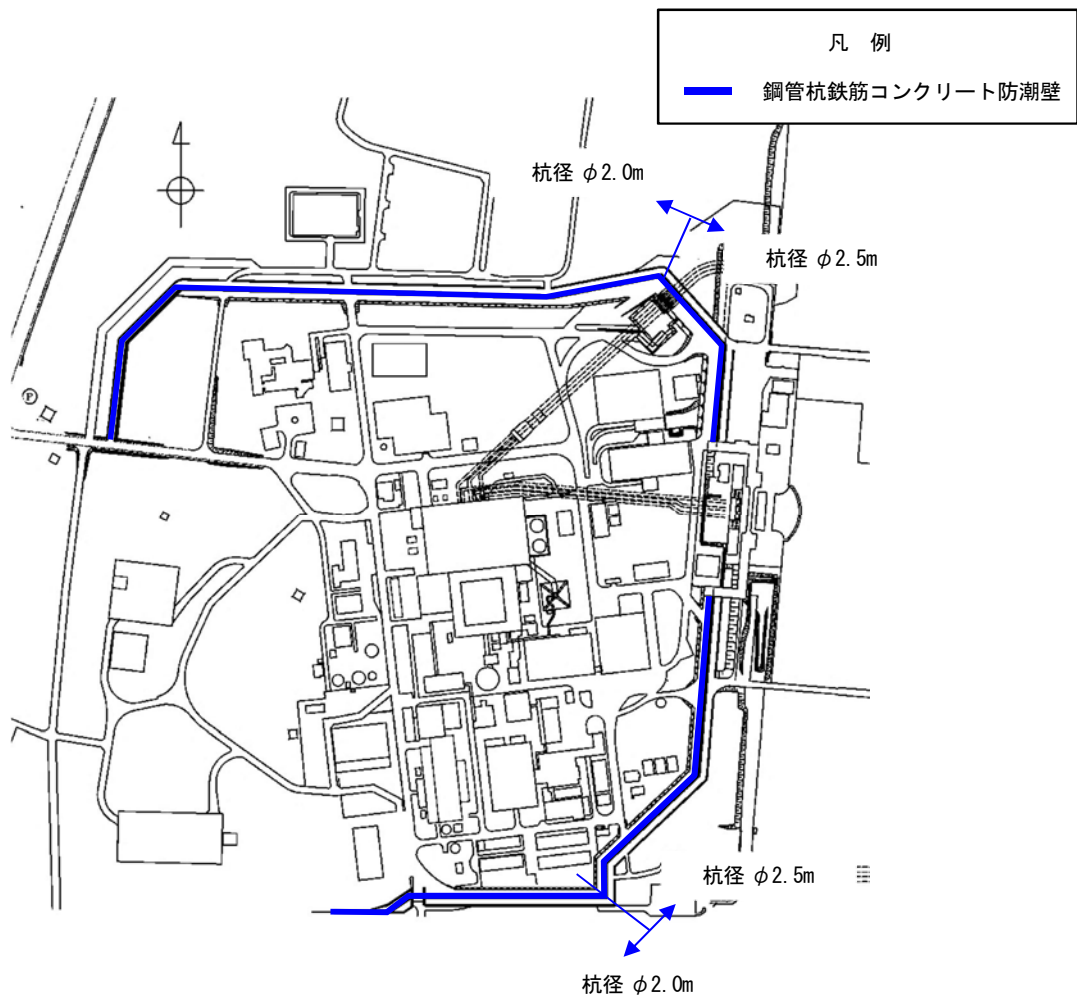


図 5.10.5-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

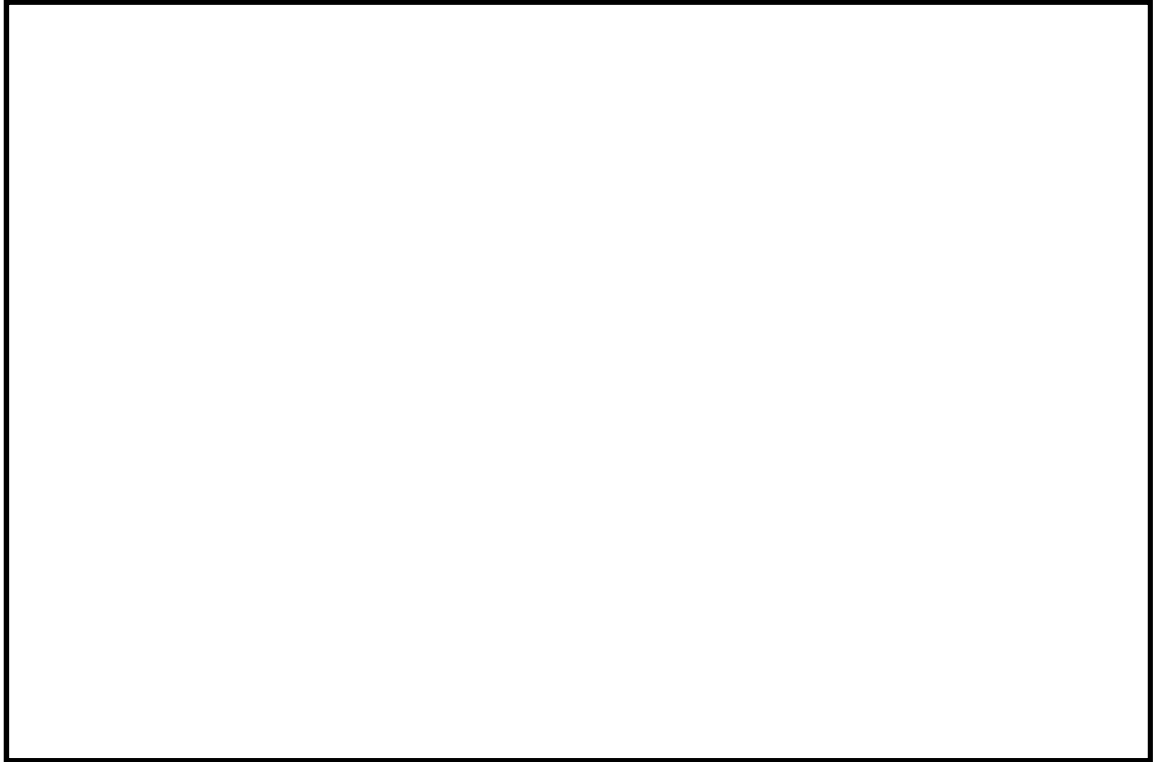


図 5.10.5-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図
(鋼管杭 ϕ 2500 標準断面)

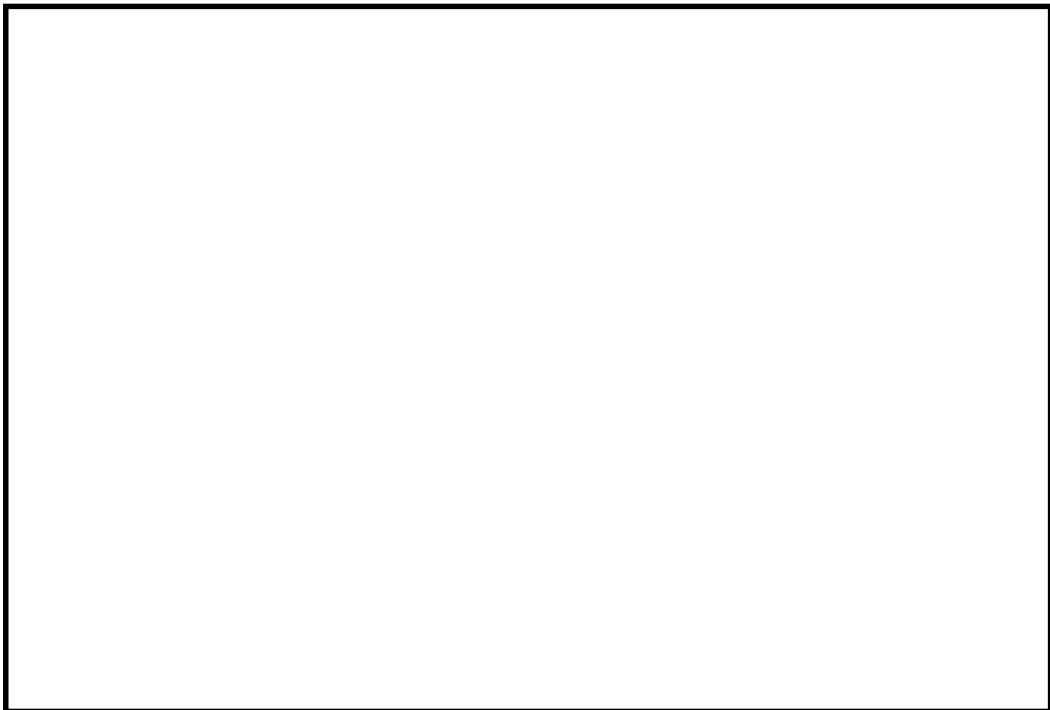


図 5.10.5-3 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図
(鋼管杭 ϕ 2000 標準断面)

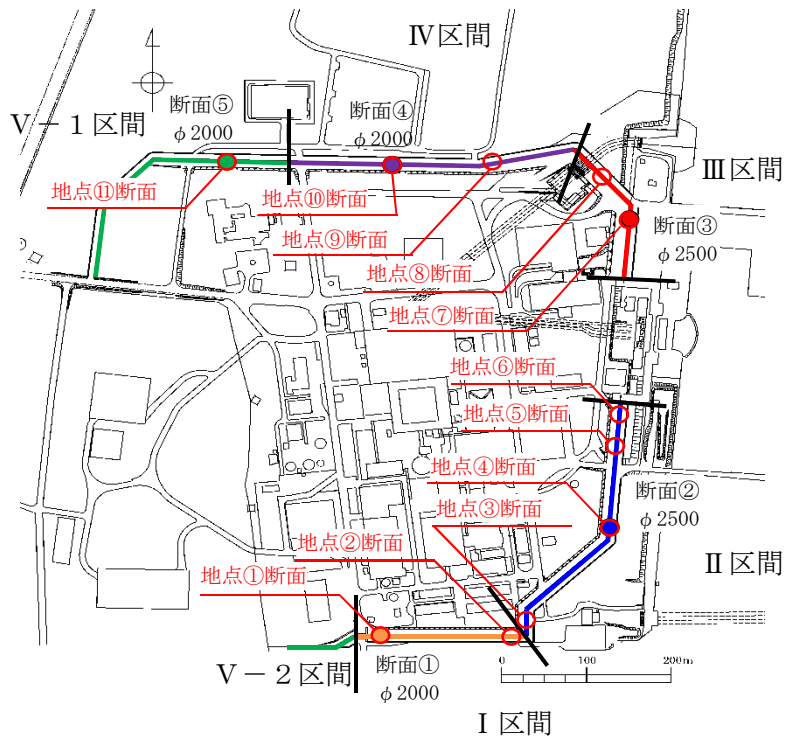
(1) 区間の特徴

防潮堤設置区間は、第四紀層の厚さと津波高さに応じて、大きく 5 区間に分類することができる。第四紀層が薄く、津波高さの低い I 区間、第四紀層が薄く、津波高さが高い II 区間、第四紀層が厚く、津波高さの高い III 区間、第四紀層が厚く、津波高さの低い IV 区間及び岩盤上面が傾斜する V 区間に分類できる。鋼管杭径は津波高さに応じて、津波高さが低いところはφ2000、津波高さが高いところはφ2500とした。

区間の特徴を表 5.10.5-1 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.10.5-4 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.5-5 に示す。各区間での地盤条件や津波の影響を考慮し、図 5.10.5-4 や図 5.10.5-5 のように評価候補断面を選定し、評価対象断面の検討を実施する。

表 5.10.5-1 区間の特徴

区間	鋼管杭径 (mm)	基準津波高さ	周辺地質
I 区間	φ 2000	T.P. +16.8 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
II 区間	φ 2500	T.P. +17.9 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
III 区間	φ 2500	T.P. +17.9 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
IV 区間	φ 2000	T.P. +15.4 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
V 区間	φ 2000	T.P. +15.4 m (V-1 区間) T.P. +16.8 m (V-2 区間)	岩盤上面が傾斜しており、40 m 程度の標高差が存在する。



凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	I 区間	φ 2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	II 区間	φ 2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	III 区間	φ 2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	IV 区間	φ 2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	V 区間	φ 2000	一定ではない(傾斜)。

図 5.10.5-4 評価候補断面の平面配置図

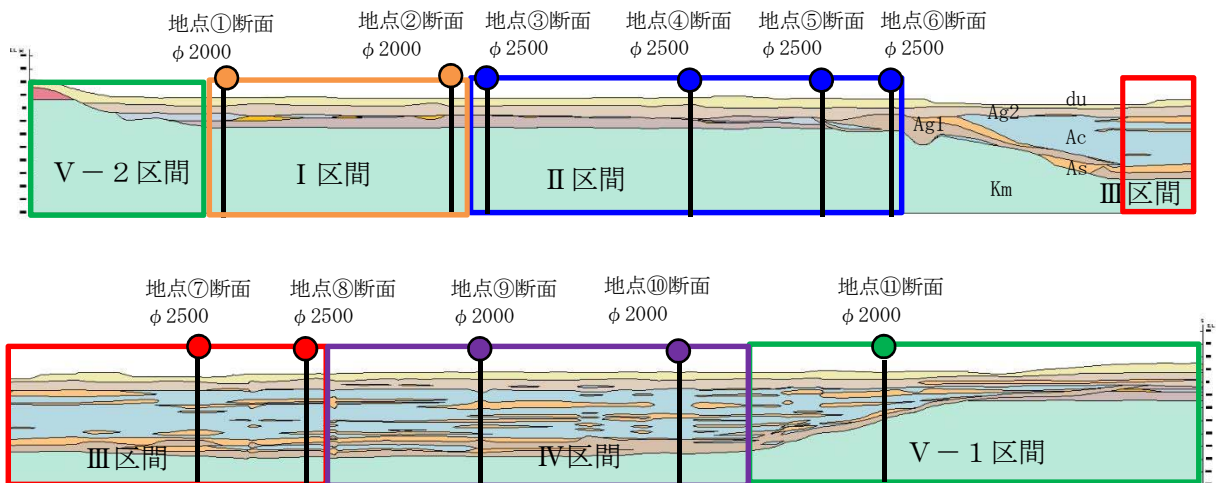


図 5.10.5-5 評価候補断面の地質縦断図

(2) 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定は、下部構造と上部構造、それぞれに対して実施した。

a. 下部構造に対する断面選定

下部構造に対しては、鋼管杭に影響を与える杭先端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

(a) I 区間

I 区間は敷地南側に位置し、基準津波高さが T.P. +16.8 m と想定されている箇所である。この区間は、第四紀層が薄く、岩盤上面標高が高く、T.P. -15.0 m 付近に分布する。第四紀層は概ね水平成層をなしているが、洪積粘性土である D2c-3 層が Ag2 層と D2g-3 層間に分布する。評価候補断面としては、D2c-3 層が最も厚くなる地点①断面と D2c-3 層が存在しない地点②断面を対象とし、1次元地震応答解析を実施した。

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.5-2 に、I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.5-6、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.5-7、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.5-8 に示す。図 5.10.5-8 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、津波による防潮壁前面地盤の洗掘やボイリングを防止するため、du 層はセメント改良を行う設計としている。耐震評価における鋼管杭への影響を考えると、du 層は地盤改良対象層となり、原地盤よりも変位が抑えられることから、Ag2 層上部の変位に着目した。

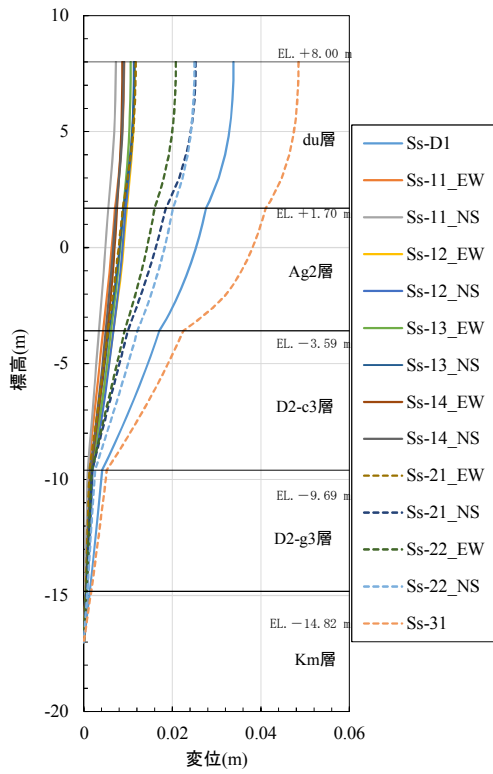
I 区間においては、地点①断面の Ag2 層上部の変位が地点②断面よりも大きい、最大せん断ひずみは地点②断面の方が地点①断面よりも大きくなった。そこで、地点①断面に対して地表面最大変位が発生した S_s-31 の地震波で原地盤における 1次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。また、地点②断面については最大せん断ひずみが発生した S_s-31 の地震波で原地盤における 1次元有効応力解析を実施し、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。1次元有効応力解析における地盤の変位分布を図 5.10.5-9 に、せん断ひずみ分布を図 5.10.5-10 に、フレーム解析による鋼管杭の変位分布を図 5.10.5-11 に、鋼管杭の曲げモーメント分布を図 5.10.5-12 に示す。

I 区間においては、表 5.10.5-2 に示すように、地点①断面の Ag2 層上部の変位及び鋼管杭に発生する曲げモーメントが地点②断面よりも大きいことから、地点①断面を評価対象断面に選定する。

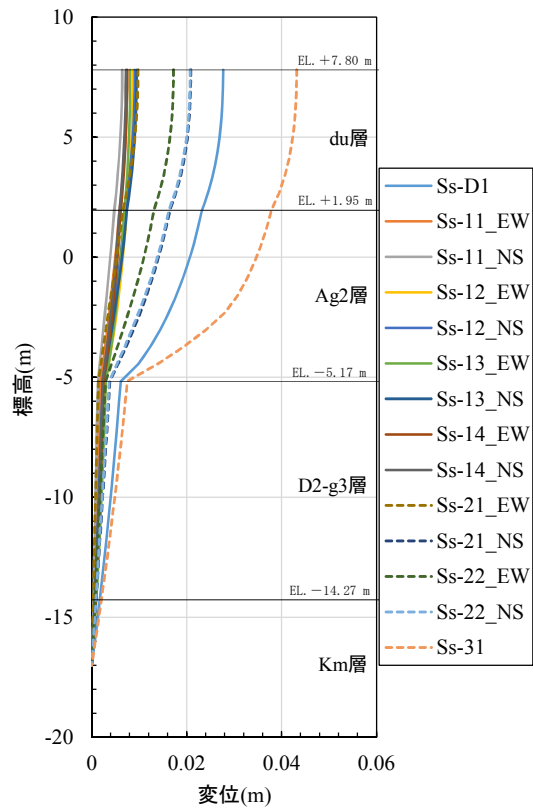
表 5.10.5-2 I 区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価 断面	選定結果
地点①断面	0.041 (S _s -31)	0.72 (S _s -31)	6.27×10 ³ (地表面最大変位 発生時刻)	○	A g 2 層上部の 変位及び最大曲 げモーメントが 大きいため、評 価対象断面に選 定する。 [断面①]
地点②断面	0.037 (S _s -31)	0.89 (S _s -31)	3.32×10 ³ (最大せん断ひずみ 発生時刻)	—	地点①断面に比 べて、A g 2 層 上部の変位及び 最大曲げモーメ ントが小さいた め、評価対象断 面に選定しな い。

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

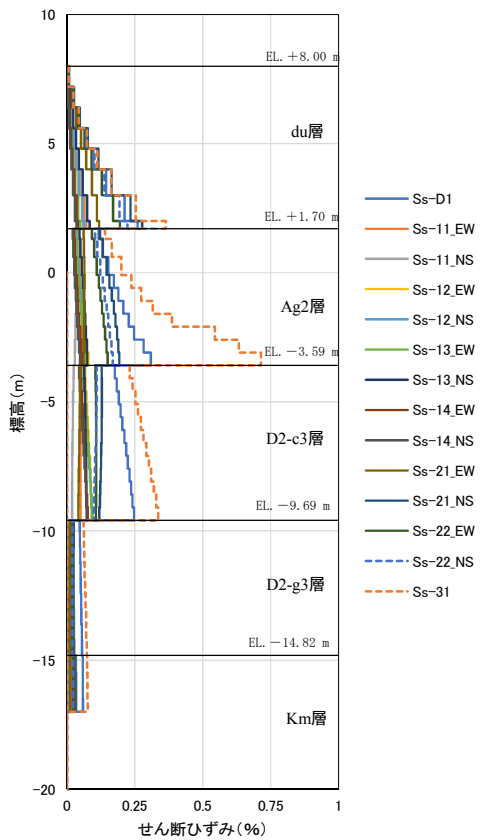


地点①断面

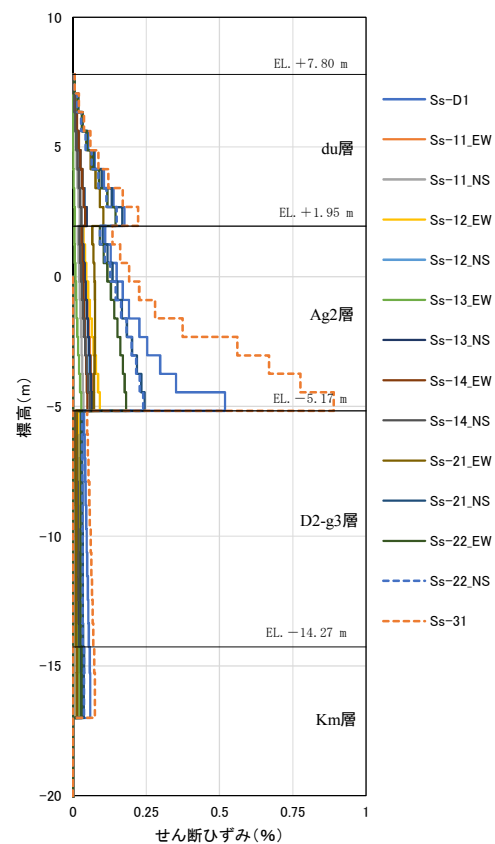


地点②断面

図 5.10.5-6 I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

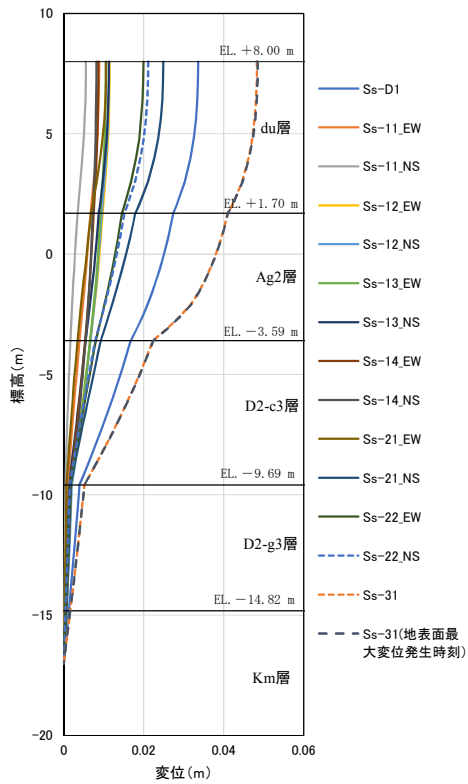


地点①断面

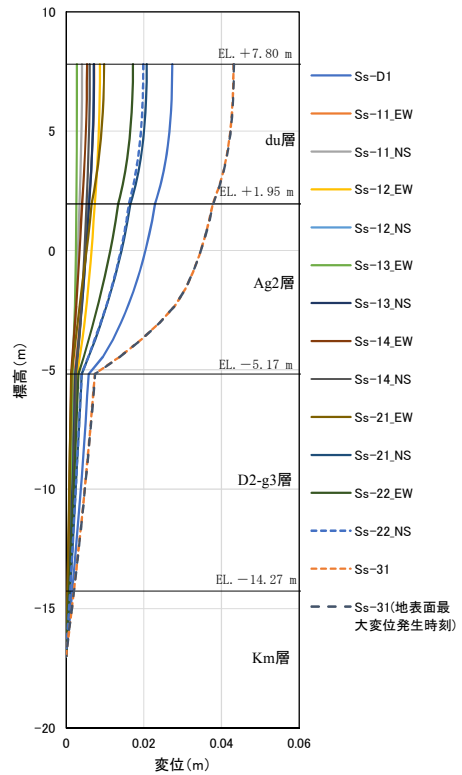


地点②断面

図 5.10.5-7 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の最大せん断ひずみ分布

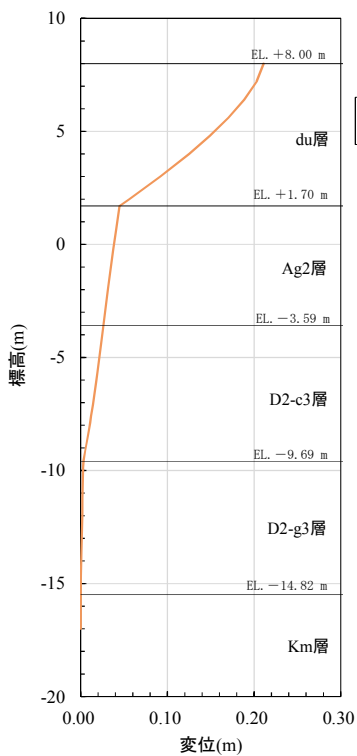


地点①断面

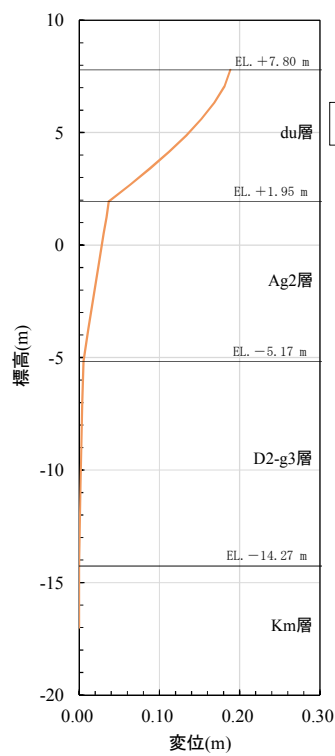


地点②断面

図 5.10.5-8 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

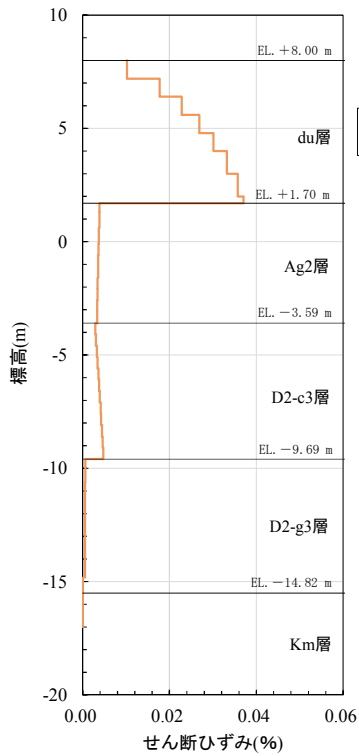


地点①断面

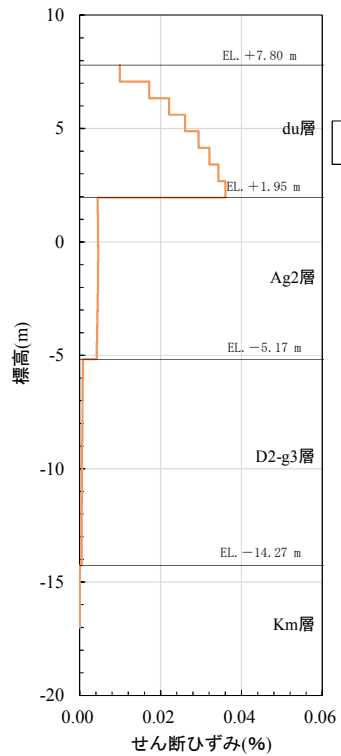


地点②断面

図 5.10.5-9 I 区間の評価候補断面における地盤変位分布 (1次元有効応力解析)

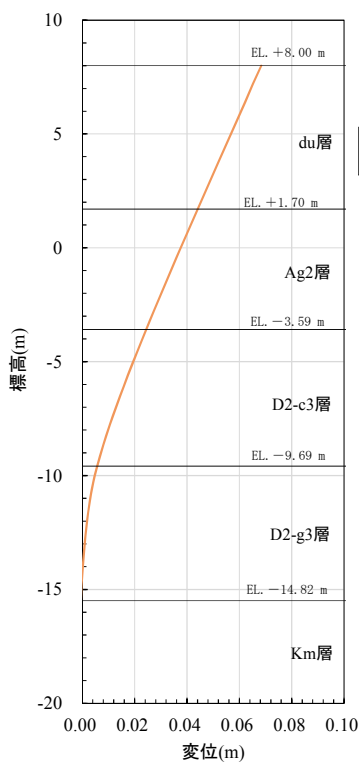


地点①断面

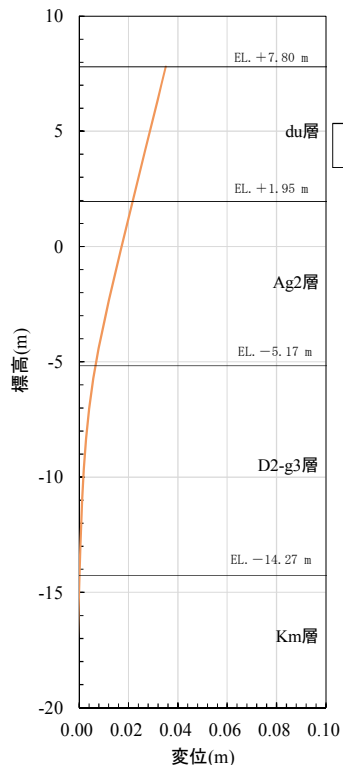


地点②断面

図 5. 10. 5-10 I 区間の評価候補断面におけるせん断ひずみ分布 (1次元有効応力解析)

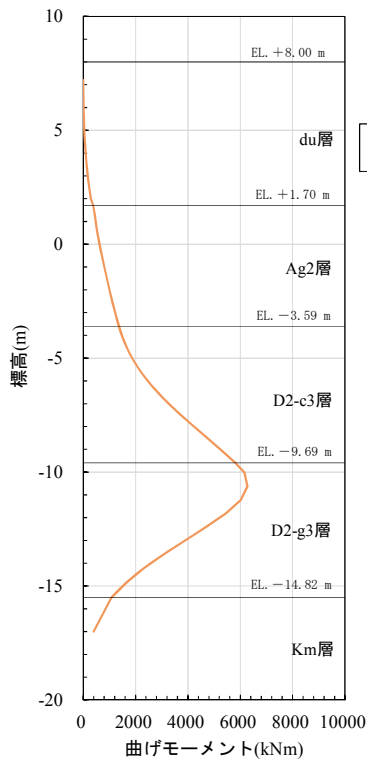


地点①断面

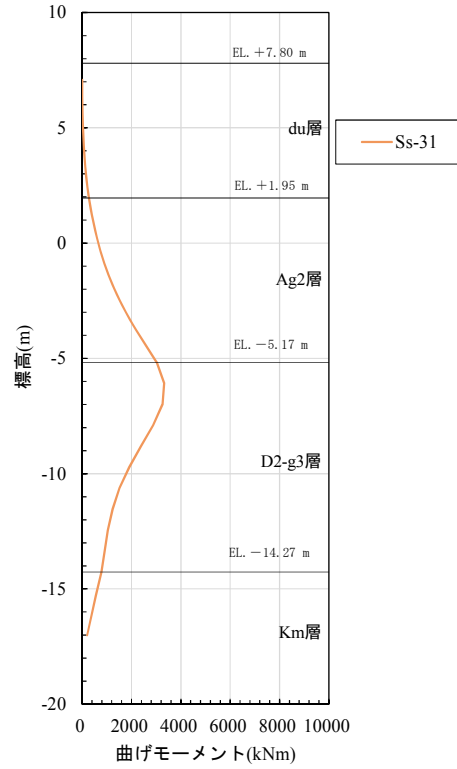


地点②断面

図 5. 10. 5-11 I 区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の変位分布



地点①断面



地点②断面

図 5. 10. 5-12 I 区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の曲げモーメント分布

(b) II 区間

II 区間は汀線沿いの敷地南側に位置し、基準津波高さが T.P. +17.9 m と想定されている箇所である。この区間は I 区間と同様に第四紀層が薄く、岩盤上面標高が高いが、ポンプ室南側では北側に向けて岩盤が傾斜している。評価候補断面としては、D2c-3 層が分布しない地点③断面、D2c-3 層が僅かに分布する地点④断面、D2c-3 層が区間内で最も厚く堆積する地点⑤断面、Ag1 層が最も厚く堆積する地点⑥断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

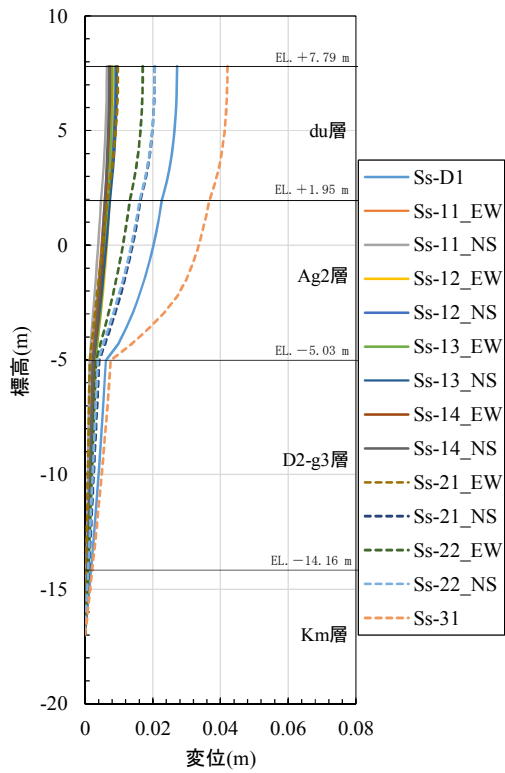
II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.5-3 に、II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.5-13, 最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.5-14, 最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.5-15 に示す。図 5.10.5-15 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II 区間においては、Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きい地点④断面を評価対象断面に選定する。

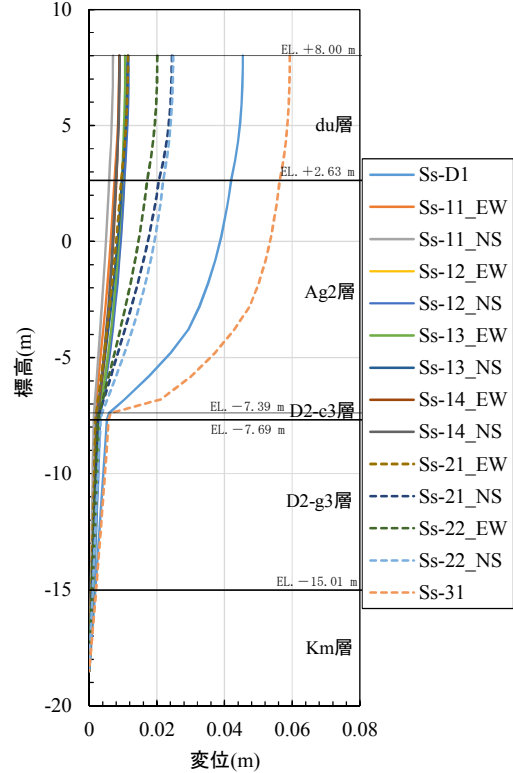
表 5.10.5-3 II 区間の評価対象断面選定結果

	Ag2 層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	評価断面	選定結果
地点③断面	0.036 (S_s-31)	0.86 (S_s-31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点④断面	0.056 (S_s-31)	2.53 (S_s-31)	○	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面②]
地点⑤断面	0.050 (S_s-31)	0.87 (S_s-31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑥断面	0.037 (S_s-31)	0.70 (S_s-31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

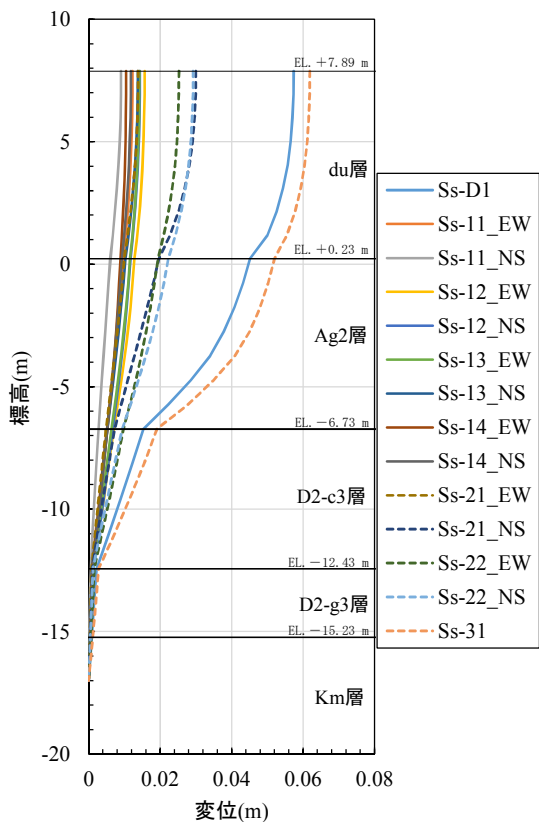


地点③断面

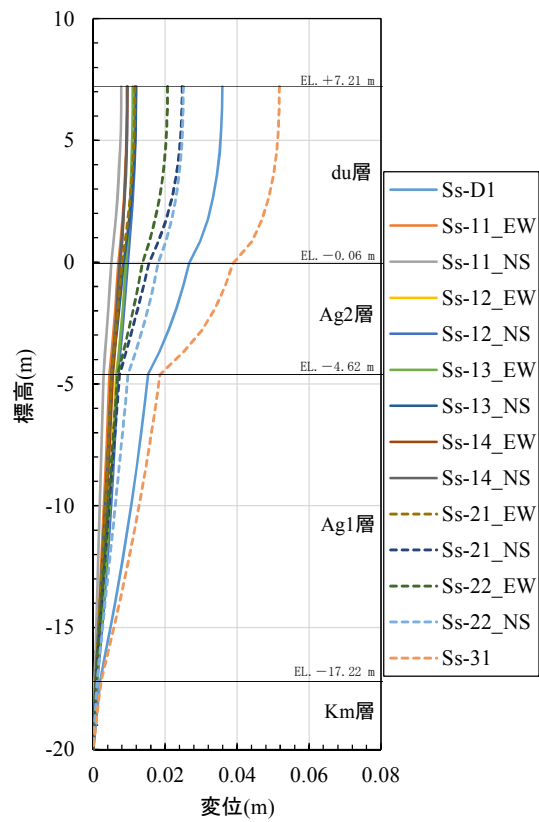


地点④断面

図 5. 10. 5-13 (1) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

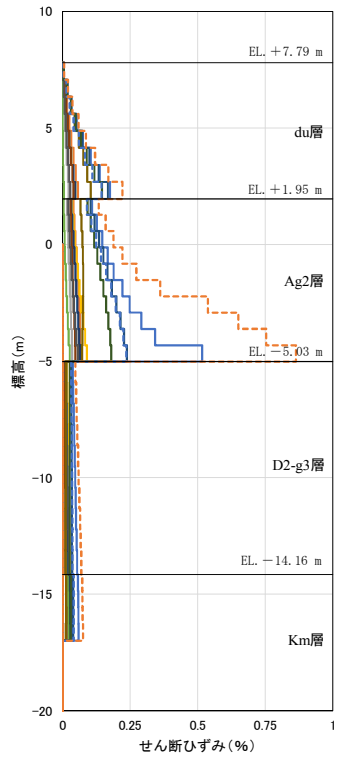


地点⑤断面

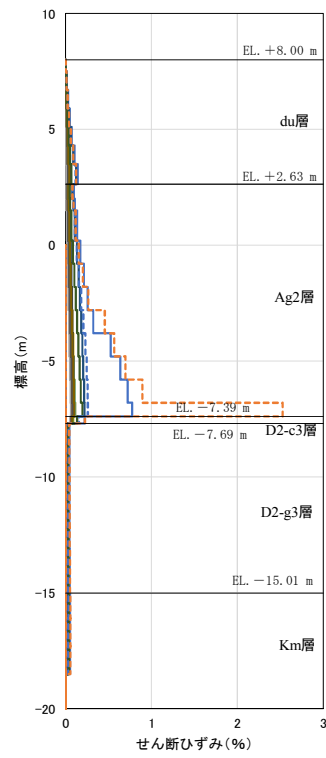


地点⑥断面

図 5. 10. 5-13 (2) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

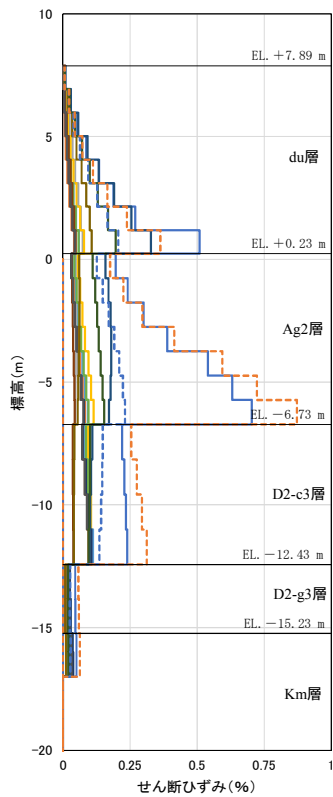


地点③断面

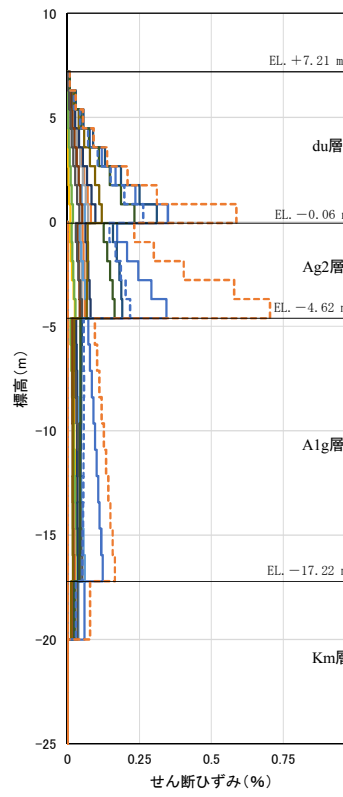


地点④断面

図 5. 10. 5-14 (1) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

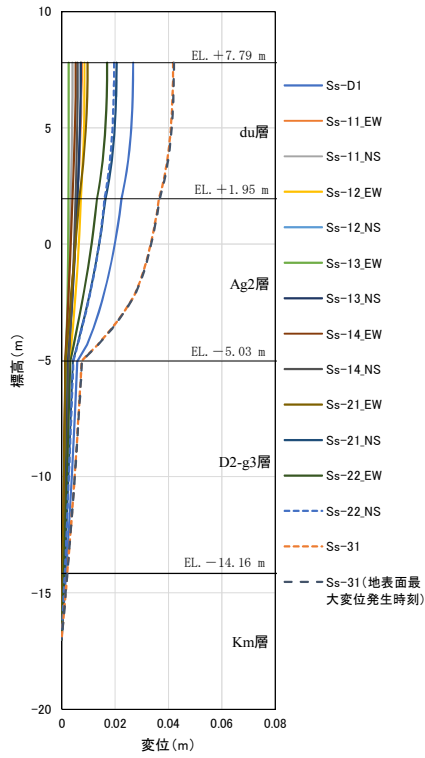


地点⑤断面

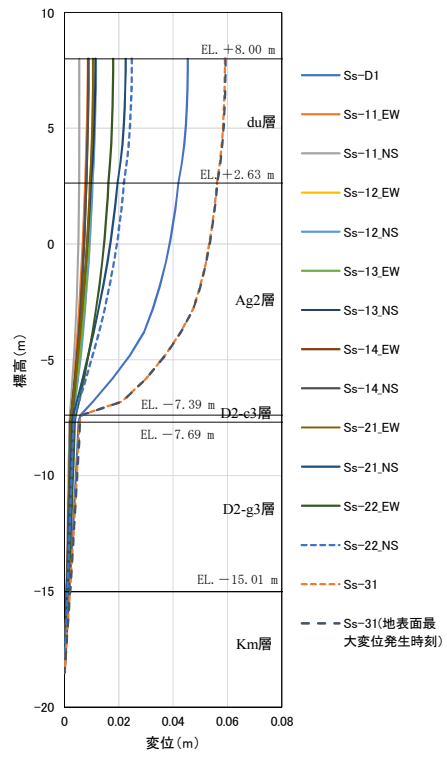


地点⑥断面

図 5. 10. 5-14 (2) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

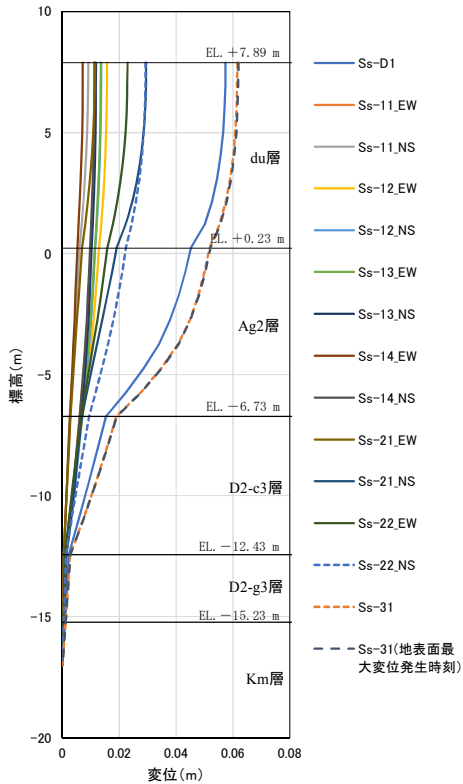


地点③断面

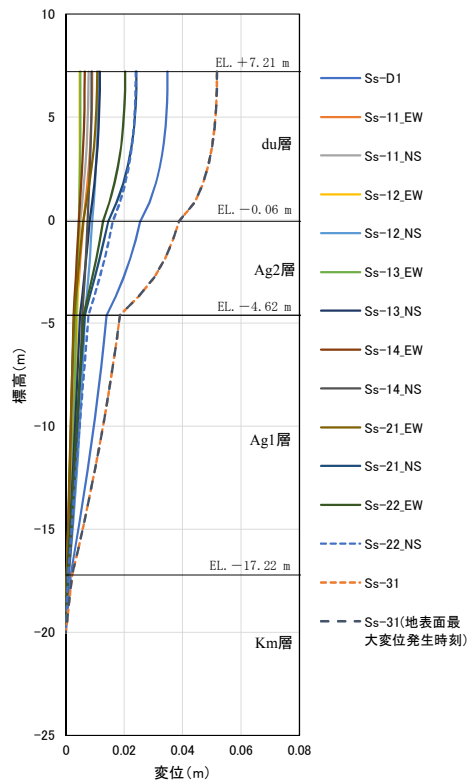


地点④断面

図 5.10.5-15 (1) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



地点⑤断面



地点⑥断面

図 5.10.5-15 (2) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(c) III区間

III区間は、汀線沿いの敷地北側に位置し、基準津波高さがT.P. +17.9 mと想定される箇所である。この区間は、第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤がT.P. -50.0 mからT.P. -60.0 m以深に分布する箇所である。評価候補断面としては、液状化検討対象層となるAs層及びAg1層が厚く堆積する地点⑦断面、過圧密粘土層であるAc層が最も厚く堆積する地点⑧断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

III区間の評価対象断面選定結果を表5.10.5-4に、III区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.5-16、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.5-17、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図5.10.5-18に示す。図5.10.5-18には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II区間及びIII区間はいずれも基準津波高さがT.P. +17.9 mの区間であるが、II区間の地盤高さがT.P. +8.0 mに対して、III区間はT.P. +4.0~6.7 mであり、最も津波高さが大きい区間である。

表5.10.5-5に、構造成立性検討で実施した地点⑦断面の曲げ照査結果の安全率を示す。表5.10.5-5に示すように、地震時よりもT.P. +24.0 m津波時のほうが鋼管杭の曲げ照査における安全率が小さくなる。津波波圧は、地点⑧断面と地点⑦断面の地盤高さの違いにより、津波波圧が地点⑧断面よりも地点⑦断面のほうが大きくなる。よって、III区間においては、地点⑦断面を評価対象断面とする。地点⑦断面は、液状化検討対象層となるAs層及びAg1層が厚く堆積する断面でもある。

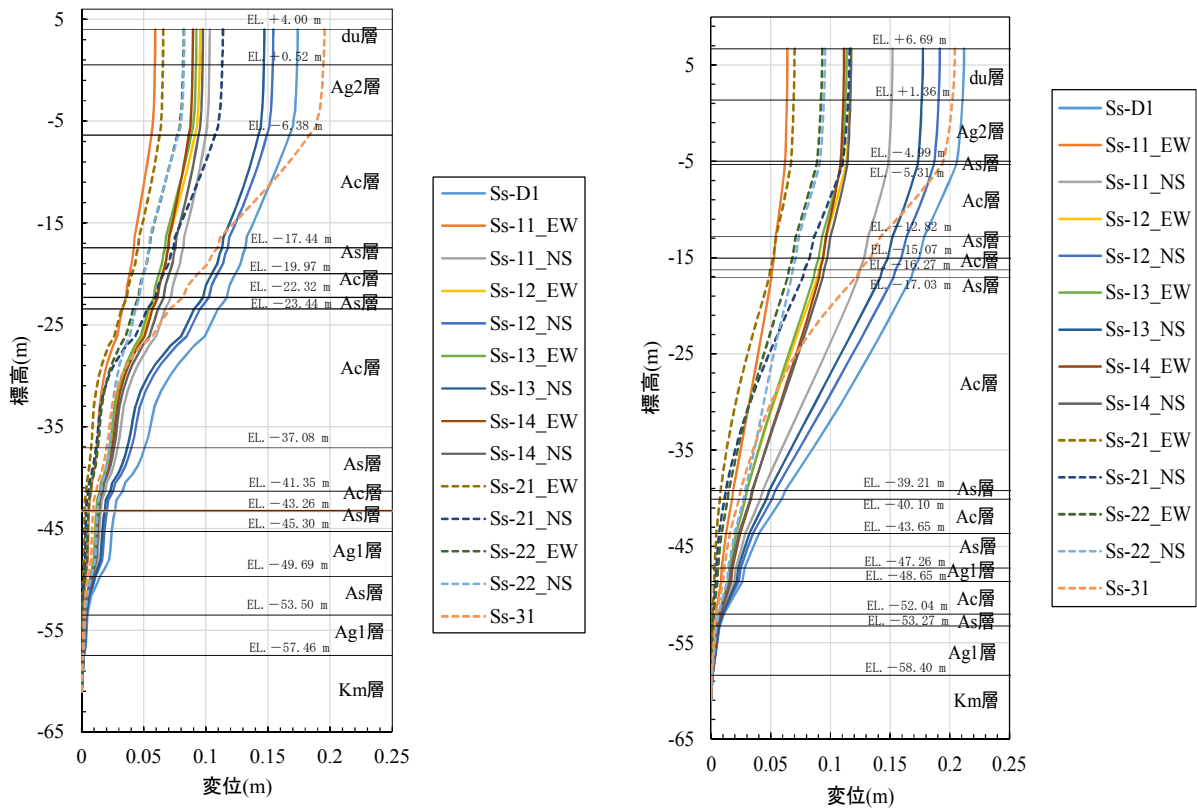
表5.10.5-4 III区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	地盤高さ (津波波圧)	評価 断面	選定結果
地点⑦断面	0.194 (S _s -31)	0.78 (S _s -31)	T.P. +4.0 m (303.03 kN/m ²)	○	地震の影響よりも津波の影響が大きく、地点⑧断面よりも津波波圧が大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
地点⑧断面	0.210 (S _s -D1)	0.76 (S _s -31)	T.P. +6.7 m (262.12 kN/m ²)	—	地点⑦断面と比較して、津波波圧が小さいため評価対象断面としない。

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5.10.5-5 地点⑦断面の鋼管杭の曲げ照査結果の安全率（構造成立性検討時）

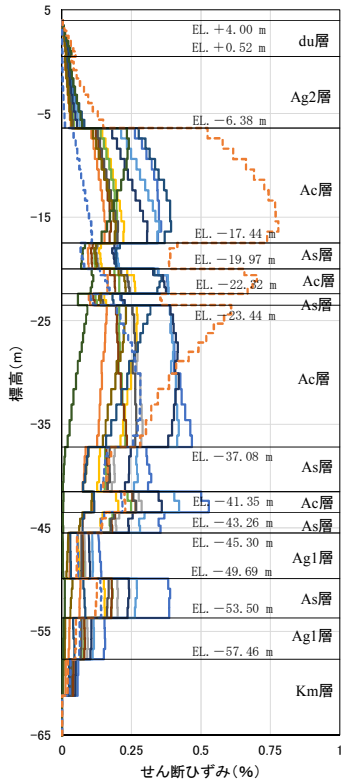
検討ケース	安全率
地震時（ $S_s - D1$ ）	1.46
基準津波時	1.95
T. P. +24 m 津波時	1.17



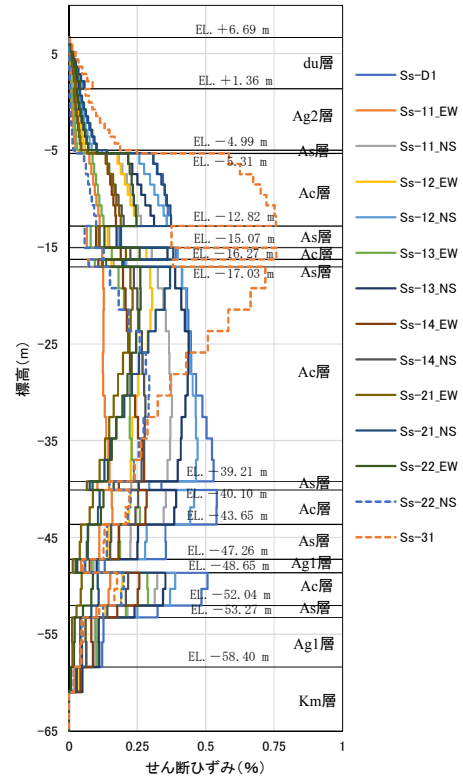
地点⑦断面

地点⑧断面

図 5.10.5-16 III 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

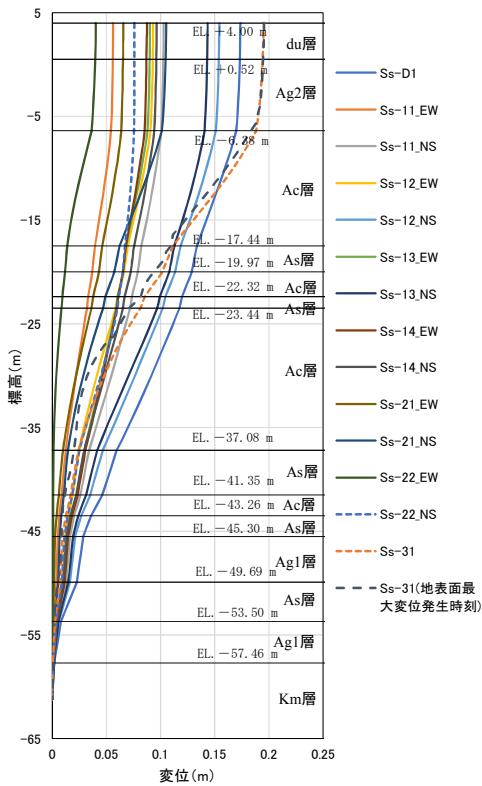


地点⑦断面

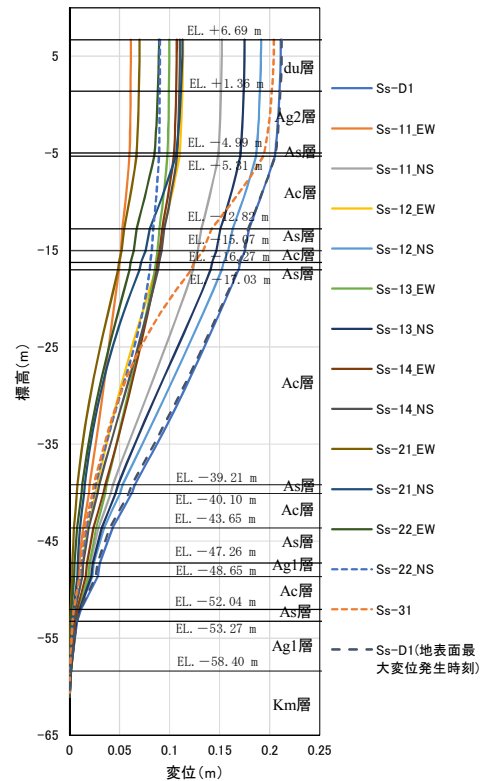


地点⑧断面

図 5.10.5-17 III区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



地点⑦断面



地点⑧断面

図 5.10.5-18 III区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(d) IV区間

IV区間は、敷地北側に位置し、基準津波高さが T.P. +15.4 m と想定される箇所である。この区間は、III区間と同様に第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤も T.P. -50.0 m から T.P. -60.0 m 以深に分布する箇所である。IV区間における A s 層及び A c 層の層厚分布を図 5.10.5-19 に示す。

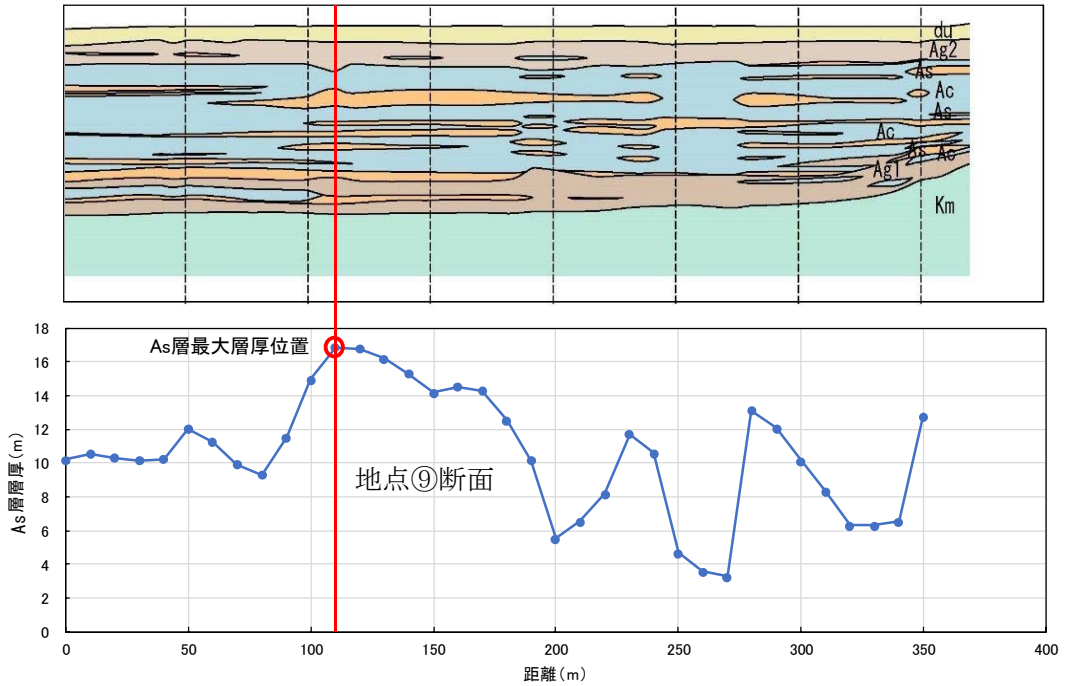


図 5.10.5-19 (1) IV区間における A s 層の層厚分布

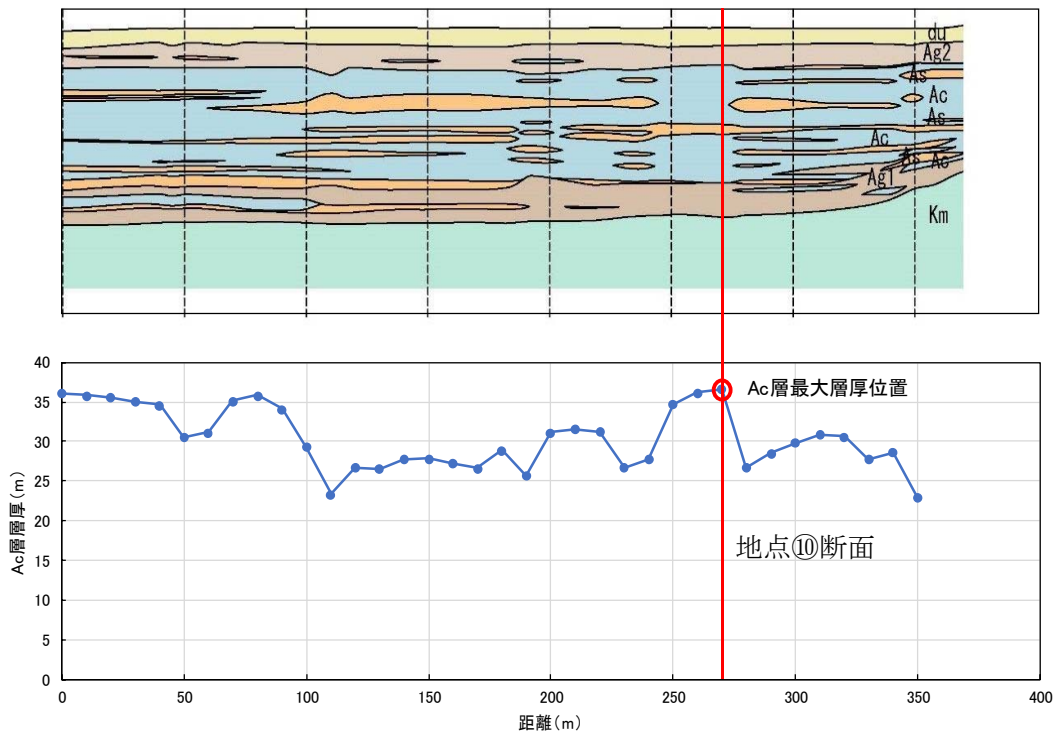


図 5.10.5-19 (2) IV区間における A c 層の層厚分布

評価候補断面としては、液状化検討対象層となるA s層が最も厚く堆積する地点⑨断面、過圧密粘土層であるA c層が最も厚く堆積する地点⑩断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

評価対象断面選定結果を表 5.10.5-6 に、IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.5-20、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.5-21、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.5-22 に示す。図 5.10.5-22 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

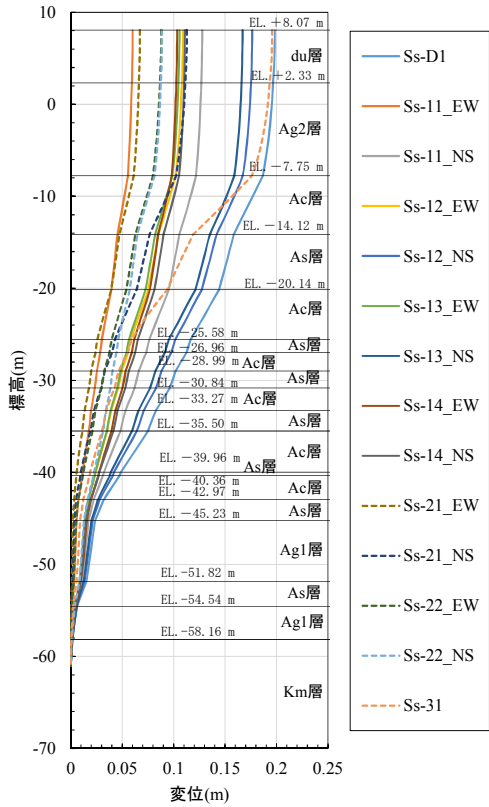
IV区間においては、A g2層上部の変位は地点⑨断面より地点⑩断面が大きいが、最大せん断ひずみは地点⑨断面の方が地点⑩断面よりも大きい。そこで、I区間と同様に、地点⑨断面に対して最大せん断ひずみが発生したS_s-31の地震波で原地盤における1次元有効応力解析を実施し、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。また、地点⑩断面については地表面最大変位が発生したS_s-D1の地震波で原地盤における1次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。1次元有効応力解析における地盤の変位分布を図 5.10.5-23 に、せん断ひずみ分布を図 5.10.5-24 に、フレーム解析による鋼管杭の変位分布を図 5.10.5-25 に、鋼管杭の曲げモーメント分布を図 5.10.5-26 に示す。

表 5.10.5-6 に示すように、地点⑩断面のA g2層上部の変位及び鋼管杭に発生する曲げモーメントが地点⑨断面よりも大きいことから、地点⑩断面を評価対象断面に選定する。

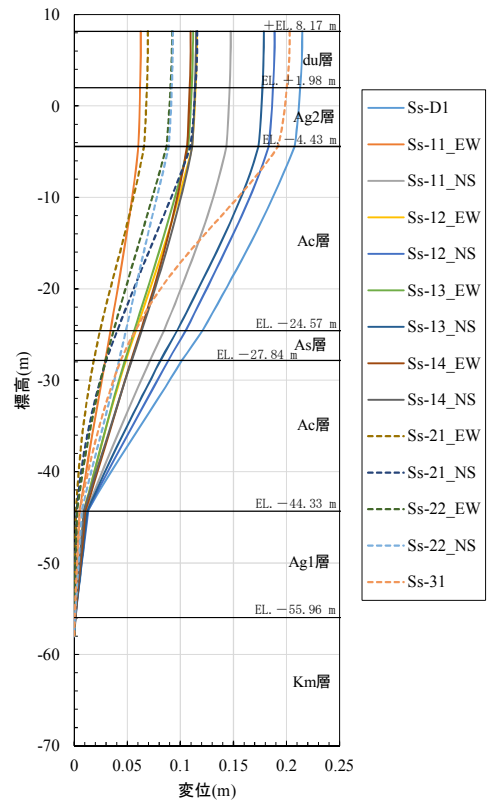
表 5.10.5-6 IV区間の評価対象断面選定結果

	A g2層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価断面	選定結果
地点⑨断面	0.196 (S _s -D1)	0.93 (S _s -31)	7.69×10 ³ (最大せん断ひずみ発生時刻)	—	A g2層上部の変位及び最大曲げモーメントが地点⑩断面と比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑩断面	0.212 (S _s -D1)	0.78 (S _s -31)	1.74×10 ⁴ (地表面最大変位発生時刻)	○	A g2層上部の変位及び最大曲げモーメントが大きいため評価対象断面に選定する。 [断面④]

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

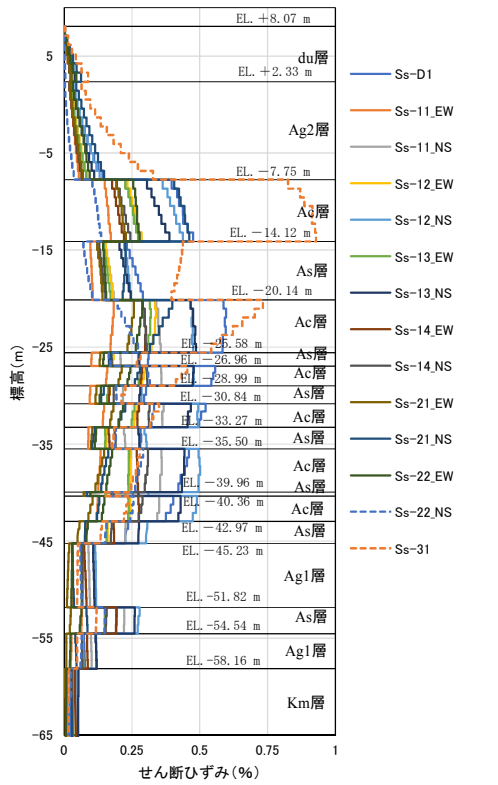


地点⑨断面

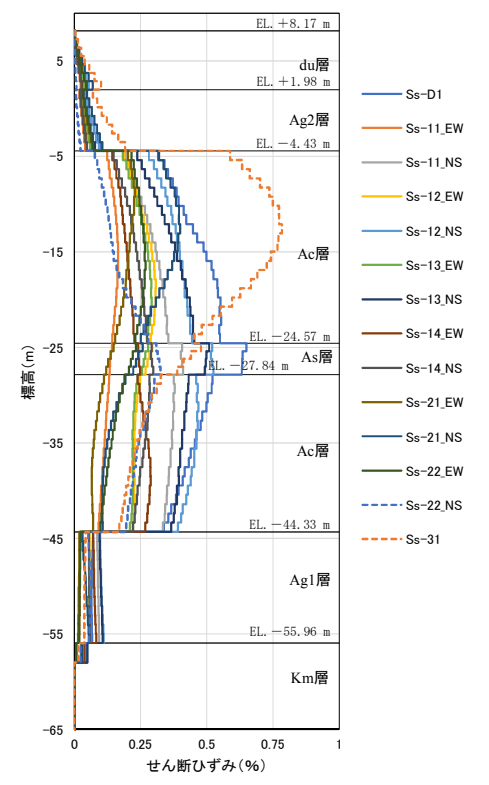


地点⑩断面

図 5.10.5-20 IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

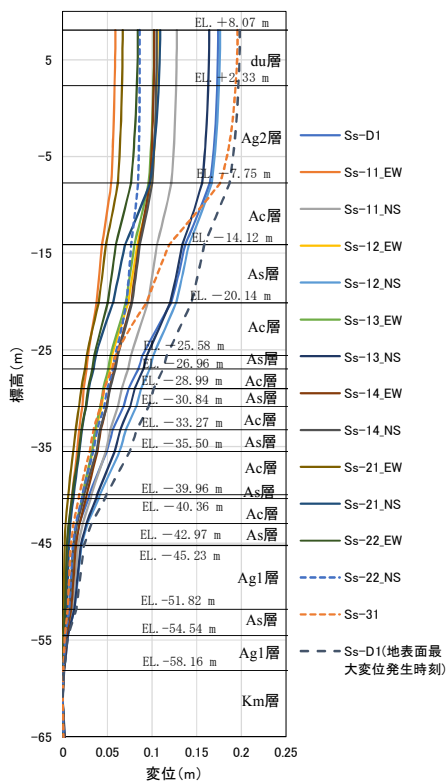


地点⑨断面

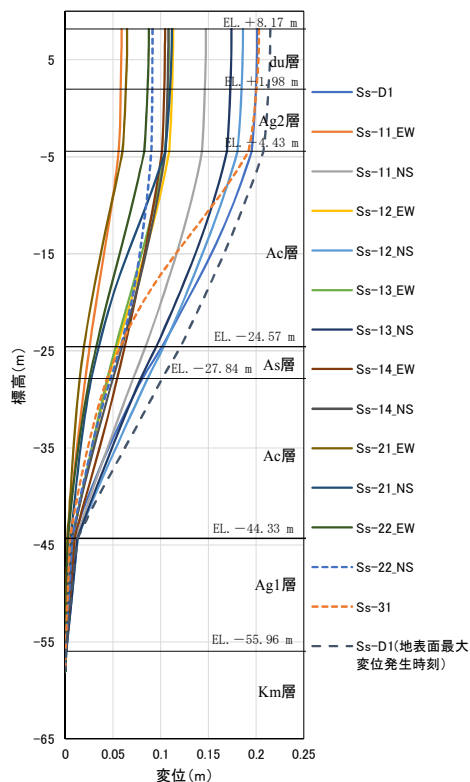


地点⑩断面

図 5.10.5-21 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

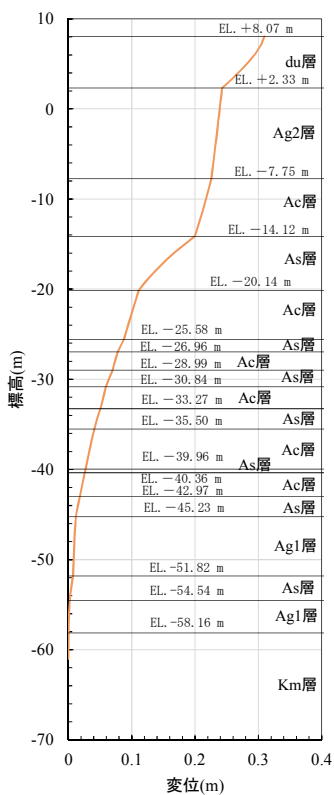


地点⑨断面

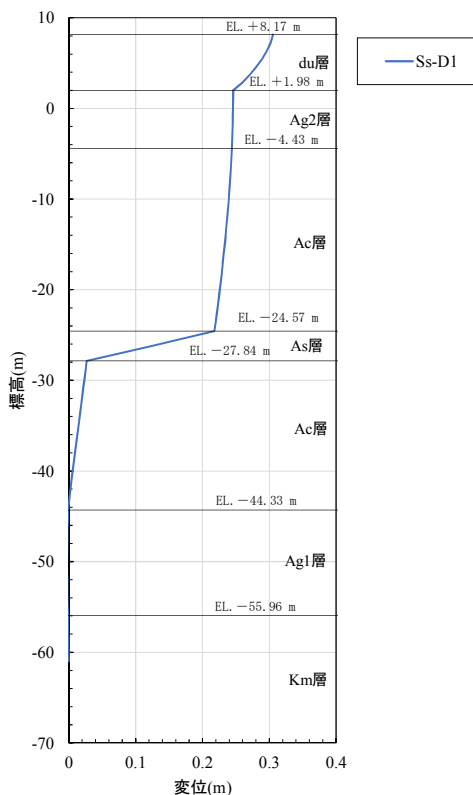


地点⑩断面

図 5.10.5-22 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

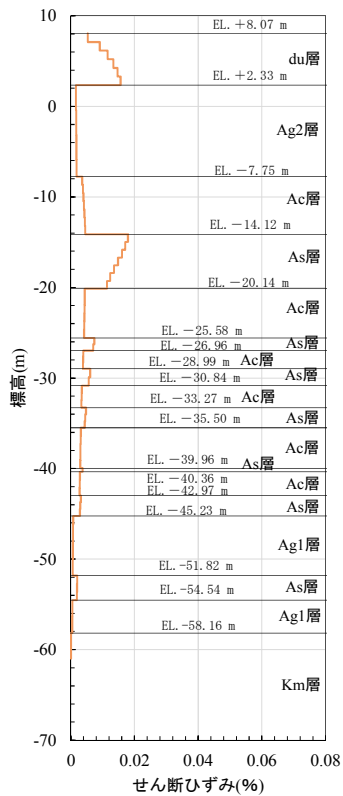


地点⑨断面

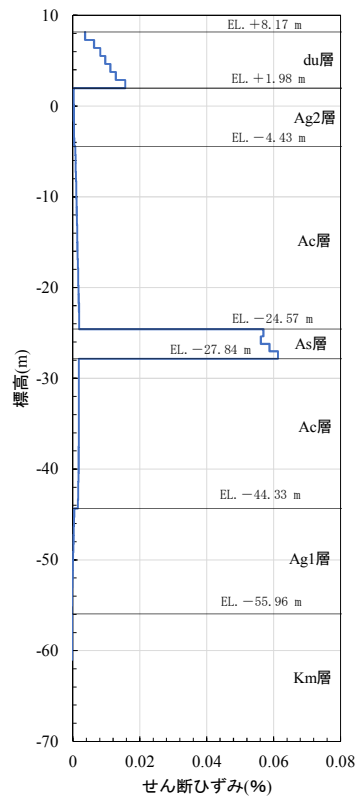


地点⑩断面

図 5.10.5-23 IV区間の評価候補断面における変位分布 (1次元有効応力解析)

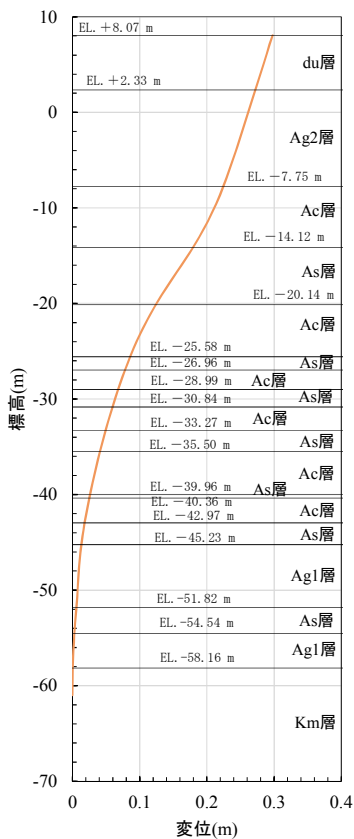


地点⑨断面

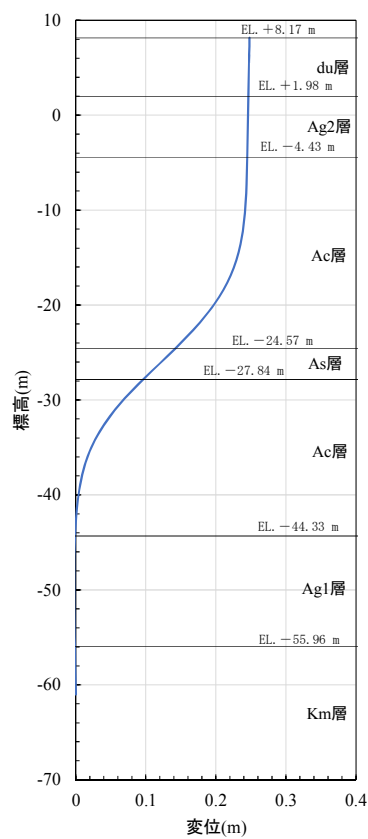


地点⑩断面

図 5. 10. 5-24 IV区間の評価候補断面におけるせん断ひずみ分布 (1次元有効応力解析)

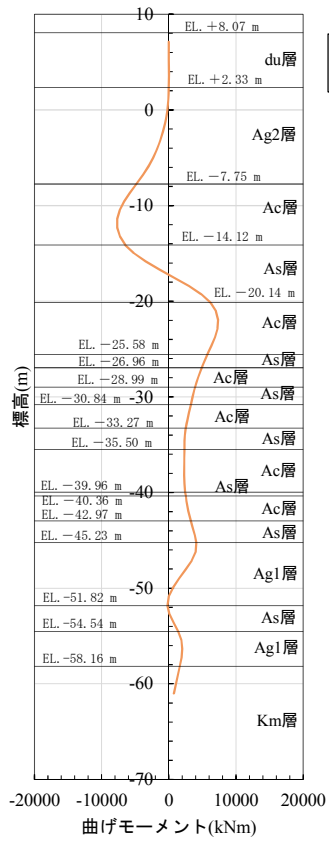


地点⑨断面

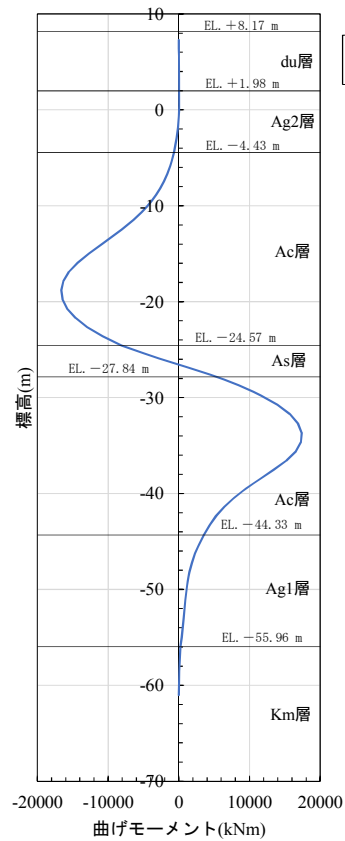


地点⑩断面

図 5. 10. 5-25 IV区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の変位分布



地点⑨断面



地点⑩断面

図 5. 10. 5-26 IV区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の曲げモーメント分布

(e) V区間

V区間は、敷地北西側と南西側に位置し、津波高さが T.P. +16.8 m (敷地南西側) または 15.4 m (敷地北西側) と想定される箇所である。北西側のV-1区間は防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して斜めに横断しており、防潮壁の縦断方向断面及び横断方向断面に岩盤の傾斜が存在する。南西側のV-2区間は、防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して垂直に横断しており、縦断方向断面のみに岩盤の傾斜が現れる。

第四紀層の厚さは、V-1区間の方が厚く、防潮堤の下部構造である鋼管杭に発生する地震時の応力が大きくなることが予想されるため、V区間の検討はV-1区間を対象とする。

V区間においては、図 5.10.5-27 に示すように縦断方向及び横断方向とも岩盤上面標高の等高線が密になっており、岩盤の傾斜による影響が大きい地点①断面を評価対象断面として選定する。

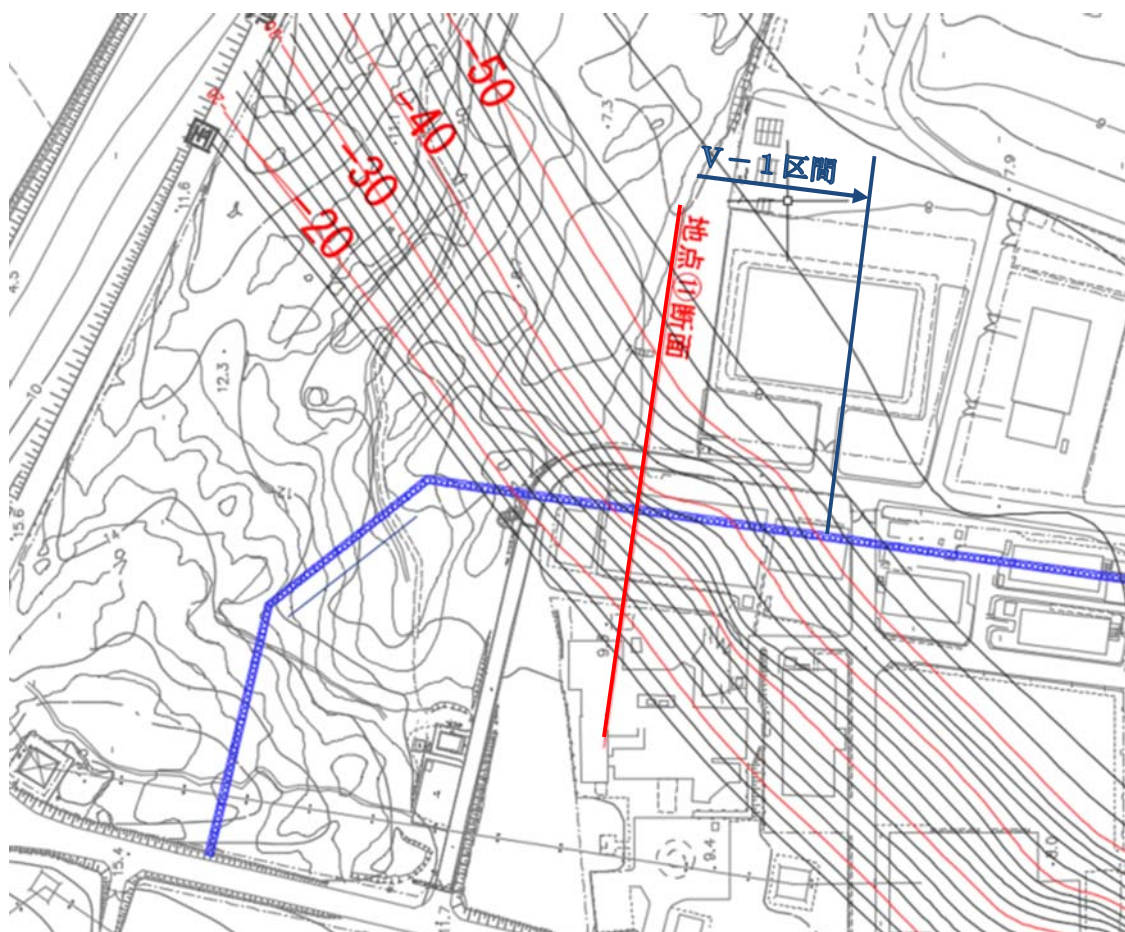


図 5.10.5-27 地点①断面における岩盤標高

b. 上部構造に対する断面選定

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径φ2000 区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径φ2500 区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。

上部構造の設計においては、地震及び津波の重畳時の評価が支配的である事から、各断面における慣性力と波圧の合計値を算定し、合計値が一番大きい断面を評価対象断面とする。上部構造の断面選定に用いる慣性力としては各断面で実施した 1 次元地震応答解析結果における地表面最大加速度を用いた。表 5.10.5-7 及び表 5.10.5-8 に各断面における慣性力を、表 5.10.5-9 及び 5.10.5-10 に各断面における T.P. +24.0 m 津波時の津波波圧を、表 5.10.5-11 及び表 5.10.5-12 に評価対象断面の選定結果を示す。鋼管杭径φ2000 区間では地点①断面を、鋼管杭径φ2500 区間では地点⑦断面を上部構造の評価対象断面と選定する。

表 5.10.5-7 鋼管杭径φ2000 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 (cm/s ²)	水平震度	躯体自重 (kN/m ²)	慣性力 (kN/m ²)
Ⅰ	①	823.9 (S _s -2 1 N S)	0.840	40.1	33.68
	②	746.8 (S _s -3 1)	0.762	40.1	30.56
Ⅳ	⑨	458.4 (S _s -3 1)	0.467	40.1	18.73
	⑩	457.3 (S _s -3 1)	0.466	40.1	18.69
Ⅴ	⑪	451.0 (S _s -3 1)	0.460	40.1	18.45

躯体自重 1 m²あたり：

(幅 3.0 m×長さ 11.5 m-直径 2.0 m×2.0 m×3.14/4×5 本)

×24.5 kN/m³ /長さ 11.5 m=40.1 kN/m²

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5.10.5-8 鋼管杭径 φ2500 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 (cm/s^2)	水平震度	躯体自重 (kN/m^2)	慣性力 (kN/m^2)
II	③	755.2 (S_s-31)	0.770	42.8	32.96
	④	750.1 (S_s-21NS)	0.765	42.8	32.74
	⑤	771.6 (S_s-21NS)	0.787	42.8	33.68
	⑥	815.7 (S_s-31)	0.832	42.8	35.61
III	⑦	538.9 (S_s-31)	0.550	42.8	23.54
	⑧	488.5 (S_s-31)	0.498	42.8	21.31

躯体自重 1 m^2 あたり :

$$\begin{aligned} & (\text{幅 } 3.5 \text{ m} \times \text{長さ } 14.0 \text{ m} - \text{直径 } 2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 3.14 / 4 \times 5 \text{ 本}) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 \\ & \quad / \text{長さ } 14.0 \text{ m} = 42.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5.10.5-9 鋼管杭径 φ2000 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 (kN/m^2)
I	①	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	②	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
IV	⑨	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑩	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
V	⑪	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42

表 5.10.5-10 鋼管杭径 φ2500 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 (kN/m^2)
II	③	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	④	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑤	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑥	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
III	⑦	T.P. +4.0 m	T.P. +24.0 m	10.00	303.03
	⑧	T.P. +6.7 m	T.P. +24.0 m	8.65	262.12

表 5.10.5-11 鋼管杭径 $\phi 2000$ 区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 (kN/m ²)	津波波圧 (kN/m ²)	慣性力+ 津波波圧 (kN/m ²)	評価断面	選定結果
I	①	33.68	242.42	276.10	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面①]
	②	30.56	242.42	272.98		
IV	⑨	18.73	242.42	261.15		
	⑩	18.69	242.42	261.11		
V	⑪	18.45	242.42	260.87		

表 5.10.5-12 鋼管杭径 $\phi 2500$ 区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 (kN/m ²)	津波波圧 (kN/m ²)	慣性力+ 津波波圧 (kN/m ²)	評価断面	選定結果
II	③	32.96	242.42	275.38		
	④	32.74	242.42	275.16		
	⑤	33.68	242.42	276.10		
	⑥	35.61	242.42	278.03		
III	⑦	23.54	303.03	326.57	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
	⑧	21.31	262.12	283.43		

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.10.5-11 表に、選定した評価対象断面図を図 5.10.5-29 図に示す。

なお、防潮堤の頂部に設置される津波・構内監視カメラの設計のための加速度応答の観点としては、以下の理由により南側断面（断面①），東南断面（汀線沿い南側，断面②），東北断面（汀線沿い北側，断面③）を対象断面とする。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層は薄い個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

北西側（斜面部）については、防潮壁高さ及び第四紀層の厚さが断面①と同様であるため、断面①を参照することで確認する。

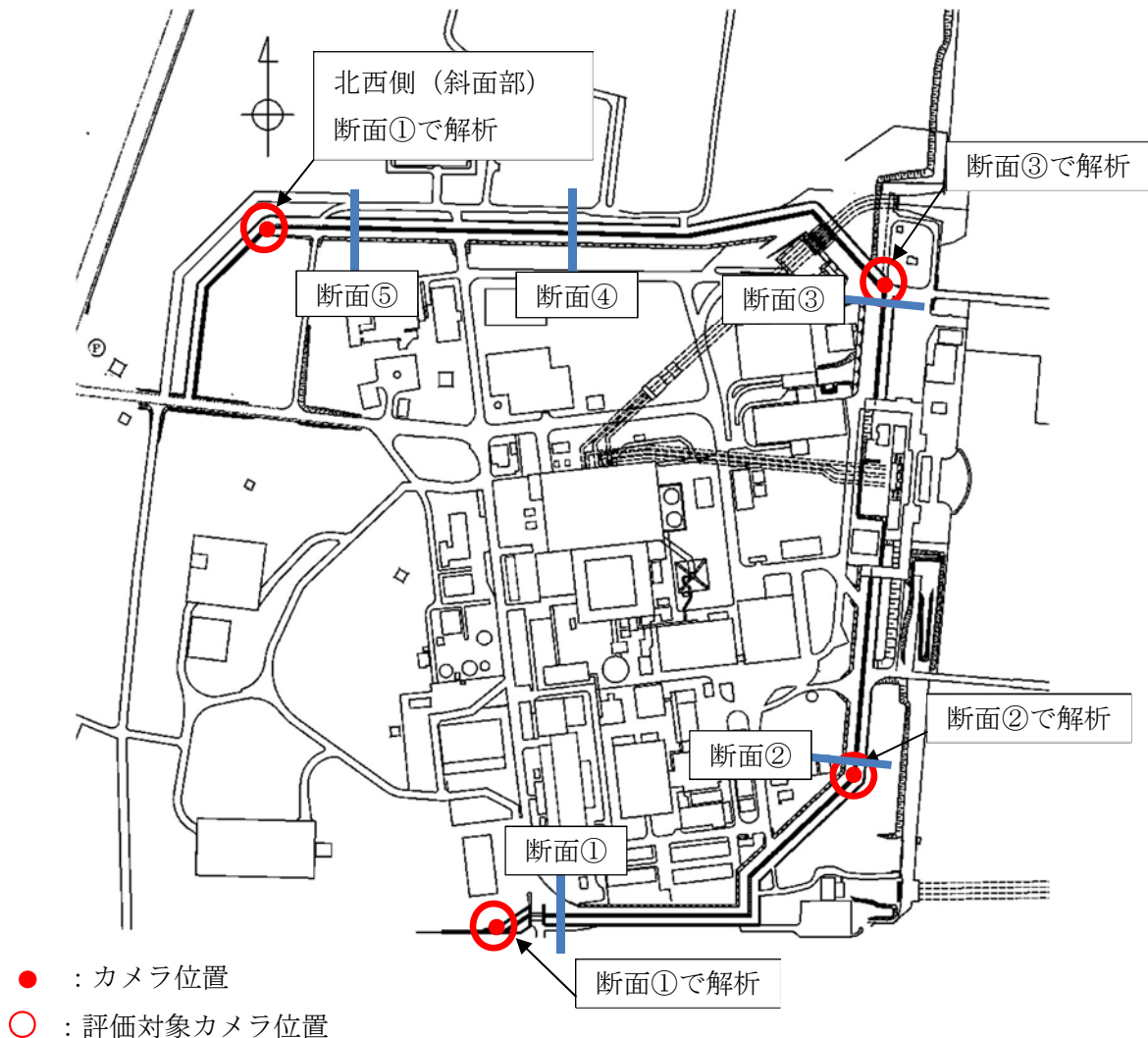


図 5.10.5-28 津波・構内監視カメラ位置図及び選定断面位置

表 5.10.5-11 評価対象断面の選定結果

断面	区間	鋼管杭径 (mm)	基準津波高さ	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
断面① [地点①]	I 区間	φ 2000	T.P. + 16.8 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：I 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。 上部構造：鋼管杭径 φ 2000 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面② [地点④]	II 区間	φ 2500	T.P. + 17.9 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：II 区間は、A g 2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが大い断面を選定する。
断面③ [地点⑦]	III 区間	φ 2500	T.P. + 17.9 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：III 区間は、津波波圧が大い断面を選定する。 上部構造：鋼管杭径 φ 2500 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面④ [地点⑩]	IV 区間	φ 2000	T.P. + 15.4 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	—	○	下部構造：IV 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。
断面⑤ [地点⑪]	V 区間	φ 2000	T.P. + 15.4 m (V-1 区間) T.P. + 16.8 m (V-2 区間)	岩盤上面が傾斜しており、40m 程度の標高差が存在する。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：V 区間は、第四紀層が厚く岩盤の傾斜が大い断面を選定する。

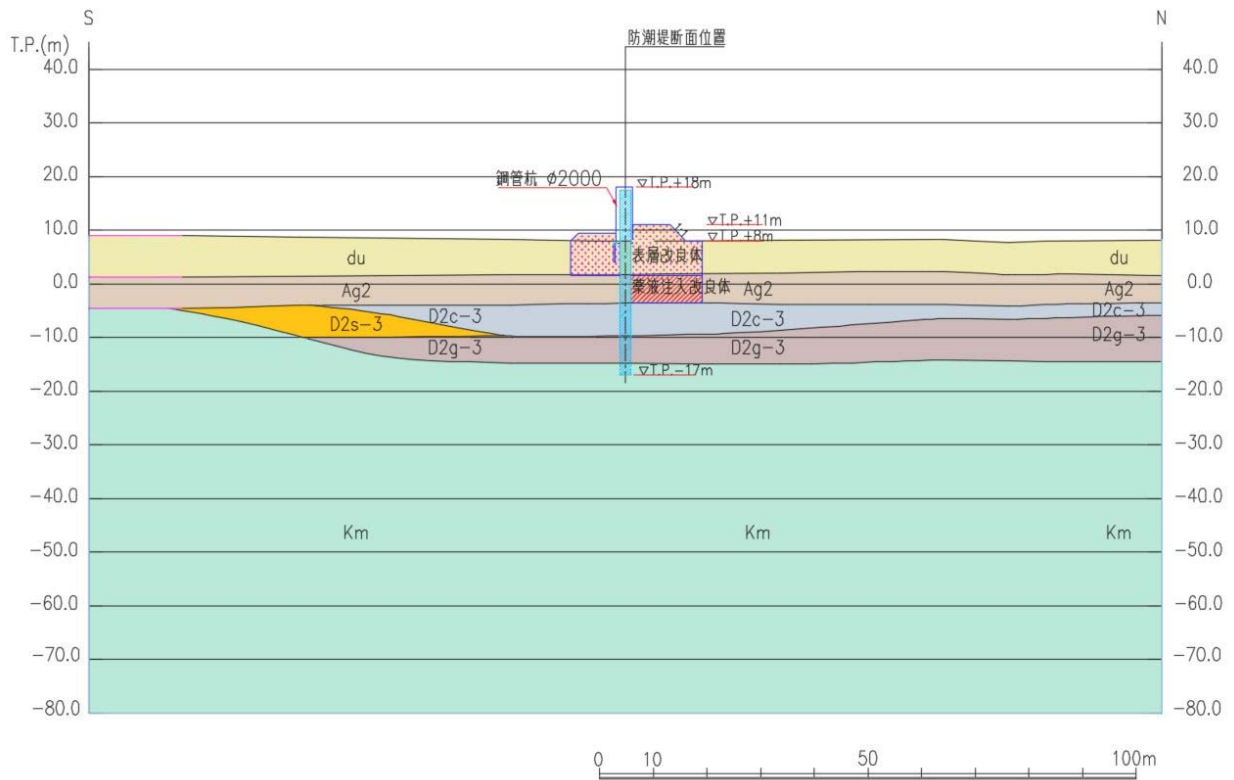


図 5.10.5-29 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面①)

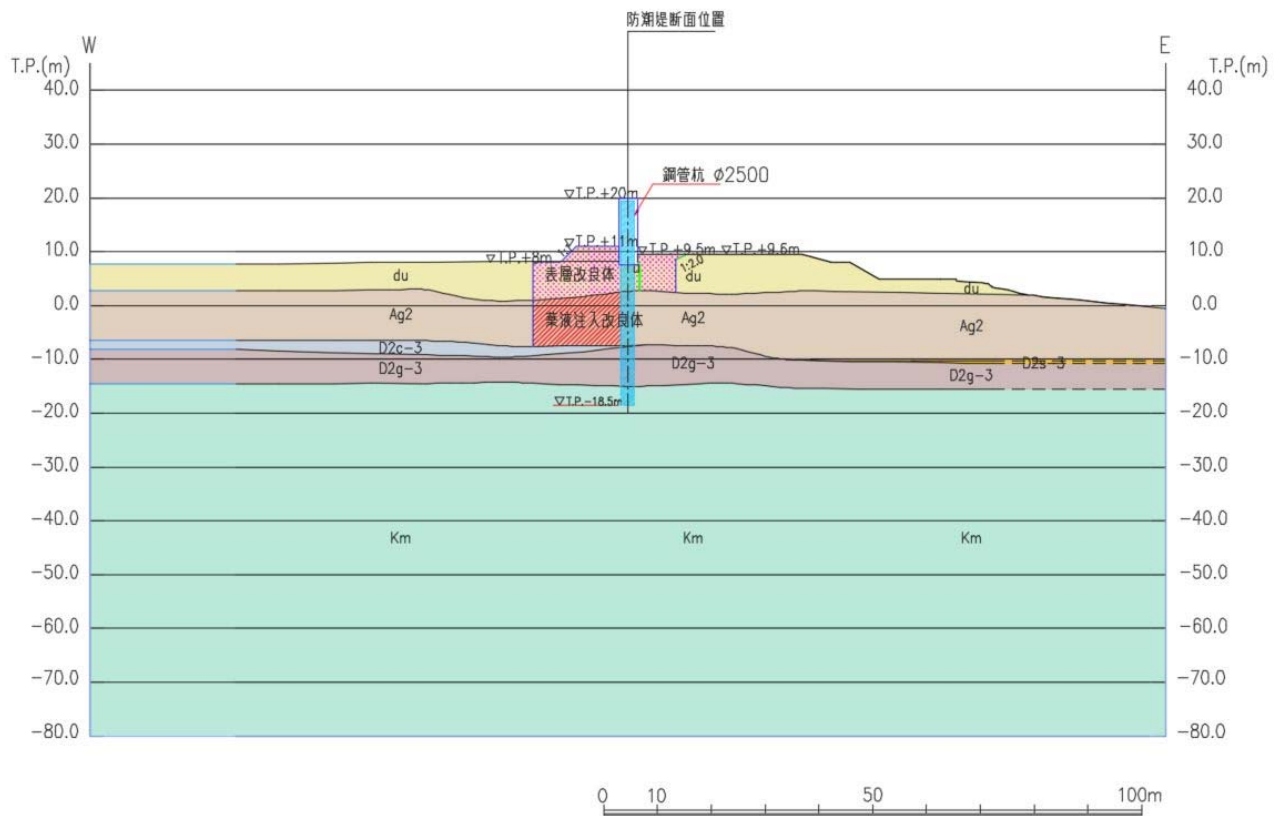


図 5.10.5-29 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面②)

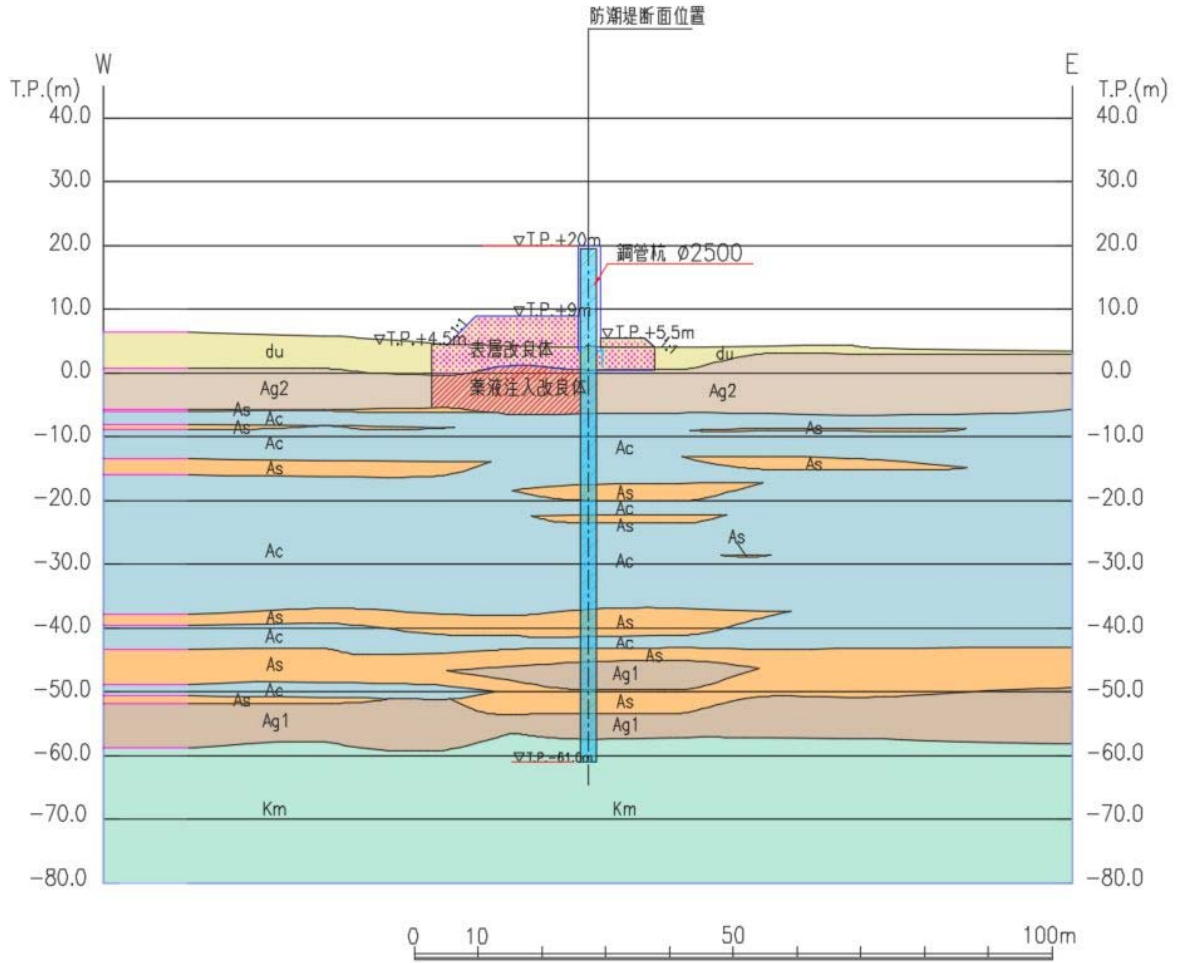


図 5.10.5-29 (3) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面③)

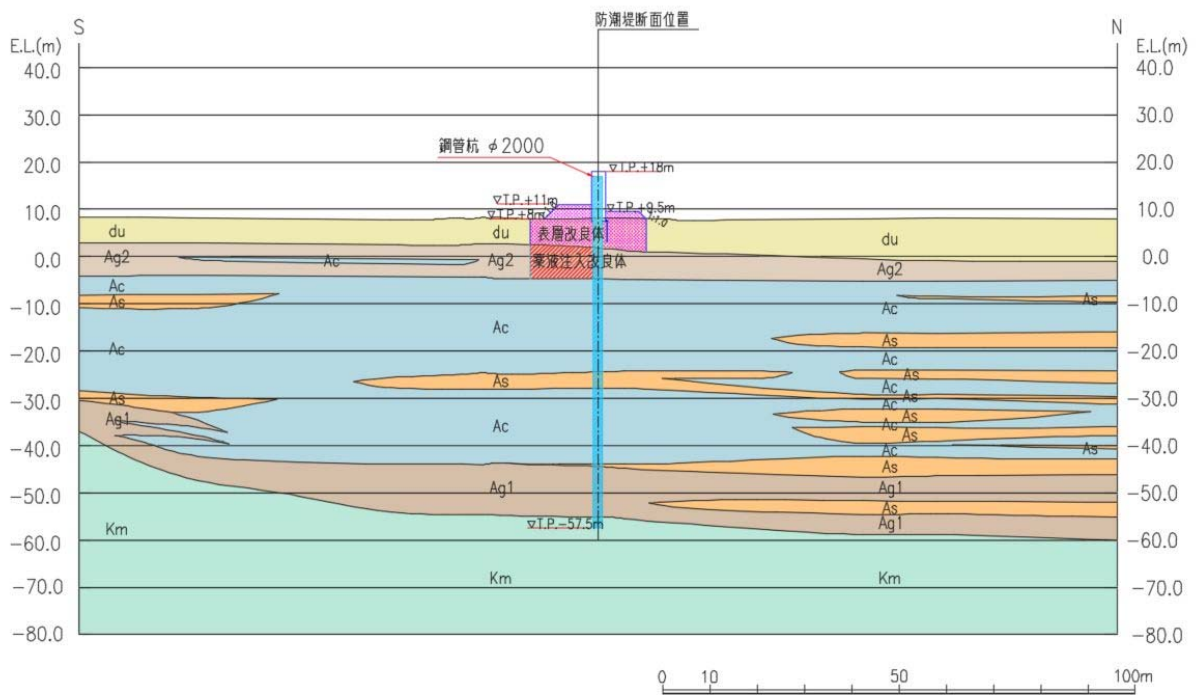


図 5.10.5-29 (4) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面④)

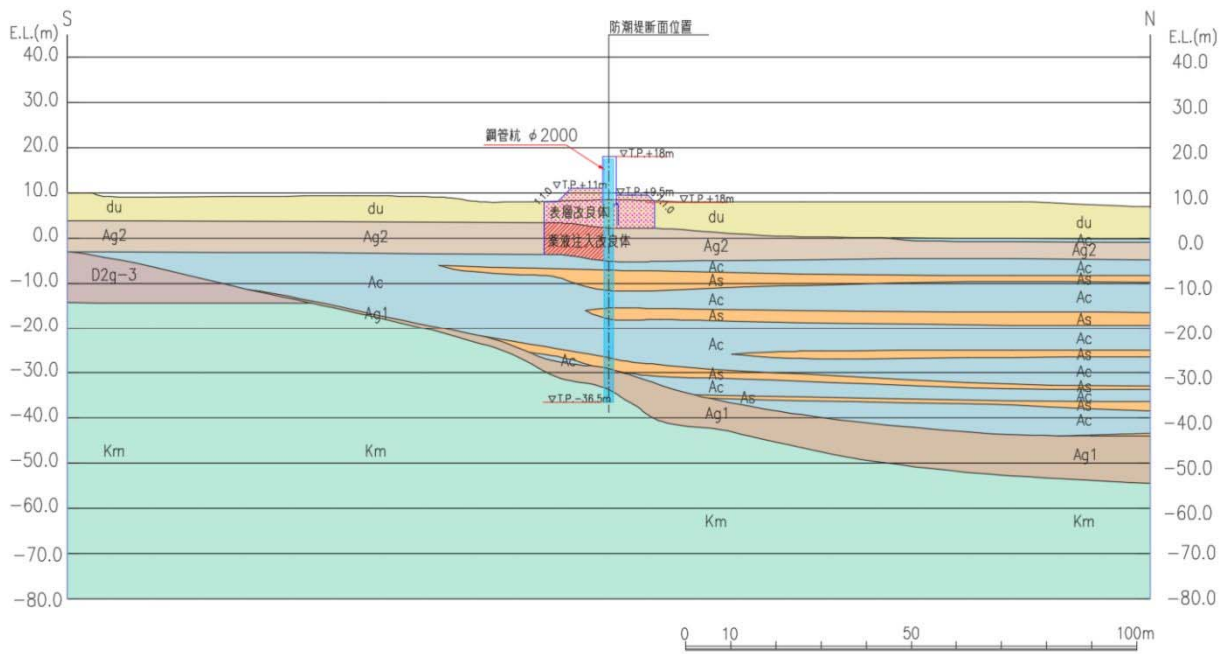


図 5.10.5-29 (5) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面⑤)

6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

6.12.1 概要

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法とその結果に対するゴムジョイントとシートジョイントの設置位置、それぞれのアンカー部の強度及び防潮壁間の相互の支圧力に対するコンクリートの強度を確認するものである。

6.12.2 基本方針

(1) 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材の設置イメージ図を図 6.12.2-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 6.12.2-2 に示す。ゴムジョイントとシートジョイントの使用位置は解析結果に応じて決定する。

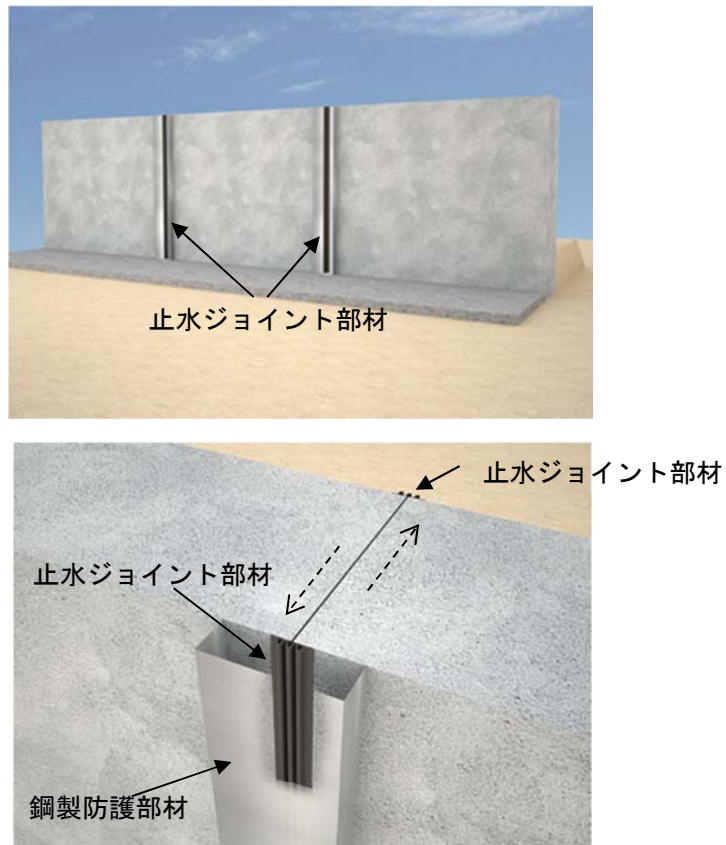
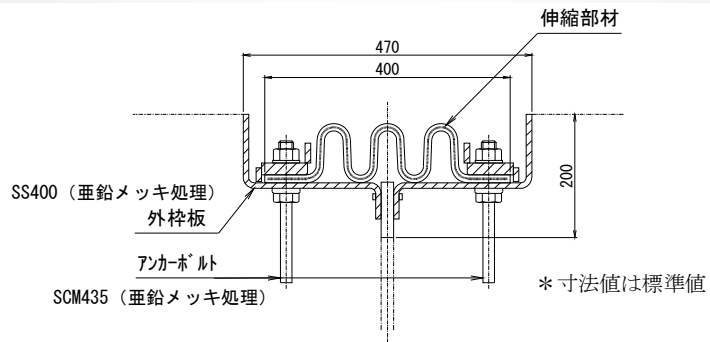
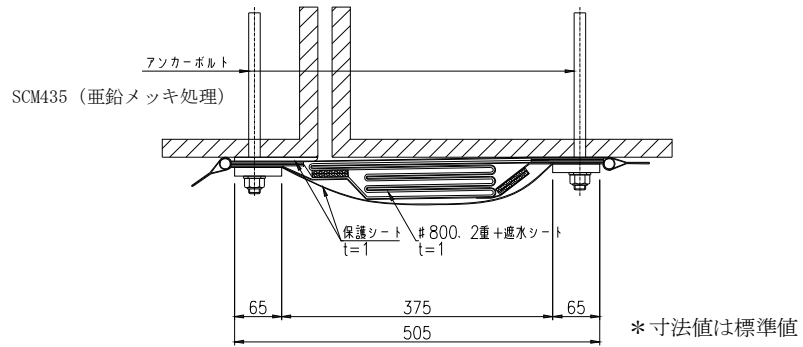


図 6.12.2-1 止水ジョイント部材 設置イメージ図



止水ジョイント部材 (ゴムジョイント)



止水ジョイント部材 (シートジョイント)

図 6. 12. 2-2 止水ジョイント部材詳細図

(2) 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大**相対**変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し、地震後の**最終変位量**に**津波及び余震**による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.12.2-3 に示す。

止水ジョイント部材を固定する鋼製アンカーの強度評価は、表 6.12.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。また、防潮壁間の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリートの健全性評価を行う。

止水ジョイント部材の仕様は、津波荷重に耐え、構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し、性能試験によってこれらを確認する。

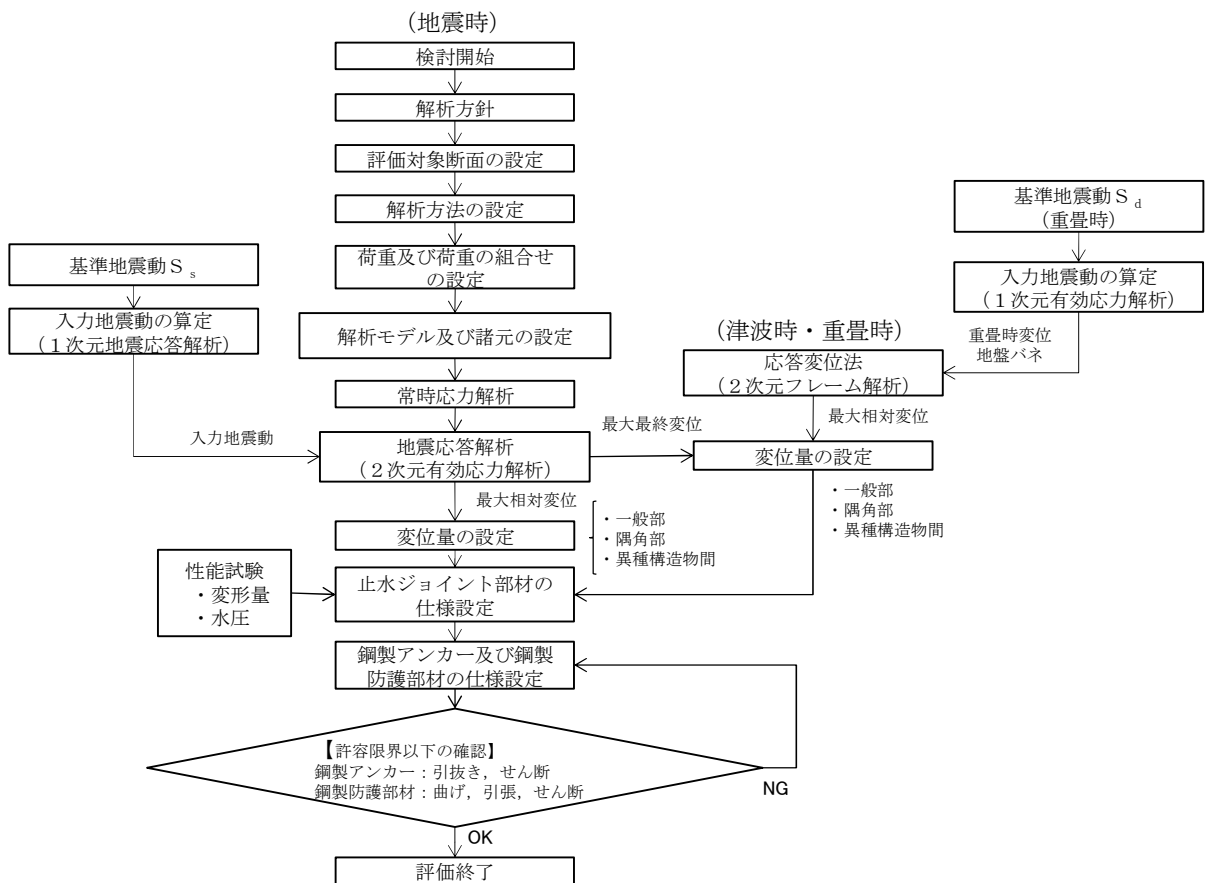


図 6.12.2-3 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

表 6.12.2-1 鋼製アンカーの評価項目

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	構造部材の健全性	鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

(3) 適用基準

表 6.12.2-2 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.12.2-2 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〕(2002 年)	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	・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	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認
	鋼製アンカー	・道路橋示方書・同解説 IV 下 部構造編 (平成 14 年 3 月)	
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 -2015 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル (2005 年)	・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

(4) 相対変位算出における評価対象断面

相対変位算出における評価対象断面は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁評価対象断面である断面①～断面⑤のうち、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12波の結果において、杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最大になる断面③で実施する。また、断面③は津波波力が最も大きいため、重畳時の相対変位も大きいと考えられる断面である。

断面③で検討した最大相対変位に基づいたジョイント部材設計用の相対変位を、防潮堤全体に適用し保守的な設計とする。評価対象断面の位置図を、図 6.12.2-4 に示す。

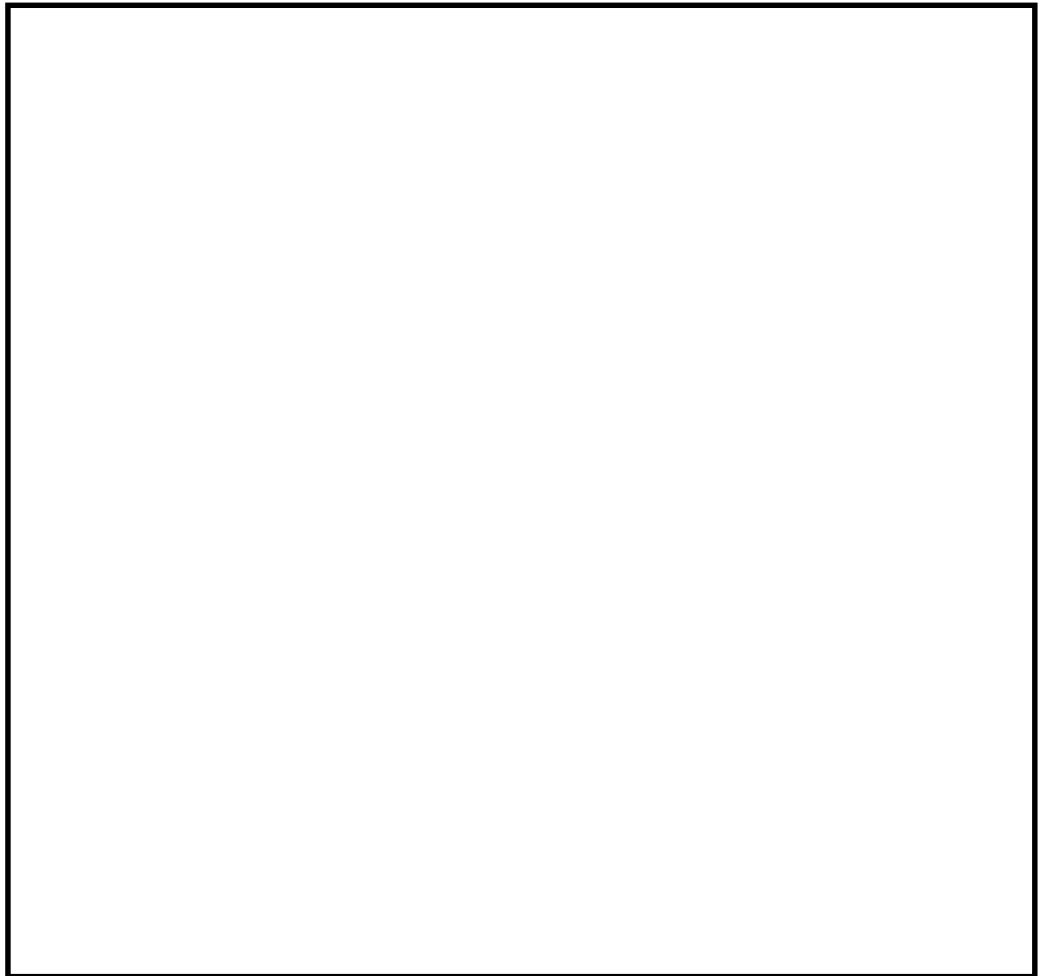


図 6.12.2-4 評価対象断面の位置図

(5) 相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、地震応答解析により算出する。防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、地盤変位に対して保守性を考慮して、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の最大値を求める。まず、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）による地震応答解析を12波で実施し、そこで相対変位が最大になる地震波を選定する。その地震波を用いて敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースで、地震応答解析を実施し相対変位を求める。設計用の相対変位としては、その相対変位を2倍したものを、防潮堤が直線状に並んでいる一般部の相対変位として使用する。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間においては、それぞれの構造物での変位量を同様に地震応答解析により算出し、異種構造物間での相対変位を計算する。なお、止水ジョイント部材の製作段階においては、さらに余裕を持たせた値を考慮する。

津波時及び重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終変位の最大値に、2次元フレーム解析で算出した津波時及び重畳時の最大相対変位をそれぞれ加えたものとする。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間での相対変位の算出方法は、それぞれの構造物での津波時及び重畳時の変位量を基にして算出する。

図 6.12.2-5 に相対変位算出方法のフローを示す。

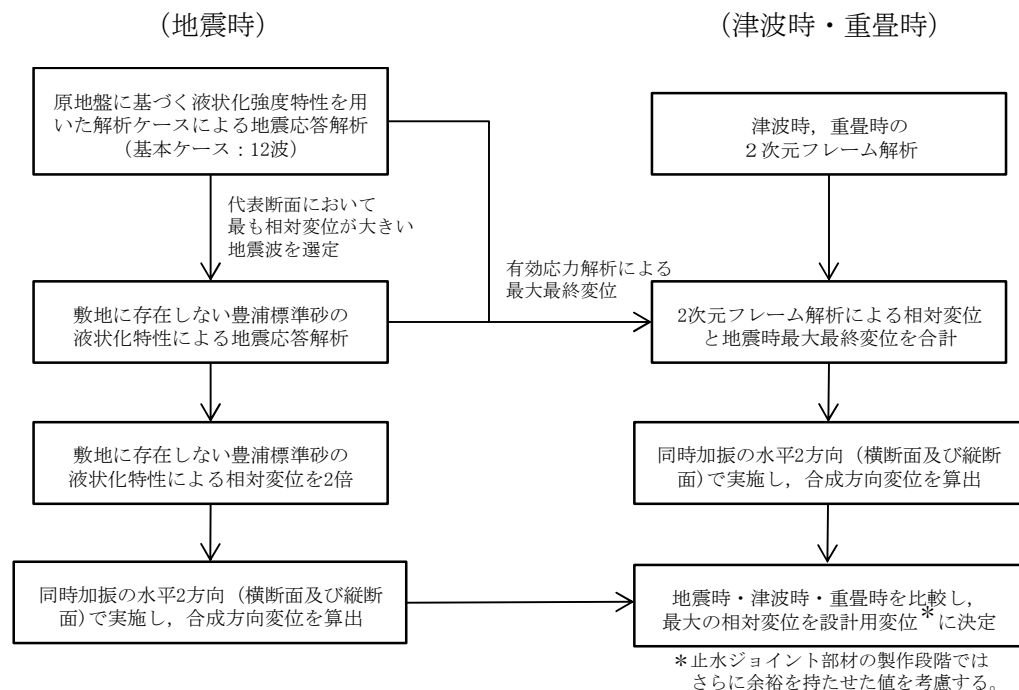


図 6.12.2-5 相対変位算出方法のフロー

6.12.3 地震応答解析

(1) 評価対象断面

図 6.12.3-1 に評価対象断面の位置図，図 6.12.3-2～図 6.12.3-3 に評価対象断面の断面図を示す。

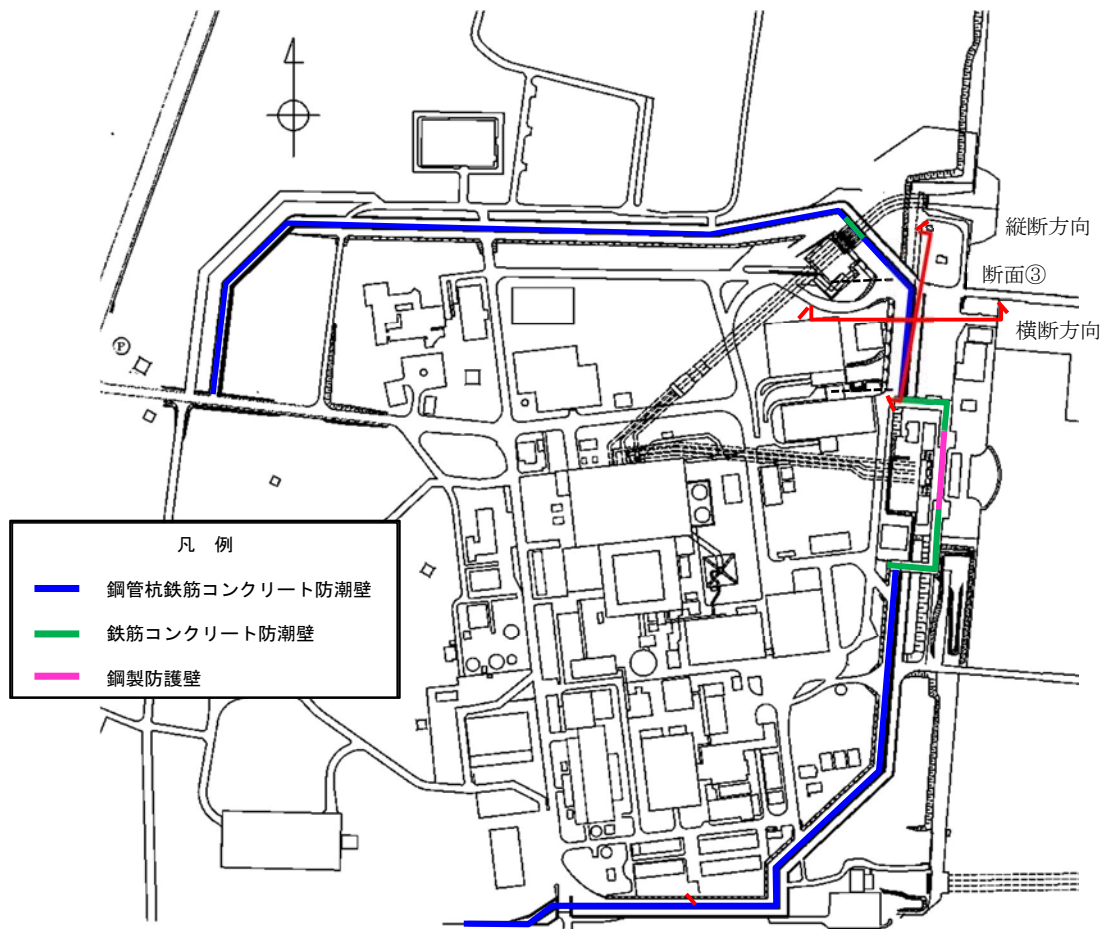


図 6.12.3-1 評価対象断面位置図

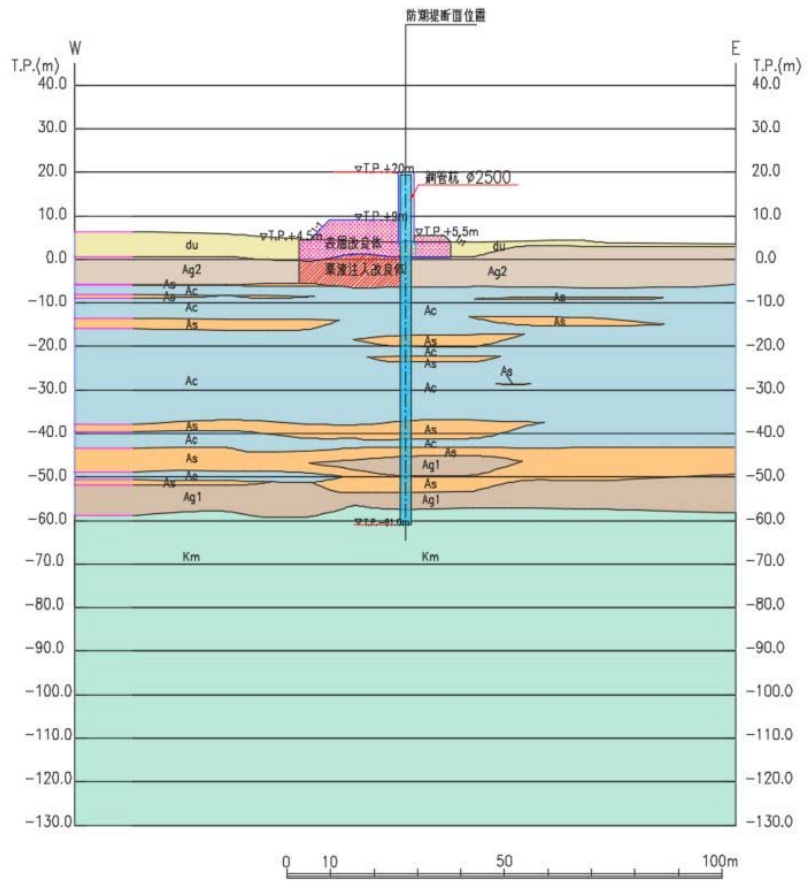


图 6.12.3—2 地震応答解析対象断面図 (断面③：横断方向)

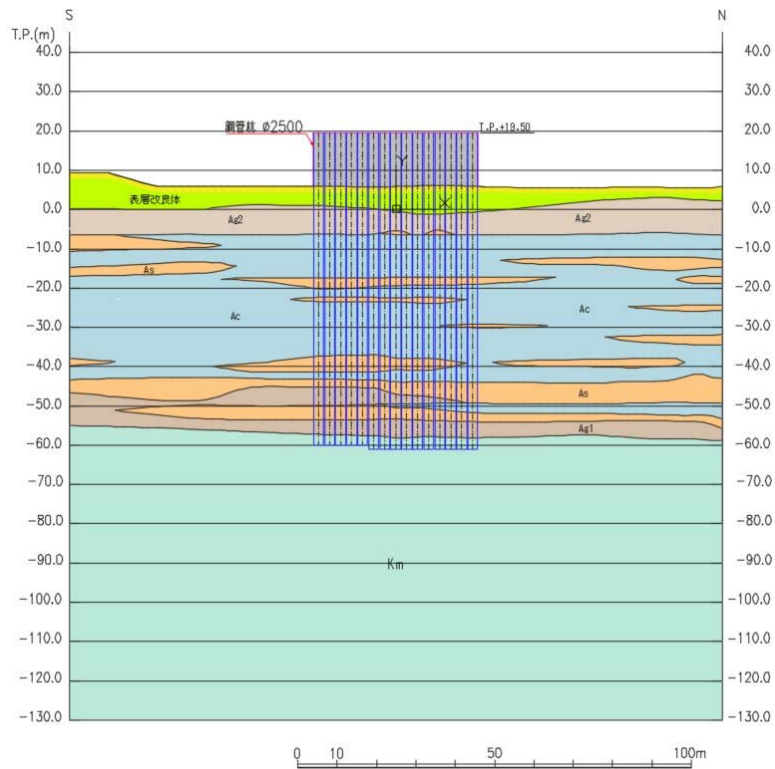


图 6.12.3—3 地震応答解析対象断面図 (断面③：縦断方向)

(2) 解析方法

解析方法は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重及び荷重の組み合わせとする。

(4) 入力地震動

入力地震動は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」のうち「3.4.3 断面③」と同じ入力地震動とする。

(5) 解析モデル及び諸元

解析モデル及び諸元は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、図 6.12.3-4 に断面③の縦断方向モデル図、図 6.12.3-5 にジョイント要素配置図、図 6.12.3-6 に杭-地盤相互作用バネ配置図を示す。

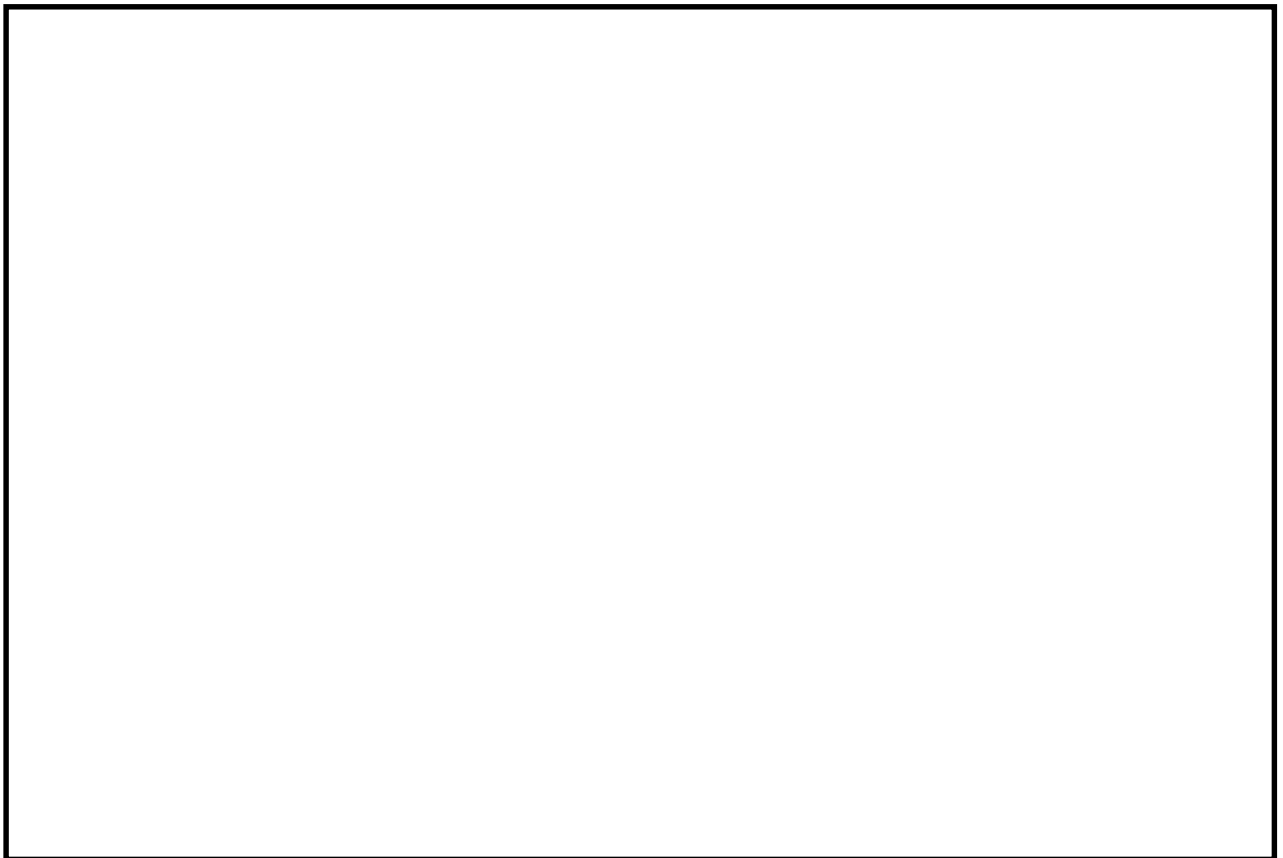


図 6.12.3-4 地震応答解析モデル（断面③：縦断方向）

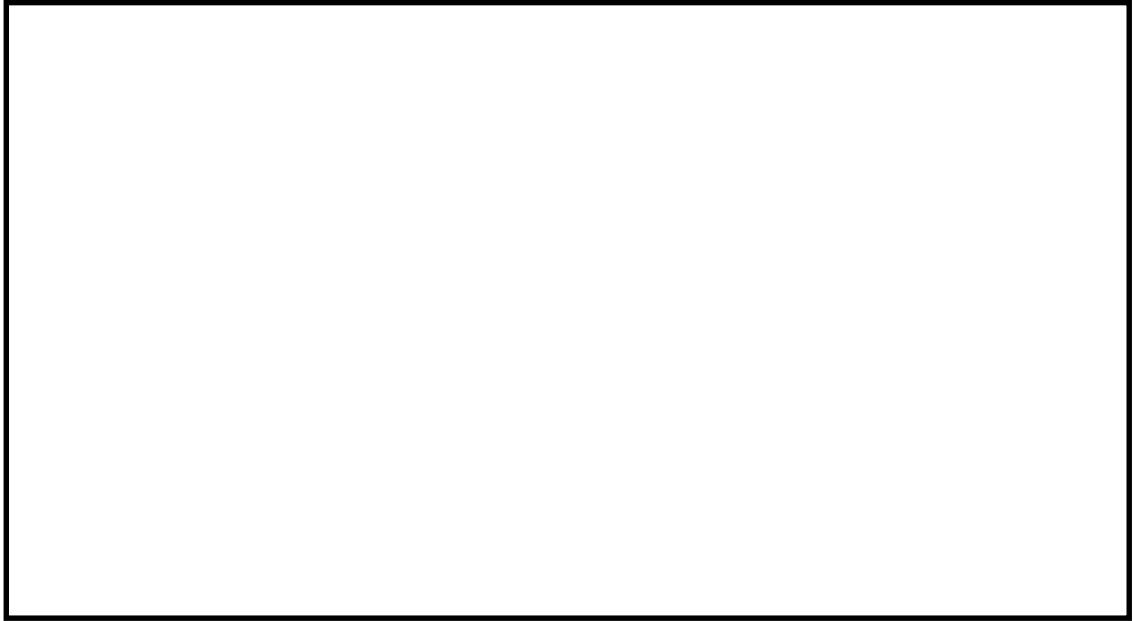


図 6.12.3-5 ジョイント要素配置図 (断面③ : 縦断方向)

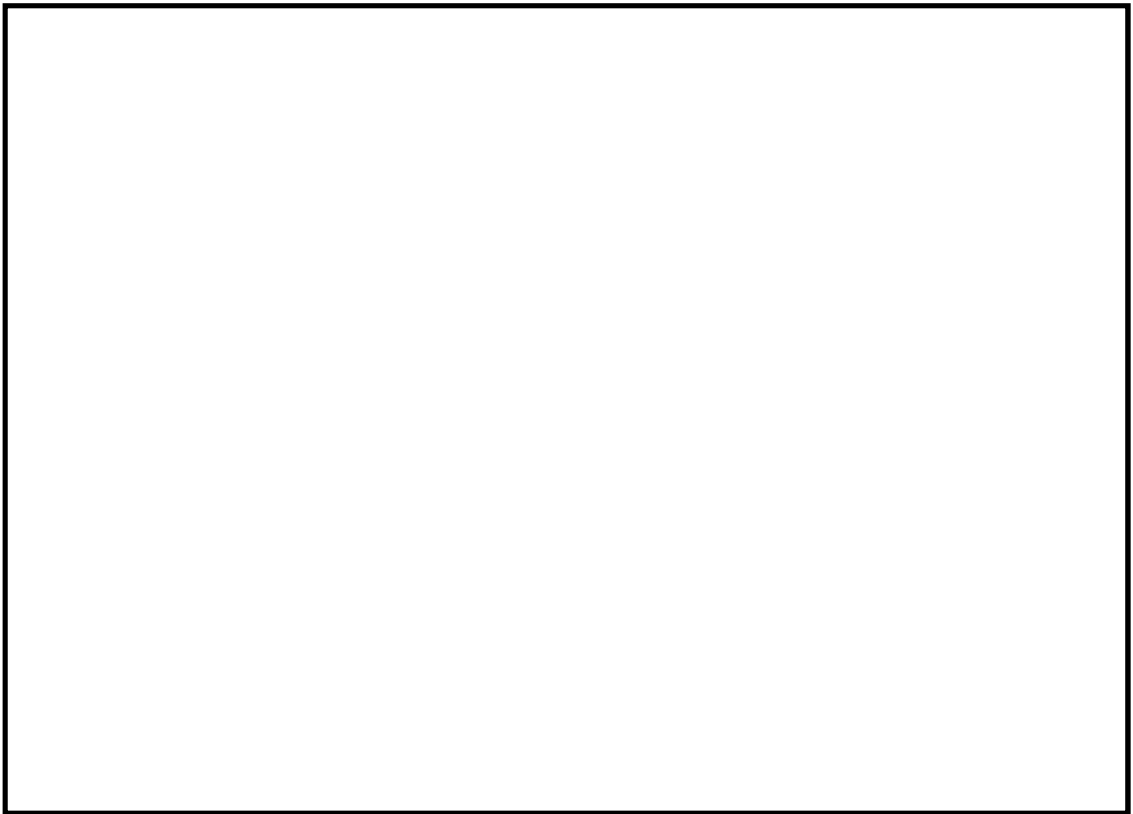


図 6.12.3-6 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③ : 縦断方向)

(6) 解析ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の相対変位算出における検討ケースを表 6.12.3-1 に示す。

表 6.12.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の相対変位算出における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	
地震波(位相)	S _s -D 1	(++)	1	1*
		(+-)	1	
		(-+)	1	
		(--)	1	
	S _s -1 1	(++)	1	
	S _s -1 2	(++)	1	
	S _s -1 3	(++)	1	
	S _s -1 4	(++)	1	
	S _s -2 1	(++)	1	
	S _s -2 2	(++)	1	
	S _s -3 1	(++)	1	
		(-+)	1	
	計		12	

* : ①において、杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最も大きい地震動を用いて実施する。

6.12.4 2次元フレーム解析

(1) 評価対象断面

図 6.12.4-1 に評価対象断面の位置図を示す。津波時及び重畳時は津波の方向を考慮して横断方向のみ検討する。

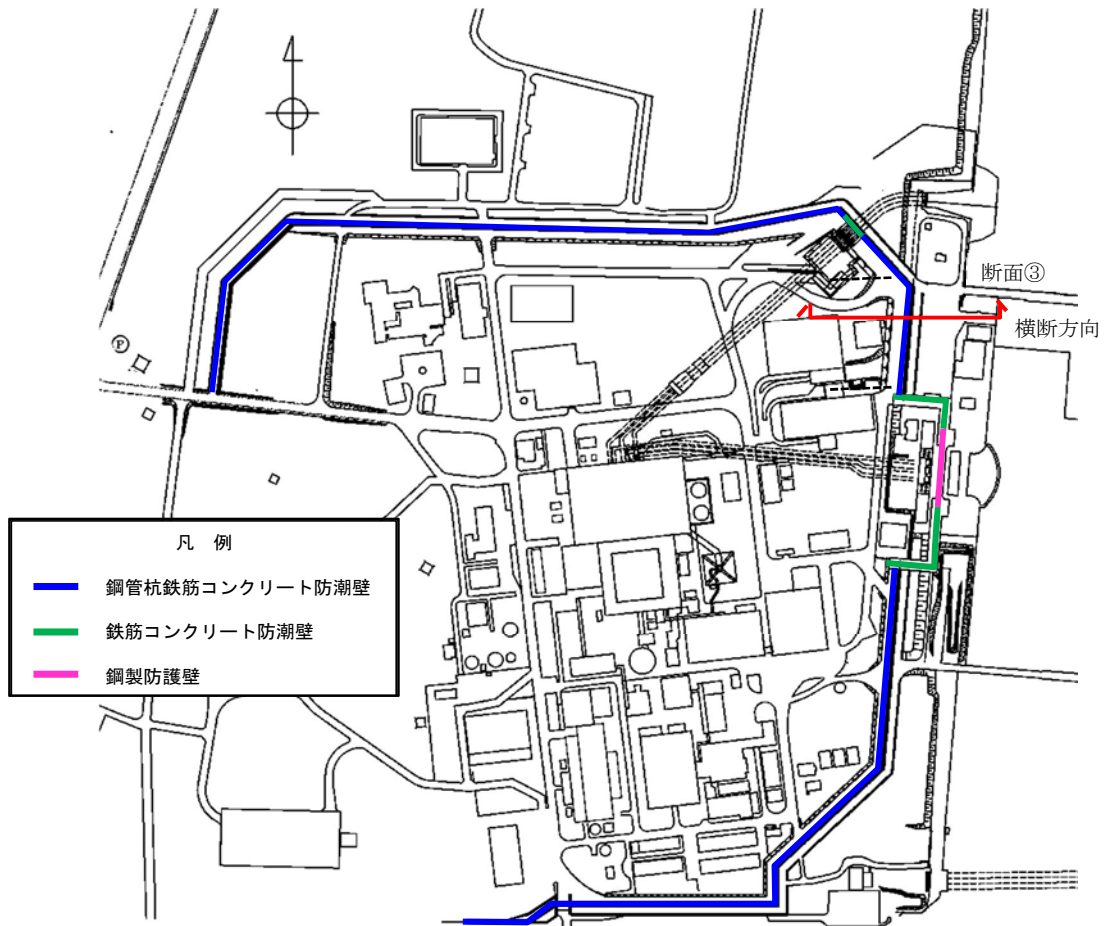


図 6.12.4-1 評価対象断面位置図

- (2) 解析モデル及び諸元
解析モデル及び諸元は、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.3.1 解析モデル及び諸元」と同様とする。
- (3) 荷重及び荷重の組合せ
荷重及び荷重の組合せは、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.3.2 荷重及び荷重の組合せ」と同様とする。
- (4) 解析ケース
解析ケースは、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.3.3 解析ケース」と同様とする。

6.12.5 許容限界

許容限界は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 許容限界」に示す鋼製アンカー、コンクリート及び鋼材の許容限界を使用する。

6.12.6 評価方法

(1) 一般部の地震時相対変位

防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、地盤変位に対して保守性を考慮して、敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析により杭下端を基準とした杭天端の相対変位を求める。設計用の相対変位としては、その相対変位を2倍したものを使用する。

x方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(T) \times 2\}$$

y方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(T) \times 2\}$$

z方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(T) \times 2\}$$

$\delta_x(T)$: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析による x 方向の相対変位

$\delta_y(T)$: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析による y 方向の相対変位

$\delta_z(T)$: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析による z 方向の相対変位

合成方向変位 (3方向合成) δ :
$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

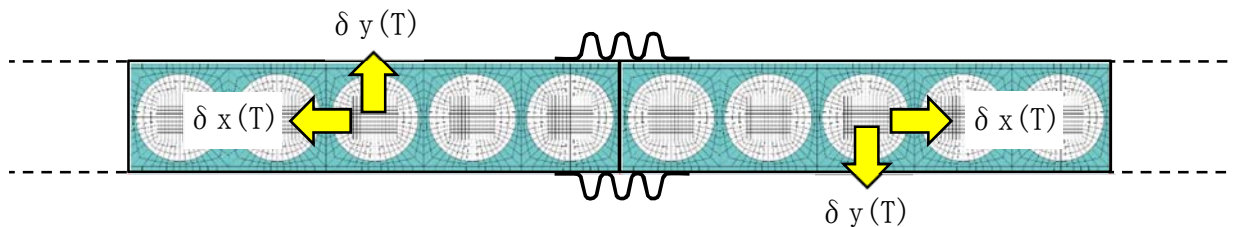


図 6.12.6-1 地震時の相対変位の概念図

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、一般部の結果より、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位の概念図を図 6.12.6-2 に示す。

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \text{abs} \{ \delta_x(T) + \delta_x(T) \times \sin \theta + \delta_y(T) \times \cos \theta \}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \text{abs} \{ \delta_y(T) + \delta_x(T) \times \cos \theta + \delta_y(T) \times \sin \theta \}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \text{abs} \{ \delta_z(T) \times 2 \}$$

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

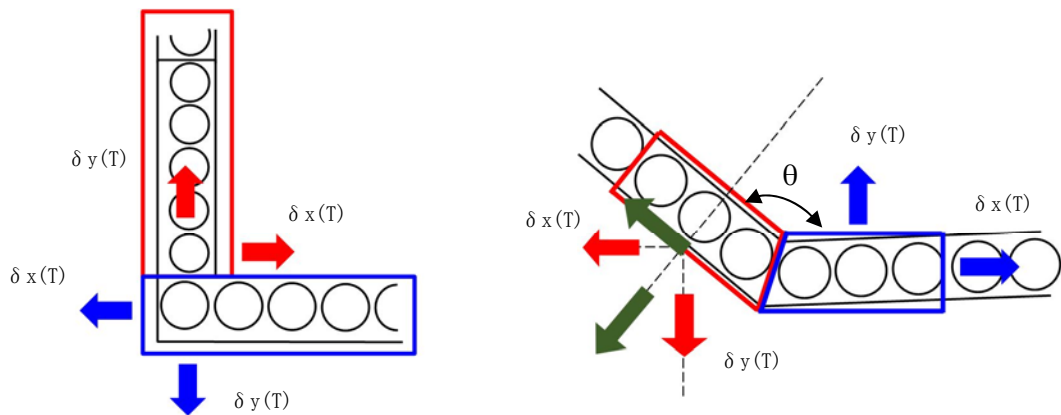


図 6.12.6-2 隅角部の相対変位 概念図

(3) 異種構造物間の地震時相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の一般部の変位量と異種構造物での敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析による相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(T) + \delta'_y(T)\}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(T) + \delta'_x(T)\}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(T) + \delta'_z(T)\}$$

$\delta'_x(T)$: 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta'_y(T)$: 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta'_z(T)$: 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、地震時の変位をそれぞれの方向で足し合わせて算出する。

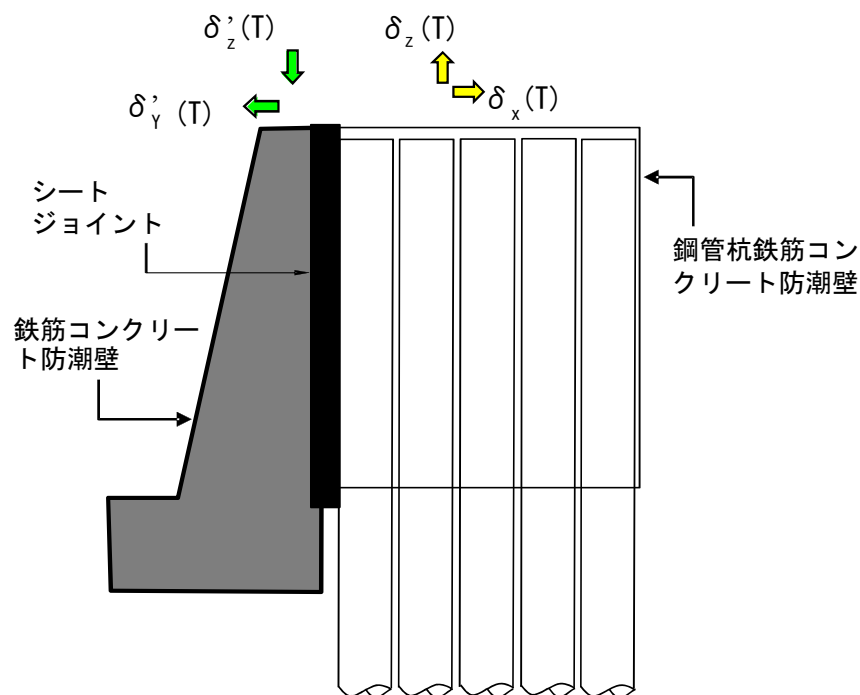


図 6.12.6-3 異種構造物間の相対変位 概念図

(4) 一般部の津波時相対変位量

津波時においては、地震時の最終変位に津波時の変位を加えて、防潮堤ブロック間の相対変位を設定する。最終変位は、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12波による結果及び敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析結果のうち最大値とする。津波時の設計用相対変位は、以下の式により水平2方向（x方向、y方向）及び鉛直方向（z方向）それぞれについて算出し、x方向、y方向及びz方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。津波時の相対変位の概念図を図6.12.6-4に示す。

x方向の相対変位 δ_x : $\delta_x = \delta_x(A)$

y方向の相対変位 δ_y : $\delta_y = \delta_y(A) + \delta_y(B)$

z方向の相対変位 δ_z : $\delta_z = \delta_z(A) + \delta_z(B)$

合成方向変位（3方向合成） δ : $\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$

ここで、

$\delta_x(A)$, $\delta_y(A)$, $\delta_z(A)$: 地震時の最終変位

$\delta_y(B)$, $\delta_z(B)$: 津波時の相対変位

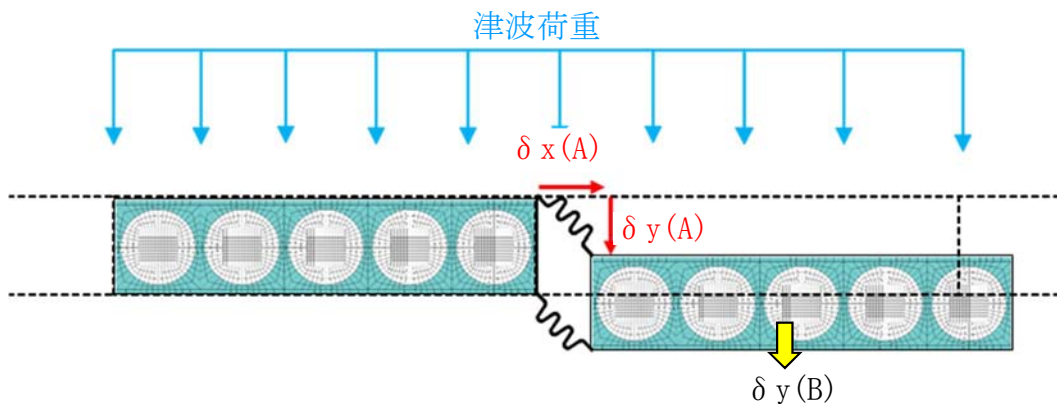


図 6. 12. 6-4 津波時の相対変位の概念図

(5) 隅角部の津波時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、地震時と同様に津波時の一般部の相対変位を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位 概念図を図 6. 12. 3-5 に示す。

x 方向の相対変位 δx :

$$\delta x = \text{abs} \{ \delta x(I) + \delta x(I) \times \sin \theta + \delta y(I) \times \cos \theta \}$$

y 方向の相対変位 δy :

$$\delta y = \text{abs} \{ \delta y(I) + \delta x(I) \times \cos \theta + \delta y(I) \times \sin \theta \}$$

z 方向の相対変位 δz :

$$\delta z = \text{abs} \{ \delta z(I) \times 2 \}$$

$\delta x(I)$: 津波時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y(I)$: 津波時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z(I)$: 津波時の一般部における z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

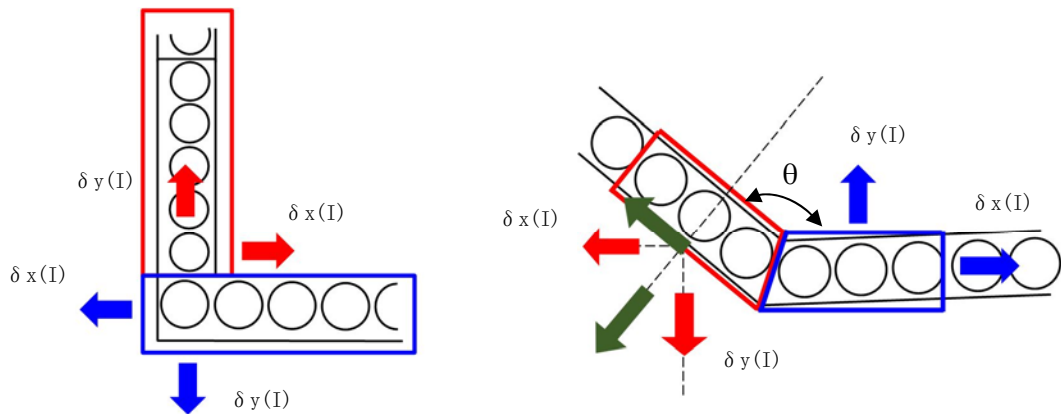


図 6. 12. 6-5 隅角部の津波時相対変位量の概念図

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の津波時一般部の変位量と異種構造物の津波時の相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-6 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(I) + \delta'_y(RT)\}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(I) + \delta'_x(RT)\}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(I) + \delta'_z(RT)\}$$

$\delta_x(RT)$: 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta_y(RT)$: 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta_z(RT)$: 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、「6.12.6 評価方法 (4) 一般部の津波時相対変位量」と同様に津波時の変位を出した後、それぞれの方向で足し合わせて算出する。

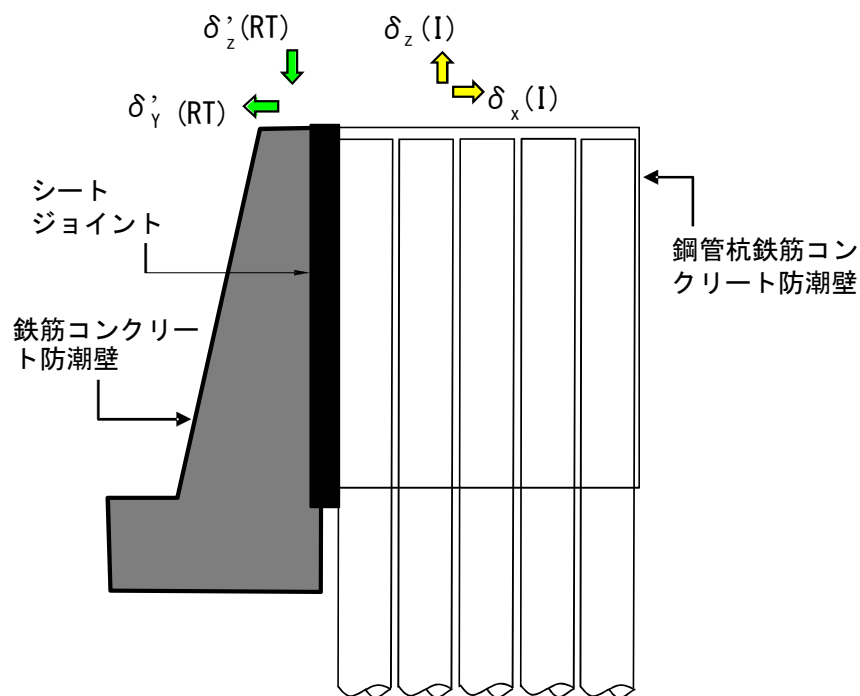


図 6.12.6-6 異種構造物間の津波時相対変位 概念図

(7) 一般部の重畳時相対変位量

重畳時（津波＋余震）においては、地震時の最終変位に重畳時の相対変位を加えて、相対変位を設定する。

重畳時（津波＋余震時）の設計用相対変位は、以下の式により水平2方向（x方向、y方向）及び鉛直方向（z方向）それぞれについて算出する。さらに、x方向、y方向及びz方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図を図6.12.6-7に示す。

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \delta_x(A)$$

$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \delta_y(A) + \delta_y(B)$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \delta_z(A) + \delta_z(B)$$

$$\text{合成方向変位 (3方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

ここで、

$\delta_x(A)$, $\delta_y(A)$, $\delta_z(A)$: 地震時の最終変位

$\delta_y(B)$, $\delta_z(B)$: 重畳時の相対変位

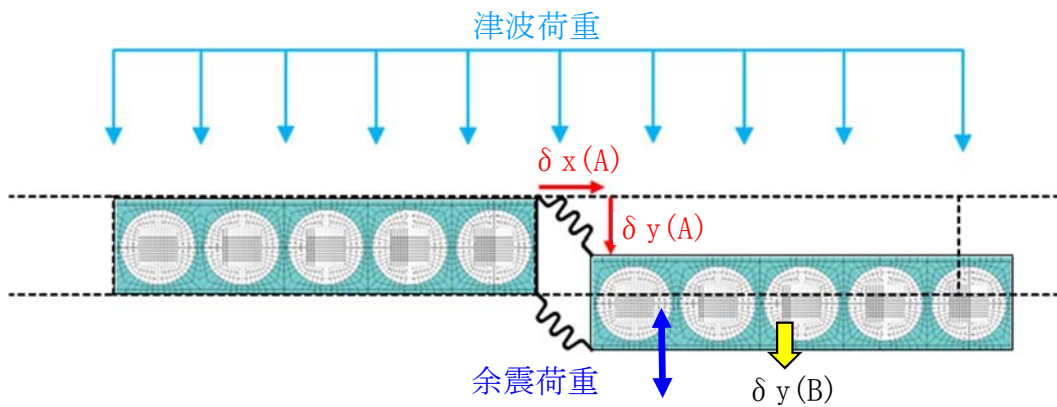


図 6.12.6-7 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

(8) 隅角部の重畳時の相対変位量

隅角部の変位量の設定は、重畳時の一般部を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位 概念図を図 6.12.6-8 に示す。

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \text{abs} \{ \delta_x(I_t) + \delta_x(I_t) \times \sin \theta + \delta_y(I_t) \times \cos \theta \}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \text{abs} \{ \delta_y(I_t) + \delta_x(I_t) \times \cos \theta + \delta_y(I_t) \times \sin \theta \}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \text{abs} \{ \delta_z(I_t) \times 2 \}$$

$\delta_x(I_t)$: 重畳時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta_y(I_t)$: 重畳時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta_z(I_t)$: 重畳時の一般部における z 方向の相対変位

合成方向変位 (3 方向合成) δ :
$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

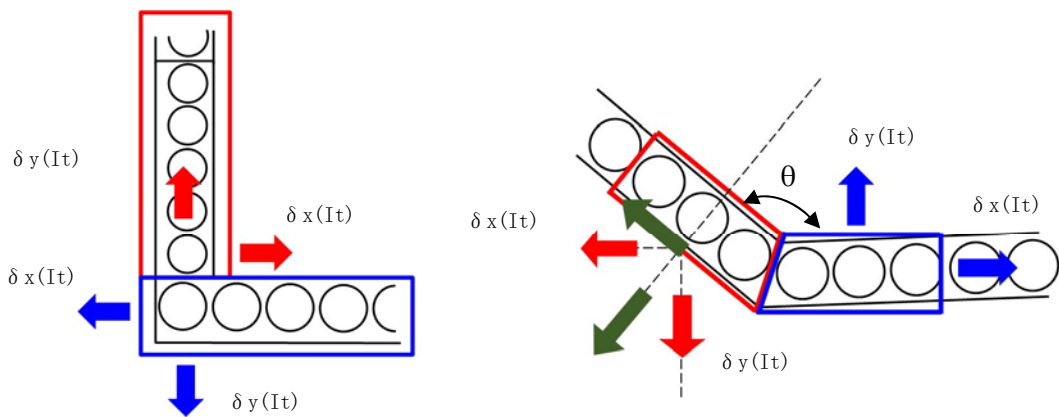


図 6.12.6-8 隅角部の重畳時 (津波 + 余震時) の相対変位量の概念図

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の重畳時一般部の変位量と異種構造物の重畳時の相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-9 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(\text{It}) + \delta'_y(\text{RTt})\}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(\text{It}) + \delta'_x(\text{RTt})\}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(\text{It}) + \delta'_z(\text{RTt})\}$$

$\delta_x(\text{RTt})$: 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta_y(\text{RTt})$: 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta_z(\text{RTt})$: 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、「6.12.6 評価方法 (7) 一般部の重畳時相対変位量」と同様に津波時の変位を出した後、それぞれの方角で足し合わせて算出する。

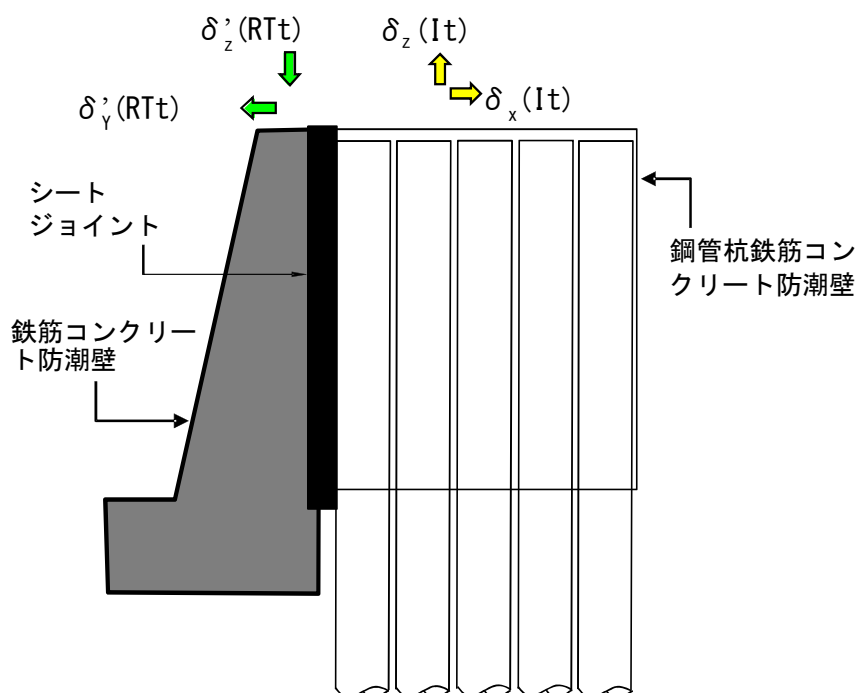


図 6.12.6-9 異種構造物間の重畳時（津波+余震時）の相対変位 概念図

(10) 防潮壁間の相互の支圧力の評価方法

防潮壁境界部は空隙を設けない構造とすることから、隣接する躯体同士が地震時の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリート壁体が損傷をしないことを確認する。

具体的には、以下の式により隣接する鉄筋コンクリート防潮壁側の堅壁の慣性力を防潮壁側面に載荷して、支圧応力の照査を実施する。ここで、慣性力と防潮壁側面の概念図を図 6.12.6-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力 F :

$$F = ma$$

m : 鉄筋コンクリート防潮壁の質量

a : 地震時加速度

防潮壁側支圧応力度 σ_{cv} :

$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

b : 防潮壁の幅

h : 防潮壁高さ

σ_{ca} : 支圧応力度の許容応力度

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧応力については、縦断方向モデルによる解析結果によるジョイント部の圧縮応力が許容支圧応力以下であることを確認する。

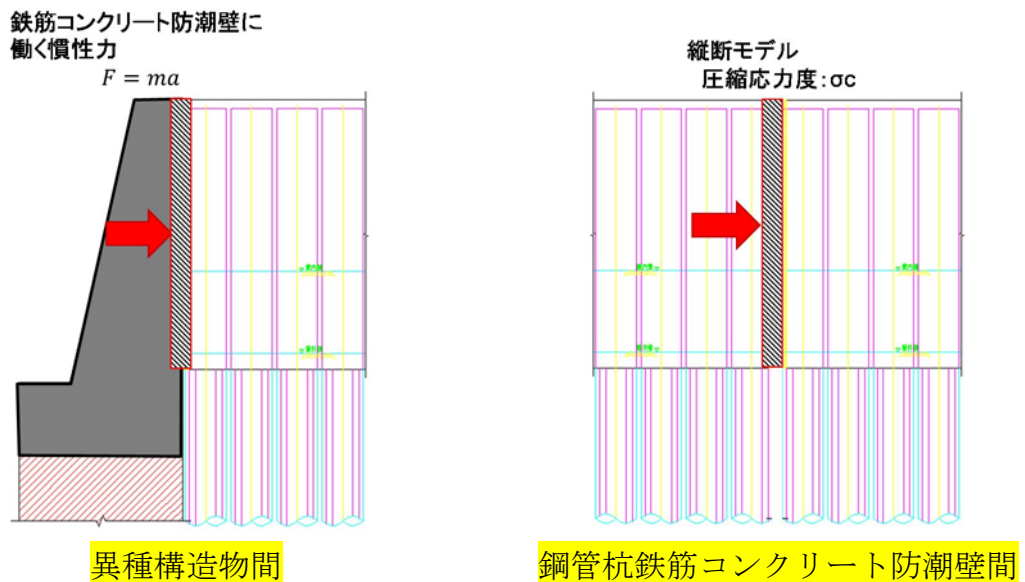


図 6.12.6-10 慣性力と防潮壁側面の概念図

(11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価方法

a. シートジョイント

シートジョイントの取付けボルトの評価は、シートジョイントに作用する最大張力によるせん断力 S と引張力 T を考慮して、以下の式で行う。

$$\sigma_{sa} = T / (n \cdot A)$$

$$\tau_{sa} = S / (n \cdot A)$$

ここで、 σ_{sa} ：取付けボルト鋼材の引張短期許容応力度

τ_{sa} ：取付けボルト鋼材のせん断短期許容応力度

A ：取付けボルトの断面積

n ：アンカーボルトの 1m あたりの本数

シートジョイントのアンカーボルトの評価は、取付けボルトと同様に、シートジョイントに作用する荷重が、アンカーボルトの許容限界よりも小さいことを確認する。

$$T \leq P_a$$

$$S \leq q_a$$

ここで、 P_a ：引張力に対する許容限界 (N)

q_a ：せん断力に対する許容限界 (N)

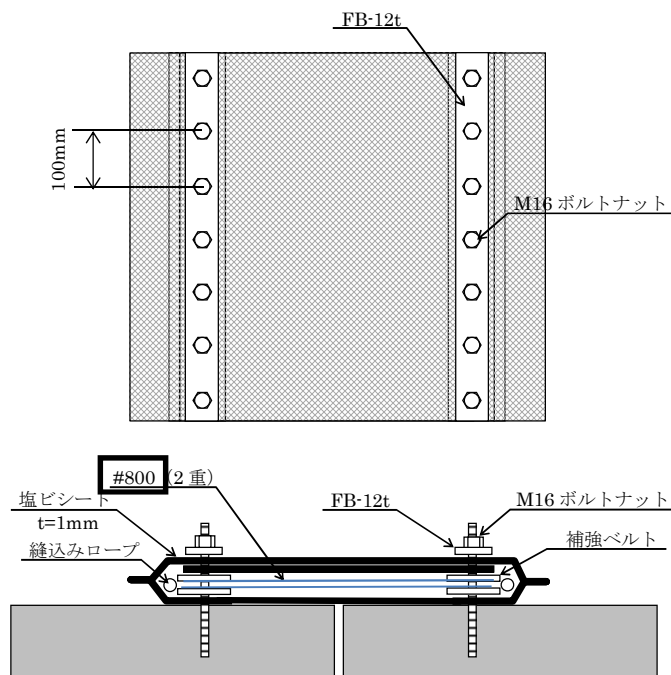


図 6. 12. 6-11 シートジョイント概要図

b. ゴムジョイント

ゴムジョイントのアンカーボルトの評価は、ゴムジョイントに作用する荷重が許容限界よりも小さいことを確認する。

$$T \leq P_a$$

$$S \leq q_a$$

ここで、 P_a ：引張力に対する許容限界 (N)

q_a ：せん断力に対する許容限界 (N)

コンクリートの評価は、アンカーボルトがせん断力を受けるため、コンクリート破壊について評価する。図 6.12.6-5 よりコンクリートの破断面積 A_c を次式により求め、発生するせん断応力が許容限界よりも小さいことを確認する。

$$A_c = 2 \cdot (B_1 + B_2 / \sin 45^\circ) \cdot L_1$$

ここで、 A_c ：コンクリートの破断面積 (mm^2)

B_1 ：へりあき (mm)

B_2 ：へりあき (mm)

L_1 ：アンカーの埋め込み長さ (mm)

$$\sigma_1 = S / A_c$$

ここで、 σ_1 ：発生せん断応力 (mm^2)

S ：せん断力 (N)

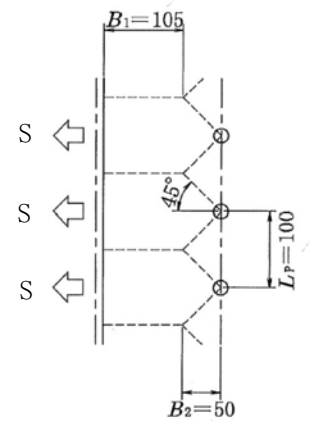


図 6.12.6-12 アンカーボルト設置平面図

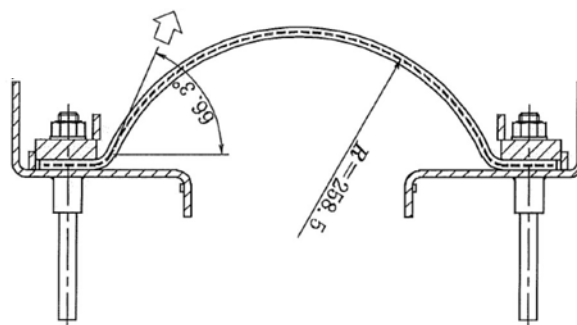


図 6.12.6-13 ゴムジョイント概要図

追而

6.12.7 評価結果

追而