

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 114
提出年月日	平成 30 年 9 月 19 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)

【収録内容】

- ・ 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
- ・ 5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について
- ・ 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明 (参考資料)
- ・ 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 (参考資料)
- ・ 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明

平成 30 年 9 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 38	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
改 39	H30. 5. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 35 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の解析結果及び実証試験結果について記載を追記。 ・改 34 「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」を改訂
改 40	H30. 5. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・「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」を新規作成し、追加 ・改 22 の「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」を改定
改 41	H30. 5. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 40 の「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」を改定
改 42	H30. 5. 31	<ul style="list-style-type: none"> ・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. 6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」を改定） ・改 24 の内、「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」を改定 ・改 24 の内、「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 28 の内、「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」を改定
改 43	H30. 6. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 41 の「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」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 44	H30.6.5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の「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」を改定 ・改 28 の「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（「5.10.7 防潮扉」を改定） ・改 32 の「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 45	H30.6.5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 43 の「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」を改定
改 46	H30.6.6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 39 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 審査会合時(H30.5.31)の記載に改訂及び実証試験後の評価方法を記載。
改 47	H30.6.8	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の「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」を改定 ・改 32 の「5.13.2 鋼製防護壁シール材について」を改定 ・改 33 の「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
改 48	H30.6.11	<ul style="list-style-type: none"> ・「4.3 漂流物荷重について」を新規作成し，追加 ・改 36 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 49	H30.6.12	<ul style="list-style-type: none"> ・改 45 の「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」を改定
改 50	H30.6.12	<ul style="list-style-type: none"> ・改 46 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 ・改 18 の「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」を改定
改 51	H30.6.15	<ul style="list-style-type: none"> ・改 42 の「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」を改定 ・改 48 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 52	H30.6.19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 49 の「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」を改定 ・「6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」に名称を変更 ・「6.10.1 津波・構内監視カメラ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」及び「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を新規作成し，追加
改 53	H30.6.19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 50 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 54	H30.6.20	<ul style="list-style-type: none"> ・「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」を新規作成し，追加
改 55	H30.6.20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 38 の「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 44 の「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（「5.10.7 防潮扉」を改定） ・改 51 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 56	H30. 6. 21	<ul style="list-style-type: none"> ・改 42 の「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」を改定 ・改 42 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 57	H30. 6. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・改 55 の「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を改定 ・改 56 の「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」を改定 ・「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を新規作成し、追加
改 58	H30. 6. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 52 の「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. 10. 3 加振試験の条件について」及び「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定 ・「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」を新規作成し、追加
改 59	H30. 6. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 53 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 60	H30. 6. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・「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」及び「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」を新規作成し、追加 ・改 58 の「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を登載 (変更なし)
改 61	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 57 の「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定 ・「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」を新規作成し、追加 ・「6. 14 杭-地盤相互作用バネの設定について」を新規作成し、追加
改 62	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 59 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 (抜粋版)
改 63	H30. 6. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定 ・改 33 の「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」を改定 ・改 56 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 64	H30. 6. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 58 の「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」を改定 ・「5. 15 地殻変動後の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」に名称を変更
改 65	H30. 7. 3	<ul style="list-style-type: none"> ・改 58 の内, 「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」を改定
改 66	H30. 7. 4	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の内, 「6. 5. 1. 1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 67	H30. 7. 4	<ul style="list-style-type: none"> ・「5. 5 津波防護施設のアンカーボルトの設計について」を新規作成し、追加 ・改 60 の「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. 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」及び「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 68	H30. 7. 5	・改 56 の「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」を改定
改 69	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の「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」を改定 ・改 32 の「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」を改定 ・改 32 の「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 33 の「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を改定 ・改 33 の「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」を改定 ・改 36 の「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を改定 ・改 44 の「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」を改定 ・「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」を新規作成し、追加
改 70	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 33 の「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」を改定 ・改 36 の「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 71	H30. 7. 11	・改 62 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定（抜粋版）
改 72	H30. 7. 11	<ul style="list-style-type: none"> ・改 65 の「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」を改定 ・改 52 の「6. 10. 1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」を改定
改 73	H30. 7. 11	<ul style="list-style-type: none"> ・「3. 2 海水ポンプの波力に対する強度評価について」を新規作成し、追加 ・改 67 の内、「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」を改定
改 74	H30. 7. 12	・改 71 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定（抜粋版）
改 75	H30. 7. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 72 の「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」を改定 ・「5. 3 強度計算に用いた規格・基準について」及び「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」を新規作成し、追加 ・改 64 の「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」を改定 ・改 58 の「6. 10. 3 加振試験の条件について」を改定
改 76	H30. 7. 18	<ul style="list-style-type: none"> ・改 67 の「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定 ・「2. 1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を新規作成し、追加
改 77	H30. 7. 19	・改 61 の「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定
改 78	H30. 7. 23	・改 77 の「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 79	H30. 7. 24	・改 75 の「5. 3 強度計算に用いた規格・基準について」, 「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. 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」及び「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」を改定
改 80	H30. 7. 25	・「3. 3 除塵装置の取水性の影響について」及び「6. 2. 2 フラップゲートに関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 81	H30. 7. 27	・改 48 のうち, 「4. 3 漂流物荷重について」を改定
改 82	H30. 7. 27	・改 44 のうち, 「5. 10. 8 構内排水路逆流防止設備」を改定
改 83	H30. 7. 31	・「7. 1 工事計画変更許可後の変更手続き」を新規作成し, 追加 ・改 50 のうち, 「放水路ゲートに関する補足説明」を改定
改 84	H30. 8. 1	・改 37 のうち, 「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定
改 85	H30. 8. 1	・改 37 のうち, 「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」を改定
改 86	H30. 8. 2	・改 26 の「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 87	H30. 8. 3	・改 15 のうち, 「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 88	H30. 8. 6	・改 51 のうち, 「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」を改定 ・改 63 のうち, 「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」を改定
改 89	H30. 8. 7	・改 29 の「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 ・「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」に評価内容を新規作成し追記 (新規分のみ抜粋) ・改 76 の「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定
改 90	H30. 8. 8	・改 12 の「5. 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を改定
改 91	H30. 8. 13	・「5. 20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を新規作成し, 追加 ・改 63 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」及び「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定 ・改 69 の「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 92	H30. 8. 16	・改 69 の「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」及び「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」を改定
改 93	H30. 8. 17	・改 66 の「6. 5. 1. 1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明 (土木)」を改定 ・改 69 の「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明 (土木)」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 94	H30. 8. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 90 の「5. 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を改定 ・改 86 のうち、「5. 6 浸水量評価について」を改定 ・改 87 の「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 95	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 69 の「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」及び「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」を改定
改 96	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 55 の「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 97	H30. 8. 21	<ul style="list-style-type: none"> ・改 81 の「4. 3 漂流物荷重について」を改定
改 98	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 12 の「1. 2 遡上・浸水域の評価の考え方について」を改定 ・改 89 の「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 84 の「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定 ・改 86 の「4. 2 漂流物による影響確認について」を改定 ・改 94 の「5. 6 漏水量評価について」を改定
改 99	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 89 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」の改訂及び止水板設置時における隙間の解析結果、評価の報告（新規） ・改 50 の「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」の改訂 ・改 50, 83 の「6. 6. 1 放水路ゲートの設計に関する補足説明」の改訂 ・改 85 の「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」を改定
改 100	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 69 のうち、「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」、「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」及び「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」を改定
改 101	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 69 のうち、「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 102	H30. 8. 24	<ul style="list-style-type: none"> ・改 98 のうち、「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」、「5.6 漏水量評価について」を改定 ・改 94 のうち、「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 76 のうち、「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を改定
改 103	H30. 8. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・改 82 のうち、「5.10.8 構内排水路逆流防止設備」を改定 ・改 91 のうち、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を改定
改 104	H30. 8. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 102 のうち「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」の改訂 ・改 99 のうち「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」の追記 ・改 99 のうち「6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明」の追記
改 105	H30. 8. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 7 のうち、「5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を改定 ・改 94 のうち、「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を改定 ・改 102 のうち、「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「5.6 浸水量評価について」及び「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 104 のうち、「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を改定 ・改 96 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を登載(変更なし)
改 106	H30. 8. 30	<ul style="list-style-type: none"> ・改 101 のうち、「6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 107	H30. 9. 3	<ul style="list-style-type: none"> ・改 103 のうち、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を改定
改 108	H30. 9. 4	<ul style="list-style-type: none"> ・改 105 「5.6 浸水量評価について」の改定(コメント回答) ・改 7 「5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮」の改訂 ・改 104 「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」の改訂 ・改 104 「6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明」の改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 109	H30. 9. 5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 102 の「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 98 の「4. 2 漂流物による影響確認について」を改定 ・改 87 の「4. 3 漂流物荷重について」を改定 ・改 105 の「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 99 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」及び「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」を改定
改 110	H30. 9. 10	<ul style="list-style-type: none"> ・改 16 の「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」のうち「5. 13. 1 防潮堤止水ジョイント部材について」を改定 ・改 68 の「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」を改定 ・改 88 の「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」を改定 ・改 88 の「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」を改定 ・改 91 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 111	H30. 9. 11	<ul style="list-style-type: none"> ・5. 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて ・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 112	H30. 9. 12	<ul style="list-style-type: none"> ・改 105 の「2. 1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を改定 ・改 84 の「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定 ・改 109 の「4. 2 漂流物による影響確認について」, 「4. 3 漂流物荷重について」及び「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」を改定 ・改 108 の「5. 6 浸水量評価について」を改定 ・改 72 の「6. 10. 1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」を改定 ・改 79 の「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」
改 113	H30. 9. 18	<ul style="list-style-type: none"> ・改 112 の「4. 2 漂流物による影響確認について」及び「4. 3 漂流物荷重について」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 114	H30. 9. 19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 38 のうち、「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 ・改 100 のうち、「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 107 のうち、「5. 20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を改定 ・改 110 のうち、「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」を改定 ・改 110 のうち、「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」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 105 H30. 8. 29]
 - 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 109 H30. 9. 5]
 - 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[改 112 H30. 9. 12]
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 112 H30. 9. 12]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について[改 73 H30. 7. 11]
 - 3.3 除塵装置の取水性の影響について[改 80 H30. 7. 25]
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 113 H30. 9. 18]
 - 4.3 漂流物荷重について[改 113 H30. 9. 18]
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 111 H30. 9. 11]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について[改 79 H30. 7. 24]
 - 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ボルトの設計について[改 67 H30. 7. 4]
 - 5.6 浸水量評価について[改 112 H30. 9. 12]
 - 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 111 H30. 9. 11]
 - 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[改 54 H30. 6. 20]
 - 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 55 H30. 6. 20]
 - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 42 H30. 5. 31]
 - 5.10.7 防潮扉[改 55 H30. 6. 20]
 - 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 103 H30. 8. 27]

- 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[改 67 H30.7.4]
- 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 114 H30.9.19]
- 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 110 H30.9.10]
 - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 47 H30.6.8]
- 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 47 H30.6.8]
- 5.15 地殻変動後の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[改 67 H30.7.4]
- 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 47 H30.6.8]
- 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 108 H30.9.4]
- 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 96 H30.8.20]
- 5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 114 H30.9.19]
- 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 114 H30.9.19]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 106 H30.8.30]
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明[改 78 H30.7.23]
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 109 H30.9.5]
 - 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 100 H30.8.22]
 - 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 100 H30.8.22]
 - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明[改 80 H30.7.25]
 - 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 92 H30.8.16]
 - 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 92 H30.8.16]
 - 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 110 H30.9.10]
 - 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 110 H30.9.10]
 - 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 108 H30.9.4]
 - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 66 H30.8.17]（土木）
 - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30.8.17]（土木）
 - 6.6 放水路ゲートに関する補足説明

[]内は、当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

- 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 108 H30.9.4]
 - 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 39 H30.5.22]
 - 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 95 H30.8.20]
 - 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[改 95 H30.8.20]
 - 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 114 H30.9.19]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 91 H30.8.13]
 - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 91 H30.8.10]
 - 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[改 112 H30.9.12]
 - 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 40 H30.5.25]
 - 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[改79 H30.7.24]
 - 6.10 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明[改 112 H30.9.12]
 - 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[改 112 H30.9.12]
 - 6.10.3 加振試験の条件について[改 75 H30.7.17]
 - 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について[改 89 H30.8.7]
 - 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[改 61 H30.6.28]
 - 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 114 H30.9.19]
 - 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]
 - 6.14 杭-地盤相互作用バネの設定について[改 61 H30.6.28]
- 7. 工事計画変更許可後の変更手続き
 - 7.1 工事計画変更許可後の変更手続き[改 83 H30.7.31]

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

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

5.12.1 概要

貯留堰内の貯水に対して、スロッシングによる溢水量が貯留堰貯水量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（ S_d-D1 ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留堰の有効容量（ 2378 m^3 、非常用海水ポンプの運転継続可能時間 33 分）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波の継続時間（貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約 3 分）に対して十分に余裕があることを確認する。また、非常用海水ポンプ*位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能限界水位を下回っていないことを確認する。

貯留堰鳥瞰図を図 5.12-1 に、貯留堰の平面図及び断面図を図 5.12-2 に示す。また、引き波の継続時間約 3 分の考え方を図 5.12-3 に示す。

※ 残留熱除去系海水系ポンプ：4 機、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：2 機、
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：1 機
非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量を図 5.12-4 に示す。



図 5.12-1 貯留堰鳥瞰図



図 5.12-2 貯留堰断面図

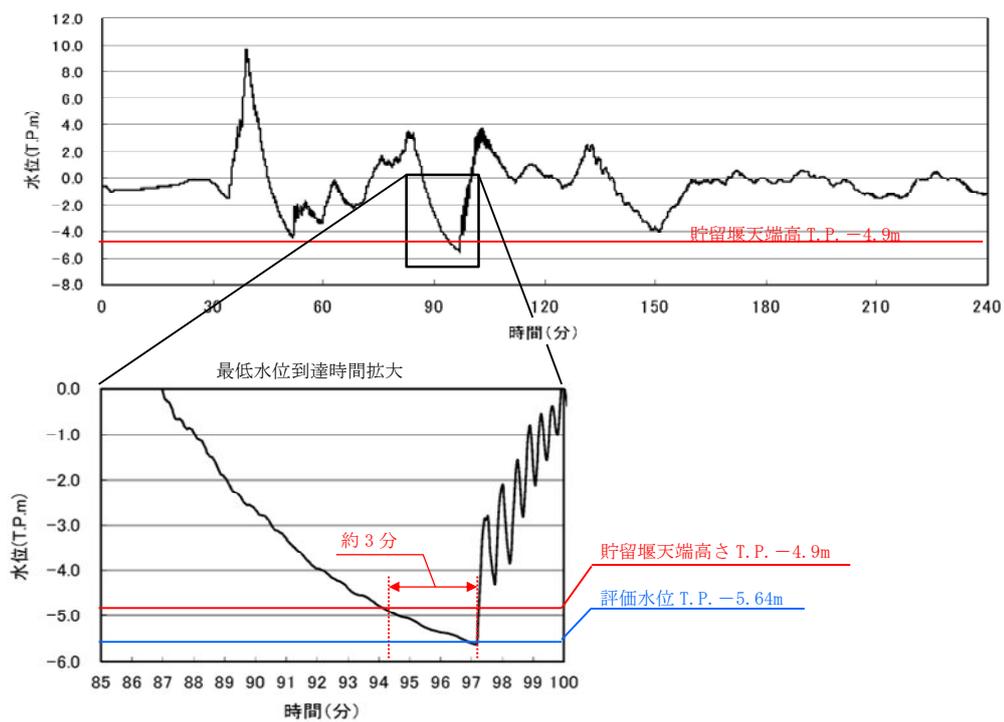


図 5.12-3 引き波の継続時間 (約 3分) の考え方

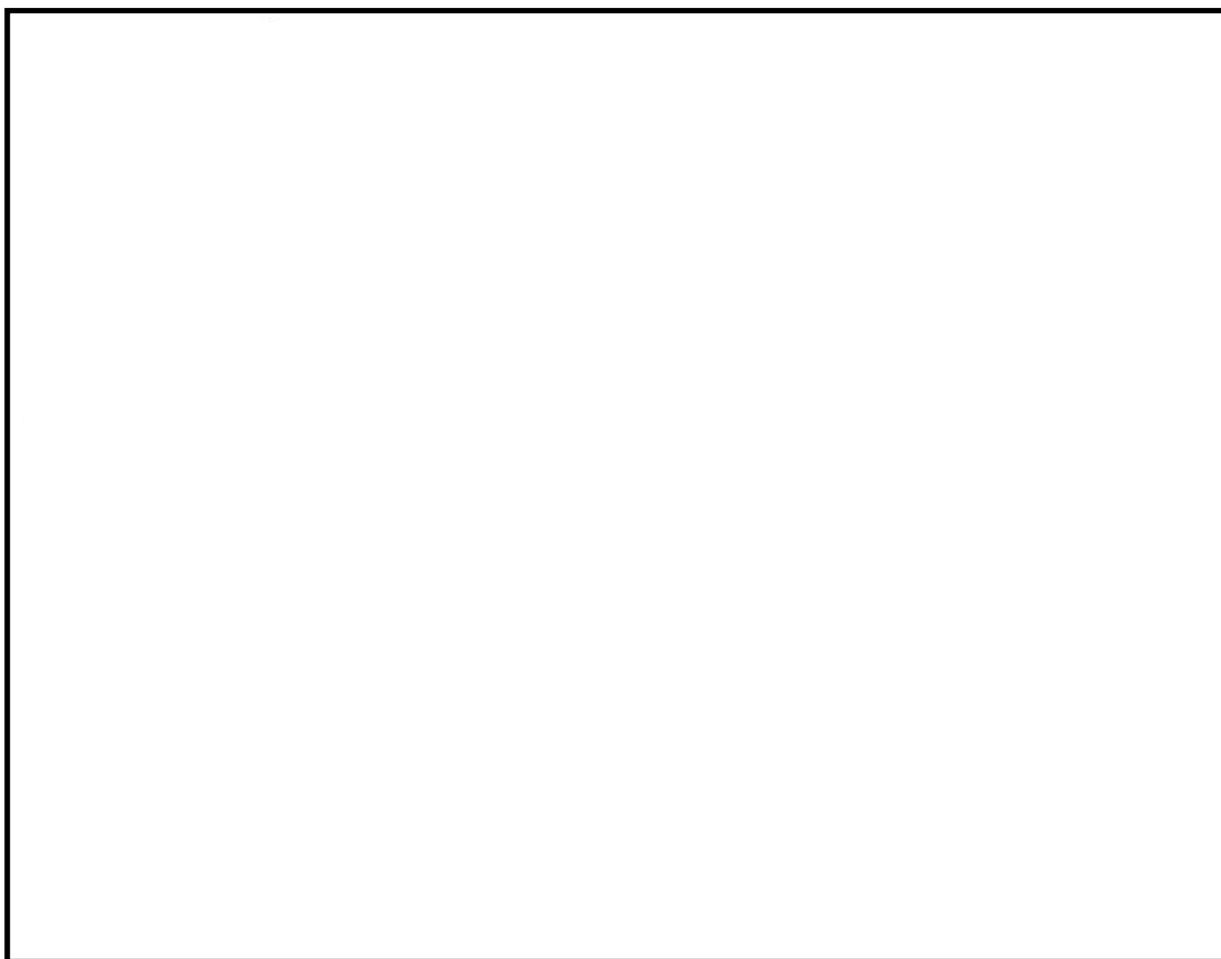


図 5.12-4 非常用海水ポンプ詳細位置図及び取水量

5.12.2 検討方針

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)

引き波によって貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間(約 3 分)と余震($S_d - D1$)との重畳を考慮したスロッシング解析によりに溢水量を算出し、貯留堰の有効容量(2378 m^3 、非常用海水ポンプの運転継続可能時間 33 分)から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波継続時間(約 3 分)に対して十分に余裕があることを確認する。

溢水量の算定においては、スロッシングによる溢水量を保守的に算出するため、スロッシング解析時間は引き波により貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る継続時間(約 3 分)よりも長い 5 分間(300 秒間)とする。

(2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位(T.P. -5.66 m)を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目 1 と同様に 5 分間とする。

スロッシング検討フローを図 5.12-5 に示す。

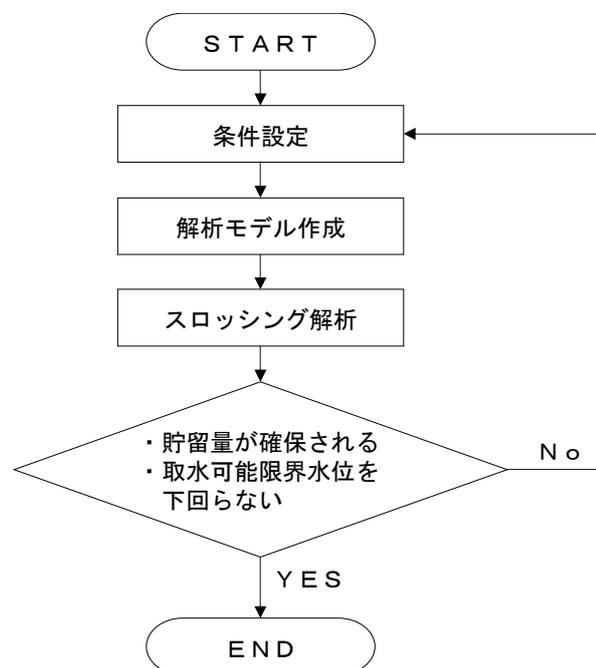


図 5.12-5 スロッシング検討フロー

5.12.3 入力地震動

(1) 地震動の引き上げ手法

地震動は、解放基盤表面 T.P. -370 m からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの引き上げを行う。

解放基盤表面 T.P. -370 m から地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）までの地震動の引き上げは、1次元地震応答解析（SHAKE）により行うものとする。

地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの第四紀層の液状化検討対象層を含む範囲の地震動の引き上げについては、1次元地震応答解析（FLIP）により行うものとする。1次元地震応答解析に有効応力解析 FLIP を用いる理由は以下のとおりである。

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価では、地震動（ S_d-D1 ）における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮でき、原地盤に基づく液状化強度特性を用いたケース、地盤物性のばらつきを考慮したケース、非液状化の条件を仮定したケース及び地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースに対して評価が行えるよう、有効応力解析 FLIP を用いる。

(2) 地震動の引き上げ位置

余震時のスロッシング解析は貯留堰からの溢水量を評価することが主目的なので、地震動の引き上げ位置は、貯留堰の設置位置で解析モデル下端まで引上げた地震動を使用する。

貯留堰の設置位置の地層構成は、長周期側成分が卓越する地層構成として、岩盤上面深度が深く、第四紀層が厚くなる地点を選定する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地層断面位置図及び地層断面図をそれぞれ図 5.12-6 及び図 5.12-7 に示す。また、それぞれの図に地層構成抽出地点を合わせて示す。選定した地層構成抽出地点の地震応答解析モデル図を図 5.12-8 に示す。

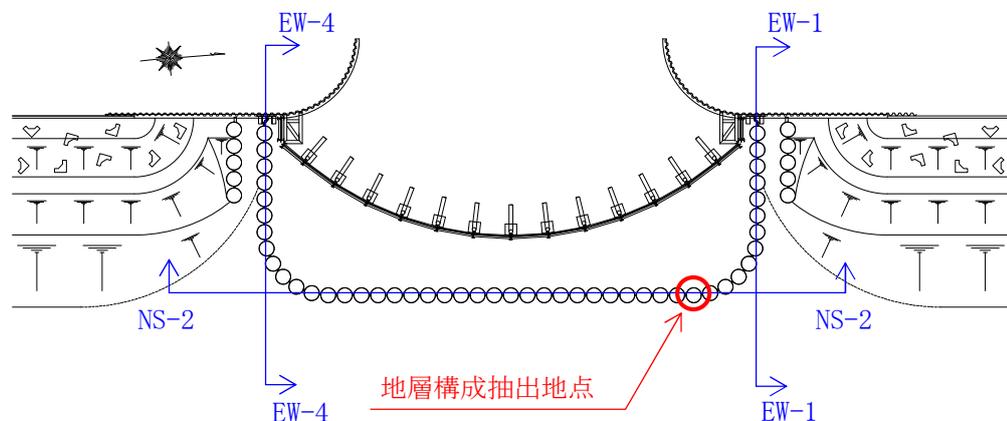


図 5.12-6 地震動の選定に用いる地層断面位置図

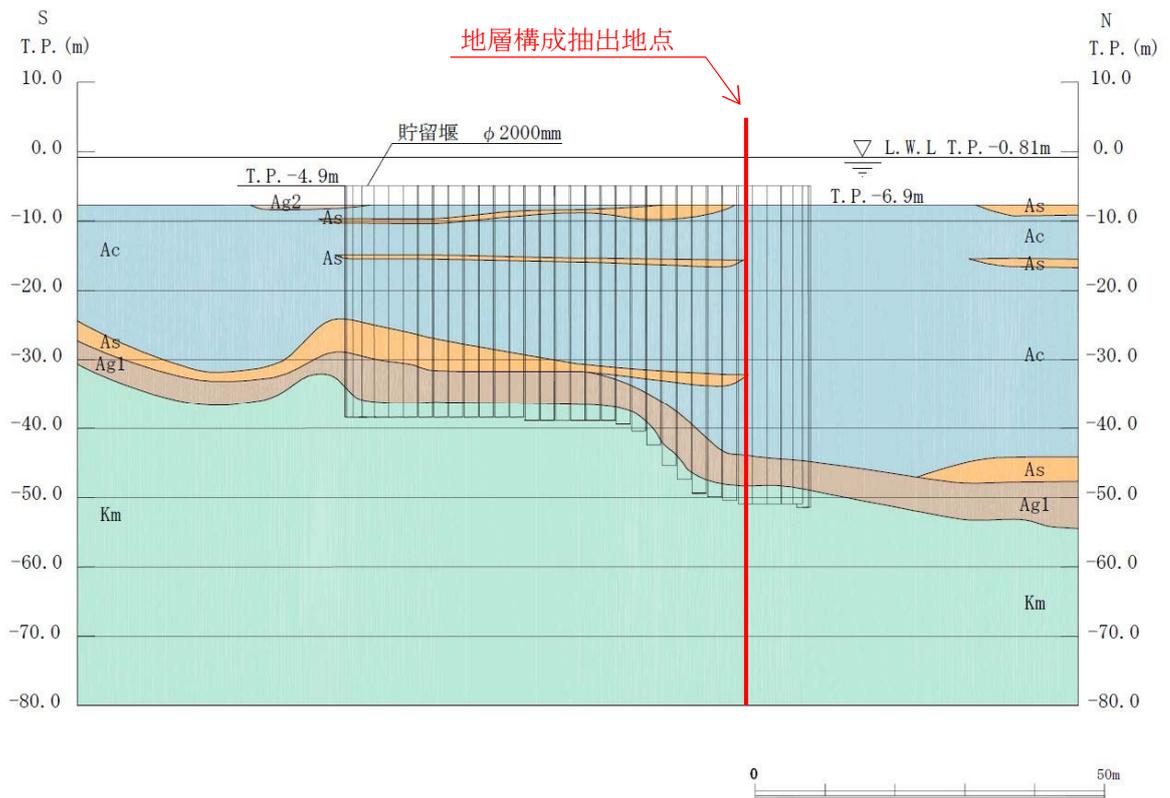


図 5.12-7 (1) 地層断面図 (NS-2)

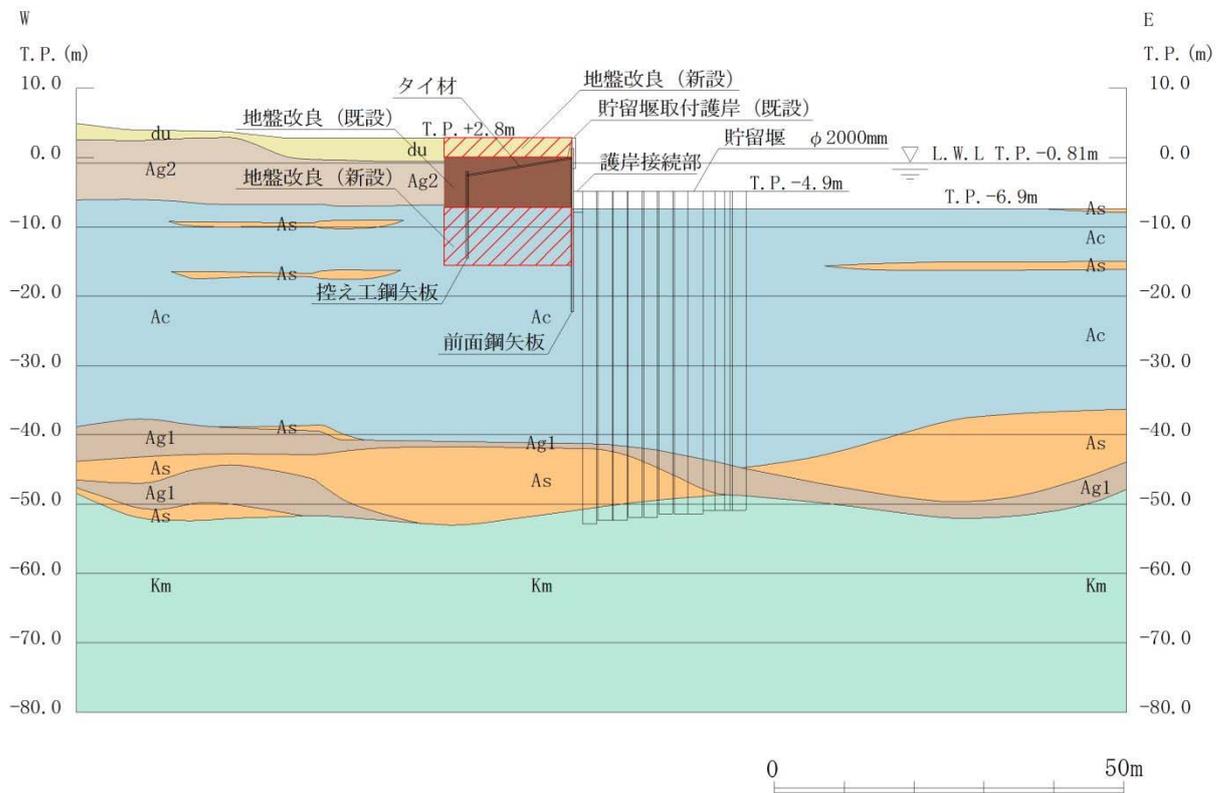


図 5.12-7 (2) 地層断面図 (EW-1)

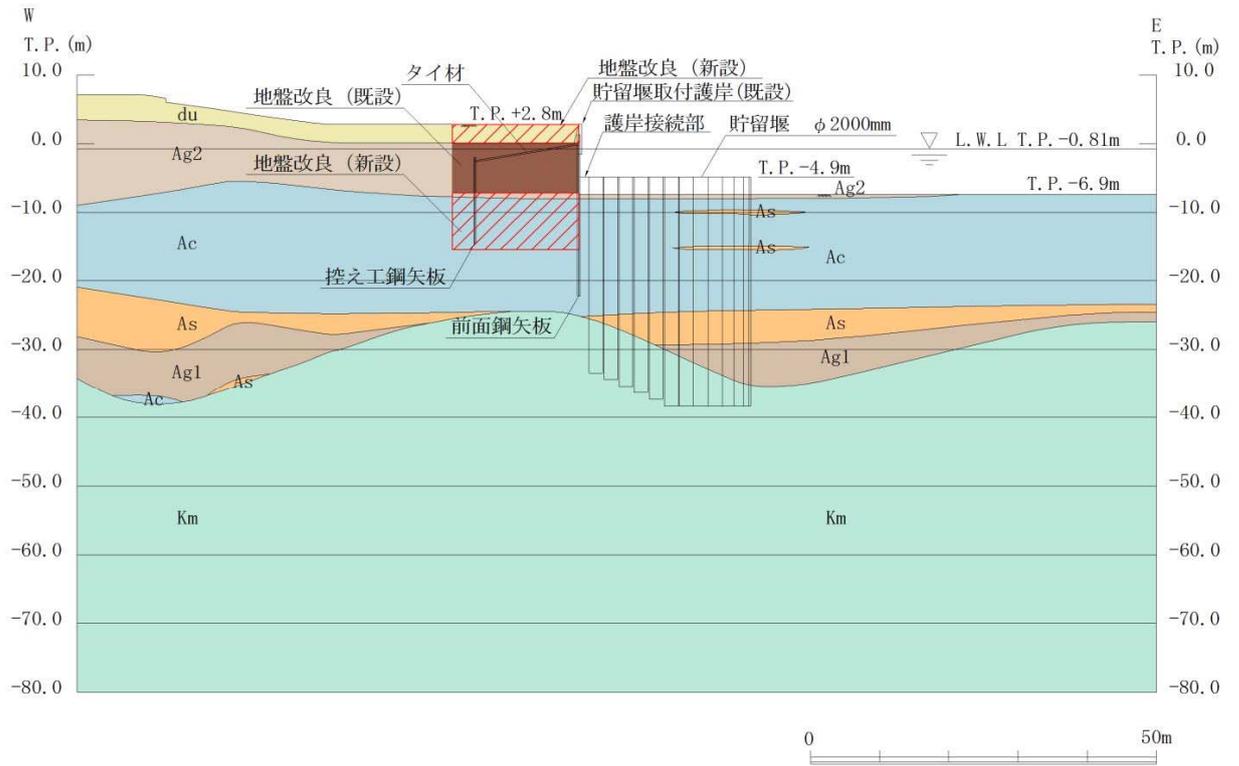


図 5.12-7 (3) 地層断面図 (EW-4)

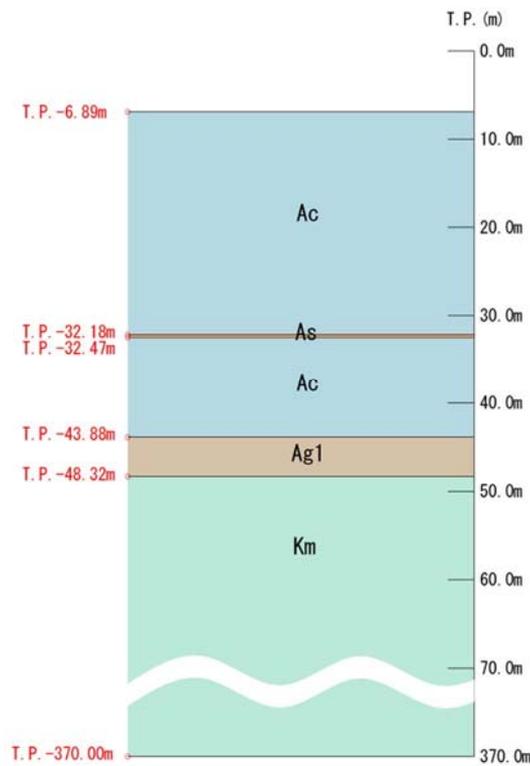


図 5.12-8 地震応答解析モデル図 (地層構成抽出地点)

(2) 地盤物性値

検討に用いる地盤の物性値を表 5.12-1 に示す。

表 5.12-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 5.12-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤						
				第四系 (非液状化層)				新第三系		捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z			0.02
強度特性	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z: 標高 (m)

表 5.12-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν ^{CD}	粘着力 C _D (kN/m²)	内部摩擦角 φ _{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G ₀ (kN/m²)	基準体積 弾性係数 K _{ms} (kN/m³)	基準平均有効 主応力 σ' _{ms} (kN/m²)	拘束圧 依存係数 m _g , m _k	最大履歴 減衰率 h _{max} (%)	動ポアソン比 ν ^d	縦密波 速度V _p (m/s)	1000*V _p
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

(3) 地震動の選定

(a) 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、 S_d-D1 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する^{*}。このため、スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留堰水面の1次固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

※ 容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）より

(b) 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.12-2 に示す6ケースとする。

表 5.12-2 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
ケース名称	V_s 平均値 (液状化パラメータ適用)	$V_s + 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	$V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	豊浦標準砂	V_s 平均値 (非液状化)	$V_s + 1\sigma$ (非液状化)
地盤物性の考え方	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)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	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	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した非液状化の条件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)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	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	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

(c) 水面の1次固有周期の算出

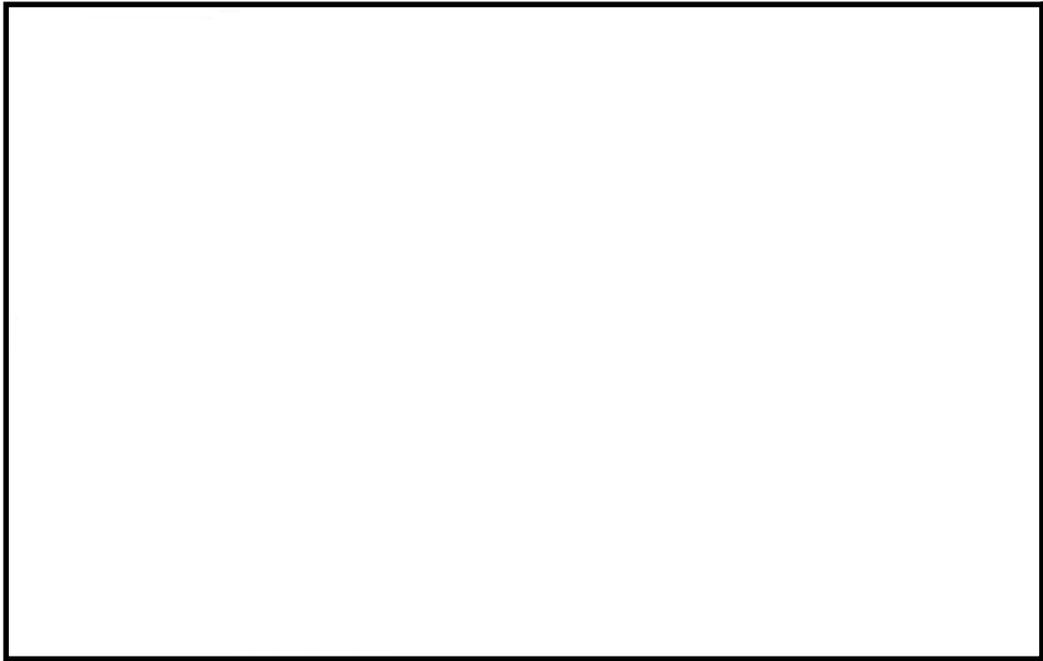
加振方向，水槽形状を考慮した3ケースについて，水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式*を用いる。検討に用いた3ケースの水槽形状の考え方を図5.12-9に，1次固有周期算定結果を表5.12-3に示す。

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$
$$\omega^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{g}{l} \cdot \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{l}\right)$$

ここに、

- T_s : 1次固有周期
- ω : 1次固有円振動数
- g : 重力加速度
- l : 水槽の幅の半分 (貝代 10 cm 考慮)
- h : 水深

※ 容器構造設計指針・同解説 (日本建築学会) より



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.12-9 水槽形状の考え方

表 5.12-3 1次固有周期算定結果

項目	記号	単位	ケースA	ケースB	ケースC	備考
水槽の幅	$2l$	m	77.53	62.46	7.25	貝代考慮
	l	m	38.77	31.23	3.63	
貯留堰天端		T.P.m	-4.90	-4.90	-4.90	
底面		T.P.m	-6.89	-6.89	-7.75	
水深	h	m	1.99	1.99	2.85	
重力加速度	g	m/s^2	9.80665	9.80665	9.80665	
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s	0.0324	0.0499	3.6201	
固有円振動数	ω	1/s	0.180	0.223	1.903	
固有周期	T_s	s	34.91	28.14	3.30	

(d) 地震動の選定

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図 5.12-10 に示す。貯留堰水面の 1 次固有周期を考慮し、⑤ V_s 平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

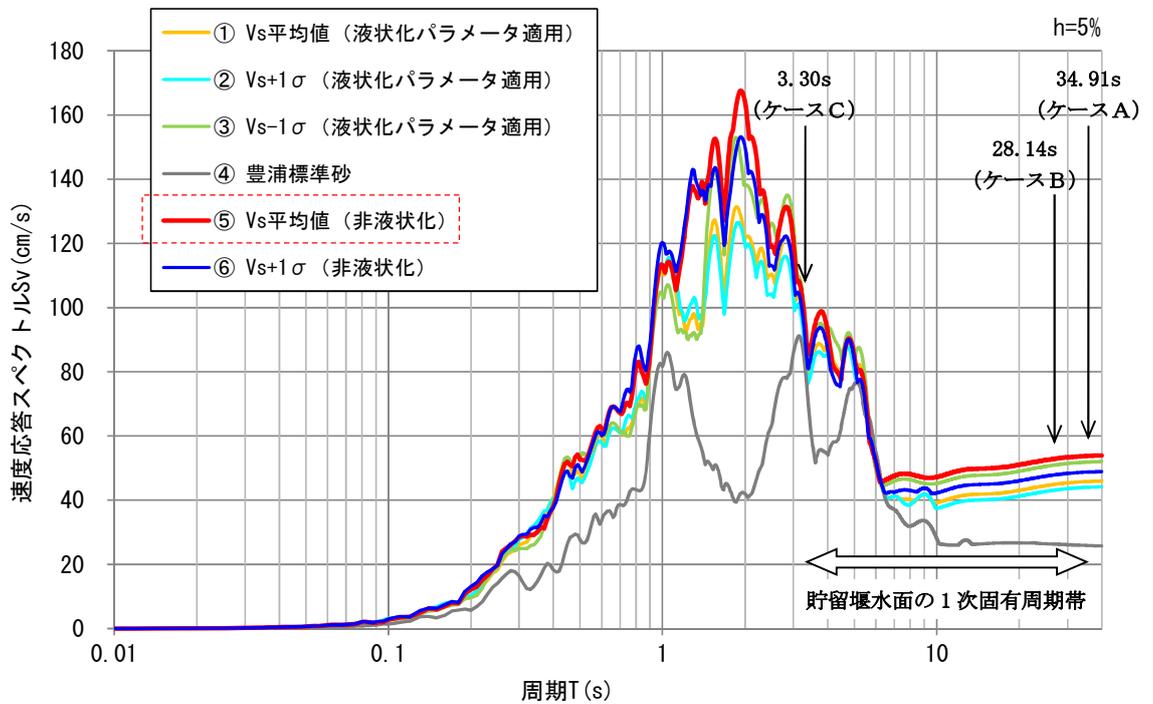


図 5.12-10 (1) 速度応答スペクトル（水平方向）

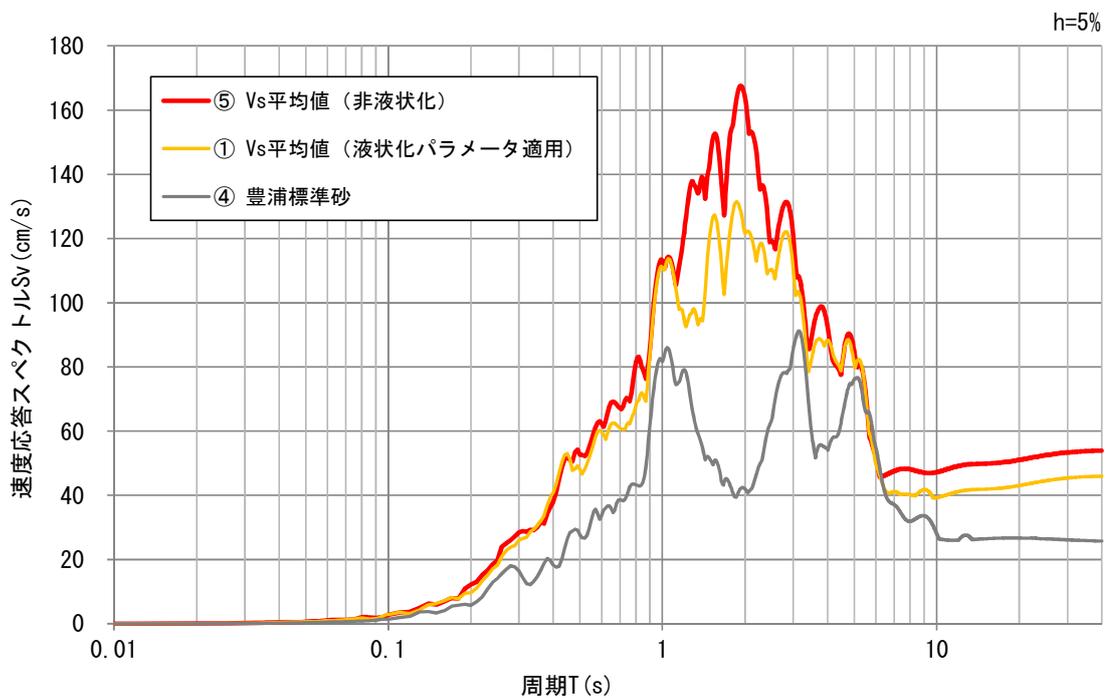
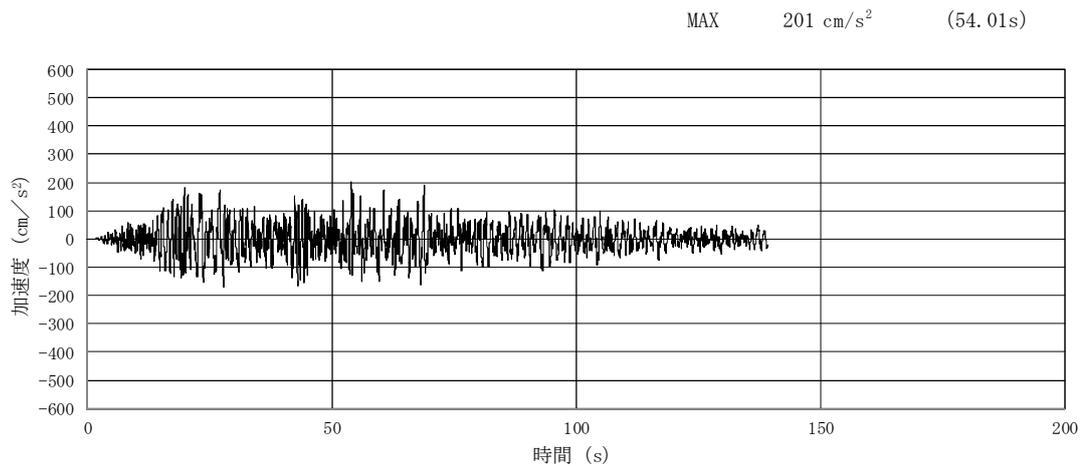


図 5.12-10 (2) 速度応答スペクトル（水平方向）【抜粋】

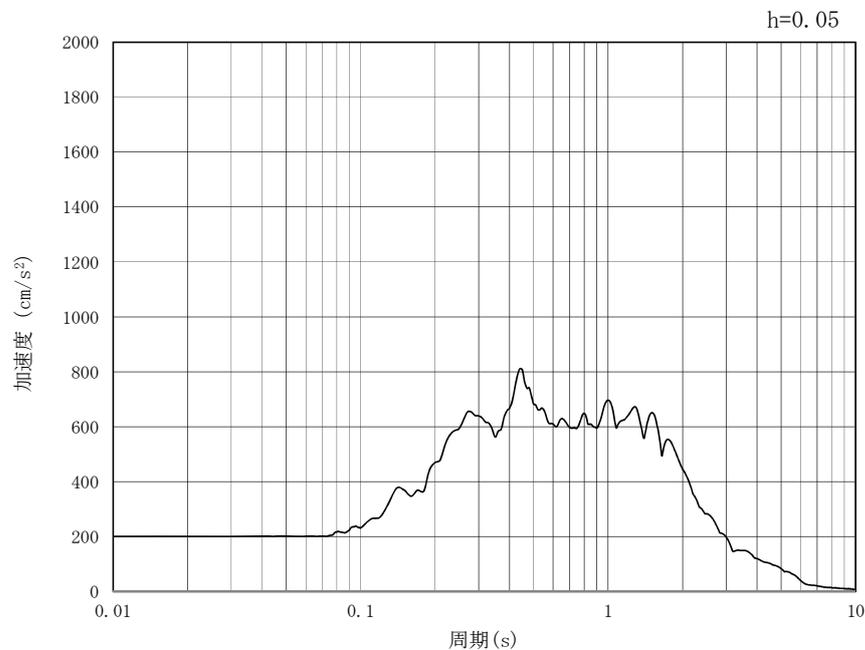
(d) 入力地震動

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 （⑤Vs 平均値（非液状化））の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.12-11 示す。

S_d-D1 の水平成分は方向を持たないため、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。



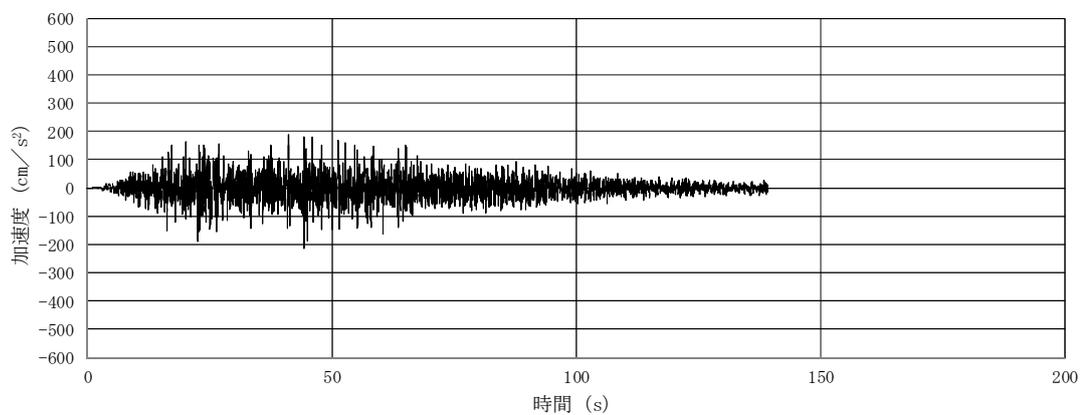
(a) 加速度時刻歴波形



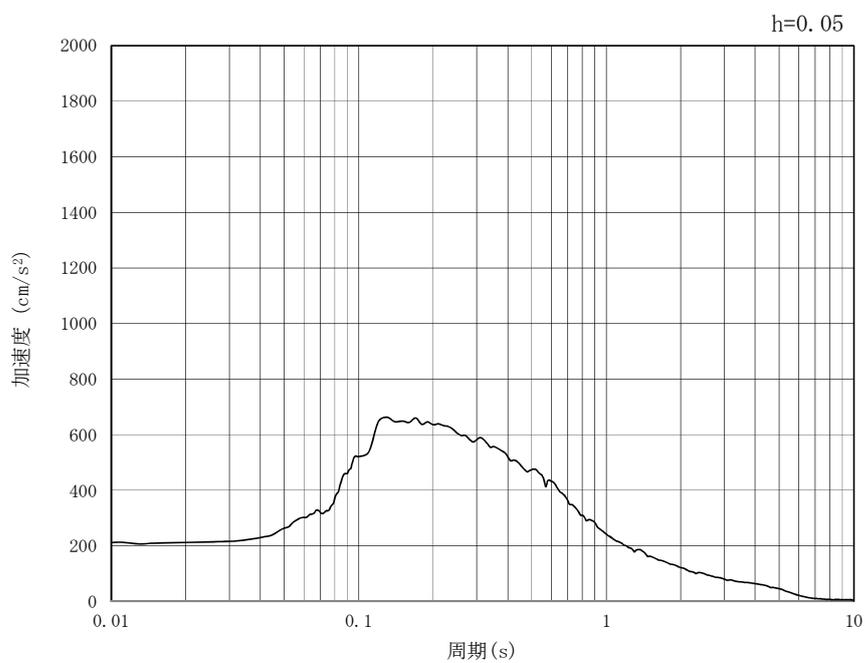
(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (1) 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（水平方向）
（ S_d-D1 ，⑤Vs 平均値（非液状化））

MAX 212 cm/s² (44.3s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (2) 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 (鉛直方向)
(S_d-D1, ⑤Vs 平均値 (非液化化))

5.12.4 検討ケースの選定

(1) 初期水位

スロッシング解析の初期水位は、貯留堰天端高である T.P. -4.9 m に加え、引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位についても初期水位として検討するものとする。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、引き波の継続時間を保守的に考慮した 5 分間とする。

検討項目 1（貯留量が確保されていることを確認）については、貯留堰内水位が高い場合に溢水量が大きくなるため、初期水位を T.P. -4.9 m として検討する。また、検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）については、貯留堰内水位が低い場合に厳しい条件となるため、初期水位を T.P. -5.1 m として検討する。

5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位は以下のとおり。解析に用いる初期水位を表 5.12-4 に示す。

$$\begin{aligned} \text{5 分間の水位低下量} &= (\text{非常用海水ポンプ取水量} \times 5 \text{ 分}) / \text{有効貯水面積} \\ &= (72.05 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min}) / 3129.16 \text{ m}^2 \\ &= 0.115 \text{ m} \end{aligned}$$

5 分間非常用海水ポンプによる

$$\begin{aligned} \text{取水が行われた場合の水位} &= \text{貯留堰天端高} - \text{5 分間の水位低下量} \\ &= \text{T.P. -4.9 m} - 0.115 \text{ m} \\ &= \text{T.P. -5.015 m} \rightarrow \underline{\text{T.P. -5.1 m}} \end{aligned}$$

表 5.12-4 初期水位

対象検討項目	初期水位	備考
検討項目 1（貯留量が確保されることを確認）	T.P. -4.9 m	貯留堰天端高
検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）	T.P. -5.1 m	5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

(2) 有効容量

検討に用いる貯留堰の有効容量と運転継続可能時間の関係を表 5.12-5 に示す。

表 5.12-5 有効容量と運転継続可能時間

有効容量	2,378 m ³
運転継続可能時間	33 分

5.12.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法(Finite Volume Method) (以下「FVM」という)解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバー-interFOAM を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相(空気)および液相(海水)の挙動を解析する。

モデル化範囲及び解析条件を表 5.12-6 に示す。また、水位時刻歴波形の抽出位置(①~⑦)を図 5.12-12 に、スロッシング解析モデルを図 5.12-13 に示す。

表 5.12-6 モデル化範囲及び解析条件

モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰からポンプ室まで
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> ● スロッシングによって貯留堰外側に溢れ出た海水の体積を溢水量として計上する。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> ● T.P. -4.9 m (貯留堰天端高) ● T.P. -5.1 m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> ● 5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 3 分を保守的に考慮) ● 地震動による加振 (余震継続時間 139.28 秒) 終了後も解析を継続する。
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> ● OpenFOAM (v1706) ● オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> ● 非常用海水ポンプ部での水位変動を確認するために、非常用海水ポンプ(残留熱除去系海水ポンプ)位置である①~④の 4 点を水位抽出位置とする。 ● 貯留堰天端を超える様子を参考として確認するために、貯留堰東端、北端及び南端を代表点として⑤~⑦の 3 点(各壁の中央部)を水位抽出位置とする。
その他	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰内部の構造物(カーテンウォールやその支柱、スクリーンなど)は溢水量を保守的に考慮するため、モデル化しない。 ● 格子サイズは $D_x = 25\text{cm}$, $D_y = 25\text{cm}$, $D_z = 20\text{cm}$ を基本とする。 ● 貯留堰鋼管矢板($\phi 2,000$)は、モデル簡略化のため貯留堰内側の壁面形状を直線(隅角部は曲線)としてモデル化する。

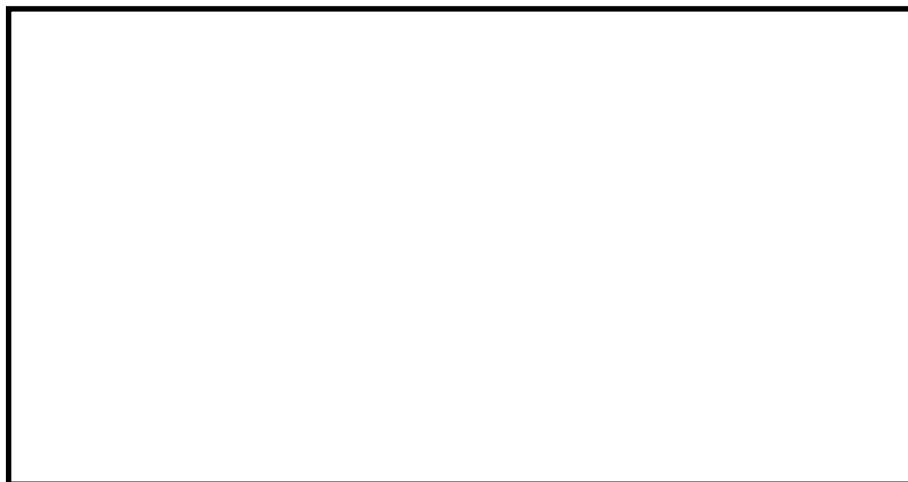


図 5.12-12 水位時刻歴波形抽出位置



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図（北側より）



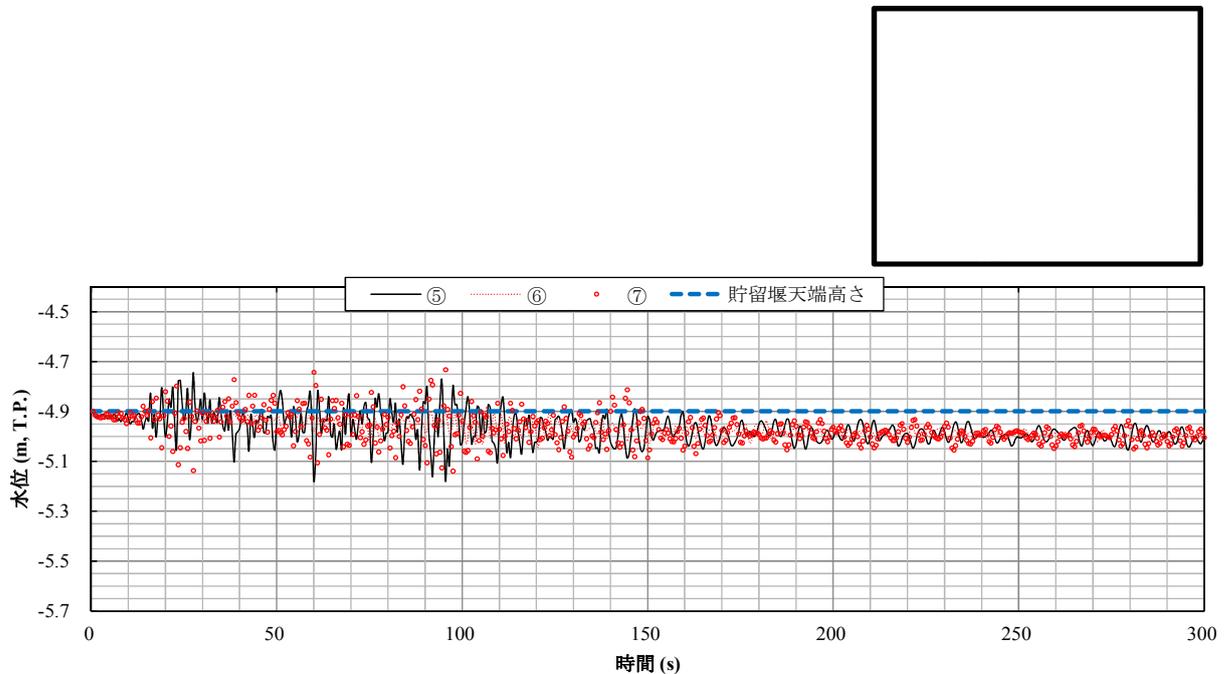
(c) 鳥瞰図（東側より）

図 5.12-13 解析モデル (OpenFOAM)

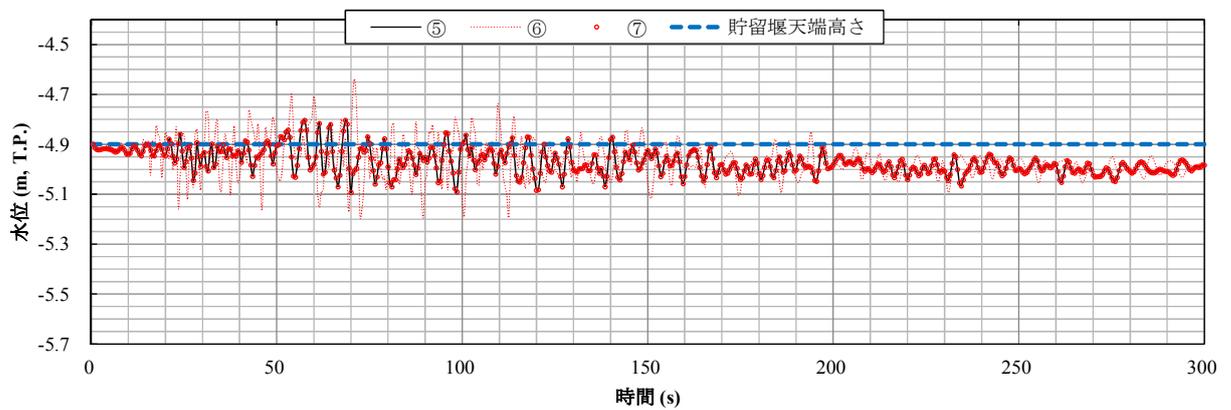
5.12.6 解析結果

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

貯留堰位置 (⑤~⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 5.12-14 に示す。また, スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 5.12-7 に示す。



(a) 護岸平行方向に加振



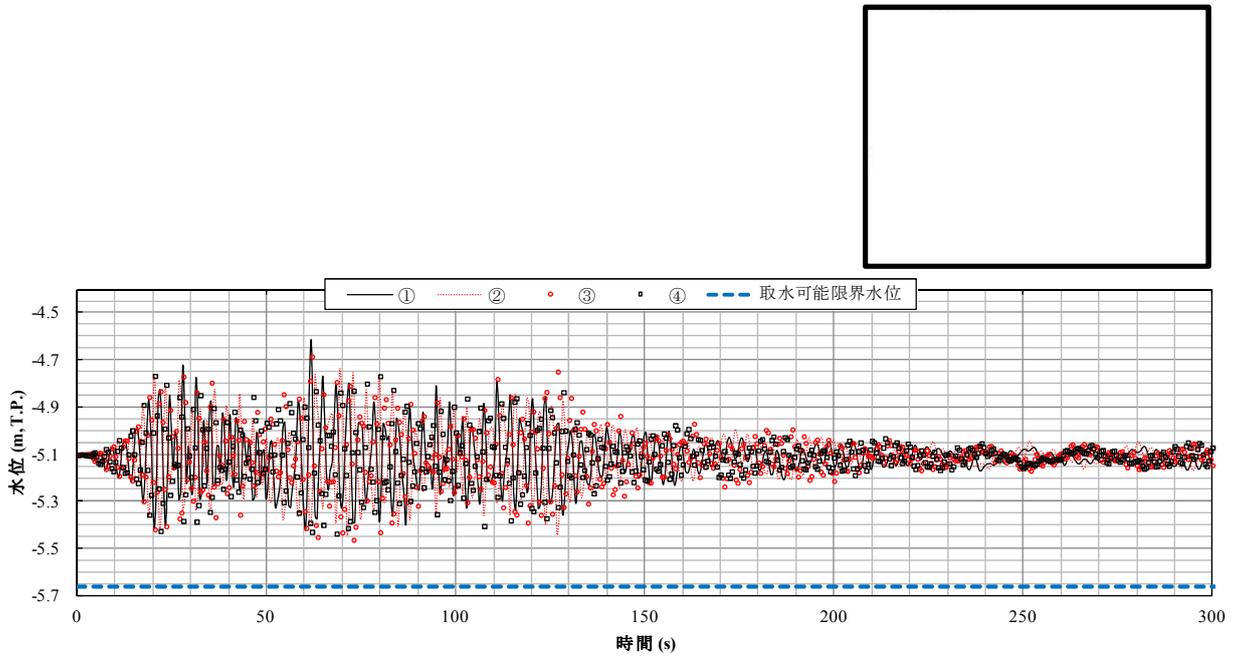
(b) 護岸直角方向に加振

図 5.12-14 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

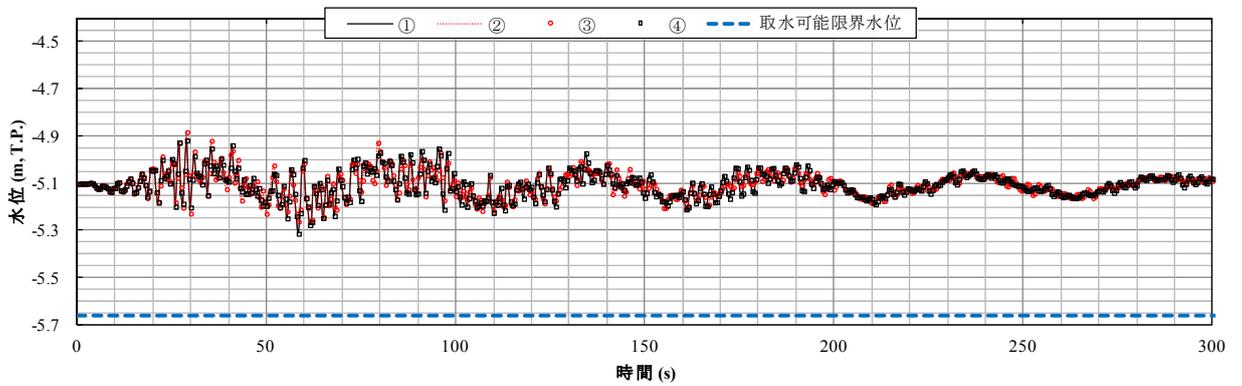
表 5.12-7 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(a) 護岸平行方向に加振	301 m ³
(b) 護岸直角方向に加振	301 m ³

- (2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認, 初期水位=T.P. -5.1 m)
 非常用海水ポンプ位置 (①~④) におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 5.12-15
 に示す。また, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.12-8 に示す。



(a) 護岸平行方向に加振



(b) 護岸直角方向に加振

図 5.12-15 スロッシング時の水位時刻歴 (護岸平行方向に加振)

表 5.12-8 スロッシング時の最低水位

加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
(a) 護岸平行方向に加振	T.P. -5.42 m	T.P. -5.45 m	T.P. -5.47 m	T.P. -5.44 m
(b) 護岸直角方向に加振	T.P. -5.32 m	T.P. -5.27 m	T.P. -5.27 m	T.P. -5.32 m

5.12.7 検討結果まとめ

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

スロッシングによる 5 分間の溢水量は 301 m³ であり、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 28 分となる。よって、スロッシングによる溢水を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約 3 分に対して十分な貯留量が確保されていることを確認した。図 5.12-16 に水位イメージ図を示す。

・スロッシングによる 5 分間の溢水量 = 301 m³

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.83 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

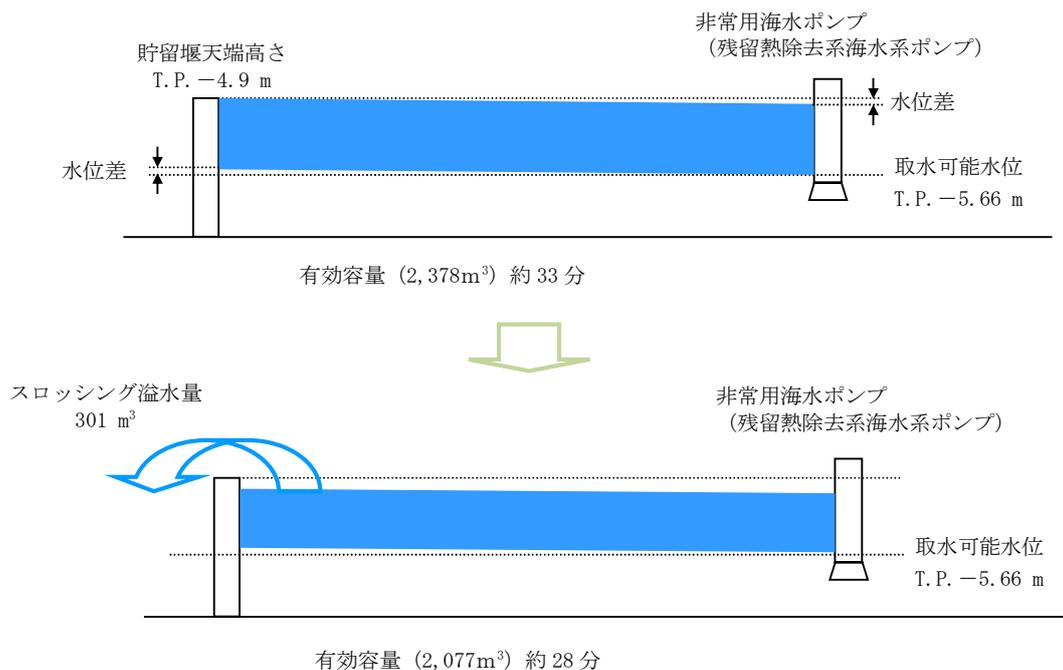


図 5.12-16 水位イメージ図

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は約 T.P. -5.5 m である。よって、スロッシングによる溢水及び水面の乱れを考慮した場合においても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位 (T.P. -5.66 m) を下回らないことを確認した。

・スロッシング時の最低水位 = T.P. -5.47 m → T.P. -5.5 m

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価に関する参考資料

(参考 1) その他の地盤物性を用いたスロッシング解析結果

1. 概要

「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」では、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs 平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる地震動として選定し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を評価した。

本参考資料では、「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」において選定した⑤Vs 平均値（非液状化）のみならず、全周期帯で比較した場合に速度応答スペクトルの大きさが拮抗しているケース、並びに標準的な解析ケース（①Vs 平均値（液状化パラメータ適用））についても同様のスロッシング解析を補足的に実施し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を確認した。

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図1-1に示す。

本参考資料では、「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」において選定した周期2秒付近で最大となる⑤Vs 平均値（非液状化）に加え、周期0.8秒付近で最大となる⑥Vs +1σ（非液状化）、周期3秒付近で最大となる③Vs -1σ（液状化パラメータ適用）並びに標準的な解析ケースである①Vs 平均値（液状化パラメータ適用）の全4ケースに対して整理を行う。

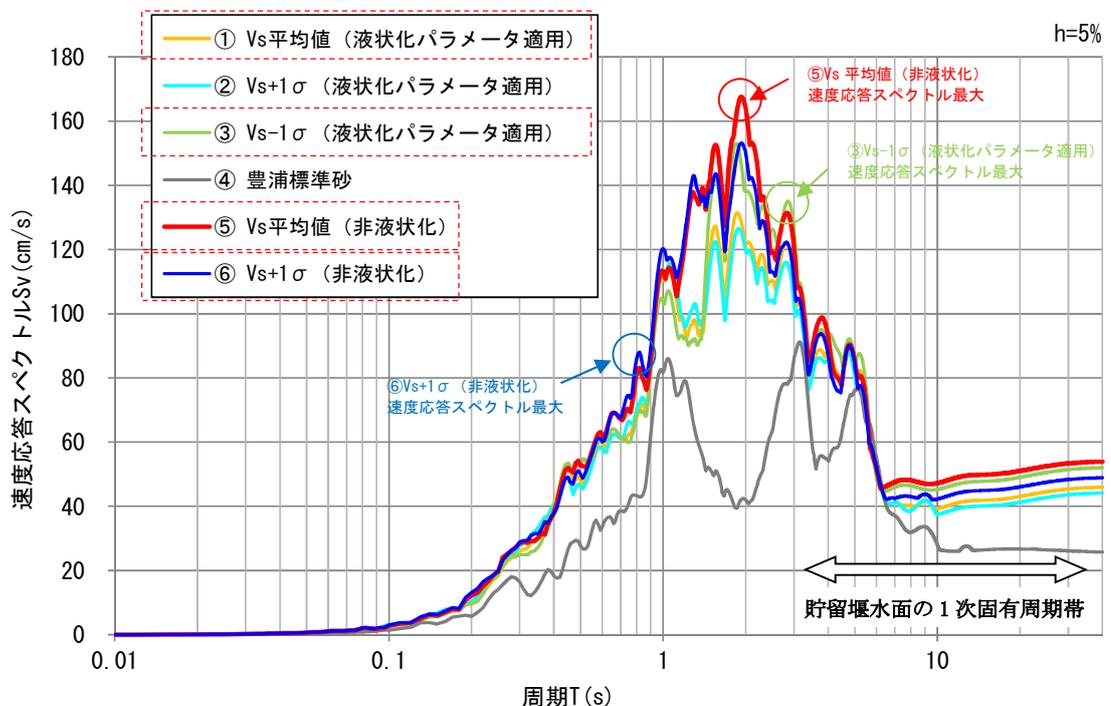


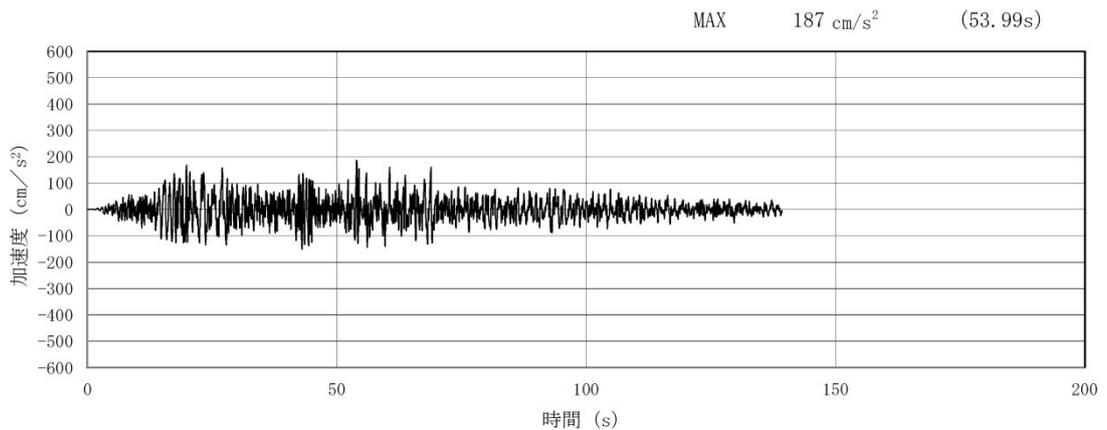
図 1-1 速度応答スペクトル（水平方向）

2. 検討方針

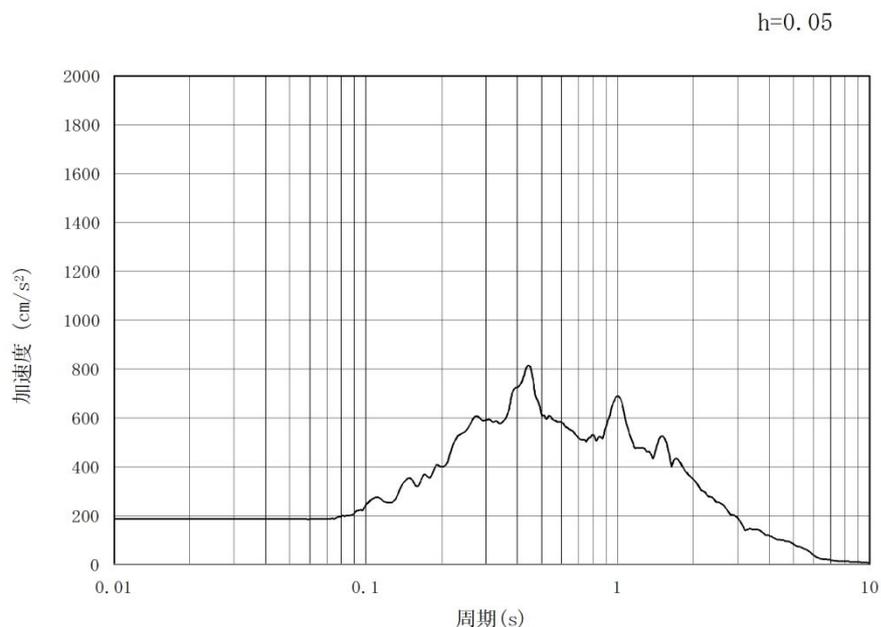
検討方針は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

3. 入力地震動

入力地震動についての考え方については、「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」と同様である。スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を、地盤物性毎に図3-1に示す。



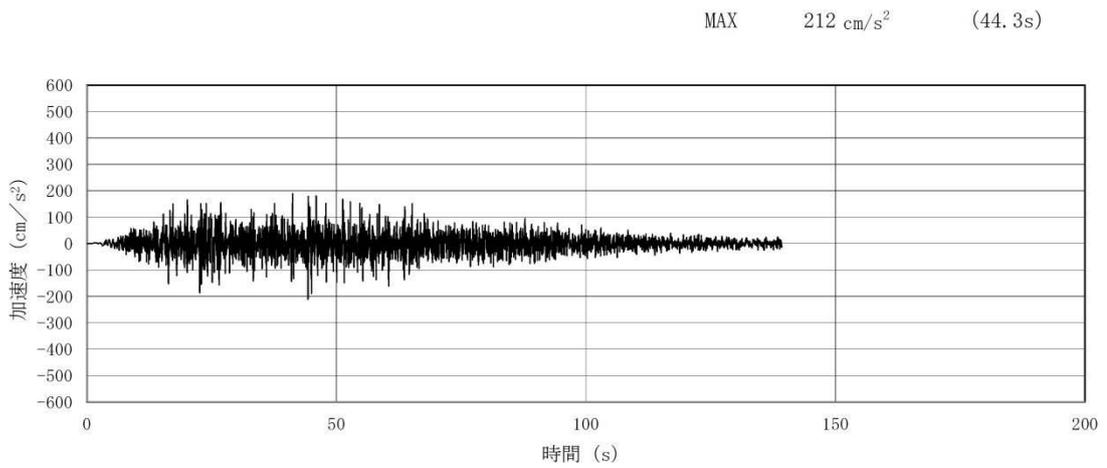
(a) 加速度時刻歴波形



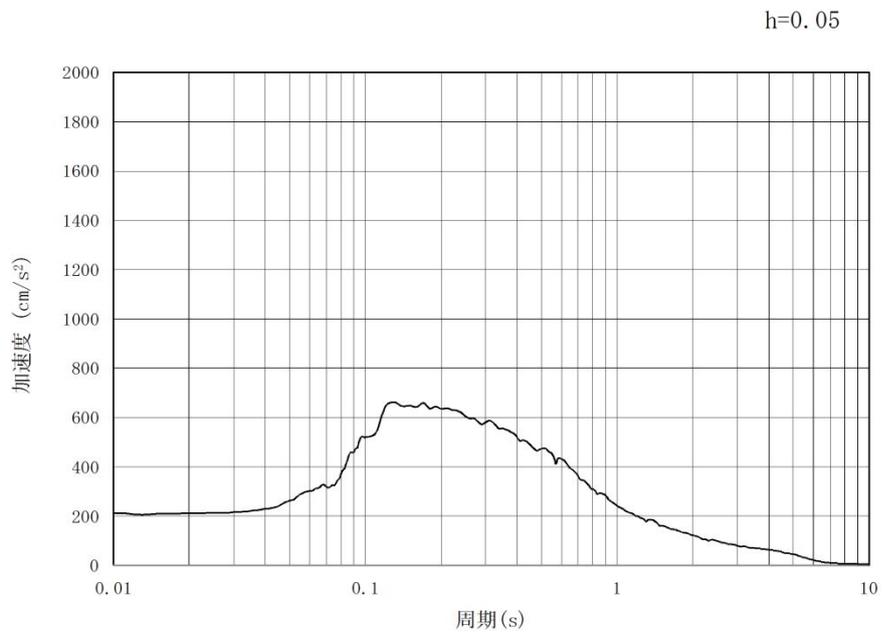
(b) 加速度応答スペクトル

図3-1 (1) 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（水平方向）
（ S_d-D1 ，①Vs 平均値（液状化パラメータ適用））

（参考）5.12-3

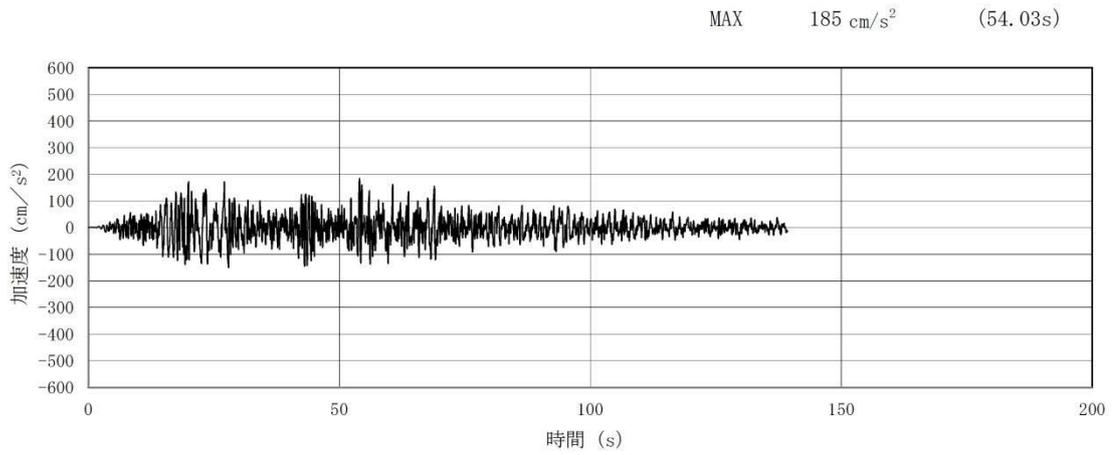


(a) 加速度時刻歴波形

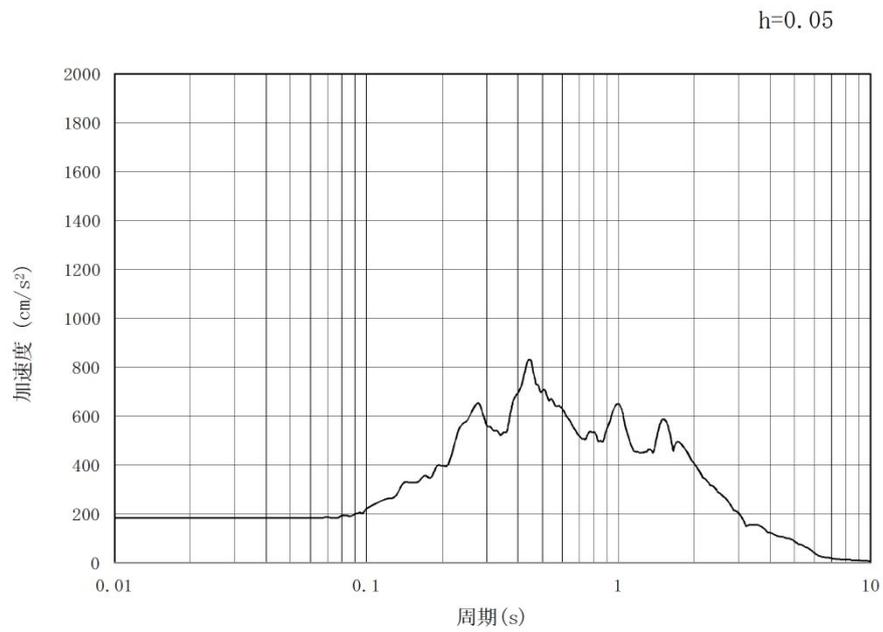


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (2) 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 (鉛直方向)
(S_d-D1 , ①Vs 平均値 (液状化パラメータ適用))

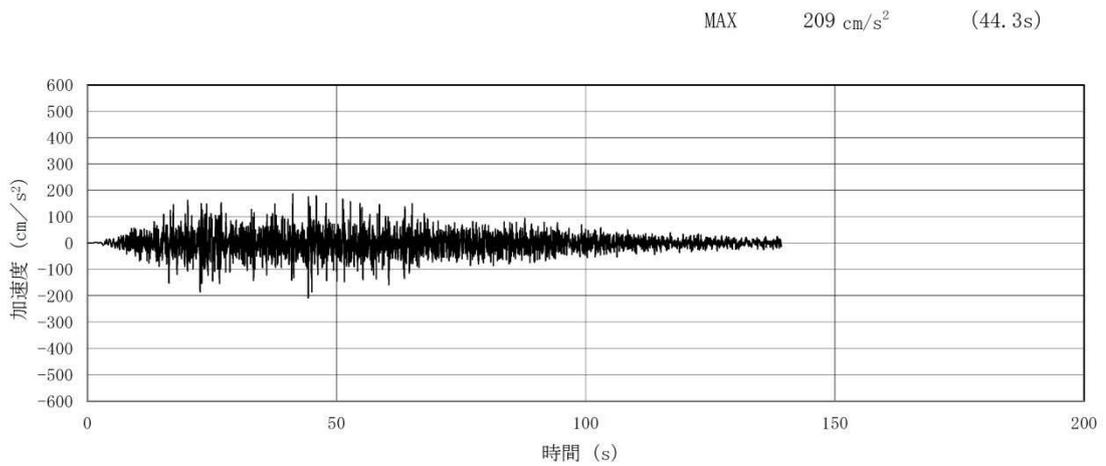


(a) 加速度時刻歴波形

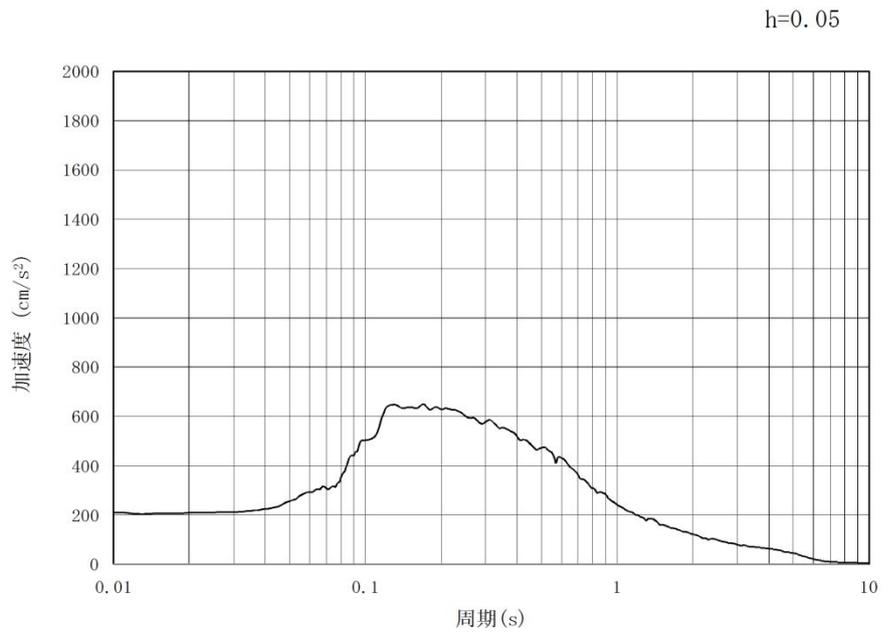


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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 (水平方向)
(S_d-D1, ③V s⁻¹σ (液状化パラメータ適用))

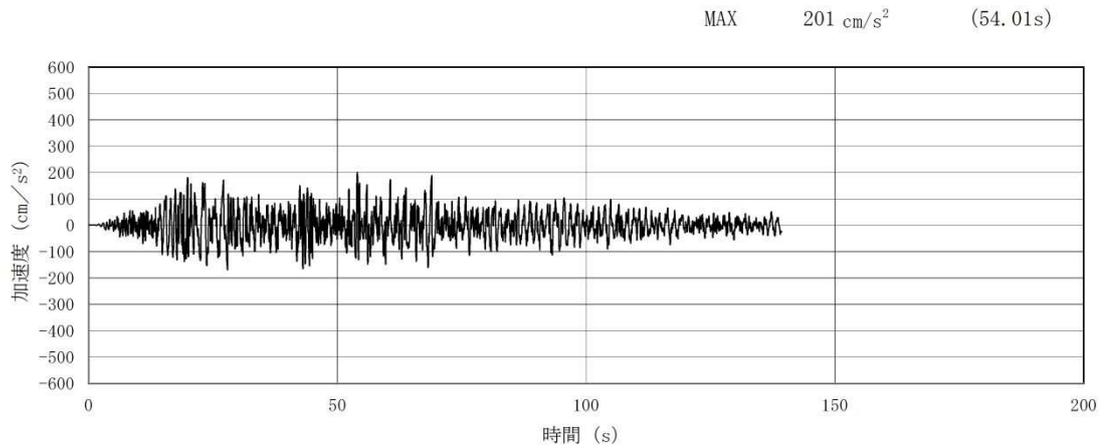


(a) 加速度時刻歴波形

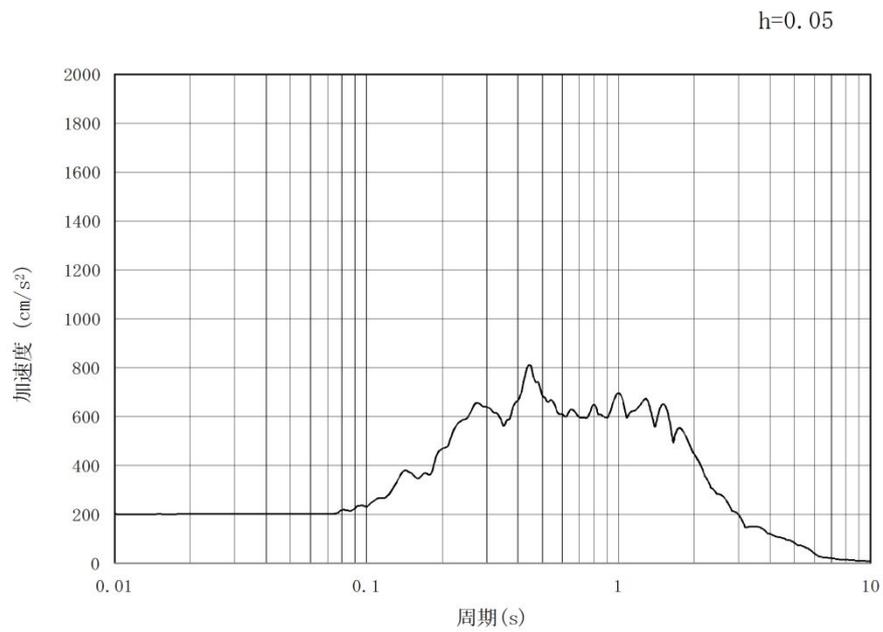


(b) 加速度応答スペクトル

図3-1 (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 (鉛直方向)
(S_d-D1, ③V s⁻¹σ (液状化パラメータ適用))

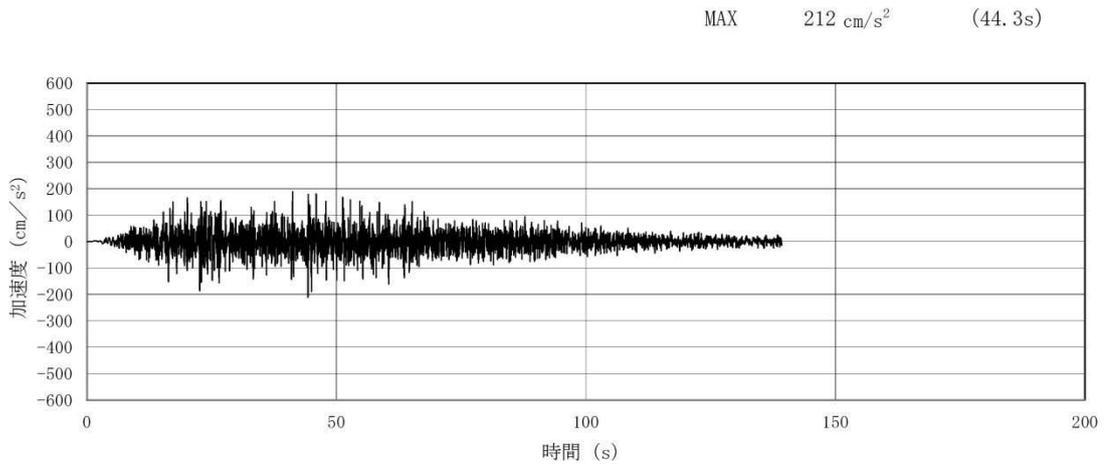


(a) 加速度時刻歴波形

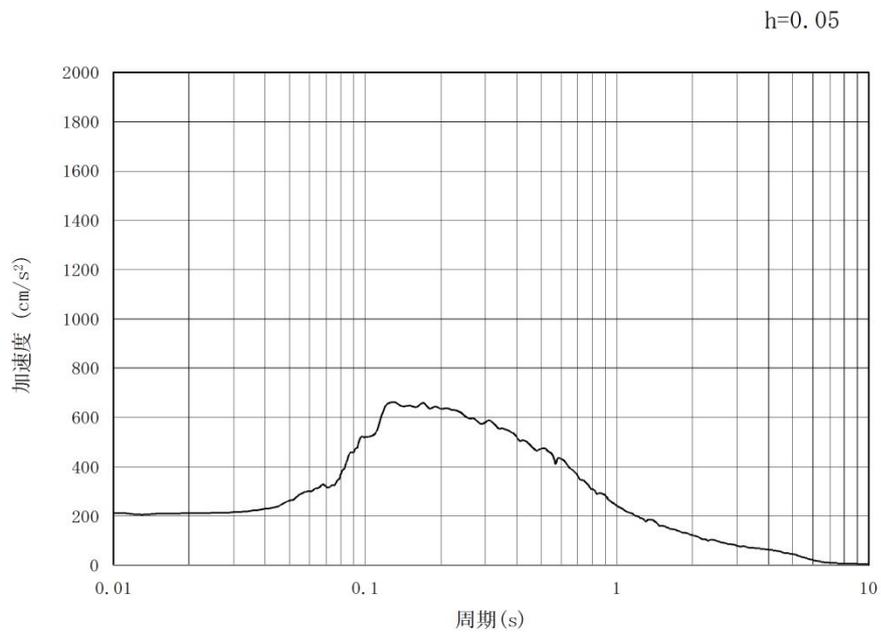


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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 (水平方向)
(S_d-D1 , ⑤Vs 平均値 (非液化化))

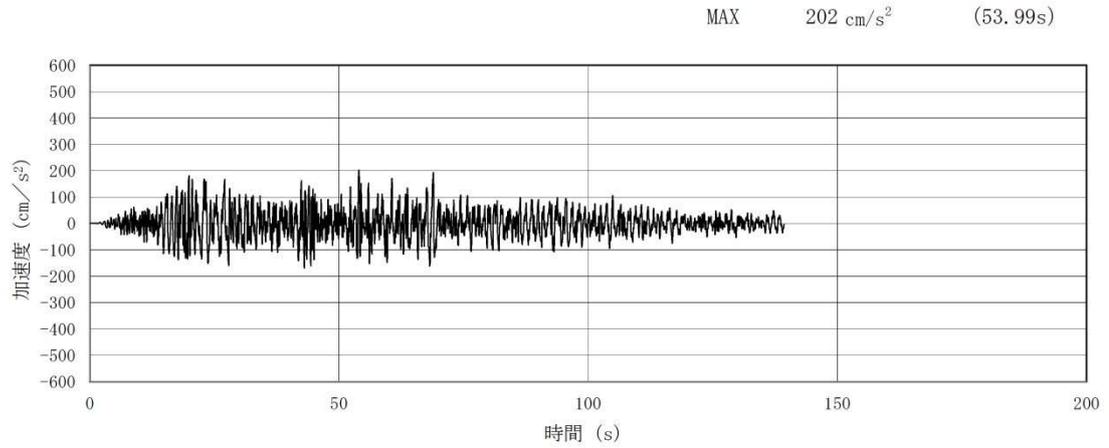


(a) 加速度時刻歴波形

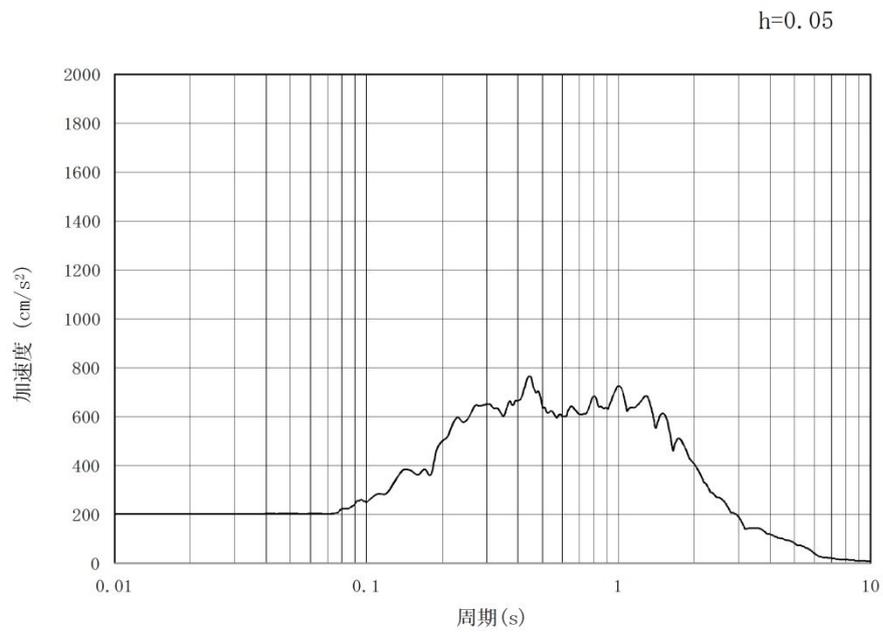


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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 (鉛直方向)
(S_d-D1 , ⑤Vs 平均値 (非液状化))

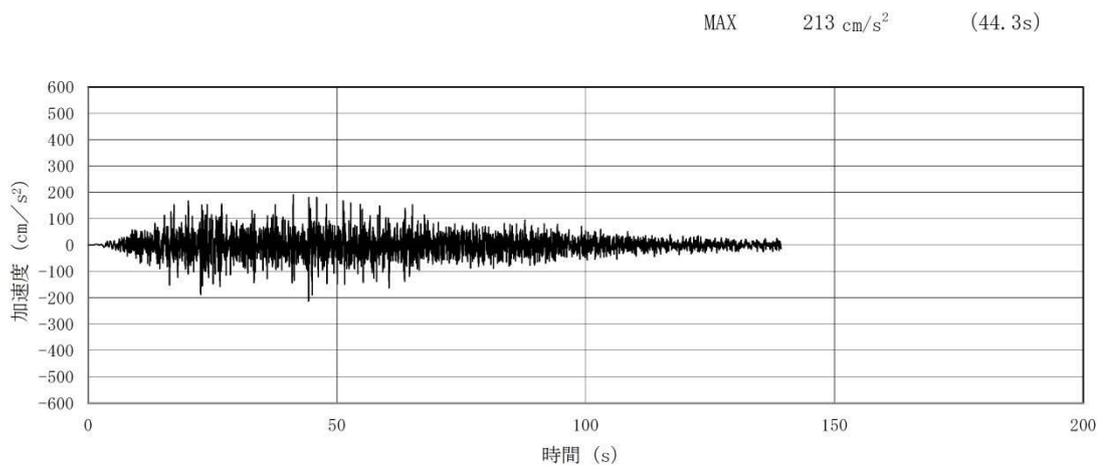


(a) 加速度時刻歴波形

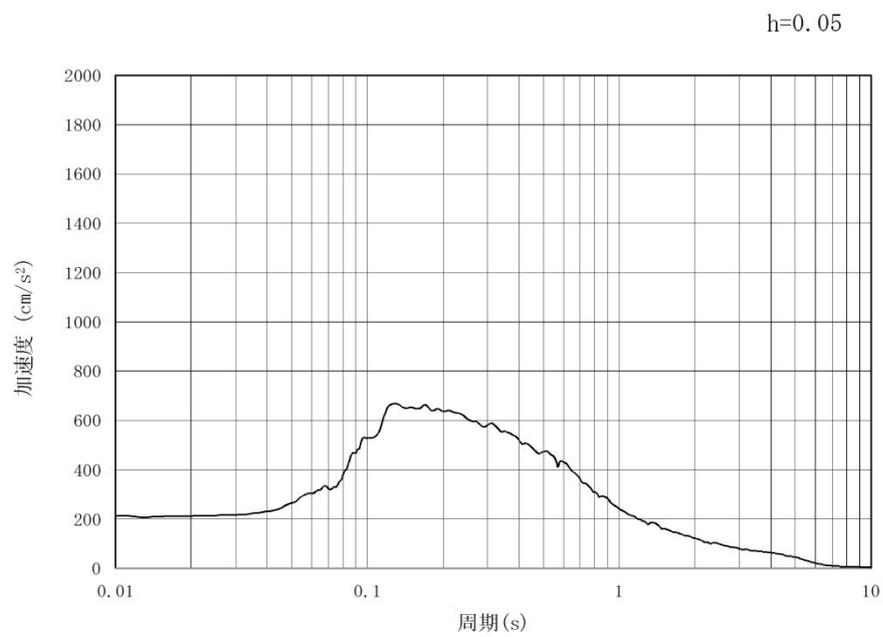


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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 (水平方向)
 (S_d-D1, ⑥Vs+1σ (非液化化))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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 (鉛直方向)
(S_d-D1 , ⑥Vs +1 σ (非液化化))

4. 検討ケースの選定

初期水位の検討ケースの選定は、「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」と同様である。

5. 解析条件

解析条件は、「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」と同様である。

6. 解析結果

6.1 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 6-1 に示す。また, 貯留堰位置 (⑤~⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 6-1 に示す。

スロッシングによる 5 分間の溢水量は最大で 301 m³ となり, 十分な貯留量を確保できることを確認した。

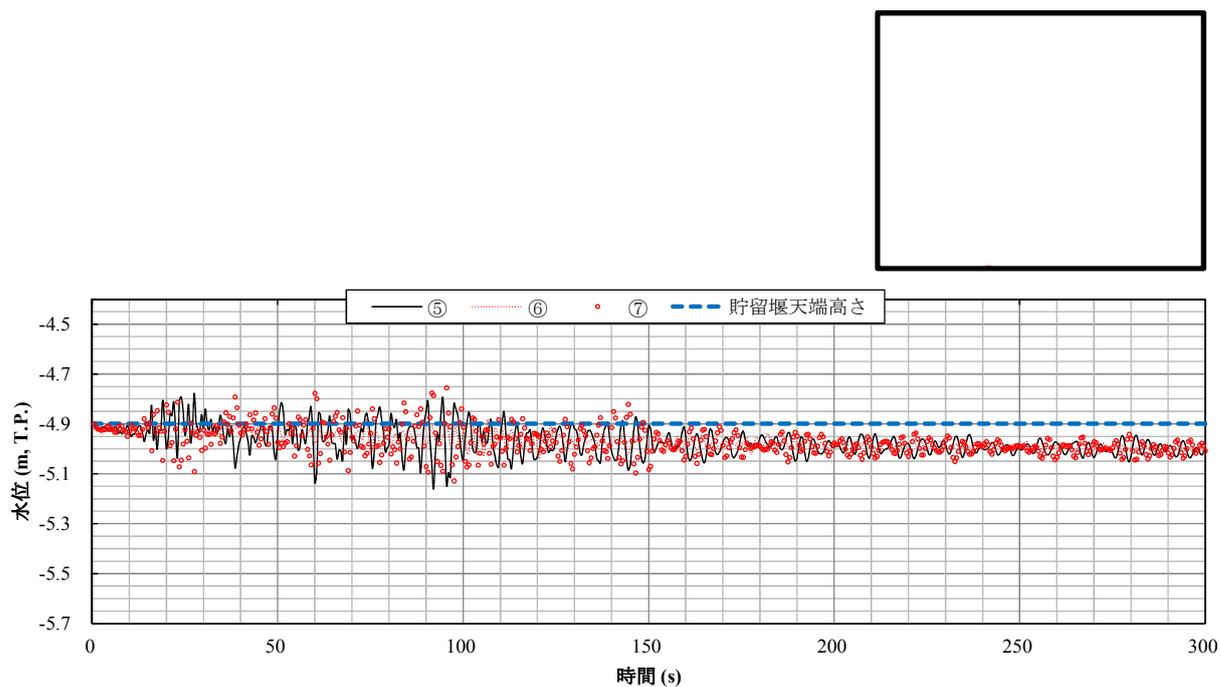
また, 貯留堰水面の 1 次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては, 溢水量に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

水位変動の位相特性を確認するために, 溢水量が大きくなる (a) 護岸平行方向に加振した場合の貯留堰位置⑤及び⑦における, 4 種類の検討ケースの水位時刻歴 (水位変動の大きい 180 秒) の比較を行った結果, 図 6-2 に示すとおり, 4 種類の検討ケースにおける水位変動には有意な位相差が無いことを確認した。したがって, 溢水量は上昇する水位高さに比例する結果となっている。水位時刻歴 (図 6-2) の水位高さに着目すると, 水位上昇のピークが最大となるのは⑤V s 平均値 (非液状化) のケースであるが, いくつかの点においては③V s -1σ (液状化パラメータ適用) のケースにおいてもわずかながら大きめの水位が示されている。

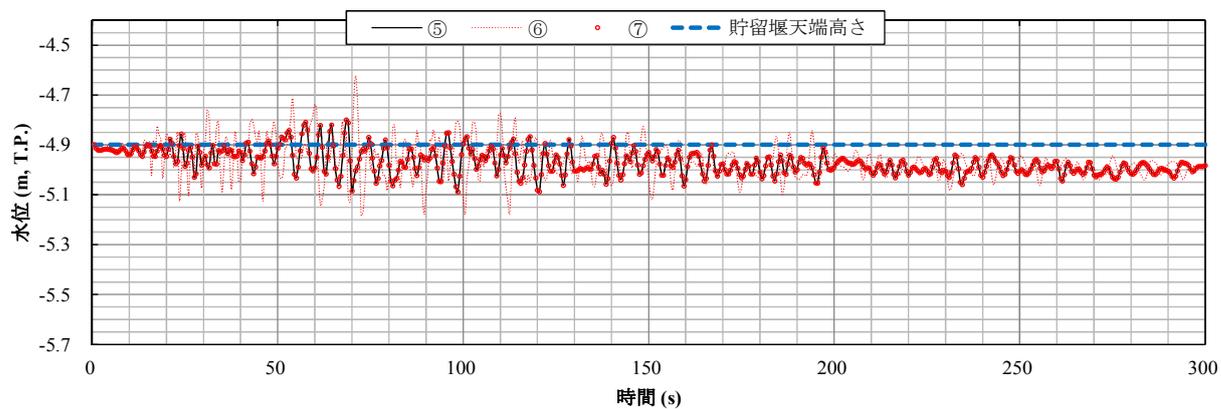
ゆえに, ⑤V s 平均値 (非液状化) のケース及び③V s -1σ (液状化パラメータ適用) のケースで同様の溢水量最大値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-1 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	①V s 平均値 (液状化パラメータ適用)	③V s -1σ (液状化パラメータ適用)	⑤V s 平均値 (非液状化)	⑥V s +1σ (非液状化)
(a) 護岸平行方向に加振	299 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
(b) 護岸直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m ³	300 m ³

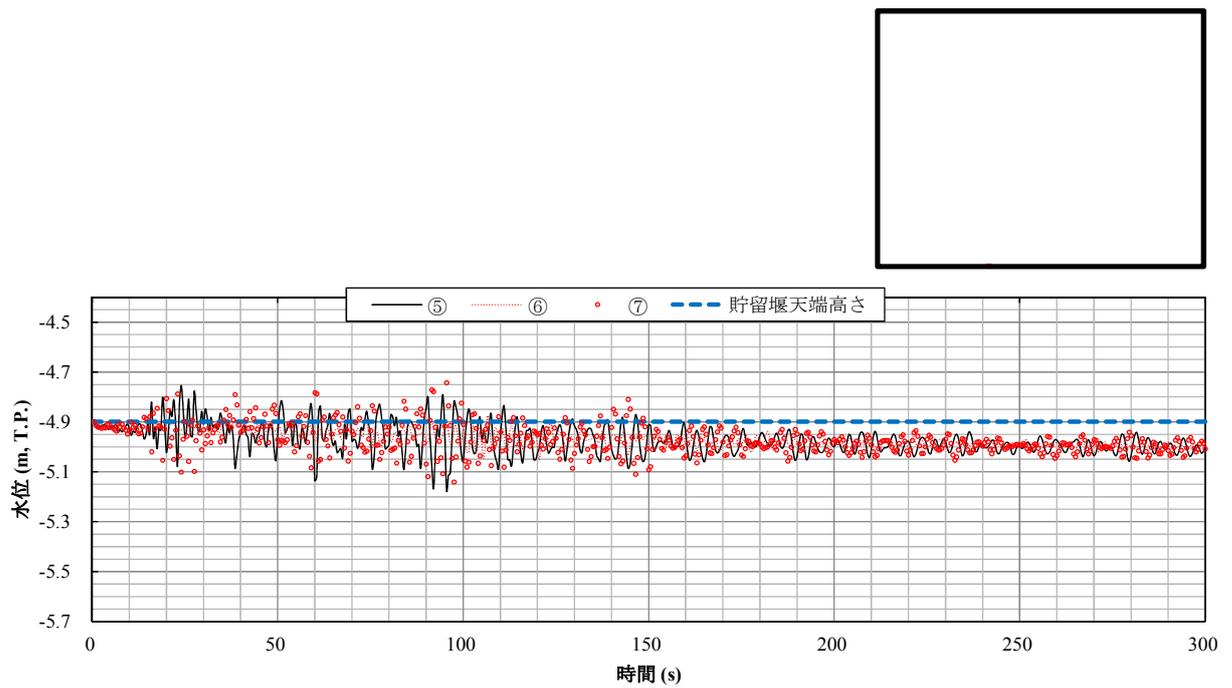


(a) 護岸平行方向に加振

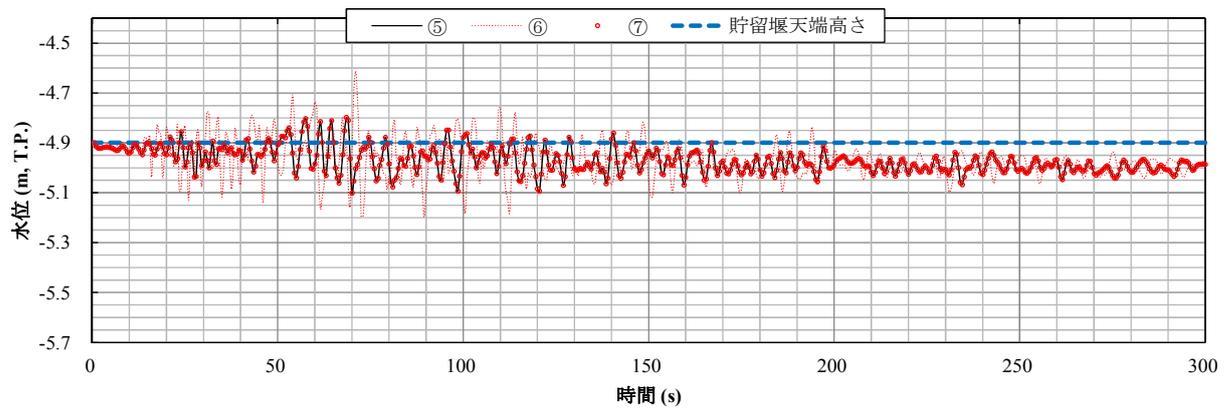


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (1) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(S_d-D1 , ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

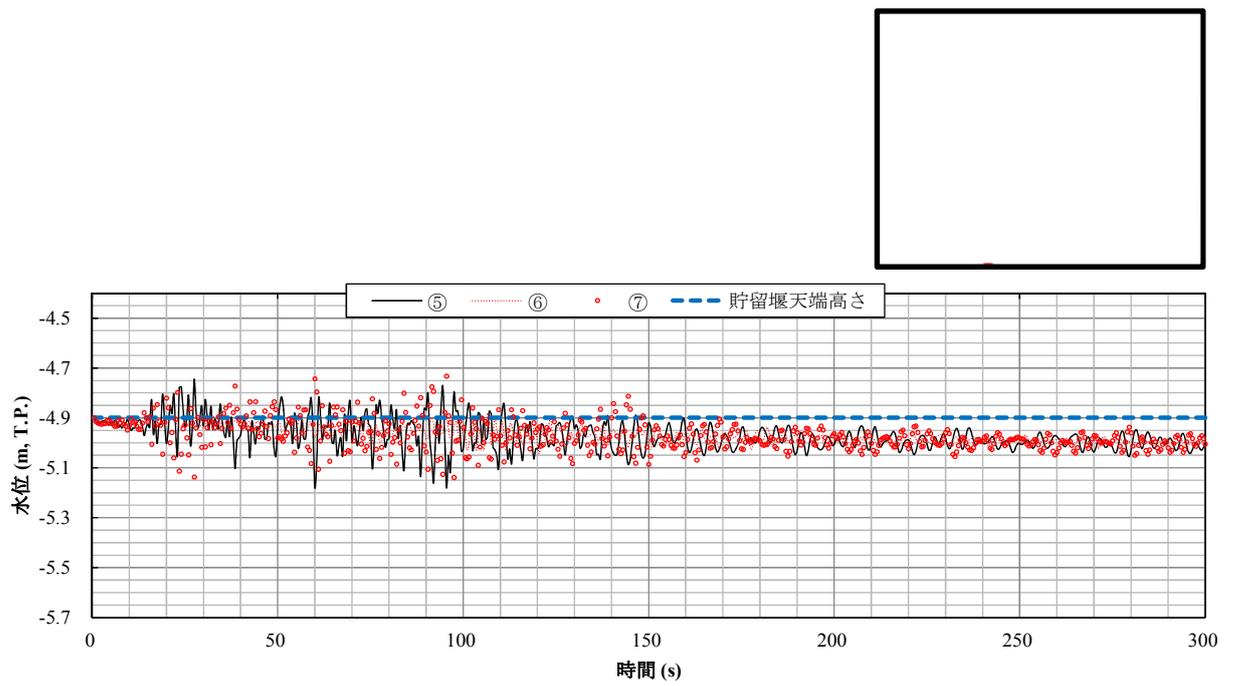


(a) 護岸平行方向に加振

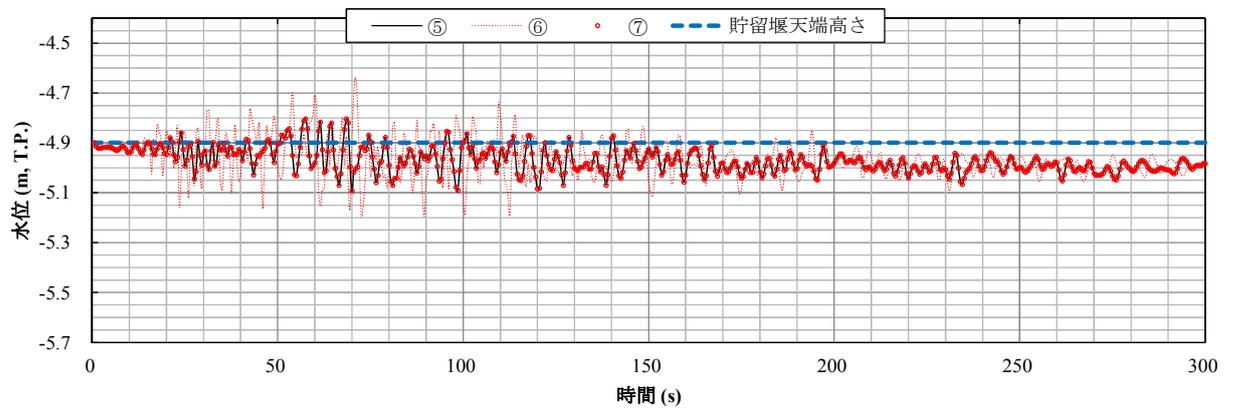


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (2) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d - D 1$, ③ $V s - 1 \sigma$ (液状化パラメータ適用))

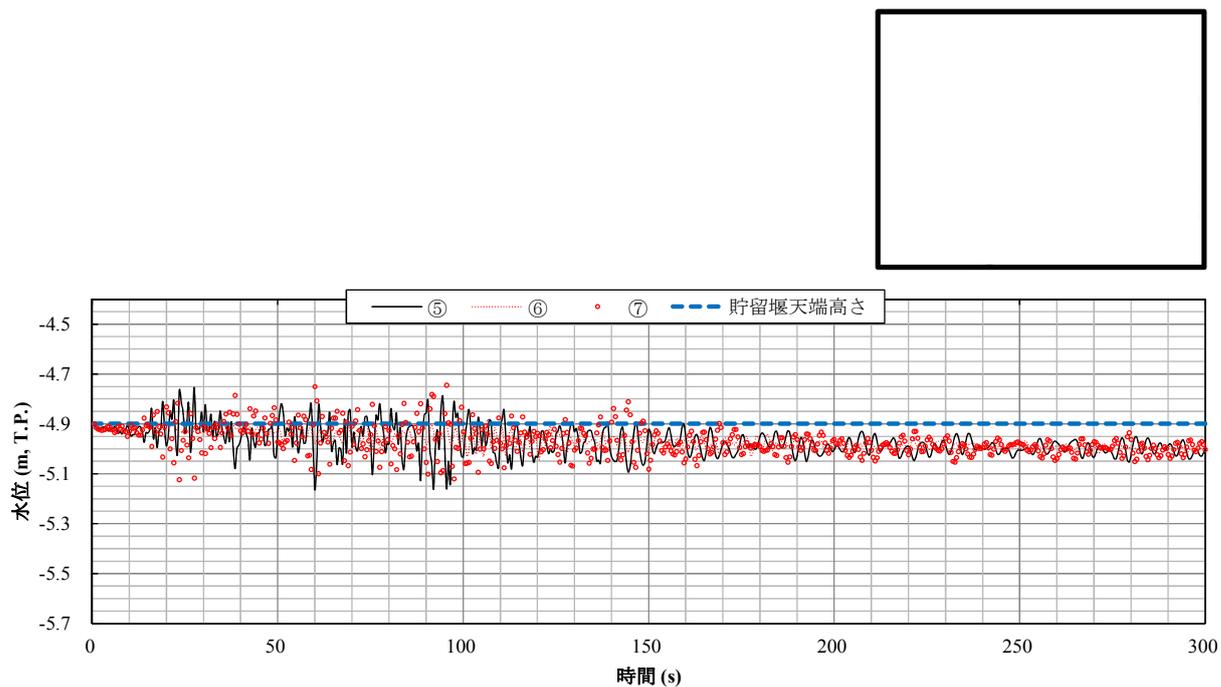


(a) 護岸平行方向に加振

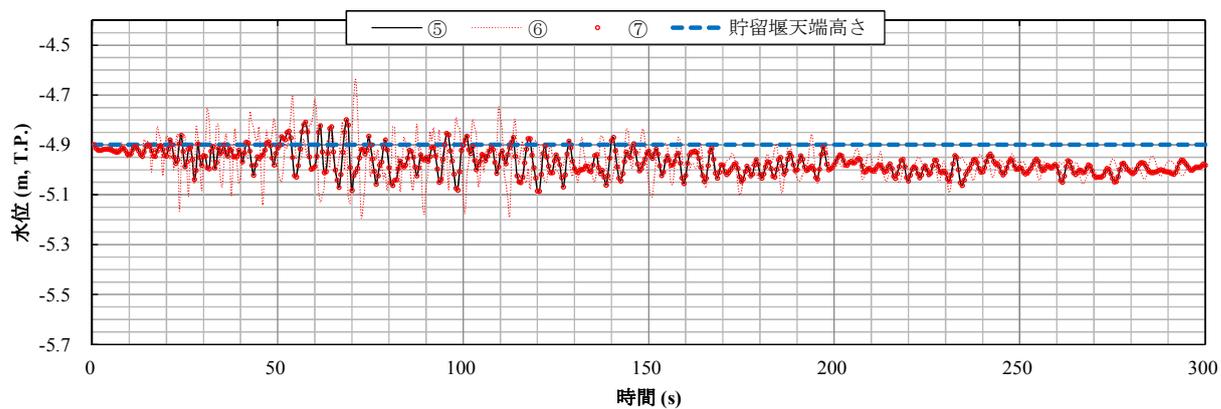


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (3) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液状化))

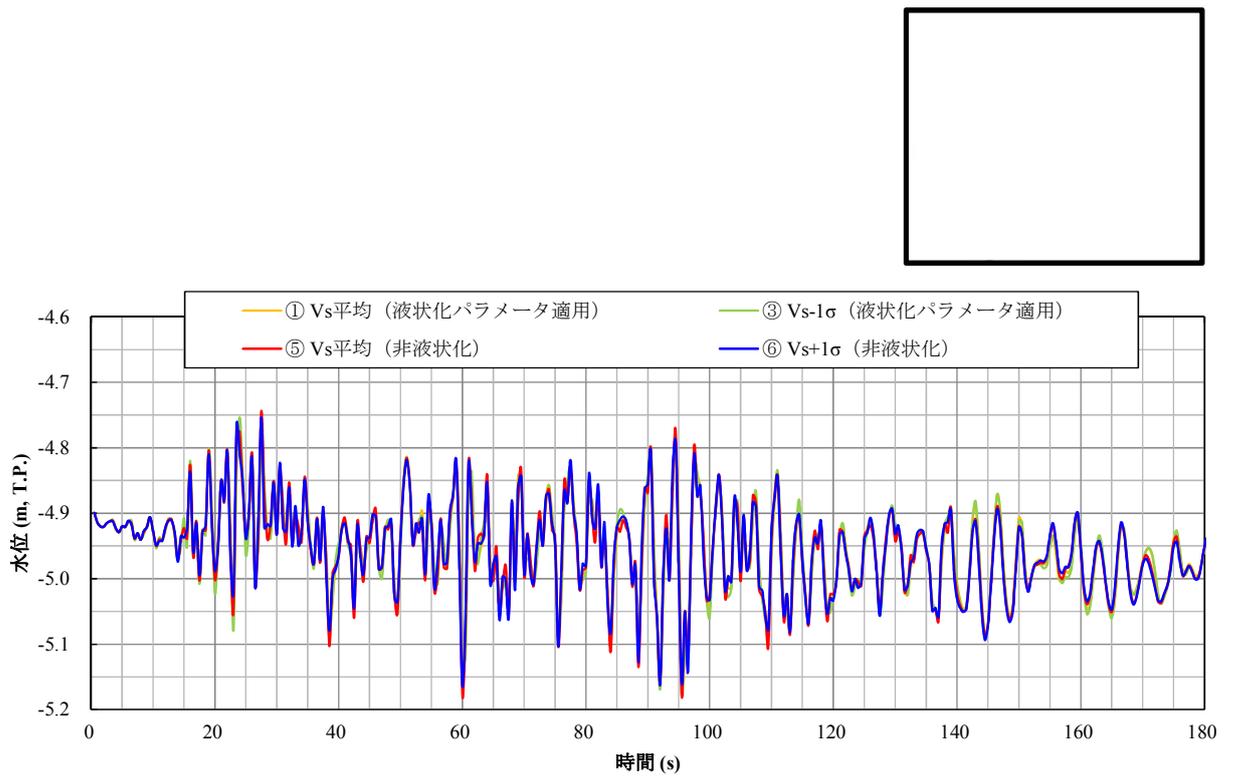


(a) 護岸平行方向に加振

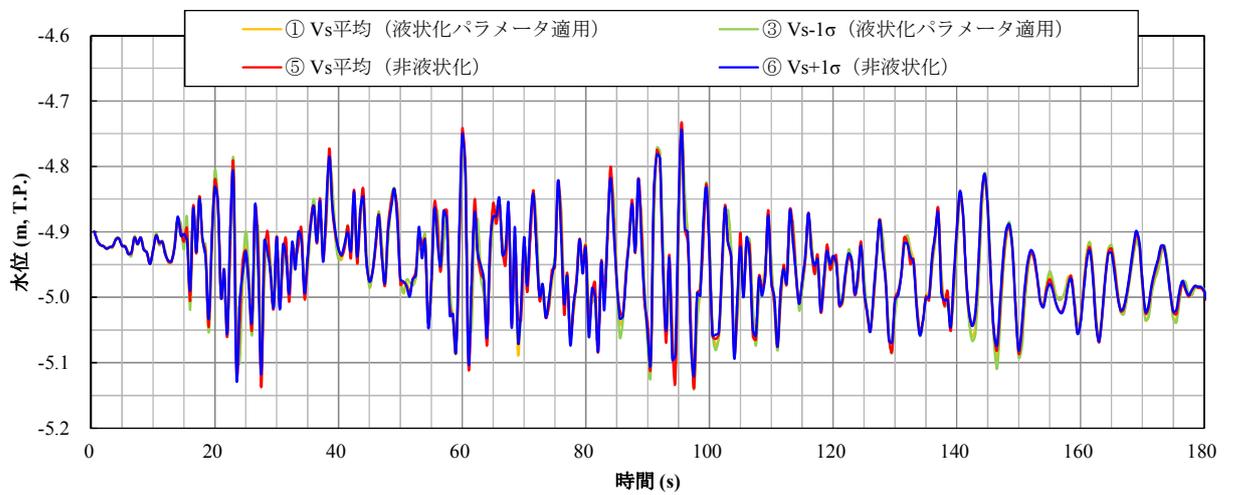


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (4) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d - D 1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))



(a) 貯留堰位置⑤



(b) 貯留堰位置⑦

図 6-2 貯留堰位置⑤及び⑦におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
(護岸平行方向に加振)

6.2 検討項目2（取水可能限界水位を下回らないことを確認，初期水位＝T.P.－5.1 m）

非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位を表6-2に示す。非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴を図6-3に示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は，最低でT.P.－5.47 mとなり，貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P.－5.66 m）を下回らないことを確認した。

また，貯留堰水面の1次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては，スロッシング時の最低水位に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

水位変動を比較するために，最低水位を示した（a）護岸平行方向に加振した場合の非常用海水ポンプ位置③における，4種類の検討ケースの水位時刻歴（水位変動の大きい180秒）の比較を行った結果，図6-4に示すとおり，4種類の検討ケースにおける水位変動には有意な位相差が無いのと共に，水位変動のピーク値についても有意な差がないことを確認した。

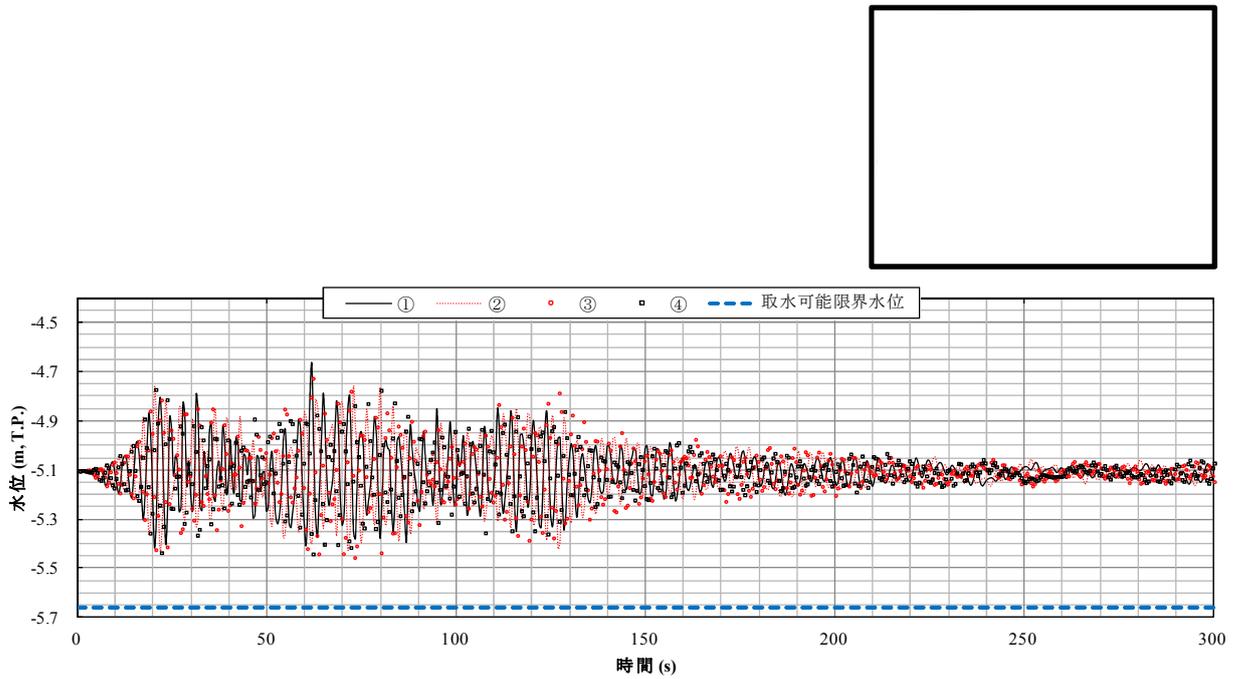
ゆえに，4種類の検討ケースによるスロッシング時の最低水位は，同様の値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-2 スロッシング時の最低水位

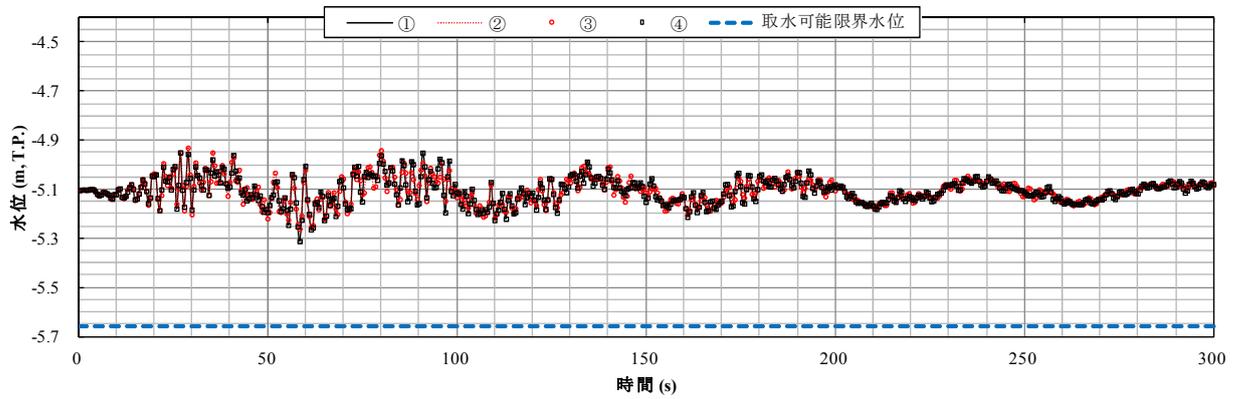
検討ケース	加振方向	①における最低水位	②における最低水位	③における最低水位	④における最低水位
① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用)	護岸平行方向	-5.42	-5.44	-5.46	-5.44
	護岸直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	護岸平行方向	-5.43	-5.44	-5.46	-5.46
	護岸直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑤ V_s 平均値 (非液状化)	護岸平行方向	-5.42	-5.45	-5.47	-5.44
	護岸直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化)	護岸平行方向	-5.42	-5.43	-5.47	-5.44
	護岸直角方向	-5.33	-5.28	-5.28	-5.33

(単位 : T.P. m)



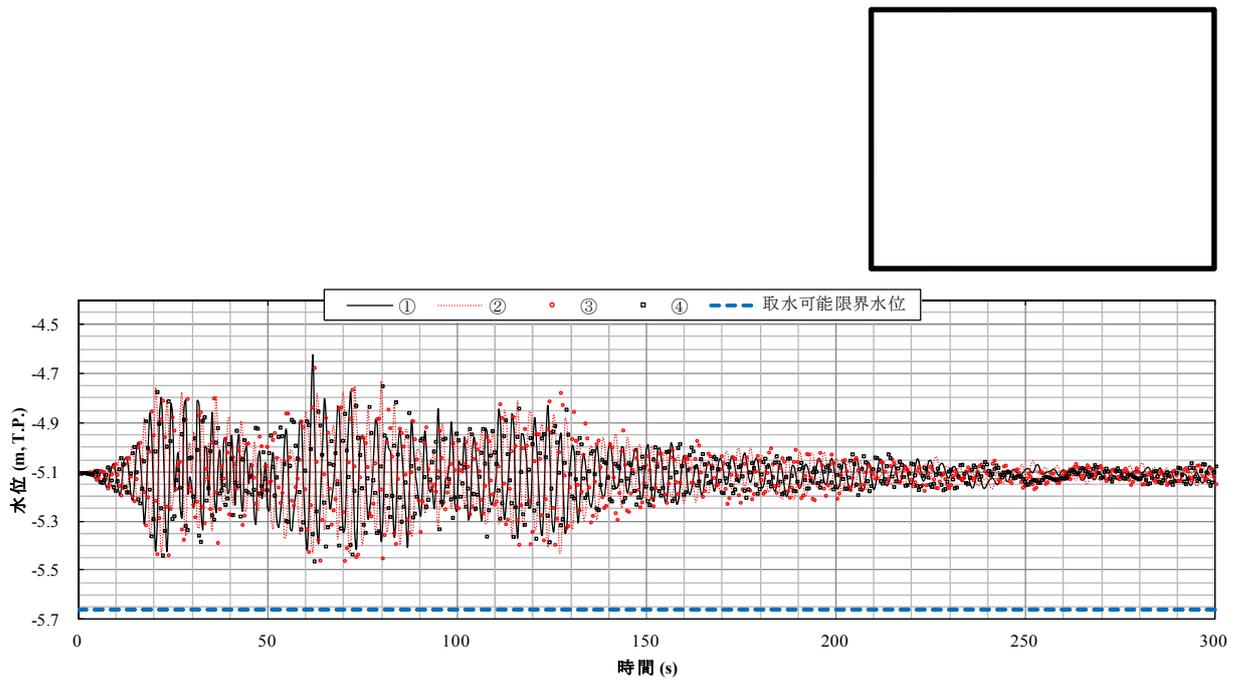


(a) 護岸平行方向に加振

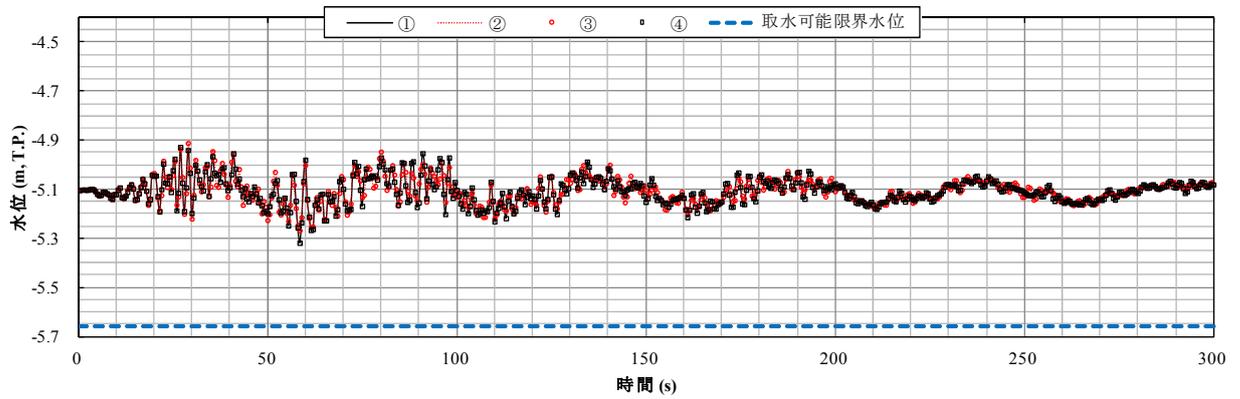


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ①Vs 平均値 (液状化パラメータ適用))

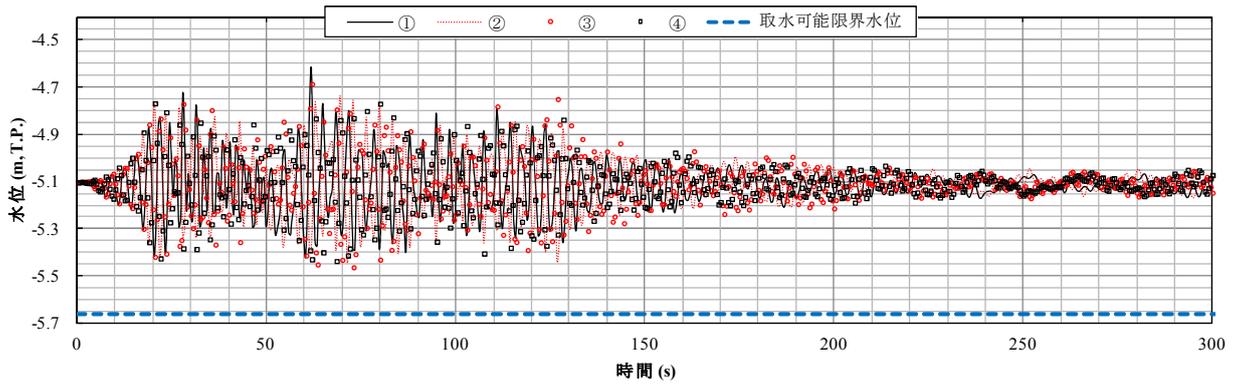


(a) 護岸平行方向に加振

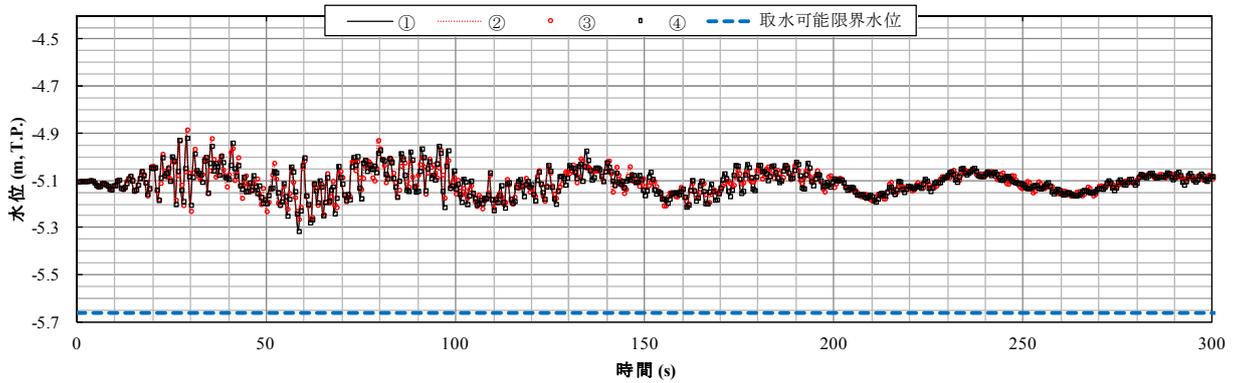


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
 ($S_d - D1$, ③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

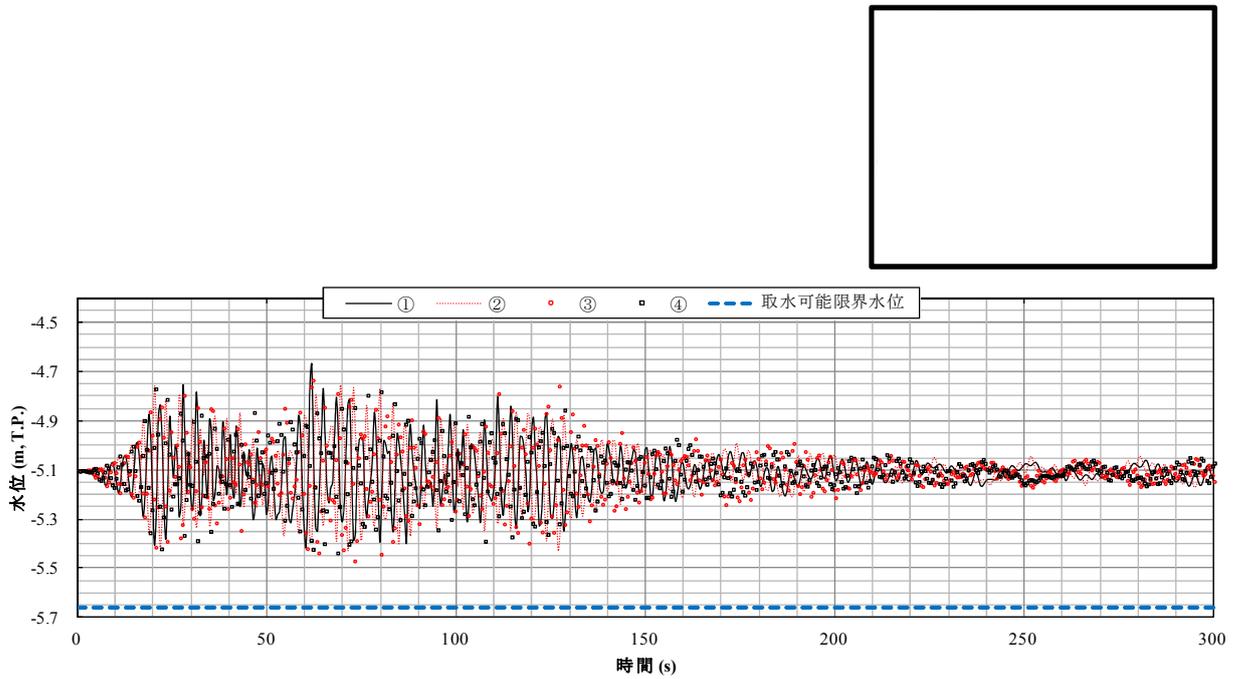


(a) 護岸平行方向に加振

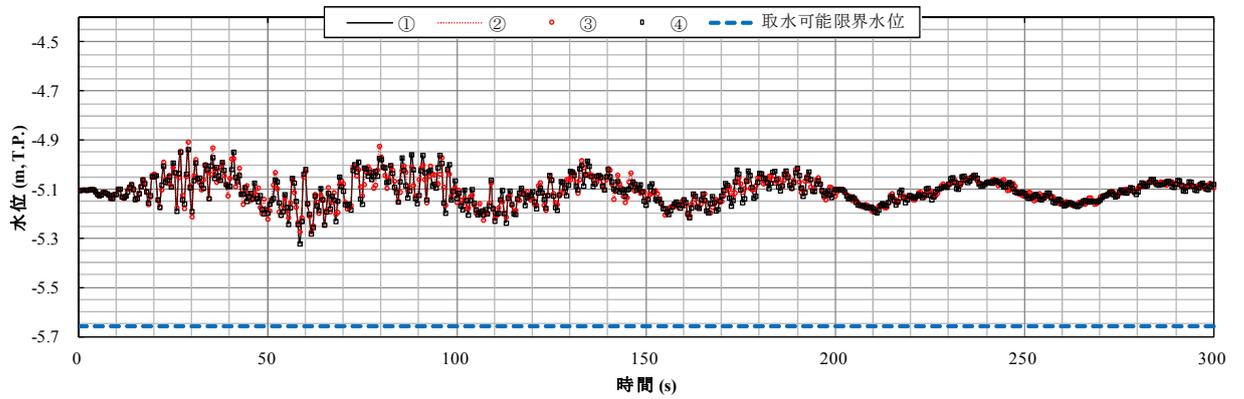


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
(S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液状化))



(a) 護岸平行方向に加振



(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
 ($S_d - D1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

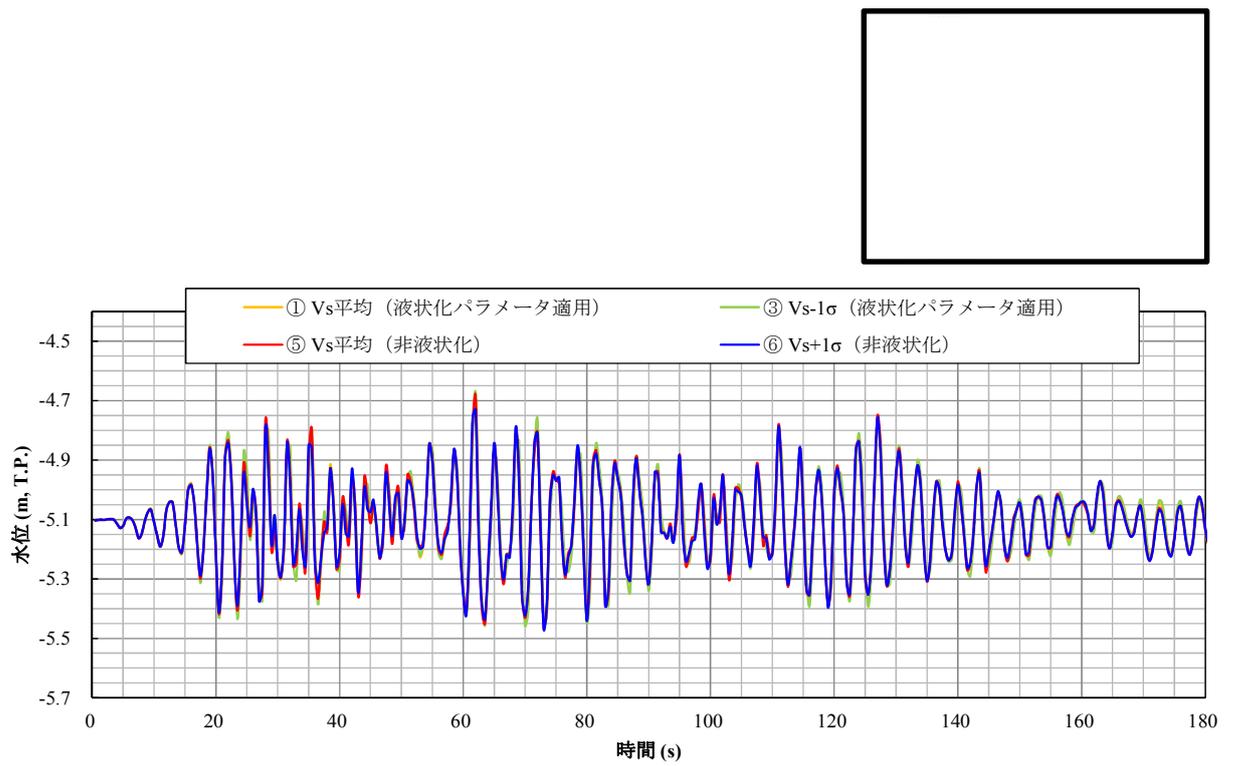


図 6-4 非常用海水ポンプ位置③におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
(護岸平行方向に加振)

(参考2) 水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価

1. 概要

「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」では、水平成分に方向を持たない S_d-D1 に対して、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の2ケースに対してスロッシング解析を実施した結果をそれぞれ整理した。

本参考資料では、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の解析結果を用いて、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価を実施する。

なお、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価については、「(参考2) その他の地盤物性を用いたスロッシング解析結果」において検討を実施した、① V_s 平均値（液状化パラメータ適用）、③ $V_s - 1\sigma$ （液状化パラメータ適用）、⑤ V_s 平均値（非液状化）及び⑥ $V_s + 1\sigma$ （非液状化）の全4ケースのスロッシング解析結果に対して実施するものとする。

2. 貯留量の確保について（溢水量の評価）

貯留量の確保については、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価するために、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認する。

スロッシングによる5分間の溢水量について、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を表2-1に示す。

スロッシングによる5分間の溢水量は、表2-1に示すとおり、各方向の溢水量の和は最大で602 m³である。この場合、スロッシングによる2方向の溢水量の和を差し引くことを考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約24分となる。

したがって、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価した場合においても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

・スロッシングによる5分間の溢水量 = 602 m³

（水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価）

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 602 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 24.65 \text{ 分} \rightarrow \underline{24 \text{ 分}} \end{aligned}$$

表2-1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	①V s 平均値 (液状化パラ メータ適用)	③V s -1σ (液状化パラ メータ適用)	⑤V s 平均値 (非液状化)	⑥V s +1σ (非液状化)
(a) 護岸平行方向に加振	299 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
(b) 護岸直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m ³	300 m ³
(a) + (b) (水平2方向のスロッシングの組合せ に関する影響を保守的に評価)	597 m ³	601 m ³	602 m³	600 m ³

3. 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

取水可能限界水位を下回らないことの確認については、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価するために、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認する。

護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の水位変動量の和の時刻歴を考慮したときの、非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位及び水位時刻歴を表3-1及び図3-1にそれぞれ示す。

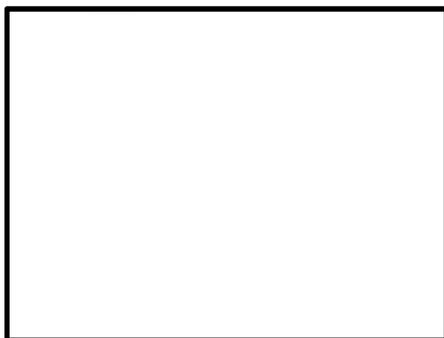
非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低で T.P. -5.63 m となる。したがって、水平2方のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

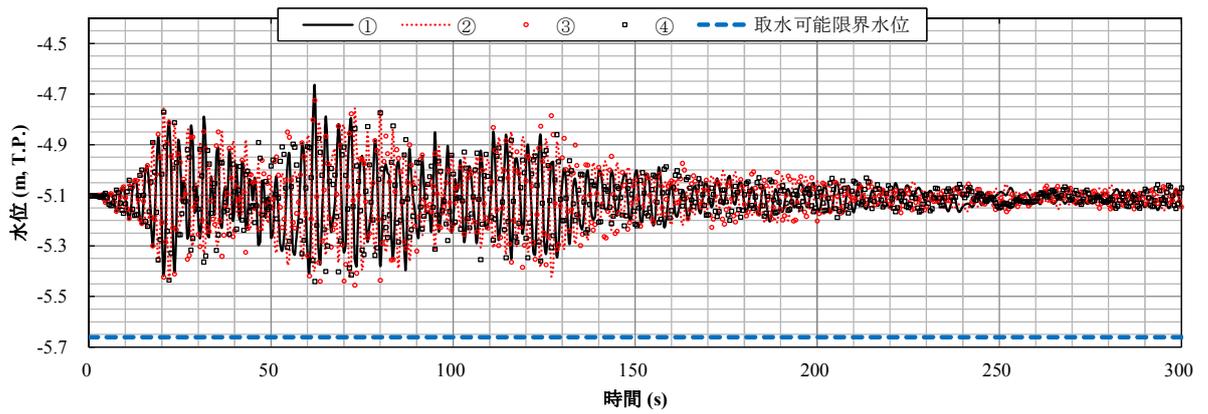
表3-1 スロッシング時の最低水位

（水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響を保守的に評価）

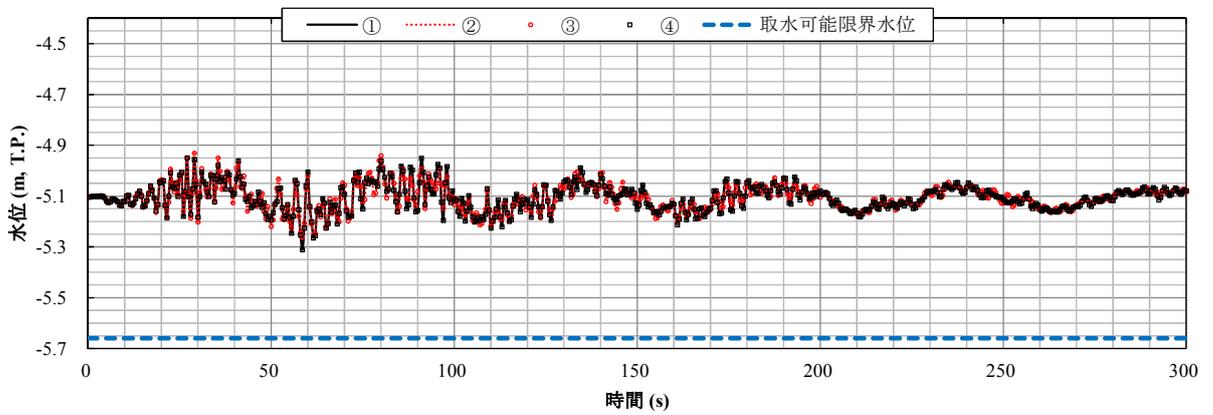
検討ケース	①における最低水位	②における最低水位	③における最低水位	④における最低水位
①V s 平均値 （液状化パラメータ適用）	-5.45	-5.55	-5.53	-5.60
③V s -1σ （液状化パラメータ適用）	-5.48	-5.59	-5.54	-5.63
⑤V s 平均値 （非液状化）	-5.48	-5.57	-5.56	-5.60
⑥V s +1σ （非液状化）	-5.47	-5.57	-5.54	-5.58

（単位：T.P. m）

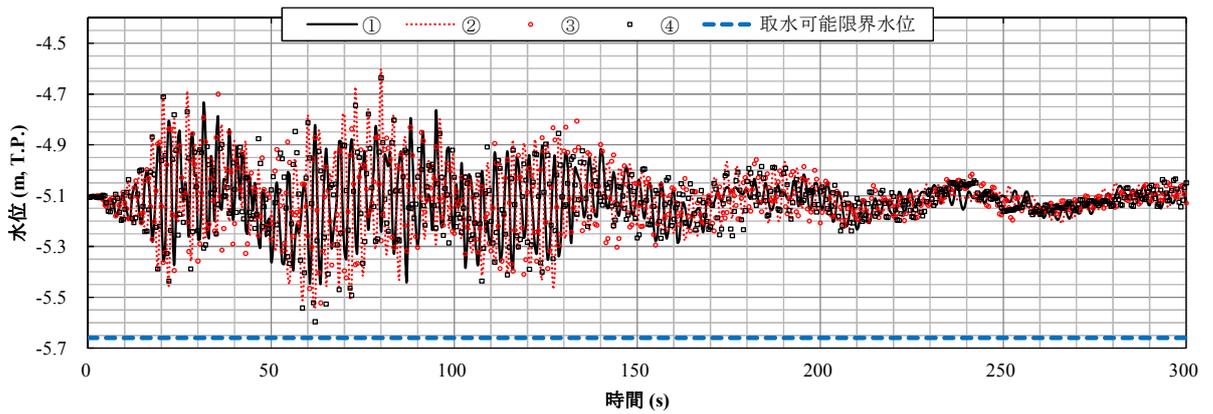




(a) 護岸平行方向に加振【再掲】

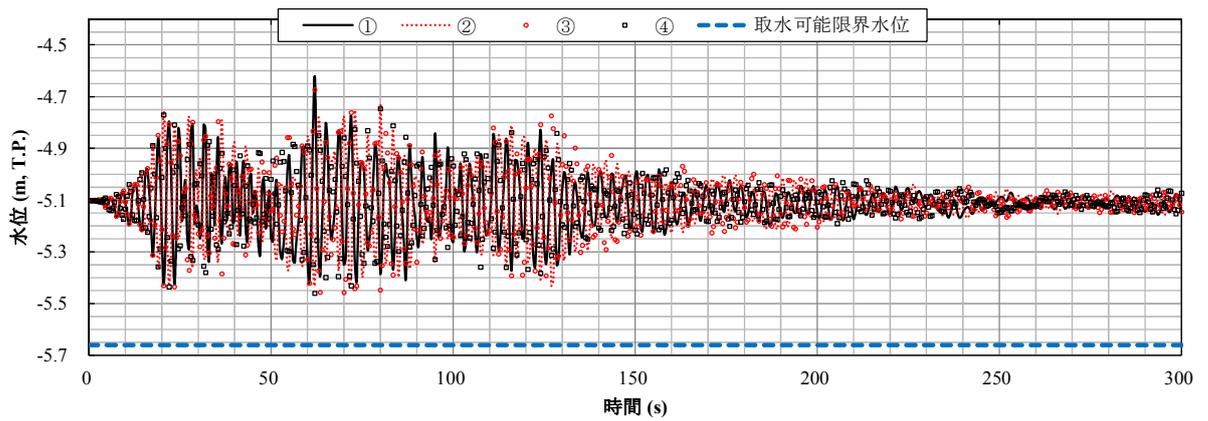


(b) 護岸直角方向に加振【再掲】

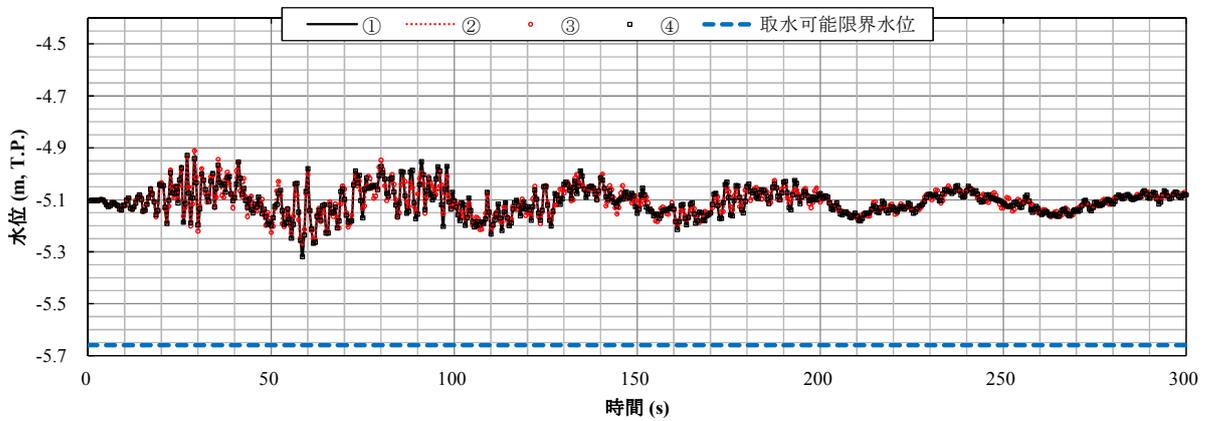


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

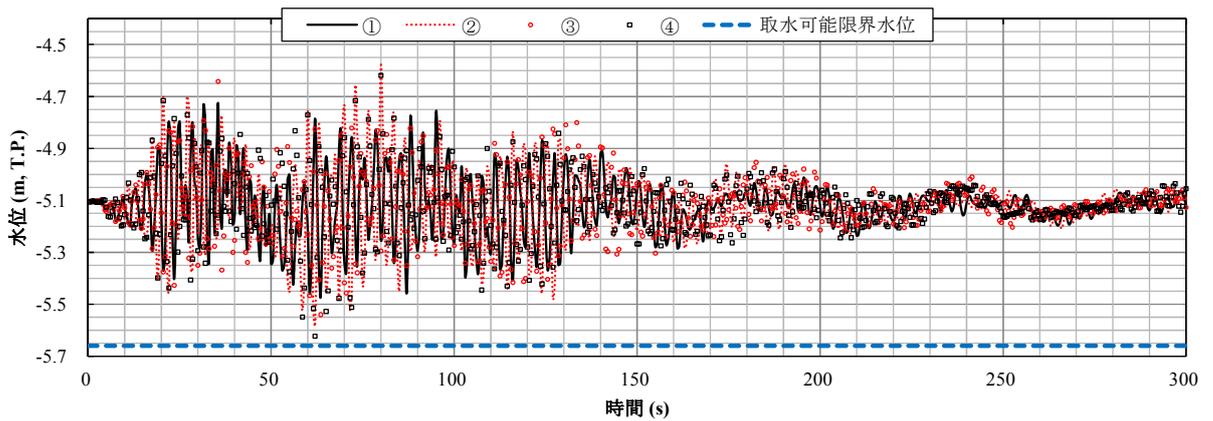
図3-1 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
(S_d-D1 , ①Vs 平均値 (液状化パラメータ適用))



(a) 護岸平行方向に加振【再掲】

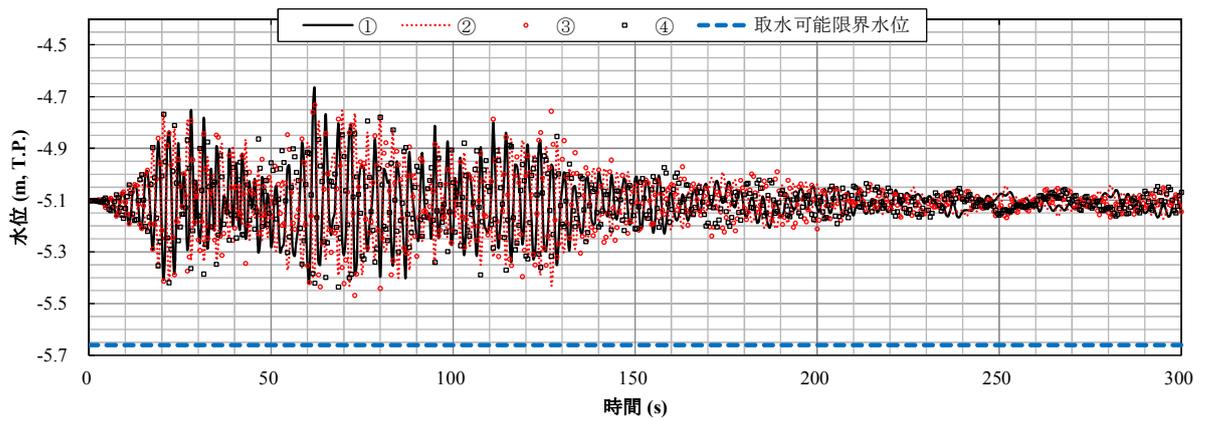


(b) 護岸直角方向に加振【再掲】

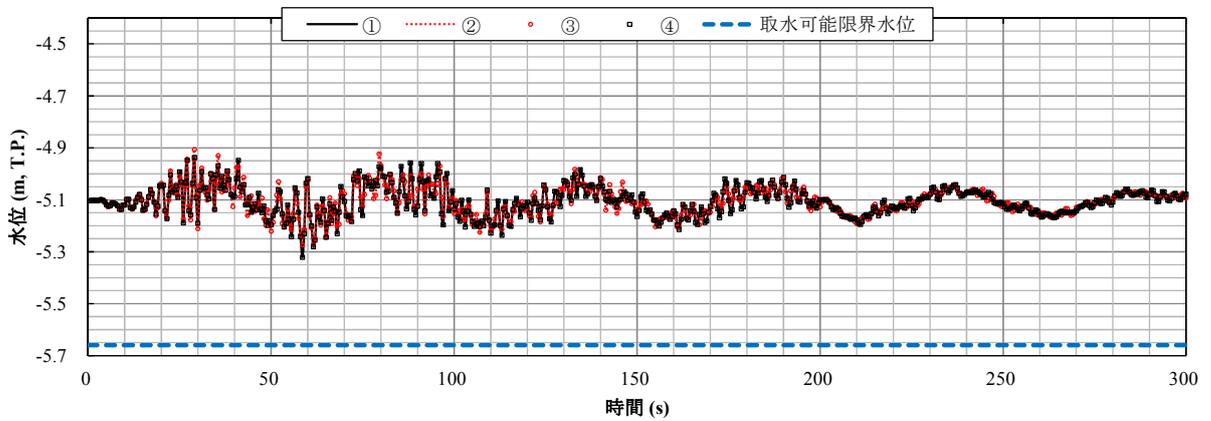


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

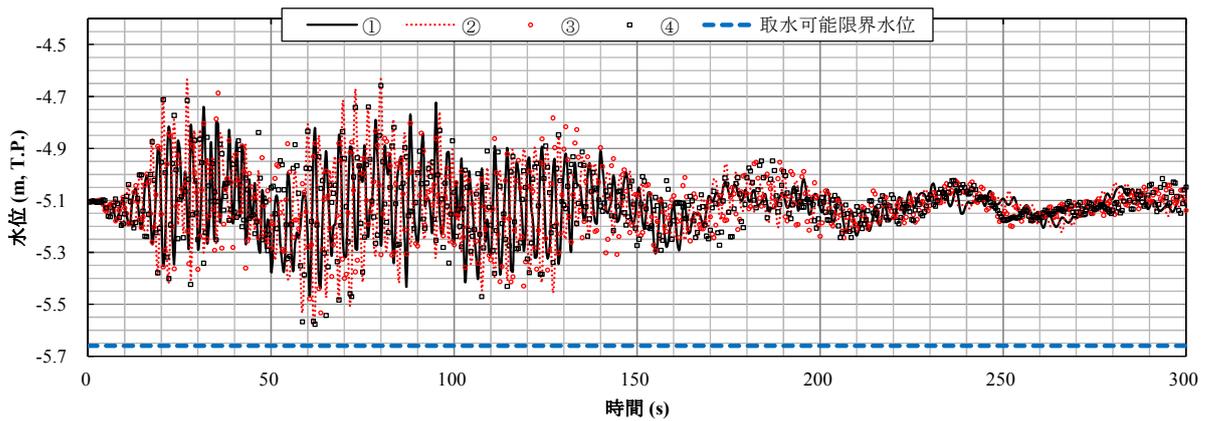
図 3-1 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
($S_d - D1$, ③ $V s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))



(a) 護岸平行方向に加振【再掲】

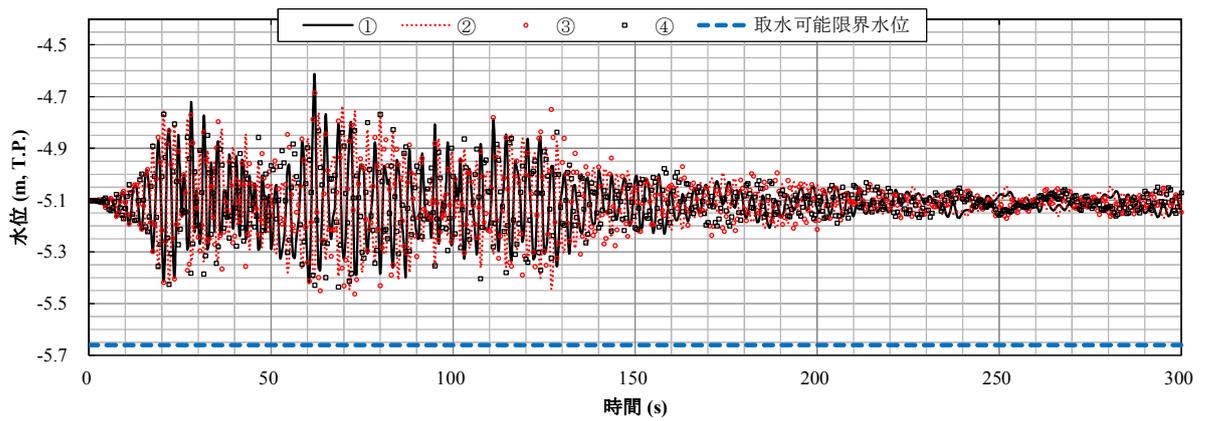


(b) 護岸直角方向に加振【再掲】

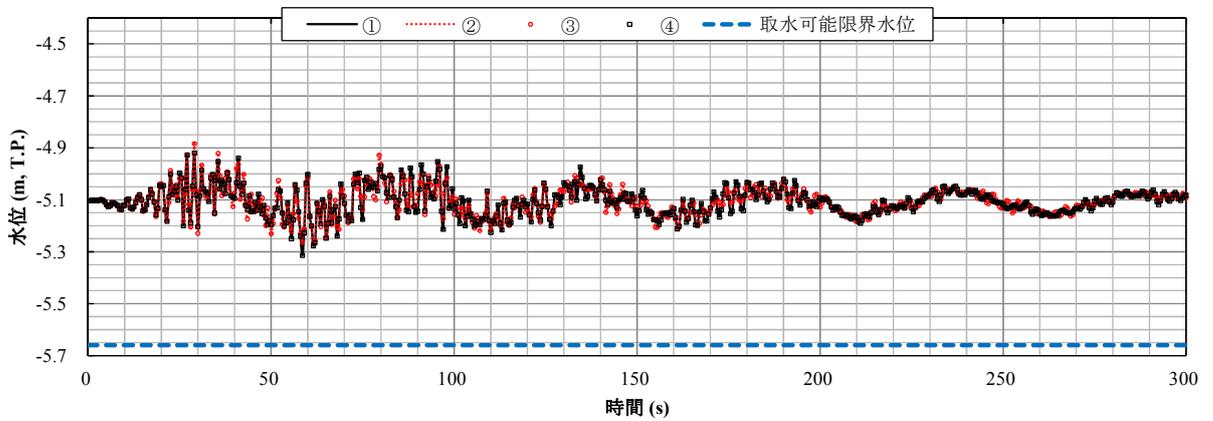


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

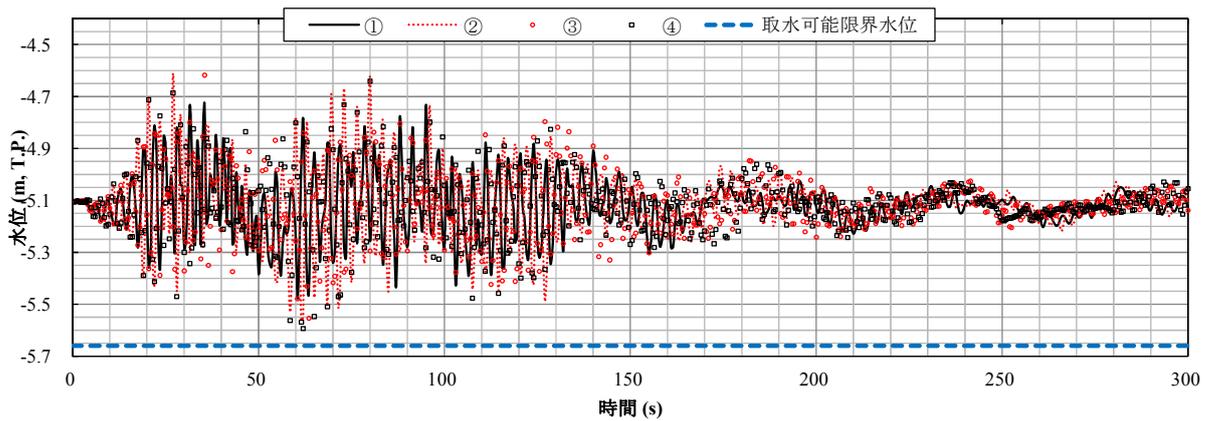
図 3-1 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
(S_d-D1 , ⑤Vs 平均値 (非液化化))



(a) 護岸平行方向に加振【再掲】



(b) 護岸直角方向に加振【再掲】



(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

図 3-1 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
($S_d - D1$, $\textcircled{V} s + 1\sigma$ (非液状化))

4. 水平2方向同時加振によるスロッシングの実施について

4.1 検討概要

ここまでの整理では、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を評価するために、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮しても、十分な貯留量を確保されていることを確認した。また、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. - 5.66 m）を下回らないことを確認した。

ここでは、水平2方向同時加振によるスロッシング解析を保守的に実施し、その結果を整理する。具体的には、護岸直角方向（東西方向）と護岸平行方向（南北方向）に対して、同位相の弾性設計用地震動 S_d-D1 を水平2方向の両方向に用いてスロッシング解析を実施した。本検討に用いる地震動（同位相）と位相差を考慮した場合の地震動を比較した解放基盤表面（T.P. - 370 m）における水平2方向の加速度振幅の軌跡図を図4-2に示す。各方向の加速度成分を合成した値は、同位相の地震動を用いた場合で最大となる。また、任意の点について鉛直方向の水位変動に着目すると、水平2方向に対して同位相の地震動を用いた場合においては、水平2方向の波高が重なり合うため、スロッシング波高は大きくなる。一方、水平2方向に対して位相差を考慮した地震動を用いた場合においては、水平2方向の波高が打ち消し合うこととなり、スロッシング波高は小さくなる。したがって、溢水量及び非常用海水ポンプ位置での水位低下を確認するためのスロッシング解析の条件としては、同位相の地震動を用いることが保守的な設定である。

なお、水平2方向同時加振によるスロッシング解析は、「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」において選定した、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs 平均値（非液状化）に対して実施するものとする。

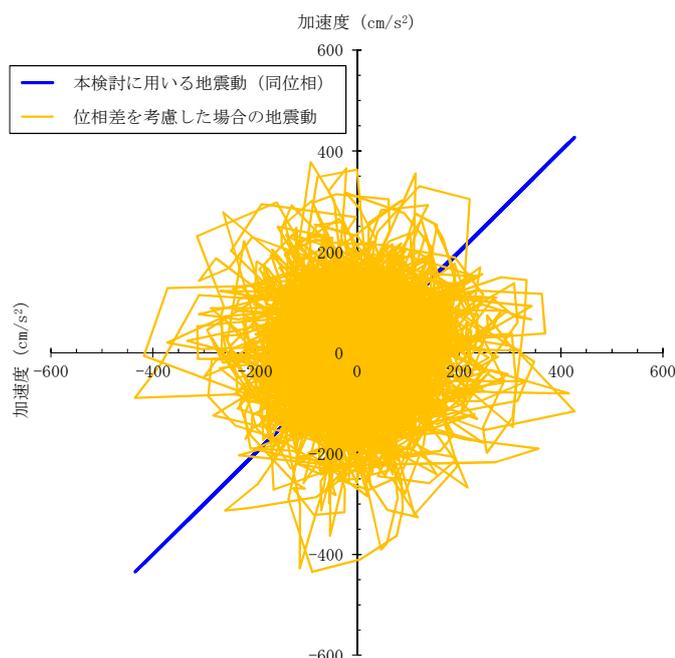


図4-1 水平2方向の加速度振幅（解放基盤表面）の軌跡図

（参考）5.12-32

4.2 解析結果

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

貯留量の確保については、水平2方向同時加振した場合の溢水量を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認する。

水平2方向同時加振した場合のスロッシングによる5分間の溢水量を表4-1に、貯留堰位置(⑤～⑦)におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図4-2にそれぞれ示す。

スロッシングによる5分間の溢水量は、表4-1に示すとおり323 m³である。この場合、スロッシングによる溢水量を差し引くことを考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約28分となる。

したがって、水平2方向同時加振によるスロッシングを考慮した場合においても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

また、この結果は護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮した場合の溢水量よりも少ないことを確認した。

水平2方向同時加振による溢水量（323 m³）が、水平1方向加振による溢水量の和（602 m³）よりも小さくなったのは、溢水により貯留堰内の平均水位が経過時間とともに低下すること及び同位相の波が90度直角方向でぶつかり合うために波の流速成分が減勢されることの2点が必要であると考えられる。なお、水平2方向同時加振した場合の溢水量（323 m³）が水平1方向加振による溢水量（301 m³）と比較してそれほど増加しなかったことも、上記と同じ要因が影響しているものと考えられる。

$$\cdot \text{スロッシングによる5分間の溢水量} = \underline{323 \text{ m}^3} \quad (\text{水平2方向同時加振によるスロッシング})$$

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 323 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.52 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

表4-1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量
水平2方向同時加振	323 m ³

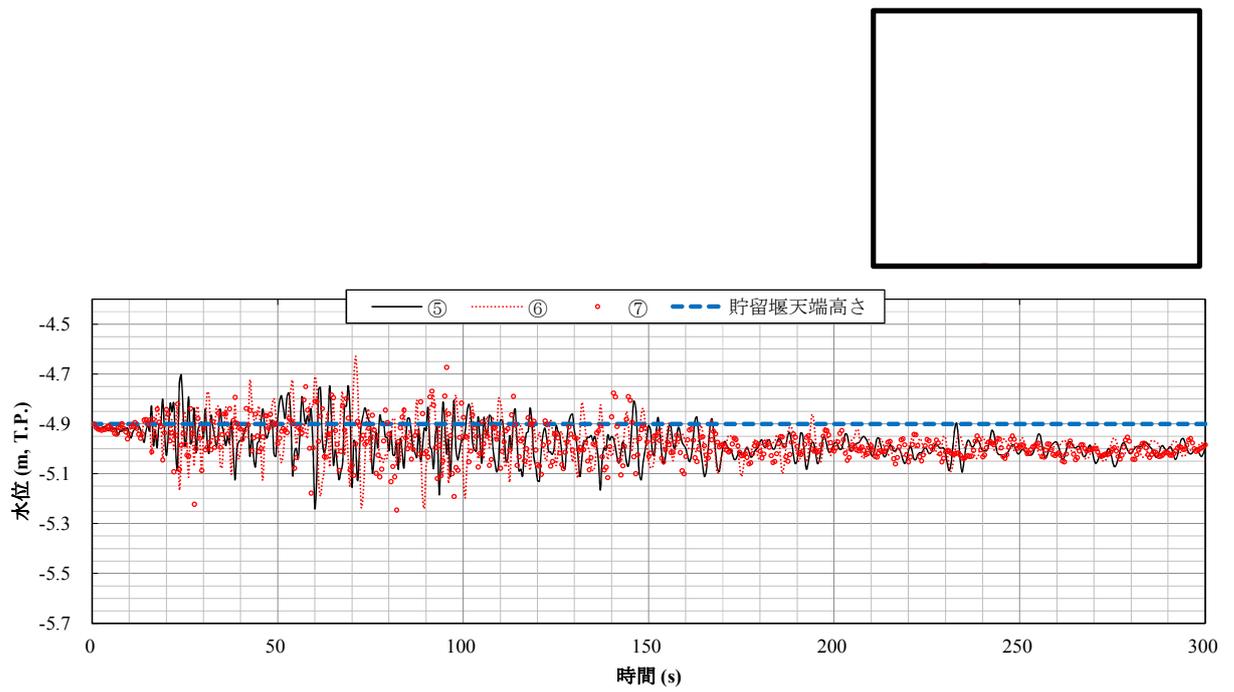


図 4-2 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(水平 2 方向同時加振)

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

取水可能限界水位を下回らないことの確認については、水平2方向同時加振した場合の水位変動量の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認する。

水平2方向同時加振した場合の、非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位及び水位時刻歴を表4-2及び図4-3にそれぞれ示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低でT.P. -5.61 mとなる。

したがって、水平2方向同時加振によるスロッシングを考慮した場合においても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

また、この結果は護岸直角方向に加振した場合と護岸平行方向に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮した場合の最低水位と同程度であることを確認した。

水位変動量については、非常用海水ポンプ位置における鉛直方向の水位変動に着目すると、水平2方向同時加振では同位相の地震動を用いているために各方向の波高が重なり合うことから、水平1方向加振による水位変動量の和の時系列を考慮した場合とほぼ一致する結果となったものと考えられる。

表4-2 スロッシング時の最低水位（水平2方向同時加振）

加振方向	①における最低水位	②における最低水位	③における最低水位	④における最低水位
水平2方向同時加振	T.P. -5.51 m	T.P. -5.58 m	T.P. -5.61 m	T.P. -5.60 m

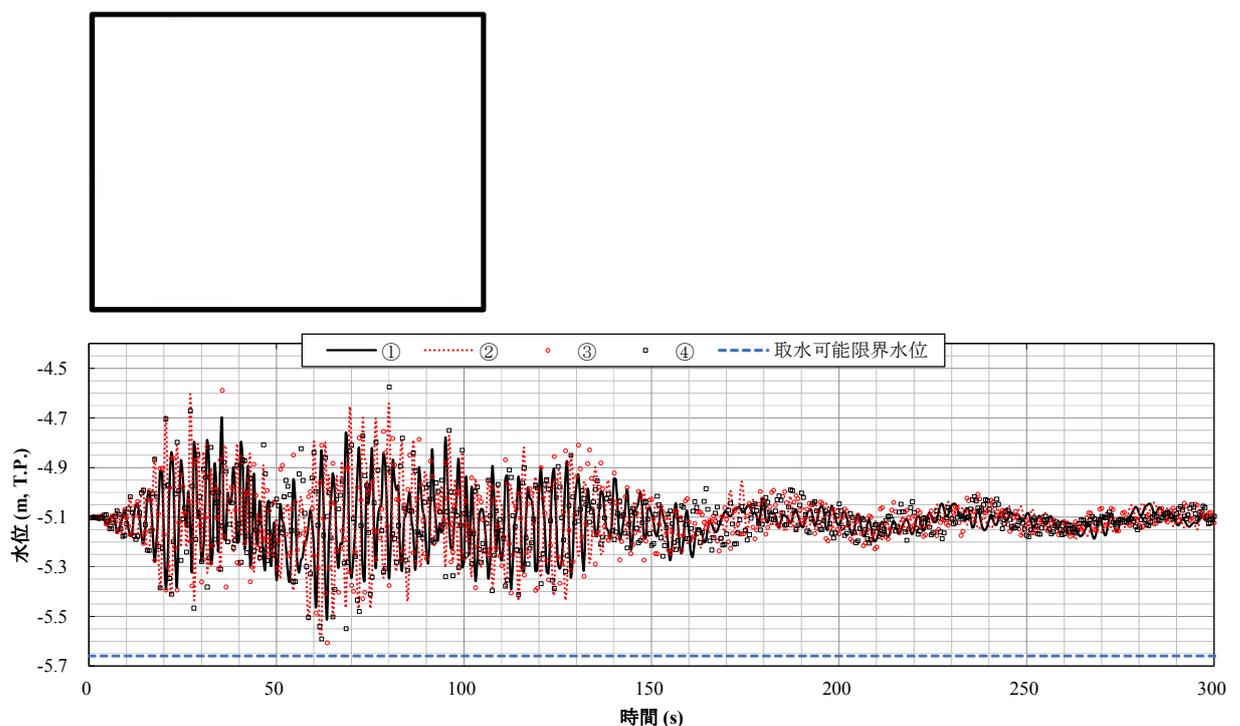


図4-3 スロッシング時の水位時刻歴（水平2方向同時加振）

(参考3) 漂流物の堆積が貯留堰の有効容量に与える影響について

1. 概要

「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」では、水平成分に方向を持たないS_d-D1に対して、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の2ケースに対してスロッシング解析を実施した結果をそれぞれ整理した。

本参考資料では、貯留堰内に漂流物が堆積することで減少する貯留堰の有効容量に対しても、スロッシングによる溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波の継続時間（貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約3分）に対して十分に余裕があることを確認する。

2. 漂流物の堆積が貯留堰の有効容量に与える影響

貯留堰内側に漂流物が堆積することで減少する有効容量を設定する。減少する有効容量を保守的に設定するため、貯留堰内側の固定式バースクリーンまでの範囲すべてに漂流物が堆積した場合を仮定し、堆積物の間隙率は0%として有効容量を設定する。漂流物の堆積範囲イメージを図2-1に、漂流物の堆積による有効容量減少分を表2-1にそれぞれ示す。

保守的な仮定により設定した、漂流物の堆積による有効容量の減少分は1612 m³である。また、スロッシングによる5分間の溢水量は301 m³である。

貯留堰の有効容量（2378 m³、非常用海水ポンプの運転継続可能時間33分）から、漂流物の堆積による有効容量の減少分及び溢水量を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約6分となる。よって、漂流物の堆積及びスロッシングによる溢水を保守的に足し合わせることを考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して所要の貯留量が確保されていることを確認した。

・漂流物の堆積による有効容量の減少分 = 1612 m³

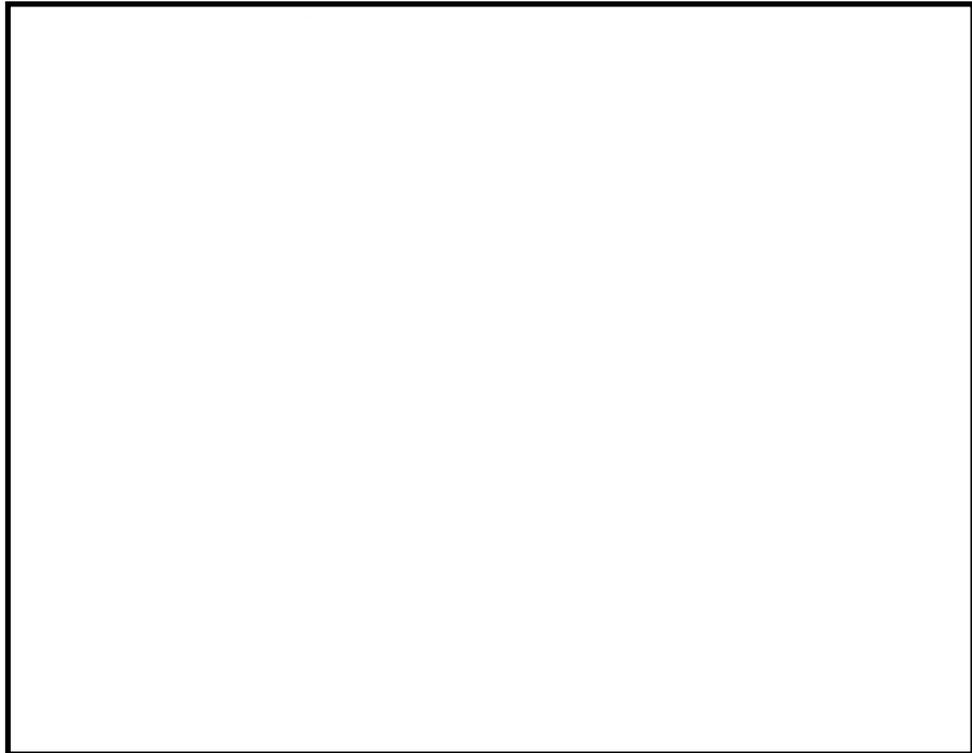
・スロッシングによる5分間の溢水量 = 301 m³

・漂流物の堆積及び溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

$$\text{運転可能継続時間} = (\text{有効容量} - \text{堆積による減少分} - \text{溢水量}) \div \text{ポンプ能力}$$

$$= (2378 \text{ m}^3 - 1612 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分}$$

$$= 6.45 \text{ 分} \rightarrow \underline{6 \text{ 分}}$$



(a) 平面図



$$\text{有効高さ} = \text{T.P.} - 4.9 \text{ m} - \text{T.P.} - 5.66 \text{ m} = 0.76 \text{ m}$$

(b) 断面図

図 2-1 漂流の堆積範囲イメージ

表 2-1 漂流物の堆積による有効容量減少分

	値	備考
漂流物の堆積を仮定する範囲 ①	2121 m ²	
有効高さ ②	0.76 m	
漂流物の堆積による有効容量の減少分 ③	1612 m³	③=①×②

(参考 4) スロッシング解析に用いた解析コード「OpenFOAM」の適用性について

1. 解析コード概要

項目 \ コード名	OpenFOAM
使用目的	3次元数値流体解析（スロッシング解析）
開発機関	OpenCFD Ltd
開発時期	2004年
使用したバージョン	v1706
計算機コードの概要	<p>本解析コードは、2004年からGPL（GNU General Public License）のもとでソースコードが公開されている流体解析モデルである。</p> <p>本解析コードは、多相流や燃焼、磁場などの用途に応じた各種ソルバーを有しており、前処理や後処理のためのアプリケーションも充実している。コードはC++で記述されたオブジェクト群で構成されている。¹⁾</p> <p>化学反応や熱伝達を含む複雑な流体の流れのシミュレーションが可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>OpenFOAM v1706 は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価に用いている。</p> <p>【検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの検証及び妥当性確認の内容は、次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内外の土木建築分野のみならず多くの分野において、3次元数値流体力学ツールとしての使用実績を有している。 ・本解析コードはVOF法（Volume of Fluid 法）による自由表面解析手法を有する。VOF法は「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」において、スロッシング解析における精度の高い手法であり、複雑な容器形状や流体の非線形現象を考慮する場合に有効であると記載されている。 ・本解析コードによる解析結果とスロッシング実験画像とを比較し、双方の水面形変化が概ね一致することを確認している。

2. 解析手法について

2.1 一般事項

本解析コードは、数値流体力学の解析コードである。今回は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシング解析に用いている。

2.2 解析コードの特徴

OpenFOAM の主な特徴を以下に示す。²⁾

- ① 水と空気の不混和流体の非圧縮性の二相流を対象とした解析コード（interFoam ソルバー）を有する。
- ② 非圧縮性流体の連続式及び Navier-Stokes 方程式を基礎方程式として、有限体積法によって離散化し PISO 法（Pressure-Implicit with Splitting of Operators）を用いて流速と圧力を計算する。
- ③ 気液界面の追跡には VOF 法（Volume of Fluid 法）を選択できる。
- ④ 遡上津波等の沿岸の津波挙動や波浪変形、越波、越流などが計算可能である。

2.3 解析理論

2.3.1 基礎方程式¹⁾

基礎方程式は、以下に示す連続式 (式 1) と非圧縮性流体の Navier-Stokes 方程式 (式 2) である。

$$\nabla \cdot U = 0 \quad \dots \text{(式 1)}$$

$$\frac{\partial \rho U}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = -\nabla p^* + \nabla \cdot \tau + \rho g + f_s \quad \dots \text{(式 2)}$$

ここに,

∇ : 3次元領域におけるベクトル微分演算子

U : 流速ベクトル

ρ : 密度

p^* : 擬似動圧

τ : 粘性応力テンソル

g : 重力加速度ベクトル

f_s : 表面張力に相当する体積力

2.3.2 VOF (Volume of Fluid) の移流方程式¹⁾

OpenFOAM の interFoam ソルバーでは、(式 1) 及び (式 2) を有限体積法によって離散化し、PISO (Pressure-Implicit with Splitting of Operators) 法を用いて流速と圧力を計算している。気液界面の追跡には、VOF (Volume of Fluid) 法を用いている。

OpenFOAM における VOF の移流方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U \alpha + \nabla \cdot U_C \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad \dots \text{(式 3)}$$

$$U = \alpha U_{water} + (1 - \alpha) U_{air} \quad \dots \text{(式 4)}$$

$$U_C = U_{water} - U_{air} \quad \dots \text{(式 5)}$$

ここに,

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

U : 流速

U_C : 気液の相対流速

U_{water} : 液相の流速

U_{air} : 気相の流速

2.3.3 VOF (Volume of Fluid) 法について

VOF 法とは、気液二相流などの二つの流体が存在する流れ場を解析する手法の一つである。気液二相流の場合、各計算セル中における液体の体積割合を流体率 α として定義し、流体率の輸送計算を行うことで気液界面位置の変化を計算する。³⁾

VOF 値の概念図を図 1 示す。

$$\alpha = \frac{V_{water}}{V} \quad \dots \text{(式 6)}$$

ここに、

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

V_{water} : 流体 (水) の体積

V : 計算メッシュの体積

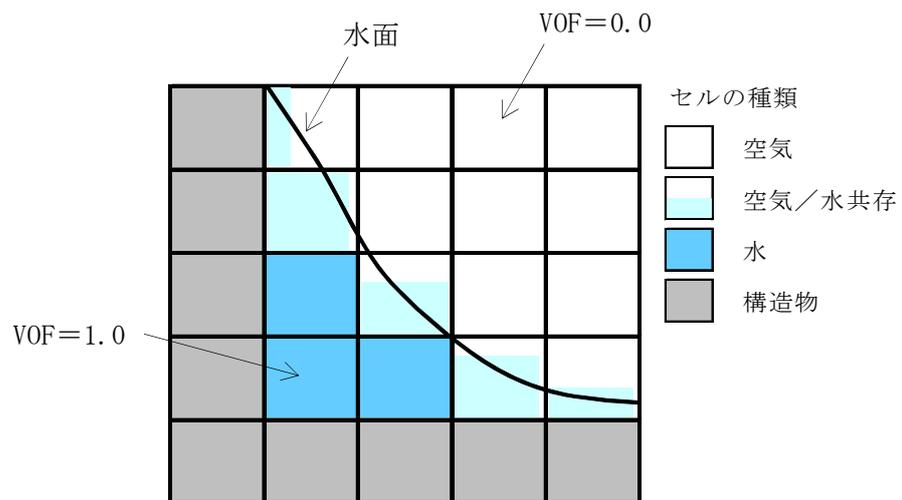


図 1 VOF 値の概念図

3. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較

本解析コードを今回の解析に用いるに当たり、検証及び妥当性確認として、スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較を実施した。実験画像には、土木学会によるスロッシングベンチマークテスト⁴⁾においても引用されている Kishev et al. 2006 を使用した。

スロッシングタンク内の水面形変化の比較を表 1 に示す。また、スロッシングタンク内における左側壁 ($x=0.0\text{m}$)、タンク中央 ($x=0.3\text{m}$)、右側壁 ($x=0.6\text{m}$) の 3 点を抽出し、OpenFOAM の水位時刻歴と実験画像の水面位置とを比較した結果を表 2 に示す。

OpenFOAM による数値解析結果は、スロッシング実験画像を良好に再現できている。

表 1 スロッシングタンク内の水面形変化の比較

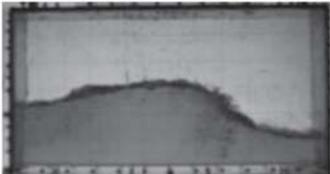
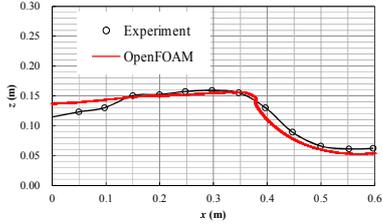
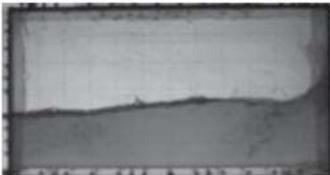
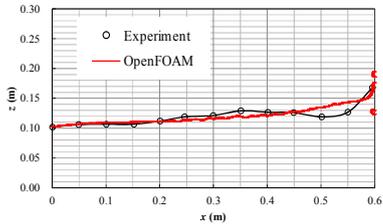
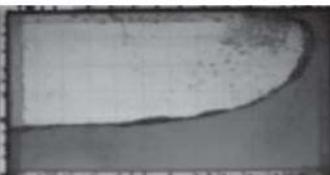
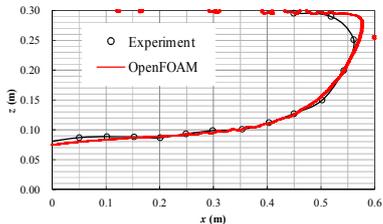
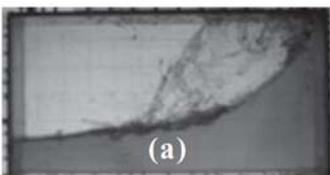
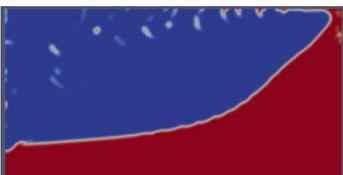
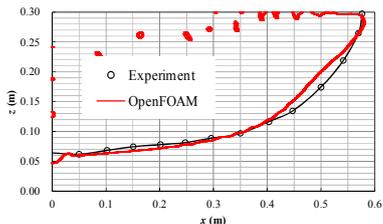
時刻 (s)	① 実験画像 (Kishev et al. 2006 より)	② OpenFOAM 解析結果	③ ①と②の水面形比較画像重ね合わせ
1.50			
1.63			
1.76			
1.89			

表2 スロッシングタンク内の水位時刻歴の比較

位置 x (m)	水位時刻歴の比較
0.0 (左側壁)	
0.3 (タンク中央)	
0.6 (右側壁)	

3.2 評価結果

「3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較」に示す比較結果より、OpenFOAM はスロッシングタンク内の水面形変化を精度良く再現できることから、貯留堰内のスロッシング現象を十分再現可能である。

したがって、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価にあたっては、OpenFOAM は適用可能である。

5. 参考資料

- 1) 3次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, I_748-753, 2013
- 2) 原子力発電所の津波評価技術 2016 本編 6.1.4, 平成 28 年 9 月
- 3) 国立研究開発法人 日本原子力研究開発機構 原子力機構の研究開発成果ウェブサイト (http://jolisfukyu.tokai-sc.jaea.go.jp/fukyu/review_jp/kaisetsu/636.html)
- 4) 「統一ベンチマークテストによる数値モデルの特性評価, 土木学会水工学委員会・海岸工学委員会, 水工学シリーズ 12-B-8, 2012 年 8 月」

5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について

目 次

1. 選定方針.....	2
2. 評価結果.....	4
2.1 防潮堤（鋼製防護壁）.....	4
2.2 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）.....	21
2.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））.....	32
2.4 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）.....	52
2.5 防潮扉.....	66
2.6 構内排水路逆流防止設備.....	82
2.7 貯留堰.....	91
2.8 貯留堰取付護岸.....	99

1. 選定方針

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 1-1 に、津波防護施設の耐震評価における検討ケースを図 1-2 及び表 1-1 に示す。

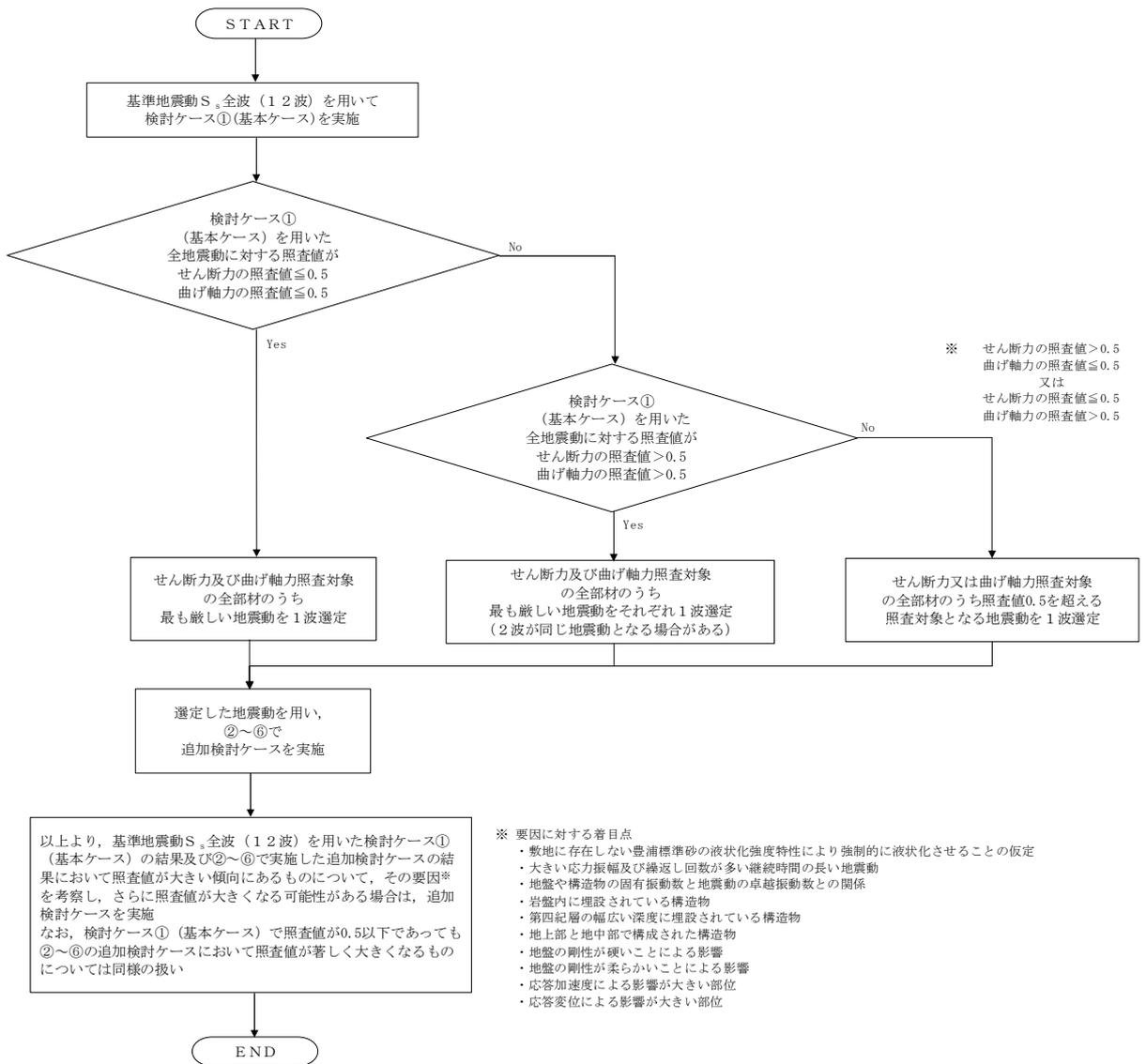


図 1-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

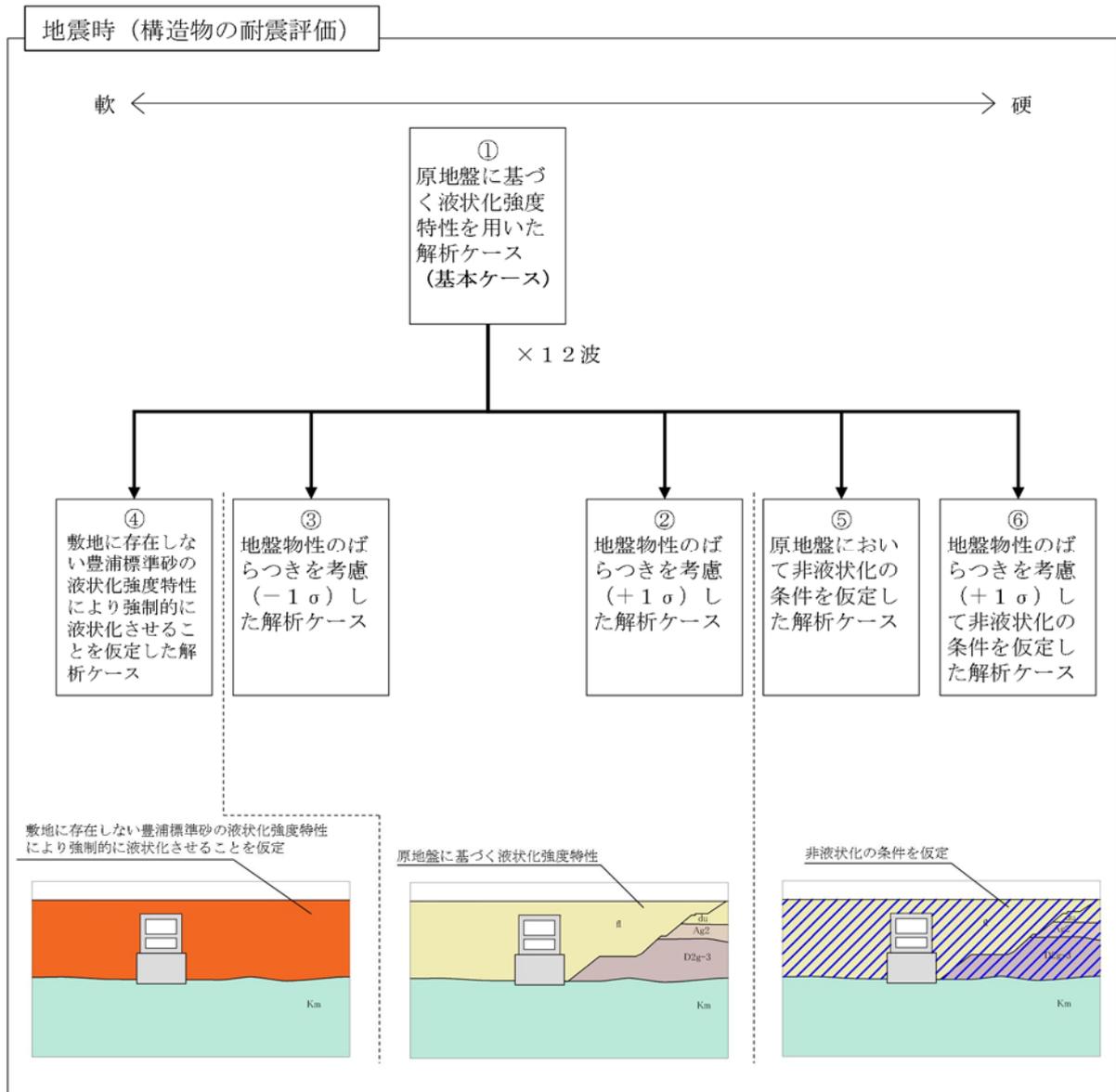


図 1-2 津波防護施設の耐震評価における検討ケース

表 1-1 耐震評価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）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース	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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した非液状化の条件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）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	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に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

2. 評価結果

2.1 防潮堤（鋼製防護壁）

防潮堤（鋼製防護壁）は、地中連続壁基礎により支持される鋼製の構造物である。耐震評価においては鉄筋コンクリート部（地中連続壁基礎）及び鋼製部（鋼製防護壁）を線形梁要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケースの選定は鉄筋コンクリート部を評価対象とし、鋼製防護壁（上部構造）については3次元動的フレームモデルにより解析を行うため追加検討ケース選定の評価対象には該当しない。

2.1.1 照査位置及び仕様

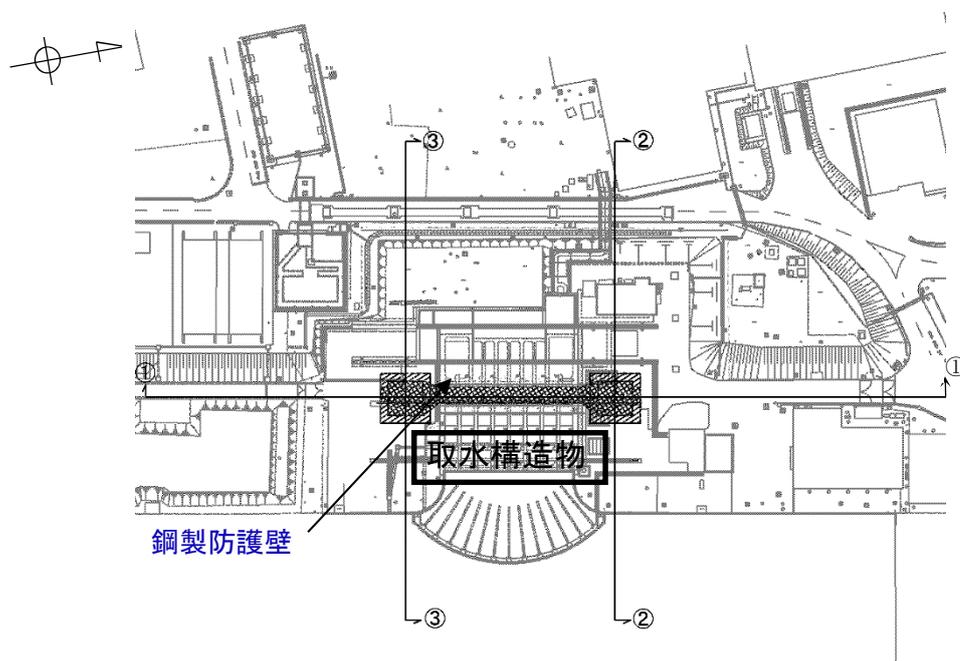


図 2.1-1(1) 防潮堤（鋼製防護壁）の平面図

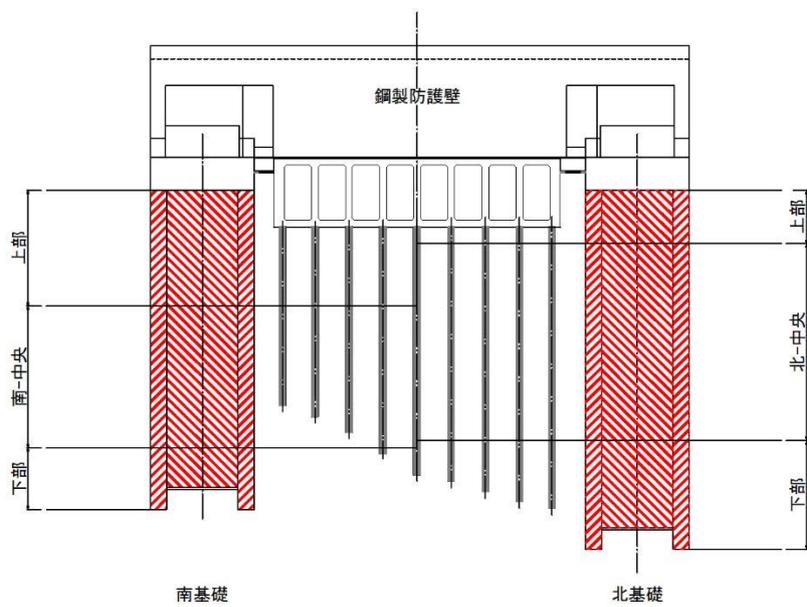


図 2.1-1(2) 防潮堤（鋼製防護壁）の照査位置図（①-①断面）



图 2.1-2(1) 概略配筋图 (南基础上部)

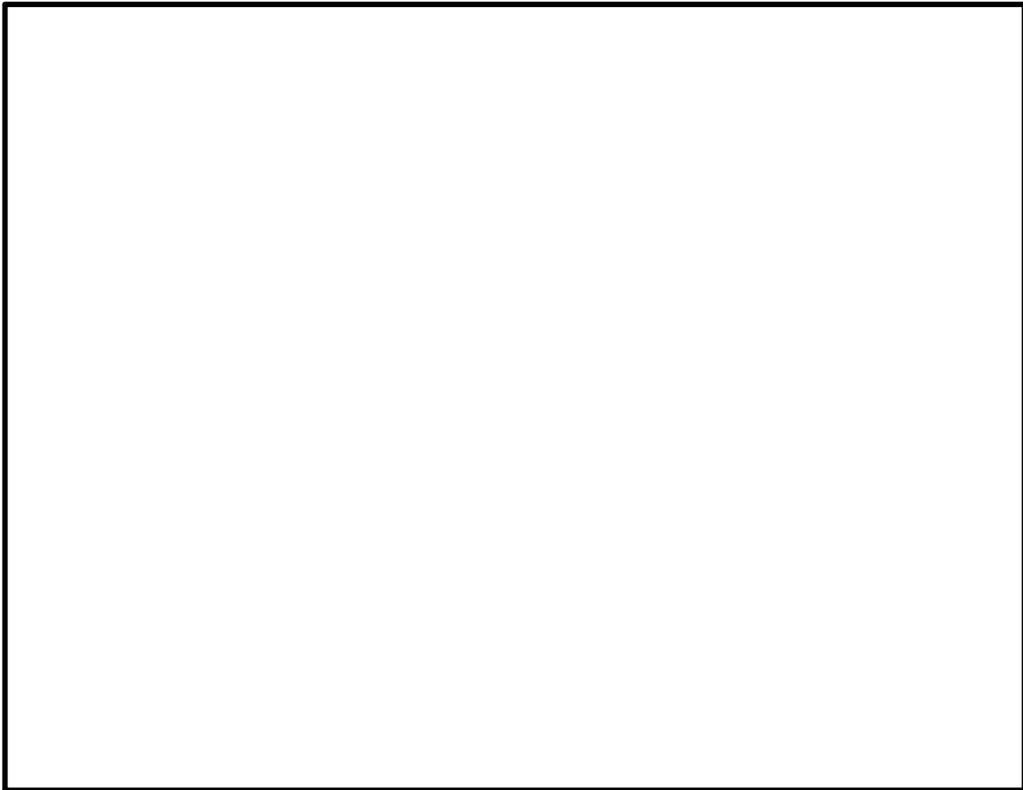


图 2.1-2(2) 概略配筋图 (南基础中央)

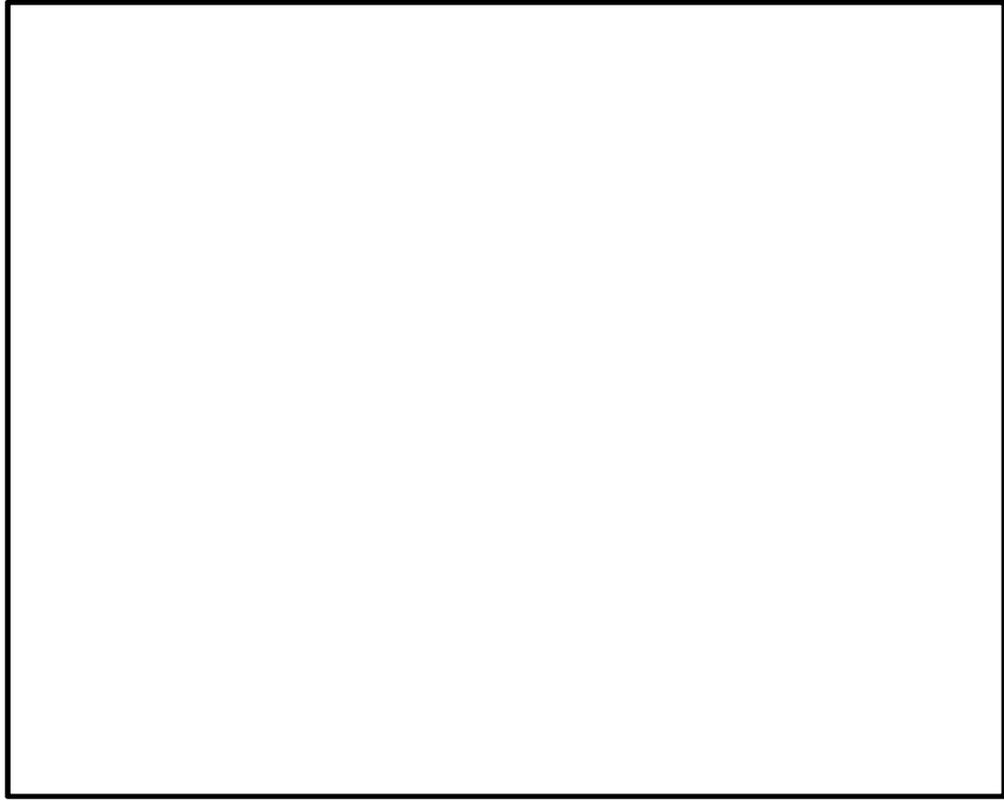


图 2.1-2(3) 概略配筋图 (南基础下部)

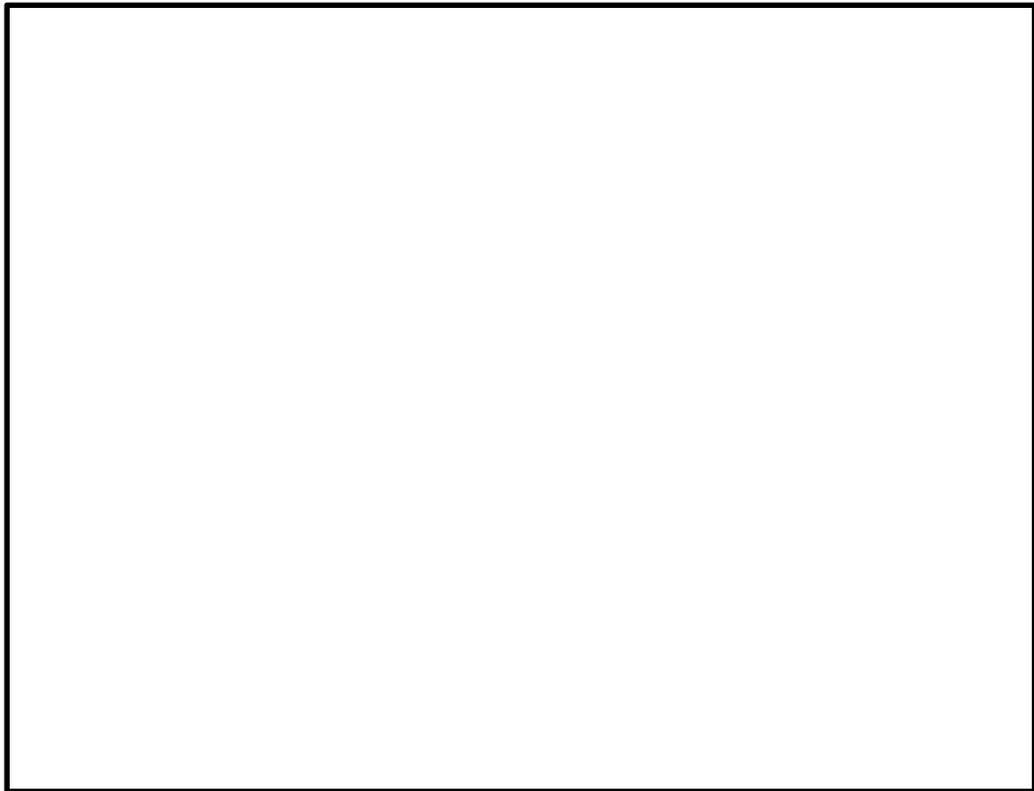


图 2.1-2(4) 概略配筋图 (北基础上部)

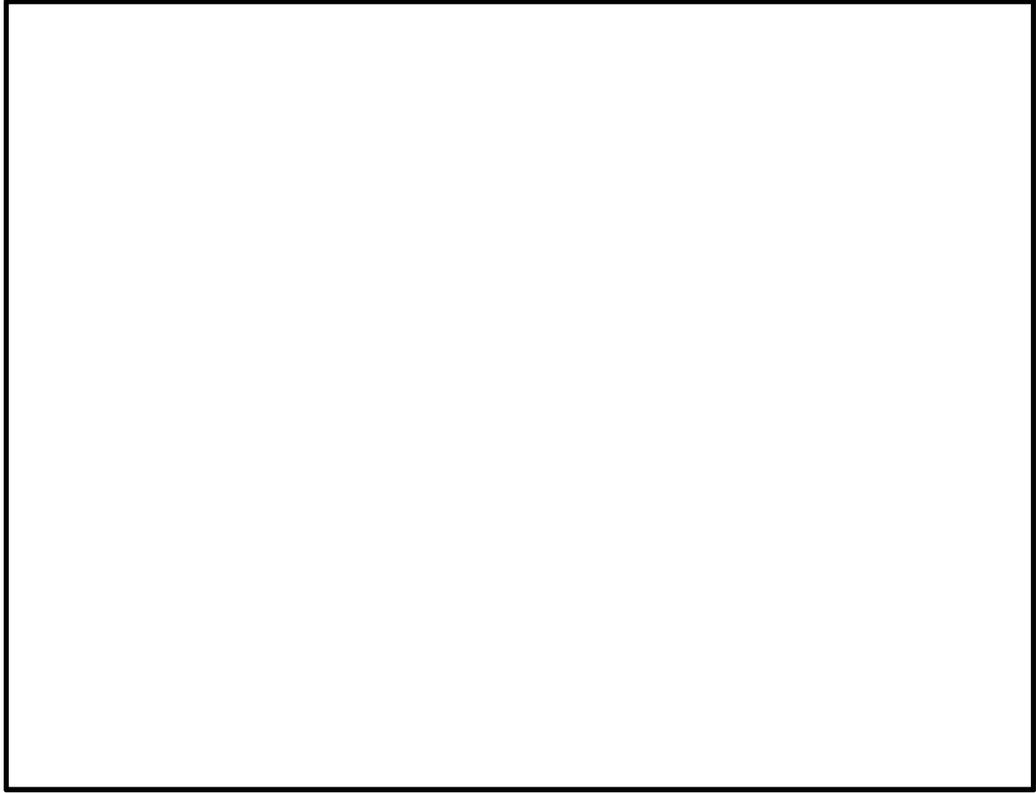


图 2.1-2(5) 概略配筋图 (北基础中央)

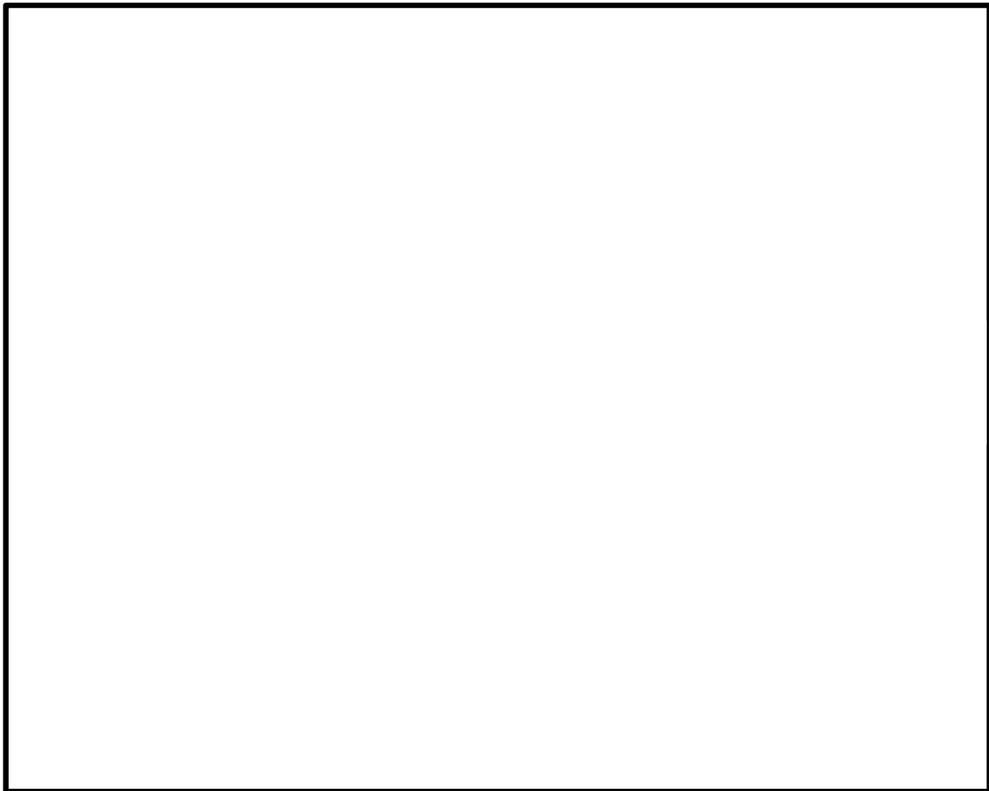


图 2.1-2(6) 概略配筋图 (北基础下部)

2.1.2 評価結果

(1) ①-①断面 (汀線方向南基礎)

①-①断面 (汀線方向南基礎) の地震動選定フローを図 2.1-3 に示す。

検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

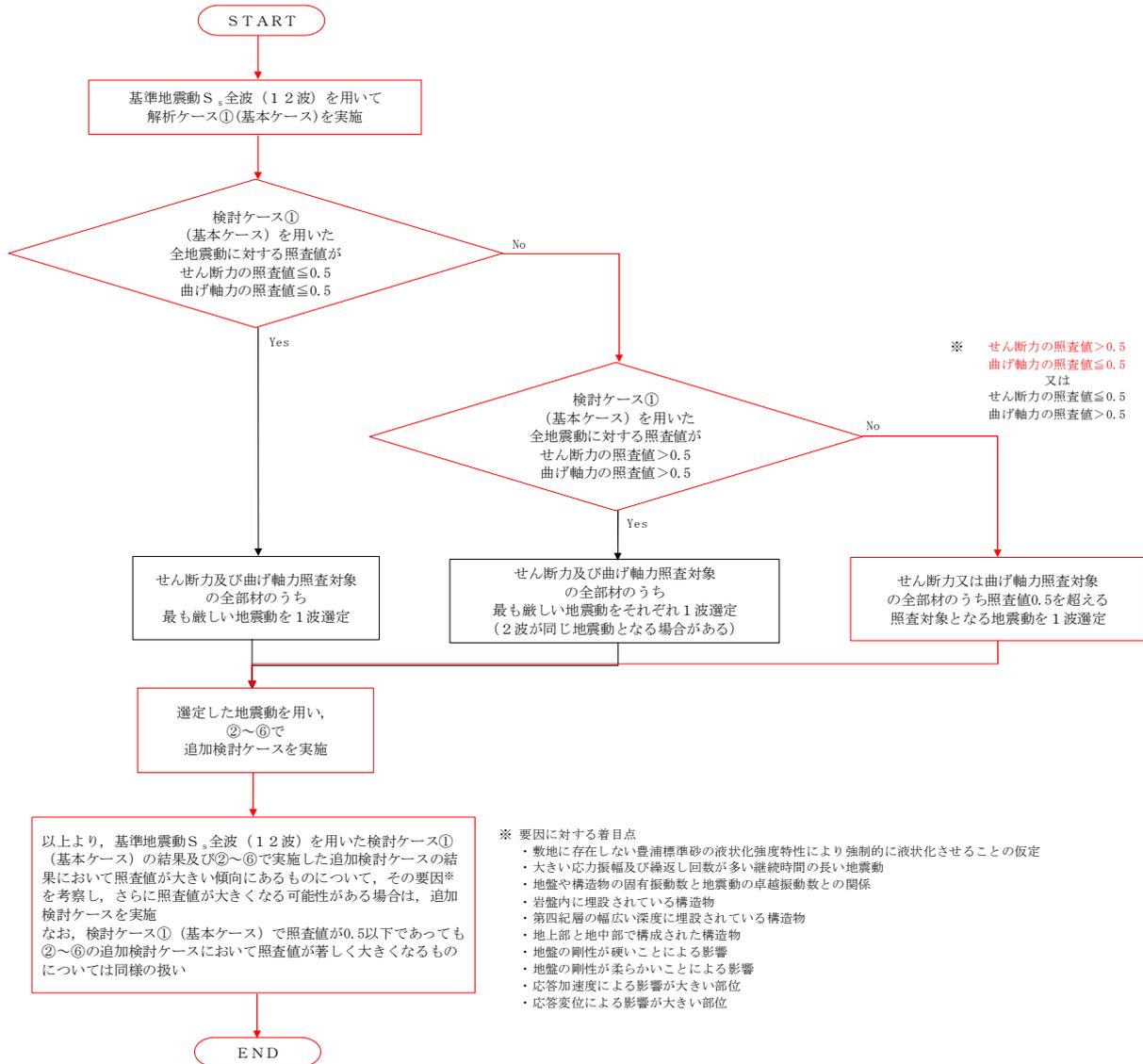


図 2.1-3 地震動選定フロー (①-①断面 (汀線方向南基礎))

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ①-①断面 (汀線方向南基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20					
	H-, V+	0.20	0.20	0.20	0.23	0.17	0.17
	H-, V-	0.20					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.17					
S _s -22		0.14					
S _s -31	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.20					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ①-①断面 (汀線方向南基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.19					
	H-, V+	0.23	0.22	0.23	0.35	0.17	0.16
	H-, V-	0.24					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.12					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.06					
S _s -21		0.14					
S _s -22		0.08					
S _s -31	H+, V+	0.23					
	H-, V+	0.20					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H-, V-) で 0.24)。

(せん断力照査, ①-①断面 (汀線方向南基礎))

地震動		検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	H+, V+	0.83			0.90				
	H+, V-	0.83			0.90				
	H-, V+	0.77	0.75	0.78	0.85	0.66	0.65		
	H-, V-	0.71							
S _s -11		0.53							
S _s -12		0.66							
S _s -13		0.64							
S _s -14		0.46							
S _s -21		0.64							
S _s -22		0.49							
S _s -31	H+, V+	0.78							
	H-, V+	0.85			0.90				

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は, S_s-31 (H-, V+) で 0.85 である。

以上より, 検討ケース① (基本ケース) において, 曲げ軸力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下, せん断力照査に対する最大照査値が 0.85 であり, せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-31 (H-, V+) である。

①-①断面 (汀線方向南基礎) は, 深部の地盤の剛性差と岩盤上面深度の変化により地層境界部に大きなせん断変形が生じるため, 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の検討ケース④で照査値が大きくなる傾向にある。また, 大きい応力振幅で繰返し回数が多く, 継続時間が長い S_s-D1 及び地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの, 最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-31 で照査値が大きくなる傾向にある。

当初設定した配筋は, 許容限界を満足する暫定としての一様の配筋計画であり, その配筋条件におけるせん断力照査では, S_s-D1 (H-, V+) で最大照査値となっていた。しかしながら最終的には, 耐津波設計で必要となる鉄筋量を踏まえた段落としによって配筋の見直しを行っており, 最大照査値の発生位置が当初と異なっている。具体的には, 当初の最大照査値発生個所のせん断補強筋が増加したことにより, 当初よりも上部に最大照査値の発生位置が移動している。

その結果, 基本検討ケース①による照査値は S_s-31 (H-, V+) で 0.85, S_s-D1 (H-, V+) の追加検討ケース④で最大の 0.85 と厳しい値となっている。したがって, 最終の配筋に対して最も厳しい S_s-31 (H+, V-) に対し, 追加検討ケース④を実施する。また, 同等の照査値となっている S_s-D1 (H+, V+) 及び S_s-D1 (H+, V-) に対し, 増加傾向の大きい追加検討ケース④を実施する。

(2) ①-①断面（汀線方向北基礎）

①-①断面（汀線方向北基礎）の地震動選定フローを図 2.1-4 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

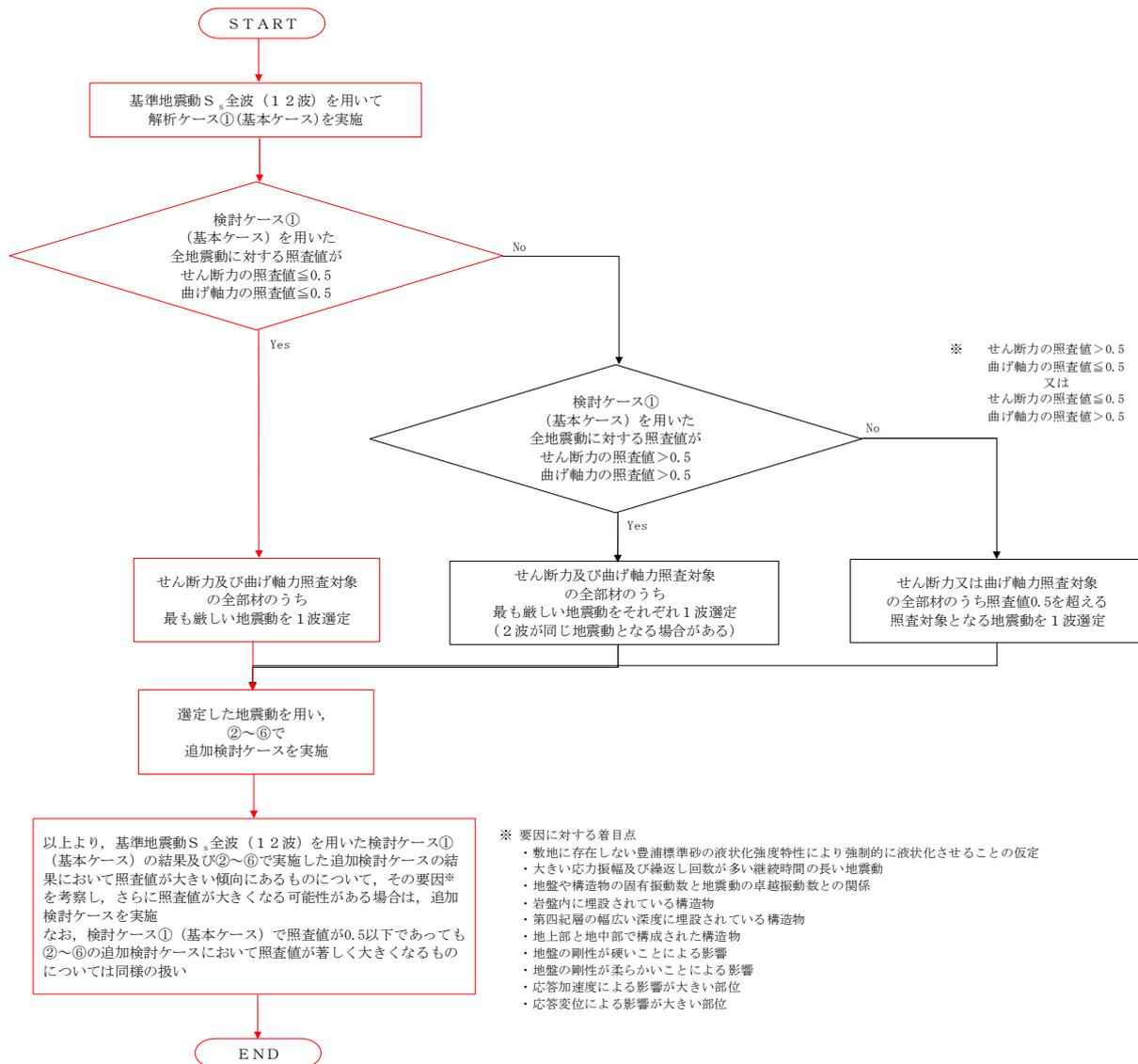


図 2.1-4 地震動選定フロー（①-①断面（汀線方向北基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ①-①断面 (汀線方向北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.22	0.21	0.22	0.24	0.19	0.19
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.19					
S _s -13		0.18					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.16					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.24					
	H-, V+	0.24					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ①-①断面 (汀線方向北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34					
	H+, V-	0.36	0.35	0.37	0.41	0.28	0.28
	H-, V+	0.28					
	H-, V-	0.26					
S _s -11		0.18					
S _s -12		0.28					
S _s -13		0.26					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.37					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-31 (H-, V+) で 0.37)。

(せん断力照査, ①-①断面 (汀線方向北基礎))

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.44					
	H+, V-	0.42	0.43	0.41	0.46	0.35	0.35
	H-, V+	0.36					
	H-, V-	0.37					
S _s -11		0.30					
S _s -12		0.37					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.26					
S _s -21		0.31					
S _s -22		0.31					
S _s -31	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.28					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、S_s-D1 (H+, V+) で 0.44)。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり、かつ、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D1 (H+, V+) である。

①-①断面 (汀線方向北基礎) は、深部の地盤の剛性差により地層境界に大きなせん断変形が生じるため、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の検討ケース④で照査値が比較的大きくなる傾向にある。このため、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向にある。

北基礎については、当初はせん断力がコンクリートのみの短期許容せん断力以内に入っていたため、コンクリートのみの照査値で追加検討ケースを選定しているが、配筋を考慮することによって、最大照査値の発生位置は変わらないものの、照査値は当初と異なっている。しかしながら、①-①断面 (北基礎) の照査値は、全て 0.50 以下であることから、さらなる追加検討ケースは必要ない。

(3) ③-③断面（汀線直交方向南基礎）

③-③断面（汀線直交方向南基礎）の地震動選定フローを図 2.1-5 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

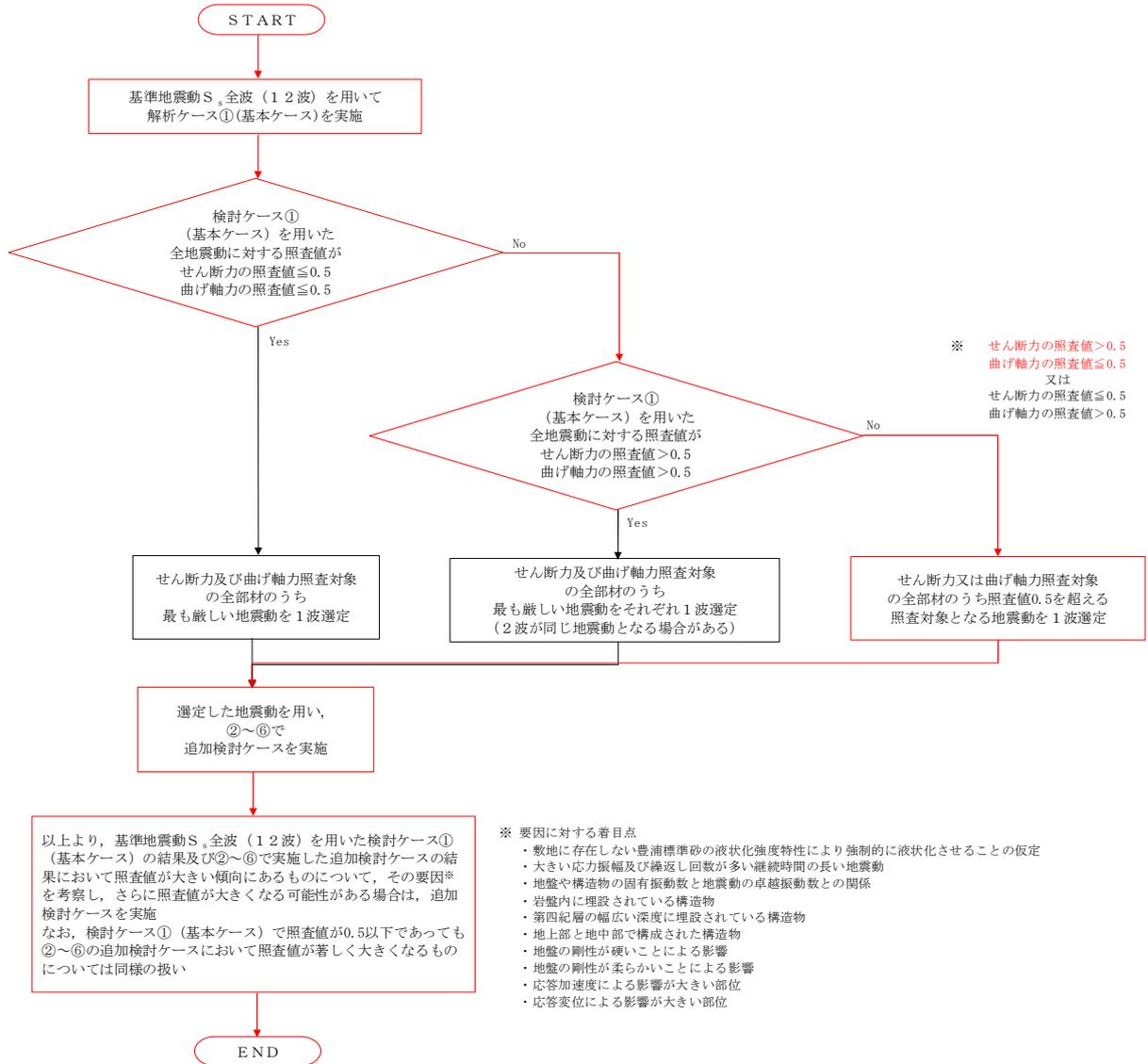


図 2.1-5 地震動選定フロー（③-③断面（汀線直交方向南基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ③-③断面 (汀線直交方向南基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.22					
	H+, V-	0.22					
	H-, V+	0.25					
	H-, V-	0.25					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.14					
S _s -13		0.16					
S _s -14		0.13					
S _s -21		0.18					
S _s -22		0.16					
S _s -31	H+, V+	0.25	0.25	0.26	0.25	0.24	0.24
	H-, V+	0.25					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ③-③断面 (汀線直交方向南基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.19					
	H-, V+	0.22					
	H-, V-	0.22					
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.11					
S _s -31	H+, V+	0.22	0.22	0.22	0.22	0.20	0.20
	H-, V+	0.19					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H-, V+), S_s-D1 (H-, V-) 及び S_s-31 (H+, V+) で 0.22)。

(せん断力照査, ③-③断面 (汀線直交方向南基礎))

地震動		検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	H+, V+	0.54							
	H+, V-	0.53							
	H-, V+	0.59							
	H-, V-	0.59							
S _s -11		0.36							
S _s -12		0.37							
S _s -13		0.41							
S _s -14		0.36							
S _s -21		0.44							
S _s -22		0.38							
S _s -31	H+, V+	0.64	0.64	0.64	0.61	0.61	0.61		
	H-, V+	0.58							

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は, S_s-31 (H+, V+) で 0.64 である。

以上より, 検討ケース① (基本ケース) において, 曲げ軸力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下, せん断力照査に対する最大照査値が 0.64 であり, せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-31 (H+, V+) である。

③-③断面 (汀線直交方向南基礎) は, 液状化の影響が少ない地層構成であることから, 検討ケース①~⑥による地盤物性の影響の少ない断面である。また, 地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの, 最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-31 で照査値が大きくなる傾向にある。

③-③断面 (汀線直交方向南基礎) における照査値は, 検討ケース①~⑥において顕著な増加傾向が見られない。以上を踏まえ, さらなる追加検討ケースは必要ない。

(4) ②-②断面（汀線直交方向北基礎）

②-②断面（汀線直交方向北基礎）の地震動選定フローを図 2.1-6 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

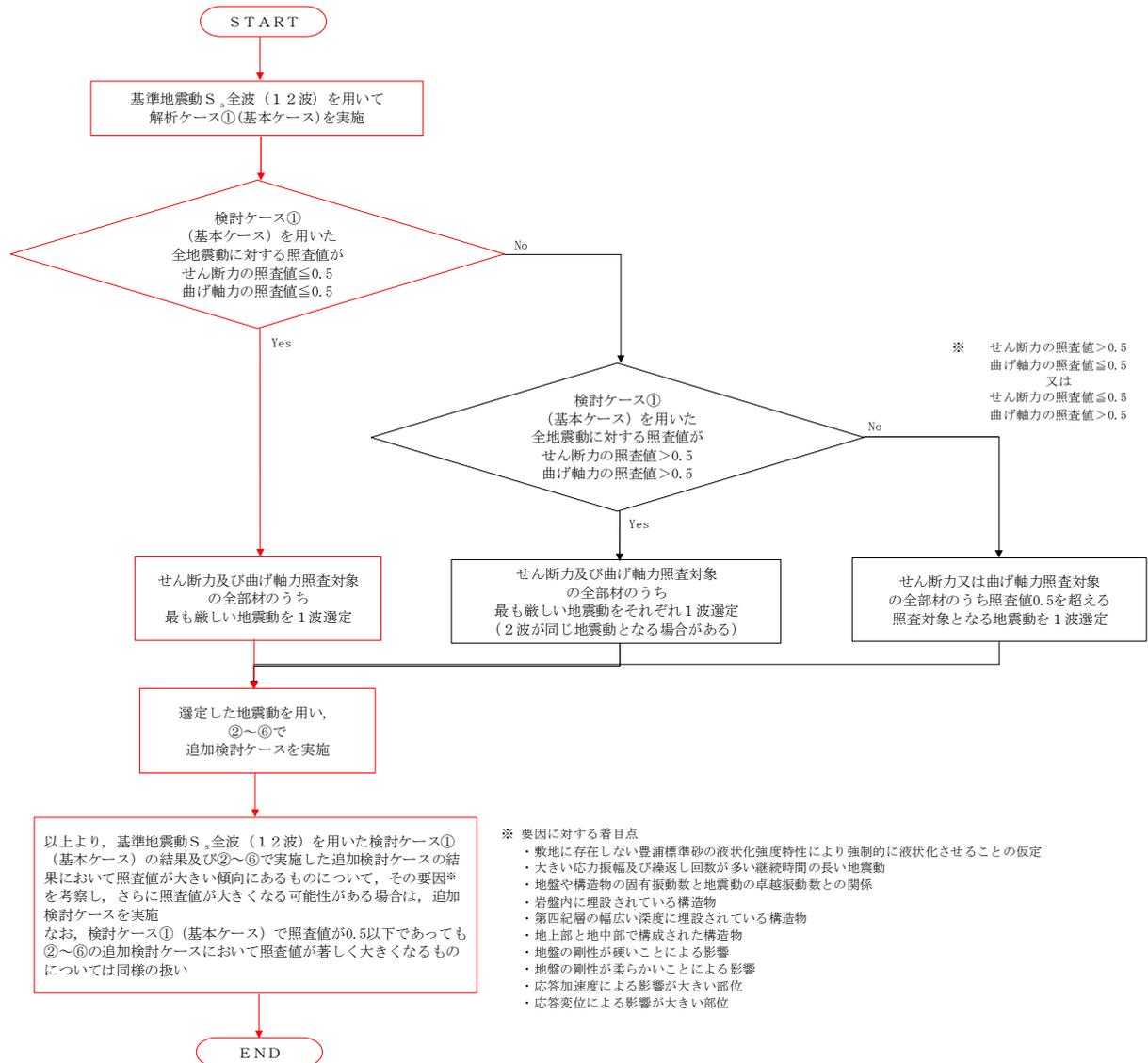


図 2.1-6 地震動選定フロー（②-②断面（汀線直交方向北基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ②-②断面 (汀線直交方向北基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.27	0.27	0.28	0.27	0.27	0.25
	H+, V-	0.27					
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.19					
S _s -13		0.20					
S _s -14		0.19					
S _s -21		0.18					
S _s -22		0.15					
S _s -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.25					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ②-②断面 (汀線直交方向北基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.21	0.19	0.23	0.20	0.23	0.20
	H+, V-	0.17					
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.18					
S _s -11		0.05					
S _s -12		0.07					
S _s -13		0.08					
S _s -14		0.07					
S _s -21		0.07					
S _s -22		0.05					
S _s -31	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H+, V+) で 0.21)。

(せん断力照査, ②-②断面 (汀線直交方向北基礎))

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.39	0.41	0.37	0.43	0.29	0.29
	H+, V-	0.39					
	H-, V+	0.39					
	H-, V-	0.36					
S _s -11		0.20					
S _s -12		0.28					
S _s -13		0.27					
S _s -14		0.26					
S _s -21		0.23					
S _s -22		0.27					
S _s -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.28					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H+, V+), S_s-D1 (H+, V-) 及び S_s-D1 (H-, V+) で 0.39)。

以上より, 検討ケース① (基本ケース) において, 曲げ軸力, せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり, かつ, 曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D1 (H+, V+), S_s-D1 (H+, V-) 及び S_s-D1 (H-, V+) である。

②-②断面 (汀線直交方向北基礎) は, 粘性土の層厚が厚く, 液状化の影響が少ない地層構成であることから, 検討ケース①~⑥による地盤物性の影響が少ない断面であり, 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の検討ケース④においても同等の照査値となっている。また, 大きい応力振幅で繰返し回数が多く, 継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向にある。

①-①断面 (北基礎) の照査値は, 全て 0.50 以下であることから, さらなる追加検討ケースは必要ない。

2.2 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、地中連続壁基礎により支持される鉄筋コンクリート造の構造物である。耐震評価においては鉄筋コンクリート部（鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング、地中連続壁基礎）を線形梁要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケースの選定は鉄筋コンクリート部（地中連続壁基礎）を評価対象とし、鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングについては2次元静的フレームモデルにより解析を行うため追加検討ケース選定の評価対象には該当しない。

2.2.1 照査位置及び仕様

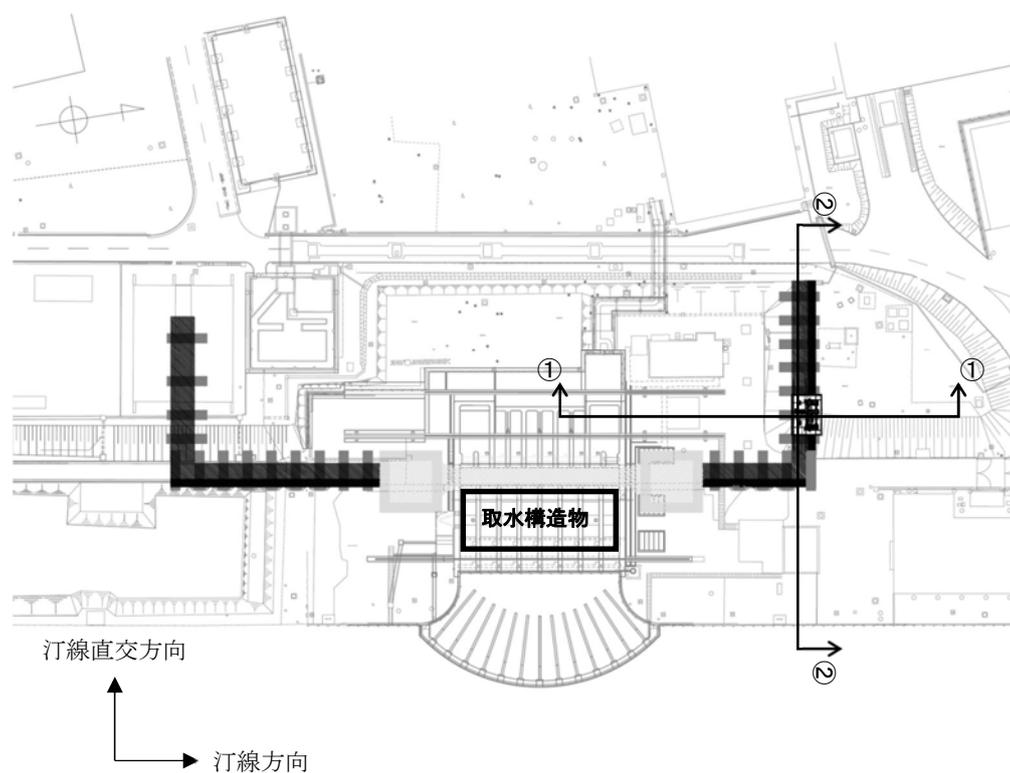


図 2.2-1(1) 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の平面図

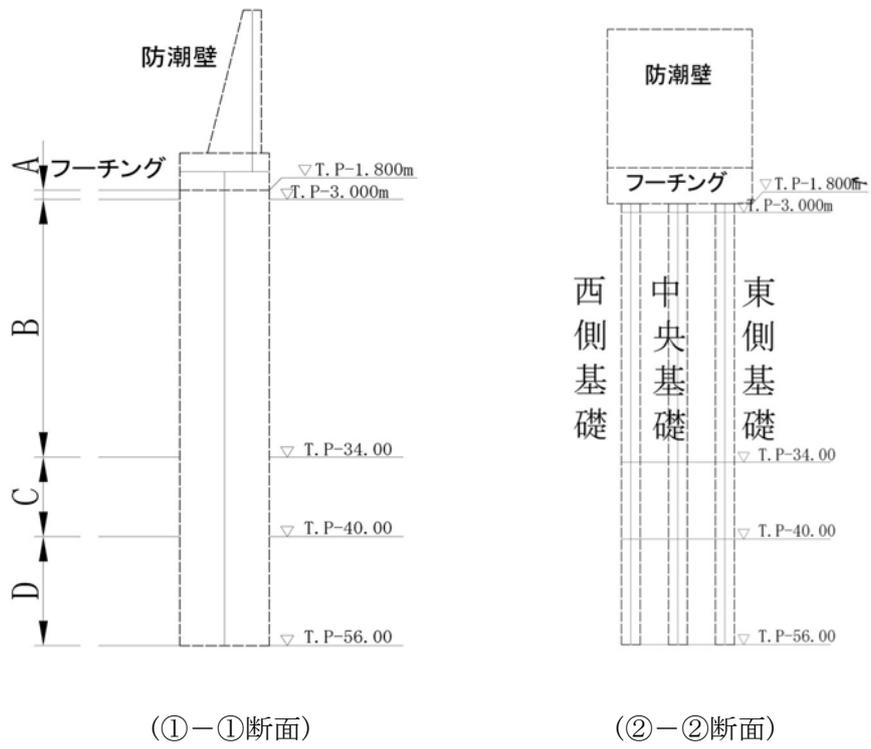


図 2.2-1(2) 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の照査位置図



図 2.2-2(1) 概略配筋図 (A 区間)



図 2.2-2(2) 概略配筋図 (B 区間)



図 2.2-2(3) 概略配筋図 (C 区間)

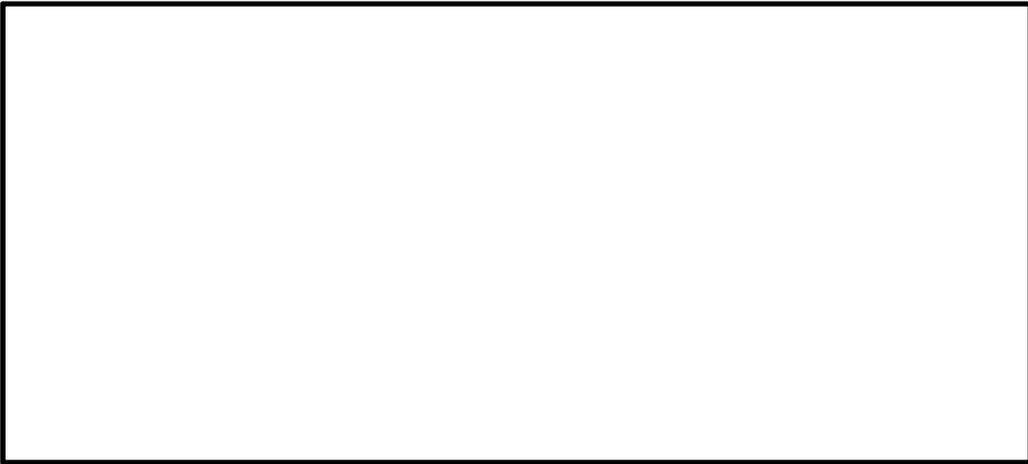


図 2.2-2(4) 概略配筋図 (D 区間)

2.2.2 評価結果

(1) ①-①断面（汀線方向）

①-①断面（汀線方向）の地震動選定フローを図 2.2-3 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

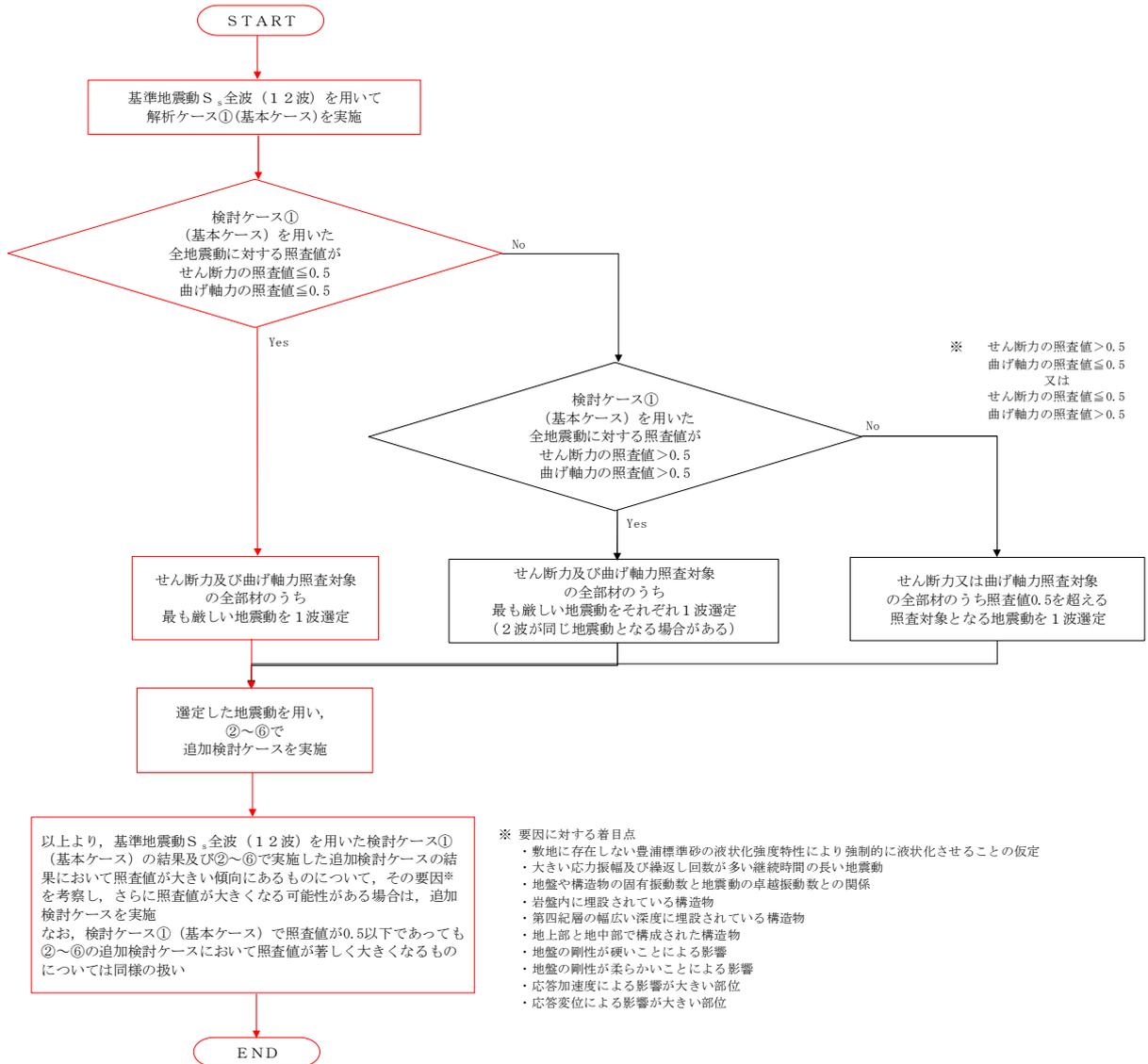


図 2.3-3 地震動選定フロー（①-①断面（汀線方向））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ①-①断面 (汀線方向))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.54					
	H+, V-	0.55	0.53	0.57	0.50	0.57	0.54
	H-, V+	0.59					
	H-, V-	0.60					
S _s -11		0.48					
S _s -12		0.44					
S _s -13		0.43					
S _s -14		0.38					
S _s -21		0.46					
S _s -22		0.37					
S _s -31	H+, V+	0.64	0.62	0.66	0.52	0.65	0.63
	H-, V+	0.52					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ①-①断面 (汀線方向))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.41					
	H+, V-	0.38	0.35	0.41	0.31	0.37	0.34
	H-, V+	0.46					
	H-, V-	0.41					
S _s -11		0.27					
S _s -12		0.23					
S _s -13		0.21					
S _s -14		0.17					
S _s -21		0.28					
S _s -22		0.19					
S _s -31	H+, V+	0.49	0.46	0.51	0.32	0.50	0.48
	H-, V+	0.35					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-31 (H+, V+) で 0.49)。

(せん断力照査, ①-①断面 (汀線方向))

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.34					
	H+, V-		0.34	0.33	0.35	0.56	0.34	0.34
	H-, V+		0.34					
	H-, V-		0.28					
S _s -11			0.25					
S _s -12			0.26					
S _s -13			0.24					
S _s -14			0.18					
S _s -21			0.25					
S _s -22			0.23					
S _s -31	H+, V+		0.34	0.32	0.35	0.36	0.33	0.32
	H-, V+		0.28					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、S_s-D1 (H+, V+), S_s-D1 (H+, V-), S_s-D1 (H-, V+) 及び S_s-31 (H+, V+) で 0.34)。

当初設定した配筋は、許容限界を満足する暫定としての一様の配筋計画であり、その配筋条件における鉄筋の曲げ引張照査では S_s-31 (H+, V+)、せん断力照査では、S_s-D1 (H+, V-) で最大照査値となっており、いずれも照査値が 0.5 を超えていた。しかしながら最終的には、耐津波設計で必要となる鉄筋量を踏まえた段落としによって配筋の見直しを行っており、曲げ引張照査及びせん断力照査両方で最大照査値が 0.5 以下となっている。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり、かつ、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-31 (H+, V+) である。

①-①断面 (汀線方向) は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により強制的に液化化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い S_s-D1、及び、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-31 で照査値が大きくなる傾向にある。

しかしながら、検討ケース①~⑥においては、照査値に顕著な増加傾向は見られず、照査値も許容値を十分下回ることを確認したことから、さらなる追加検討ケースは必要ない。

(2) ②-②断面 (汀線直交方向)

②-②断面 (汀線直交方向) の地震動選定フローを図 2.2-4 に示す。

検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断照査値が 0.50 より大きいことから、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

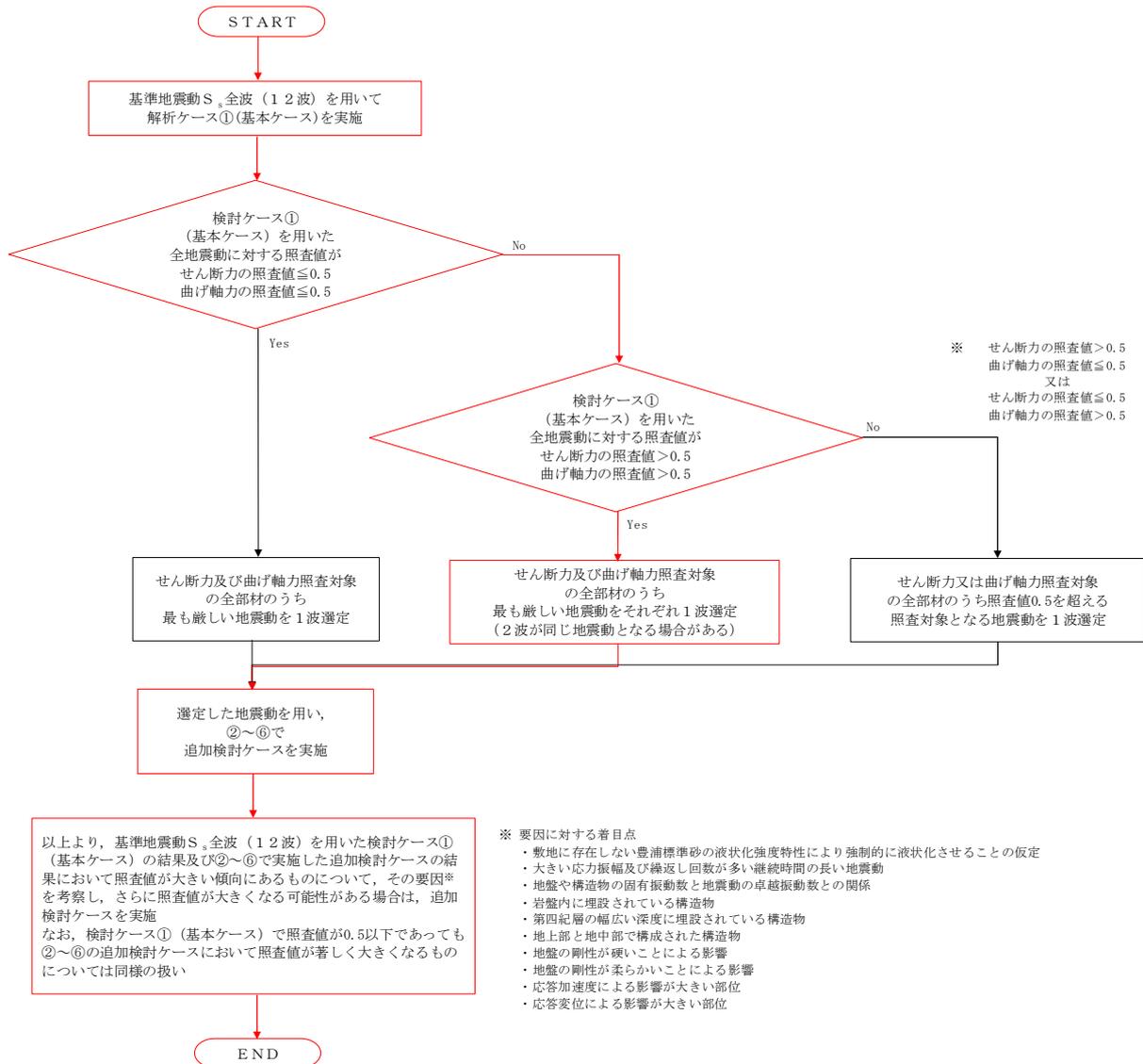


図 2.2-4 地震動選定フロー (②-②断面 (汀線直交方向))

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ②-②断面 (汀線直交方向))

(西側基礎)

(中央基礎)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.69	0.63	0.77	0.67	0.60	0.54
	H+, V-	0.70					
	H-, V+	0.60					
	H-, V-	0.58					
S _s -11		0.36					
S _s -12		0.46					
S _s -13		0.46					
S _s -14		0.41					
S _s -21		0.43					
S _s -22		0.41					
S _s -31	H+, V+	0.74	0.72	0.75	0.65	0.72	0.70
	H-, V+	0.66					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.73	0.67	0.81	0.67	0.62	0.56
	H+, V-	0.73					
	H-, V+	0.62					
	H-, V-	0.61					
S _s -11		0.39					
S _s -12		0.49					
S _s -13		0.49					
S _s -14		0.42					
S _s -21		0.47					
S _s -22		0.44					
S _s -31	H+, V+	0.77	0.75	0.78	0.68	0.74	0.71
	H-, V+	0.65					

(東側基礎)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.74	0.68	0.82	0.70	0.62	0.56
	H+, V-	0.73					
	H-, V+	0.62					
	H-, V-	0.62					
S _s -11		0.40					
S _s -12		0.50					
S _s -13		0.50					
S _s -14		0.43					
S _s -21		0.47					
S _s -22		0.44					
S _s -31	H+, V+	0.76	0.74	0.77	0.70	0.73	0.70
	H-, V+	0.62					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ②-②断面 (汀線直交方向))
 (西側基礎) (中央基礎)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.61	0.56	0.70	0.60	0.54	0.49
	H+, V-	0.62					
	H-, V+	0.51					
	H-, V-	0.49					
S _s -11		0.29					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.38					
S _s -14		0.33					
S _s -21		0.36					
S _s -22		0.35					
S _s -31	H+, V+	0.67	0.65	0.68	0.57	0.65	0.63
	H-, V+	0.58					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.65	0.59	0.73	0.60	0.55	0.49
	H+, V-	0.65					
	H-, V+	0.55					
	H-, V-	0.53					
S _s -11		0.32					
S _s -12		0.42					
S _s -13		0.42					
S _s -14		0.36					
S _s -21		0.39					
S _s -22		0.37					
S _s -31	H+, V+	0.69	0.67	0.70	0.60	0.67	0.65
	H-, V+	0.58					

(東側基礎)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.68	0.63	0.76	0.67	0.56	0.49
	H+, V-	0.66					
	H-, V+	0.58					
	H-, V-	0.57					
S _s -11		0.34					
S _s -12		0.46					
S _s -13		0.46					
S _s -14		0.39					
S _s -21		0.41					
S _s -22		0.38					
S _s -31	H+, V+	0.69	0.68	0.70	0.63	0.66	0.64
	H-, V+	0.56					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は, 中央基礎及び東側基礎, S_s-31 (H+, V+) で0.69である。

(せん断力照査, ②-②断面 (汀線直交方向))

(西側基礎)

(中央基礎)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.57	0.55	0.55	0.47	0.37	0.32
	H+, V-	0.55					
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.49					
S _s -11		0.26					
S _s -12		0.48					
S _s -13		0.47					
S _s -14		0.42					
S _s -21		0.33					
S _s -22		0.38					
S _s -31	H+, V+	0.36	0.37	0.37	0.40	0.33	0.31
	H-, V+	0.34					

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.46	0.45	0.50	0.42	0.37	0.34
	H+, V-	0.45					
	H-, V+	0.42					
	H-, V-	0.41					
S _s -11		0.23					
S _s -12		0.39					
S _s -13		0.39					
S _s -14		0.37					
S _s -21		0.33					
S _s -22		0.33					
S _s -31	H+, V+	0.37	0.37	0.39	0.41	0.34	0.33
	H-, V+	0.37					

(東側基礎)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.59	0.58	0.59	0.45	0.39	0.35
	H+, V-	0.57					
	H-, V+	0.52					
	H-, V-	0.53					
S _s -11		0.29					
S _s -12		0.50					
S _s -13		0.49					
S _s -14		0.45					
S _s -21		0.39					
S _s -22		0.42					
S _s -31	H+, V+	0.39	0.40	0.40	0.45	0.35	0.33
	H-, V+	0.33					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、東側基礎、S_s-D1 (H+, V+) で0.59である。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.69、せん断力照査に対する最大照査値が0.59であり、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1 (H+, V+) 及びS_s-31 (H+, V+) である。

②-②断面 (汀線直交方向) は、地中連続壁基礎の弱軸方向断面であり、第四紀層が厚く堆積することから部分的な液化化の影響よりも全体的に地盤の柔らかい検討ケース③で照査値が大きくなる傾向にある。第四紀層が厚く堆積する敷地では地盤の固有周期が長いことからS_s-D1で照査値が大きくなる傾向にある。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-31についても照査値が大きくなる傾向にある。

しかしながら、検討ケース①~⑥においては、照査値に顕著な増加傾向は見られず、照査値も許容値を十分下回ることを確認したことから、さらなる追加検討ケースは必要ない。

2.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地中連続壁基礎により支持する鉄筋コンクリート造の構造物である。耐震評価においては防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎を梁要素及び平面要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケースの選定は、防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎をそれぞれ評価対象とする。

2.3.1 照査位置及び仕様

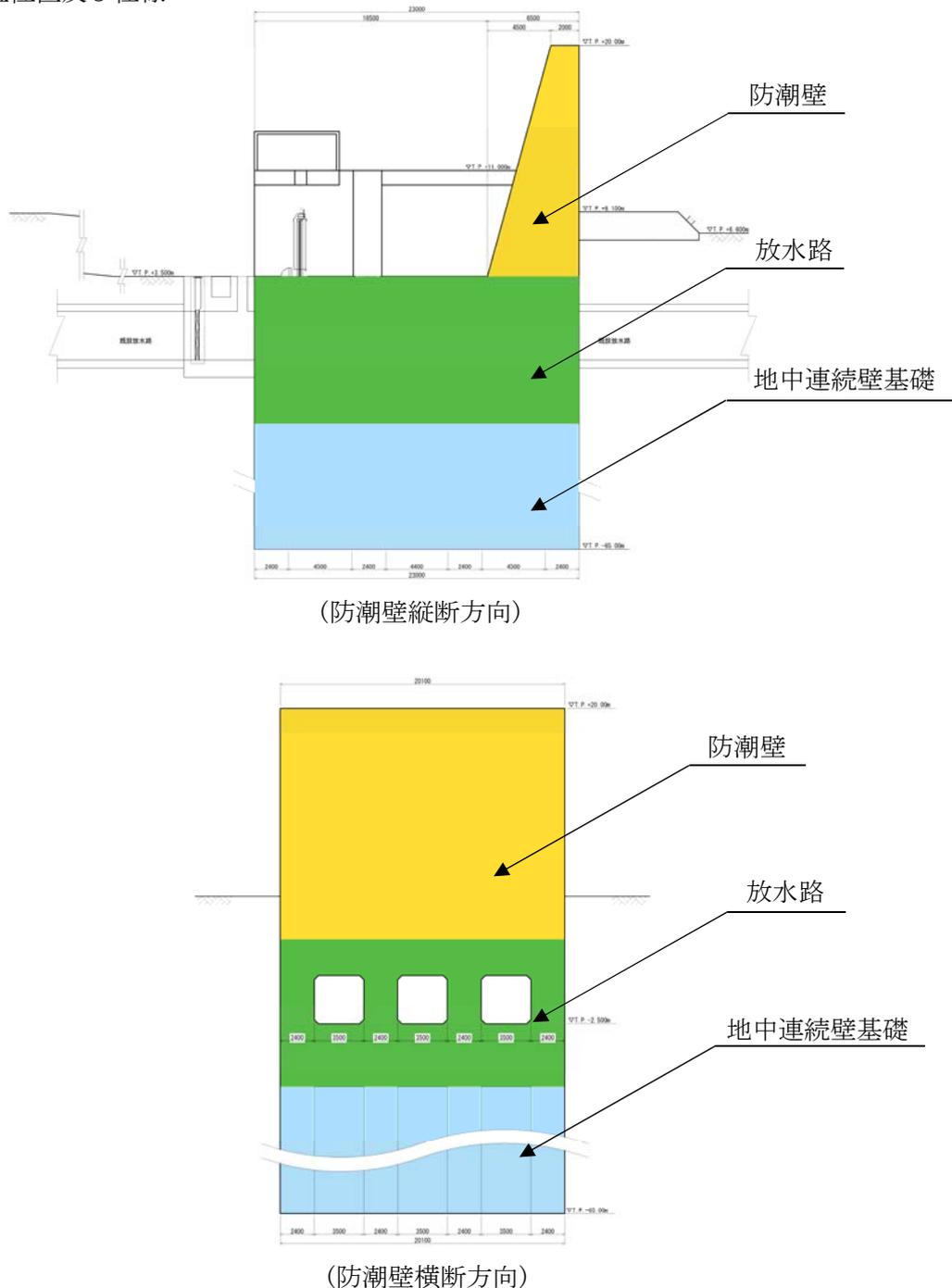


図 2.3-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））の照査位置図

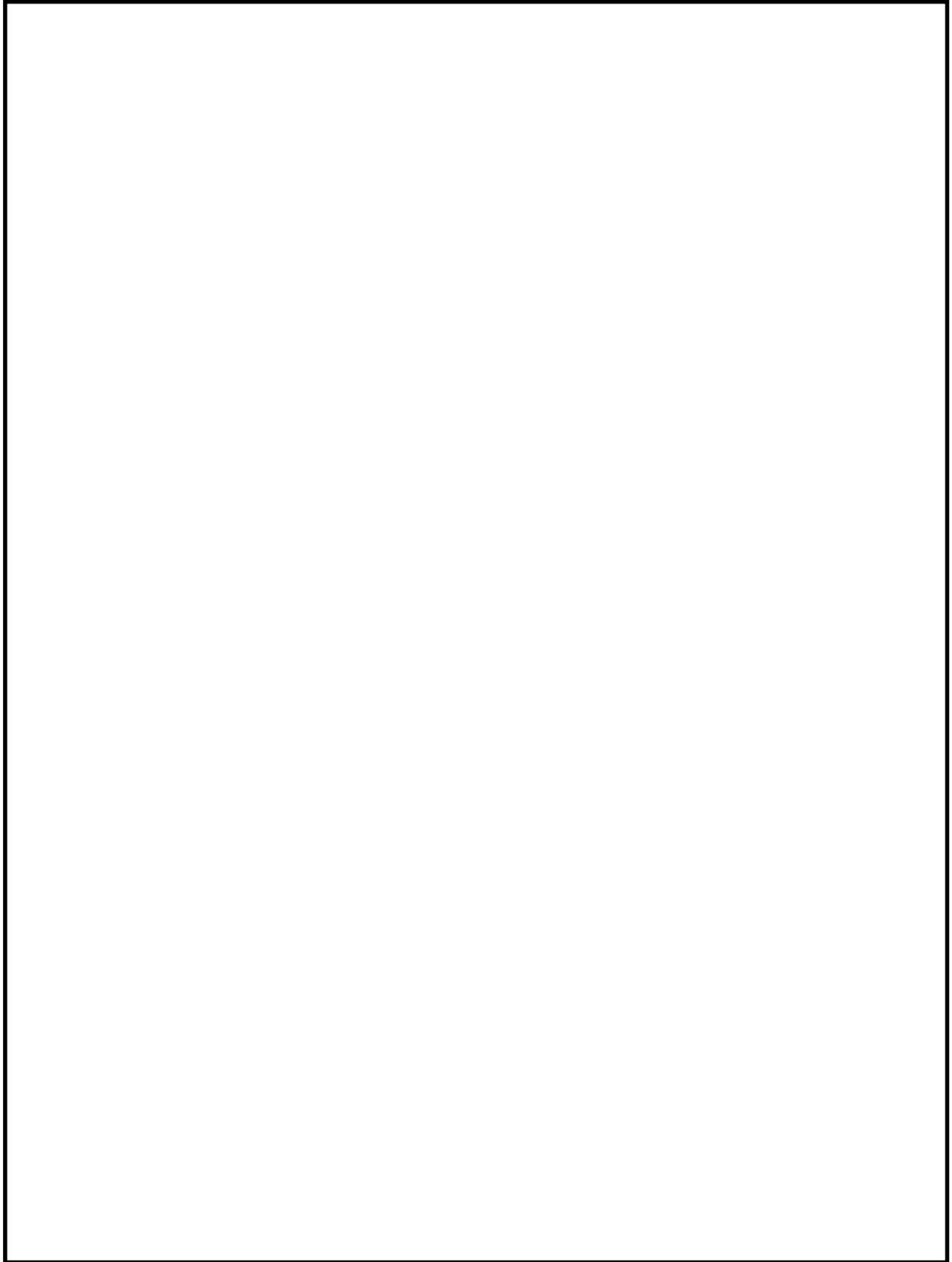


图 2.3-2 概略配筋图 (防潮壁横断方向)

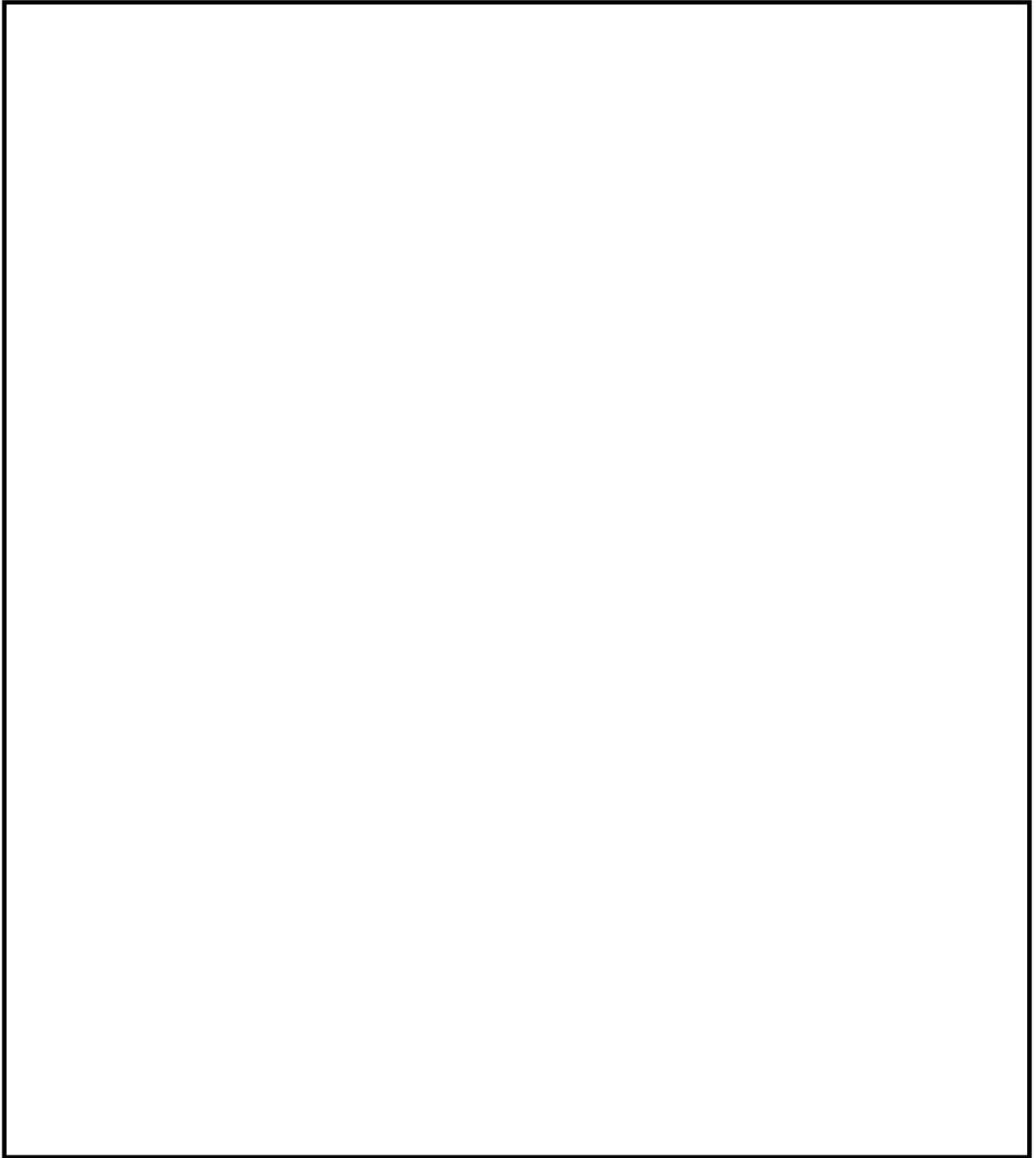


図 2.3-3 概略配筋図 (防潮壁縦断方向)

2.3.2 評価結果

(1) 防潮壁横断方向断面

防潮壁横断方向断面の地震動選定フローを図 2.3-4 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値が 0.50 以下、せん断力に対する照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

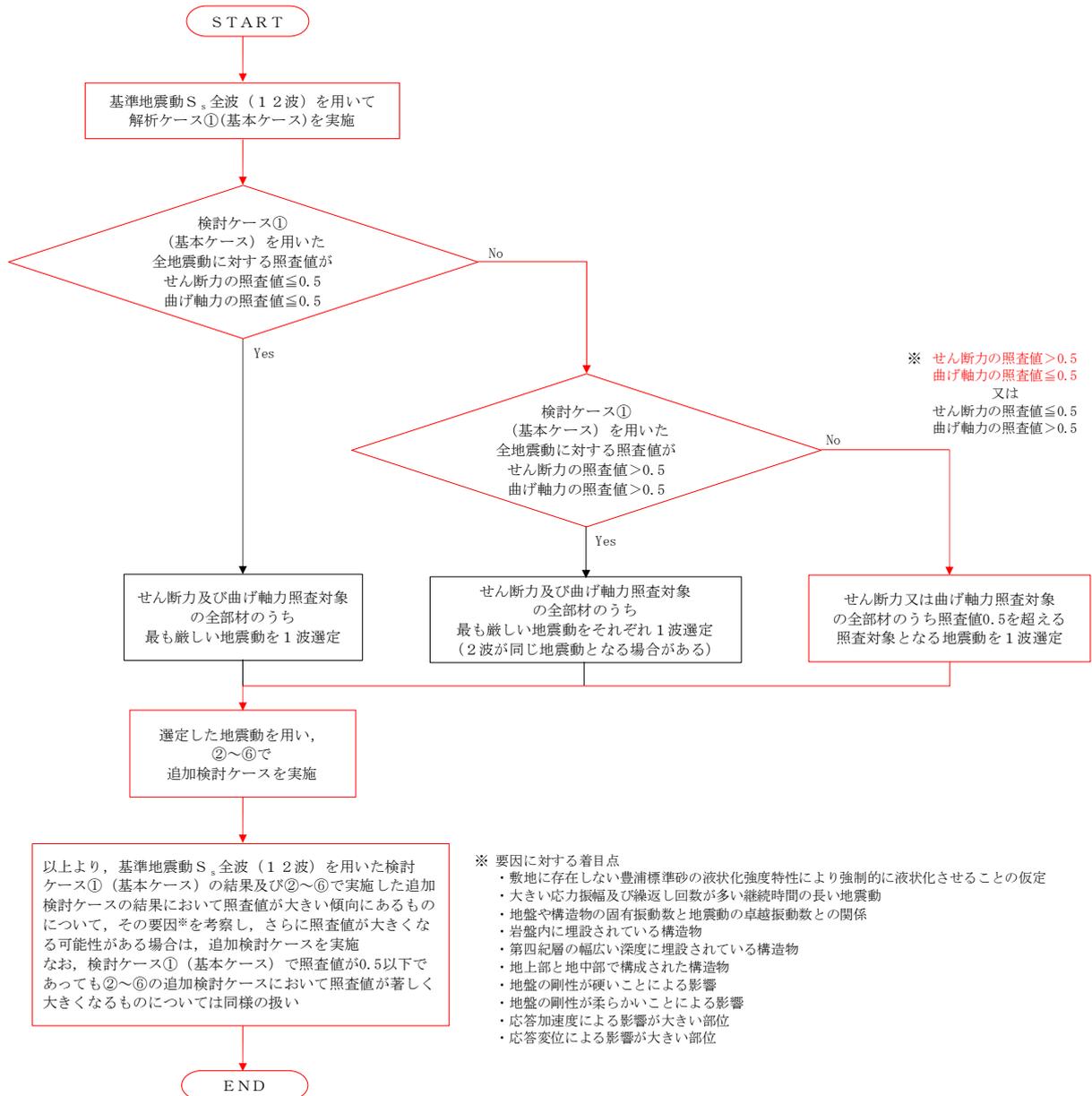


図 2.3-4 地震動選定フロー (防潮壁横断方向断面)

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁横断方向断面)

(防潮壁)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.07					
S _s -21		0.11					
S _s -22		0.09					
S _s -31	H+, V+	0.12					
	H-, V+	0.11					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.29	0.29	0.30	0.31	0.29	0.29
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27					
S _s -11		0.18					
S _s -12		0.26					
S _s -13		0.25					
S _s -14		0.23					
S _s -21		0.17					
S _s -22		0.20					
S _s -31	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.32					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.28	0.29	0.28	0.30	0.25	0.25
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.28					
S _s -11		0.18					
S _s -12		0.25					
S _s -13		0.24					
S _s -14		0.24					
S _s -21		0.17					
S _s -22		0.19					
S _s -31	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.23					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁横断方向断面)
(防潮壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.14	0.13	0.15	0.14	0.14	0.14
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.15					
S _s -11		0.07					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.07					
S _s -21		0.11					
S _s -22		0.10					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.25					
	H+, V-	0.09	0.08	0.09	0.17	0.09	0.08
	H-, V+	0.09					
	H-, V-	0.09					
S _s -11		0.01					
S _s -12		0.07					
S _s -13		0.05					
S _s -14		0.02					
S _s -21		-					
S _s -22		-					
S _s -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.17					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.19					
	H+, V-	0.20	0.21	0.20	0.21	0.18	0.18
	H-, V+	0.19					
	H-, V-	0.20					
S _s -11		0.13					
S _s -12		0.18					
S _s -13		0.17					
S _s -14		0.17					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.14					
S _s -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, 地中連側壁基礎 (鉛直), S_s-D1 (H+, V+) で 0.25)。

(せん断力照査, 防潮壁横断方向断面)

(防潮壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.15					
	H+, V-		0.15	0.15	0.16	0.15	0.17	0.17
	H-, V+		0.15					
	H-, V-		0.14					
S _s -11			0.09					
S _s -12			0.11					
S _s -13			0.10					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.12					
S _s -22			0.10					
S _s -31	H+, V+		0.15					
	H-, V+		0.15					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.36					
	H+, V-		0.37	0.37	0.34	0.39	0.32	0.31
	H-, V+		0.34					
	H-, V-		0.35					
S _s -11			0.19					
S _s -12			0.29					
S _s -13			0.29					
S _s -14			0.28					
S _s -21			0.18					
S _s -22			0.19					
S _s -31	H+, V+		0.30					
	H-, V+		0.33					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.47					
	H+, V-		0.52	0.52	0.51	0.55	0.46	0.46
	H-, V+		0.49					
	H-, V-		0.51					
S _s -11			0.31					
S _s -12			0.45					
S _s -13			0.43					
S _s -14			0.43					
S _s -21			0.31					
S _s -22			0.35					
S _s -31	H+, V+		0.36					
	H-, V+		0.42					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、地中連側壁基礎(水平)、S_s-D1(H+, V-)で0.52である。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力に対する最大照査値が0.50以下、せん断力に対する最大照査値が0.52であり、せん断力照査対象の全部材のうち、最も厳しい照査値となった地震動は、S_s-D1(H+, V-)である。

防潮壁横断方向断面は、第四紀層の幅広い深度にわたって埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により強制的に液化化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で照査値が大きくなる結果となる傾向にある。また、大きい応答振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D1で照査値が大きくなる傾向がある。

追加検討ケースに用いる地震動は、地盤反力による影響が大きい地中連続壁基礎(水平)のせん断力に対する照査で選定されており、この部材の照査値は他の部材に比べて厳しい。また、検討ケース①において、位相の差異による影響はわずかであることが確認されていることから、さらなる追加検討ケースは必要ない。

(2) 防潮壁縦断方向断面（防潮壁部）

防潮壁縦断方向断面（防潮壁部）の地震動選定フローを図 2.3-5 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値が 0.50 より大きく、せん断力に対する照査値が 0.50 より大きいことから、曲げ軸力照査対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

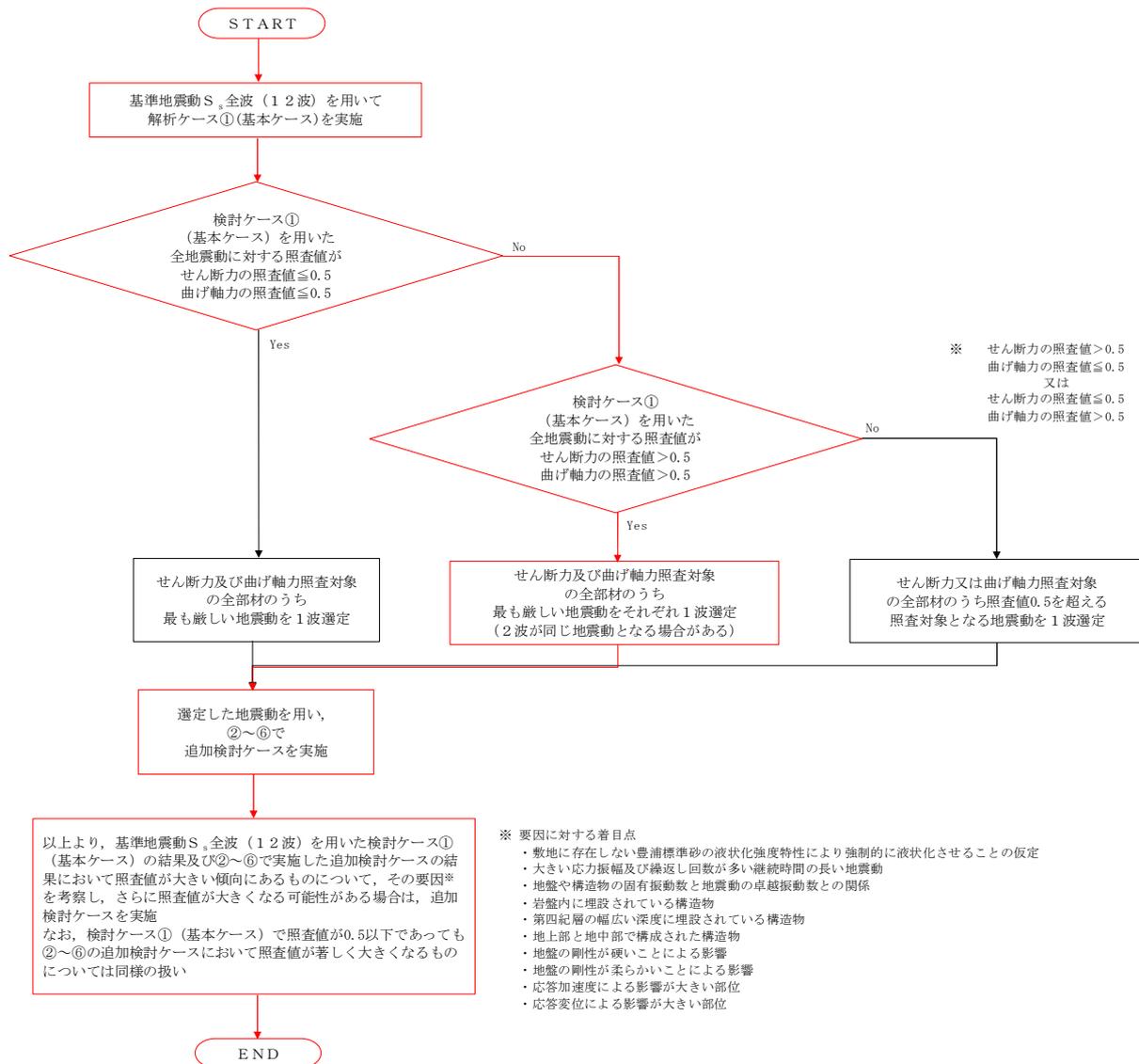


図 2.3-5 地震動選定フロー（防潮壁縦断方向断面（防潮壁部））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁縦断方向断面 (防潮壁部))

(放水路左側壁)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.13					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.10					
S _s -13		0.10					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.11					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.13					

(放水路右側壁)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.13	0.13	0.13	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.13					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.12					
S _s -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.14					

(放水路左中壁)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.14					
	H+, V-	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.14					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.09					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(放水路右中壁)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.14					
	H+, V-	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.14					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.09					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(放水路底版)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S _s -11		0.01					
S _s -12		0.01					
S _s -13		0.01					
S _s -14		0.01					
S _s -21		0.01					
S _s -22		0.01					
S _s -31	H+, V+	0.01					
	H-, V+	0.01					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.36					
	H+, V-	0.34	0.32	0.33	0.31	0.34	0.34
	H-, V+	0.35					
	H-, V-	0.34					
S _s -11		0.22					
S _s -12		0.35					
S _s -13		0.35					
S _s -14		0.32					
S _s -21		0.24					
S _s -22		0.23					
S _s -31	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.36					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.30					
	H+, V-	0.31	0.32	0.30	0.34	0.29	0.29
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
S _s -11		0.23					
S _s -12		0.27					
S _s -13		0.27					
S _s -14		0.23					
S _s -21		0.21					
S _s -22		0.24					
S _s -31	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.22					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁縦断方向断面 (防潮壁部))

(放水路左側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.51					
	H+, V-		0.41	0.38	0.43	0.44	0.40	0.43
	H-, V+		0.44					
	H-, V-		0.43					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.05					
S _s -13			0.05					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.35					
S _s -22			0.33					
S _s -31	H+, V+		0.43					
	H-, V+		0.49					

(放水路右側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.44					
	H+, V-		0.42	0.43	0.46	0.53	0.54	0.57
	H-, V+		0.49					
	H-, V-		0.40					
S _s -11			0.06					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.33					
S _s -22			0.44					
S _s -31	H+, V+		0.49					
	H-, V+		0.43					

(放水路左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.15					
	H+, V-		0.09	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	H-, V+		0.05					
	H-, V-		0.05					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.05					
S _s -21			0.05					
S _s -22			0.05					
S _s -31	H+, V+		0.11					
	H-, V+		0.14					

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.05					
	H+, V-		0.05	0.05	0.12	0.16	0.16	0.17
	H-, V+		0.15					
	H-, V-		0.08					
S _s -11			0.06					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.07					
S _s -22			0.12					
S _s -31	H+, V+		0.14					
	H-, V+		0.11					

(放水路底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.03					
	H+, V-		0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+		0.03					
	H-, V-		0.03					
S _s -11			0.03					
S _s -12			0.03					
S _s -13			0.03					
S _s -14			0.03					
S _s -21			0.03					
S _s -22			0.03					
S _s -31	H+, V+		0.03					
	H-, V+		0.03					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.29					
	H+, V-		0.11	0.09	0.11	0.06	0.13	0.13
	H-, V+		0.26					
	H-, V-		0.10					
S _s -11			-					
S _s -12			0.18					
S _s -13			0.20					
S _s -14			0.13					
S _s -21			0.07					
S _s -22			-					
S _s -31	H+, V+		0.22					
	H-, V+		0.22					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.23					
	H+, V-		0.24	0.24	0.23	0.26	0.22	0.22
	H-, V+		0.23					
	H-, V-		0.23					
S _s -11			0.18					
S _s -12			0.21					
S _s -13			0.21					
S _s -14			0.18					
S _s -21			0.16					
S _s -22			0.18					
S _s -31	H+, V+		0.19					
	H-, V+		0.17					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、放水路左側壁, S_s-D1 (H+, V+) で0.51である。

(せん断力照査, 防潮壁縦断方向断面 (防潮壁部))

(放水路左側壁)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.49						
	H+, V-	0.48	0.49	0.50	0.53	0.55	0.56		
	H-, V+	0.51							
	H-, V-	0.50							
S _s -11			0.29						
S _s -12			0.32						
S _s -13			0.32						
S _s -14			0.32						
S _s -21			0.48						
S _s -22			0.50						
S _s -31	H+, V+		0.49						
	H-, V+		0.52						

(放水路右側壁)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.49						
	H+, V-	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48		
	H-, V+	0.49							
	H-, V-	0.49							
S _s -11			0.29						
S _s -12			0.30						
S _s -13			0.30						
S _s -14			0.25						
S _s -21			0.45						
S _s -22			0.43						
S _s -31	H+, V+		0.51						
	H-, V+		0.49						

(放水路左中壁)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.48						
	H+, V-	0.48	0.48	0.50	0.53	0.55	0.56		
	H-, V+	0.50							
	H-, V-	0.49							
S _s -11			0.25						
S _s -12			0.30						
S _s -13			0.29						
S _s -14			0.30						
S _s -21			0.45						
S _s -22			0.48						
S _s -31	H+, V+		0.50						
	H-, V+		0.51						

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.49						
	H+, V-	0.49	0.47	0.49	0.52	0.54	0.55		
	H-, V+	0.49							
	H-, V-	0.48							
S _s -11			0.25						
S _s -12			0.29						
S _s -13			0.28						
S _s -14			0.29						
S _s -21			0.45						
S _s -22			0.47						
S _s -31	H+, V+		0.51						
	H-, V+		0.50						

(放水路底板)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.04						
	H+, V-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04		
	H-, V+	0.04							
	H-, V-	0.04							
S _s -11			0.04						
S _s -12			0.04						
S _s -13			0.04						
S _s -14			0.04						
S _s -21			0.04						
S _s -22			0.04						
S _s -31	H+, V+		0.04						
	H-, V+		0.04						

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.50						
	H+, V-	0.50	0.51	0.47	0.53	0.42	0.42		
	H-, V+	0.50							
	H-, V-	0.50							
S _s -11			0.20						
S _s -12			0.38						
S _s -13			0.37						
S _s -14			0.36						
S _s -21			0.33						
S _s -22			0.38						
S _s -31	H+, V+		0.42						
	H-, V+		0.43						

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		検討ケース		せん断力照査					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.78						
	H+, V-	0.82	0.84	0.79	0.89	0.76	0.74		
	H-, V+	0.77							
	H-, V-	0.77							
S _s -11			0.61						
S _s -12			0.71						
S _s -13			0.71						
S _s -14			0.60						
S _s -21			0.54						
S _s -22			0.62						
S _s -31	H+, V+		0.64						
	H-, V+		0.57						

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は, 地中連側壁基礎 (水平), S_s-D1 (H+, V-) で0.82である。

以上より、検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する最大照査値が 0.51、せん断力に対する最大照査値が 0.82 であり、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動は、 $S_s-D1(H+, V+)$ 及び $S_s-D1(H+, V-)$ である。

防潮壁縦断方向断面（防潮壁部）は、第四紀層の幅広い深度にわたって埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で照査値が大きくなる結果となる傾向にある。また、大きい応答振幅で繰り返し回数が多く、継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向がある。

よって、曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）において、検討ケース①による照査値が最も厳しい $S_s-D1(H+, V+)$ に対し、照査値の増加傾向が比較的大きい追加検討ケース④を実施する。

(3) 防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）

防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）の地震動選定フローを図 2.3-6 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値が 0.50 以下、せん断力に対する照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

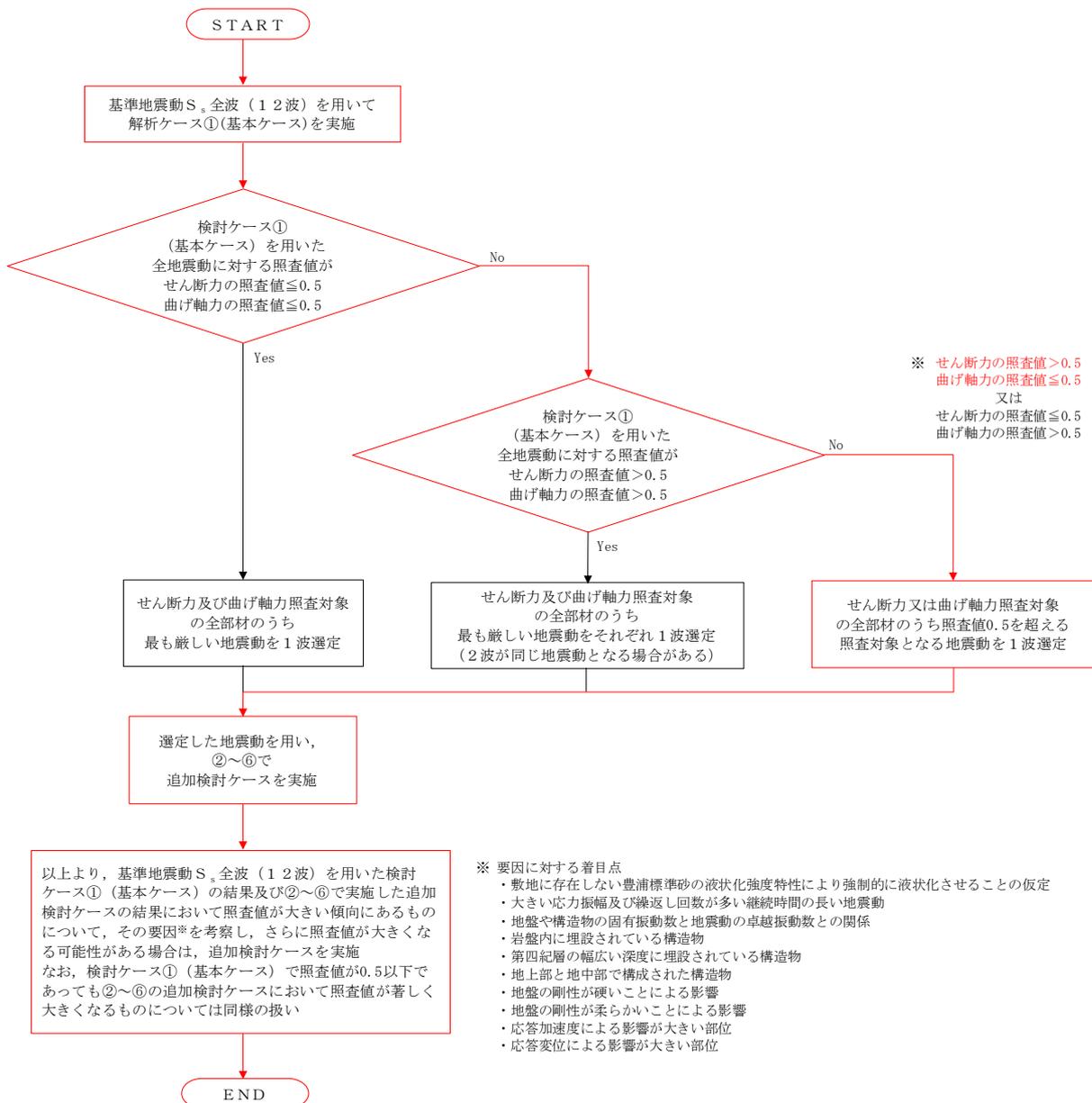


図 2.3-6 地震動選定フロー（防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 1/2)

(ゲート頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.14					
	H+, V-		0.14	0.14	0.14	0.16	0.16	0.16
	H-, V+		0.14					
	H-, V-		0.14					
S _s -11			0.09					
S _s -12			0.09					
S _s -13			0.08					
S _s -14			0.09					
S _s -21			0.13					
S _s -22			0.16					
S _s -31	H+, V+		0.14					
	H-, V+		0.15					

(ゲート左側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.10					
	H+, V-		0.10	0.10	0.10	0.11	0.14	0.14
	H-, V+		0.11					
	H-, V-		0.11					
S _s -11			0.07					
S _s -12			0.07					
S _s -13			0.07					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.10					
S _s -22			0.11					
S _s -31	H+, V+		0.11					
	H-, V+		0.12					

(ゲート右側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.11					
	H+, V-		0.11	0.11	0.12	0.13	0.13	0.13
	H-, V+		0.10					
	H-, V-		0.10					
S _s -11			0.06					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.05					
S _s -21			0.11					
S _s -22			0.13					
S _s -31	H+, V+		0.12					
	H-, V+		0.11					

(ゲート左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.19					
	H+, V-		0.18	0.18	0.19	0.21	0.22	0.22
	H-, V+		0.17					
	H-, V-		0.18					
S _s -11			0.09					
S _s -12			0.09					
S _s -13			0.09					
S _s -14			0.09					
S _s -21			0.17					
S _s -22			0.21					
S _s -31	H+, V+		0.19					
	H-, V+		0.19					

(ゲート右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.17					
	H+, V-		0.18	0.18	0.19	0.21	0.21	0.21
	H-, V+		0.19					
	H-, V-		0.19					
S _s -11			0.09					
S _s -12			0.09					
S _s -13			0.09					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.16					
S _s -22			0.20					
S _s -31	H+, V+		0.19					
	H-, V+		0.19					

(放水路頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.11					
	H+, V-		0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13
	H-, V+		0.11					
	H-, V-		0.11					
S _s -11			0.07					
S _s -12			0.07					
S _s -13			0.07					
S _s -14			0.07					
S _s -21			0.11					
S _s -22			0.12					
S _s -31	H+, V+		0.11					
	H-, V+		0.11					

(放水路左側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.10					
	H+, V-		0.10	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09
	H-, V+		0.10					
	H-, V-		0.10					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.09					
S _s -22			0.09					
S _s -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路右側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.10	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.10					
	H-, V-		0.10					
S _s -11			0.06					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.09					
S _s -22			0.10					
S _s -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 2/2)

(放水路左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.09					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.08					
S _s -22			0.10					
S _s -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.09					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.08					
S _s -22			0.10					
S _s -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.01					
	H+, V-		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+		0.01					
	H-, V-		0.01					
S _s -11			0.01					
S _s -12			0.01					
S _s -13			0.01					
S _s -14			0.01					
S _s -21			0.01					
S _s -22			0.01					
S _s -31	H+, V+		0.01					
	H-, V+		0.01					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.34					
	H+, V-		0.31	0.30	0.31	0.30	0.32	0.32
	H-, V+		0.33					
	H-, V-		0.32					
S _s -11			0.19					
S _s -12			0.34					
S _s -13			0.34					
S _s -14			0.30					
S _s -21			0.22					
S _s -22			0.22					
S _s -31	H+, V+		0.35					
	H-, V+		0.35					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.29					
	H+, V-		0.31	0.32	0.29	0.33	0.28	0.27
	H-, V+		0.29					
	H-, V-		0.29					
S _s -11			0.22					
S _s -12			0.26					
S _s -13			0.26					
S _s -14			0.22					
S _s -21			0.21					
S _s -22			0.23					
S _s -31	H+, V+		0.25					
	H-, V+		0.22					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 1/2)

(ゲート頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.44					
	H+, V-		0.44	0.43	0.46	0.50	0.52	0.52
	H-, V+		0.45					
	H-, V-		0.44					
S _s -11			0.21					
S _s -12			0.21					
S _s -13			0.21					
S _s -14			0.21					
S _s -21			0.41					
S _s -22			0.50					
S _s -31	H+, V+		0.46					
	H-, V+		0.46					

(ゲート右側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.30					
	H+, V-		0.29	0.28	0.30	0.35	0.36	0.36
	H-, V+		0.27					
	H-, V-		0.23					
S _s -11			0.09					
S _s -12			0.08					
S _s -13			0.08					
S _s -14			0.07					
S _s -21			0.25					
S _s -22			0.35					
S _s -31	H+, V+		0.31					
	H-, V+		0.26					

(ゲート右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.38					
	H+, V-		0.36	0.36	0.39	0.45	0.46	0.46
	H-, V+		0.41					
	H-, V-		0.41					
S _s -11			0.12					
S _s -12			0.12					
S _s -13			0.13					
S _s -14			0.11					
S _s -21			0.34					
S _s -22			0.45					
S _s -31	H+, V+		0.40					
	H-, V+		0.44					

(放水路左側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.31					
	H+, V-		0.26	0.24	0.27	0.26	0.26	0.26
	H-, V+		0.26					
	H-, V-		0.27					
S _s -11			0.03					
S _s -12			0.08					
S _s -13			0.09					
S _s -14			0.03					
S _s -21			0.23					
S _s -22			0.25					
S _s -31	H+, V+		0.27					
	H-, V+		0.30					

(放水路左側壁)

(ゲート左側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.27					
	H+, V-		0.23	0.23	0.26	0.28	0.28	0.28
	H-, V+		0.30					
	H-, V-		0.29					
S _s -11			0.08					
S _s -12			0.08					
S _s -13			0.09					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.24					
S _s -22			0.31					
S _s -31	H+, V+		0.26					
	H-, V+		0.32					

(ゲート左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.41					
	H+, V-		0.40	0.39	0.42	0.49	0.50	0.50
	H-, V+		0.38					
	H-, V-		0.37					
S _s -11			0.14					
S _s -12			0.13					
S _s -13			0.13					
S _s -14			0.13					
S _s -21			0.35					
S _s -22			0.48					
S _s -31	H+, V+		0.43					
	H-, V+		0.40					

(放水路頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.42					
	H+, V-		0.41	0.41	0.43	0.46	0.48	0.48
	H-, V+		0.42					
	H-, V-		0.41					
S _s -11			0.23					
S _s -12			0.25					
S _s -13			0.24					
S _s -14			0.25					
S _s -21			0.39					
S _s -22			0.45					
S _s -31	H+, V+		0.42					
	H-, V+		0.42					

(放水路右側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.26					
	H+, V-		0.26	0.26	0.28	0.32	0.34	0.34
	H-, V+		0.30					
	H-, V-		0.25					
S _s -11			0.07					
S _s -12			0.10					
S _s -13			0.10					
S _s -14			0.10					
S _s -21			0.21					
S _s -22			0.29					
S _s -31	H+, V+		0.30					
	H-, V+		0.26					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 2/2)

(放水路左中壁)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.11						
	H+, V-	0.10	0.10	0.12	0.14	0.14	0.14		
	H-, V+	0.12							
	H-, V-	0.09							
S _s -11			0.03						
S _s -12			0.03						
S _s -13			0.03						
S _s -14			0.03						
S _s -21			0.07						
S _s -22			0.13						
S _s -31	H+, V+		0.12						
	H-, V+		0.10						

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.13						
	H+, V-	0.08	0.08	0.09	0.11	0.12	0.12		
	H-, V+	0.11							
	H-, V-	0.10							
S _s -11			0.03						
S _s -12			0.03						
S _s -13			0.03						
S _s -14			0.03						
S _s -21			0.09						
S _s -22			0.11						
S _s -31	H+, V+		0.10						
	H-, V+		0.12						

(放水路底版)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.03						
	H+, V-	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03		
	H-, V+	0.03							
	H-, V-	0.03							
S _s -11			0.03						
S _s -12			0.03						
S _s -13			0.03						
S _s -14			0.03						
S _s -21			0.03						
S _s -22			0.03						
S _s -31	H+, V+		0.03						
	H-, V+		0.03						

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.31						
	H+, V-	0.12	0.11	0.11	0.09	0.14	0.14		
	H-, V+	0.27							
	H-, V-	0.12							
S _s -11			-						
S _s -12			0.24						
S _s -13			0.25						
S _s -14			0.16						
S _s -21			0.08						
S _s -22			0.05						
S _s -31	H+, V+		0.23						
	H-, V+		0.23						

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
				①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.23						
	H+, V-	0.24	0.25	0.22	0.25	0.21	0.21		
	H-, V+	0.22							
	H-, V-	0.22							
S _s -11			0.17						
S _s -12			0.20						
S _s -13			0.20						
S _s -14			0.17						
S _s -21			0.17						
S _s -22			0.17						
S _s -31	H+, V+		0.19						
	H-, V+		0.17						

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, ゲート頂版, S_s-22 で 0.50)。

(せん断力照査, 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 1/2)

(ゲート頂版)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.25					
	H+, V-	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28
	H-, V+	0.25					
	H-, V-	0.26					
S _s -11		0.19					
S _s -12		0.19					
S _s -13		0.19					
S _s -14		0.19					
S _s -21		0.26					
S _s -22		0.27					
S _s -31	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.25					

(ゲート左側壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.18	0.18	0.19	0.20	0.21	0.21
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.17					
S _s -22		0.20					
S _s -31	H+, V+	0.18					
	H-, V+	0.18					

(ゲート右側壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.17	0.16	0.17	0.18	0.17	0.17
	H-, V+	0.18					
	H-, V-	0.18					
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.10					
S _s -13		0.10					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.16					
S _s -22		0.18					
S _s -31	H+, V+	0.18					
	H-, V+	0.18					

(ゲート左中壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20	0.19	0.20	0.22	0.23	0.23
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.20					
S _s -11		0.11					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.19					
S _s -22		0.22					
S _s -31	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.20					

(ゲート右中壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20	0.19	0.20	0.22	0.23	0.23
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.20					
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.19					
S _s -22		0.22					
S _s -31	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.20					

(放水路頂版)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.32	0.32	0.33	0.34	0.36	0.36
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.32					
S _s -11		0.20					
S _s -12		0.21					
S _s -13		0.21					
S _s -14		0.21					
S _s -21		0.31					
S _s -22		0.33					
S _s -31	H+, V+	0.32					
	H-, V+	0.32					

(放水路左側壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.36					
	H+, V-	0.38	0.37	0.39	0.33	0.36	0.35
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.34					
S _s -11		0.22					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.31					
S _s -14		0.22					
S _s -21		0.30					
S _s -22		0.28					
S _s -31	H+, V+	0.36					
	H-, V+	0.33					

(放水路右側壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.32					
	H+, V-	0.34	0.33	0.36	0.35	0.37	0.38
	H-, V+	0.34					
	H-, V-	0.37					
S _s -11		0.22					
S _s -12		0.28					
S _s -13		0.28					
S _s -14		0.27					
S _s -21		0.32					
S _s -22		0.32					
S _s -31	H+, V+	0.34					
	H-, V+	0.36					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(せん断力照査, 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 2/2)

(放水路左中壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.33					
	H+, V-	0.33	0.32	0.34	0.37	0.38	0.38
	H-, V+	0.33					
	H-, V-	0.33					
S _s -11		0.18					
S _s -12		0.21					
S _s -13		0.20					
S _s -14		0.20					
S _s -21		0.31					
S _s -22		0.35					
S _s -31	H+, V+	0.34					
	H-, V+	0.34					

(放水路右中壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.33					
	H+, V-	0.33	0.32	0.34	0.37	0.38	0.38
	H-, V+	0.33					
	H-, V-	0.33					
S _s -11		0.17					
S _s -12		0.21					
S _s -13		0.20					
S _s -14		0.20					
S _s -21		0.31					
S _s -22		0.35					
S _s -31	H+, V+	0.34					
	H-, V+	0.34					

(放水路底版)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.04					
S _s -11		0.04					
S _s -12		0.04					
S _s -13		0.04					
S _s -14		0.04					
S _s -21		0.04					
S _s -22		0.04					
S _s -31	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.46					
	H+, V-	0.46	0.46	0.43	0.46	0.37	0.37
	H-, V+	0.46					
	H-, V-	0.46					
S _s -11		0.21					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.36					
S _s -21		0.30					
S _s -22		0.36					
S _s -31	H+, V+	0.39					
	H-, V+	0.40					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.77					
	H+, V-	0.82	0.84	0.76	0.87	0.73	0.71
	H-, V+	0.75					
	H-, V-	0.76					
S _s -11		0.58					
S _s -12		0.68					
S _s -13		0.68					
S _s -14		0.58					
S _s -21		0.55					
S _s -22		0.59					
S _s -31	H+, V+	0.65					
	H-, V+	0.57					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は, 地中連側壁基礎 (水平), S_s-D1 (H+, V-) で 0.82 である。

以上より, 検討ケース① (基本ケース) において, 曲げ軸力に対する最大照査値が 0.50 以下, せん断力に対する最大照査値が 0.82 であり, せん断力照査対象の全部材のうち, 最も厳しい照査値となった地震動は, S_s-D1 (H+, V-) である。

防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）は、第四紀層の幅広い深度にわたって埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で照査値が大きくなる結果となる傾向にある。また、大きい応答振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D1で照査値が大きくなる傾向がある。

追加検討ケースに用いる地震動は、地盤反力による影響が大きい地中連続壁基礎（水平）のせん断力に対する照査で選定されており、この部材の照査値は他の部材に比べて厳しい。また、検討ケース①において、位相の差異による影響はわずかであることが確認されていることから、さらなる追加検討ケースは不要である。

2.4 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は、下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁・鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。耐震評価においては鉄筋コンクリート部の剛性は無視し鋼管杭のみで外力に対して成立する構造とすることから、鋼管杭を線形梁要素として、鉄筋コンクリート部は質点としてモデル化する。このため、追加検討ケースの選定は鋼管杭を評価対象とし、鉄筋コンクリート部は耐震評価における追加検討ケース選定の評価対象には該当しない。

2.4.1 照査位置及び仕様

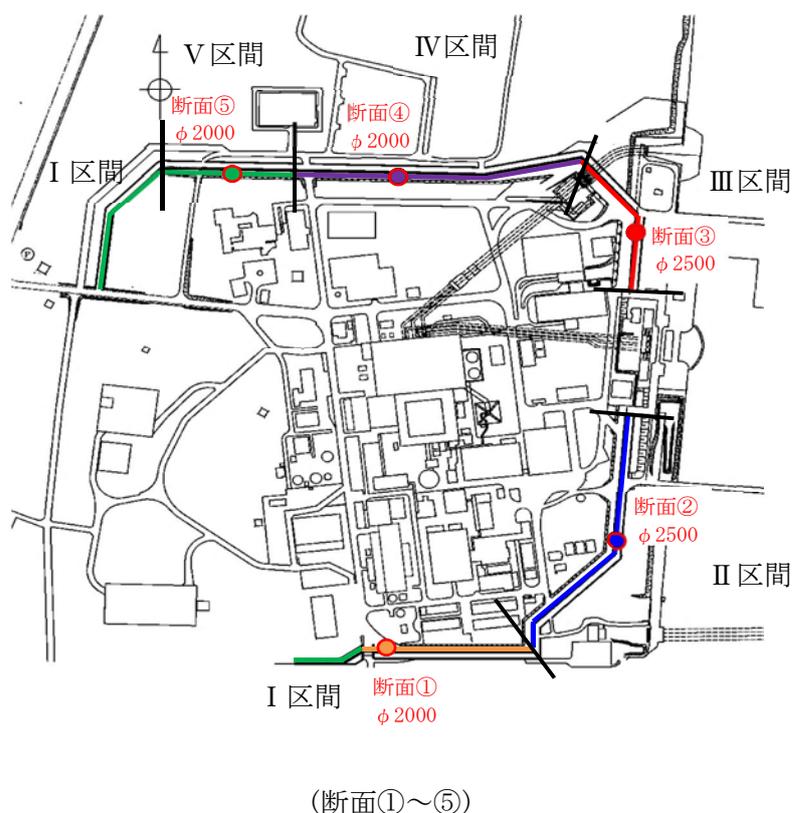


図 2.4-1 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の照査位置図

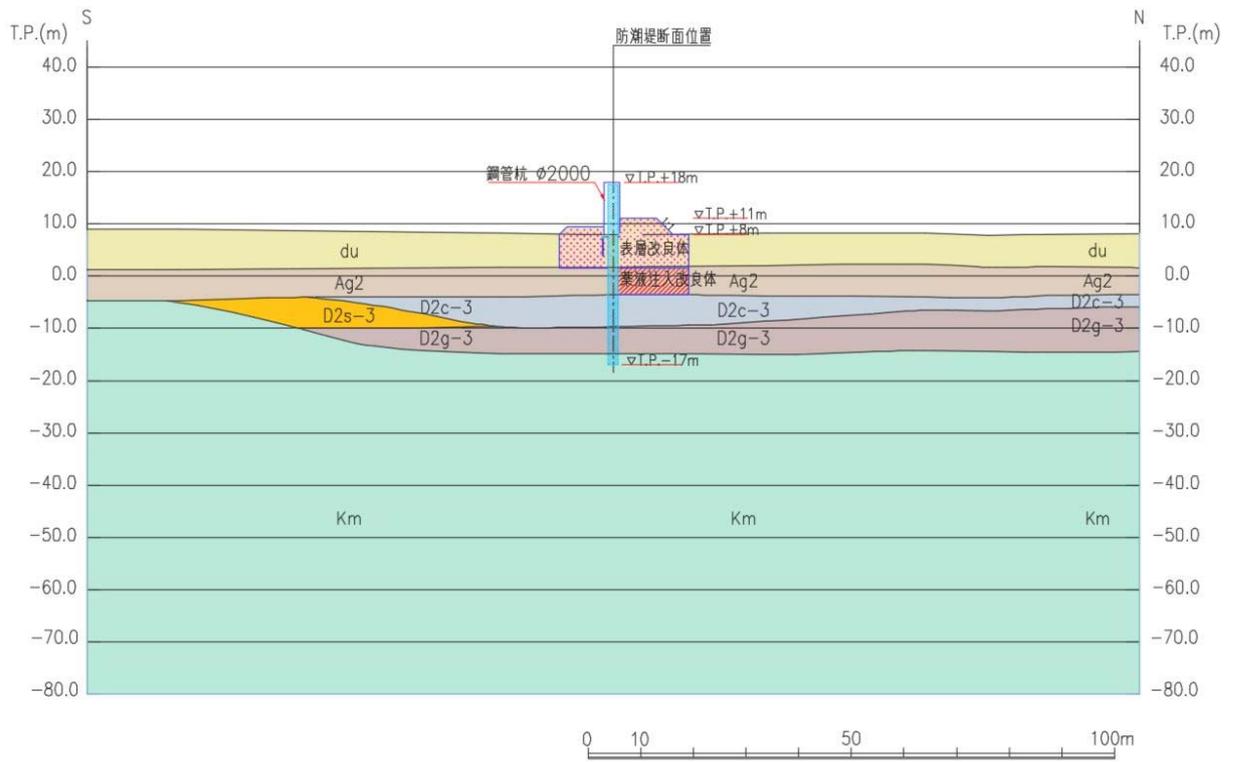


图 2.4-2 断面①断面图

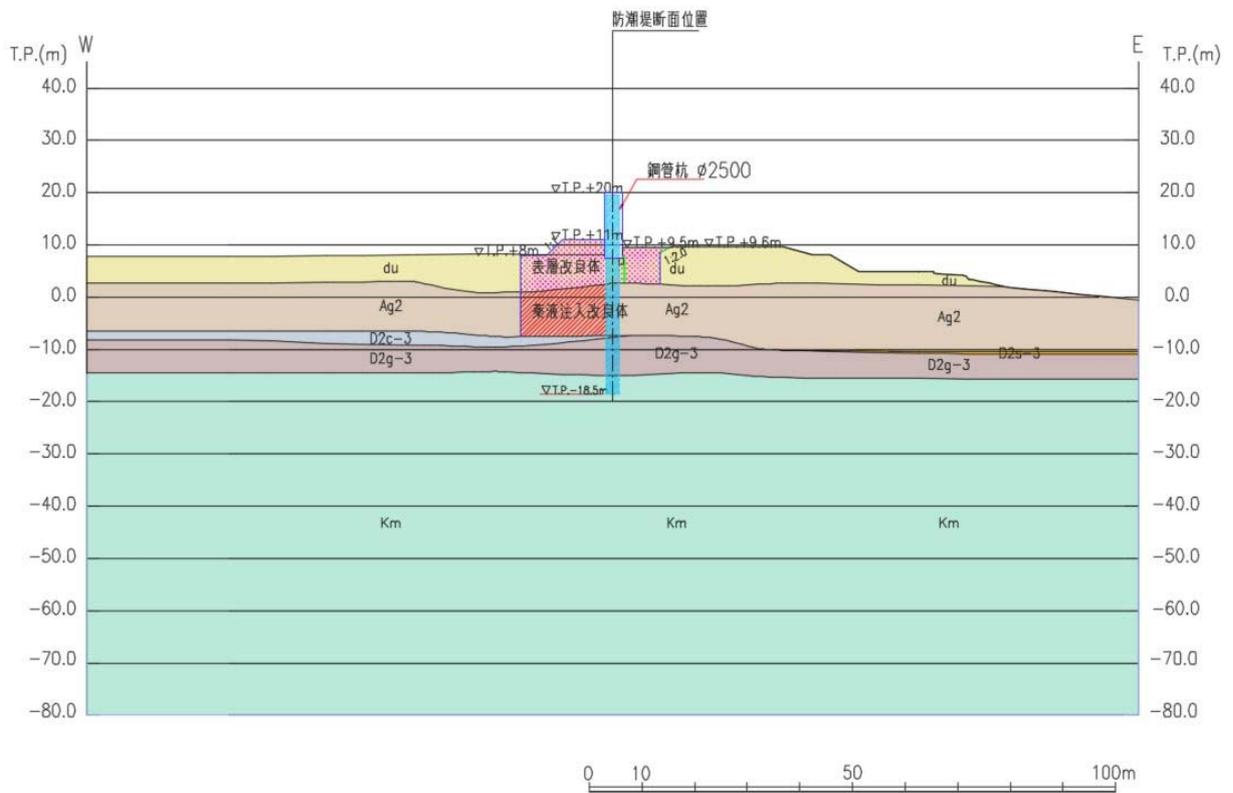


图 2.4-3 断面②断面图

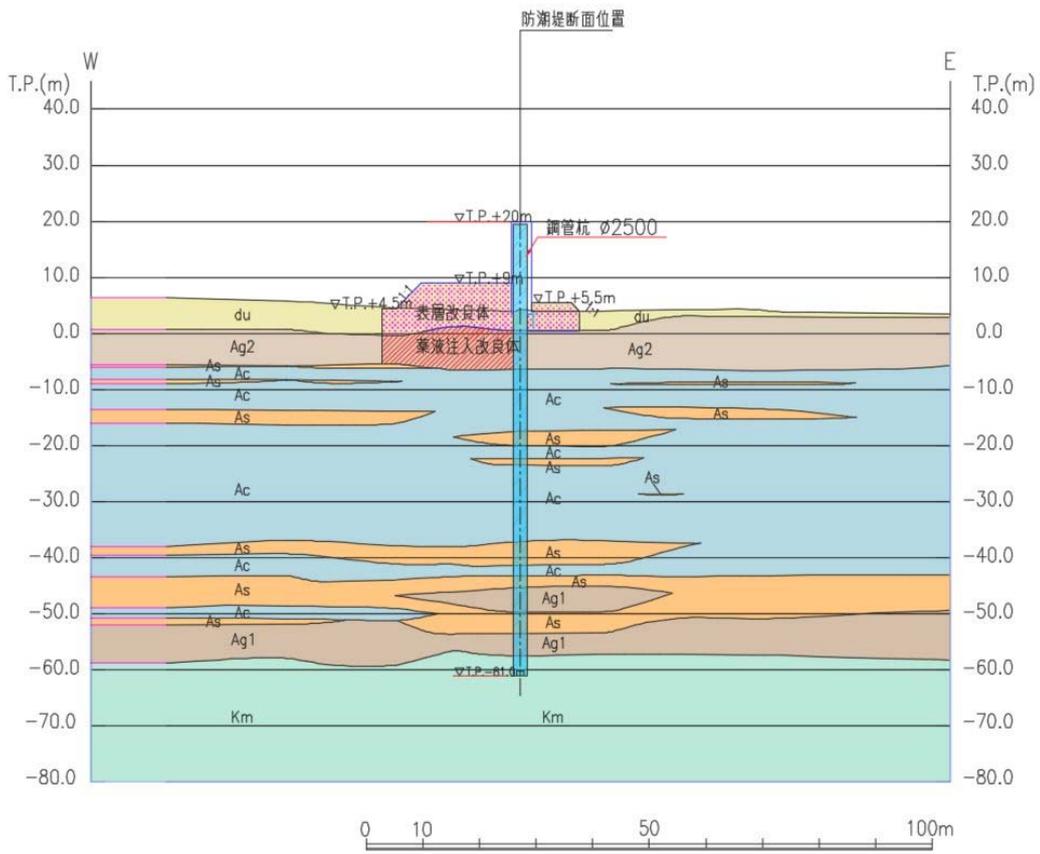


图 2.4-4 断面③断面图

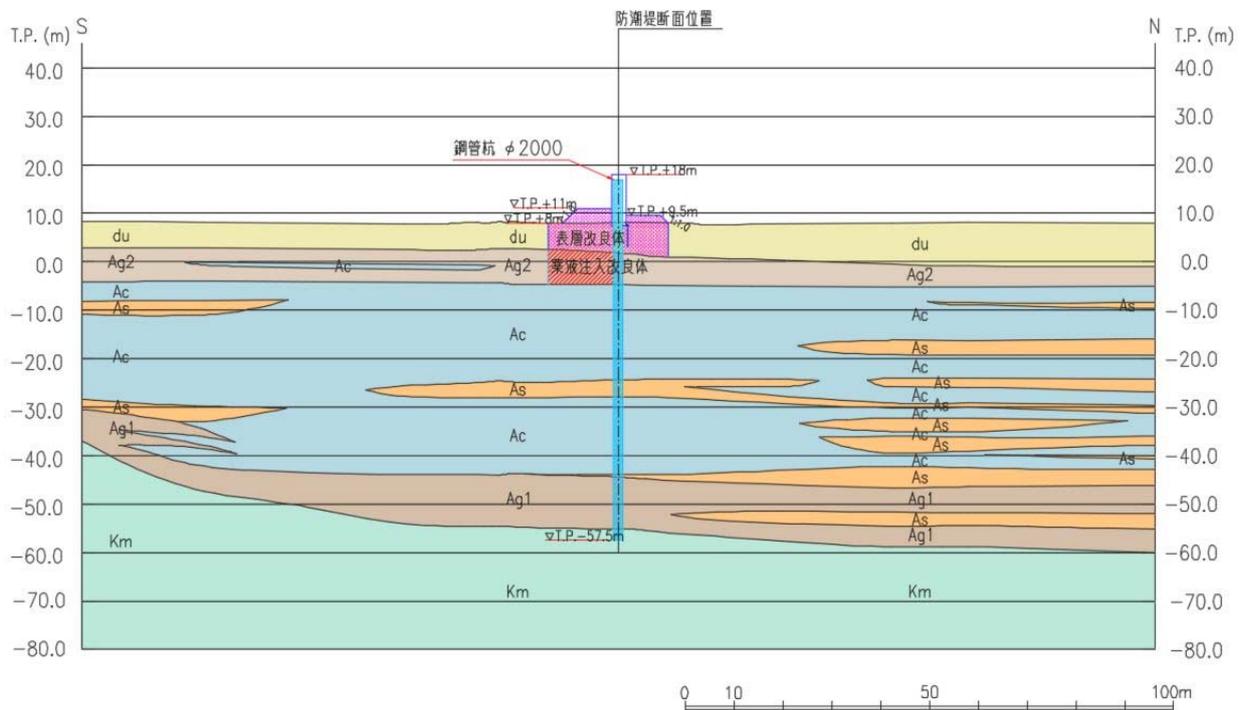


图 2.4-5 断面④断面图

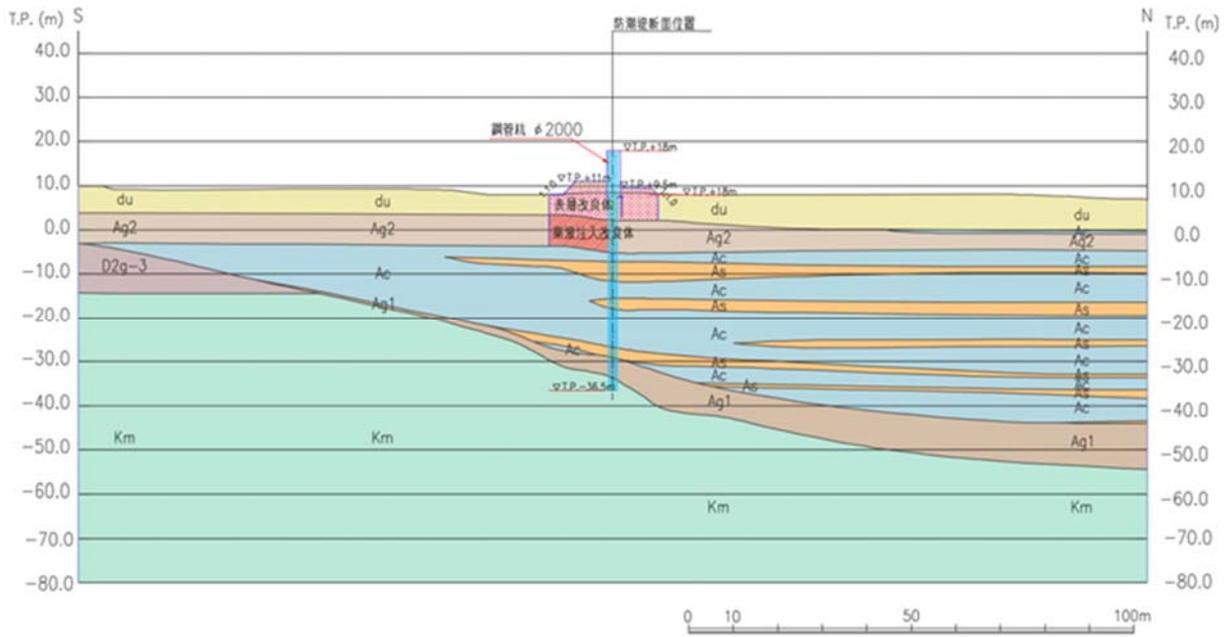


図 2.4-6 断面⑤断面図

表 2.4-1 構造仕様

断面	鋼管杭	
	径 (mm)	板厚 (mm)
断面①	2000	25 (SM570)
断面②	2500	25 (SM570)
断面③	2500	35 (SM570)
断面④	2000	25 (SM570)
断面⑤	2000	40 (SM570)

2.4.2 照査結果

(1) 断面①

断面①の地震動選定フローを図 2.4-7 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断力照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

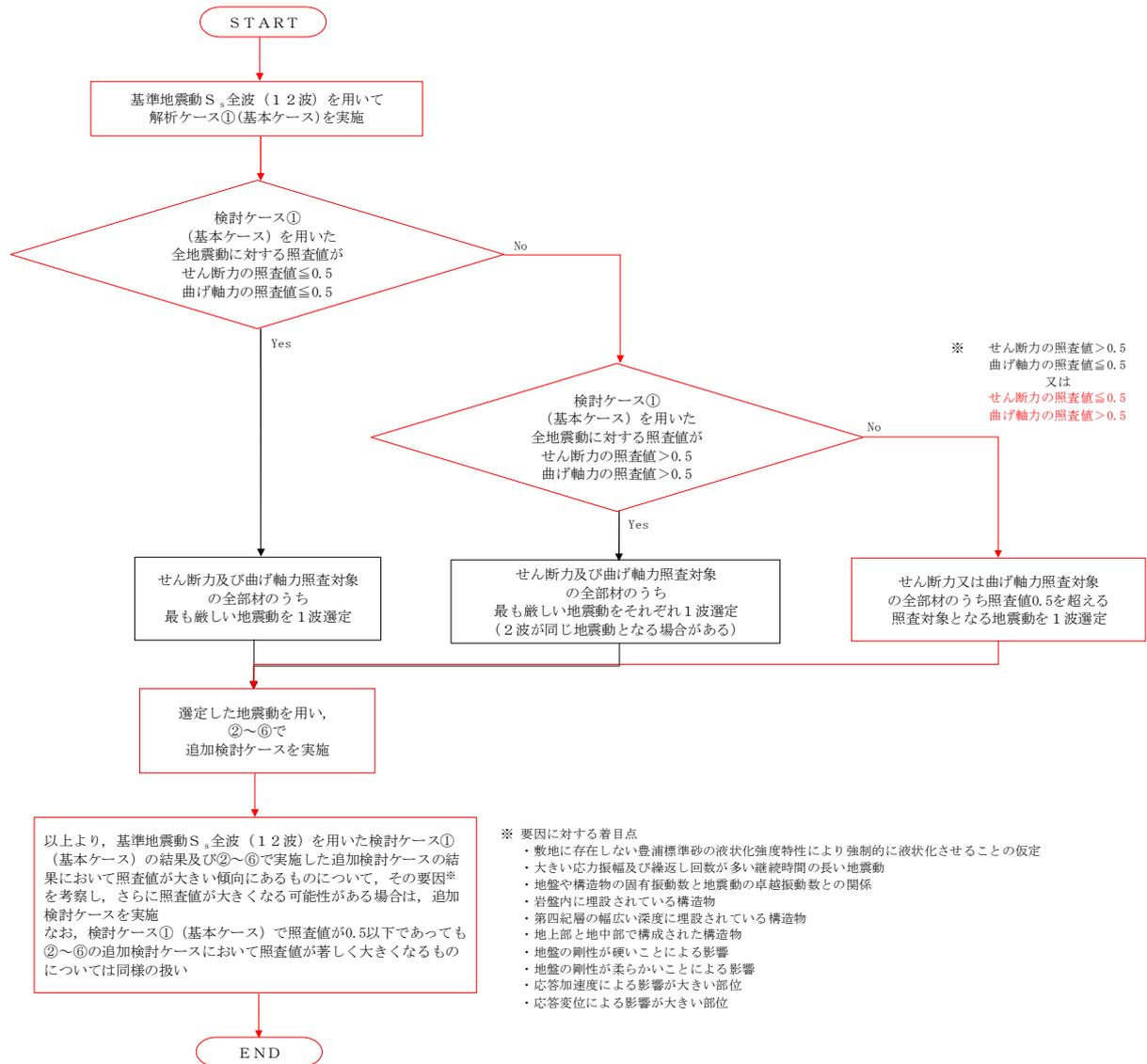


図 2.4-7 地震動選定フロー (断面①)

(曲げ軸力照査, 断面①)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.46					
	H+, V-		0.45					
	H-, V+		0.44					
	H-, V-		0.43					
S _s -11			0.11					
S _s -12			0.32					
S _s -13			0.27					
S _s -14			0.22					
S _s -21			0.44					
S _s -22			0.30					
S _s -31	H+, V+		0.51					0.59
	H-, V+		0.54	0.57	0.59	0.47	0.58	0.61

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、S_s-31(H-, V+)で0.54である。

(せん断力照査, 断面①)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.19					
	H+, V-		0.19					
	H-, V+		0.19					
	H-, V-		0.19					
S _s -11			0.07					
S _s -12			0.11					
S _s -13			0.10					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.20					
S _s -22			0.16					
S _s -31	H+, V+		0.20					0.25
	H-, V+		0.19	0.23	0.22	0.21	0.21	0.25

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-21及びS_s-31(H+, V+)で0.20)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.54、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31(H-, V+)である。

断面①は、地盤の固有周期が比較的短いことから、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑥で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-31(H+, V+)及びS_s-31(H-, V+)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しいS_s-31(H+, V+)に対し、追加検討ケース⑥を実施する。

(2) 断面②

断面②の地震動選定フローを図 2.4-8 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断力照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

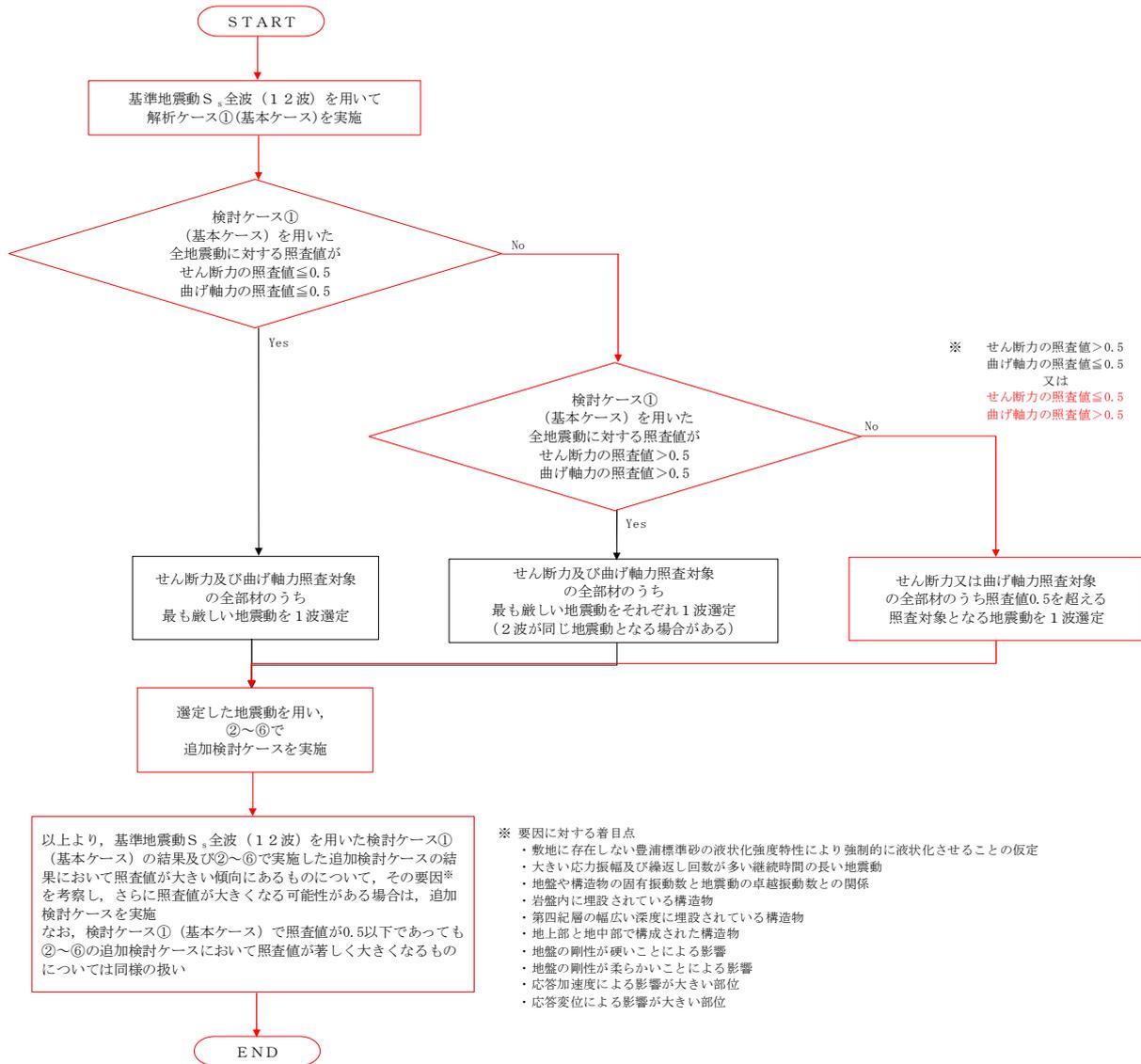


図 2.4-8 地震動選定フロー (断面②)

(曲げ軸力照査, 断面②)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.48					
	H+, V-		0.46					
	H-, V+		0.51					
	H-, V-		0.51					
S _s -11			0.19					
S _s -12			0.26					
S _s -13			0.26					
S _s -14			0.16					
S _s -21			0.27					
S _s -22			0.33					
S _s -31	H+, V+		0.56		0.63			0.66
	H-, V+		0.59	0.63	0.65	0.59	0.60	0.65

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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させることを仮定した解析ケース
- ⑤: 原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、S_s-31(H-, V+)で0.59である。

(せん断力照査, 断面②)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.23					
	H+, V-		0.23					
	H-, V+		0.25					
	H-, V-		0.25					
S _s -11			0.09					
S _s -12			0.13					
S _s -13			0.12					
S _s -14			0.07					
S _s -21			0.13					
S _s -22			0.19					
S _s -31	H+, V+		0.26		0.29			0.29
	H-, V+		0.27	0.29	0.30	0.38	0.27	0.30

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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させることを仮定した解析ケース
- ⑤: 原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-31(H-, V+)で0.27)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.59、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31(H-, V+)である。

断面②は、地盤の固有周期が比較的短いことから、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑥で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。また、断面②は海側に斜面を有することから、斜面の影響を受けやすい比較的地盤の柔らかい追加検討ケース③も照査値が大きくなる傾向にある。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-31(H+, V+)及びS_s-31(H-, V+)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しいS_s-31(H+, V+)に対し、追加検討ケース③及び⑥を実施する。

(3) 断面③

断面③の地震動選定フローを図 2.4-9 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断力照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

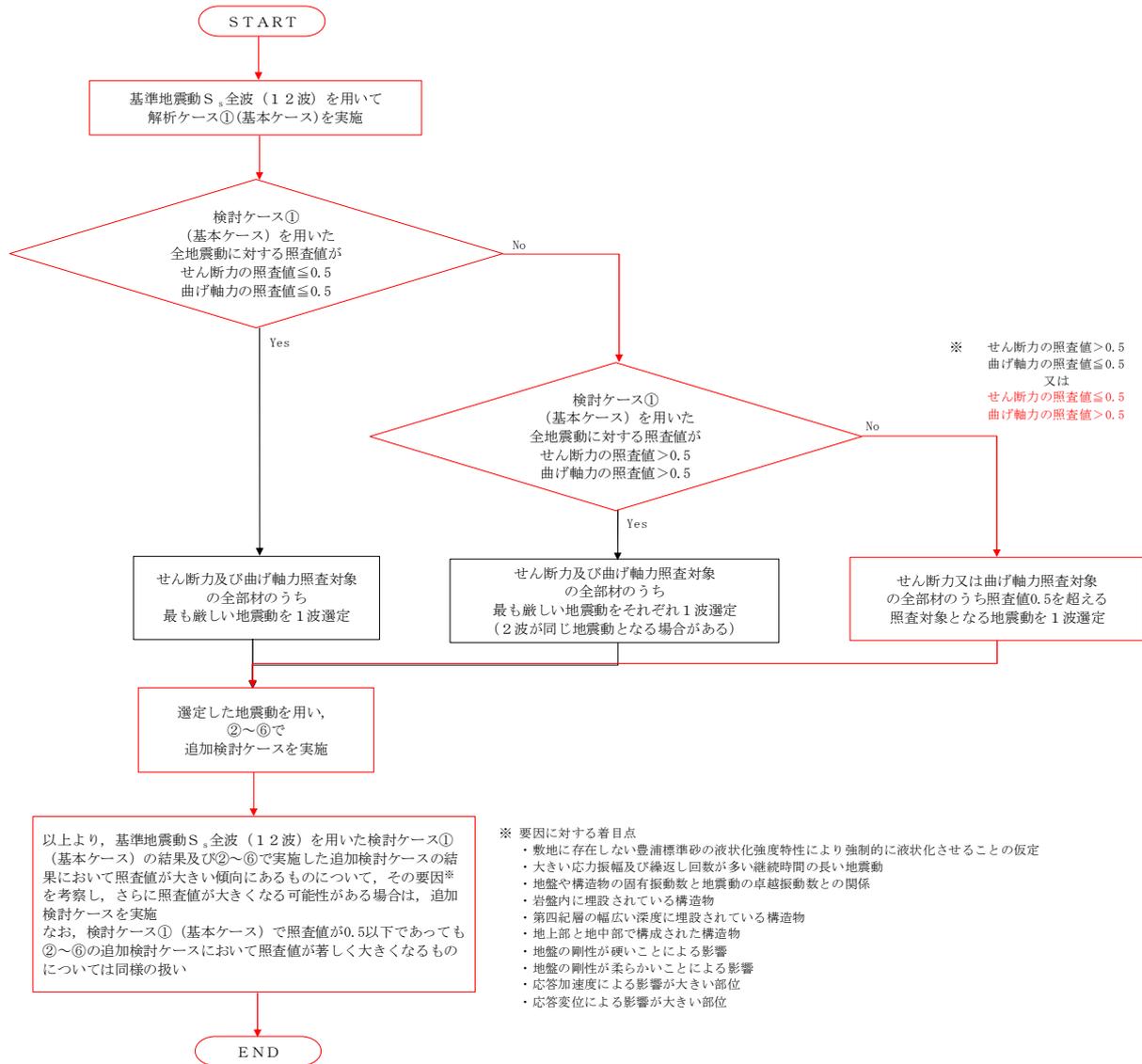


図 2.4-9 地震動選定フロー (断面③)

(曲げ軸力照査, 断面③)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.65	0.67	0.55	0.54	0.31	0.30
	H+, V-		0.65	0.66				
	H-, V+		0.55					
	H-, V-		0.55					
S _s -11			0.20					
S _s -12			0.36					
S _s -13			0.35					
S _s -14			0.26					
S _s -21			0.24					
S _s -22			0.25					
S _s -31	H+, V+		0.37					
	H-, V+		0.27					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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させることを仮定した解析ケース
- ⑤: 原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.65である。

(せん断力照査, 断面③)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.27	0.28	0.20	0.33	0.14	0.16
	H+, V-		0.27	0.28				
	H-, V+		0.24					
	H-, V-		0.24					
S _s -11			0.08					
S _s -12			0.10					
S _s -13			0.10					
S _s -14			0.07					
S _s -21			0.10					
S _s -22			0.09					
S _s -31	H+, V+		0.16					
	H-, V+		0.14					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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させることを仮定した解析ケース
- ⑤: 原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.27)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.65、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)である。

断面③は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース②で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース②において隣り合う土層間の地盤剛性の差が大きくなる箇所があるためである。また、第四紀層が厚く堆積する敷地東側では地盤の固有周期が長いことから、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D1(H+, V-)に対し、追加検討ケース②を実施する。

(4) 断面④

断面④の地震動選定フローを図 2.4-10 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

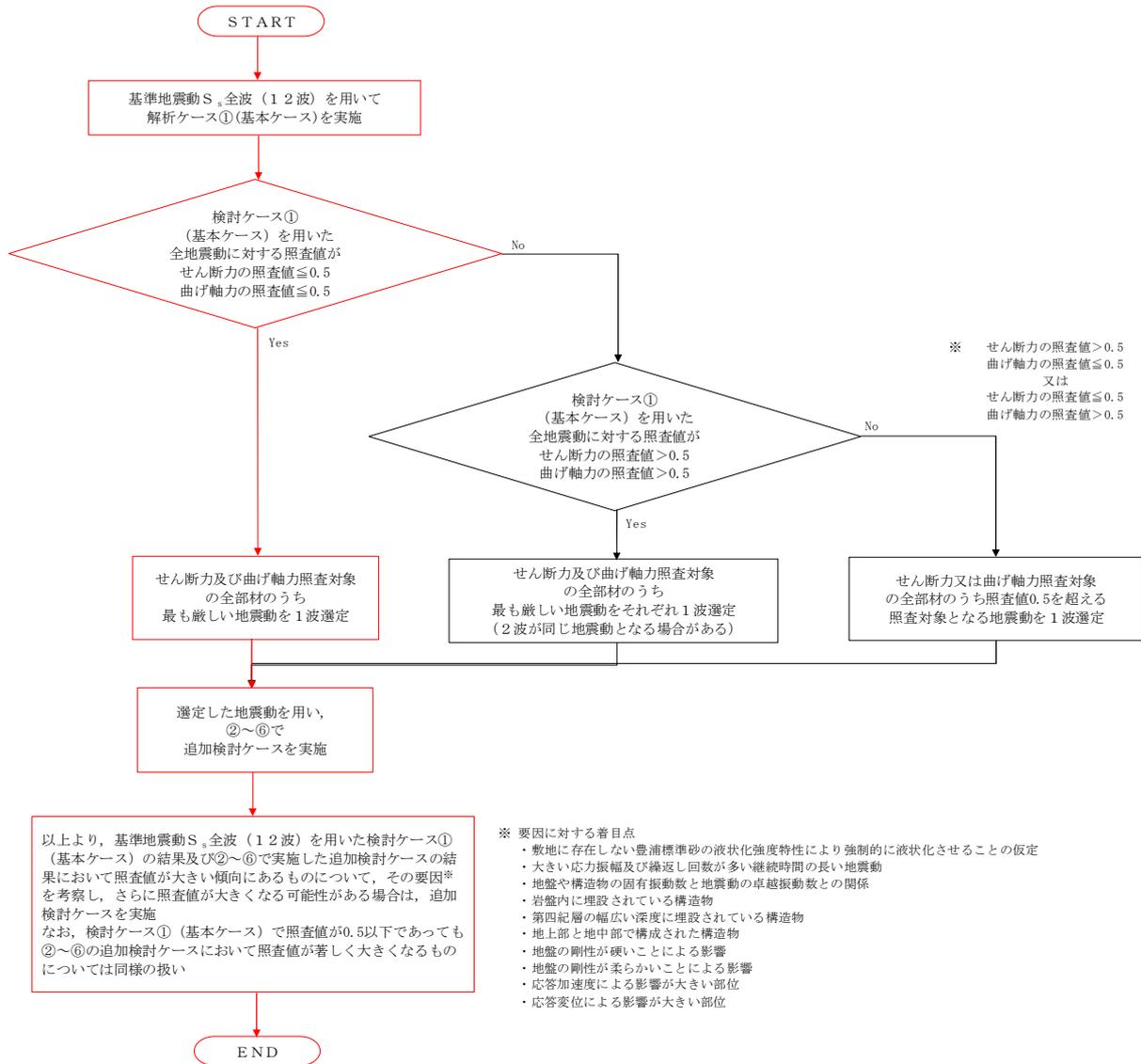


図 2.4-10 地震動選定フロー (断面④)

(曲げ軸力照査, 断面④)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.46	0.46	0.43	0.57	0.28	0.28
	H+, V-		0.46			0.56		
	H-, V+		0.39					
	H-, V-		0.39					
S _s -11			0.32					
S _s -12			0.38					
S _s -13			0.37					
S _s -14			0.25					
S _s -21			0.27					
S _s -22			0.27					
S _s -31	H+, V+		0.29					
	H-, V+		0.27					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.46)。

(せん断力照査, 断面④)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.16	0.17	0.16	0.27	0.10	0.11
	H+, V-		0.16			0.27		
	H-, V+		0.17					
	H-, V-		0.17					
S _s -11			0.14					
S _s -12			0.16					
S _s -13			0.16					
S _s -14			0.11					
S _s -21			0.10					
S _s -22			0.12					
S _s -31	H+, V+		0.11					
	H-, V+		0.10					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H-, V+)及びS_s-D1(H-, V-)で0.17)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)である。

断面④は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースにおいてAs層とAc層の剛性差が大きくなるため、この部分に大きな変形が生じ曲げモーメントが大きくなるからである。また、第四紀層が厚く堆積する敷地北側では地盤の固有周期が長いことから、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D1(H+, V-)に対し、追加検討ケース④を実施する。

(5) 断面⑤

断面⑤の地震動選定フローを図 2.4-11 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

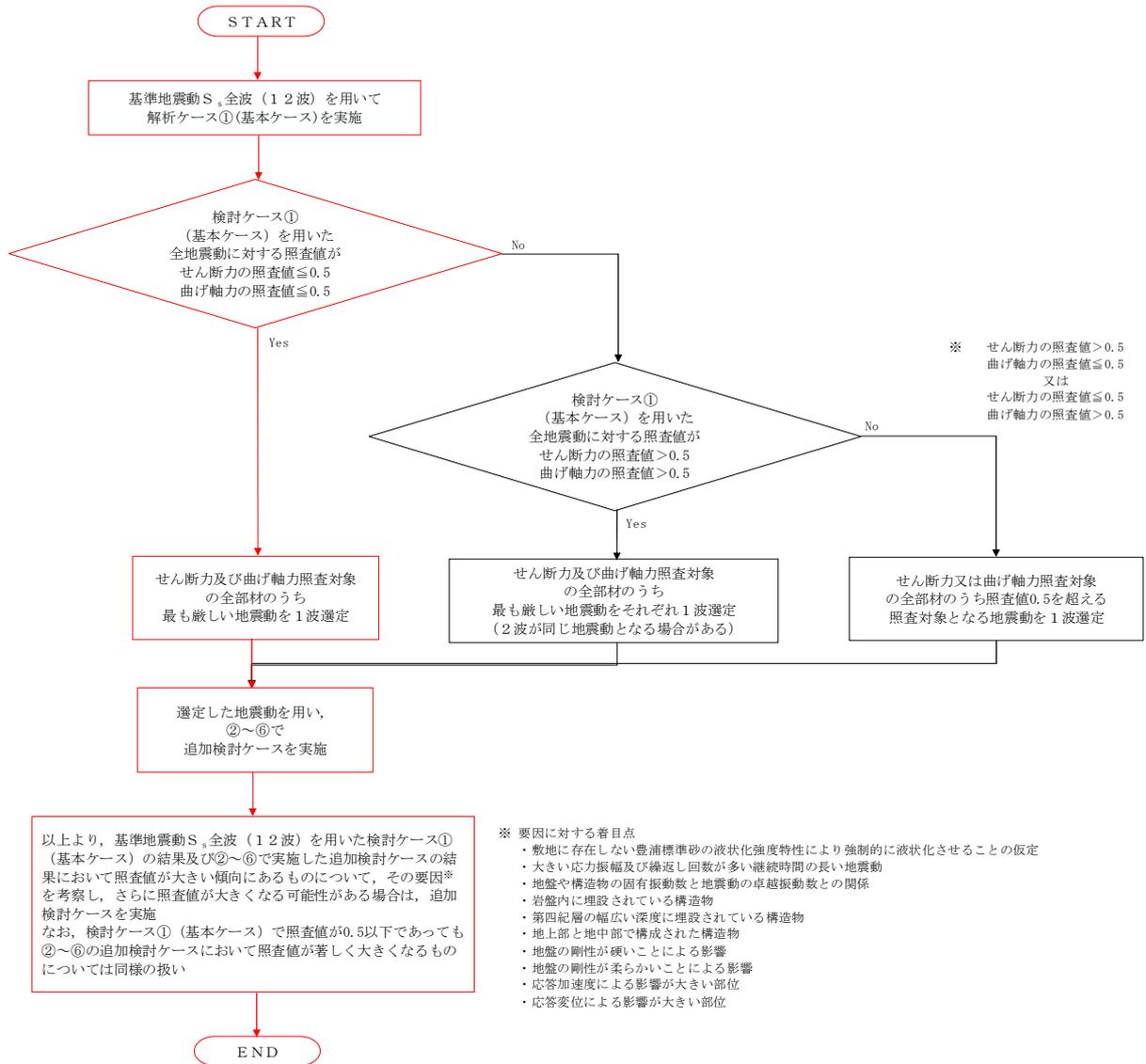


図 2.4-11 地震動選定フロー (断面⑤)

(曲げ軸力照査, 断面⑤)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査						
			①	②	③	④	⑤	⑥	
S _s -D1	H+, V+		0.42			0.62			
	H+, V-		0.42	0.39	0.42	0.62	0.34	0.33	
	H-, V+		0.38						
	H-, V-		0.38						
S _s -11			0.35						
S _s -12			0.36						
S _s -13			0.32						
S _s -14			0.19						
S _s -21			0.25						
S _s -22			0.28						
S _s -31	H+, V+		0.31						
	H-, V+		0.31						

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.42)。

(せん断力照査, 断面⑤)

地震動		検討ケース	せん断力照査						
			①	②	③	④	⑤	⑥	
S _s -D1	H+, V+		0.16			0.17			
	H+, V-		0.17	0.15	0.16	0.17	0.14	0.14	
	H-, V+		0.14						
	H-, V-		0.14						
S _s -11			0.14						
S _s -12			0.13						
S _s -13			0.12						
S _s -14			0.07						
S _s -21			0.09						
S _s -22			0.11						
S _s -31	H+, V+		0.13						
	H-, V+		0.12						

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V-)で0.17)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V-)である。

断面⑤は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースにおいてAs層とAc層の剛性差が大きくなるため、この部分に大きな変形が生じ曲げモーメントが大きくなるためである。また、第四紀層が厚く堆積する敷地北側では地盤の固有周期が長いことから、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D1(H+, V+)に対し、追加検討ケース④を実施する。

2.5 防潮扉 2 基礎

防潮扉 2 基礎は、鋼管杭基礎及び鉄筋コンクリート防潮壁により構成される。耐震評価においては、鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を線形梁要素としてモデル化する。よって、追加検討ケースの選定は鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を評価対象とする。なお、鉄筋コンクリート部はA-A断面においては壁部及び底版部、B-B断面においては梁部、壁部及び底版部に分けられる。

2.5.1 照査位置及び仕様

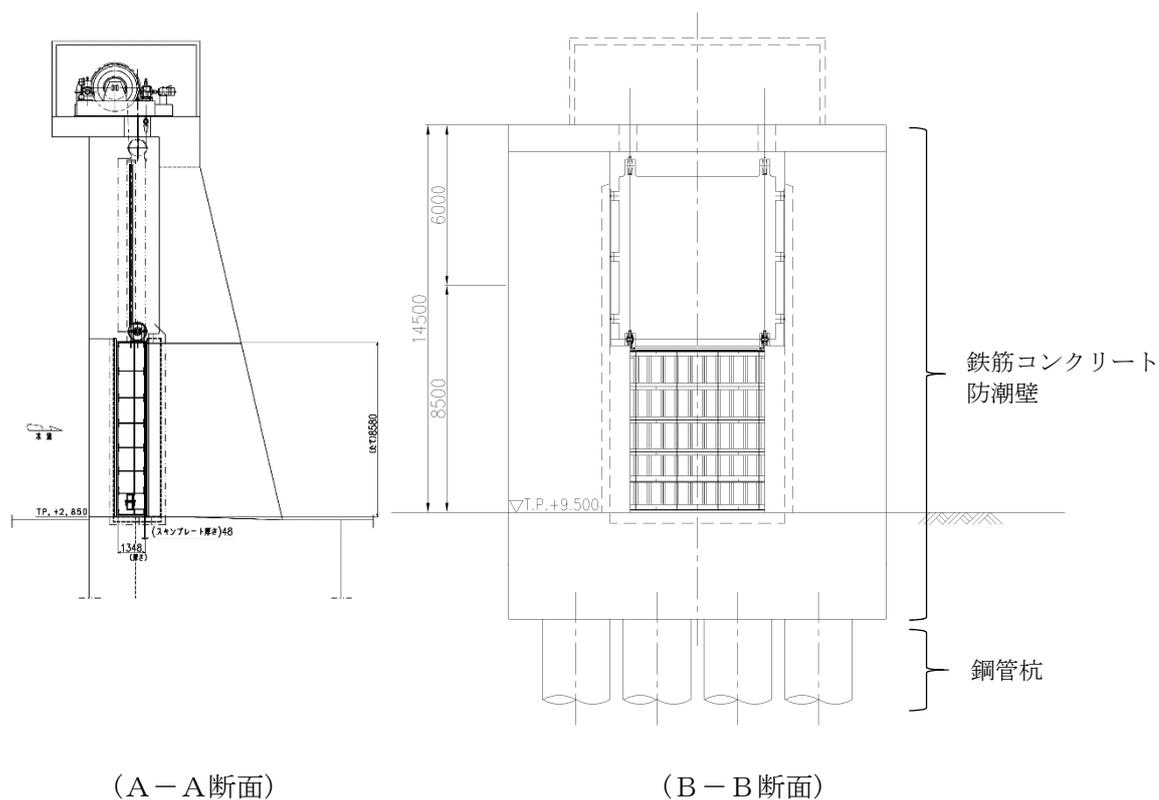
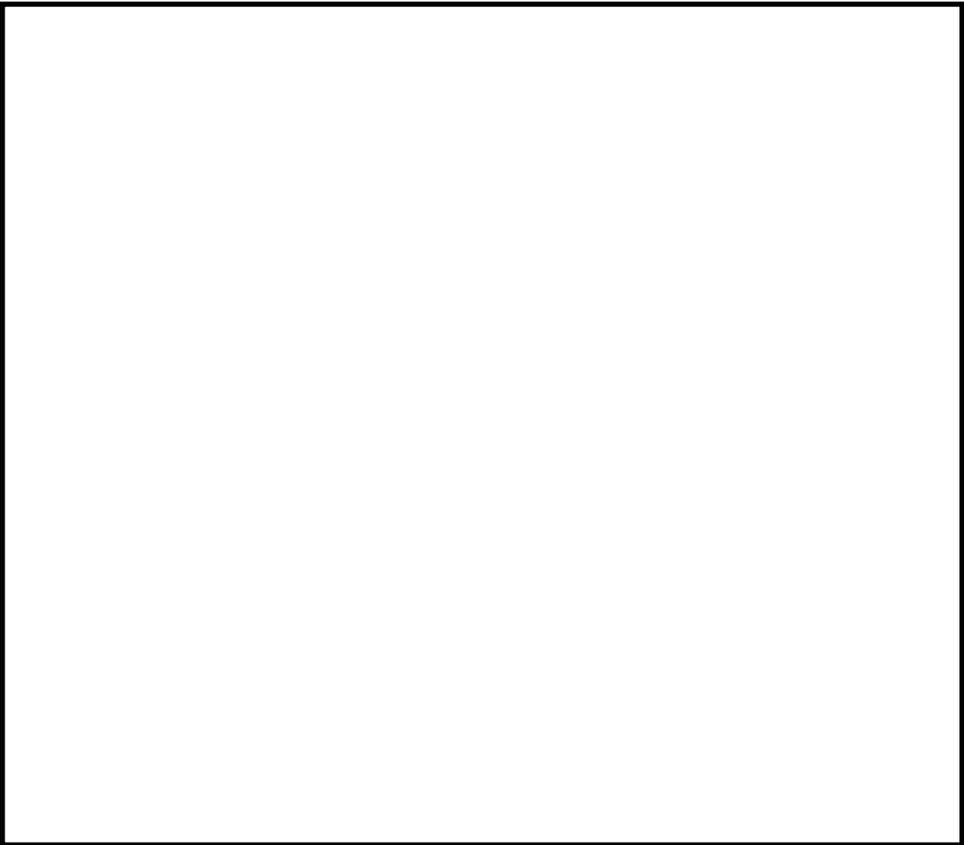


図 2.5-1 防潮扉 2 基礎の照査位置図



A - A 断面



B - B 断面

図 2.5-2 構造図



图 2.5-3 概略配筋图 (A-A断面)

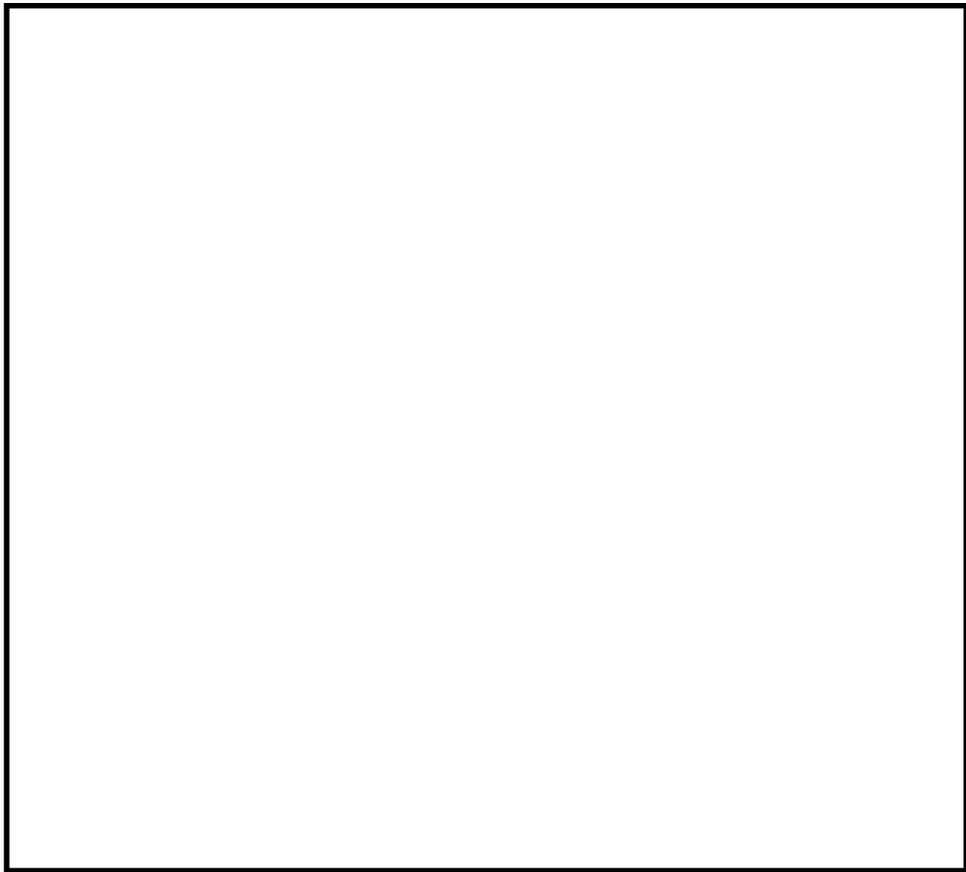


图 2.5-4 概略配筋图 (B-B断面)

2.5.2 照査結果

(1) A-A断面（鉄筋コンクリート）

A-A断面（鉄筋コンクリート）の地震動選定フローを図 2.5-5 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

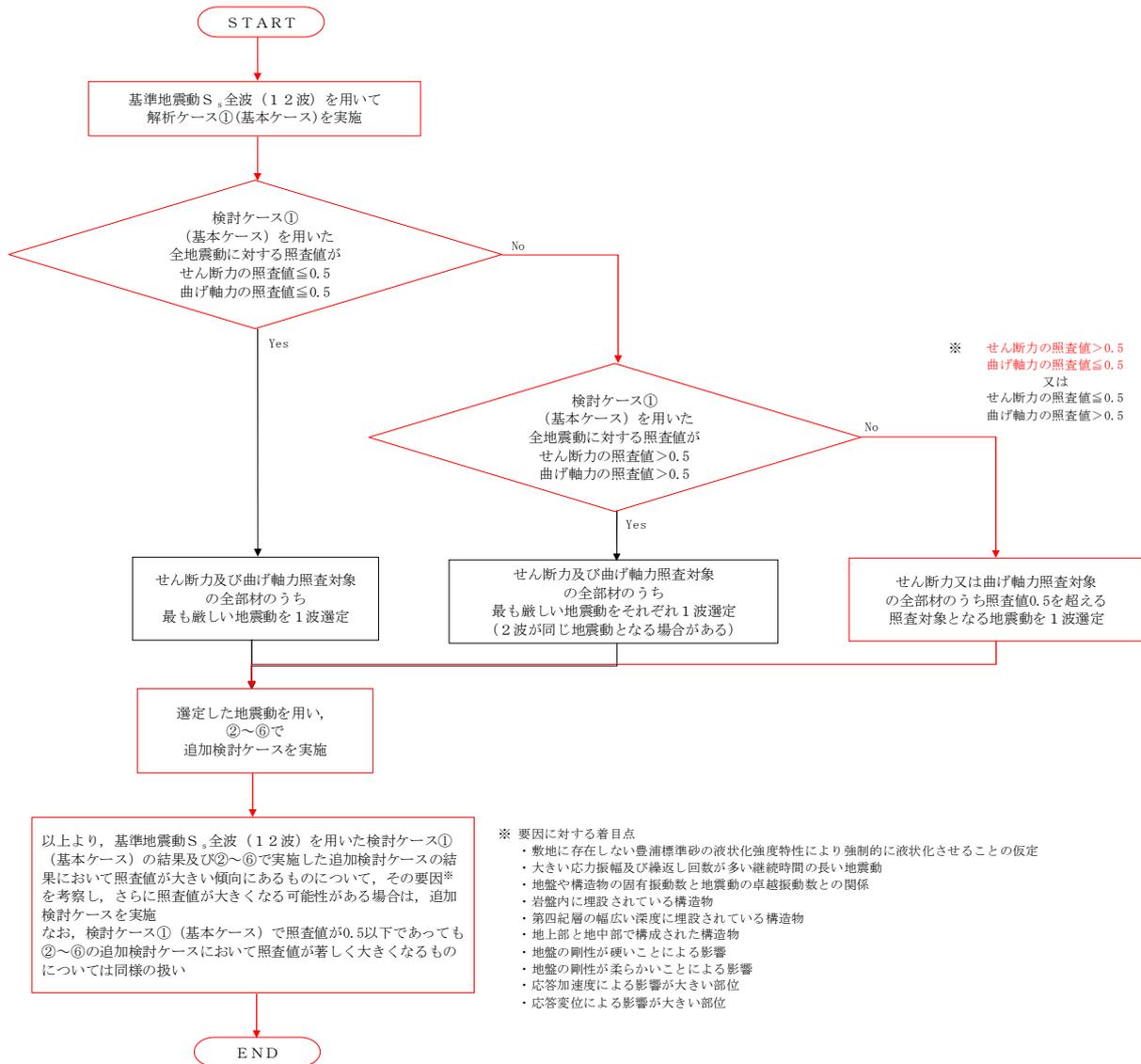


図 2.5-5 地震動選定フロー (A-A断面)

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮) , A-A断面)

(壁部)

(底版部)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	H+, V-	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.15					
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.10					
S _s -13		0.10					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.15					
S _s -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.15					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20	0.15	0.20	0.20	0.20	0.15
	H+, V-	0.20	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.20					
S _s -11		0.15					
S _s -12		0.15					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.15					
S _s -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.15					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) , A-A断面)

(壁部)

(底版部)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.14	0.13	0.14	0.14	0.16	0.16
	H+, V-	0.14	0.15	0.15	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.16					
	H-, V-	0.10					
S _s -11		0.04					
S _s -12		0.07					
S _s -13		0.06					
S _s -14		0.05					
S _s -21		0.09					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.09					
	H-, V+	0.11					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.24	0.21	0.23	0.27	0.23	0.20
	H+, V-	0.23	0.20	0.23	0.26	0.23	0.21
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
S _s -11		0.16					
S _s -12		0.17					
S _s -13		0.17					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.21					
S _s -22		0.19					
S _s -31	H+, V+	0.21					
	H-, V+	0.20					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、底版部, S_s-D1 (H+, V+) で 0.24)。

(せん断力照査, A-A断面)

(壁部)

(底版部)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.28	0.28	0.29	0.27	0.30	0.30
	H+, V-	0.28	0.27	0.29	0.27	0.31	0.30
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.26					
S _s -11		0.13					
S _s -12		0.17					
S _s -13		0.16					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.23					
S _s -22		0.20					
S _s -31	H+, V+	0.23					
	H-, V+	0.25					

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.64	0.60	0.63	0.73	0.63	0.57
	H+, V-	0.63	0.57	0.63	0.72	0.60	0.55
	H-, V+	0.60					
	H-, V-	0.60					
S _s -11		0.32					
S _s -12		0.40					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.35					
S _s -21		0.53					
S _s -22		0.43					
S _s -31	H+, V+	0.52					
	H-, V+	0.55					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、底版部、S_s-D1(H+, V+)で0.64である。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ部材に対する曲率の照査に対する全ての照査値が0.50以下、せん断力照査に対する最大照査値が0.64であり、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+)である。

A-A断面の鉄筋コンクリート底版部のせん断力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤変位が大きいことに伴い、構造物のせん断力が大きくなるためである。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D1(H+, V+)に対し、追加検討ケース②~⑥を実施する。

(2) A-A断面（鋼管杭）

A-A断面（鋼管杭）の地震動選定フローを図 2.5-6 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

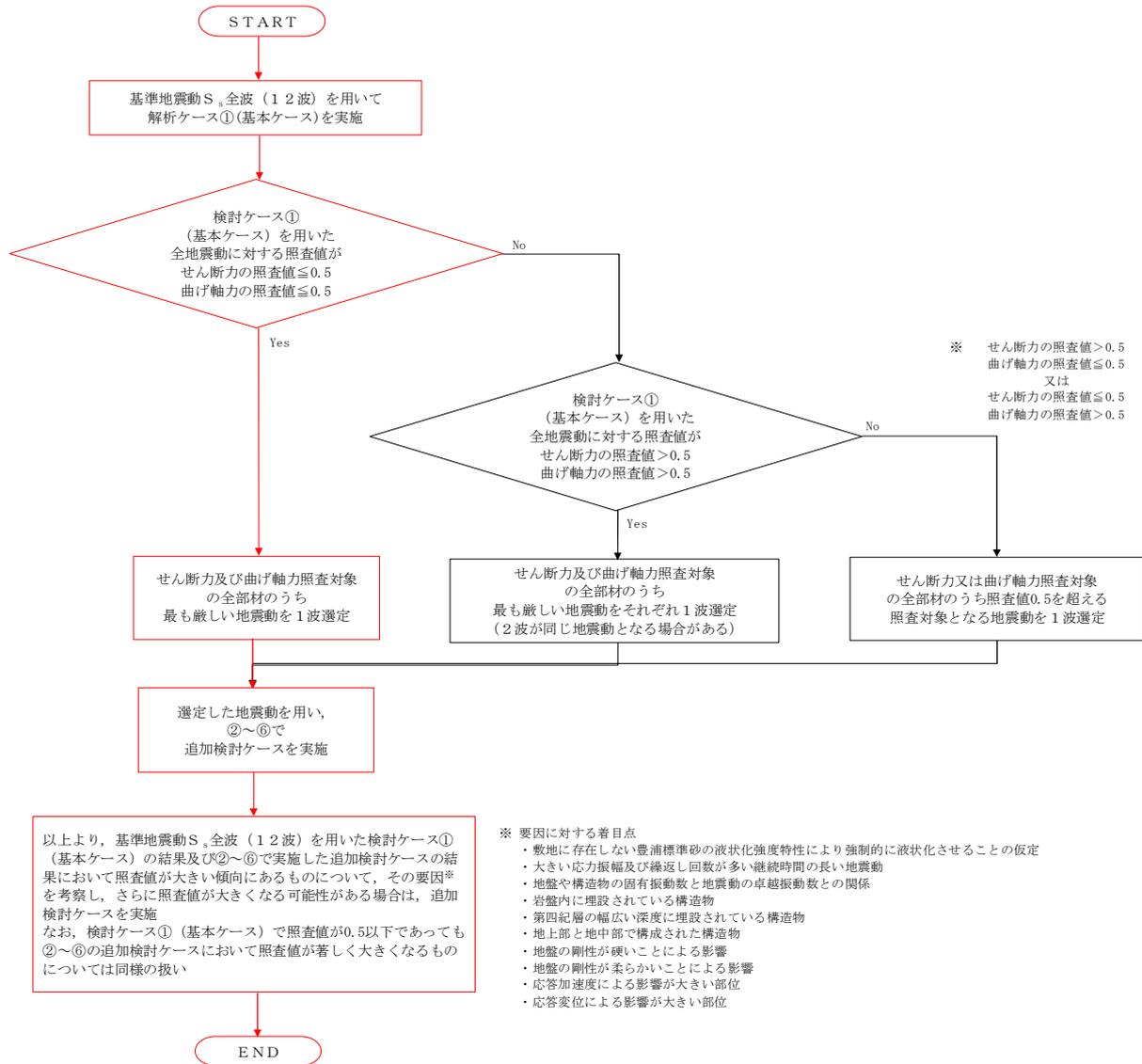


図 2.5-6 地震動選定フロー（鋼管杭）

(曲げ軸力照査, A-A断面, 鋼管杭)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.50	0.50	0.53	0.58	0.55	0.54
	H+, V-	0.50	0.49	0.54	0.58	0.54	0.53
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.49					
S _s -11		0.17					
S _s -12		0.29					
S _s -13		0.25					
S _s -14		0.22					
S _s -21		0.39					
S _s -22		0.32					
S _s -31	H+, V+	0.49					
	H-, V+	0.49					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭, S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.50)。

(せん断力照査, A-A断面, 鋼管杭)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18
	H+, V-	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.13					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.11					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭, S_s-D1(H+, V+), S_s-D1(H+, V-), S_s-D1(H-, V+), S_s-D1(H-, V-)及びS_s-31(H-, V+)で0.17)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)である。

A-A断面の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤変位が大きいことに伴い、構造物の曲げ軸力が大きくなるためである。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い $S_s-D1(H+, V+)$ 及び $S_s-D1(H+, V-)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s-D1(H+, V+)$ に対し、追加検討ケース④を実施する。

(3) B-B断面（鉄筋コンクリート）

B-B断面（鉄筋コンクリート）の地震動選定フローを図 2.5-7 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

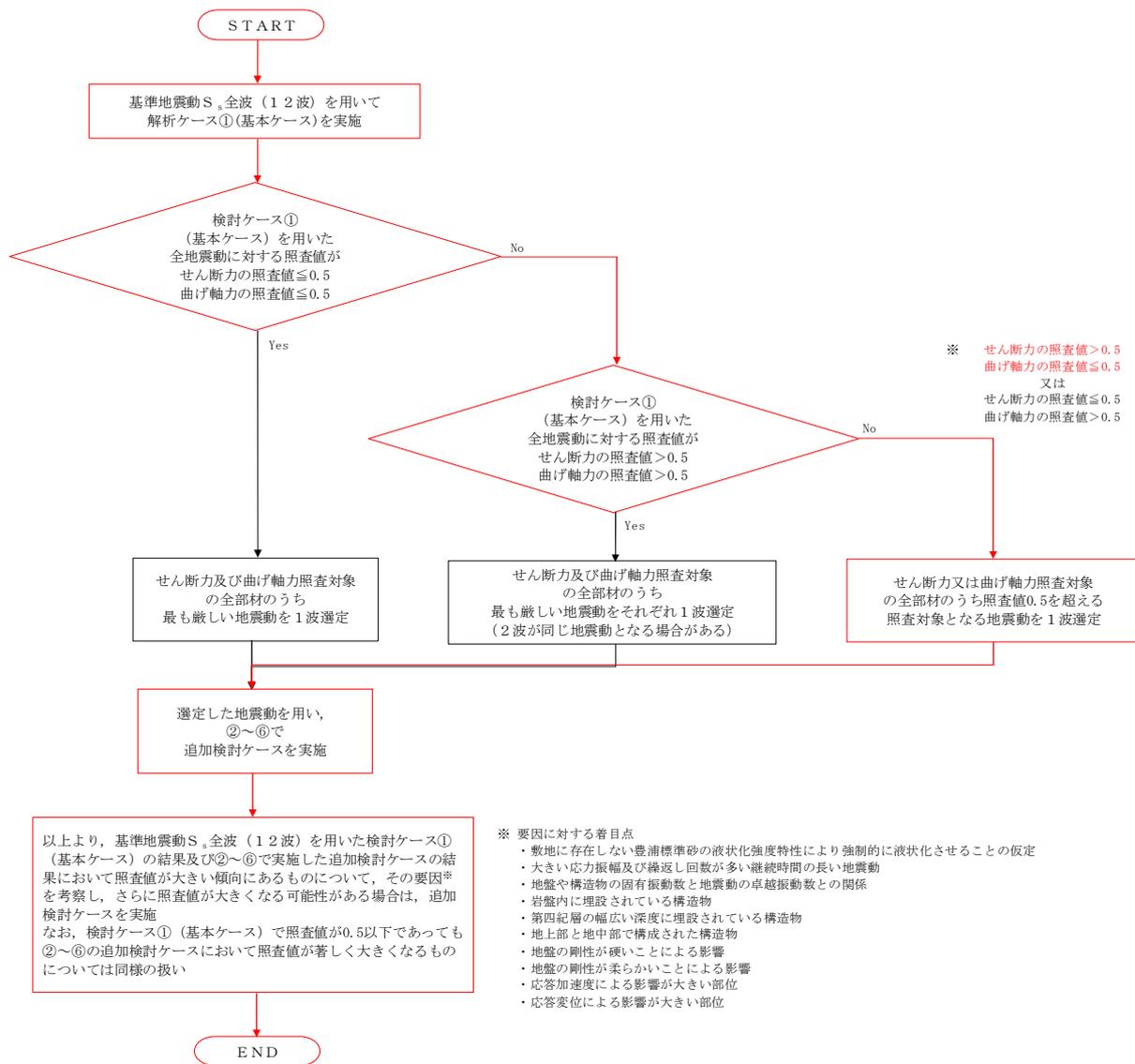


図 2.5-7 地震動選定フロー（B-B断面（鉄筋コンクリート））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), B-B断面)

(梁部)

(壁部)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10			0.10		
S _s -11	0.10						
S _s -12	0.10						
S _s -13	0.10						
S _s -14	0.10						
S _s -21	0.10						
S _s -22	0.10						
S _s -31	H+, V+	0.10					0.10
	H-, V+	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10			0.15		
S _s -11	0.10						
S _s -12	0.10						
S _s -13	0.10						
S _s -14	0.05						
S _s -21	0.10						
S _s -22	0.10						
S _s -31	H+, V+	0.10					0.10
	H-, V+	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

(底版部)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10			0.15		
S _s -11	0.05						
S _s -12	0.10						
S _s -13	0.05						
S _s -14	0.05						
S _s -21	0.05						
S _s -22	0.05						
S _s -31	H+, V+	0.10					0.10
	H-, V+	0.10	0.10	0.10	0.15	0.10	0.10

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) , B-B断面)

(梁部)

(壁部)

検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.14	0.14	0.14	0.16	0.11	0.11
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12			0.16		
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.09					
S _s -21		0.11					
S _s -22		0.10					
S _s -31	H+, V+	0.16					0.13
	H-, V+	0.15	0.14	0.15	0.15	0.13	0.11

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.05					
	H+, V-	0.05	0.04	0.05	0.08	0.04	0.04
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05			0.08		
S _s -11		0.02					
S _s -12		0.03					
S _s -13		0.03					
S _s -14		0.02					
S _s -21		0.03					
S _s -22		0.04					
S _s -31	H+, V+	0.07					0.04
	H-, V+	0.07	0.06	0.07	0.06	0.06	0.04

(底版部)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.24	0.25	0.25	0.30	0.10	0.09
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.20			0.22		
S _s -11		0.07					
S _s -12		0.17					
S _s -13		0.16					
S _s -14		0.04					
S _s -21		0.10					
S _s -22		0.12					
S _s -31	H+, V+	0.19					0.12
	H-, V+	0.15	0.15	0.15	0.16	0.10	0.10

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、梁部, S_s-31 (H+, V+) で 0.16)。

(せん断力照査, B-B断面)

(梁部)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.71					
	H+, V-	0.76	0.76	0.73	0.87	0.76	0.74
	H-, V+	0.71					
	H-, V-	0.77			0.90		
S _s -11		0.69					
S _s -12		0.69					
S _s -13		0.70					
S _s -14		0.61					
S _s -21		0.64					
S _s -22		0.71					
S _s -31	H+, V+						0.67
	H-, V+	0.80	0.78	0.79	0.72	0.71	0.68

(壁部)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.32					
	H+, V-	0.32	0.26	0.31	0.44	0.31	0.30
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.33			0.43		
S _s -11		0.25					
S _s -12		0.26					
S _s -13		0.26					
S _s -14		0.23					
S _s -21		0.24					
S _s -22		0.29					
S _s -31	H+, V+	0.35					0.29
	H-, V+	0.39	0.38	0.38	0.31	0.34	0.30

(底版部)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34					
	H+, V-	0.35	0.30	0.34	0.41	0.29	0.28
	H-, V+	0.33					
	H-, V-	0.32			0.41		
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.21					
S _s -13		0.20					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.17					
S _s -22		0.20					
S _s -31	H+, V+						0.37
	H-, V+	0.38	0.32	0.38	0.47	0.40	0.36

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、梁部、S_s-31(H-, V+)で0.80である。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する全ての照査値が0.50以下、せん断力照査に対する最大照査値が0.80であり、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31(H-, V+)である。

B-B断面の鉄筋コンクリート梁部のせん断力照査の照査値は、S_s-D1(H+, V-)においては基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤変位が大きいことに伴い、構造物のせん断力が大きくなるためである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-31(H+, V+)及びS_s-31(H-, V+)で照査値が大きくなる傾向にある。

S_s-D1(H+, V-)の検討ケース④の結果が基本検討ケース①に対して照査値が厳しくなっていることから、S_s-D1(H-, V-)に対し、追加検討ケース④を実施する。

(4) B-B断面（鋼管杭）

B-B断面（鋼管杭）の地震動選定フローを図 2.5-8 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ部材に対する曲率の照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

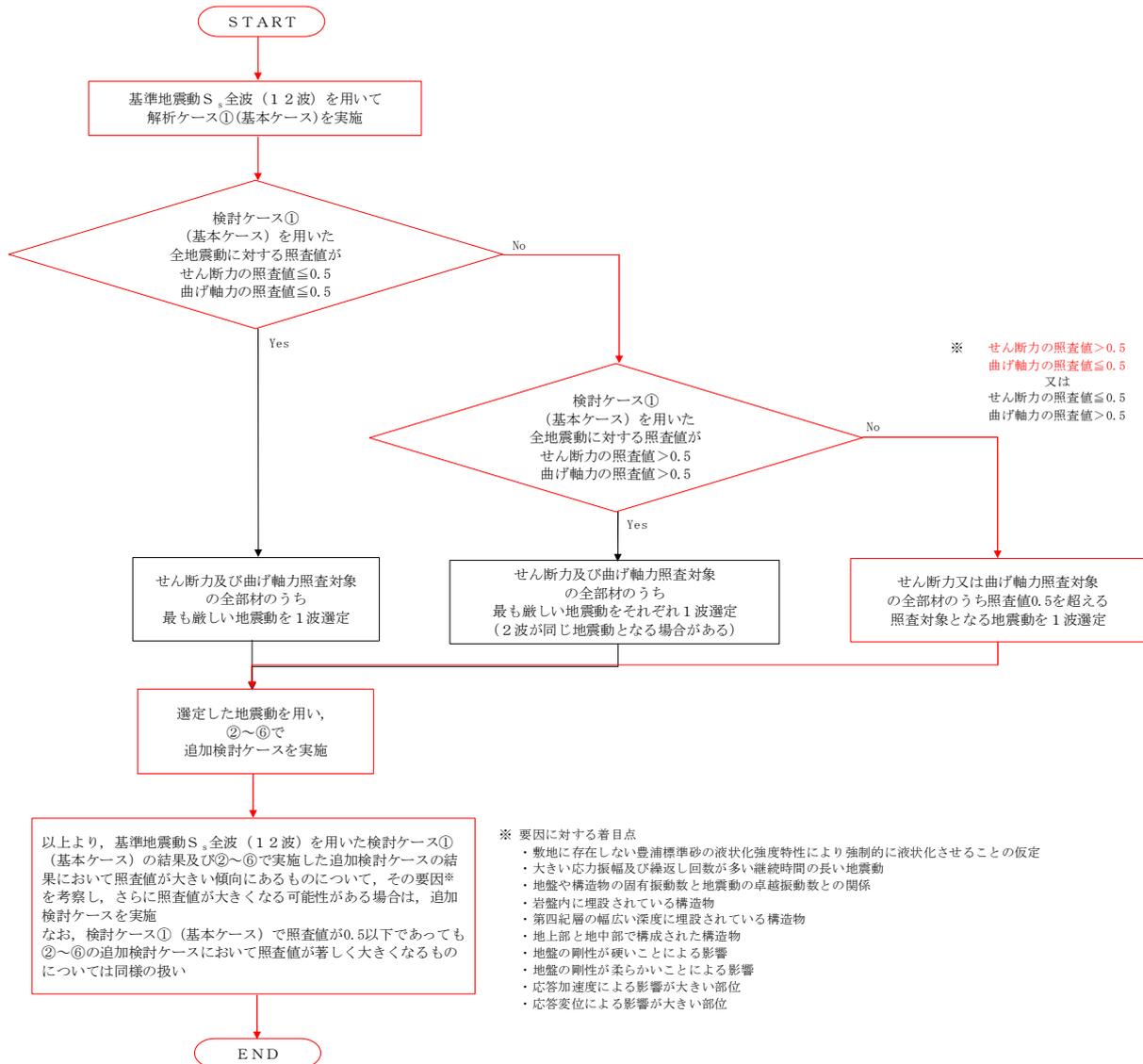


図 2.5-8 地震動選定フロー（B-B断面（鋼管杭））

(曲げ軸力照査, B-B断面, 鋼管杭)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	H+, V+	0.52							
	H+, V-	0.52	0.50	0.54	0.59	0.50	0.58		
	H-, V+	0.50							
	H-, V-	0.50			0.53				
S _s -11		0.19							
S _s -12		0.28							
S _s -13		0.26							
S _s -14		0.15							
S _s -21		0.22							
S _s -22		0.32							
S _s -31	H+, V+	0.65						0.74	
	H-, V+	0.67	0.69	0.73	0.72	0.70	0.74		

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、鋼管杭, S_s-31 (H-, V+) で0.67である。

(せん断力照査, B-B断面, 鋼管杭)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	H+, V+	0.16							
	H+, V-	0.16	0.17	0.17	0.17	0.20	0.23		
	H-, V+	0.16							
	H-, V-	0.16			0.16				
S _s -11		0.07							
S _s -12		0.11							
S _s -13		0.10							
S _s -14		0.06							
S _s -21		0.07							
S _s -22		0.12							
S _s -31	H+, V+	0.21						0.26	
	H-, V+	0.21	0.24	0.23	0.23	0.23	0.25		

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭, S_s-31 (H+, V+) 及びS_s-31 (H-, V+) で0.21)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.67、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31 (H-, V+)である。

B-B断面の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑥で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、地盤の固有周期が比較的短いことから、非液状化の条件を仮定した検討ケース⑥で断面力が大きくなったものと考えられる。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある $S_s-31(H+, V+)$ 及び $S_s-31(H-, V+)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s-31(H+, V+)$ に対し、追加検討ケース⑥を実施する。

2.6 構内排水路逆流防止設備（出口側集水枡（杭間部））

構内排水路逆流防止設備の出口側集水枡（杭間部）は、鋼管杭基礎及び鉄筋コンクリートの集水枡により構成される。耐震評価においては、鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を線形梁要素としてモデル化する。よって、追加検討ケースの選定は鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を評価対象とする。なお、鉄筋コンクリート部は壁部及び底版部に分けられる。

2.6.1 照査位置及び仕様

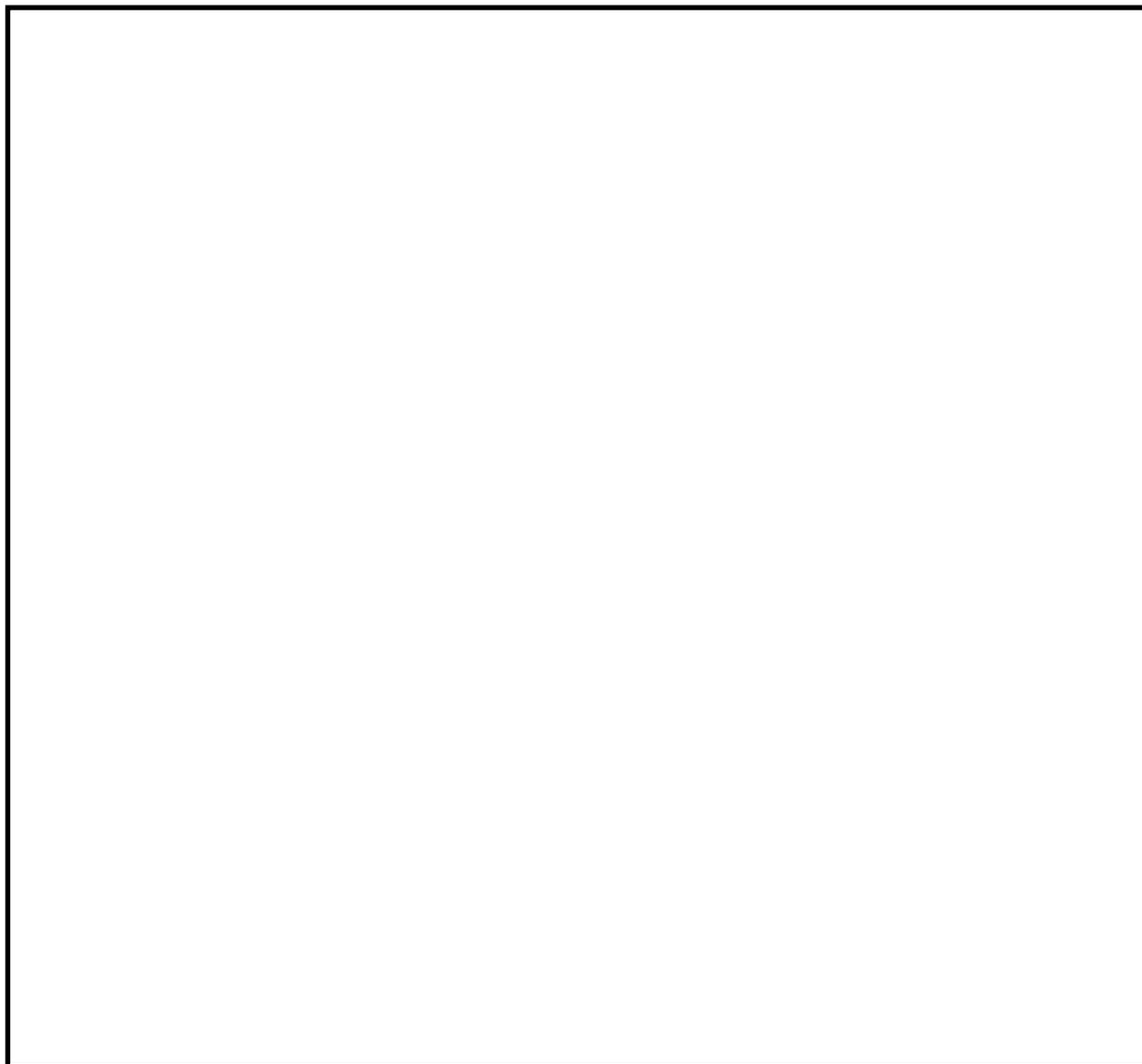


図 2.6-1 構内排水路逆流防止設備の照査位置図

表 2.6-1 構造仕様

断面	鋼管杭		鉄筋コンクリート	
	径 (mm)	板厚 (mm)	主筋	斜め引張 鉄筋
I-2	800	40 (SM570)	D32@200 (SD490)	D22@200 (SD490)

2.6.2 照査結果

(1) I-2断面（鉄筋コンクリート）

I-2断面の地震動選定フローを図2.6-2に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が0.50より大きく、せん断照査値が0.50より大きいことから、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

また、検討ケース①（基本ケース）の照査結果から厳しいと想定される地震動を追加で選定する。

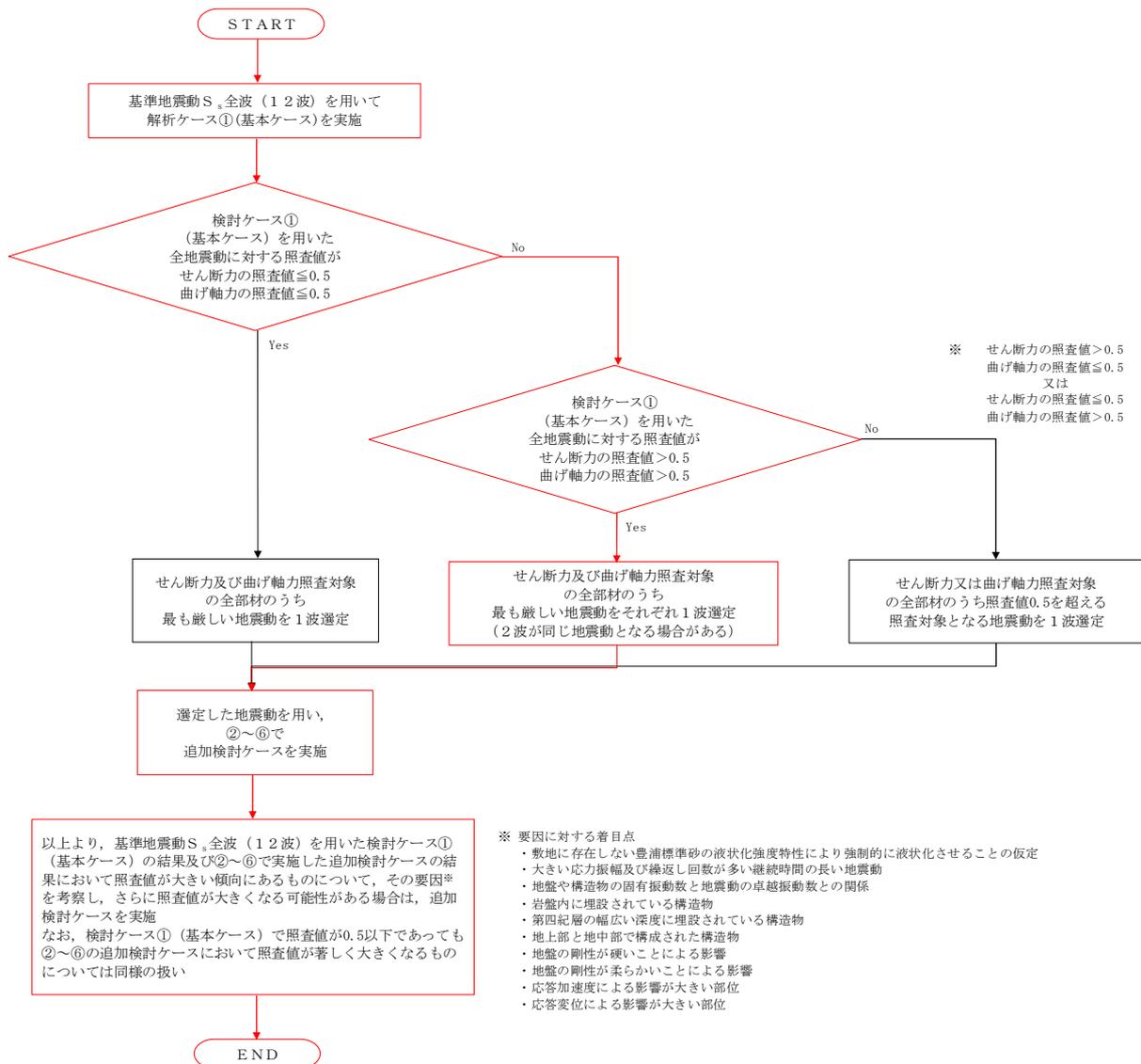


図2.6-2 地震動選定フロー（I-2断面（鉄筋コンクリート））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), I-2 断面)

(壁部)

(底版部)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.30	0.21	0.30	0.21	0.25	0.21
	H+, V-	0.25					
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -11		0.17					
S _s -12		0.17					
S _s -13		0.17					
S _s -14		0.17					
S _s -21		0.21					
S _s -22		0.21					
S _s -31	H+, V+	0.34	0.30	0.34	0.30	0.34	0.30
	H-, V+	0.25	0.25	0.30	0.21	0.30	0.25

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34	0.30	0.38	0.25	0.42	0.30
	H+, V-	0.34			0.27		
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
S _s -11		0.21					
S _s -12		0.21					
S _s -13		0.21					
S _s -14		0.21					
S _s -21		0.25					
S _s -22		0.25					
S _s -31	H+, V+	0.46	0.42	0.46	0.38	0.50	0.46
	H-, V+	0.34	0.30	0.34	0.25	0.38	0.34

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), I-2 断面)

(壁部)

(底版部)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.38	0.30	0.39	0.27	0.56	0.50
	H+, V-	0.37					
	H-, V+	0.36					
	H-, V-	0.35					
S _s -11		0.21					
S _s -12		0.20					
S _s -13		0.23					
S _s -14		0.21					
S _s -21		0.27					
S _s -22		0.27					
S _s -31	H+, V+	0.46	0.40	0.46	0.38	0.47	0.41
	H-, V+	0.58	0.52	0.62	0.41	0.63	0.57

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.50	0.45	0.55	0.37	0.60	0.54
	H+, V-	0.50			0.36		
	H-, V+	0.43					
	H-, V-	0.41					
S _s -11		0.31					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.32					
S _s -14		0.31					
S _s -21		0.36					
S _s -22		0.37					
S _s -31	H+, V+	0.67	0.60	0.69	0.54	0.72	0.66
	H-, V+	0.59	0.53	0.62	0.41	0.67	0.62

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、底版部, S_s-31 (H+, V+) で0.67である。

(せん断力照査, I - 2 断面)

(壁部)

(底版部)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34	0.29	0.33	0.23	0.37	0.31
	H+, V-	0.33					
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.29					
S _s -11		0.21					
S _s -12		0.20					
S _s -13		0.22					
S _s -14		0.21					
S _s -21		0.26					
S _s -22		0.25					
S _s -31	H+, V+	0.36	0.32	0.36	0.28	0.36	0.33
	H-, V+	0.39	0.33	0.40	0.28	0.41	0.35

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.79	0.75	0.81	0.59	0.71	0.66
	H+, V-	0.77			0.60		
	H-, V+	0.66					
	H-, V-	0.62					
S _s -11		0.47					
S _s -12		0.57					
S _s -13		0.56					
S _s -14		0.48					
S _s -21		0.54					
S _s -22		0.51					
S _s -31	H+, V+	0.78	0.75	0.84	0.74	0.82	0.79
	H-, V+	0.52	0.46	0.54	0.45	0.59	0.54

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、底版部, S_s-D1 (H+, V+) で0.79である。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.67、せん断力照査に対する最大照査値が0.79であり、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1 (H+, V+) 及びS_s-31 (H+, V+) である。

I-2断面の鉄筋コンクリート壁部の曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑤で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース⑤において非液状化を仮定することにより壁部の地盤剛性が大きいためである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある $S_s-31(H+, V+)$ 及び $S_s-31(H-, V+)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しい $S_s-31(H-, V+)$ に対し、検討ケース②～⑥及び $S_s-31(H+, V+)$ に対し検討ケース⑤について追加検討を実施する。

I-2断面の鉄筋コンクリート底版部の曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑤で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース⑤において非液状化を仮定することにより底版部の地盤剛性が大きいためである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある $S_s-31(H+, V+)$ 及び $S_s-31(H-, V+)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しい $S_s-31(H+, V+)$ に対し検討ケース②～⑥及び $S_s-31(H-, V+)$ に対し検討ケース⑤について追加検討を実施する。

I-2断面の鉄筋コンクリート底版部のせん断力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース③で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース③において底版部のせん断力が大きくなることからである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある $S_s-D1(H+, V+)$ 、 $S_s-31(H+, V+)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s-31(H+, V+)$ に対し、検討ケース③について追加検討を実施する。

(2) I-2断面(鋼管杭)

I-2断面(鋼管杭)の地震動選定フローを図2.6-3に示す。

検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

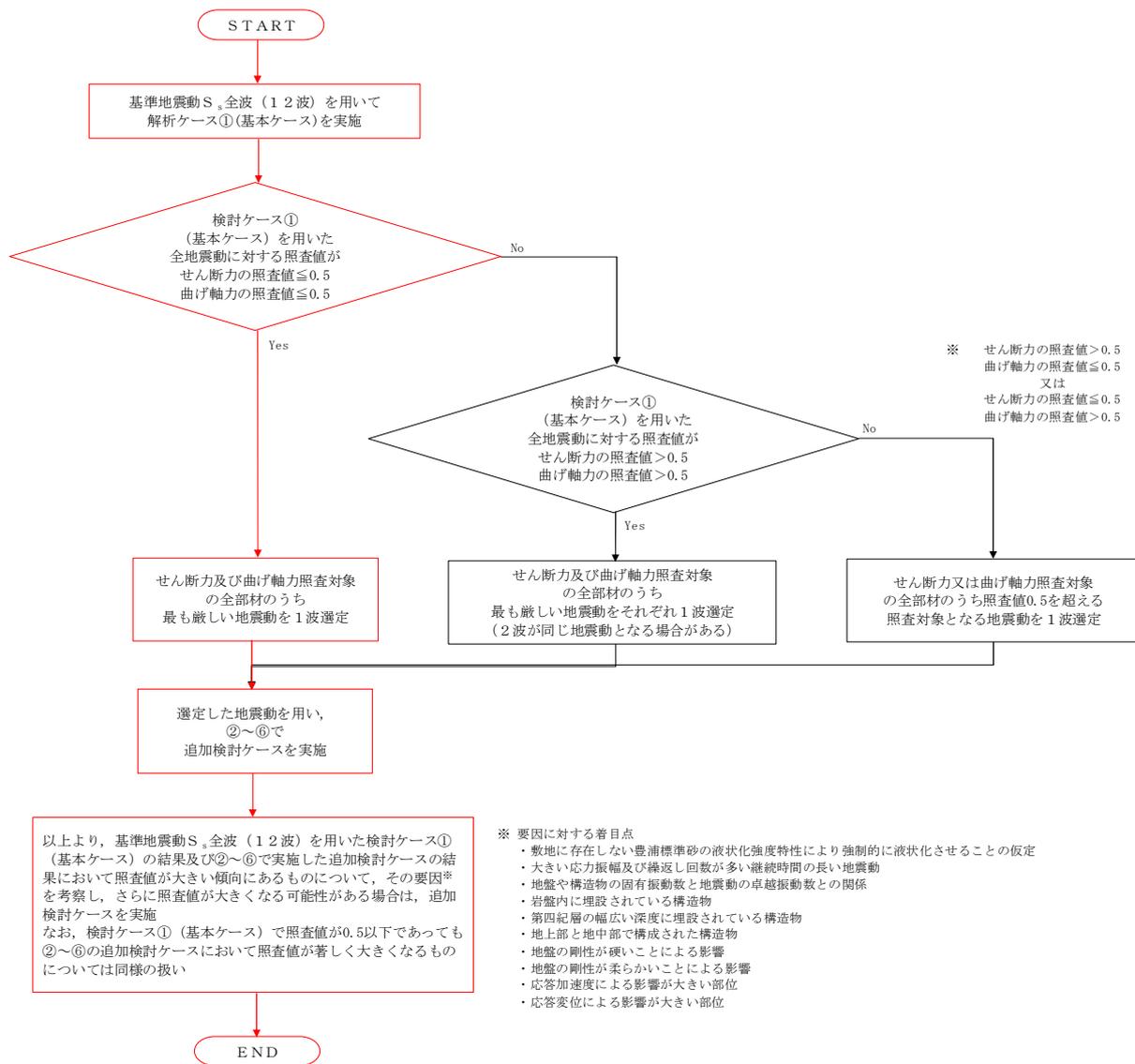


図 2.6-3 地震動選定フロー (I-2断面(鋼管杭))

(曲げ軸力照査, I-2断面, 鋼管杭)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	H+, V+	0.47	0.51	0.39	0.80	0.33	0.28		
	H+, V-	0.47			0.78				
	H-, V+	0.37							
	H-, V-	0.38							
S _s -11		0.16							
S _s -12		0.27							
S _s -13		0.25							
S _s -14		0.22							
S _s -21		0.19							
S _s -22		0.23							
S _s -31	H+, V+	0.37	0.33	0.39	0.32	0.40	0.36		
	H-, V+	0.25	0.23	0.27	0.33	0.30	0.27		

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭, S_s-D1 (H+, V+)及びS_s-D1 (H+, V-)で0.47)。

(せん断力照査, I-2断面, 鋼管杭)

地震動		検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	H+, V+	0.10	0.09	0.09	0.16	0.05	0.05		
	H+, V-	0.10			0.15				
	H-, V+	0.10							
	H-, V-	0.10							
S _s -11		0.04							
S _s -12		0.06							
S _s -13		0.06							
S _s -14		0.06							
S _s -21		0.05							
S _s -22		0.06							
S _s -31	H+, V+	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06		
	H-, V+	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05		

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭, S_s-D1 (H+, V+), S_s-D1 (H+, V-), S_s-D1 (H-, V+)及びS_s-D1 (H-, V-)で0.10)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、かつ、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1 (H+, V+)及びS_s-D1 (H+, V-)である。

I - 2 断面の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤剛性が小さくなるため、変形が生じ曲げモーメントが大きくなるからである。また、大きい応力振幅で繰り返し回数が多く、継続時間が長い $S_s - D 1 (H+, V+)$ 及び $S_s - D 1 (H+, V-)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s - D 1 (H+, V-)$ に対し、検討ケース④について追加検討を実施する。

2.7 貯留堰

貯留堰は、鋼管矢板のみで構成される構造である。耐震評価においては鋼管矢板を線形梁要素でモデル化する。耐震評価における追加検討ケース選定は鋼管矢板を評価対象とする。

2.7.1 照査位置及び仕様



図 2.7-1 貯留堰の照査位置図

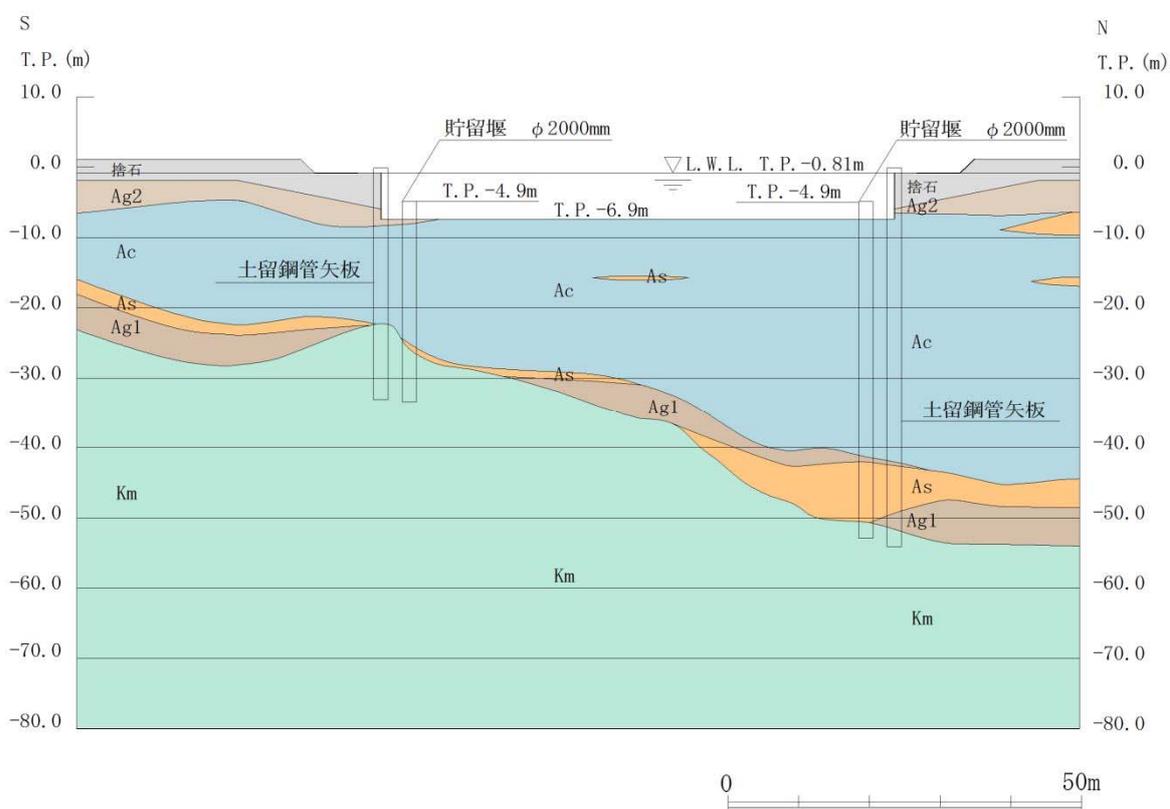


図 2.7-2 貯留堰の断面図 (NS-1)

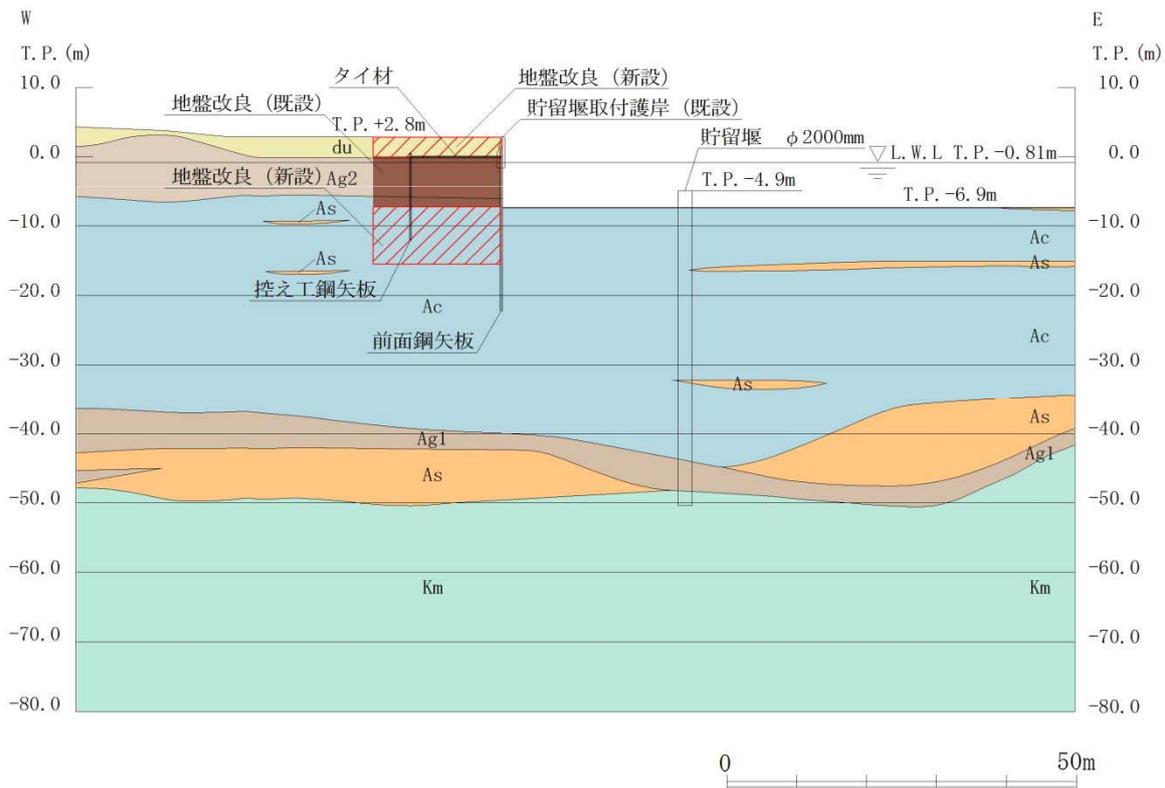


図 2.7-3 貯留堰の断面図 (EW-2)

表 2.7-1 構造仕様

断面	鋼管矢板	
	径 (mm)	板厚 (mm)
NS-1	2000	40
EW-2		(SM570)

2.7.2 照査結果

(1) NS-1 (南側) 断面

NS-1 (南側) 断面の地震動選定フローを図 2.7-4 に示す。

検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

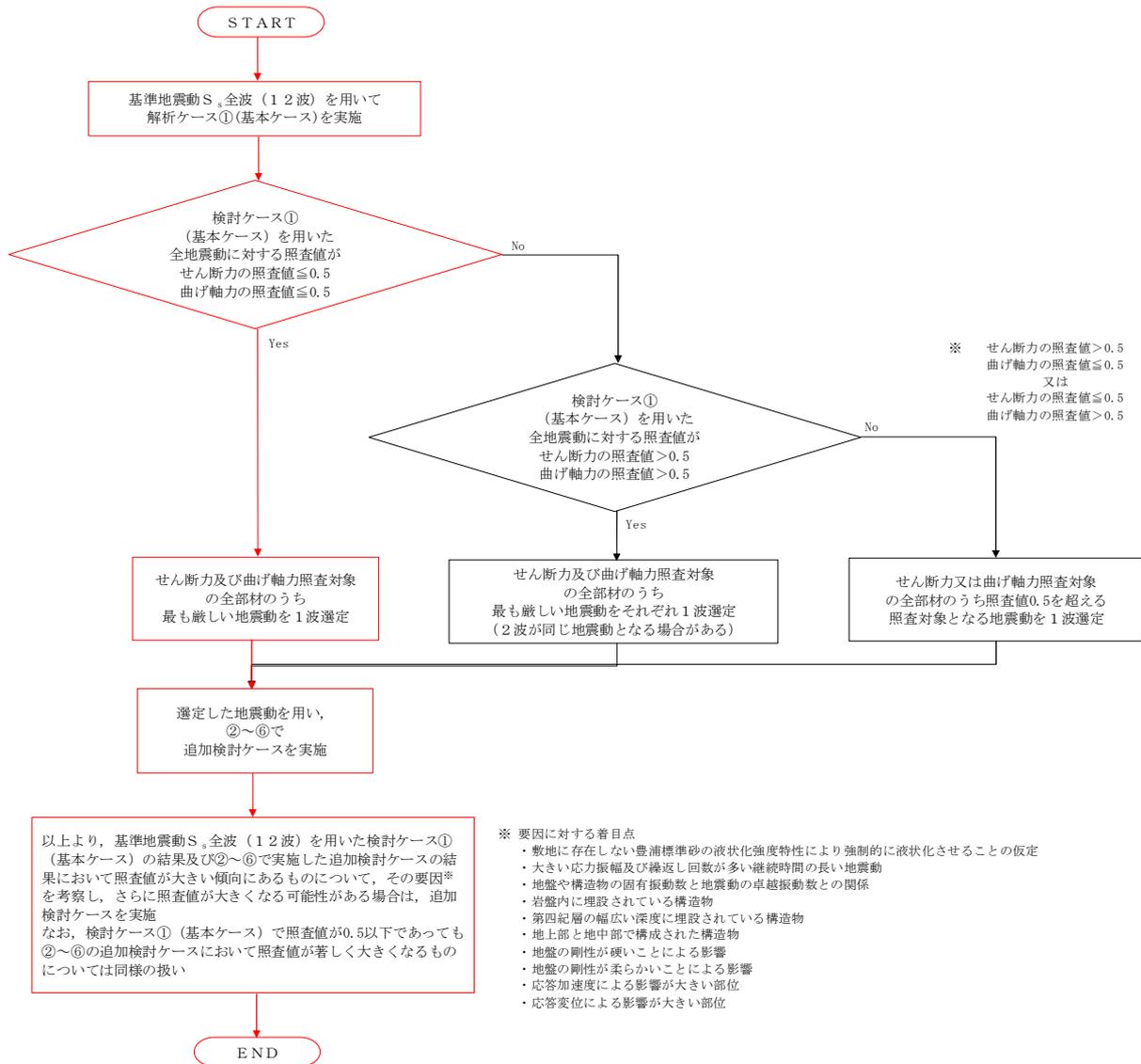


図 2.7-4 地震動選定フロー (NS-1 (南側) 断面)

(曲げ軸力照査, NS-1 (南側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.42					
	H+, V-	0.41					
	H-, V+	0.44	0.43	0.44	0.51	0.46	0.44
	H-, V-	0.43			0.51		
S _s -11		0.38					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.35					
S _s -14		0.31					
S _s -21		0.39					
S _s -22		0.36		0.36			
S _s -31	H+, V+	0.39					
	H-, V+	0.38					

(せん断力照査, NS-1 (南側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.19	0.18	0.19	0.23	0.16	0.15
	H-, V-	0.19			0.23		
S _s -11		0.16					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.15		0.15			
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.15					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、鋼管矢板, S_s-D1 (H-, V+) で 0.44)。

せん断力照査結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、鋼管矢板, S_s-D1 (H-, V+) 及び S_s-D1 (H-, V-) で 0.19)。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D1 (H-, V+) である。

NS-1 (南側) 断面は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、検討ケース①で2番目に照査値が大きい S_s-D1 (H-, V-) に対して、追加検討ケース④を実施する。

(2) NS-1 (北側) 断面

NS-1 (北側) 断面の地震動選定フローを図 2.7-5 に示す。

検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

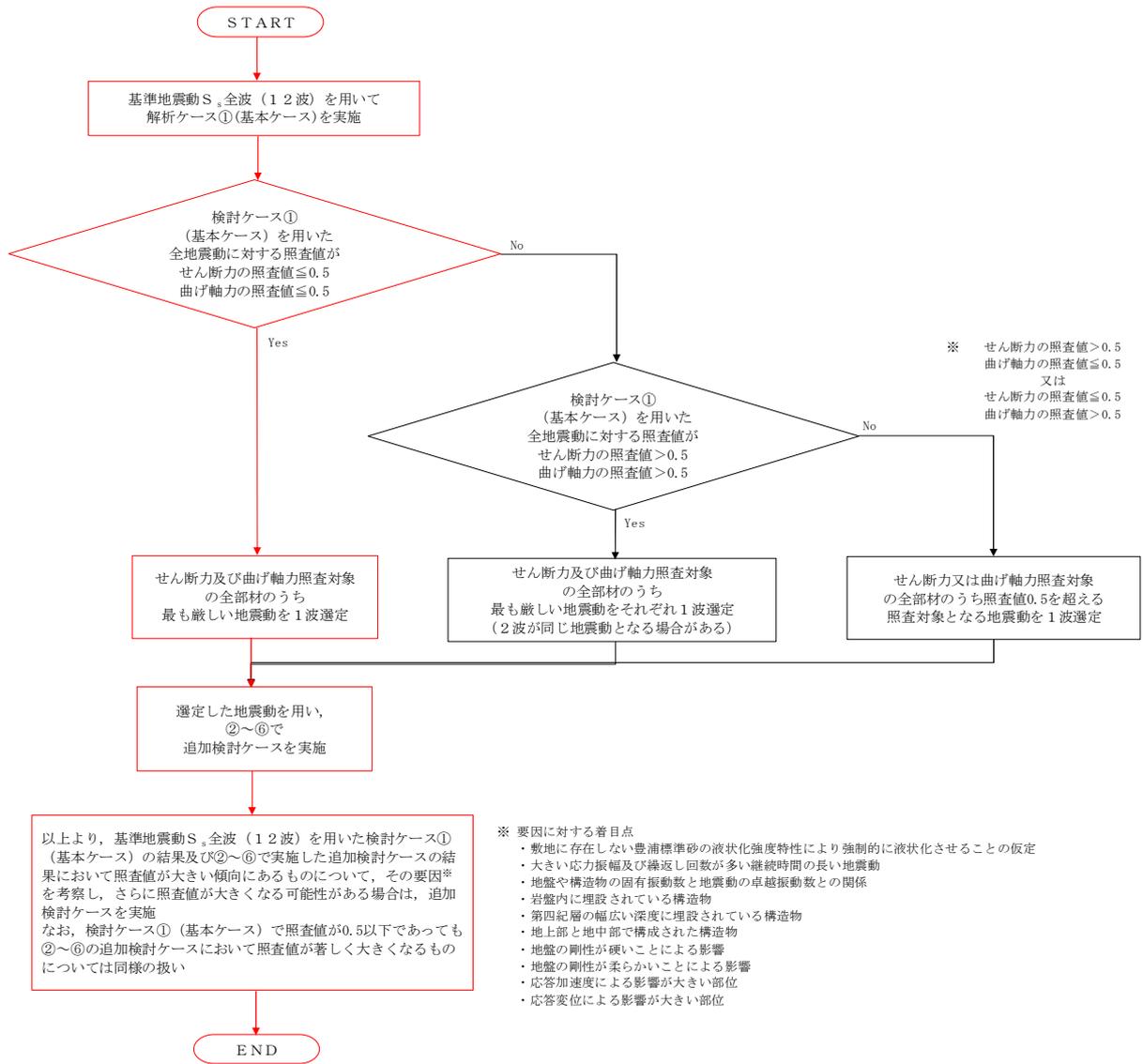


図 2.7-5 地震動選定フロー (NS-1 (北側) 断面)

(曲げ軸力照査, NS-1 (北側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.21	0.19	0.23	0.34	0.26	0.25
	H-, V-	0.20			0.33		
S _s -11		0.15					
S _s -12		0.12					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.20					
S _s -22		0.18		0.20			
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17					

(せん断力照査, NS-1 (北側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.12	0.12	0.11	0.13	0.10	0.10
	H-, V-	0.12			0.13		
S _s -11		0.06					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.05					
S _s -21		0.06					
S _s -22		0.07		0.07			
S _s -31	H+, V+	0.07					
	H-, V+	0.08					

※ 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)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管矢板, S_s-D1 (H-, V+)で0.21)。

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管矢板, S_s-D1 (H+, V+), S_s-D1 (H-, V+)及びS_s-D1 (H-, V-)で0.12)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1 (H-, V+)である。

NS-1(北側)断面は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D1で照査値が大きくなる傾向にある。

NS-1(北側)の照査値断面は、全て0.50以下である。以上を踏まえ、さらなる追加検討ケースは必要ない。

(3) EW-2断面

EW-2断面の地震動選定フローを図 2.7-6 に示す。

検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

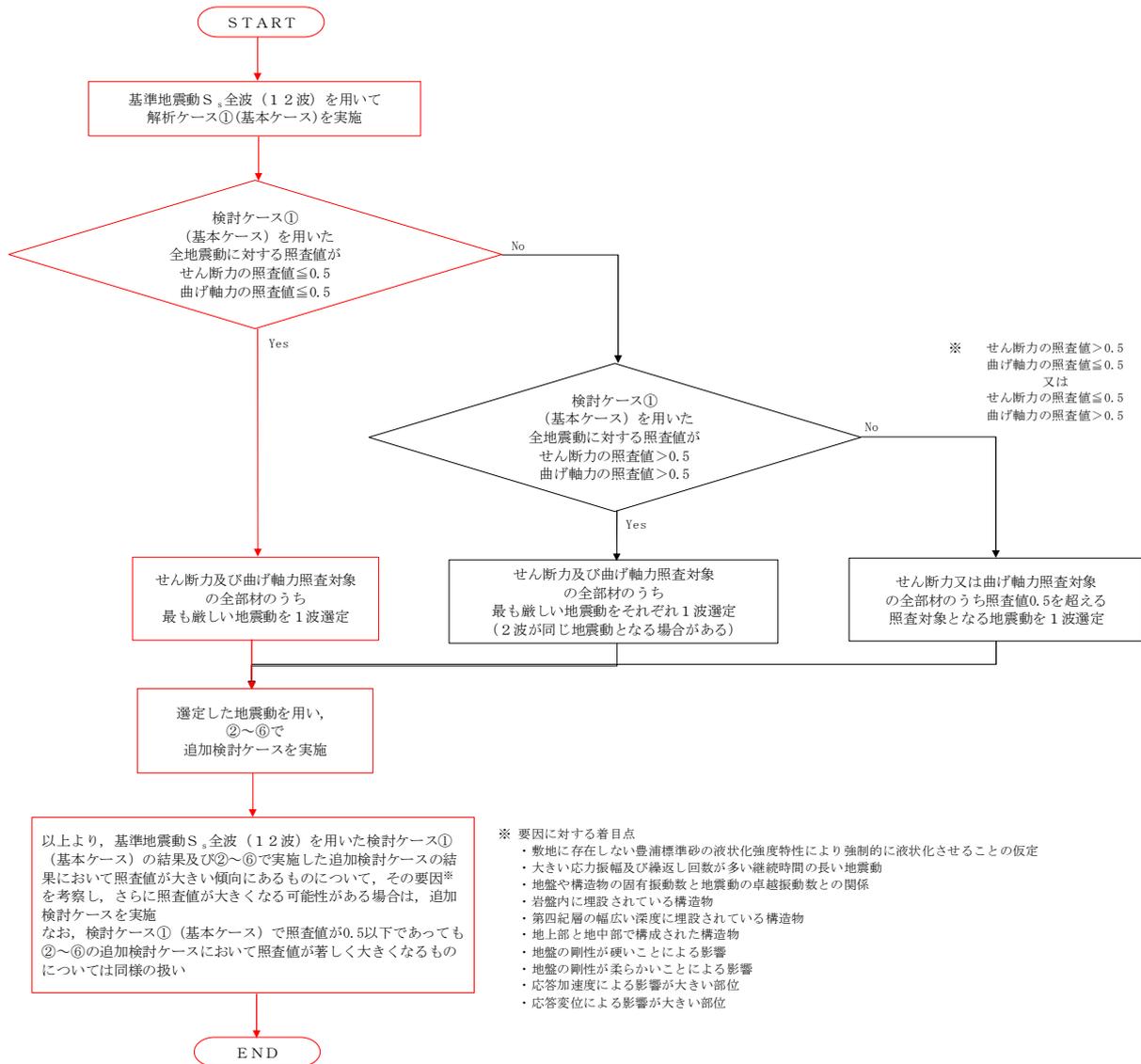


図 2.7-6 地震動選定フロー (EW-2断面)

(曲げ軸力照査, EW-2断面)
(鋼管矢板)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.45	0.46	0.40	0.77	0.19	0.19
	H+, V-	0.45					
	H-, V+	0.45			0.71		
	H-, V-	0.45					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.40					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.29					
S _s -21		0.26					
S _s -22		0.35					
S _s -31	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.13					

(せん断力照査, EW-2断面)
(鋼管矢板)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.16	0.16	0.16	0.23	0.13	0.12
	H+, V-	0.15					
	H-, V+	0.15			0.22		
	H-, V-	0.15					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.15					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.13					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.11					

※ 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)
 ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

- ④: 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
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管矢板、S_s-D1(H+, V+), S_s-D1(H+, V-), S_s-D1(H-, V+)及びS_s-D1(H-, V-)で0.45)。

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管矢板、S_s-D1(H+, V+)で0.16)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、かつ、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+)、S_s-D1(H+, V-)、S_s-D1(H-, V+)及びS_s-D1(H-, V-)である。

EW-2断面は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D1で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、検討ケース①(基本ケース)による照査値が同率で最も厳しいS_s-D1の4ケースのうち、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させた影響を大きく受けると考えられる水平方向の位相違いの結果を確認するため、S_s-D1(H-, V+)に対して、追加検討ケース④を実施する。

2.8 貯留堰取付護岸

貯留堰取付護岸は、前面鋼矢板、タイ材及び控え工鋼矢板により構成される構造である。耐震評価においては鋼矢板を線形梁要素、タイ材を非線形ばね要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケース選定は前面鋼矢板、タイ材及び控え工鋼矢板の3部材を評価対象とする。

2.8.1 照査位置及び仕様

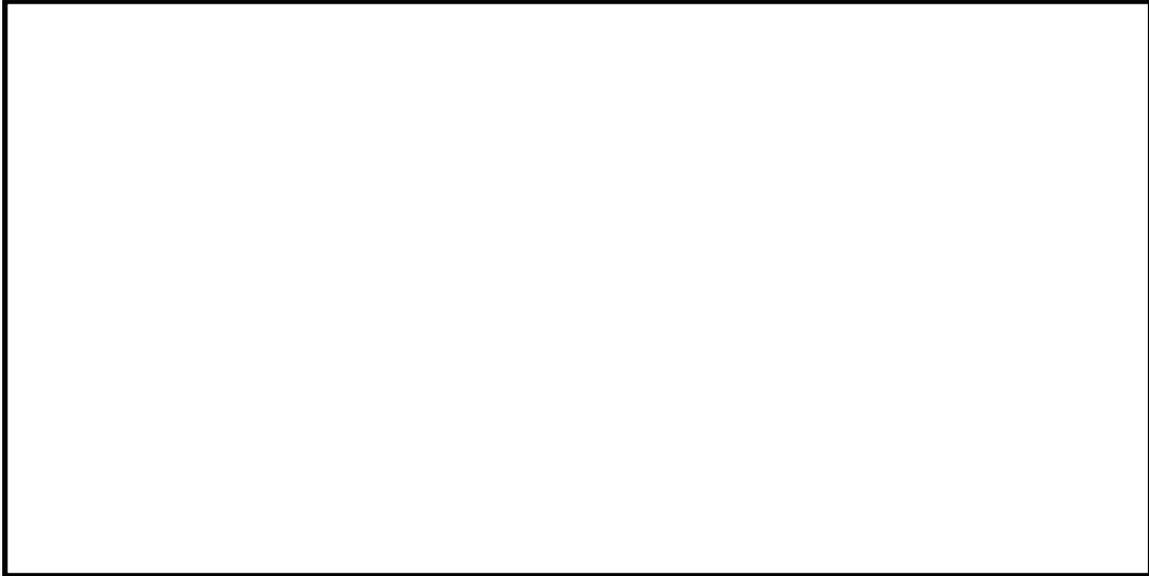


図 2.8-1 貯留堰取付護岸の照査位置図

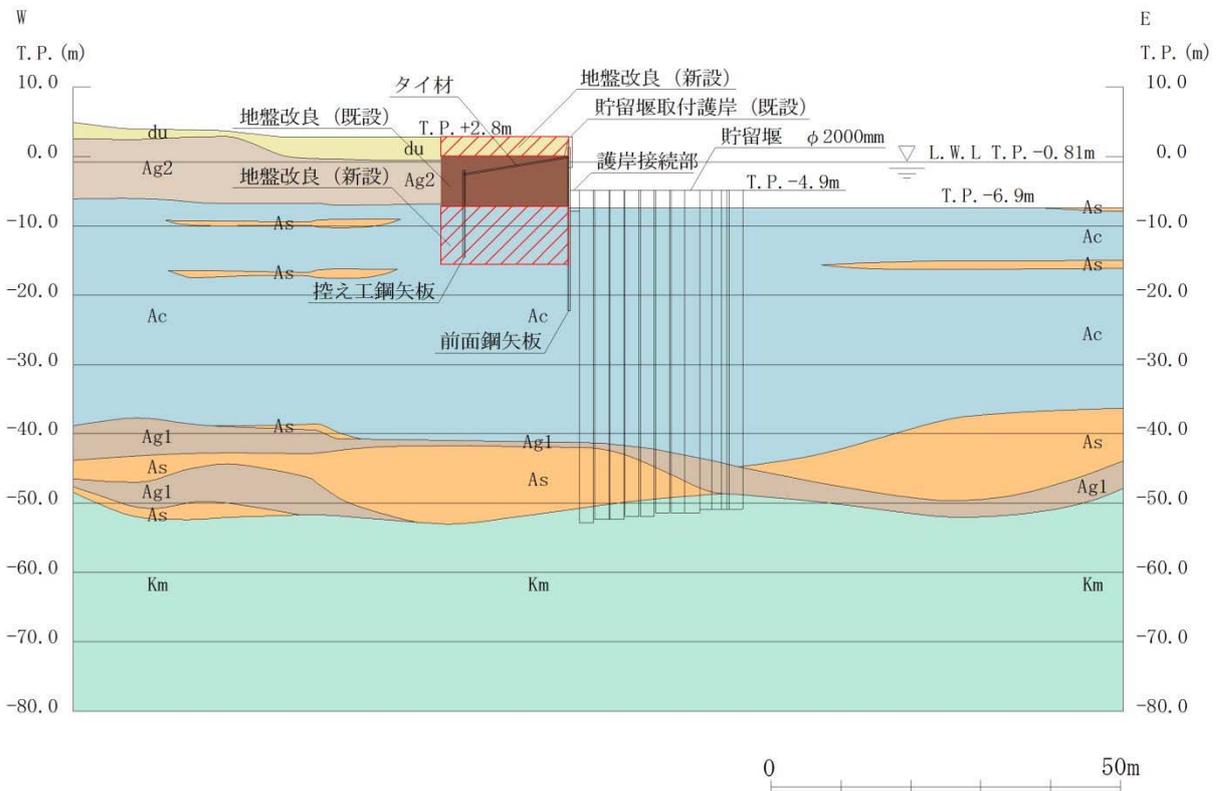


図 2.8-2 貯留堰の断面図 (EW-1)

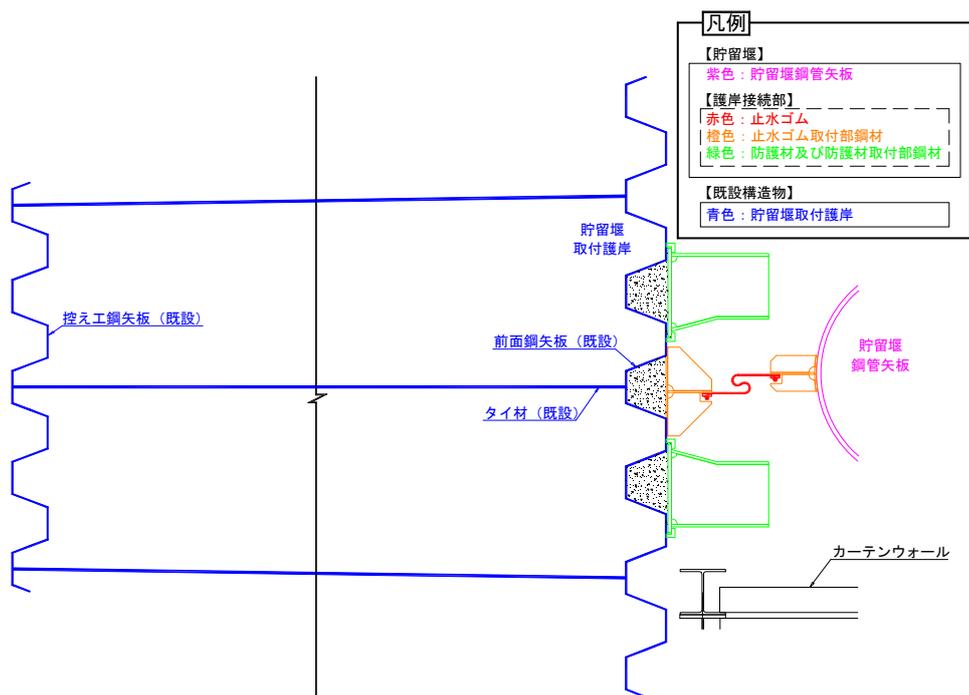


図 2.8-3 貯留堰の平面図

表 2.8-1 構造仕様

断面	前面鋼矢板	控え工矢板	タイ材
EW-1	SP-V型 (SKY490)	SP-IV型 (SM570)	F130T (ダブル)

2.8.2 照査結果

(1) EW-1断面

EW-1断面の地震動選定フローを図2.8-4に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げモーメント照査値が0.50より大きく、引張力照査値が0.50以下であることから、曲げモーメント照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

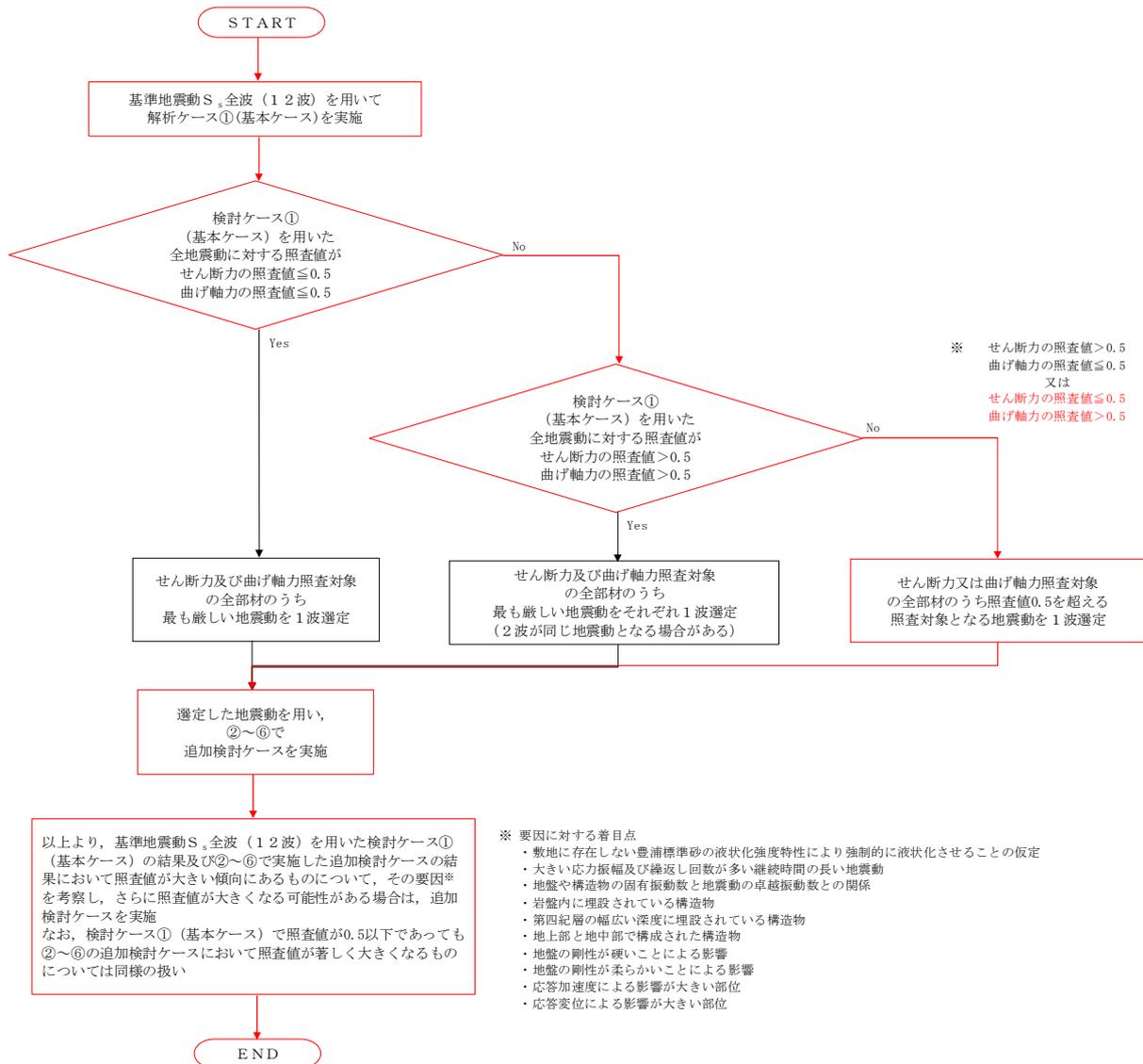


図 2.8-4 地震動選定フロー (EW-1断面)

(曲げモーメント照査, EW-1 断面)

(前面鋼矢板)

(控え鋼矢板)

地震動		曲げモーメント照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.47					
	H+, V-	0.55				0.57	
	H-, V+	0.52					
	H-, V-	0.59	0.57	0.61	0.61	0.64	0.63
S _s -11		0.38					
S _s -12		0.49					
S _s -13		0.48					
S _s -14		0.40					
S _s -21		0.43					
S _s -22		0.49					
S _s -31	H+, V+	0.44					
	H-, V+	0.38					

地震動		曲げモーメント照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.05				0.05	
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05
S _s -11		0.03					
S _s -12		0.04					
S _s -13		0.04					
S _s -14		0.03					
S _s -21		0.04					
S _s -22		0.05					
S _s -31	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、前面鋼矢板, S_s-D1 (H-, V-) で 0.59 である。

(引張力照査, EW-1)

(タイ材)

地震動		引張力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.37					
	H+, V-	0.40				0.41	
	H-, V+	0.44					
	H-, V-	0.40	0.40	0.41	0.40	0.44	0.44
S _s -11		0.30					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.30					
S _s -14		0.28					
S _s -21		0.31					
S _s -22		0.39					
S _s -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.32					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ④: 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ケース
- ⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

引張力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が 0.50 以下である(最大照査値は、タイ材, S_s-D1 (H-, V+) で 0.44)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げモーメント照査に対する最大照査値が 0.58、引張力照査に対する照査値が 0.50 以下であり、かつ、曲げモーメント照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D1 (H-, V-) である。

貯留堰取付護岸は第四紀層内に設置されている構造物である。貯留堰取付護岸の変形は応答加速度による影響が大きく、応答加速度が大きくなる追加検討ケース⑤及び⑥で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、検討ケース①で2番目に照査値が大きい S_s-D1 (H+, V-) に対して、追加検討ケース⑤を実施する。

鋼製防護壁の耐震安全性評価に関する参考資料

鋼製防護壁の南北の地中連続壁基礎の間に堤軸直交方向の地震時相対変位が生じた場合、相対変位が上部構造を介して各地中連続壁基礎に与える影響について検討する。

1. 検討方針

本検討においては、鋼製防護壁の南北基礎の堤軸直交方向の相対変位が鋼製防護壁（上部構造）を介して地中連続壁基礎（下部構造）に与える影響（荷重伝達）について、以下の手順で検討を行う。検討フローを図 6.1-1 に示す。

- ① 鋼製防護壁の南北基礎に対する堤軸直交方向の 2 次元有効応力解析結果から南基礎の時刻歴最大照査値となった時刻の断面力と南北基礎天端間の相対変位を抽出する。
- ② 南北基礎の堤軸直交方向の天端での相対変位が鋼製防護壁を介して基礎に与える影響を断面力増分として求める。堤軸直交方向の天端での相対変位による影響を検討するモデルの概念図を図 6.1-2 に示す。1 次元有効応力解析に基づく応答変位法による荷重を北基礎のみに与え、3 次元静的フレーム解析により南基礎での断面力増分と南北基礎天端間の相対変位増分を求める。この断面力増分を南北基礎天端間の相対変位増分で除することにより、単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分を求める。なお、3 次元静的フレーム解析で応答変位法による地震力を与えるのは、堤軸直交方向変位が比較的大きい北基礎とする。
- ③ ①の時刻歴最大照査値となった時刻の南北基礎天端間の相対変位に、②で求めた単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分をかけることにより、南基礎の地震時断面力増分を求める。
- ④ ①で抽出した南基礎の時刻歴最大照査値となった時刻の断面力及び照査値と③で求めた南基礎の地震時断面力増分及び照査値を比較することにより、鋼製防護壁の南北基礎の堤軸直交方向の基礎天端間の相対変位が鋼製防護壁（上部構造）を介して地中連続壁基礎（下部構造）に与える影響度合いを確認する。

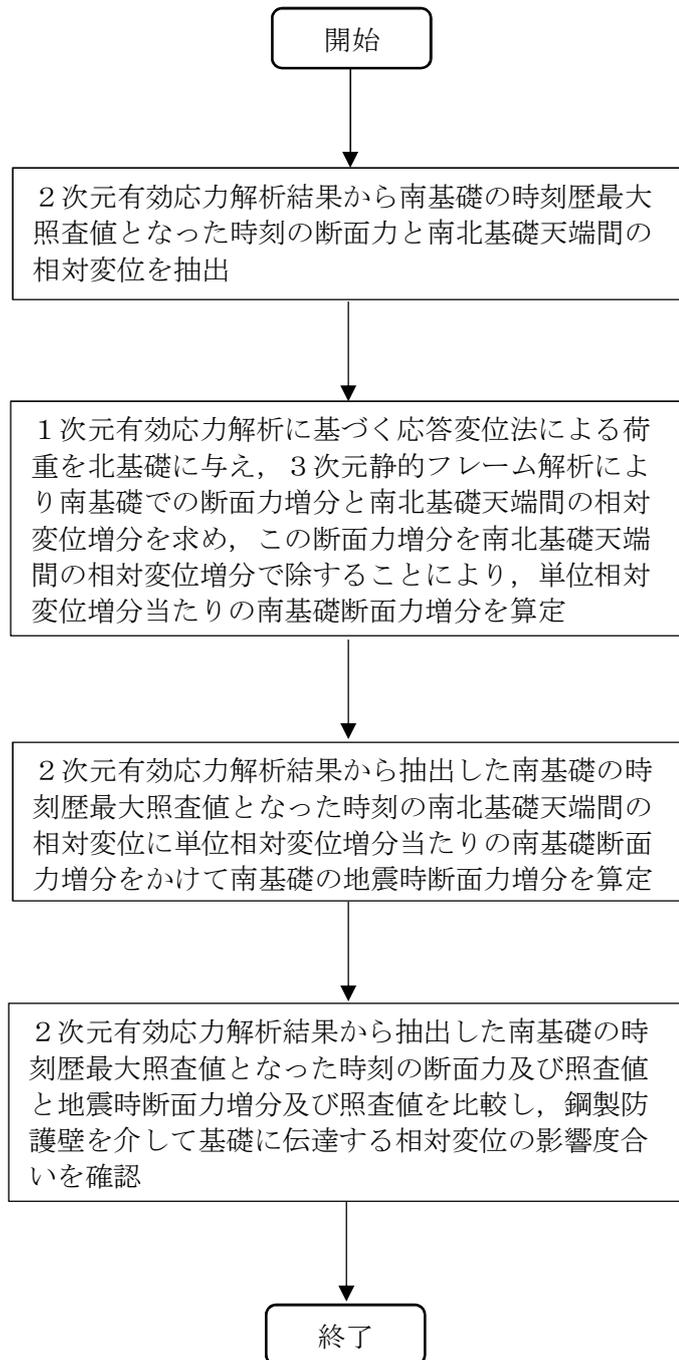
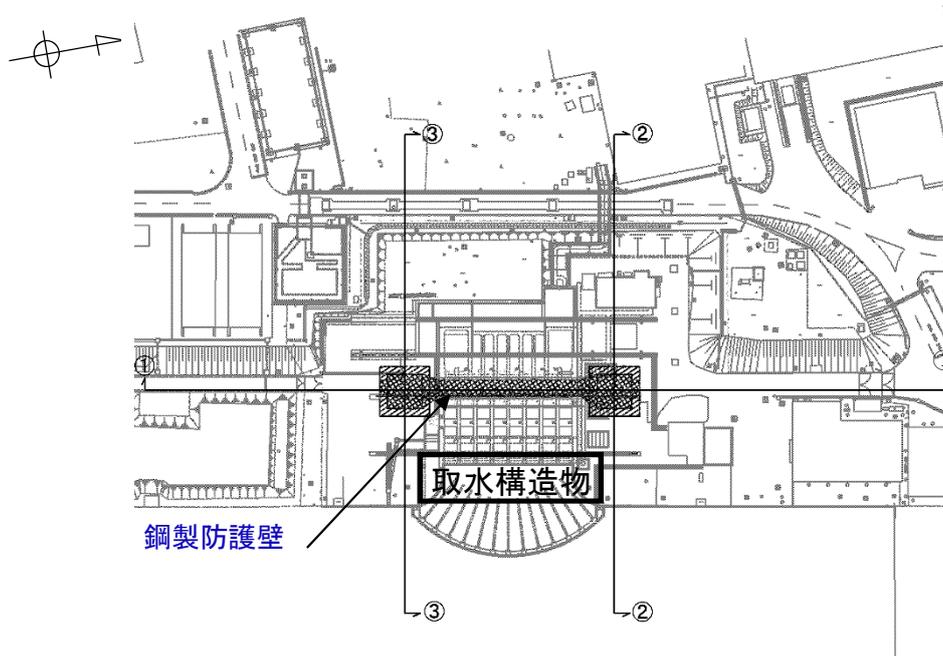


図 6.1-1 検討フロー

(参考) 6.1-3



鋼製防護壁の平面図

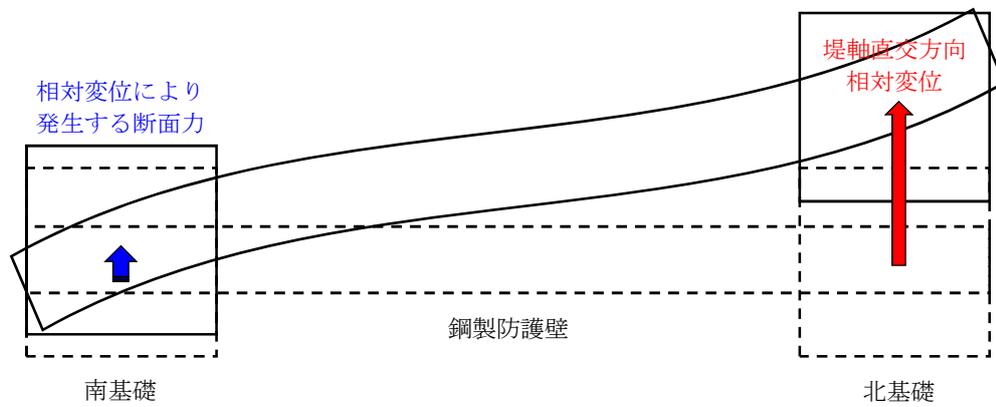


図 6.1-2 堤軸直交方向相対変位により基礎に生じる断面力増分を算出するモデル概念図
(鋼製防護壁の平面図)

(参考) 6.1-4

2. 2次元有効応力解析から算定される断面力と南北基礎天端間の相対変位の抽出

鋼製防護壁の南北基礎に対する堤軸直交方向の2次元有効応力解析結果から南基礎の時刻歴最大照査値となった時刻の断面力と南北基礎天端間の相対変位を抽出する。

2次元有効応力解析は堤軸直交方向の②-②断面，③-③断面で照査値が大きくなるS₃-31〔H+，V+〕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場合において実施する。

解析の結果，鉄筋の曲げ軸力に対する照査値が最大となった時刻 8.83 秒における南北基礎天端間の相対変位は 8.4 cm である。その時刻の南基礎の断面力分布を図 6.1-3 に示す。一方，せん断力に対する照査値が最大となった時刻 8.82 秒における南北基礎天端間の相対変位は 7.7 cm である。その時刻の南基礎の断面力分布を図 6.1-4 に示す。

なお，南基礎より北基礎の方が基礎天端の変位が大きくなる。

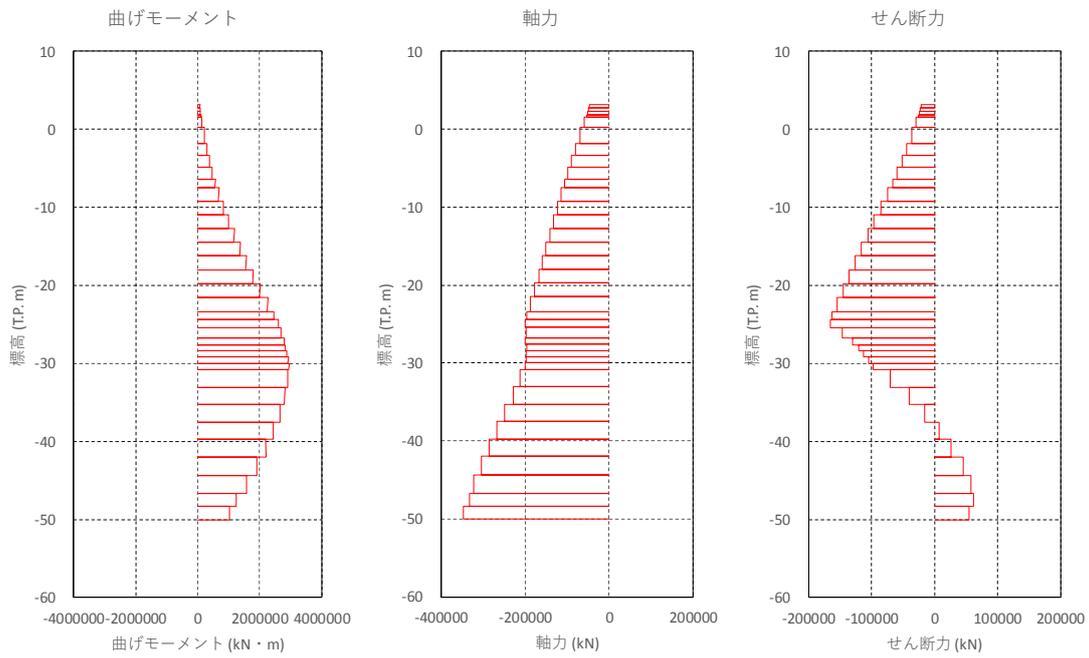


図 6.1-3 鉄筋の曲げ軸力最大照査時（時刻 8.83 秒，相対変位 8.4 cm）の南基礎断面力分布

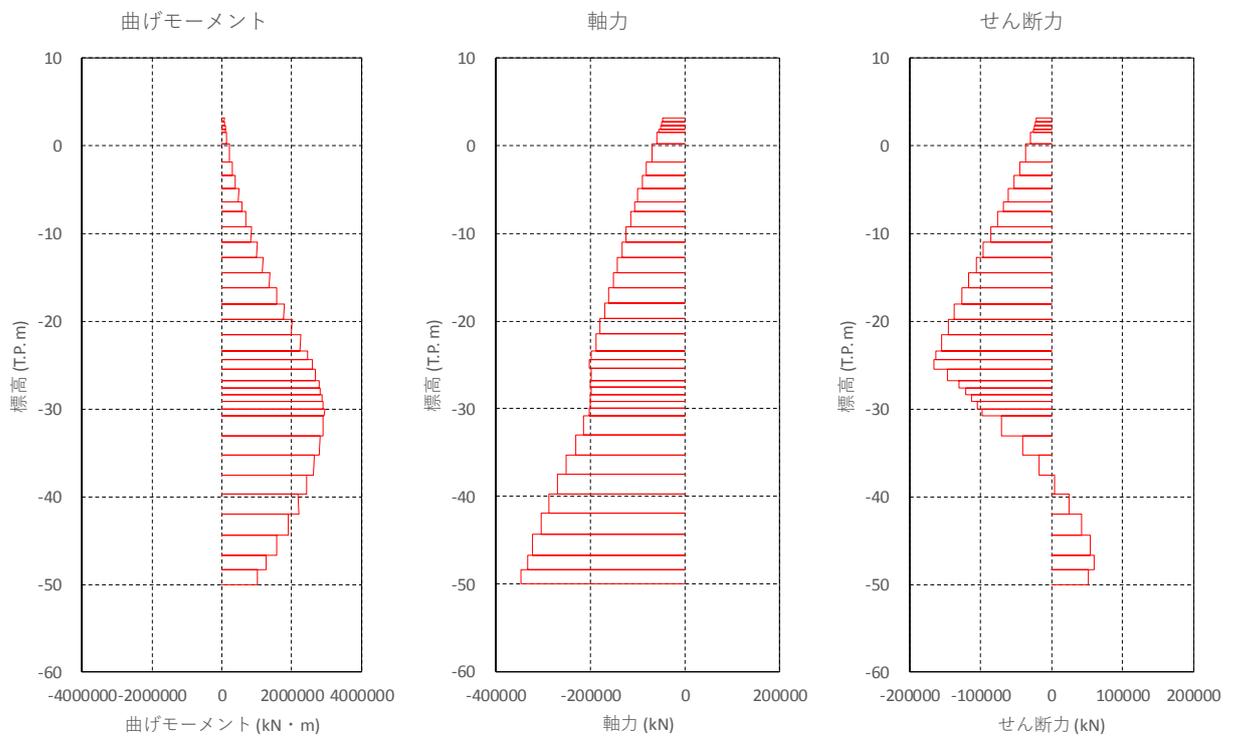


図 6.1-4 せん断力最大照査時（時刻 8.82 秒，相対変位 7.7 cm）の南基礎断面力分布

(参考) 6.1-6

3. 単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分の算定

南北基礎の堤軸直交方向の相対変位が鋼製防護壁を介して南北基礎に与える影響について3次元静的フレームモデルにより検討を実施する。3次元静的フレーム解析モデルは南北基礎が鋼製防護壁を介して接続されているため、南北基礎の堤軸直交方向に相対変位が発生した際の鋼製防護壁を介した荷重伝達を考慮することができる。

3次元静的フレーム解析モデルの概念図を図6.1-5に示す。同モデルは、津波時及び重畳時の検討に用いたモデルであり、ここでは余震時の地盤バネと応答変位のみを用いて解析を実施する。3次元静的フレーム解析モデルは、鋼製防護壁(格子モデル)と地中連続壁基礎を構造梁要素によりモデル化し、地中連続壁基礎をモデル化した構造梁要素には仮想剛梁要素を配置し、地中連続壁基礎の幅を考慮する。鋼製防護壁と地中連続壁基礎の接続については、鋼製防護壁の軸心と地中連続壁基礎の軸心には、堤軸直交方向に1.15mの差異があるため、剛体要素を介して結合することにより、地中連続壁基礎から鋼製防護壁、鋼製防護壁から地中連続壁基礎への並進及び回転の伝達を行う。また、地中連続壁の頂部の水平面においては軸心と4つの角及び各辺の中央点を剛体要素で結合しているため、地中連続壁の頂部の水平面の回転についても鋼製防護壁に伝達可能なモデルになる。

3次元静的フレーム解析は、南北両基礎に対して1次元有効応力解析を行い、南北両基礎の堤軸方向、堤軸直交方向の地盤バネ定数及び反力上限値を設定し、堤軸直交方向変位が大きい北基礎の堤軸直交方向の地盤変位を算定する。3次元静的フレーム解析モデルに地盤バネを設定し、北基礎に地盤変位を与え解析する。1次元有効応力解析において考慮する地震動は S_d-D1 (余震)とする。

地盤バネは、「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)」に準拠し、地盤のバネ定数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討で用いる地盤バネは、表6.1-1に示した地盤バネケースのうち、地盤バネ5を選定する。地盤バネ5は、1次元有効応力解析により得られる最大せん断ひずみ発生時の平均有効主応力 σ_m' 及びせん断ひずみ γ の深度分布に基づいて、地盤バネのバネ定数及び反力上限値を設定する。水平方向地盤反力係数及び反力上限値を図6.1-6に示す。また、地盤バネ5は、表6.1-2に示す6種類の地盤物性のうち、上記のせん断ひずみが最大値を示す④地盤を強制的に液化化させることを考慮した解析ケース(敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性を仮定)に基づき設定する。ここで、地盤バネ5を選定した理由は、重畳時において南基礎の照査値が最大になるためであり、照査値の観点から表6.1-1に示した地盤バネケースの中で最も保守的な地盤バネと考えられる。

一方、応答変位についても、地盤バネ5に対応した応答変位を1次元有効応力解析により算定した。3次元静的フレーム解析では、算定した応答変位を用いた応答変位法により北基礎にのみ荷重を与え、南北基礎天端間の相対変位増分と相対変位増分により発生する南基礎の断面力増分を算定する。3次元静的フレーム解析モデルへの応答変位の設定について図6.1-7に概念図を示す。

3次元静的フレーム解析より算定された変形図を図6.1-8に示す。図に示すとおり南北基礎天端間の相対変位増分は15.29 cmとなった。3次元静的フレーム解析より算定された南基礎断

(参考) 6.1-7

面力増分を図 6.1-9 に示す。

図 6.1-9 に示す断面力増分を南北基礎天端間の相対変位増分 15.29 cm で除することにより、単位相対変位増分当たり (1.0 cm) の南基礎断面力増分を算定した。単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分を図 6.1-10 に示す。

表 6.1-1 地盤バネケース

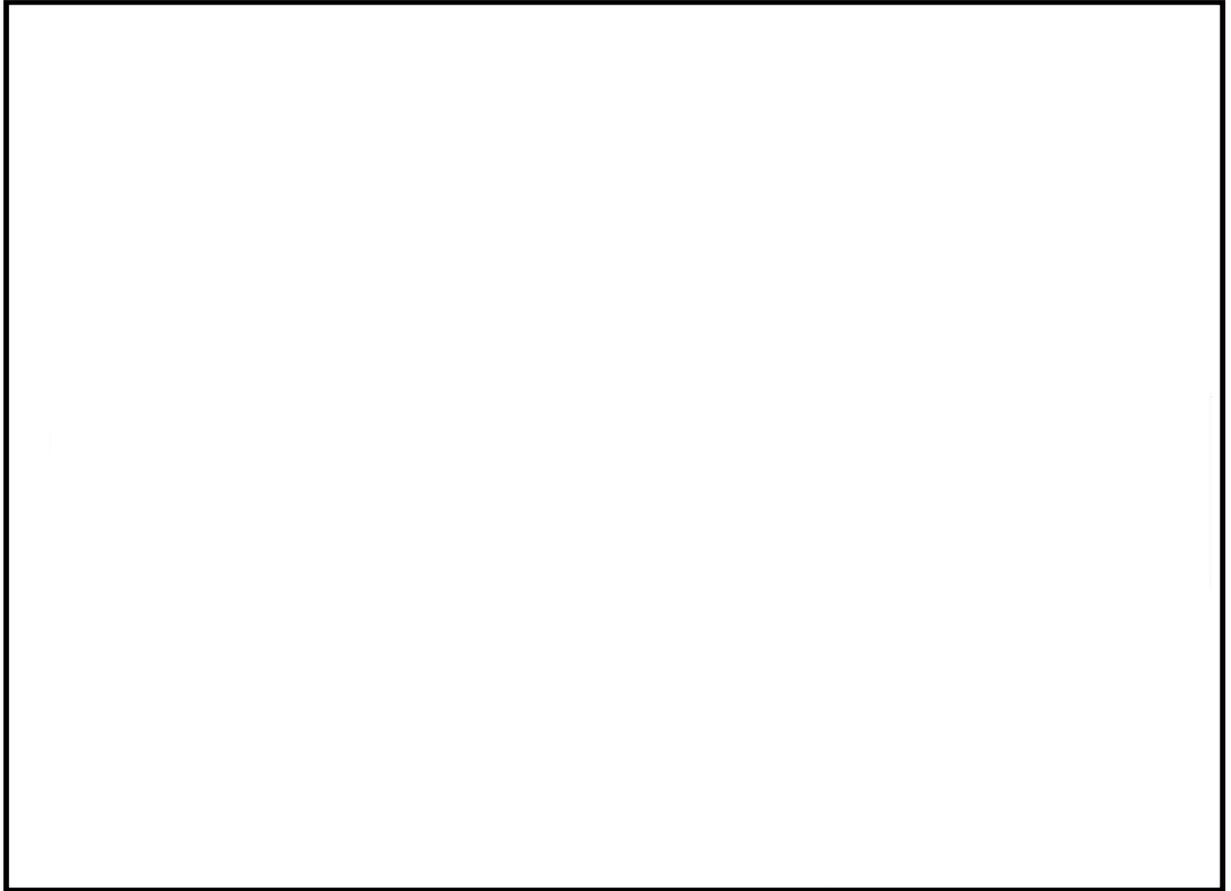
ケース名	地盤バネのバネ定数及び 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

*上記のケースより、せん断ひずみ最大ケースを選定して地盤バネを設定する。

表 6.1-2 3次元静的フレーム解析における 1次元有効応力解析検討ケース

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)	② 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ)した解析ケース	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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ)して非液状化の条件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)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	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	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

(参考) 6.1-8



- 注記 *1：基礎底面の鉛直（面直）方向地盤バネ
基礎前面の水平（面直）方向地盤バネ
- *2：基礎底面の水平方向地盤バネ
基礎側面の水平方向地盤バネ
基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ
基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図 6.1-5 3次元静的フレーム解析モデルの概念図

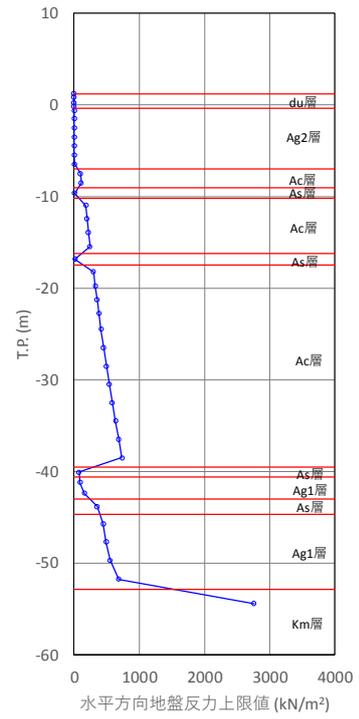
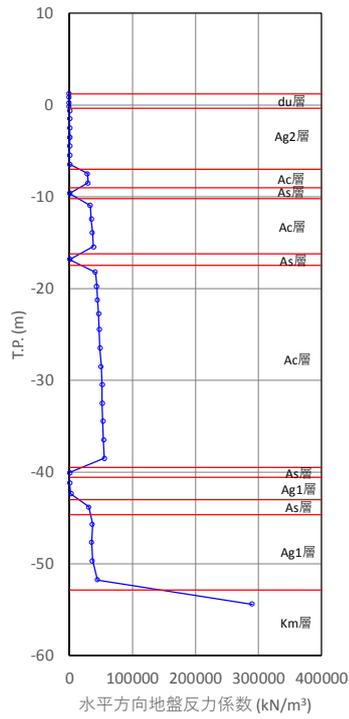


図 6.1-6 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (北側基礎)

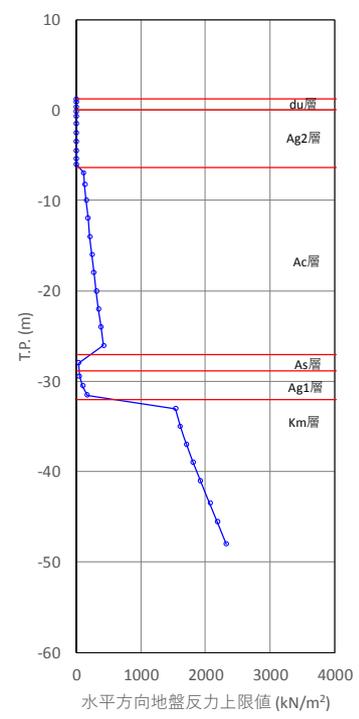
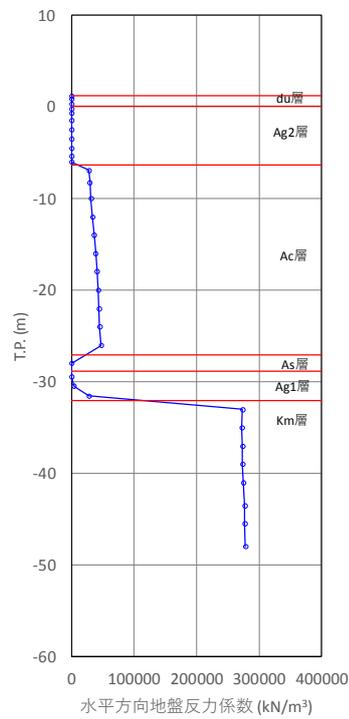


図 6.1-6 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎)

(参考) 6.1-10

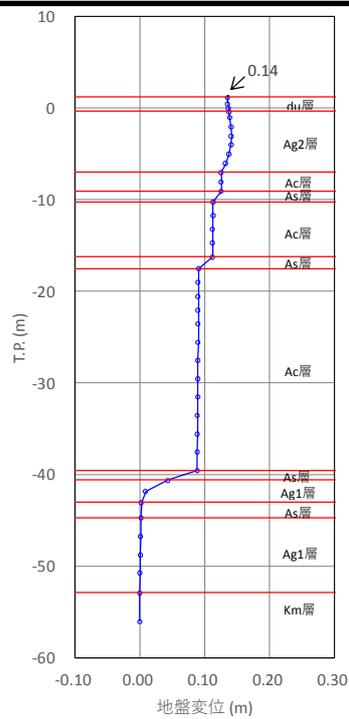
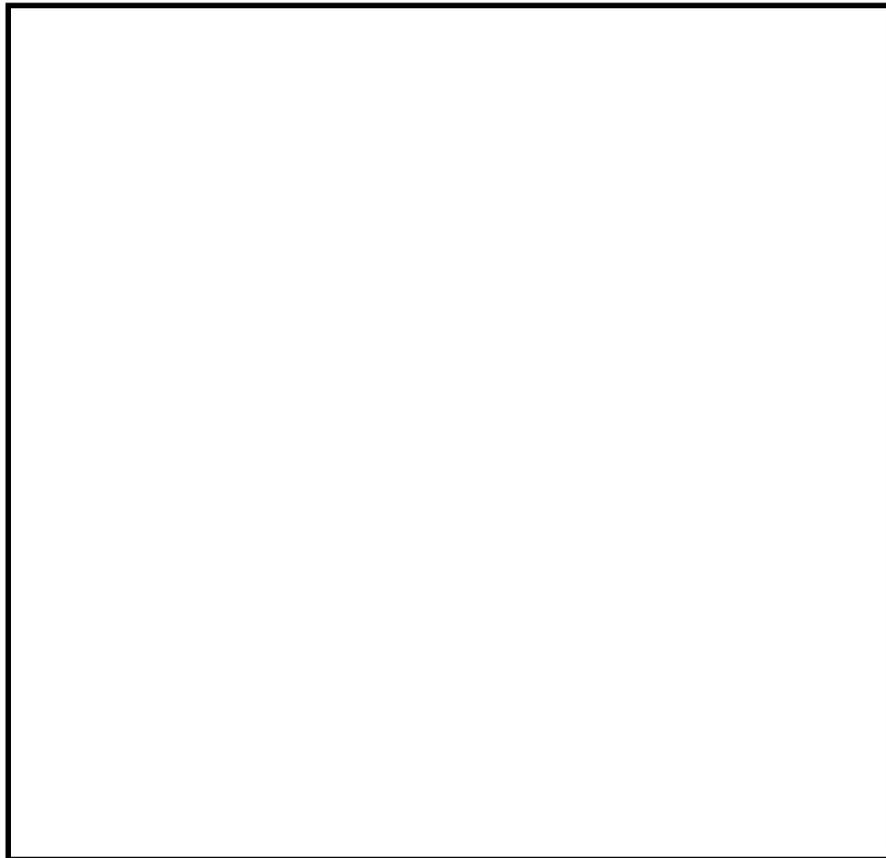
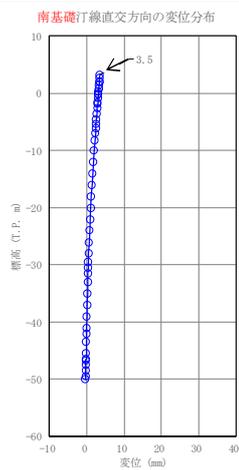
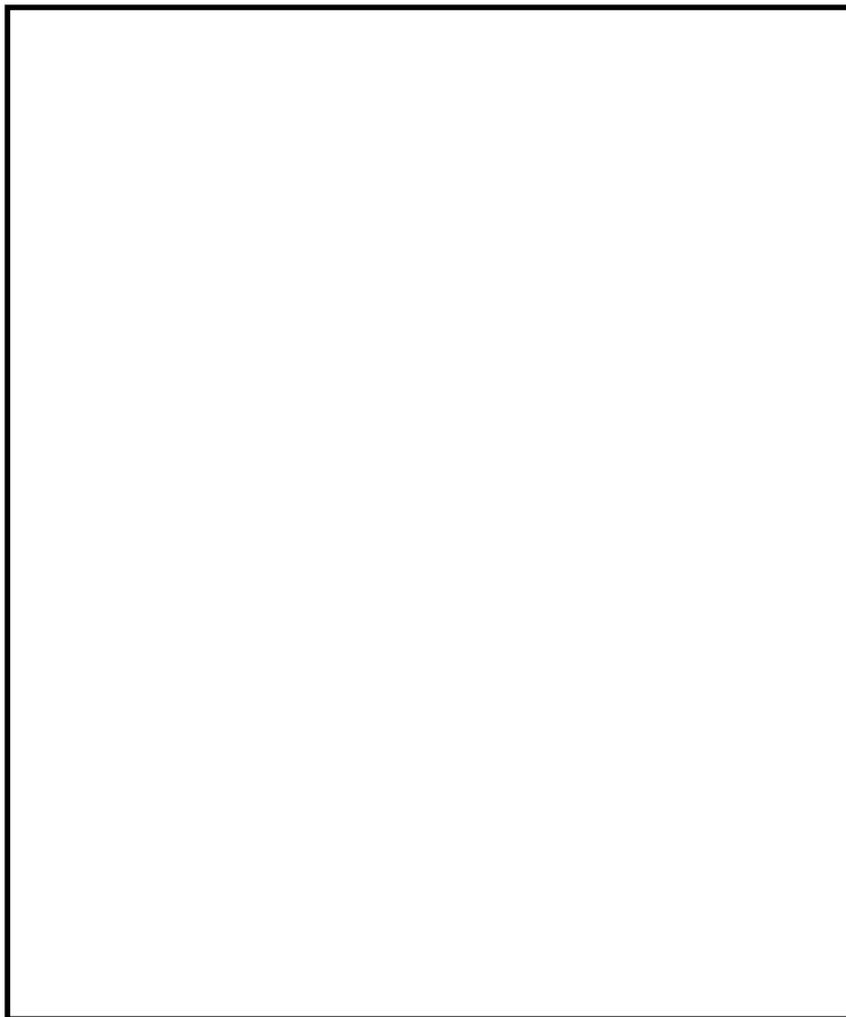
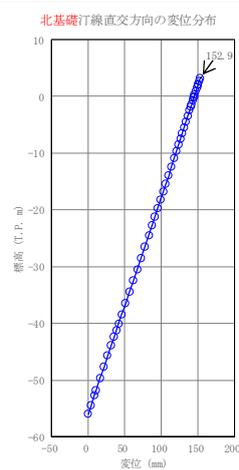


図 6.1-7 3次元静的フレーム解析モデルへの応答変位の設定の概念図

(参考) 6.1-11



南基礎



北基礎

図 6.1-8 3次元静的フレーム解析より算定された変形図

(参考) 6.1-12

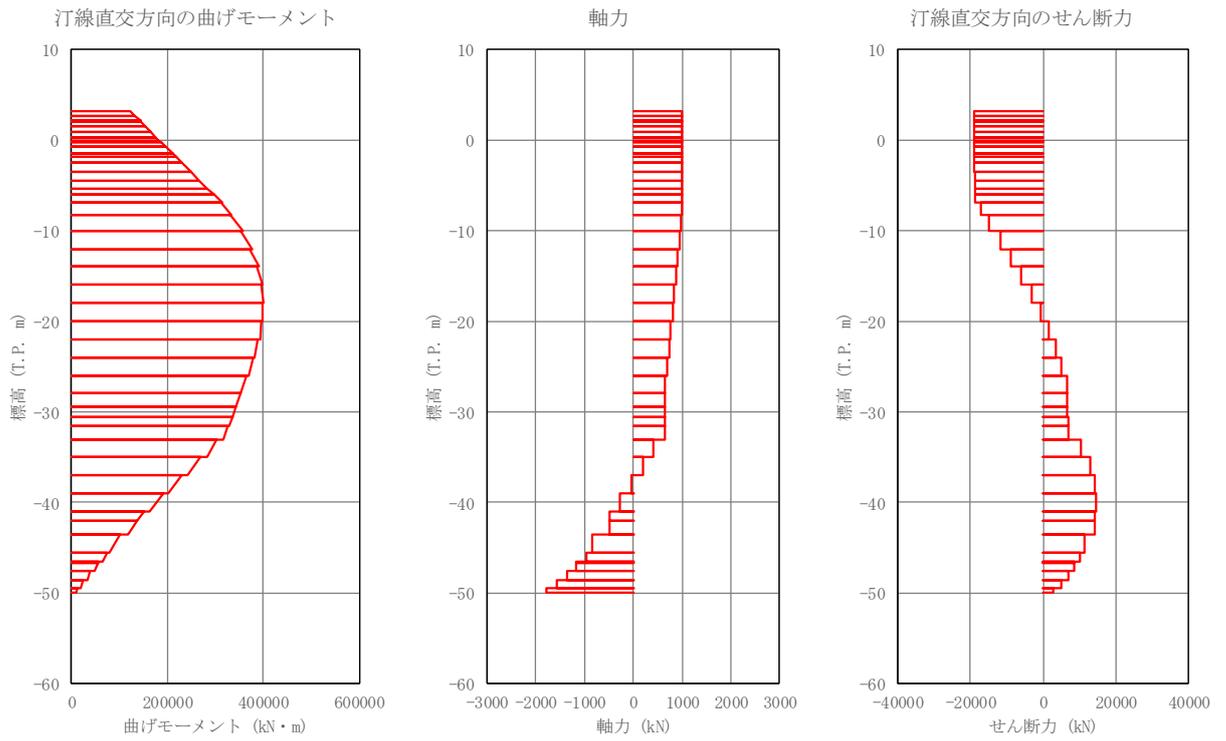


図 6.1-9 3次元静的フレーム解析より算定された南基礎の断面力図

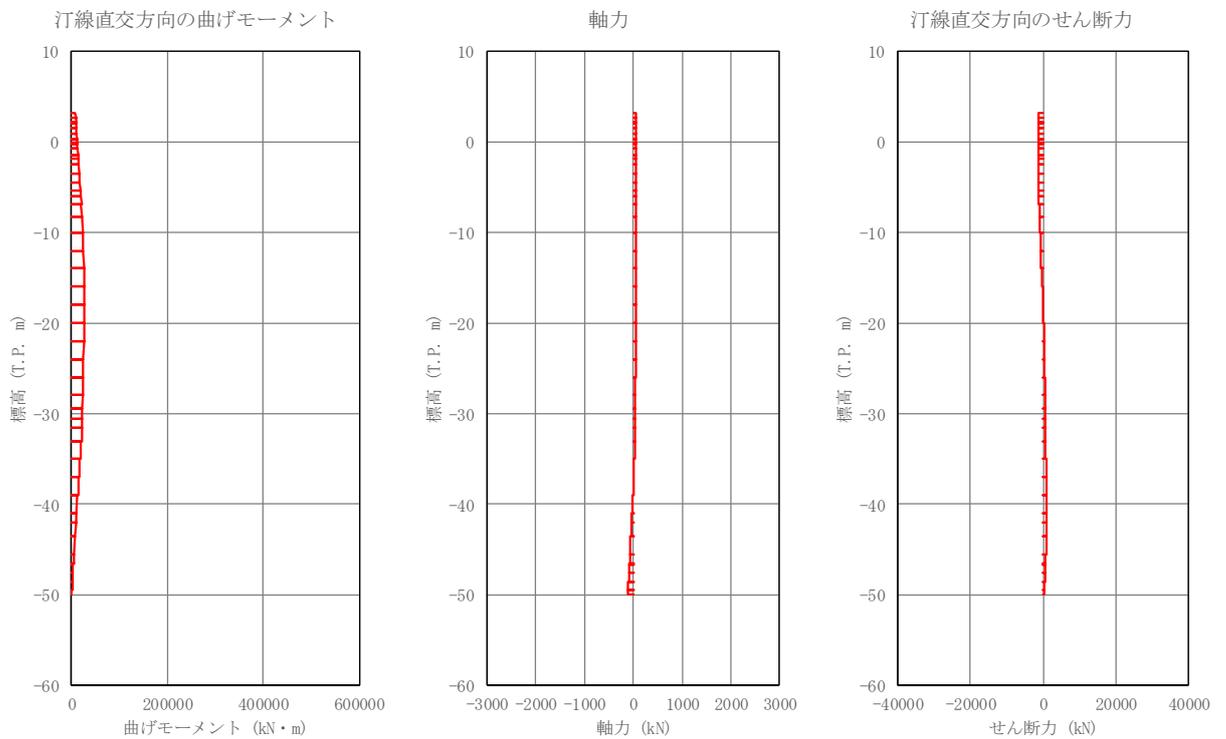


図 6.1-10 単位相対変位増分当たり (1.0 cm) の南基礎断面力増分

(参考) 6.1-13

4. 南基礎の地震時断面力の算定

「2. 2次元有効応力解析から算定される断面力と南北基礎天端間の相対変位の抽出」で抽出された鉄筋の曲げ軸力において時刻歴最大照査値となった時刻の南北基礎天端間の相対変位 8.4 cm に、「3. 単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分の算定」で算定された単位相対変位増分当たり (1.0 cm) の南基礎断面力増分をかけて、南基礎の地震時断面力増分を算定した。南基礎の地震時断面力増分を図 6.1-11 に示す。

せん断力においても時刻歴最大照査値となった時刻の南北基礎天端間の相対変位 7.7 cm に、「3. 単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分の算定」で算定された単位相対変位増分当たり (1.0 cm) の南基礎断面力増分をかけて、南基礎の地震時断面力増分を算定した。南基礎の地震時断面力増分を図 6.1-12 に示す。

図 6.1-11 及び図 6.1-12 に示すとおり地震時増分断面力は時刻歴最大照査値となった時刻の断面力に対して十分小さい。

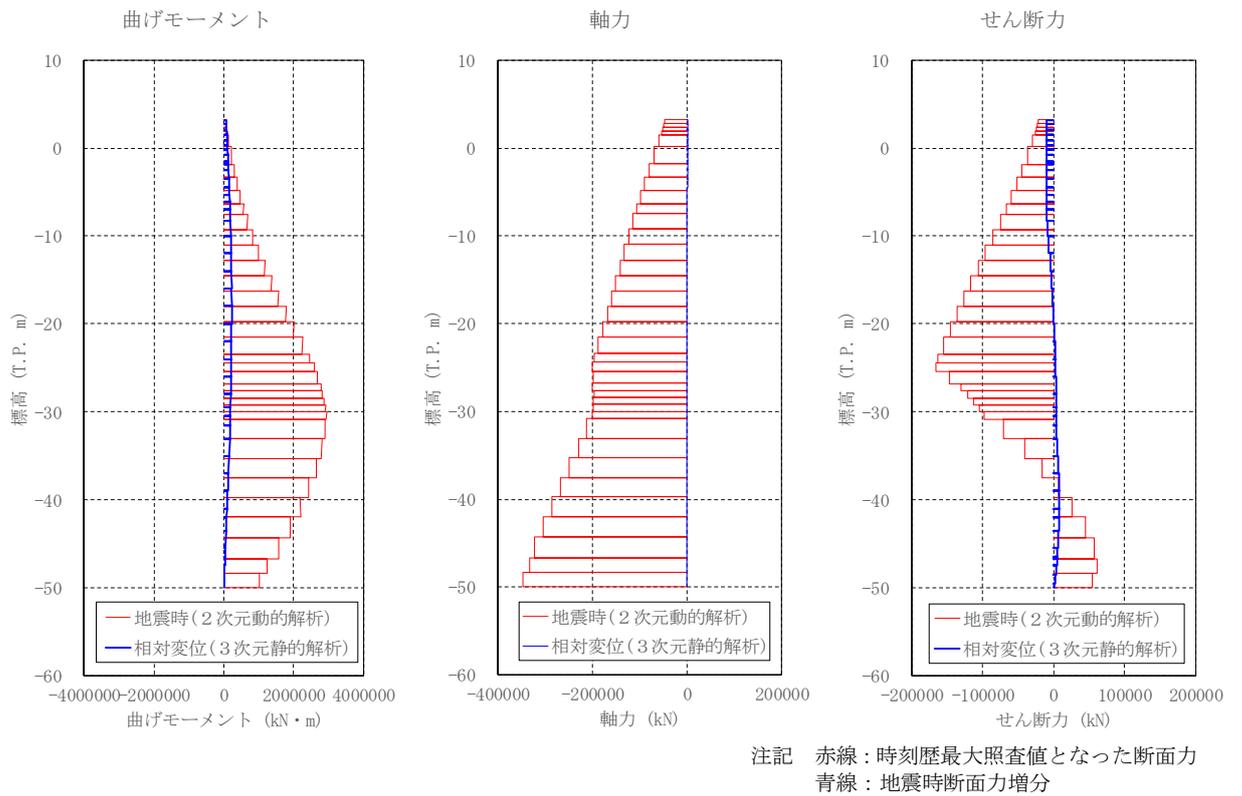


図 6.1-11 南基礎の地震時断面力増分

(鉄筋の曲げ軸力における時刻歴最大照査時，時刻 8.83 秒，相対変位 8.4 cm)

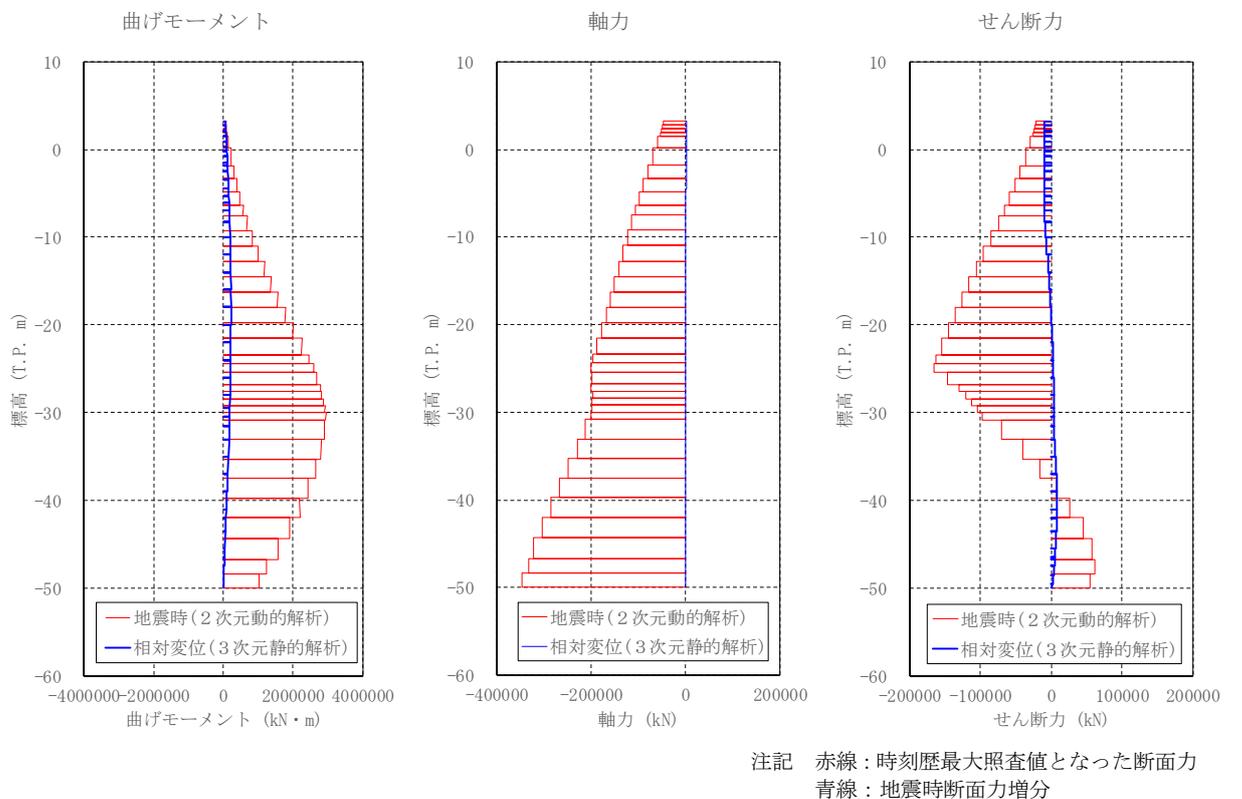


図 6.1-12 南基礎の地震時断面力増分

(せん断力における時刻歴最大照査時，時刻 8.82 秒，相対変位 7.7 cm)

(参考) 6.1-15

5. 南基礎の時刻歴最大照査値となる断面力と地震断面力増分による照査値の比較

「2. 2次元有効応力解析から算定される断面力と南北基礎天端間の相対変位の抽出」で抽出した南基礎の時刻歴最大照査値となった時刻の断面力及び照査値と「4. 南基礎の地震時断面力の算定」で求めた南基礎の地震時断面力増分及び照査値を表 6.1-3 に及び表 6.1-4 示す。

鉄筋の曲げ軸力に対する照査値は、地震時断面力増分による照査値増分が 0.01~0.02 程度であり、時刻歴最大照査値となった時刻の照査値に対して小さく、十分な安全余裕がある。一方、せん断力に対する照査値も、地震時断面力増分による照査値増分が 0.02~0.05 程度であり、時刻歴最大照査値となった時刻の照査値に対して小さく、十分な安全余裕がある。

発生断面力(曲げモーメント、軸力及びせん断力)についても地震時断面力増分は、鉄筋の曲げ軸力及びせん断力の時刻歴最大照査値となった時刻の断面力に対して十分小さい。

したがって、鋼製防護壁の南北基礎における堤軸直交方向の基礎天端間の相対変位が鋼製防護壁(上部構造)を介して地中連続壁基礎(下部構造)に与える影響度合いは小さいことを確認した。

表 6.1-3 南基礎の鉄筋の曲げ軸力照査結果(堤軸直交方向(③-③断面))

検討 ケース	評価 位置	断面性状			鉄筋 仕様 (引張 鉄筋)	断面力	発生断面力			照査値 σ_s / σ_{sa}	
		部材 幅	部材 高	有効 高さ			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)		短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)
		b (mm)	h (mm)	d (mm)							
④S _s -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	時刻歴最大照査値 となった時刻	1794354	168450	70	435	0.17
						地震時断面力増分	220620	462	7	435	0.02
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	時刻歴最大照査値 となった時刻	2947945	200665	95	435	0.22
						地震時断面力増分	217346	422	6	435	0.02
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	時刻歴最大照査値 となった時刻	1573892	321665	26	435	0.06
						地震時断面力増分	55825	463	2	435	0.01

注記 ④：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

表 6.1-4 南基礎のせん断力照査結果(堤軸直交方向(③-③断面))

検討 ケース	評価 位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	断面力	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	V _s に 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	地中連壁 基礎 有効高さ d (mm)	中実鉄筋 コンクリ ート有効 高さ d (mm)					
④S _s -31 (H+, V+)	上 部	15500	15500	14280	10270	14-D38@300	時刻歴最大照査値 となった時刻	136291	226924	0.61
							地震時断面力増分	9516	226924	0.05
	中 央	15500	15500	14280	9520	34-D38@300	時刻歴最大照査値 となった時刻	165949	410783	0.41
							地震時断面力増分	7348	410783	0.02
	下 部	15500	15500	14280	10495	24-D38@300	時刻歴最大照査値 となった時刻	68947	337247	0.21
							地震時断面力増分	5732	337247	0.02

注記 ④：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

(参考4) 鋼管矢板継手の根入れ長について

1. 概要

貯留堰の遮水性を確保するために、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手を海底面に根入れする必要がある。本参考資料では、鋼管矢板継手の根入れ長の設定について整理する。

2. 鋼管矢板の根入れ長の設定

設計海底面への鋼管矢板継手の根入れ長は、以下の算定式のとおり、遮水のために必要な根入れ長 L_1 、地震により生じる周辺地盤の沈下量 L_2 及び余裕 α を見込んだ2.5 mとする。図1に鋼管矢板継手の根入れ長の考え方を示す。また、次項で L_1 及び L_2 の設定についての詳細を示す。

$$\begin{aligned} L &= L_1 + L_2 + \alpha \\ &= 1.60 \text{ m} + 0.38 \text{ m} + 0.52 \text{ m} = 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

L : 決定根入れ長

L_1 : 遮水のために必要な根入れ長 (=1.60 m)

L_2 : 地震により生じる周辺地盤の沈下量 (=0.38 m)

α : 余裕 (=0.52 m)

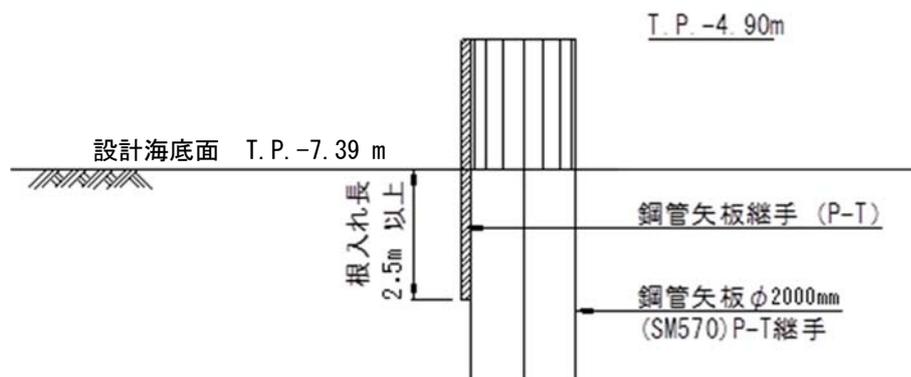


図1 鋼管矢板継手の根入れ長の考え方

3. 遮水のために必要な根入れ長：L₁

遮水のために必要な根入れ長については、「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）（財団法人 港湾空間高度化環境研究センター，2008）」を参考に設定する。本マニュアルは管理型廃棄物処分場の護岸設計を対象としており、漏水量を厳しく規定していることから、本マニュアルを参考とすることで貯留堰の止水性に対する機能要求を満足できる。

貯留堰の周辺地盤は圧密試験結果より、透水係数 1×10^{-6} cm/s 程度のA c層（粘性土層）の地盤である*。本マニュアルによれば、貯留堰の鉛直遮水工の根入れ長としては、透水係数 1×10^{-6} cm/s の粘性土の場合、透水距離（層厚）を1.6 m以上を確保することとなっている。

遮水のために必要な根入れ長の設定においては、保守的な設定として、貯留堰が水平変位した場合に貯留堰片側のみが地盤と接する状態を仮定する。したがって、遮水のために必要な根入れ長は貯留堰の片面分のみ考慮するものとし、 $L_1=1.6$ mとする。図2に地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係を示す。

注記* 次項「G-8孔におけるA c層の圧密試験結果について」参照

5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は、基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

(1) 粘性土層について

わが国の港湾は沖積地に位置することが多いため、海面処分場は、粘性土を主たる成分とした沖積層上に整備される場合が多い。この場合には、海面処分場の底面において不透水性地層に相当する粘性土層の存在を確認するものとする。

上記の粘性土層と同等の遮水能力を有する地層とは、一般的に同等の浸透時間となる地層と考えられる。

浸透時間は、一般に次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h}$$

ここに

- t：浸透時間
- L：浸透距離（層厚）
- k：透水係数
- h：層の水位差（図-2.18 参照）

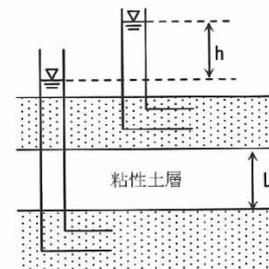


図-2.18 浸透距離と水位差

上記の式を用いて、不透水性地層（厚さ5m以上、透水係数 $k=1 \times 10^{-5}$ cm/s 以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると、透水係数が $k=1 \times 10^{-6}$ cm/s の粘性土層の場合には、計算上は層厚が1.6m以上となる。不透水性地層の層厚、地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第2編第1章調査参照）。

層厚の決定に際しては、土層の不均一性を考慮して、余裕を見込むことが望ましい。

図2 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）p.43より抜粋）

<G-8孔におけるAc層の圧密試験結果について>

G-8孔にて採取した資料を用いて実施した、Ac層の圧密試験結果を整理する。図3にG-8孔の位置として土質調査位置図を、図4にG-8孔柱状図の抜粋をそれぞれ示す。また、表1に圧密試験結果の抜粋を示す。

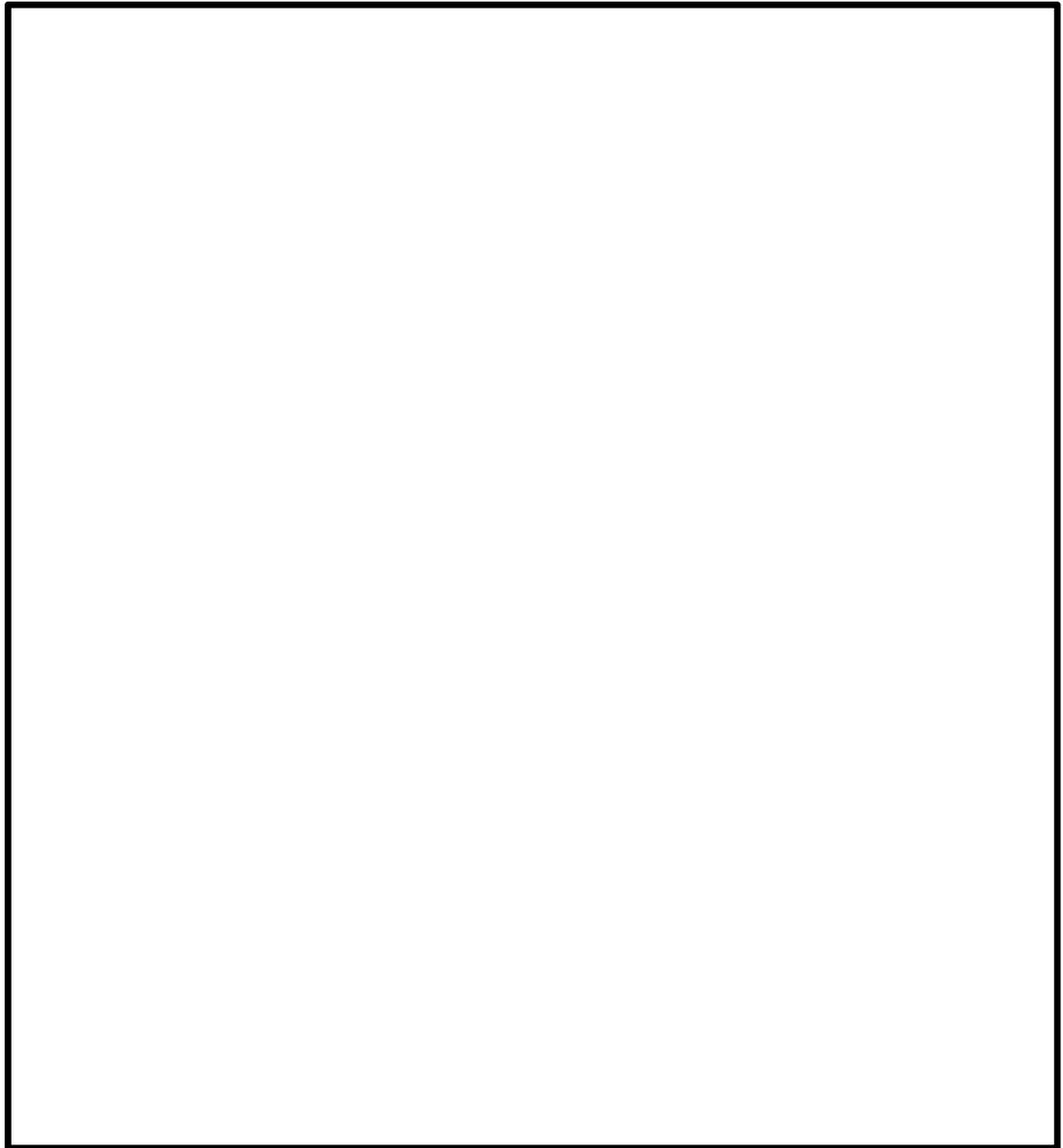


図3 土質調査位置図 (G-8孔)

標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	柱状図	地層名	色調	記 事
0.78	3.33	3.33		埋土	オリーブ灰色	0.00~0.20m 碎石からなる埋土
±0.00					黄褐色~オリーブ灰色	0.20~3.33m 礫混じり砂からなる埋土
	10				暗青灰色	3.33~7.12m 砂礫 (Ag2)
					暗緑灰色~灰褐色	7.12~9.05m 砂 (Ag2)
					暗緑灰色	9.05~10.04m 砂礫 (Ag2)
					暗青灰色	10.04~10.64m シルト質砂 (As)
					暗青灰色	10.64~12.25m シルト質粘土 (Ac)
					暗緑灰色~灰褐色	12.25~12.55m 貝化石片や炭質物を含む礫混じり砂 (As)
					暗緑灰色	12.55~17.00m 粘土 (Ac)
	20				暗緑灰色	17.00~22.30m 雲母、貝化石片を含む含水比高い砂を主体とする (As)
					暗オリーブ灰色	17.00~17.79m シルト質砂
					暗オリーブ灰色	17.79~20.09m 砂
					暗オリーブ灰色	20.09~20.60m 砂質粘土
					暗オリーブ灰色	20.60~22.30m 砂
	30				暗オリーブ灰色	22.30~50.56m 粘土を主体とする (Ac)
				暗オリーブ灰色	32.95~33.96m シルト混じり砂	
				暗オリーブ灰色	36.82~37.94m 砂	
	40			暗オリーブ灰色	39.68~40.00m シルト質砂	
				暗オリーブ灰色	40.76~42.19m シルト混じり砂	
				暗オリーブ灰色	46.56~50.56m シルト	
	50			暗オリーブ灰色	50.56~53.54m 砂 (As)	
				暗オリーブ灰色	53.54~58.90m 粘土を主体とする (Ac)	
	60			暗青灰色	58.90~59.75m 砂 (As)	
-59.70	63.81	60.48		暗青灰色	59.75~63.81m 礫混じり砂を主体とする (Ag1)	

試料採取高さ (G. L. -13.54m~-13.59m=T. P. -9.43m~-9.48m)

図4 G-8孔柱状図 (孔口標高: T. P. +4.11 m)

表1 圧密試験結果（抜粋）

（試料採取高さ：T.P. -9.43 m ～ -9.48 m）

荷重段階	平均圧密圧力 p kgf/cm ²	t ₉₀ min	透水係数 k cm/s
0	0.10	0.31	1.03E-06
1	0.28	0.33	8.08E-07
2	0.57	0.35	5.19E-07
3	1.13	0.38	3.79E-07
4			

A c 層の水中単位体積重量 γ' は、 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.65 - 1.00 = 0.65 \text{ g/cm}^3 (= 6.4 \text{ kN/m}^3)$ である。表1における荷重段階0～1での平均圧密圧力 p の $0.1 \text{ kgf/cm}^2 (= 9.8 \text{ kN/m}^2)$ は、 $9.8 / 6.4 = 1.53 \text{ m}$ より、深さ 1.5 m に相当することから、鋼管矢板継手を根入れする深さ 2.5 m と同程度である。

したがって、遮水のために必要な根入れ長を設定においては、周辺地盤である A c 層の透水係数を $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ として検討する。

なお、透水係数 $k = 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 、透水距離（根入れ長） $L = 2.5 \text{ m}$ 、水位差 $h = 2.49 \text{ m}^*$ とした場合の浸透時間 t は、 $t = L^2 / k h = 2.5^2 / (1 \times 10^{-6} \times 10^{-2} \times 2.49) = 2.51 \times 10^8 \text{ s}$ となる。この値は、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約 3 分と比較して十分に長い時間であり、設定した根入れ長は十分な遮水性を確保している。

注記* 水位差 $h = \text{貯留堰天端高 (T.P. -4.9 m)} - \text{設計海底面 (T.P. -7.39 m)} = 2.49 \text{ m}$

4. 地震により生じる周辺地盤の沈下量： L_2

貯留堰の周辺地盤が沈下すると根入れ長が減少するため、地震により生じる周辺地盤の沈下量を考慮する。地震により生じる周辺地盤の沈下利用 L_2 は、以下の算定式のとおり、 $L_2=0.38$ mとする。

$$\begin{aligned} L_2 &= S_1 + S_2 \\ &= 0.17 \text{ m} + 0.21 \text{ m} = 0.38 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

L_2 : 地震により生じる地盤の沈下量

S_1 : 地盤の変形による最終沈下量 (=0.17 m)

(二次元動的解析結果より)

S_2 : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (=0.21 m)

(Ishihara ほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係より)

4.1 地盤の変形による最終沈下量： S_1

二次元動的解析結果から得られる、貯留堰周辺地盤における最終沈下量の最大値 (EW-1, 検討ケース③*, S_s-D1 (H-, V-)) を用いて、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を設定する。図3に示すとおり、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を0.17 mとする。



図3 地盤の変形による最終沈下量 S_1 の設定位置と値
(EW-1, 検討ケース③*, S_s-D1 (H-, V-))

注記 *検討ケース③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

4.2 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量： S_2

地盤の変形による沈下量 S_1 を設定した位置における土層構成を用いて、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 を算定する。図4に地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定位置及び算定対象層の層厚を示す。



図4 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定位置及び算定対象層の層厚

地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定に用いる沈下率は、Ishihara ほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ ϵ_v （沈下率）の関係から設定する。沈下量を保守的に算定するために、最大ひずみ γ_{max} の値に係わらず、体積ひずみ ϵ_v の上限値を用いる。なお、相対密度 D_r については平均値を用いるものとする。図5に相対密度 D_r より設定した体積ひずみ ϵ_v （沈下率）を示す。

表1に示すとおり、地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 は0.21 mとする。

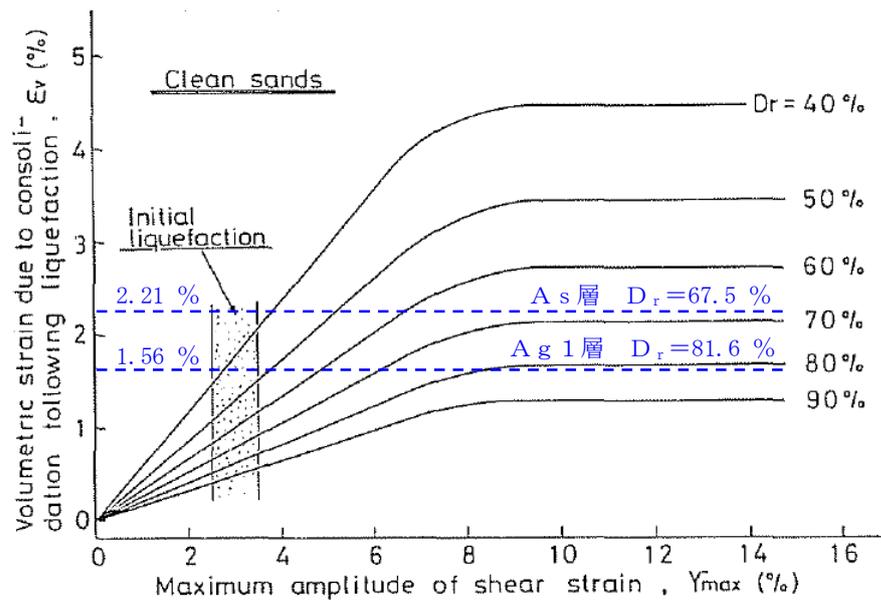


図5 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した
算定対象層の体積ひずみ ϵ_v (沈下率)

表1 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2

土層名	層厚	相対密度	体積ひずみ (沈下率)	過剰間隙水圧の 消散に伴う沈下量
	h (m)	D_r (%)	ϵ_v (%)	S_2 (m)
A g 1	0.72	81.6	1.56	0.01
A s	8.99	67.5	2.21	0.20
合計				0.21

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、その算出方法と結果を示し、相対変位量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認するものである。また、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。

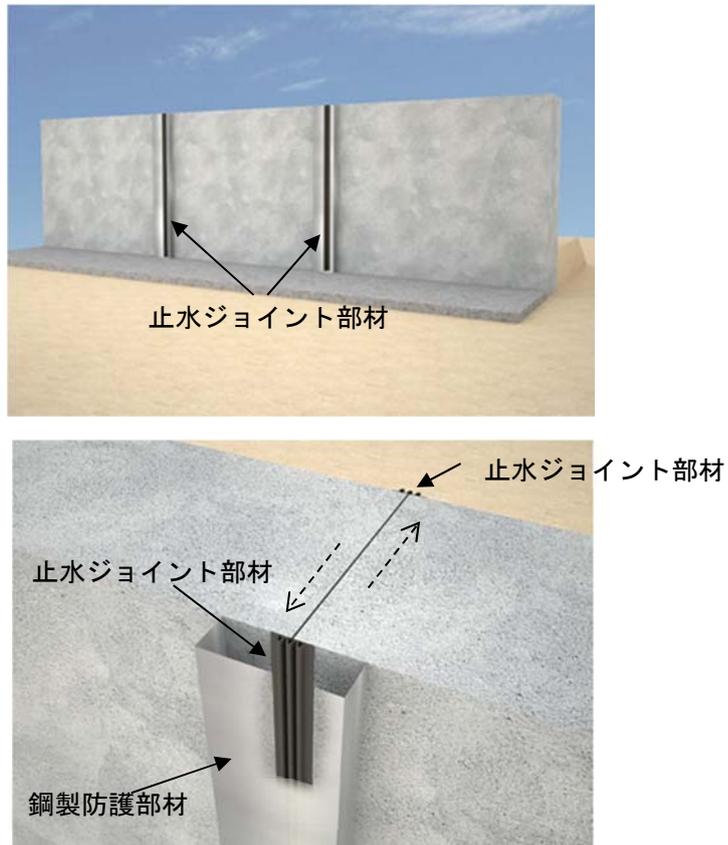
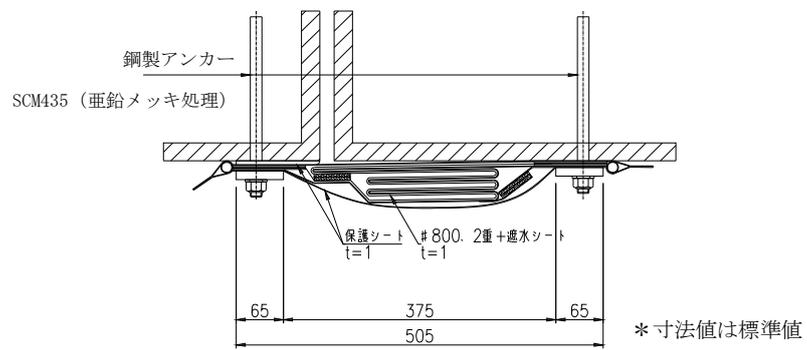


図 6.12.2-1 止水ジョイント部材 設置イメージ図



止水ジョイント部材 (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。

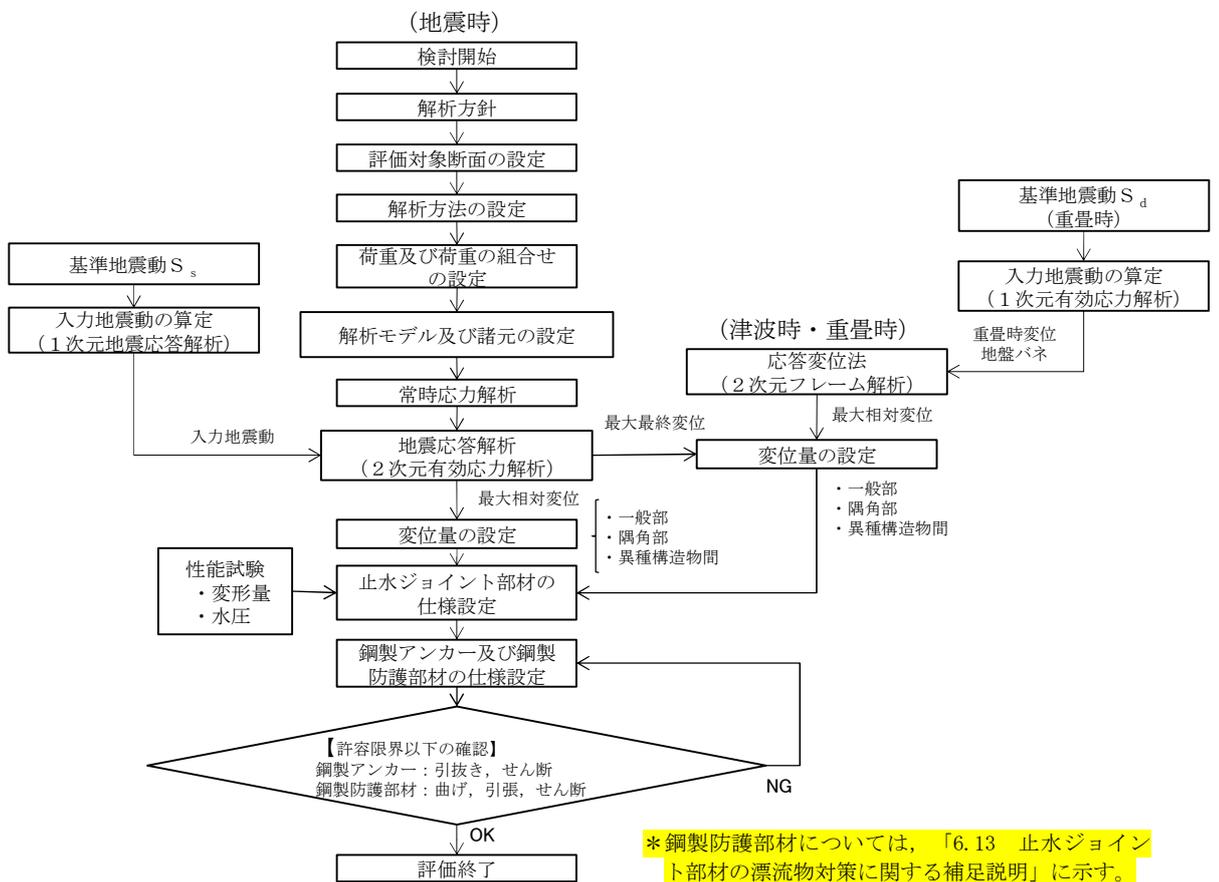


図 6.12.2-3 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

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
止水性を損なわないこと	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)	・引張力に対する照査は， 発生応力が，短期許容応 力度以下であることを確 認
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010 年 11 月)	・せん断力に対する照査 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
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。評価対象断面の位置図を図6.12.2-4に、断面①～断面⑤における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波の相対変位の結果を表6.12.2-3に示す。

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。

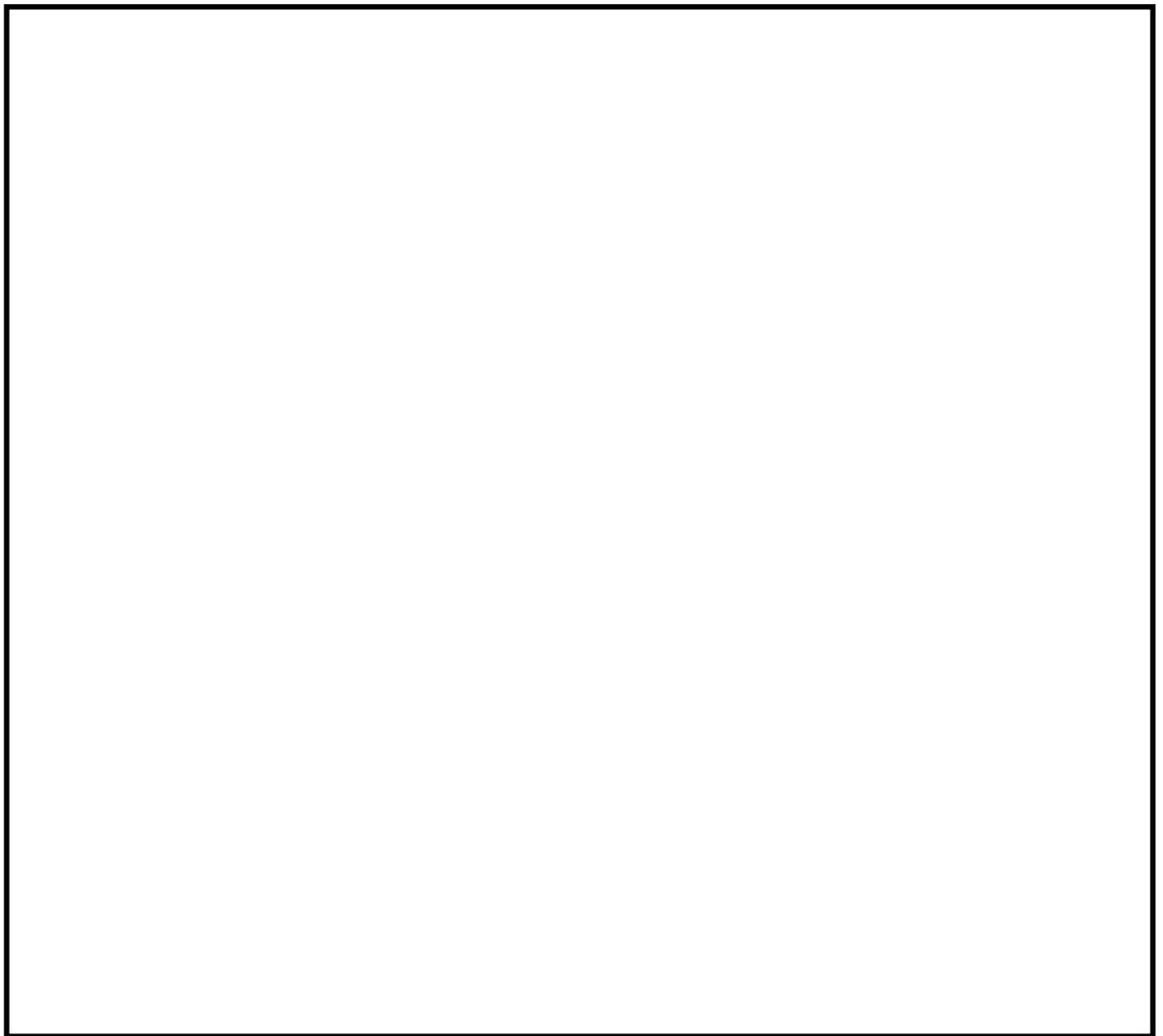


図 6.12.2-4 評価対象断面の位置図

表 6.12.2-3 断面①～⑤の横断方向相対変位比較(基本ケース 12 波)

検討 ケース	地震波	位相	地震時相対変位量 (m)				
			断面 ①	断面 ②	断面 ③	断面 ④	断面 ⑤
①	S _s -D 1	H+, V+	0.139	0.209	0.357	0.229	0.340
	S _s -D 1	H+, V-	0.139	0.206	0.356	0.228	0.339
	S _s -D 1	H-, V+	0.161	0.214	0.402	0.225	0.375
	S _s -D 1	H-, V-	0.159	0.211	0.406	0.225	0.376
	S _s -1 1		0.033	0.043	0.144	0.226	0.277
	S _s -1 2		0.084	0.062	0.241	0.326	0.370
	S _s -1 3		0.056	0.060	0.234	0.285	0.329
	S _s -1 4		0.046	0.038	0.199	0.176	0.161
	S _s -2 1		0.120	0.081	0.128	0.161	0.185
	S _s -2 2		0.095	0.113	0.206	0.147	0.221
	S _s -3 1	H+, V+	0.147	0.160	0.334	0.301	0.237
	S _s -3 1	H-, V+	0.141	0.169	0.354	0.302	0.280
地震時相対変位量 最大値[m]			0.161	0.214	0.406	0.326	0.376

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

(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、そこで杭下端を基準とした杭天端の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杭下端を基準とした杭天端の相対変位を求め、基本ケースを含めた中での最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、保守的に位相が逆になったことを考慮して、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杭下端を基準とした杭天端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。

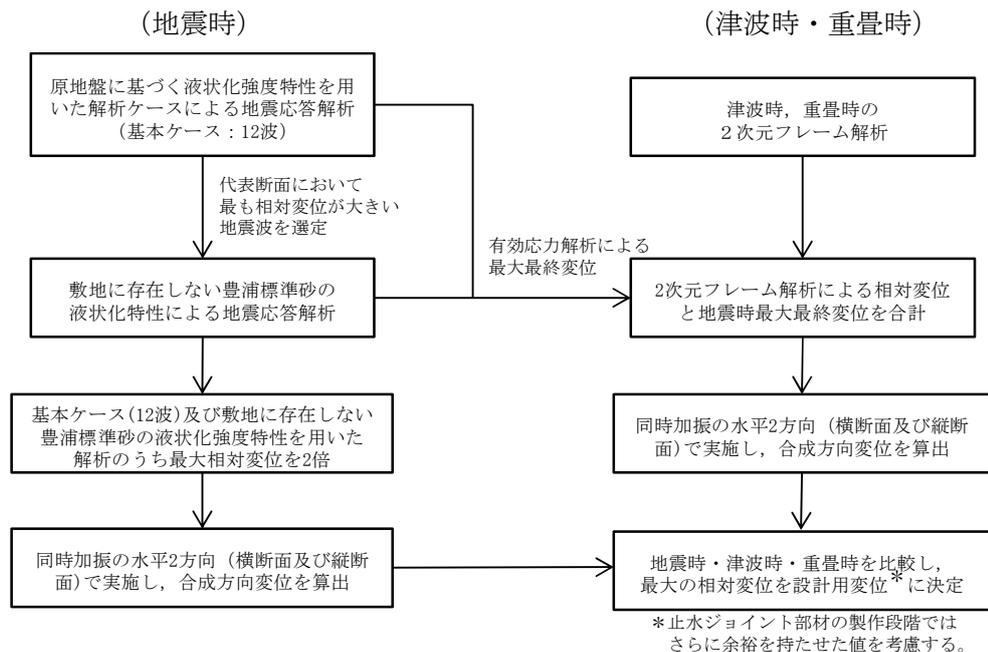


図 6. 12. 2-5 相対変位算出方法のフロー

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。

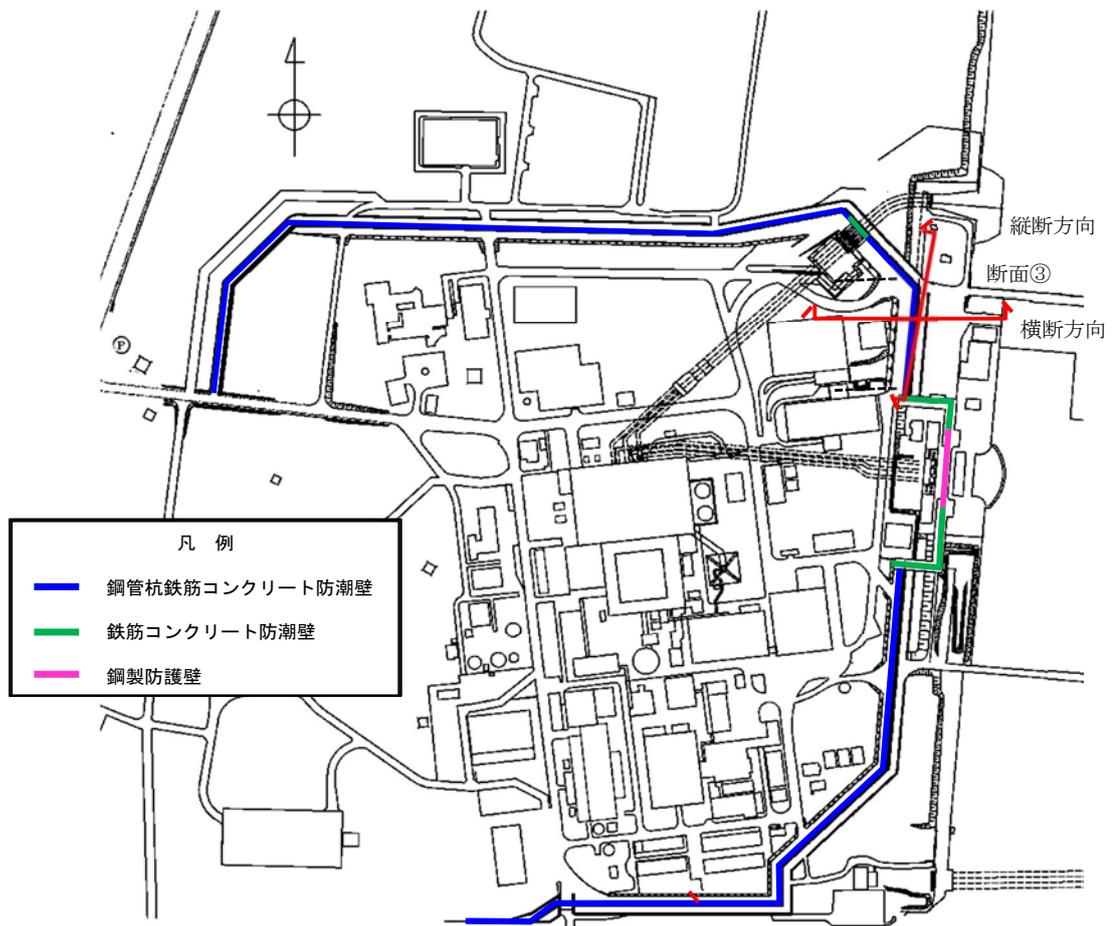


図 6.12.3-1 評価対象断面位置図

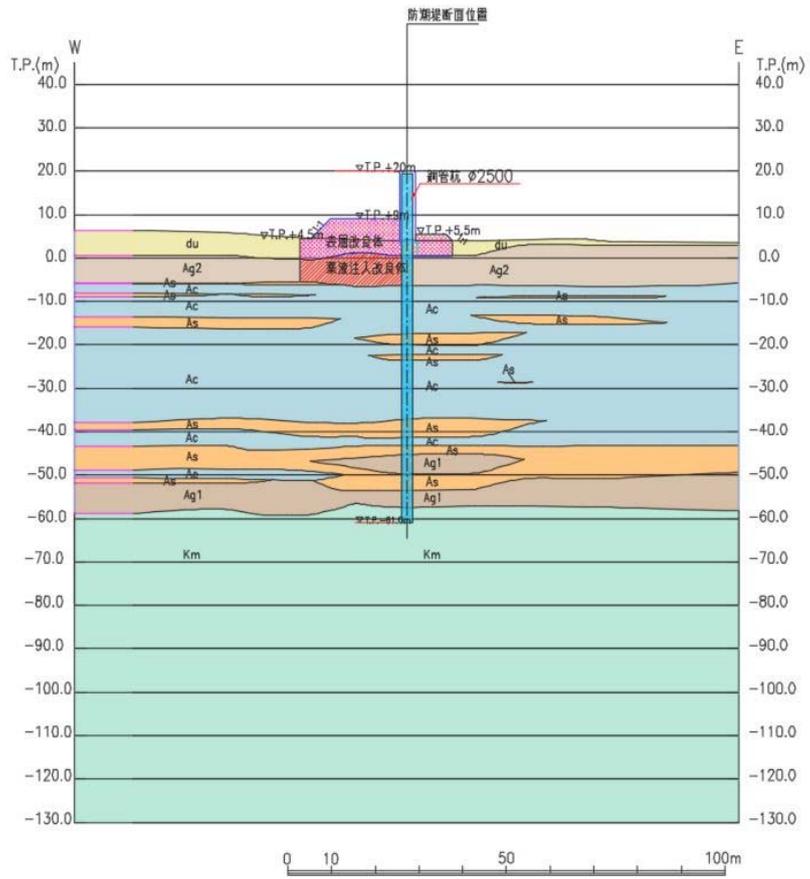


图 6.12.3-2 地震応答解析対象断面図 (断面③：横断方向)

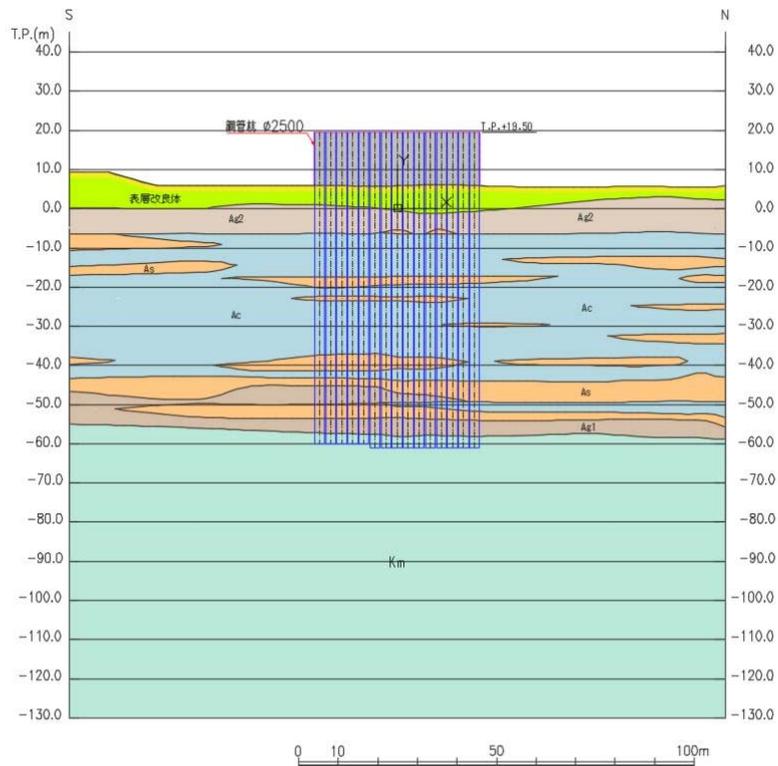


图 6.12.3-3 地震応答解析対象断面図 (断面③：縦断方向)

(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。

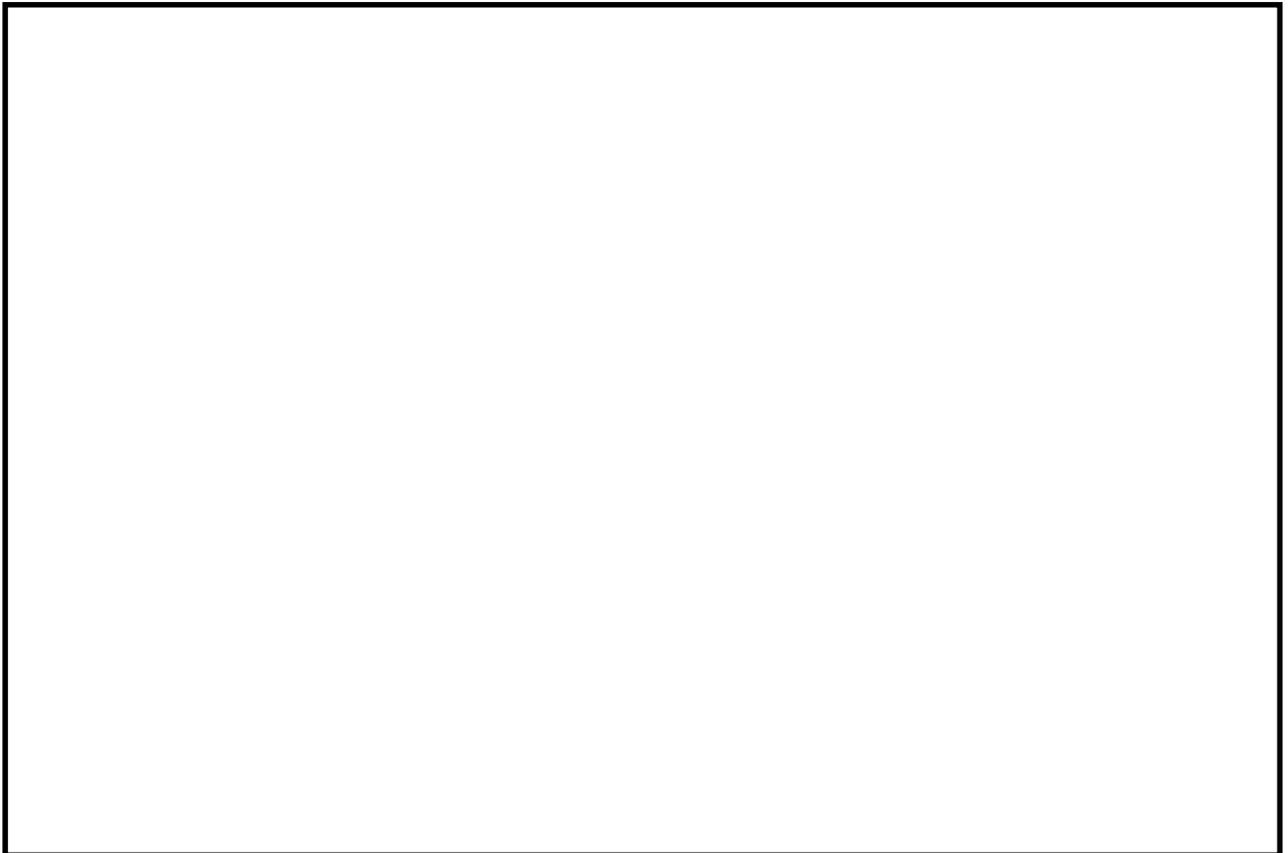


図 6.12.3-4 地震応答解析モデル（断面③：縦断方向）

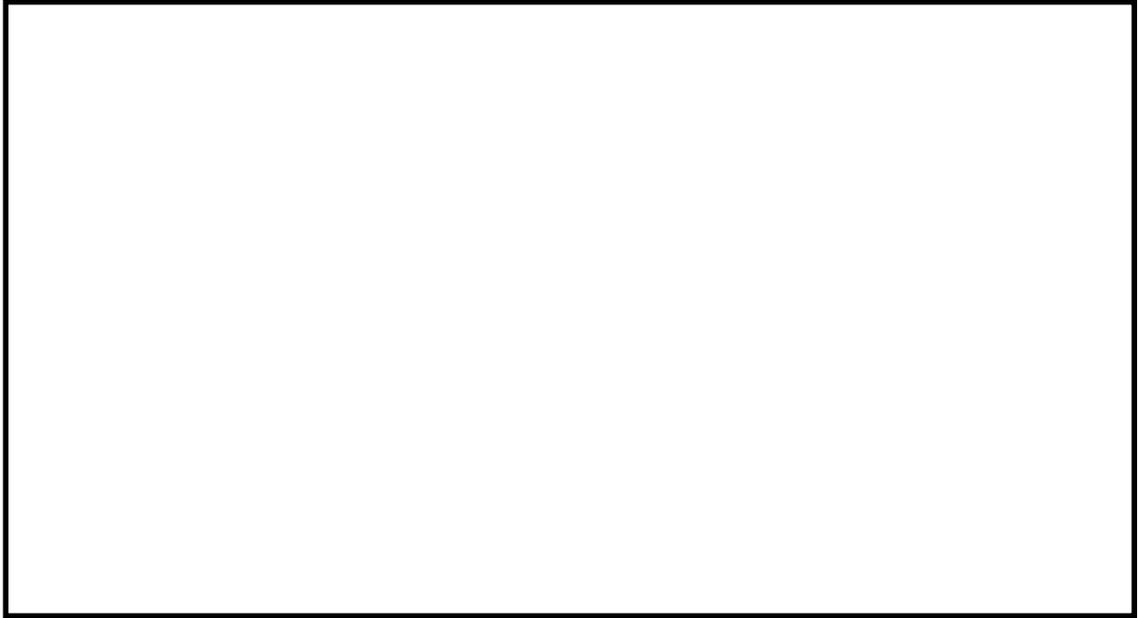


図 6.12.3-5 ジョイント要素配置図 (断面③：縦断方向)

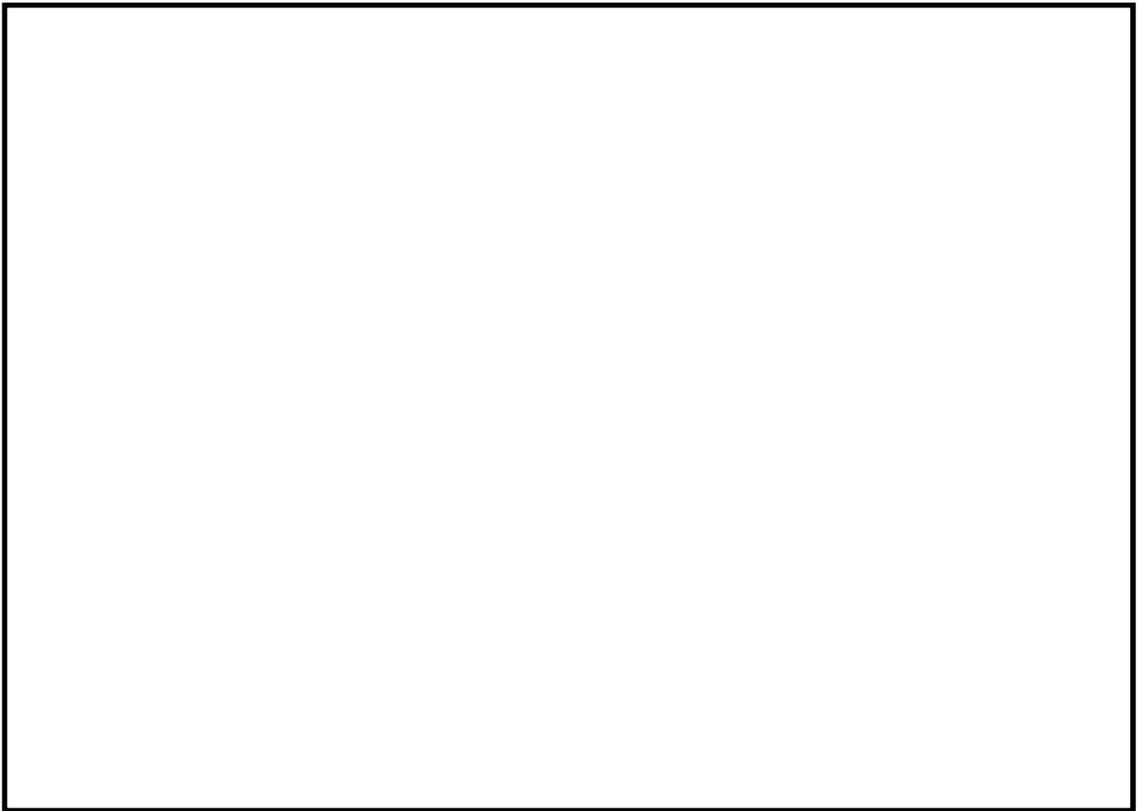


図 6.12.3-6 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③：縦断方向)

(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。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の相対変位算出においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）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、④の検討ケースを実施する。

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

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。

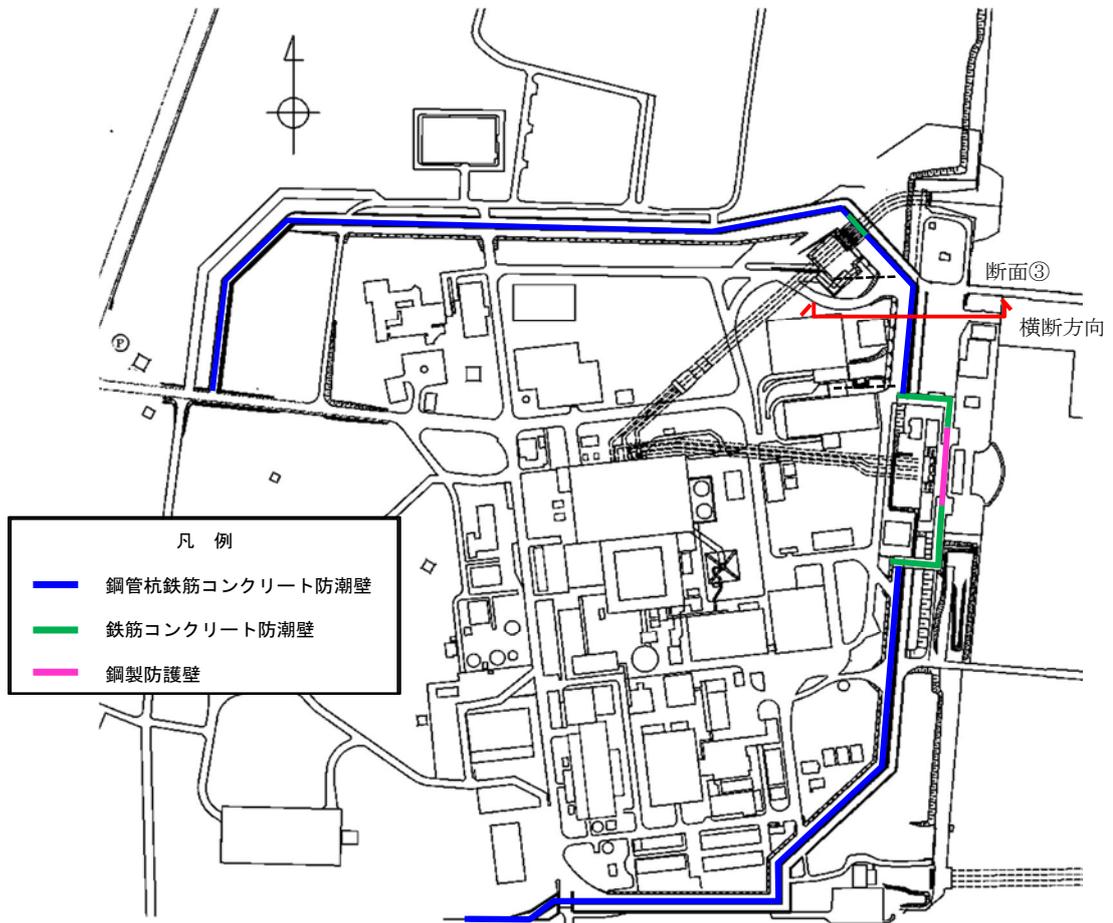


図 6.12.4-1 評価対象断面位置図

(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「3.5.1 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 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「3.5.4 解析ケース」と同様とする。

6.12.5 許容限界

(1) コンクリート

コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表6.12.5-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 6.12.5-1 コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	短期許容支圧応力度 σ_{ca}	18

(2) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。

(a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については，アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 P_{a1} と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

P_a ：引張力に対する許容限界 (N)

P_{a1} ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 (N)

P_{a2} ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数（短期荷重用： $\phi_1=1.0$ ， $\phi_2=2/3$ ）

$s \sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa}=s \sigma_y$ とする。

$s \sigma_y$ ：アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

s_{ca} ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c=\pi \cdot l_{ce}(l_{ce}+D)$ とする。

l_{ce} ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce}=l_e$ とする。

l_e : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ
 d : アンカーボルト軸部の直径
 D : アンカーボルト頭部の直径

頭付きアンカーボルトの短期許容引張力時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$p_a/A_o \leq f_n$$

p_a : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧力

A_o : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積で、 $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c}$ とする。

ただし、 $\sqrt{(A_c/A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

アンカーボルト径 : 16 mm

埋め込み長 $l_e = 200$ mm

$\sigma_y = 245$ N/mm² (SS400 相当)

$a = 157$ mm² (有効断面積)

コンクリート : $F_c = 40$ N/mm²,

$E_c = 26877$ N/mm²

上記より,

$$P_{a1} = 1.0 \times 245 \times 157 = 38465 \text{ N}$$

$$P_{a2} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40 \times 40994.85} \\ = 172849 \text{ N}$$

よって、 $P_a = 38465$ N (38.5 kN)

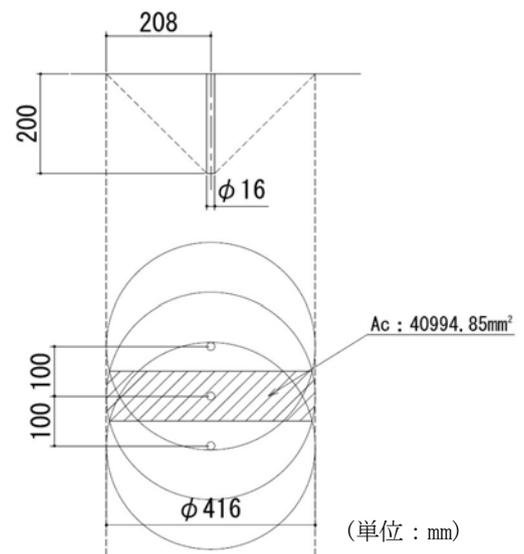


図 6.12.5-1 有効水平投影面積

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o = 38465 / (\pi \times 16^2 / 4) = 191.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(A_c \cdot A_o)} = \sqrt{(40994.85 / (\pi \times 16^2 / 4))} = 14.3 \text{ より,}$$

$$f_n = 6 \times 40 = 240 \text{ N/mm}^2$$

より、 $P_a/A_o \leq f_n$ が満たされる。

(b) せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a2} 及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a : せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1=1.0, \phi_2=2/3$)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa}=0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa}=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc}=0.5 \pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

アンカーボルト径 : 16 mm 埋め込み長 $l_e=200$ mm

$s \sigma_y=245$ N/mm² (SS400 相当)

$s c a=157$ mm² (有効断面積)

コンクリート : $F_c=40$ N/mm², $E_c=26877$ N/mm², $c=200$ mm

上記より, $q_{a1}=1.0 \times 0.7 \times 245 \times 157=26925.5$ N

$q_{a2}=2/3 \times 0.5 \times \sqrt{40 \times 26877} \times 157=54262$ N

$q_{a3}=2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40} \times 0.5 \times \pi \times 200^2=82126$ N

よって, $q_a=26925.5$ N (26.9 kN)

埋め込み長に対しては、

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a=0.7 \times 245 \times 157=26925$$

$$c \sigma_t \cdot A_c=0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 40994.85=252505$$

より, $s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$ が満たされる。

引張力およびせん断力に対する許容限界を表 6.12.5-2 及び表 6.12.5-3 に示す。

表 6.12.5-2 鋼製アンカーの許容限界 (引張)

項目	鋼材の降伏で決まる 引張耐力 P_{a1} (kN)	定着したコンクリート躯体の コーン破壊で決まる引張耐力 P_{a2} (kN)	許容限界 (kN)
引張	38.5	172.8	38.5

表 6.12.5-3 鋼製アンカーの許容限界 (せん断)

項目	鋼材の耐力で決まる せん断耐力 q_{a1} (kN)	コンクリートの支 圧強度で決まる せん断耐力 q_{a2} (kN)	定着したコンクリート 躯体のコーン破壊で 決まるせん断耐力 q_{a3} (kN)	許容限界 (kN)
せん断	26.9	54.2	82.1	26.9

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、**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）及び、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**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、**保守的に位相が逆になったことを考慮して、基本ケースを含めた中での最大相対変位を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。**

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 :

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

$\delta_x(T)$: 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

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

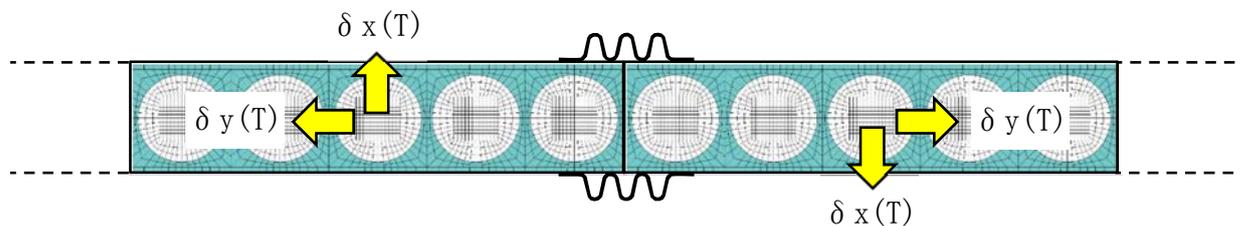


図 6.12.6-1 地震時の相対変位の概念図

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、一般部の結果を用いて、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 :

$$\delta x' = \delta x1(T) + \text{abs} \{ -\delta x2(T) \times \cos \theta + \delta y2(T) \times \sin \theta \}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta y' = \delta y1(T) + \text{abs} \{ \delta x2(T) \times \sin \theta - \delta y2(T) \times \cos \theta \}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta z' = \text{abs} \{ \delta z1(T) \times 2 \}$$

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

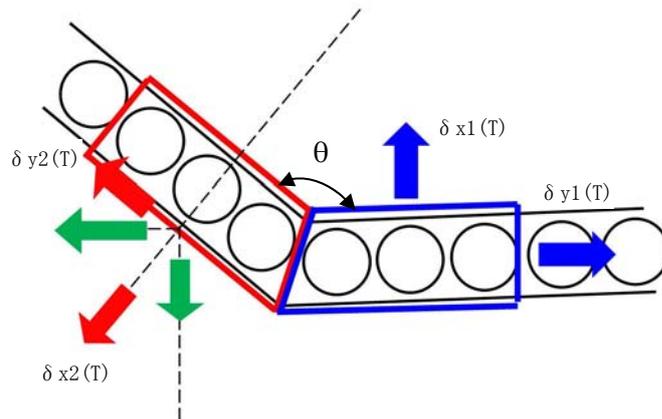


図 6.12.6-2 隅角部の相対変位 概念図

(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）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ケースによる最大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_{xR} :

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

y 方向の相対変位 δ_{yR} :

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

z 方向の相対変位 δ_{zR} :

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

$\delta'_x(T)$: 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

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta_R = \sqrt{\delta_{xR}^2 + \delta_{yR}^2 + \delta_{zR}^2}$$

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。

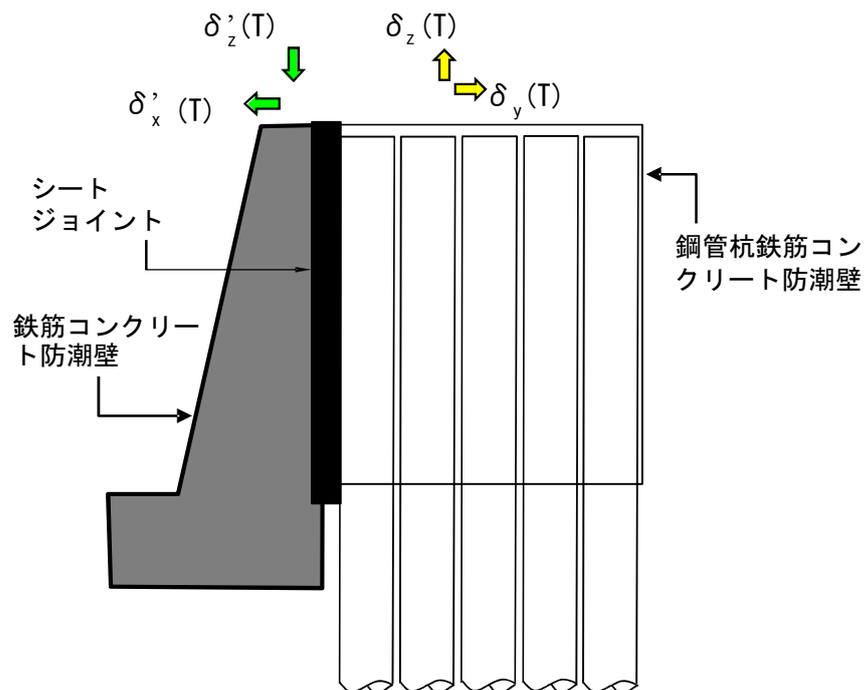


図 6.12.6-3 異種構造物間の相対変位 概念図

(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。地震時の最終変位は、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。津波は 1 方向のため横断方向（x 方向）の変位しか発生しないが、保守的に縦断方向（y 方向）にも横断方向と同じ変位を考慮する。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。

なお、津波波圧が鋼管杭天端と地表面で異なりシートジョイントに発生する引張力が天端と地表面で異なることから、鋼製アンカーの検討のため、津波時の相対変位は、鋼管杭天端（＝相対変位最大位置）および地表面（＝作用波圧最大位置）の 2 点で算定する。

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

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

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

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

ここで、

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

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

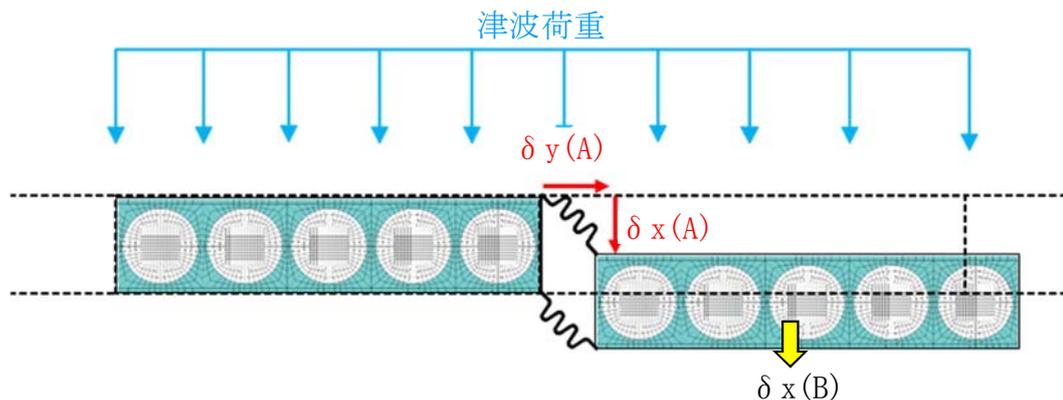


図 6. 12. 6-4 津波時の相対変位の概念図

(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 :

$$\delta x' = \delta x1(I) + \text{abs} \{ -\delta x2(I) \times \cos \theta + \delta y2(I) \times \sin \theta \}$$

y 方向の相対変位 δy :

$$\delta y' = \delta y1(I) + \text{abs} \{ \delta x2(I) \times \sin \theta - \delta y2(I) \times \cos \theta \}$$

z 方向の相対変位 δz :

$$\delta z' = \text{abs} \{ \delta z1(I) \times 2 \}$$

$\delta x1(I)$, $\delta x2(I)$: 津波時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y1(I)$, $\delta y2(I)$: 津波時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z1(I)$: 津波時の一般部における z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta' = \sqrt{\delta'_{x^2} + \delta'_{y^2} + \delta'_{z^2}}$$

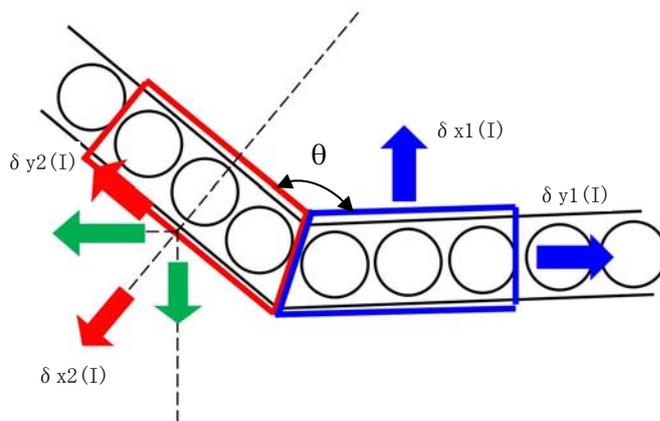


図 6.12.6-5 隅角部の津波時相対変位量の概念図

(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

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

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。

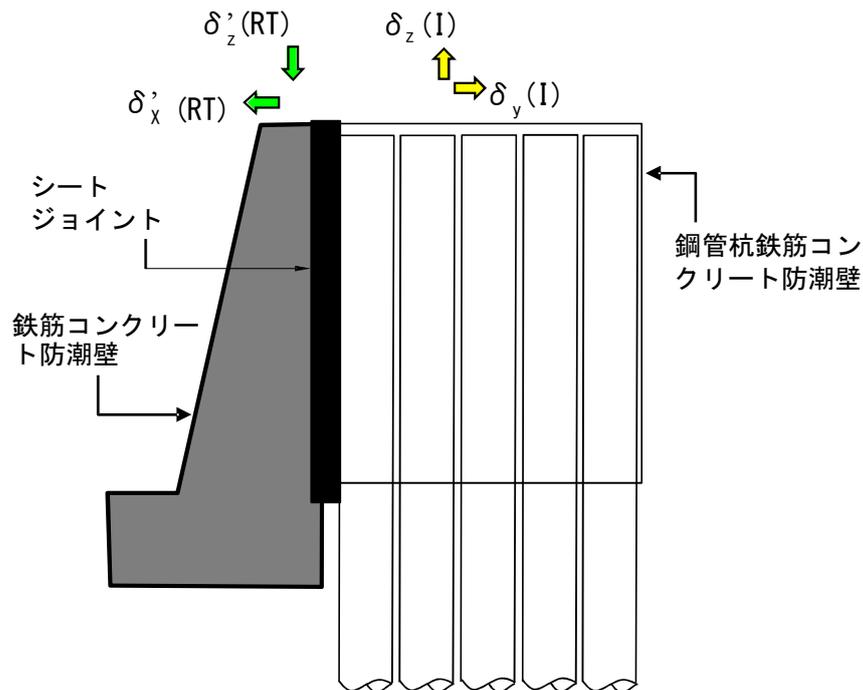


図 6.12.6-6 異種構造物間の津波時相対変位 概念図

(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。津波は1方向のため横断方向(x方向)の変位しか発生しないが、保守的に縦断方向(y方向)にも横断方向と同じ変位を考慮する。

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。なお、津波波圧が鋼管杭天端と地表面で異なりシートジョイントに発生する引張力が天端と地表面で異なることから、鋼製アンカーの検討のため、重畳時の相対変位は、鋼管杭天端(=相対変位最大位置)および地表面(=作用波圧最大位置)の2点で算定する。

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。

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

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

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

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

ここで、

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

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

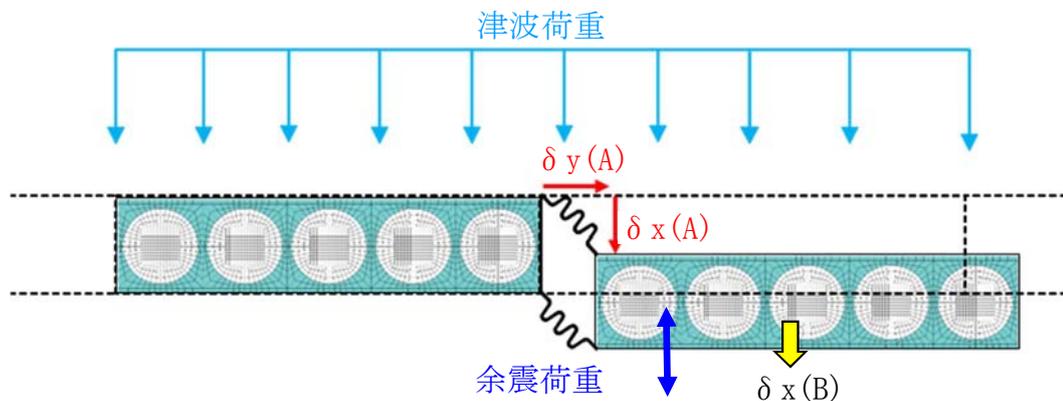


図 6.12.6-7 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

(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 :

$$\delta x' = \delta x1(I_t) + \text{abs}\{-\delta x2(I_t) \times \cos \theta + \delta y2(I_t) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta y' = \delta y1(I_t) + \text{abs}\{\delta x2(I_t) \times \sin \theta - \delta y2(I_t) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta z' = \text{abs}\{\delta z1(I_t) \times 2\}$$

$\delta x1(I_t)$, $\delta x2(I_t)$: 重畳時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y1(I_t)$, $\delta y2(I_t)$: 重畳時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z1(I_t)$, $\delta z2(I_t)$: 重畳時の一般部における z 方向の相対変位

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

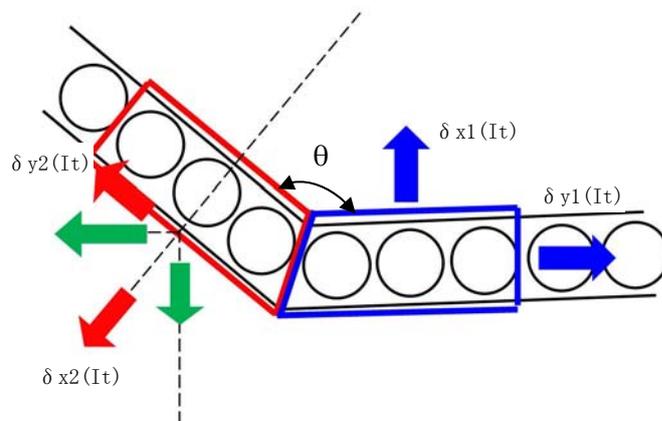


図 6.12.6-8 隅角部の重畳時（津波+余震時）の相対変位量の概念図

(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

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

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、それぞれの方向で足し合わせて算出する。

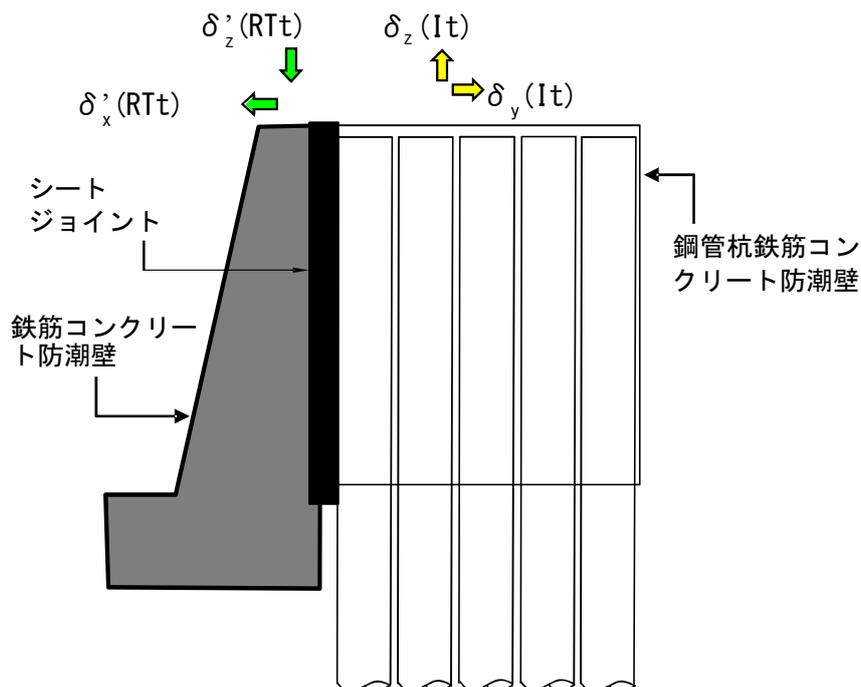


図 6.12.6-9 異種構造物間の重畳時 (津波+余震時) の相対変位 概念図

(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縦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。

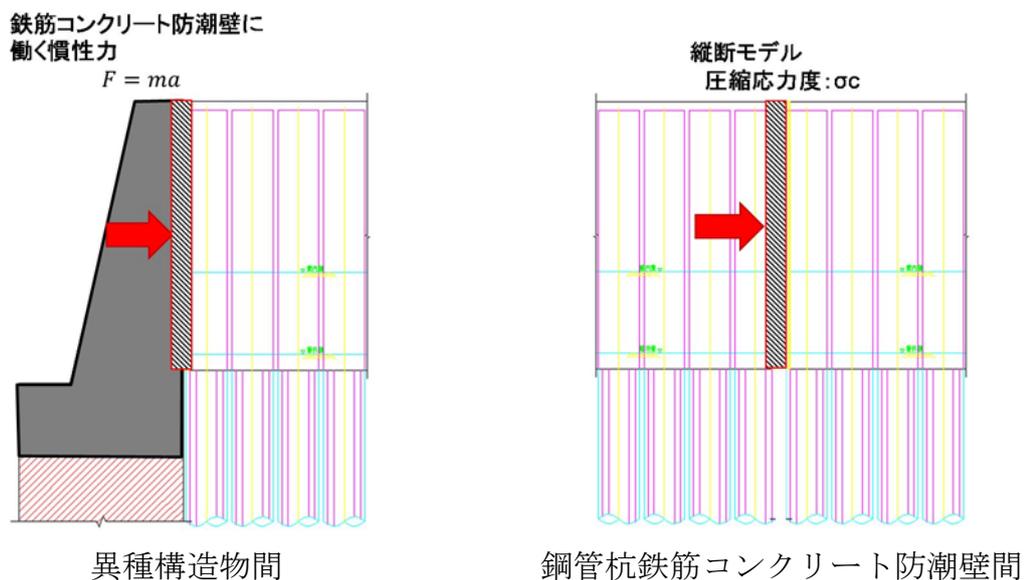


図 6.12.6-10 慣性力と防潮壁側面の概念図

(11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価方法

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鋼製アンカーの評価は、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、鋼製アンカー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)

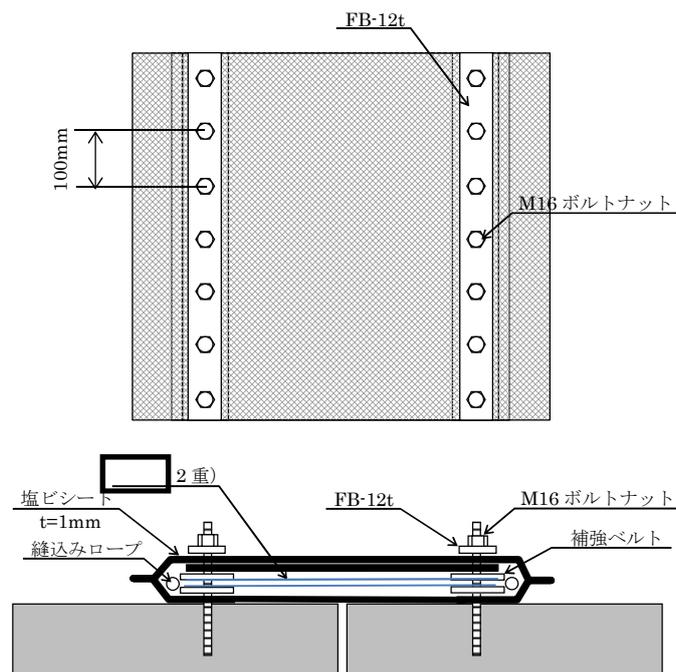


図 6.12.6-11 シートジョイント概要図

6.12.7 評価結果

(1) 一般部の地震時相対変位

断面③において原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースと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比較を表 6.12.7-1 に示す。

一般部の地震時相対変位量を表 6.12.7-2 に示す。一般部の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-1 断面③の相対変位比較

検討 ケース	地震波	位相	地震時相対変位量 (m)		
			横断方向 δx (m)	縦断方向 δy (m)	鉛直方向 δz (m)
①	$S_s - D 1$	H-, V-	0.406	0.354	0.038
④	$S_s - D 1$	H-, V-	0.345	0.412	0.050
地震時相対変位量 最大値[m]			0.406	0.412	0.050

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

④：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

表 6.12.7-2 一般部の地震時相対変位量

	δx (m)	δy (m)	δz (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
地震時相対変位量	0.406	0.412	0.050	—	—	—
設計用相対変位量	0.812	0.824	0.100	1.161	2.0	1.50

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の地震時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-3 に示す。表中の位置番号は図 6.12.7-1 の位置に対応する。隅角部の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-3 隅角部の地震時相対変位量

位置 番号	堤内側 角度 (°)	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$	許容限界 (m)	製作用 変位量 (m)
①	141.5	0.467	0.987	0.100	1.097	2.0	1.50
②	133.9	0.984	0.419	0.100	1.074	2.0	1.50
③	192.7	0.893	0.725	0.100	1.154	2.0	1.50
④	121.0	0.968	0.548	0.100	1.117	2.0	1.50
⑤	133.2	0.984	0.426	0.100	1.077	2.0	1.50
⑥	138.0	0.432	0.990	0.100	1.085	2.0	1.50
⑦	226.5	0.425	0.990	0.100	1.082	2.0	1.50
⑧	90.2	0.819	0.817	0.100	1.161	2.0	1.50
⑨	146.9	0.521	0.979	0.100	1.113	2.0	1.50

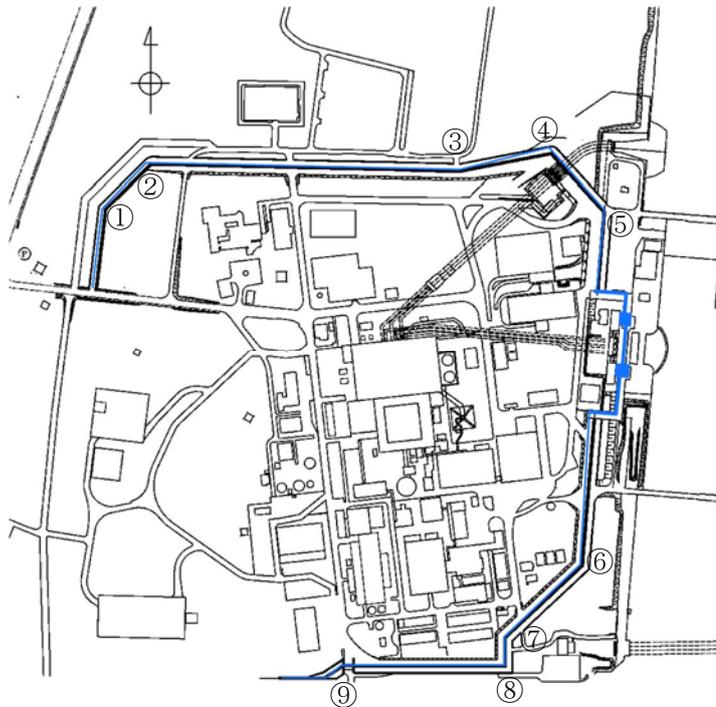


図 6.12.7-1 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

(3) 異種構造物間の地震時相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の地震時相対変位量を表 6.12.7-4 に、異種構造物間の地震時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-5 に示す。表中の位置番号は図 6.12.7-2 に示す。異種構造物間の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の地震時相対変位量

構造物	δx (m)	δy (m)	δz (m)
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）(①)	0.368	0.570	0.068
鉄筋コンクリート防潮壁(②)	0.479	0.843	0.058
防潮扉 2 基礎(③)	0.172	0.200	0.024

表 6.12.7-5 異種構造物間の地震時相対変位量

位置番号	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
①	0.774	0.982	0.118	1.256	2.0	1.50
②	0.885	1.255	0.108	1.539	2.0	2.00
③	0.578	0.612	0.074	0.845	2.0	1.50

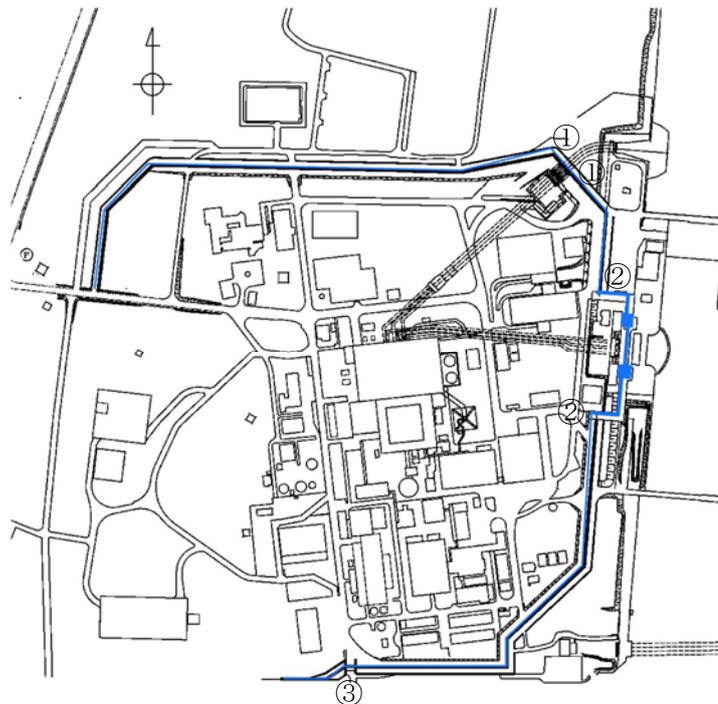


図 6.12.7-2 異種構造物間の地震時相対変位量の評価位置番号

(4) 一般部の津波時相対変位量

一般部の地震時最終変位量を表 6.12.7-6 に、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースと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比較を表 6.12.7-7 に示す。表 6.12.7-7 に示す最終変位量の最大値を用いた一般部の津波時の相対変位量を表 6.12.7-8 に示す。一般部の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-6 一般部の地震時最終変位量 (杭天端：横断方向)

検討 ケース	地震波	位相	地震時最終変位量[m]
①	S _s -D 1	H+, V+	0.090
	S _s -D 1	H+, V-	0.092
	S _s -D 1	H-, V+	0.036
	S _s -D 1	H-, V-	0.037
	S _s -1 1		0.024
	S _s -1 2		0.052
	S _s -1 3		0.052
	S _s -1 4		0.042
	S _s -2 1		0.011
	S _s -2 2		0.025
	S _s -3 1	H+, V+	0.017
	S _s -3 1	H-, V+	0.044

表 6.12.7-7 地震時最終変位量

検討 ケース	地震波	地震時最終変位量 (m)		
		横断方向 δ _x (m)	縦断方向 δ _y (m)	鉛直方向 δ _z (m)
①	S _s -D 1	0.092 (H+, V-)*	0.109 (H-, V-)*	0.018 (H-, V+)*
④	S _s -D 1	0.113 (H+, V+)*	0.062 (H+, V+)*	0.032 (H-, V-)*
地震時最終変位量 最大値[m]		0.113	0.109	0.032

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ④：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
 *：() 内は位相を示す。

表 6.12.7-8 一般部の津波時相対変位量

		δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
杭天端	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	津波時	0.182	0.182	0.001			
	合計	0.408	0.400	0.065	0.575	2.0	1.50
地表面	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	津波時	0.000	0.000	0.001			
	合計	0.226	0.218	0.065	0.321	2.0	1.50

(5) 隅角部の津波時相対変位量

隅角部の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-9 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-1 中の番号に対応する。隅角部の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-9 隅角部の津波時相対変位量

	位置 番号	堤内側 角度 (°)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)	製作用 変位量 (m)
杭天端	①	141.5	0.316	0.447	0.066	0.551	2.0	1.50
	②	133.9	0.452	0.297	0.066	0.545	2.0	1.50
	③	192.7	0.429	0.372	0.066	0.572	2.0	1.50
	④	121.0	0.447	0.332	0.066	0.560	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.452	0.299	0.066	0.546	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.306	0.448	0.066	0.546	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.296	0.448	0.066	0.541	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.404	0.404	0.066	0.575	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.330	0.444	0.066	0.557	2.0	1.50
地表面	①	141.5	0.134	0.265	0.066	0.304	2.0	1.50
	②	133.9	0.270	0.115	0.066	0.301	2.0	1.50
	③	192.7	0.247	0.190	0.066	0.319	2.0	1.50
	④	121.0	0.265	0.150	0.066	0.311	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.270	0.117	0.066	0.301	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.124	0.266	0.066	0.300	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.114	0.266	0.066	0.297	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.222	0.222	0.066	0.321	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.148	0.262	0.066	0.308	2.0	1.50

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の津波時相対変位量を表 6.12.7-10 に示す。表 6.12.7-11 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量と組み合わせた異種構造物間の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-12 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-2 中の番号に対応する。異種構造物間の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-10 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の津波時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	
杭天端	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		津波時変位増分	0.083	0.083	0.008
		津波時相対変位	0.380	0.134	0.045
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		津波時変位増分	0.000	0.101	0.003
		津波時相対変位	0.198	0.526	0.022
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		津波時変位増分	0.007	0.007	0.002
		津波時相対変位	0.012	0.056	0.010
地表面	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		津波時変位増分	0.061	0.061	0.008
		津波時相対変位	0.358	0.112	0.045
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		津波時変位増分	0.000	0.055	0.003
		津波時相対変位	0.198	0.480	0.022
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		津波時変位増分	0.002	0.002	0.003
		津波時相対変位	0.007	0.051	0.011

表 6.12.7-11 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	津波時	0.182	0.182	0.001
地表面	津波時	0.000	0.000	0.001

表 6.12.7-12 異種構造物間の津波時相対変位量*

	位置 番号	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$	許容 限界 (m)	製作用 変位量 (m)
杭天端	①	0.592	0.342	0.078	0.689	2.0	1.50
	②	0.493	0.716	0.055	0.871	2.0	2.00
	③	0.300	0.340	0.042	0.456	2.0	1.50
地表面	①	0.471	0.221	0.078	0.526	2.0	1.50
	②	0.311	0.589	0.055	0.668	2.0	2.00
	③	0.120	0.160	0.044	0.205	2.0	1.50

注記 * : 地震時最終変位は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と異種構造物の両方の合計とし、津波時の変位増分は防潮堤と異種構造物のどちらか片方を考慮し、相対変位が大きくなる方を採用する。

(7) 一般部の重畳時相対変位量

一般部の重畳時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-13 に示す。一般部の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-13 一般部の重畳時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
杭天端	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	重畳時	0.471	0.471	0.001			
	合計	0.697	0.689	0.065	0.982	2.0	1.50
地表面	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	重畳時	0.188	0.188	0.001			
	合計	0.414	0.406	0.065	0.583	2.0	1.50

(8) 隅角部の重畳時の相対変位量

隅角部の重畳時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-14 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-1 中の番号に対応する。隅角部の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-14 隅角部の重畳時相対変位量

	位置 番号	堤内側 角度 (°)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)	製作用 変位量 (m)
杭天端	①	141.5	0.605	0.736	0.066	0.954	2.0	1.50
	②	133.9	0.741	0.586	0.066	0.947	2.0	1.50
	③	192.7	0.718	0.661	0.066	0.979	2.0	1.50
	④	121.0	0.736	0.621	0.066	0.965	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.741	0.588	0.066	0.948	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.595	0.737	0.066	0.949	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.585	0.737	0.066	0.943	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.693	0.693	0.066	0.982	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.619	0.733	0.066	0.962	2.0	1.50
地表面	①	141.5	0.322	0.453	0.066	0.559	2.0	1.50
	②	133.9	0.458	0.303	0.066	0.553	2.0	1.50
	③	192.7	0.435	0.378	0.066	0.581	2.0	1.50
	④	121.0	0.453	0.338	0.066	0.569	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.458	0.305	0.066	0.554	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.312	0.454	0.066	0.555	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.302	0.454	0.066	0.549	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.410	0.410	0.066	0.584	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.336	0.450	0.066	0.566	2.0	1.50

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の重畳時相対変位量を表 6.12.7-15 に示す。表 6.12.7-16 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量と組み合わせた異種構造物間の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-17 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-2 中の番号に対応する。異種構造物間の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-15 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の重畳時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	
杭天端	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		重畳時変位増分	0.185	0.185	0.022
		重畳時相対変位	0.482	0.236	0.059
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		重畳時変位増分	0.114	0.353	0.011
		重畳時相対変位	0.312	0.778	0.030
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		重畳時変位増分	0.063	0.063	0.002
		重畳時相対変位	0.068	0.112	0.010
地表面	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		重畳時変位増分	0.150	0.150	0.022
		重畳時相対変位	0.447	0.201	0.059
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		重畳時変位増分	0.110	0.238	0.011
		重畳時相対変位	0.308	0.663	0.030
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		重畳時変位増分	0.056	0.056	0.004
		重畳時相対変位	0.061	0.105	0.012

表 6.12.7-16 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	重畳時	0.471	0.471	0.001
地表面	重畳時	0.188	0.188	0.001

表 6.12.7-17 異種構造物間の重畳時相対変位量*

	位置 番号	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$	許容 限界 (m)	設計 変位量 (m)
杭天端	①	0.881	0.631	0.092	1.087	2.0	1.10
	②	0.782	1.005	0.063	1.275	2.0	1.50
	③	0.589	0.629	0.043	0.863	2.0	1.10
地表面	①	0.598	0.348	0.092	0.699	2.0	1.10
	②	0.421	0.772	0.063	0.882	2.0	1.10
	③	0.306	0.346	0.043	0.465	2.0	1.10

注記 * : 地震時最終変位は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と異種構造物の両方の合計とし、重畳時の変位増分は防潮堤と異種構造物のどちらか片方を考慮し、相対変位が大きくなる方を採用する。

(10) 構造物間の相互の支圧力

a. 異種構造物間

①鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面③）：0.761

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：8010 kN

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）質量：132841 kN

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の水平震度：0.622

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）による慣性力：82631 kN

構造物間作用力：90641 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：57.75 m²

支圧力：1570 kN/m²

②鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び鉄筋コンクリート防潮壁間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面②）：0.921

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：9695 kN

鉄筋コンクリート防潮壁質量：63630 kN

鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度：1.036

鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：65923 kN

構造物間作用力：75618 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：57.75 m²

支圧力：1309 kN/m²

③鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び防潮扉2基礎

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面②）：0.749

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：7883 kN

鉄筋コンクリート防潮壁質量：61876 kN

鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度：0.724

鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：44773 kN

構造物間作用力：52656 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：31.5 m²

支圧力：1672 kN/m²

異種構造物間の支圧力の評価結果を表 6.12.7-18 に示す。

表 6.12.7-18 異種構造物間の支圧力

位置番号	最大圧縮応力 (kN/m ²)	許容限界 (kN/m ²)	照査値
①	1570	18000	0.09
②	1309	18000	0.08
③	1672	18000	0.10

b. 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧力の評価結果を表 6.12.7-19 に示す。

表 6.12.7-19 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧力

最大圧縮応力 (kN/m ²)	許容限界 (kN/m ²)	照査値
433	18000	0.03

- (11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価結果
 鋼製アンカーの仕様を表 6. 12. 7-20 に示す。

表 6. 12. 7-20 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 (mm ²)
SS400	M16@100mm	157

鋼製アンカー1本あたりに作用する力は、津波波圧によって生じるシートジョイントに作用する張力から換算する。地震時に鋼製アンカーに作用する力は、津波時及び重畳時に作用する力よりも小さいため、津波時と重畳時において照査する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

T_s : シートジョイントに発生する張力 (N)

a : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)

支点間距離 S は、重畳時の地表面位置での相対変位の最大値に、堤外側では 0.02(目地幅)、堤内側では 0.02+0.085(目地幅+プレート端部までの長さ)を加えた値

d : たわみ量 (m)

$$d = C \left(\cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

L : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする。

C : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める。

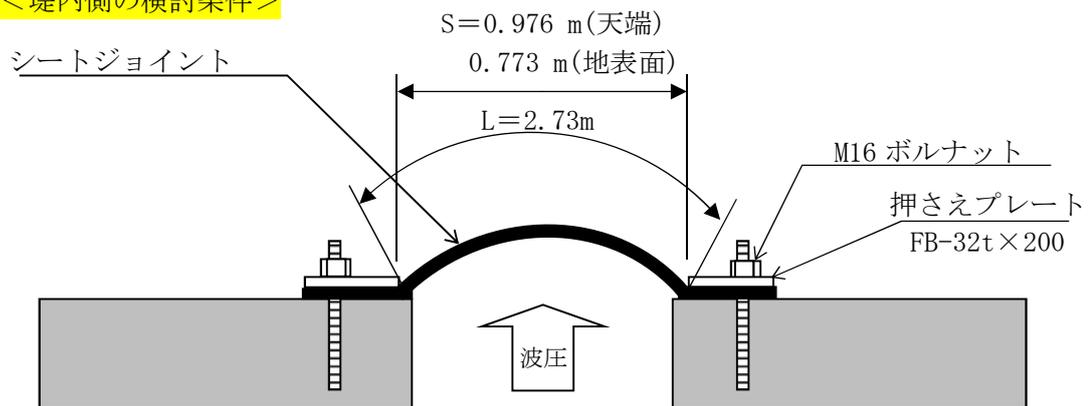
W : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m²)

a. 津波時

津波時の最大相対変位は、表 6.12.7-12 より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間において天端部で 0.871 m、地表面で 0.668 m となる。

引張力に対する照査結果を表 6.12.7-21 に、せん断力に対する照査結果を、表 6.12.7-22 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

< 堤内側の検討条件 >



引張力（堤内側）

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$ $S=0.976 \text{ m}$ $a=0.488 \text{ m}$ $d=1.19 \text{ m}$ $L=2.730 \text{ m}$ $C=0.179$

$T_s=75 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 7.5 kN

【地表面】

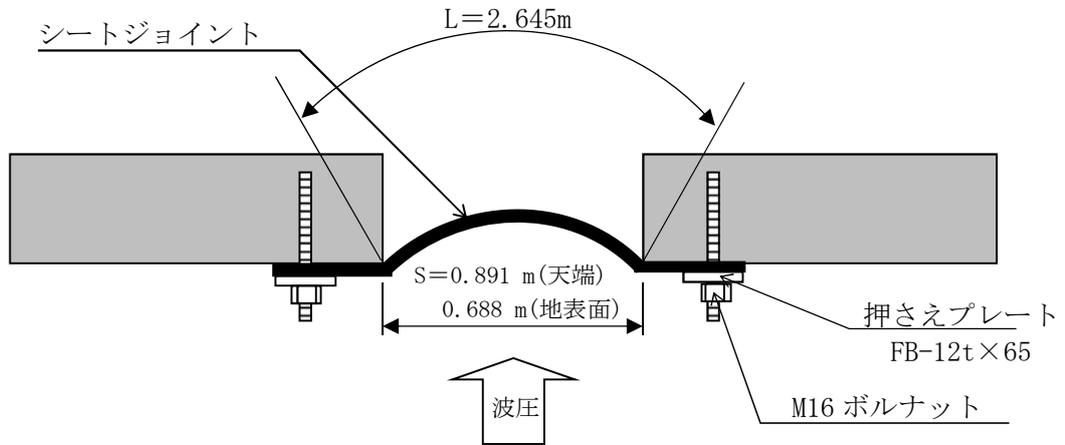
$W=340 \text{ kN/m}^2$ $S=0.773 \text{ m}$ $a=0.387 \text{ m}$ $d=1.25 \text{ m}$ $L=2.730 \text{ m}$ $C=0.125$

$T_s=133 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 13.3 kN

表 6.12.7-21 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	7.5	38.5	0.20
地表面	13.3	38.5	0.35

< 堤外側の検討条件 >



せん断力 (堤外側)

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$ $S=0.891 \text{ m}$ $a=0.446 \text{ m}$ $d=1.17 \text{ m}$ $L=2.645 \text{ m}$ $C=0.158$
 $T_s=68 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 6.8 kN

【地表面】

$W=340 \text{ kN/m}^2$ $S=0.688 \text{ m}$ $a=0.344 \text{ m}$ $d=1.23 \text{ m}$ $L=2.645 \text{ m}$ $C=0.107$
 $T_s=118 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 11.8 kN

表 6.12.7-22 せん断力に対する照査結果

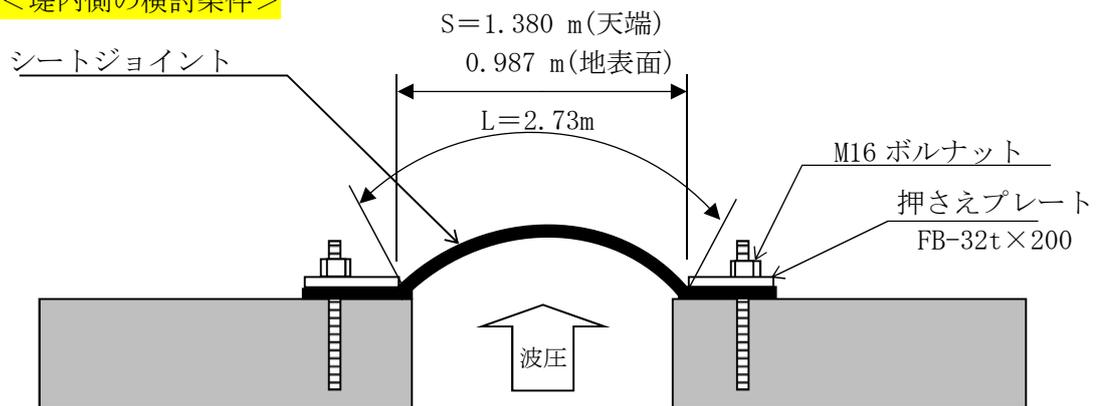
部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	6.8	26.9	0.26
地表面	11.8	26.9	0.44

b. 重畳時

重畳時の最大相対変位は、表 6.12.7-17 より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間において天端部で 1.275 m、地表面で 0.882 m となる。

重畳時の引張力に対する照査結果を表 6.12.7-23 に、せん断力に対する照査結果を表 6.12.7-24 に示す。なお、津波波圧及び相対変位は発生する引張力及びせん断力が最大になるケースを示している。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

< 堤内側の検討条件 >



引張力（堤内側）

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$ $S=1.380 \text{ m}$ $a=0.690 \text{ m}$ $d=1.08 \text{ m}$ $L=2.730 \text{ m}$ $C=0.320$

$T_s=109 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 10.9 kN

【地表面】

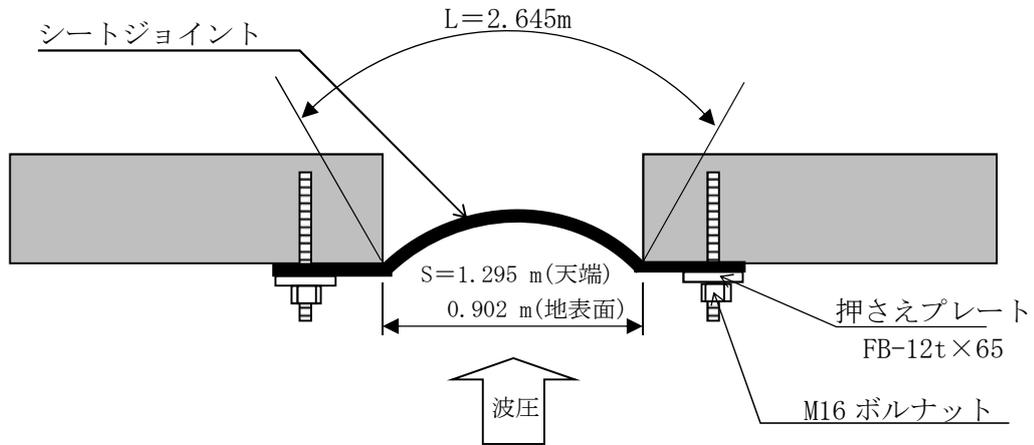
$W=340 \text{ kN/m}^2$ $S=0.987 \text{ m}$ $a=0.494 \text{ m}$ $d=1.19 \text{ m}$ $L=2.730 \text{ m}$ $C=0.182$

$T_s=171 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 17.1 kN

表 6.12.7-23 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	10.9	38.5	0.29
地表面	17.1	38.5	0.45

< 堤外側の検討条件 >



せん断力 (堤外側)

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$ $S=1.295 \text{ m}$ $a=0.648 \text{ m}$ $d=1.06 \text{ m}$ $L=2.645 \text{ m}$ $C=0.292$

$T_s=102 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 10.2 kN

【地表面】

$W=340 \text{ kN/m}^2$ $S=0.902 \text{ m}$ $a=0.451 \text{ m}$ $d=1.17 \text{ m}$ $L=2.645 \text{ m}$ $C=0.161$

$T_s=156 \text{ kN/m} \rightarrow$ 引張力 15.6 kN

表 6. 12. 7-24 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	10.2	26.9	0.38
地表面	15.6	26.9	0.58