

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 100
提出年月日	平成 30 年 8 月 22 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】

- ・ 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
- ・ 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

平成 30 年 8 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"> <li>・新規定定</li> <li>・「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を新規作成し，追加</li> </ul>
改 1	H30. 2. 7	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 2	H30. 2. 8	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 0 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 3	H30. 2. 9	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 1 に，「1. 6 S A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）</li> </ul>
改 4	H30. 2. 13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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 S A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）</li> </ul>
改 5	H30. 2. 13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 6	H30. 2. 15	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 7	H30. 2. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> </ul>
改 8	H30. 2. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 9	H30. 2. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> </ul>
改 10	H30. 2. 23	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 2 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 11	H30. 2. 27	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 12	H30. 3. 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・改 4 の内，「1. 6 S A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</li> </ul>
改 13	H30. 3. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 12 の内，「1. 6 S A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</li> </ul>
改 14	H30. 3. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・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</li> </ul>



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"> <li>・資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更（改定番号は継続）</li> <li>・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</li> <li>・改 10 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 16	H30. 3. 12	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 17	H30. 3. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 15 の内、「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 18	H30. 3. 30	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・改 17 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 19	H30. 4. 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 18 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 20	H30. 4. 4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 21	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・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）</li> </ul>
改 22	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 23	H30. 4. 10	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・改 21 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 24	H30. 4. 11	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・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）</li> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 25	H30. 4. 12	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 23 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 26	H30. 4. 13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 27	H30. 4. 18	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 25 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>



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"> <li>・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)</li> <li>・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</li> <li>・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」</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 29	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 30	H30. 4. 27	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 31	H30. 4. 26	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・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」</li> <li>・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)</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 32	H30. 5. 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・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)</li> <li>・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)</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 33	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>



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"> <li>・改 27 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>・「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</li> </ul>
改 35	H30. 5. 14	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 34 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>止水機構の実証試験の記載等について適正化</li> </ul>
改 36	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 37	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・改 18 の内、「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定</li> <li>・「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</li> </ul>
改 38	H30. 5. 18	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・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）</li> <li>・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</li> </ul>
改 39	H30. 5. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 35 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>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。</li> <li>・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</li> </ul>
改 40	H30. 5. 25	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・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</li> </ul>
改 41	H30. 5. 29	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 42	H30. 5. 31	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
改 43	H30. 6. 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>



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"> <li>・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</li> <li>・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）</li> <li>・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）</li> </ul>
改 45	H30. 6. 5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 46	H30. 6. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 39 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul> <p>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。</p>
改 47	H30. 6. 8	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・改 32 の「5. 13. 2 鋼製防護壁シール材について」を改定</li> <li>・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</li> </ul>
改 48	H30. 6. 11	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「4. 3 漂流物荷重について」を新規作成し，追加</li> <li>・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</li> </ul>
改 49	H30. 6. 12	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 50	H30. 6. 12	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 46 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>・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</li> </ul>
改 51	H30. 6. 15	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
改 52	H30. 6. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 53	H30. 6. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 50 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 54	H30. 6. 20	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> </ul>
改 55	H30. 6. 20	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・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）</li> <li>・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</li> </ul>



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"> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
改 57	H30. 6. 25	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 58	H30. 6. 26	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 59	H30. 6. 26	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 53 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 60	H30. 6. 27	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・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)</li> </ul>
改 61	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 62	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 59 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 (抜粋版)</li> </ul>
改 63	H30. 6. 29	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 28 の「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定</li> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
改 64	H30. 6. 29	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 65	H30. 7. 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 66	H30. 7. 4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 67	H30. 7. 4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・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</li> </ul>



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"> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 70	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
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"> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
改 73	H30. 7. 11	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「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</li> <li>・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</li> </ul>
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"> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・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</li> <li>・改 58 の「6. 10. 3 加振試験の条件について」を改定</li> </ul>
改 76	H30. 7. 18	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・「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</li> </ul>
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"> <li>・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</li> <li>・改 86 のうち、「5. 6 浸水量評価について」を改定</li> <li>・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</li> </ul>
改 95	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 96	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
改 97	H30. 8. 21	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 81 の「4. 3 漂流物荷重について」を改定</li> </ul>
改 98	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 12 の「1. 2 遡上・浸水域の評価の考え方について」を改定</li> <li>・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</li> <li>・改 84 の「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定</li> <li>・改 86 の「4. 2 漂流物による影響確認について」を改定</li> <li>・改 94 の「5. 6 漏水量評価について」を改定</li> </ul>
改 99	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・改 50 の「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」の改訂</li> <li>・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</li> <li>・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</li> </ul>
改 100	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>



下線は、今回提出資料を示す。

## 目 次

[ ]内は、当該箇所を提出  
(最新)したときの改訂を示  
す。

### 1. 入力津波の評価

- 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 37 H30. 5. 17]
- 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
- 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 37 H30. 5. 17]
- 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
- 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 89 H30. 8. 7]
- 1.6 S A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 76 H30. 7. 18]

### 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 84 H30. 8. 1]
- 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 86 H30. 8. 2]
- 4.3 漂流物荷重について[改 87 H30. 8. 21]

### 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 94 H30. 8. 17]
- 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 漏水量評価について[改 94 H30. 8. 17]
- 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 94 H30. 8. 17]
- 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 82 H30. 7. 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 68 H30. 7. 5]
- 5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について
  - 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30. 3. 19]
  - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 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 7 H30. 2. 19]
- 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 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 91 H30. 8. 13]
- 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 100 H30. 8. 22]
      - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30. 7. 6]
    - 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 99 H30. 8. 22]
  - 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 88 H30. 8. 6]
      - 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 88 H30. 8. 6]
  - 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 99 H30. 8. 22]
      - 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 99 H30. 8. 22]
  - 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 91 H30. 8. 13]
      - 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 99 H30. 8. 22]
    - 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 72 H30. 7. 11]
    - 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 79 H30. 7. 24]
    - 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 38 H30. 5. 18]
  - 6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明[改 31 H30. 4. 26]
  - 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。







- 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

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.2.1	構造概要	3
2.2.2	鋼製防護壁の平面配置における配置位置	14
2.3	評価方針	16
2.4	適用規格	21
3.	地震応答解析	23
3.1	評価対象断面	23
3.2	解析方法	26
3.2.1	地震応答解析手法	26
3.2.2	構造部材	27
3.2.3	地盤	27
3.2.4	減衰特性	27
3.3	荷重及び荷重の組合せ	28
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	28
3.3.2	荷重	28
3.3.3	荷重の組合せ	29
3.4	入力地震動	31
3.5	解析モデル及び諸元	60
3.5.1	2次元有効応力解析モデル	60
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	78
3.5.3	地下水位	80
3.6	解析ケース	81
4.	耐震評価	83
4.1	評価対象部位	83
4.2	解析方法	84
4.4	許容限界	88
4.5	解析モデル及び諸元	91
4.6	評価方法	97



4.6.1	鋼製防護壁	97
4.6.2	鋼製防護壁の接合部アンカー	100
4.6.3	地中連続壁基礎	104
4.6.4	基礎地盤の支持性能評価	105
5.	評価結果	106
5.1	地中連続壁基礎（下部構造）	106
5.1.1	地中連続壁基礎の地震応答解析結果	106
5.1.2	地中連続壁基礎の耐震評価結果	260
5.2	鋼製防護壁（上部構造）	342
5.2.1	上部構造の地震応答解析結果	342
5.2.2	上部構造の耐震評価結果	360
5.3	鋼製防護壁（接合部）	370
5.3.1	接合部の地震応答解析結果	370
5.3.2	接合部の耐震評価結果	371
5.4	まとめ	374



## 1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、**防潮堤のうち**鋼製防護壁が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び支持性能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製防護壁に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製防護壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

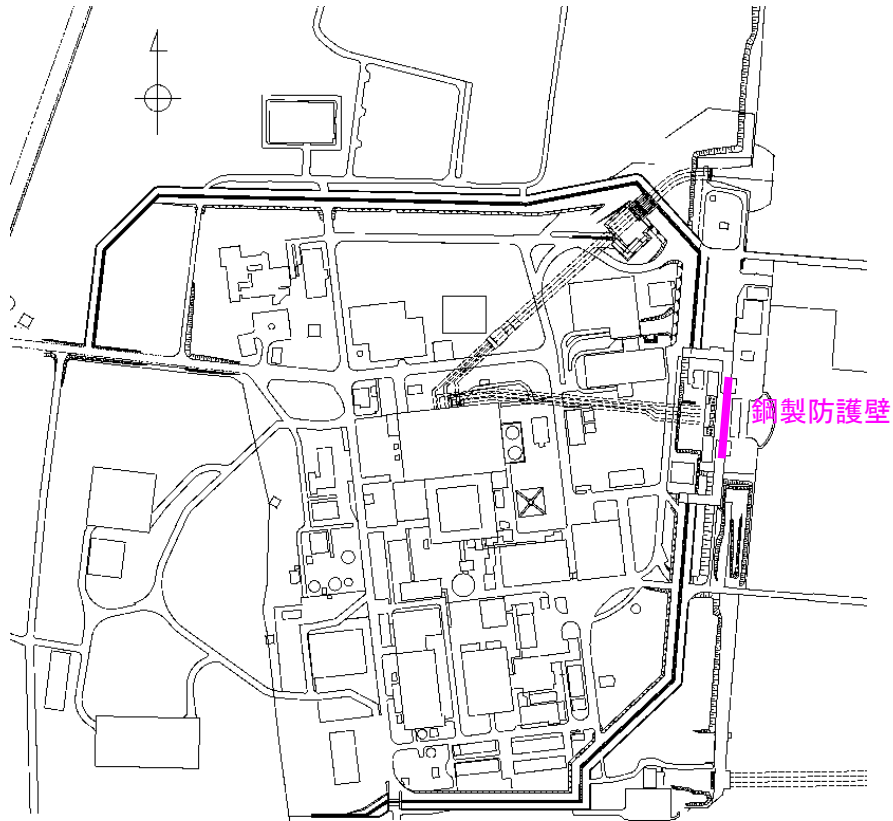


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図



## 2.2 構造概要

### 2.2.1 構造概要

鋼製防護壁は、幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

鋼製防護壁の検討対象位置平面図を図 2.2-1 に、構造概要図を図 2.2-2 に、構造図を図 2.2-3 に示す。

鋼製防護壁は鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造であり、施工性を考慮して分割したブロックの集合体として全体を構成する。各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により固定するため、地震時及び津波時にブロック同士の変位は生じない設計である。継ぎ手部にはシール材を設置し、漏えいが生じないようにする。

基礎部は、図 2.2-4 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化し、両者で発生断面力を負担する。

図 2.2-5 に鋼製防護壁の構造概要を示す。鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板で構成される。各層は、図 2.2-5 に示すブロックが複数結合された構造である。鋼材ブロック継目部の添接板の間に止水性の維持のためシール材を設置する。また、止水性維持のため、鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の境界部に止水ジョイント部を、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部に止水機構を設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

鋼製防護壁の基礎直上は図 2.2-6 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻と一体化し、下部構造への確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部の概要図を図 2.2-7 に、結合部構造図を図 2.2-8 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2.2-1 に示す。



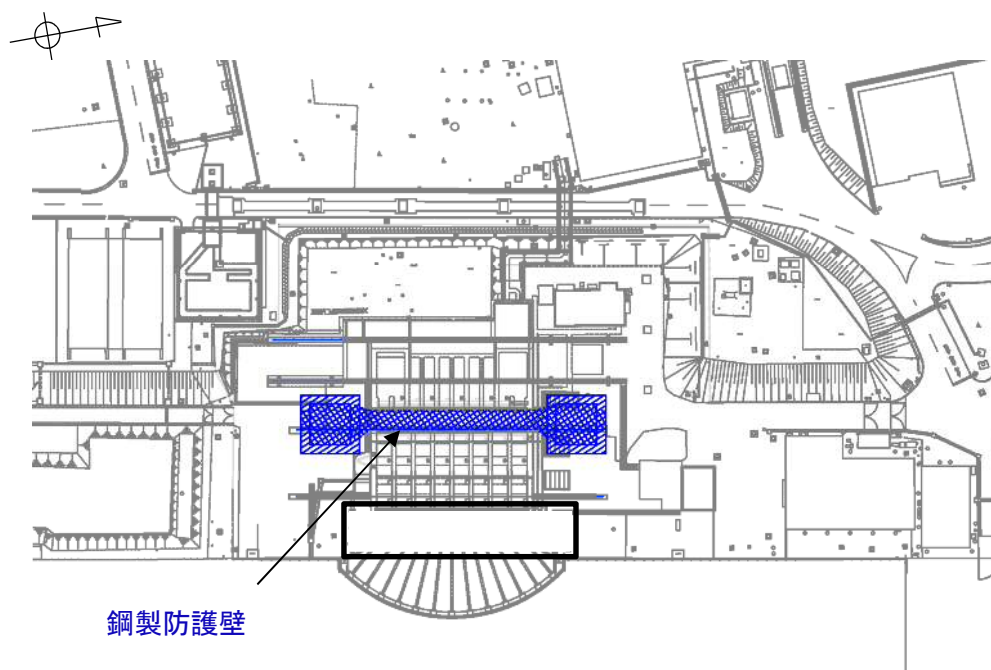


図 2.2-1 鋼製防護壁 検討対象位置平面図

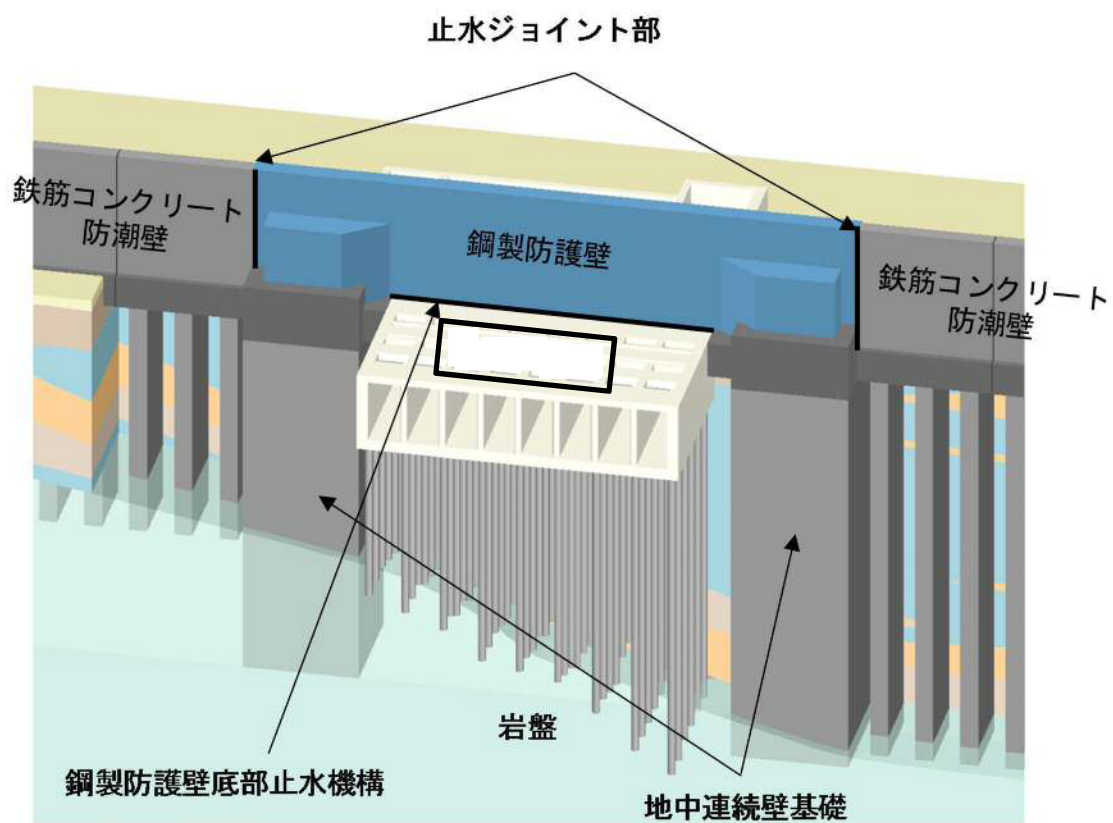


図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図



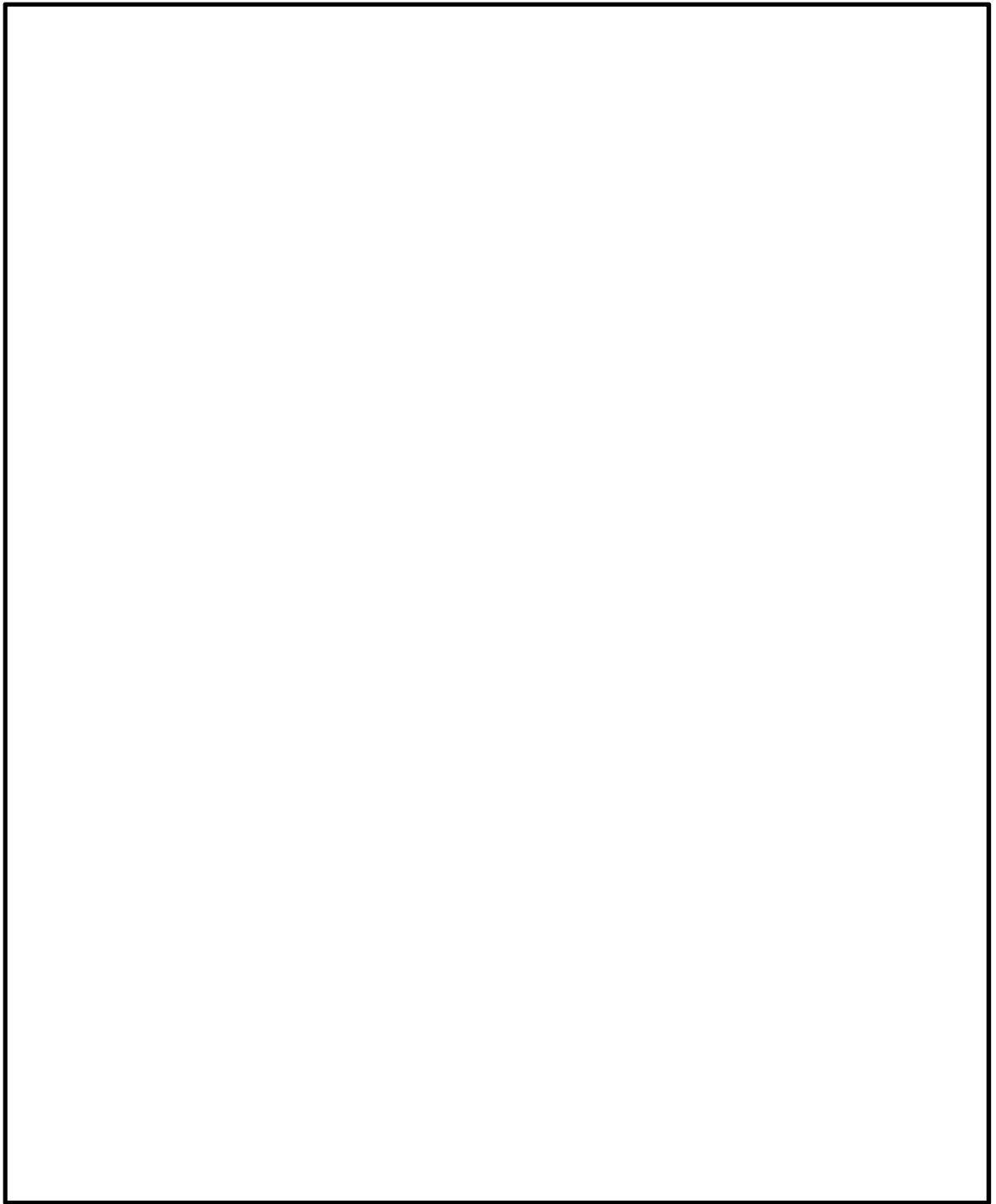


図 2. 2－3 鋼製防護壁の構造図



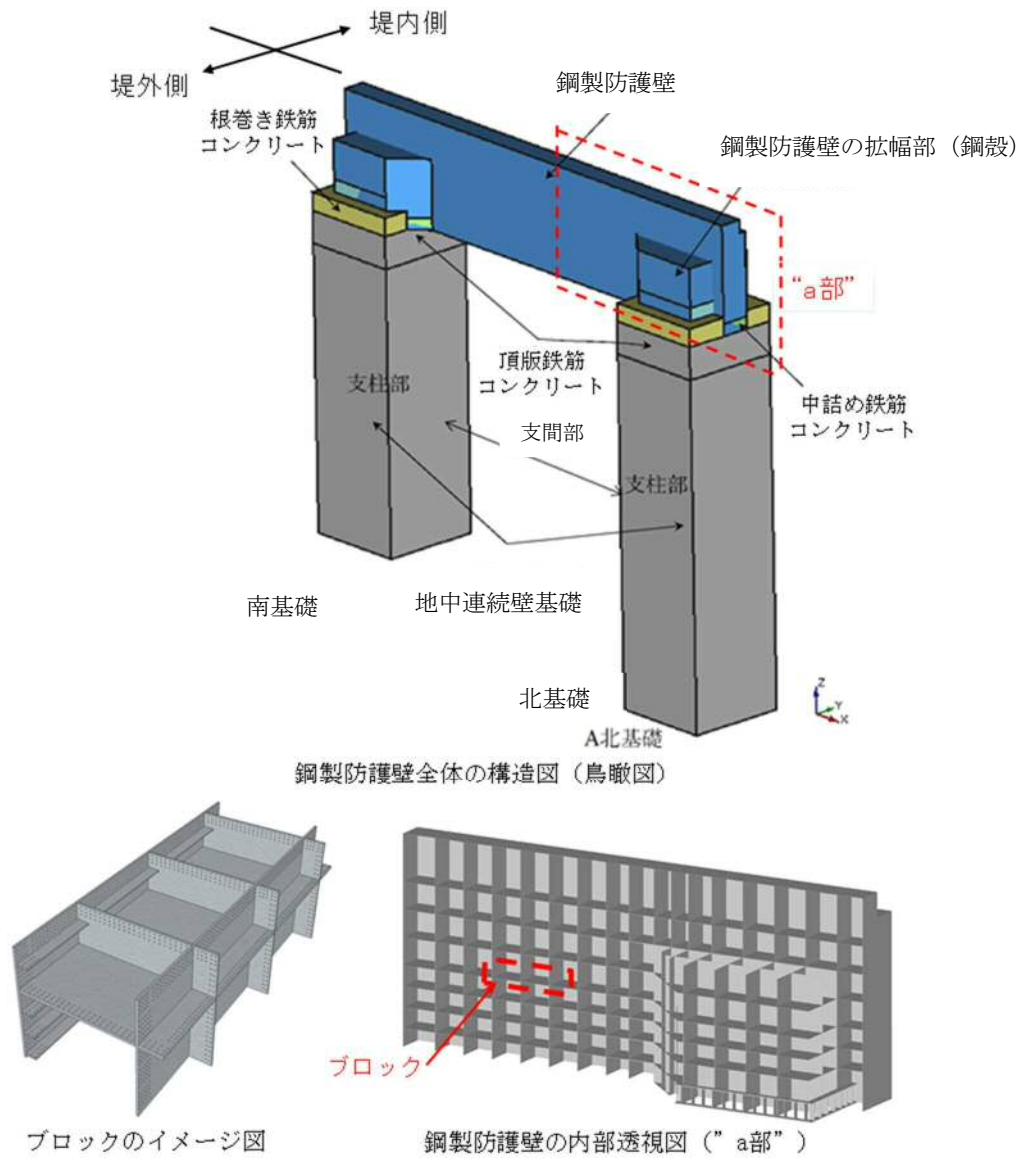


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造概要図



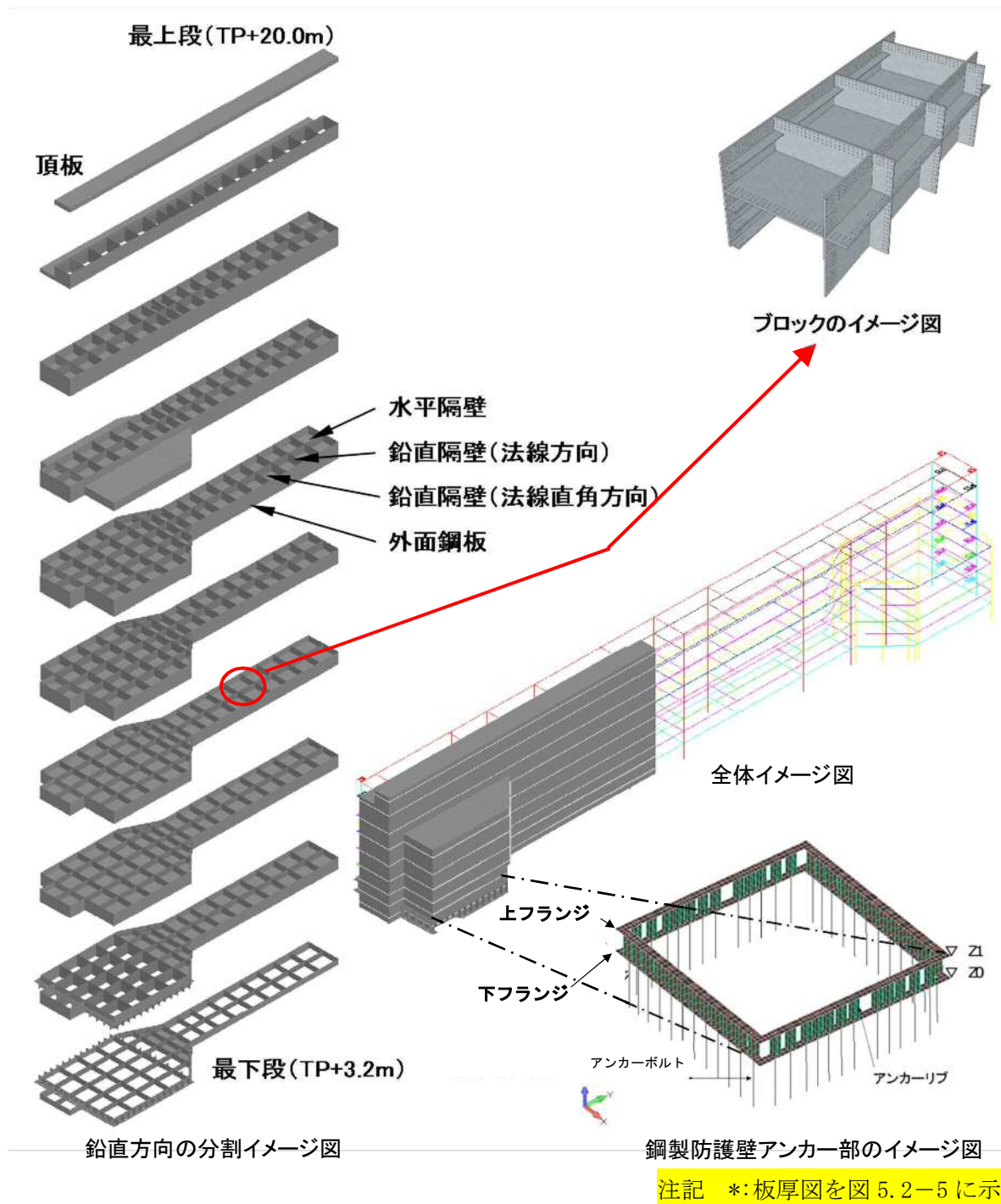


図 2.2-5 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図



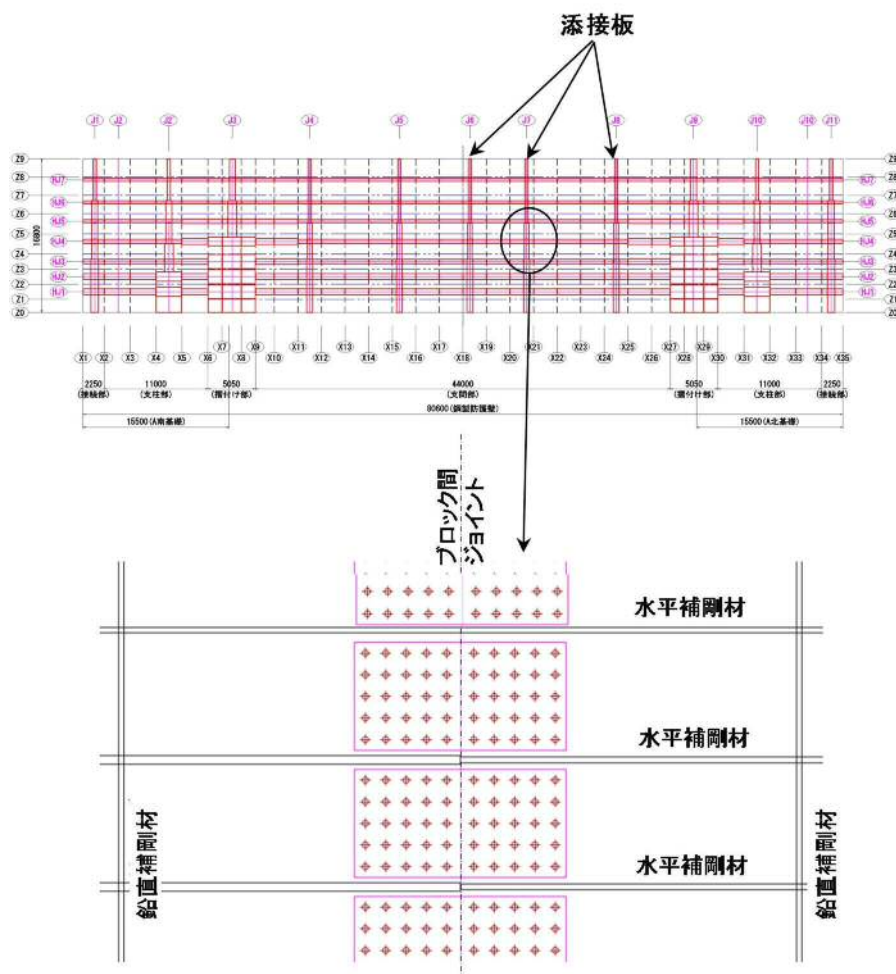


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

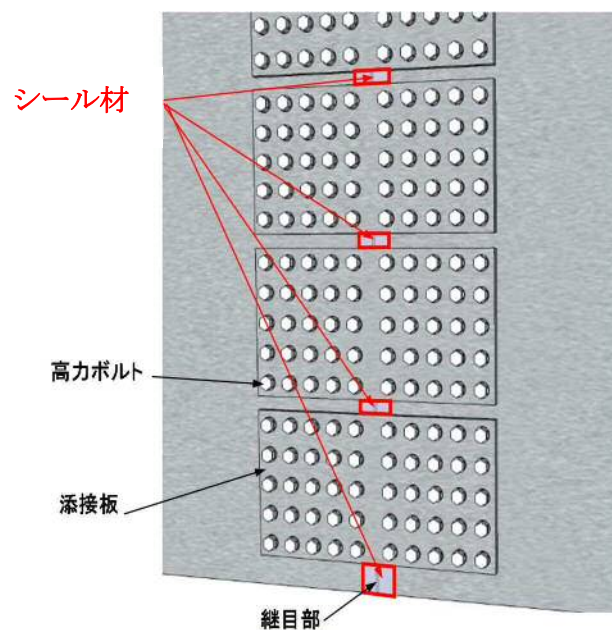


図 2.2-5 (3) シーリング材の概念図



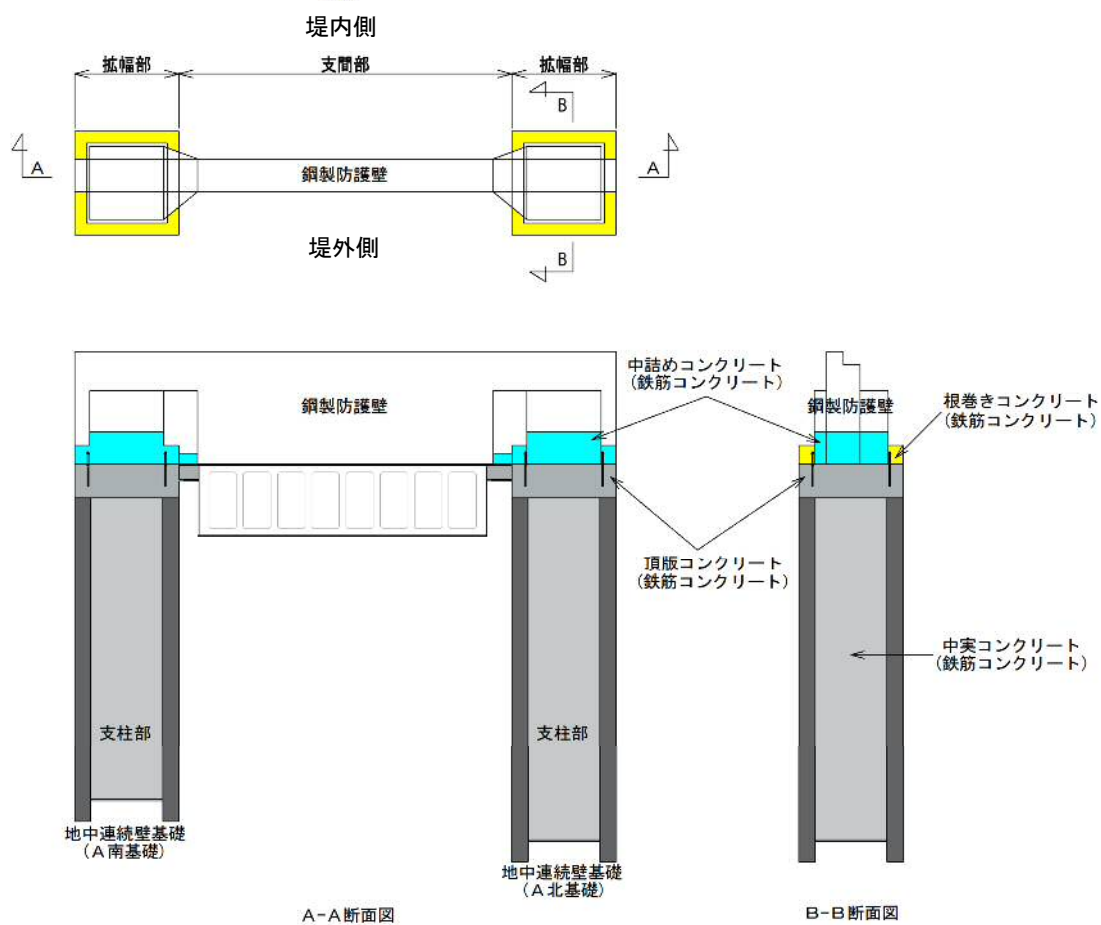


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

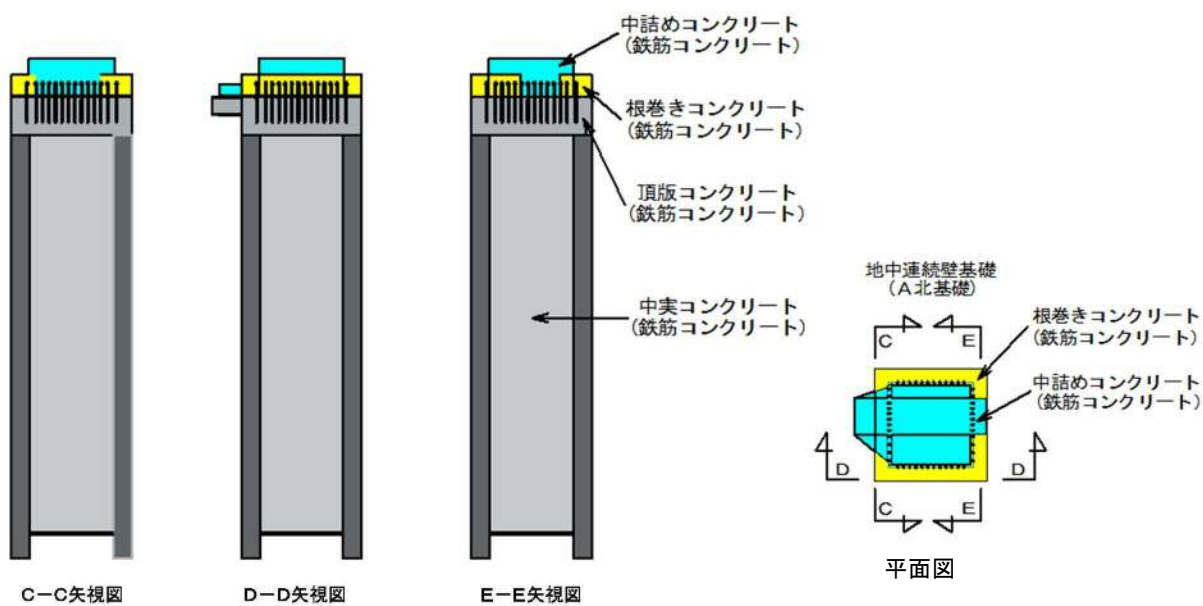


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）の構成図



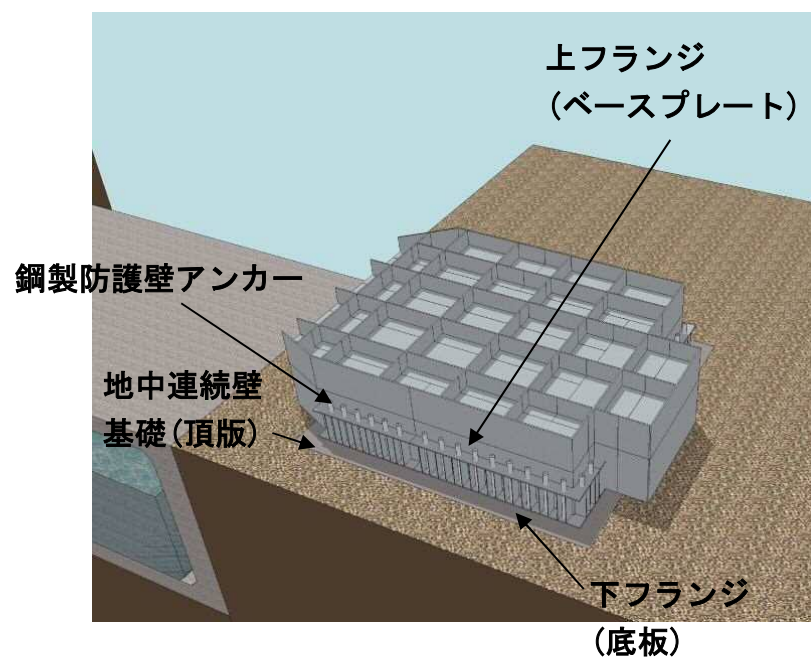
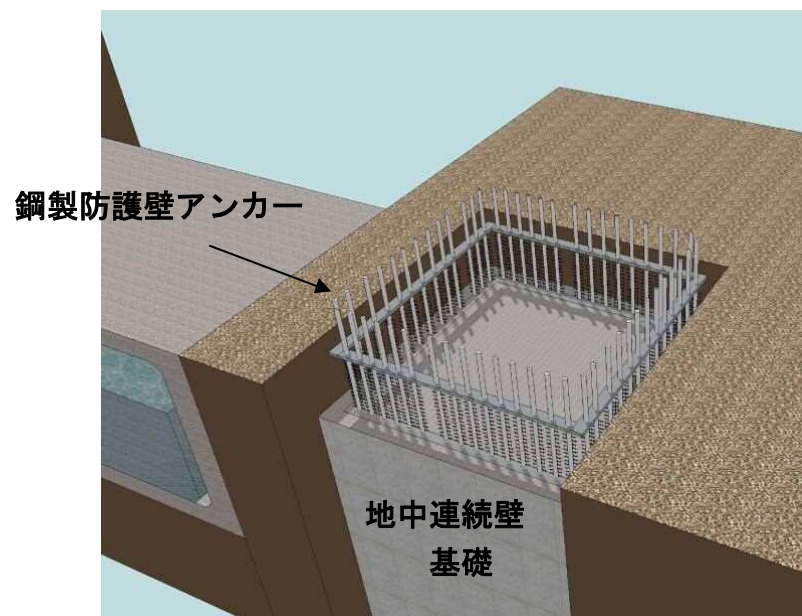


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部概要図



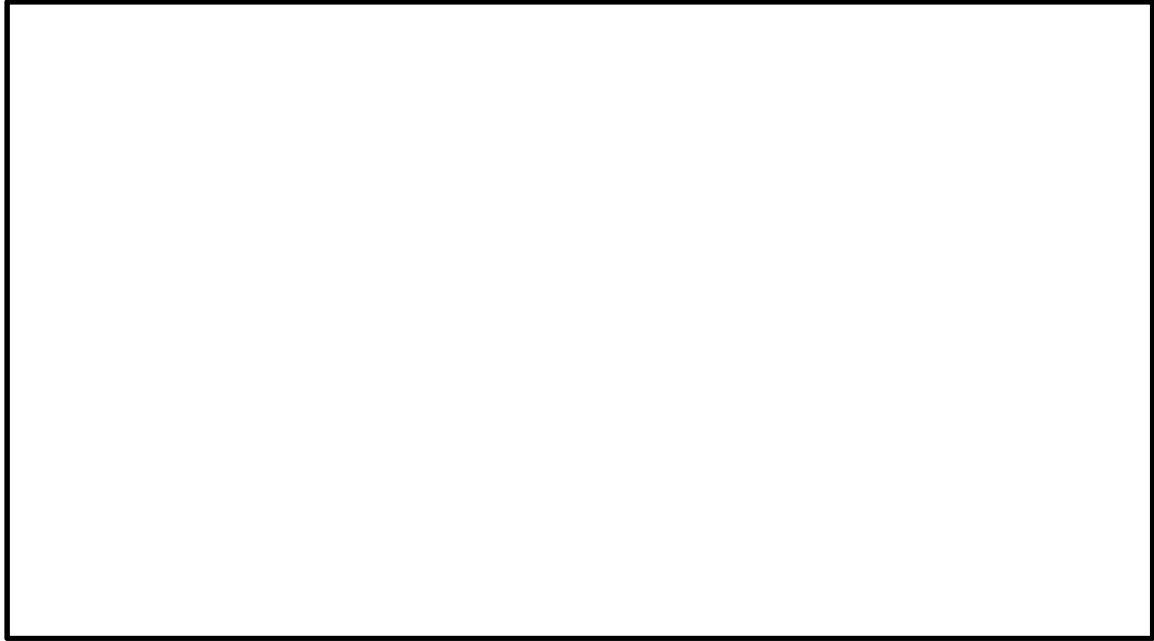


図 2.2-8 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (A-A 断面)

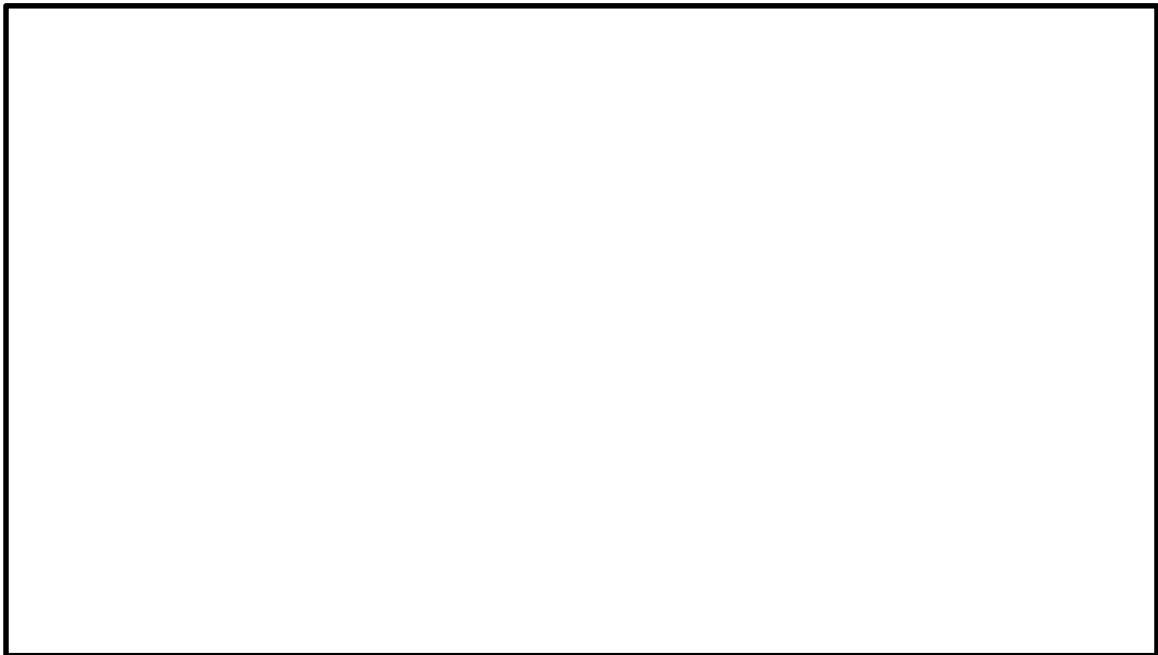


図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (B-B 断面)





図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (C-C 断面)

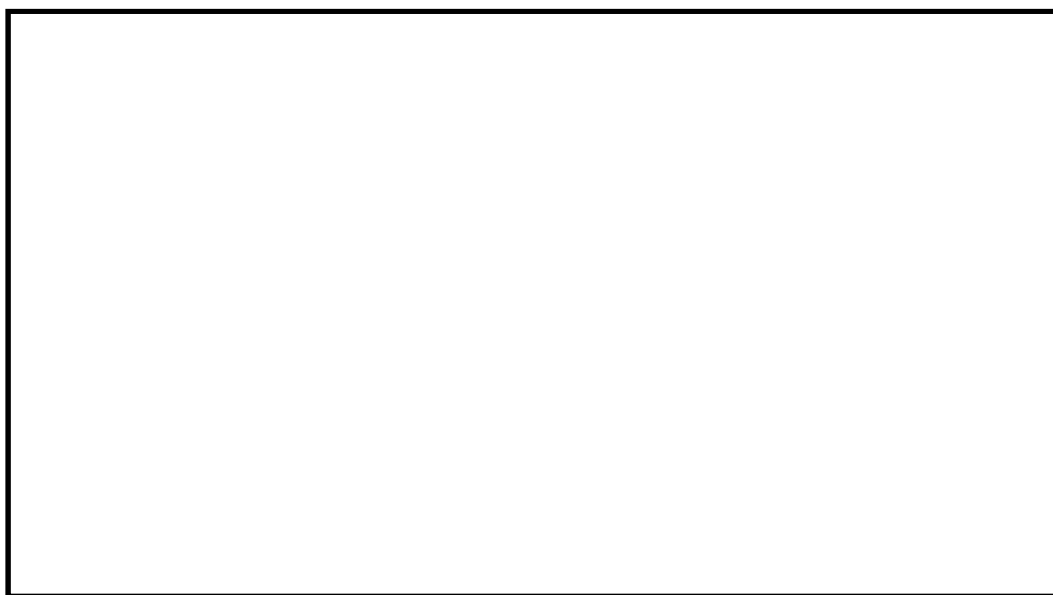


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (D-D 断面)



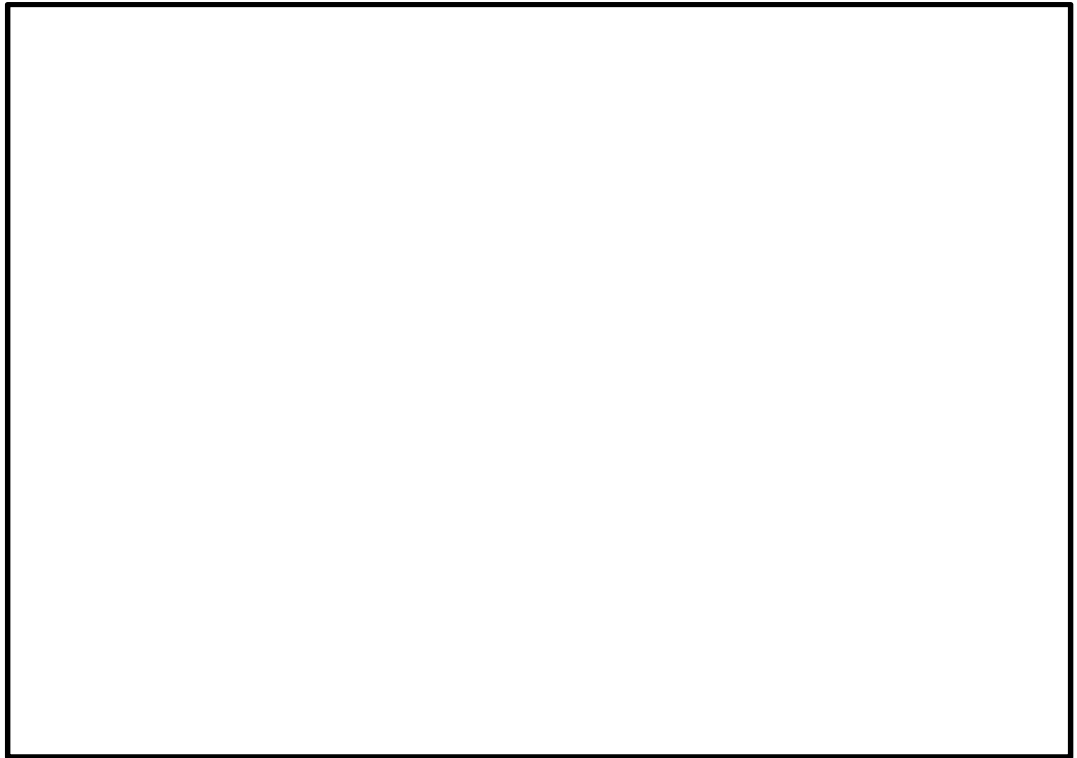


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (E-E 断面)

表 2.2-1 部材と設計上の役割

部材名	設計上の役割
中詰め鉄筋コンクリート ( $\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ )	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
頂版(フーチング) 鉄筋コンクリート ( $\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ )	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ( $\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ )	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ( $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ )	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。



### 2.2.2 鋼製防護壁の平面配置における配置位置

鋼製防護壁の支間部は、地震時の変位により既設構造物と接触しないよう設計する。また、施工時にポンプ室クレーンと取水口の離隔を確保できるよう設計する。これらのことを踏まえ、鋼製防護壁中心と地中連続壁基礎中心の位置を適切に設定する。

鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況を図 2.2-9 に示す。

#### (1) 上部構造（鋼製防護壁）の中心位置の設定

地震時の動的解析による検討結果を踏まえ、許容変位量を（約 70 cm）と設定する。上部構造には止水板押え（約 50 cm）を設置することから、堤外側角落しから 120 cm の離隔が必要となる。

下部構造の中心位置に上部構造を設置する場合、上部構造の堤外側角落しとの隔離が約 20 cm あることから、堤外側角落しから必要離隔 120 cm を確保するため、上部構造を陸側へ 115 cm 離れた位置に設定する。

#### (2) 下部構造（地中連続壁基礎）の中心位置の設定

堤内側は施工上、ポンプ室クレーンと取水口の離隔を 3 m 確保できるよう設定する。



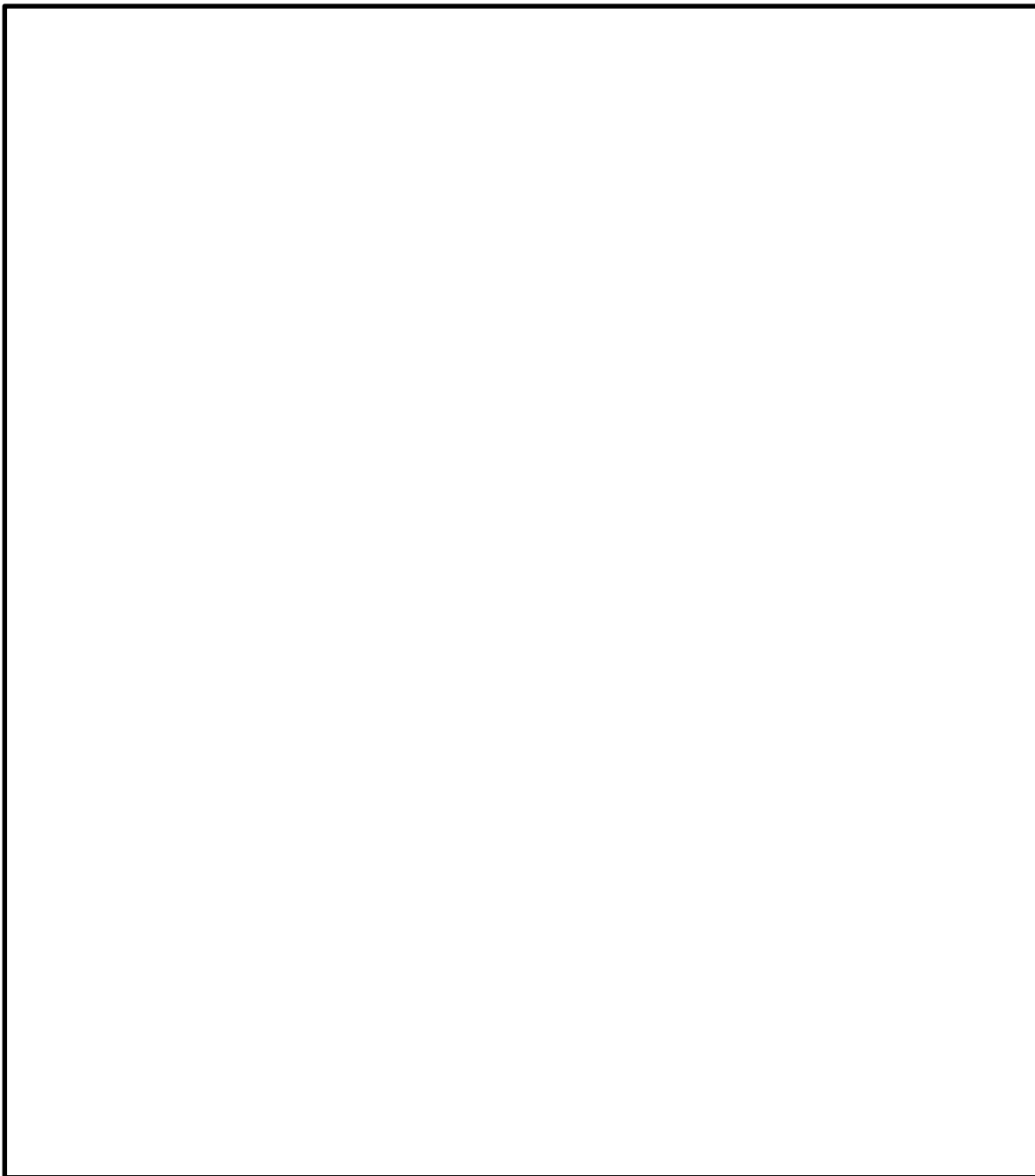


図 2.2-9 鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況



## 2.3 評価方針

防潮堤（鋼製防護壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。鋼製防護壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

浸水防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

浸水防護施設及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

鋼製防護壁の耐震評価は、設計基準対象施設の評価として、表 2.3-2 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部は、鋼製アンカー、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。また、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部に設置する止水機構の評価を「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。

鋼製防護壁の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。



表 2.3－1 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位		応力等の 状態	損傷モード	
鋼製防護壁	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対して、鋼製防護壁に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</div> <div>・鋼製防護壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</div> <div>・鋼製防護壁の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動 <math>S_s</math> による地震荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持すること で、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対し、 ①鋼材や鉄筋コンクリートの耐力のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ②上部構造は、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</div>	基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力とする。
						基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度とする。
						基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき短期許容応力度とする。
						基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼製防護壁 アンカー	アンカーボルト	引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)」「鋼構造物設計基準」「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度とする。
						頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート		曲げ、せん断			
						基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴム、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り
							鋼製アンカー		引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度とする。
							止水ジョイント部の鋼製防護部材		曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度とする。
							鋼製防護壁底部止水機構		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度とする。

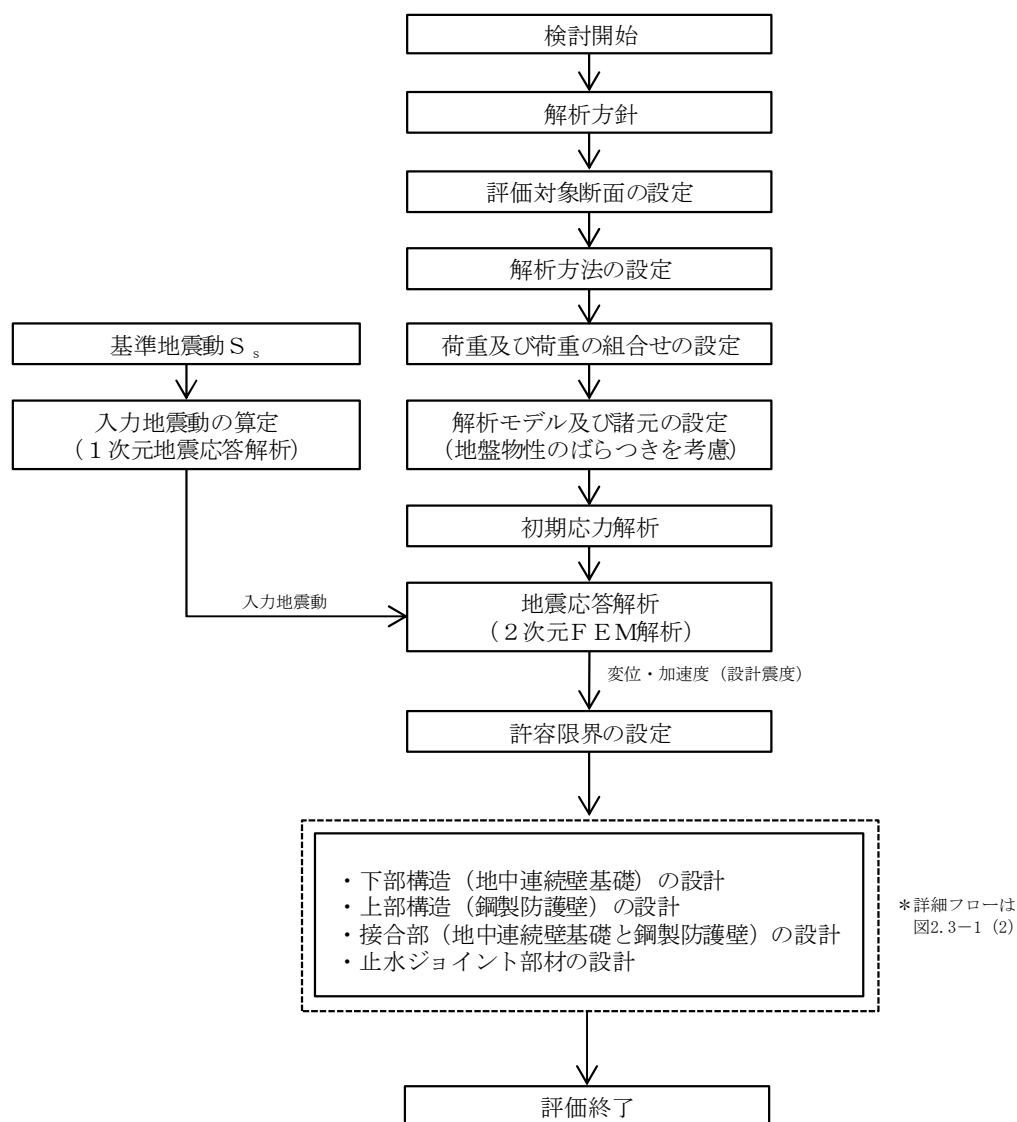


表 2.3-2 鋼製防護壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鋼製防護壁		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
		地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)		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
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート)		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
		止水ジョイント部	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
			鋼製防護部材	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
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鋼製防護壁		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
		地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)		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
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート)		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
		止水ジョイント部	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
			鋼製防護部材	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
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 \* : 妥当な安全余裕を考慮する。

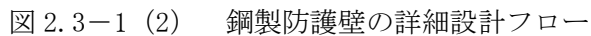




- 注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 (1) 鋼製防護壁の耐震評価フロー







## 2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・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 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）
- ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）
- ・鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）（土木学会，平成 21 年 11 月）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 2.4－1 に示す。

表 2.4－1 (1) 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）</li> <li>・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 24 年 3 月）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）</li> <li>・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）</li> <li>・鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>



表 2.4-1 (2) 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考
許容 限界	コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）</li> <li>・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）</li> <li>・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が短期許容応力度以下であることを確認</li> <li>・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</li> </ul>
	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）</li> <li>・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 24 年 3 月）</li> </ul>	
	鋼製防護壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）</li> <li>・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）（土木学会，平成 21 年 11 月）</li> </ul>	
	鋼製防護壁 アンカー	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）</li> </ul>	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>



### 3. 地震応答解析

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製防護壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、縦断方向 1 断面（①-①断面）及び南北基礎の横断方向（堤軸に対して直交する方向）2 断面（②-②断面，③-③断面）を用いて実施する。

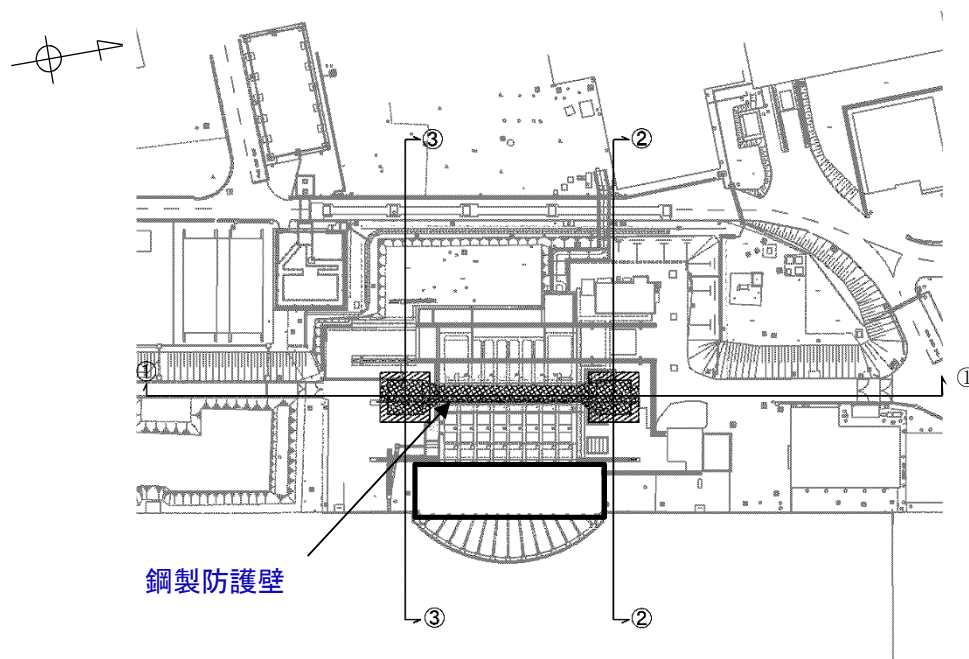


図 3.1-1 鋼製防護壁の評価対象断面位置図



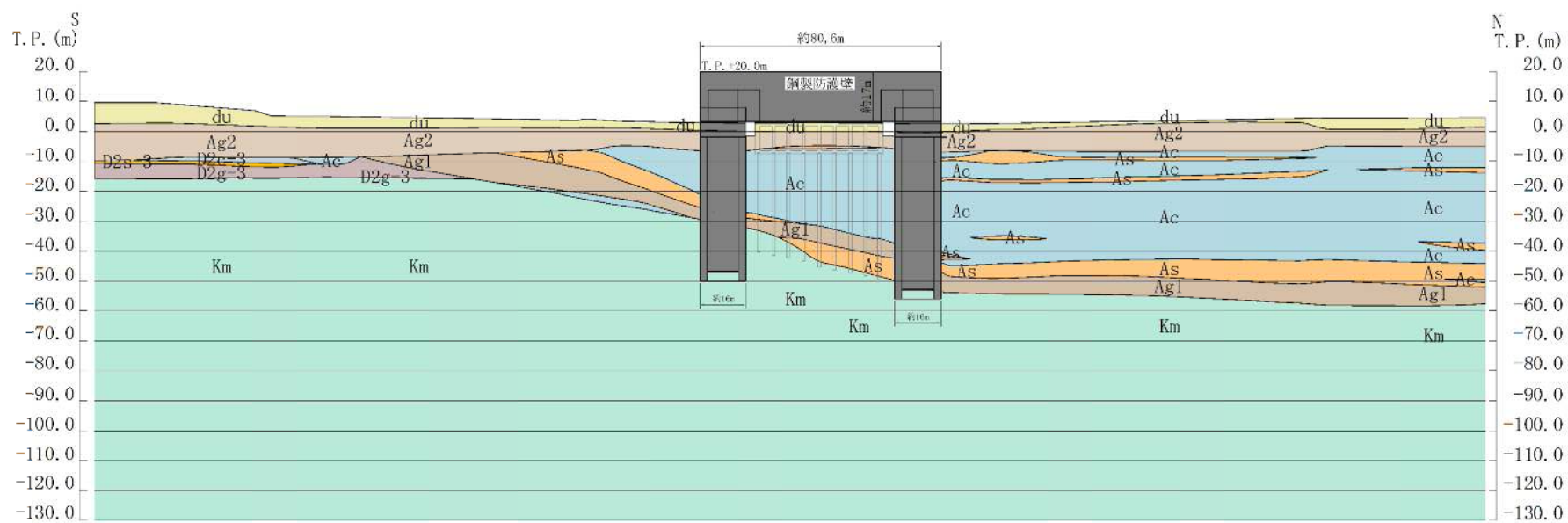


図 3.1—2 (1) 鋼製防護壁 断面図 (①—①断面)

0 50m







### 3.2 解析方法

鋼製防護壁の地震応答解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

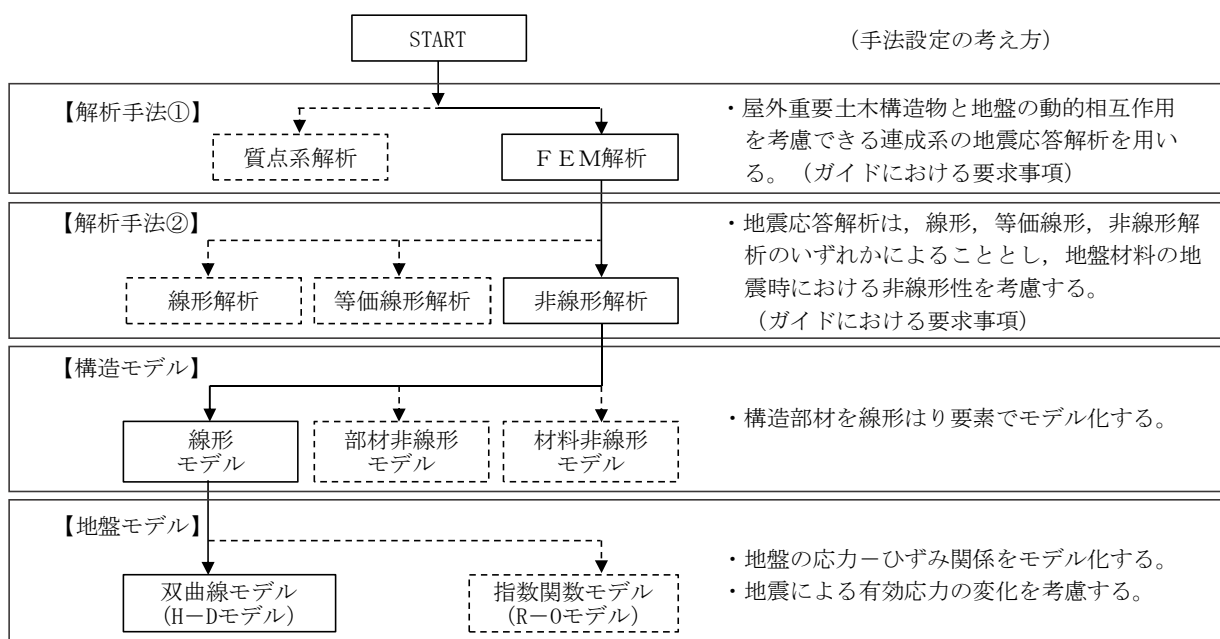


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

鋼製防護壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加



振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

#### 3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

#### 3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### 3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製防護壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

鋼製防護壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

##### (1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

##### (2) 地震荷重 ( $K_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

##### (4) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重として、風速  $30 \text{ m/s}$  の風圧力を考慮する。



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 及び表 3.3-3 に示し、荷重概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G：固定荷重

$K_s$ ：地震荷重

$P_s$ ：積雪荷重

$P_k$ ：風荷重



表 3.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

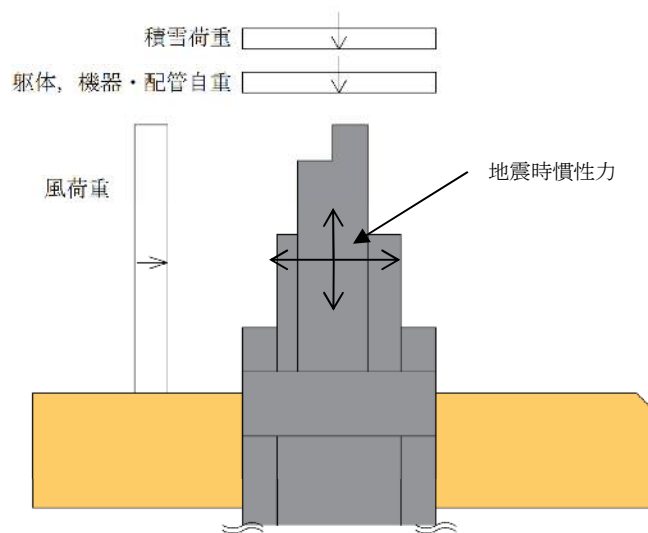


図 3.3-1 荷重概念図



### 3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

基準地震動 $S_s$ のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図3.4-2～図3.4-29に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

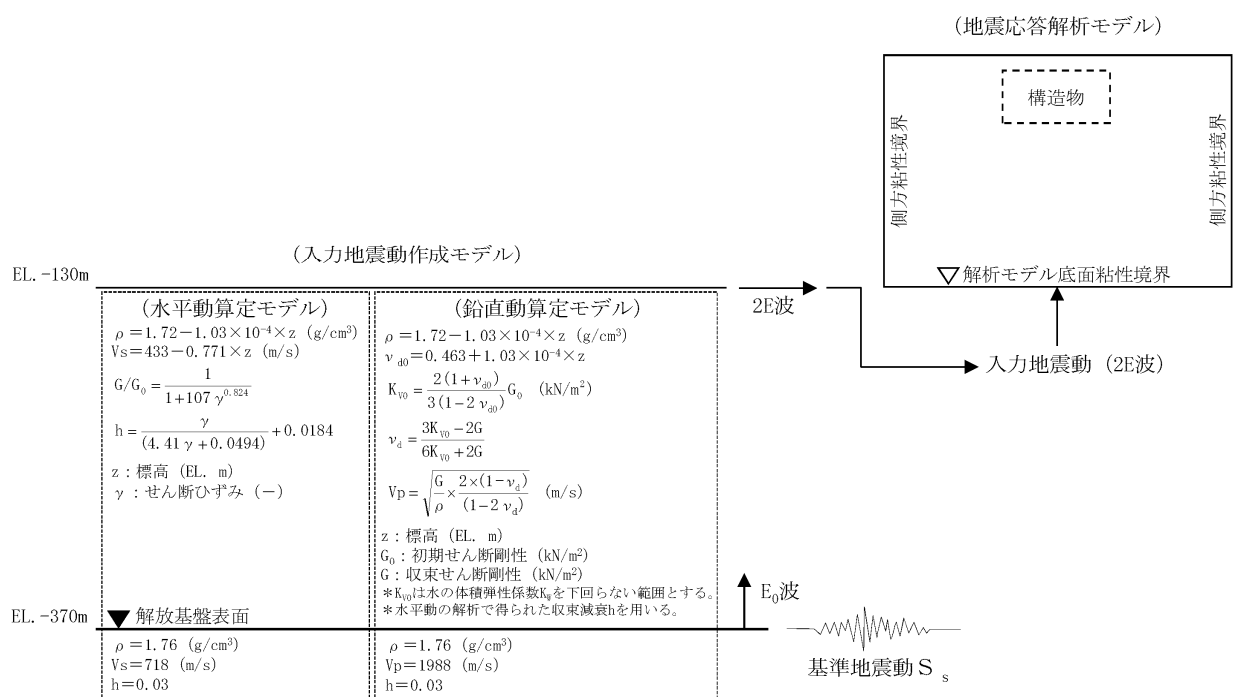
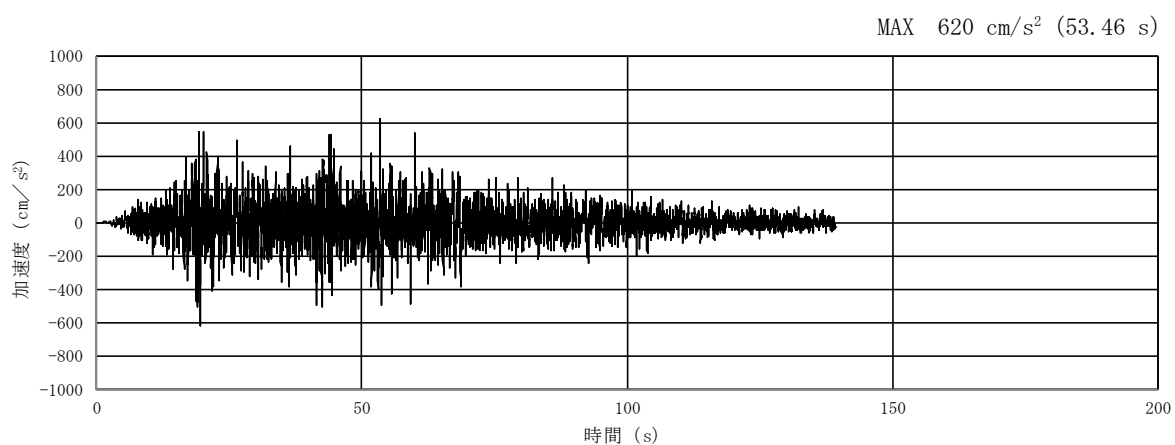
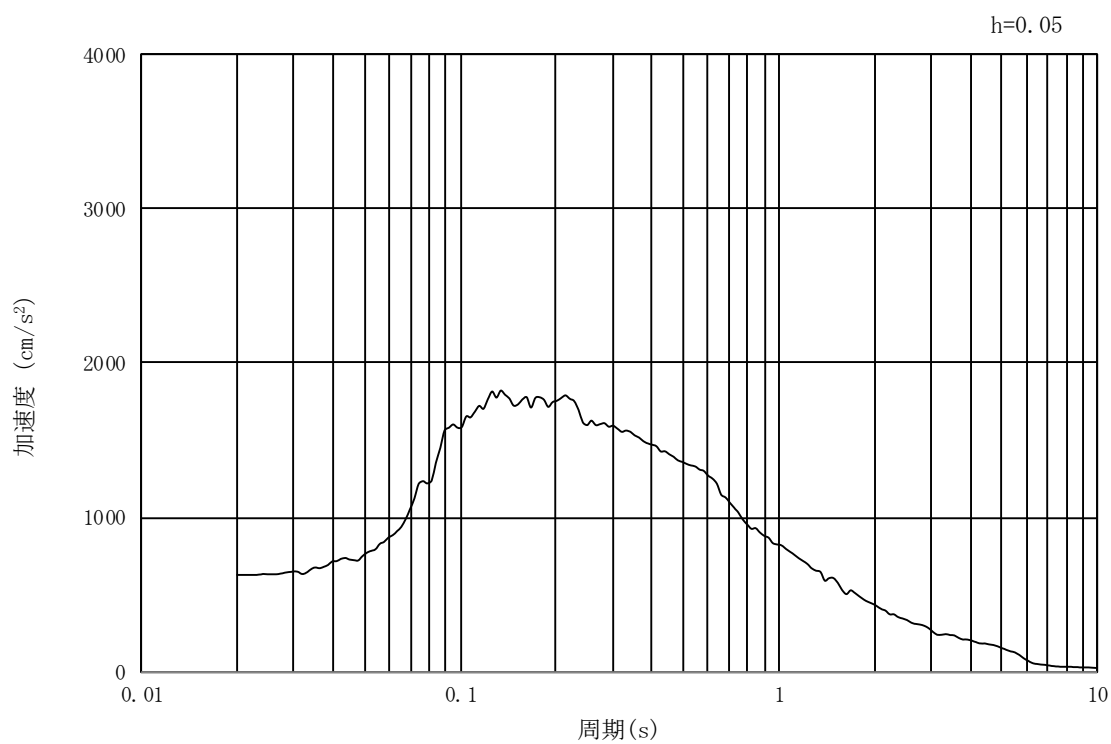


図3.4-1 入力地震動算定の概念図





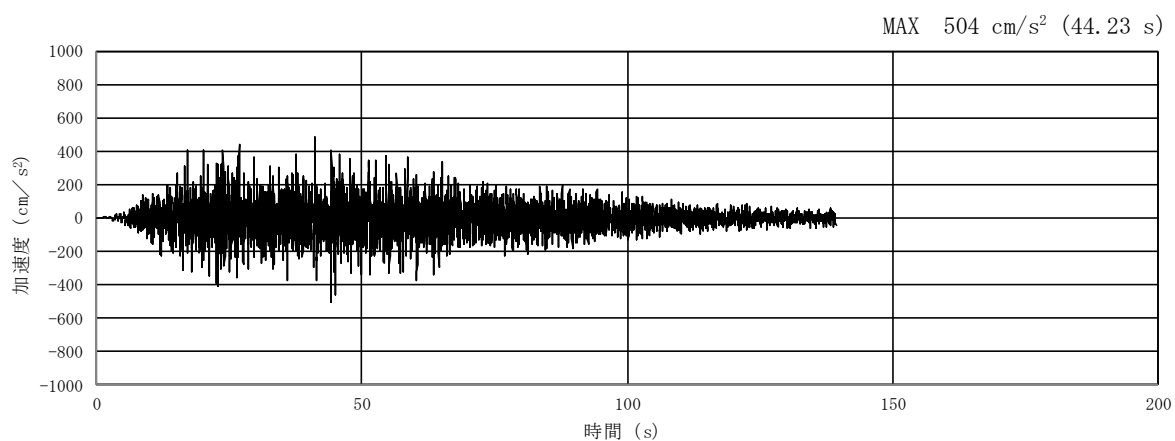
(a) 加速度時刻歴波形



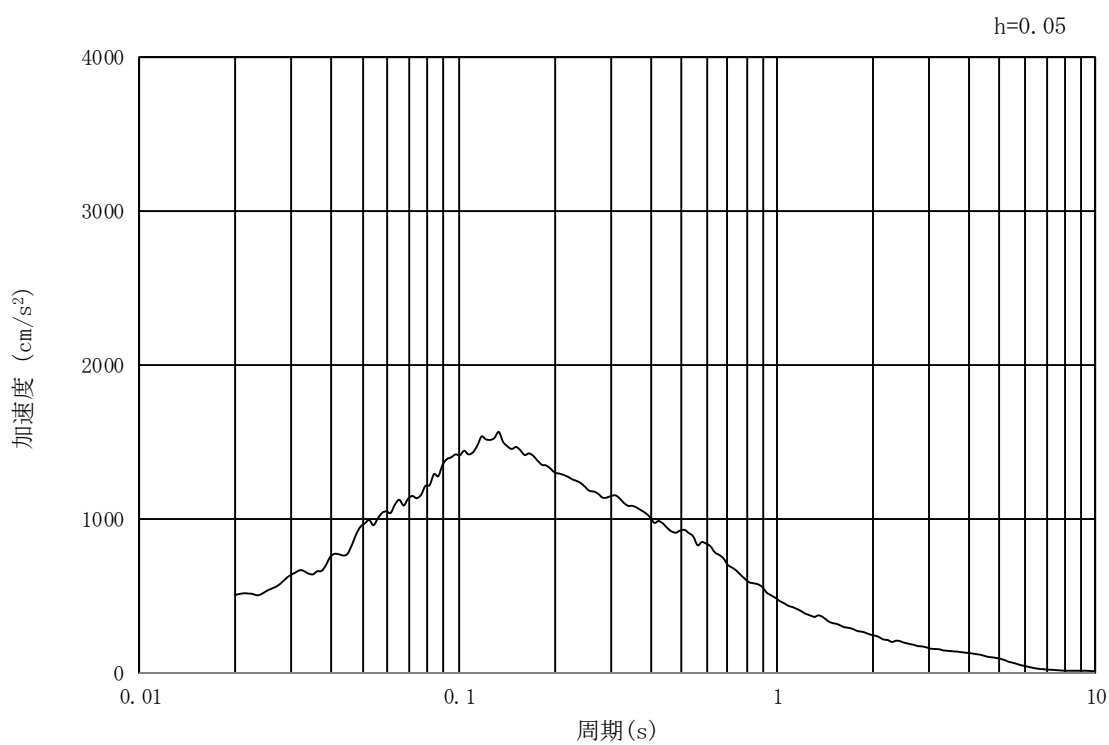
(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-2 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  
 (①-①断面, ②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - D1$ )





(a) 加速度時刻歴波形

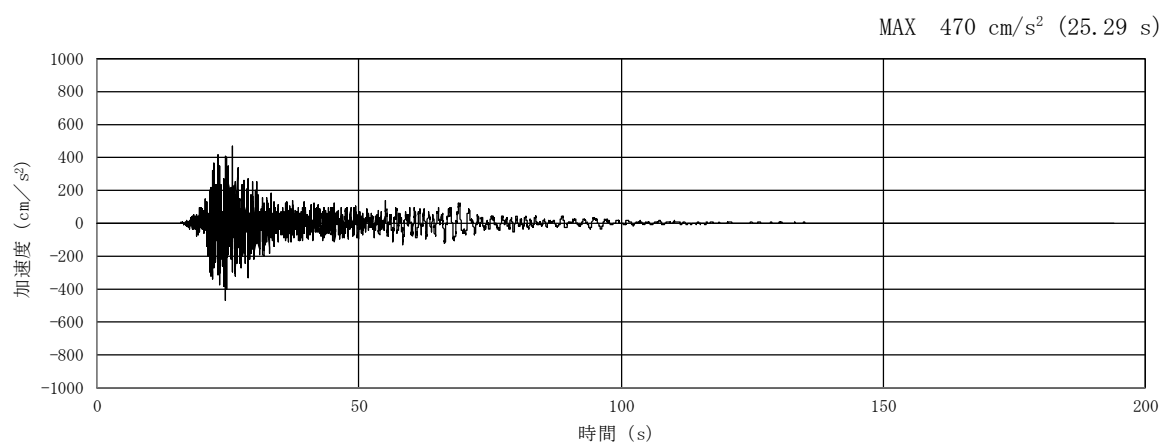


(b) 加速度応答スペクトル

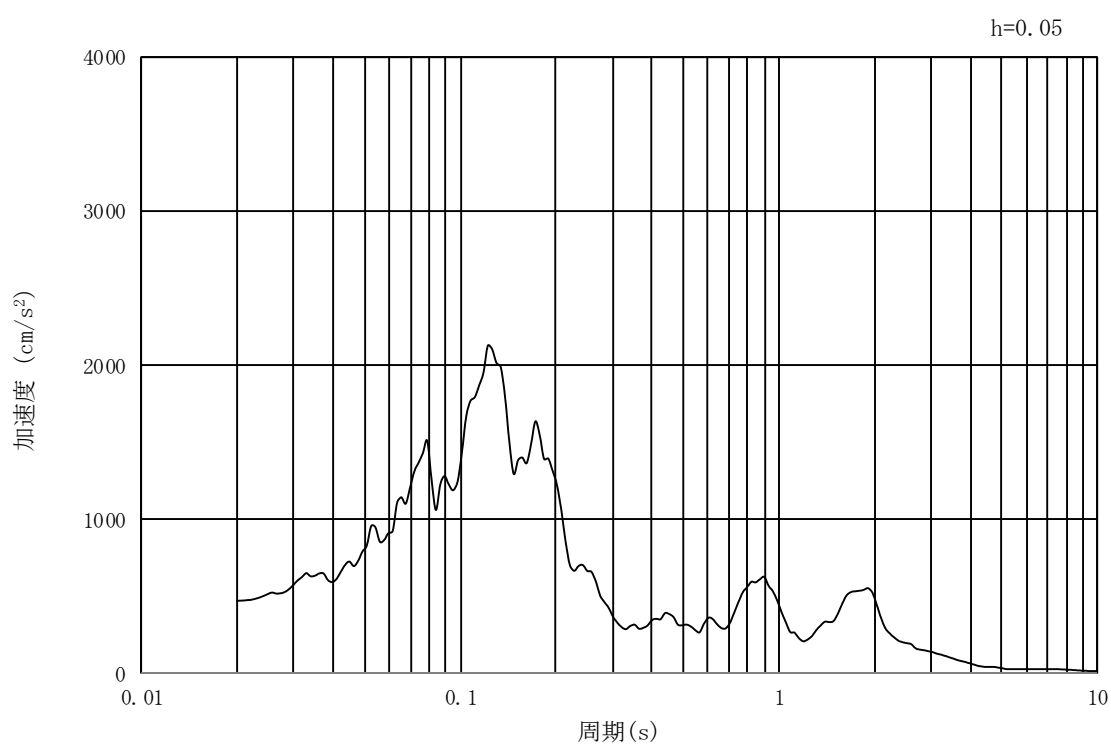
図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(①-①断面, ②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - D1$ )





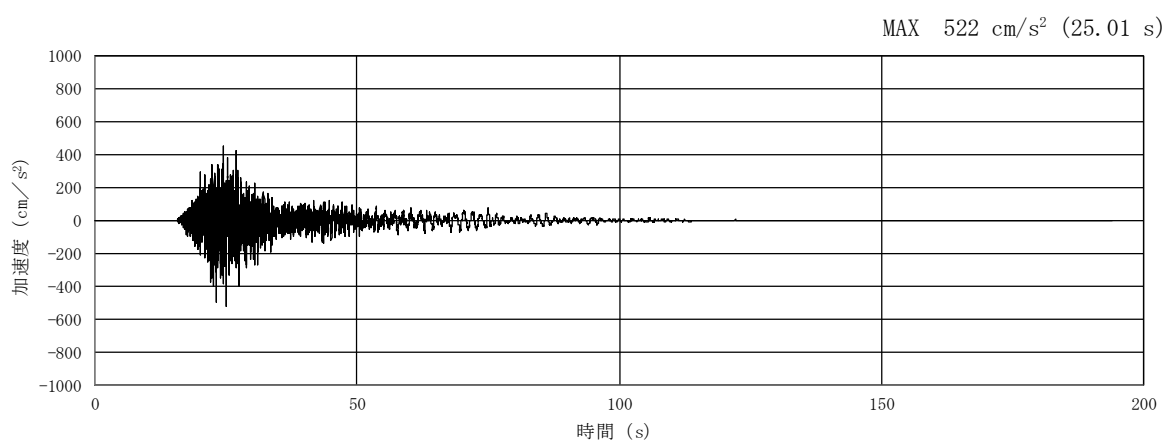
(a) 加速度時刻歴波形



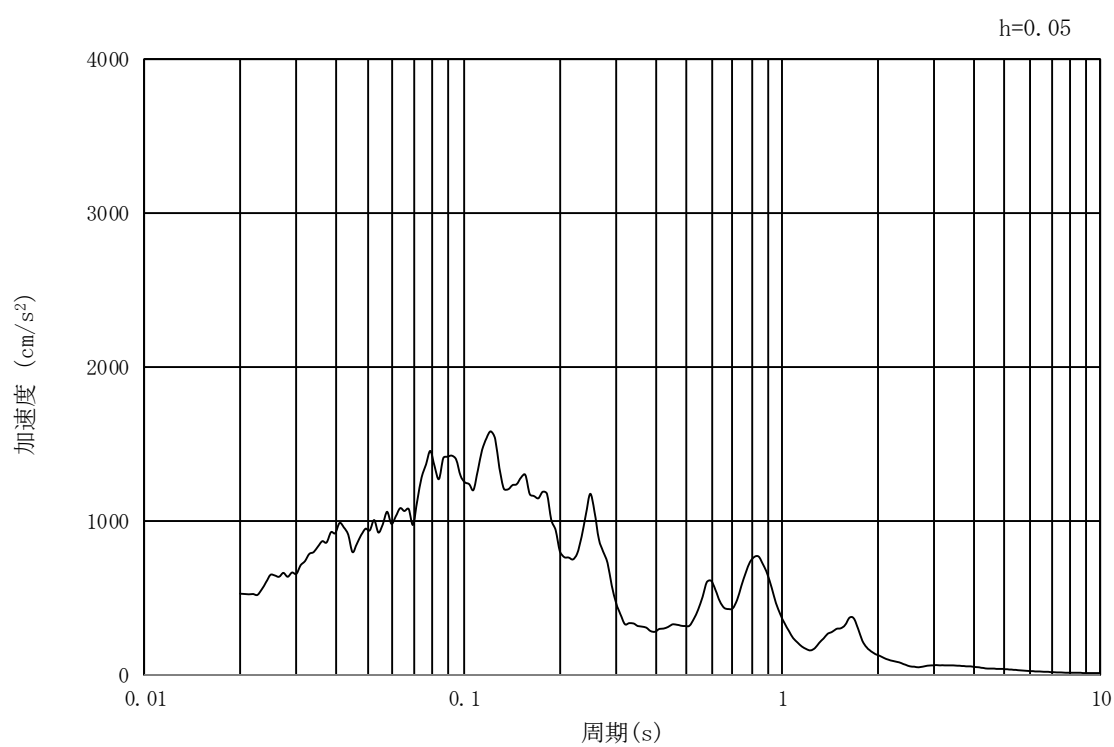
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 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  
 (①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )





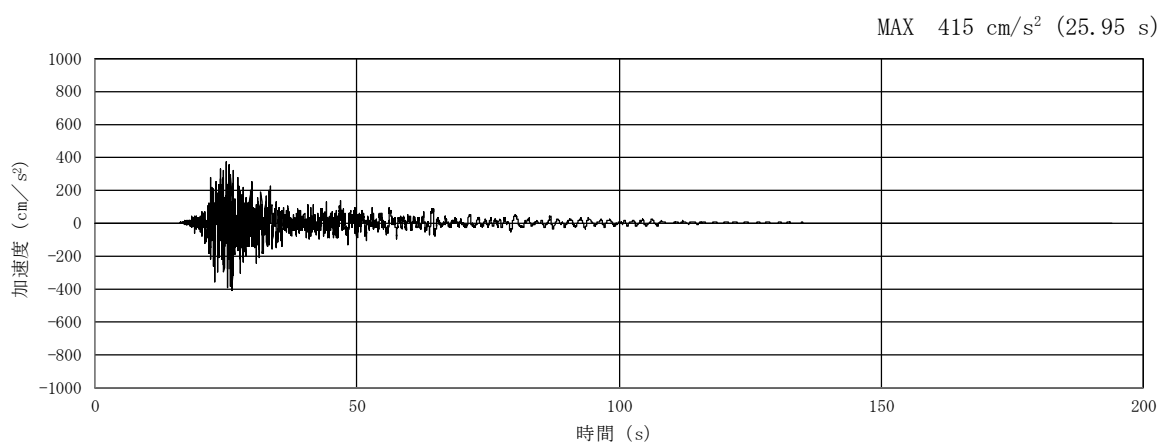
(a) 加速度時刻歴波形



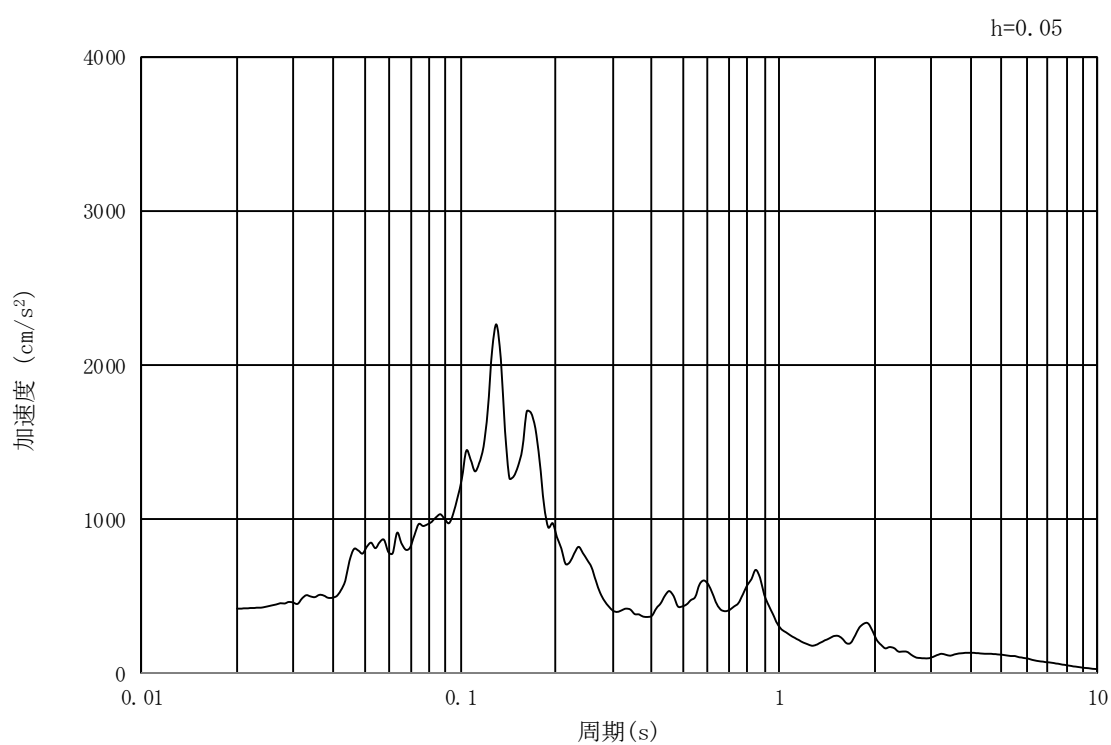
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 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  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.1$ )





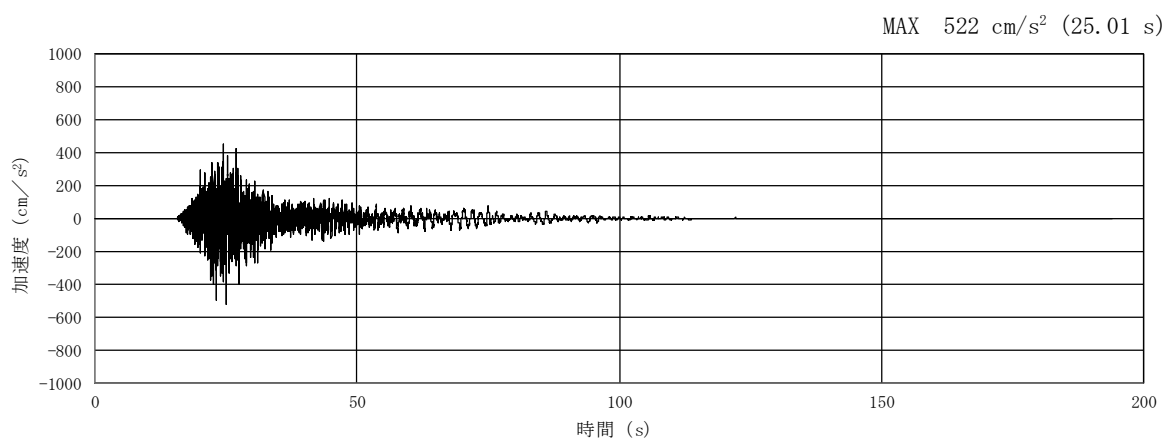
(a) 加速度時刻歴波形



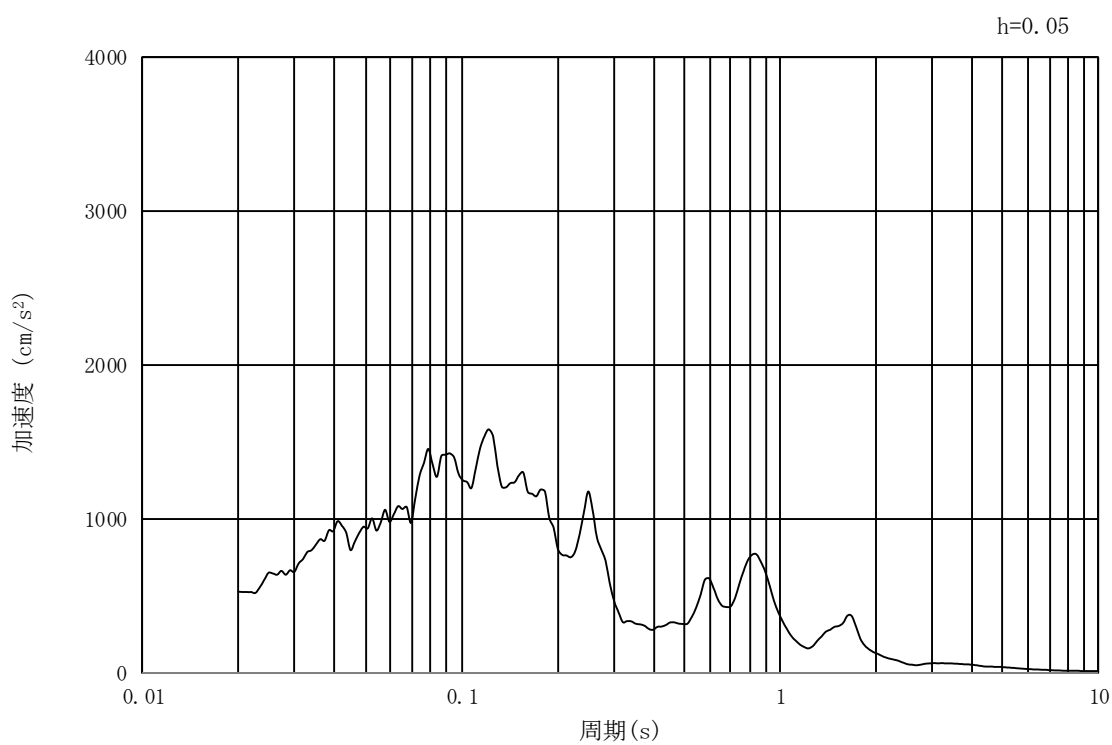
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )





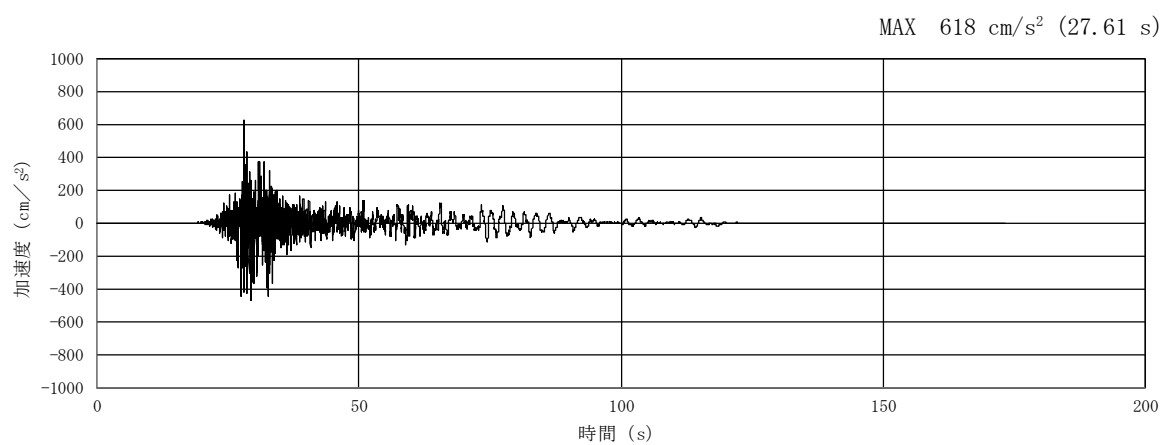
(a) 加速度時刻歴波形



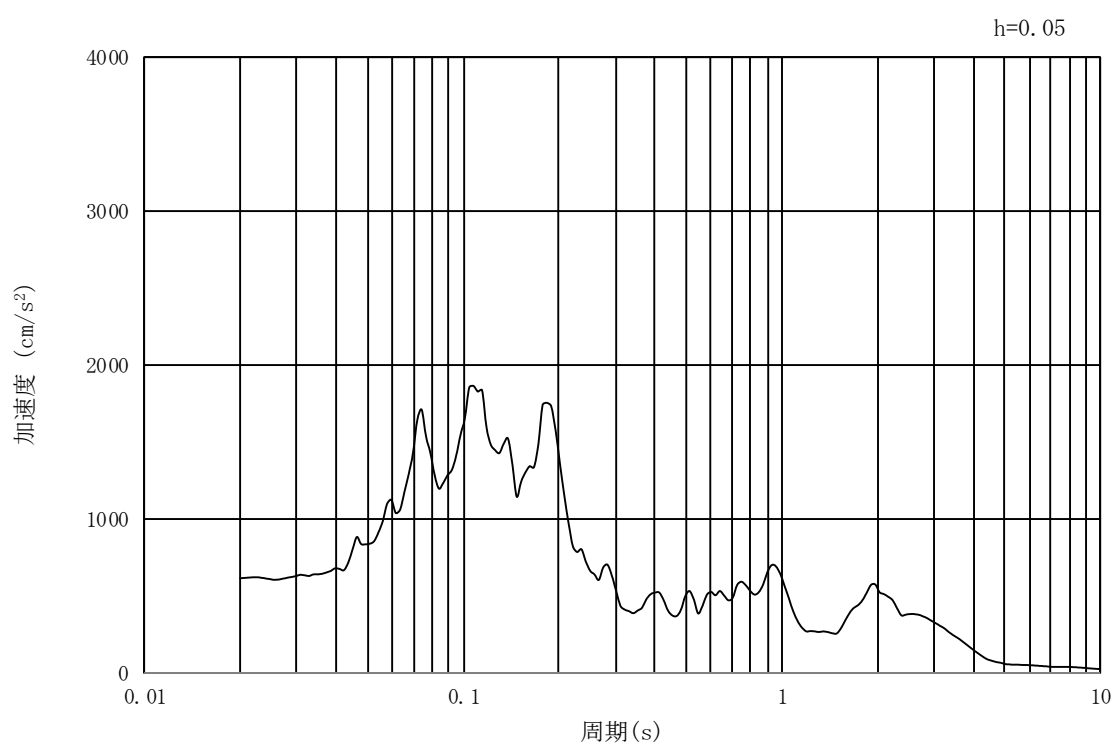
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 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  
(②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.1$ )





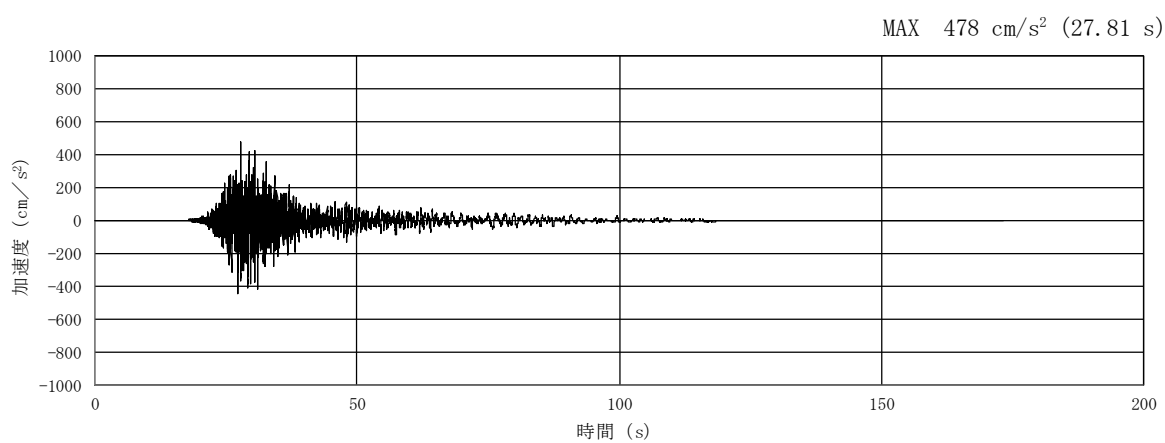
(a) 加速度時刻歴波形



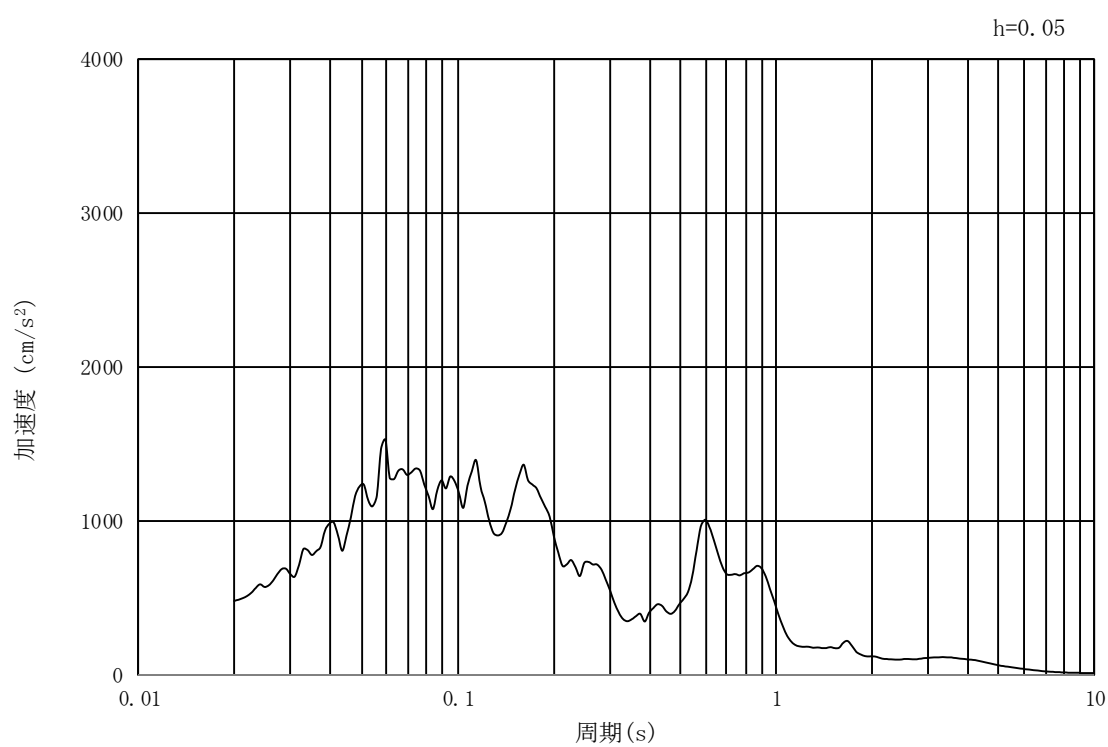
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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  
 (①-①断面, 水平成分:  $S_s - 12$ )





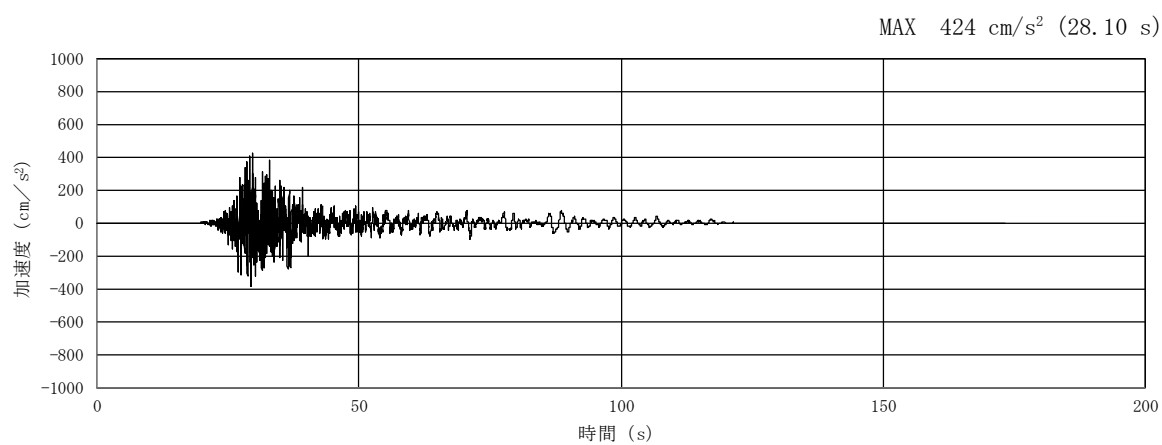
(a) 加速度時刻歴波形



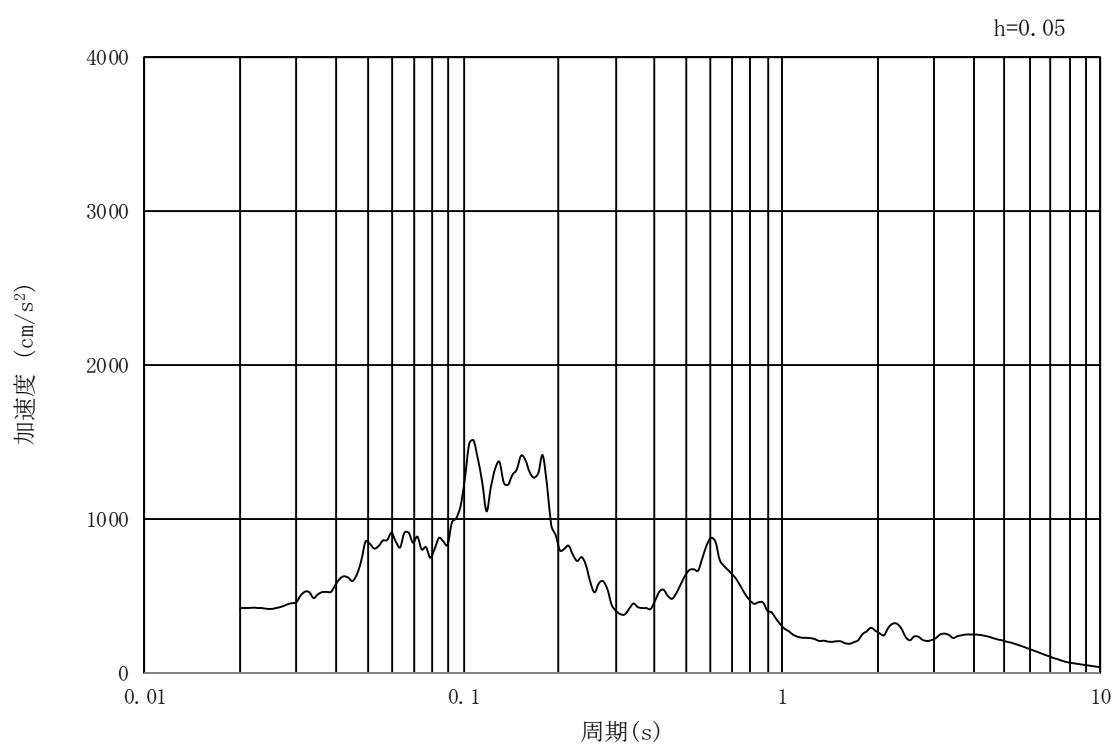
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 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  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.2$ )





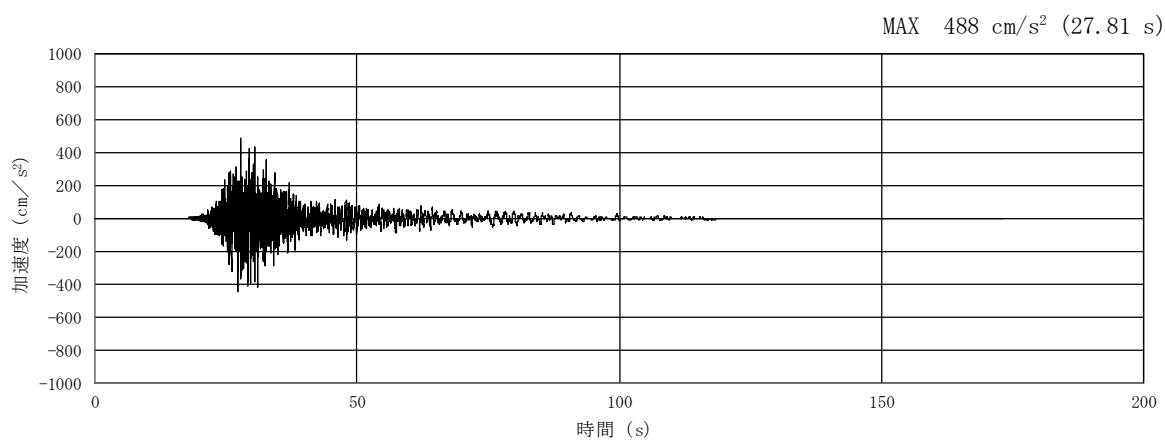
(a) 加速度時刻歴波形



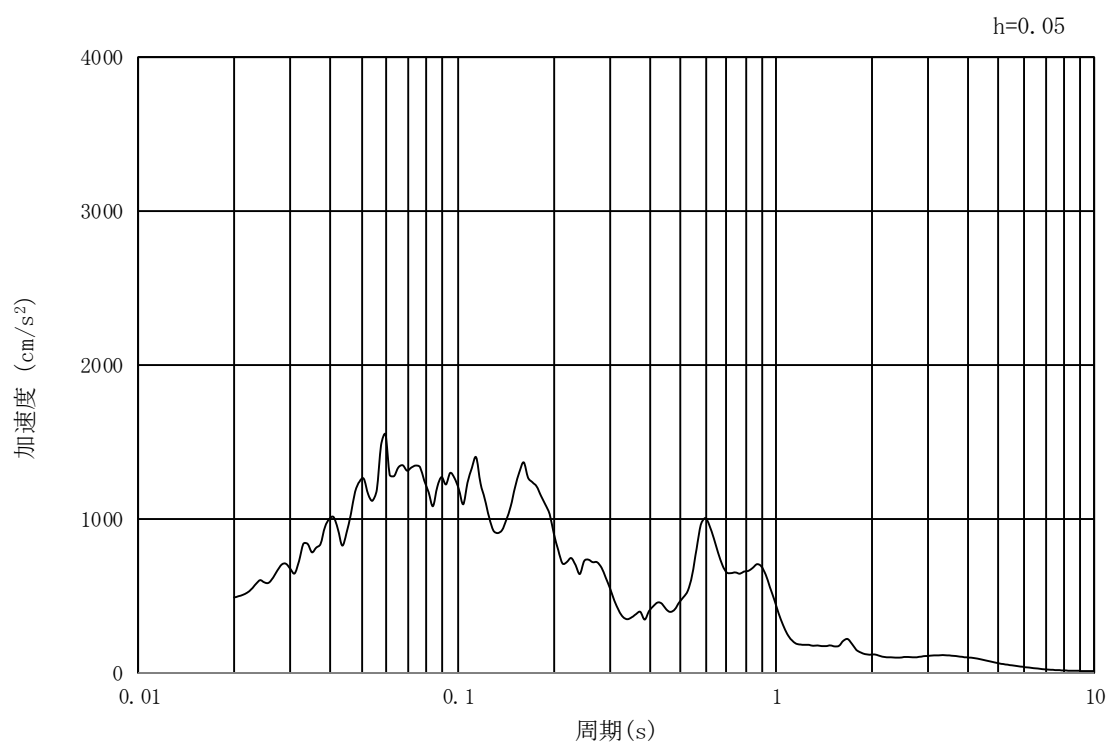
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )





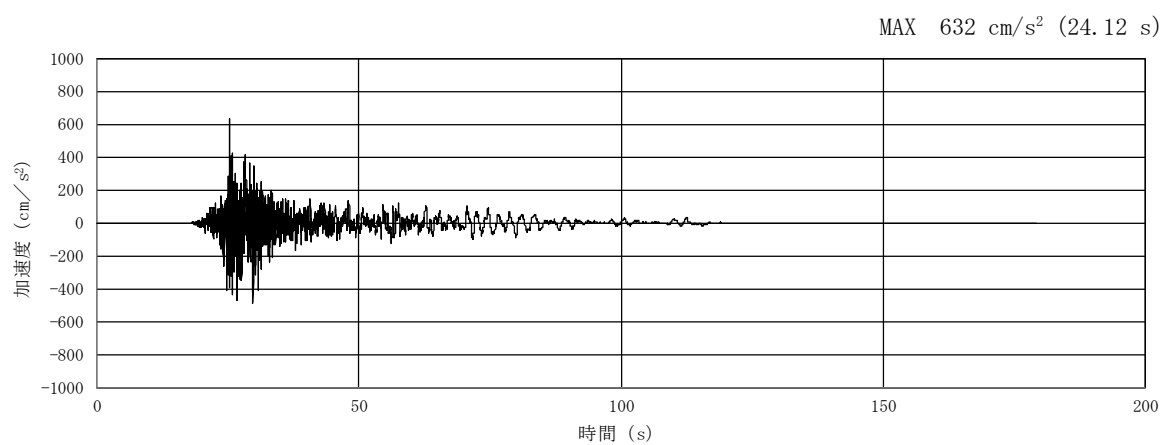
(a) 加速度時刻歴波形



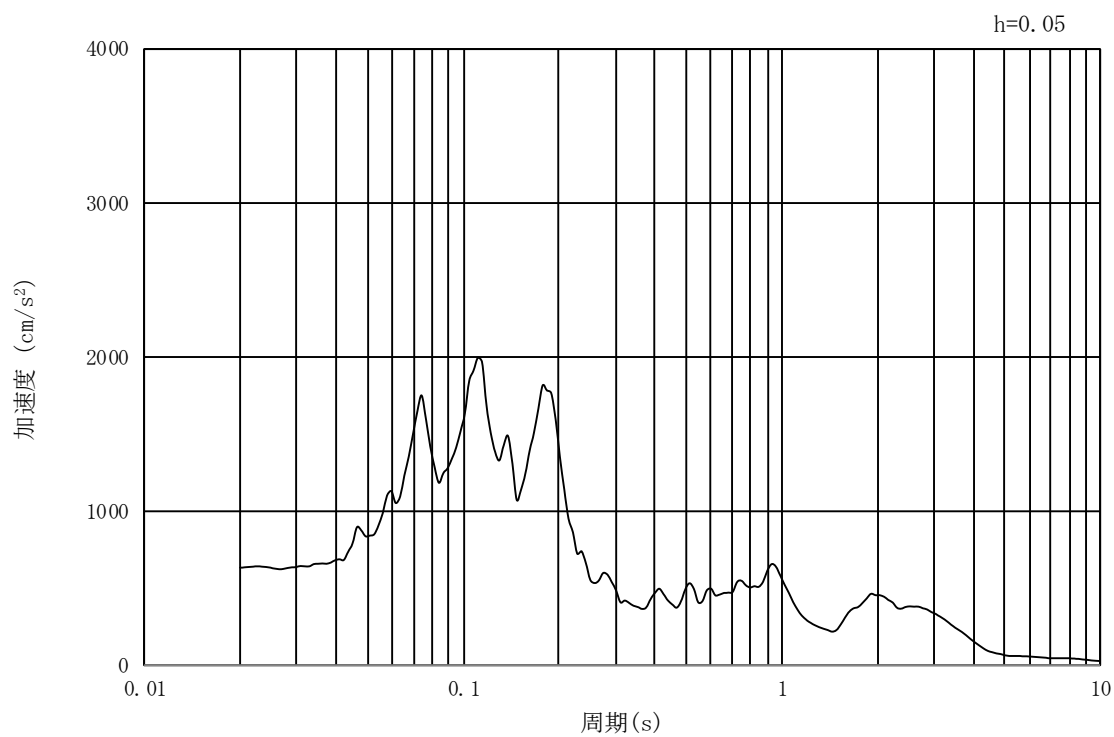
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.2$ )





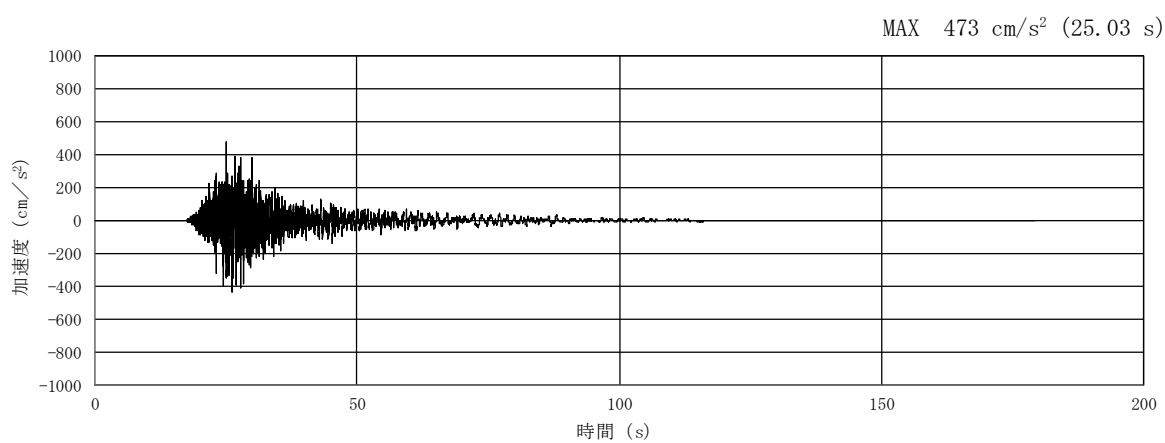
(a) 加速度時刻歴波形



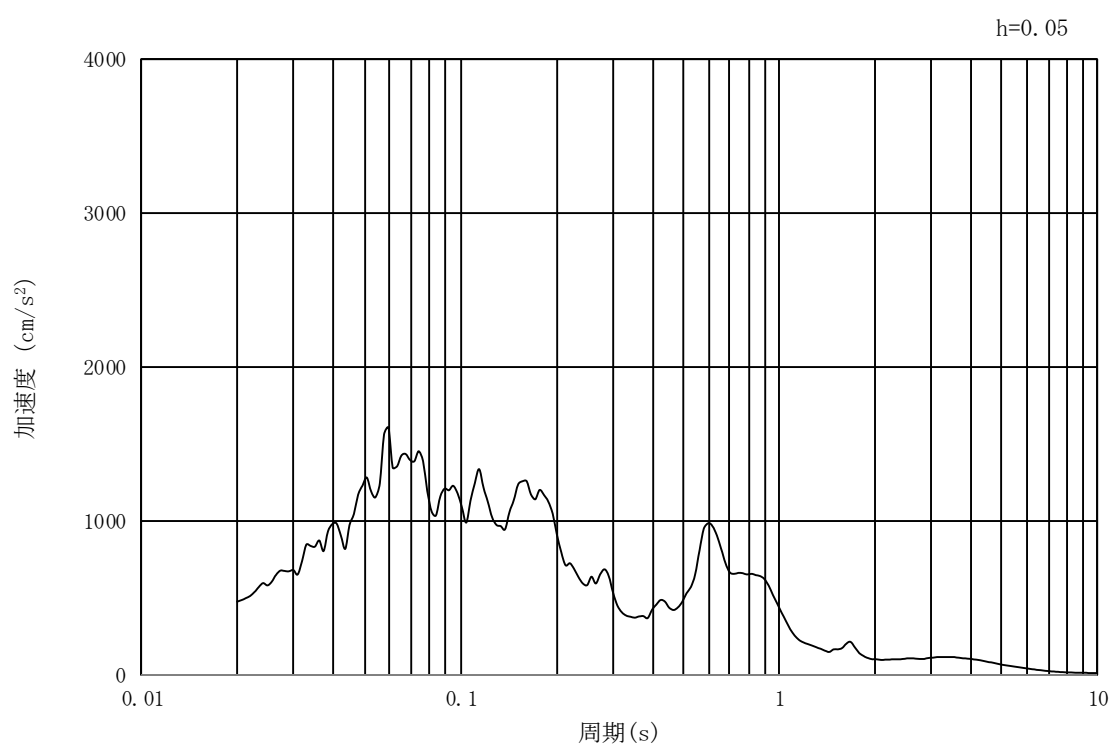
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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  
 (①-①断面及び水平成分:  $S_s - 1.3$ )





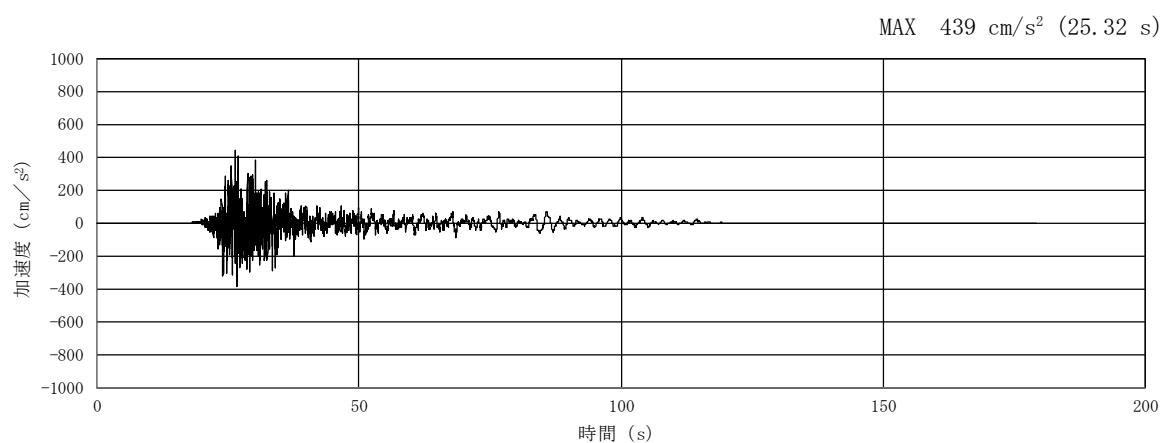
(a) 加速度時刻歴波形



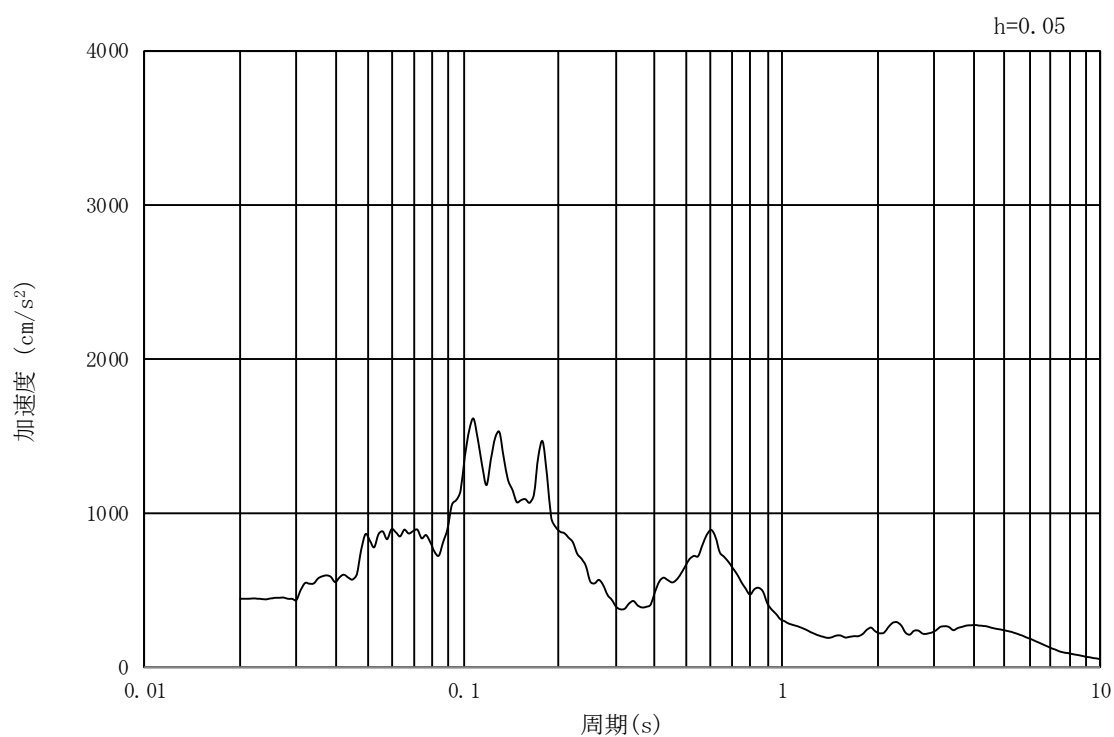
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 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  
 (①-①断面，鉛直成分：S<sub>s</sub>-13)





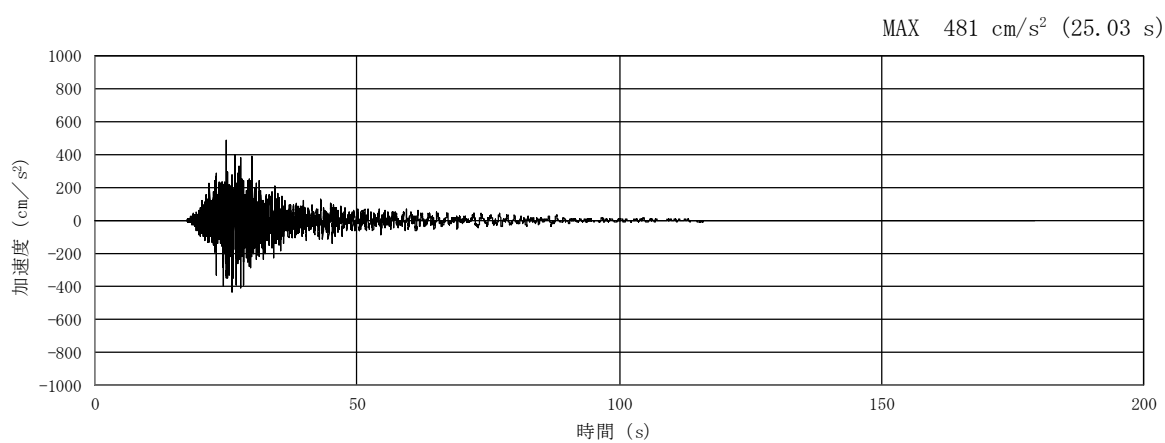
(a) 加速度時刻歴波形



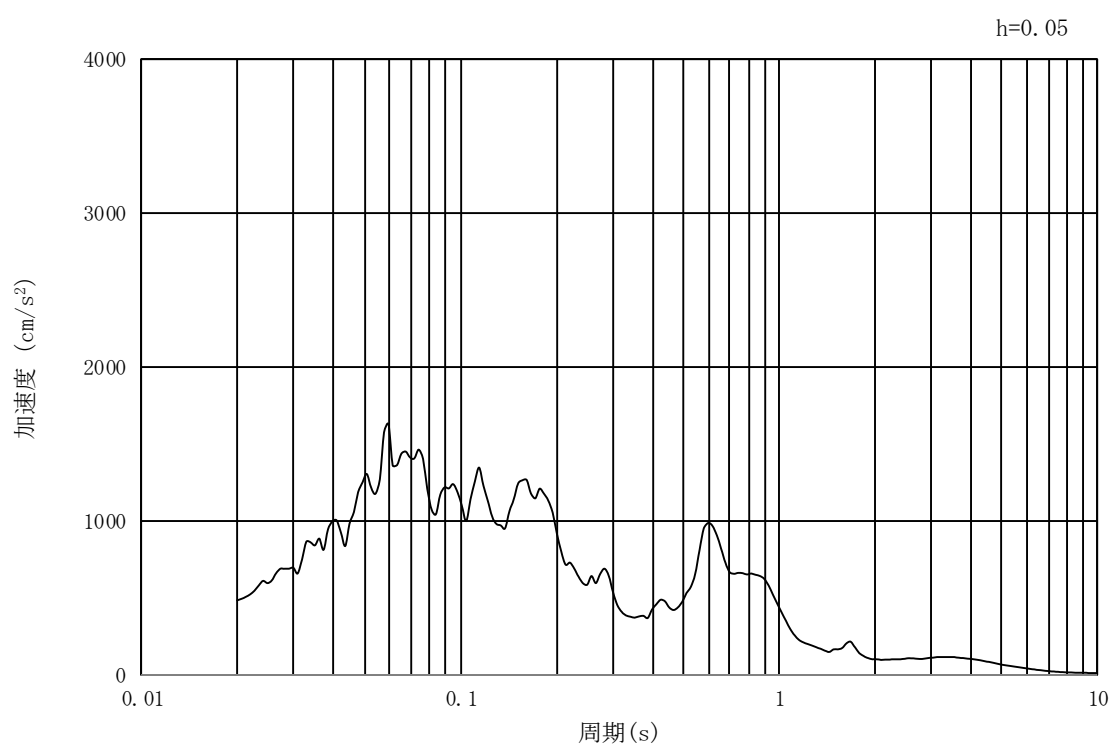
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-14 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 1.3$ )





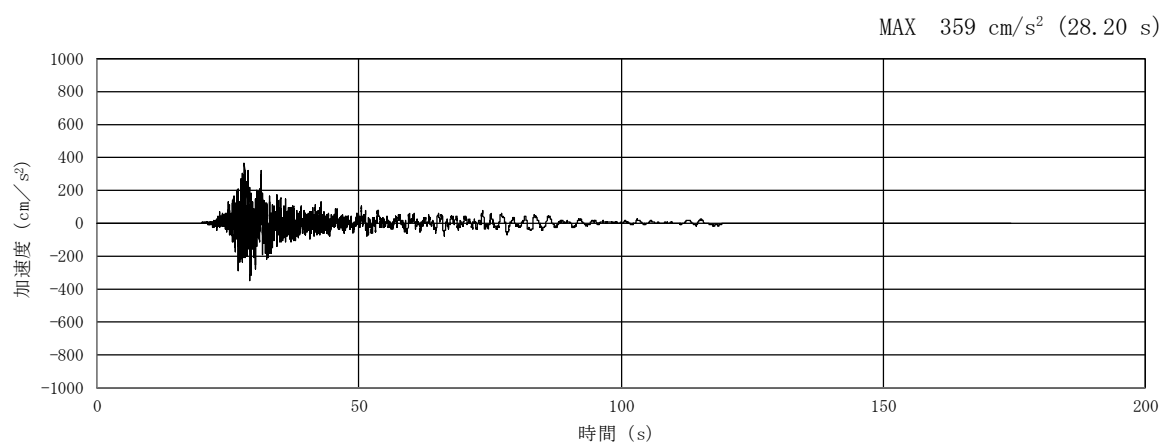
(a) 加速度時刻歴波形



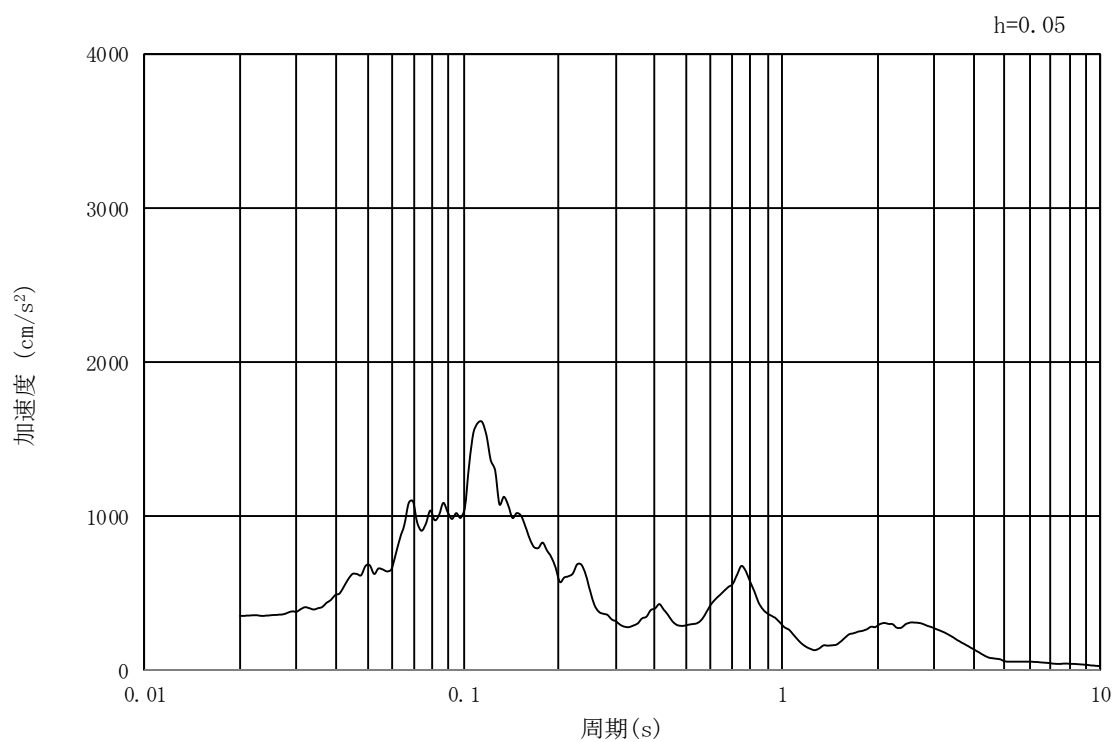
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-15 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.3$ )





(a) 加速度時刻歴波形

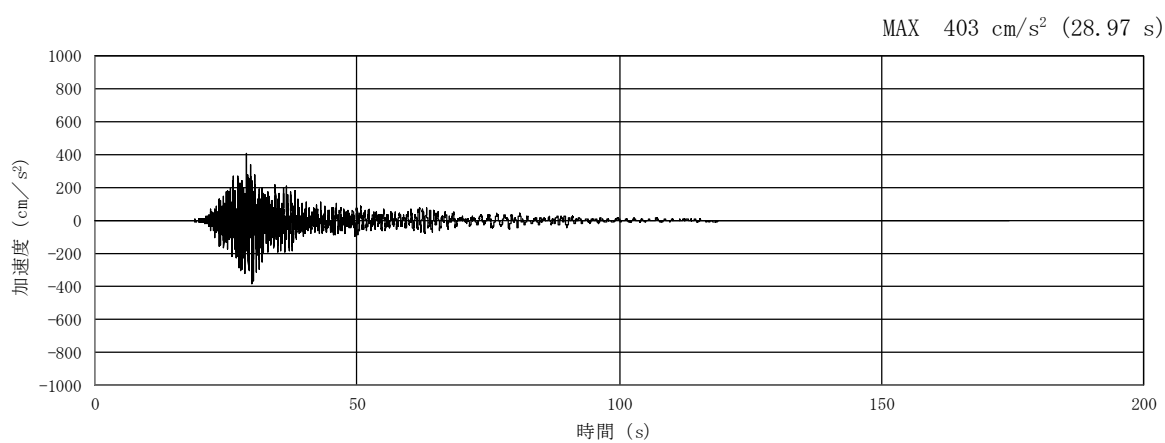


(b) 加速度応答スペクトル

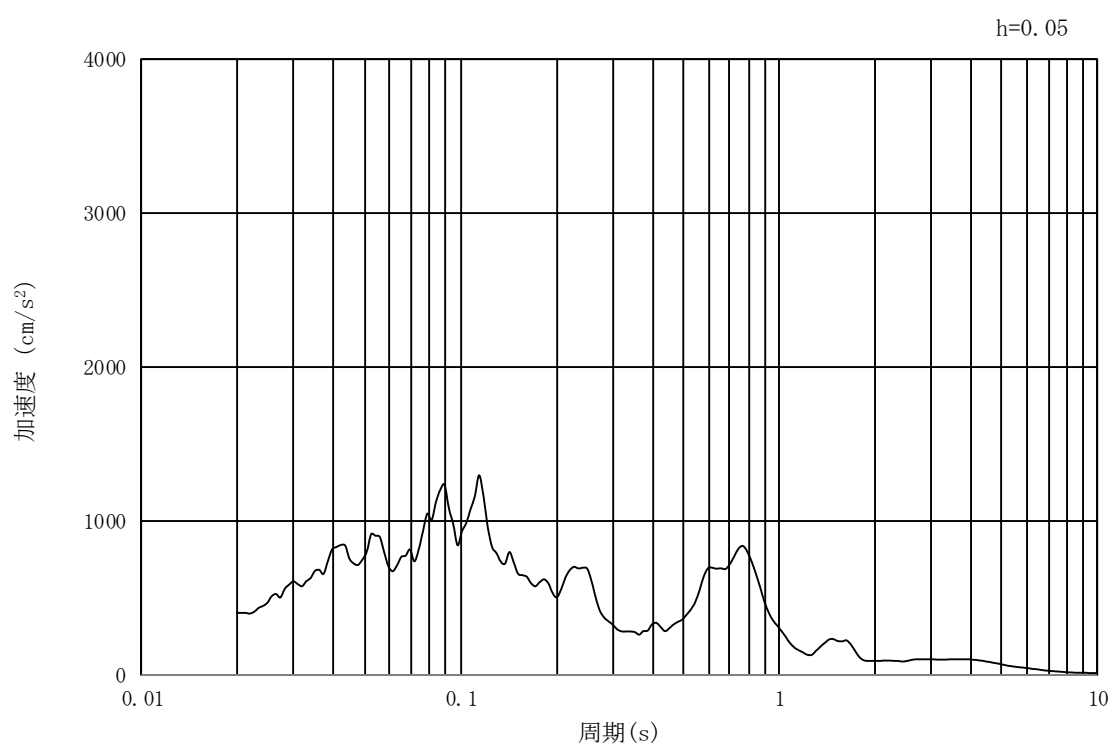
図 3.4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )





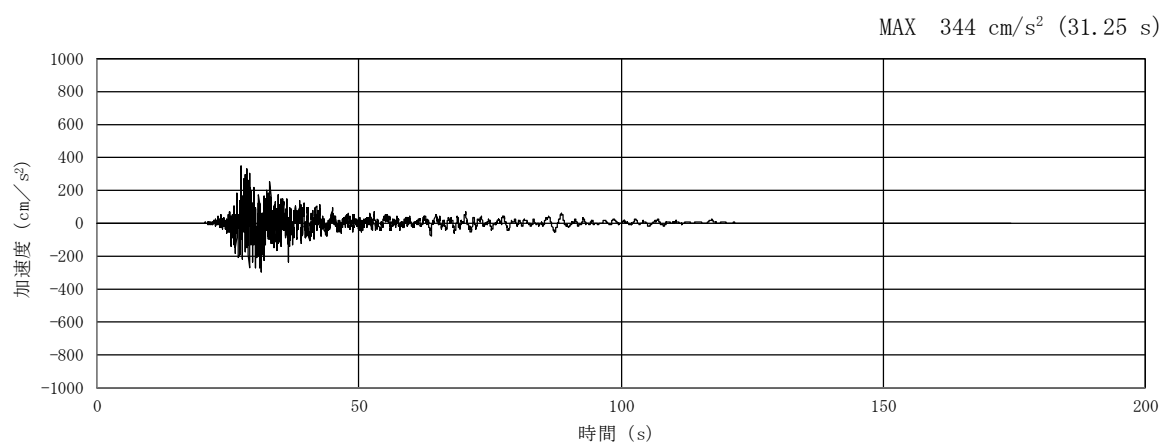
(a) 加速度時刻歴波形



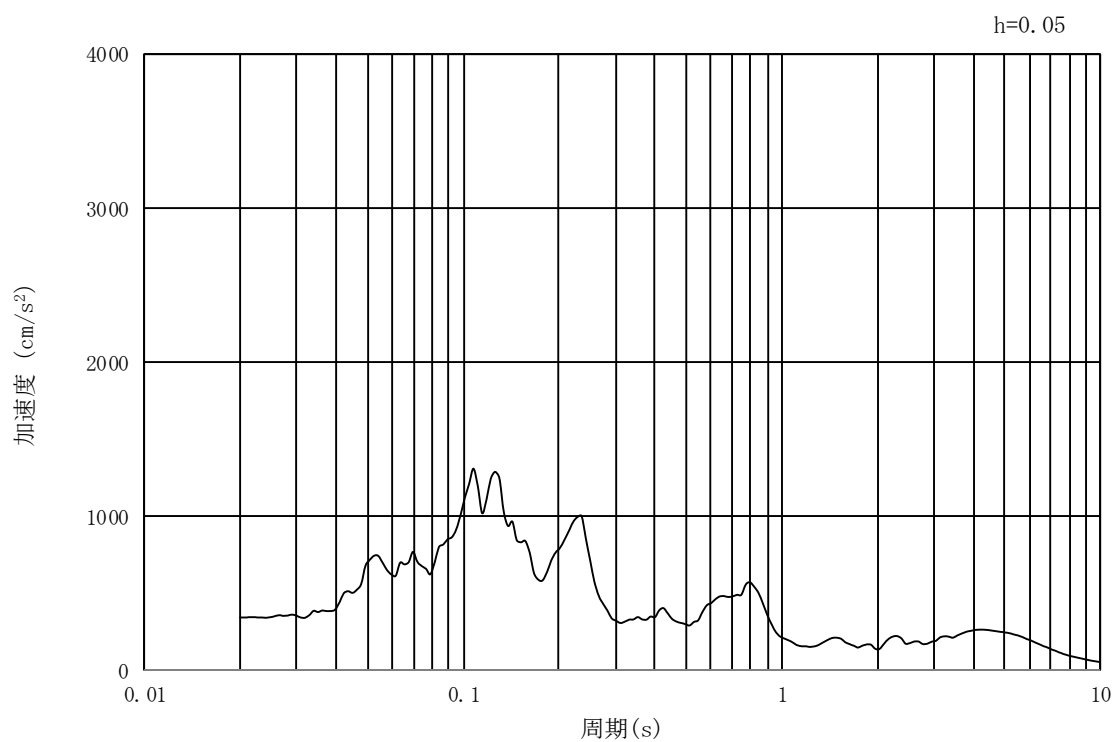
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-17 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  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )





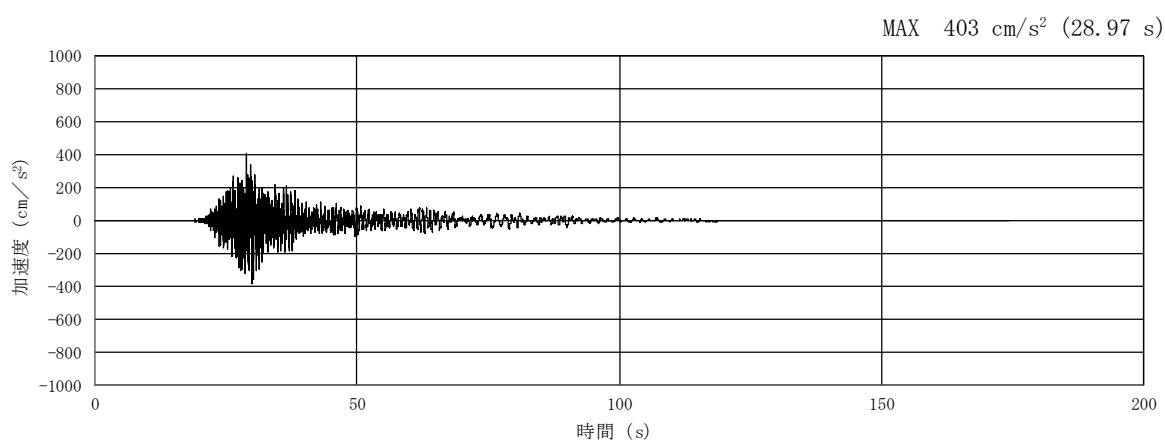
(a) 加速度時刻歴波形



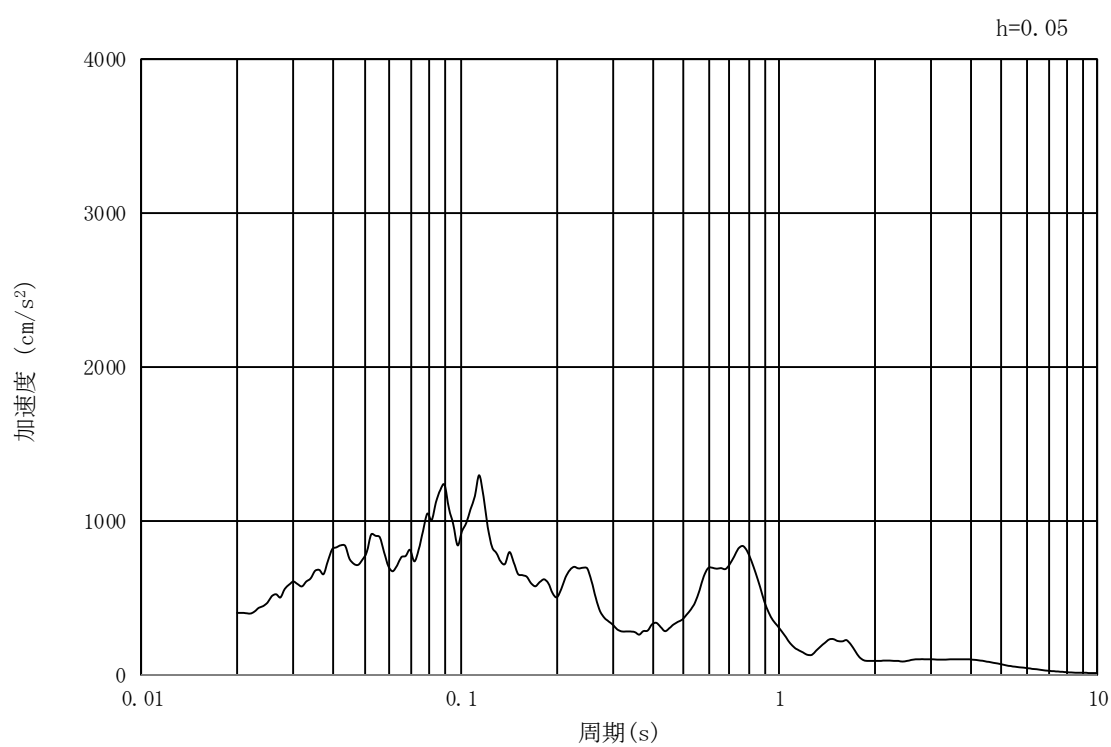
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-18 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )





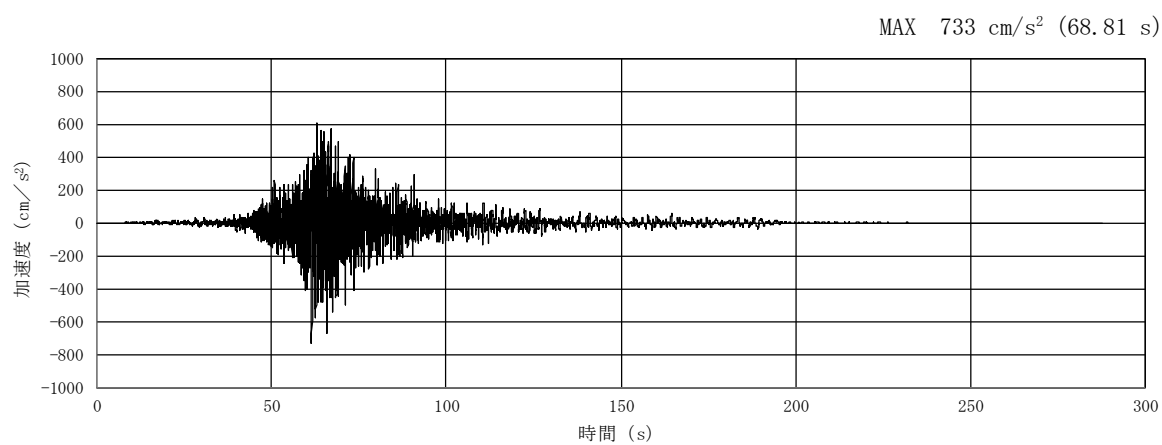
(a) 加速度時刻歴波形



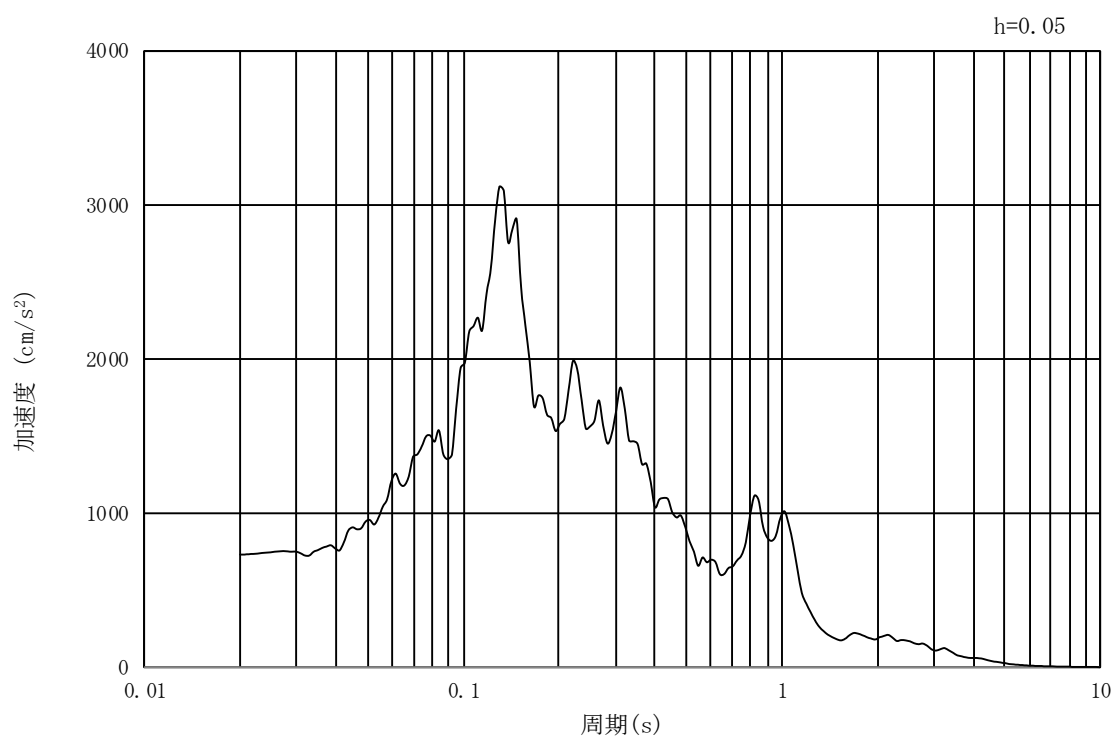
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-19 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )





(a) 加速度時刻歴波形

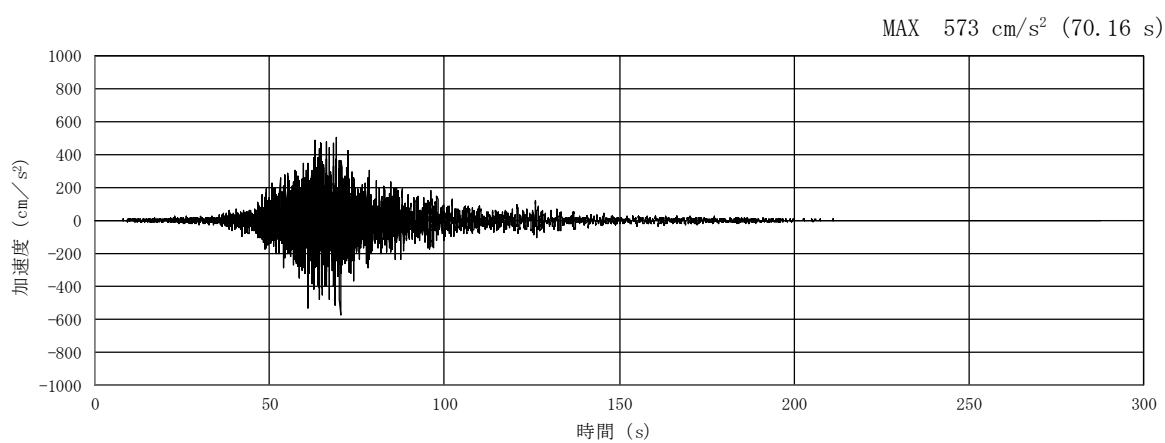


(b) 加速度応答スペクトル

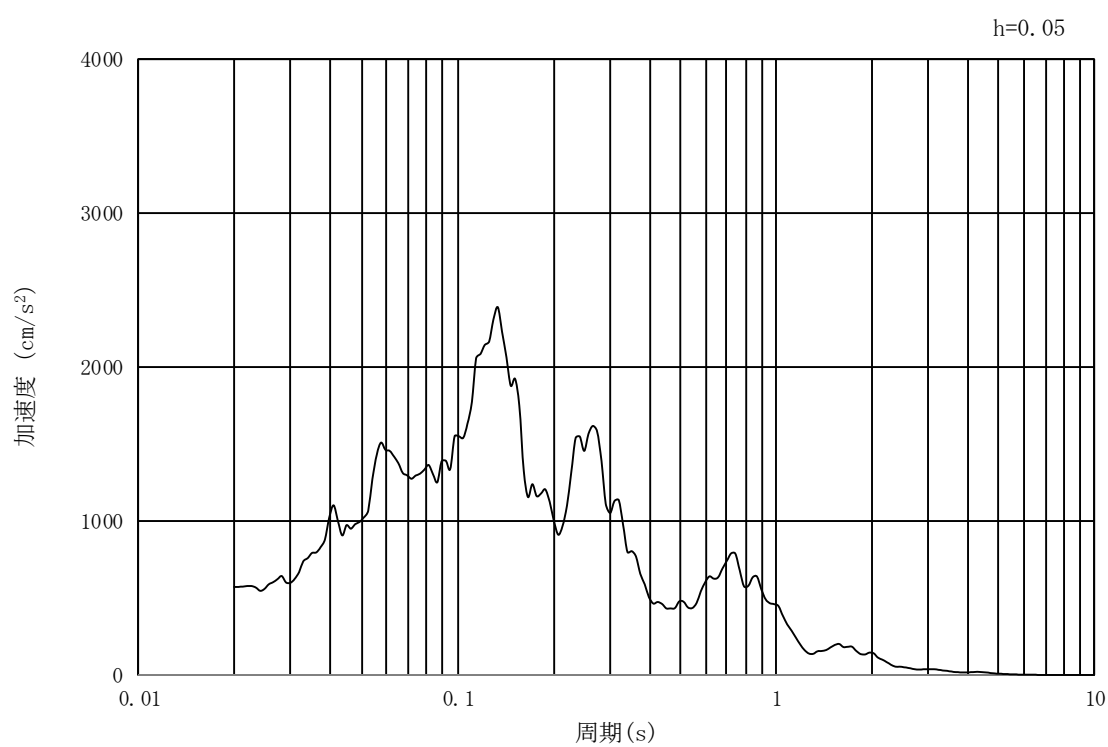
図 3.4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 2.1$ )





(a) 加速度時刻歴波形

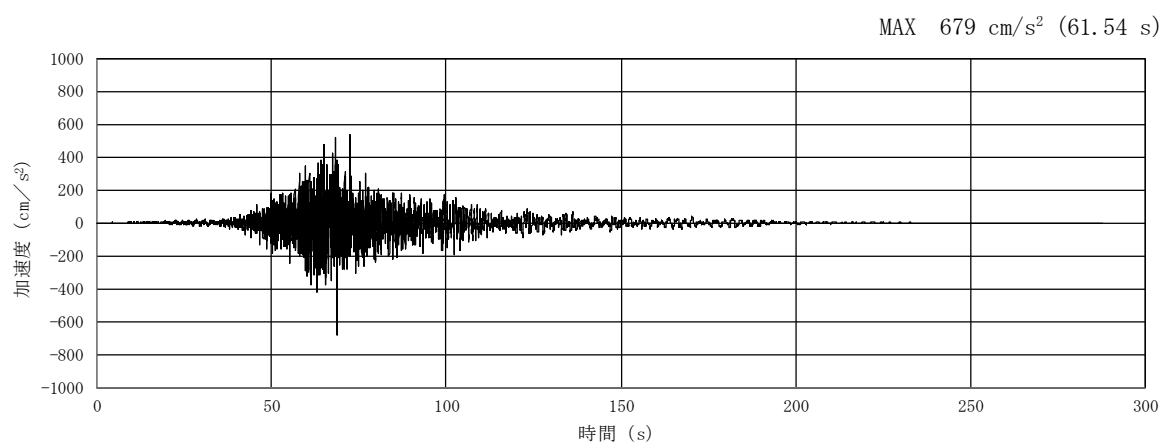


(b) 加速度応答スペクトル

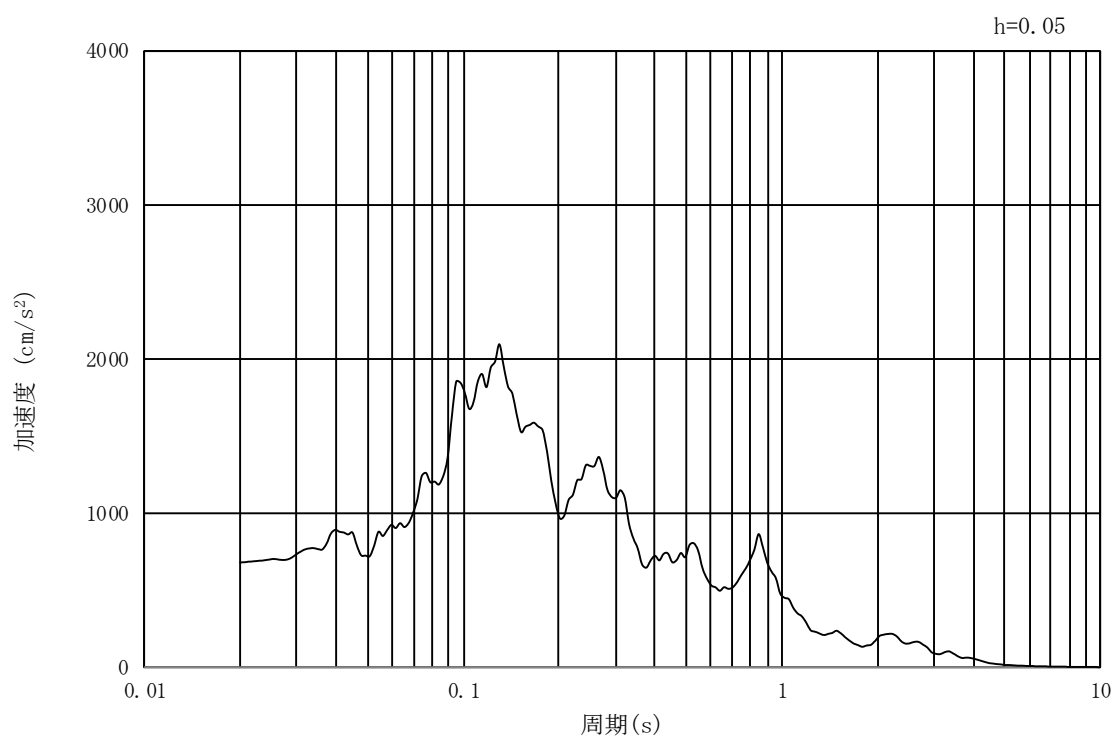
図 3.4-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.1$ )





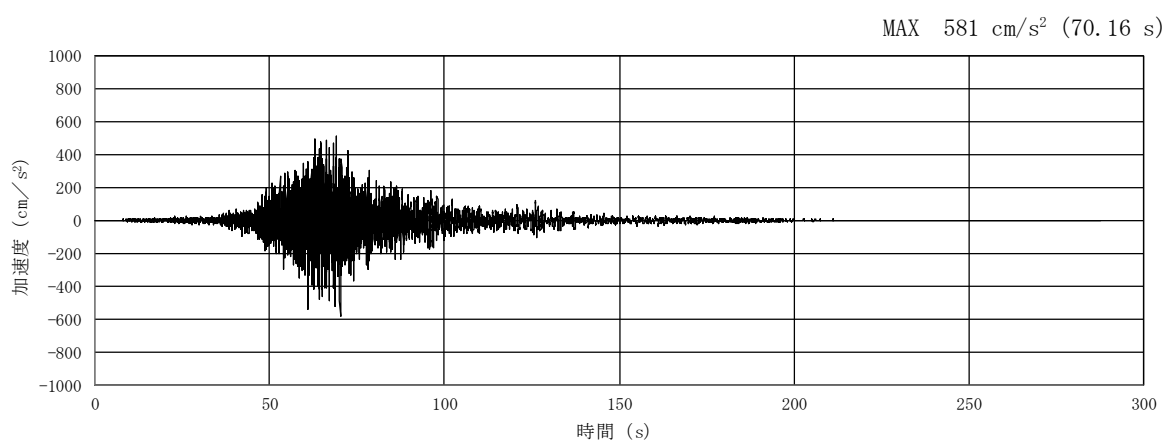
(a) 加速度時刻歴波形



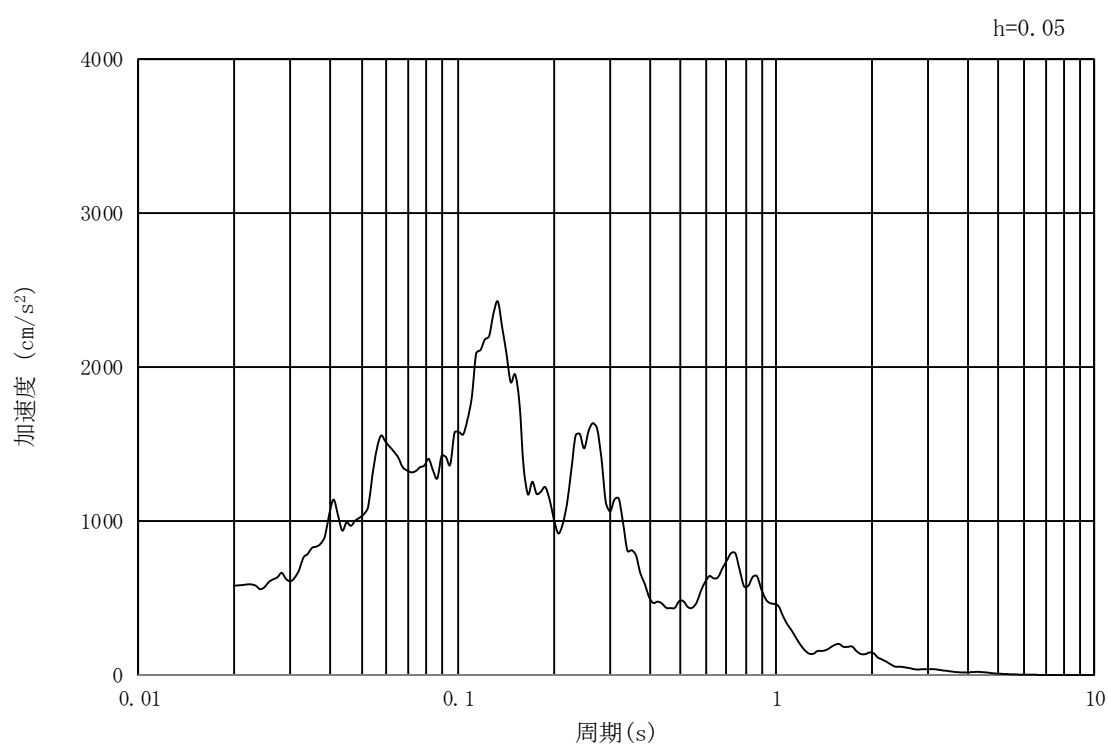
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-22 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 2.1$ )





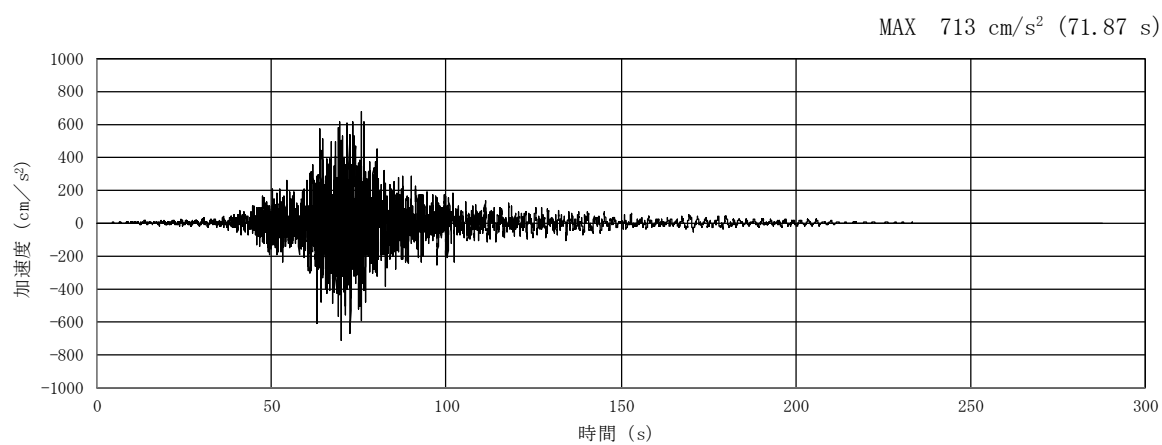
(a) 加速度時刻歴波形



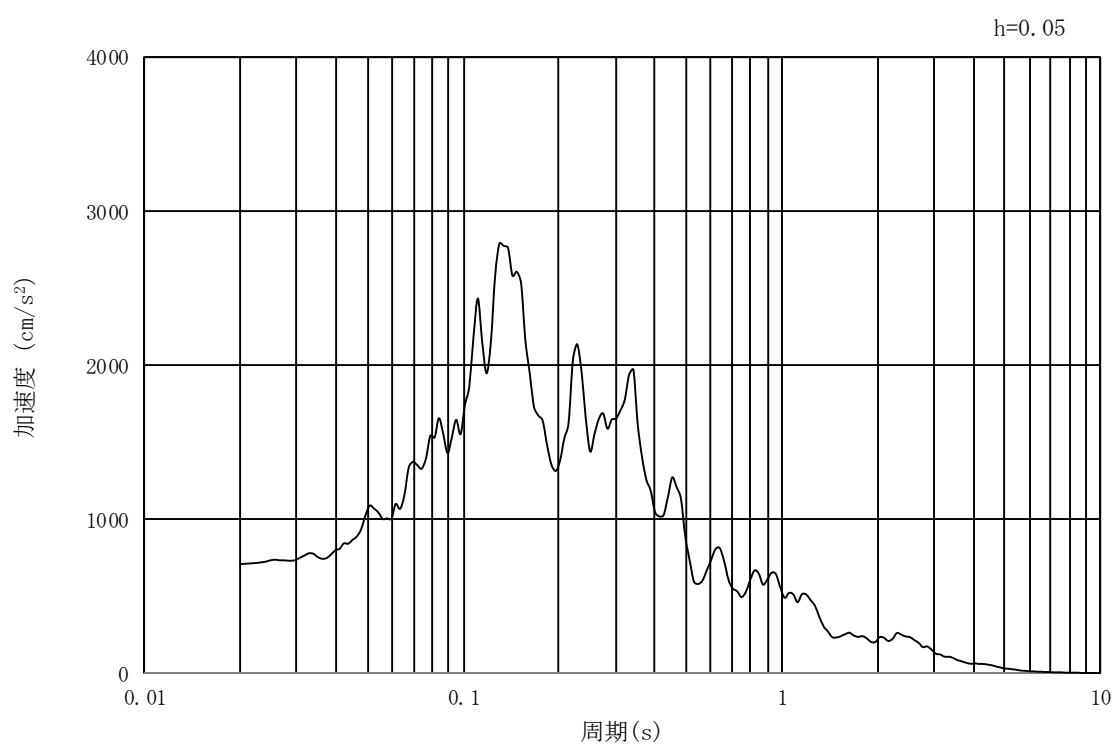
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-23 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.1$ )





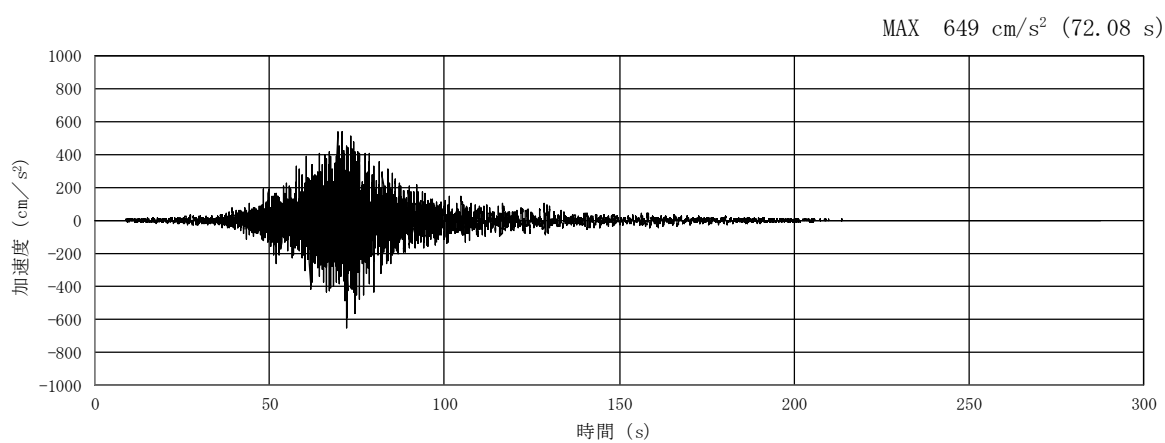
(a) 加速度時刻歴波形



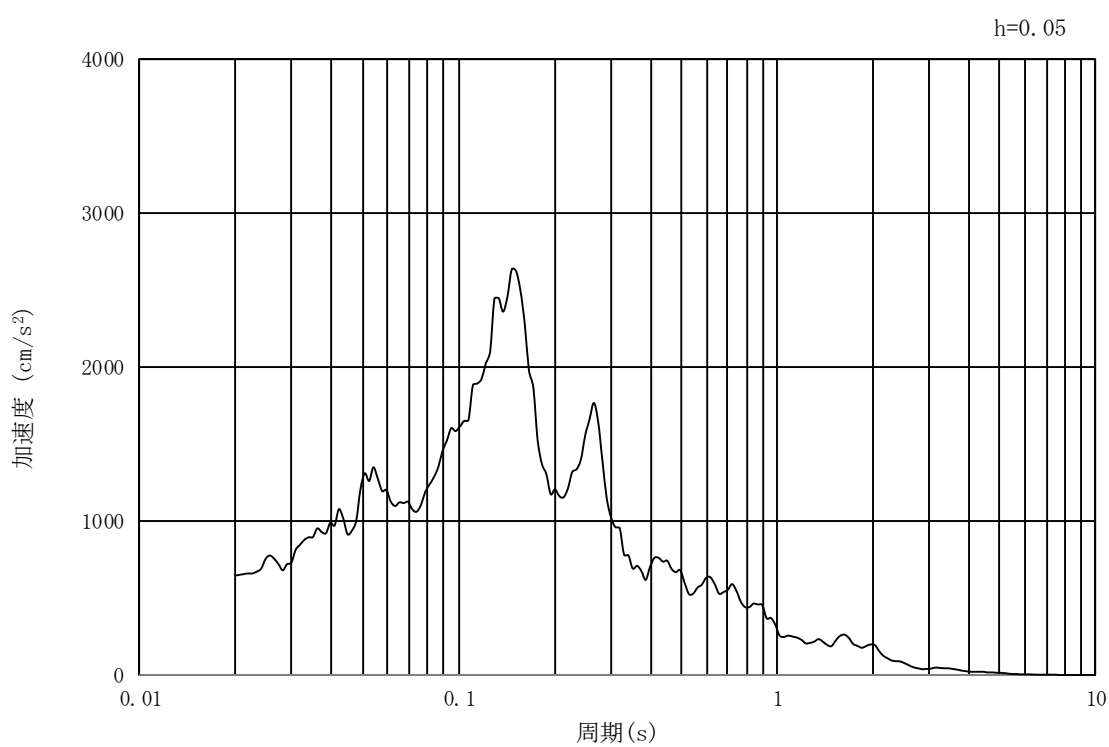
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 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  
 (①-①断面, 水平成分:  $S_s - 2.2$ )





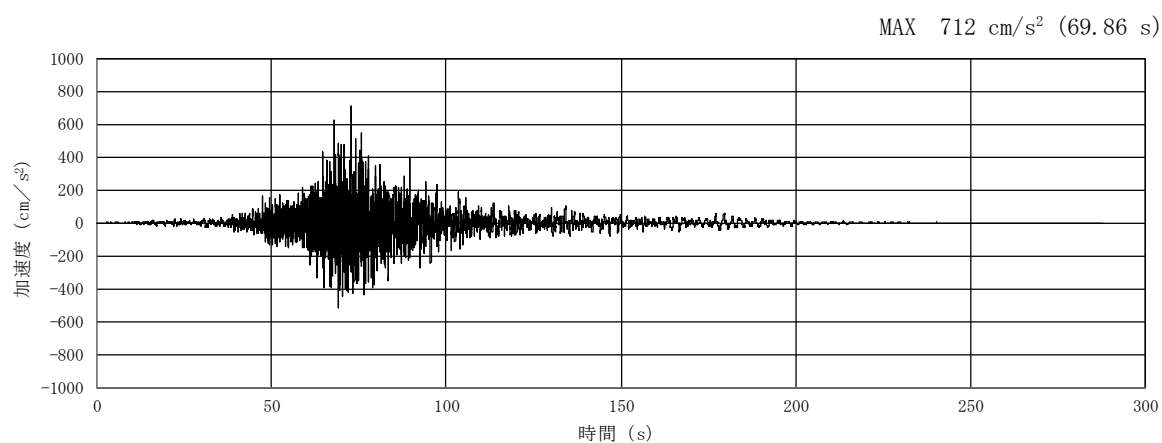
(a) 加速度時刻歴波形



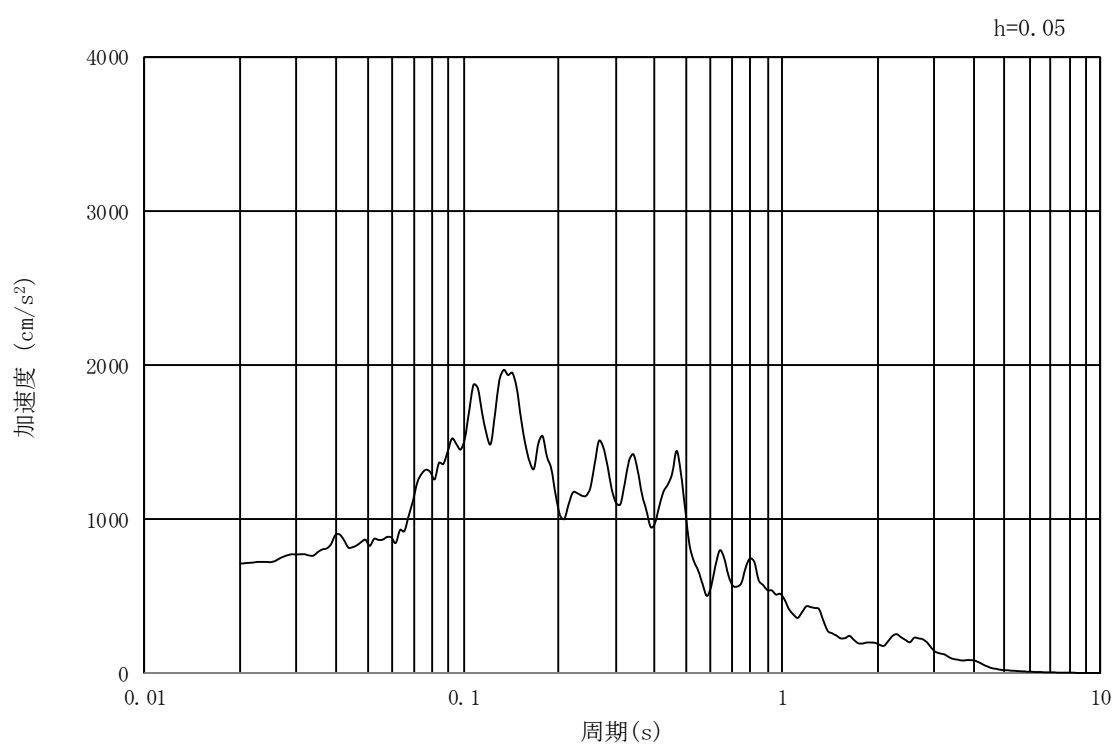
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 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  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.2$ )





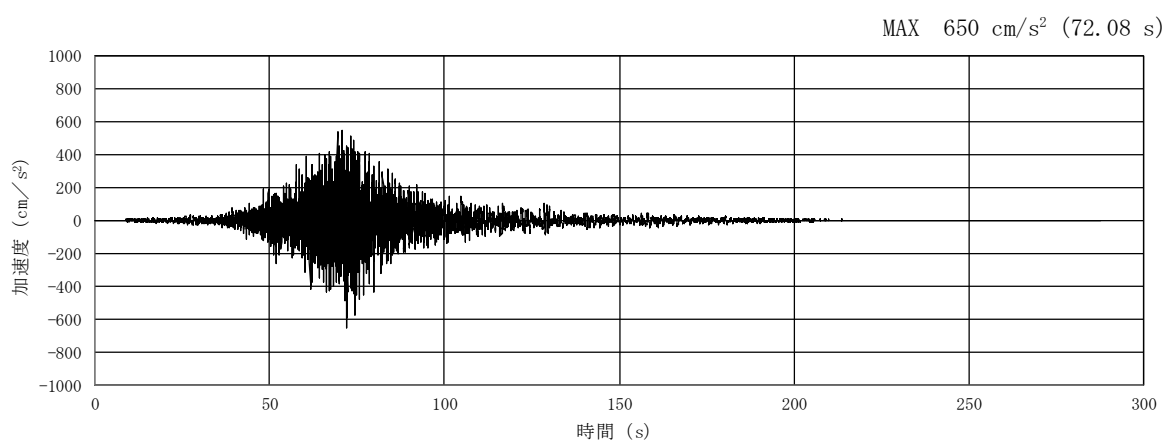
(a) 加速度時刻歴波形



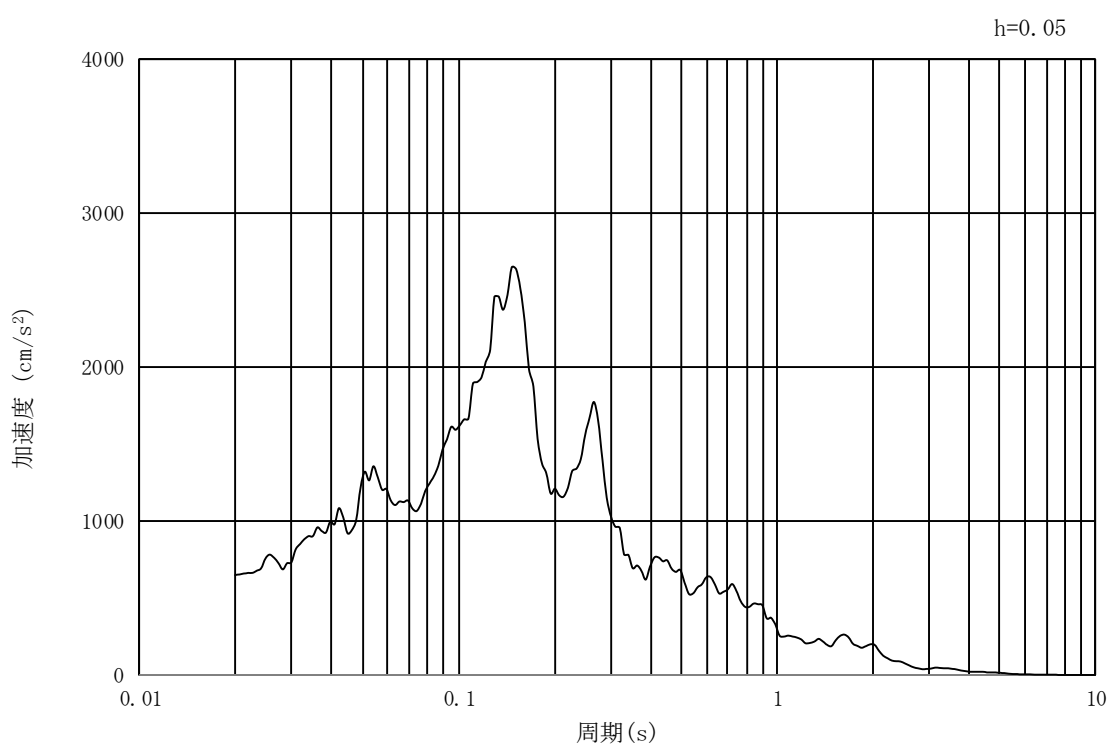
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 2.2$ )





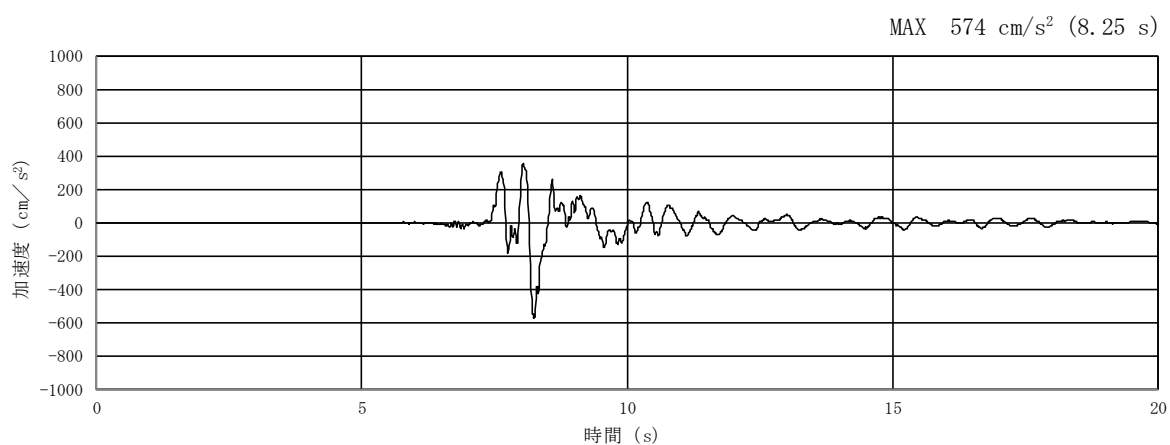
(a) 加速度時刻歴波形



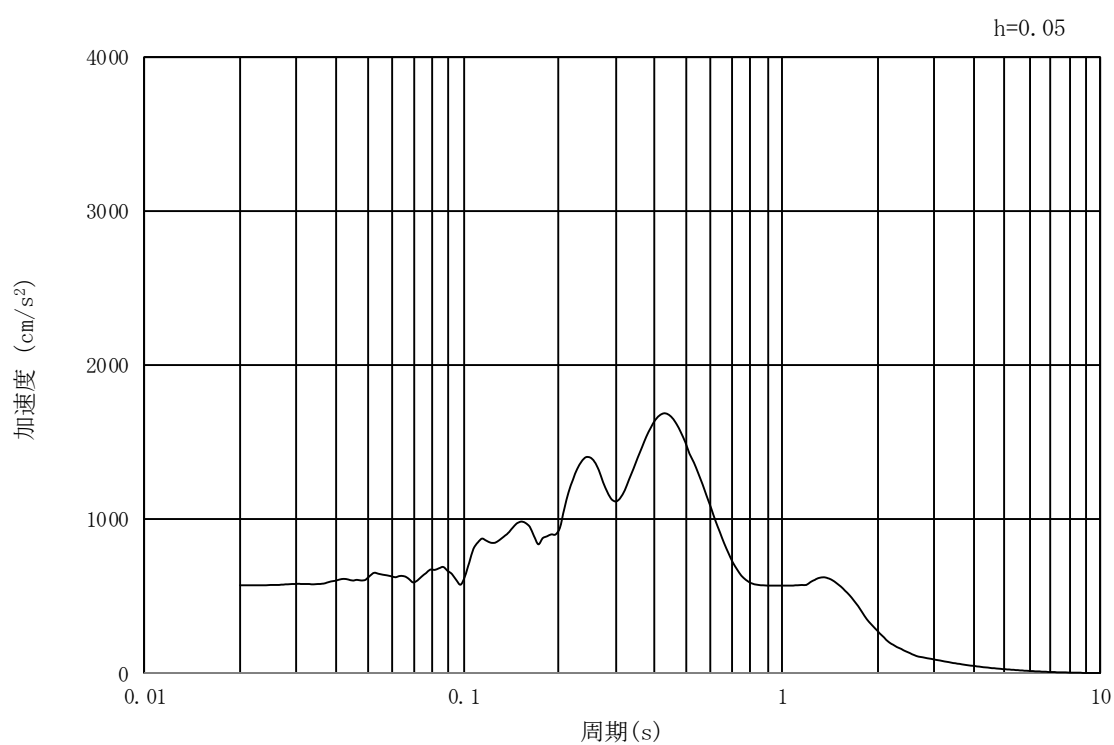
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 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  
 (②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.2$ )





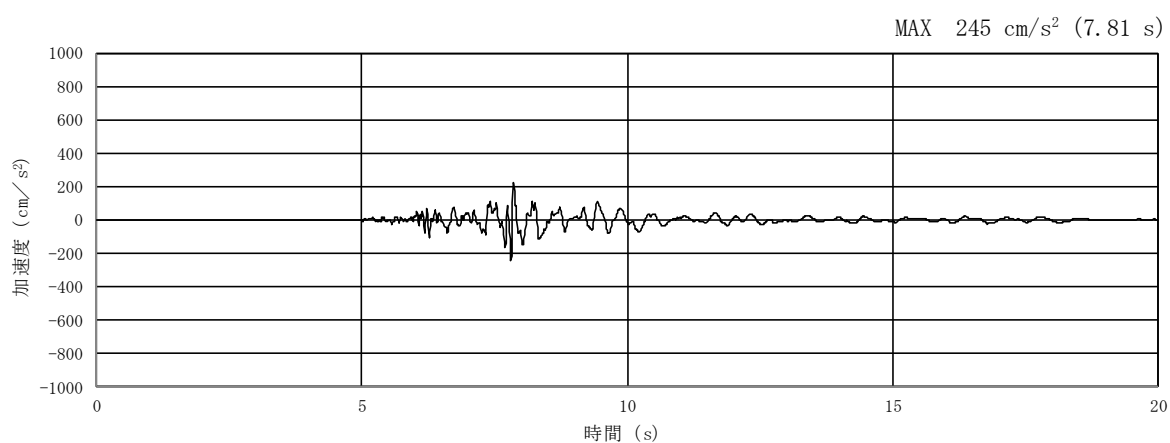
(a) 加速度時刻歴波形



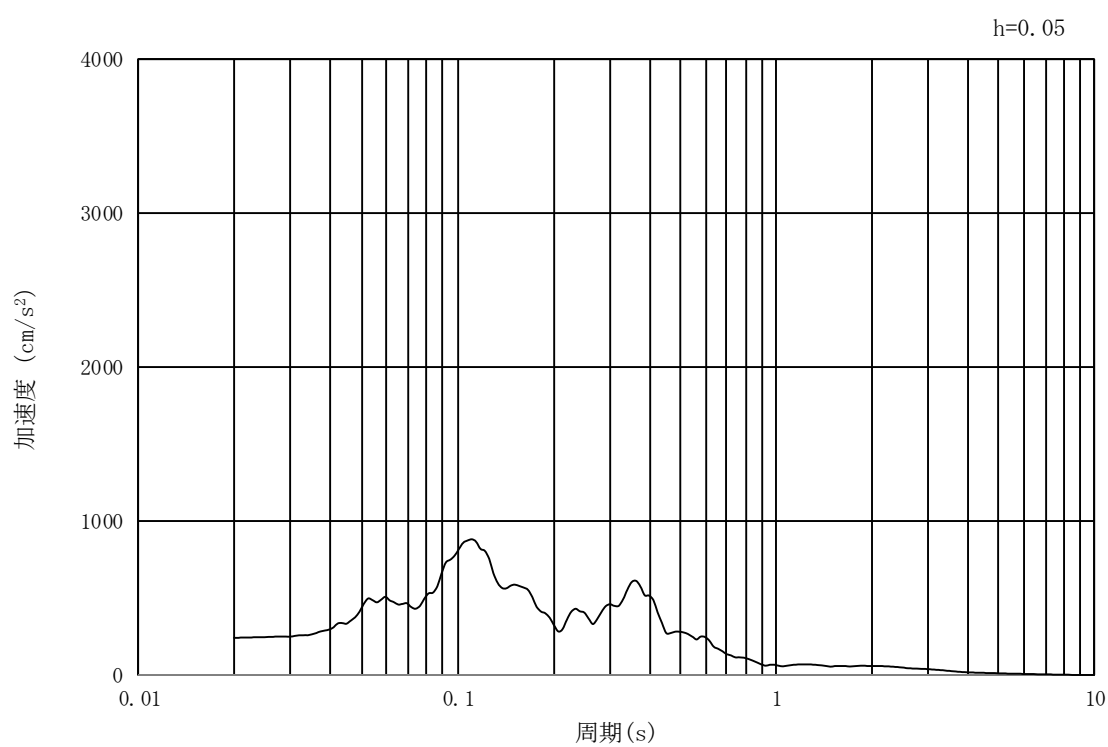
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 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  
 (①-①断面, ②-②断面及び③-③断面, 水平成分:  $S_s - 31$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 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  
(①-①断面，②-②断面及び③-③断面，鉛直成分：S<sub>s</sub>-3 1)



### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 2次元有効応力解析モデル

##### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割は、地中連続壁基礎が地盤と接する位置について、地盤の要素分割に合わせて設定する。

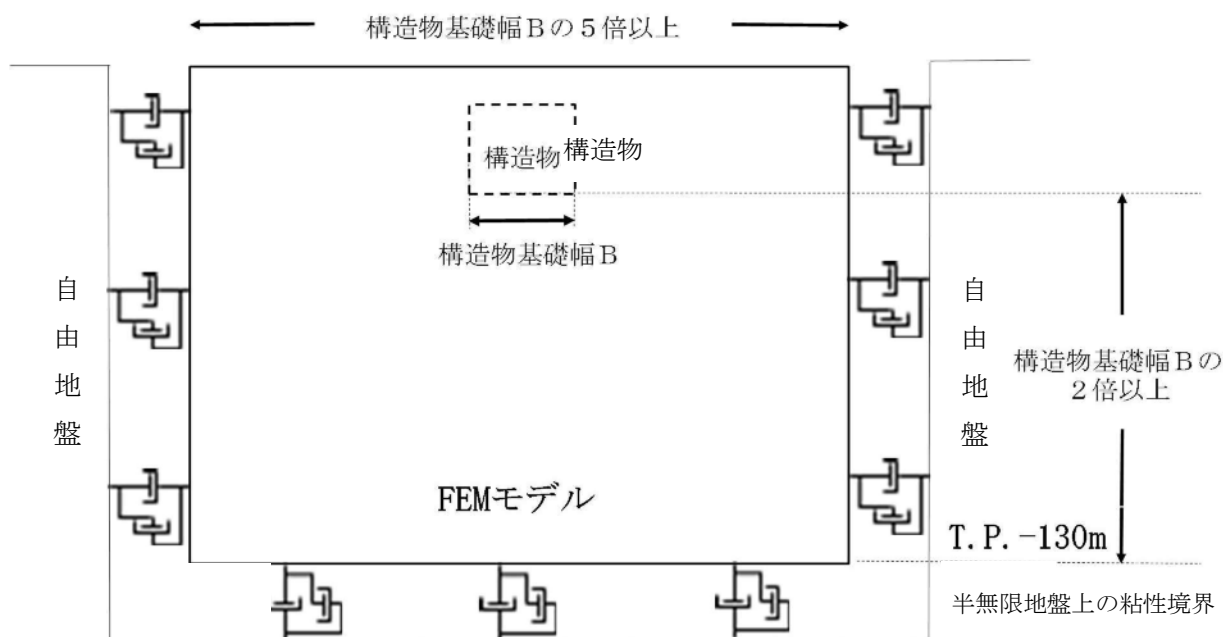


図 3.5-1 解析領域の考え方

##### (2) 解析モデル

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する 1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現す



るために循環境界条件を設定したモデル) である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

鋼製防護壁の2次元有効応力解析モデルを図 3.5-5 に示す。

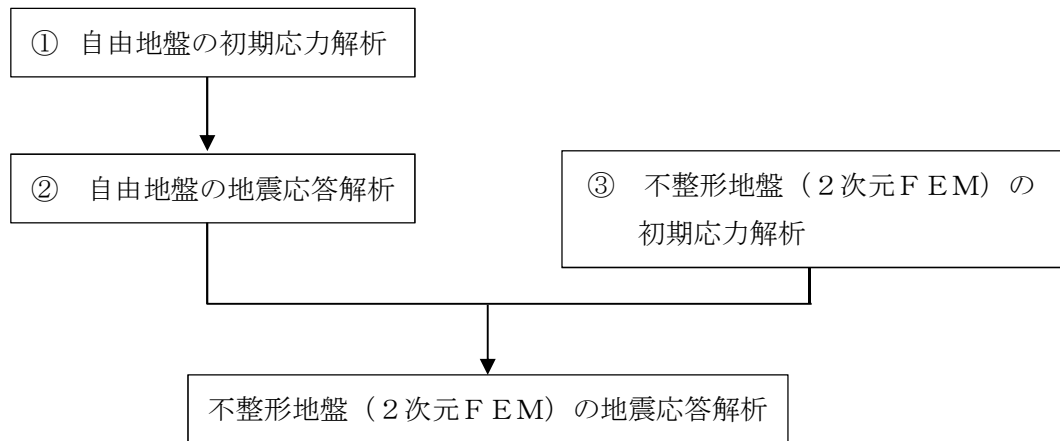


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

### (3) 境界条件

#### a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

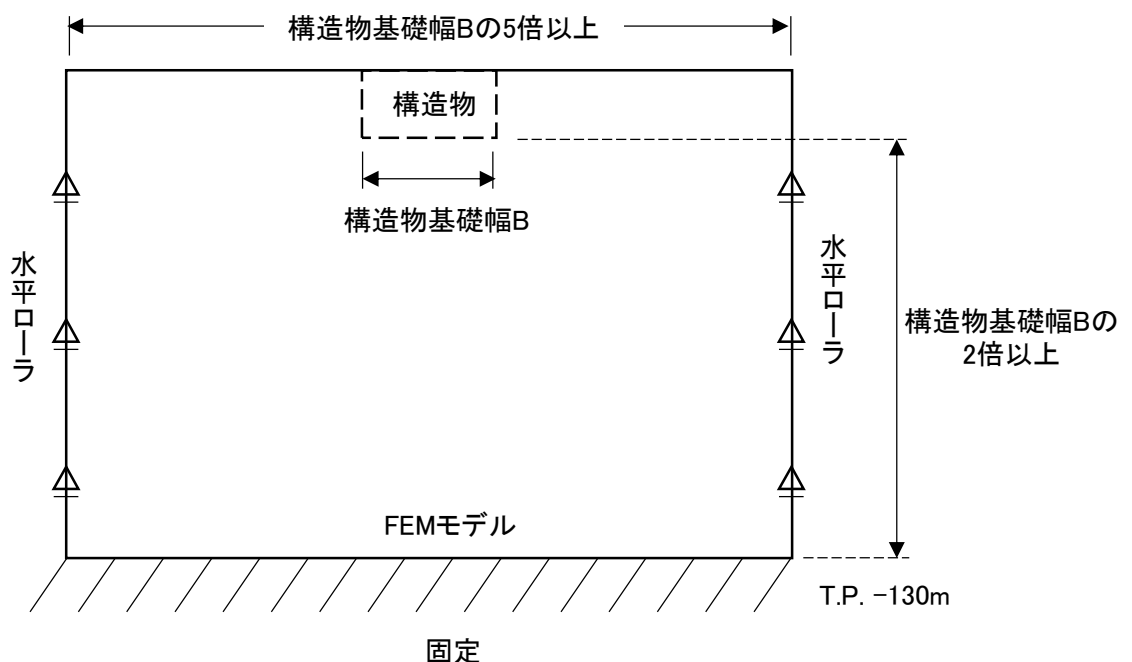


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図



b. 初期応力解析時

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

境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

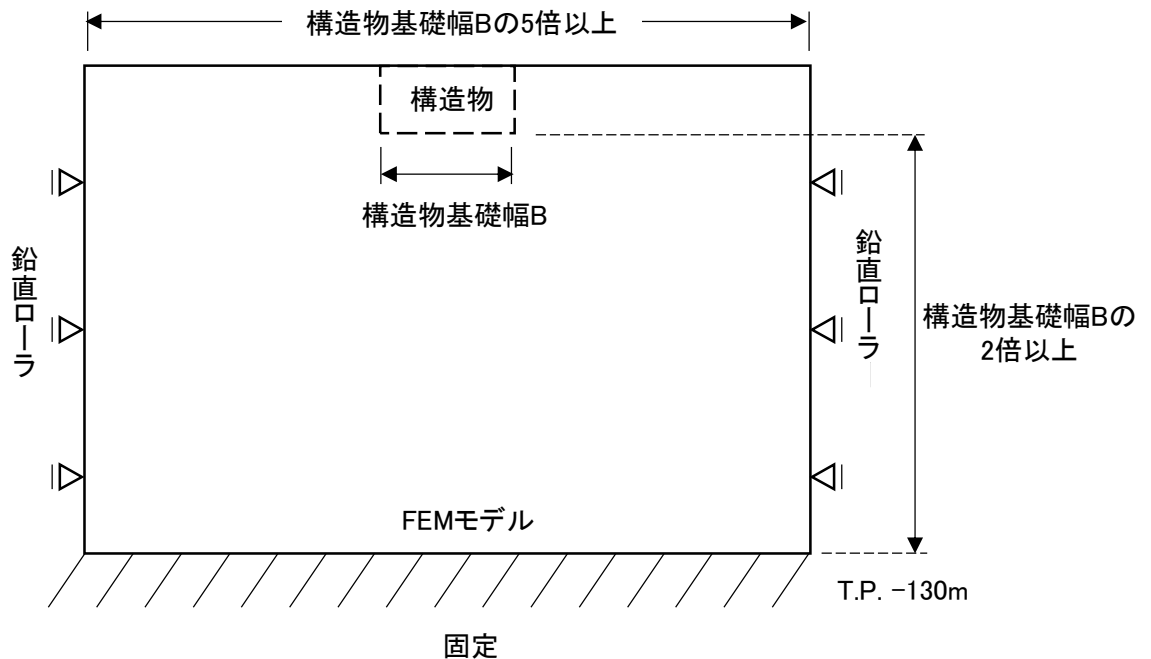


図 3.5-4 初期解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。



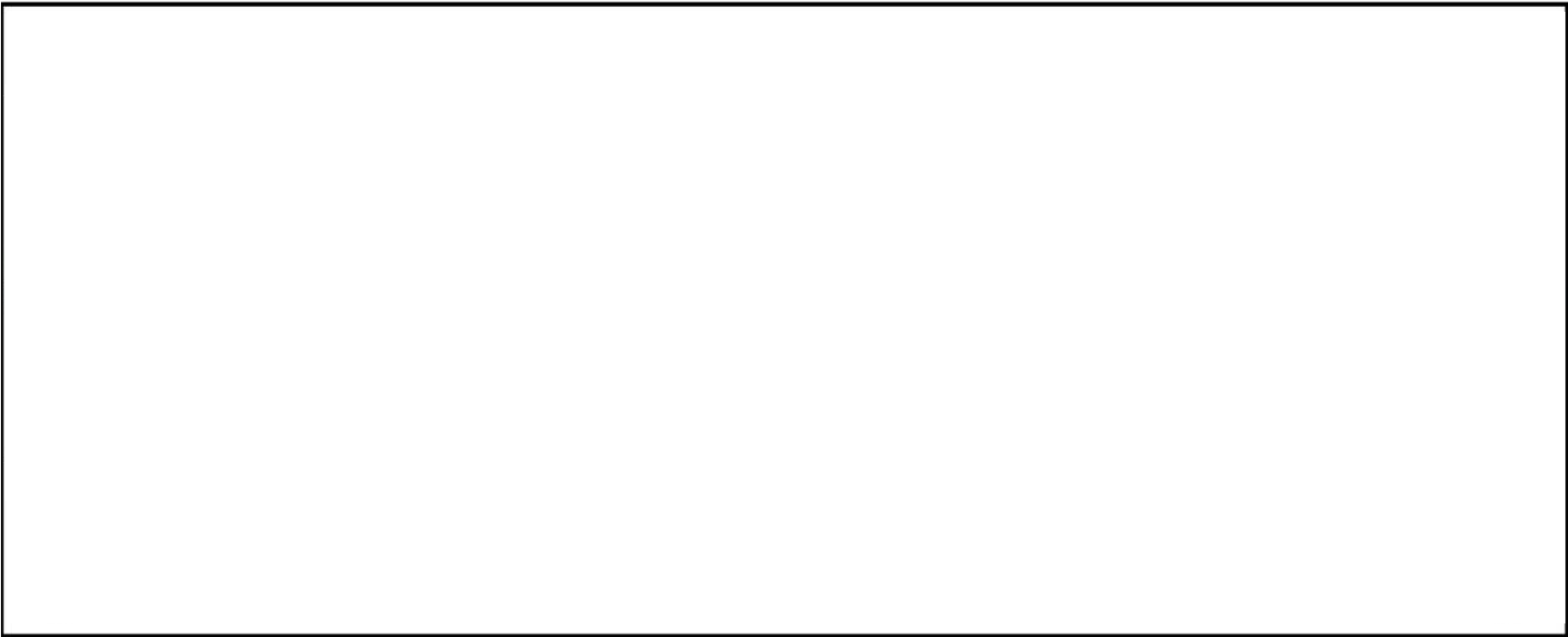


図 3.5-5 (1) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)



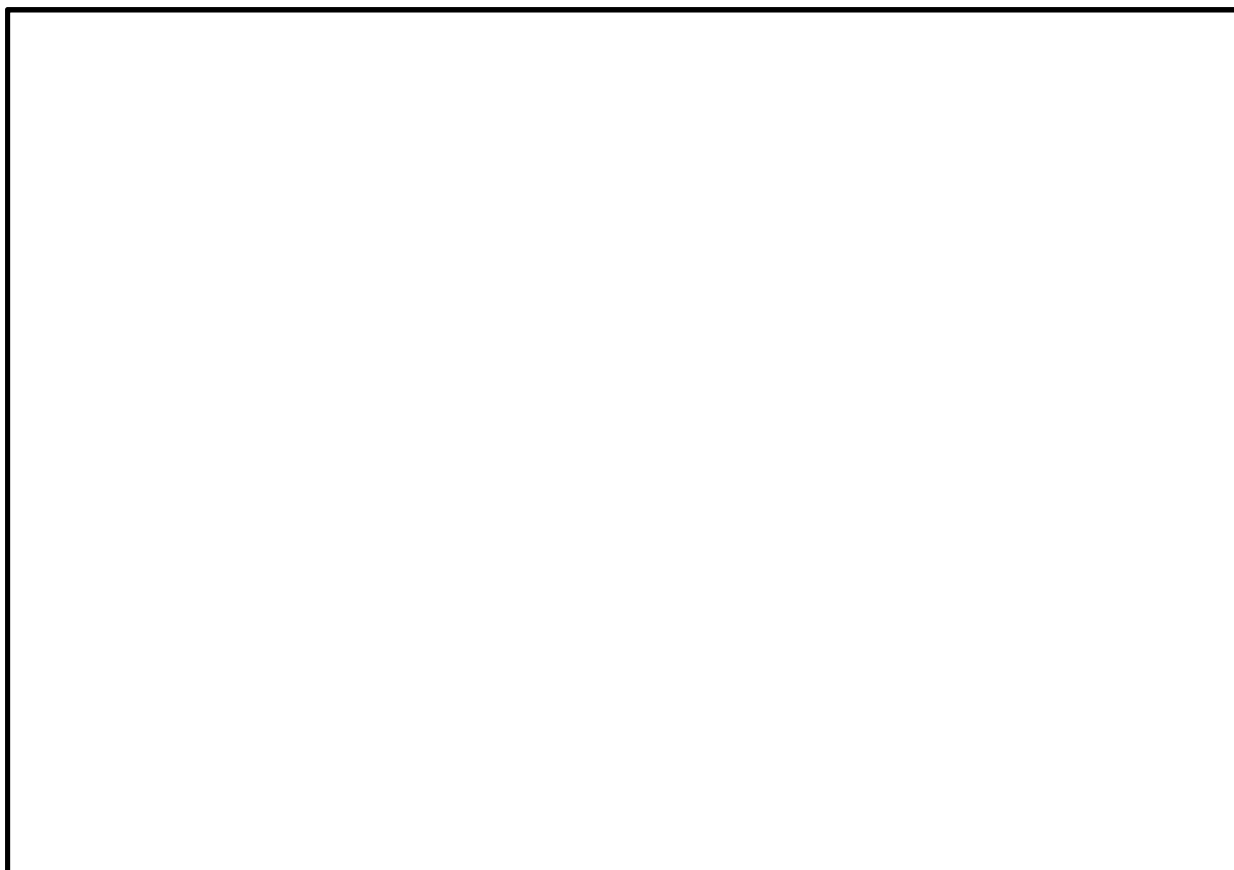


図 3.5-5 (2) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)



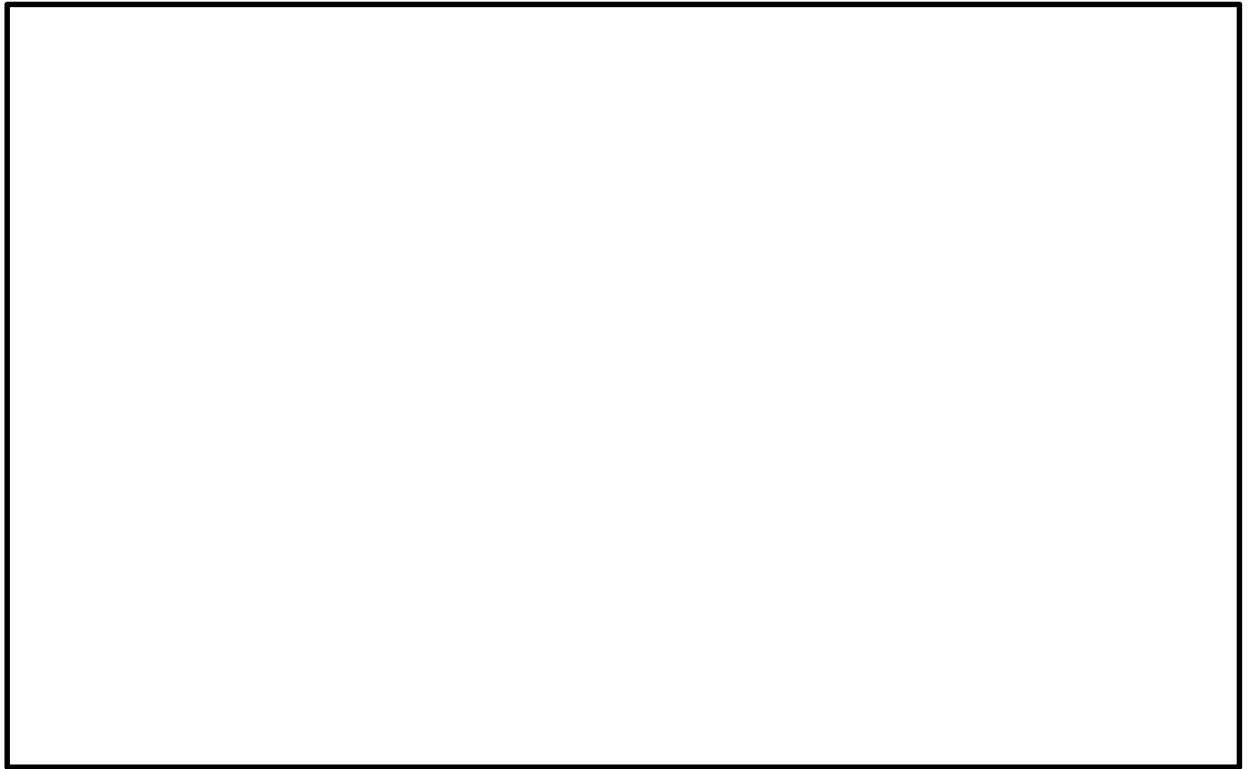


図 3.5-5 (3) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)

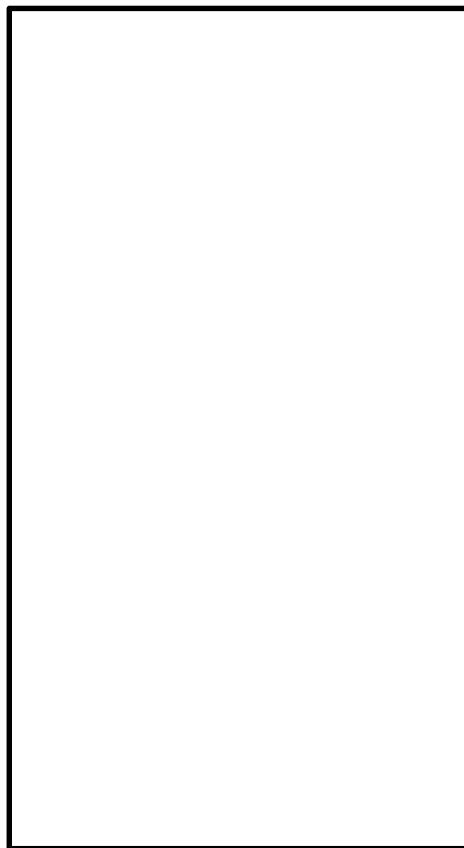


図 3.5-5 (4) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)



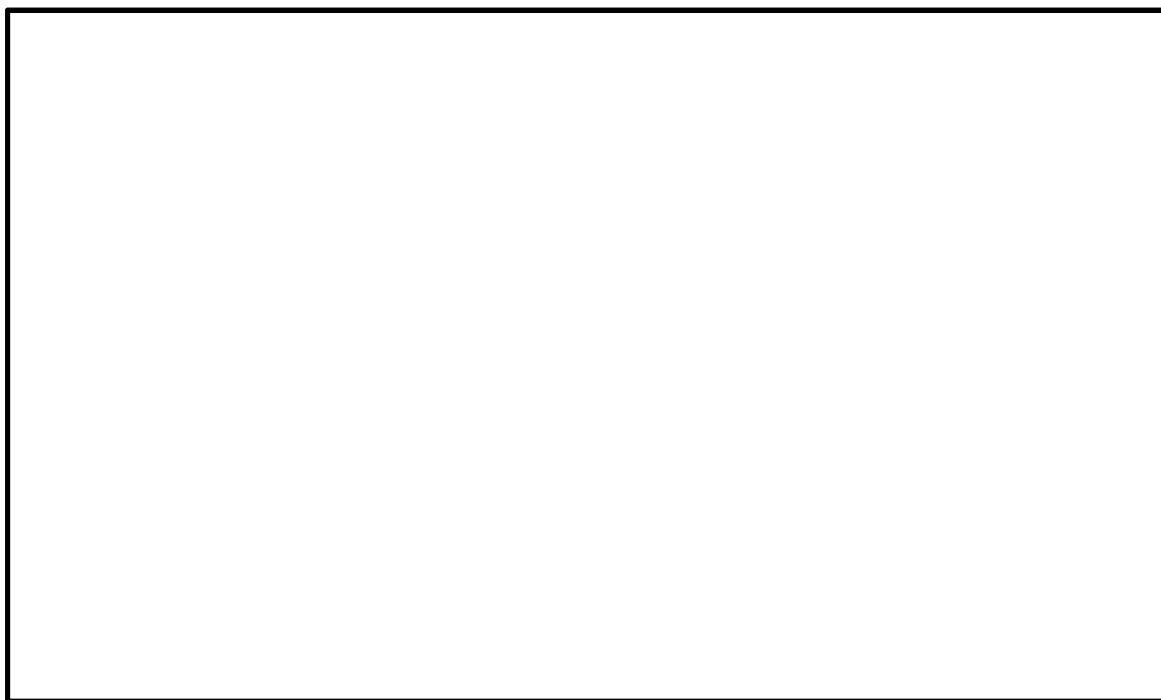


図 3.5-5 (5) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)



図 3.5-5 (6) 鋼製防護壁の 2 次元 F E Mモデル拡大図 (③-③断面)



#### (4) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素でモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の評価は、「4.5 解析モデル及び諸元」で示す動的解析モデルで行うため、上部構造の下部構造への影響を考慮し線形はり要素でモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の堤軸方向については、拡幅部と支間部に分けてモデル化する。拡幅部は基礎頂版に対して拘束を高め基礎への断面力を大きく評価できる剛梁要素とし、堤軸直交方向は構造梁要素によりモデル化する。地中連続壁基礎は、縦梁（構造梁要素）及び横梁（仮想剛梁要素）で構成する。側面にはジョイント要素を設定するため、仮想柔梁要素を配置する。構造物の質量は、各節点に質点としてモデル化する。

また、堤軸直交方向のモデル化においては、鋼製防護壁（上部構造）と地中連続壁基礎との離隔を考慮するため、水平離隔分の長さを有する水平剛梁要素を設定する。奥行き方向のモデル化の範囲は、南北基礎のうち片側基礎から鋼製防護壁の支間中央位置までとする。

堤軸方向の既設取水口及び杭基礎については鋼製防護壁本体の挙動と相互作用があると考えられることから構造梁要素でモデル化する。

構造物のモデル化の概念図を図 3.5-6 に示す。

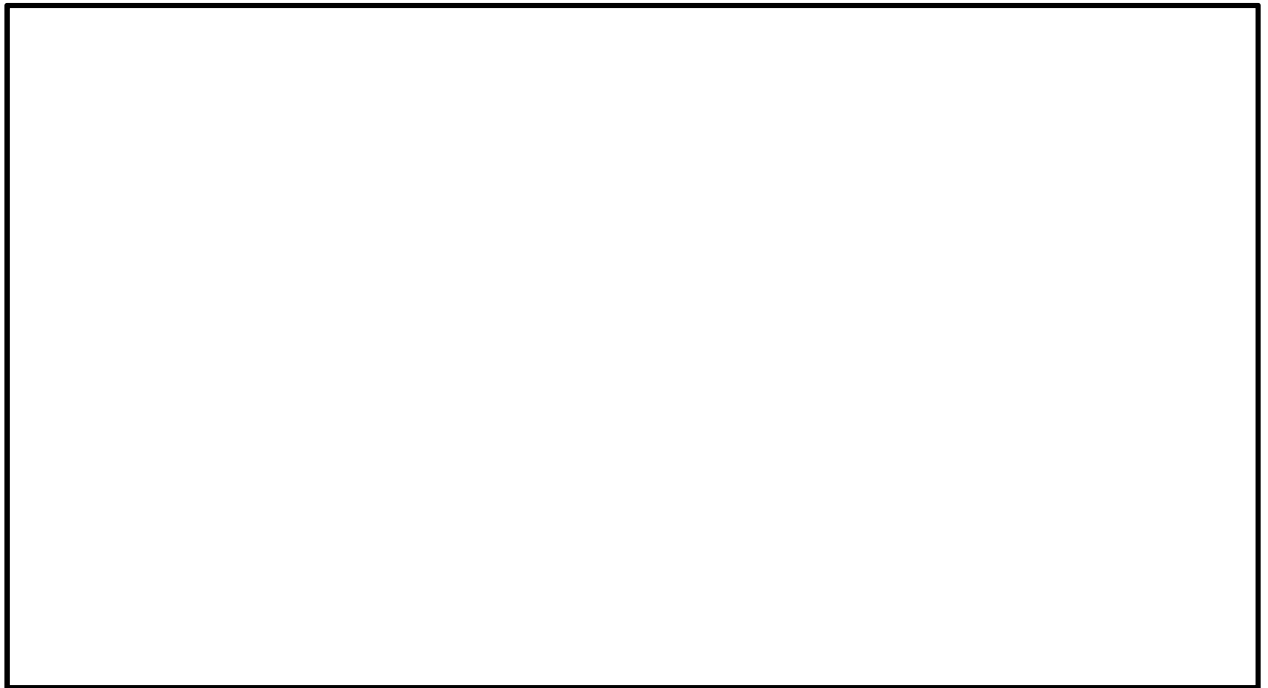


図 3.5-6 鋼製防護壁の構造物モデル概念図

#### (5) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。



(6) ジョイント要素の設定

有効応力解析では、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

$z$ : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。図 3.5-7 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3.5-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



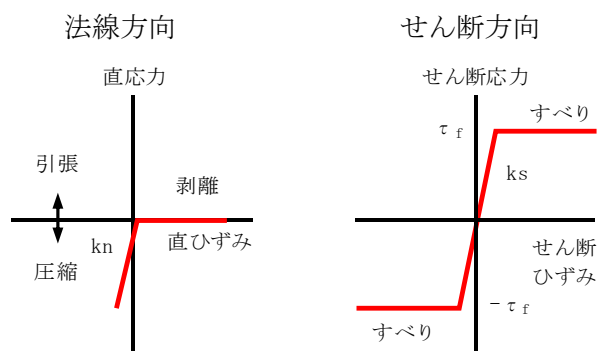
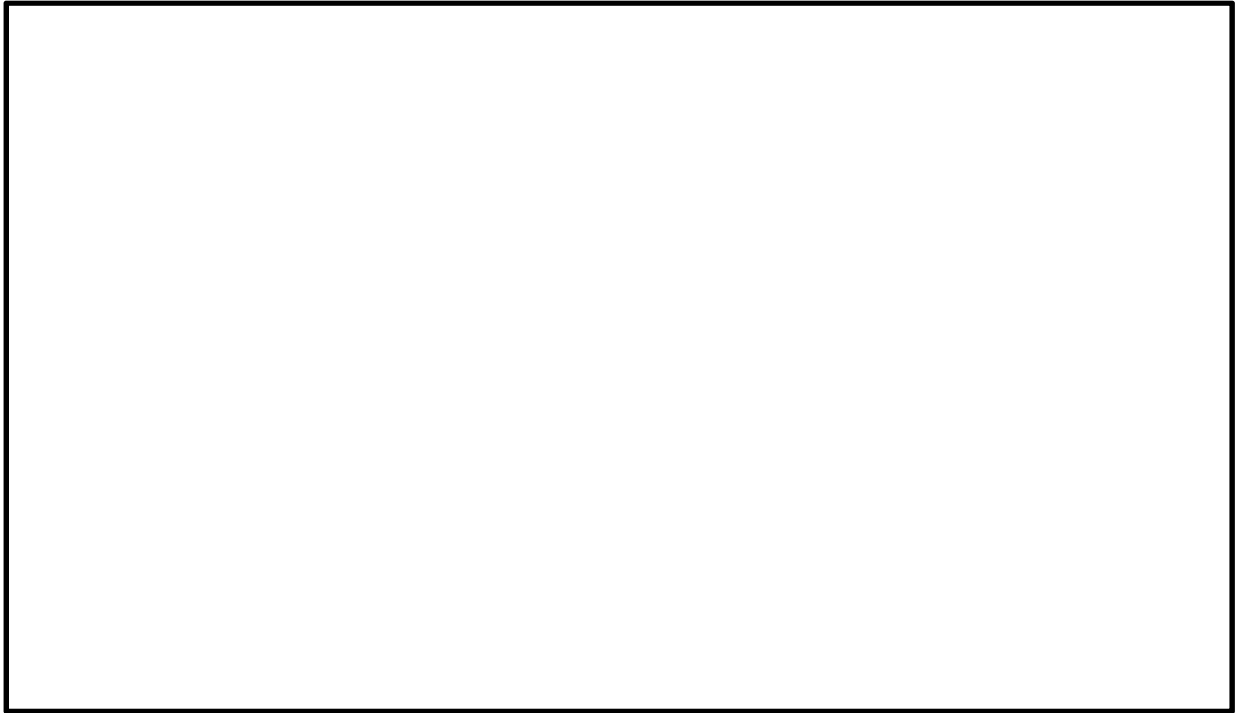


図 3.5-7 ジョイント要素の考え方



## (7) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$  : 減衰係数マトリックス

$[M]$  : 質量マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

$f$  : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 %（道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 3.5-8 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-3 に固有値解析結果を示す。



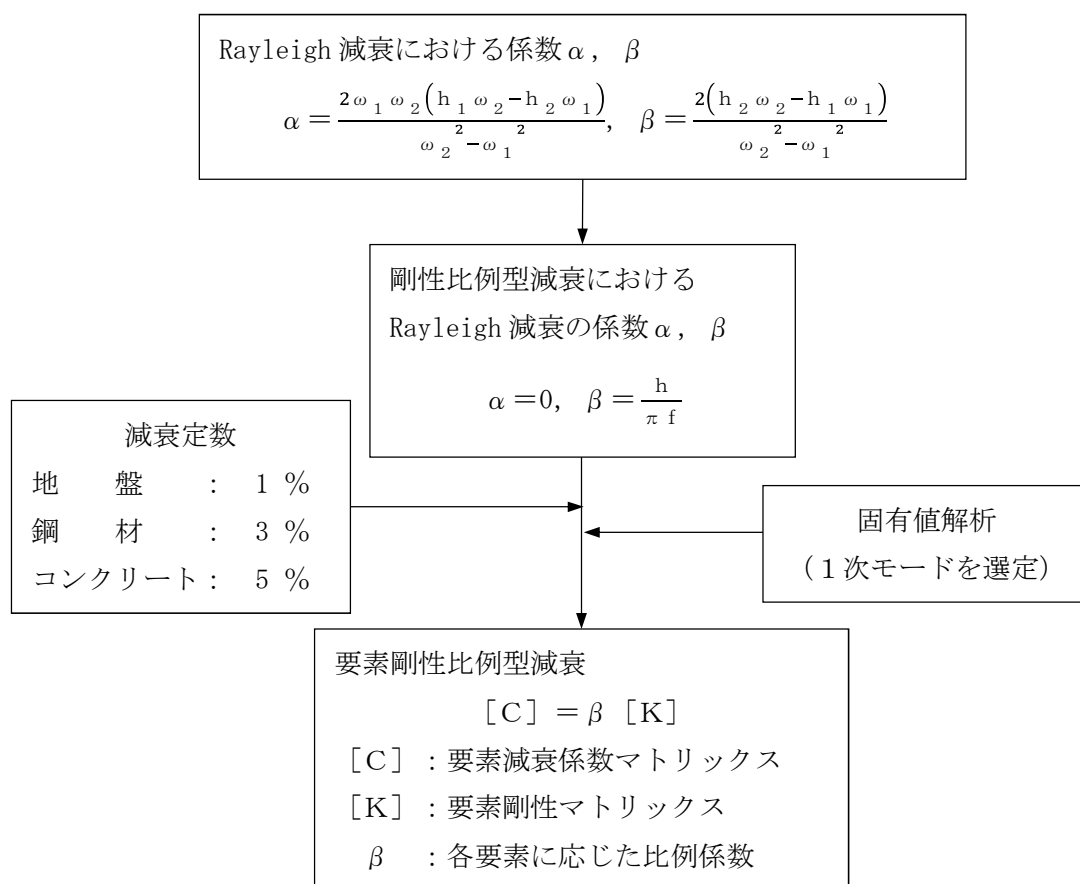


図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-3 (1) 固有値解析結果  
(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)  
(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.547	366.27	地盤の1次として採用
2	0.698	-355.38	—
3	0.779	317.07	—
4	0.855	-73.53	—
5	0.903	72.85	—
6	0.993	41.70	—
7	1.075	-27.07	構造物の1次として採用
8	1.191	83.45	—
9	1.235	192.50	—

表 3.5-3 (2) 固有値解析結果  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.586	405.14	地盤の1次として採用
2	0.727	-408.46	—
3	0.822	211.60	—
4	0.929	46.58	—
5	0.982	39.14	—
6	1.058	-2.80	—
7	1.140	47.89	構造物の1次として採用
8	1.272	-195.36	—
9	1.287	-49.69	—



表 3.5-3 (3) 固有値解析結果  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.501	332.40	地盤の1次として採用
2	0.651	-258.67	—
3	0.741	-362.45	—
4	0.774	165.40	—
5	0.819	-151.31	—
6	0.909	84.80	—
7	1.014	18.89	—
8	1.100	59.14	構造物の1次として採用
9	1.186	-205.02	—

表 3.5-3 (4) 固有値解析結果  
 (検討ケース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)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.526	356.94	地盤の1次として採用
2	0.677	-329.47	—
3	0.747	336.07	—
4	0.819	-121.85	—
5	0.884	64.51	—
6	0.966	-24.18	—
7	1.041	33.27	構造物の1次として採用
8	1.140	-62.42	—
9	1.200	-187.63	—



表 3.5-3 (5) 固有値解析結果

(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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.684	192.98	地盤の1次として採用
2	0.895	39.56	—
3	1.099	11.33	—
4	1.249	28.69	—
5	1.399	62.92	—
6	1.460	66.80	—
7	1.583	-68.74	構造物の1次として採用
8	1.613	-38.44	—
9	1.691	14.07	—

表 3.5-3 (6) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.713	199.06	地盤の1次として採用
2	0.950	35.70	—
3	1.189	11.35	—
4	1.345	-35.28	—
5	1.459	66.94	—
6	1.568	-44.59	—
7	1.640	70.24	構造物の1次として採用
8	1.684	-33.23	—
9	1.818	5.81	—



表 3.5-3 (7) 固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.647	185.09	地盤の1次として採用
2	0.828	44.41	—
3	1.000	10.56	—
4	1.137	-26.18	—
5	1.300	-20.39	—
6	1.375	99.57	—
7	1.495	37.89	—
8	1.519	-53.82	構造物の1次として採用
9	1.571	-49.71	—

表 3.5-3 (8) 固有値解析結果  
(検討ケース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)  
(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.650	180.21	地盤の1次として採用
2	0.810	72.16	—
3	1.015	19.11	—
4	1.170	15.85	—
5	1.309	22.19	—
6	1.331	74.02	—
7	1.406	-31.96	—
8	1.509	61.77	—
9	1.547	-26.78	—
10	1.601	66.18	構造物の1次として採用
11	1.692	6.03	—



表 3.5-3 (9) 固有値解析結果

(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)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.787	217.99	地盤の1次として採用
2	1.063	64.16	—
3	1.390	15.86	—
4	1.472	-43.80	—
5	1.609	48.53	構造物の1次として採用
6	1.715	14.36	—
7	1.738	-16.23	—
8	1.873	47.87	—
9	1.941	-30.31	—

表 3.5-3 (10) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.800	223.20	地盤の1次として採用
2	1.109	51.26	—
3	1.469	2.50	—
4	1.534	-49.30	—
5	1.703	41.67	—
6	1.736	-17.91	—
7	1.855	-0.45	—
8	1.972	-53.51	構造物の1次として採用
9	2.029	-5.93	—



表 3.5-3 (11) 固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
(③-③断面)

(①モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.767	209.18	地盤の1次として採用
2	1.009	-81.90	—
3	1.295	23.06	—
4	1.402	-30.95	—
5	1.516	-60.35	構造物の1次として採用
6	1.586	-6.93	—
7	1.714	37.42	—
8	1.746	-19.30	—
9	1.820	-47.00	—

表 3.5-3 (12) 固有値解析結果  
(検討ケース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)  
(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.750	199.81	地盤の1次として採用
2	0.982	-101.75	—
3	1.194	37.74	—
4	1.393	17.93	—
5	1.470	-54.23	—
6	1.566	28.78	構造物の1次として採用
7	1.677	-1.30	—
8	1.704	-21.10	—
9	1.798	-2.94	—



### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.5-4 に、材料物性値を表 3.5-5 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 使用材料

材料		諸元
コンクリート	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm <sup>2</sup>
	中詰コンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500

表 3.5-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.3 × 10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *2	24.5 *2	3.1 × 10 <sup>4</sup> *2	0.2 *2	
鋼材	SS400 *3, SM400 *3 SM490 *3, SM490Y *3 SM520B 相当 *4, SM570 *3 SBHS500 *7	77.0 *3 *4	2.0 × 10 <sup>5</sup> *3 *4	0.3 *3 *4	3 *6

注記 \*1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

\*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

\*3：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

\*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

\*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

\*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

\*7：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）



表 3.5－6 (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	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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 3.5－6 (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
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	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 <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高 (m)



表 3.5－6 (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)	適用深度 TP (m)	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{CD}$	粘着力 $C_{CD}$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{CD}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 $m_5, m_k$	最大履歴 減衰率 $h_{max}(-)$	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp (m/s)
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
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
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
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
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
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
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
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

### 3.5.3 地下水位

地下水位は地表面として設定する。



### 3.6 解析ケース

#### (1) 耐震評価における検討ケース

鋼製防護壁の耐震評価における検討ケースを表 3.6-1 に示す。

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 3.6-1 に示す。

表 3.6-1 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（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）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（ $+1\sigma$ ）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（位相）	$S_s-D1$	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	$S_s-11$		実施					
	$S_s-12$		実施					
	$S_s-13$		実施					
	$S_s-14$		実施					
	$S_s-21$		実施					
	$S_s-22$		実施					
	$S_s-31$	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

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照査項目について、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。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。



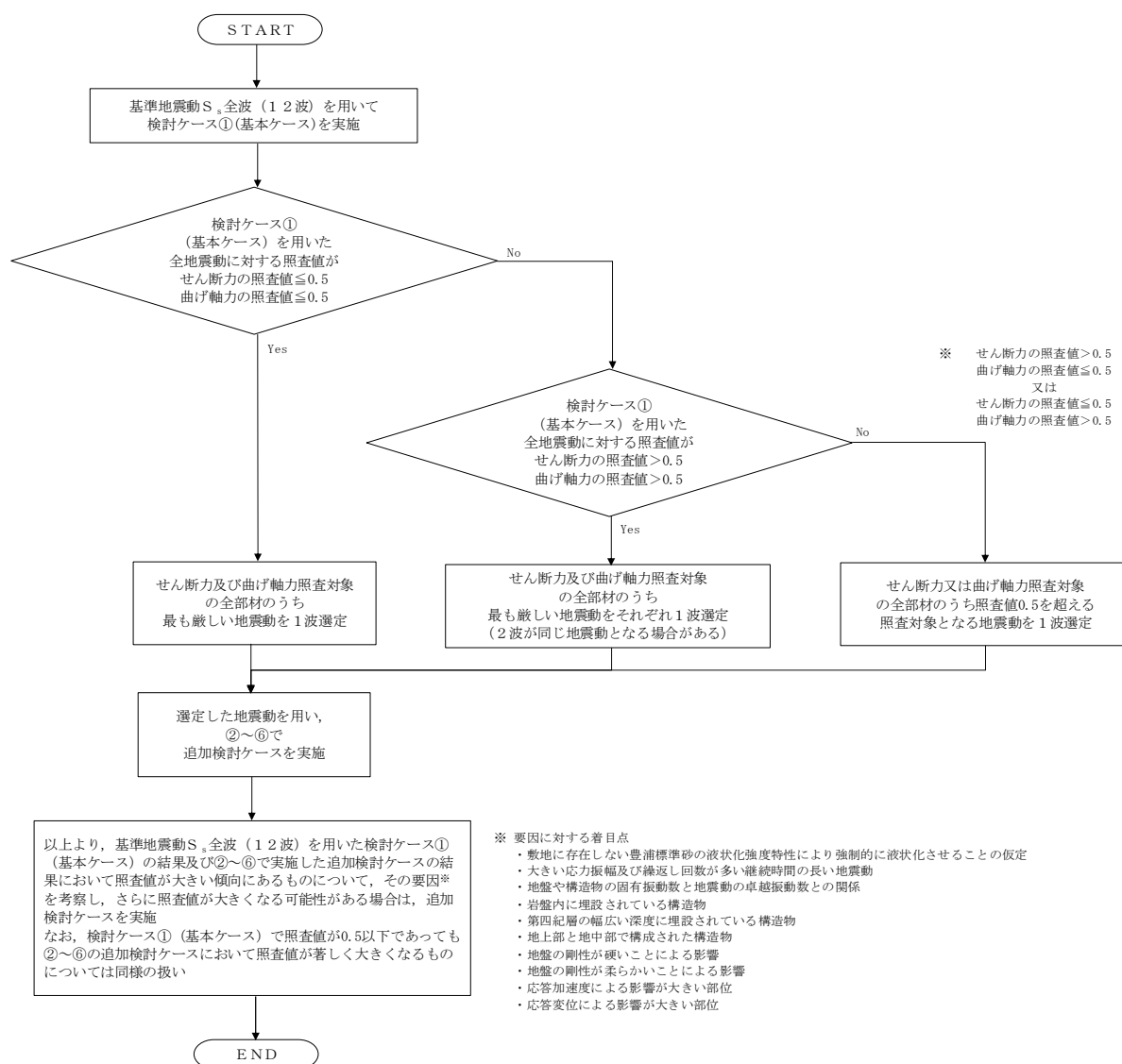


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー



#### 4. 耐震評価

##### 4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製防護壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

##### (1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼製防護壁、地中連続壁基礎を連結する鋼製防護壁アンカー及び地中連続壁基礎について設定する。

##### (2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼製防護壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



## 4.2 解析方法

### (1) 鋼製防護壁

鋼製防護壁の上部構造は、3次元動的フレーム解析モデルを用いて実施する。

耐震評価には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

### (2) 地中連続壁基礎

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元地震応答解析を行い、有効応力の変化を考慮して地震時の構造健全性及び支持性能を確認する。



#### 4.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) 耐震評価上考慮する状態

鋼製防護壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

###### a. 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

###### b. 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

###### c. 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

###### d. 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 荷重

鋼製防護壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

###### a. 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。  
なお、考慮する機器・配管荷重は表 4.3-1 のとおりである。

表 4.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

###### b. 地震荷重 ( $K_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

###### c. 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

###### d. 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

##### (3) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3-2 及び表 4.3-3 に示す。



表 4.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重                       $K_s$  : 地震荷重

$P_s$  : 積雪荷重                       $P_k$  : 風荷重



表 4.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
		風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

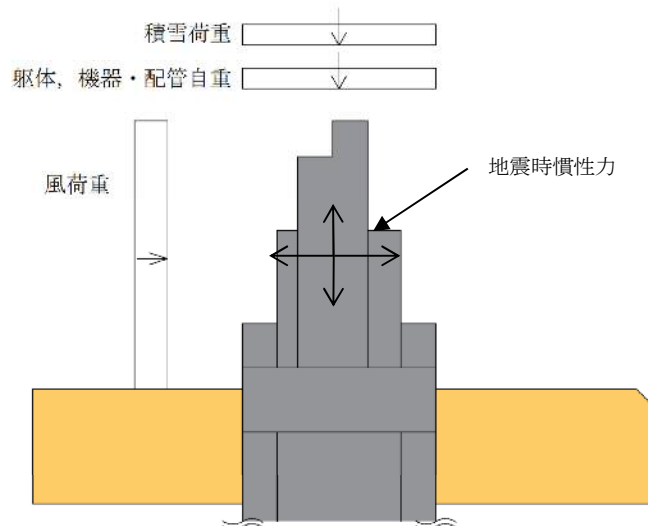


図 4.3-1 荷重概念図



#### 4.4 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界

鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界は、規格、基準類に基づき表 4.4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.4-1 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	$f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ *3	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	24.0
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*5
		短期許容付着応力度 $\tau_a$	6.0*4
		短期コーンせん断応力度 $\tau_{coa1}$	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 $\tau_{coa2}$	1.815*4
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*5
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	軸方向 435
			上記以外 300
	SD390*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

\*2：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 24 年 3 月）

\*3：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

\*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm<sup>2</sup> に対応する値を適用する。

\*5：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（ $V_a$ ）に 1.5 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

$V_{ca}$ ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$



$\tau_{a1}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度  
 $b_w$  : 有効幅  
 $j$  : 1/1.15  
 $d$  : 有効高さ  
 $A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積  
 $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度  
 $s$  : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 鋼製防護壁及びアンカーボルトの許容限界

許容限界については各規格、基準類に基づき表 4.4-2 のとおり設定する。表 4.4-2 に示す許容限界は短期許容応力度とし、短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.7 倍の割増しを考慮する。

表 4.4-2 鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼材	SS400	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	238 <sup>*1</sup>
	SM400	短期許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	136 <sup>*1</sup>
	SM490	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	314.5 <sup>*1</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	178.5 <sup>*1</sup>
	SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	357 <sup>*1</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	204 <sup>*1</sup>
	SM520B 相当	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	315 <sup>*2</sup>
	SM570	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	433.5 <sup>*1</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	246.5 <sup>*1</sup>
	SBHS500	引張降伏 $\sigma_y$	500 <sup>*3</sup>
		せん断降伏 $\tau_y$	285 <sup>*3</sup>

注記 \*1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

上記値は、板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は、3.2.1，3.2.3，15.3 に示される許容応力度を用いる。

\*2：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）を適用し，許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）



(3) 基礎地盤の支持力支持性能評価における許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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）により設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$* c_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = c_{CUU} \times 2$$

ここで、 $c_{CUU}$  は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における  $K_m$  層の非排水せん断強度

$A$  : 基礎の底面積 (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力度を表 4.4-3 に示す

表 4.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
基礎地盤の支持性能（北側）	6116
基礎地盤の支持性能（南側）	5991



#### 4.5 解析モデル及び諸元

鋼製防護壁の耐震評価には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-45「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。また、下記に鋼製防護壁の動的解析モデルについて示す。

##### (1) 鋼製防護壁の動的解析モデルのモデル化

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図4.5-1に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（図4.5-1の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（図4.5-1の赤色表示部分）。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

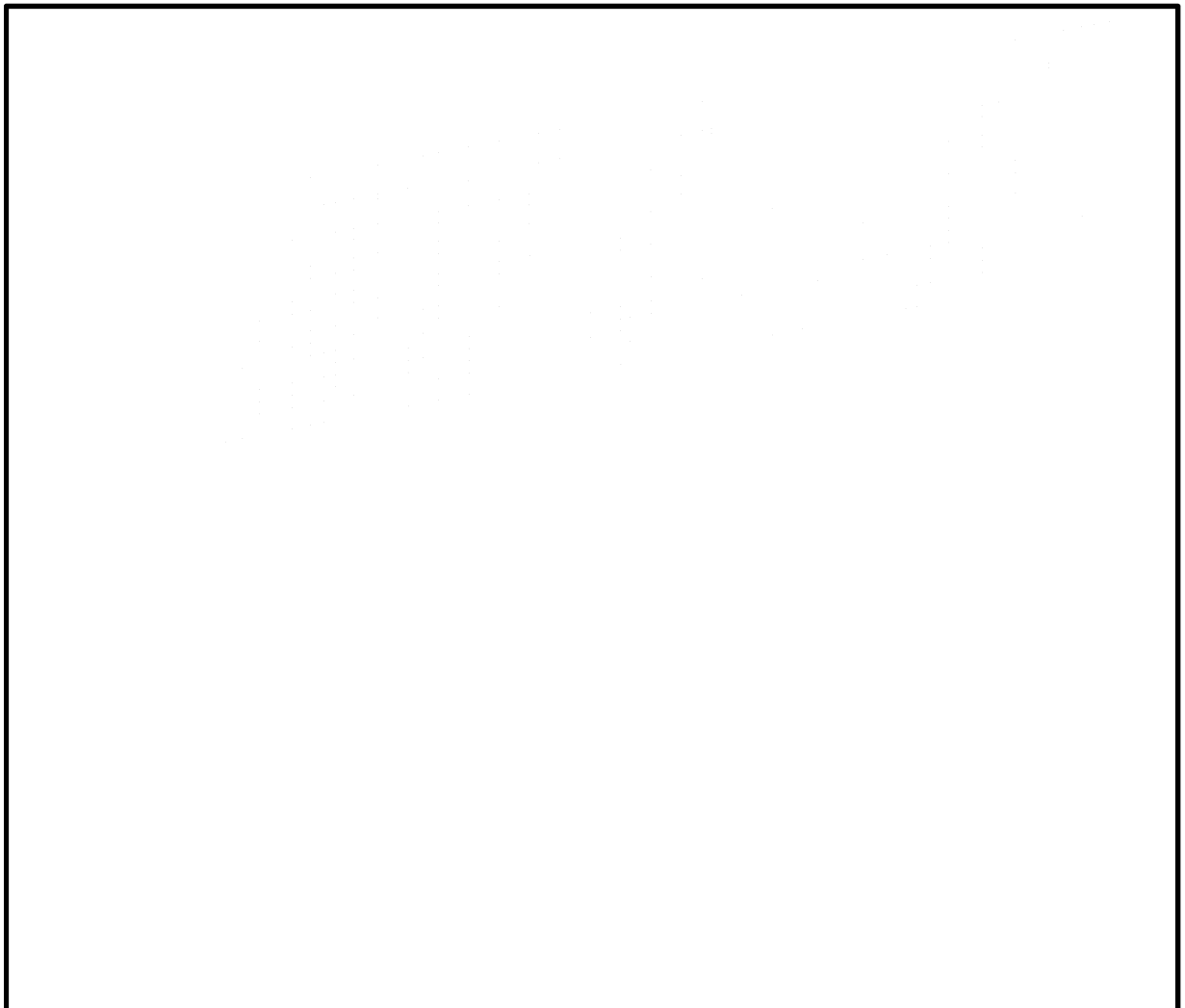


図 4.5-1 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図



## (2) 荷重条件

### a. 基礎天端の変位時刻歴

2次元有効応力解析により算定される基礎天端中心における並進3成分（堤軸方向，堤軸直交方向，鉛直方向）及び回転2成分（堤軸方向断面内，堤軸直交方向断面内の回転成分）の変位時刻歴を強制変位として与える。これにより鋼製防護壁に慣性力が作用することとなる。各方向の動的解析によって得られる断面力に対して，組合せ係数法を適用して耐震評価を実施する。2次元有効応力解析からの変位時刻歴入力概念図を図4.5-2に示す。

なお，水平成分については南北それぞれの応答時刻歴を入力し，鉛直成分については軸方向及び軸直交方向の組合せのうち時刻歴鉛直変位差が大きい方を選定する。



図4.5-2 2次元有効応力解析による変位時刻歴の入力概念図



b. 水平回転成分の考慮

前述の2次元有効応力解析では堤軸直交方向への水平回転成分を考慮することができないため、同じ解析モデルにて堤軸直交方向の水平震度による静的解析を実施する。

これにより得られる応答値を、「a.」で得られる断面力のうち堤軸直交方向加振時の断面力に重ね合わせて水平回転成分による影響を考慮する。

水平回転成分の重ね合わせの概念を図4.5-3に示す。



図 4.5-3 水平回転成分の重ね合わせの概念図



(3) 使用する材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 4.5-1 に、材料物性値を表 4.5-2 に示す。

表 4.5-1 使用材料

材料		諸元
コンクリート	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm <sup>2</sup>
	中詰めコンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500

表 4.5-2 材料の物性値

材料		単位体積重 量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.3×10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *2	24.5 *2	3.1×10 <sup>4</sup> *2	0.2 *2	
鋼材	SS400*3, SM400*3 SM490*3, SM490Y*3 SM520B 相当*4, SM570*3 SBHS500*7	77.0 *3*4	2.0×10 <sup>5</sup> *3*4	0.3 *3*4	3 *6

注記 \*1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

\*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

\*3：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

\*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

\*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

\*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

\*7：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）



#### (4) 荷重の入力方法

鋼製防護壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

##### a. 常時考慮荷重 ( $G$ )

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 4.5-3 のとおりである。

表 4.5-3 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

##### b. 地震荷重 ( $K_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

##### c. 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

##### d. 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

#### (5) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.5-4 及び表 4.5-5 に示す。

表 4.5-4 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

$G$  : 固定荷重

$K_s$  : 地震荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重



表 4.5－5 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
		風荷重以外	－	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

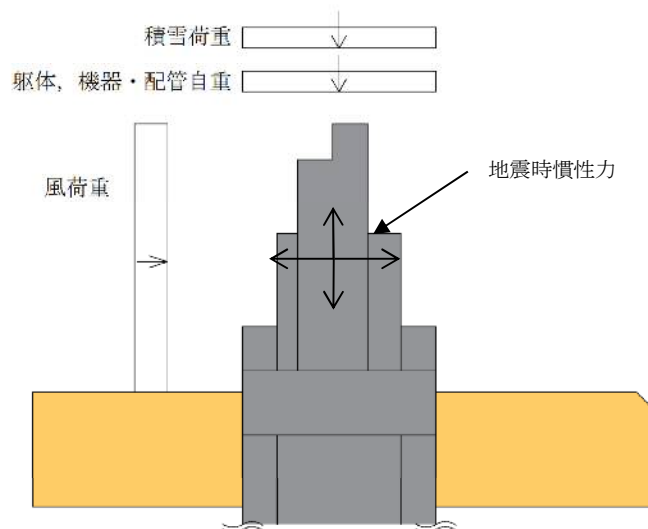


図 4.5－4 荷重概念図



## 4.6 評価方法

鋼製防護壁の耐震評価は、地震応答解析結果により得られる応答値が「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

### 4.6.1 鋼製防護壁

#### (1) 鋼製防護壁

鋼製防護壁は曲げ軸力及びせん断力に対して、設計上外壁並びに水平及び鉛直隔壁部材のみで負担可能とする。

前述の堤軸方向、堤軸直交方向それぞれの2次元動的有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を3次元フレームモデルに入力する動的解析を実施して応力照査を行う。

各方向に動的解析を実施して得られる断面力を、組合せ係数法により重ね合わせて照査する。なお、鉛直成分については、それぞれの方向の解析から得られる変位時刻歴のうち、南北基礎の相対変位が大きくなる方の結果を採用する。

#### (2) 補剛材

##### a) 補剛材の評価

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成14年3月）の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、主部材の座屈に対する安全性を確保する。

##### b) 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成14年3月）の解説に基づいて座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。

#### (3) 添接板継手部

鋼殻ブロックの添接板継手部は高力ボルトによる摩擦接合方式とし、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説 7.3」に基づき評価する。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材、添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。また、せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成応力に対する安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図 4.6-1 に示す。



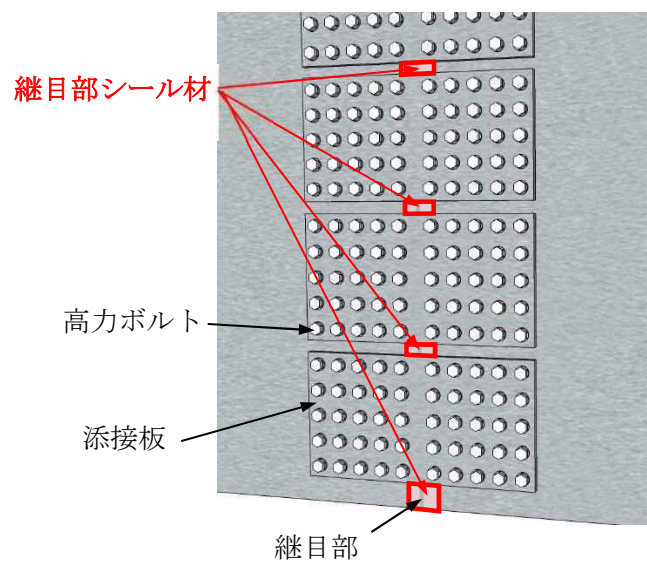
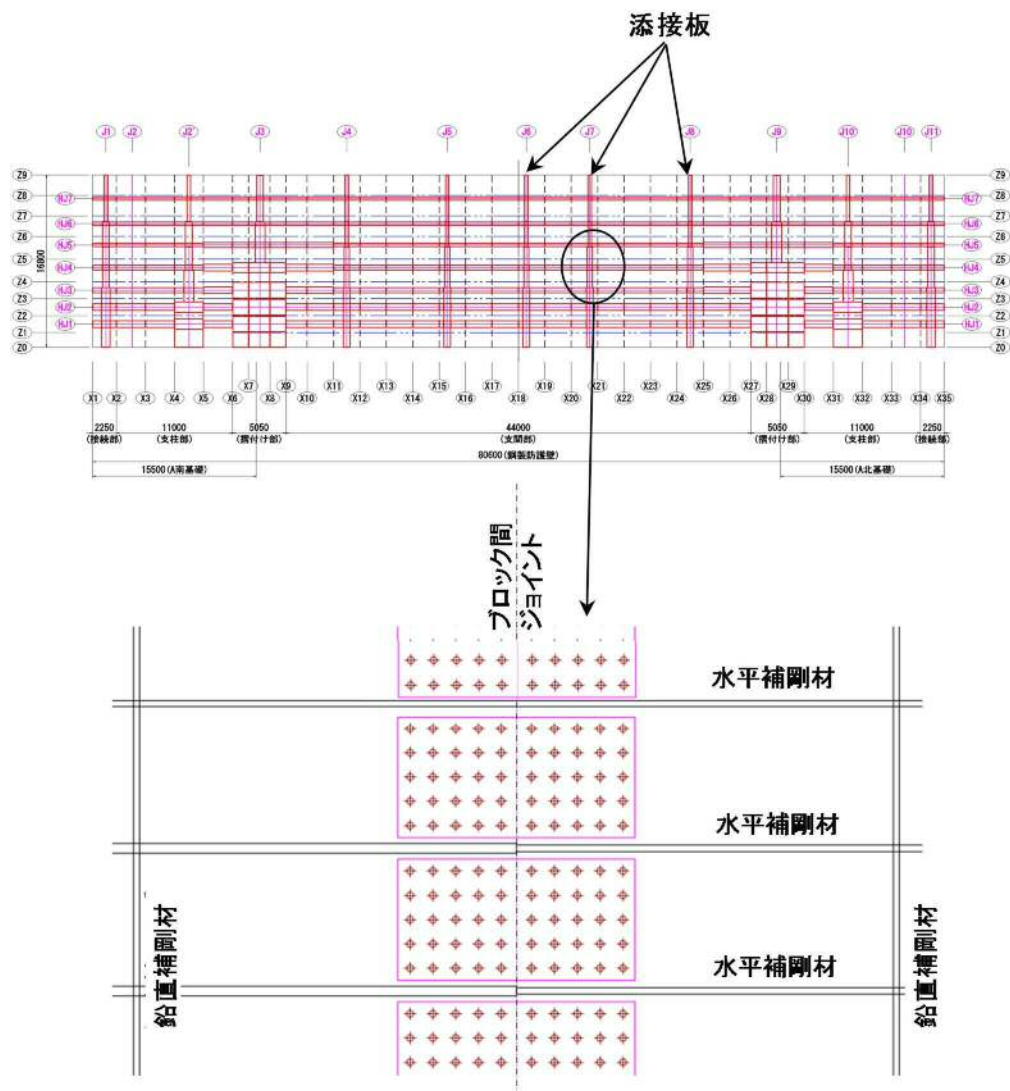


図 4.6-1 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ



(4) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁と頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、後述の通り、水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。したがって、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するために、上部構造の鋼殻と中詰めコンクリートを一体化する。

以上より、中詰め鉄筋コンクリート部の接合部は、荷重伝達のためのずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。スタッドの短期許容せん断力は「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき次式により算定する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

$Q_a$ ：スタッドの短期許容せん断力（N/本）

$d$ ：スタッドの軸径（mm）

$H$ ：スタッドの全高，150mm 程度を標準とする（mm）

$\sigma_{ck}$ ：コンクリートの設計基準強度（＝50 N/mm<sup>2</sup>）



#### 4.6.2 鋼製防護壁の接合部アンカー

##### (1) 設計思想

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）平成 15 年 10 月」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、設計上鉄筋コンクリートのみ耐力でも弾性範囲内で負担可能とする。

##### (2) 接合部の設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、地震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）平成 15 年 10 月」を適用し設計上アンカーボルトのみで負担可能とする。

水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、「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 24 年 3 月」，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002 年制定）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。

接合部の荷重分担の概念図を図 4.6-2 に示す。

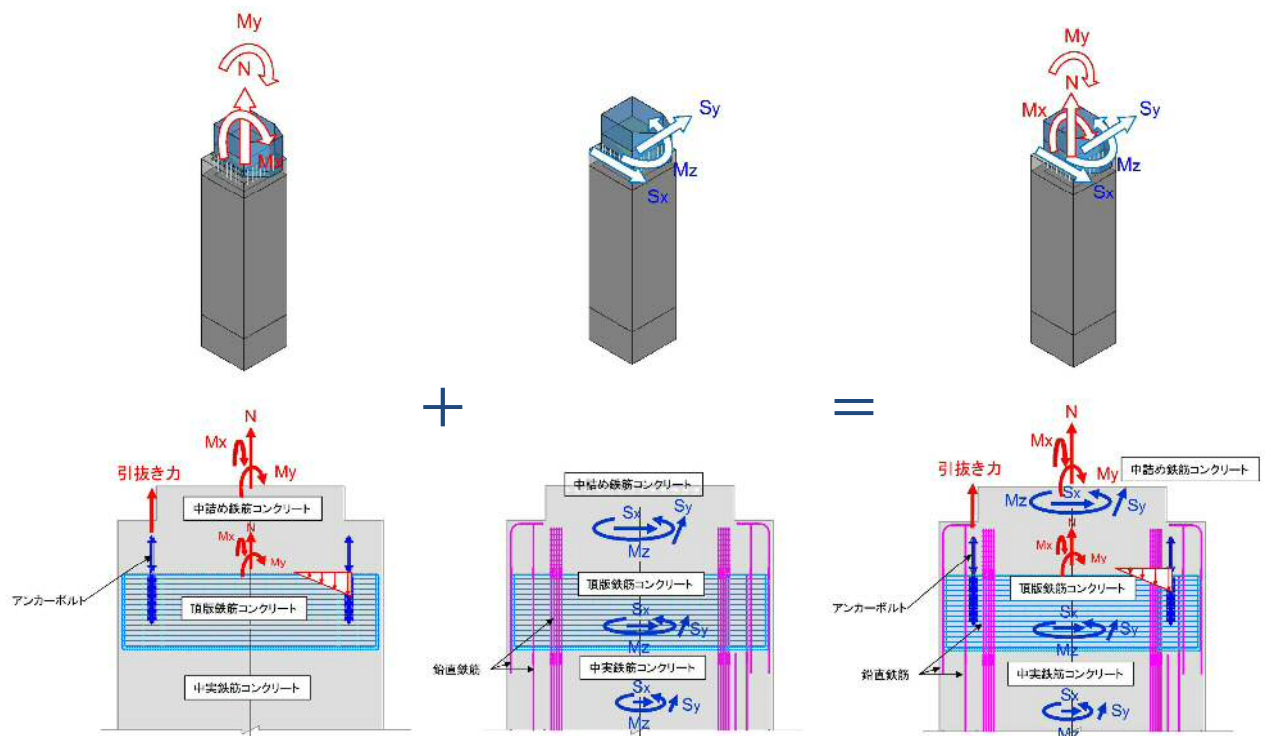


図 4.6-2 接合部の荷重分担の概念図



### (3) 接合部の評価

接合部のアンカーボルトに対しては、2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として評価する。鋼製防護壁と基礎との接合部は、鉛直軸力と面内、面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、基礎と一体の中詰め鉄筋コンクリートで負担する。

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析から算定されるアンカーボルト1本当りの付着力と押込力とし、アンカーボルトの引張応力、付着応力並びにコーンせん断が許容限界以下であることを確認する。

#### a) アンカーボルトの設計定着長及び埋込長

アンカーボルトの設計定着長及び埋込長は、アンカーボルトの許容応力度と母材の断面積をもとに算定する。2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面を図4.6-3に示す。

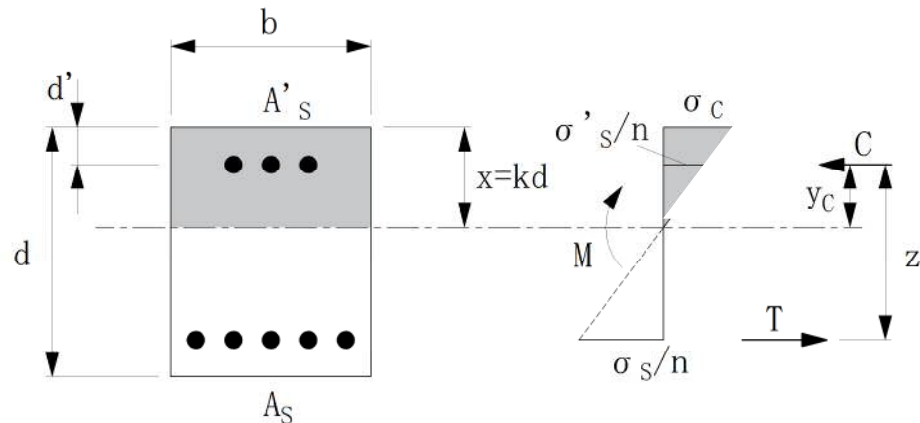


図4.6-3 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

- $\sigma_c$  : 任意位置のコンクリート応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_s$  : 各段の鉄筋応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (引張側)
- $\sigma'_s$  : 各段の鉄筋応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (圧縮側)
- $A_s$  : 各段の鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>) (引張側)
- $A'_s$  : 各段の鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>) (圧縮側)
- $d'$  : 桁高 (mm)
- $d$  : かぶり (mm)
- $x$  : コンクリート上面から中立軸までの距離 (mm)
- $k$  : 中立軸係数
- $n$  : ヤング係数比
- $c$  : 圧縮力 (N)
- $T$  : 引張力 (N)
- $M$  : 曲げモーメント (N・mm)



b) 定着部コーンせん断に対する評価

定着部のコンクリートのコーンせん断に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析において算定される、アンカーボルト1本当りの軸力とする。

定着部のコーンせん断の照査を行い、補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算定する。

コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカー同士の近接を考慮し、定着部鉄筋コンクリートの応力が許容限界以下であることを確認する。

コーンせん断面の有効水平投影面積を図4.6-4に示す。

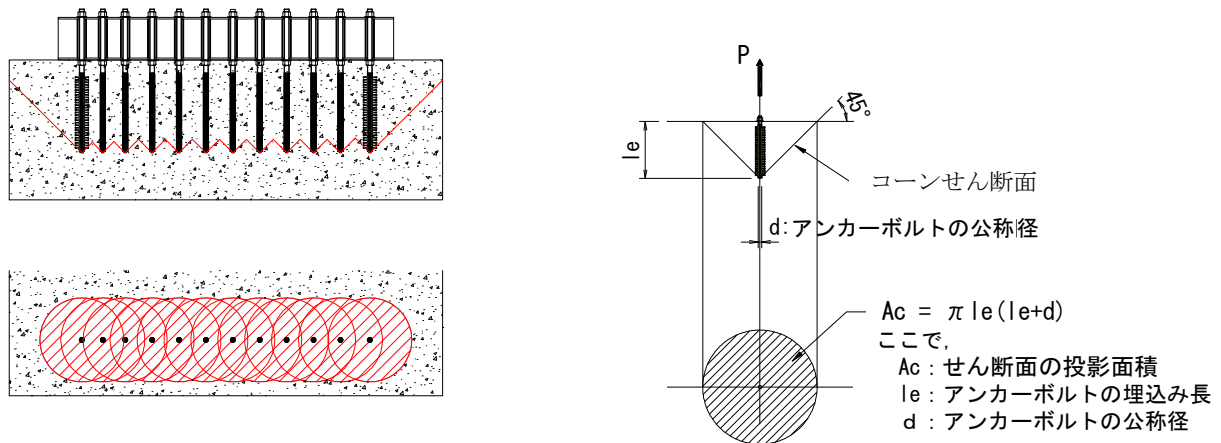


図4.6-4 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

c) アンカーボルトの埋め込み長，定着長に対する評価

アンカーボルトの埋め込み長，定着長は付着強度によって決定する。

アンカーボルトの埋め込み長，定着長の概念図を図4.6-5に示す。

$$L_{eq} = \sigma_{sa} \cdot Ab / \tau_a \cdot \pi \cdot D \quad (\text{定着長})$$

$$L_{ed} = L_{eq} + 2D \quad (\text{埋め込み長})$$

ここで，

$\sigma_{sa}$  : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_a$  : 許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Ab$  : アンカーボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$D$  : アンカーボルトの公称径 (mm)



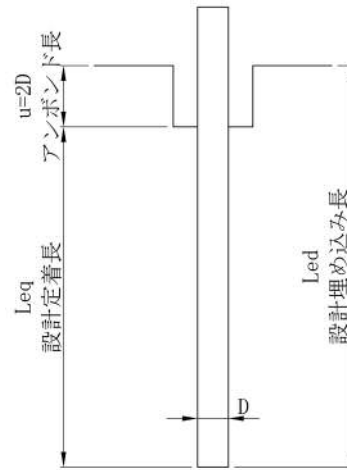


図 4.6-5 アンカー埋め込み長，定着長の概念図



#### 4.6.3 地中連続壁基礎

##### (1) 地中連続壁基礎

2次元動的有効応力解析によって得られる堤軸方向，堤軸直交方向それぞれの断面力に対して，鉄筋コンクリートの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

##### (2) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドで一体化するものとし，「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（（社）土木学会，2006年制定）に基づき，スタッドの配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するスタッドは，接合面に作用する全設計せん断力に対し，必要な強度となる本数及び設置間隔に設計する。設計検討は次式による。

$$\gamma_a \gamma_b \gamma_i \frac{V}{V_u} \leq 1.0, V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \frac{\mu(nf_{syd}A_{sg} + \sigma_N A_{cg})}{\gamma_c}, V_{ul} = \frac{\mu\sigma_N A_{ul}}{\gamma_c}$$

ここで，

- $V$  : 接合面に作用する全設計せん断力（ $= V_o + V_B$ ）
- $V_o$  : 鉛直せん断力
- $V_B$  : 接合面区間に生じる区間のずれせん断力
- $V_u$  : 接合面における全せん断耐力
- $V_{ug}$  : スタッド配置区間の全せん断耐力
- $V_{ul}$  : スタッド配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力
- $\mu$  : 摩擦係数（1.4程度：地中連続壁面は洗浄し，レイタンスを取り除き，深さ7mm程度の粗さとした場合）
- $n$  : スタッドの本数（単位幅あたり）
- $f_{syd}$  : スタッドの設計引張降伏強度
- $\sigma_N$  : 接合面に作用する垂直応力度（地中連続壁に作用する側圧等の外力）
- $A_{sg}$  : スタッド1本あたりの断面積
- $A_{cg}$  : スタッド配置区間の全面積（面積の境界は，最外縁の鉄筋から鉄筋間隔の半分程度の距離まで）
- $A_{ul}$  : スタッド配置区間以外のコンクリート面積（地中連続壁の接合処理面処理を行う部分のみ）
- $\gamma_a, \gamma_i$  : 安全係数
- $\gamma_b$  : 部材係数で一般に1.3
- $\gamma_c$  : コンクリート材料係数



#### 4.6.4 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。



## 5. 評価結果

### 5.1 地中連続壁基礎（下部構造）

#### 5.1.1 地中連続壁基礎の地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力図」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

##### (1) 地震時断面力図（部材に着目した地震時断面力図）

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すべ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の追加ケースを実施した。

地中連続壁基礎について，コンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力の照査結果の照査値が最大となるケースを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-2 に，二次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力，鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。

地中連続壁基礎のコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力を図 5.1-3 に示す。



表 5.1-1(1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(南基礎)

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
Ss-D1	++		0.20					
	+-		0.20					
	-+		0.20	0.20	0.20	0.23	0.17	0.17
	--		0.20					
Ss-11	++		0.14					
Ss-12	++		0.16					
Ss-13	++		0.15					
Ss-14	++		0.12					
Ss-21	++		0.17					
Ss-22	++		0.14					
Ss-31	++		0.19					
	+-		0.20					

表 5.1-1(2) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(北基礎)

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
Ss-D1	++		0.23					
	+-		0.22	0.21	0.22	0.24	0.19	0.19
	-+		0.23					
	--		0.23					
Ss-11	++		0.14					
Ss-12	++		0.19					
Ss-13	++		0.18					
Ss-14	++		0.12					
Ss-21	++		0.16					
Ss-22	++		0.13					
Ss-31	++		0.24					
	+-		0.24					

表 5.1-1(3) ③-③断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

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
Ss-D1	++		0.22					
	+-		0.22					
	-+		0.25					
	--		0.25					
Ss-11	++		0.14					
Ss-12	++		0.14					
Ss-13	++		0.16					
Ss-14	++		0.13					
Ss-21	++		0.18					
Ss-22	++		0.16					
Ss-31	++		0.25	0.25	0.26	0.25	0.24	0.24
	+-		0.25					



表 5.1-1(4) ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(北基礎)

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
Ss-D1	++	0.27	0.27	0.28	0.27	0.27	0.25
	+-	0.27					
	-+	0.27					
	--	0.27					
Ss-11	++	0.14					
Ss-12	++	0.19					
Ss-13	++	0.20					
Ss-14	++	0.19					
Ss-21	++	0.18					
Ss-22	++	0.15					
Ss-31	++	0.29					
	+-	0.25					

表 5.1-1(5) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(南基礎)

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.20					
	+-	0.19					
	-+	0.23	0.22	0.23	0.35	0.17	0.16
	--	0.24					
Ss-11	++	0.08					
Ss-12	++	0.12					
Ss-13	++	0.11					
Ss-14	++	0.06					
Ss-21	++	0.14					
Ss-22	++	0.08					
Ss-31	++	0.23					
	+-	0.20					

表 5.1-1(6) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(北基礎)

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.34					
	+-	0.36	0.35	0.37	0.41	0.28	0.28
	-+	0.28					
	--	0.26					
Ss-11	++	0.18					
Ss-12	++	0.28					
Ss-13	++	0.26					
Ss-14	++	0.15					
Ss-21	++	0.15					
Ss-22	++	0.13					
Ss-31	++	0.25					
	+-	0.37					



表 5.1-1 (7) ③-③断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (南基礎)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++		0.20					
	+-		0.19					
	-+		0.22					
	--		0.22					
Ss-11	++		0.10					
Ss-12	++		0.09					
Ss-13	++		0.11					
Ss-14	++		0.08					
Ss-21	++		0.13					
Ss-22	++		0.11					
Ss-31	++		0.22	0.22	0.22	0.22	0.20	0.20
	+-		0.19					

表 5.1-1 (8) ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (北基礎)

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

表 5.1-1 (9) ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値 (南基礎)

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



表 5.1-1(10) ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値(北基礎)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++		0.44					
	+-		0.42	0.43	0.41	0.46	0.35	0.35
	-+		0.36					
	--		0.37					
Ss-11	++		0.30					
Ss-12	++		0.37					
Ss-13	++		0.37					
Ss-14	++		0.26					
Ss-21	++		0.31					
Ss-22	++		0.31					
Ss-31	++		0.37					
	-+		0.28					

表 5.1-1(11) ③-③断面のせん断に対する検討ケースと照査値(南基礎)

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

表 5.1-1(12) ②-②断面のせん断に対する検討ケースと照査値(北基礎)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++		0.39	0.41	0.37	0.43	0.29	0.29
	+-		0.39					
	-+		0.39					
	--		0.36					
Ss-11	++		0.20					
Ss-12	++		0.28					
Ss-13	++		0.27					
Ss-14	++		0.26					
Ss-21	++		0.23					
Ss-22	++		0.27					
Ss-31	++		0.29					
	-+		0.28					



表 5.1-2(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)

(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメン ト ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	軸力 (kN)					
北-上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-2363674	166377	4.9	21	0.23	①	S <sub>s</sub> -31 H+V+
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2414071	232358	4.3	21	0.20	④	S <sub>s</sub> -D1 H-V+
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2270981	19386	5.0	21	0.24	④	S <sub>s</sub> -D1 H+V-
南-下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1826236	265644	4.2	21	0.20	④	S <sub>s</sub> -D1 H-V+

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

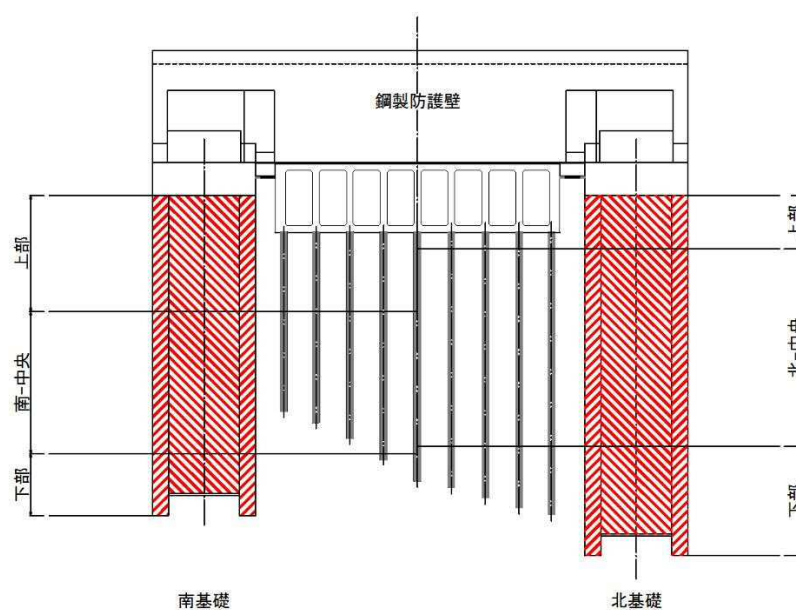




表 5.1-2(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)

(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメン ト ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	軸力 (kN)					
北-上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2451095	20963	168.0	435	0.39	④	S <sub>s</sub> -D1 H+V-
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2242734	171871	70.0	435	0.16	①	S <sub>s</sub> -D1 H-V-
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2270981	19386	176.0	435	0.40	④	S <sub>s</sub> -D1 H+V-
南-下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1620177	201929	63.0	435	0.14	④	S <sub>s</sub> -D1 H-V+

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

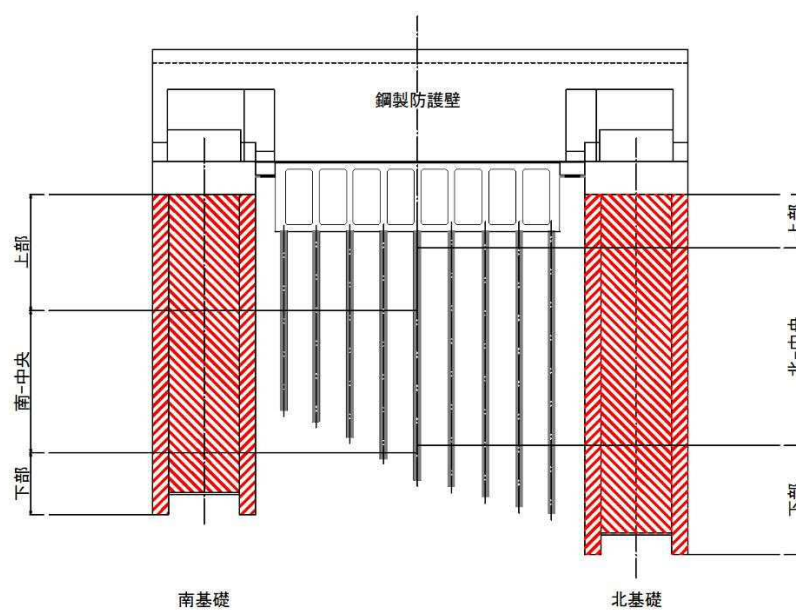




表 5.1-2(3) せん断力に対する照査結果(①-①断面)

(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	有効高 d(mm)						
南-上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	192161	226924	0.85	④	S s - D1 H-V+
南-中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	267372	410783	0.66	④	S s - D1 H-V+
北-中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	135520	335426	0.41	①	S s - D1 H+V+
北-下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	154559	337247	0.46	④	S s - D1 H+V+

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

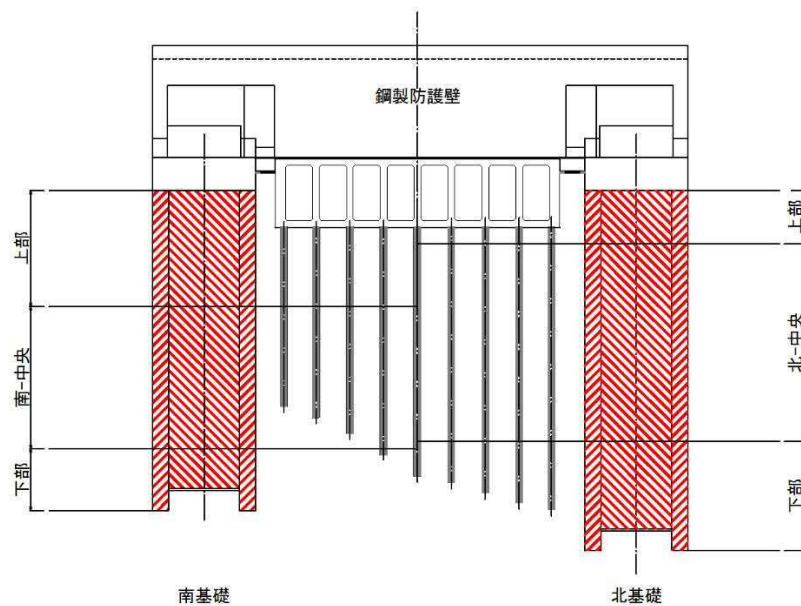




表 5.1-2(4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面, ③-③断面)

(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメン ト ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	軸力 (kN)					
南-上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1912195	175254	4.0	21	0.19	③	S <sub>s</sub> -31 H+V+
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2961745	218370	5.3	21	0.25	③	S <sub>s</sub> -31 H+V+
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (17段)	2394817	327514	5.4	21	0.26	①	S <sub>s</sub> -31 H+V+
北-下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2534777	354745	5.9	21	0.29	①	S <sub>s</sub> -31 H+V+

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

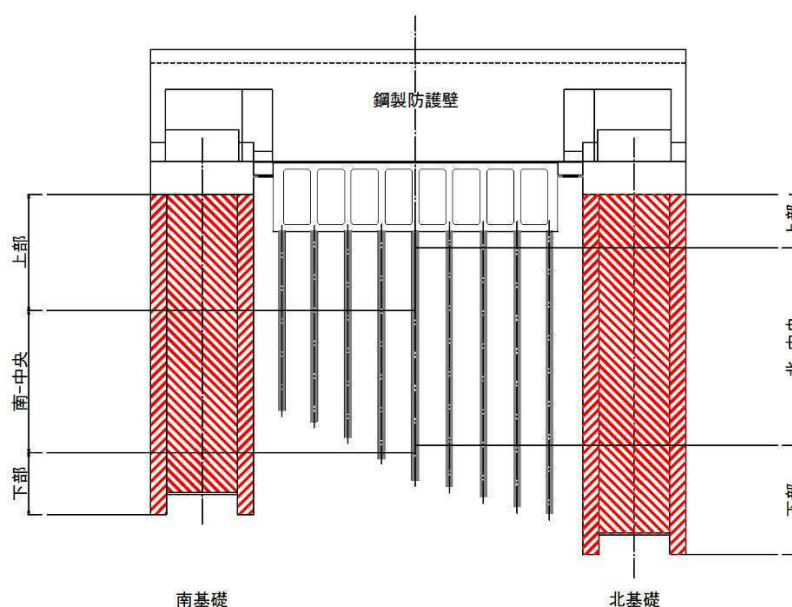




表 5.1-2(5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面, ③-③断面)

(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメン ト ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 (kN)					
南-上部	15500	15500	12050	D51@150 11段	1899196	158335	79.0	435	0.19	①	S <sub>s</sub> -D1 H-V-
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2886147	182219	95.0	435	0.22	①	S <sub>s</sub> -D1 H-V-
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (17段)	2251291	253370	88.0	435	0.21	⑤	S <sub>s</sub> -D1 H+V+
北-下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2262196	258040	97.0	435	0.23	⑤	S <sub>s</sub> -D1 H+V+

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

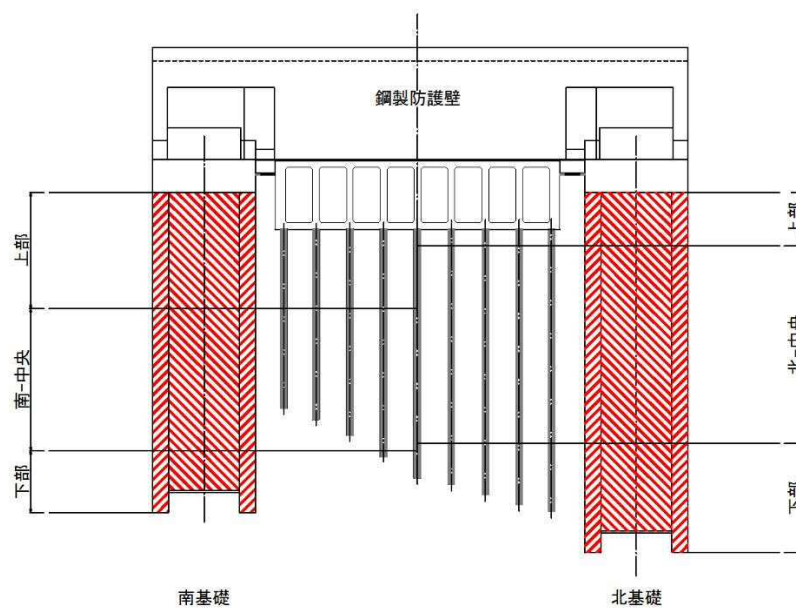


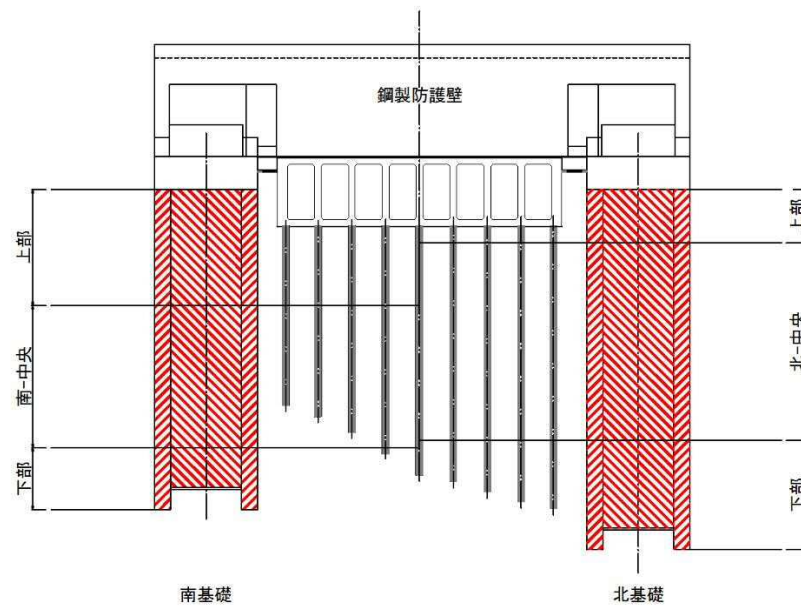


表 5.1-2(6) せん断力に対する照査結果(②-②断面, ③-③断面)

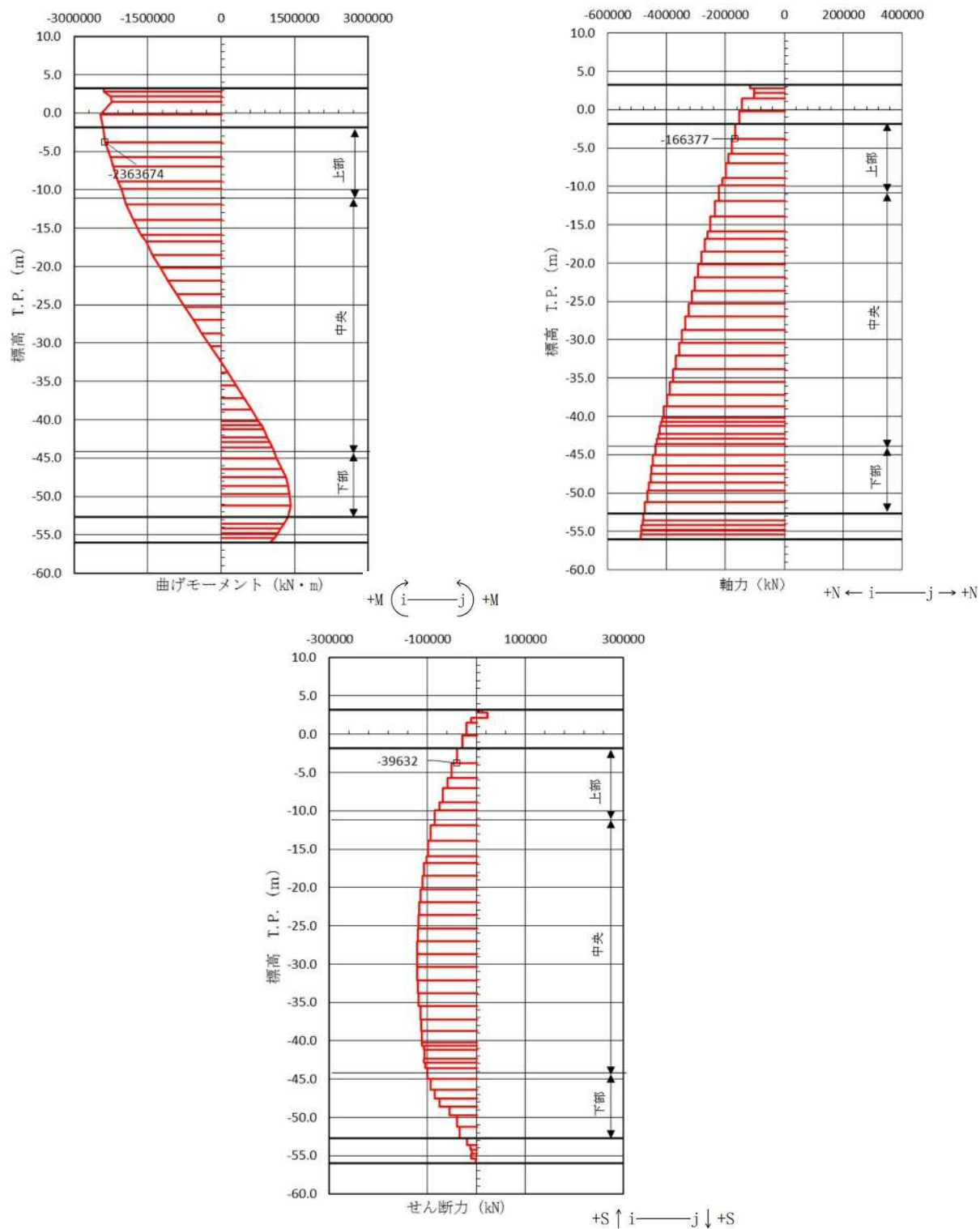
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	有効高 d(mm)						
南-上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144845	226924	0.64	③	S s -31 H+V+
南-中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	165949	410783	0.41	④	S s -31 H+V+
北-中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	128987	335426	0.39	④	S s -D1 H+V-
北-下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	143805	337247	0.43	④	S s -D1 H+V-

注記 \* : 評価位置は下図に示す。









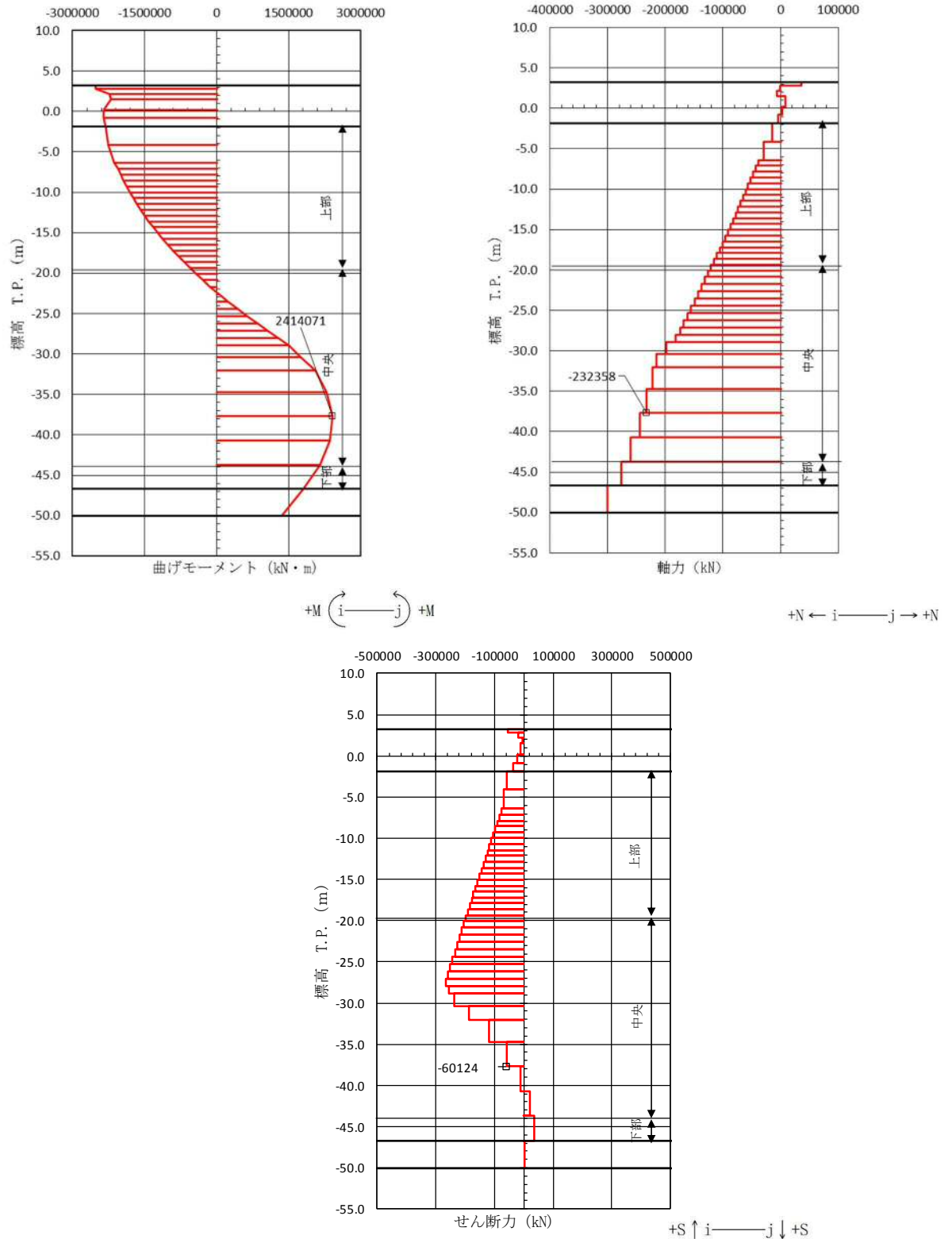


図 5.1-3 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①-①断面南基礎 中央）

( $S_s - D 1$  [H-, V+]  $t = 26.96$  s)

(検討ケース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)



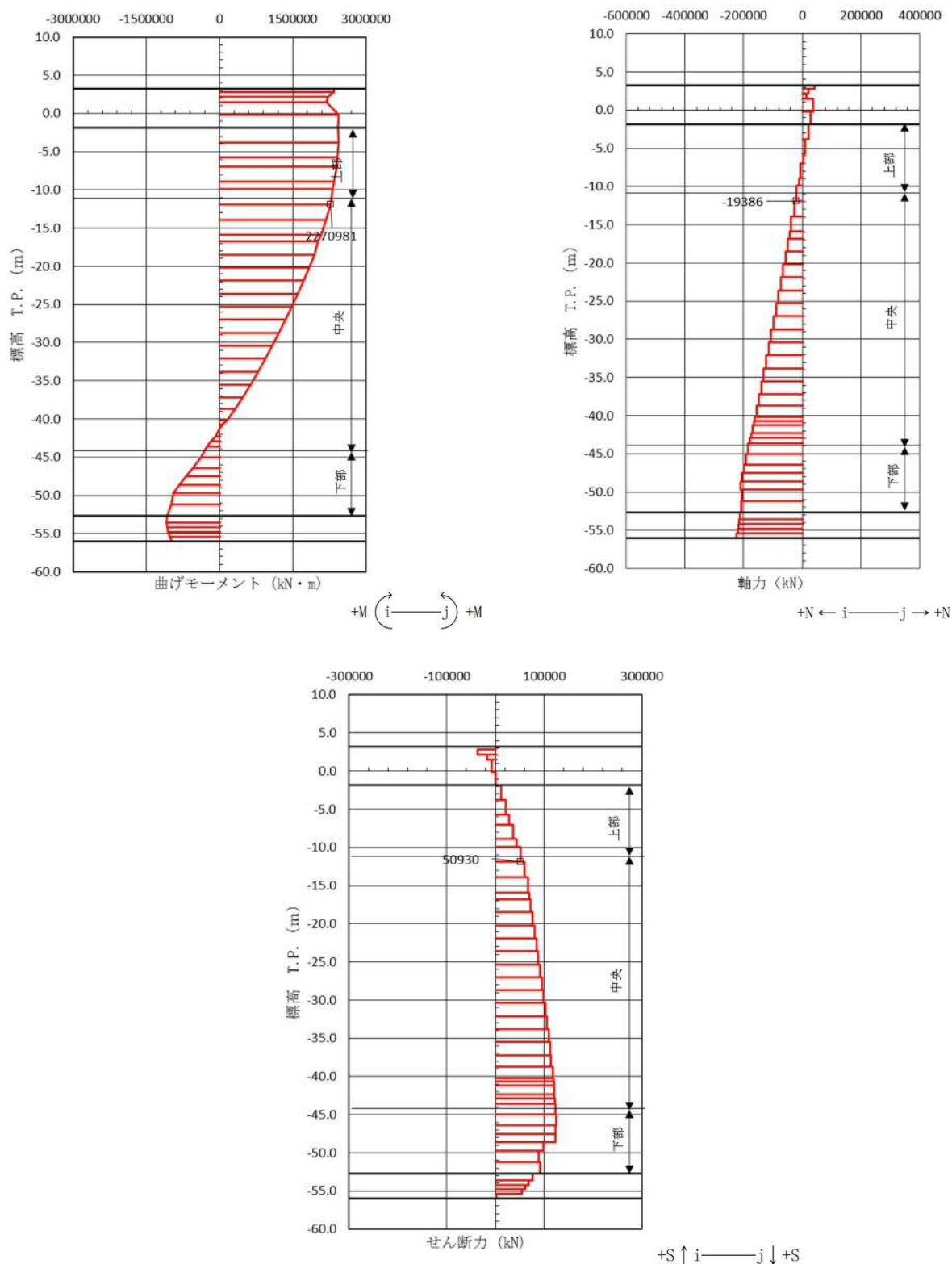


図 5.1-3 (3) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい (①-①断面北基礎 中央)

( $S_s - D1$  [H+, V-]  $t = 26.95$  s)

(検討ケース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)



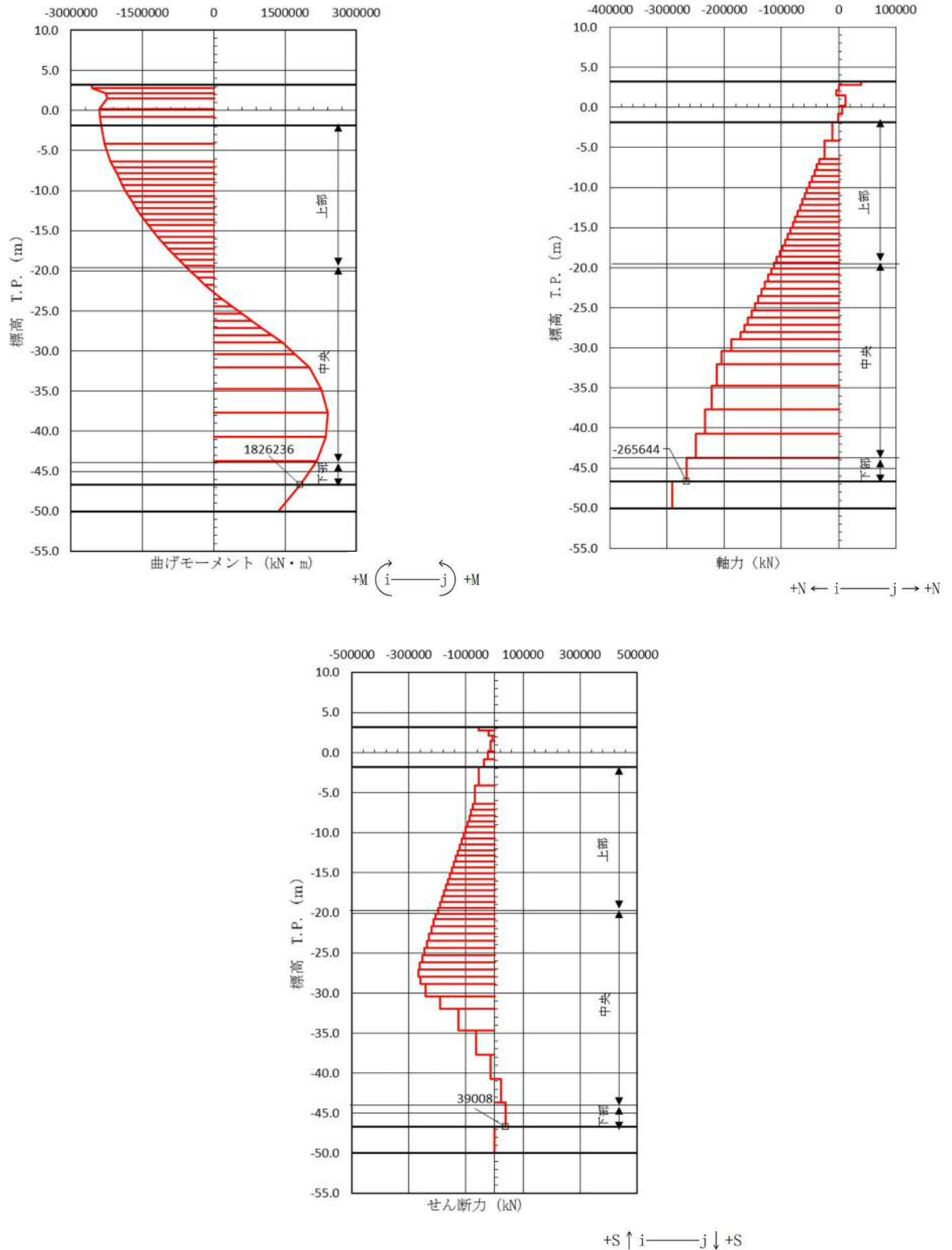
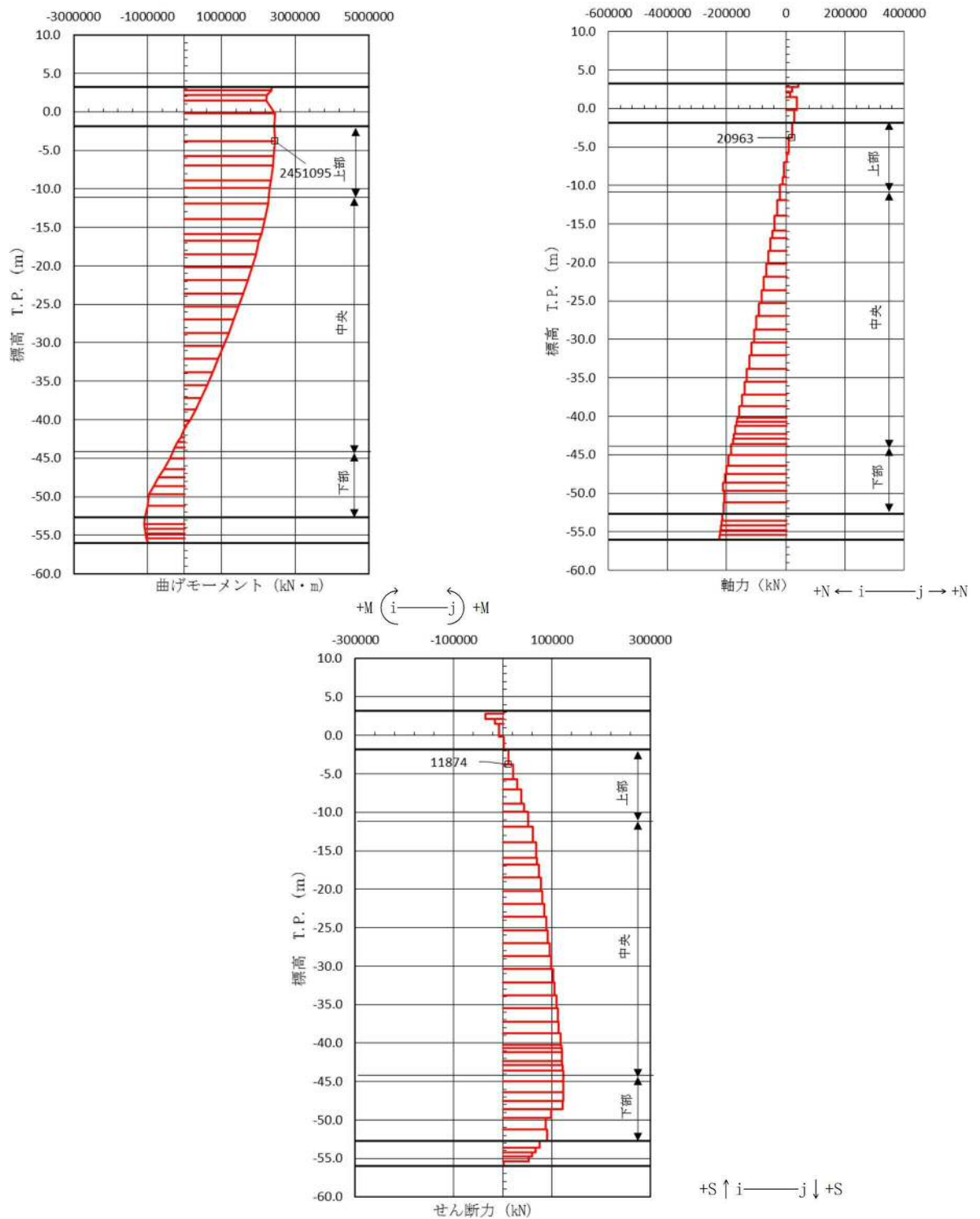


図 5.1-3 (4) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①-①断面南基礎 下部）

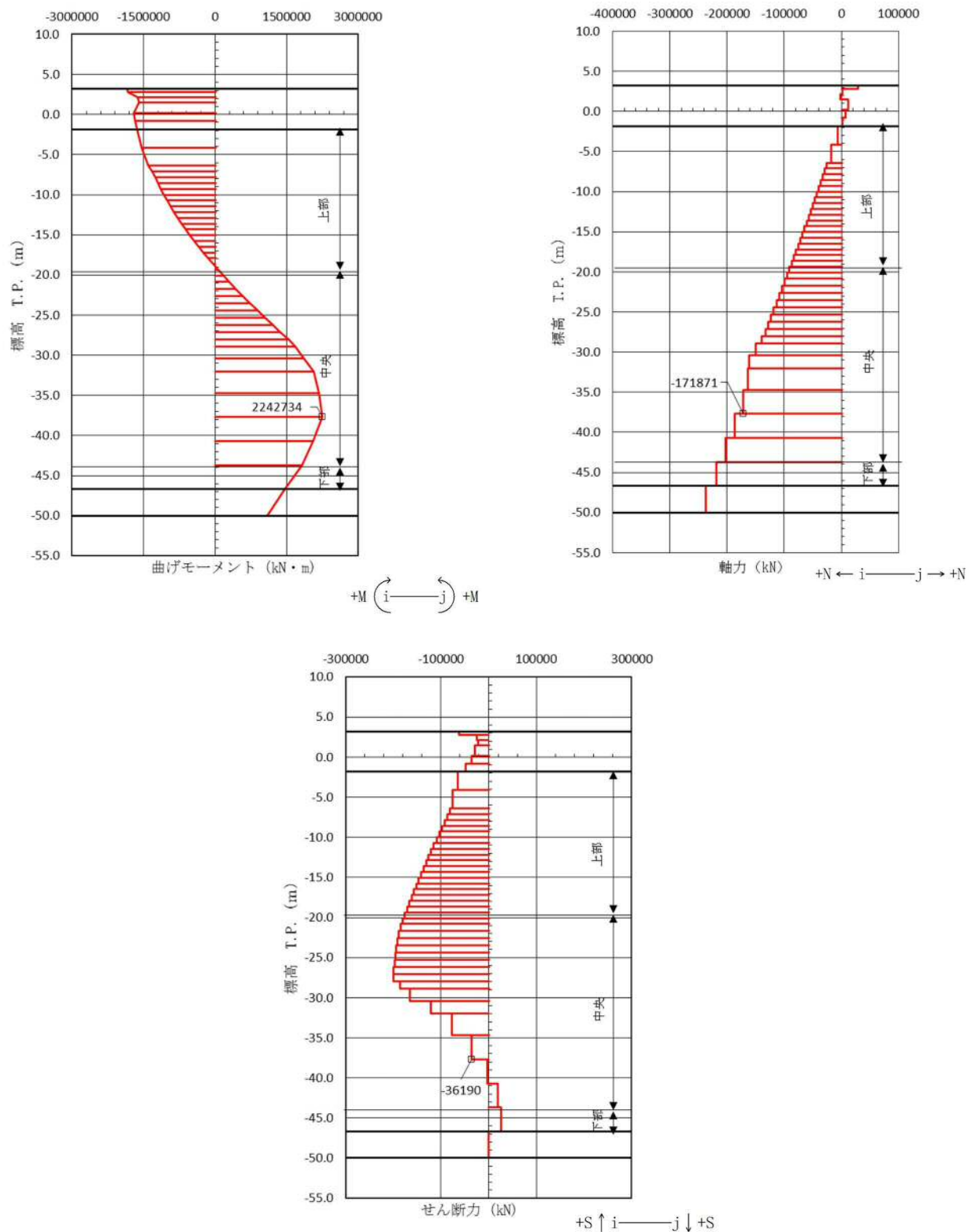
( $S_s - D1$  [H-, V+]  $t = 26.99$  s)

(検討ケース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)

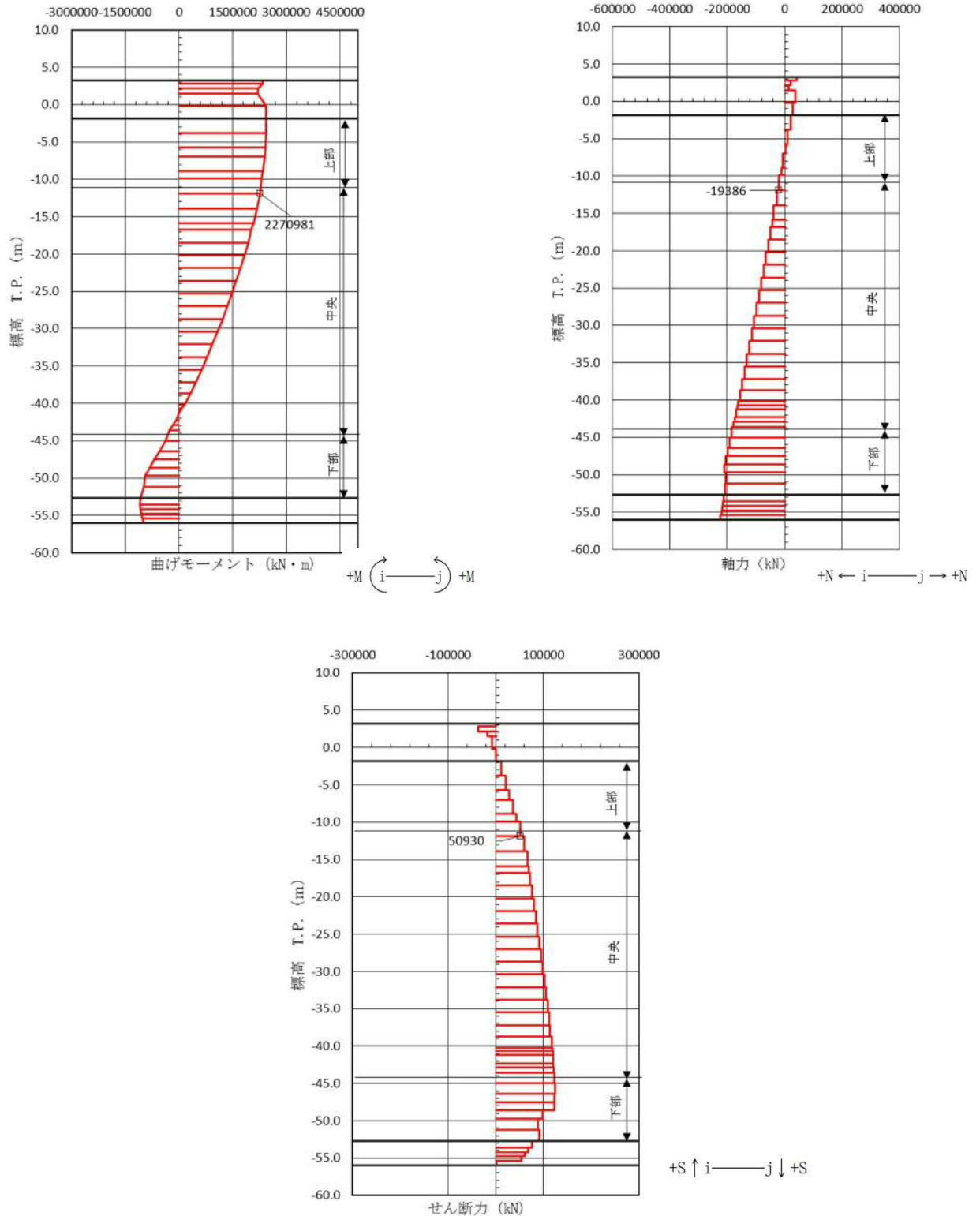




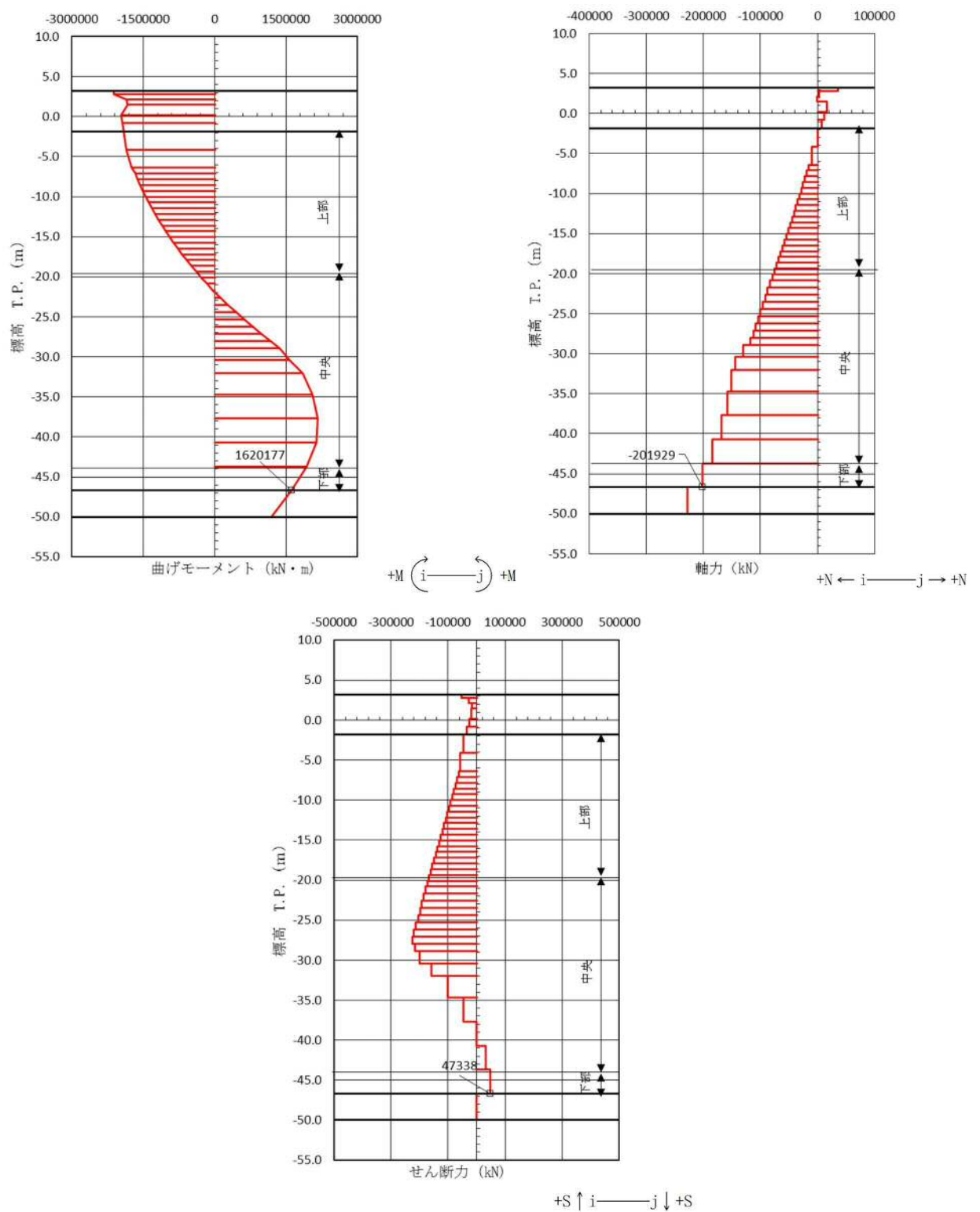














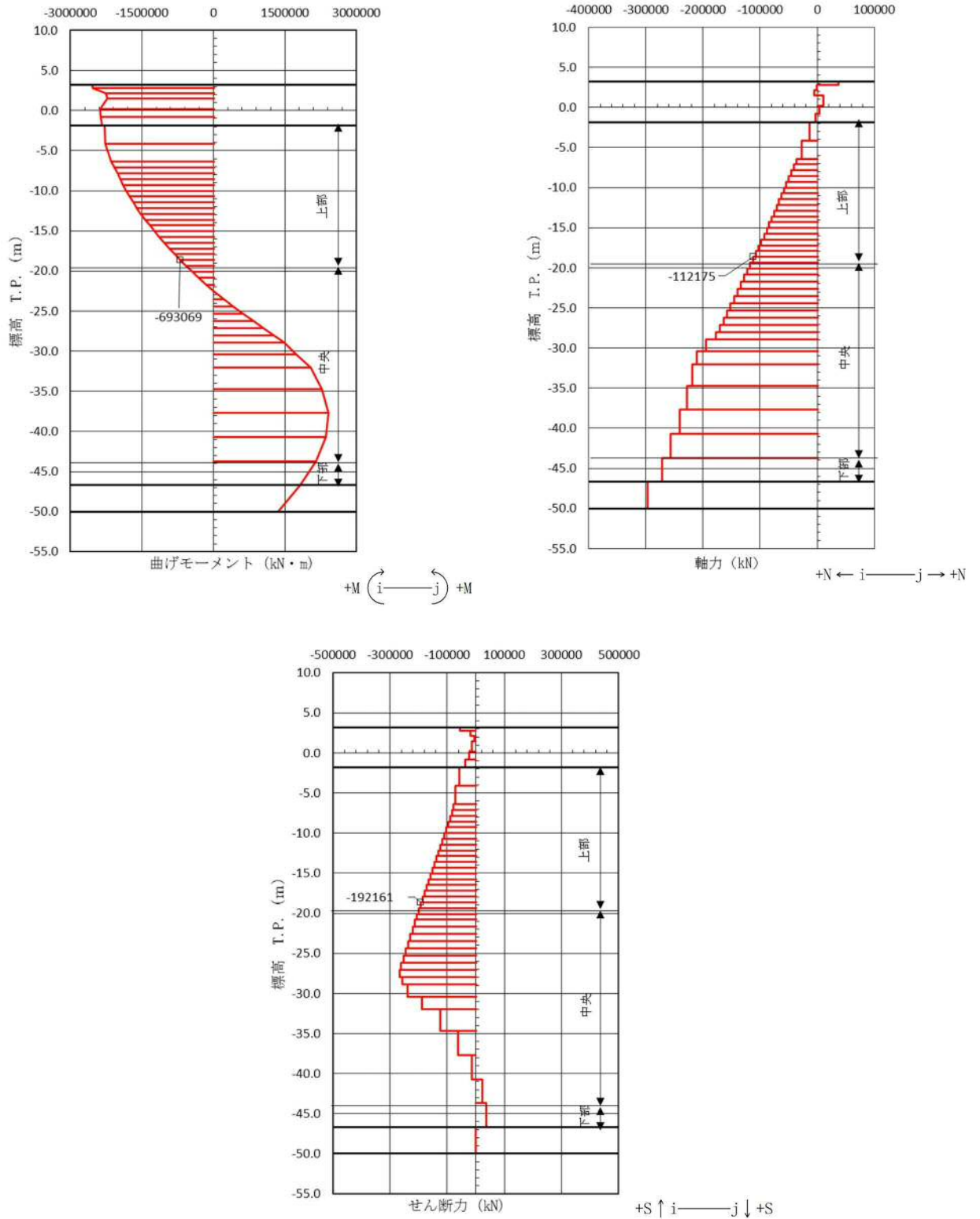


図 5.1-3 (9) せん断が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

( $S_s - D1$  [H-, V+]  $t = 26.97$  s)

(検討ケース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)



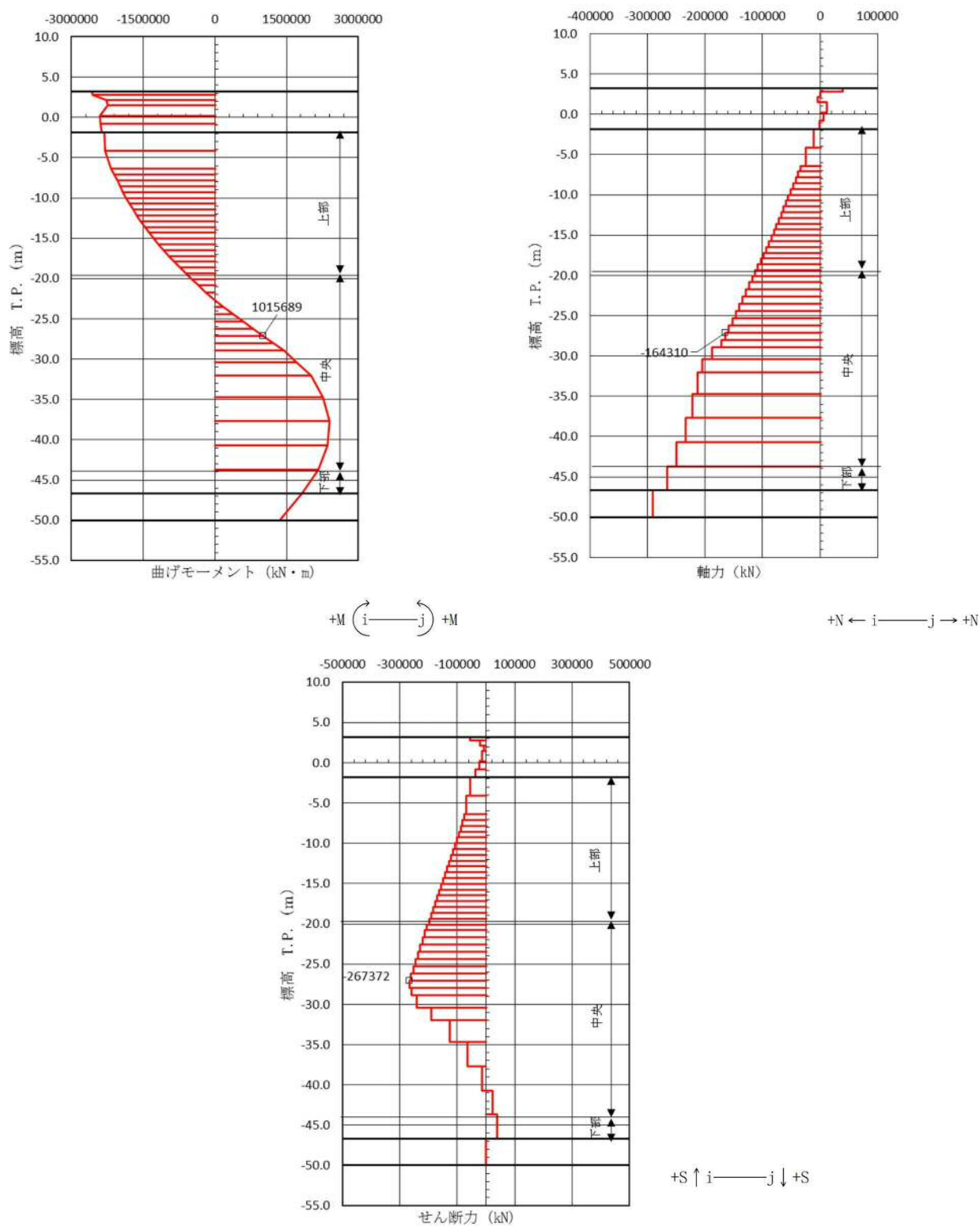


図 5.1-3 (10) せん断が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 中央)  
( $S_s - D_1$  [H-, V+]  $t = 26.99$  s)

(検討ケース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)



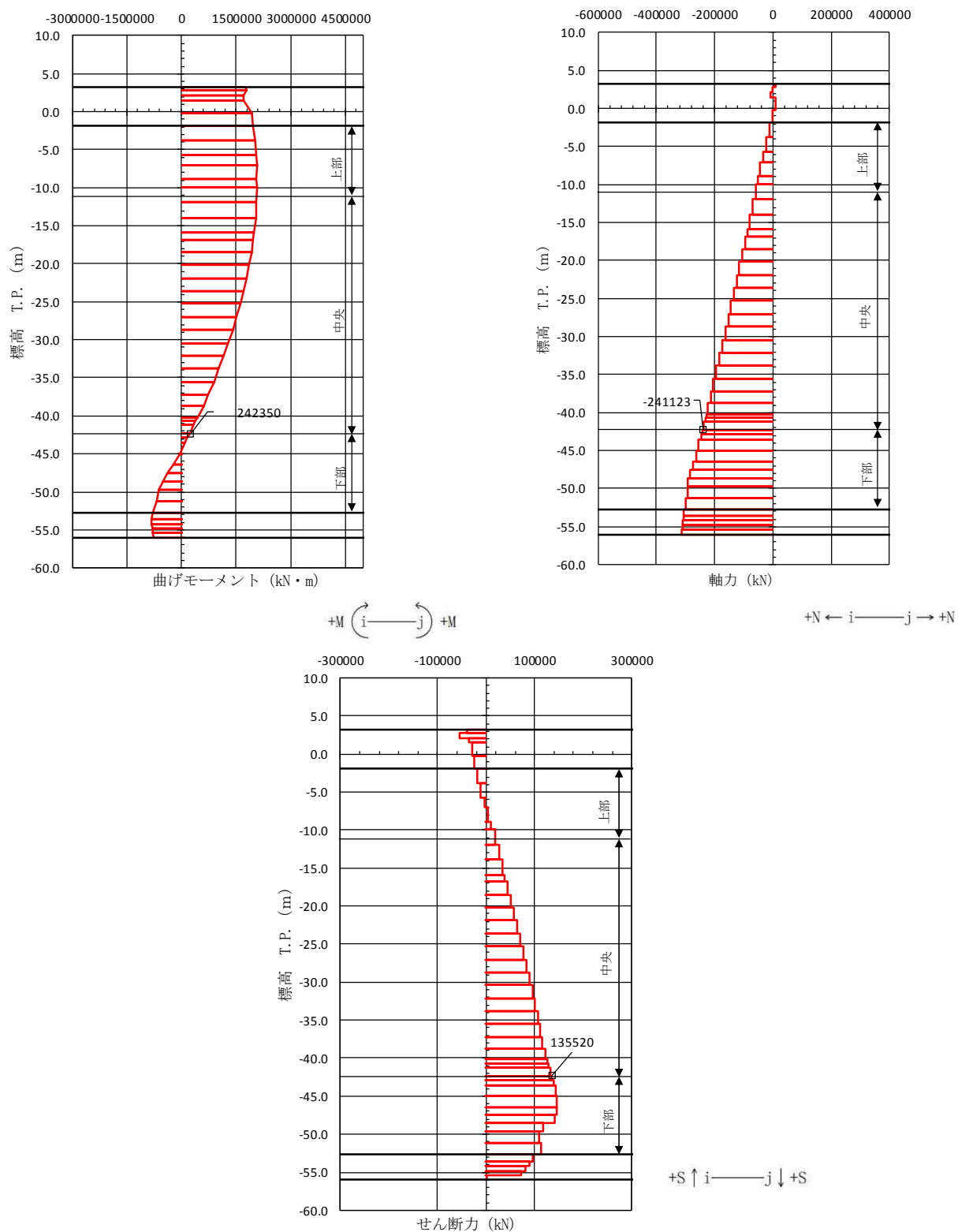
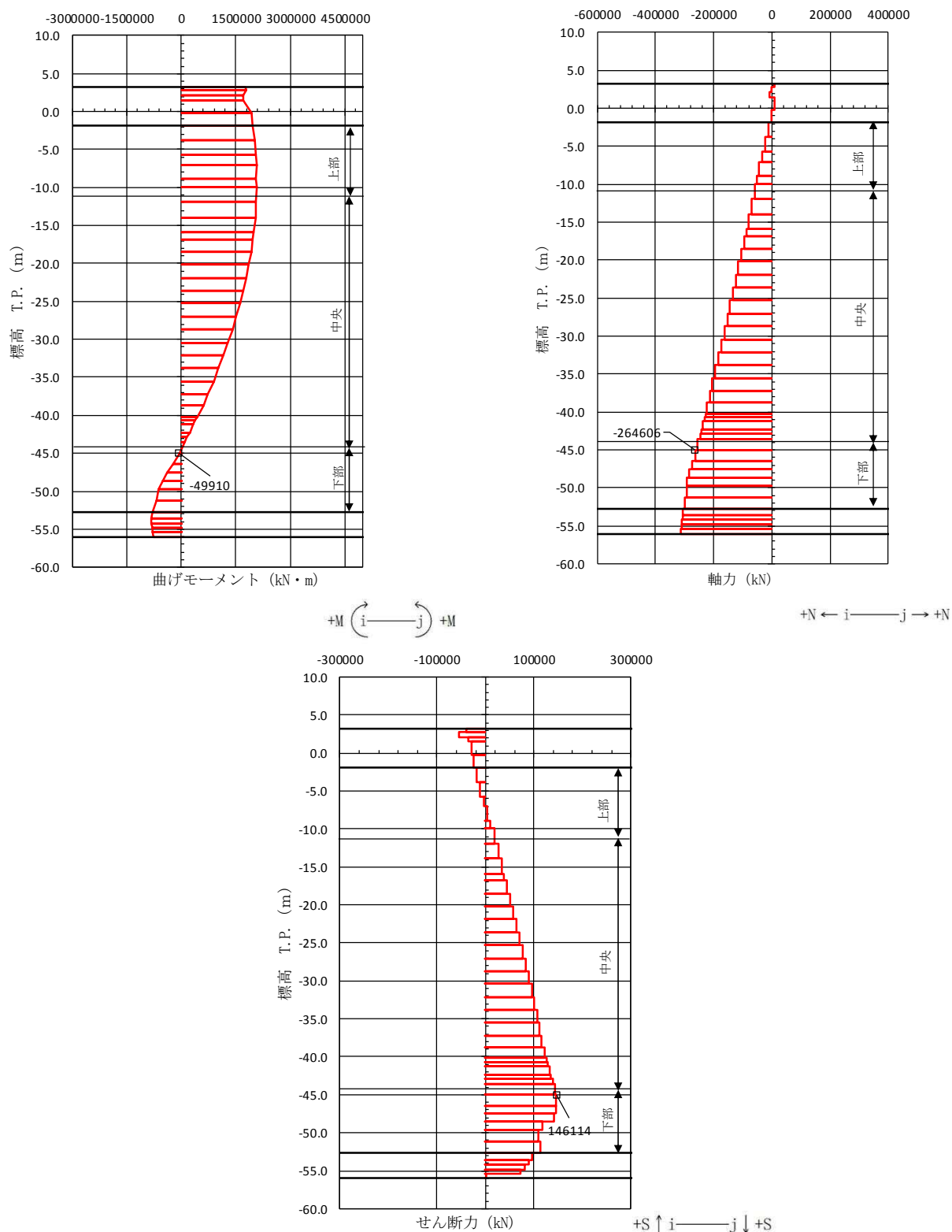


図 5.1-3 (11) せん断が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 中央)

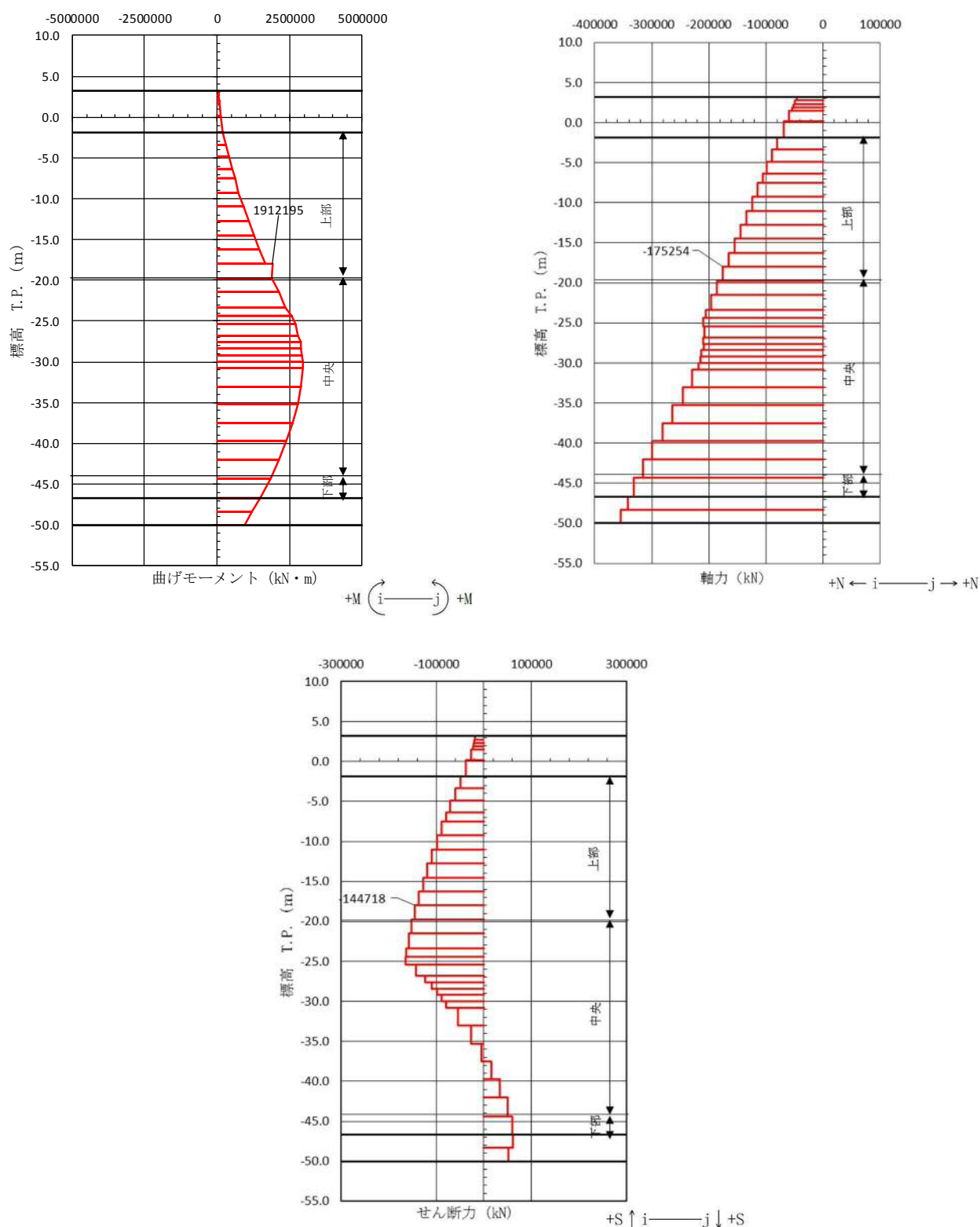
( $S_s - D 1$  [H+, V+]  $t = 23.26$  s)

(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)

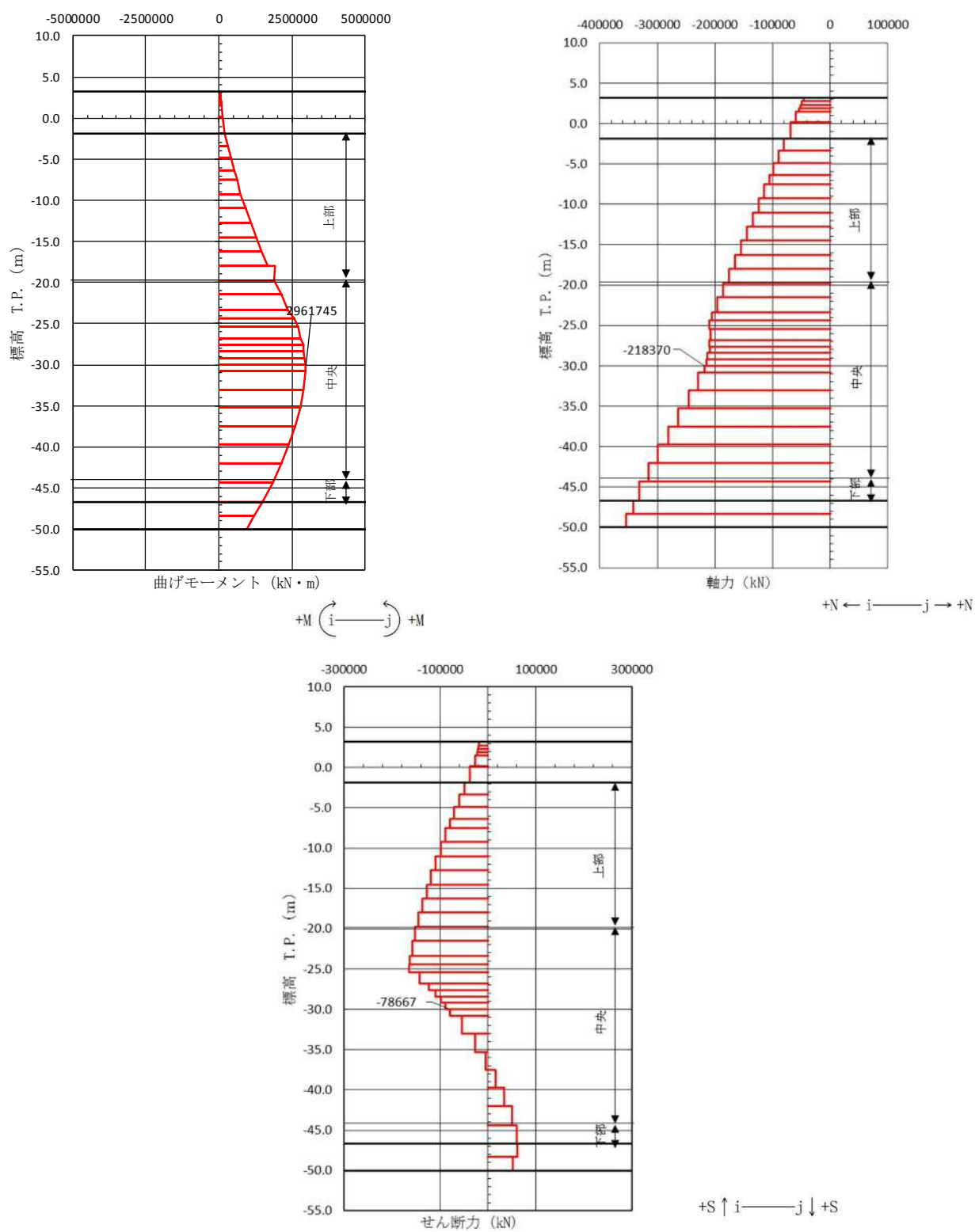




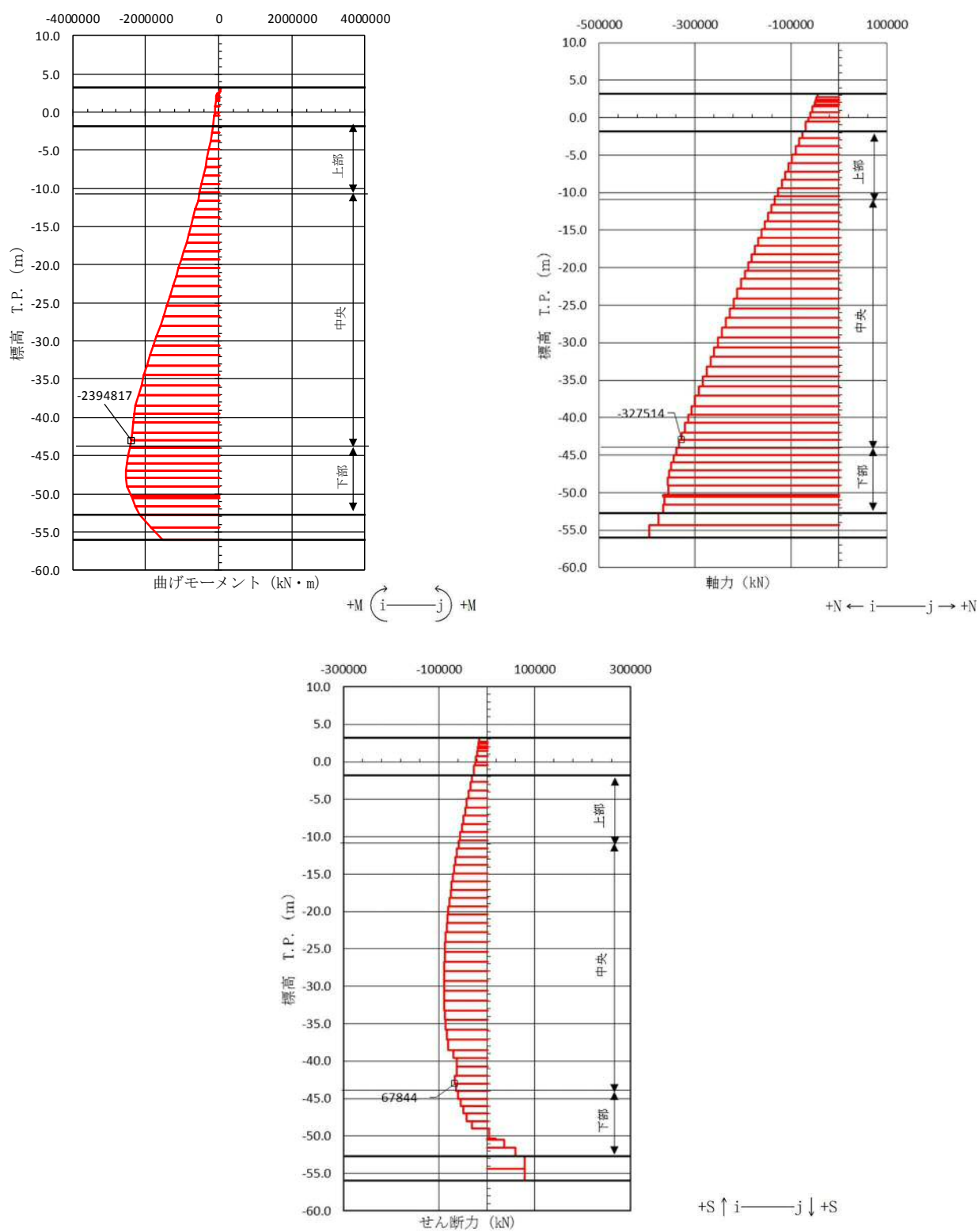




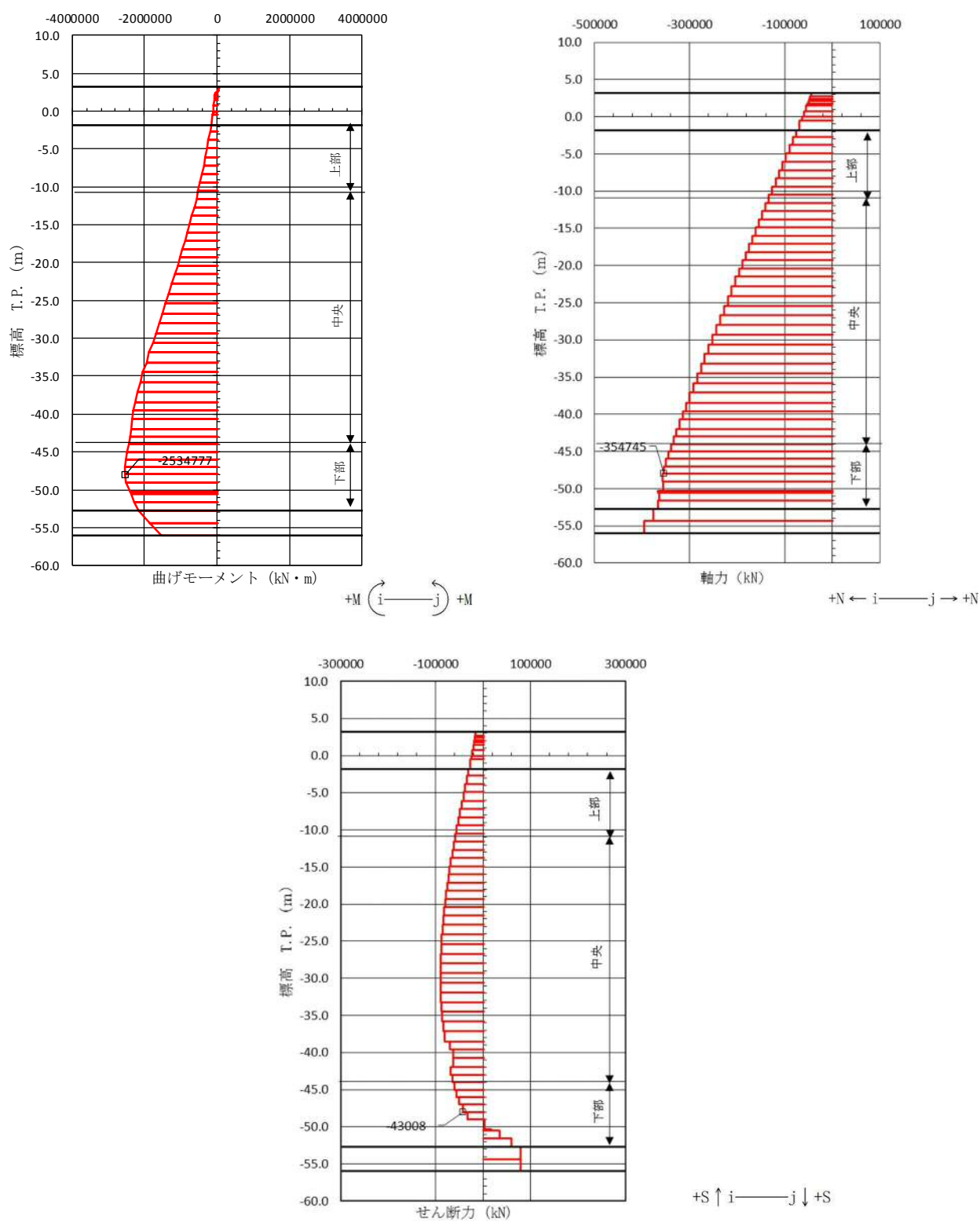




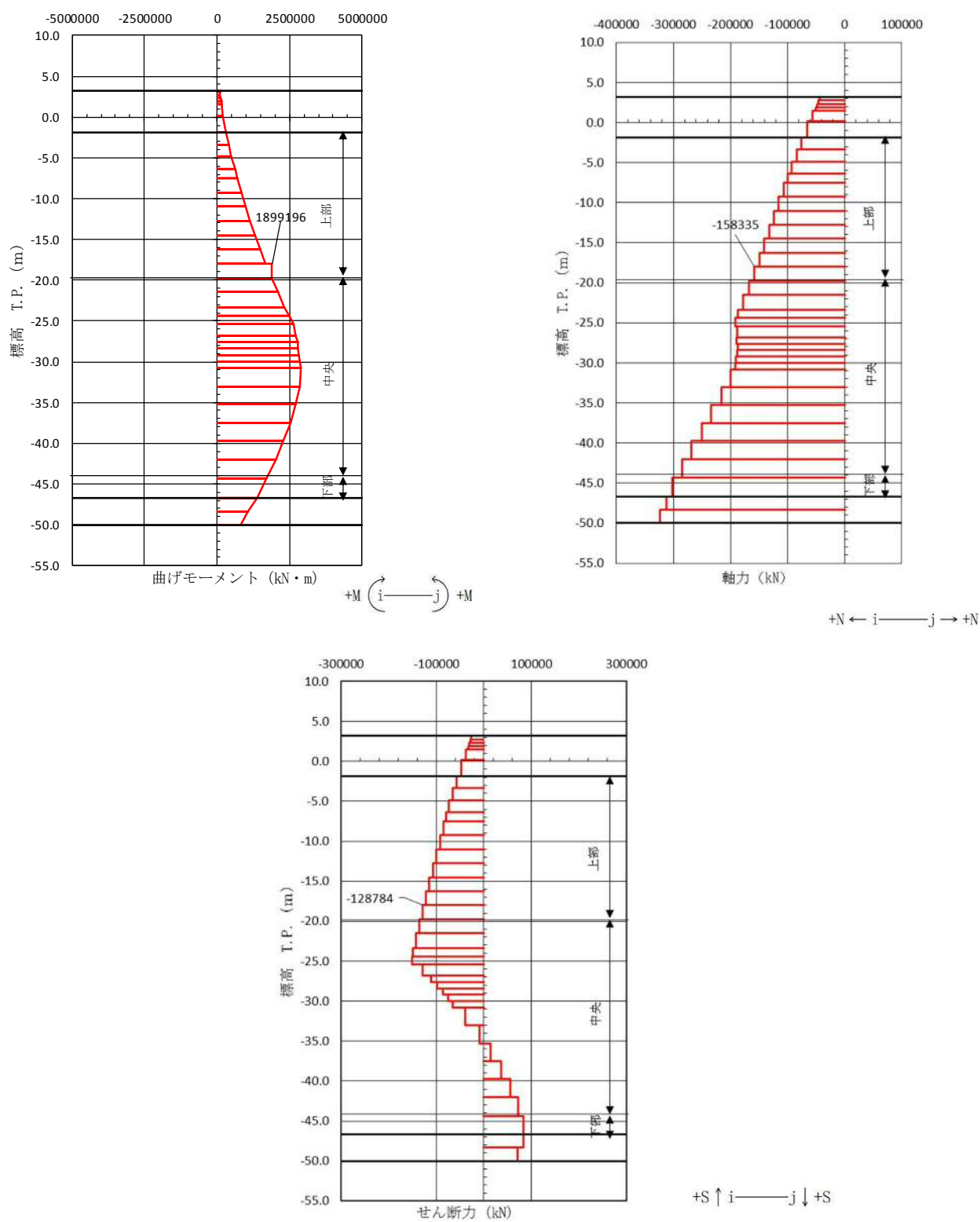




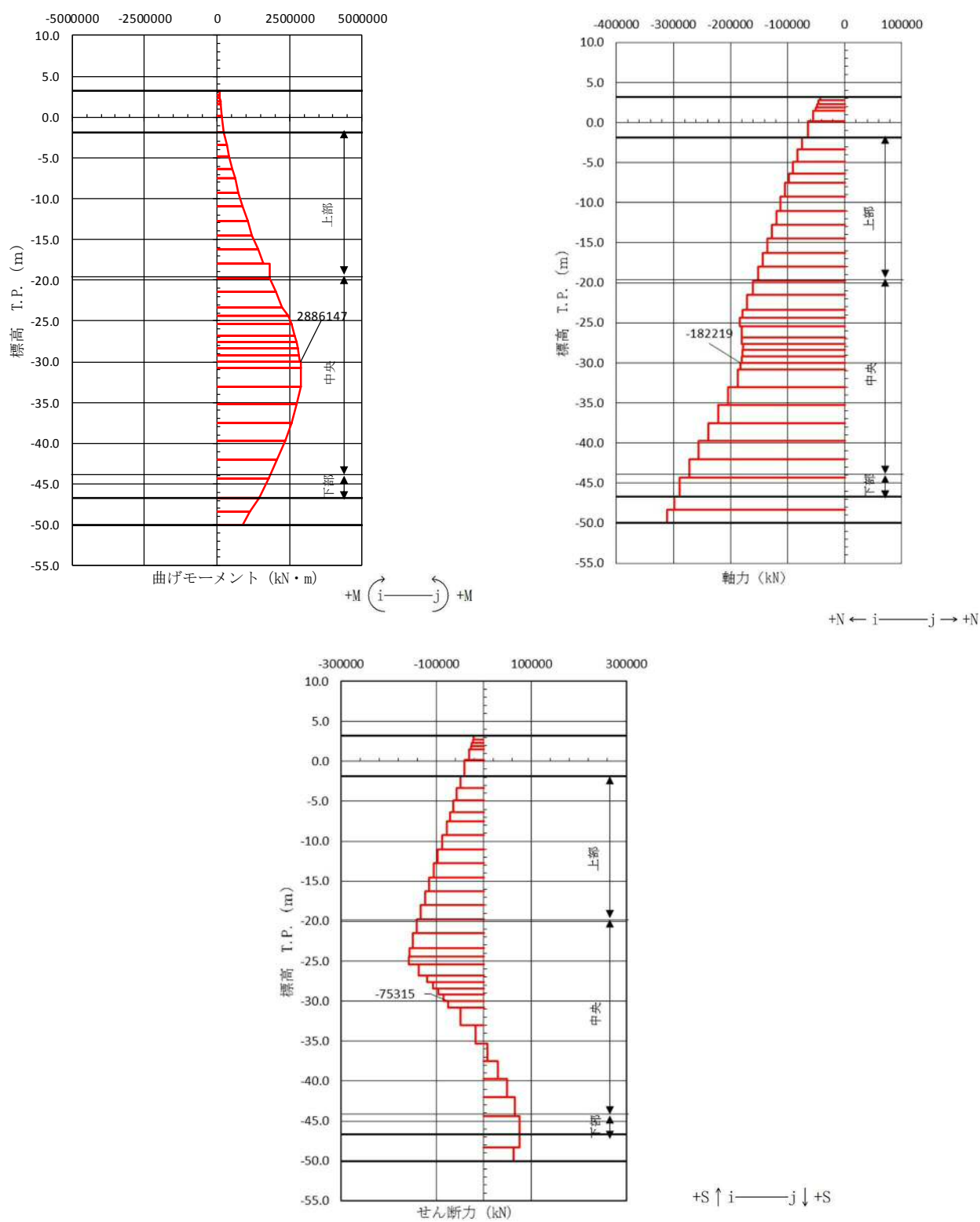














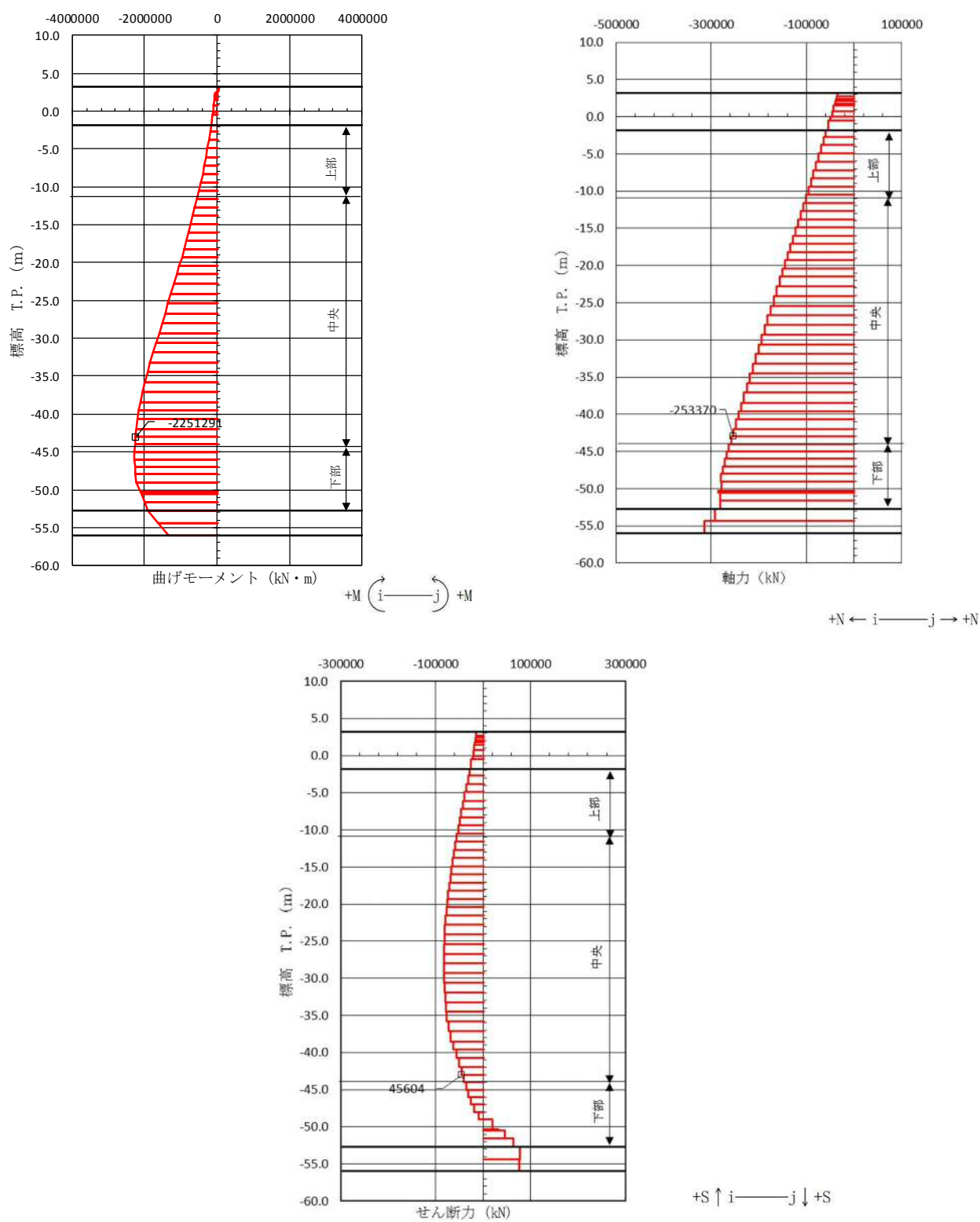


図 5.1-3 (19) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面 中央)

( $S_s - D 1$  [H+, V+]  $t = 22.62$  s)

(検討ケース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)



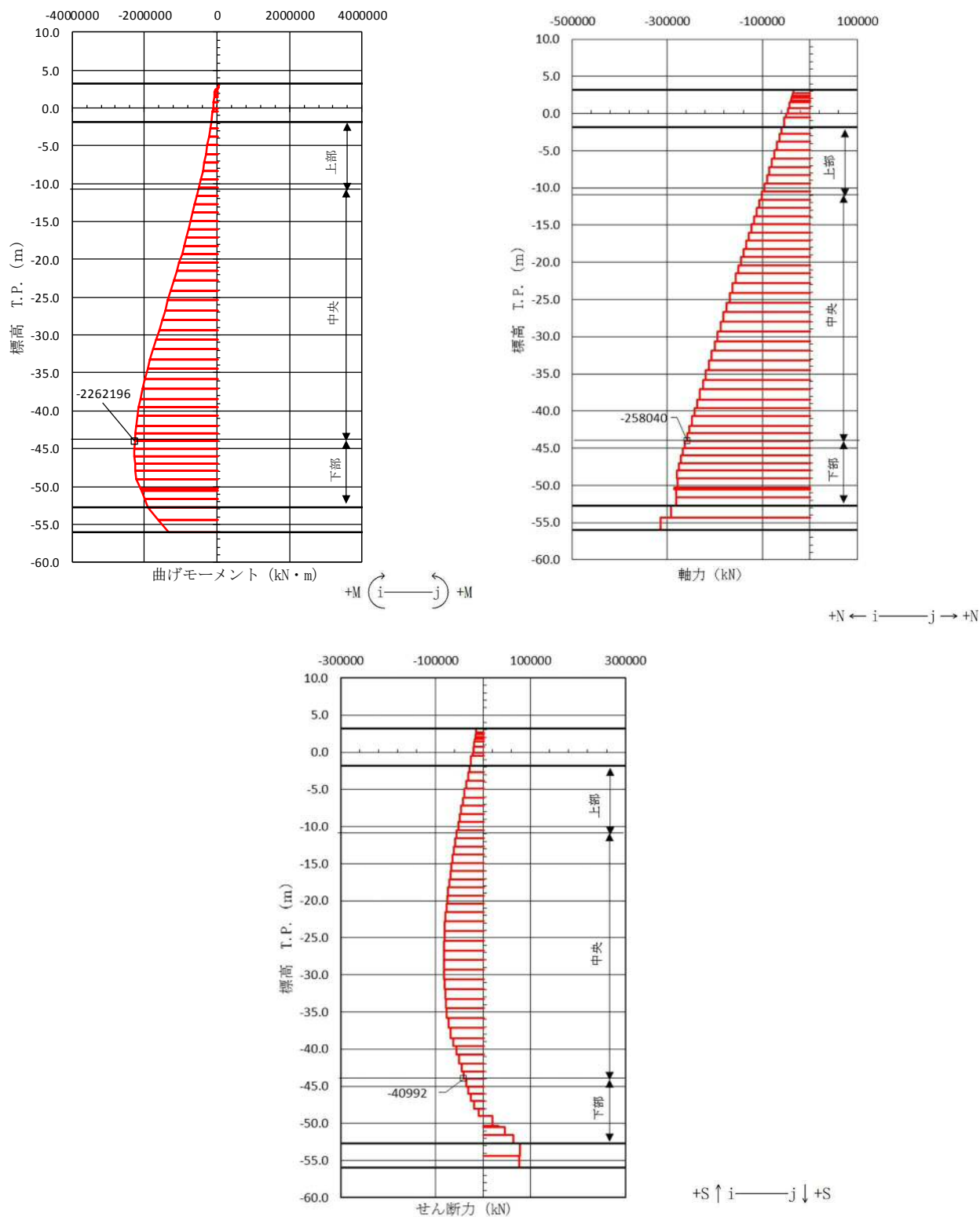


図 5.1-3 (20) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面 下部)

( $S_s - D1$  [H+, V+]  $t = 22.62 \text{ s}$ )

(検討ケース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)



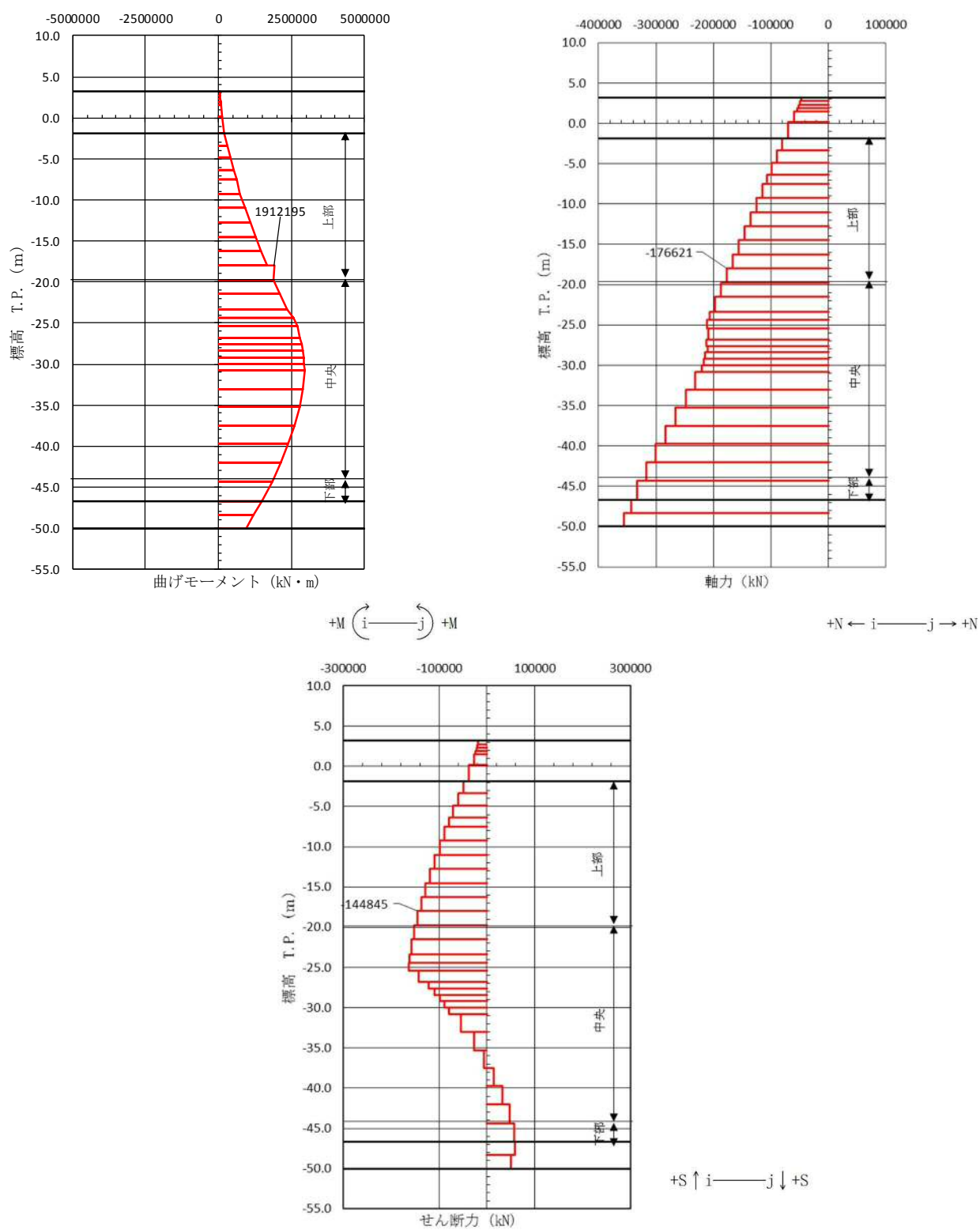
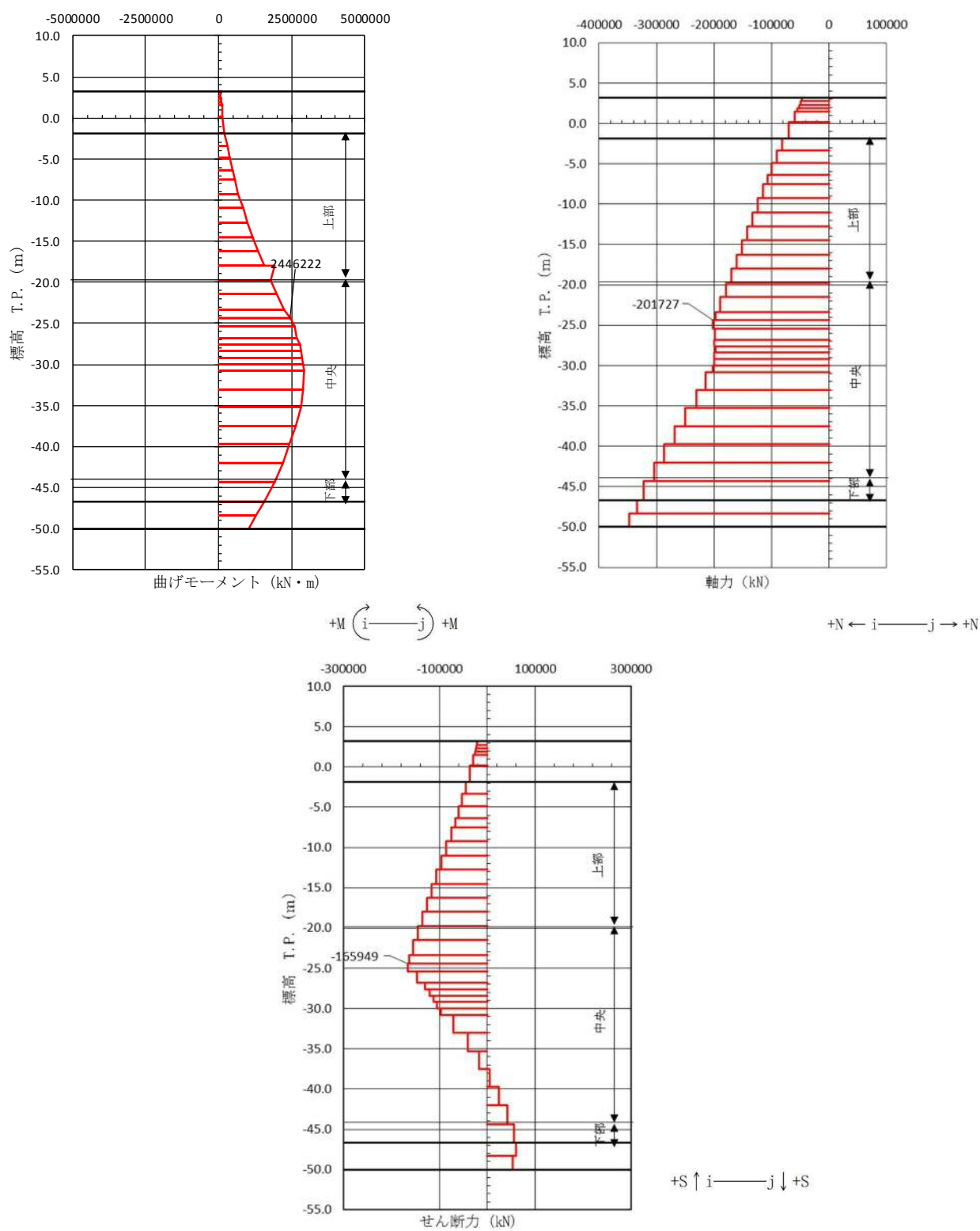


図 5.1-3 (21) せん断が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面 上部)  
 $(S_s - 3.1 \text{ [H+, V+]} \text{ } t = 8.82 \text{ s})$   
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)







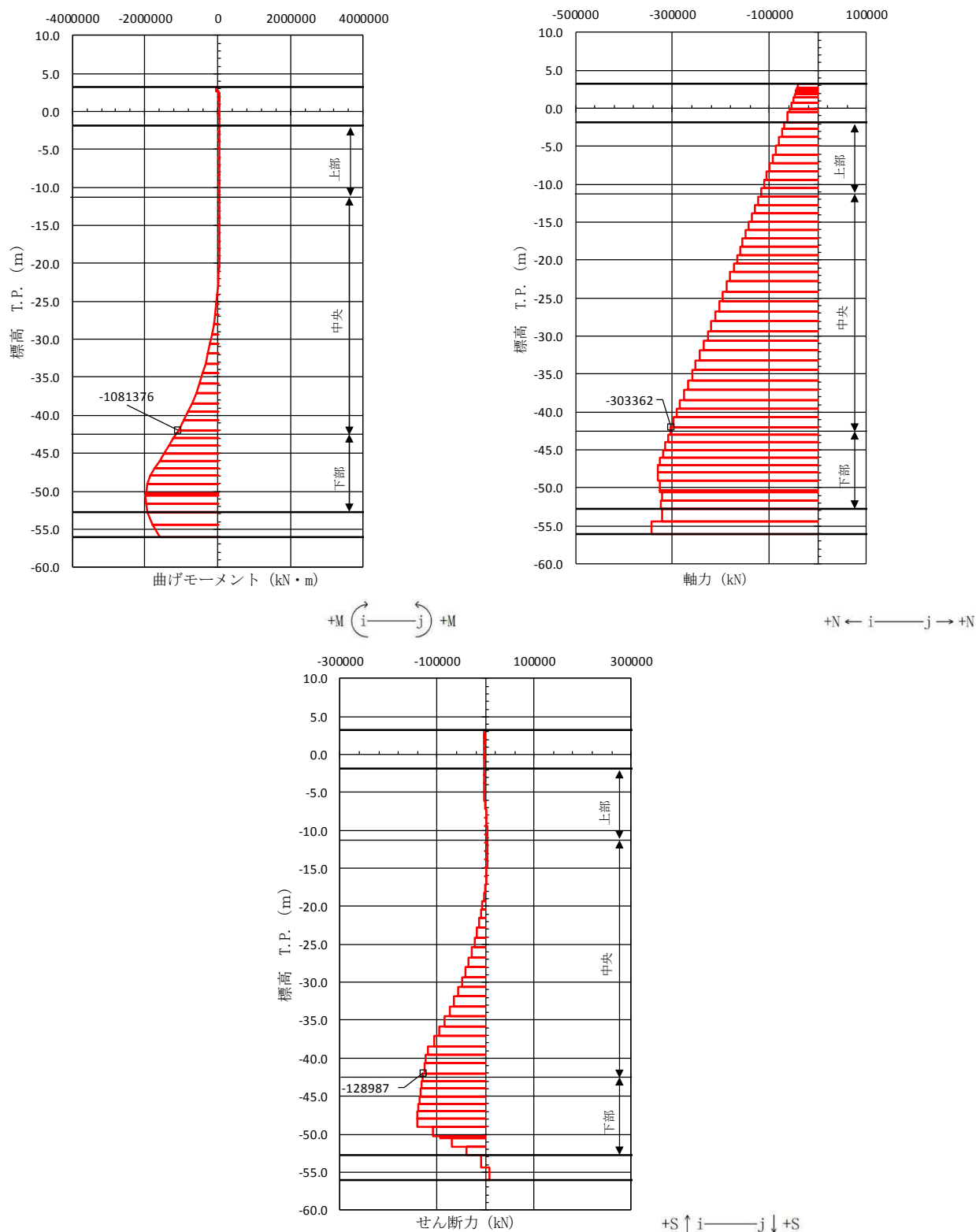
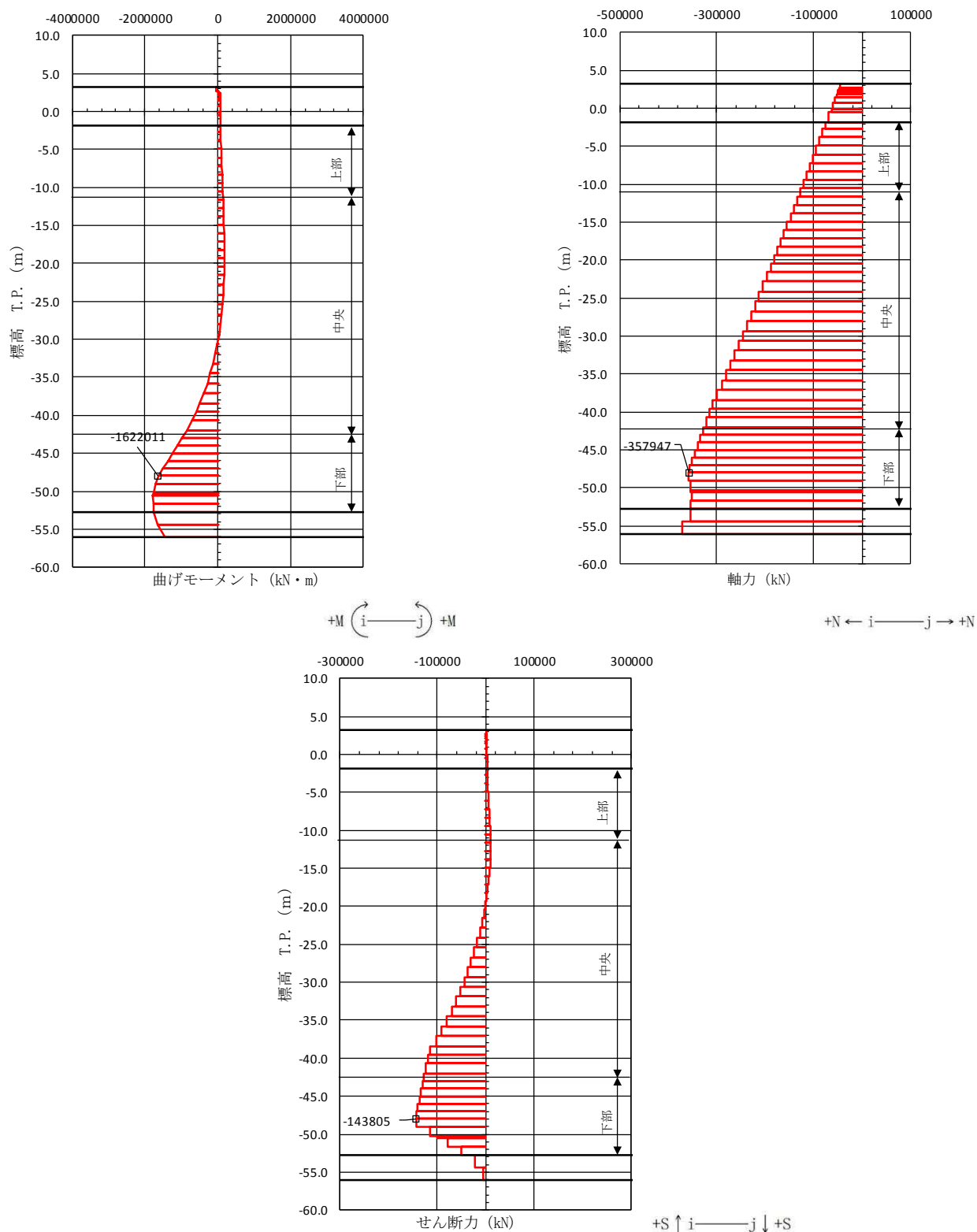


図 5.1-3 (23) せん断が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面 中央)  
( $S_s - D 1$  [H+, V+]  $t = 53.51$  s)

(検討ケース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)







(2) 地震時断面力図（検討ケースに着目した地震時断面力図）

地中連続壁基礎の各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表 5.1-3 に示す。基準地震動  $S_s$  による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-4 に示す。本図は各検討ケースにおいて，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査のうち，照査値が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。



表 5.1-3 (1) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置

## (①-①断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	Ss-D1	H+, V+	①①断面	0.83	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H+, V-	①-①断面	0.83	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V+	①-①断面	0.77	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V-	①-①断面	0.71	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-11	H+, V+	①-①断面	0.53	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-12	H+, V+	①-①断面	0.66	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-13	H+, V+	①-①断面	0.66	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-14	H+, V+	①-①断面	0.46	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-21	H+, V+	①-①断面	0.46	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-22	H+, V+	①-①断面	0.64	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H+, V+	①-①断面	0.78	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H-, V+	①-①断面	0.49	せん断力	上部	南基礎

表 5.1-3 (2) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置

## (③-③断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	Ss-D1	H+, V+	②-②断面	0.54	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H+, V-	②-②断面	0.53	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V+	②-②断面	0.59	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V-	②-②断面	0.59	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-11	H+, V+	②-②断面	0.36	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-12	H+, V+	②-②断面	0.37	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-13	H+, V+	②-②断面	0.41	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-14	H+, V+	②-②断面	0.36	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-21	H+, V+	②-②断面	0.44	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-22	H+, V+	②-②断面	0.38	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H+, V+	②-②断面	0.64	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H-, V+	②-②断面	0.58	せん断力	上部	南基礎

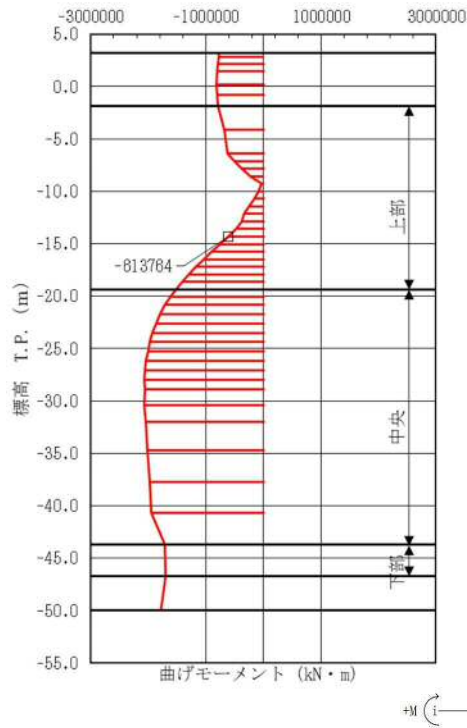


表 5.1-3 (3) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置

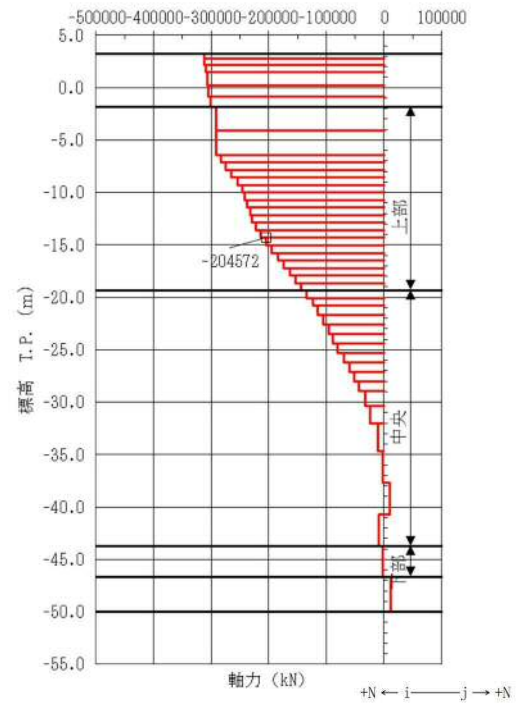
(②-②断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	Ss-D1	H+, V+	②-②断面	0.39	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-D1	H+, V-	②-②断面	0.39	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-D1	H-, V+	②-②断面	0.39	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-D1	H-, V-	②-②断面	0.36	せん断力	中央部	北基礎
①	Ss-11	H+, V+	②-②断面	0.20	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-12	H+, V+	②-②断面	0.28	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-13	H+, V+	②-②断面	0.27	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-14	H+, V+	②-②断面	0.26	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-21	H+, V+	②-②断面	0.23	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-22	H+, V+	②-②断面	0.27	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-31	H+, V+	②-②断面	0.29	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-31	H-, V+	②-②断面	0.28	せん断力	下部	北基礎

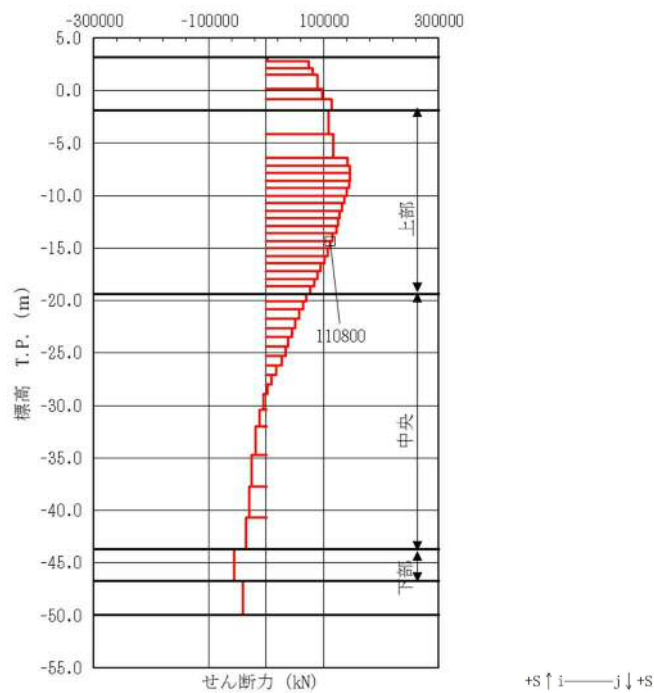




曲げモーメント図



軸力図



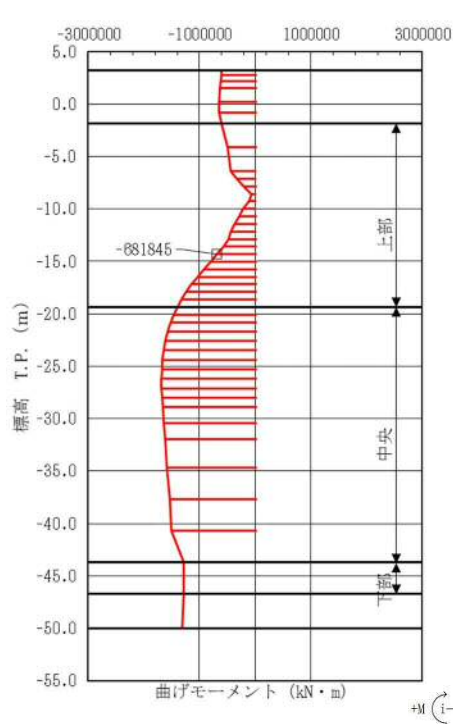
せん断力図

図 5.1-4 (1) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

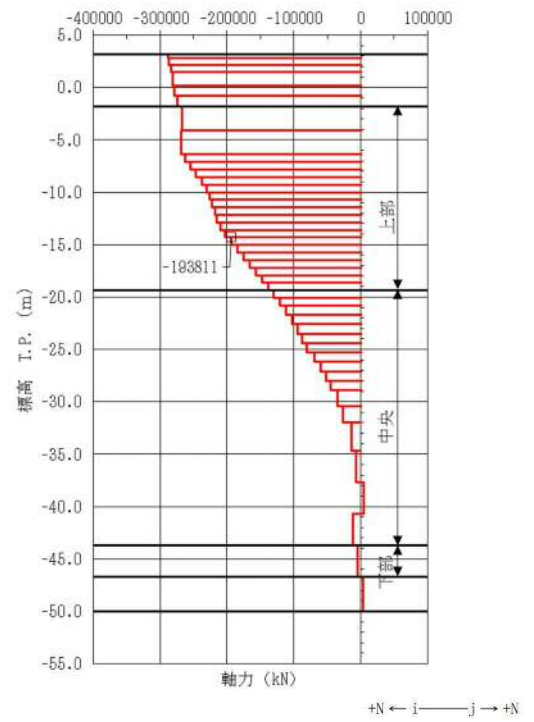
( $S_s - D 1$  [H+, V+]  $t = 23.26$  s)

(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)

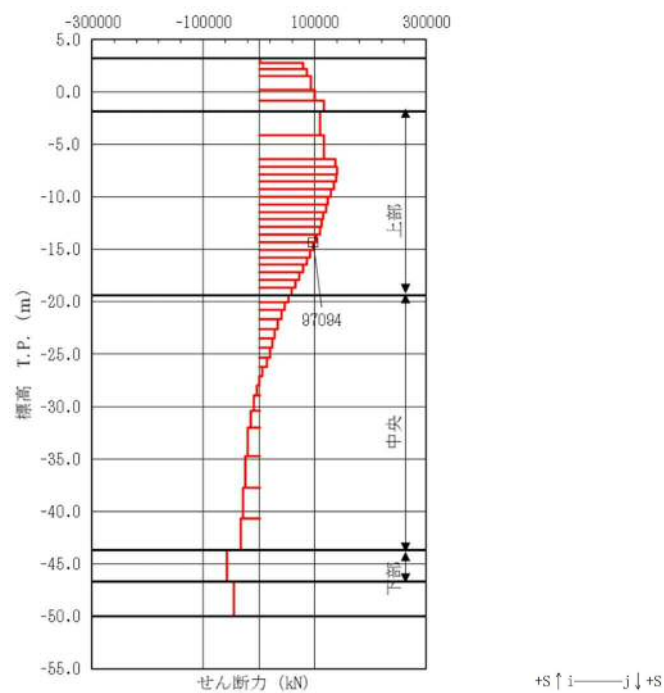




曲げモーメント図



軸力図



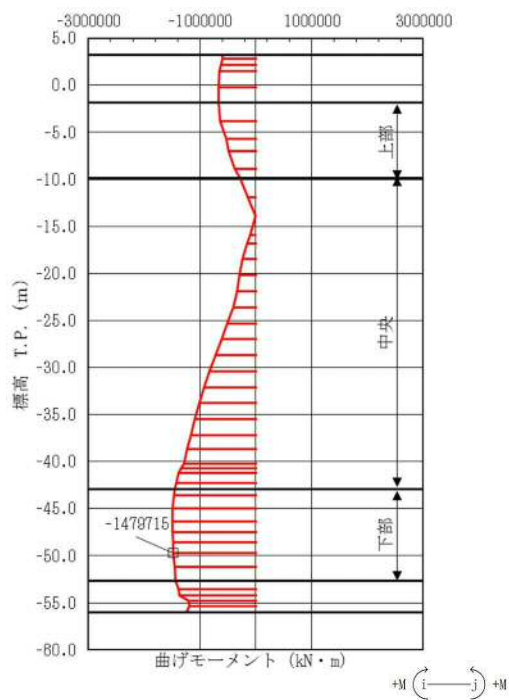
せん断力図

図 5.1-4 (2) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

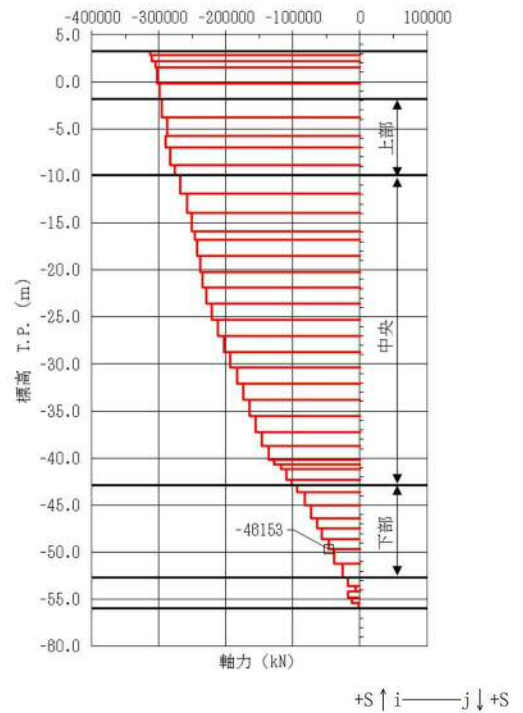
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 23.07$  s)

(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)

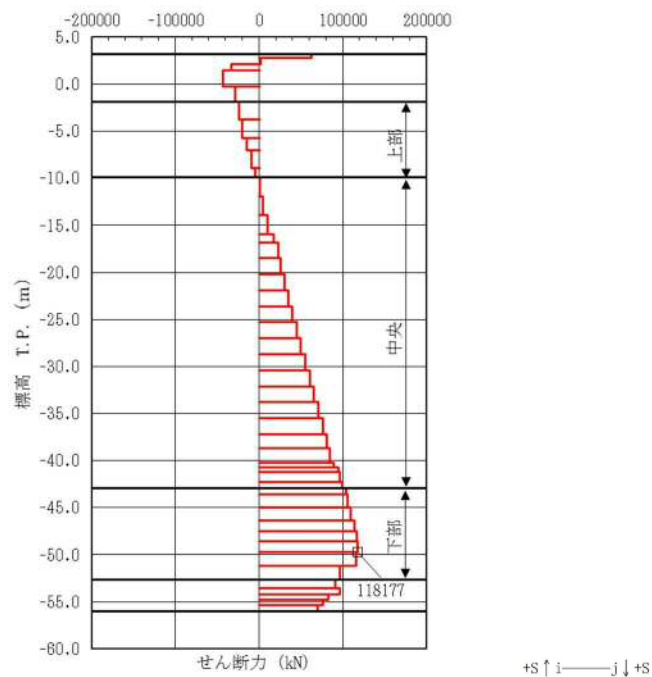




曲げモーメント図



軸力図



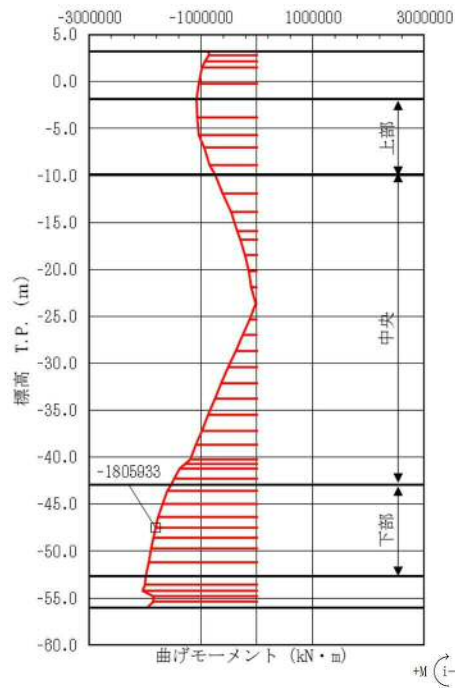
せん断力図

図 5.1-4 (3) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

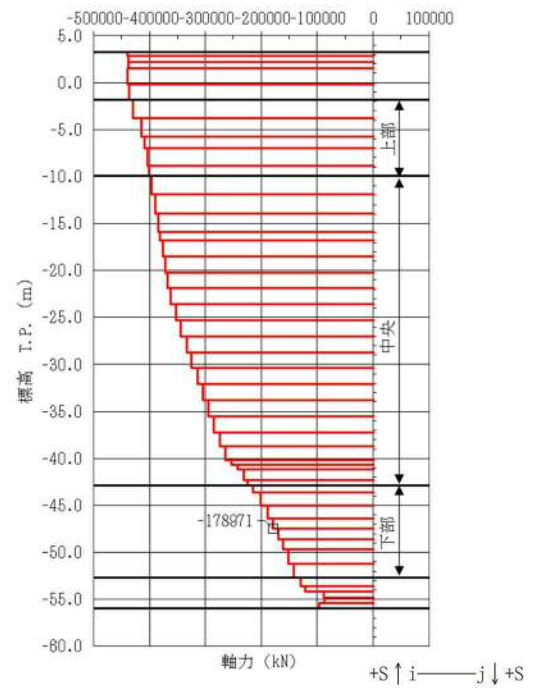
( $S_s - D1$  [H-, V+],  $t = 26.13$  s)

(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)

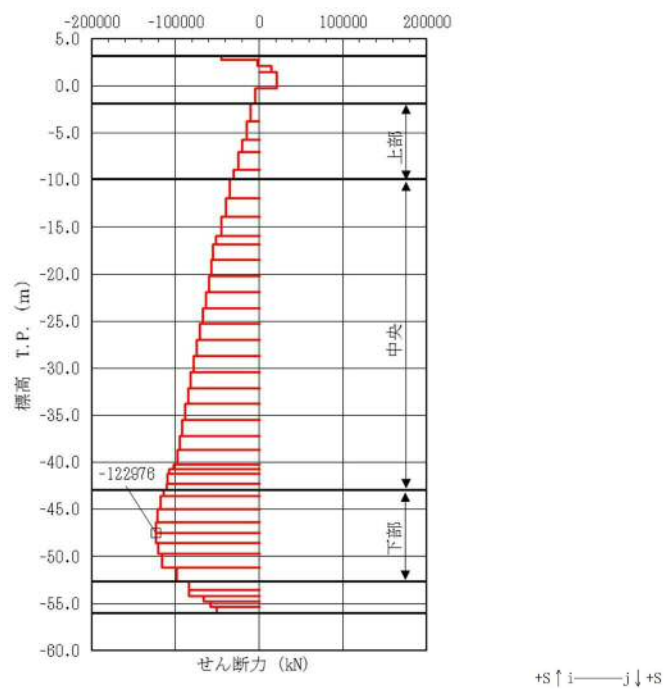




曲げモーメント図



軸力図



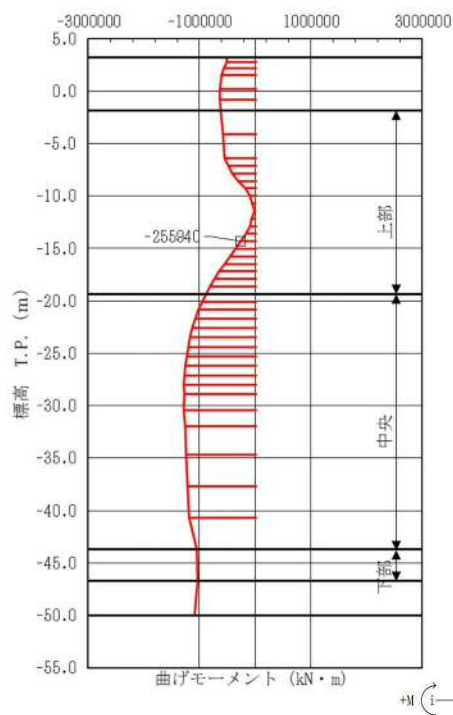
せん断力図

図 5.1-4 (4) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

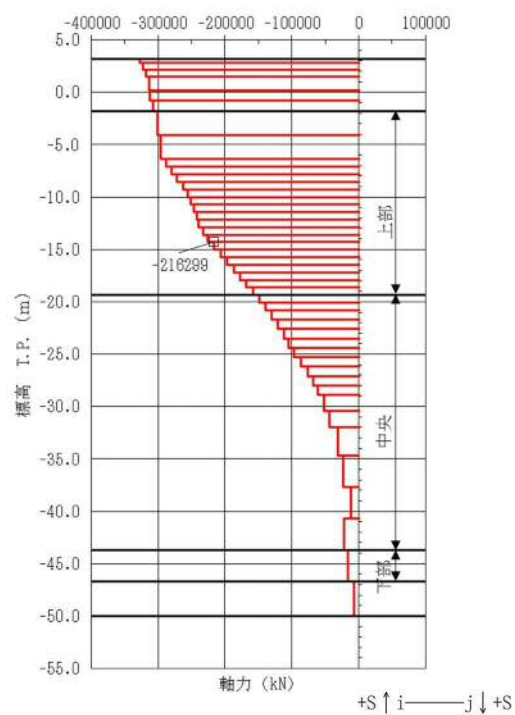
( $S_s - D1$  [H-, V-],  $t = 23.26$  s)

(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)

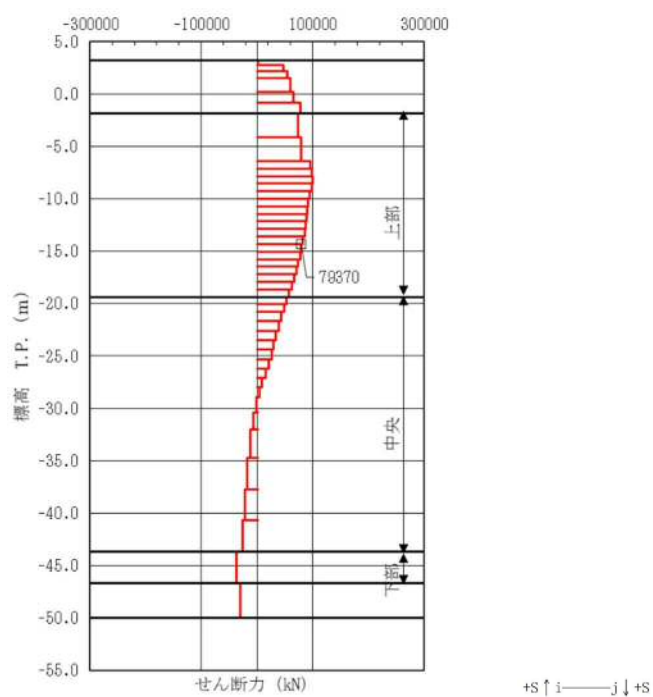




曲げモーメント図



軸力図



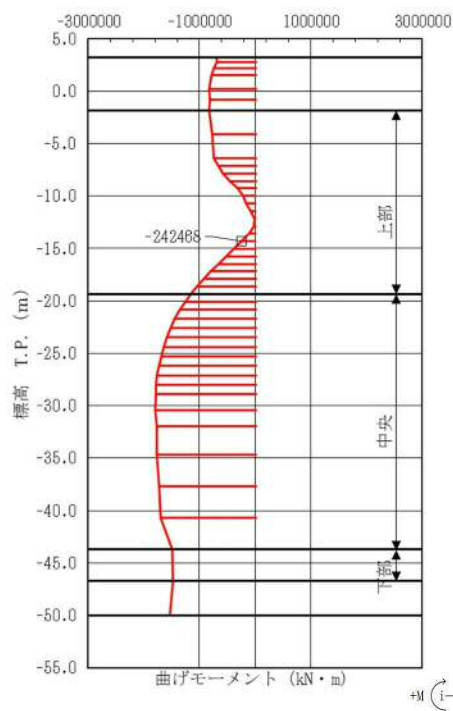
せん断力図

図 5.1-4 (5) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

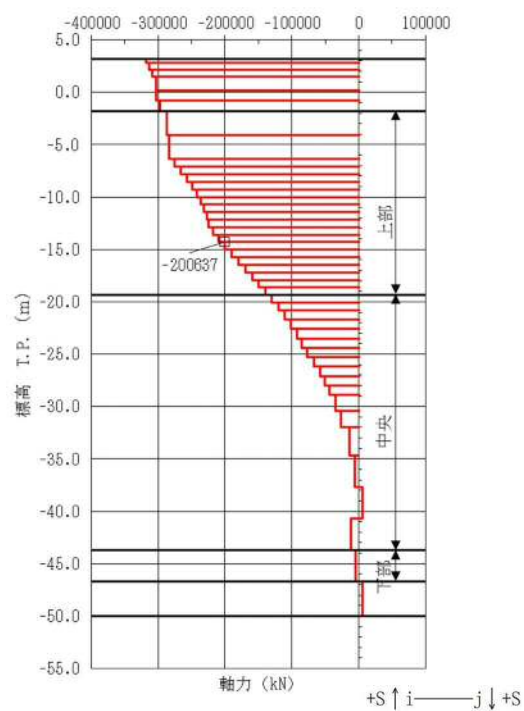
( $S_s - 1.1$  [H+, V+],  $t = 69.54$  s)

(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)

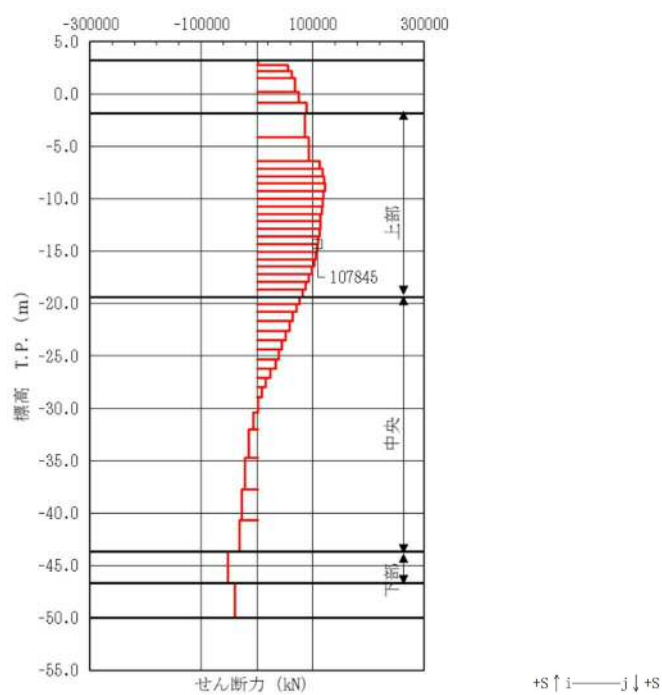




曲げモーメント図



軸力図



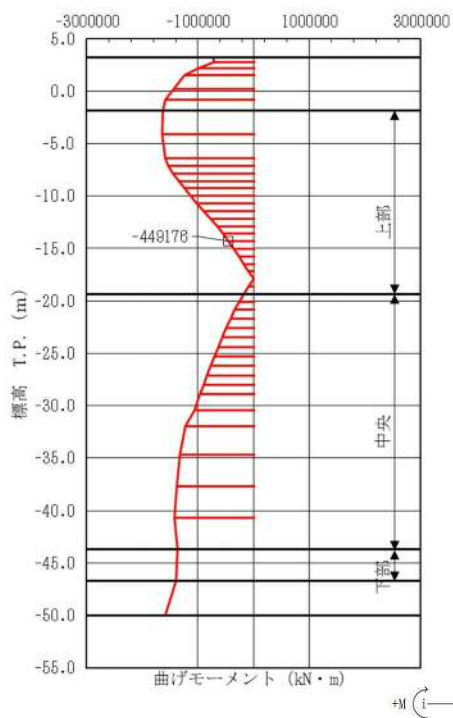
せん断力図

図 5.1-4 (6) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

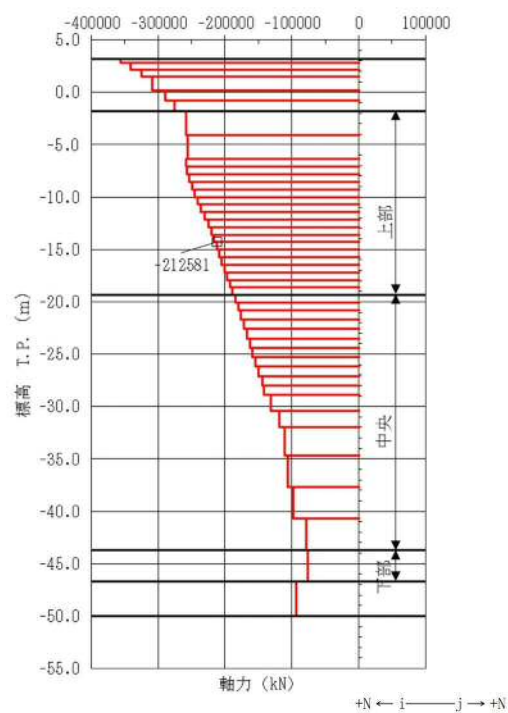
( $S_s - 1.2 [H+, V+]$ ,  $t = 31.67$  s)

(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)

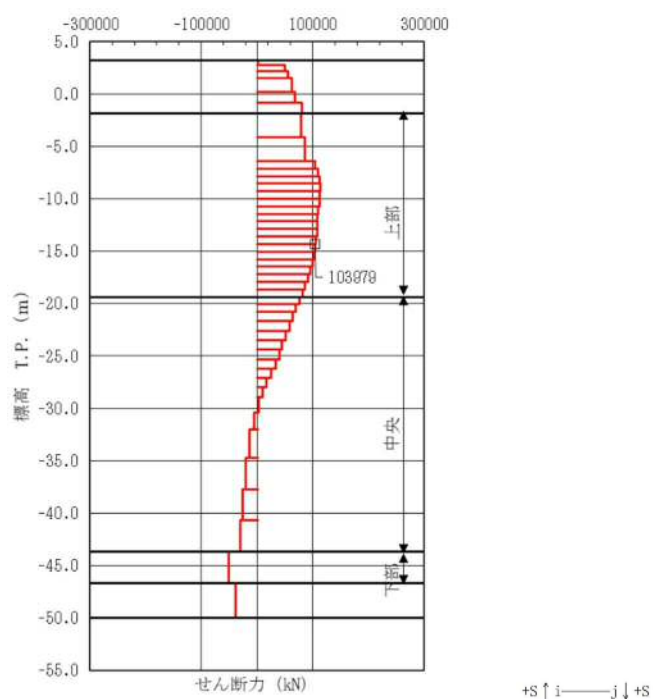




曲げモーメント図



軸力図



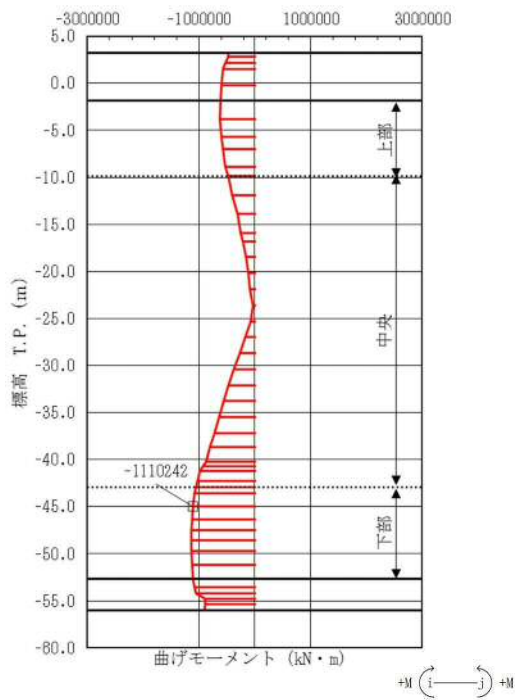
せん断力図

図 5.1-4 (7) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

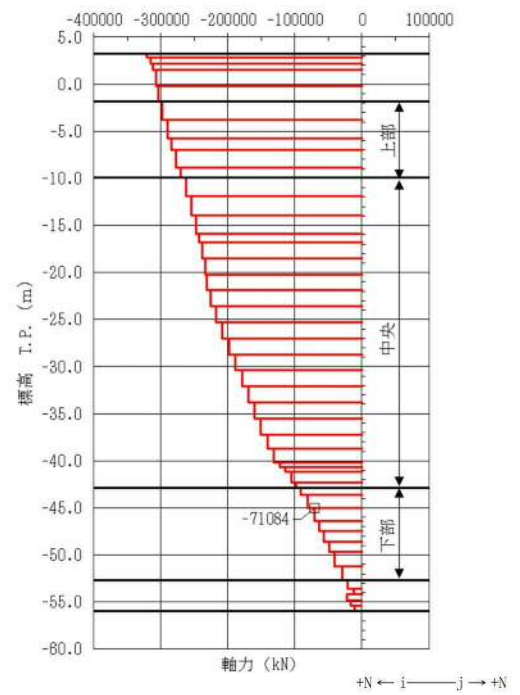
( $S_s - 1.3 [H+, V+]$ ,  $t = 28.87$  s)

(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)

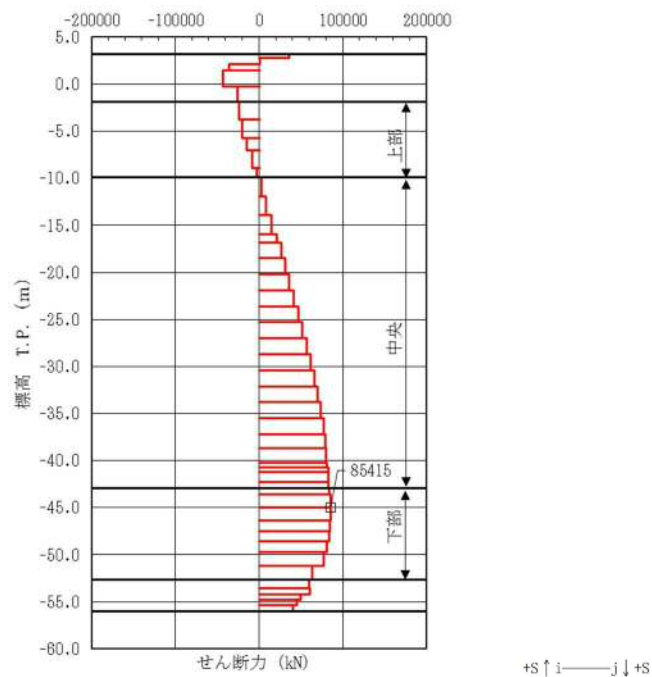




曲げモーメント図



軸力図



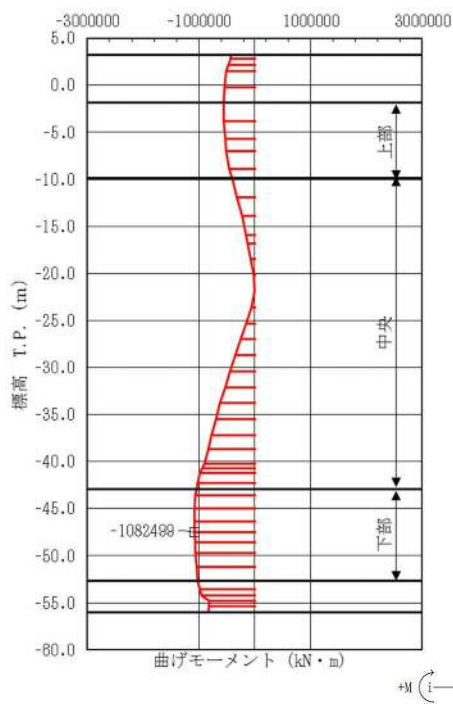
せん断力図

図 5.1-4 (8) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

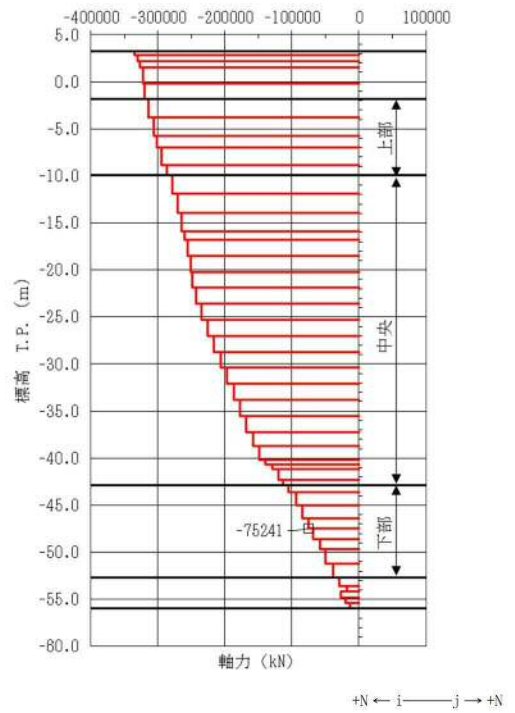
( $S_s - 1.4 [H+, V+]$ ,  $t = 31.84 \text{ s}$ )

(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)

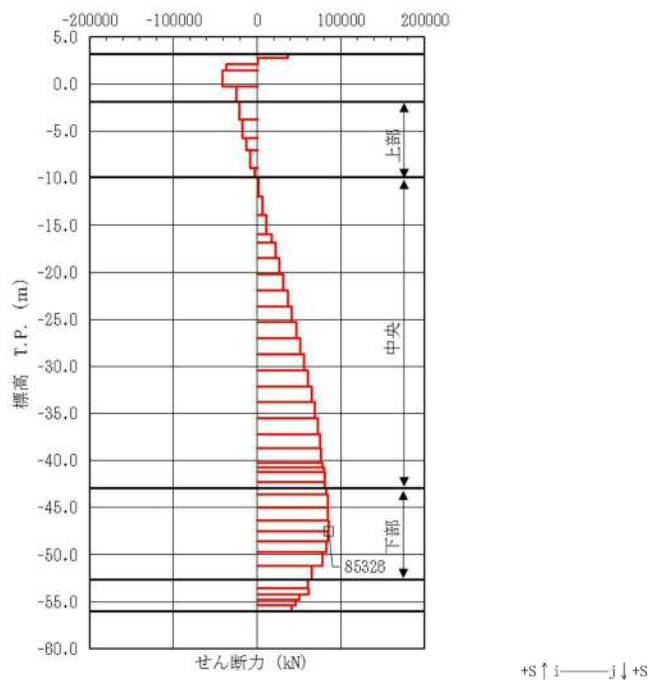




曲げモーメント図



軸力図



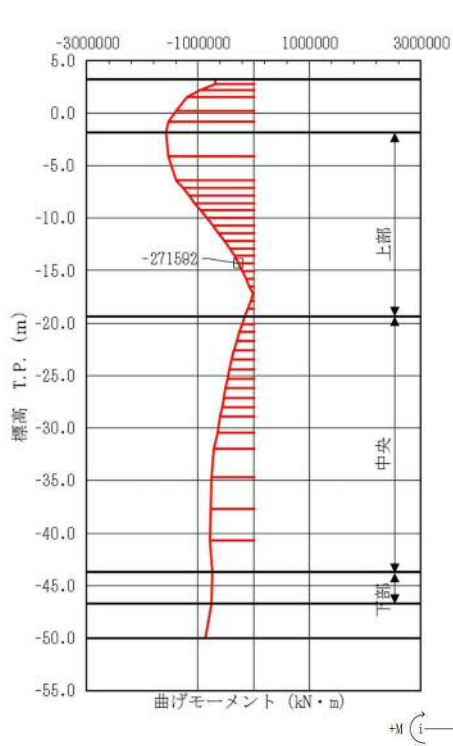
せん断力図

図 5.1-4 (9) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

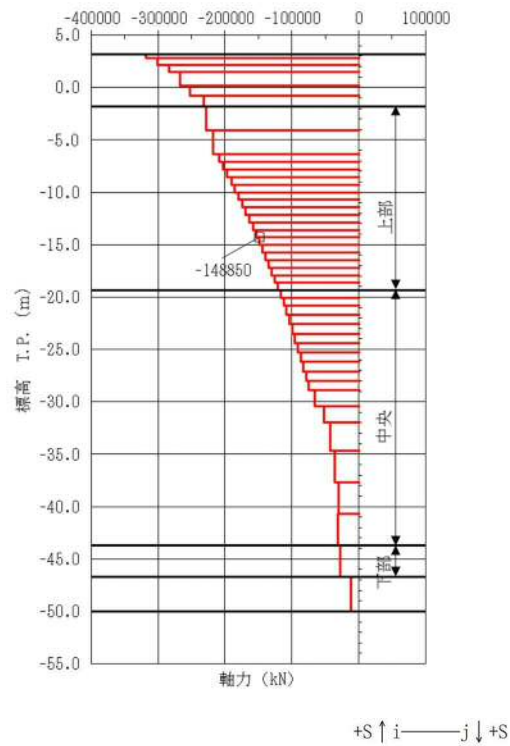
( $S_s - 2.1$  [H+, V+],  $t = 63.51$  s)

(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)

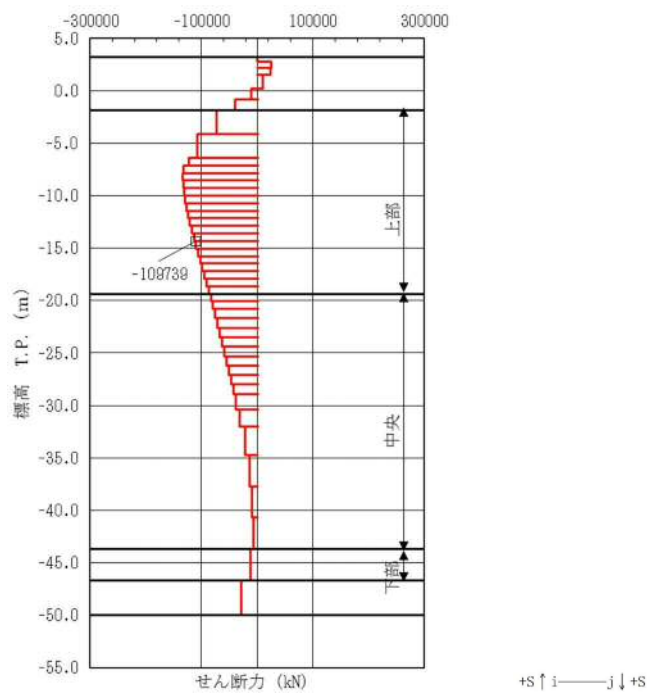




曲げモーメント図



軸力図



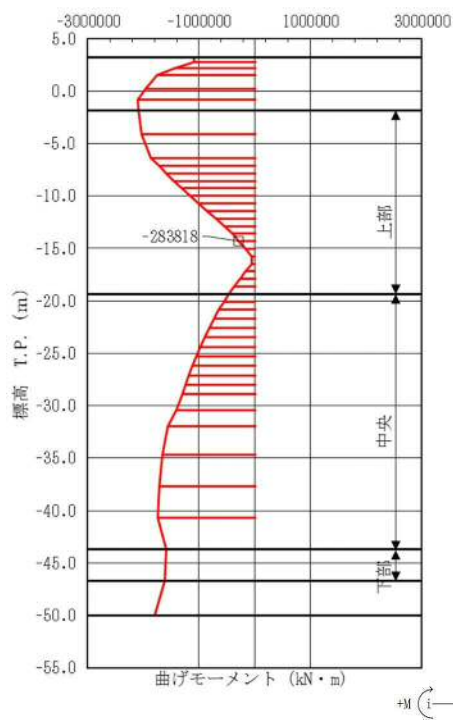
せん断力図

図 5.1-4 (10) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

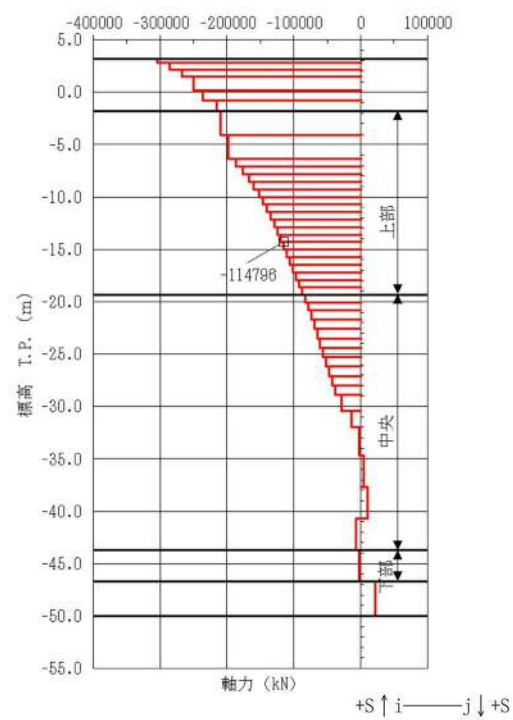
( $S_s - 2.2 [H+, V+]$ ,  $t = 92.41$  s)

(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)

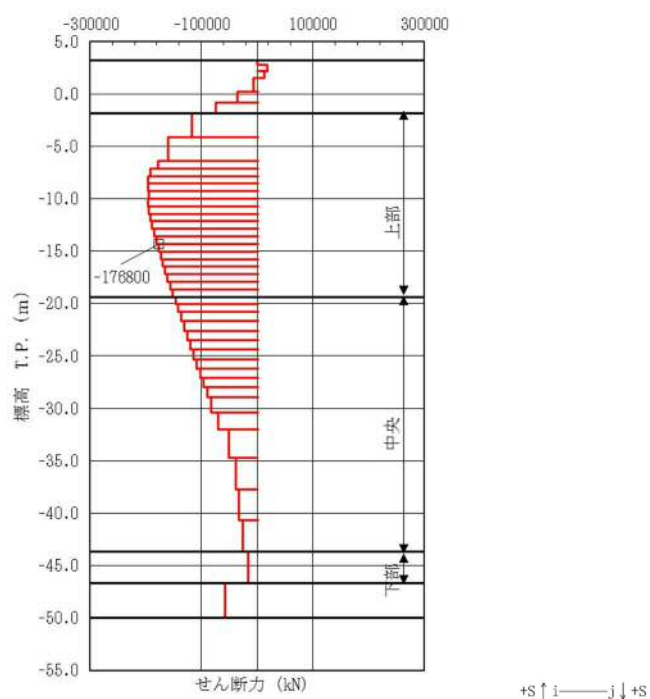




曲げモーメント図



軸力図



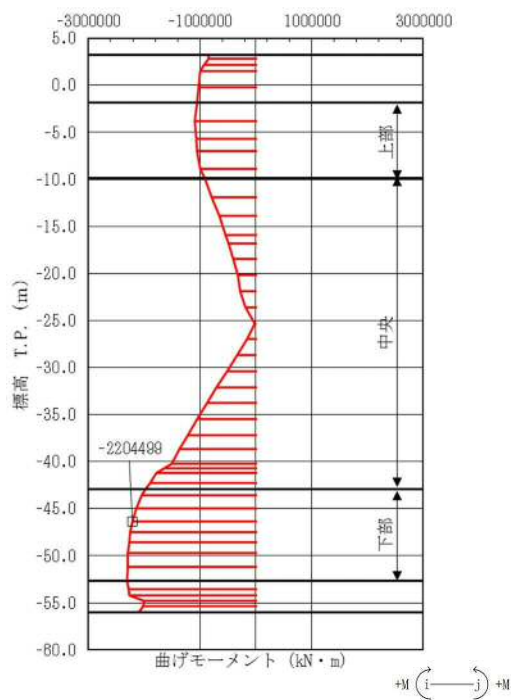
せん断力図

図 5.1-4 (11) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

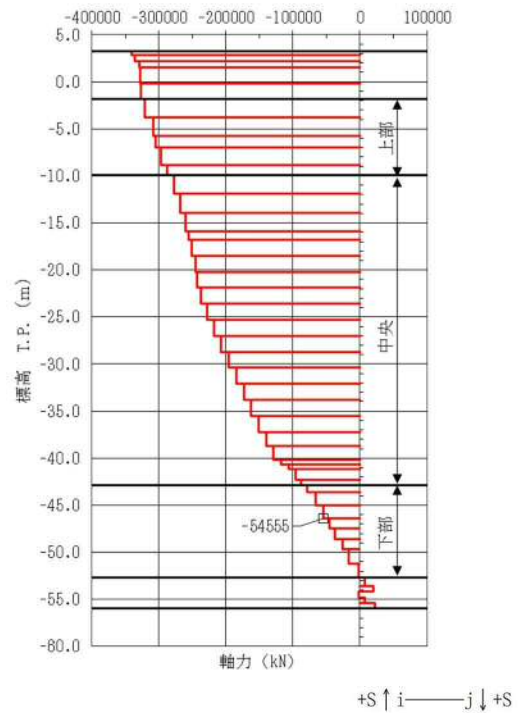
( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ ,  $t = 8.82$  s)

(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)

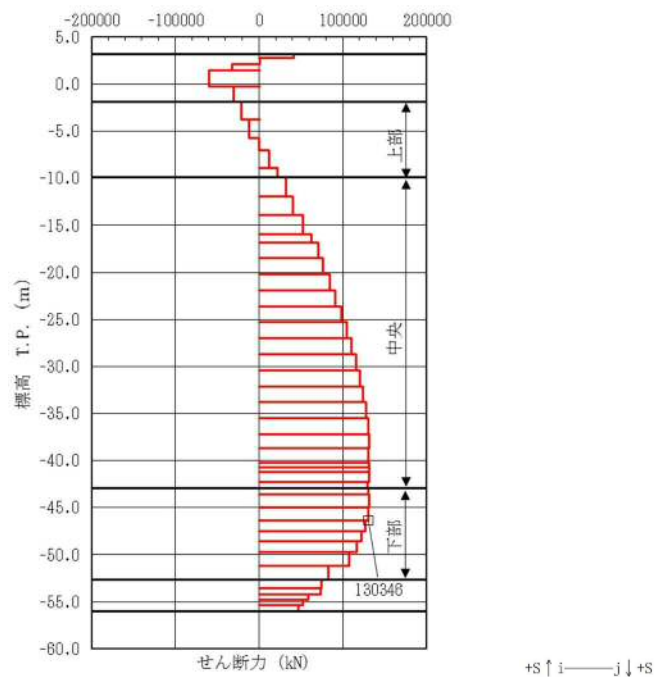




曲げモーメント図



軸力図



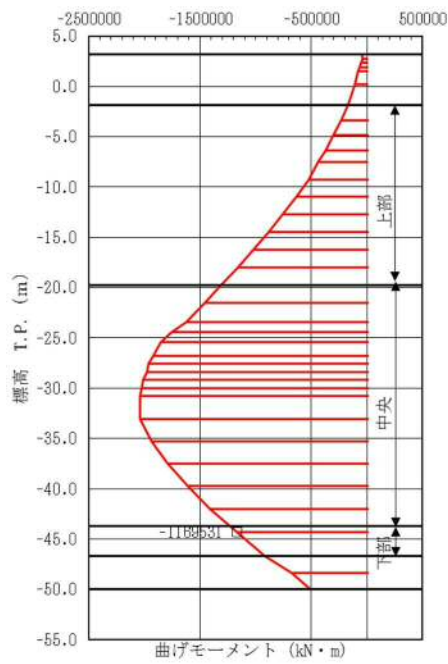
せん断力図

図 5.1-4 (12) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+],  $t = 8.76$  s)

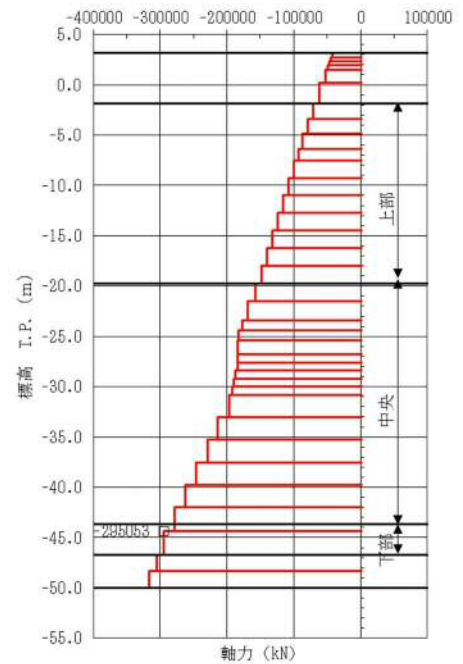
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





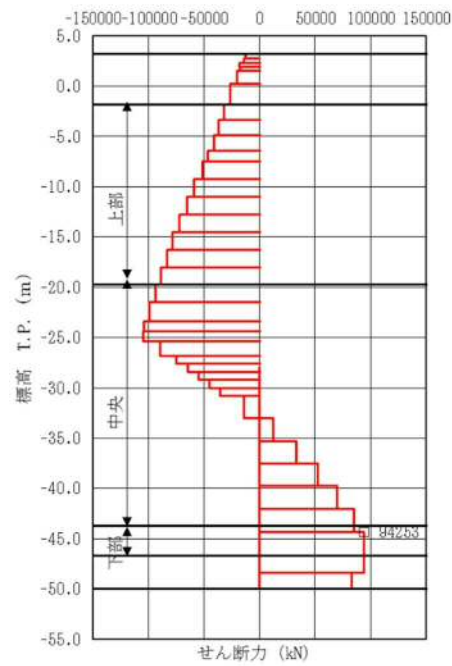
+M (i → j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

軸力図



+S ↑ i — j ↓ +S

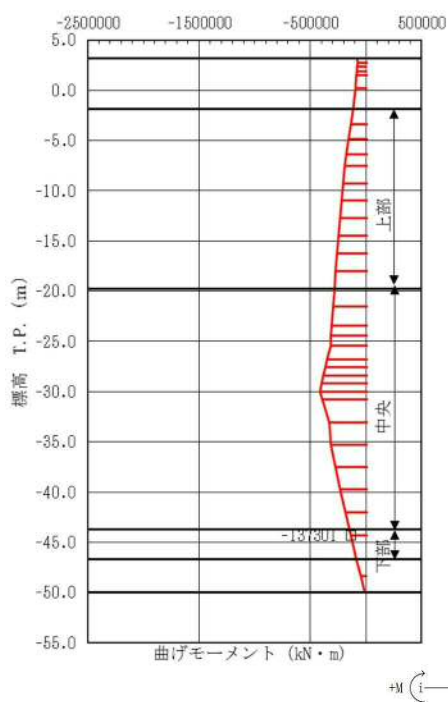
せん断力図

図 5.1-4 (13) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 下部)

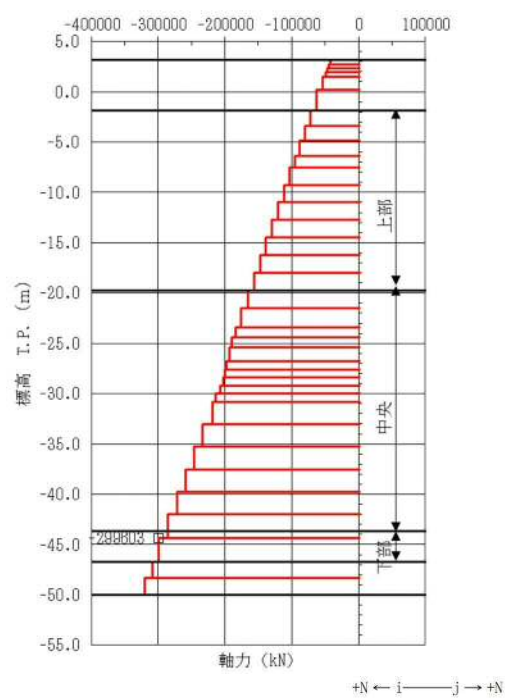
( $S_s - D 1$  [H+, V+]  $t = 53.70$  s)

(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)

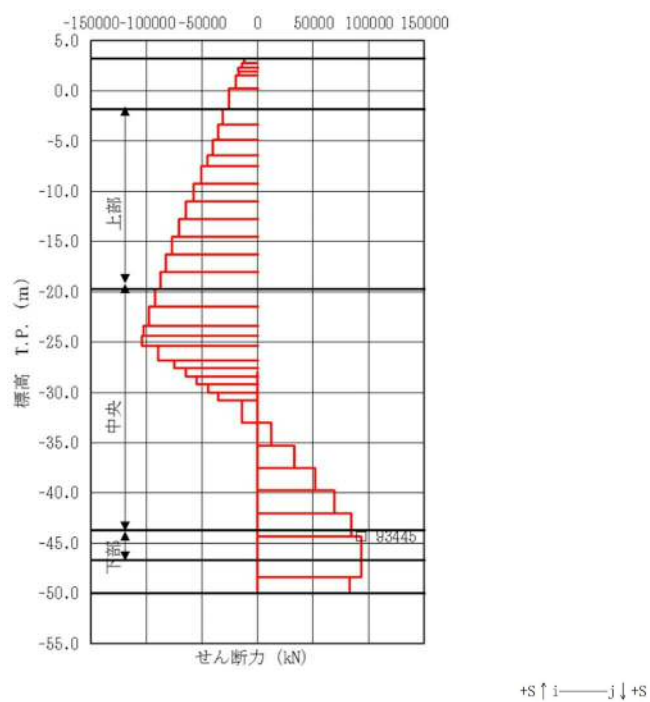




曲げモーメント図



軸力図



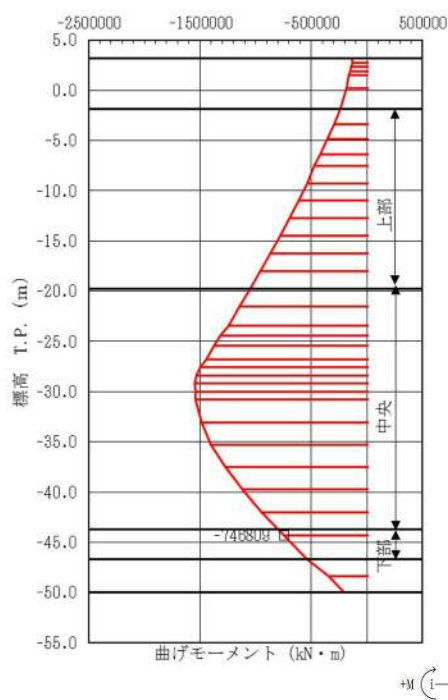
せん断力図

図 5.1-4 (14) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 下部)

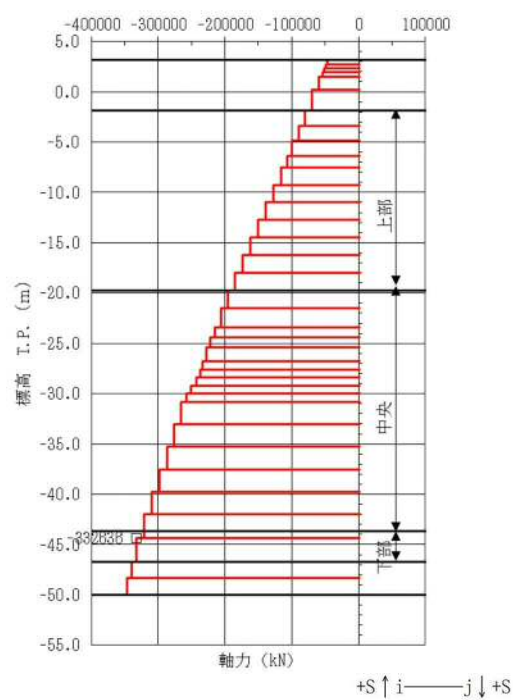
( $S_s$ -D 1 [H+, V-]  $t=53.70$  s)

(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)

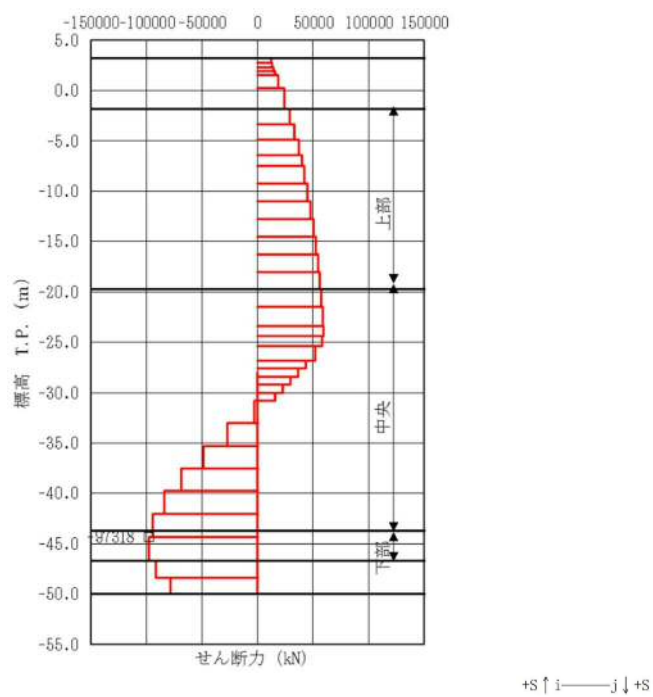




曲げモーメント図



軸力図



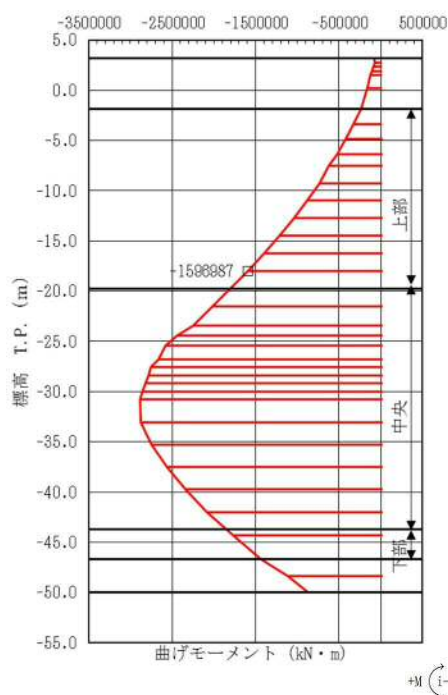
せん断力図

図 5.1-4 (15) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 下部)

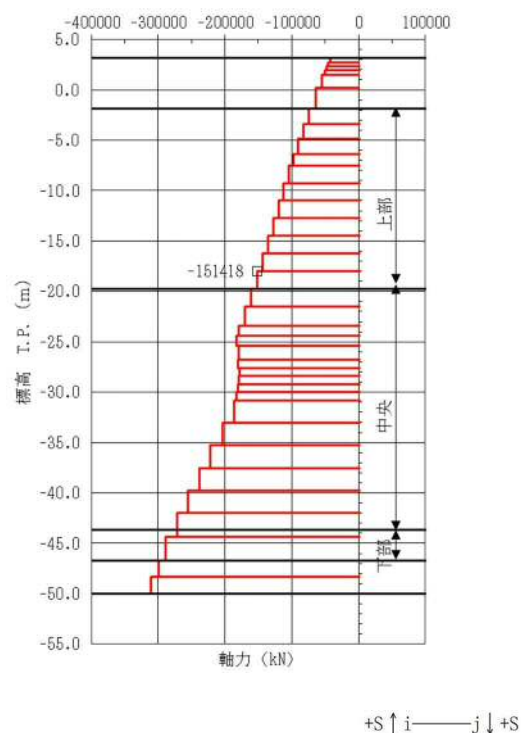
( $S_s$ -D 1 [H-, V+]  $t=53.69$  s)

(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)

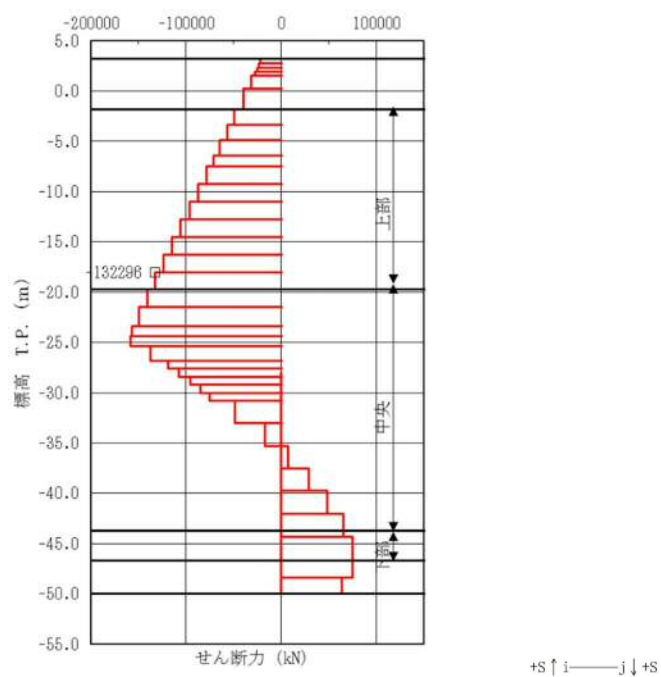




曲げモーメント図



軸力図



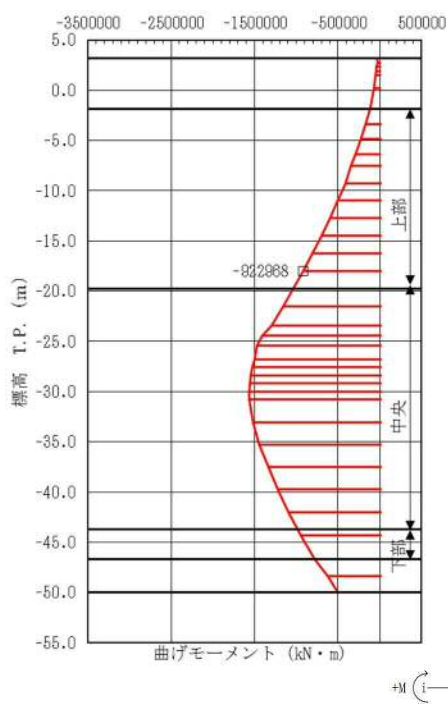
せん断力図

図 5.1-4 (16) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

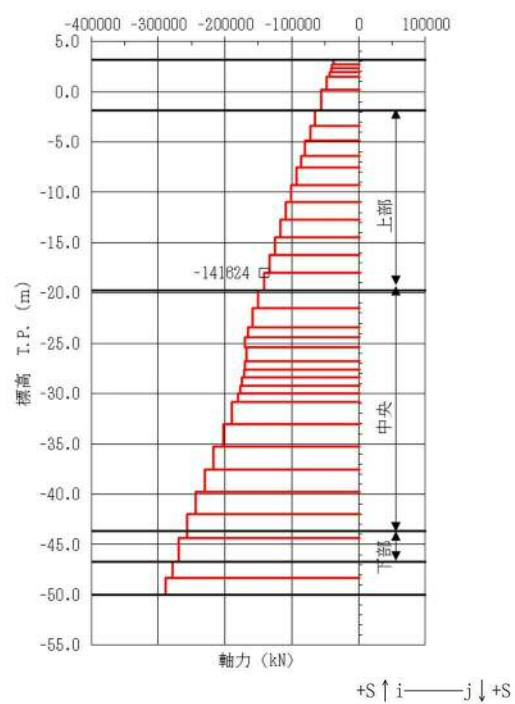
( $S_s$ -D 1 [H-, V-]  $t=68.75$  s)

(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)

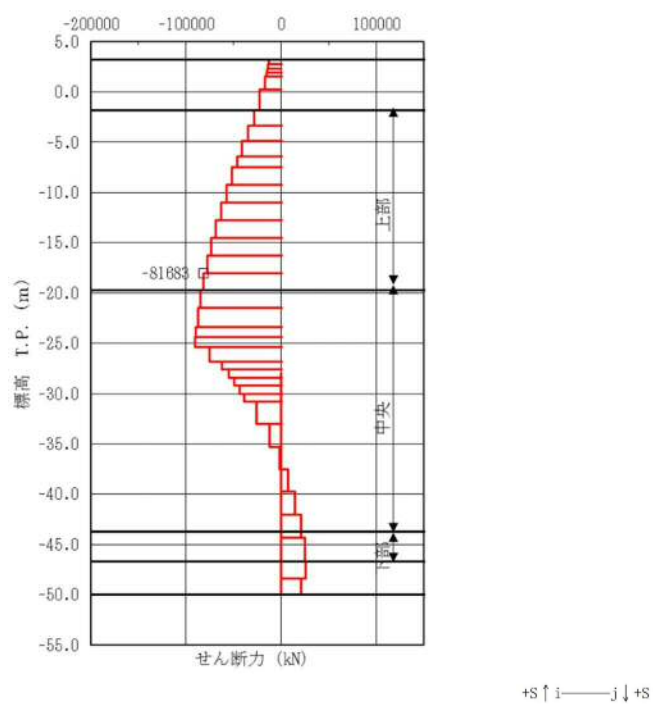




曲げモーメント図



軸力図



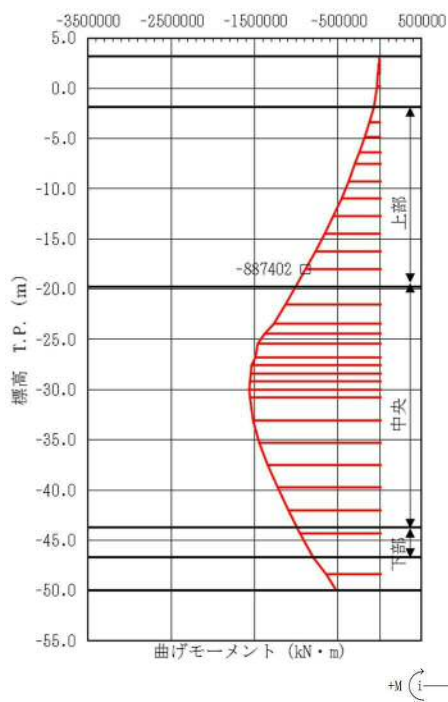
せん断力図

図 5.1-4 (17) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

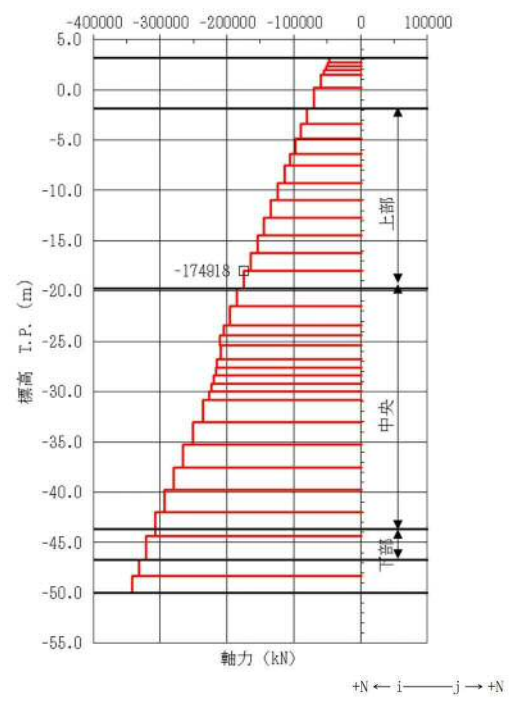
( $S_s - 1.1$  [H+, V+]  $t = 25.75$  s)

(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)

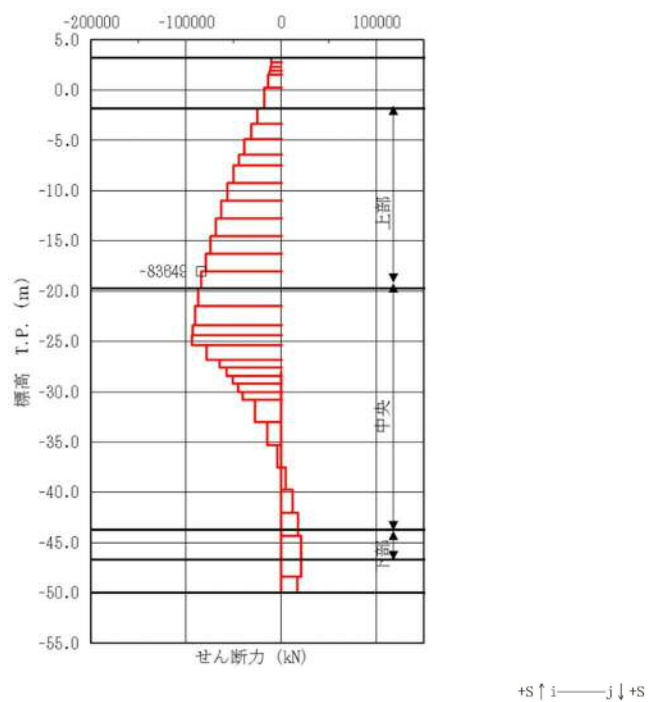




曲げモーメント図



軸力図



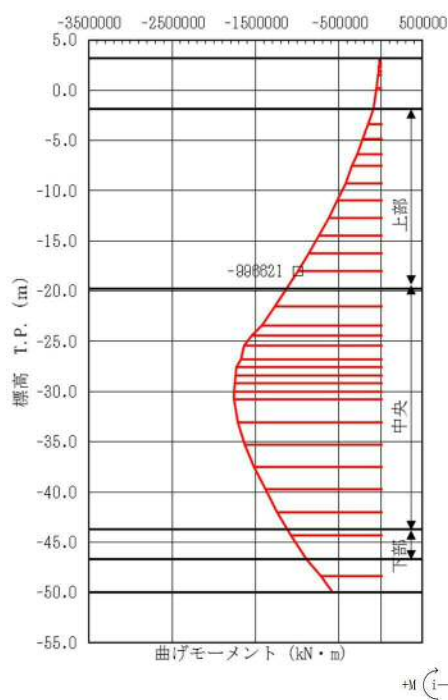
せん断力図

図 5.1-4 (18) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

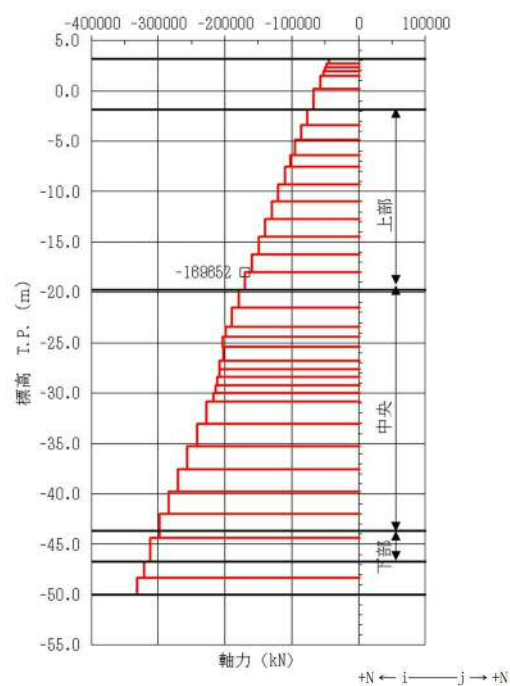
( $S_s-12$  [H+, V+]  $t=31.58$  s)

(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)

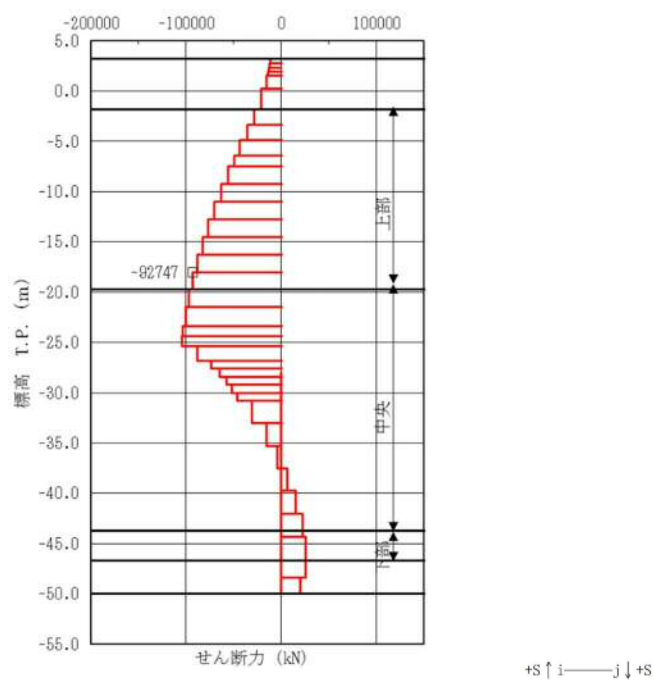




曲げモーメント図



軸力図



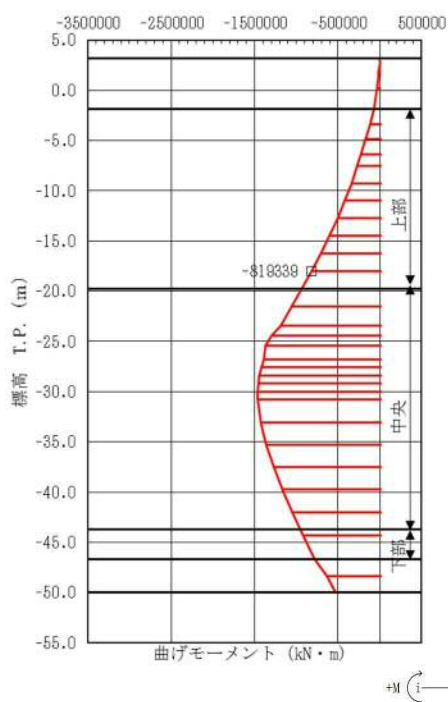
せん断力図

図 5.1-4 (19) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

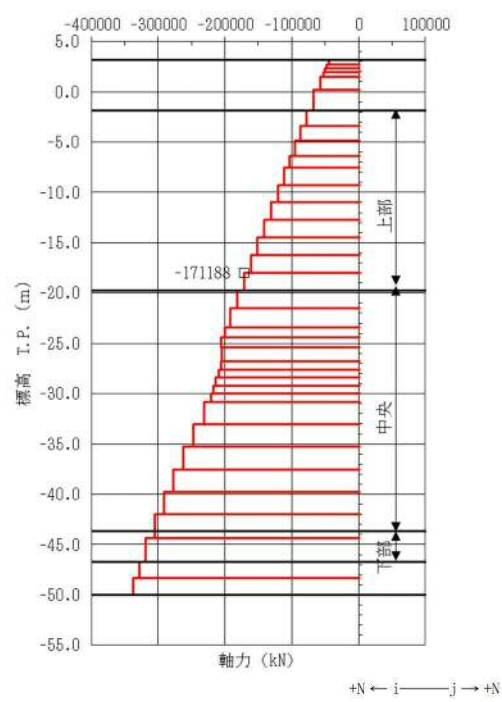
( $S_s-13$  [H+, V+]  $t=28.80$  s)

(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)

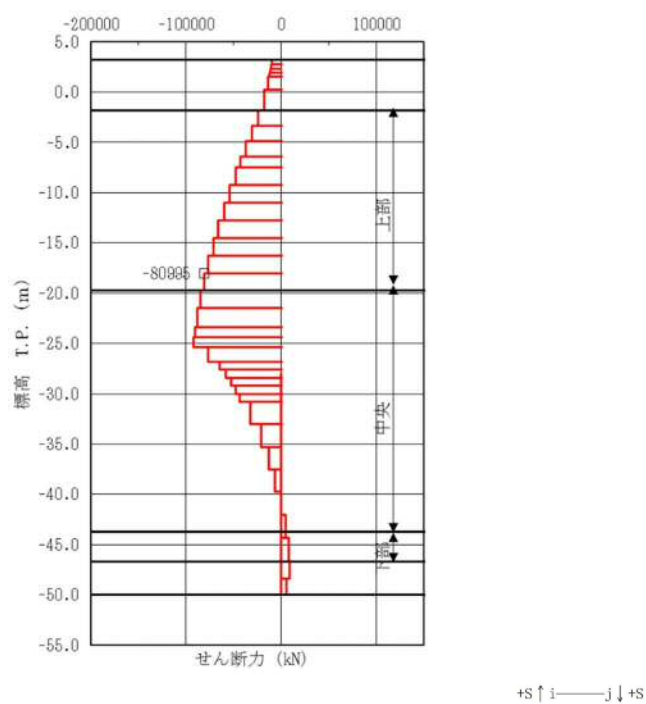




曲げモーメント図



軸力図



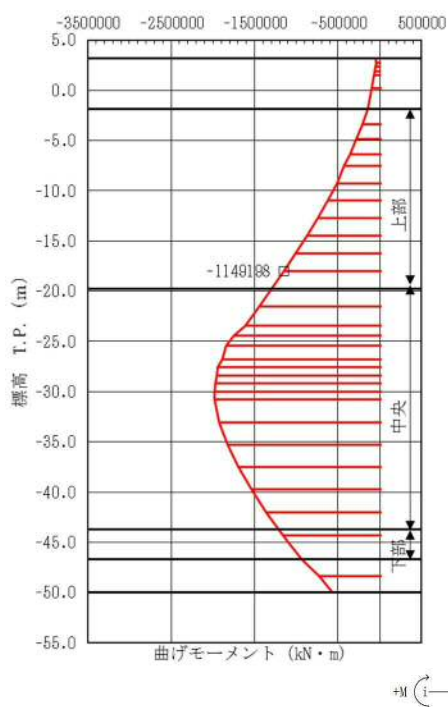
せん断力図

図 5.1-4 (20) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

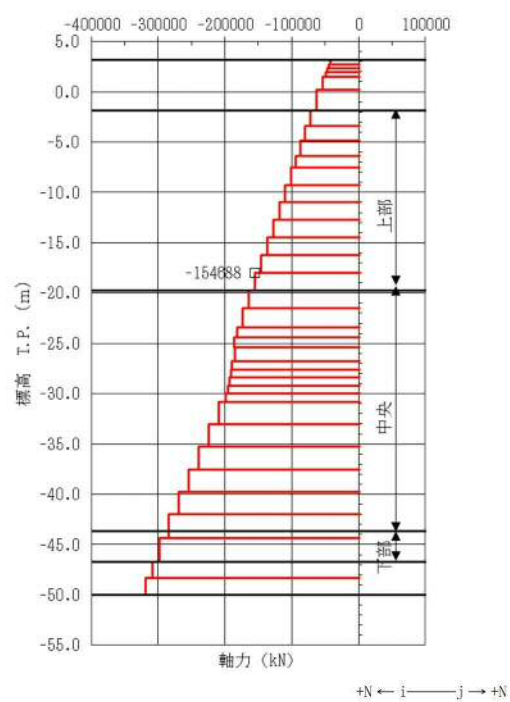
( $S_s - 1.4 [H +, V +]$   $t = 31.00$  s)

(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)

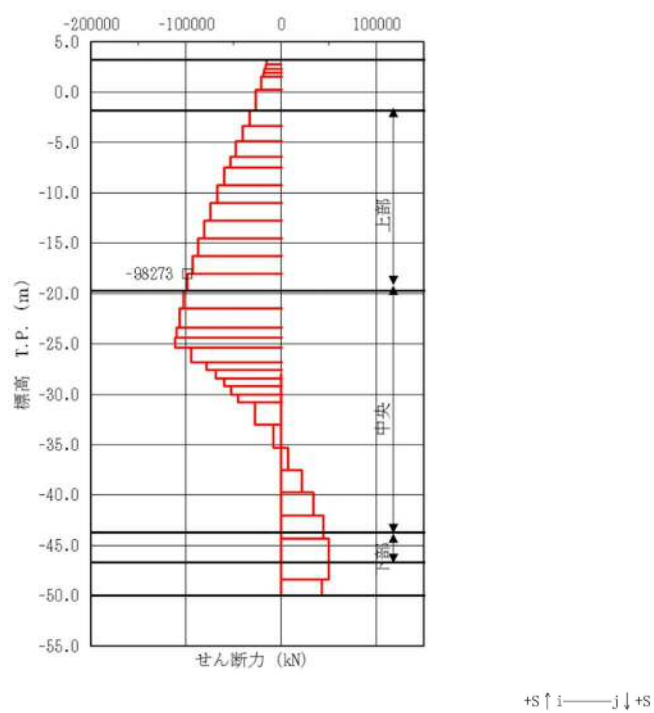




曲げモーメント図



軸力図



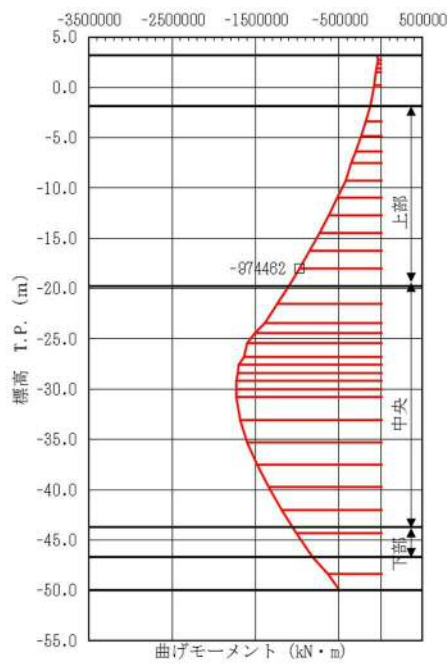
せん断力図

図 5.1-4 (21) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

$$(S_s - 2.1 [H +, V +] \quad t = 65.98 \text{ s})$$

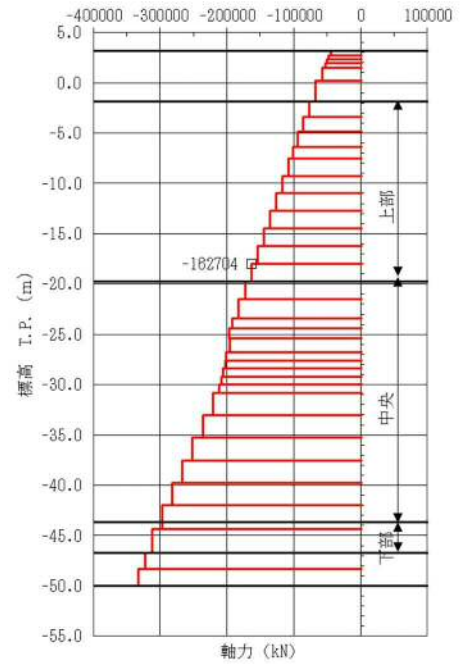
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





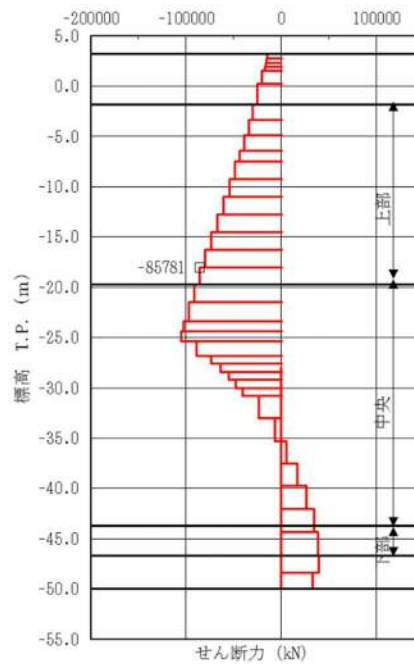
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

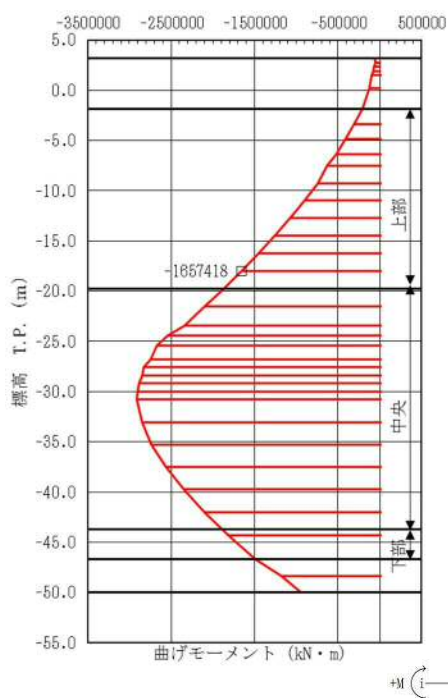
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (22) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

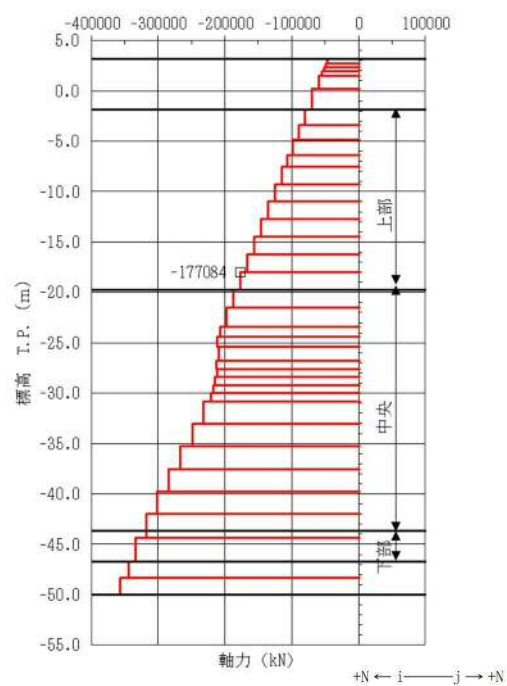
( $S_s - 2.2$  [H+, V+]  $t = 85.53$  s)

(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)

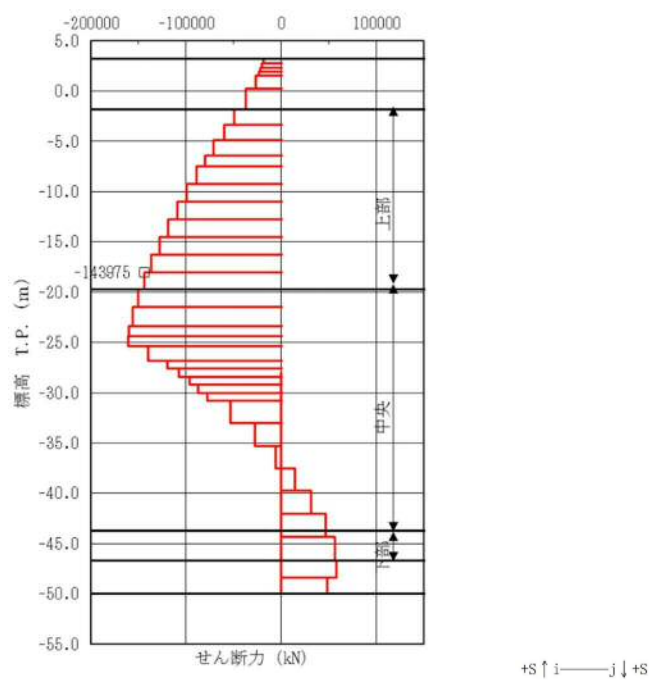




曲げモーメント図



軸力図



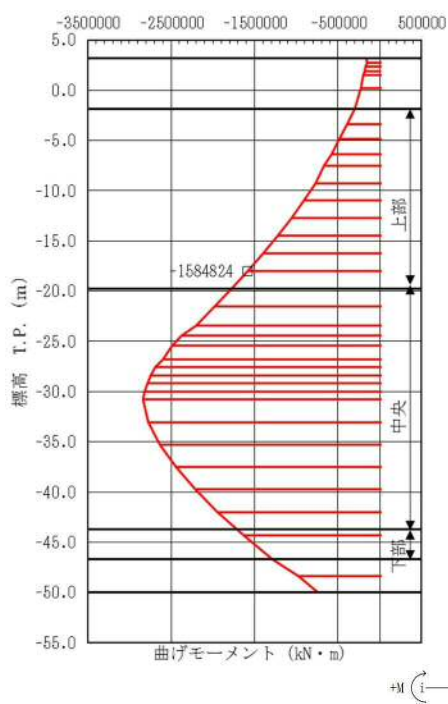
せん断力図

図 5.1-4 (23) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

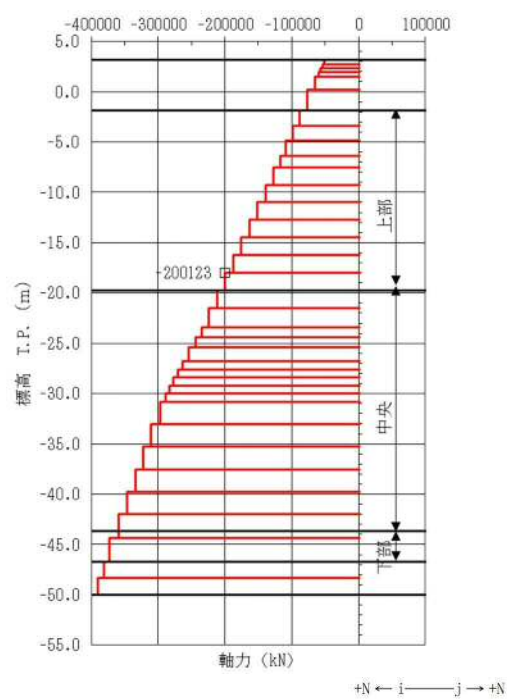
( $S_s-31$  [H+, V+]  $t=8.82$  s)

(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)

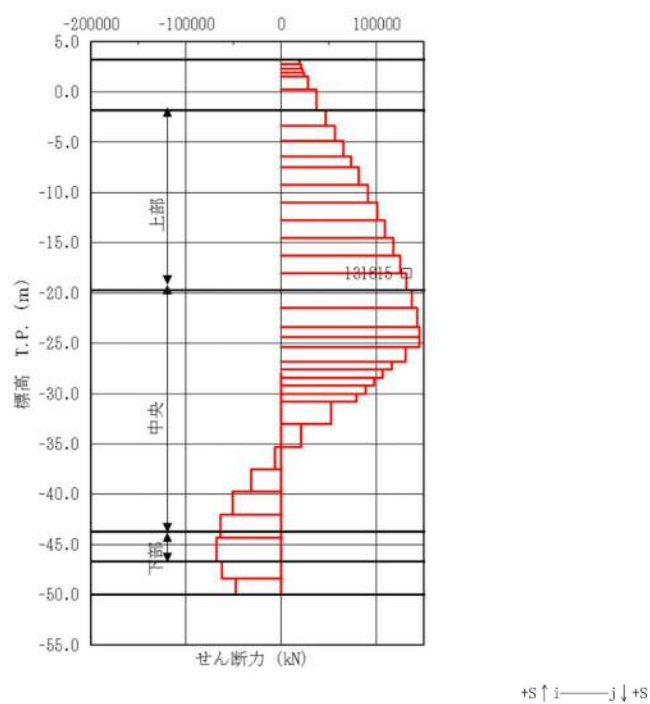




曲げモーメント図



軸力図



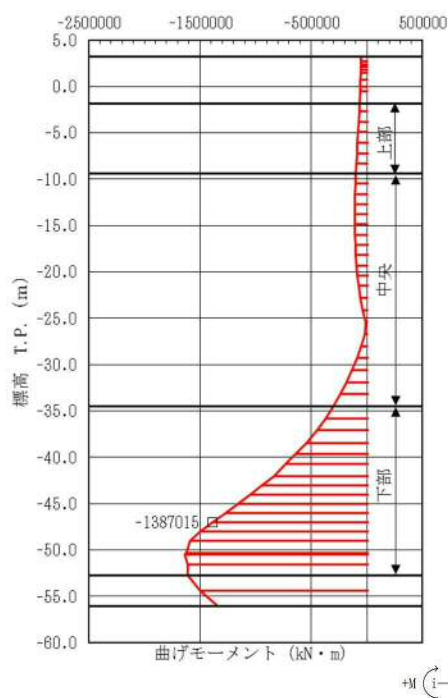
せん断力図

図 5.1-4 (24) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)

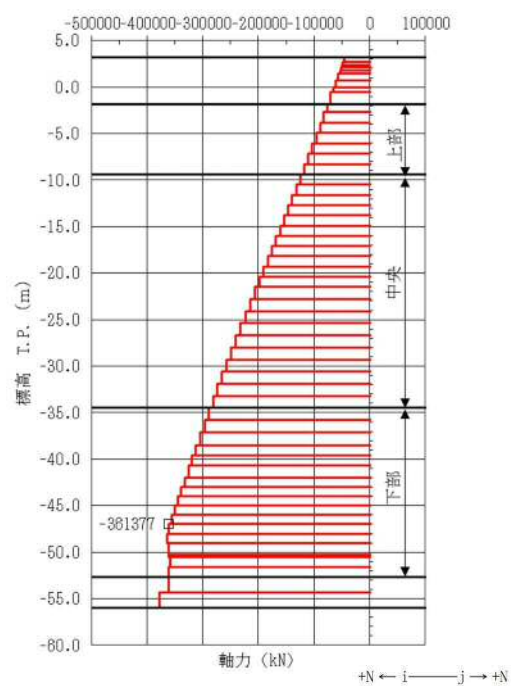
( $S_s-31$  [H-, V+]  $t=8.80$  s)

(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)

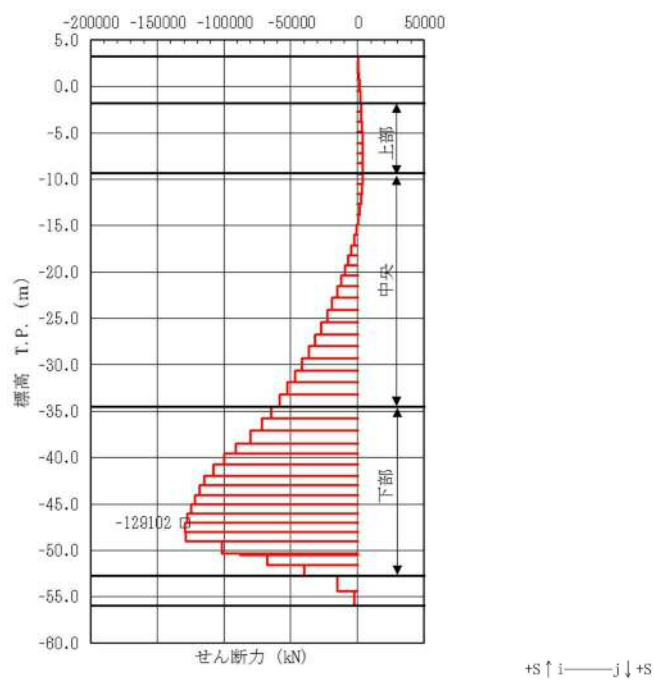




曲げモーメント図



軸力図



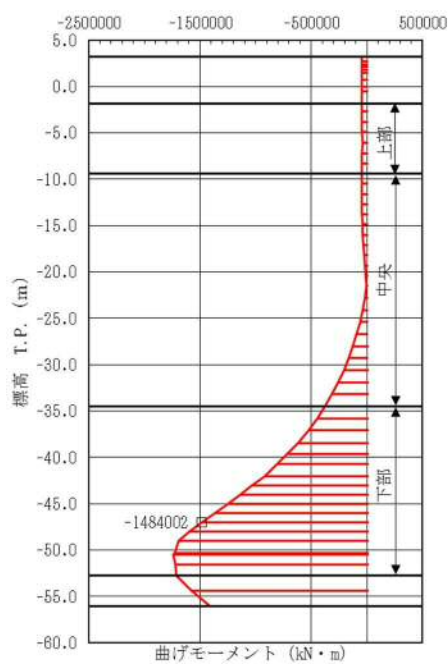
せん断力図

図 5.1-4 (25) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

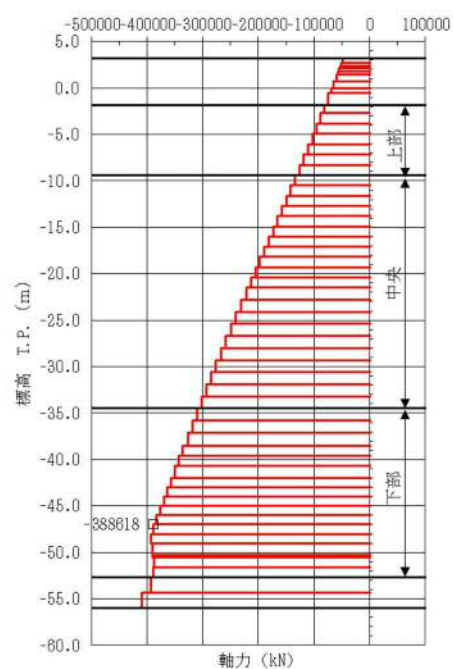
(SS-D 1 [H+, V+] t=53.47 s)

(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)

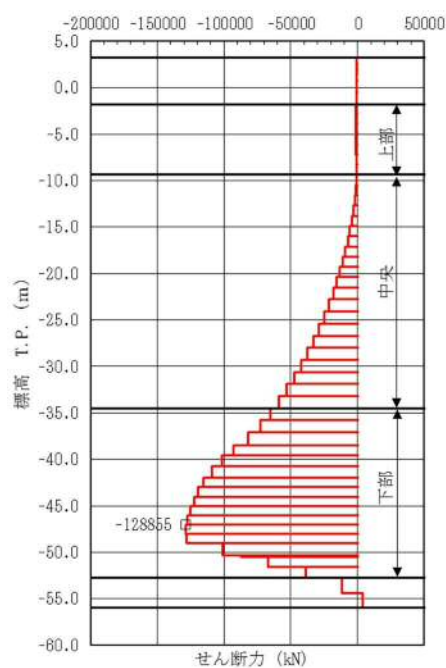




曲げモーメント図



軸力図



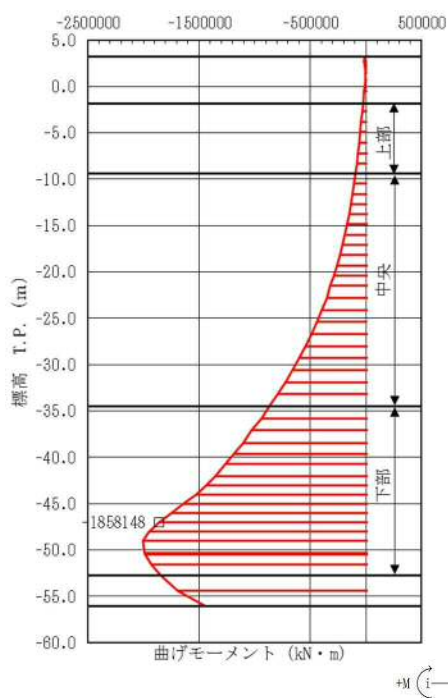
せん断力図

図 5.1-4 (26) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

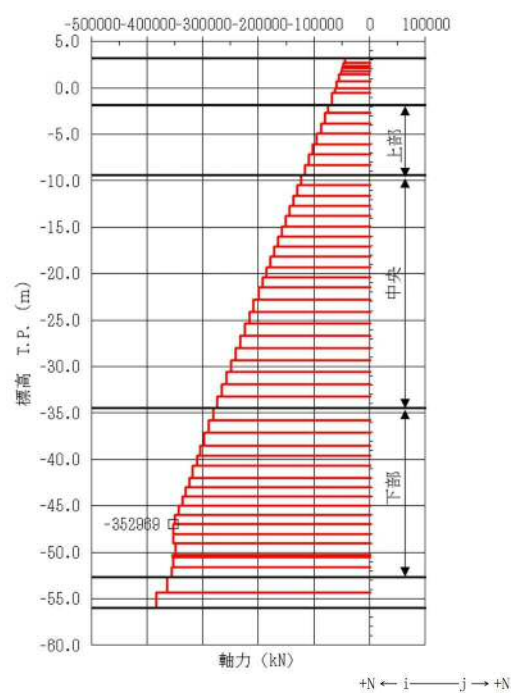
(SS-D 1 [H+, V-] t=57.02 s)

(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)

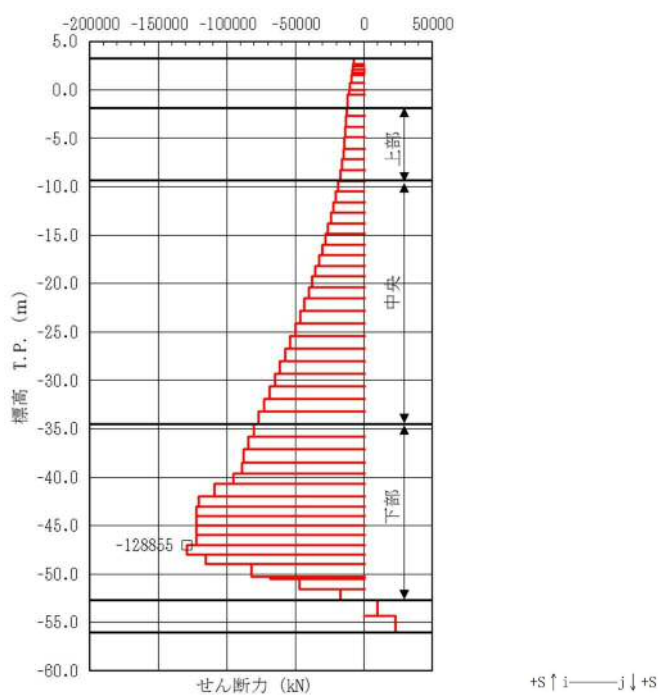




曲げモーメント図



軸力図



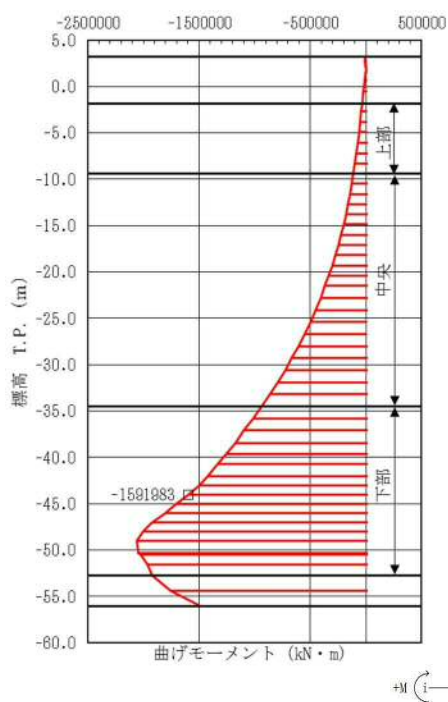
せん断力図

図 5.1-4 (27) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

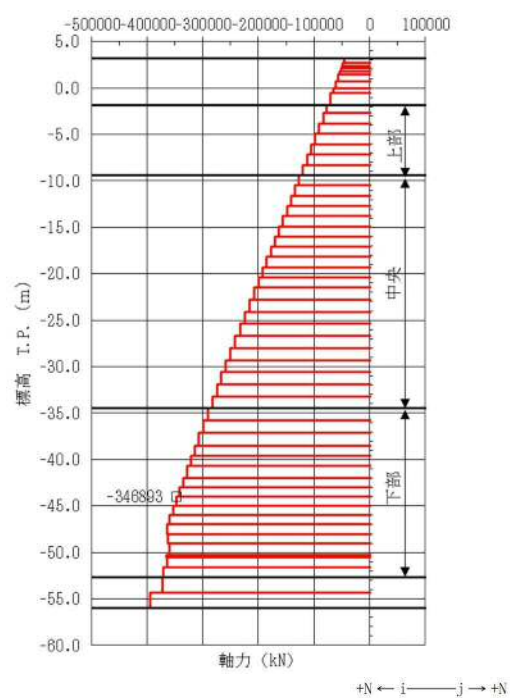
(SS-D 1 [H-, V+] t=23.28 s)

(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)

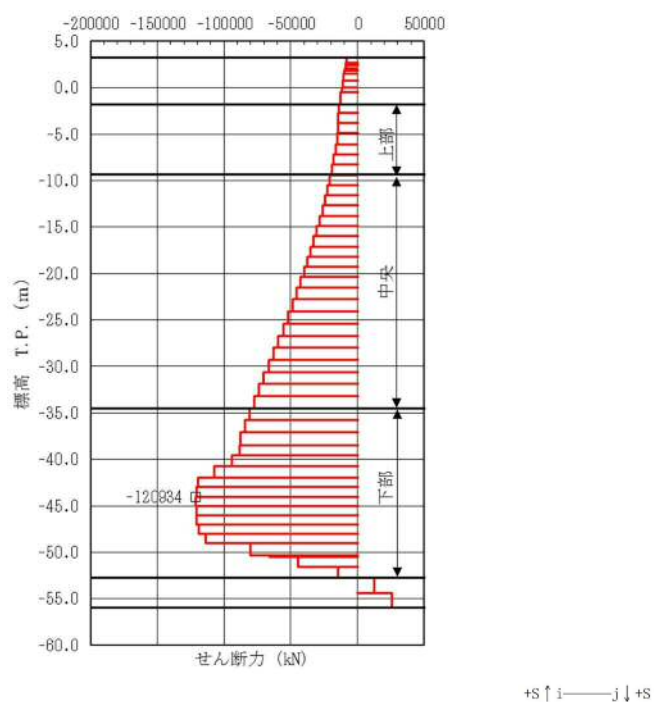




曲げモーメント図



軸力図



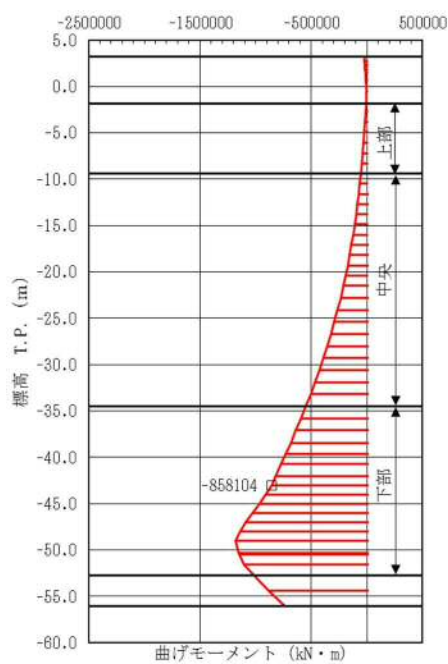
せん断力図

図 5.1-4 (28) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

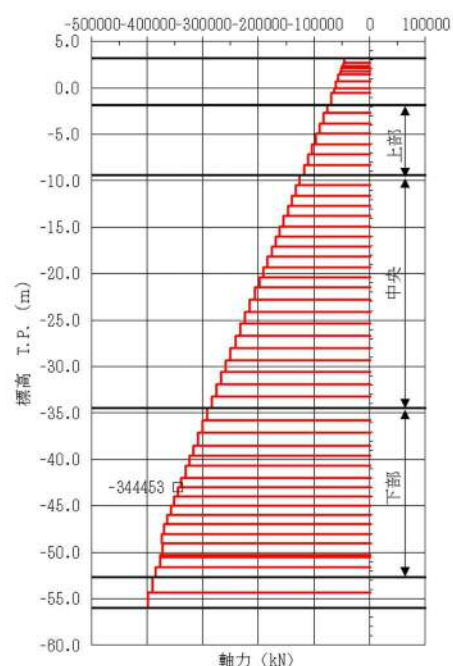
(Ss-D 1 [H-, V-] t=23.29 s)

(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)

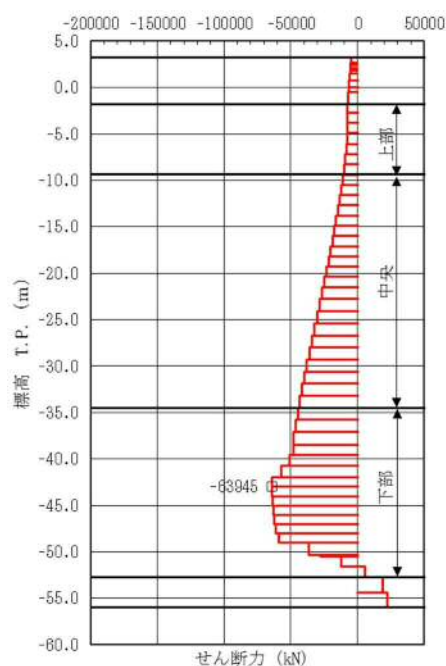




曲げモーメント図



軸力図



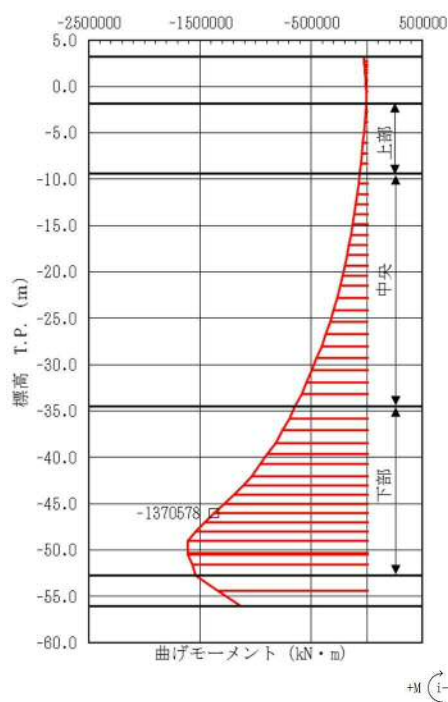
せん断力図

図 5.1-4 (29) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

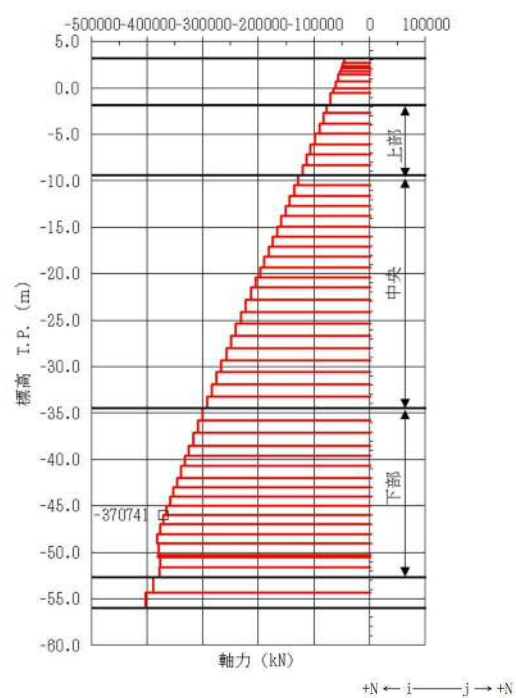
( $S_s-11$  [H+, V+]  $t=79.84$  s)

(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)

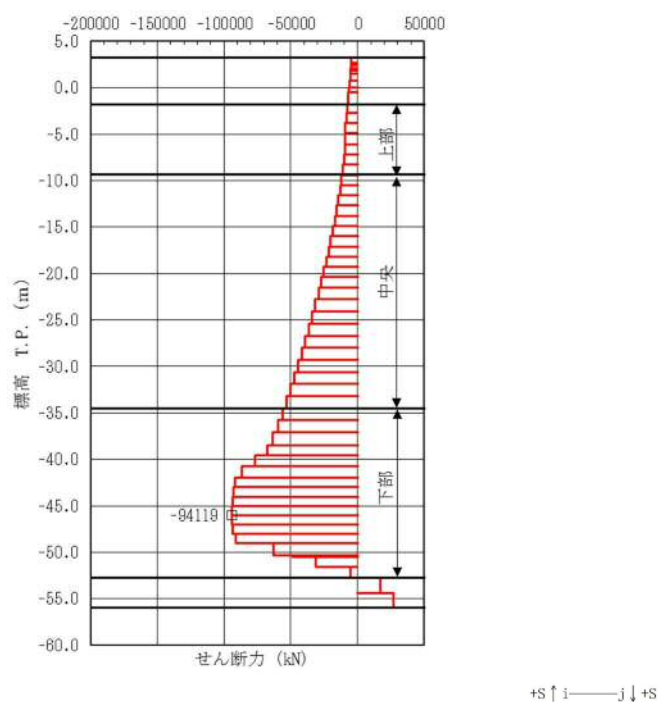




曲げモーメント図



軸力図



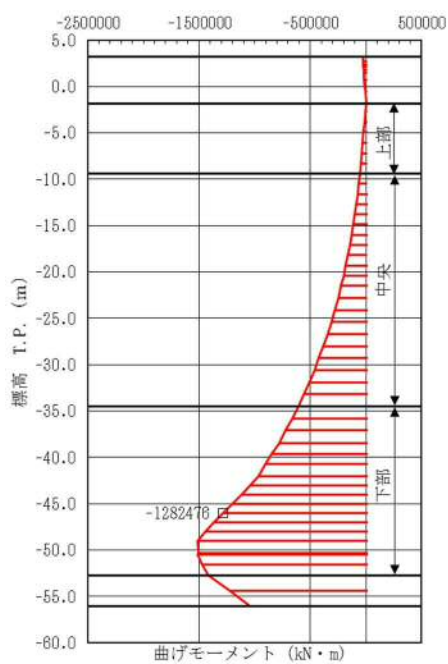
せん断力図

図 5.1-4 (30) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

(Ss-1 2 [H+, V+] t=88.07 s)

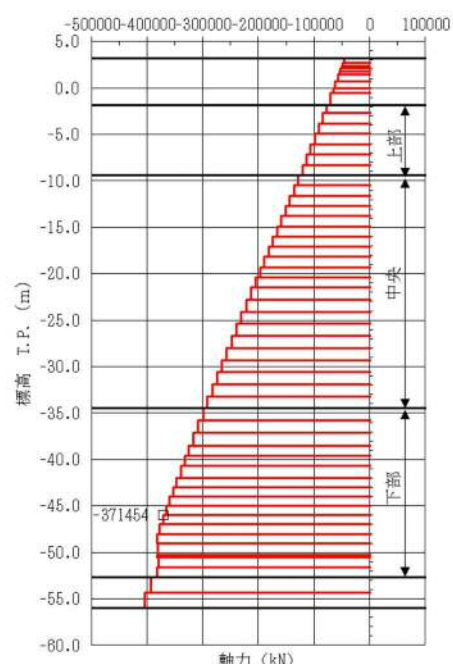
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





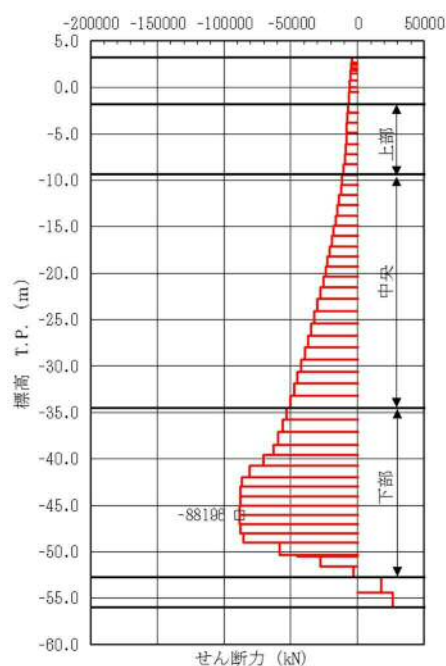
+M (i → j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

軸力図



+S ↑ i — j ↓ +S

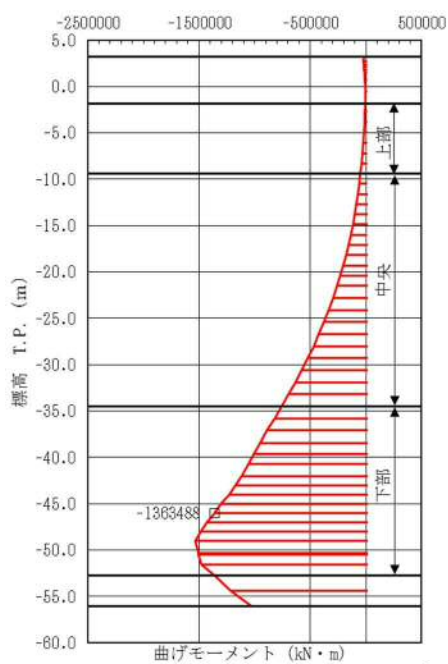
せん断力図

図 5.1-4 (31) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

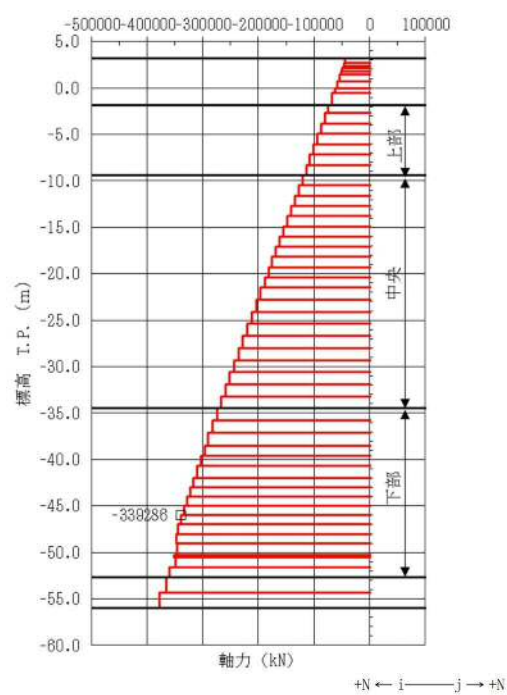
(SS-13 [H+, V+] t=85.25 s)

(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)

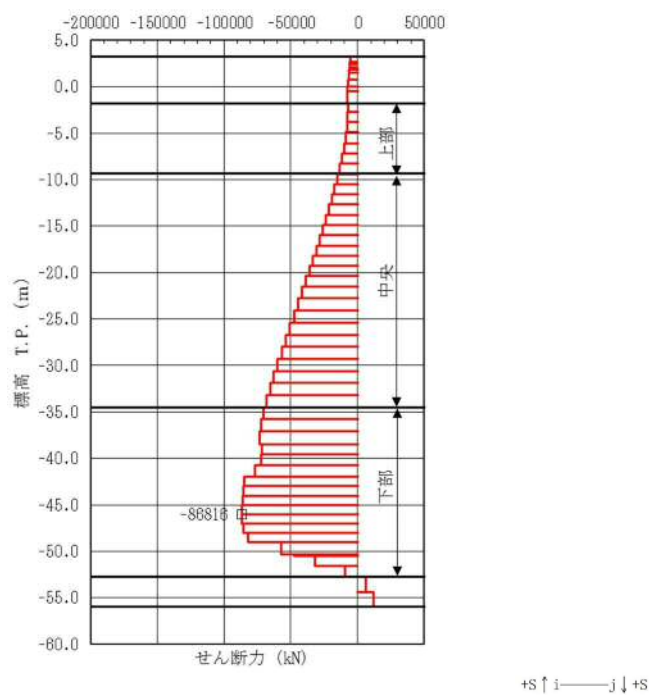




曲げモーメント図



軸力図



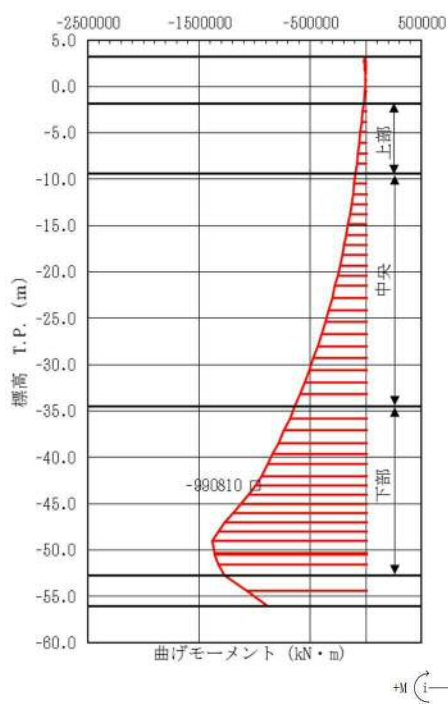
せん断力図

図 5.1-4 (32) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

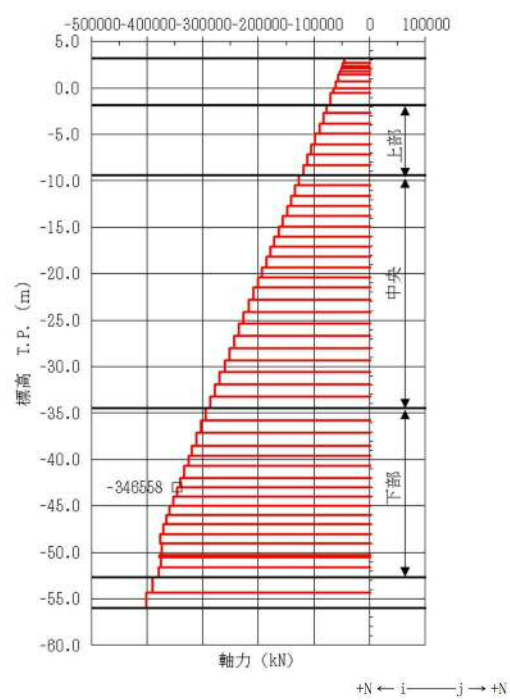
(SS-14 [H+, V+] t=31.61 s)

(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)

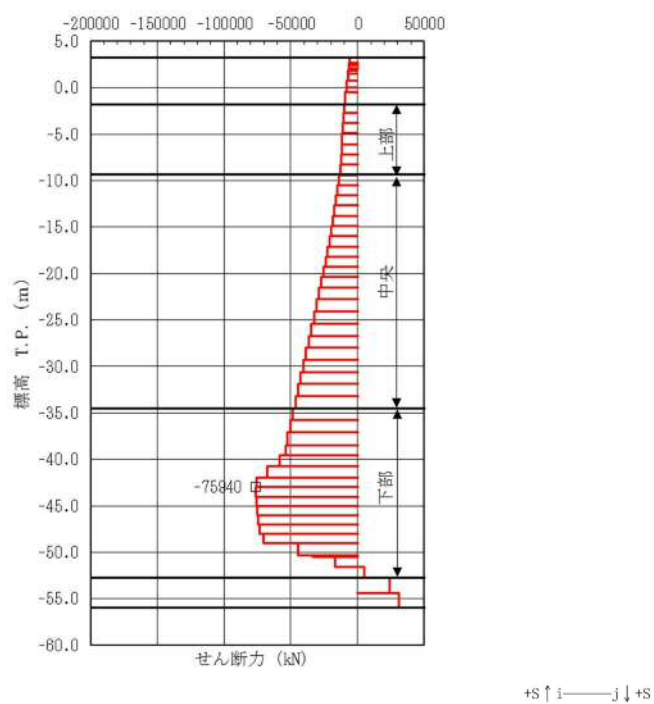




曲げモーメント図



軸力図



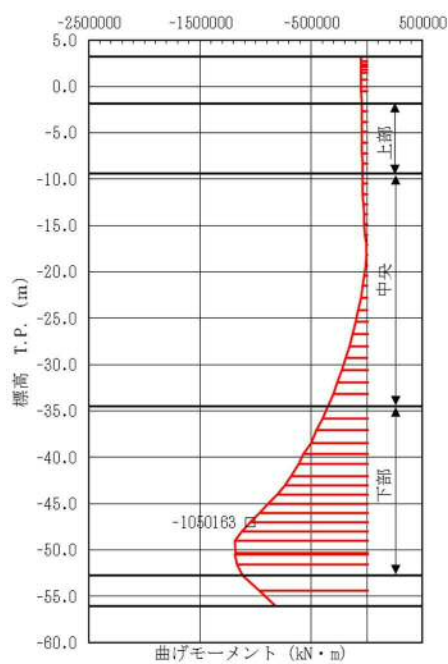
せん断力図

図 5.1-4 (33) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

( $S_s - 2.1 [H +, V +]$   $t = 122.38$  s)

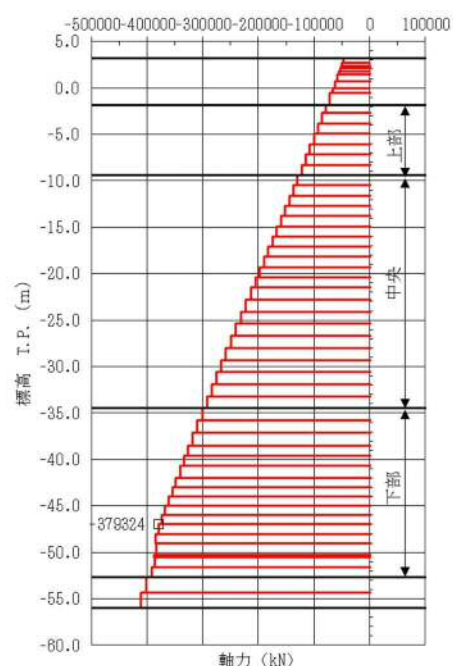
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





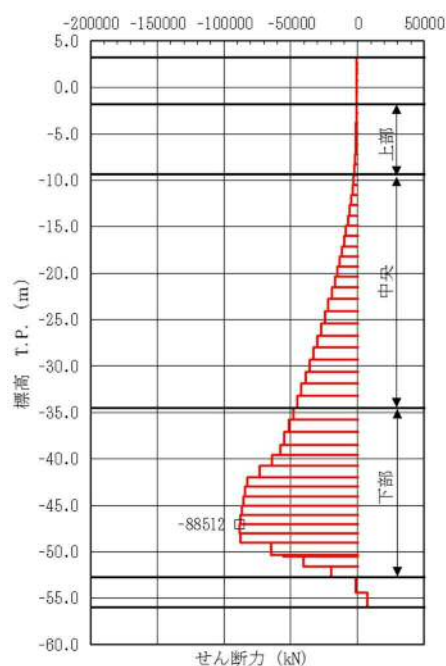
+M (i → j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

軸力図



+S ↑ i — j ↓ +S

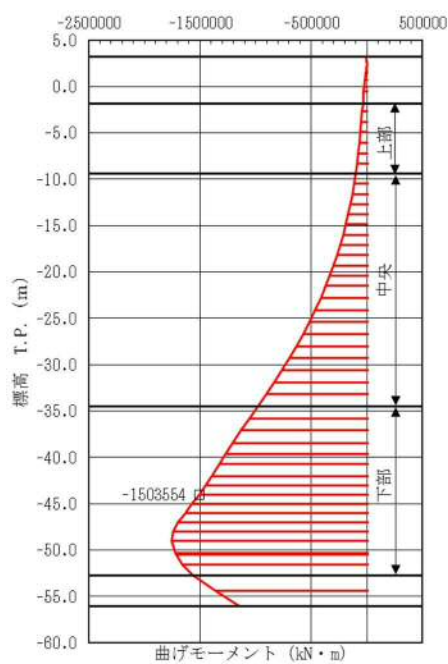
せん断力図

図 5.1-4 (34) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

( $S_s - 2.2$  [H+, V+]  $t = 90.84$  s)

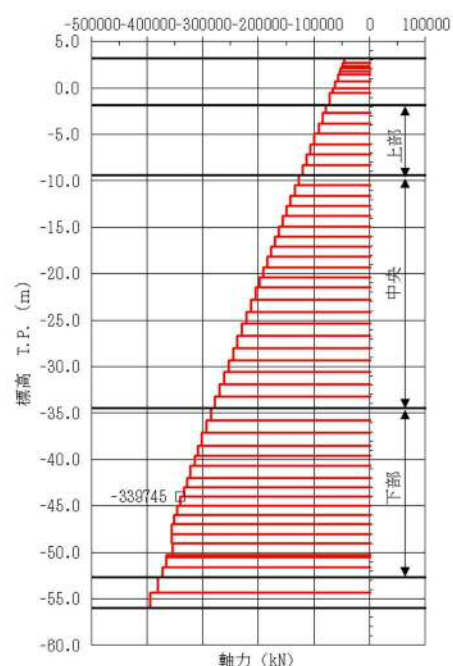
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





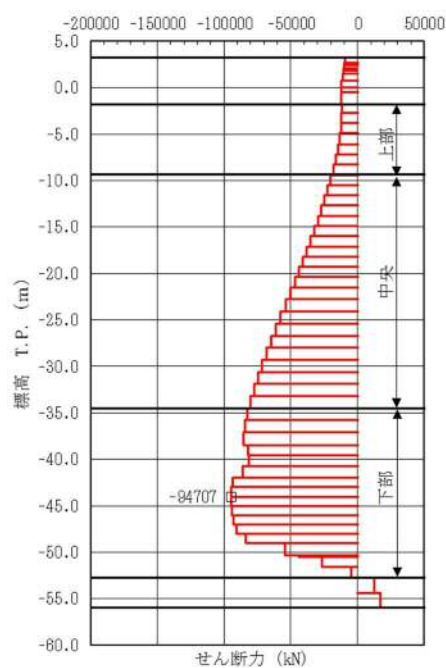
+M (i — j) +M

曲げモーメント図



+S ↑ i — j ↓ +S

軸力図



+S ↑ i — j ↓ +S

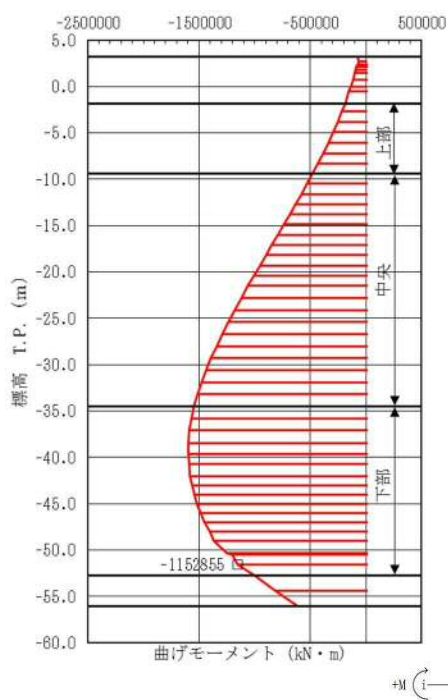
せん断力図

図 5.1-4 (35) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

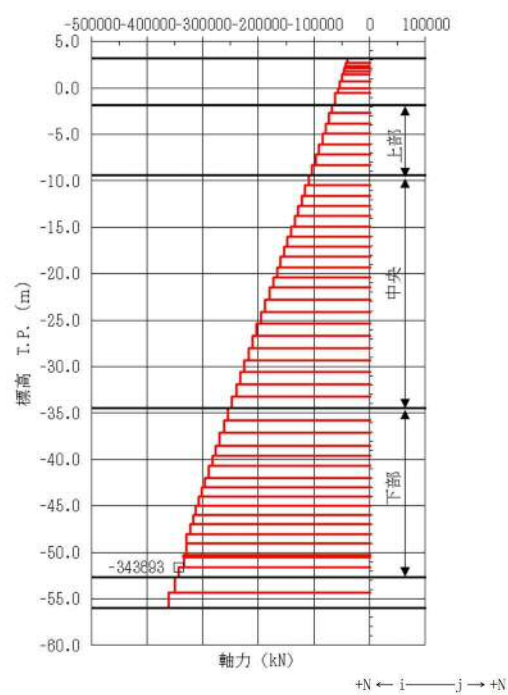
( $S_s - 3.1 [H +, V +]$   $t = 8.72 \text{ s}$ )

(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)

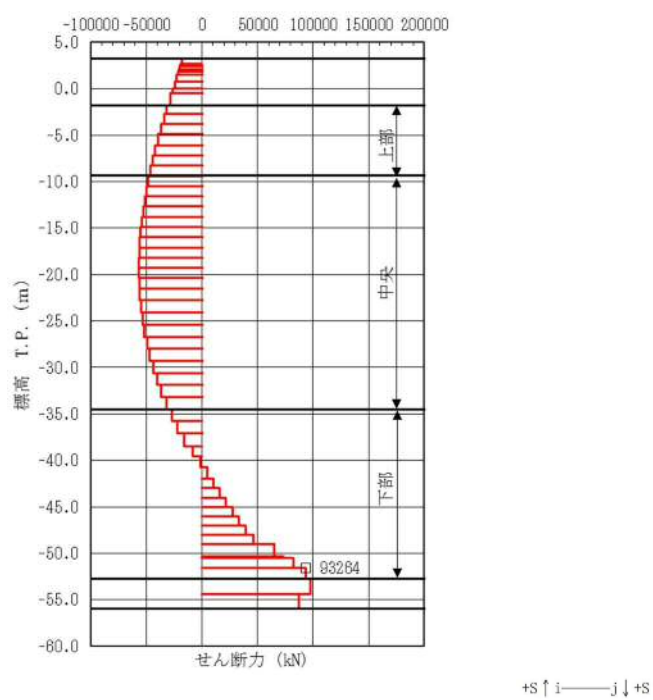




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-4 (36) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

(Ss-3 1 [H-, V+] t=8.48 s)

(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)



### (3) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生したせん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-5、図 5.1-6 及び図 5.1-7 に示す。





図 5.1-5 (1) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-5 (2) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(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)



図 5.1-5 (3) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-5 (4) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H-, V-])

(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)



図 5.1-5 (5) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 11$ )

(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)



図 5.1-5 (6) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 12$ )

(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)





図 5.1-5 (7) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 13$ )

(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)



図 5.1-5 (8) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 14$ )

(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)



図 5.1-5 (9) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 21$ )

(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)





図 5.1-5 (10) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 22$ )

(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)



図 5.1-5 (11) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 31$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-5 (12) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

( $S_s - 31$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-5 (13) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D_1 [H-, V+])$$

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

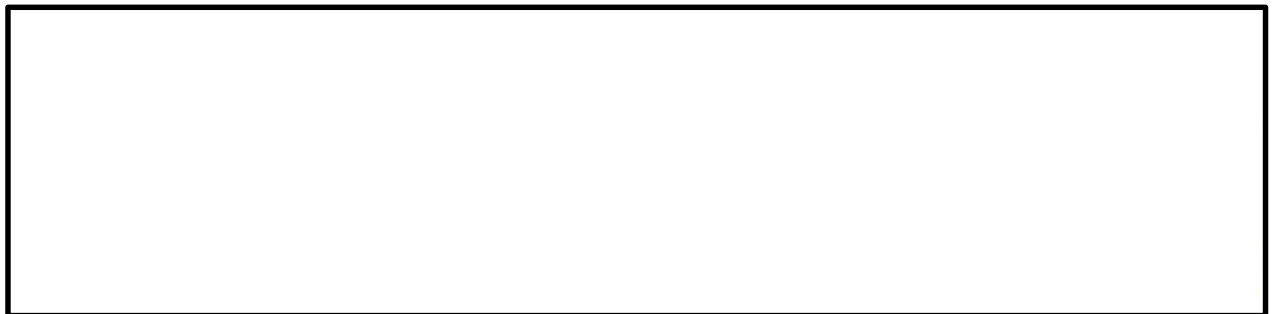


図 5.1-5 (14) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D_1 [H+, V-])$$

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



図 5.1-5 (15) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D_1 [H-, V+])$$

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)





図 5.1-5 (16) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H+, V-])$$

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

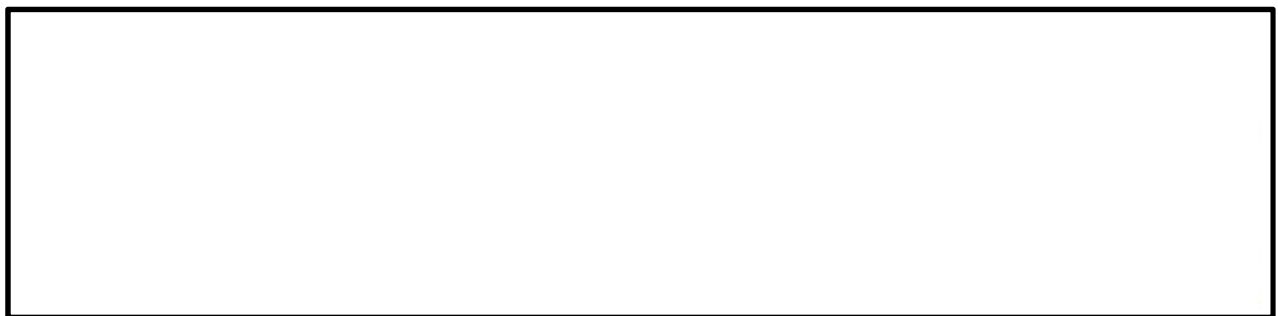


図 5.1-5 (17) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H-, V+])$$

(検討ケース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)



図 5.1-5 (18) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H+, V-])$$

(検討ケース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)





図 5.1-5 (19) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(検討ケース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)



図 5.1-5 (20) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(検討ケース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)



図 5.1-5 (21) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(検討ケース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)





図 5.1-5 (22) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)



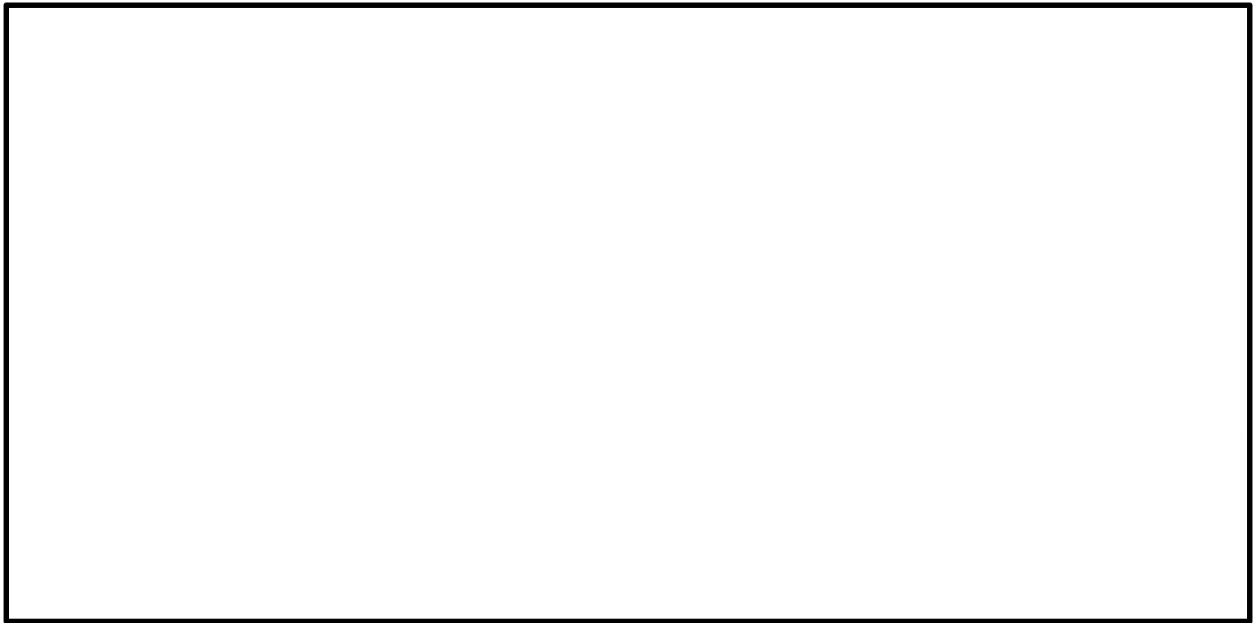


図 5.1-6 (1) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s-D1$  [H+, V+])

(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)

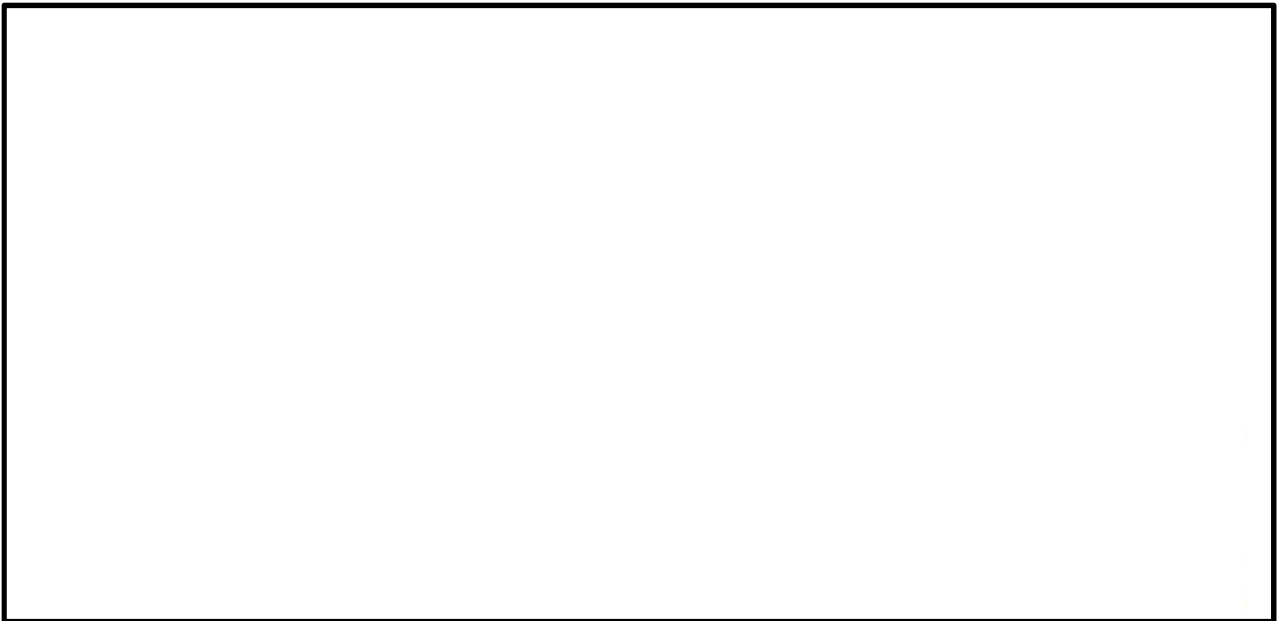


図 5.1-6 (2) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s-D1$  [H+, V-])

(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)



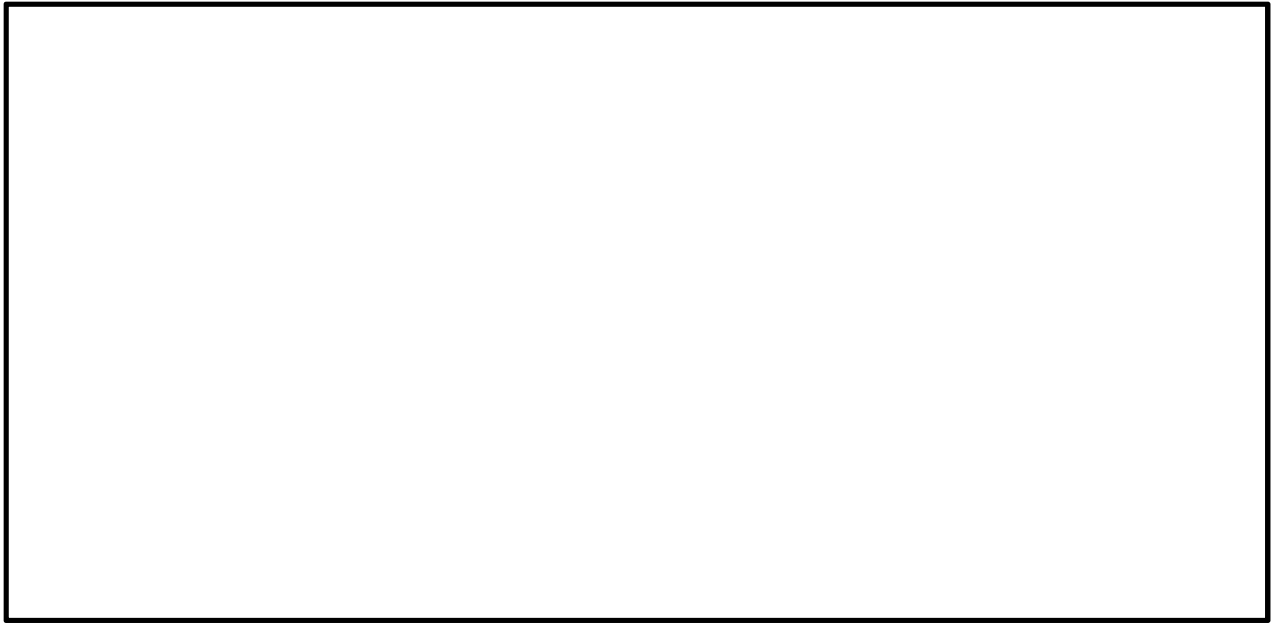


図 5.1-6 (3) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - D 1$  [H-, V+])

(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)

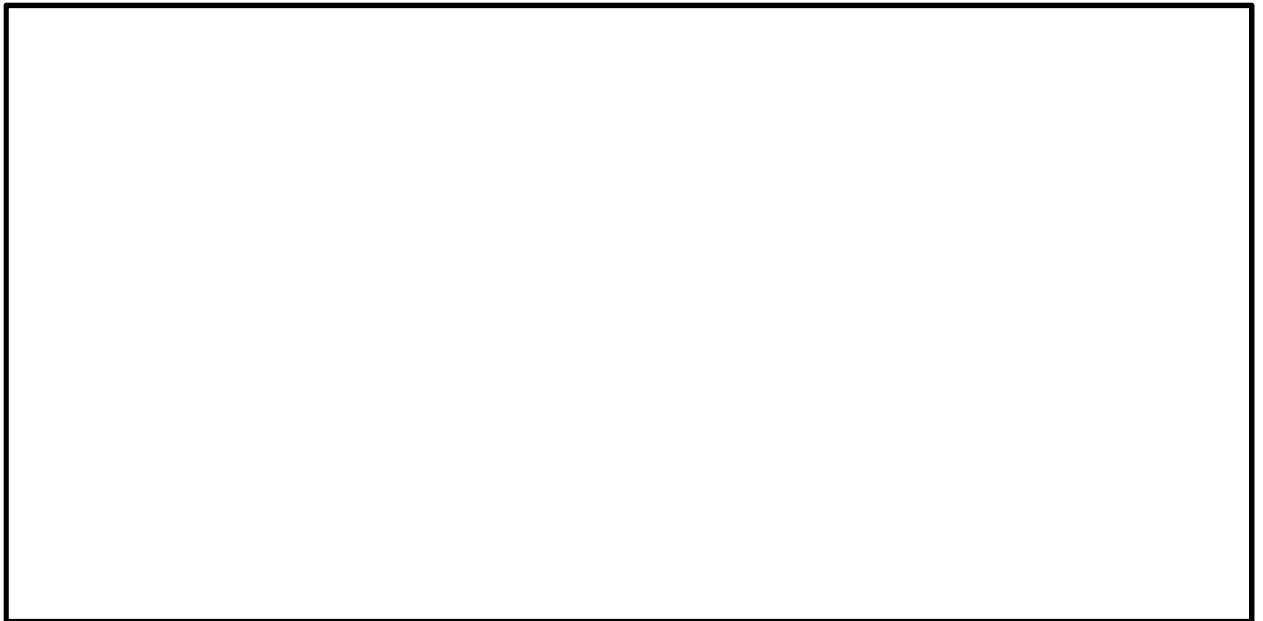


図 5.1-6 (4) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - D 1$  [H-, V-])

(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)



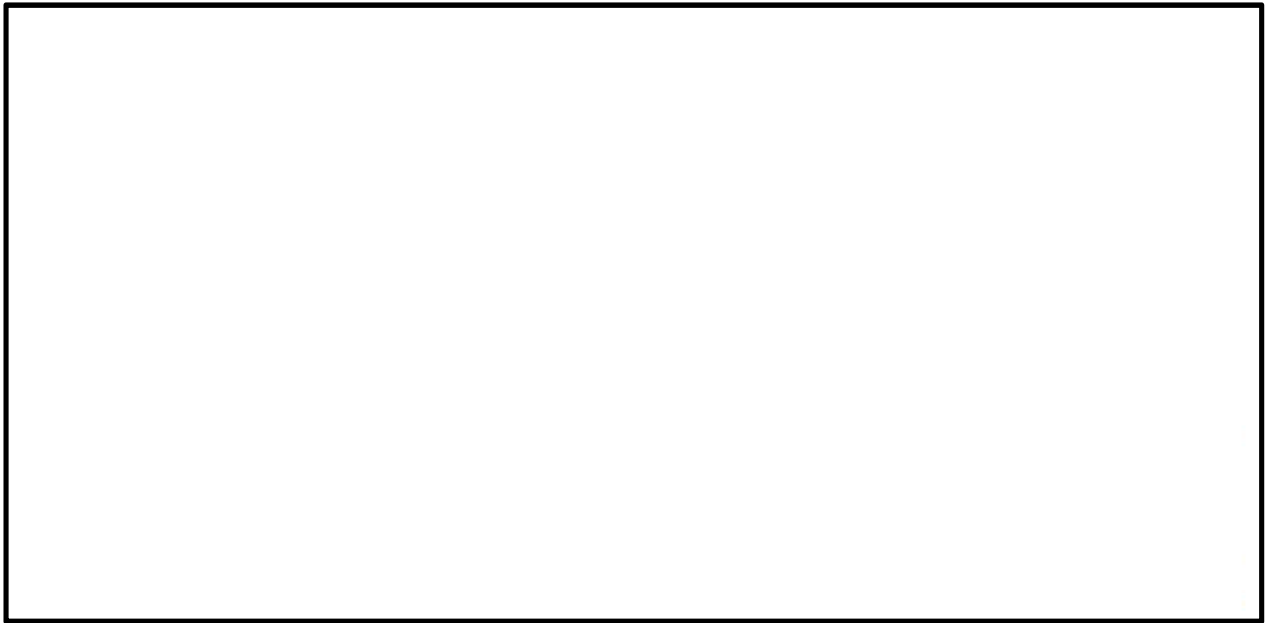


図 5.1-6 (5) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 1\ 1$ )

(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)

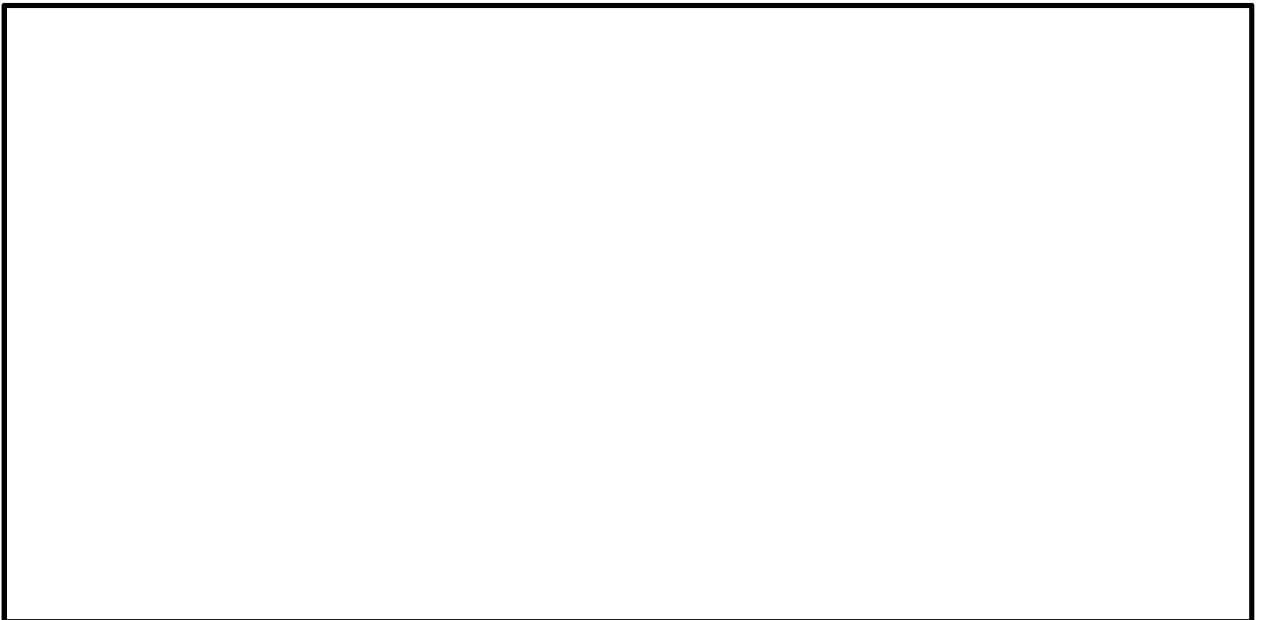


図 5.1-6 (6) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 1\ 2$ )

(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)



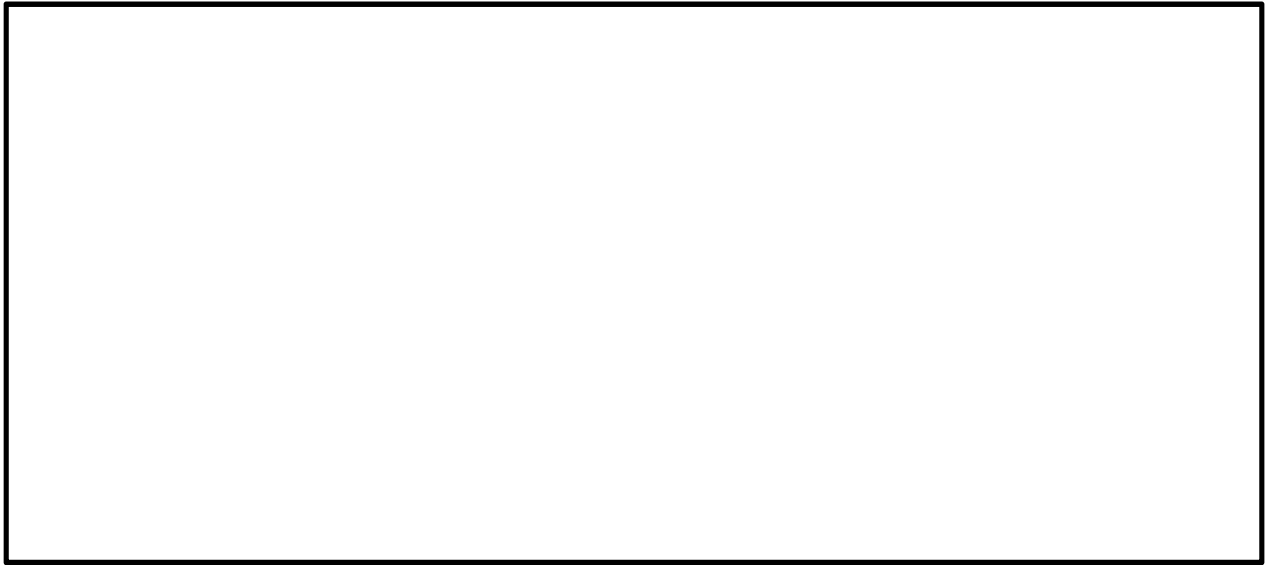


図 5.1-6 (7) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 13$ )

(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)

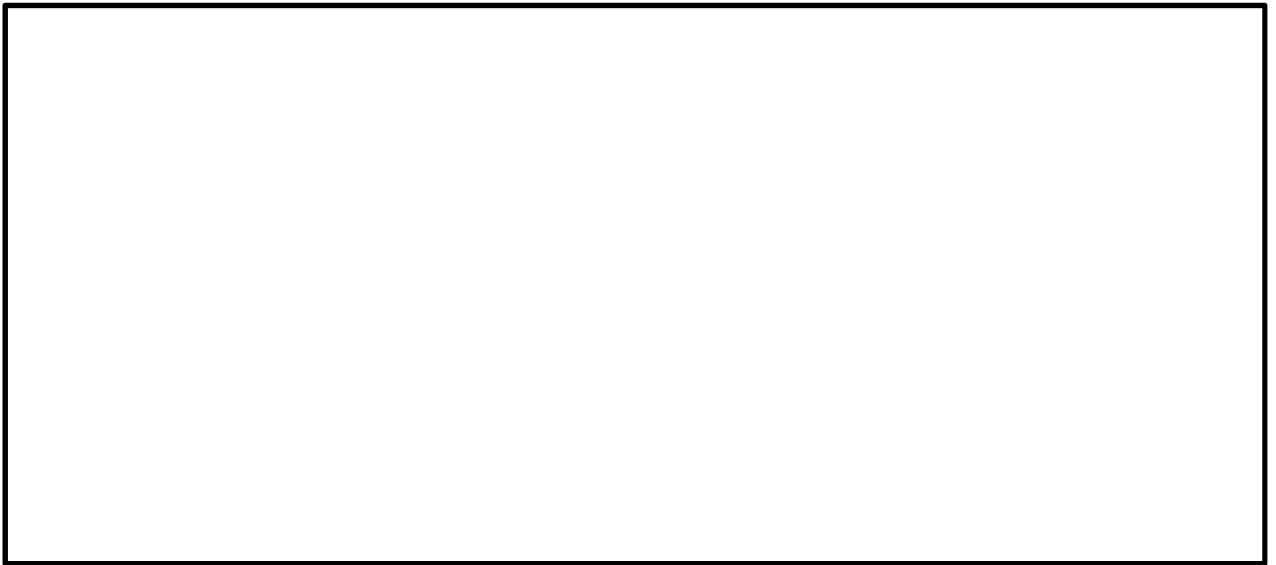


図 5.1-6 (8) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 14$ )

(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)



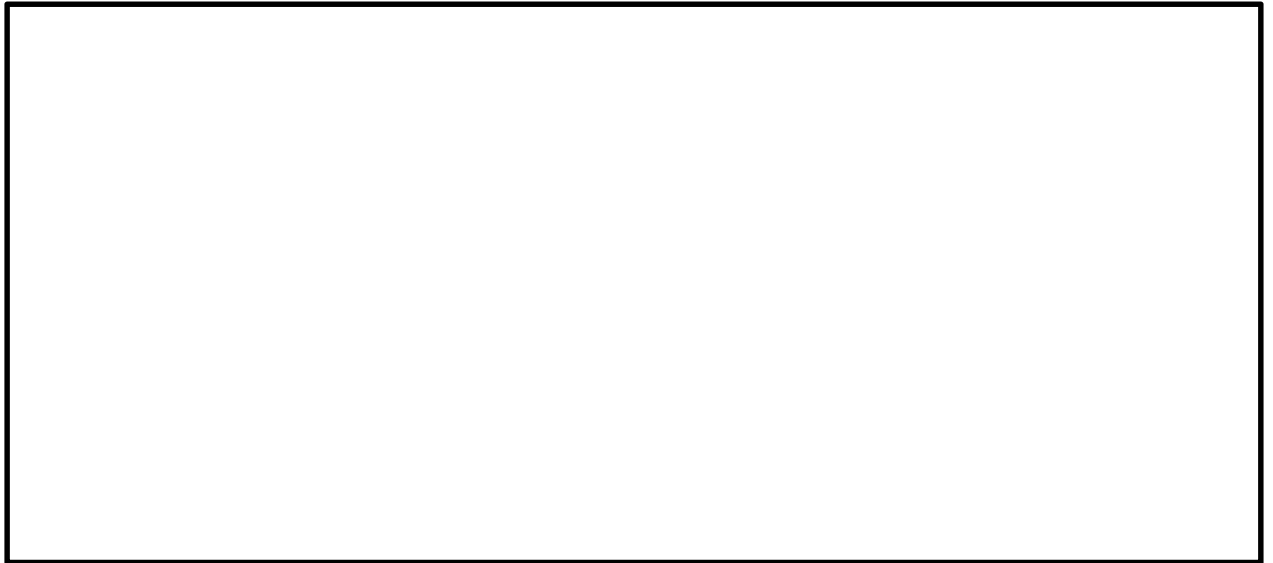


図 5.1-6 (9) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 21$ )

(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)

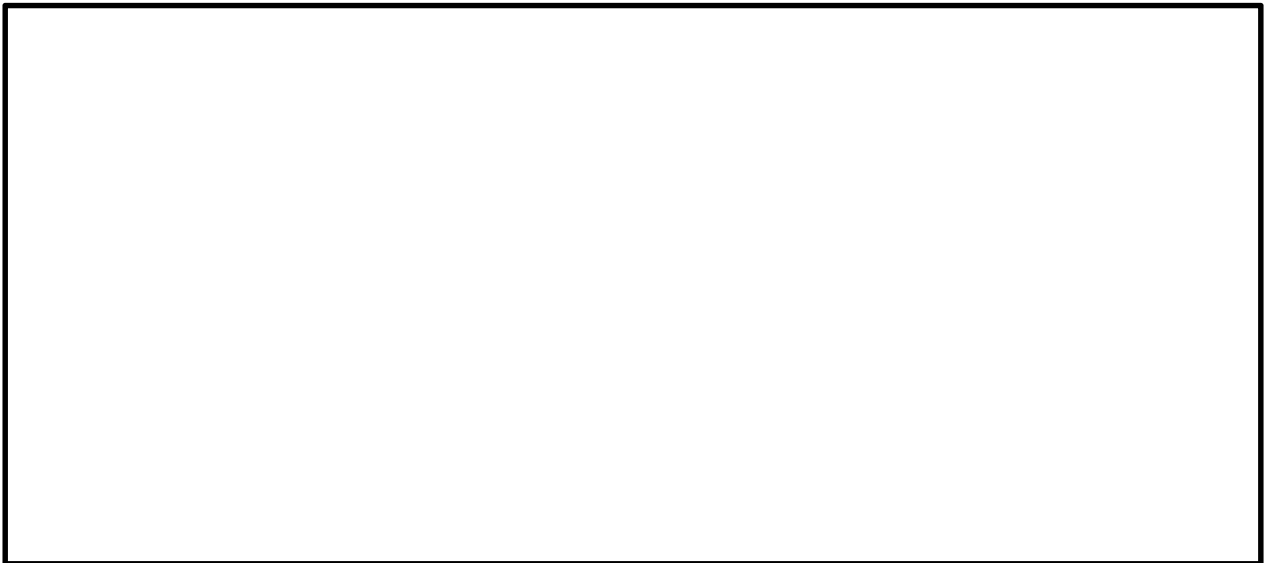


図 5.1-6 (10) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 22$ )

(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)



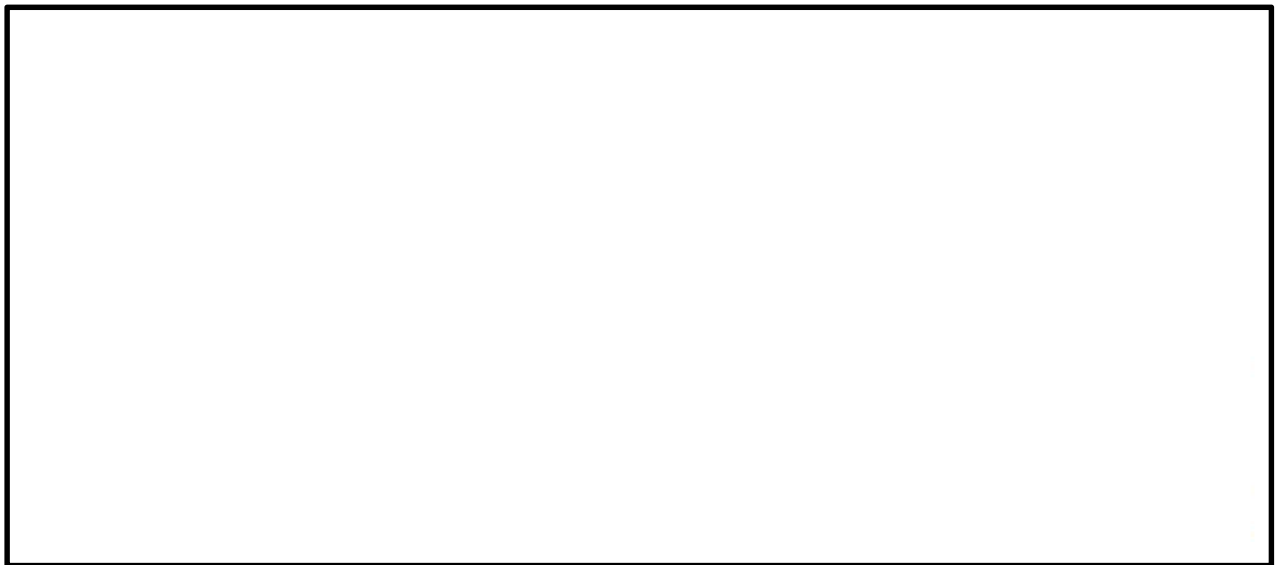


図 5.1-6 (11) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(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)

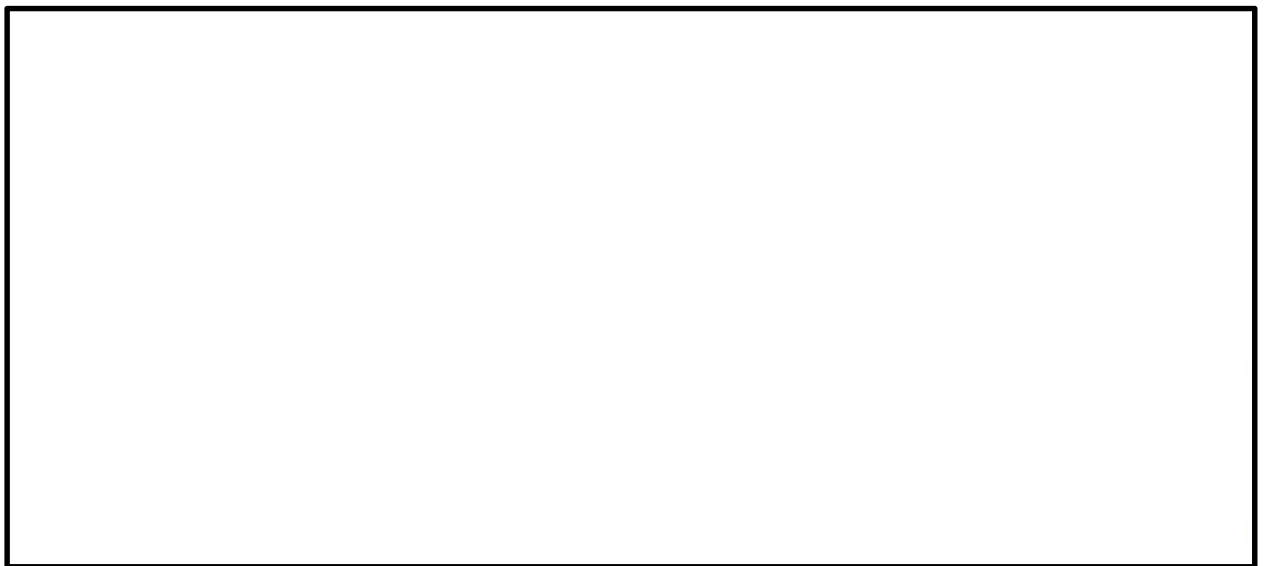


図 5.1-6 (12) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-6 (13) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-6 (14) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)





図 5.1-6 (15) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )

(検討ケース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)

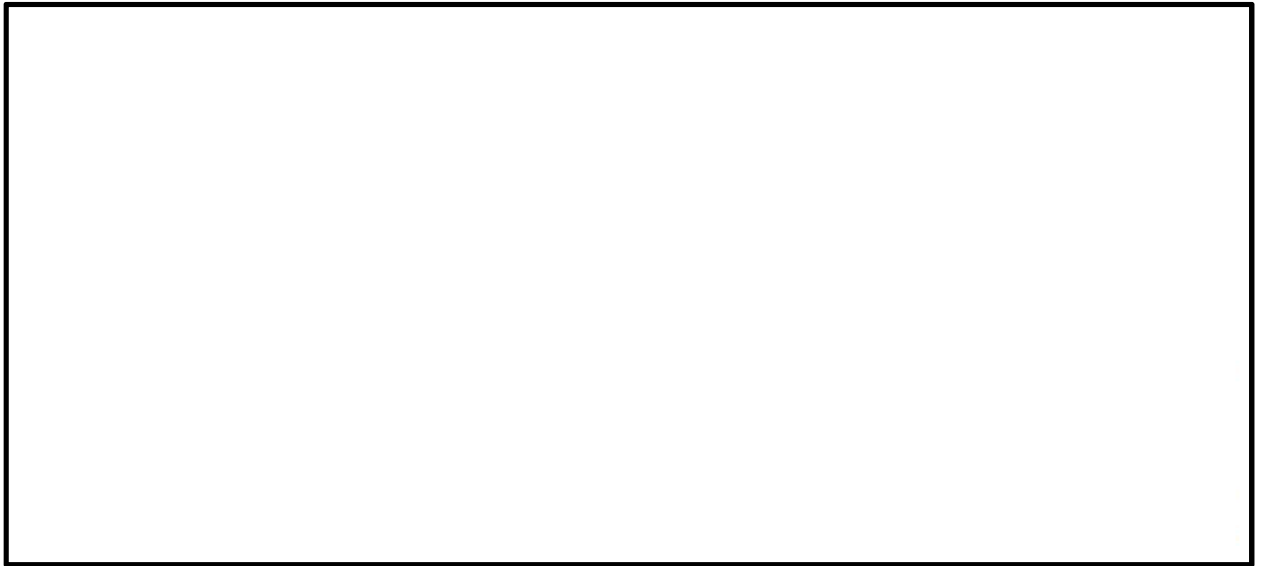


図 5.1-6 (16) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )

(検討ケース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)



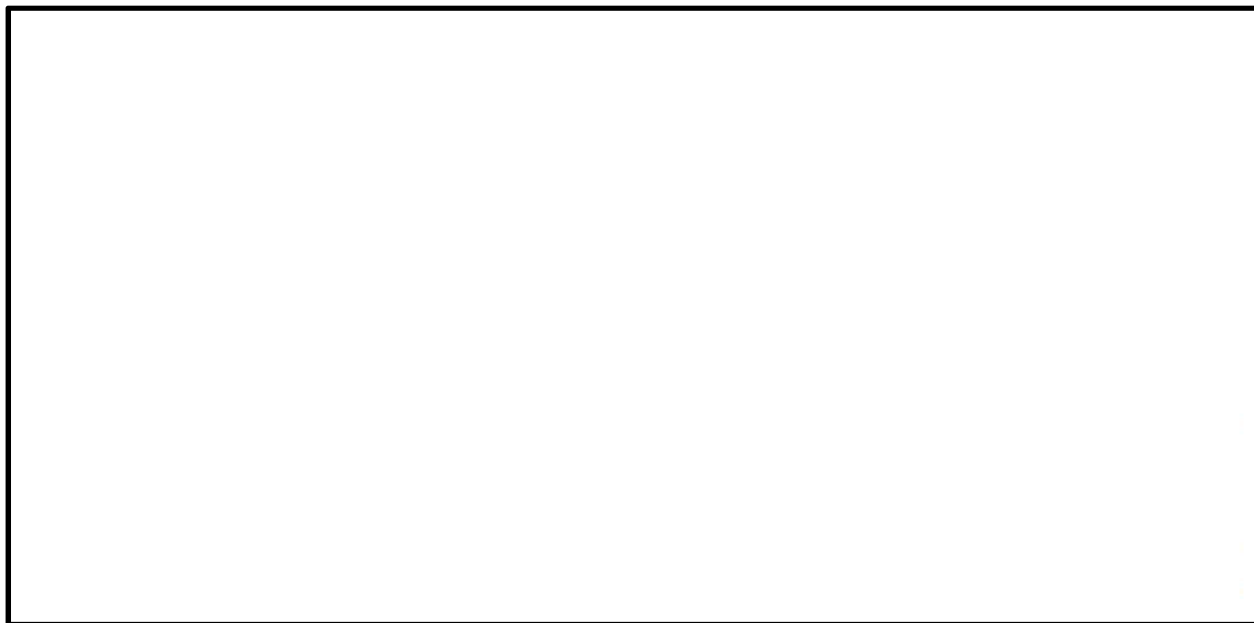


図 5.1-6 (17) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



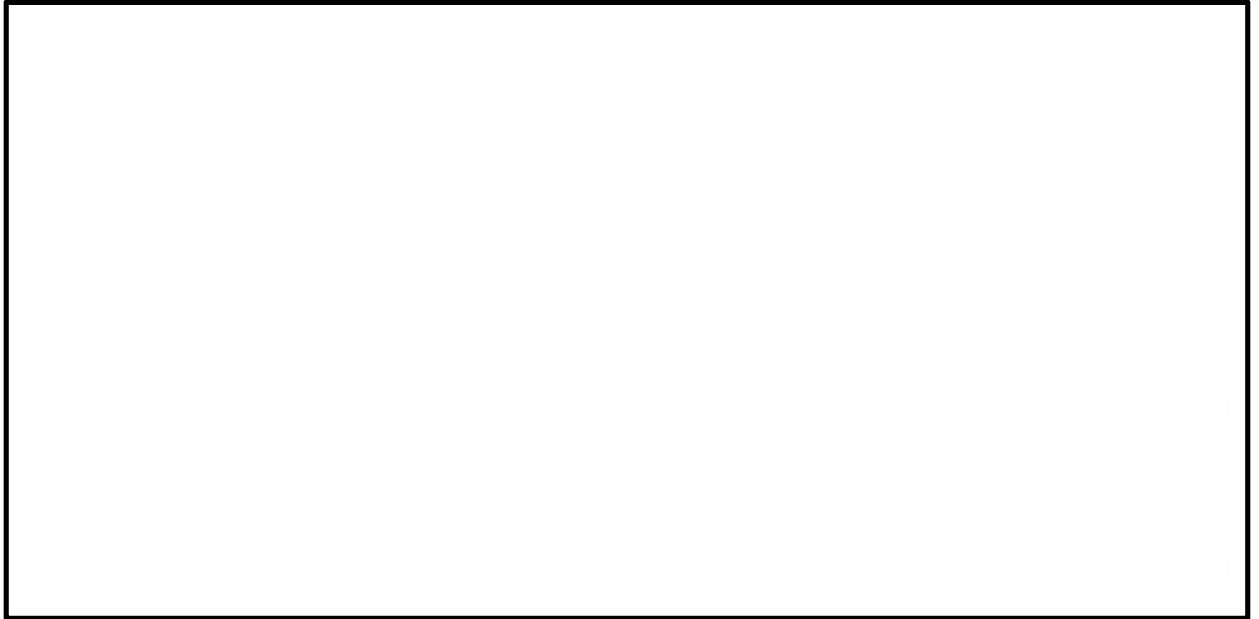


図 5.1-7 (1) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D 1$  [H+, V+])

(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)

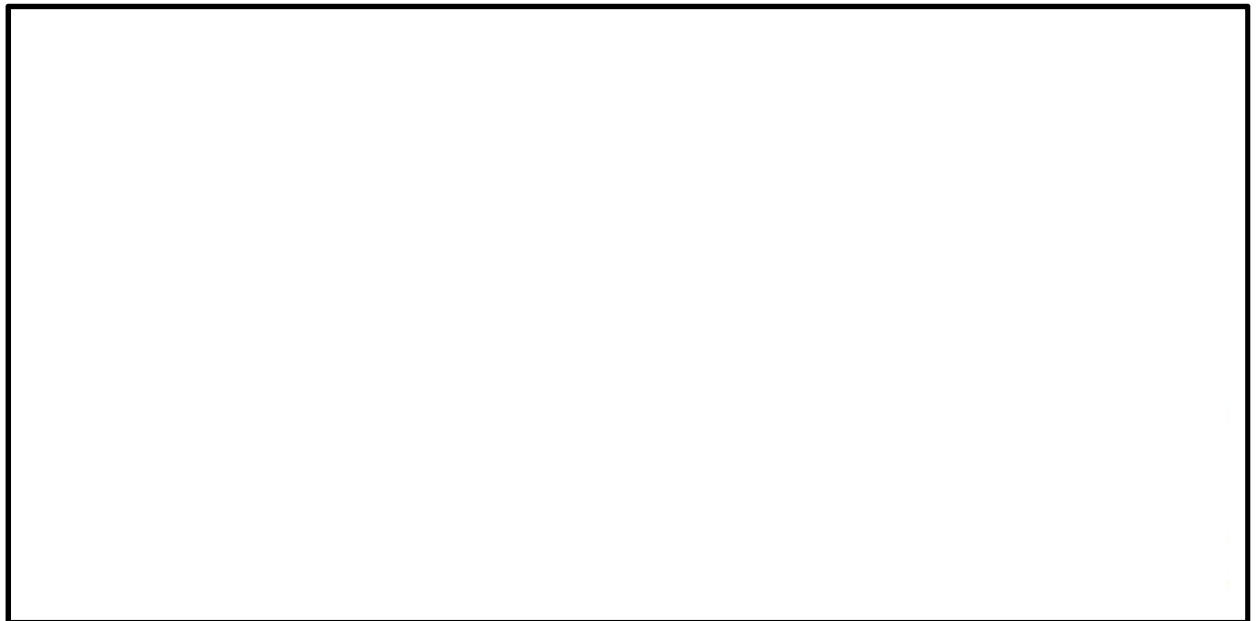


図 5.1-7 (2) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D 1$  [H+, V-])

(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)



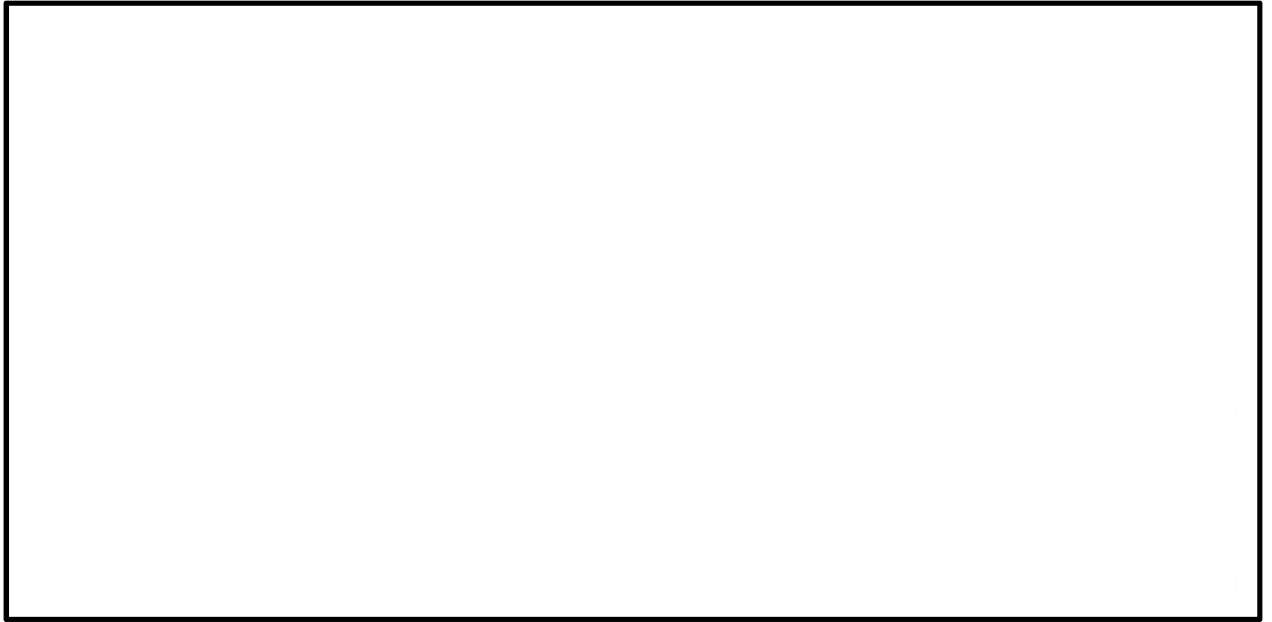


図 5.1-7 (3) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s-D1$  [H-, V+])

(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)

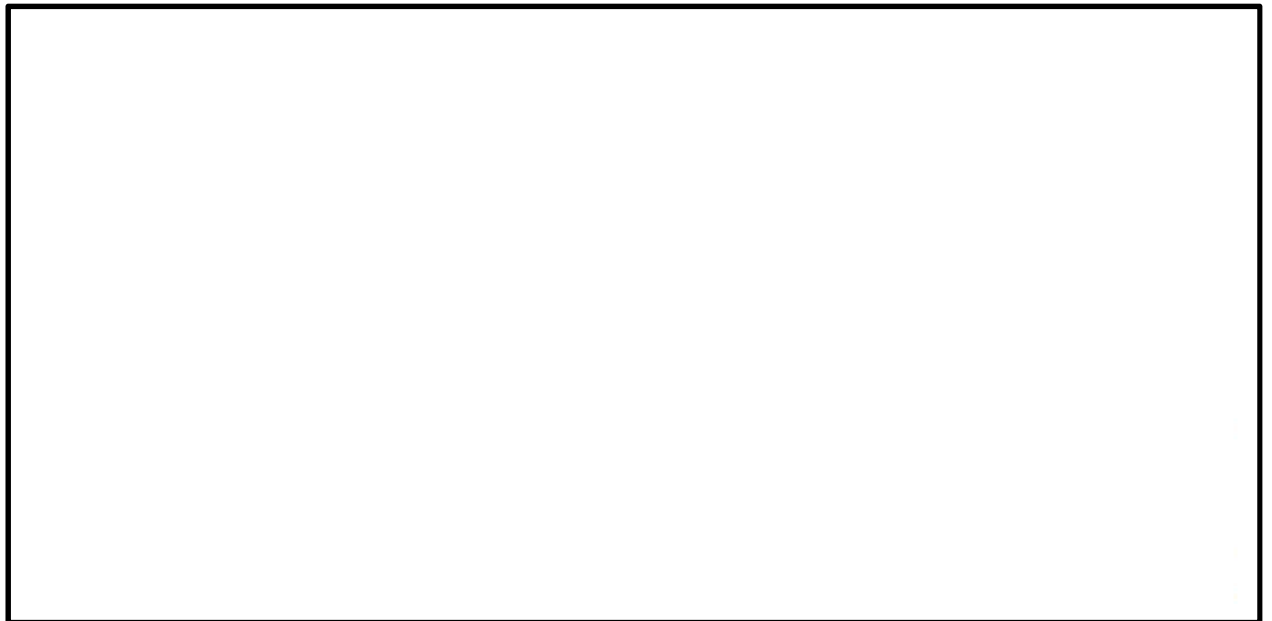


図 5.1-7 (4) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s-D1$  [H-, V-])

(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)



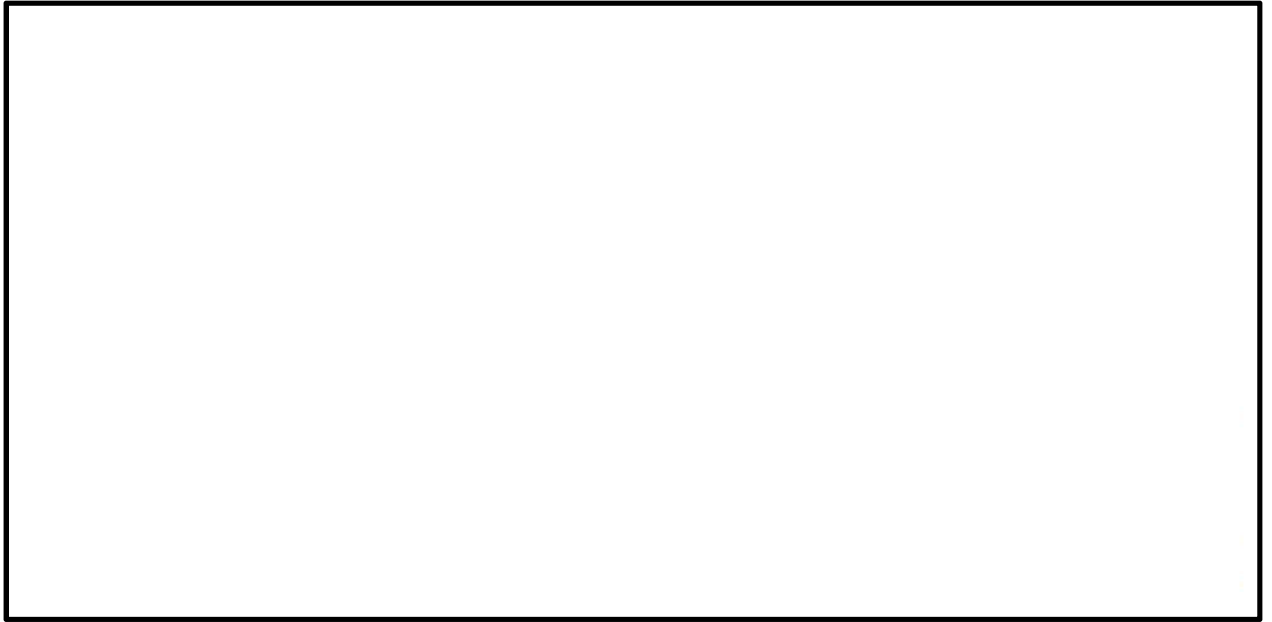


図 5.1-7 (5) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 1\ 1$ )

(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)



図 5.1-7 (6) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 1\ 2$ )

(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)



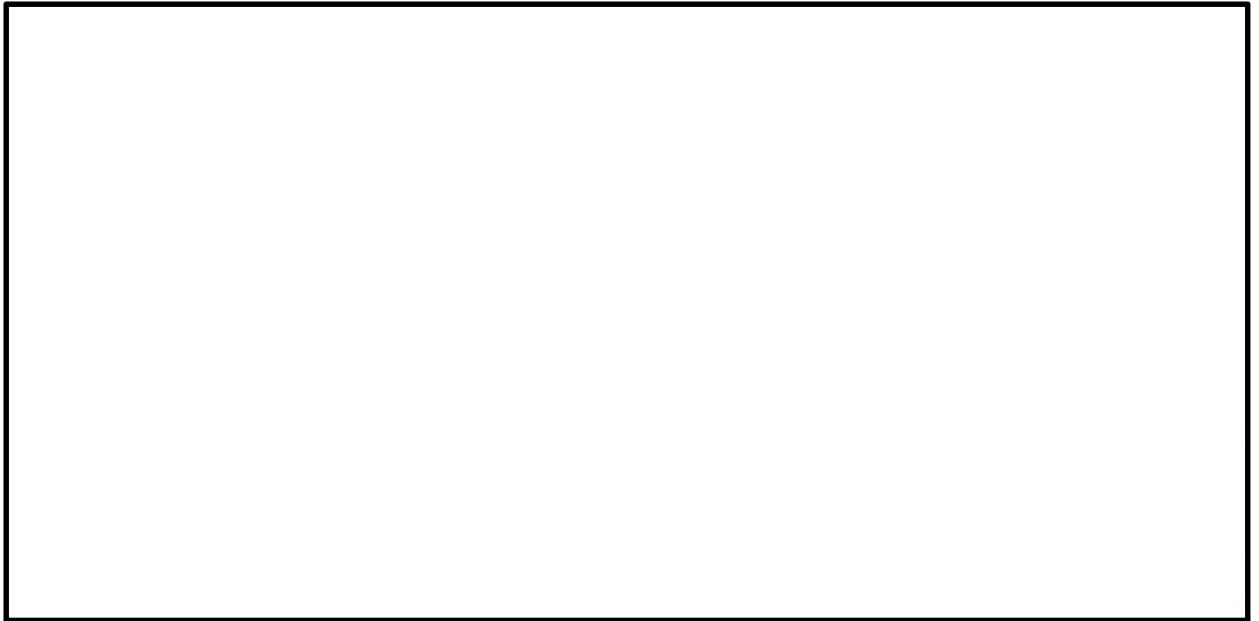


図 5.1-7 (7) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 1\ 3$ )

(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)

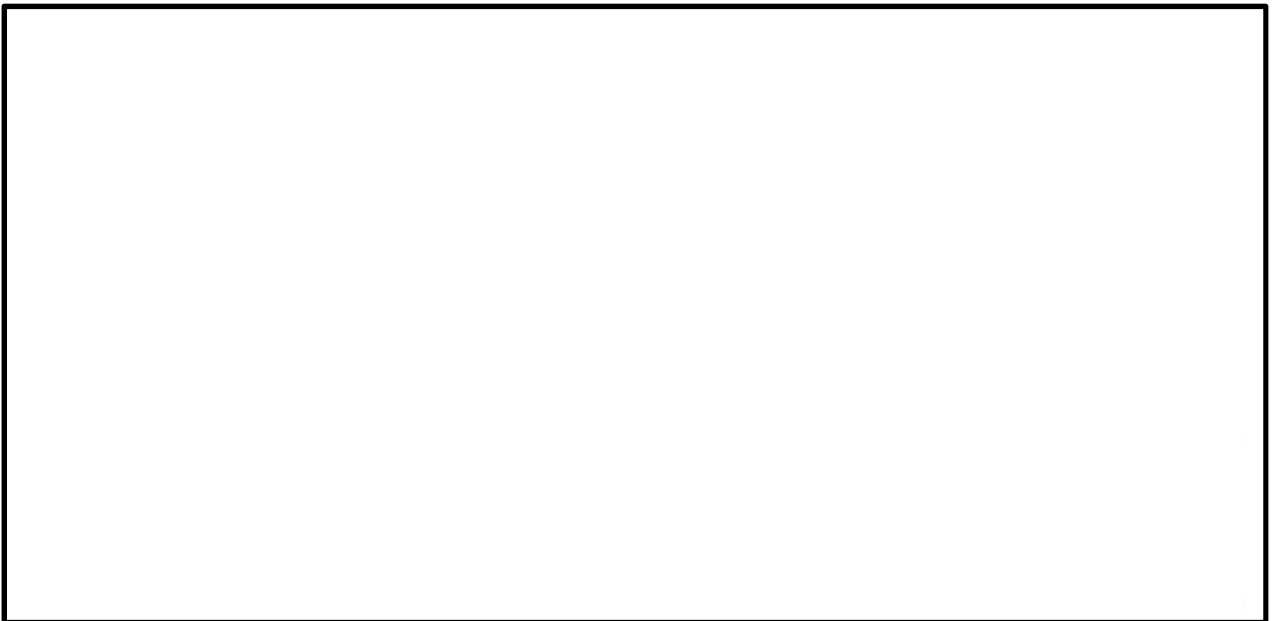


図 5.1-7 (8) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 1\ 4$ )

(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)



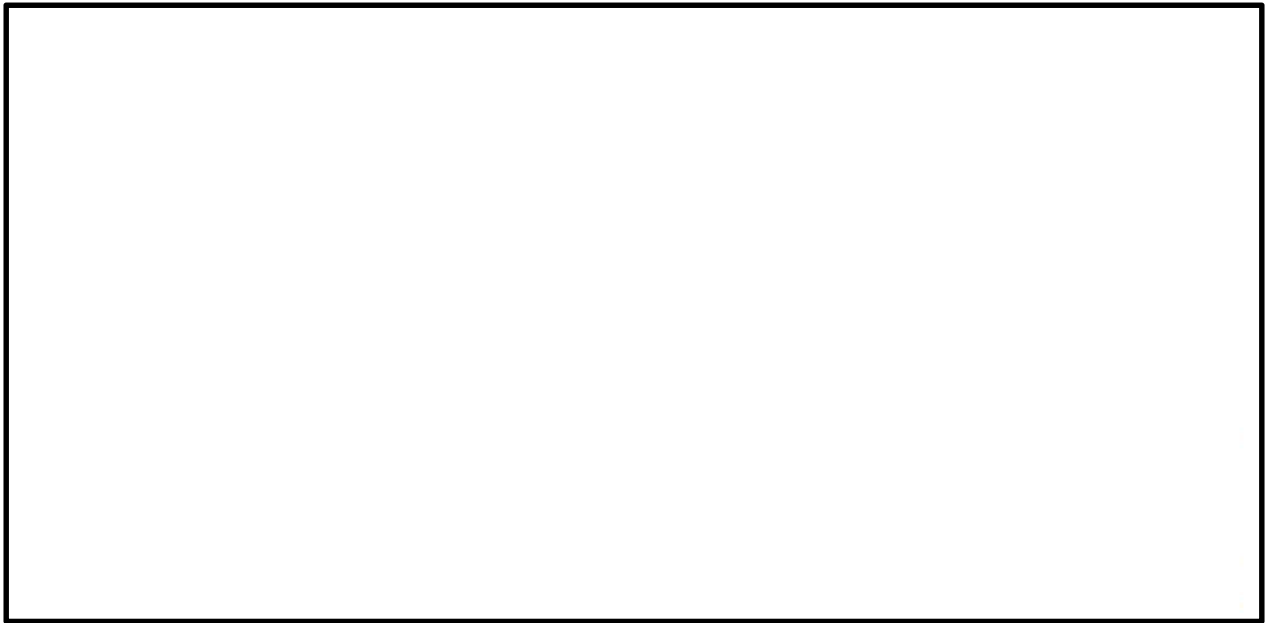


図 5.1-7 (9) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 21$ )

(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)

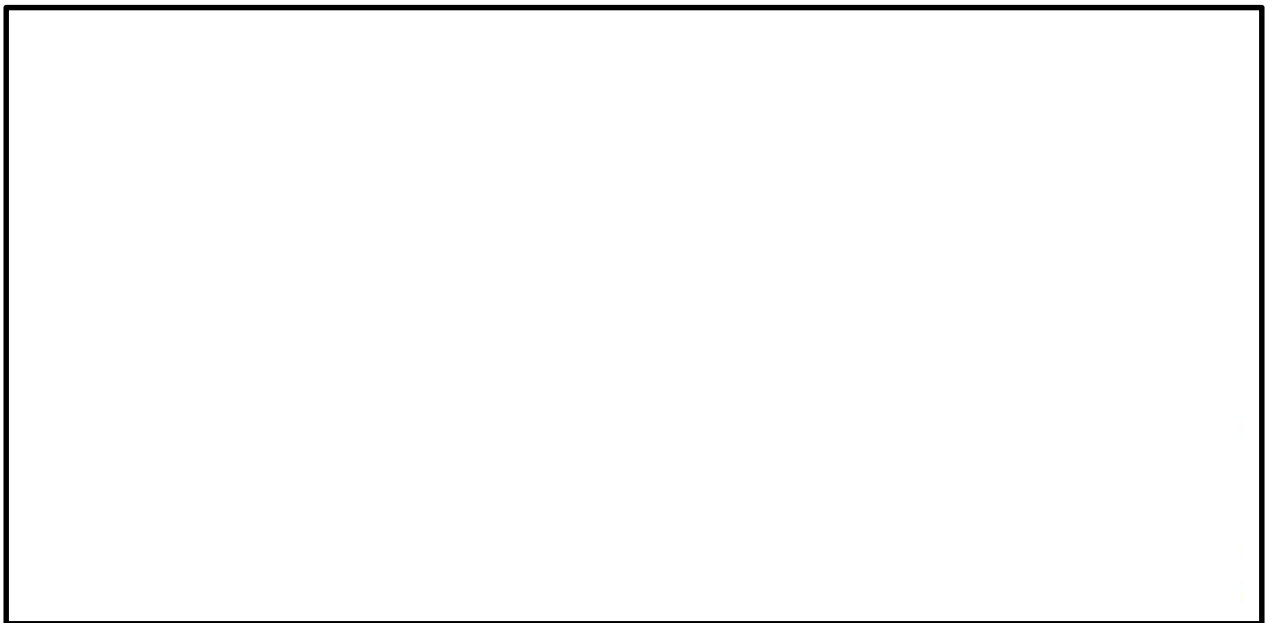


図 5.1-7 (10) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 22$ )

(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)



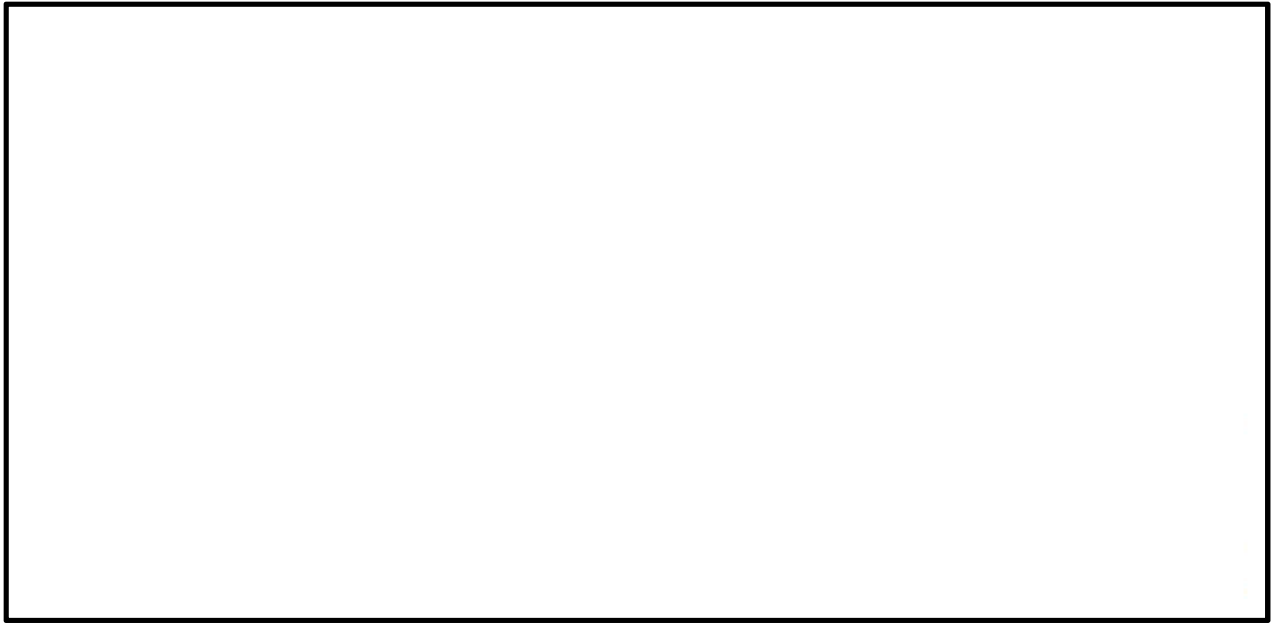


図 5.1-7 (11) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 3 1$  [H+, V+])

(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)

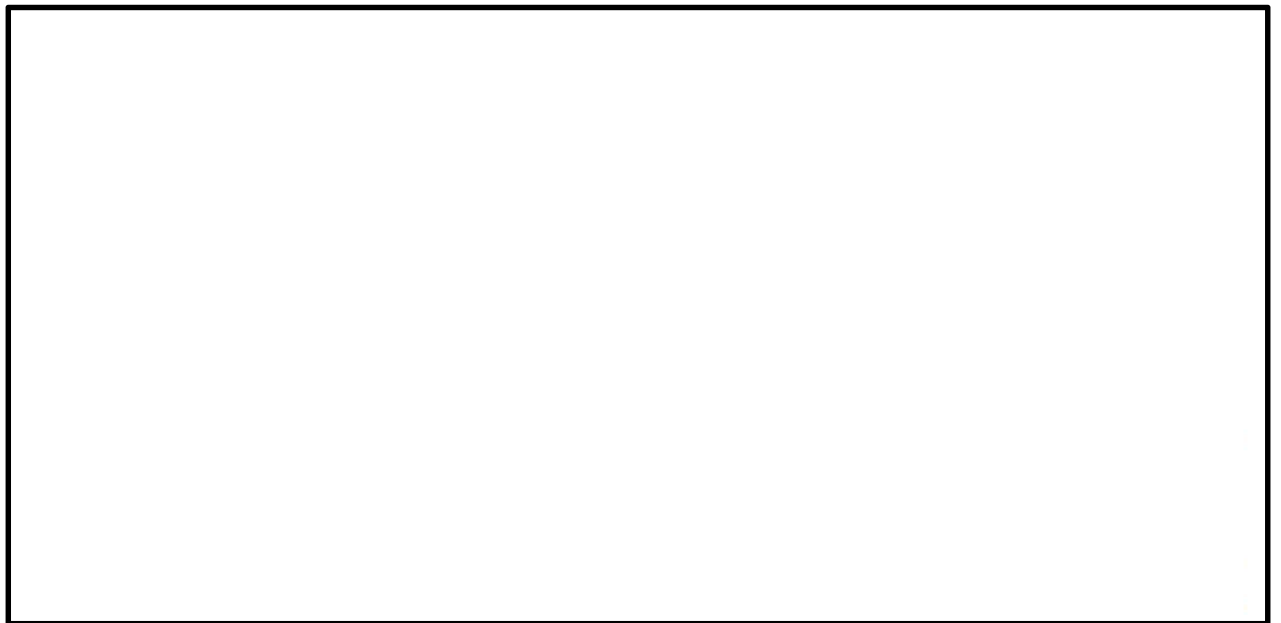


図 5.1-7 (12) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - 3 1$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-7 (13) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)

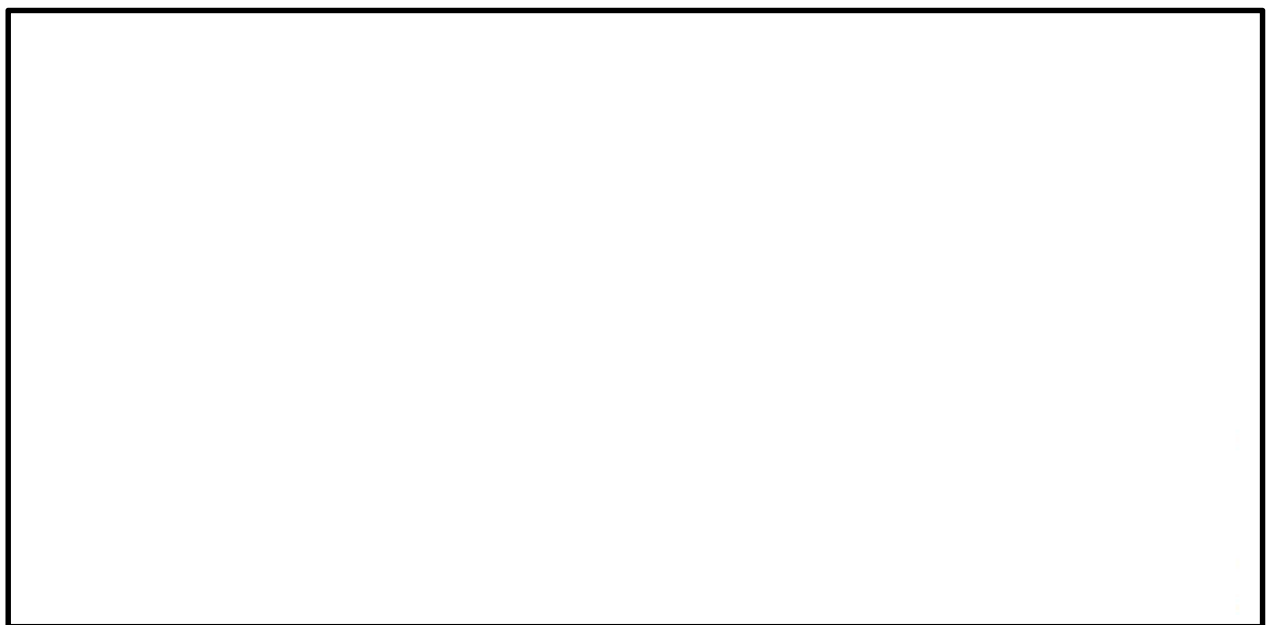


図 5.1-7 (14) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)



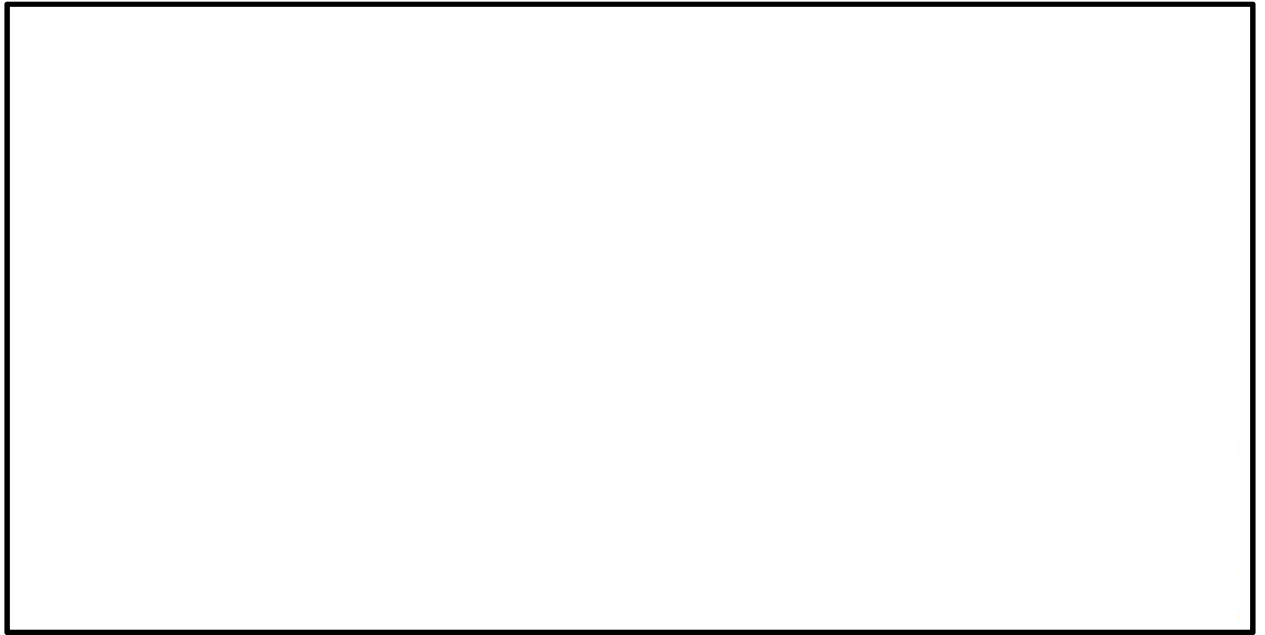


図 5.1-7 (15) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)



図 5.1-7 (16) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)



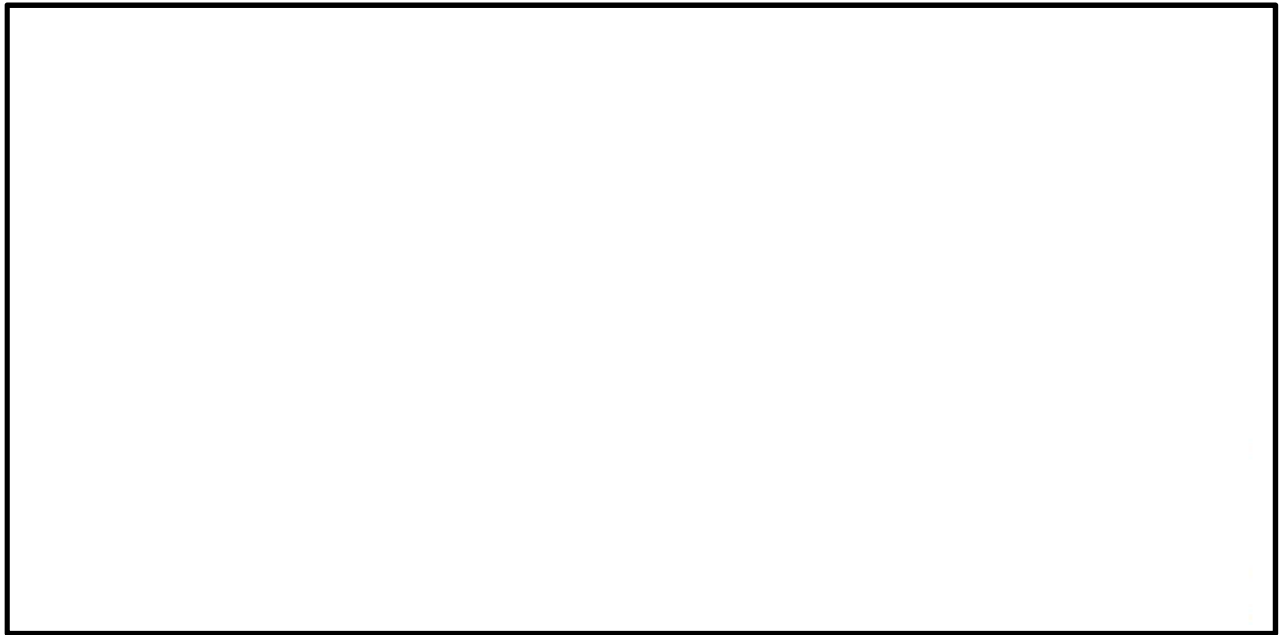


図 5.1-7 (17) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



#### (4) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比分布図を図 5. 1-8, 図 5. 1-9 及び図 5. 1-10 に示す。





図 5.1-8 (1) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - D 1$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-8 (2) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - D 1$  [H+, V-])

(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)

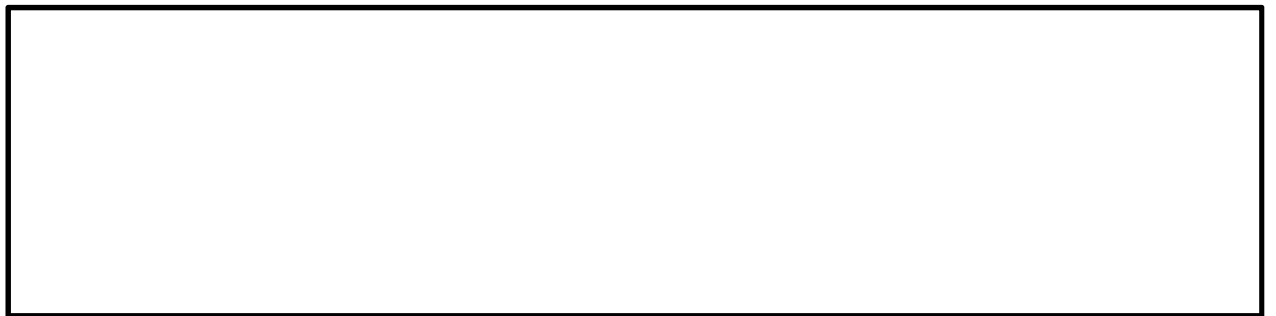


図 5.1-8 (3) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - D 1$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-8 (4) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H-, V-])

(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)



図 5.1-8 (5) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 11$ )

(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)

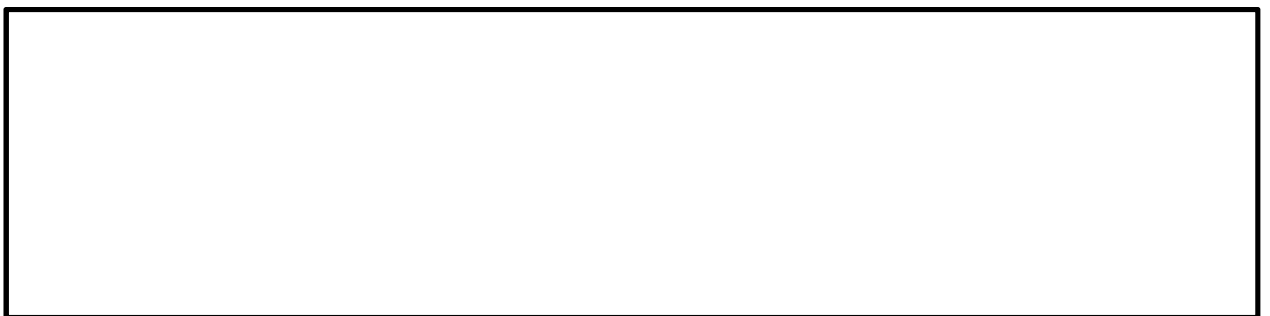


図 5.1-8 (6) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 12$ )

(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)





図 5.1-8 (7) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 13$ )

(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)



図 5.1-8 (8) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 14$ )

(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)



図 5.1-8 (9) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 21$ )

(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)





図 5.1-8 (10) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 22$ )

(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)

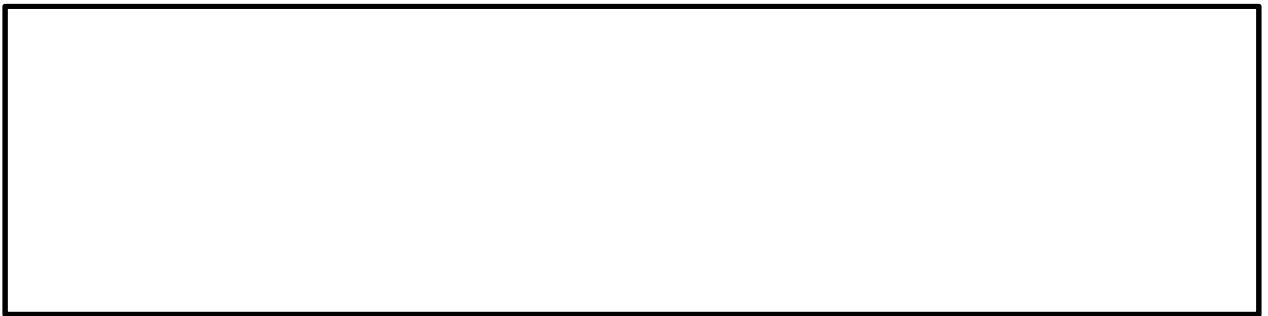


図 5.1-8 (11) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 31$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-8 (12) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

( $S_s - 31$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-8 (13) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H-, V+])$$

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (14) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H+, V-])$$

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (15) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H-, V+])$$

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)





図 5.1-8 (16) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-8 (17) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(検討ケース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)



図 5.1-8 (18) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(検討ケース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)





図 5.1-8 (19) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H-, V+])$$

(検討ケース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)

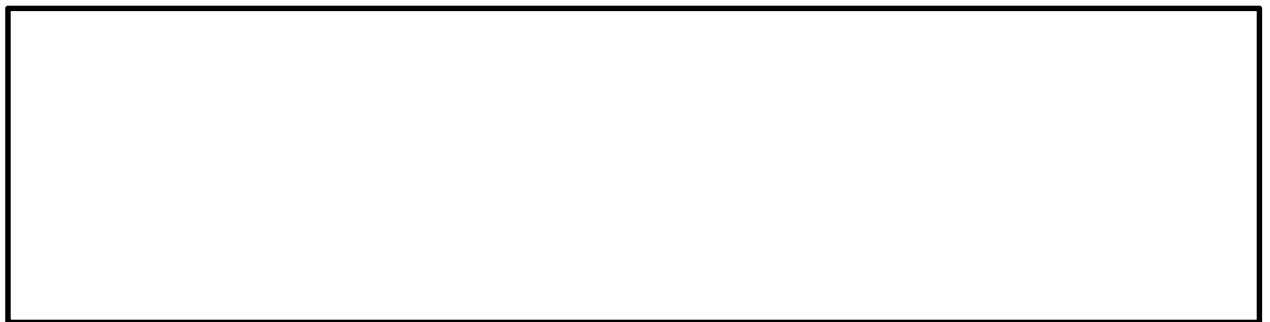


図 5.1-8 (20) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H+, V-])$$

(検討ケース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)



図 5.1-8 (21) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

$$(S_s - D1 [H-, V+])$$

(検討ケース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)





図 5.1-8 (22) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)



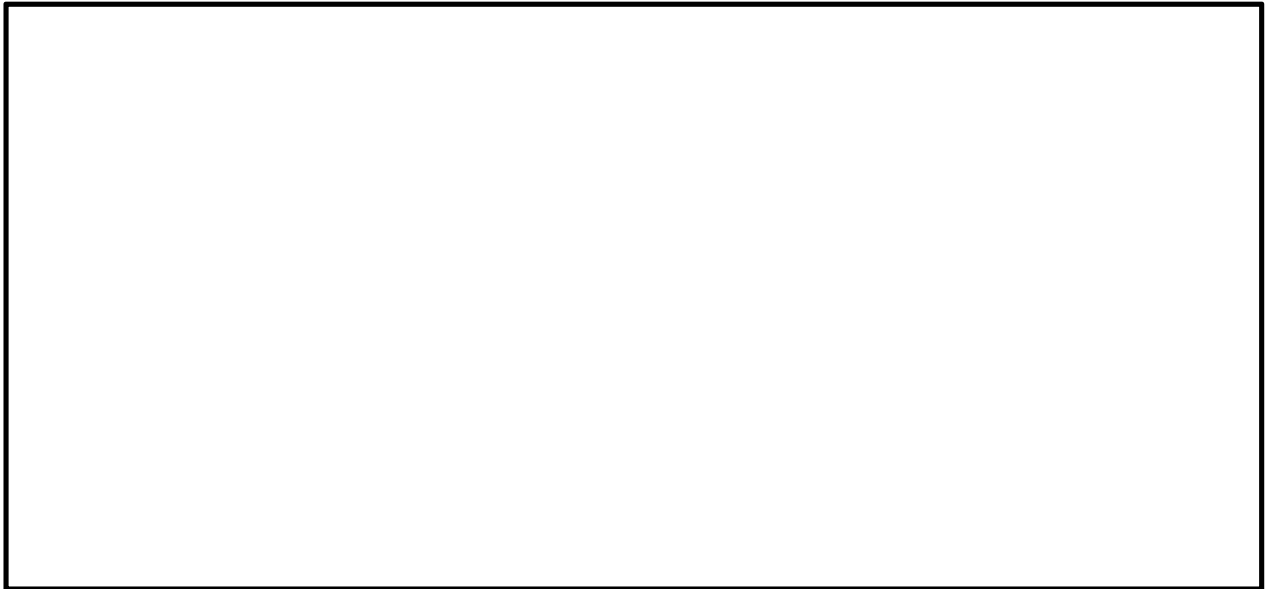


図 5.1-9 (1) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(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)

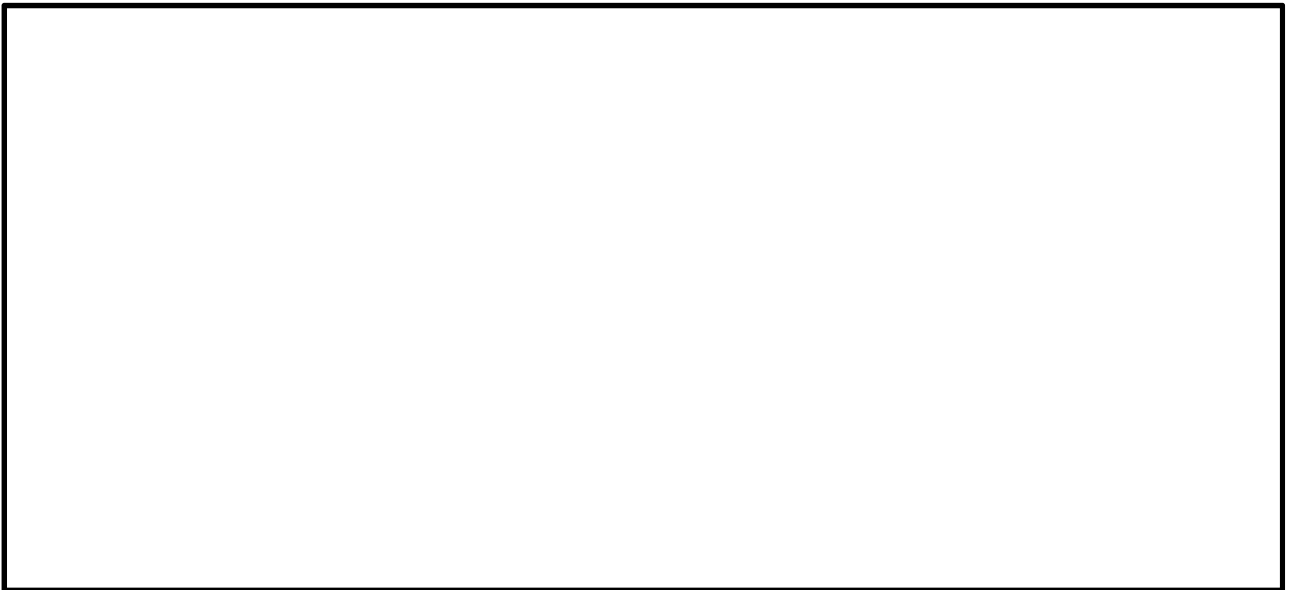


図 5.1-9 (2) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(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)



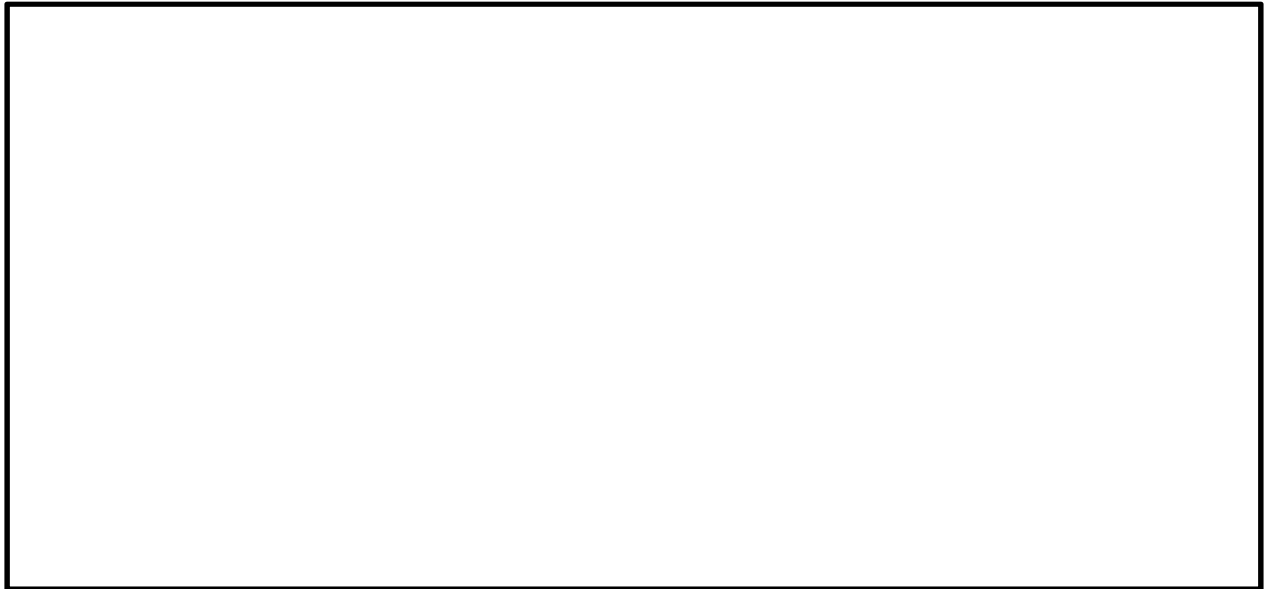


図 5.1-9 (3) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(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)



図 5.1-9 (4) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - D1$  [H-, V-])

(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)





図 5.1-9 (5) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 11$ )

(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)



図 5.1-9 (6) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 12$ )

(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)



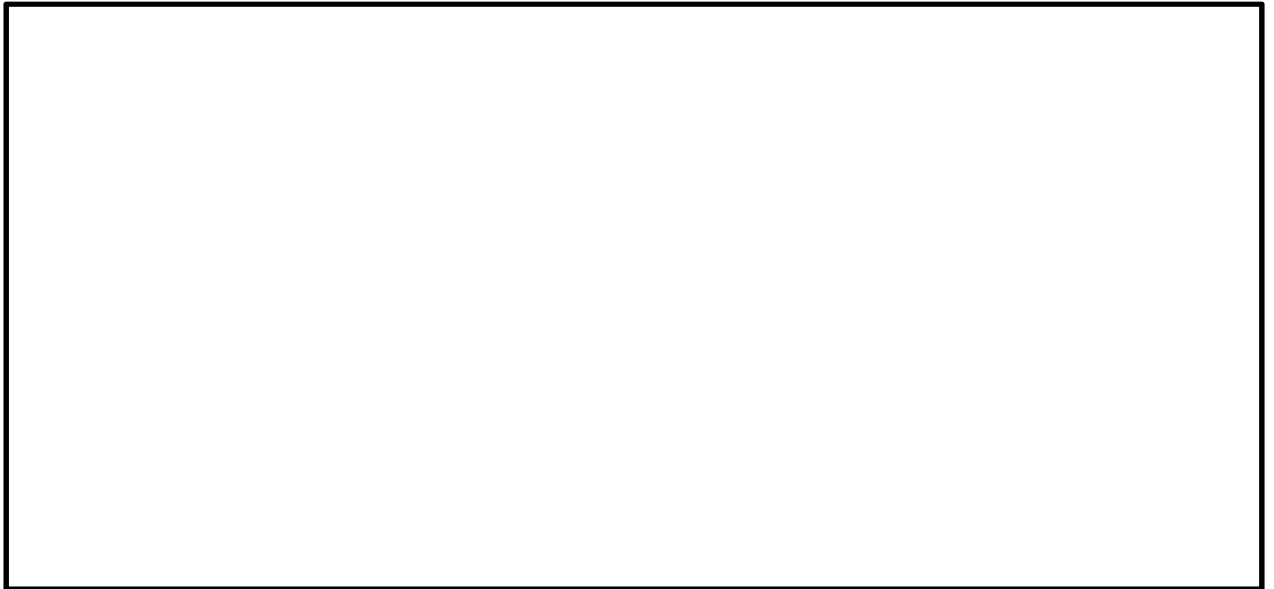


図 5.1-9 (7) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 13$ )

(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)



図 5.1-9 (8) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 14$ )

(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)





図 5.1-9 (9) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 21$ )

(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)



図 5.1-9 (10) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 22$ )

(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)



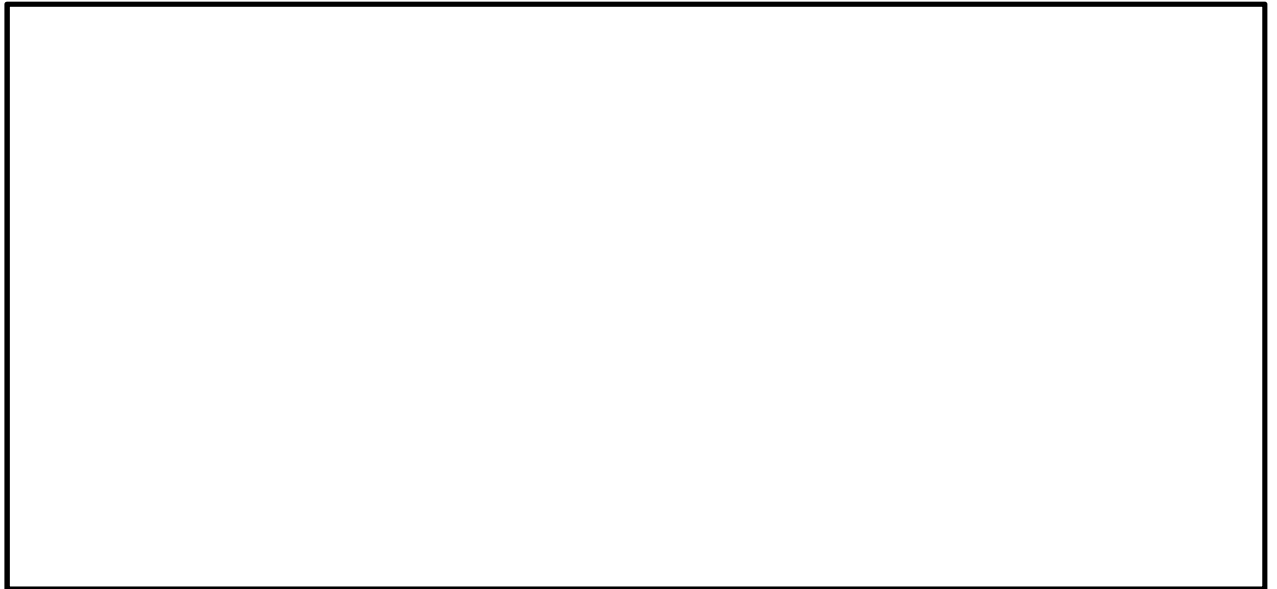


図 5.1-9 (11) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 31$  [H+, V+])

(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)

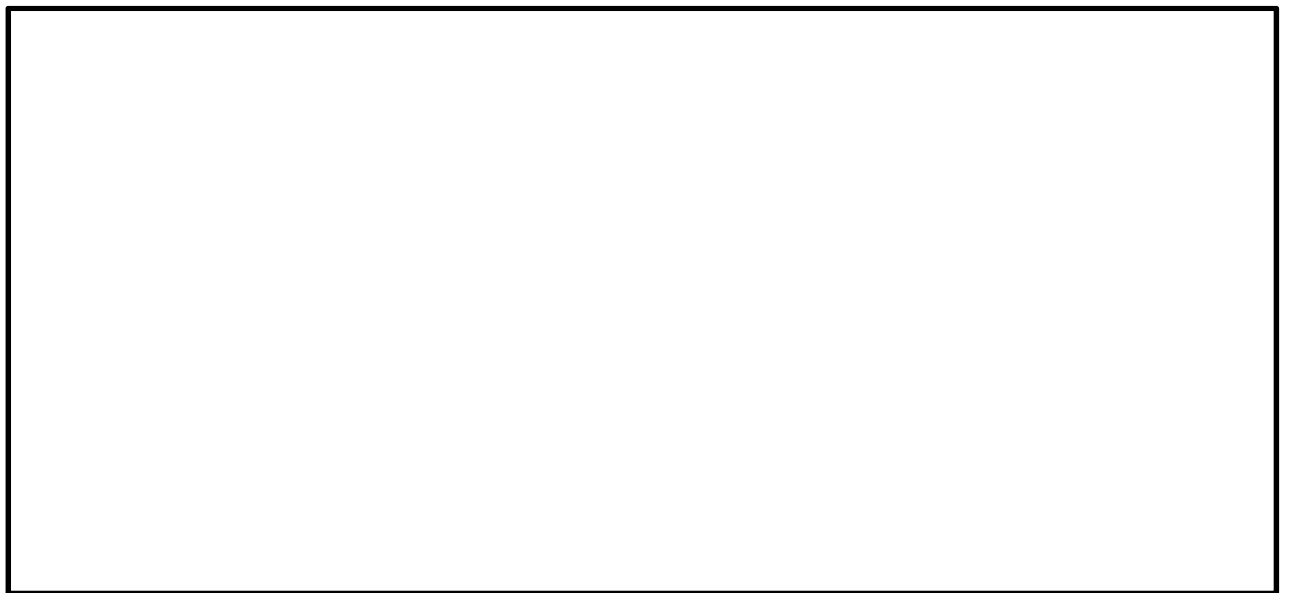


図 5.1-9 (12) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 31$  [H-, V+])

(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)



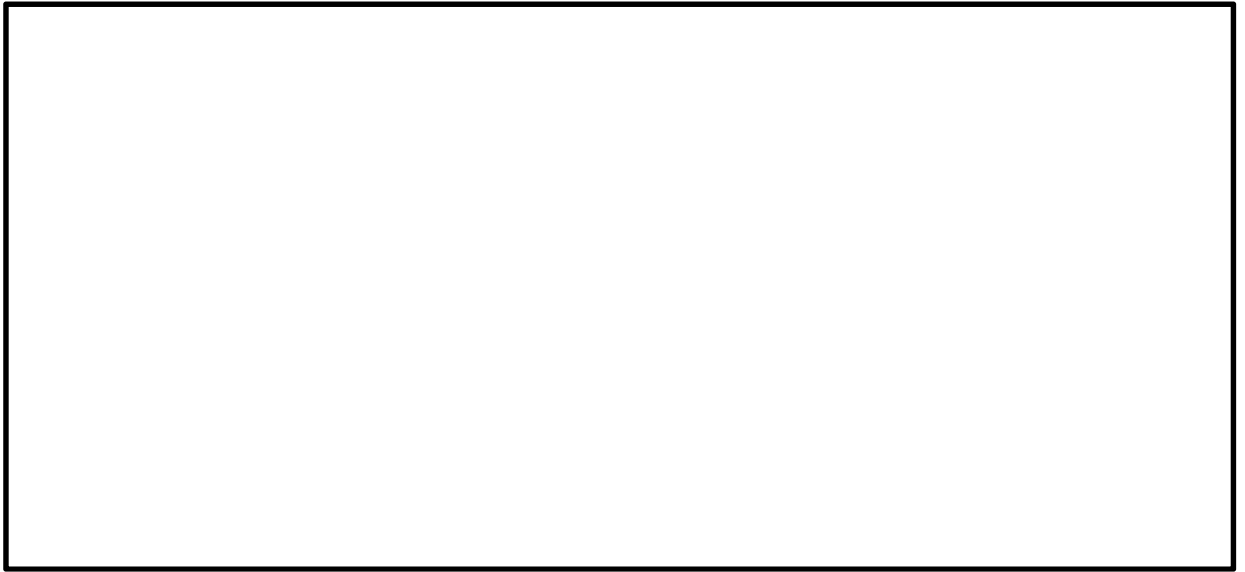


図 5.1-9 (13) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

$$(S_s - 3.1 [H +, V +])$$

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

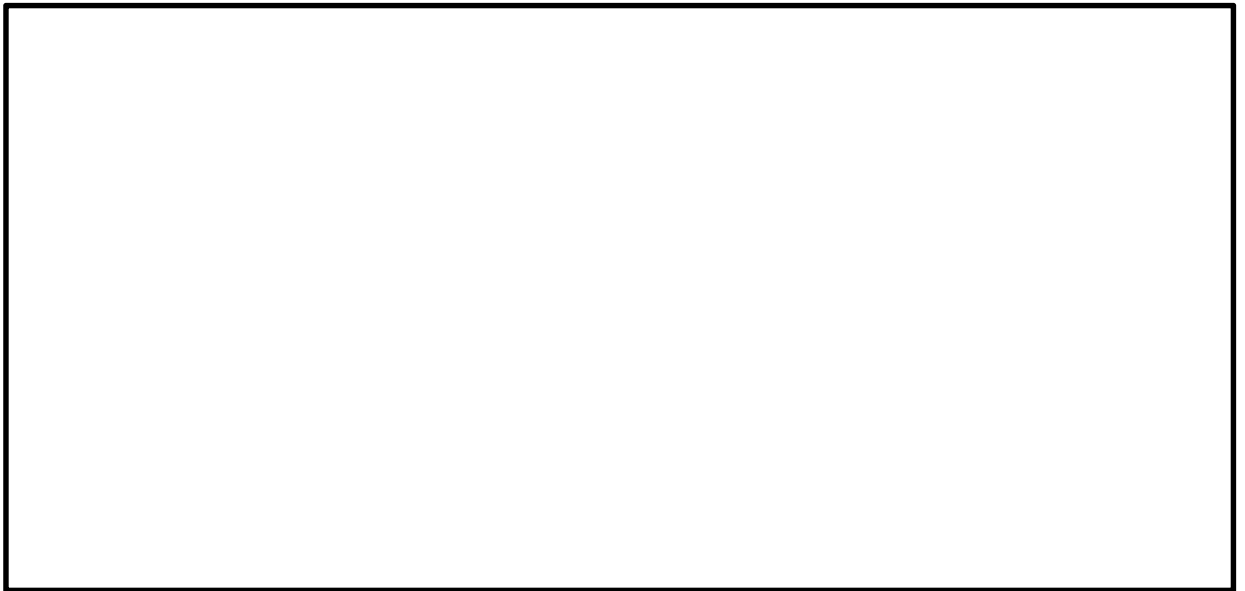


図 5.1-9 (14) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

$$(S_s - 3.1 [H +, V +])$$

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



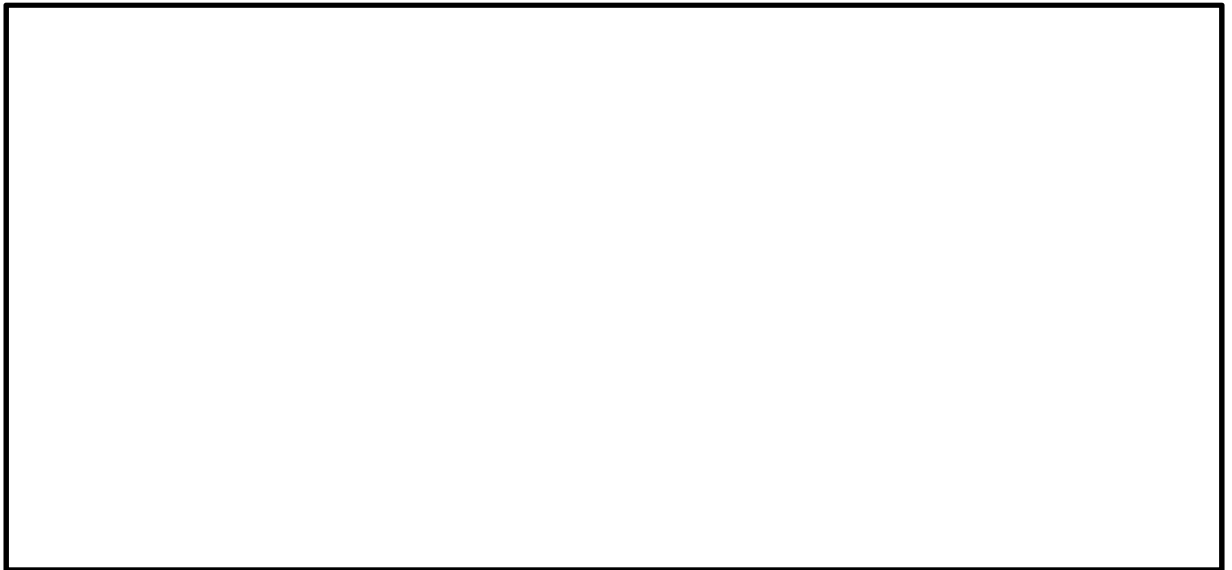


図 5.1-9 (15) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 31$  [H+, V+])

(検討ケース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)



図 5.1-9 (16) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

( $S_s - 31$  [H+, V+])

(検討ケース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)



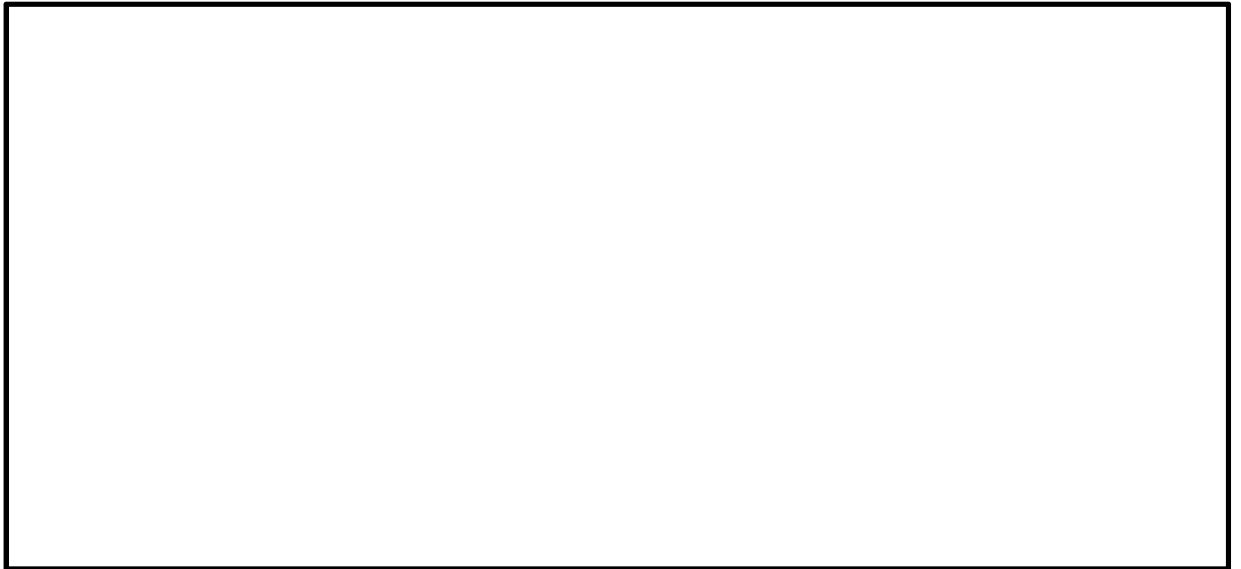


図 5.1-9 (17) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

$$(S_s - 3.1 [H + V])$$

(検討ケース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)



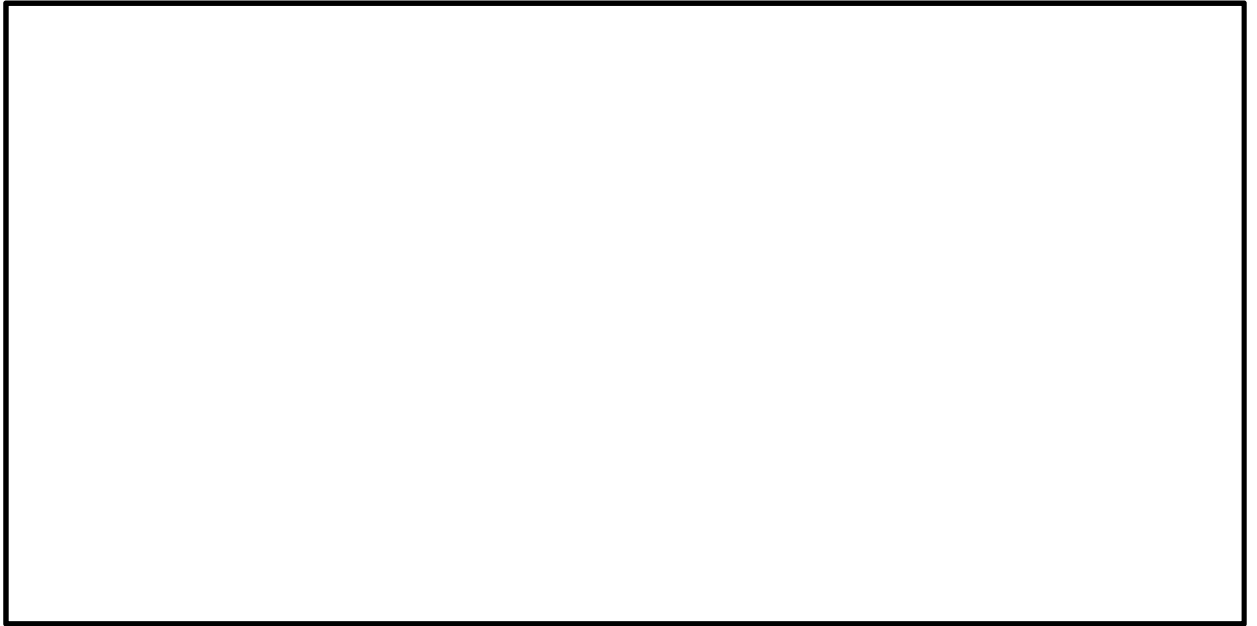


図 5.1-10 (1) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(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)

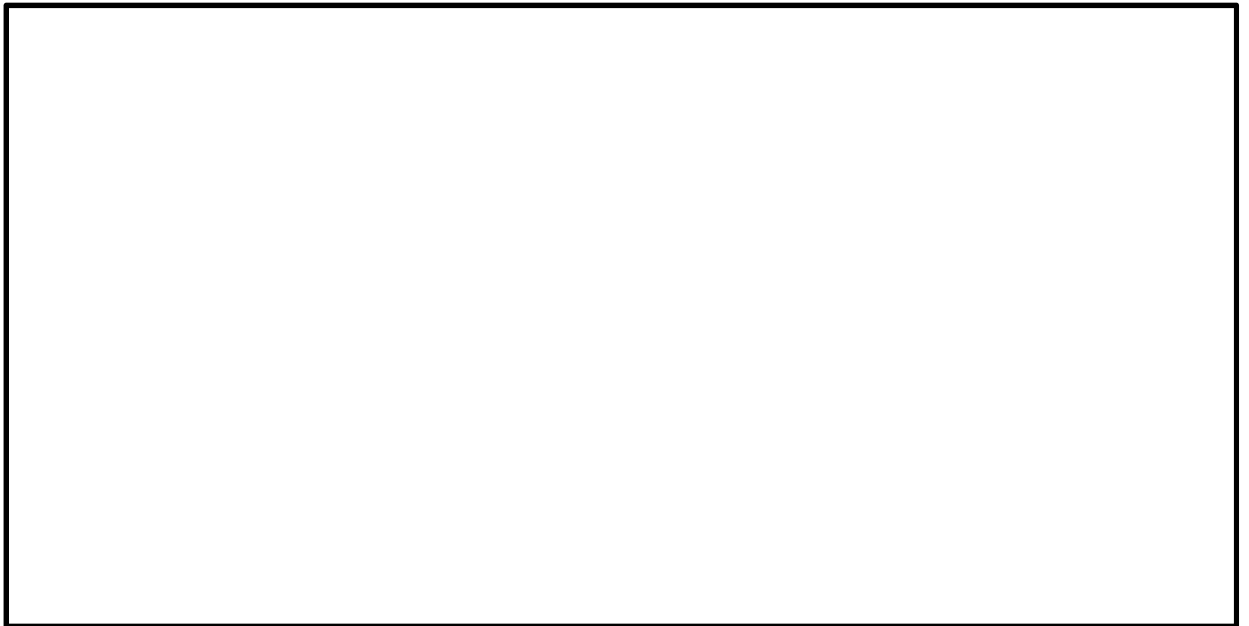


図 5.1-10 (2) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(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)



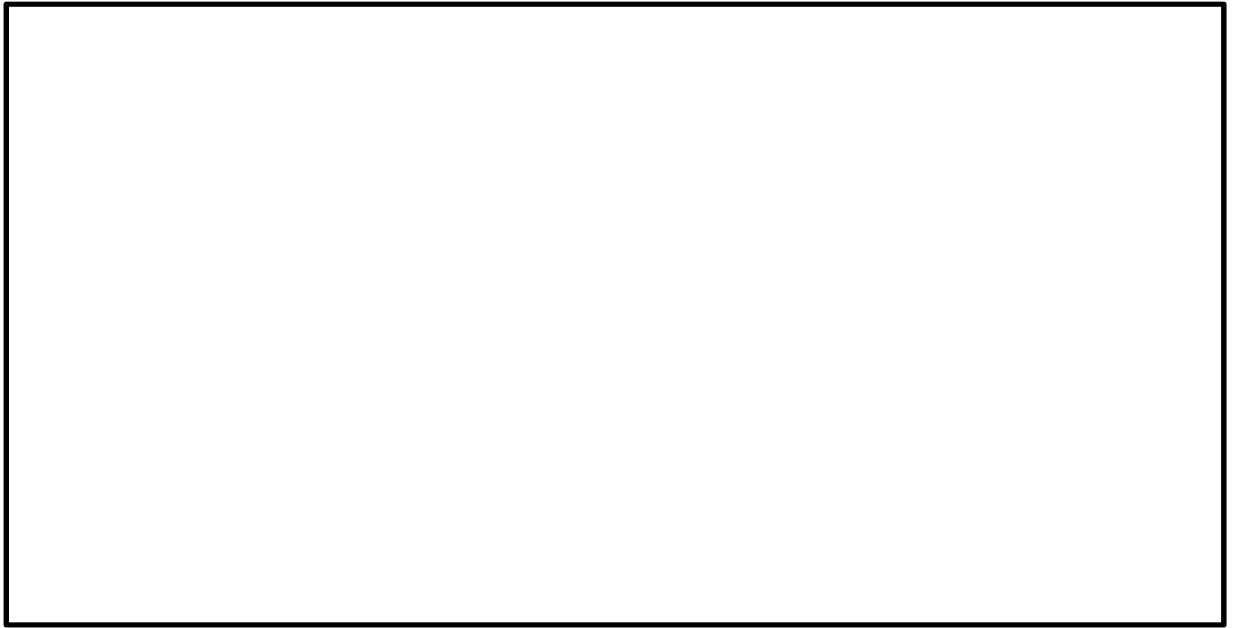


図 5.1-10 (3) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(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)

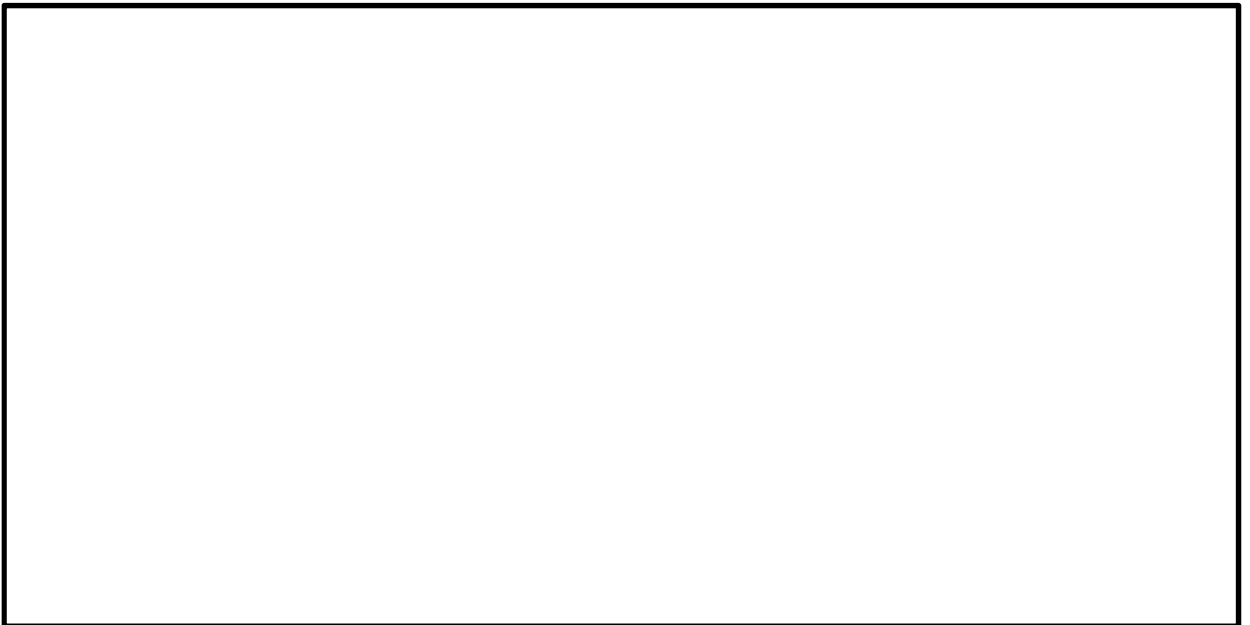


図 5.1-10 (4) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H-, V-])

(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)



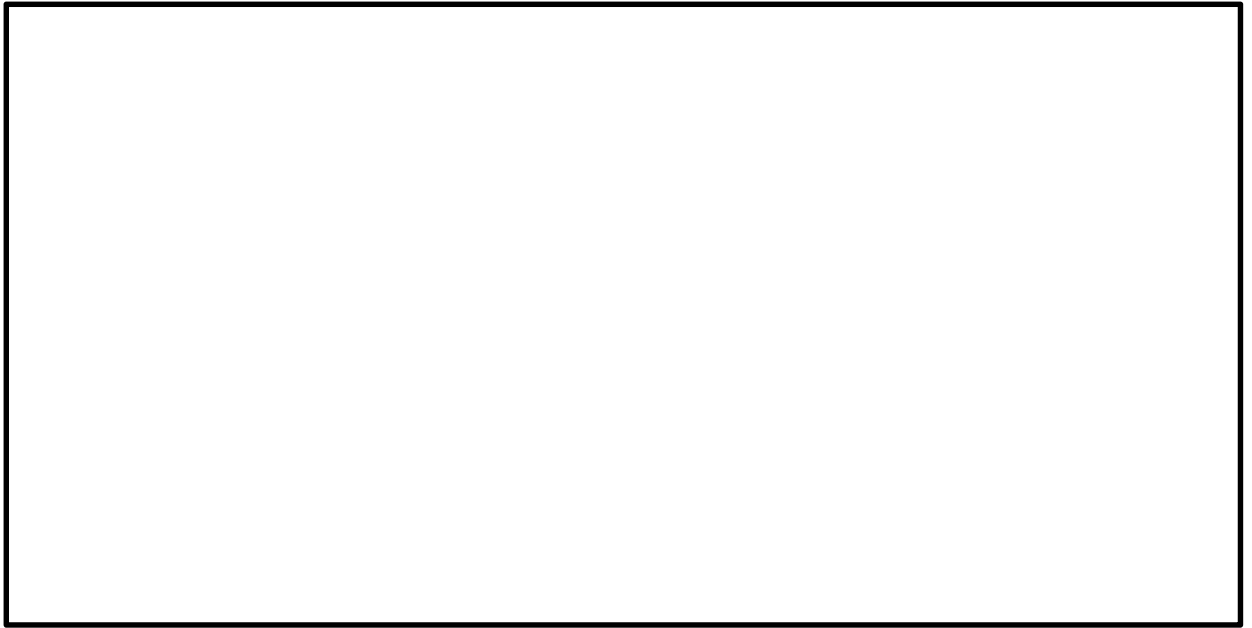


図 5.1-10 (5) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 1.1$ )

(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)

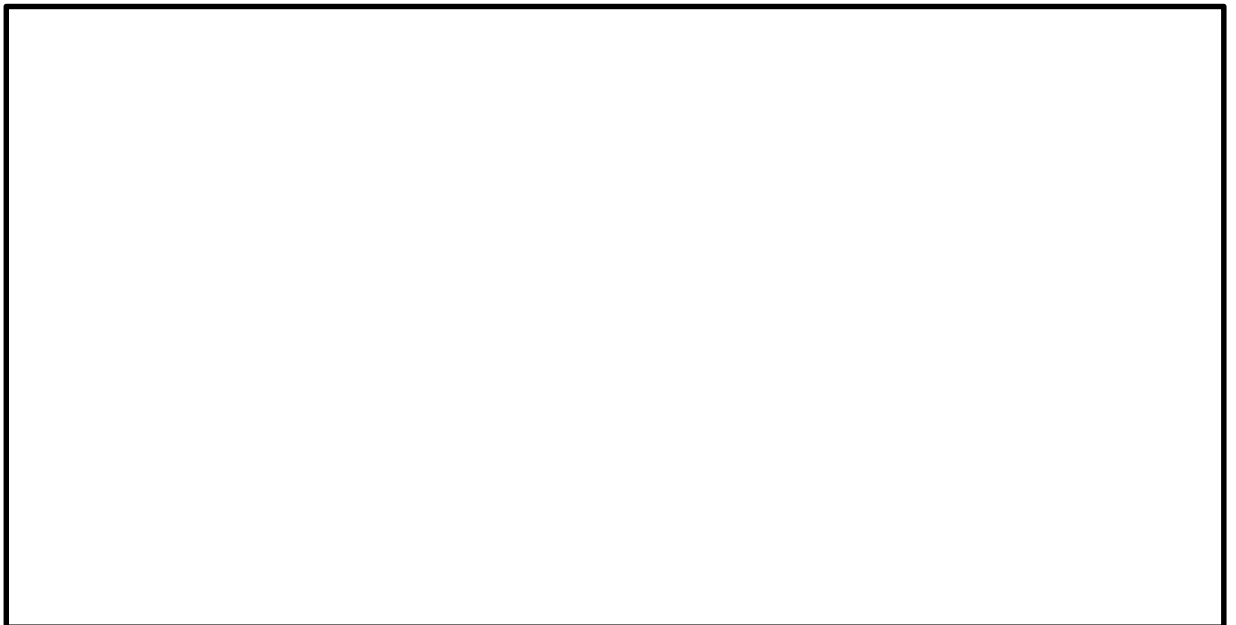


図 5.1-10 (6) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 1.2$ )

(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)



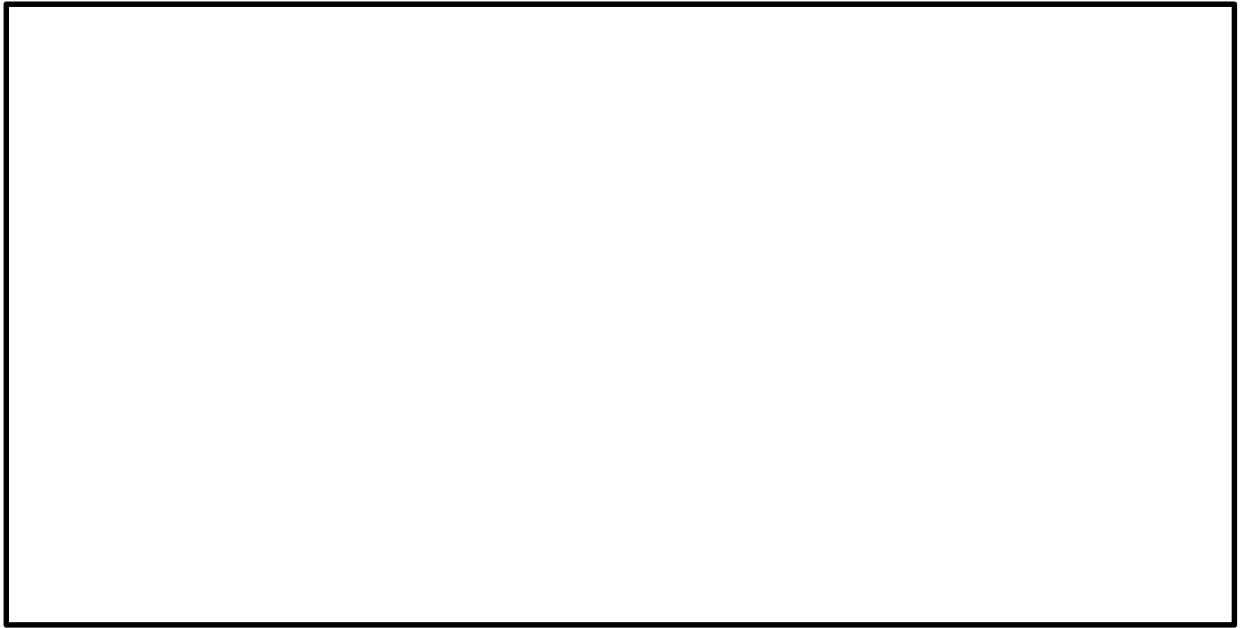


図 5.1-10 (7) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 13$ )

(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)

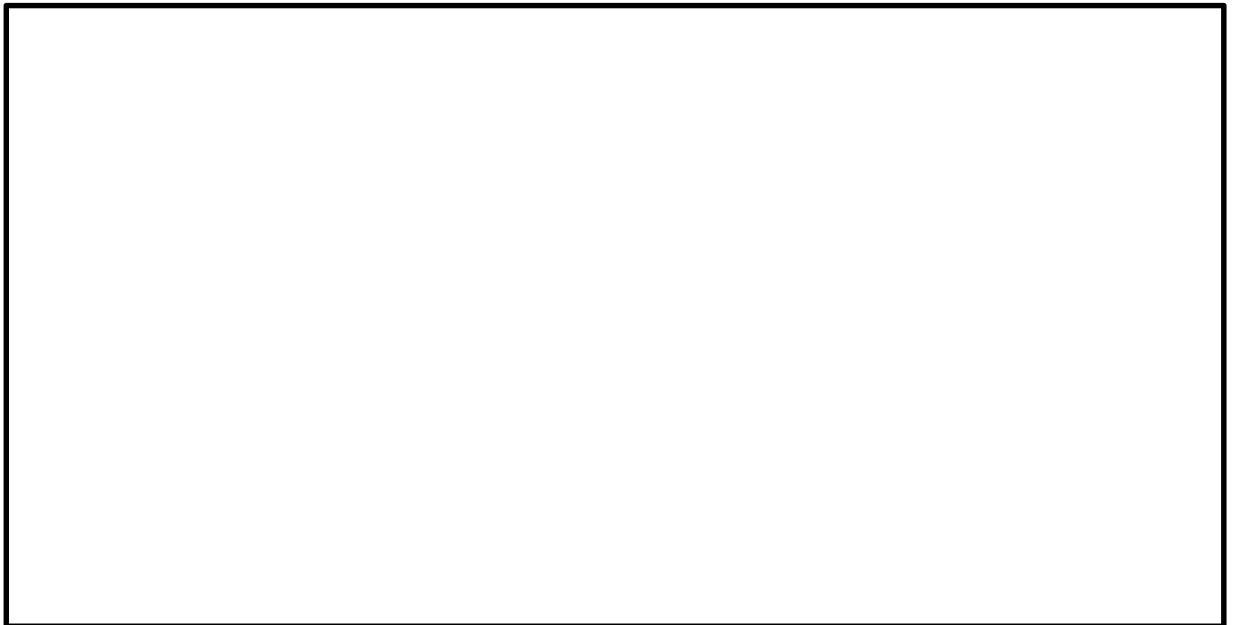


図 5.1-10 (8) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 14$ )

(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)



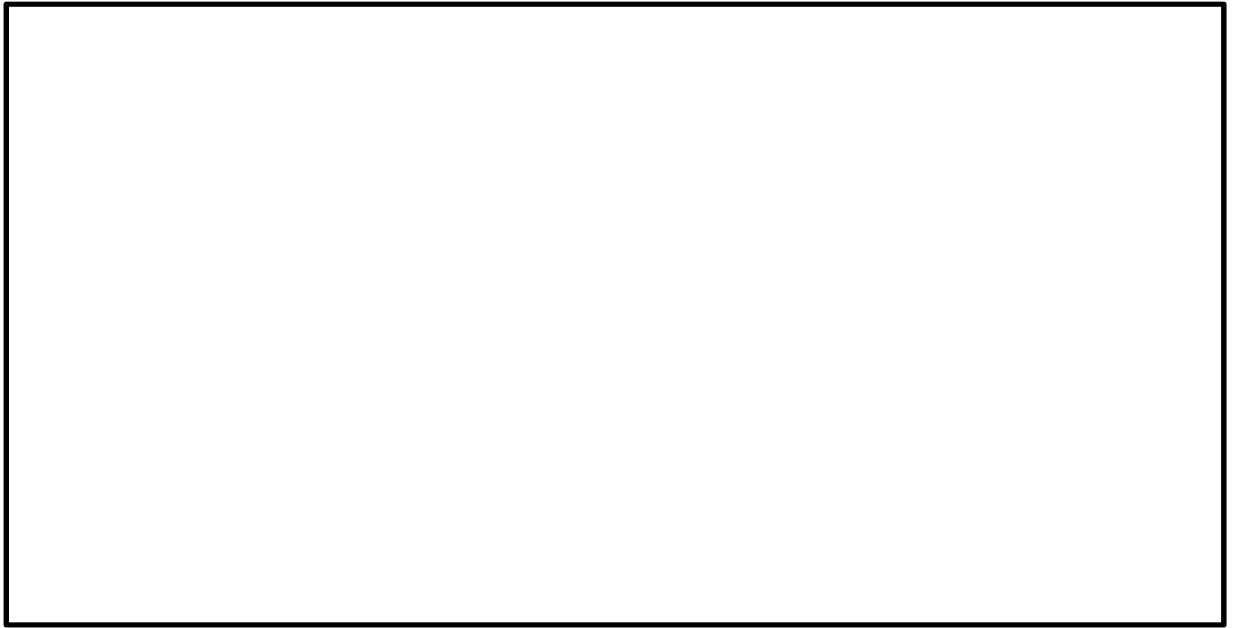


図 5.1-10 (9) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 21$ )

(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)

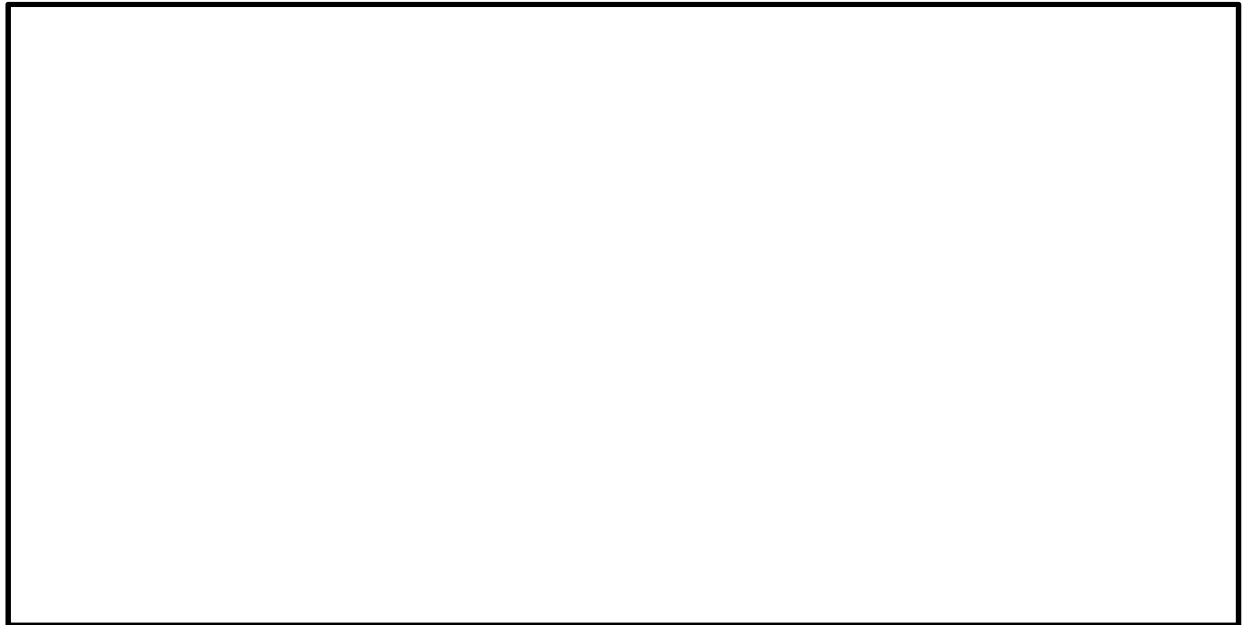


図 5.1-10 (10) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 22$ )

(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)



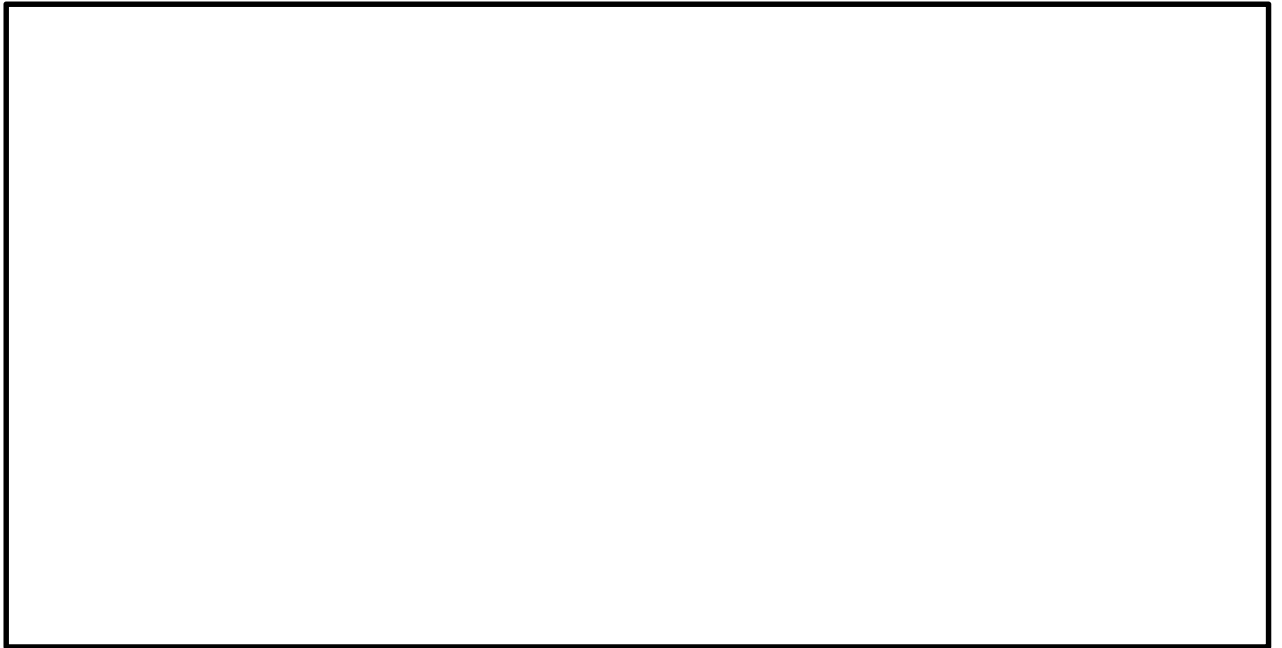


図 5.1-10 (11) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )

(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)



図 5.1-10 (12) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )

(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)



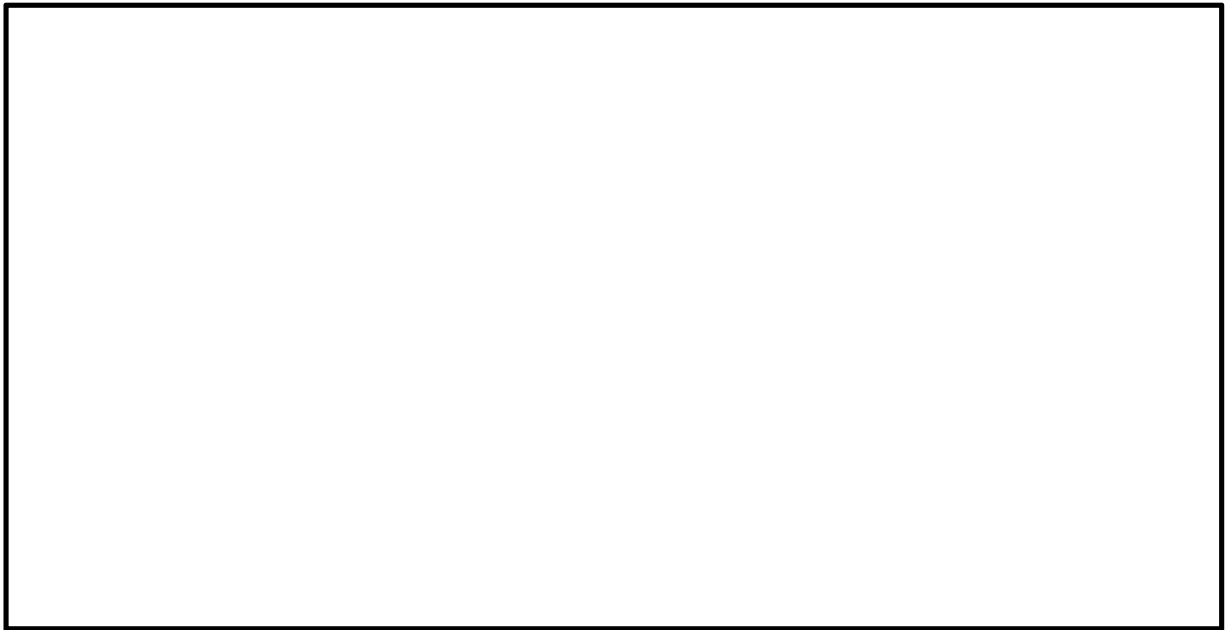


図 5.1-10 (13) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



図 5.1-10 (14) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



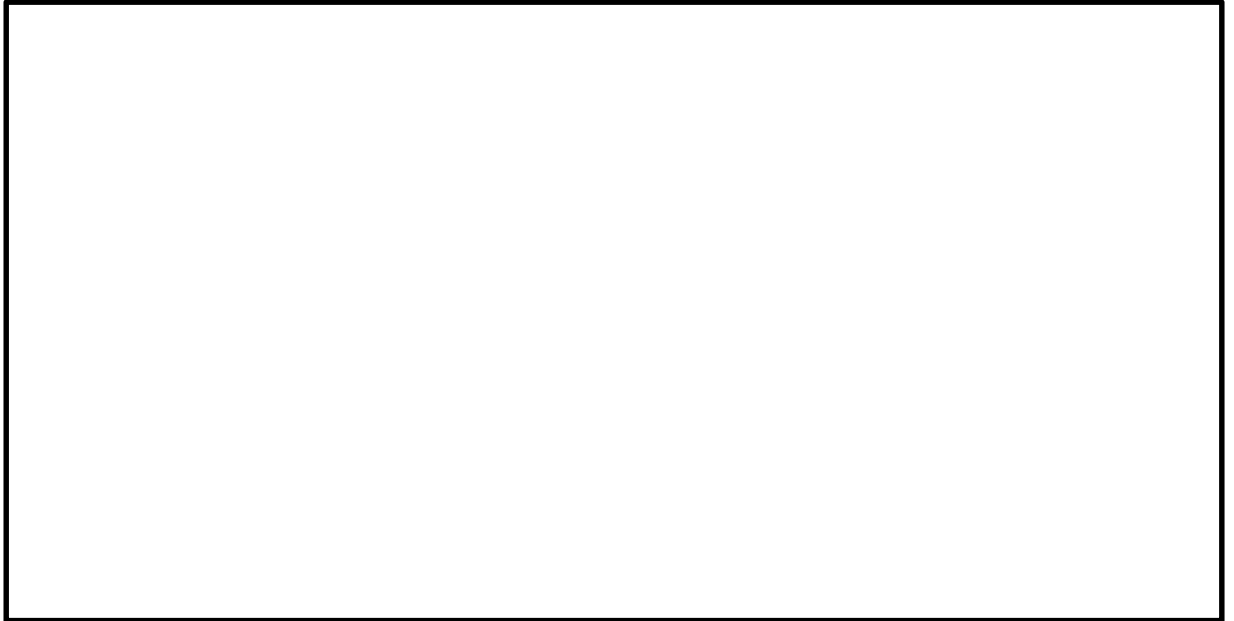


図 5.1-10 (15) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)

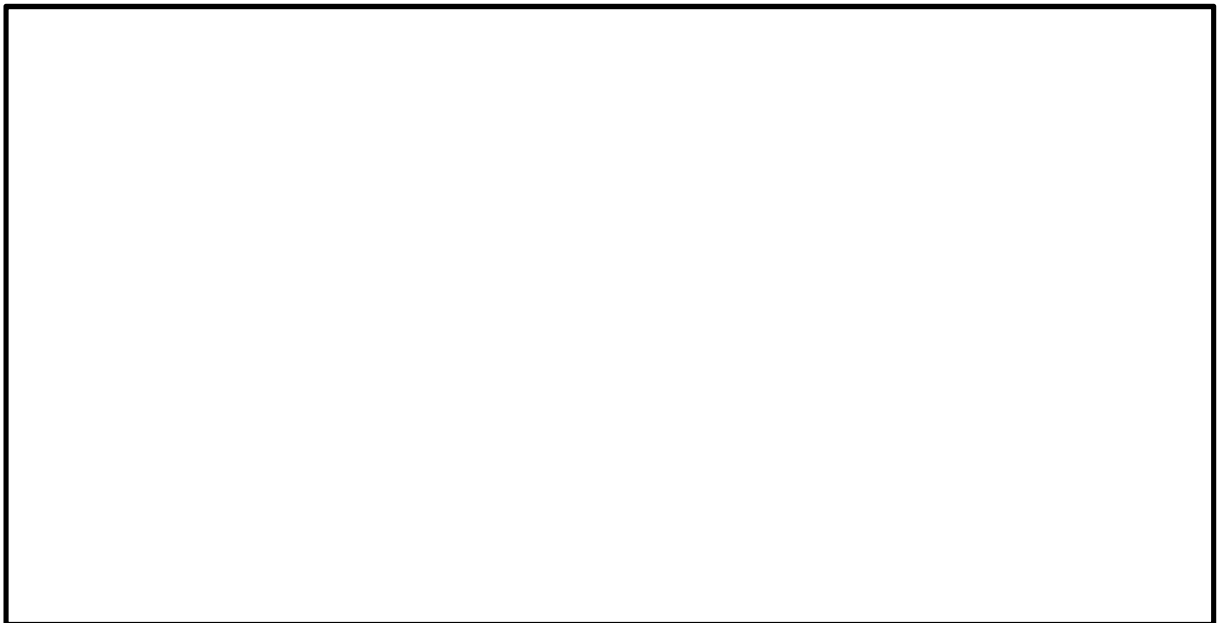


図 5.1-10 (16) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)





図 5.1-10 (17) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

$(S_s - D_1 [H + V])$

(検討ケース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)



(5) 最大水平加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、各基準地震動における最大水平加速度分布図を図 5.1-11、図 5.1-12 及び図 5.1-13 に示す。





図 5.1-11(1) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s-D1$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-11(2) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s-D1$  [H+, V-])

(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)

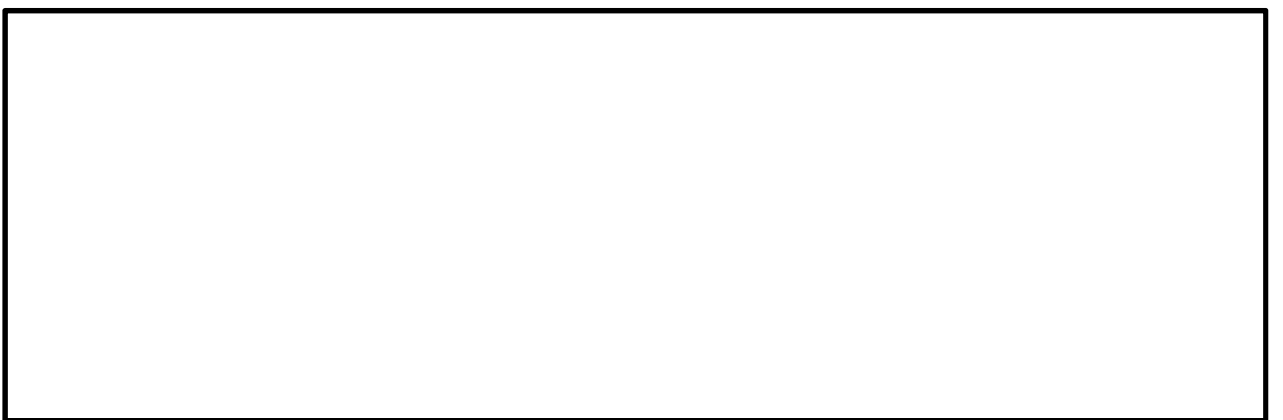


図 5.1-11(3) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s-D1$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-11(4) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H-, V-])

(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)



図 5.1-11(5) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 11$ )

(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)



図 5.1-11(6) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 12$ )

(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)





図 5.1-11(7) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 13$ )

(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)



図 5.1-11(8) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 14$ )

(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)

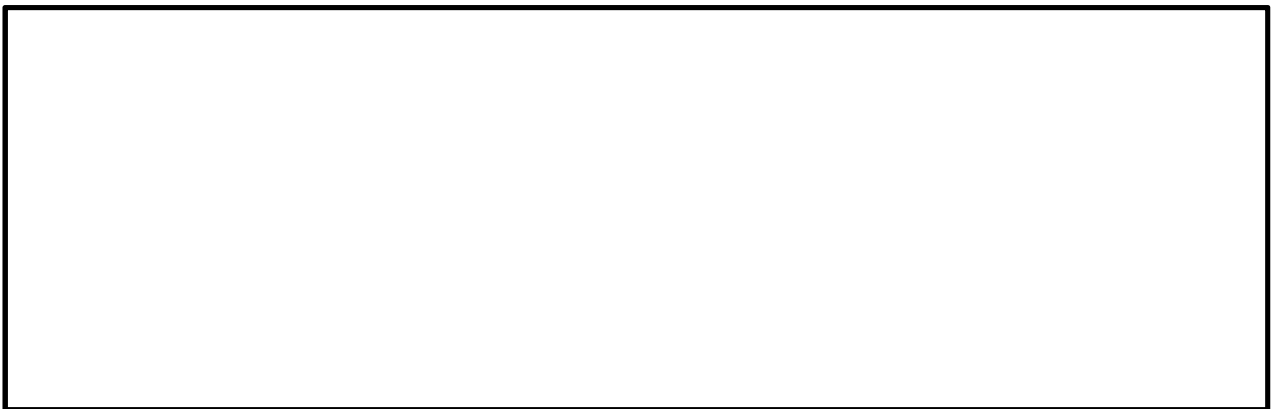


図 5.1-11(9) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 21$ )

(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)





図 5.1-11(10) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 2.2$ )

(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)



図 5.1-11(11) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-11(12) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+])

(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)





図 5.1-11(13) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース）



図 5.1-11(14) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H+, V-])$

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース）



図 5.1-11(15) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース）



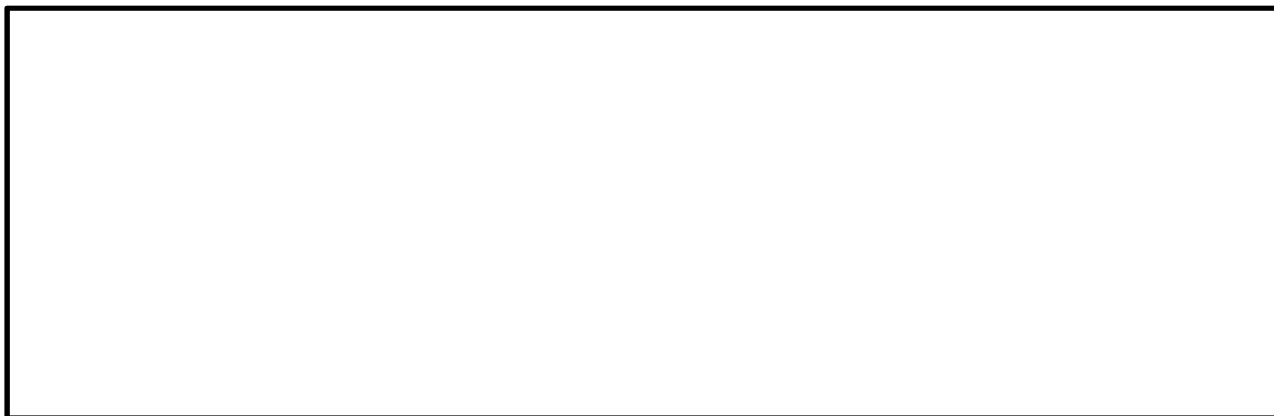


図 5.1-11(16) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H+, V-])$

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）

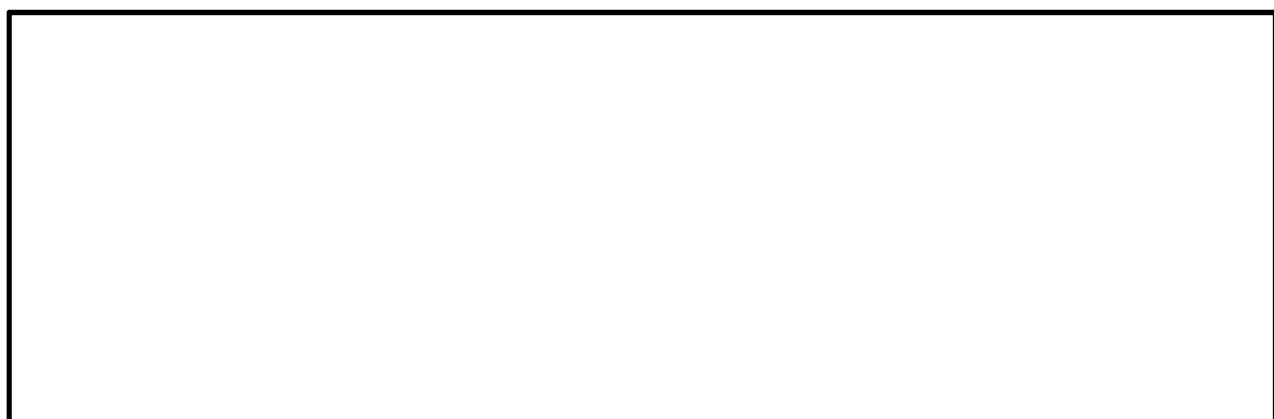


図 5.1-11(17) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（検討ケース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）



図 5.1-11(18) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H+, V-])$

（検討ケース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）





図 5.1-11(19) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（検討ケース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）



図 5.1-11(20) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H+, V-])$

（検討ケース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）



図 5.1-11(21) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース）





図 5.1-11(22) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）

（ $S_s-D1$ 〔H+, V-〕）

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース）



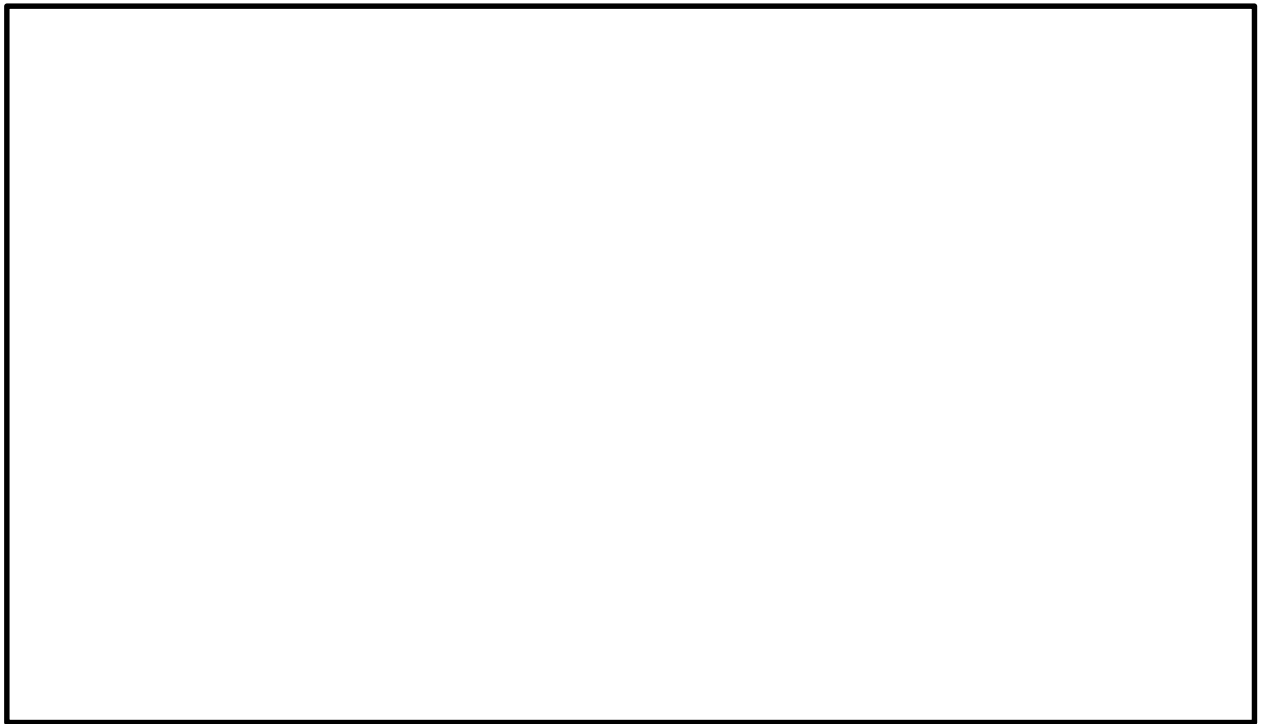


図 5.1-12(1) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s-D1$  [H+, V+])

(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)

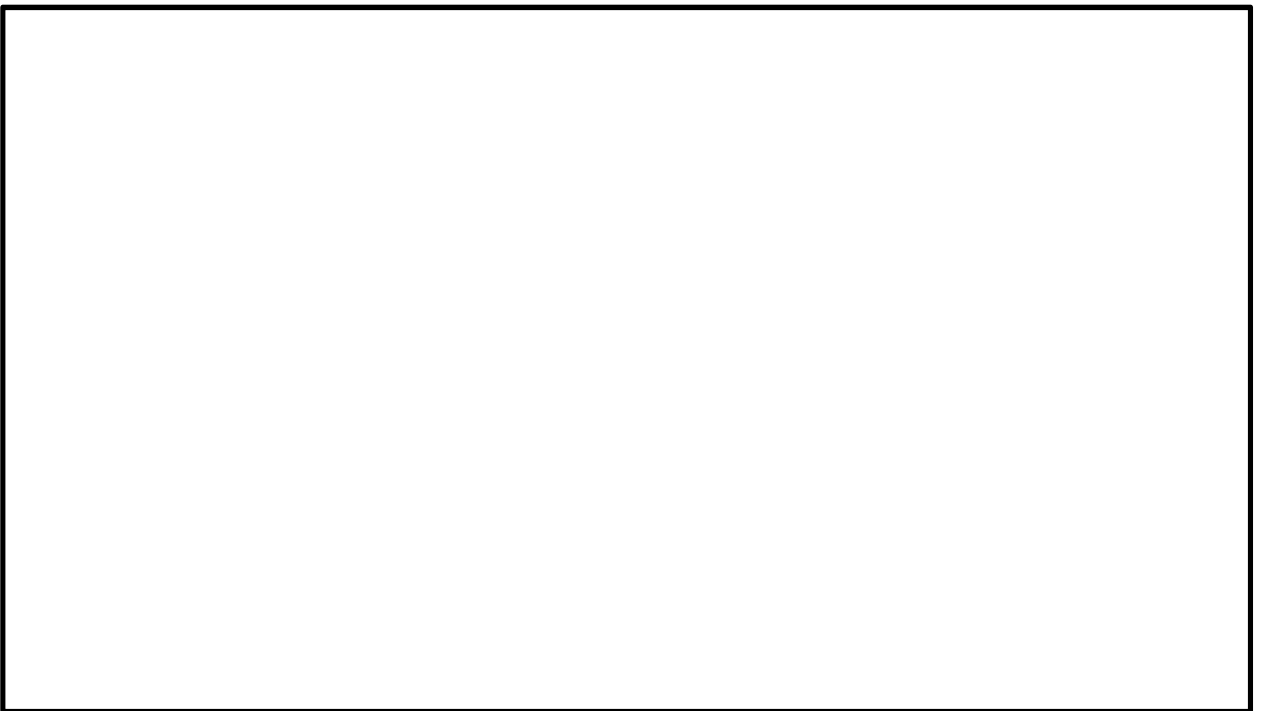


図 5.1-12(2) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s-D1$  [H+, V-])

(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)



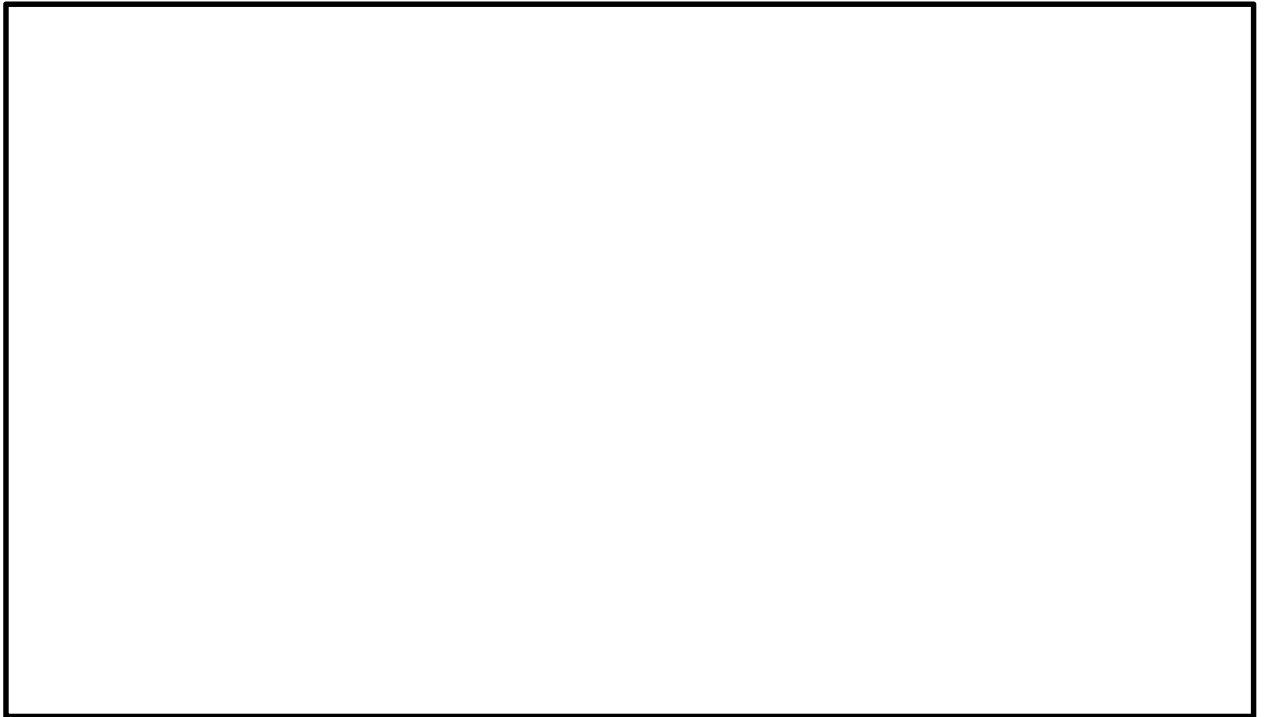


図 5.1-12(3) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s-D1$  [H-, V+])

(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)

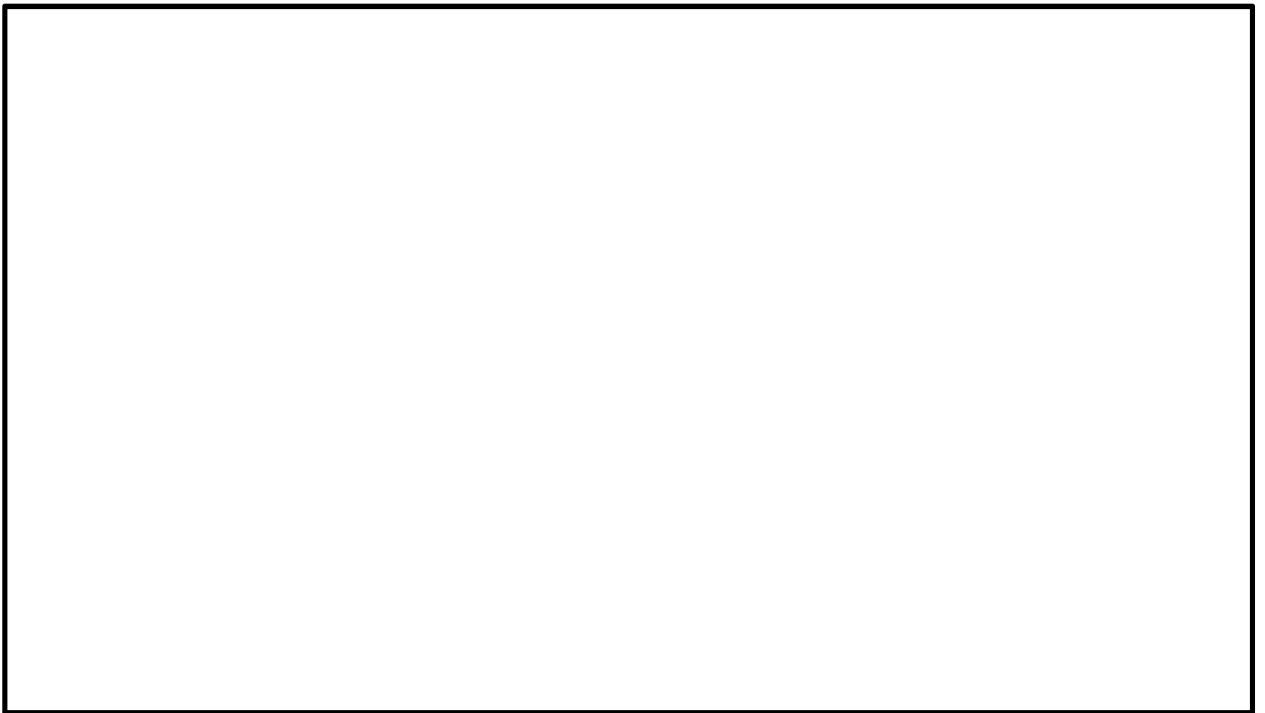


図 5.1-12(4) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s-D1$  [H-, V-])

(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)



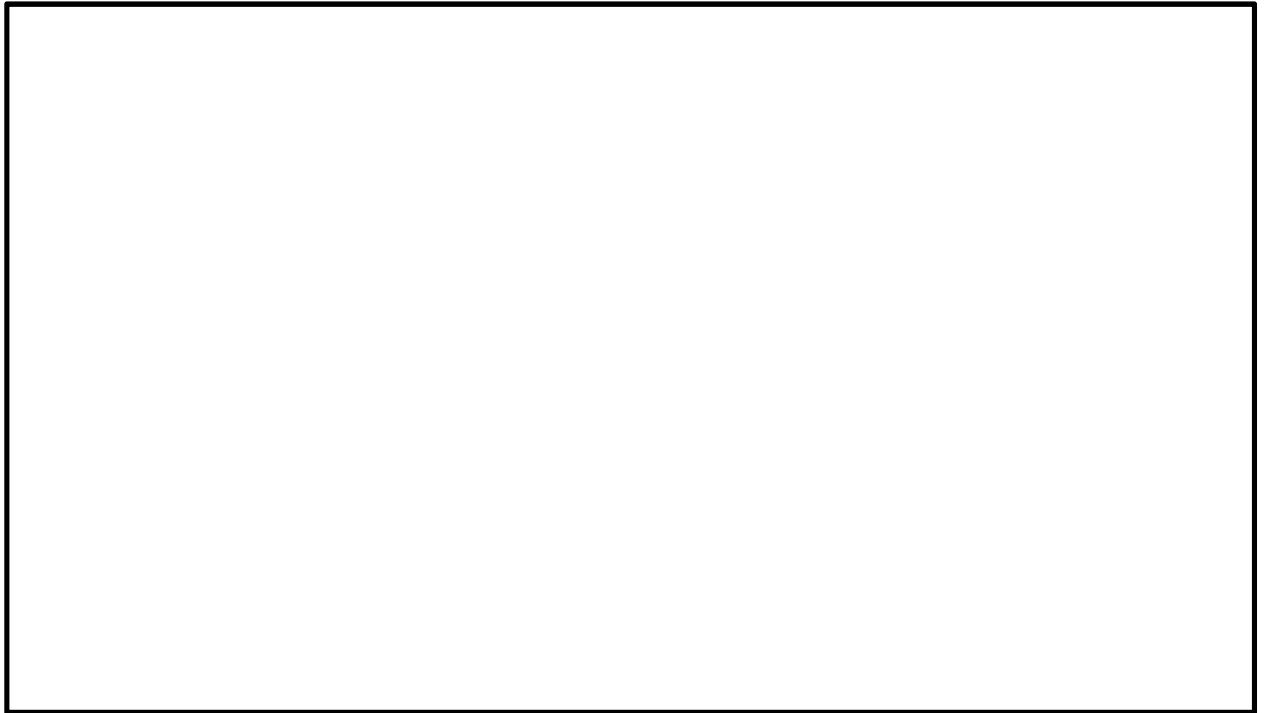


図 5.1-12(5) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 11$ )

(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)

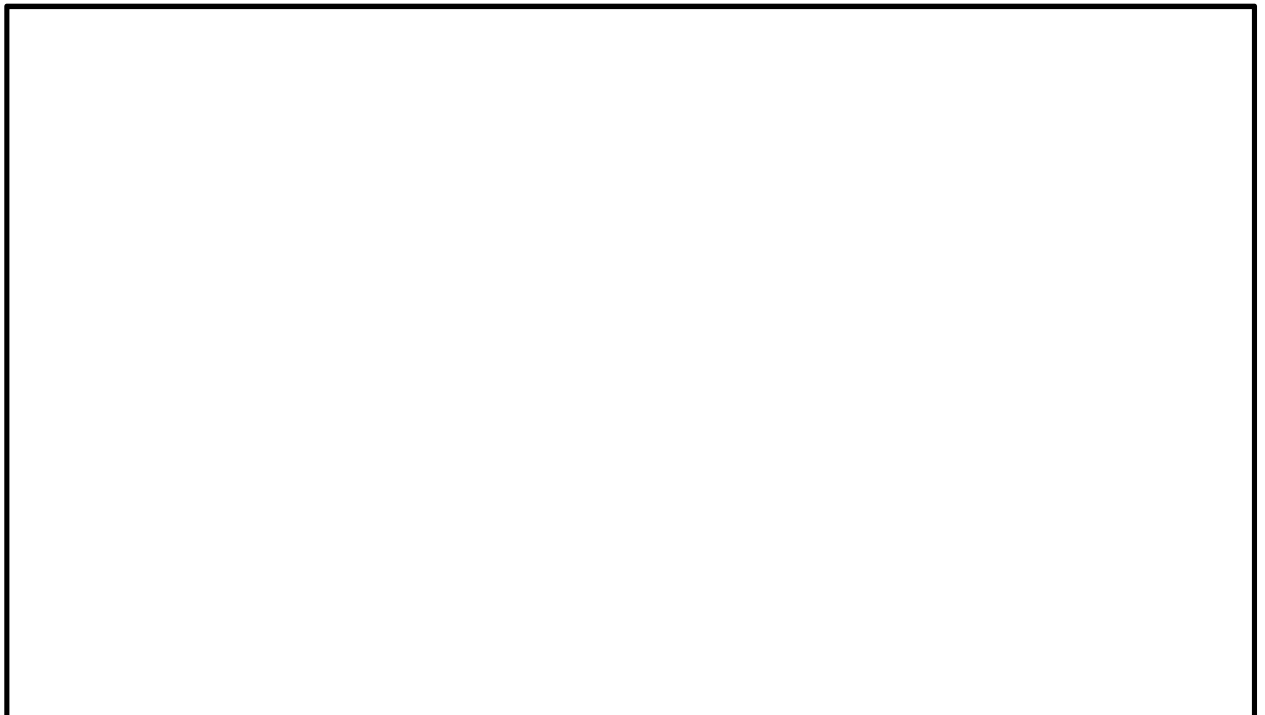


図 5.1-12(6) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 12$ )

(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)



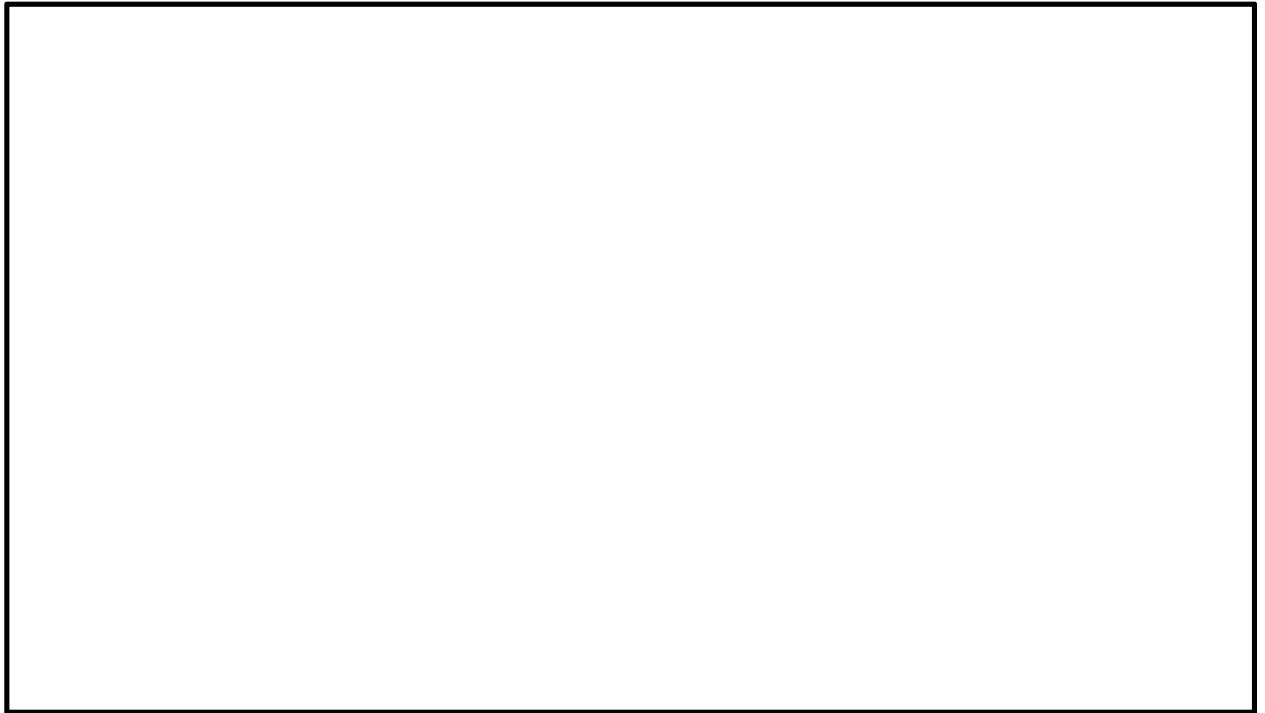


図 5.1-12(7) 水平最大加速度分布 (③-③断面)  
( $S_s - 13$ )

(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)

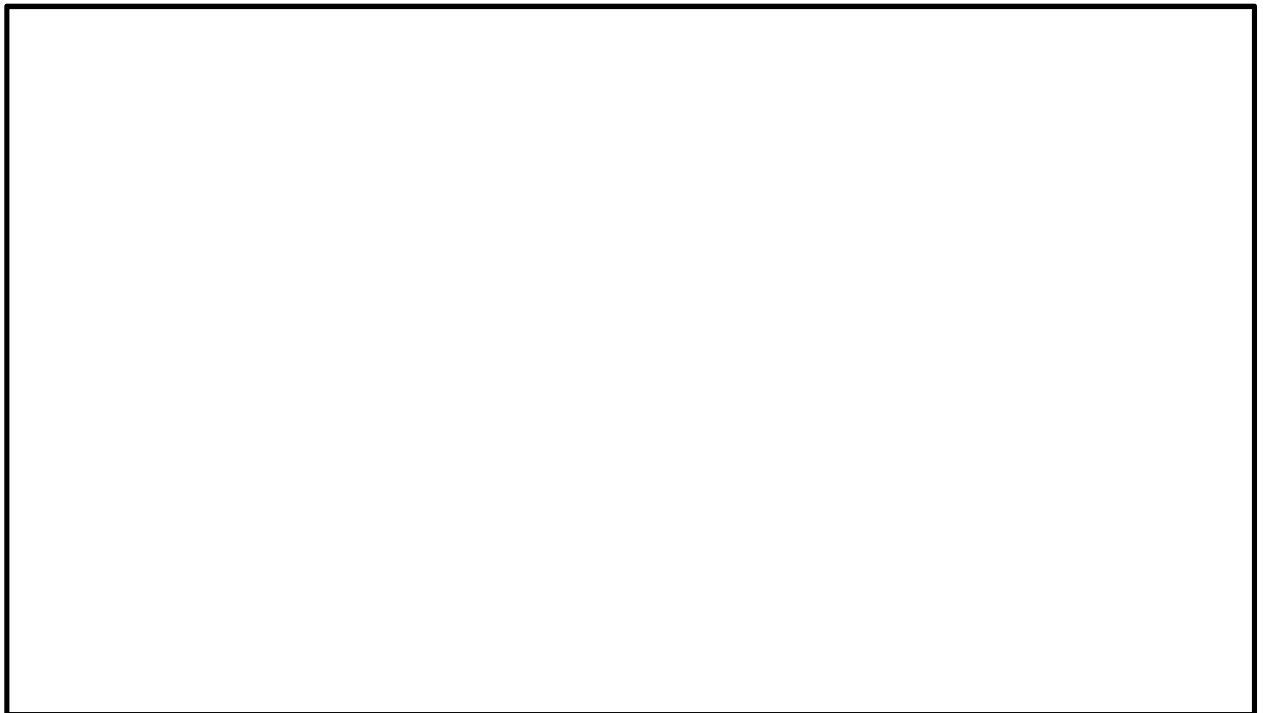


図 5.1-12(8) 水平最大加速度分布 (③-③断面)  
( $S_s - 14$ )

(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)



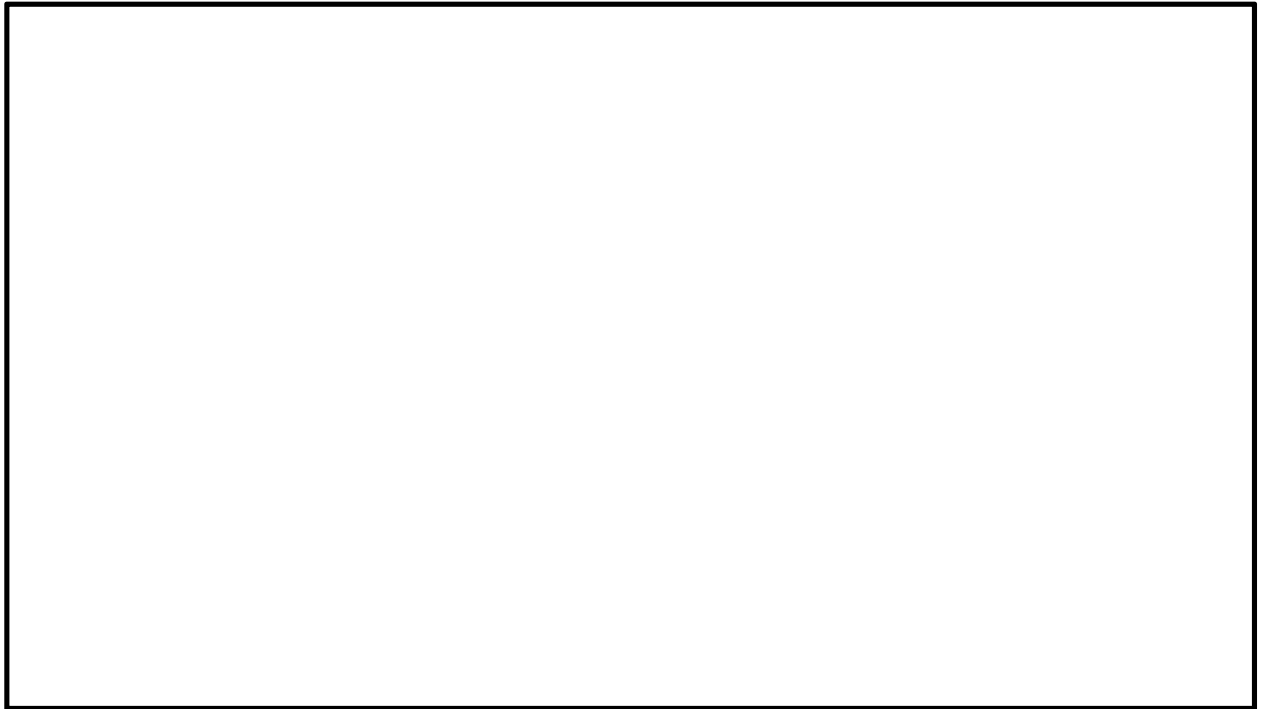


図 5.1-12(9) 水平最大加速度分布 (③-③断面)  
( $S_s - 21$ )

(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)

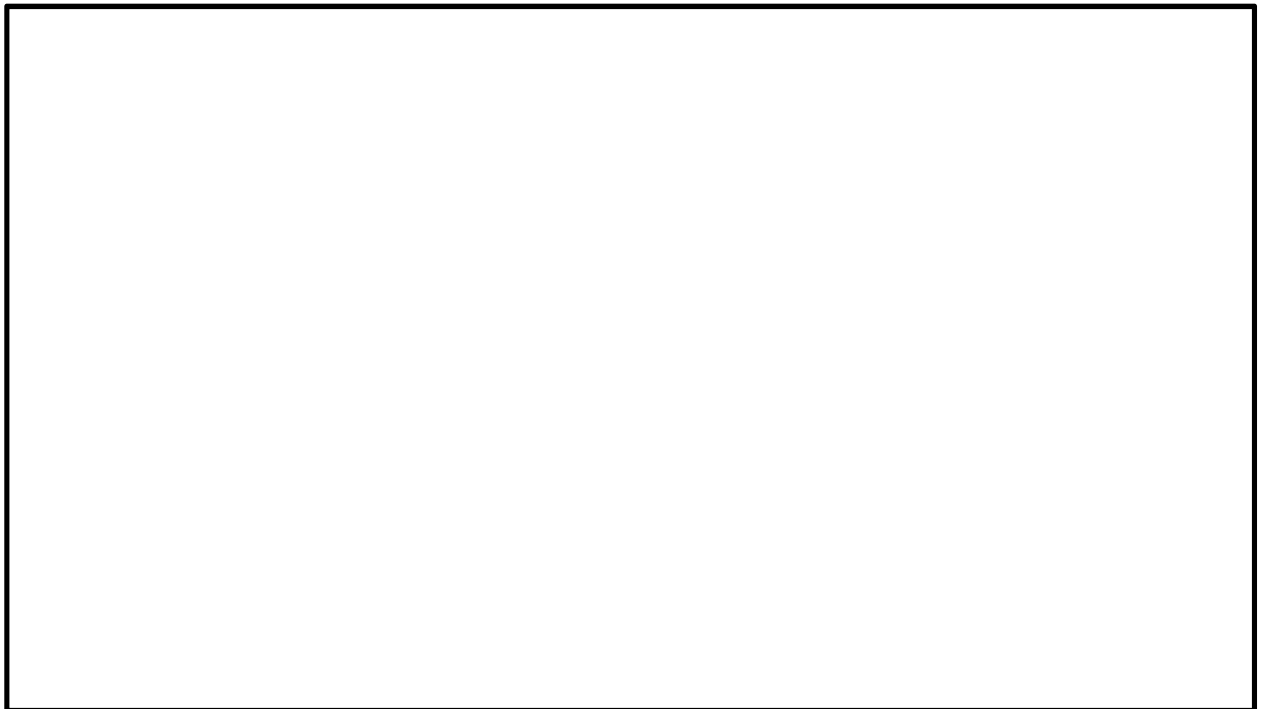


図 5.1-12(10) 水平最大加速度分布 (③-③断面)  
( $S_s - 22$ )

(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)



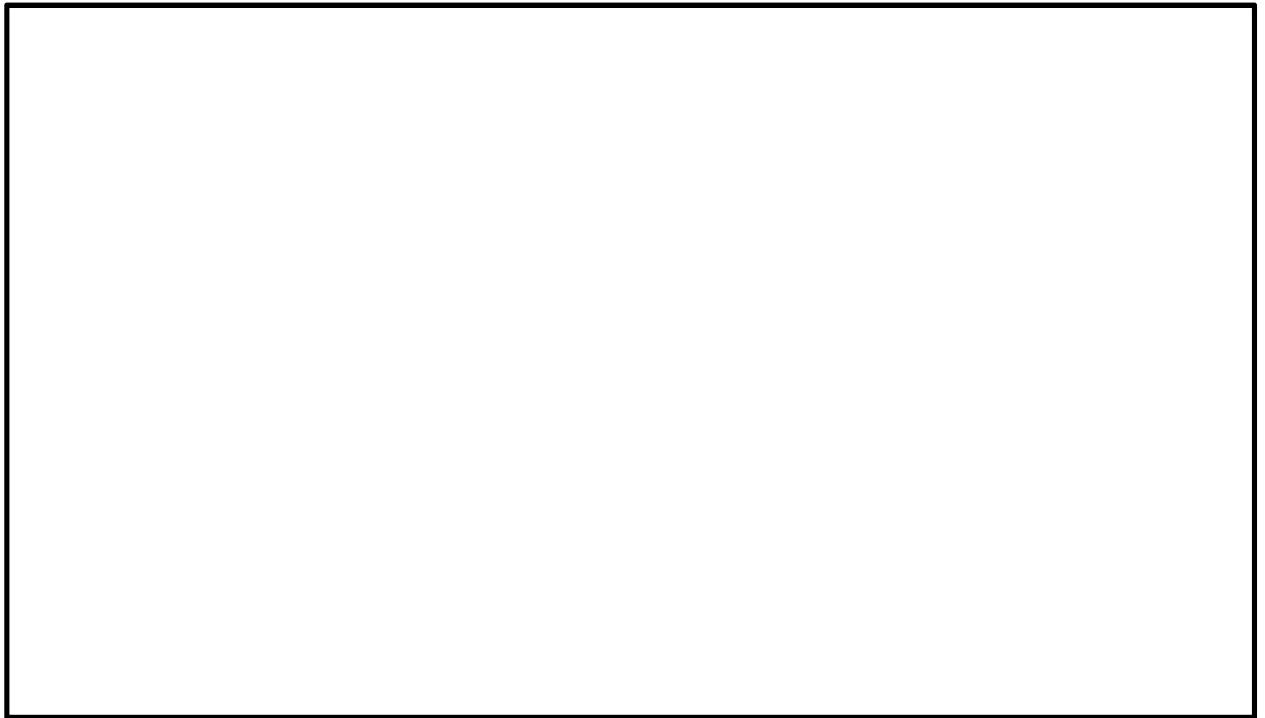


図 5.1-12(11) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(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)



図 5.1-12(12) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+])

(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)

( $m/s^2$ )



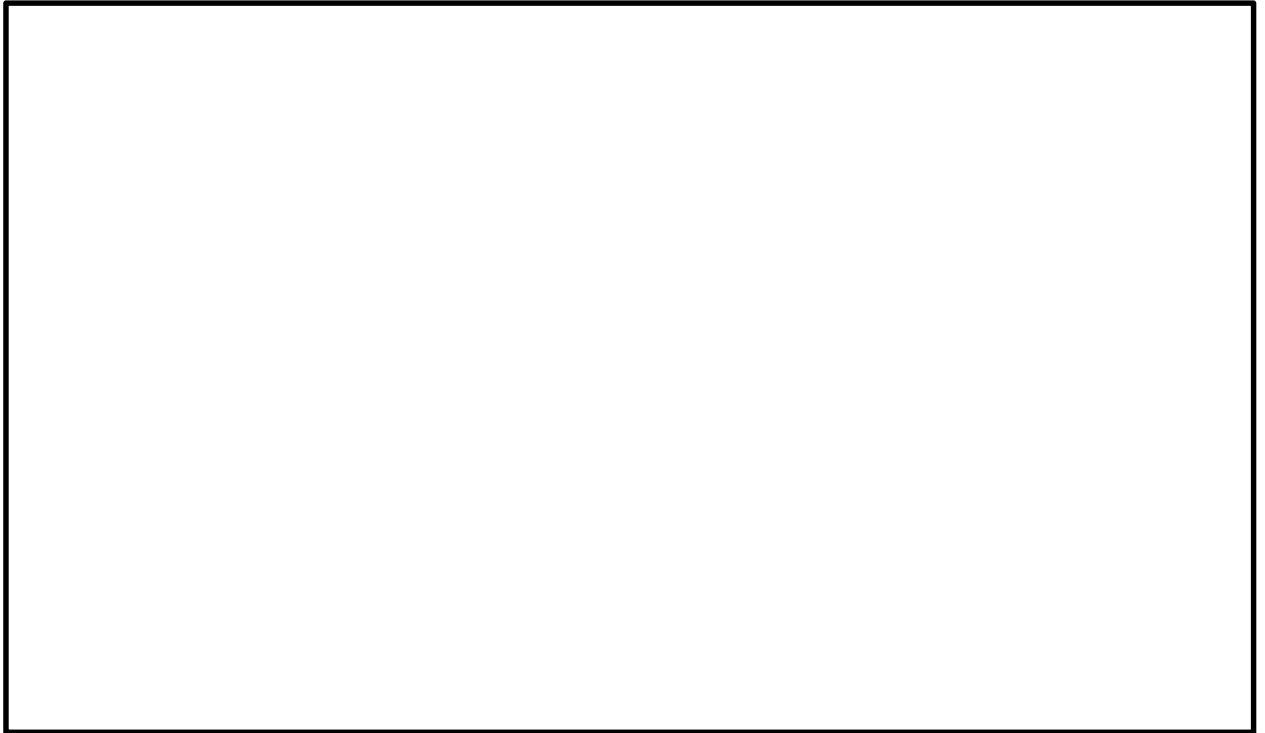


図 5.1-12(13) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

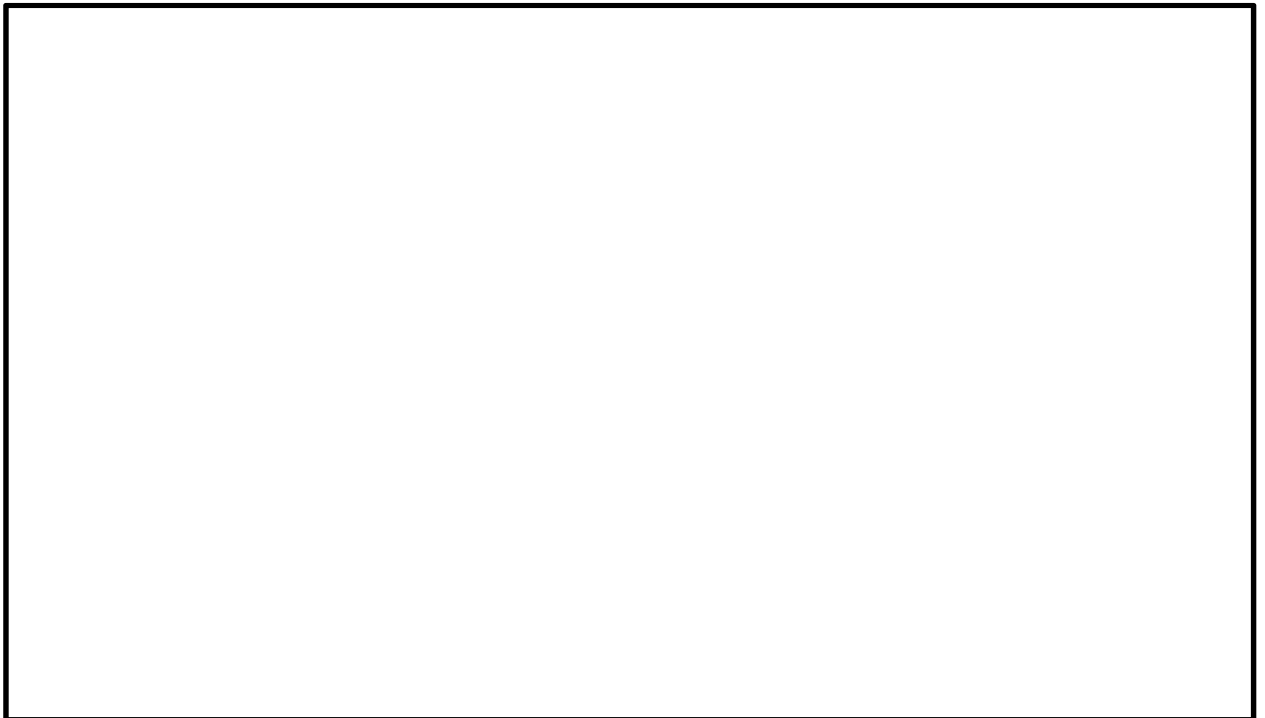


図 5.1-12(14) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



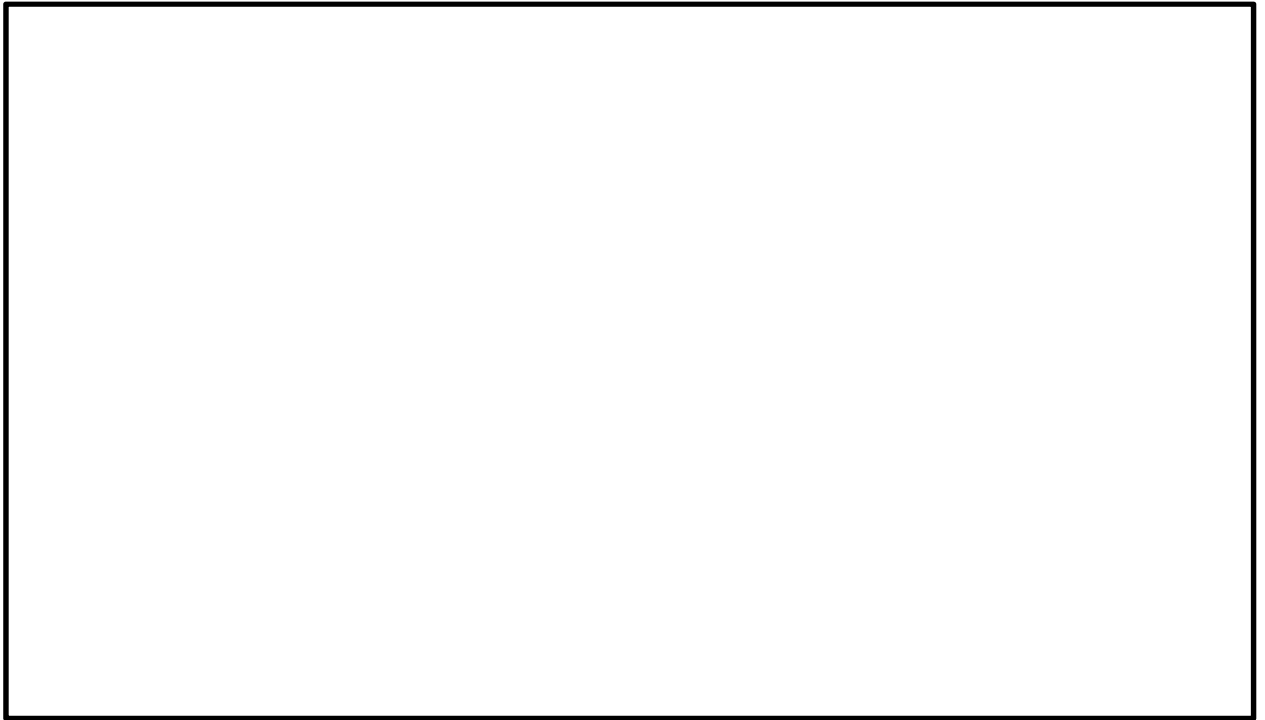


図 5.1-12(15) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(検討ケース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)

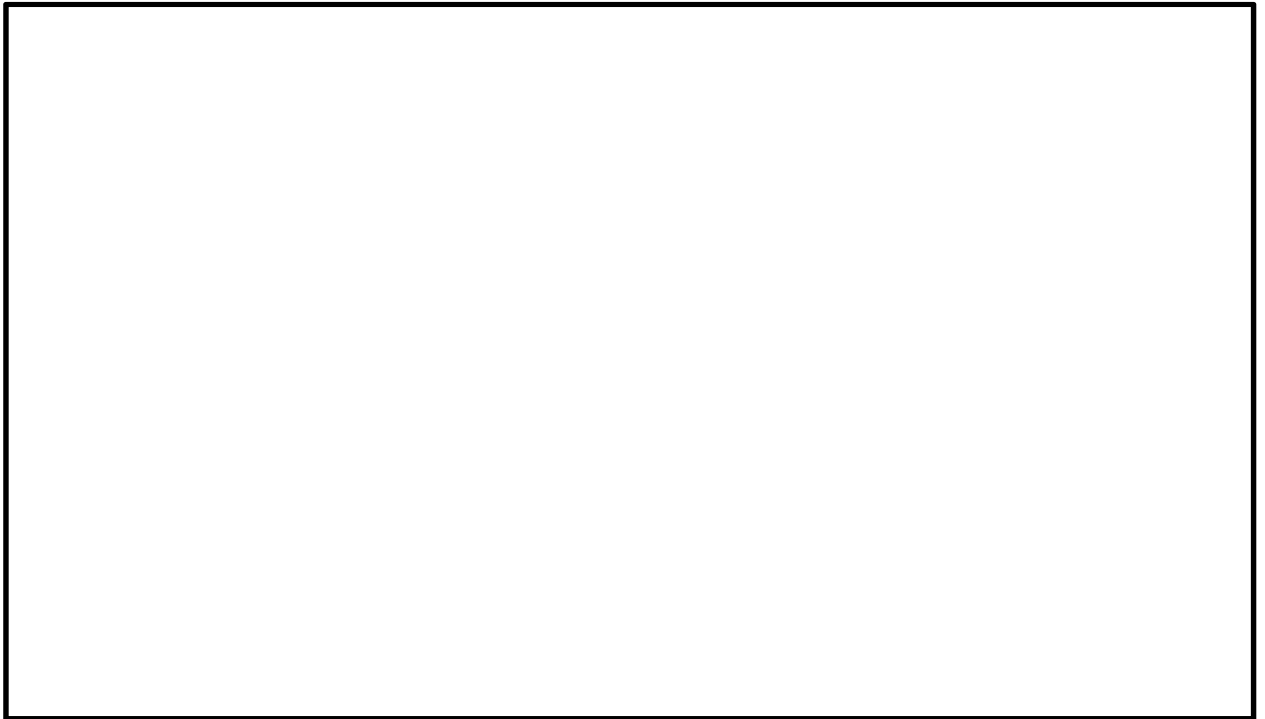


図 5.1-12(16) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(検討ケース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)



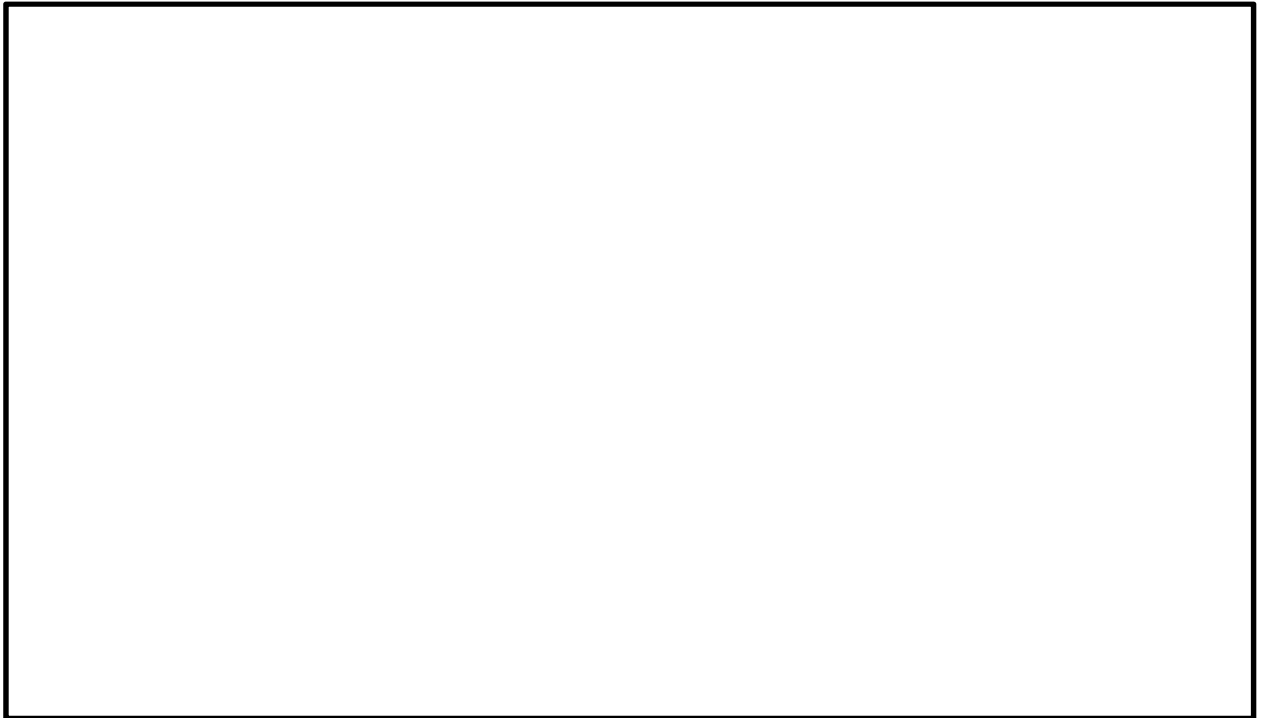


図 5.1-12(17) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

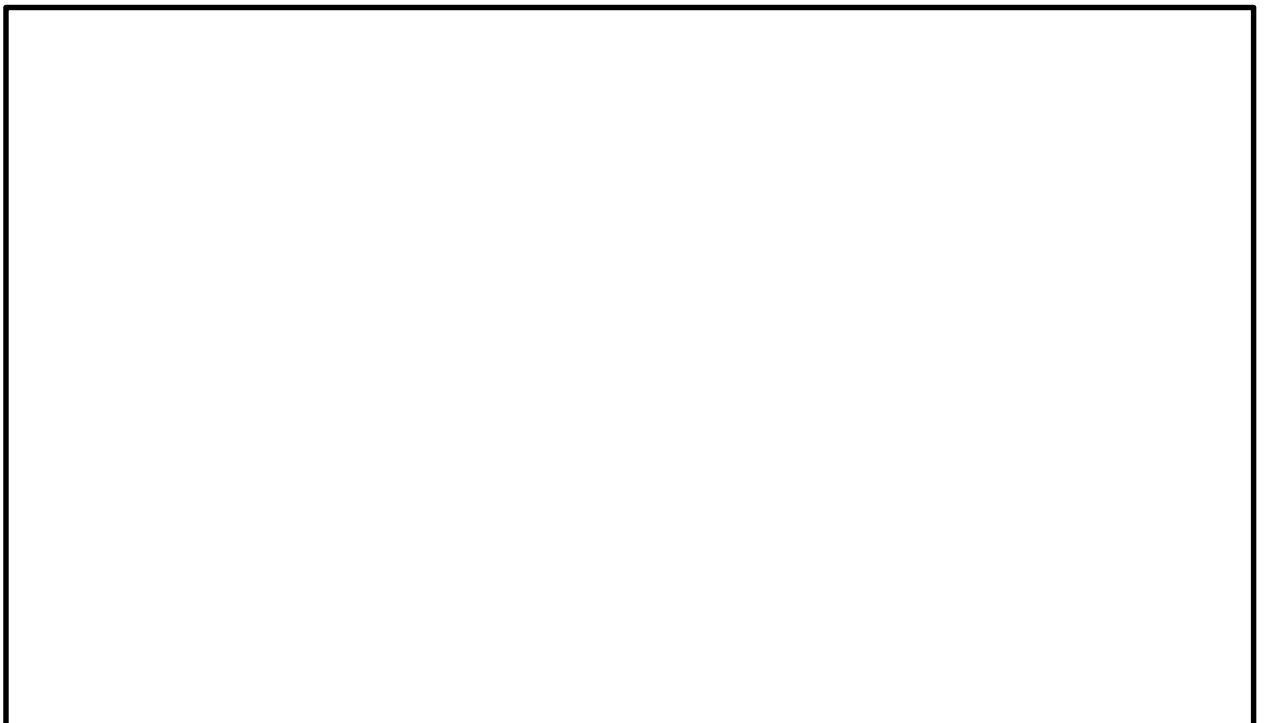


図 5.1-13(1) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D.1$  [H+, V+])

(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)



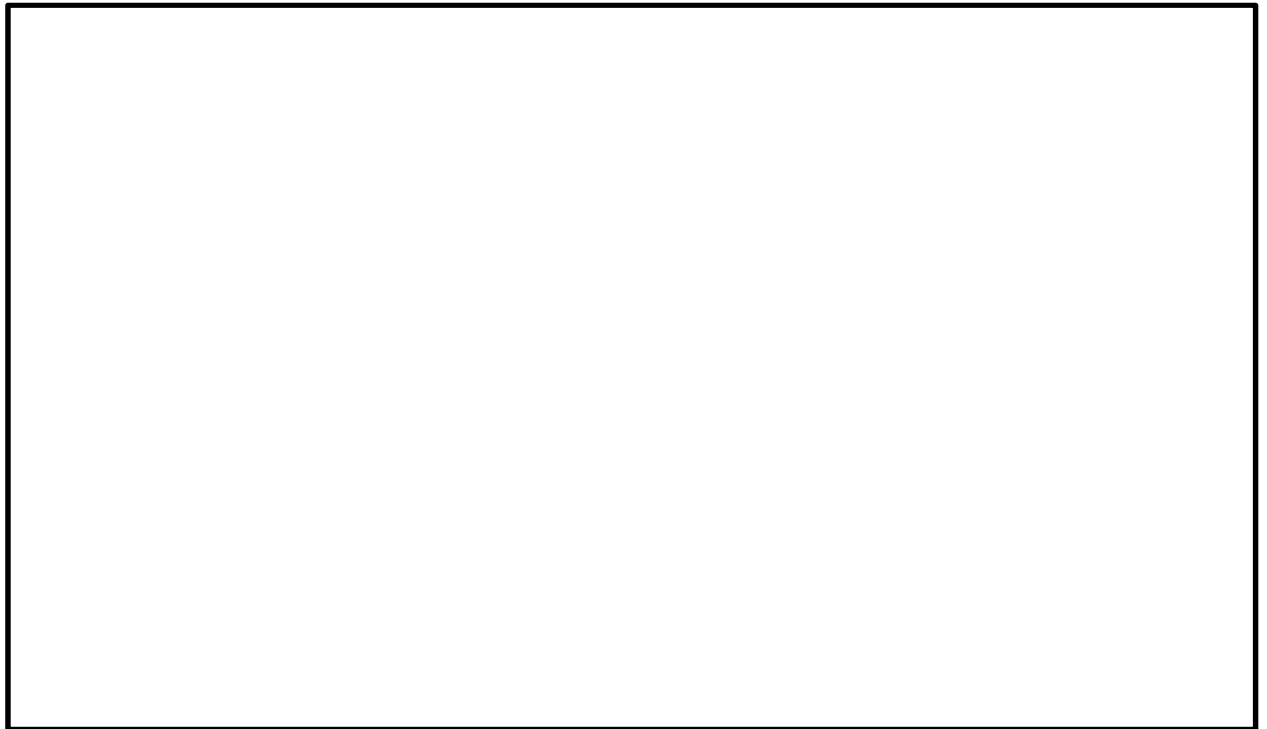


図 5.1-13(2) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-])

(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)



図 5.1-13(3) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H-, V+])

(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)



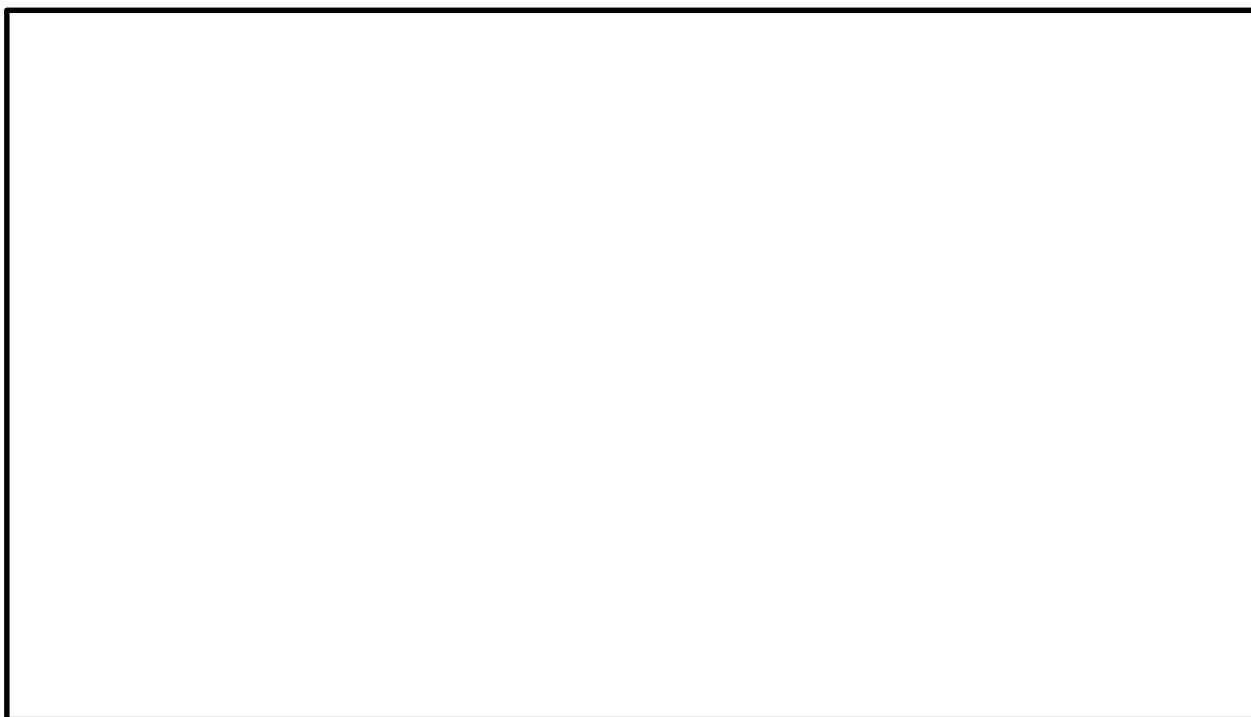


図 5.1-13(4) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H-, V-])

(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)



図 5.1-13(5) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - 11$ )

(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)



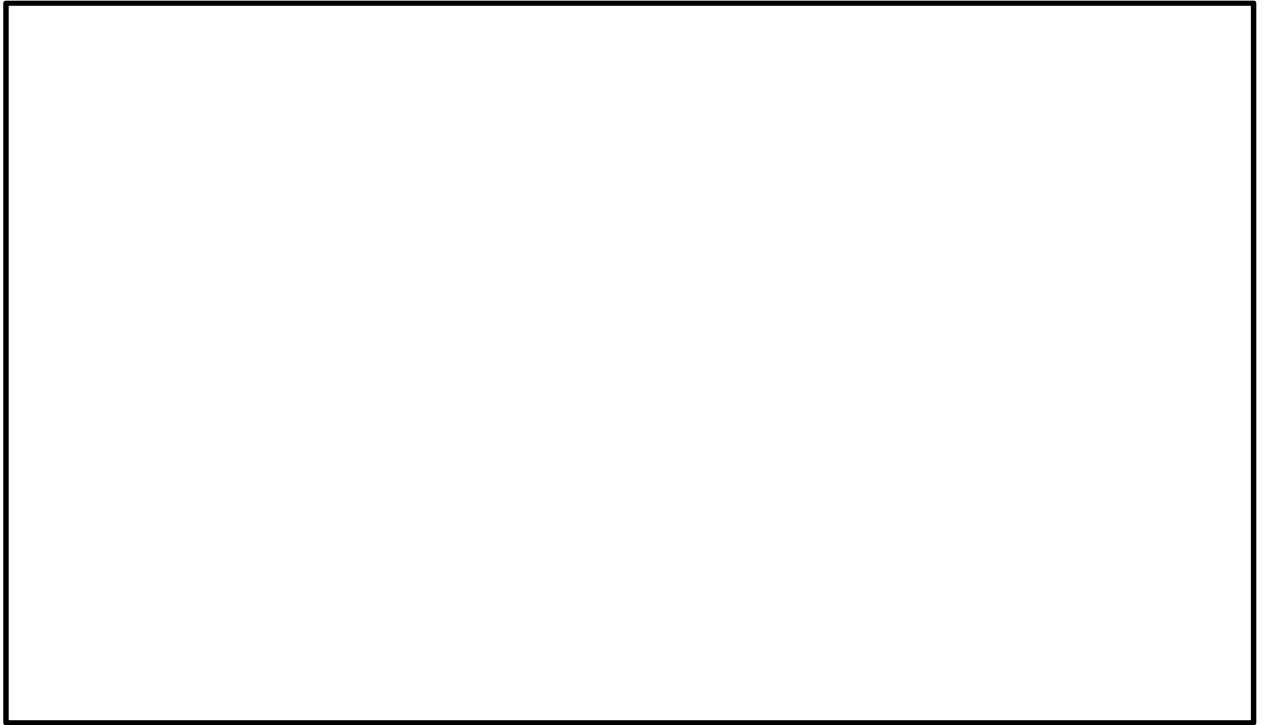


図 5.1-13(6) 水平最大加速度分布 (②-②断面)  
( $S_s - 12$ )

(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)

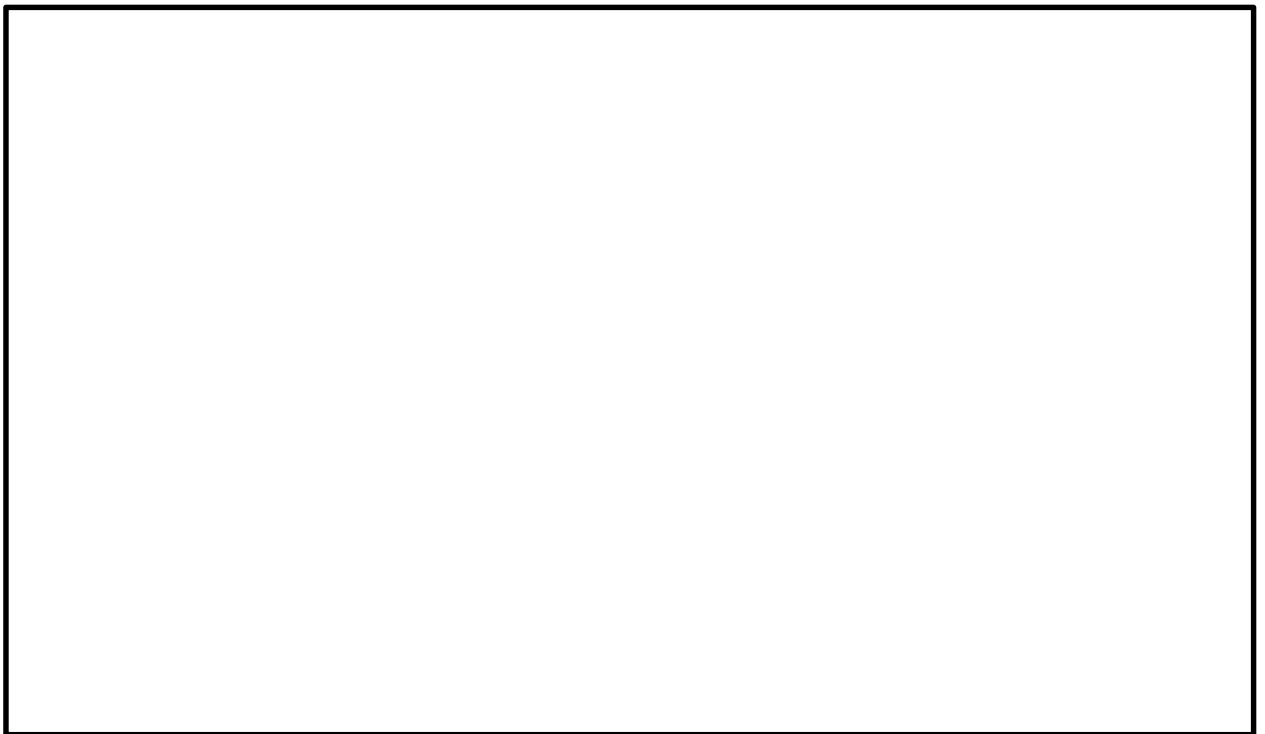


図 5.1-13(7) 水平最大加速度分布 (②-②断面)  
( $S_s - 13$ )

(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)



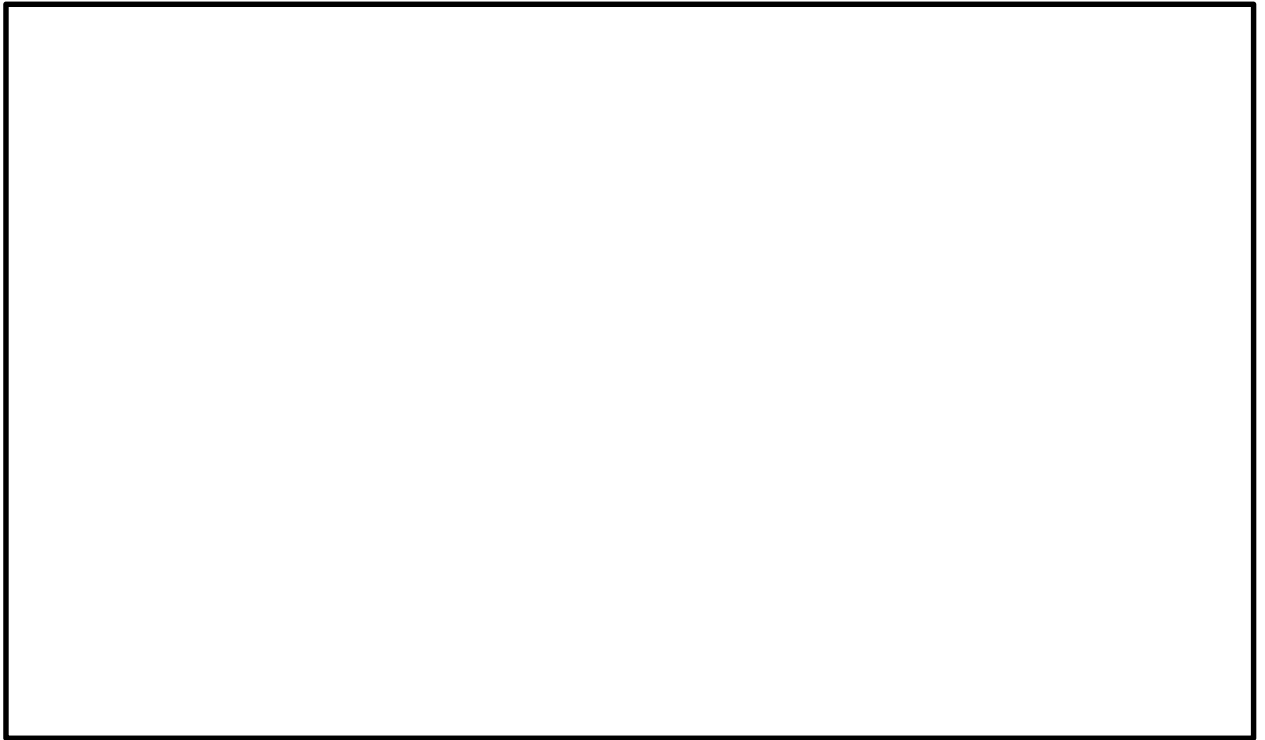


図 5.1-13(8) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - 1.4$ )

(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)

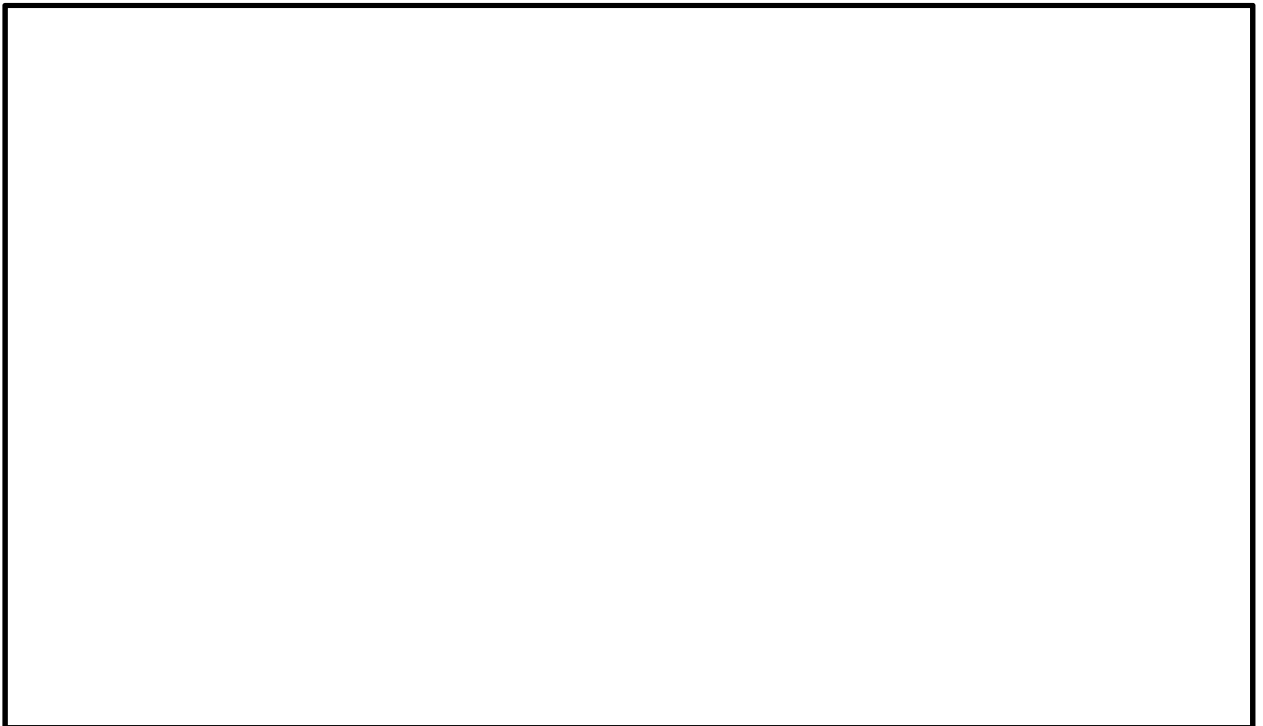


図 5.1-13(9) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - 2.1$ )

(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)



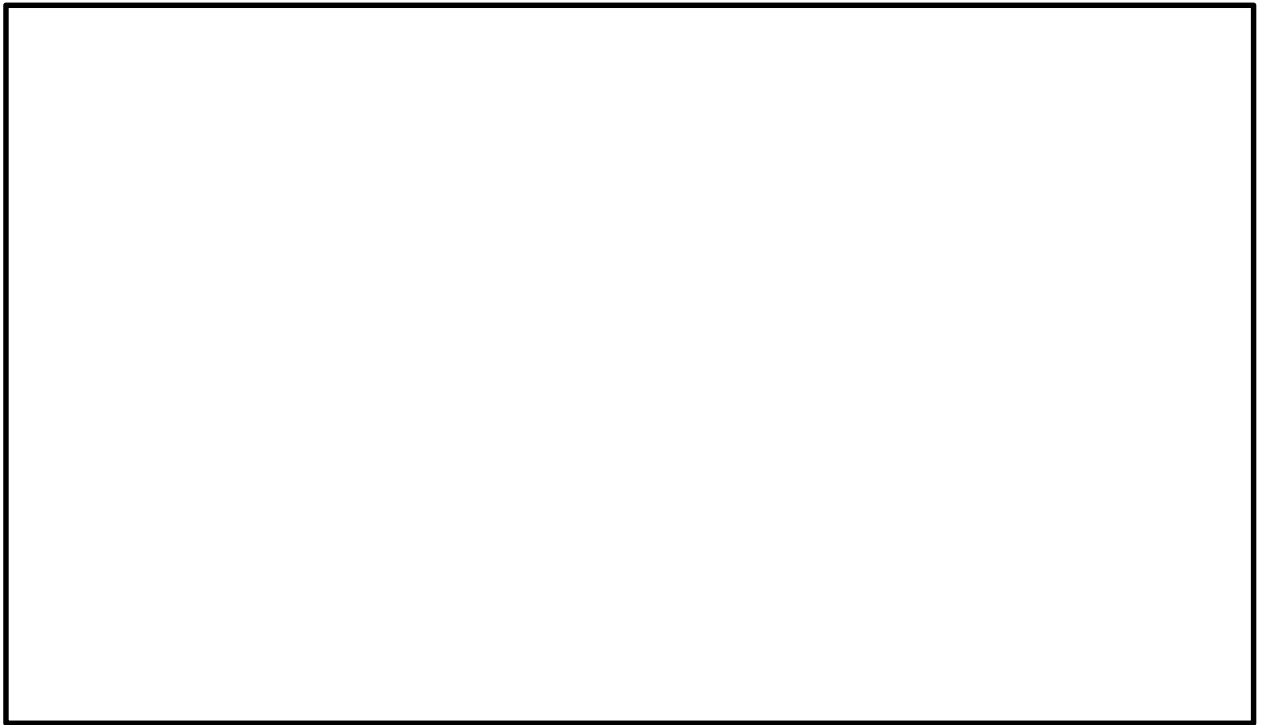


図 5.1-13(10) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - 2.2$ )

(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)

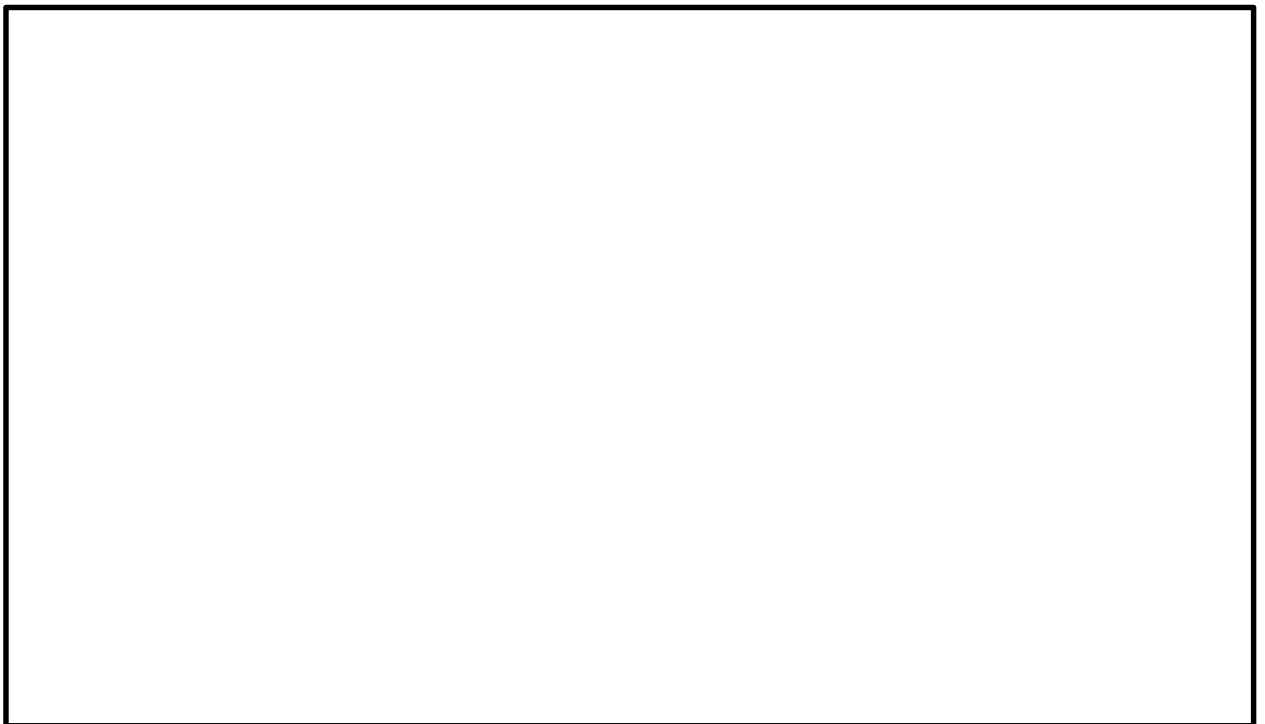


図 5.1-13(11) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - 3.1$  [H+, V+])

(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)



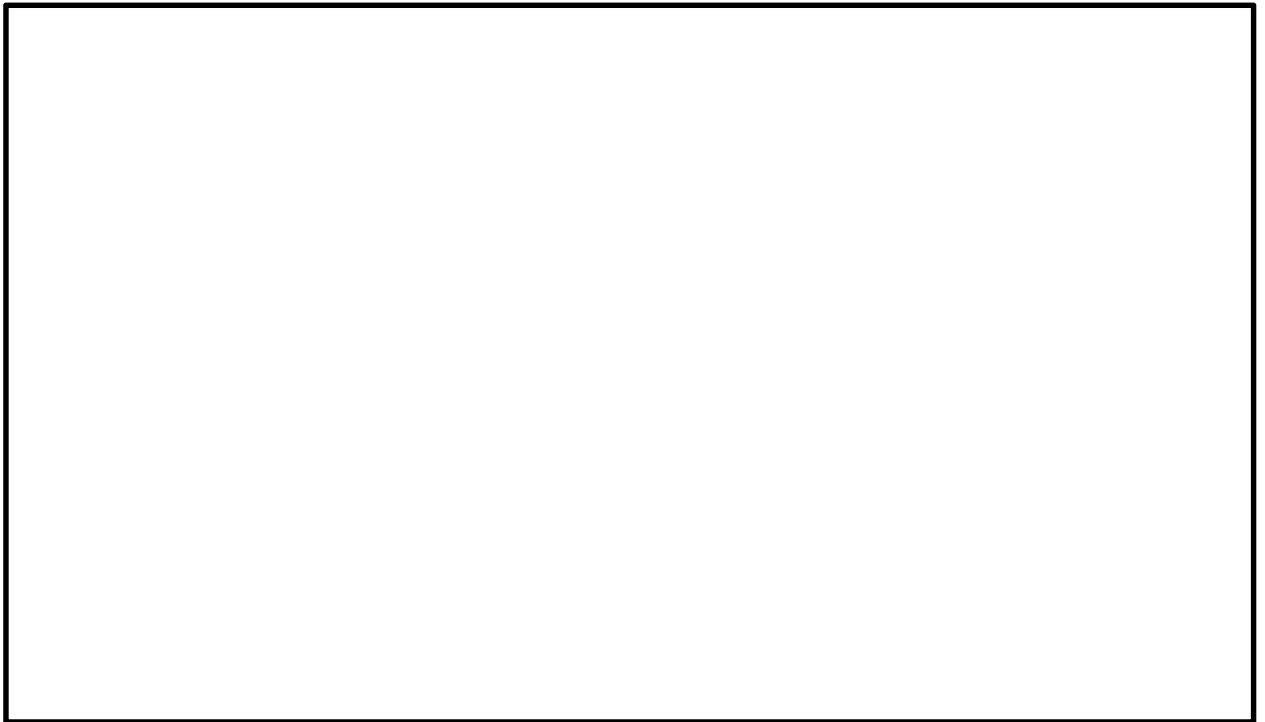


図 5.1-13(12) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+])

(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)

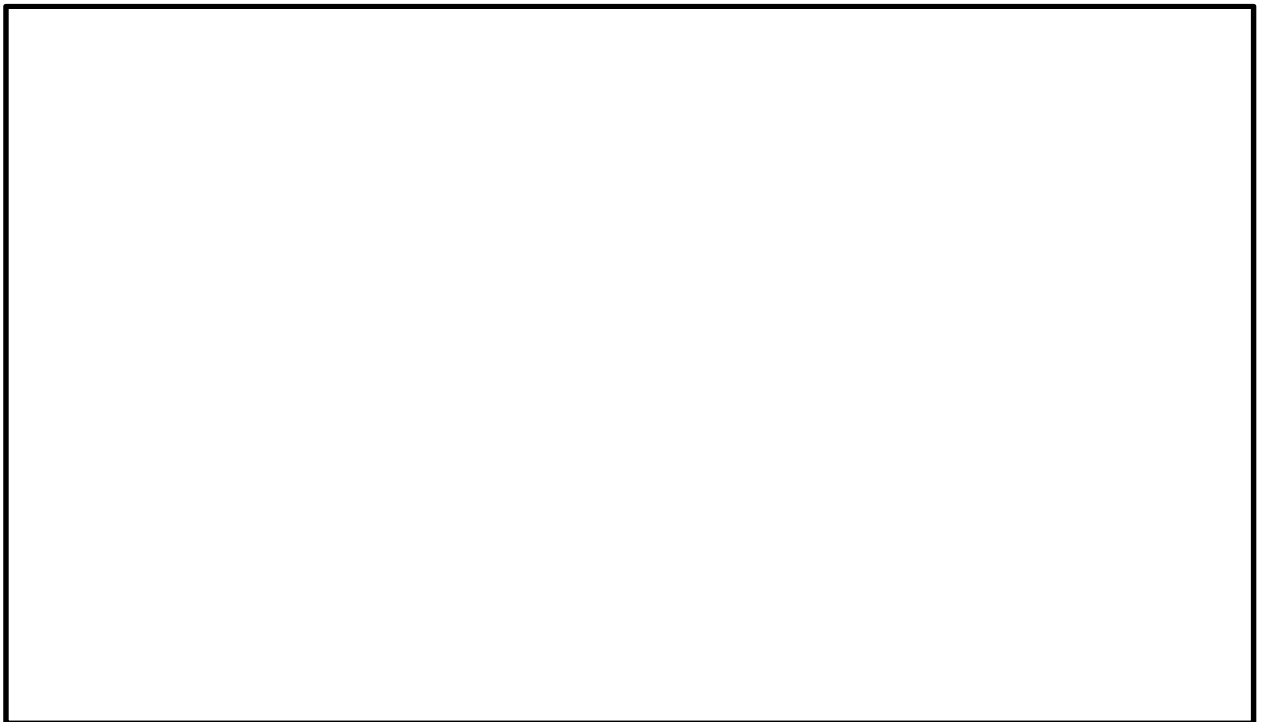


図 5.1-13(13) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D.1$  [H+, V+])

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



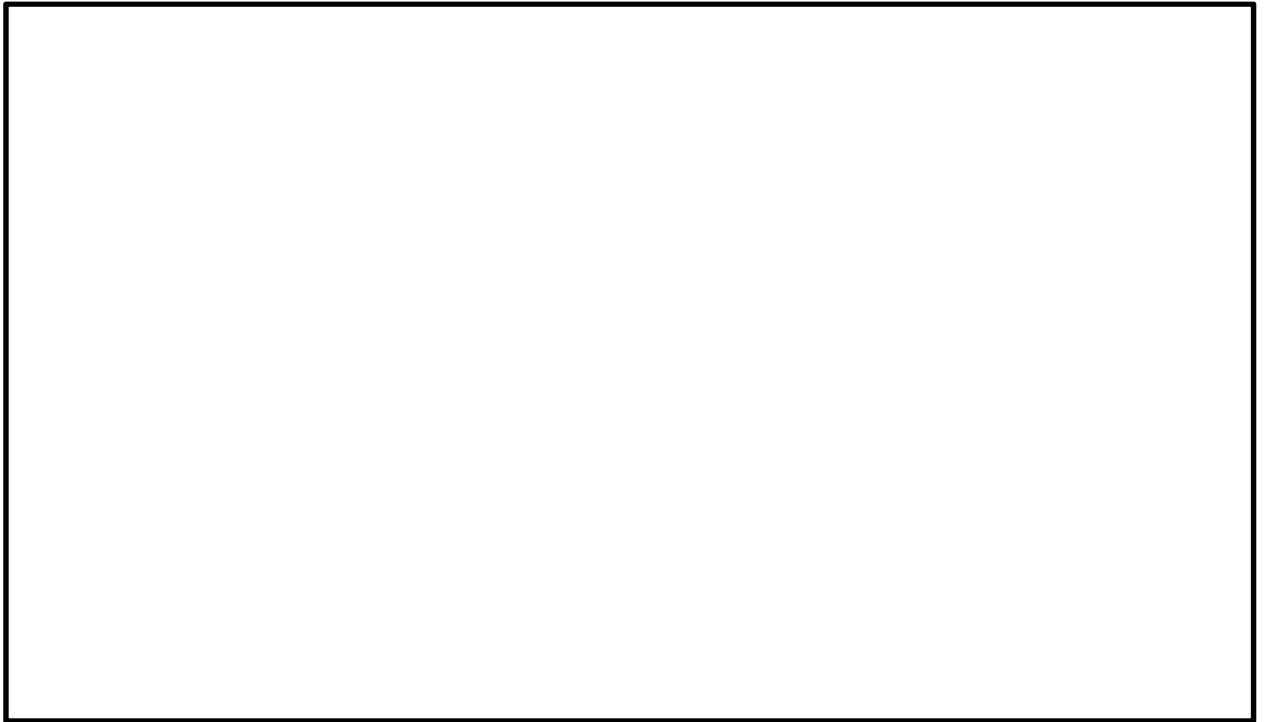


図 5.1-13(14) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

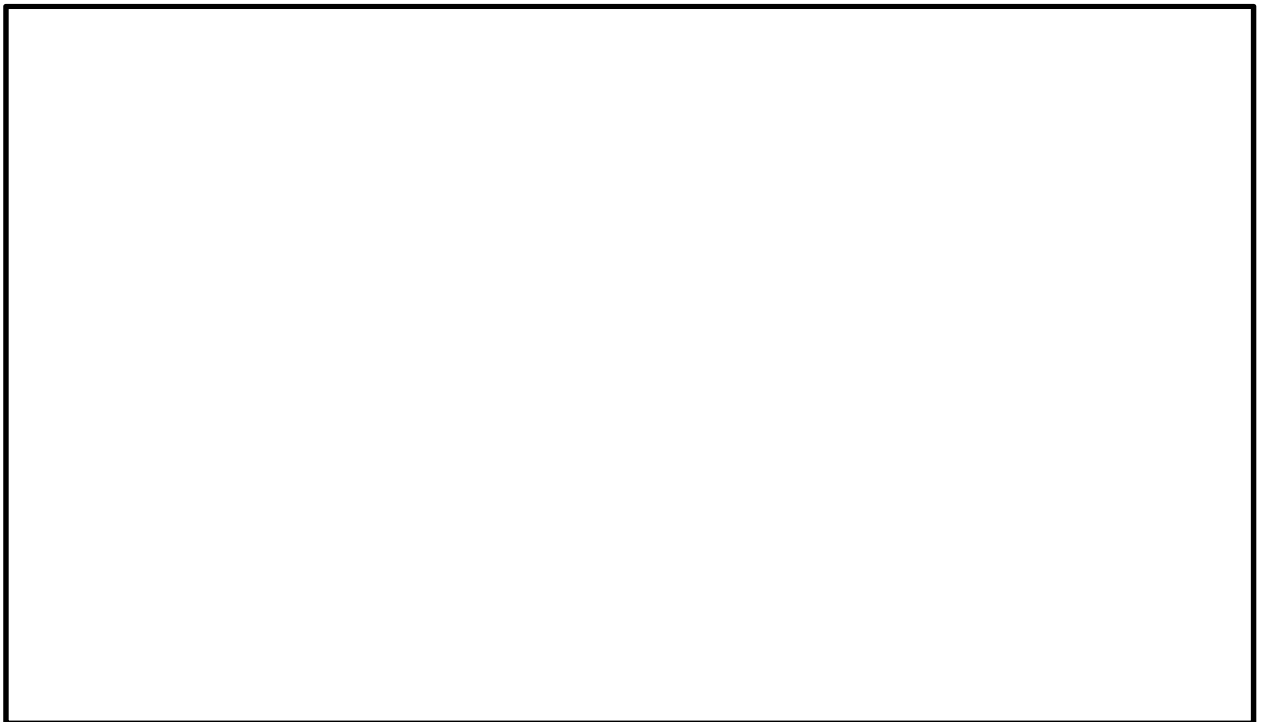


図 5.1-13(15) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)



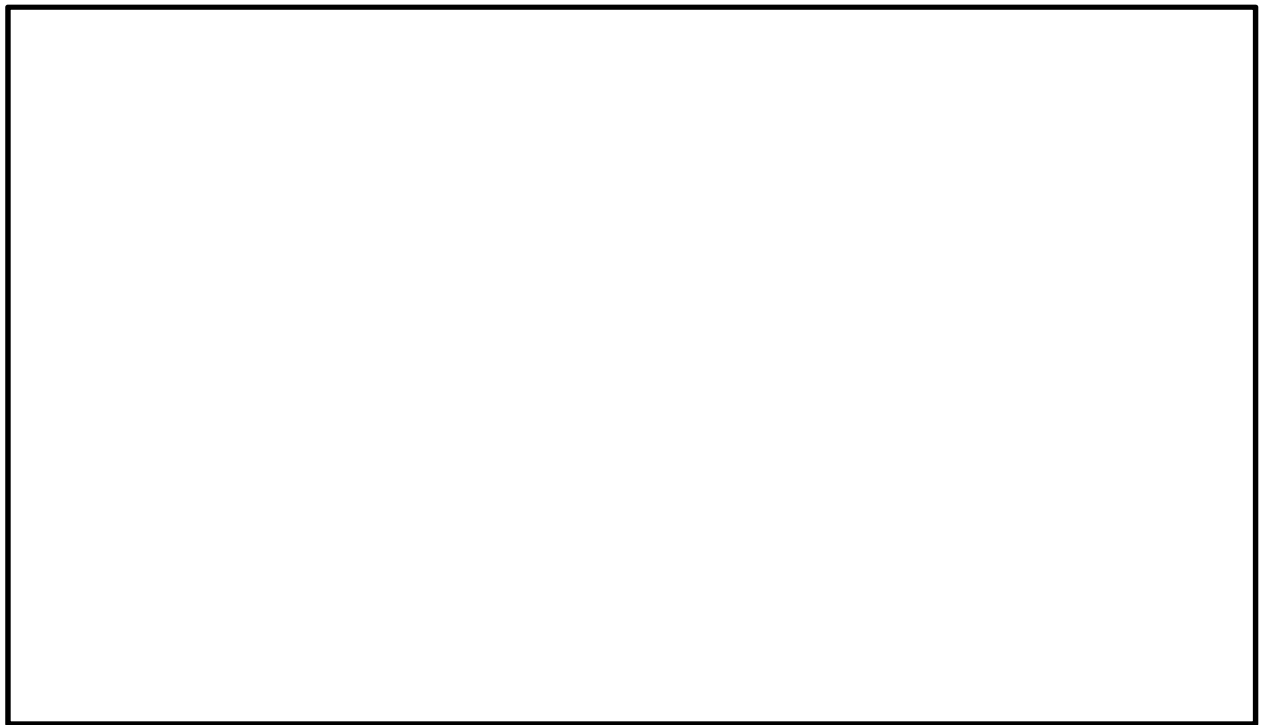


図 5.1-13(16) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s-D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)

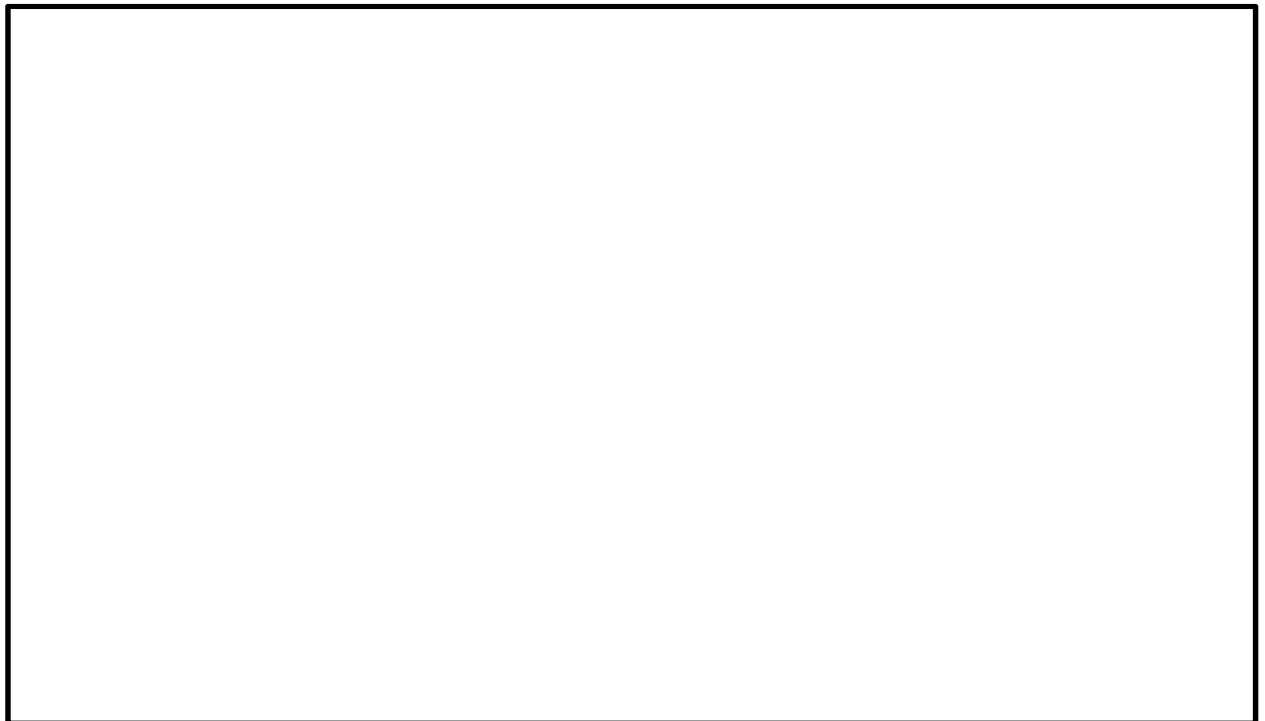


図 5.1-13(17) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

( $S_s-D1$  [H+, V+])

(検討ケース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)



### 5.1.2 地中連続壁基礎の耐震評価結果

#### (1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-4 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-5 にそれぞれ示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。



表 5.1-4 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1787099	149307	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-2172166	325890	4.0	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1053582	396632	2.8	21	0.14
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1794243	131218	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-2237775	267272	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1084648	406914	2.9	21	0.14
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1597355	26465	3.3	21	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2268593	203821	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1020186	388789	2.8	21	0.14
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1564776	7652	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2276857	203851	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1492294	230673	3.4	21	0.17
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-921569	106922	1.9	21	0.10
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1518569	244432	2.8	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	837691	324804	2.3	21	0.11
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1304332	122552	2.7	21	0.13
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1774813	254361	3.3	21	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-925093	348493	2.5	21	0.12
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1223236	119159	2.6	21	0.13
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1691190	255339	3.1	21	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-905045	341175	2.4	21	0.12
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-762050	97903	1.6	21	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1326878	242191	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	711483	321251	2.1	21	0.10
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1076596	41014	2.2	21	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1952536	210229	3.5	21	0.17
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	859360	359943	2.5	21	0.12
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-753317	108914	1.6	21	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1595587	229806	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-815700	324945	2.3	21	0.11
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1587305	16740	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2144136	228586	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	967948	366063	2.6	21	0.13
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1931338	153377	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-2071503	325769	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-965280	364501	2.6	21	0.13

注記：評価位置は次頁に示す。



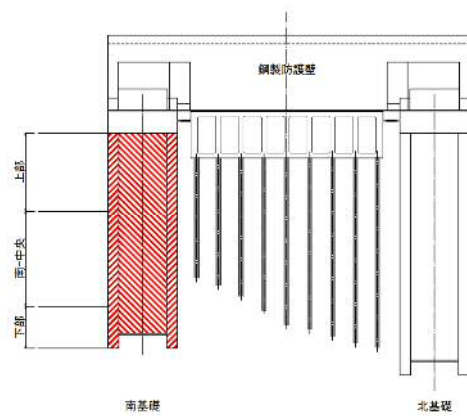




表 5.1-4 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ ca (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1555183	27941	3. 2	21	0. 16
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2234941	204426	4. 0	21	0. 20
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	1008082	388290	2. 8	21	0. 14
③Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1628506	25022	3. 3	21	0. 16
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2311130	202565	4. 1	21	0. 20
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	1033828	388063	2. 8	21	0. 14
④Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	2305725	9923	4. 7	21	0. 23
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2414071	232358	4. 3	21	0. 21
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1826236	265644	4. 2	21	0. 20
⑤Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1268806	38952	2. 6	21	0. 13
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1927114	265122	3. 5	21	0. 17
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	970530	381526	2. 7	21	0. 13
⑥Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1225651	41489	2. 5	21	0. 12
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1881947	266155	3. 5	21	0. 17
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	933998	379529	2. 6	21	0. 13

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下図に示す。

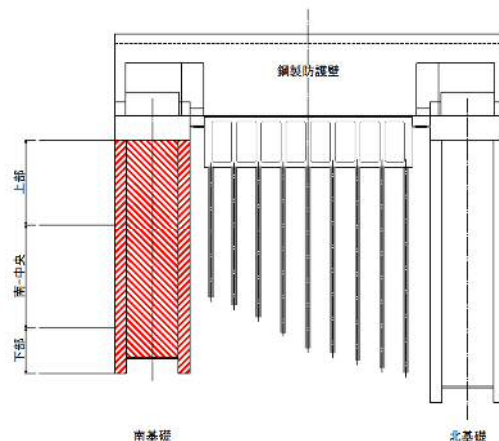




表 5.1-4 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>c</sub> / σ <sub>ca</sub>
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2213710	7218	4.5	21	0.22
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-2095433	58976	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1162415	456307	3.2	21	0.16
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2193590	10148	4.4	21	0.21
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-2046414	30287	4.5	21	0.22
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1230568	468955	3.3	21	0.16
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2234985	165959	4.7	21	0.23
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1793917	220555	4.0	21	0.20
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1305608	503466	3.6	21	0.18
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2240565	147197	4.7	21	0.23
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1838040	192597	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1074021	513183	3.3	21	0.16
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	-1289550	64991	2.7	21	0.13
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1279617	72703	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	789396	419256	2.6	21	0.13
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1791060	34199	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1761130	57932	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	885460	445617	2.8	21	0.14
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1697856	35485	3.5	21	0.17
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1664295	58991	3.7	21	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	762863	437200	2.6	21	0.13
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	-1131511	63773	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1124680	71084	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	505662	462053	2.3	21	0.11
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1538508	143755	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1220626	197327	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1142032	444372	3.1	21	0.15
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1131286	119019	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	929234	350715	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	844458	419981	2.7	21	0.13
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2363674	166377	4.9	21	0.24
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1955445	217443	4.4	21	0.21
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1201981	451130	3.2	21	0.16
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2364498	5276	4.8	21	0.23
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-2217415	50144	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1065579	434102	3.0	21	0.15

注記 : 評価位置は次頁に示す。



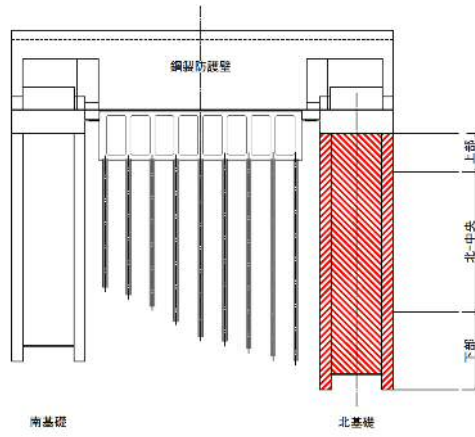




表 5.1-4 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ ca (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2141127	8295	4.3	21	0.21
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2000754	32347	4.4	21	0.21
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1198385	466149	3.3	21	0.16
③Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2246732	11752	4.5	21	0.22
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2094362	28338	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-1160487	436399	3.1	21	0.15
④Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-2451095	20963	4.9	21	0.24
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2270981	19386	5.0	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-1244861	469044	3.4	21	0.17
⑤Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-1846047	1308	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1714152	63067	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1067102	441494	3.0	21	0.15
⑥Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-1808153	2798	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1694934	64745	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1042054	440169	3.0	21	0.15

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下図に示す。

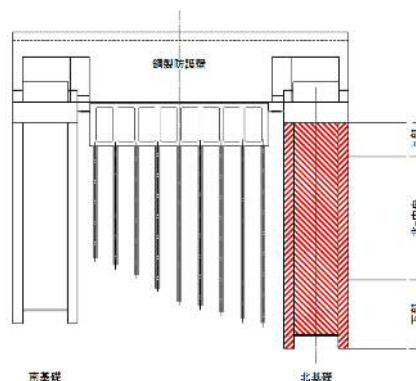




表 5.1-4 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (③-③断面)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1656993	165499	3.5	21	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2614061	169974	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	940706	355430	2.6	21	0.13
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1622670	165463	3.4	21	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2559131	200390	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-899595	371589	2.6	21	0.13
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1901666	155037	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2881493	192256	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1431971	302254	3.3	21	0.16
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1907962	163044	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2888541	197461	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-980797	368547	2.6	21	0.13
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1076836	147381	2.3	21	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1578737	185299	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-742128	302398	2.1	21	0.10
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1032180	169196	2.2	21	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1570759	219331	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-794676	322945	2.2	21	0.11
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1152023	168065	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1765345	211959	3.2	21	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-812166	304739	2.2	21	0.11
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	954426	171480	2.0	21	0.10
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1475061	222040	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-777152	319995	2.2	21	0.11
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1339740	158716	2.8	21	0.14
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1998431	196534	3.6	21	0.18
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	853102	320590	2.3	21	0.11
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1122057	165681	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1736637	208021	3.2	21	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-728202	374666	2.3	21	0.11
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1898293	175753	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2922934	219535	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1487976	334380	3.4	21	0.17
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1813641	201452	3.8	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	-2861973	289749	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	1290406	373799	3.1	21	0.15

注記：評価位置は次頁に示す。



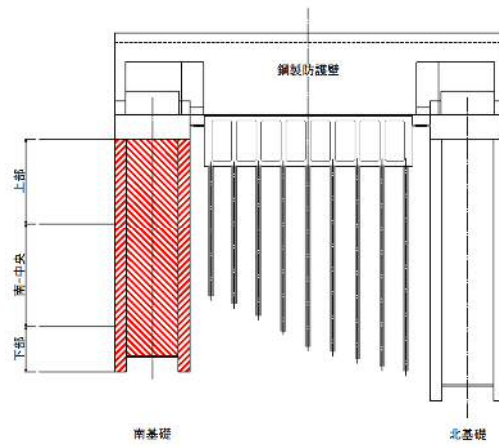




表 5.1-4 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (③-③断面)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
②Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1893421	175278	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2920704	219284	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1484052	333015	3.4	21	0.17
③Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1912195	175254	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2961745	218370	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1506216	333156	3.5	21	0.17
④Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1797174	169450	3.8	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2947945	200665	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1577511	322982	3.6	21	0.18
⑤Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1856368	179658	3.9	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2817441	220897	5.0	21	0.24
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1441145	334245	3.3	21	0.16
⑥Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1849869	180045	3.9	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2802182	221747	5.0	21	0.24
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1433233	334644	3.3	21	0.16

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下図に示す。

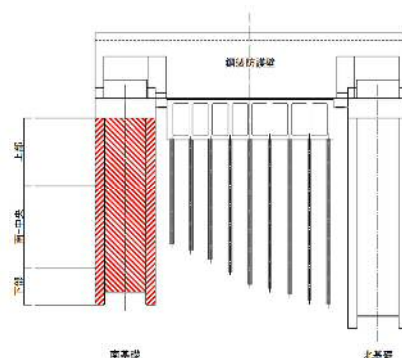




表 5.1-4 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-379462	147112	1.0	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	2119182	325159	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	2404382	367484	5.6	21	0.27
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-500189	127662	1.1	21	0.06
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	2100196	367929	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	2361540	356310	5.5	21	0.27
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-639255	118036	1.4	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	2086976	285836	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	2400081	374741	5.5	21	0.27
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-638629	124282	1.4	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	2064151	391572	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	2388814	342035	5.5	21	0.27
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-318663	136860	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	913998	347612	2.4	21	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	1028088	389438	2.8	21	0.14
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-352138	137098	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-883661	413017	2.6	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	1642188	337615	3.8	21	0.19
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-302755	159449	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-949590	412400	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	1729840	343661	4.0	21	0.20
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-292410	146952	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	1383399	323705	3.1	21	0.15
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	1690174	356664	3.9	21	0.19
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-362633	141668	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	1555157	316586	3.5	21	0.17
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	1580371	335097	3.6	21	0.18
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-323127	145714	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	958859	379329	2.6	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1119480	421868	3.0	21	0.15
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-593438	117349	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	2394817	327514	5.4	21	0.26
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	2534777	354745	5.9	21	0.29
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-603472	124063	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-2191860	305598	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-2246609	337330	5.2	21	0.25

注記 : 評価位置は次頁に示す。



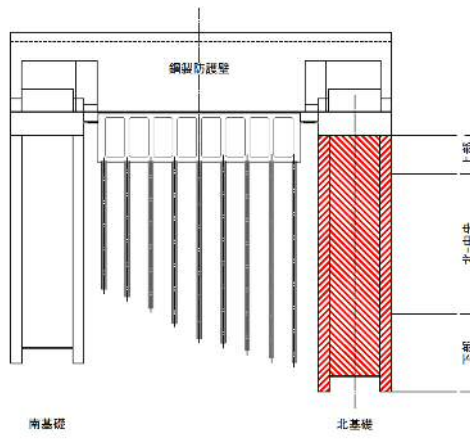




表 5.1-4 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
②Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-378273	147605	1.0	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2095874	325650	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2409601	367635	5.6	21	0.27
③Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	596725	119466	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2183050	327206	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2474470	333675	5.8	21	0.28
④Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-371735	145246	1.0	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2103688	317388	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2431429	360876	5.6	21	0.27
⑤Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-624344	99957	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2304376	285504	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2364068	330866	5.5	21	0.27
⑥Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-608278	101327	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2192983	296199	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2252936	356427	5.2	21	0.25

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下図に示す。

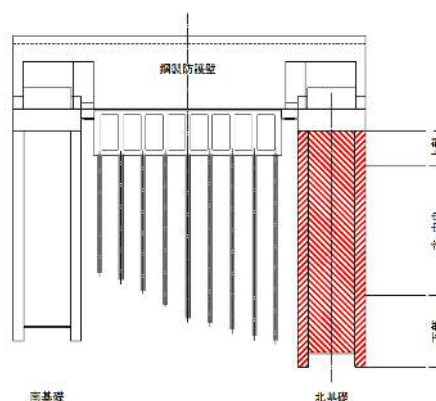




表 5.1-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1369149	22252	84	435	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2183050	195364	64	435	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1401371	242532	33	435	0.08
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1789369	129739	80	435	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2199415	215900	61	435	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	1354156	257864	27	435	0.07
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1595182	25296	98	435	0.23
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2268570	203726	66	435	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1487940	253604	37	435	0.09
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1562596	6564	101	435	0.24
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2242734	171871	70	435	0.17
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1474946	218756	46	435	0.11
① S s -11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	725178	54585	32	435	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	-1518569	244432	29	435	0.07
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s -12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1304332	122552	51	435	0.12
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	-1774813	254361	38	435	0.09
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	1044744	333487	3	435	0.01
① S s -13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1221755	118671	46	435	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	-1671985	244916	35	435	0.09
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	977629	324640	2	435	0.01
① S s -14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	-760800	97178	23	435	0.06
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	-1326878	242191	22	435	0.06
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s -21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1073709	36835	60	435	0.14
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1952536	210229	52	435	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1197597	274591	15	435	0.04
① S s -22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	723263	52362	32	435	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	1592684	228357	34	435	0.08
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-957228	299058	3	435	0.01
① S s -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	1586535	15794	100	435	0.23
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	2128807	205259	60	435	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1418733	269794	28	435	0.07
① S s -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1928076	152173	83	435	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (17段)	-2046237	309676	42	435	0.10
	下部	15500	15500	12050	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1083572	264551	11	435	0.03

注記：評価位置は次頁に示す。



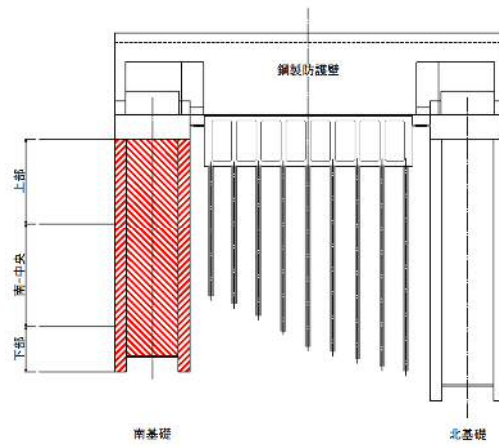




表 5.1-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)

(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1553679	26716	94	435	0.22
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2234941	204426	64	435	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1459667	254447	34	435	0.08
③Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1625998	23904	100	435	0.23
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2311130	202565	68	435	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1518354	252900	39	435	0.09
④Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	2305725	9923	149	435	0.35
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2411719	224932	69	435	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1620177	201929	63	435	0.15
⑤Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1266433	37643	72	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1924517	205165	51	435	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1229844	278234	16	435	0.04
⑥Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1223666	39007	69	435	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1879881	207184	49	435	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1056551	235939	14	435	0.04

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下図に示す。

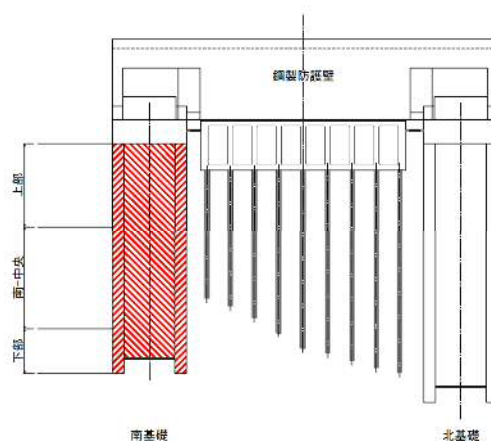




表 5.1-5 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2212936	5877	144	435	0.34
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2090191	55475	147	435	0.34
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-989870	283619	6	435	0.02
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2193590	10148	148	435	0.35
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2044128	29568	154	435	0.36
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-1013156	228058	13	435	0.03
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1810331	6072	118	435	0.28
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1656236	50710	114	435	0.27
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-991583	257920	8	435	0.02
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1772856	13433	113	435	0.26
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1652537	58785	111	435	0.26
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1279151	391526	5	435	0.02
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1270474	28095	75	435	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1275503	71199	75	435	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1769827	13940	113	435	0.26
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1760910	57732	120	435	0.28
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-823227	281843	1	435	0.01
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1682169	15706	106	435	0.25
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1664295	58991	111	435	0.26
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1104936	29378	64	435	0.15
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1124680	71084	63	435	0.15
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-1052557	26079	62	435	0.15
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1084165	81756	56	435	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1210636	389842	3	435	0.01
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	1012955	44514	54	435	0.13
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1039737	94442	48	435	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2362338	165358	107	435	0.25
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1658624	73899	105	435	0.25
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1402517	456817	3	435	0.01
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2361393	6349	158	435	0.37
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2206980	46608	160	435	0.37
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-1146995	273470	13	435	0.03

注記 : 評価位置は次頁に示す。



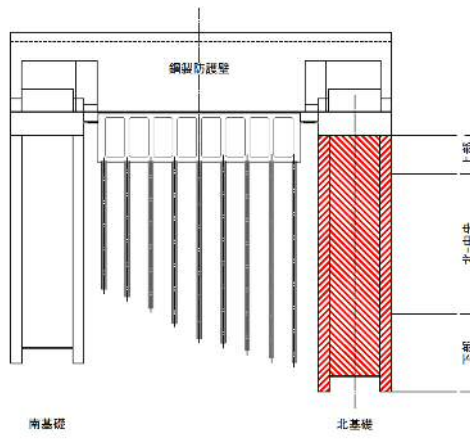




表 5.1-5 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	2141127	8295	144	435	0.34
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-2000754	32347	149	435	0.35
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-992811	231520	12	435	0.03
③Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	2246732	11752	152	435	0.35
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-2094605	27517	159	435	0.37
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1027521	225353	14	435	0.04
④Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-2451095	20963	168	435	0.39
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-2270981	19386	176	435	0.41
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-1080429	209973	20	435	0.05
⑤Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1846047	1308	121	435	0.28
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-1681087	42105	119	435	0.28
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-968774	244030	9	435	0.03
⑥Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (7段)	-1808153	2798	119	435	0.28
	中央	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (5段)	-1648103	43683	116	435	0.27
	下部	15500	15500	13400	D51 $\phi$ 150 (4段)	-948048	246030	8	435	0.02

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1  $\sigma$ ) 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 (+ 1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下図に示す。

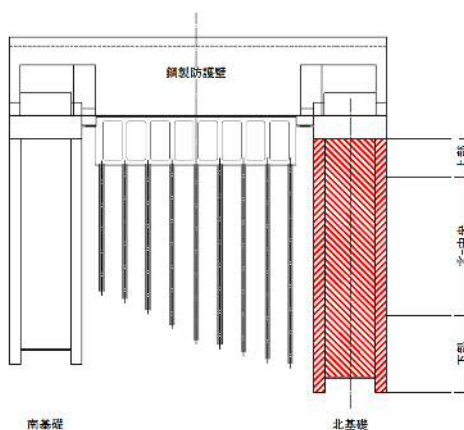




表 5.1-5 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ s (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ sa (N/mm <sup>2</sup> )	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)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1650229	143874	67	435	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2614061	169974	86	435	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1343982	270273	23	435	0.06
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1604548	153592	62	435	0.15
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2557550	197452	79	435	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1316122	313917	15	435	0.04
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1892471	152318	80	435	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2881493	192256	94	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1428779	300781	22	435	0.06
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1899196	158335	79	435	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2886147	182219	95	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1438891	286788	25	435	0.06
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1072721	144335	31	435	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1563823	174481	41	435	0.10
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-767343	257643	1	435	0.01
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1025222	165098	23	435	0.06
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1554103	209147	35	435	0.09
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1150571	166326	30	435	0.07
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1754380	207262	44	435	0.11
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-882357	306721	1	435	0.01
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	919003	145028	22	435	0.06
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1390406	180667	33	435	0.08
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1333080	155392	44	435	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1993610	194151	56	435	0.13
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-923859	286529	3	435	0.01
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1110773	155857	30	435	0.07
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1721015	195476	44	435	0.11
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-839708	292371	1	435	0.01
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1898293	175753	74	435	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2913169	216160	92	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1486167	333121	20	435	0.05
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	-1813641	201452	62	435	0.15
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	-2842657	283880	79	435	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1147074	304325	9	435	0.03

注記 : 評価位置は次頁に示す。



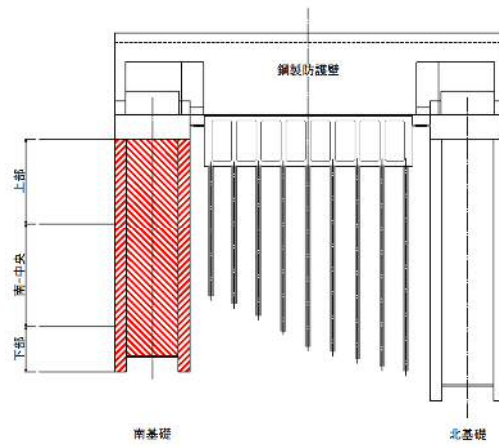




表 5.1-5 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1888460	173561	74	435	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2910601	214175	92	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1478904	330947	20	435	0.05
③Ss-31 (H+<V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1905046	173472	75	435	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2946473	213159	93	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1505778	331941	21	435	0.05
④Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1794354	168450	70	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2947945	200665	95	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1573892	321665	26	435	0.06
⑤Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1852537	178474	71	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2816904	219446	87	435	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1436865	332729	17	435	0.04
⑥Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1849869	180045	70	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2801348	220291	86	435	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1429066	333025	17	435	0.04

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1  $\sigma$ ) 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 (+ 1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下図に示す。

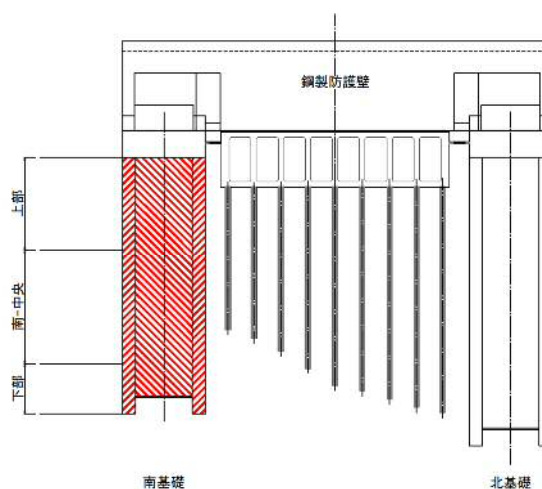




表 5.1-5 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-555326	96844	11	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1990781	270274	64	435	0.15
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2342117	300687	88	435	0.21
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	545588	118000	7	435	0.02
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1952792	299079	53	435	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2249517	325381	72	435	0.17
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-628823	109889	13	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2086976	285836	66	435	0.16
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2374154	312105	87	435	0.20
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-637813	123512	11	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1941507	311640	49	435	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2383096	339740	78	435	0.18
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1208131	250409	19	435	0.05
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1239229	271901	17	435	0.04
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1080967	223522	17	435	0.04
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1631601	328737	28	435	0.07
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1463392	321939	20	435	0.05
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1729840	343661	31	435	0.08
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1363867	311632	17	435	0.04
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1660575	339783	28	435	0.07
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	409695	119539	2	435	0.01
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1462089	276916	28	435	0.07
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1558215	322035	25	435	0.06
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-407406	103271	4	435	0.01
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1284844	279216	18	435	0.05
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1458100	314980	21	435	0.05
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-591768	116788	10	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2378610	321237	77	435	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2529002	350805	86	435	0.20
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-600801	121432	9	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-2137927	284056	71	435	0.17
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-2223246	322103	71	435	0.17

注記 : 評価位置は次頁に示す。



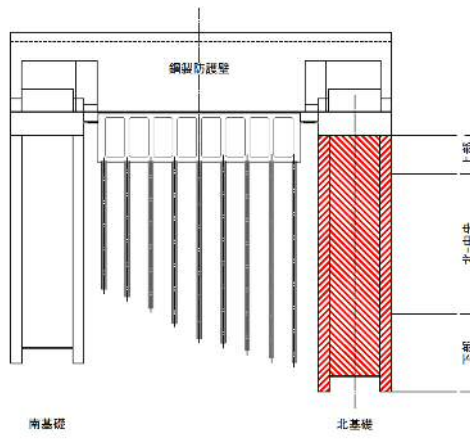




表 5.1-5 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-541099	96700	11	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1898141	269068	58	435	0.14
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2265018	299040	82	435	0.19
③Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-575495	96559	12	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2133079	271005	74	435	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2437124	301304	96	435	0.23
④Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-531500	96246	10	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2103688	317388	59	435	0.14
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2246772	288515	84	435	0.20
⑤Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-623795	99697	14	435	0.04
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2251291	253370	88	435	0.21
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2262196	258040	97	435	0.23
⑥Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-608278	101327	13	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2103691	245989	80	435	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2133795	255965	87	435	0.20

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

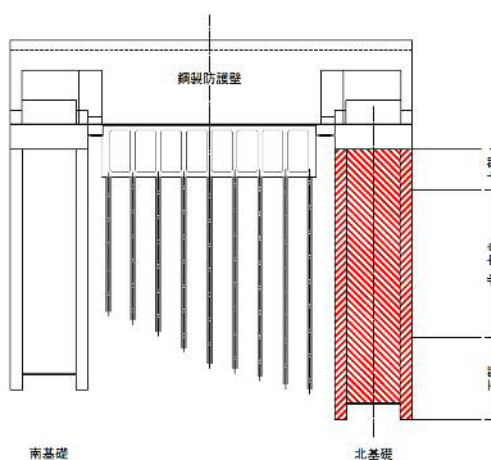
③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下図に示す。





(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.1-6 に示す。

鋼製防護壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、鋼製防護壁の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。

なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。



表 5.1-6 (1) せん断力に対する照査 (①-①断面南基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	187024	226924	0.83
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	195240	410783	0.48
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	70632	337247	0.21
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	187444	226924	0.83
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	196860	410783	0.48
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	70614	337247	0.21
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	172716	226924	0.77
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	206635	410783	0.51
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75360	337247	0.23
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	159924	226924	0.71
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	56437	410783	0.14
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75933	337247	0.23
① S s -11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	118771	226924	0.53
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	126796	410783	0.31
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	22847	337247	0.07
① S s -12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	149525	226924	0.66
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	155745	410783	0.38
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	30786	337247	0.10
① S s -13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	149525	226924	0.66
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	155745	410783	0.38
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	30786	337247	0.10
① S s -14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	103171	226924	0.46
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	105049	410783	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	22821	337247	0.07
① S s -21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	103171	226924	0.46
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	105049	410783	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	22821	337247	0.07
① S s -22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144248	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	162974	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	55331	337247	0.17
① S s -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	176800	226924	0.78
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	196429	410783	0.48
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	64761	337247	0.20
① S s -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	109739	226924	0.49
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	133014	410783	0.33
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	51078	337247	0.16

注記：評価位置は次頁に示す。



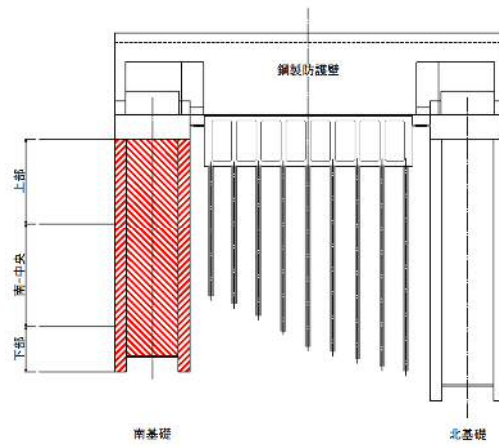




表 5.1-6 (2) せん断力に対する照査 (①-①断面南基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
②Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	169880	226924	0.75
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	203899	410783	0.50
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	76553	337247	0.23
③Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	174852	226924	0.78
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	208440	410783	0.51
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75725	337247	0.23
④Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	192161	226924	0.85
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	267372	410783	0.66
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75437	337247	0.23
⑤Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	148304	226924	0.66
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	177723	410783	0.44
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	65011	337247	0.20
⑥Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	145291	226924	0.65
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	174008	410783	0.43
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	64053	337247	0.19

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下図に示す。

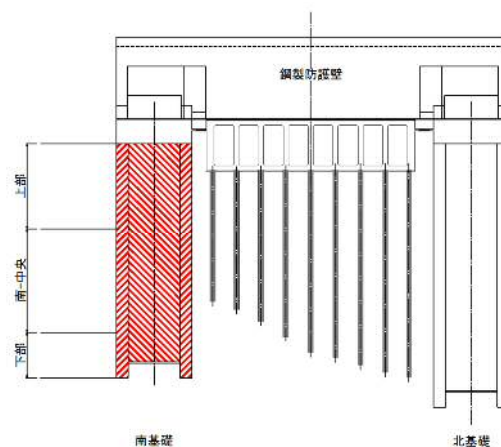




表 5.1-6 (3) せん断力に対する照査 (①-①断面北基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	76349	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	135520	335426	0.41
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	146114	337247	0.44
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	76219	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	124947	335426	0.38
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	139996	337247	0.42
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75287	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	109853	335426	0.33
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	118177	337247	0.36
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	74295	226924	0.33
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	116921	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	122976	337247	0.37
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	40149	226924	0.18
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	92486	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	99882	337247	0.30
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	46494	226924	0.21
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	118809	335426	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	121633	337247	0.37
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	46494	226924	0.21
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	118809	335426	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	121633	337247	0.37
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	35285	226924	0.16
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85212	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	85415	337247	0.26
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	69342	226924	0.31
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85165	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	85326	337247	0.26
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	69342	226924	0.31
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85165	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	85326	337247	0.26
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75641	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	121360	335426	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	114291	337247	0.34
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	61800	226924	0.28
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	81573	335426	0.25
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	88313	337247	0.27

注記 : 評価位置は次頁に示す。



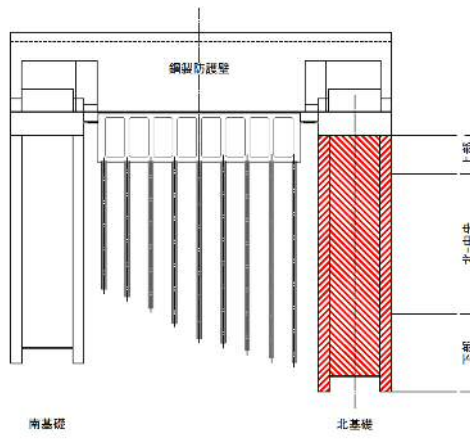




表 5.1-6 (4) せん断力に対する照査 (①-①断面北基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
②Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75279	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	130976	335426	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	142831	337247	0.43
③Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	76806	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	123003	335426	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	137260	337247	0.41
④Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	83532	226924	0.37
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	133084	335426	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	154559	337247	0.46
⑤Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75578	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	114541	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	116977	337247	0.35
⑥Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75052	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	113104	335426	0.34
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	115318	337247	0.35

注記 \*1: 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

\*2: 評価位置を下図に示す。

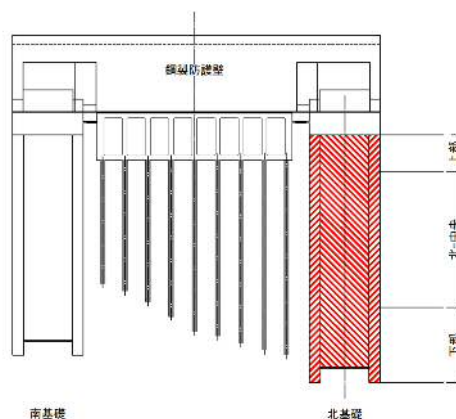




表 5.1-6 (5) せん断力に対する照査 (③-③断面南基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	121021	226924	0.54
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	148530	410783	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	94253	337247	0.28
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	119715	226924	0.53
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	147185	410783	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	93445	337247	0.28
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	132039	226924	0.59
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	158235	410783	0.39
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	97318	337247	0.29
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	132296	226924	0.59
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	158342	410783	0.39
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	96948	337247	0.29
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	81683	226924	0.36
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	91251	410783	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	42923	337247	0.13
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	83649	226924	0.37
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	93934	410783	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	48006	337247	0.15
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	92747	226924	0.41
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	104222	410783	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	48895	337247	0.15
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	80995	226924	0.36
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	91961	410783	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	38739	337247	0.12
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	98273	226924	0.44
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	115353	410783	0.29
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	61064	337247	0.19
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	85781	226924	0.38
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	104953	410783	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	58910	337247	0.18
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	143975	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	160641	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	67869	337247	0.21
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	131615	226924	0.58
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	145515	410783	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	79530	337247	0.24

注記 : 評価位置は次頁に示す。



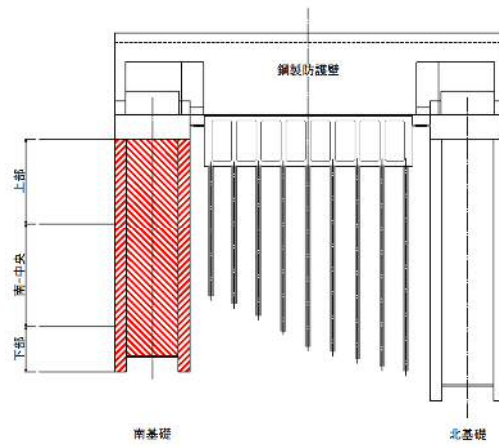




表 5.1-6 (6) せん断力に対する照査 (③-③断面南基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub>	V <sub>a</sub> に 対する 照査値
		部材幅	部材高	連壁基礎	中実 コンクリート				
		b (mm)	h (mm)	d (mm)	d (mm)		(kN)	(kN)	
②Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144453	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	160957	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	68030	337247	0.21
③Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144845	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	163896	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	68403	337247	0.21
④Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	136291	226924	0.61
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	165949	410783	0.41
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	68947	337247	0.21
⑤Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	138392	226924	0.61
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	150920	410783	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	67945	337247	0.21
⑥Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	138139	226924	0.61
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	149927	410783	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	67778	337247	0.21

注記 \*1: 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

\*2: 評価位置を下図に示す。

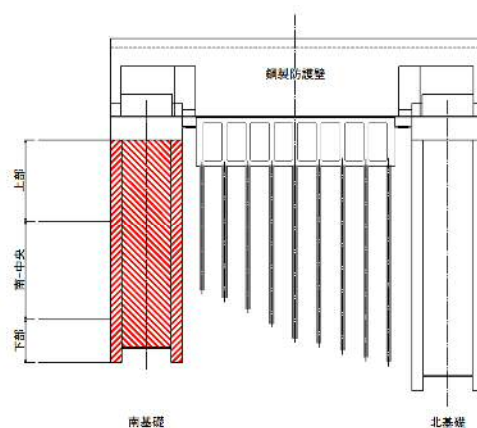




表 5.1-6 (7) せん断力に対する照査 (②-②断面北基礎)

(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)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	53053	226924	0.24
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	116241	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	129102	337247	0.39
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	53294	226924	0.24
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	115902	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	128855	337247	0.39
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	53294	226924	0.24
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	115902	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	128855	337247	0.39
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	51411	226924	0.23
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	119570	335426	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	120934	337247	0.36
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	32777	226924	0.15
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	63990	335426	0.20
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	63945	337247	0.19
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	33614	226924	0.15
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	91980	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	94119	337247	0.28
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	33052	226924	0.15
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	86736	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	88196	337247	0.27
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	28379	226924	0.13
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	84711	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	86816	337247	0.26
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	40906	226924	0.19
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	75679	335426	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75940	337247	0.23
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	36758	226924	0.17
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	82874	335426	0.25
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	88512	337247	0.27
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	56492	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	93734	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	94707	337247	0.29
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	56683	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85122	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	93264	337247	0.28

注記 : 評価位置は次頁に示す。



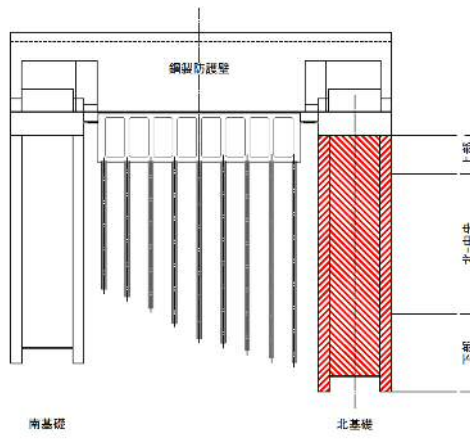




表 5.1-6 (8) せん断力に対する照査 (②-②断面北基礎)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V	短期許容 せん断力 Va	Vaに 対する 照査値
		部材幅	部材高	連壁基礎	中実 コンクリート				
		b (mm)	h (mm)	d (mm)	d (mm)		(kN)	(kN)	
②Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	50253	226924	0.23
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	124068	335426	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	137258	337247	0.41
③Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	55099	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	111909	335426	0.34
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	123614	337247	0.37
④Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	43182	226924	0.20
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	128987	335426	0.39
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	143805	337247	0.43
⑤Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	56973	226924	0.26
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	94712	335426	0.29
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	95984	337247	0.29
⑥Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	55583	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	93257	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	96294	337247	0.29

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

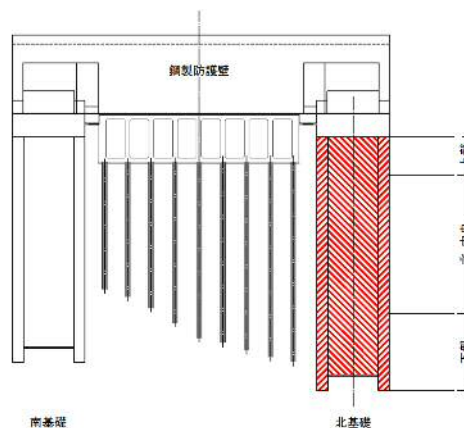
③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

\*2: 評価位置を下図に示す。





(3) 選定した標準配筋

照査結果より配筋要領図を図 5.1-14 に示す。断面諸元一覧表を表 5.1-7 に示す。



図 5.1-14(1) 南基礎上部配筋要領図



図 5.1-14(2) 南基礎中央配筋要領図



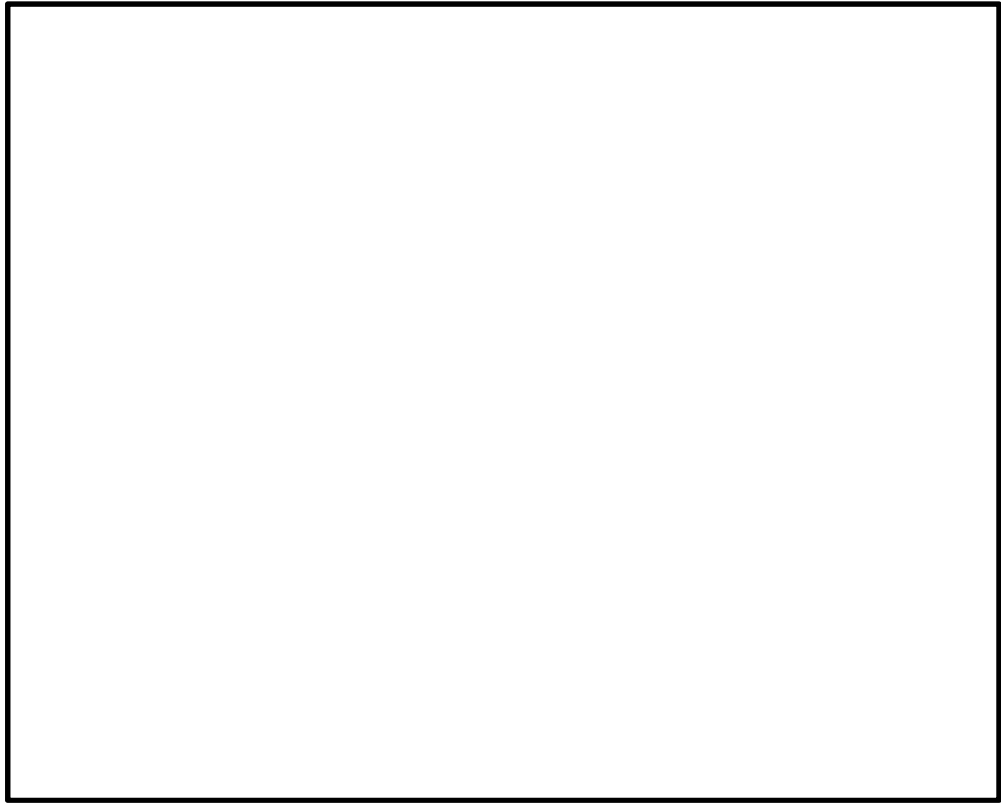


図 5.1－14(3) 南基礎下部配筋要領図



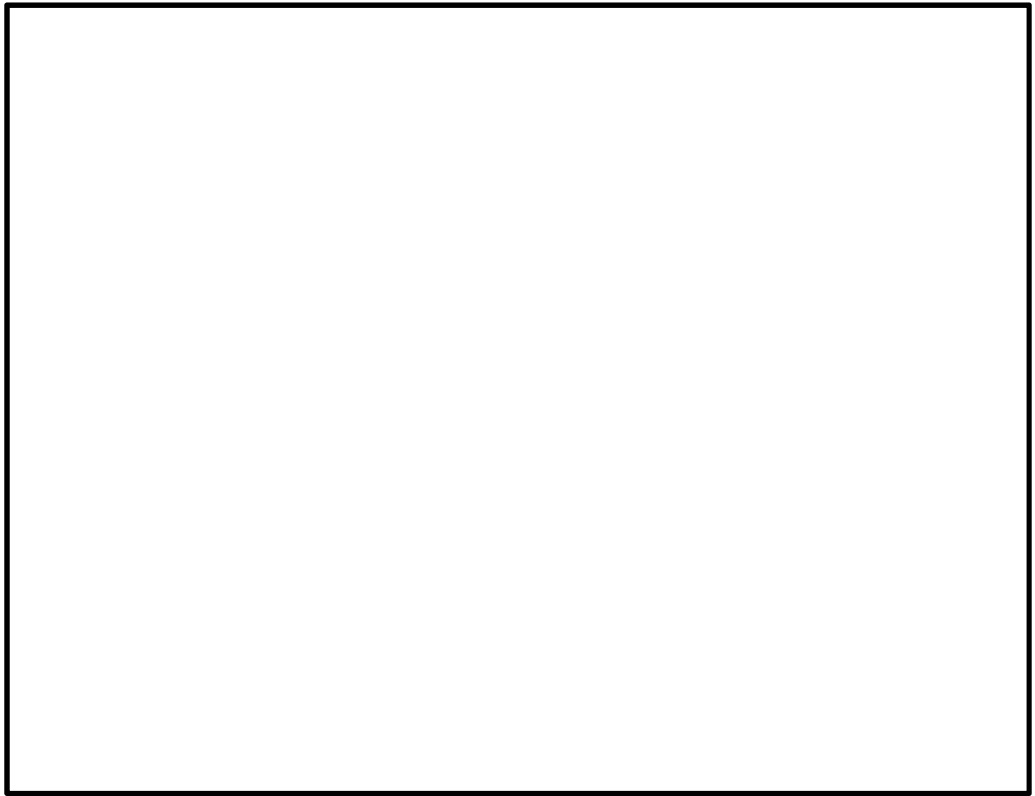


図 5.1-14(4) 北基礎上部配筋要領図

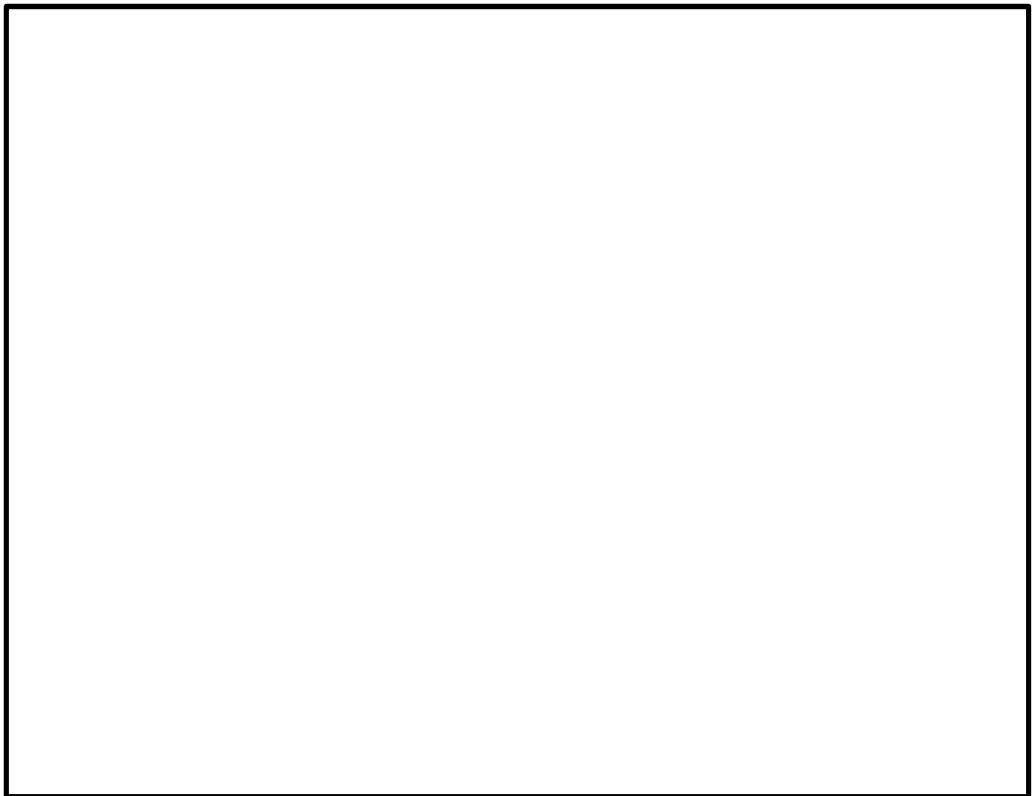


図 5.1-14(5) 北基礎中央配筋要領図



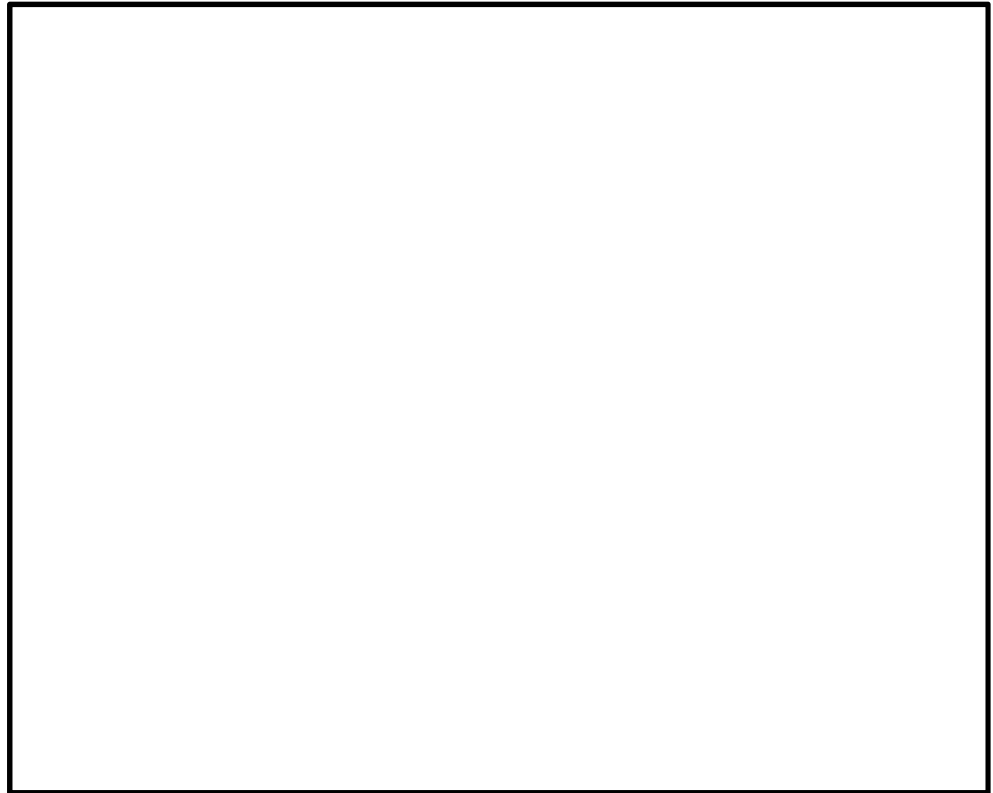


図 5.1-14(6) 北基礎下部配筋要領図

表 5.1-7(1) 断面諸元一覧表 (南基礎)

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
				中央	D51	15	15	2	3300	66891.0	D38	15	2	342.0	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

表 5.1-7(2) 断面諸元一覧表 (北基礎)

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
				中央	D51	15	3	2	804	16297.1	D38	3	2	68.4	30
											D38 (スターラップ)	14	1	159.6	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30



(4) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

支持性能評価結果を表 5.1-8, 表 5.1-9 に, 基礎地盤による接地圧分布図を図 5.1-15, 図 5.1-16 及び図 5.1-17 に示す。

鋼製防護壁の基礎地盤の最大接地圧は, 南基礎において検討ケース③ (地震動:  $S_s-D1$  [H-, V+], 断面: ③-③断面) で  $2704 \text{ kN/m}^2$  であり, 基礎地盤の極限支持力度  $5991 \text{ kN/m}^2$  以下である。また, 北基礎において検討ケース④ (地震動:  $S_s-D1$  [H+, V-], 断面: ①-①断面北側基礎) で  $3861 \text{ kN/m}^2$  であり基礎地盤の極限支持力度  $6116 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから, 基準地震動  $S_s$  において鋼製防護壁の基礎地盤は, 支持性能を有する。

表 5.1-8 (1) ①-①断面南基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )
ケース①	$S_s-D1$	[H+, V+]	2704	5991
		[H+, V-]	2605	5991
		[H-, V+]	2541	5991
		[H-, V-]	2495	5991
	$S_s-11$	[H+, V+]	2084	5991
	$S_s-12$	[H+, V+]	2268	5991
	$S_s-13$	[H+, V+]	2220	5991
	$S_s-14$	[H+, V+]	2140	5991
	$S_s-21$	[H+, V+]	2387	5991
	$S_s-22$	[H+, V+]	2108	5991
	$S_s-31$	[H+, V+]	2411	5991
		[H-, V+]	2615	5991
ケース②	$S_s-D1$	[H-, V+]	2529	5991
ケース③	$S_s-D1$	[H-, V+]	2552	5991
ケース④	$S_s-D1$	[H-, V+]	2696	5991
ケース⑤	$S_s-D1$	[H-, V+]	2418	5991
ケース⑥	$S_s-D1$	[H-, V+]	2403	5991

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

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



表 5.1-8 (2) ①-①断面北基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V+]	3353	6116
		[H+, V-]	3537	6116
		[H-, V+]	3723	6116
		[H-, V-]	3523	6116
	S <sub>s</sub> -11	[H+, V+]	2721	6116
	S <sub>s</sub> -12	[H+, V+]	2914	6116
	S <sub>s</sub> -13	[H+, V+]	2808	6116
	S <sub>s</sub> -14	[H+, V+]	2593	6116
	S <sub>s</sub> -21	[H+, V+]	3150	6116
	S <sub>s</sub> -22	[H+, V+]	2803	6116
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	3490	6116
		[H-, V+]	3105	6116
ケース②	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	3492	6116
ケース③	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	3560	6116
ケース④	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	3861	6116
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	2955	6116
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D1	[H-, V+]	2403	5991

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

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



表 5.1-9 (1) ③-③断面地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V+]	2288	5991
		[H+, V-]	2405	5991
		[H-, V+]	2375	5991
		[H-, V-]	2319	5991
	S <sub>s</sub> -11	[H+, V+]	1945	5991
	S <sub>s</sub> -12	[H+, V+]	2100	5991
	S <sub>s</sub> -13	[H+, V+]	2108	5991
	S <sub>s</sub> -14	[H+, V+]	2067	5991
	S <sub>s</sub> -21	[H+, V+]	2067	5991
	S <sub>s</sub> -22	[H+, V+]	2186	5991
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2519	5991
		[H-, V+]	2480	5991
ケース②	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2510	5991
ケース③	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2525	5991
ケース④	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2544	5991
ケース⑤	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2505	5991
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D1	[H-, V+]	2403	5991

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

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



表 5.1-9 (2) ②-②断面地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	3716	6116
		[H+, V-]	3832	6116
		[H-, V+]	3792	6116
		[H-, V-]	3847	6116
	S <sub>s</sub> -1 1	[H+, V+]	2676	6116
	S <sub>s</sub> -1 2	[H+, V+]	3159	6116
	S <sub>s</sub> -1 3	[H+, V+]	3053	6116
	S <sub>s</sub> -1 4	[H+, V+]	3023	6116
	S <sub>s</sub> -2 1	[H+, V+]	2906	6116
	S <sub>s</sub> -2 2	[H+, V+]	2904	6116
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	3513	6116
		[H-, V+]	3213	6116
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	3767	6116
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	3766	6116
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	3791	6116
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	3539	6116
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	[H-, V+]	2403	5991

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

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



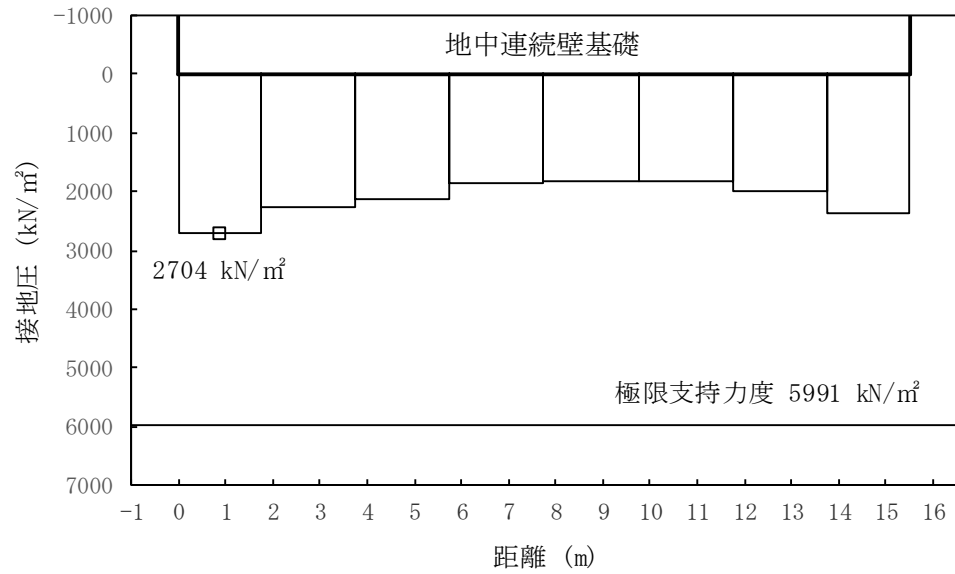


図 5.1-15 (1) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

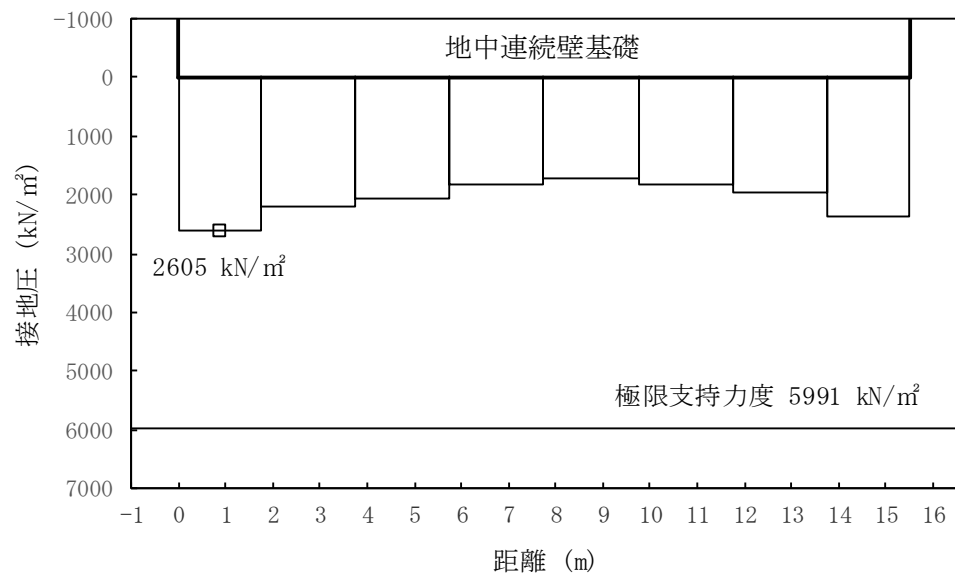


図 5.1-15 (2) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s - D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



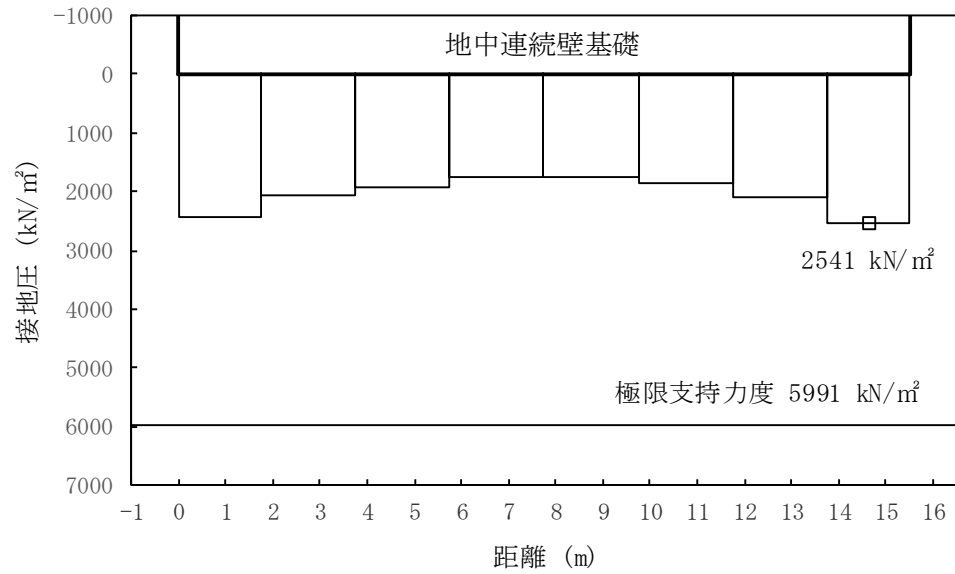


図 5.1-15 (3) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

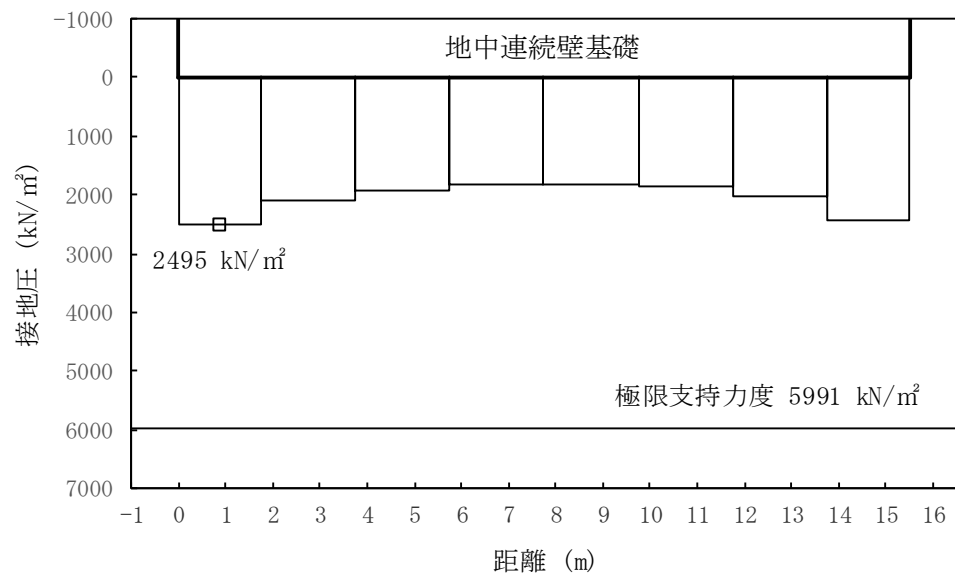


図 5.1-15 (4) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



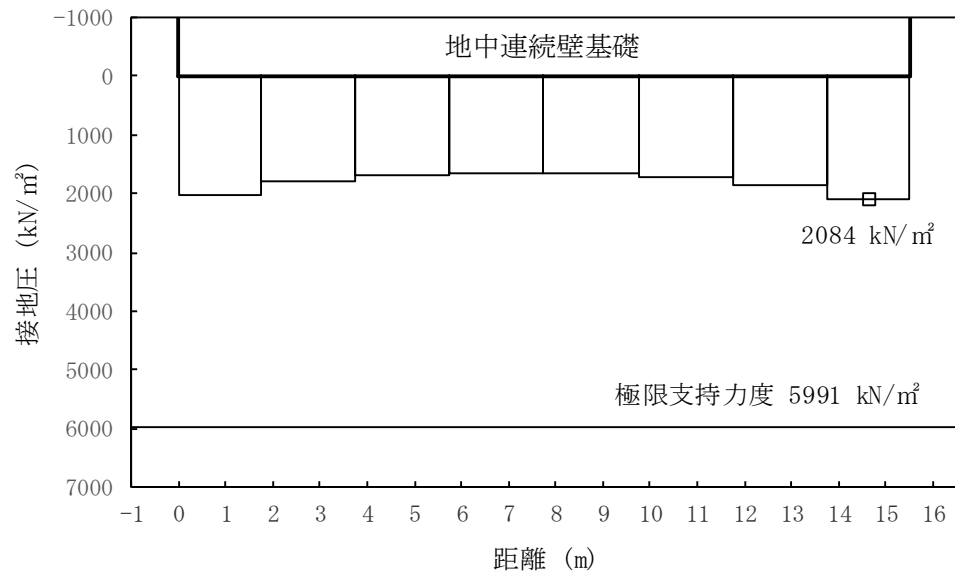


図 5.1-15 (5) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

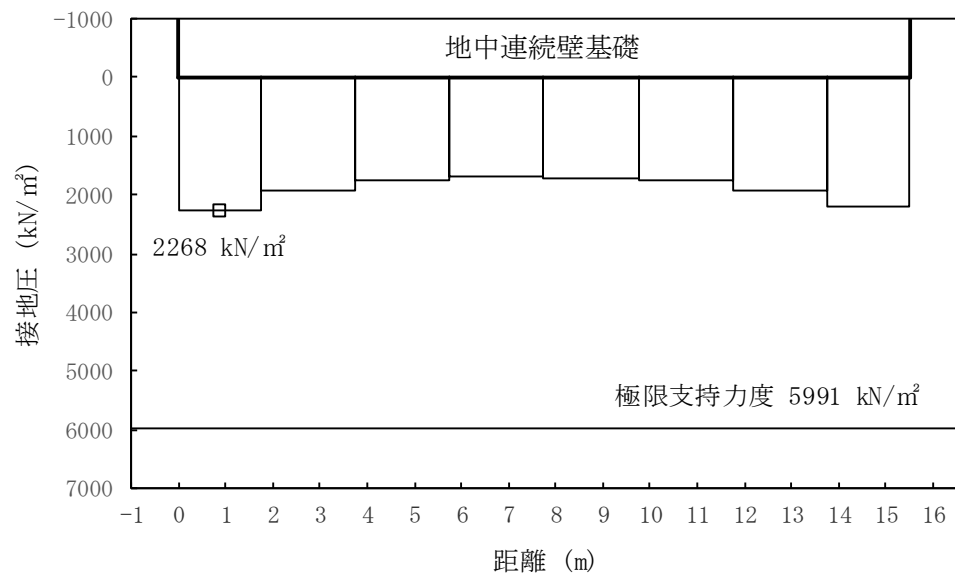


図 5.1-15 (6) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



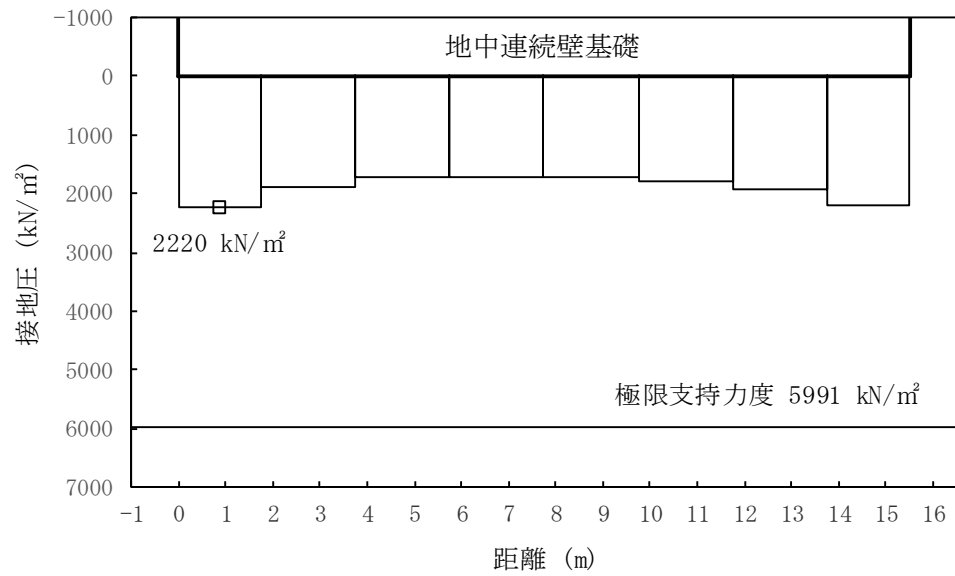


図 5.1-15 (7) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-13)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

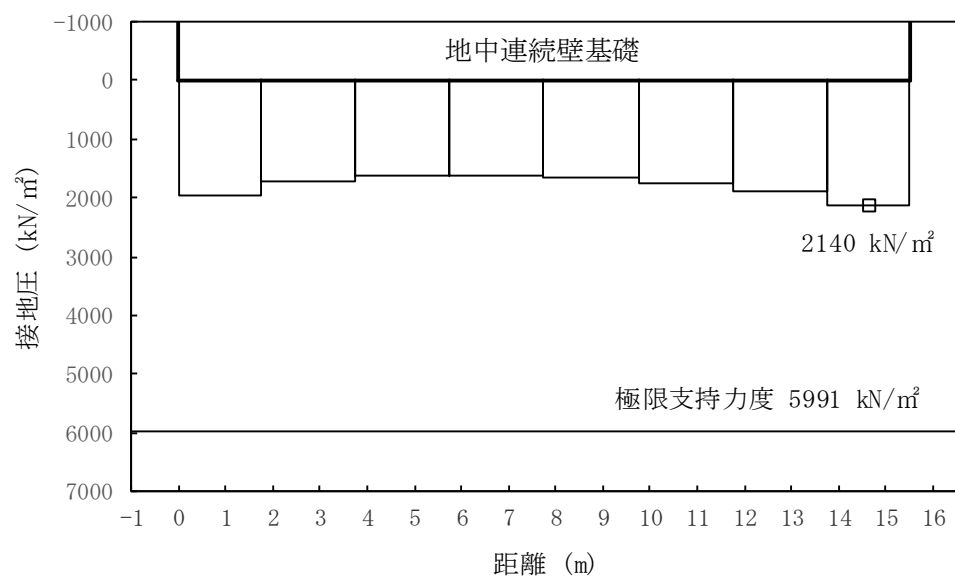


図 5.1-15 (8) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-14)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



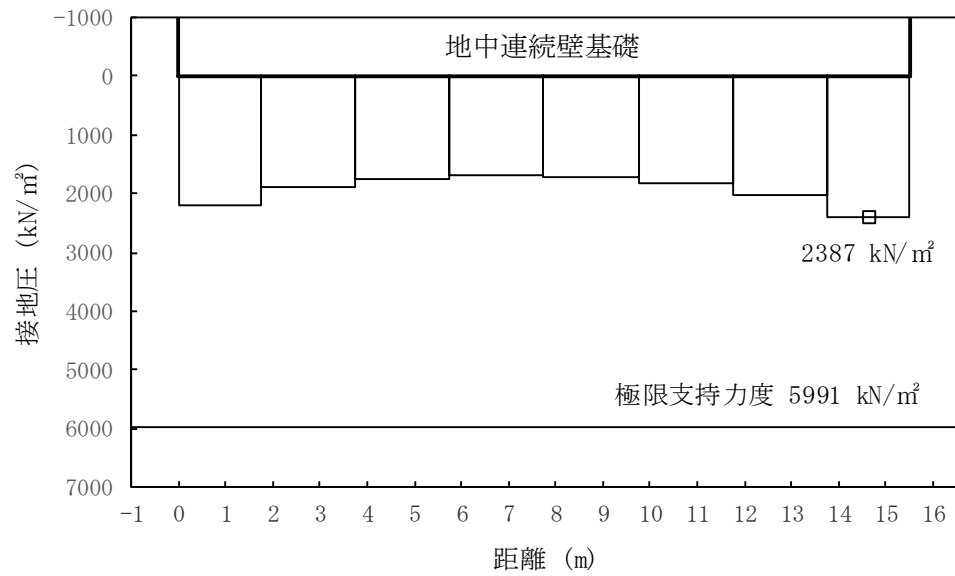


図 5.1-15 (9) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

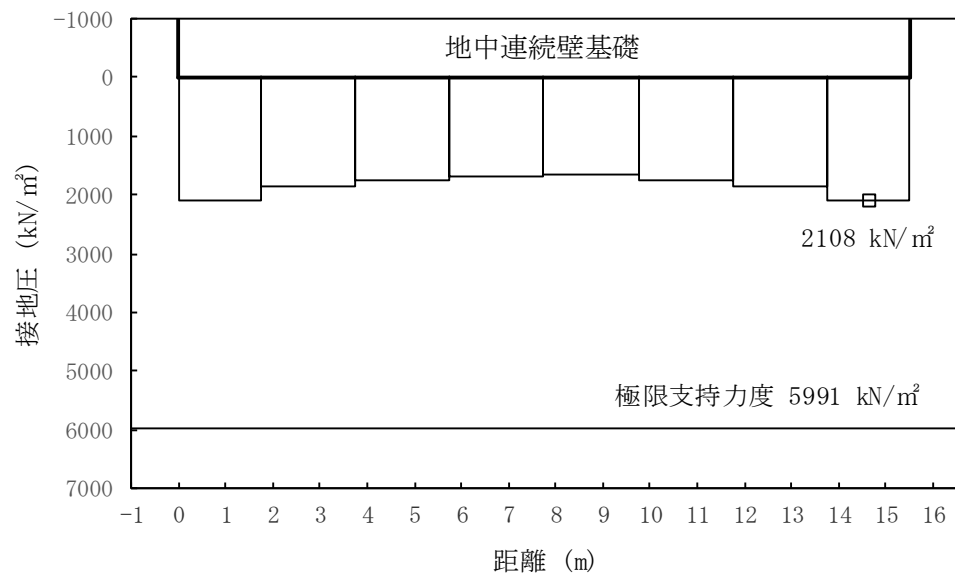


図 5.1-15 (10) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



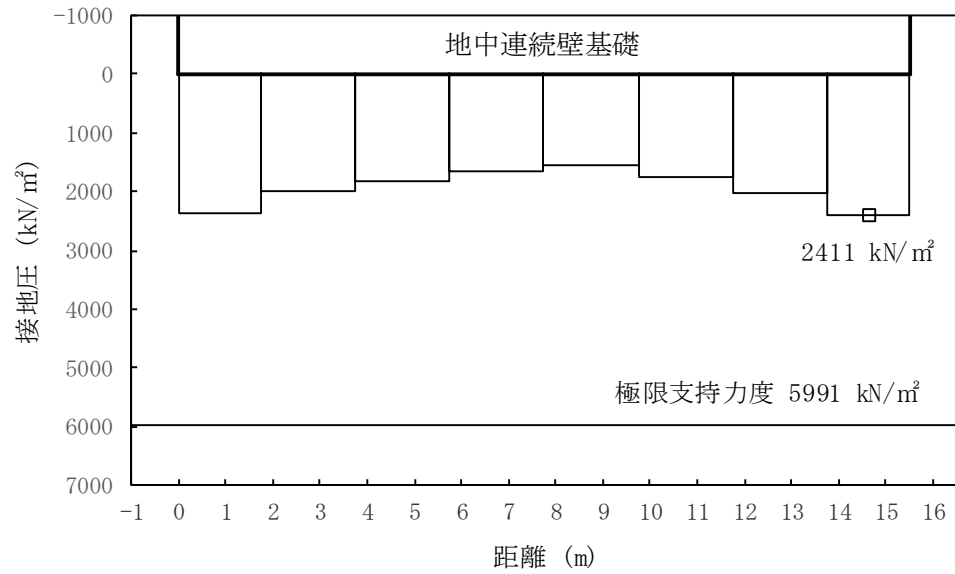


図 5.1-15 (11) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

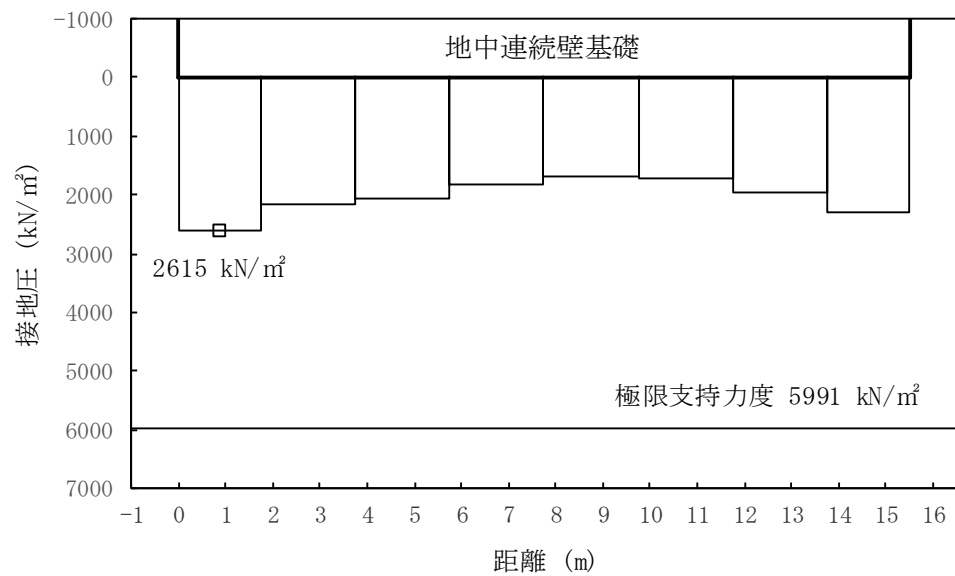


図 5.1-15 (12) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



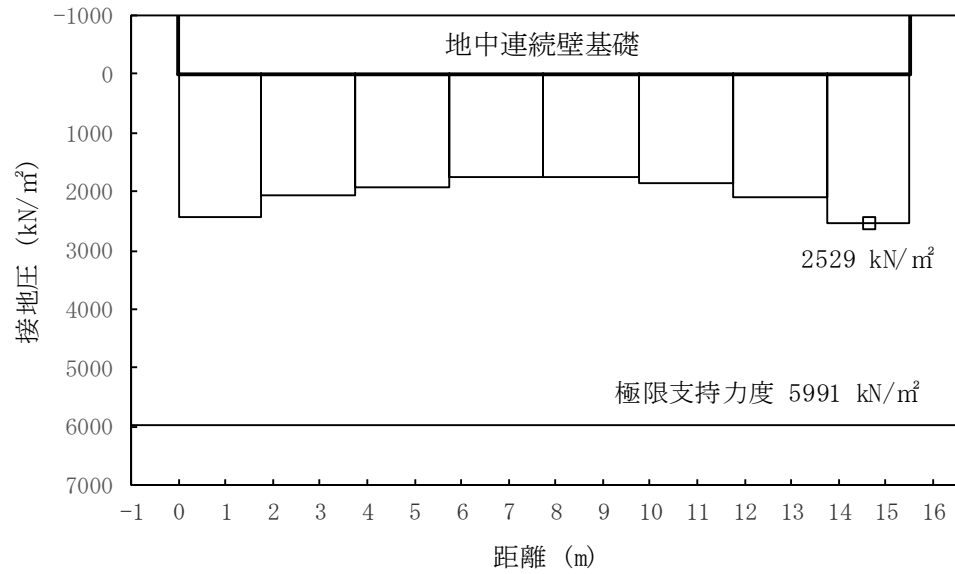


図 5.1-15 (13) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

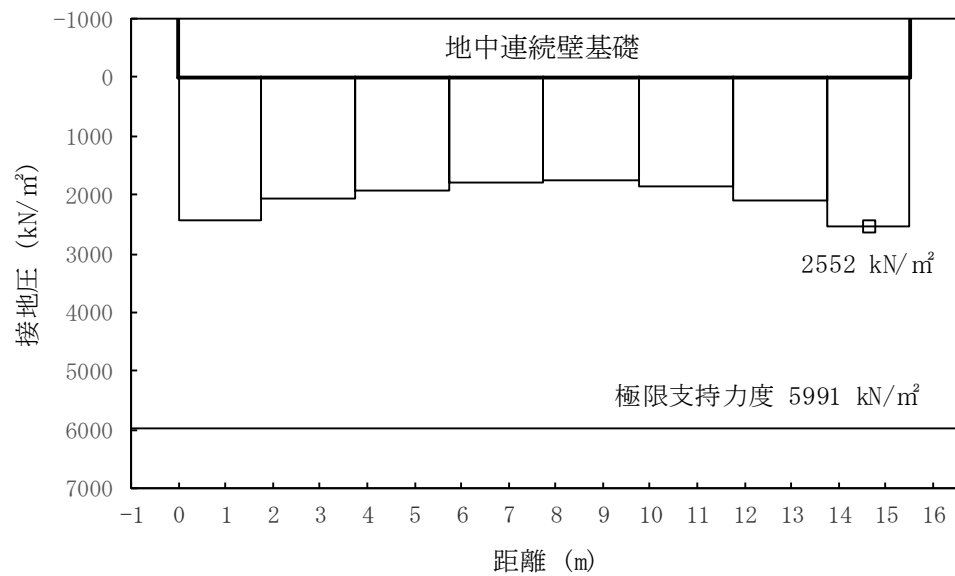


図 5.1-15 (14) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



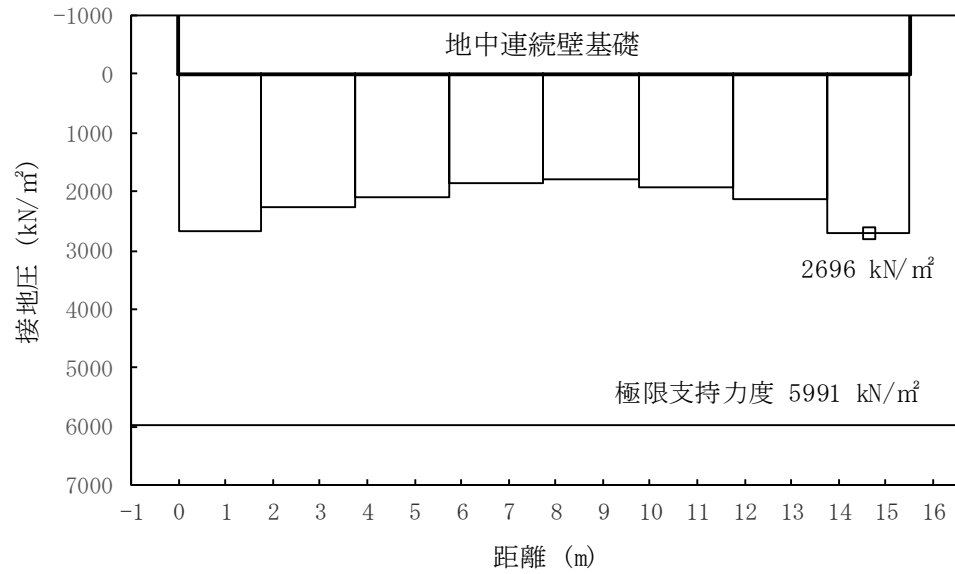


図 5.1-15(15) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

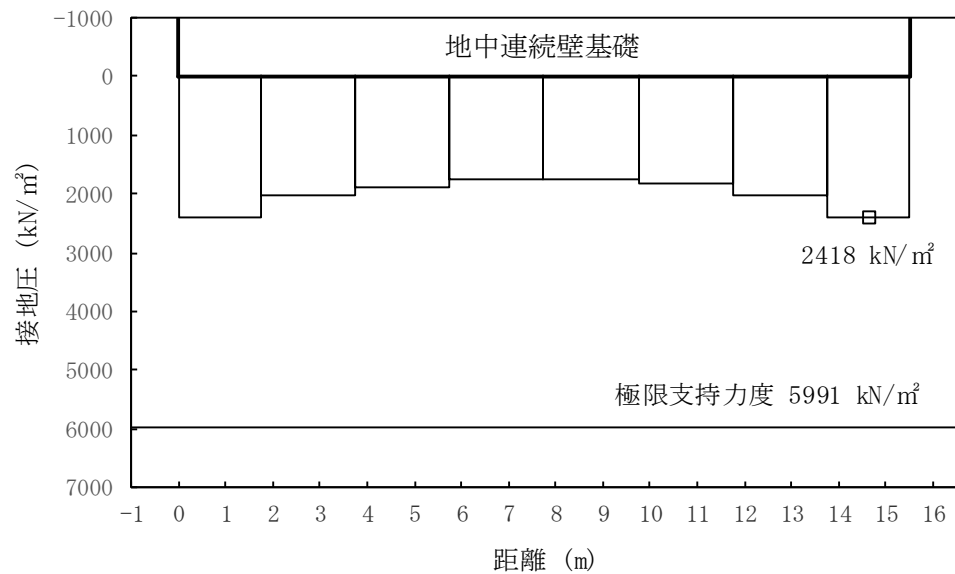


図 5.1-15 (16) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



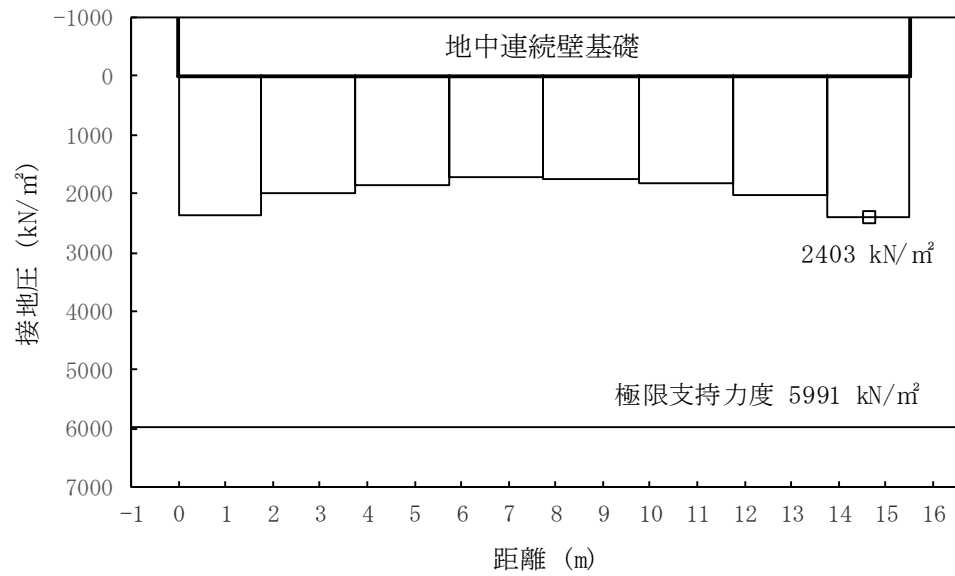


図 5.1-15 (17) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D 1 [H-, V+])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



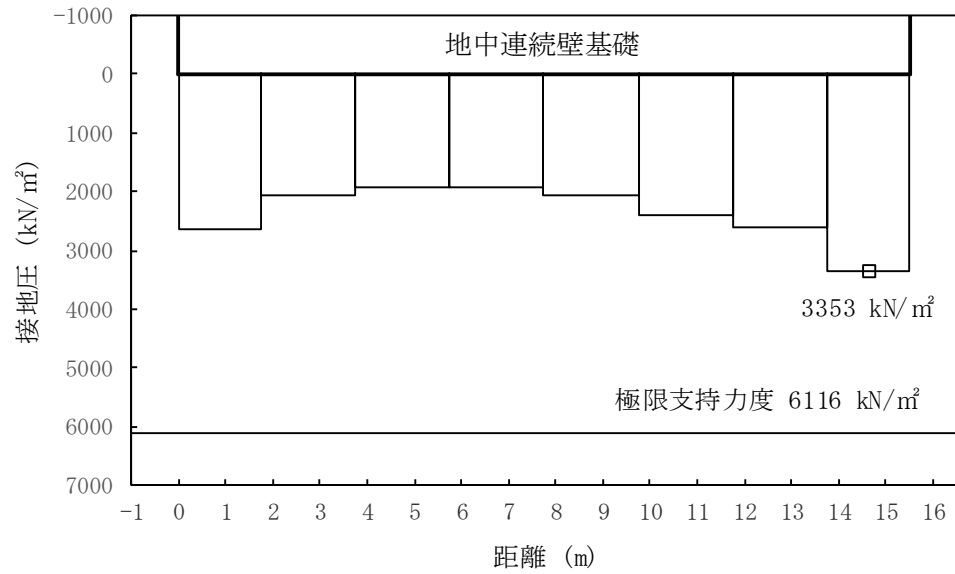


図 5.1-15 (18) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])

(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)

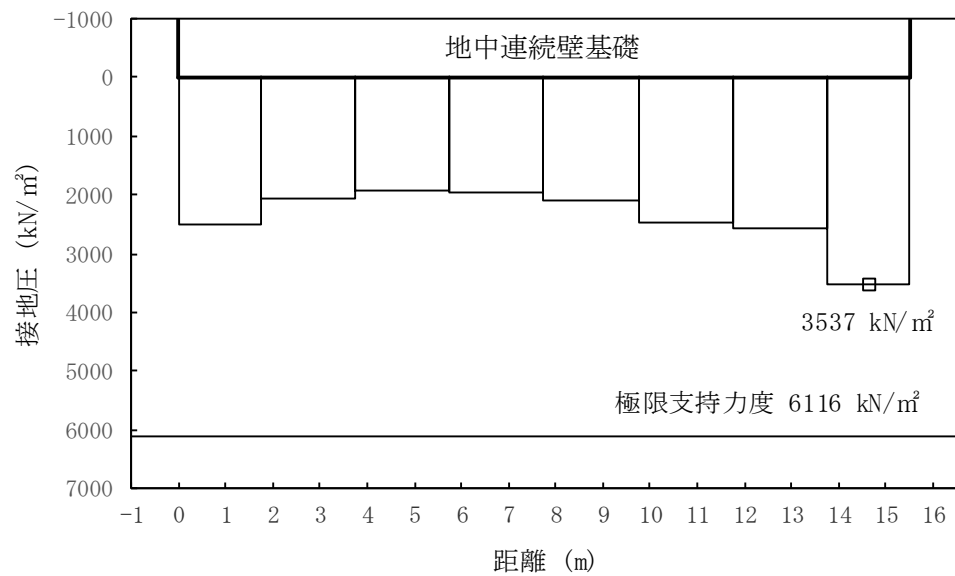


図 5.1-15 (19) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])

(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)



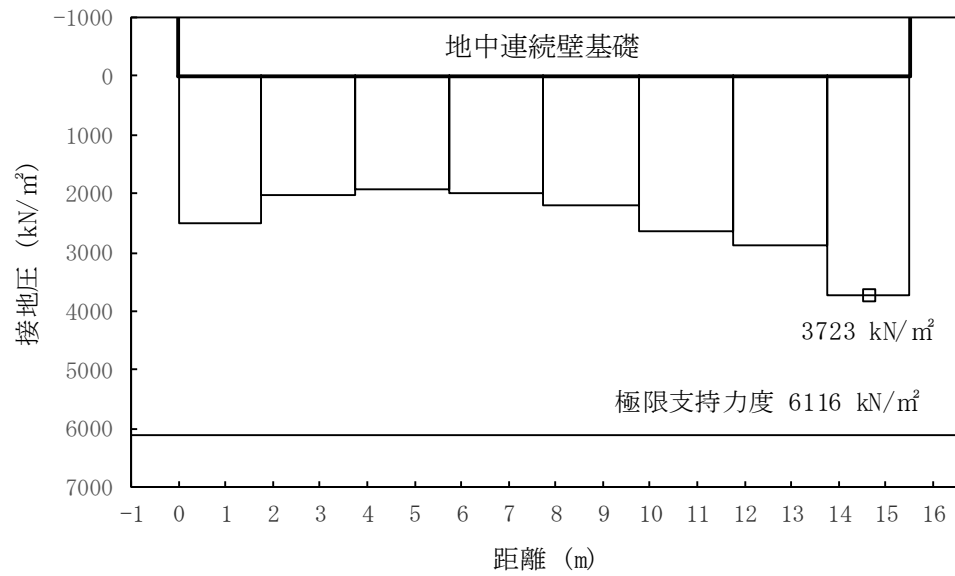


図 5.1-15 (20) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])

(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)

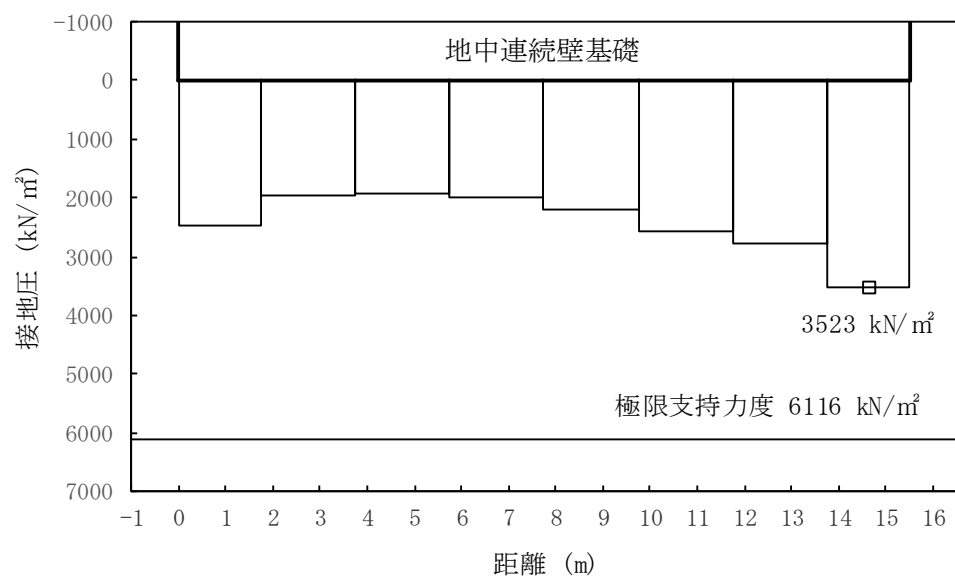


図 5.1-15 (21) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])

(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)



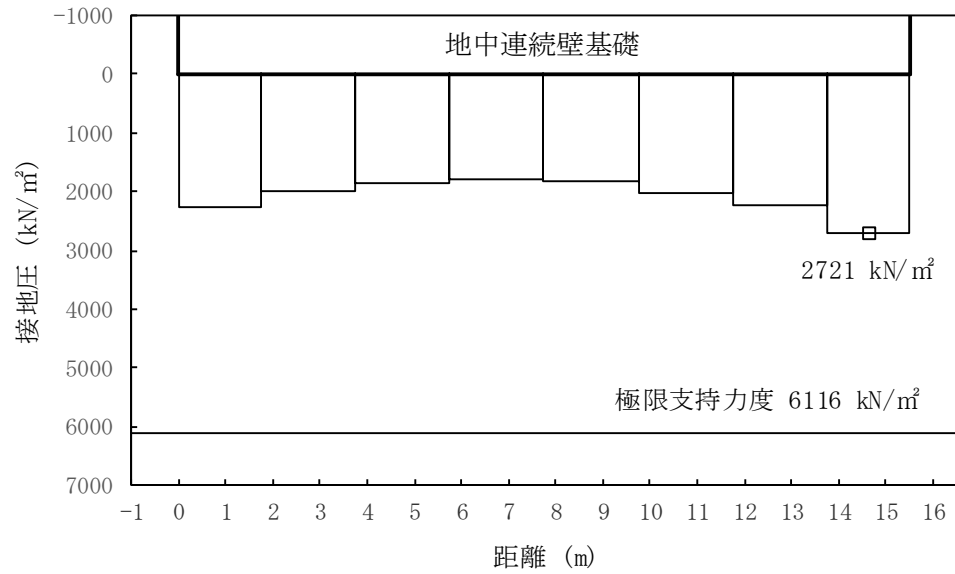


図 5.1-15 (22) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

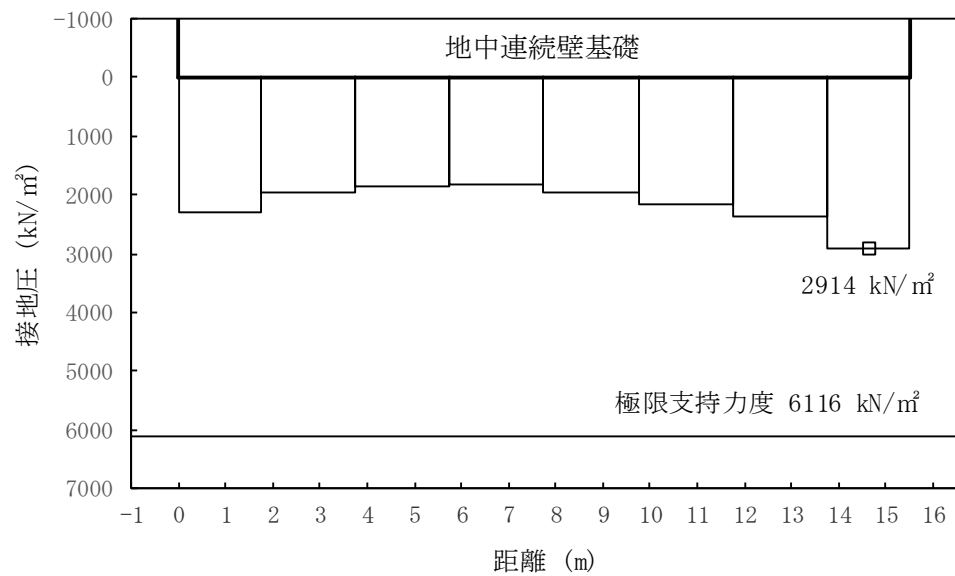


図 5.1-15 (23) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



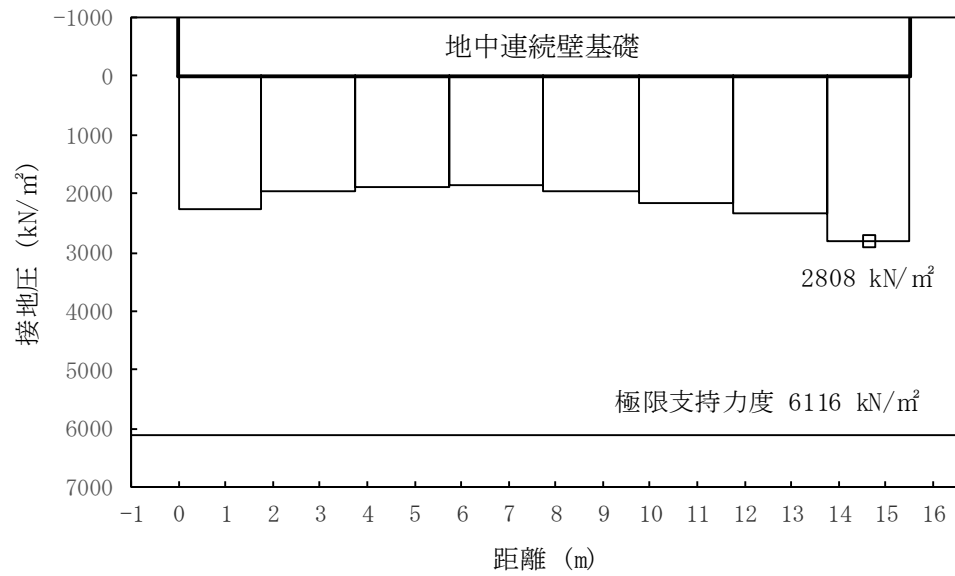


図 5.1-15 (24) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-1 3)

(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)

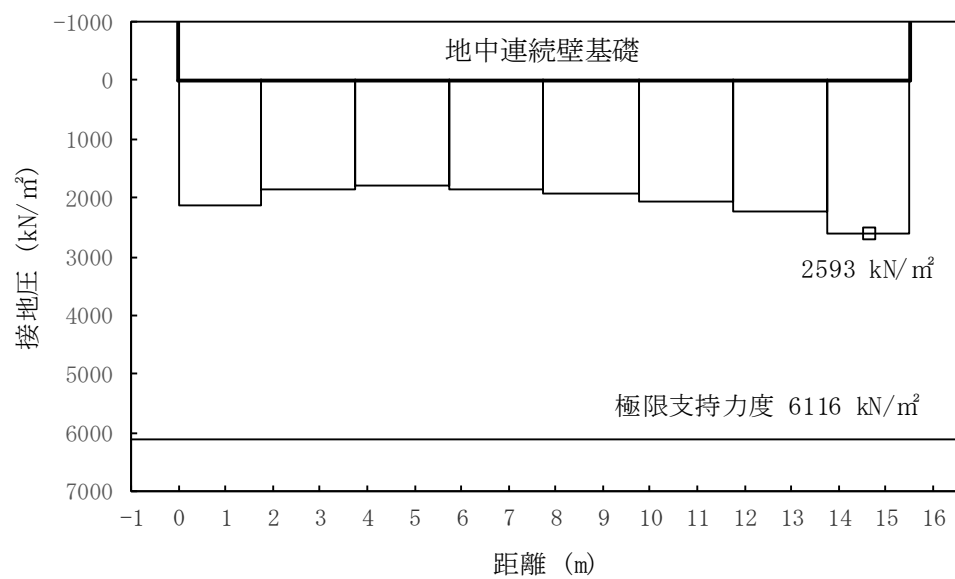


図 5.1-15 (25) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-1 4)

(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)



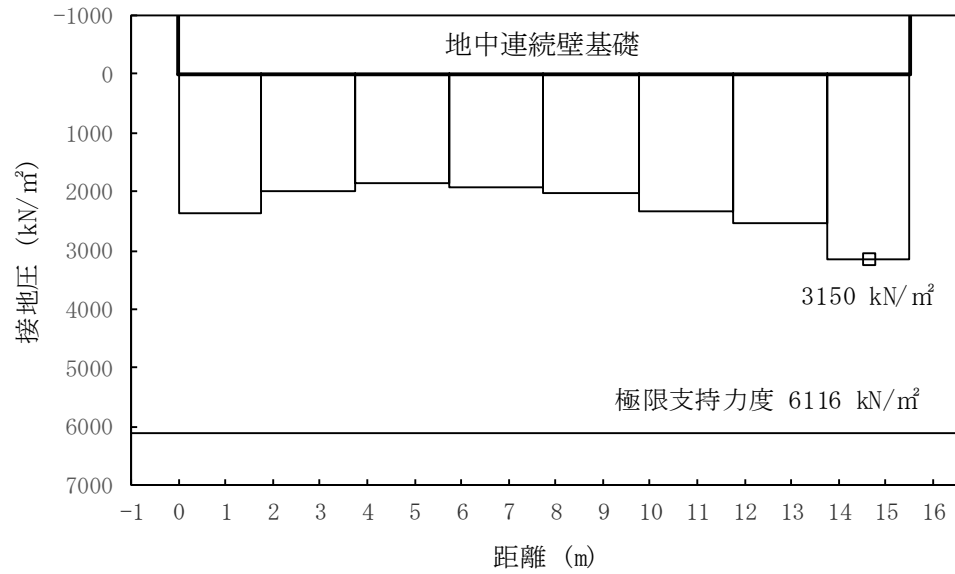


図 5.1-15 (26) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 1)

(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)

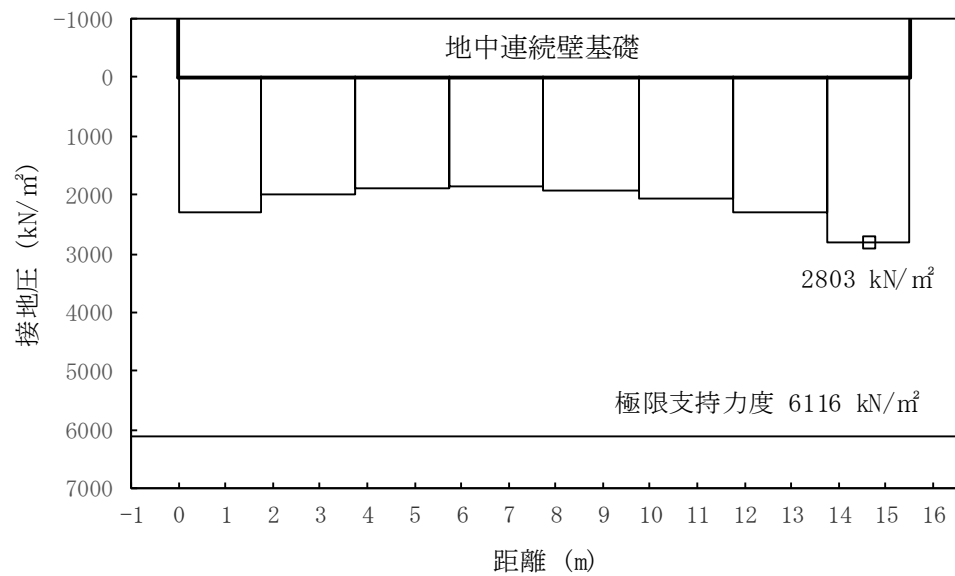


図 5.1-15 (27) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 2)

(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)



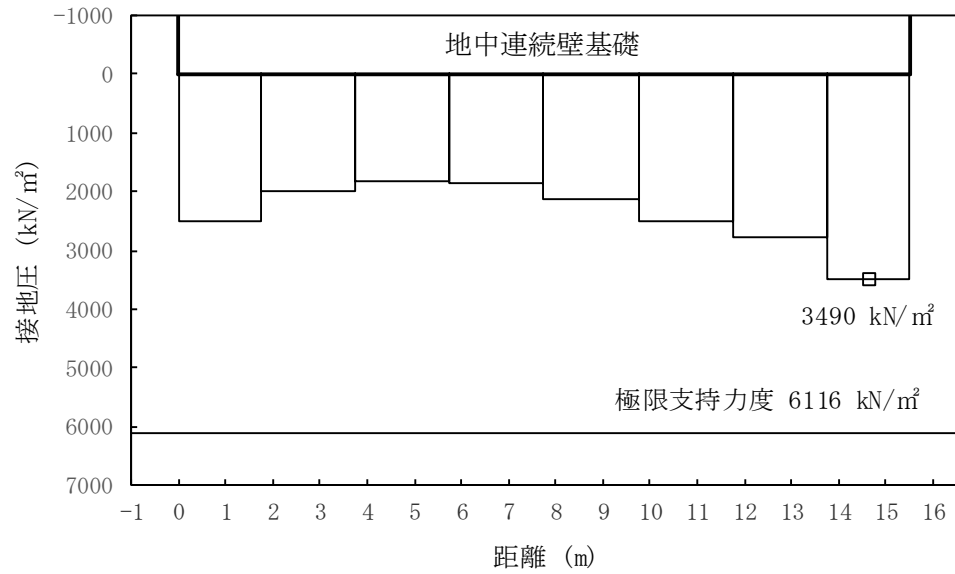


図 5.1-15 (28) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])

(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)

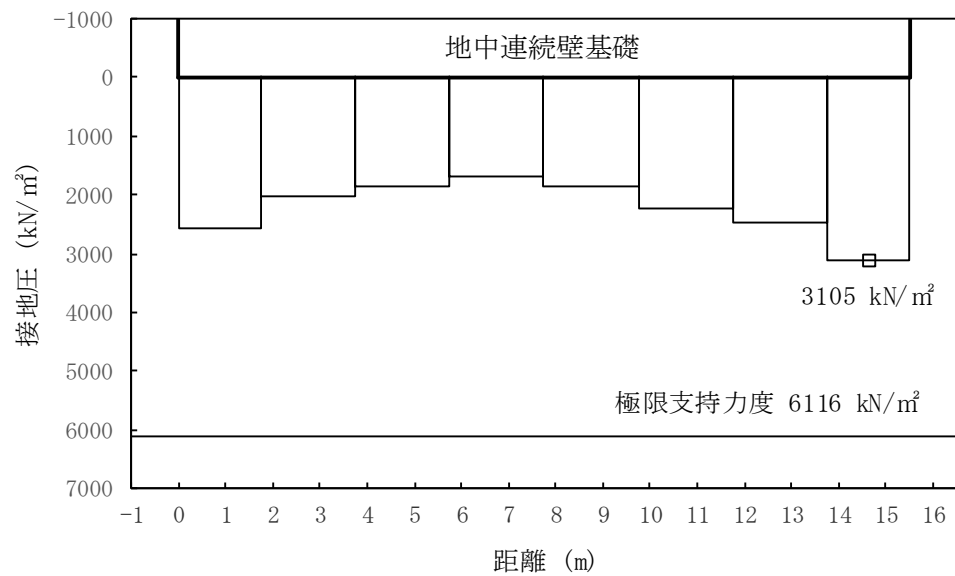


図 5.1-15 (29) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])

(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)



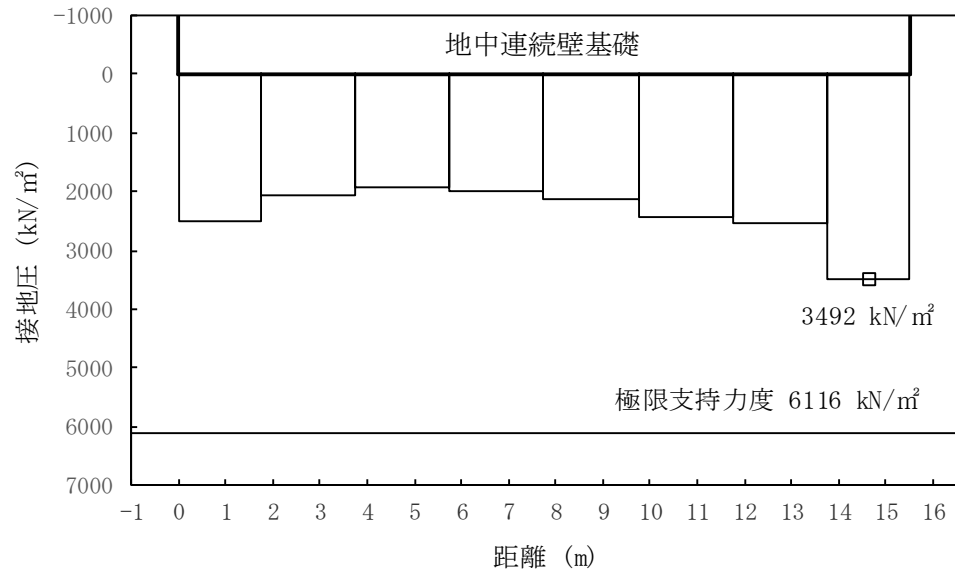


図 5.1-15 (30) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

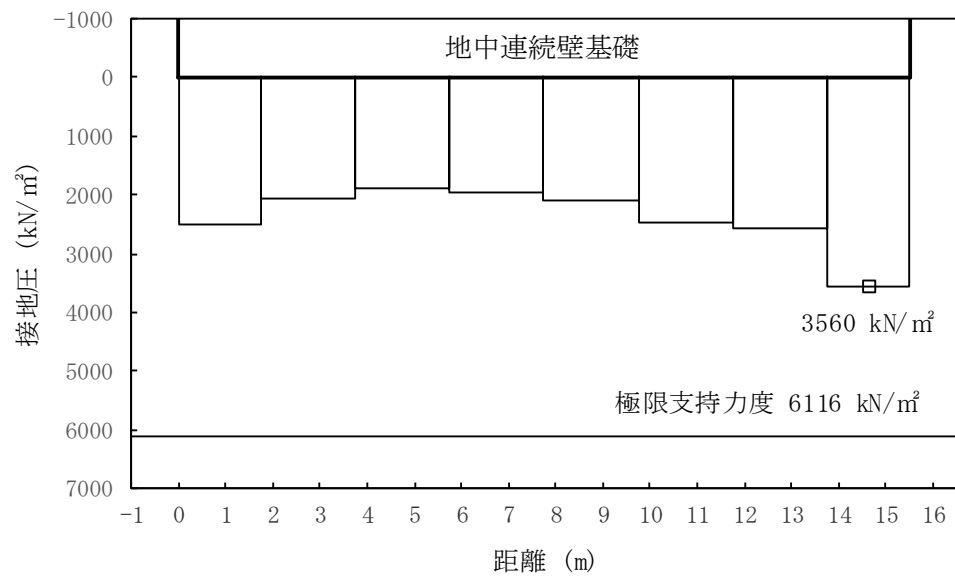


図 5.1-15 (31) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



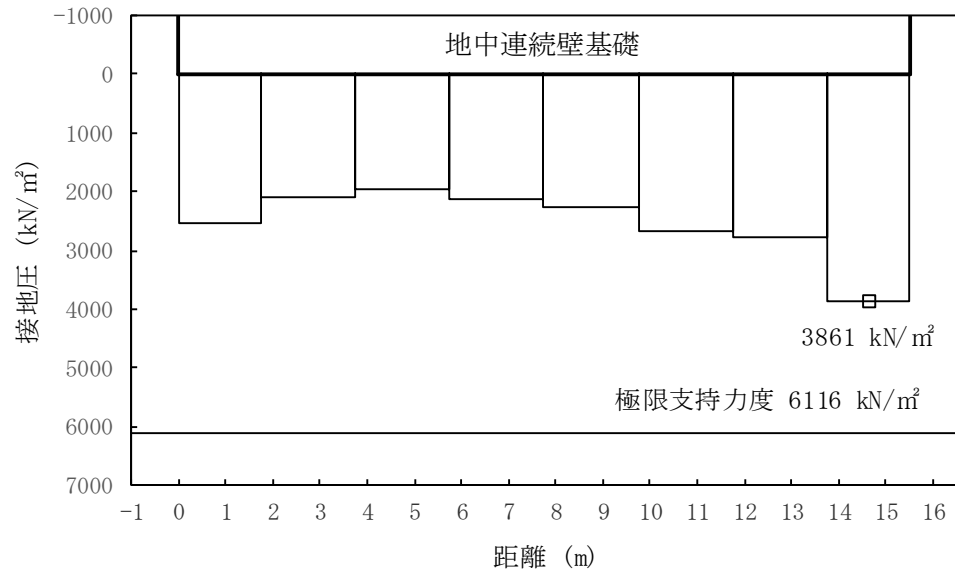


図 5.1-15 (32) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

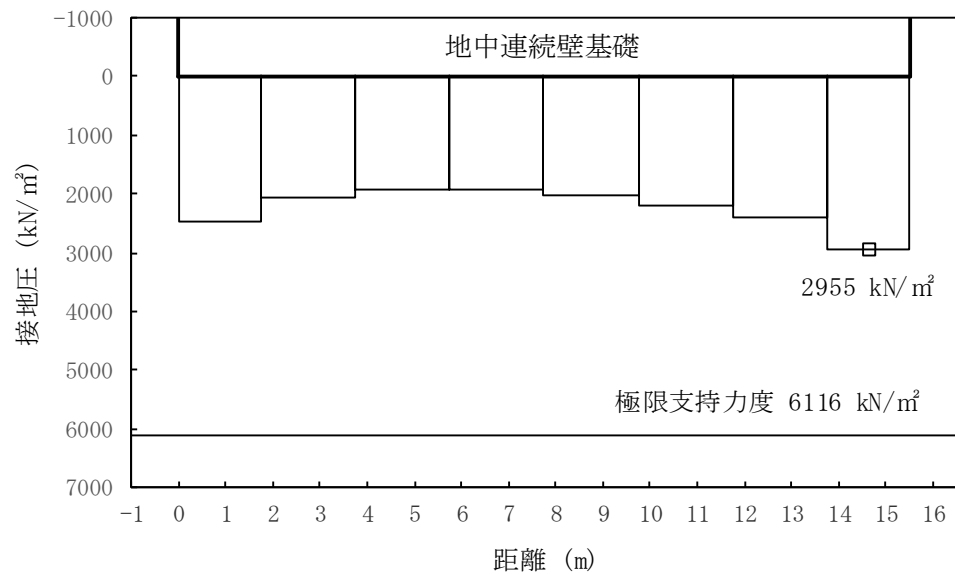


図 5.1-15 (33) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



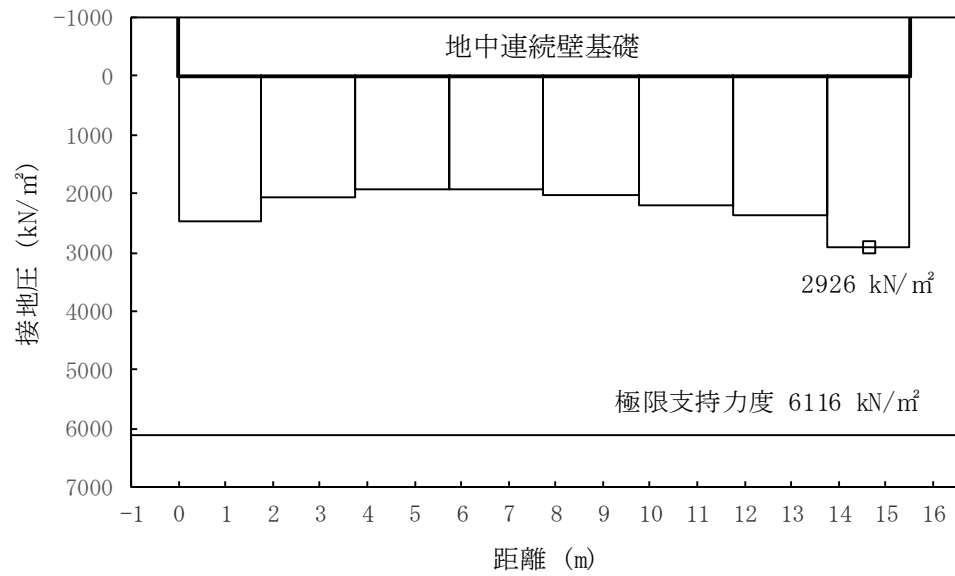


図 5.1-15 (34) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V-])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



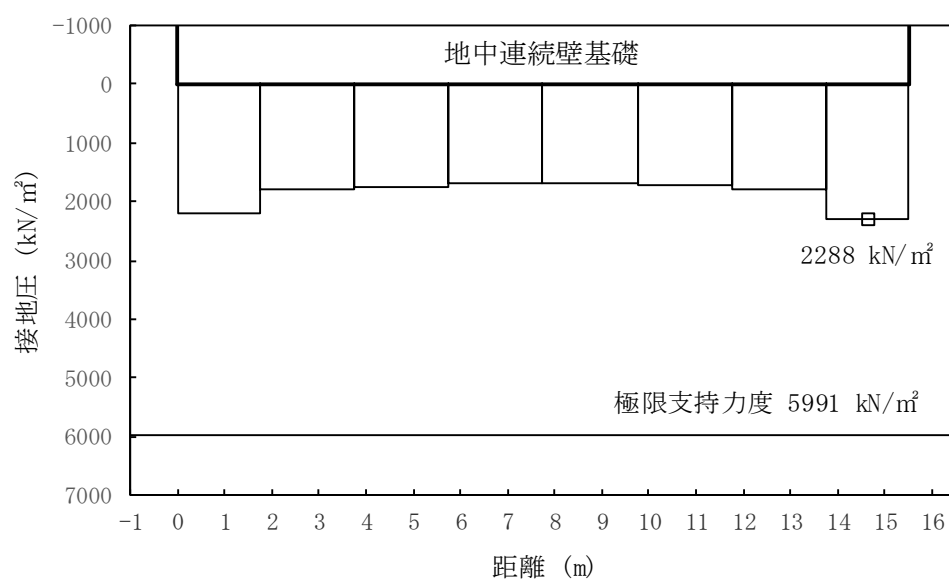


図 5.1-16 (1) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

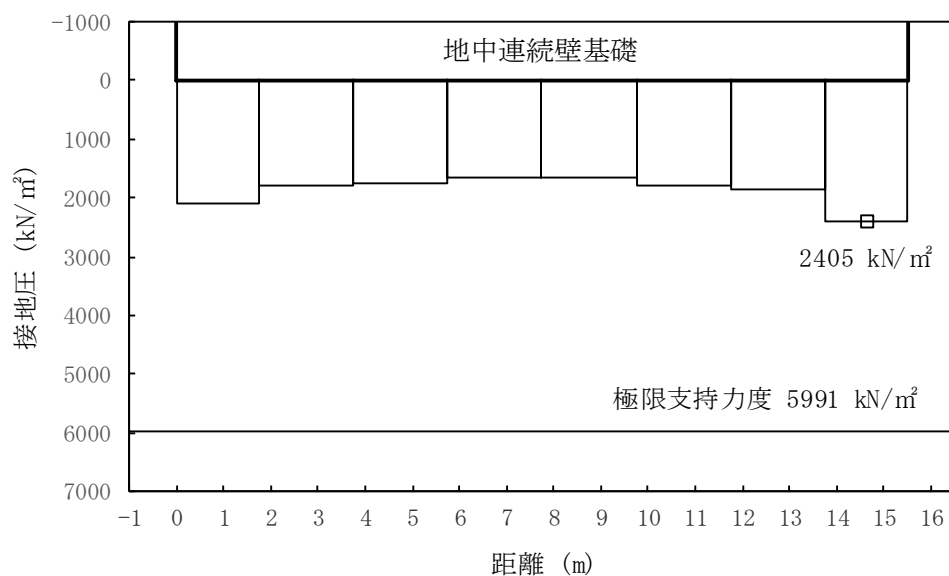


図 5.1-16 (2) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



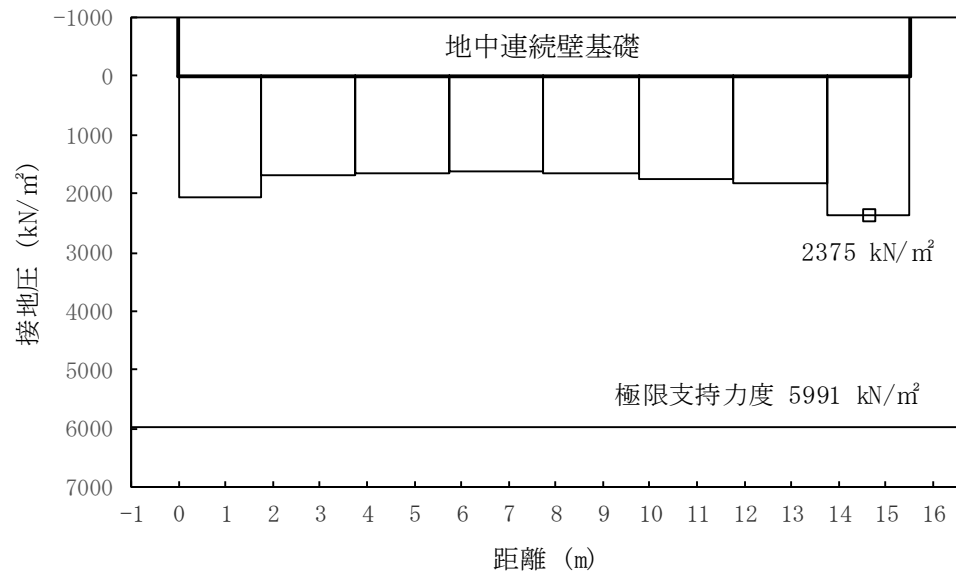


図 5.1-16 (3) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])

(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)

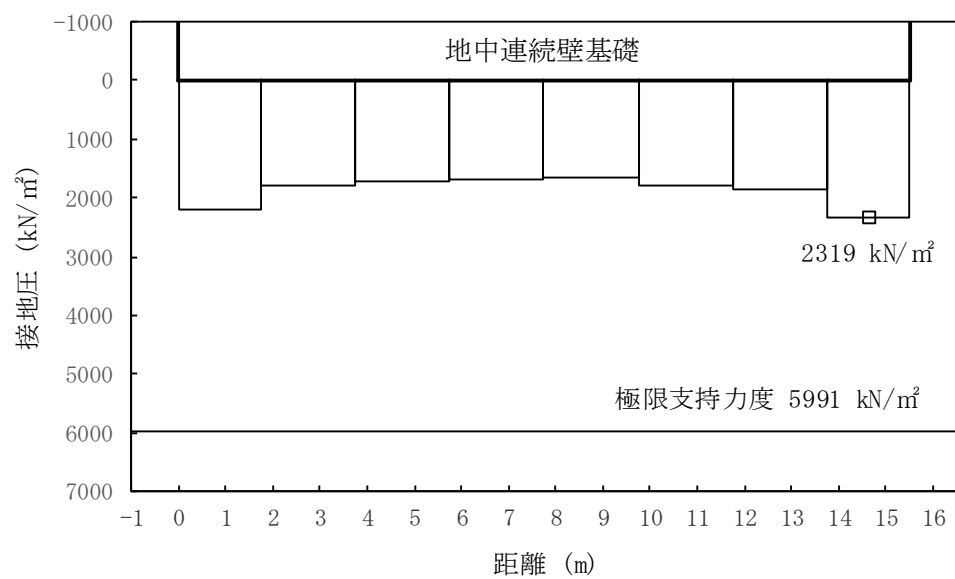


図 5.1-16 (4) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])

(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)



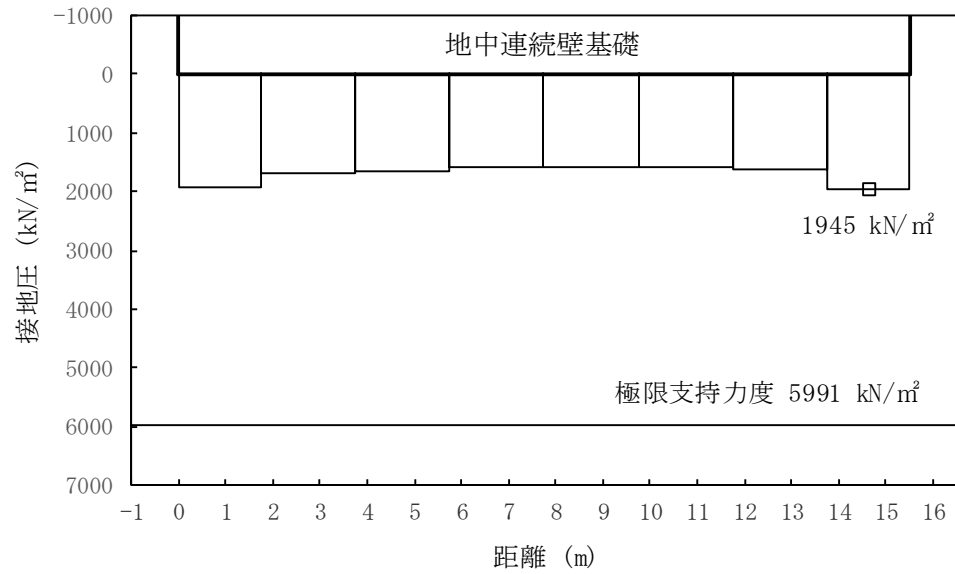


図 5.1-16 (5) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )

(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)

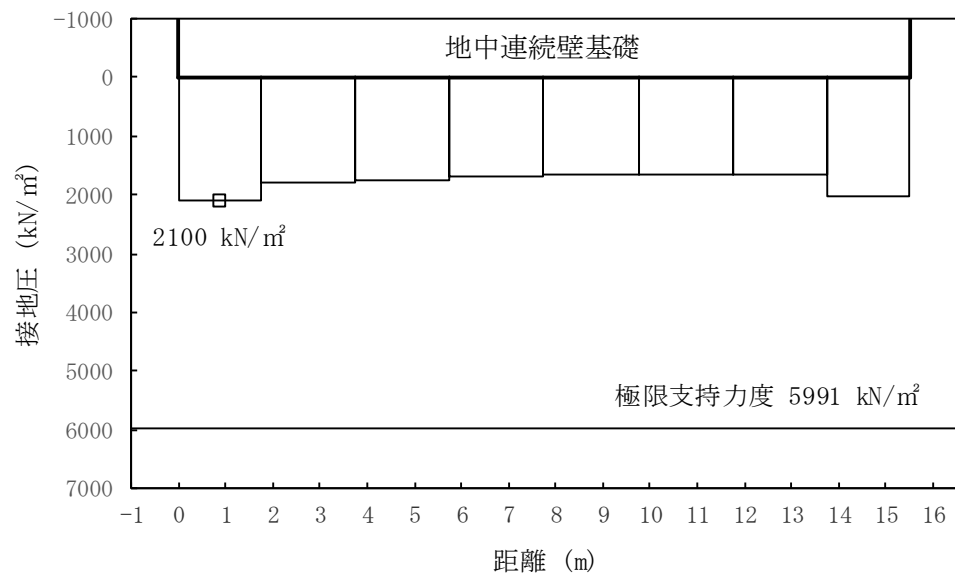


図 5.1-16 (6) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )

(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)



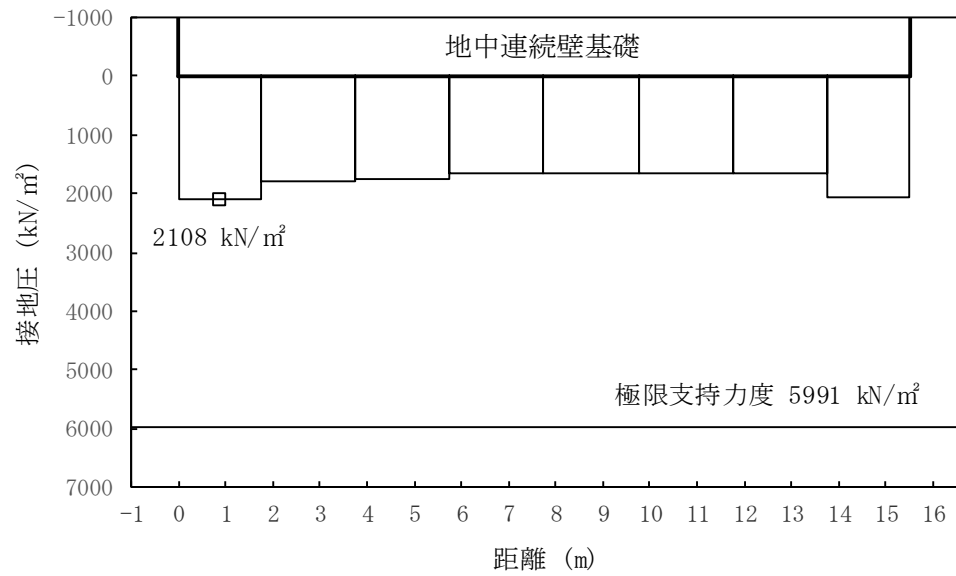


図 5.1-16 (7) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )

(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)

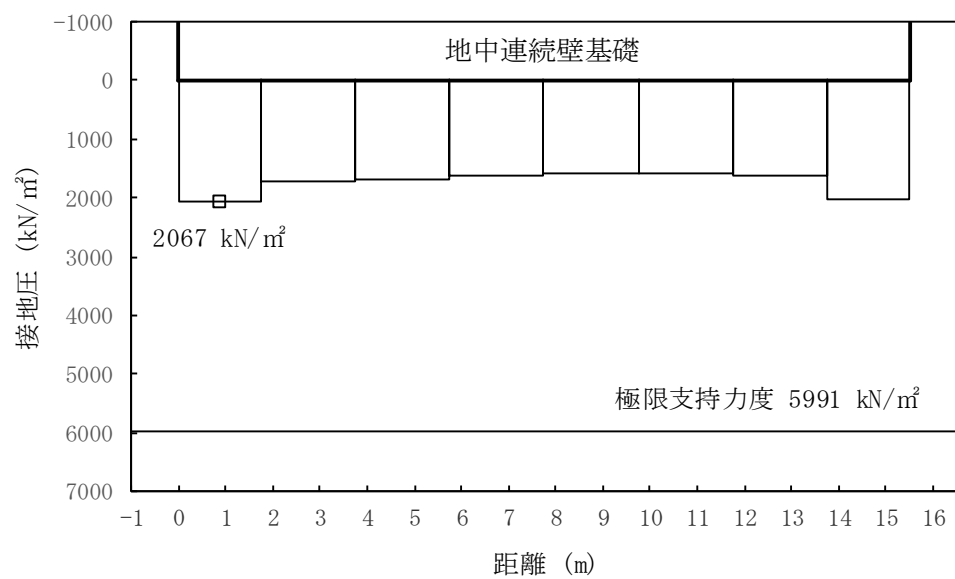


図 5.1-16 (8) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )

(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)



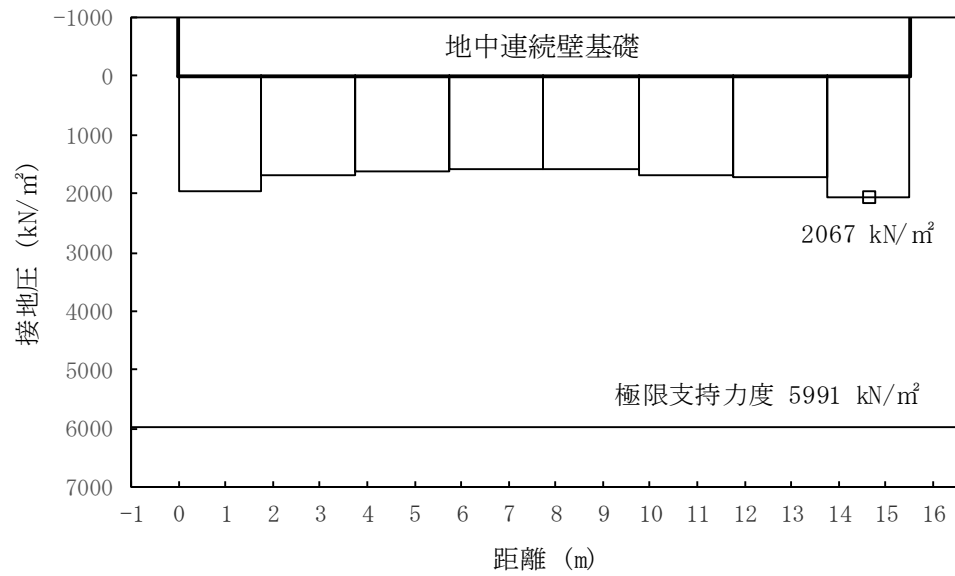


図 5.1-16 (9) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )

(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)

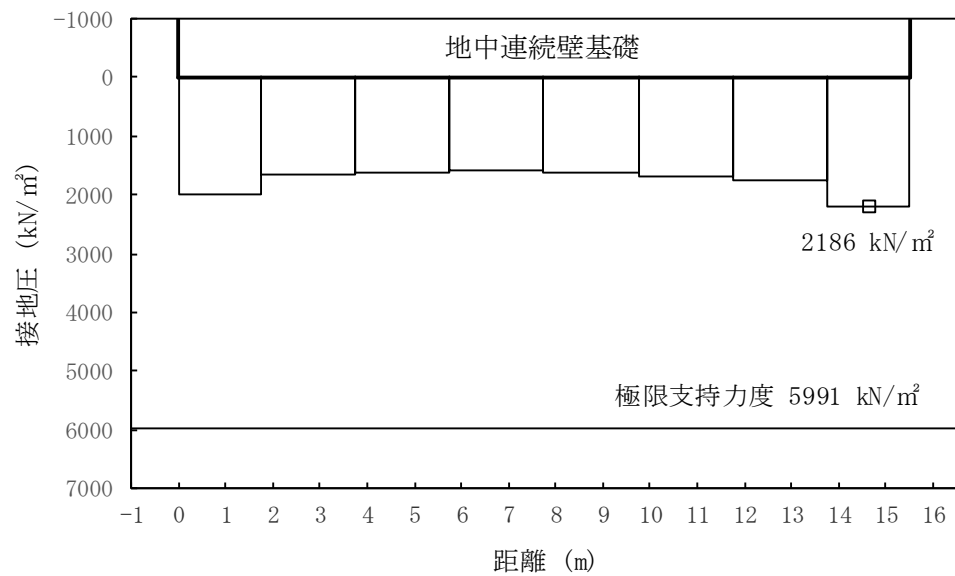


図 5.1-16 (10) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )

(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)



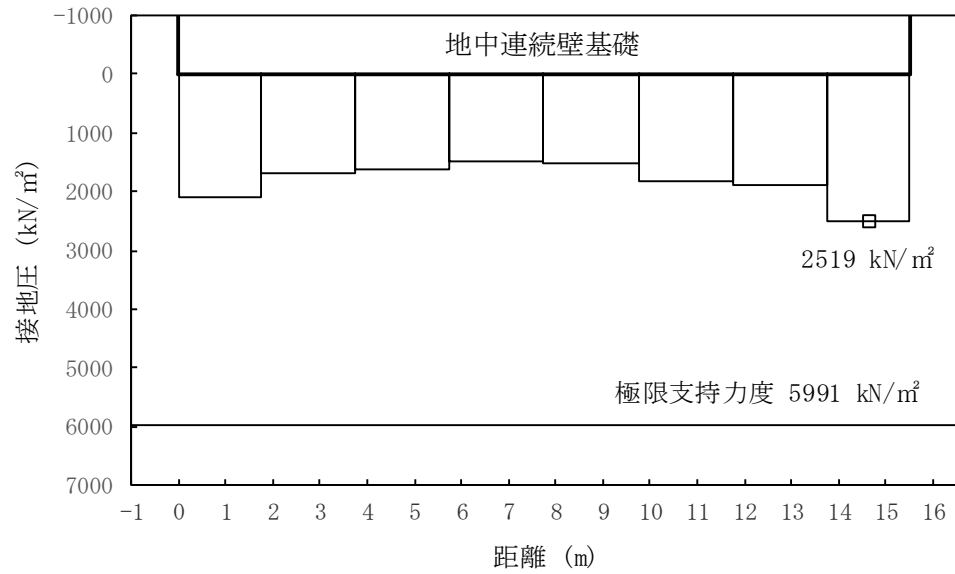


図 5.1-16 (11) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

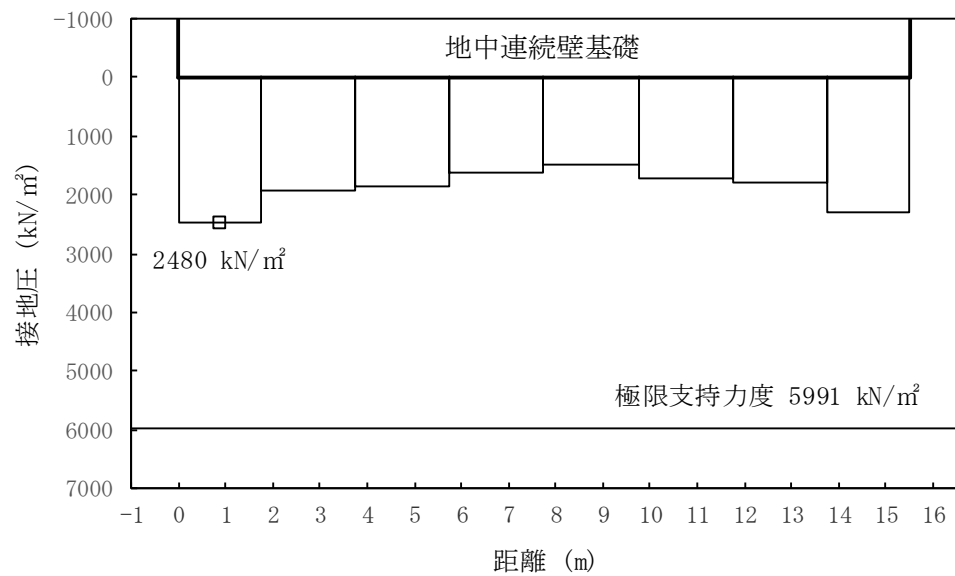


図 5.1-16 (12) ③-③断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



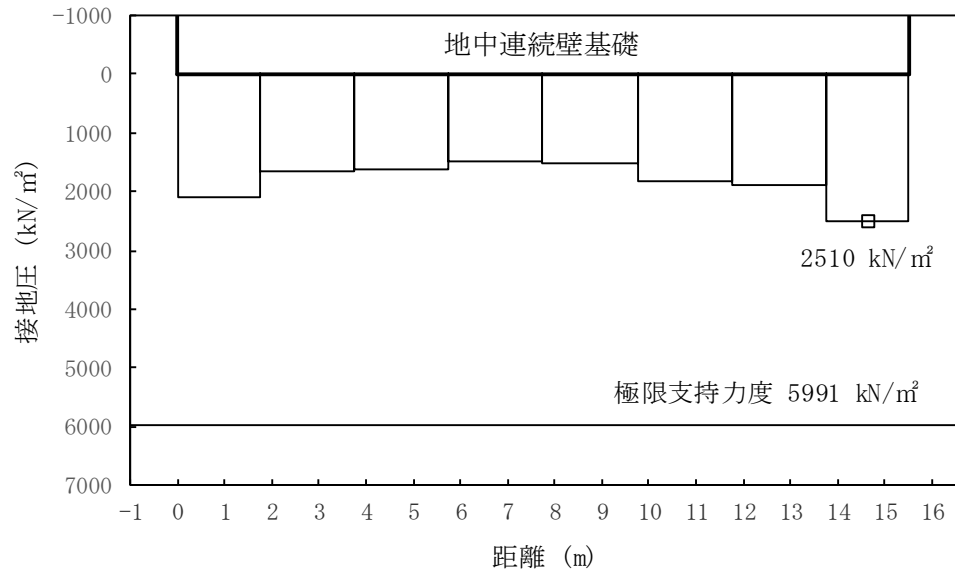


図 5.1-16 (13) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)

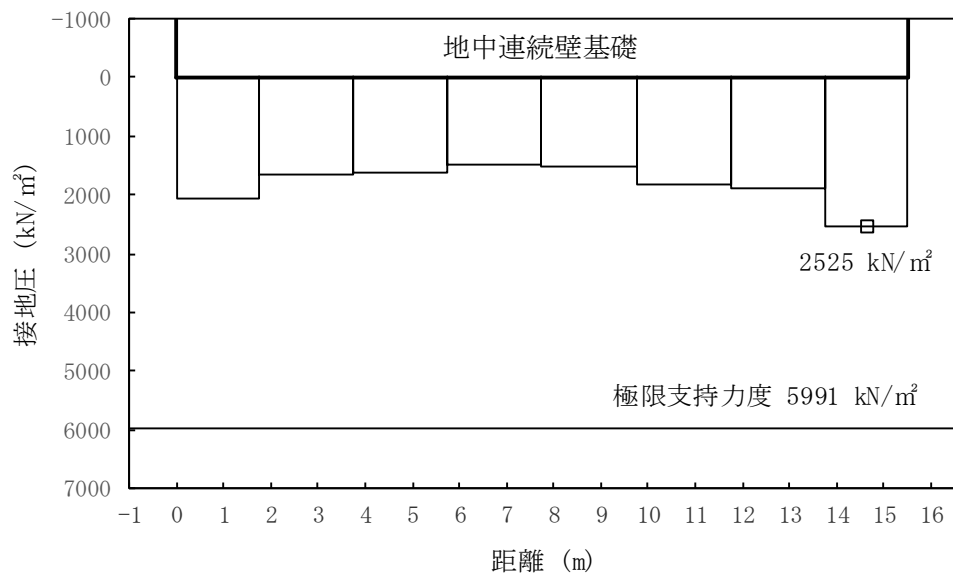


図 5.1-16 (14) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)



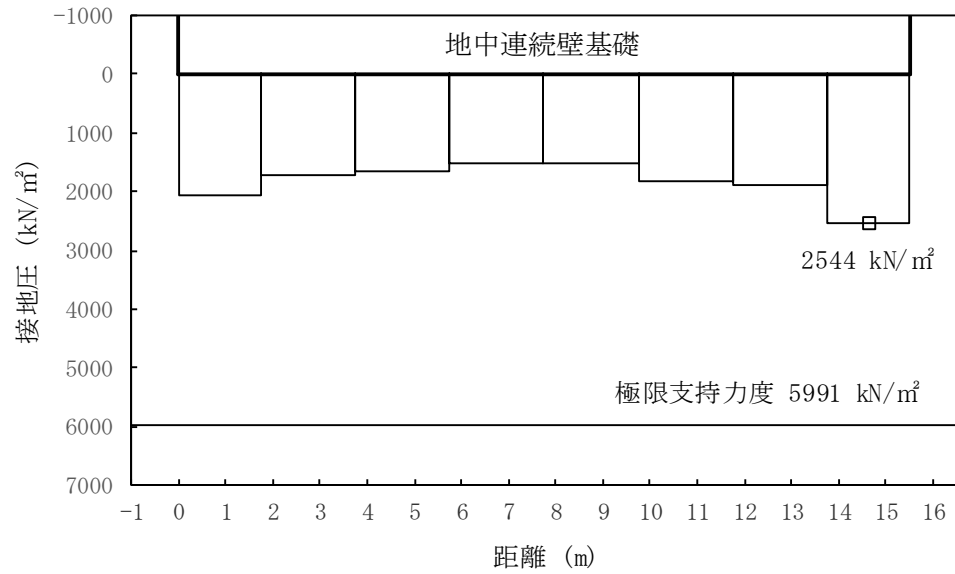


図 5.1-16(15) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

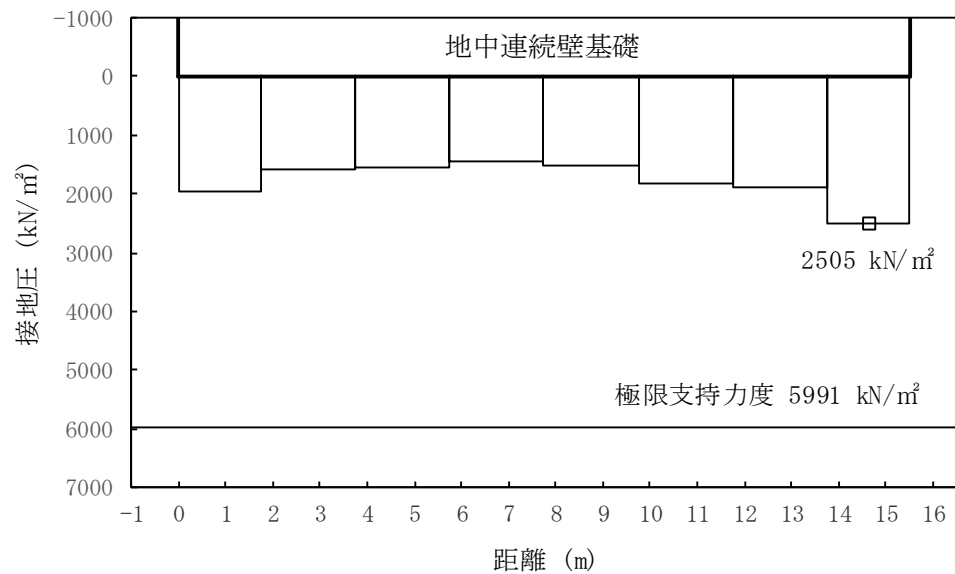


図 5.1-16 (16) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])  
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



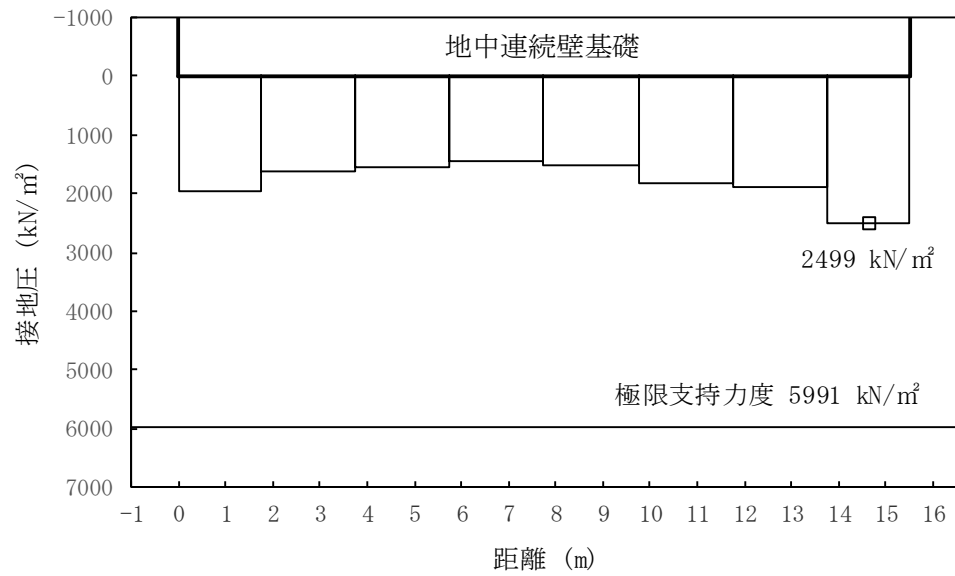


図 5.1-16 (17) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



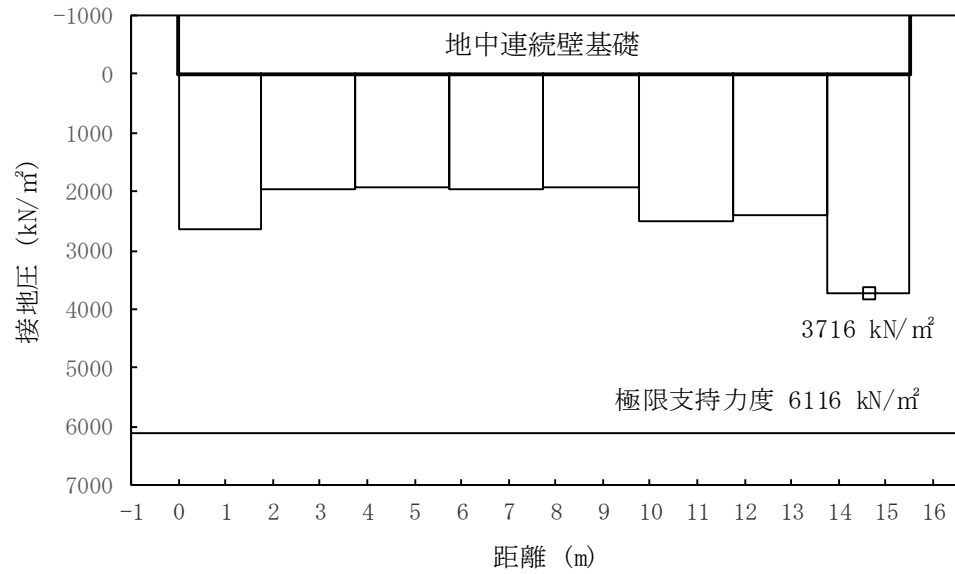


図 5.1-17 (1) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

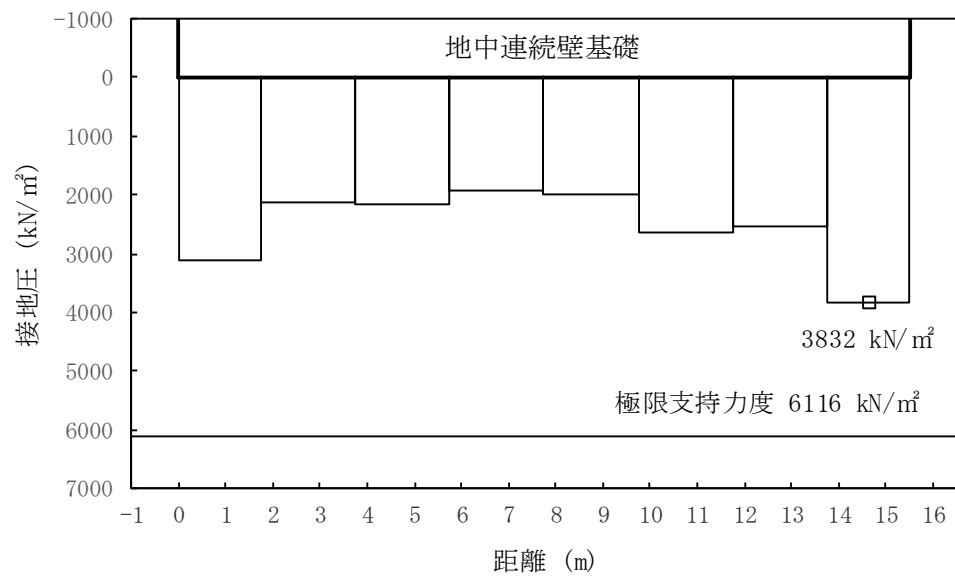


図 5.1-17 (2) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



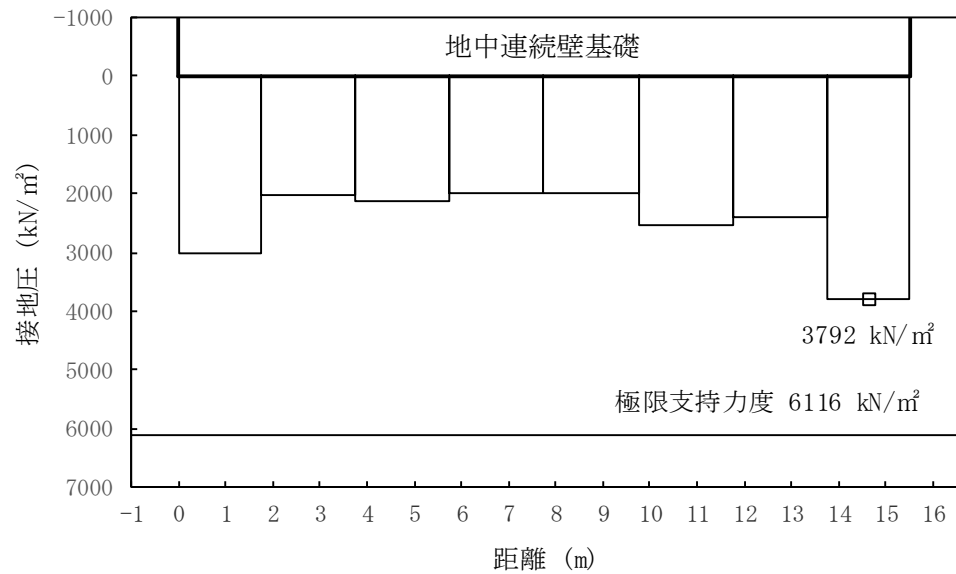


図 5.1-17 (3) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])

(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)

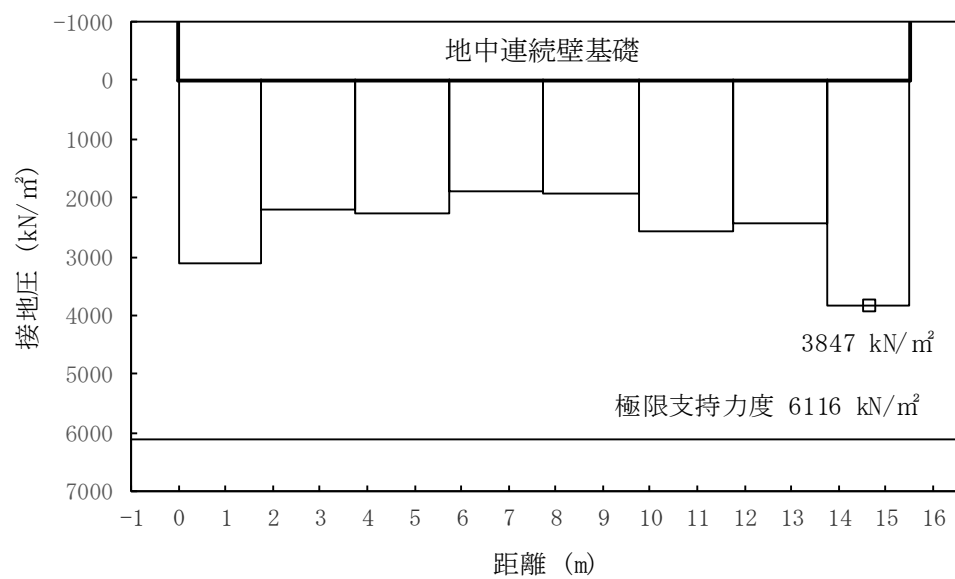


図 5.1-17 (4) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])

(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)



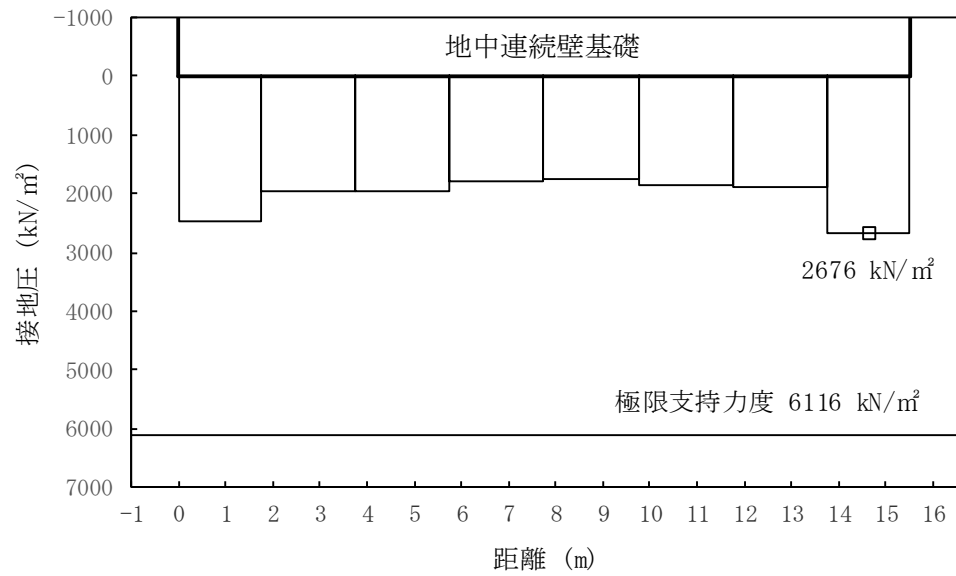


図 5.1-17 (5) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-1 1)

(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)

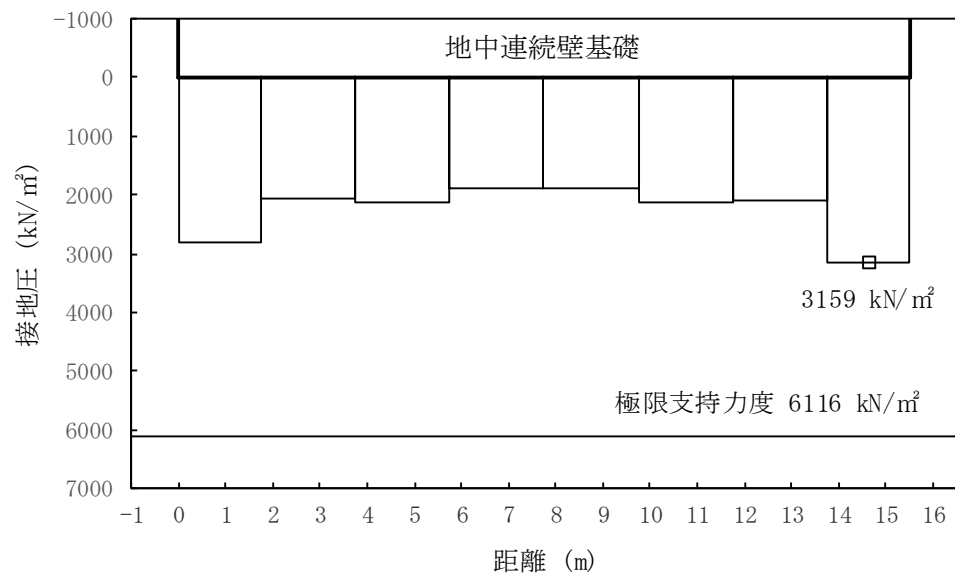


図 5.1-17 (6) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-1 2)

(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)



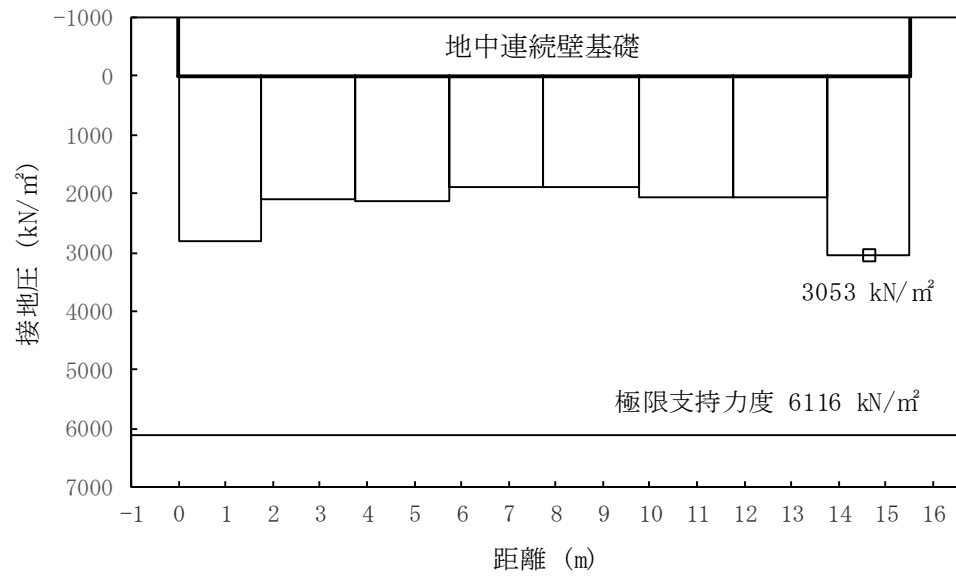


図 5.1-17 (7) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-13)

(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)

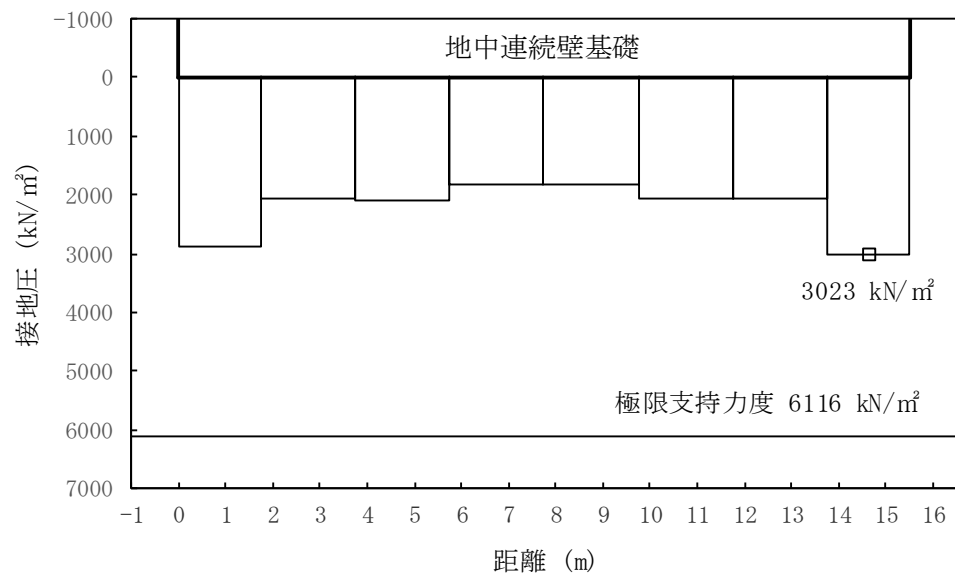


図 5.1-17 (8) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-14)

(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)



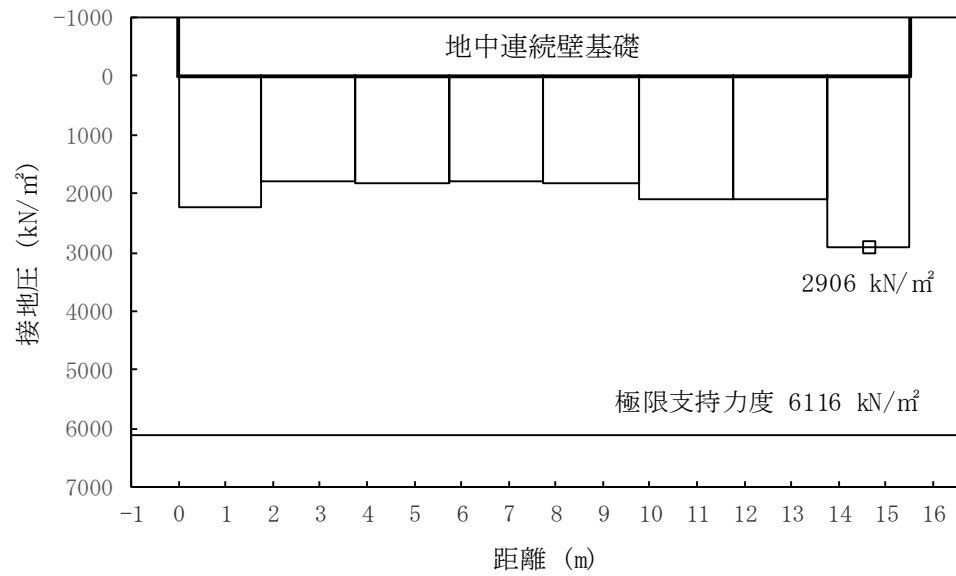


図 5.1-17 (9) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )

(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)

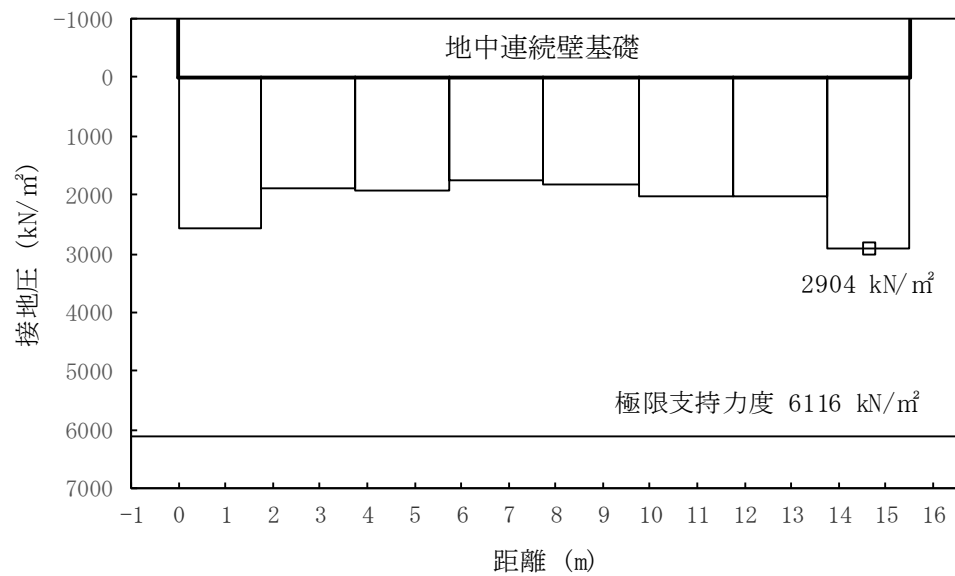


図 5.1-17 (10) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )

(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)



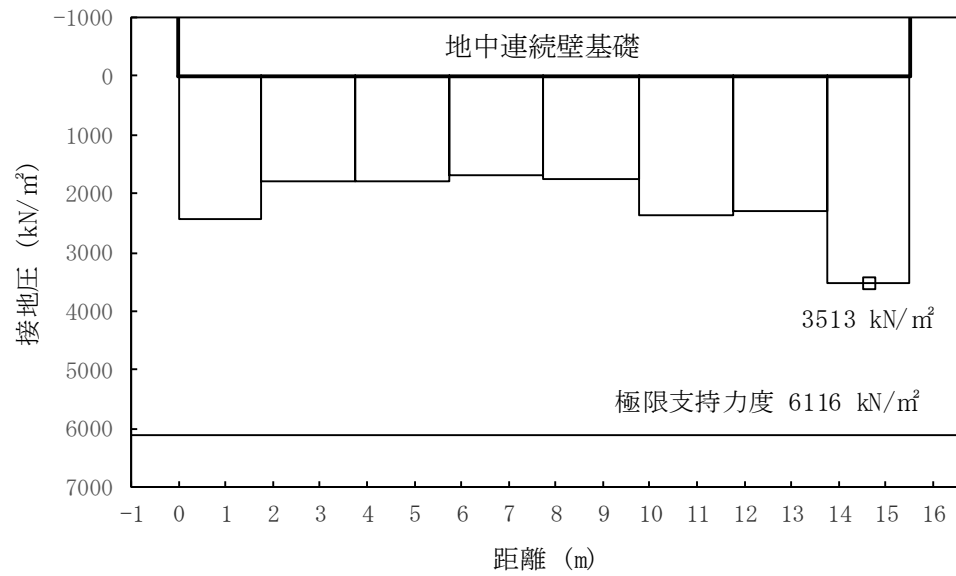


図 5.1-17 (11) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])

(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)

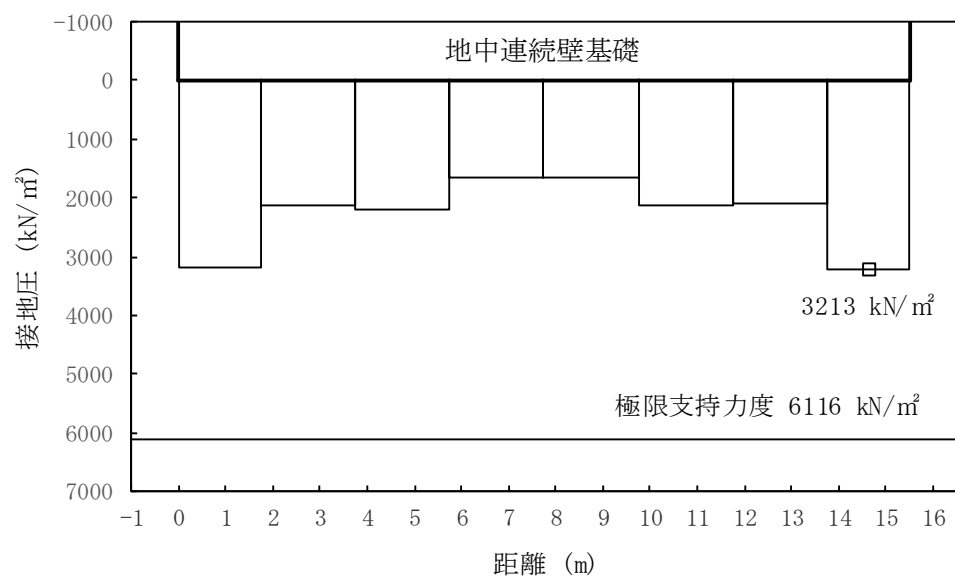


図 5.1-17 (12) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])

(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)



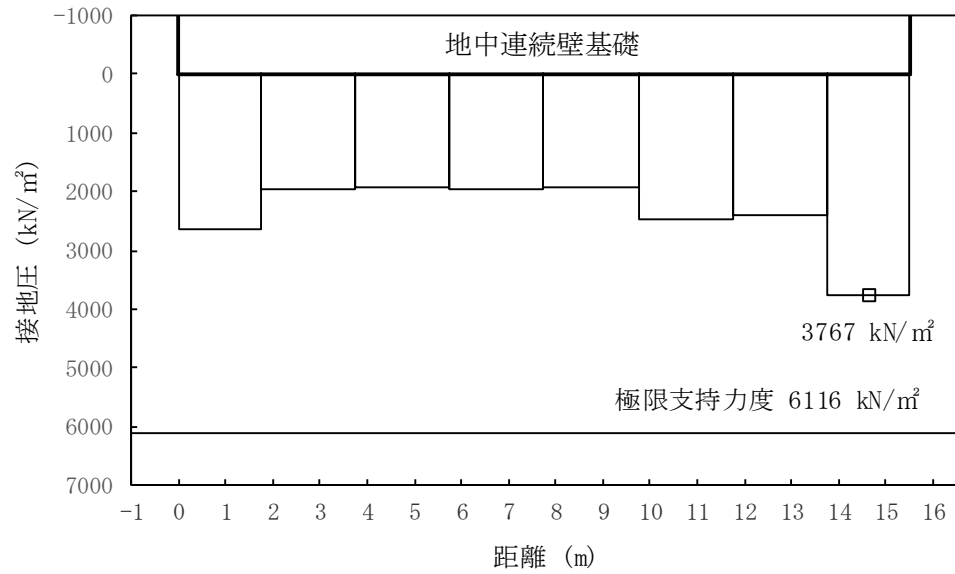


図 5.1-17 (13) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)

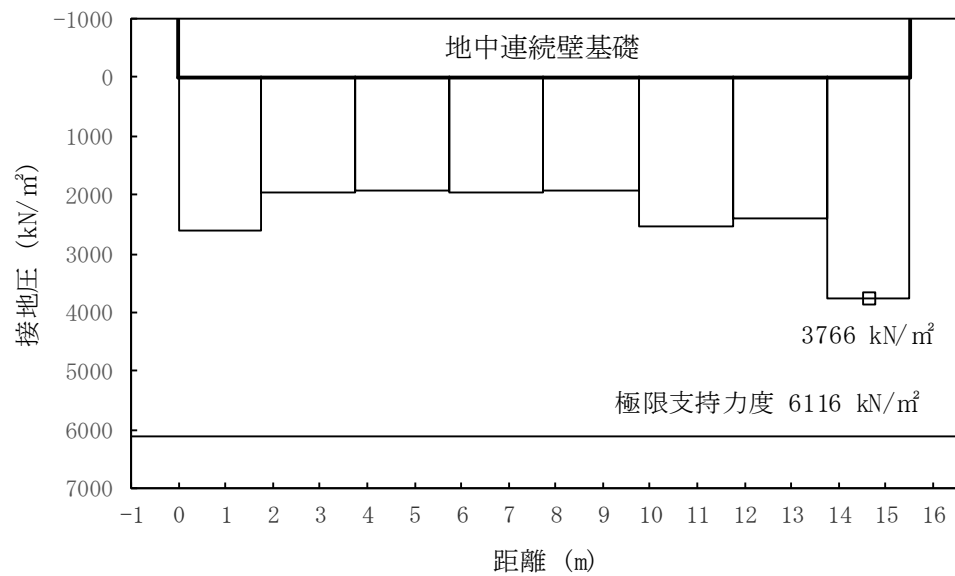


図 5.1-17 (14) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)



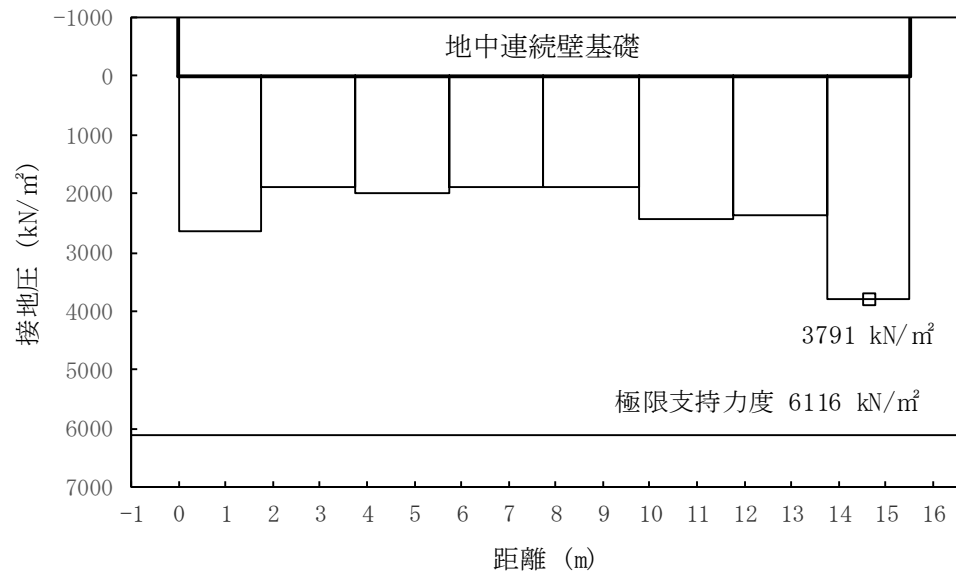


図 5.1-17 (15) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

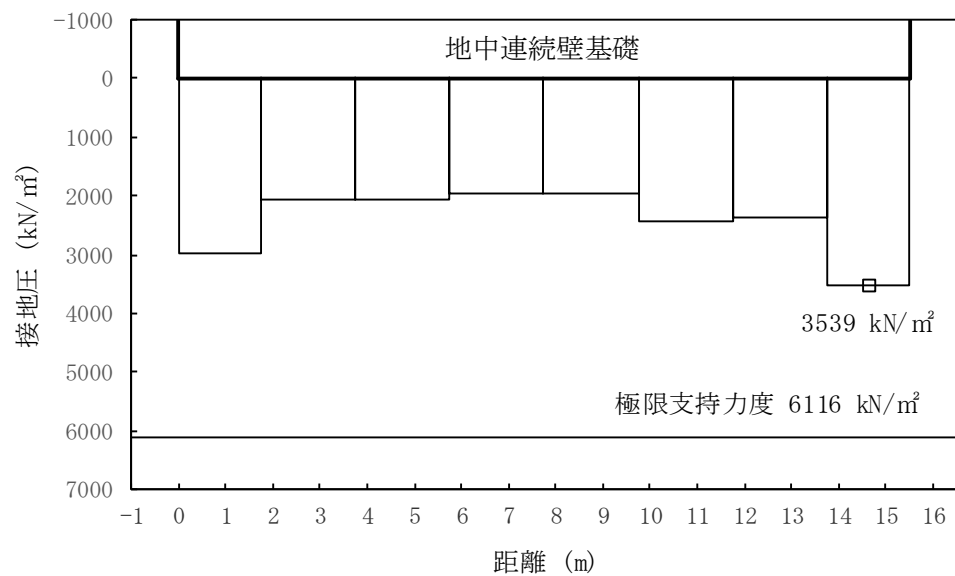


図 5.1-17 (16) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



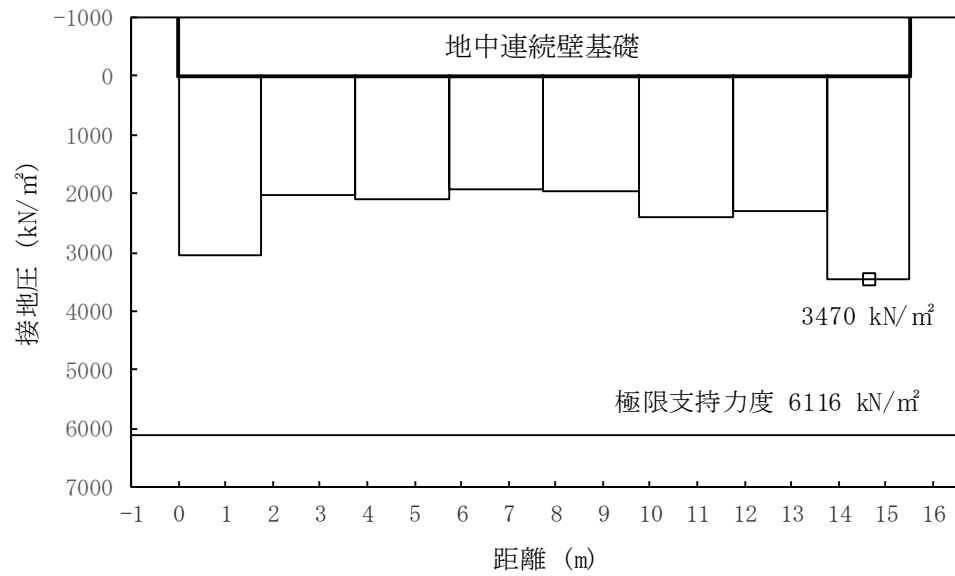


図 5.1-17 (17) ②-②断面地盤の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



## 5.2 鋼製防護壁（上部構造）

### 5.2.1 上部構造の地震応答解析結果

鋼製防護壁上部工の地震応答解析は、入力地震動としての南北基礎天端の時刻歴応答から、南北基礎天端の相対変位が最大となるケースを抽出する。検討ケース（基本ケース）①の中から選定した地震動について、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④について応力照査を実施する。なお、アンカーボルトの設計用断面力は、検討ケース（基本ケース）①も含めて抽出する。

軸方向（①－①断面）については、水平方向の基礎天端変位、南北基礎の相対変位の絶対値が最大となり、地震動の継続時間も比較的長い  $S_s - D1 [H+, V+]$  を選定する。南北基礎の相対変位一覧を表 5.2-1 に、基礎天端への入力波形を図 5.2-1 に示す。

軸直交方向（②－②断面、③－③断面）については、南北基礎の相対水平変位の絶対値が最大となり、地震動の継続時間も比較的長い  $S_s - D1 [H-, V+]$  を選定する。南北基礎の相対変位一覧を表 5.2-2 に、基礎天端への入力波形を図 5.2-2 に示す。

軸直交方向への水平回転成分を考慮するための静的解析に用いる水平震度は、上記で選定した地震動における南北基礎の最大値より算定することで保守性に配慮している。設定した設計水平深度を表 5.2-3 に示す。

鋼製防護壁上部構造の基準地震動  $S_s$  による照査用断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 5.2-3 に示す。



表 5.2-1 鋼製防護壁の地震応答解析結果（相対変位比較，①-①断面）

検討 ケース	地震動	位相	水平相対変位 (mm)		鉛直相対変位 (mm)	
			最大	最小	最大	最小
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V+]	2.6	-4.3	20.1	-20.8
		[H+, V-]	3.0	-4.2	21.6	-19.1
		[H-, V+]	3.4	-3.7	14.4	-24.0
		[H-, V-]	3.7	-3.7	15.6	-23.4
	S <sub>s</sub> -11	[H+, V+]	1.2	-3.0	12.5	-6.5
	S <sub>s</sub> -12	[H+, V+]	2.3	-3.8	15.5	-8.3
	S <sub>s</sub> -13	[H+, V+]	1.9	-3.7	13.3	-9.5
	S <sub>s</sub> -14	[H+, V+]	1.3	-2.9	9.8	-8.4
	S <sub>s</sub> -21	[H+, V+]	2.1	-2.8	10.1	-14.4
	S <sub>s</sub> -22	[H+, V+]	1.4	-2.9	9.8	-10.5
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	3.9	-3.0	13.4	-26.6
		[H-, V+]	1.9	-3.4	26.4	-17.5
ケース④	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V+]	3.2	-4.6	23.7	-29.2

注記 \*1：水平変位：開き＋，鉛直変位：北上がり＋（回転変位を含む）

\*2：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

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



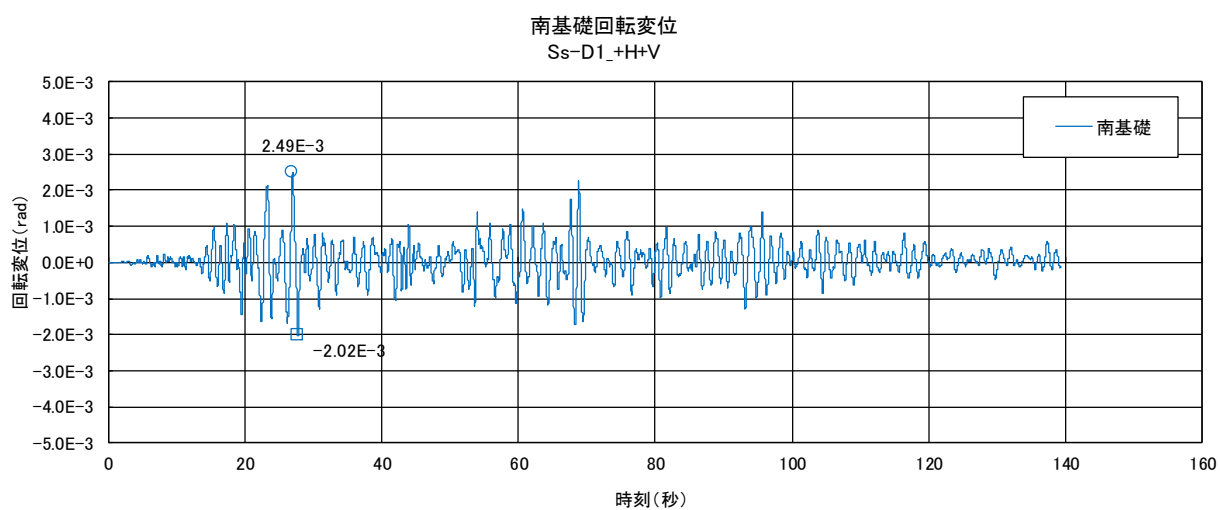
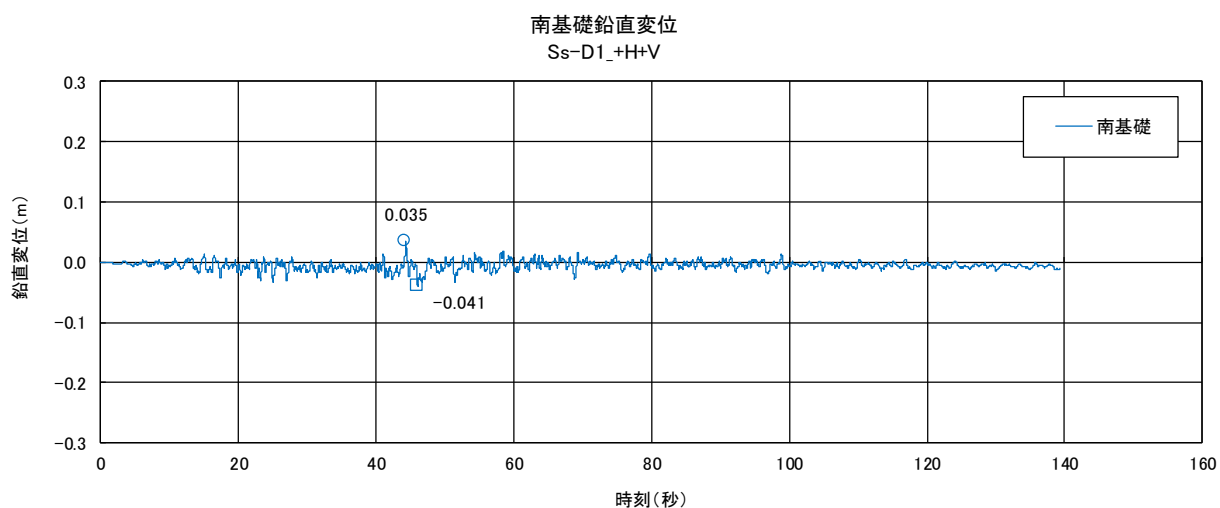
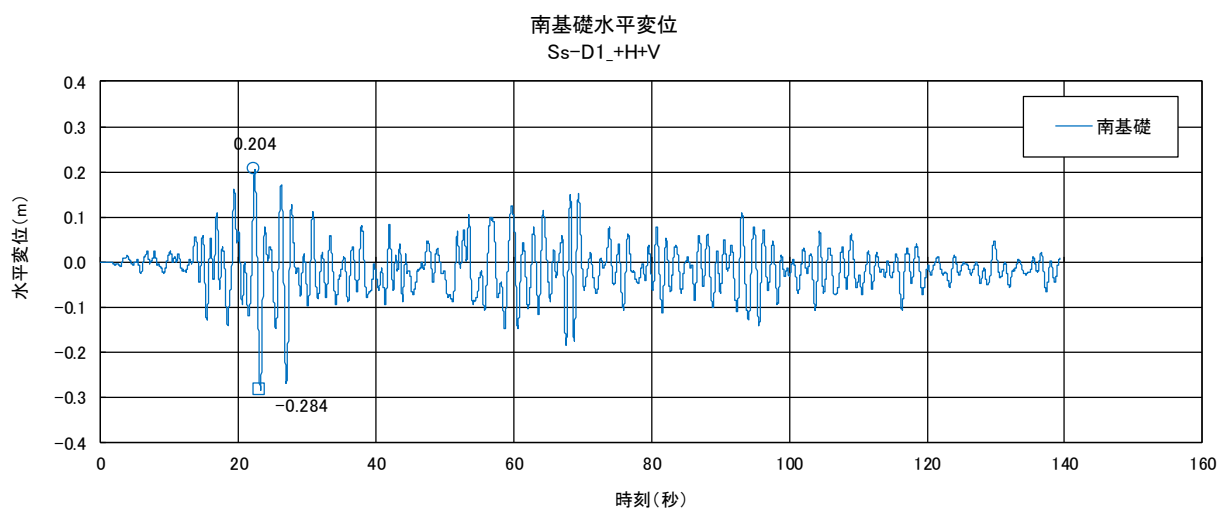


図 5.2-1 (1) ①-①断面南側基礎への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



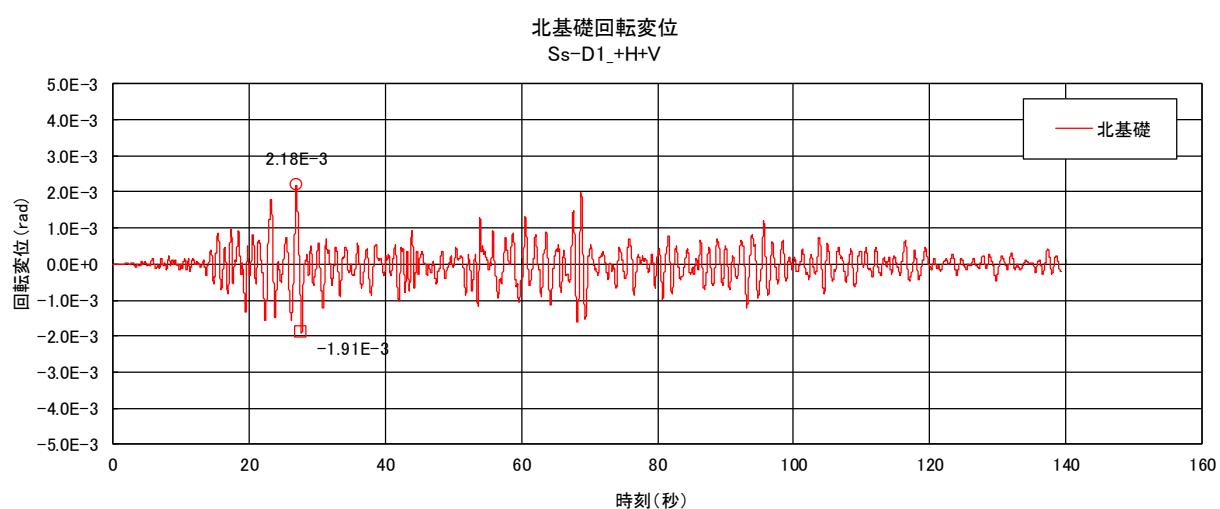
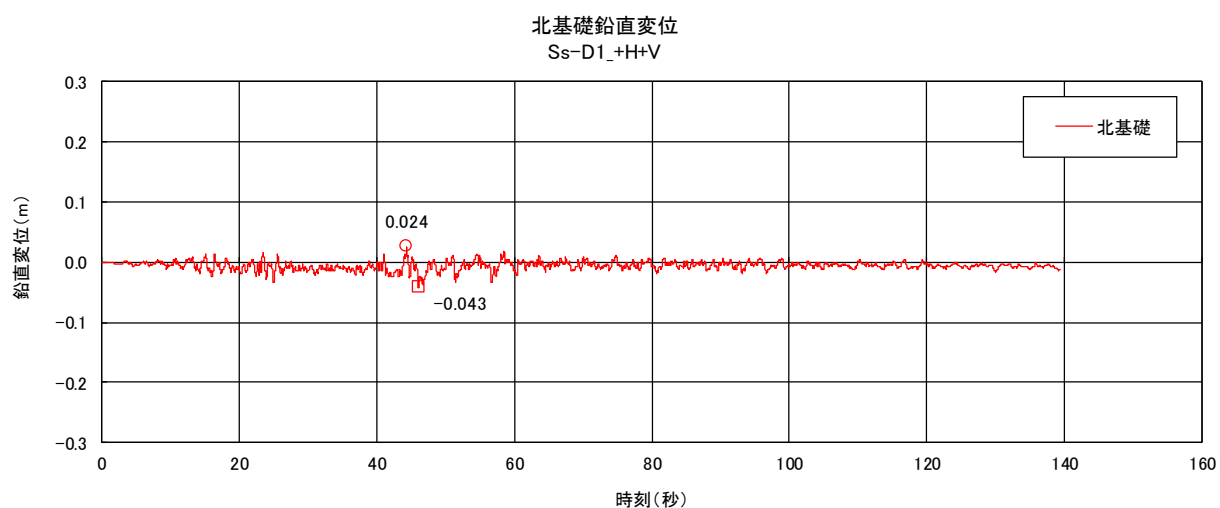
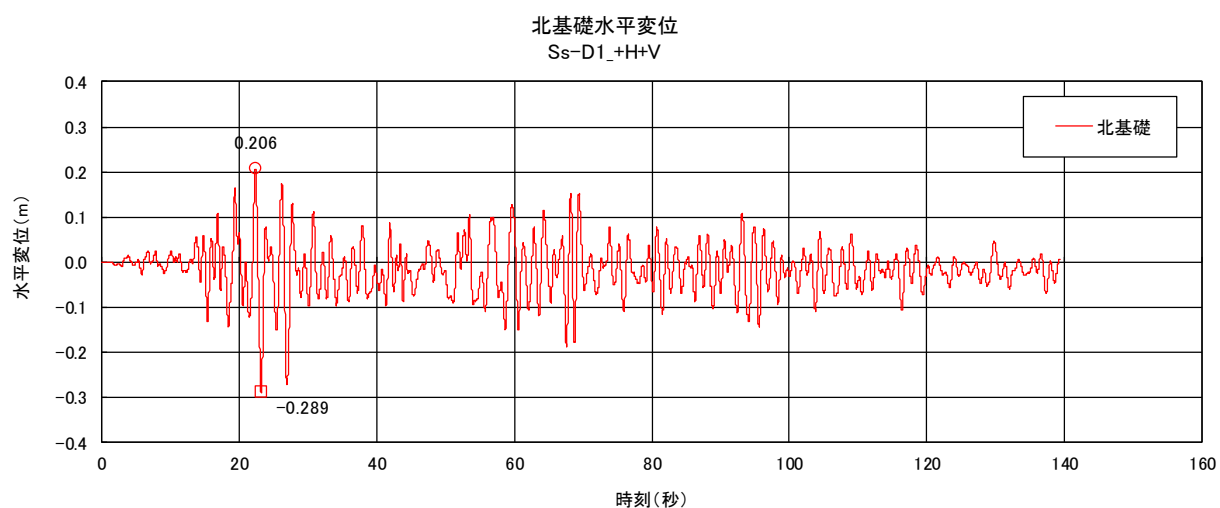


図 5.2-1 (2) ①-①断面北側基礎への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



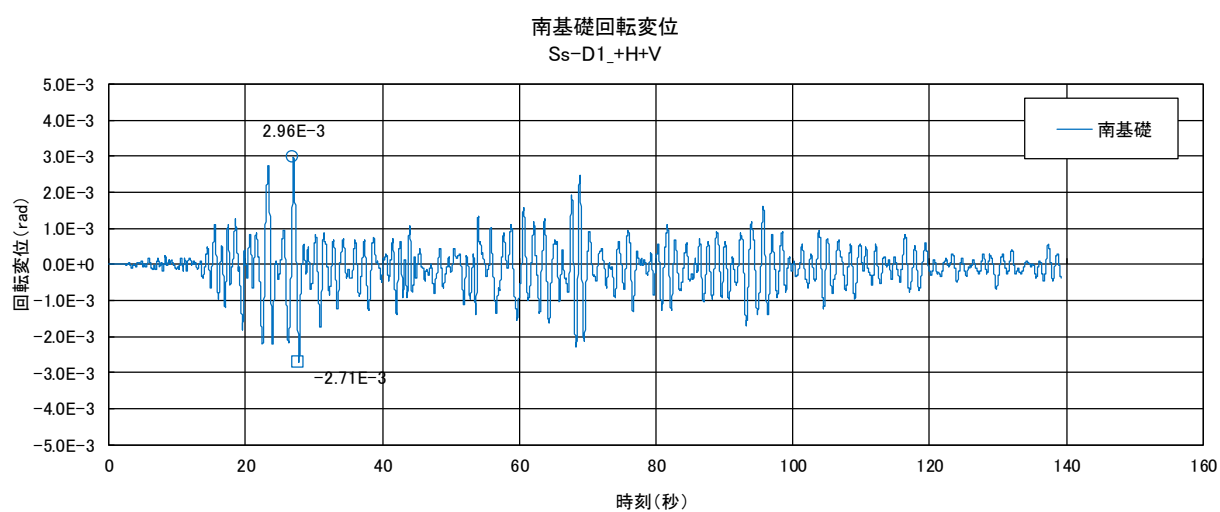
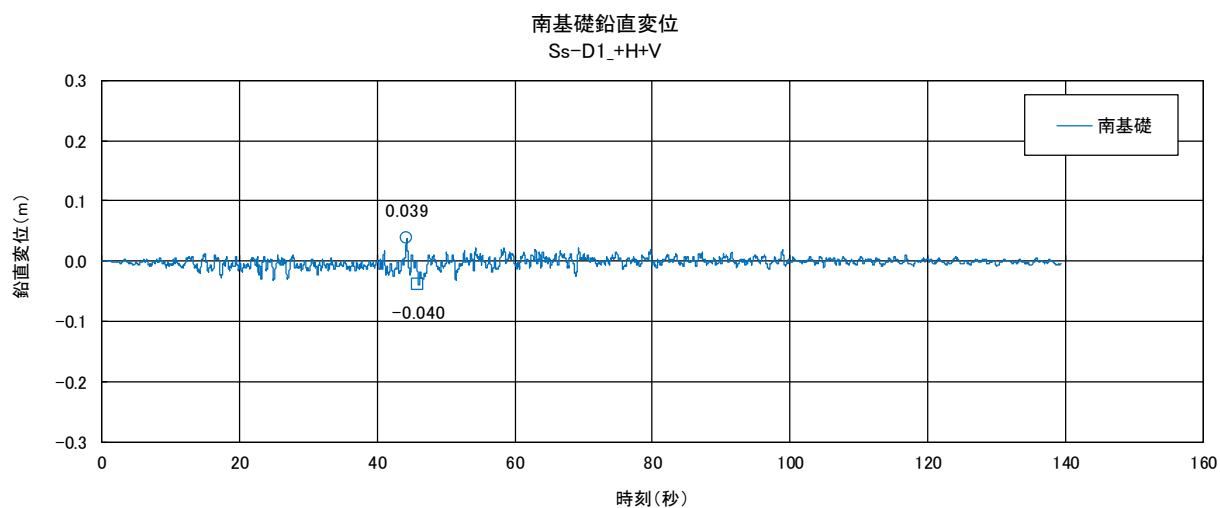
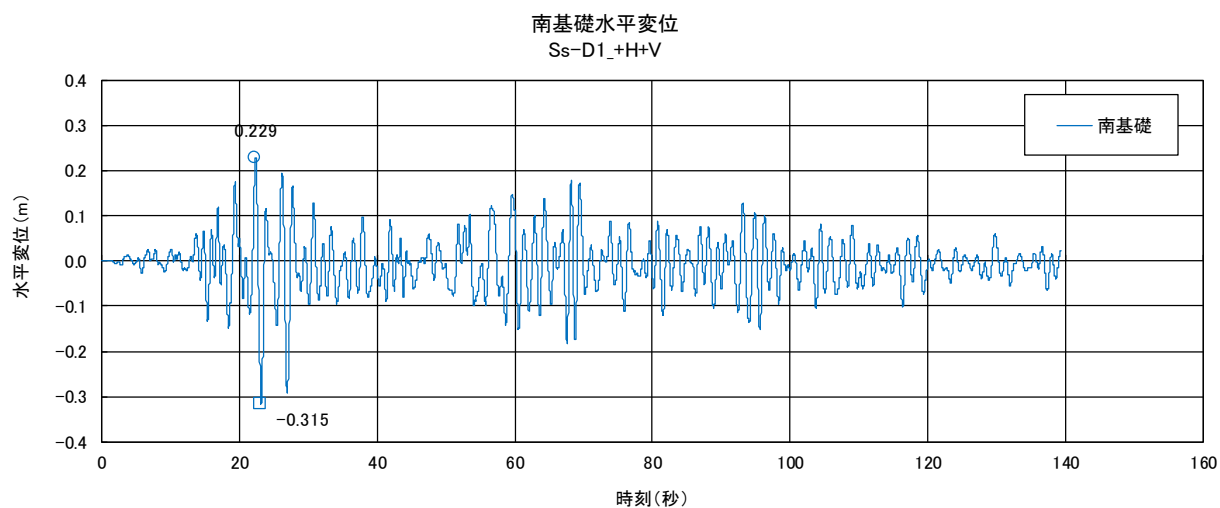


図 5.2-1 (3) ①-①断面南側基礎への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+])

(検討ケース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)



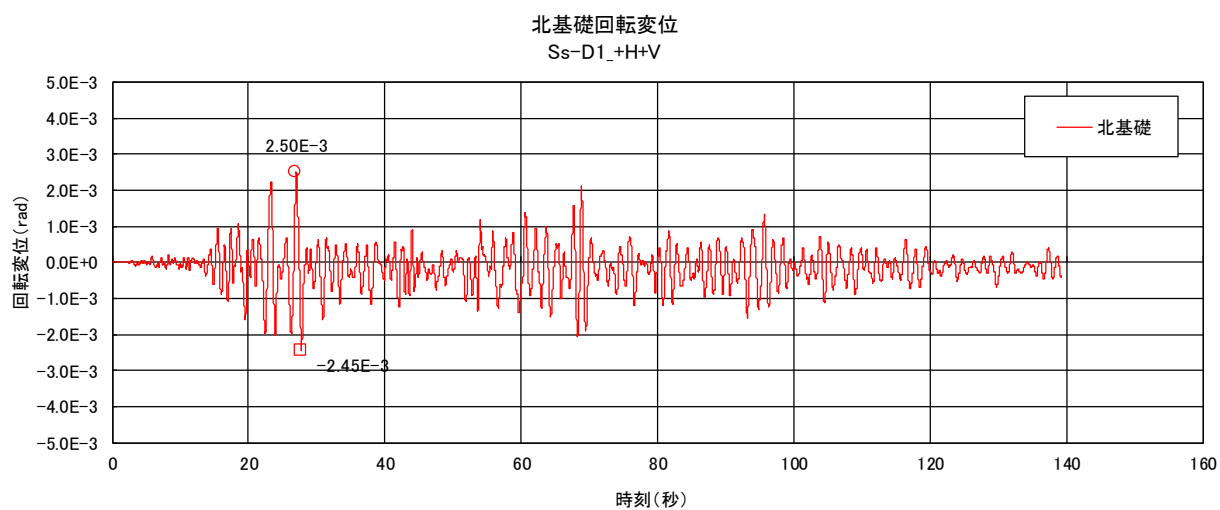
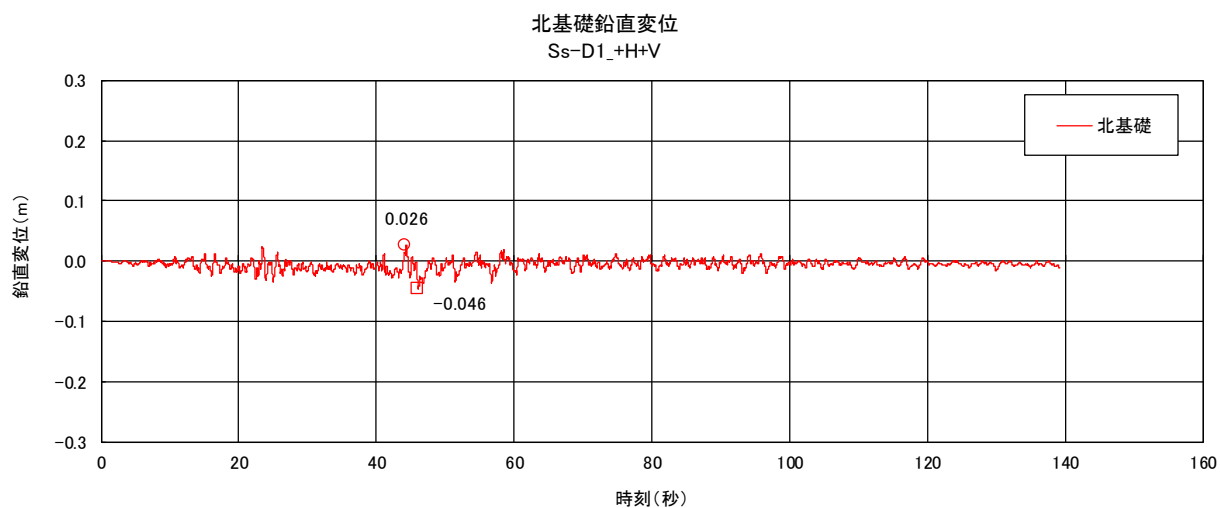
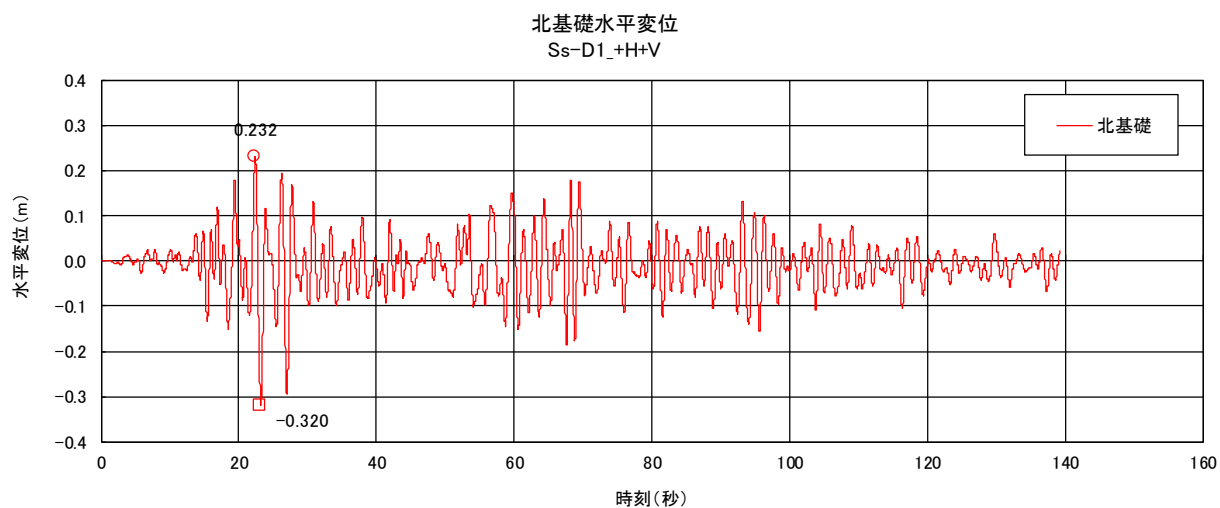


図 5.2-1 (4) ①-①断面北側基礎へ入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+])

(検討ケース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 5.2-2 鋼製防護壁の地震応答解析結果（相対変位比較，②-②断面，③-③断面）

検討 ケース	地震動	位相	水平相対変位 (mm)		鉛直相対変位 (mm)	
			最大	最小	最大	最小
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V+]	265.5	-127.6	0.4	-12.4
		[H+, V-]	257.4	-130.5	0.6	-12.7
		[H-, V+]	298.8	-140.4	0.5	-13.0
		[H-, V-]	295.7	-145.7	0.4	-14.1
	S <sub>s</sub> -11	[H+, V+]	64.5	-51.5	0.9	-7.5
	S <sub>s</sub> -12	[H+, V+]	115.2	-80.7	0.4	-9.7
	S <sub>s</sub> -13	[H+, V+]	102.5	-77.5	0.4	-9.7
	S <sub>s</sub> -14	[H+, V+]	90.5	-69.0	1.4	-8.4
	S <sub>s</sub> -21	[H+, V+]	89.9	-36.5	0.3	-8.8
	S <sub>s</sub> -22	[H+, V+]	95.9	-69.9	0.2	-9.9
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	203.7	-72.8	0.8	-8.5
		[H+, V-]	185.4	-157.9	0.2	-7.5
ケース④	S <sub>s</sub> -D1	[H-, V+]	356.4	-80.7	0.4	-12.0

注記 \*1：水平変位：開き＋，鉛直変位：北上がり＋（回転変位を含む）

\*2：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

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



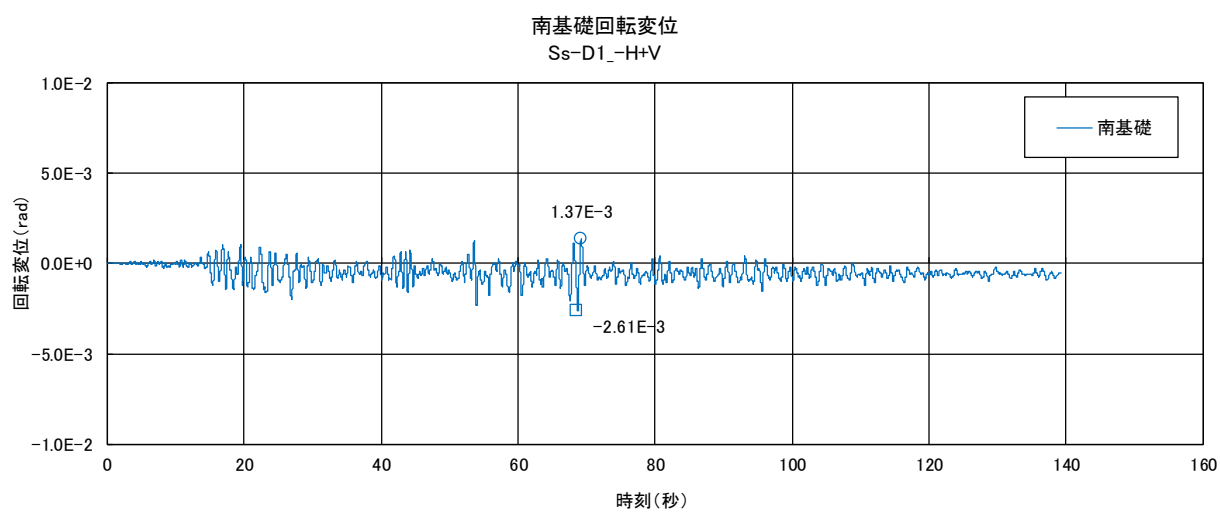
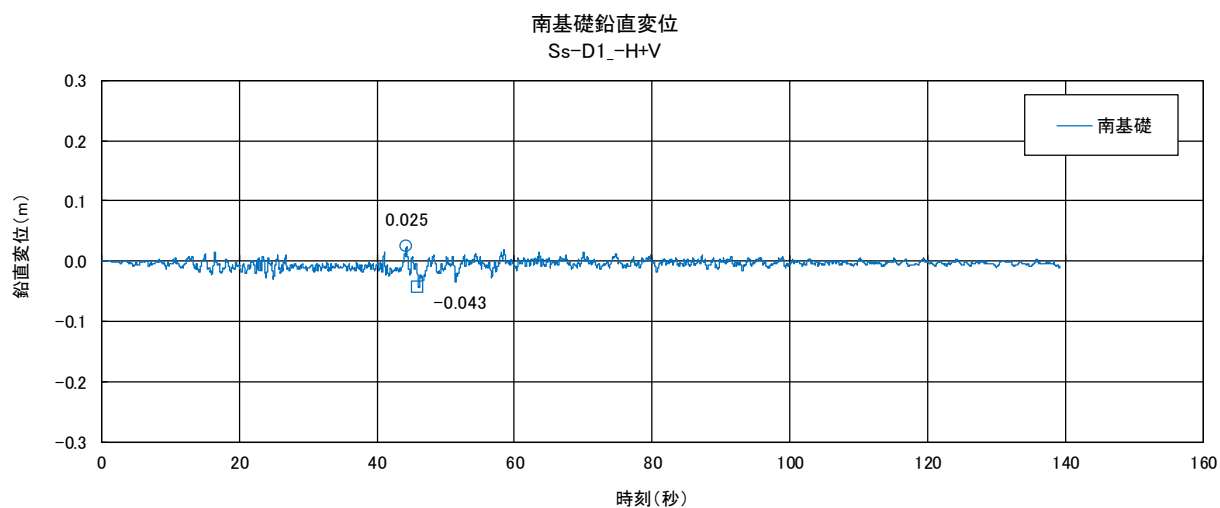
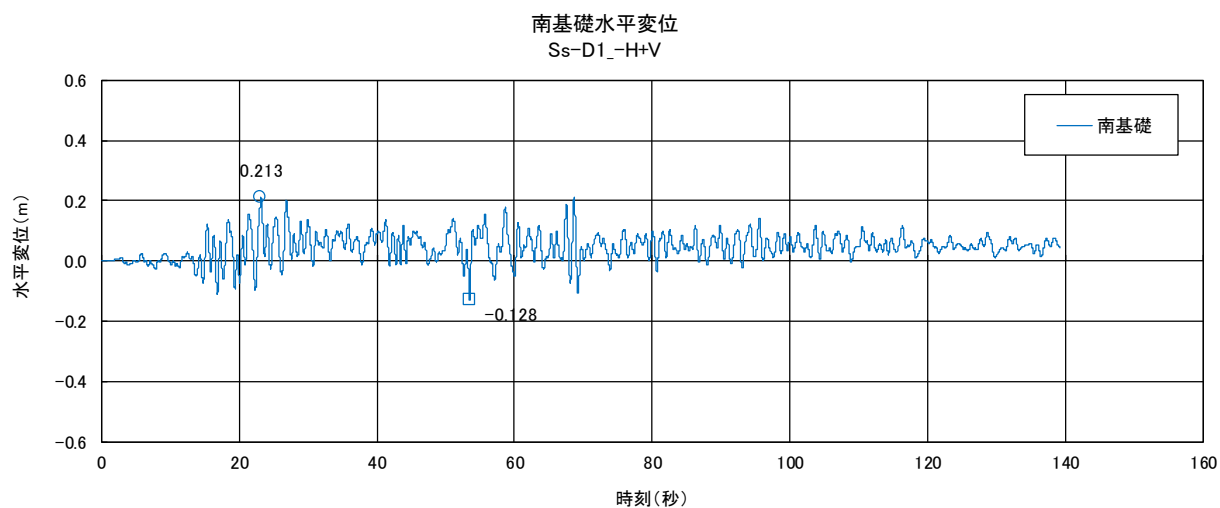


図 5.2-2 (1) ③-③断面への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V+])

(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)



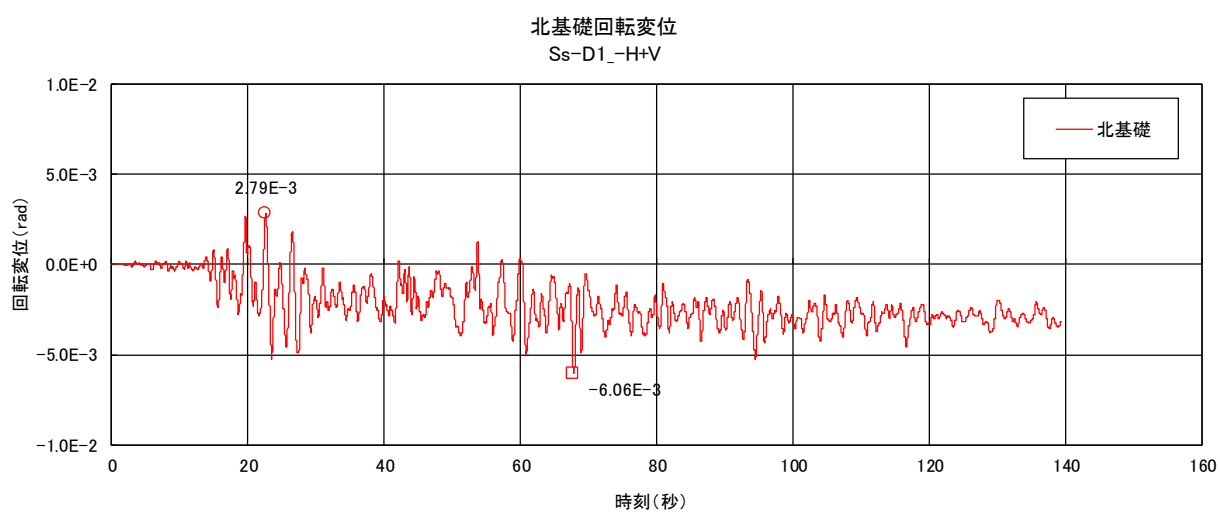
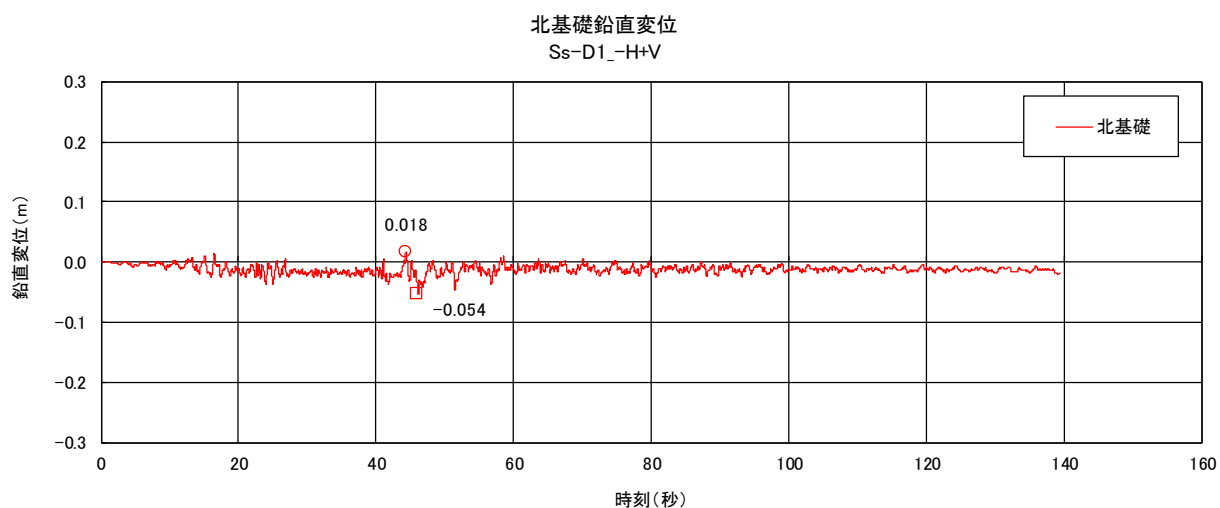
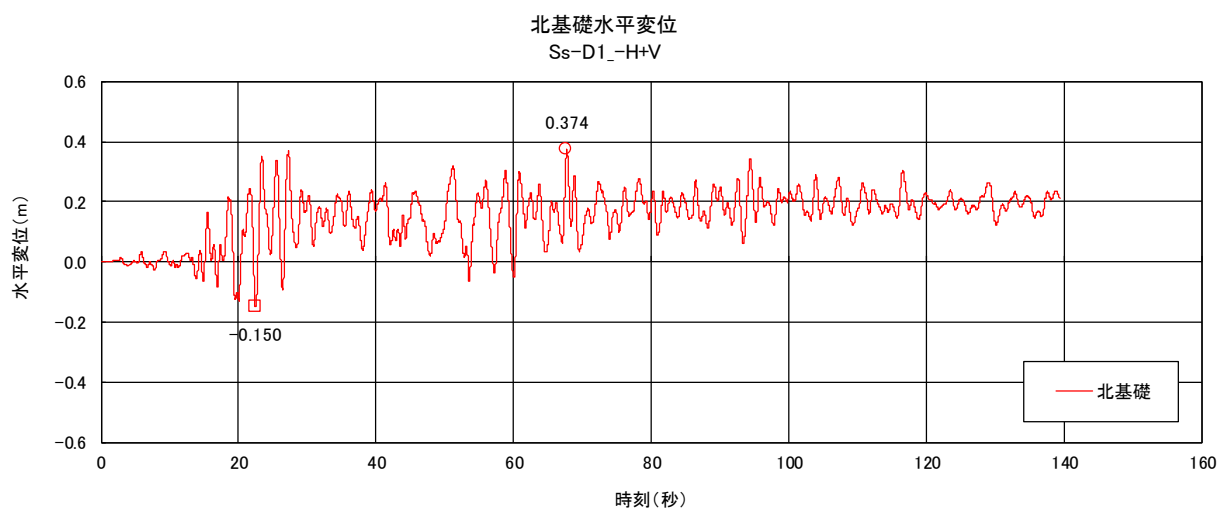


図 5.2-2 (2) ②-②断面への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



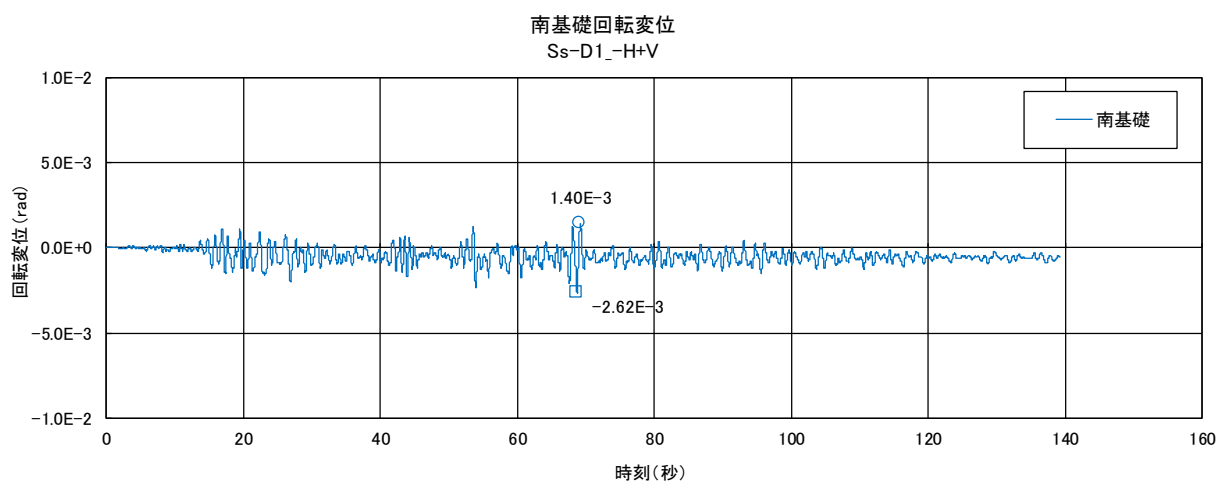
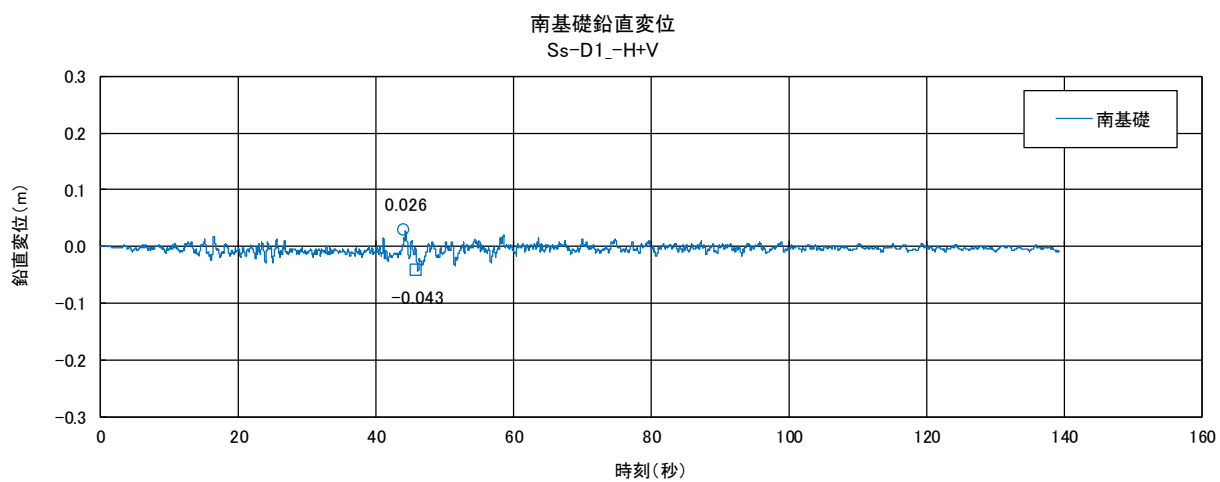
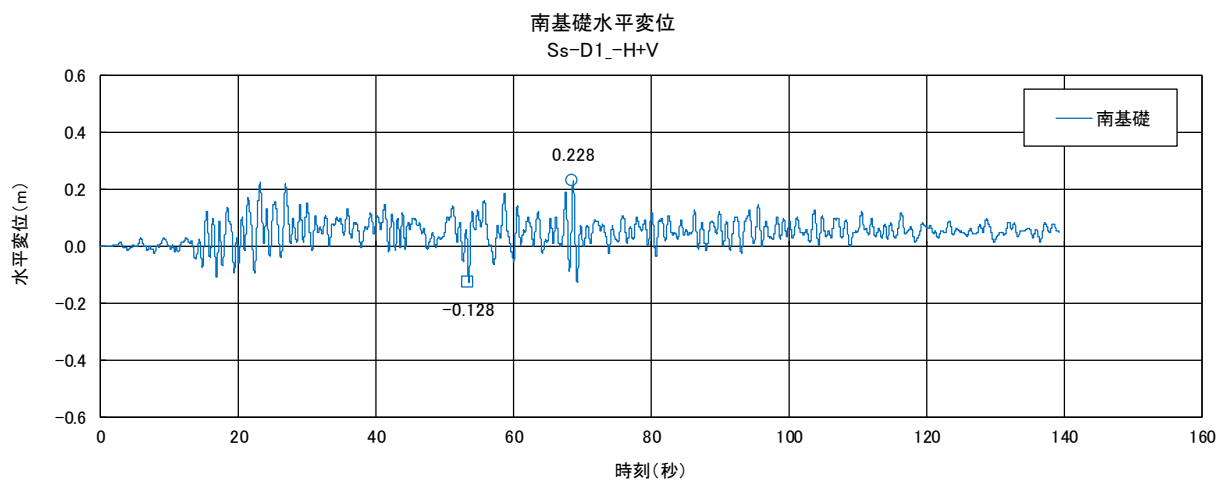


図 5.2-2 (3) ③-③断面への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V+])

(検討ケース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)



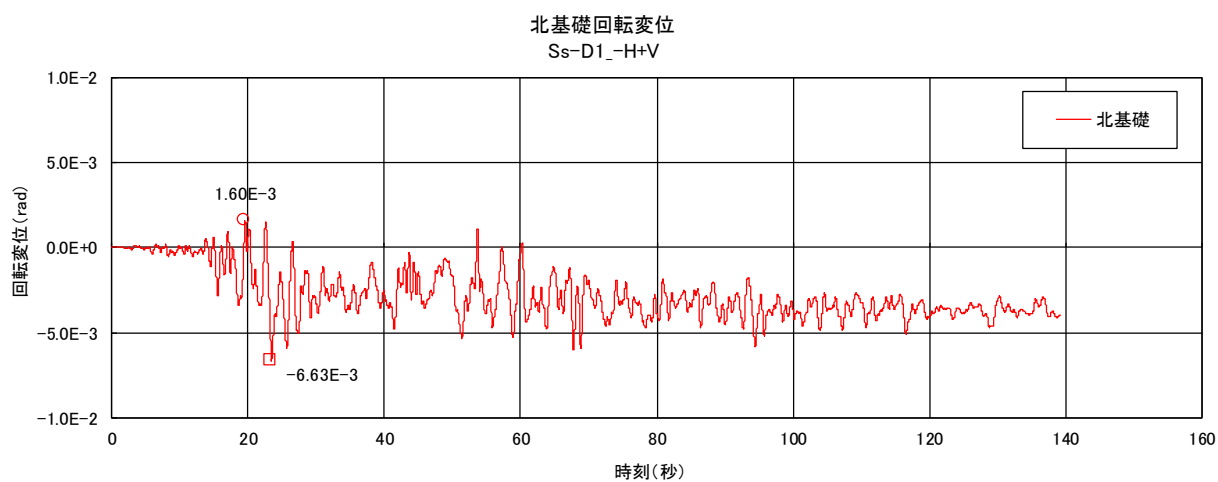
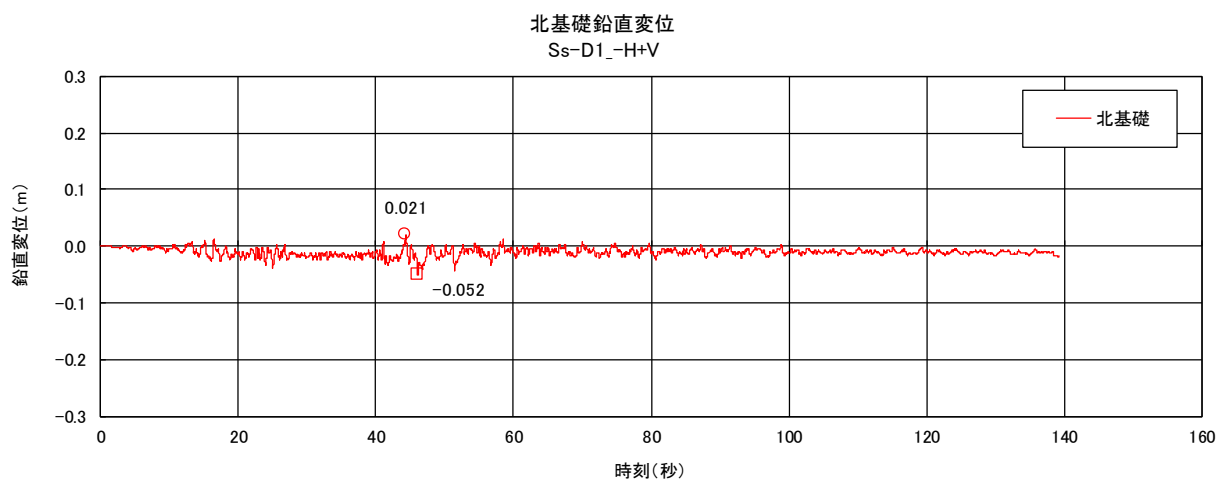
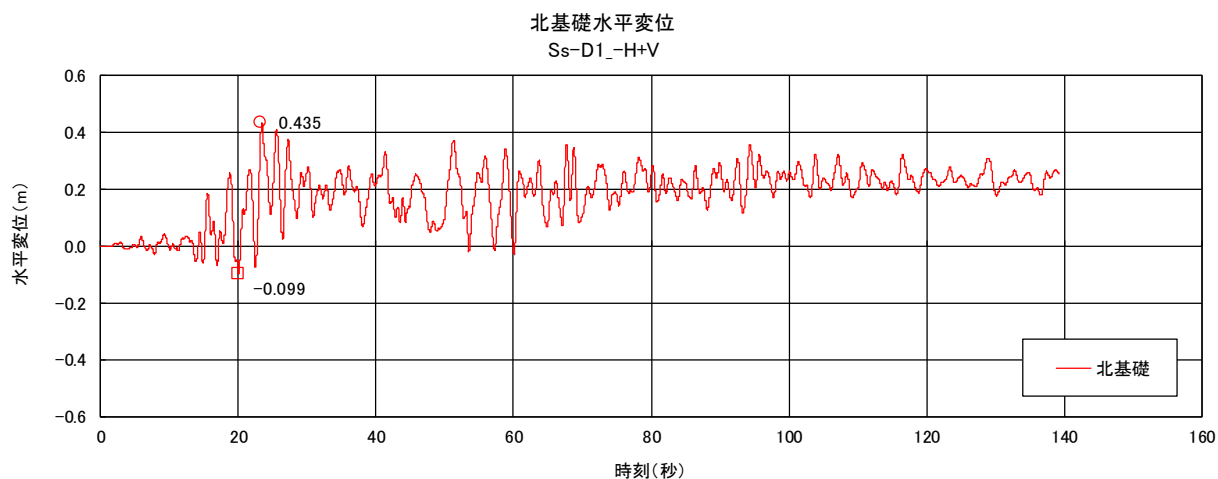


図 5.2-2 (4) ②-②断面への入力時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V+])

(検討ケース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)

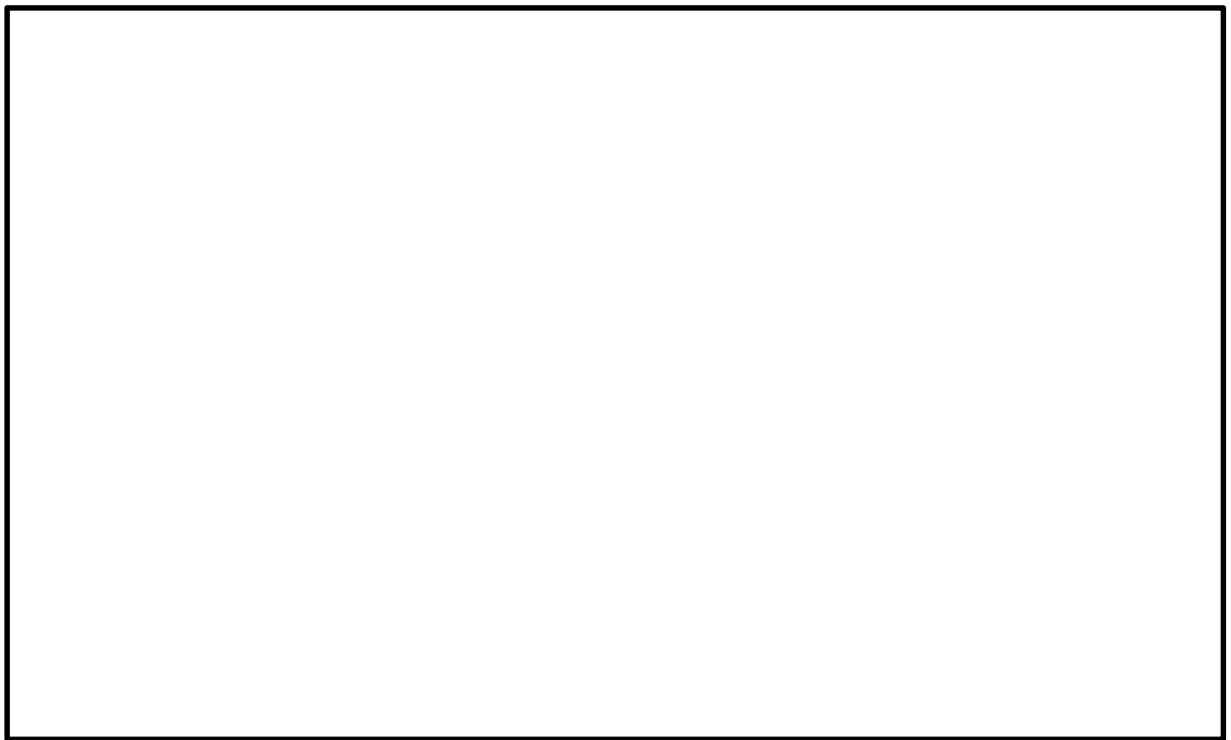


表 5.2-3 水平回転成分考慮のための設計水平震度の算定 (②-②断面, ③-③断面)

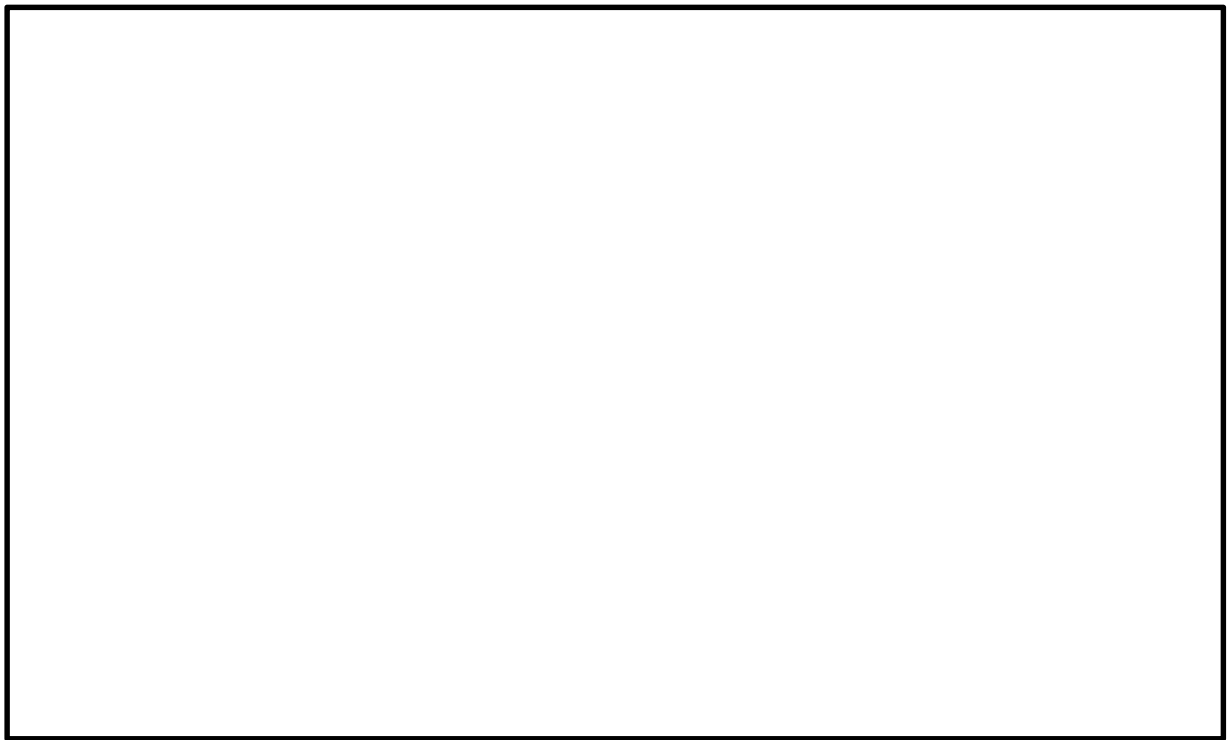
検討 ケース	最大水平加速度 ( $\text{m/s}^2$ )		設計 水平震度
	南基礎	北基礎	最小
①	3.66	5.24	0.54
④	3.58	5.64	0.58

注記 \* : 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  
 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





(軸力, 最大時刻 44.94 秒)



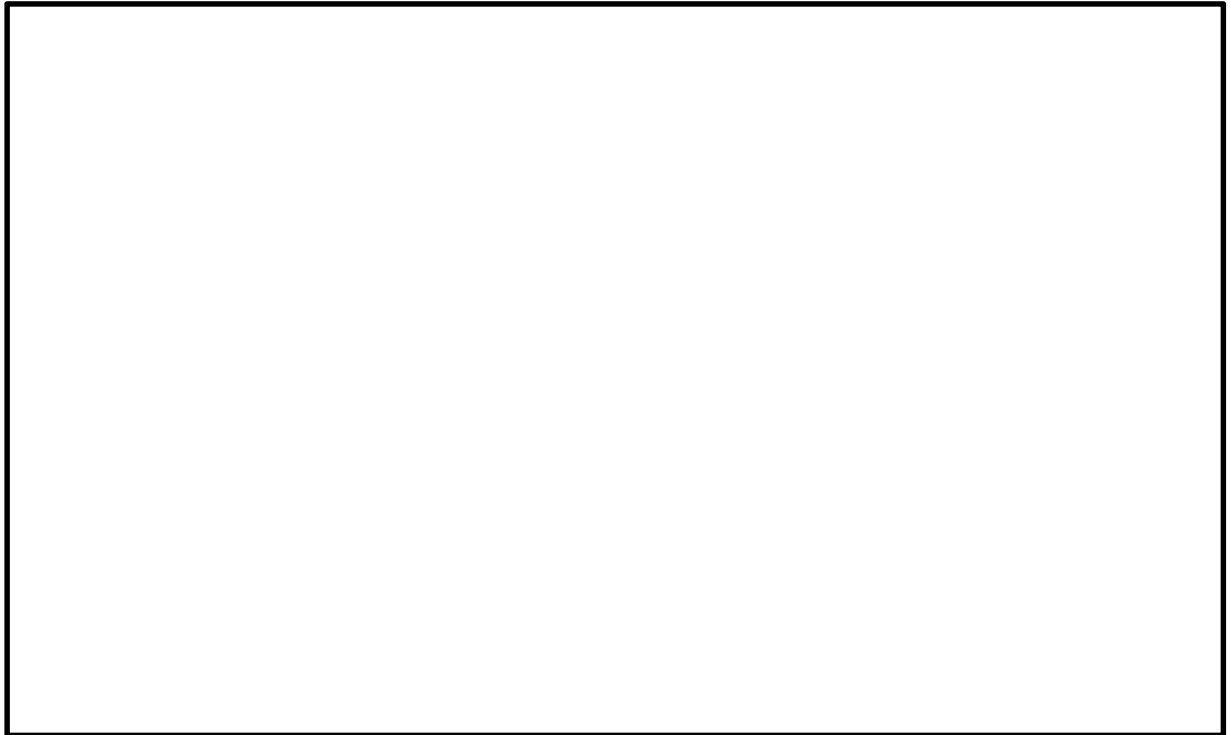
(面外せん断力, 最大時刻 23.51 秒)

図 5.2-3 (1) 最大断面力図 (その 1)

(②-②, ③-③方向加振時,  $S_s-D1$  [H-, V+])

(検討ケース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)





(面内せん断力，最大時刻 44.94 秒)



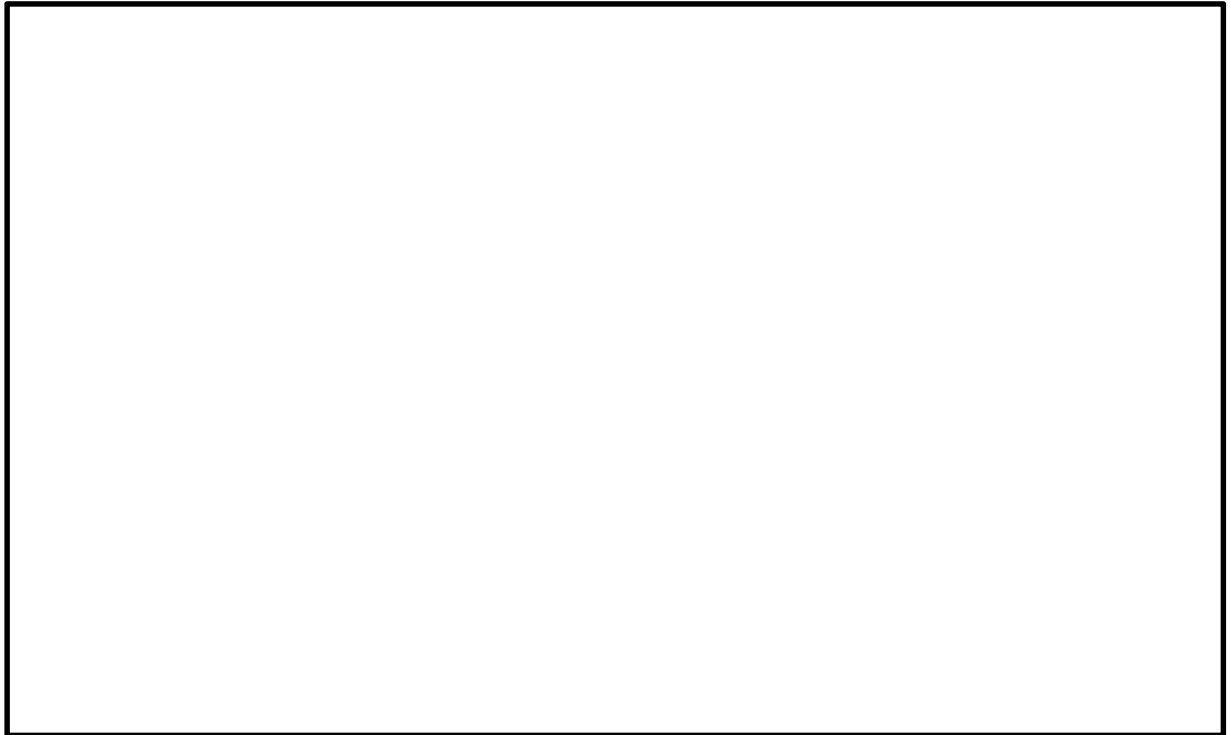
(ねじりモーメント，最大時刻 23.62 秒)

図 5.2-3 (2) 最大断面力図 (その 2)

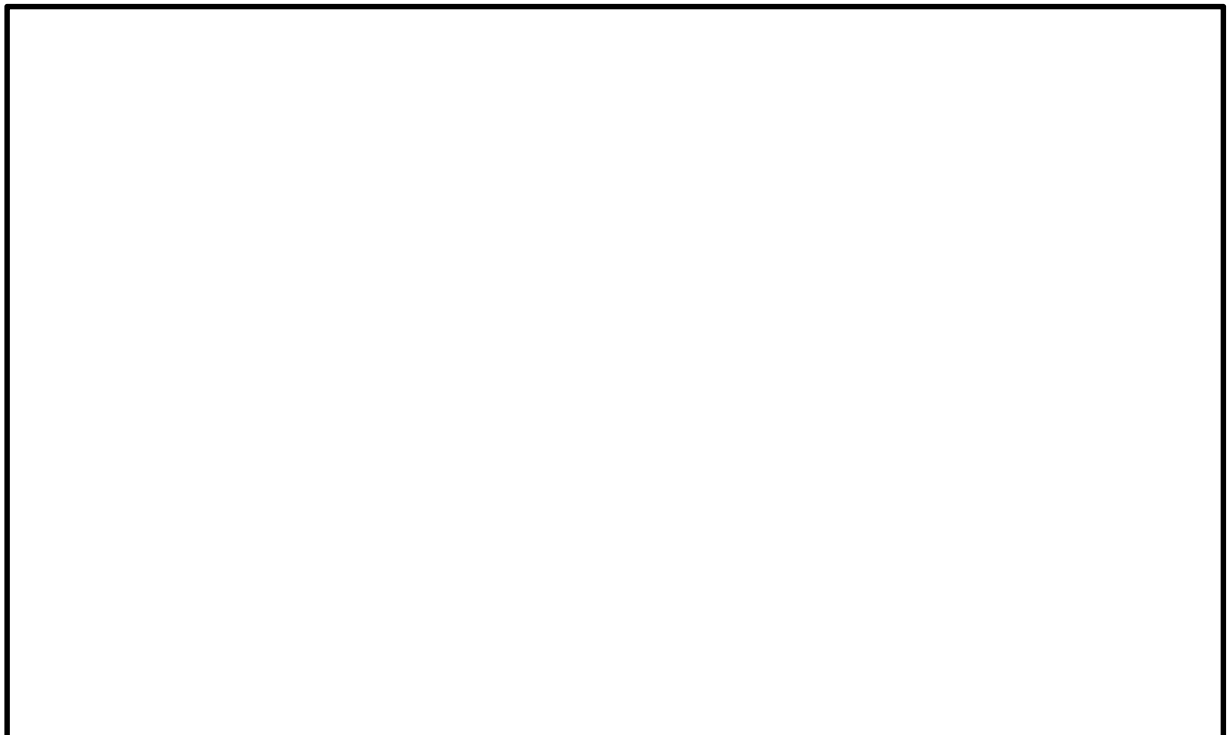
(②-②，③-③方向加振時， $S_s-D1$  [H-，V+])

(検討ケース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)





(面外曲げモーメント，最大時刻 23.60 秒)



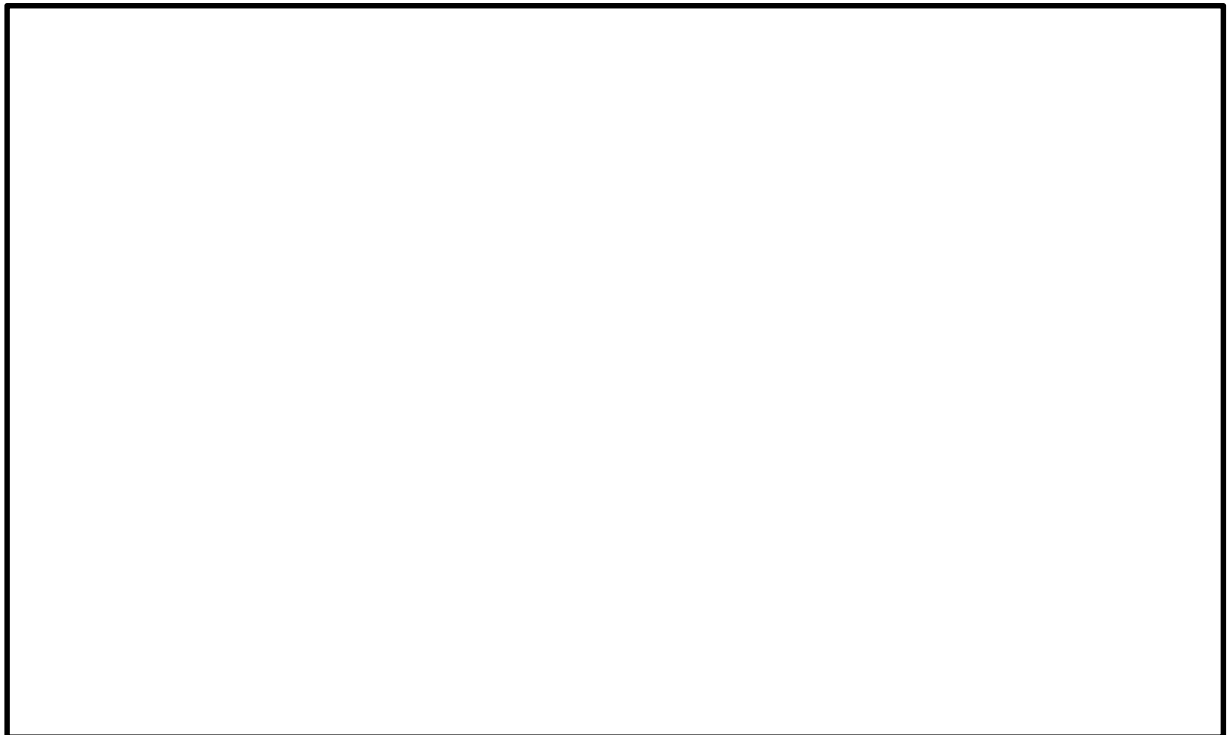
(面内曲げモーメント，最大時刻 44.95 秒)

図 5.2-3 (3) 最大断面力図 (その 3)

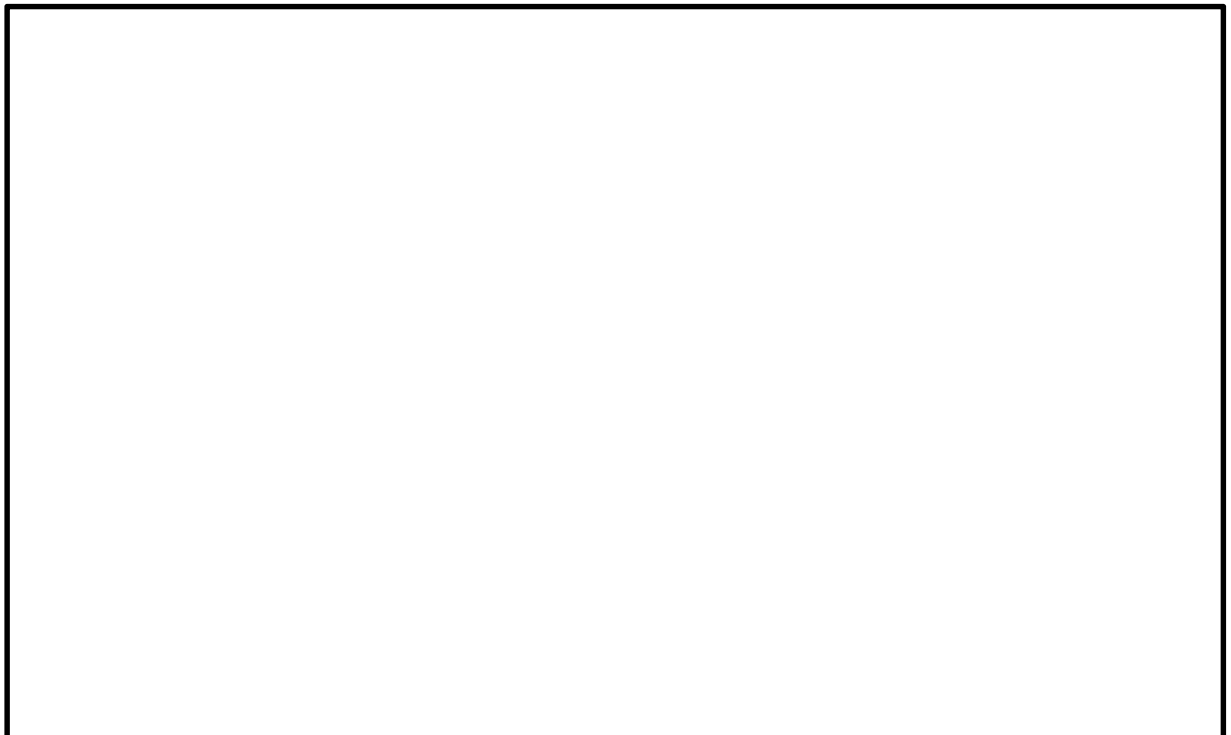
(②-②，③-③方向加振時， $S_s-D1$  [H-，V+])

(検討ケース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)





(軸力, 最大時刻 26.94 秒)



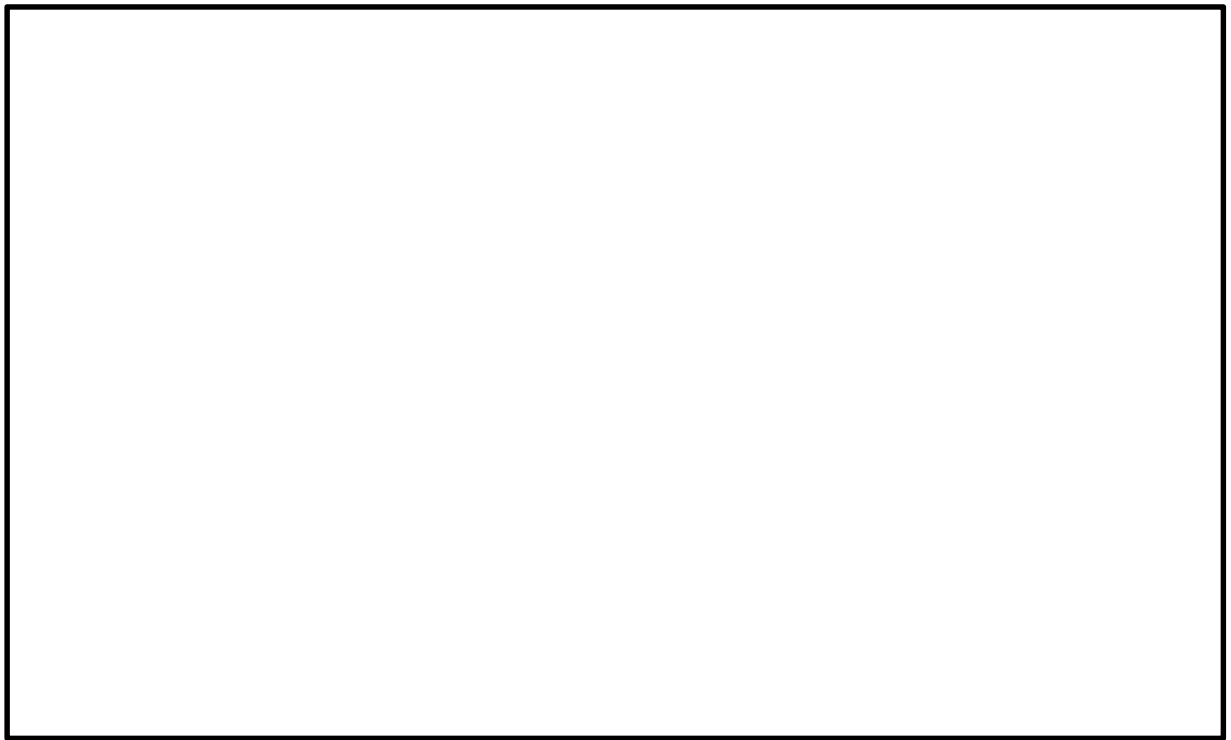
(面外せん断力, 最大時刻 26.53 秒)

図 5.2-3 (4) 最大断面力図 (その 4)

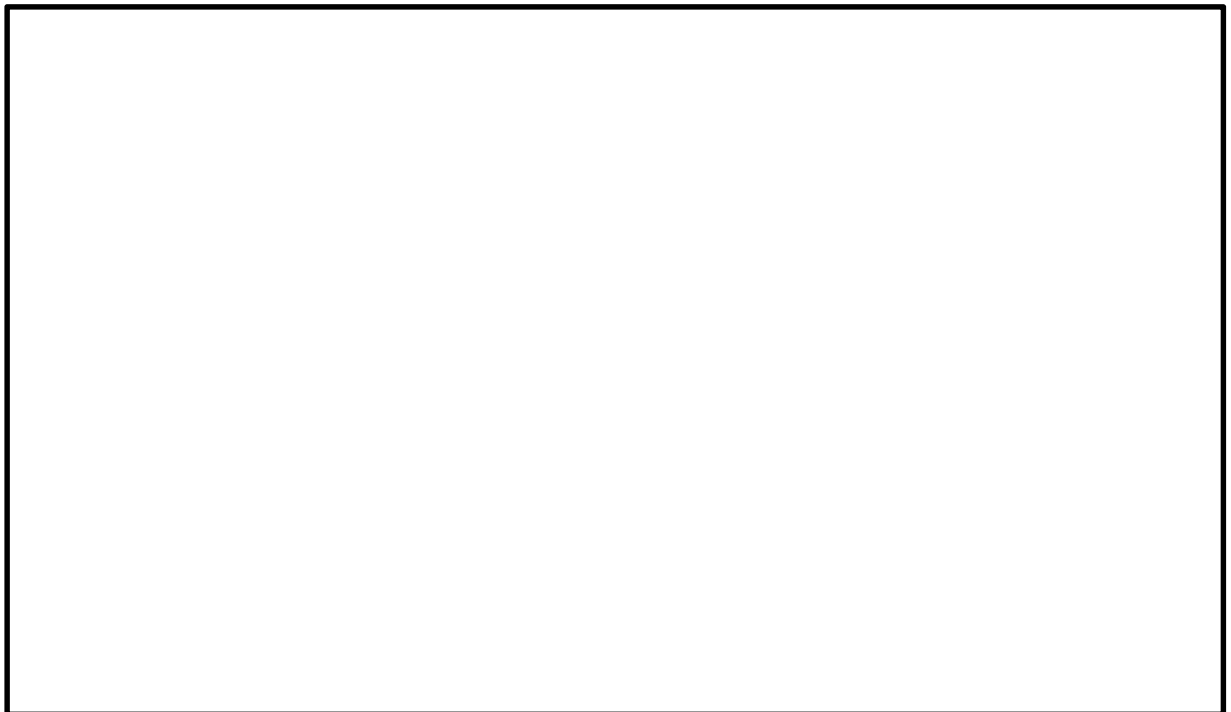
—①方向加振時,  $S_s-D1$  [H-, V+]—

(検討ケース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)





(面内せん断力，最大時刻 26.95 秒)



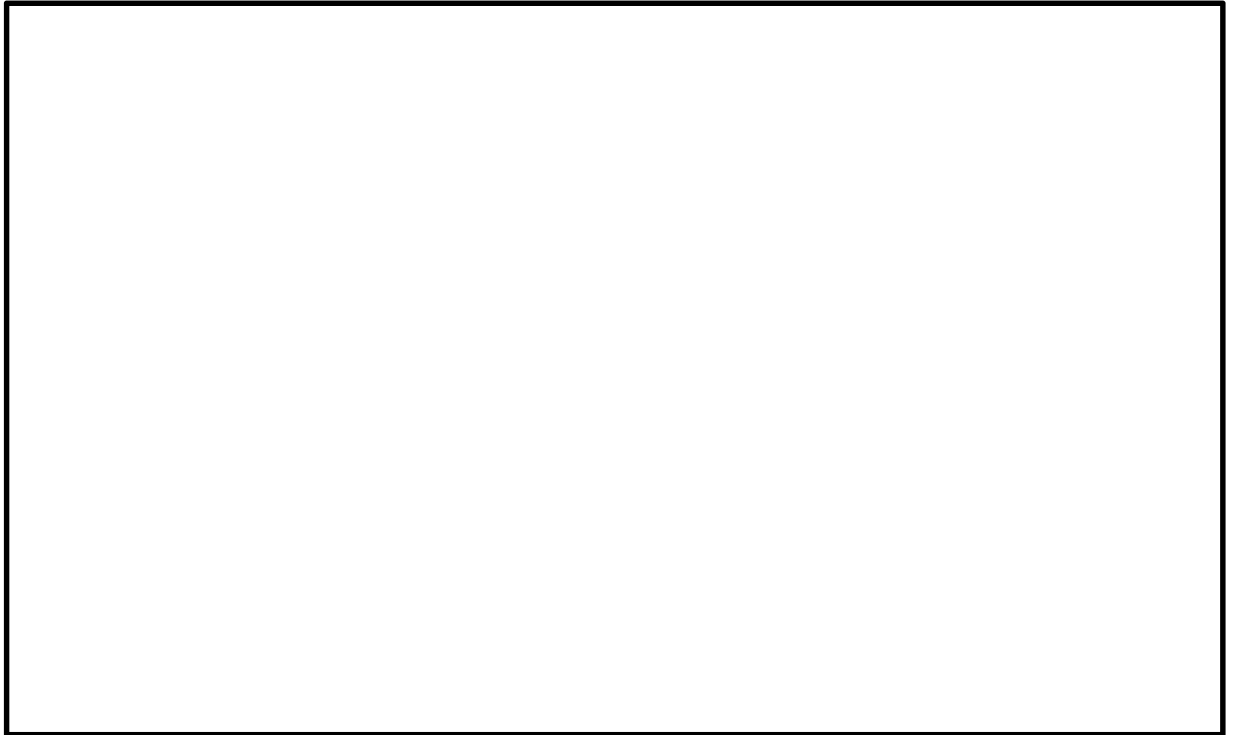
(ねじりモーメント，最大時刻 24.26 秒)

図 5.2-3 (5) 最大断面力図 (その 5)

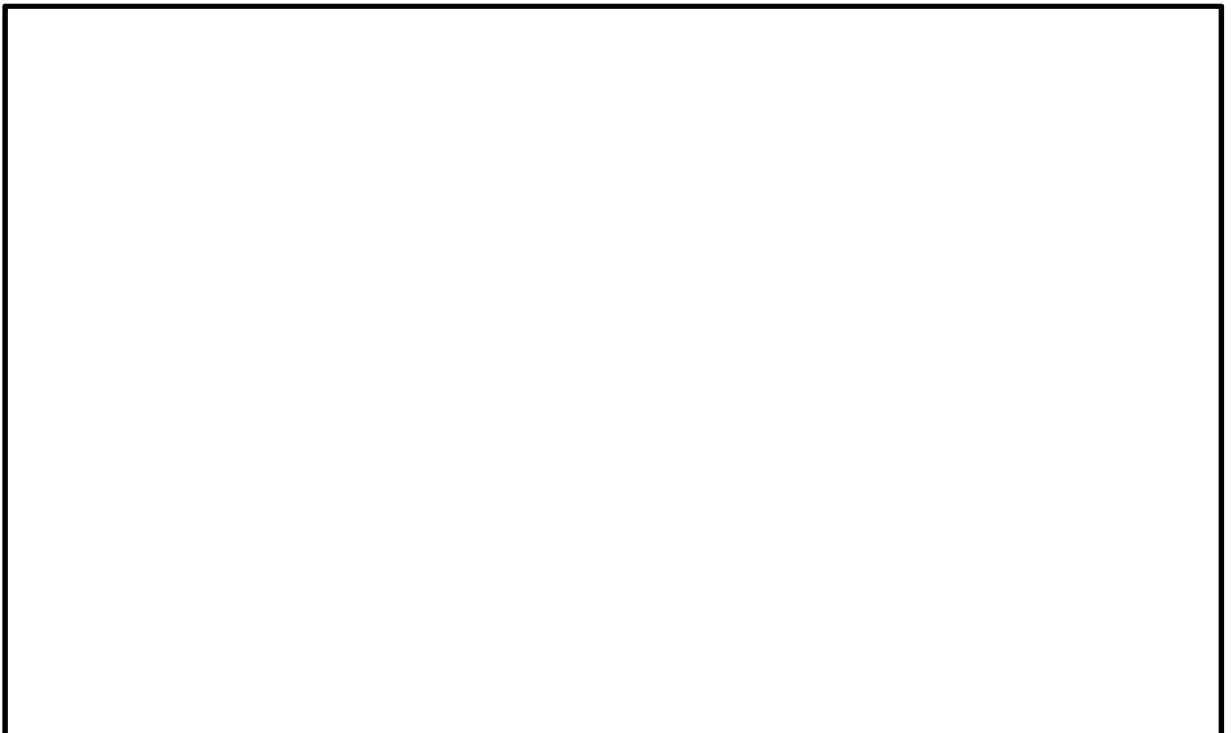
(①-①方向加振時， $S_s-D1$  [H-，V+])

(検討ケース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)





(面外曲げモーメント，最大時刻 16.96 秒)



(面内曲げモーメント，最大時刻 26.95 秒)

図 5.2-3 (6) 最大断面力図 (その 6)

(①-①方向加振時， $S_s-D1$  [H-，V+])

(検討ケース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)



5.2.2 上部構造の耐震評価結果

鋼製防護壁の構造図を図 5.2－4 に、板厚構成図を図 5.2－5 に示す。

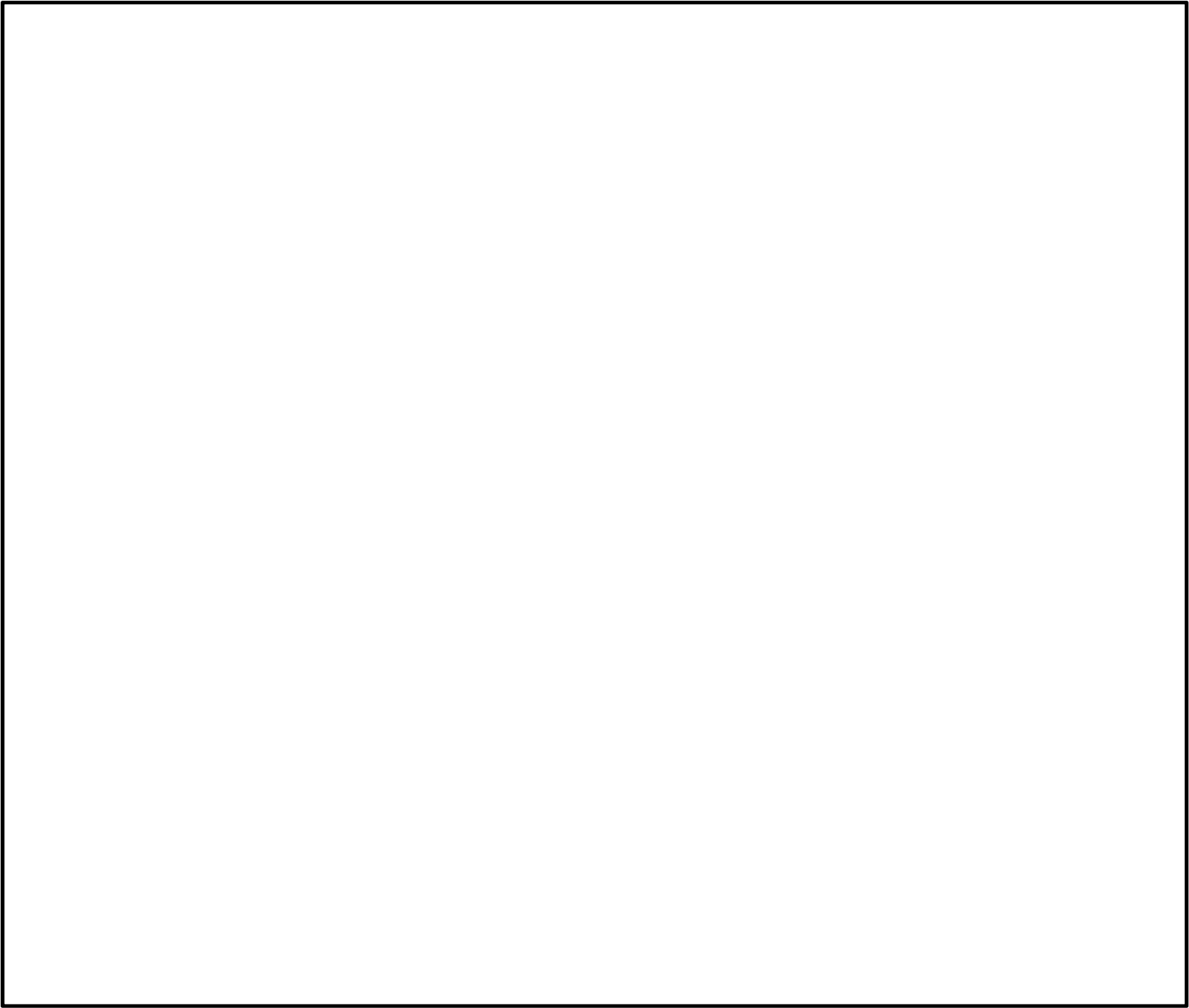


図 5.2－4 鋼製防護壁構造図



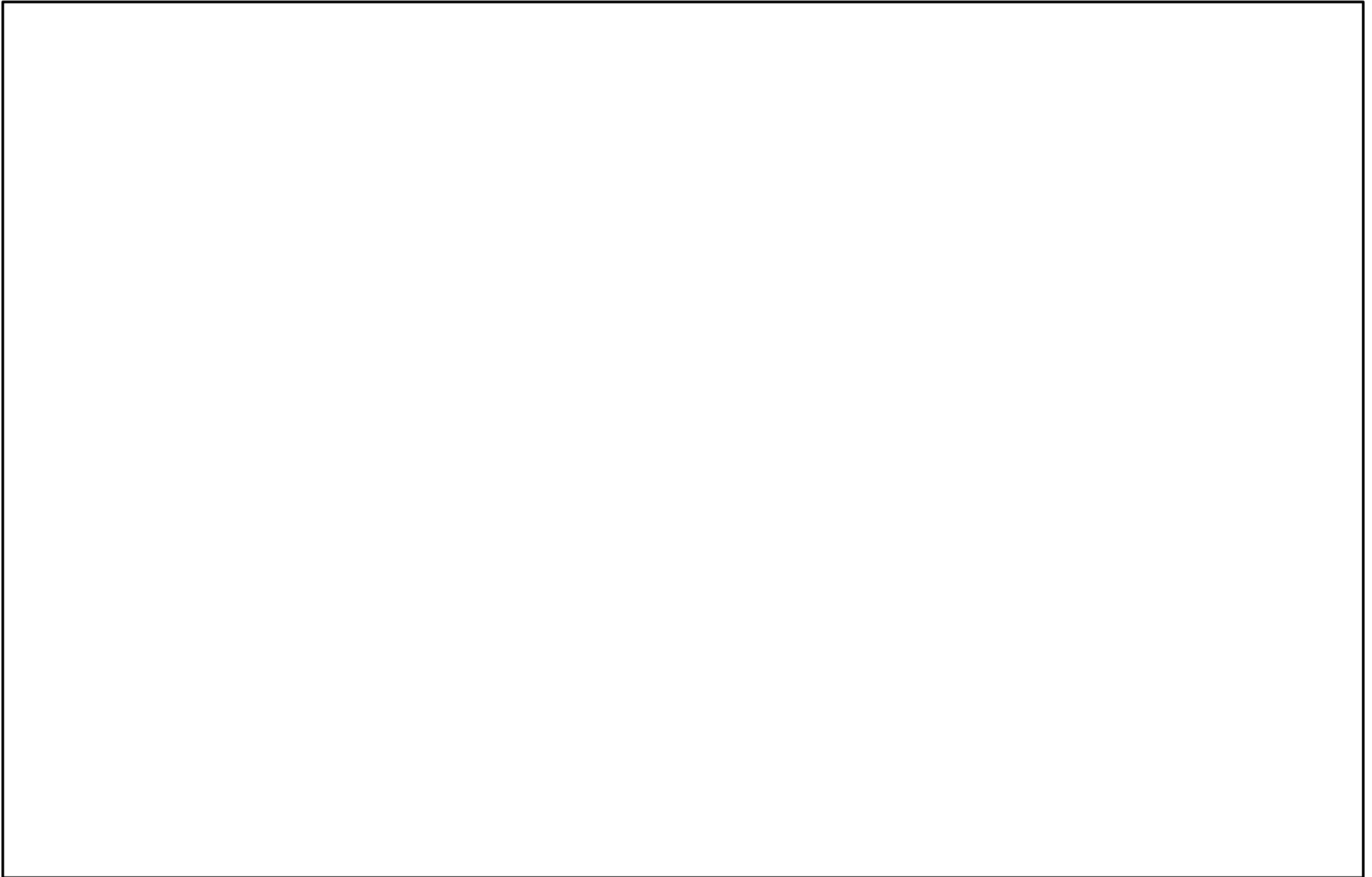


図 5.2-5 (1) 板厚構成図 (その 1)

6.1-361



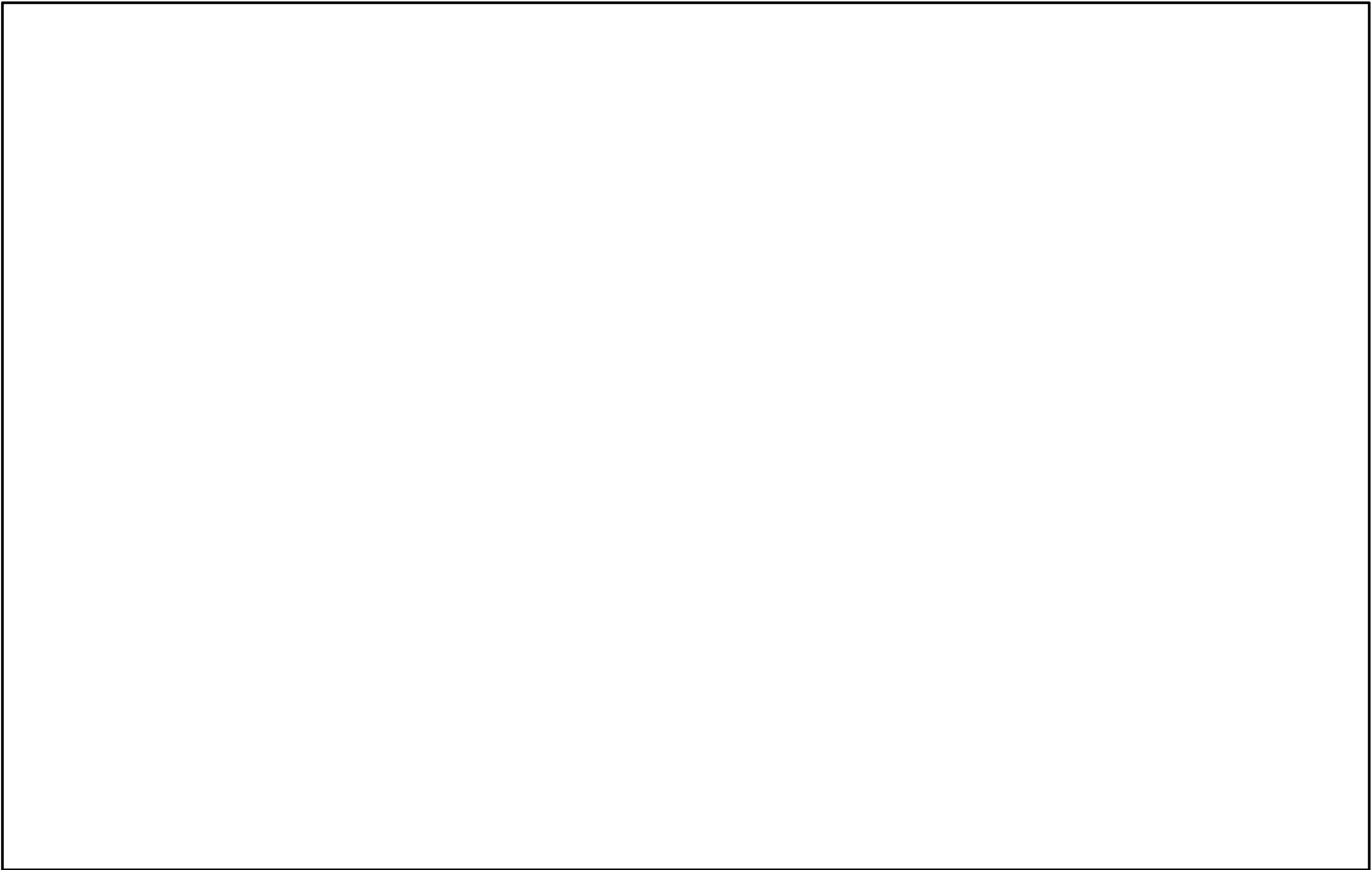


図 5.2－5 (2) 板厚構成図 (その 2)



(1) 主部材

主部材の評価結果を表 5.2-4 に示す。

表 5.2-4 主部材の評価結果

検討 ケース	地震動	組合せ係数		材質	応力成分	発生値	許容値	照査値
		①-①	②-② ③-③					
ケース ④	S <sub>s</sub> -D1 [H+, V+]	1.0	0.4	SBHS500	直応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	443	500	0.89
		1.0	0.4	SBHS500	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	215	285	0.76
		1.0	0.4	SM490Y	合成応力度 k (—)	1.19	1.2	0.99
		0.4	1.0	SBHS500	直応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	479	500	0.96
		0.4	1.0	SM570	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	206	246	0.84
		0.4	1.0	SM490Y	合成応力度 k (—)	1.18	1.2	0.99

注記 \*1: 合成応力度  $k = (\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$

\*2: 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



## (2) 補剛材

主部材に対する補剛材の評価結果を表 5.2-5 に示す。

表 5.2-5 (1) 補剛材の評価結果 (その 1)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z0-Z1	SBHS500	65	断面積 (cm <sup>2</sup> )	31.42	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	4415	37137
Z0-Z1	SBHS500	60	断面積 (cm <sup>2</sup> )	29.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	10129	37137
Z1-Z2	SBHS500	60	断面積 (cm <sup>2</sup> )	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	15895	37137
Z2-Z3	SBHS500	60	断面積 (cm <sup>2</sup> )	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	15895	37137
Z0-Z1	SM570	40	断面積 (cm <sup>2</sup> )	19.33	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	11224	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	11913	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	11913	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	10045	37137
Z0-Z1	SM570	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	12.08	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	9699	37137
Z1-Z2	SM570	40	断面積 (cm <sup>2</sup> )	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14115	37137
Z1-Z2	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13630	37137
Z1-Z2	SM490Y	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	11391	37137
Z1-Z2	SM490Y	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	10717	37137
Z2-Z3	SM570	40	断面積 (cm <sup>2</sup> )	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14115	37137
Z2-Z3	SM490Y	40	断面積 (cm <sup>2</sup> )	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	11964	37137



表 5.2-5 (2) 補剛材の評価結果 (その2)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z2-Z3	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13630	37137
Z2-Z3	SM490Y	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13630	37137
Z2-Z3	SM490Y	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	10717	37137
Z3-Z4	SM570	40	断面積 (cm <sup>2</sup> )	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14115	37137
Z3-Z4	SM490Y	40	断面積 (cm <sup>2</sup> )	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	11964	37137
Z3-Z4	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13630	37137
Z3-Z4	SM490Y	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13630	37137
Z3-Z4	SM570	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	12879	37137
Z3-Z4	SM490Y	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	12879	37137
Z4-Z5	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14670	37137
Z4-Z5	SM490Y	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14670	37137
Z4-Z5	SM570	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13481	37137
Z4-Z5	SM490Y	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13481	37137
Z5-Z6	SM570	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14670	37137
Z5-Z6	SM490Y	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	14670	37137
Z5-Z6	SM570	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13481	37137



表 5.2-5 (3) 補剛材の評価結果 (その3)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z5-Z6	SM490Y	25	断面積 (cm <sup>2</sup> )	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	13481	37137
Z5-Z6	SM490Y	20	断面積 (cm <sup>2</sup> )	11.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	6366	37137
Z6-Z9	SM490Y	30	断面積 (cm <sup>2</sup> )	15.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	8614	8922
Z6-Z9	SM490Y	20	断面積 (cm <sup>2</sup> )	10.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	5238	8922
Z6-Z9	SM570	16	断面積 (cm <sup>2</sup> )	8.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	3522	8922
Z6-Z9	SM490Y	16	断面積 (cm <sup>2</sup> )	8.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	3522	8922
Z6-Z9	SM490Y	12	断面積 (cm <sup>2</sup> )	6.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	1686	8922



(3) 添接板

ボルト添接を適用する最大板厚 60mm の継ぎ手部 (J4) における検討箇所を図 5.2-6 に、外面鋼板の添接板の構造図を図 5.2-7 に、評価結果を表 5.2-6 に、水平隔壁の添接板の構造図を図 5.2-8 に、評価結果を表 5.2-7 に示す。

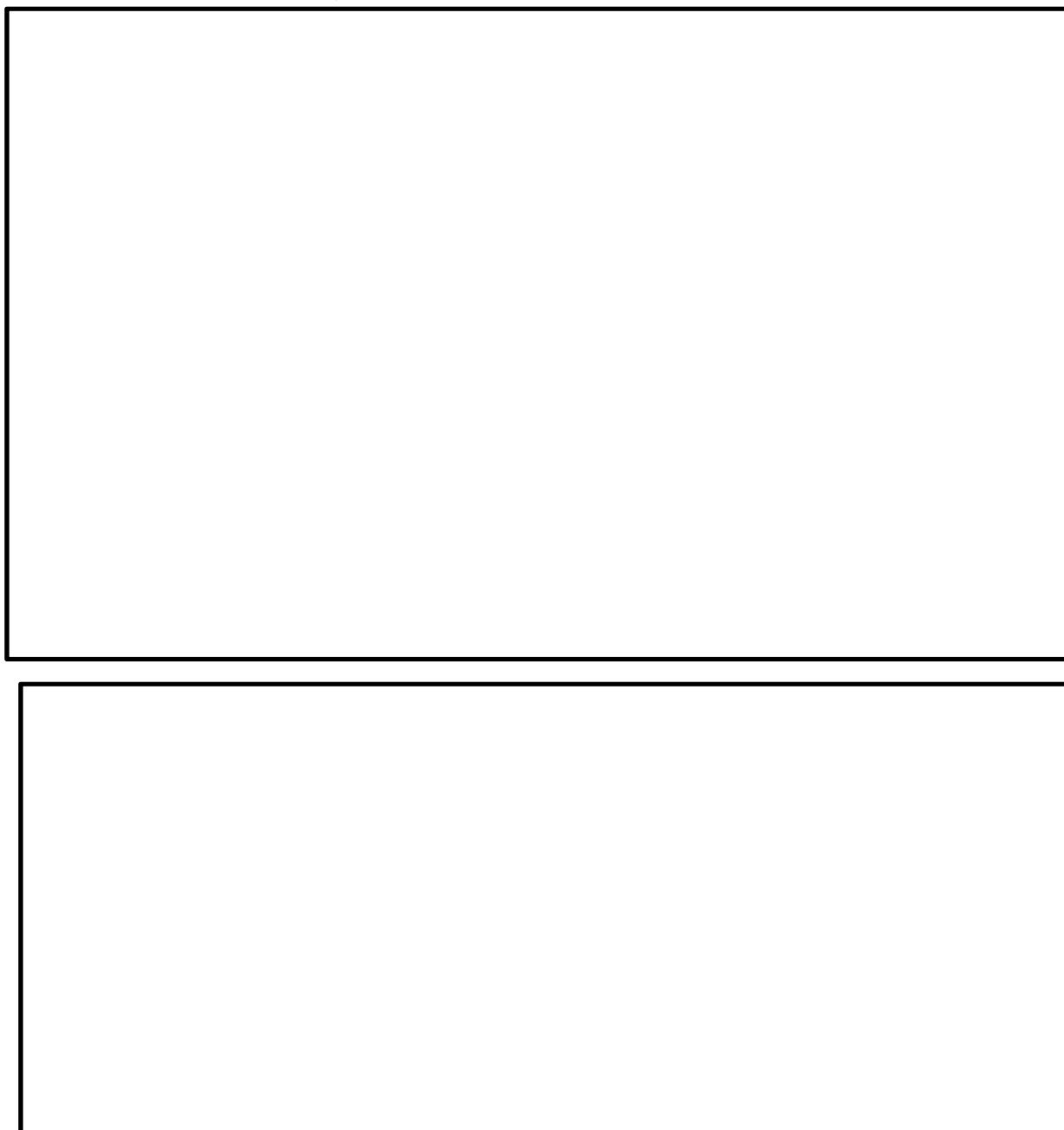


図 5.2-6 添接板検討位置



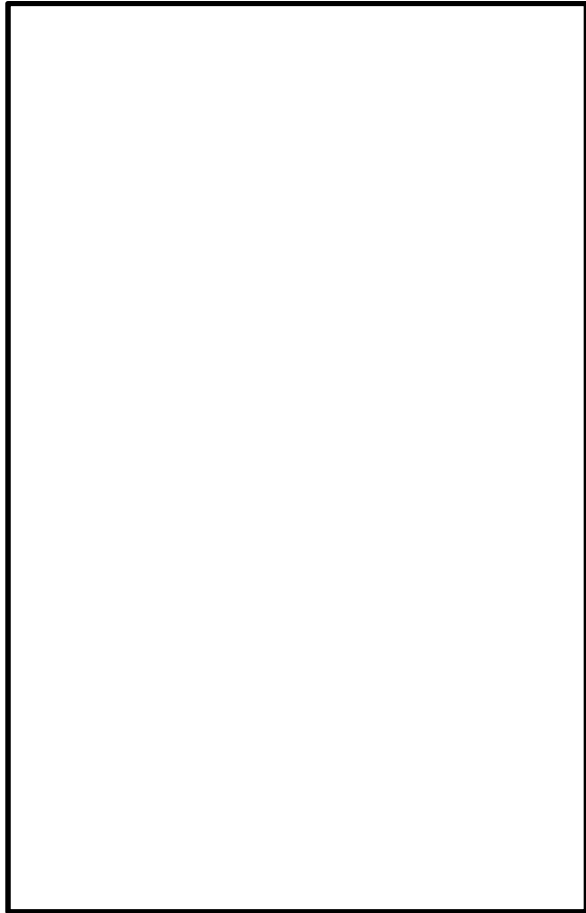


図 5.2－7 外面鋼板添接板（J4）構造図

表 5.2－6 外面鋼板添接板（J4）の評価結果

部材	仕様	照査対象	断面積		
			区 分	必要断面積 (mm <sup>2</sup> )	配置断面積 (mm <sup>2</sup> )
添接板	SBHS500	母材	総断面積	511.9	515.8
			孔引き後断面積	378.2	417.1
		リブ	総断面積	244.8	259.2
			孔引き後断面積	182.8	188.9



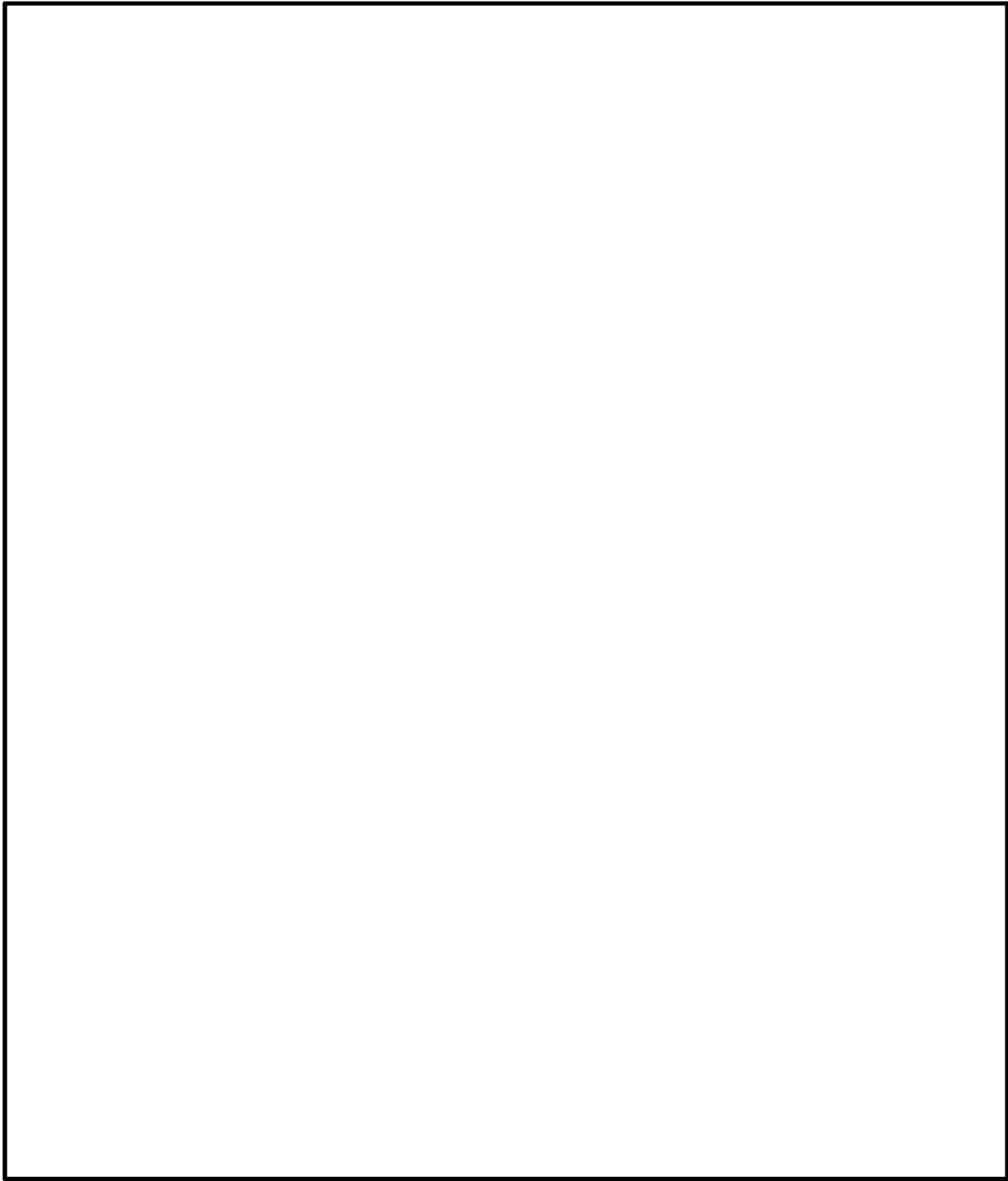


図 5.2－8 水平隔壁添接板（J4）構造図

表 5.2－7 水平隔壁添接板（J4）の評価結果

部材	仕様	照査項目	発生値	許容値	照査値
ボルト	高力ボルト S10T M22	せん断力 (N)	29324	108000	0.28
		合成応力 (N)	103323	108000	0.96
添接板	SBHS500	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	312	442.5	0.71



### 5.3 鋼製防護壁（接合部）

#### 5.3.1 接合部の地震応答解析結果

接合部の耐震評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の地震応答解析結果から抽出する。  
接合部の耐震評価に用いる断面力を表 5.3-1 に示す。断面力の概念図を図 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 接合部の耐震評価に用いる断面力

基礎	検討 ケース	組合せ係数		地震動	$M_z$ (kN・m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	N (kN)	$S_x$ (kN)	$S_y$ (kN)
		①-①	②-② ③-③							
南 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	$S_s-D1$ [H+, V+]	-524409	-253745	722025	-83531	11222	-24811
	ケース ④	1.0	0.4	$S_s-D1$ [H-, V+]	80570	149908	-1141646	9276	-28820	31601
		1.0	0.4		264603	39551	1601209	-115449	-33573	-41599
		1.0	0.4		236418	16390	1555798	-117873	-30690	-46107
		1.0	0.4		69895	16390	-1164826	8669	-28821	22378
		0.4	1.0	$S_s-D1$ [H+, V+]	1770277	494600	-364422	-24950	-85218	10111
北 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	$S_s-D1$ [H+, V+]	-994722	409818	351895	-35014	-72691	11710
	ケース ④	1.0	0.4	$S_s-D1$ [H-, V+]	-234980	172358	1242806	11112	-31637	-4798
		1.0	0.4		-232134	163621	1277326	3485	-31638	-2264
		1.0	0.4		67145	-37041	-1327973	-114590	-22541	31610
		1.0	0.4		319807	-66858	-1457473	-103177	-13982	10260
		0.4	1.0	$S_s-D1$ [H+, V+]	969901	-338933	-607733	-75878	28451	16395

注記 \*1：全断面圧縮

\*2：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

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

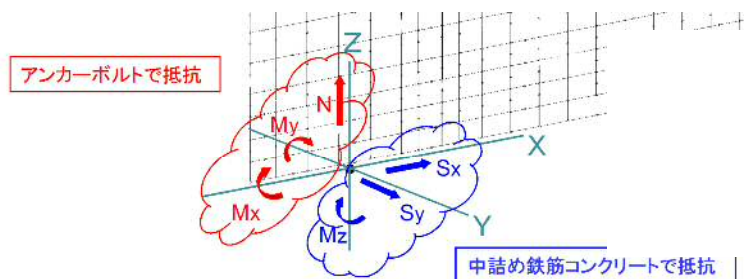


図 5.3-1 断面力の概念図



### 5.3.2 接合部の耐震評価結果

#### (1) アンカーボルトの評価結果

アンカーボルトの評価結果を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 アンカーボルトの発生応力

基礎	検討 ケース	組合せ係数		アンカーボルト						コンクリートの		
		①-①	②-② ③-③	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
				発生 応力	短期 許容 応力度	照査値	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値
南 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	85	315.0	0.27	52	315.0	0.17	3.6	24.0	0.15
	ケース ④	1.0	0.4	267	315.0	0.85	75	315.0	0.24	5.5	24.0	0.23
		1.0	0.4	—*1	315.0	—*1	17	315.0	0.06	1.2	24.0	0.05
		1.0	0.4	239	315.0	0.76	110	315.0	0.35	7.9	24.0	0.33
		1.0	0.4	272	315.0	0.87	77	315.0	0.25	5.6	24.0	0.24
		0.4	1.0	84	315.0	0.27	84	315.0	0.27	2.5	24.0	0.11
北 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	57	315.0	0.18	29	315.0	0.10	2.1	24.0	0.09
	ケース ④	1.0	0.4	292	315.0	0.93	82	315.0	0.26	6.0	24.0	0.25
		1.0	0.4	292	315.0	0.93	85	315.0	0.27	6.2	24.0	0.26
		1.0	0.4	191	315.0	0.61	95	315.0	0.31	6.7	24.0	0.28
		1.0	0.4	230	315.0	0.73	103	315.0	0.33	7.4	24.0	0.31
		0.4	1.0	68	315.0	0.22	44	315.0	0.14	3.1	24.0	0.13

注記 \*1：全断面圧縮

\*2：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

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を示す。



(2) アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 アンカーボルトの定着長

定着長 (cm)	必要定着長 (cm)	照査値
270.0	236.9	0.88

(3) アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 アンカーボルトのコーンせん断

基礎	定着部の コーンせん断 に対する 許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 強度で決まる コーン せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋補強 による コーンせん断 強度の増加 (N/mm <sup>2</sup> )	必要 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	配置 鉄筋量 4-D25@ 300 (mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	照査値
南基礎	1.102	0.825	0.690	2299	6755	0.34
北基礎	1.184	0.825	0.772	2572	6755	0.38

(4) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果を表 5.3-5 に示す。

表 5.3-5 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する照査結果

基礎	部位	設計 せん断力 (kN)	必要 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	配置 鉄筋	配置 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	照査値
南基礎	頂版コンクリート	82547	2077	24-D32	14349	0.15
	中詰めコンクリート	82547	3228	15-D35*	19061	0.17
北基礎	頂版コンクリート	65035	2988	24-D32	14349	0.21
	中詰めコンクリート	65035	1898	15-D35*	19061	0.10

注記 \*1: 「鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」において実施した 3 次元解析 (COM3) の結果を反映して安全余裕を高める目的で鉄筋量を増加。



(5) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメント

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果を表 5.3-6 に示す。

表 5.3-6 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する照査結果

基礎	部位	設計 水平回転 モーメント (kN・m)	水平鉄筋				鉛直鉄筋			
			配置 鉄筋	発生 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期 許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	配置 鉄筋	発生 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期 許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
南 基 礎	頂版 鉄筋 コン クリ ート	1770277	8-D35	260	435	0.60	7-D51	70	435	0.16
	中詰め 鉄筋 コン クリ ート	1770277	5-D38	291	435	0.67	5-D51	164	435	0.38
基 礎	頂版 鉄筋 コン クリ ート	994722	8-D35	146	435	0.34	7-D51	33	435	0.08
	中詰め 鉄筋 コン クリ ート	994722	5-D38	164	435	0.38	5-D51	92	435	0.22

(6) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻のずれ止め

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻とは、鋼殻側にずれ止めのためのスタッドを配置し一体化する。南北基礎の各断面力成分が最大値をとる時刻の発生断面力の組合せを設計断面力として必要スタッド量を算定した。評価結果を表 5.3-7 に示す。

表 5.3-7 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の一体化のためのスタッドの検討結果

部位	面外 せん断力 (kN)	面内 せん断力 (kN)	水平回転 モーメント (kN・m)	面外回転 モーメント (kN・m)	面内回転 モーメント (kN・m)	必要 スタッド量
南北面	10111	85218	1770277	494600	364422	160mm 格子
東西面	41599	33573	264603	39551	1601209	147mm 格子



#### 5.4 まとめ

鋼製防護壁について，基準地震動  $S_s$  による地震力に対し，構造物の曲げ軸力及びせん断力，並びに基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鋼製防護壁は，基準地震動  $S_s$  による地震力に対して，要求機能を維持できる。



鋼製防護壁の耐震安全性評価に関する参考資料



## 1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.1.1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.1.1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。構造物の 1 次モードについては、構造系がせん断変形しているモードに着目することによりを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 %（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 24 年 3 月））、コンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



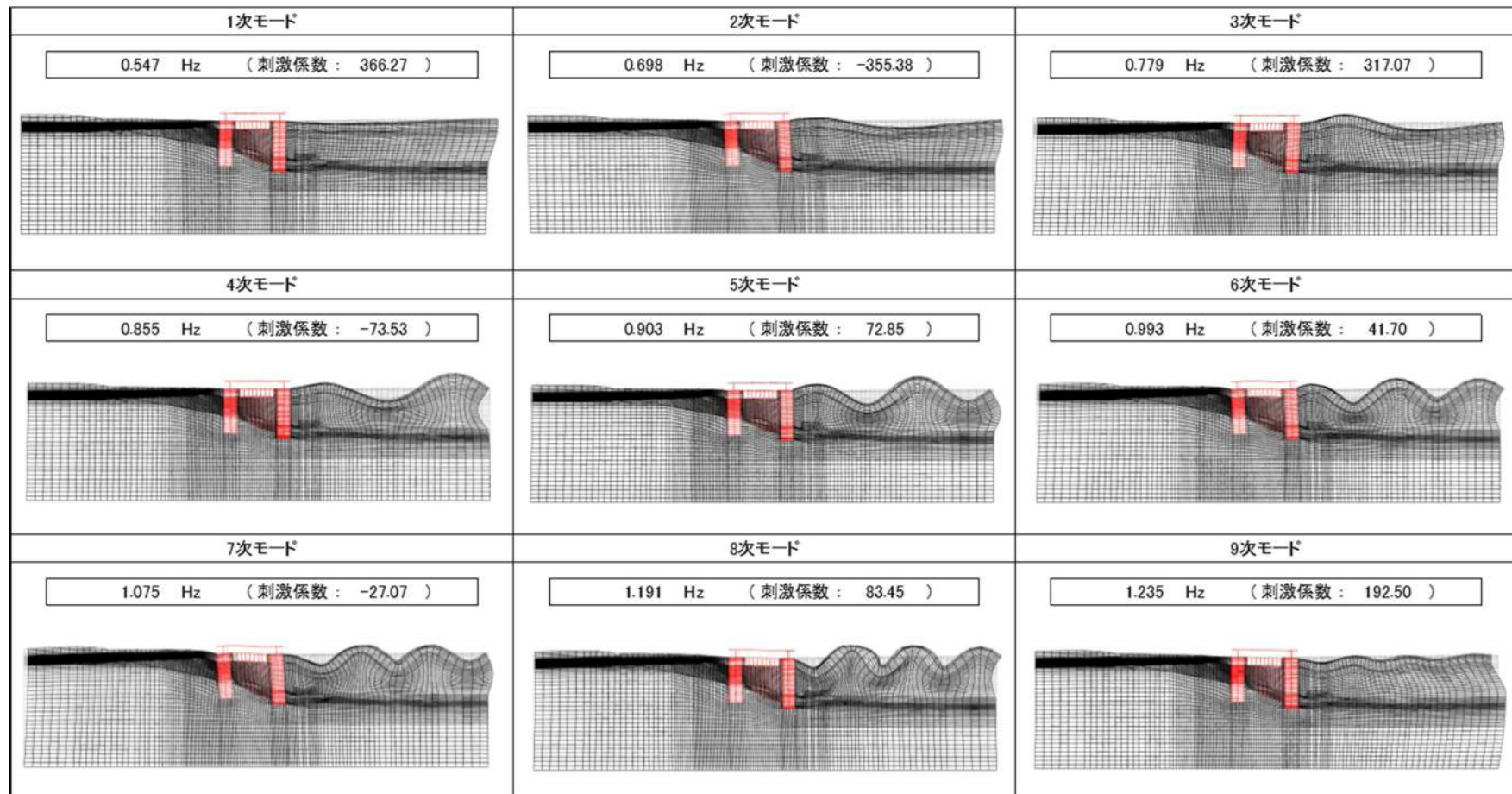


図 6.1.1-1(1) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)



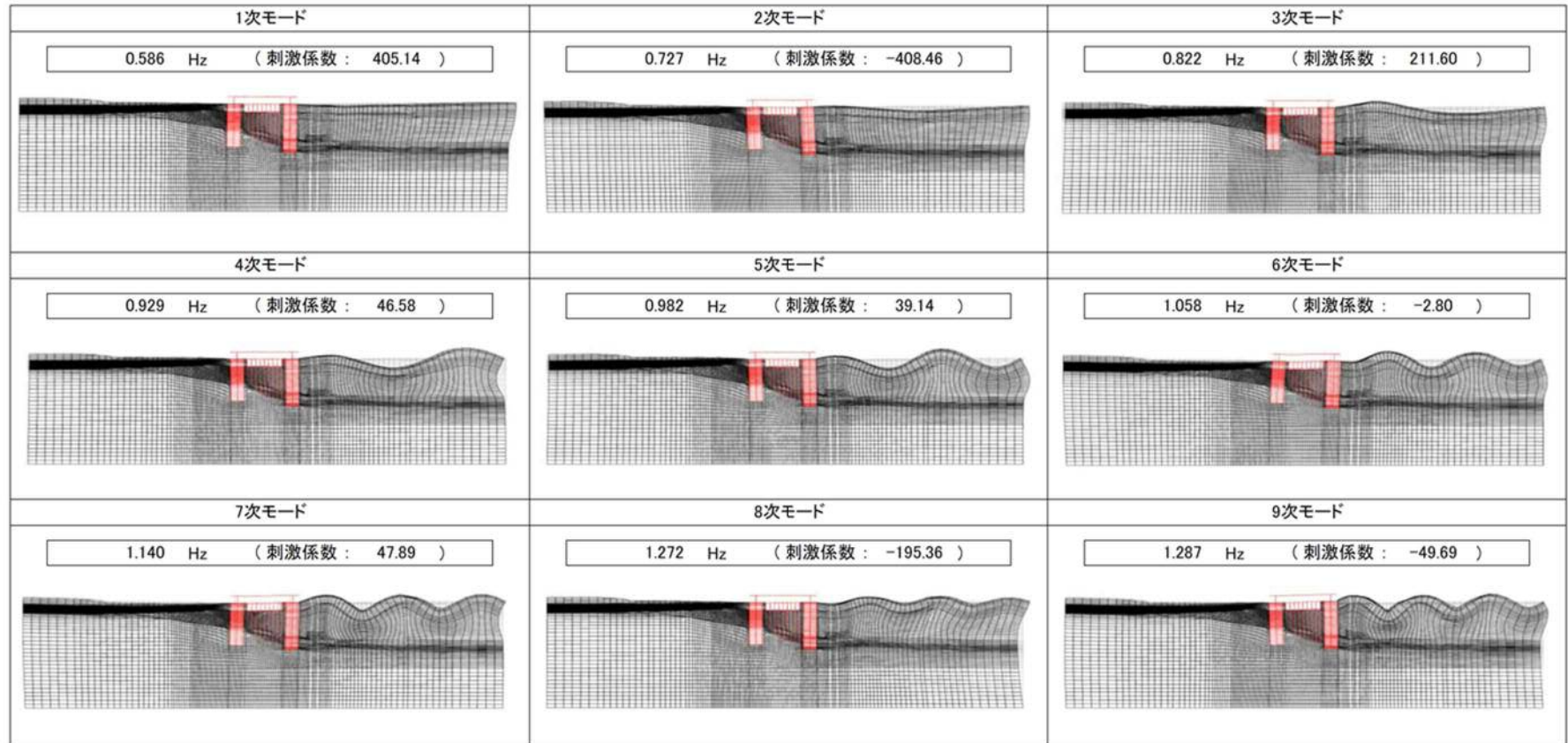


図 6.1.1-1(2) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



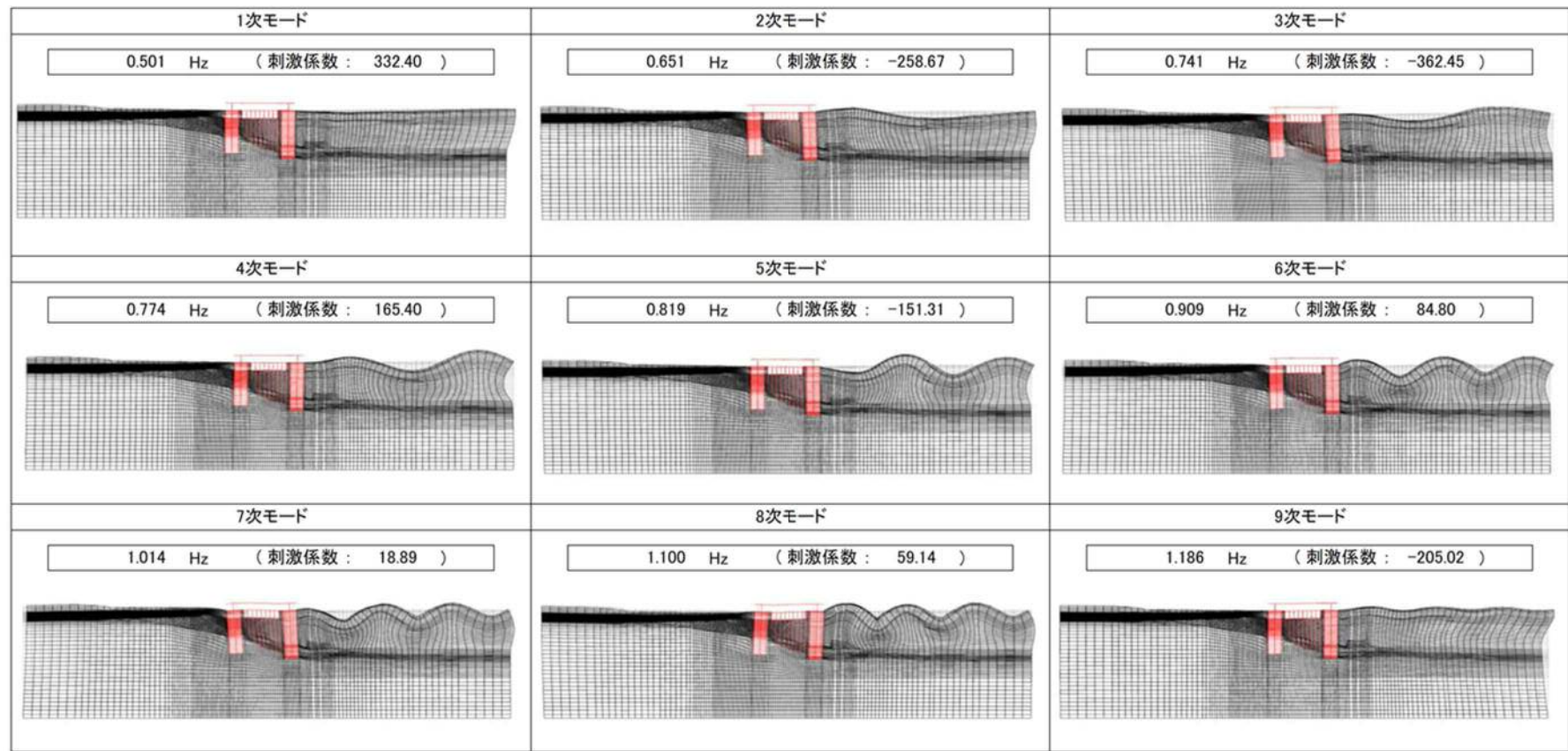


図 6.1.1-1(3) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



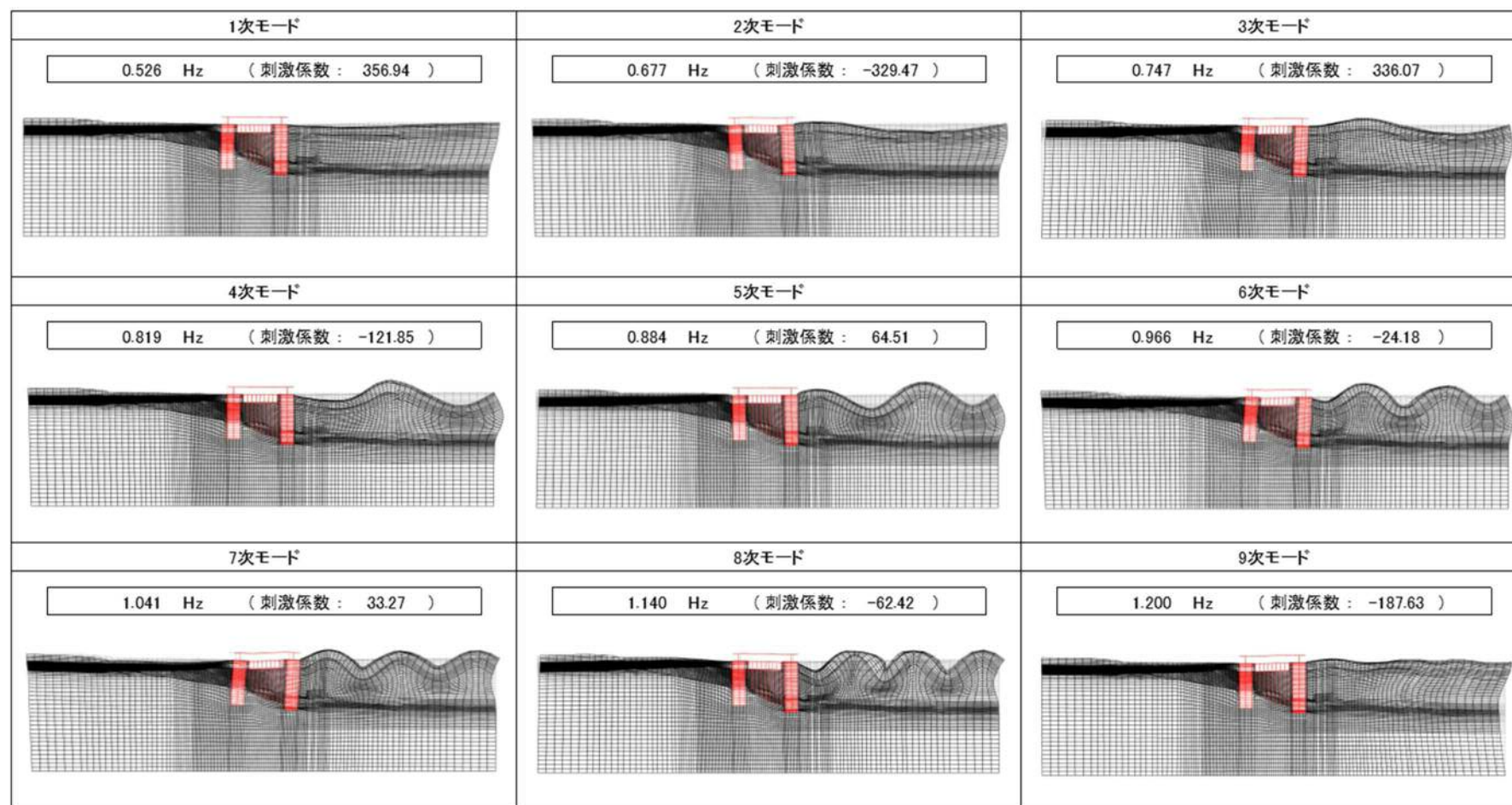


図 6.1.1-1(4) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(検討ケース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)

(①-①断面)



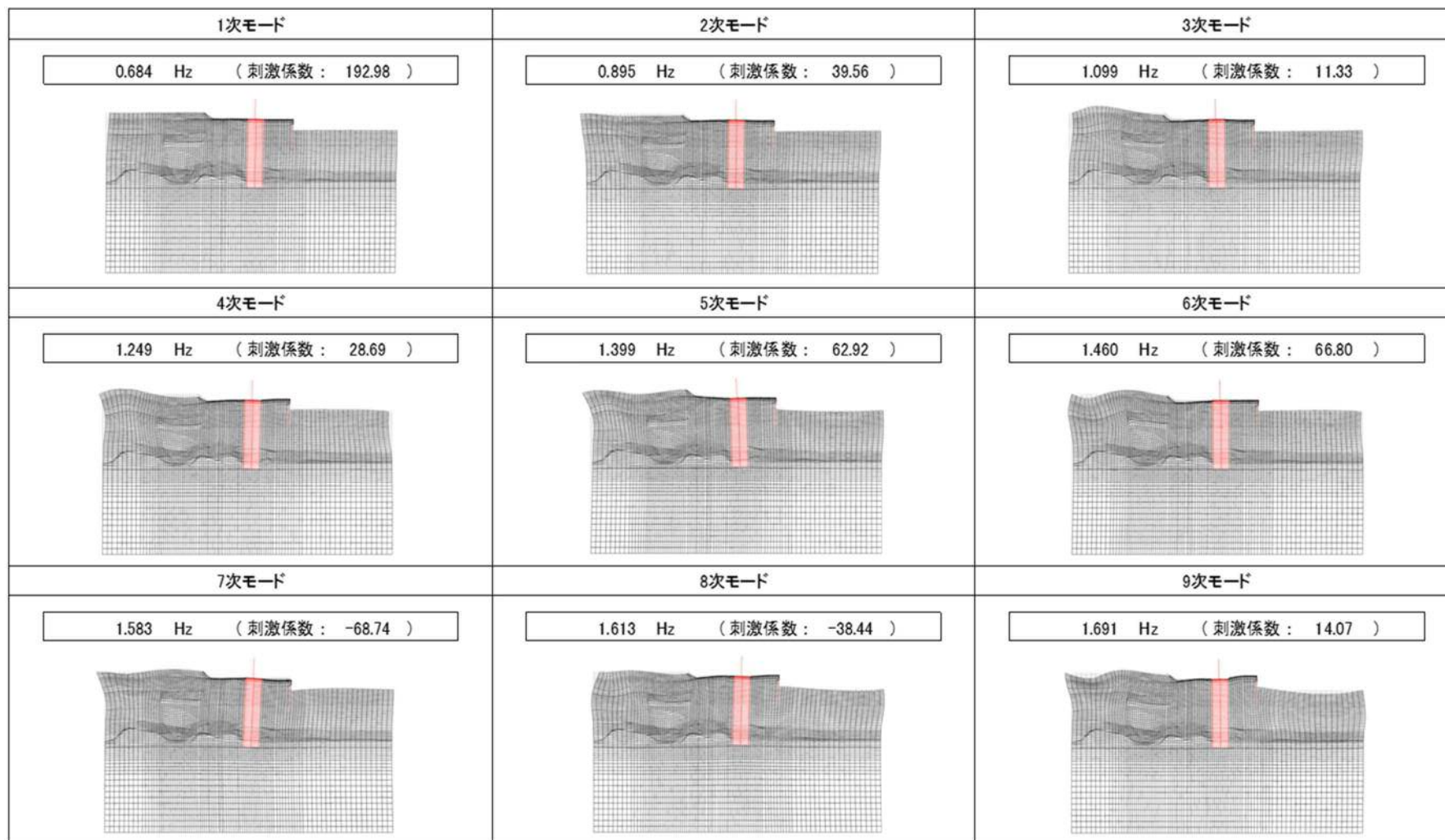


図 6.1.1-1(5) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (②-②断面)



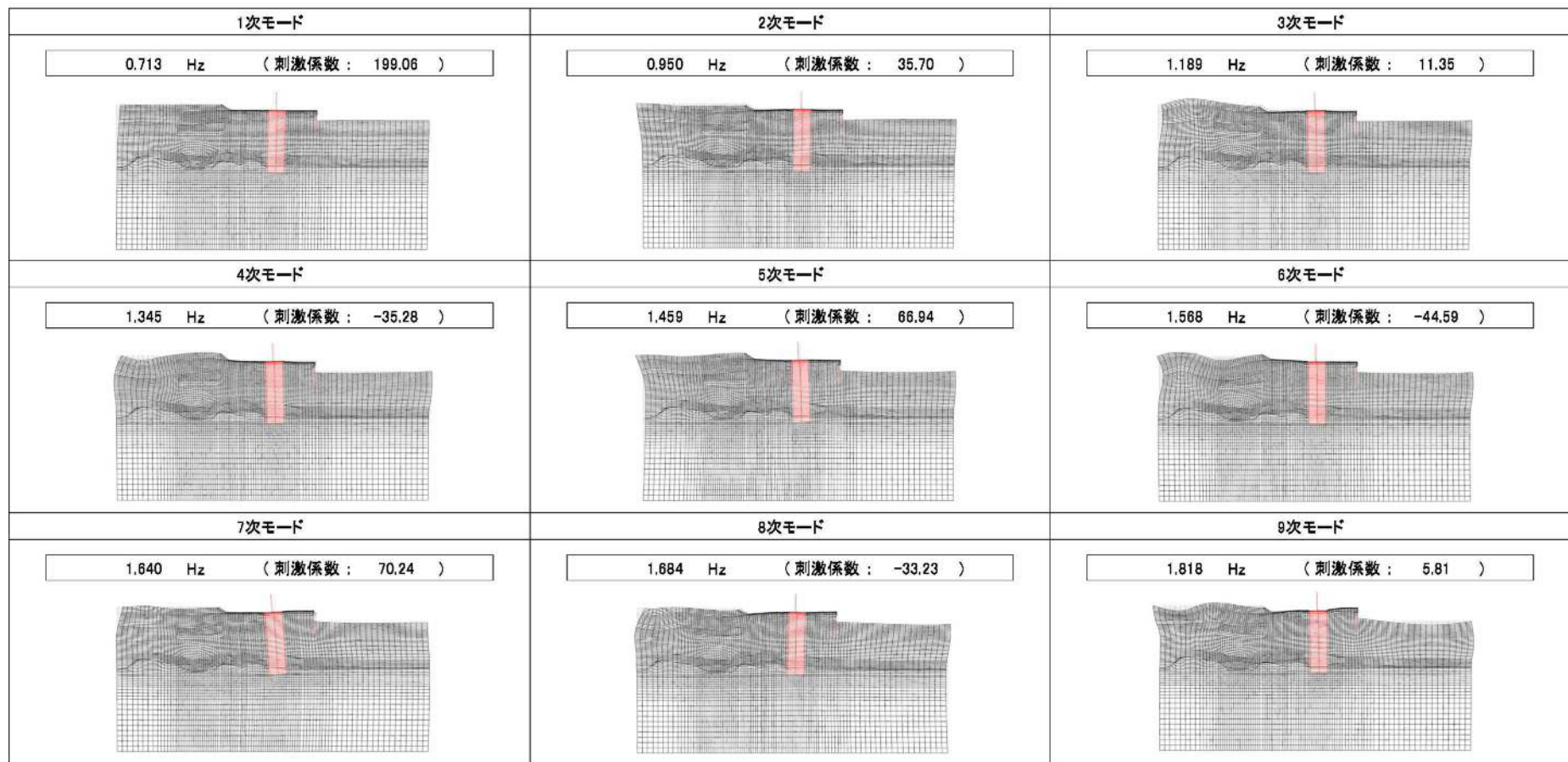


図 6.1.1-1(6) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)



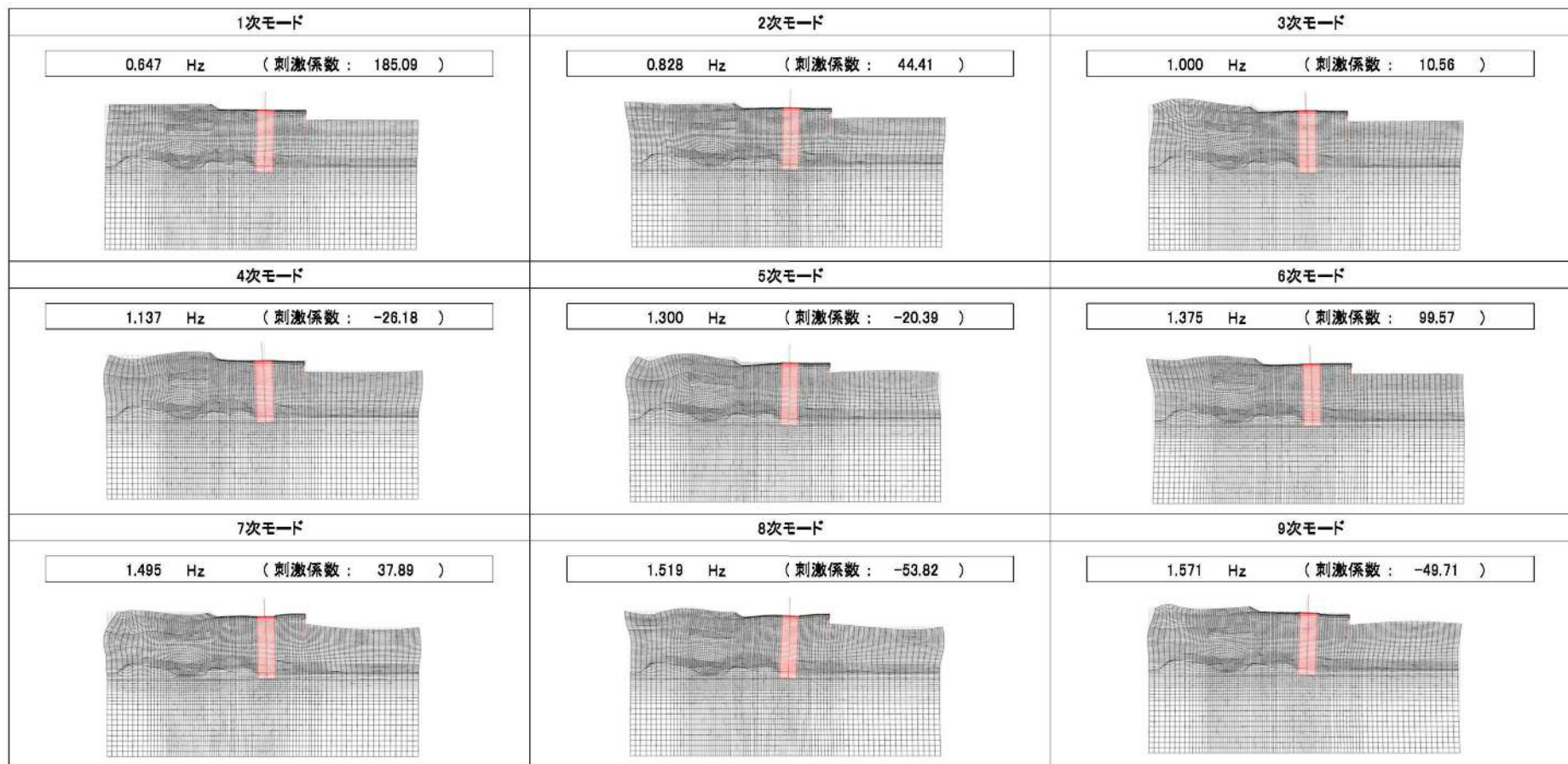


図 6.1.1-1(7) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



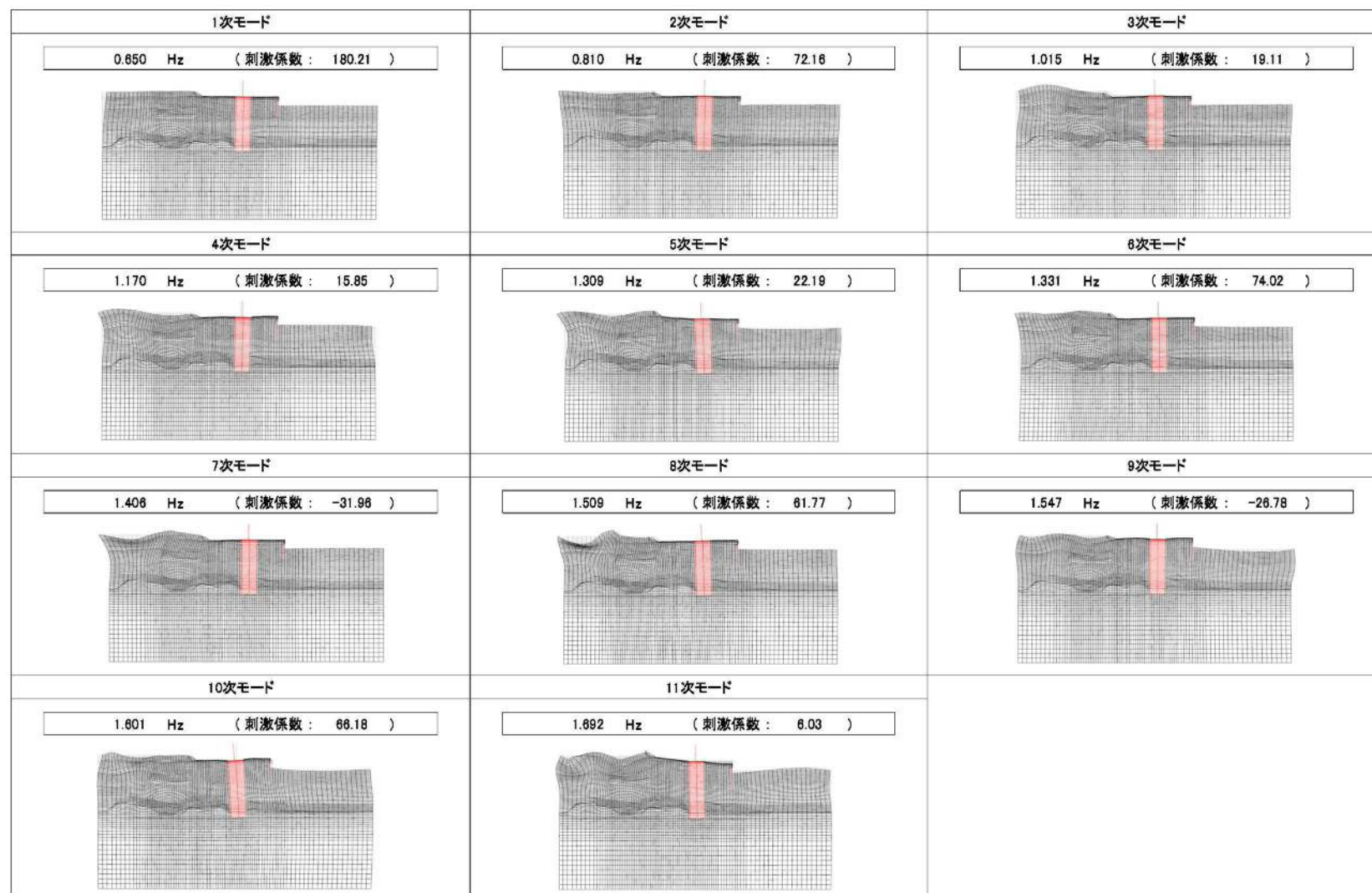


図 6.2.1-1(8) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(検討ケース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)

(②-②断面)



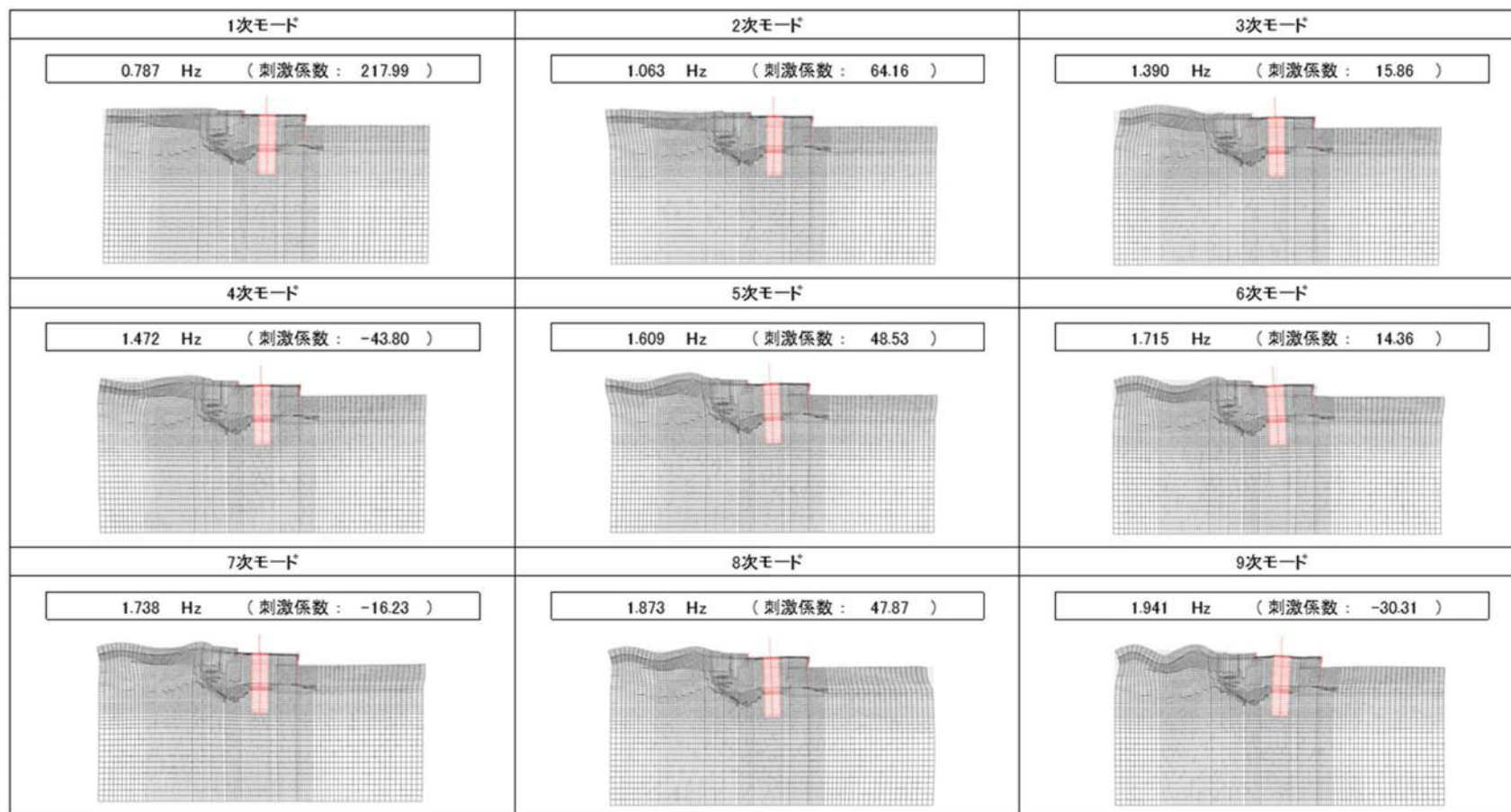


図 6.1.1-1(9) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (③-③断面)



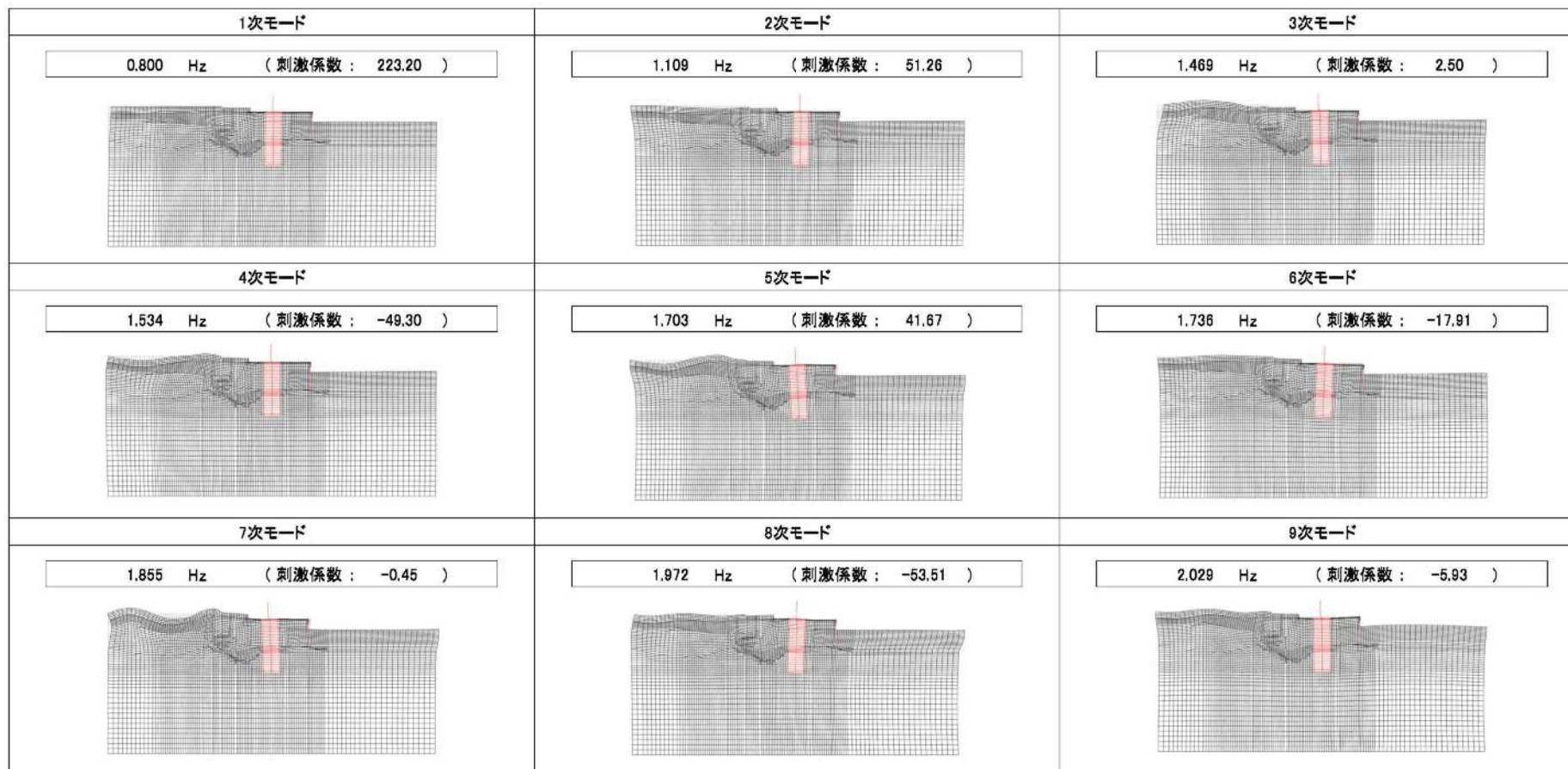


図 6.1.1-1(10) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(③-③断面)



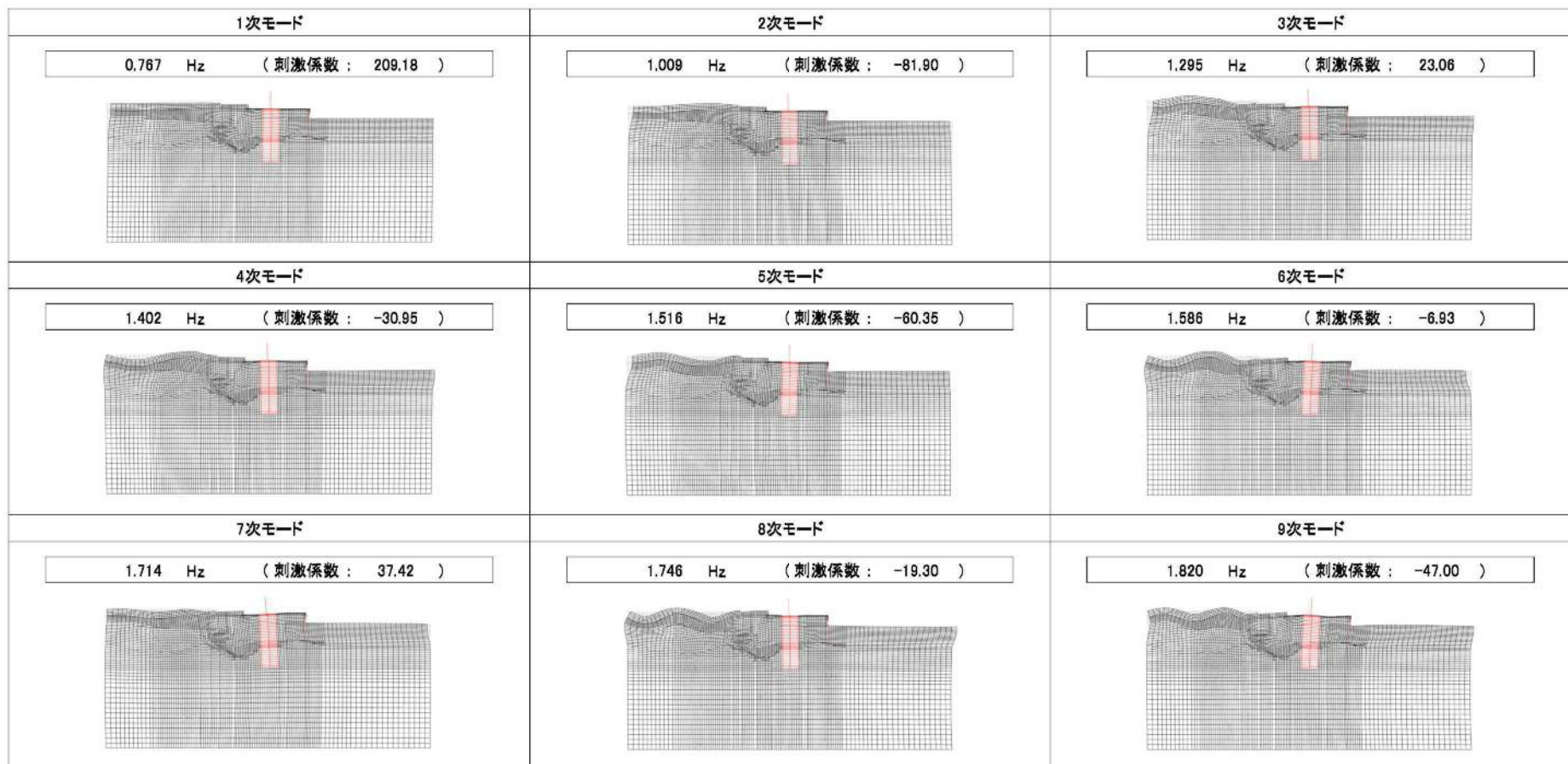


図 6.1.1-1(11) 鋼製防護壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (③-③断面)



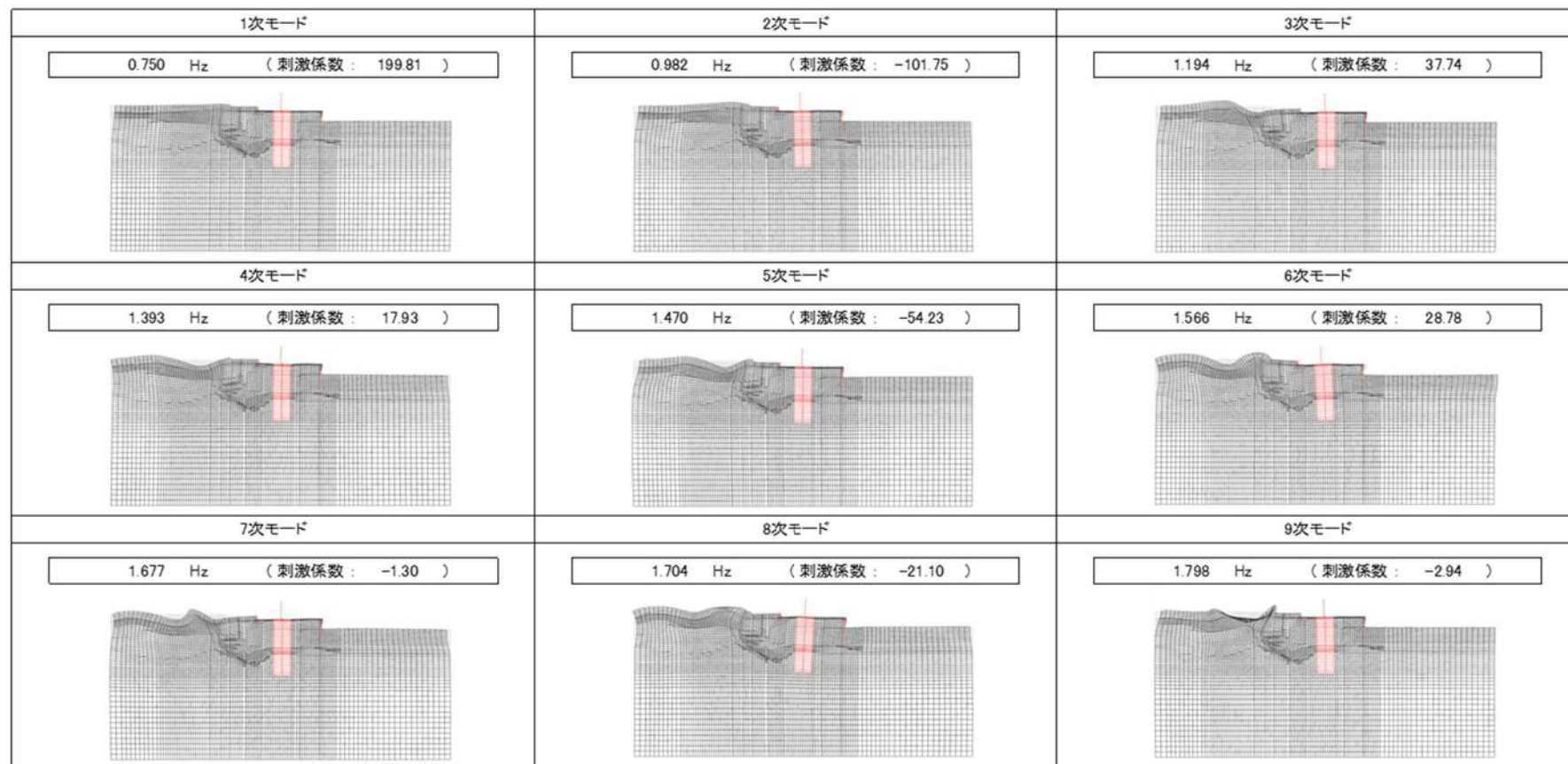


図 6.1.1-1(12) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(検討ケース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)

(③-③断面)



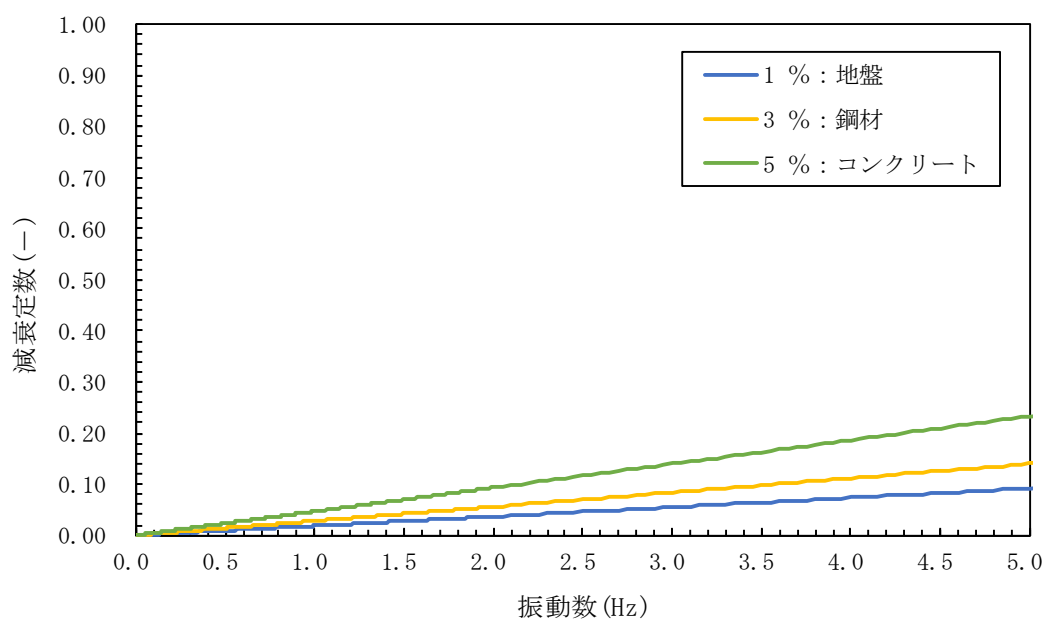


図 6.1.1-1(1) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

(①-①断面)

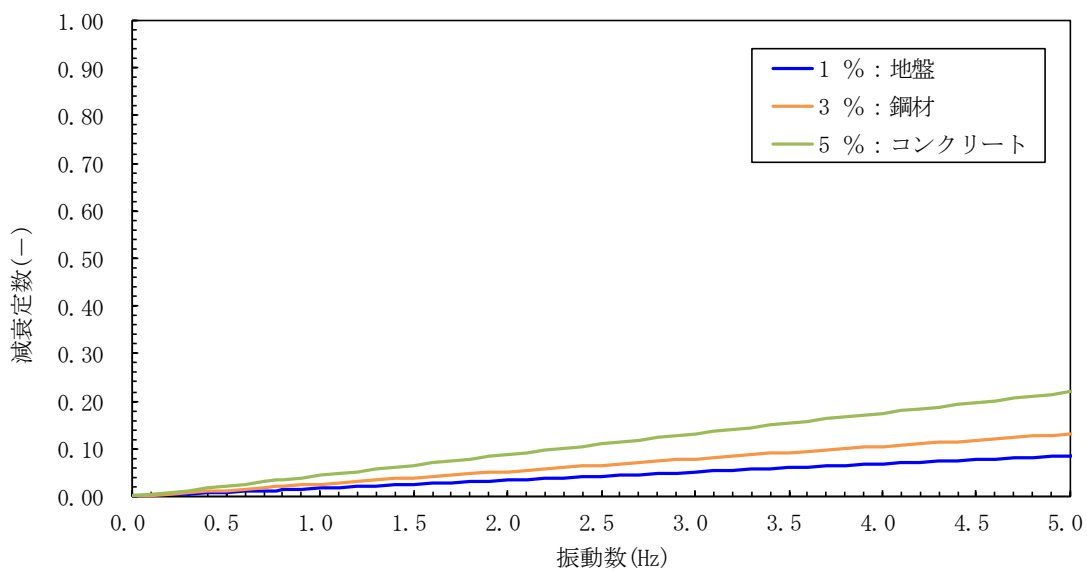


図 6.1.1-1(2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(①-①断面)



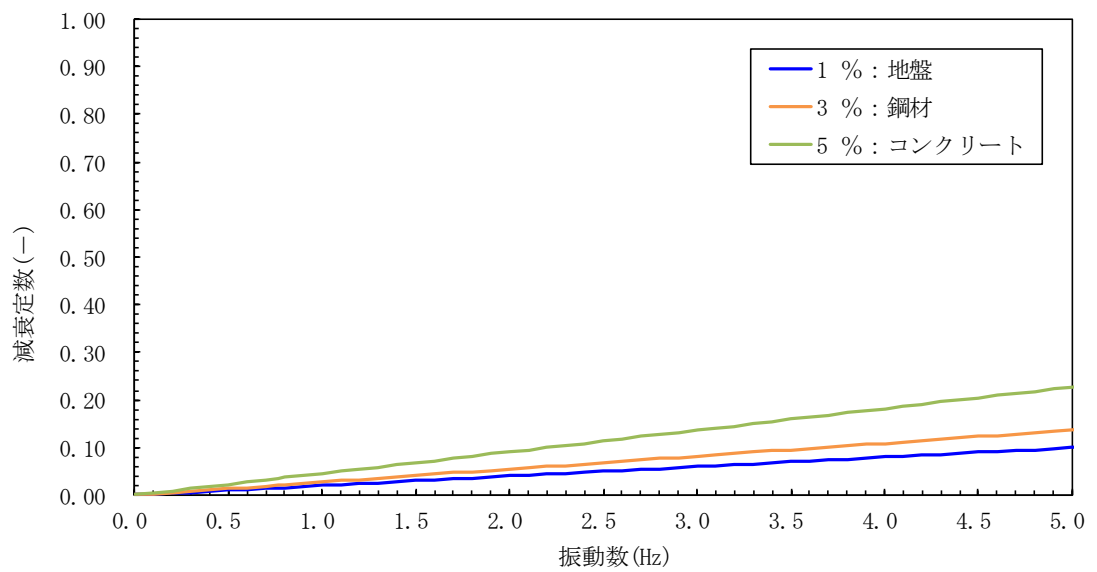


図 6.1.1-1(3) 設定した Rayleigh 減衰  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
(①-①断面)

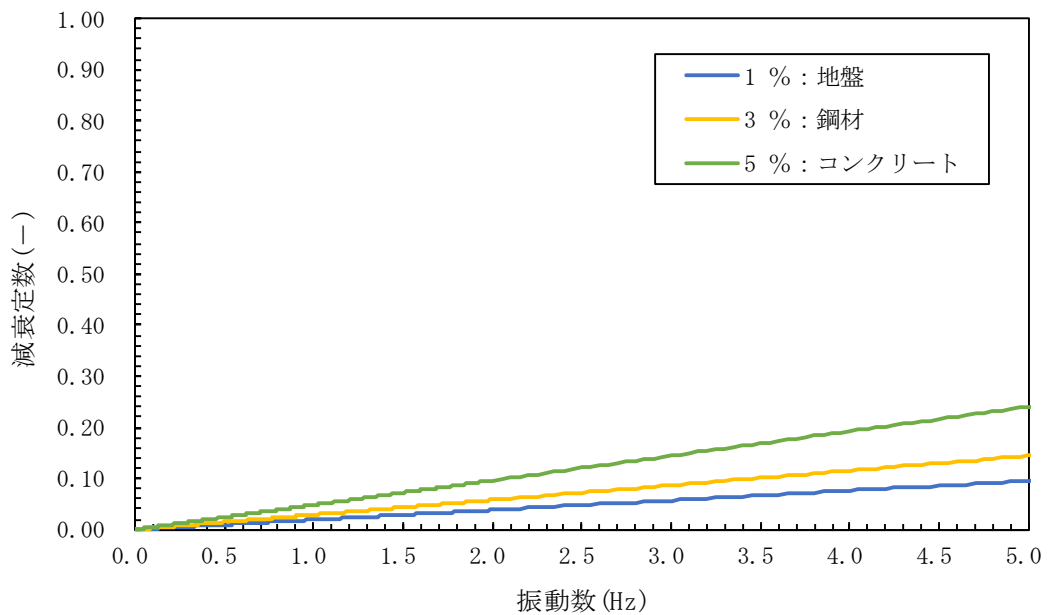


図 6.1.1-1(4) 設定した Rayleigh 減衰  
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
(①-①断面)



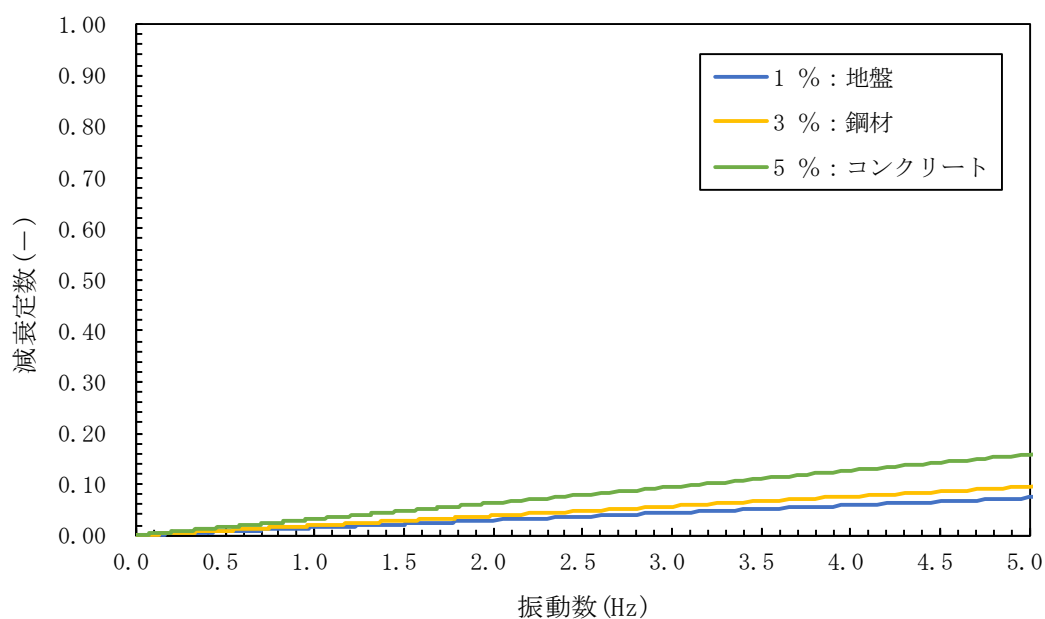


図 6.1.1-1(5) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

(②-②断面)

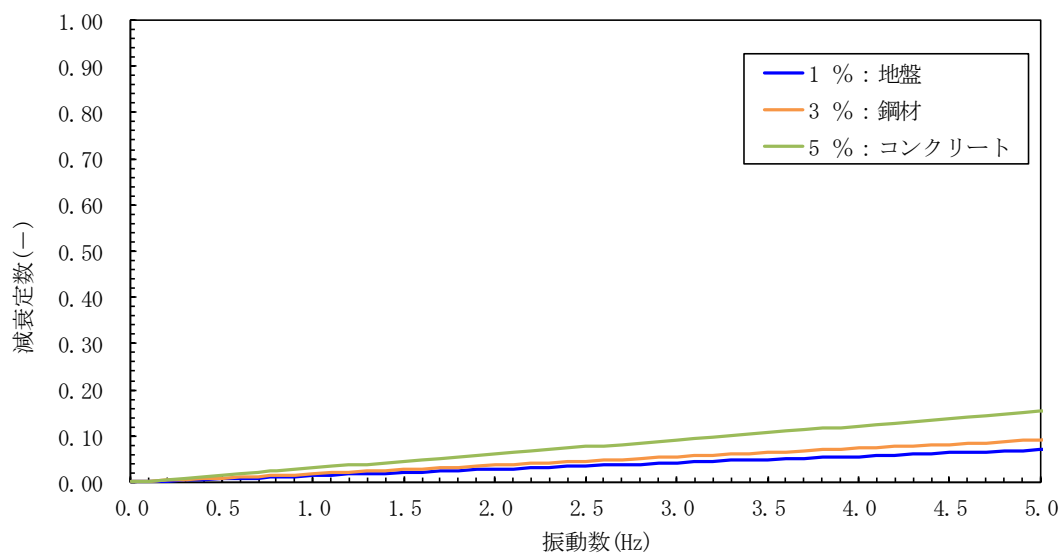


図 6.1.1-1(6) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)



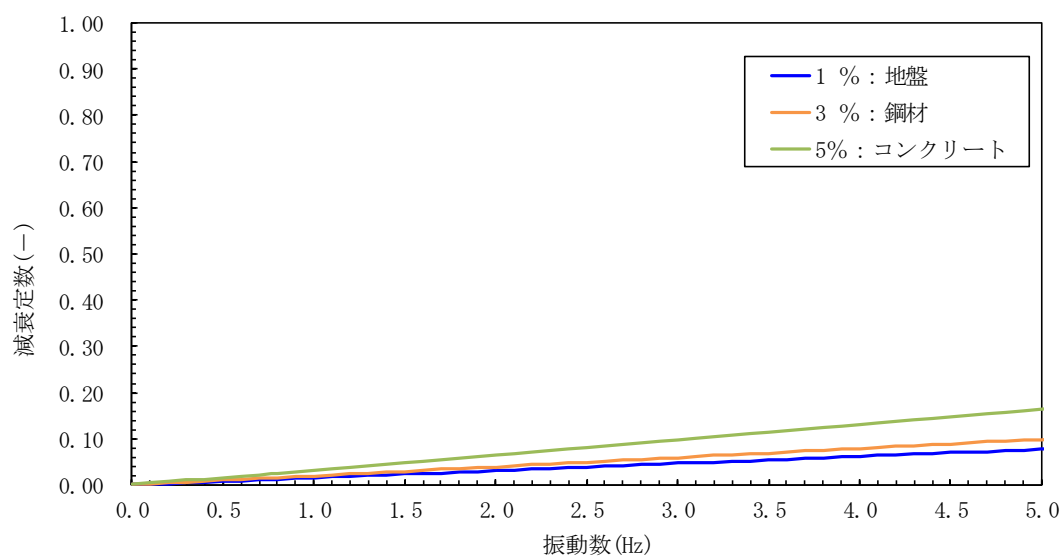


図 6.1.1-1(7) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)

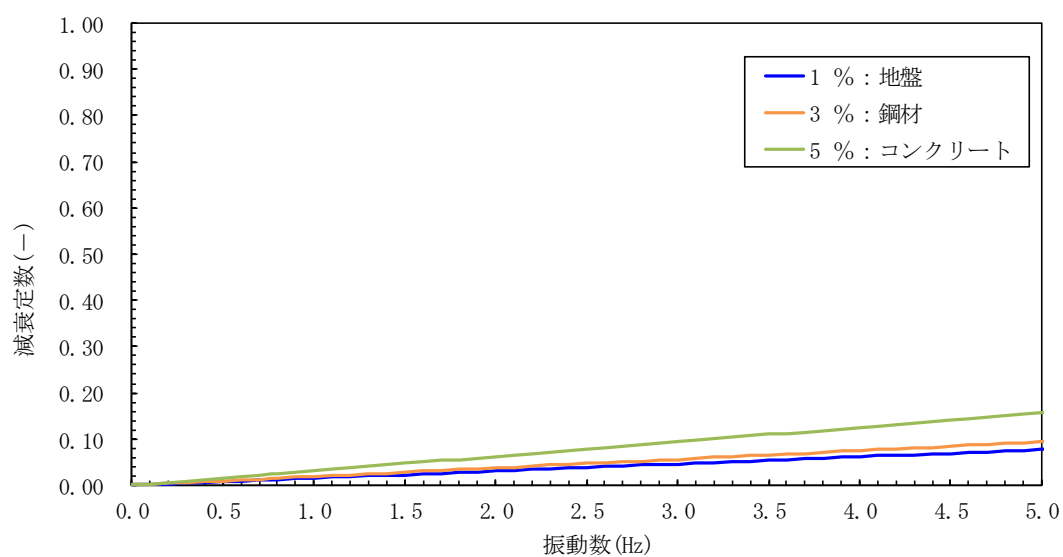


図 6.1.1-1(8) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース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)

(②-②断面)



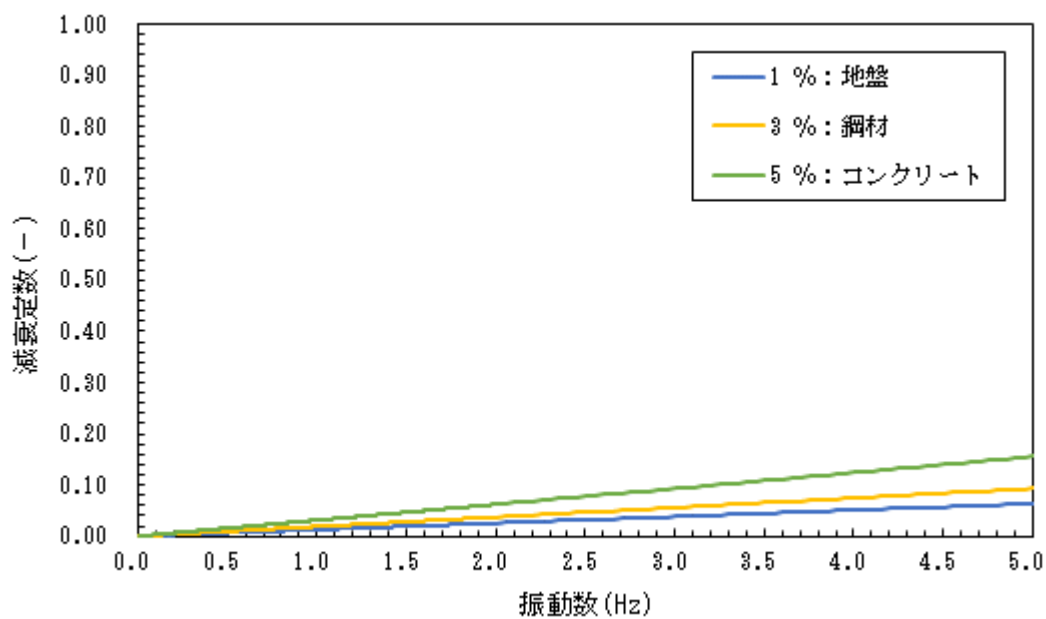


図 6.1.1-1(9) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

(③-③断面)

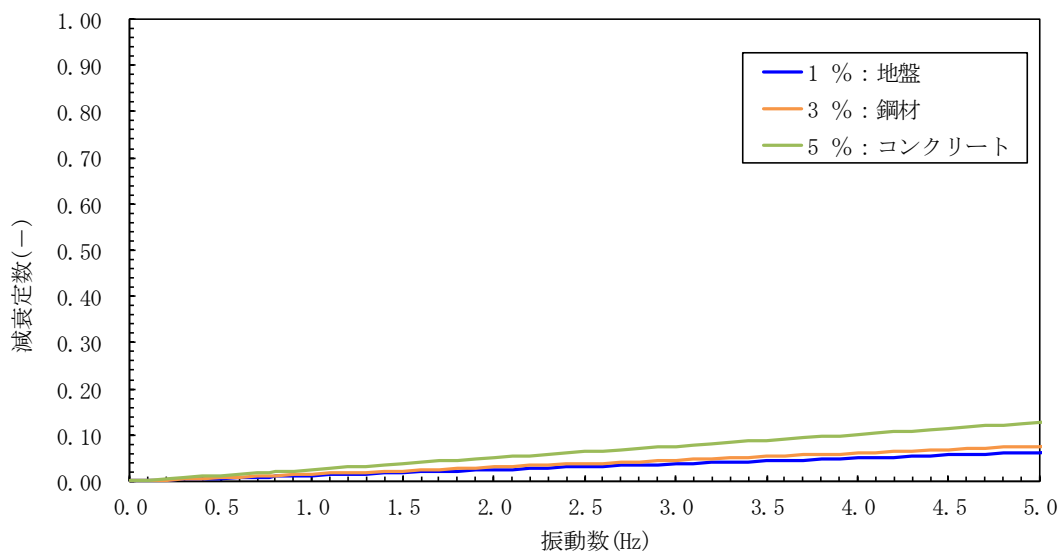


図 6.1.1-1(10) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(③-③断面)



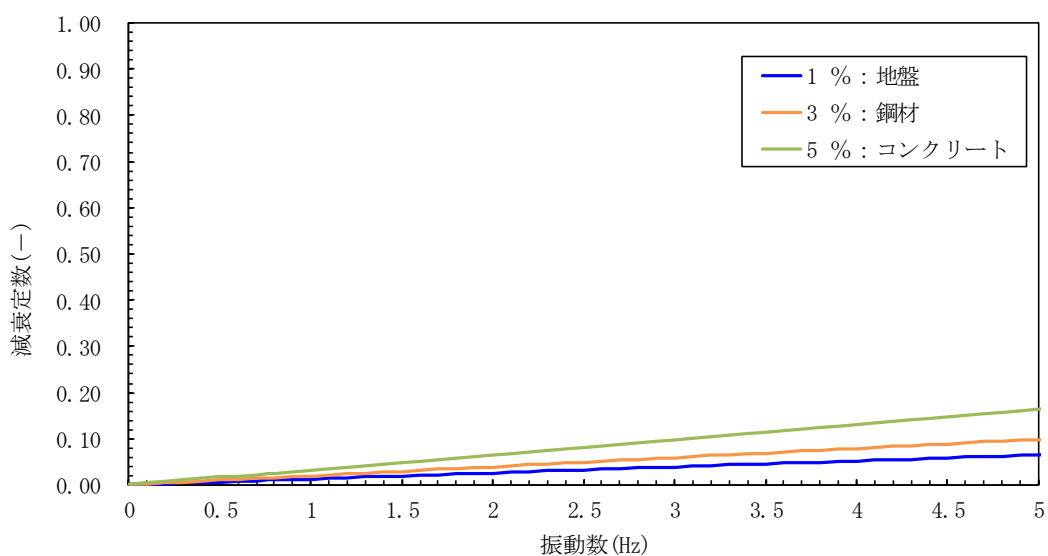


図 6.1.1-1(11) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(③-③断面)

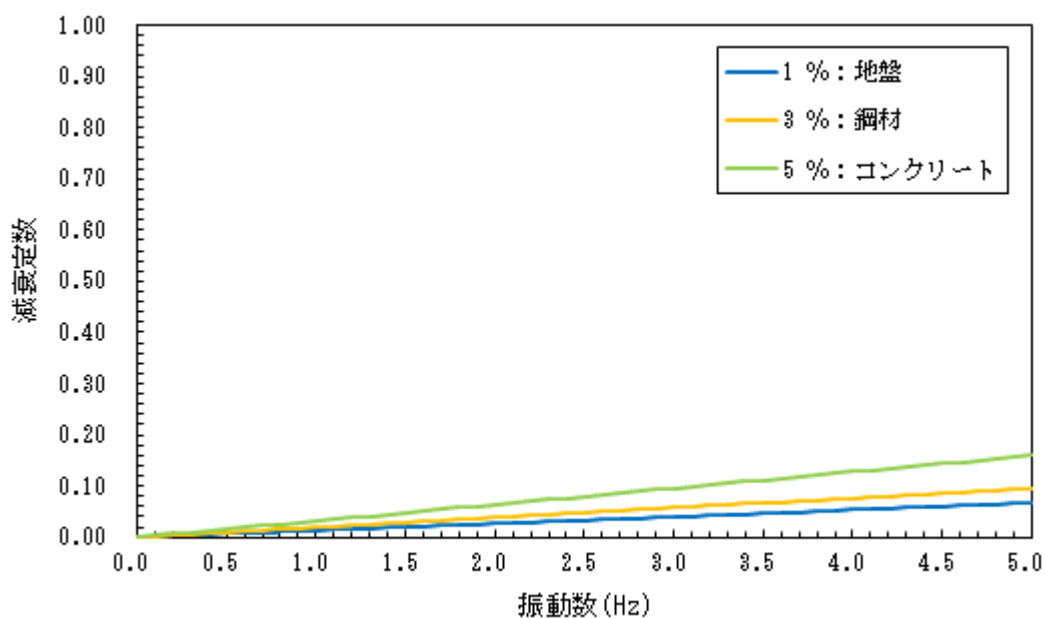


図 6.1.1-1(12) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース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)

(③-③断面)



- 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

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格	12
3. 地震応答解析	13
3.1 評価対象断面	13
3.2 解析方法	16
3.2.1 地震応答解析手法	17
3.2.2 構造部材	17
3.2.3 地盤	17
3.2.4 減衰特性	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	18
3.3.2 荷重	18
3.3.3 荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	20
3.5 解析モデル及び諸元	49
3.5.1 2次元有効応力解析モデル	49
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	69
3.5.3 地下水位	71
3.6 解析ケース	72
4. 耐震評価	75
4.1 評価対象部位	75
4.2 解析方法	76
4.3 荷重及び荷重の組合せ	77
4.4 許容限界	78
4.5 解析モデル及び諸元	80
4.6 評価方法	83
4.6.1 鉄筋コンクリート防潮壁	83
4.6.2 基礎地盤の支持性能評価	86



5. 評価結果	87
5.1 地震応答解析結果	87
5.2 耐震評価結果	208
5.3 まとめ	277



## 1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び支持性能及び止水機能を有していることを確認するものである

鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

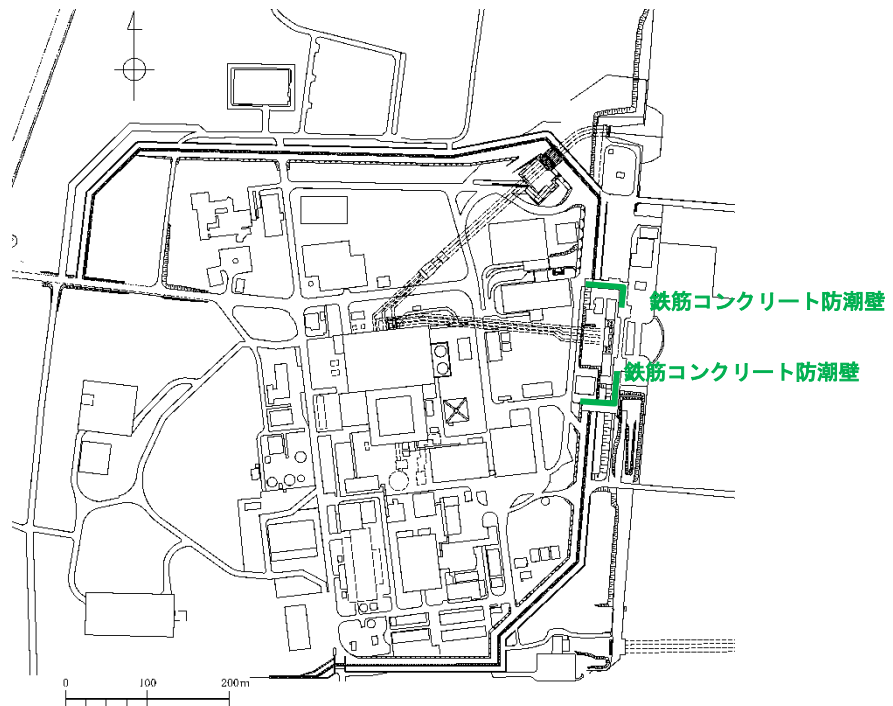


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図



## 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P.+20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。防潮扉の評価は「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは、それぞれの鉛直方向の主鉄筋をコンクリートフーチング内に定着させて一体構造とする。

鉄筋コンクリート防潮壁の平面図を図2.2-1、概要図を図2.2-2、構造図を図2.2-3に示す。

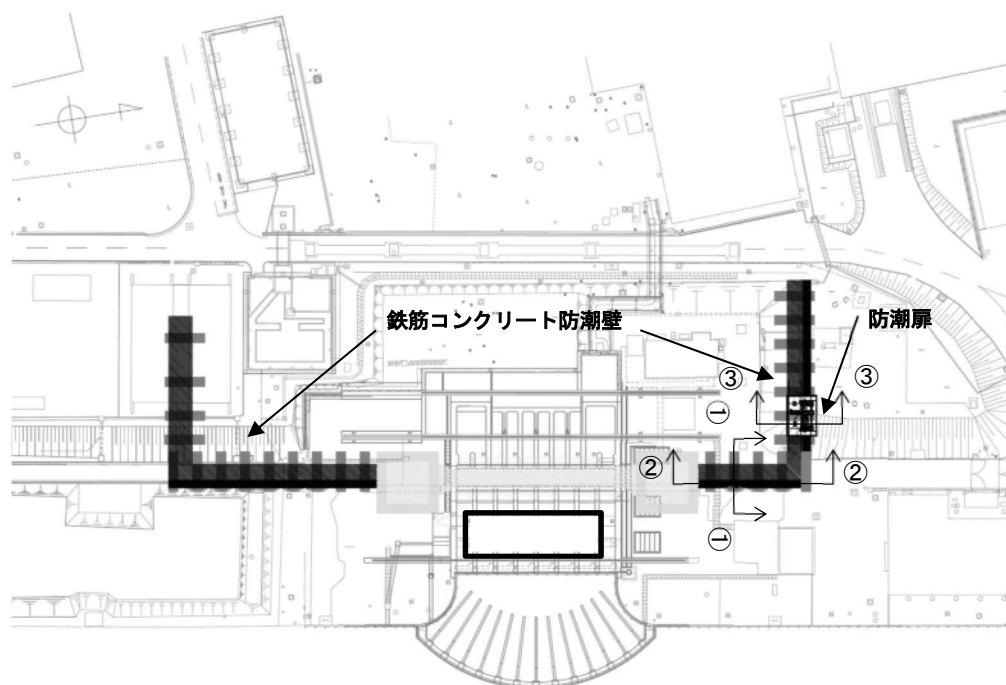
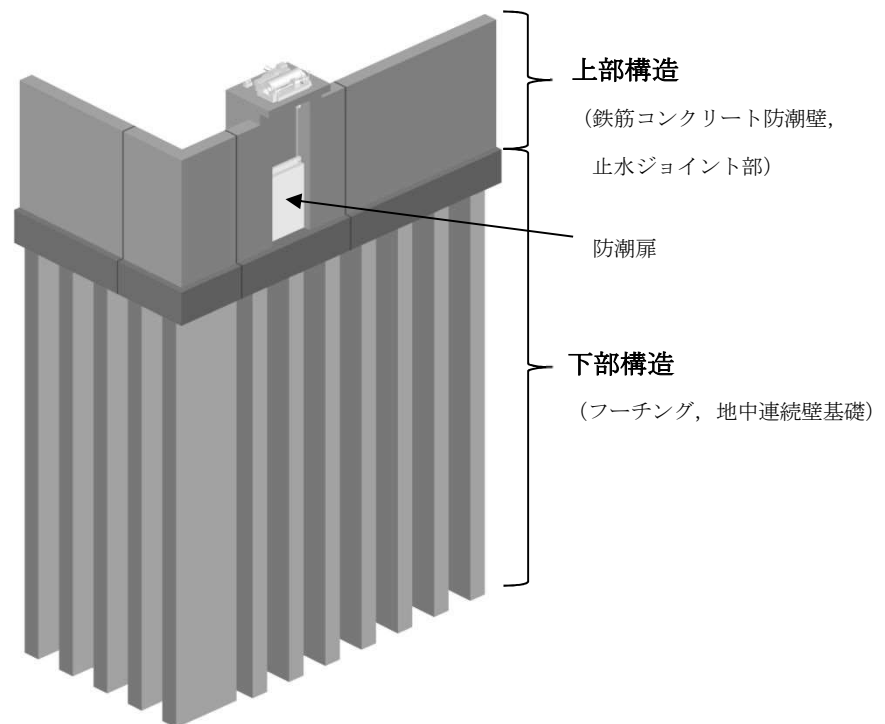
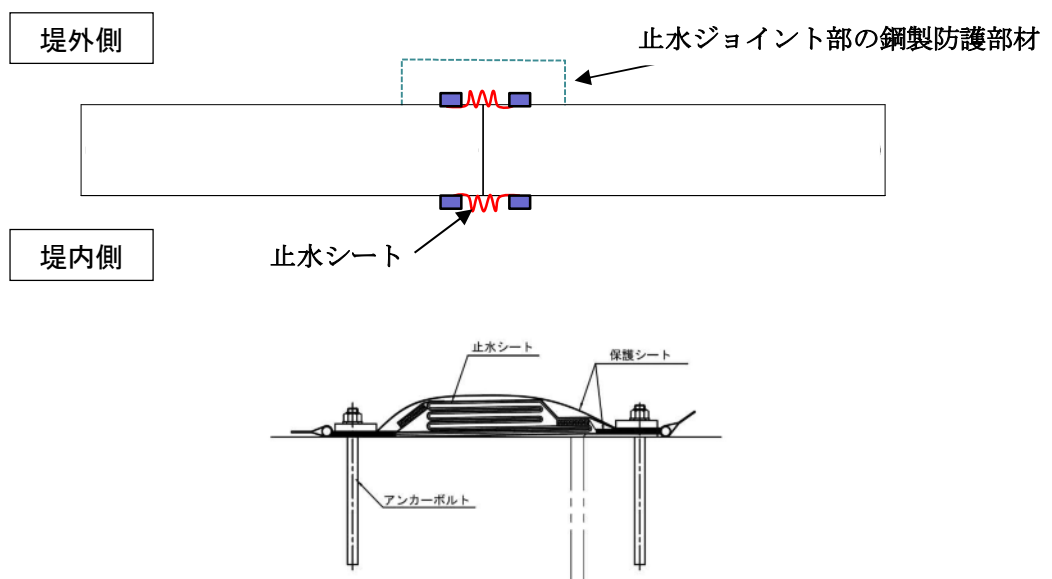


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図





鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



シートジョイント  
止水ジョイント部材の概要図

図 2.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図



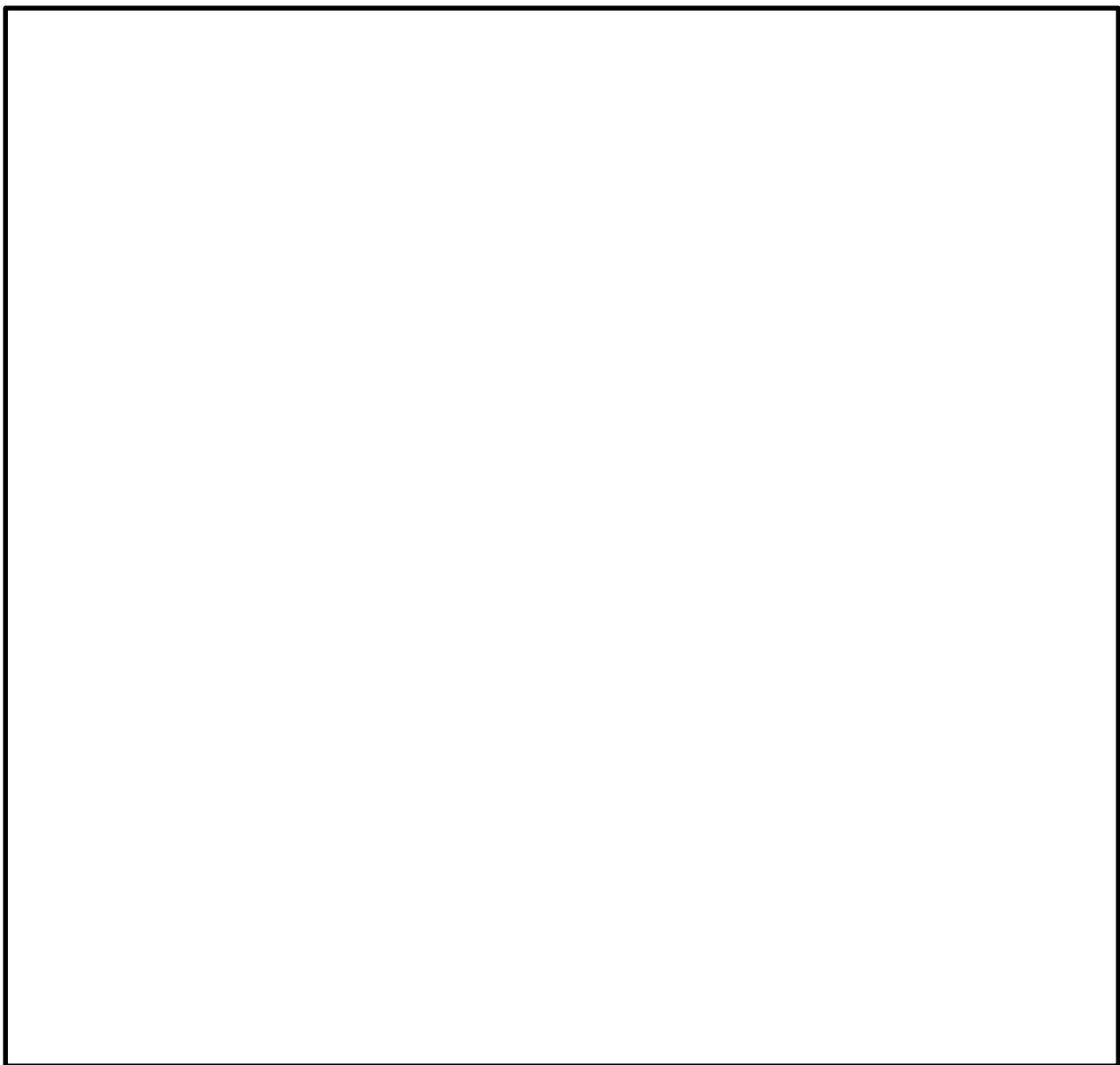


図 2.2-3 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図（フラップゲート部）



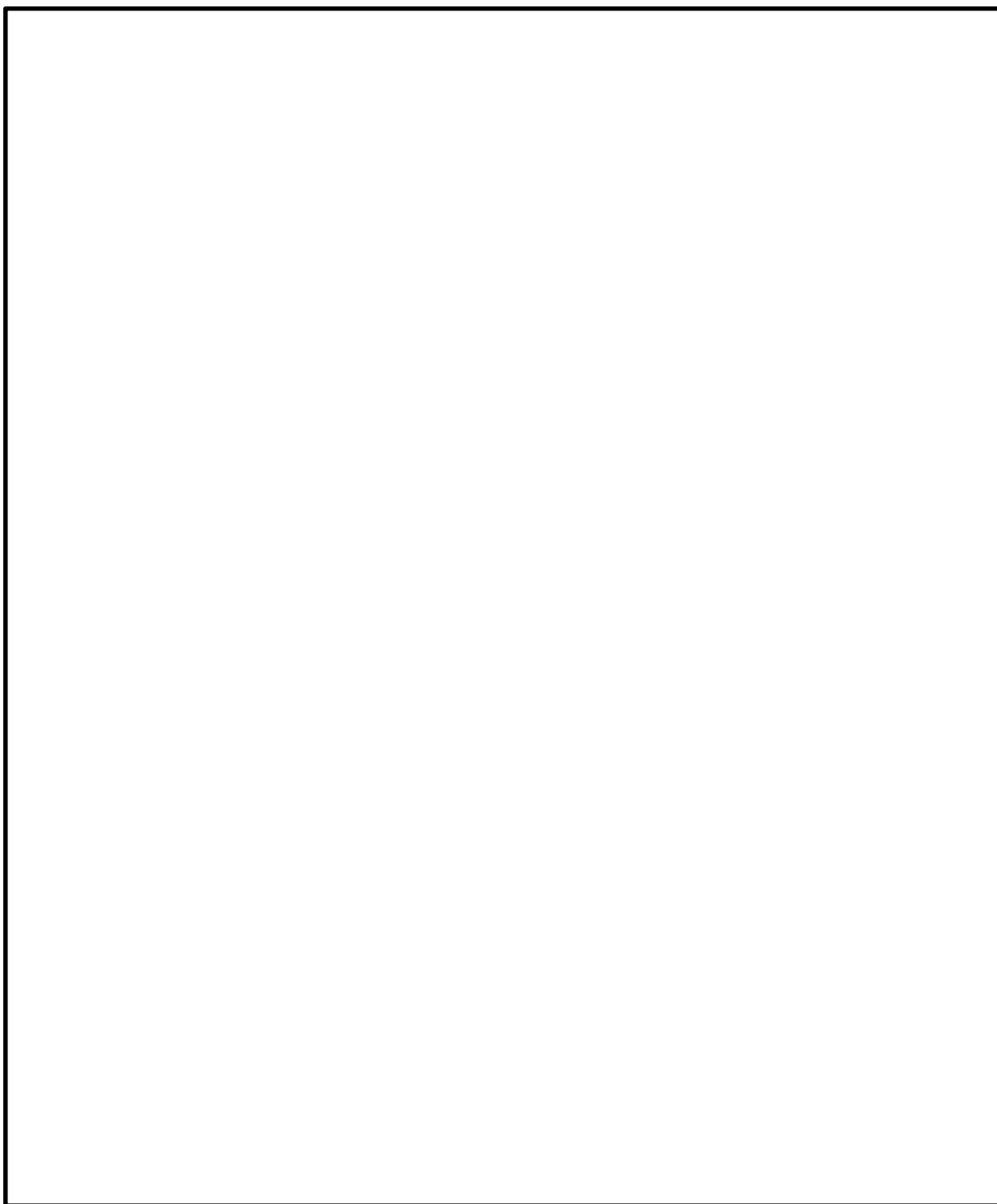


図 2.2-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)



## 2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設の評価として、表 2.3-2 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部は、鋼製アンカー、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁耐震評価フローを図 2.3-1 に、鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。



表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界		
	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)		評価対象部位		応力等の状態	損傷モード			
鉄筋コンクリート防潮壁	・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動S <sub>s</sub> に対して、鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動S <sub>s</sub> による地震荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。	・鉄筋コンクリート防潮壁は、 <b>基準地震動S<sub>s</sub>に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</b>	・鉄筋コンクリート防潮壁は、 <b>基準地震動S<sub>s</sub>に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</b>	・鉄筋コンクリート防潮壁は、 <b>基準地震動S<sub>s</sub>に対し、</b> ①鋼材や鉄筋コンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ②上部構造は、フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。	・鉄筋コンクリート防潮壁は、 <b>基準地震動S<sub>s</sub>による地震時荷重</b> に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動S <sub>s</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。		下部構造	基礎地盤		支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						基準地震動S <sub>s</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			地中連続壁基礎		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						基準地震動S <sub>s</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			鉄筋コンクリート	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁							
						基準地震動S <sub>s</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		上部構造	止水ジョイント部	止水ジョイント部材		変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
										鋼製アンカー		引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
										止水ジョイント部の鋼製防護部材		曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

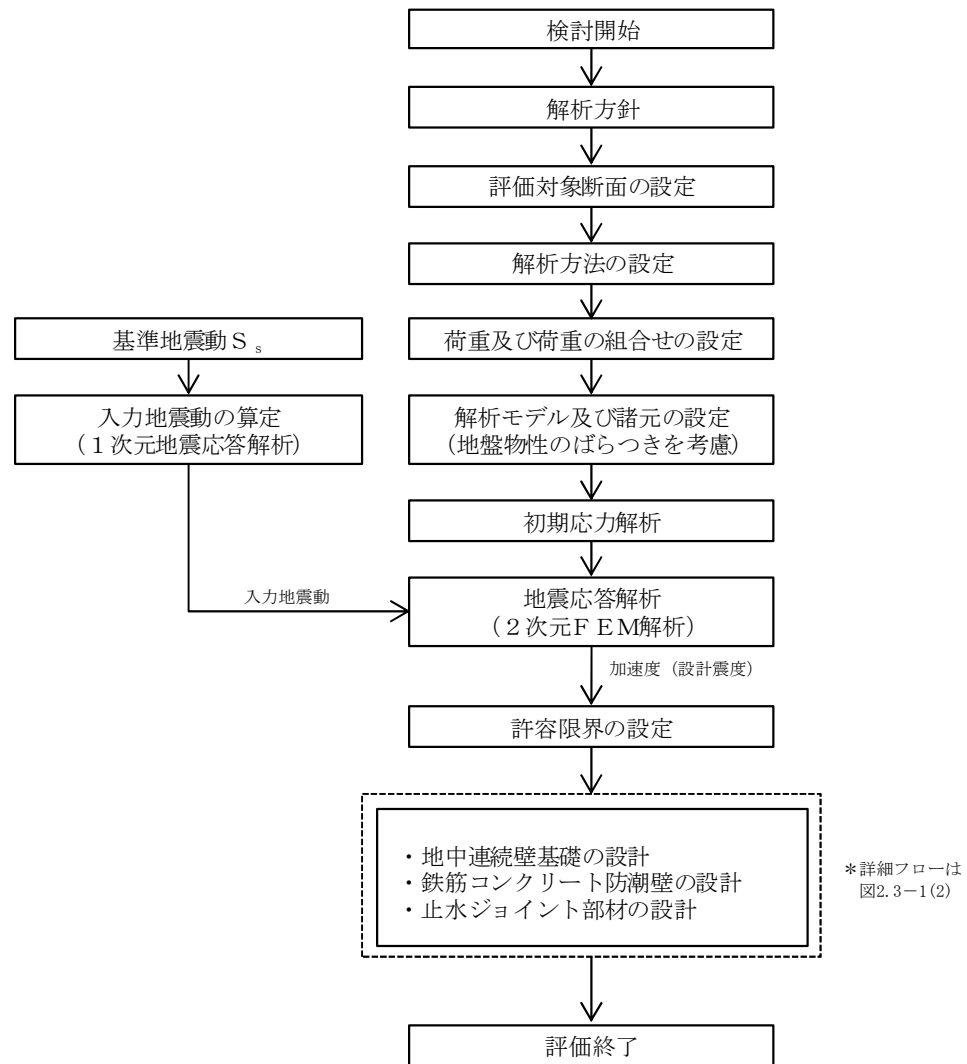


表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		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
		フーチング		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
		地中連続壁基礎		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 ジ ョ イ ン ト 部	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
			鋼製防護部材	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
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		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
		地中連続壁基礎		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
		止水ジ ョイ ン ト 部	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
			鋼製防護部材	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
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジ ョイ ン ト 部	止水ジ ョイ ン ト 部 材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

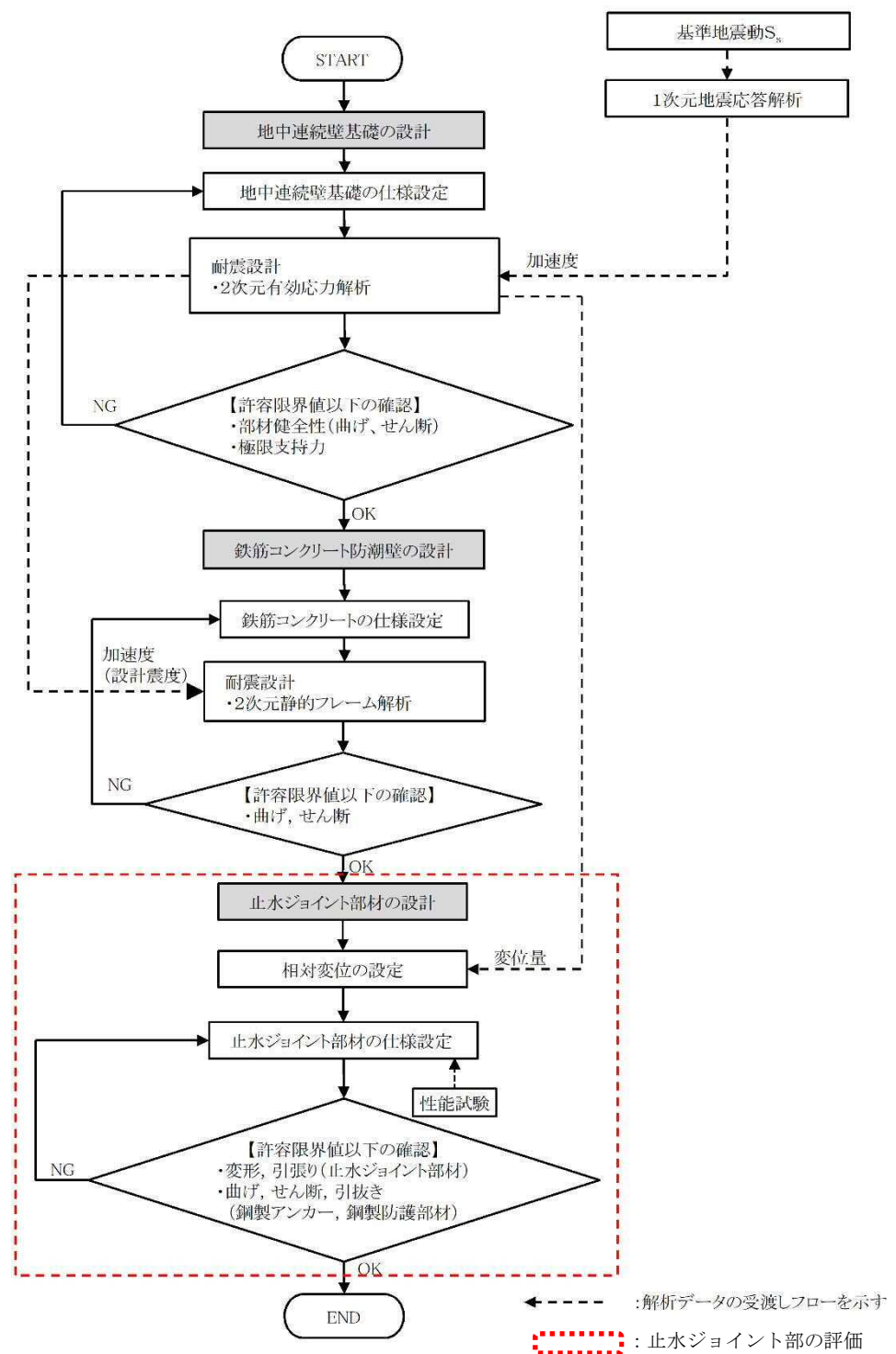




- 注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー





注記 \* : 止水ジョイント部の評価は「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイントの漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-1(2) 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー



## 2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・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）
- ・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 24 年 3 月）
- ・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（（社）土木学会，2005 年）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・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〕（土木学会，2002 年制定）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	鉄筋	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）	・せん断力に対する照査は，発生応力度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力以下であることを確認
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析



### 3. 地震応答解析

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、①-①断面，②-②断面を用いて実施する。

防潮扉の耐震評価のための加速度応答については，①-①断面，②-②断面を用い，フラップゲートの耐震評価のための加速度応答については，③-③断面，④-④断面を用いて算定する。

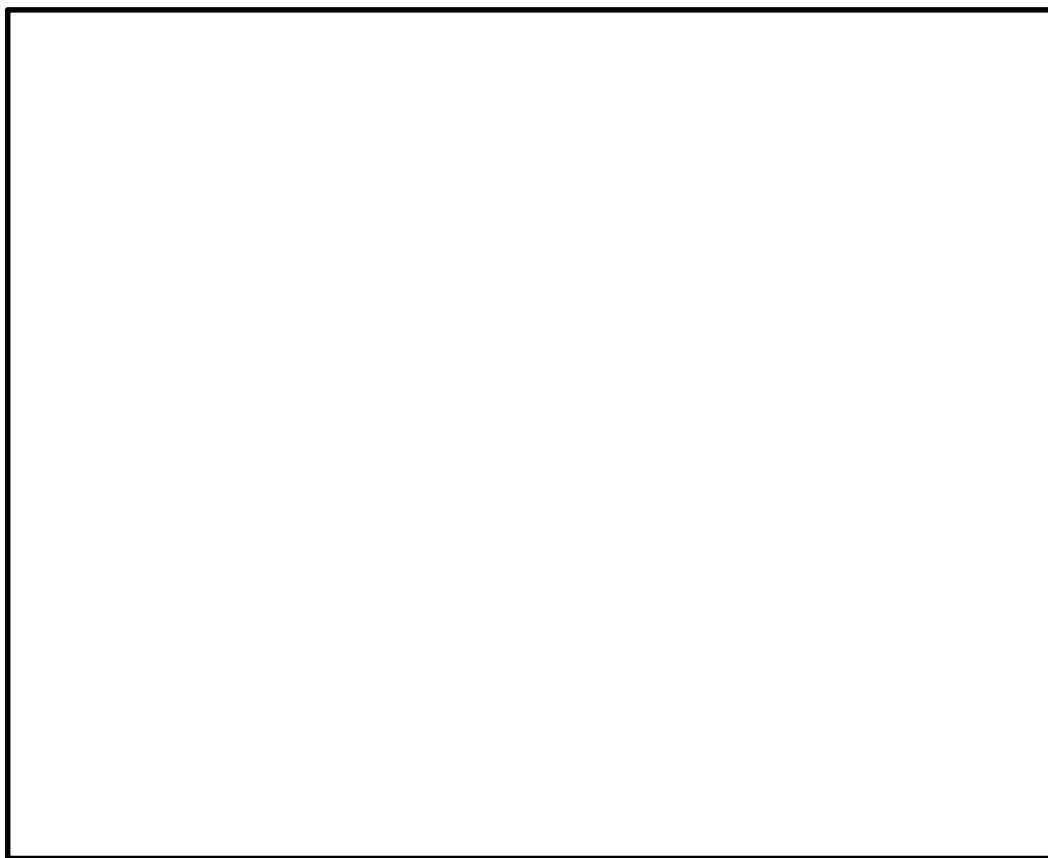
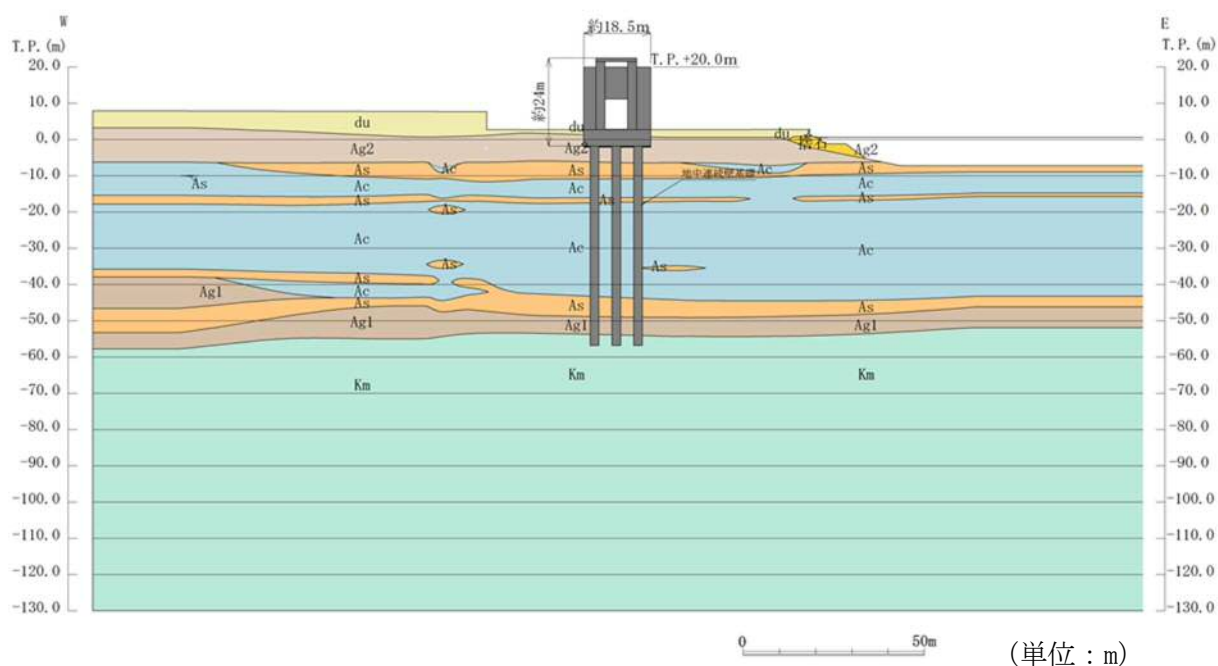
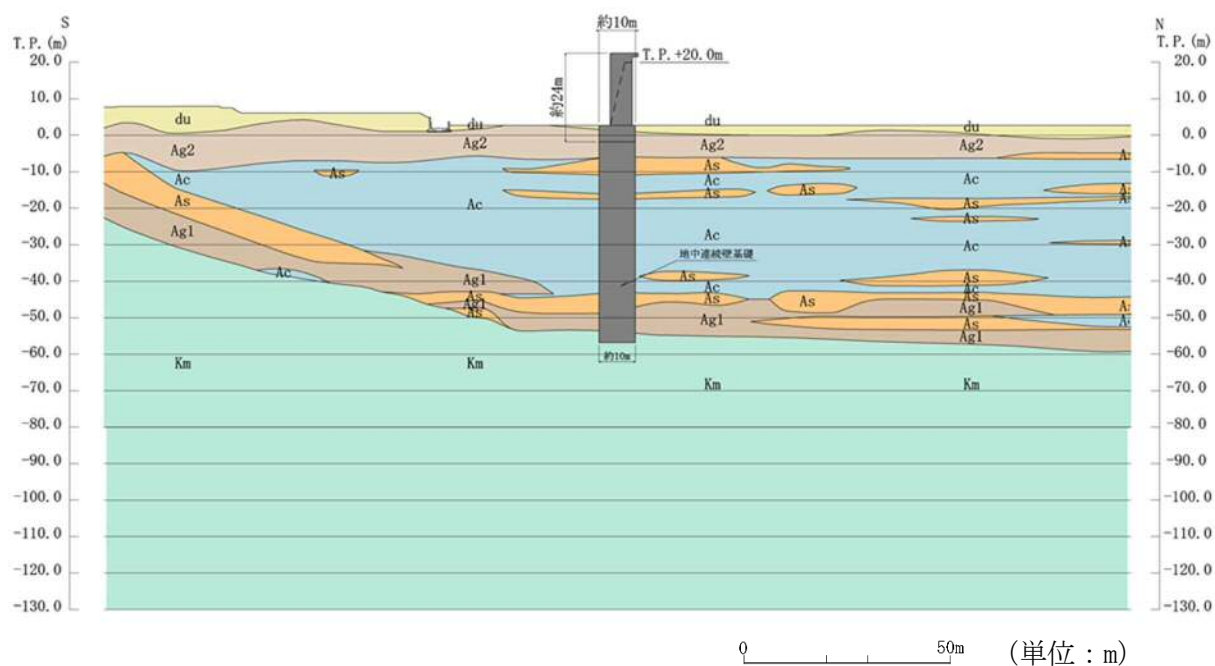


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図







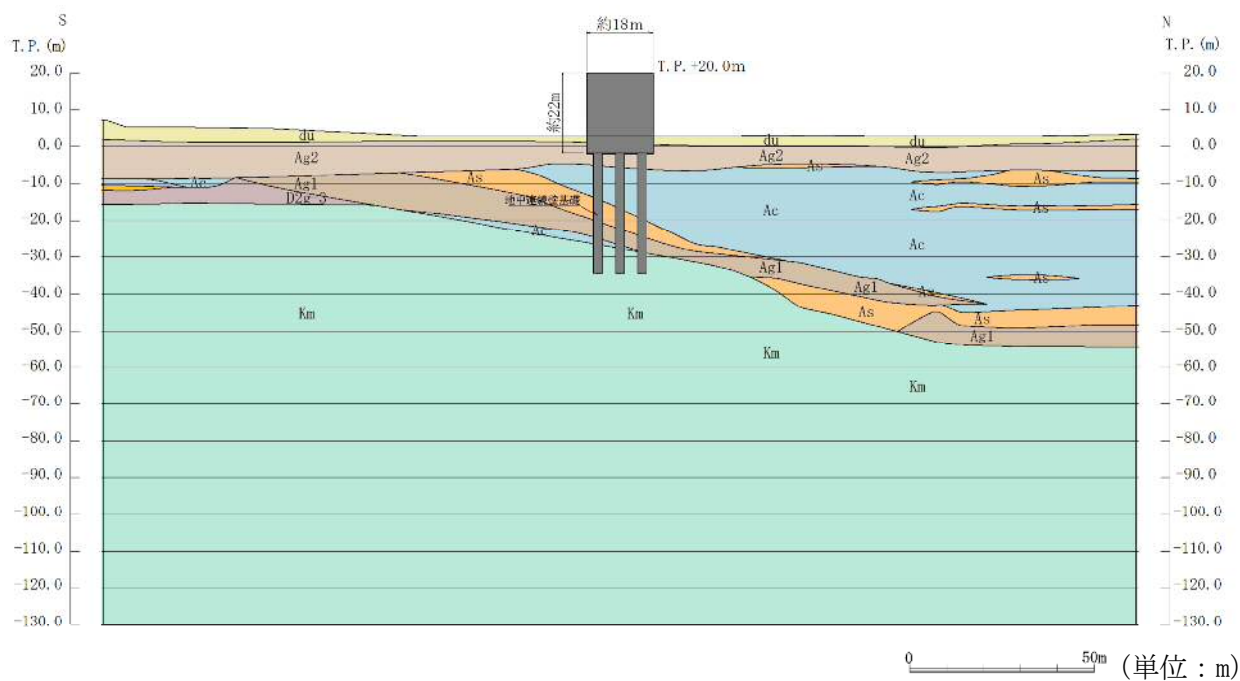


図 3.1-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (③-③断面)

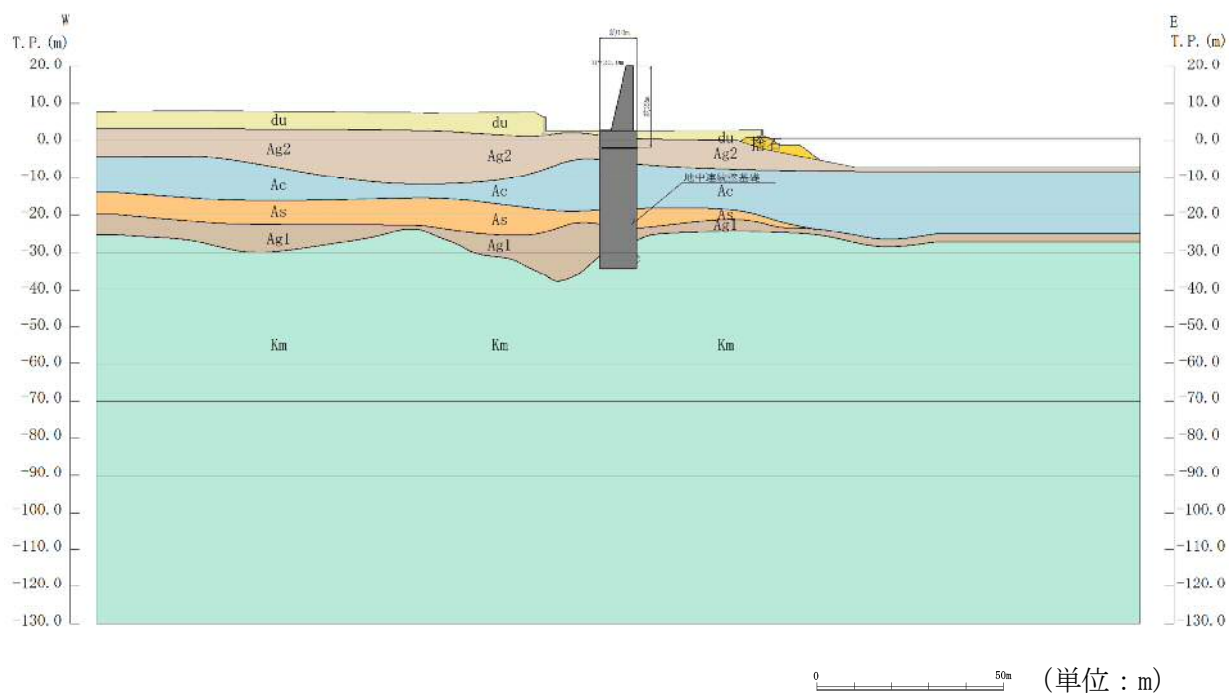


図 3.1-2 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (④-④断面)



### 3.2 解析方法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

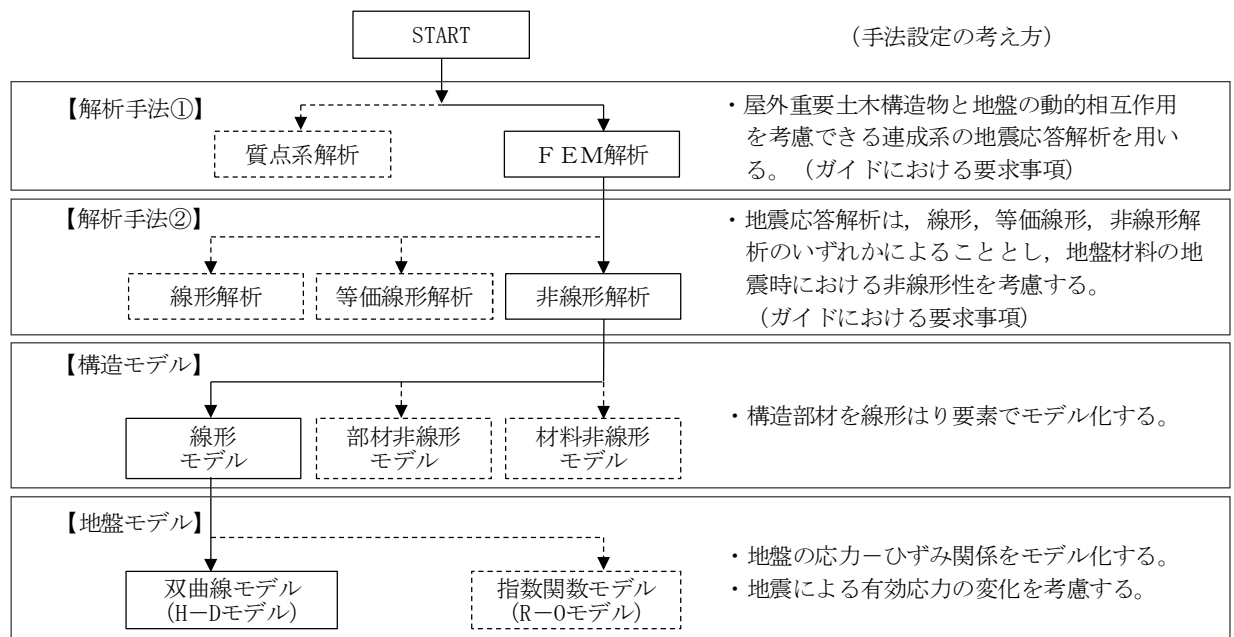


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-Dモデル) を選定する。



#### 3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素有効応力解析を用いて，基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

#### 3.2.2 構造部材

構造部材は線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。

#### 3.2.3 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### 3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については，固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

##### (1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重

基準地震動 $S_s$ による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

##### (4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示し、荷重概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

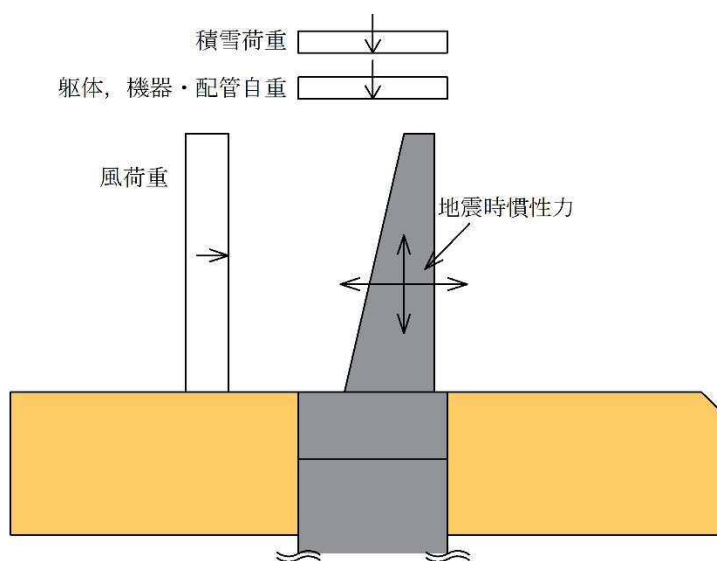


図 3.3-1 荷重概念図



### 3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver.6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

基準地震動 $S_s$ のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図3.4-2～図3.4-29に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

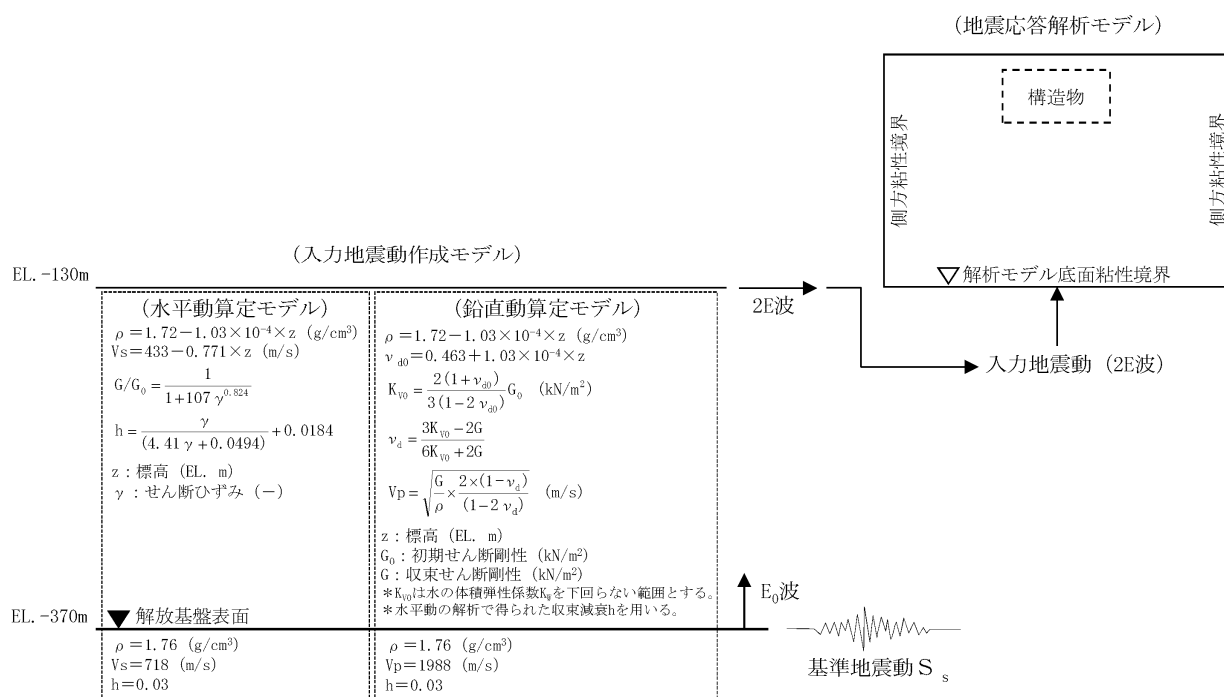
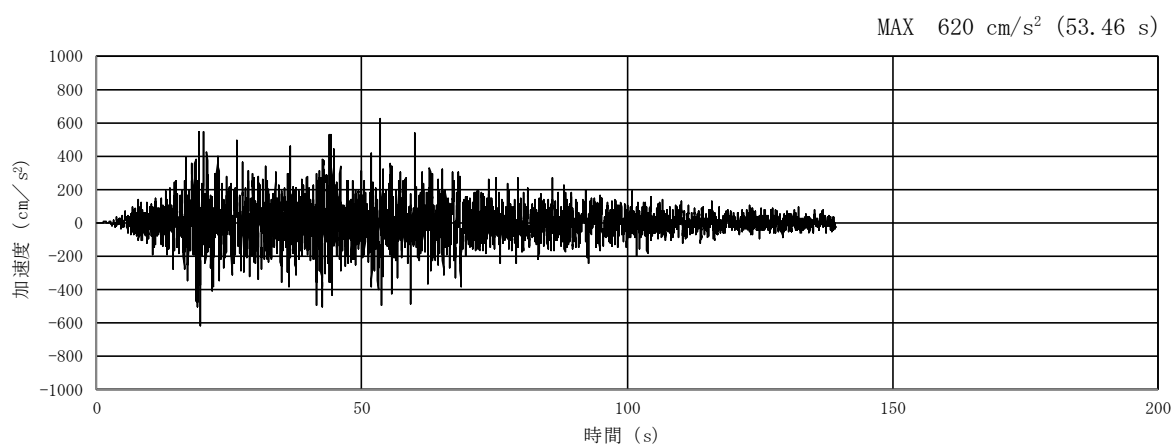
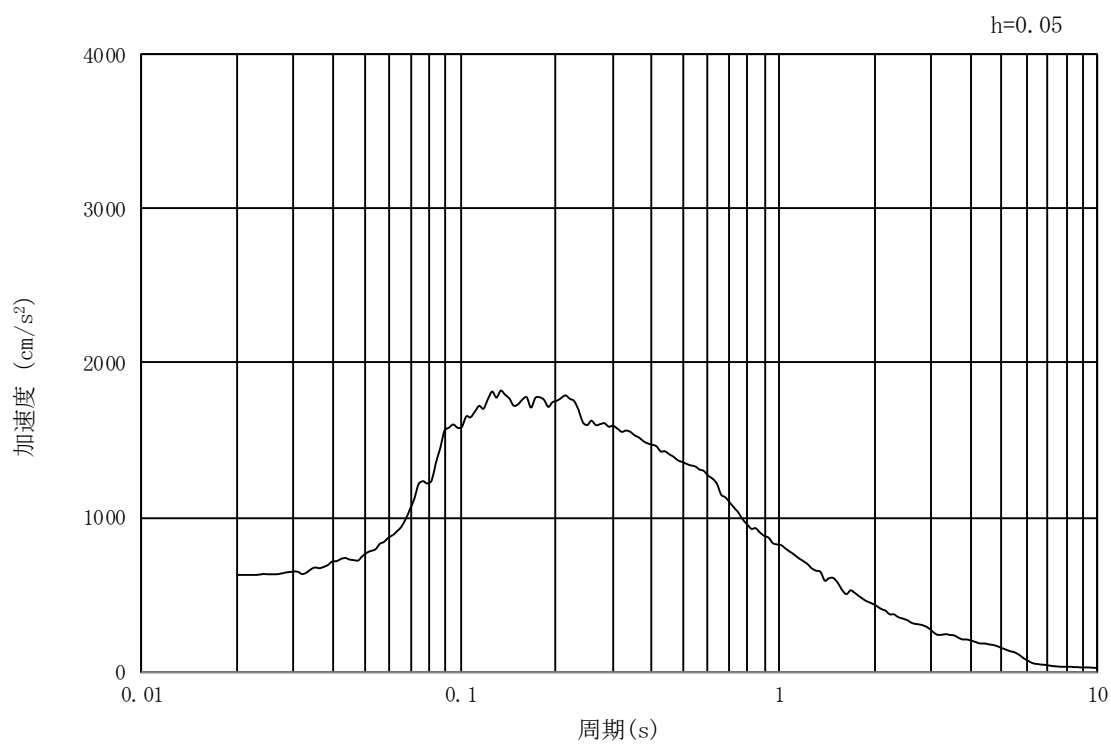


図3.4-1 入力地震動算定の概念図





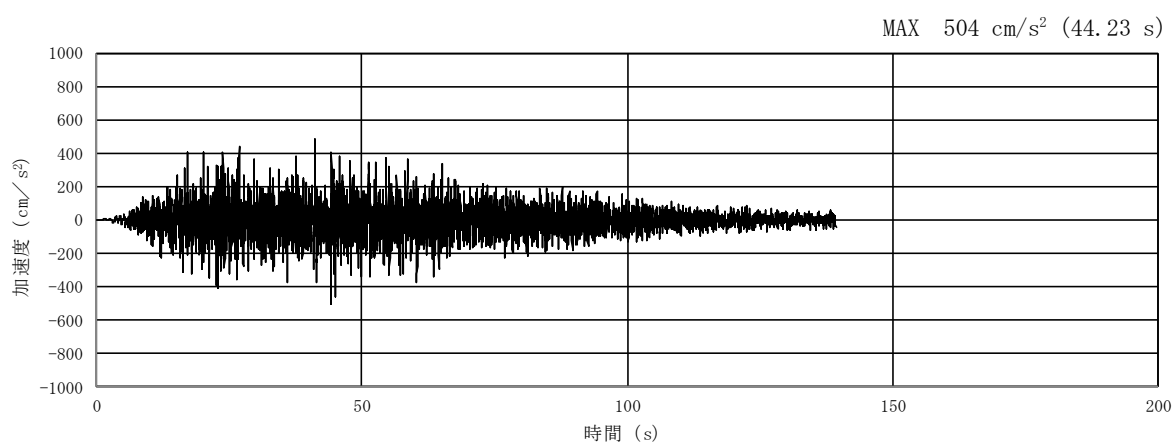
(a) 加速度時刻歴波形



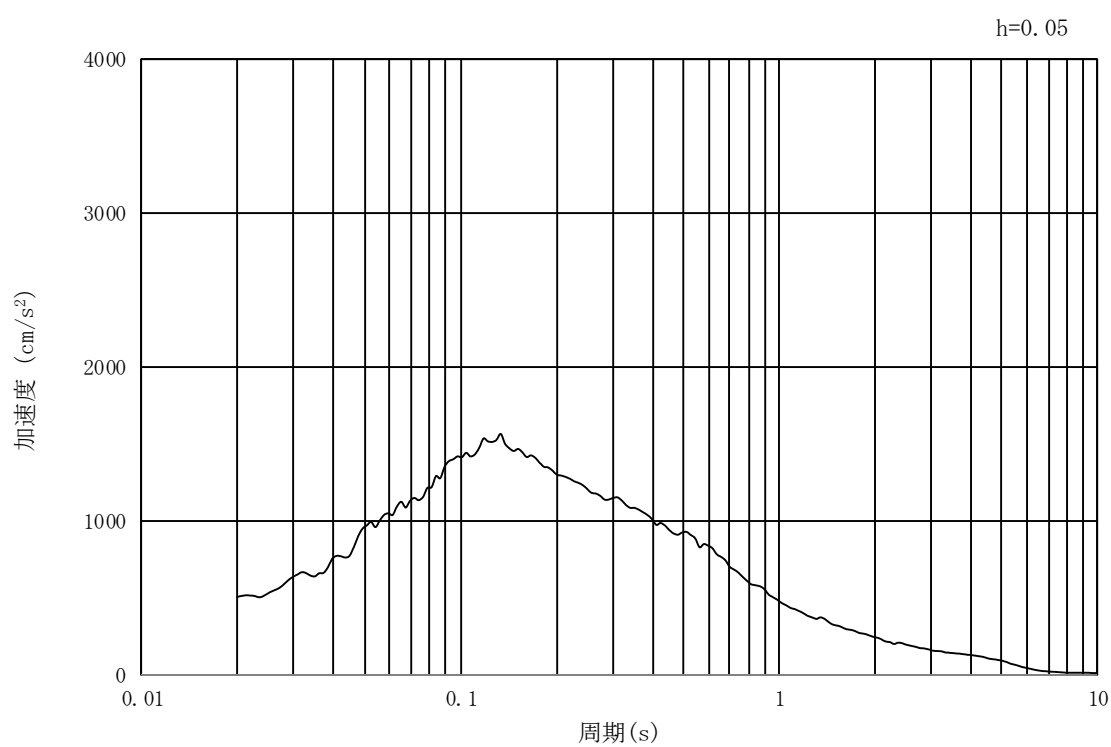
(b) 加速度応答スペクトル

**図 3.4**—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  
(①—①及び②—②断面, 水平成分:  $S_s - D1$ )





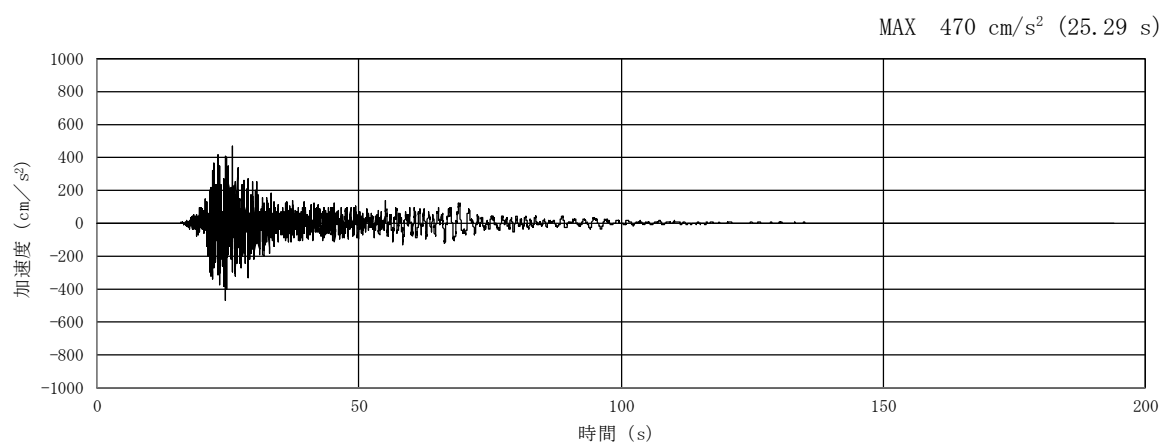
(a) 加速度時刻歴波形



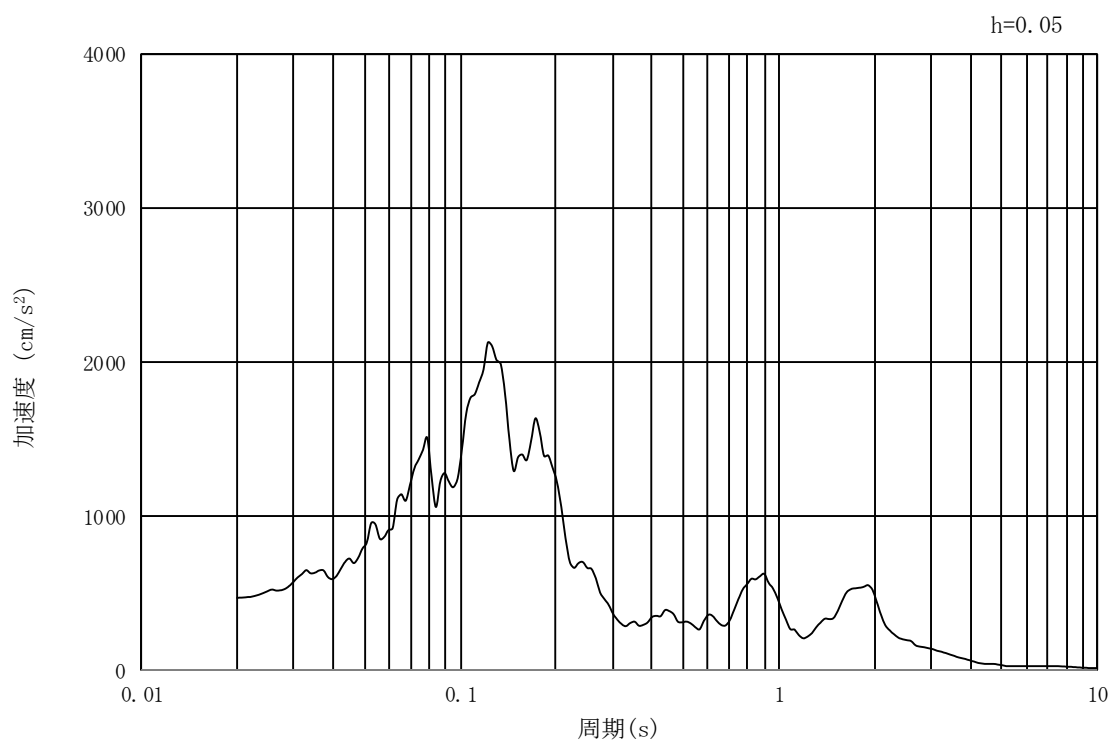
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 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  
(①-①及び②-②断面，鉛直成分：S<sub>s</sub>-D 1)





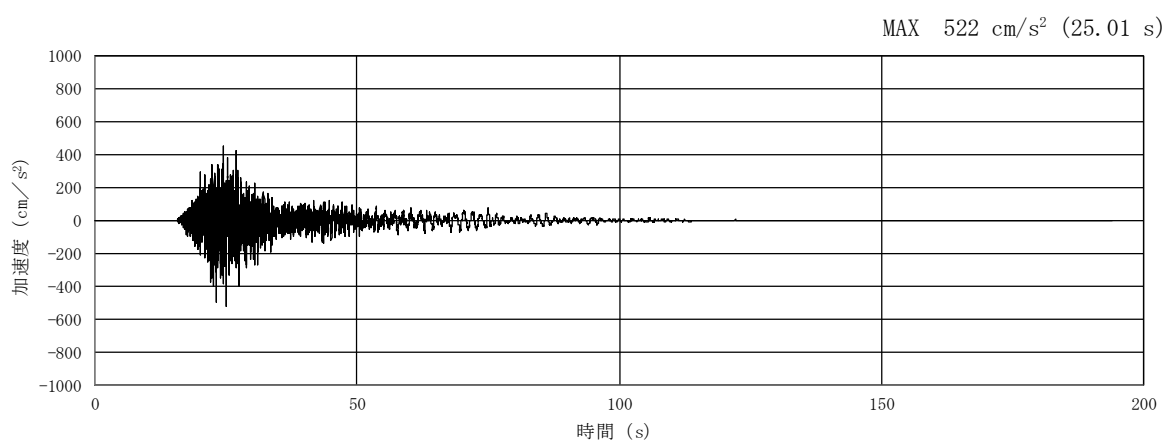
(a) 加速度時刻歴波形



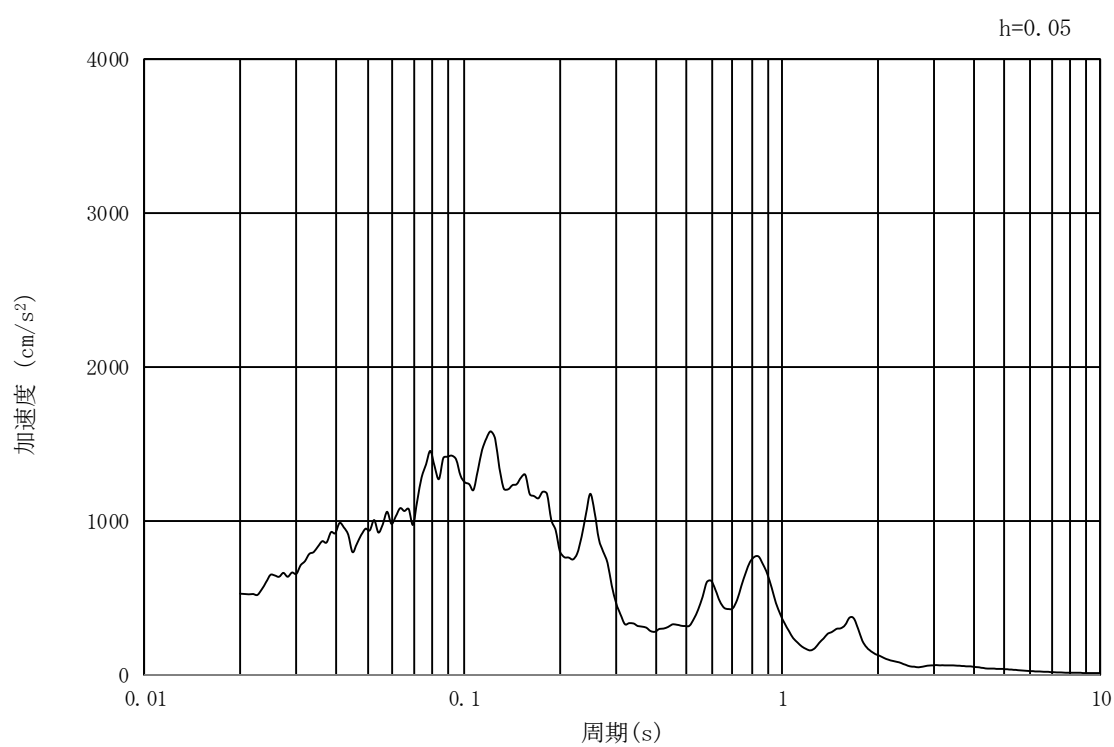
(b) 加速度応答スペクトル

**図 3.4**—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  
(①—①断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )





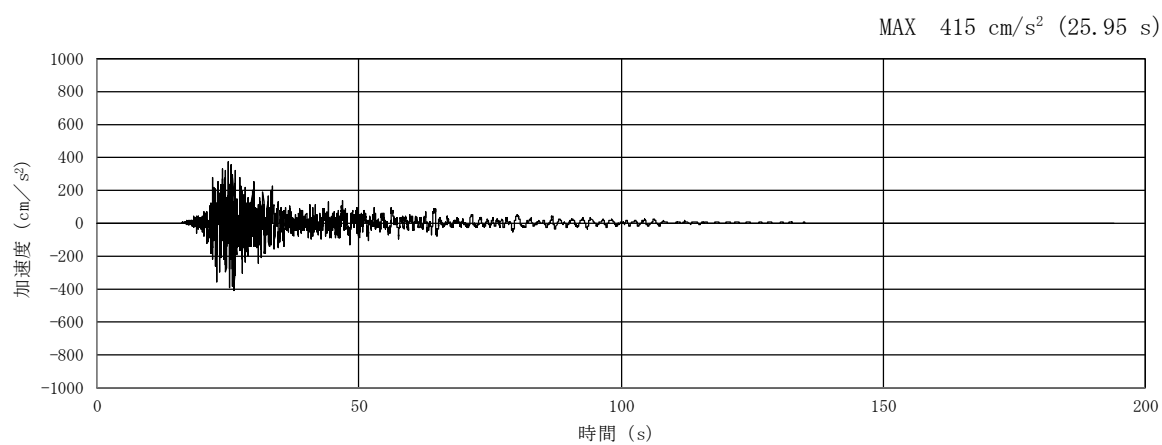
(a) 加速度時刻歴波形



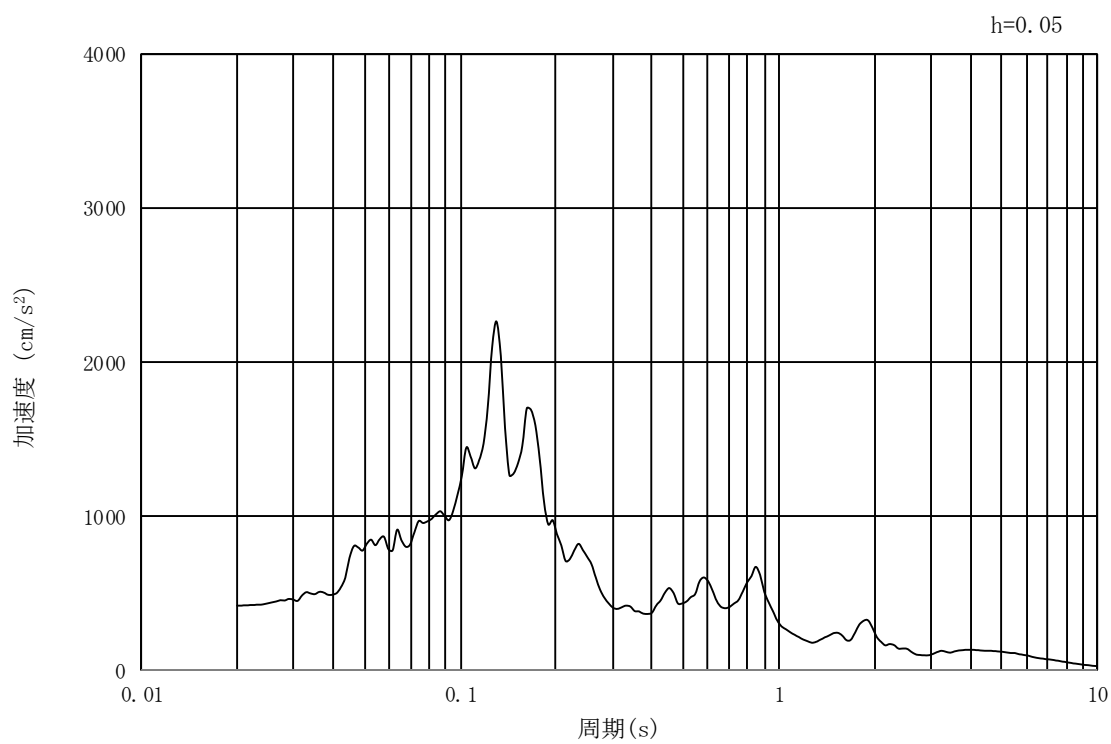
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4－5 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  
(①－①断面、鉛直成分： $S_s - 1.1$ )





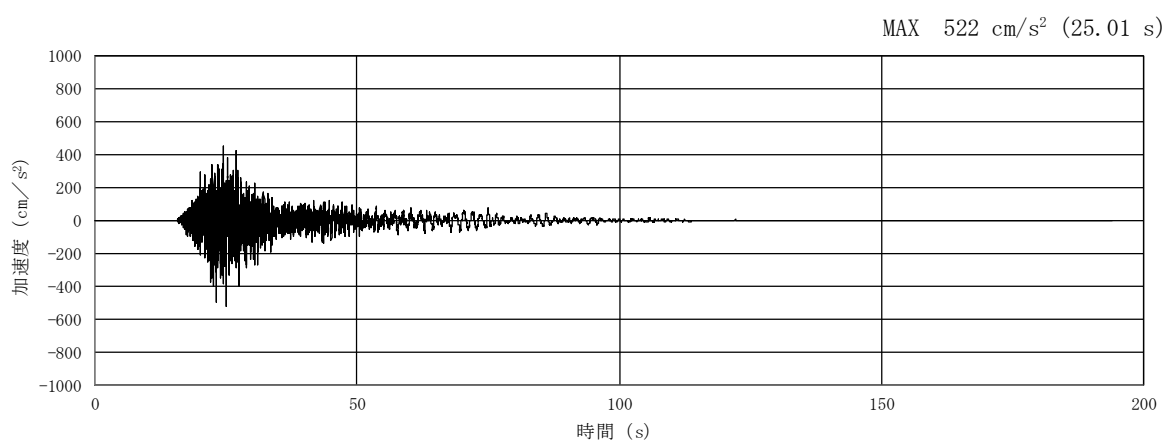
(a) 加速度時刻歴波形



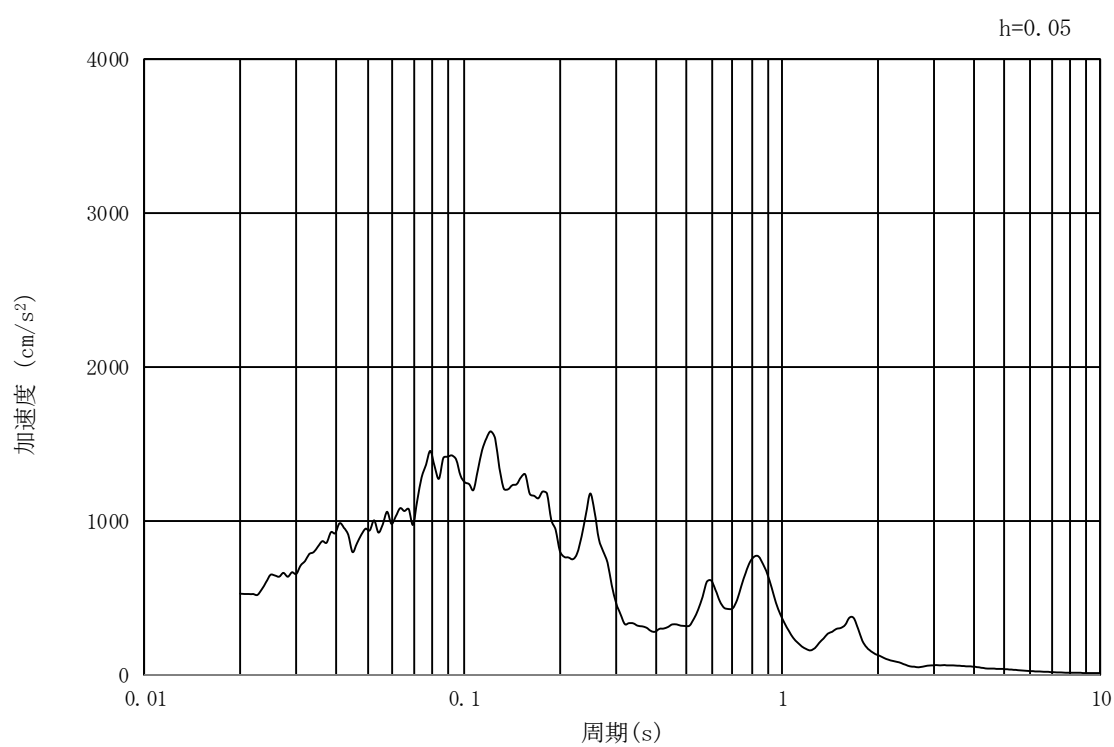
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )





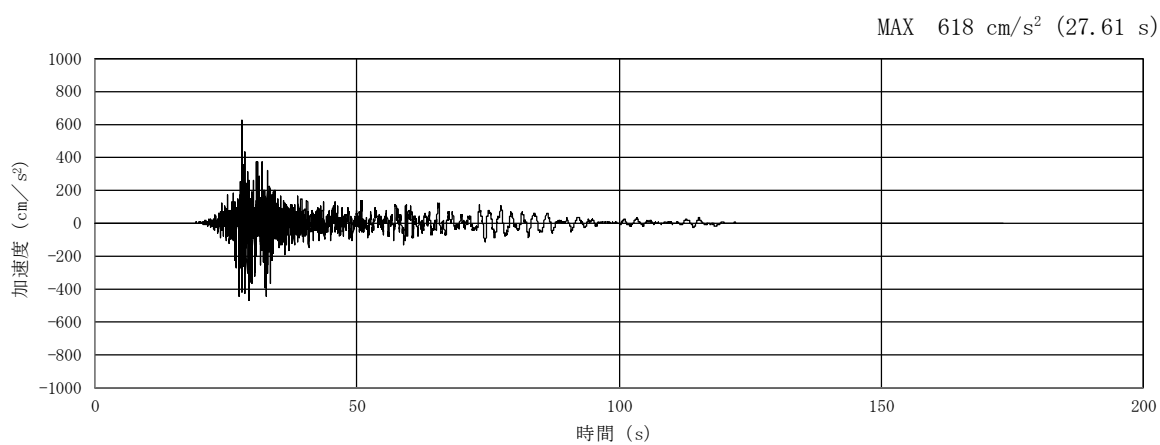
(a) 加速度時刻歴波形



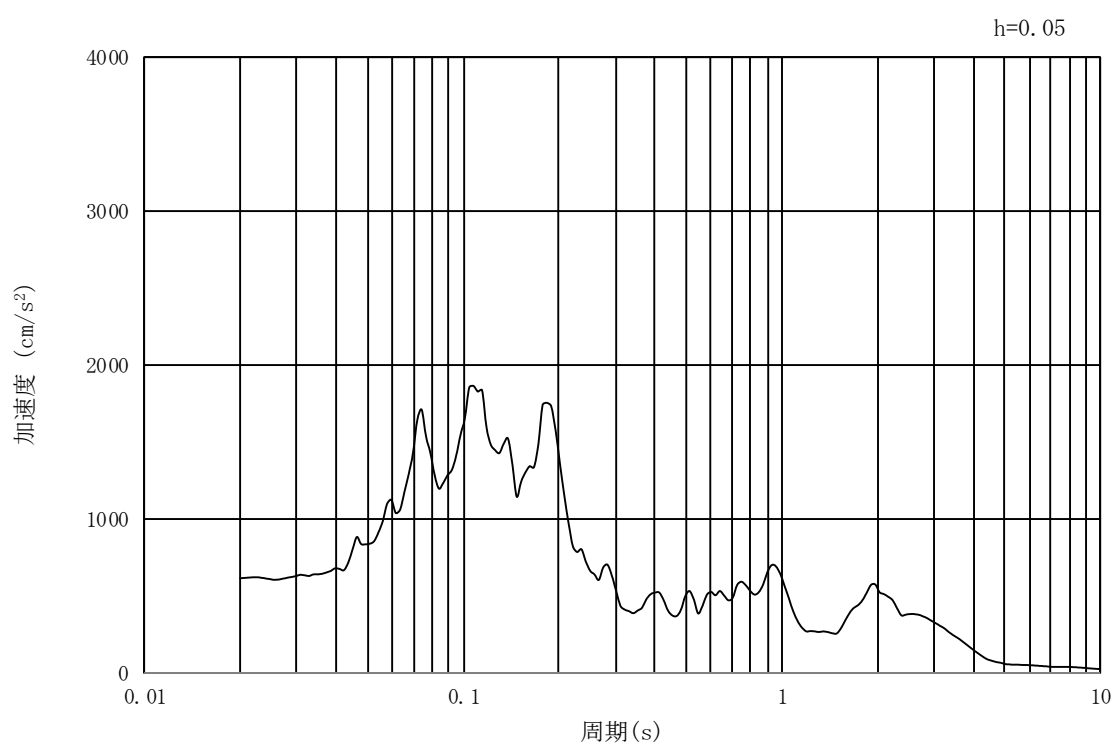
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4ー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  
(②ー②断面、鉛直成分： $S_s - 1.1$ )





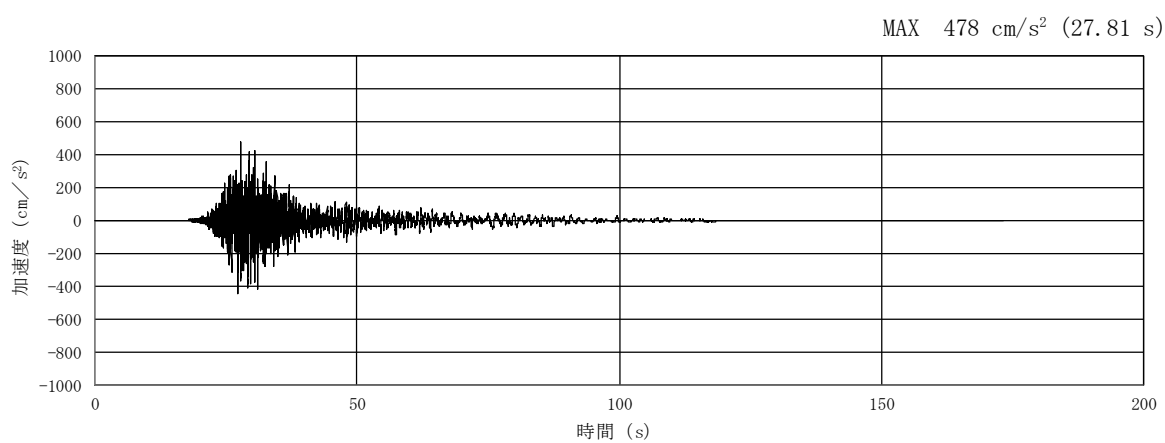
(a) 加速度時刻歴波形



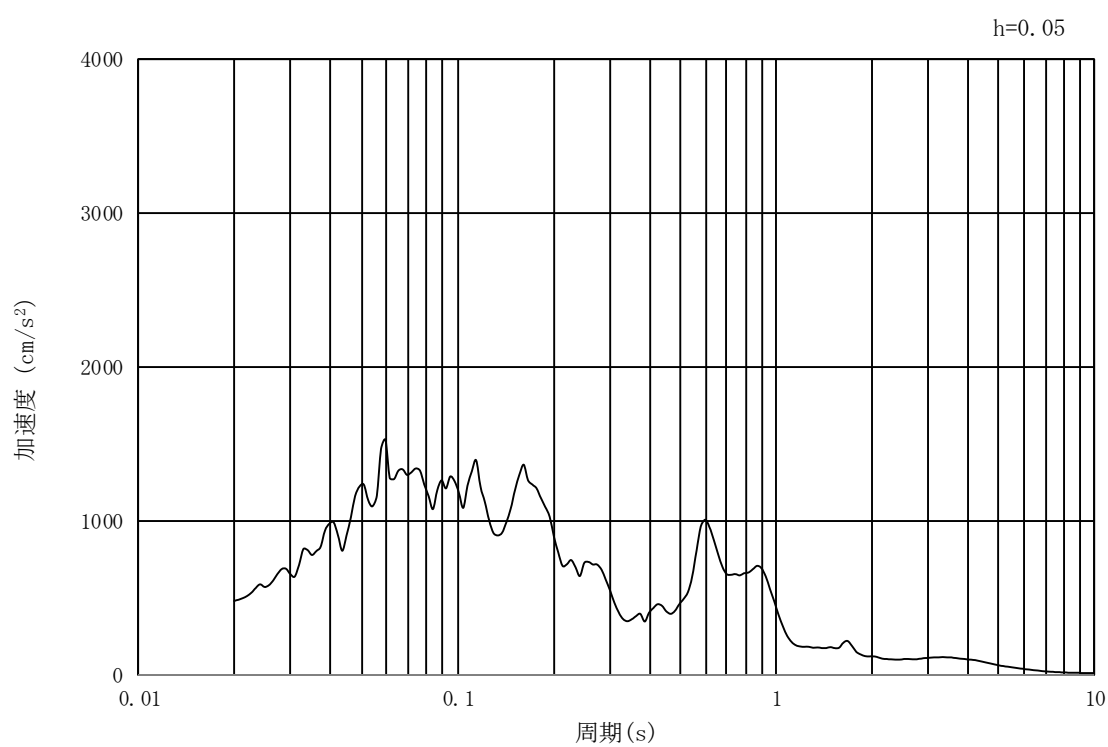
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )





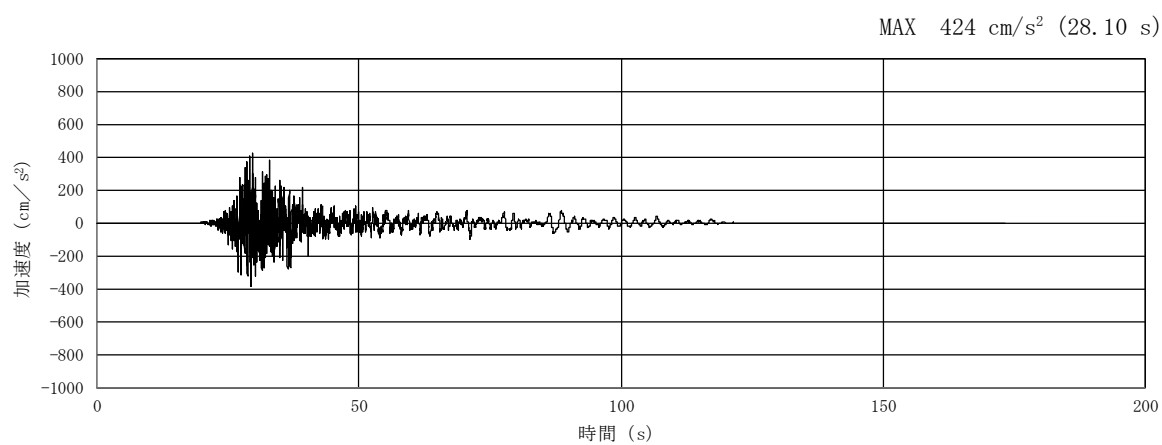
(a) 加速度時刻歴波形



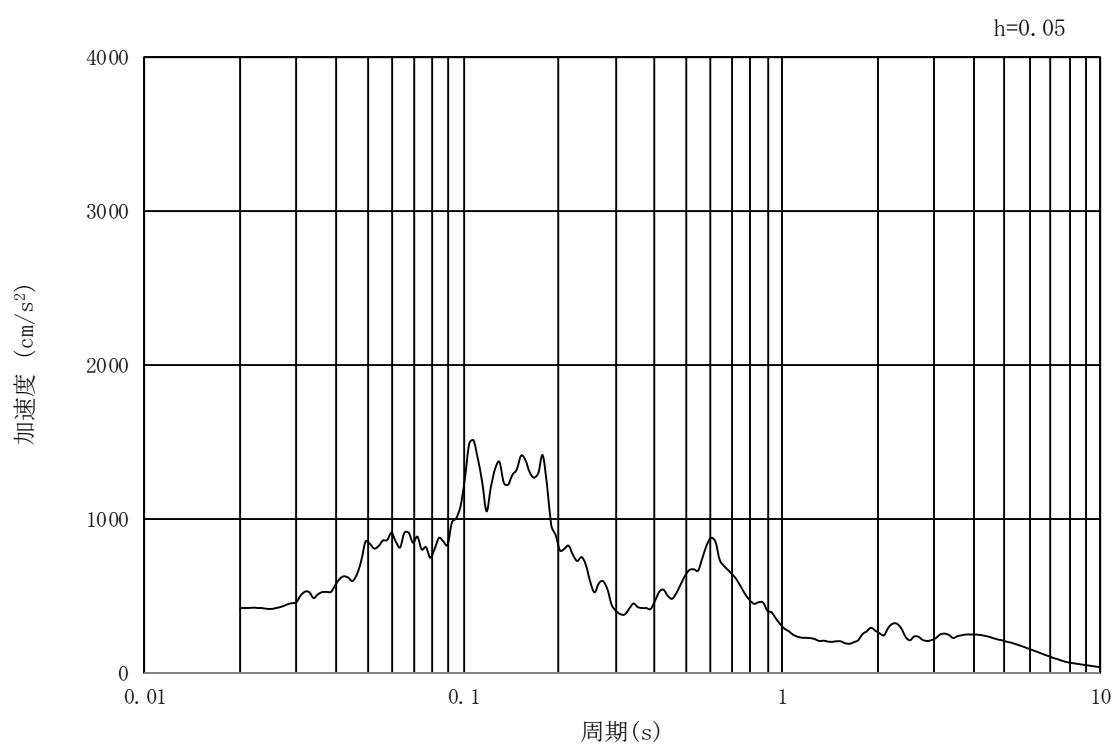
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 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  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-1 2)





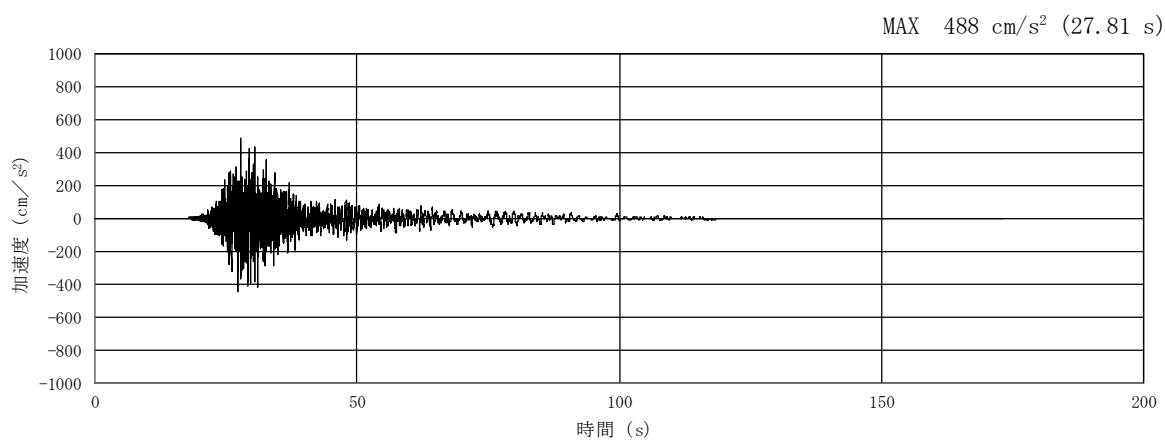
(a) 加速度時刻歴波形



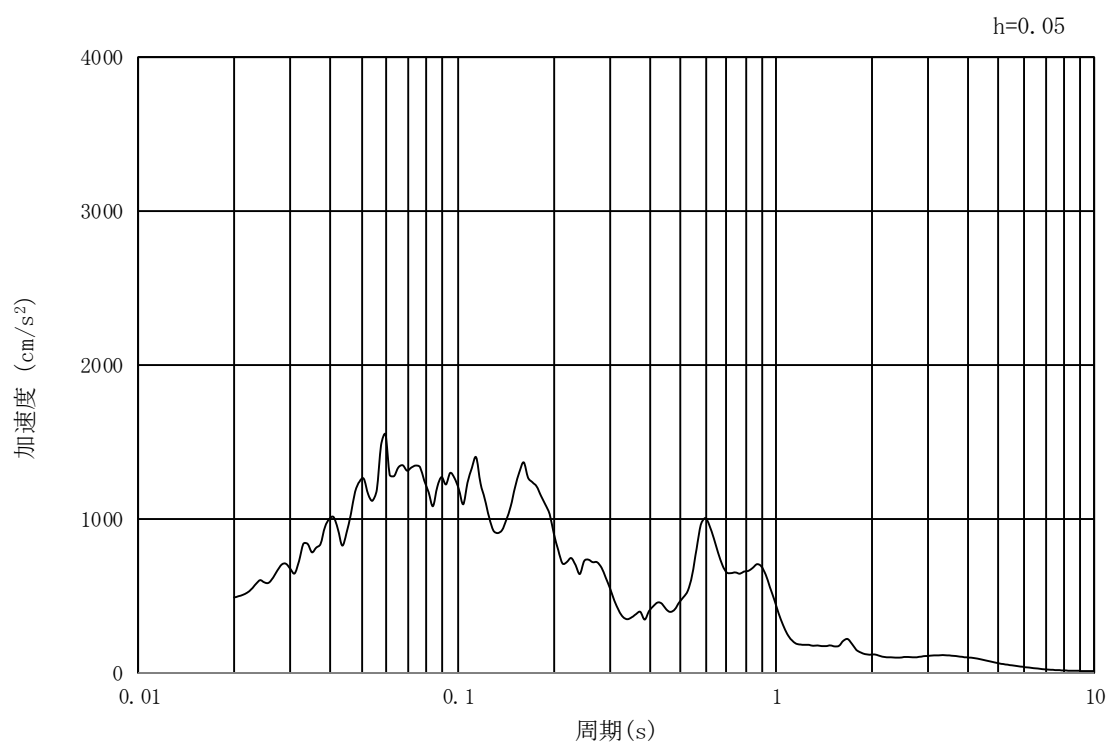
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )





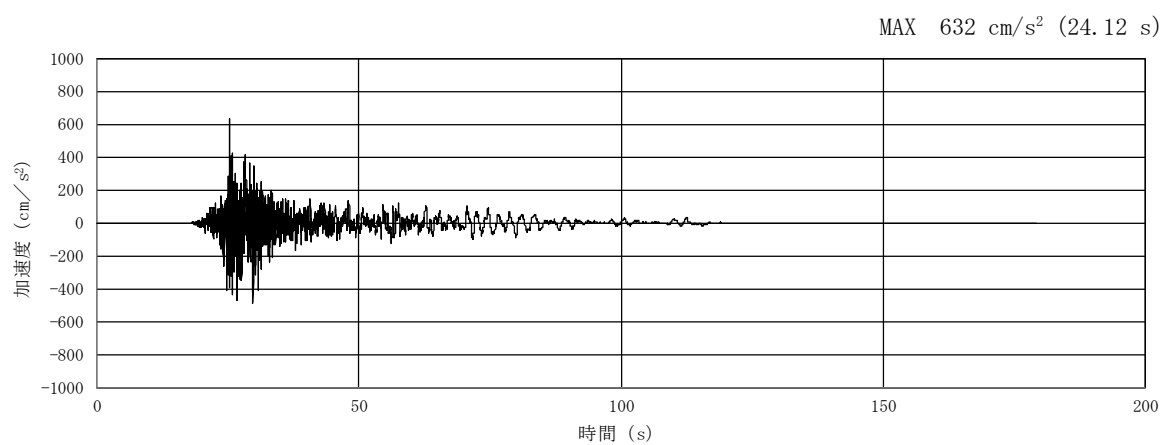
(a) 加速度時刻歴波形



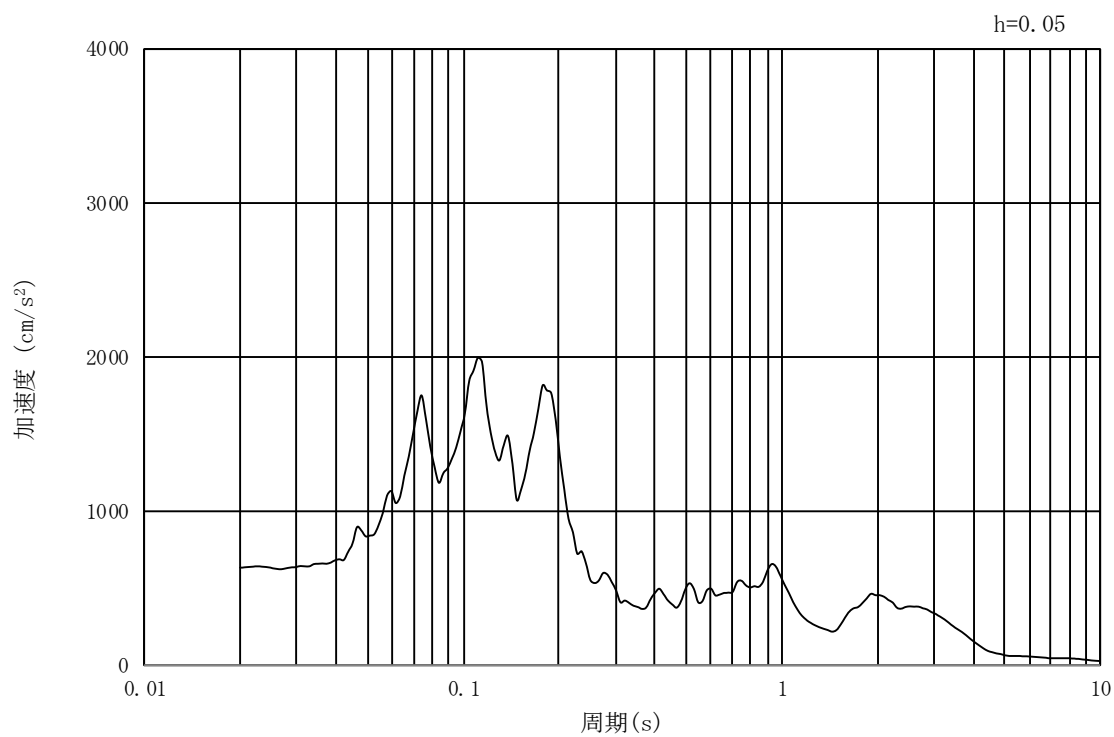
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 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  
(②-②断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-12)





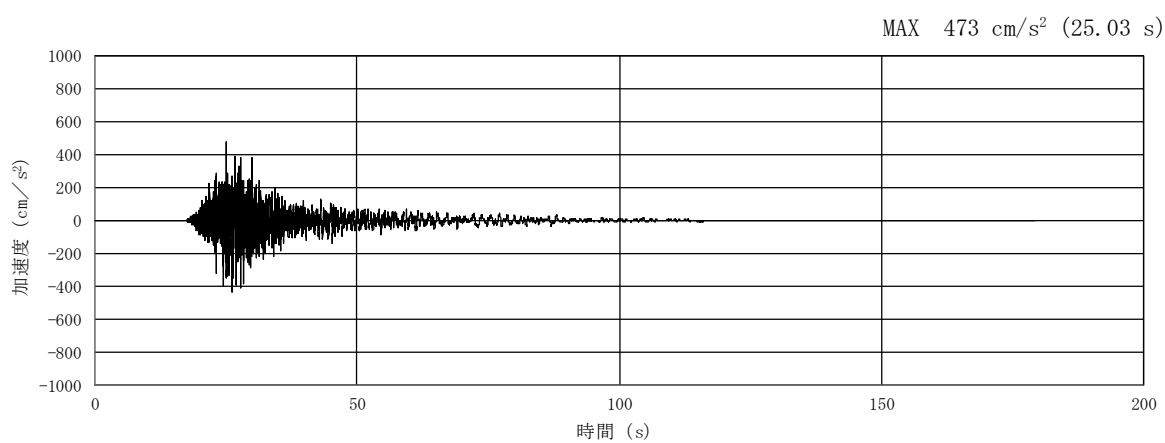
(a) 加速度時刻歴波形



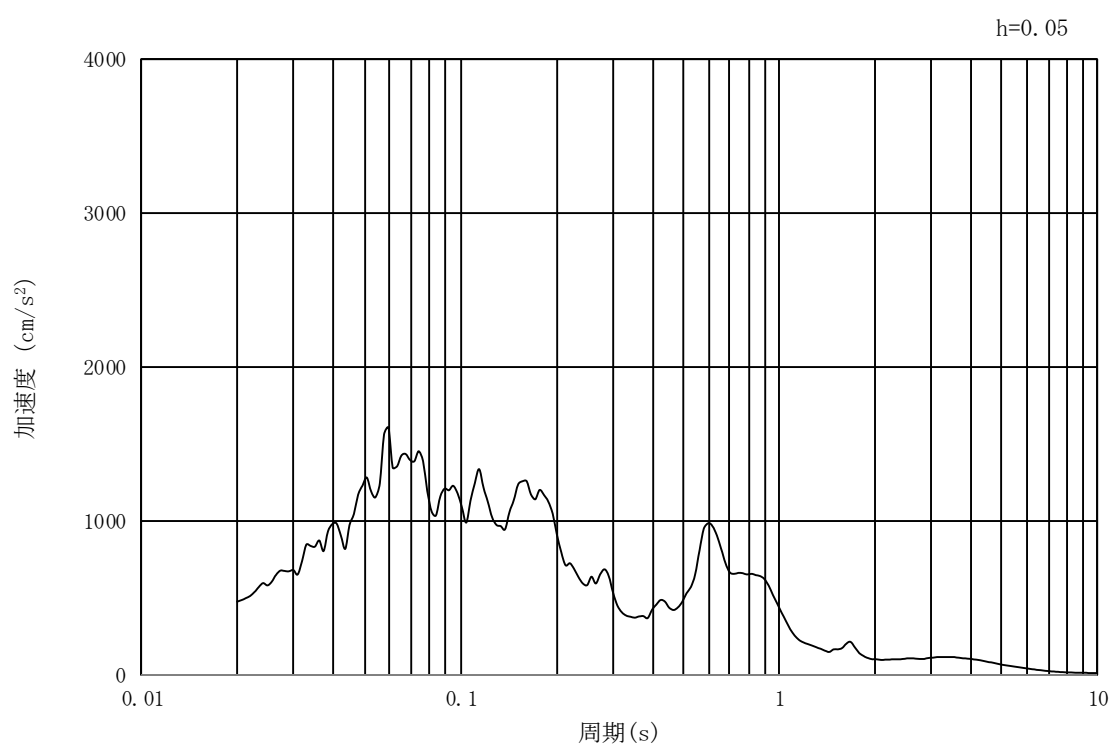
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 13$ )





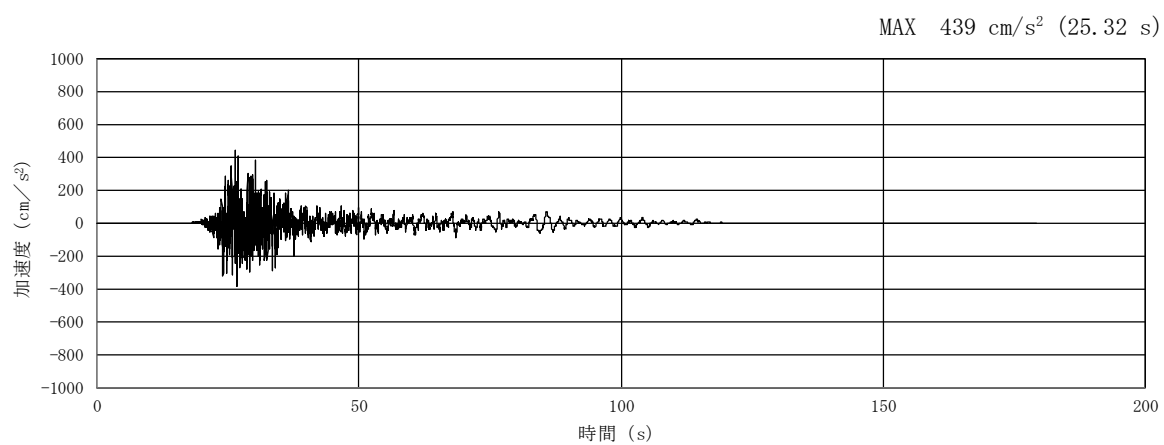
(a) 加速度時刻歴波形



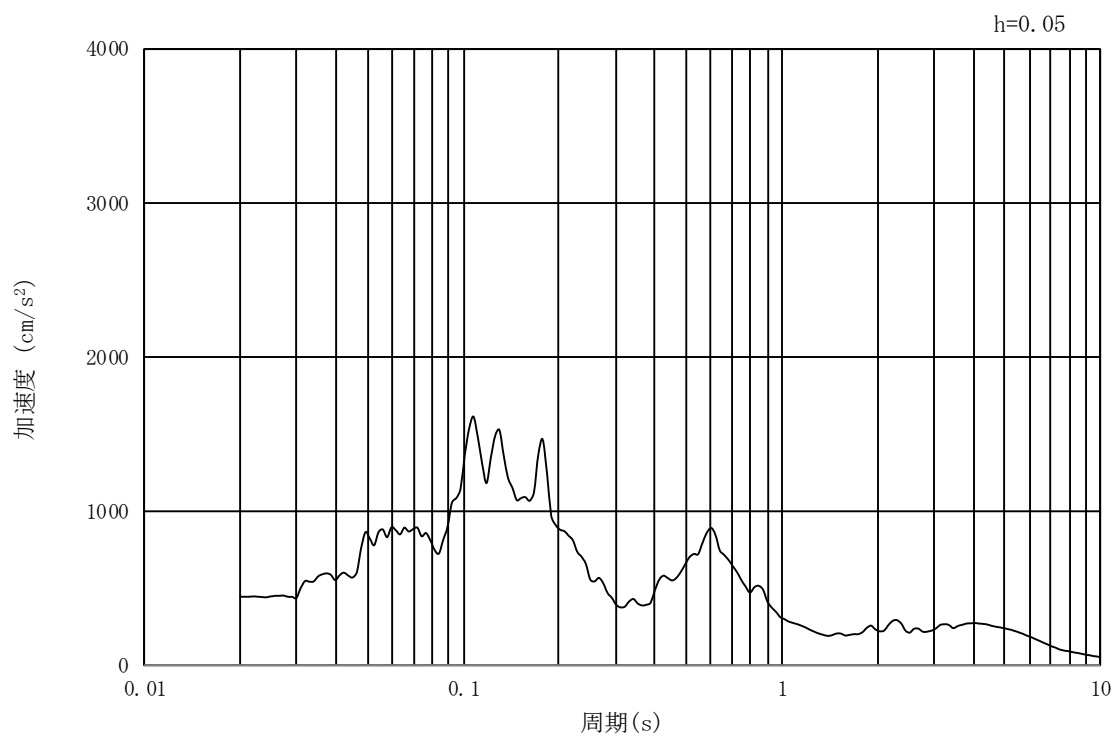
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 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  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-13)





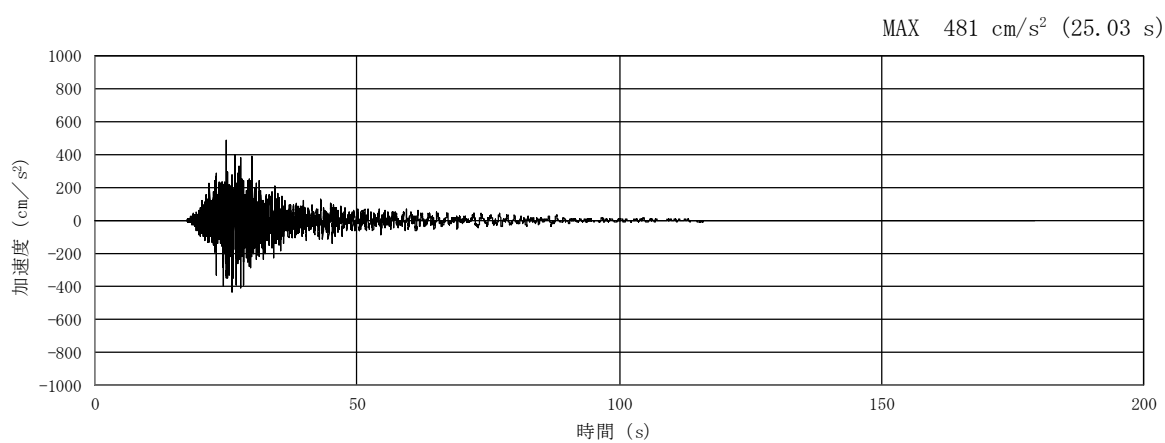
(a) 加速度時刻歴波形



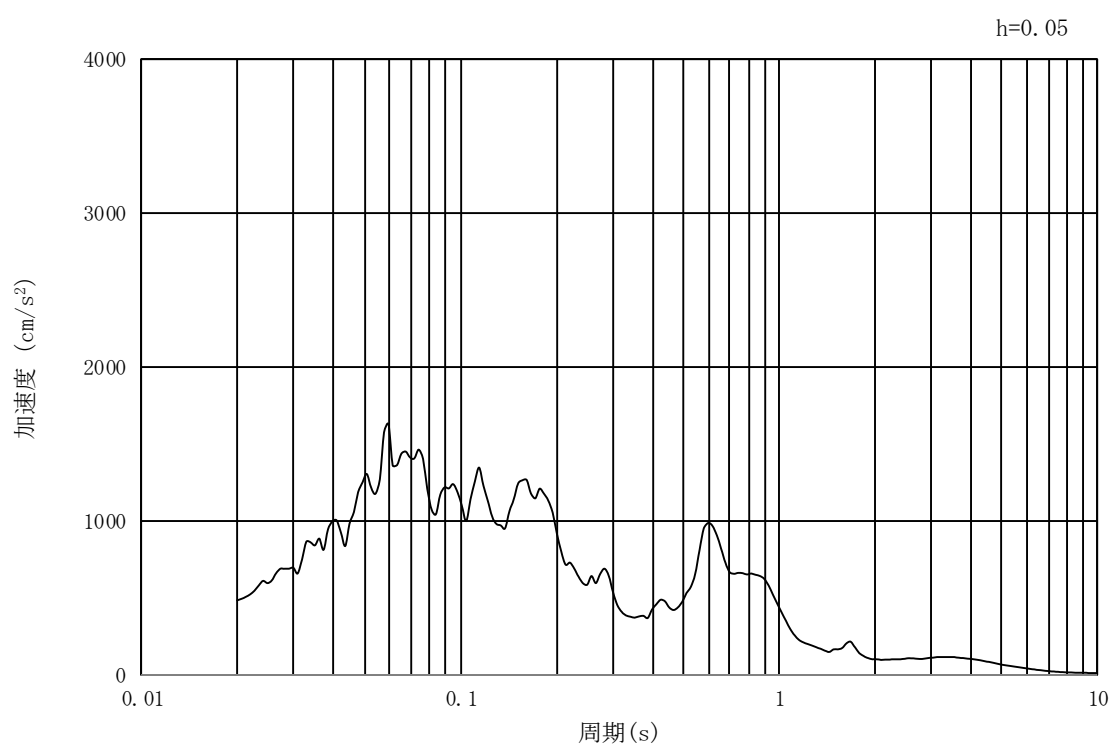
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-14 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 13$ )





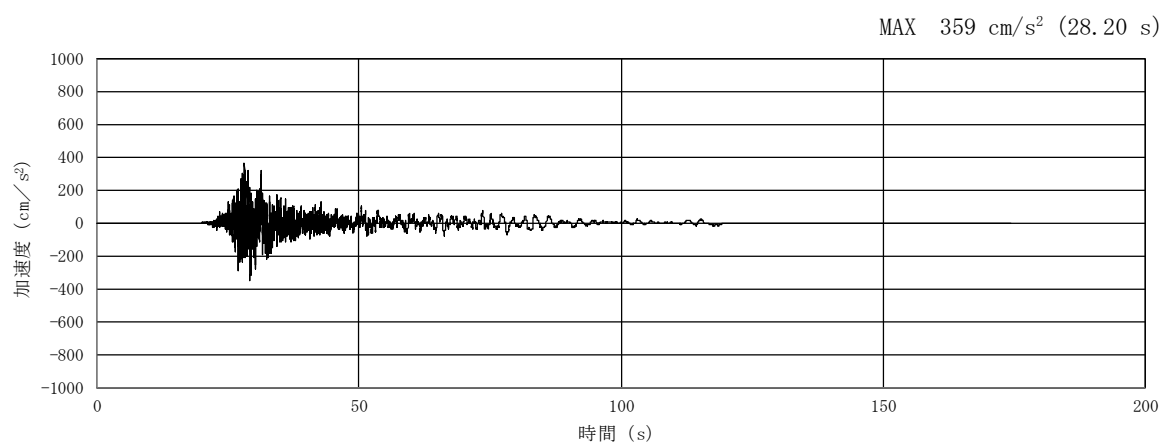
(a) 加速度時刻歴波形



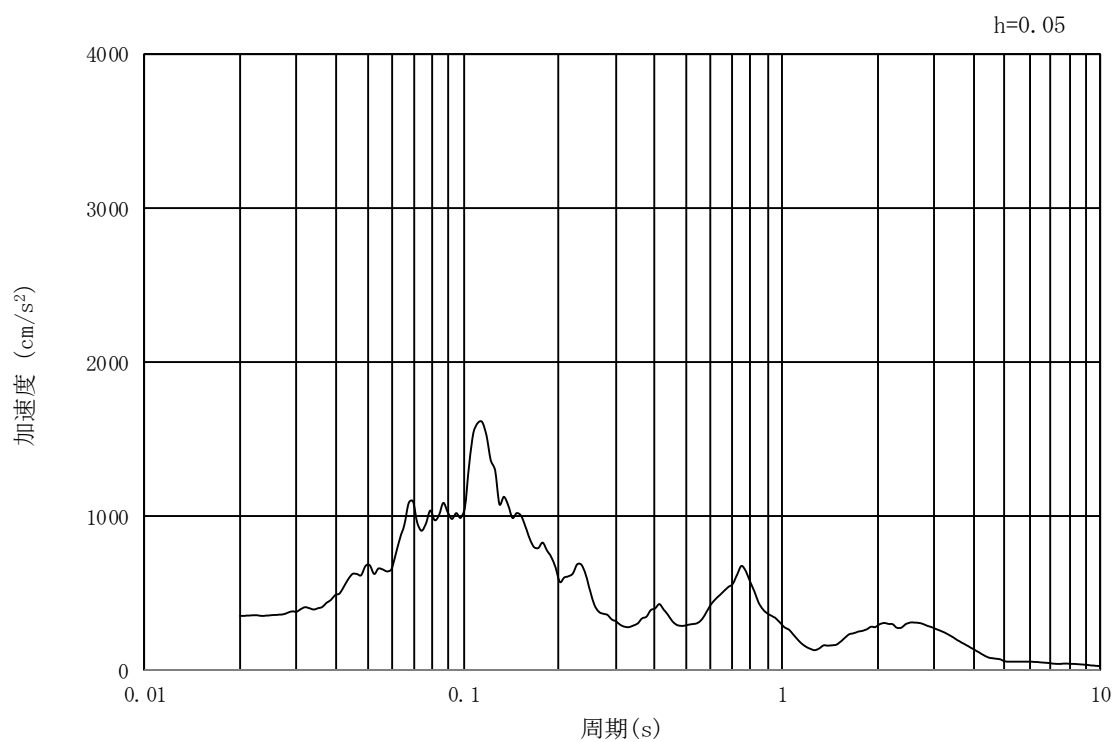
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-15 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  
(②-②断面，鉛直成分： $S_s - 1.3$ )





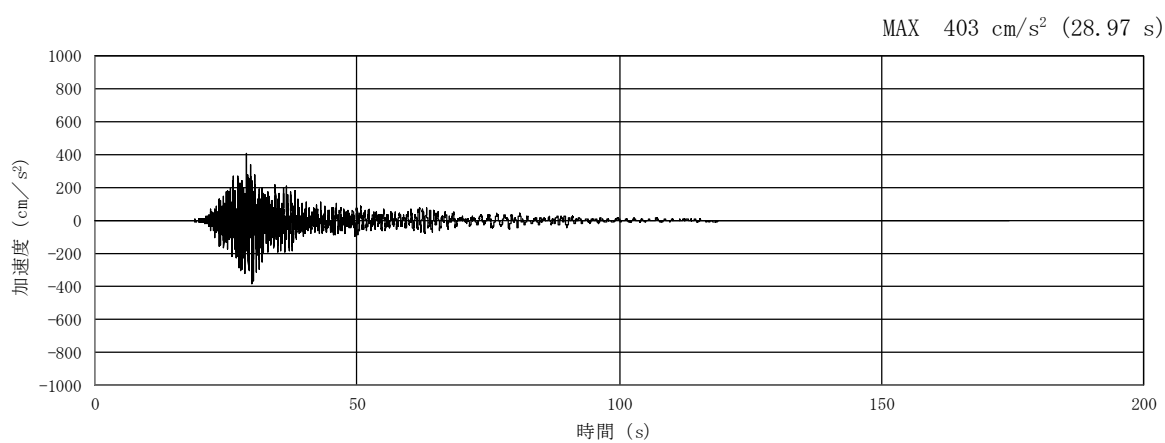
(a) 加速度時刻歴波形



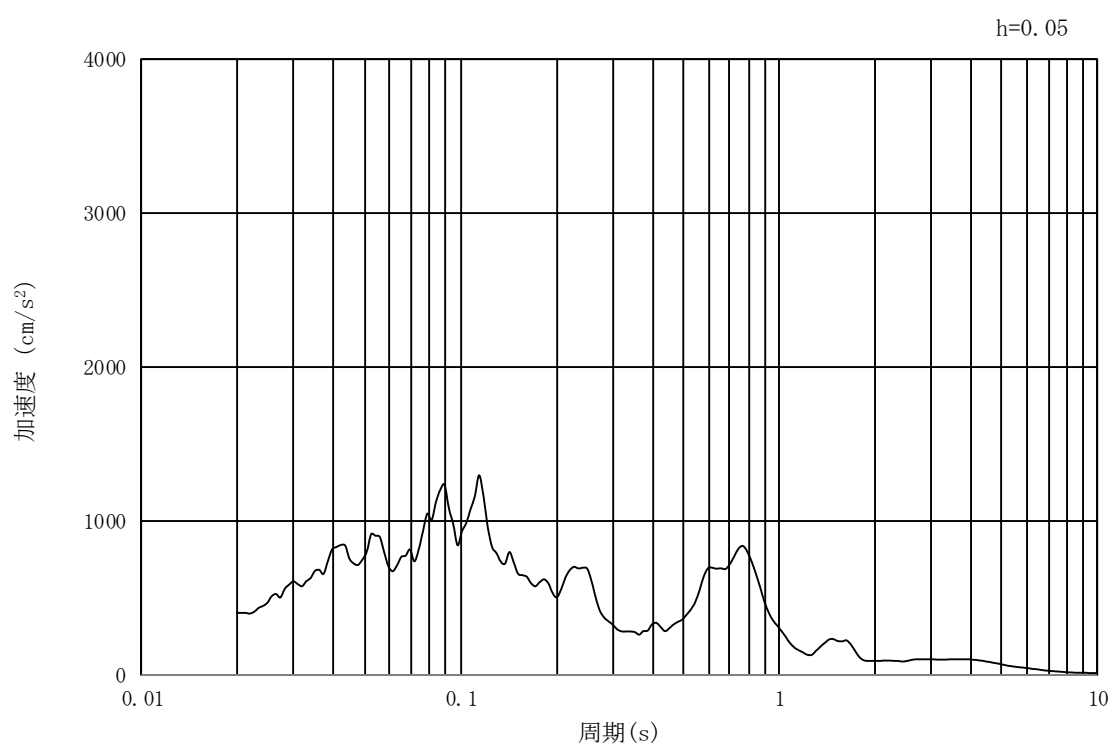
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-16 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )





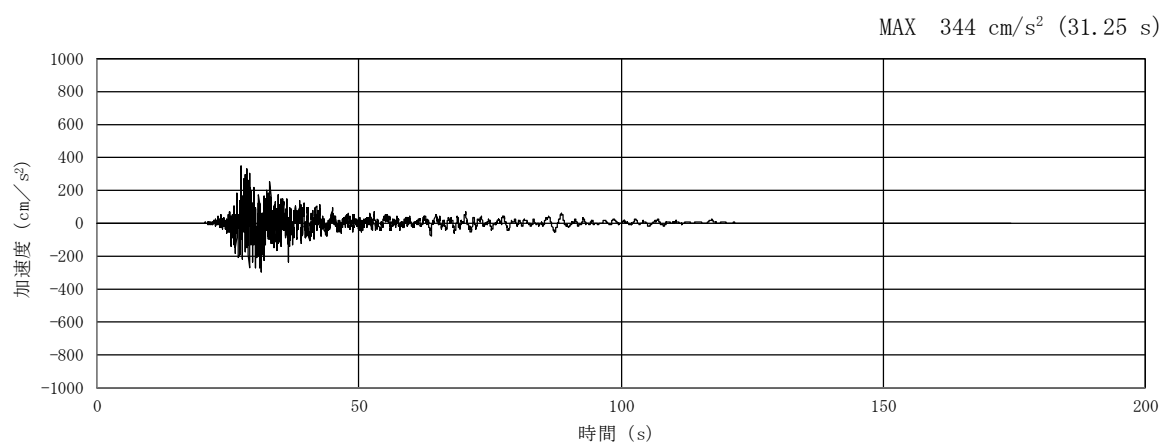
(a) 加速度時刻歴波形



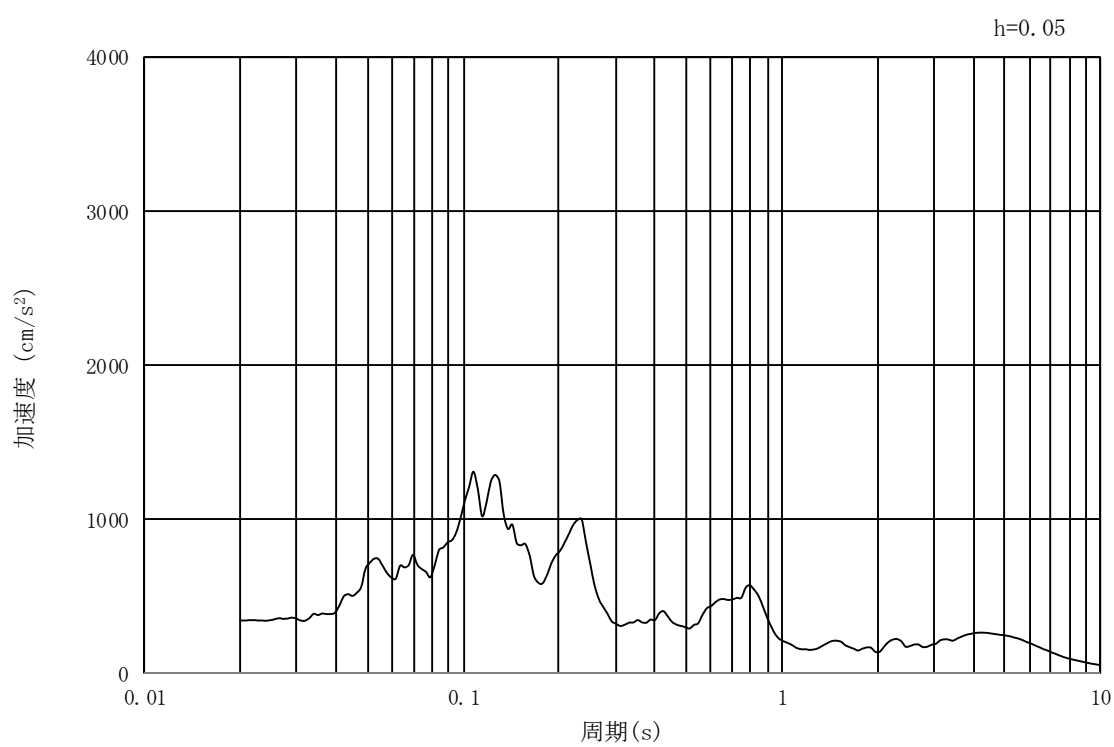
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-17 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  
(①-①断面，鉛直成分：S<sub>s</sub>-14)





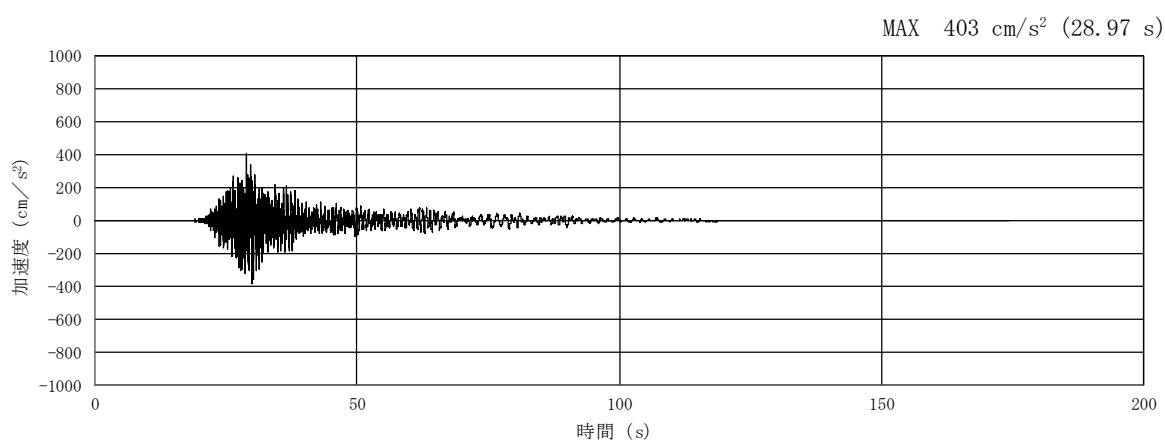
(a) 加速度時刻歴波形



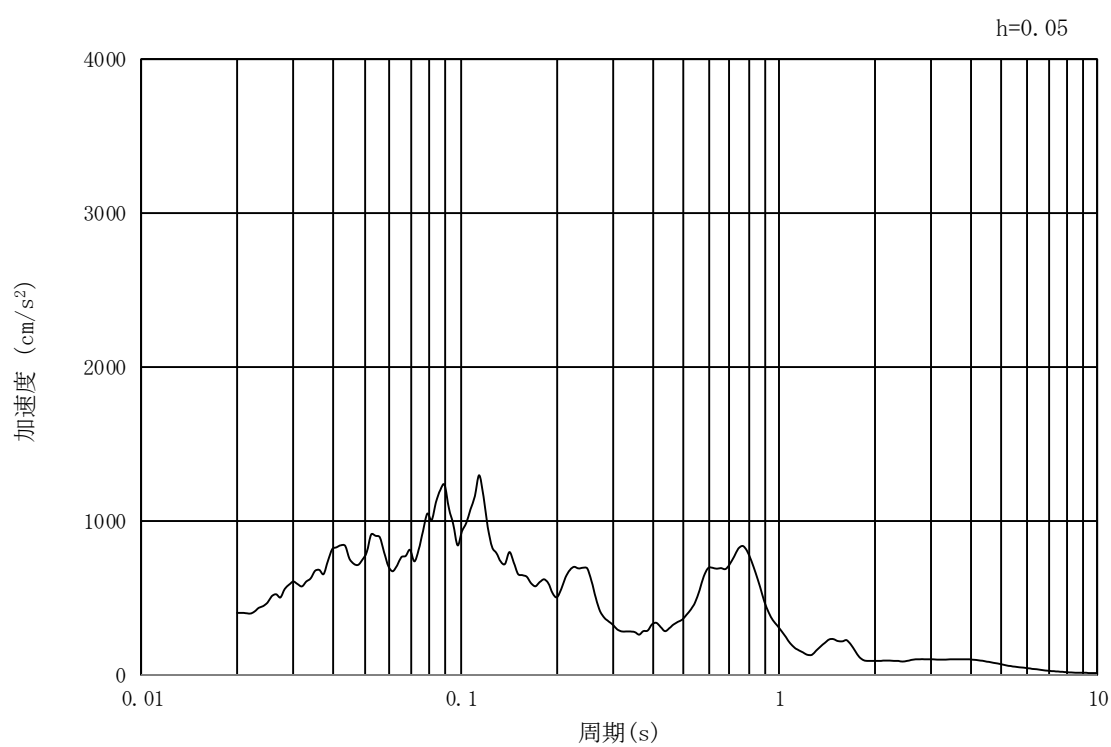
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-18 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )





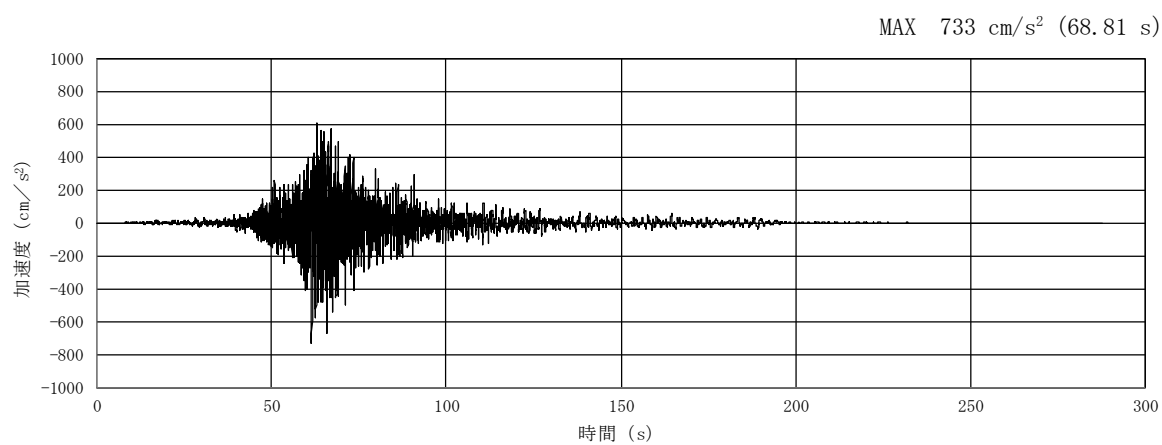
(a) 加速度時刻歴波形



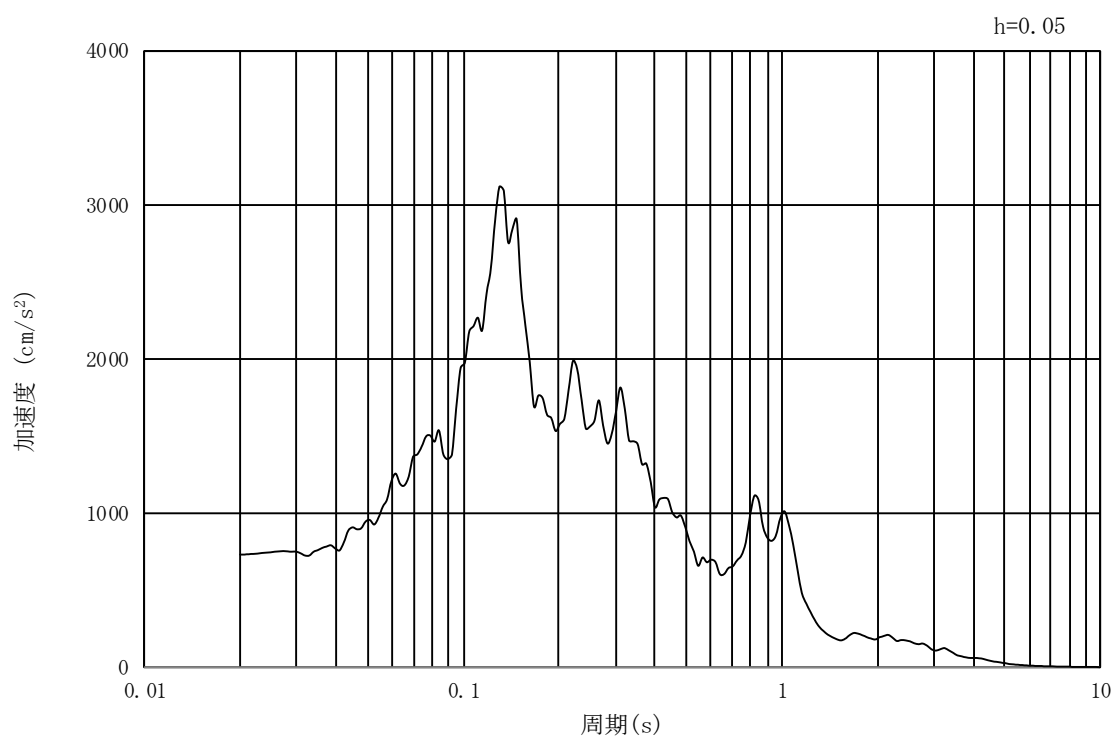
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-19 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )





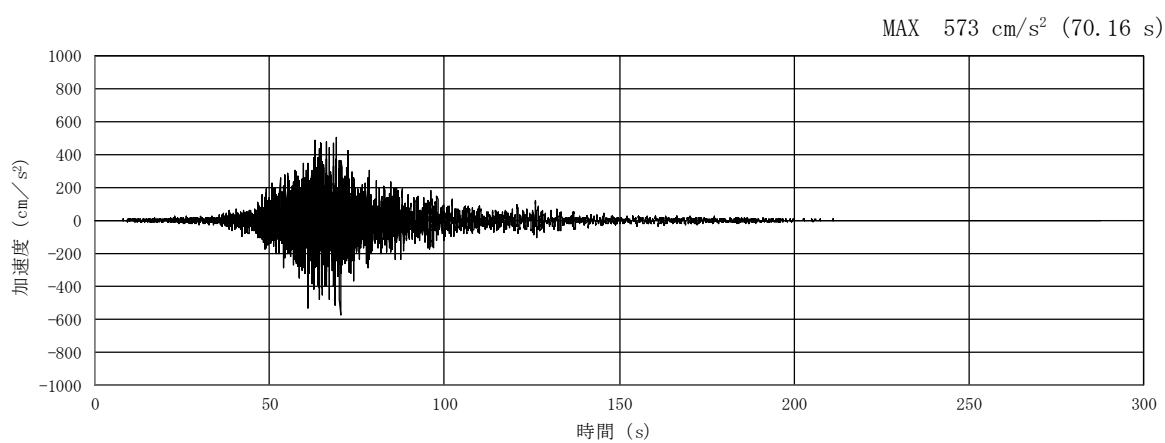
(a) 加速度時刻歴波形



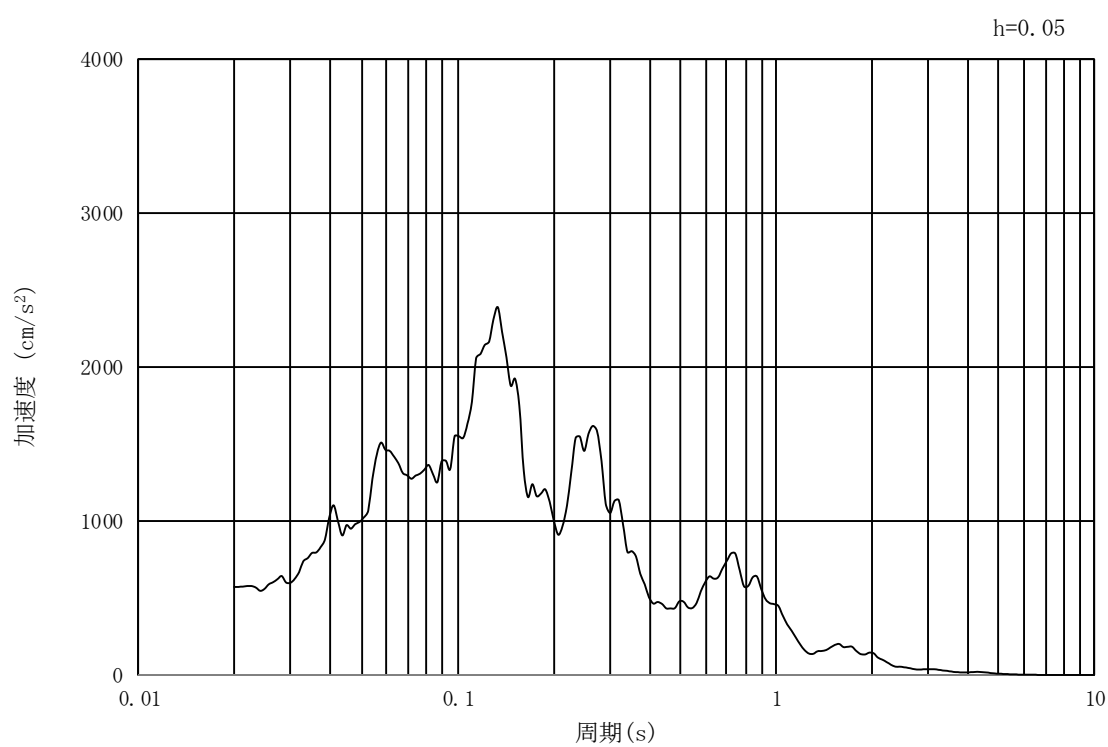
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-20 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 21$ )





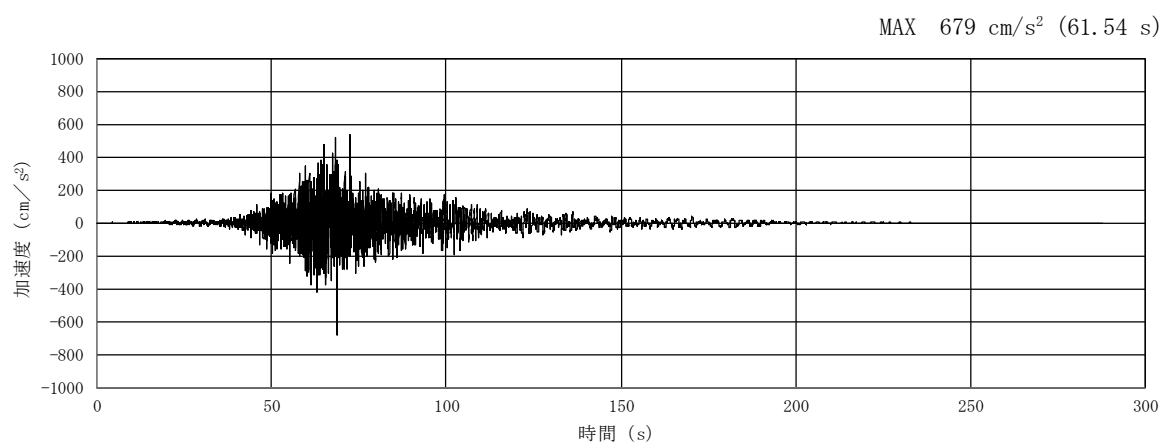
(a) 加速度時刻歴波形



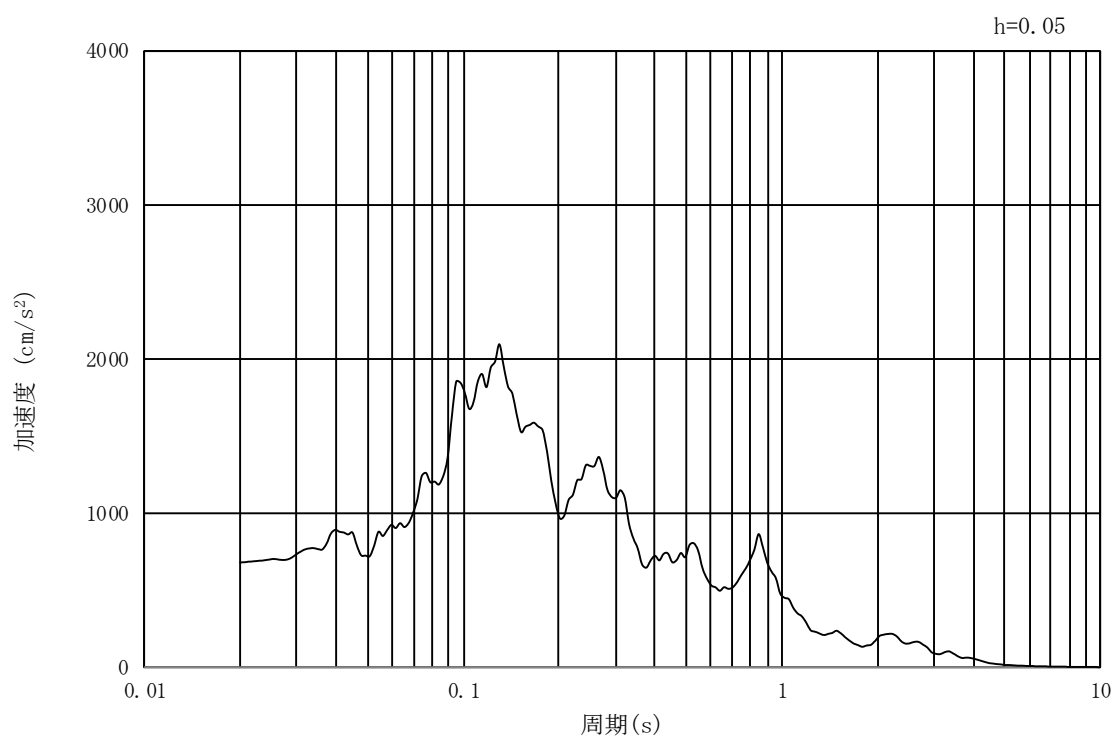
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-21 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  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.1$ )





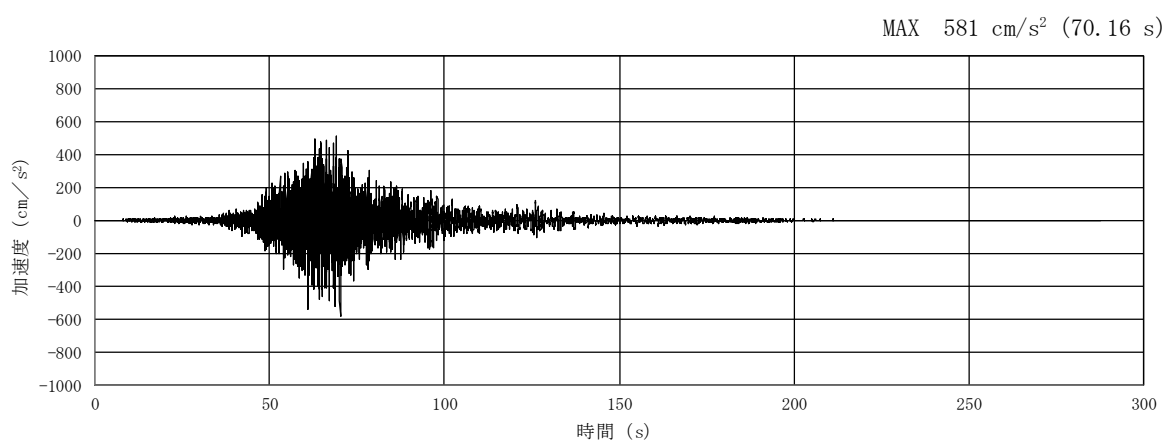
(a) 加速度時刻歴波形



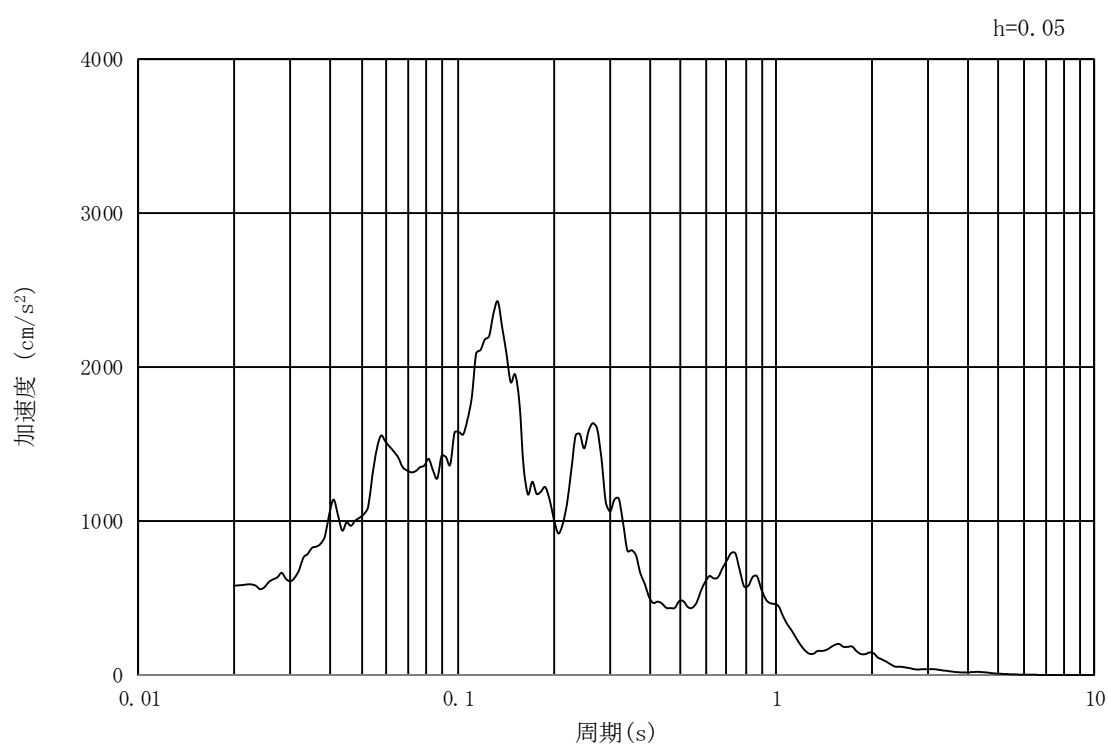
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-22 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 21$ )





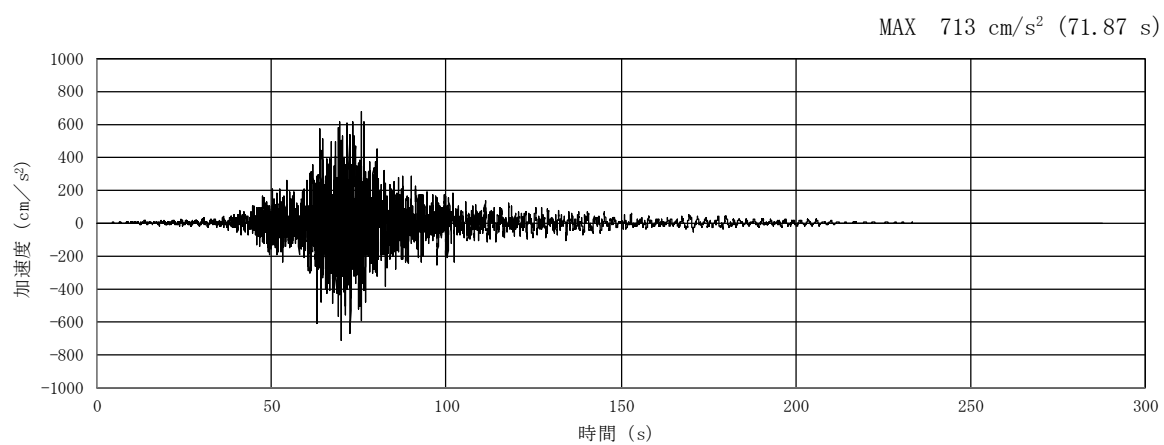
(a) 加速度時刻歴波形



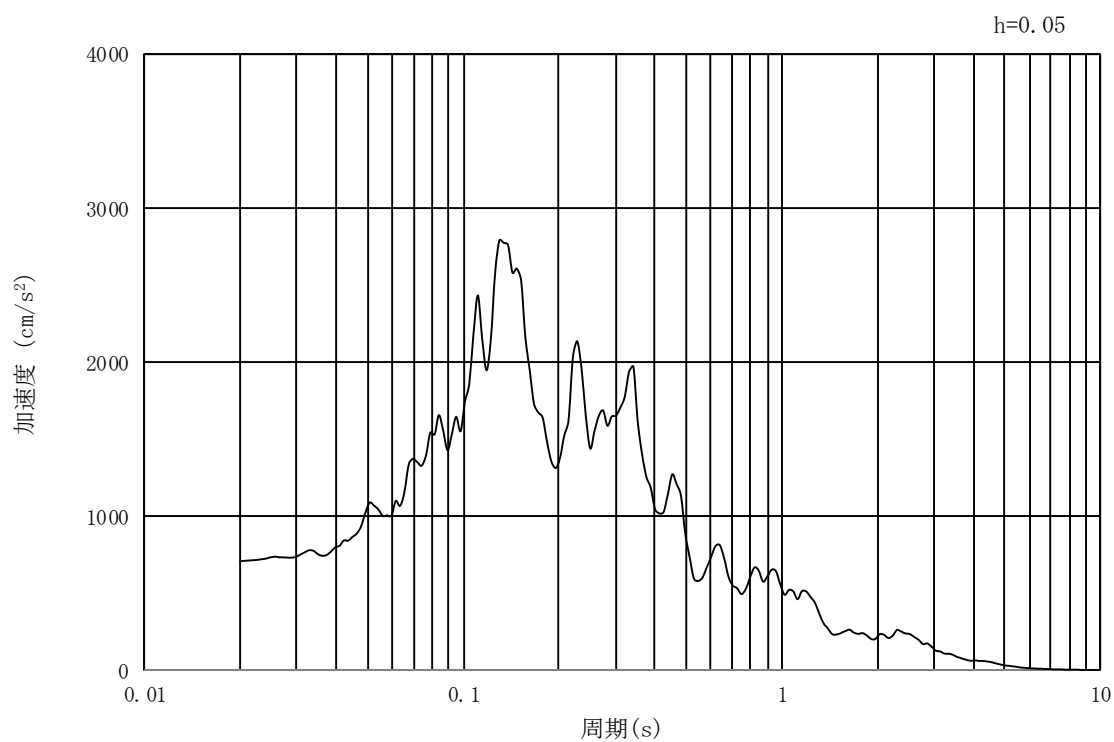
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-23 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 21$ )





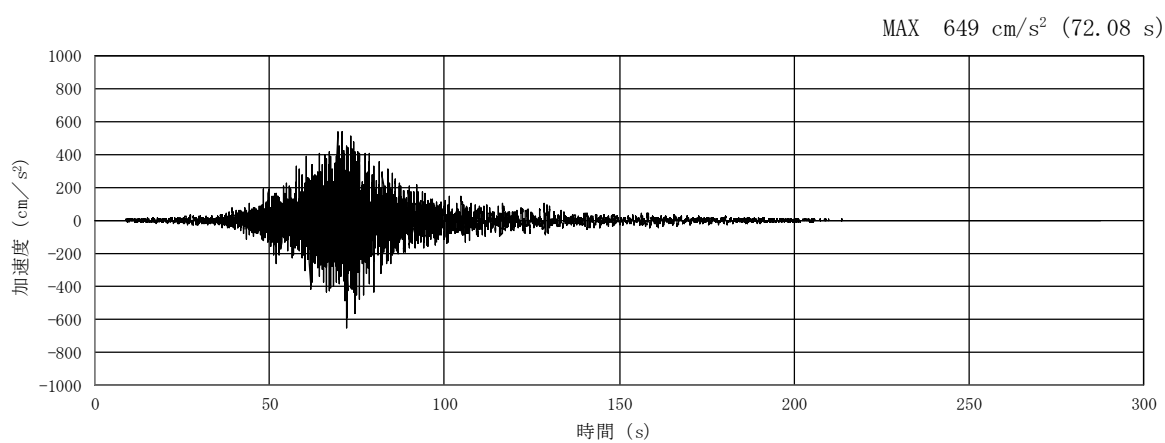
(a) 加速度時刻歴波形



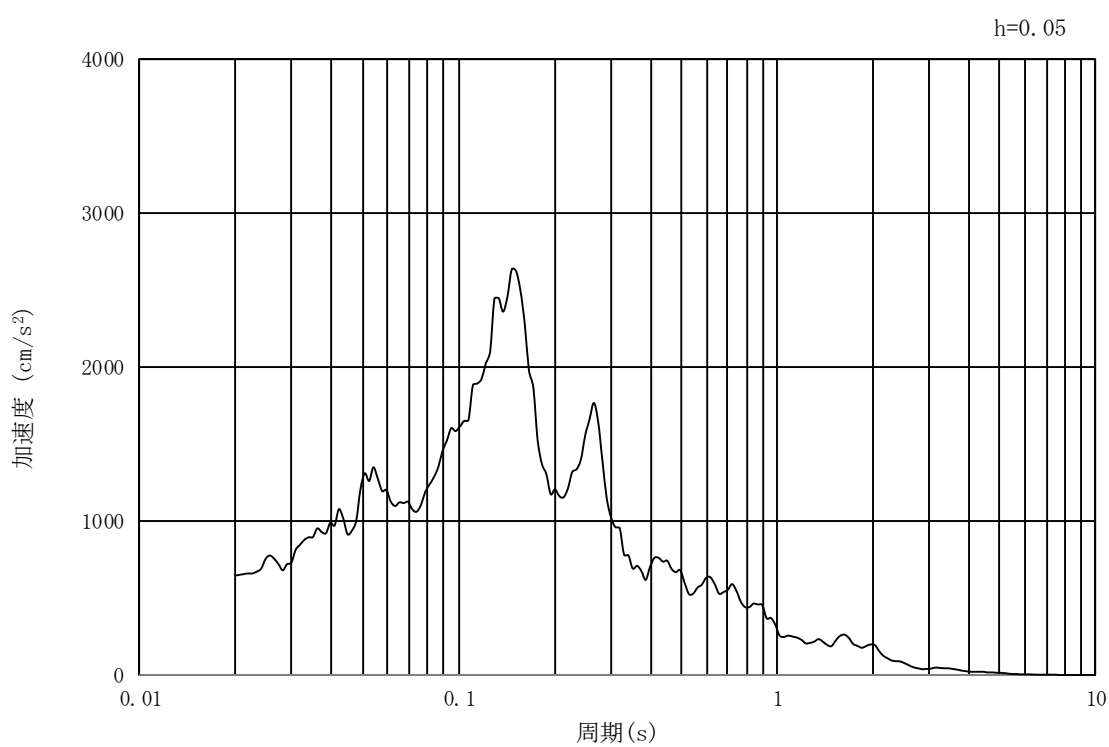
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 2.2$ )





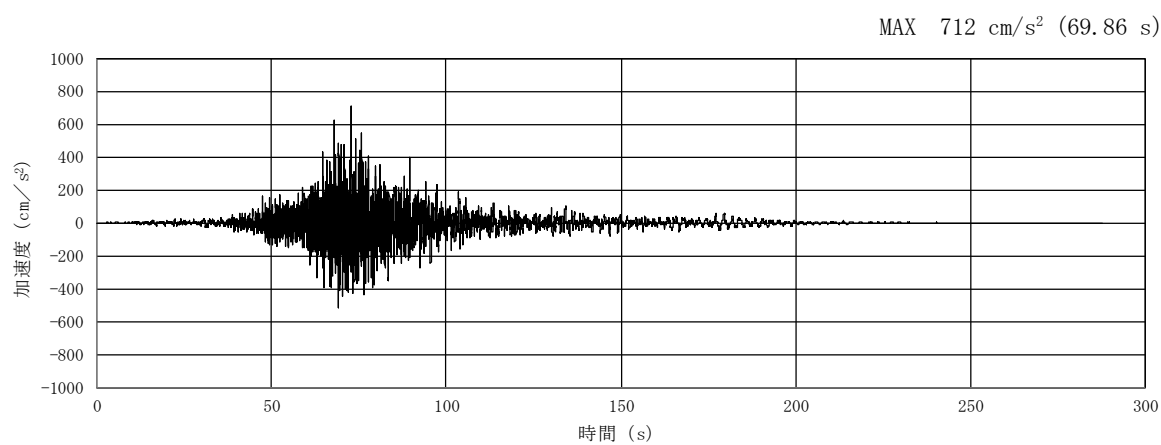
(a) 加速度時刻歴波形



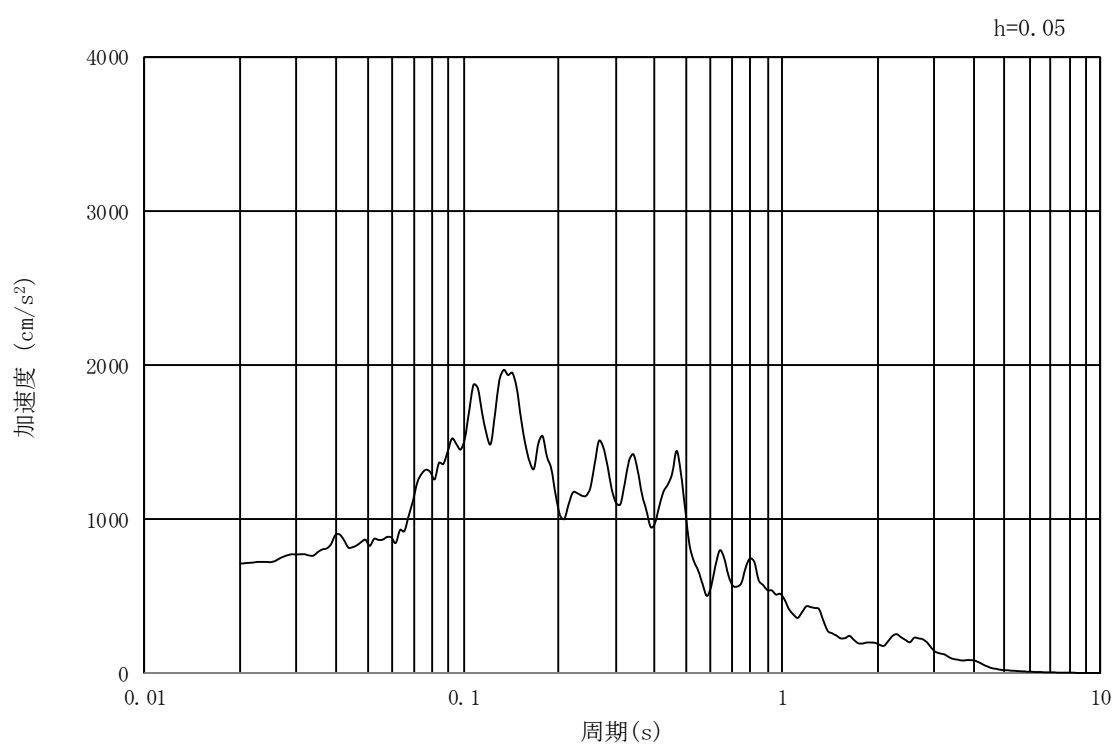
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 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  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-22)





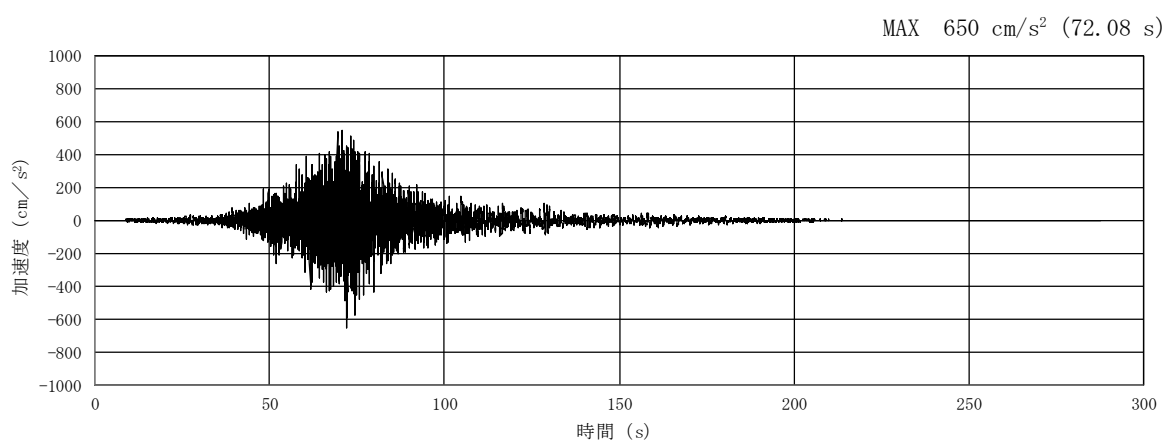
(a) 加速度時刻歴波形



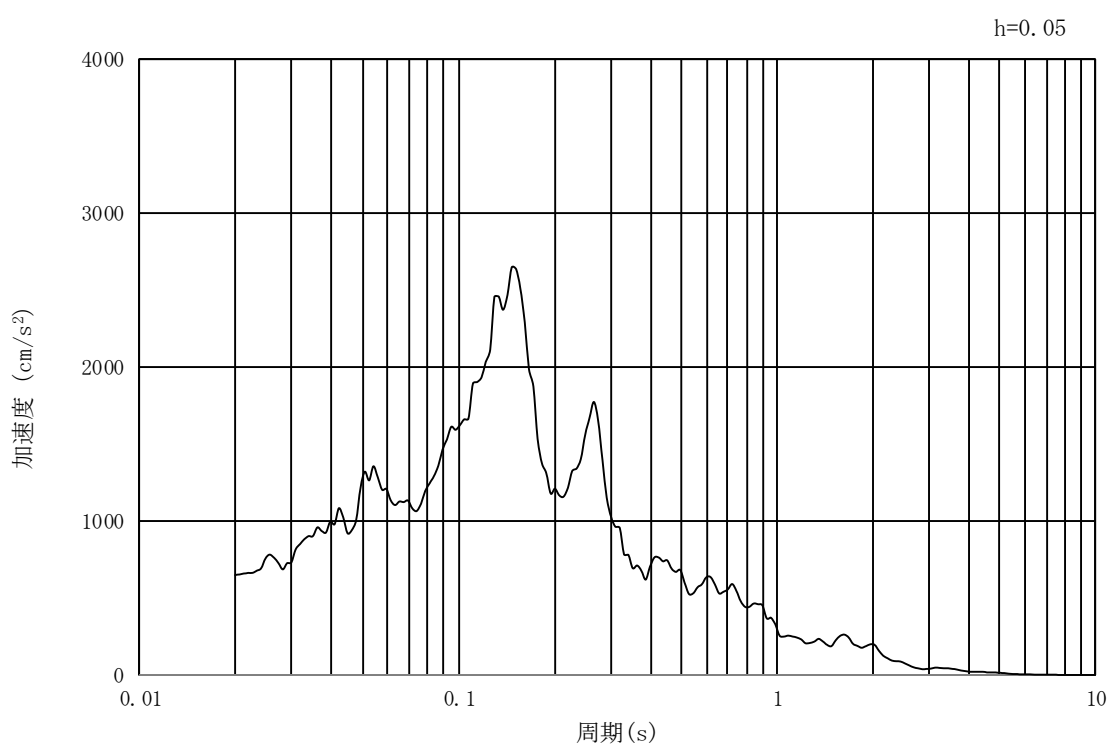
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 22$ )





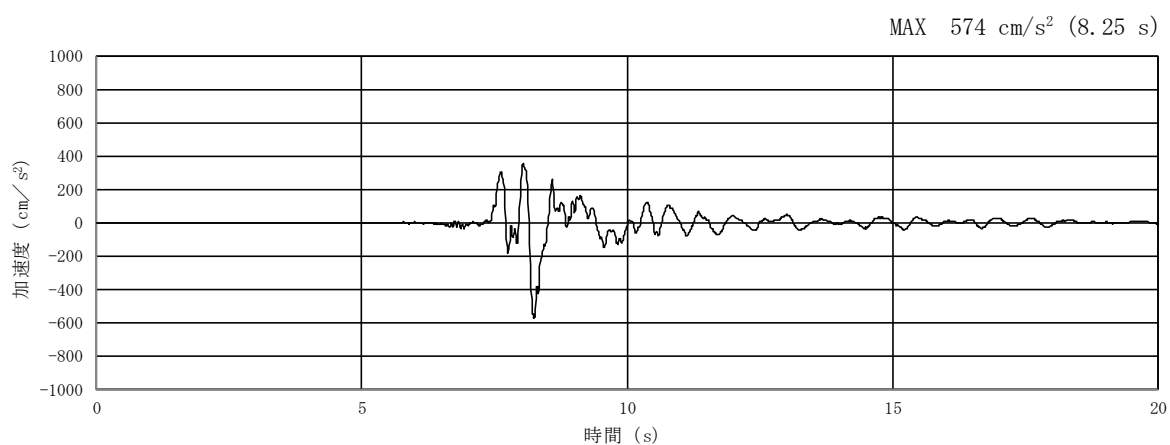
(a) 加速度時刻歴波形



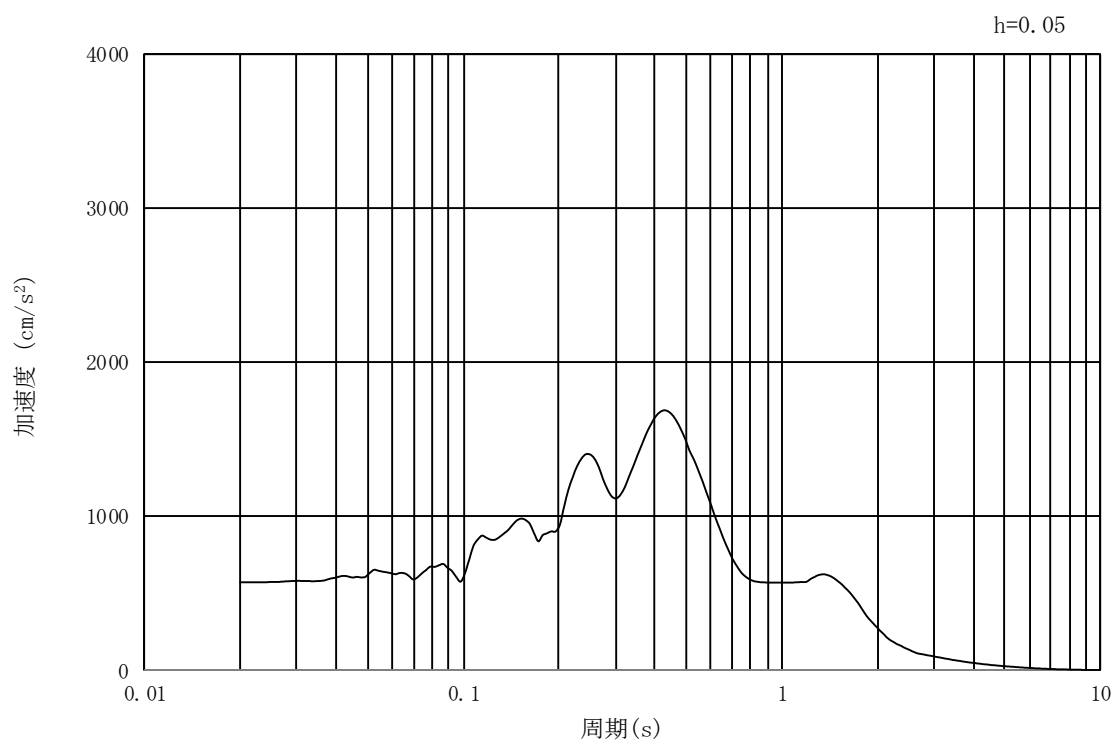
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 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  
(②-②断面、鉛直成分： $S_s - 2.2$ )





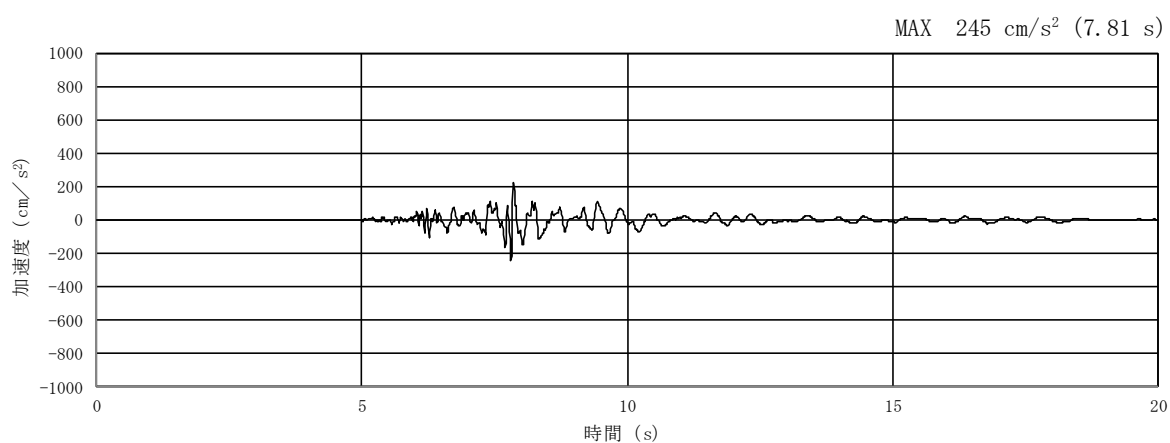
(a) 加速度時刻歴波形



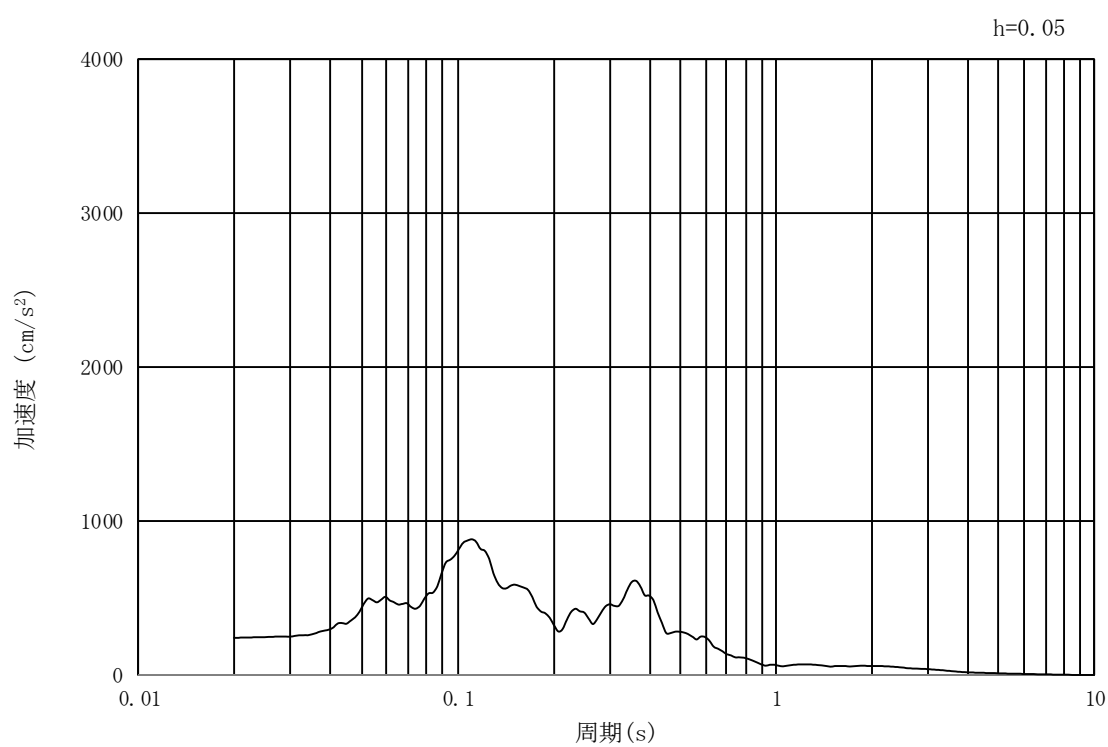
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 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  
(①-①及び②-②断面，水平成分： $S_s-31$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 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  
(①-①及び②-②断面，鉛直成分： $S_s - 31$ )



### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 2次元有効応力解析モデル

##### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割は、地中連続壁基礎が地盤と接する位置について、地盤の要素分割に合わせて設定する。

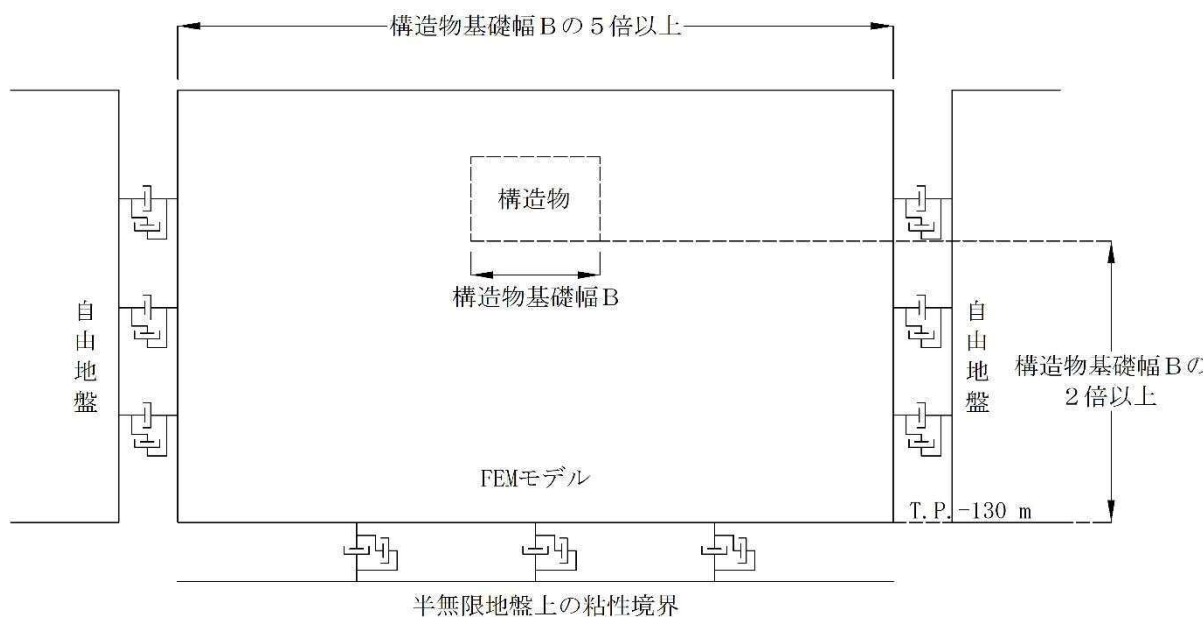


図 3.5-1 解析領域の考え方

##### (2) 解析モデル

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する 1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤



の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

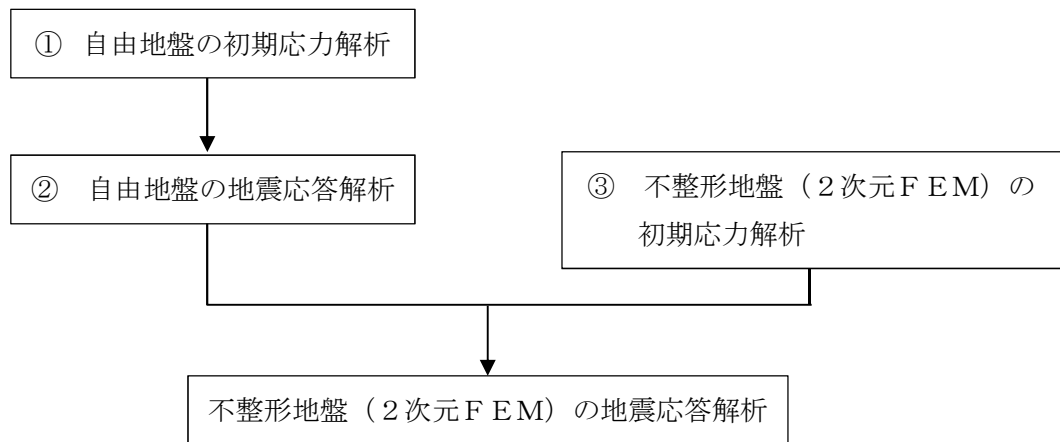


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

### (3) 境界条件

#### a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

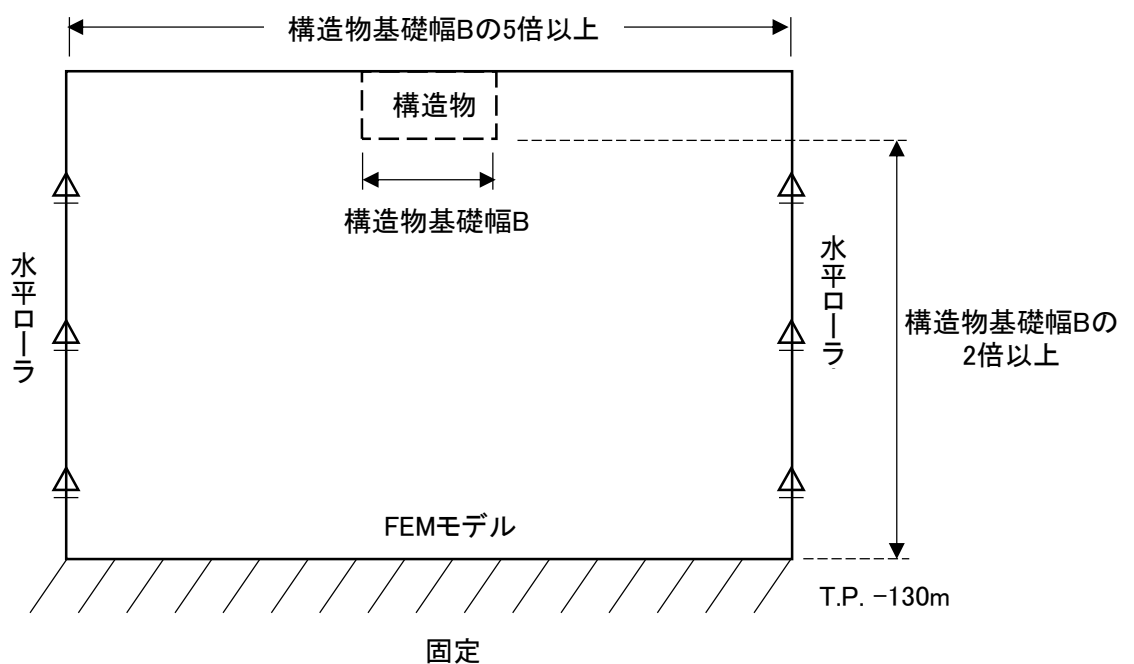


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図



b. 初期応力解析時

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

境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

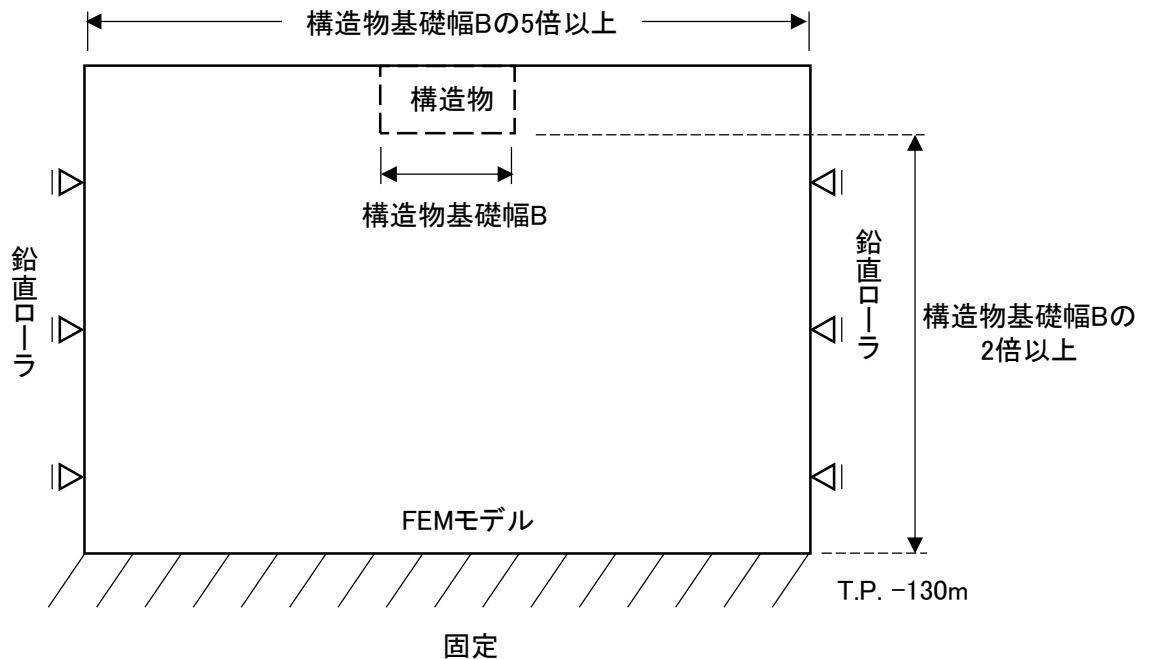


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。



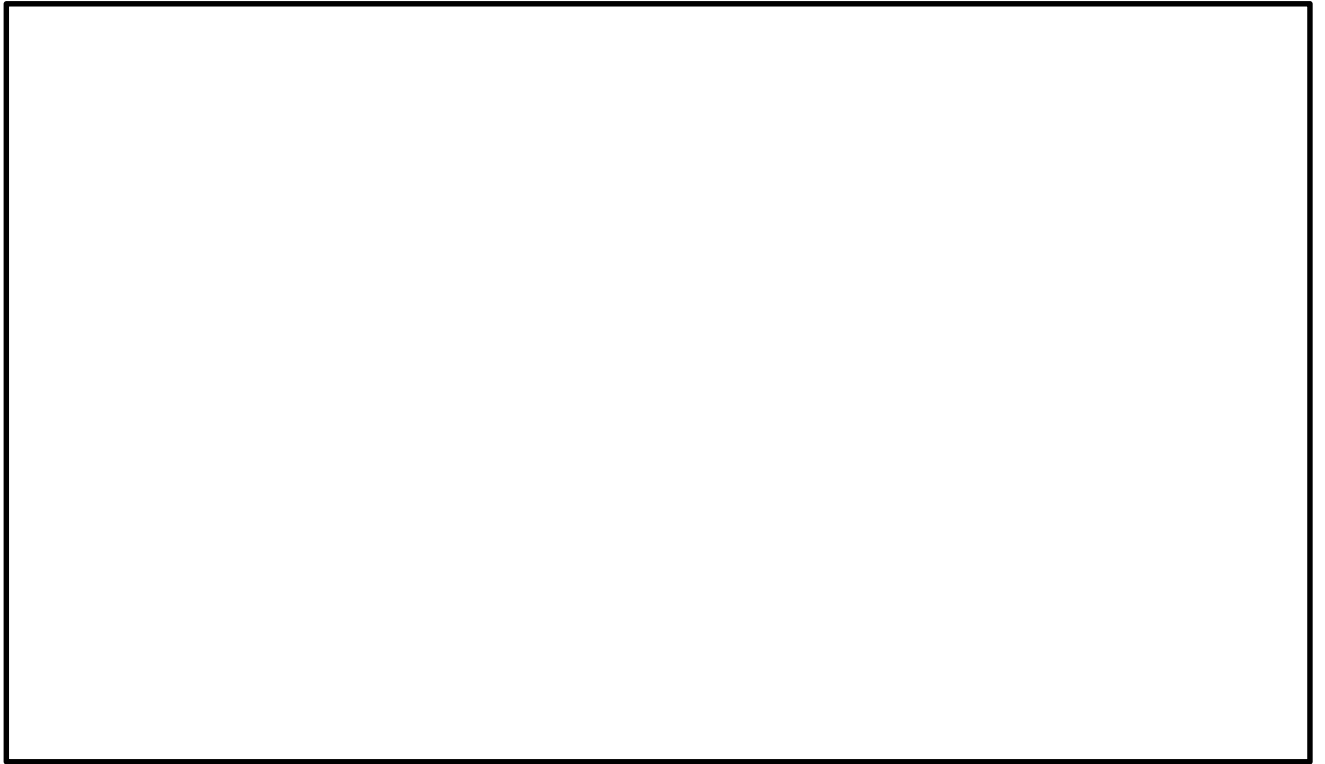


図 3.5-5 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

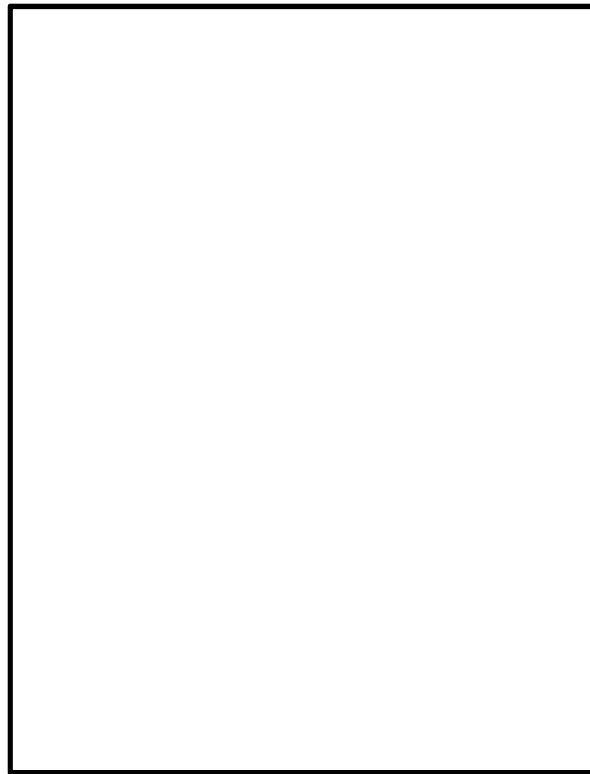


図 3.5-5 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)



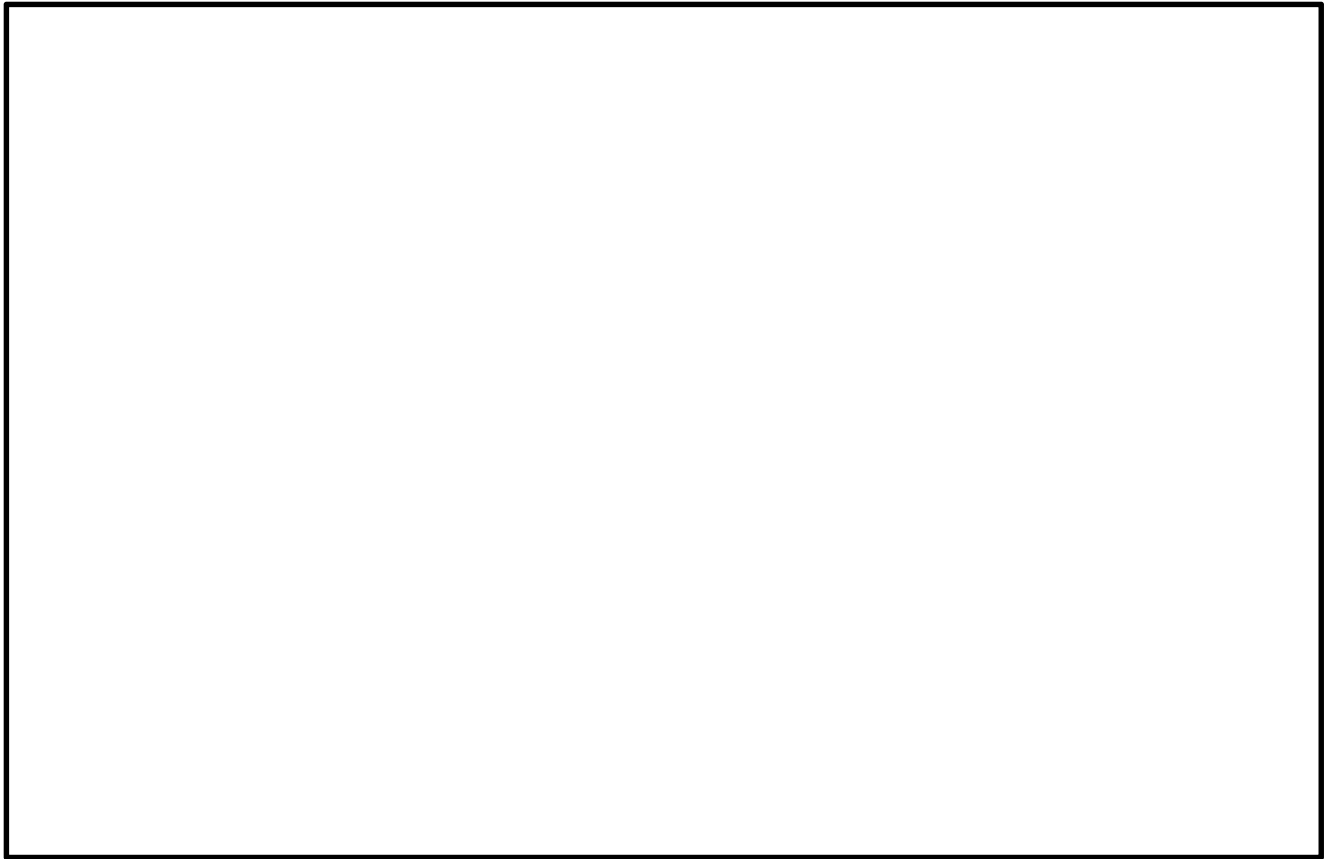


図 3.5-5 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)



図 3.5-5 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)



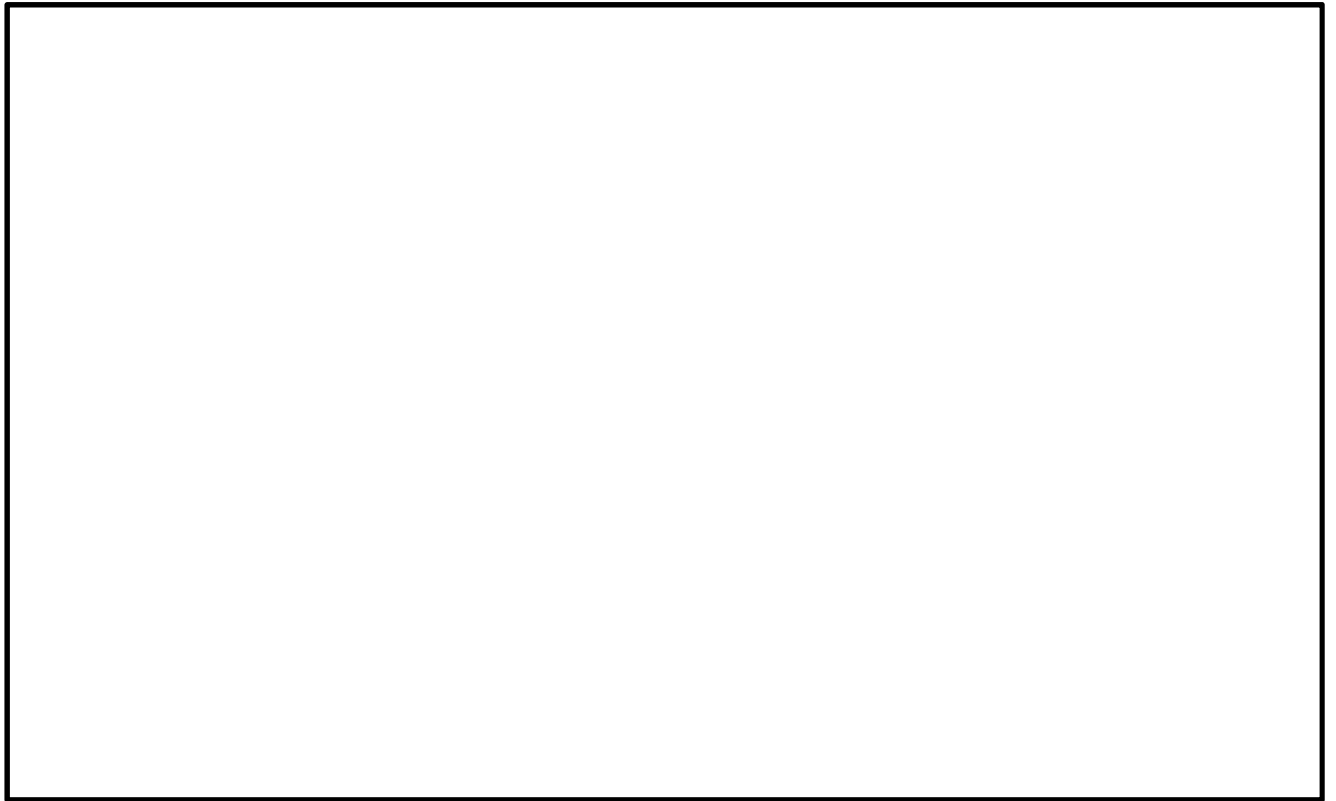


図 3.5-5 (5) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)

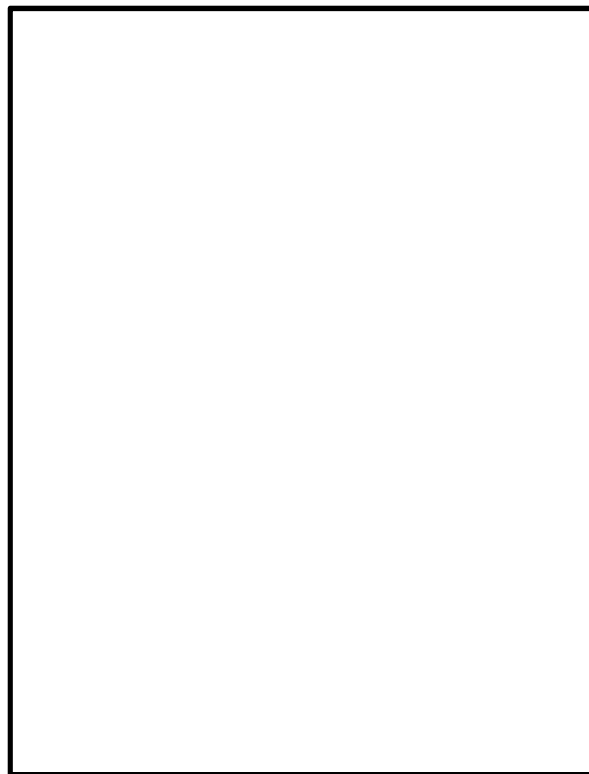


図 3.5-5 (6) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (③-③断面)



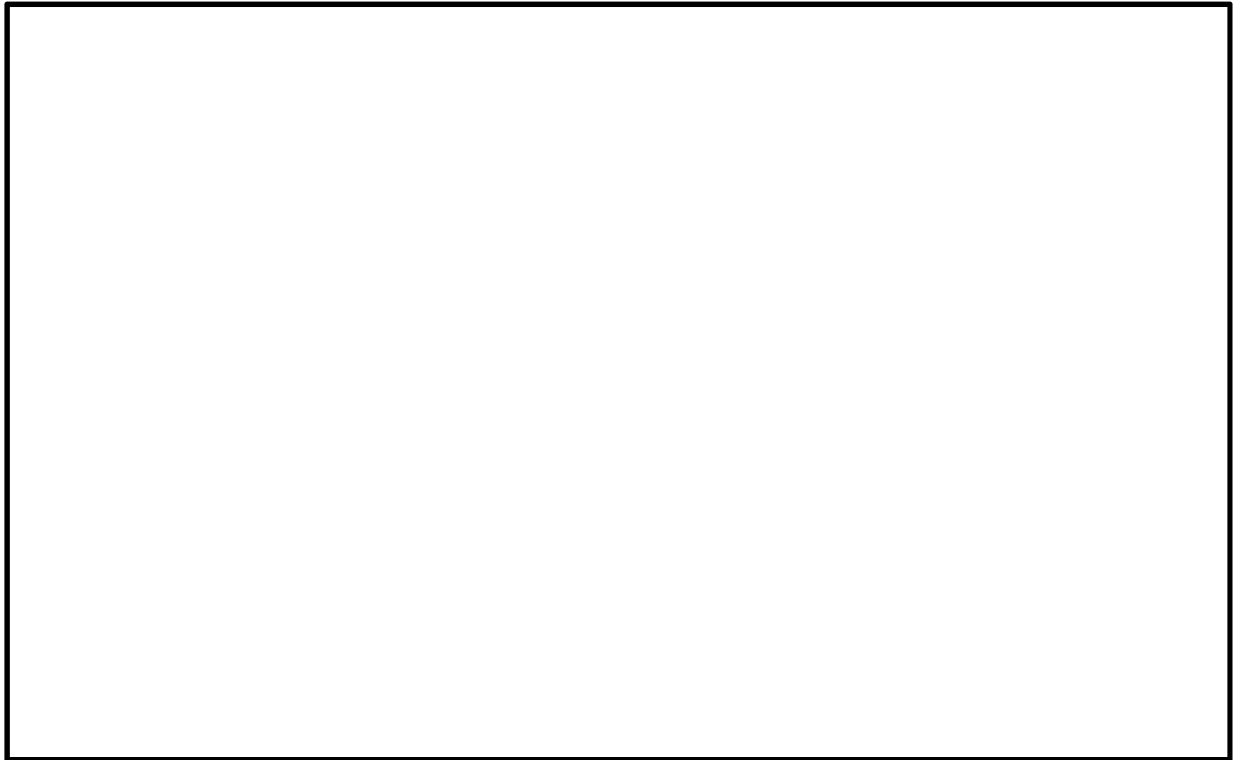


図 3.5-5 (7) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (④-④断面)



図 3.5-5 (8) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (④-④断面)



### (3) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁並びに地中連続壁基礎の質量は、各節点に質量としてモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向を平面ひずみ要素、堤軸直交方向を構造梁要素でモデル化する。

堤軸方向のフーチングは、軸線位置において構造梁要素でモデル化する。また、鉄筋コンクリート防潮壁下面と構造梁要素間は空間がないことを模擬するため、仮想柔平面要素を設けるとともに、鉄筋コンクリート防潮壁下面と構造梁要素が剛結されることを模擬するため、多点拘束を設定する。地中連続壁基礎は構造梁要素でモデル化し、側面にジョイント要素を配置する。

堤軸直交方向については、鉄筋コンクリート防潮壁を構造梁要素でモデル化し、地中連続壁基礎及びフーチングとの離隔を考慮するための横梁（仮想剛梁要素）を設定する。地中連続壁基礎は、縦梁（構造梁要素）、横梁（仮想剛梁要素）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

堤軸直交方向構造梁及び積雪の質量は節点付加質量によりモデル化し、回転慣性も考慮する。

構造部材のモデル化の概念図を図 3.5-6 に示す。

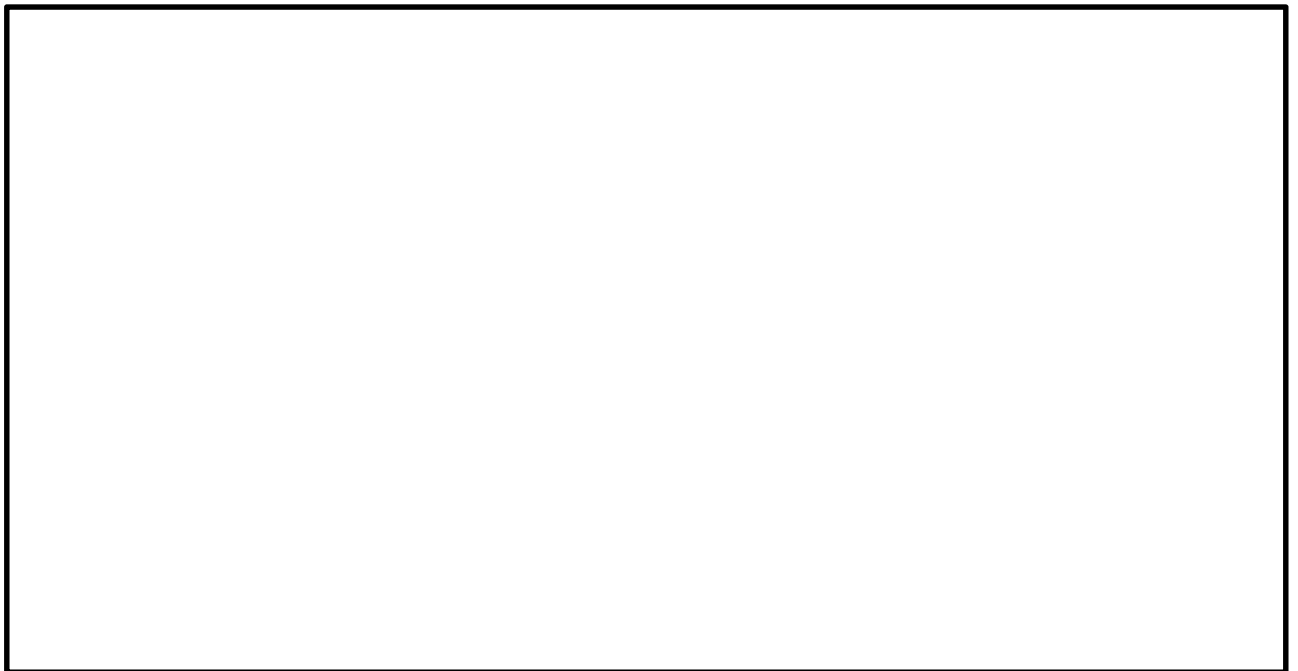


図 3.5-6 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

### (4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。



(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5－6 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 $c$ ， $\phi$  は周辺地盤の  $c$ ， $\phi$  とする。（表 3.5－1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5－1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

$z$  : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5－2 のとおり設定する。図 3.5－7 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3.5－2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



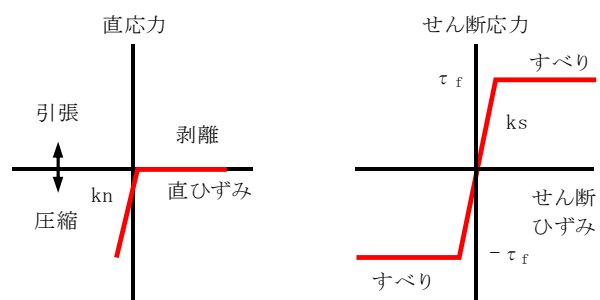
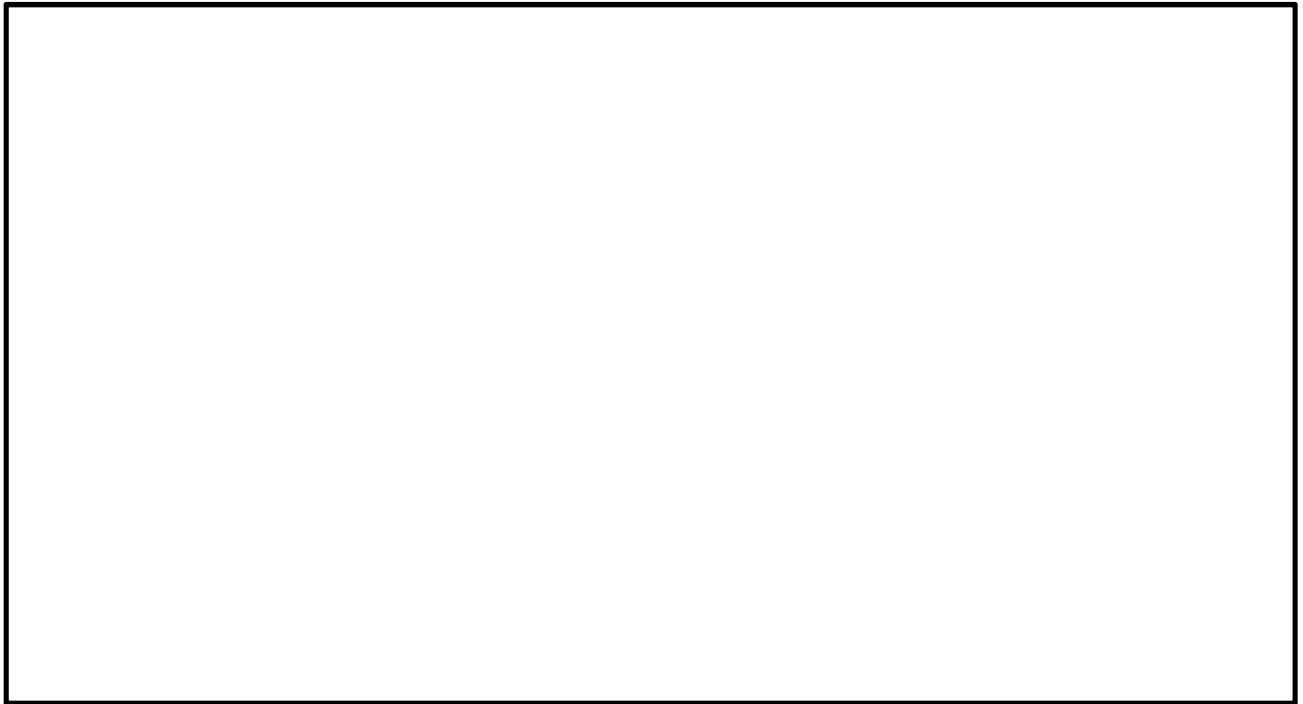


図 3.5-7 ジョイント要素の考え方



## (6) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$  : 減衰係数マトリックス

$[M]$  : 質量マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

$f$  : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1－1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5－8 に、固有値解析結果を表 3.5－3 に示す。



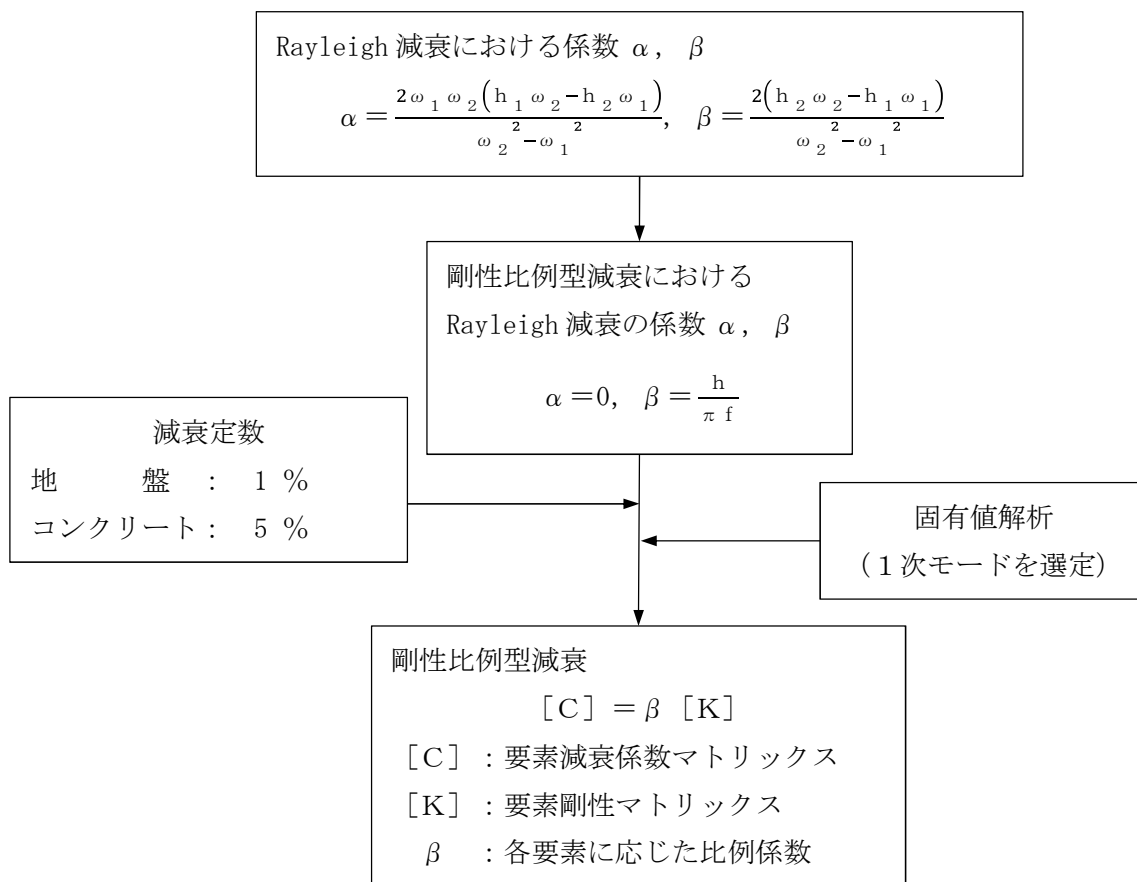


図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-3 (1) 固有値解析結果

(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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.661	192.43	地盤の1次として採用
2	0.909	-53.79	—
3	1.126	6.81	—
4	1.275	49.80	—
5	1.398	10.91	—
6	1.464	108.62	—
7	1.480	24.52	構造物の1次として採用
8	1.567	4.08	—
9	1.664	22.95	—

表 3.5-3 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.693	200.04	地盤の1次として採用
2	0.967	-48.89	—
3	1.222	4.25	—
4	1.384	-56.03	—
5	1.483	-2.66	—
6	1.542	-90.65	構造物の1次として採用
7	1.572	-37.13	—
8	1.694	24.11	—
9	1.725	-12.30	—



表 3.5-3 (3) 固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.620	182.97	地盤の1次として採用
2	0.841	-58.09	—
3	1.027	9.19	—
4	1.160	-43.98	—
5	1.275	-4.97	—
6	1.379	112.96	構造物の1次として採用
7	1.407	52.01	—
8	1.426	-13.13	—
9	1.543	8.31	—

表 3.5-3 (4) 固有値解析結果  
(検討ケース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)  
(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.634	190.79	地盤の1次として採用
2	0.843	-44.43	—
3	1.038	-2.31	—
4	1.168	23.76	—
5	1.345	33.81	—
6	1.357	-91.80	構造物の1次として採用
7	1.440	-64.26	—
8	1.456	-33.33	—
9	1.572	8.64	—



表 3.5-3 (5) 固有値解析結果

(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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.560	182.97	地盤の1次として採用
2	0.719	48.96	—
3	0.897	18.90	—
4	0.933	-12.97	—
5	1.110	-0.65	—
6	1.189	-86.40	—
7	1.320	-82.19	構造物の1次として採用
8	1.363	-54.12	—
9	1.442	-10.96	—

表 3.5-3 (6) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.594	190.55	地盤の1次として採用
2	0.772	45.14	—
3	0.971	-16.97	—
4	1.021	9.01	—
5	1.215	23.84	—
6	1.233	-76.21	—
7	1.373	84.68	構造物の1次として採用
8	1.438	-47.40	—
9	1.554	-8.50	—



表 3.5-3 (7) 固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.520	174.30	地盤の1次として採用
2	0.659	52.57	
3	0.814	18.71	
4	0.842	-17.66	
5	0.997	-1.61	
6	1.142	91.09	
7	1.248	-48.91	
8	1.278	-81.84	構造物の1次として採用
9	1.326	16.30	

表 3.5-3 (8) 固有値解析結果  
(検討ケース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)  
(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.531	178.11	地盤の1次として採用
2	0.653	-59.71	—
3	0.837	-19.22	—
4	0.884	-17.25	—
5	1.040	4.07	—
6	1.120	53.97	—
7	1.127	53.41	—
8	1.234	43.30	—
9	1.296	-60.54	—
10	1.309	-68.23	構造物の1次として採用



表 3.5-3 (9) 固有値解析結果

(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)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.642	183.79	地盤の1次として採用
2	0.871	-117.76	—
3	1.067	-27.59	—
4	1.218	25.51	—
5	1.317	-42.53	—
6	1.434	-27.59	構造物の1次として採用
7	1.504	-5.17	—
8	1.655	-20.08	—
9	1.738	-4.30	—

表 3.5-3 (10) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.670	197.71	地盤の1次として採用
2	0.908	-98.11	—
3	1.156	-19.28	—
4	1.307	3.60	—
5	1.358	-53.58	—
6	1.513	-29.38	構造物の1次として採用
7	1.543	31.86	—
8	1.768	-14.24	—
9	1.790	-21.93	—



表 3.5-3 (11) 固有値解析結果  
 (検討ケース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)  
 (③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.622	176.33	地盤の1次として採用
2	0.832	-120.68	—
3	1.018	-33.62	—
4	1.168	-29.04	—
5	1.281	-21.60	—
6	1.351	-59.23	構造物の1次として採用
7	1.462	6.23	—
8	1.524	22.07	—
9	1.566	62.46	—



表 3.5-3 (12) 固有値解析結果  
(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)  
(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.784	216.13	地盤の1次として採用
2	1.168	-19.74	—
3	1.539	-68.16	構造物の1次として採用
4	1.567	27.83	—
5	1.687	23.69	—
6	1.793	-20.69	—
7	1.850	33.69	—
8	2.053	14.62	—
9	2.108	-3.07	—

表 3.5-3 (13) 固有値解析結果  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.794	218.79	地盤の1次として採用
2	1.209	-14.45	—
3	1.622	64.12	—
4	1.630	27.19	—
5	1.714	-12.20	—
6	1.892	30.79	構造物の1次として採用
7	1.961	-30.46	—
8	2.118	4.13	—
9	2.214	11.73	—



表 3.5-3 (14) 固有値解析結果  
(検討ケース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)  
(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.761	210.38	地盤の1次として採用
2	1.079	-28.99	—
3	1.383	-64.10	構造物の1次として採用
4	1.490	47.95	—
5	1.523	-38.40	—
6	1.671	16.81	—
7	1.760	25.66	—
8	1.827	16.89	—
9	1.931	16.38	—



### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.5-4 に、材料物性値を表 3.5-5 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 使用材料

材料		諸元
コンクリート	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋コンクリート防潮壁	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD390, SD490

表 3.5-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.1 × 10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *2

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

\*2：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）



表 3.5－6 (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	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	ボアゾン比	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{mn}$	kN/m <sup>2</sup>	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	$G_{mn}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
強度特性	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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 3.5－6 (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
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z （標高）ごとに物性値を設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h <sub>max</sub>	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C <sub>CD</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高 (m)



表 3.5－6 (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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	動ポアソン比 $\nu_{ED}$	粘着力 $C_{ED}$ (kN/nf)	内部摩擦角 $\phi_{ED}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{ms}$ (kN/nf)	基準体積 弾性係数 $K_{ms}$ (kN/nf)	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ms}$ (kN/nf)	拘束圧 $\sigma'_3$ , mK	最大履歴 減衰率 hmax (-)	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp (m/s)
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
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
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
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
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
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
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
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

## 3.5.3 地下水位

地下水位は地表面として設定する。



### 3.6 解析ケース

#### (1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 3.6-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の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 3.6-1 に示す。

表 3.6-1 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（+1 $\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）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（+1 $\sigma$ ）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
地震波（位相）	$S_s-D1$	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	$S_s-11$		実施					
	$S_s-12$		実施					
	$S_s-13$		実施					
	$S_s-14$		実施					
	$S_s-21$		実施					
	$S_s-22$		実施					
	$S_s-31$	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

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照査項目について、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。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。



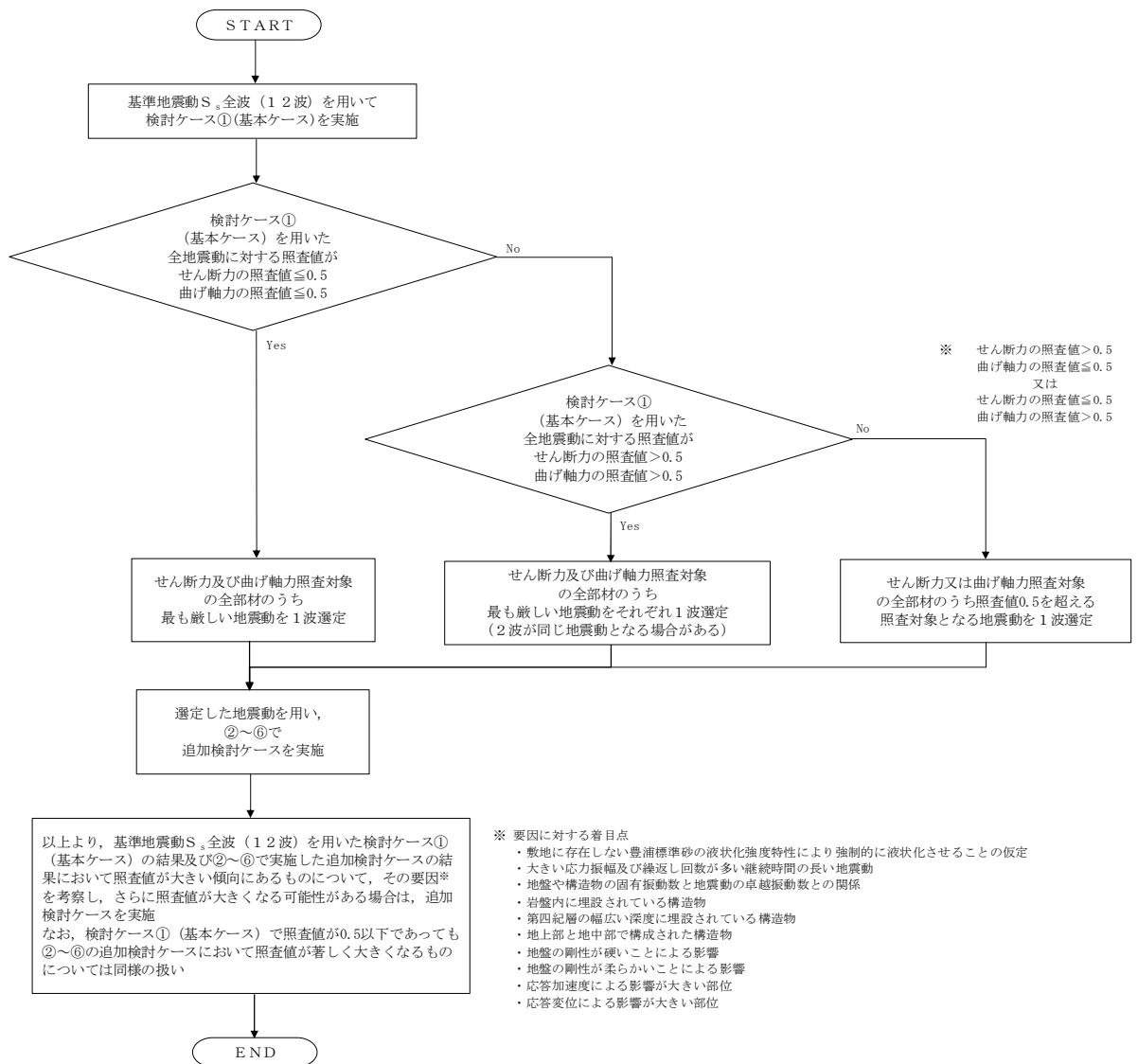


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー



(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6-2 に示す。

全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.6-2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			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（+1 $\sigma$ ）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			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
地震波（位相）	$S_s - D1$	(H+V+)	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 11$			実施	
	$S_s - 12$			実施	
	$S_s - 13$			実施	
	$S_s - 14$			実施	
	$S_s - 21$			実施	
	$S_s - 22$			実施	
	$S_s - 31$	(H+V+)		実施	
		(H-V+)		実施	



#### 4. 耐震評価

##### 4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

##### (1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材とする。

##### (2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



## 4.2 解析方法

### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁

フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化し解析する。

### (2) フーチング

堤軸方向は、地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版，堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化する。

### (3) 地中連続壁基礎

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元有効応力解析を行い，地震時の構造健全性及び支持性能を確認する。



#### 4.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

###### a. 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

###### b. 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

###### c. 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

###### d. 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、考慮する荷重を次に示す。

###### a. 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

###### b. 地震荷重

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

###### c. 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

###### d. 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。



#### 4.4 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容限界については、「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）及び「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 24 年 3 月）」に基づき表 4.4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.4-1 許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート*1	$f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup>	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*3
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力 度 $\sigma_{sa}$	軸方向鉄筋 435
			せん断補強筋 300
	SD390*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

注記 \*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）

\*2：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 24 年 3 月）

\*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（ $V_a$ ）に 1.5 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

$V_{ca}$ ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

$\tau_{a1}$ ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$ ：有効幅

$j$ ：1/1.15

$d$ ：有効高さ

$A_w$ ：斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$ ：鉄筋の許容引張応力度

$s$ ：斜め引張鉄筋間隔



(2) 基礎地盤の支持力支持性能評価における許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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）により設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$* c_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = c_{CUU} \times 2$$

ここで、 $c_{CUU}$  は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度

$A$  : 基礎の底面積（内部土は含まない） (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 4.4-2 に示す

表 4.4-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
Km 層	6201



## 4.5 解析モデル及び諸元

### (1) 解析モデル

#### a. 鉄筋コンクリート防潮壁

フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。モデルの概念図を図 4.5-1 に示す。

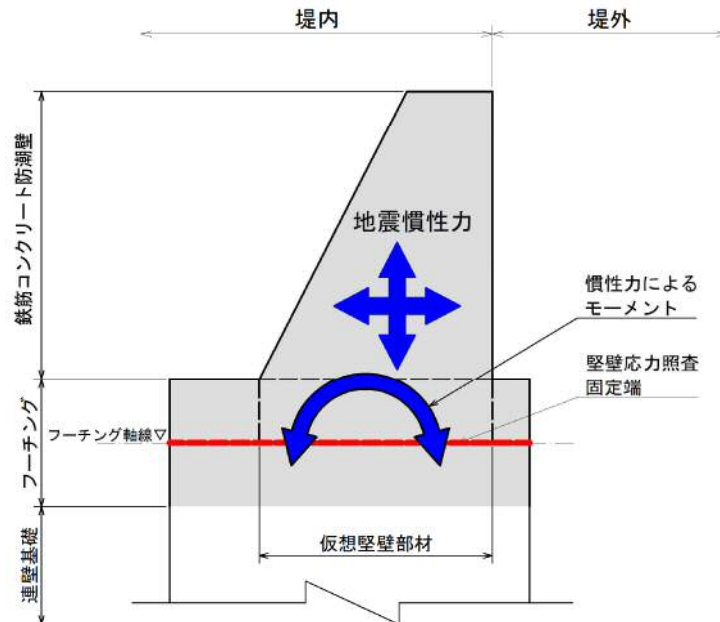


図 4.5-1 鉄筋コンクリート防潮壁のモデル概念図

#### b. フーチング

堤軸方向は、地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版，堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化する。モデルの概念図を図 4.5-2 に示す。



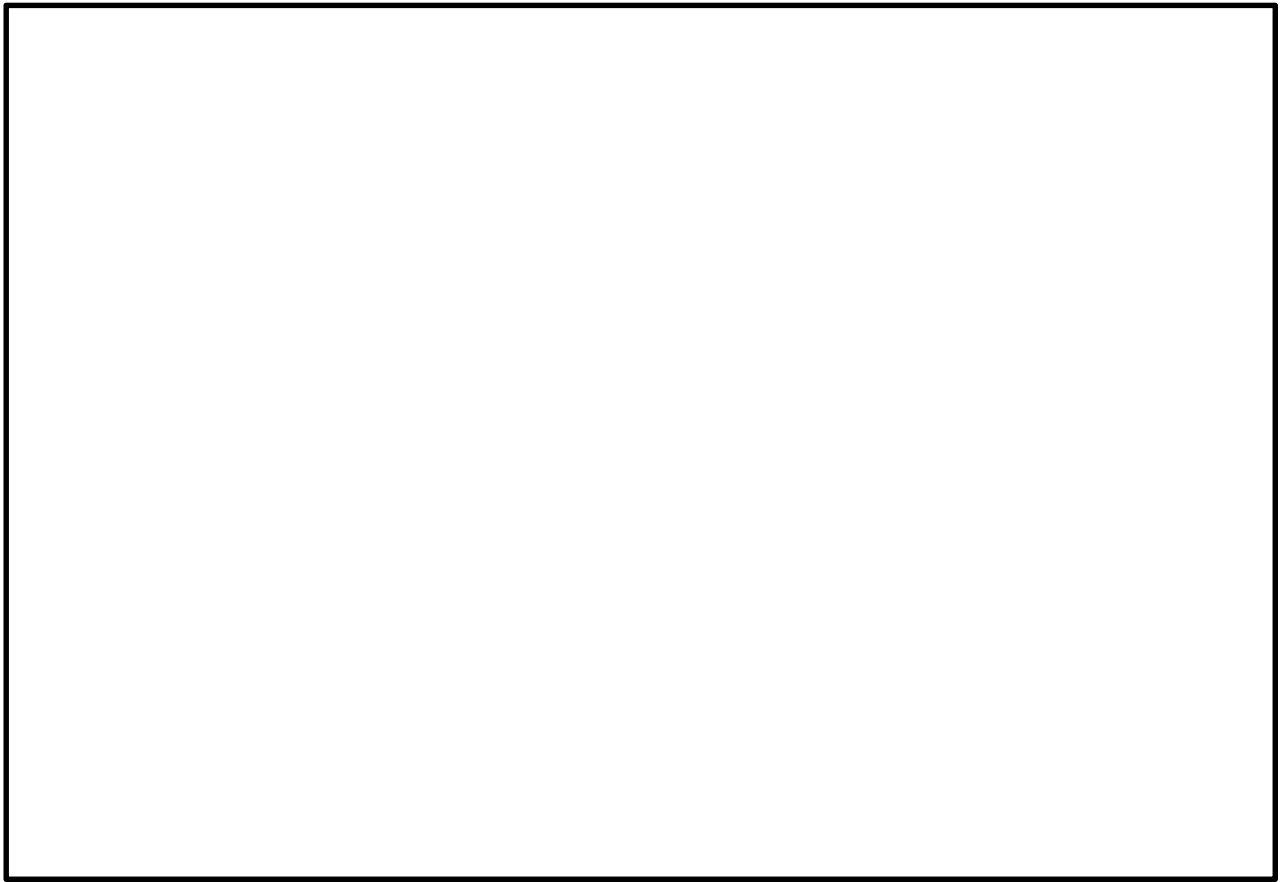


図 4.5-2 フーチングのモデル概念図

(2) 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 4.5-1 に、材料物性値を表 4.5-2 に示す。

表 4.5-1 使用材料

材料		諸元
コンクリート	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋コンクリート防潮壁	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD390, SD490



表 4.5-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.1 × 10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *2

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

\*2：J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）4.6 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は，地震応答解析結果により得られる照査用応答値が「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

### (3) 荷重の入力方法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において，考慮する荷重を次に示す。

#### a. 常時考慮荷重

常時考慮荷重として，躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

#### b. 地震荷重

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

#### c. 積雪荷重

積雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m<sup>2</sup>/cm として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m<sup>2</sup>であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m<sup>2</sup>を考慮する。

#### d. 風荷重

風荷重として，風速 30 m/s の風圧力を考慮する。



## 4.6 評価方法

### 4.6.1 鉄筋コンクリート防潮壁

#### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向に同様な断面が連続する構造であることから、堤軸直交方向が弱軸断面方向となる。

慣性力については、2次元有効応力解析により鉄筋コンクリート防潮壁における水平加速度を算出し。水平加速度が最大となるケースで照査を行う。

保守側の評価を行うため、フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。評価モデルの概念図を図4.6-1に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

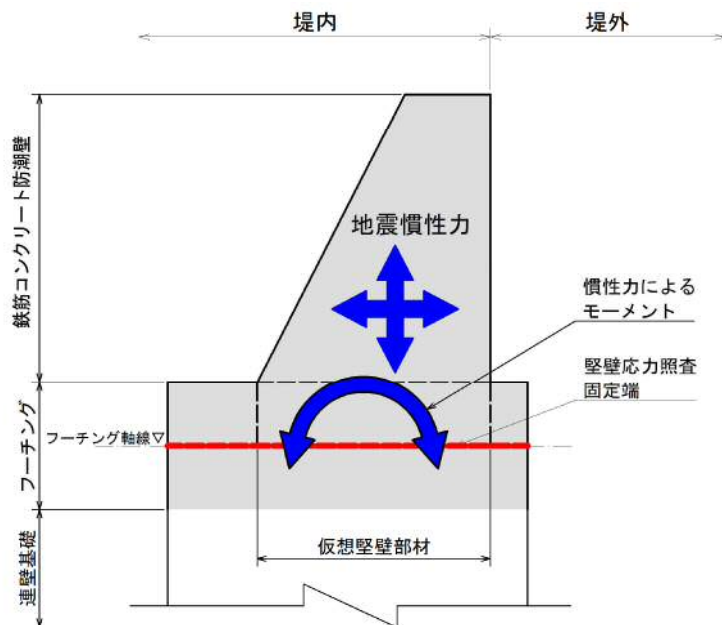


図4.6-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価モデル概念図

#### a. 曲げ軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される曲げ圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに曲げ引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

#### b. せん断応力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力度がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、



$V_{ca}$  : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

$\tau_{a1}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$  : 有効幅

$j$  :  $1/1.15$

$d$  : 有効高さ

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$  : 鉄筋の許容引張応力度

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔

## (2) フーチング

慣性力については、2次元有効応力解析によりフーチングにおける鉛直加速度を算出し、鉛直加速度が最大となるケースで照査を行う。

堤軸方向は、地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版、堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化し、保守的に設計する。フーチングの評価モデル概念図を図4.6-2に示す。

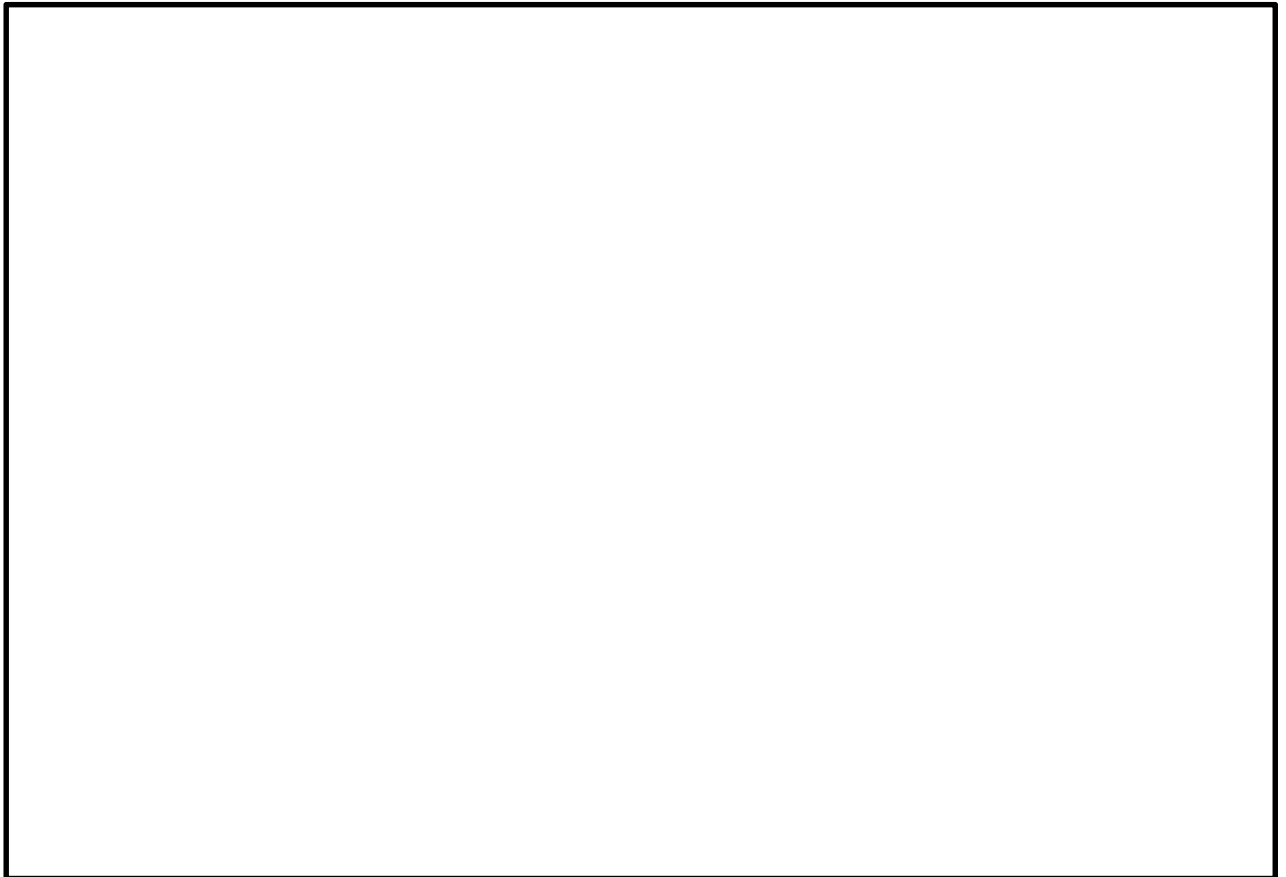


図 4.6-2 フーチングの評価モデル概念図



a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。

b. せん断応力に対する照査

せん断応力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。

(3) 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎の評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の照査を行う。

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。

b. せん断応力に対する照査

せん断応力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。



#### 4. 6. 2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。



## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」「最大せん断ひずみ分布」「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

#### (1) 地震時断面力図（部材に着目した地震時断面力図）

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すべ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の追加ケースを実施した。

表 5.1-1 に、2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力、鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。

鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング、地中連続壁基礎について、コンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果の照査値が最大となるケースを表 5.1-2 及び表 5.1-3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の水平加速度が最大となるケースの断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 5.1-1、フーチングの鉛直加速度が最大となるケースの断面力を図 5.1-2、地中連続壁基礎のコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力を図 5.1-3 に示す。

表 5.1-1(1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.54					
	+-	0.55	0.53	0.57	0.50	0.57	0.54
	-+	0.59					
	--	0.60					
Ss-11	++	0.48					
Ss-12	++	0.44					
Ss-13	++	0.43					
Ss-14	++	0.38					
Ss-21	++	0.46					
Ss-22	++	0.37					
Ss-31	++	0.64	0.62	0.66	0.52	0.65	0.63
	-+	0.52					



表 5.1-1(2) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.41					
	+-	0.38	0.35	0.41	0.31	0.37	0.34
	-+	0.46					
	--	0.41					
Ss-11	++	0.27					
Ss-12	++	0.23					
Ss-13	++	0.21					
Ss-14	++	0.17					
Ss-21	++	0.28					
Ss-22	++	0.19					
Ss-31	++	0.49	0.46	0.51	0.32	0.50	0.48
	-+	0.35					

表 5.1-1(3) ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.34					
	+-	0.34	0.34	0.35	0.56	0.34	0.34
	-+	0.34					
	--	0.28					
Ss-11	++	0.25					
Ss-12	++	0.26					
Ss-13	++	0.24					
Ss-14	++	0.18					
Ss-21	++	0.25					
Ss-22	++	0.23					
Ss-31	++	0.34	0.32	0.35	0.36	0.33	0.32
	-+	0.28					



表 5.1-1(4) ②-②断面(西側)のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.69	0.63	0.77	0.67	0.60	0.54
	+-	0.70					
	-+	0.60					
	--	0.58					
Ss-11	++	0.36					
Ss-12	++	0.46					
Ss-13	++	0.46					
Ss-14	++	0.41					
Ss-21	++	0.43					
Ss-22	++	0.41					
Ss-31	++	0.74	0.72	0.75	0.65	0.72	0.70
	-+	0.66					

表 5.1-1(5) ②-②断面(西側)の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.61	0.56	0.70	0.60	0.54	0.49
	+-	0.62					
	-+	0.51					
	--	0.49					
Ss-11	++	0.29					
Ss-12	++	0.38					
Ss-13	++	0.38					
Ss-14	++	0.33					
Ss-21	++	0.36					
Ss-22	++	0.35					
Ss-31	++	0.67	0.65	0.68	0.57	0.65	0.63
	-+	0.58					



表 5.1-1(6) ②-②断面(西側)のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.57	0.55	0.55	0.47	0.37	0.32
	+-	0.55					
	-+	0.49					
	--	0.49					
Ss-11	++	0.26					
Ss-12	++	0.48					
Ss-13	++	0.47					
Ss-14	++	0.42					
Ss-21	++	0.33					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.36	0.37	0.37	0.40	0.33	0.31
	-+	0.34					

表 5.1-1(7) ②-②断面(中央)のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.73	0.67	0.81	0.67	0.62	0.56
	+-	0.73					
	-+	0.62					
	--	0.61					
Ss-11	++	0.39					
Ss-12	++	0.49					
Ss-13	++	0.49					
Ss-14	++	0.42					
Ss-21	++	0.47					
Ss-22	++	0.44					
Ss-31	++	0.77	0.75	0.78	0.68	0.74	0.71
	-+	0.65					



表 5.1-1(8) ②-②断面(中央)の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.65	0.59	0.73	0.60	0.55	0.49
	+-	0.65					
	-+	0.55					
	--	0.53					
Ss-11	++	0.32					
Ss-12	++	0.42					
Ss-13	++	0.42					
Ss-14	++	0.36					
Ss-21	++	0.39					
Ss-22	++	0.37					
Ss-31	++	0.69	0.67	0.70	0.60	0.67	0.65
	-+	0.58					

表 5.1-1(9) ②-②断面(中央)のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.65	0.59	0.73	0.60	0.55	0.49
	+-	0.65					
	-+	0.55					
	--	0.53					
Ss-11	++	0.32					
Ss-12	++	0.42					
Ss-13	++	0.42					
Ss-14	++	0.36					
Ss-21	++	0.39					
Ss-22	++	0.37					
Ss-31	++	0.69	0.67	0.70	0.60	0.67	0.65
	-+	0.58					



表 5.1-1(10) ②-②断面(東側)のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.74	0.68	0.82	0.70	0.62	0.56
	+-	0.73					
	-+	0.62					
	--	0.62					
Ss-11	++	0.40					
Ss-12	++	0.50					
Ss-13	++	0.50					
Ss-14	++	0.43					
Ss-21	++	0.47					
Ss-22	++	0.44					
Ss-31	++	0.76	0.74	0.77	0.70	0.73	0.70
	-+	0.62					

表 5.1-1(11) ②-②断面(東側)の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.68	0.63	0.76	0.67	0.56	0.49
	+-	0.66					
	-+	0.58					
	--	0.57					
Ss-11	++	0.34					
Ss-12	++	0.46					
Ss-13	++	0.46					
Ss-14	++	0.39					
Ss-21	++	0.41					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.69	0.68	0.70	0.63	0.66	0.64
	-+	0.56					



表 5.1-1(12) ②-②断面(東側)のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.68	0.63	0.76	0.67	0.56	0.49
	+-	0.66					
	-+	0.58					
	--	0.57					
Ss-11	++	0.34					
Ss-12	++	0.46					
Ss-13	++	0.46					
Ss-14	++	0.39					
Ss-21	++	0.41					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.69	0.68	0.70	0.63	0.66	0.64
	-+	0.56					



表 5.1-2(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

評価位置			断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁	①	前面	1000	6000	5.65	D51@150 (3段)	17271	2772	3.4	21	0.17	④	S s - 31	(+/+)
		背面	1000	6000	5800	D51@150 (1段)	-17271	2772	3.7	21	0.18	④	S s - 31	(+/+)
フーチング			1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	0.8	21	0.04	⑥	S s - D1	(+/-)
地中連続壁 基礎		A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	170320	18350	3.7	21	0.18	④	S s - D1	(+/-)
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	483106	47147	10.3	21	0.50	③	S s - D1	(+/-)
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	511195	61586	10.1	21	0.49	③	S s - 31	(+/+)
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	498979	68974	13.7	21	0.66	③	S s - 31	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

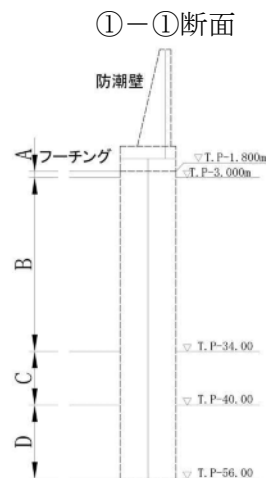


表 5.1-2(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

評価位置			断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁			1000	6000	4300	D51@150 (2段)	17271	2772	121.5	435	0.28	④	S s - 31	(+/+)
フーチング			1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	28.3	435	0.07	⑥	S s - D1	(+/-)
地中連続壁 基礎		A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	170320	18350	57	435	0.14	④	S s - D1	(+/-)
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	482267	46601	168	435	0.39	③	S s - D1	(+/-)
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	506998	59046	144	435	0.34	③	S s - 31	(+/+)
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	498420	68541	220	435	0.51	③	S s - 31	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

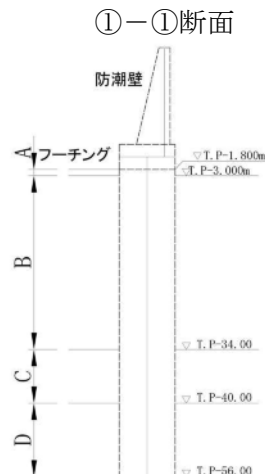




表 5.1－2(3) せん断力に対する照査結果 (①－①断面)

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 V (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
防潮壁	1000	6000	5650	3.33本 D35@600	2099	4107	0.52	④	S s－31	(+/+)
フーチング (堤軸直交)	1000	4500	4300	3.33本 D35@600	943	3084	0.31	⑥	S s－D1	(+/-)
地中連続壁 基礎	A	2360	9960	8本 D32@300	12031	63279	0.20	④	Ss-D1	(+/-)
	B	2360	9960	8本 D32@300	19411	63279	0.31	⑥	Ss-31	(+/+)
	C	2360	9960	8本 D32@300	35114	87263	0.41	④	Ss-D1	(+/-)
	D	2360	9960	8本 D38@300	48212	87263	0.56	④	Ss-D1	(+/-)

\*評価位置は下記に示す。

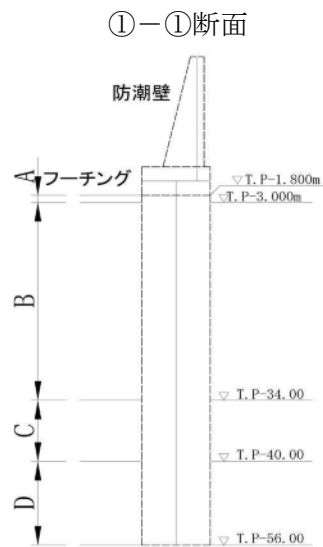




表 5.1-3(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)

評価位置		断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケー ス	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
フーチング		1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	0.2	21	0.01	⑥	S s-D1	(+/-)
地中連続壁 基礎	東側-A	9960	2360	1855	D51@150 (5段)	239957	10678	17.2	21	0.82	③	S s-D1	(+/+)
	東側-B	9960	2360	1930	D51@150 (4段)	232347	11187	17	21	0.81	③	S s-D1	(+/+)
	西側-C	9960	2360	1855	D51@150 (5段)	172181	37140	12.9	21	0.62	④	S s-D1	(+/+)
	西側-D	9960	2360	2080	D51@150 (2段)	150623	39612	13.9	21	0.67	④	S s-D1	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

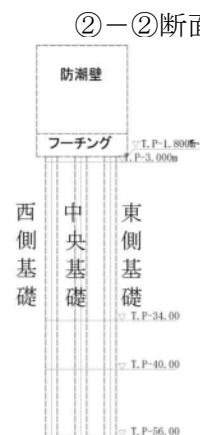


表 5.1-3(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)

評価位置		断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケー ス	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
フーチング		1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	6.8	435	0.02	⑥	S s-D1	(+/-)
地中連続壁 基礎	東側-A	9960	2360	2255	D51@150 (5段)	239957	10678	316	435	0.73	③	S s-D1	(+/+)
	東側-B	9960	2360	2255	D51@150 (4段)	232347	11187	330	435	0.76	③	S s-D1	(+/+)
	西側-C	9960	2360	2255	D51@150 (5段)	172032	36317	203	435	0.47	④	S s-D1	(+/+)
	西側-D	9960	2360	2255	D51@150 (2段)	150707	39270	257	435	0.6	④	S s-D1	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

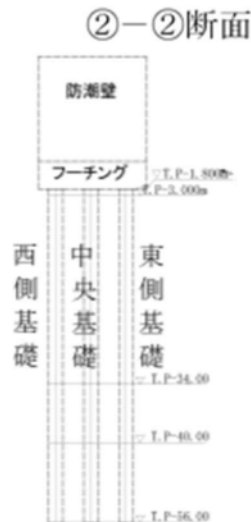


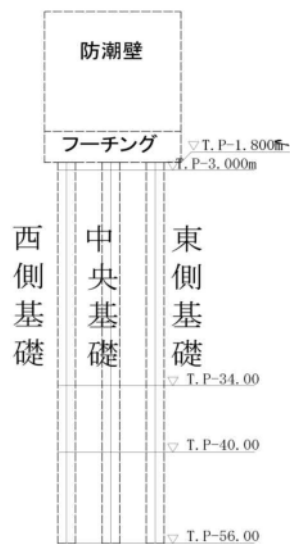


表 5.1－3(3) せん断力に対する照査結果 (②－②断面)

評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 V (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
防潮壁		—	—	—	—	—	—	—	—	—	
フーチング (堤軸)		1000	4500	4300	3.33本 D29@300	464	3084	0.16	⑥	S s－D1	(+/-)
地中連続壁基礎	A	9960	2360	1855	12本 D32@300	10034	22461	0.45	①	S s－D1	(+/-)
	B	9960	2360	1930	16本 D35@300	13432	33352	0.41	①	S s－D1	(+/-)
	C	9960	2360	1855	18本 D38@300	13661	40719	0.34	②	S s－D1	(+/+)
	D	9960	2360	2080	18本 D38@300	26790	45658	0.59	③	S s－D1	(+/+)

＊評価位置は下記に示す。

②－②断面





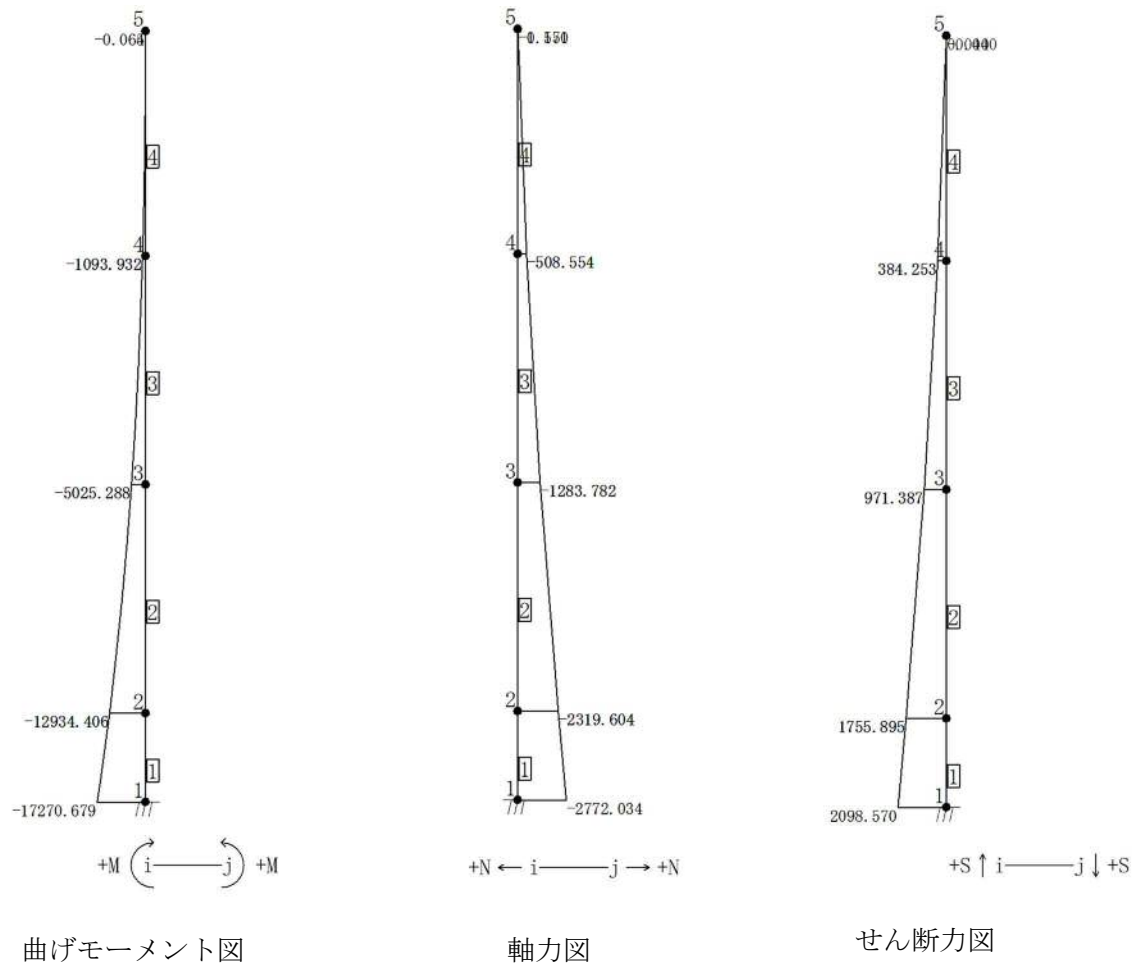


図 5.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁の水平加速度が最大となるケースの断面力  
 (①-①断面) ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



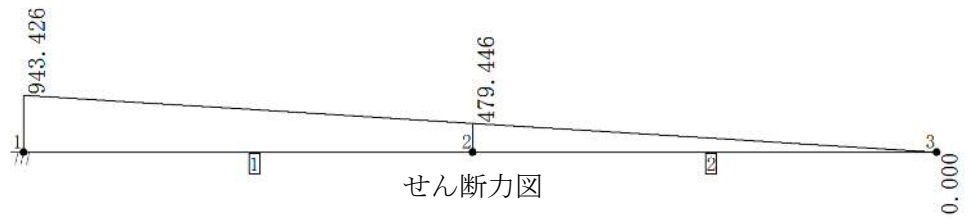
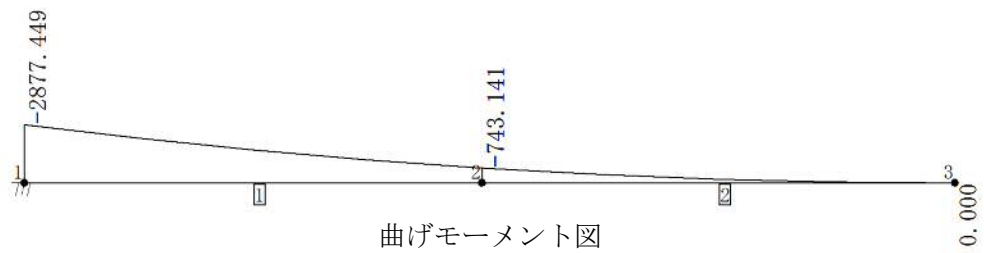


図 5.1-2 (1) フーチングの鉛直加速度が最大となるケースの断面力  
 (①-①断面) ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

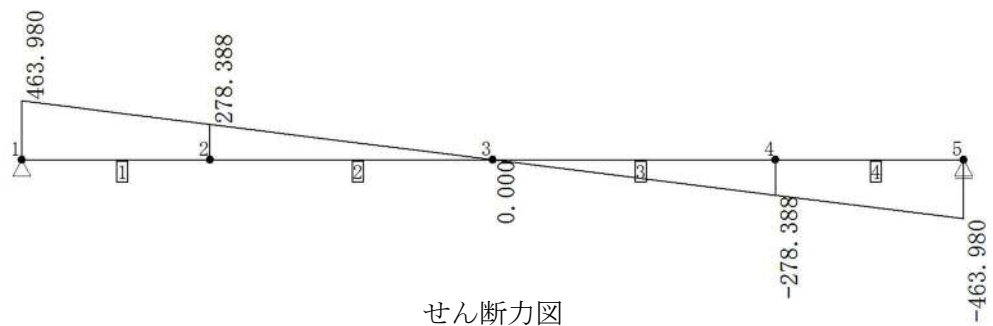
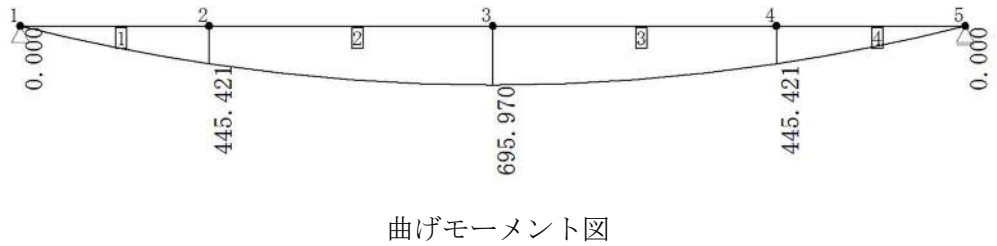
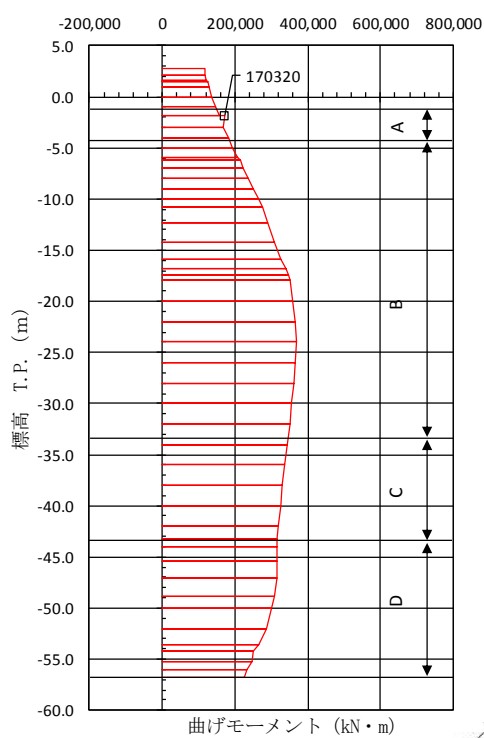
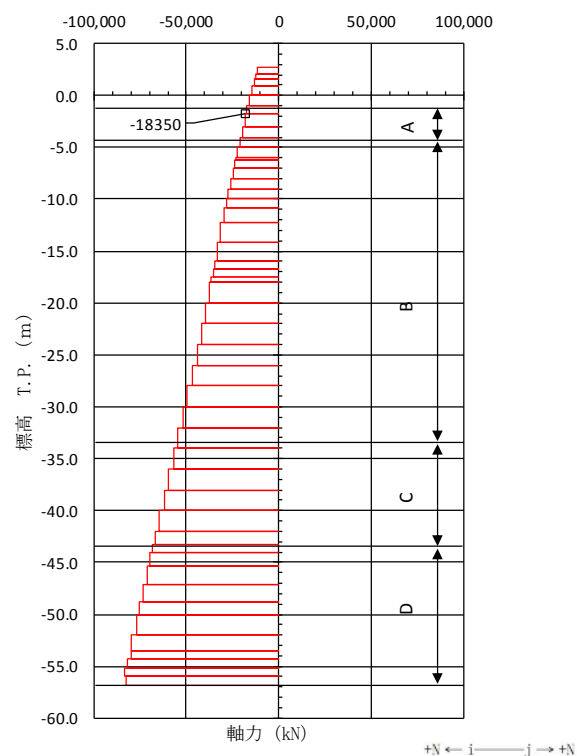


図 5.1-2 (2) フーチングの鉛直加速度が最大となるケースの断面力  
 (②-②断面) ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

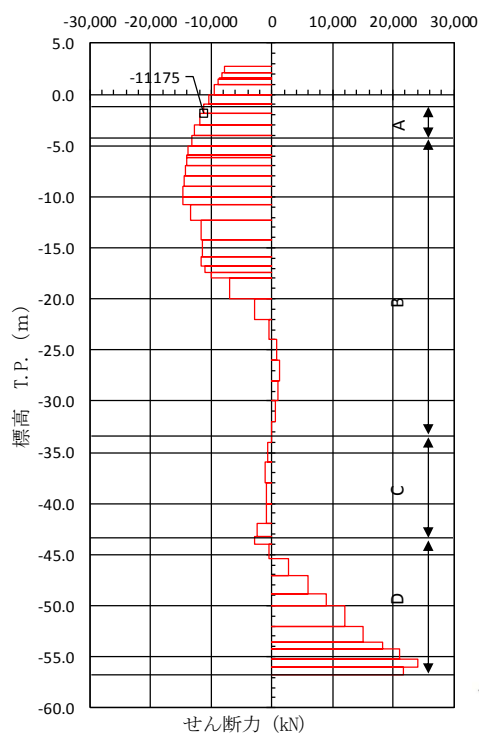




曲げモーメント図



軸力図



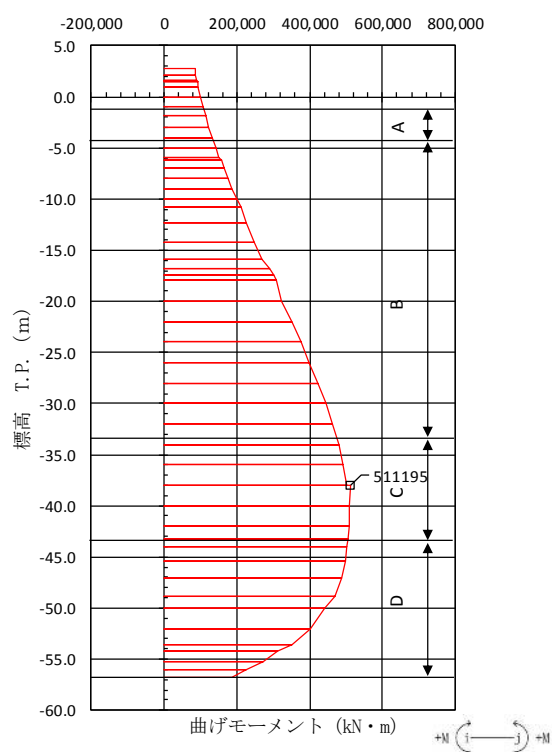
せん断力図

図 5.1-3 (1) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

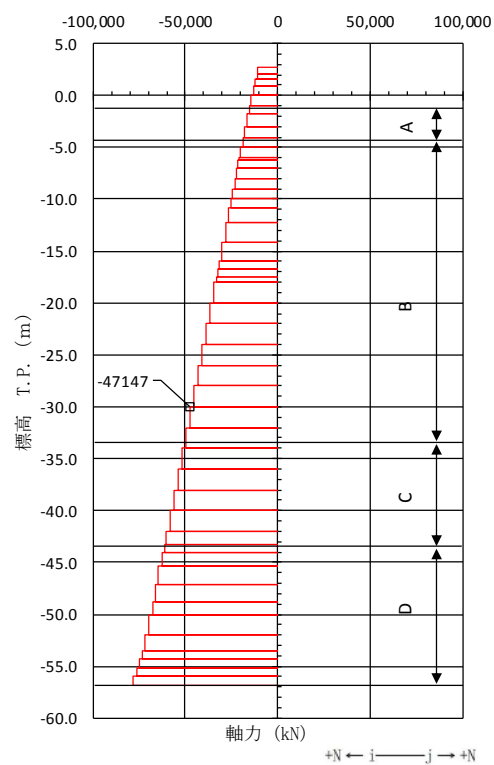
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.77$  s)

(検討ケース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)

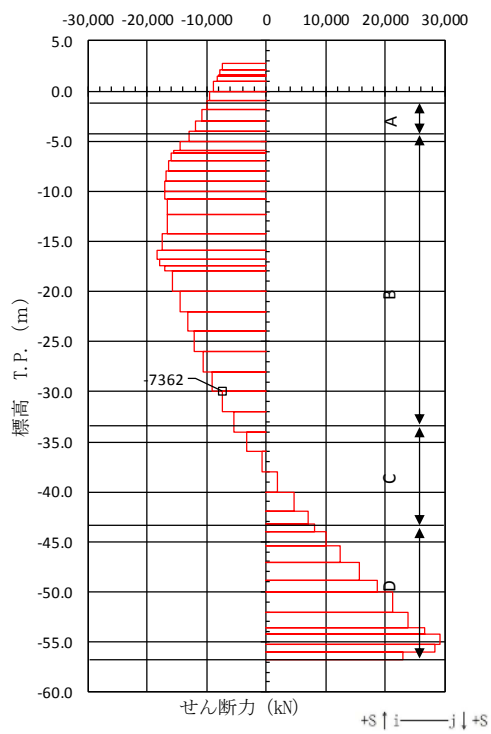




曲げモーメント図



軸力図



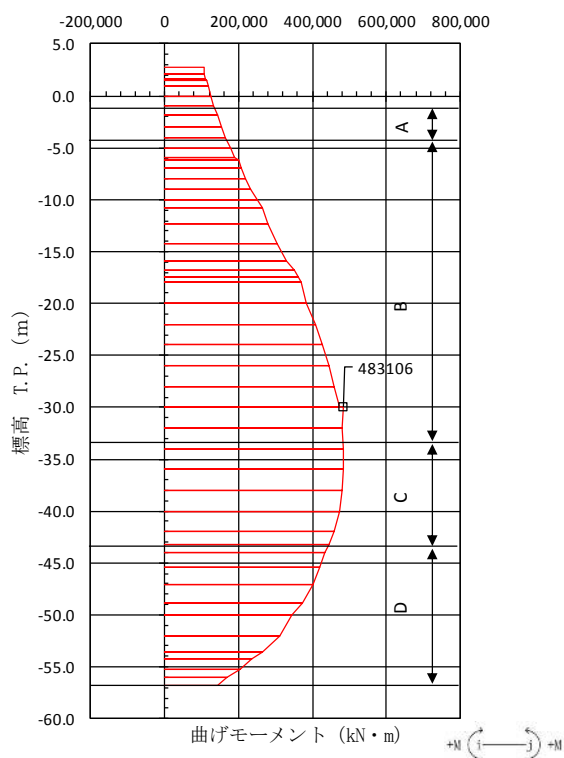
せん断力図

図 5.1-3 (2) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

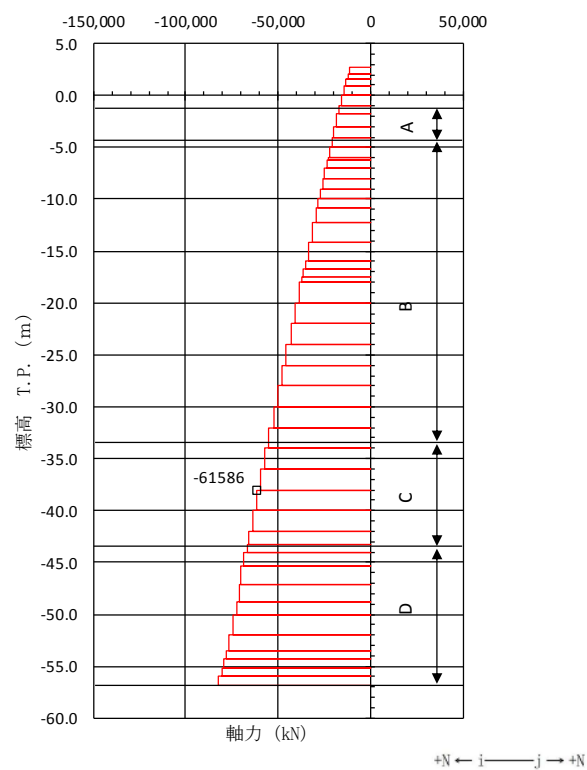
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 19.65$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

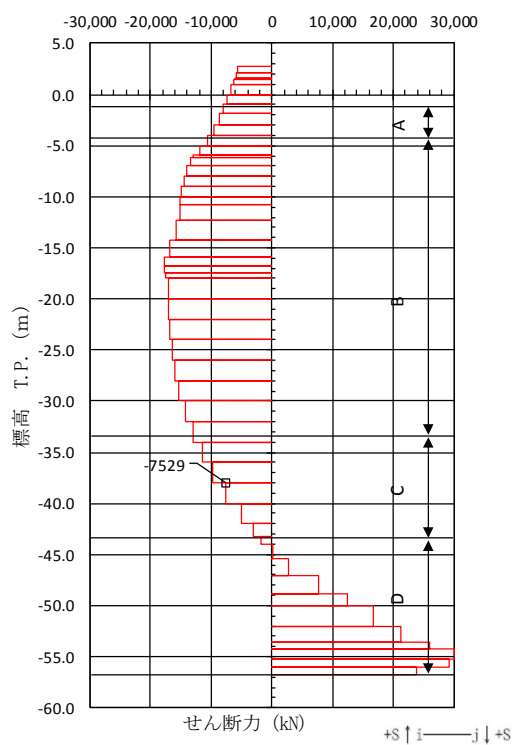




曲げモーメント図



軸力図



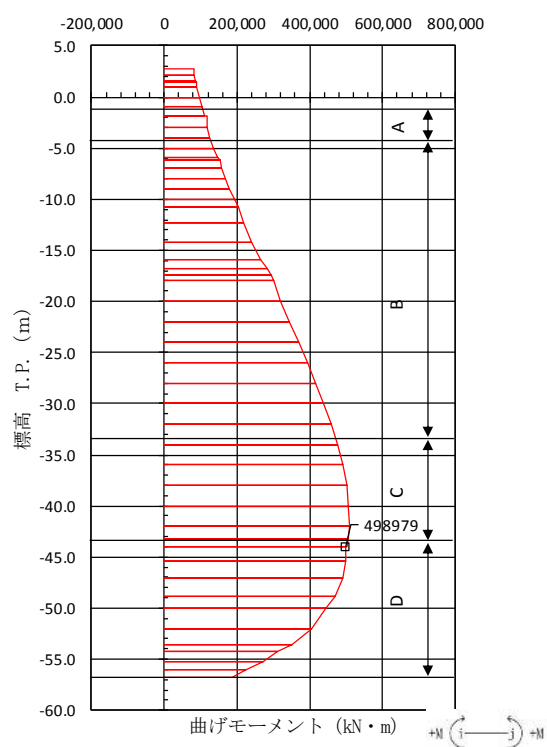
せん断力図

図 5.1-3 (3) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

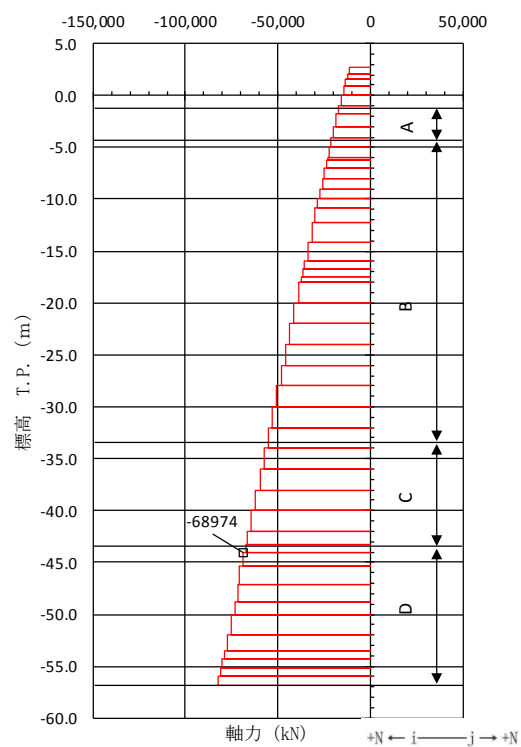
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 8.93$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

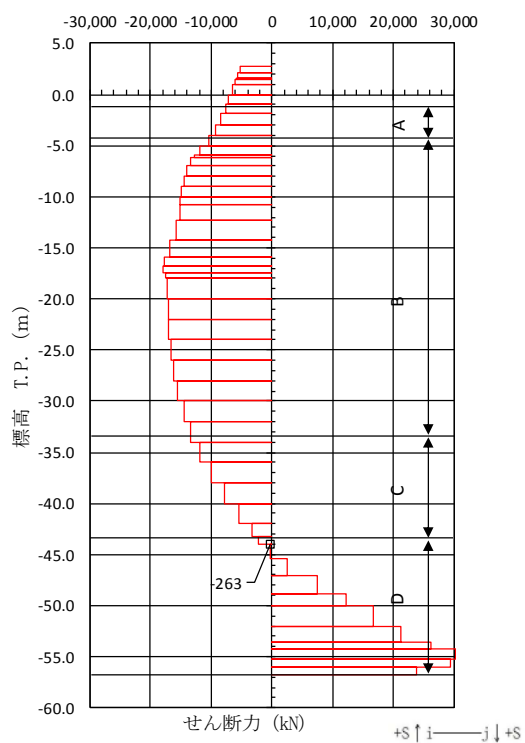




曲げモーメント図



軸力図



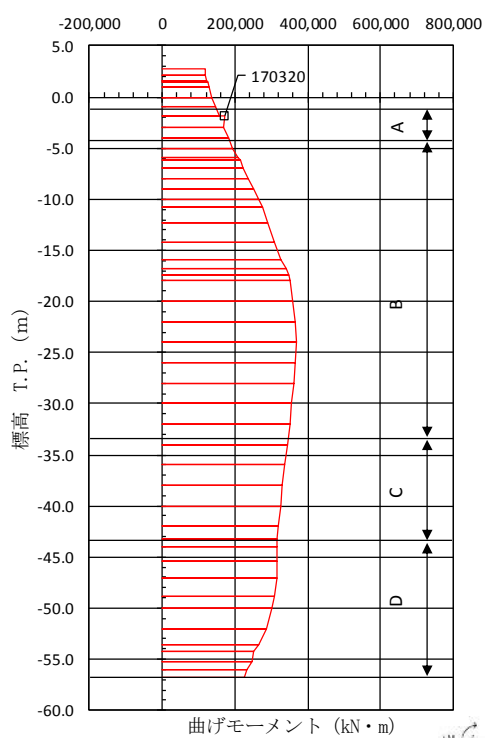
せん断力図

図 5.1-3 (4) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

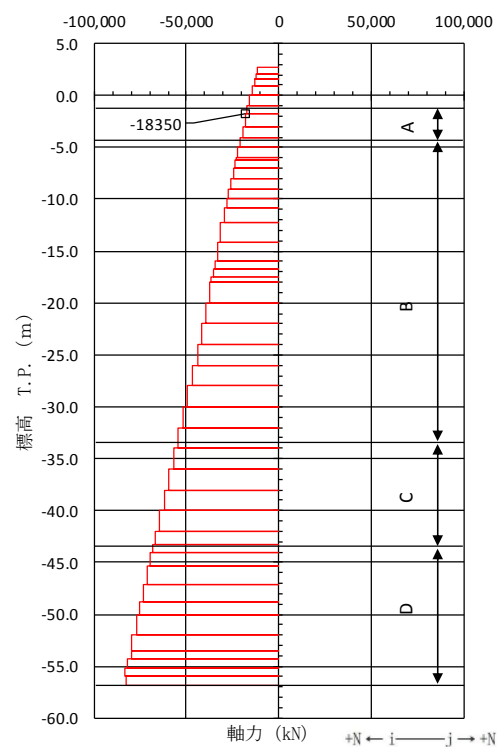
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 8.94$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

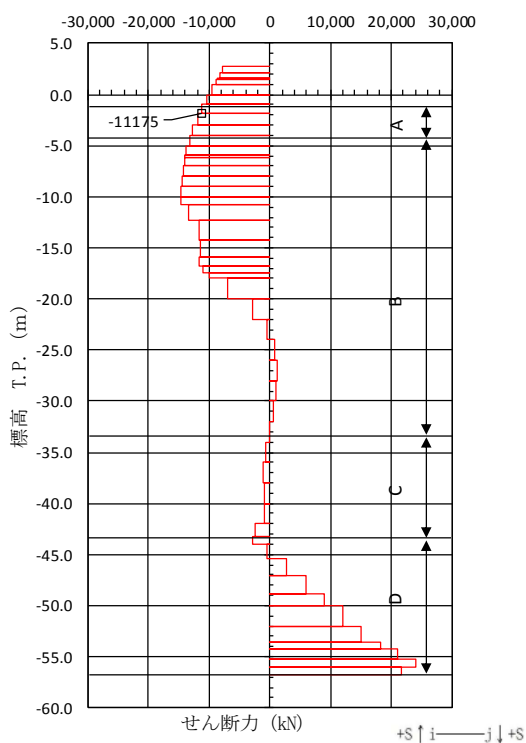




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (5) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しい鉄筋の

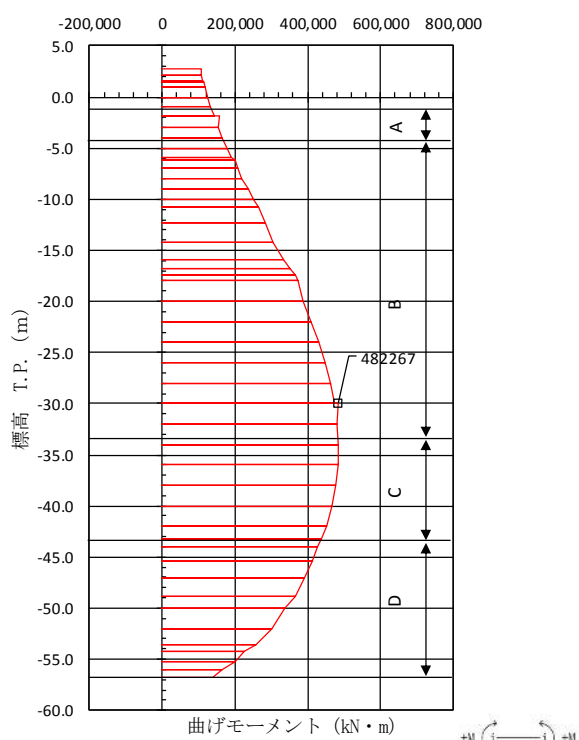
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.77$  s)

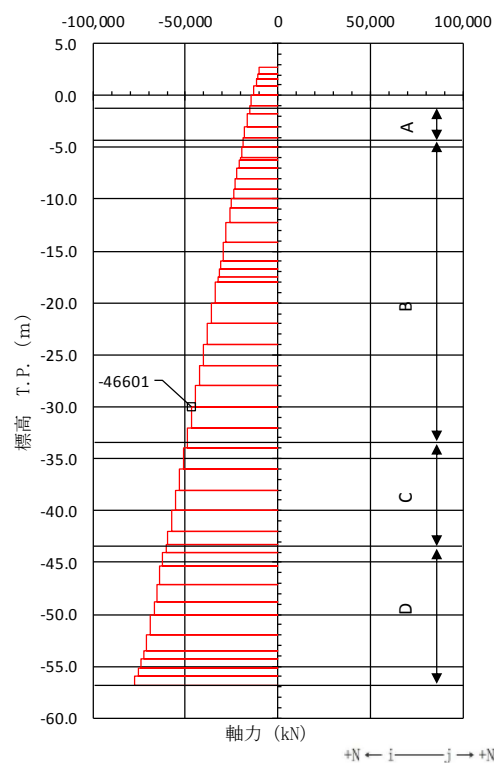
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

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)

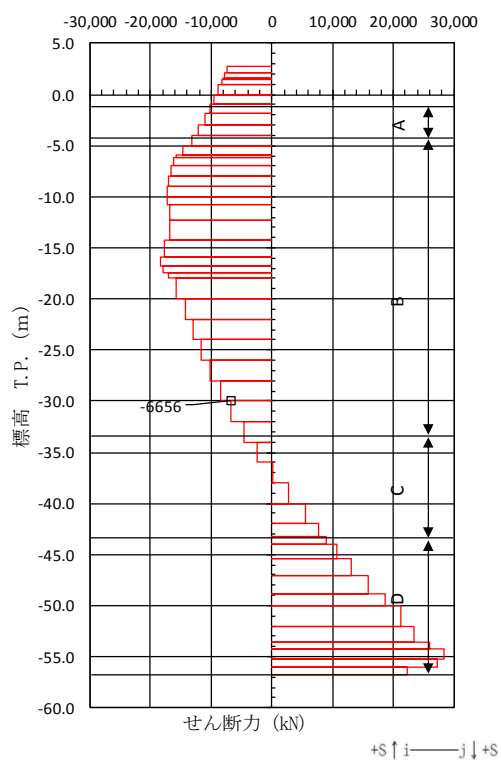




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

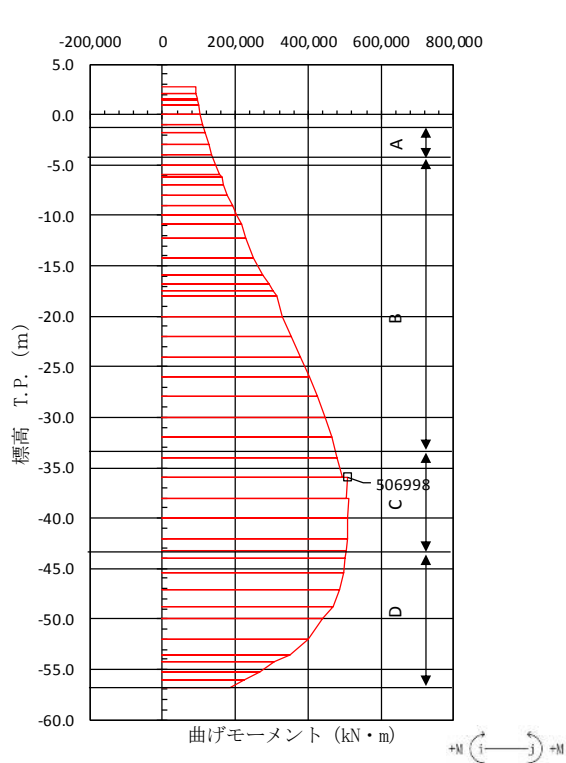
図 5.1-3 (6) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しい鉄筋の

曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

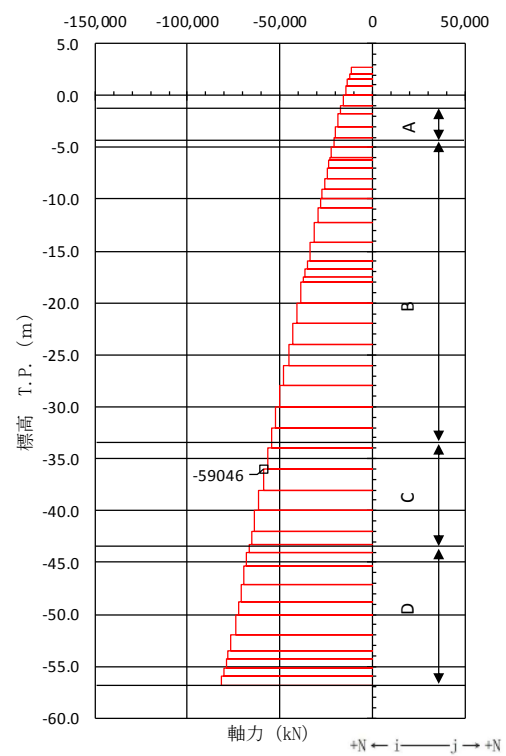
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 19.66$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)

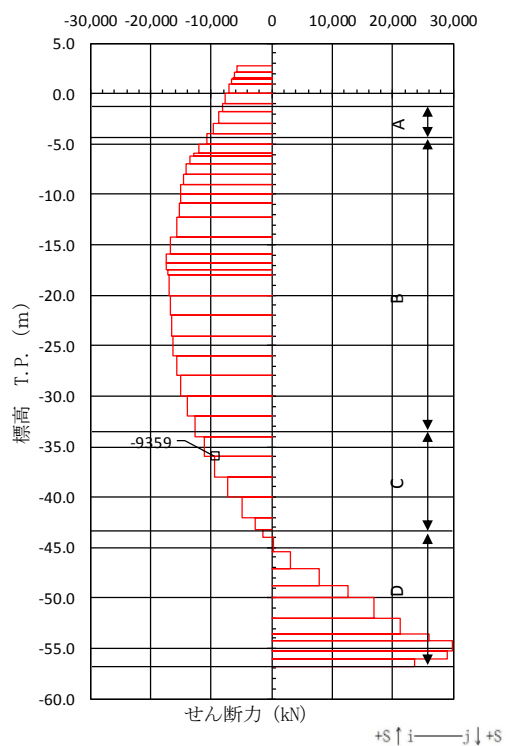




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

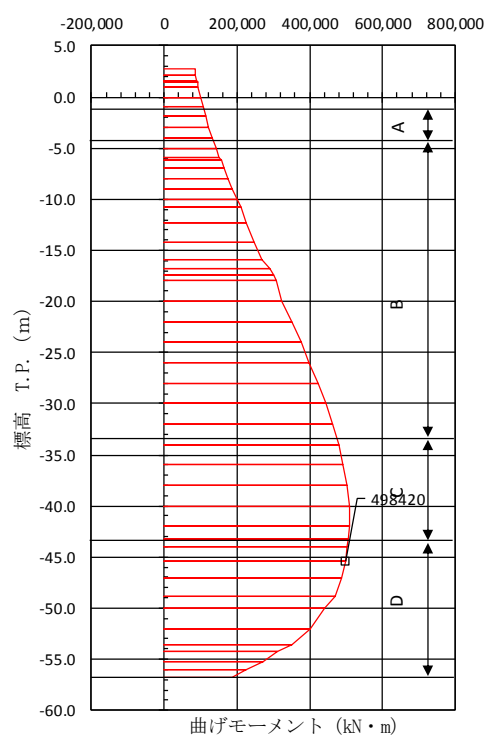
図 5.1-3 (7) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しい鉄筋の

曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

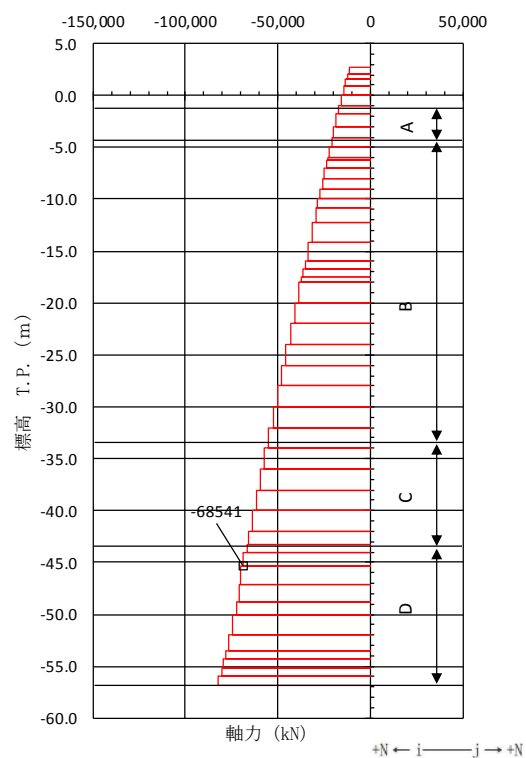
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.92$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

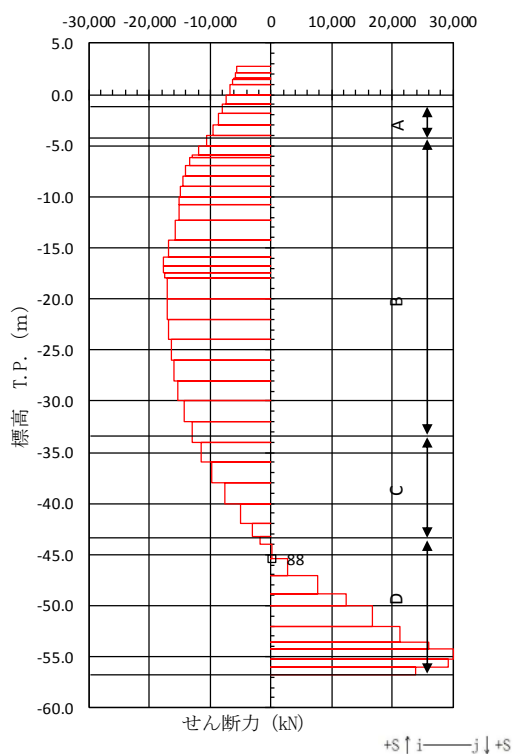




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

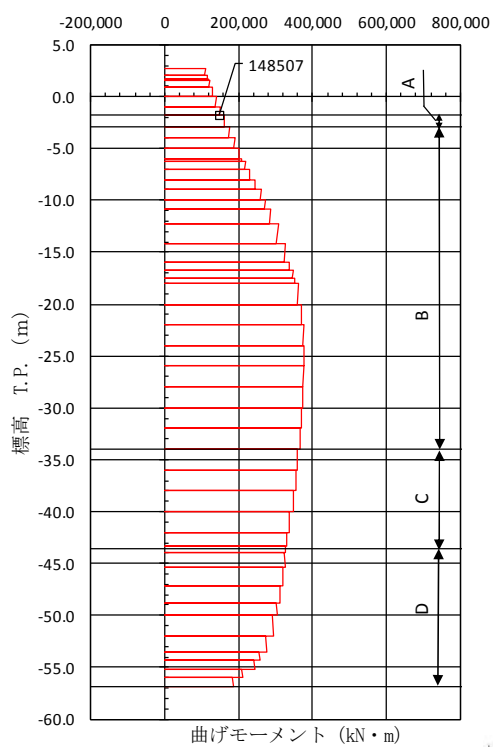
図 5.1-3 (8) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しい鉄筋の

曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

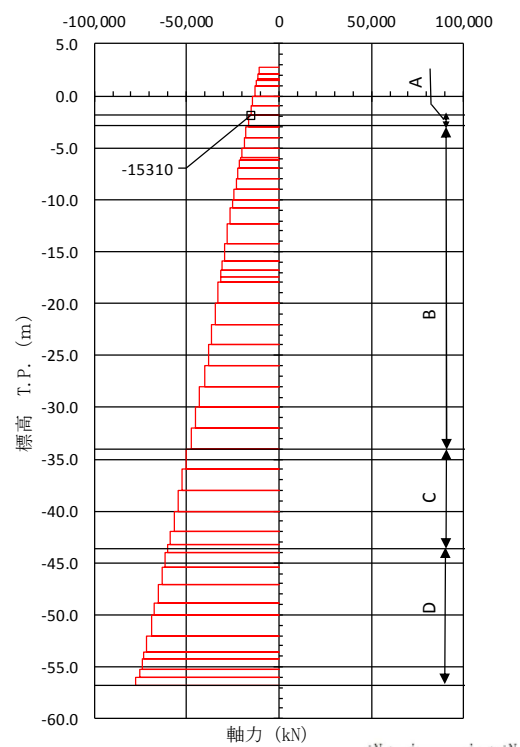
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.93$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

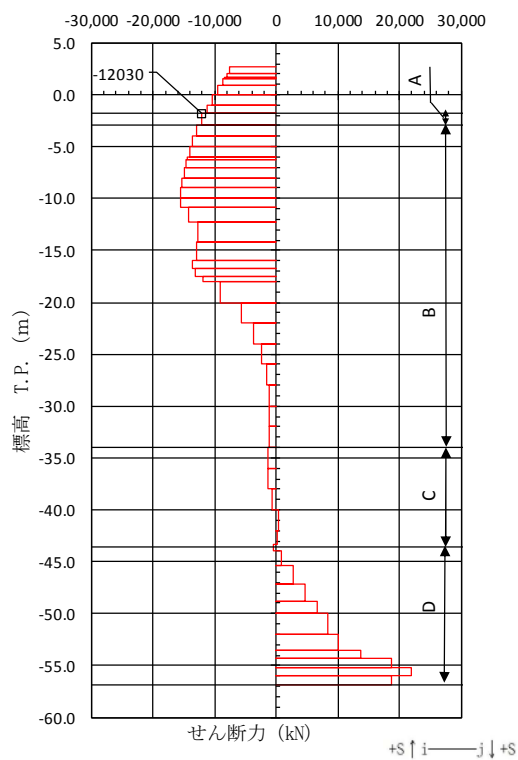




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

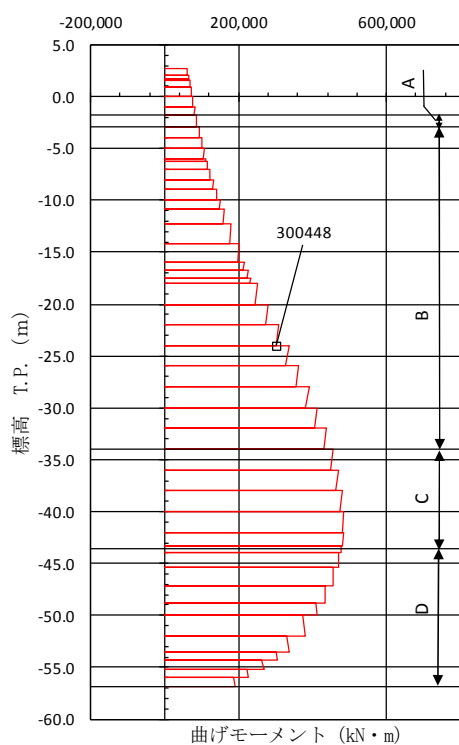
図 5.1-3 (9) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しいせん断力

の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

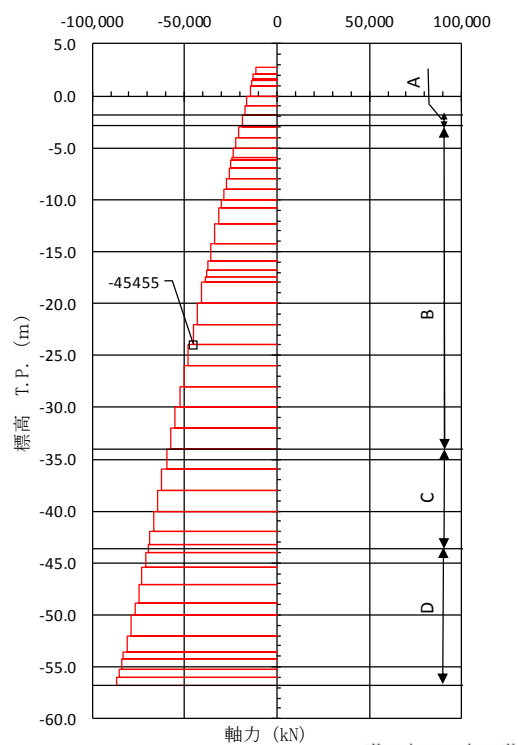
( $S_s$ -D 1 [H+, V-],  $t = 19.67$  s)

(検討ケース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)

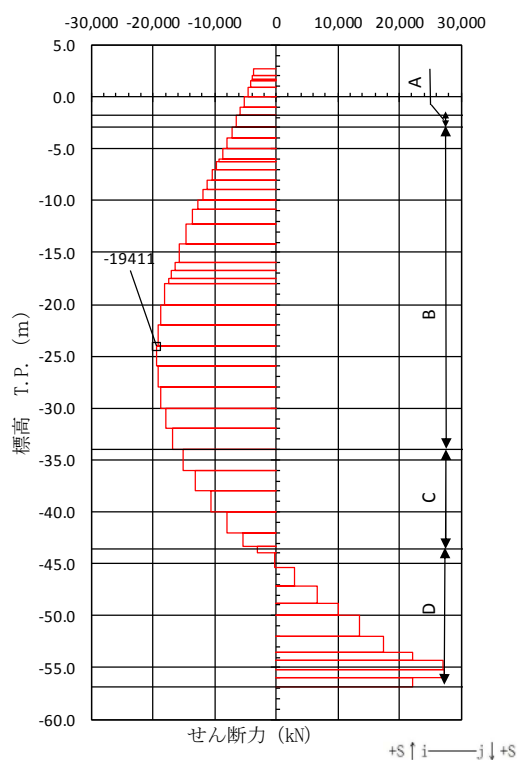




曲げモーメント図



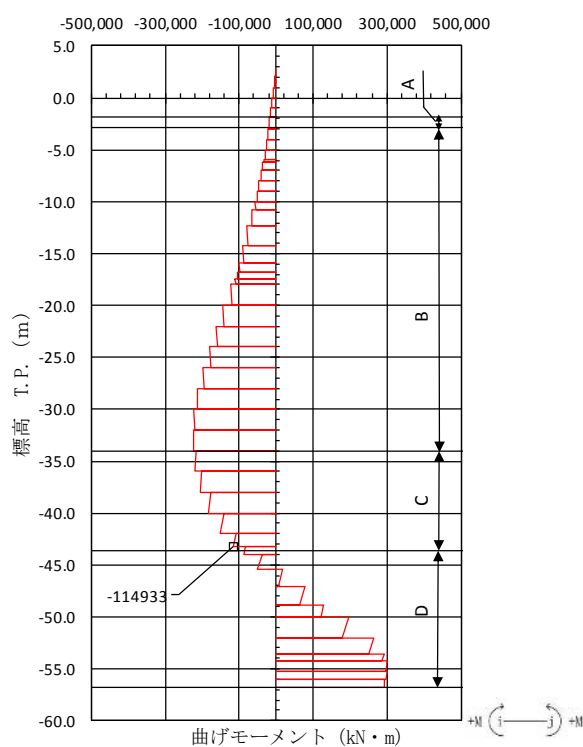
軸力図



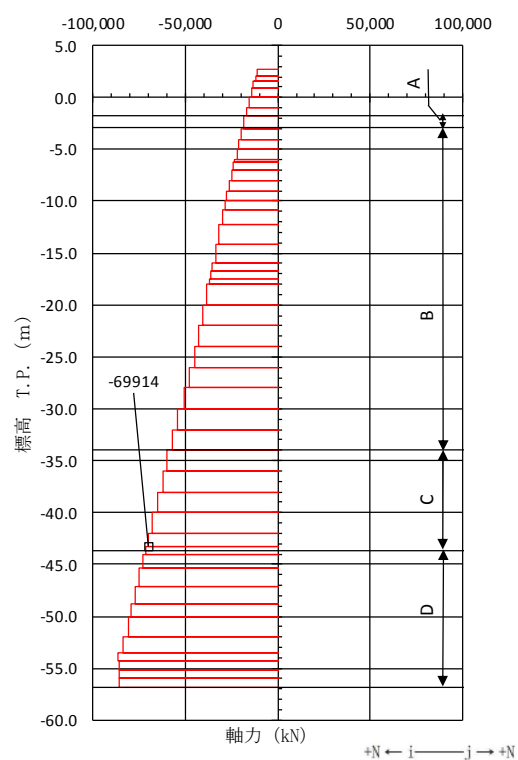
せん断力図

図 5.1-3 (10) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいせん断力の照査値の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)  
 $(S_s - 31 [H+, V+], t = 8.99 s)$   
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) して  
 非液化化の条件を仮定した解析ケース)

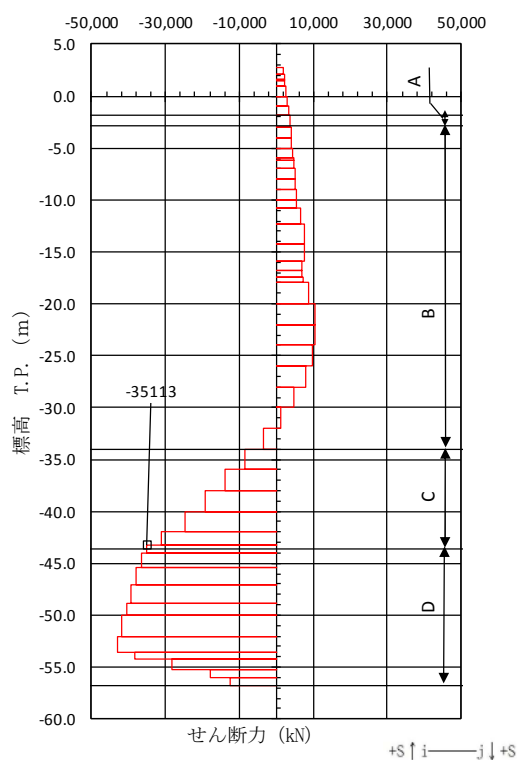




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (11) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいせん断力の照査値の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.46$  s)

(検討ケース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)



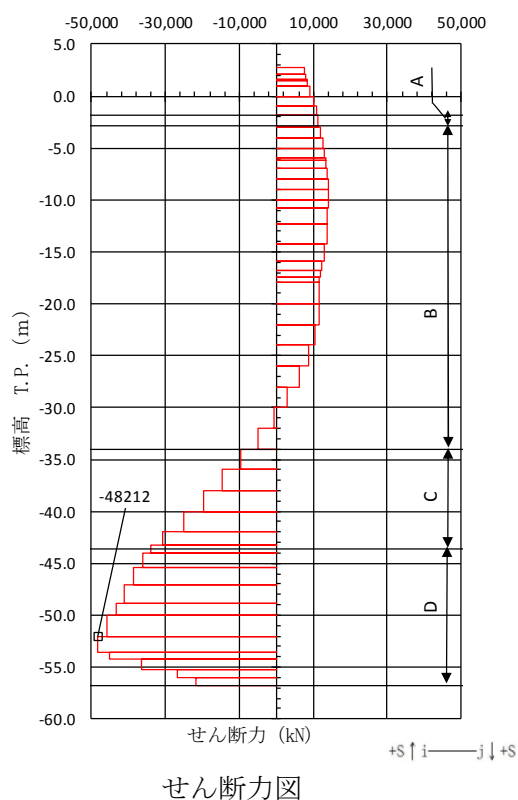
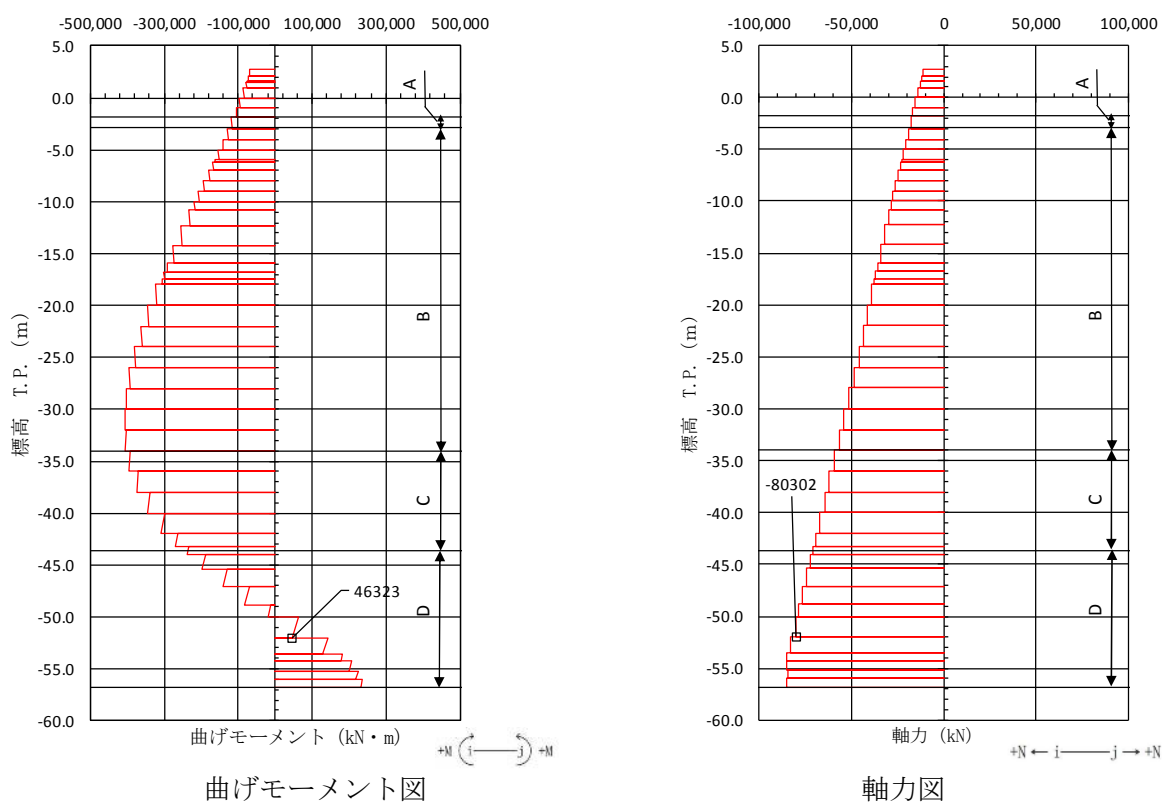
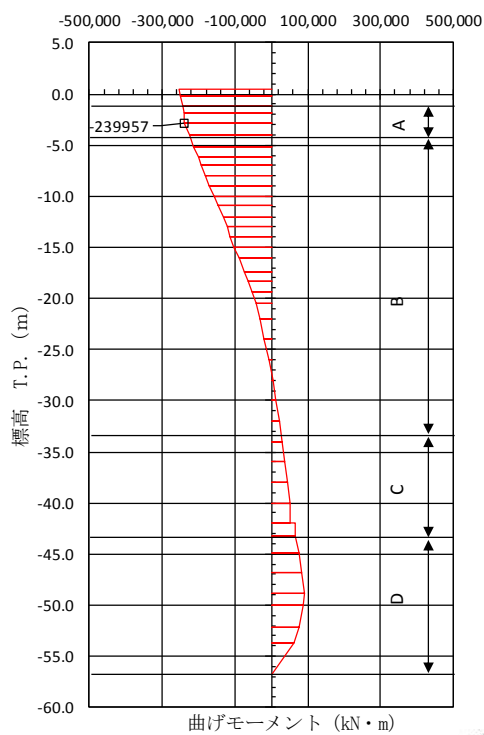


図 5.1-3 (12) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいせん断力の照査値の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

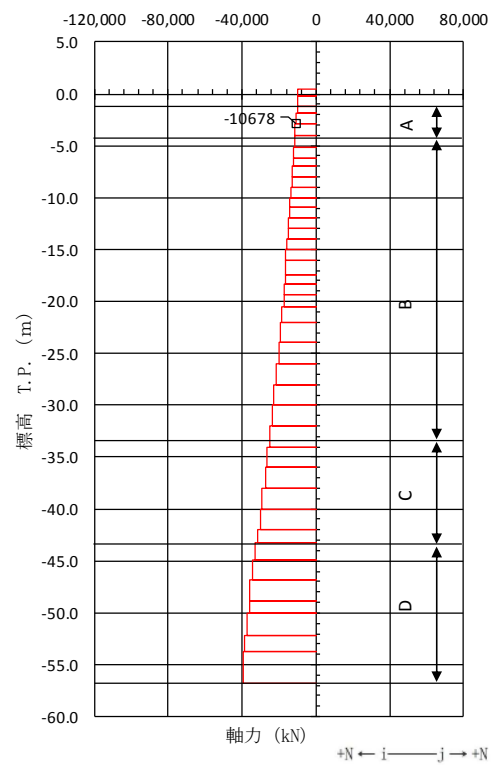
( $S_s - D1 [H+, V+]$  ,  $t = 54.06 \text{ s}$ )

(検討ケース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)

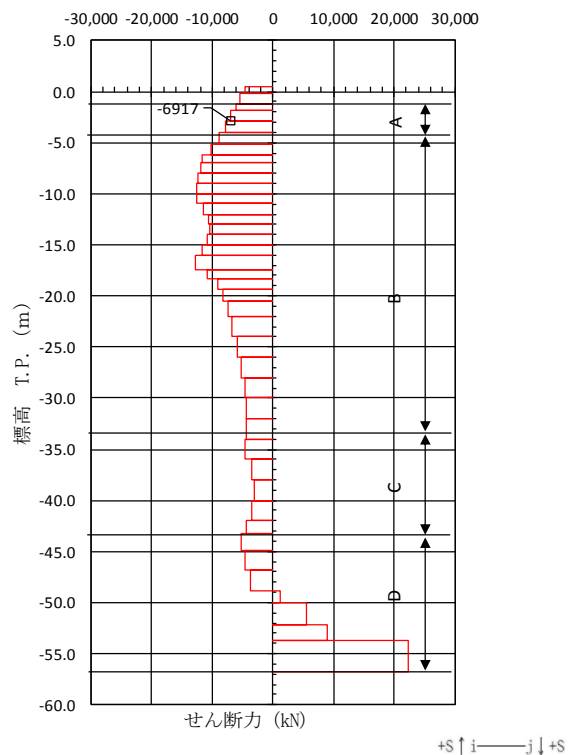




曲げモーメント図



軸力図



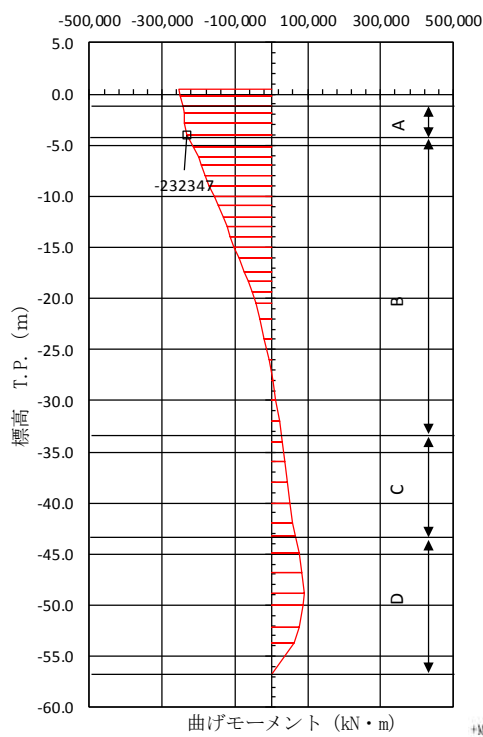
せん断力図

図 5.1-3 (13) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

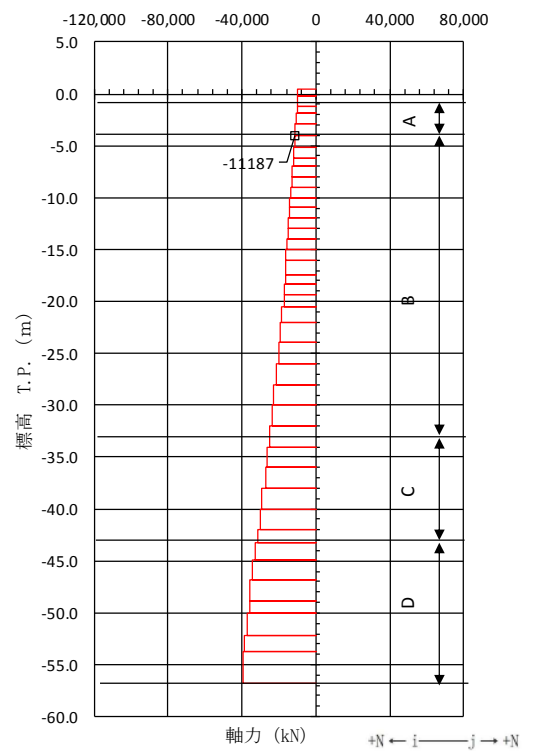
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

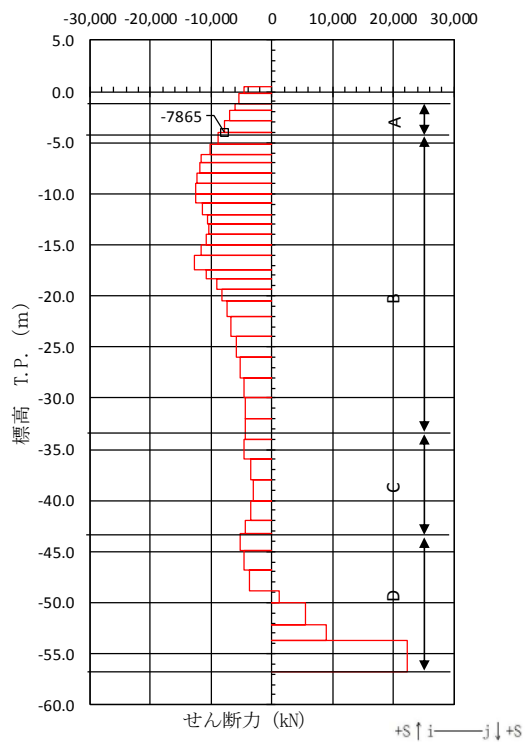




曲げモーメント図



軸力図



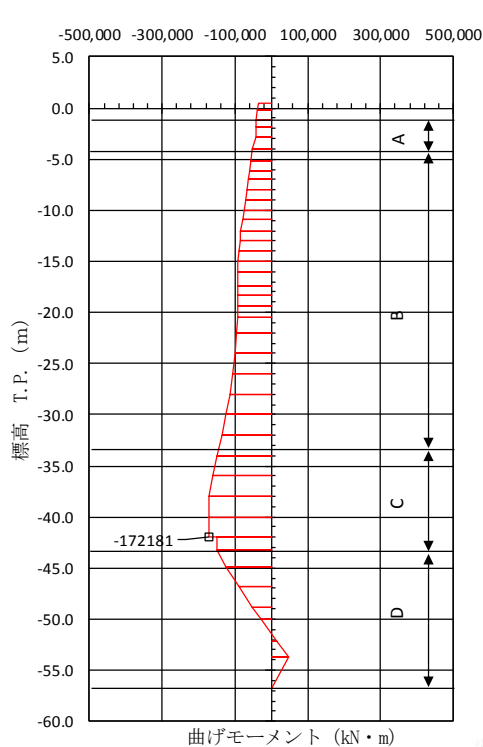
せん断力図

図 5.1-3 (14) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

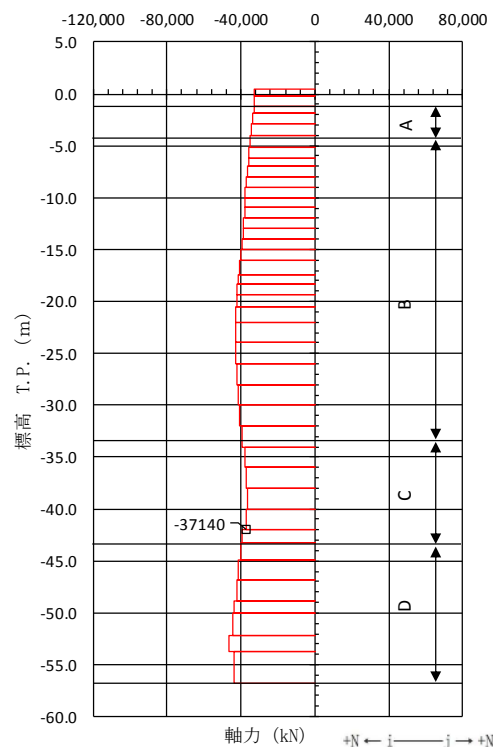
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

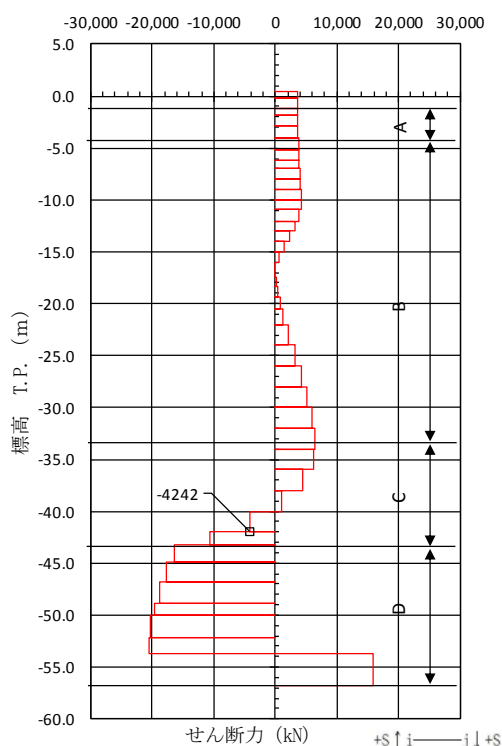




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

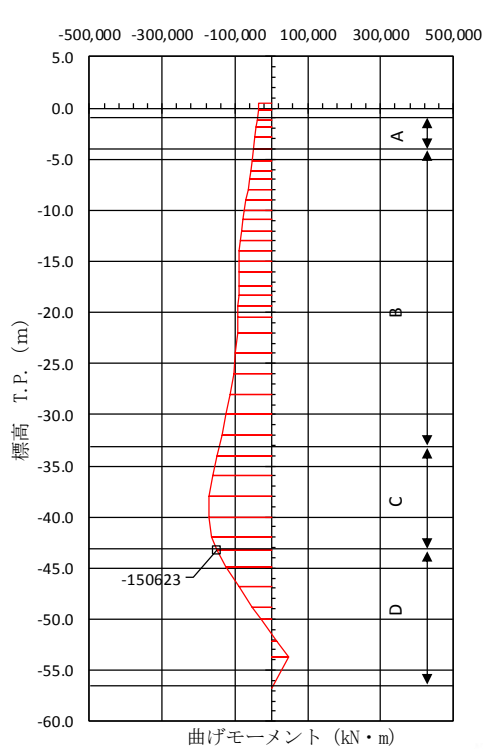


図 5.1-3 (15) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

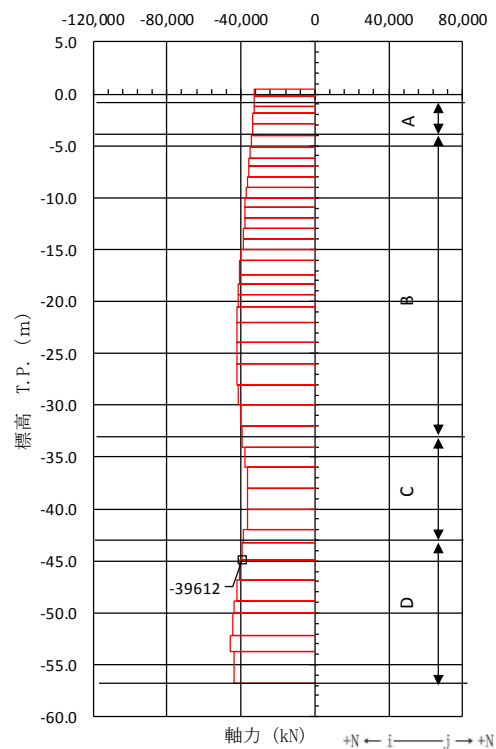
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.56$  s)

(検討ケース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)

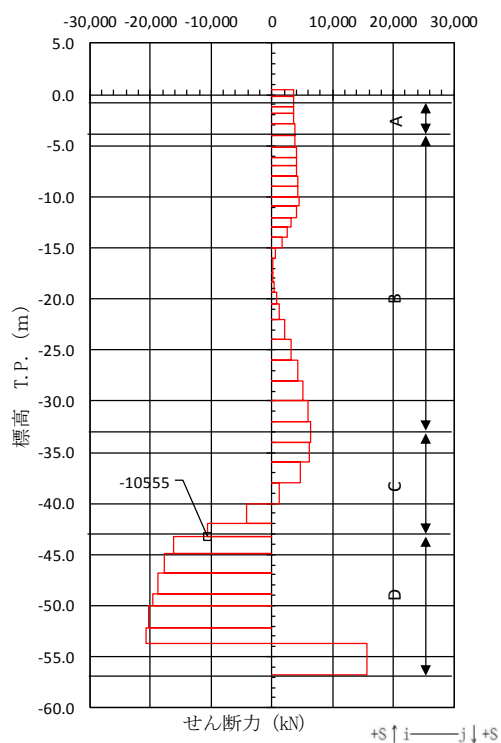




曲げモーメント図



軸力図



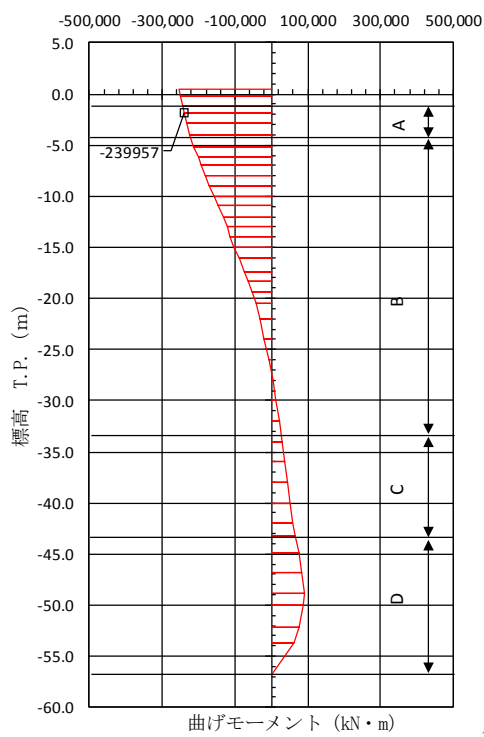
せん断力図

図 5.1-3 (16) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

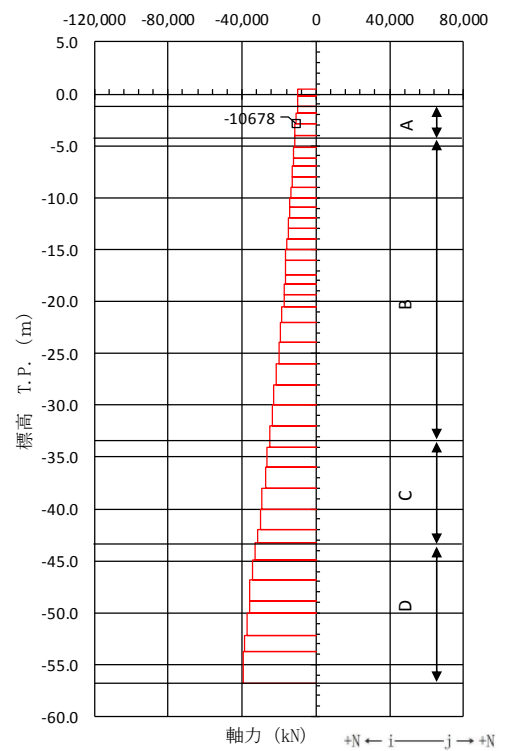
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.55$  s)

検討ケース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)

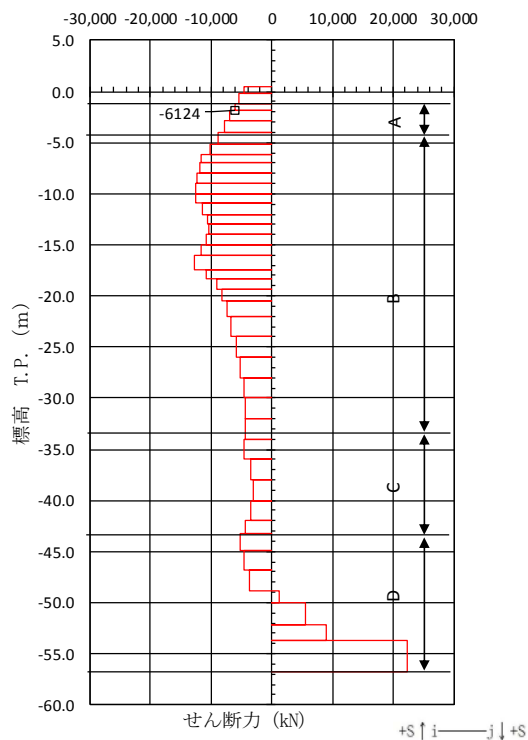




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

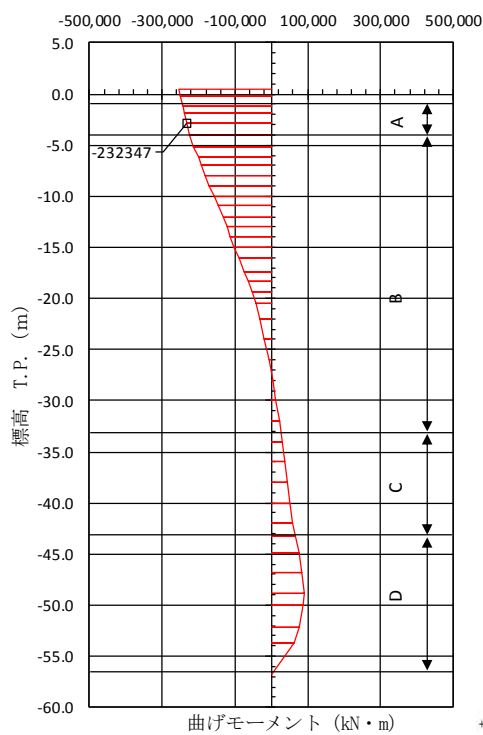
図 5.1-3 (17) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しい鉄筋の

曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

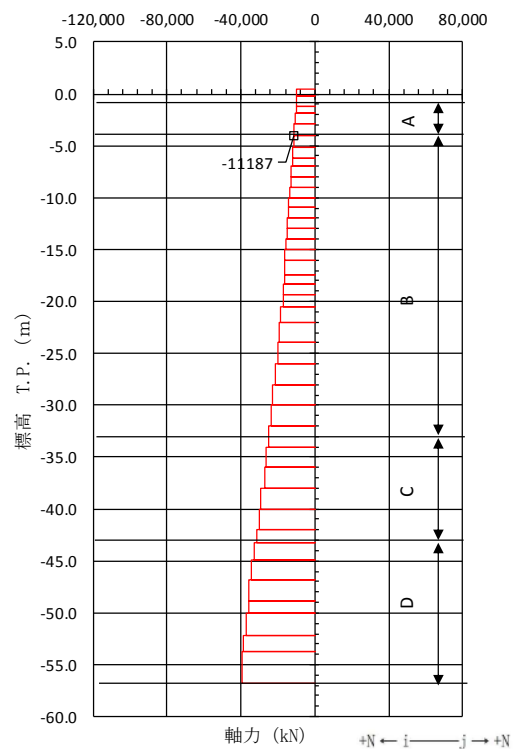
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

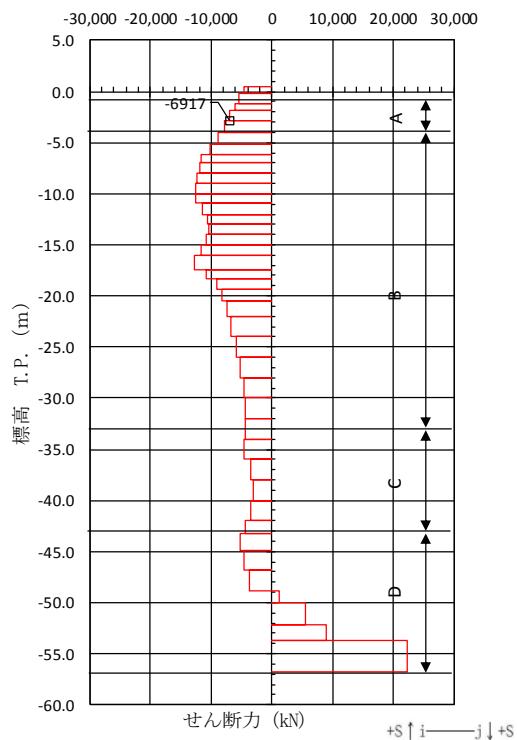




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

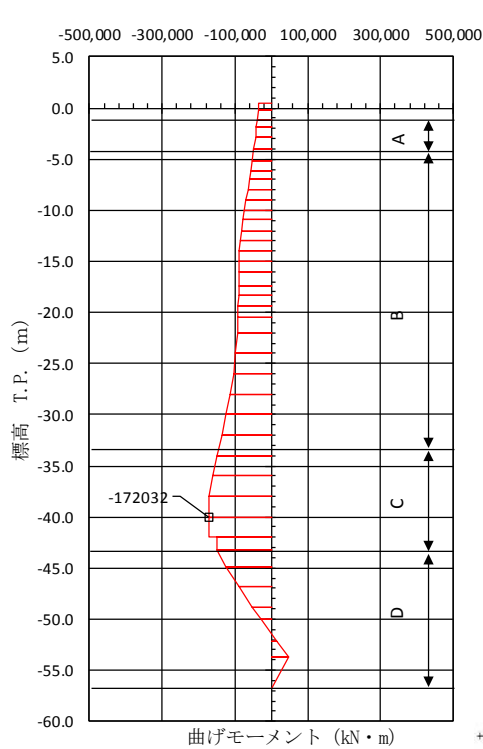
図 5.1-3 (18) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しい鉄筋の

曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

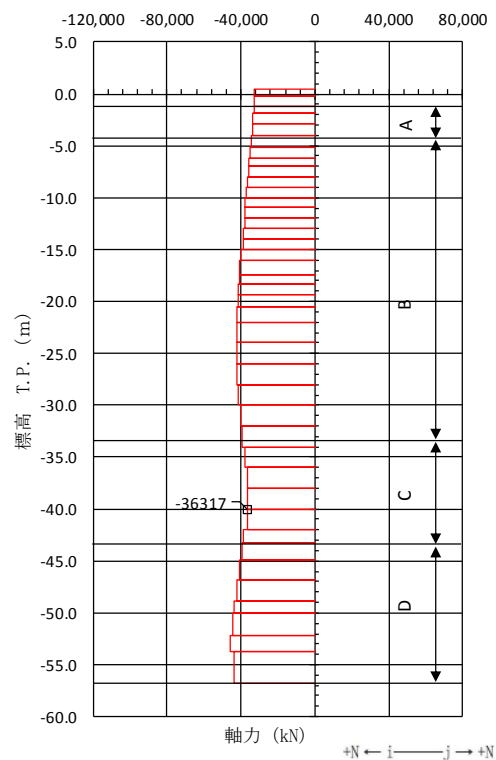
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

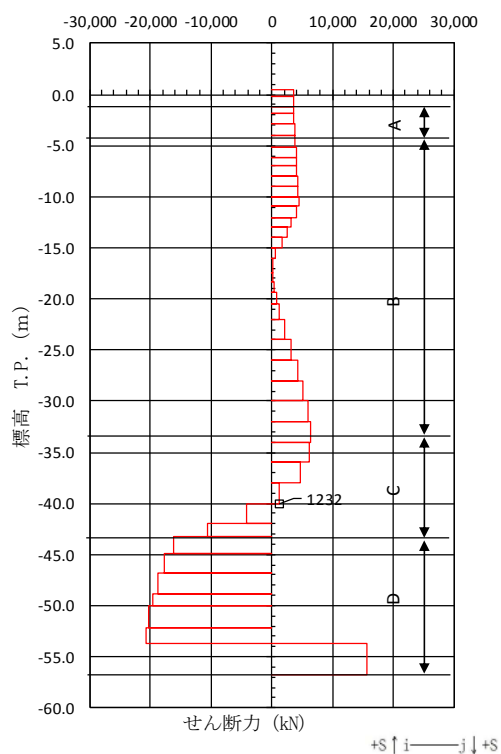




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (19) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しい鉄筋の

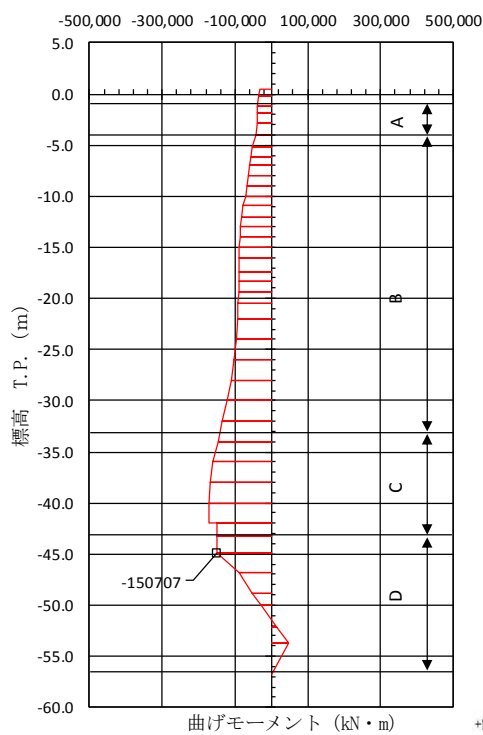
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.55$  s)

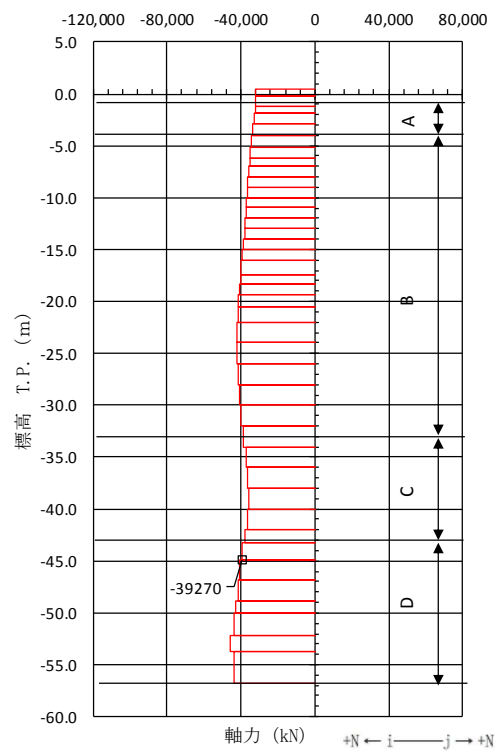
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

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)

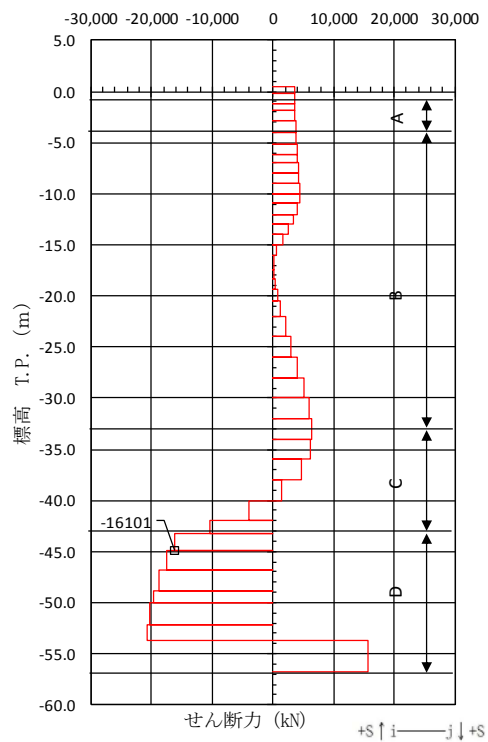




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (20) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しい鉄筋の

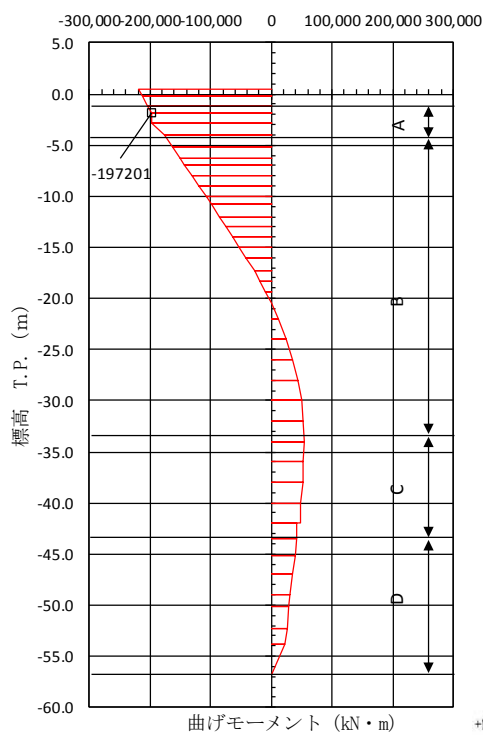
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.54$  s)

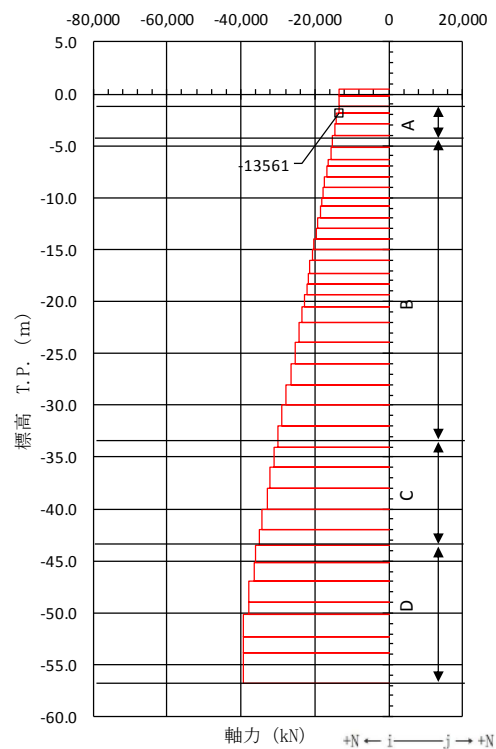
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

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)

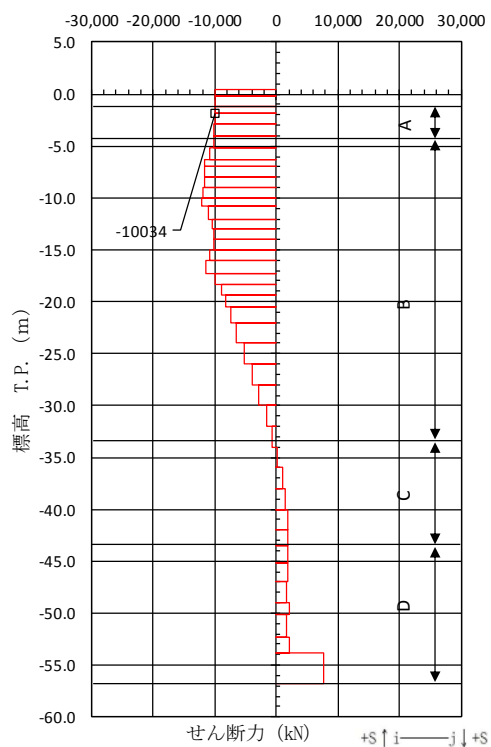




曲げモーメント図



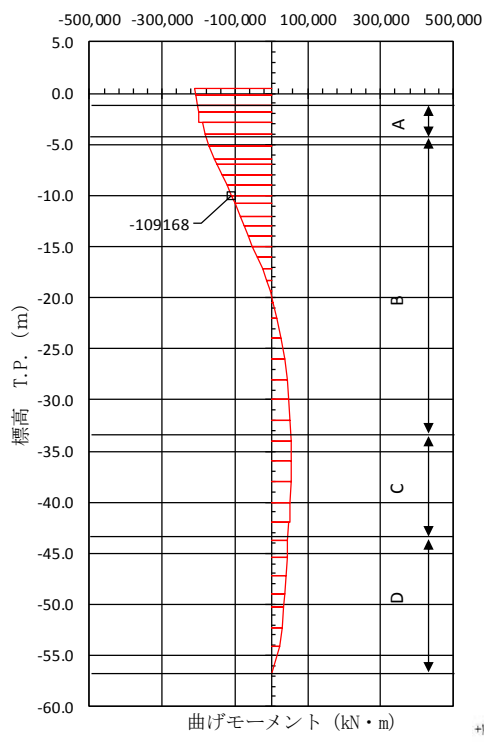
軸力図



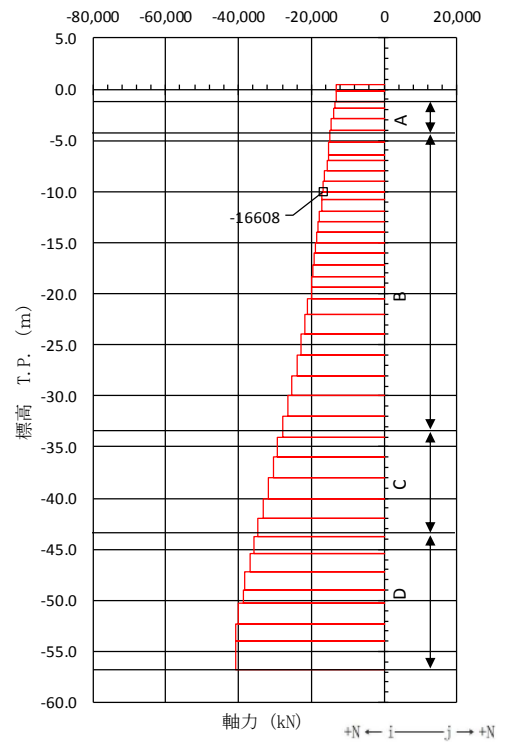
せん断力図

図 5.1-3 (21) 地中連続壁基礎 A 部材において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)  
 $(S_s - D1 [H+, V-], t = 19.74 \text{ s})$   
 (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))

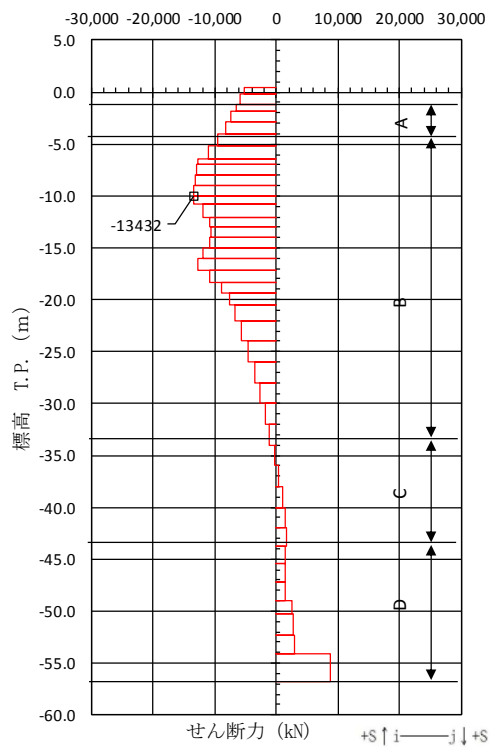




曲げモーメント図



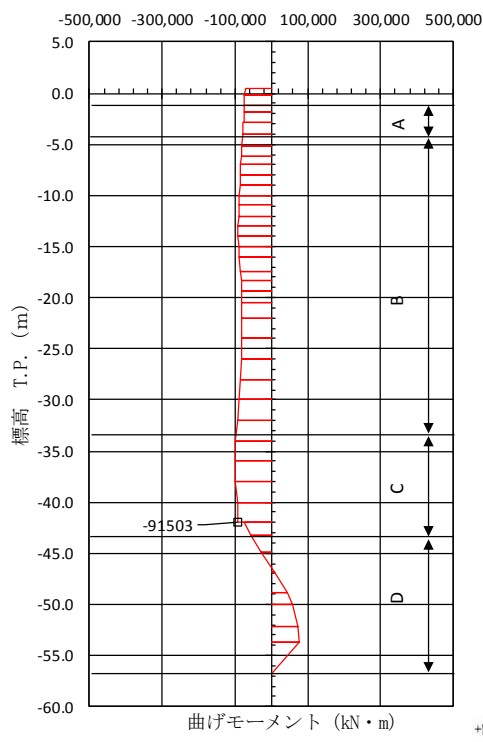
軸力図



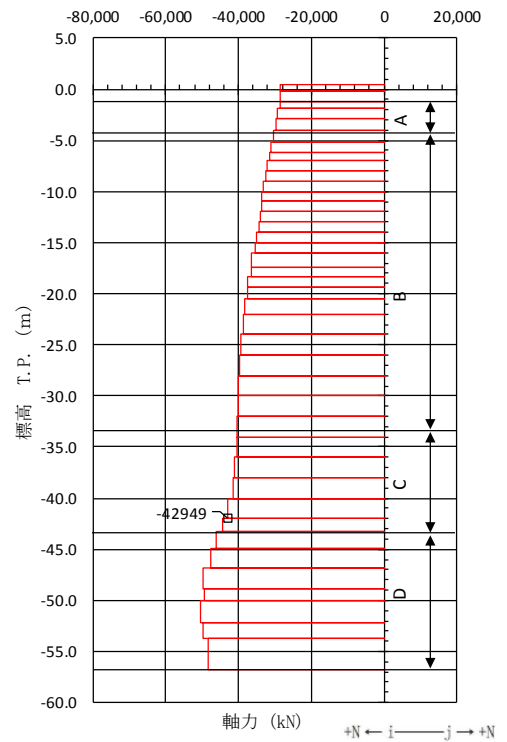
せん断力図

図 5.1-3 (22) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)  
 $(S_s - D1 [H+, V-], t = 19.74 \text{ s})$   
 (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))

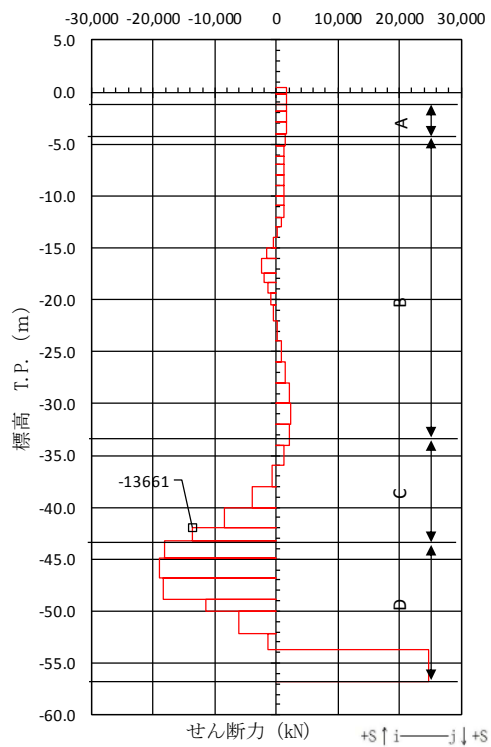




曲げモーメント図



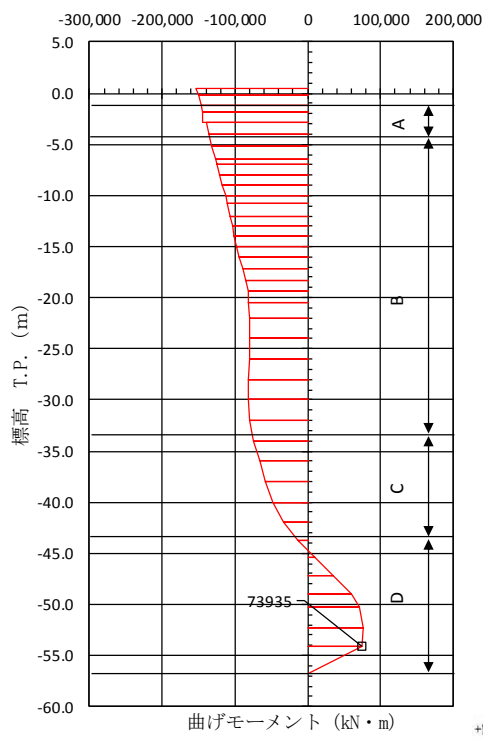
軸力図



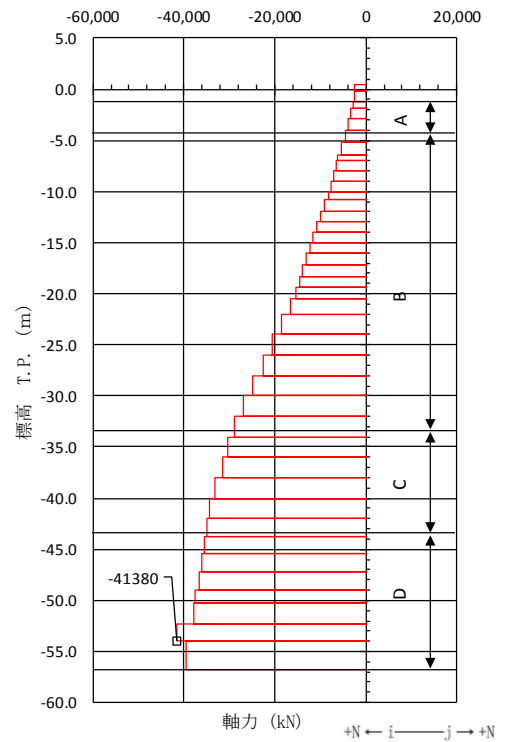
せん断力図

図 5.1-3 (23) 地中連続壁基礎 C 部材において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)  
( $S_s-D1$  [H+, V+],  $t=53.58$  s)  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

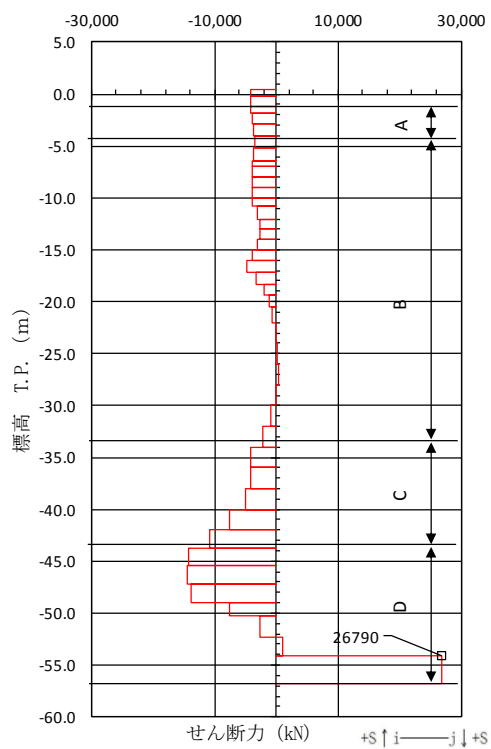




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (24) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)  
( $S_s-D1$  [H+, V+],  $t=57.16$  s)  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



(2) 地震時断面力図（検討ケースに着目した地震時断面力図）

地中連続壁基礎の各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表 5.1-4 に示す。

基準地震動  $S_s$  による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-4 に示す。本図は各検討ケースにおいて，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査のうち，照査値が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。



表 5.1-4 (1) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置

(①-①断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	Ss-D1	H+, V+	①-①断面	0.54	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-D1	H+, V-	①-①断面	0.55	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-D1	H-, V+	①-①断面	0.59	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-D1	H-, V-	①-①断面	0.60	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-11	H+, V+	①-①断面	0.48	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-12	H+, V+	①-①断面	0.44	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-13	H+, V+	①-①断面	0.43	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-14	H+, V+	①-①断面	0.38	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-21	H+, V+	①-①断面	0.46	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-22	H+, V+	①-①断面	0.37	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-31	H+, V+	①-①断面	0.64	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-31	H-, V+	①-①断面	0.52	曲げ軸力 (コンクリート)	D

\* 評価位置は下記に示す。

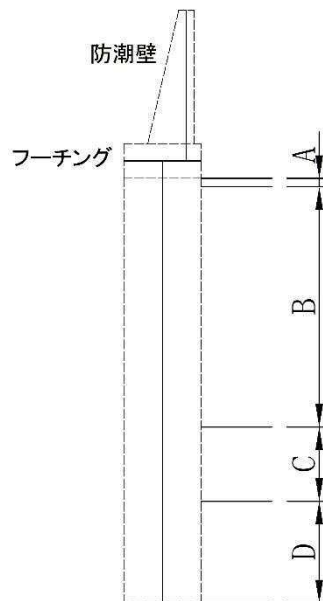


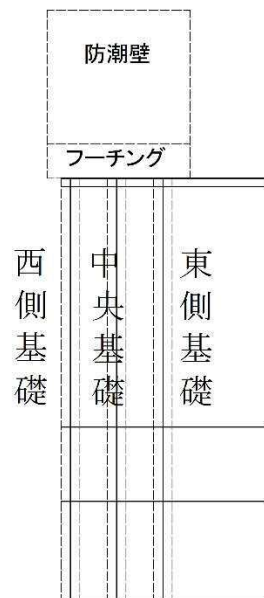


表 5.1-4 (2) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置

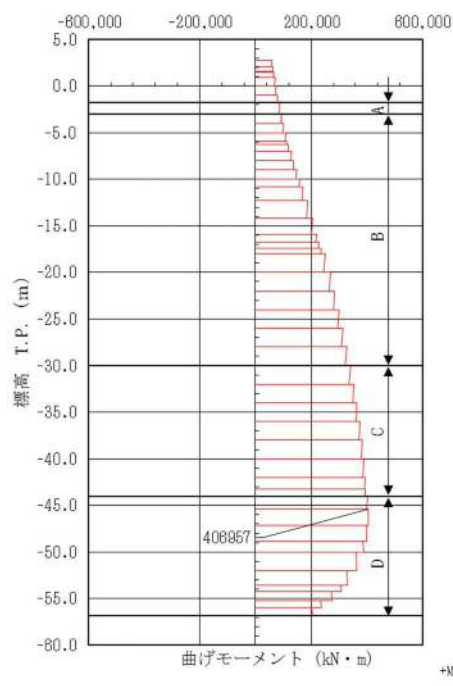
(②-②断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	Ss-D1	H+, V+	②-②断面	0.74	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-D1	H+, V-	②-②断面	0.73	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-D1	H-, V+	②-②断面	0.62	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-D1	H-, V-	②-②断面	0.62	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-11	H+, V+	②-②断面	0.40	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-12	H+, V+	②-②断面	0.50	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-13	H+, V+	②-②断面	0.50	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-14	H+, V+	②-②断面	0.45	せん断力	A
①	Ss-21	H+, V+	②-②断面	0.47	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-22	H+, V+	②-②断面	0.44	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-31	H+, V+	②-②断面	0.77	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-31	H-, V+	②-②断面	0.66	曲げ軸力 (コンクリート)	A

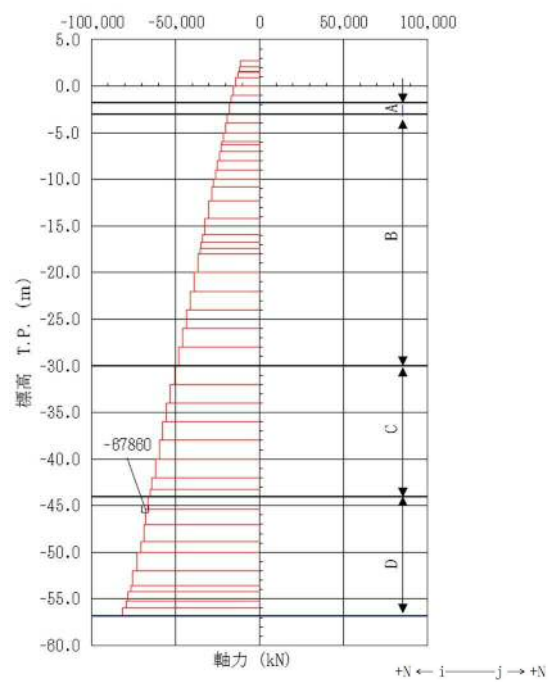
\* 評価位置は下記に示す。



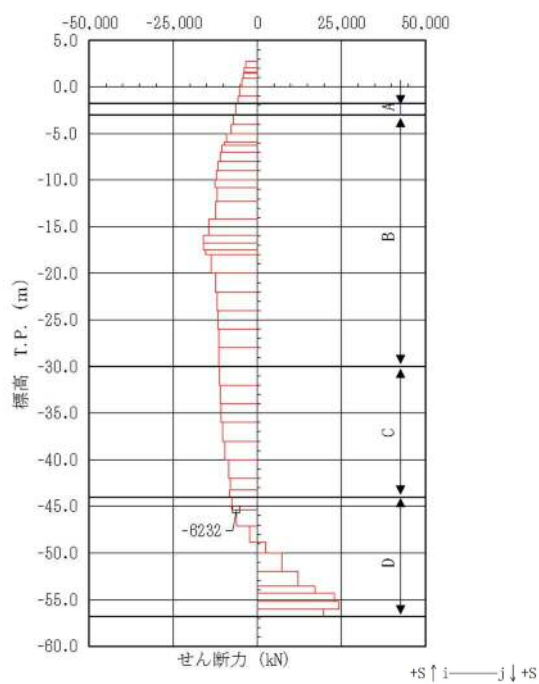




曲げモーメント図



軸力図



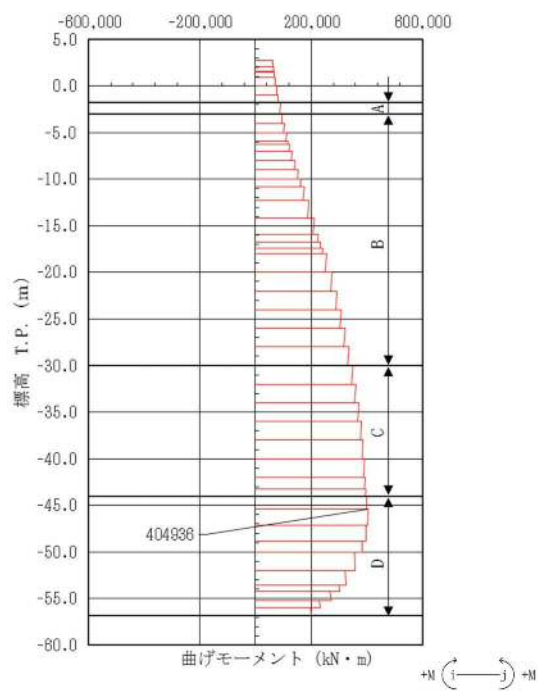
せん断力図

図 5.1-4 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

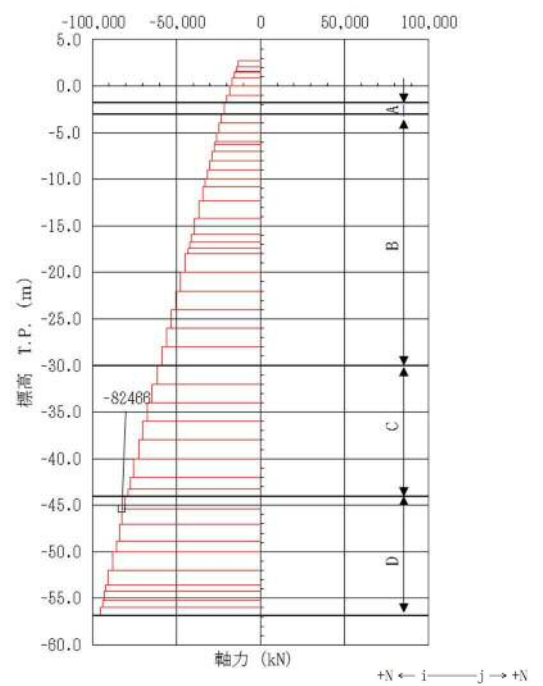
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.57$  s )

(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)

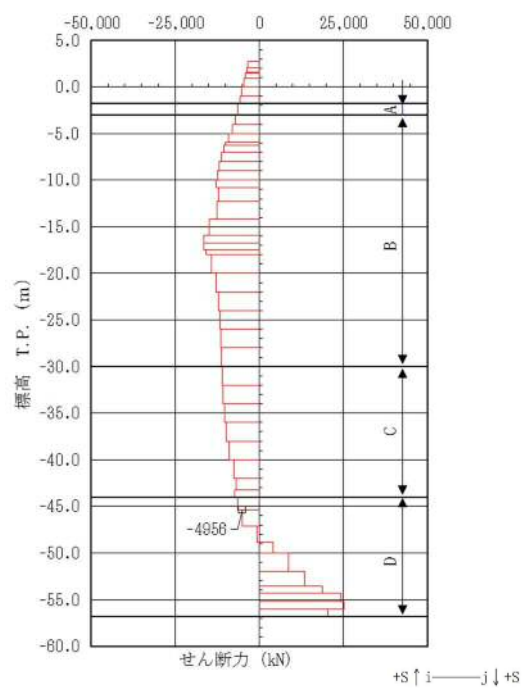




曲げモーメント図



軸力図



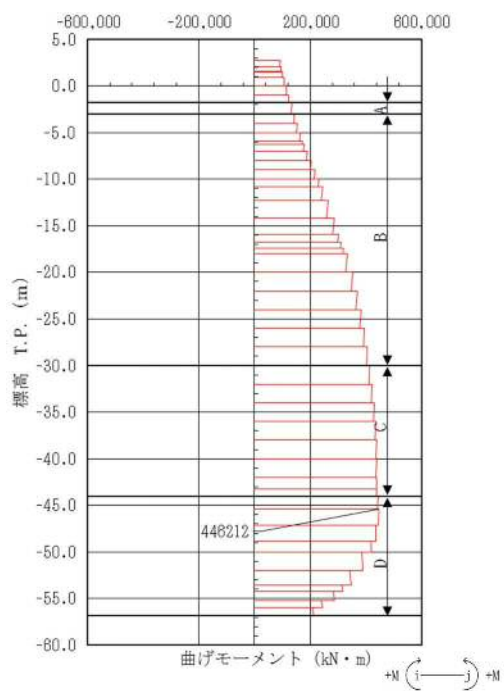
せん断力図

図 5.1-4 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

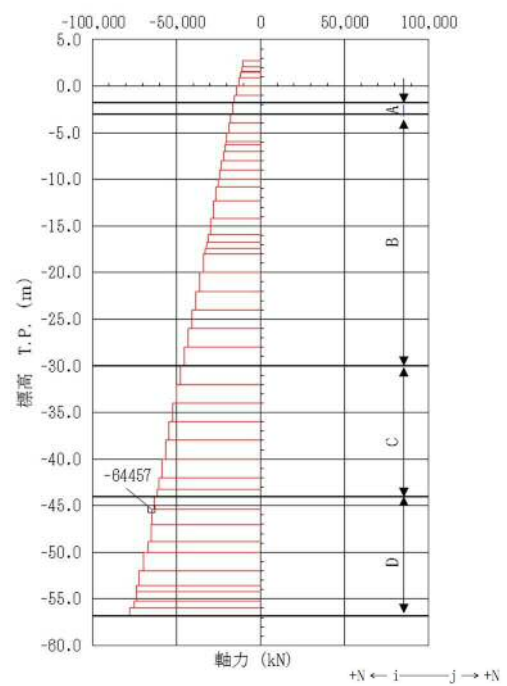
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 22.59$  s)

(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)

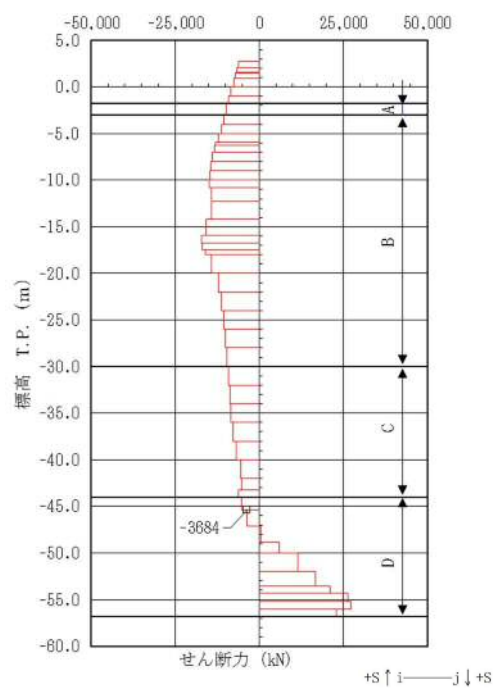




曲げモーメント図



軸力図



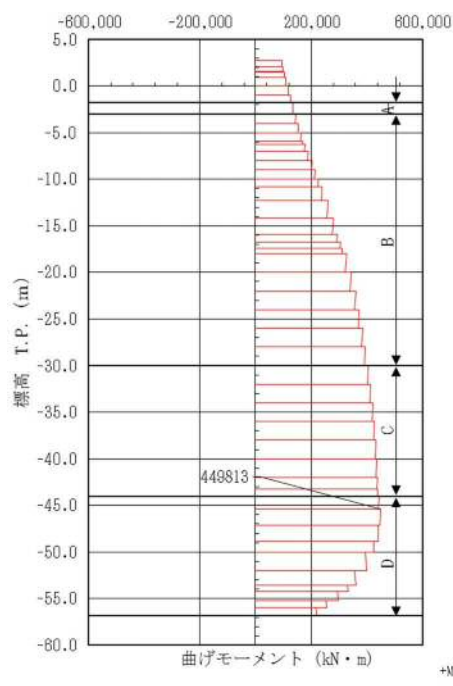
せん断力図

図 5.1-4 (3) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

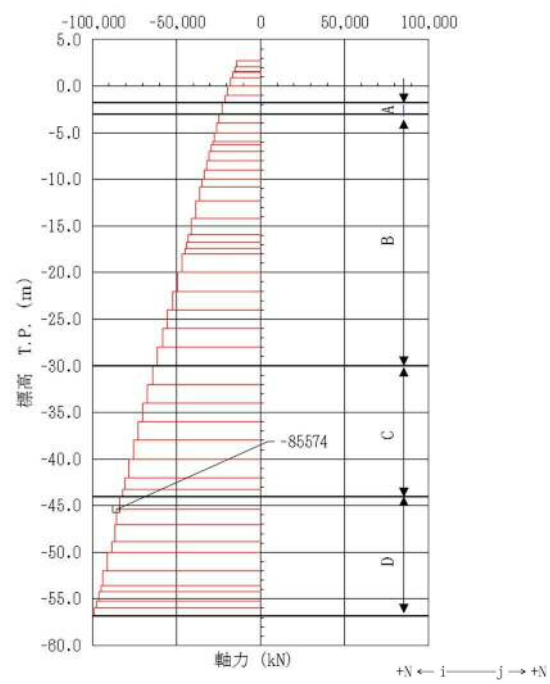
( $S_s - D1$  [H-, V+],  $t = 23.46$  s)

(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)

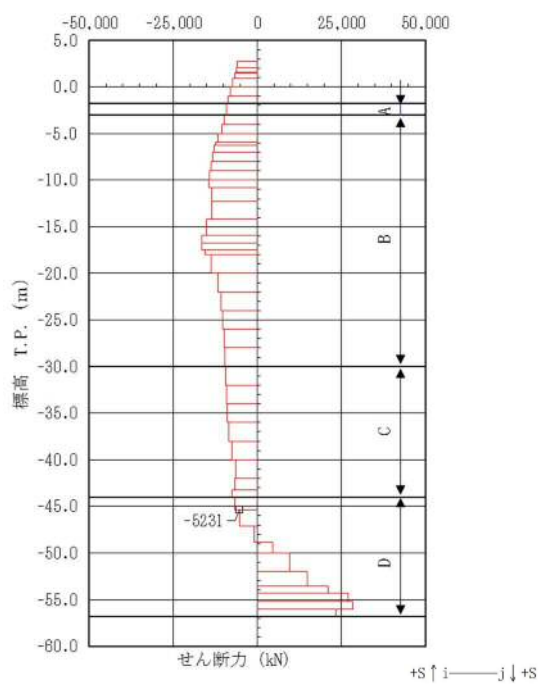




曲げモーメント図



軸力図



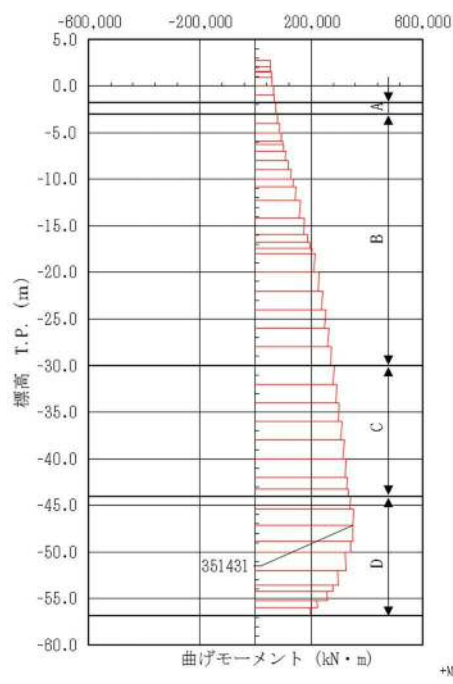
せん断力図

図 5.1-4 (4) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

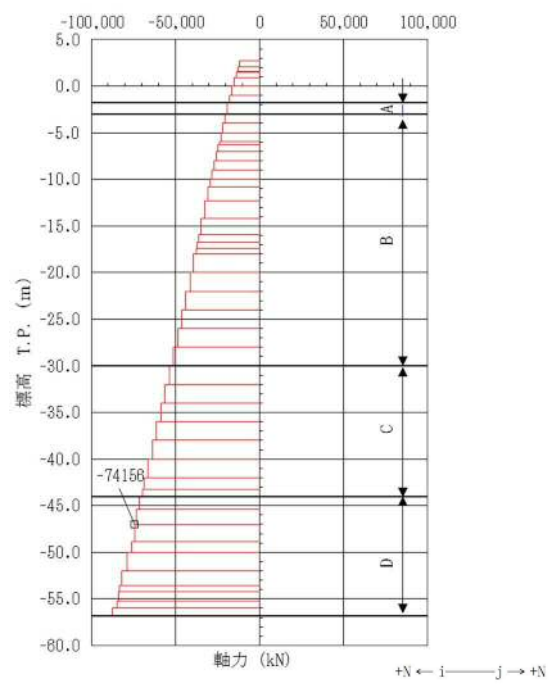
( $S_s - D1$  [H-, V-],  $t = 23.45$  s)

(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)

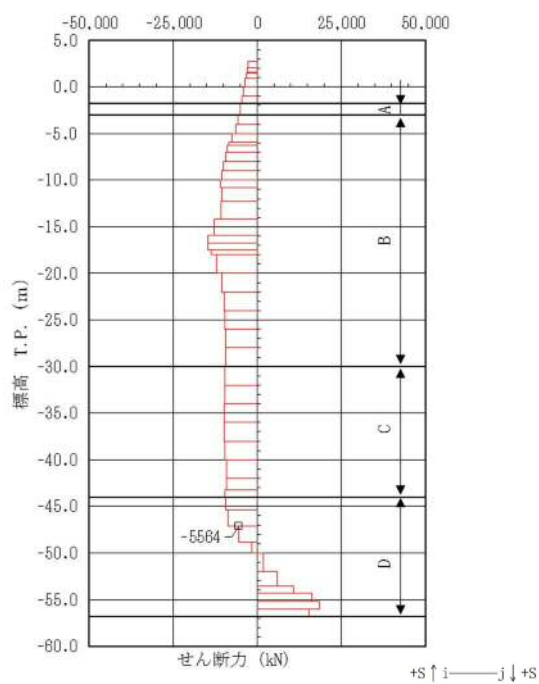




曲げモーメント図



軸力図



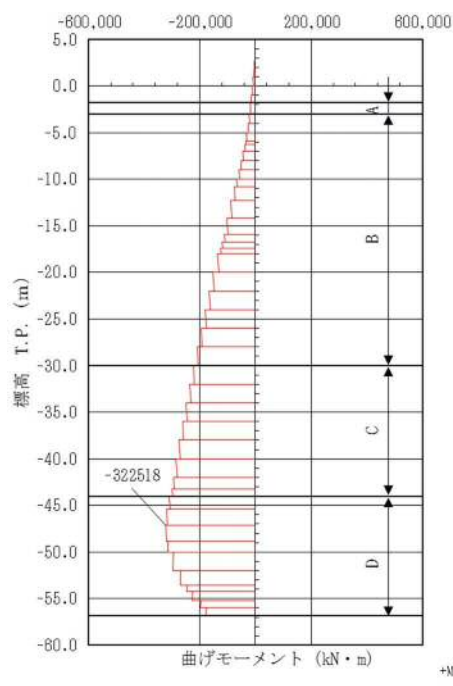
せん断力図

図 5.1-4 (5) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

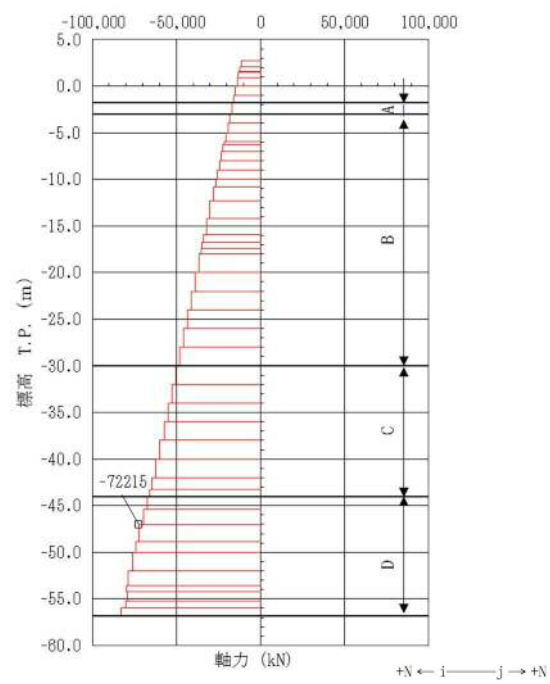
( $S_s - 1.1$  [H+, V+],  $t = 68.96$  s)

(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)

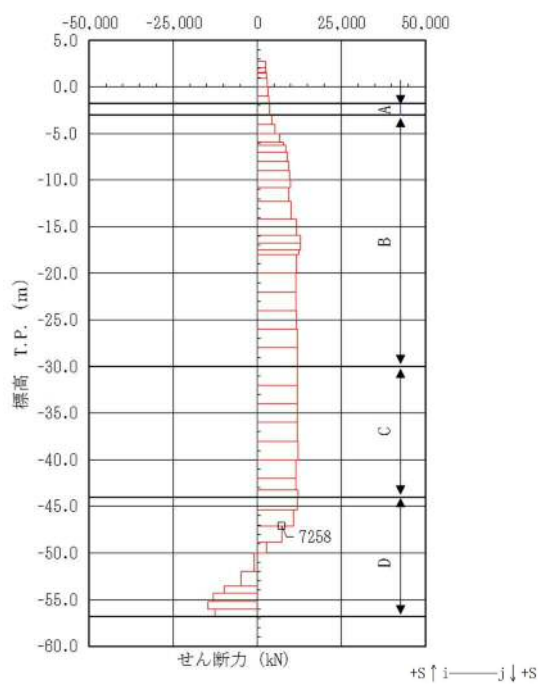




曲げモーメント図



軸力図



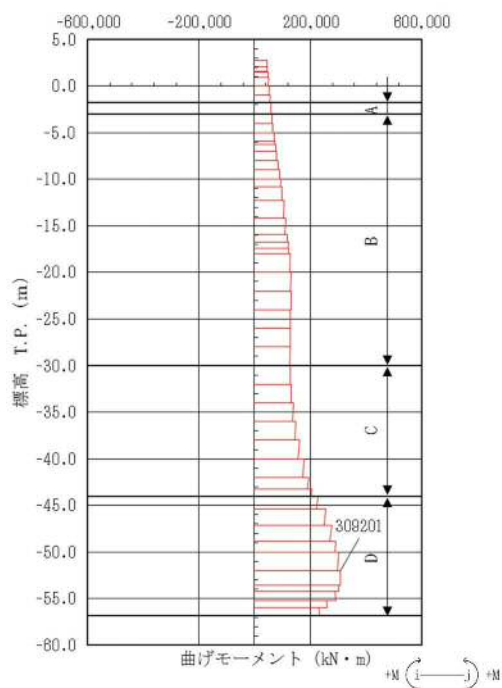
せん断力図

図 5.1-4 (6) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

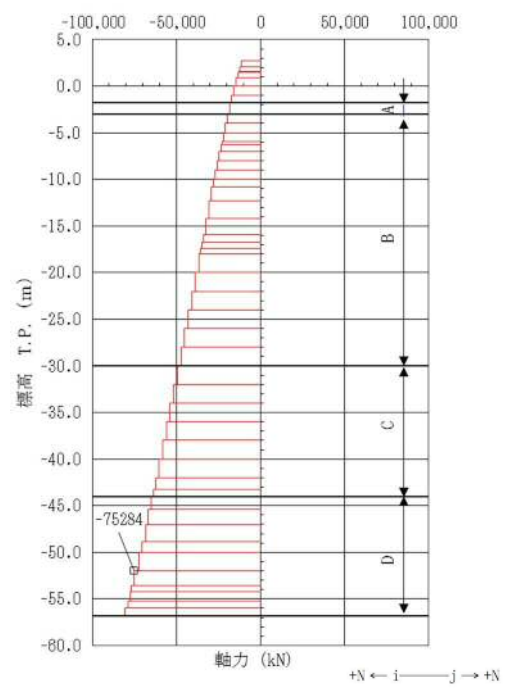
( $S_s - 1.2$  [H+, V+],  $t = 31.89$  s)

(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)

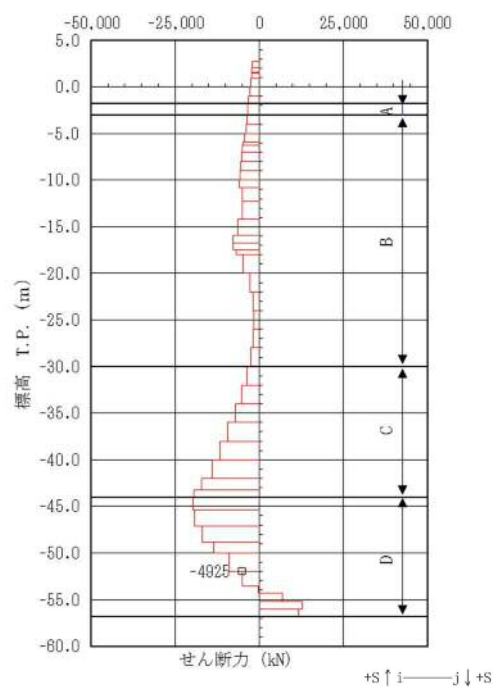




曲げモーメント図



軸力図



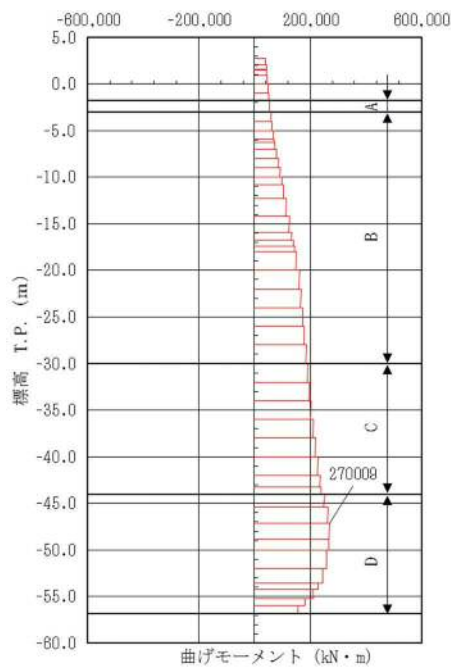
せん断力図

図 5.1-4 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - 1.3$  [H+, V+],  $t = 80.71$  s)

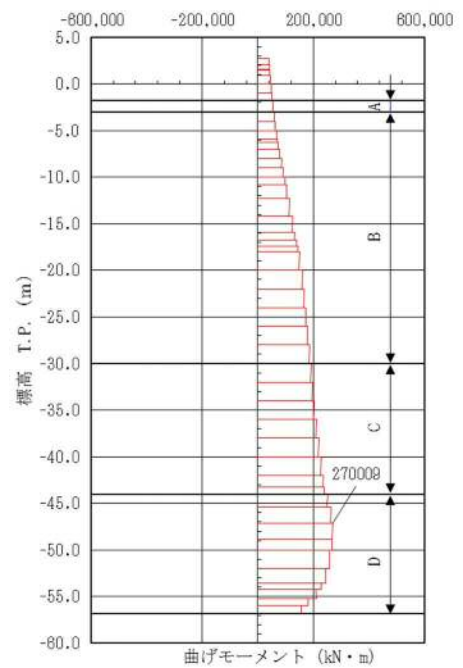
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





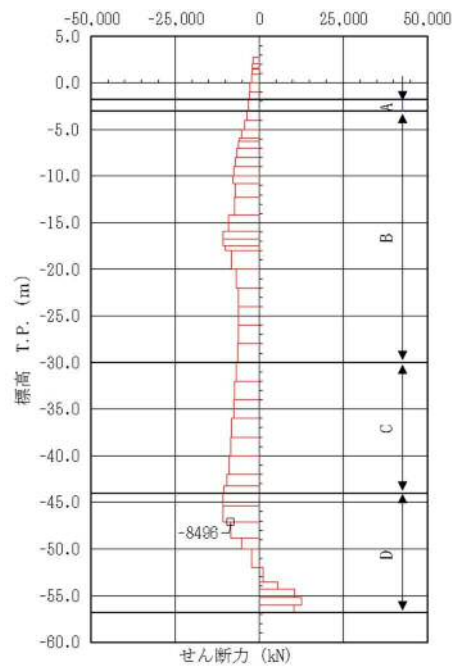
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

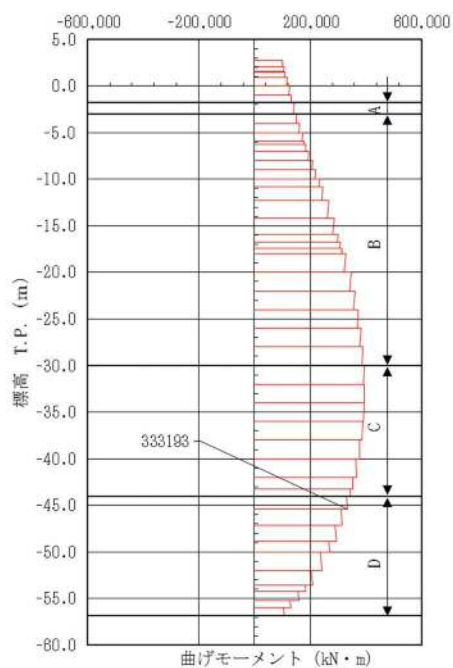
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - 1.4$  [H+, V+],  $t = 79.00$  s)

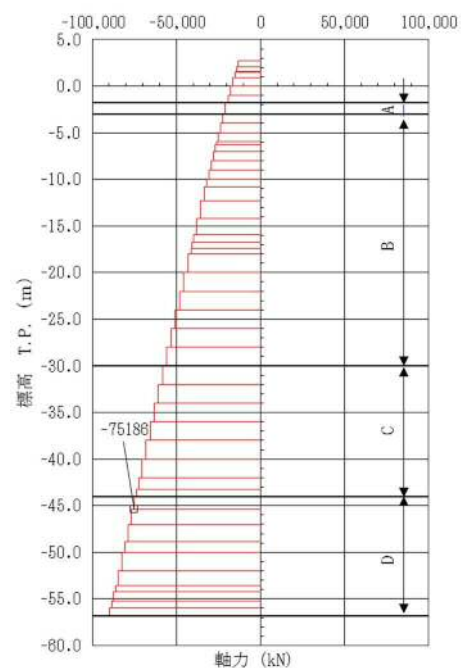
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





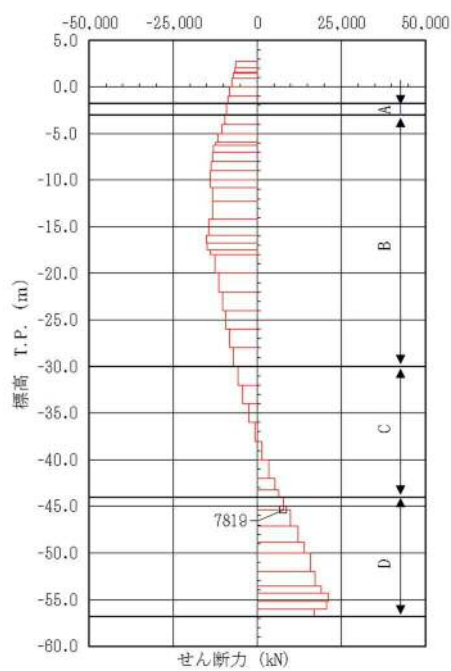
曲げモーメント図

+M (←) (→) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

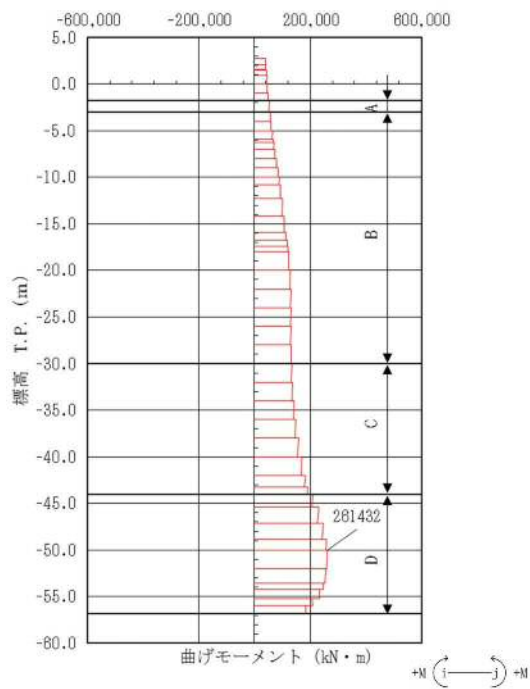
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (9) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

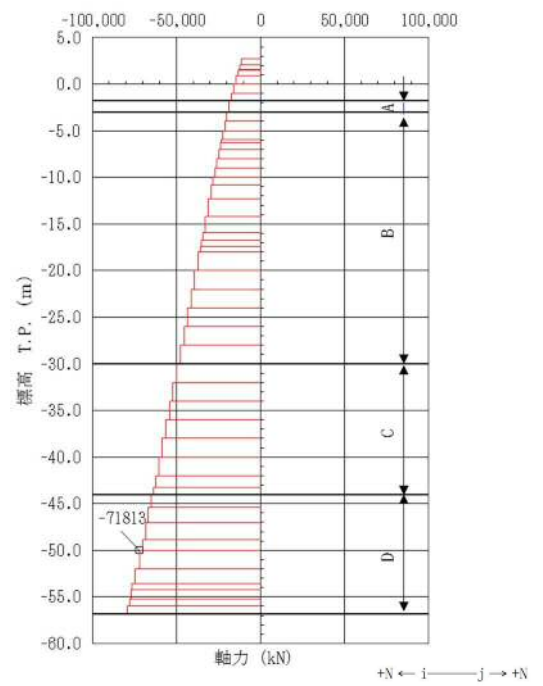
( $S_s - 2.1$  [H+, V+],  $t = 66.39$  s)

(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)

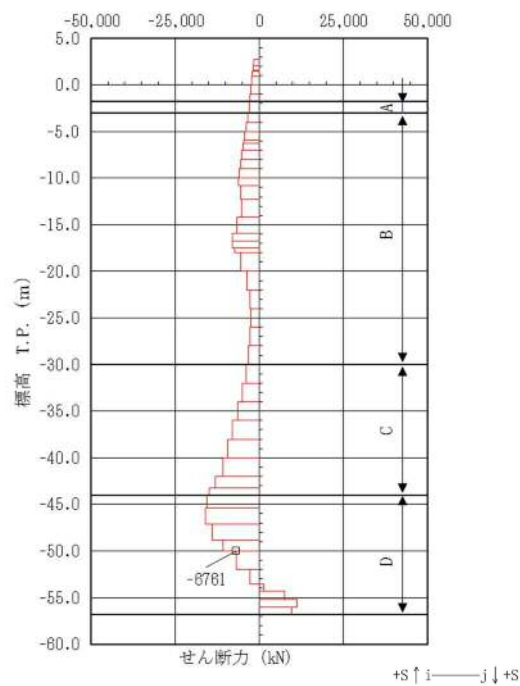




曲げモーメント図



軸力図



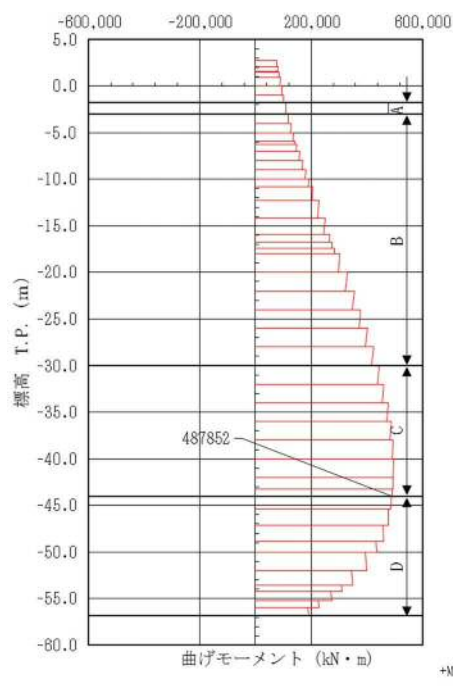
せん断力図

図 5.1-4 (10) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

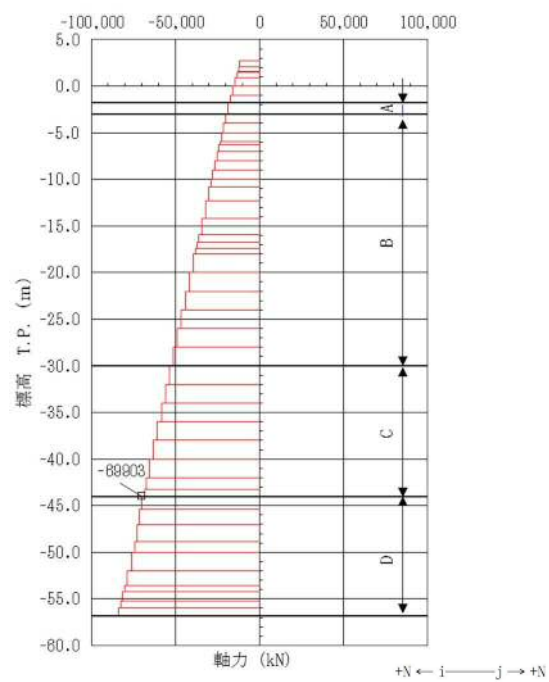
( $S_s - 2.2$  [H+, V+],  $t = 114.95$  s)

(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)

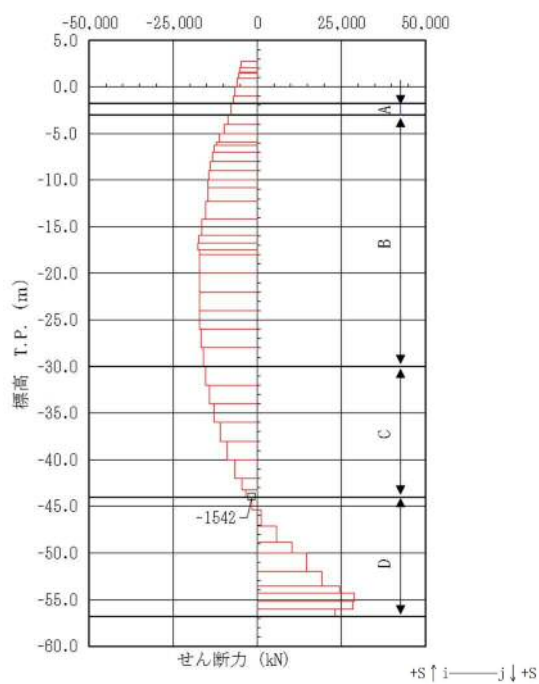




曲げモーメント図



軸力図



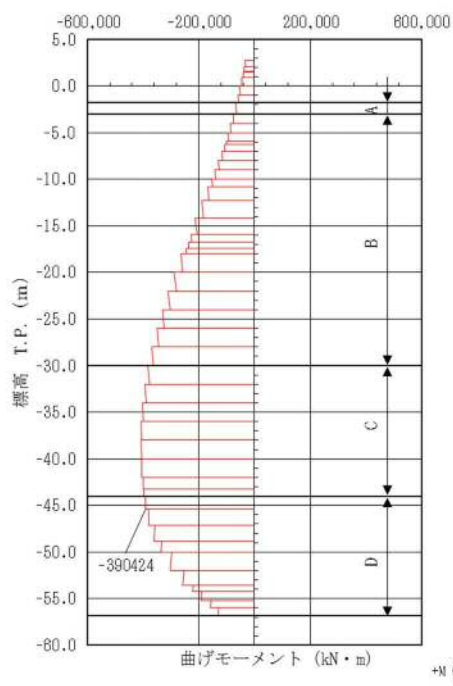
せん断力図

図 5.1-4 (11) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

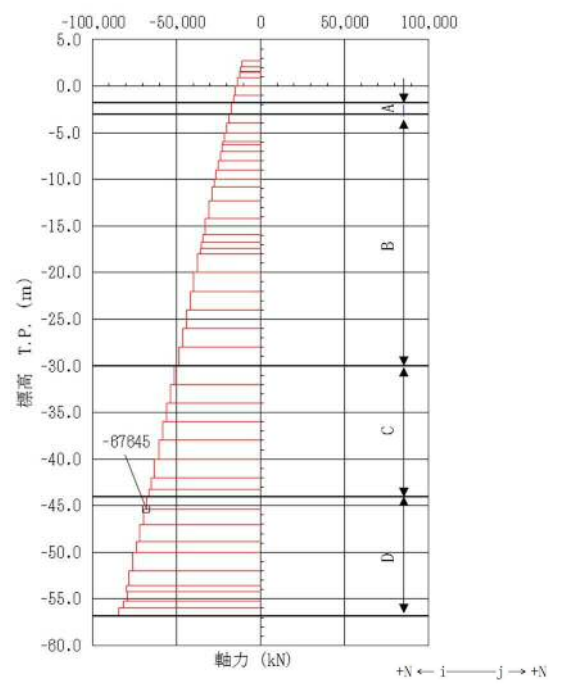
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 8.95$  s)

(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)

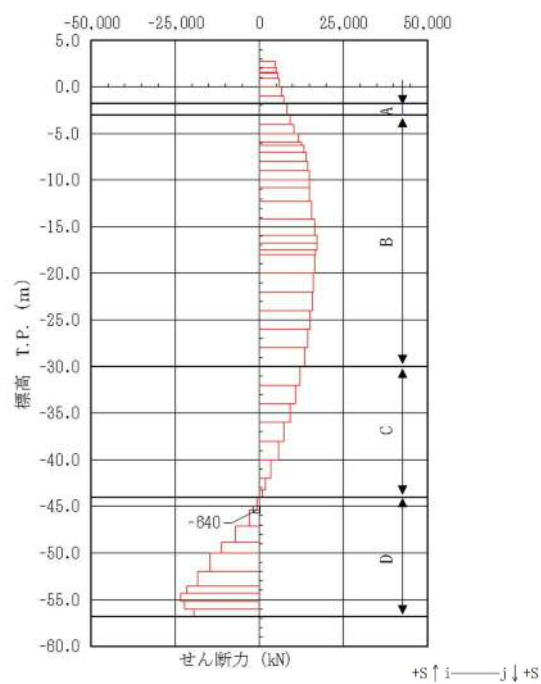




曲げモーメント図



軸力図



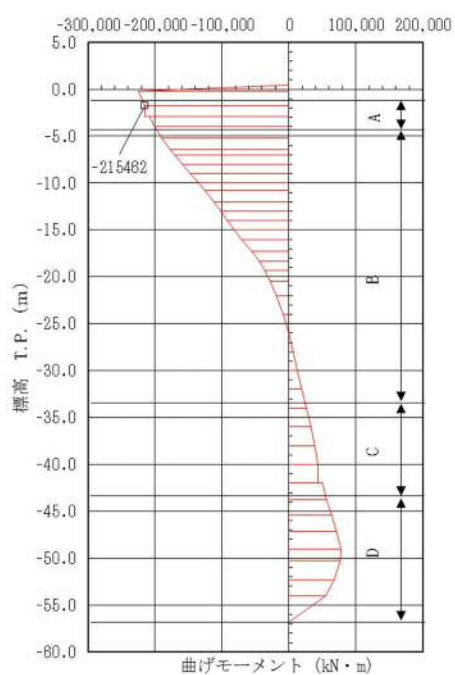
せん断力図

図 5.1-4 (12) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+],  $t = 8.94$  s)

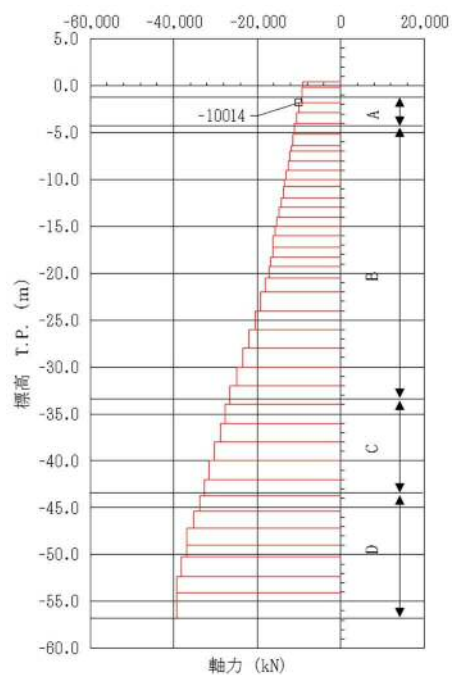
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





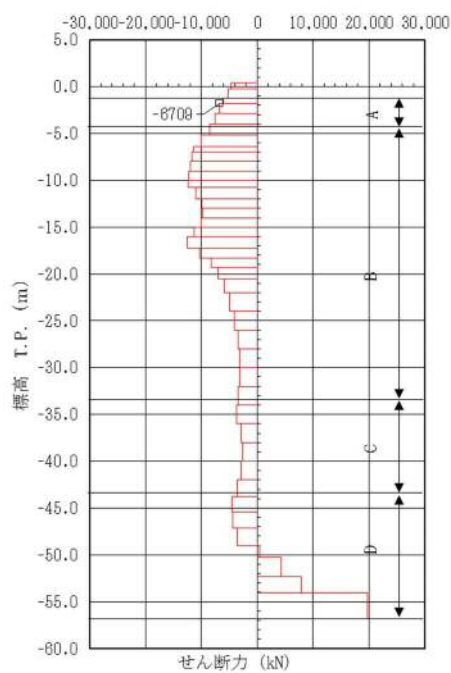
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

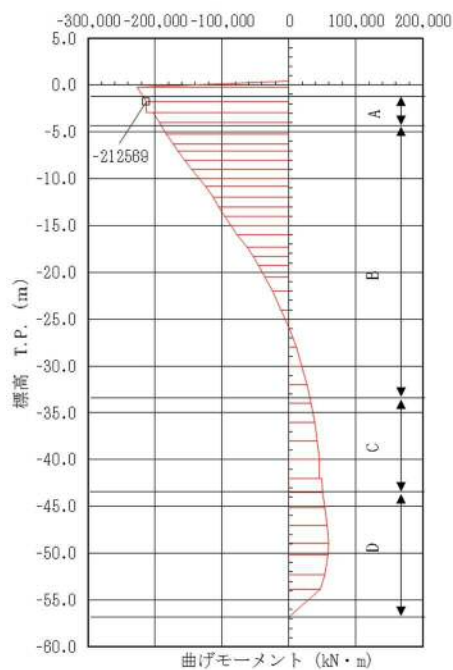
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (13) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

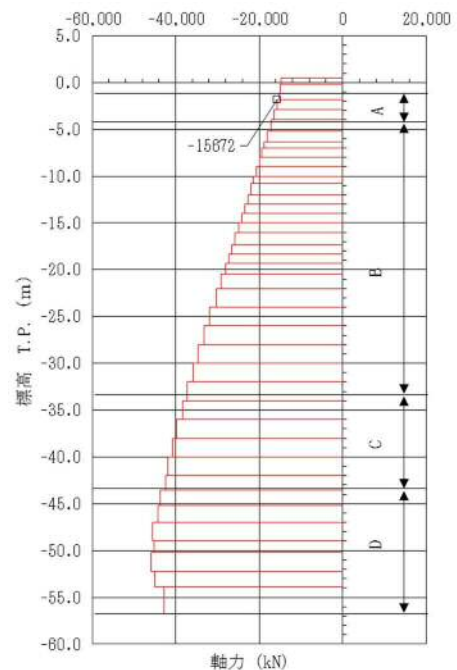
( $S_s - D 1$  [H+, V+],  $t = 22.72$  s)

(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)

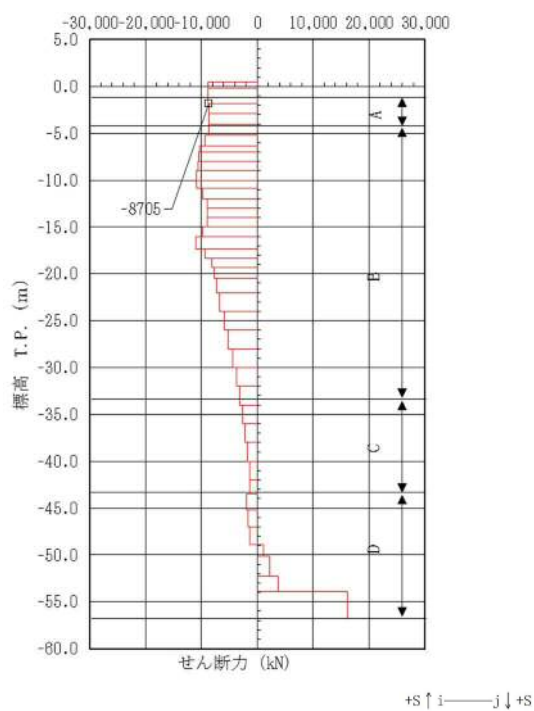




曲げモーメント図



軸力図



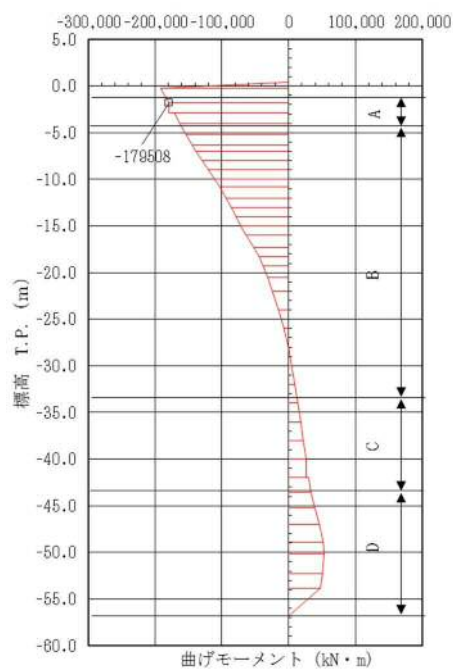
せん断力図

図 5.1-4 (14) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 22.72$  s)

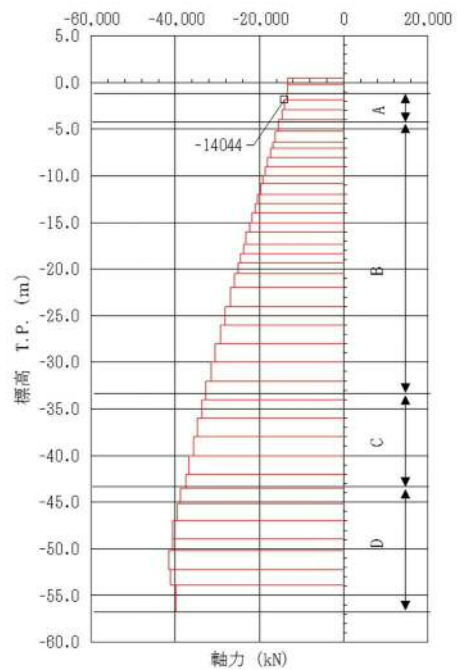
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





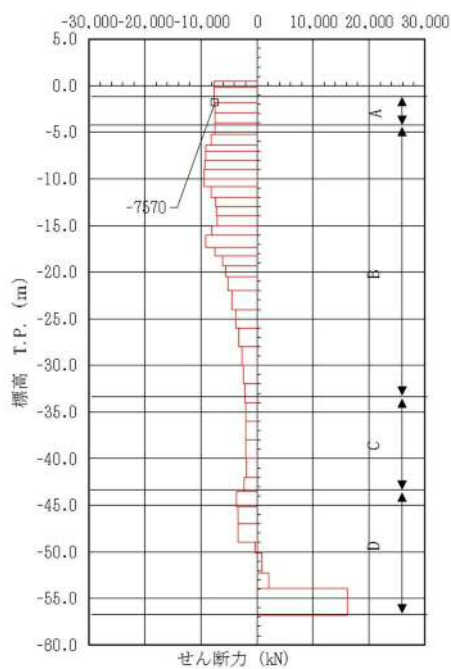
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

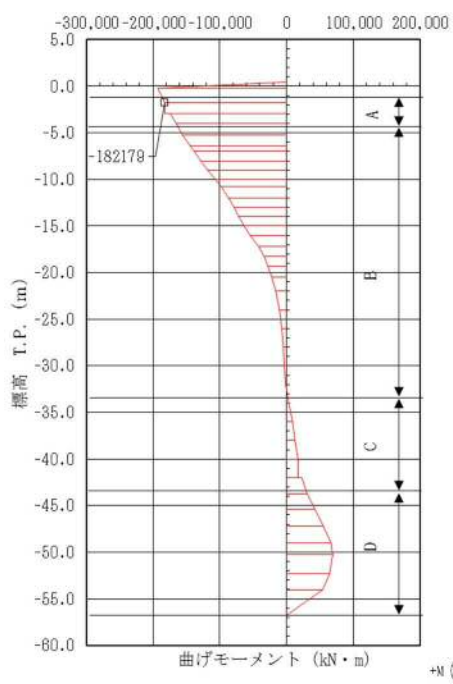
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (15) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

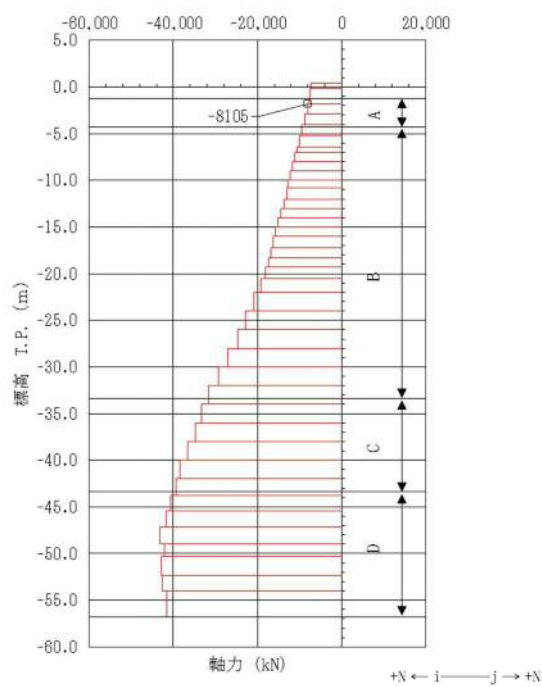
( $S_s - D 1$  [H-, V+],  $t = 23.58$  s)

(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)

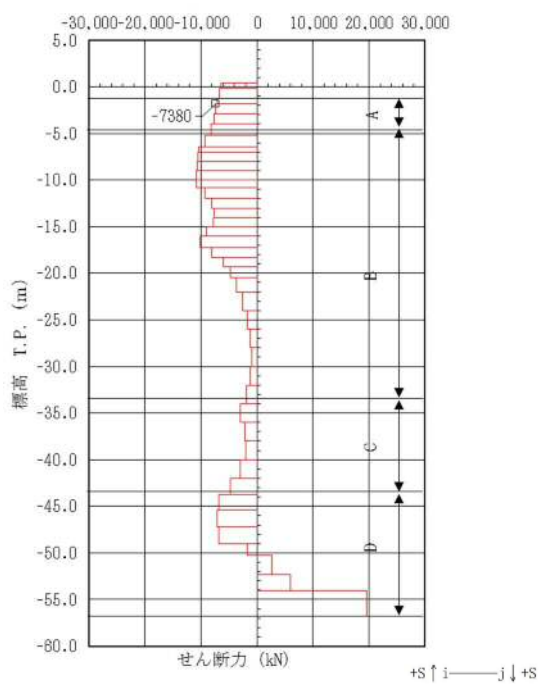




曲げモーメント図



軸力図



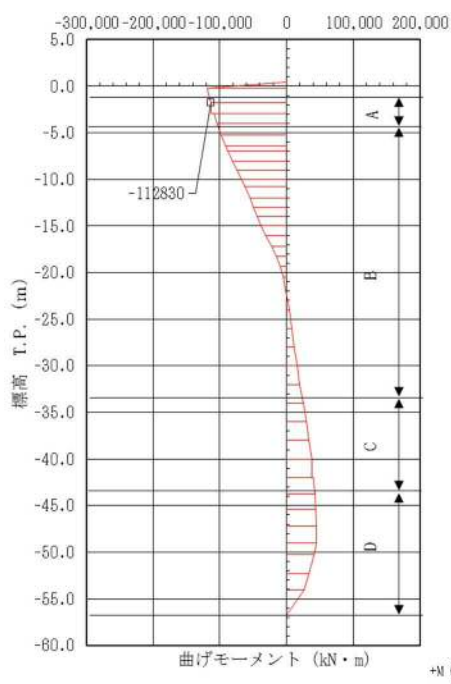
せん断力図

図 5.1-4 (16) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

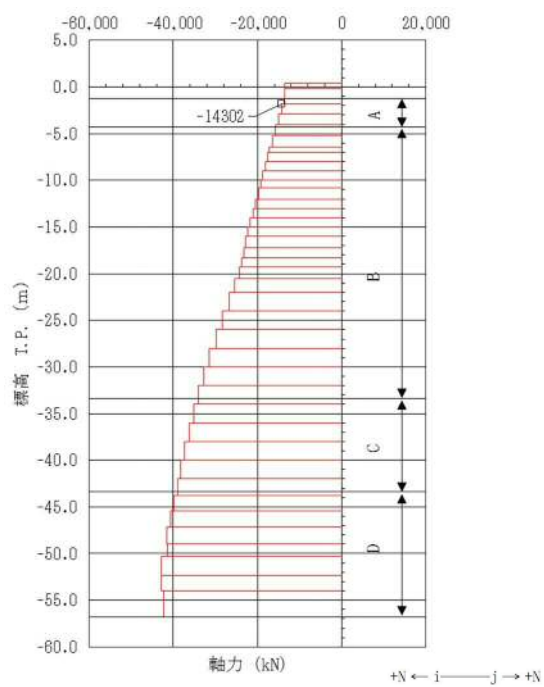
( $S_s - D1$  [H-, V-],  $t = 23.57$  s)

(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)

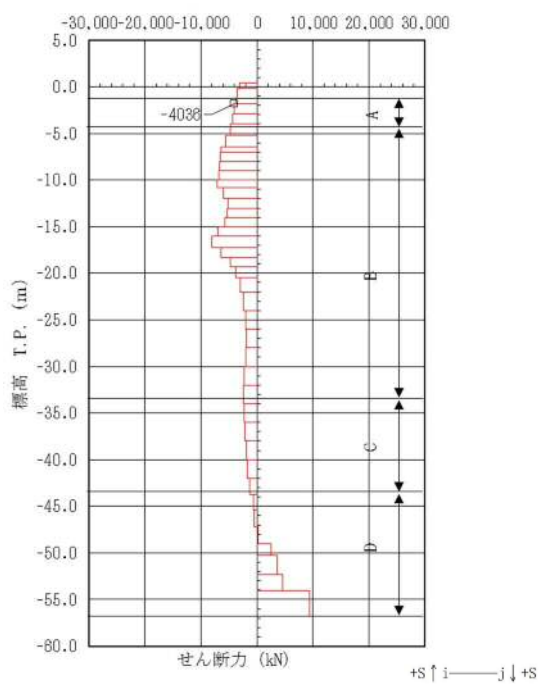




曲げモーメント図



軸力図



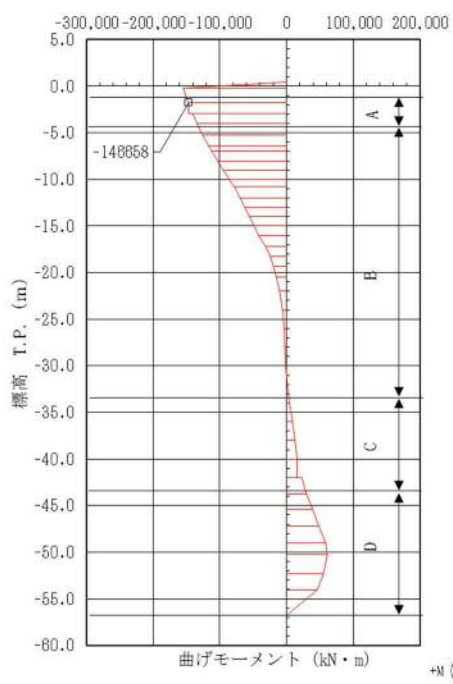
せん断力図

図 5.1-4 (17) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

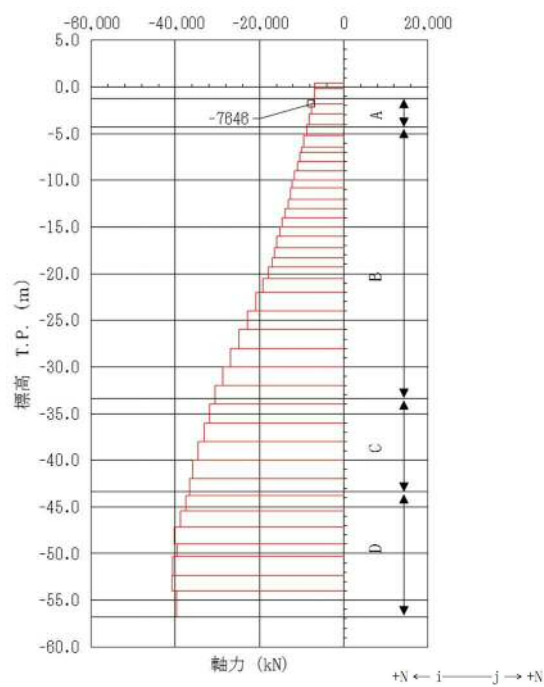
( $S_s - 1.1$  [H+, V+],  $t = 48.87$  s)

(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)

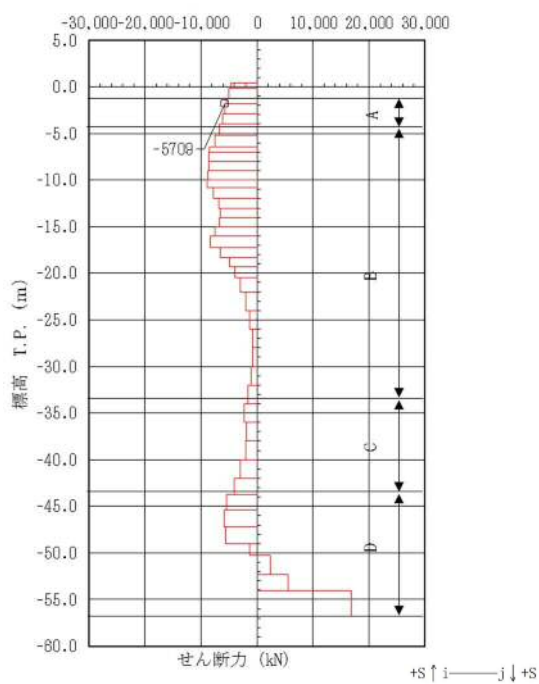




曲げモーメント図



軸力図



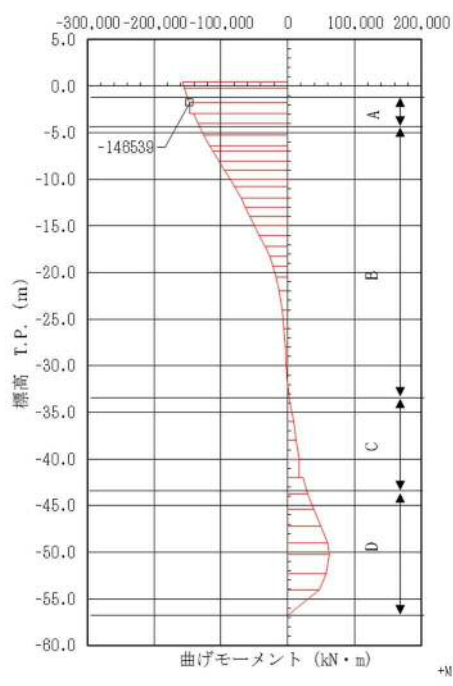
せん断力図

図 5.1-4 (18) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

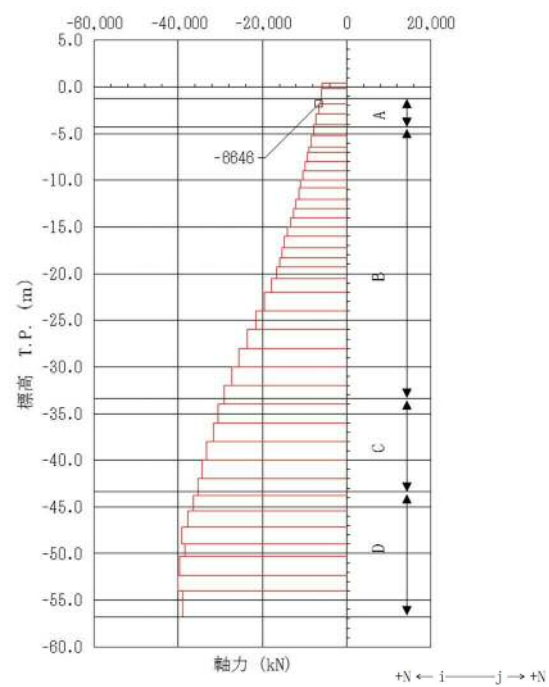
( $S_s - 1.2$  [H+, V+],  $t = 37.76$  s)

(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)

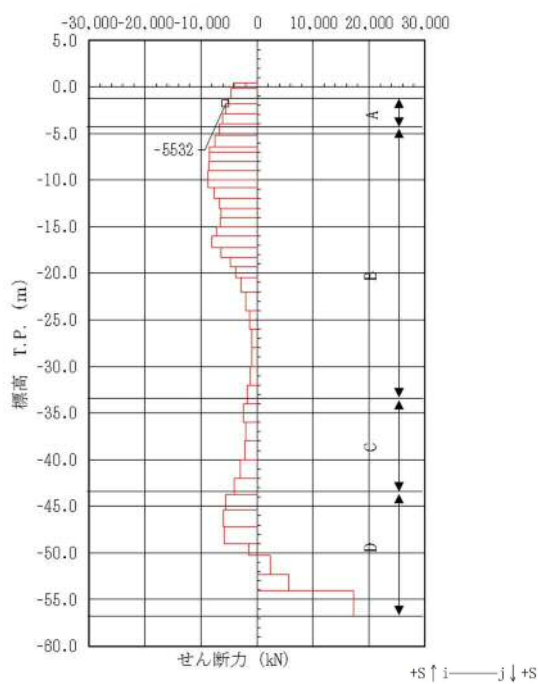




曲げモーメント図



軸力図



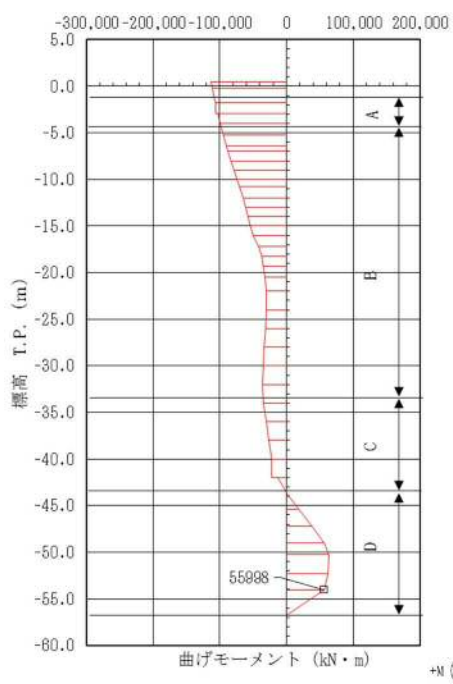
せん断力図

図 5.1-4 (19) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

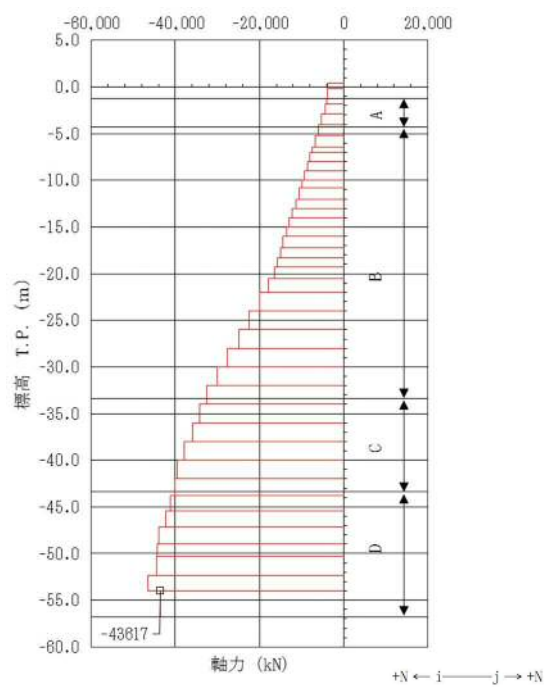
( $S_s - 1.3$  [H+, V+],  $t = 34.99$  s)

(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)

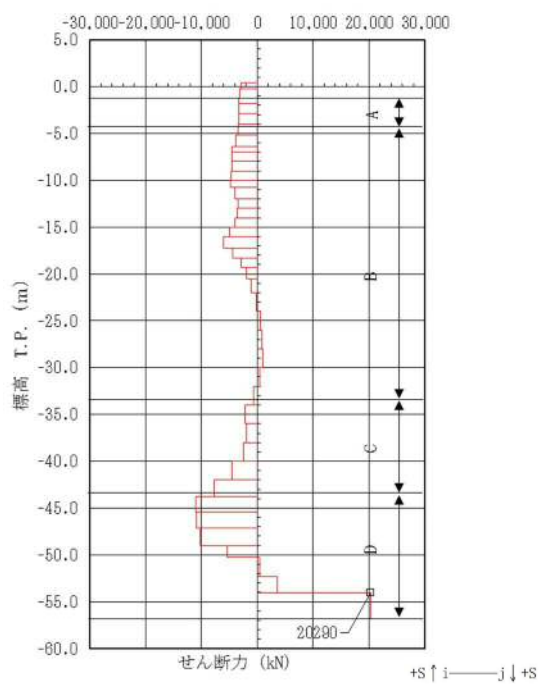




曲げモーメント図



軸力図



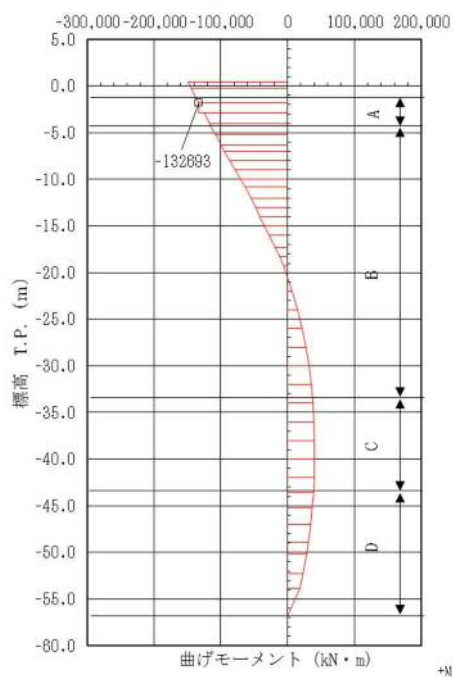
せん断力図

図 5.1-4 (20) せん断応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

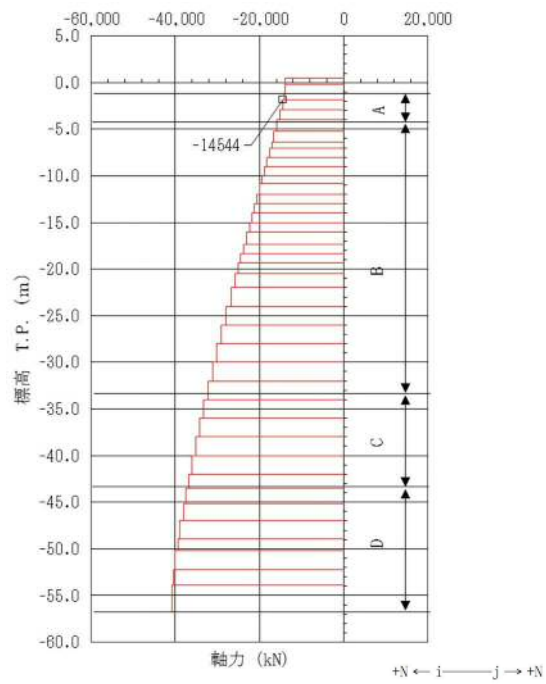
( $S_s = 1.4$  [H+, V+],  $t = 88.33$  s)

(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)

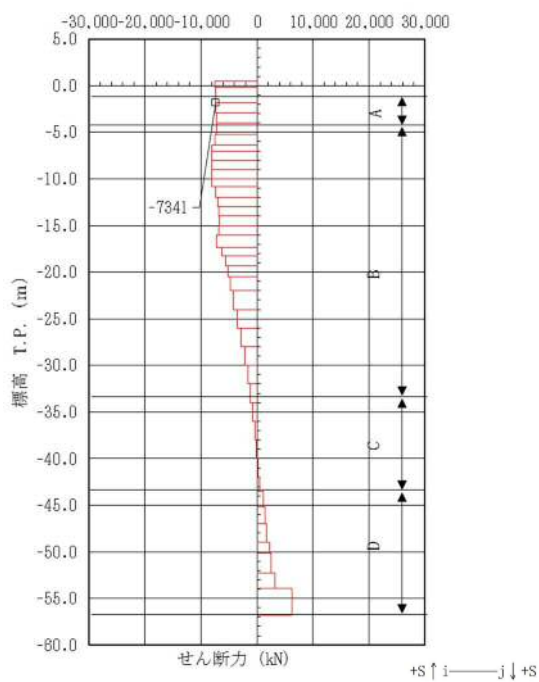




曲げモーメント図



軸力図



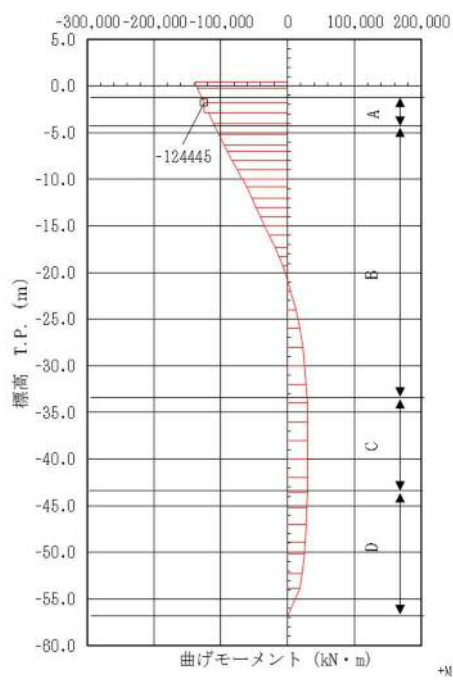
せん断力図

図 5.1-4 (21) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

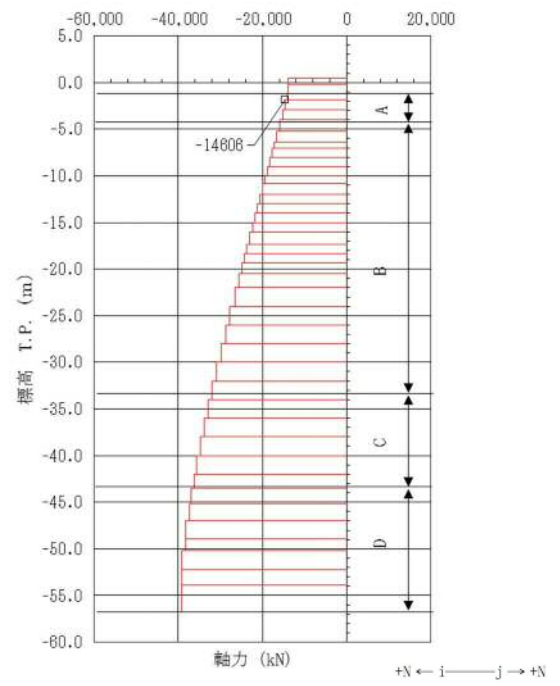
( $S_s - 2.1$  [H+, V+],  $t = 66.14$  s)

(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)

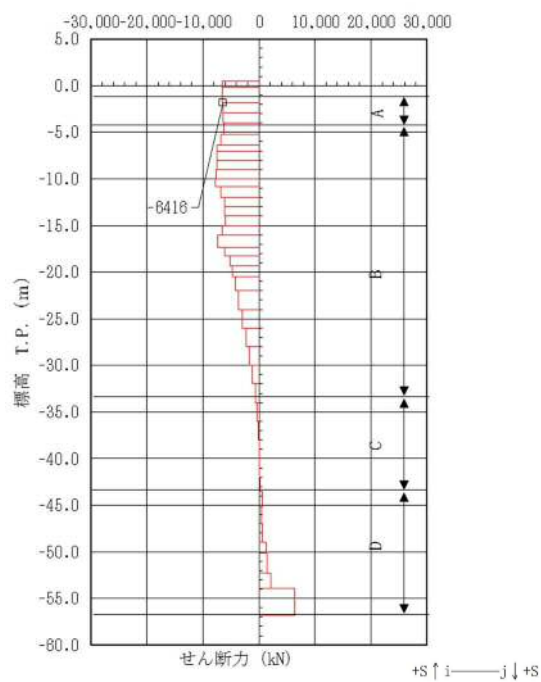




曲げモーメント図



軸力図



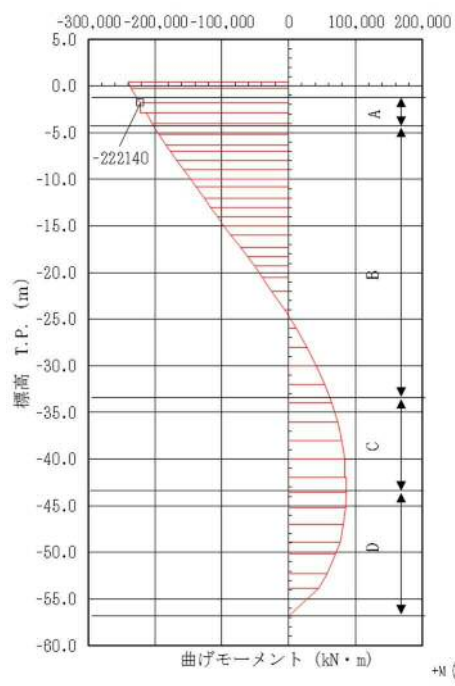
せん断力図

図 5.1-4 (22) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

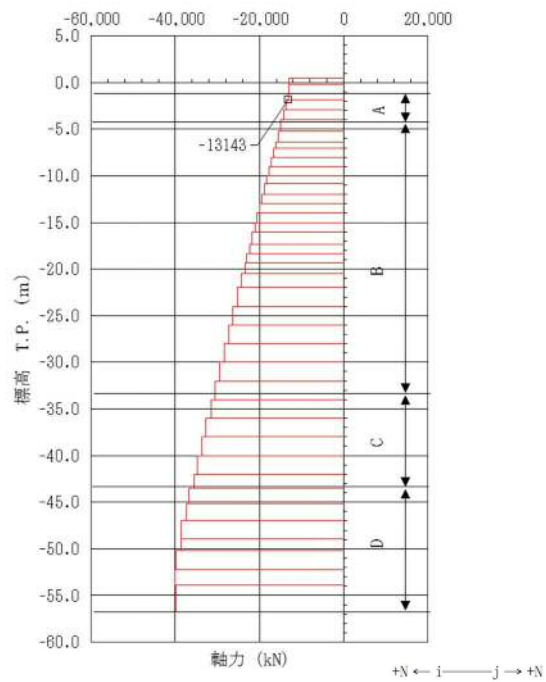
( $S_s - 2.2$  [H+, V+],  $t = 77.24$  s)

(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)

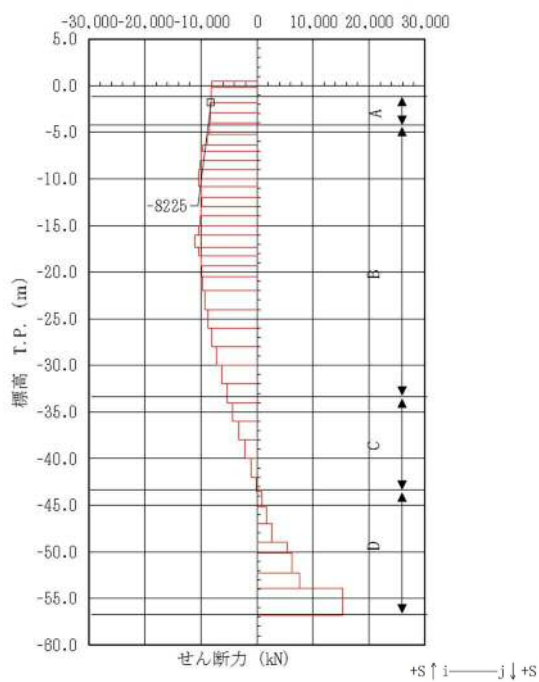




曲げモーメント図



軸力図



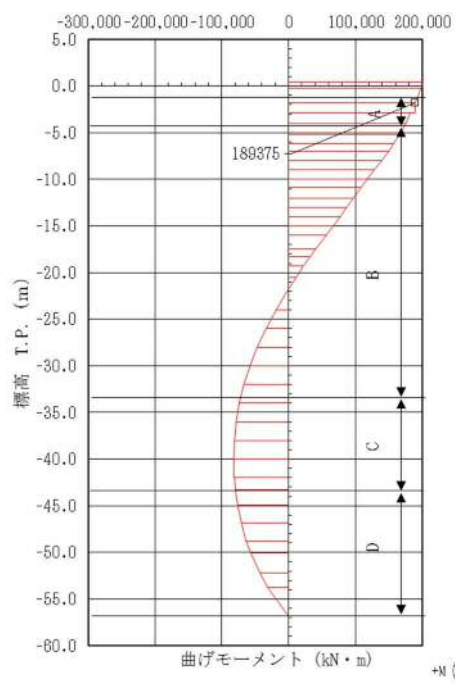
せん断力図

図 5.1-4 (23) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

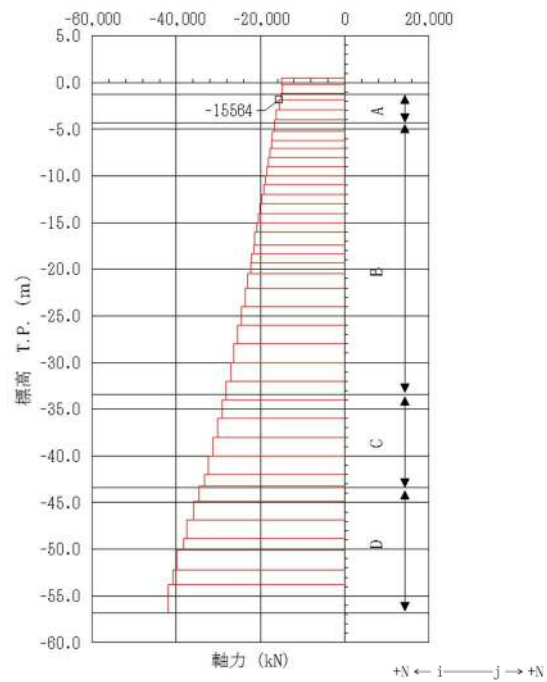
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 9.08$  s)

(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)

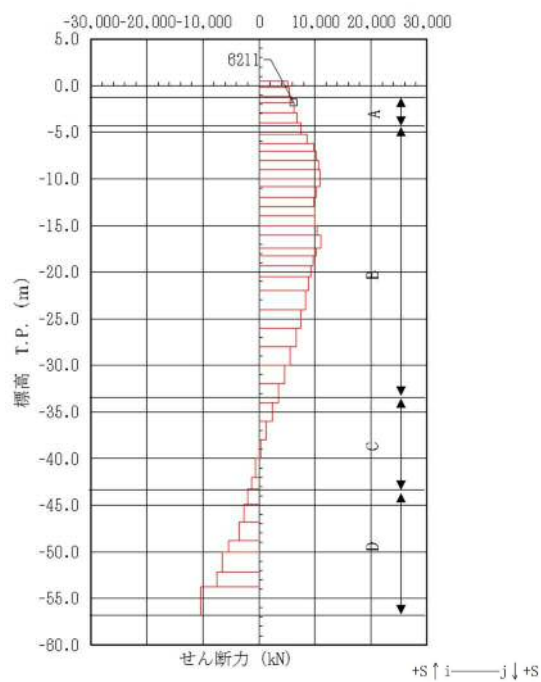




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-4 (24) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 西側連壁)

( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ ,  $t = 9.03$  s)

(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)



(3) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生したせん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-5 及び図 5.1-6 に示す。



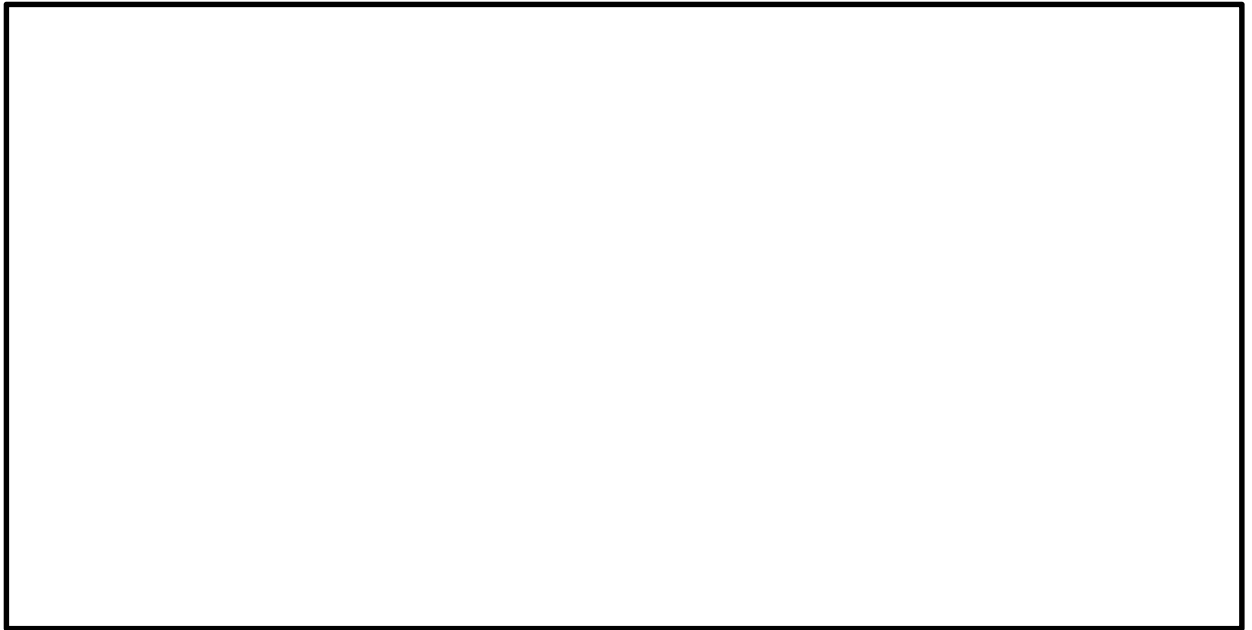


図 5.1-5(1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5(2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(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)



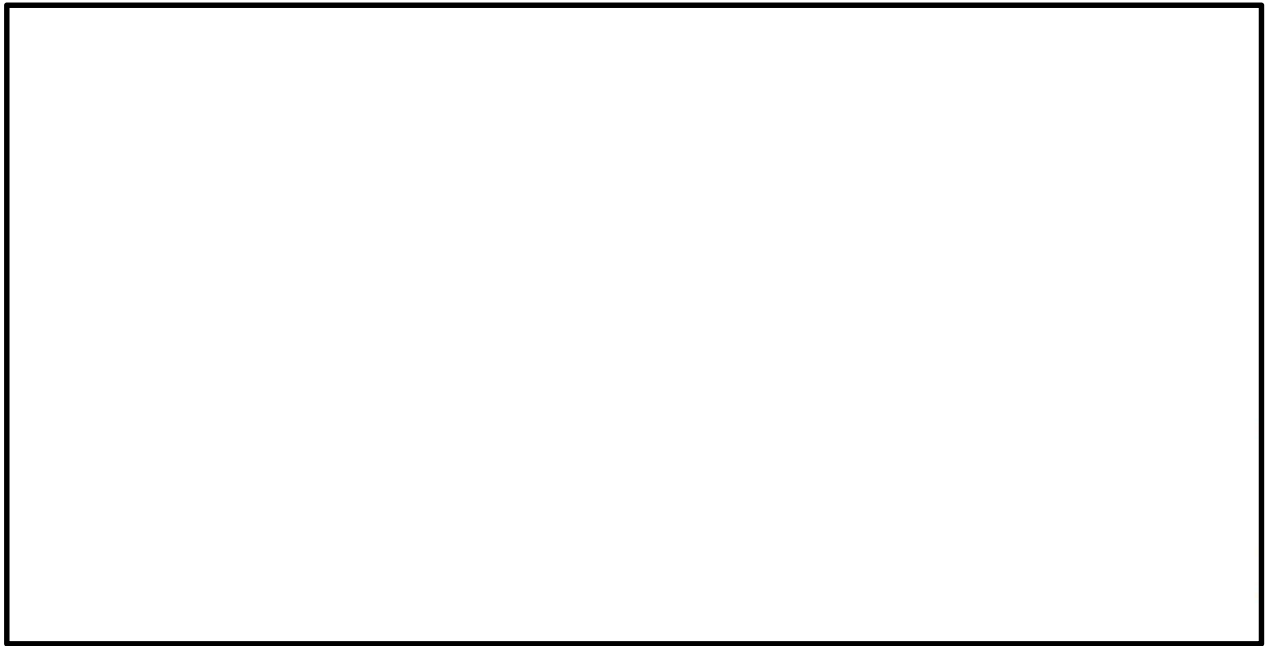


図 5.1-5(3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

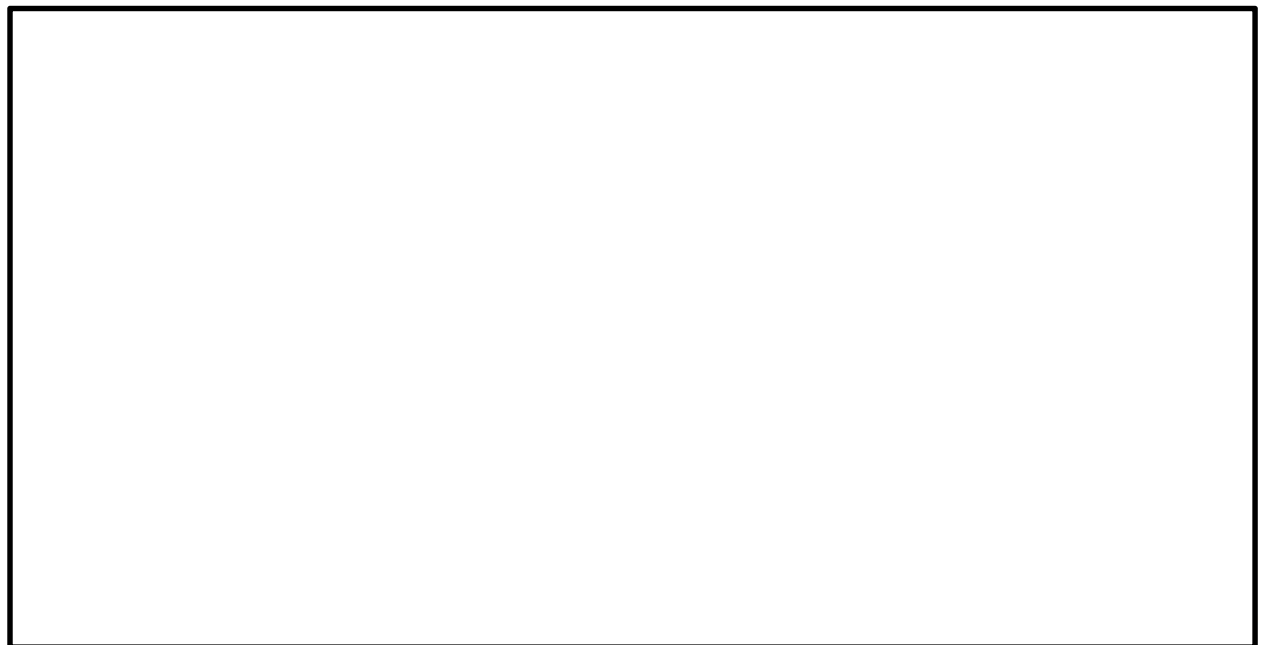


図 5.1-5(4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



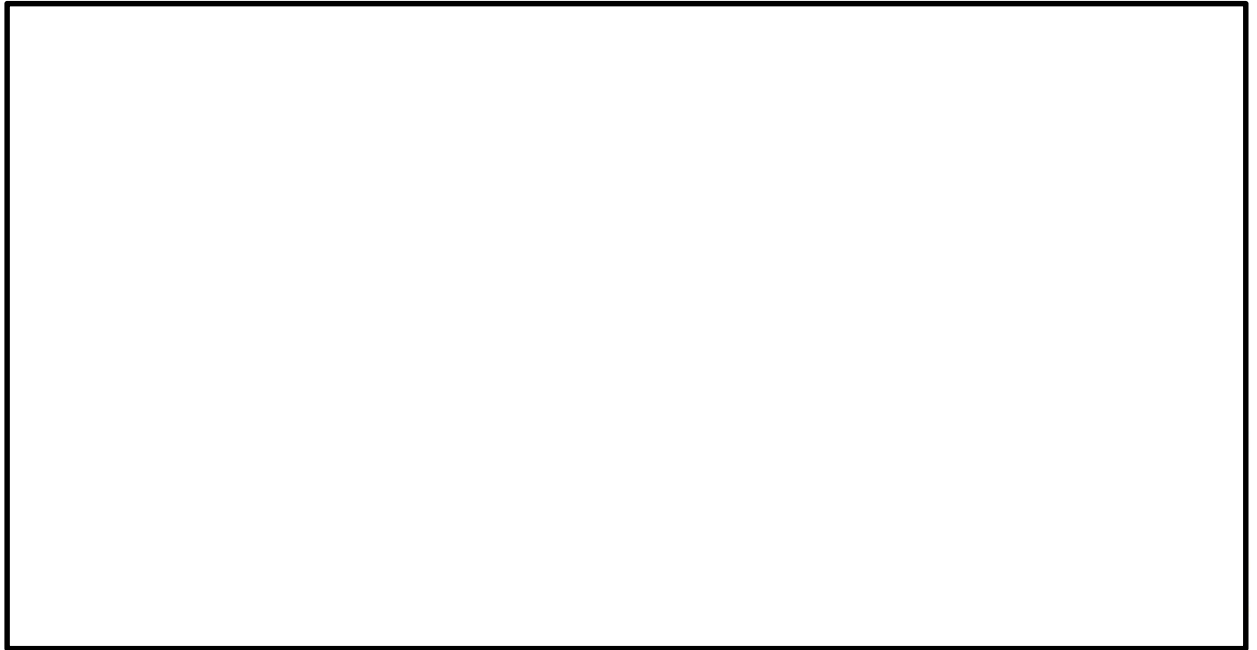


図 5.1-5(5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-11$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

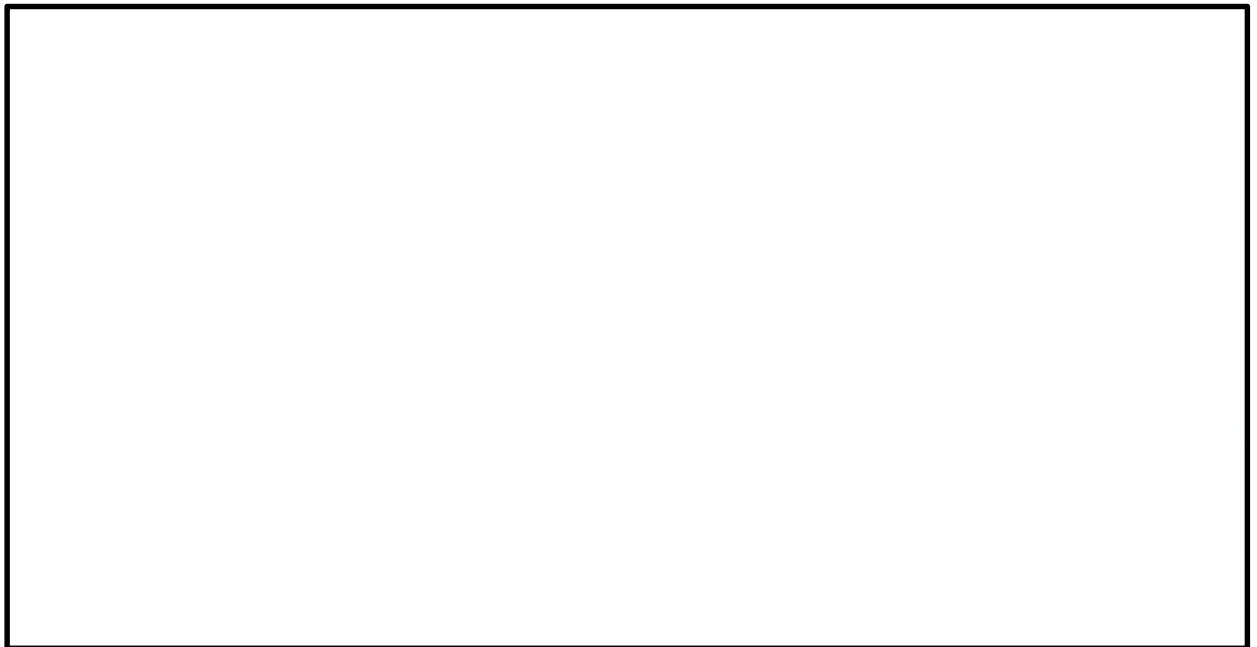


図 5.1-5(6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



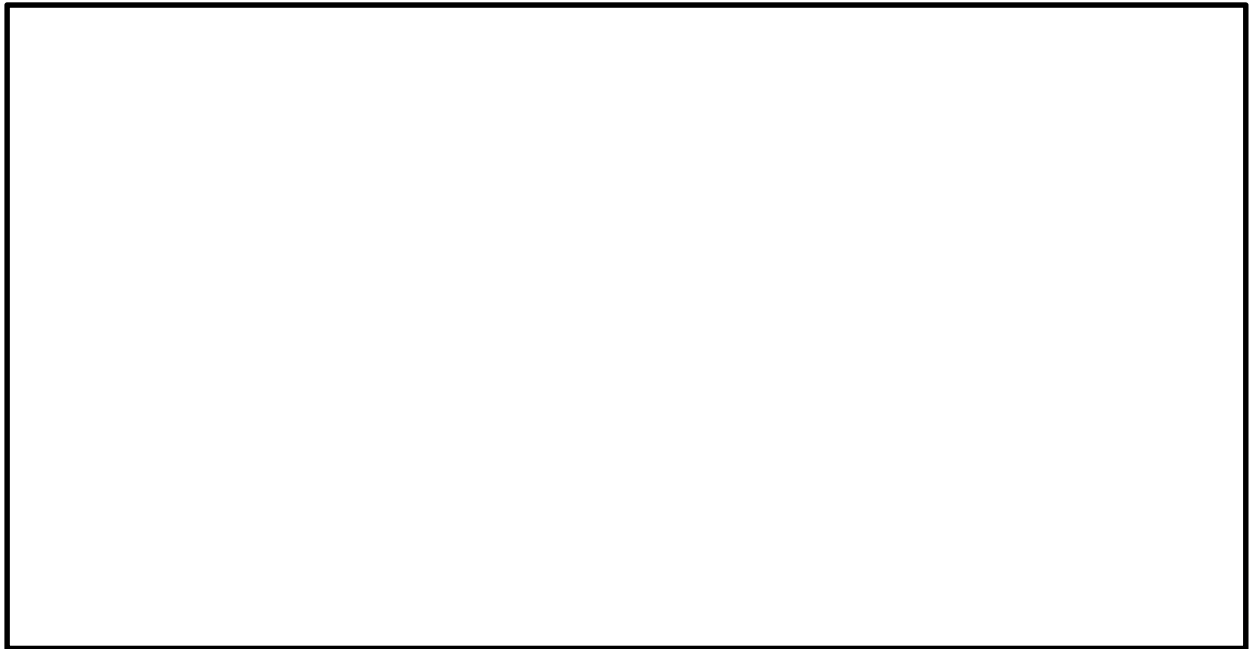


図 5.1-5(7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

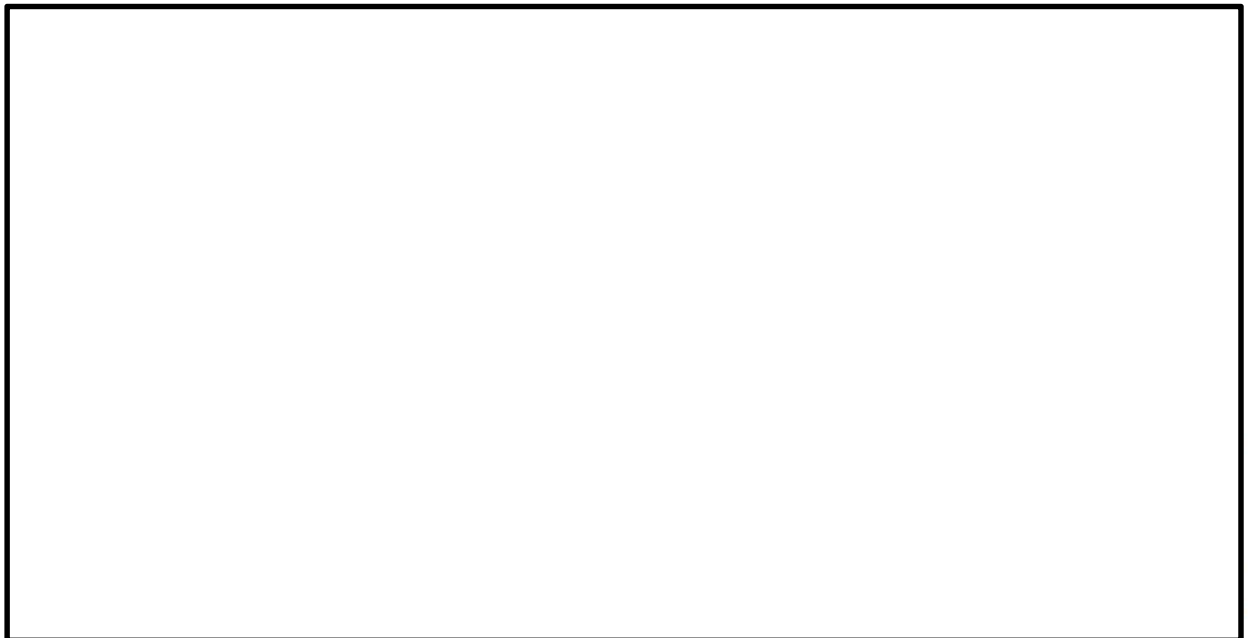


図 5.1-5(8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



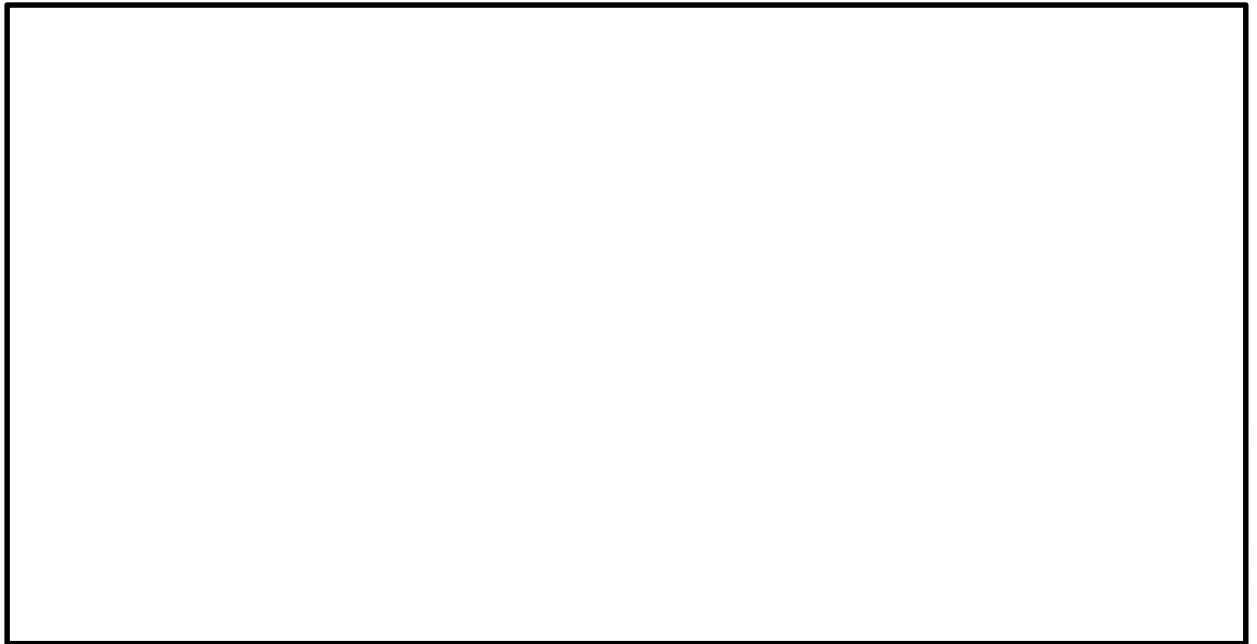


図 5.1-5(9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

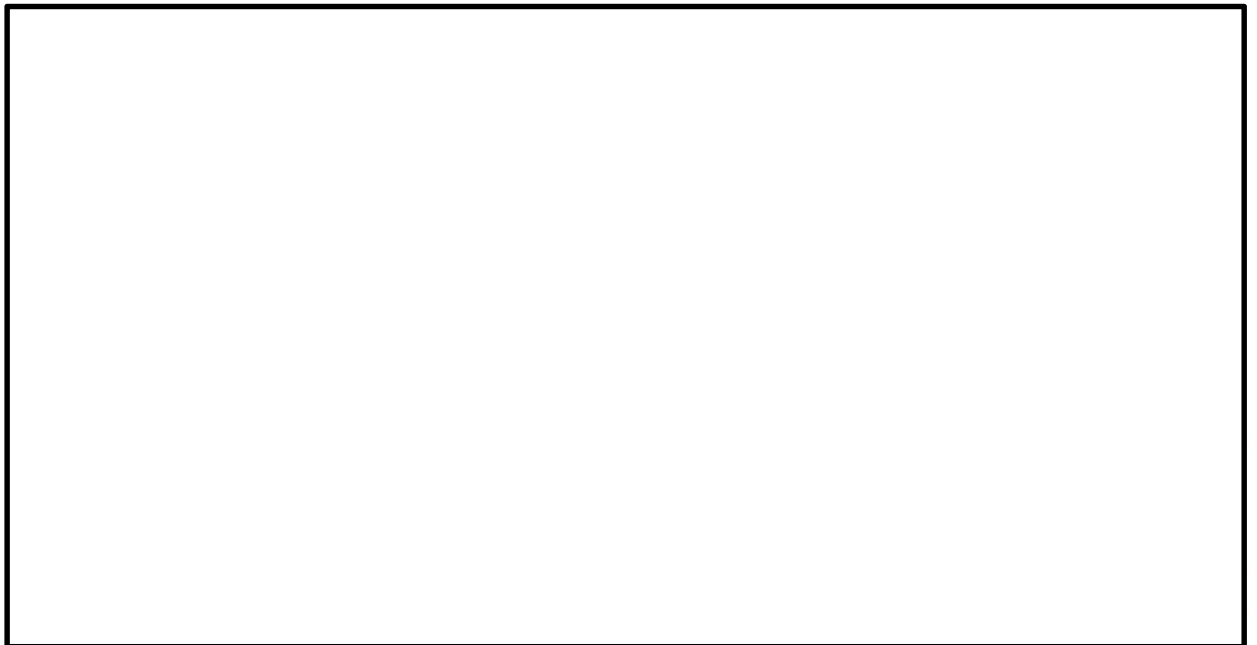


図 5.1-5(10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



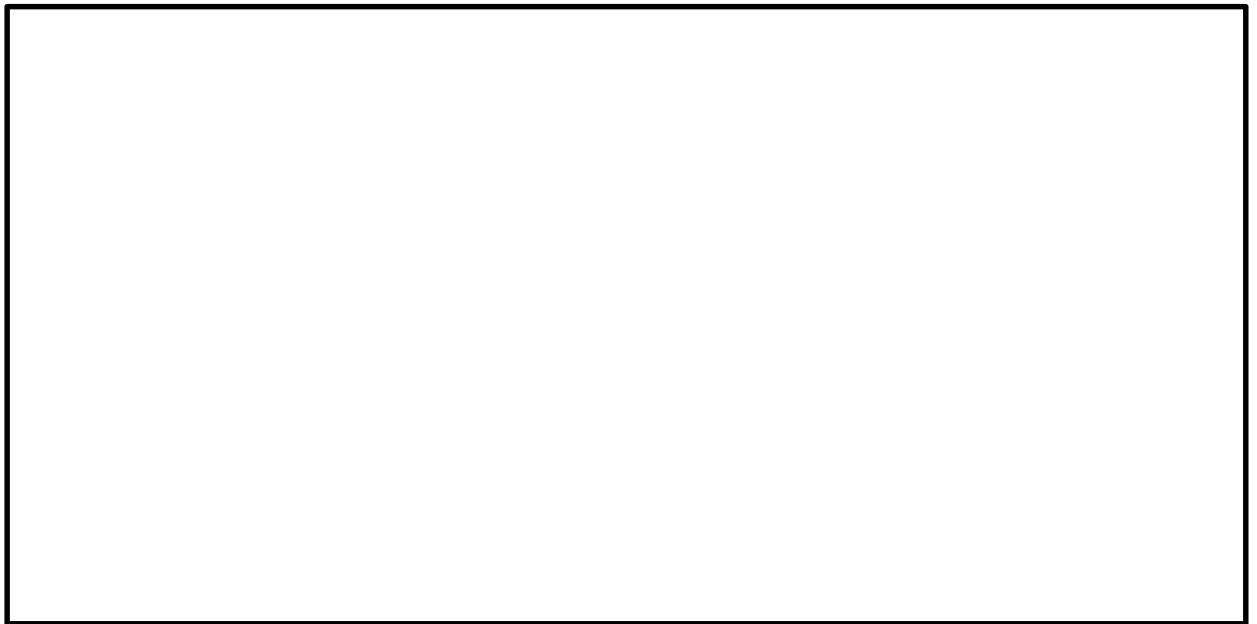


図 5.1-5(11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

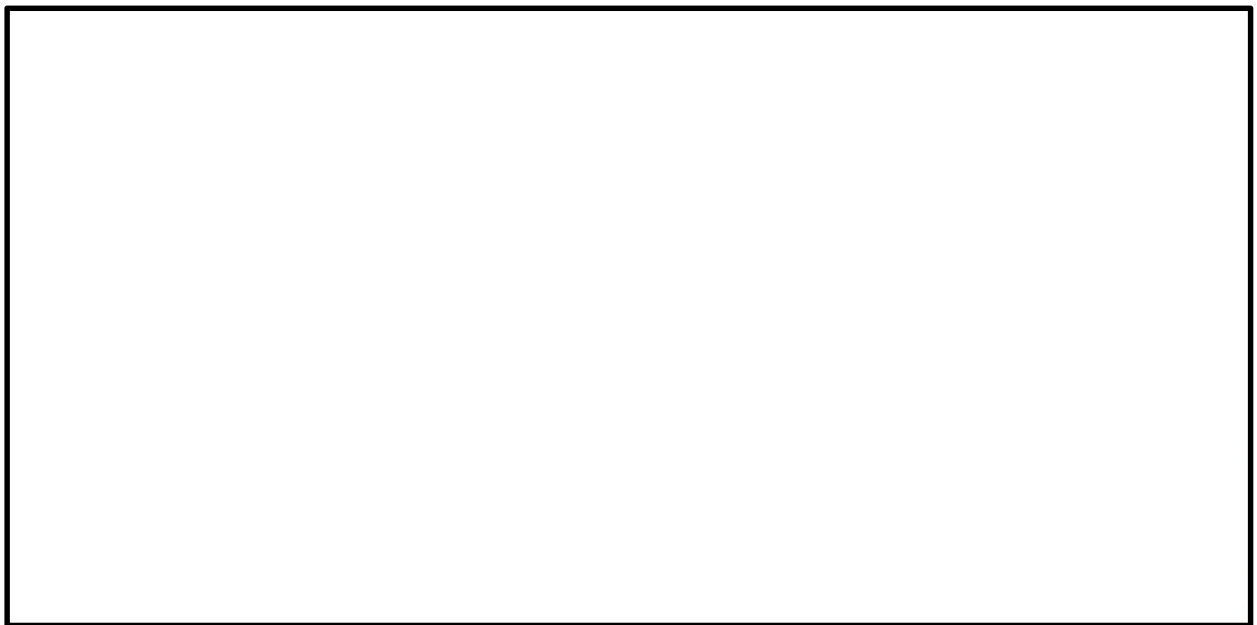


図 5.1-5(12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



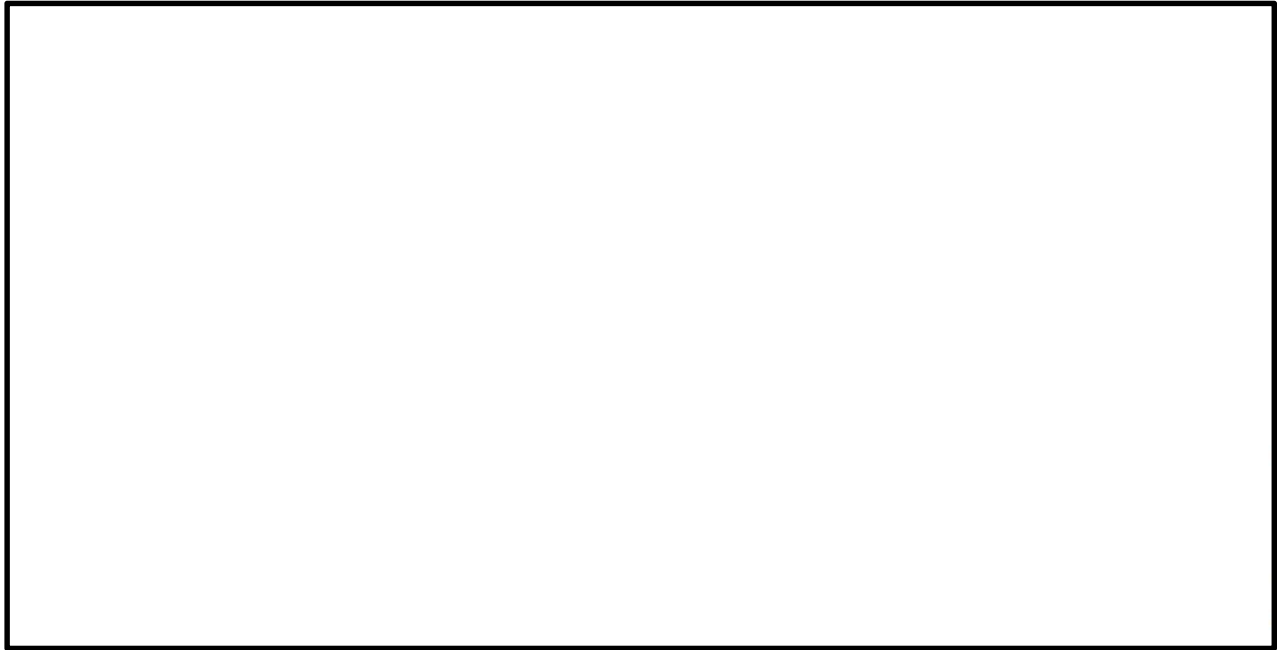


図 5.1-5(13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

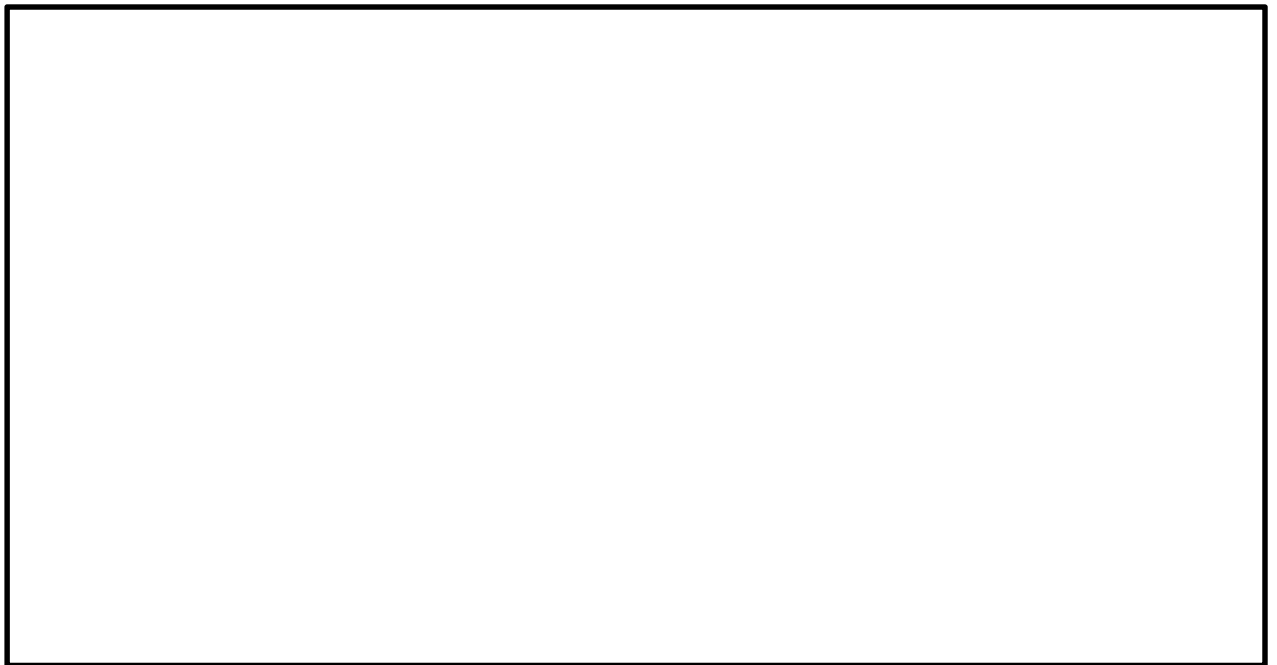


図 5.1-5(14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



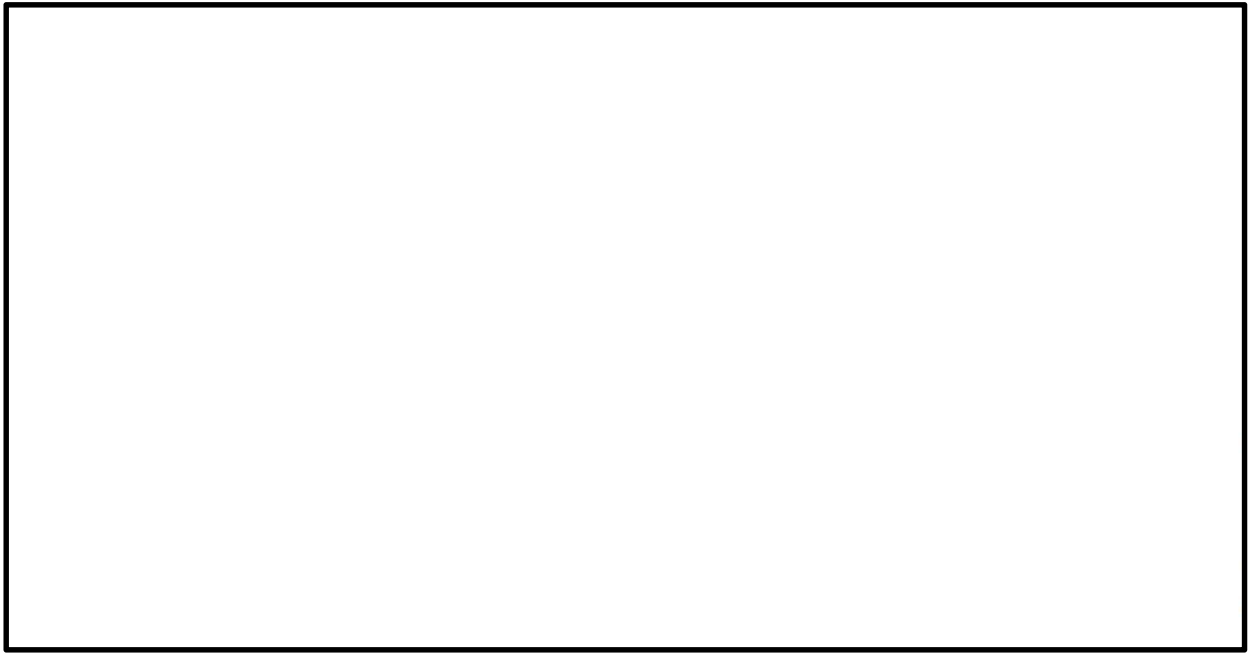


図 5.1-5 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

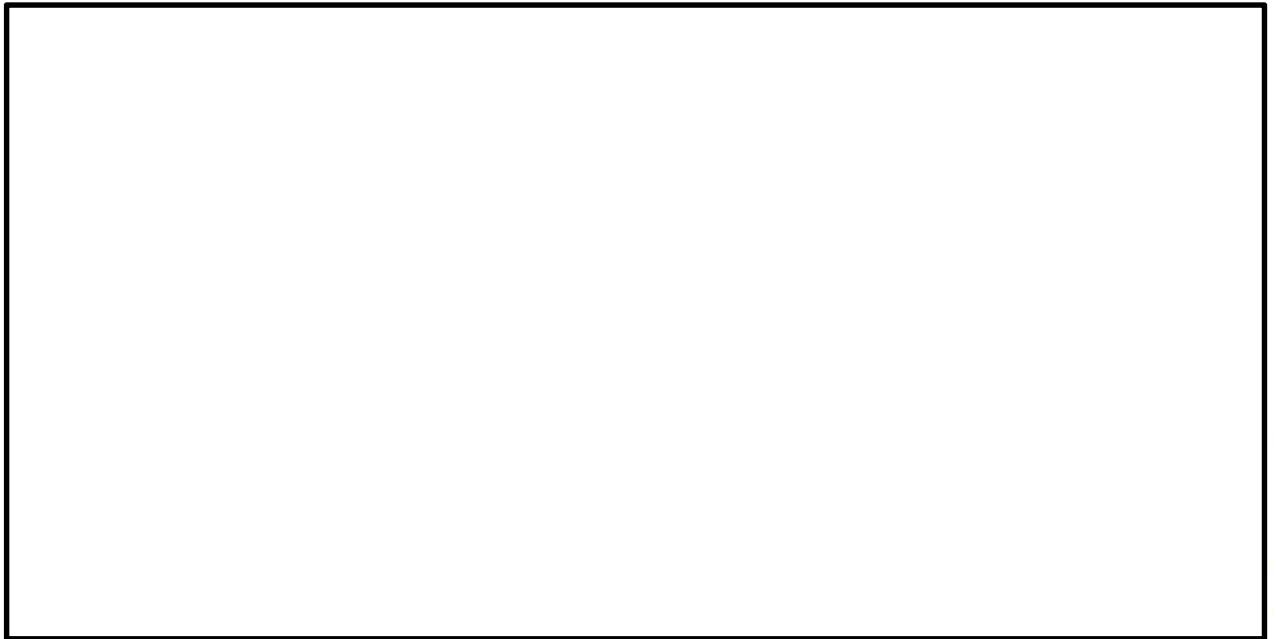


図 5.1-5 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



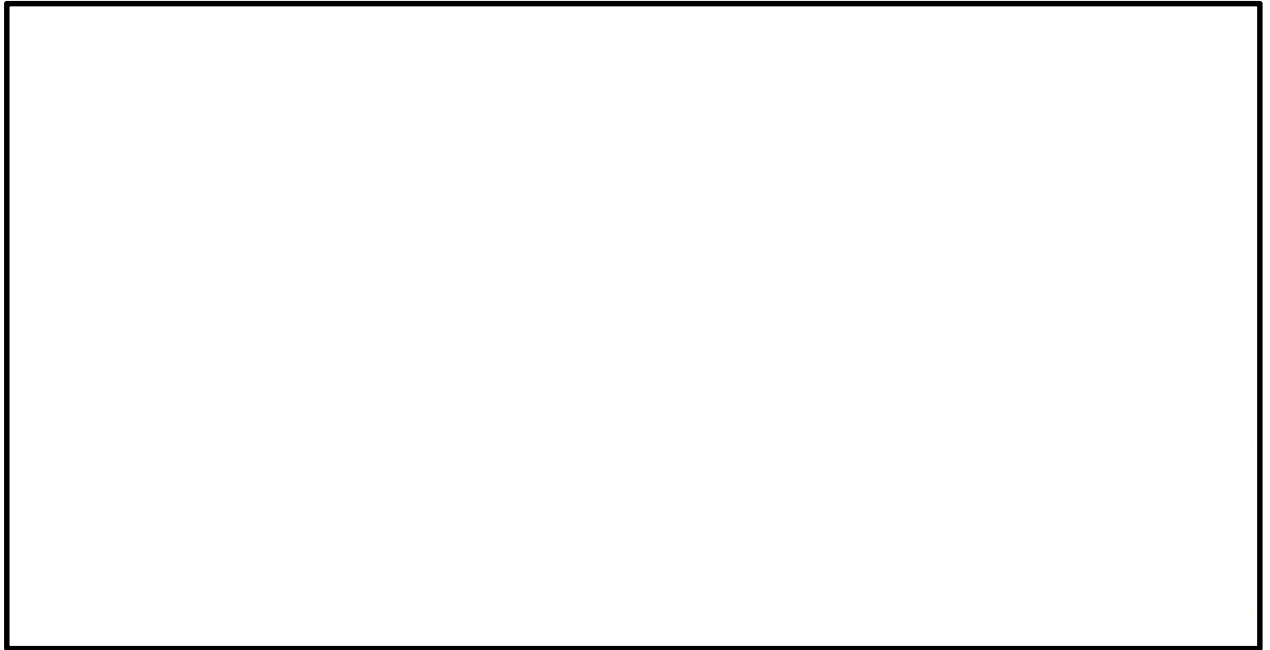


図 5.1-5(17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)





図 5.1-6(1) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(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)



図 5.1-6(2) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(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)



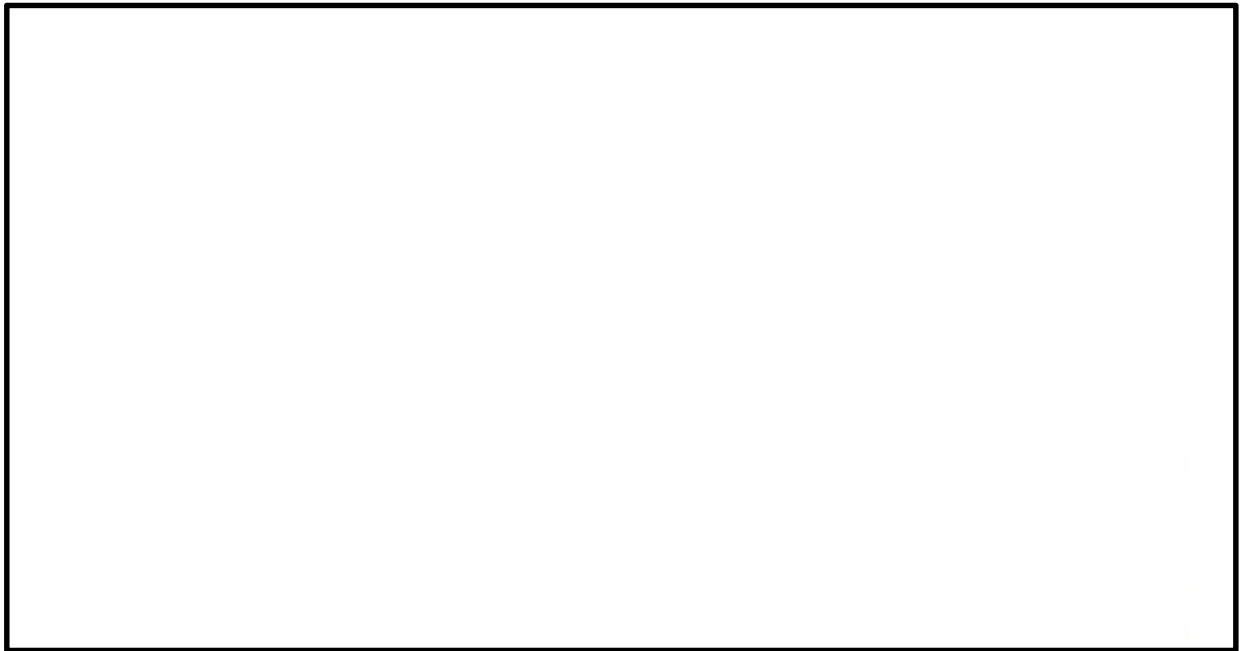


図 5.1-6(3) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6(4) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(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)



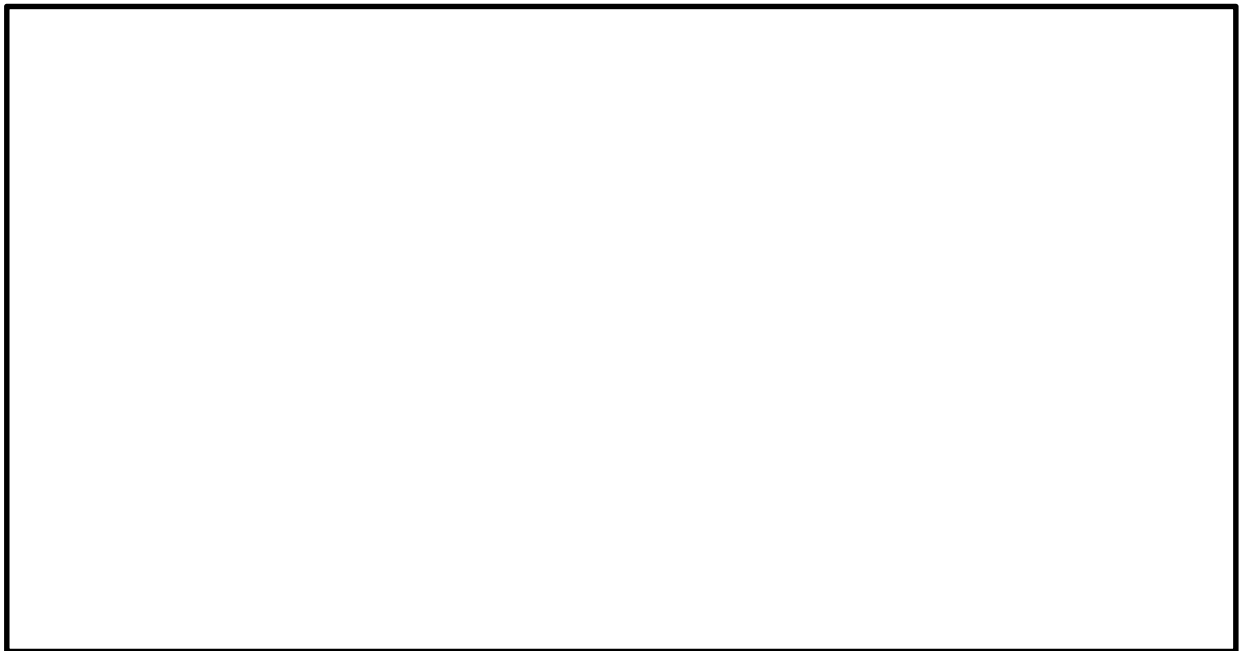


図 5.1-6(5) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-11$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6(6) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$  [H+, V+])  
(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)



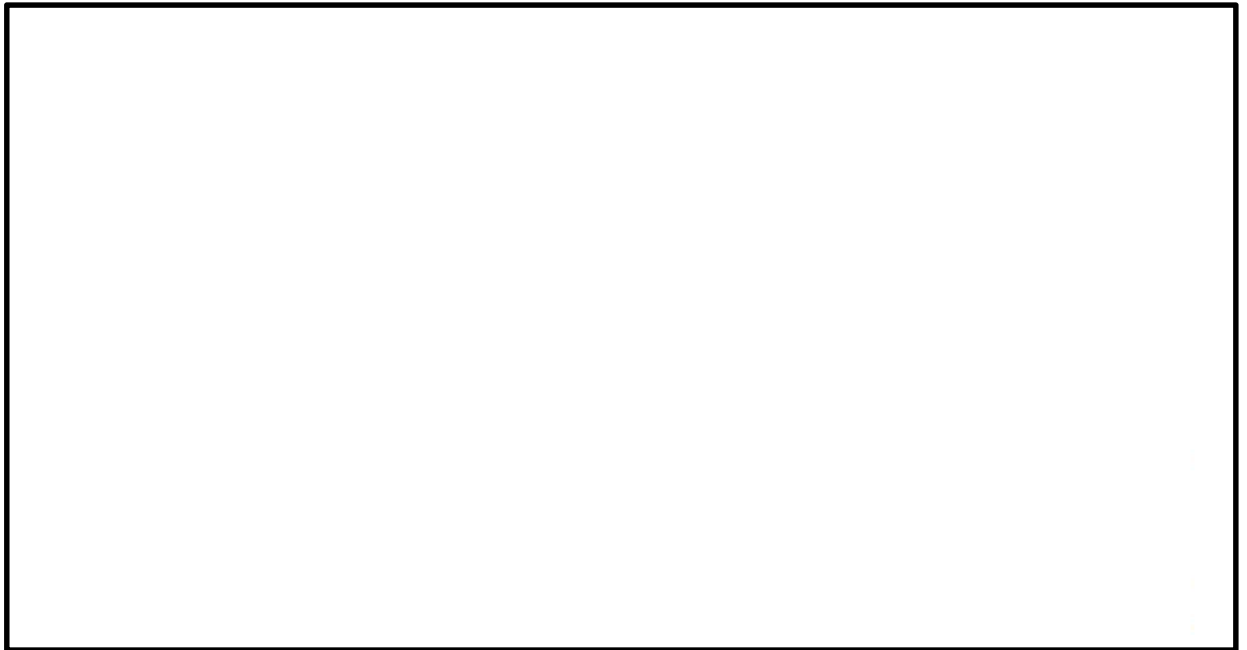


図 5.1-6(7) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

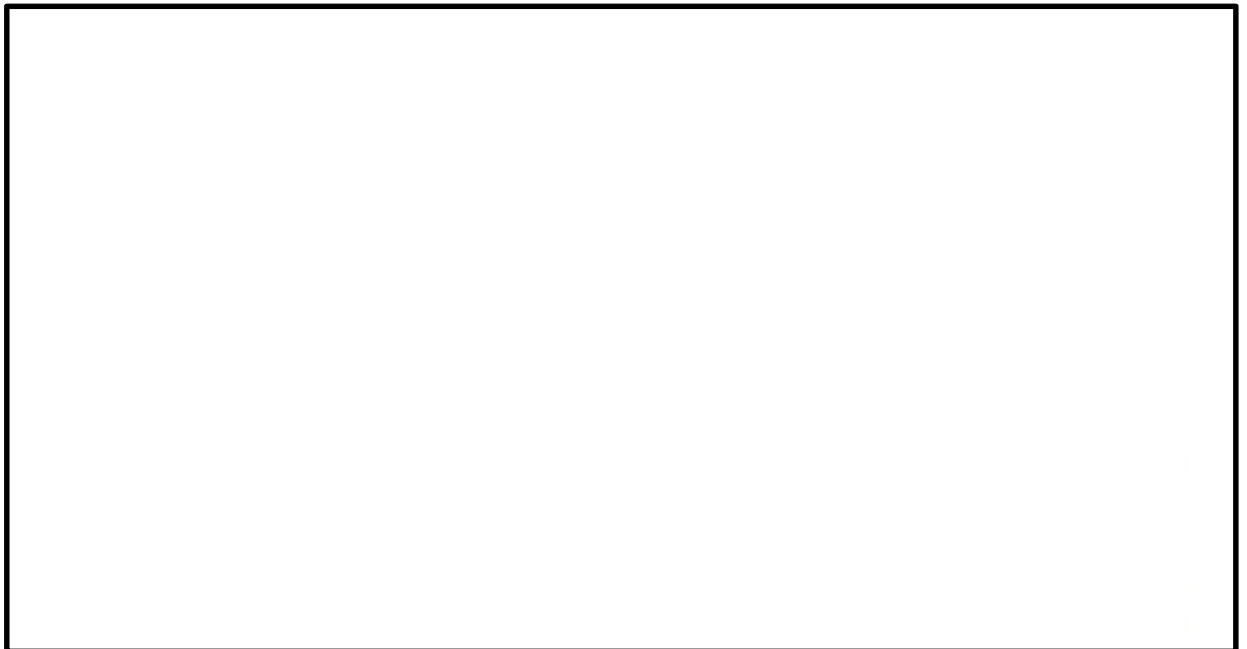


図 5.1-6(8) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



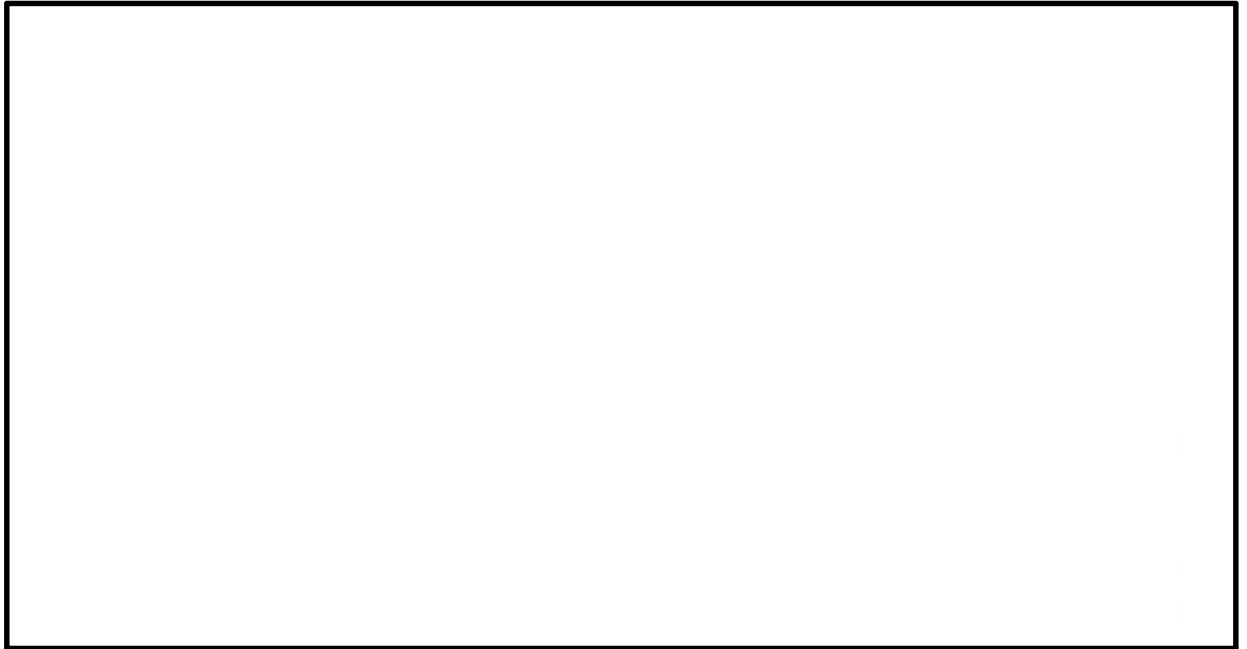


図 5.1-6(9) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6(10) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$  [H+, V+])  
(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)





図 5.1-6(11) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3 1$  [H+, V+])  
(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)



図 5.1-6(12) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3 1$  [H-, V+])  
(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)



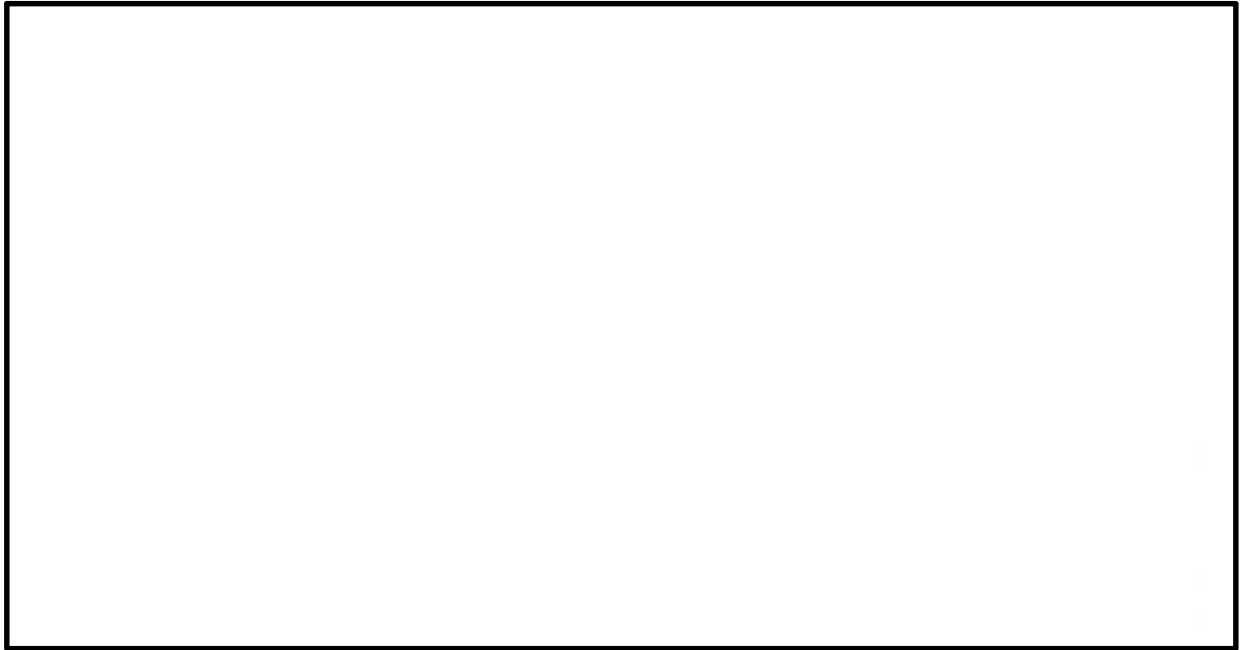


図 5.1-6(13) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

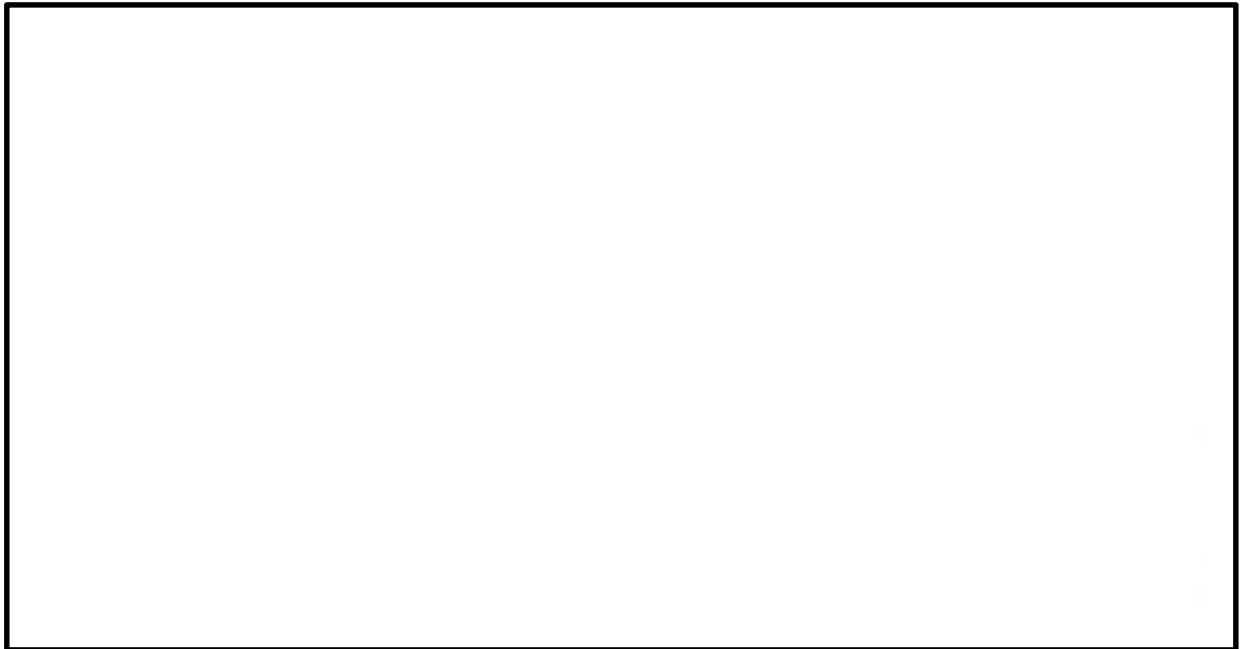


図 5.1-6(14) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



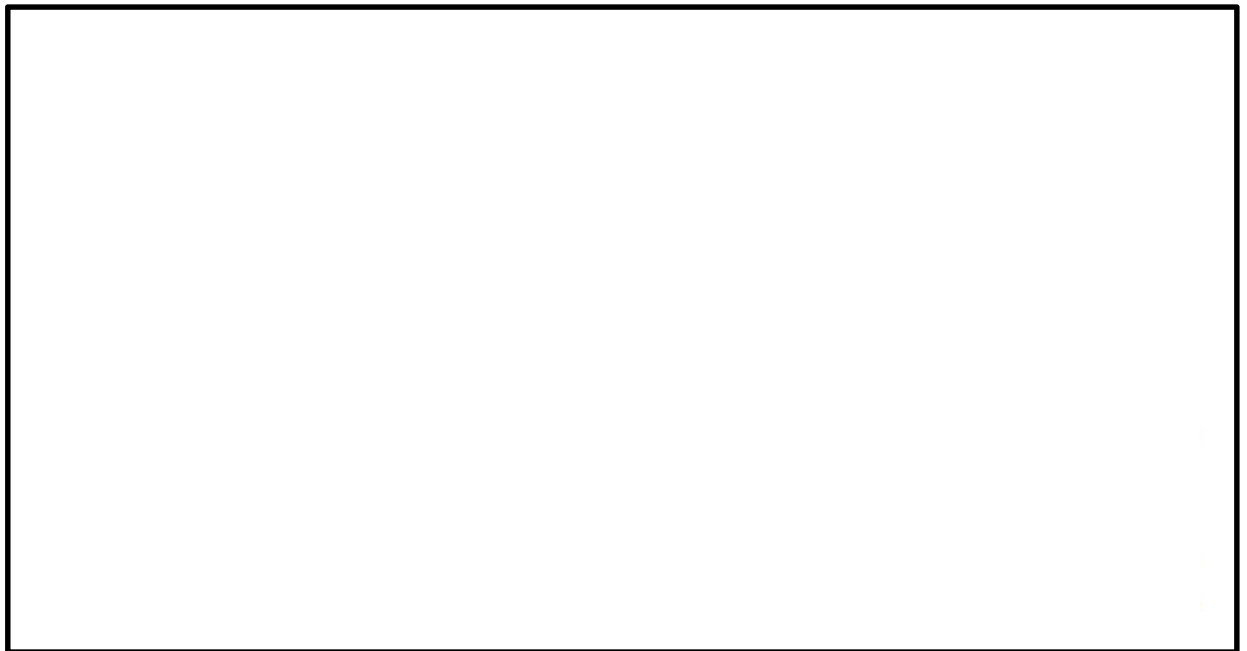


図 5.1-6(15) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-6(16) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース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)





図 5.1-6(17) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



#### (4) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を図 5.1-7 及び図 5.1-8 に示す。



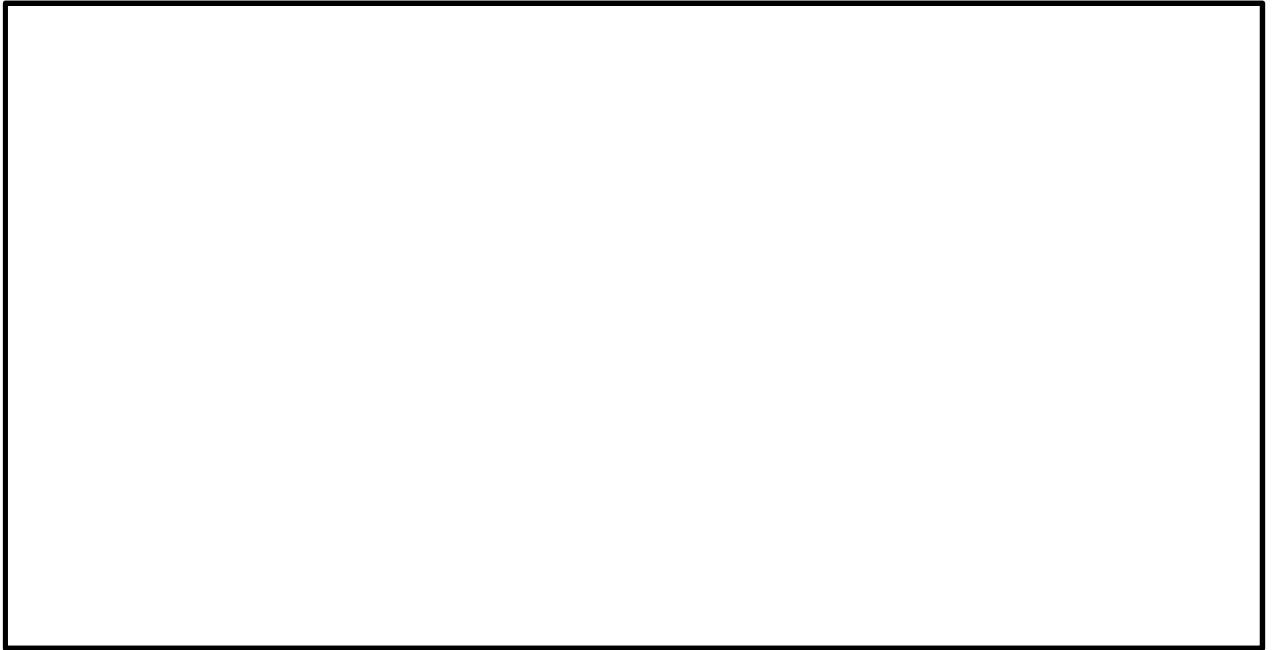


図 5.1-7(1) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7(2) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )  
(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)



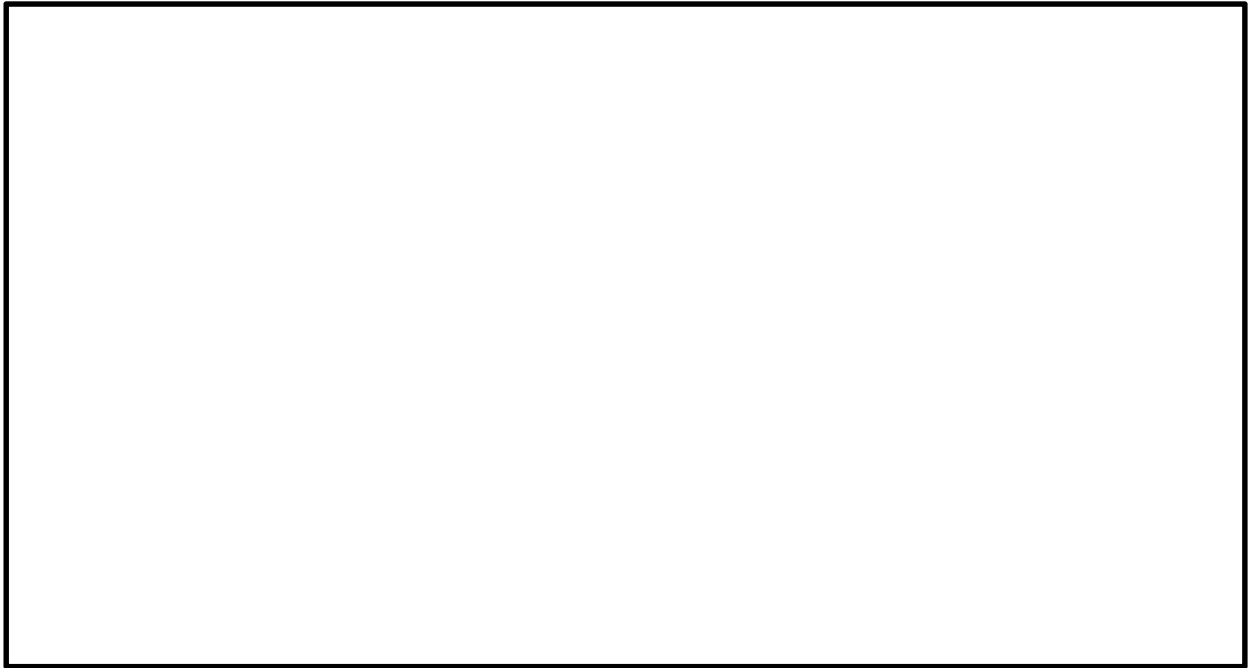


図 5.1-7(3) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

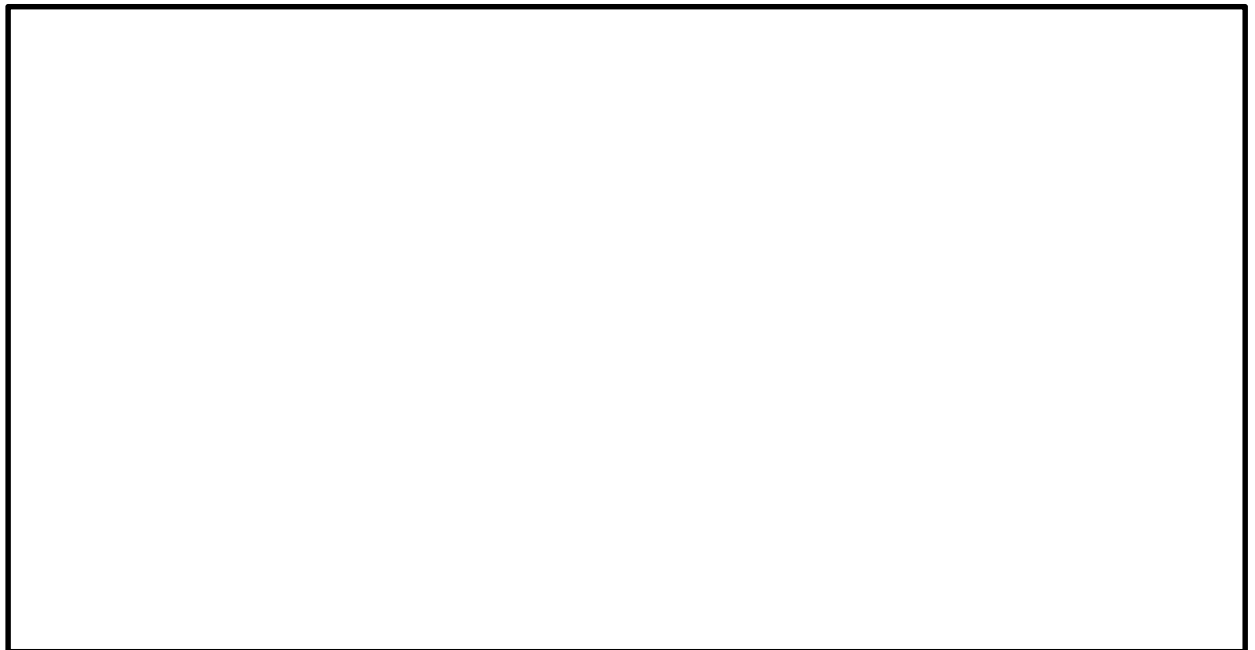


図 5.1-7(4) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



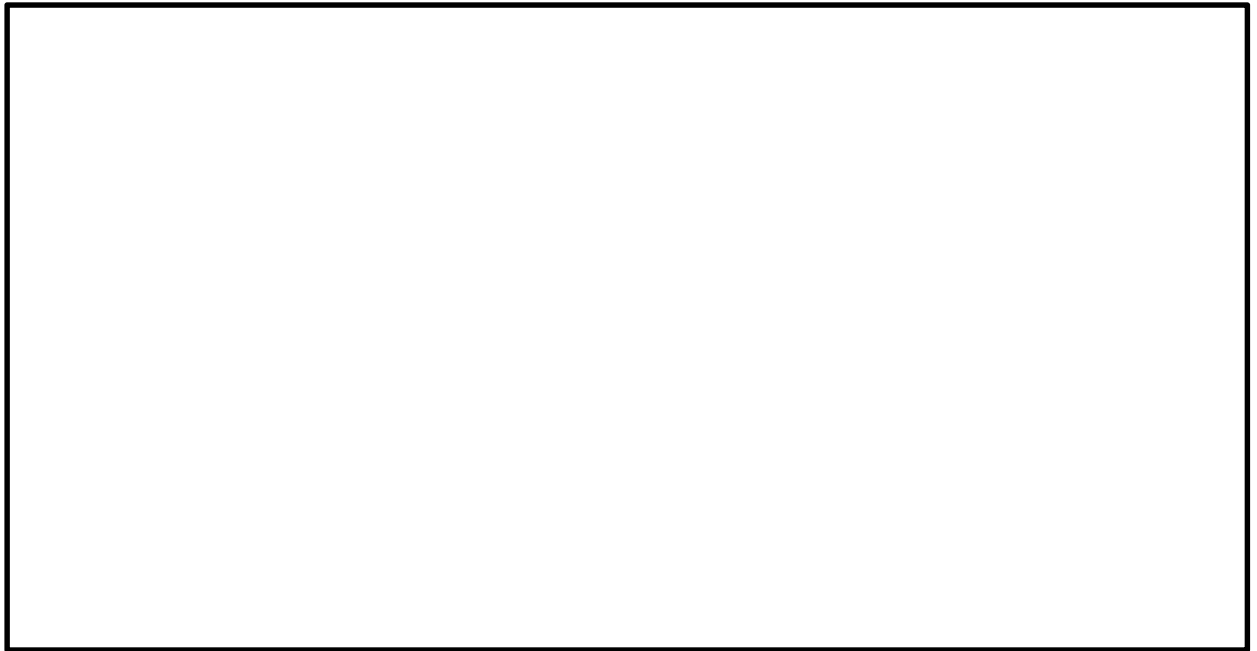


図 5.1-7(5) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7(6) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.2$  [H+, V+])  
(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)



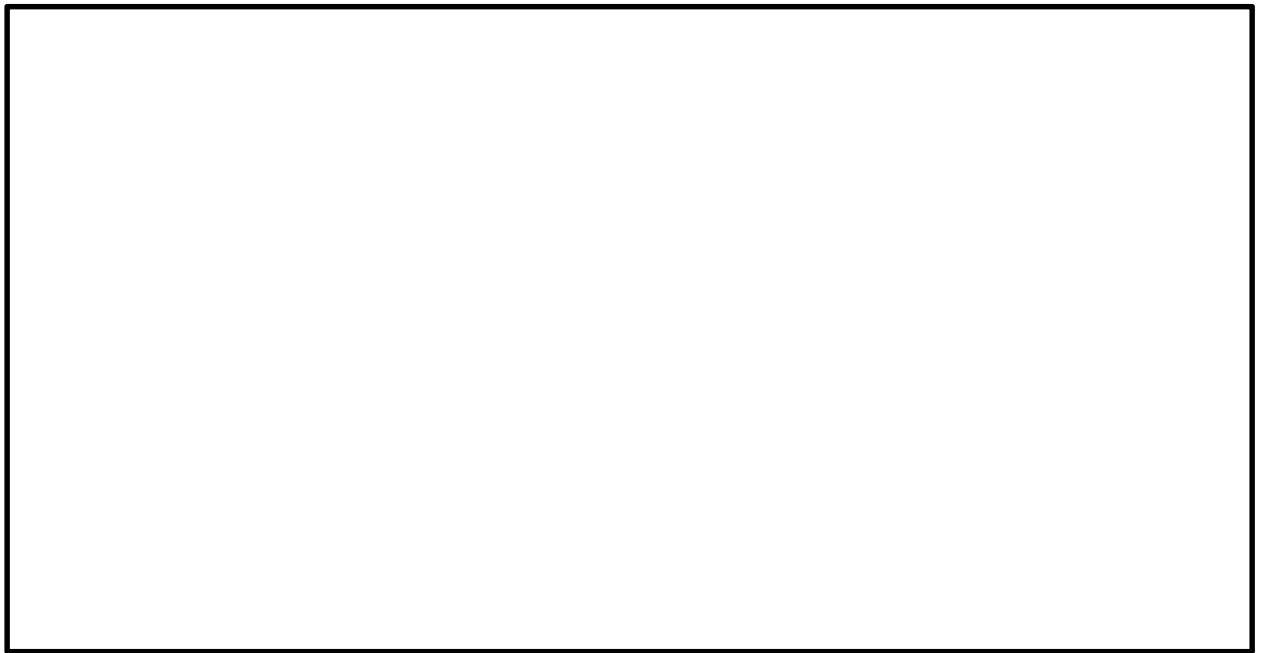


図 5.1-7(7) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.3$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

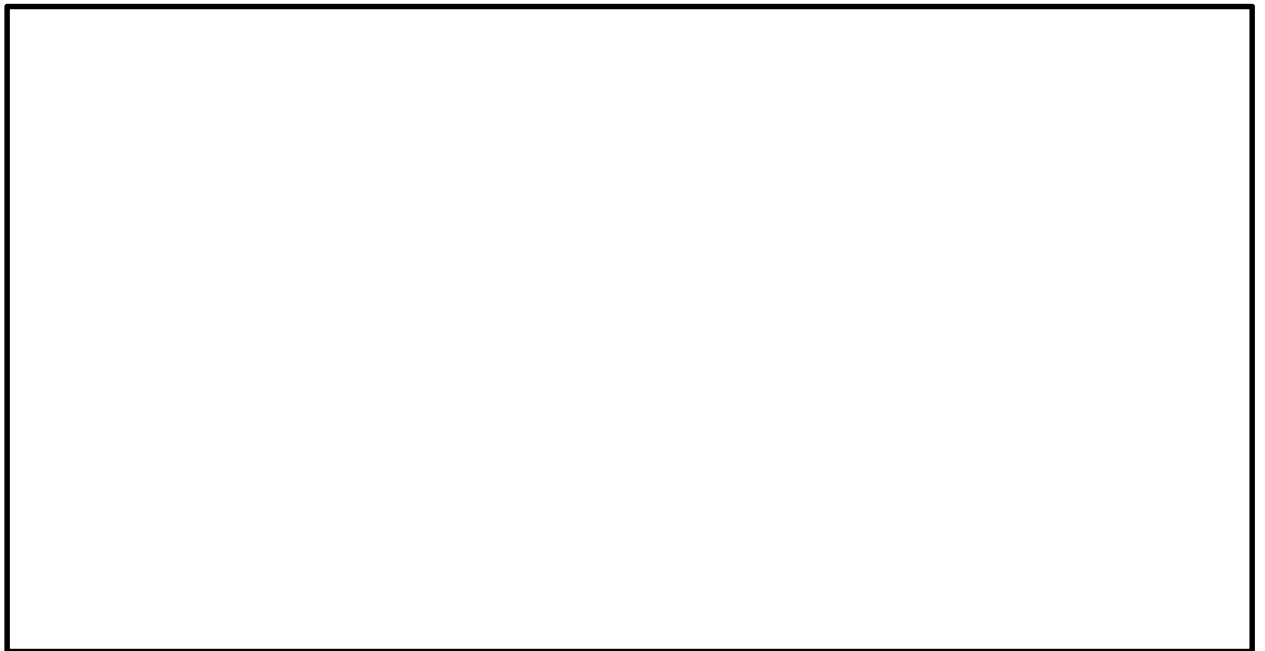


図 5.1-7(8) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-7(9) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 1$  [H+, V+])  
(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)

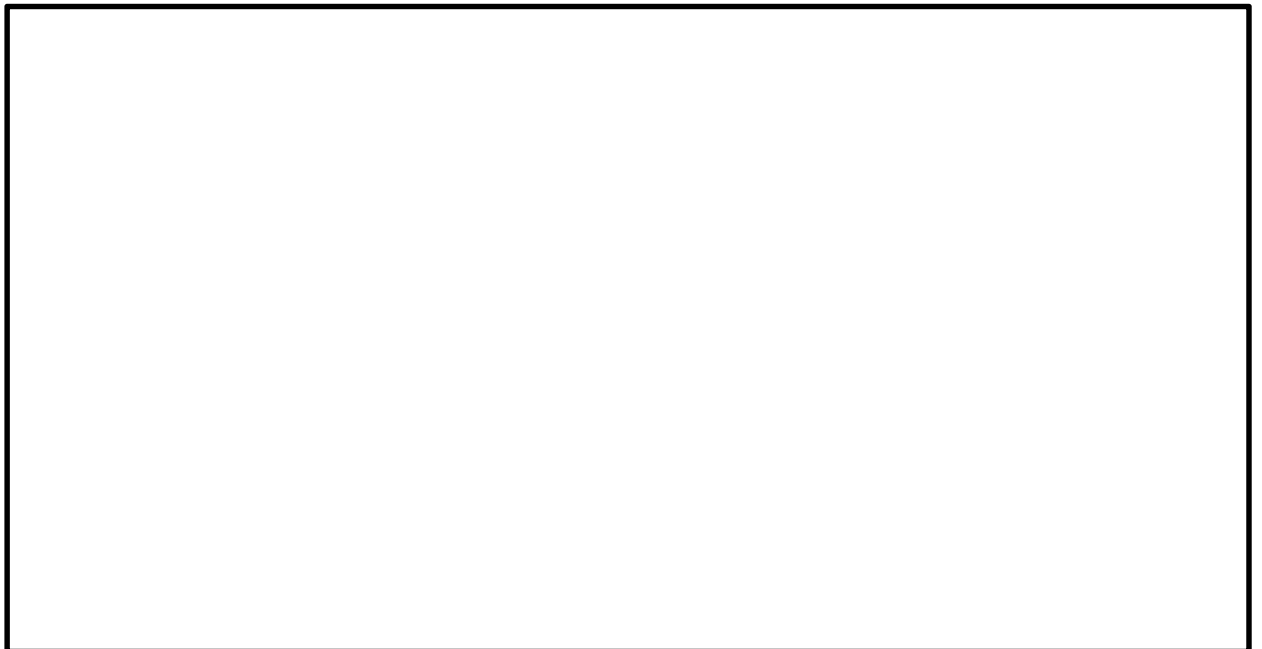


図 5.1-7(10) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 2$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



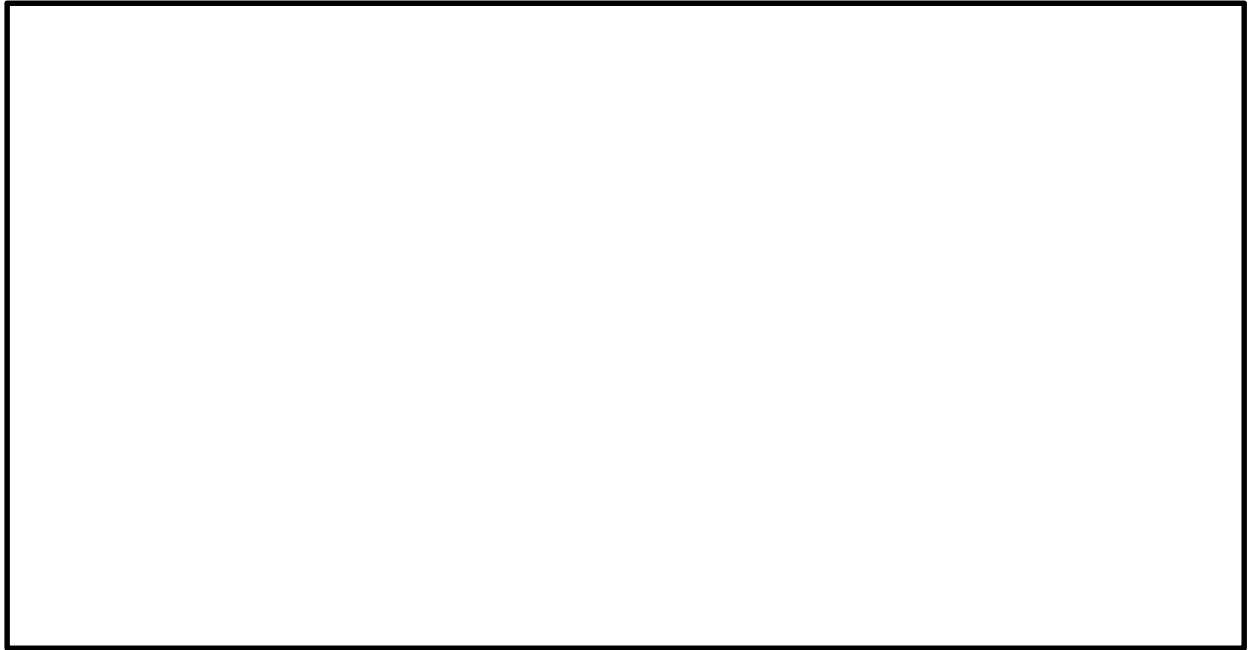


図 5.1-7(11) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

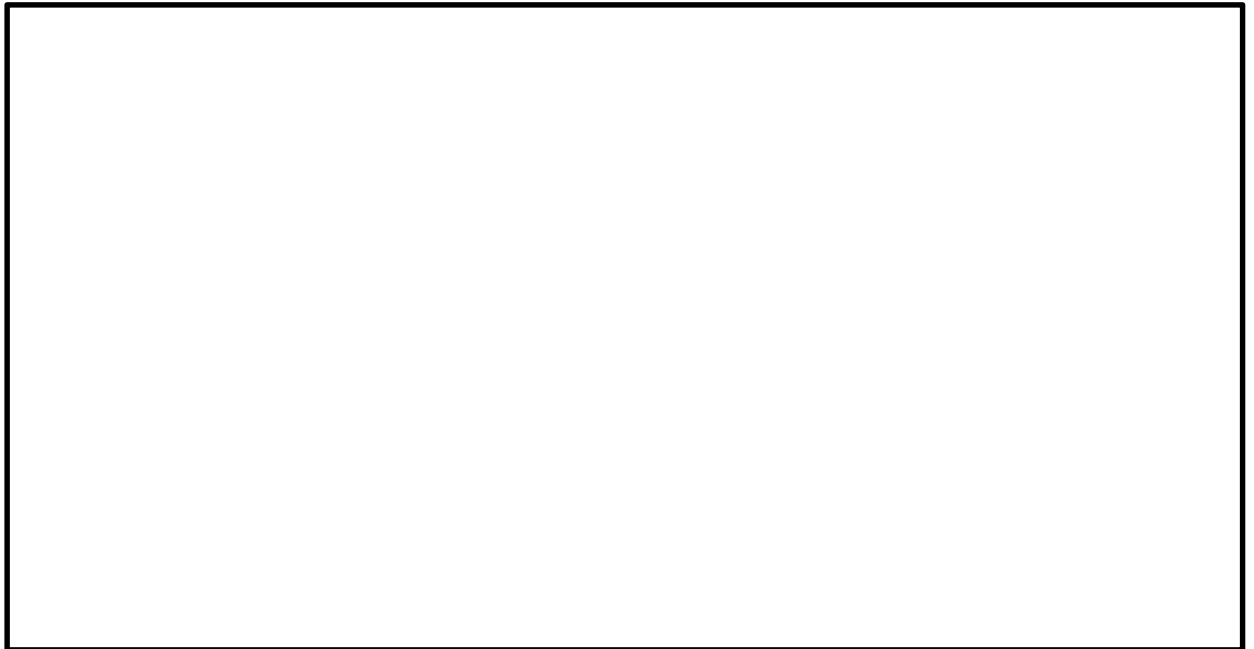


図 5.1-7(12) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



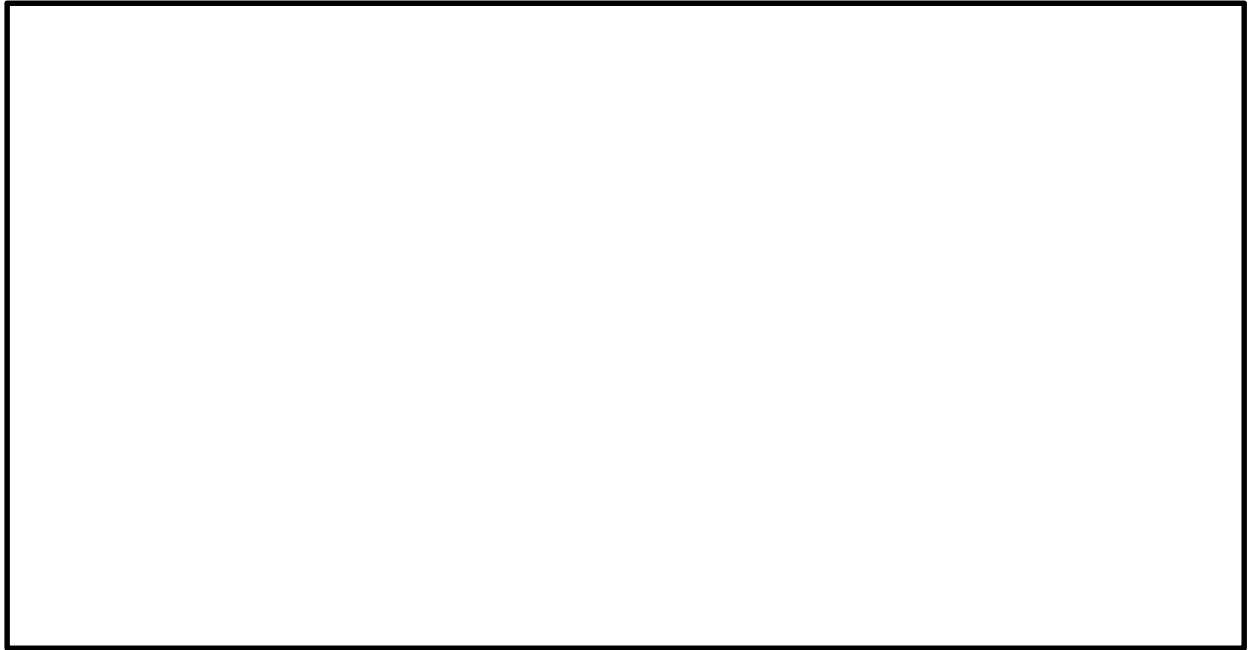


図 5.1-7(13) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-7(14) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)





図 5.1-7(15) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース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)

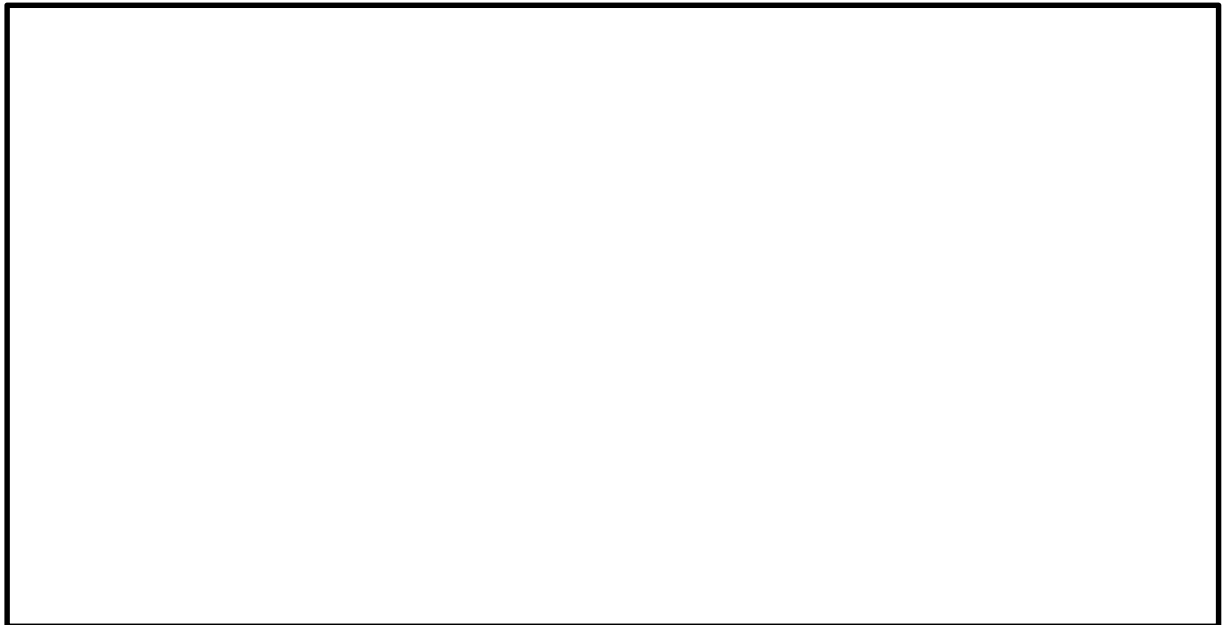


図 5.1-7(16) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



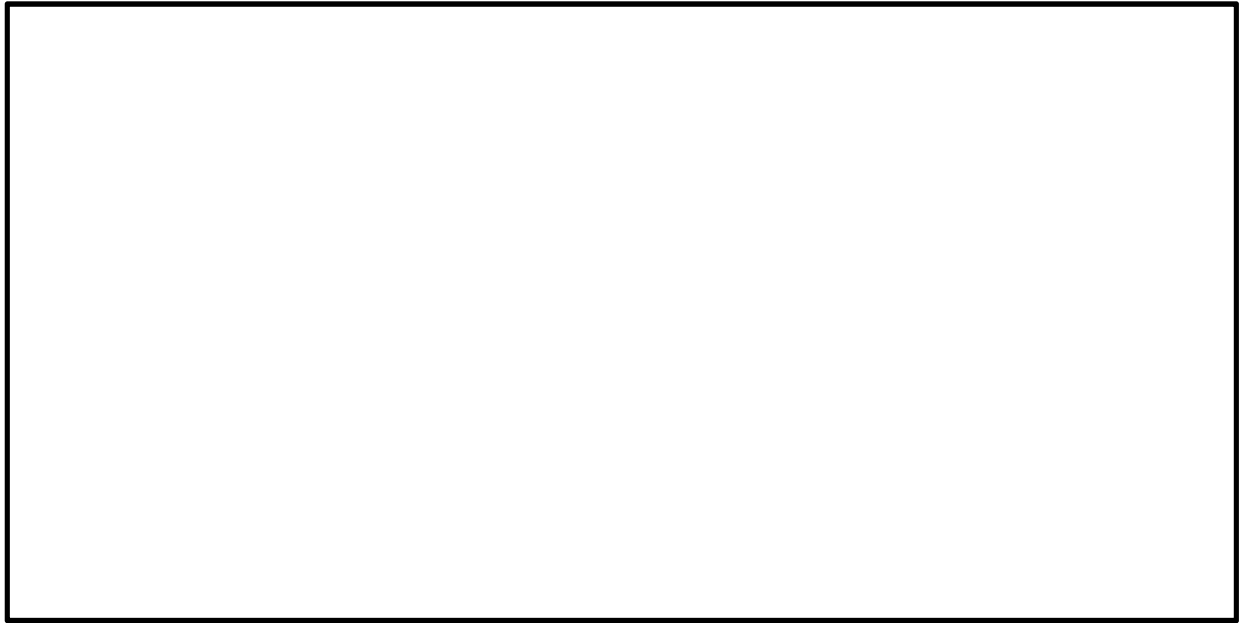


図 5.1-7(17) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



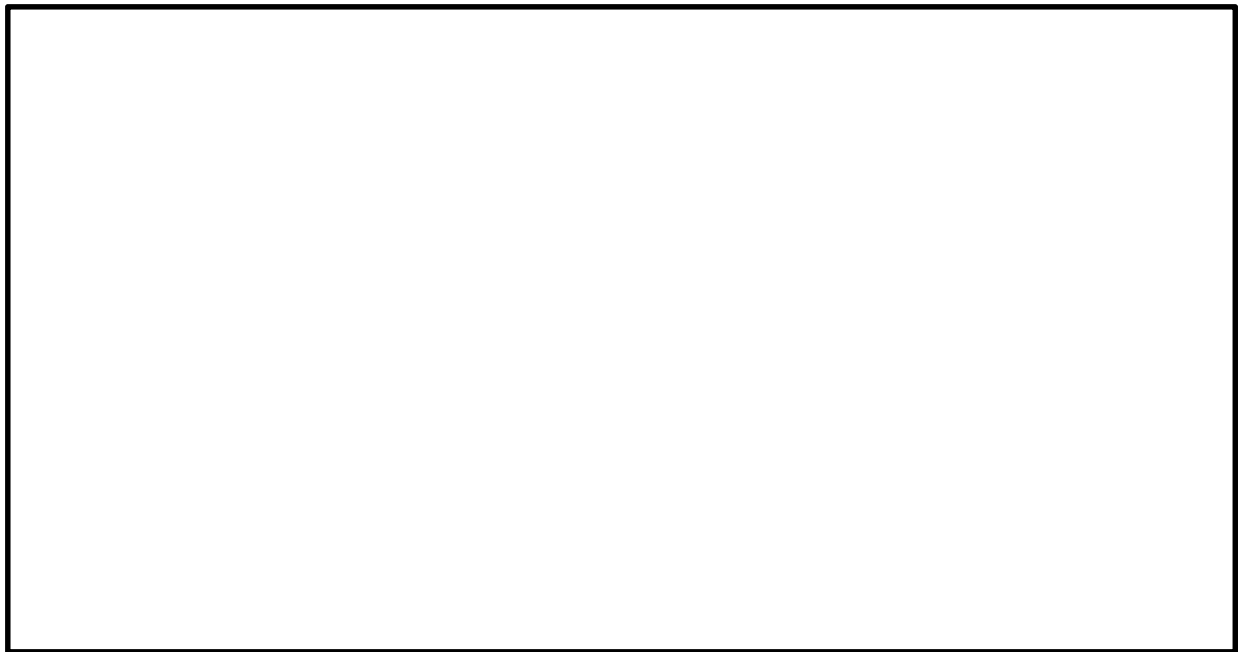


図 5.1-8(1) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8(2) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H+, V-])  
(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)



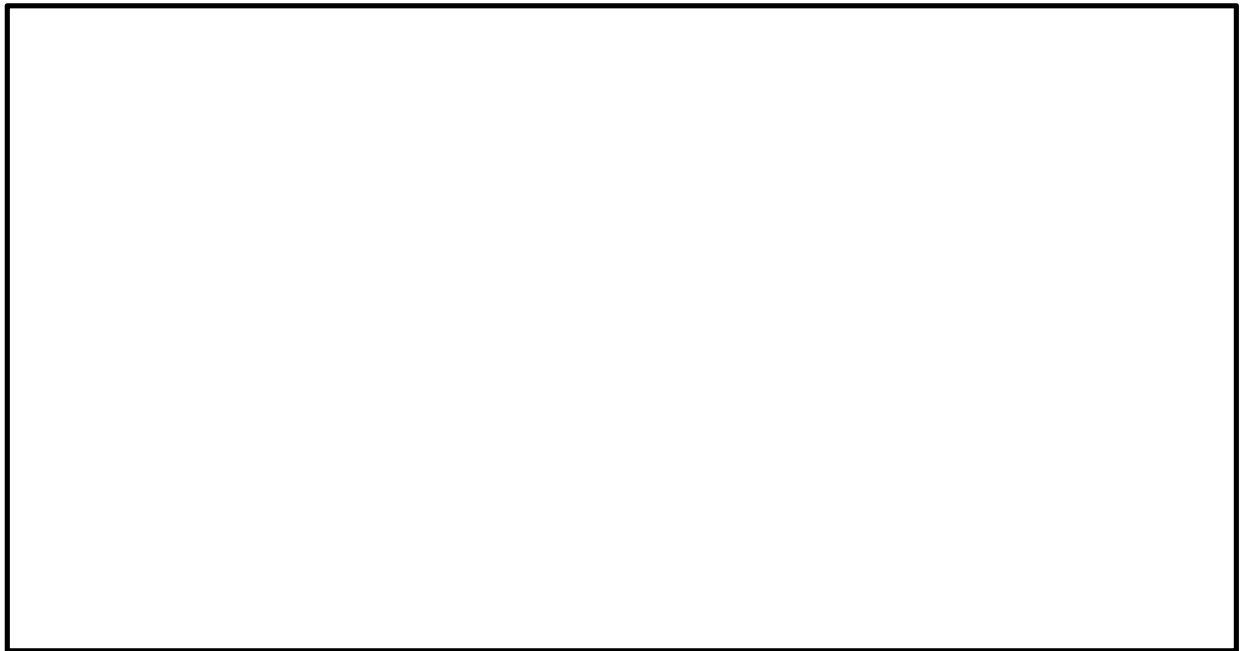


図 5.1-8(3) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

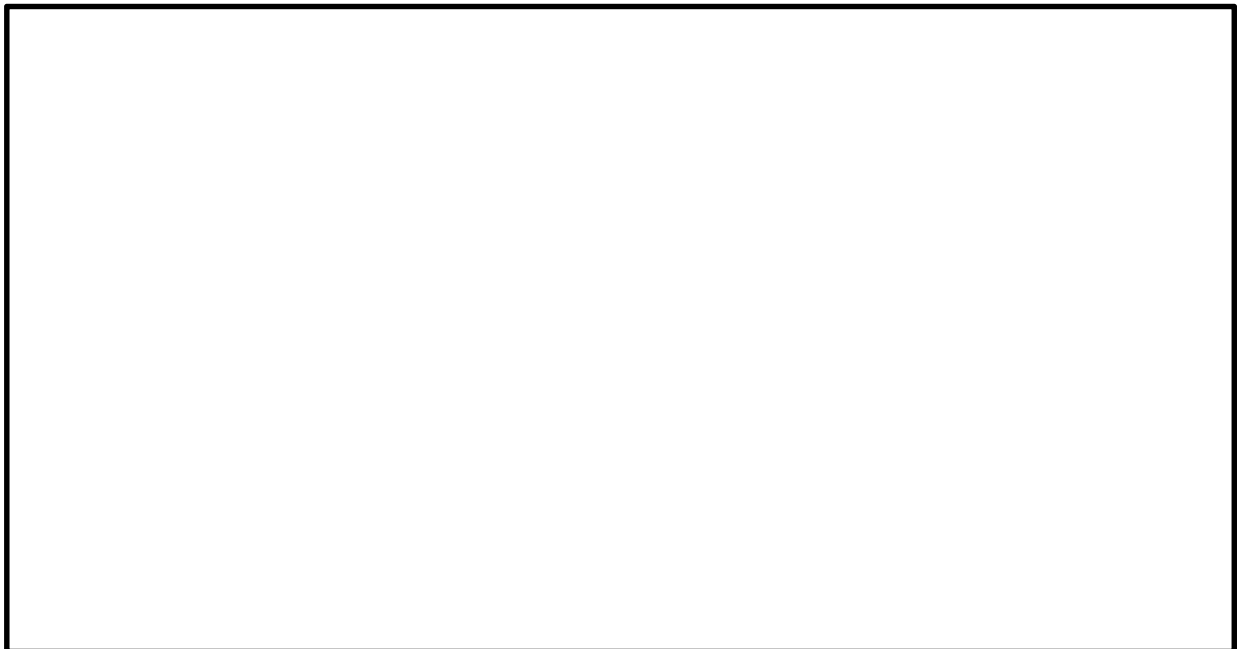


図 5.1-8(4) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



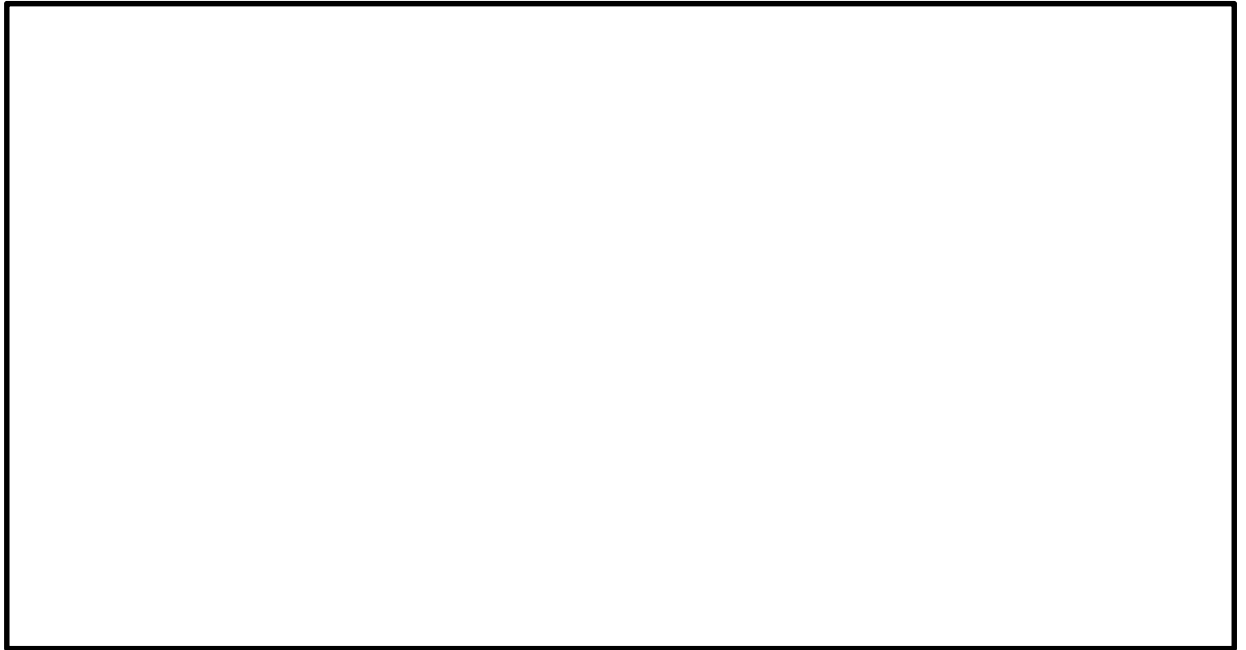


図 5.1-8(5) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

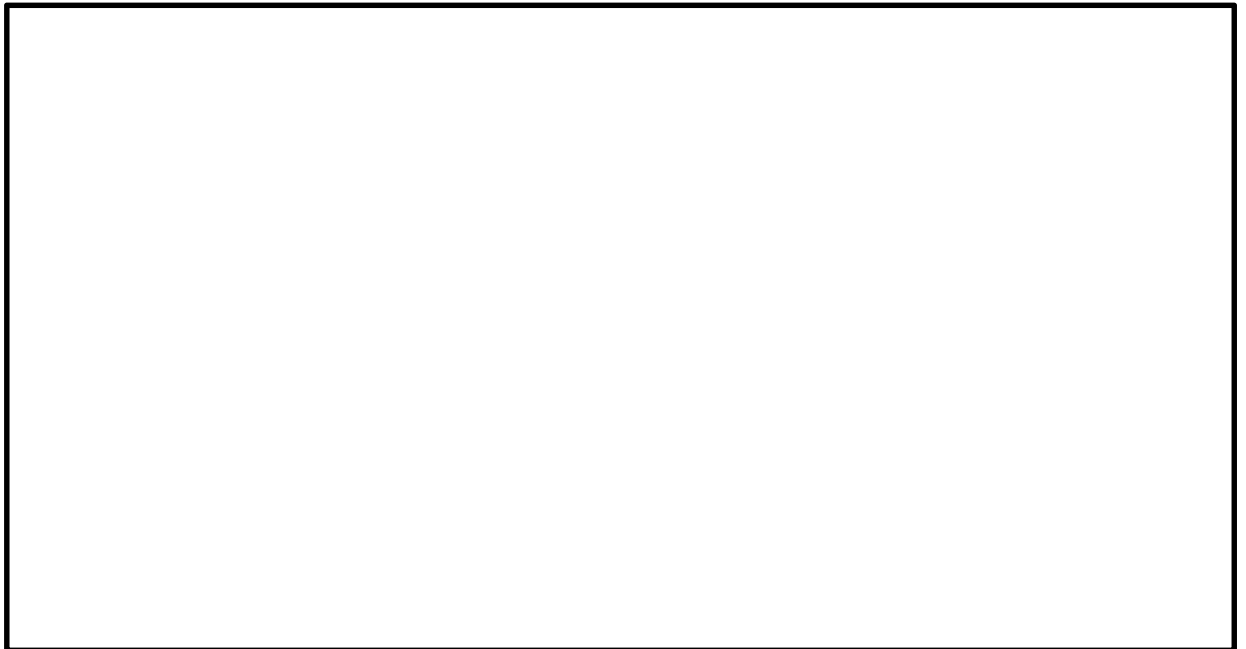


図 5.1-8(6) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.2$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



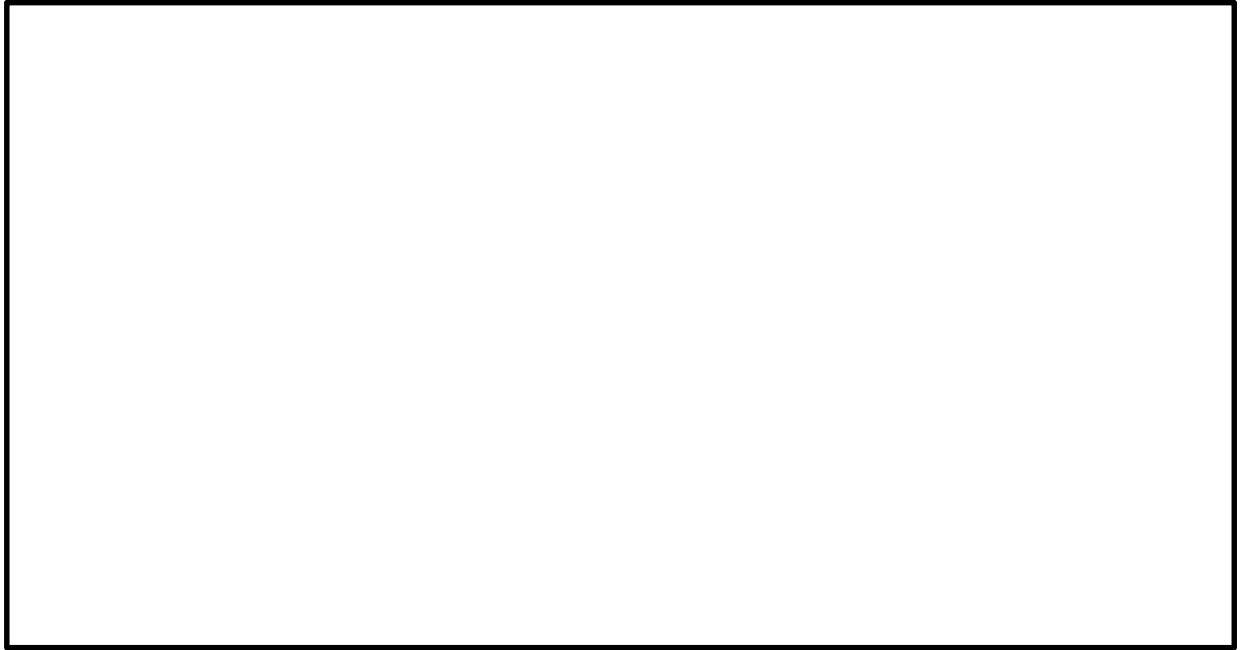


図 5.1-8(7) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.3$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

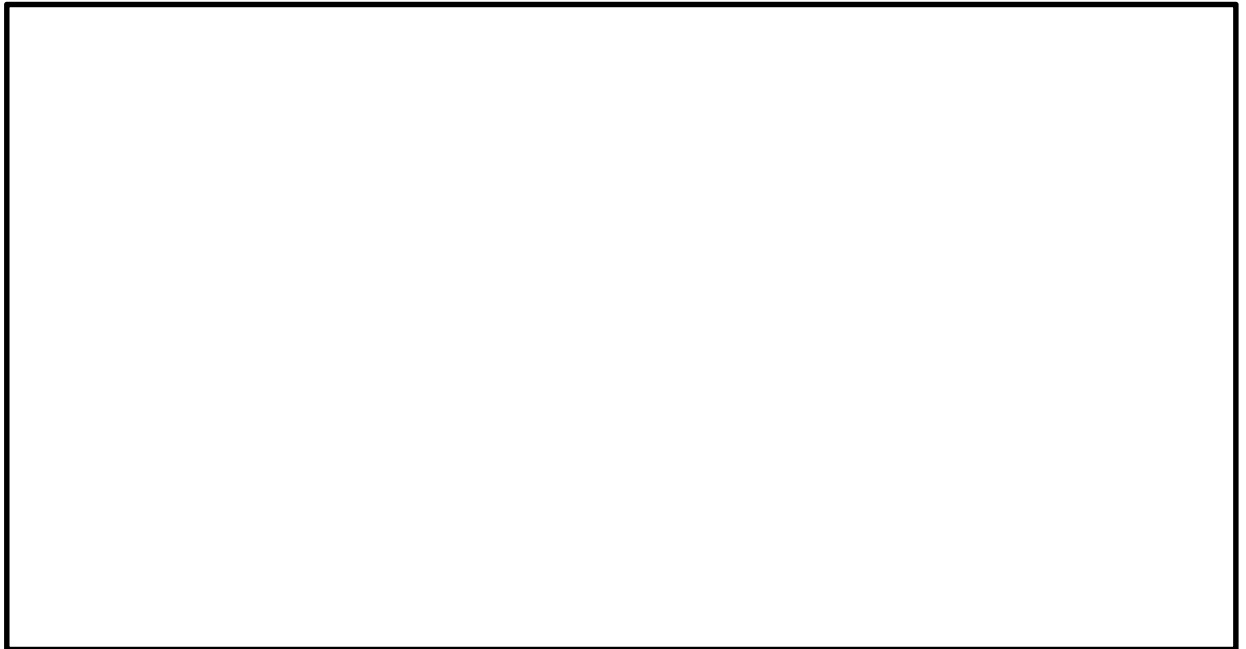


図 5.1-8(8) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-8(9) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2.1$  [H+, V+])  
(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)



図 5.1-8(10) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2.2$  [H+, V+])  
(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)



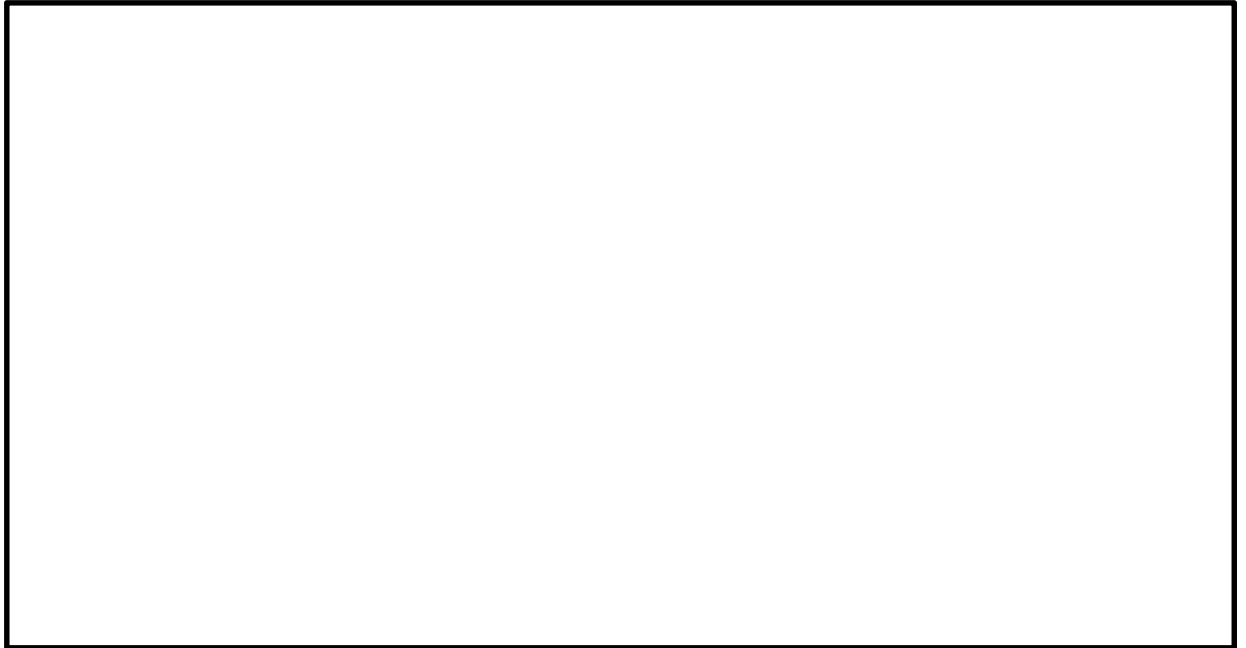


図 5.1-8(11) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

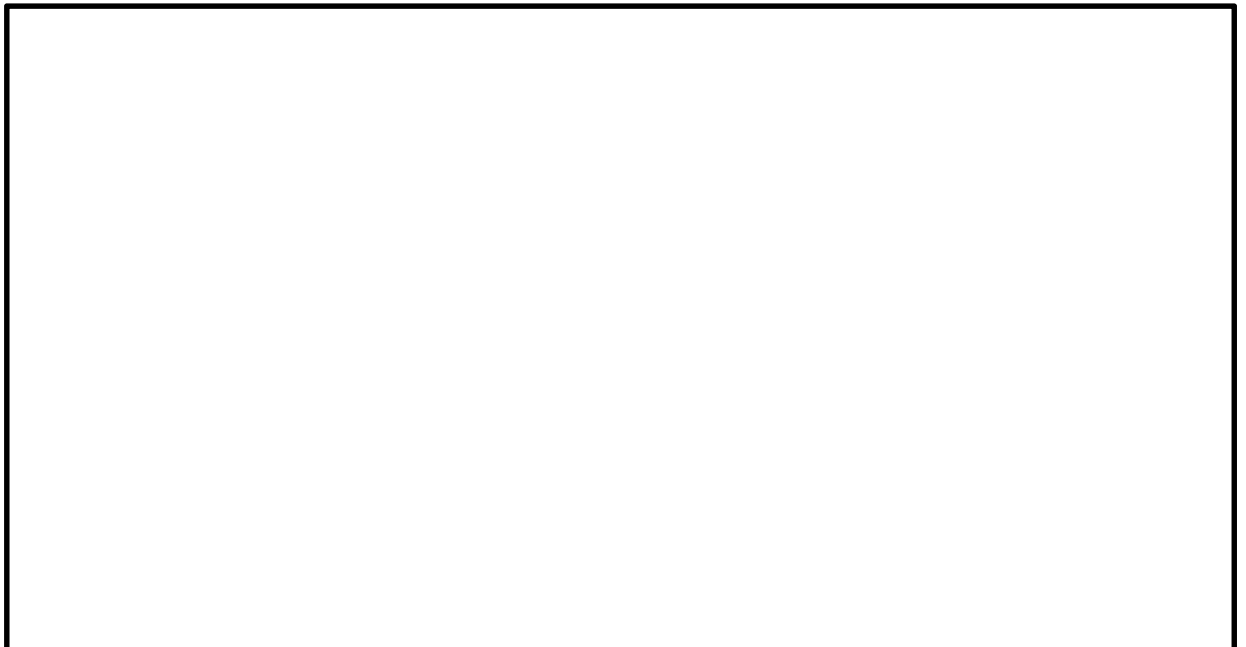


図 5.1-8(12) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



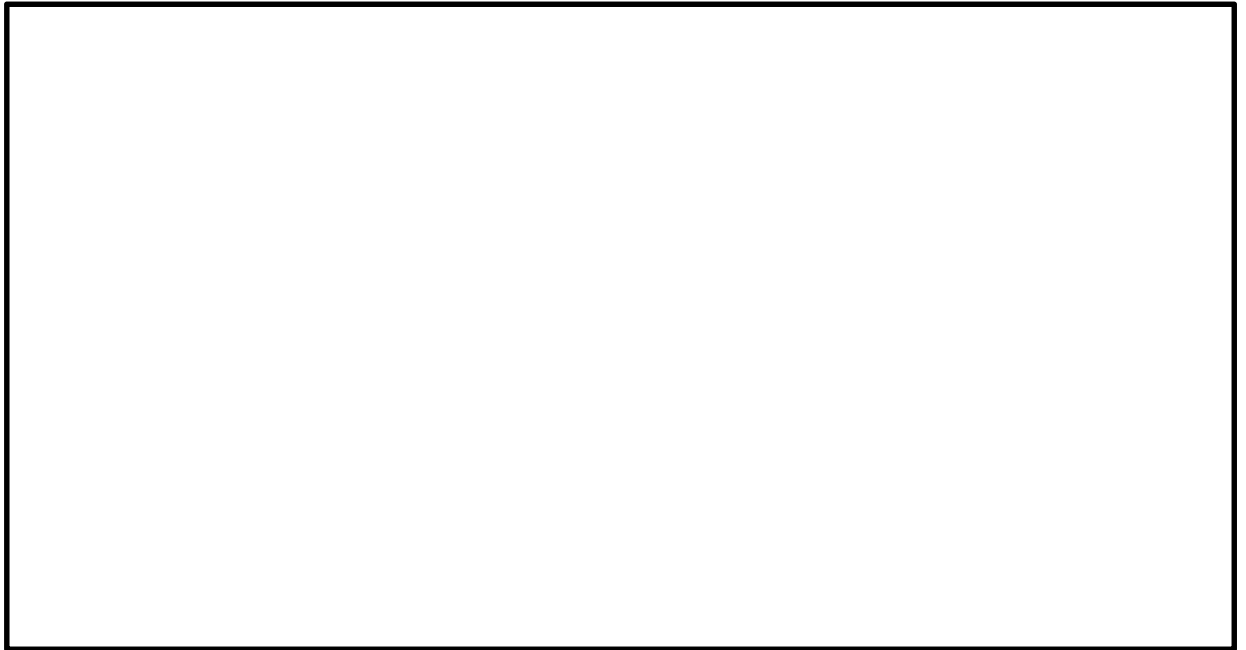


図 5.1-8(13) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

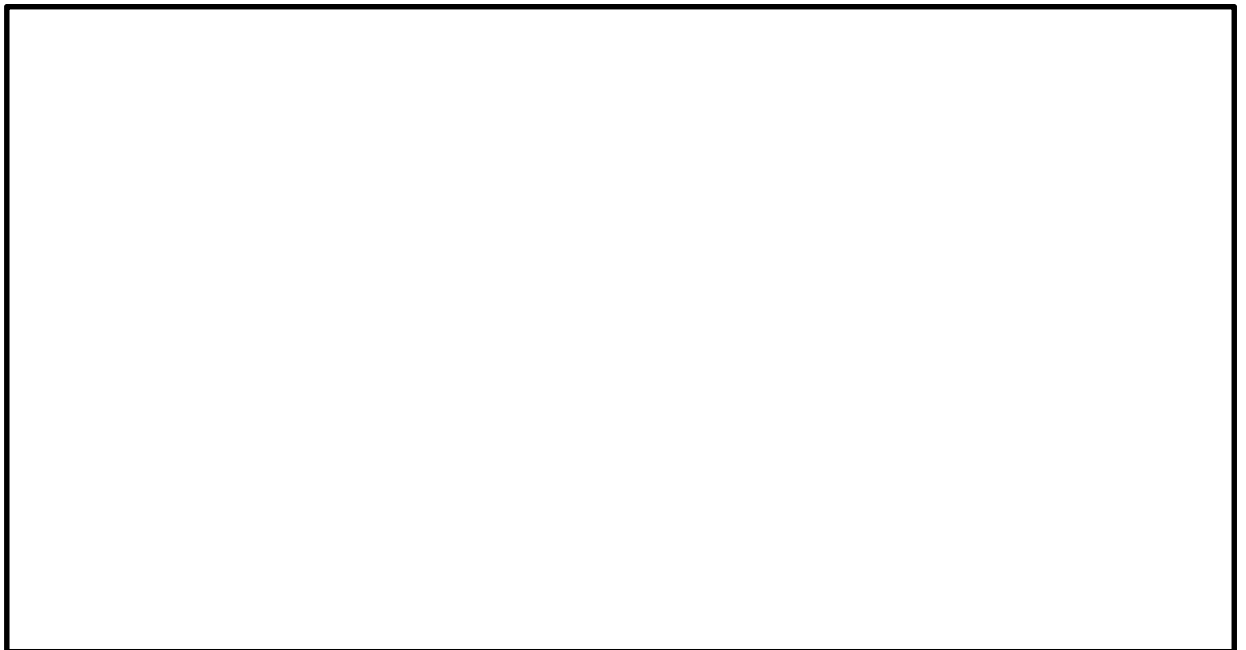


図 5.1-8(14) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



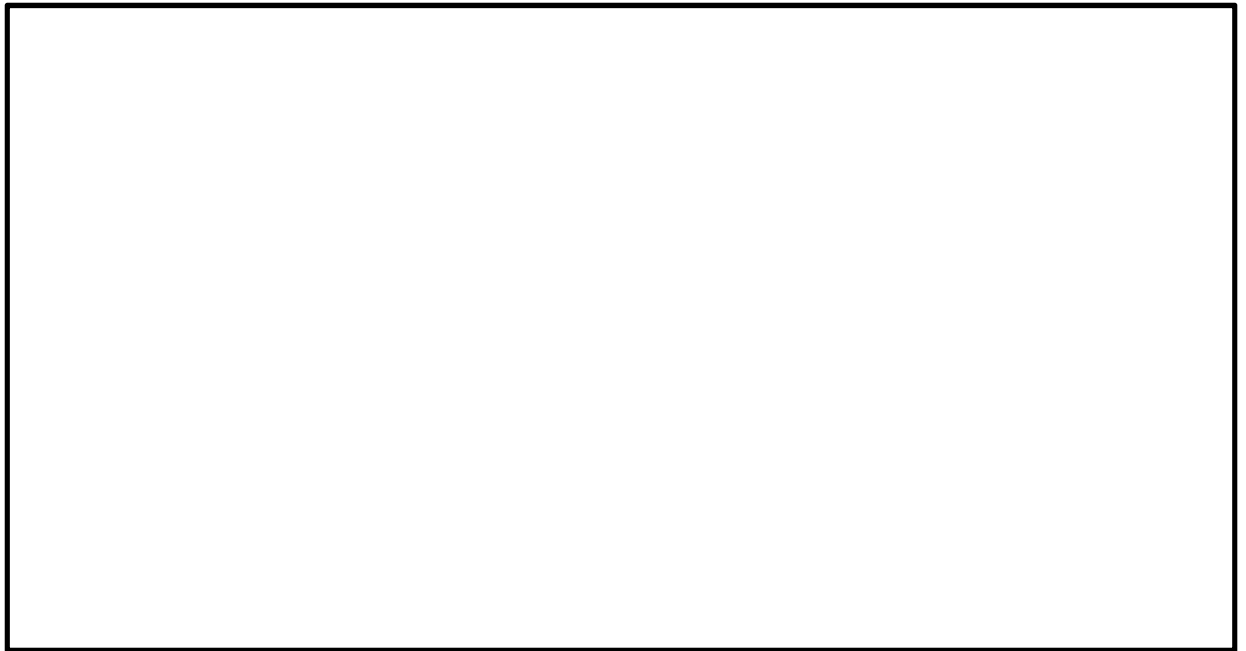


図 5.1-8(15) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-8(16) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース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)



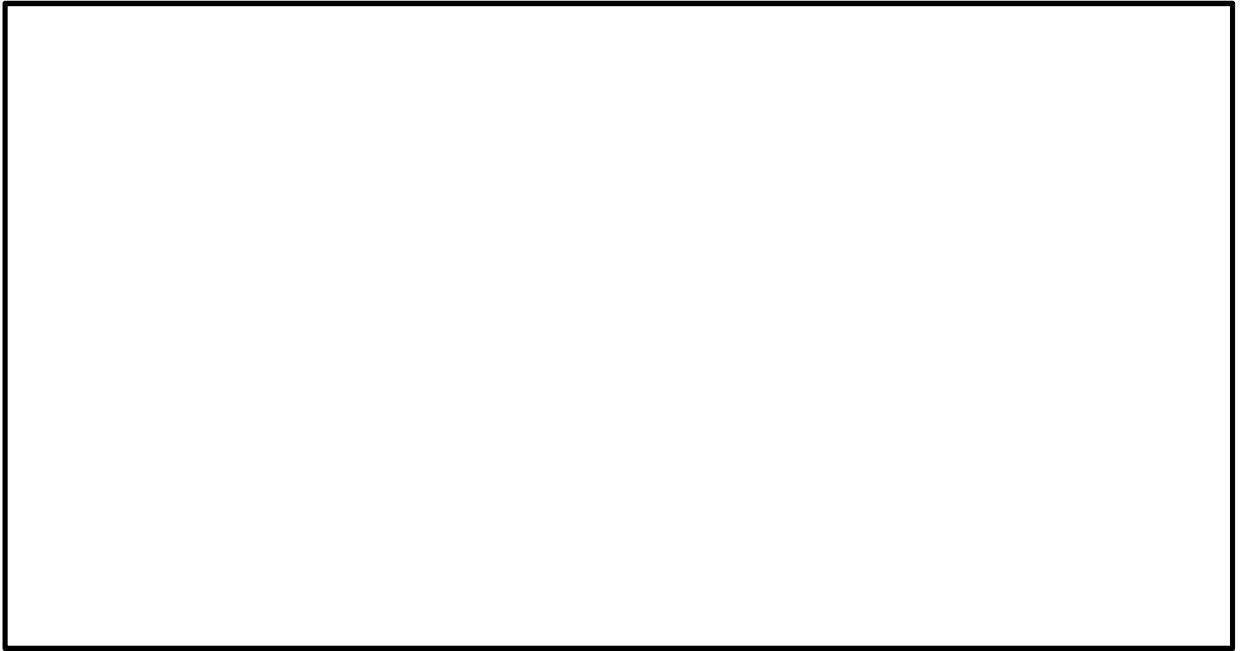


図 5.1-8(17) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(5) 最大水平加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、各基準地震動における最大加速度分布をを図 5.1-9 及び図 5.1-10 に示す。



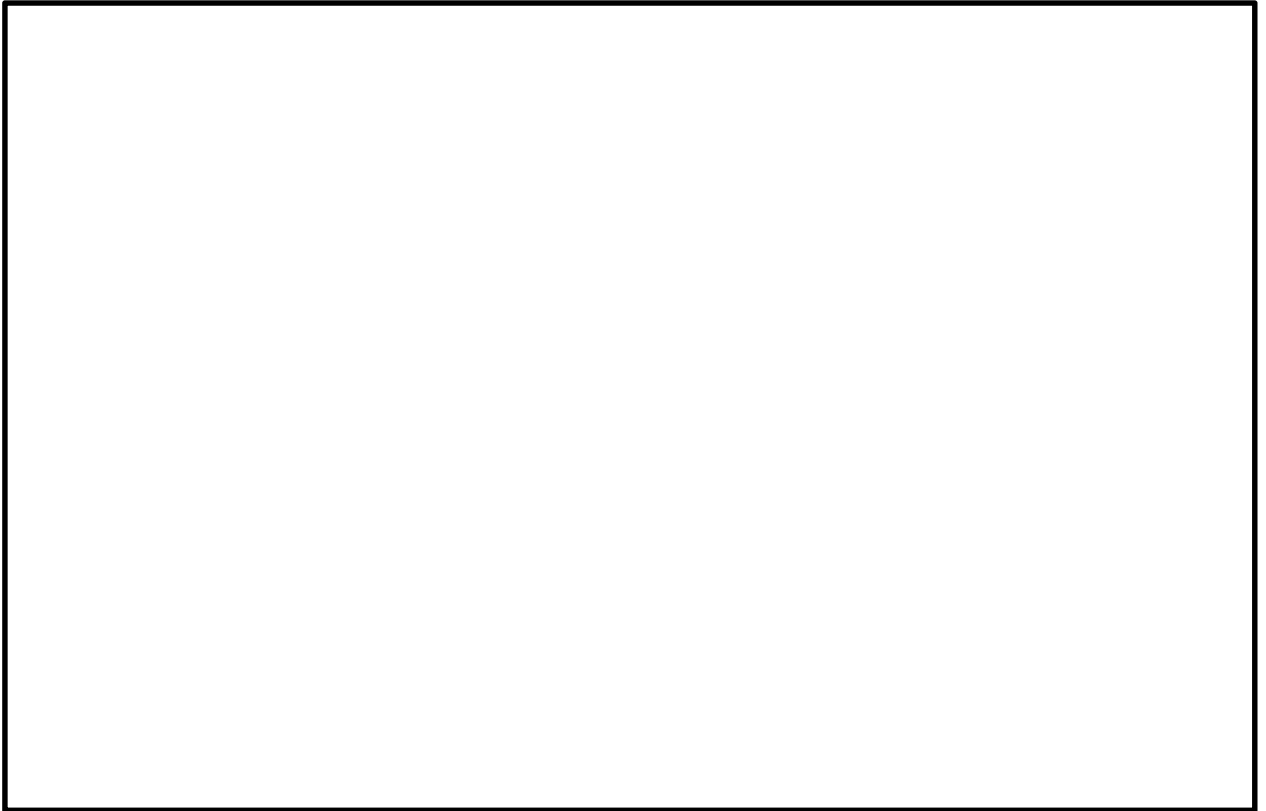


図 5.1-9(1) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

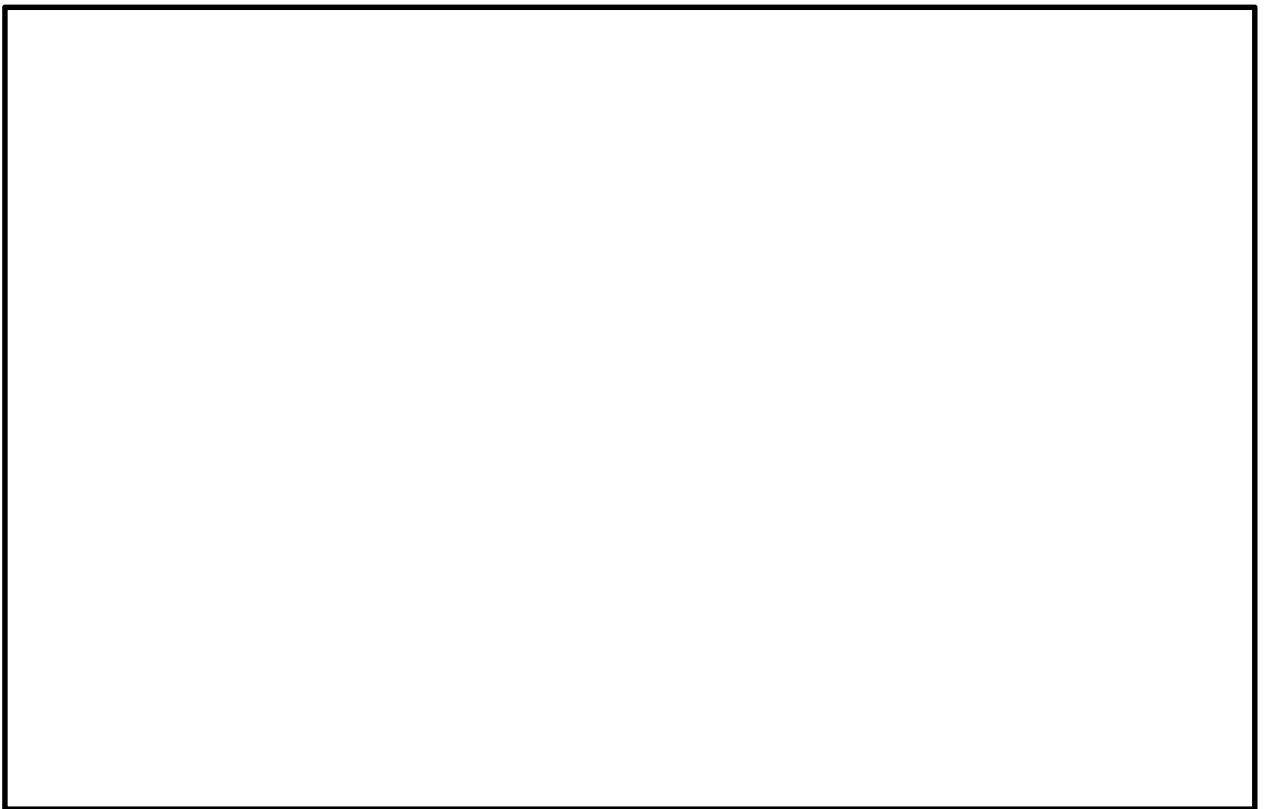


図 5.1-9(2) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



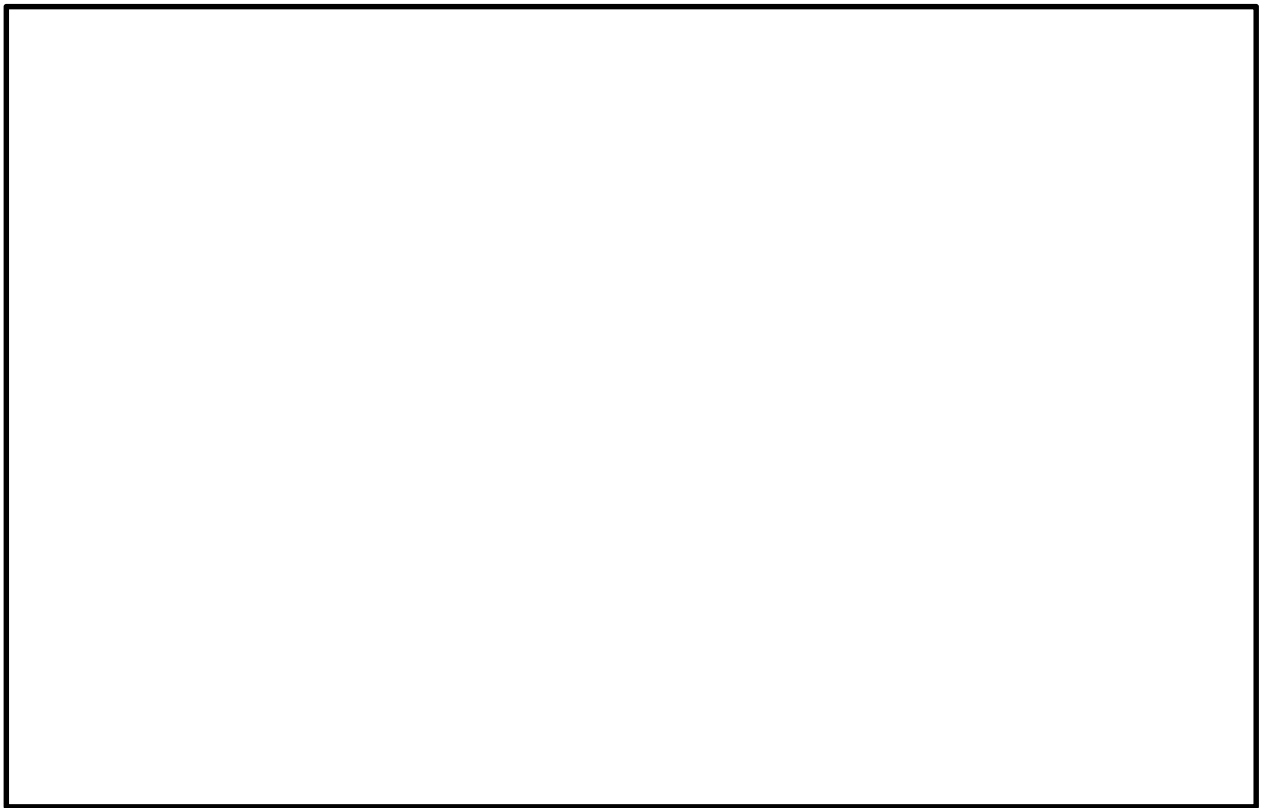


図 5.1-9(3) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D1 [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-9(4) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D1 [H-, V-])  
(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)



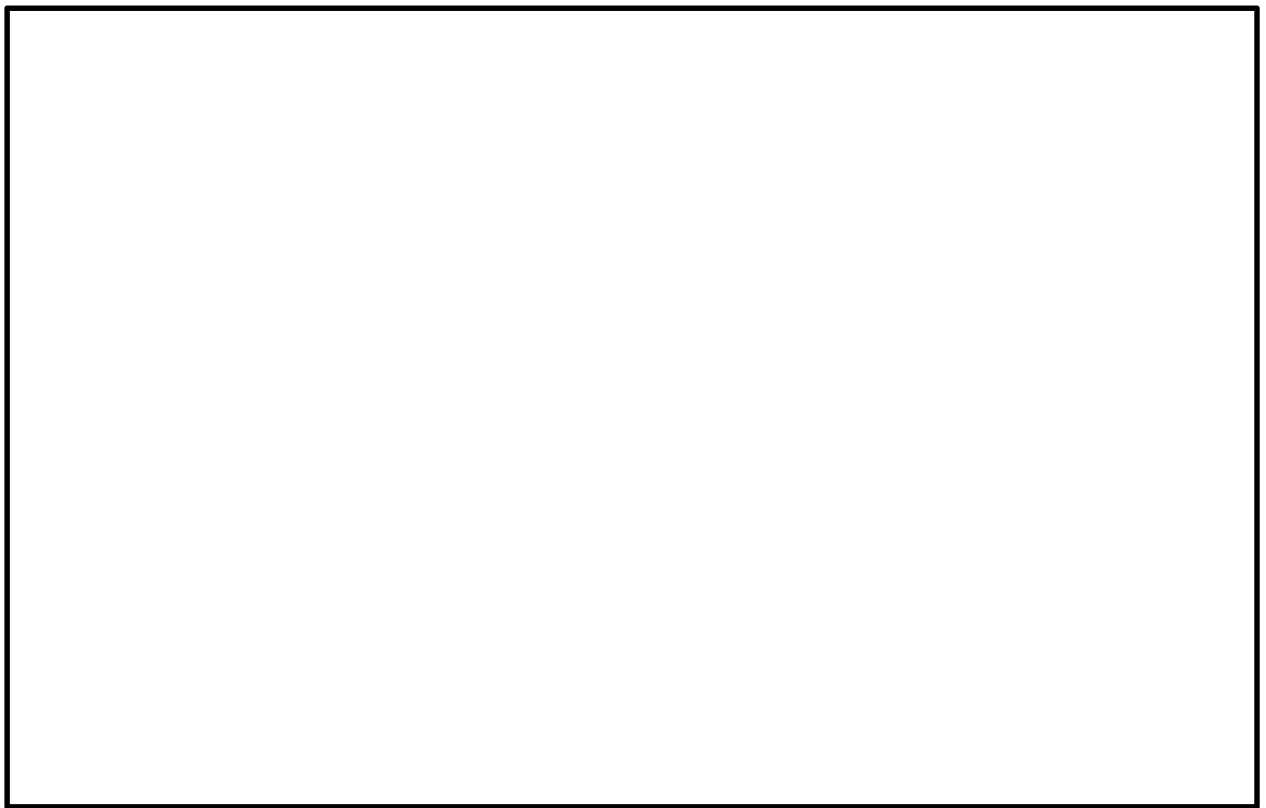


図 5.1-9(5) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

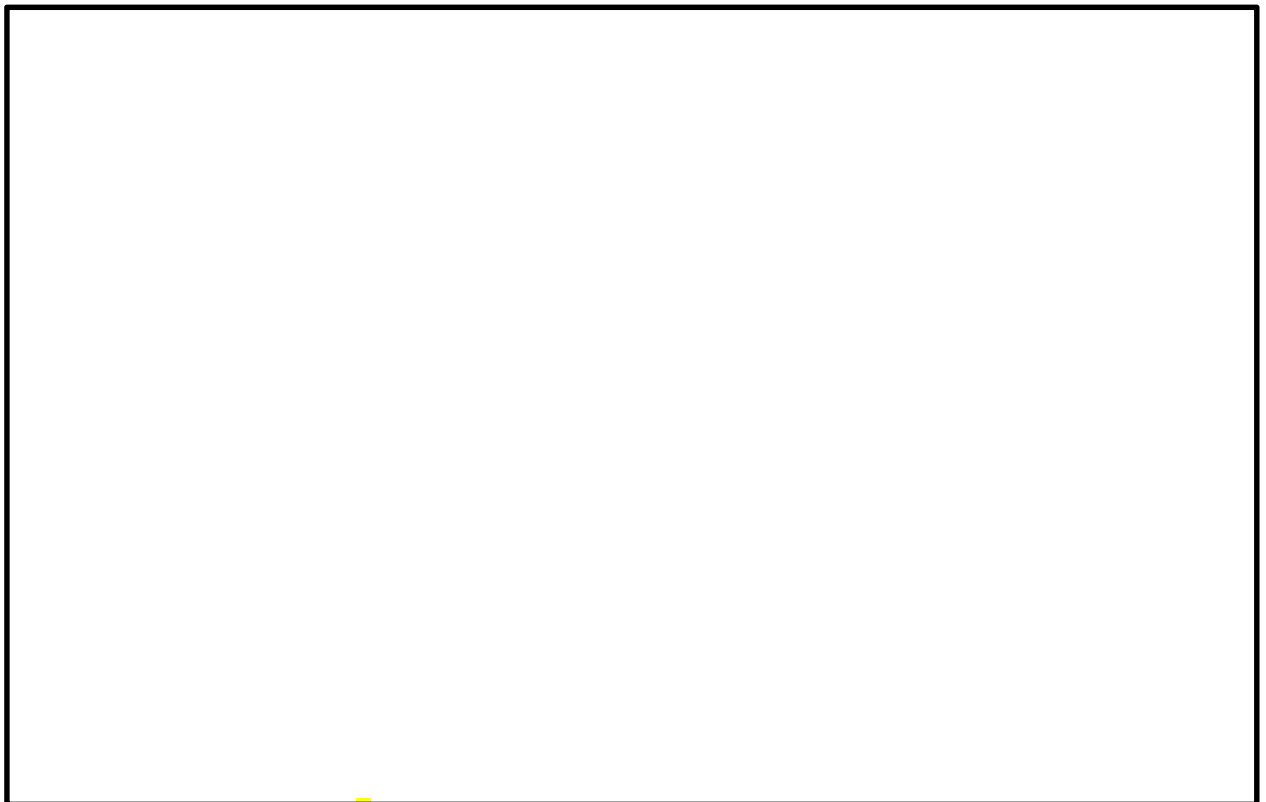


図 5.1-9(6) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



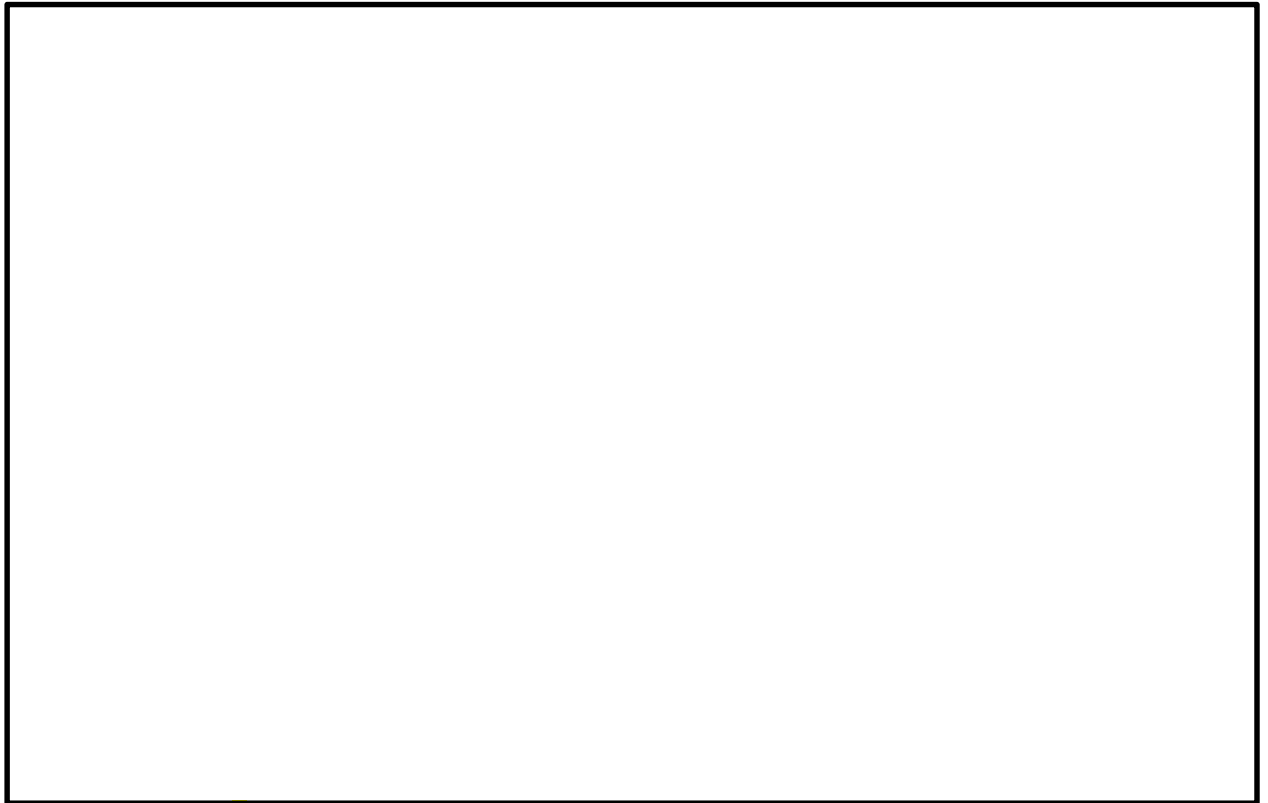


図 5.1-9(7) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-9(8) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(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)



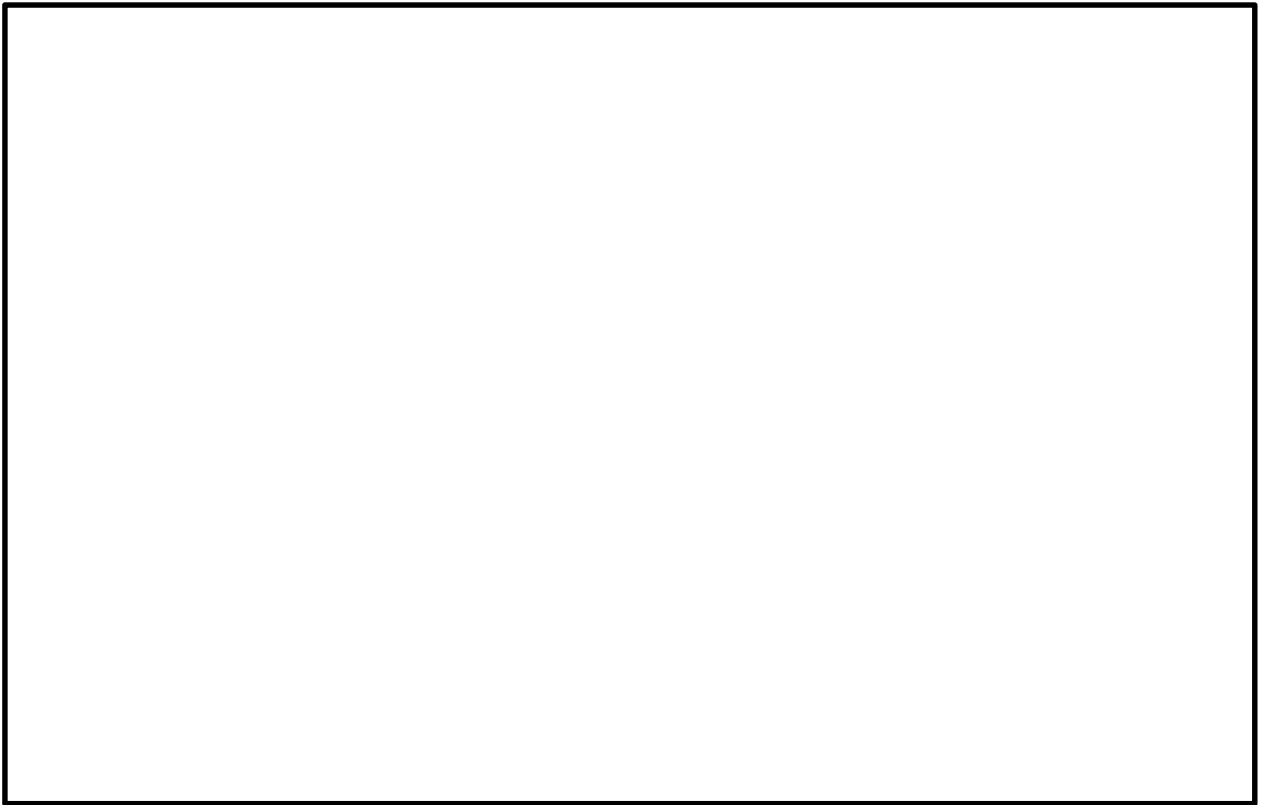


図 5.1-9(9) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2\ 1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

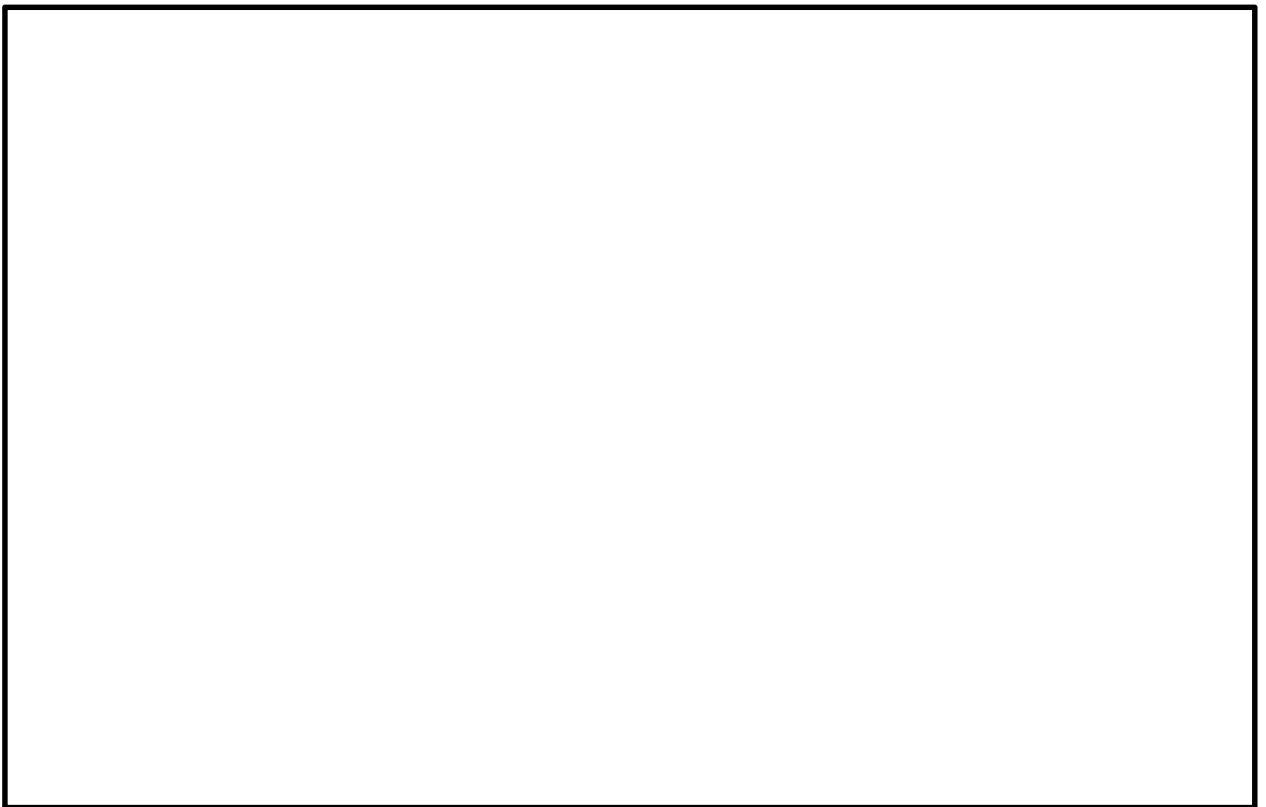


図 5.1-9(10) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2\ 2$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-9(11) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(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)

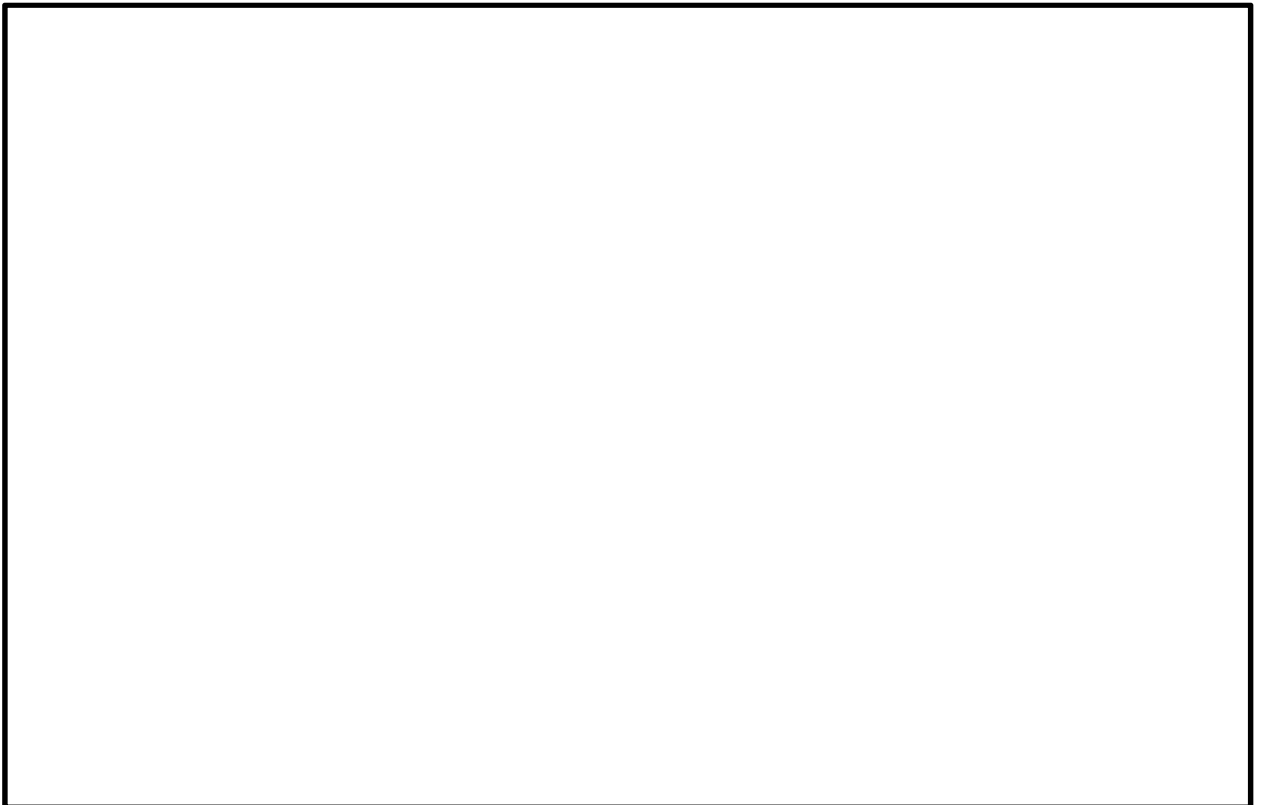


図 5.1-9(12) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



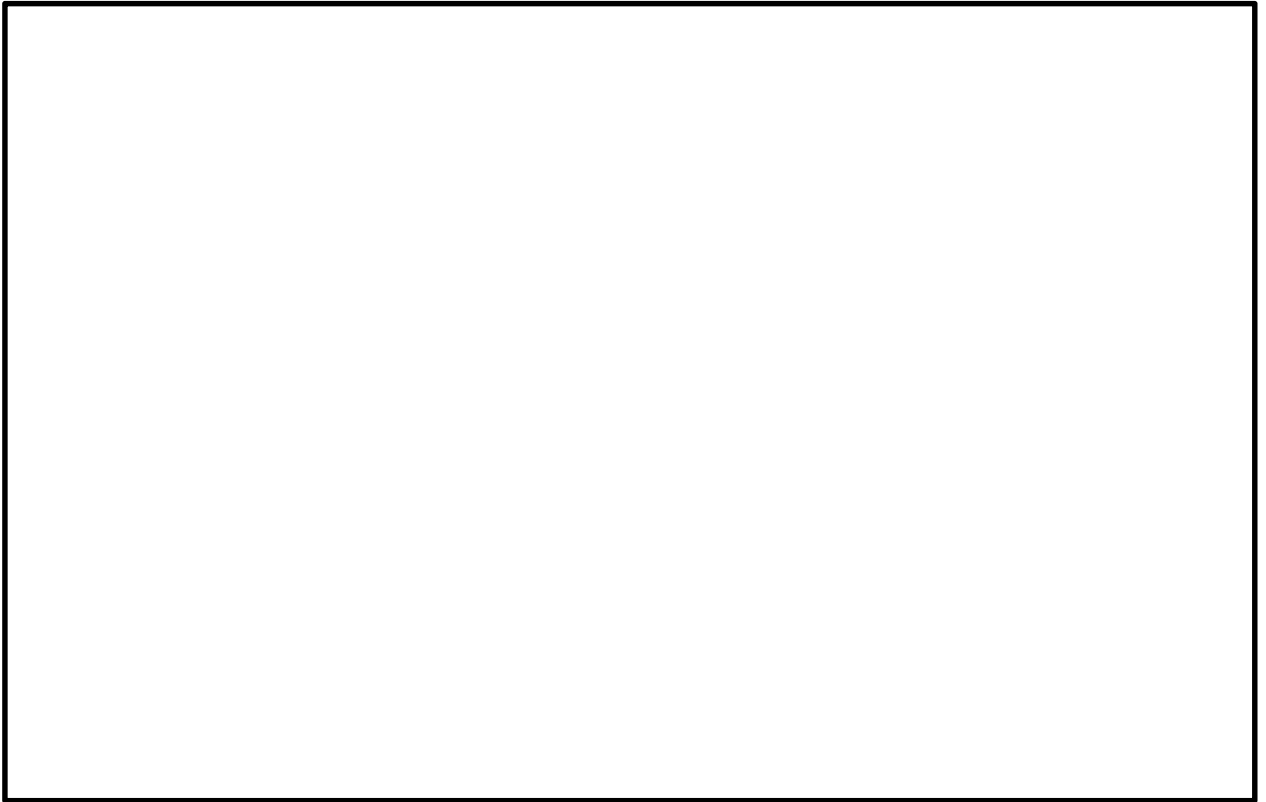


図 5.1-9(13) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

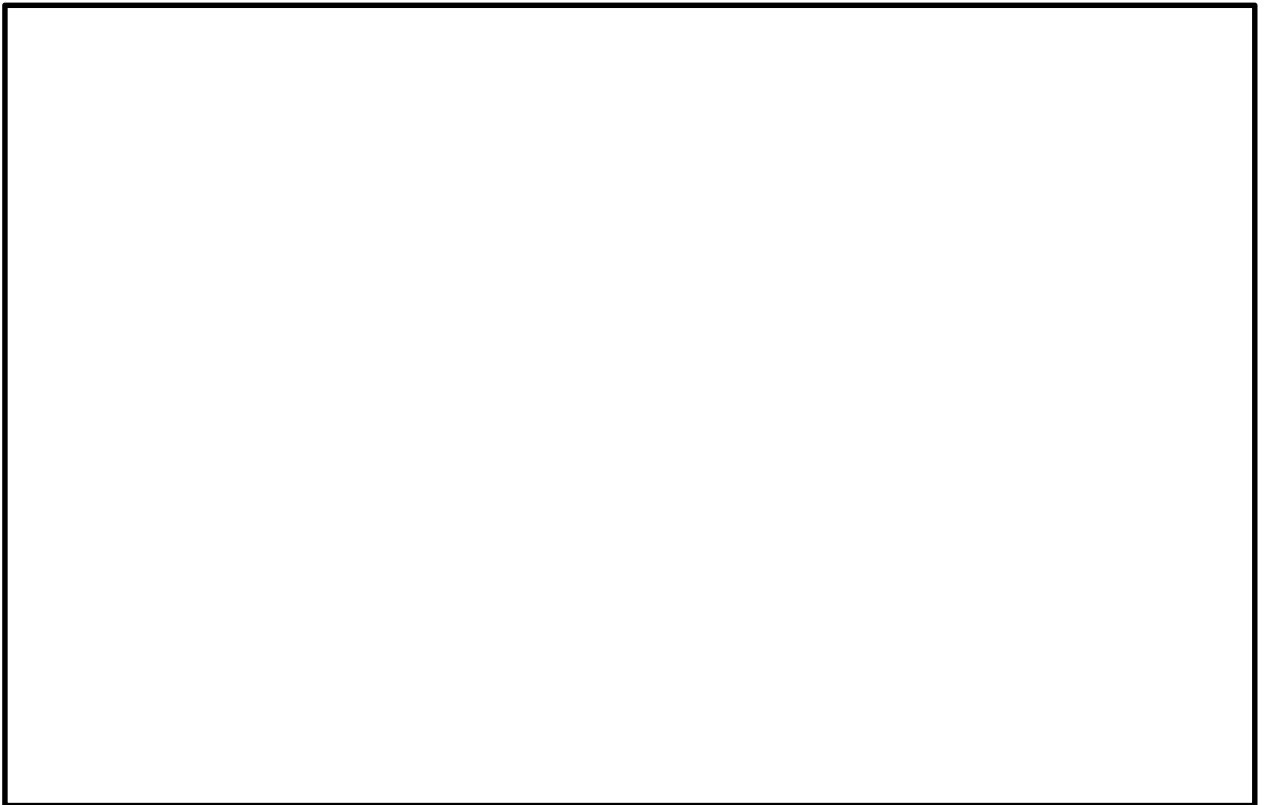


図 5.1-9(14) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



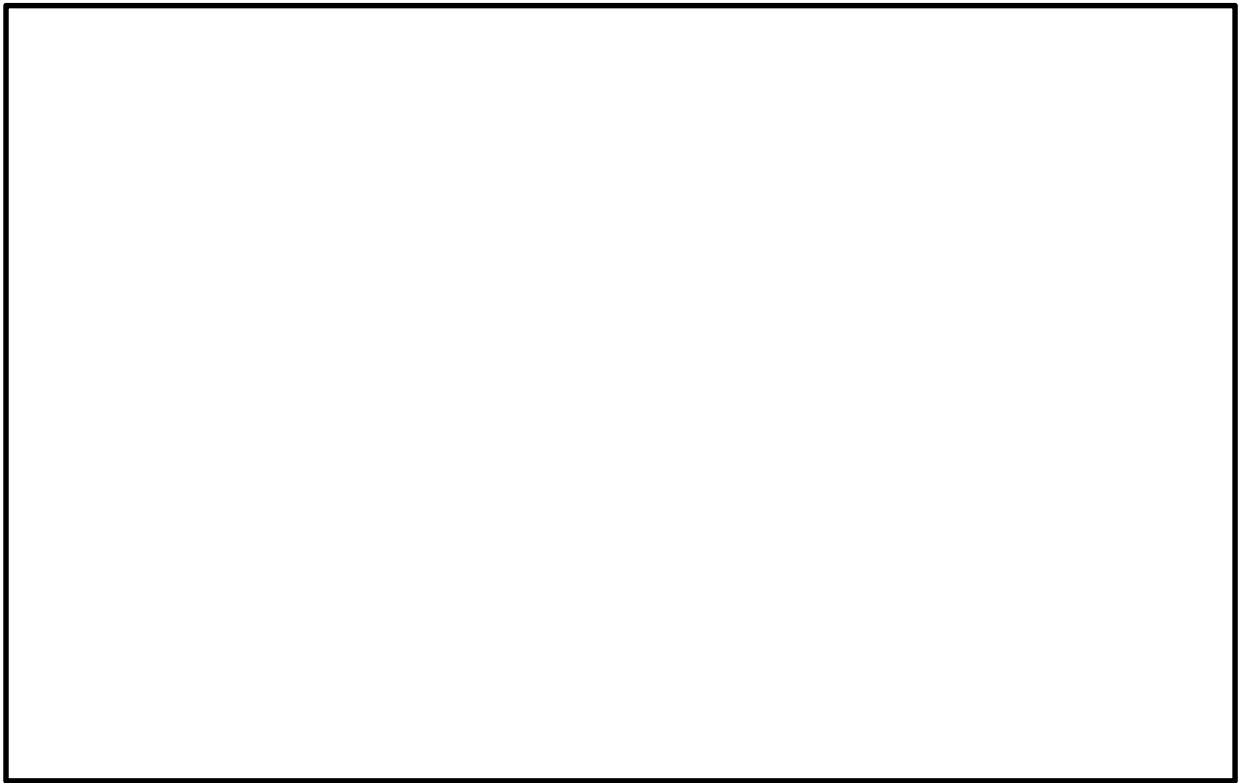


図 5.1-9(15) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

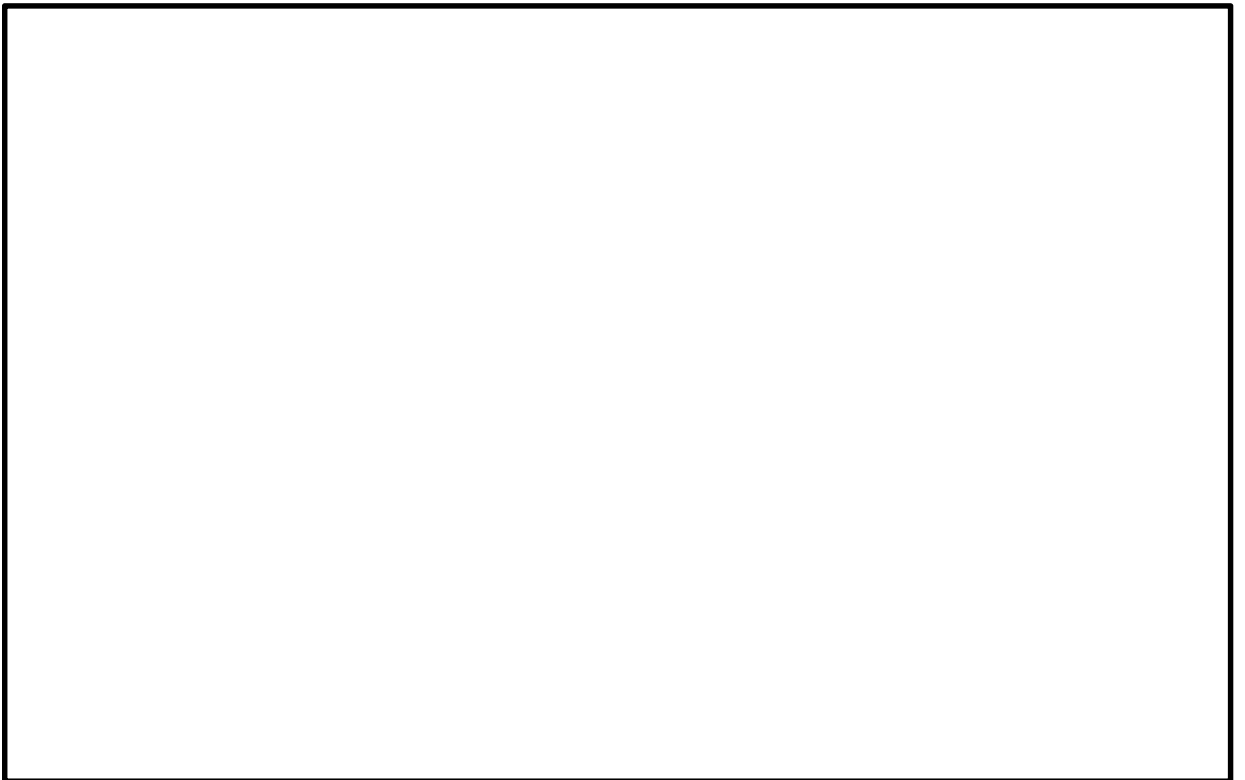


図 5.1-9(16) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



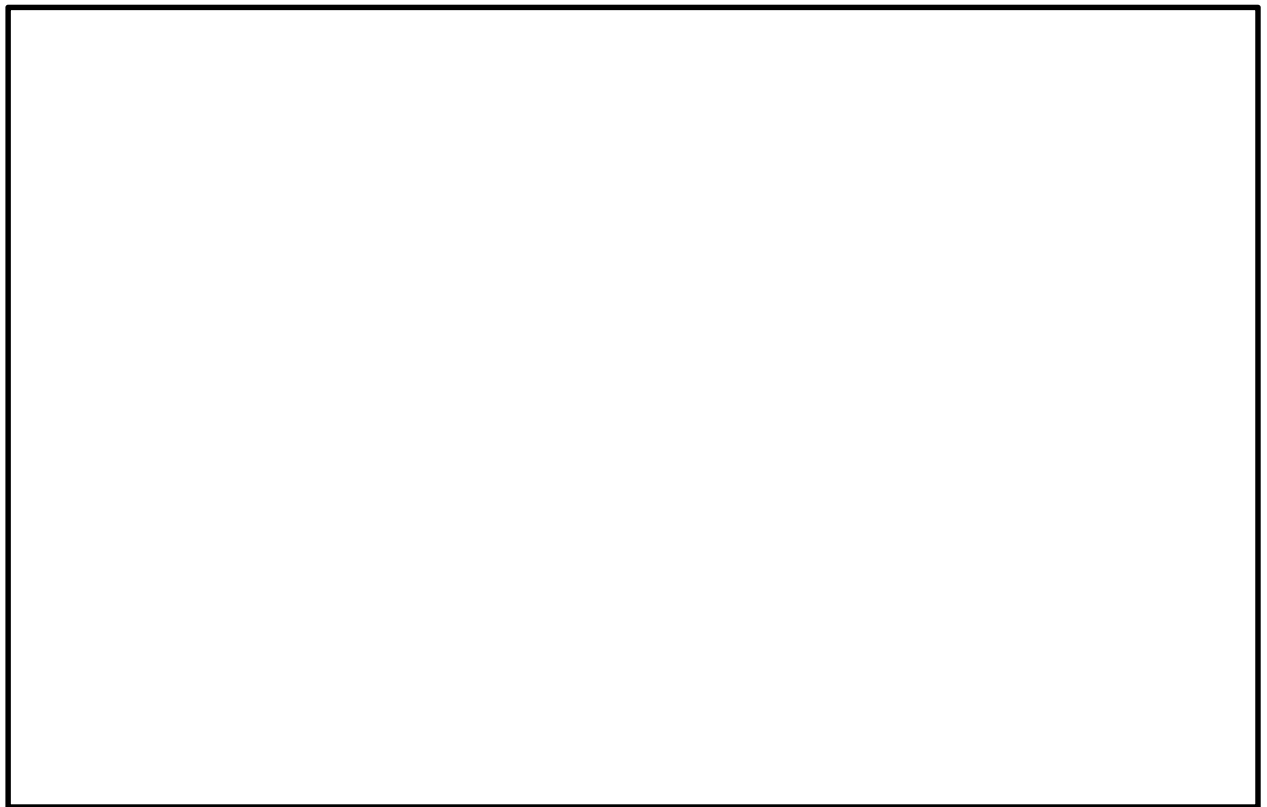


図 5.1-9(17) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液化化の条件を仮定した解析ケース)



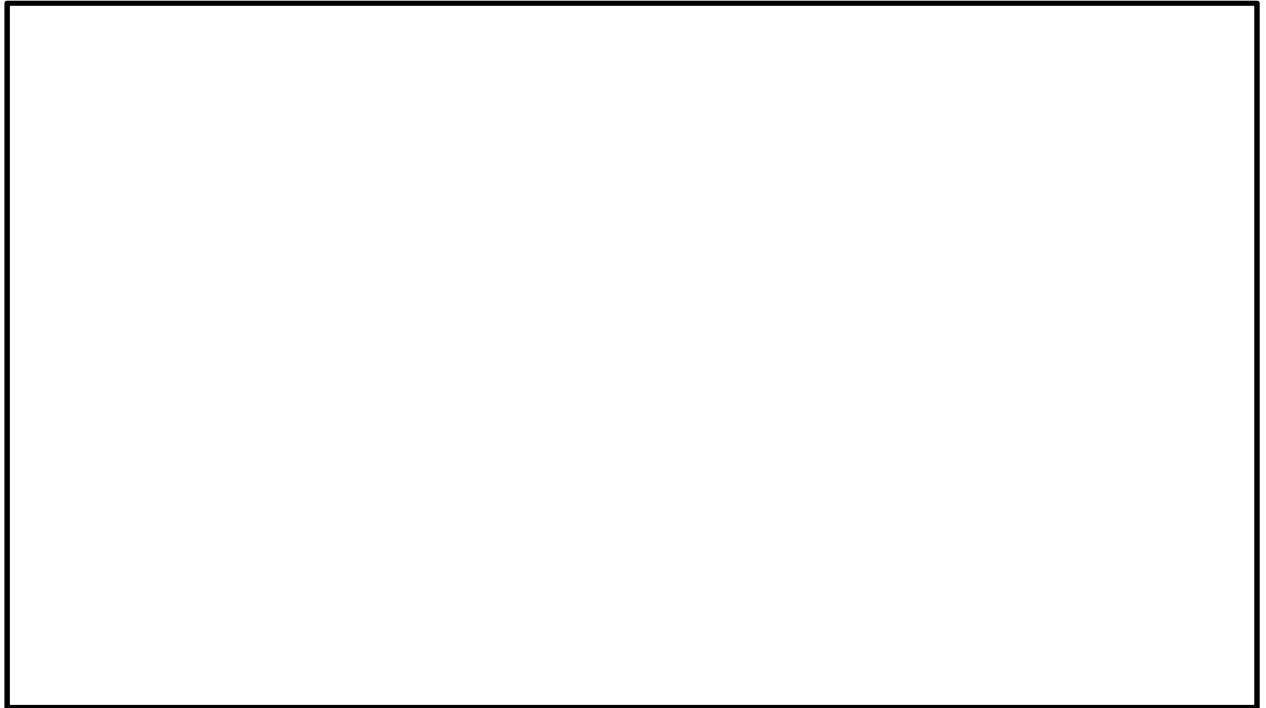


図 5.1-10(1) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

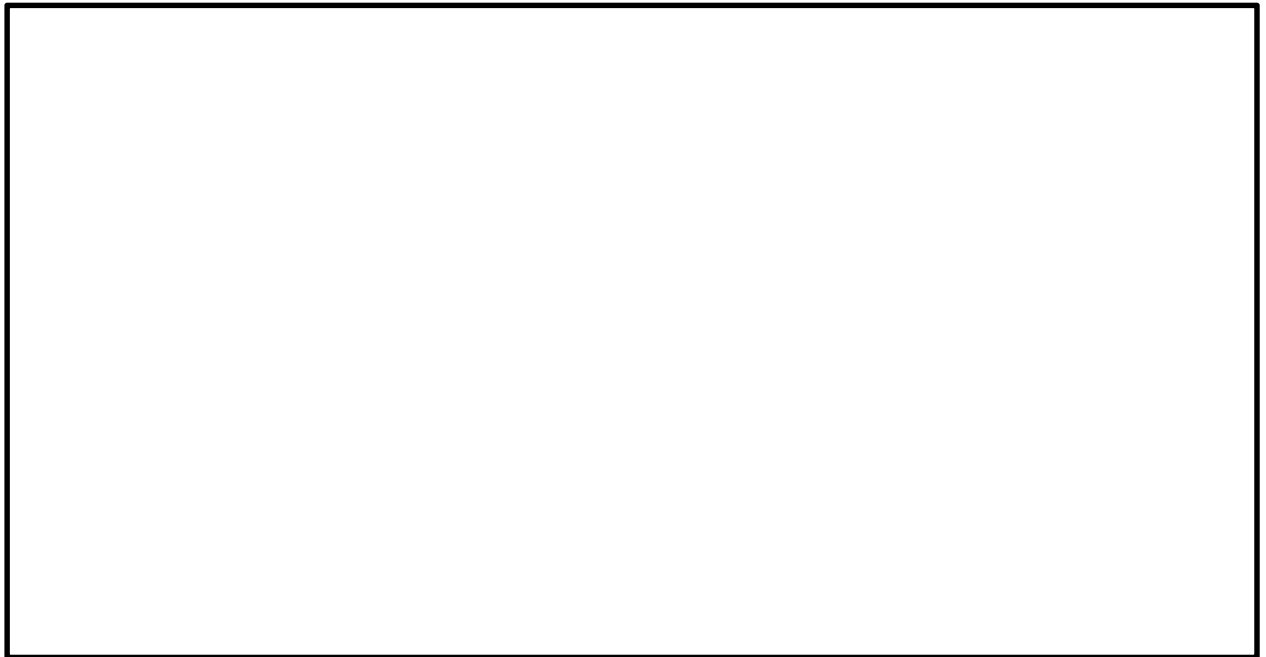


図 5.1-10(2) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



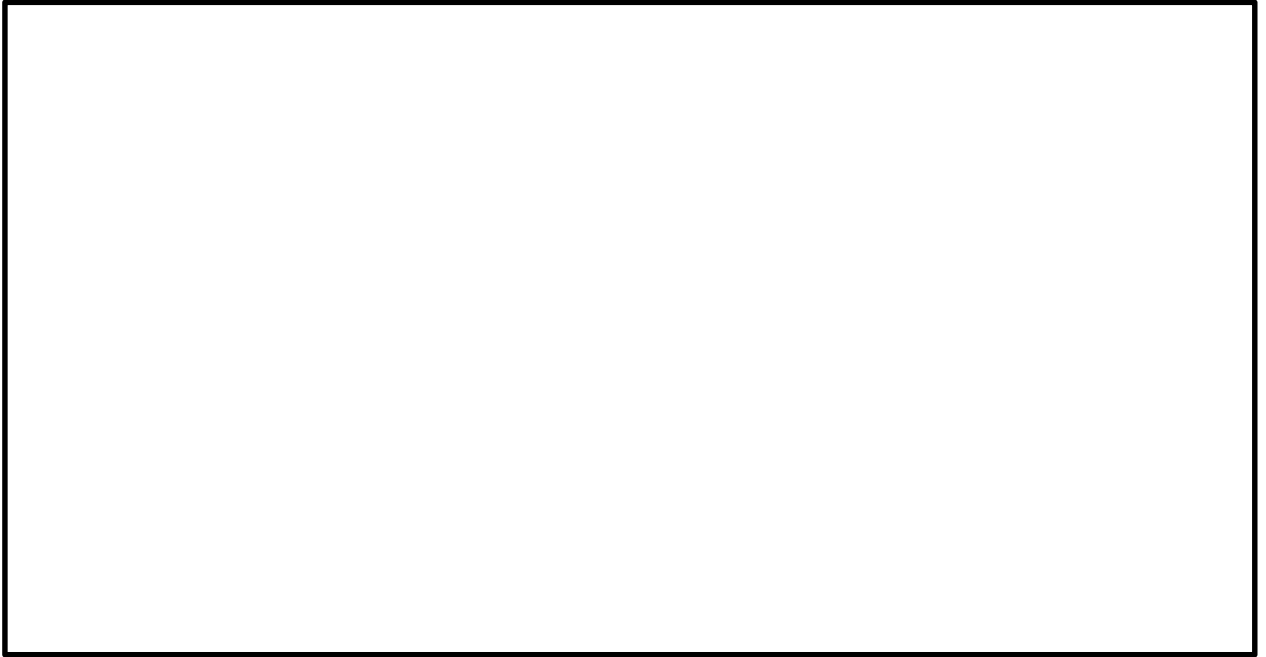


図 5.1-10(3) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

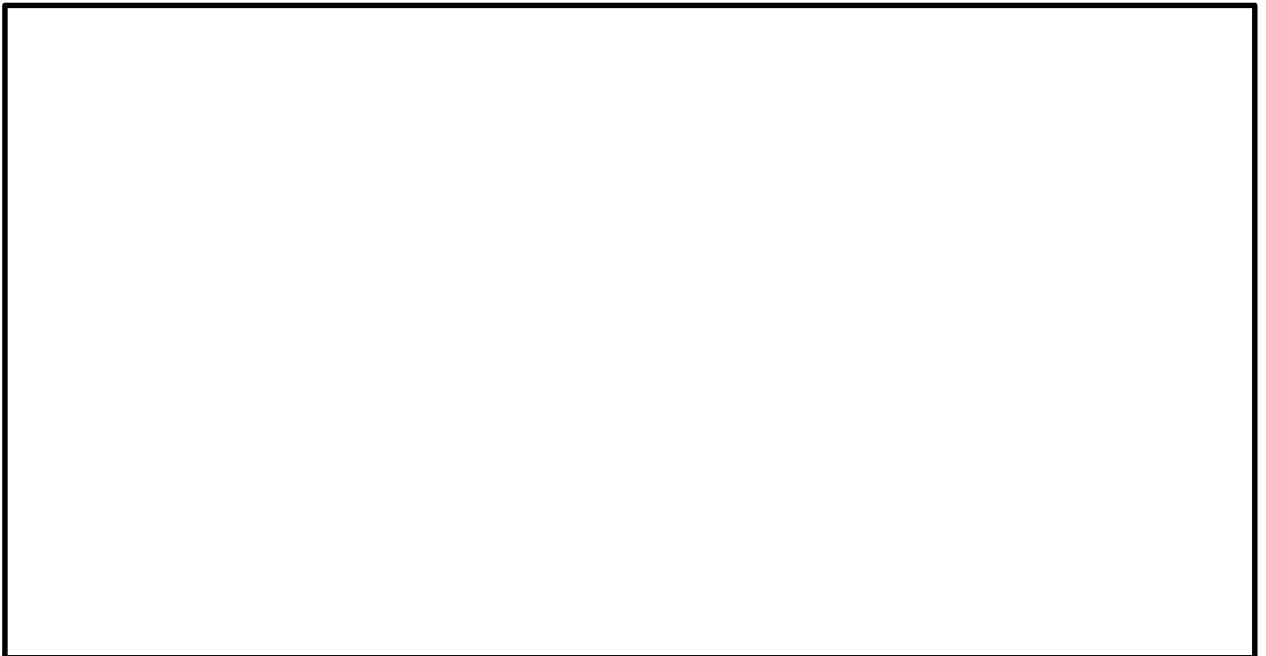


図 5.1-10(4) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



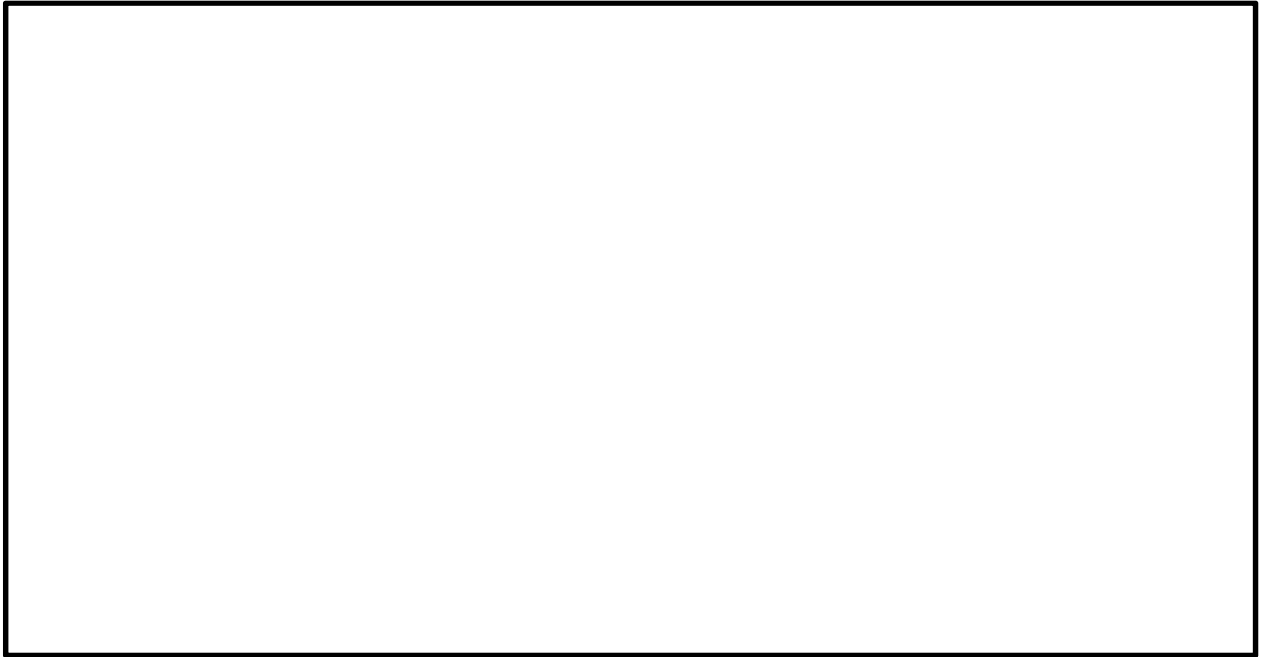


図 5.1-10(5) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 1.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

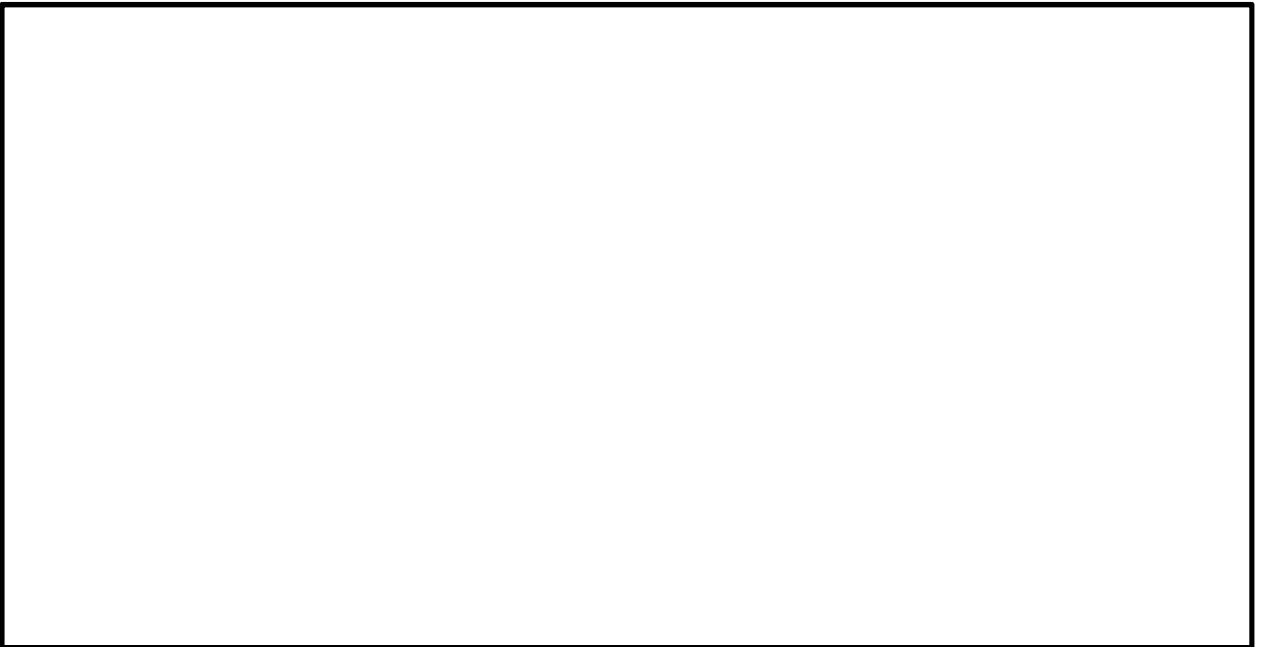


図 5.1-10(6) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 1.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



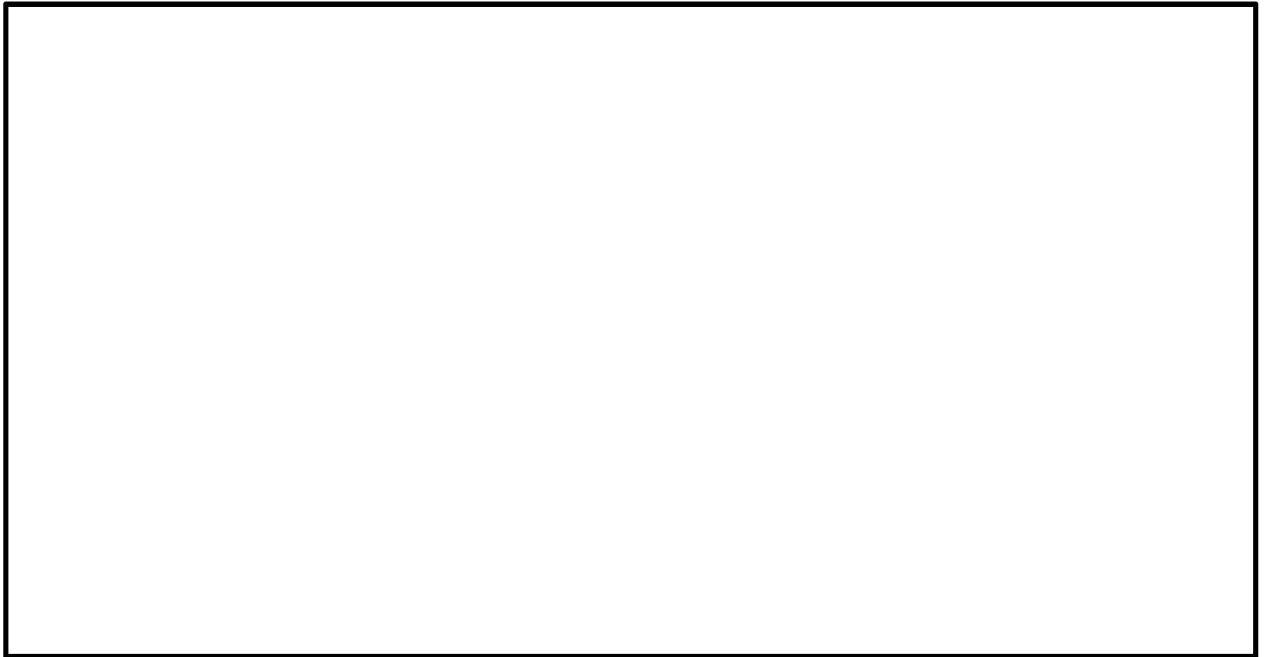


図 5.1-10(7) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

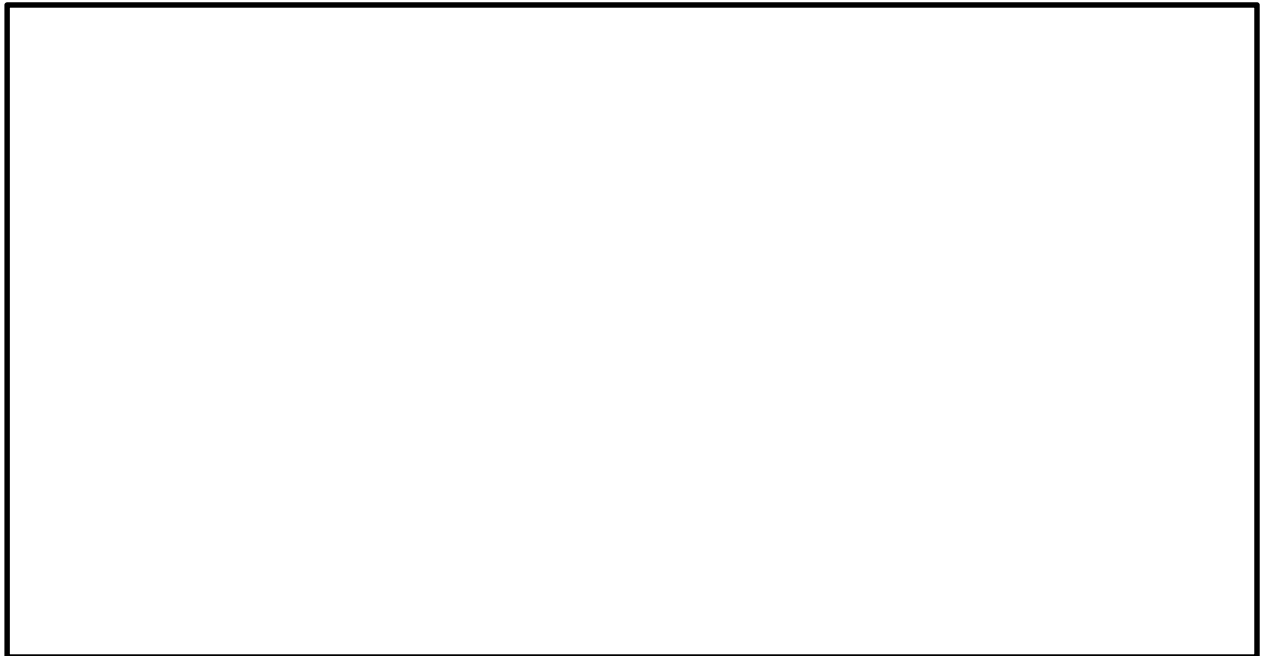


図 5.1-10(8) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



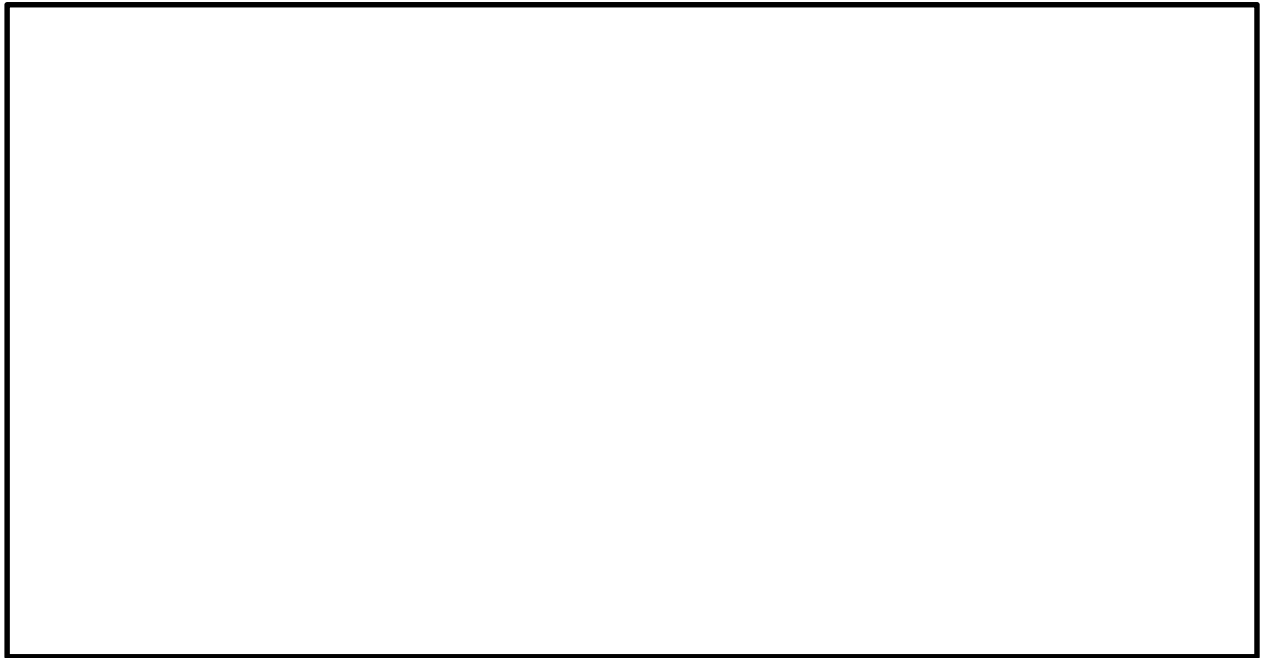


図 5.1-10(9) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

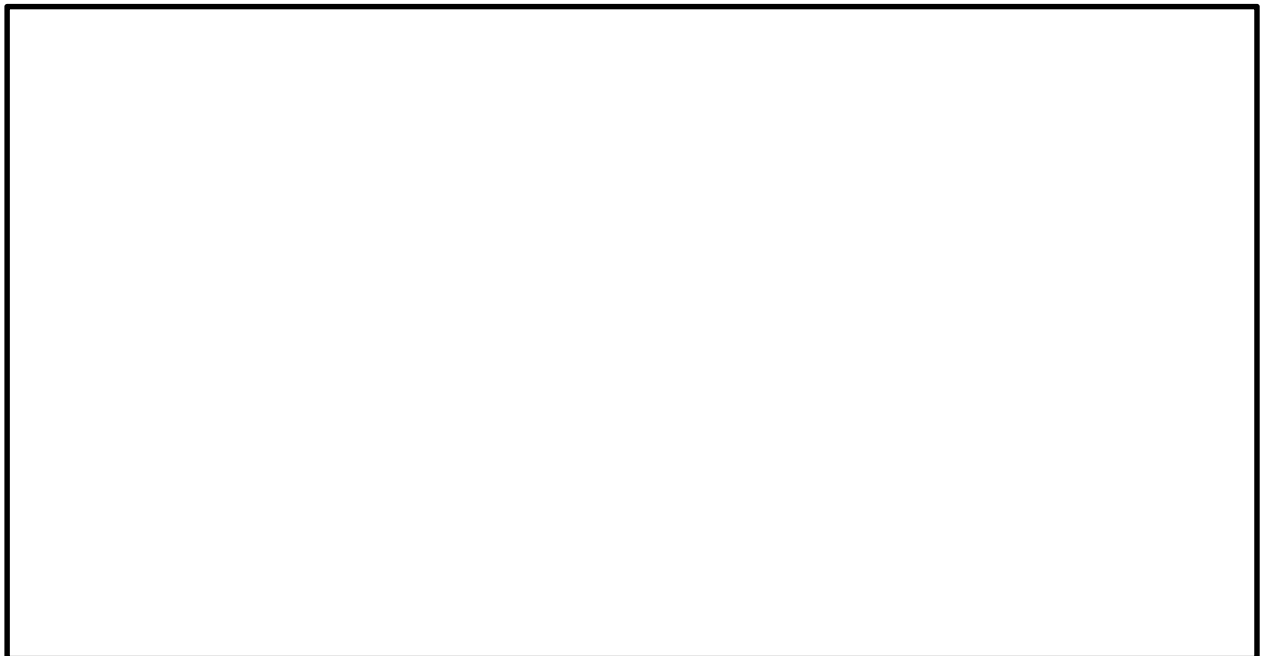


図 5.1-10(10) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



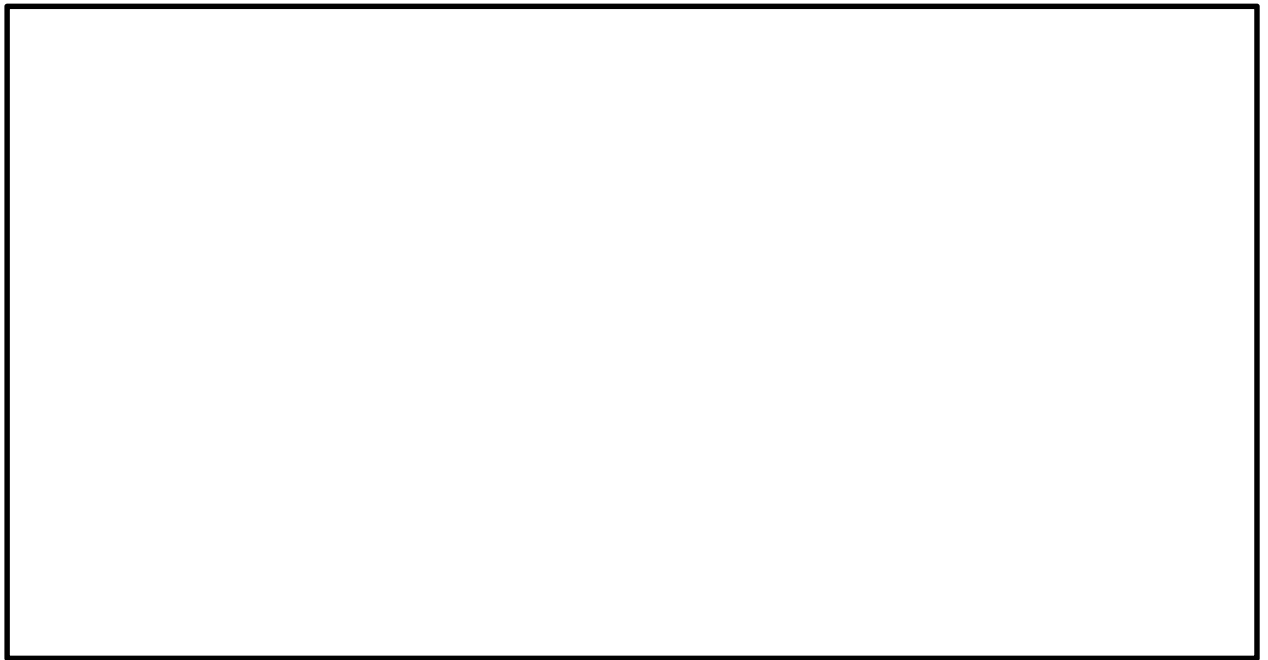


図 5.1-10(11) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

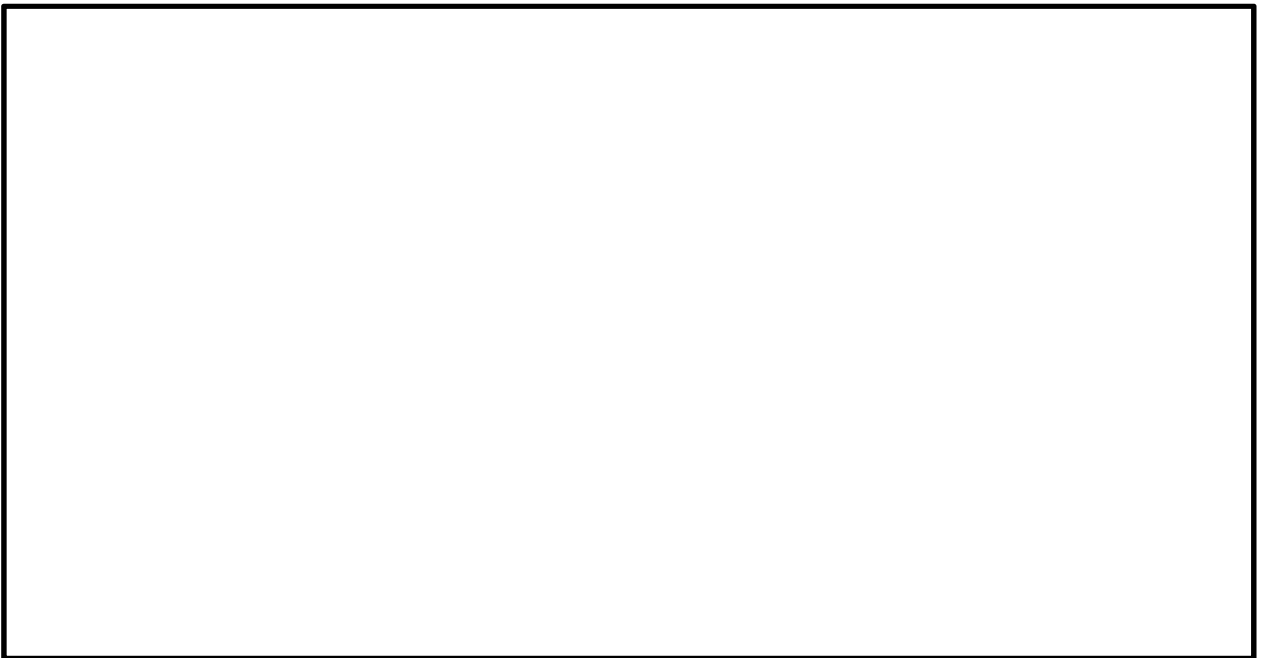


図 5.1-10(12) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



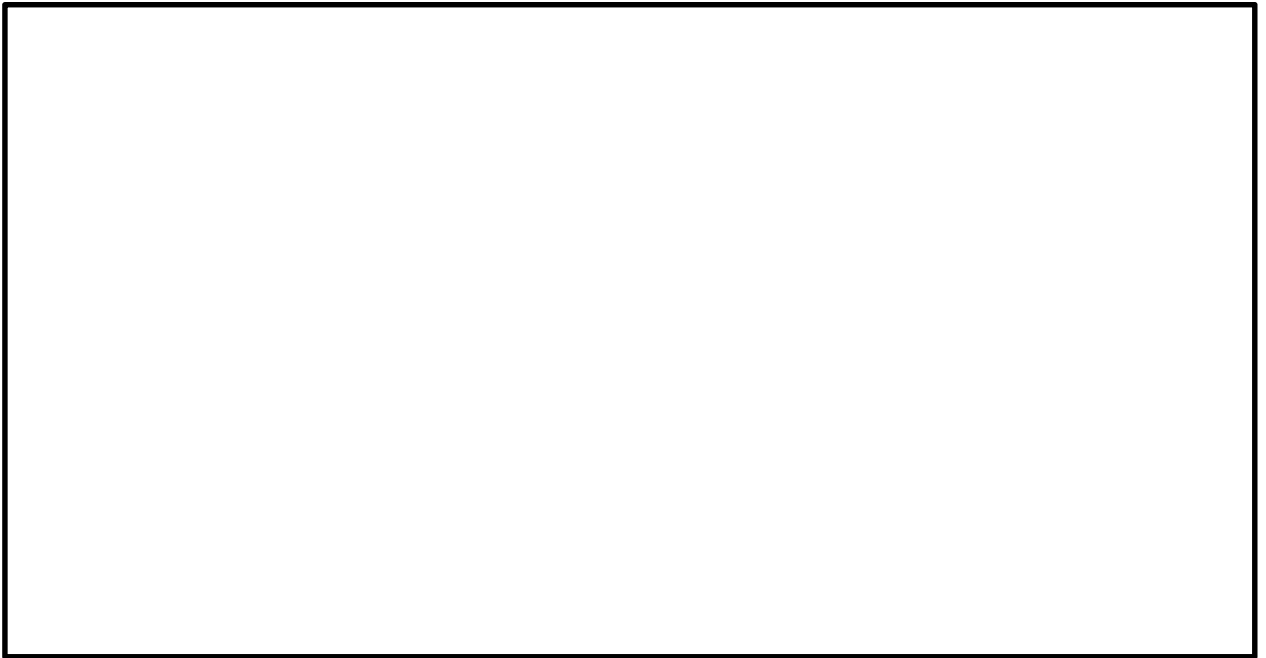


図 5.1-10(13) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-10(14) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



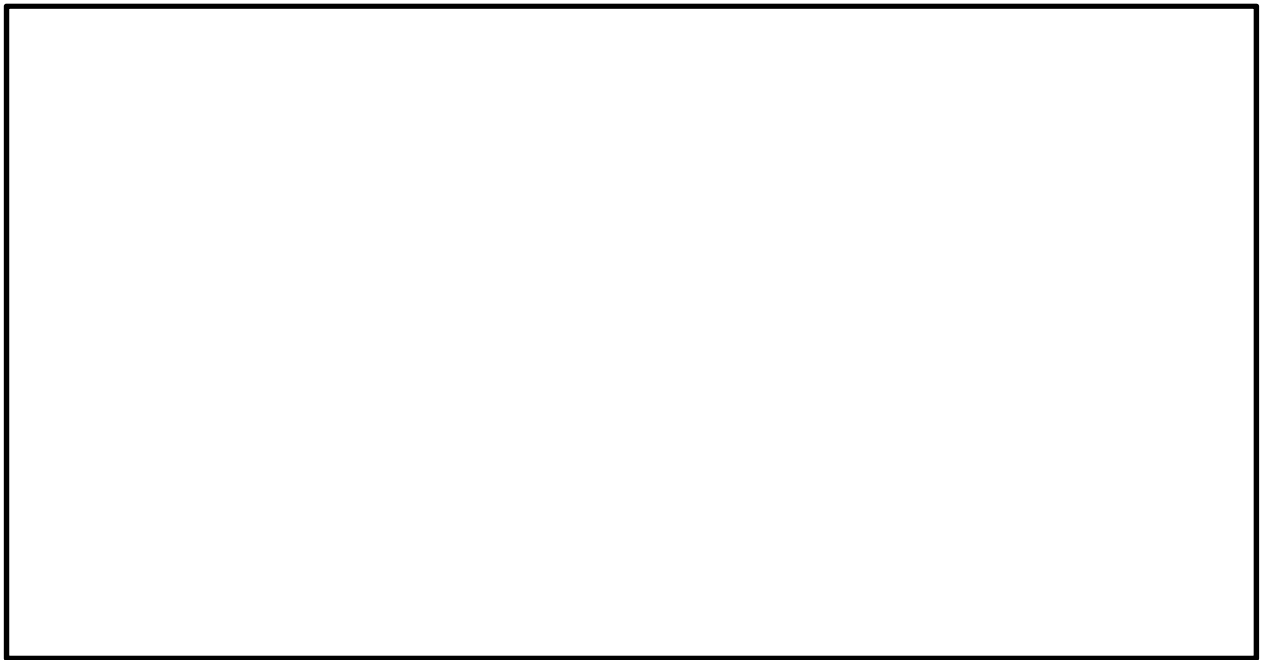


図 5.1-10(15) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-10(16) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース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)





図 5.1-10(17) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液化化の条件を仮定した解析ケース)



## 5.2 耐震評価結果

鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングの設計震度は、鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース及び機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースのうちそれぞれの水平方向及び鉛直方向の加速度が最大となるケースを選定し、鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングの設計に用いた。各ケースの最大水平及び鉛直加速度比較値を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 各ケース最大水平及び鉛直加速度比較値

検討ケース	水平方向加速度 (m/s <sup>2</sup> )			鉛直方向加速度 (m/s <sup>2</sup> )		
	地震波	位相	加速度(m/s <sup>2</sup> )	地震波	位相	加速度(m/s <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	H+V+	5.95	S <sub>s</sub> -D1	H+V+	3.14
		H+V-	5.94		H+V-	3.46
		H-V+	5.84		H-V+	3.46
		H-V-	5.83		H-V-	3.13
	S <sub>s</sub> -11	H+V+	2.63	S <sub>s</sub> -11	H+V+	2.59
	S <sub>s</sub> -12	H+V+	3.06	S <sub>s</sub> -12	H+V+	3.10
	S <sub>s</sub> -13	H+V+	2.75	S <sub>s</sub> -13	H+V+	2.98
	S <sub>s</sub> -14	H+V+	2.51	S <sub>s</sub> -14	H+V+	2.57
	S <sub>s</sub> -21	H+V+	5.76	S <sub>s</sub> -21	H+V+	3.23
	S <sub>s</sub> -22	H+V+	5.08	S <sub>s</sub> -22	H+V+	3.50
	S <sub>s</sub> -31	H+V+	5.87	S <sub>s</sub> -31	H+V+	1.25
		H-V+	5.89		H-V+	1.19
ケース②	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	9.01	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.49
ケース③	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	9.36	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.46
ケース④	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	10.16	S <sub>s</sub> -D1*	H-V+	3.38
ケース⑤	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	9.96	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.57
ケース⑥	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	9.84	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.61
最大加速度 水平：ケース④ 鉛直：ケース⑥	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	10.16	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.61

\*印は、ケース全体のうち機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースが最大加速度となった場合である。



(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価結果

a. 鉄筋コンクリート防潮壁の曲げ軸力に対する評価結果

鉄筋コンクリート防潮壁の設計荷重は、躯体の自重、積雪荷重、慣性力を考慮する。慣性力については、2次元有効応力解析により鉄筋コンクリート防潮壁天端における最大水平加速度を用いる。

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-2 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。評価位置を図 5.2-1 に示す。

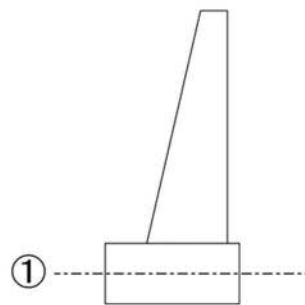


図 5.2-1 評価位置図

表 5.2-2 コンクリートの曲げ軸力照査結果

評価位置			断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁	①	前面	1000	6000	5650	D51@150 (3段)	17271	2772	2.8	21	0.14	④	S s-31	(+/+)
		背面	1000	6000	5800	D51@150 (1段)	-17271	2772	2.7	21	0.13	④	S s-31	(+/+)

注記：評価位置は図 5.2-1 に示す。

表 5.2-3 鉄筋の曲げ軸力照査結果

評価位置			断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁			1000	6000	4300	D51@150 (2段)	17271	2772	123.1	435	0.29	④	S s-31	(+/+)

注記：評価位置は図 5.2-1 に示す。



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-4 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め短期引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 5.2-4 せん断力照査結果

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 $V$ (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
	部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)							
防潮壁	1000	6000	5650	3.33本 D35@600	2099	4107	0.52	④	S s -31	(+ / +)

注記：評価位置は図 5.2-1 に示す。



(2) フーチングの耐震評価結果

a. フーチングの曲げ軸力に対する評価結果

フーチングの設計荷重は、躯体自重、積雪荷重、慣性力を考慮する。慣性力については、2次元有効応力解析により鉄筋コンクリート防潮壁天端における鉛直最大加速度を用いる。各ケース最大水平及び鉛直加速度比較値を表 5.2-1 に示す。

フーチングのコンクリート曲げ軸力照査結果を表 5.2-5 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-6 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 5.2-5(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	0.3	21	0.02	⑥	S s-D1	(+/-)

表 5.2-5(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	1.1	21	0.06	⑥	S s-D1	(+/-)

表 5.2-6(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	12.9	435	0.03	⑥	S s-D1	(+/-)

表 5.2-6(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	53.3	435	0.13	⑥	S s-D1	(+/-)



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-7 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め短期引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 5.2-7(1) せん断力照査結果 (①-①断面)

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 $V$ (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
	部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)							
フーチング (堤軸直交)	1000	4500	4300	3.33本 D35@600	943	3084	0.31	⑥	S s -D1	(+/-)

表 5.2-7(2) せん断力照査結果 (②-②断面)

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 $V$ (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
	部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)							
フーチング (堤軸)	1000	4500	4300	3.33本 D29@300	464	3084	0.16	⑥	S s -D1	(+/-)



概略配筋図を図 5.2-2 に、断面諸元一覧を表 5.2-8 に示す。



図 5.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチング概略配筋図

表 5.2-8(1) 断面諸元一覧(曲げ軸力に対する評価)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面（下面）				内面（上面）			
				外面 （下）	内面 （上）	外面 （下）	内面 （上）		径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	—	(mm)	—	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
フーチング	①－①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
	②－②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 5.2-8(2) 断面諸元一覧(せん断力に対する評価)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	間隔	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
				(下)	(上)	(下)	(上)					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5800	5800	SD390	D25	600	845	300
フーチング	①ー①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300
	②ー②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300



### (3) 地中連続壁基礎の耐震評価結果

#### a. 地中連続壁の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-9 及び表 5.2-10 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-11 及び表 5.2-12 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

概略配筋図を図 5.2-4 に、断面諸元一覧を表 5.2-13 に示す。また、評価位置を下記に示す。

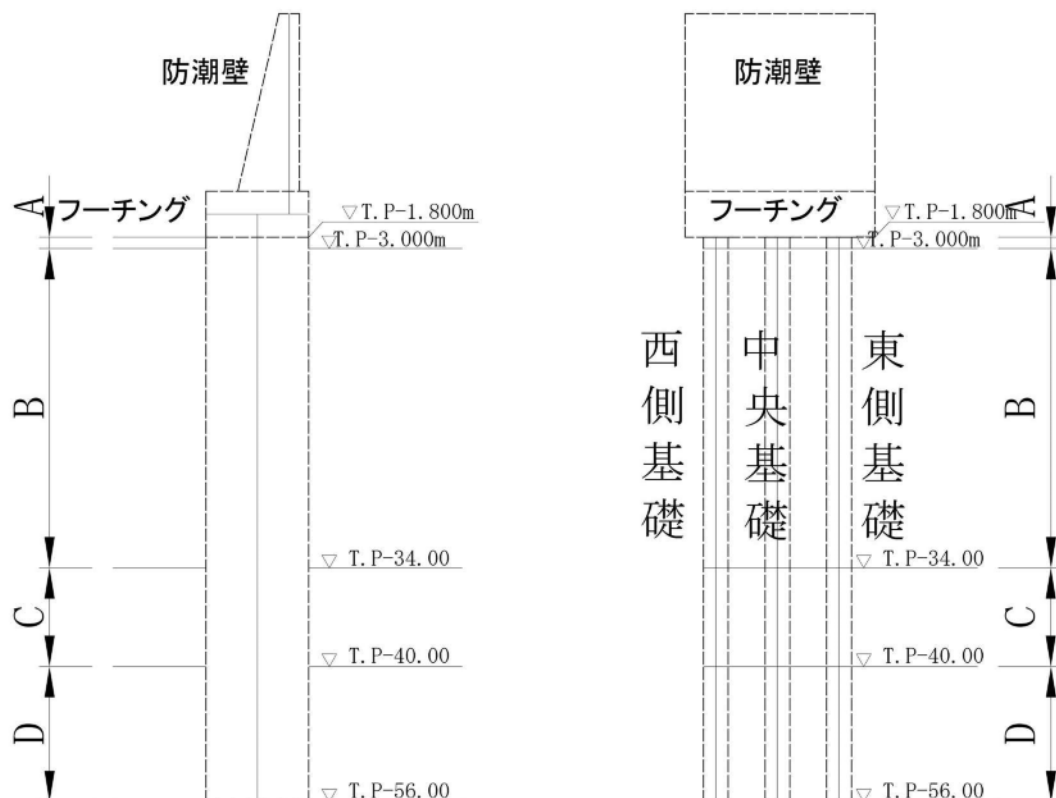


図 5.2-3 評価位置図



表 5.2-9(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(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)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状(mm)			せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10703	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18346	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27648	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28928	87263.00	0.33
		H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10935	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18983	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27518	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29403	87263.00	0.34
		H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10942	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18359	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	23836	87263.00	0.27
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29011	87263.00	0.33
		H-V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10205	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17671	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18734	87263.00	0.21
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22850	87263.00	0.26
	S s - 11	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5564	63279.00	0.09
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15548	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	14838	87263.00	0.17
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19140	87263.00	0.22
	S s - 12	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5117	63279.00	0.08
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	13169	63279.00	0.21
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	21878	87263.00	0.25
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22013	87263.00	0.25
	S s - 13	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5002	63279.00	0.08
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	12437	63279.00	0.20
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	20569	87263.00	0.24
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	20725	87263.00	0.24
	S s - 14	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	3864	63279.00	0.06
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11040	63279.00	0.17
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	12962	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	14009	87263.00	0.16
	S s - 21	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9626	63279.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15605	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	13078	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	21119	87263.00	0.24
	S s - 22	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	8491	63279.00	0.13
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11691	63279.00	0.18
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18546	87263.00	0.21
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19747	87263.00	0.23
	S s - 31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9733	63279.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17592	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19002	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28999	87263.00	0.33
	S s - 31	H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10077	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17338	63279.00	0.27
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18669	87263.00	0.21
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	24422	87263.00	0.28

\*評価位置は下記に示す。

①-①断面

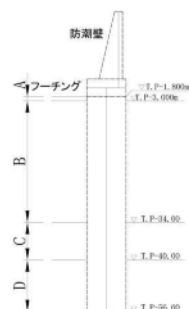




表 5.2-9(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース②～⑥)

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	153612	17118	3.3	21	0.16
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	441874	46542	9.5	21	0.46
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	433361	52364	8.6	21	0.41
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	391974	82755	11.1	21	0.53
③	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	156022	16723	3.4	21	0.17
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	483106	47147	10.3	21	0.50
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	486403	51502	9.5	21	0.46
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-427870	69255	11.8	21	0.57
④	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	170320	18350	3.7	21	0.18
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	407586	53909	8.9	21	0.43
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	394718	59243	8.0	21	0.39
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	356002	100407	10.4	21	0.50
⑤	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	151124	24143	3.4	21	0.17
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	426463	48043	9.2	21	0.44
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	423480	80597	8.8	21	0.42
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	419430	84022	11.8	21	0.57
⑥	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	147512	24308	3.3	21	0.16
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	399532	48134	8.7	21	0.42
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	400664	78872	8.4	21	0.40
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	397569	81092	11.2	21	0.54

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) 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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

①-①断面

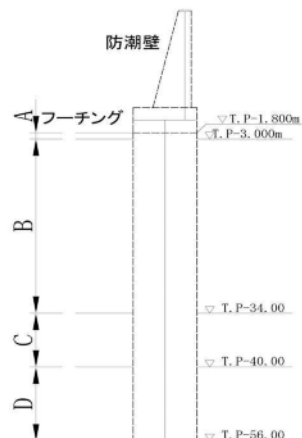




表 5.2-9(3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	127685	18752	2.8	21	0.14
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	432656	53235	9.4	21	0.45
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	477911	62992	9.6	21	0.46
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	472842	70373	13.0	21	0.62
③	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	137154	18548	3.0	21	0.15
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	470645	52137	10.2	21	0.49
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	511195	61586	10.1	21	0.49
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	498979	68974	13.7	21	0.66
④	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	146657	18715	3.2	21	0.16
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	370724	53781	8.2	21	0.40
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	385436	63860	7.9	21	0.38
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	384767	74028	10.8	21	0.52
⑤	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	137693	18848	3.0	21	0.15
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	460095	52987	10.0	21	0.48
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	509955	62073	10.1	21	0.49
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-491857	69118	13.5	21	0.65
⑥	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	134256	18887	3.0	21	0.15
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	444914	53165	9.7	21	0.47
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	496195	62497	9.9	21	0.48
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-479097	69405	13.2	21	0.63

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

①-①断面

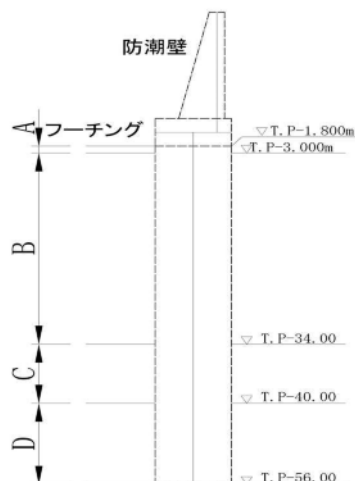




表 5.2-10(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	196042	17534	14.2	21	0.68
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	192758	18295	14.3	21	0.69
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	100302	40398	7.8	21	0.38
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-82864	44465	8.1	21	0.39
	H+V-	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	201586	22414	14.7	21	0.70
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	197758	23194	14.7	21	0.70
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	105709	42948	8.2	21	0.40
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-81973	50590	8.2	21	0.40
	H-V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	170805	25295	12.5	21	0.60
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	166959	26001	12.6	21	0.60
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	83821	44799	6.7	21	0.32
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-78813	42219	7.7	21	0.37
	H-V-	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	161517	25430	11.9	21	0.57
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	159759	26165	12.1	21	0.58
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	83239	41196	6.6	21	0.32
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-73047	55449	7.5	21	0.36
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	98391	17733	7.3	21	0.35
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	97685	18456	7.4	21	0.36
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-36112	44524	3.3	21	0.16
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	37071	46141	4.1	21	0.20
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	126851	22875	9.4	21	0.45
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	126674	23624	9.6	21	0.46
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	55221	42329	4.6	21	0.22
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	66156	50993	6.8	21	0.33
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	126450	23185	9.4	21	0.45
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	126350	23772	9.6	21	0.46
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	51911	41758	4.4	21	0.21
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	66302	50172	6.8	21	0.33
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	112929	22294	8.4	21	0.40
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	110864	22906	8.5	21	0.41
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-40829	44086	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	62378	51921	6.4	21	0.31
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	121344	18653	8.9	21	0.43
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	118867	19294	9.0	21	0.43
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	38704	38921	3.4	21	0.17
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	50672	50683	5.4	21	0.26
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	114709	16591	8.4	21	0.40
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	112255	17237	8.5	21	0.41
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	46361	42884	4.0	21	0.20
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	56411	49968	5.9	21	0.29
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	213484	16408	15.4	21	0.74
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	207983	17042	15.4	21	0.74
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-80404	43105	6.4	21	0.31
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-80292	43930	7.9	21	0.38
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-189375	15564	13.7	21	0.66
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	-182693	16375	13.5	21	0.65
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	81979	32461	6.4	21	0.31
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	79279	34714	7.6	21	0.37

\*評価位置を下記に示す。

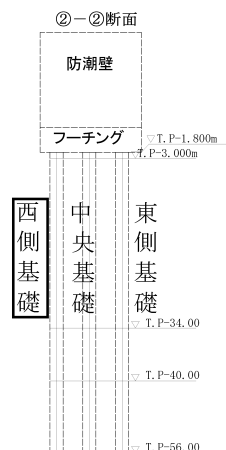




表 5.2-10(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179942	18337	13.1	21	0.63
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	176992	18951	13.2	21	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	104145	40196	8.1	21	0.39
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82310	44022	8.1	21	0.39
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	222582	16715	16.1	21	0.77
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	218079	17336	16.1	21	0.77
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	88952	42150	7.0	21	0.34
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-95481	44037	9.2	21	0.44
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	180570	30274	13.3	21	0.64
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	178012	30949	13.5	21	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	172181	37140	12.9	21	0.62
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	150623	39612	13.9	21	0.67
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	172682	12693	12.5	21	0.60
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	168572	13534	12.4	21	0.60
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	84005	35256	6.6	21	0.32
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-84792	36993	8.1	21	0.39
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	155614	13031	11.3	21	0.54
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	151554	13974	11.2	21	0.54
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	76848	34953	6.0	21	0.29
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-76946	36872	7.4	21	0.36

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

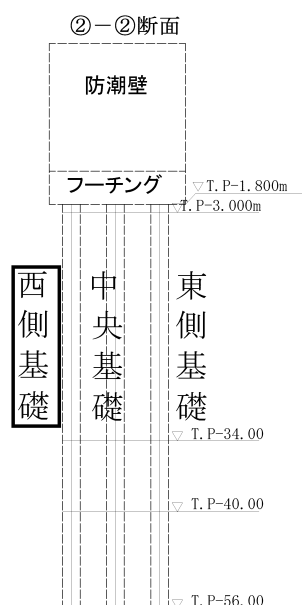




表 5.2-10(3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	208775	17112	15.1	21	0.72
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	203615	17606	15.1	21	0.72
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	70486	43436	5.7	21	0.28
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-74764	47451	7.5	21	0.36
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	215835	16119	15.6	21	0.75
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	210720	16520	15.5	21	0.74
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-85518	43049	6.8	21	0.33
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-85201	43895	8.3	21	0.40
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	184541	20020	13.4	21	0.64
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	181042	20645	13.5	21	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	69085	36987	5.5	21	0.27
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	64337	37947	6.4	21	0.31
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207212	15826	15.0	21	0.72
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	200813	16410	14.8	21	0.71
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	95612	43176	7.5	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-95611	44178	9.2	21	0.44
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201564	16402	14.6	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	195336	17010	14.4	21	0.69
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	93257	43404	7.4	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-93257	44363	9.0	21	0.43

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

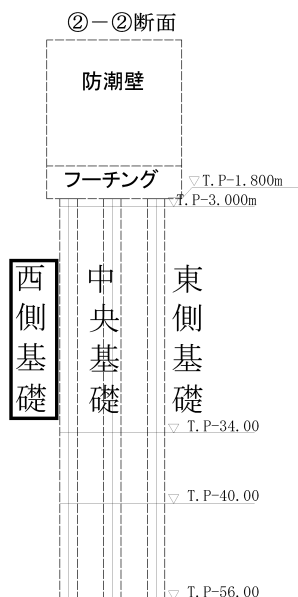




表 5.2-10(4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	210934	14756	15.2	21	0.73
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	201366	15300	14.8	21	0.71
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	89428	33075	6.9	21	0.33
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-70869	36979	6.9	21	0.33
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	212569	15672	15.3	21	0.73
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	202993	16361	15.0	21	0.72
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	92679	33856	7.2	21	0.35
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	71678	46772	7.2	21	0.35
	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	179508	14044	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	171180	14713	12.7	21	0.61
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	71989	35198	5.7	21	0.28
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-63425	35972	6.2	21	0.30
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	174797	16452	12.7	21	0.61
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	166503	17040	12.4	21	0.60
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	72353	33894	5.7	21	0.28
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-61803	47363	6.3	21	0.30
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	109919	14349	8.0	21	0.39
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	104620	15002	7.9	21	0.38
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	38038	38435	3.3	21	0.16
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-38249	39672	4.1	21	0.20
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140822	15003	10.2	21	0.49
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133800	15609	10.0	21	0.48
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	43012	35320	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	51552	45076	5.4	21	0.26
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140574	14816	10.2	21	0.49
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133626	15408	10.0	21	0.48
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	40294	34965	3.4	21	0.17
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	51236	43635	5.3	21	0.26
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	120660	14375	8.8	21	0.42
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	115371	15022	8.6	21	0.41
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	37796	37084	3.3	21	0.16
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	47913	45538	5.1	21	0.25
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	132693	14544	9.7	21	0.47
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	124617	15181	9.3	21	0.45
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	42685	35370	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-41992	44001	4.5	21	0.22
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	124445	14606	9.1	21	0.44
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	117599	14570	8.8	21	0.42
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	39499	37790	3.4	21	0.17
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	43693	43609	4.6	21	0.22
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	222140	13647	16.0	21	0.77
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	213021	14265	15.7	21	0.75
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	87006	35552	6.8	21	0.33
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-87005	36693	8.3	21	0.40
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-189546	12103	13.6	21	0.65
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-180489	12738	13.3	21	0.64
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	79632	33675	6.2	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	75104	35672	7.3	21	0.35

\*評価位置を下記に示す。

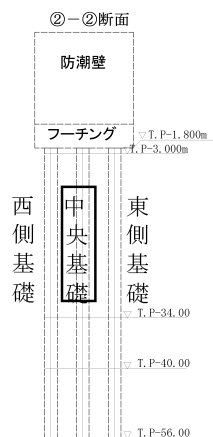




表 5.2-10(5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	193288	14660	13.9	21	0.67
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	184355	15187	13.6	21	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	91609	32582	7.1	21	0.34
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-67091	40488	6.7	21	0.32
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	235974	14119	17.0	21	0.81
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	226135	14697	16.6	21	0.80
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81524	33310	6.4	21	0.31
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-80710	36920	7.8	21	0.38
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	194490	14995	14.0	21	0.67
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	186509	15651	13.8	21	0.66
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	151195	36529	11.4	21	0.55
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	124441	39698	11.6	21	0.56
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	178797	14790	12.9	21	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	172956	15563	12.8	21	0.61
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	82783	31796	6.4	21	0.31
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82785	32476	7.9	21	0.38
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	160024	15129	11.6	21	0.56
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	154791	15663	11.5	21	0.55
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	74639	37510	5.9	21	0.29
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-74641	38475	7.3	21	0.35

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

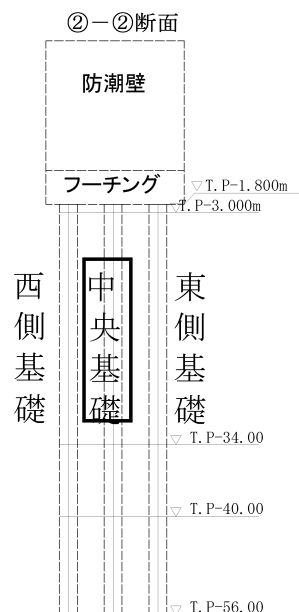




表 5.2-10(6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	216631	13711	15.6	21	0.75
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	207728	14333	15.3	21	0.73
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	78515	35831	6.2	21	0.30
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-78457	37618	7.6	21	0.37
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	226669	13836	16.3	21	0.78
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217100	14452	16.0	21	0.77
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-92084	35541	7.1	21	0.34
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-91963	36636	8.7	21	0.42
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	196428	15429	14.2	21	0.68
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	187743	16061	13.9	21	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	63575	35812	5.1	21	0.25
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	53778	44306	5.6	21	0.27
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	213935	13318	15.4	21	0.74
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	205970	13856	15.1	21	0.72
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-97845	35183	7.5	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-97489	36220	9.2	21	0.44
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207098	13310	14.9	21	0.71
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	199679	13930	14.7	21	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-94372	35245	7.3	21	0.35
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-94196	36293	8.9	21	0.43

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) 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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

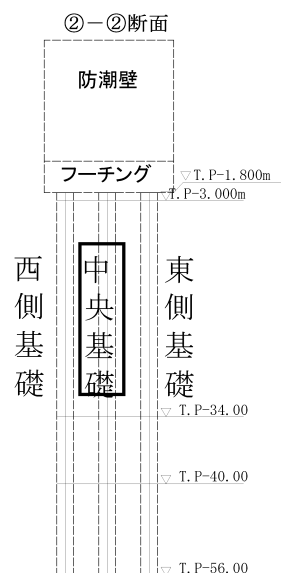




表 5.2－10(7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②－②断面東側)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s－D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	215462	10014	15.4	21	0.74
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	208080	10608	15.2	21	0.73
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	98325	30117	7.5	21	0.36
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-87210	41937	8.4	21	0.40
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	211763	15246	15.3	21	0.73
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	205700	15625	15.2	21	0.73
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	100919	30863	7.7	21	0.37
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	91122	48004	8.9	21	0.43
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	182095	7685	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	175991	8220	12.9	21	0.62
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	79019	32169	6.2	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-80497	32769	7.7	21	0.37
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	182179	8105	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	174059	8760	12.7	21	0.61
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	79671	30273	6.2	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-83084	46997	8.2	21	0.40
S s－11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	112830	14302	8.2	21	0.40
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	108390	15070	8.1	21	0.39
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	43310	39389	3.7	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	54307	43442	5.6	21	0.27
S s－12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	146658	7646	10.5	21	0.50
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	140378	8273	10.3	21	0.50
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	52420	33809	4.3	21	0.21
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-70256	46440	7.0	21	0.34
S s－13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	146539	6646	10.5	21	0.50
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	140418	7414	10.3	21	0.50
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	48595	32946	4.0	21	0.20
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-65218	44762	6.6	21	0.32
S s－14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	124857	10270	9.0	21	0.43
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	120848	10865	8.9	21	0.43
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	42204	39766	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-63068	44599	6.4	21	0.31
S s－21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	135335	14591	9.8	21	0.47
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	129276	15239	9.6	21	0.46
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	48851	37448	4.1	21	0.20
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-64702	44261	6.5	21	0.31
S s－22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	125283	13563	9.1	21	0.44
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	120522	14266	9.0	21	0.43
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	44511	38629	3.8	21	0.19
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-62305	42204	6.3	21	0.30
S s－31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	219408	14415	15.8	21	0.76
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	213080	14949	15.7	21	0.75
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	90991	31898	7.0	21	0.34
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-90990	33298	8.6	21	0.41
S s－31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-179866	13991	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-174428	14702	12.9	21	0.62
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	76328	38999	6.1	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	69278	41543	6.9	21	0.33

\*評価位置を下記に示す。

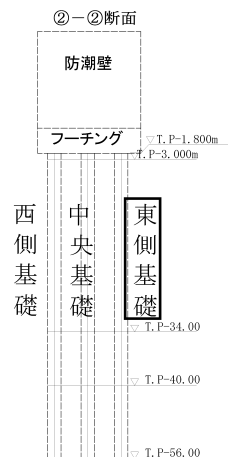




表 5.2-10(8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	198659	8796	14.2	21	0.68
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	191868	9280	14.0	21	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	101566	29728	7.7	21	0.37
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-86555	42326	8.4	21	0.40
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	239957	10678	17.2	21	0.82
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	232347	11187	17.0	21	0.81
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87227	30258	6.7	21	0.32
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-98000	40552	9.4	21	0.45
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	206873	859	14.7	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198014	1509	14.3	21	0.69
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	163853	39430	12.3	21	0.59
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	137372	43236	12.8	21	0.61
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179852	14277	13.0	21	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	173738	14740	12.8	21	0.61
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87491	30024	6.7	21	0.32
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-87494	30770	8.2	21	0.40
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	160666	14279	11.6	21	0.56
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	155048	14759	11.5	21	0.55
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	82296	37181	6.5	21	0.31
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82298	37908	7.9	21	0.38

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

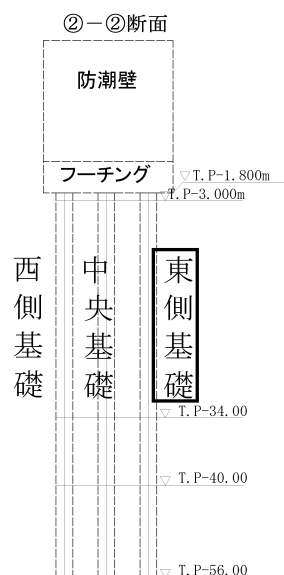




表 5.2-10(9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	214334	13475	15.4	21	0.74
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	208212	14226	15.3	21	0.73
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81399	32129	6.3	21	0.30
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-83839	36805	8.0	21	0.39
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	224052	14945	16.1	21	0.77
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217355	15750	16.0	21	0.77
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-96946	31996	7.4	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-96792	33311	9.1	21	0.44
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201416	10670	14.5	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	193289	11281	14.2	21	0.68
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	60945	40813	5.0	21	0.24
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	55523	45443	5.7	21	0.28
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	210483	14671	15.2	21	0.73
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	204635	15225	15.1	21	0.72
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-103883	31433	7.9	21	0.38
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-103020	32460	9.6	21	0.46
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	203633	13913	14.7	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198105	14434	14.6	21	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-100059	31011	7.6	21	0.37
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-99466	32319	9.3	21	0.45

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) 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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

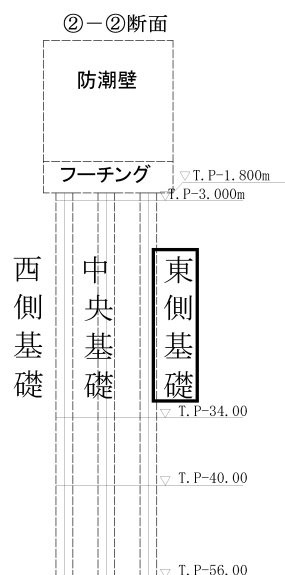




表 5.2-11(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(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)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	151241	19099	48.0	435	0.12
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	452860	56201	145.0	435	0.34
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	453021	62967	120.0	435	0.28
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	397954	53666	178.0	435	0.41
	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	155563	16623	52.0	435	0.12
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	465517	44070	163.0	435	0.38
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	466783	51149	136.0	435	0.32
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-396272	64051	159.0	435	0.37
	H-V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	162137	19264	53.0	435	0.13
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	421864	49835	137.0	435	0.32
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	435913	54390	121.0	435	0.28
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	445278	60219	199.0	435	0.46
	H-V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	158672	17059	53.0	435	0.13
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	431662	53250	138.0	435	0.32
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	441361	58596	119.0	435	0.28
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	441159	71020	177.0	435	0.41
S s - 11	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	78009	18069	17.0	435	0.04
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	294307	53583	77.0	435	0.18
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	321454	63882	70.0	435	0.17
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	351912	73053	115.0	435	0.27
S s - 12	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	83863	17502	20.0	435	0.05
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	243353	48774	59.0	435	0.14
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	284217	57328	61.0	435	0.15
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-320290	69018	100.0	435	0.23
S s - 13	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	83010	17596	19.0	435	0.05
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	251042	51453	60.0	435	0.14
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	279375	61526	56.0	435	0.13
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-298426	67730	88.0	435	0.21
S s - 14	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	73734	18703	14.0	435	0.04
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	191916	48906	37.0	435	0.09
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	219980	58707	37.0	435	0.09
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	269930	68525	70.0	435	0.17
S s - 21	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	148937	21213	45.0	435	0.11
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	392475	52971	121.0	435	0.28
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	396616	64443	98.0	435	0.23
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-321786	62216	112.0	435	0.26
S s - 22	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	142494	16255	47.0	435	0.11
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	260086	32965	82.0	435	0.19
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	237910	49990	50.0	435	0.12
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	248366	64612	62.0	435	0.15
S s - 31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	132918	18675	40.0	435	0.10
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	452094	52701	148.0	435	0.35
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	496419	62153	138.0	435	0.32
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	486855	69033	211.0	435	0.49
S s - 31	H-V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	161069	17701	54.0	435	0.13
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-387435	51459	120.0	435	0.28
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-405647	56203	108.0	435	0.25
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	390424	67645	149.0	435	0.35

\*評価位置を下記に示す。

①-①断面

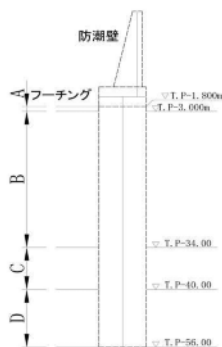




表 5.2-11(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	153758	16597	52	435	0.12
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	436187	41734	152	435	0.35
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	434448	50996	123	435	0.29
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	388442	72506	139	435	0.32
③	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	155996	16481	53	435	0.13
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	482267	46601	168	435	0.39
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	486403	51502	143	435	0.33
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	-425619	64363	178	435	0.41
④	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	170320	18350	57	435	0.14
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	375655	36290	131	435	0.31
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	394718	59243	101	435	0.24
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	334308	62157	120	435	0.28
⑤	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	150333	16812	50	435	0.12
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	426463	48043	141	435	0.33
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	433169	52261	122	435	0.29
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	415603	70901	160	435	0.37
⑥	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	150023	16855	50	435	0.12
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	399532	48134	129	435	0.30
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	401823	52333	110	435	0.26
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	395482	71193	146	435	0.34

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) 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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

①-①断面

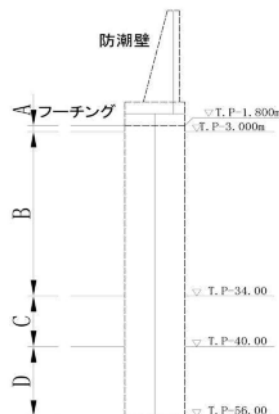




表 5.2-11(3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
②	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	127685	18752	38	435	0.09
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	432763	53005	139	435	0.32
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	477507	62611	130	435	0.30
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	472481	69921	200	435	0.46
③	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	137154	18548	42	435	0.10
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	470645	52137	157	435	0.37
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	506998	59046	144	435	0.34
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-498420	68541	220	435	0.51
④	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	146657	18715	46	435	0.11
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	370724	53781	110	435	0.26
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	380722	58791	96	435	0.23
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	384433	71545	138	435	0.32
⑤	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	137693	18848	42	435	0.10
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	460095	52987	151	435	0.35
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	509955	62073	143	435	0.33
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-491695	68762	215	435	0.50
⑥	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	134256	18887	41	435	0.10
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	444914	53165	144	435	0.34
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	496195	62497	137	435	0.32
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-478554	69072	206	435	0.48

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) 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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

①-①断面

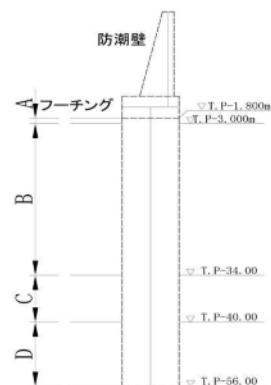




表 5.2-12(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

(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)

地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	196042	17534	251	435	0.58
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	192758	18295	265	435	0.61
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-100275	39737	103	435	0.24
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	83055	40504	113	435	0.26
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	201586	22414	254	435	0.59
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	197758	23194	267	435	0.62
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-105709	42127	109	435	0.26
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	81430	45112	103	435	0.24
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	170940	24531	211	435	0.49
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	166801	25220	220	435	0.51
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-83763	44015	78	435	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	78521	40177	104	435	0.24
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	161350	24223	198	435	0.46
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	159395	24922	209	435	0.49
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-83241	40939	79	435	0.19
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	72782	53041	74	435	0.18
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	98381	17565	119	435	0.28
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	97612	18283	125	435	0.29
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	29954	28953	18	435	0.05
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-35439	39796	20	435	0.05
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	126851	22875	153	435	0.36
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	126608	23439	163	435	0.38
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-55188	42127	41	435	0.10
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-65245	47549	66	435	0.16
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	126450	23185	152	435	0.35
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	126352	23729	162	435	0.38
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-51899	41562	37	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-66297	48791	67	435	0.16
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	112904	21977	135	435	0.32
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	110758	22577	140	435	0.33
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-41499	38871	26	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-62351	50553	57	435	0.14
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	121433	18097	149	435	0.35
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	118795	18733	156	435	0.36
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	38959	33900	26	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-49374	45855	38	435	0.09
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	114709	16591	142	435	0.33
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	112255	17237	148	435	0.35
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-45038	40211	30	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-56396	48853	48	435	0.12
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	213484	16408	275	435	0.64
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	207939	16863	288	435	0.67
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	80361	42218	75	435	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-80225	43826	102	435	0.24
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-189375	15564	243	435	0.56
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-182693	16375	252	435	0.58
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-81978	31220	85	435	0.20
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	79279	34714	114	435	0.27

\*評価位置を下記に示す。

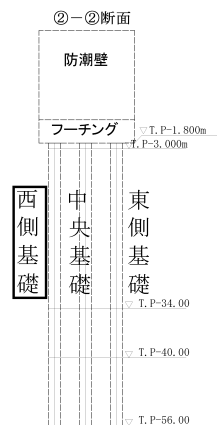




表 5.2-12(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179952	18198	229	435	0.53
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	176992	18951	241	435	0.56
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-104159	38872	109	435	0.26
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	82257	41022	110	435	0.26
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	222582	16715	287	435	0.66
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	218079	17336	303	435	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	88923	41307	87	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	95304	40525	138	435	0.32
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	180436	29737	220	435	0.51
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	177946	30407	231	435	0.54
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-172032	36317	203	435	0.47
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	150707	39270	257	435	0.60
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	172539	12308	223	435	0.52
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	168605	13167	234	435	0.54
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	84005	35256	85	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	84790	36192	123	435	0.29
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	155537	12575	200	435	0.46
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	151408	13074	209	435	0.49
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-75449	28153	79	435	0.19
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	75451	28899	114	435	0.27

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

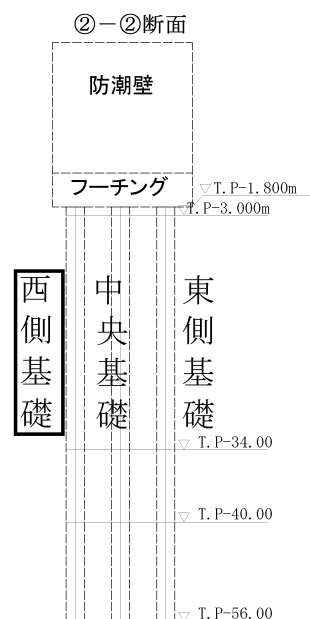




表 5.2-12(3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	208795	16945	269	435	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	203615	17606	281	435	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	70464	43282	61	435	0.15
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	74584	45981	87	435	0.20
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	215828	15905	279	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	210720	16520	293	435	0.68
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	85537	42065	82	435	0.19
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-85225	43784	112	435	0.26
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	184507	19815	233	435	0.54
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	181095	20440	246	435	0.57
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-69150	35773	65	435	0.15
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	64337	37947	78	435	0.18
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207212	15826	267	435	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	200736	16261	279	435	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	95448	42104	95	435	0.22
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-95623	44065	134	435	0.31
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201564	16402	259	435	0.60
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	195336	17010	270	435	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	92864	42469	91	435	0.21
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-93257	44363	128	435	0.30

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

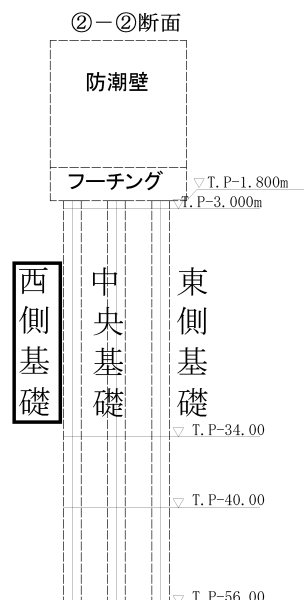




表 5.2-12(4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

(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)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	210934	14756	273	435	0.63
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	201366	15300	280	435	0.65
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	89428	33075	94	435	0.22
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	70839	36520	93	435	0.22
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	212350	15113	275	435	0.64
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	202927	15809	282	435	0.65
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	92679	33856	98	435	0.23
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	69922	40779	85	435	0.20
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	179508	14044	231	435	0.54
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	170914	14293	237	435	0.55
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	71989	35198	69	435	0.16
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	63493	34744	81	435	0.19
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	174797	16452	223	435	0.52
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	166245	16637	228	435	0.53
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	72353	33894	70	435	0.17
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	61141	44799	62	435	0.15
S s -11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	109929	14291	137	435	0.32
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	104624	14942	139	435	0.32
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	32351	26202	23	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	38284	38068	27	435	0.07
S s -12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140822	15003	178	435	0.41
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133790	15585	181	435	0.42
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	43007	35299	30	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-51557	42952	46	435	0.11
S s -13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140574	14816	178	435	0.41
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133626	15408	181	435	0.42
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	40294	34965	27	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-51237	42120	46	435	0.11
S s -14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	120610	14271	151	435	0.35
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	115354	14910	155	435	0.36
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	37805	36736	23	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	46526	39487	40	435	0.10
S s -21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	132163	12818	168	435	0.39
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	124108	13432	169	435	0.39
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	42403	27033	36	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-42195	34389	38	435	0.09
S s -22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	124604	13959	157	435	0.37
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	117301	13946	158	435	0.37
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	39509	33878	27	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	40196	34741	34	435	0.08
S s -31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	222140	13647	289	435	0.67
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	213021	14265	299	435	0.69
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	86978	34807	89	435	0.21
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-87008	36656	127	435	0.30
S s -31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-189546	12103	247	435	0.57
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-180489	12738	252	435	0.58
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-79237	31347	82	435	0.19
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	75104	35672	103	435	0.24

\*評価位置を下記に示す。

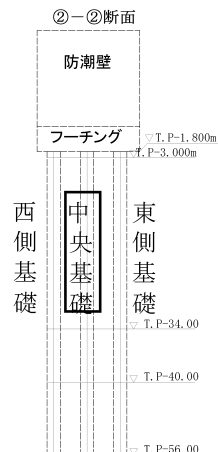




表 5.2-12(5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	193288	14660	250	435	0.58
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	184355	15187	256	435	0.59
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	91609	32582	97	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	67076	37055	85	435	0.20
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	235974	14119	308	435	0.71
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	226135	14697	317	435	0.73
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81524	33310	83	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	80707	36887	113	435	0.26
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	194490	14995	251	435	0.58
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	186509	15651	258	435	0.60
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-151105	35319	175	435	0.41
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	124441	39698	201	435	0.47
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	178797	14790	230	435	0.53
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	172924	15318	239	435	0.55
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	82791	31361	86	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82793	32114	125	435	0.29
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	159983	14909	204	435	0.47
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	154791	15663	212	435	0.49
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	75168	31256	76	435	0.18
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-75171	31955	109	435	0.26

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

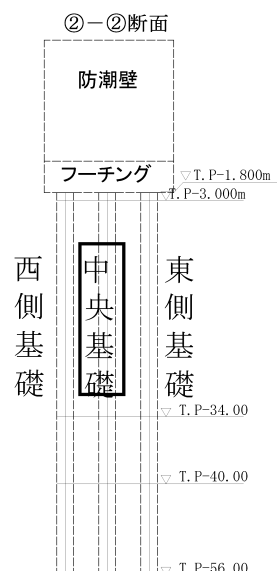




表 5.2-12(6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	216631	13711	282	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	207728	14333	291	435	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	78522	35760	77	435	0.18
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-78521	36937	109	435	0.26
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	226669	13836	295	435	0.68
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217100	14452	304	435	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	92084	34812	96	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-91963	36636	137	435	0.32
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	196428	15429	253	435	0.59
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	187743	16061	260	435	0.60
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-63592	33502	59	435	0.14
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	52591	38738	53	435	0.13
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	213951	13235	279	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	205970	13856	289	435	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	97846	34441	104	435	0.24
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-97489	36220	149	435	0.35
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207101	13214	269	435	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	199686	13835	279	435	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	94373	34511	99	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-94196	36293	142	435	0.33

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

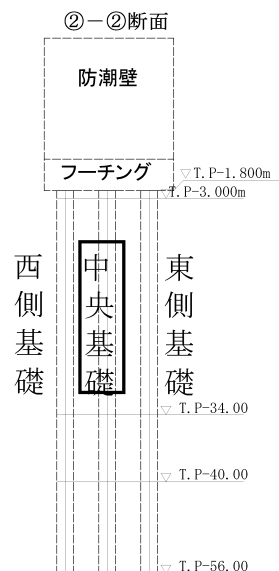




表 5.2－12(7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②－②断面東側)

(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)

地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s－D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	215462	10014	283	435	0.66
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	208081	10533	295	435	0.68
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	98325	30117	108	435	0.25
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	86041	34666	128	435	0.30
	H+V－	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	211673	14876	274	435	0.63
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	205609	15233	287	435	0.66
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	100794	30491	111	435	0.26
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	89097	40215	126	435	0.29
	H－V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	182053	7604	240	435	0.56
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	175769	7806	250	435	0.58
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	79019	32169	81	435	0.19
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	80341	31273	121	435	0.28
	H－V－	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	182179	8105	240	435	0.56
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	173754	7863	247	435	0.57
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	79671	30273	83	435	0.20
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	82764	43987	107	435	0.25
S s－11	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	112794	14202	141	435	0.33
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	108363	14960	144	435	0.34
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	42984	38333	28	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	－54307	42901	51	435	0.12
S s－12	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	146658	7646	192	435	0.45
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	140378	8273	198	435	0.46
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	52421	33793	44	435	0.11
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	69746	44754	79	435	0.19
S s－13	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	146539	6646	193	435	0.45
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	140453	7261	199	435	0.46
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	48582	32908	39	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	64179	38619	77	435	0.18
S s－14	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	124796	10114	161	435	0.38
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	120573	10191	167	435	0.39
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	42180	39472	26	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	63058	44369	66	435	0.16
S s－21	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	131760	5215	174	435	0.40
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	125484	5793	178	435	0.41
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	45604	28106	39	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	64701	43126	71	435	0.17
S s－22	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	125282	13262	159	435	0.37
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	120487	13943	163	435	0.38
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	44633	32985	34	435	0.08
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	62311	41858	68	435	0.16
S s－31	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	219408	14415	285	435	0.66
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	213080	14949	298	435	0.69
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	90943	30843	98	435	0.23
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	－91023	33152	141	435	0.33
S s－31	H－V+	A	9960	2460	2255	D510150(5段)	－179866	13991	232	435	0.54
		B	9960	2460	2255	D510150(4段)	－174428	14702	241	435	0.56
		C	9960	2460	2255	D510150(5段)	－76326	37913	73	435	0.17
		D	9960	2460	2255	D510150(2段)	69278	41543	83	435	0.20

\*評価位置を下記に示す。

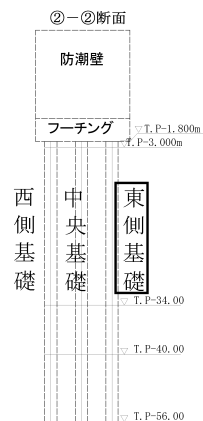




表 5.2-12(8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	198659	8796	262	435	0.61
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	191868	9280	272	435	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	101579	29617	113	435	0.26
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	85835	35662	126	435	0.29
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	239957	10678	316	435	0.73
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	232347	11187	330	435	0.76
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87227	30258	93	435	0.22
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-97604	34454	152	435	0.35
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	206899	515	280	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198079	1170	290	435	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-163855	36699	191	435	0.44
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	137372	43236	223	435	0.52
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179852	14277	232	435	0.54
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	173738	14740	240	435	0.56
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87774	27632	96	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-87777	28277	141	435	0.33
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	160687	14188	206	435	0.48
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	155053	14654	213	435	0.49
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	79445	27931	85	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-79276	28307	123	435	0.29

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) 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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

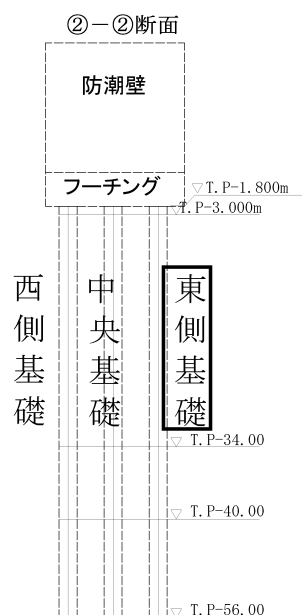




表 5.2-12(9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	214334	13475	279	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	208173	14013	292	435	0.68
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81442	31928	84	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	83753	34545	123	435	0.29
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	224052	14945	291	435	0.67
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217302	15481	304	435	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	96947	31149	106	435	0.25
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-96792	33311	153	435	0.36
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201447	10402	264	435	0.61
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	193236	11008	273	435	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-60096	37730	51	435	0.12
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-55419	42113	54	435	0.13
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	210483	14671	273	435	0.63
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	204635	15225	285	435	0.66
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	103836	30467	115	435	0.27
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-102936	32274	167	435	0.39
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	203633	13913	264	435	0.61
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198105	14434	276	435	0.64
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	100059	30156	111	435	0.26
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-99408	32079	160	435	0.37

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) 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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

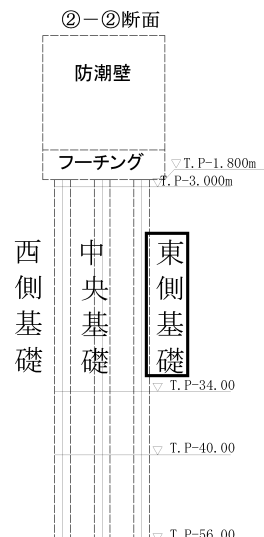






図 5.2-4 (1) 概略配筋図 (曲げ軸力に対する評価) (A区間)

表 5.2-13 (1) 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価) (A区間)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

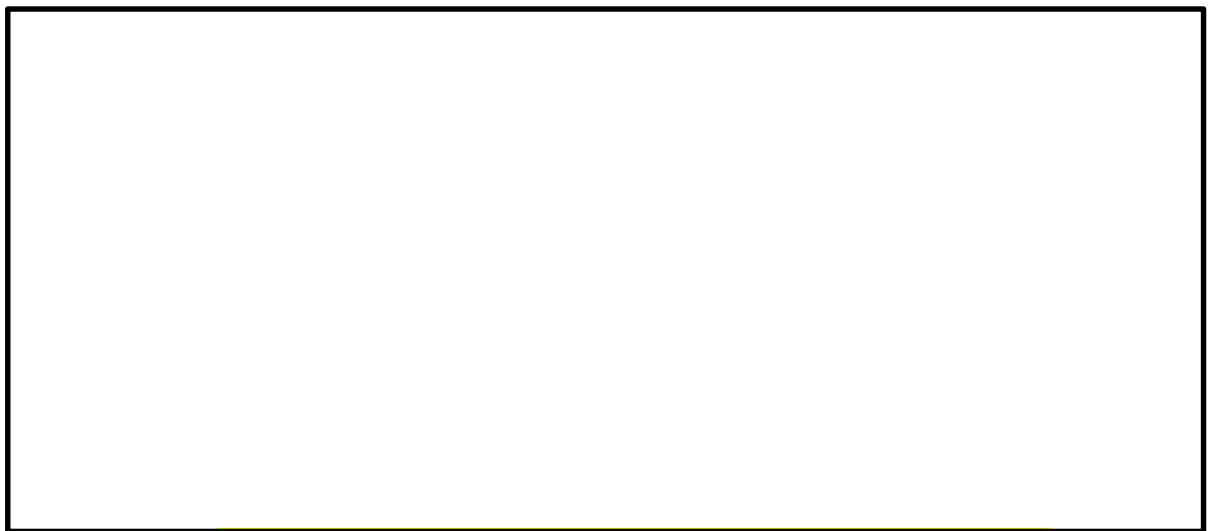


図 5.2-4 (2) 概略配筋図 (曲げ軸力に対する評価) (B区間)

表 5.2-13 (2) 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価) (B区間)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①—①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②—②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588





図 5.2-4 (3) 概略配筋図（曲げ軸力に対する評価）（C 区間）

表 5.2-13 (3) 断面諸元一覧（曲げ軸力に対する評価）（C 区間）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235



図 5.2-4 (4) 概略配筋図（曲げ軸力に対する評価）（D 区間）

表 5.2-13 (4) 断面諸元一覧（曲げ軸力に対する評価）（D 区間）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5.2-14 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

概略配筋図を図 5.2-5 に、断面諸元一覧を表 5.2-15 に示す。



表 5.2-14 (1) せん断力に対する照査 (①-①断面)

(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)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状(mm)			せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10703	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18346	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27648	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28928	87263.00	0.34
		H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10935	63279.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18983	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27518	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29403	87263.00	0.34
		H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10942	63279.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18359	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	23836	87263.00	0.28
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29011	87263.00	0.34
		H-V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10205	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17671	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18734	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22850	87263.00	0.27
	S s - 11	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5564	63279.00	0.09
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15548	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	14838	87263.00	0.18
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19140	87263.00	0.22
	S s - 12	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5117	63279.00	0.09
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	13169	63279.00	0.21
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	21878	87263.00	0.26
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22013	87263.00	0.26
	S s - 13	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5002	63279.00	0.08
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	12437	63279.00	0.20
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	20569	87263.00	0.24
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	20725	87263.00	0.24
	S s - 14	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	3864	63279.00	0.07
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11040	63279.00	0.18
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	12962	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	14009	87263.00	0.17
	S s - 21	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9626	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15605	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	13078	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	21119	87263.00	0.25
	S s - 22	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	8491	63279.00	0.14
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11691	63279.00	0.19
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18546	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19747	87263.00	0.23
	S s - 31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9733	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17592	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19002	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28999	87263.00	0.34
	S s - 31	H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10077	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17338	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18669	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	24422	87263.00	0.28

\*評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (2) せん断力に対する照査 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)			せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	28913	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	2360	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18400	63279.00	0.33
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28913	87263.00	0.34
③	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	11228	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18387	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	24505	63279.00	0.29
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29701	87263.00	0.35
④	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	12031	87263.00	0.20
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15452	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	35114	63279.00	0.41
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	48212	87263.00	0.56
⑤	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10907	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17176	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	21144	63279.00	0.25
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29391	87263.00	0.34
⑥	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10563	87263.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17123	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19679	63279.00	0.23
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29134	87263.00	0.34
②	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	2360	87263.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17446	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18866	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	27768	87263.00	0.32
③	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9946	87263.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17934	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18974	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	30377	87263.00	0.35
④	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10943	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	14266	63279.00	0.23
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19980	63279.00	0.23
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	31080	87263.00	0.36
⑤	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9746	87263.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	19408	63279.00	0.31
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18815	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28599	87263.00	0.33
⑥	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9468	87263.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	19411	63279.00	0.31
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18567	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	27456	87263.00	0.32

注記 \*1: 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

\*2: 評価位置を下記に示す。

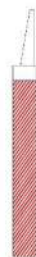




表 5.2-14 (3) せん断力に対する照査 (②-②断面西側)

(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)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	22.74	12-D32@300	5834	22461.00	0.26
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	12410	33352.00	0.38
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	13390	40719.00	0.33
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	25720	45658.00	0.57
		H+V-	A	9960	2460	22.71	12-D32@300	6802	22461.00	0.31
			B	9960	2460	22.71	16-D35@300	13040	33352.00	0.40
			C	9960	2460	53.52	18-D38@300	13610	40719.00	0.34
			D	9960	2460	22.55	18-D38@300	25020	45658.00	0.55
		H-V+	A	9960	2460	23.57	12-D32@300	5877	22461.00	0.27
			B	9960	2460	23.57	16-D35@300	12230	33352.00	0.37
			C	9960	2460	55.75	18-D38@300	11520	40719.00	0.29
			D	9960	2460	23.44	18-D38@300	22090	45658.00	0.49
		H-V-	A	9960	2460	23.58	12-D32@300	7056	22461.00	0.32
			B	9960	2460	23.58	16-D35@300	11830	33352.00	0.36
			C	9960	2460	55.74	18-D38@300	11530	40719.00	0.29
			D	9960	2460	23.4	18-D38@300	22240	45658.00	0.49
	S s - 11	H+V+	A	9960	2460	48.85	12-D32@300	4787	22461.00	0.22
			B	9960	2460	48.85	16-D35@300	8384	33352.00	0.26
			C	9960	2460	25.9	18-D38@300	2480	40719.00	0.07
			D	9960	2460	24.56	18-D38@300	9696	45658.00	0.22
	S s - 12	H+V+	A	9960	2460	37.74	12-D32@300	5441	22461.00	0.25
			B	9960	2460	37.74	16-D35@300	9322	33352.00	0.28
			C	9960	2460	88.37	18-D38@300	9191	40719.00	0.23
			D	9960	2460	88.43	18-D38@300	21460	45658.00	0.48
	S s - 13	H+V+	A	9960	2460	34.98	12-D32@300	5525	22461.00	0.25
			B	9960	2460	34.98	16-D35@300	9146	33352.00	0.28
			C	9960	2460	85.55	18-D38@300	8881	40719.00	0.22
			D	9960	2460	85.62	18-D38@300	21040	45658.00	0.47
	S s - 14	H+V+	A	9960	2460	31.97	12-D32@300	4700	22461.00	0.21
			B	9960	2460	31.97	16-D35@300	7497	33352.00	0.23
			C	9960	2460	29.22	18-D38@300	7466	40719.00	0.19
			D	9960	2460	88.35	18-D38@300	18890	45658.00	0.42
	S s - 21	H+V+	A	9960	2460	66.13	12-D32@300	5103	22461.00	0.23
			B	9960	2460	66.13	16-D35@300	9500	33352.00	0.29
			C	9960	2460	66.2	18-D38@300	3659	40719.00	0.09
			D	9960	2460	128.69	18-D38@300	14750	45658.00	0.33
	S s - 22	H+V+	A	9960	2460	77.23	12-D32@300	5265	22461.00	0.24
			B	9960	2460	77.23	16-D35@300	8525	33352.00	0.26
			C	9960	2460	145.21	18-D38@300	6261	40719.00	0.16
			D	9960	2460	115.44	18-D38@300	17080	45658.00	0.38
	S s - 31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	5138	22461.00	0.23
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	11290	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	4759	40719.00	0.12
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16420	45658.00	0.36
	S s - 31	H-V+	A	9960	2460	9.03	12-D32@300	7115	22461.00	0.32
			B	9960	2460	9.04	16-D35@300	11280	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.03	18-D38@300	5178	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.02	18-D38@300	12270	45658.00	0.27

\*評価位置を下記に示す。

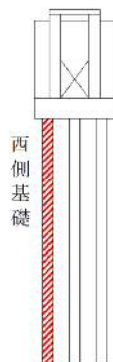




表 5.2-14 (4) セン断力に対する照査 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.74	12-D32@300	5254	22461.00	0.24
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	11990	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	13660	40719.00	0.34
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	25040	45658.00	0.55
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.75	12-D32@300	6598	22461.00	0.30
			B	9960	2460	22.75	16-D35@300	12430	33352.00	0.38
			C	9960	2460	53.51	18-D38@300	11600	40719.00	0.29
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	24750	45658.00	0.55
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	53.87	12-D32@300	6778	22461.00	0.21
			B	9960	2460	53.87	16-D35@300	12090	33352.00	0.37
			C	9960	2460	53.55	18-D38@300	12210	40719.00	0.30
			D	9960	2460	53.54	18-D38@300	21040	45658.00	0.47
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.65	12-D32@300	6965	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.66	16-D35@300	8420	33352.00	0.26
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	6199	40719.00	0.16
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	16790	45658.00	0.37
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.65	12-D32@300	6804	22461.00	0.31
			B	9960	2460	22.65	16-D35@300	8283	33352.00	0.25
			C	9960	2460	23.45	18-D38@300	5911	40719.00	0.15
			D	9960	2460	23.45	18-D38@300	14470	45658.00	0.32
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	4859	22461.00	0.22
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	10970	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	4398	40719.00	0.11
			D	9960	2460	9.03	18-D38@300	16450	45658.00	0.37
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	4919	22461.00	0.22
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	12000	33352.00	0.36
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	5368	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16710	45658.00	0.37
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.11	12-D32@300	5358	22461.00	0.17
			B	9960	2460	9.11	16-D35@300	10440	33352.00	0.32
			C	9960	2460	8.72	18-D38@300	5226	40719.00	0.13
			D	9960	2460	8.71	18-D38@300	18230	45658.00	0.40
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.05	12-D32@300	5910	22461.00	0.27
			B	9960	2460	9.06	16-D35@300	10320	33352.00	0.31
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5367	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	14920	45658.00	0.33
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.05	12-D32@300	5759	22461.00	0.26
			B	9960	2460	9.05	16-D35@300	9976	33352.00	0.30
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5345	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.04	18-D38@300	13880	45658.00	0.31

注記 \*1: 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

\*2: 評価位置を下記に示す。

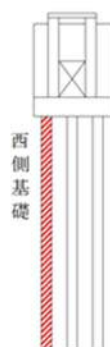




表 5.2-14 (5) せん断力に対する照査 (②-②断面中央)

(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)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	22.73	12-D32@300	9747	22461.00	0.44
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	11750	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	8959	40719.00	0.23
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	20890	45658.00	0.46
		H+V-	A	9960	2460	22.71	12-D32@300	10030	22461.00	0.45
			B	9960	2460	22.71	16-D35@300	12100	33352.00	0.37
			C	9960	2460	53.51	18-D38@300	8958	40719.00	0.22
			D	9960	2460	22.56	18-D38@300	20340	45658.00	0.45
		H-V+	A	9960	2460	23.58	12-D32@300	9051	22461.00	0.41
			B	9960	2460	23.57	16-D35@300	10960	33352.00	0.33
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	7730	40719.00	0.19
			D	9960	2460	23.43	18-D38@300	18750	45658.00	0.42
		H-V-	A	9960	2460	23.57	12-D32@300	8701	22461.00	0.39
			B	9960	2460	23.58	16-D35@300	10540	33352.00	0.32
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	7760	40719.00	0.20
			D	9960	2460	23.4	18-D38@300	18390	45658.00	0.41
	S s - 11	H+V+	A	9960	2460	48.86	12-D32@300	5066	22461.00	0.23
			B	9960	2460	48.86	16-D35@300	6653	33352.00	0.20
			C	9960	2460	25.89	18-D38@300	2764	40719.00	0.07
			D	9960	2460	48.79	18-D38@300	10080	45658.00	0.23
	S s - 12	H+V+	A	9960	2460	37.76	12-D32@300	6384	22461.00	0.29
			B	9960	2460	37.75	16-D35@300	7573	33352.00	0.23
			C	9960	2460	88.37	18-D38@300	5872	40719.00	0.15
			D	9960	2460	88.45	18-D38@300	17690	45658.00	0.39
	S s - 13	H+V+	A	9960	2460	34.99	12-D32@300	6316	22461.00	0.29
			B	9960	2460	34.99	16-D35@300	7425	33352.00	0.23
			C	9960	2460	85.55	18-D38@300	5750	40719.00	0.15
			D	9960	2460	85.64	18-D38@300	17580	45658.00	0.39
	S s - 14	H+V+	A	9960	2460	31.98	12-D32@300	5289	22461.00	0.24
			B	9960	2460	31.98	16-D35@300	6154	33352.00	0.19
			C	9960	2460	31.26	18-D38@300	5089	40719.00	0.13
			D	9960	2460	31.83	18-D38@300	16470	45658.00	0.37
	S s - 21	H+V+	A	9960	2460	66.16	12-D32@300	7369	22461.00	0.33
			B	9960	2460	66.16	16-D35@300	8128	33352.00	0.25
			C	9960	2460	66.19	18-D38@300	4676	40719.00	0.12
			D	9960	2460	66.05	18-D38@300	13370	45658.00	0.30
	S s - 22	H+V+	A	9960	2460	77.23	12-D32@300	6565	22461.00	0.30
			B	9960	2460	77.22	16-D35@300	7805	33352.00	0.24
			C	9960	2460	75.17	18-D38@300	4631	40719.00	0.12
			D	9960	2460	75.17	18-D38@300	14890	45658.00	0.33
	S s - 31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	8289	22461.00	0.37
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	11070	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	4757	40719.00	0.12
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16460	45658.00	0.37
	S s - 31	H-V+	A	9960	2460	9.05	12-D32@300	8240	22461.00	0.37
			B	9960	2460	9.04	16-D35@300	10470	33352.00	0.32
			C	9960	2460	9.03	18-D38@300	4902	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.02	18-D38@300	12850	45658.00	0.29

\*評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (6) せん断力に対する照査 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.73	12-D32@300	9248	22461.00	0.42
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	11380	33352.00	0.35
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	8888	40719.00	0.22
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	20450	45658.00	0.45
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.74	12-D32@300	9469	22461.00	0.30
			B	9960	2460	22.74	16-D35@300	11420	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.5	18-D38@300	8260	40719.00	0.22
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	21500	45658.00	0.50
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	53.87	12-D32@300	8782	22461.00	0.27
			B	9960	2460	53.87	16-D35@300	9956	33352.00	0.30
			C	9960	2460	53.56	18-D38@300	8607	40719.00	0.22
			D	9960	2460	53.54	18-D38@300	18800	45658.00	0.42
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.69	12-D32@300	7368	22461.00	0.33
			B	9960	2460	22.69	16-D35@300	8412	33352.00	0.26
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	6052	40719.00	0.15
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	16710	45658.00	0.37
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.69	12-D32@300	7172	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.68	16-D35@300	8200	33352.00	0.25
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	5598	40719.00	0.14
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	15070	45658.00	0.34
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	8110	22461.00	0.37
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	10760	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	4657	40719.00	0.12
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	16270	45658.00	0.36
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	8698	22461.00	0.28
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	11650	33352.00	0.37
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	4834	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16710	45658.00	0.39
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.11	12-D32@300	7895	22461.00	0.24
			B	9960	2460	9.11	16-D35@300	9194	33352.00	0.28
			C	9960	2460	8.72	18-D38@300	4135	40719.00	0.11
			D	9960	2460	8.7	18-D38@300	18450	45658.00	0.41
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.06	12-D32@300	7267	22461.00	0.33
			B	9960	2460	9.06	16-D35@300	10410	33352.00	0.32
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5621	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	15520	45658.00	0.34
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.06	12-D32@300	6744	22461.00	0.31
			B	9960	2460	9.06	16-D35@300	10060	33352.00	0.31
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5429	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.04	18-D38@300	14640	45658.00	0.33

注記 \*1: 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

\*2: 評価位置を下記に示す。

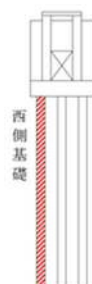




表 5.2-14 (7) せん断力に対する照査 (②-②断面東側)

(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)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	22.72	12-D32@300	7094	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	13010	33352.00	0.40
			C	9960	2460	53.54	18-D38@300	12380	40719.00	0.31
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	26650	45658.00	0.59
		H+V-	A	9960	2460	22.71	12-D32@300	7671	22461.00	0.35
			B	9960	2460	22.7	16-D35@300	13430	33352.00	0.41
			C	9960	2460	53.5	18-D38@300	12110	40719.00	0.30
			D	9960	2460	22.57	18-D38@300	26020	45658.00	0.57
		H-V+	A	9960	2460	23.58	12-D32@300	6121	22461.00	0.28
			B	9960	2460	23.57	16-D35@300	11710	33352.00	0.36
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	10720	40719.00	0.27
			D	9960	2460	23.43	18-D38@300	23550	45658.00	0.52
		H-V-	A	9960	2460	23.57	12-D32@300	7504	22461.00	0.34
			B	9960	2460	23.58	16-D35@300	11250	33352.00	0.34
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	10690	40719.00	0.27
			D	9960	2460	23.41	18-D38@300	23810	45658.00	0.53
	S s - 11	H+V+	A	9960	2460	48.86	12-D32@300	4367	22461.00	0.20
			B	9960	2460	48.86	16-D35@300	8182	33352.00	0.25
			C	9960	2460	48.81	18-D38@300	5210	40719.00	0.13
			D	9960	2460	80.04	18-D38@300	13220	45658.00	0.29
	S s - 12	H+V+	A	9960	2460	37.76	12-D32@300	5709	22461.00	0.26
			B	9960	2460	37.76	16-D35@300	8909	33352.00	0.27
			C	9960	2460	88.41	18-D38@300	9050	40719.00	0.23
			D	9960	2460	54.86	18-D38@300	22600	45658.00	0.50
	S s - 13	H+V+	A	9960	2460	34.99	12-D32@300	5620	22461.00	0.26
			B	9960	2460	34.99	16-D35@300	8798	33352.00	0.27
			C	9960	2460	85.6	18-D38@300	8722	40719.00	0.22
			D	9960	2460	34.84	18-D38@300	22070	45658.00	0.49
	S s - 14	H+V+	A	9960	2460	31.99	12-D32@300	4350	22461.00	0.20
			B	9960	2460	31.97	16-D35@300	7456	33352.00	0.23
			C	9960	2460	31.26	18-D38@300	7747	40719.00	0.20
			D	9960	2460	88.32	18-D38@300	20290	45658.00	0.45
	S s - 21	H+V+	A	9960	2460	102.91	12-D32@300	5715	22461.00	0.26
			B	9960	2460	102.91	16-D35@300	9567	33352.00	0.29
			C	9960	2460	66.19	18-D38@300	6871	40719.00	0.17
			D	9960	2460	122.48	18-D38@300	17530	45658.00	0.39
	S s - 22	H+V+	A	9960	2460	77.22	12-D32@300	5021	22461.00	0.23
			B	9960	2460	77.22	16-D35@300	8925	33352.00	0.27
			C	9960	2460	75.17	18-D38@300	7599	40719.00	0.19
			D	9960	2460	115.46	18-D38@300	18920	45658.00	0.42
	S s - 31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	6808	22461.00	0.31
			B	9960	2460	9.07	16-D35@300	11690	33352.00	0.36
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5251	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	17780	45658.00	0.39
	S s - 31	H-V+	A	9960	2460	9.04	12-D32@300	5152	22461.00	0.23
			B	9960	2460	9.04	16-D35@300	10800	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.03	18-D38@300	5366	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.02	18-D38@300	14430	45658.00	0.32

\*評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (8) せん断力に対する照査 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.72	12-D32@300	6543	22461.00	0.30
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	12970	33352.00	0.39
			C	9960	2460	53.54	18-D38@300	12480	40719.00	0.31
			D	9960	2460	22.61	18-D38@300	26140	45658.00	0.58
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.73	12-D32@300	7710	22461.00	0.35
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	13060	33352.00	0.40
			C	9960	2460	53.51	18-D38@300	11010	40719.00	0.28
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	26790	45658.00	0.59
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	53.86	12-D32@300	8052	22461.00	0.25
			B	9960	2460	53.86	16-D35@300	11740	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.57	18-D38@300	11830	40719.00	0.30
			D	9960	2460	53.54	18-D38@300	20300	45658.00	0.45
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.7	12-D32@300	7504	22461.00	0.34
			B	9960	2460	22.7	16-D35@300	8676	33352.00	0.27
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	6442	40719.00	0.16
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	17520	45658.00	0.39
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.7	12-D32@300	7173	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.7	16-D35@300	8446	33352.00	0.26
			C	9960	2460	22.62	18-D38@300	5853	40719.00	0.15
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	15750	45658.00	0.35
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	6505	22461.00	0.29
			B	9960	2460	9.07	16-D35@300	11350	33352.00	0.35
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5015	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.03	18-D38@300	17840	45658.00	0.40
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	7147	22461.00	0.32
			B	9960	2460	9.07	16-D35@300	12340	33352.00	0.37
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	5464	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	18210	45658.00	0.40
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.1	12-D32@300	7884	22461.00	0.24
			B	9960	2460	9.1	16-D35@300	10440	33352.00	0.32
			C	9960	2460	8.73	18-D38@300	5870	40719.00	0.15
			D	9960	2460	9.21	18-D38@300	20130	45658.00	0.45
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.04	12-D32@300	6652	22461.00	0.30
			B	9960	2460	9.05	16-D35@300	11100	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5731	40719.00	0.15
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	15790	45658.00	0.35
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.04	12-D32@300	6380	22461.00	0.29
			B	9960	2460	9.05	16-D35@300	10730	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5819	40719.00	0.15
			D	9960	2460	9.04	18-D38@300	14830	45658.00	0.33

注記 \*1: 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

\*2: 評価位置を下記に示す。

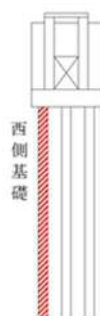






図 5.2-5 (1) 概略配筋図 (せん断力に対する評価) (A区間)

表 5.2-15 (1) 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価) (A区間)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300

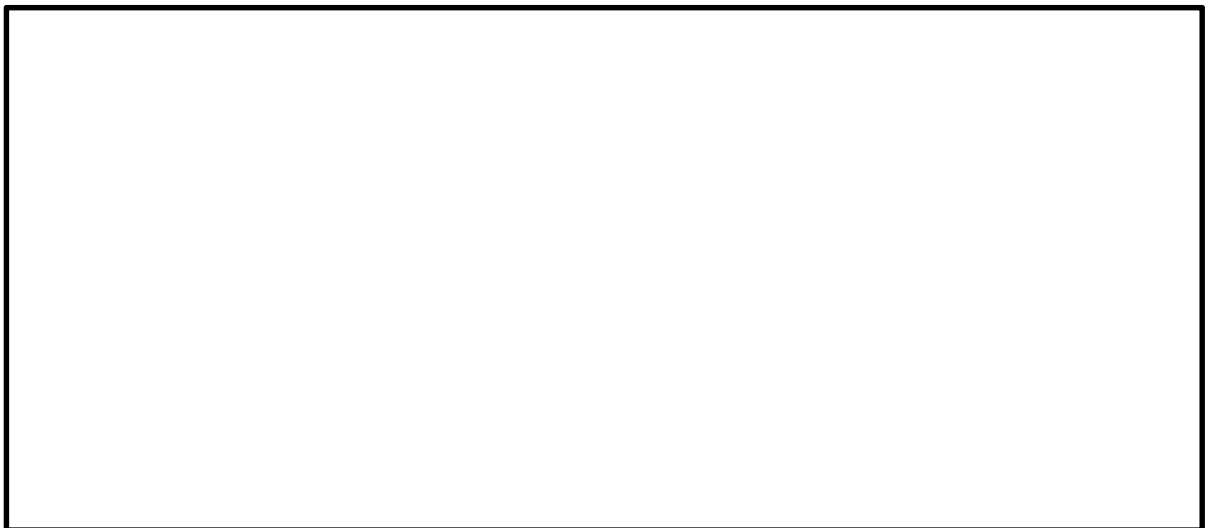


図 5.2-5 (2) 概略配筋図 (せん断力に対する評価) (B区間)

表 5.2-15 (2) 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価) (B区間)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300



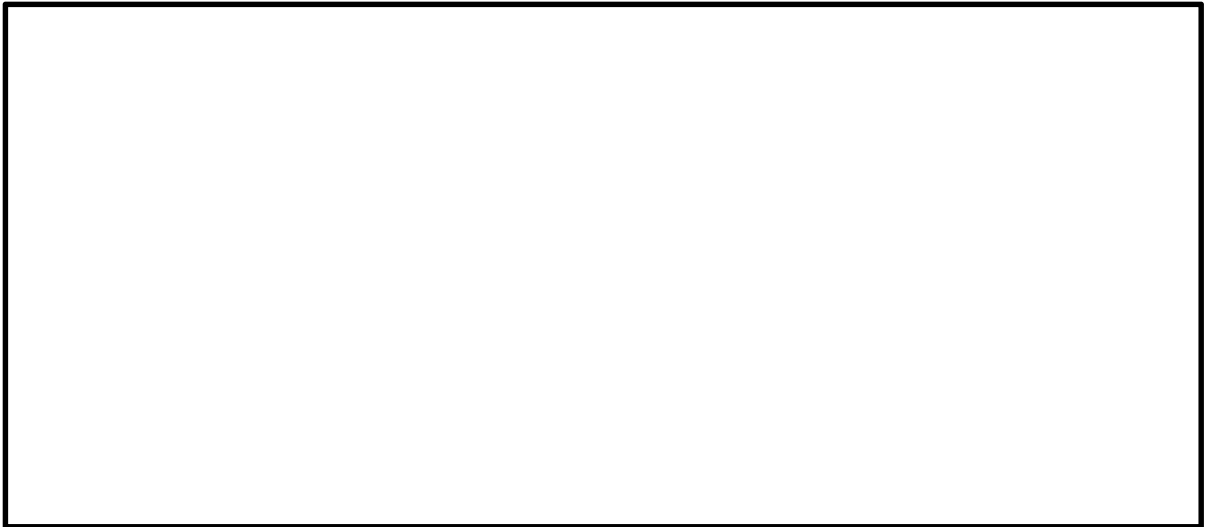


図 5.2-5 (3) 概略配筋図 (せん断力に対する評価) (C 区間)

表 5.2-15 (3) 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価) (C 区間)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



図 5.2-5 (4) 概略配筋図 (せん断力に対する評価) (D 区間)

表 5.2-15 (4) 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価) (D 区間)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



(5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

支持性能評価結果を表 5.3-1 及び表 5.3-2 に示す。また、基礎地盤の接地圧分布図を図 5.3-1 及び図 5.3-2 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁による最大接地圧は検討ケース④（地震動： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，断面：①-①断面）で  $3474 \text{ kN/m}^2$  であり，基礎地盤の極限支持力度  $6201 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから，基準地震動  $S_s$  における鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は，支持性能を有する。



表 5.3-1 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

検討ケース	地震動	位相	接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V+]	2874	6201
		[H+, V-]	2876	6201
		[H-, V+]	2888	6201
		[H-, V-]	2678	6201
	S <sub>s</sub> -11	-	2201	6201
	S <sub>s</sub> -12	-	2586	6201
	S <sub>s</sub> -13	-	2475	6201
	S <sub>s</sub> -14	-	2089	6201
	S <sub>s</sub> -21	-	2182	6201
	S <sub>s</sub> -22	-	2253	6201
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2254	6201
		[H-, V+]	2184	6201
ケース②	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	2865	6201
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2242	6201
ケース③	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	2830	6201
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2296	6201
ケース④	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	3474	6201
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2657	6201
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	2509	6201
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2241	6201
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D1	[H+, V-]	2472	6201
	S <sub>s</sub> -31	[H+, V+]	2242	6201

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

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



表 5.3-2 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

検討ケース	地震動	位相	接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1925	6201
		[H+, V-]	1968	6201
		[H-, V+]	1950	6201
		[H-, V-]	1786	6201
	S <sub>s</sub> -1 1	-	1274	6201
	S <sub>s</sub> -1 2	-	1648	6201
	S <sub>s</sub> -1 3	-	1597	6201
	S <sub>s</sub> -1 4	-	1587	6201
	S <sub>s</sub> -2 1	-	1403	6201
	S <sub>s</sub> -2 2	-	1472	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1316	6201
		[H+, V-]	1232	6201
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1908	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1357	6201
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1911	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1277	6201
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	2182	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1671	6201
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1509	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1315	6201
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1489	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1315	6201

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

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



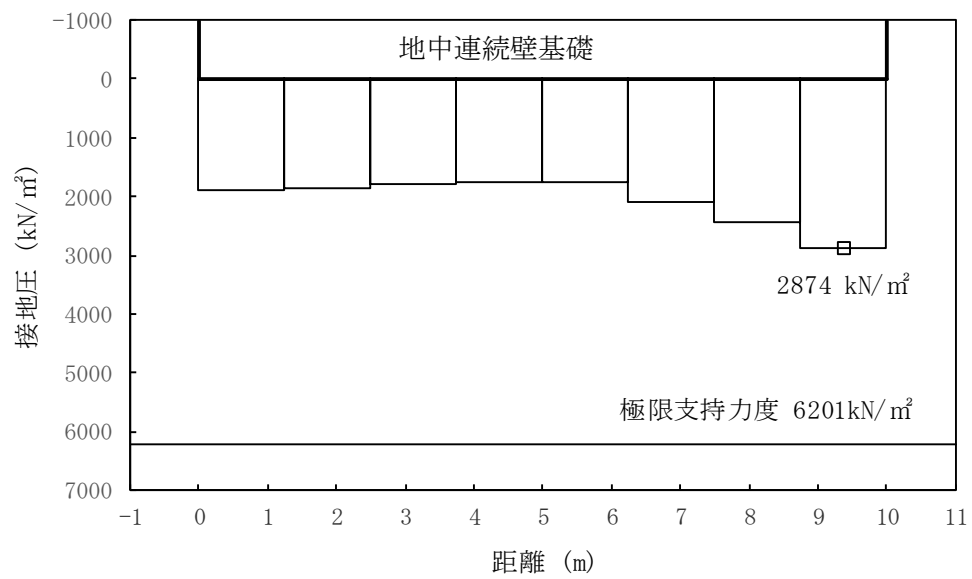


図 5.3-1 (1) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

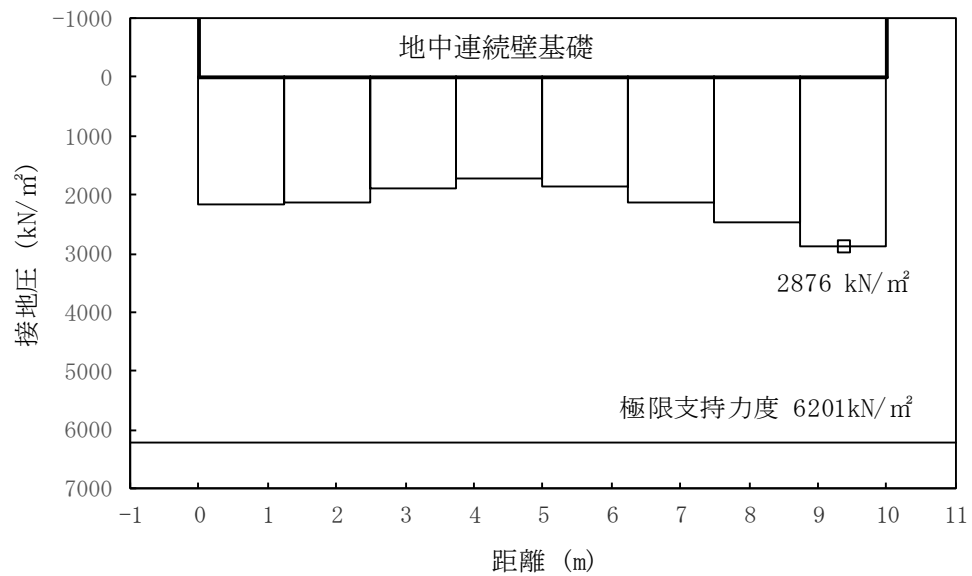


図 5.3-1 (2) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



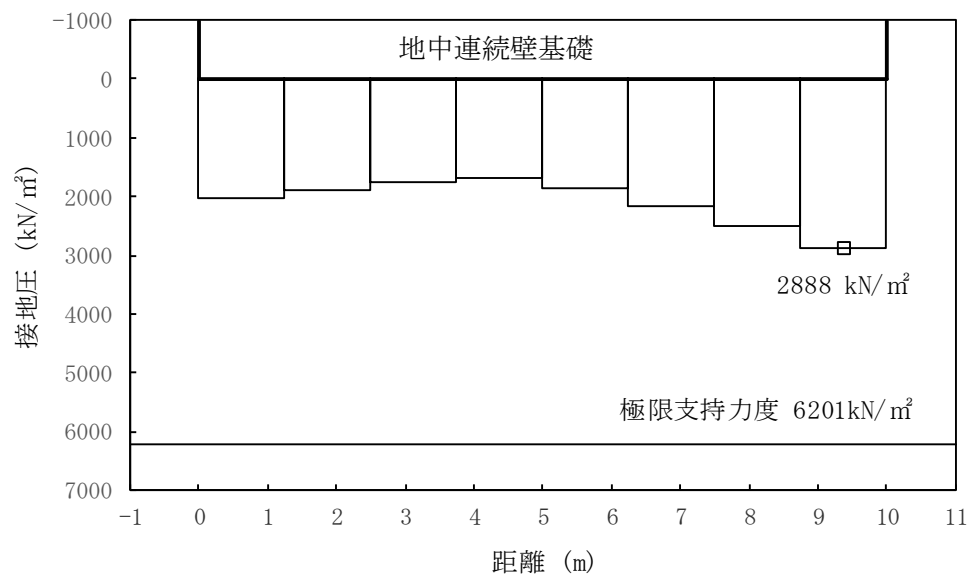


図 5.3-1 (3) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

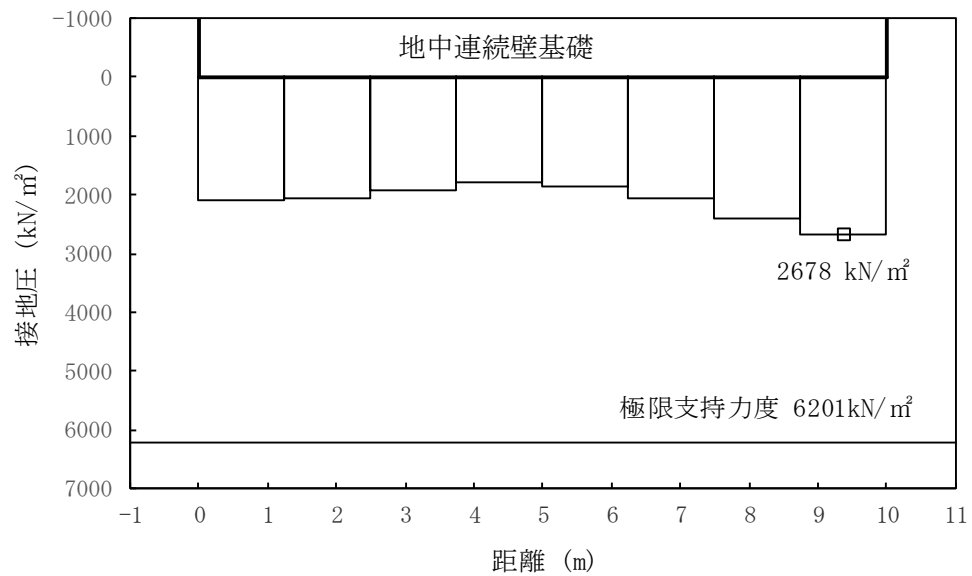


図 5.3-1 (4) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



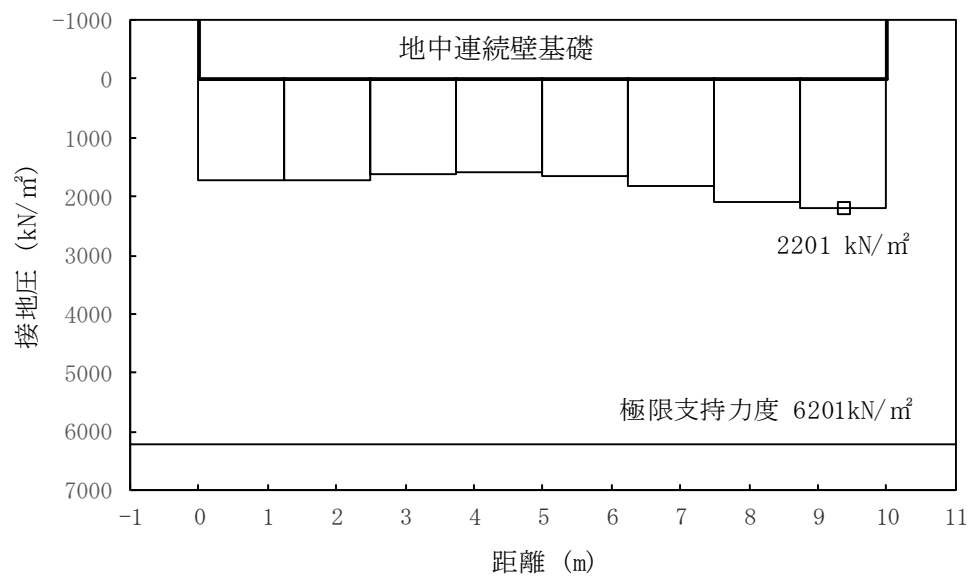


図 5.3-1 (5) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )

(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)

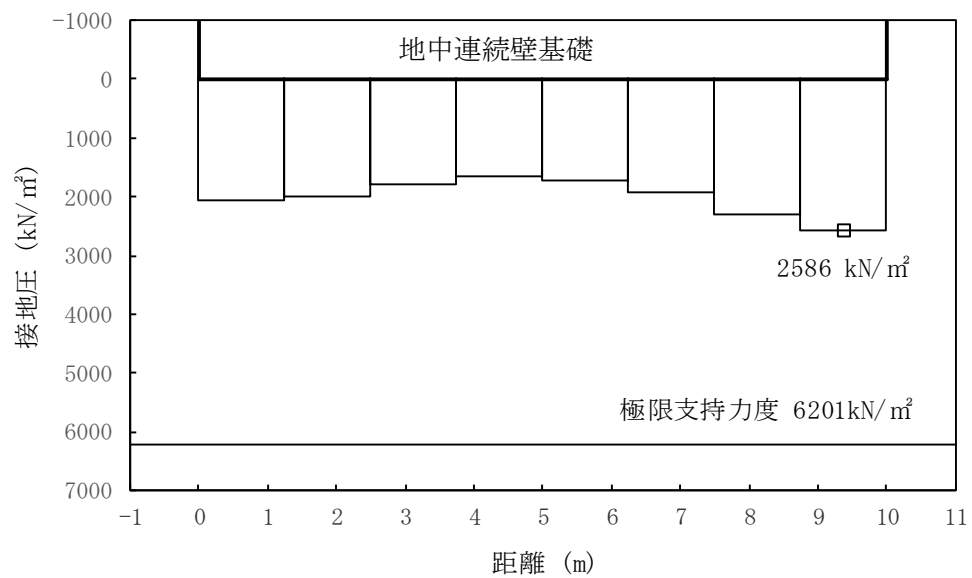


図 5.3-1 (6) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )

(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)



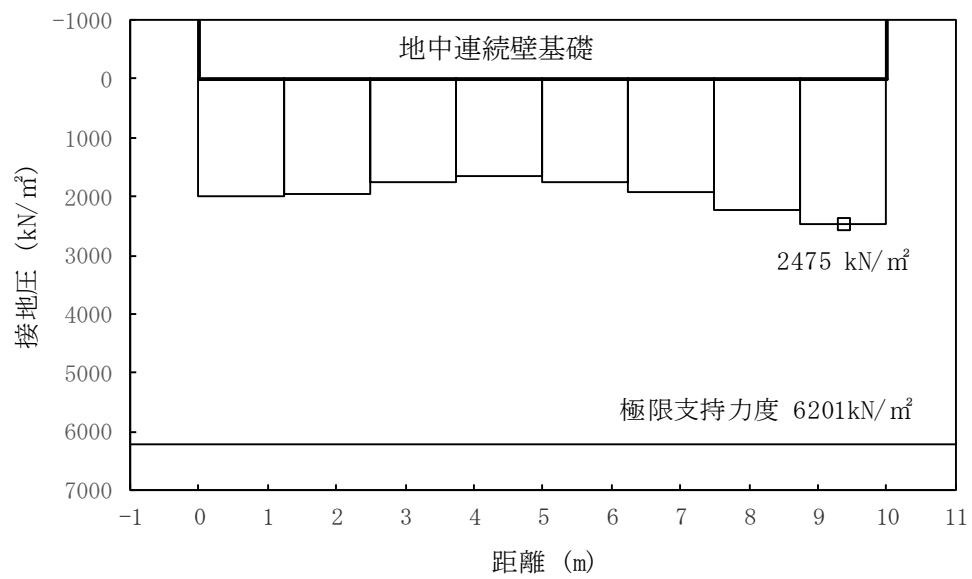


図 5.3-1 (7) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )

(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)

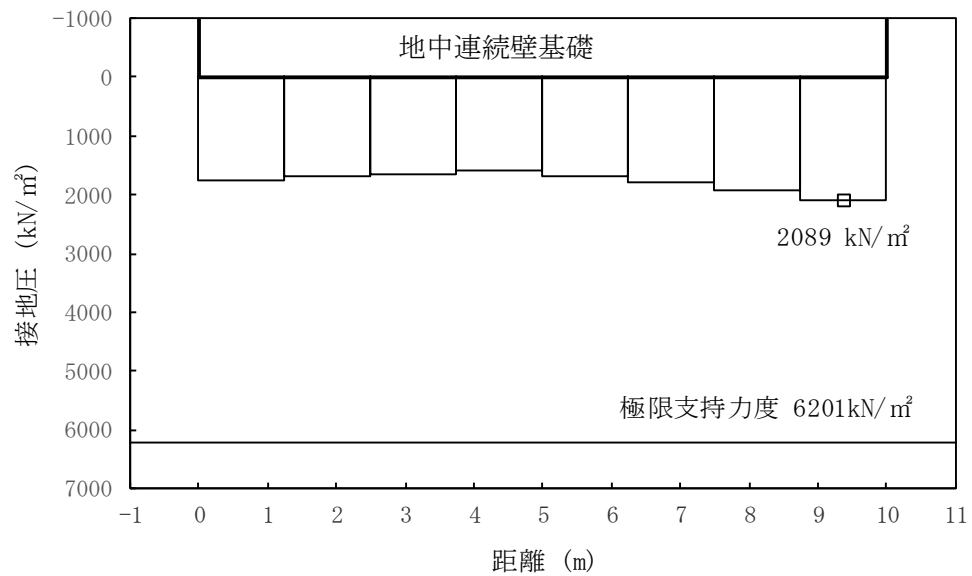


図 5.3-1 (8) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )

(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)



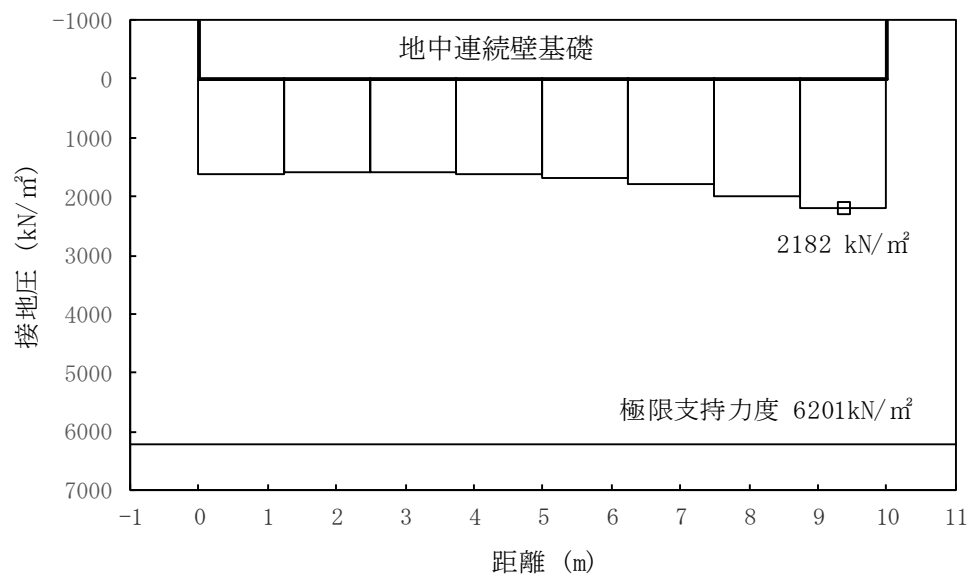


図 5.3-1 (9) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )

(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)

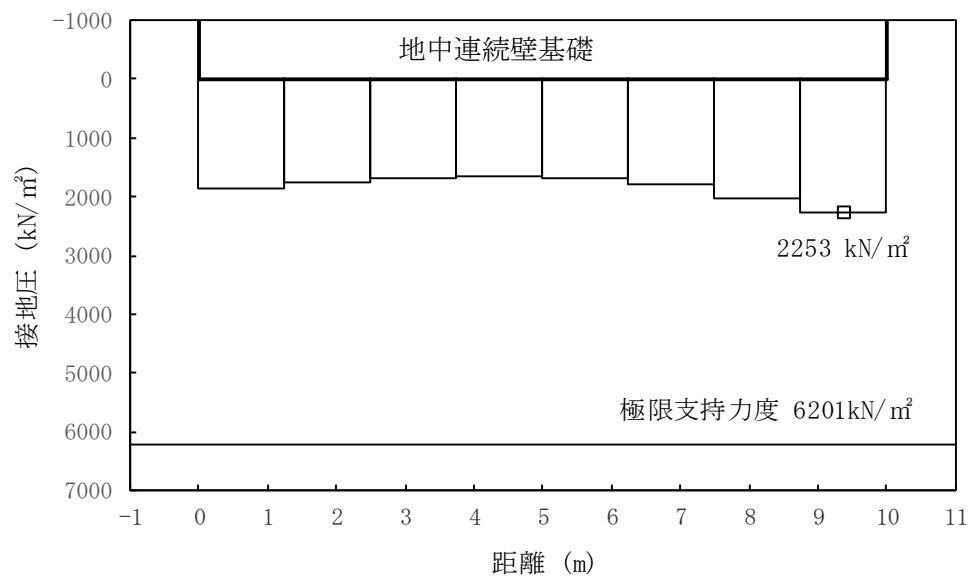


図 5.3-1 (10) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )

(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)



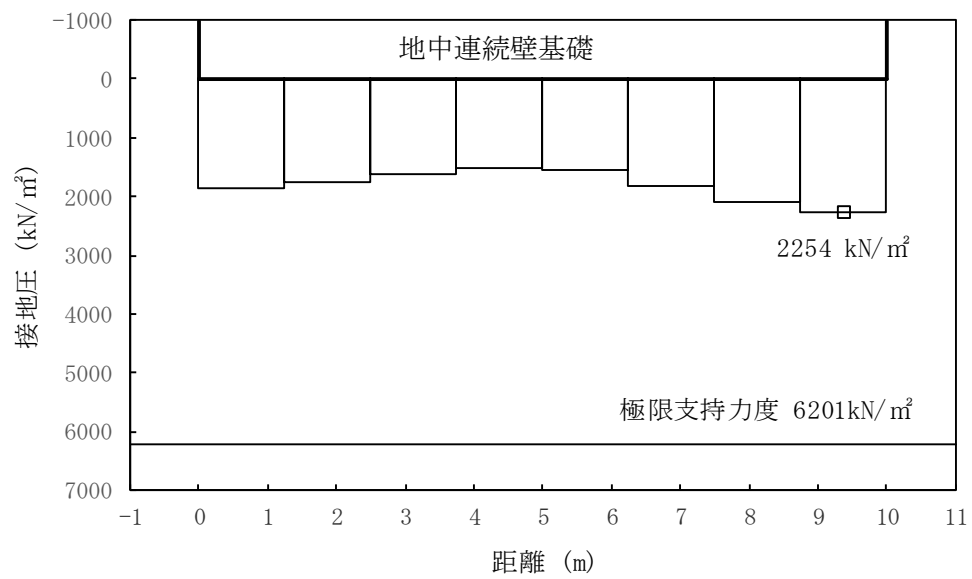


図 5.3-1 (11) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

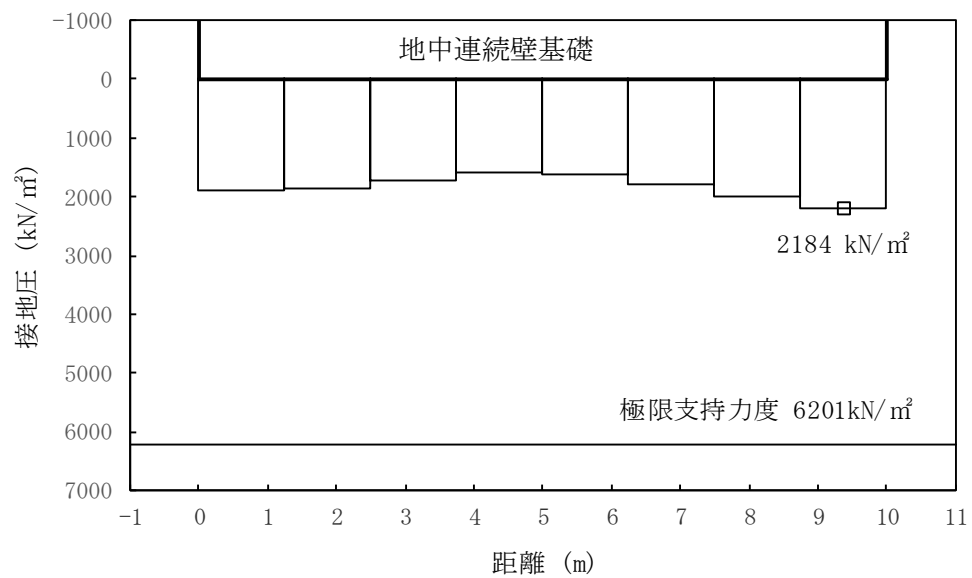


図 5.3-1 (12) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



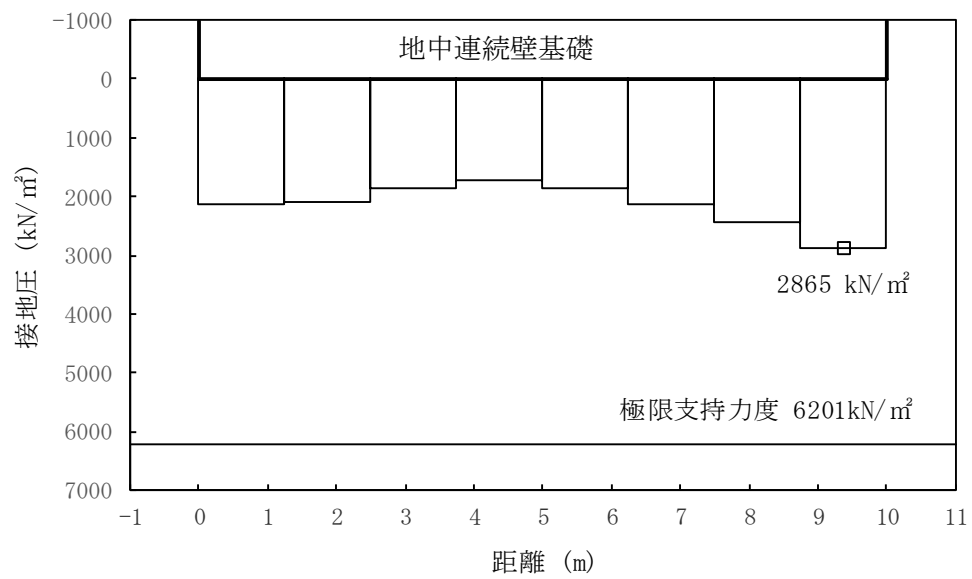


図 5.3-1 (13) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

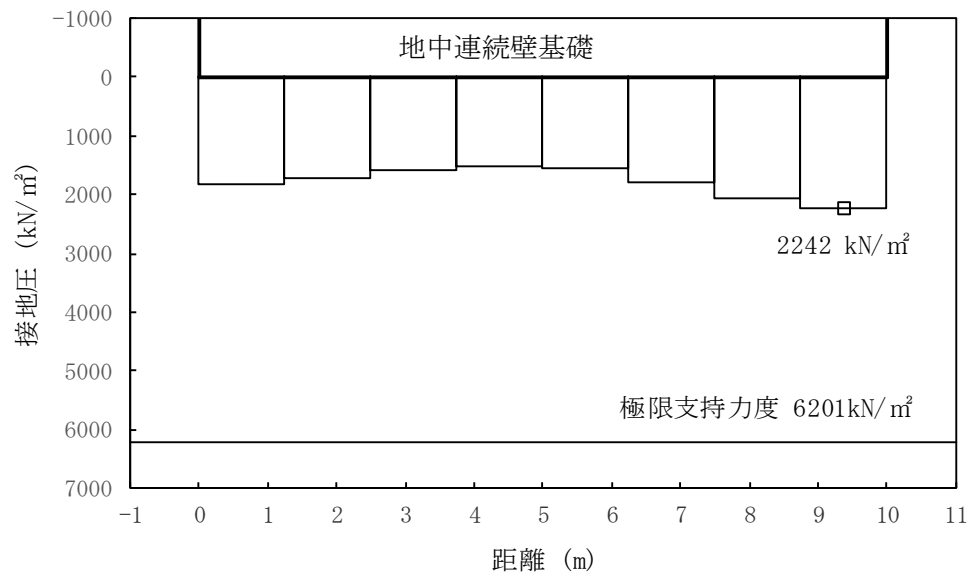


図 5.3-1 (14) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



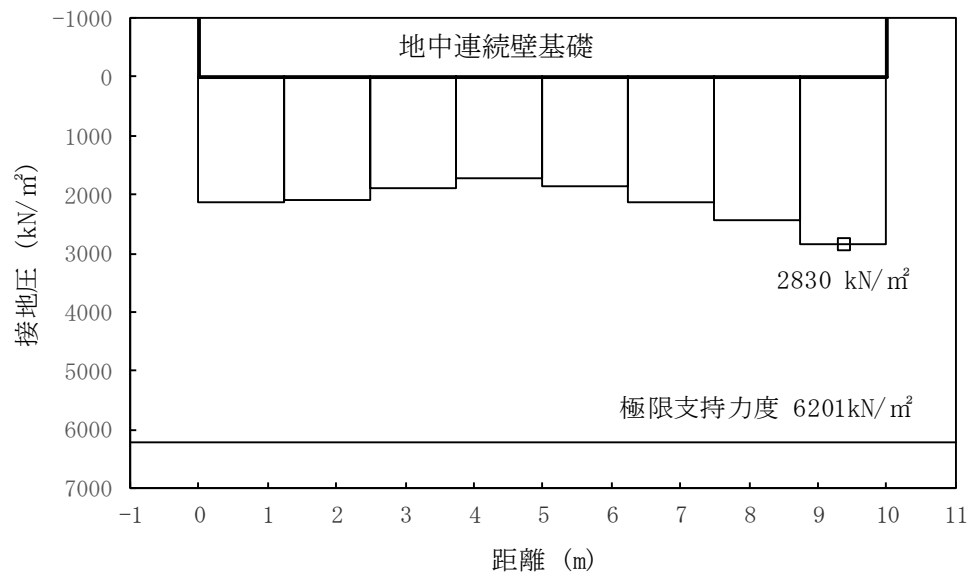


図 5.3-1 (15) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s - D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

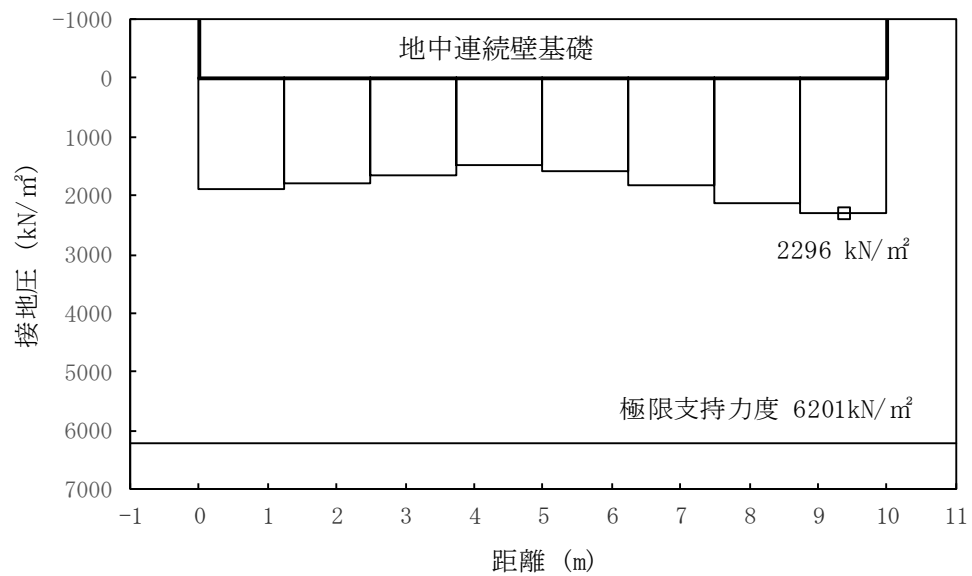


図 5.3-1 (16) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



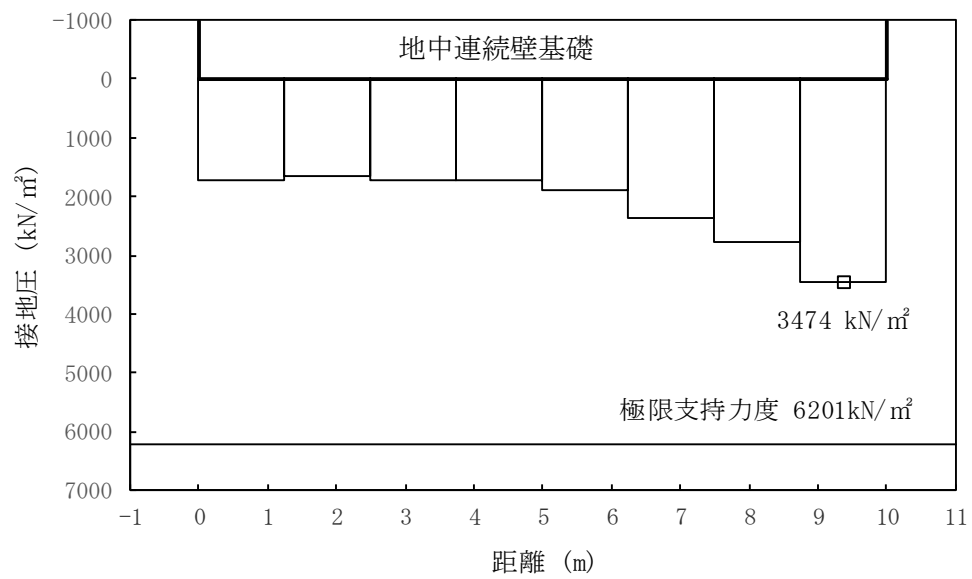


図 5.3-1(17) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

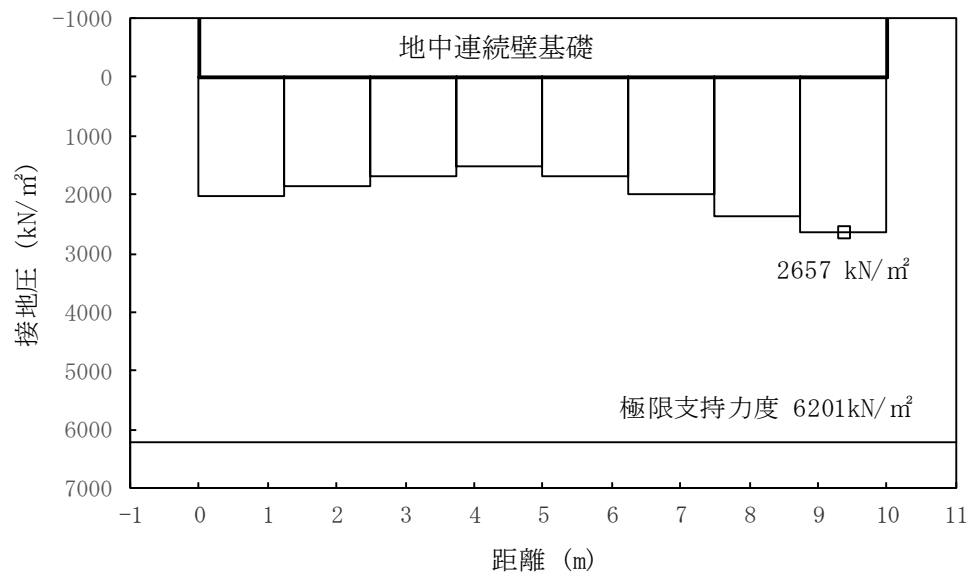


図 5.3-1(18) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



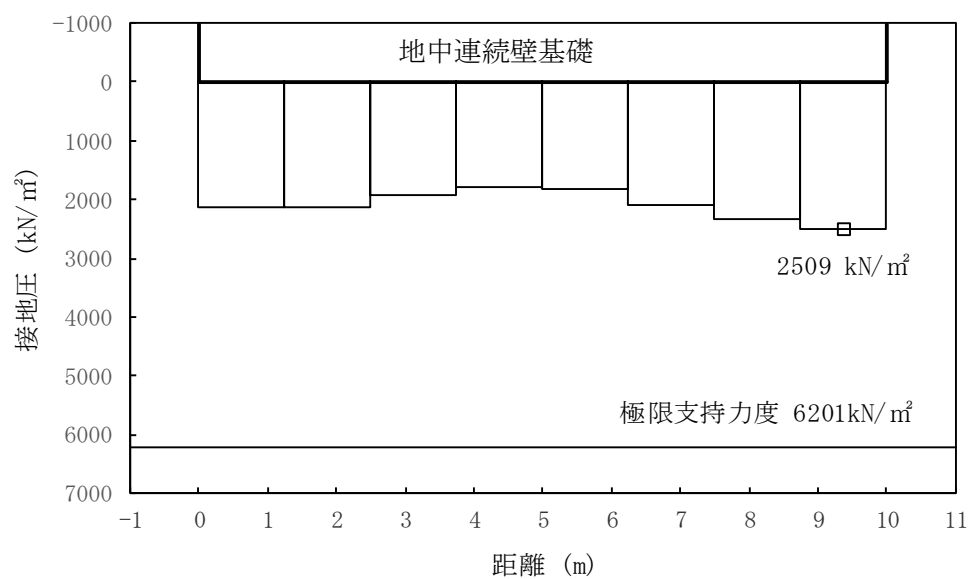


図 5.3-1 (19) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

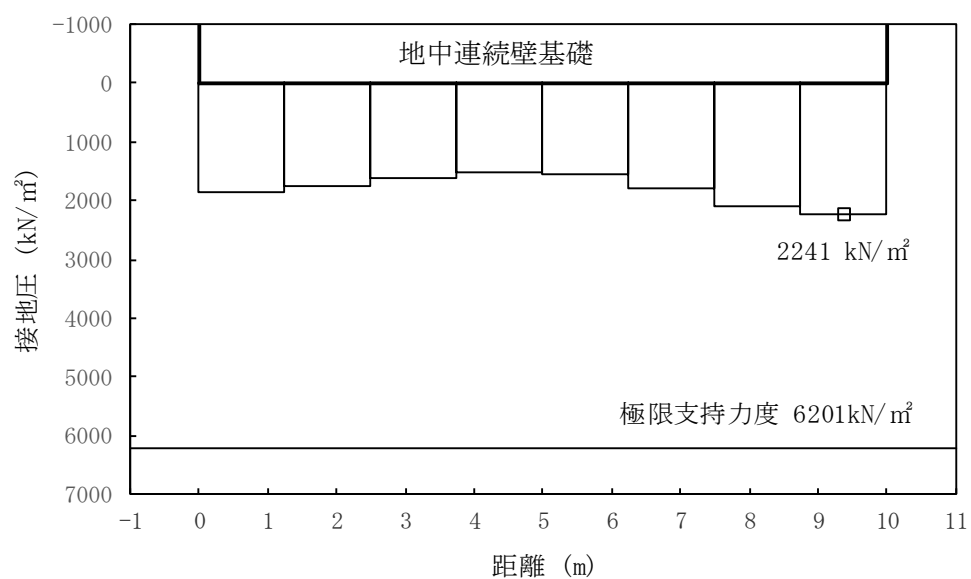


図 5.3-1 (20) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



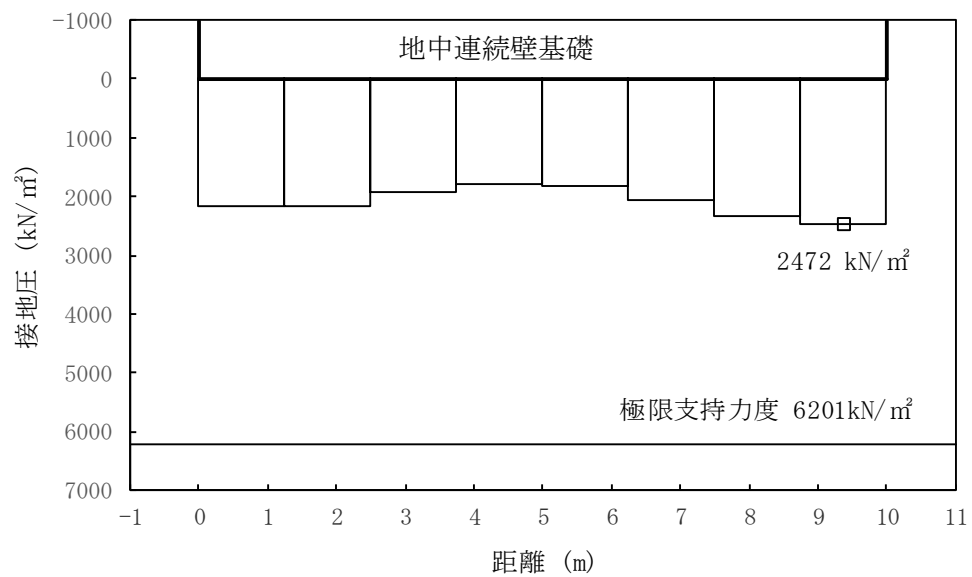


図 5.3-1 (21) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s - D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

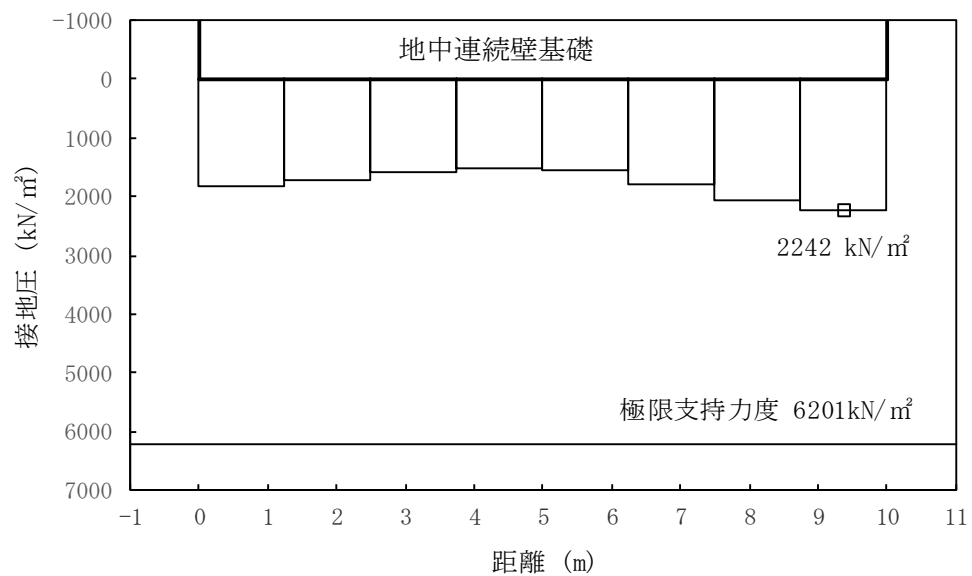


図 5.3-1 (22) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



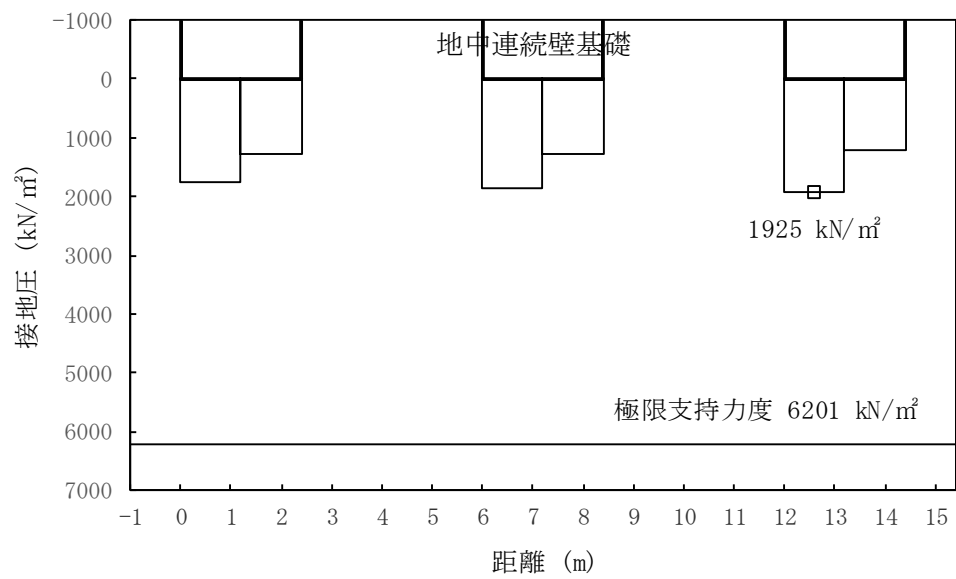


図 5.3-2 (1) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

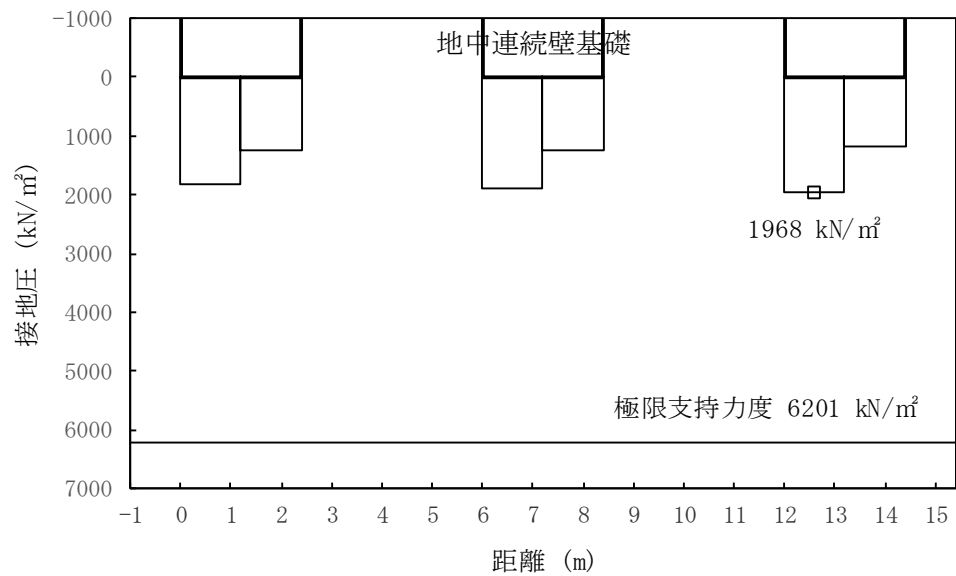


図 5.3-2 (2) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



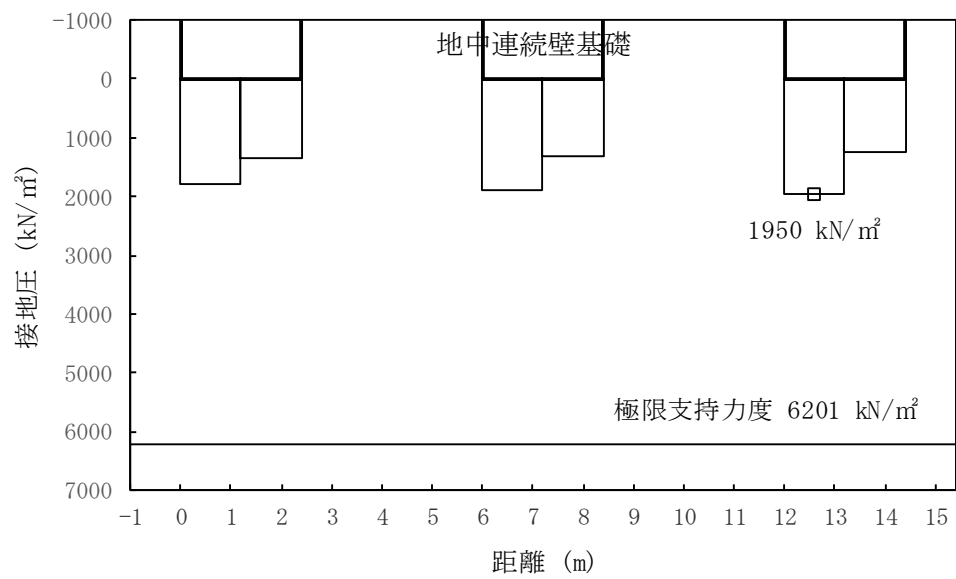


図 5.3-2 (3) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

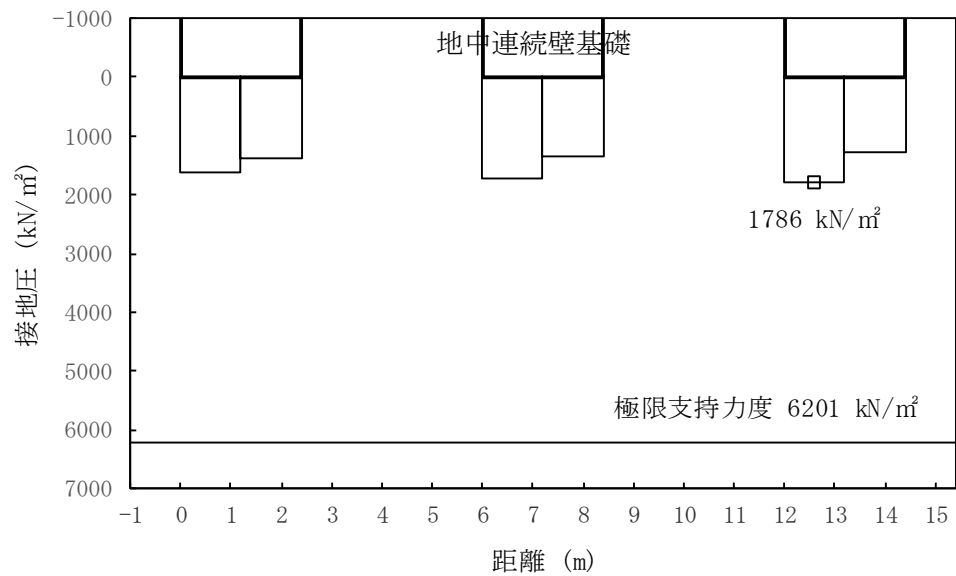


図 5.3-2 (4) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



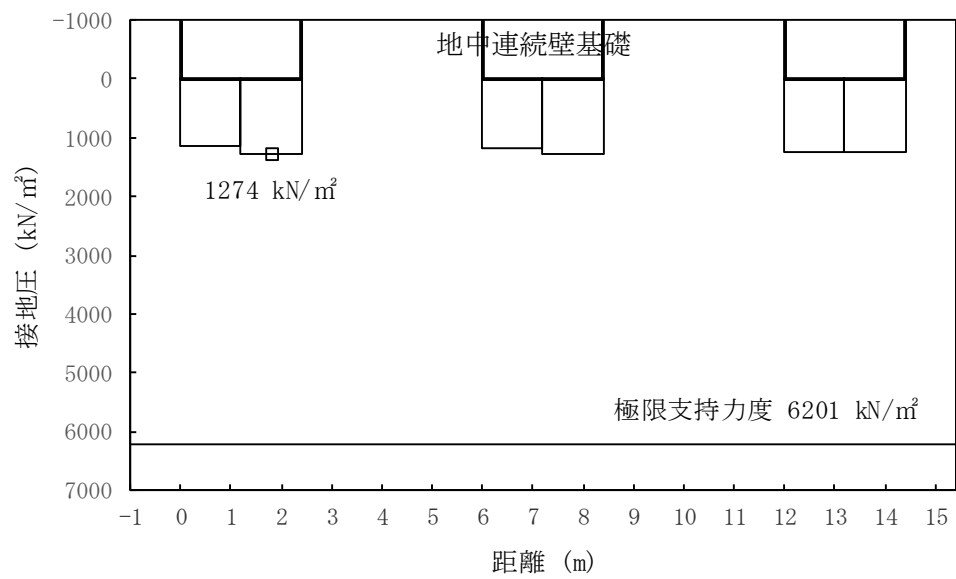


図 5.3-2 (5) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )

(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)

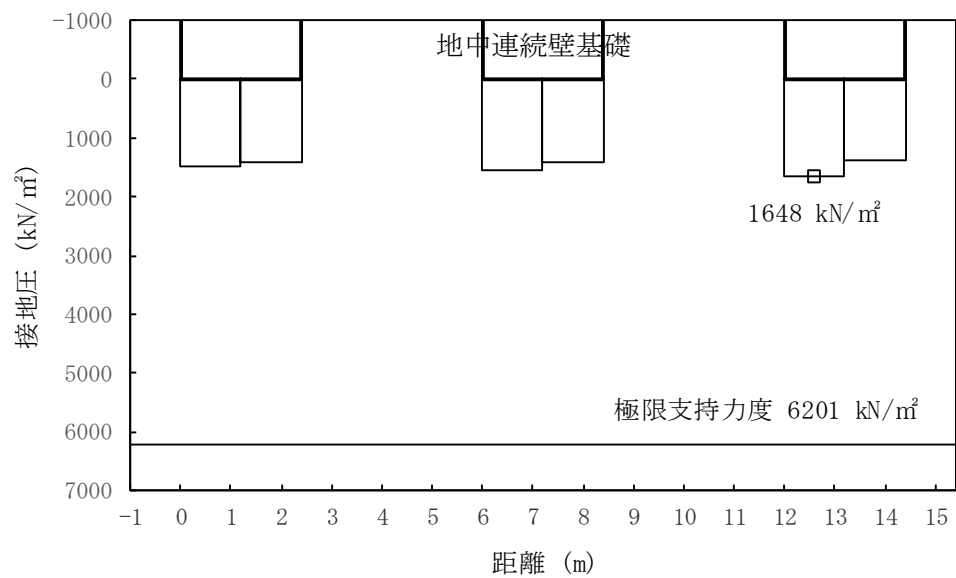


図 5.3-2 (6) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )

(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)



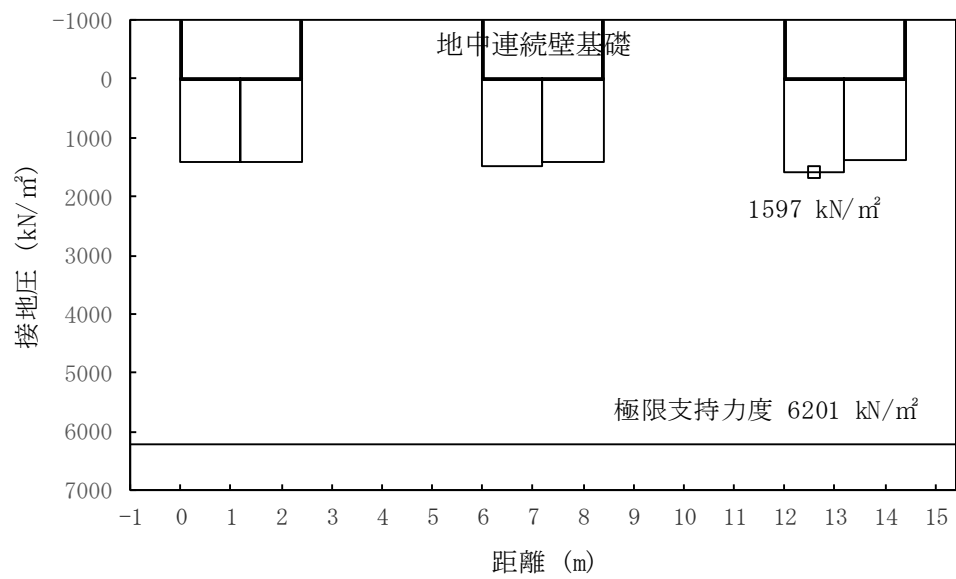


図 5.3-2 (7) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )

(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)

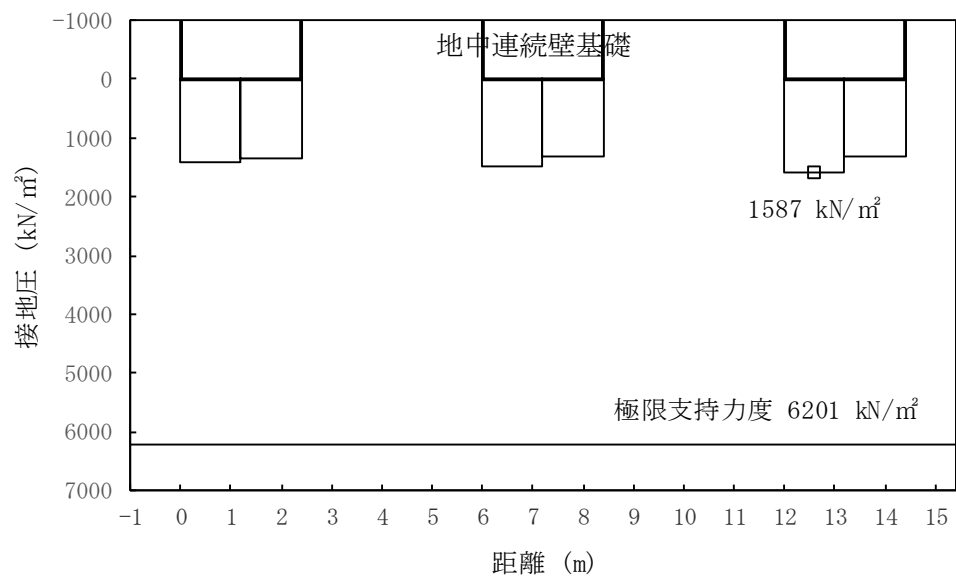


図 5.3-2 (8) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )

(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)



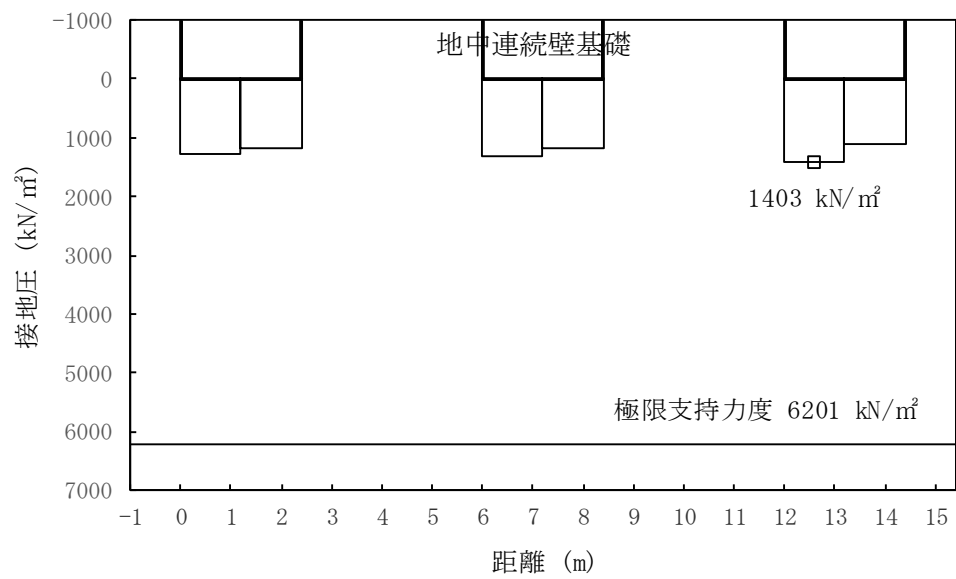


図 5.3-2 (9) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )

(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)

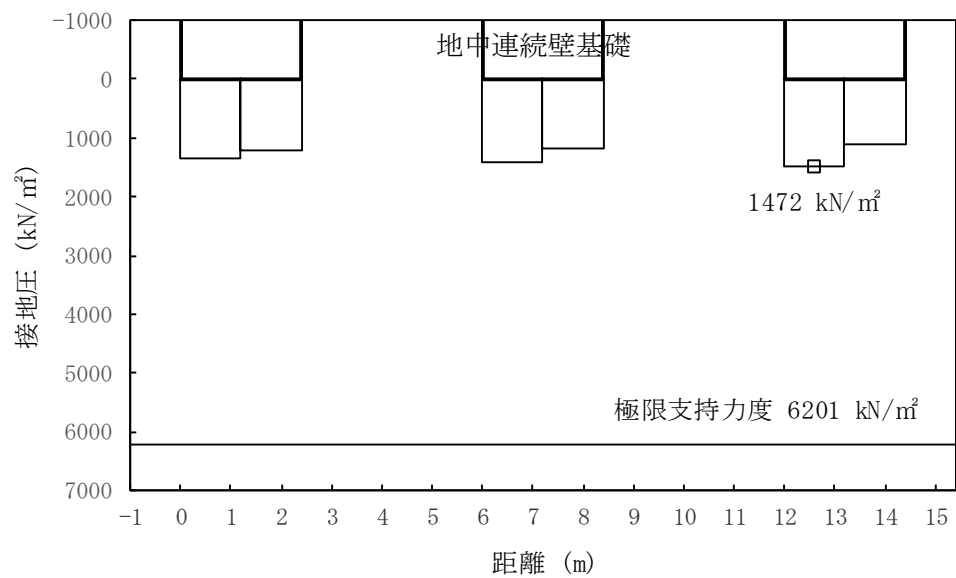


図 5.3-2 (10) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )

(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)



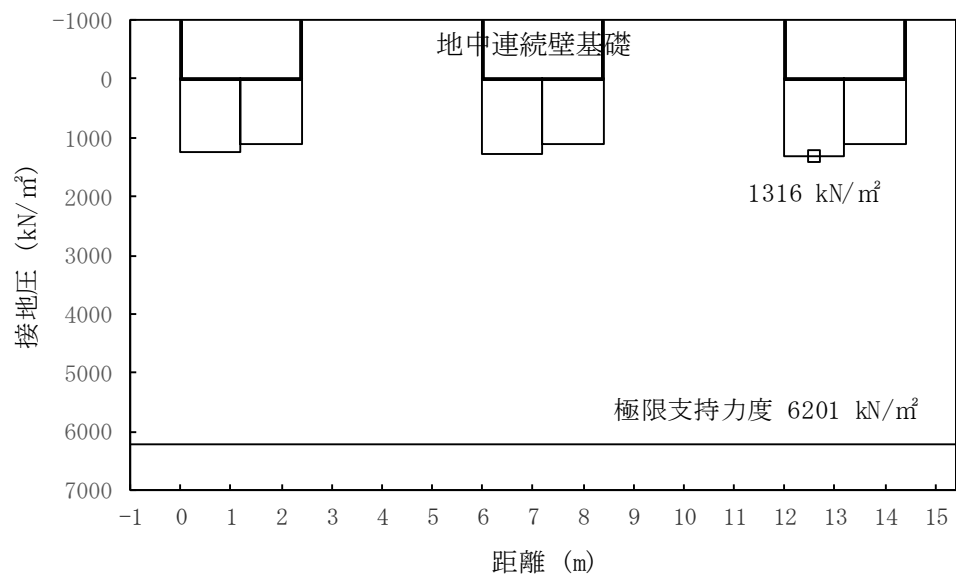


図 5.3-2 (11) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

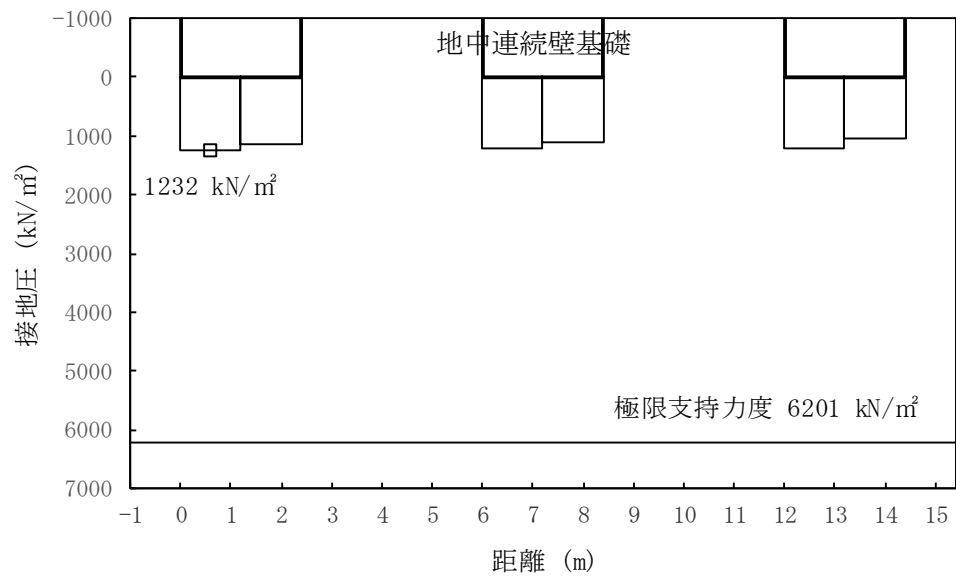


図 5.3-2 (12) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



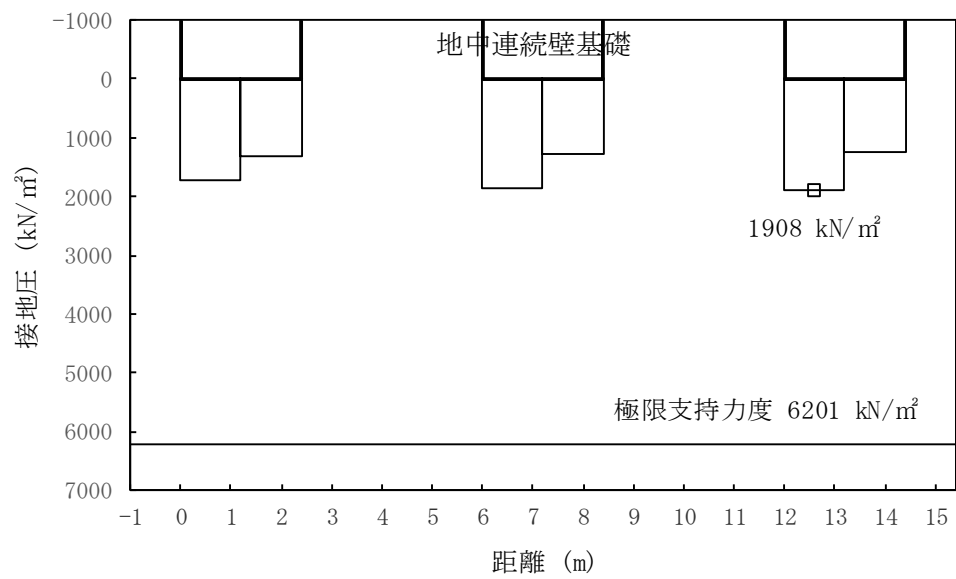


図 5.3-2 (13) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

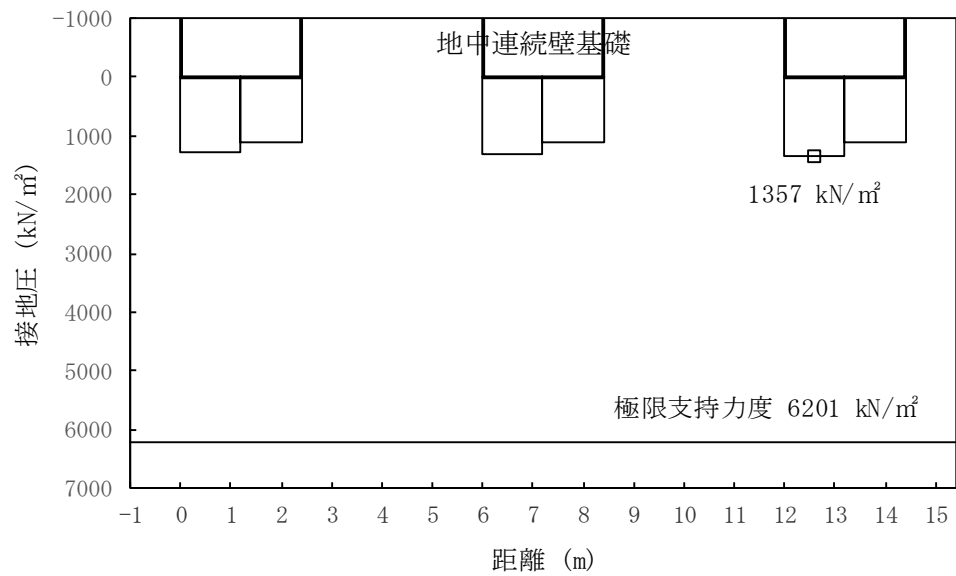


図 5.3-2 (14) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-3 1$  [H+, V+])  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



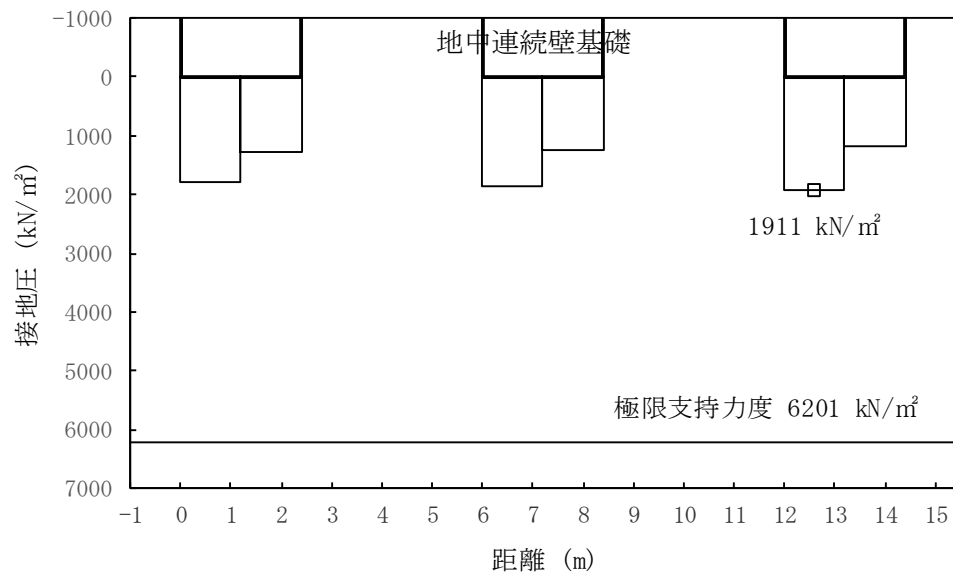


図 5.3-2 (15) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

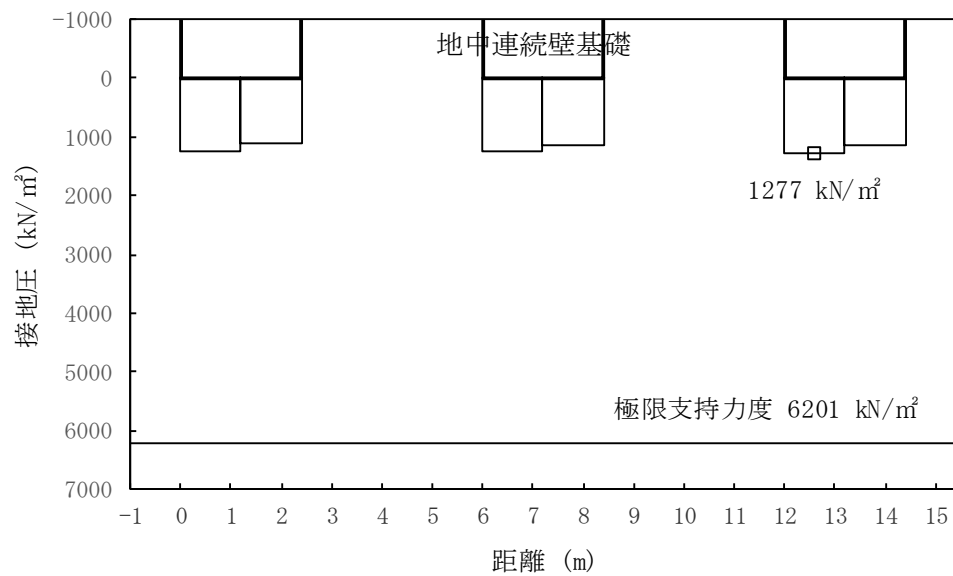


図 5.3-2 (16) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



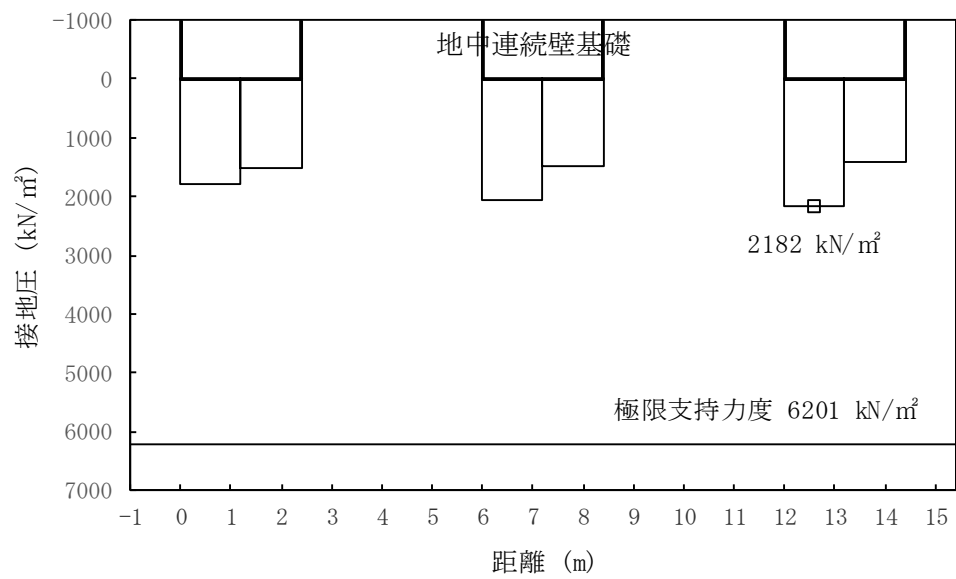


図 5.3-2 (17) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

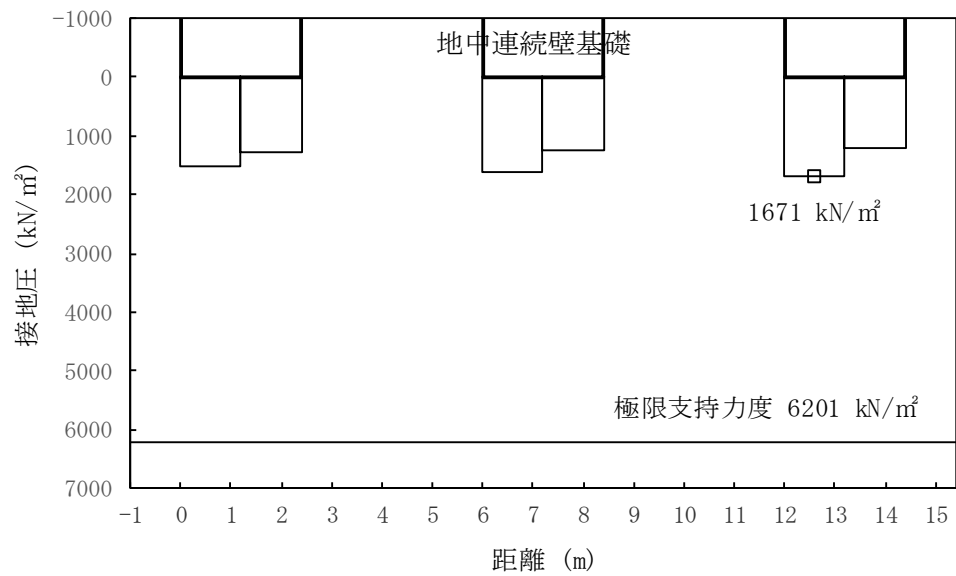


図 5.3-2 (18) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



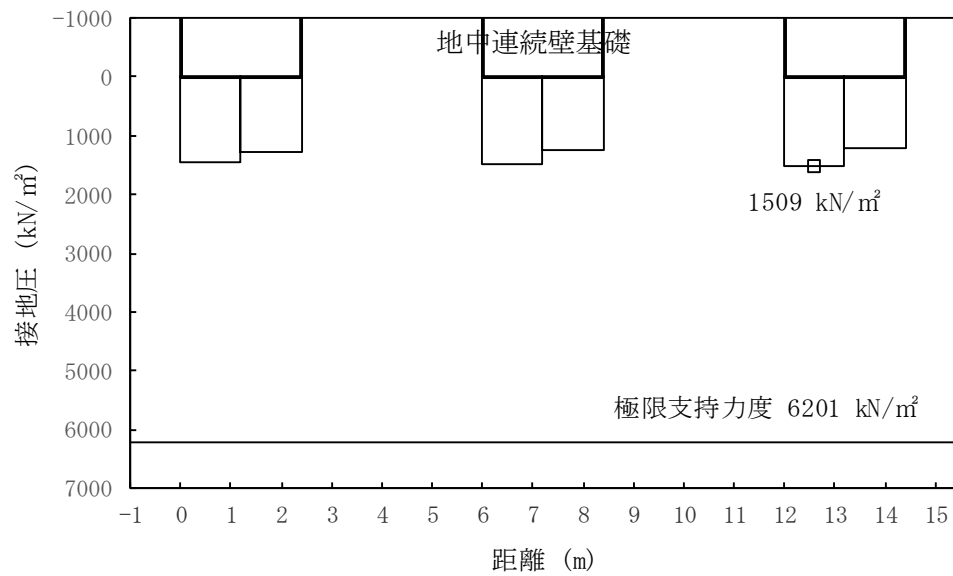


図 5.3-2 (19) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s - D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

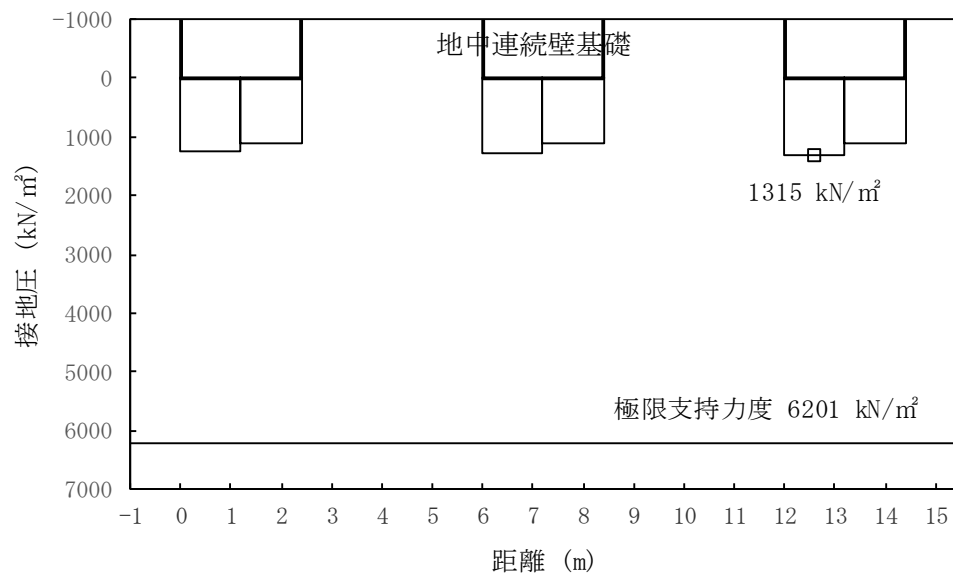


図 5.3-2 (20) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



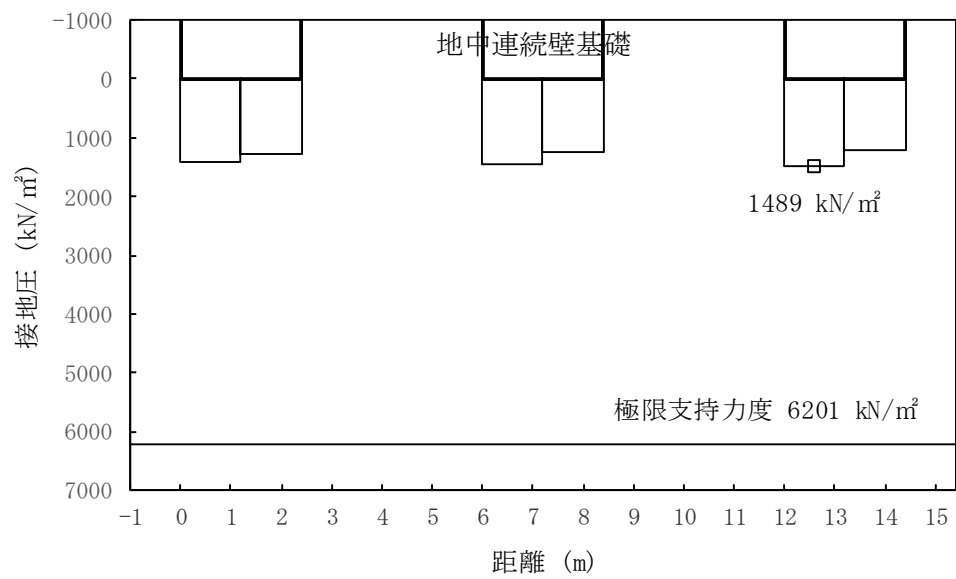


図 5.3-2 (21) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s - D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

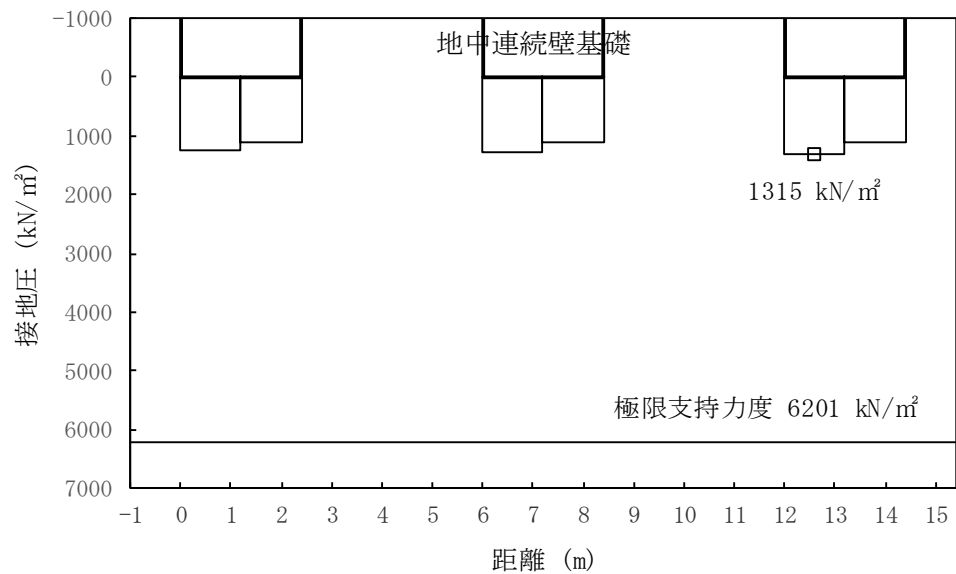


図 5.3-2 (22) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



### 5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、基準地震動  $S_s$  による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して、要求機能を維持できる。



鉄筋コンクリート防潮壁の耐震安全性評価に関する参考資料



## 1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.2.1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.2.1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。構造物の 1 次モードについては、構造系がせん断変形しているモードに着目することによりを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについては 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



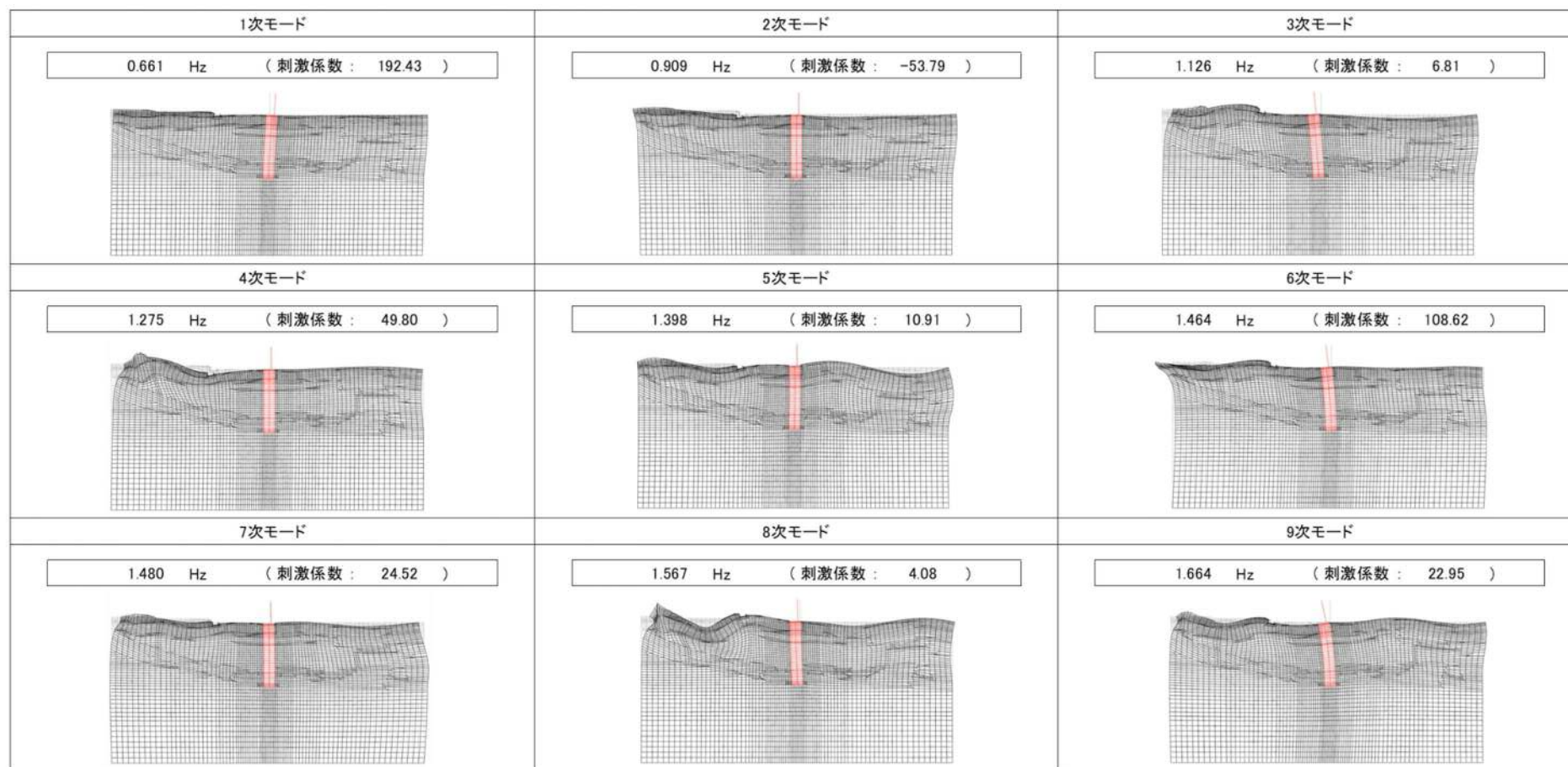


図 6.2.1-1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)



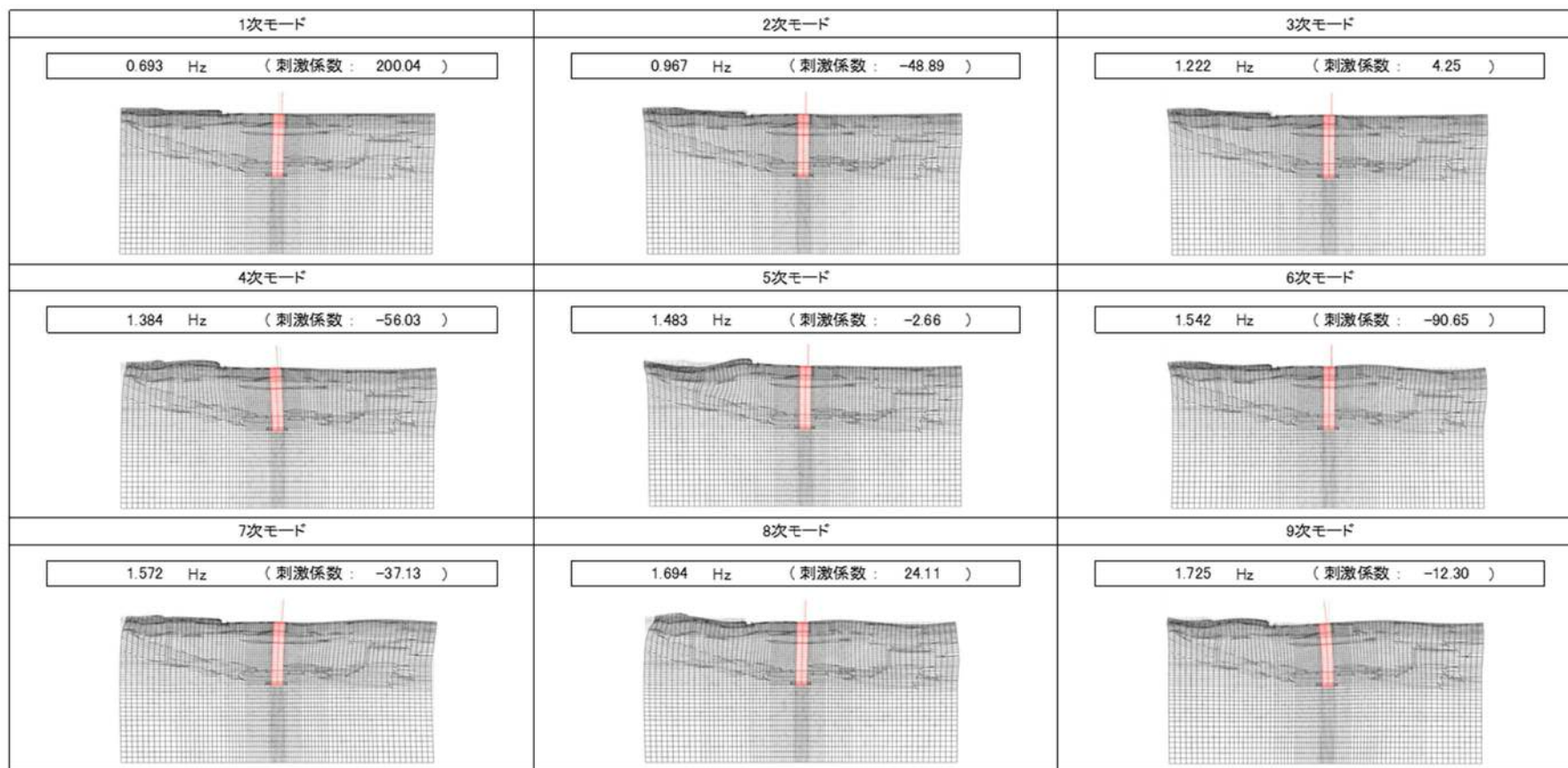


図 6.2.1-1(2) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



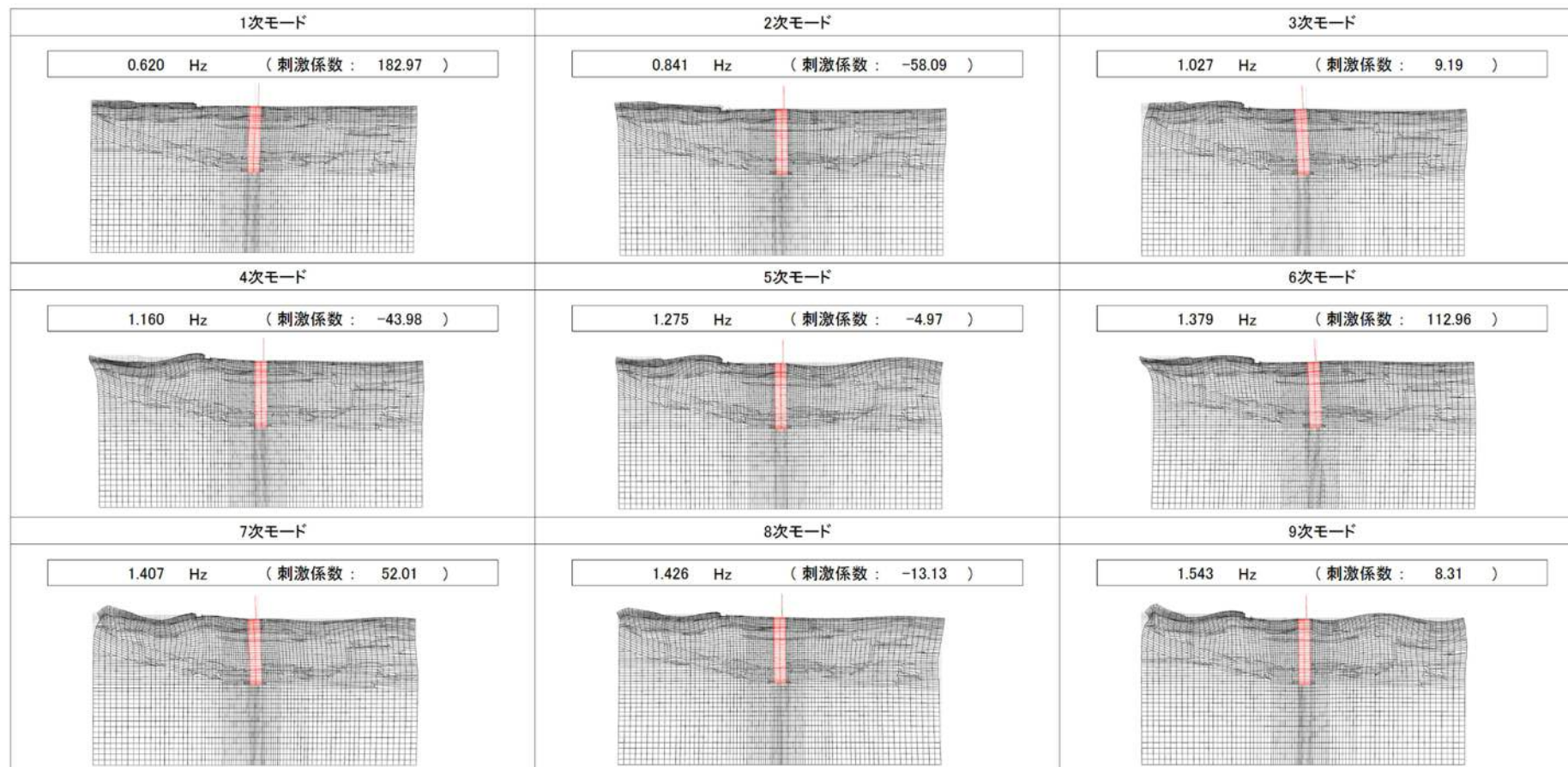


図 6.2.1-1(3) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



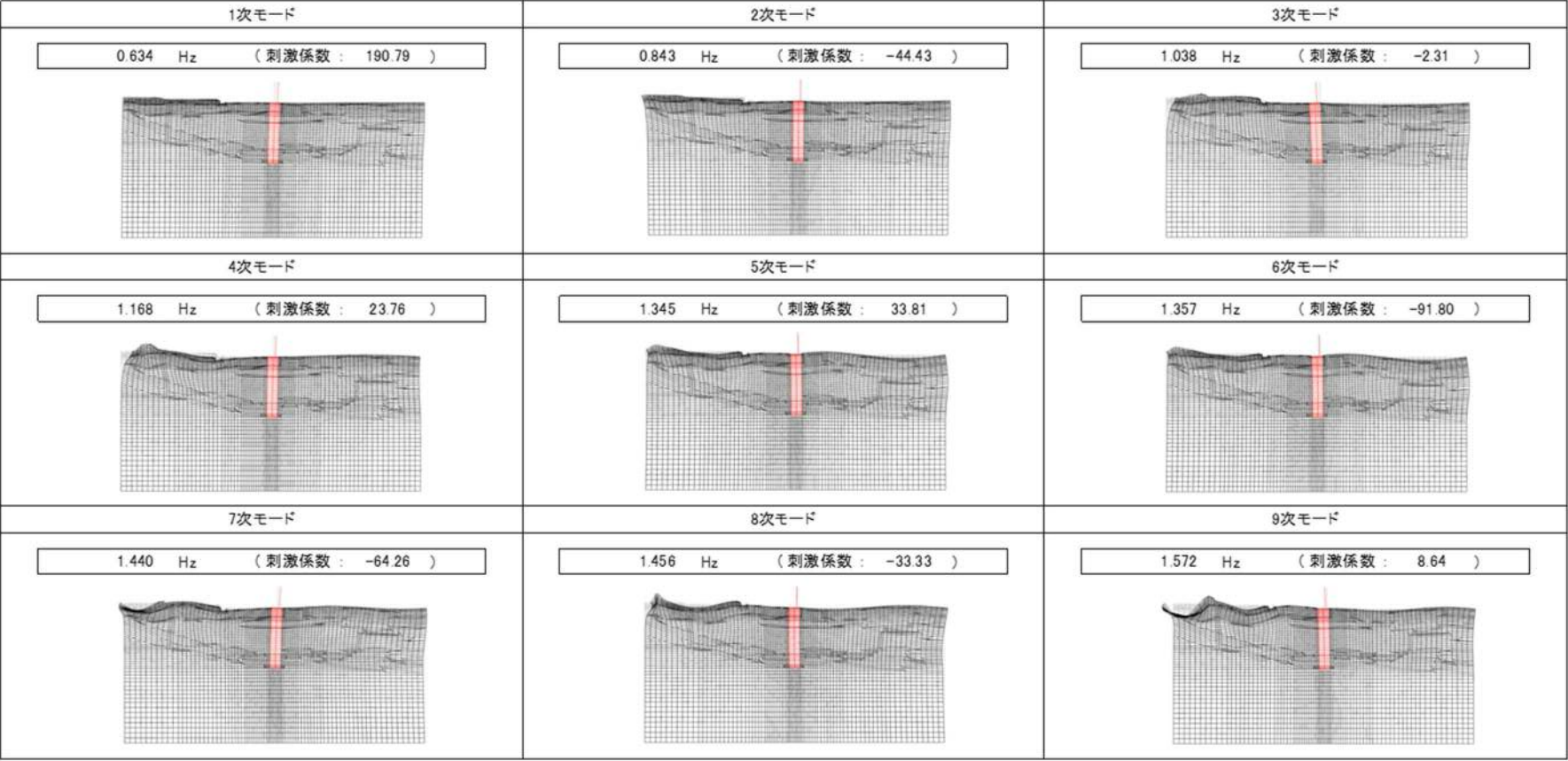


図 6.2.1-1(4) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
(①-①断面)



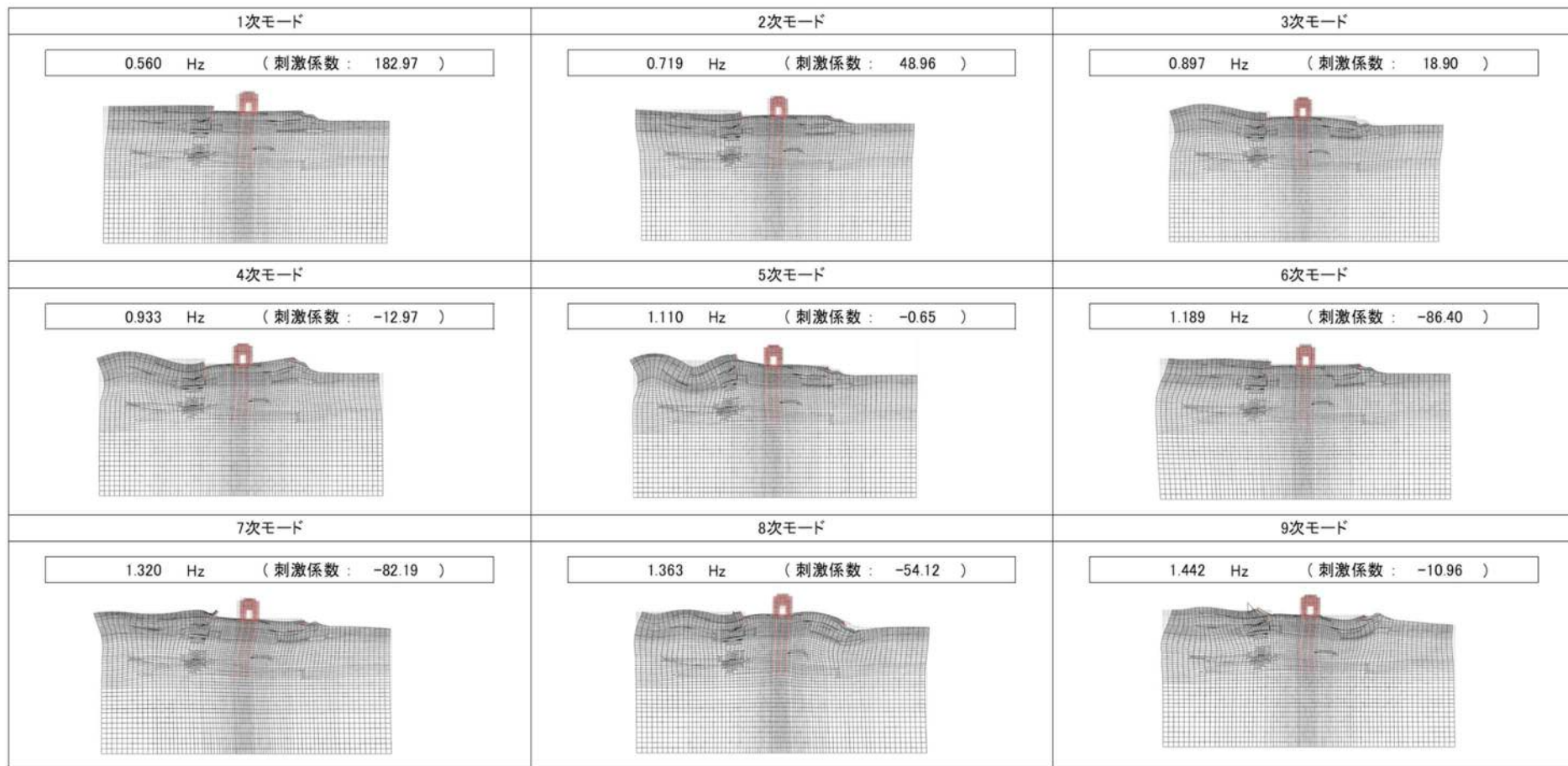


図 6.2.1-1(5) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 (②-②断面))



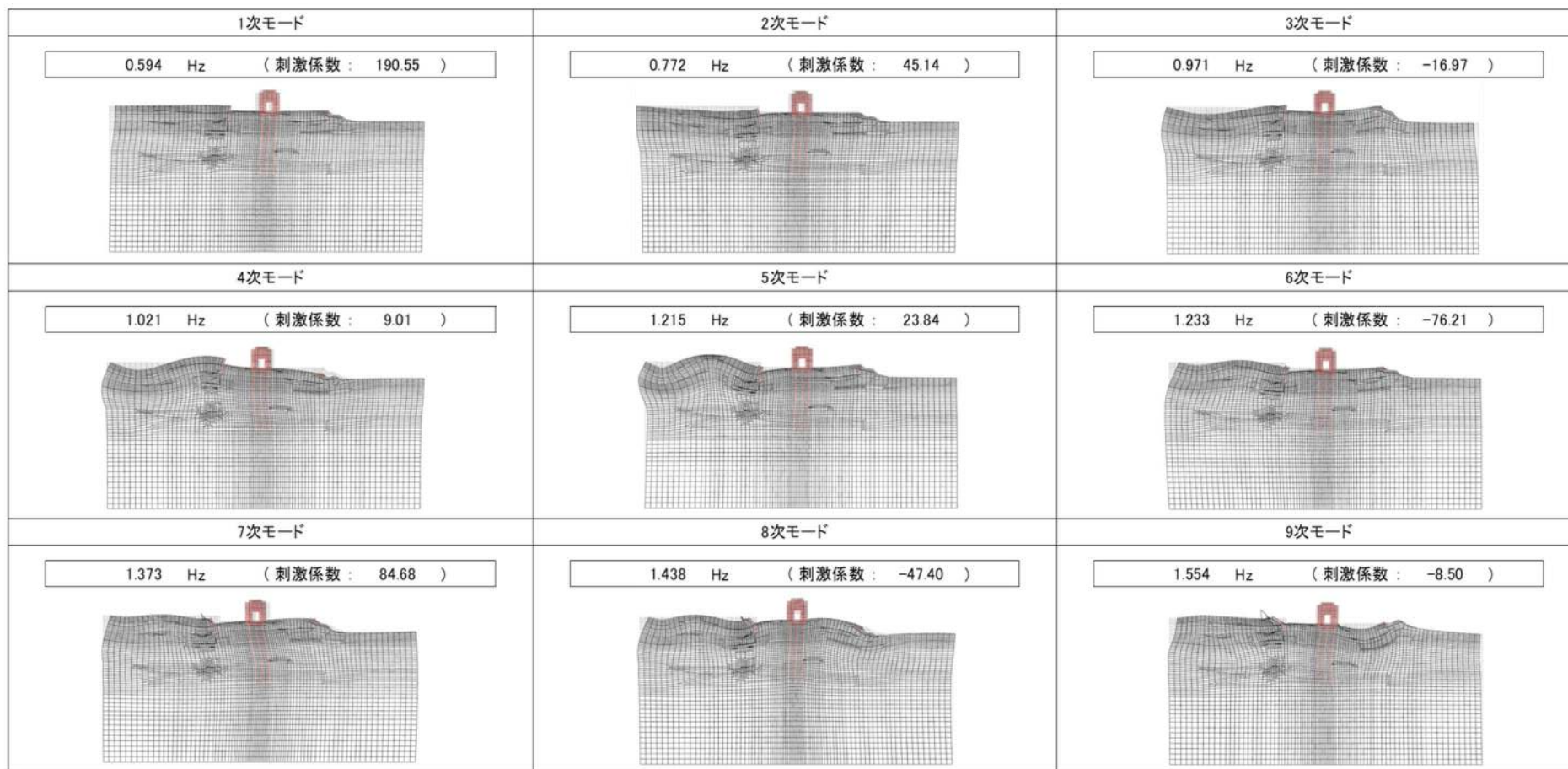


図 6.2.1-1(6) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



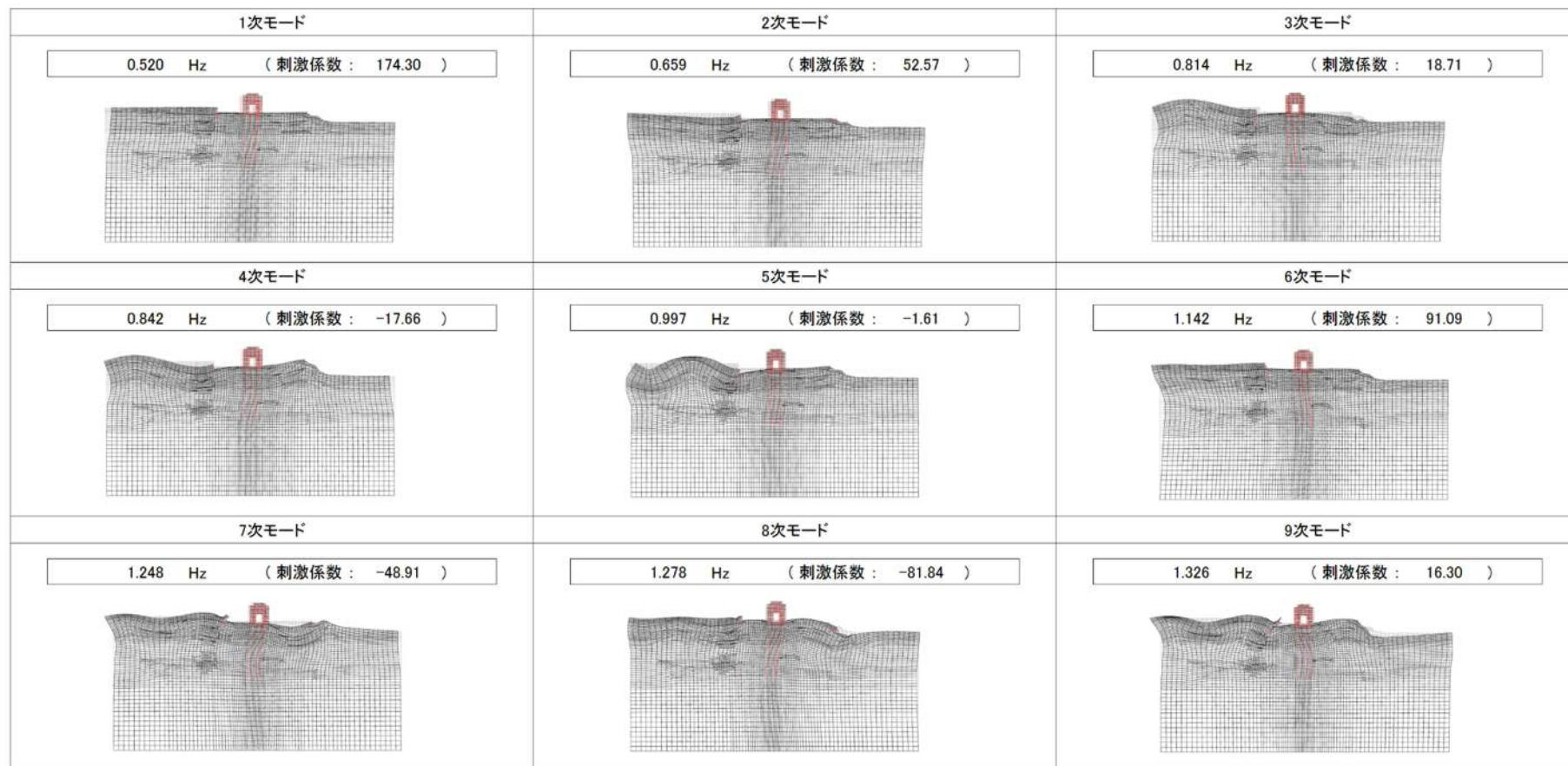


図 6.2.1-1(7) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



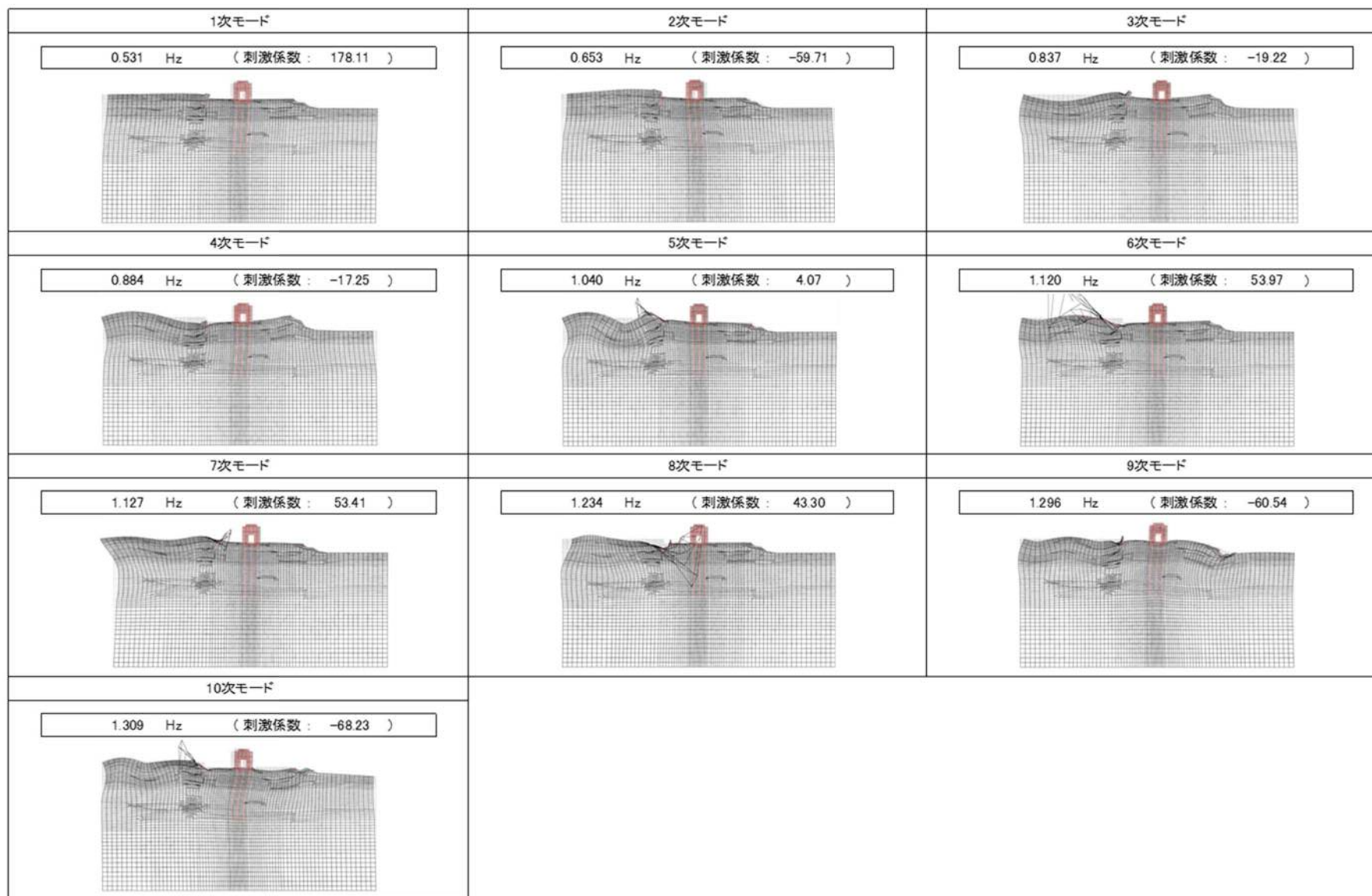


図 6.2.1-1(8) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(検討ケース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)

(②-②断面)



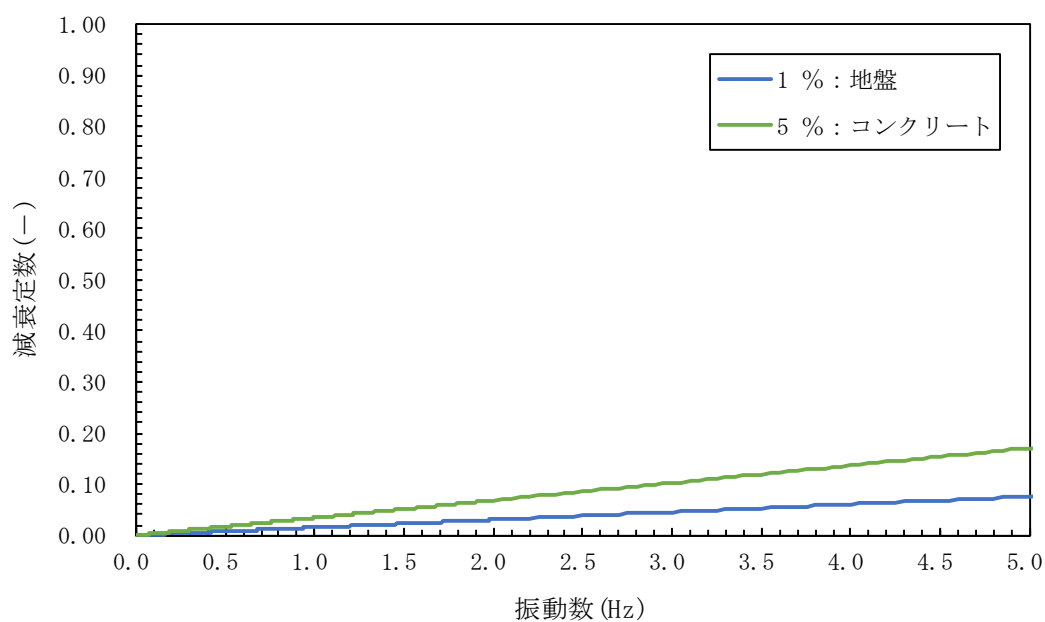


図 6.2.1-2(1) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)

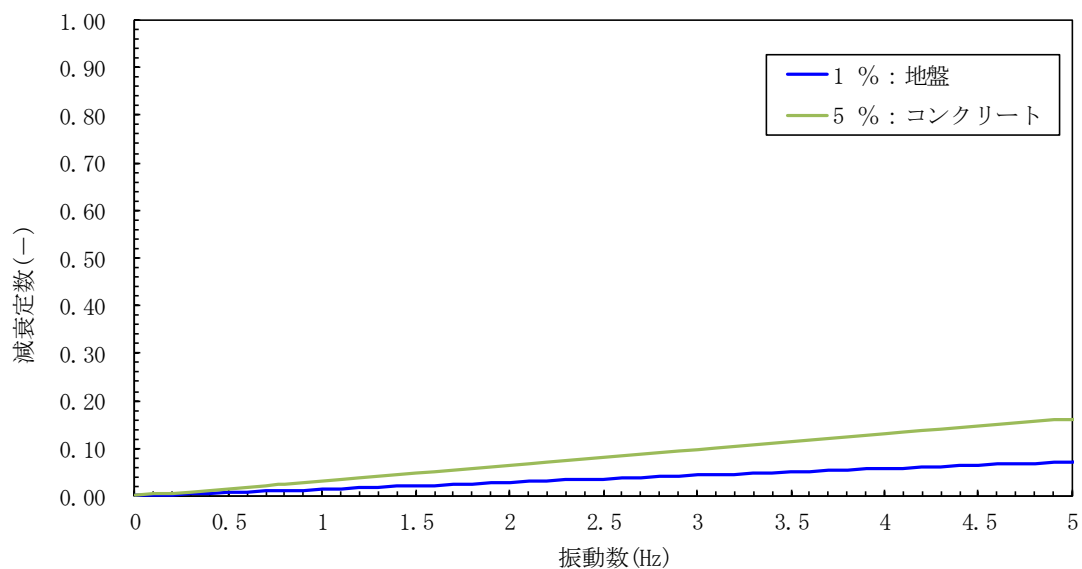


図 6.2.1-2(2) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



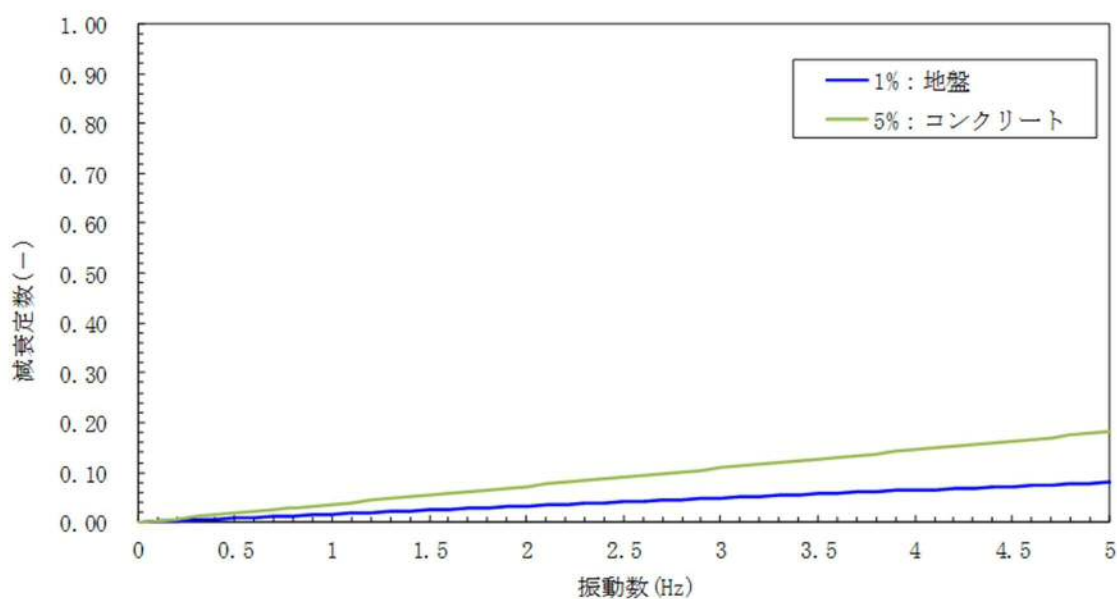


図 6.2.1-2(3) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(①-①断面)

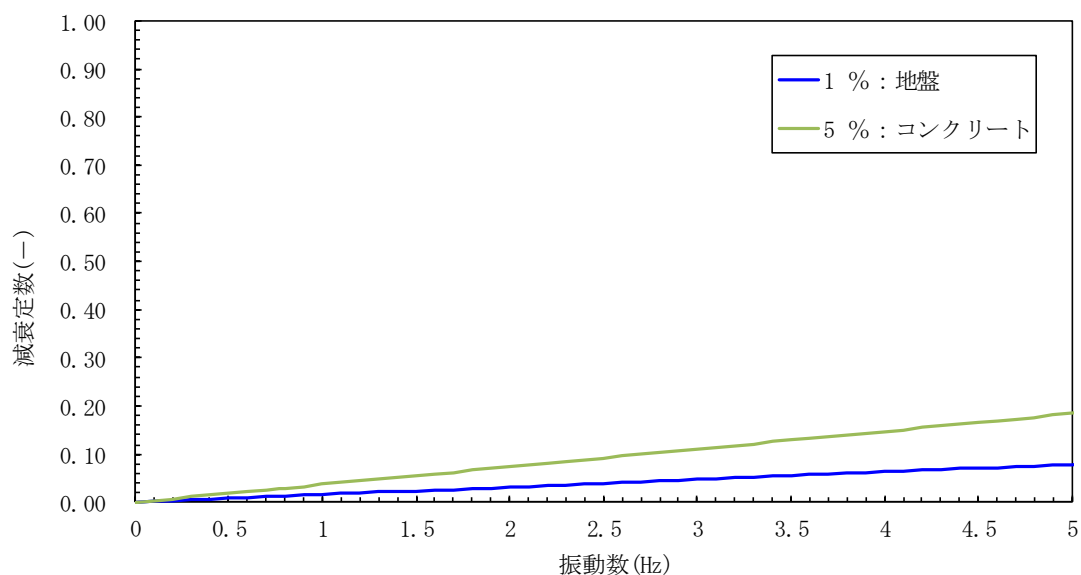


図 6.2.1-2(4) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース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)

(①-①断面)



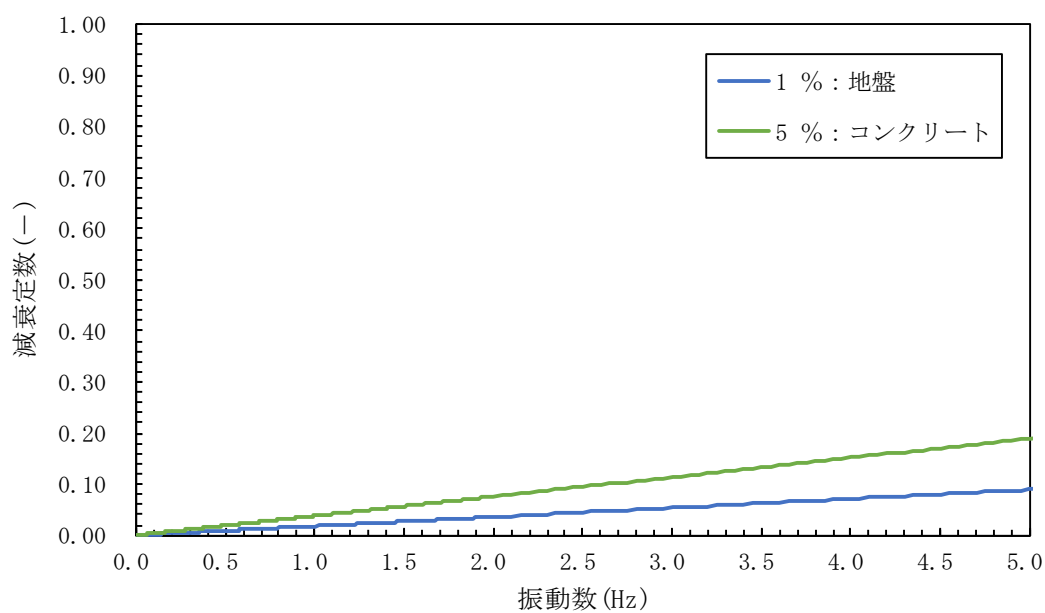


図 6.2.1-2(5) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (②-②断面)

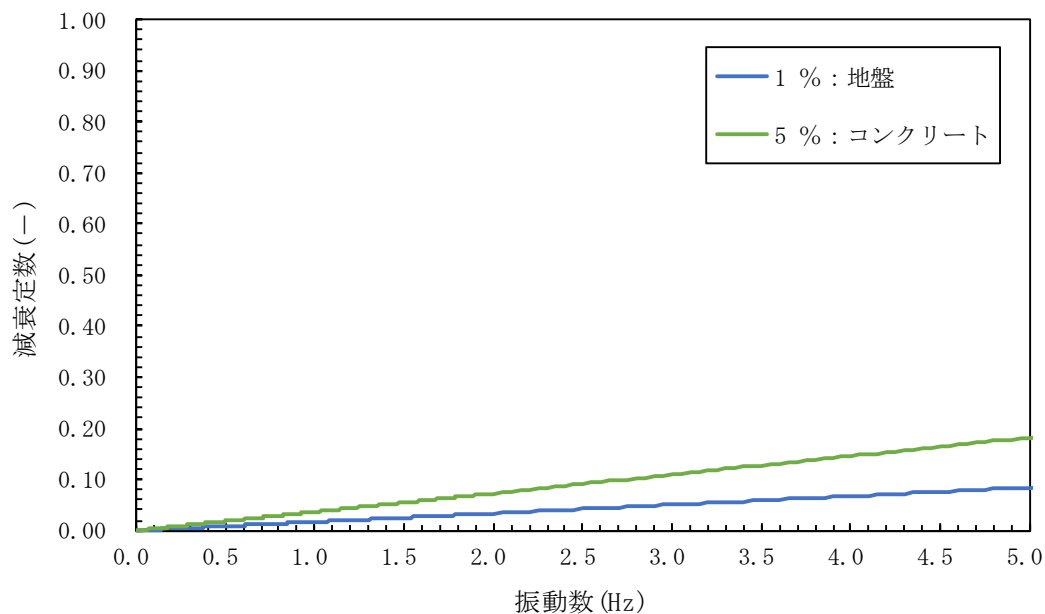


図 6.2.1-2(6) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



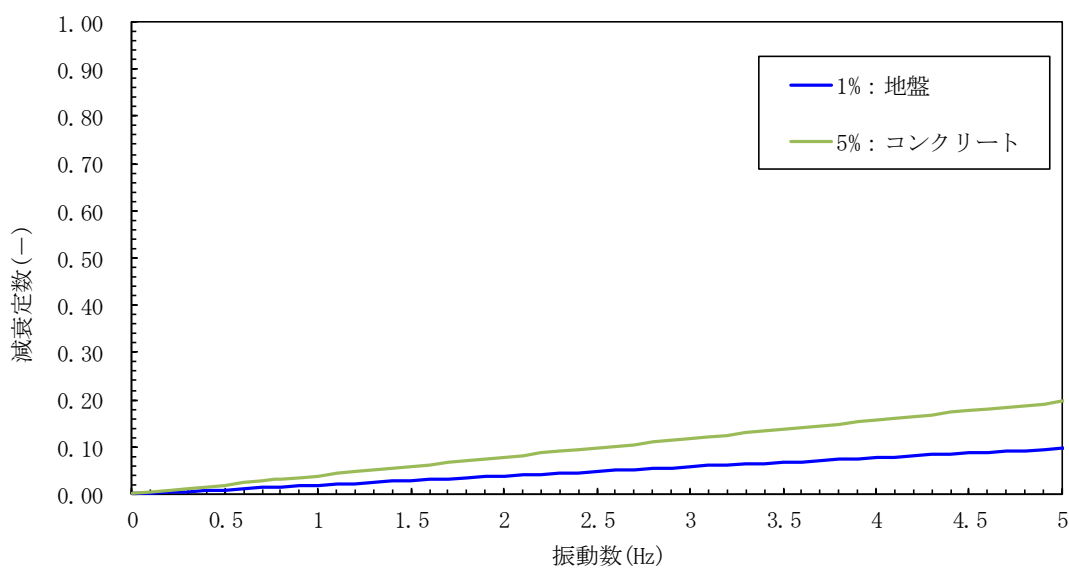


図 6.2.1-2(7) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)

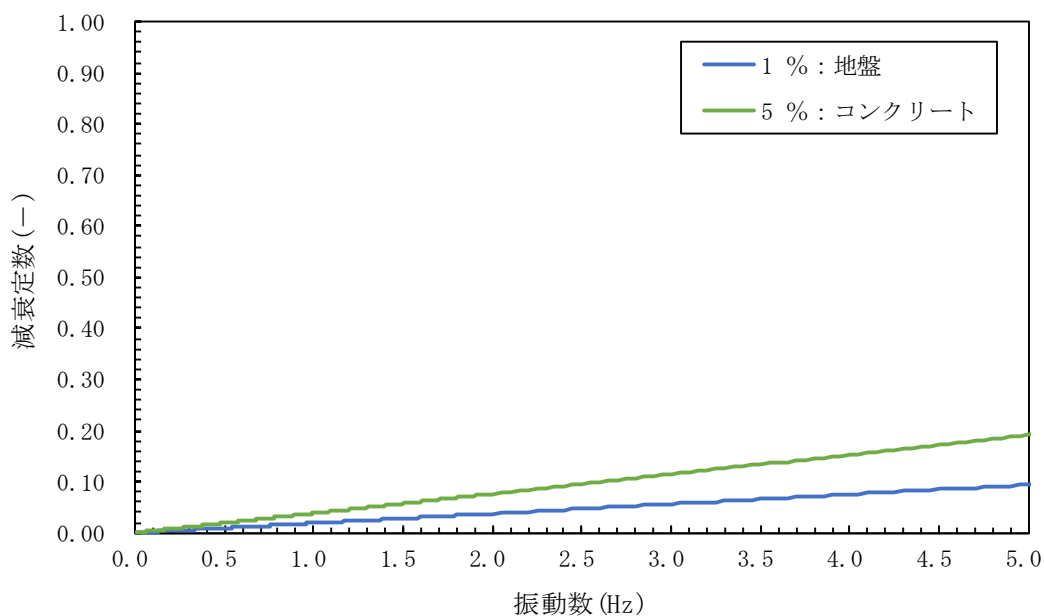


図 6.2.1-2(8) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース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)

(②-②断面)







1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明  
6.2.1.2 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

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置 cf v v	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	15
3. 度評価方法	16
3.1 記号の定義	16
3.2 評価対象断面及び部位	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	20
3.3.1 荷重	20
3.3.2 荷重の組合せ	22
3.4 許容限界	26
3.5 評価方法	28
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	28
3.5.2 地盤沈下の考慮	29
3.5.3 津波時	30
3.5.4 重畳時	44
4. 評価結果	62
4.1 津波時の強度評価結果	62
4.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁	66
4.1.2 フーチング	71
4.1.3 地中連続壁基礎	85
4.1.4 概略配筋図	90
4.2 重畳時の強度評価結果	130
4.2.1 1次元有効応力解析結果	130
4.2.2 鉄筋コンクリート防潮壁	139
4.2.3 フーチング	144
4.2.4 地中連続壁基礎	139
4.2.5 概略配筋図	139
4.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	139
4.3 まとめ	211



## 1. 概要

本資料は、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」に示すとおり、鉄筋コンクリート防潮壁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。



## 2. 基本方針

鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置は、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「3.2 機能維持の方針」を踏まえて選定する。鉄筋コンクリート防潮壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

### 2.1 位置 cf v v

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

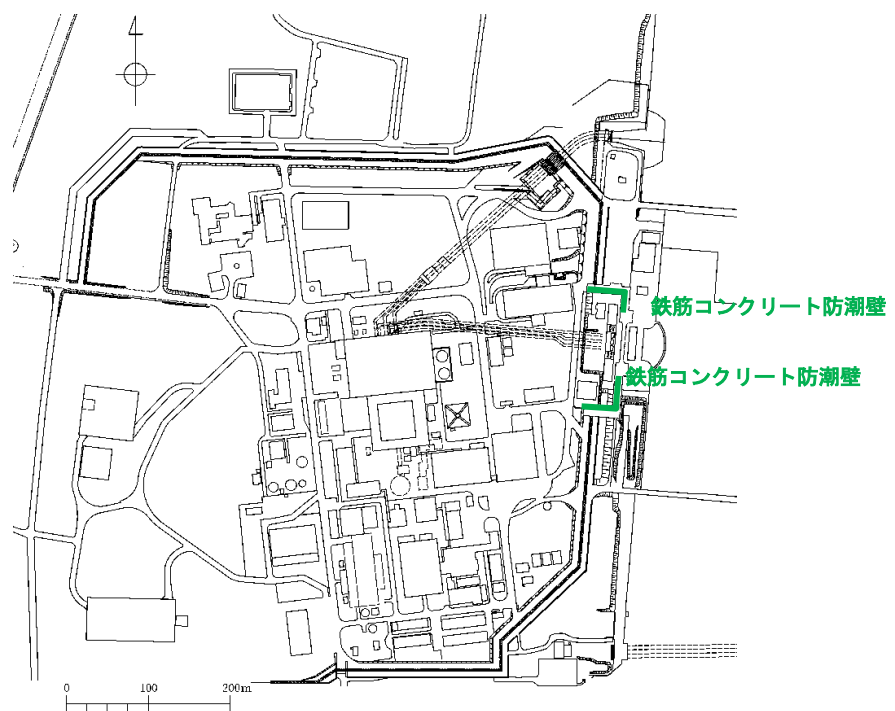


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図



## 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P.+20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎は、それぞれの鉛直方向主鉄筋を鉄筋コンクリートフーチング内に定着させて一体構造とする。

鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象位置平面図を図2.2-1、概要図を図2.2-2、構造図を図2.2-3に示す。

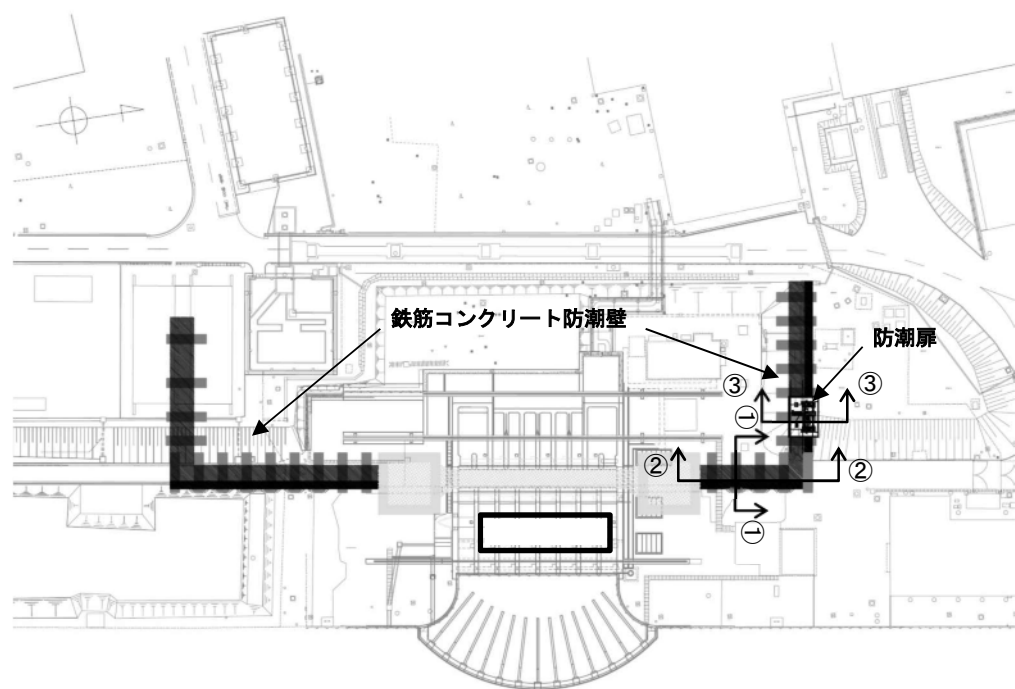
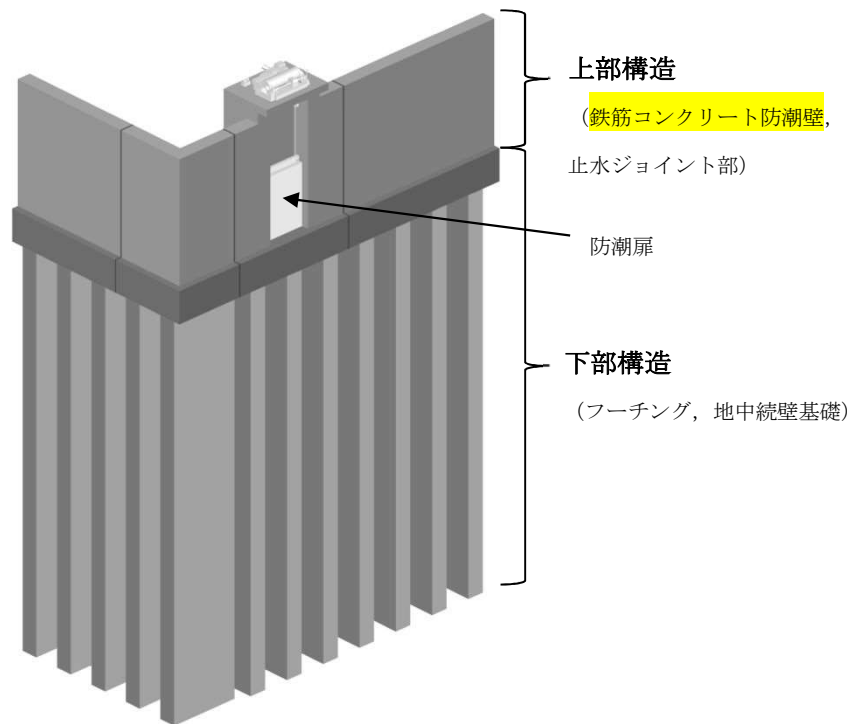


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図





鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図

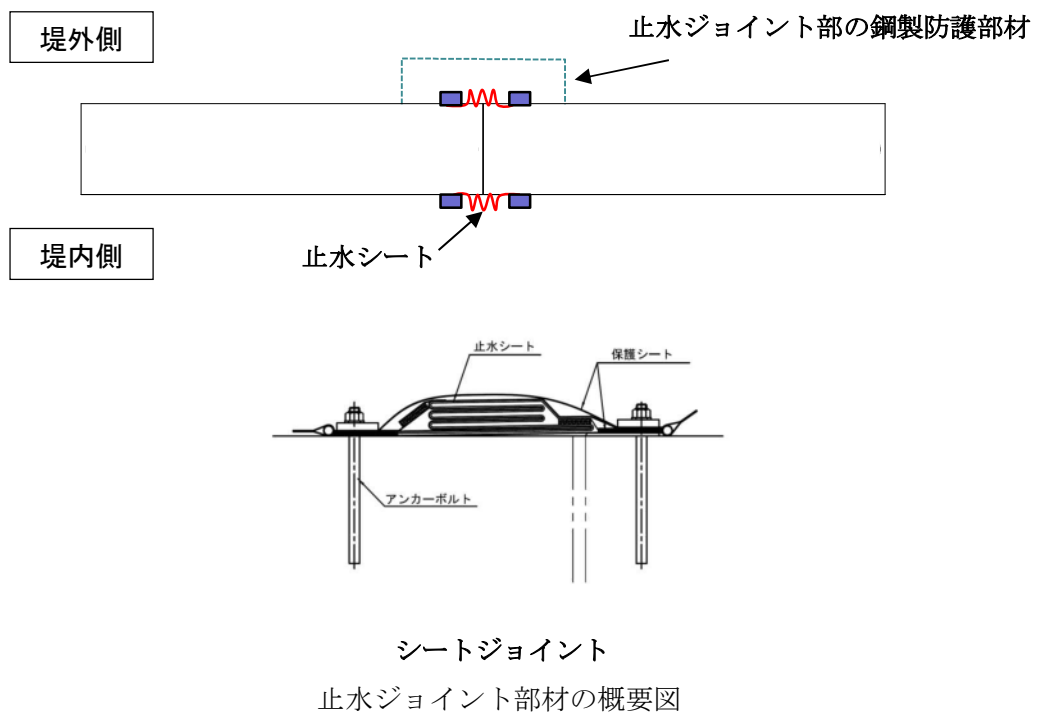


図 2.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図



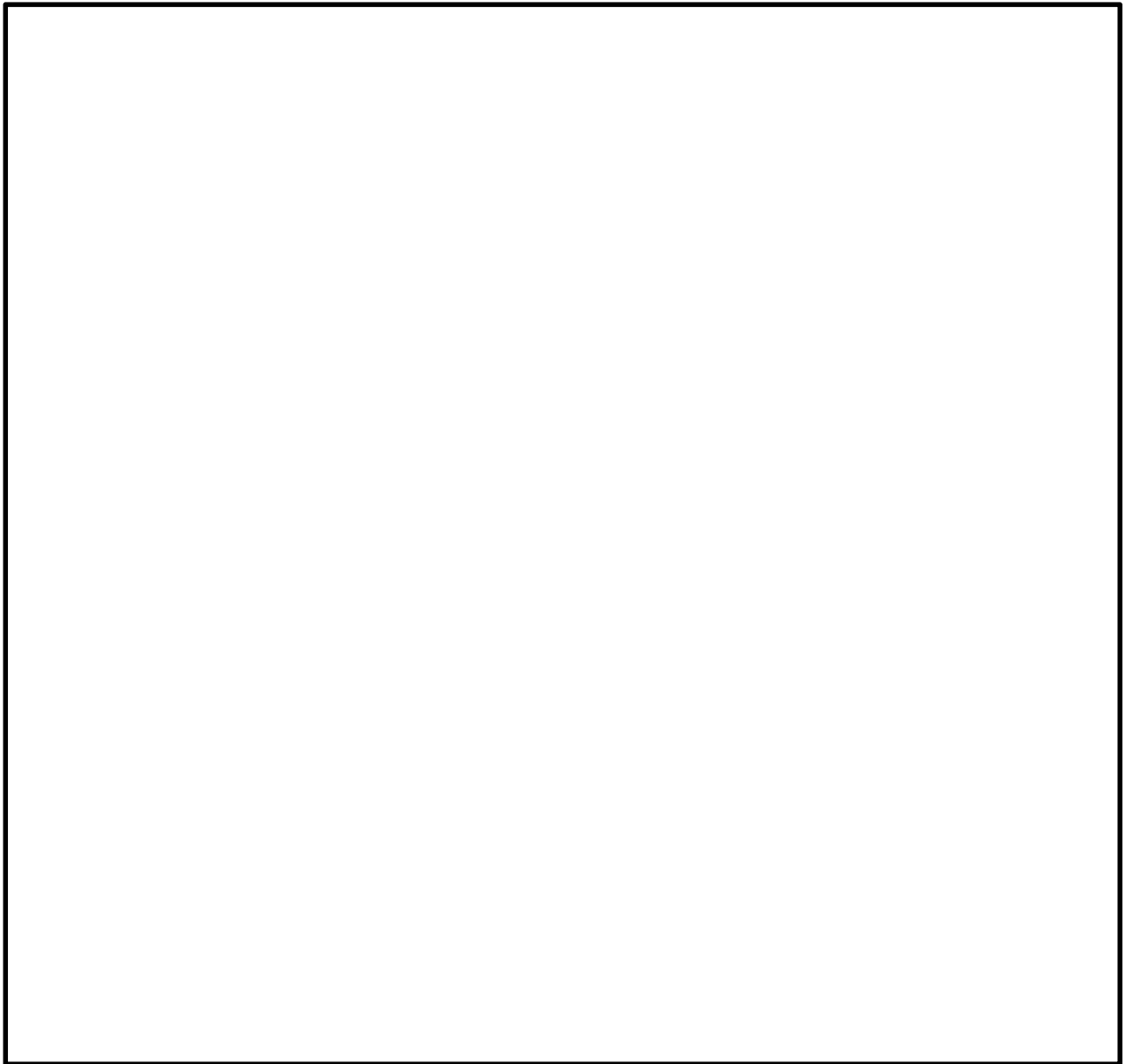


図 2.2-3 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図（フラップゲート部）



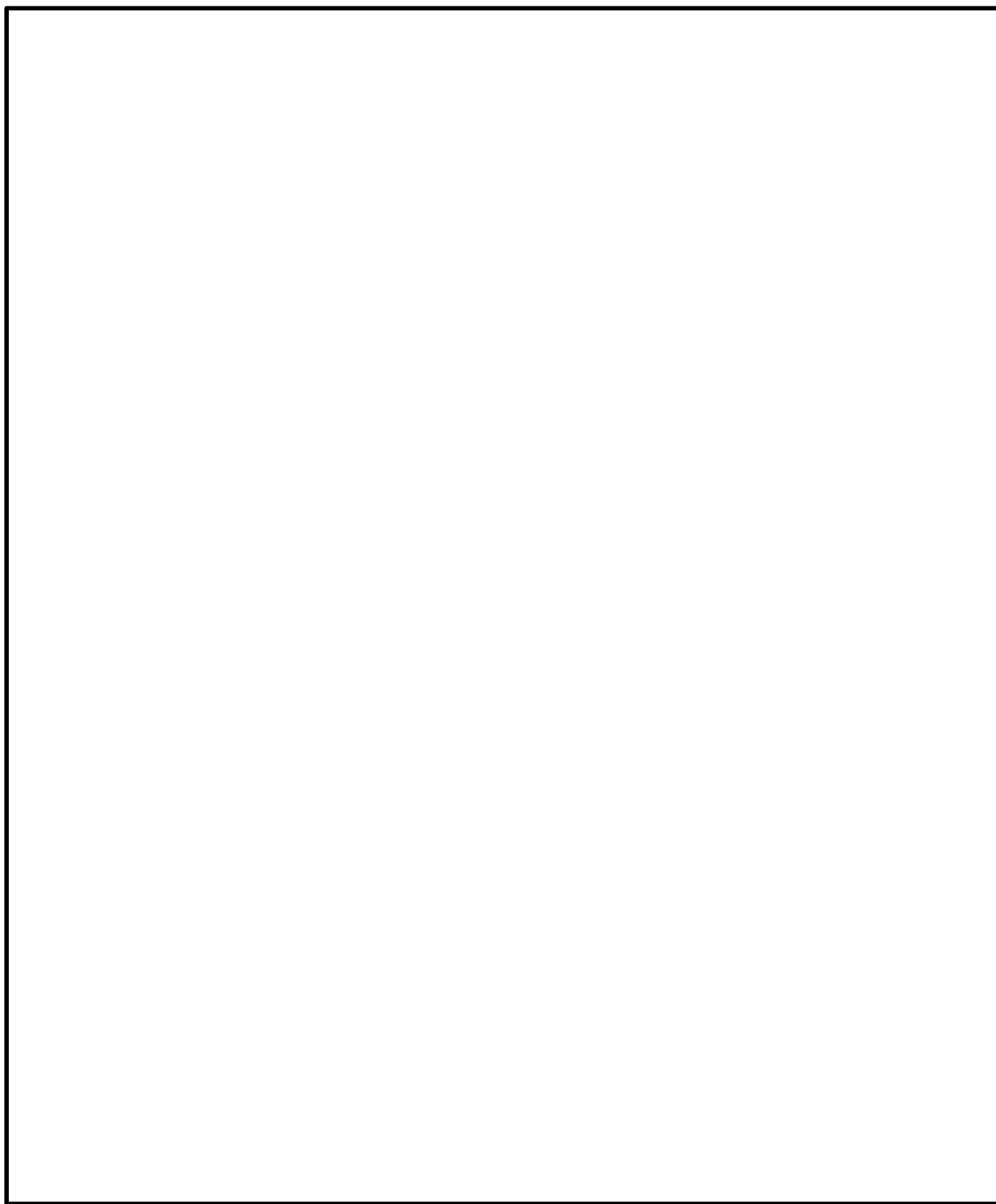


図 2.2-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)



津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-4 に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造の鉄筋コンクリート防潮壁に曲げ及び鉄筋コンクリートのせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げモーメント及びせん断力は、鉄筋コンクリート構造と一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である鉄筋コンクリート防潮壁に曲げモーメント及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げモーメント及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

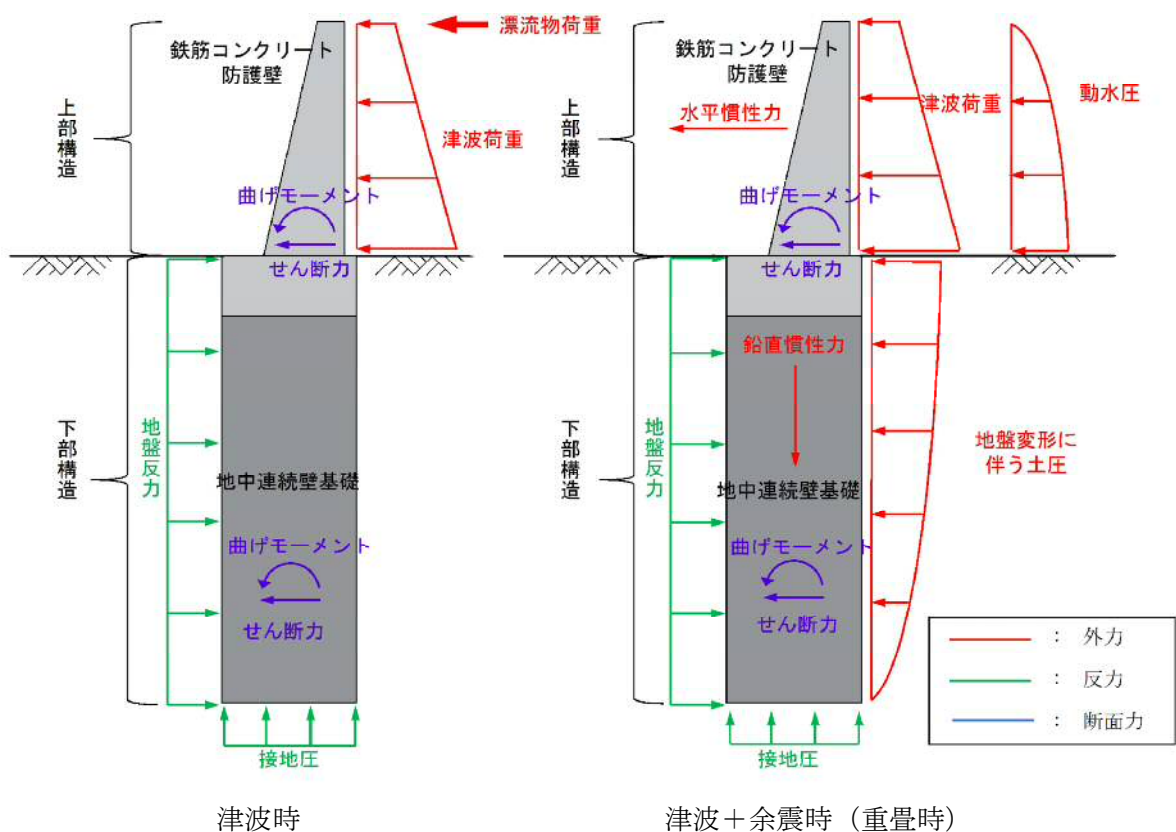


図 2.2-4 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図



### 2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により評価し、「4. 評価結果」より、鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計方針を表2.3-1に、評価項目を表2.3-2に、鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フローを図2.3-1に、鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フローを図2.3-2に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造を一体とした3次元モデルで強度評価を行う。地中連続壁基礎をはり要素、鉄筋コンクリート及びフーチングを平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として表2.3-2の鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

重畳時の支持性能評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動S<sub>d</sub>-D1を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。

止水ジョイント部は、鋼製アンカー、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。また、防潮扉の評価は「6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」に示す。



表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位		応力等の 状態	損傷モード	
防護壁（鉄筋コンクリート防潮壁）	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、鉄筋コンクリート防潮壁の要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、入力津波に対して鉄筋コンクリート防潮壁の要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁の設計における荷重の組み合わせとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重、漂流物による衝突荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。</p> <p>②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>④上部構造を、フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</p>	下部構造	基礎地盤		支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
							地中連続壁基礎		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。
							鉄筋コンクリート	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。
							鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁			
							止水ジョイント部		止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り
止水ジョイント部		鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。						
止水ジョイント部材の鋼製防護部材		曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。							



表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		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
		フーチング		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
		地中連続壁基礎		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 ジ ョ イ ン	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
		ト部	鋼製防護部材	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
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		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
		地中連続壁基礎		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
		止水ジ ョイ ン	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
		ト部	鋼製防護部材	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
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジ ョイ ン	止 水 ジ ョ イ ン ト 部 材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。



津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3 (1) に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を用いて、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（ピーク強度（平均））の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（残留強度（ $-1\sigma$ ））の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ $-1\sigma$ ）の組合せを用いる。表 2.3-3 (2) に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せを示し、表 2.3-3 (3) に重畳時の検討で考慮する地盤剛性及び液状化パラメータの適用を示す。

表 2.3-3 (1) 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ $-1\sigma$ ） 残留強度（平均） 残留強度（ $-1\sigma$ ）

表 2.3-3 (2) 津波時の検討で考慮する組み合わせ

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ $-1\sigma$ ）

表 2.3-3 (3) 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータ適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	$+1\sigma$ 剛性	
3	$-1\sigma$ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	$+1\sigma$ 剛性	

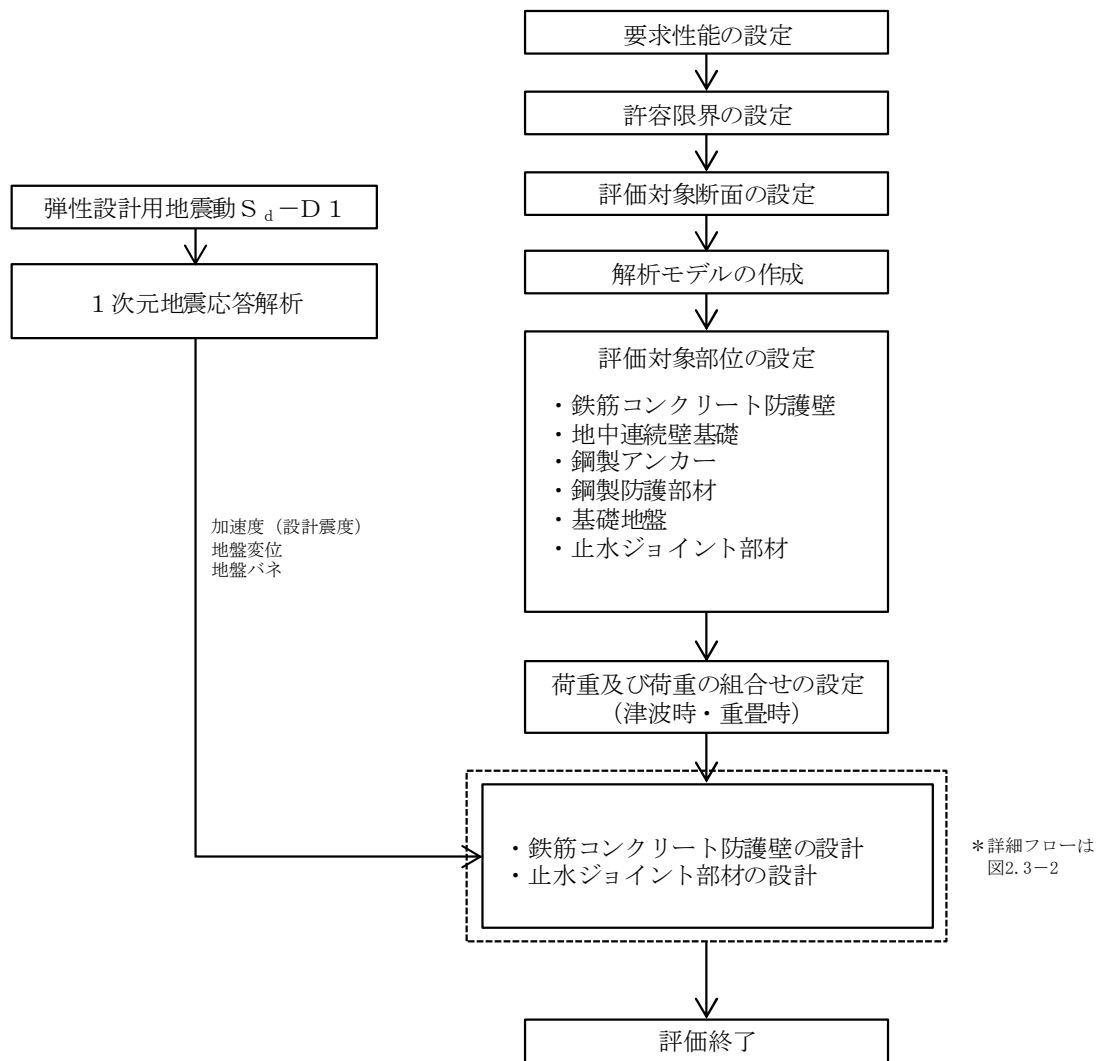
構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 (2) に示すように 3 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

重畳時の検討では、1 次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定



した後に3次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-3 (3) に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

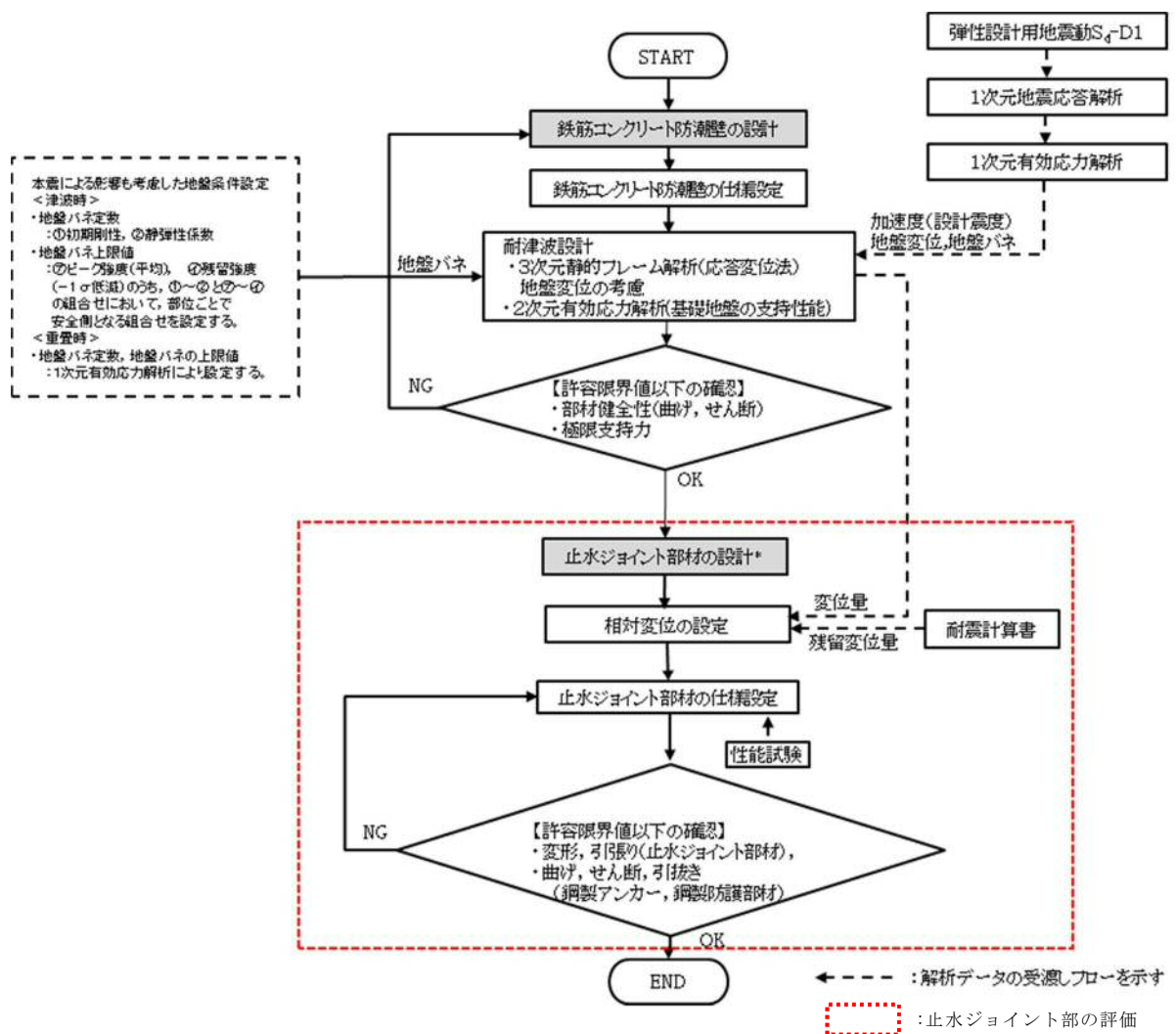




- 注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*3：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。変形性評価は「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」に示す。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フロー





注記 \* : 止水ジョイント部の評価は「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー



## 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・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（（社）土木学会，2005 年）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・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〕（土木学会，2002 年制定）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断力以下であることを確認
	鉄筋	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）	
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析



### 3. 度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$G$	kN	固定荷重
$P$	kN	積載荷重
$P_s$	kN	積雪荷重
$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	遡上津波荷重
$P_c$	kN	衝突荷重
$K_{Sd}$	kN	余震荷重
$P_k$	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{al}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の許容引張応力度
$V_a$	N/mm <sup>2</sup>	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
$V_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断力
$V_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	斜め引張鉄筋の許容せん断力
$\tau_{al}$	N/mm <sup>2</sup>	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
$b_w$	m	有効幅
$j$	—	1/1.15
$d$	m	有効高さ
$A_w$	m <sup>2</sup>	斜め引張鉄筋断面積
$s$	m	斜め引張鉄筋間隔
$M$	kN・m	曲げモーメント
$N$	kN	軸力
$S$	kN	せん断力
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	曲げモーメント及び軸力による応力度
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	せん断応力度



### 3.2 評価対象断面及び部位

鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面は、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」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。図 3.2-1 に評価対象断面位置図を、図 3.2-2 に評価対象の断面図を示す。なお、各評価対象部位の解析モデル及び評価方法は、「3.5 評価方法」に示す。

#### (1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

#### (2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



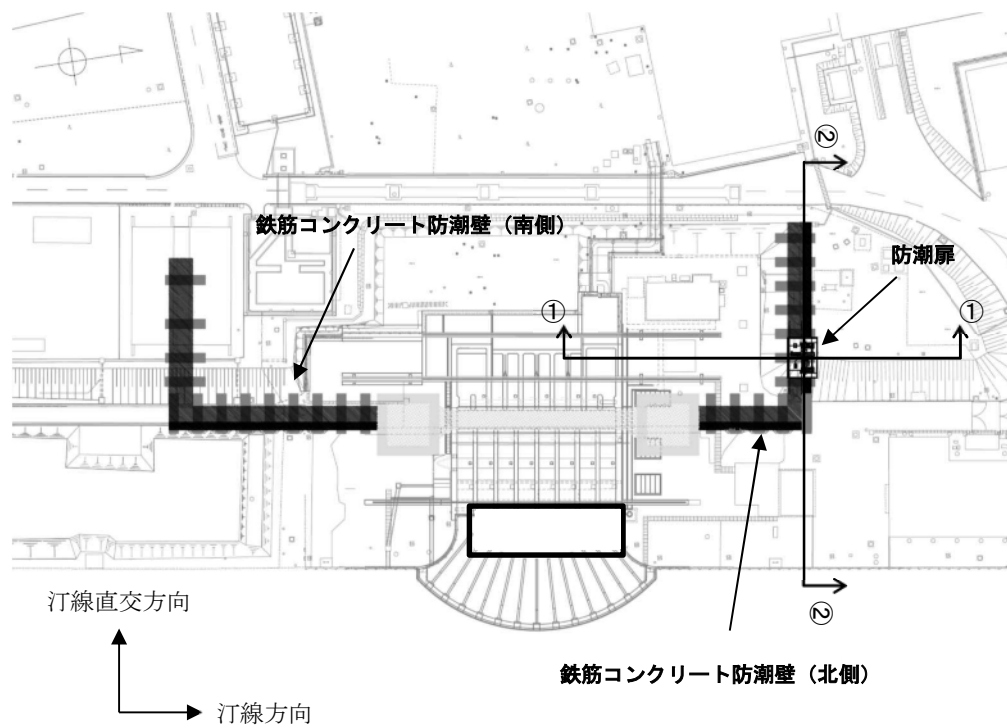


図 3.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置図



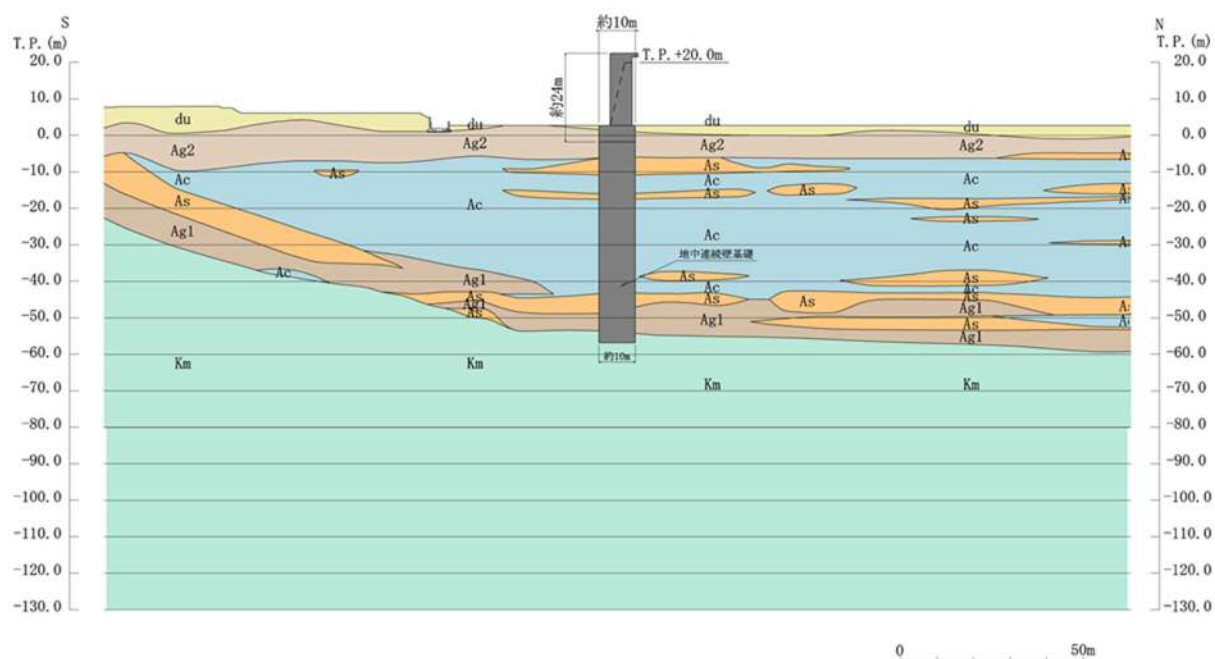


図 3.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (①-①断面)

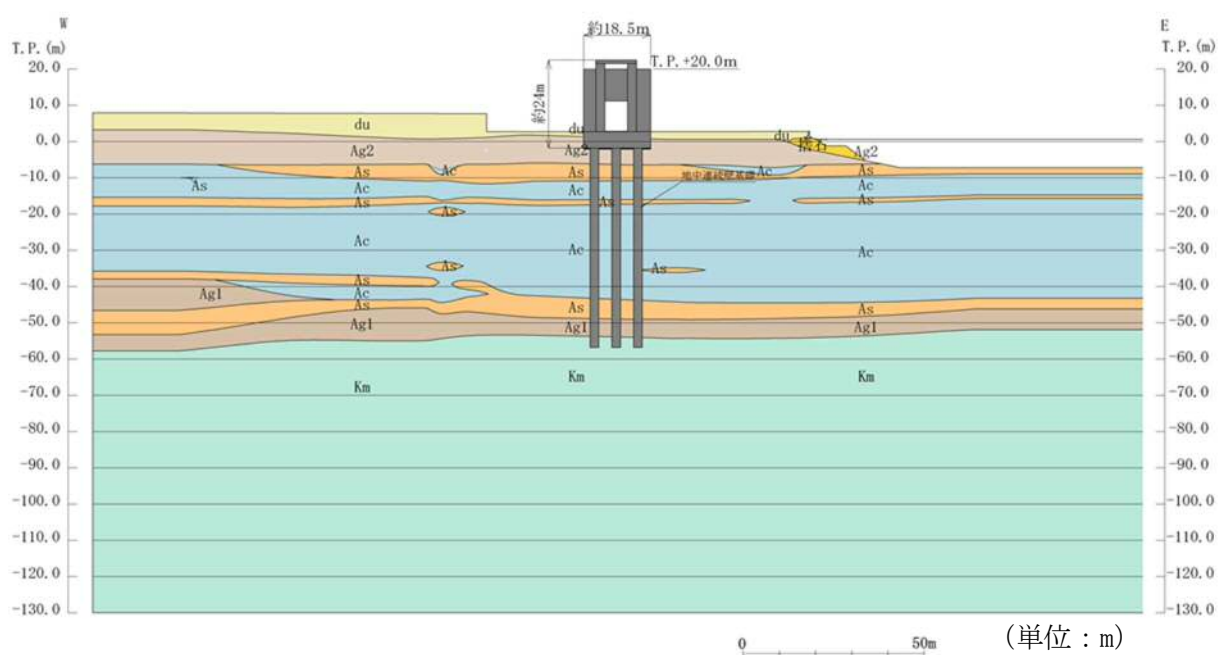


図 3.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (②-②断面)



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.3.1 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

##### (3) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の  $3/2$  倍を考慮して算定する。

##### (4) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重として、表 3.3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) \*式による漂流物荷重を考慮する。

注記 \* : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

##### (5) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D1$  による地震力及び動水圧を考慮する。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の



最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(6) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

(7) 風荷重 ( $P_k$ )

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。



### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24 m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3-1～図 3.3-4 に示す。

表 3.3-3 (1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合わせ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

G : 固定荷重  
P : 積載荷重  
 $P_t$  : 遡上津波荷重  
 $P_c$  : 衝突荷重  
 $P_s$  : 積雪荷重

表 3.3-3 (2) 荷重の組合せ (津波時)

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・初期応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
		内水圧	—	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。 また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。 したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		遡上津波荷重	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	○	・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。



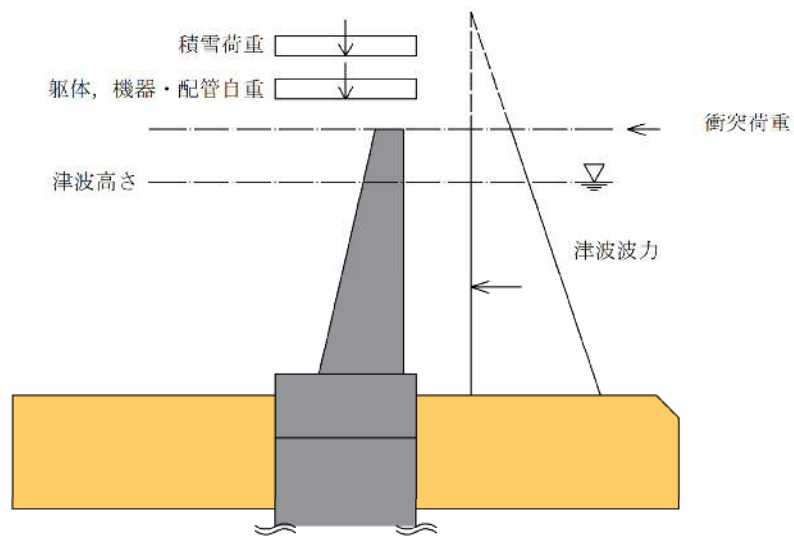


図 3.3-1 基準津波時の作用図

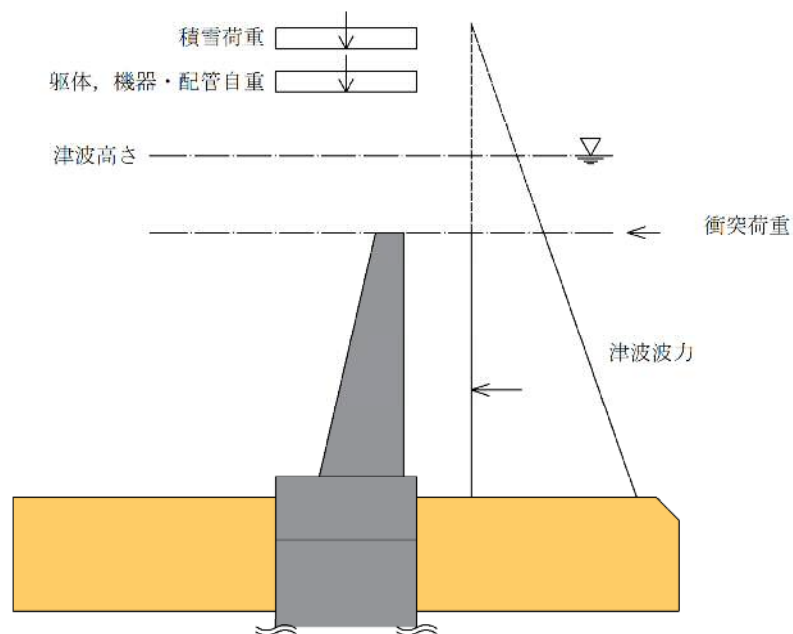


図 3.3-2 T.P. +24 m 津波時の作用図



表 3.3-4 (1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合わせ
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd} + P_s$

$G$  : 固定荷重  
 $P$  : 積載荷重  
 $P_t$  : 遡上津波荷重  
 $K_{sd}$  : 余震荷重  
 $P_s$  : 積雪荷重

表 3.3-4 (2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・初期応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		遡上津波荷重	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。



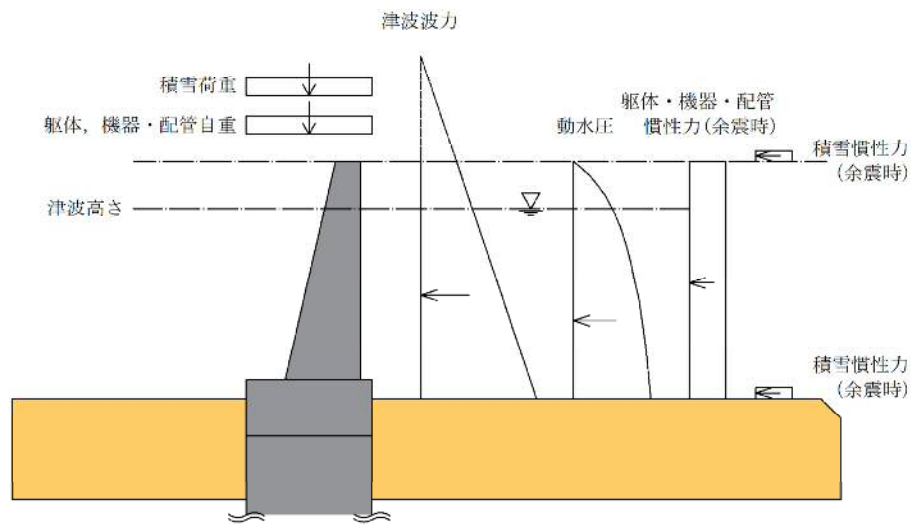


図 3.3-3 重畳時（基準津波時）の作用図

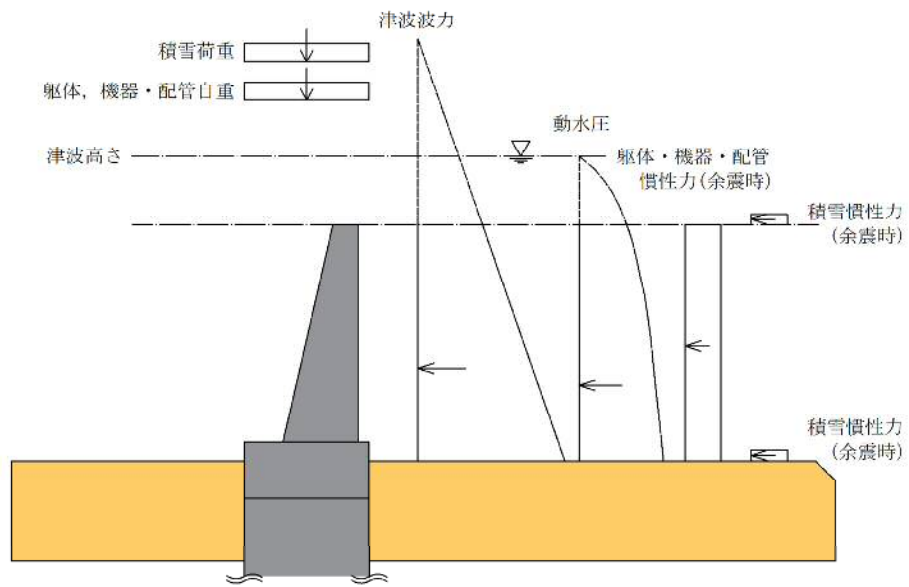


図 3.3-4 重畳時（T.P. + 24 m 津波時）の作用図



### 3.4 許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁の許容限界は、「3.2 評価対象断面」にて設定した評価対象断面の応力や変形の状態を考慮し、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」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

#### (1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容応力度については各規格、基準類に基づき表 3.4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は、基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 2 倍（コンクリート）、1.65 倍（鉄筋）の割増しを考慮する。

表 3.4-1 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート* 1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0 <sup>*3</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825 <sup>*4</sup>
鉄筋	SD490 <sup>*2</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ 軸方向鉄筋	435
		せん断補強筋	300
	SD390 <sup>*1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345 <sup>*1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

\*2：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 24 年 3 月）

\*3：水平 2 方向地震力の影響を考慮することで、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、許容応力度に 1.0 N/mm<sup>2</sup>を加えた値に 1.5 倍の割増を考慮した値とする（道路橋示方書（Ⅲ コンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）。

\*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「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）」を適用し、次式により求められる許容せん断力（ $V_a$ ）に 1.5 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

$V_{ca}$ ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

$\tau_{a1}$ ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$ ：有効幅

$j$ ：1/1.15

$d$ ：有効高さ

$A_w$ ：斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa}$ ：鉄筋の許容引張応力度

$s$ ：斜め引張鉄筋間隔



表 3.4-1 (2) 許容限界 (T.P. +24 m 津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート* 1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	28.0*3
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	1.1*4
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	軸方向鉄筋 478.5
			せん断補強筋 330
	SD390*1	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	339.9
	SD345*1	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	323.4

注記 \*1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

\*2: 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 24 年 3 月)

\*3: 水平 2 方向地震力の影響を考慮することで, 二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は, 許容応力度に  $1.0 \text{ N/mm}^2$  を加えた値に 2 倍の割増しを考慮した値とする (道路橋示方書 (III コンクリート橋編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)。

\*4: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「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)」を適用し, 基準津波時と同様の許容せん断力 ( $V_a$ ) に 1.65 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

## (2) 基礎地盤の支持性能評価における許容限界

極限支持力は, V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき, 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) により設定する。  
道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$* c_{cu} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = c_{cu} \times 2$$

ここで,  $c_{cu}$  は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における  $K_m$  層の非排水せん断強度

$A$  : 基礎の底面積 (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-2 に示す

表 3.4-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
$K_m$ 層	6201



### 3.5 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の評価は、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」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、解析結果により得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

津波時及び重畳時の解析は、構造部材を線形要素でモデル化し、地盤バネを用いてフレーム解析を行う。ここで、地中連続壁基礎については線形のはり要素とし、地盤抵抗については、津波時は受働土圧強度及びせん断強度、重畳時は軸圧縮応力及びせん断応力を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。

津波荷重については地表面から鉄筋コンクリート防潮壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鉄筋コンクリート防潮壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鉄筋コンクリート防潮壁天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析により算定された地盤変位を地盤バネの外側から入力する。さらに、鉄筋コンクリート防潮壁全体に1次元有効応力解析から算定された地表面地盤最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。

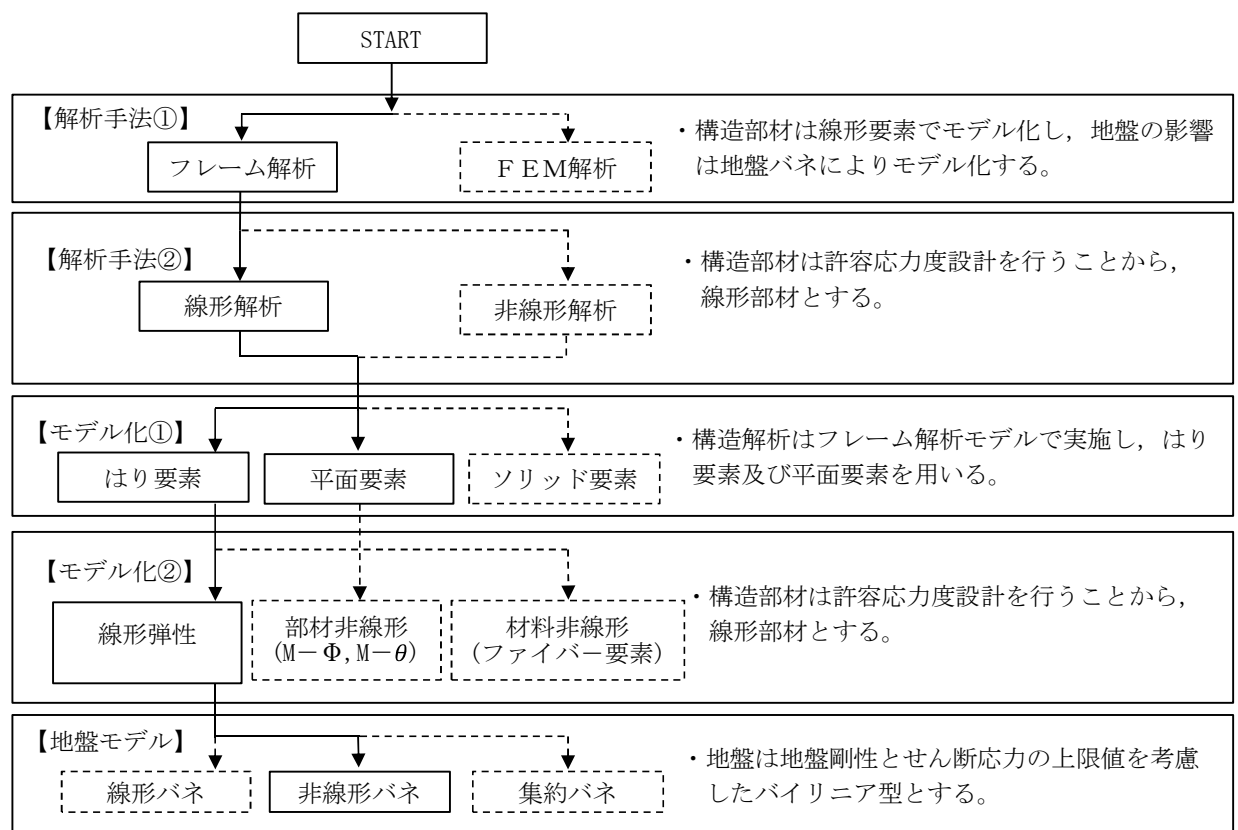


図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー



### 3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時の検討では、津波襲来前に発生する本震に伴って周辺地盤が沈下した状態を想定し、設計荷重や地盤抵抗に対して保守側の検討を実施する。本震に伴う周辺地盤の沈下量として、「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地東側の合計沈下量 0.918 m を考慮して保守的に仮定した沈下量 1.5 m を適用する。本震に伴う地盤沈下の考慮方法を図 3.5-2 に示す。

#### (1) 荷重

津波波力及び動水圧は沈下後の地盤より上側に作用するものとする。

#### (2) 地盤バネ

地盤バネは沈下後の地表面以深に考慮するものとする。

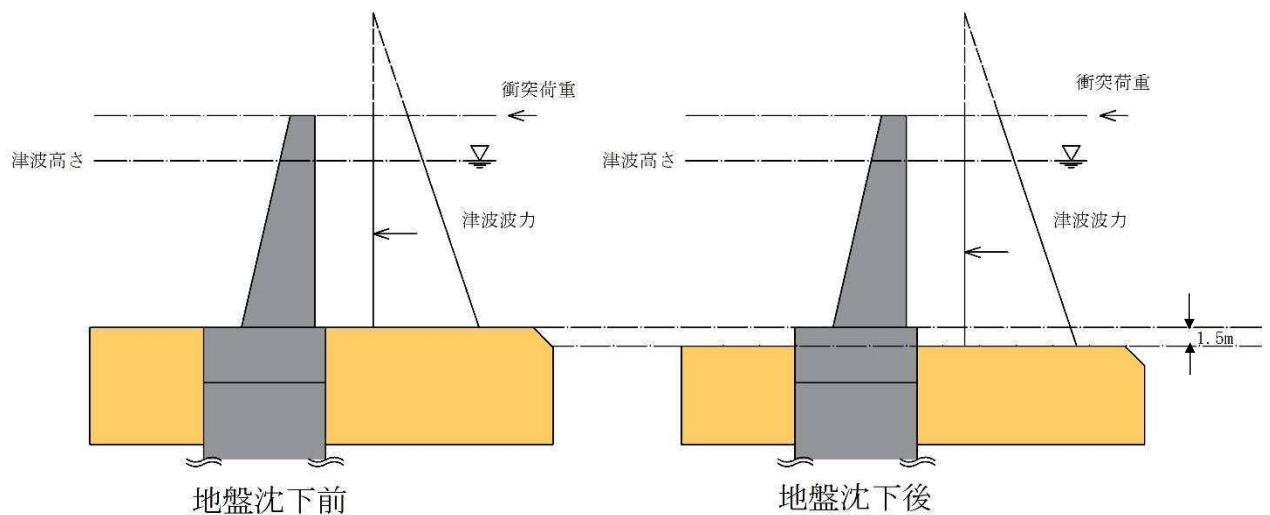


図 3.5-2 地盤沈下の考慮に関する概念図



### 3.5.3 津波時

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

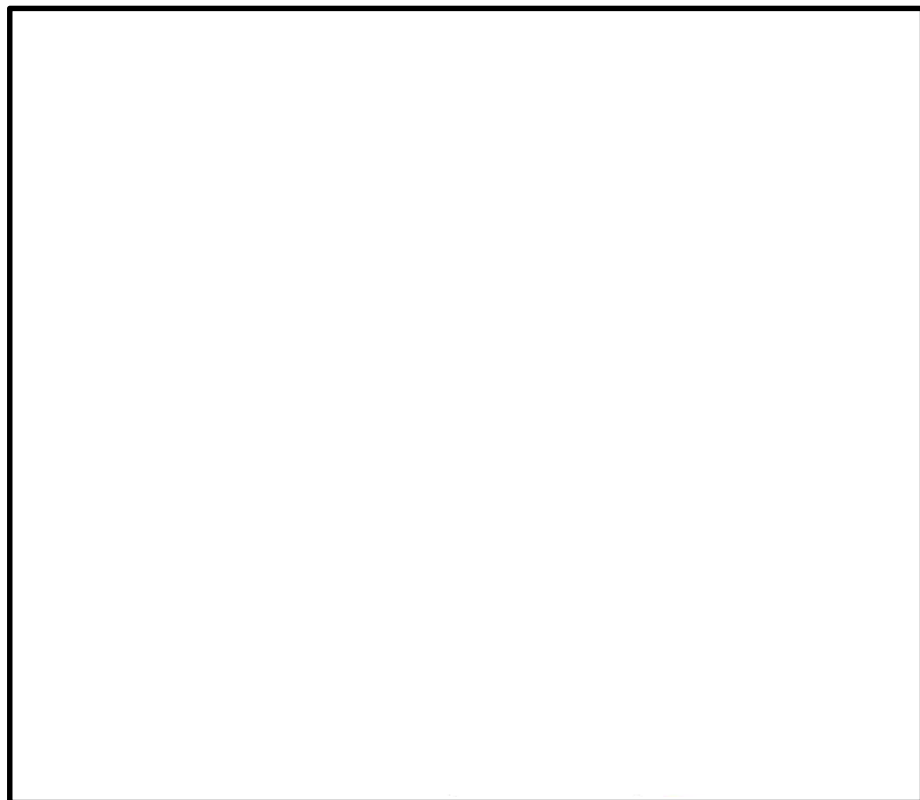
#### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル

##### a. 解析モデル

津波時における鉄筋コンクリート防潮壁は，上部構造と下部構造を一体とした 3 次元フレームモデルで強度評価を行う。

津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図を図 3.5-3 に示す。

3 次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



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 3.5-3 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図



b. 構造物のモデル化

3次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図を図3.5-4に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングは、平面要素でモデル化する。フーチングの厚さを模擬した仮想剛梁要素を設ける。地中連続壁基礎は構造梁要素でモデル化し、側面にジョイント要素を配置する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割については、重畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を地中連続壁基礎に設定することを考慮して、1次元有効応力解析で用いる地盤の要素分割に合わせて設定する。



図3.5-4 3次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図

c. 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に準拠し、地盤バネ定数及び地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

津波時の地盤バネの設定について表3.5-1に示し、地盤バネのバイリニアモデルを図3.5-5に示す。津波時については、地盤抵抗が大きいと仮定した地盤バネ1及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ2の2ケースを考慮する。



表 3.5-1 3次元静的フレーム解析モデルにおける地盤バネの設定（津波時）

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1 （津波時）	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均）から設定	地盤抵抗が大きいと仮 定したケース
地盤バネ 2 （津波時）	静弾性係数 から設定	残留強度（ $-1\sigma$ ）から設定	地盤抵抗が小さいと仮 定したケース

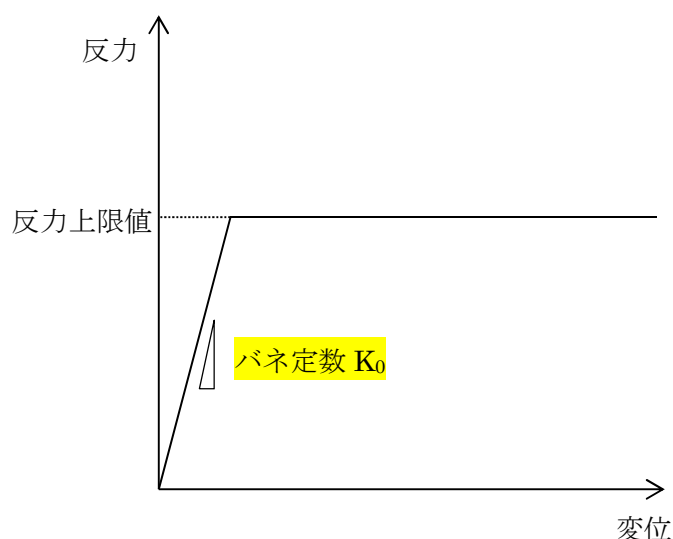


図 3.5-5 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$

水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$ の算定方法を以下に示す。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

$K_H$  : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数（ $\text{kN/m}^3$ ）

$\alpha_k$  :  $K_H$ の推定に用いる補正係数（ $=1.5$ ）

$K_{H0}$  : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平（面直）方向地盤反力係数（ $\text{kN/m}^3$ ）であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造



編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平（面直）方向地盤反力係数  $K_{H0}$  を以下の式より算定する。

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha=1$ )

$E_0$  : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$E_0$  は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d) G_m$$

ここで、

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_m$  : 初期せん断弾性係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$B_H$  : 基礎前面の換算載荷幅（②－②方向 10m, ①－①方向 2.4m）

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$  の算定方法を以下に示す。

$$K_{SHD} = 0.6 K_{HD}$$

ここで、

$K_{SHD}$  : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_{HD}$  : 基礎側面の水平（面直）方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_{HD}$  は以下の式より算定する。

$$K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left( \frac{D_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$D_H$  : 基礎側面の換算載荷幅（②－②方向 10m, ①－①方向 2.4m）

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$  の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVB} = 0.3 K_H$$

ここで、

$K_{SVB}$  : 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$  の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVD} = 0.3 K_{HD}$$

ここで、

$K_{SVD}$  : 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

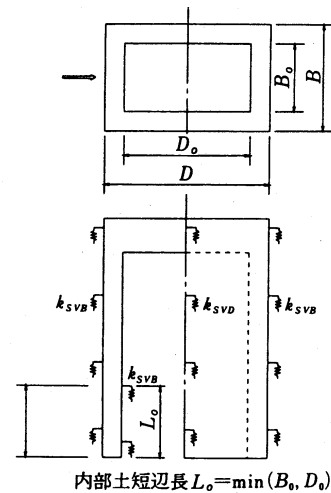
なお、基礎先端付近の側壁及び隔壁内面の鉛直方向地盤反力は図 3.5-6 に示すように、前背面や側面の鉛直方向地盤反力係数の割増しを行う。



・この間の地盤反力係数は

$$k_{SVB}' = \left(1 + \frac{B_0}{B}\right) k_{SVB}, \quad k_{SVD}' = \left(1 + \frac{D_0}{D}\right) k_{SVD}$$

と考える。



内部土短辺長  $L_0 = \min(B_0, D_0)$

隔壁がある場合は隔壁間の内面距離の短い方を  $L_0$  とする。

図 3.5-6 基礎内面の鉛直方向地盤反力

ホ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$  の算定方法を以下に示す。

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

$K_V$  : 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{V0}$  : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直（面直）方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) であり、「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に従い、鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_{V0}$  を以下の式より算定する。

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$B_V$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$B_V$  は以下の式より算定する。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

$A_V$  : 鉛直方向の載荷面積 (24.0 m<sup>2</sup>)

ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

水平方向地盤反力係数  $K_S$  の算定方法を以下に示す。

$$K_S = 0.3 K_V$$

ここで、

$K_S$  : 基礎底面の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ト. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$

水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$  の算定方法を以下に示す。



$$P_{HU} = \alpha_P P_{EP}$$

ここで、

$P_{HU}$  : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$\alpha_P$  : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数

$\alpha_P$ は以下の式により算定する。ただし、N値2以下の軟弱な粘性土の場合は  
 $\alpha_P = 1.0$ とする。

$$\alpha_P = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

$z$  : 設計上の地盤面からの高さ（m）

$B_e$  : 基礎の有効前面幅（②－②方向10m，①－①方向2.4m）

$P_{EP}$  : 深さ  $z$  における地震時の地盤の受働土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）

$P_{EP}$ は以下の式により算定する。なお、以下の式は、図3.5-7に示したような  
 3層地盤の場合の計算式を示す。

$$P_{EP1} = K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{P1}}$$

$$P_{EP2} = K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{P2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1$$

$$P_{EP3} = K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{P3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

$P_{EP1}$ ,  $P_{EP2}$ ,  $P_{EP3}$  : 深さ  $h_1$ ,  $h_1+h_2$ ,  $h_1+h_2+h_3$  における  
 地震時の受働土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）

$K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_E) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

$c$  : 土の粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\varphi$  : 土のせん断抵抗角（°）

$\delta_E$  : 地震時の基礎平面と土の摩擦角（°）で、 $-\varphi/6$ とする。

$\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度（°）



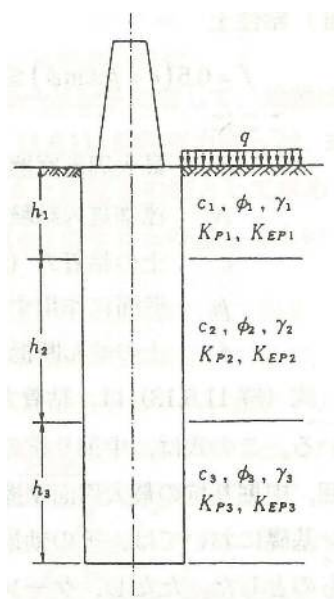


図 3.5-7 受働土圧強度算定式における各層物性  
(3 層地盤の場合)

チ. 基礎前背面の鉛直方向及び基礎側面の水平方向地盤反力度の上限値  $\tau_f$   
地盤反力度の上限値  $\tau_f$  の算定方法を以下に示す。

$$(\text{砂質土}) \quad \tau_f = \min[5N, (c + p_0 \tan \varphi)] \leq 200$$

$$(\text{粘性土・地盤改良体}) \quad \tau_f = c + p_0 \tan \varphi \leq 150$$

ここで,

$\tau_f$  : 地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験より得られた  $N$  値 (平均値)

$c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_0$  : 基礎壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi$  : せん断抵抗角 (°)

リ. 基礎底面の鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$  は, 基礎を支持する基礎地盤 (Km 層) の  
極限支持力度  $q_d$  とする。Km 層の極限支持力度の算定式を以下に示す。

$$q_d = 3q_u$$

ここで,

$q_d$  : 基礎地盤 (Km 層) の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  は Km 層の非排水せん断強度  $\times 2$



又、基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$  の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = C_B + p_V \tan \varphi_B + \frac{1}{A_e} (A_i c + W_s \tan \varphi)$$

ここで、

$P_{SU}$  : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m<sup>2</sup>

$p_V$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

岩とコンクリートの摩擦角  $\tan \phi = 0.6$

$A_e$  : 基礎底面の有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 基礎内部土の面積 (m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎底面地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_s$  : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)

$\phi$  : 基礎底面地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)



(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

- ・  $K_m$  層の粘着力はピーク強度（平均値）とする。
- ・  $K_m$  層以外の粘着力は残留強度（ $-1\sigma$ ）

イ. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$

水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数  $E_0$  は静弾性係数とする。

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

水平方向地盤反力係数  $K_S$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ト. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$

水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。



チ. 基礎前背面の鉛直方向及び側面の水平方向地盤反力度の上限値  $\tau_f$

地盤反力度の上限値 $\tau_f$ の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書 (IV下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

リ. 基礎底面の鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値 $P_{BVU}$ の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書 (IV下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値 $P_{SU}$ の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書 (IV下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

#### d. 使用材料及び材料定数

強度計算に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.5-2 に、材料物性値を表 3.5-3 に示す。

地盤の諸定数は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-2 使用材料

材料		諸元
コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD390, SD490

表 3.5-3 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.1×10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *2

注記 \*1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

\*2: J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)



表 3.5-4 (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	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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 3.5-4 (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
								Km	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	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 <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高(m)



表 3.5-4 (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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{CB}$	粘着力 $C_{CB}$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{CB}$ ( $^{\circ}$ )	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 $K_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 mf, mK	最大履歴 減衰率 $\ln_{max}(-)$	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp (m/s)
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
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
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
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
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
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
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
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

## e. 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

## (a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。



(b) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-5 のとおりである。

表 3.5-5 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

(c) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の  $3/2$  倍を考慮して算定する。

(d) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重として、表 3.5-6 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) \* 式による漂流物荷重を考慮する。

注記 \* : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.5-6 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(e) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

(f) 風荷重 ( $P_k$ )

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

f. 地下水位

地下水位は地表面として設定する。



(2) 評価方法

上記で示した津波時における鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下記のとおりとなる。

a. 鉄筋コンクリート防潮壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

d. 基礎地盤の支持性能評価

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡されと考えられることから実施しない。



#### 3.5.4 重畳時

鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

##### (1) 1次元有効応力解析

###### a. 解析方法

1次元有効応力解析モデル底面は T.P. -130 m とし, 構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には, T.P. -130 m 位置の密度, せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析には解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお, 解析コードの検証及び妥当性確認の概要については, V-5-10「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。1次元有効応力解析モデル概念図を図 3.5-8 に示す。

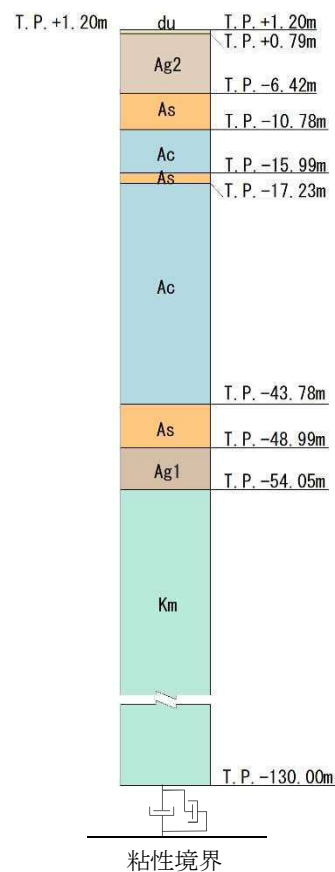


図 3.5-8 1次元有効応力解析モデル概念図

###### (a) 地盤のモデル化

地盤は, マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し, 地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。



(b) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

$[C]$  : 減衰係数マトリックス

$[M]$  : 質量マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

$f$  : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-9 に、固有値解析結果を表 3.5-7 に示す。



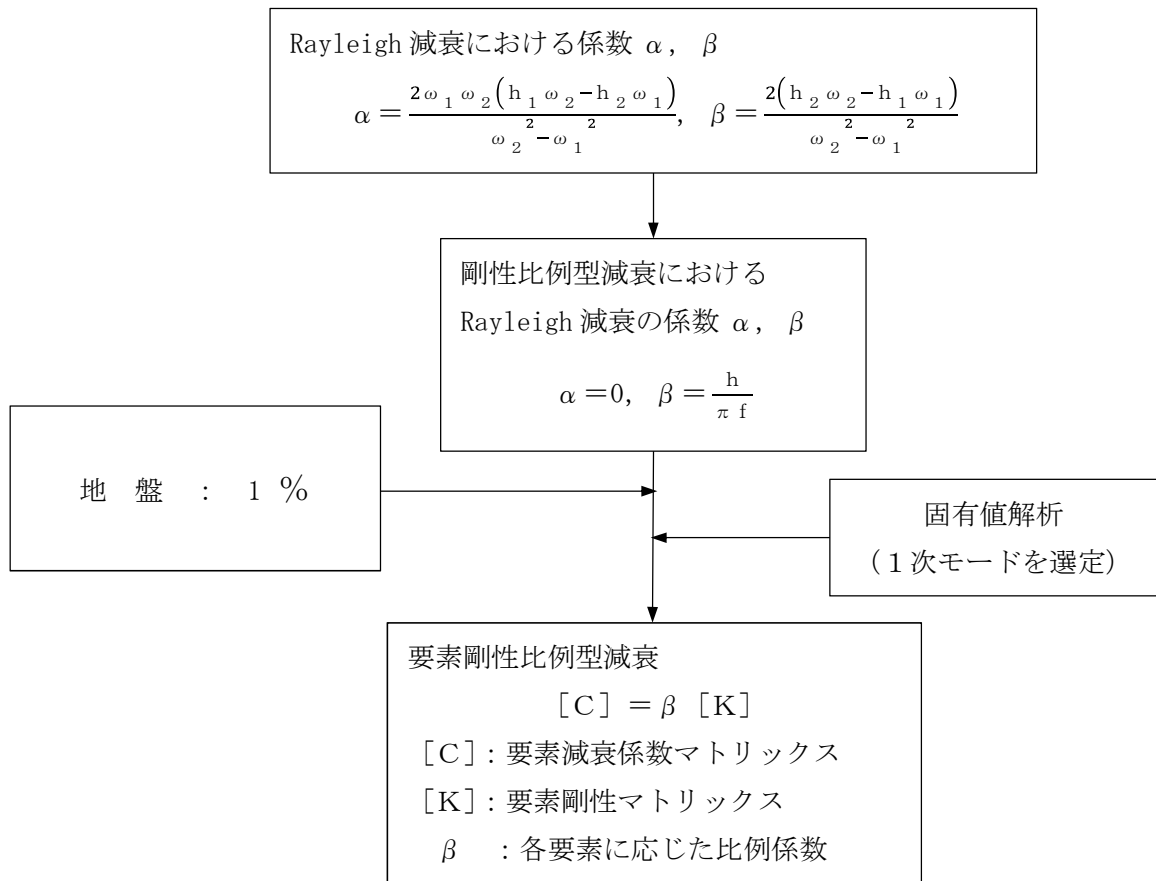


図 3.5-9 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(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)

(検討ケース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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.528	33.52	1次として採用
2	1.256	-27.14	—
3	1.944	-10.74	—
4	2.957	6.71	—
5	3.763	7.86	—
6	4.496	5.75	—
7	5.372	-3.63	—
8	6.206	-3.98	—
9	6.971	3.84	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.564	34.69	1次として採用
2	1.306	-26.24	—
3	2.111	9.62	—
4	3.179	7.36	—
5	3.960	7.59	—
6	4.824	5.13	—
7	5.752	3.68	—
8	6.619	-4.14	—
9	7.392	-3.56	—



表 3.5-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.486	32.26	1次として採用
2	1.202	-27.63	—
3	1.770	-12.71	—
4	2.695	6.25	—
5	3.541	-7.33	—
6	4.167	-6.92	—
7	4.937	3.79	—
8	5.739	-3.69	—
9	6.499	3.77	—

表 3.5-7 (4) 固有値解析結果

(検討ケース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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.503	33.59	1次として採用
2	1.230	-26.30	—
3	1.818	-12.89	—
4	2.645	-6.63	—
5	3.463	-5.82	—
6	4.158	7.41	—
7	4.758	4.81	—
8	5.611	3.03	—
9	6.525	3.14	—



b. 入力地震動

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

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を用いる。有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.5-10に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5-11に示す。

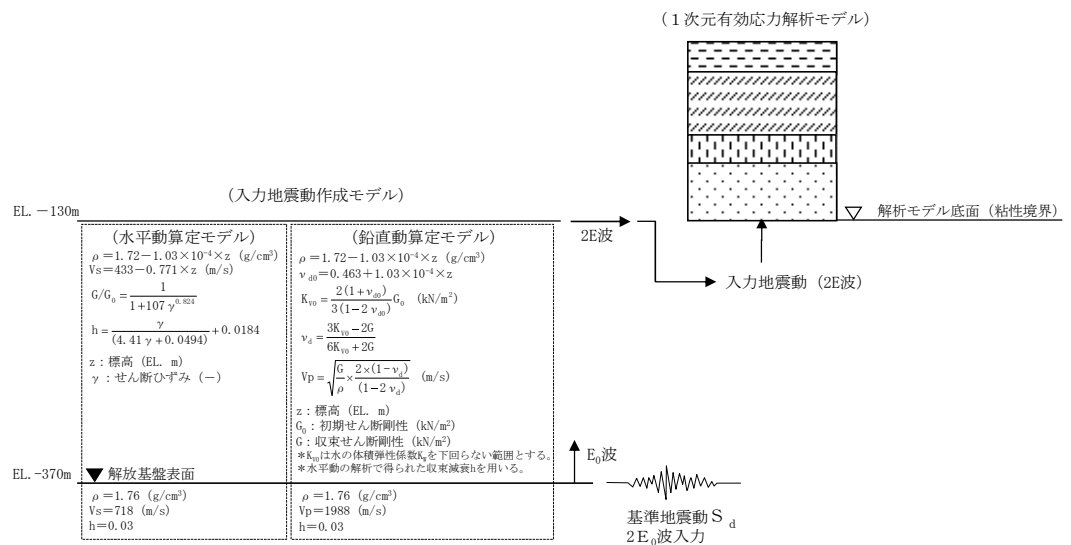
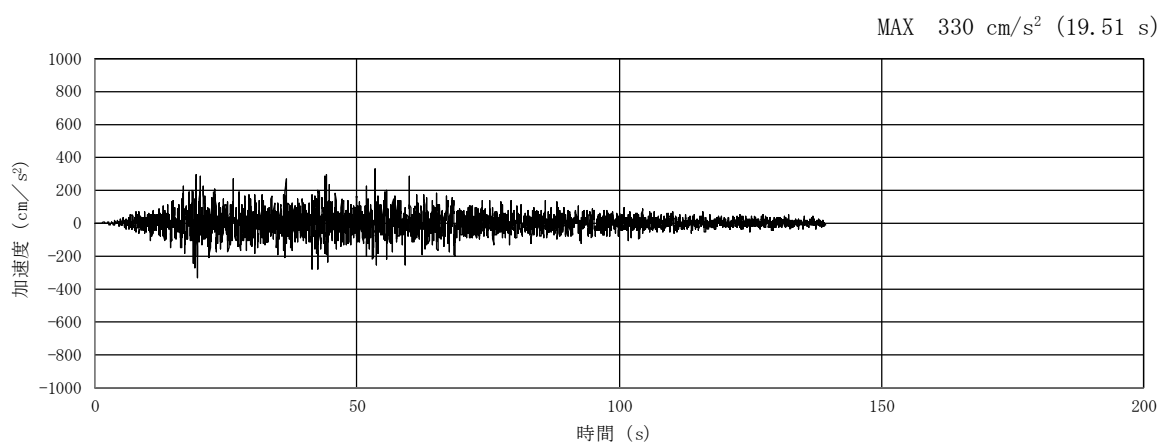
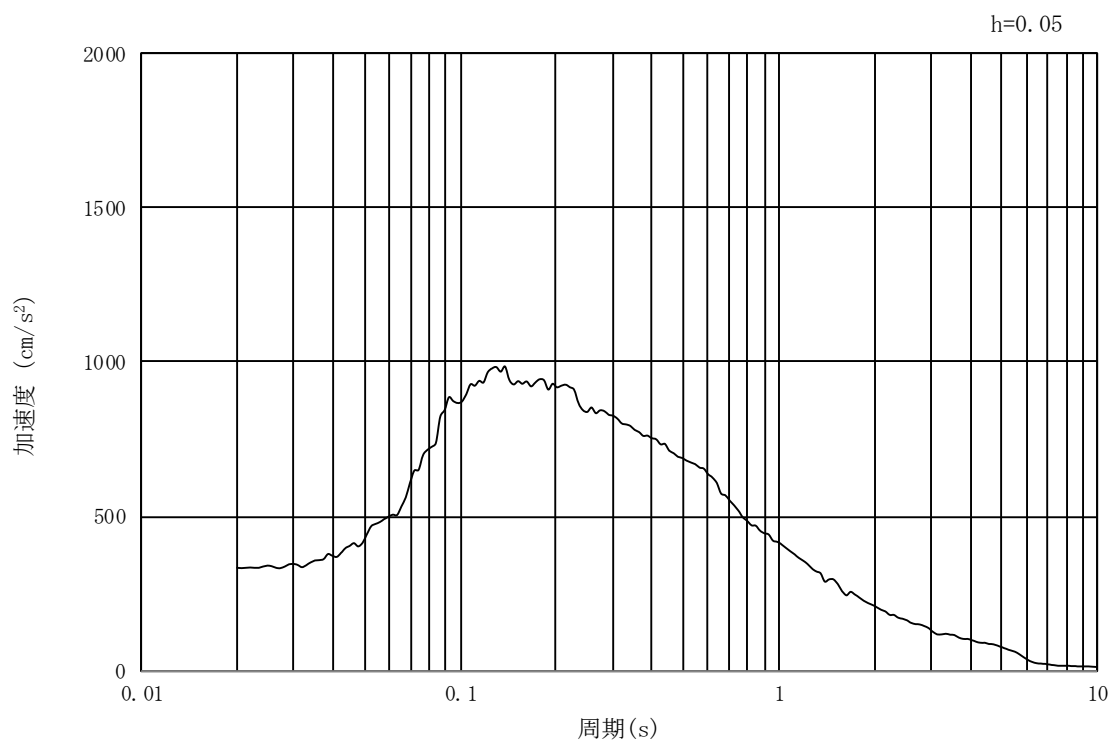


図 3.5-10 入力地震動算定の概念図





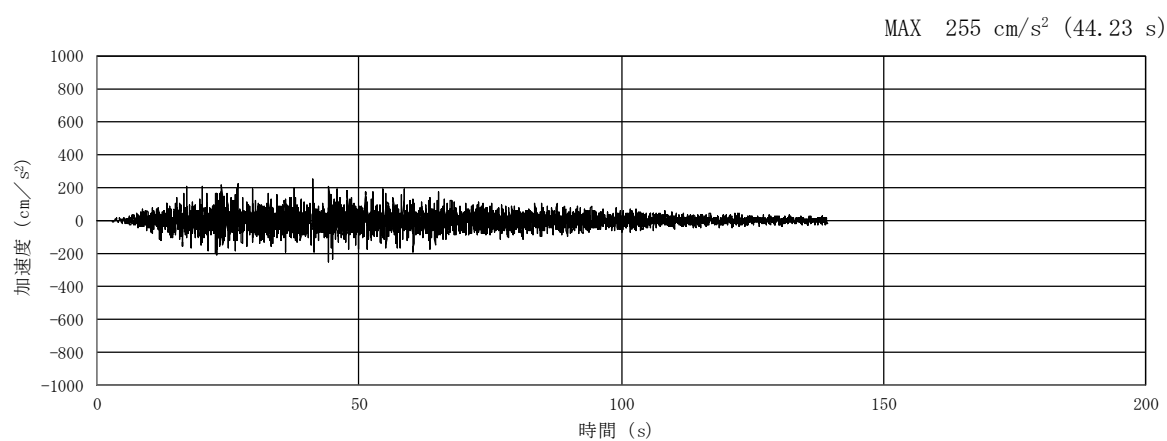
(a) 加速度時刻歴波形



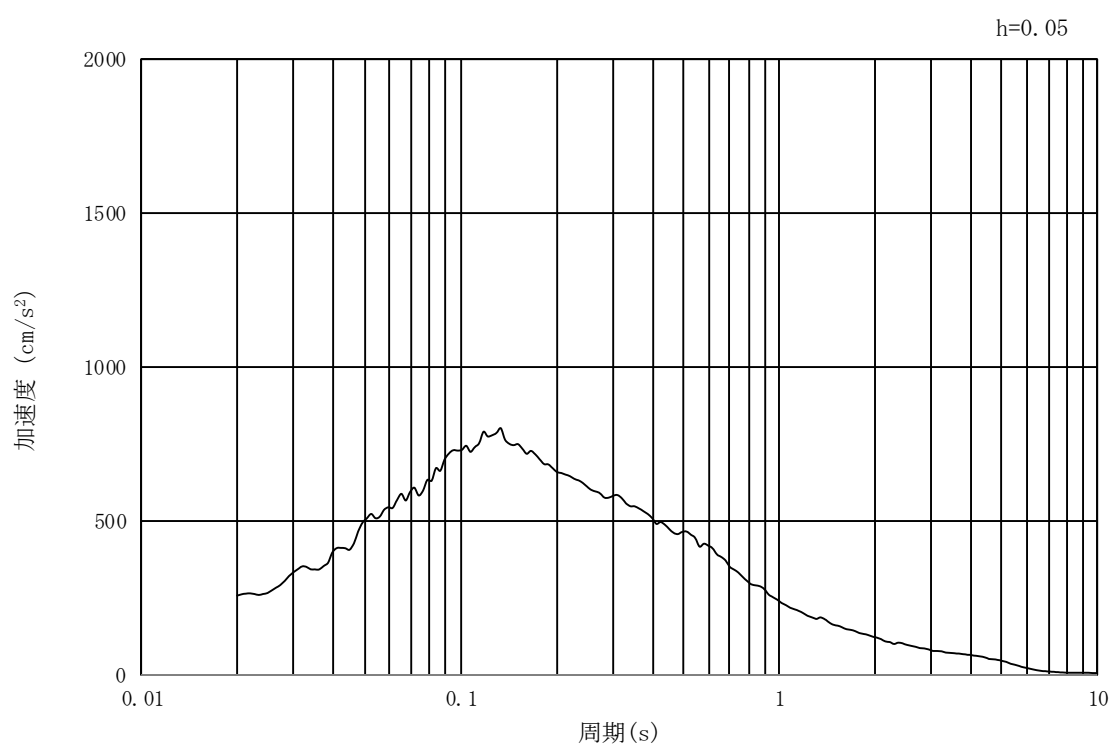
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-11 (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  
 (①-①断面及び②-②断面, 水平成分:  $S_d-D1$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-11 (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  
(①-①断面及び②-②断面，鉛直成分： $S_d-D1$ )



## (2) 解析モデル及び諸元

### a. 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル

#### (a) 解析モデル

重畳時における鉄筋コンクリート防潮壁も津波時と同様に上部構造と下部構造を一体とした 3 次元フレームモデルで強度評価を行う。重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図を 図 3.5-12 に示す。3 次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。



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 3.5-12 鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図



(b) 構造物のモデル化

「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

(c) 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤パネは、「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に準拠し、地盤のパネ定数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

重畳時の検討では、表3.5-8に示した解析ケースのうち、地表面最大加速度、地表面最大変位及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し、地表面の最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻それぞれにおける地盤の平均有効主応力 $\sigma'_m$ 及びせん断ひずみ $\gamma$ の深度分布に基づき、地盤反力係数及び反力上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤パネを表3.5-9に示す。

表 3.5-8 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(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )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 <sub>d</sub> -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

\*上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して地盤パネを設定する。

表 3.5-9 地盤パネケース

ケース名	地盤パネのパネ定数及び反力上限値	備考
地盤パネ3	S <sub>d</sub> 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
地盤パネ4	S <sub>d</sub> 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
地盤パネ5	S <sub>d</sub> 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	



(a) 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$

水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$  の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数  $E_0$  は、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5）それぞれの時刻  $t_{\max}$  での平均有効主応力  $\sigma'_m$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性  $G_s$  により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}} \right|}$$

ここで、

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_s$  : 割線せん断剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_s$  : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : せん断ひずみ

$C$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_{CD}$  : 内部摩擦角 (°)

(b) 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$  の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。

(c) 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$  の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。

(d) 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$  の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。



(e) 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直（面直）方向地盤反力係数 $K_V$ の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 $E_0$ は、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」と同様、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤パネ3）、地表面変位最大時刻（地盤パネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤パネ5） $t_{max}$ の応答値に基づき算出する。

(f) 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

水平方向地盤反力係数 $K_S$ の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。

(g) 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$

水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここで、

$P_{HU}$  : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$c_{CD}$  : 基礎地盤（Km層）の粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤（Km層）のせん断抵抗角（°）

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{max}$  における地盤の平均有効主応力（kN/m<sup>2</sup>）

(h) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値及び基礎前背面と側面の水平方向及び鉛直方向地盤反力度の上限値  $\tau_f$

地盤反力度の上限値 $\tau_f$ の算定方法を以下に示す。

$$\text{(砂質土)} \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 200$$

$$\text{(粘性土)} \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 150$$

ここで、

$\tau_f$  : 地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$c_{CD}$  : 粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\varphi_{CD}$  : せん断抵抗角（°）

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{max}$  における地盤の平均有効主応力（kN/m<sup>2</sup>）



(i) 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$  の算定方法を以下に示す。

$$P_{BVU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここで、

$P_{BVU}$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

(j) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$  の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = c_{CD} \times \sin\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \cos\varphi_{CD}$$

ここで、

$P_{SU}$  : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)



b. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧に、 $S_d-D1$ を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 $S_d-D1$ により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.4 (1) 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して、2次元有効応力解析を実施して求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「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」に記載する2次元有効応力解析モデルに、「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した保守的に仮定した沈下量1.5mを考慮した解析モデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

また、津波波圧及び動水圧による接地圧は、同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用いた2次元静的FEM解析を実施して求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、「6.3.1.1 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」に記載する2次元有効応力解析モデルに、「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した沈下量1.5mを考慮した解析モデルを使用し、図3.5-13に示すように、側方境界条件を水平ローラー、底面境界条件を固定として津波波圧及び動水圧を作用させる。

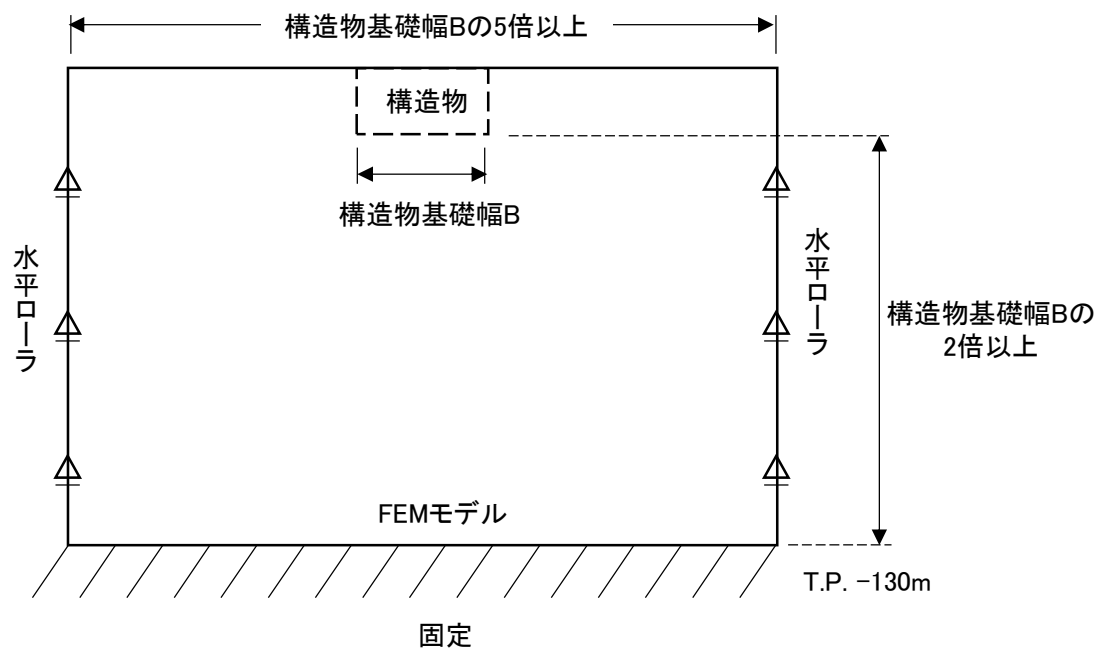
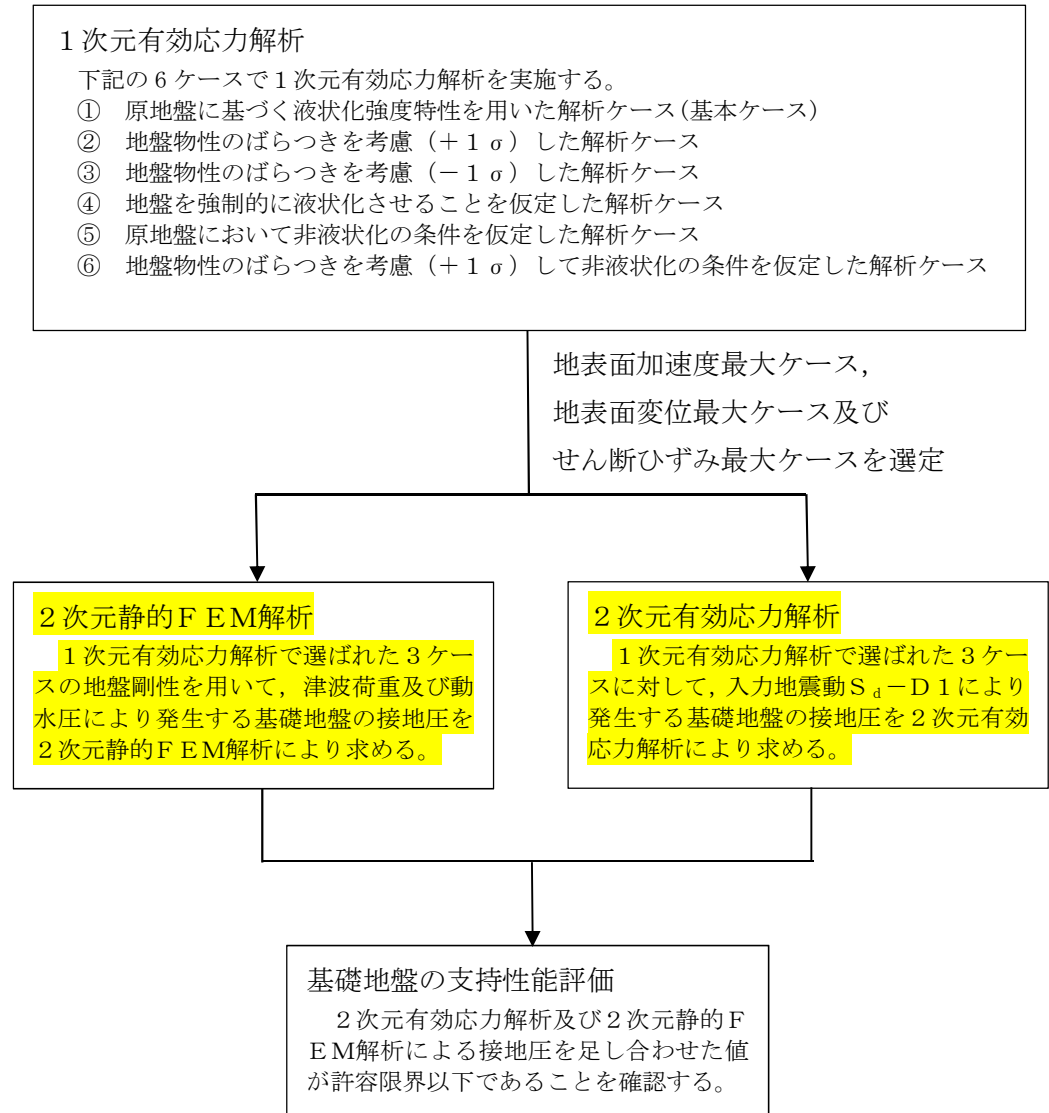


図 3.5-13 2次元静的FEM解析モデル



同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.5-14 に基礎地盤の支持性能評価フローを、図 3.5-15 に接地圧の算出フローを示す。



\* 上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.5-14 基礎地盤の支持性能評価フロー



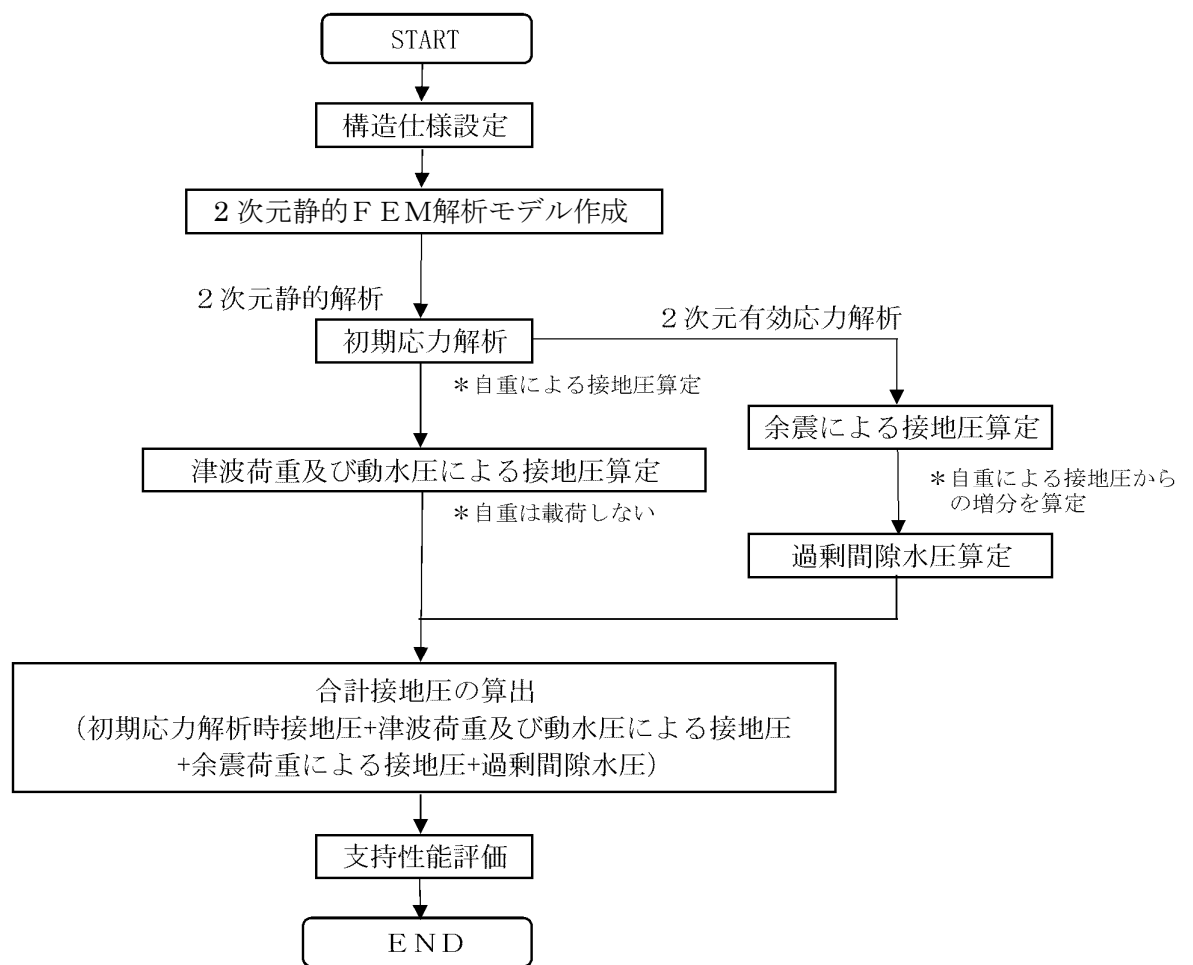


図 3.5-15 接地圧の算出フロー

c. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

d. 地盤の物性値

地盤の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

e. 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。



(b) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-10 のとおりである。

表 3.5-10 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

(c) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の  $3/2$  倍を考慮して算定する。

(d) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  による地震力及び動水圧を考慮する。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を使用させる。

(e) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

(f) 風荷重 ( $P_k$ )

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

f. 地下水位

地下水位は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。



(3) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、解析結果より得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 鉄筋コンクリート防潮壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を載荷して評価する。

b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を載荷して評価する。

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。

d. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 $S_d-D1$ を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。



#### 4. 評価結果

##### 4.1 津波時の強度評価結果

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを①-①断面及び②-②断面について図4.1-1～図4.1-6に示す。

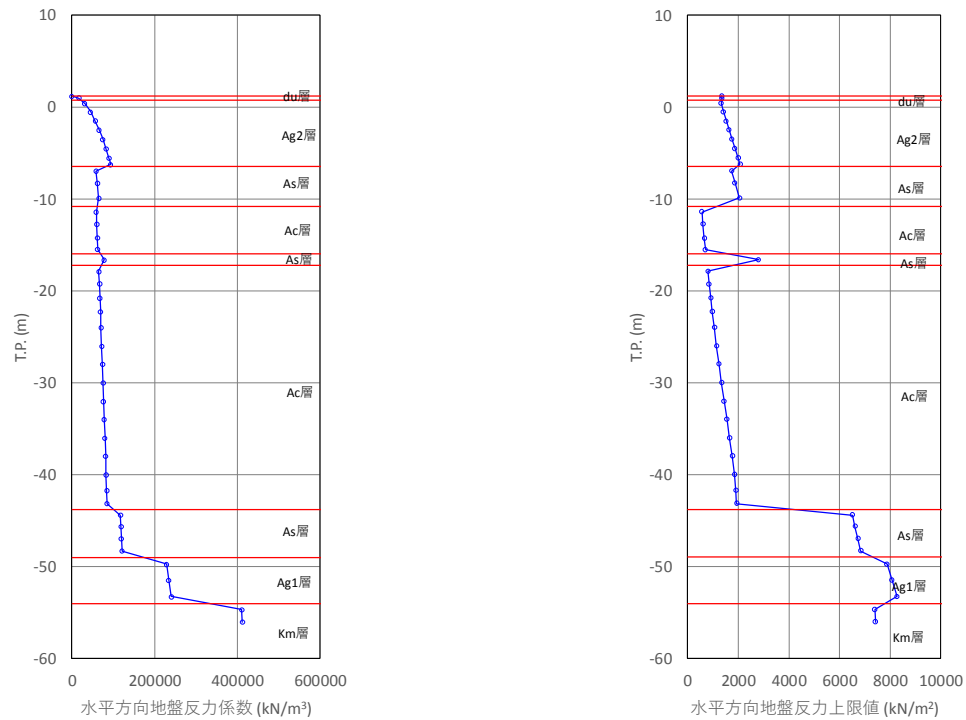


図4.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（①-①断面：地盤バネ1）

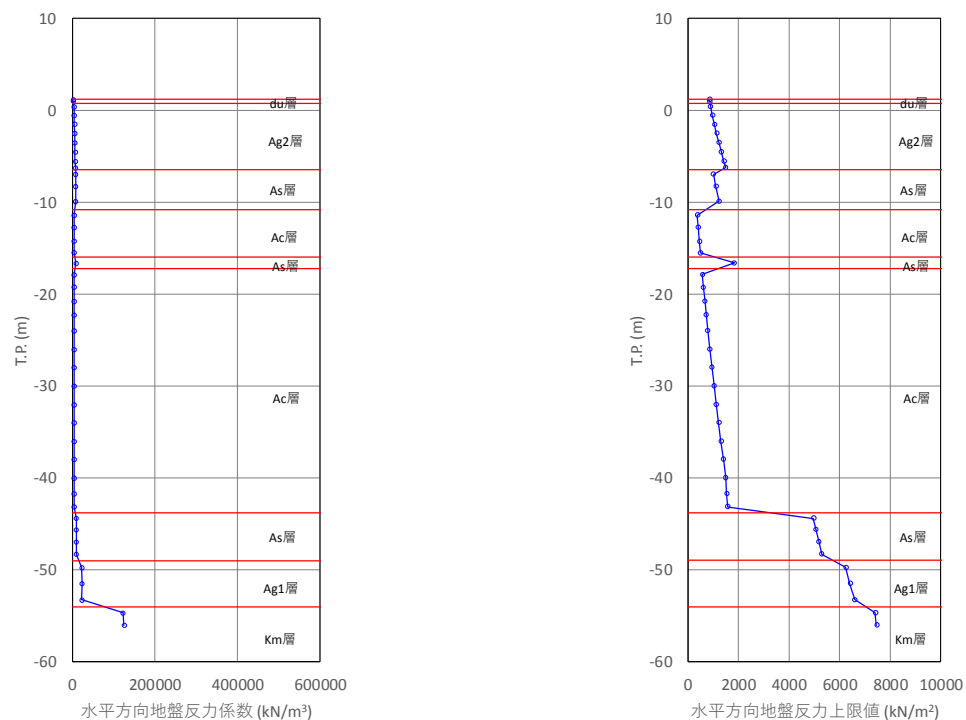


図4.1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（①-①断面：地盤バネ2）



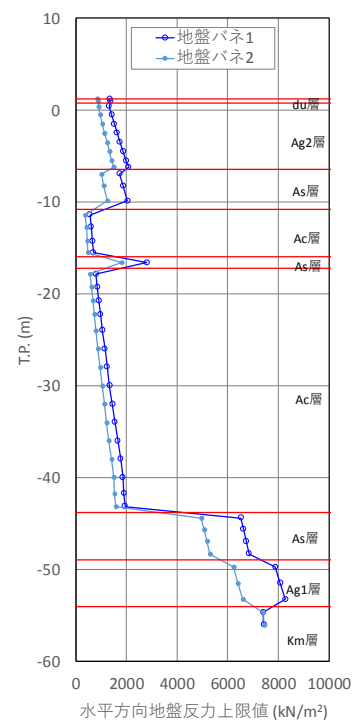
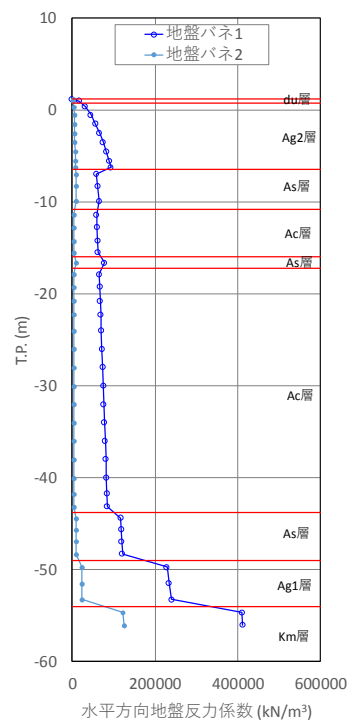


図 4.1-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (①-①断面)



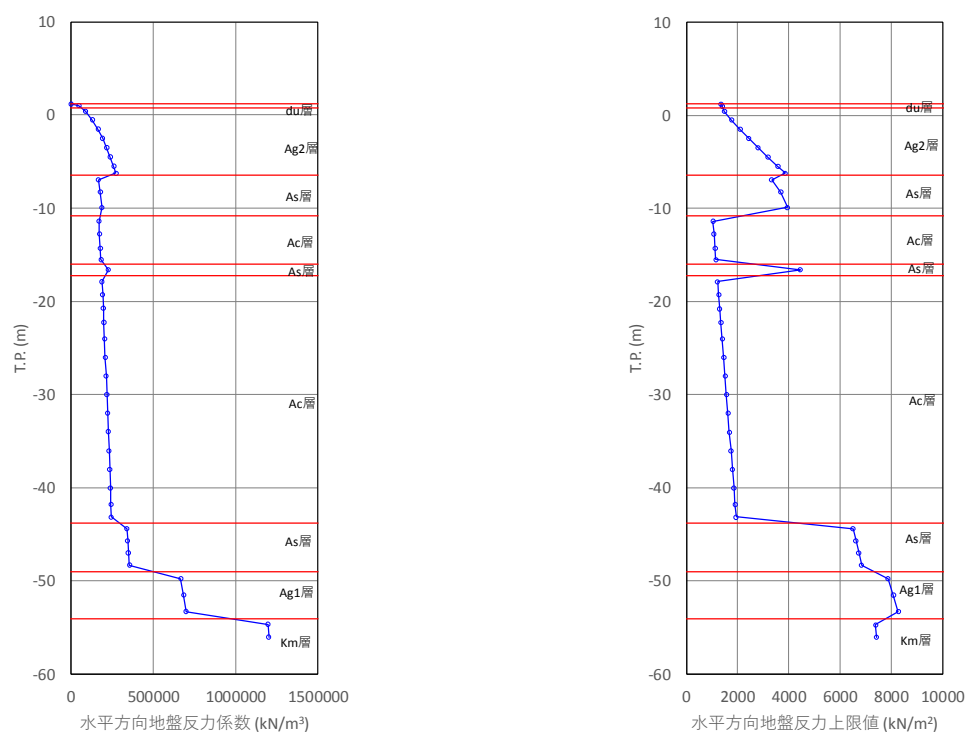


図 4.1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤パネ 1)

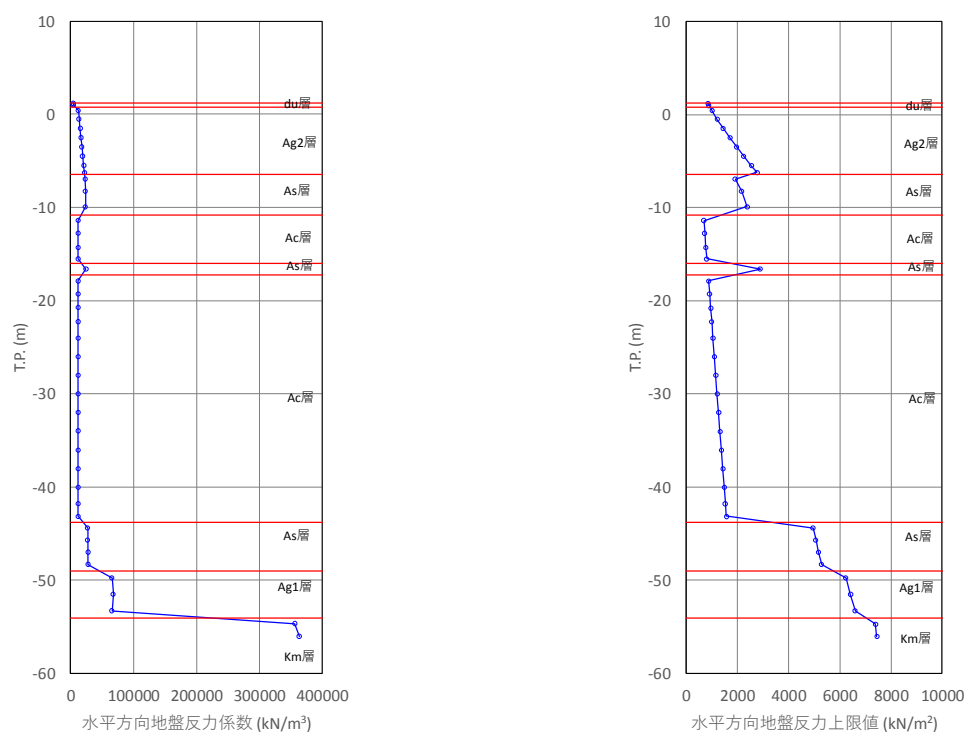


図 4.1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤パネ 2)



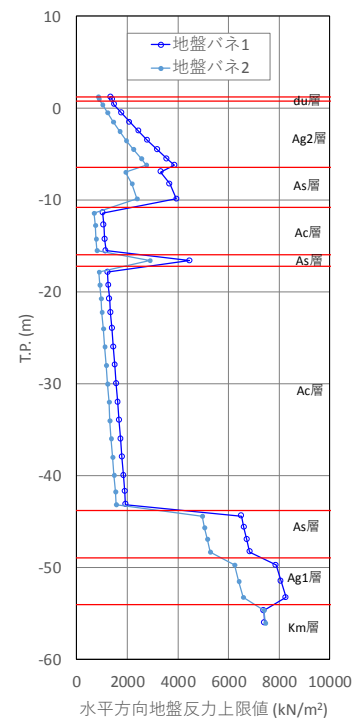
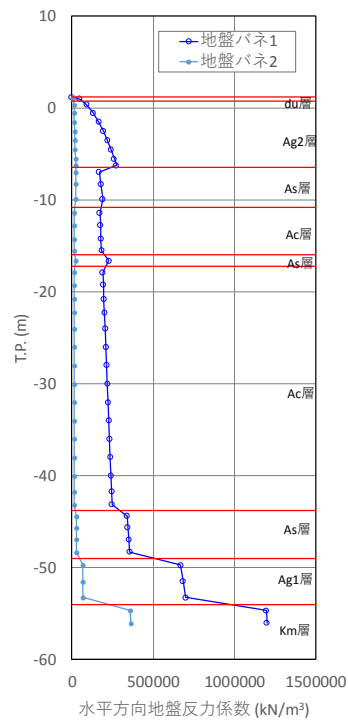


図 4.1-6 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (②-②断面)



#### 4.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.1-1 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.1-2 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.1-7～図 4.1-8 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1-1 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8579	180	1.5	21	0.08
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8516	184	1.5	21	0.07

表 4.1-1 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16471	819	2.7	28	0.10
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16342	804	2.7	28	0.10

表 4.1-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8459	254	49.0	435	0.12
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8403	250	48.7	435	0.12

表 4.1-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16211	1082	101.2	478.5	0.22
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16098	1060	100.3	478.5	0.21



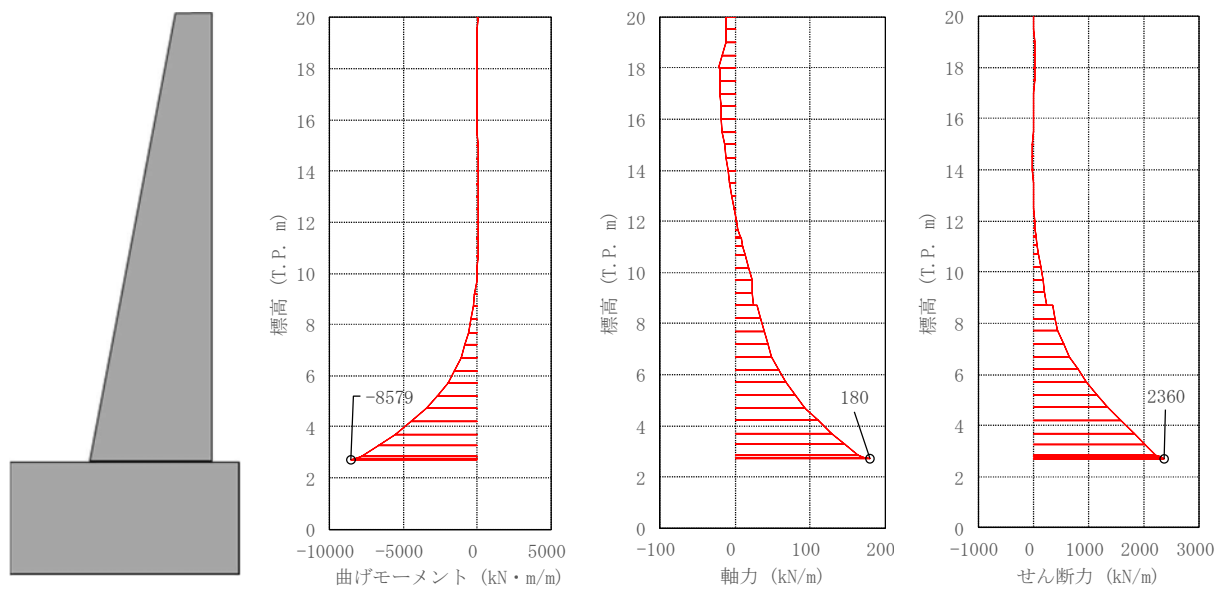


図 4.1-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時)

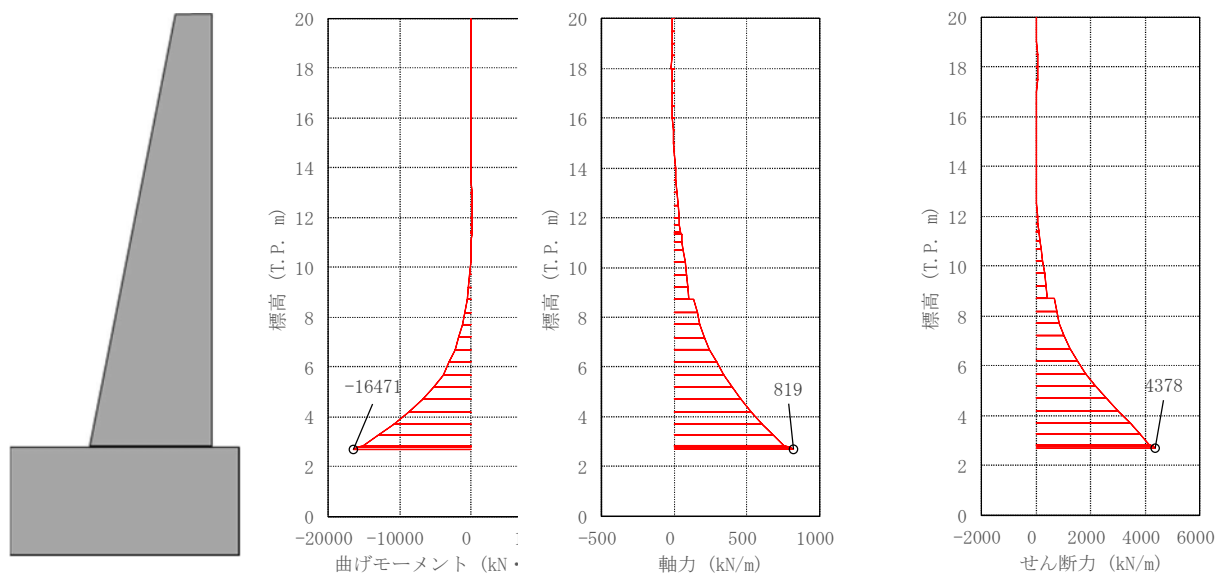


図 4.1-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時：T.P. +24 m 津波時)



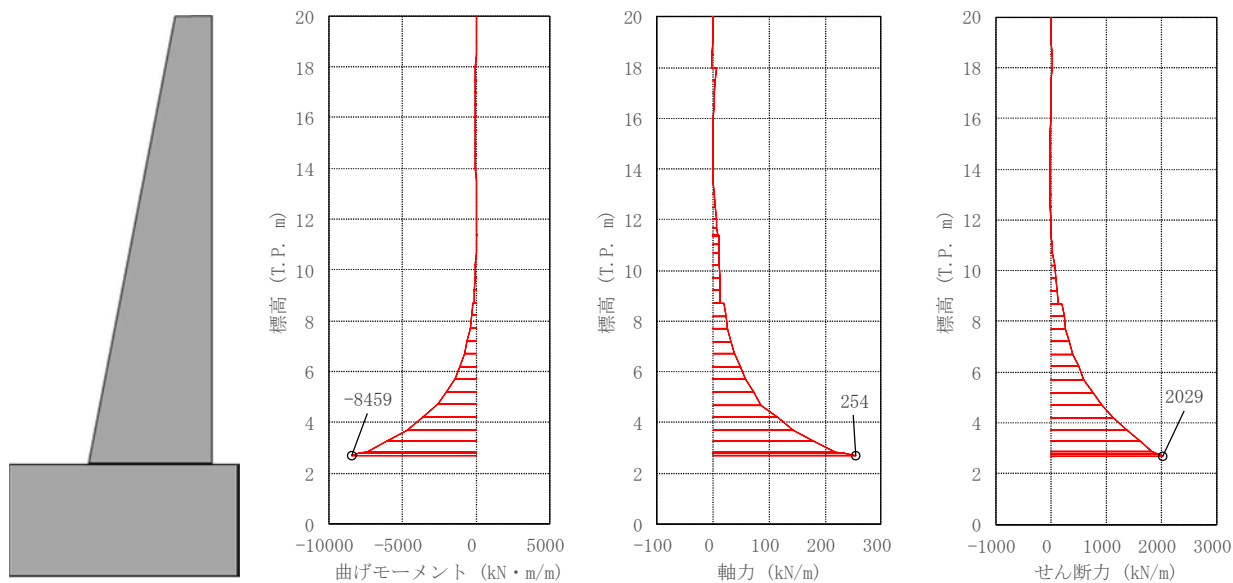


図 4.1-8 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

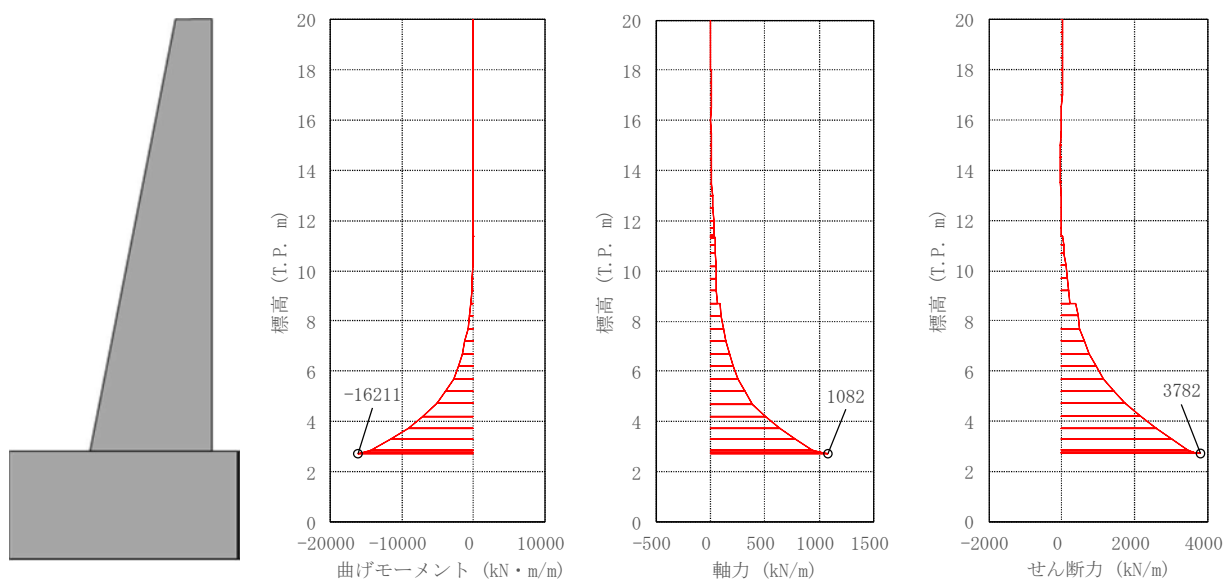


図 4.1-8 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. + 24 m 津波時)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.1-3 に示す。また、断面力の分布図を図 4.1-9 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1-3 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2452	6301	0.39
						@600×300			
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2430	6301	0.39
						@600×300			

表 4.1-3 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5800	D25	4555	7403	0.62
						@600×300			
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5800	D25	4511	7403	0.61
						@600×300			



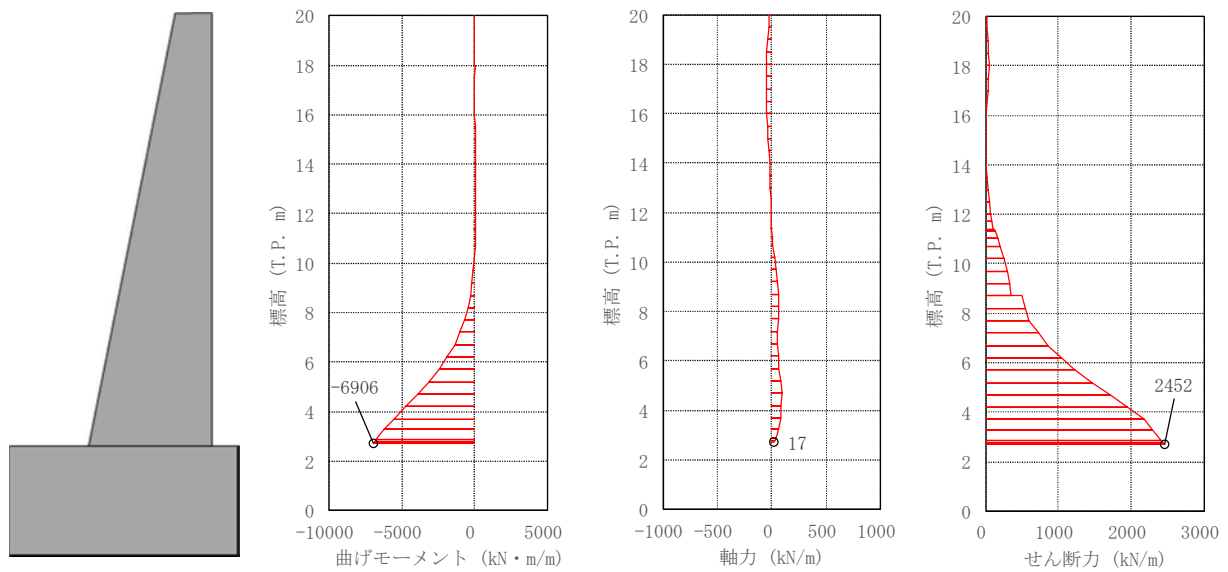


図 4.1-9 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

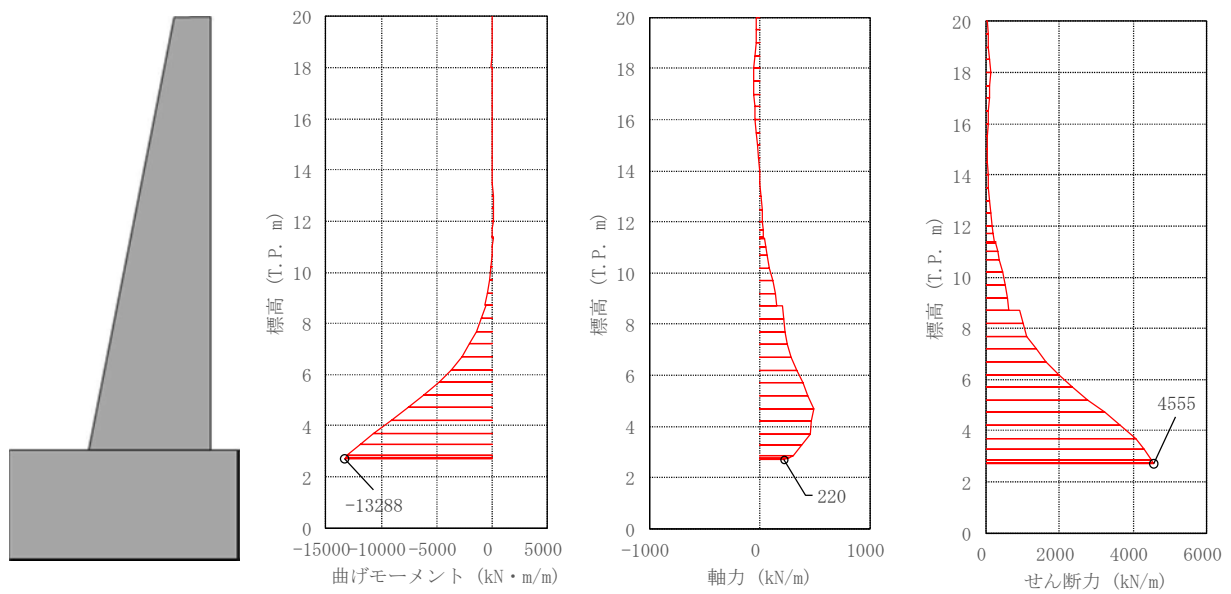


図 4.1-9 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. + 24 m 津波時)



#### 4.1.2 フーチング

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.1-4 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.1-5 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.1-10～図 4.1-11 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1-4 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	3383	-1001	1.4	21	0.07
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4109	-969	1.7	21	0.09
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3182	-2	1.2	21	0.06
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4964	-797	2.0	21	0.10

表 4.1-4 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6083	-37	2.3	28	0.09
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6918	-1686	2.9	28	0.11
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	6336	-1552	2.6	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-8525	-1299	3.5	28	0.13

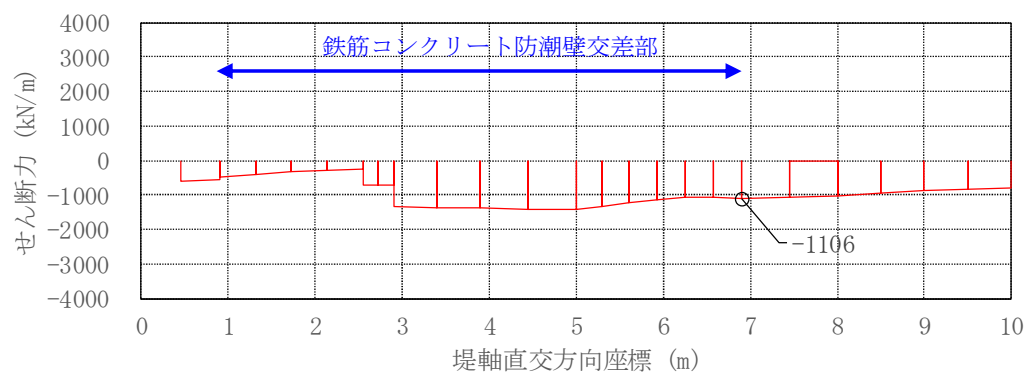
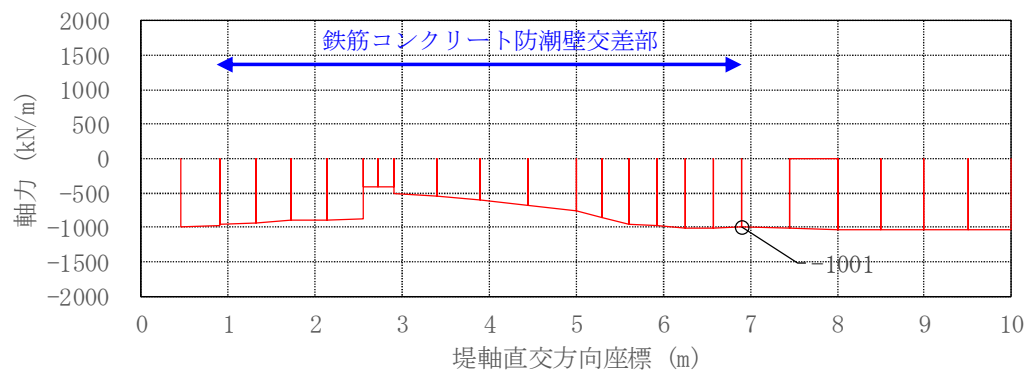
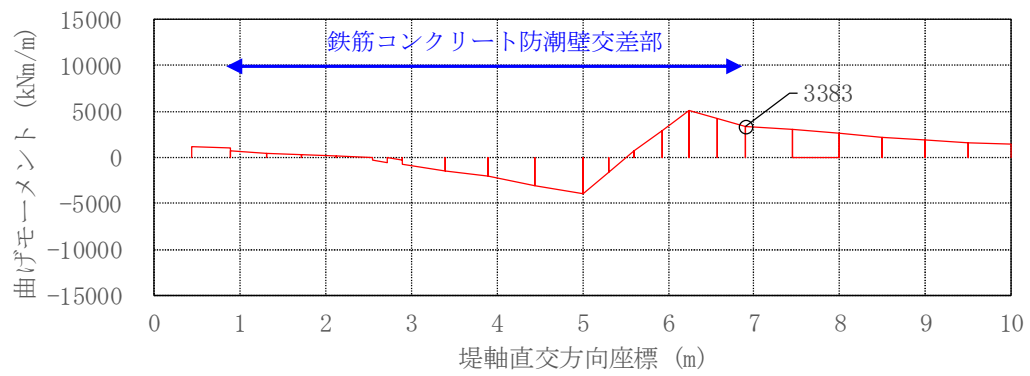
表 4.1-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3189	-29	58.5	435	0.14
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	253	3602	141.4	435	0.33
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3182	-2	59.3	435	0.14
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	624	3281	136.1	435	0.32

表 4.1-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6083	-37	112.3	478.5	0.24
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	2328	5985	270.2	478.5	0.57
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6064	16	113.7	478.5	0.24
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	3220	5277	259.9	478.5	0.55

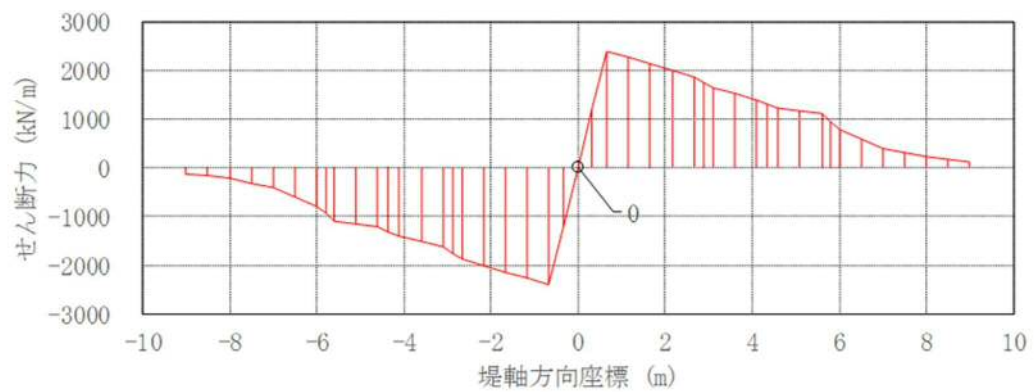
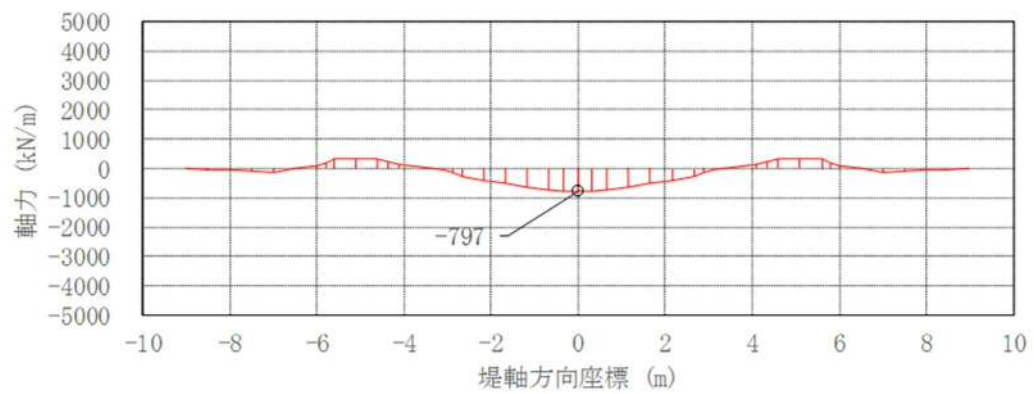
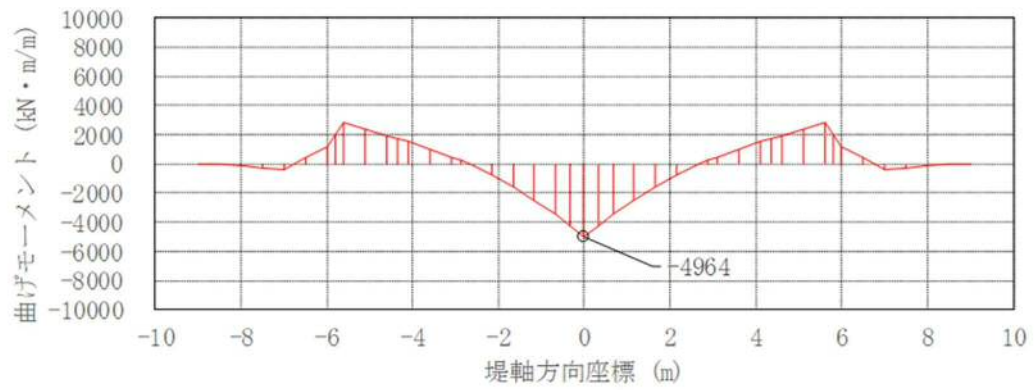




①—①断面

図 4.1-10 (1) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

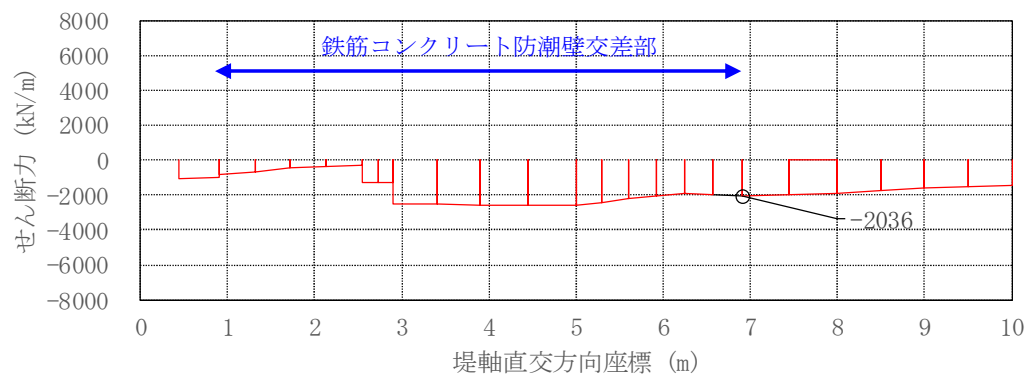
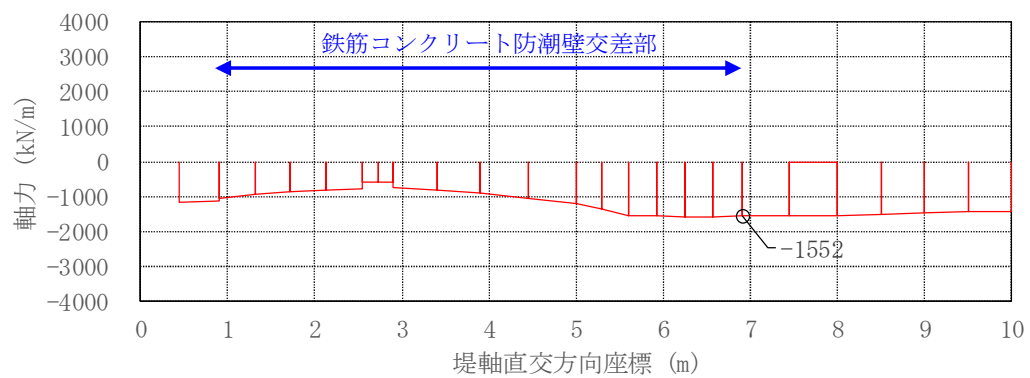
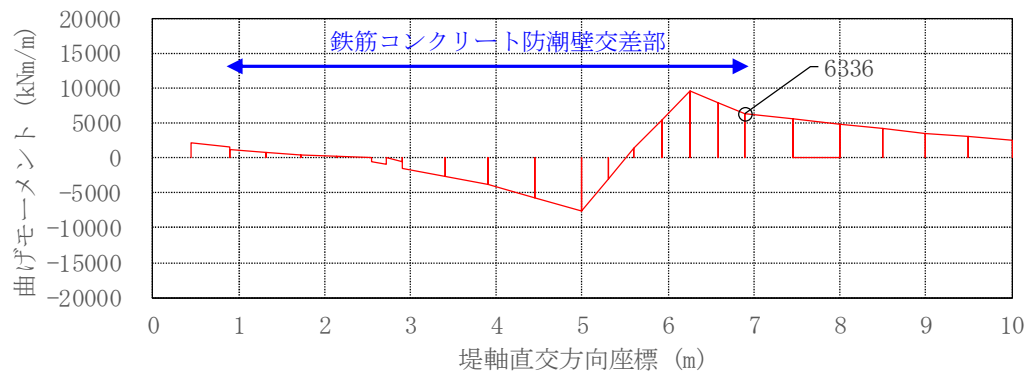




②-②断面

図 4.1-10 (2) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

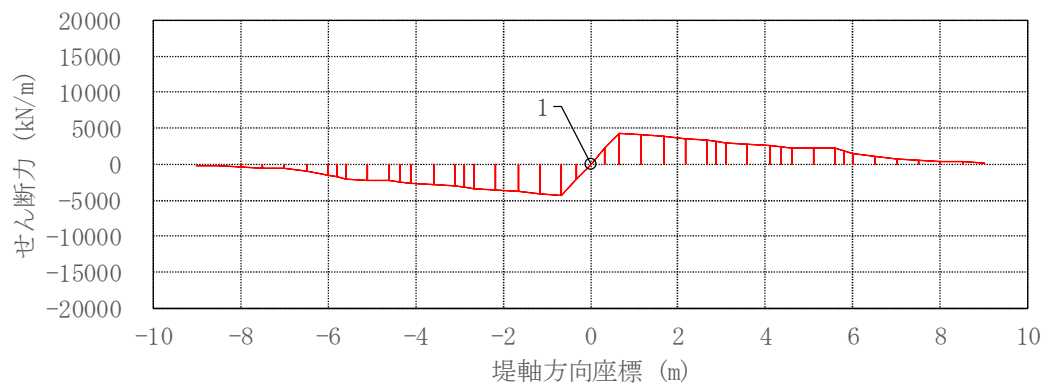
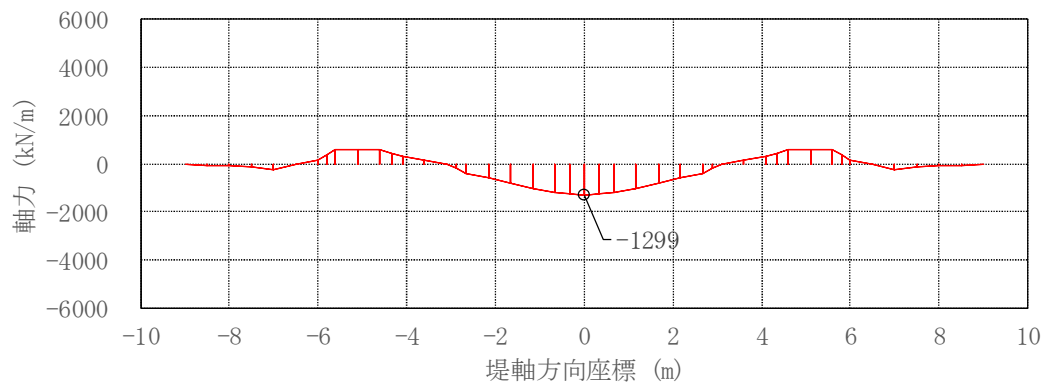
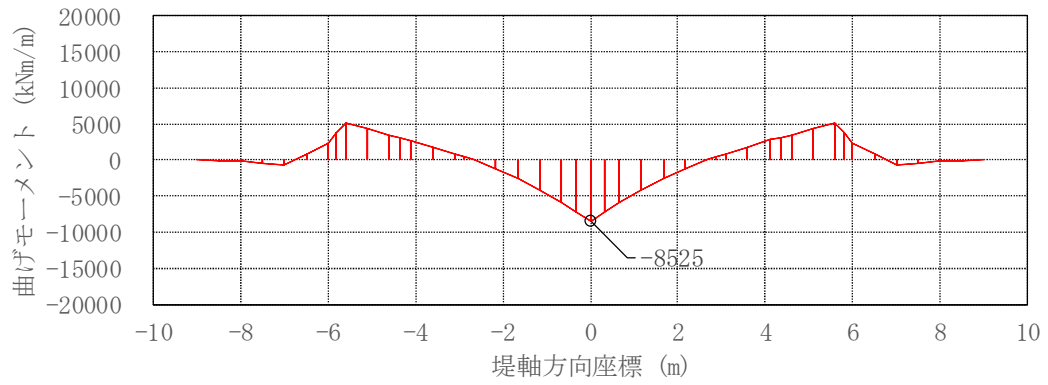




①－①断面

図 4.1－10 (3) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)

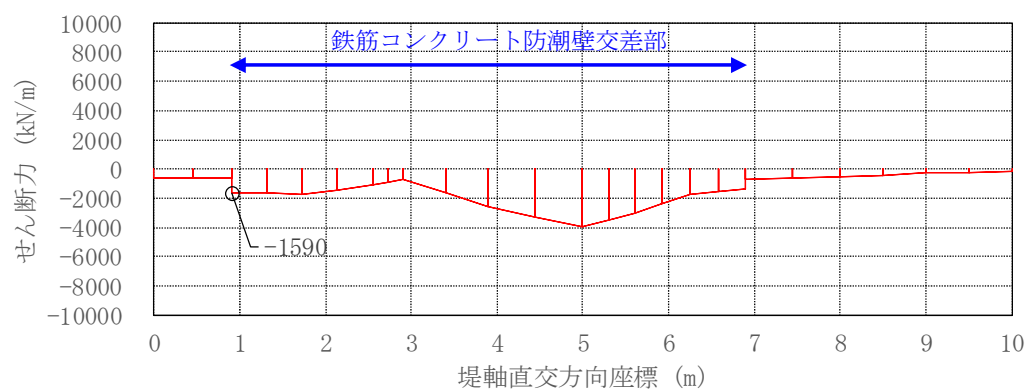
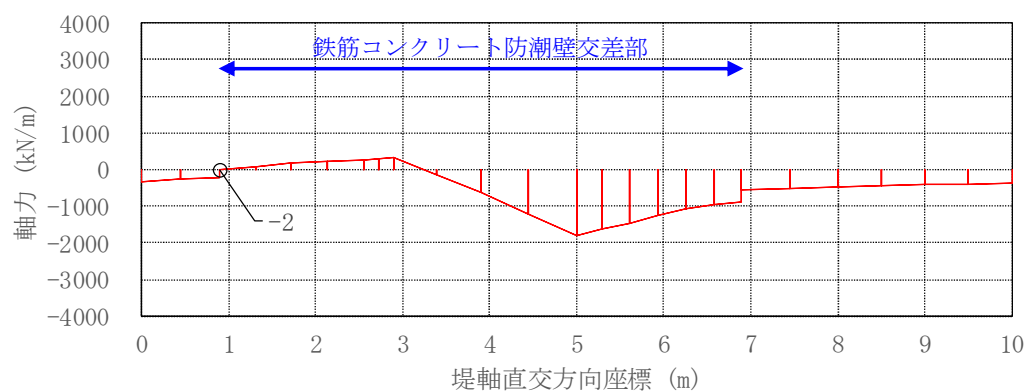
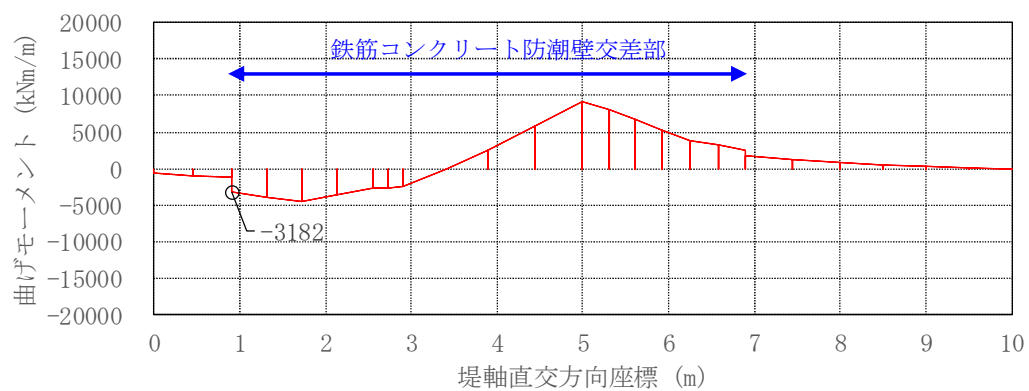




②-②断面

図 4.1-10 (4) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)

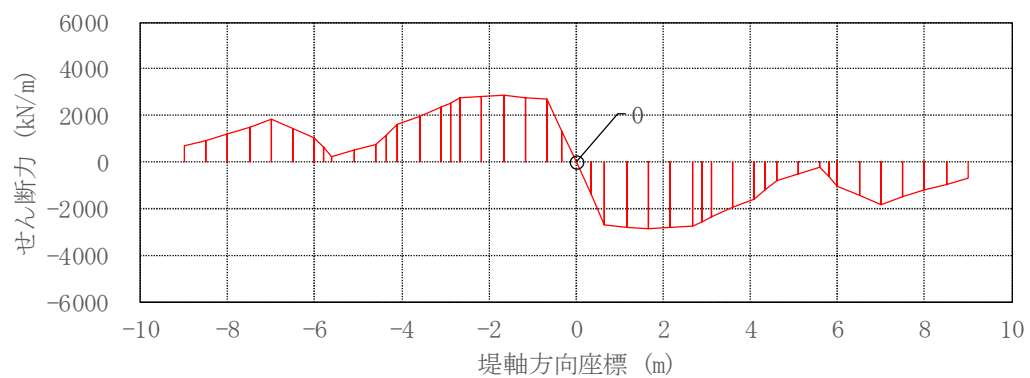
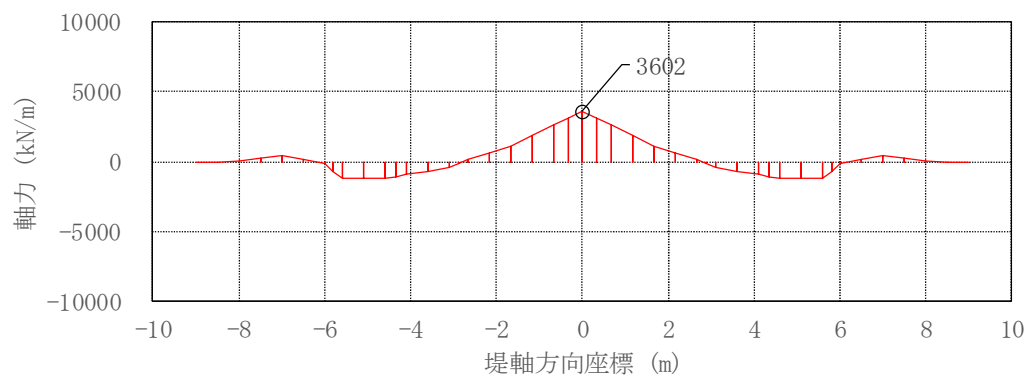
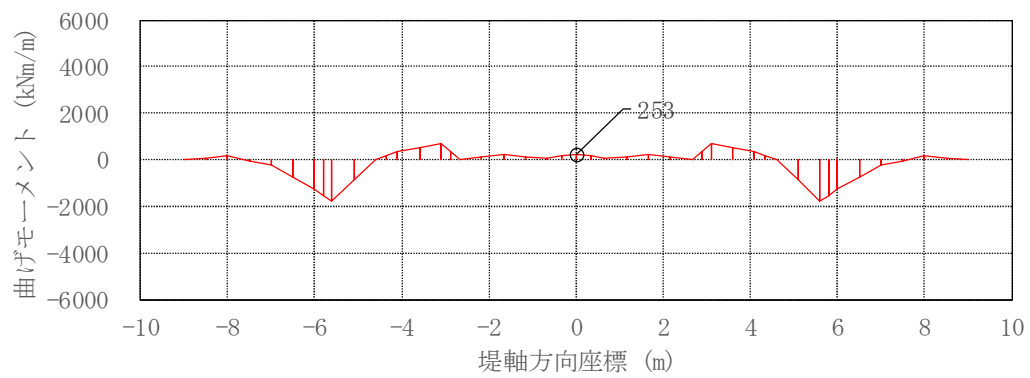




①—①断面

図 4.1-11 (1) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

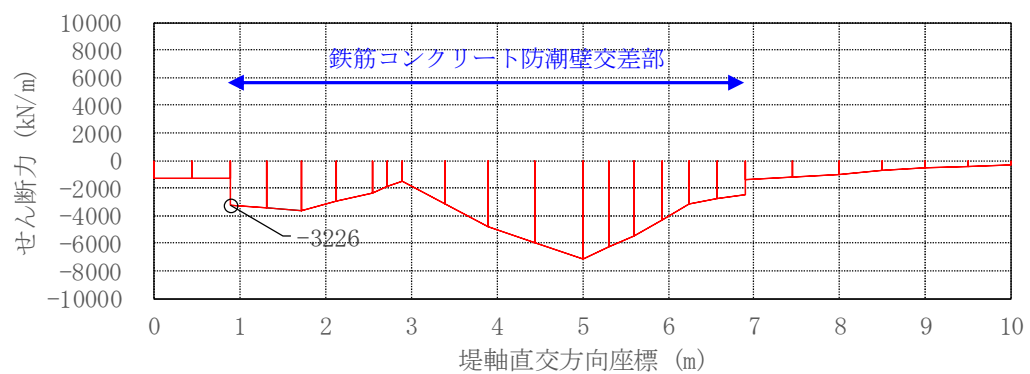
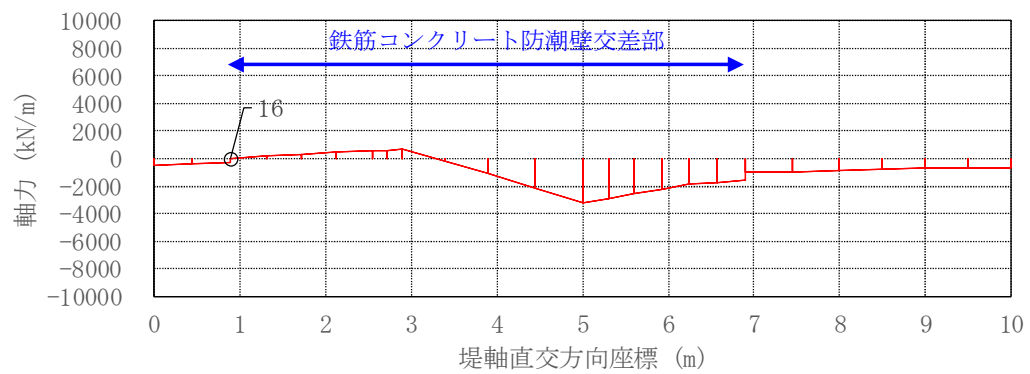
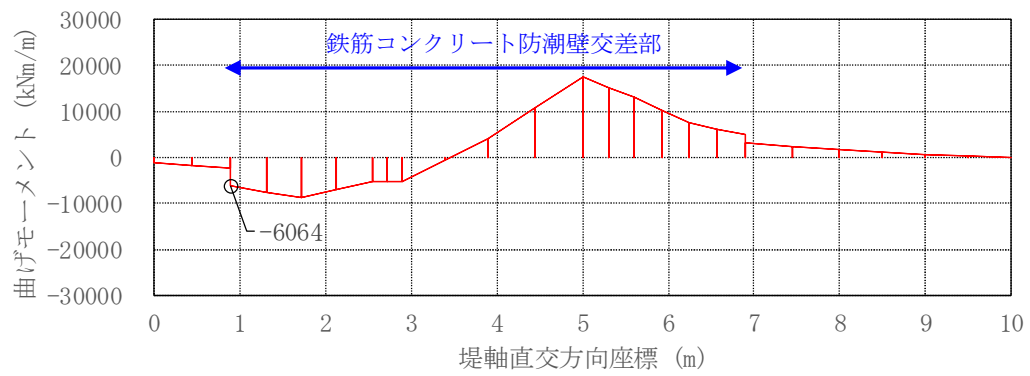




②-②断面

図 4.1-11 (2) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

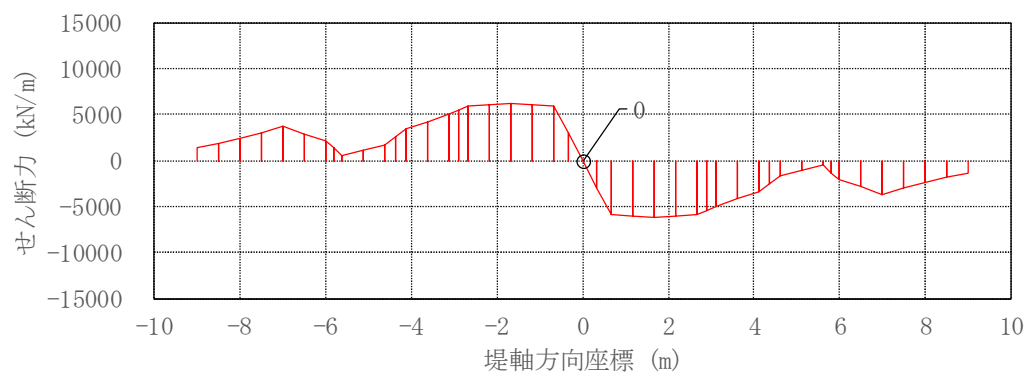
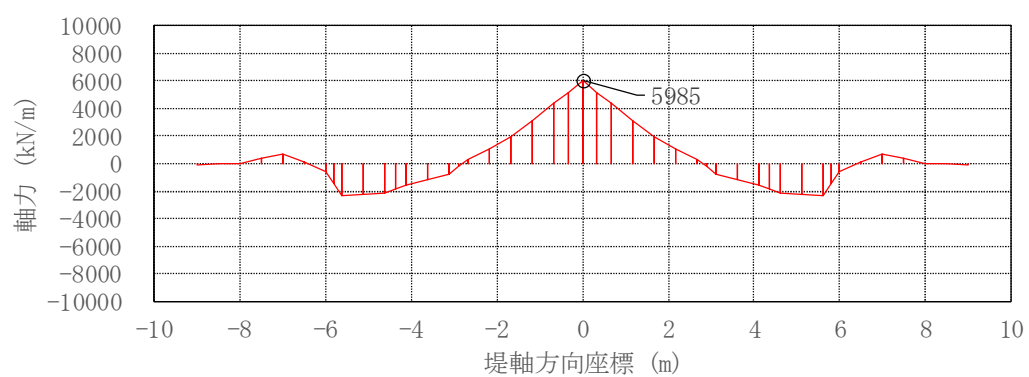
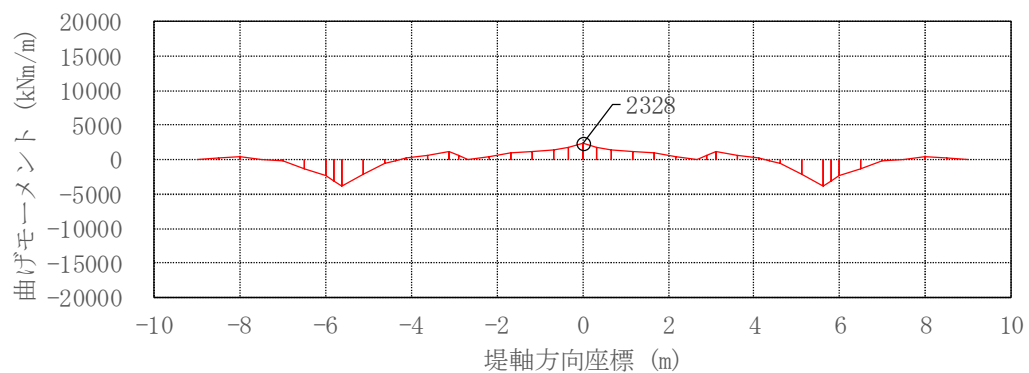




①－①断面

図 4.1-11 (3) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)





②-②断面

図 4.1-11 (4) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.1-6 に示す。また、断面力の分布図を図 4.1-12 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

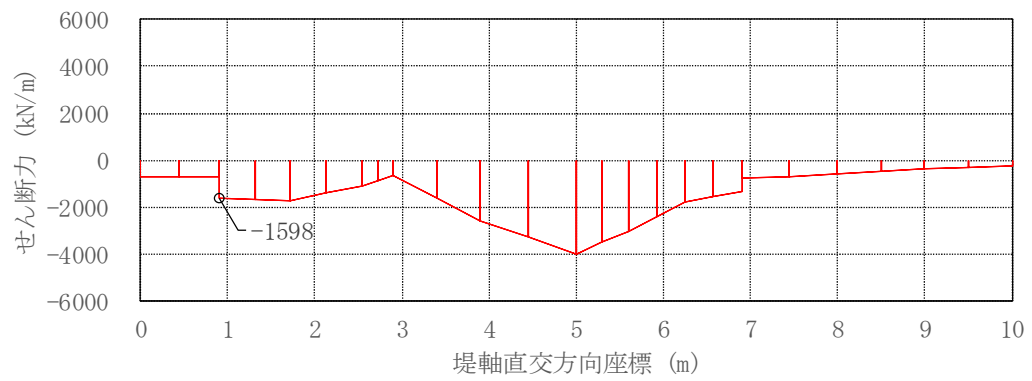
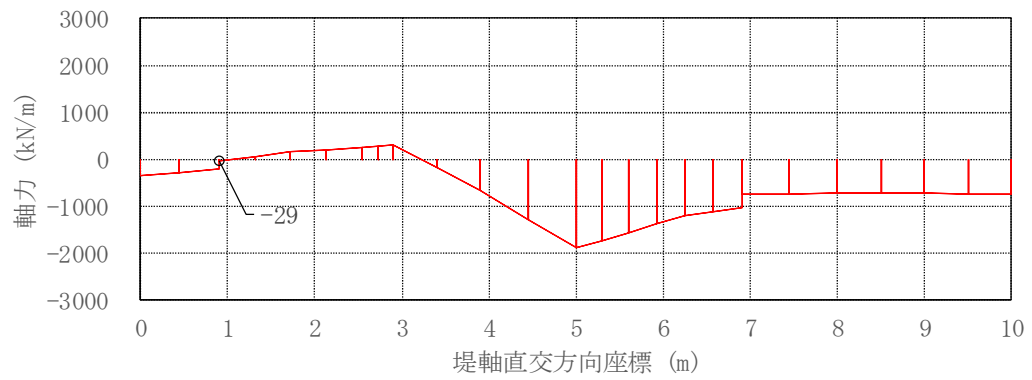
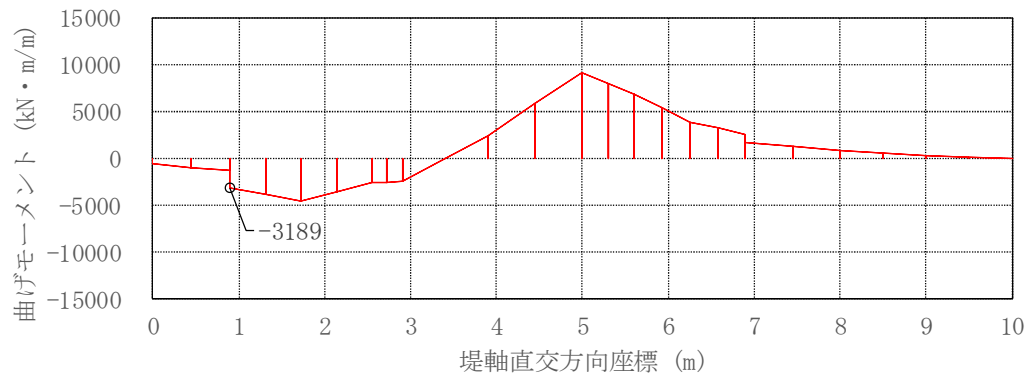
表 4.1-6 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1598	4027	0.40
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	2867	9788	0.30
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1590	4027	0.40
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	3309	9788	0.34

表 4.1-6 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3246	4790	0.68
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	6162	11127	0.56
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3226	4790	0.68
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	7116	11127	0.64

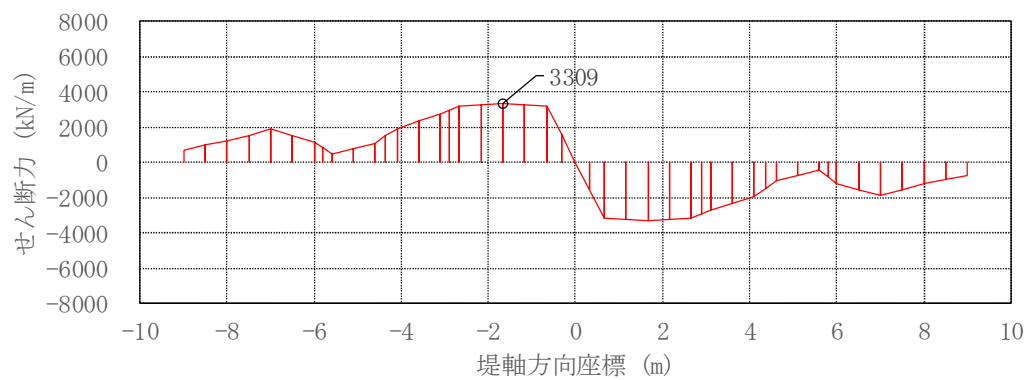
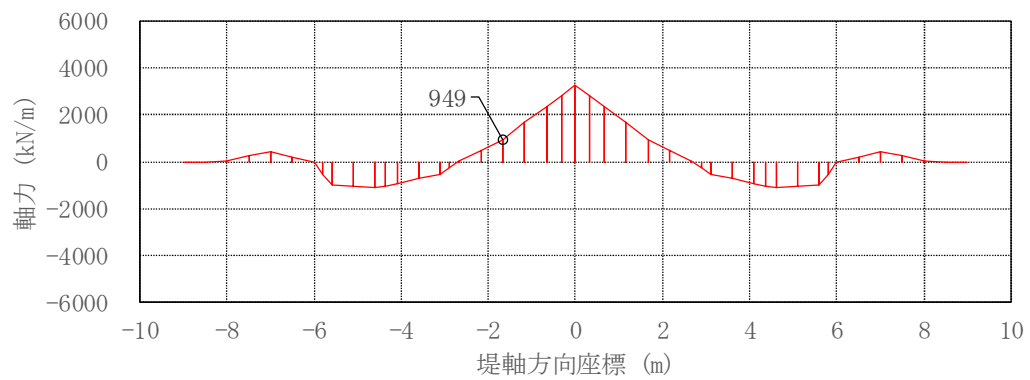
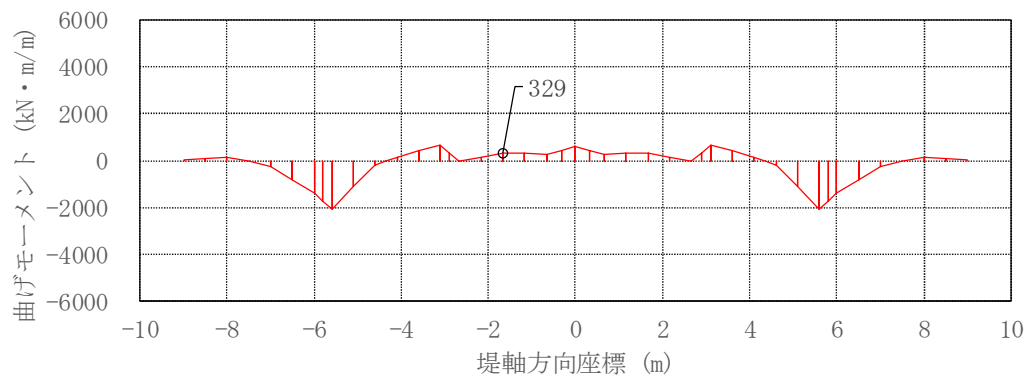




①—①断面

図 4.1-12 (1) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

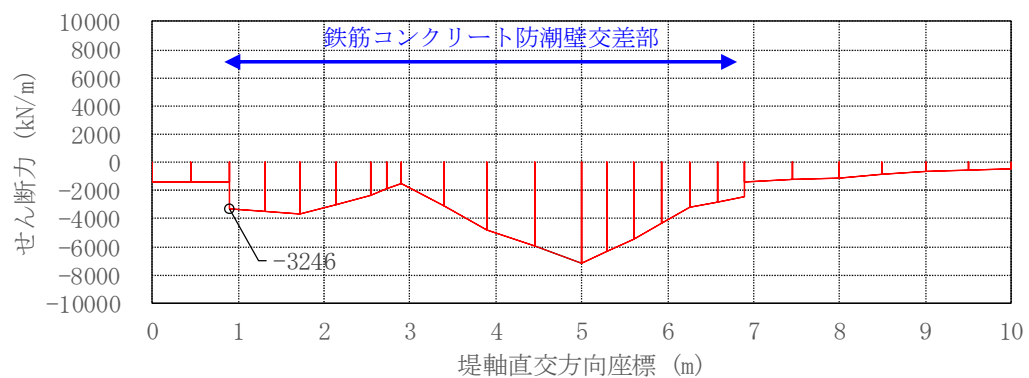
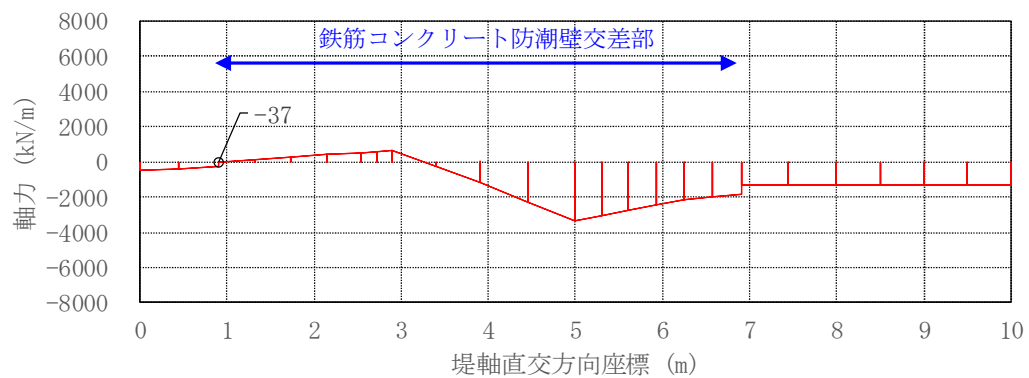
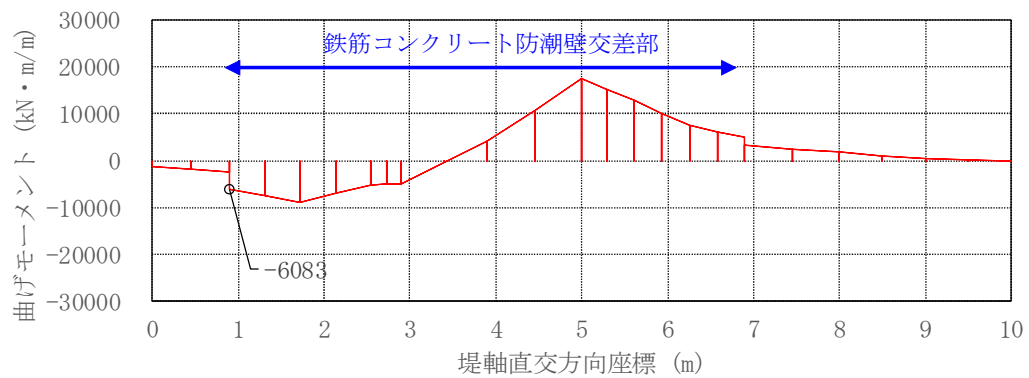




②—②断面

図 4.1-12 (2) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

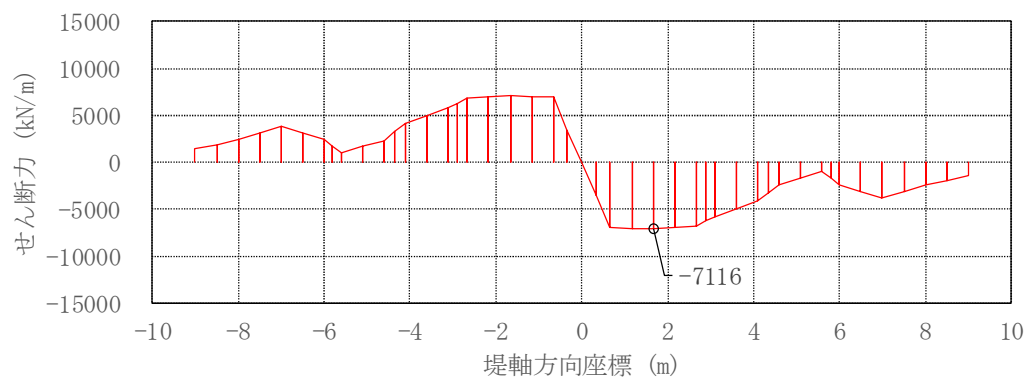
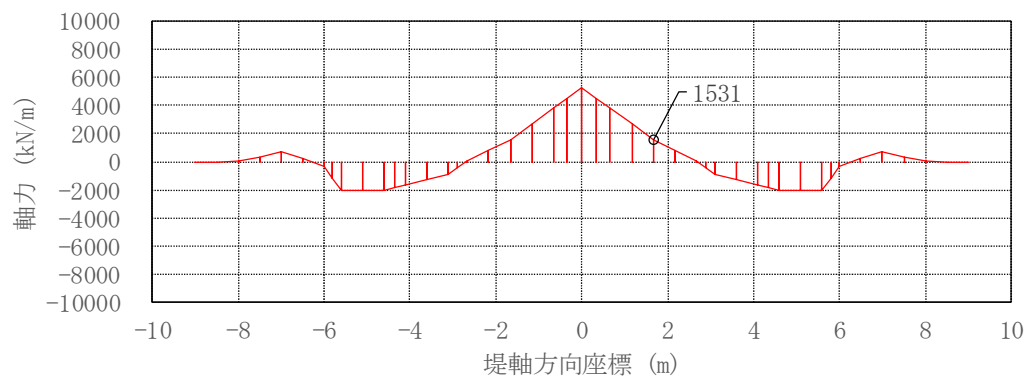
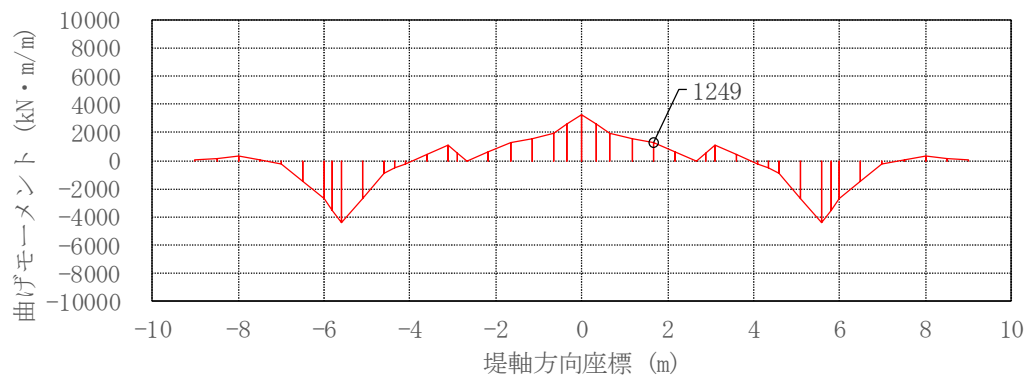




### ①－①断面

図 4.1－12 (3) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. + 24 m 津波時)





②—②断面

図 4.1-12 (4) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)



#### 4.1.3 地中連続壁基礎

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.1-7 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.1-8 にそれぞれ示す。また、評価位置図を図 4.1-13 に、断面力の分布図を図 4.1-14～図 4.1-15 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

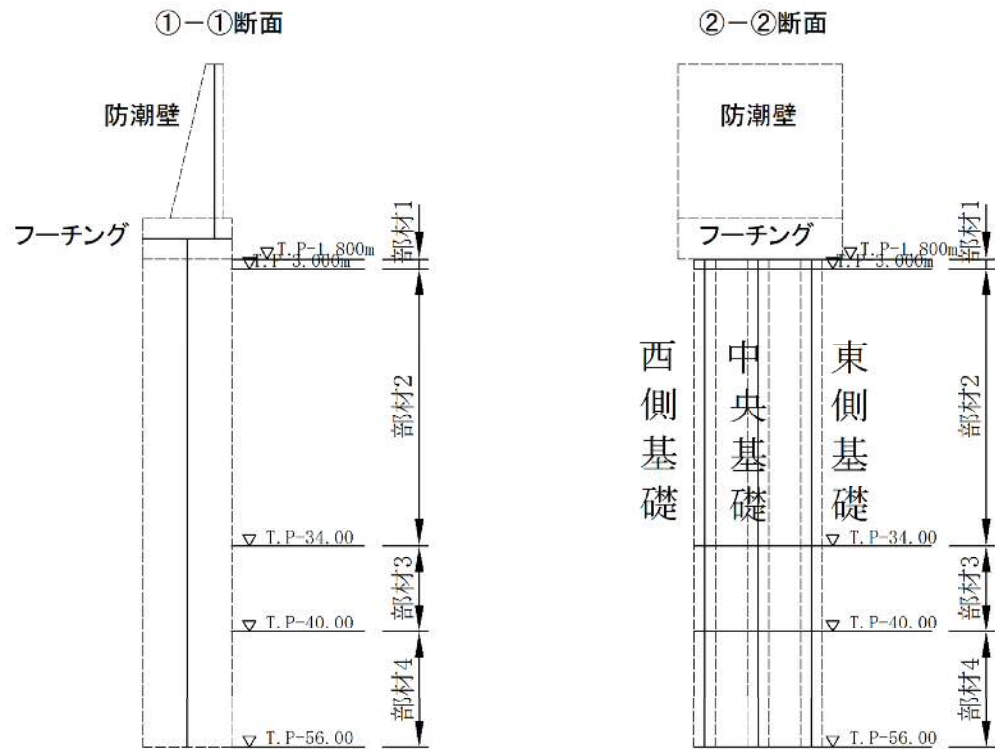


図 4.1-13 評価位置図



表 4.1-7 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-193408	-16789	3.8	22.5	0.17
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-144				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-198927	-16426	4.2	22.5	0.19
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-95				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	7174	-16181	0.5	22.5	0.03
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	7144	-16229	0.6	22.5	0.03
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-201380	-17083	3.9	22.5	0.18
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-149				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-252230	-18765	5.3	22.5	0.24
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-49				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-139226	-27290	2.9	22.5	0.14
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	10				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-62587	-31748	2.1	22.5	0.10
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	4				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



表 4.1-7 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-379124	-17026	7.2	30	0.24
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	210				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-385039	-17060	7.9	30	0.27
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	155				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	14235	-16891	0.6	30	0.02
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	14025	-16929	0.8	30	0.03
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-393036	-17363	7.4	30	0.25
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	9				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-470440	-19246	9.6	30	0.33
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-2				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-249519	-27795	5.0	30	0.17
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-110150	-32039	3.1	30	0.11
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



表 4.1-8 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-193408	-16789	61.0	435	0.15
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-144				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-198927	-16426	72.3	435	0.17
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-95				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-4809	-14527	0.0	435	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-4809	-14527	0.0	435	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-201380	-17083	63.9	435	0.15
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-149				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-252230	-18765	93.8	435	0.22
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-49				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-139225	-27290	31.2	435	0.08
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-10				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-62589	-31473	1.5	435	0.01
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



表 4.1-8 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-379124	-17026	133.5	478.5	0.28
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	210				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-385039	-17060	155.6	478.5	0.33
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	155				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	478.5	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	478.5	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-1				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-393036	-17363	138.4	478.5	0.29
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	9				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-470585	-19032	192.0	478.5	0.41
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-1				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-249519	-27795	73.2	478.5	0.16
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-110150	-32039	21.8	478.5	0.05
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



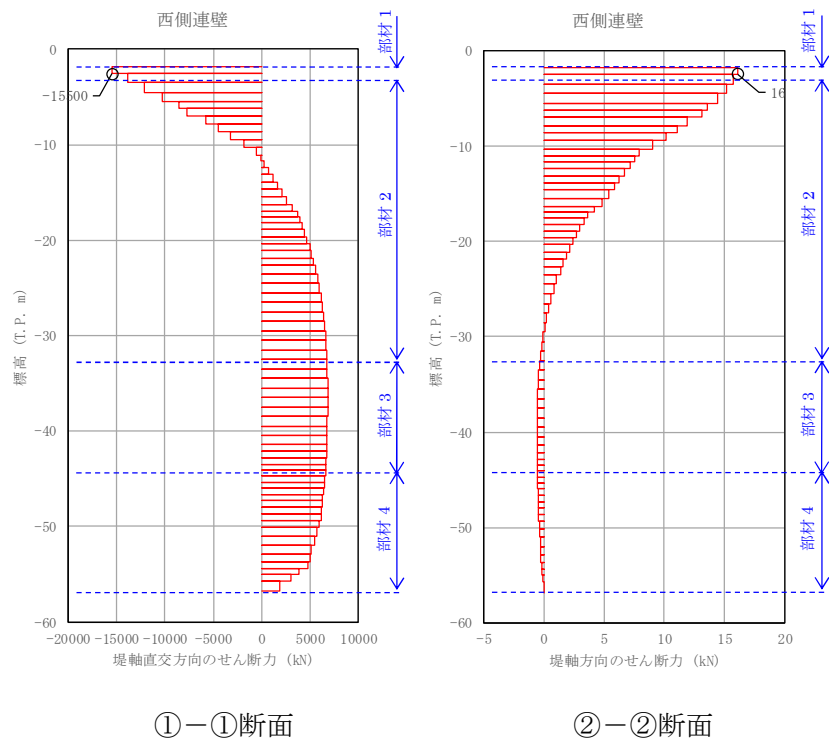
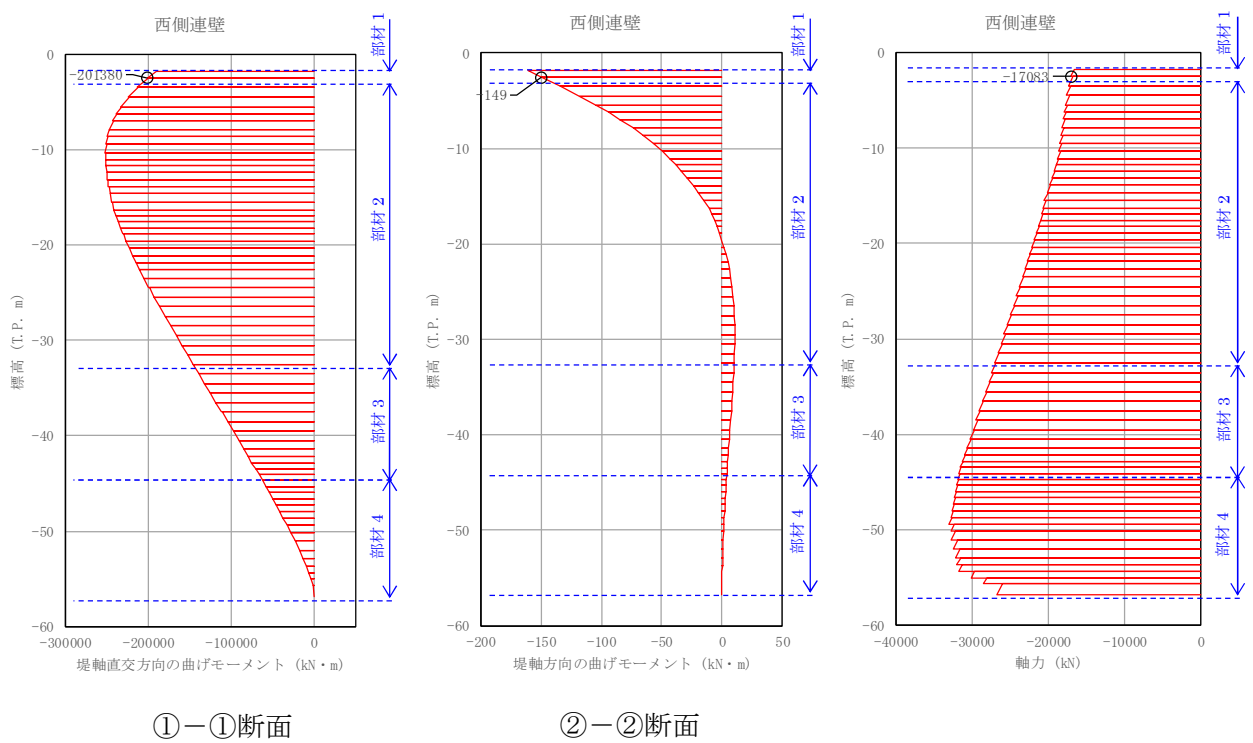
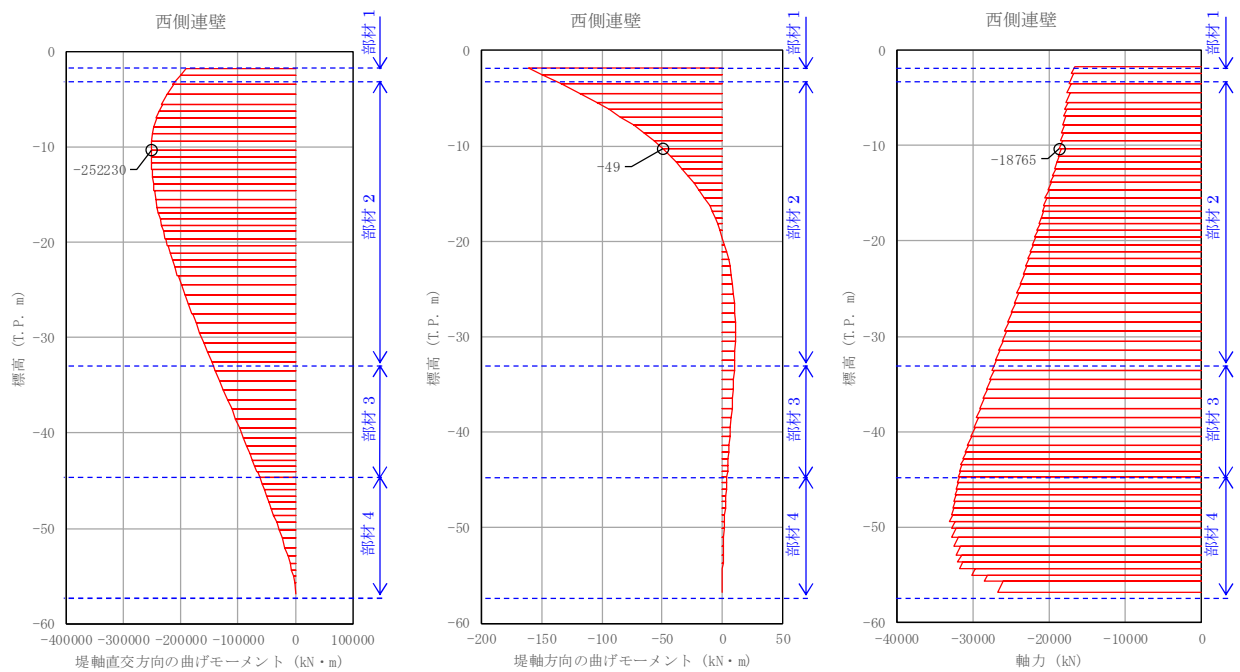


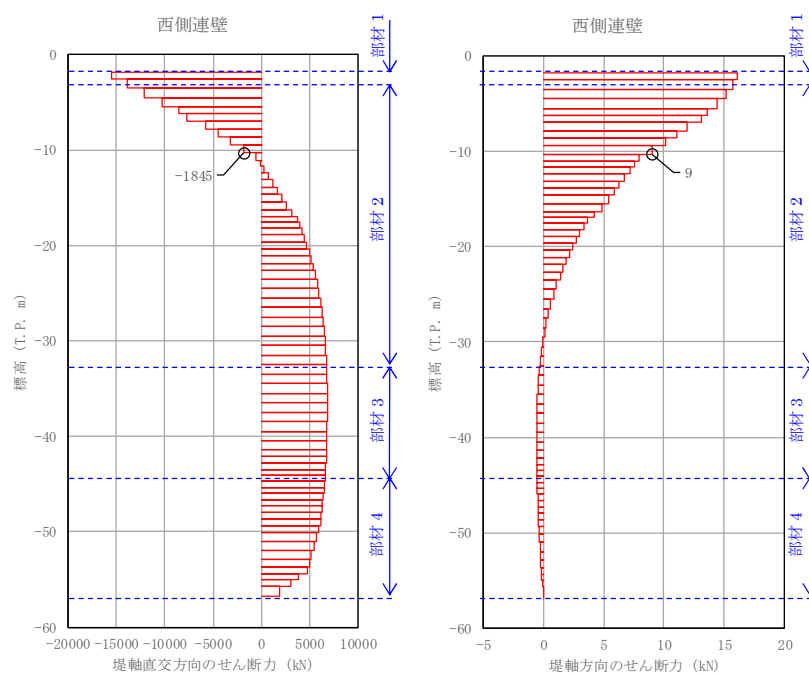
図 4.1-14 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.1-14 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)



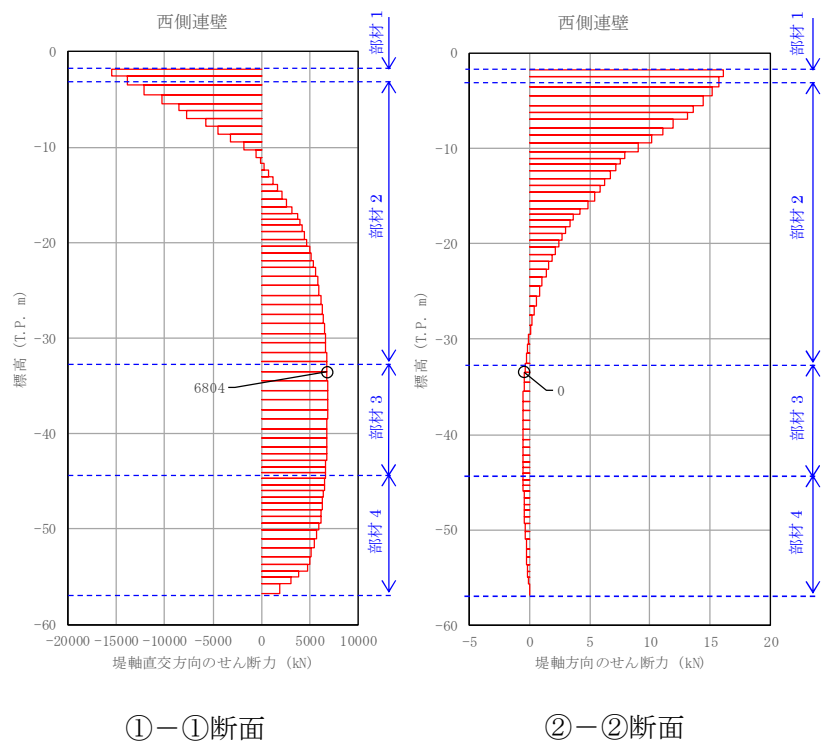
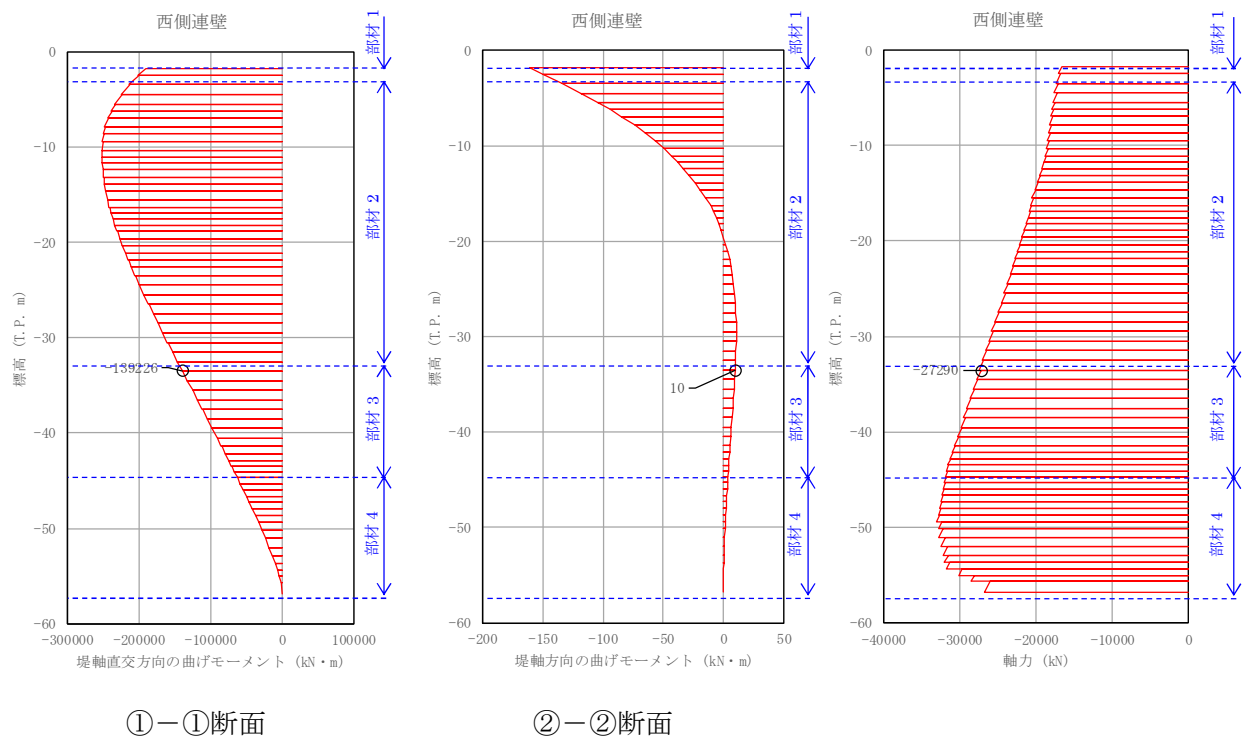
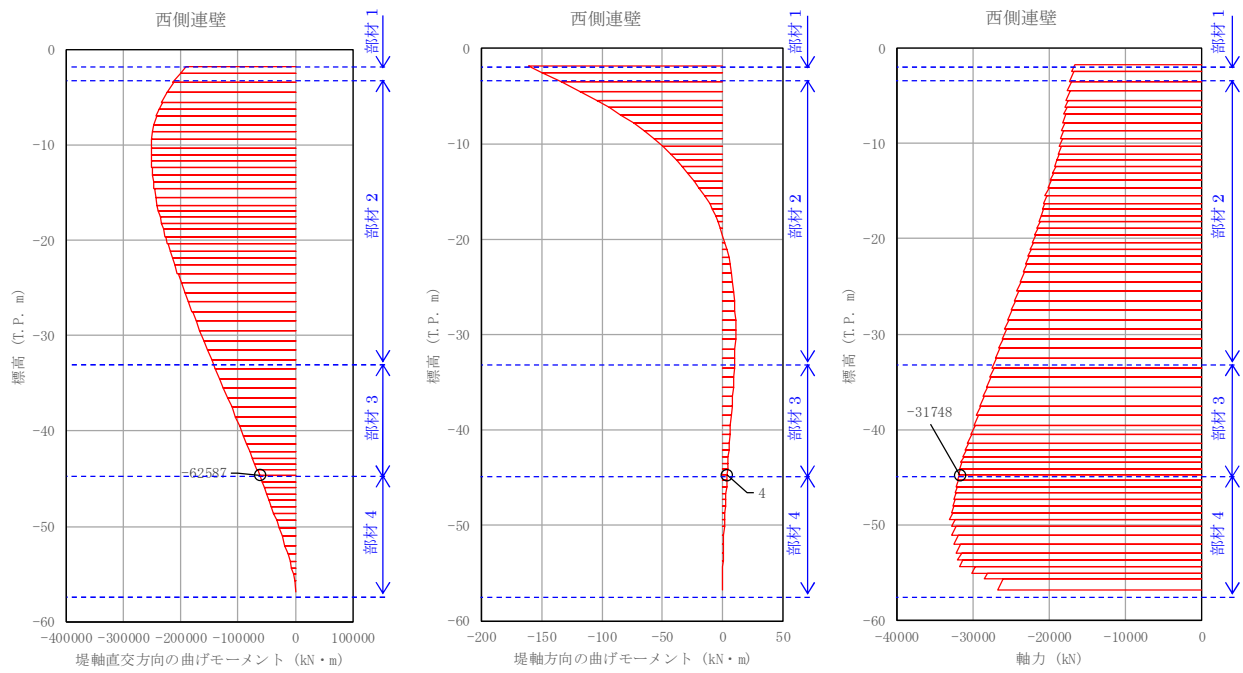


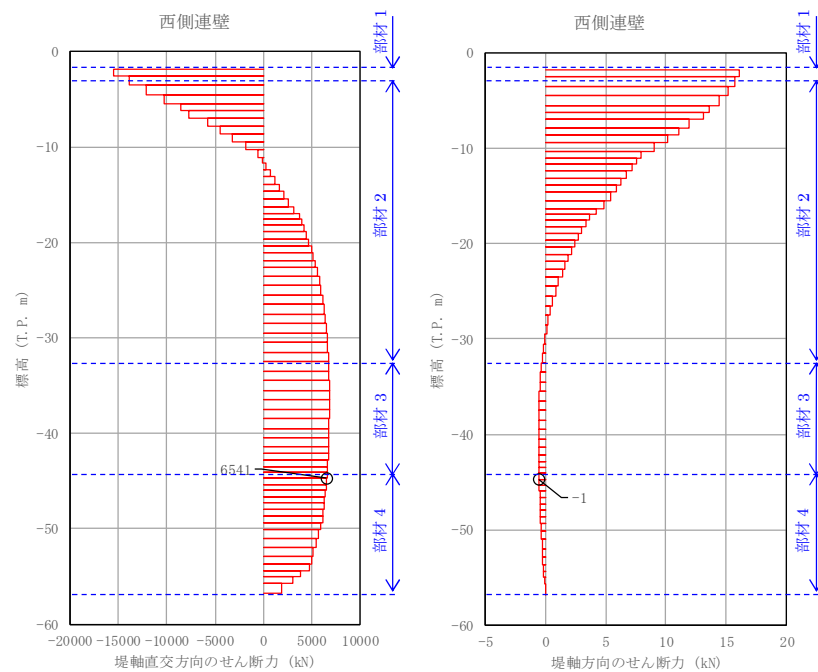
図 4.1-14 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.1-14 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時，部材 4)



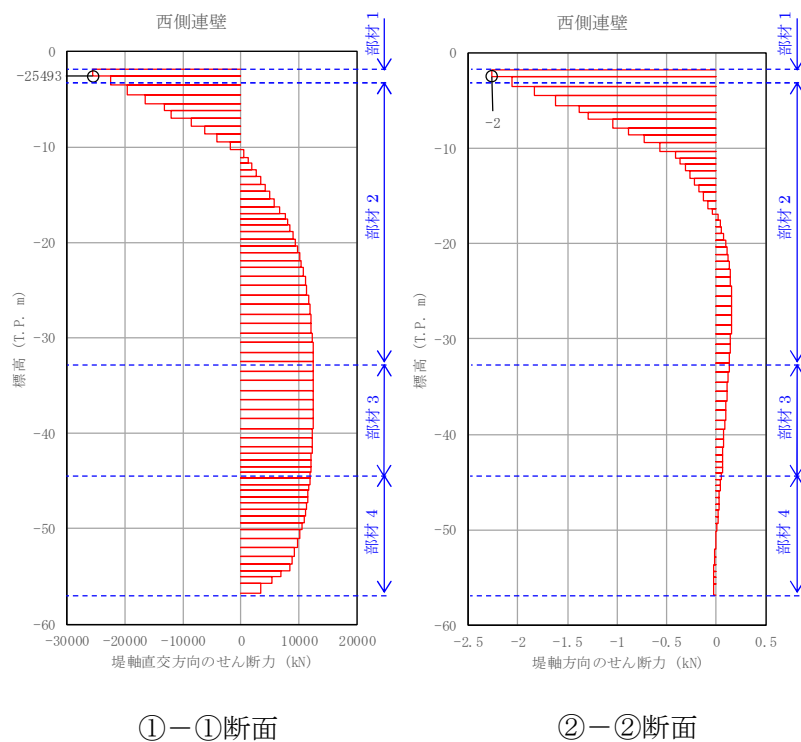
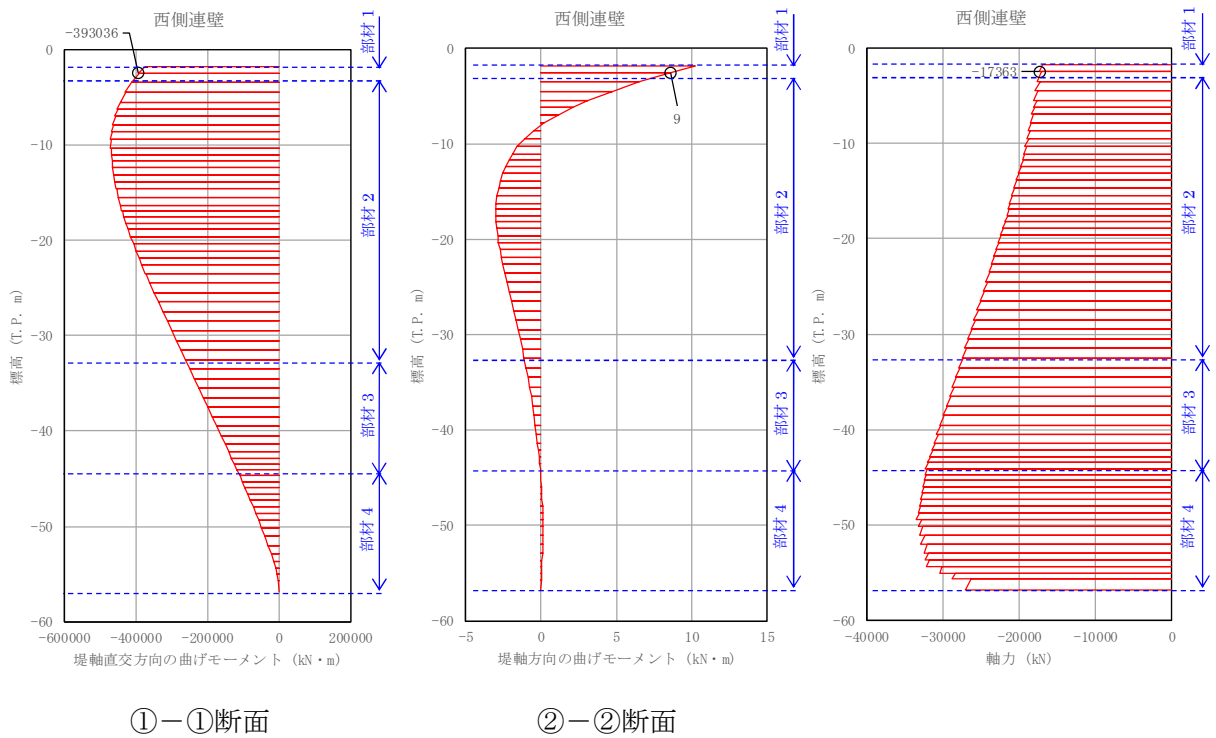
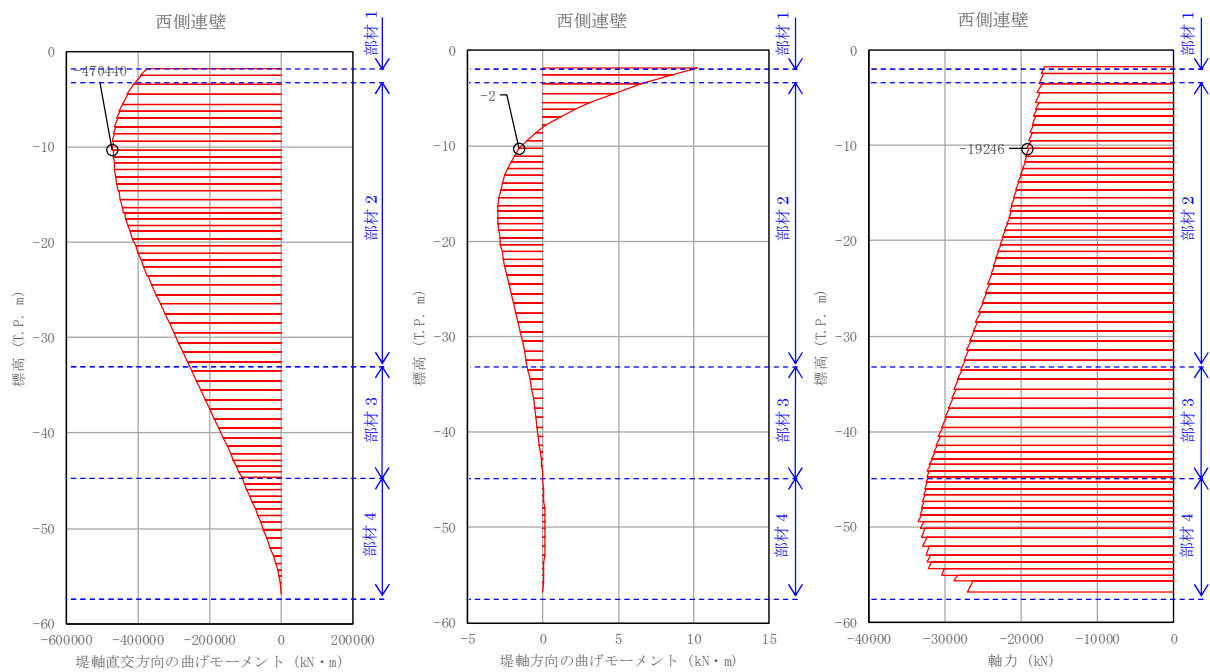


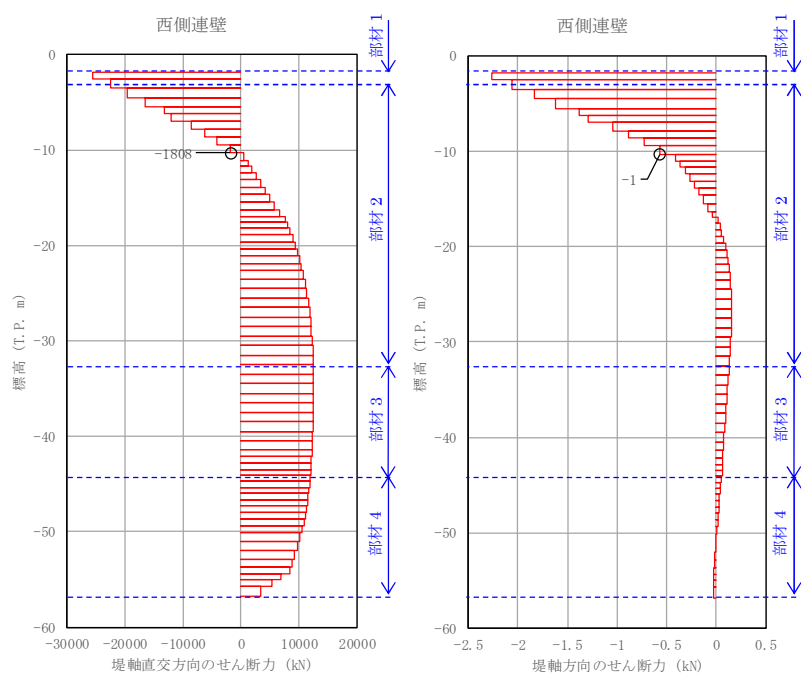
図 4.1-14 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. +24 m 津波時, 部材 1)





①－①断面

②－②断面

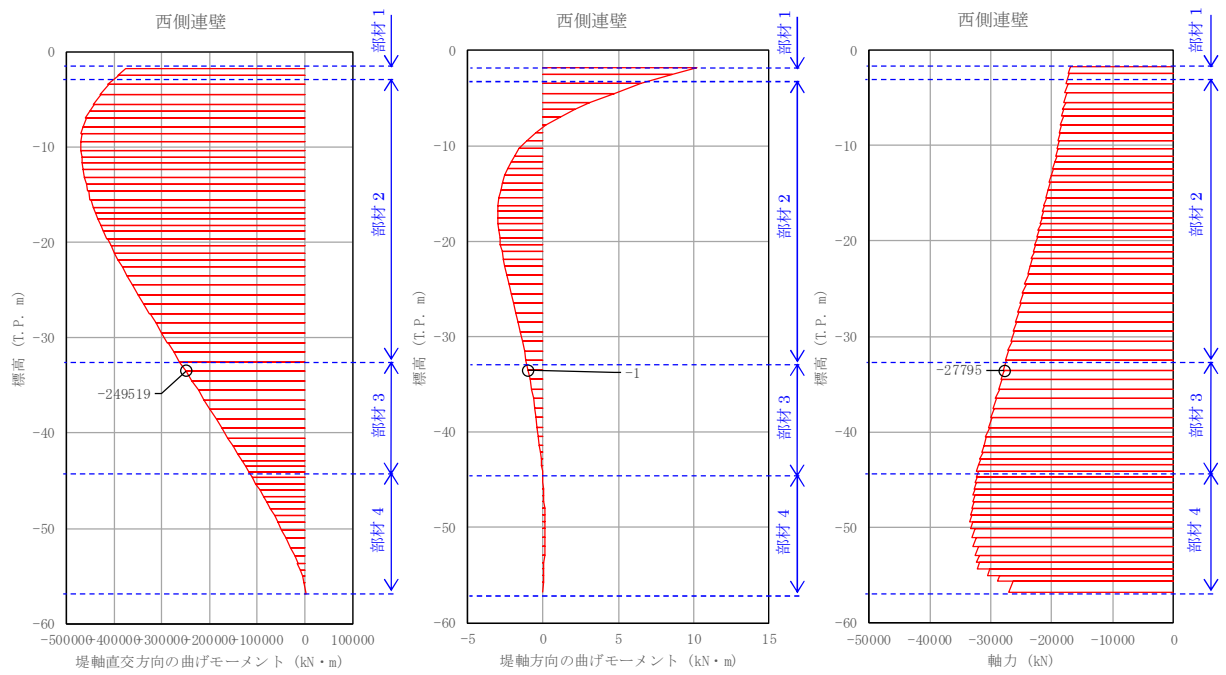


①－①断面

②－②断面

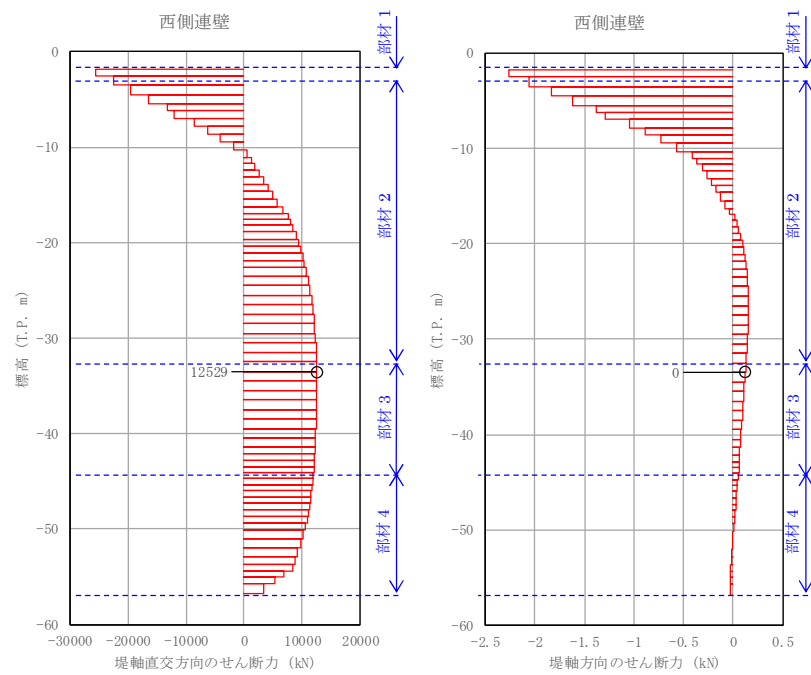
図 4.1-14 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)





①—①断面

②—②断面



①—①断面

②—②断面

図 4.1-14 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



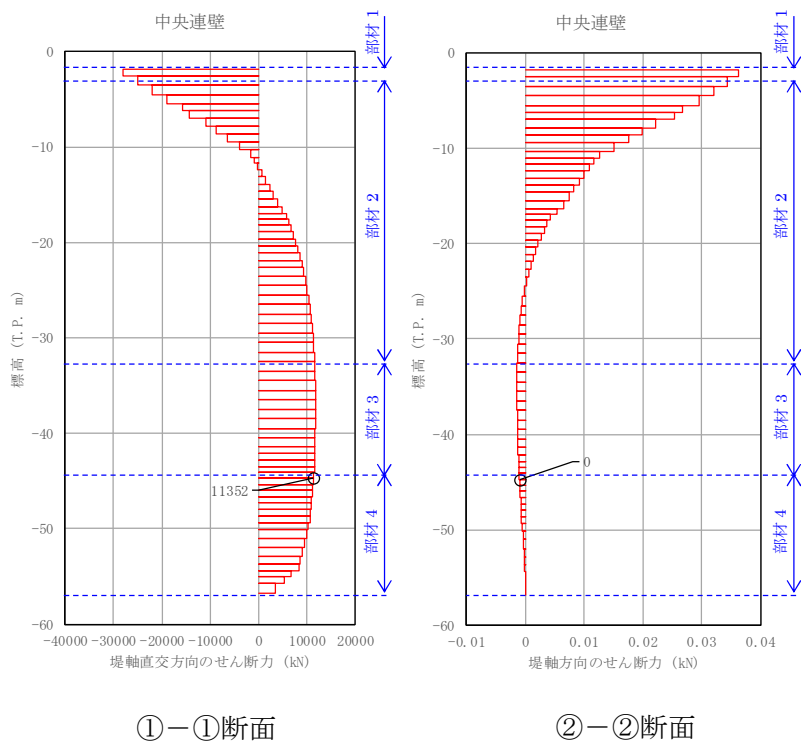
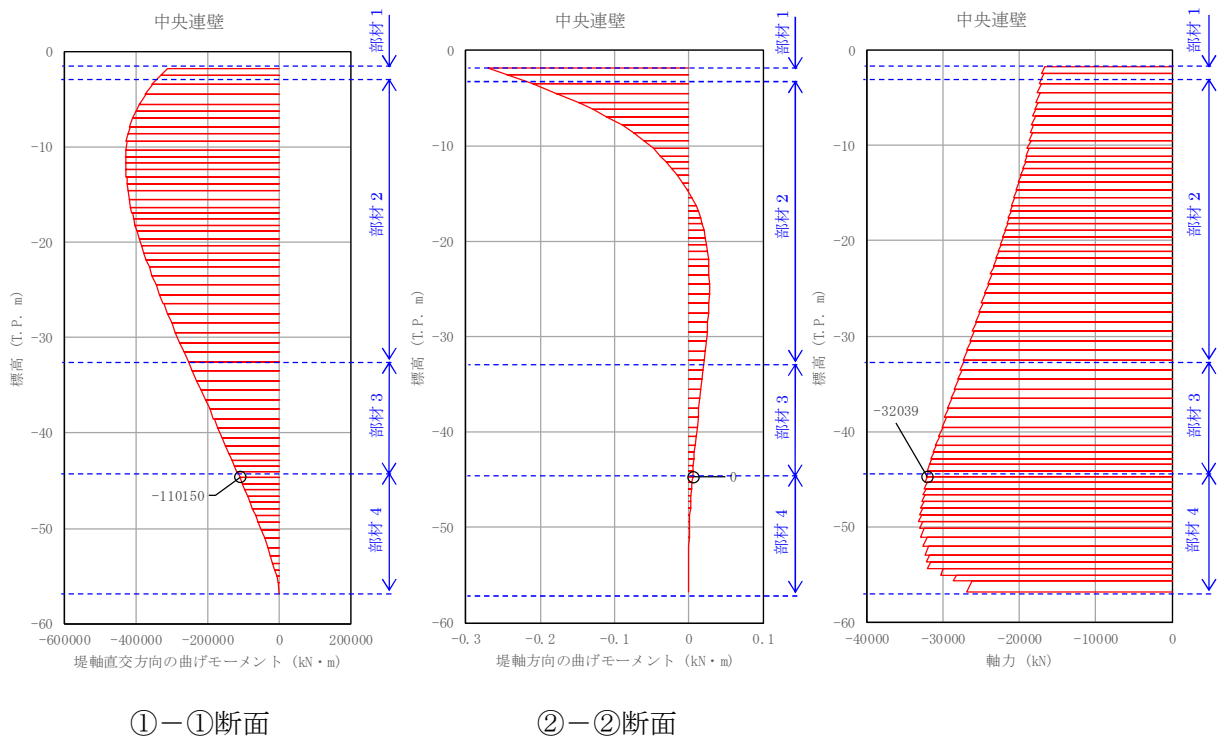
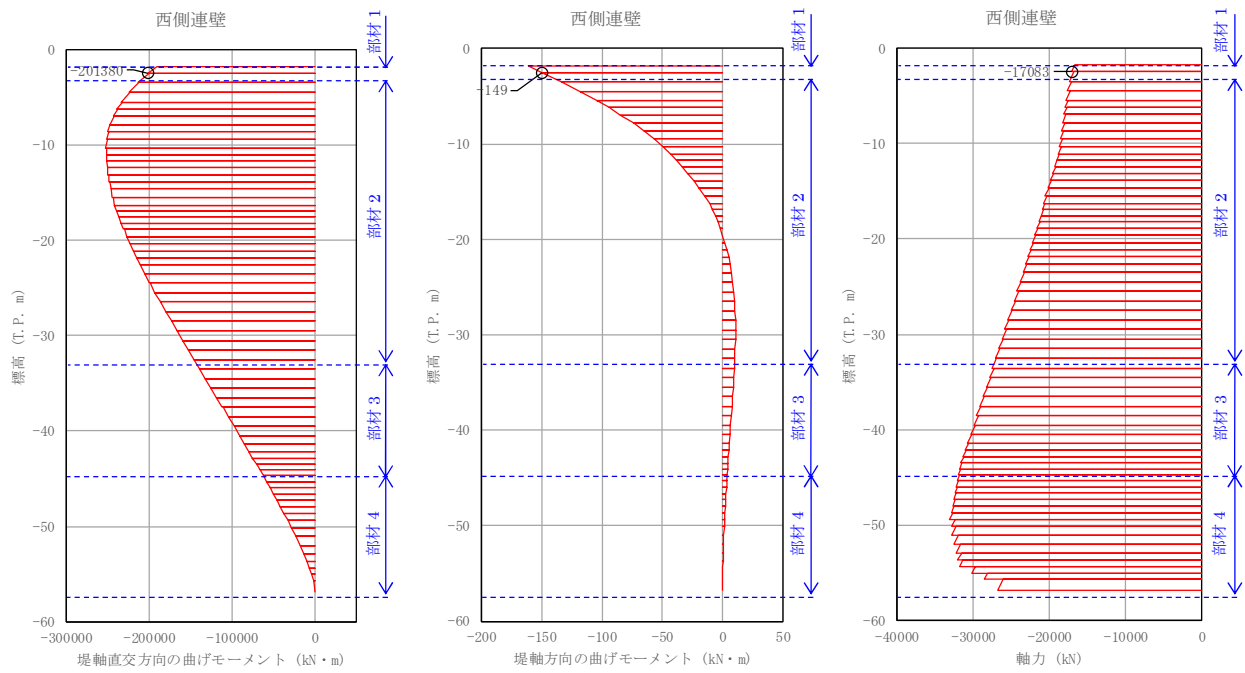


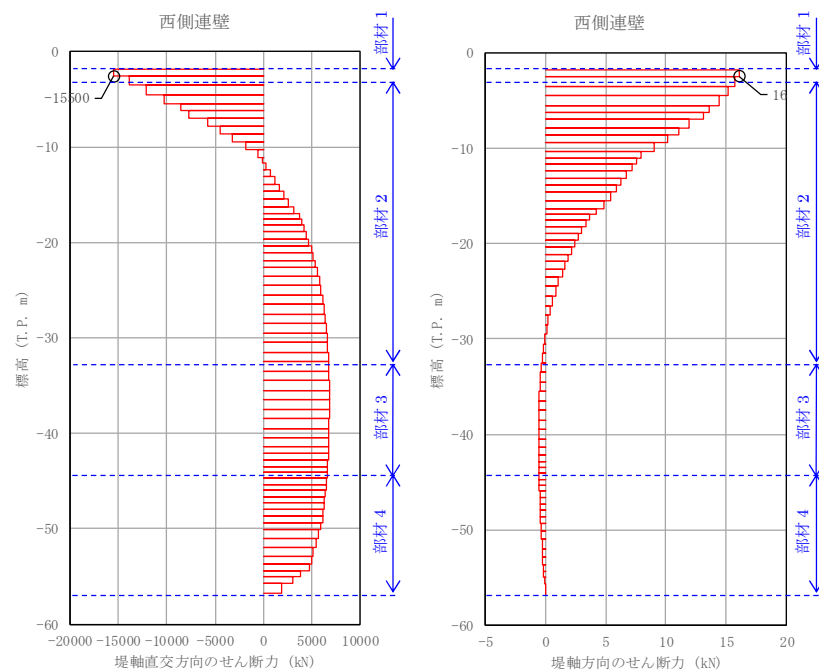
図 4.1-14 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 4)





①－①断面

②－②断面

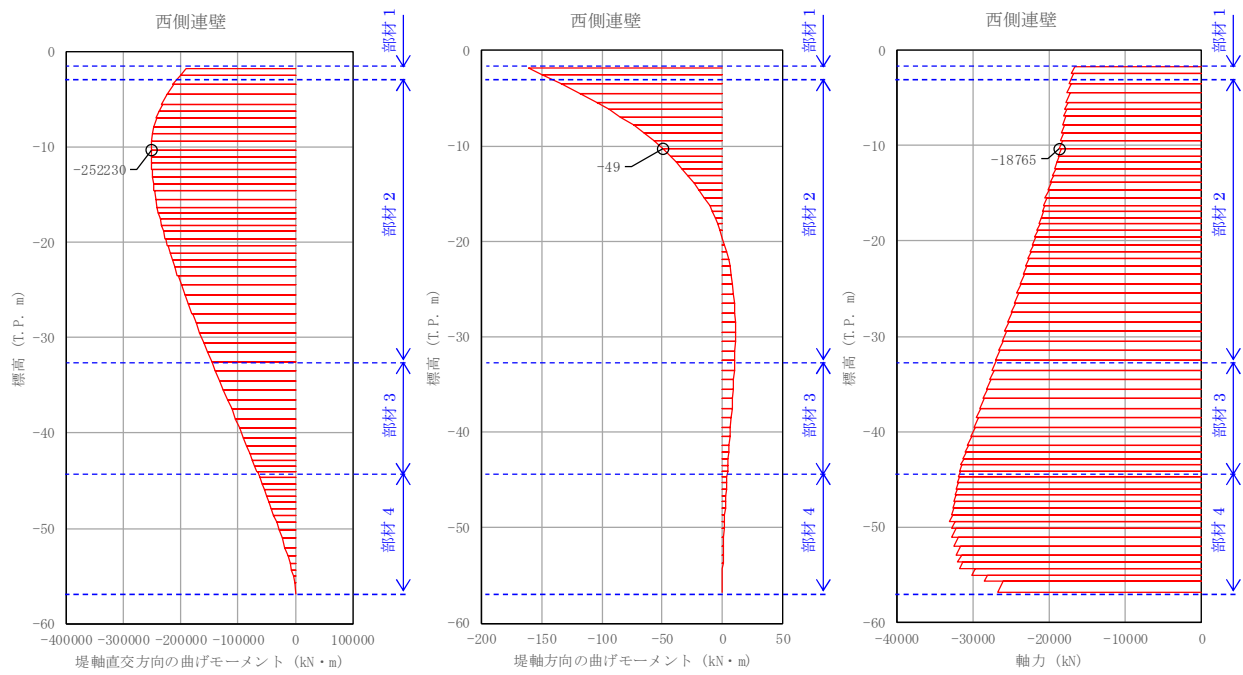


①－①断面

②－②断面

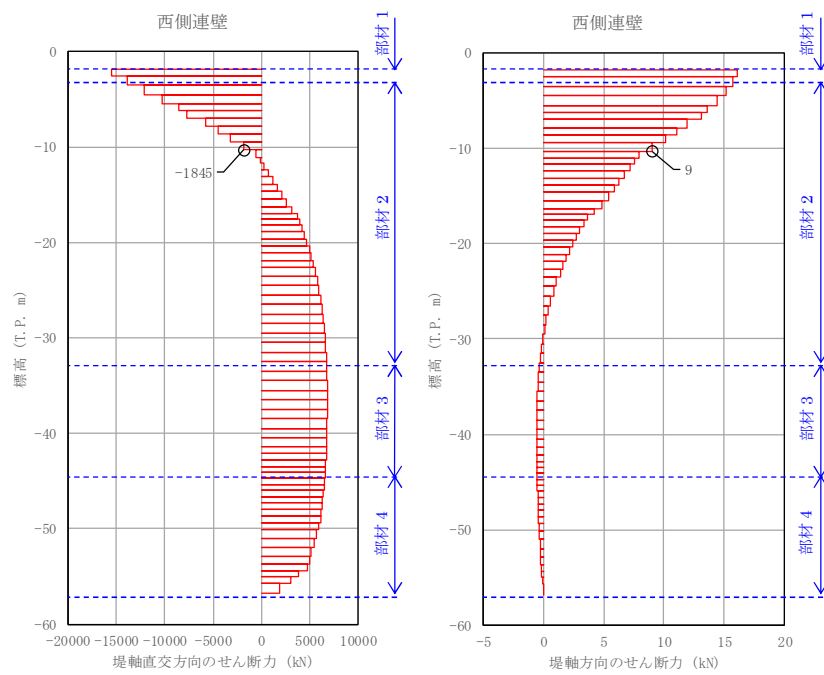
図 4.1-15 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.1-15 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)



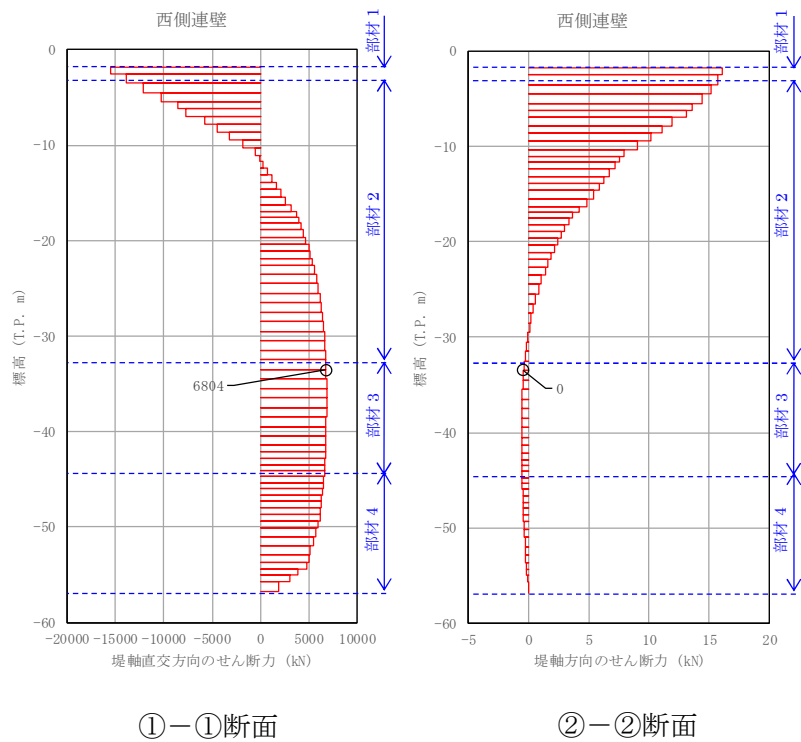
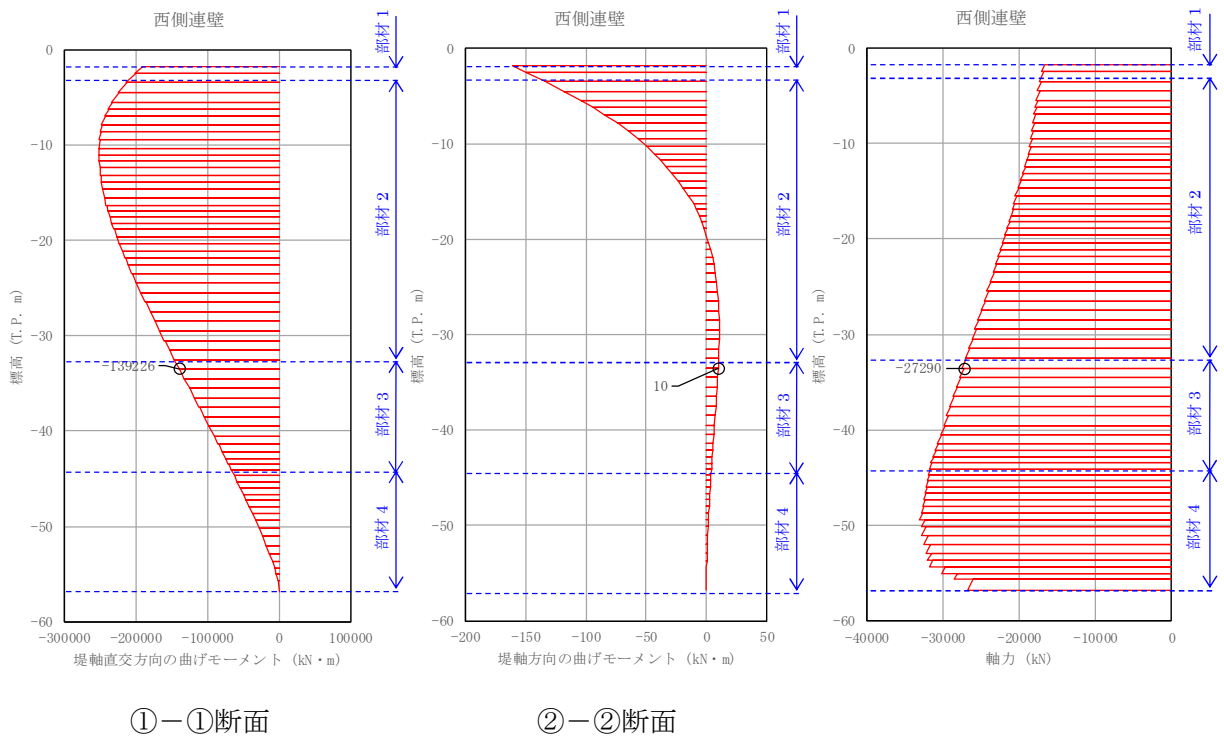


図 4.1-15 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)



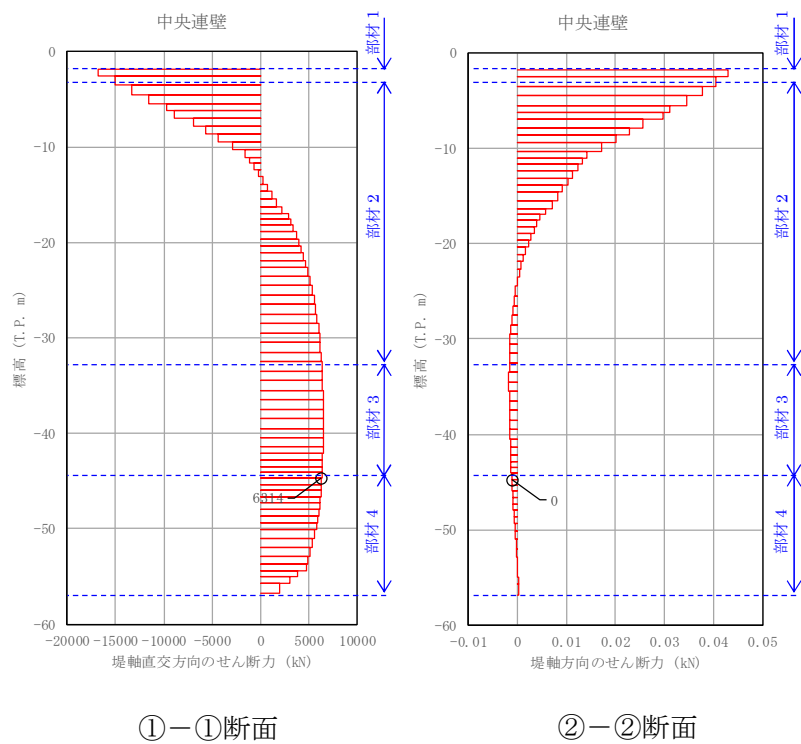
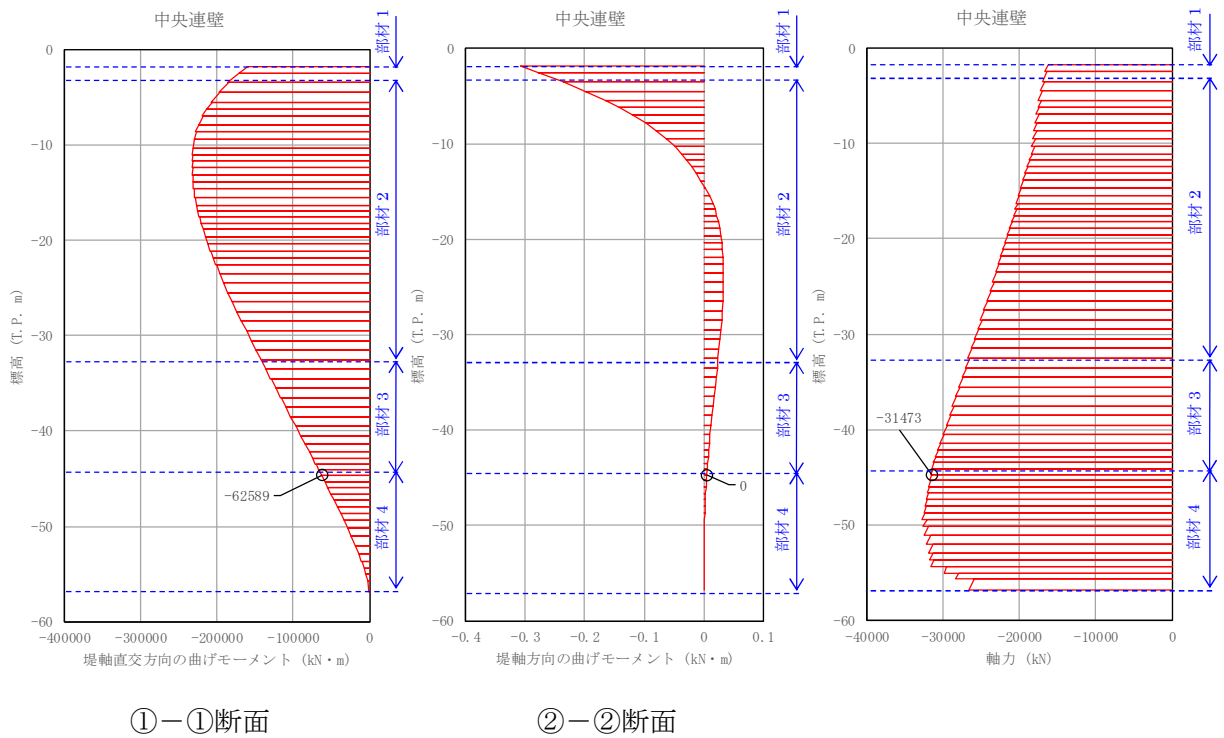
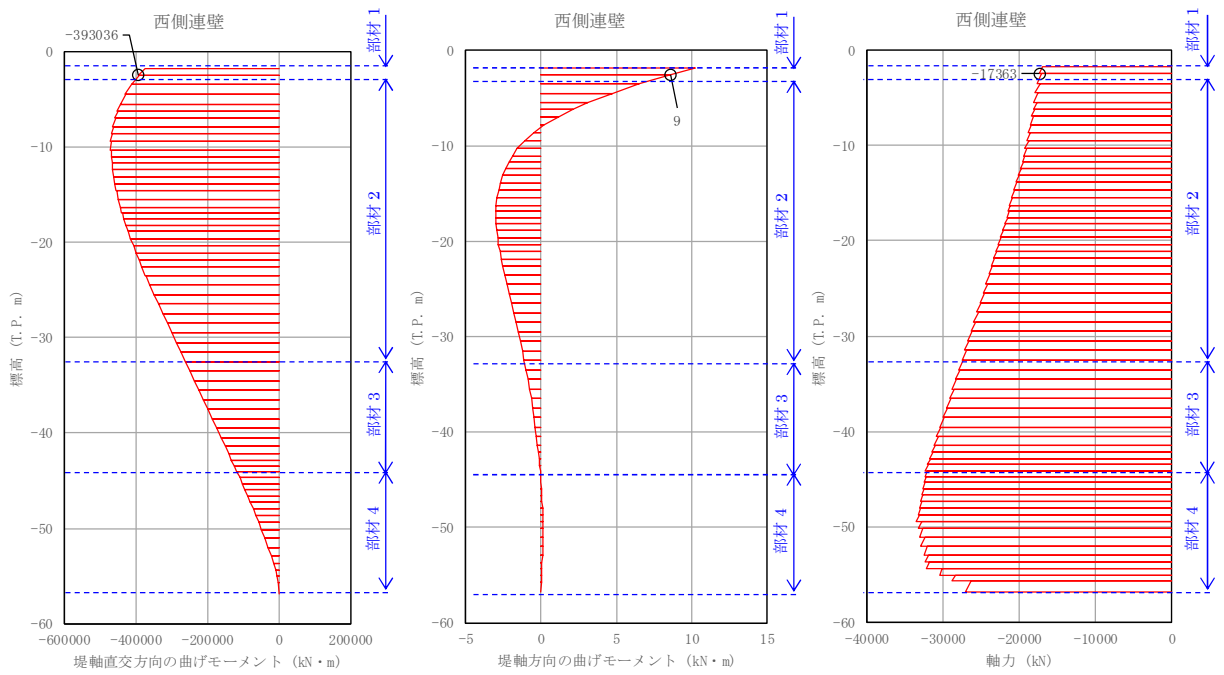


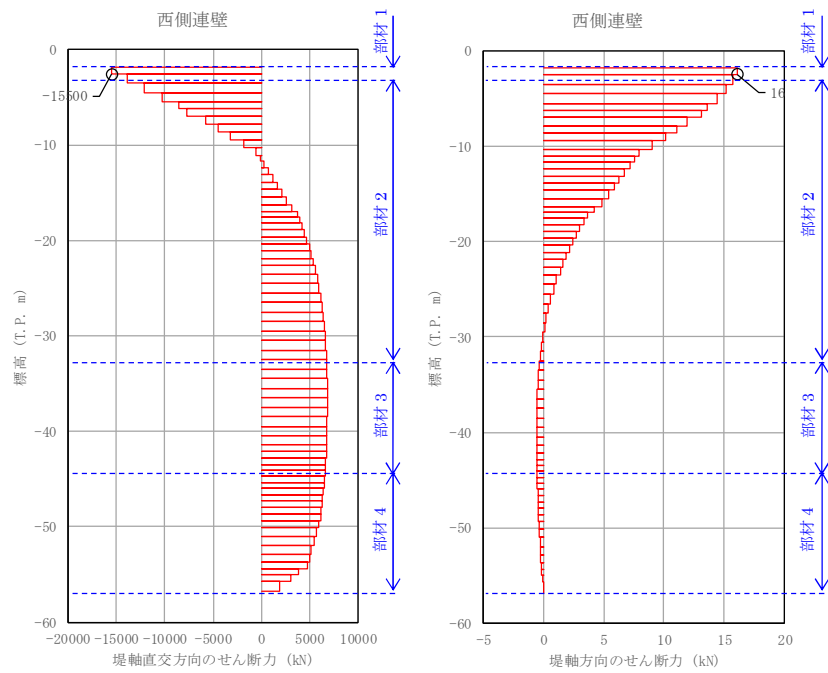
図 4.1-15 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.1-15 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



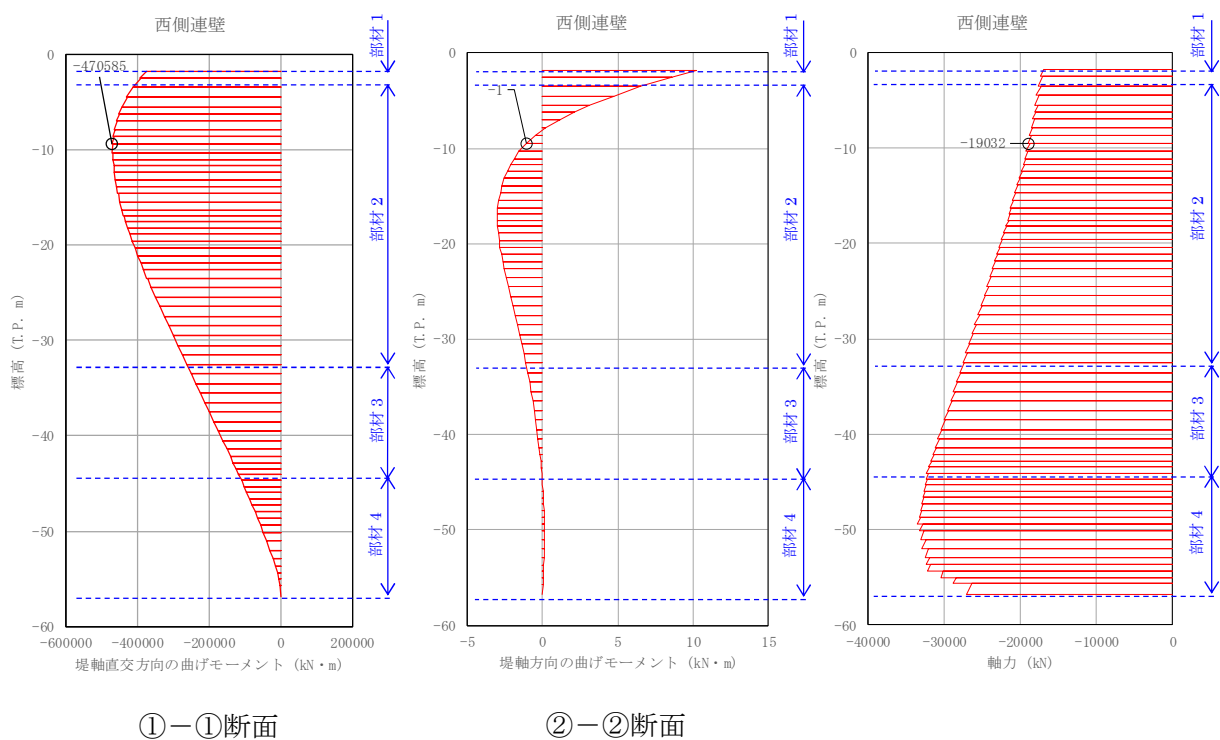


図 4.1-15 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)



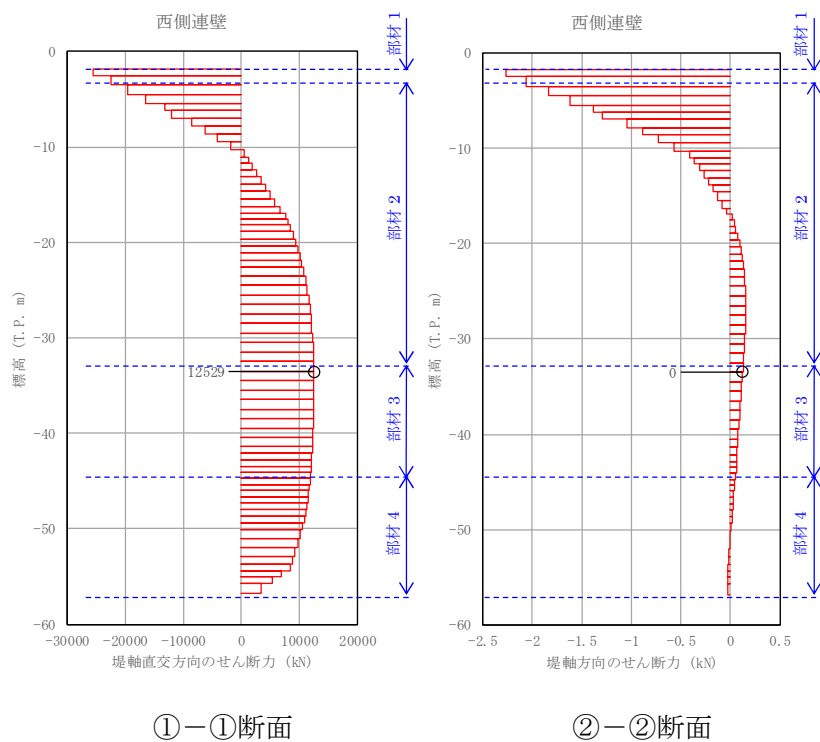
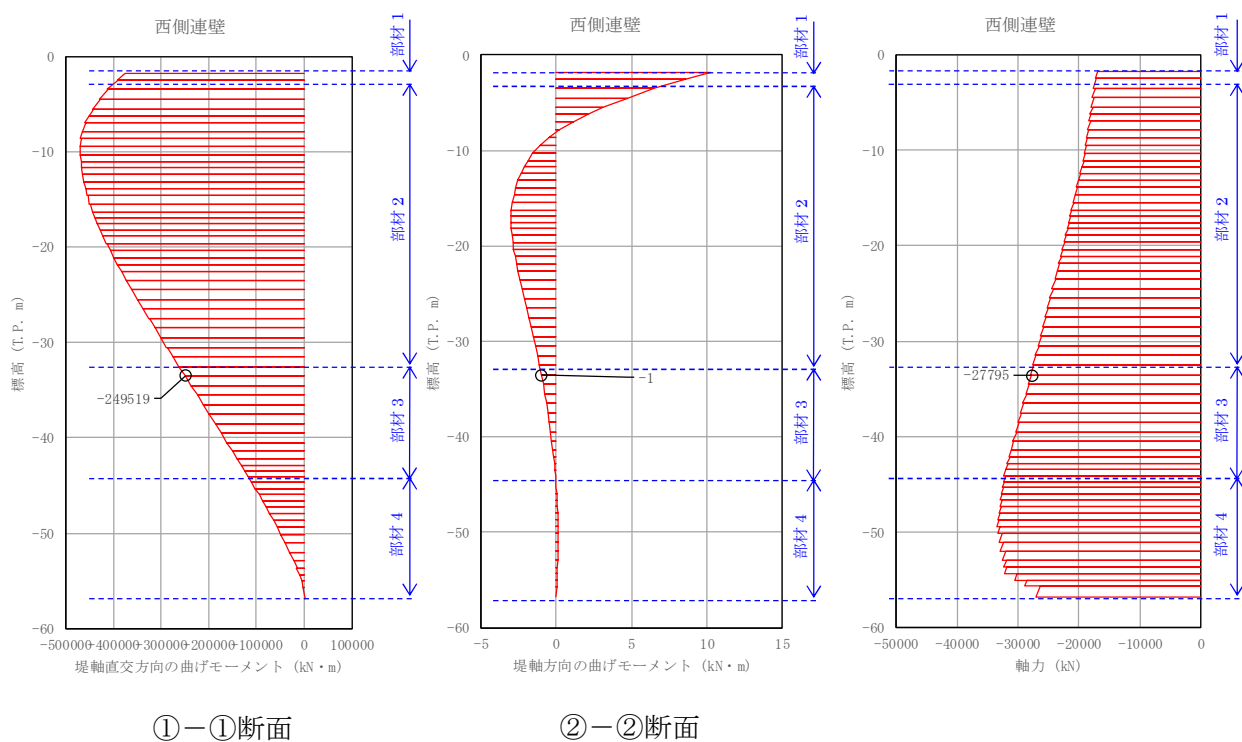


図 4.1-15 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



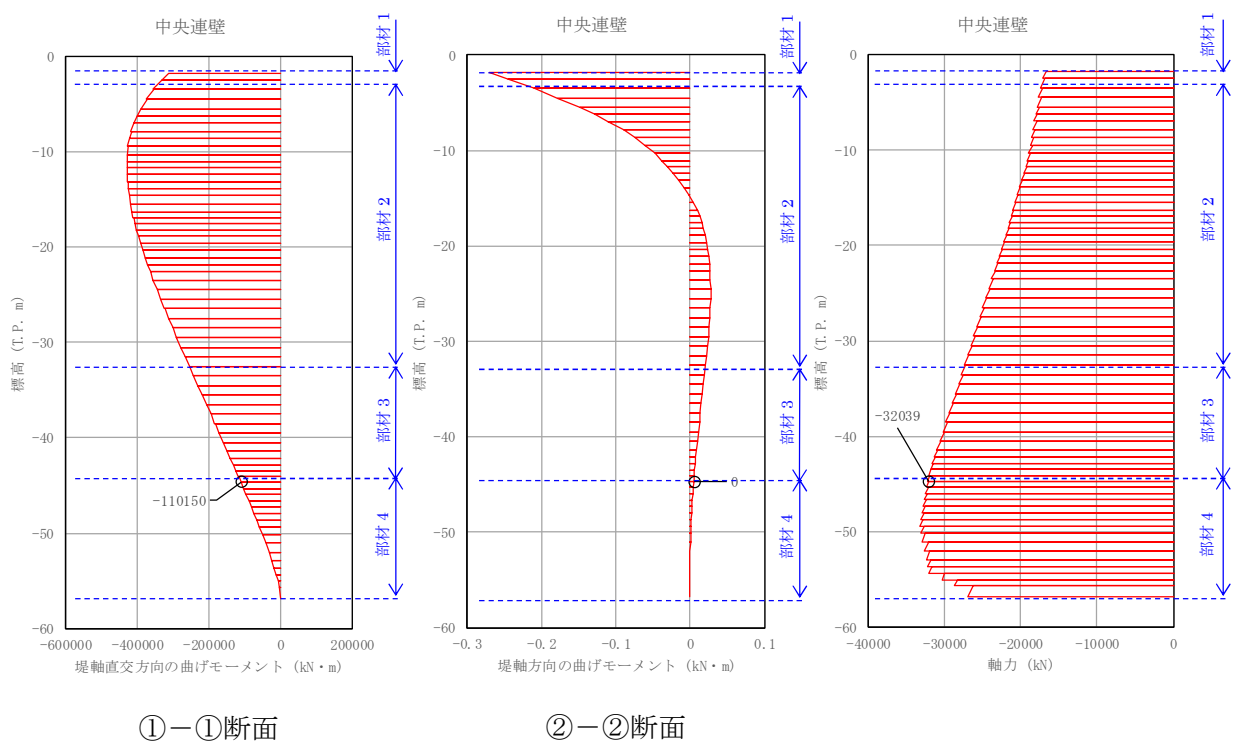


図 4.1-15 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.1-9 に示す。また、評価位置図を図 4.1-16 に、断面力の分布図を図 4.1-17 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

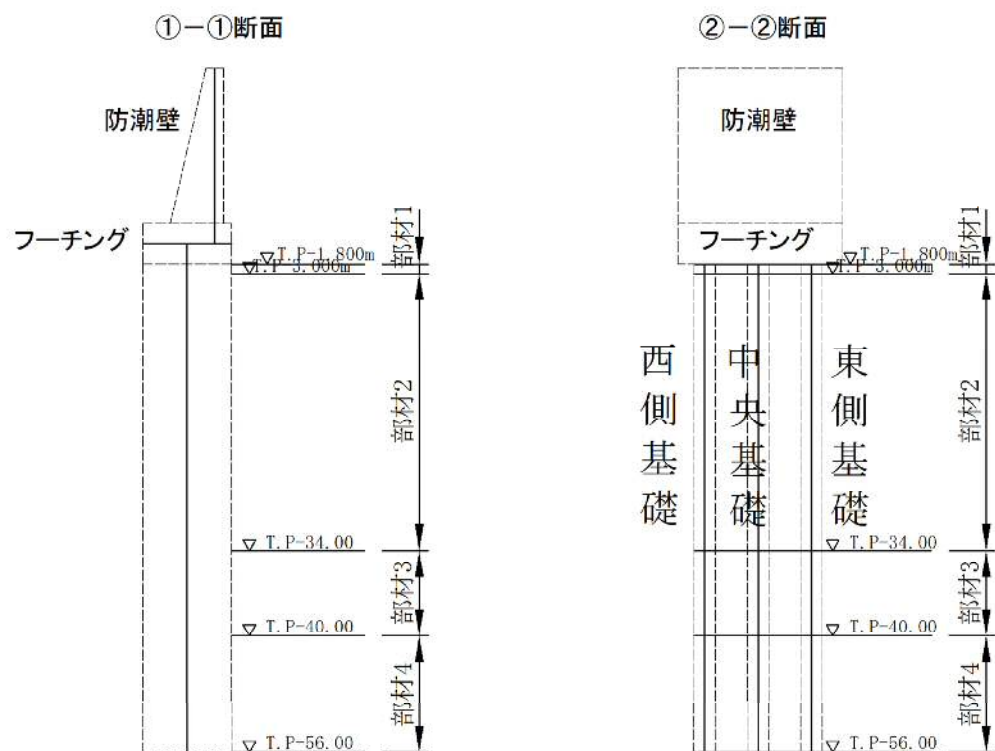


図 4.1-16 評価位置図



表 4.1-9 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤パネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	15672	63279	0.25
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	26	17404	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	12381	63279	0.20
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	26	28091	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	2617	87263	0.03
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	35662	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	395	87263	0.01
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	45658	0.01
	地盤パネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	16758	63279	0.27
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	17	17404	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	15062	63279	0.24
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	16	28091	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6832	87263	0.08
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	35662	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6541	87263	0.08
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	45658	0.01

注記 : 評価位置は図 4.1-16 に示す。



表 4.1-9 (2) せん断力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤パネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	26452	69606.5	0.39
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	62	24707	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	20511	69606.5	0.30
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	55	36688	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	4741	95989.5	0.05
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	44791	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	780	95989.5	0.01
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	50224	0.01
	地盤パネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	28044	69606.5	0.41
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3	24707	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	25068	69606.5	0.37
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	3	36688	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	12535	95989.5	0.14
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	44791	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	11815	95989.5	0.13
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	50224	0.01

注記 : 評価位置は図 4.1-16 に示す。



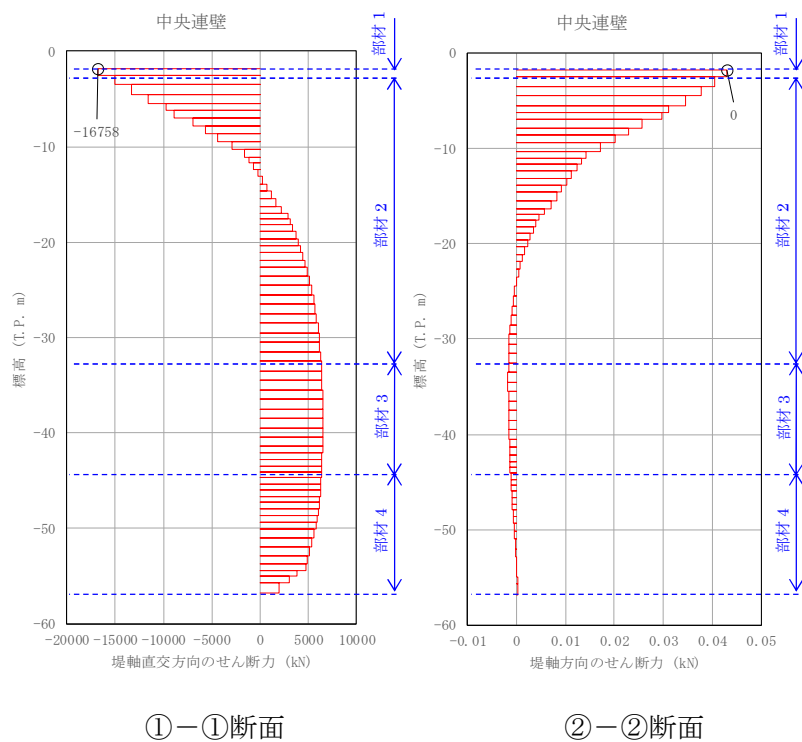
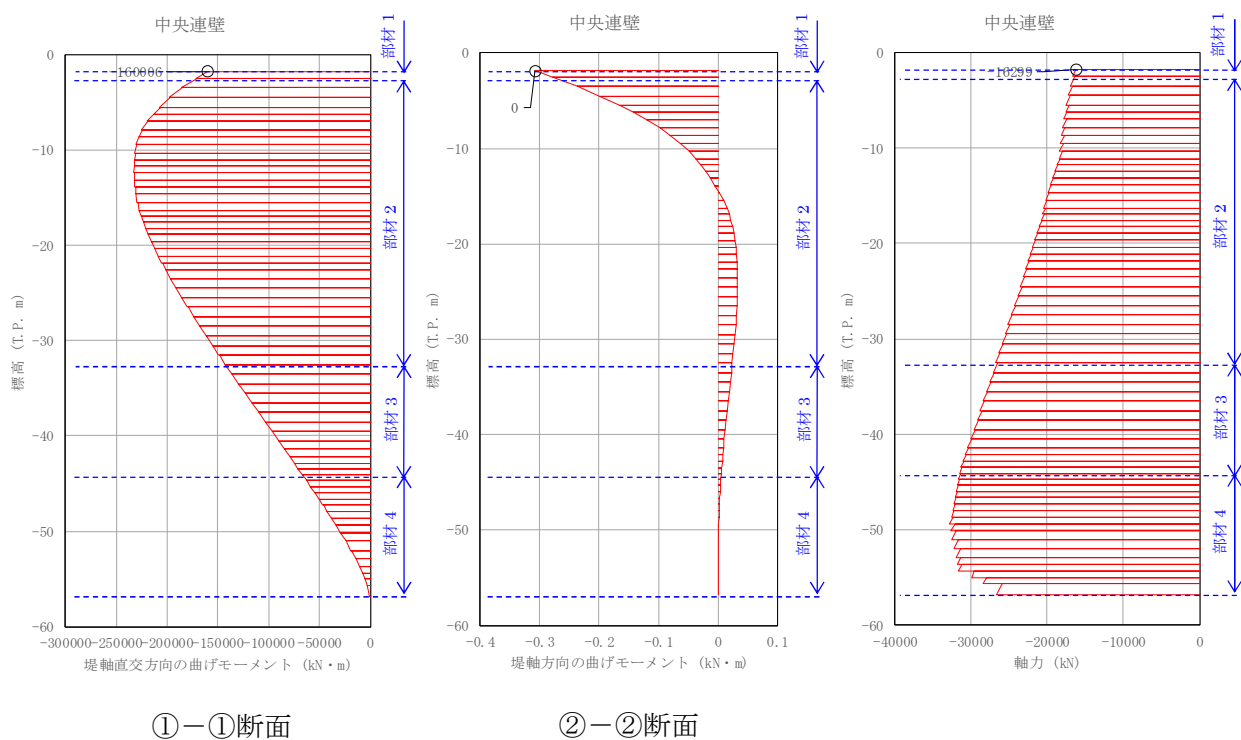


図 4. 1-17 (1) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)



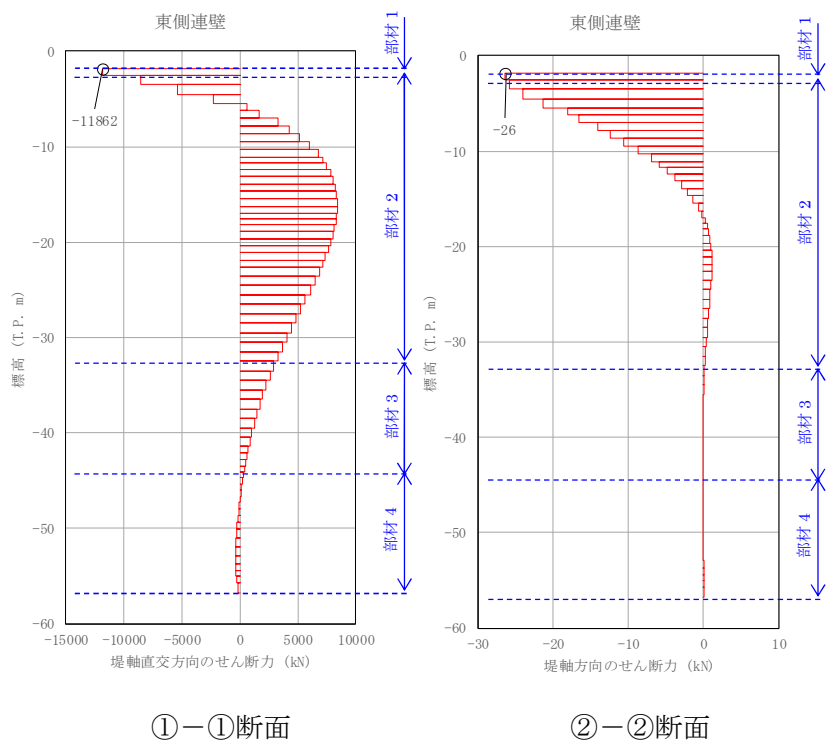
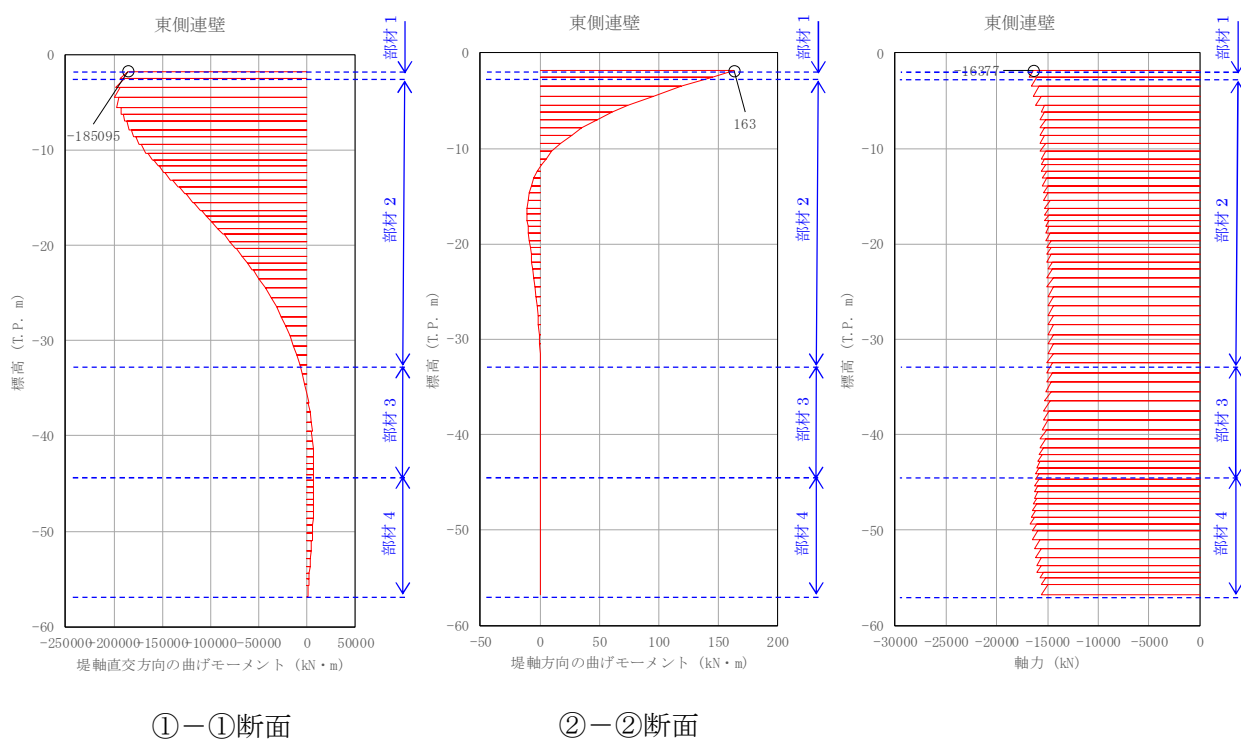


図 4.1-17 (2) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)



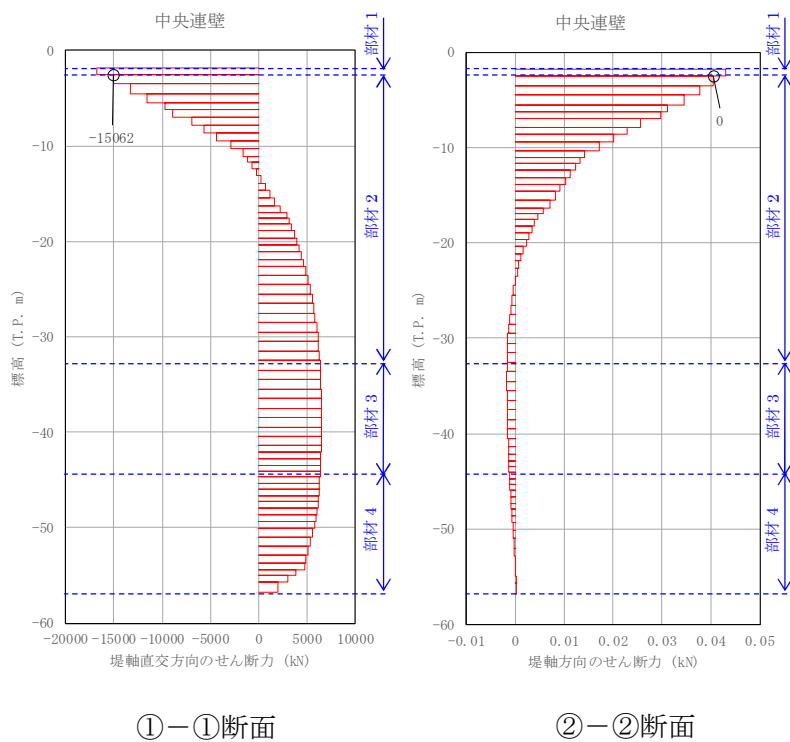
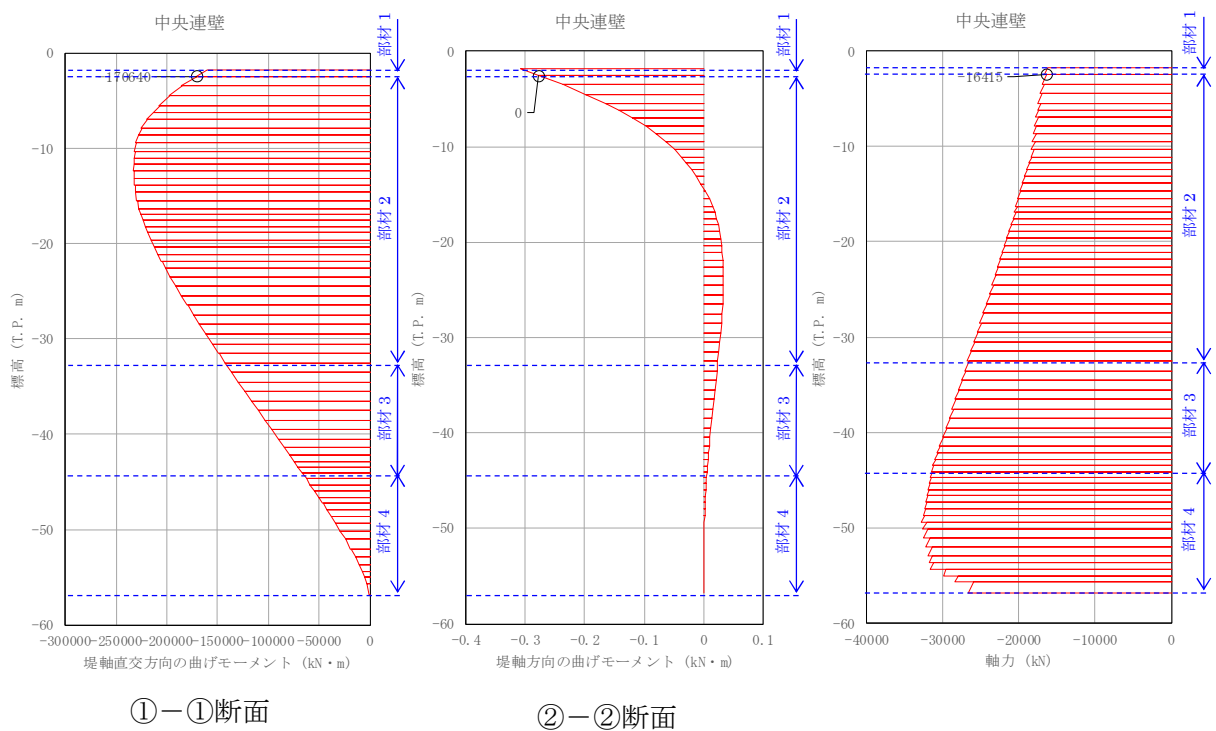
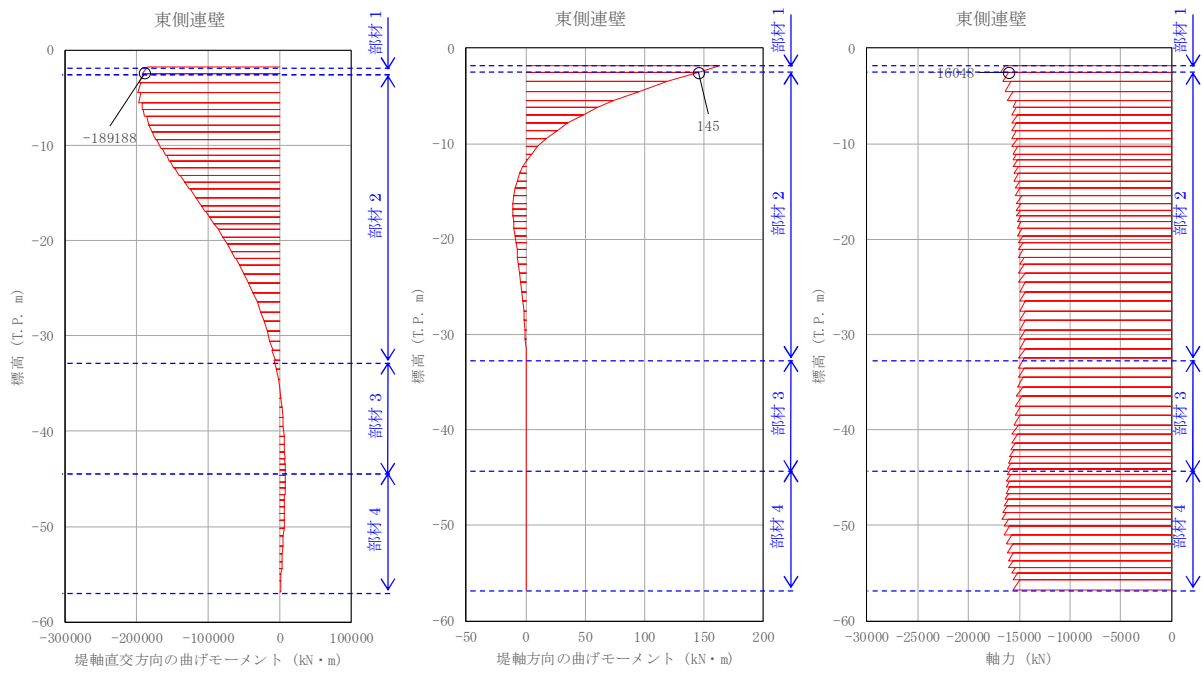


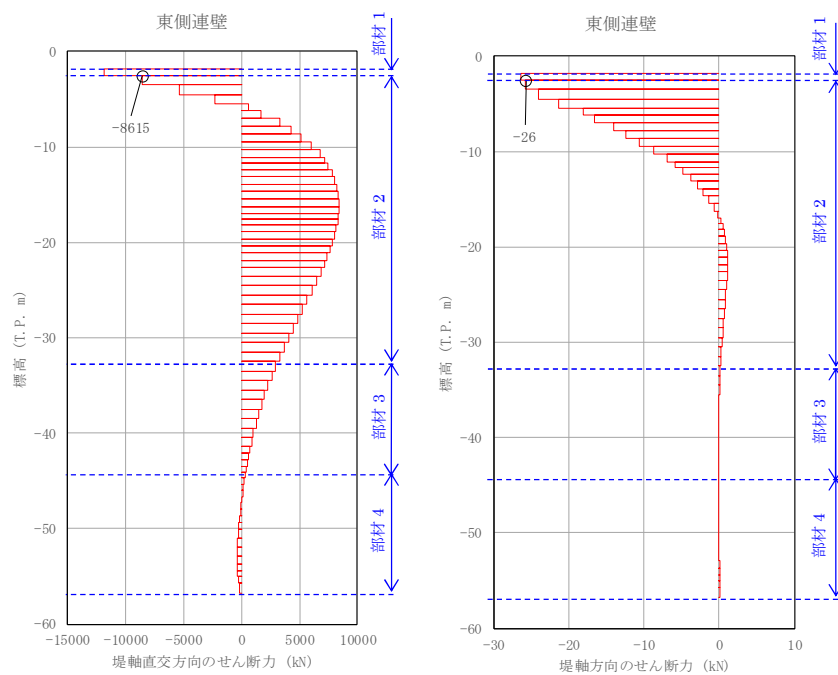
図 4.1-17 (3) 地中連続壁基礎において①—①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面

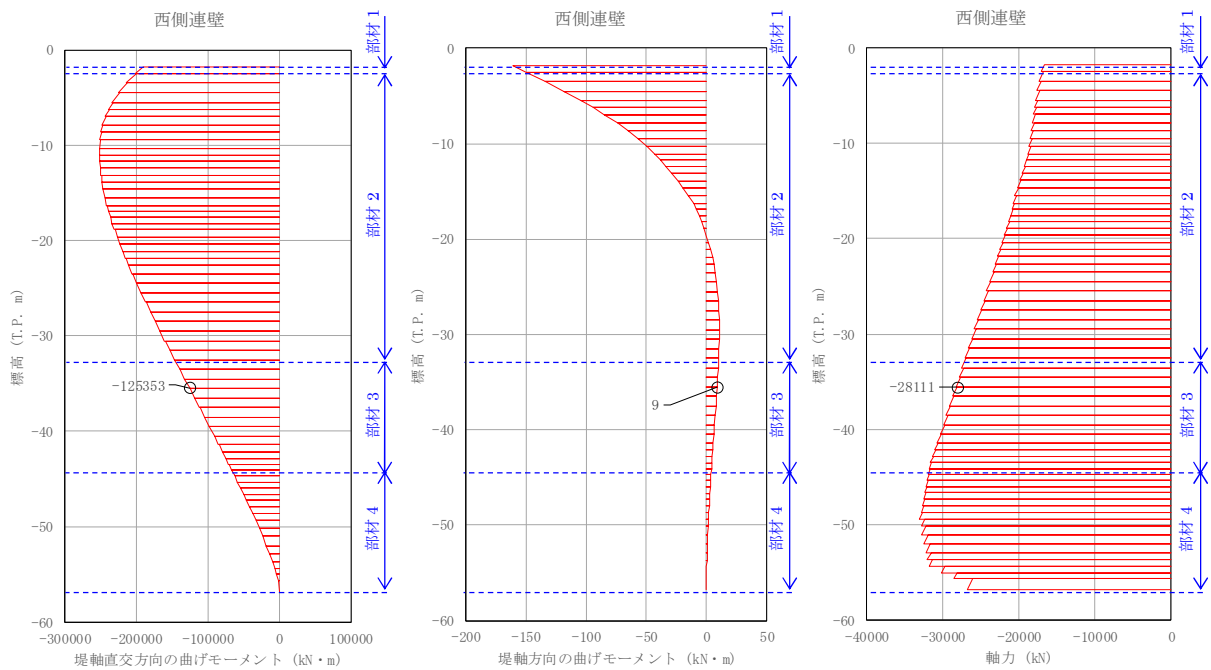


①－①断面

②－②断面

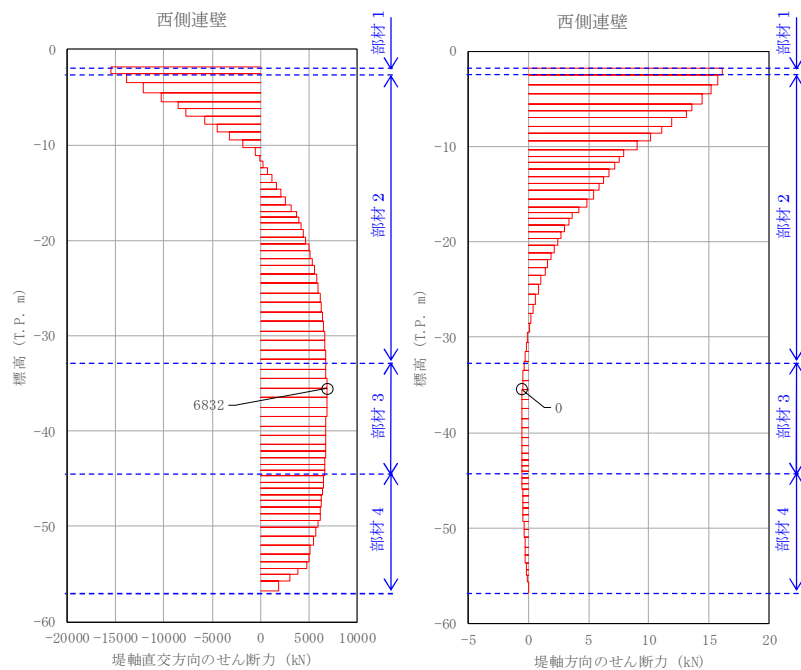
図 4.1-17 (4) 地中連続壁基礎において②－②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.1-17 (5) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)



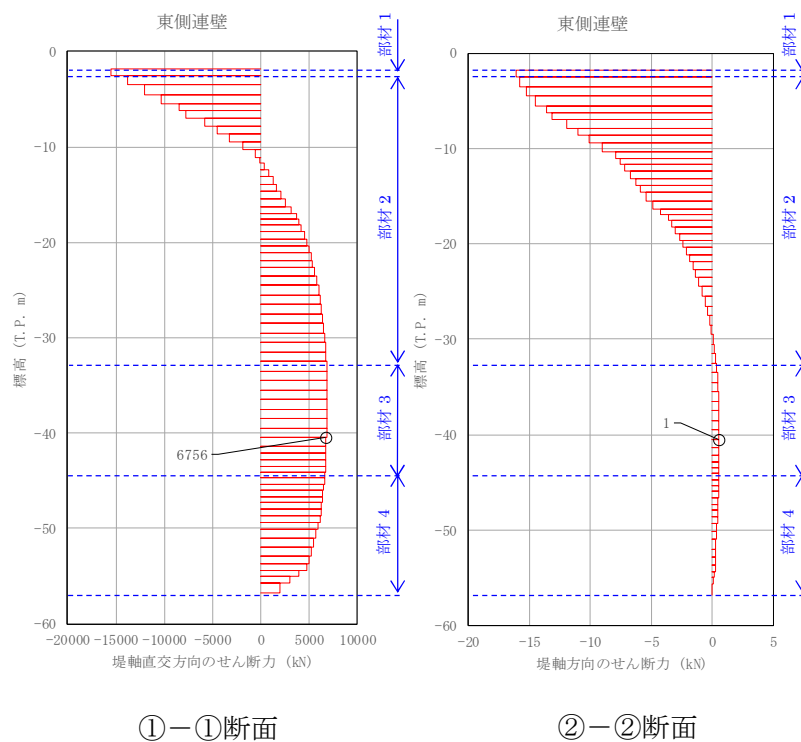
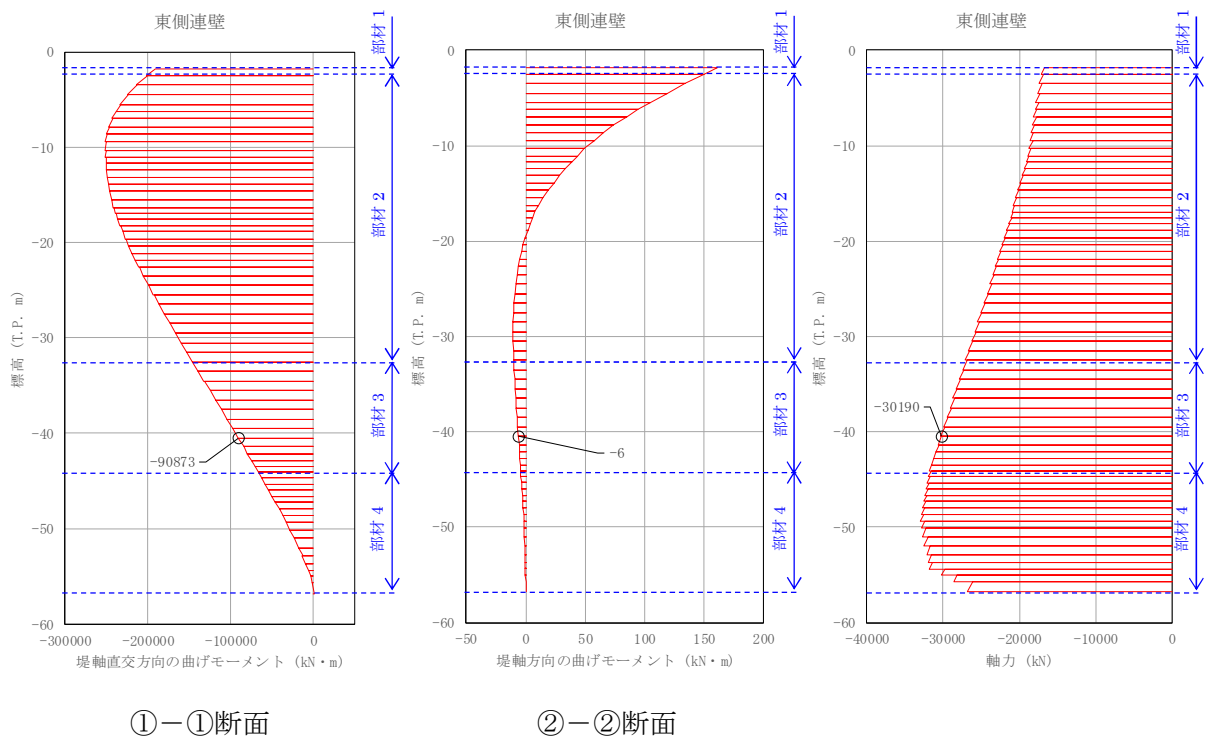


図 4.1-17 (6) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)



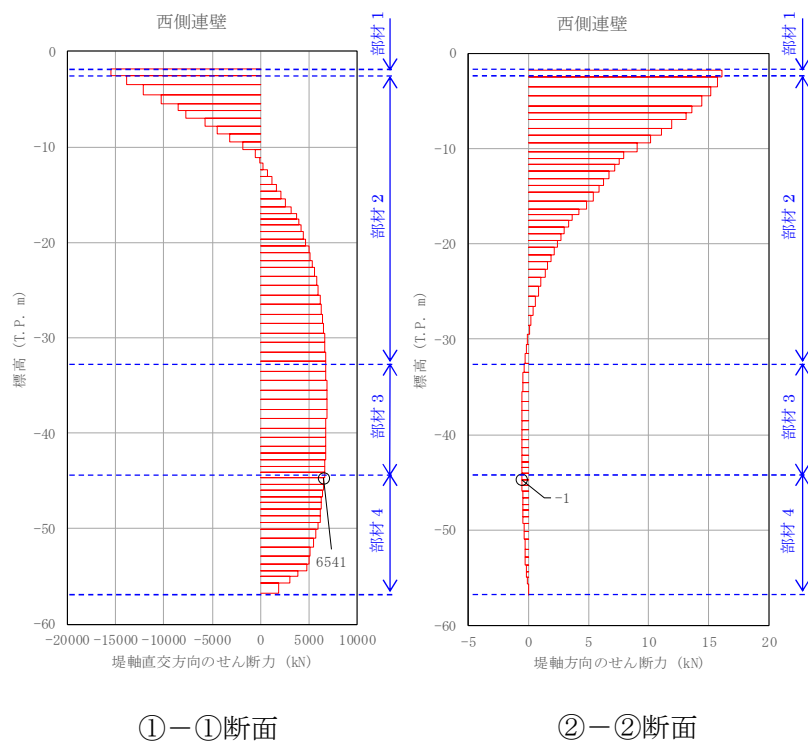
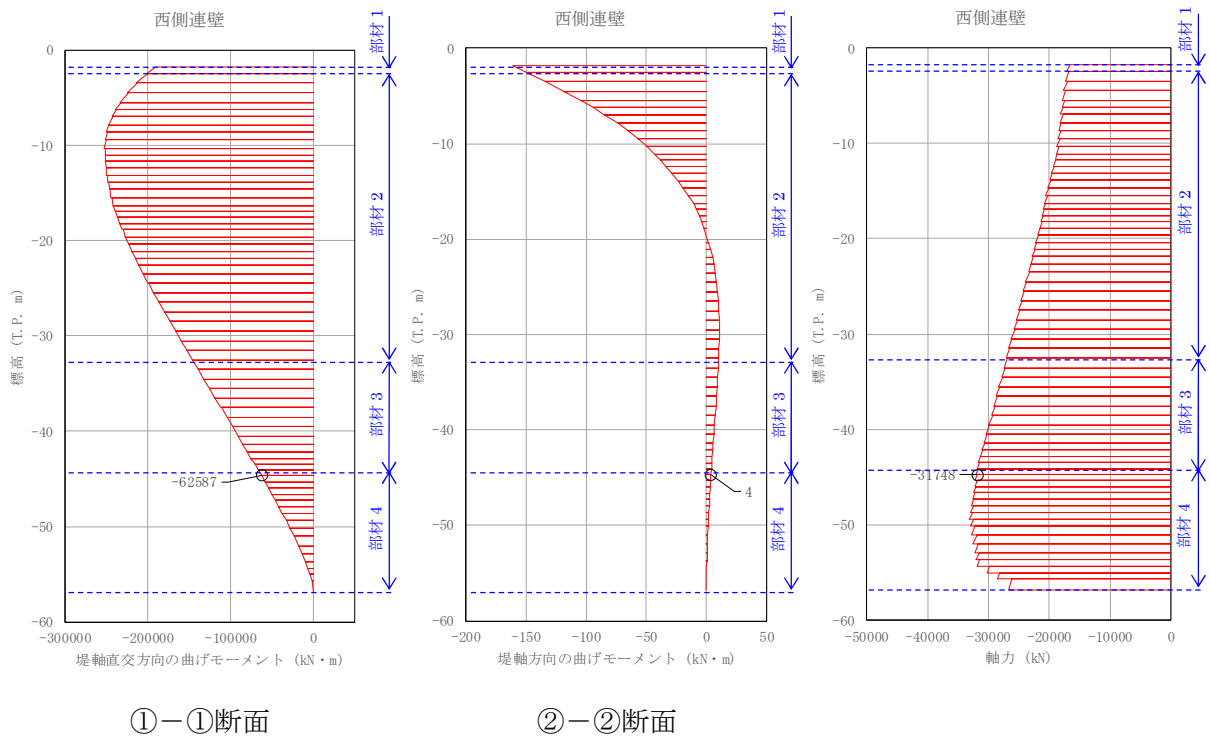
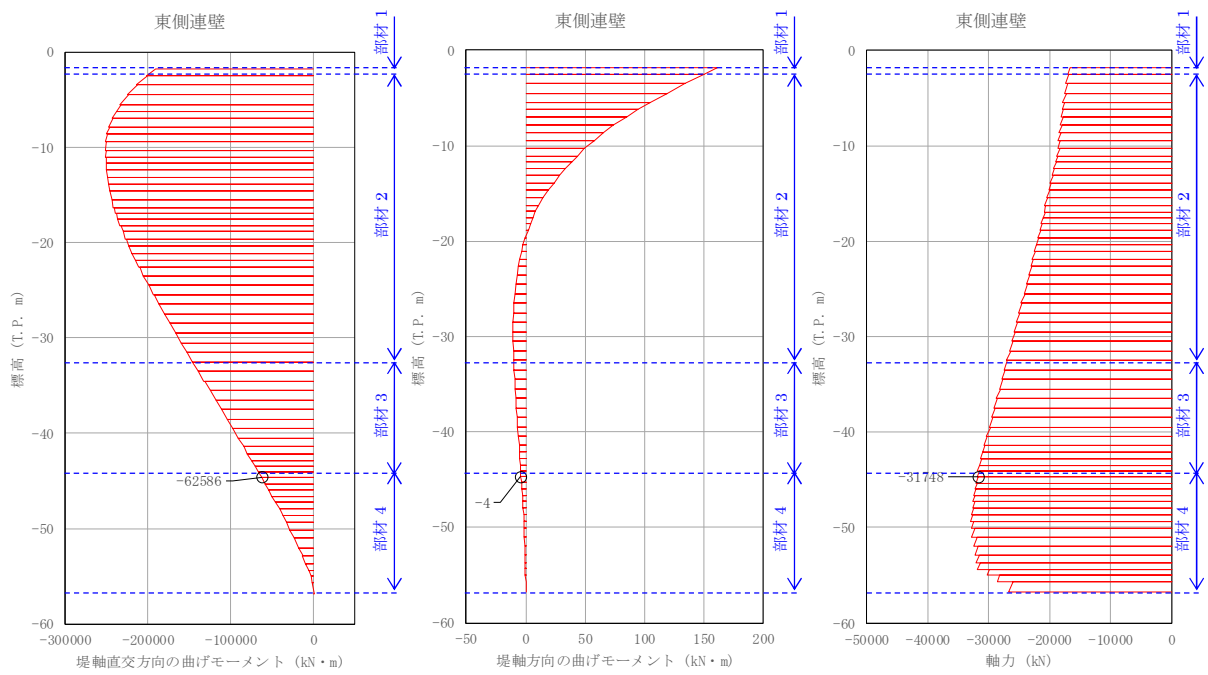


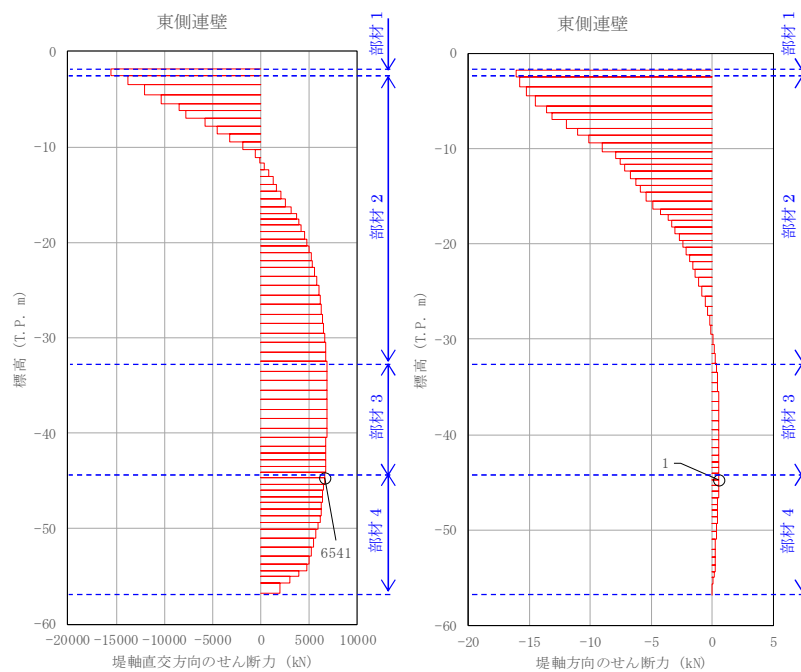
図 4.1-17 (7) 地中連続壁基礎において①—①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.1-17 (8) 地中連続壁基礎において②－②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)



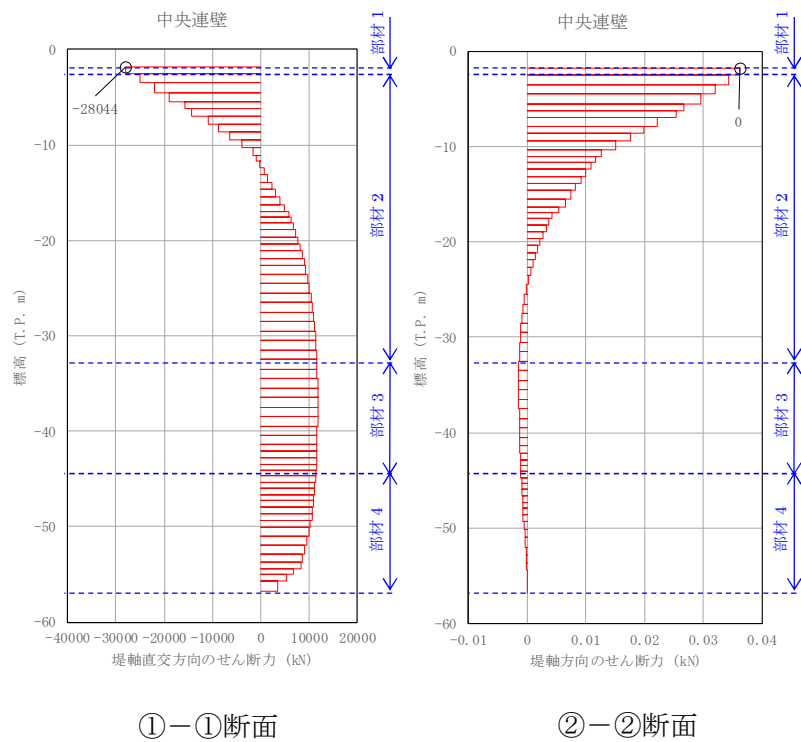
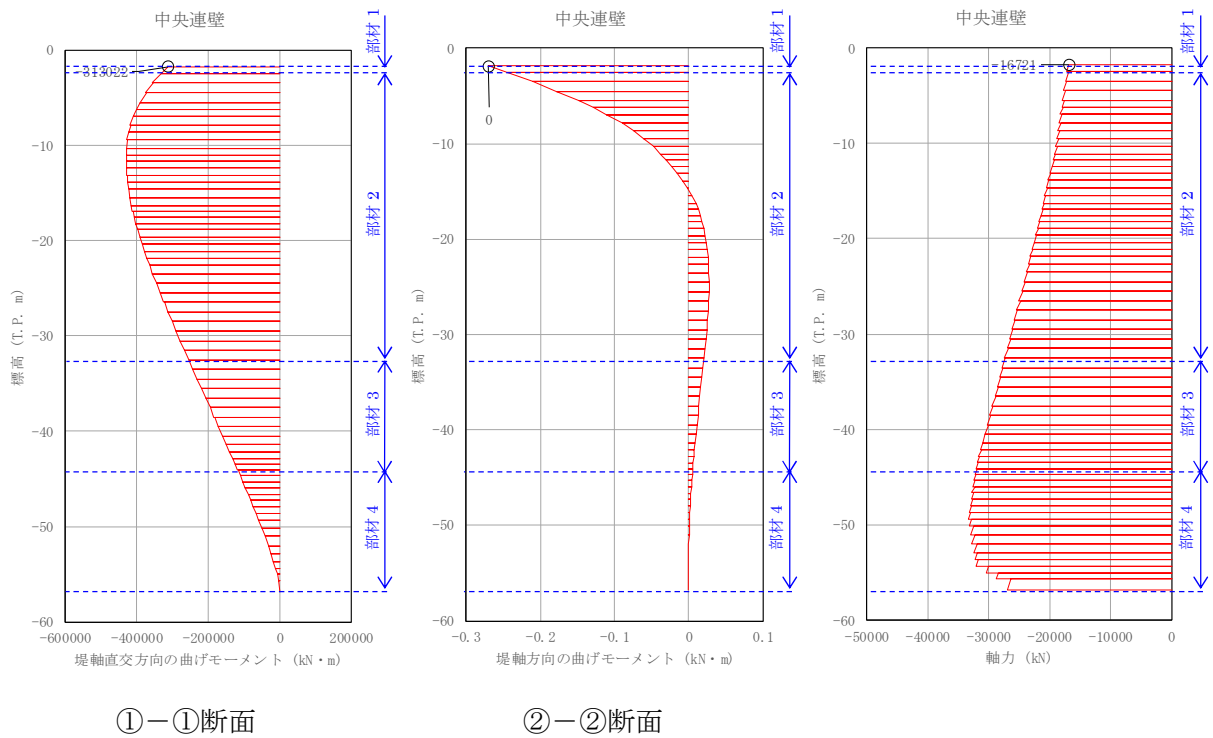


図 4.1-17 (9) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



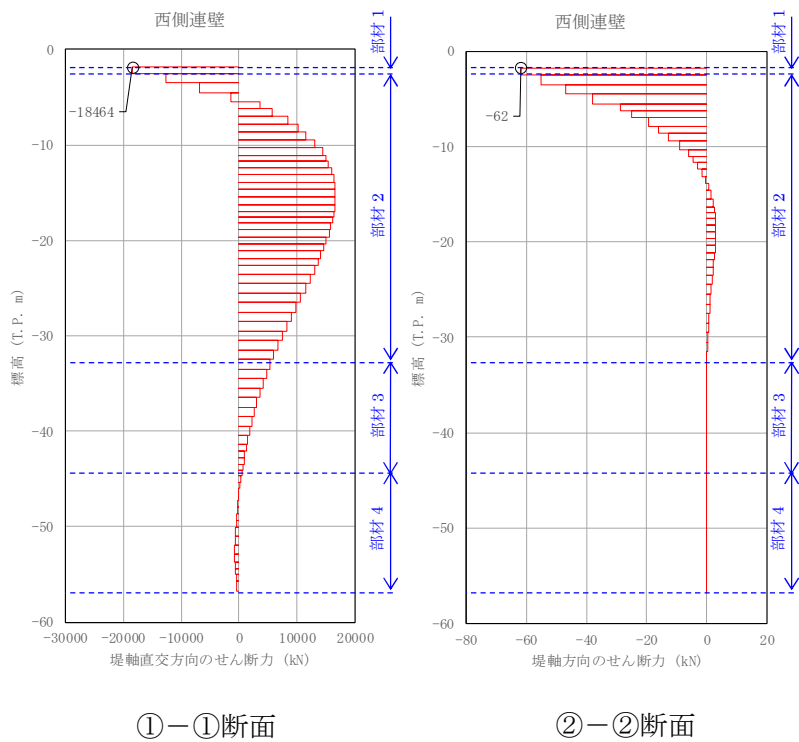
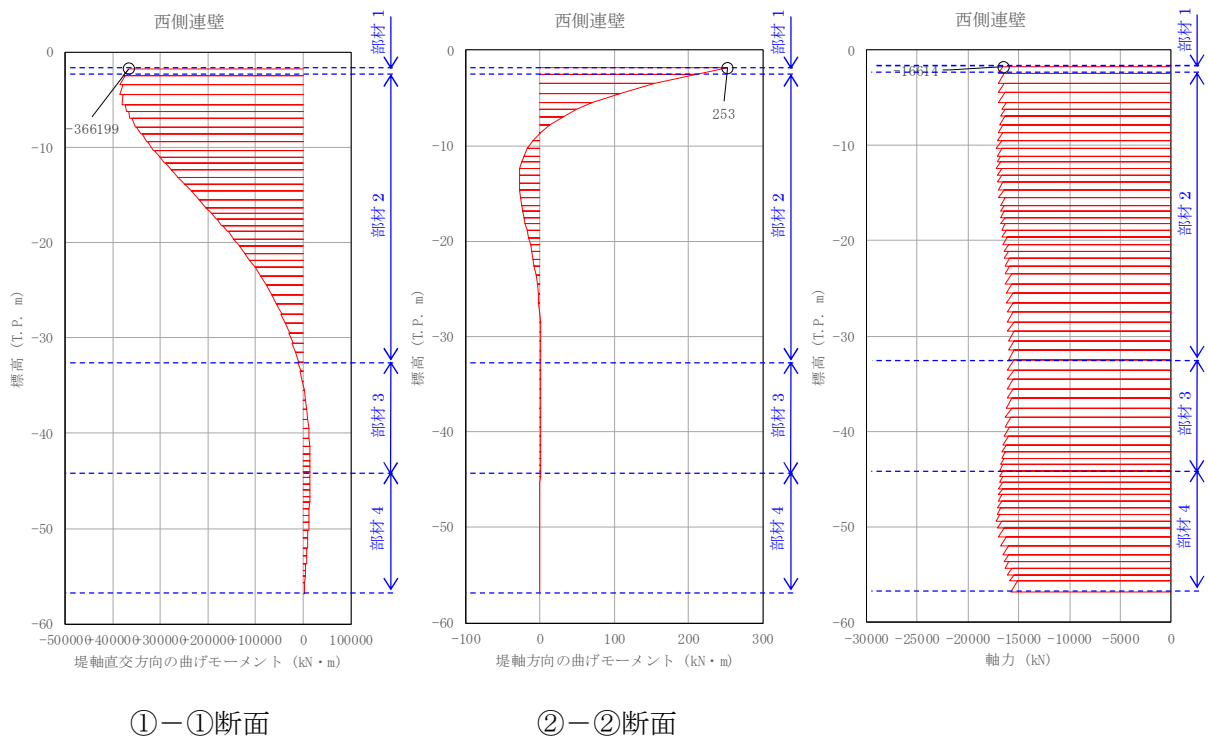


図 4.1-17 (10) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



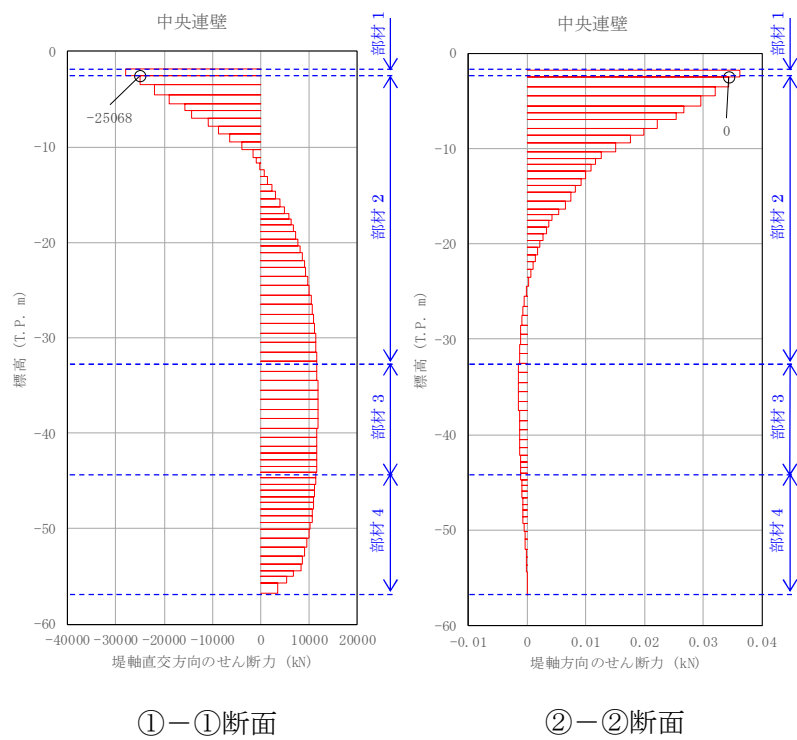
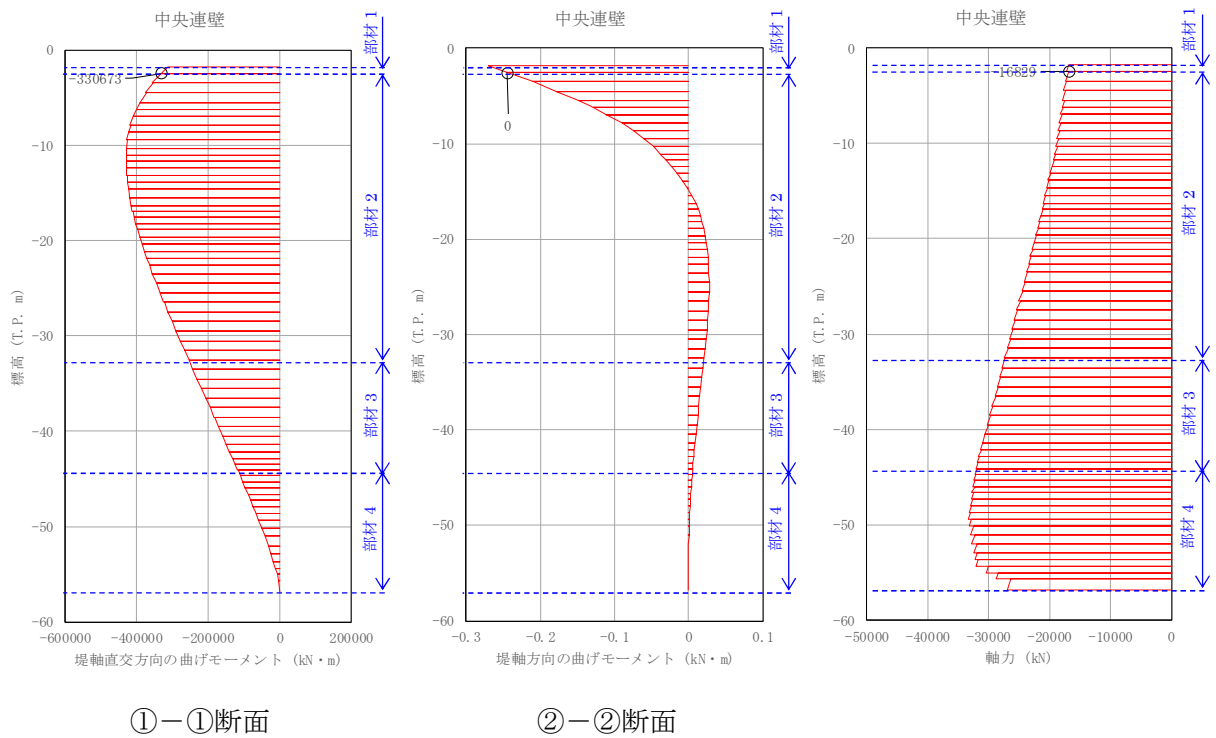


図 4.1-17 (11) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



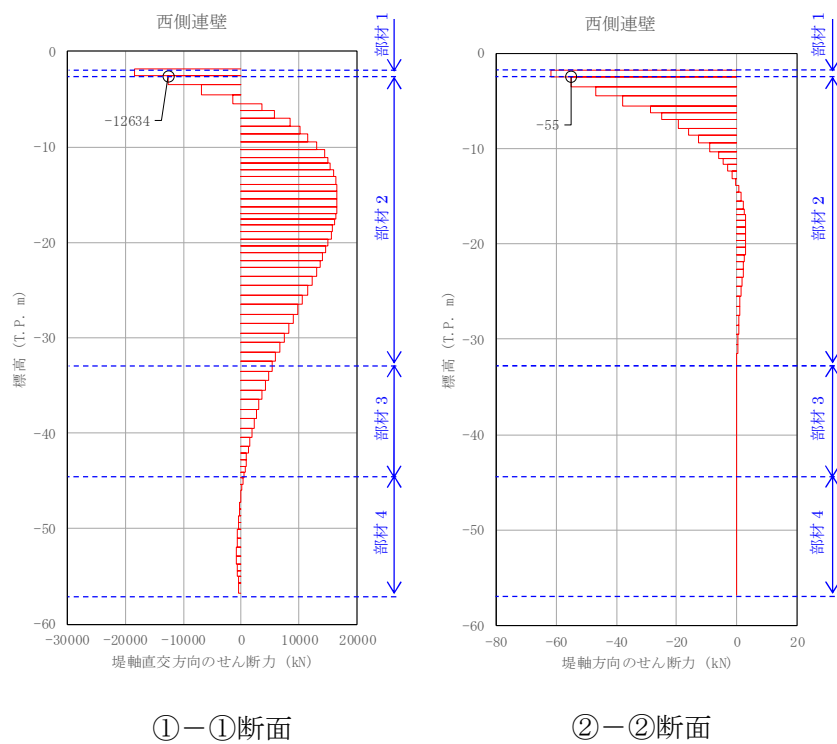
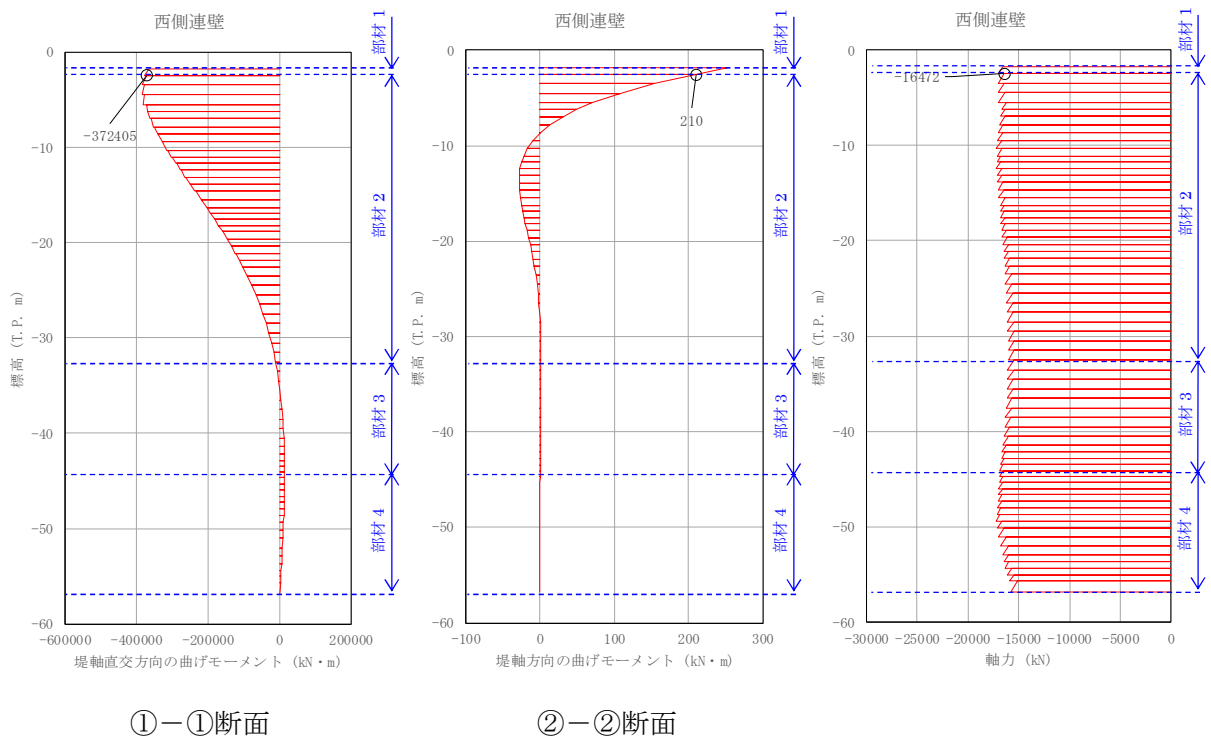


図 4.1-17 (12) 地中連続壁基礎において②－②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



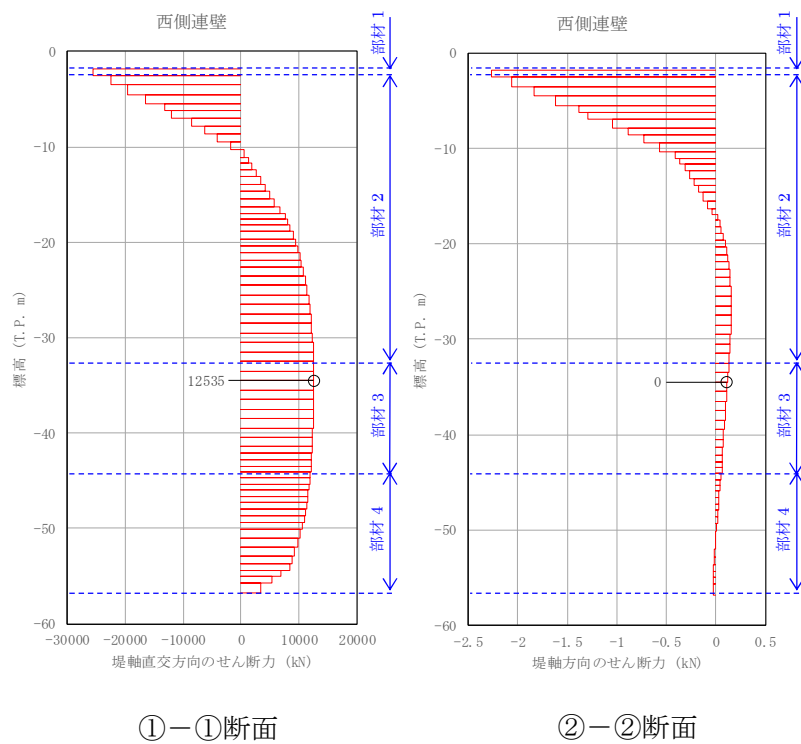
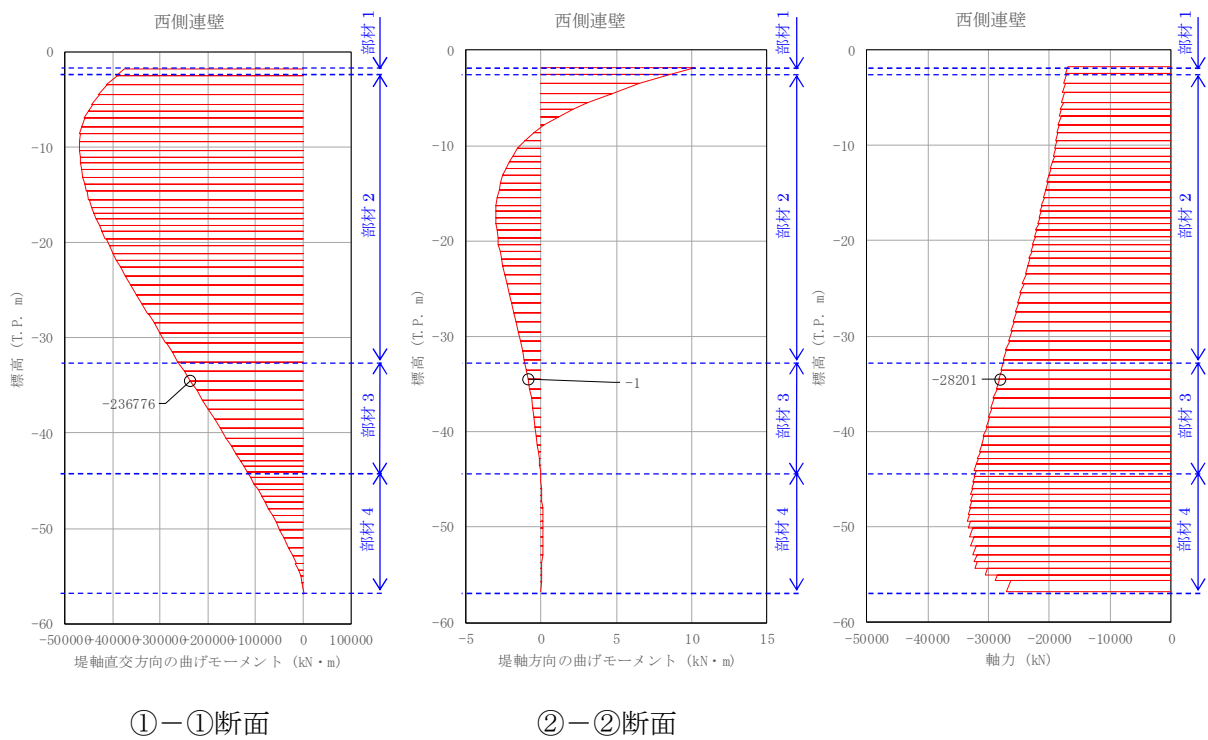


図 4.1-17 (13) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



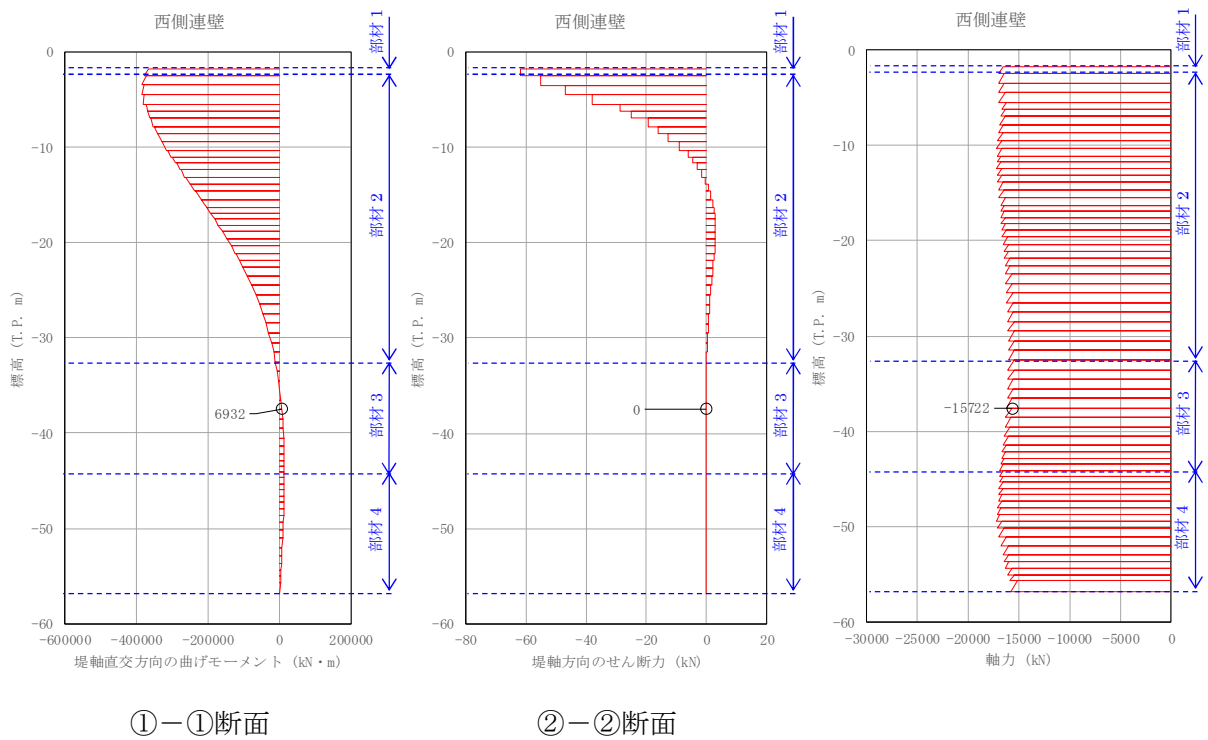


図 4.1-17 (14) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



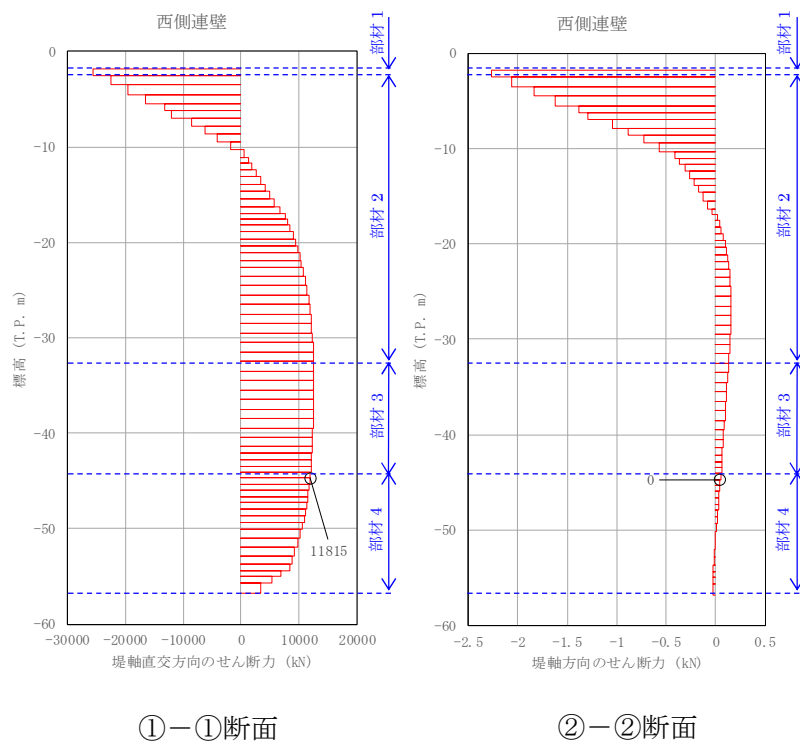
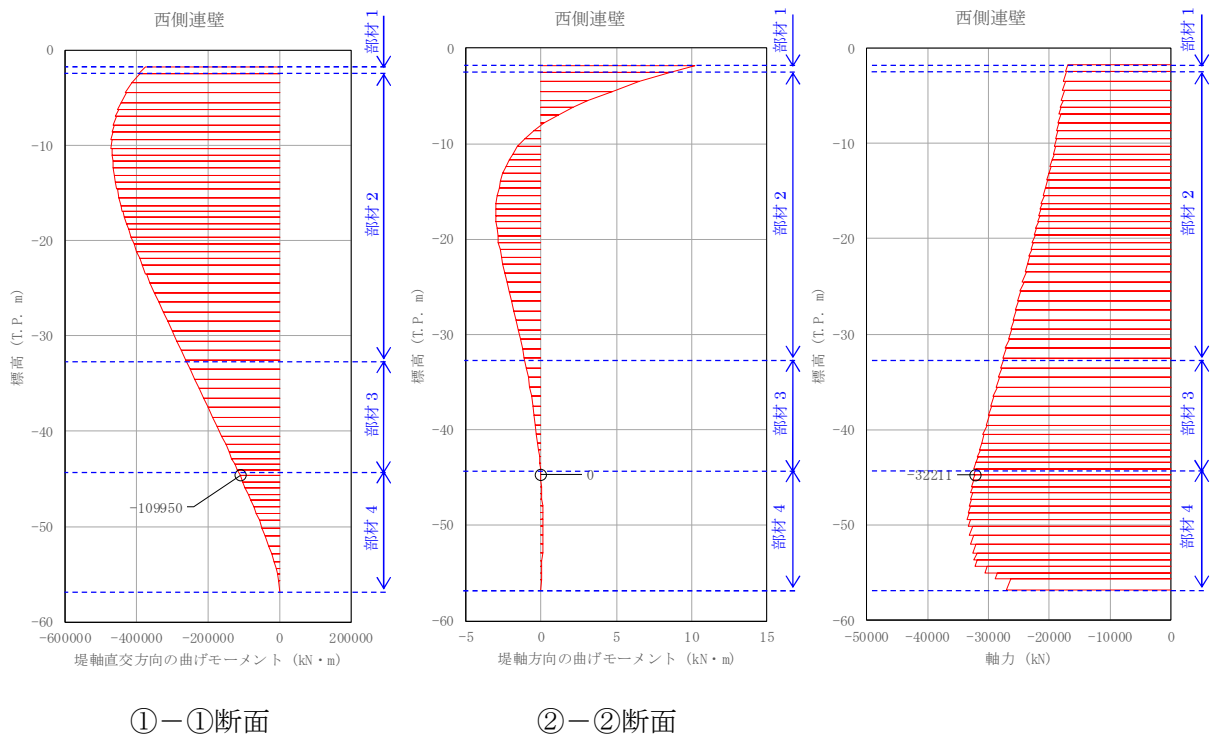


図 4.1-17 (15) 地中連続壁基礎において①—①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 4)



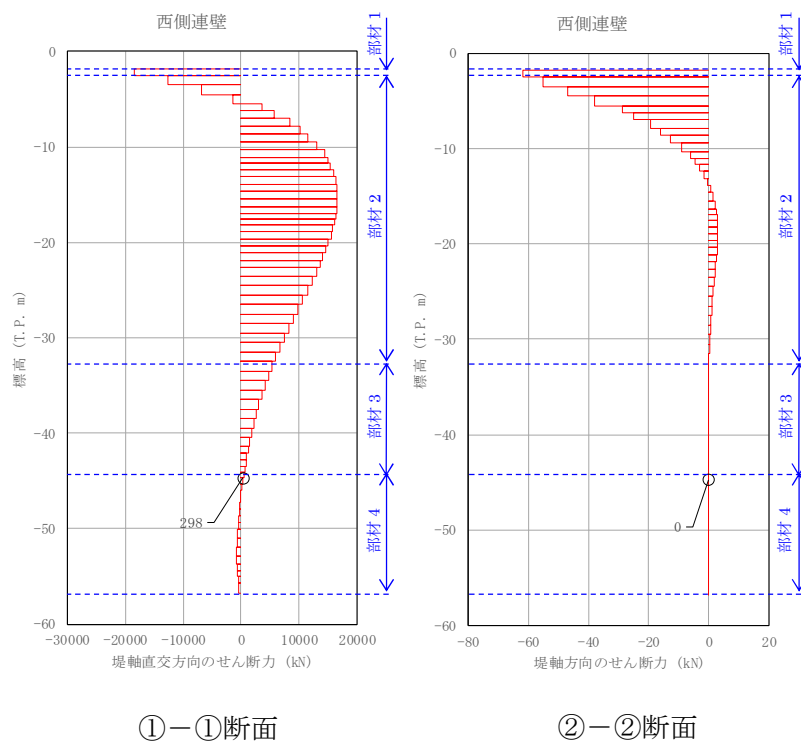
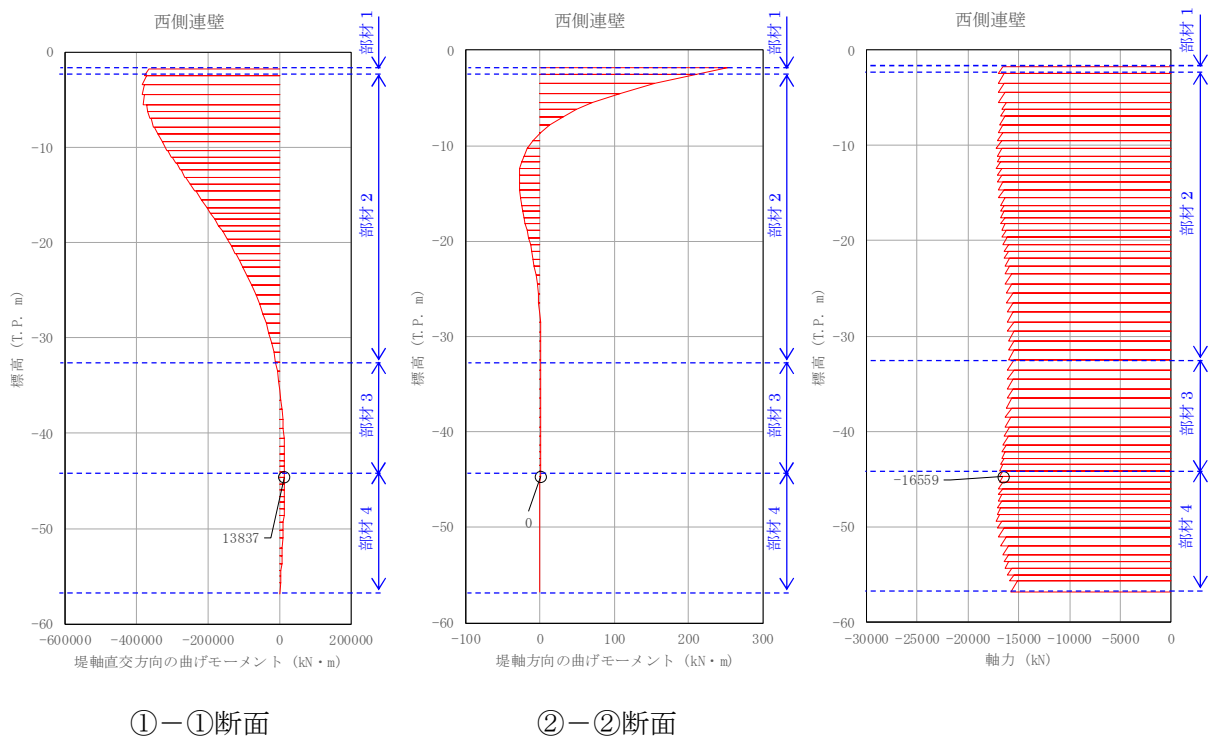


図 4.1-17 (16) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 4)



#### 4. 1. 4 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 4. 1－18 及び図 4. 1－19 に、断面諸元一覧を表

4. 1－10～表 4. 1－15 に示す。

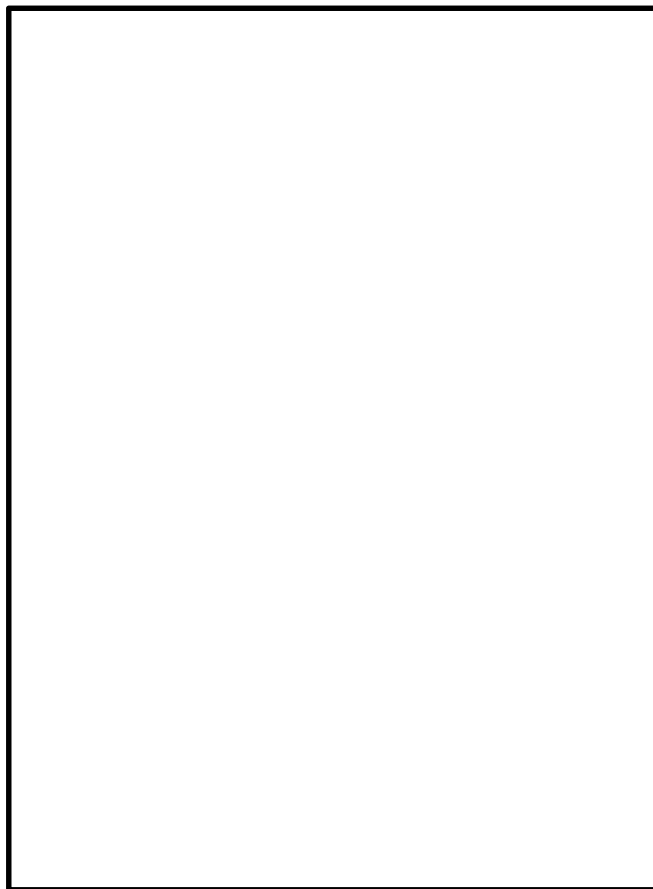


図 4. 1－18 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図

表 4. 1－10 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面（下面）				内面（上面）			
				外面 （下面）	内面 （上面）	外面 （下面）	内面 （上面）		径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	－	(mm)	－	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
フーチング	①－①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
	②－②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 4. 1－11 断面諸元一覧（せん断補強筋）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	間隔	鉄筋量	Ss
				外面（下面）	内面（上面）	外面（下面）	内面（上面）					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	－	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5800	5800	SD390	D25	600	845	300
フーチング	①－①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300
	②－②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300





図 4.1-19 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 1 : T.P-1.8m~T.P-3.0m 区間)

表 4.1-12 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.1-12 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300





図 4.1-19 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 2 : T.P-3.0m~T.P-34.0m 区間)

表 4.1-13 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588

表 4.1-13 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300



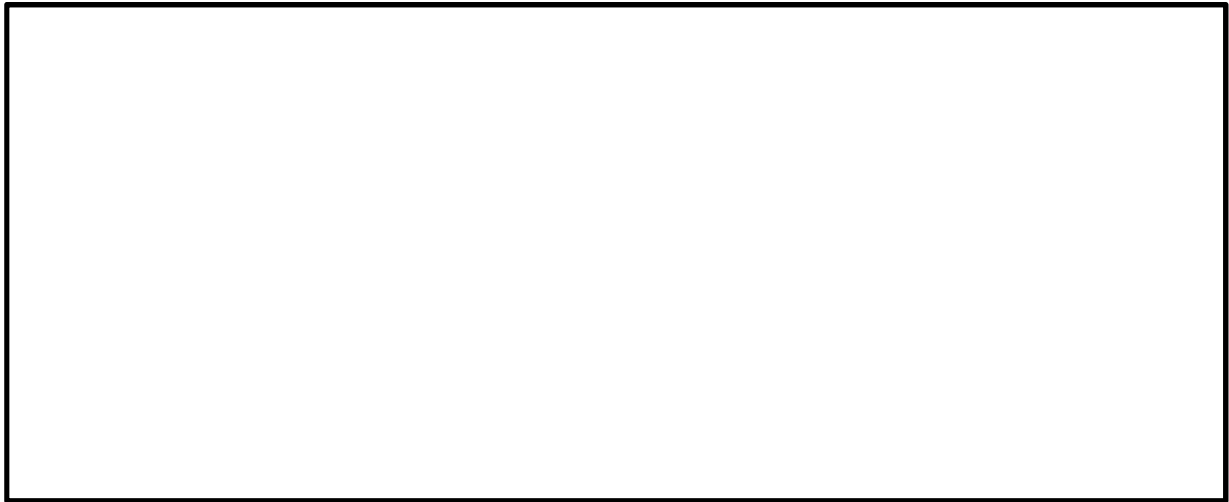


図 4.1-19 (3) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 3 : T.P-34.0m~T.P-40.0m 区間)

表 4.1-14 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.1-14 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300





図 4.1-19 (4) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 4 : T. P-40. 0m~T. P-56. 0m 区間)

表 4.1-15 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294

表 4.1-15 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



## 4.2 重畳時の強度評価結果

### 4.2.1 1次元有効応力解析結果

#### (1) ①－①断面

①－①断面における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2-1に示す。

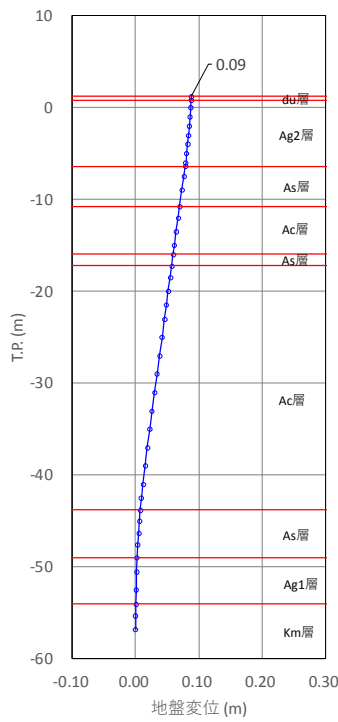
表4.2-1 1次元有効応力解析結果（①－①断面）

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
地表面最大変位 (cm)	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
地表面最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
最大せん断ひずみ	$2.70 \times 10^{-2}$	$2.54 \times 10^{-2}$	$2.82 \times 10^{-2}$	$3.77 \times 10^{-2}$	$3.58 \times 10^{-3}$	$2.90 \times 10^{-3}$

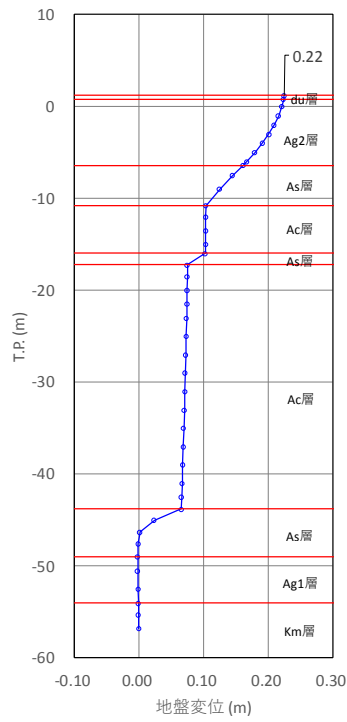
表4.2-1より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 $\sigma'_m$ 及びせん断ひずみ $\gamma$ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2-1及び図4.2-2に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2-3～図4.2-6に示す。

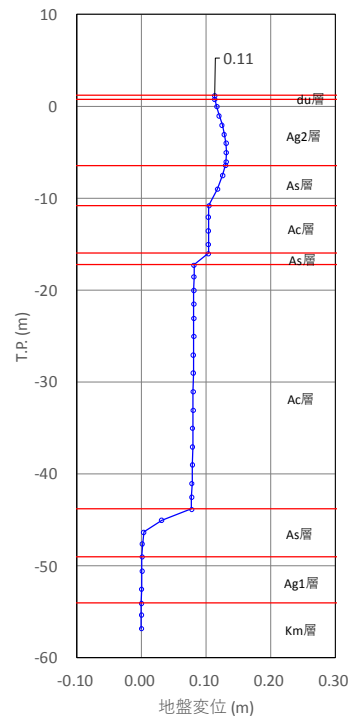




地盤バネ 3



地盤バネ 4



地盤バネ 5

図 4.2-1 地盤バネケースの地盤変位分布図 (①-①断面)

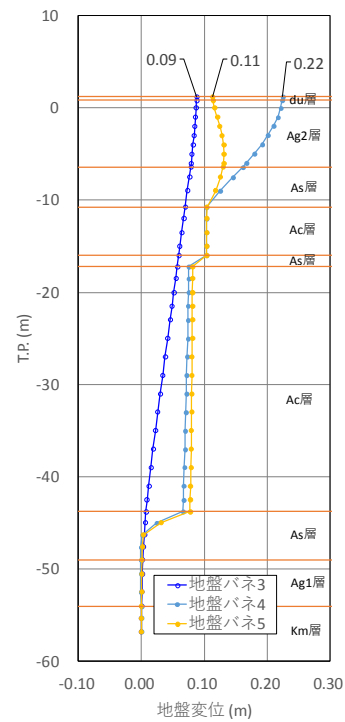


図 4.2-2 地盤バネケースの地盤変位比較図 (①-①断面)



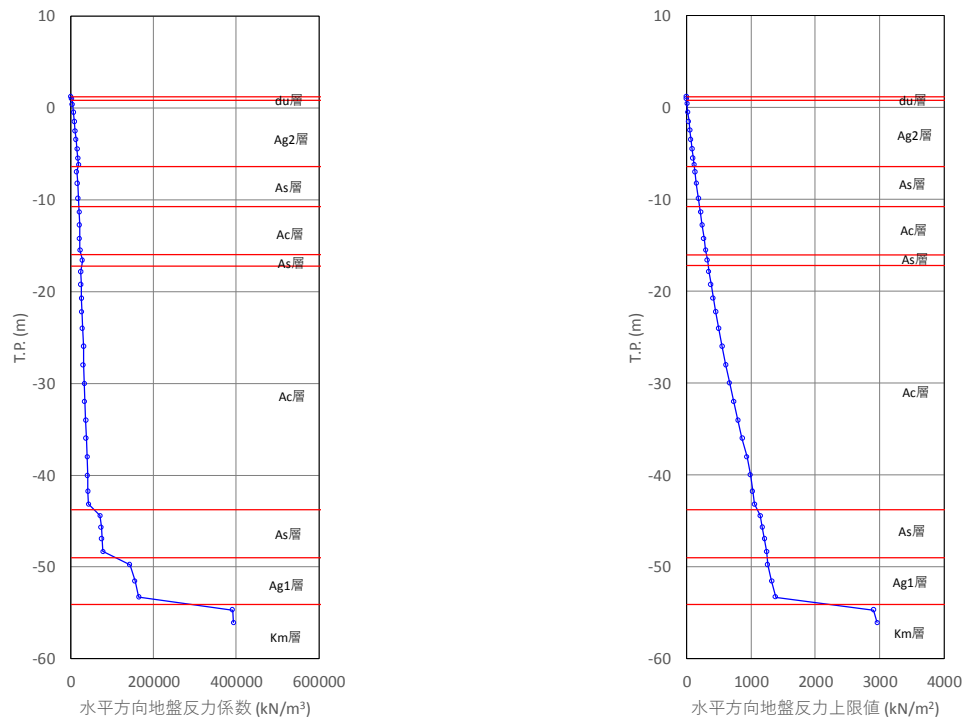


図 4.2-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（①-①断面：地盤バネ 3）

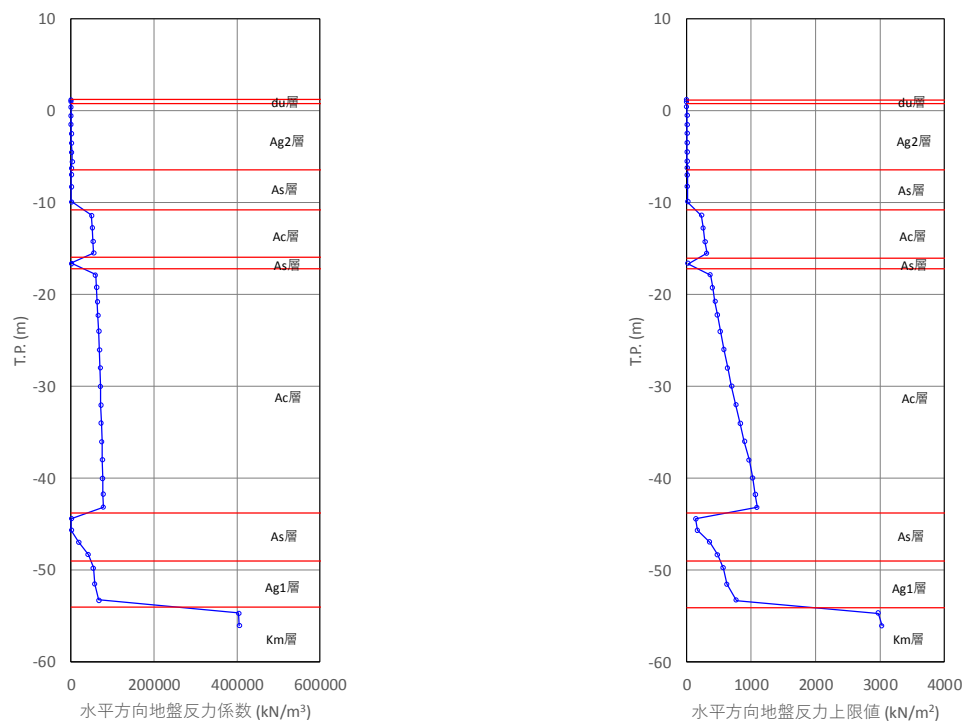


図 4.2-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（①-①断面：地盤バネ 4）



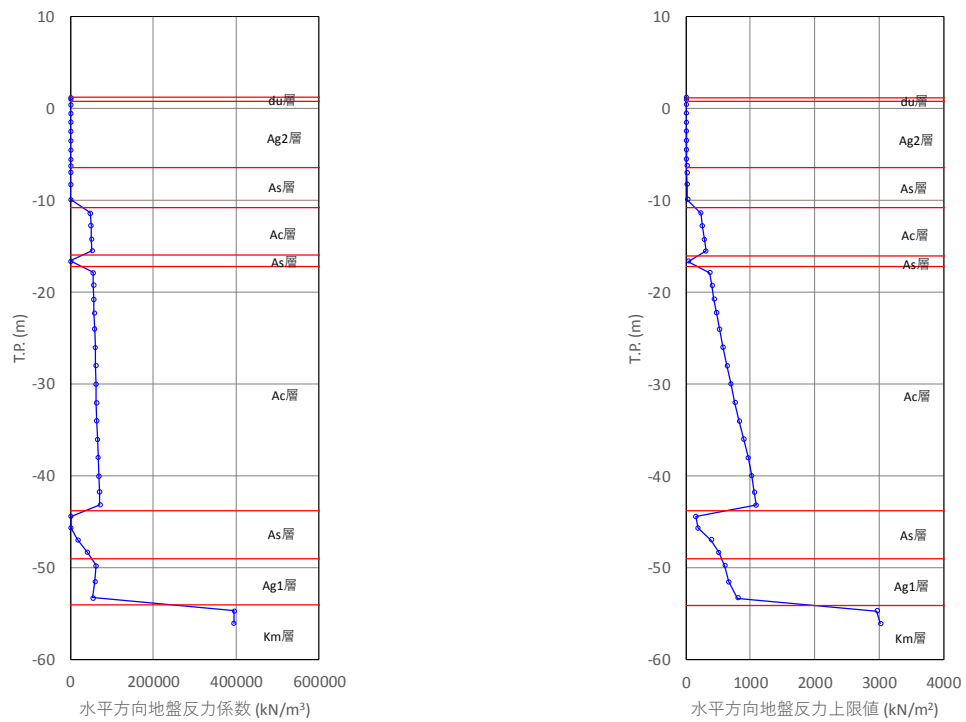


図 4.2-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (①-①断面：地盤バネ 5)

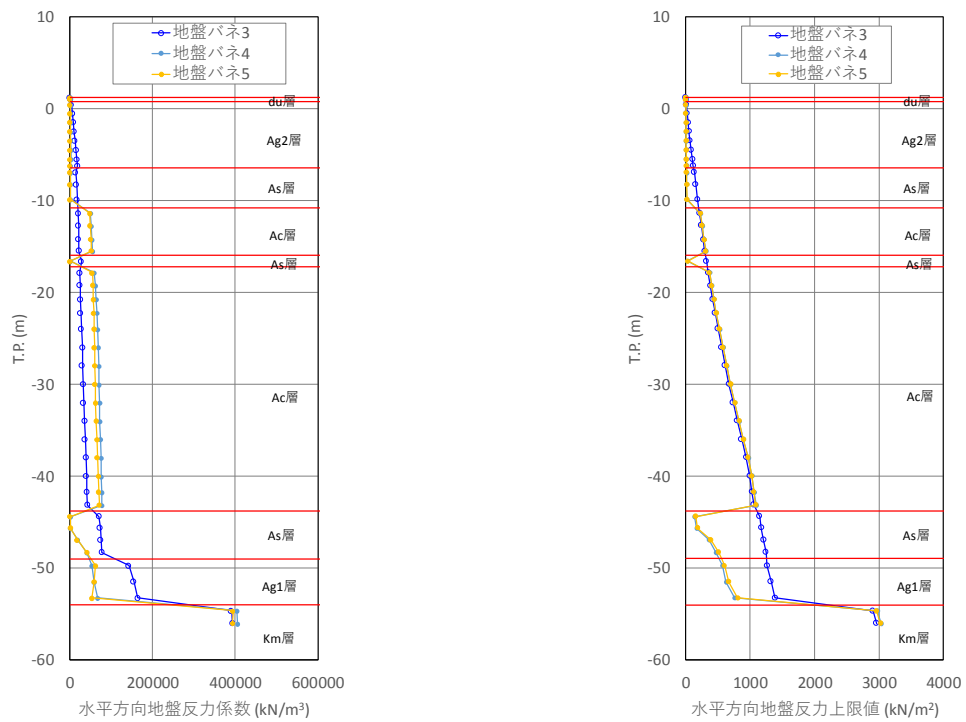


図 4.2-6 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図 (①-①断面)



(2) ②－②断面

②－②断面における 1 次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2-2 に示す。

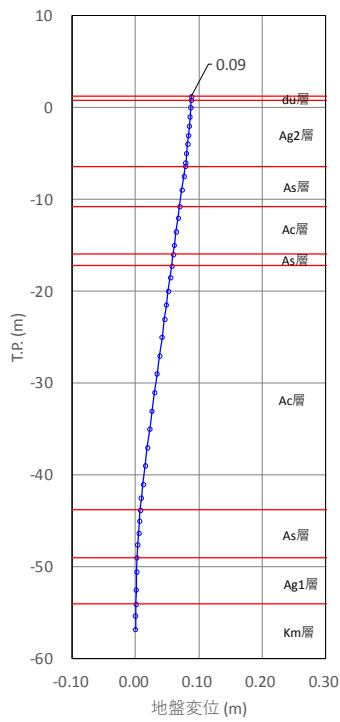
表 4.2-2 1 次元有効応力解析結果 (②－②断面)

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(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大変位 (cm)	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
地表面最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
最大せん断ひずみ	$2.70 \times 10^{-2}$	$2.54 \times 10^{-2}$	$2.82 \times 10^{-2}$	$3.77 \times 10^{-2}$	$3.58 \times 10^{-3}$	$2.90 \times 10^{-3}$

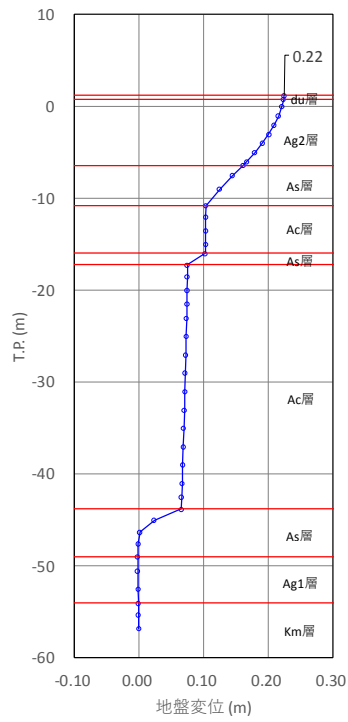
表 4.2-2 より，地盤パネ 3 は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤パネ 4 は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤パネ 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力  $\sigma'_m$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤パネを設定する。

各地盤パネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.2-7 及び図 4.2-8 に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.2-9～図 4.2-12 に示す。

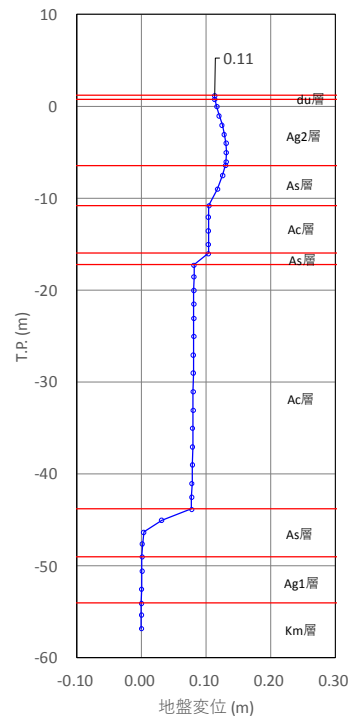




地盤バネ 3



地盤バネ 4



地盤バネ 5

図 4.2-7 地盤バネケースの地盤変位分布図 (②-②断面)

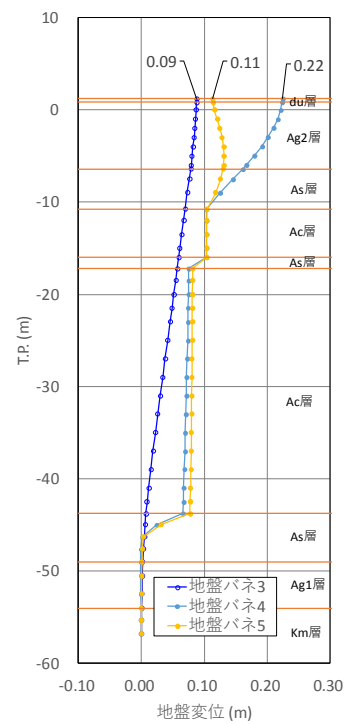


図 4.2-8 地盤バネケースの地盤変位比較図 (②-②断面)



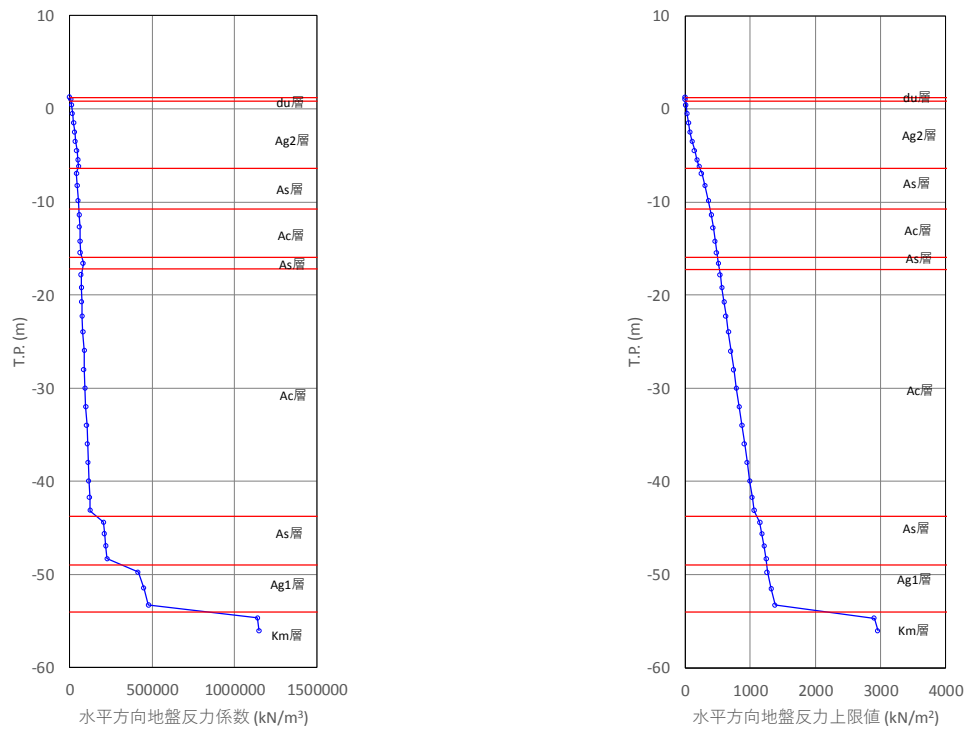


図 4.2-9 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤バネ 3)

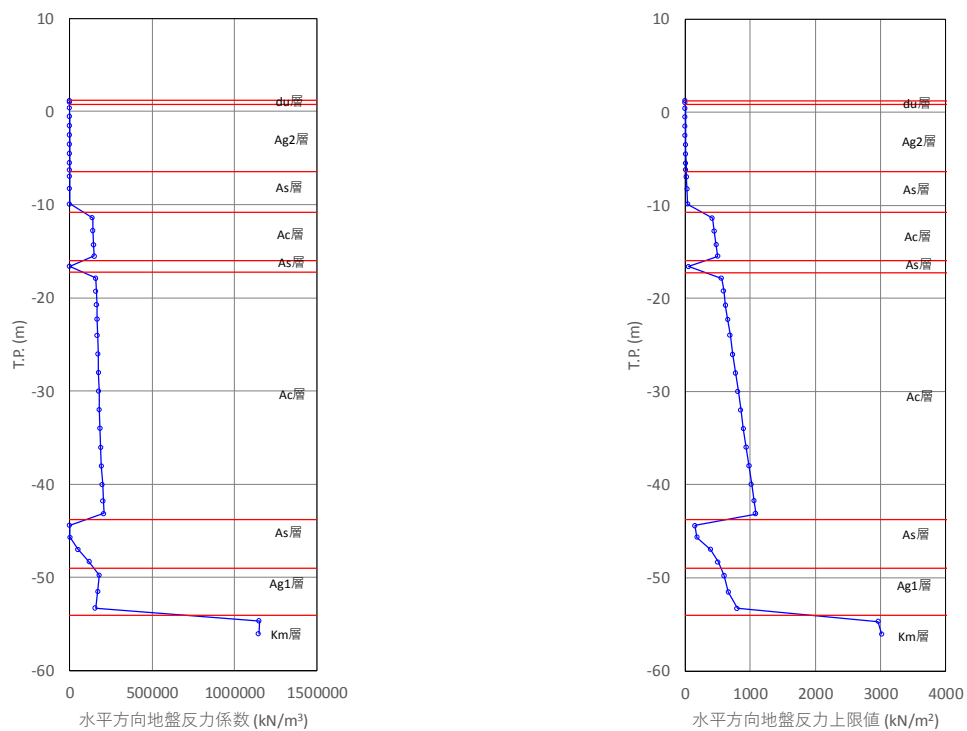


図 4.2-10 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤バネ 4)



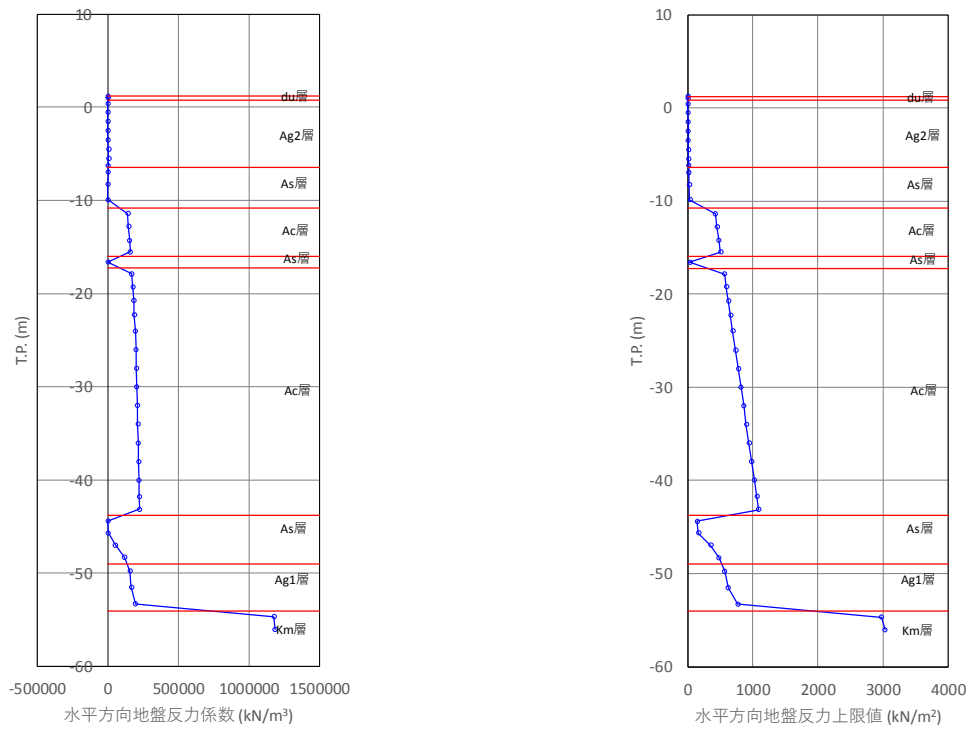


図 4.2-11 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤バネ 5)

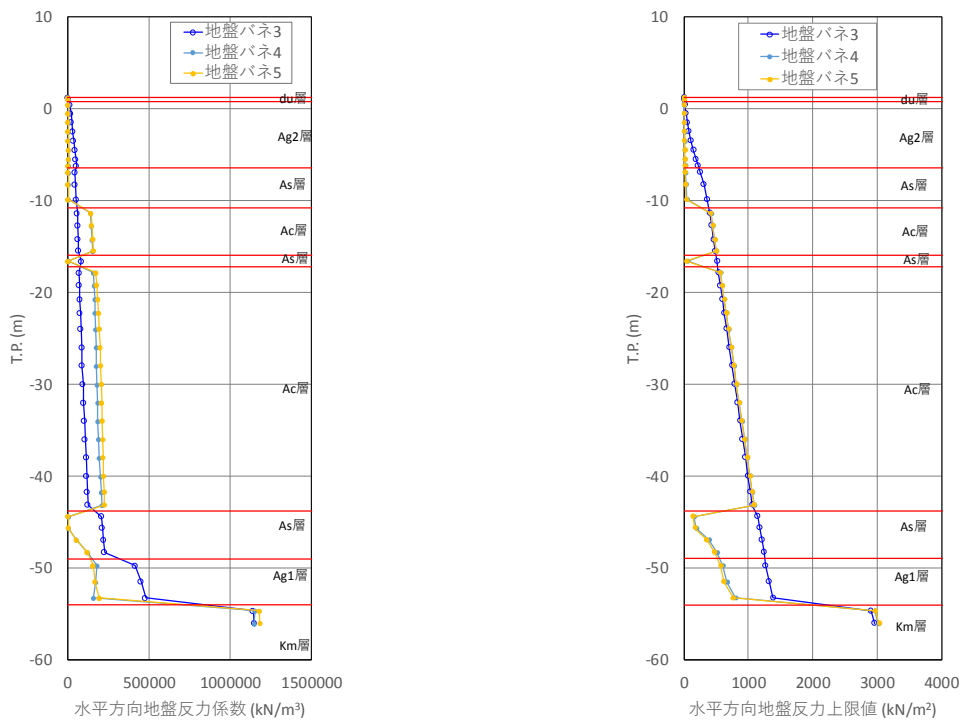


図 4.2-12 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図 (②-②断面)



各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻の地表面加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2-3 に示す。

表 4.2-3 各地盤ケースでの余震時の設計震度

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.20 (186.35cm/s <sup>2</sup> )	0.20 (189.08cm/s <sup>2</sup> )
地盤バネ 4	0.09 (82.11cm/s <sup>2</sup> )	0.19 (185.01cm/s <sup>2</sup> )
地盤バネ 5	0.09 (82.11cm/s <sup>2</sup> )	0.19 (185.01cm/s <sup>2</sup> )

上記の水平震度を用いて、次式により算出した鉄筋コンクリート防潮壁天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2-4 及び表 4.2-5 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 $\gamma_0$ ：水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_h$ ：水平震度

$h$ ：水深 (m)

$z$ ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2-4 余震時の動水圧 (基準津波時)

	防潮壁 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮壁 天端動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+1.20	0.0	29.5
地盤バネ 4				0.0	13.3
地盤バネ 5				0.0	13.3

表 4.2-5 余震時の動水圧 (T.P. +24 m 津波時)

	防潮壁 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮壁 天端動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤バネ 3	+20.0	+24.0	+1.20	16.8	40.3
地盤バネ 4				7.6	18.1
地盤バネ 5				7.6	18.1



## 4.2.2 鉄筋コンクリート防潮壁

### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.2-6 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.2-7 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.2-13～図 4.2-14 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-6 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10583	228	1.8	21	0.09
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9295	281	1.6	21	0.08
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9296	277	1.6	21	0.08

表 4.2-6 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24.0 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-19287	915	3.2	28	0.12
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17456	924	2.9	28	0.11
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17454	920	2.9	28	0.11

表 4.2-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10001	841	64.5	435	0.15
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8953	557	55.4	435	0.13
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8956	557	55.4	435	0.13

表 4.2-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（T.P. +24.0 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-18560	1743	122.0	478.5	0.26
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1401	109.2	478.5	0.23
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1402	109.3	478.5	0.23



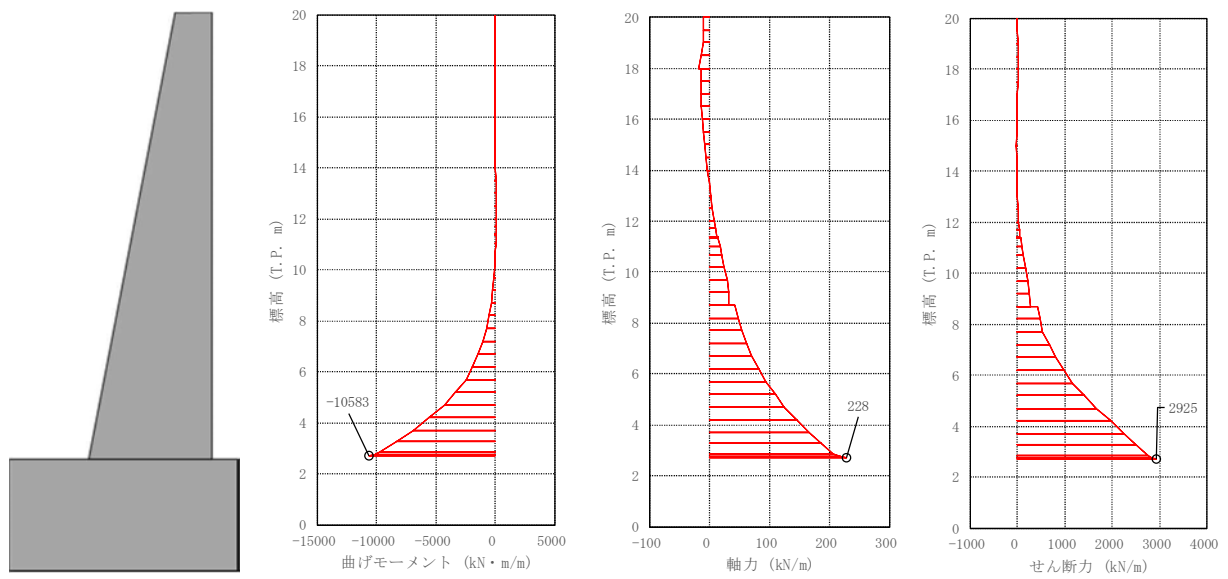


図 4.2-13 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

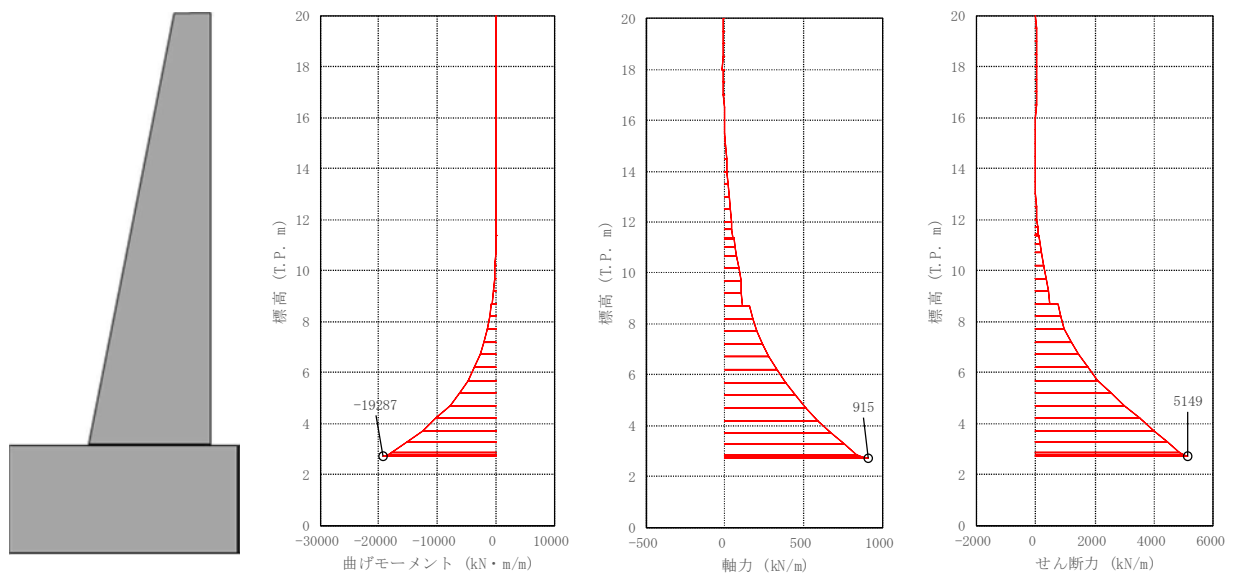


図 4.2-13 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)



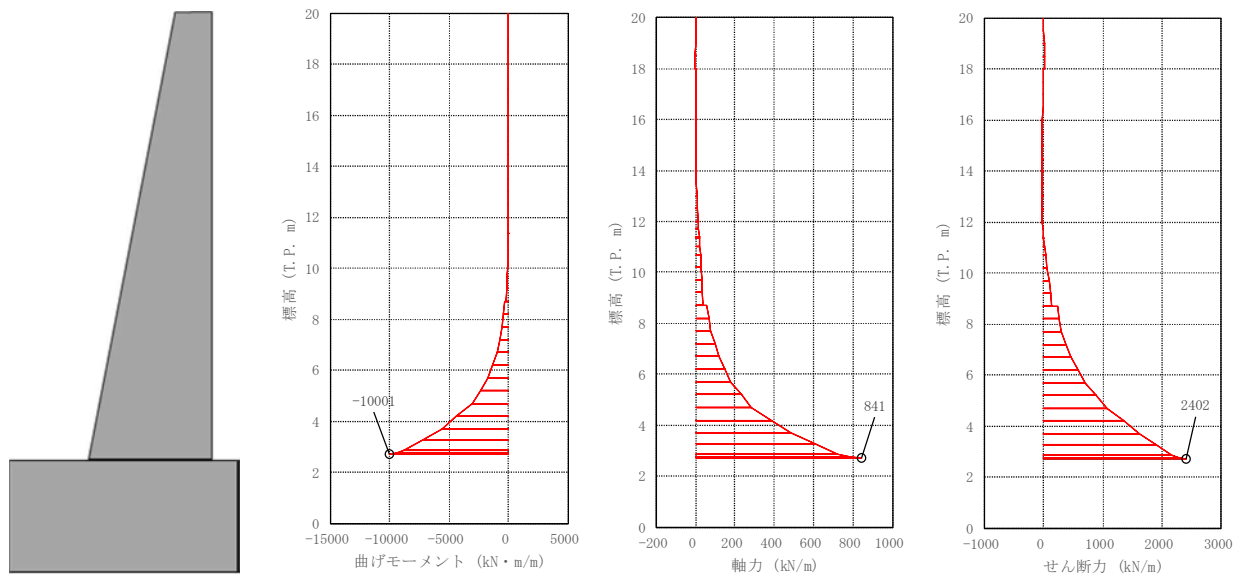


図 4.2-14 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

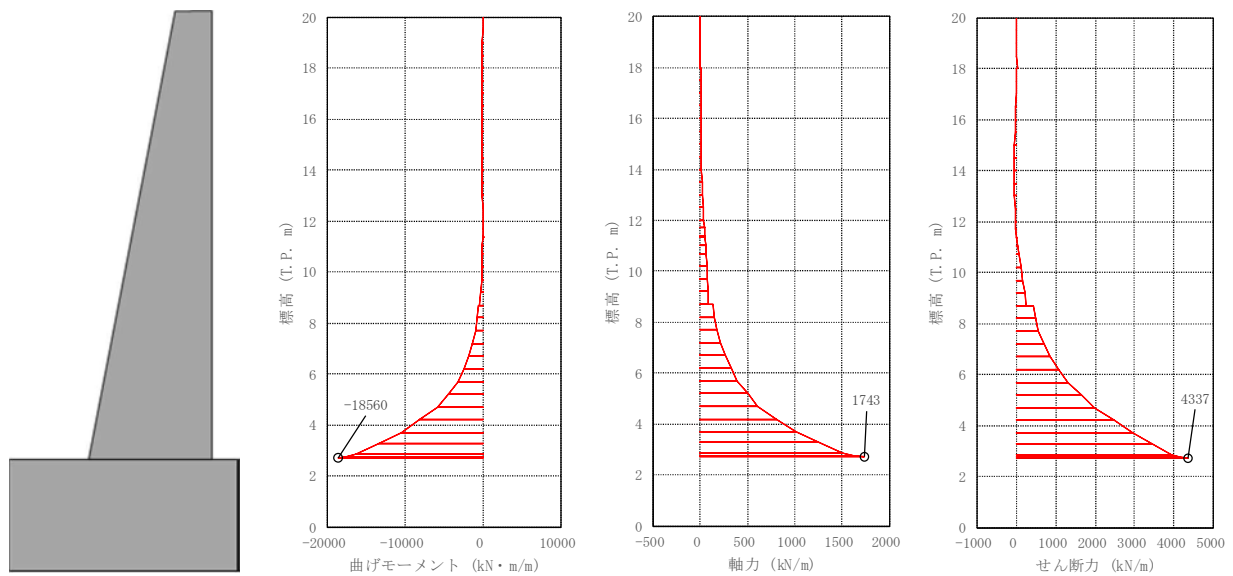


図 4.2-14 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. + 24 m 津波時)



## (2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-8 に示す。また、断面力の分布図を図 4.2-15 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-8 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	3040	6301	0.49
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2664	6301	0.43
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2664	6301	0.43

表 4.2-8 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	5347	7403	0.73
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4785	7403	0.65
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4785	7403	0.65



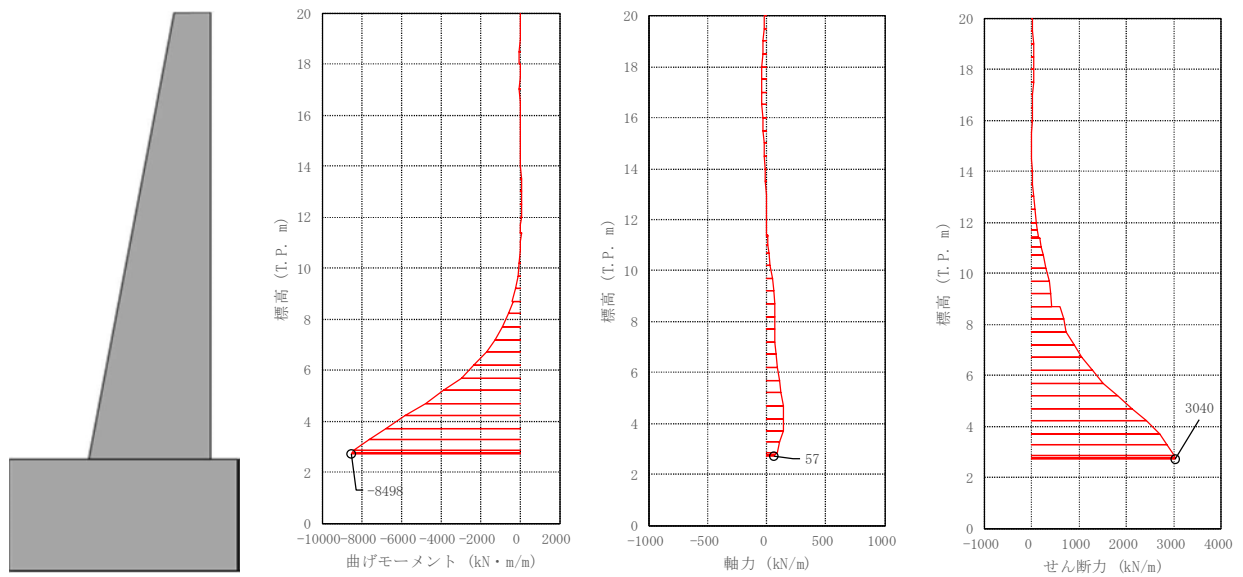


図 4.2-15 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

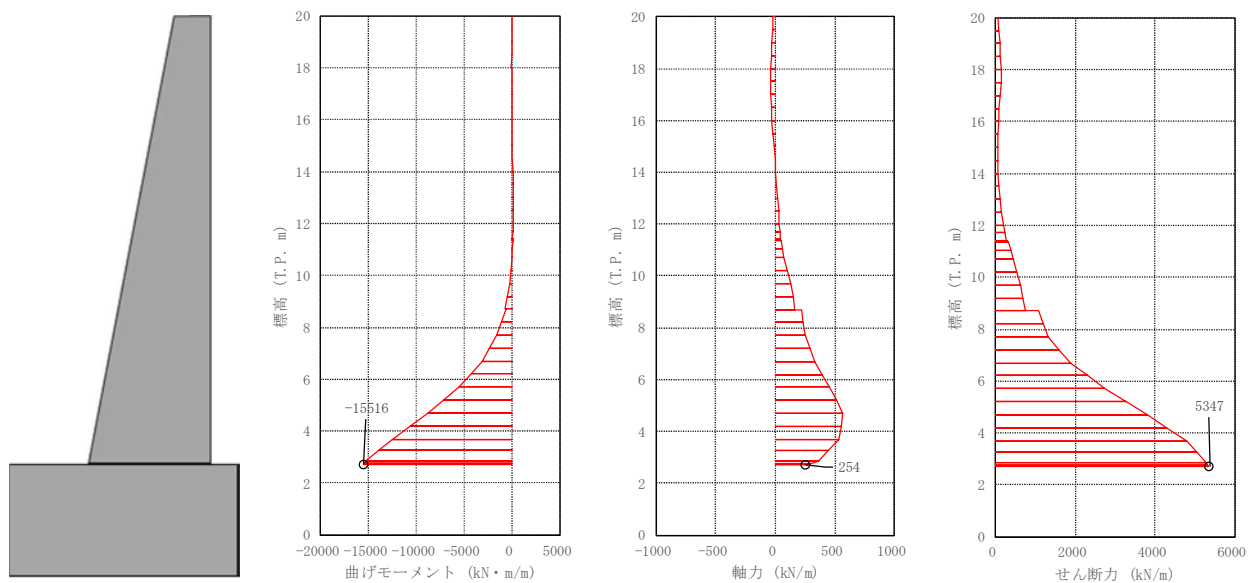


図 4.2-15 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. + 24 m 津波時)



#### 4.2.3 フーチング

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.2-9 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.2-10 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.2-16～図 4.2-17 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-9 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4082	4	1.5	21	0.08
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-5122	-1107	2.1	21	0.11
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	3548	-792	1.5	21	0.07
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4734	-952	1.9	21	0.10
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3538	-5	1.3	21	0.07
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4717	-955	1.9	21	0.10

表 4.2-9 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-7220	-84	2.7	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-9044	-1662	3.7	28	0.14
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	6675	-1406	2.7	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-8498	-1456	3.5	28	0.13
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6674	-86	2.5	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-8500	-1454	3.5	28	0.13



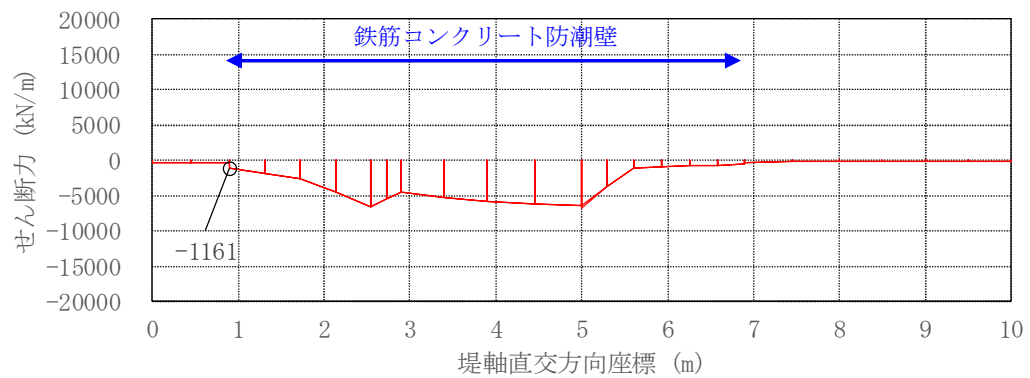
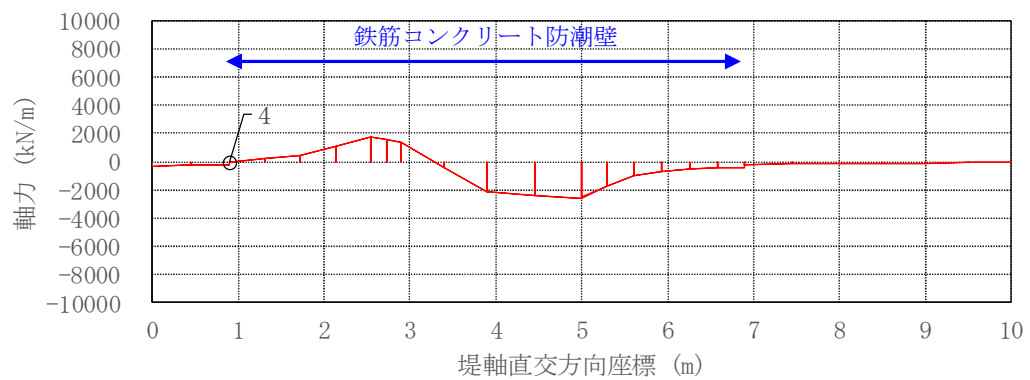
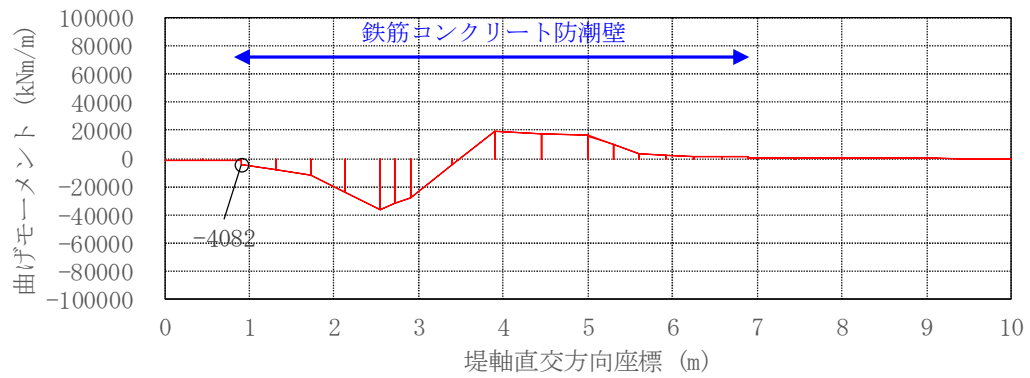
表 4.2-10 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4082	4	76.3	435	0.18
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	1535	4362	194.0	435	0.45
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3511	18	66.1	435	0.16
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	1178	3844	167.7	435	0.39
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3510	17	66.1	435	0.16
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	1168	3852	167.8	435	0.39

表 4.2-10 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-7234	56	136.9	478.5	0.29
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	4409	6655	334.2	478.5	0.70
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6510	49	123.2	478.5	0.26
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	3932	5958	298.9	478.5	0.63
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6552	48	123.9	478.5	0.26
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	3934	5956	298.8	478.5	0.63

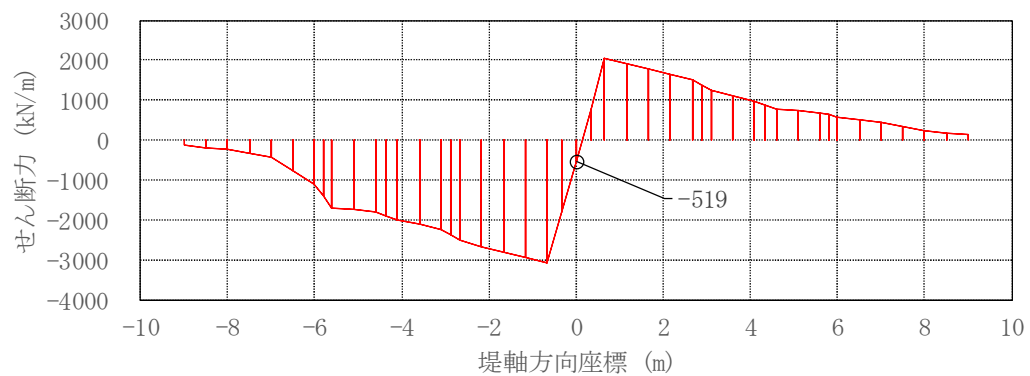
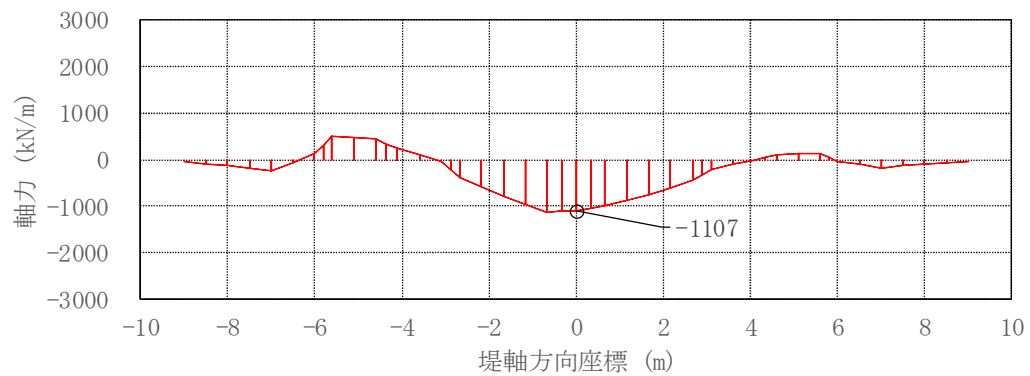
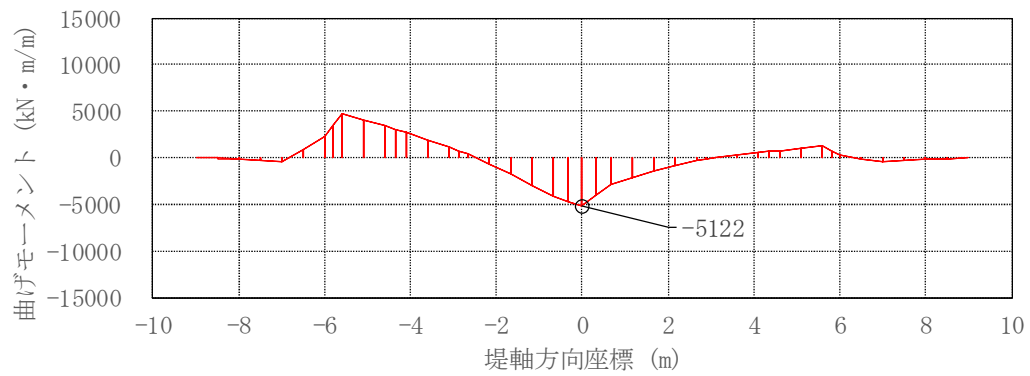




①—①断面

図 4.2-16 (1) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

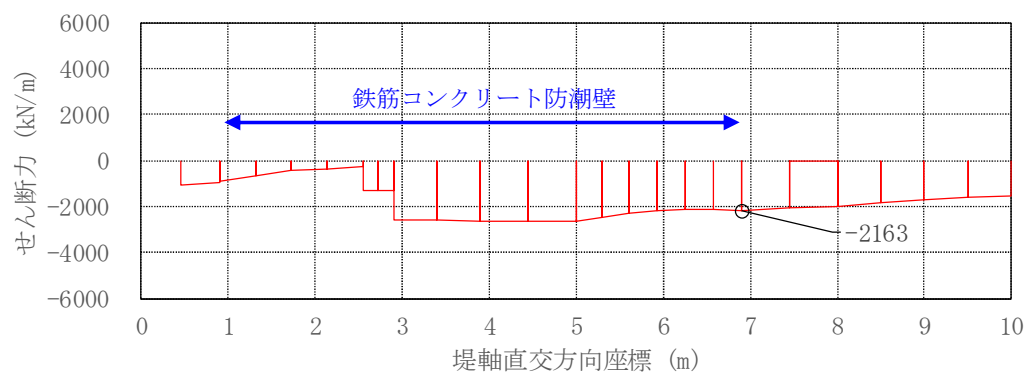
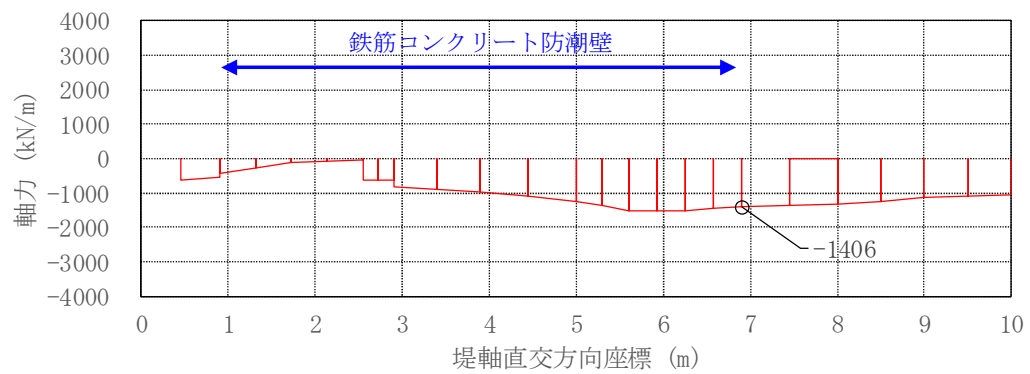
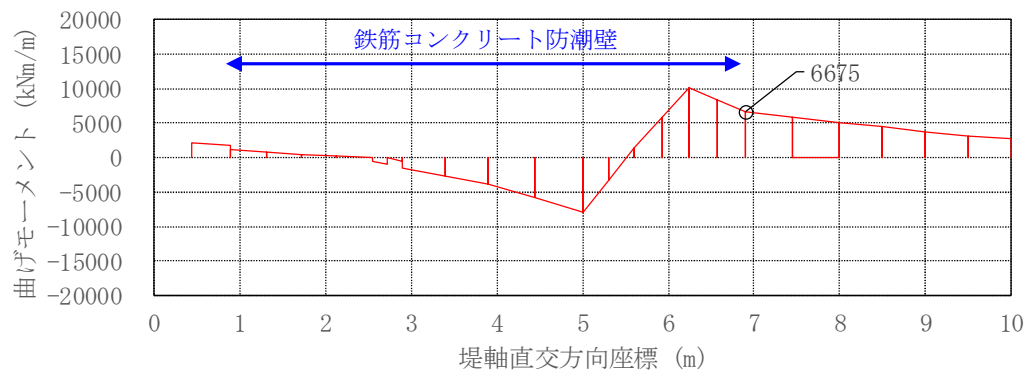




②-②断面

図 4.2-16 (2) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

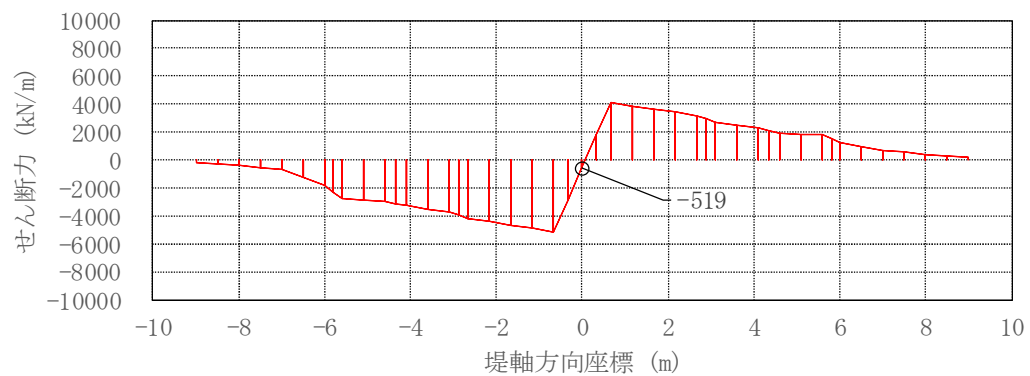
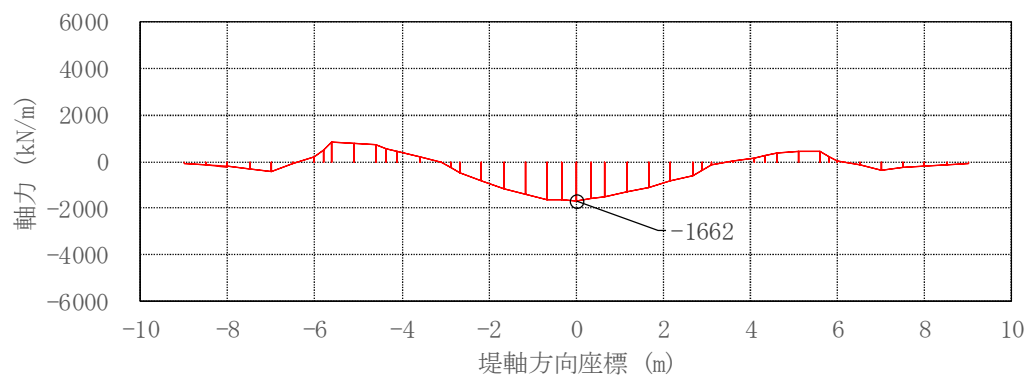
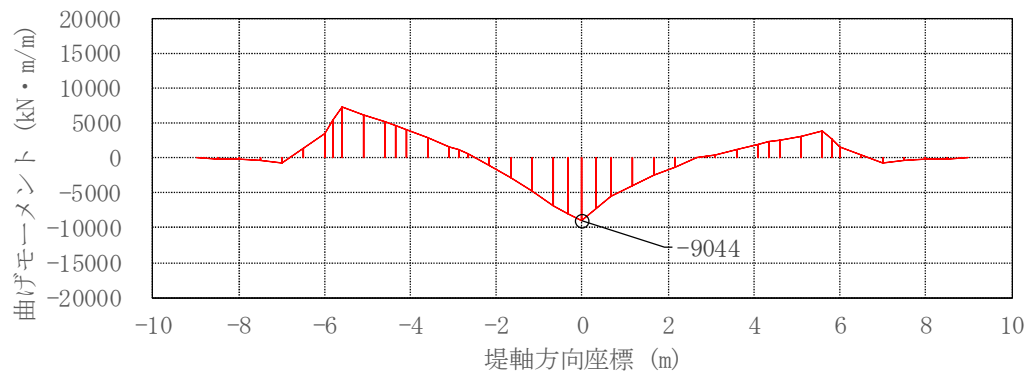




①－①断面

図 4.2-16 (3) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時 : T.P. + 24 m 津波時)

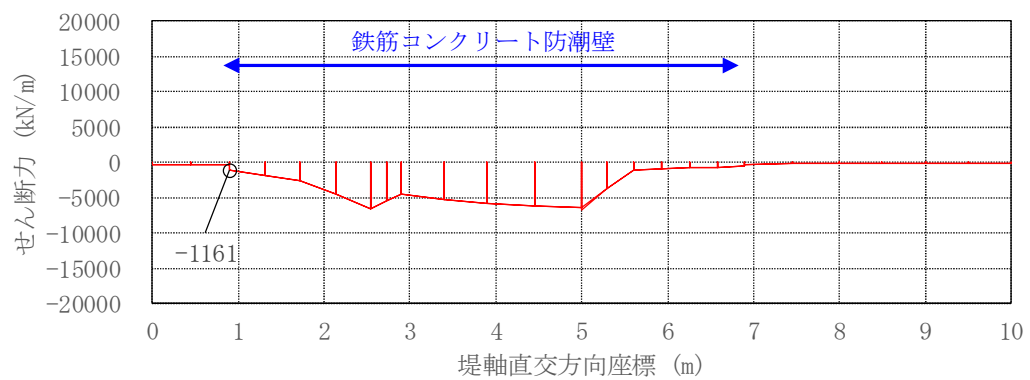
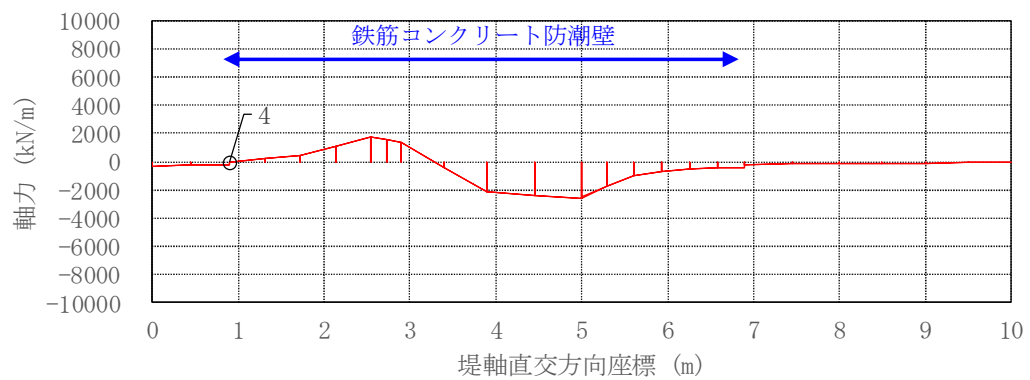
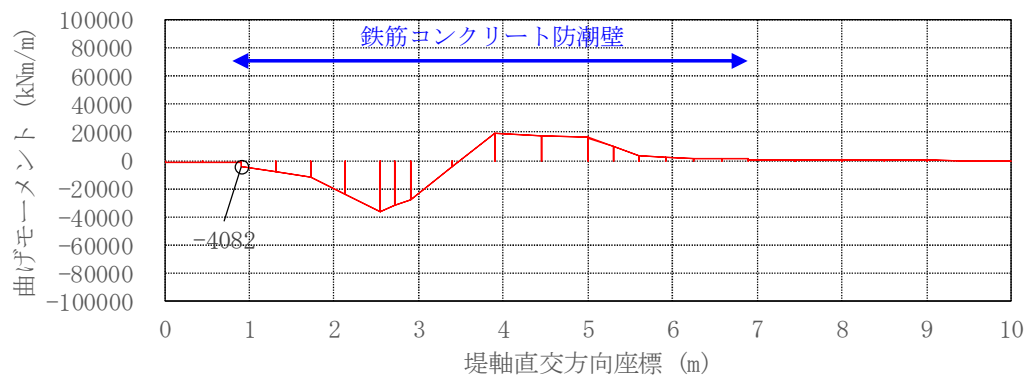




②-②断面

図 4.2-16 (4) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T. P. + 24 m 津波時)

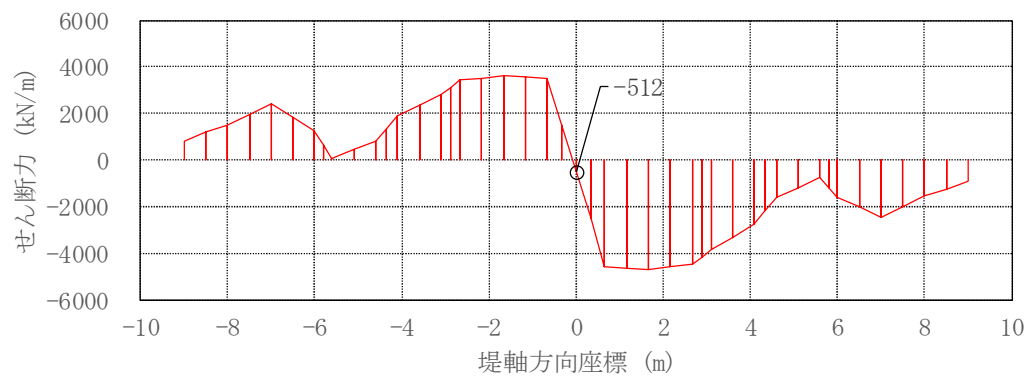
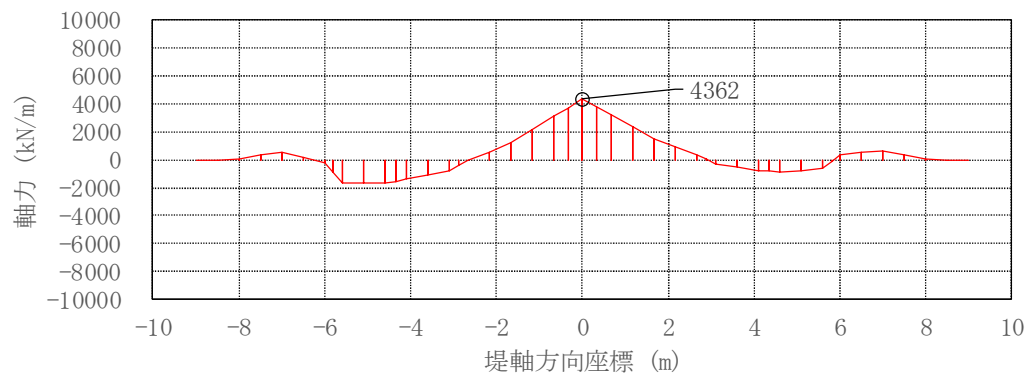
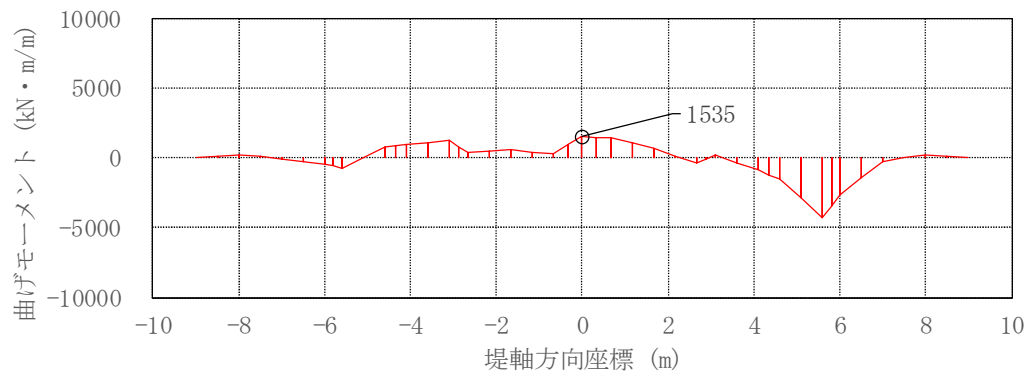




①－①断面

図 4.2-17 (1) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

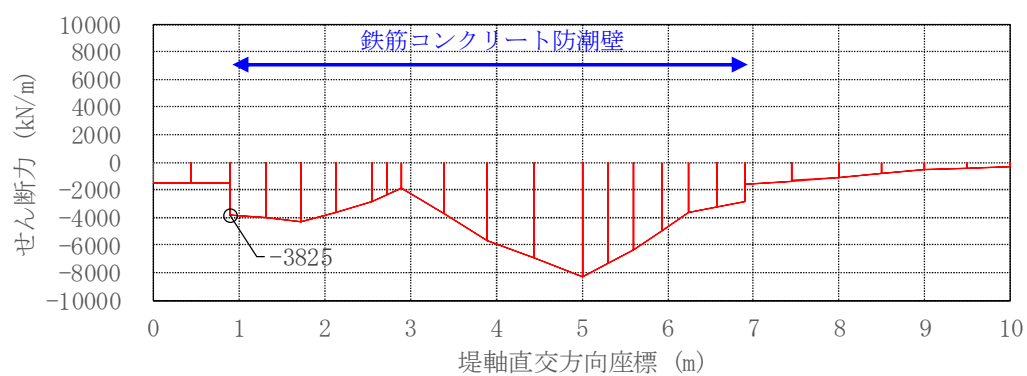
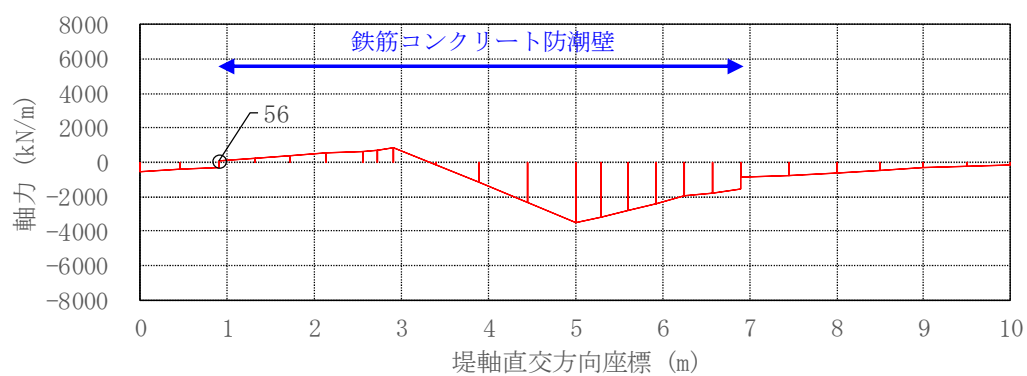
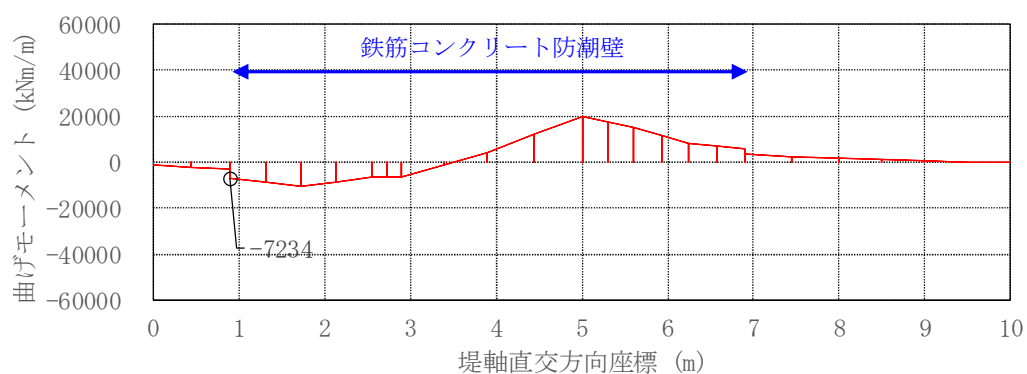




②-②断面

図 4.2-17 (2) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

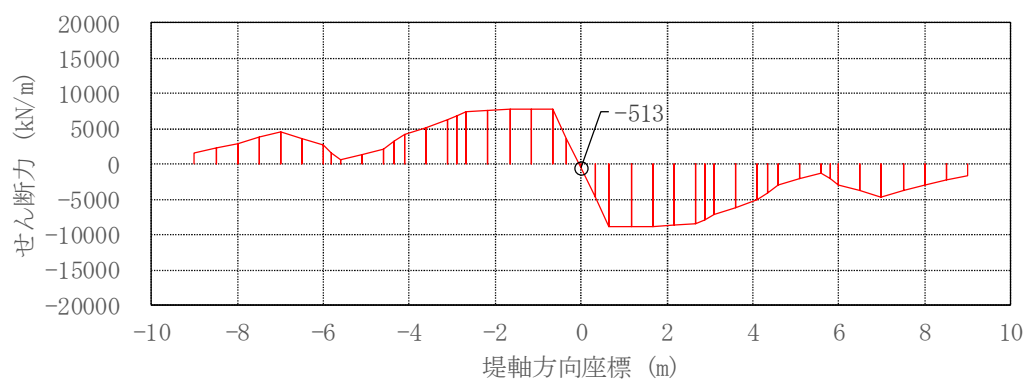
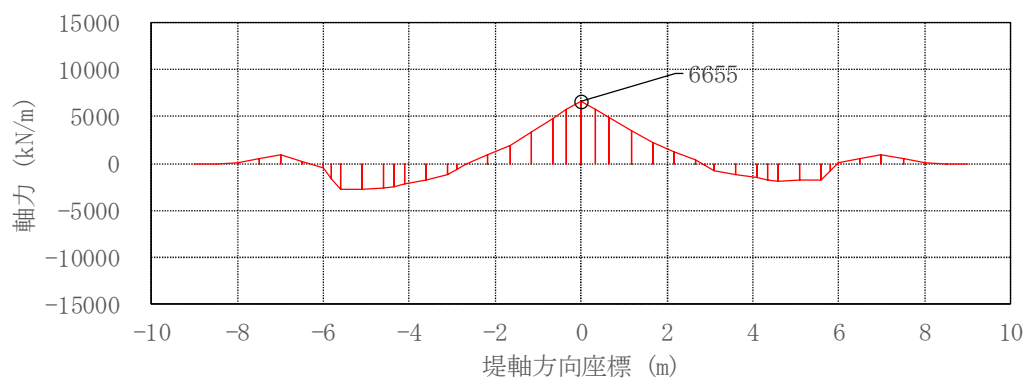
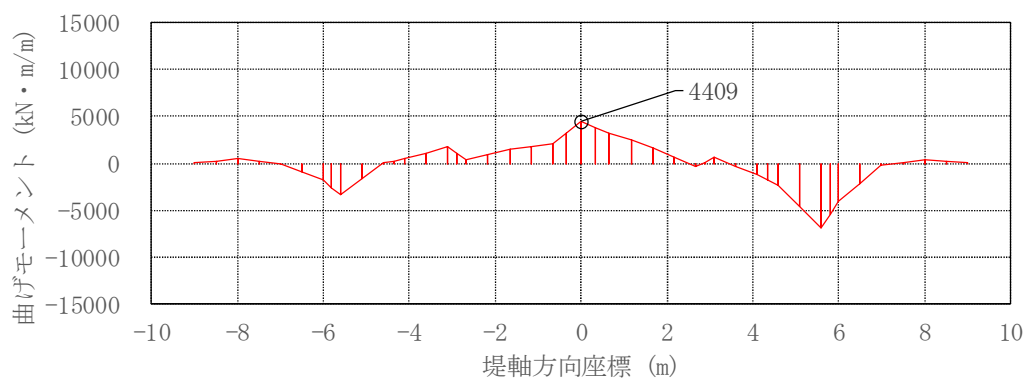




①-①断面

図 4.2-17 (3) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時)





②-②断面

図 4.2-17 (4) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：T.P. +24 m 津波時)



## (2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-11 に示す。また、断面力の分布図を図 4.2-18 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

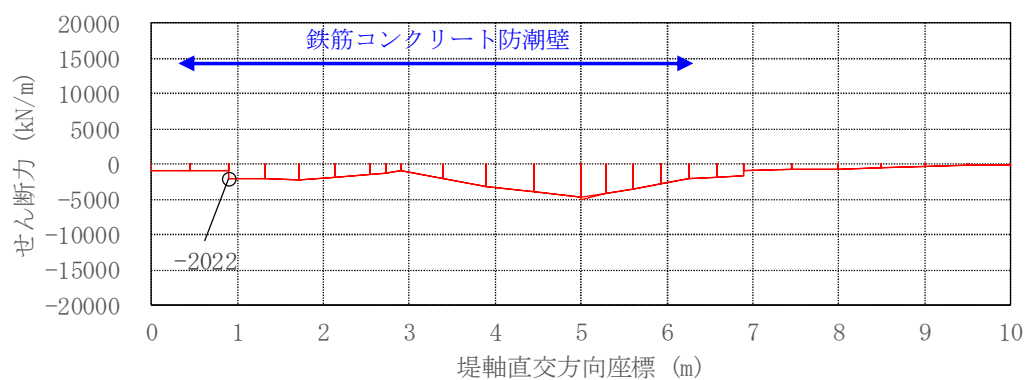
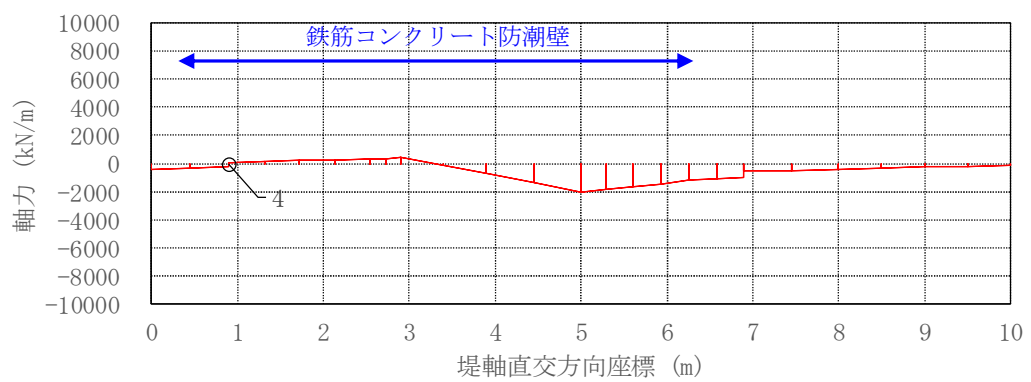
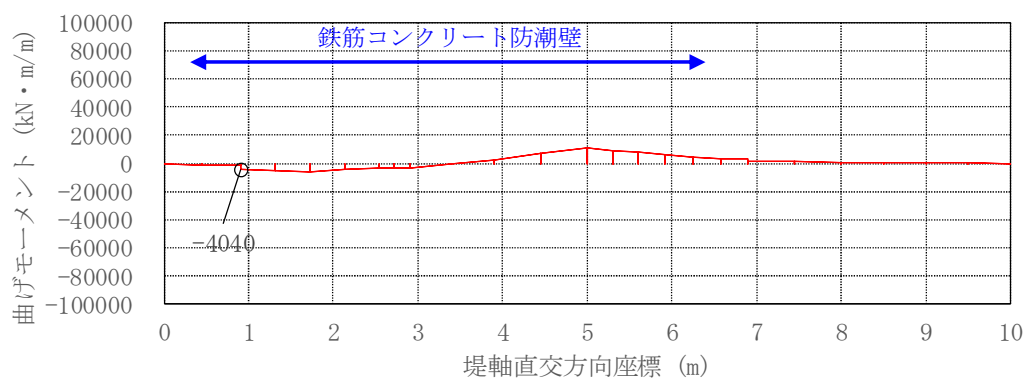
表 4.2-11 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	2022	4027	0.51
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	4693	9788	0.48
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1756	4027	0.44
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	4019	9788	0.42
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1756	4027	0.44
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	3999	9788	0.41

表 4.2-11 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3825	4790	0.80
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8915	11127	0.81
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3450	4790	0.73
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8037	11127	0.73
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3468	4790	0.73
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8028	11127	0.73

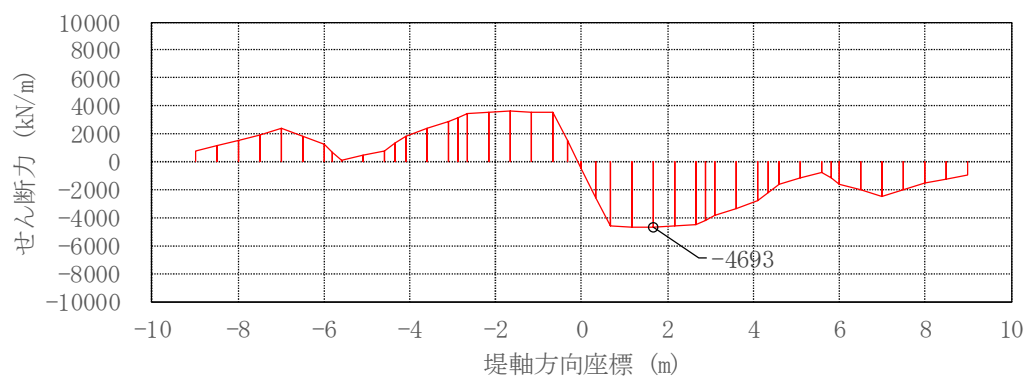
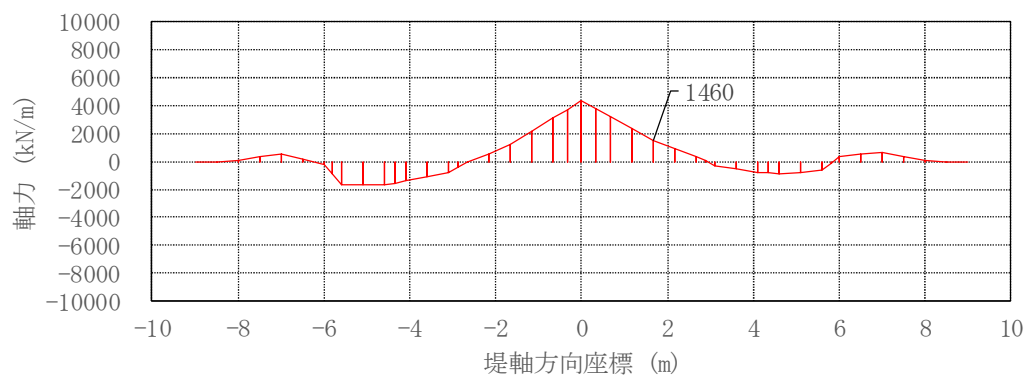
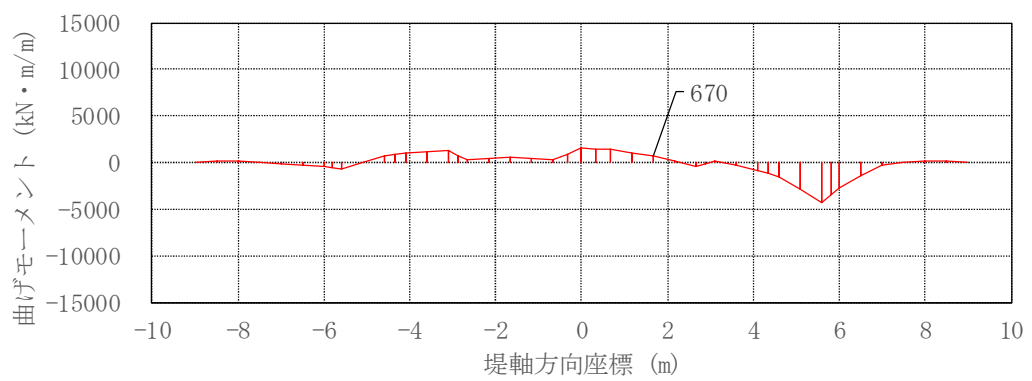




①-①断面

図 4.2-18 (1) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

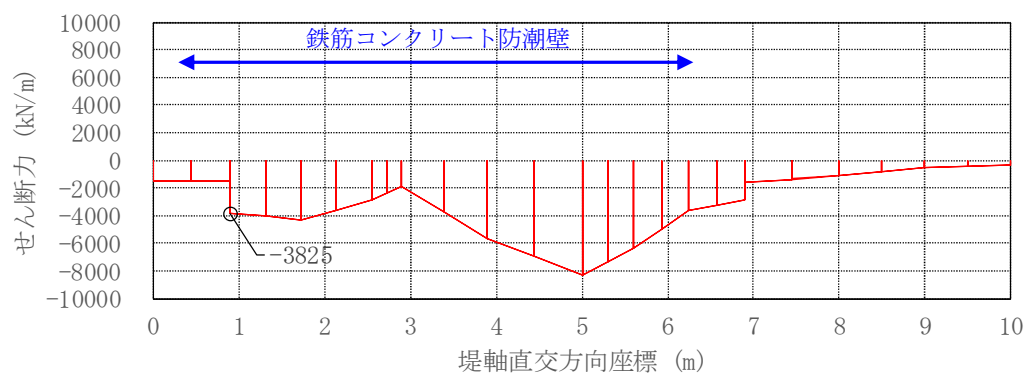
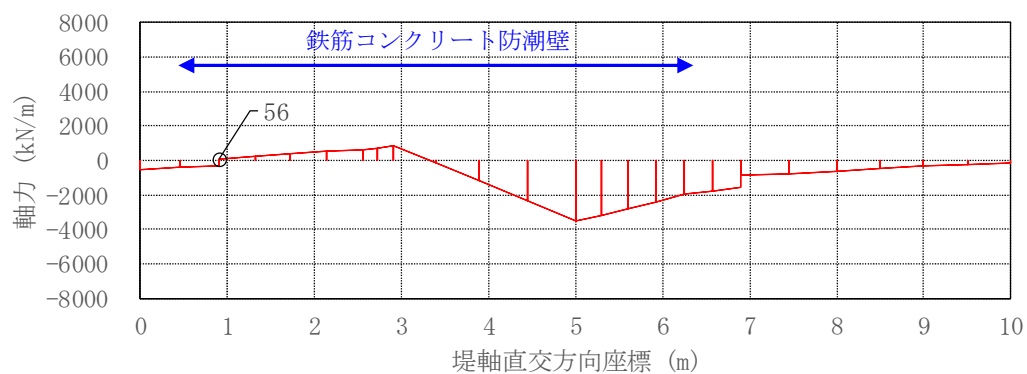
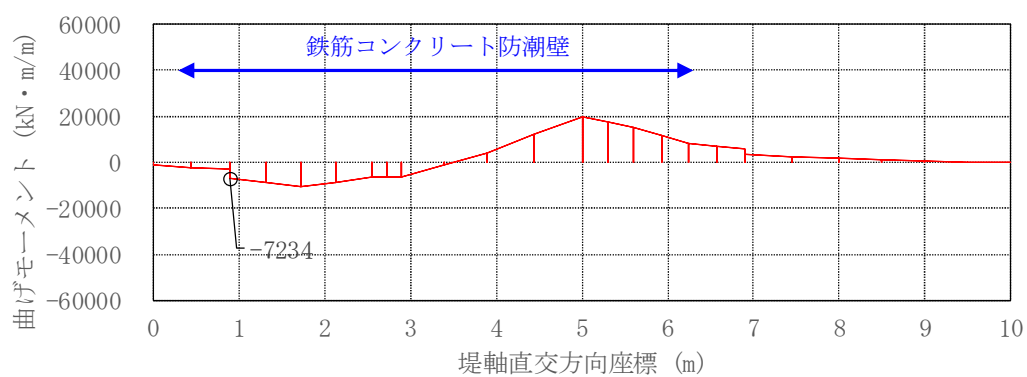




②-②断面

図 4.2-18 (2) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

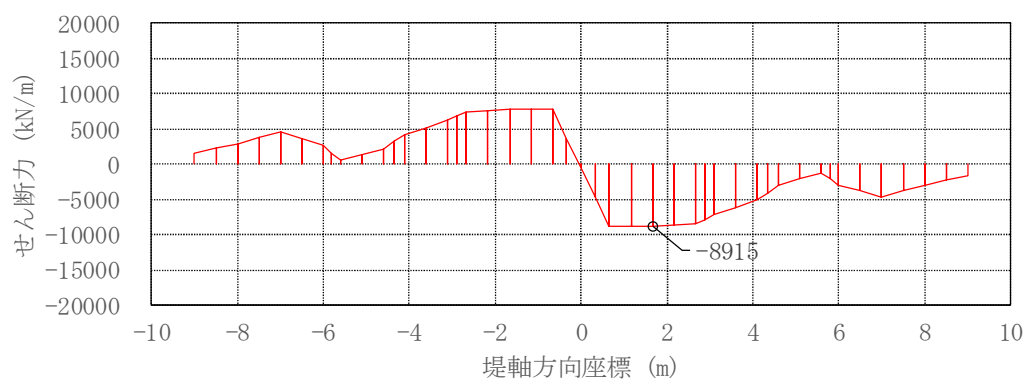
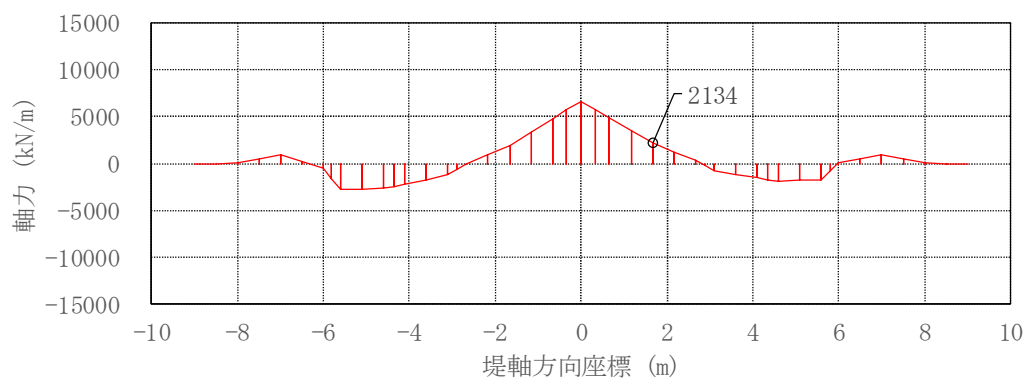
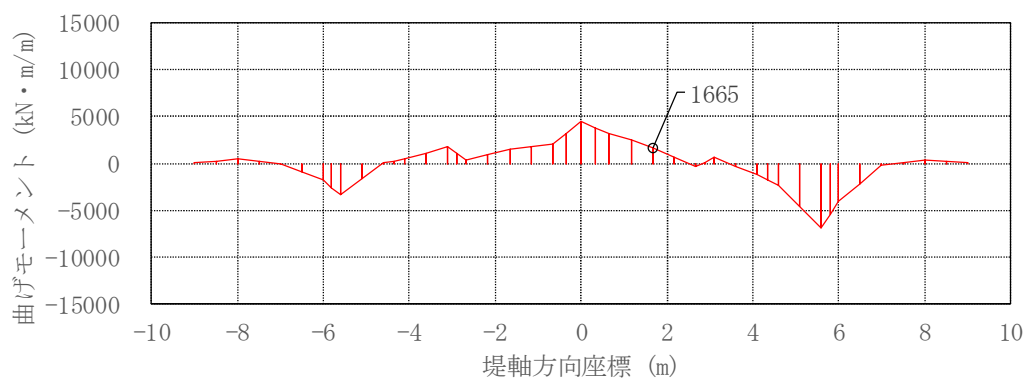




①-①断面

図 4.2-18 (3) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時)





②-②断面

図 4.2-18 (4) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T. P. +24 m 津波時)



#### 4.2.4 地中連続壁基礎

##### (1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.2-12 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.2-13 にそれぞれ示す。また、評価位置図を図 4.1-19 に、断面力の分布図を図 4.2-20～図 4.2-21 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

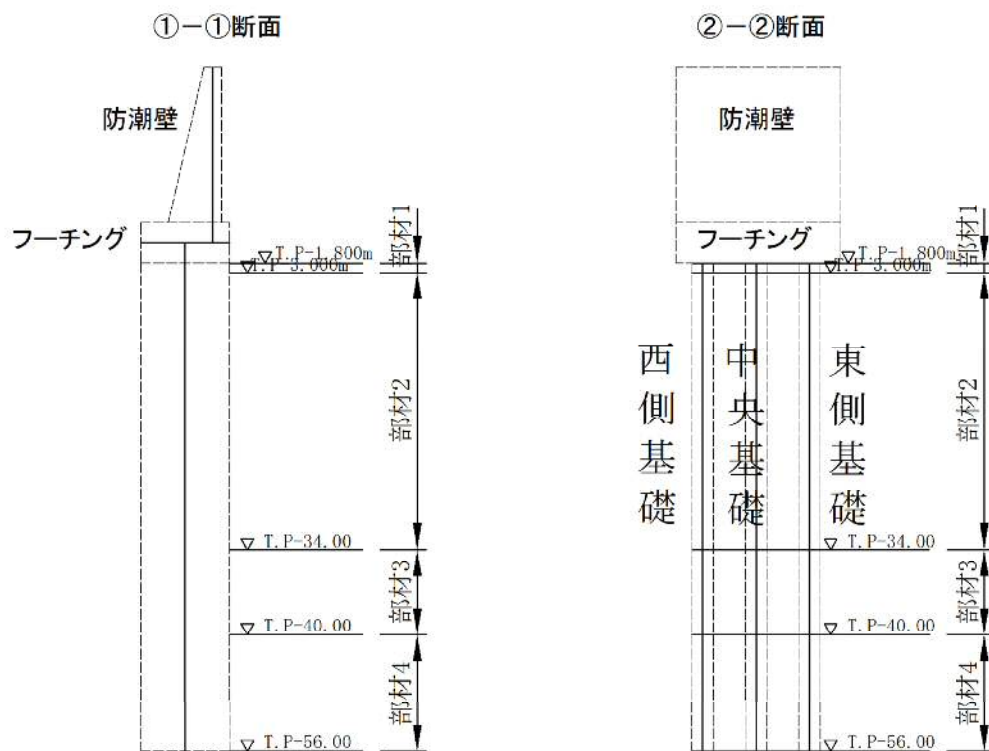


図 4.2-19 評価位置図



表 4.2-12 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-259841	-41375	10.7	22.5	0.48
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	72209				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-297468	-41586	11.5	22.5	0.52
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	63960				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-251961	-49044	9.4	22.5	0.42
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-72024				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-323496	-31576	12.1	22.5	0.54
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	36502				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-235403	-32556	9.1	22.5	0.41
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	56390				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-432685	-40727	14.2	22.5	0.64
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	61602				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-351555	-40056	17.7	22.5	0.79
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	141219				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	192485	-45132	12.9	22.5	0.58
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	79754				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-235426	-31243	8.7	22.5	0.39
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	51221				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-514683	-40184	16.8	22.5	0.75
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	72084				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-411064	-39618	21.0	22.5	0.94
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	169928				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-195367	-34447	13.8	22.5	0.62
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-89134				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



表 4.2-12 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-482718	-41573	15.1	30	0.51
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	72443				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-675231	-41669	17.3	30	0.58
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	38458				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-572112	-47577	12.1	30	0.41
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-12033				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-404208	-31554	14.1	30	0.47
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	36114				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-443774	-32775	13.1	30	0.44
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	56599				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-842176	-43621	22.0	30	0.74
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-54890				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-636683	-31169	22.6	30	0.76
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-133456				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-296748	-34096	14.3	30	0.48
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-65600				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-443653	-31461	12.6	30	0.42
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	51431				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-890531	-30439	24.2	30	0.81
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-72073				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-702604	-31747	25.9	30	0.87
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-159846				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-337959	-34848	17.7	30	0.59
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-89134				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



表 4.2-13 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-271457	13901	199.1	435	0.46
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-72197				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-322634	12308	226.4	435	0.53
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-59261				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-327940	-9410	157.0	435	0.37
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-35419				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-319544	-10018	247.5	435	0.57
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-36123				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-241958	4487	162.3	435	0.38
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-56488				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-440441	-4761	251.7	435	0.58
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	51598				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-351138	-19607	284.9	435	0.66
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	141221				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	192710	-28841	210.4	435	0.49
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-79754				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-241832	3207	154.8	435	0.36
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-51320				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-514528	-16327	295.5	435	0.68
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	72084				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-410615	-21448	340.8	435	0.79
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	169930				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-192848	-25380	235.6	435	0.55
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	89131				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



表 4.2-13 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-494334	13704	284.9	478.5	0.60
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-71963				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-747253	7591	365.7	478.5	0.77
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-17676				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-570744	-3365	233.0	478.5	0.49
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-12029				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-395027	-10250	298.0	478.5	0.63
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-36125				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-450329	4268	241.1	478.5	0.51
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-56279				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-846311	-5376	437.2	478.5	0.92
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	54866				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-667906	-18161	378.2	478.5	0.80
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	122178				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-289114	-23754	249.5	478.5	0.53
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	65596				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-450060	2989	233.9	478.5	0.49
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-51110				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-882422	-16467	460.2	478.5	0.97
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	72084				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-737738	-19973	430.4	478.5	0.90
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	145650				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-329991	-25663	313.1	478.5	0.66
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	89131				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



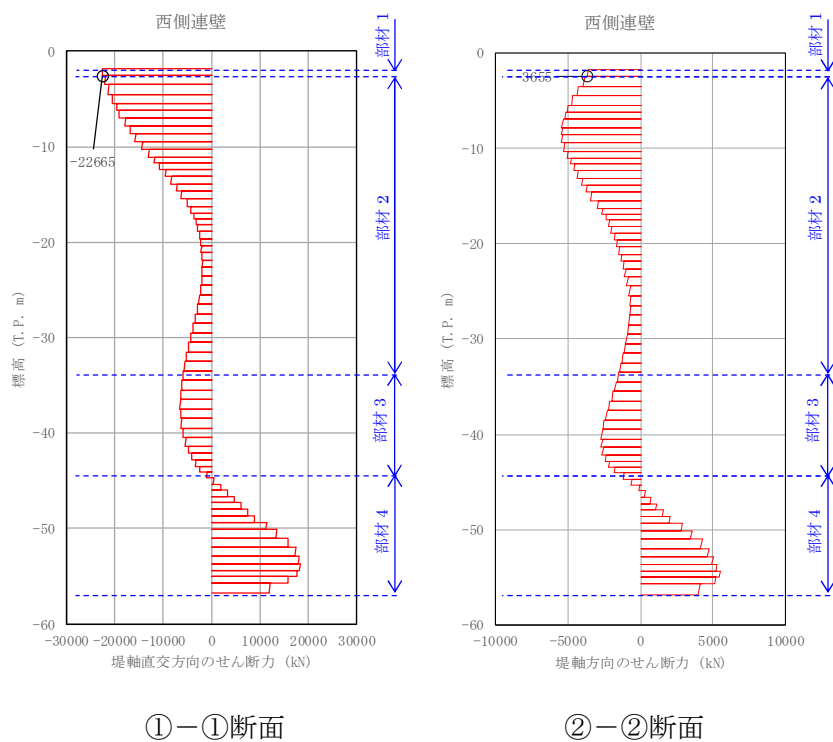
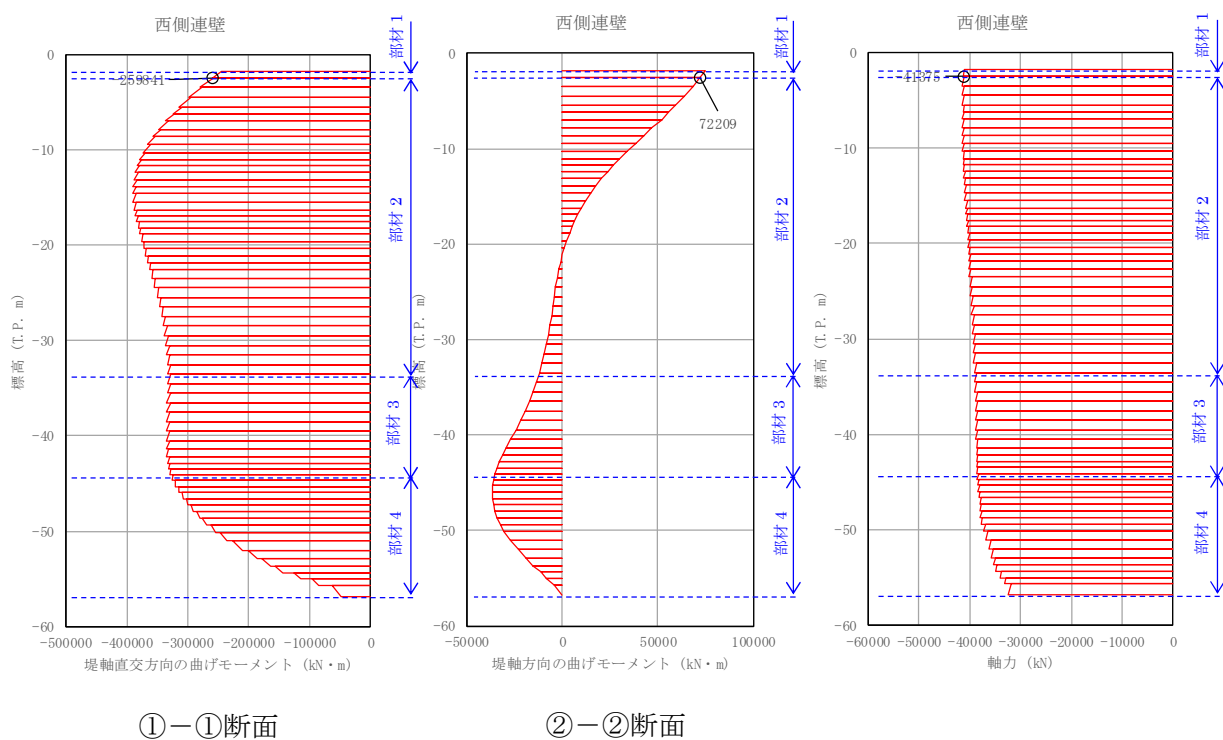
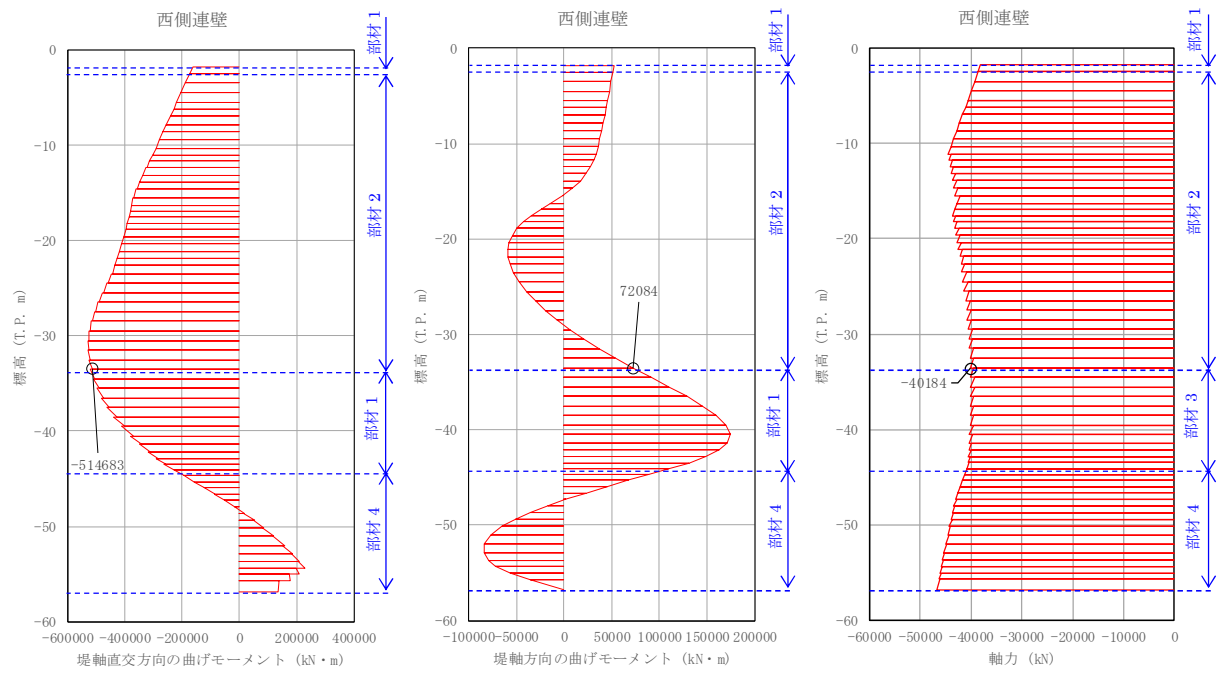


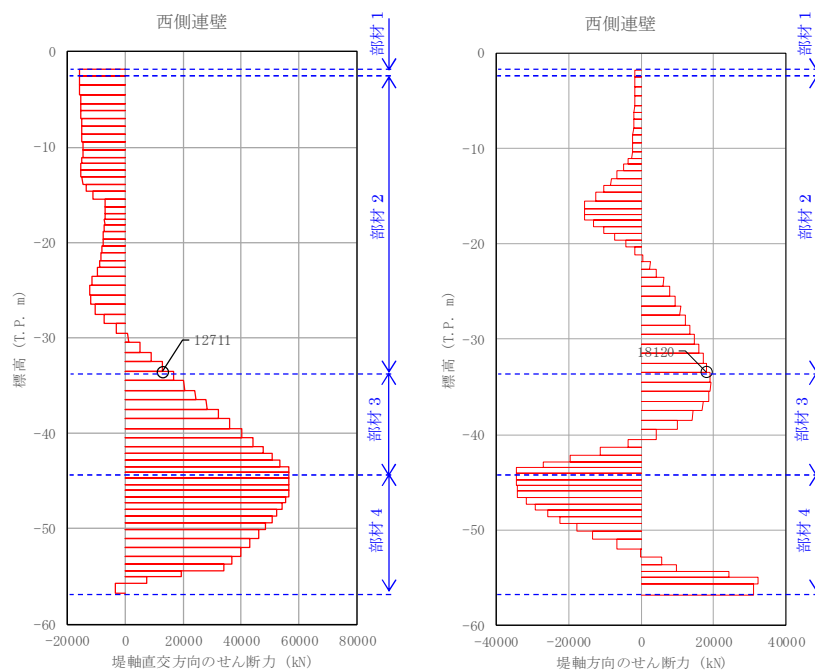
図 4.2-20 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.2-20 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時：基準津波時，部材 2)



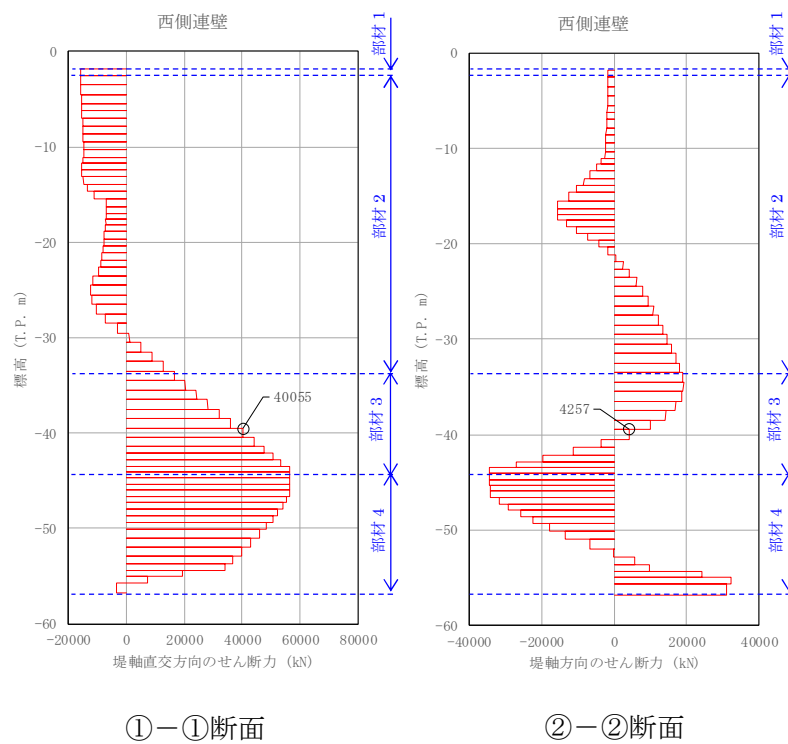
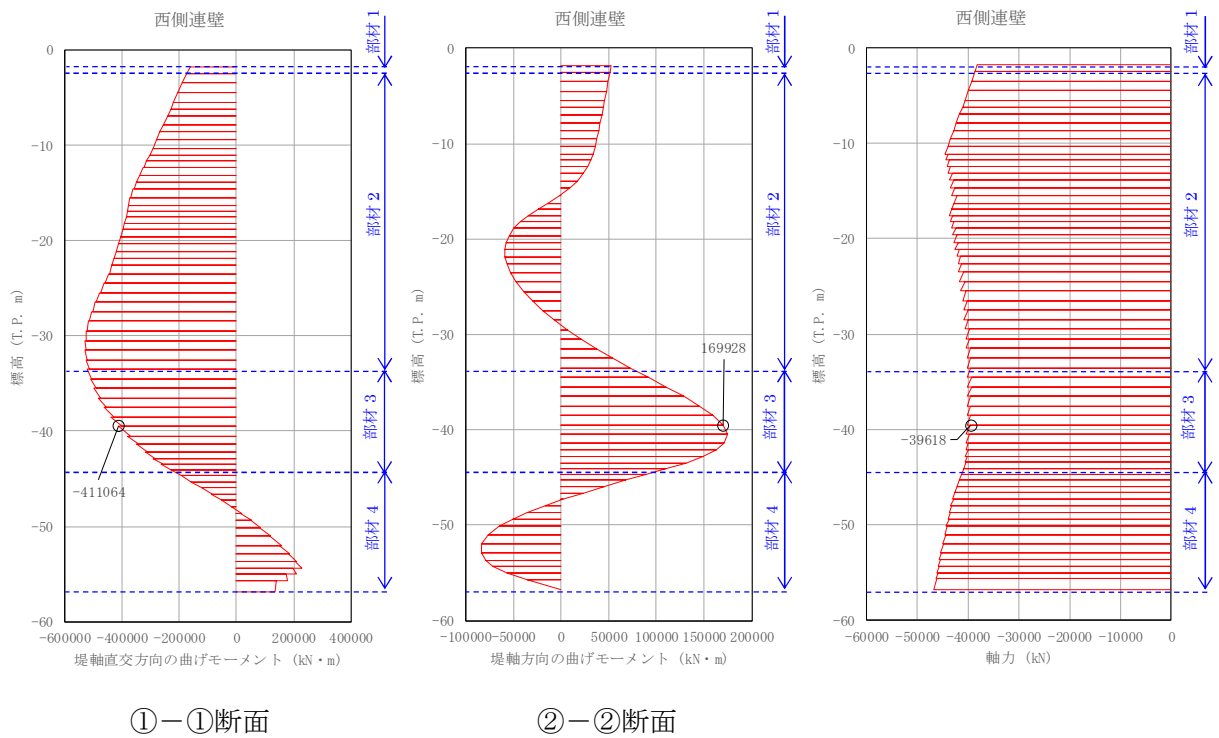
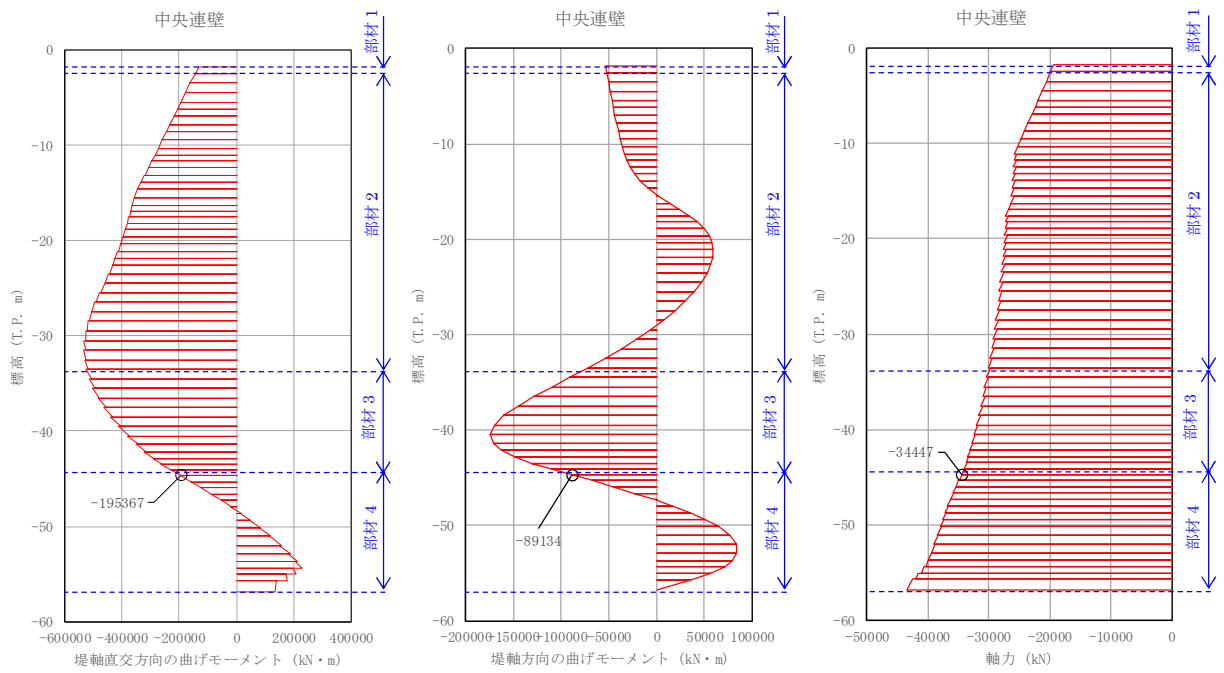


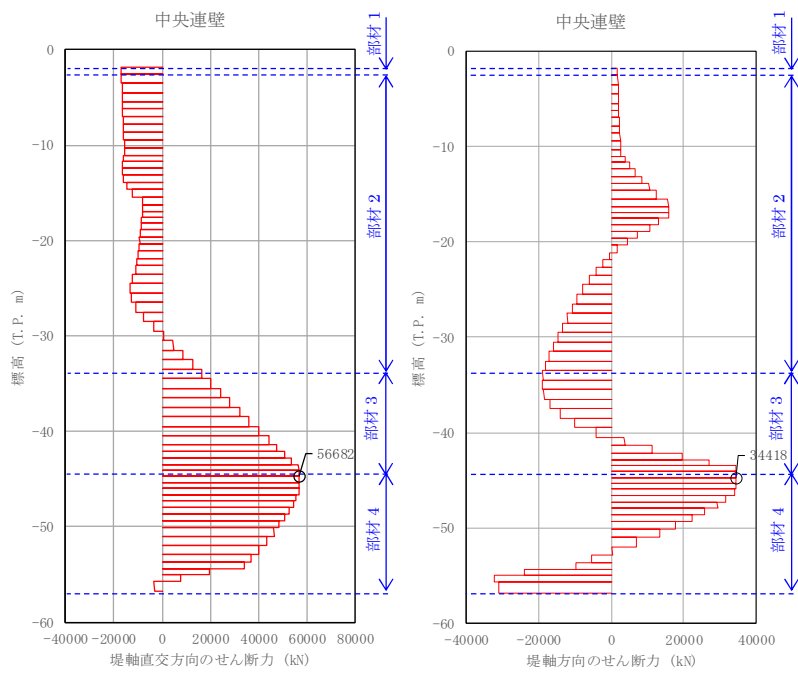
図 4.2-20 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 3)





①-①断面

②-②断面

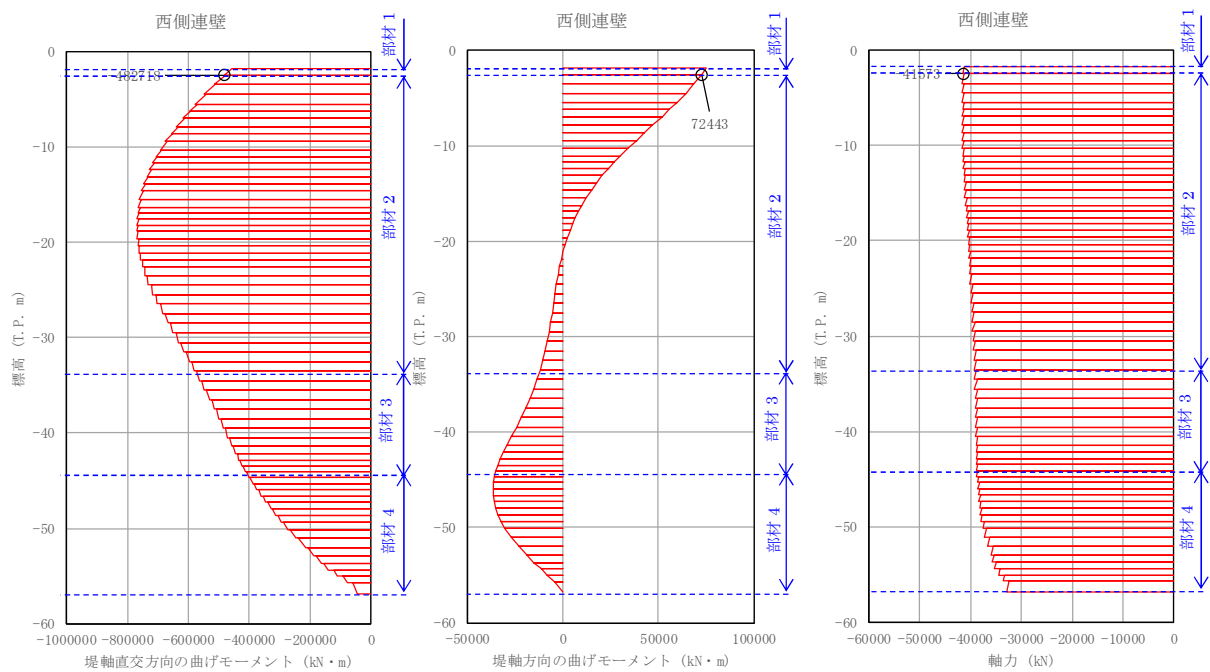


①-①断面

②-②断面

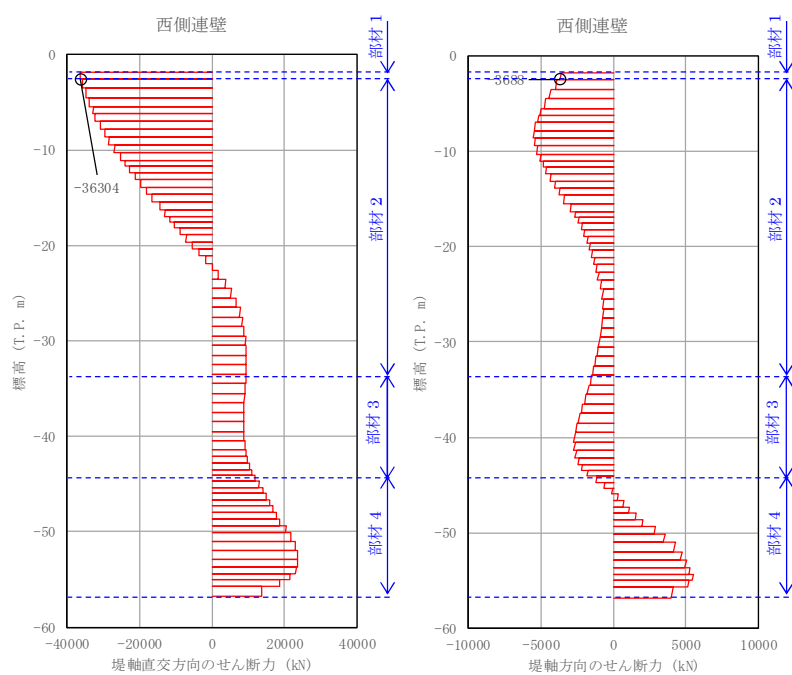
図 4.2-20 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時：基準津波時，部材 4)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.2-20 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



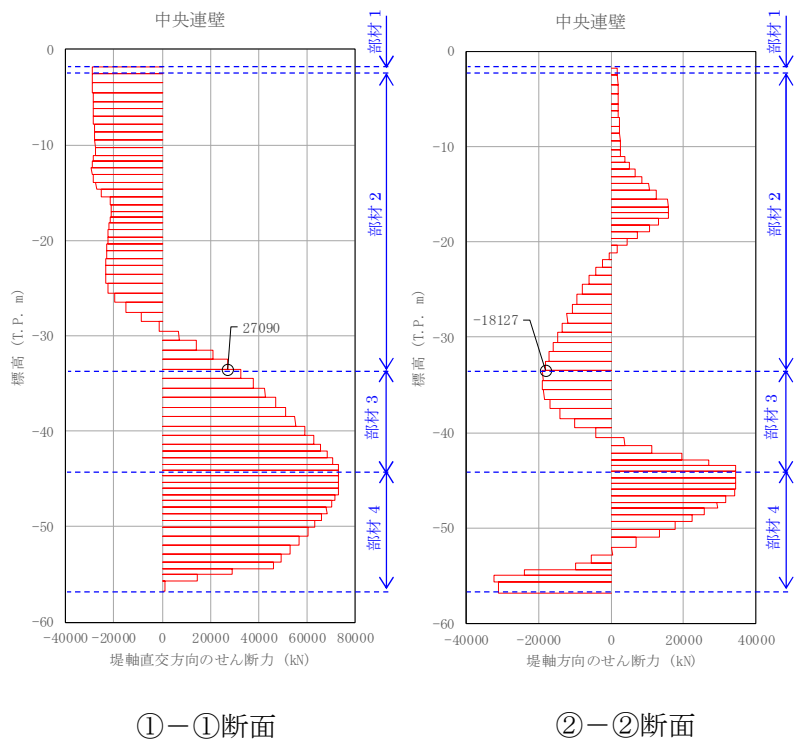
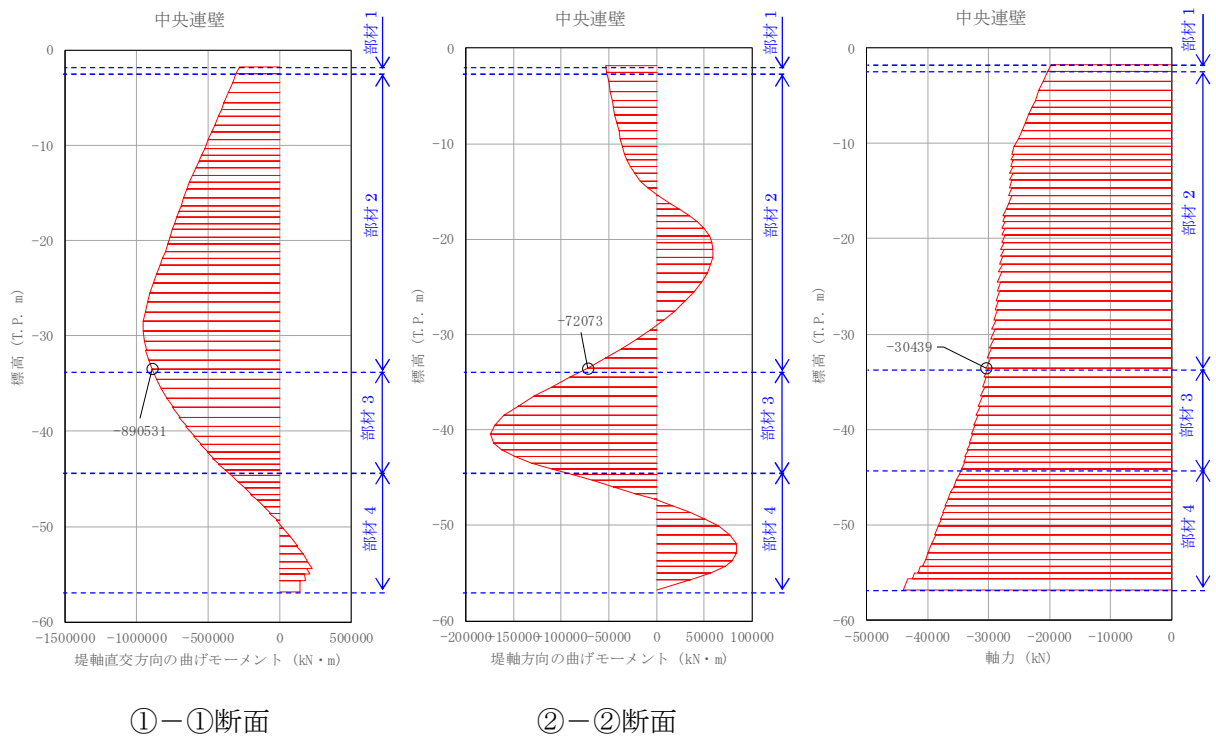


図 4.2-20 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



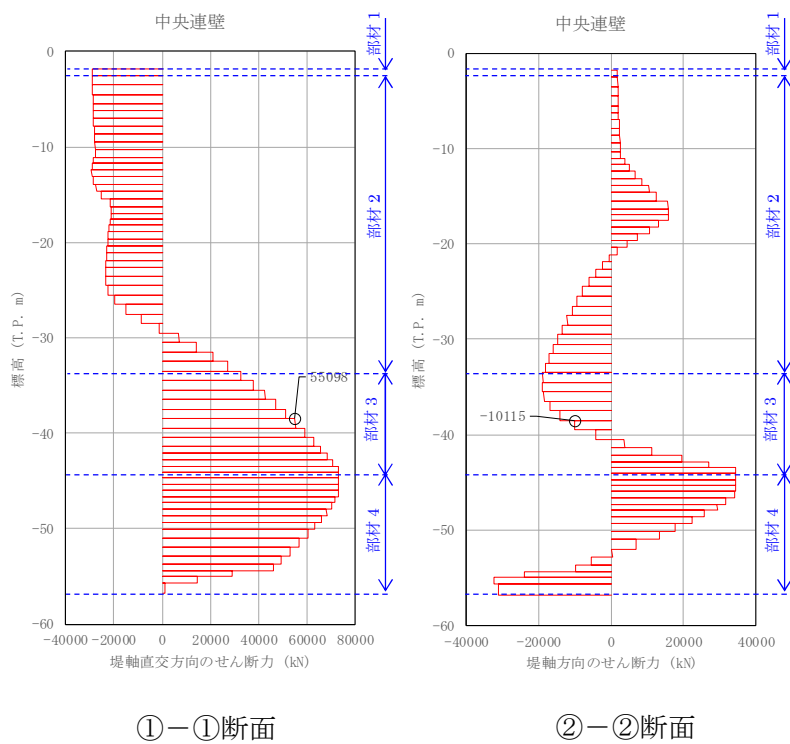
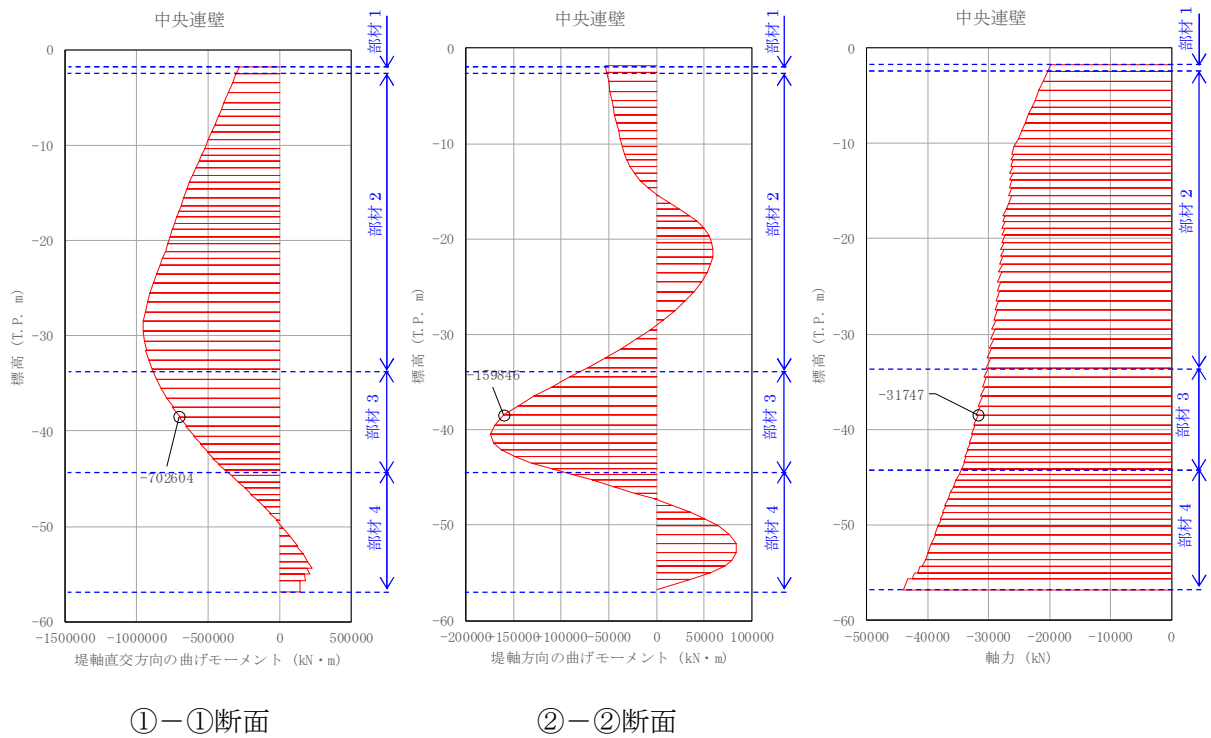


図 4.2-20 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



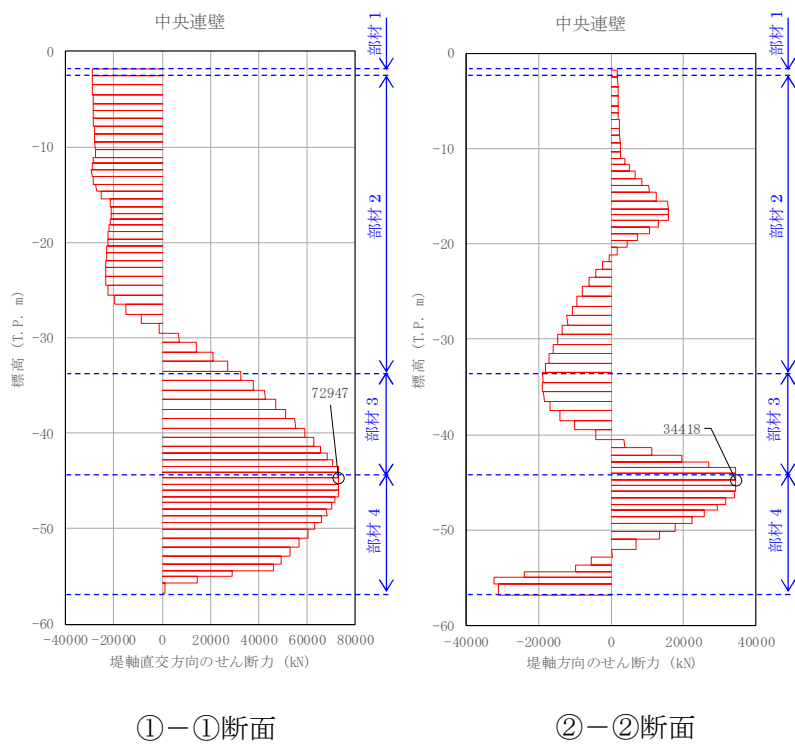
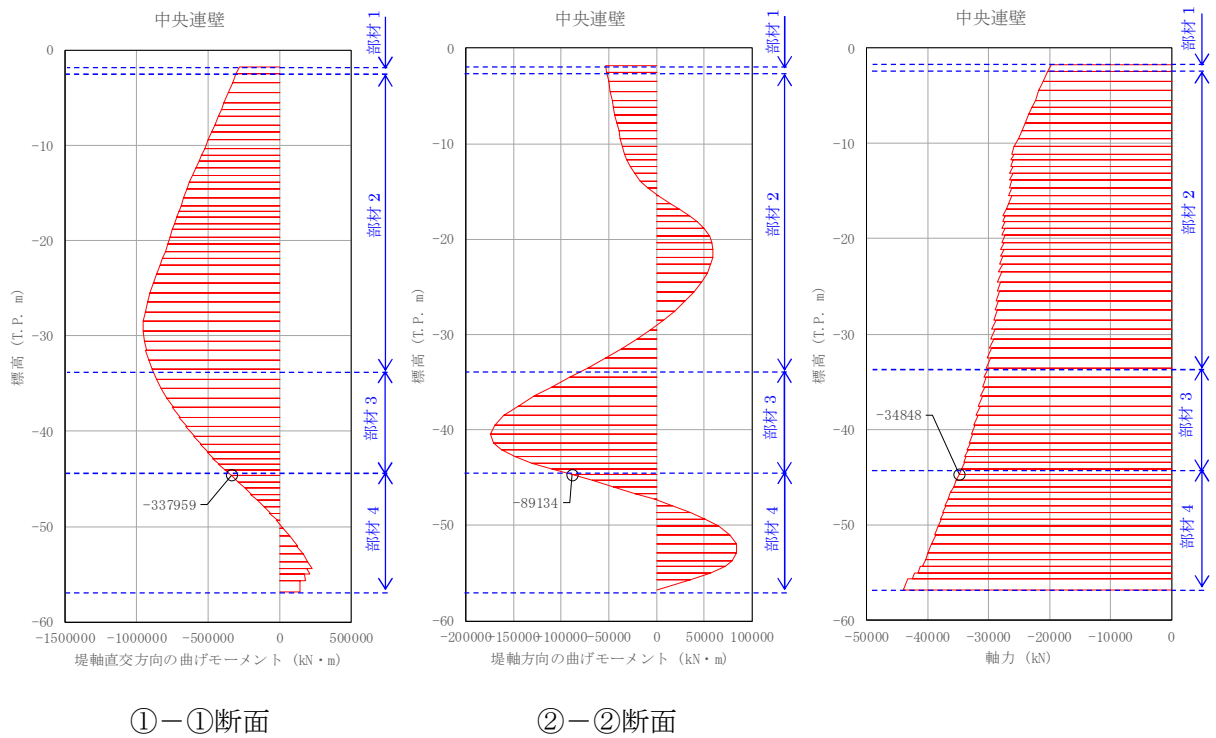
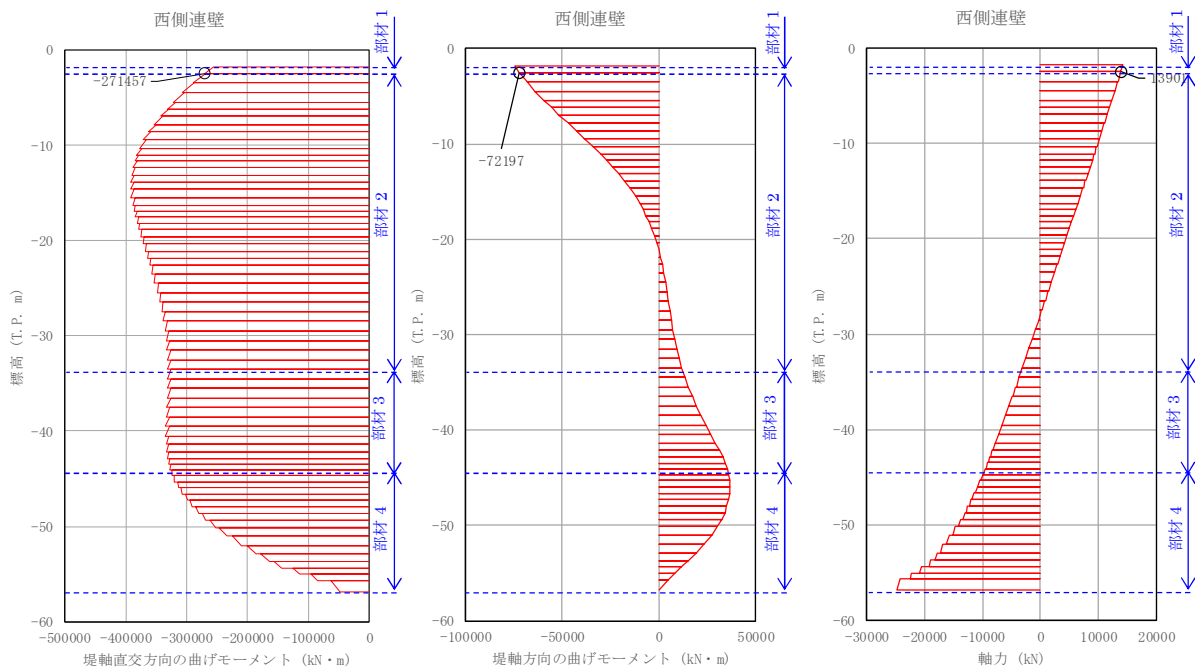


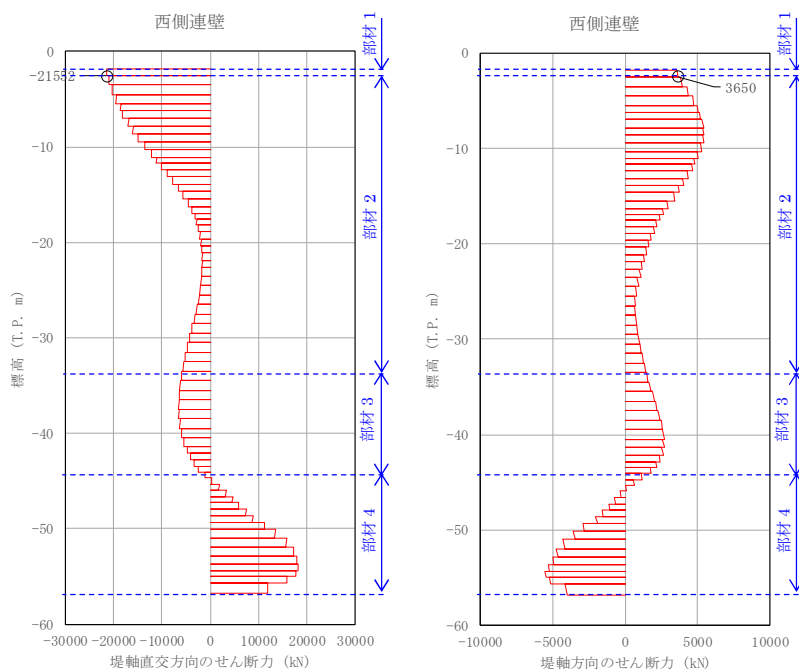
図 4.2-20 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 4)





①—①断面

②—②断面

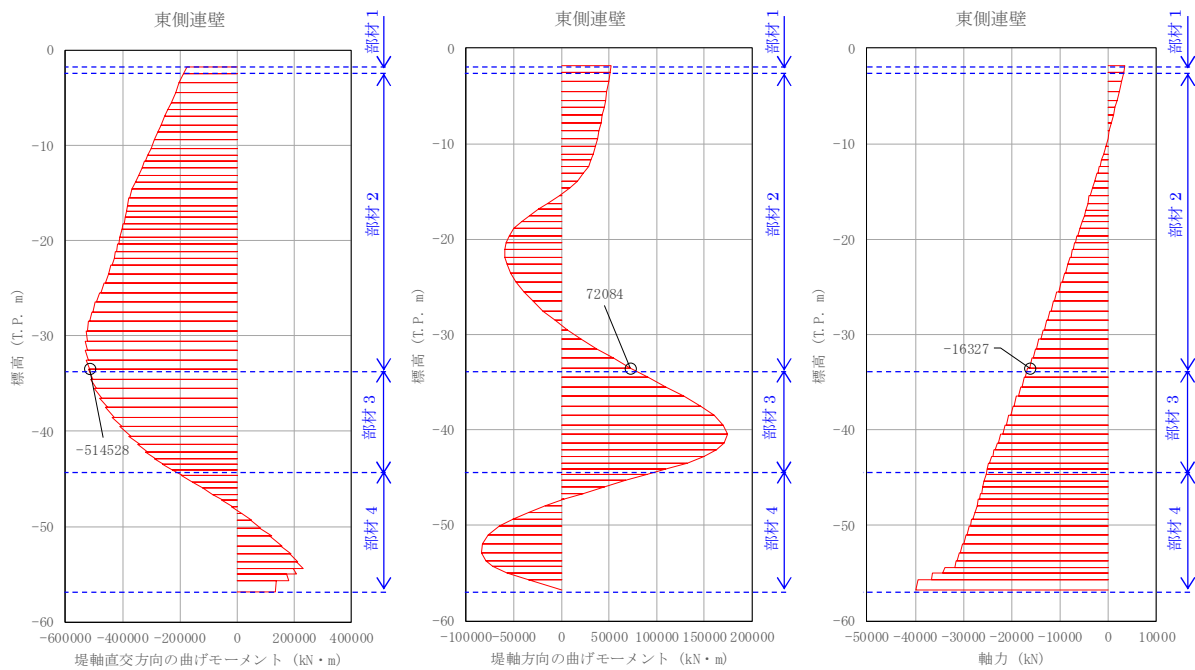


①—①断面

②—②断面

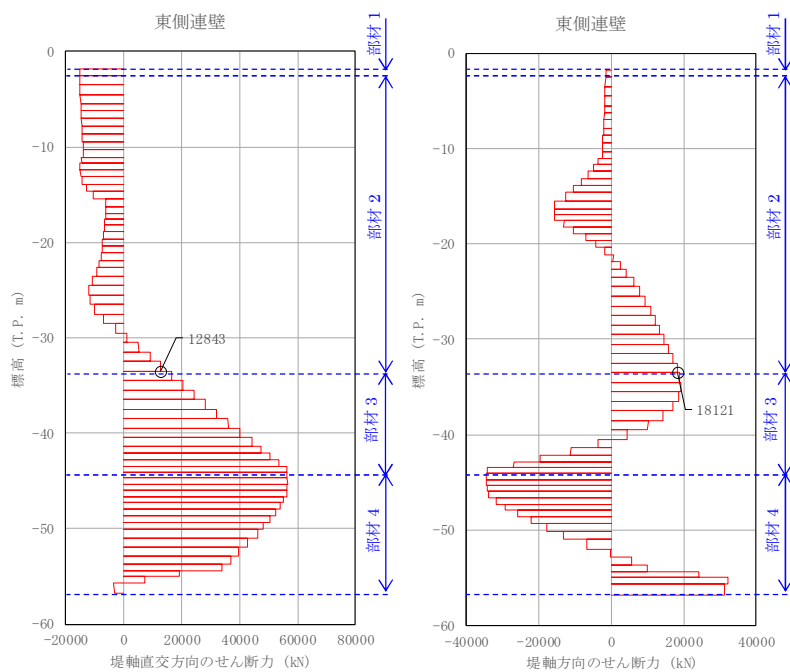
図 4.2-21 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 1)





①-①断面

②-②断面

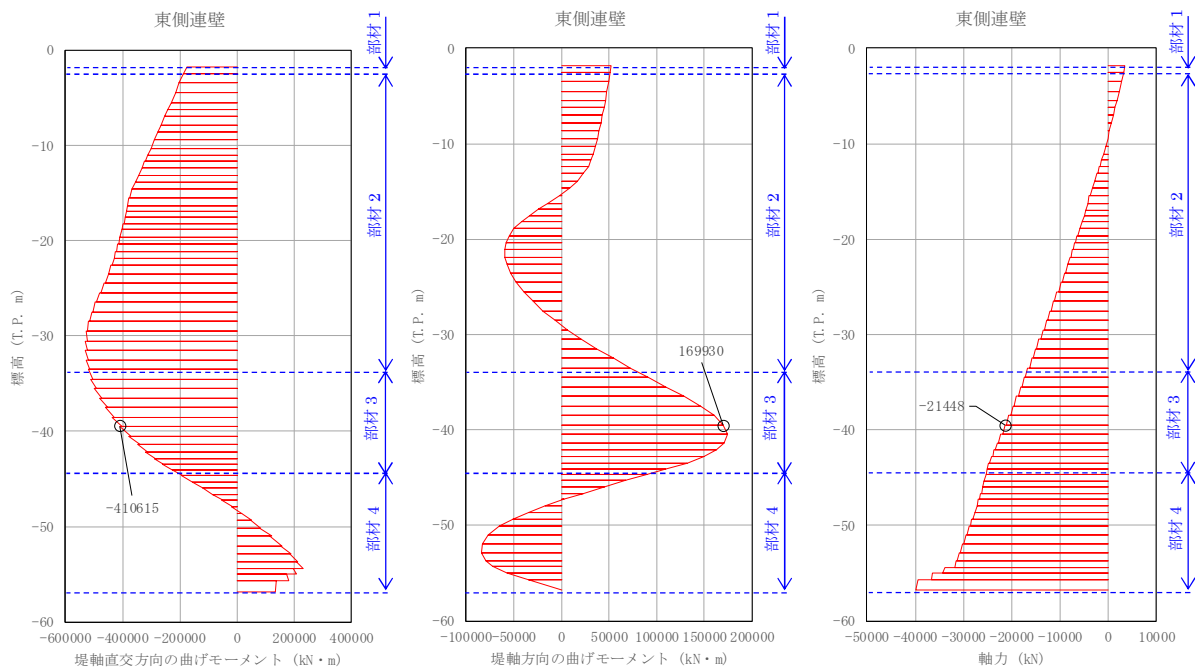


①-①断面

②-②断面

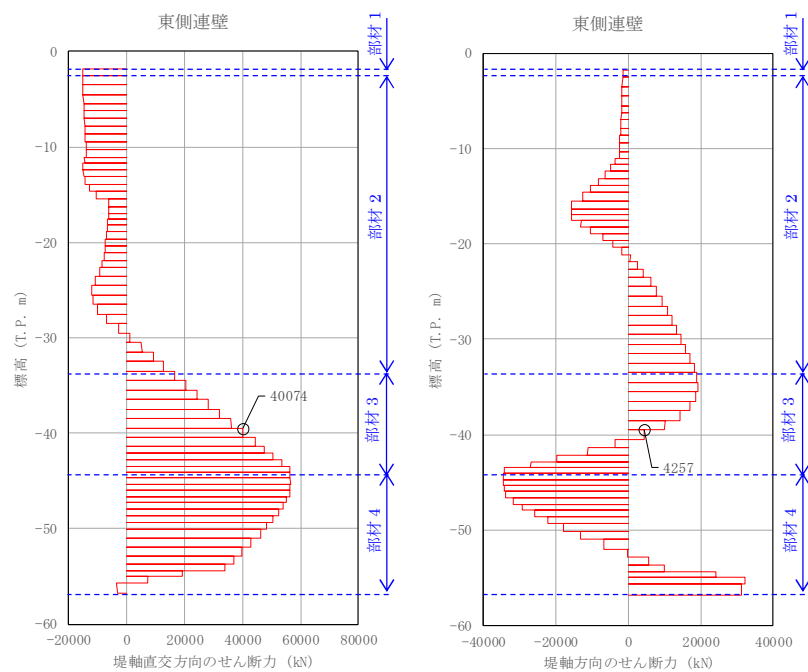
図 4.2-21 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面

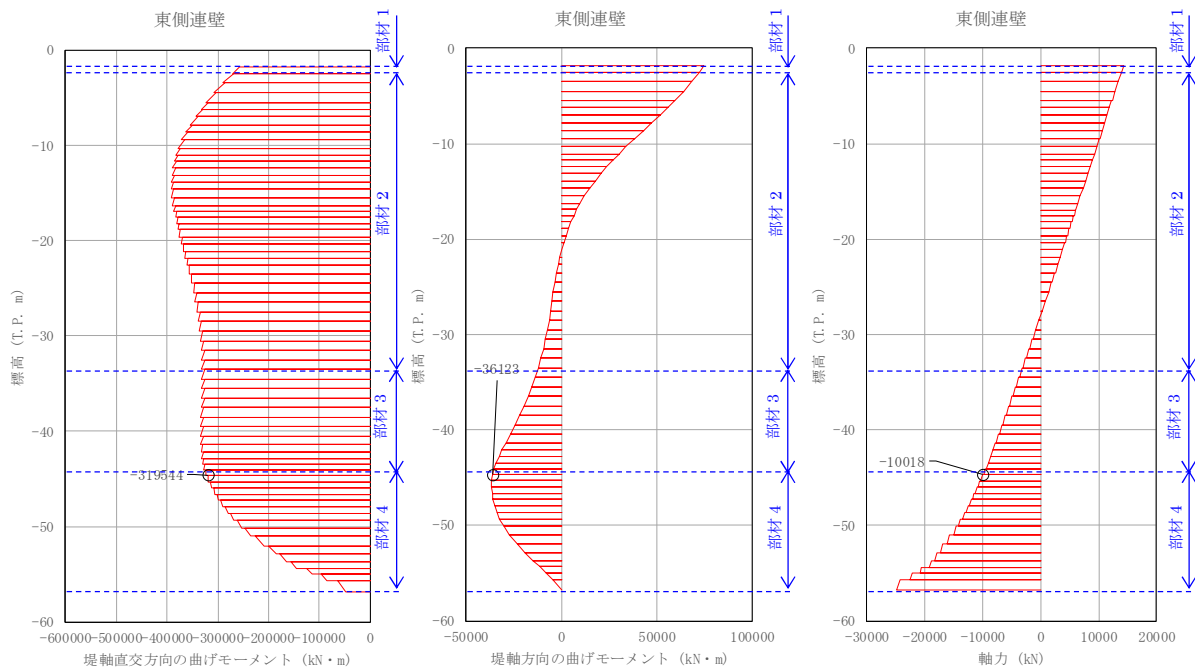


①－①断面

②－②断面

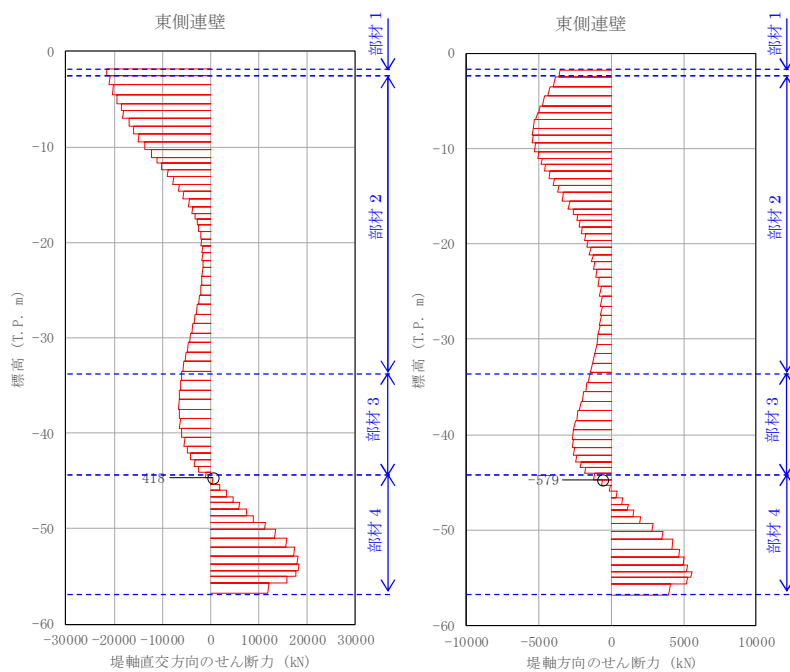
図 4.2-21 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 3)





①—①断面

②—②断面



①—①断面

②—②断面

図 4.2-21 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 4)



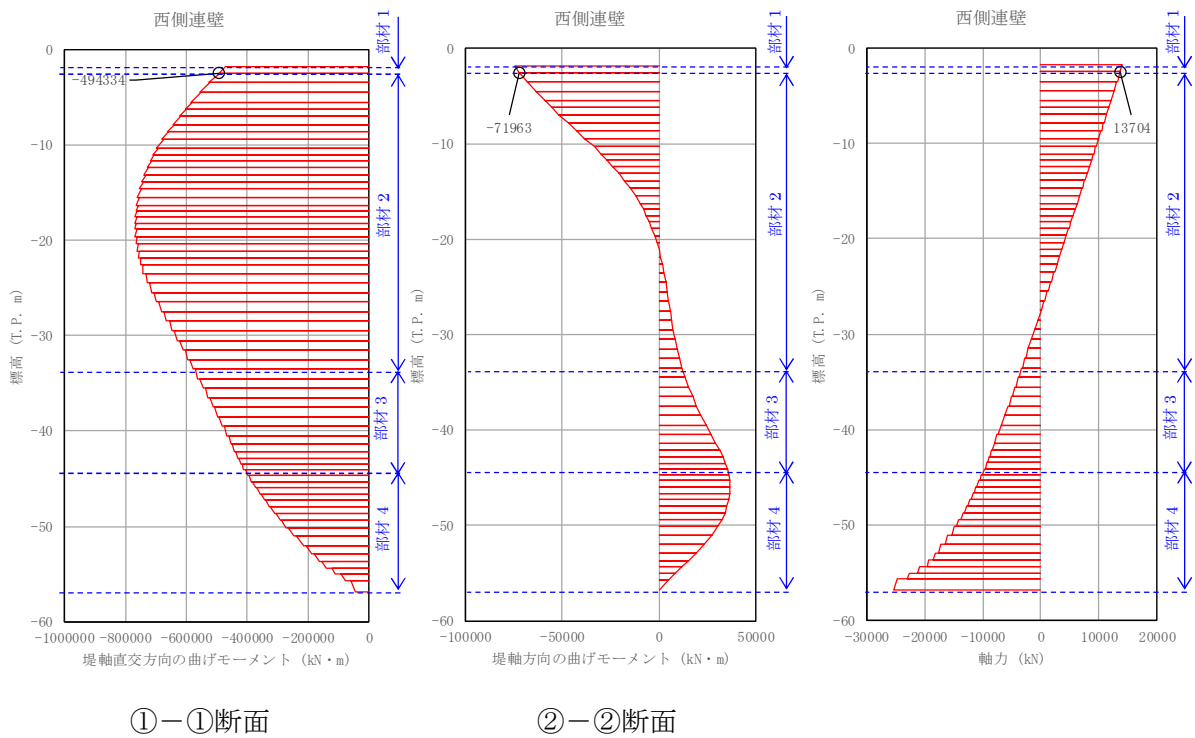


図 4.2-21 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



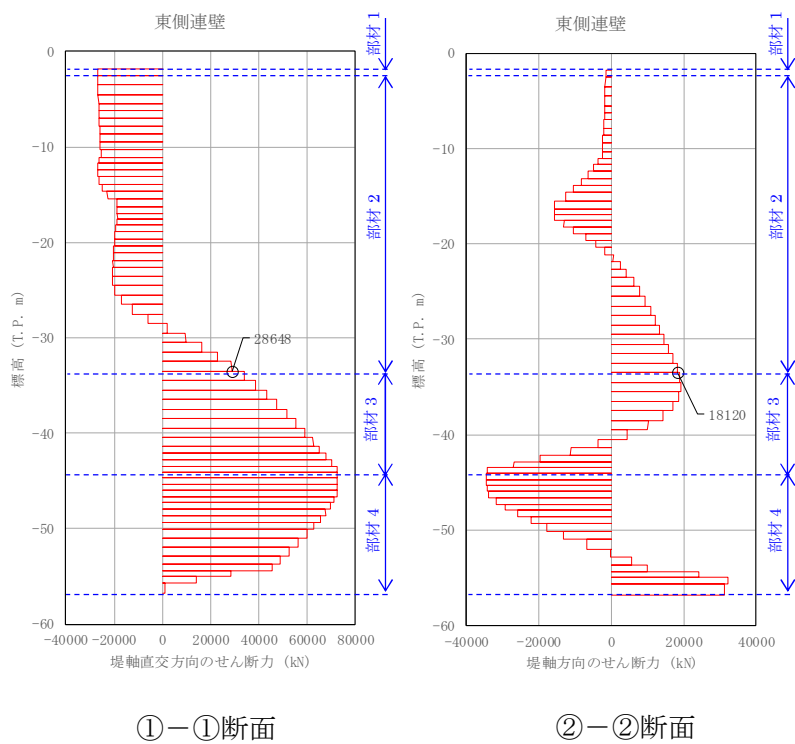
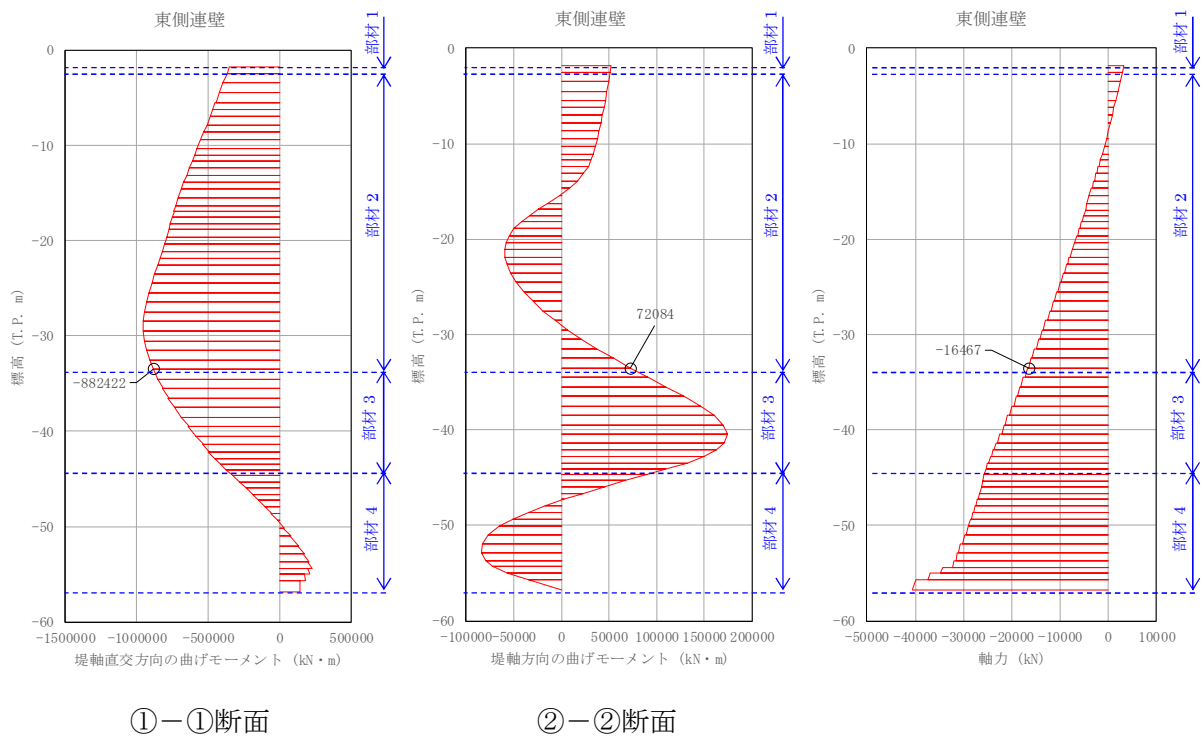


図 4.2-21 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



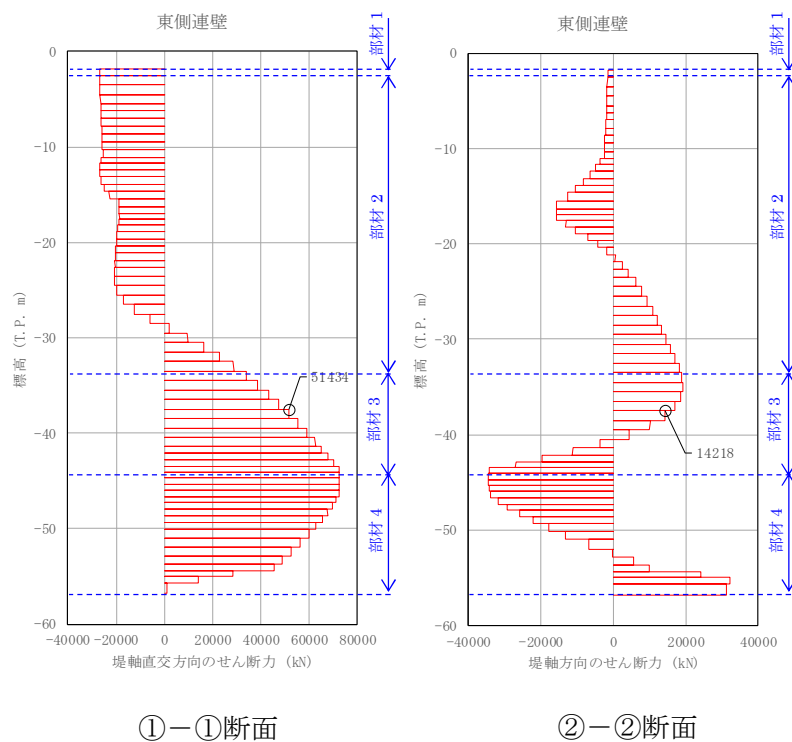
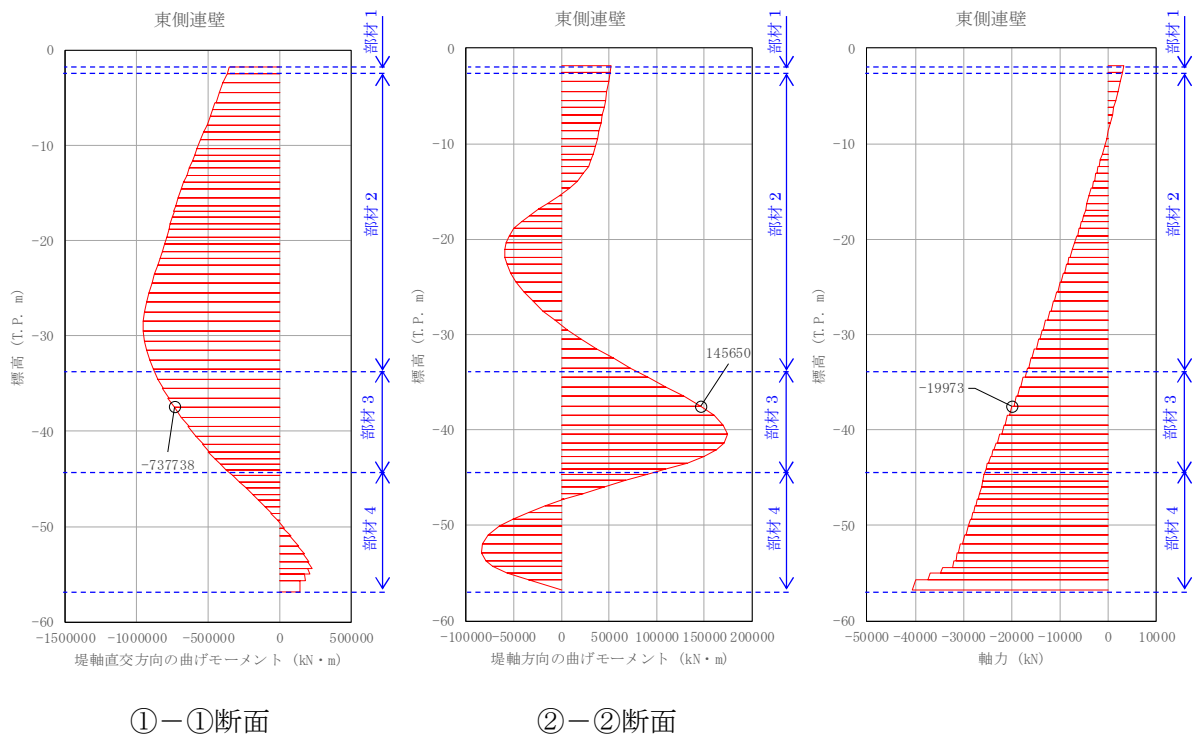


図 4.2-21 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



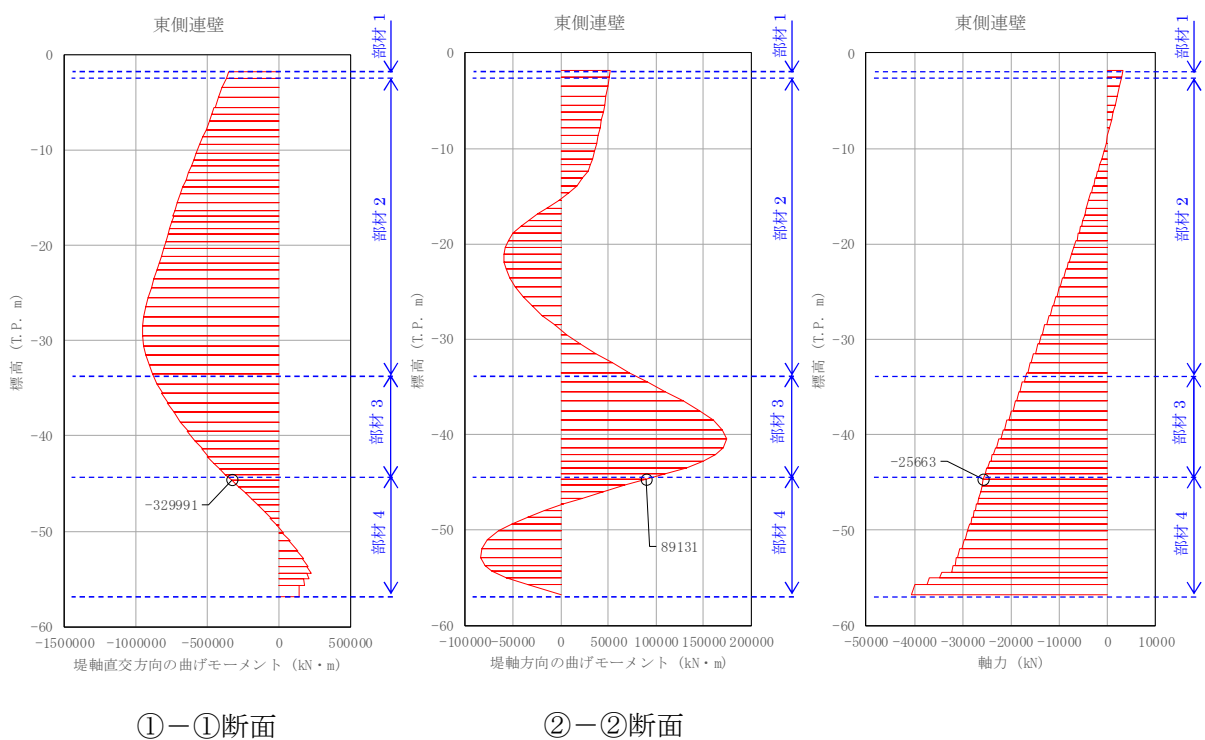


図 4.2-21 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



## (2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-14 に示す。また、評価位置図を図 4.1-22 に、断面力の分布図を図 4.2-23 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた短期許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

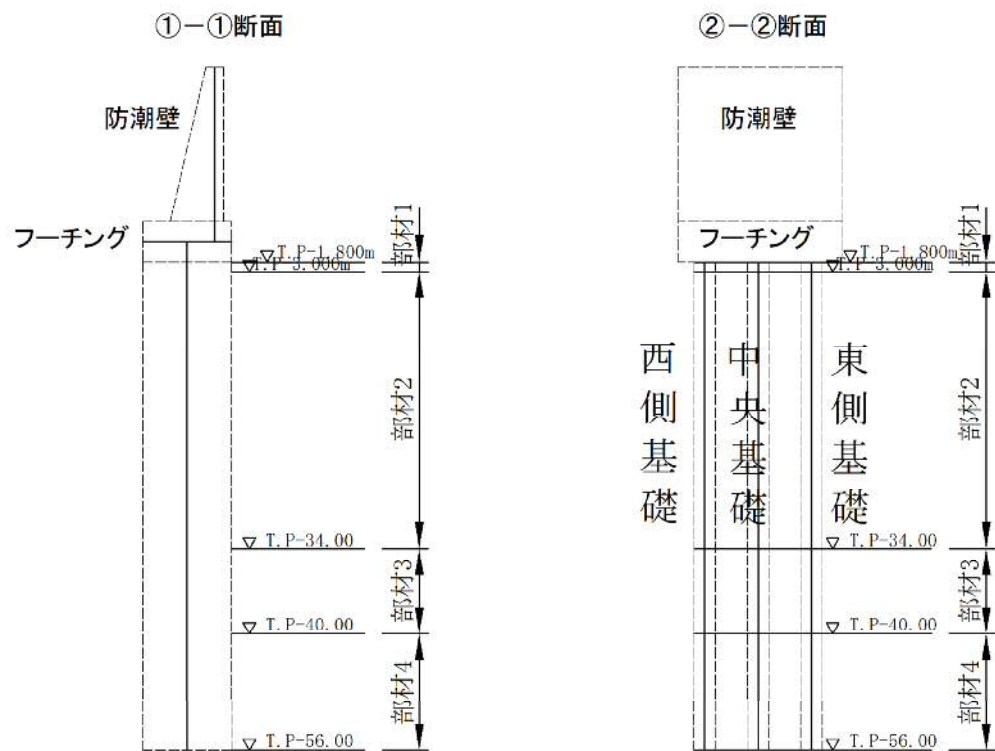


図 4.1-22 評価位置図



表 4.2-14 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	24713	63279	0.40
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3903	22461	0.18
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	27000	63279	0.43
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	5649	33352	0.17
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	26712	87263	0.31
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	2718	40719	0.07
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	18493	87263	0.22
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	5544	45658	0.13
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	22336	63279	0.36
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1717	22461	0.08
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	40381	63279	0.64
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	15839	33352	0.48
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	53125	87263	0.61
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	32240	40719	0.80
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	53168	87263	0.61
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	32236	45658	0.71
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	22307	63279	0.36
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1714	22461	0.08
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	43102	63279	0.69
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	18180	33352	0.55
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	56693	87263	0.65
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	34451	40719	0.85
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	56752	87263	0.66
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	34452	45658	0.76

注記 : 評価位置は図 4.1-22 に示す。



表 4.2-14 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤バネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	39590	69606.5	0.57
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3903	24707	0.16
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	40020	69606.5	0.58
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	5649	36688	0.16
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	40109	95989.5	0.42
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	2718	44791	0.07
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	24163	95989.5	0.26
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	5544	50224	0.12
	地盤バネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	36149	69606.5	0.52
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1717	24707	0.07
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	46373	69606.5	0.67
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	15839	36688	0.44
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	69256	95989.5	0.73
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	32240	44791	0.72
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	69296	95989.5	0.73
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	32236	50224	0.65
	地盤バネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	36081	69606.5	0.52
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1714	24707	0.07
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	43300	69606.5	0.63
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	18180	36688	0.50
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	72964	95989.5	0.77
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	34451	44791	0.77
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	73020	95989.5	0.77
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	34452	50224	0.69

注記 : 評価位置は図 4.1-22 に示す。



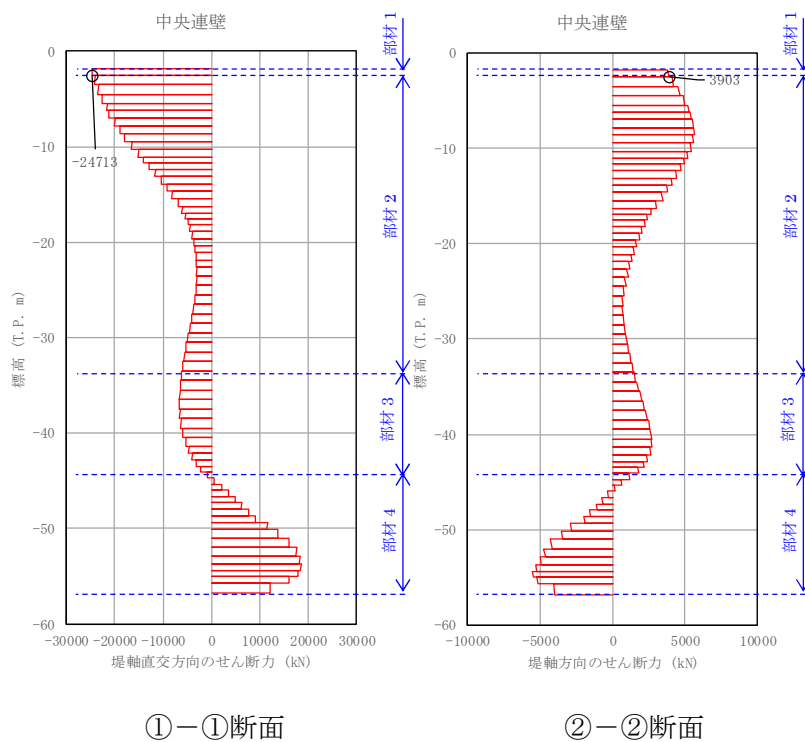
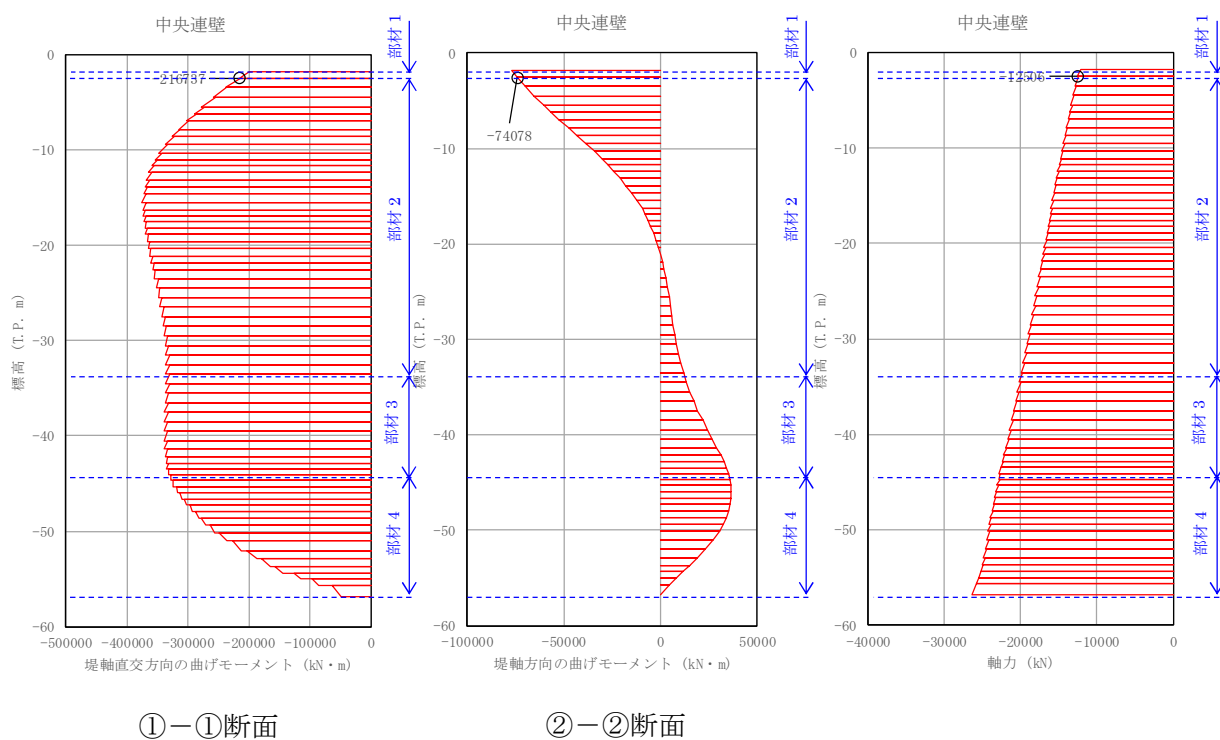


図 4.2-23 (1) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 1)



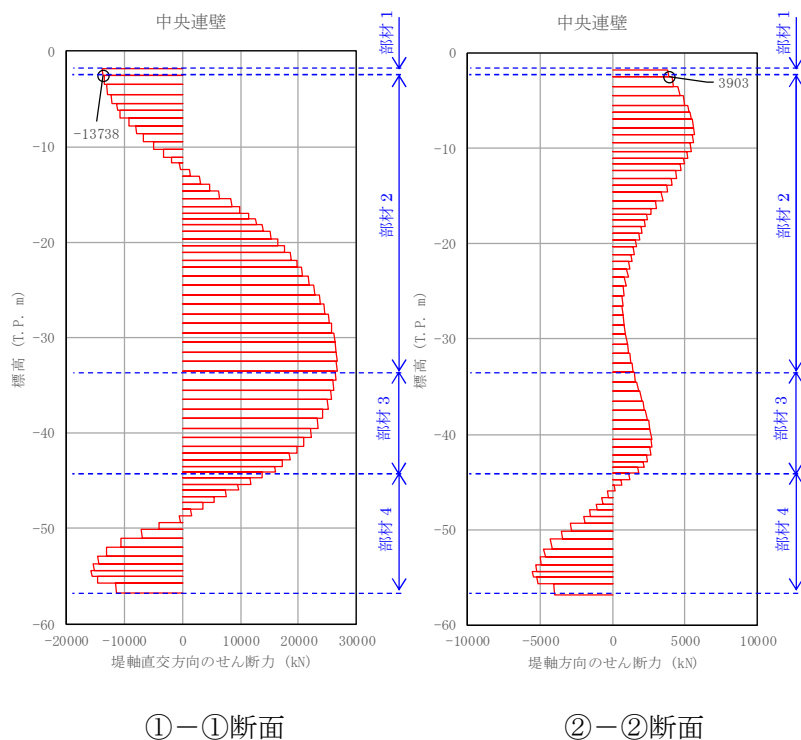
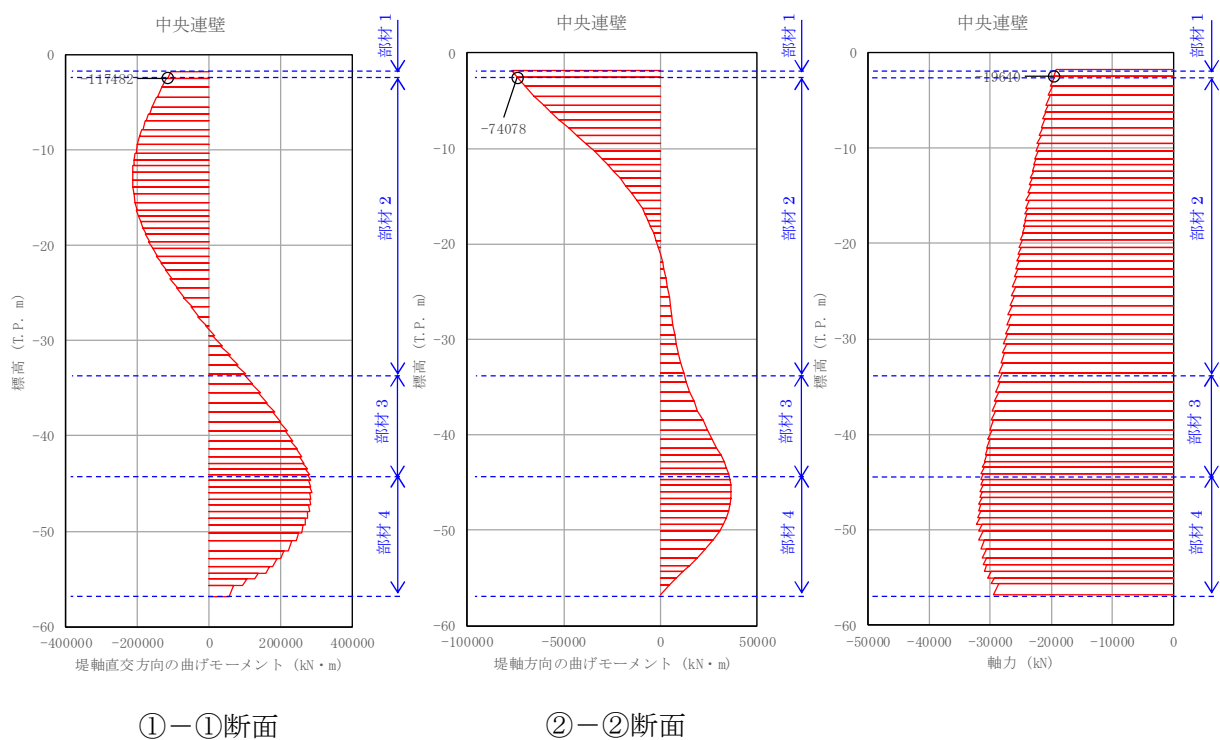
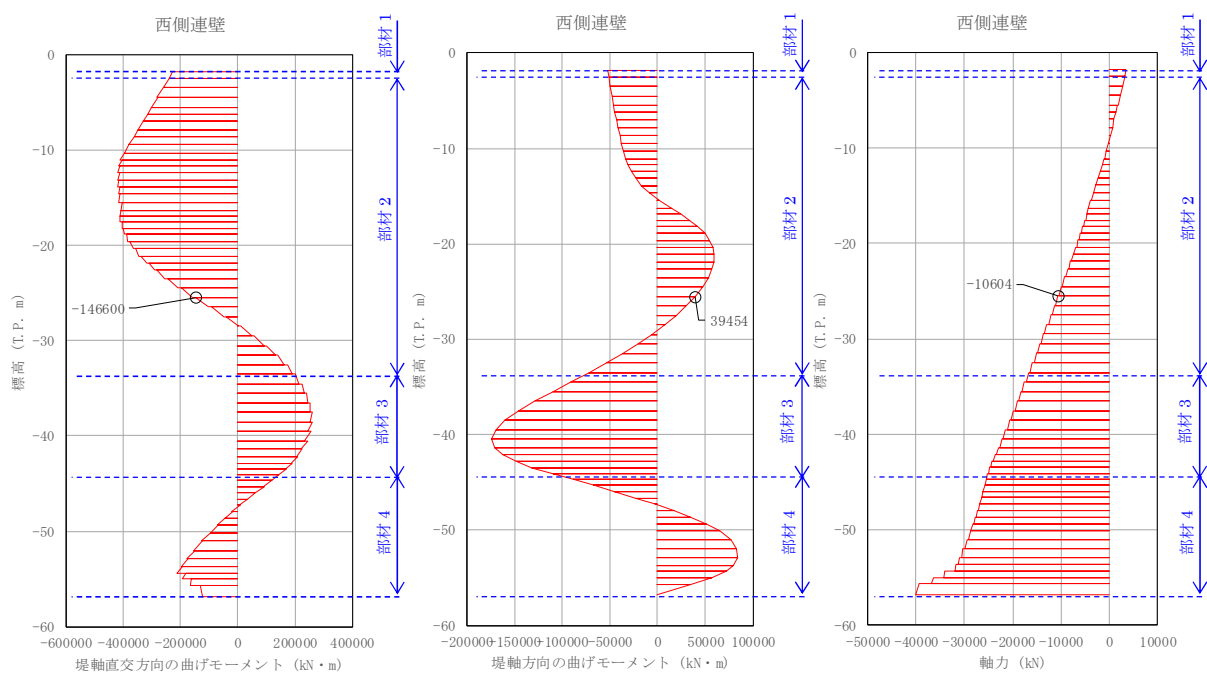


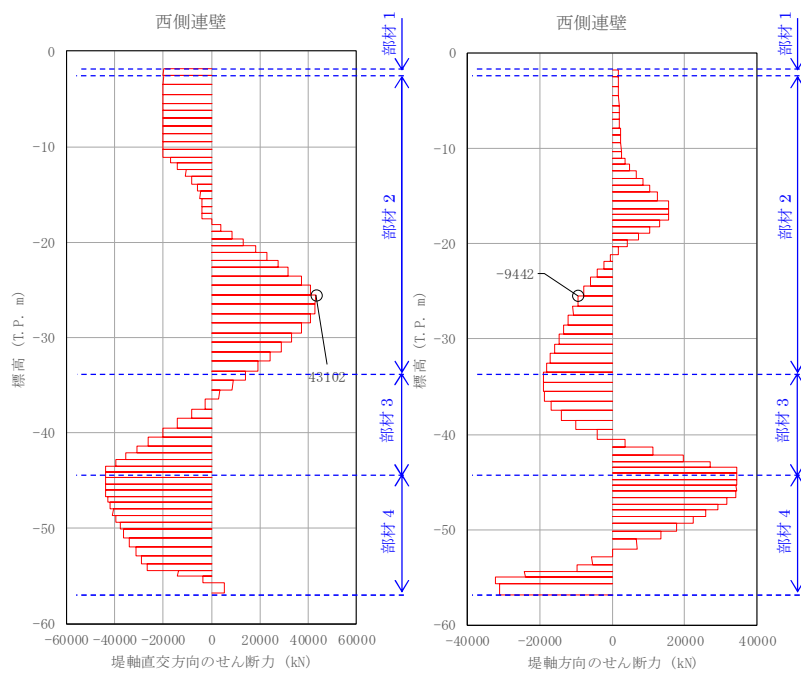
図 4.2-23 (2) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.2-23 (3) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 2)



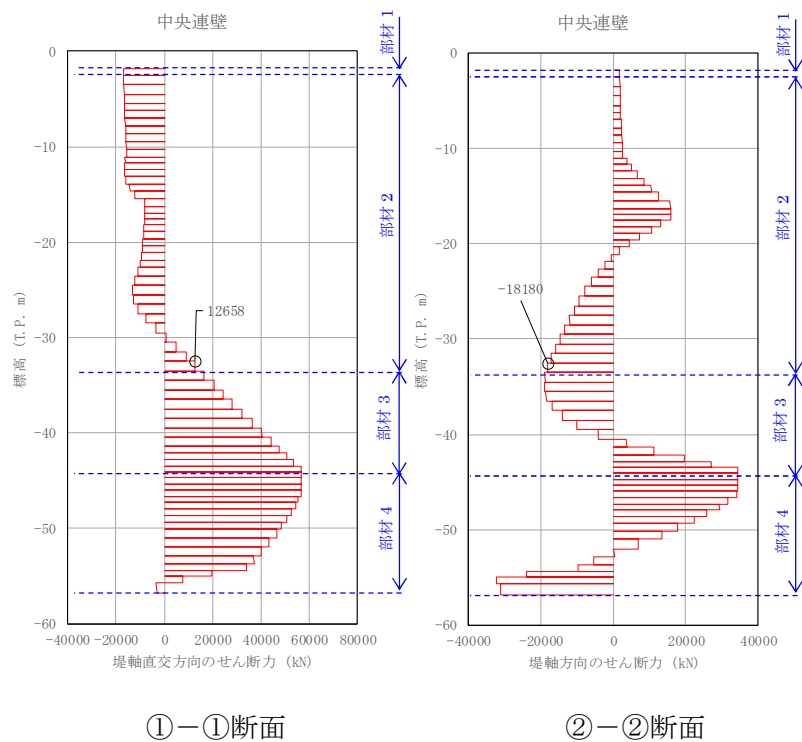
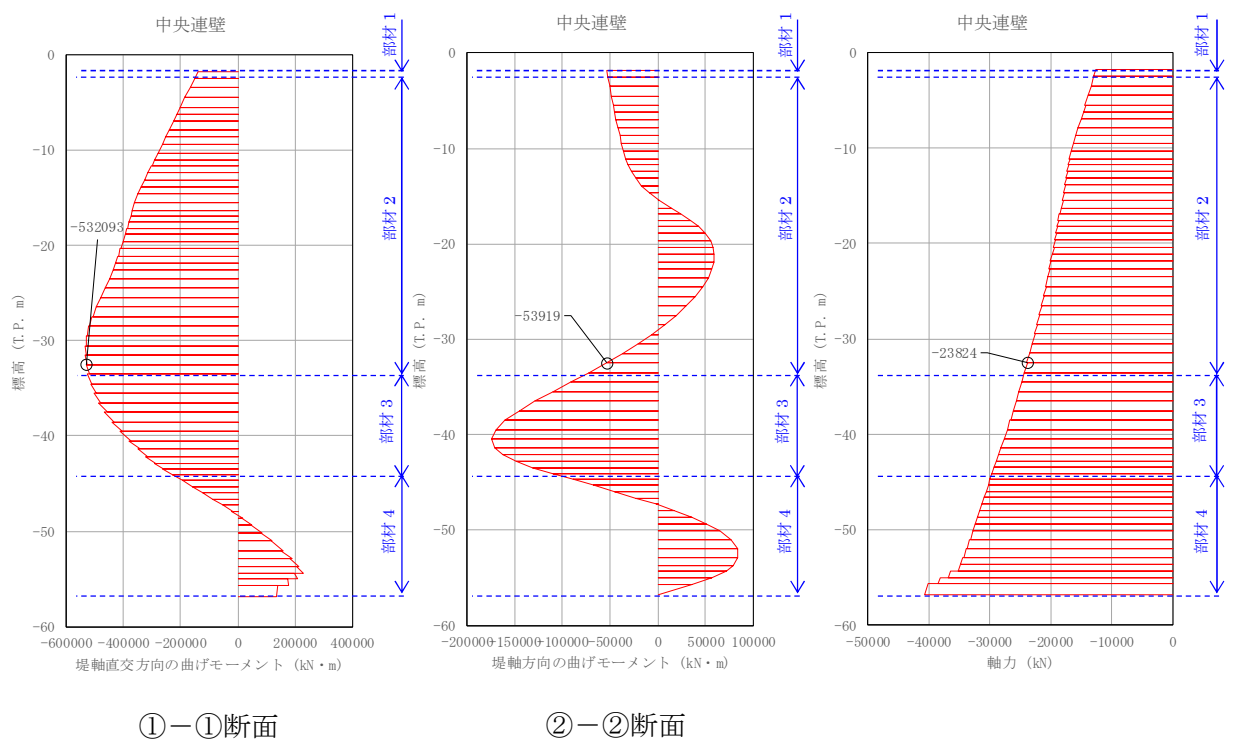
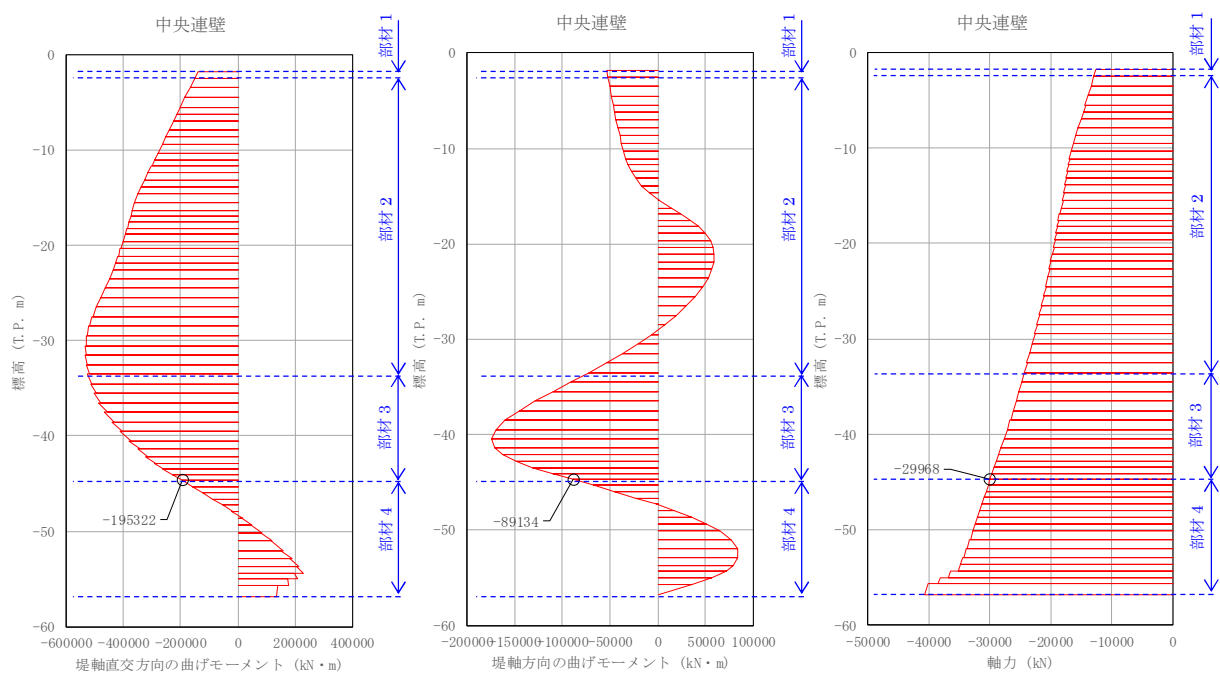


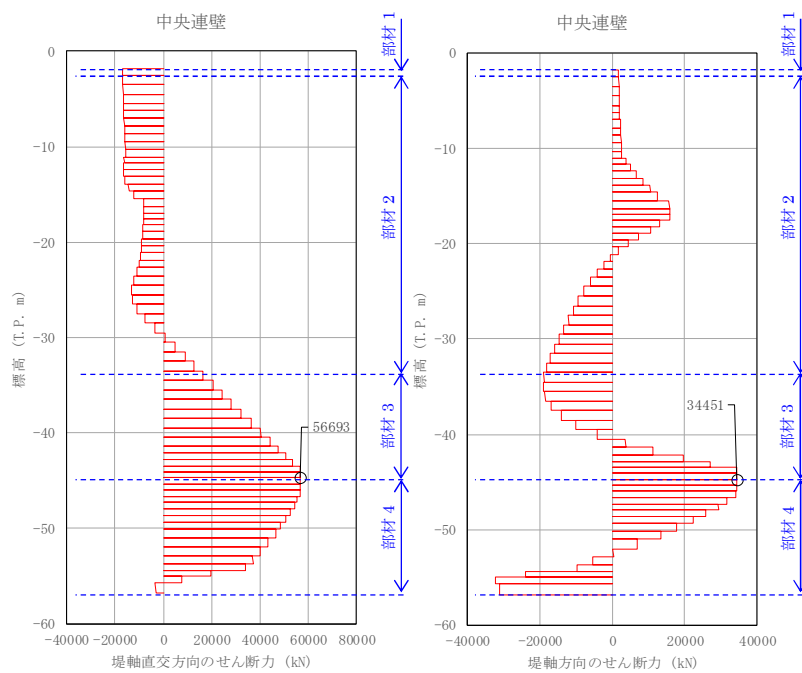
図 4.2-23 (4) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.2-23 (5) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 3)



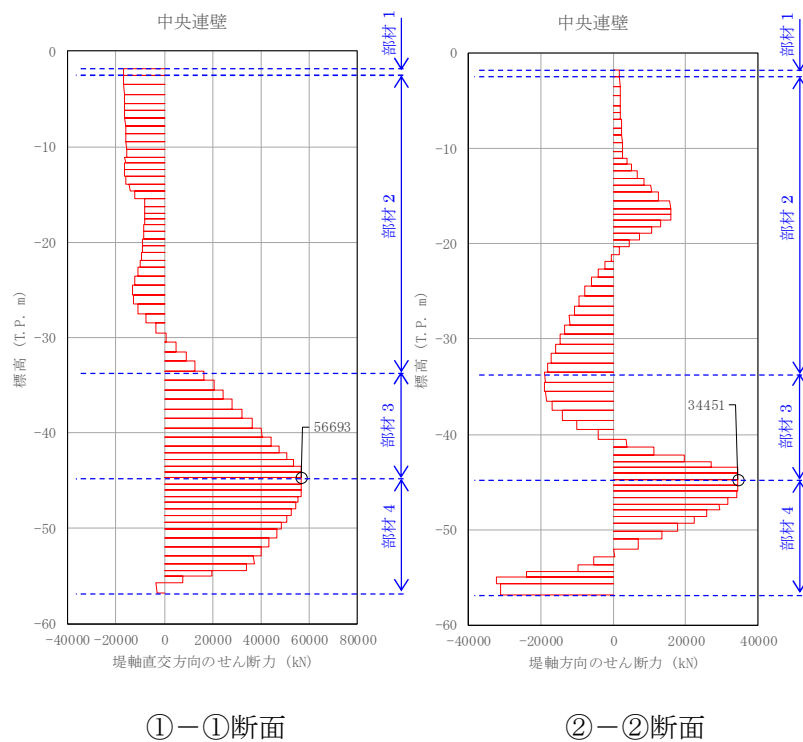
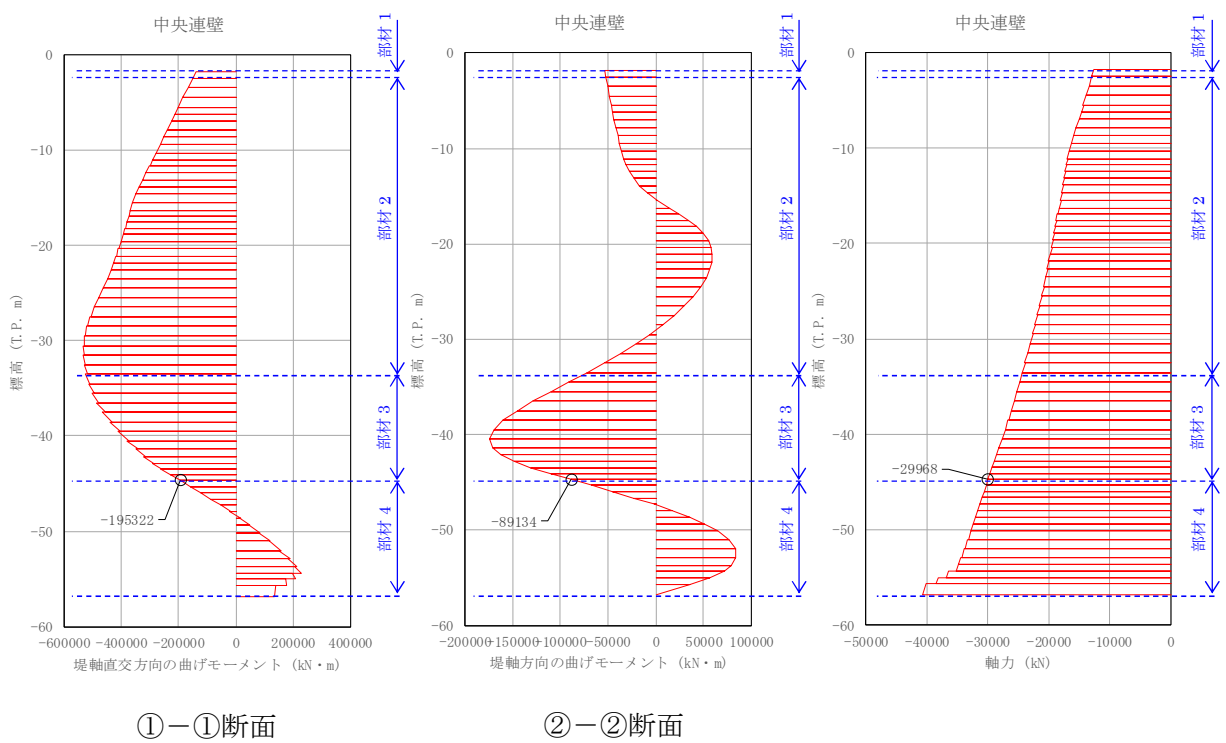


図 4.2-23 (6) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 3)



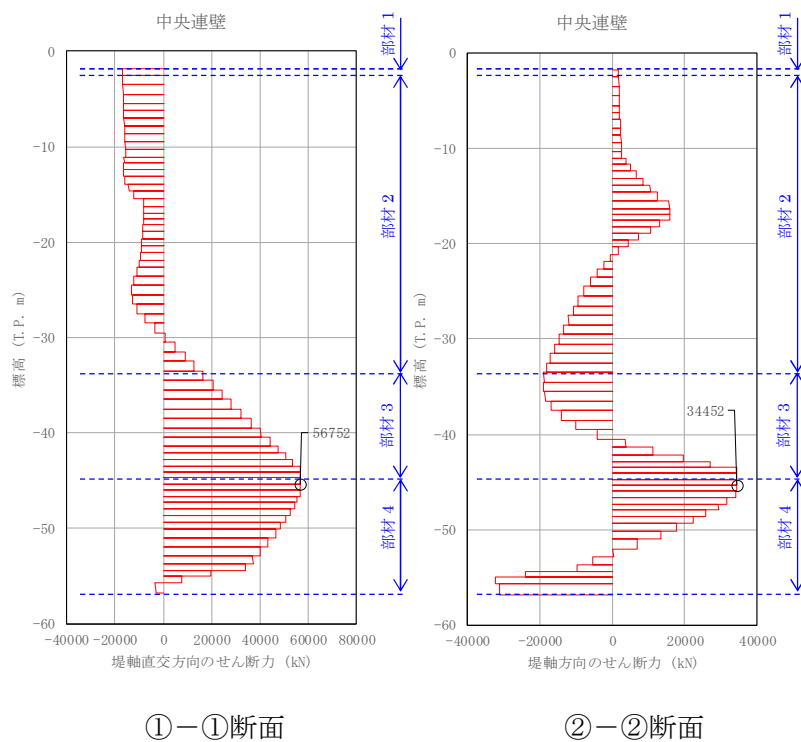
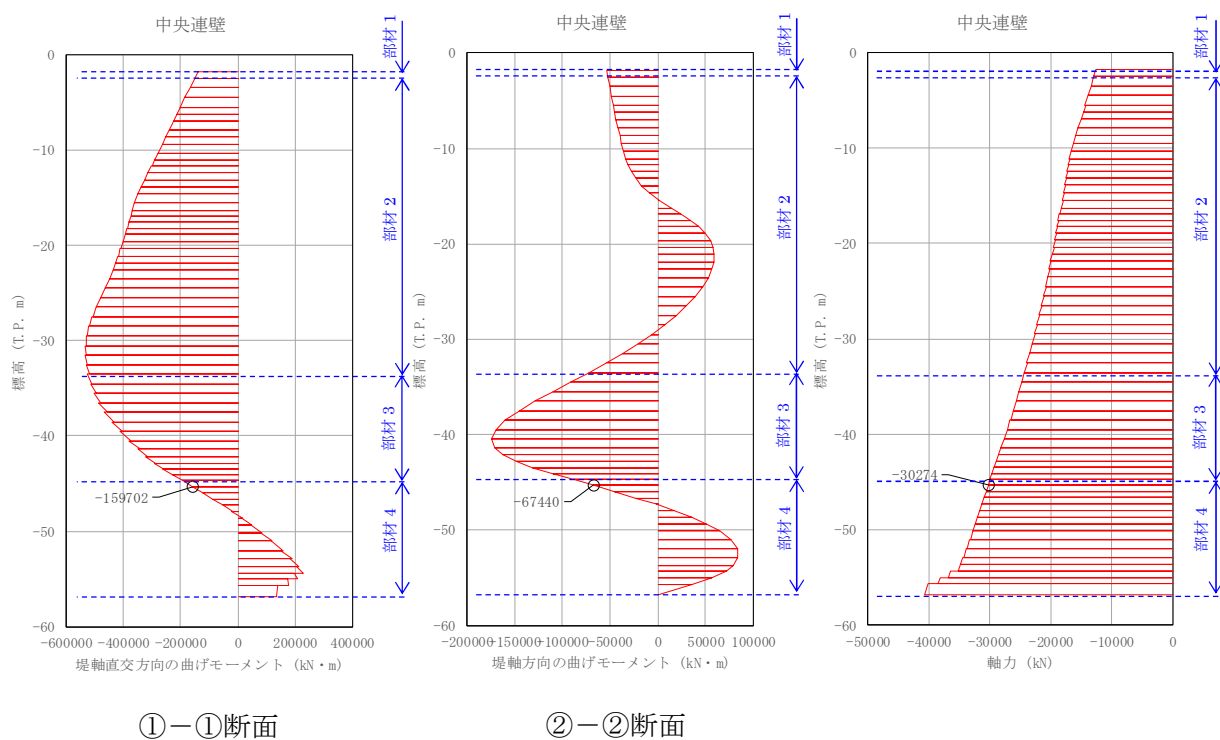


図 4.2-23 (7) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 4)



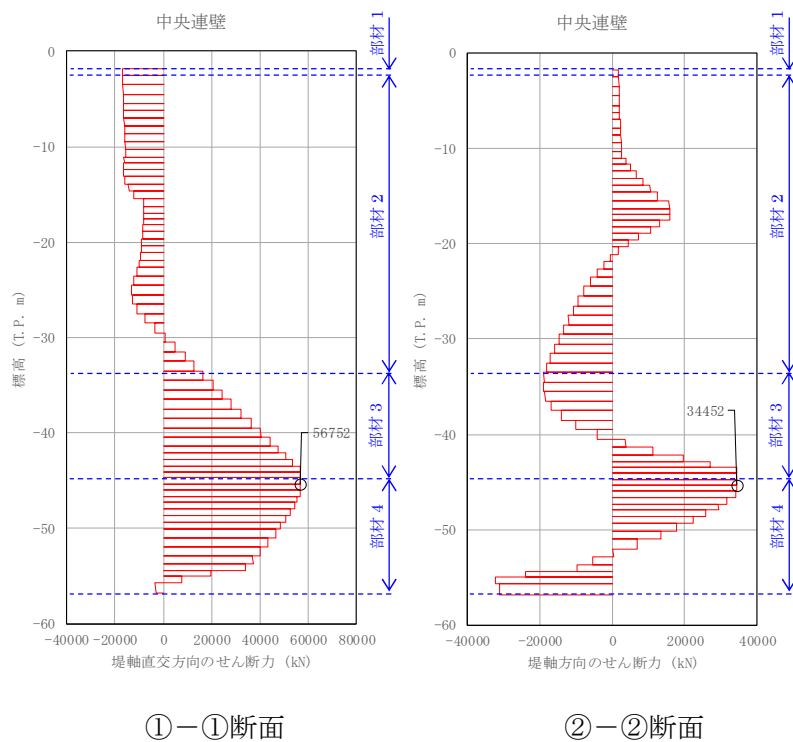
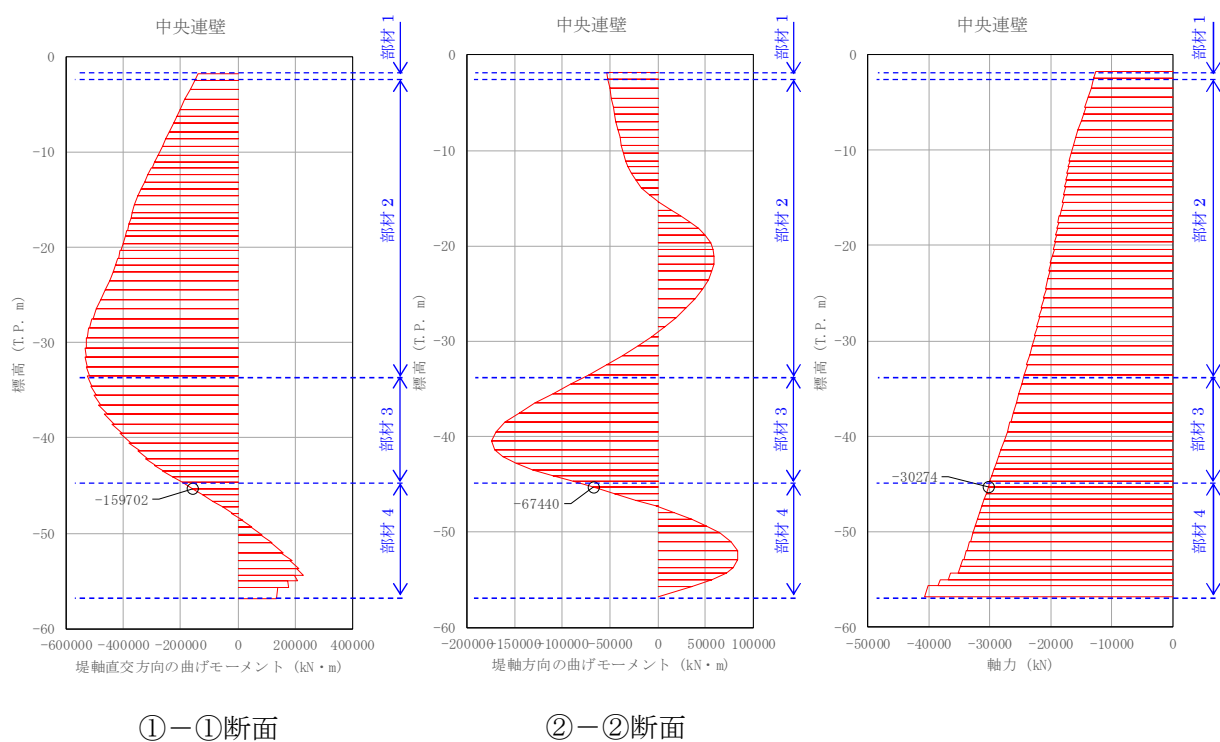


図 4.2-23 (8) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 4)



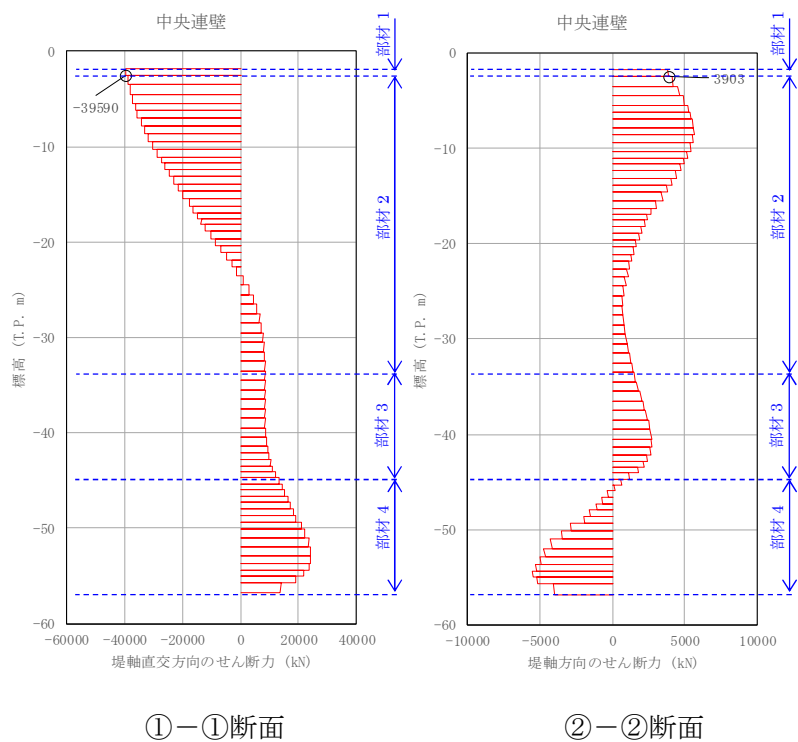
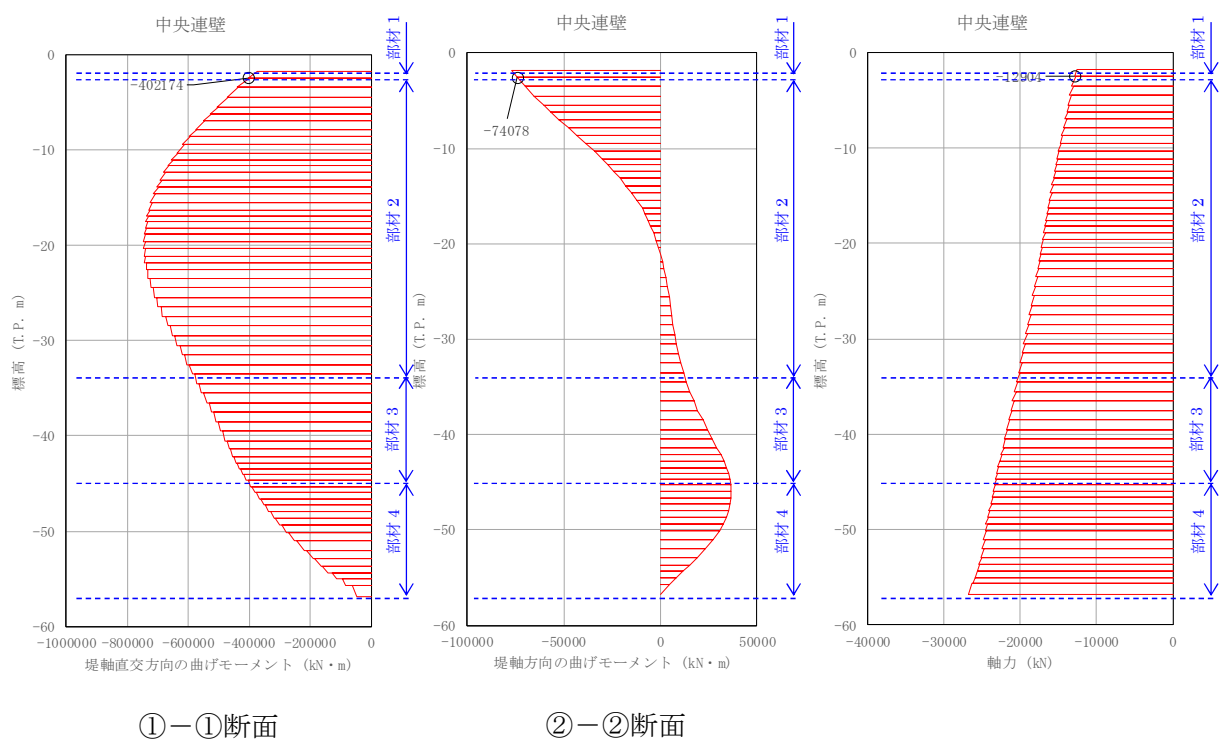


図 4.2-23 (9) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 1)



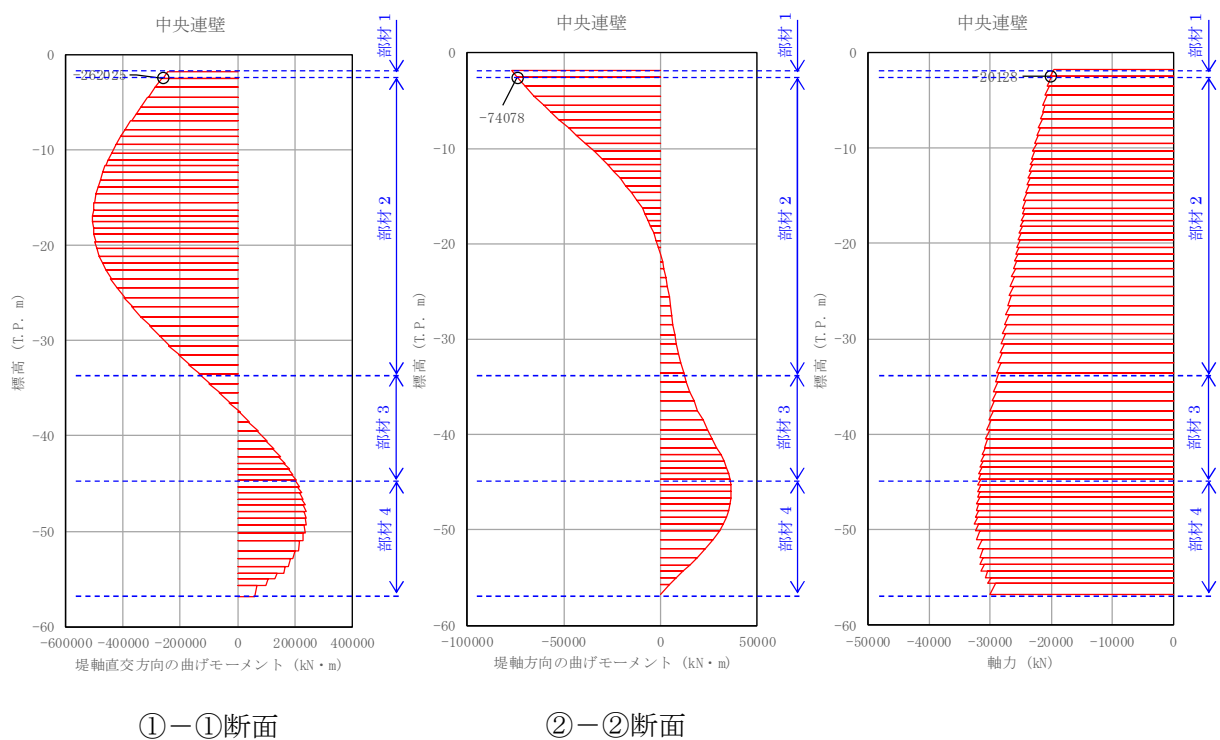
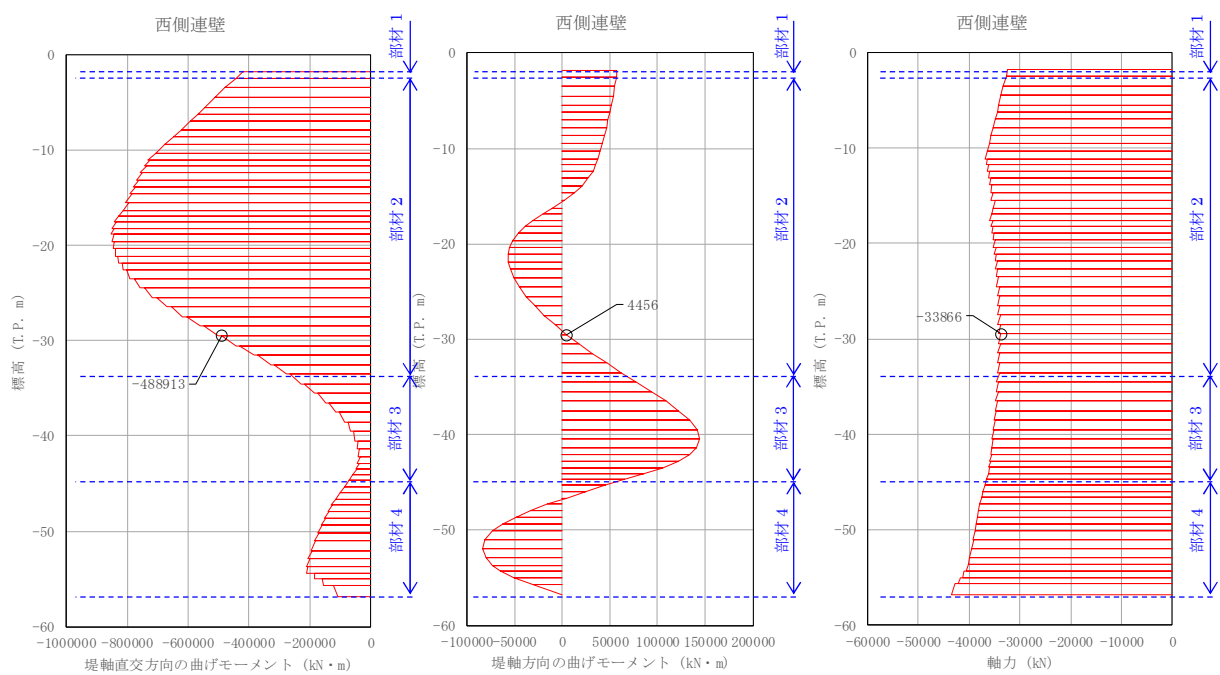


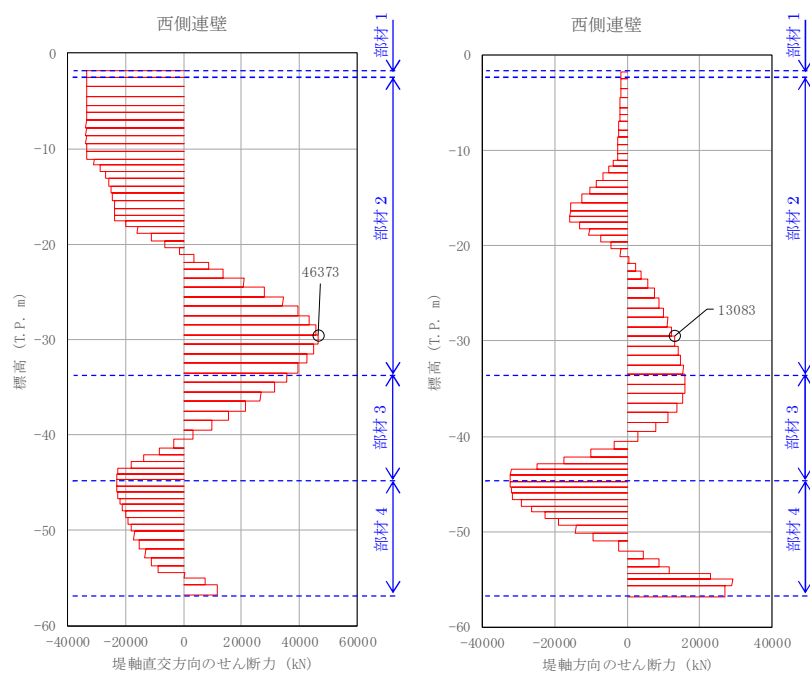
図 4.2-23 (10) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.2-23 (11) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)



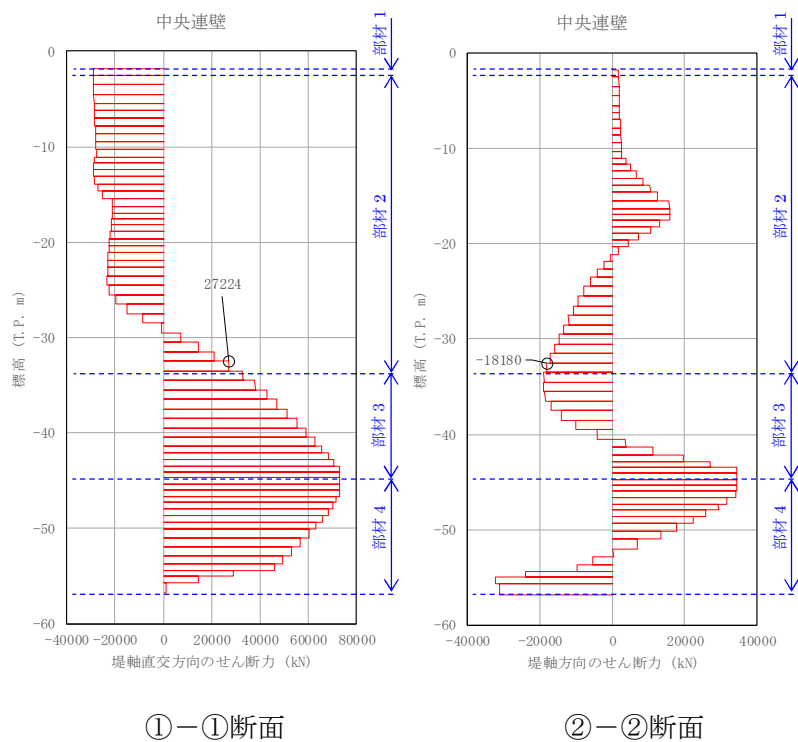
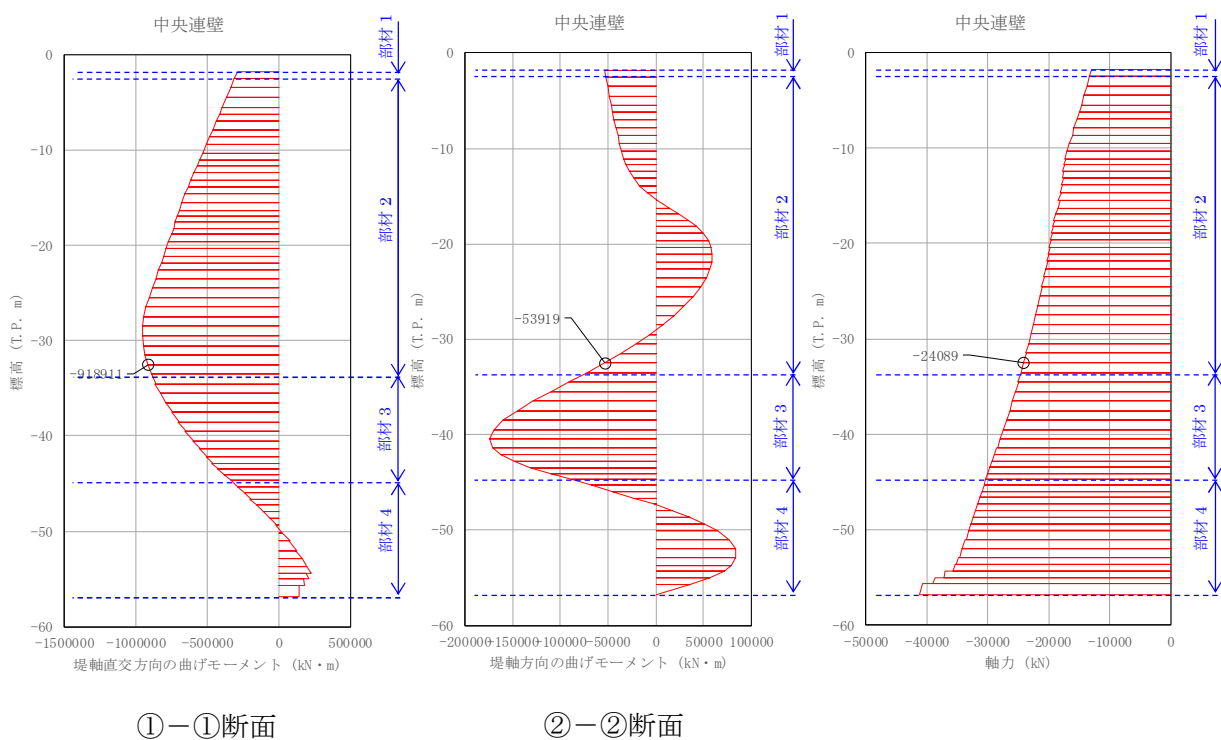


図 4.2-23 (12) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)



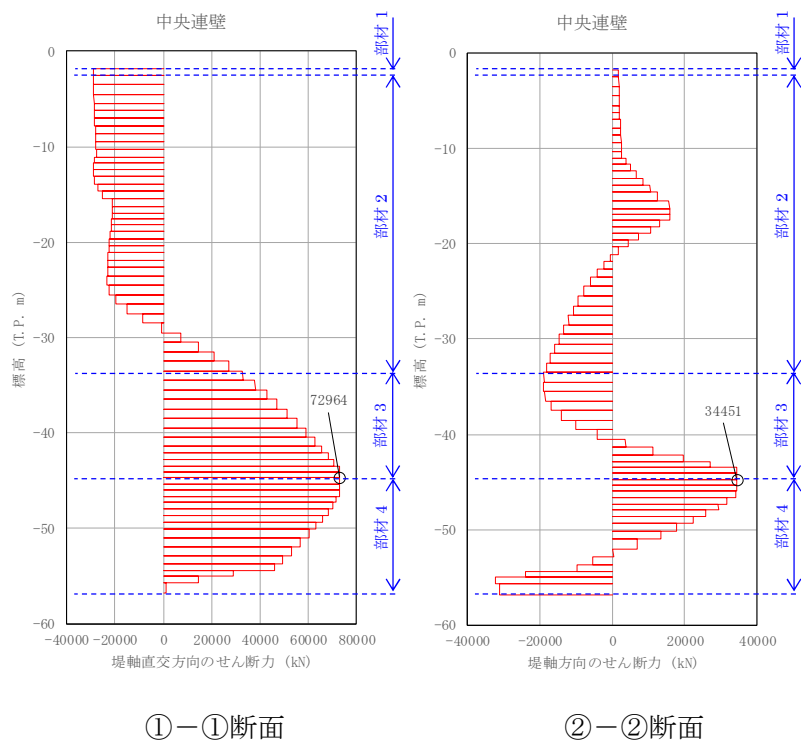
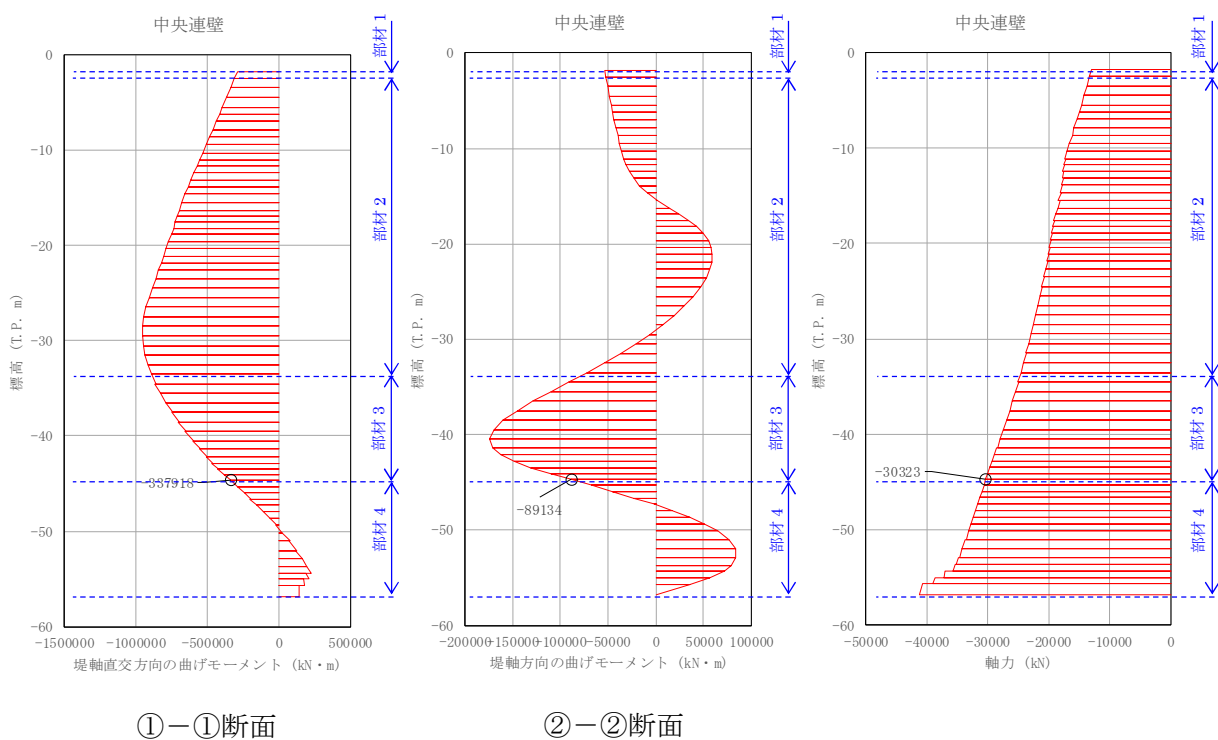


図 4.2-23 (13) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



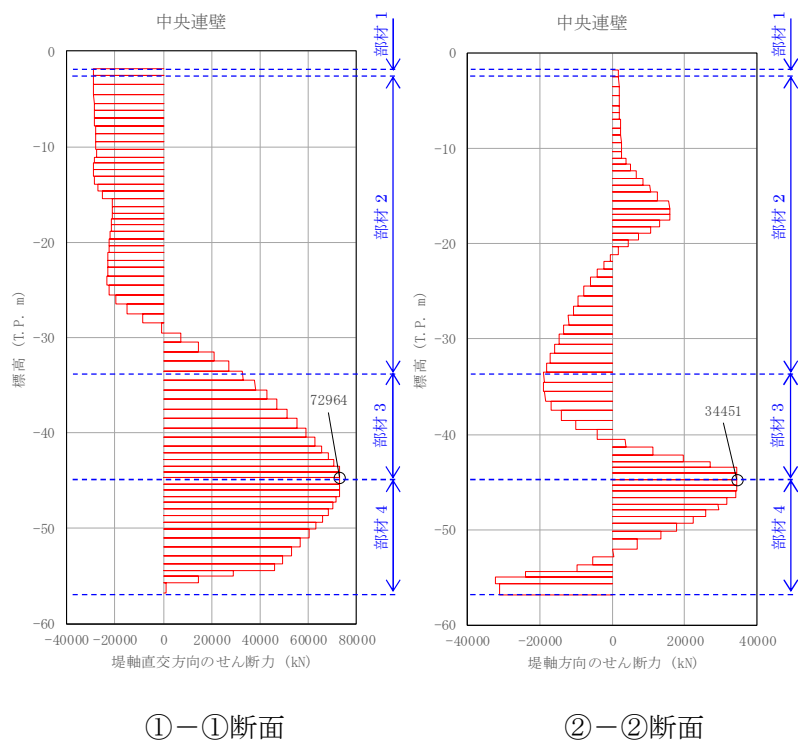
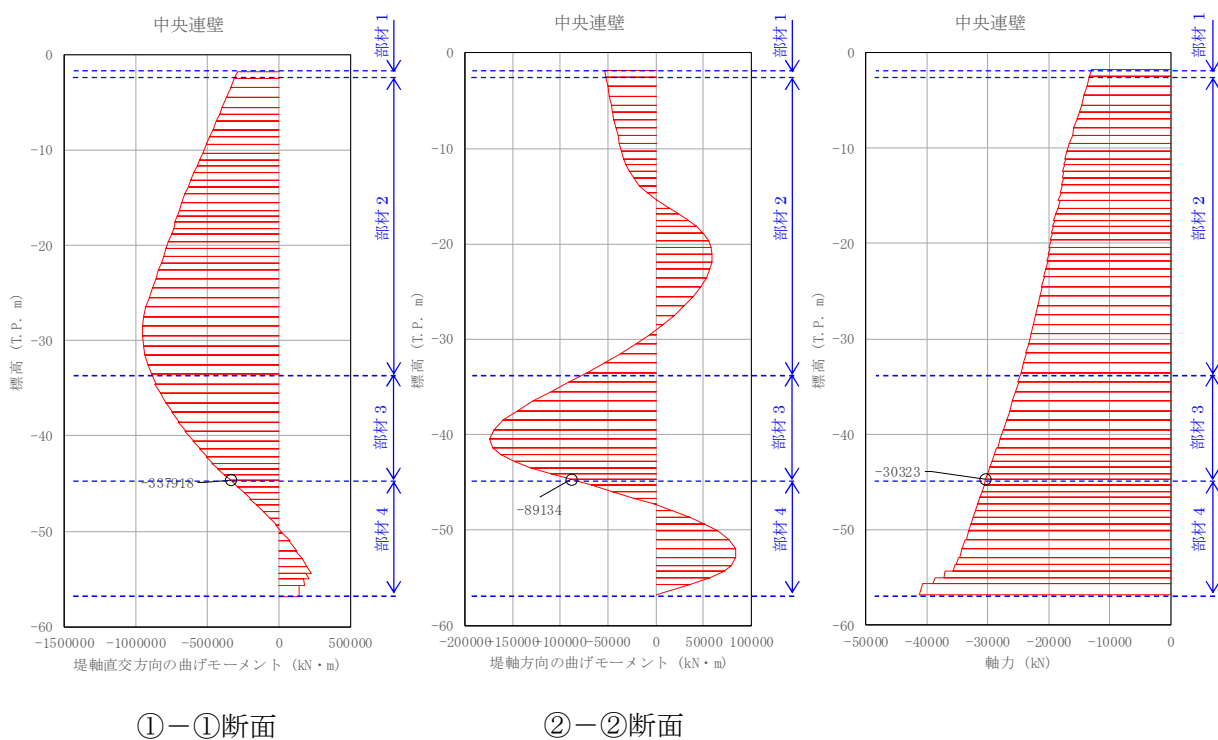


図 4.2-23 (14) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重疊時: T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



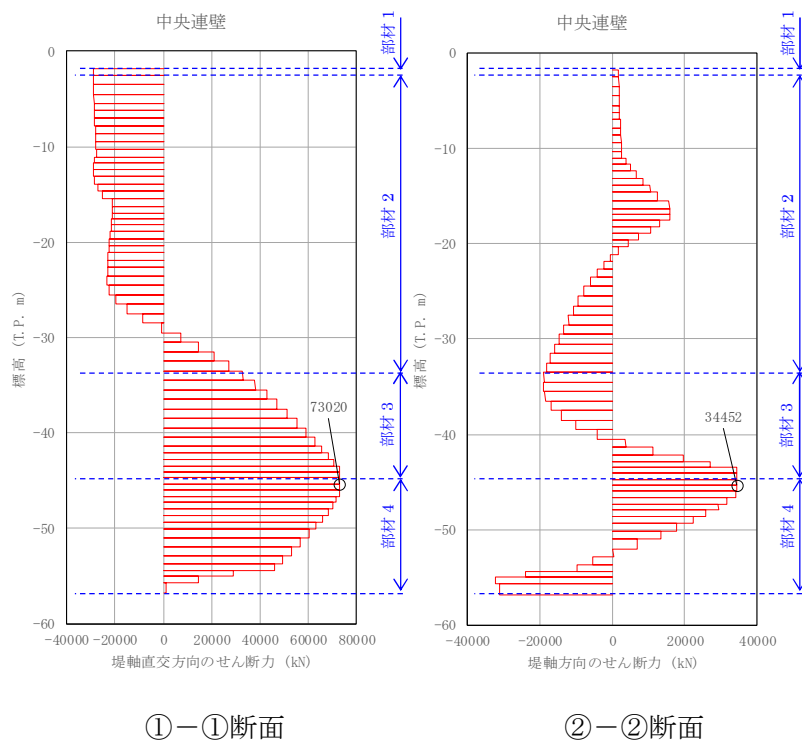
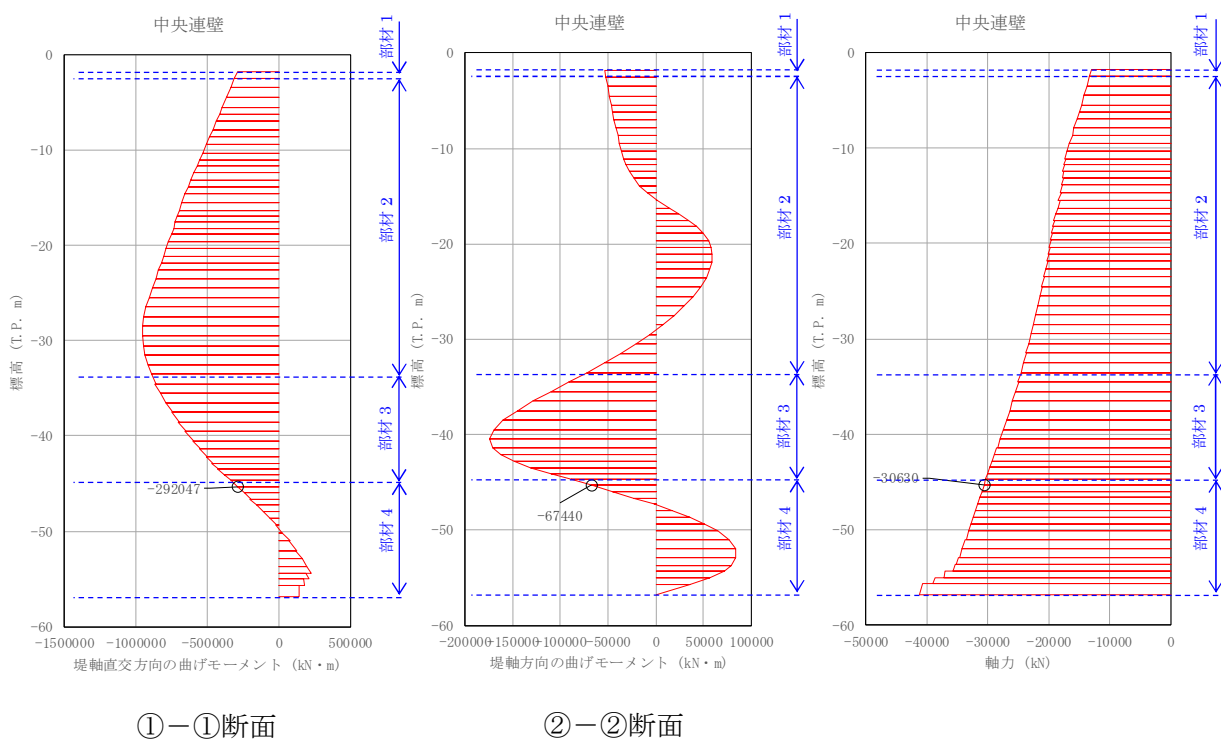


図 4.2-23 (15) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重疊時: T.P. +24 m 津波時, 部材 4)



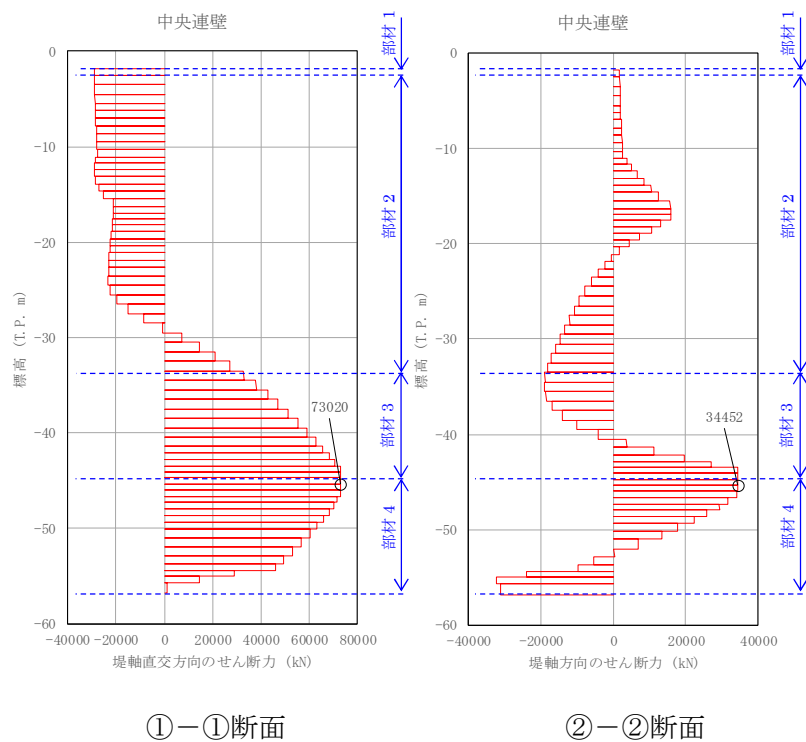
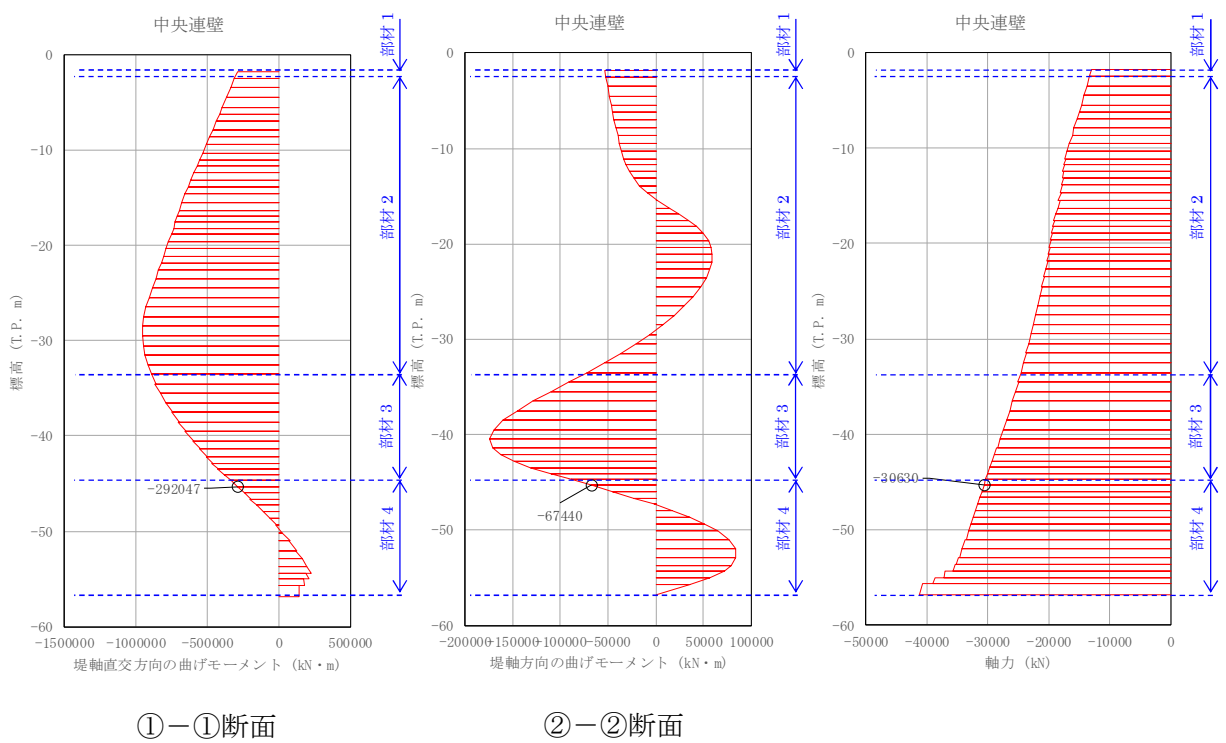


図 4.2-23 (16) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時: T.P. +24 m 津波時, 部材 4)



#### 4.2.5 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 4.2-24 及び図 4.2-25 に、断面諸元一覧を表 4.2-15～表 4.2-20 に示す。

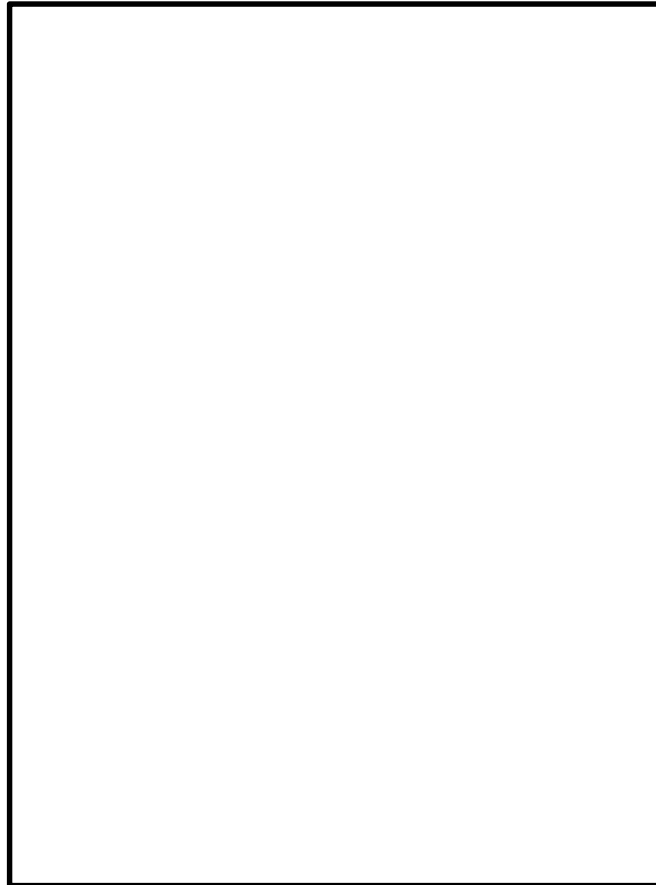


図 4.2-24 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図

表 4.2-15 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面（下面）				内面（上面）			
				外面 （下面）	内面 （上面）	外面 （下面）	内面 （上面）		径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	—	(mm)	—	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
フーチング	①—①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
	②—②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 4.2-16 断面諸元一覧（せん断補強筋）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	間隔	鉄筋量	Ss
				外面（下面）	内面（上面）	外面（下面）	内面（上面）					
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5800	5800	SD390	D25	600	845	300
フーチング	①-①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300
	②-②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300



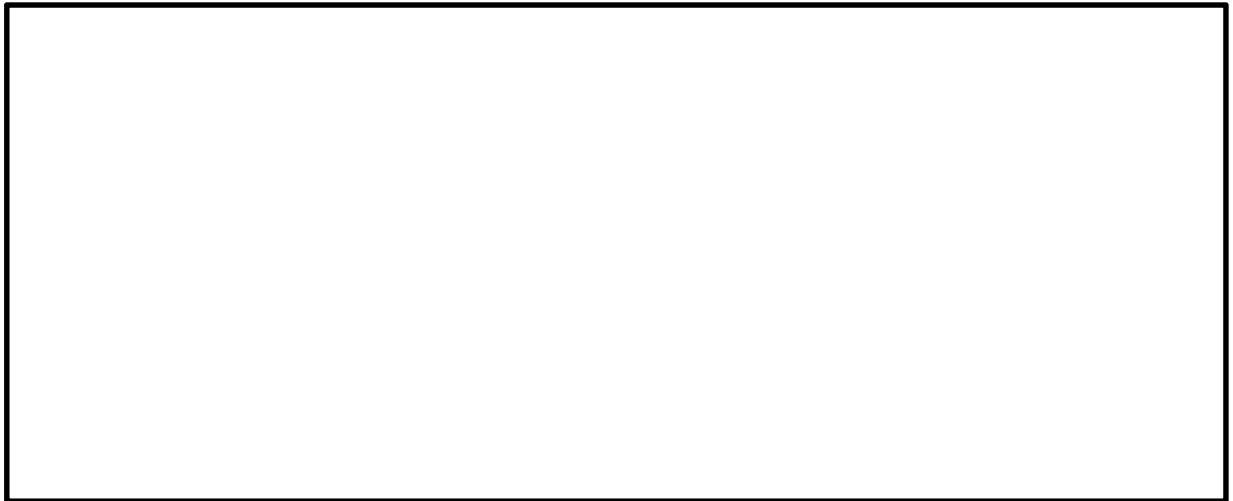


図 4.2-25 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 1 : T.P-1.8m~T.P-3.0m 区間)

表 4.2-17 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.2-17 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300



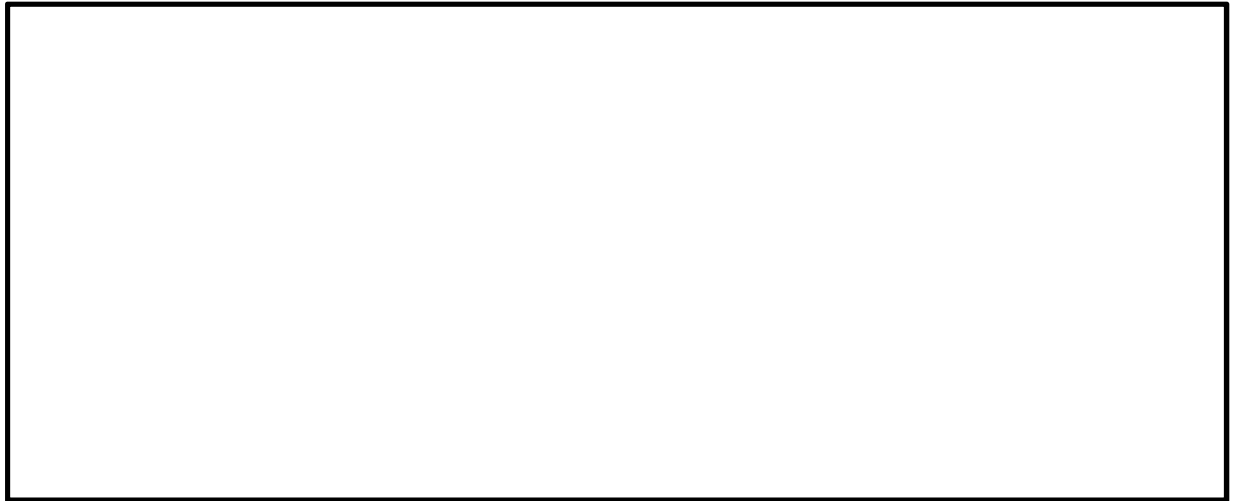


図 4.2-25 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 2 : T. P-3. 0m~T. P-34. 0m 区間)

表 4.2-18 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	—	(mm)	—	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	—	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①—①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②—②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588

表 4.2-18 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300





図 4.2-25 (3) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 3 : T. P-34.0m~T. P-40.0m 区間)

表 4.2-19 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①—①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②—②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.2-19 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300





図 4.2-25 (4) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 4 : T. P-40.0m~T. P-56.0m 区間)

表 4.2-20 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294

表 4.2-20 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



#### 4.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の最大接地圧分布図を図 4.2-26 に、支持性能評価結果を表 4.2-19 に示す。  
鉄筋コンクリート防潮壁による最大接地圧は T.P. +24 m 津波時（検討ケース③）で 2559 kN/m<sup>2</sup> であり、基礎地盤の極限支持力度 6201 kN/m<sup>2</sup> 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は、重畳時の荷重に対し、支持性能を有する。

表 4.2-19 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース		最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
基準 津波時	①	2037	6201
	②	1971	6201
	③	2099	6201
	④	2359	6201
	⑤	2049	6201
	⑥	1993	6201
T.P. +24 m 津波時	①	2435	6201
	②	2326	6201
	③	2559	6201
	④	2337	6201
	⑤	2469	6201
	⑥	2363	6201

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

②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1  $\sigma$ ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（- 1  $\sigma$ ）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（+ 1  $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



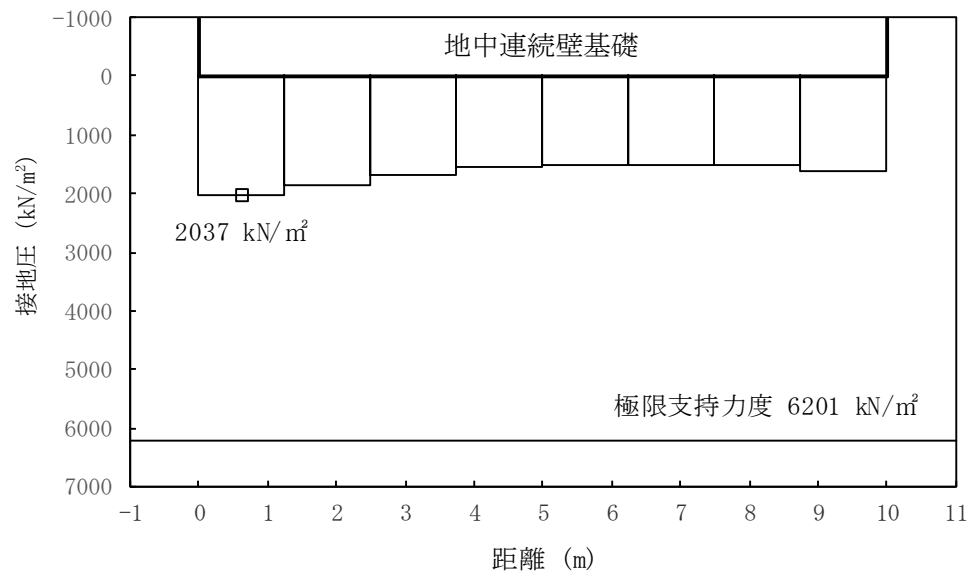


図 4.2-26 (1) 接地圧分布図（重畳時：基準津波時）

（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）

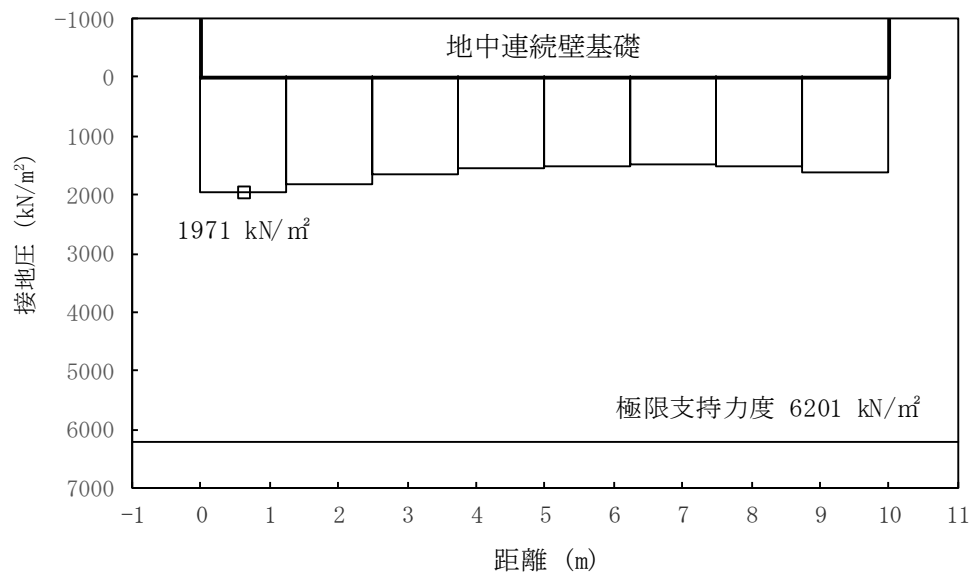


図 4.2-26 (2) 接地圧分布図（重畳時：基準津波時）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース）



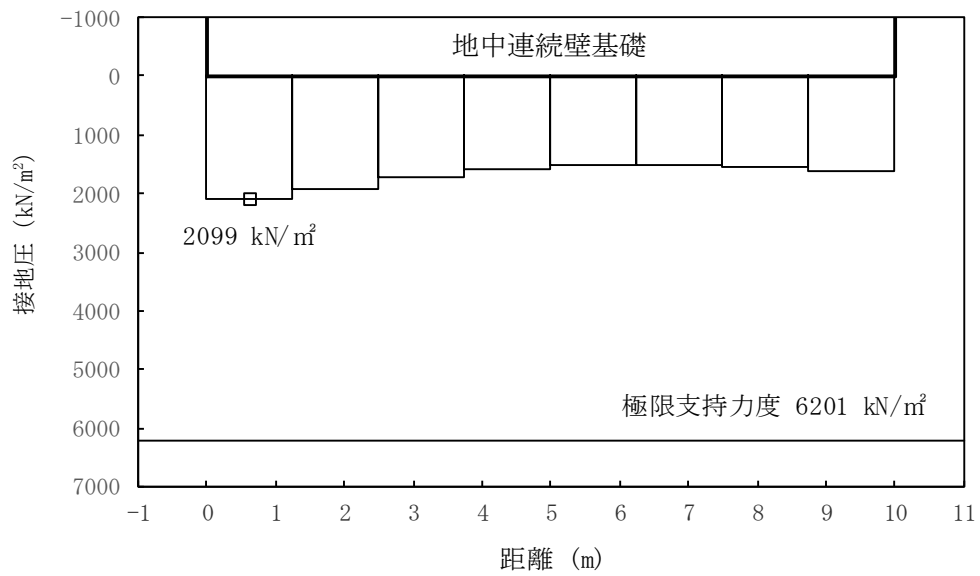


図 4.2-26 (3) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

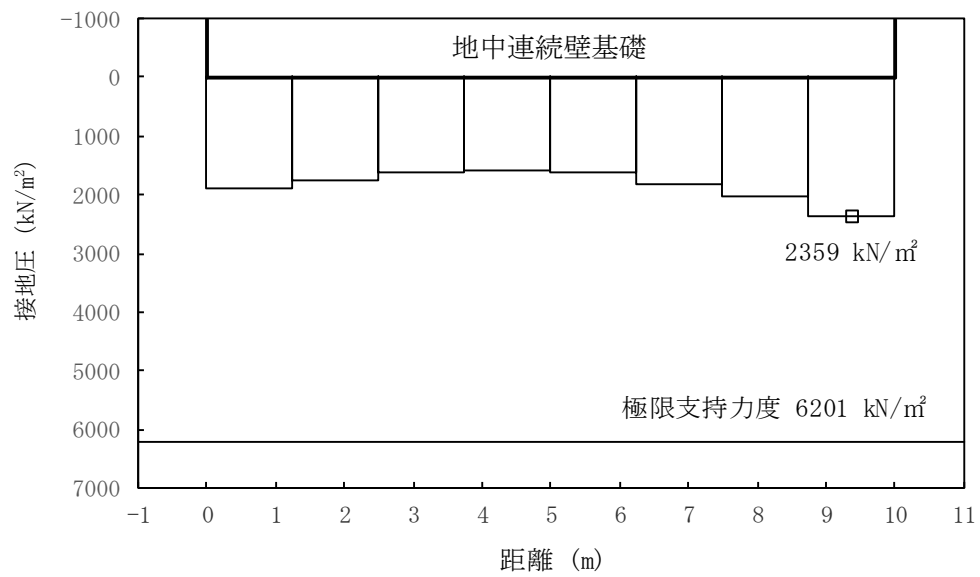


図 4.2-26 (4) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)

(検討ケース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)



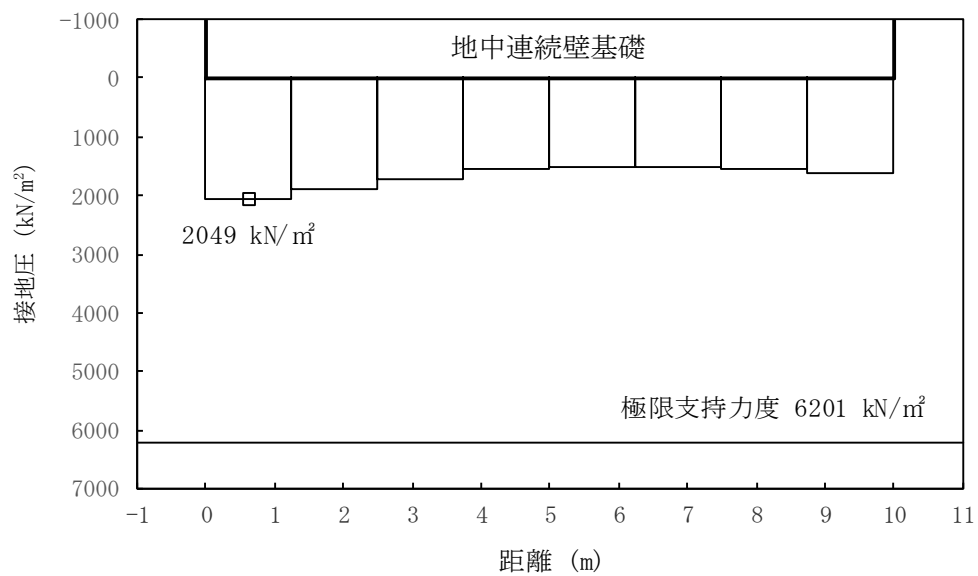


図 4.2-26 (5) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)

(検討ケース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)

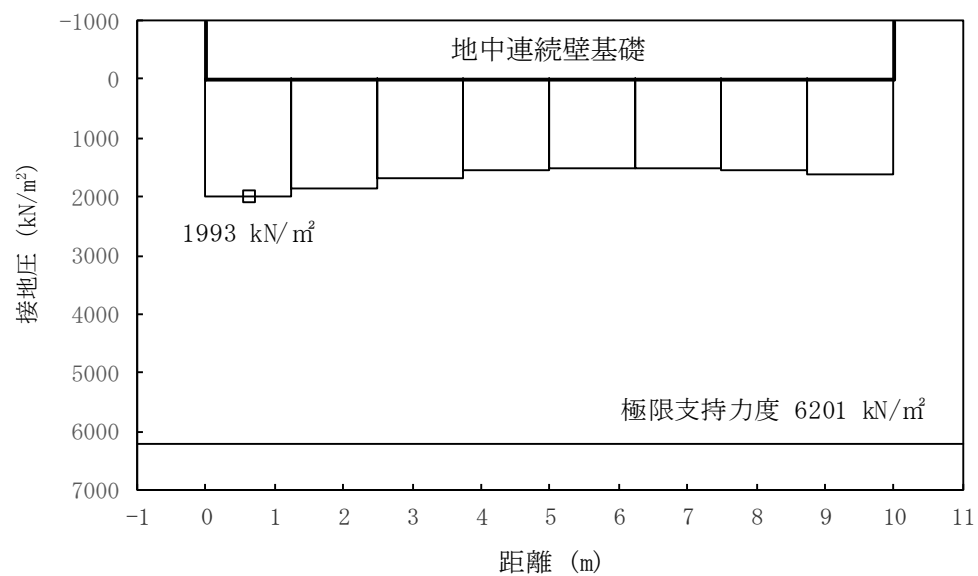


図 4.2-26 (6) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



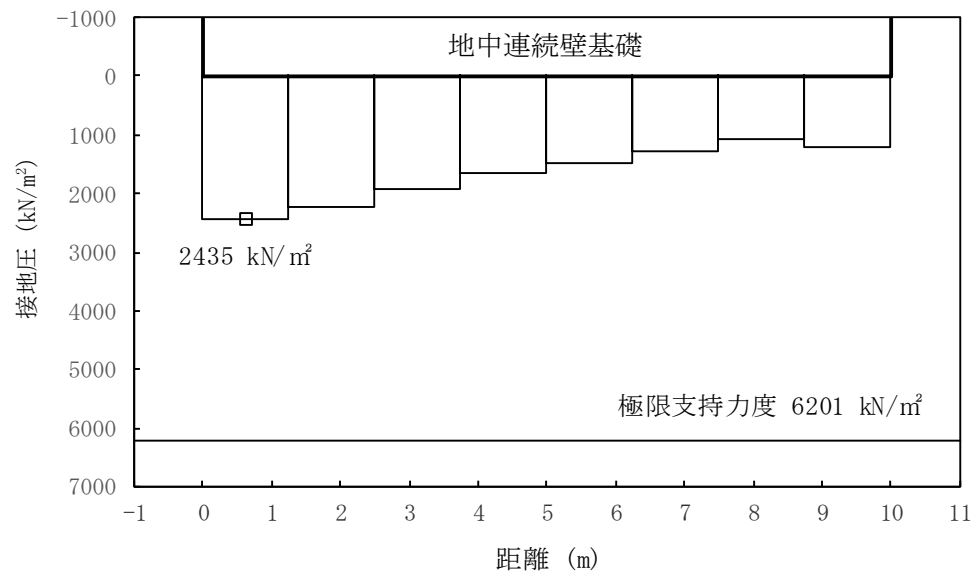


図 4.2-26 (7) 接地圧分布図 (重畳時: T.P. +24 m 津波時)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

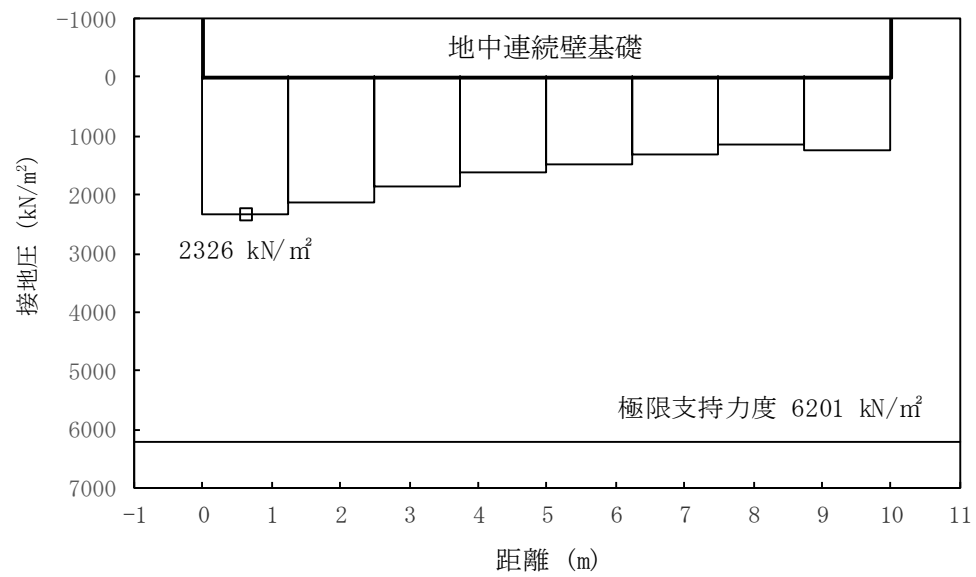


図 4.2-26 (8) 接地圧分布図 (重畳時: T.P. +24 m 津波時)  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)



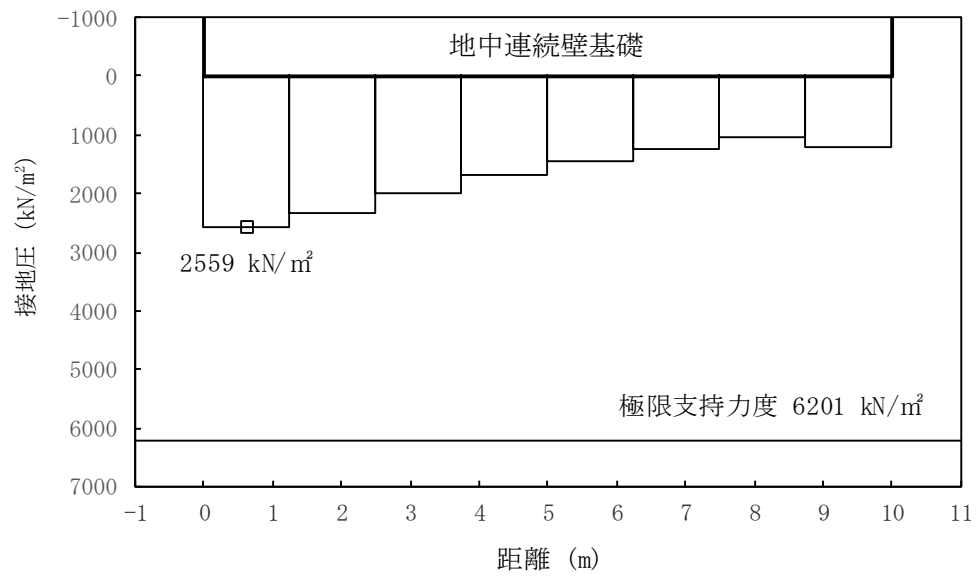


図 4.2-26 (9) 接地圧分布図 (重畳時: T.P. +24 m 津波時)  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

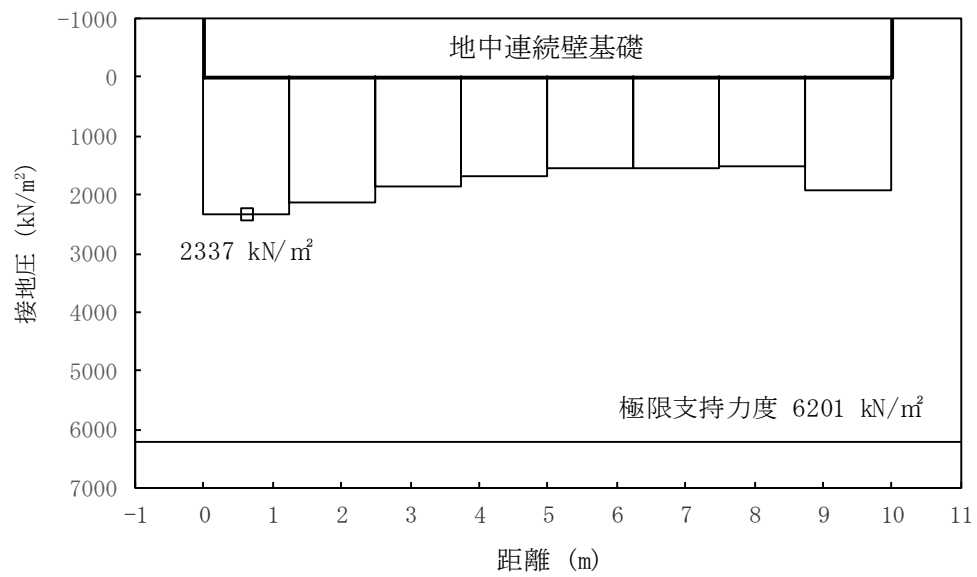


図 4.2-26 (10) 接地圧分布図 (重畳時: T.P. +24 m 津波時)  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



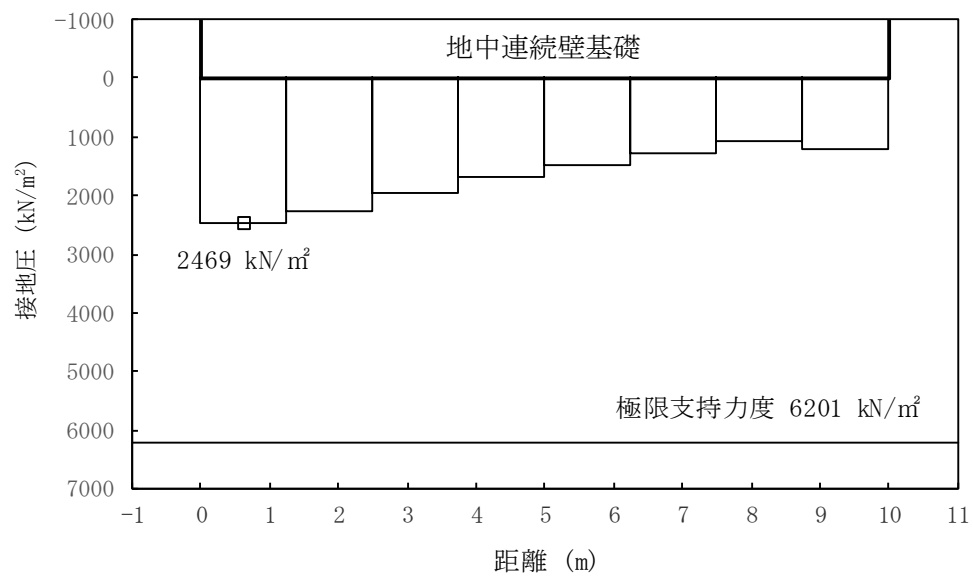


図 4.2-26 (11) 接地圧分布図 (重畳時：T.P. + 24 m 津波時)  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

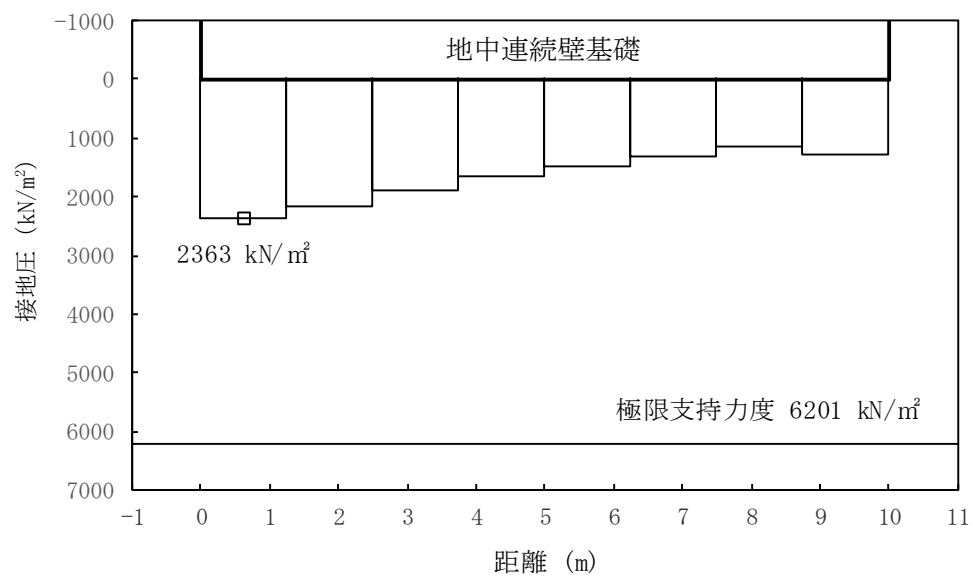


図 4.2-26 (12) 接地圧分布図 (重畳時：T.P. + 24 m 津波時)  
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



#### 4.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁は、津波時及び重畳時に対して、要求機能を維持できる。



鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価に関する参考資料



(参考 1) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 6.2-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。



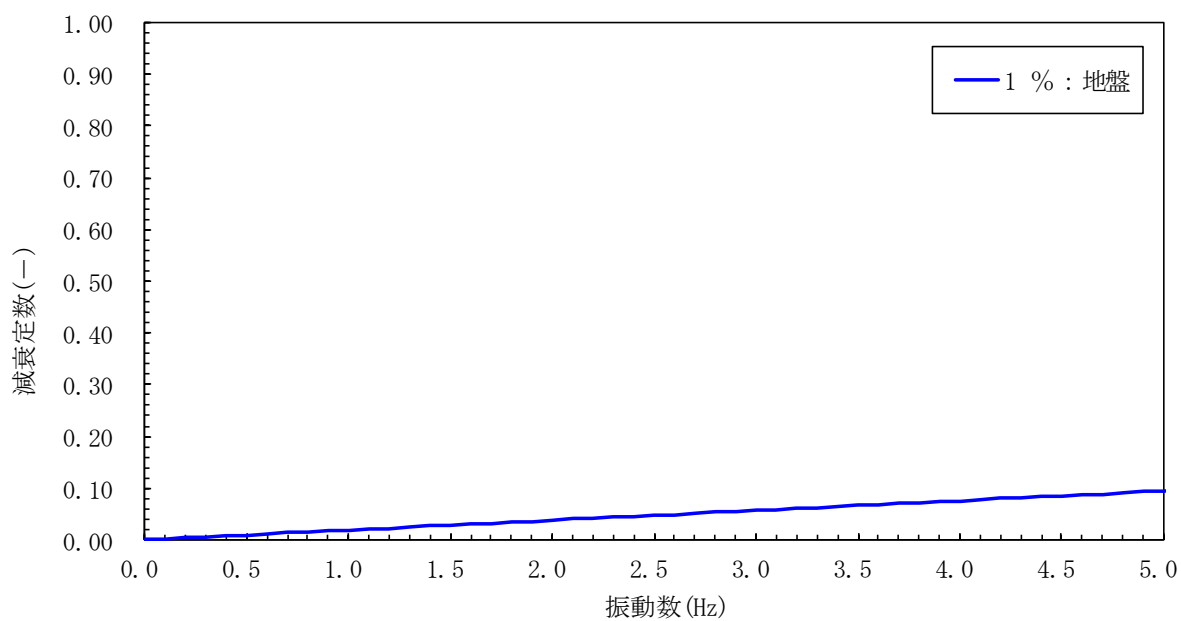


図 6.2-1(1) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

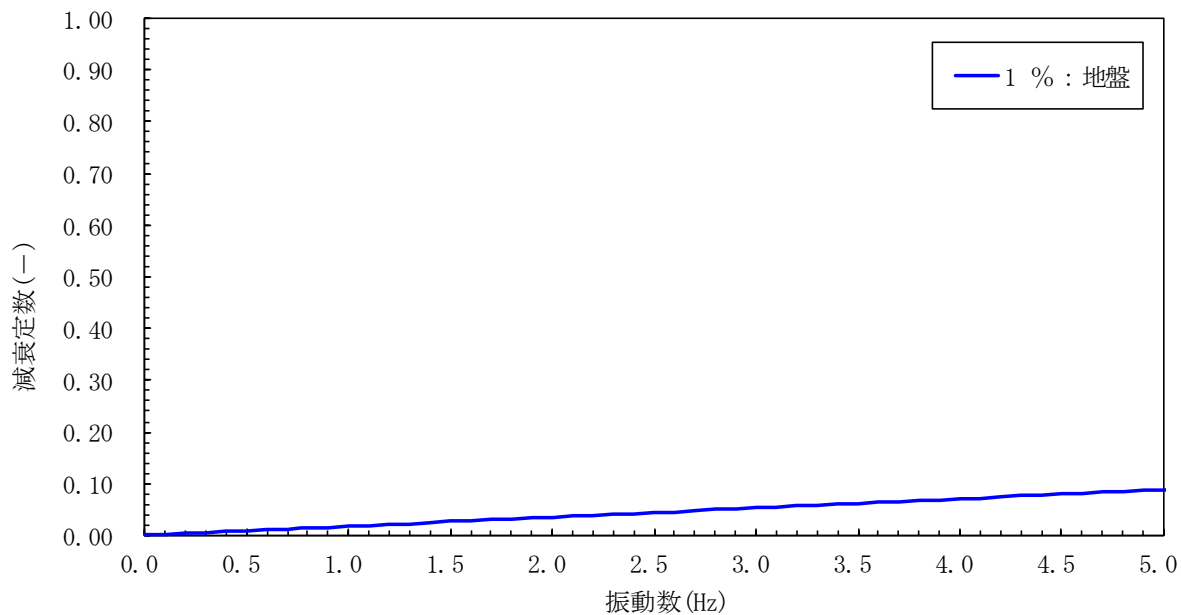


図 6.2-1(2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



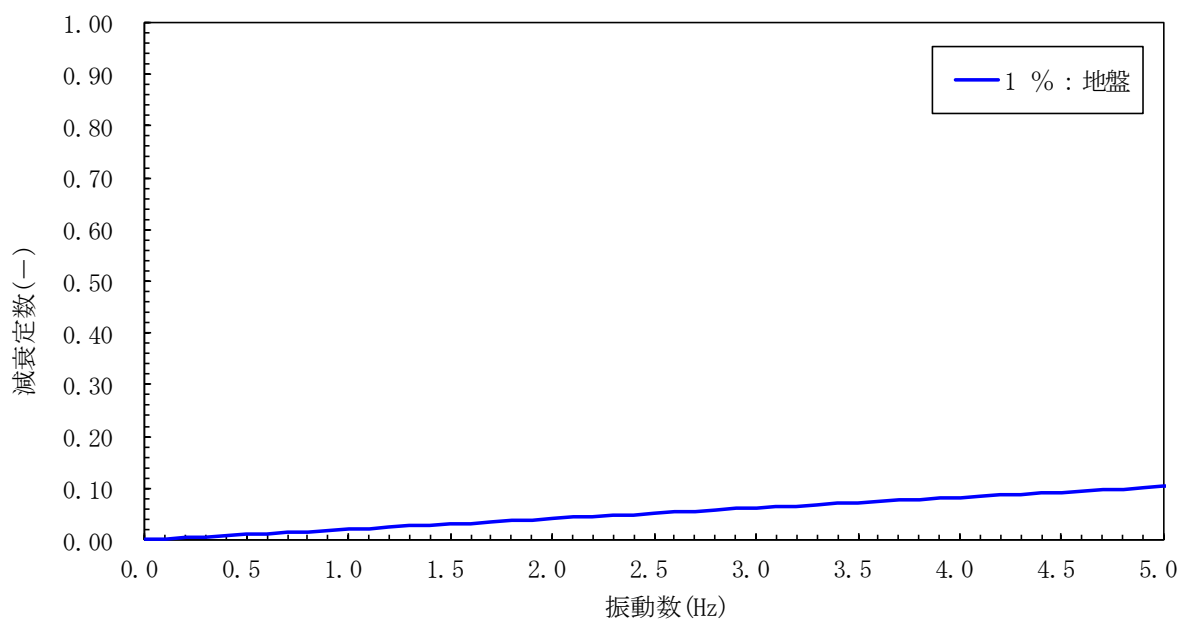


図 6.2-1(3) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

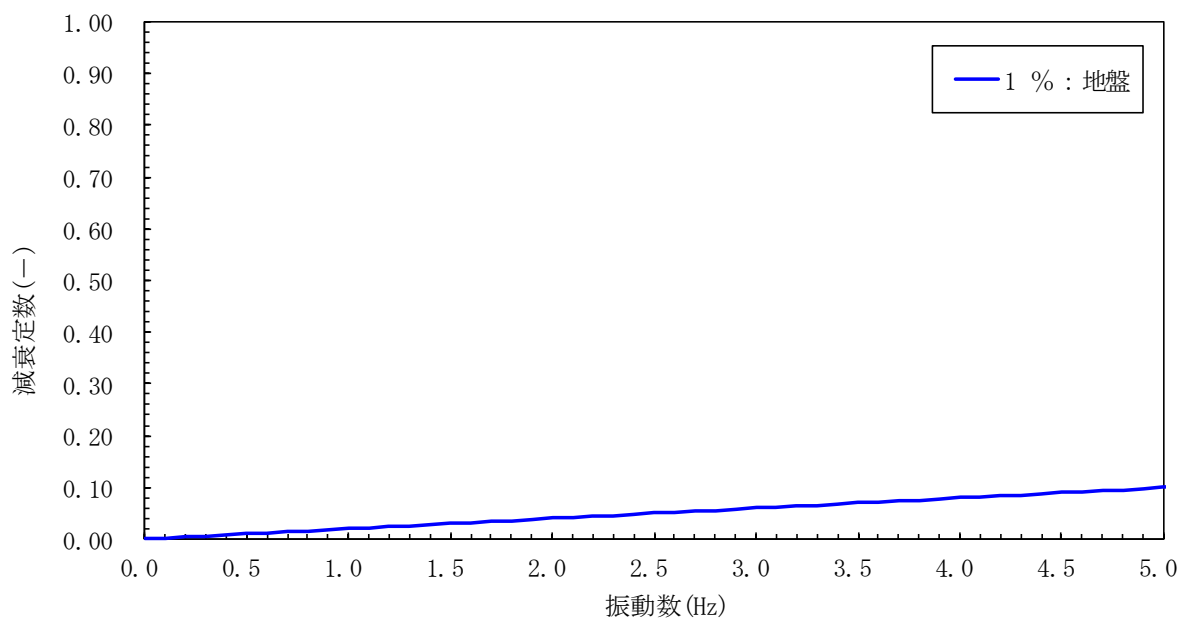


図 6.2-1(4) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース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)