

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 51
提出年月日	平成 30 年 6 月 15 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 6 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>・新規制定</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 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を新規作成し、追加（「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」は、変更なし）</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 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」は、変更なし）</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 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定</li> </ul>
改13	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改12の内、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定</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>

下線は、今回提出資料を示す。

## 目 次

[ ]内は、当該箇所を提出  
(最新)したときの改訂を示  
す。

1. 入力津波の評価
  - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 37 H30. 5. 17]
  - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
  - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 37 H30. 5. 17]
  - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
  - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 29 H30. 4. 19]
  - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
2. 津波防護対象設備
  - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
  - 3.1 砂移動による影響確認について[改 37 H30. 5. 17]
  - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
  - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
  - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 32 H30. 5. 1]
  - 4.2 漂流物による影響確認について[改 26 H30. 4. 13]
  - 4.3 漂流物荷重について[改 48 H30. 6. 11]
5. 設計における考慮事項
  - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
  - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
  - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
  - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30. 4. 26]
  - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
  - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
  - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
  - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
  - 5.9 浸水防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて[改 20 H30. 4. 4]
  - 5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について
    - 5.10.1 概要[改 5 H30. 2. 13]
    - 5.10.2 防潮堤（鋼製防護壁）[改 31 H30. 4. 26]
    - 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
    - 5.10.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））[改 24 H30. 4. 11]
    - 5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
    - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 42 H30. 5. 31]
    - 5.10.7 防潮扉[改 44 H30. 6. 5]
    - 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 44 H30. 6. 5]

- 5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
- 5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について[改 42 H30. 5. 31]
- 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 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
- 5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 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 51 H30. 6. 15]

[ ]内は，当該箇所を提出  
(最新)したときの改訂を示  
す。

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
  - 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
    - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]
    - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
  - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
  - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 50 H30. 6. 12]
- 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 44 H30. 6. 5]
    - 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料[改 33 H30. 5. 7]
  - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
- 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明
  - 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明
    - 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
    - 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
- 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
  - 6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
    - 6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明[改 51 H30. 6. 15]
    - 6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
- 6.5 防潮扉に関する補足説明
  - 6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明[改 50 H30. 6. 12]
    - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]（土木）
    - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
- 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
  - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 50 H30. 6. 12]



- 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 32 H30. 5. 1]
    - 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.8 貯留堰に関する補足説明
  - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
    - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 42 H30. 5. 31]
    - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
  - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]
- 6.9 浸水防護設備に関する補足説明
  - 6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明[改 49 H30. 6. 12]
  - 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 40 H30. 5. 25]
  - 6.9.3 津波荷重(突き上げ)の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 6.10 津波監視設備に関する補足説明
  - 6.10.1 津波監視カメラの設計に関する補足説明
  - 6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明
  - 6.10.3 加振試験の条件について
  - 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明
- 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明[改 38 H30. 5. 18]
- 6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明[改 31 H30. 4. 26]

[ ]内は、当該箇所を提出  
(最新)したときの改訂を示  
す。



## 5.19 許容応力度法における許容限界について

### (1) 基本方針

津波防護施設の許容応力度法による耐震設計にあたり、部材に適用する許容応力度及び短期許容応力度は、「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）」（以下、「コンクリート標準示方書」という。）に基づき設定することを基本とする。「コンクリート標準示方書」において対象部材に直接適用できる値がない場合は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（以下、「道路橋示方書（平成14年3月）」という。）に基づき設定する。また、「道路橋示方書（平成14年3月）」においても対象部材に直接適用できる値がない場合は、その他の規格，基準類を検討し，適切に設定する。

### (2) 適用する規格，基準類

#### a. コンクリート

コンクリートの曲げ圧縮及びせん断に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし，設計基準強度  $50 \text{ N/mm}^2$  のコンクリートの曲げ圧縮に対する許容応力度については、「カルバート工指針（平成21年度版）」に基づき設定する。表 5.19-1 にコンクリートの許容応力度及び短期許容応力度を示す。

なお，図 5.19-1 に示すとおり，「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）」（以下，「カルバート工指針（平成21年度版）」という。）における設計基準強度  $50 \text{ N/mm}^2$  に対する許容曲げ圧縮応力度  $16 \text{ N/mm}^2$  は，「コンクリート標準示方書」データの近似曲線による設計基準強度  $50 \text{ N/mm}^2$  での許容曲げ圧縮応力度の算定値とほぼ同値である。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「コンクリート標準示方書」及び「カルバート工指針（平成21年度版）」に基づき設定する。

表 5.19-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時 (1.5) *	T. P. +24m津波時, 余震+T. P. +24m 津波時 (2.0) *
設計基準強度 $f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	14	21
	許容せん断応力度	0.55	0.825
	許容押抜きせん断応力度	1.1	1.65
	許容支圧応力度	12	18
設計基準強度 $f'_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	16	24
	許容せん断応力度	0.55	0.825

注記 \* : ( ) 内は割増し係数を示す。

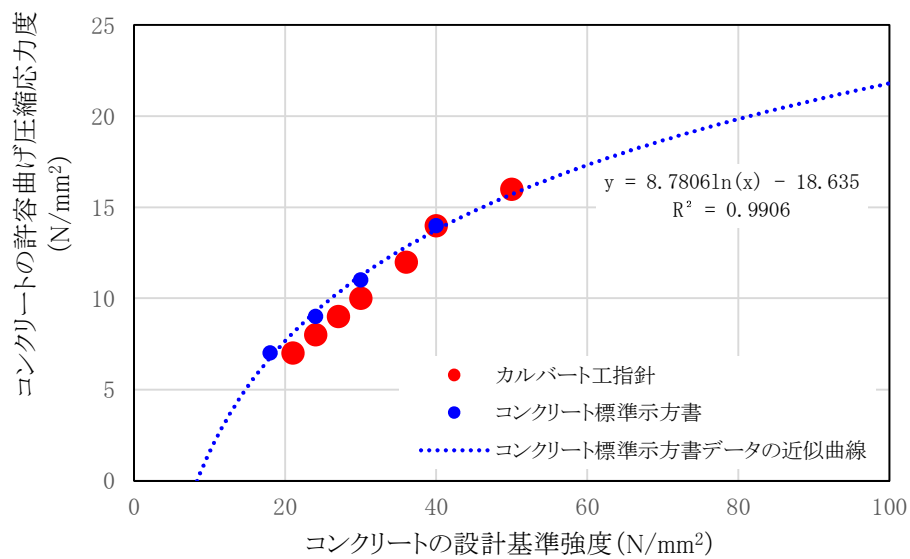


図 5.19-1 コンクリートの設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係

b. 鉄筋

鉄筋の引張に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし、SD490 の引張に対する許容応力度については、「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）」（以下、「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」という。）に基づき設定する。表 5.19-2 に鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度を示す。

本来，降伏応力度は SD490 の方が SD390 より大きいですが，表 5.19-2 に示すとおり，「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」に基づく SD490 のせん断補強筋の許容応力度は，「コンクリート標準示方書」に基づく SD390 の許容応力度より小さい値であり保守的な設定となる。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「コンクリート標準示方書」及び「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」に基づき設定する。

表 5.19-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

	許容引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
		地震時， 基準津波時， 余震+基準津波時 (1.5) *	T. P. +24m津波時， 余震+T. P. +24m 津波時 (1.65) *	
SD345	許容引張応力度	196	294	323.4
	許容引張り応力度（せん断補強筋）	196	294	323.4
SD390	許容引張応力度	206	309	339.9
	許容引張応力度（せん断補強筋）	206	309	339.9
SD490	許容引張応力度	290	435	478.5
	許容引張応力度（せん断補強筋）	200	300	330

注記 \* : ( ) 内は割増し係数を示す。

c. 鋼材

鋼材の引張及びせん断に対する許容応力度は，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」及び「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）」（以下，「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」という。）に基づき設定する。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」及び鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設定する。

また，SM520B 相当（鋼製防護壁接合部のアンカーボルト）の降伏応力度は，「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設定する。

表 5. 19-3 鋼材の許容応力度及び短期許容応力度並びに降伏応力度

	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時 (1.5) *	T. P. +24m津波時, 余震+T. P. +24m 津波時 (1.7) *	T. P. +24m津波時, 余震+T. P. +24m 津波時	
SS400	許容引張応力度	140	210	238	—
	許容せん断応力度	80	120	136	—
SM400	許容引張応力度	140	210	238	—
	許容せん断応力度	80	120	136	—
SM490	許容引張応力度	185	277.5	314.5	—
	許容せん断応力度	105	157.5	178.5	—
SM490Y	許容引張応力度	210	315	357	—
	許容せん断応力度	120	180	204	—
SM570	許容引張応力度	255	382.5	433.5	—
	許容せん断応力度	145	217.5	246.5	—
SM520B相当	許容引張応力度	210	315	—	355

注記 \* : ( ) 内は割増し係数を示す。

表 5. 19-4 に各津波防護施設に適用する規格, 基準類を示す。また, 表 5. 19-5 に各部材の許容応力度, 短期許容応力度及び降伏応力度並びに適用する規格, 基準類を以下に示す。

表 5.19-4 各津波防護施設に適用する規格，基準類

	規格，基準類*	コンクリート		鉄筋				鋼材				
		50	40	SD490	SD390	SD345	SM570	SM490Y	SM400	SS400	SM520B相当	
		コンシ， カル指	コンシ	コンシ， 道路橋	コンシ	コンシ	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	鋼構造	
津波防護 施設	鋼製防護壁	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	鉄筋コンクリート防潮壁	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-	-
	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-	-
	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	-	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-
	防潮扉	-	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-
	構内排水路逆流防止設備	○	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-
	貯留堰	-	-	-	-	-	○	-	-	-	-	-

注記 \*：コンシ：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)  
 カル指：カルハート工指針 (平成21年度版) ( (社) 日本道路協会，平成22年3月)  
 道路橋：道路示方書 (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)，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)  
 構造物：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)

表 5.19-5 各部位の許容応力度、短期許容応力度及び降伏応力度並びに適用する規格、基準類

部材(材料)	規格	項目	許容限界						適用する規格、基準類
			地震時、基準津波時、余震+基準津波時		T.P.+24m津波時、余震+T.P.+24m津波時		降伏応力度 <sup>*3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )		
			許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し係数 <sup>*1</sup>	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し係数 <sup>*1</sup>		短期許容応力度 <sup>*2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	16	1.5	24	2.0	32	-	・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(前定)) ・カルハースト工指針(平成21年度版)((社)日本道路協会, 平成22年3月)
		許容せん断応力度	0.55	1.5	0.825	2.0	1.1	-	・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(前定))
	設計基準強度 <sup>2</sup> $f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	14	1.5	21	2.0	28	-	・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(前定)) ・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)
		許容せん断応力度	0.55	1.5	0.825	2.0	1.1	-	
		許容押抜きせん断応力度	1.1	1.5	1.65	2.0	2.2	-	
	許容支圧応力度	12	1.5	18	2.0	24	-		
鉄筋	SD490	許容引張応力度	290	1.5	435	1.65	478.5	-	・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(前定)) ・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)
		許容引張応力度(せん断補強筋)	200	1.5	300	1.65	330	-	
	SD390	許容引張応力度	206	1.5	309	1.65	339.9	-	・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(前定))
		許容引張応力度(せん断補強筋)	206	1.5	309	1.65	339.9	-	
		許容引張応力度	196	1.5	294	1.65	323.4	-	
	SD345	許容引張応力度(せん断補強筋)	196	1.5	294	1.65	323.4	-	
		許容引張応力度	255	1.5	382.5	1.7	433.5	-	
	SM570	許容せん断応力度	145	1.5	217.5	1.7	246.5	-	
		許容引張応力度	210	1.5	315	1.7	357	-	
	SM490Y	許容せん断応力度	120	1.5	180	1.7	204	-	・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16年5月)
許容引張応力度		185	1.5	277.5	1.7	314.5	-		
SM490	許容せん断応力度	105	1.5	157.5	1.7	178.5	-	・道路橋示方書(I共通編・I鋼橋編)・同解説((社)日本道路協会, 平成14年3月)	
	許容引張応力度	140	1.5	210	1.7	238	-		
SM400	許容せん断応力度	80	1.5	120	1.7	136	-		
	許容引張応力度	140	1.5	210	1.7	238	-		
SS400	許容せん断応力度	80	1.5	120	1.7	136	-		
	許容引張応力度	210	1.5	315	-	-	355		・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)

注記 \*1: 短期許容応力度は、地震及び津波の影響を考慮した荷重の組み合せに対して割増し係数を乗じた値であることがそれぞれの規格、基準類に示されている。

\*2: T.P.+24m津波時、余震+T.P.+24m津波時の許容限界は、上記の規格、基準類に示されている短期許容応力度とする。

\*3: T.P.+24m津波時、余震+T.P.+24m津波時のアンカーボルトの許容限界は、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)に示されている降伏応力度とする。



- 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

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	4
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	14
2.5 評価対象断面の方向	15
2.6 評価対象断面の選定	16
3. 地震応答解析	17
3.1 評価対象断面	17
3.2 解析方法	21
3.3 荷重及び荷重の組合せ	24
3.4 入力地震動	28
3.5 解析モデル及び諸元	93
4. 耐震評価	121
4.1 評価対象部位	121
4.2 解析方法	125
4.3 許容限界	125
4.4 解析モデル及び諸元	129
4.5 評価方法	143
5. 評価結果	145
5.1 地震応答解析結果	145
5.2 耐震評価結果	162
5.3 まとめ	190

## 1. 概要

本資料は、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、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 $S_s$ に対して十分な強度を有していること及び有意な漏えいを生じない構造であることを確認するものである。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮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

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

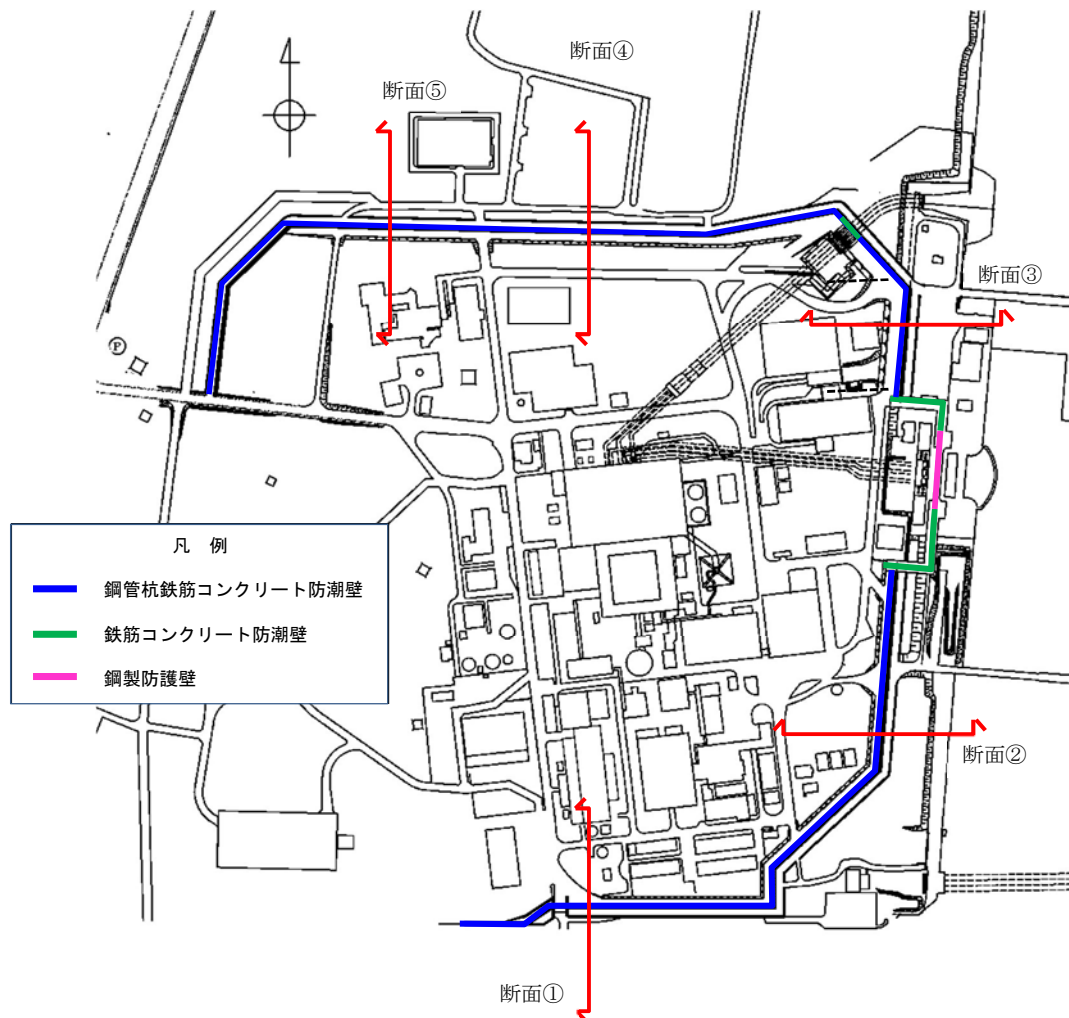


図 2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図

## 2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を杭間からの津波の浸水を防止する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁、鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし、杭間からの津波の浸水を防止する観点で、鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とする。

隣接する構造物との境界には、有意な漏えいを生じさせないための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には、耐津波に対する受働抵抗を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに、洗掘防止対策やボーリング対策として、堤内及び堤外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図2.2-1、上部構造概要図を図2.2-2、止水ジョイント部材概念図を図2.2-3、止水ジョイント部材を有する範囲を図2.2-4に示す。



図 2.2-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図  
(断面③：正面図及び断面図)

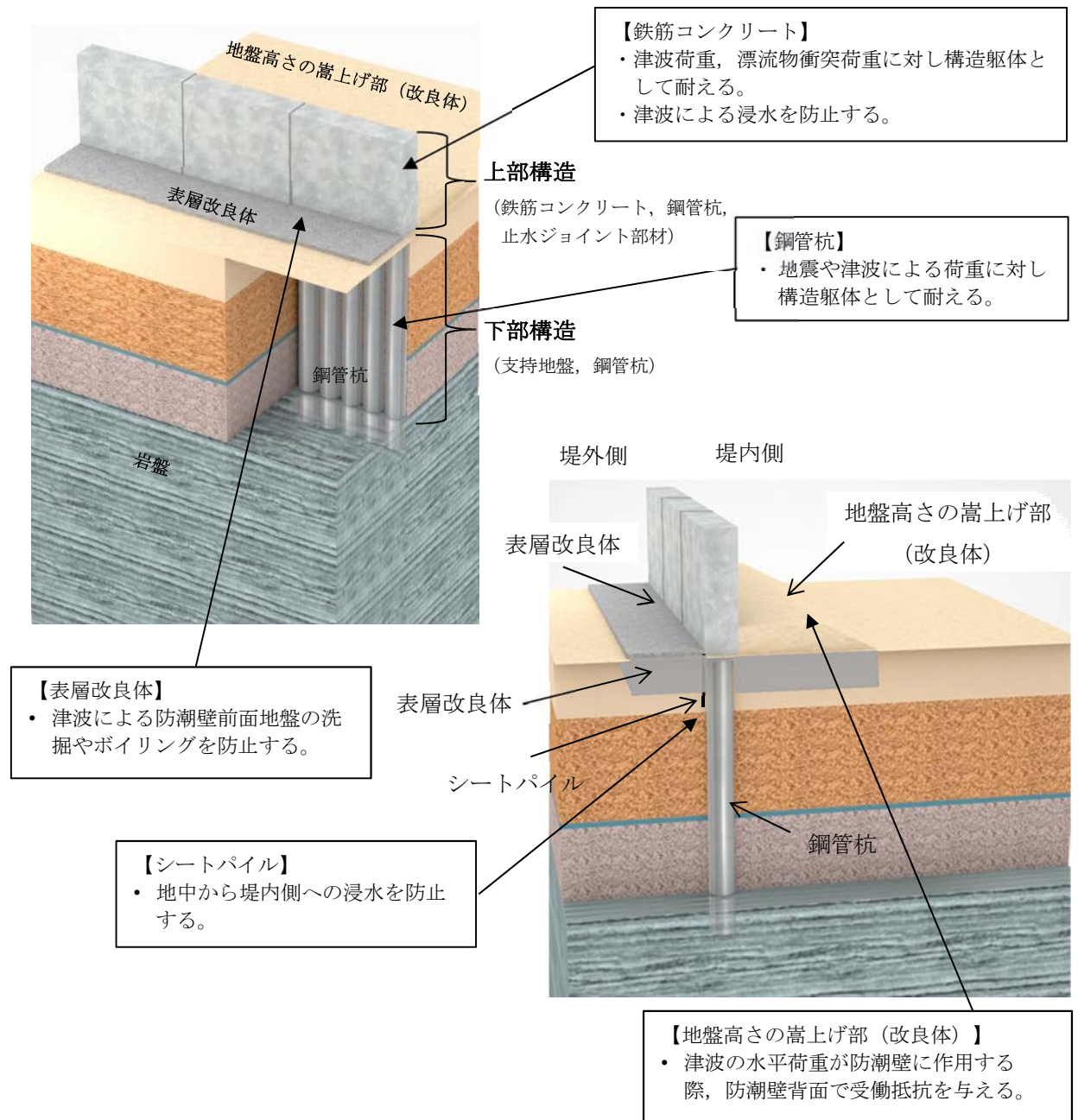


図 2.2-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

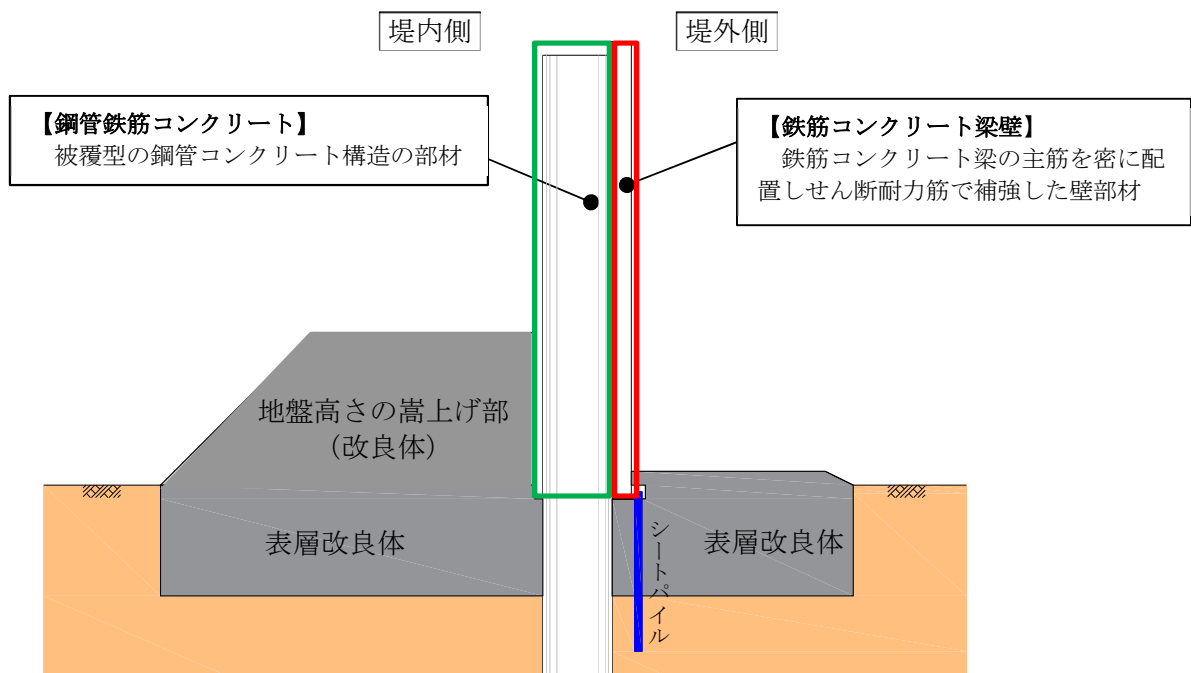
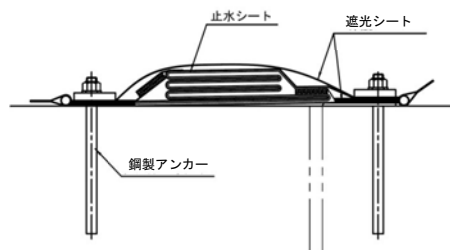
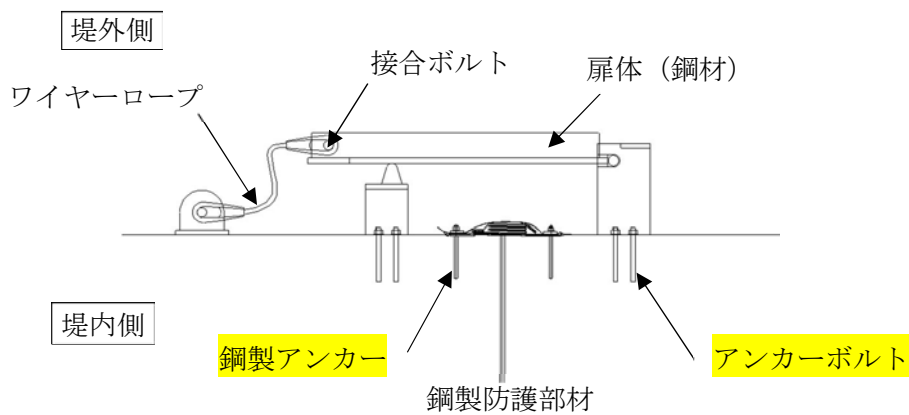


図 2.2-2 上部構造概要図



シートジョイント

図 2.2-3 鋼製防護部材，止水ジョイント部材概念図

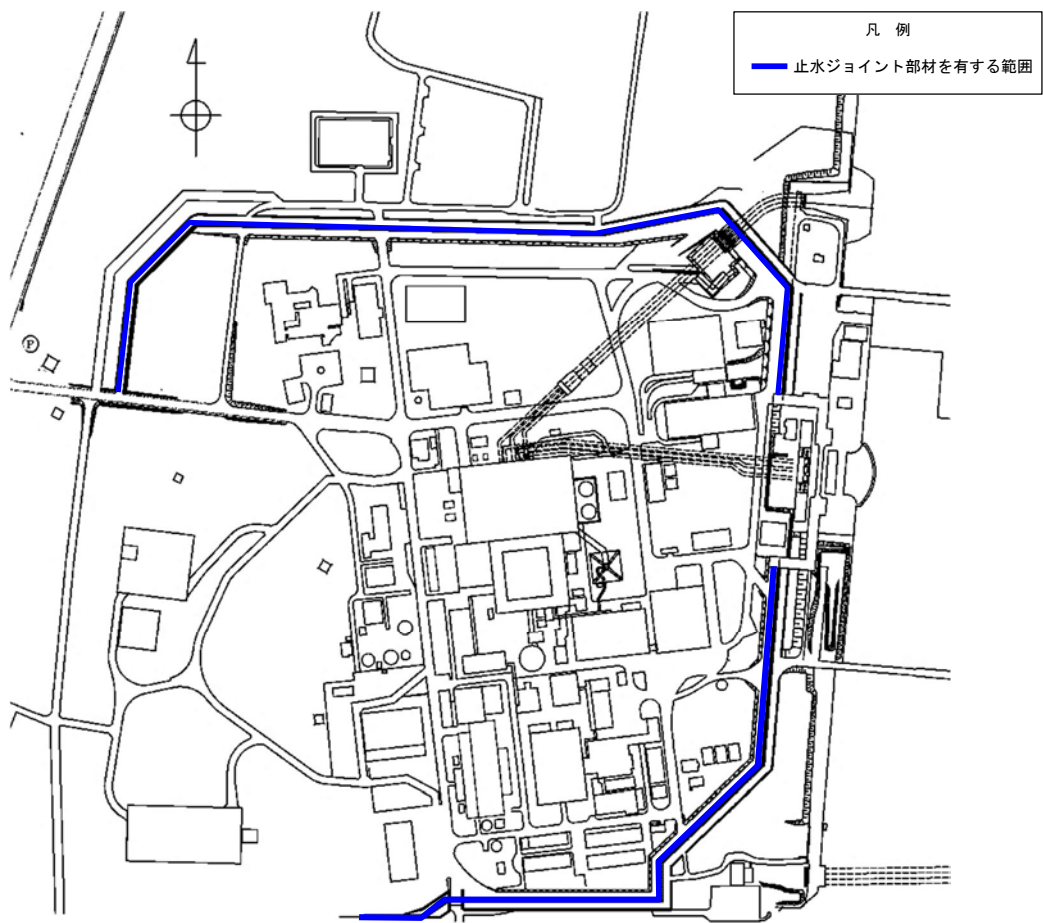


図 2.2-4 止水ジョイント部材を有する範囲

地震時の荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。地震時には、地震時慣性力と地盤の変位が生じる。地震時慣性力により上部構造が変形し、上部構造の変形により鋼管杭に変形が生じ、嵩上げ工及び表層改良体に荷重が伝達する。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭に曲げモーメント及びせん断力が生じる。上部構造の変形による嵩上げ工及び表層改良体への荷重伝達により、嵩上げ工及び表層改良体にせん断力が生じる。

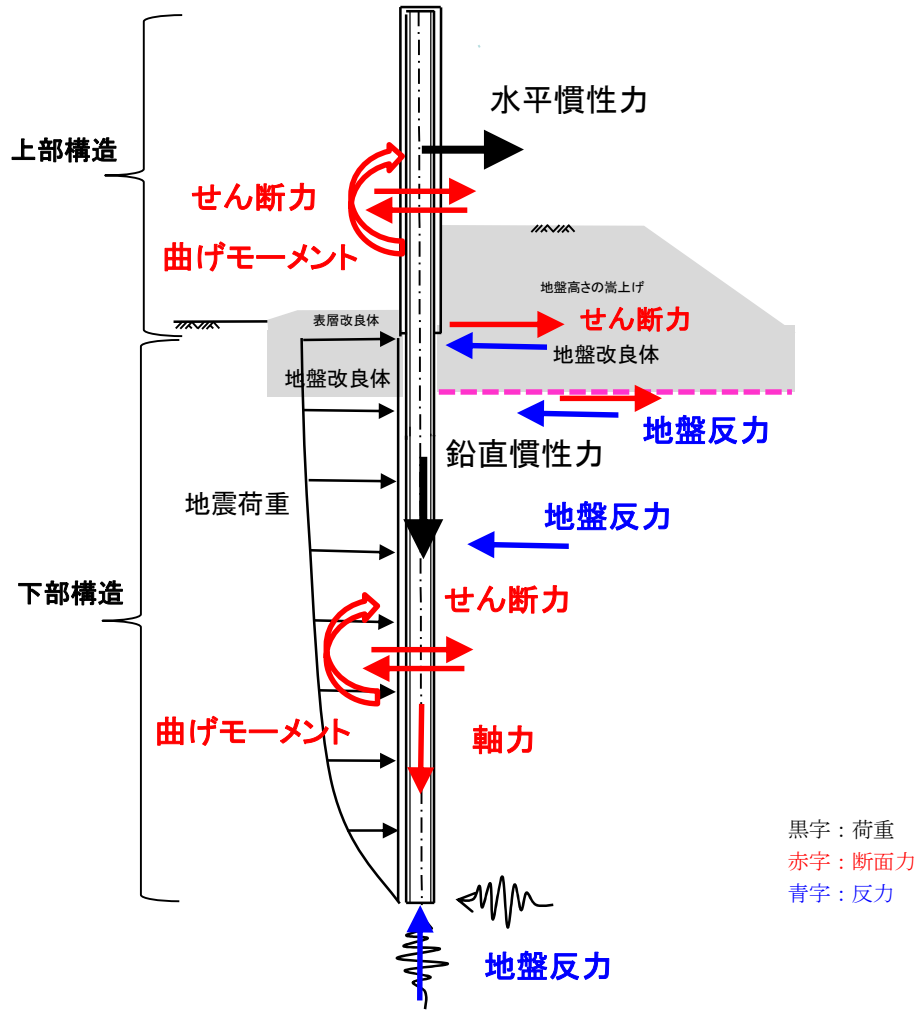


図 2.2-5 荷重伝達の概念図



## 2.3 評価方針

鋼管杭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。表 2.3-1 に要求機能と設計方針を示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鋼管杭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、基礎地盤の支持性能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、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。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価の検討フローを図 2.3-1、図 2.3-2 に示す。

赤字：荷重条件  
 緑字：要求機能  
 青字：対応方針

表 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針

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		
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	<p>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</p> <p>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等 津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、当時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能（津波防護機能、浸水防止機能）を保持すること</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対し、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁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。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、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。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対し、          ①鋼製や鉄筋コンクリート製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、杭を梁で連結させる構造とすることで変位を抑制し、鉄筋コンクリート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従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。          ④上部構造の内側の地盤高さの嵩上げが地震時に滑動・内部すべりを起こさない幅や強度を確保することで、津波時における止水性を保持する設計とする。          ⑤表層改良は、セメント系の改良体とすることで、地震時に損壊しない設計とする。          ⑥シートパイルは、鋼材を連結し連続する構造とし、ボイリングによる地中からの止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、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や防潮壁前面の地盤には、止水ジョイント部材や表層改良体を設置し、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。</p>	<p>基準地震動 <math>S_s</math> 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、作用する押し込み力や引拔力が許容支持力以下に留まることを確認する。</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）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						鋼管杭		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）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	
						<p>基準地震動 <math>S_s</math> 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。</p>	上部構造	鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）	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・V 耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。（コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。）
						<p>基準地震動 <math>S_s</math> 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、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p>		鋼管杭	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）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<p>基準地震動 <math>S_s</math> 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、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイン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。</p>		止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張
							鋼製アンカー		引張、せん断	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」を踏まえた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、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」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<p>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため、地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。</p>	地盤高さの嵩上げ部（改良体）	せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態、上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。	
						<p>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、洗掘防止対策やボイリング対策としての機能を保持するため、表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。</p>	表層改良体	せん断	表層改良体がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。	
						<p>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、ボイリング対策としての機能を保持するため、シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。</p>	シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。	

表 2.3-2 鋼管杭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	鋼管杭	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	
		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	
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	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
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*			
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	鋼管杭	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	
		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	
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	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
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*			
構造物の変形性	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 \*：妥当な安全余裕を確保する。

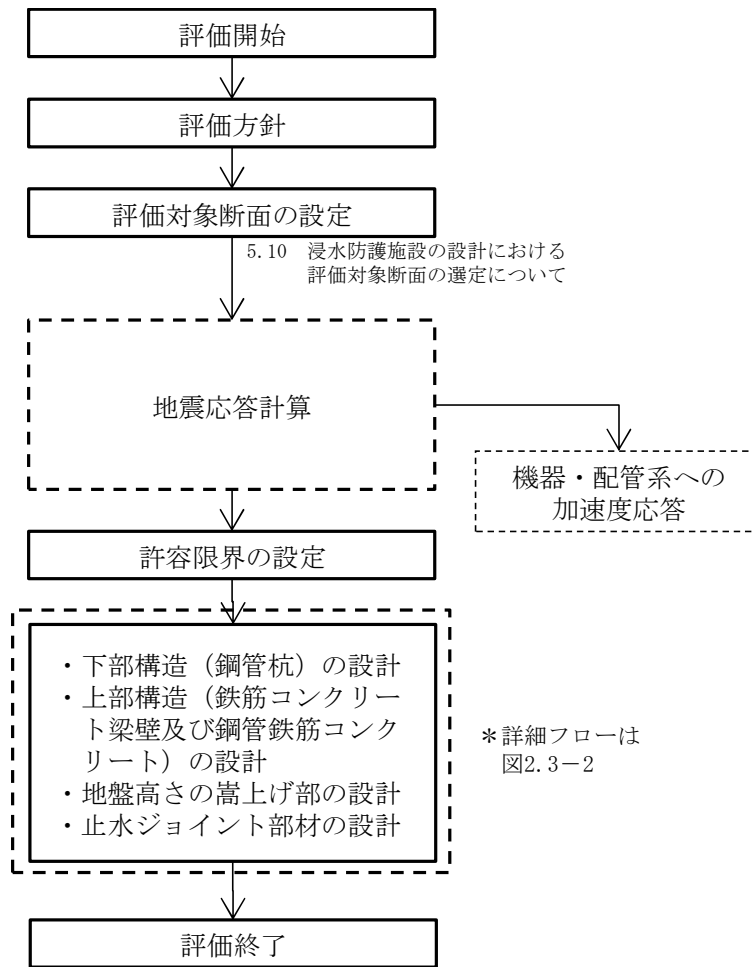
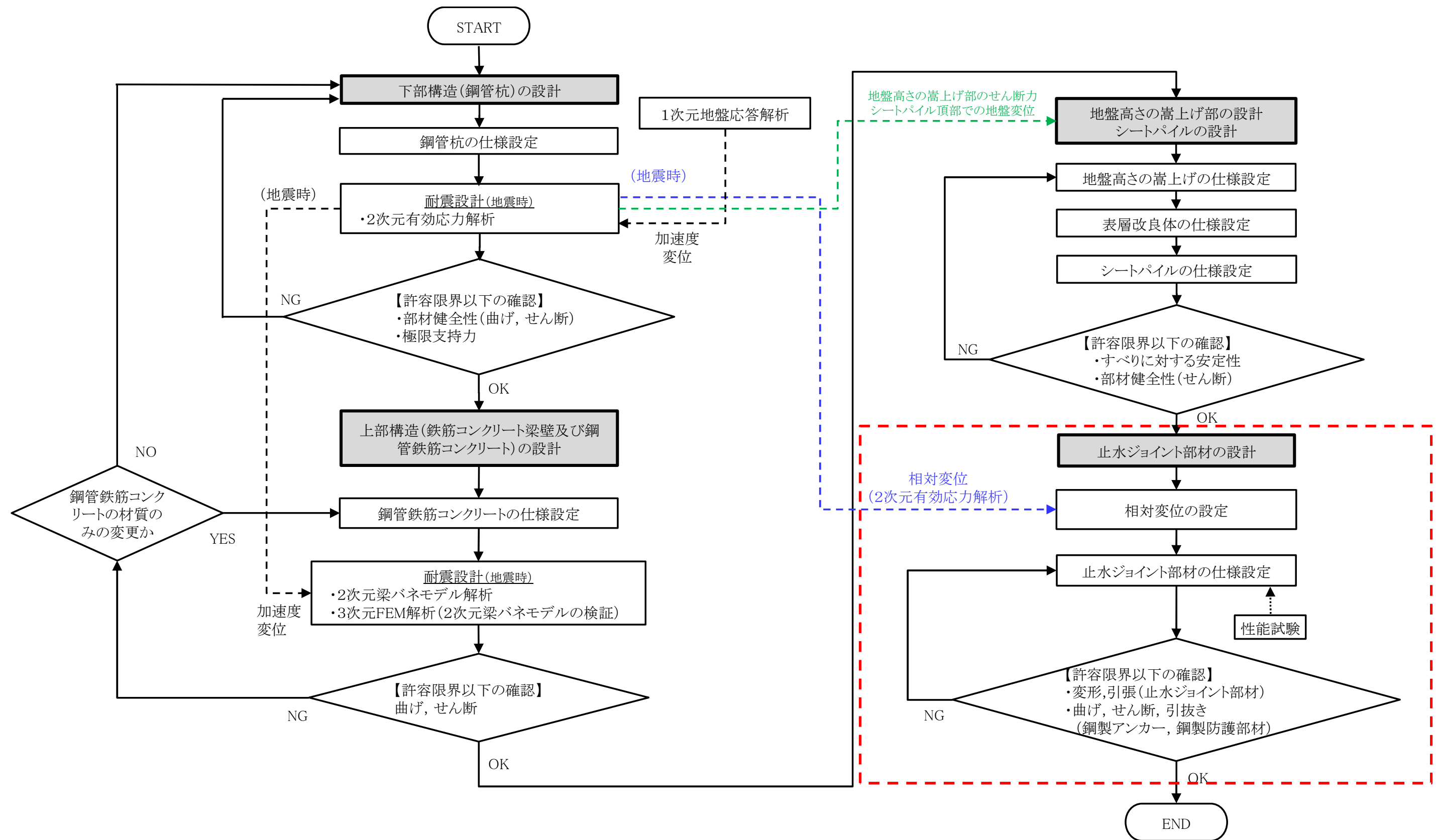


図 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー



- - - - - } : 解析データの受渡しフローを示す  
 - - - - - }  
 - - - - - }

\* 止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考	
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討	
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認</li> <li>・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認</li> </ul>	
	鋼管杭，鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成 14 年 3 月）		
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月）		
	鋼製 防護 部材	鋼材		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成 14 年 3 月）
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 II 鋼 橋編（平成 14 年 3 月）
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術 研究センター，(社)寒地港湾 技術研究センター，平成 21 年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)
	アンカー ボルト	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月）		
シートパイル	・港湾の施設の技術上の基準・ 同解説（平成元年 2 月版 （社）日本港湾協会）			
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1 - 1987 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析	

## 2.5 評価対象断面の方向

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

以上のことから、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

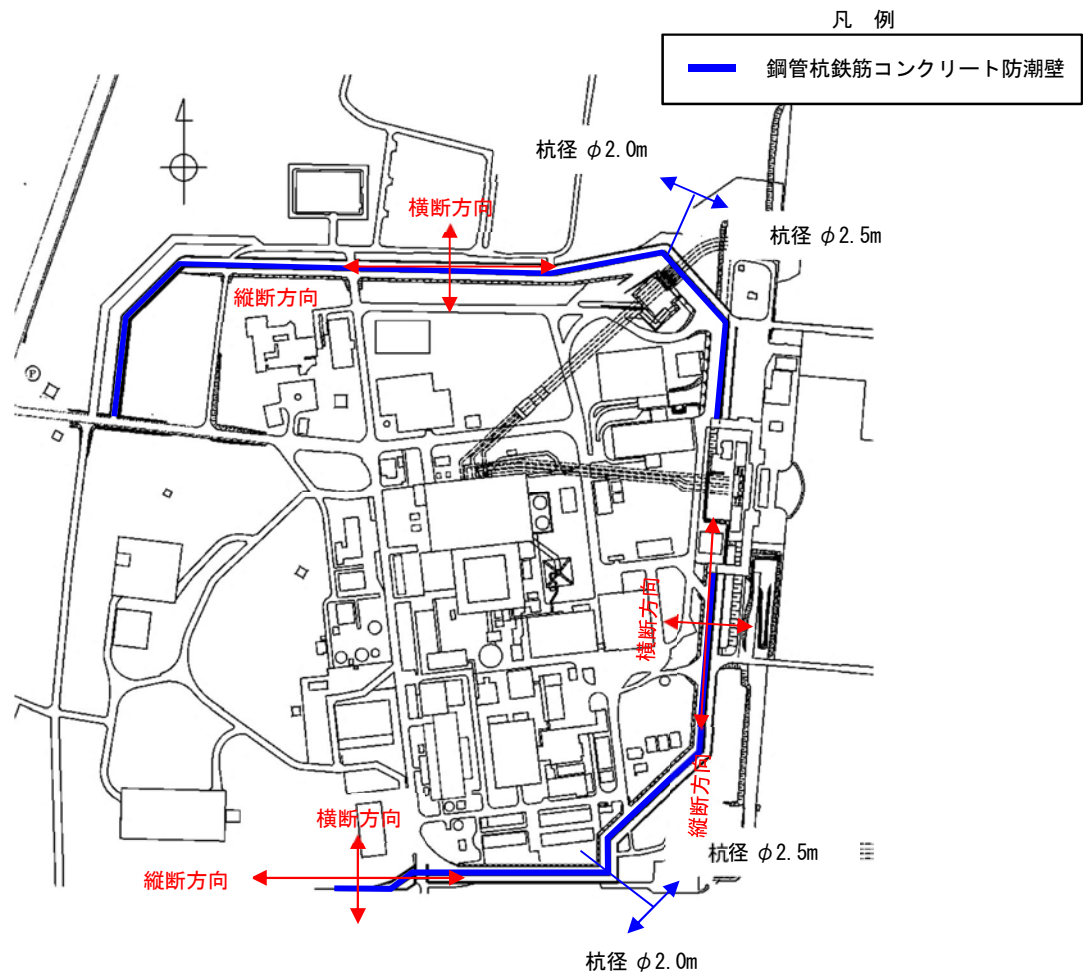


図 2.5-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

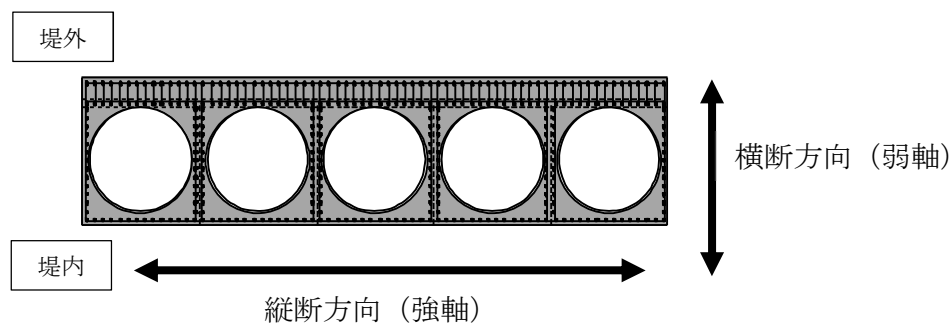


図 2.5-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図

## 2.6 評価対象断面の選定

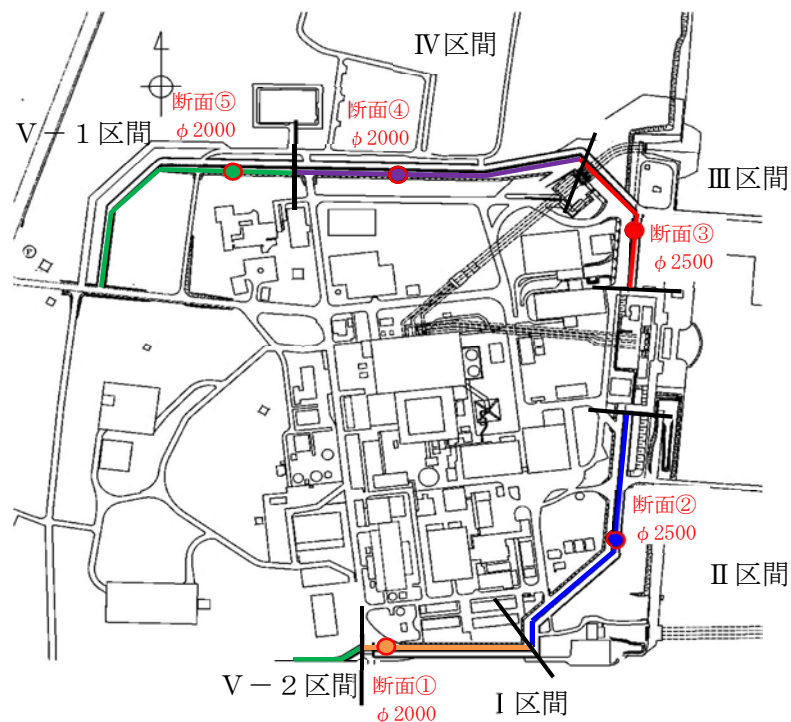
評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

下部構造に関しては、各区間における岩盤標高の高さの違いや津波波圧に応じた鋼管杭径の違いを考慮して、下部構造である鋼管杭に影響を与える杭先端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径φ2000区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径φ2500区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には、地震よりも津波による影響が支配的なため、重畳時の津波波圧+慣性力を比較して、断面を選定する。

評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.5 防潮値（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」に示す。

図2.6-1に区間割りと評価対象断面位置を示す。



凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	Ⅰ区間	φ2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅱ区間	φ2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅲ区間	φ2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅳ区間	φ2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅴ区間	φ2000	一定ではない(傾斜)。

図2.6-1 評価対象断面の平面配置図



### 3. 地震応答解析

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面位置図を図 3.1-1 に示す。

図 3.1-2～図 3.1-6 に評価対象断面の断面図を示す。

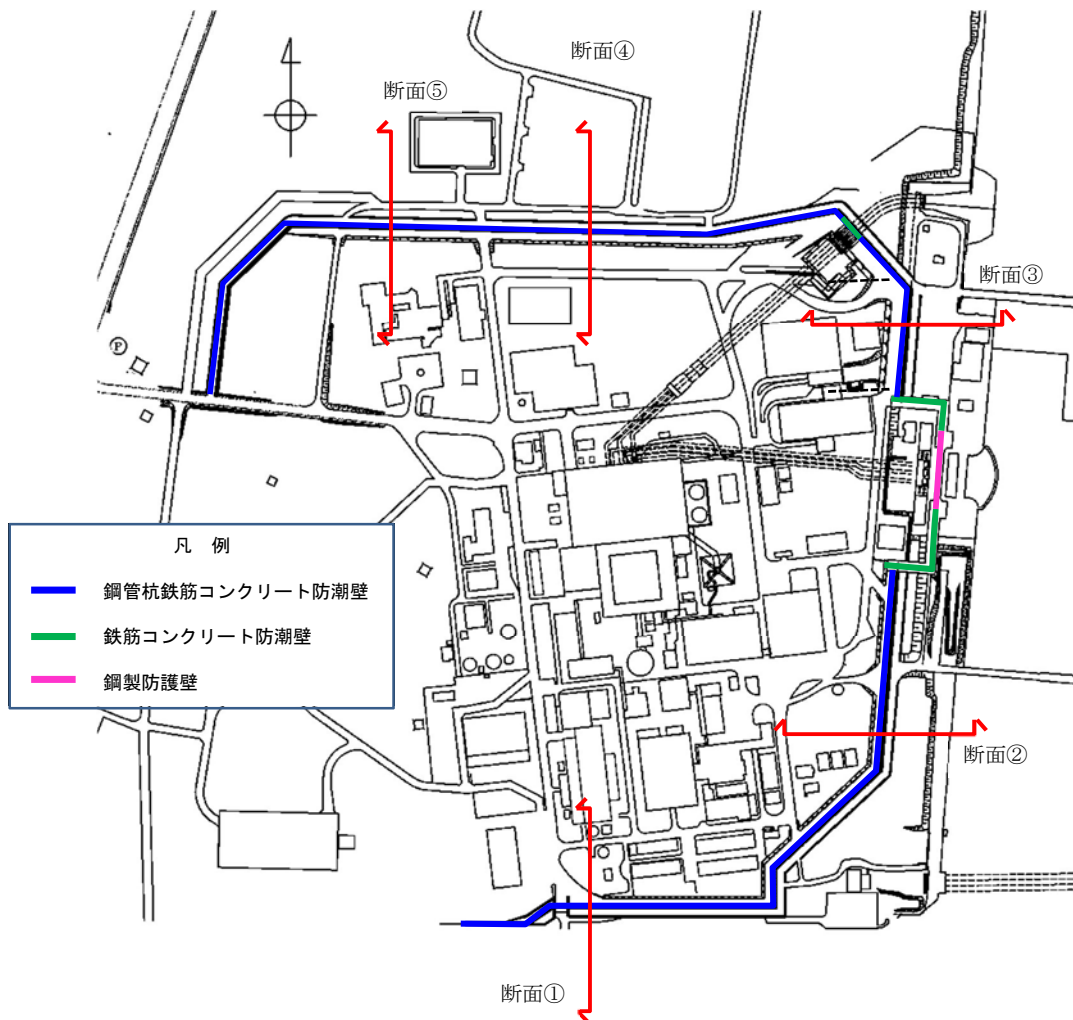


図 3.1-1 評価対象断面位置図

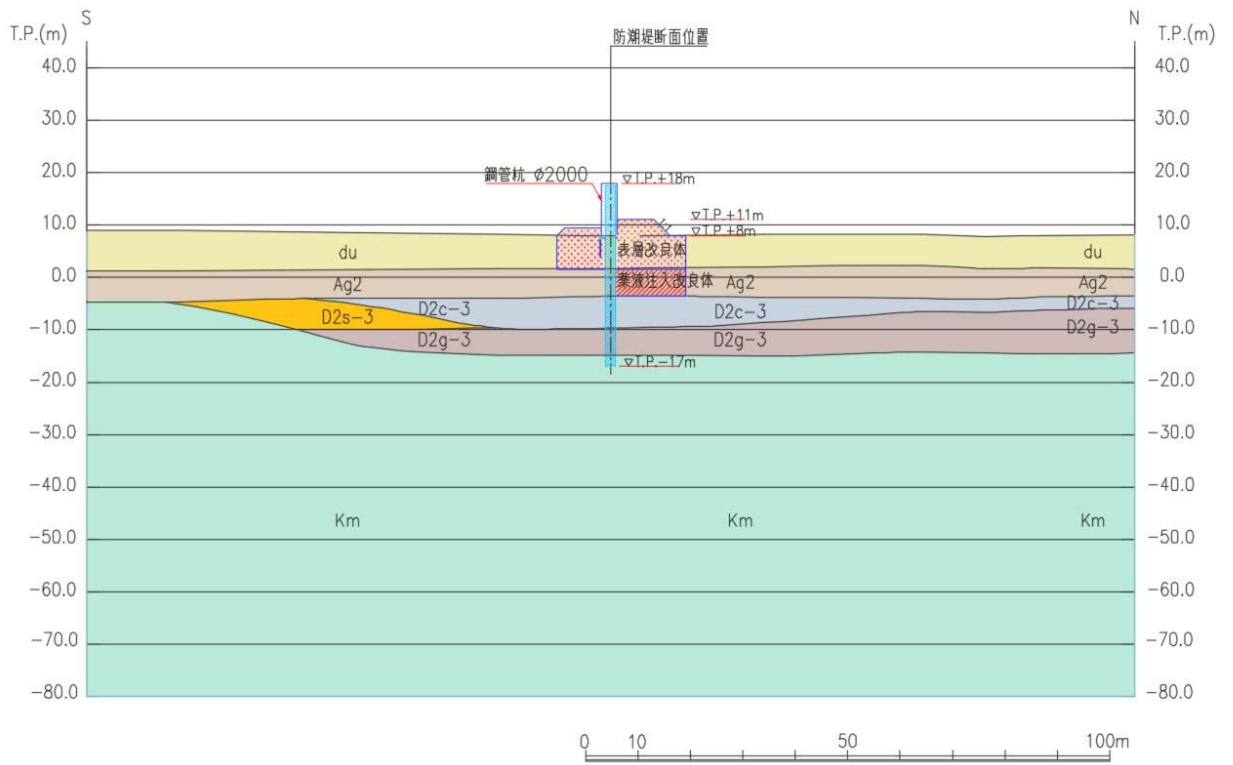


图 3.1-2 地震応答解析対象断面図 (断面①)

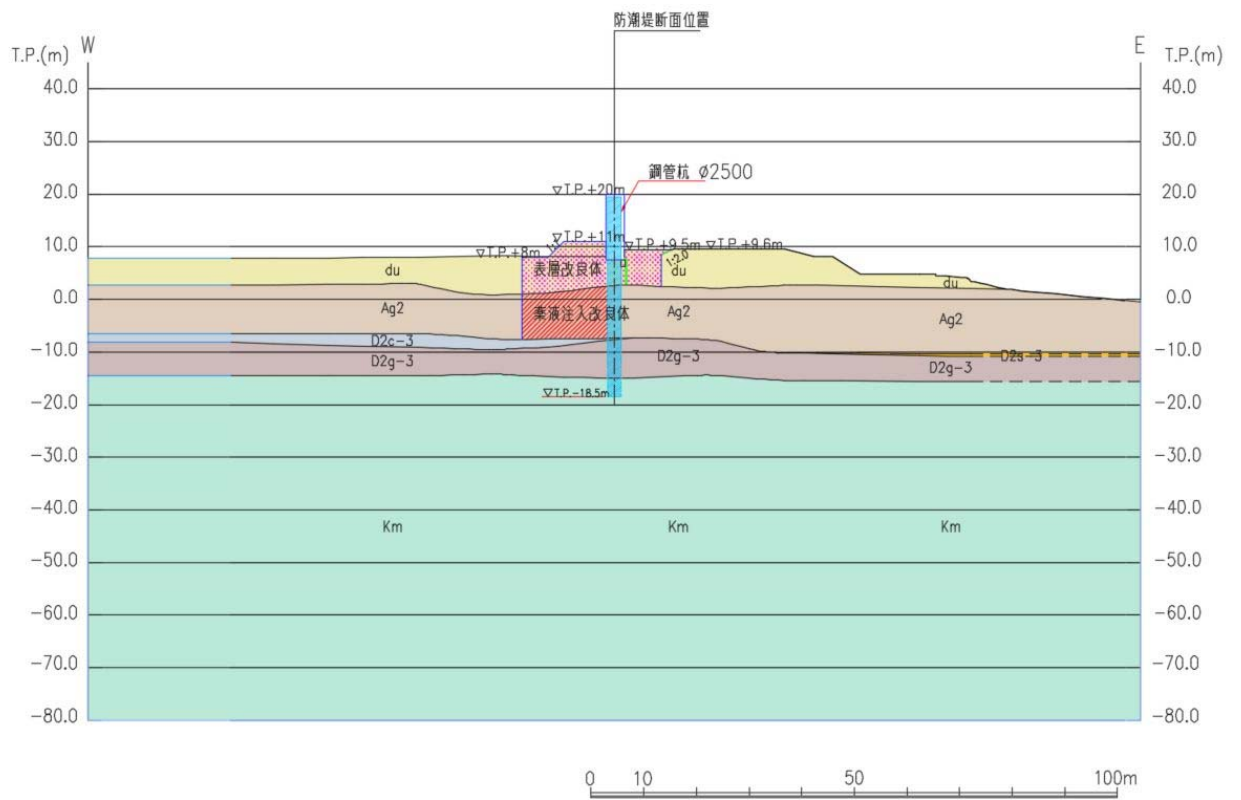


图 3.1-3 地震応答解析対象断面図 (断面②)

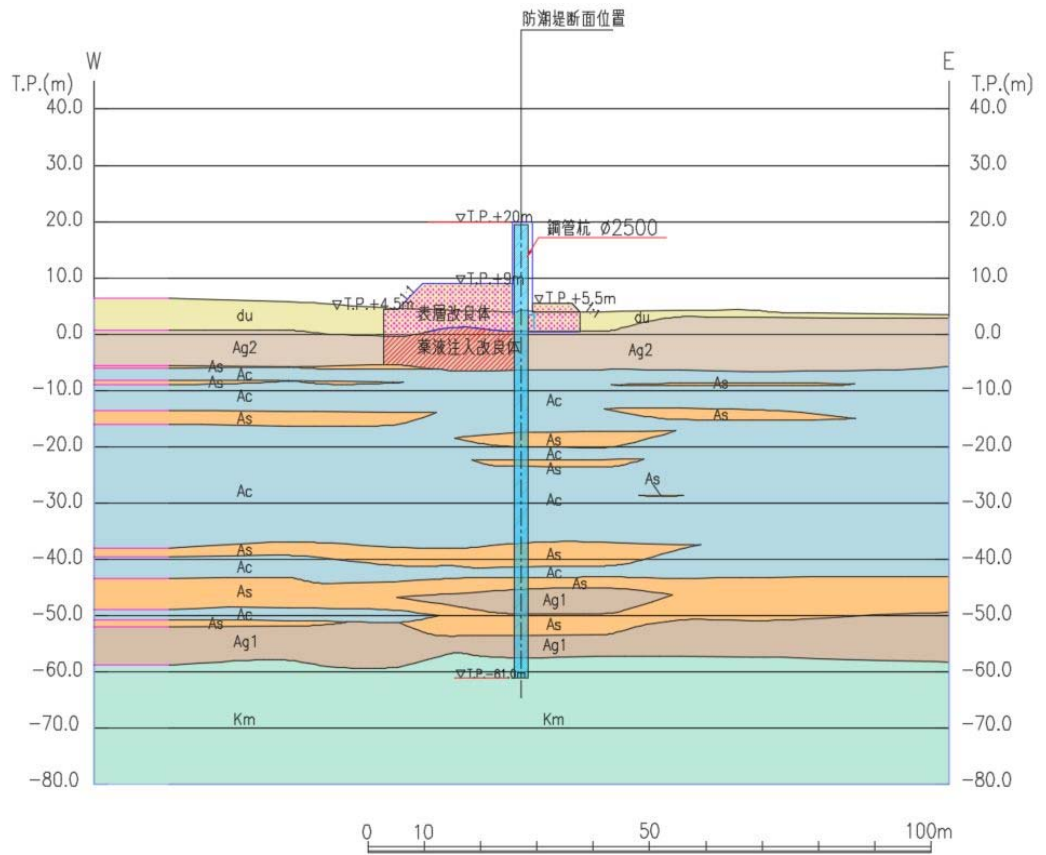


图 3.1-4 地震応答解析対象断面図 (断面③)

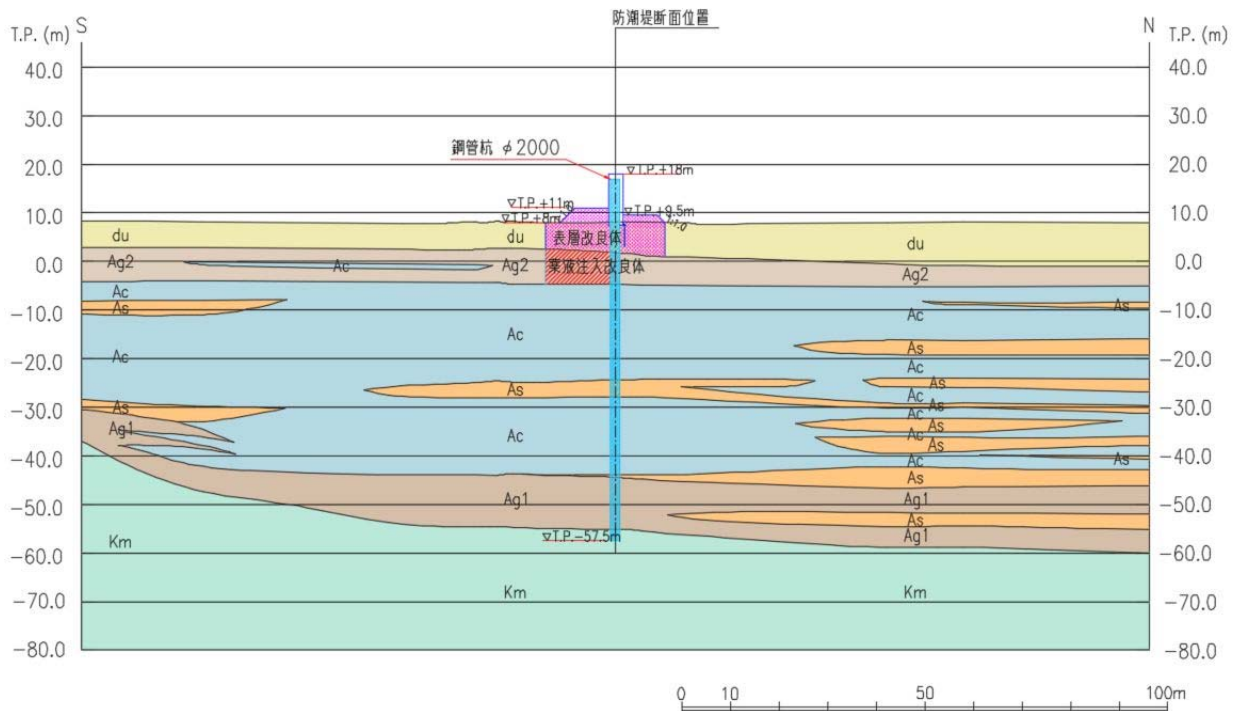


图 3.1-5 地震応答解析対象断面図 (断面④)

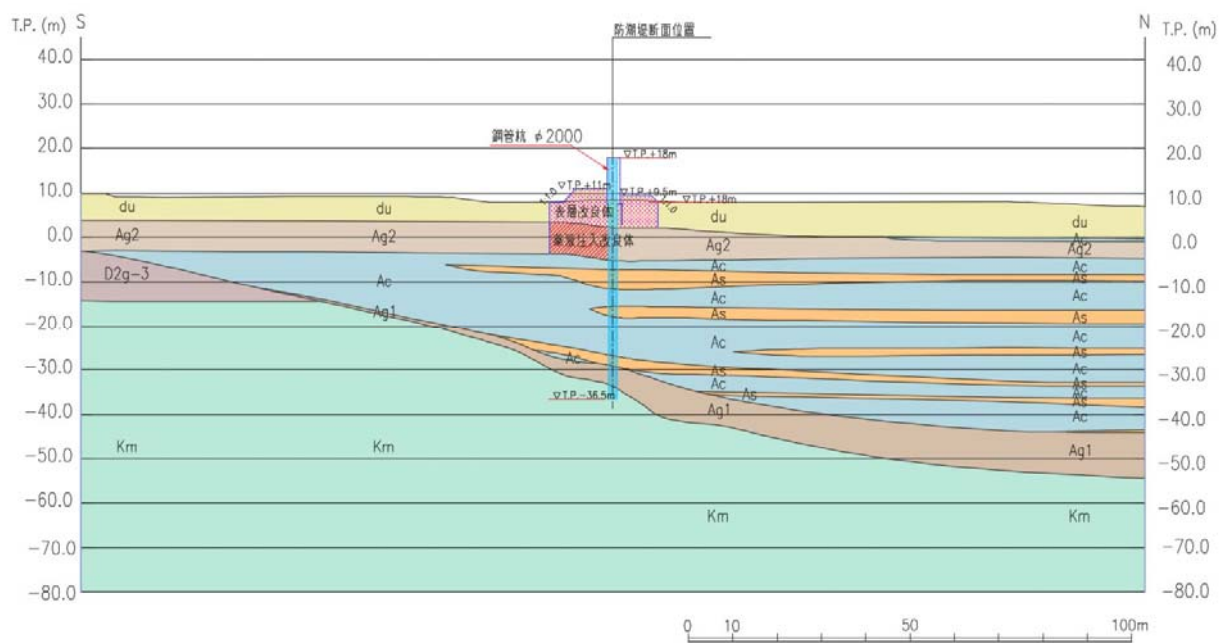


图 3.1-6 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

### 3.2 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う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。

地中土木構造物及び機器・配管系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場合は、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の液状化強度特性）を設定する。

上部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、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。

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。

### 3.2.1 地震応答解析手法

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FEM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。鋼管杭には梁要素を用いることとし、線形はり要素でモデル化する。地盤については液状化時の非線形性を考慮できるモデルとし、双曲線型せん断ひずみ-減衰定数関係を再現できるマルチスプリング要素と過剰間隙水圧モデルの一つである液状化フロントの概念を考慮する。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2.1-1に示す。

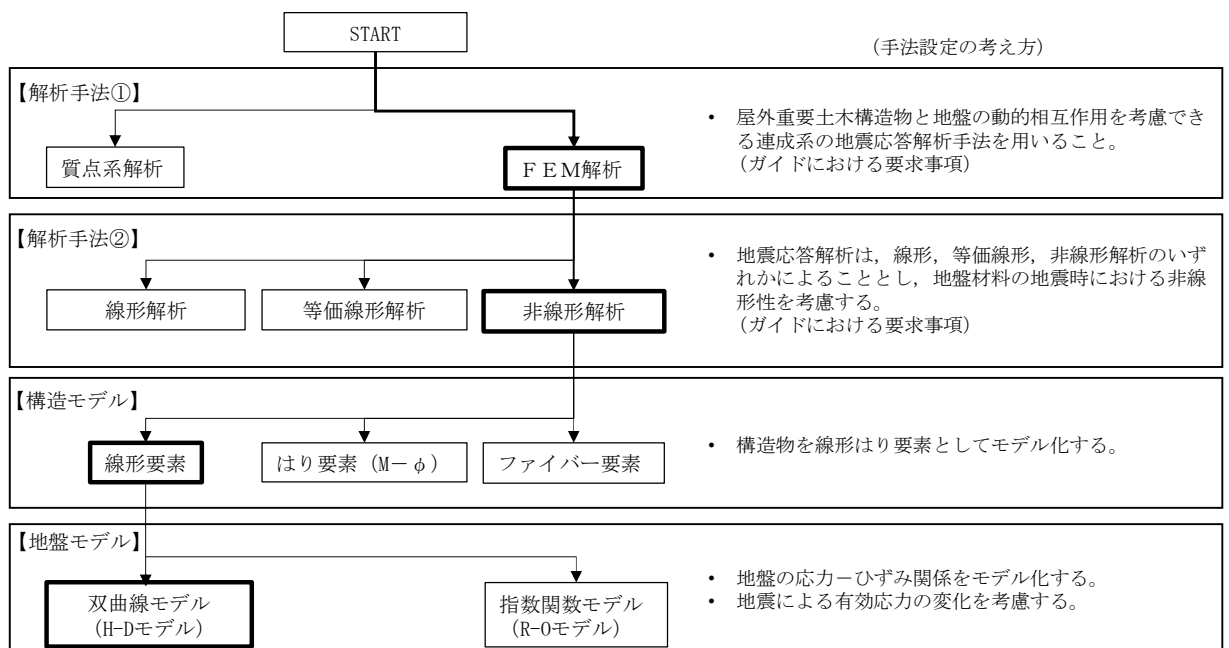


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

### 3.2.2 構造部材

構造部材は，線形はり要素によりモデル化する。

### 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 耐震安全性評価上考慮する状態

鋼管杭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

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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) 重大事故時の状態

重大事故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

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮しない。

##### (2) 地震荷重

基準地震動 $S_0$ 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。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

##### (4) 風荷重

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 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 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	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－ ・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		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。
	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	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（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		○ ・風荷重を考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 $S_e$ による水平・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。

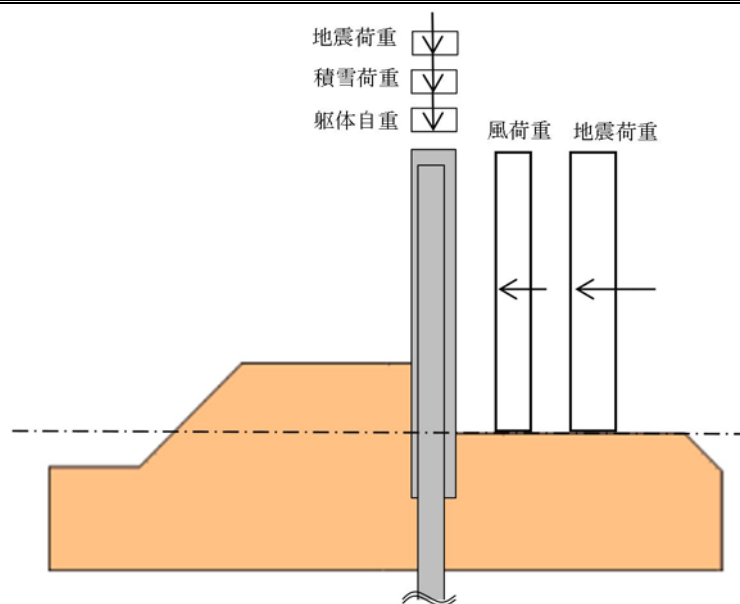


図 3.3.3-1 荷重概念図

3.3.4 解析ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 3.3.4-1 に示す。

表 3.3.4-1 鋼管杭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

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	1	1	1	1	1
		(+-)	1				
		(-+)	1				
		(--)	1				
	S <sub>s</sub> -1 1	(++)	1				
	S <sub>s</sub> -1 2	(++)	1				
	S <sub>s</sub> -1 3	(++)	1				
	S <sub>s</sub> -1 4	(++)	1				
	S <sub>s</sub> -2 1	(++)	1				
	S <sub>s</sub> -2 2	(++)	1				
S <sub>s</sub> -3 1	(++)	1					
	(-+)	1					
計		12	1	1	1	1	1

① において、鋼管杭の曲げに対する照査において最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用いて実施する。

- (2) 機器・配管系（津波監視カメラ）に対する加速度応答抽出のための検討ケース  
 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.3.4-2 に示す。

表 3.3.4-2 機器・配管系（津波監視カメラ）への加速度応答の抽出における検討ケース

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 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース			
液状化強度特性の設定		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 <sub>s</sub> -D 1	(++)	1	1	1		
		(+-)		1			
		(-+)		1			
		(--)		1			
	S <sub>s</sub> -1 1	(++)		⑤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て実施する。		1	⑤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て実施する。
	S <sub>s</sub> -1 2	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -1 3	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -1 4	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -2 1	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -2 2	(++)		1			
S <sub>s</sub> -3 1	(++)	1					
	(-+)	1					
計		1	12	1			

### 3.4 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。

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。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.4-1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図3.4.1-1～図3.4.1-4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。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である  $S_s-11$  ～  $S_s-22$  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地震動を設定する。

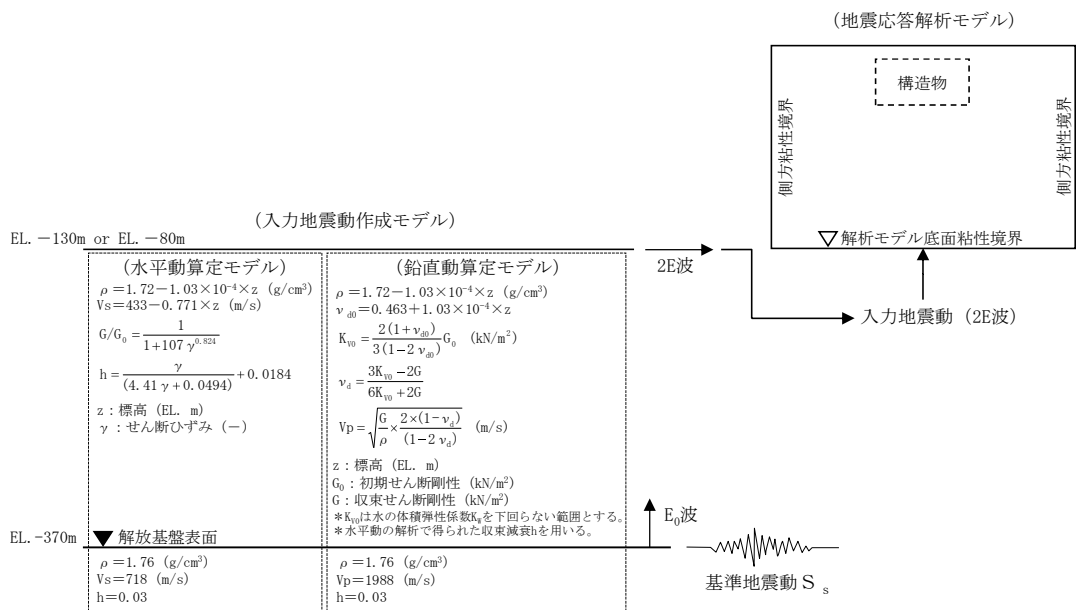
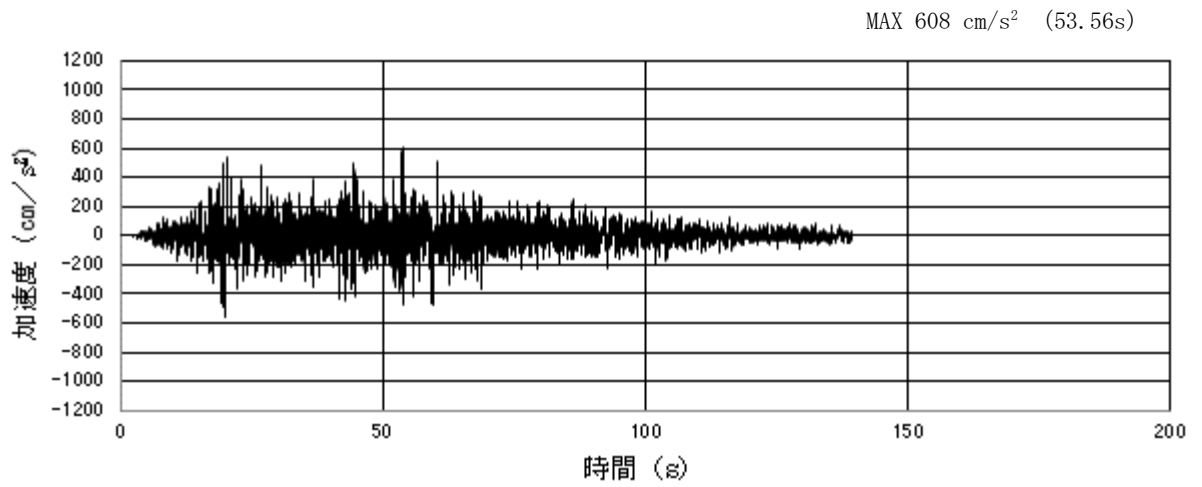
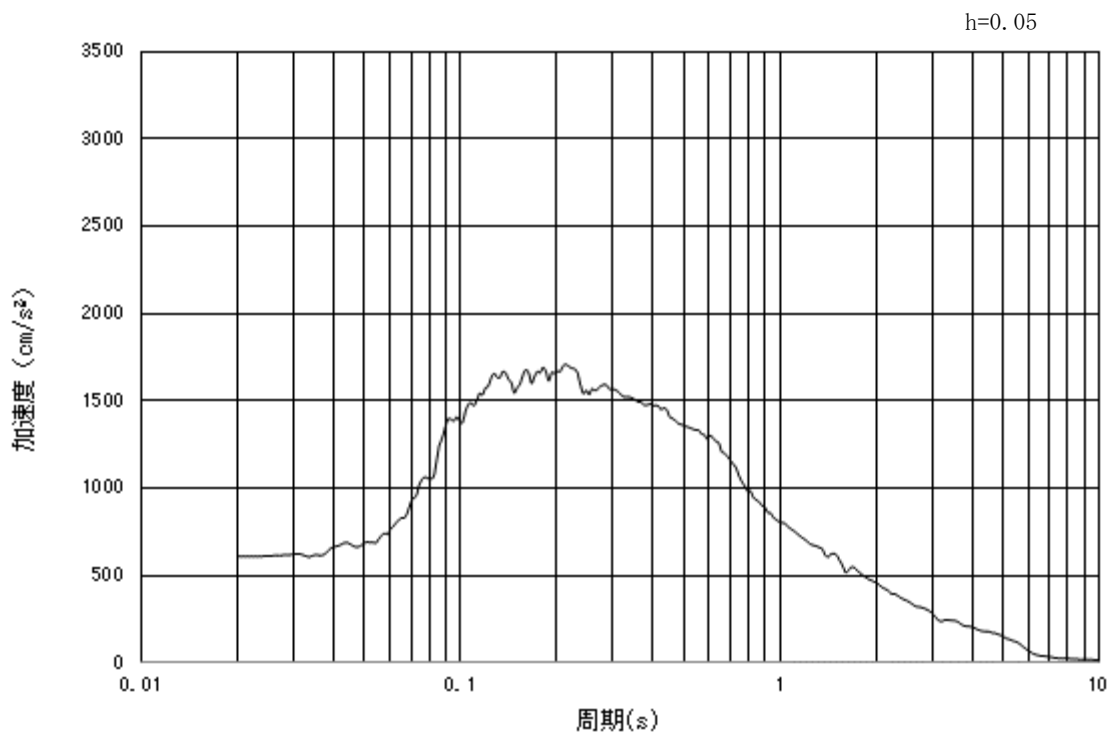


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

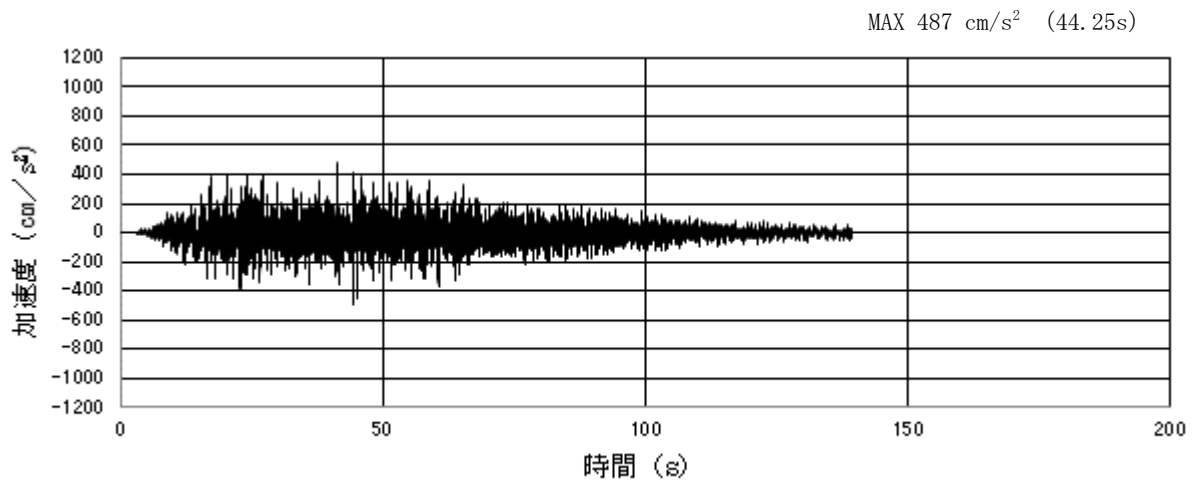


(a) 加速度時刻歴波形

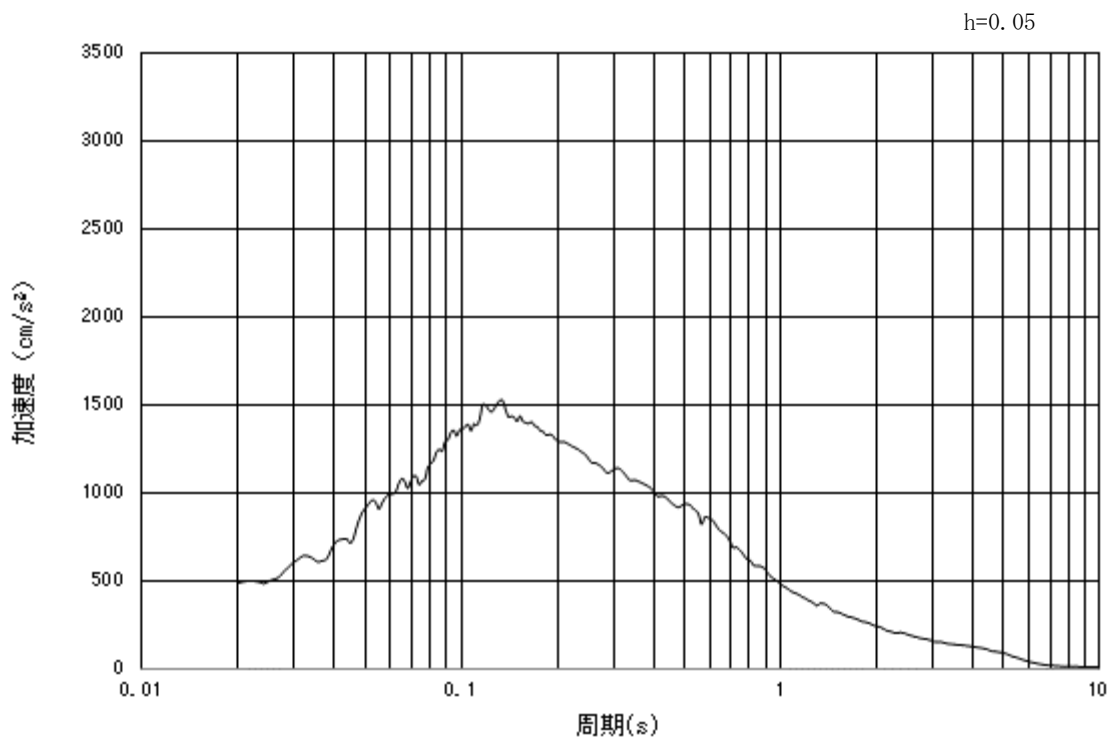


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - D1$ )

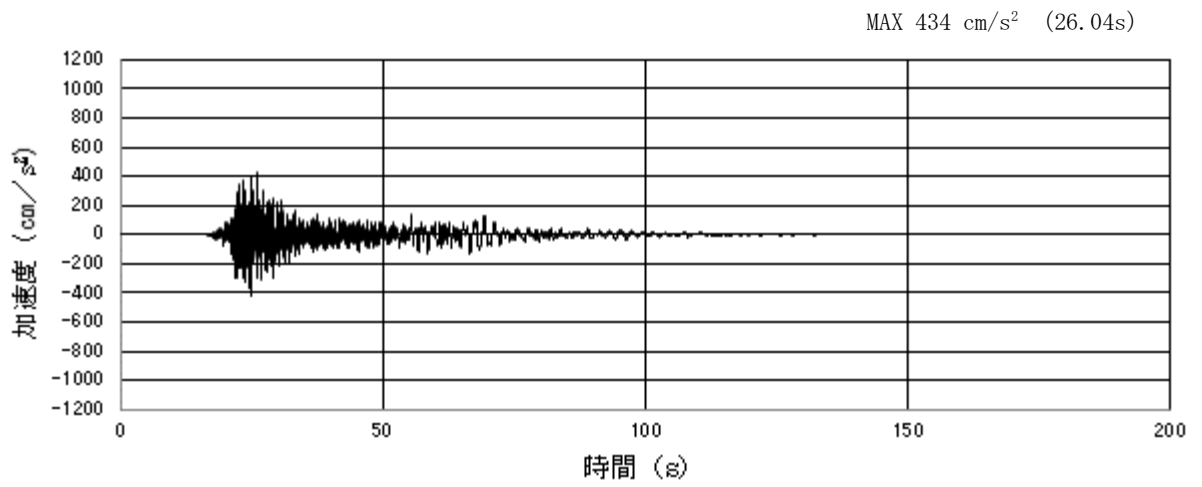


(a) 加速度時刻歴波形

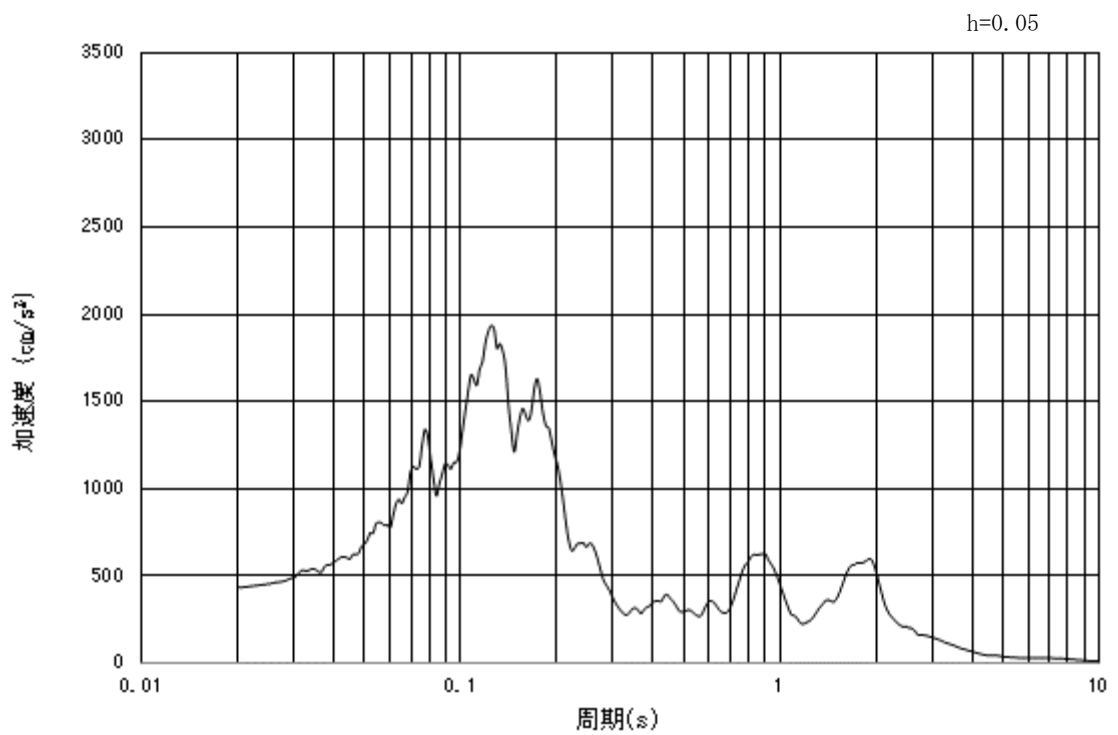


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-D1)

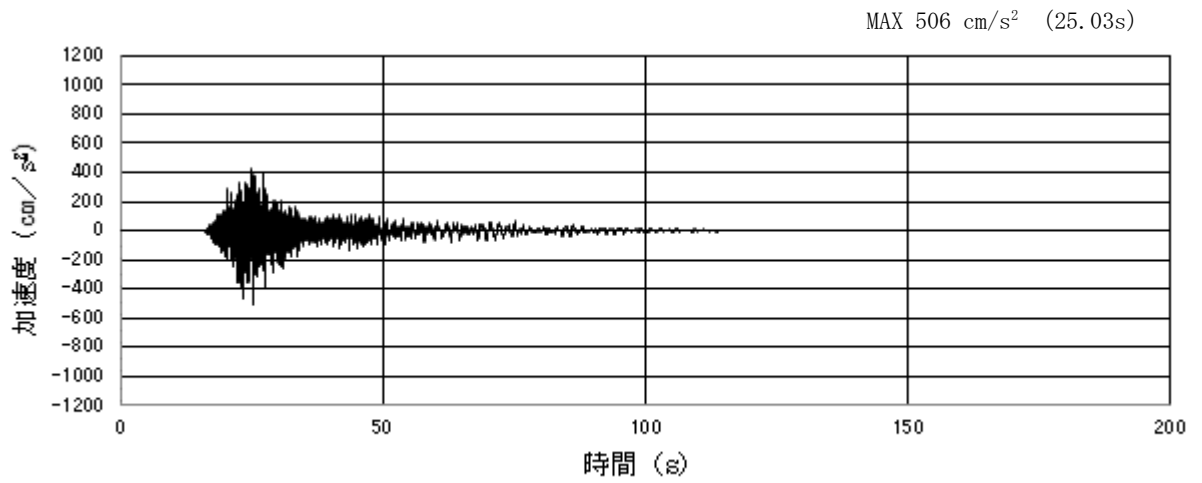


(a) 加速度時刻歴波形

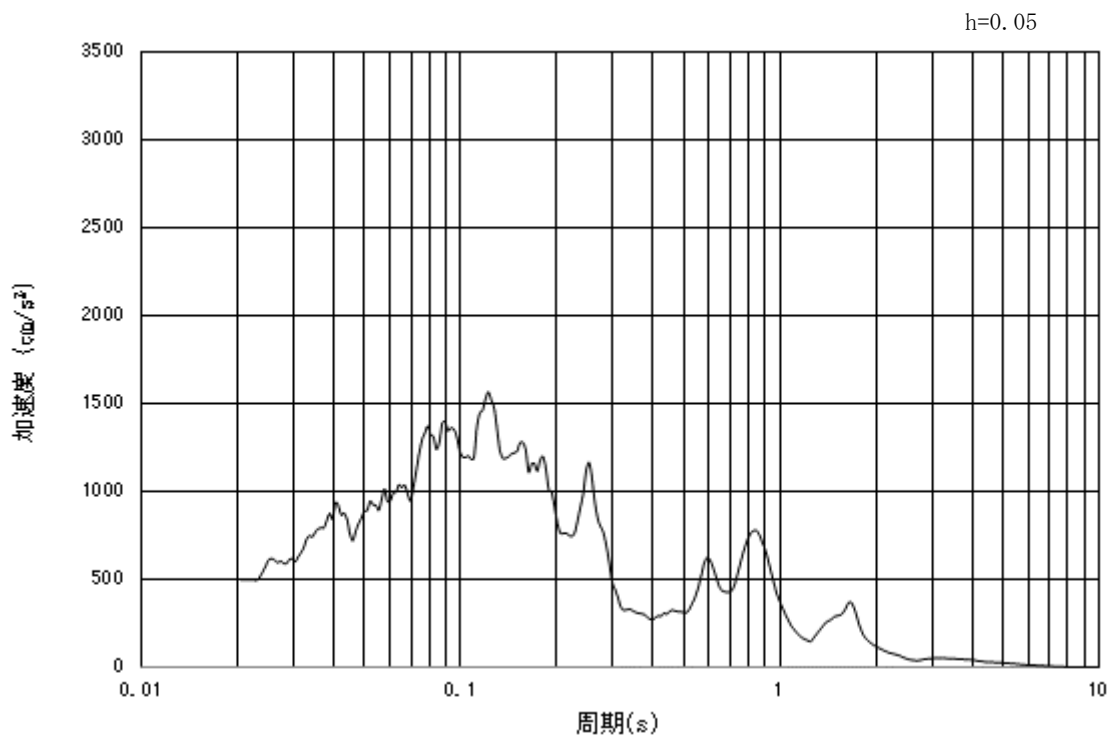


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.1$ )



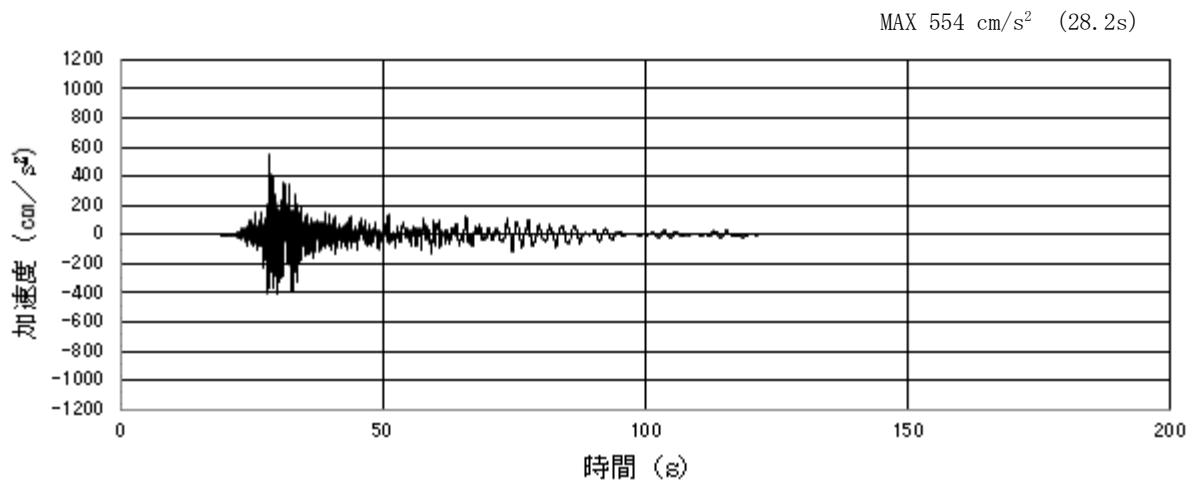
(a) 加速度時刻歴波形



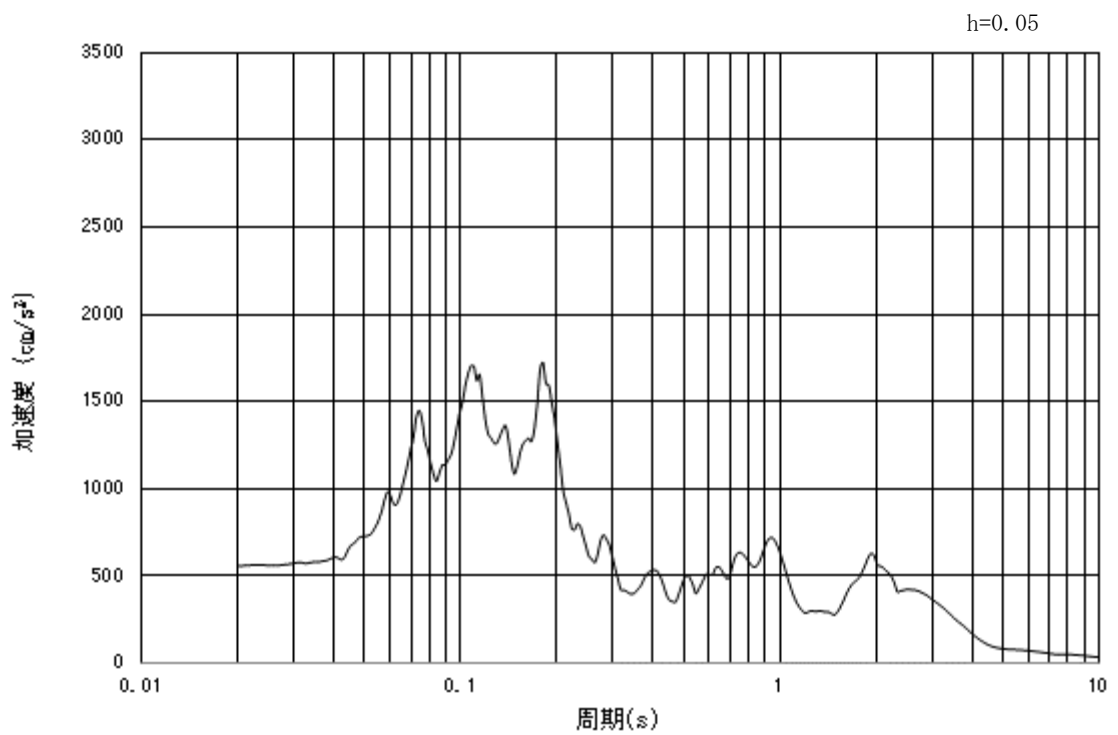
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.1$ )



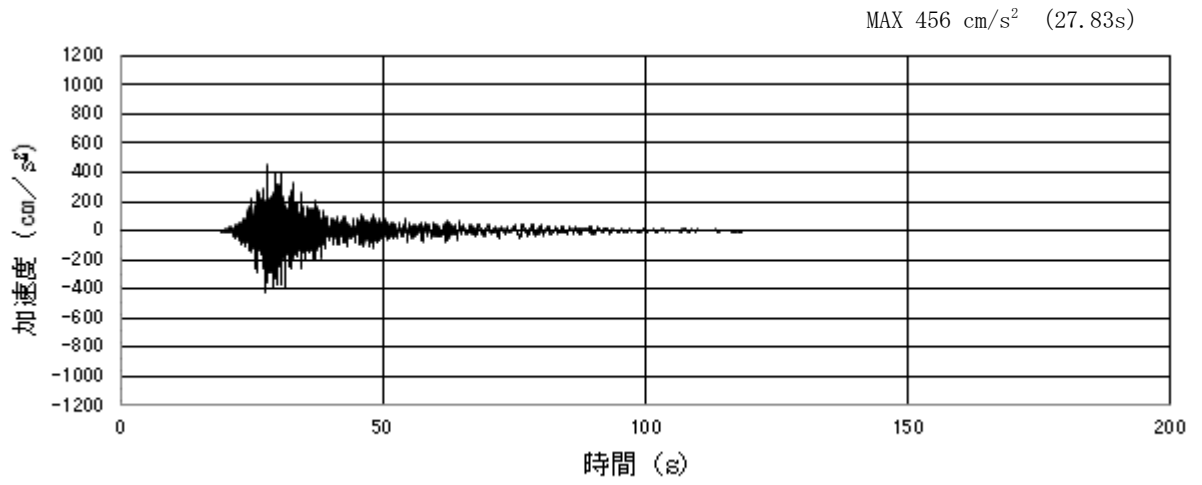


(a) 加速度時刻歴波形

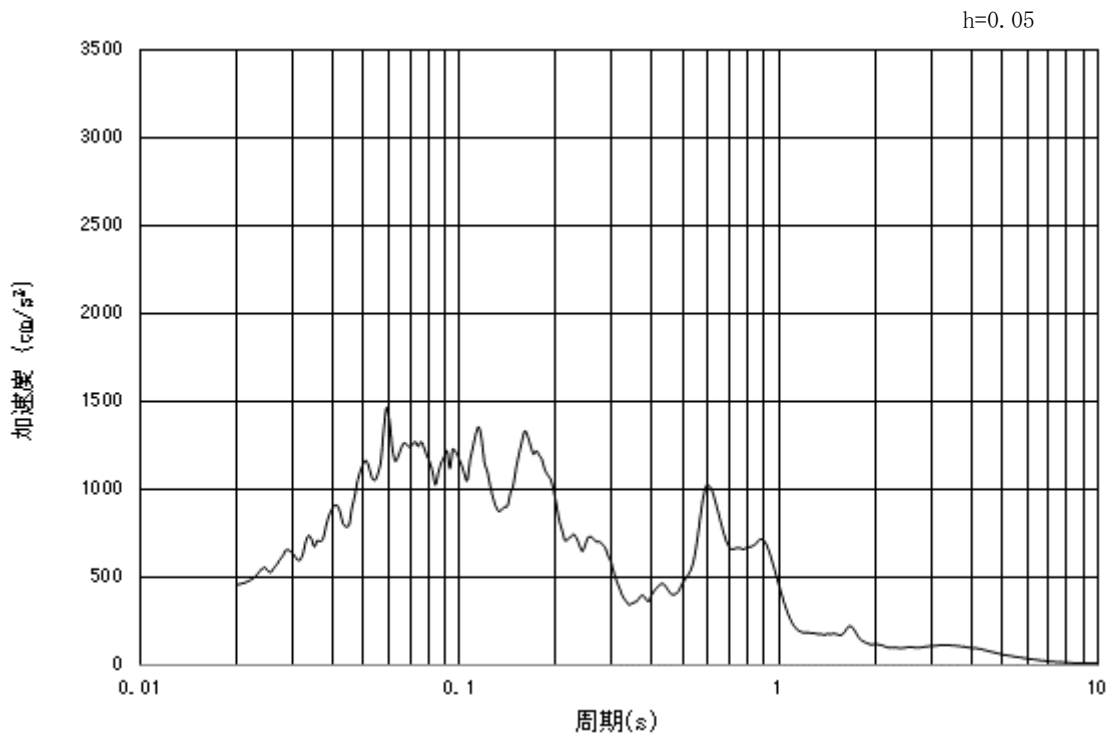


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.2$ )

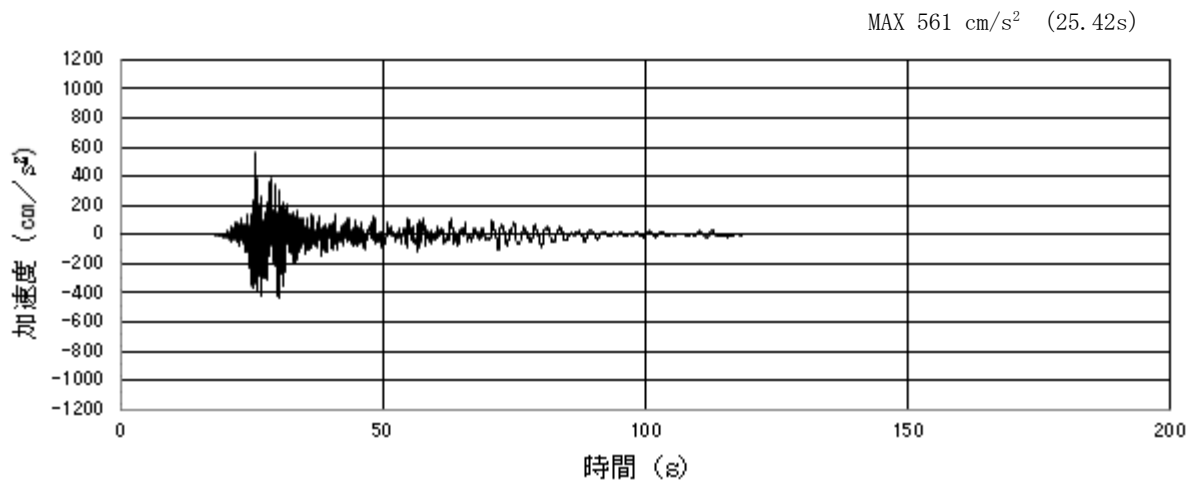


(a) 加速度時刻歴波形

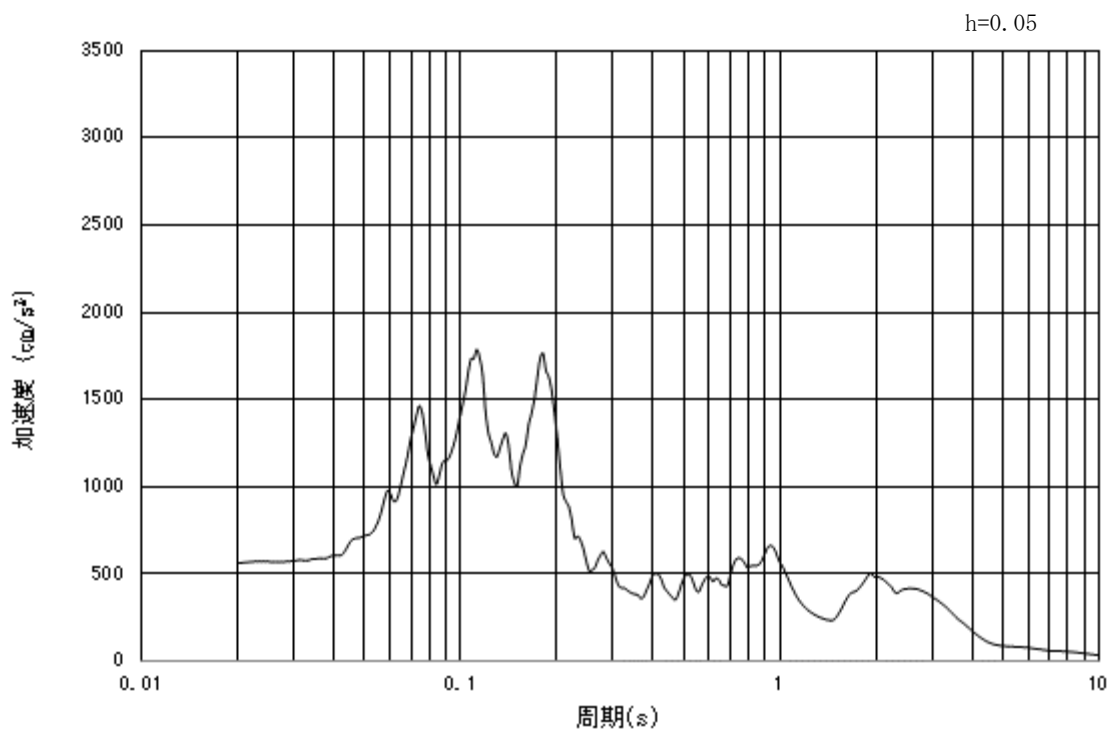


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 12$ )

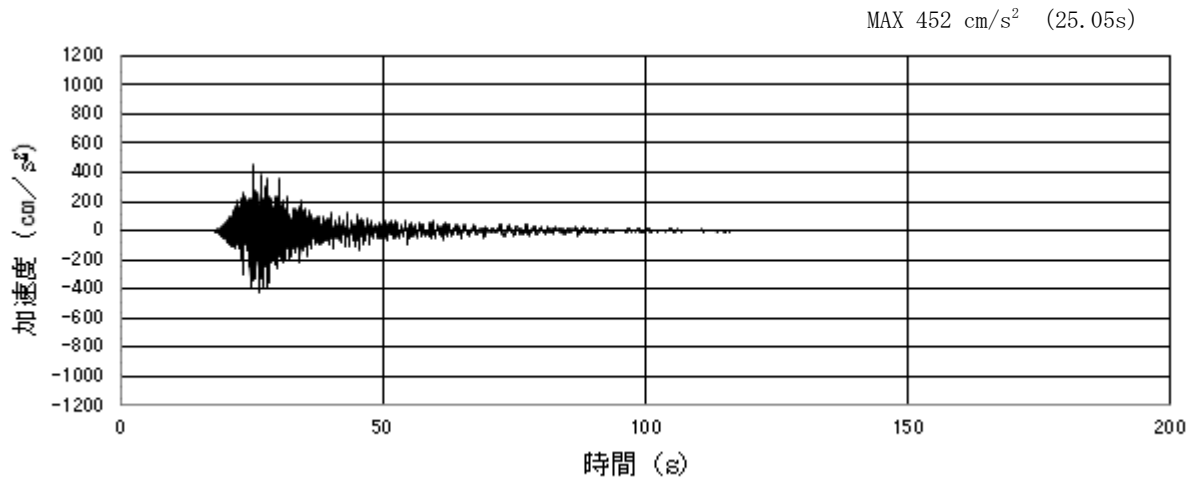


(a) 加速度時刻歴波形

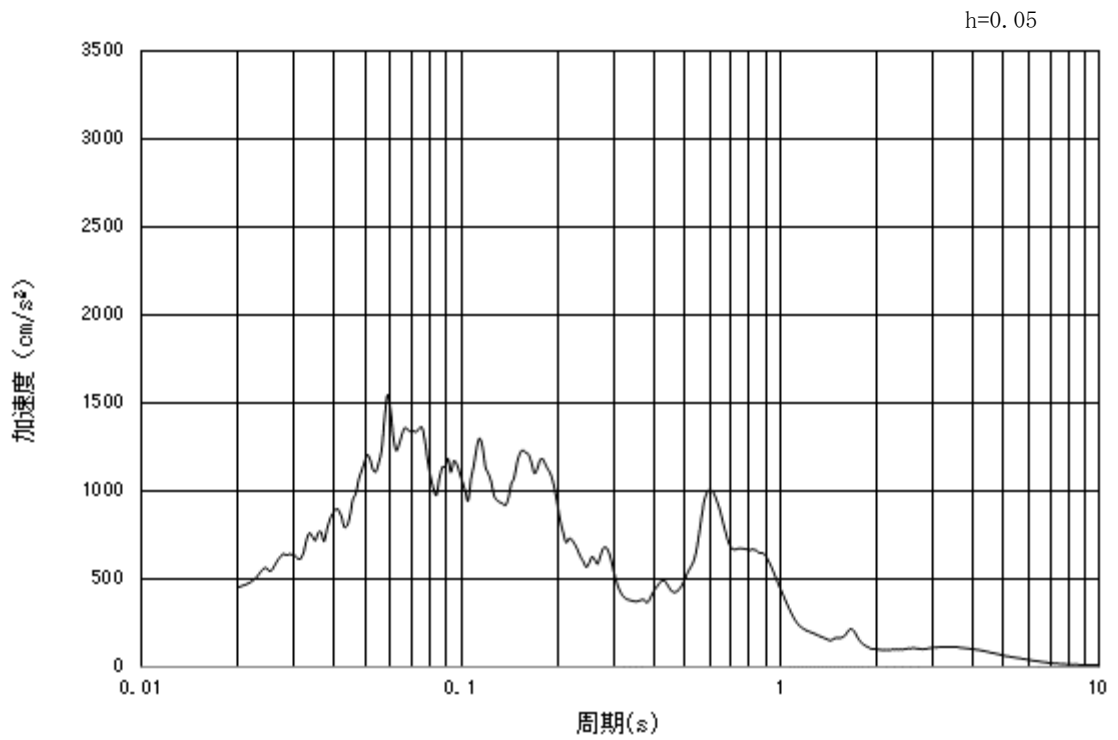


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 13)

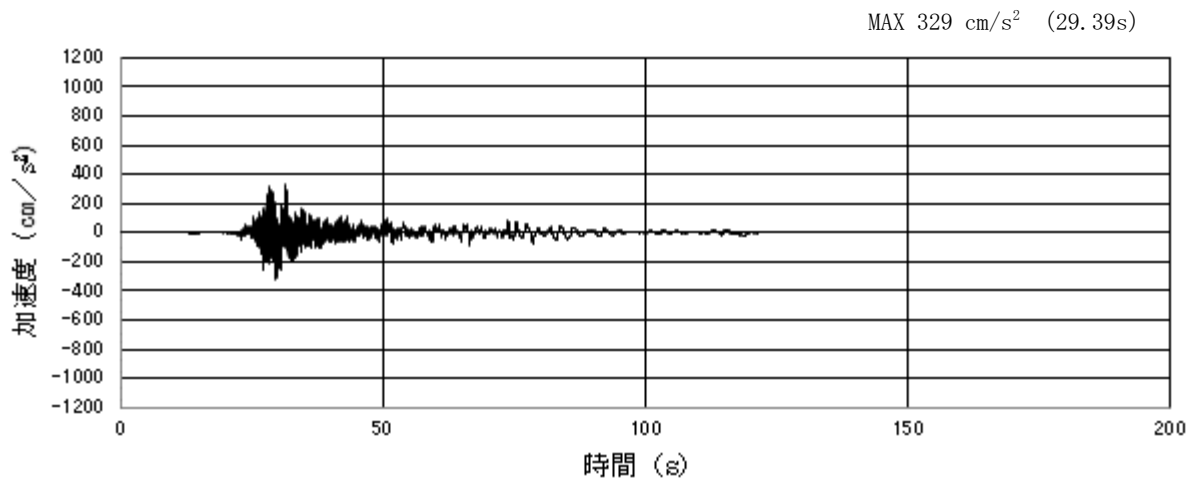


(a) 加速度時刻歴波形

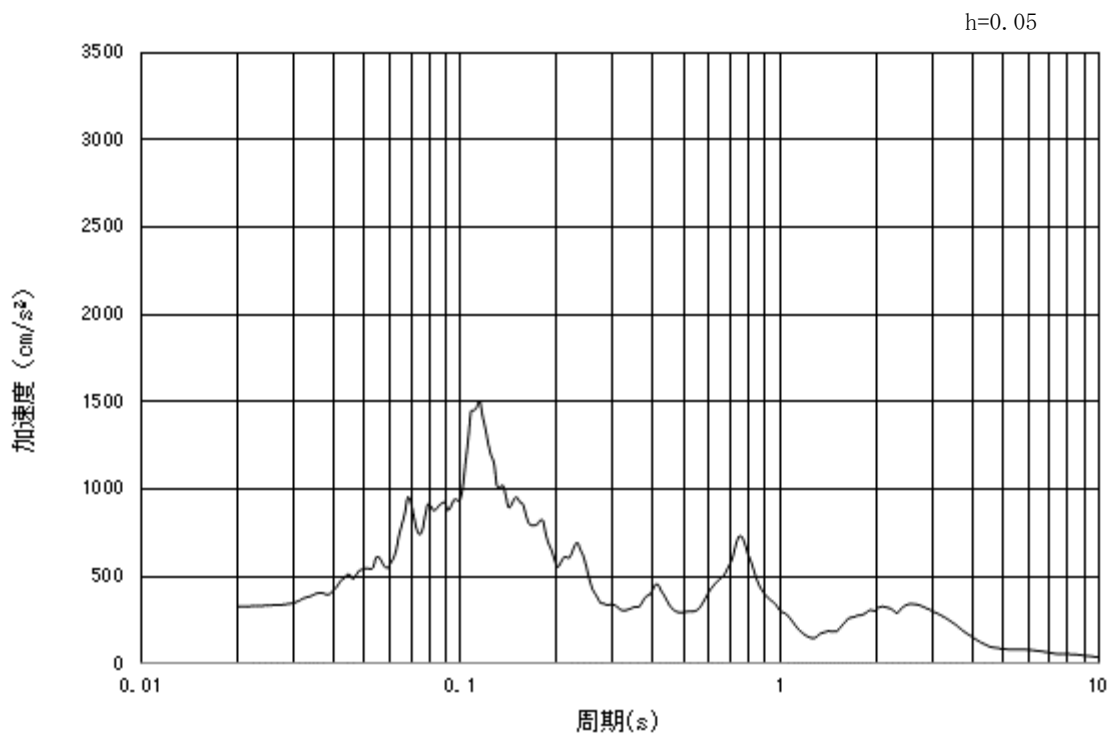


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-13)

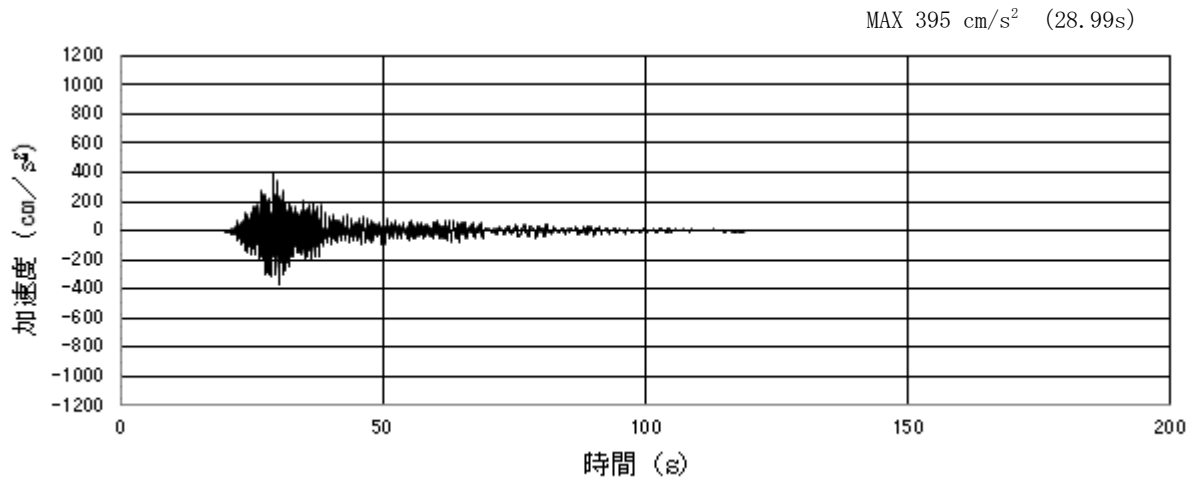


(a) 加速度時刻歴波形

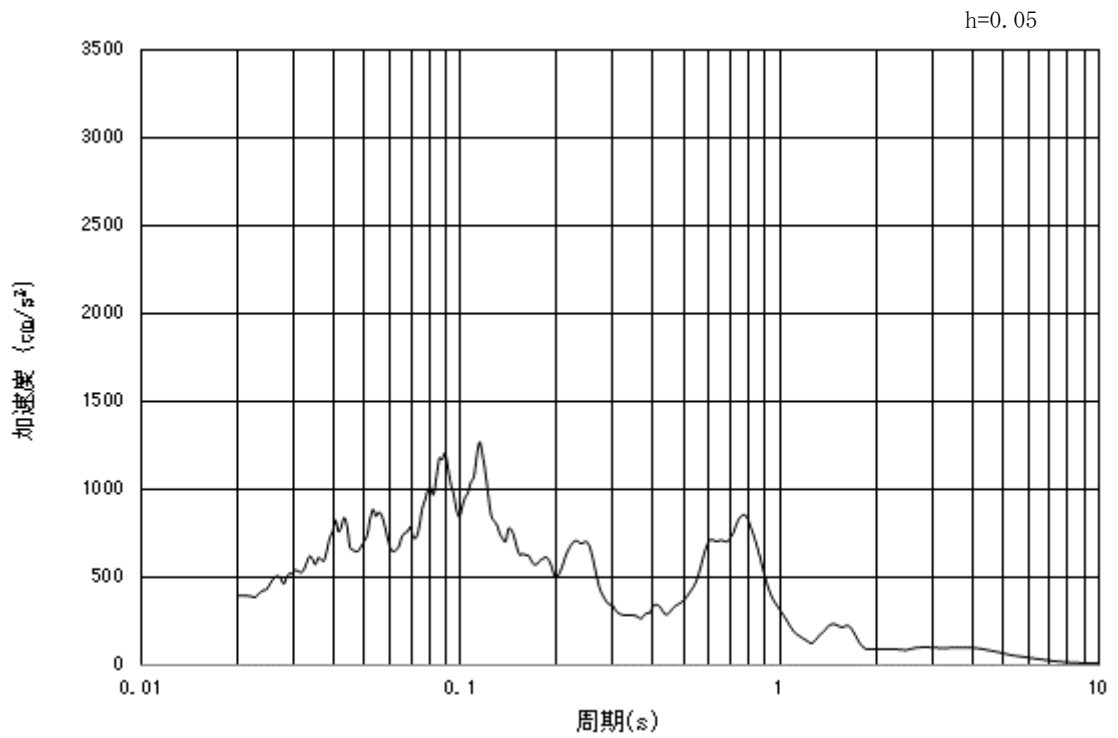


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(水平方向: S<sub>s</sub>-14)

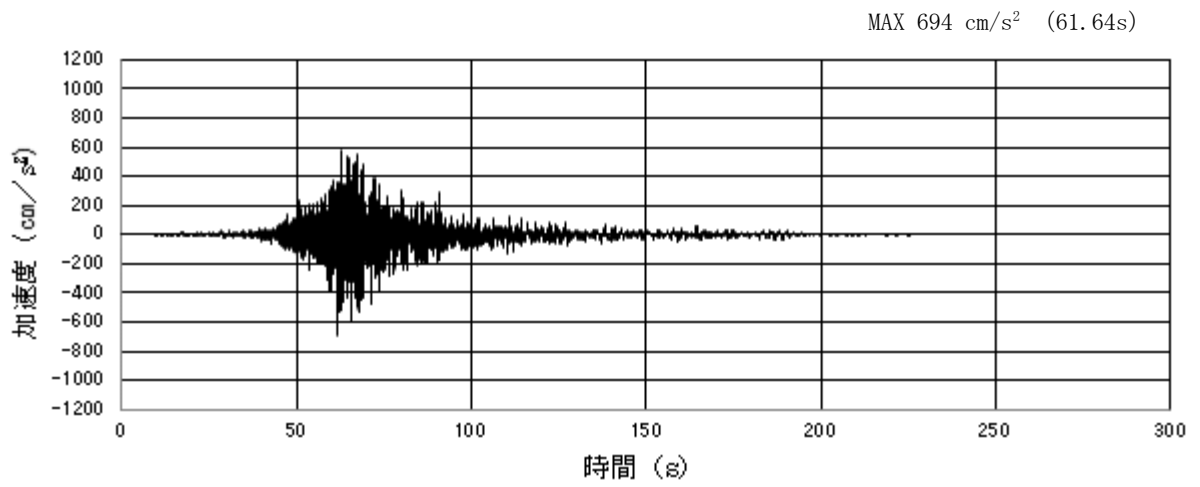


(a) 加速度時刻歴波形

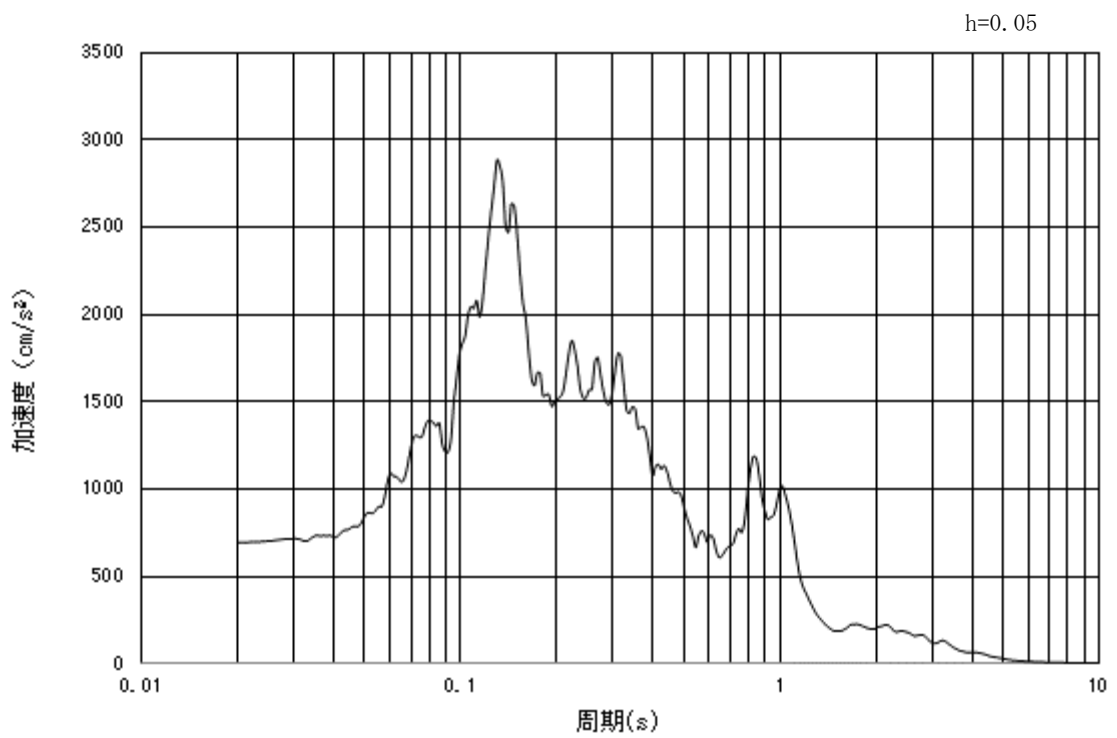


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 1.4$ )

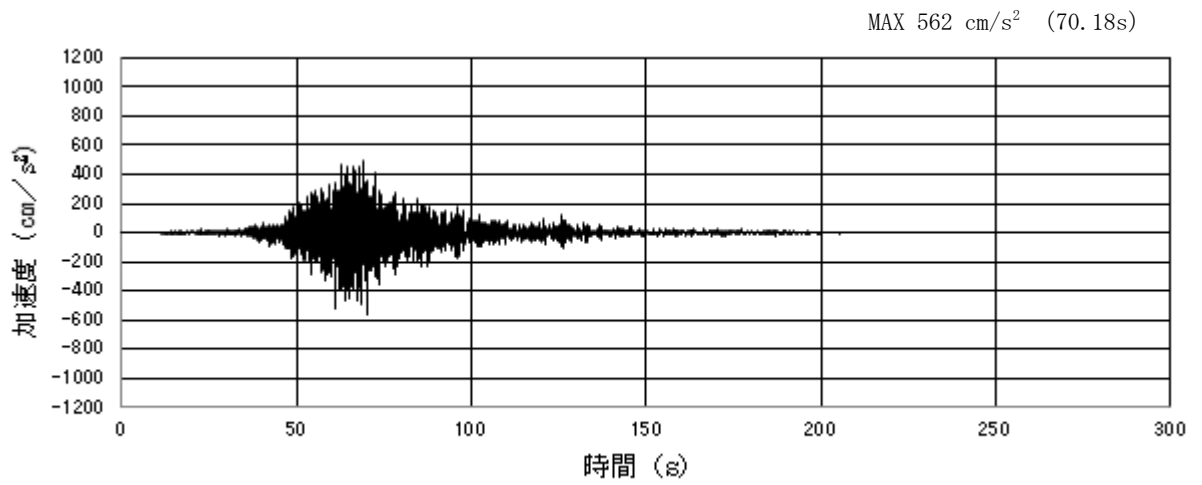


(a) 加速度時刻歴波形

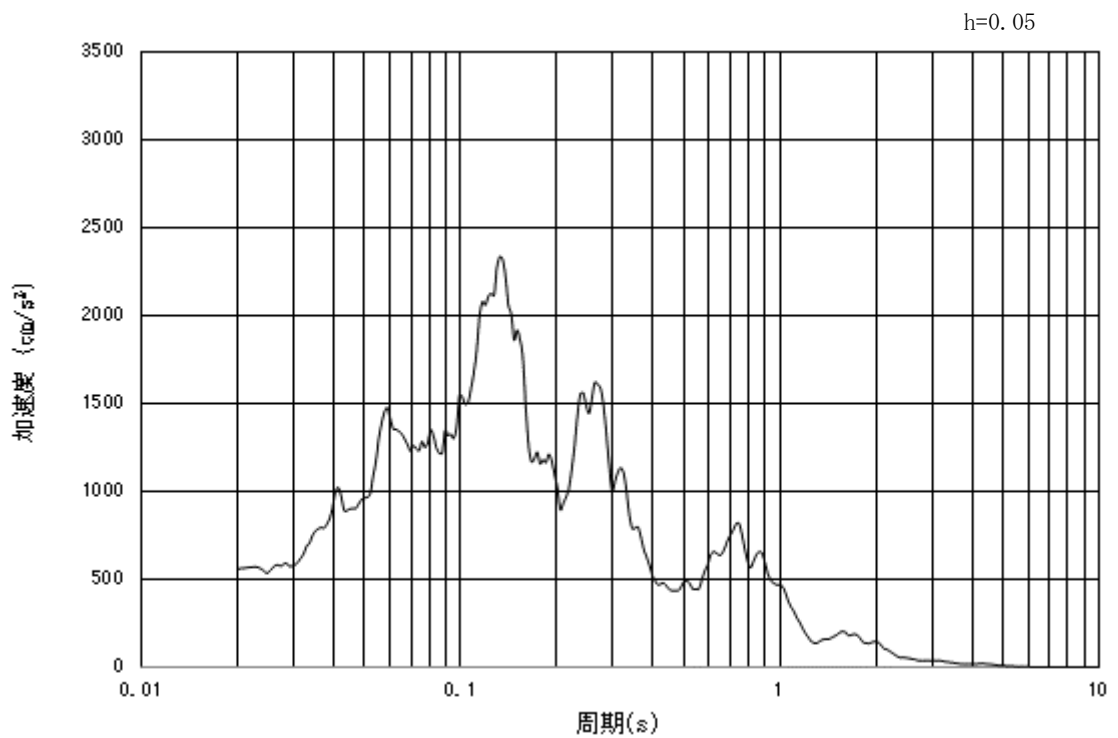


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(水平方向: S<sub>s</sub>-21)



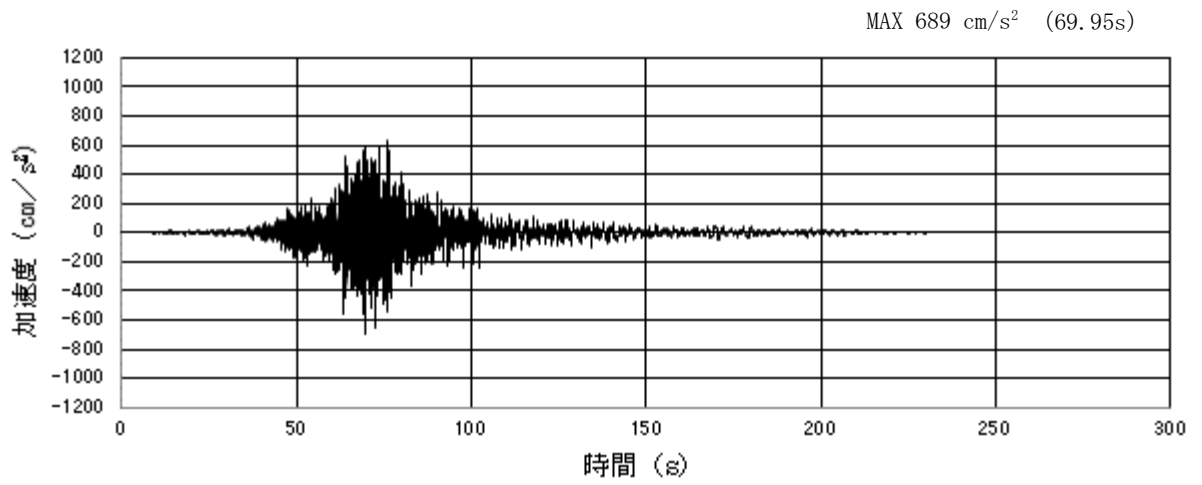
(a) 加速度時刻歴波形



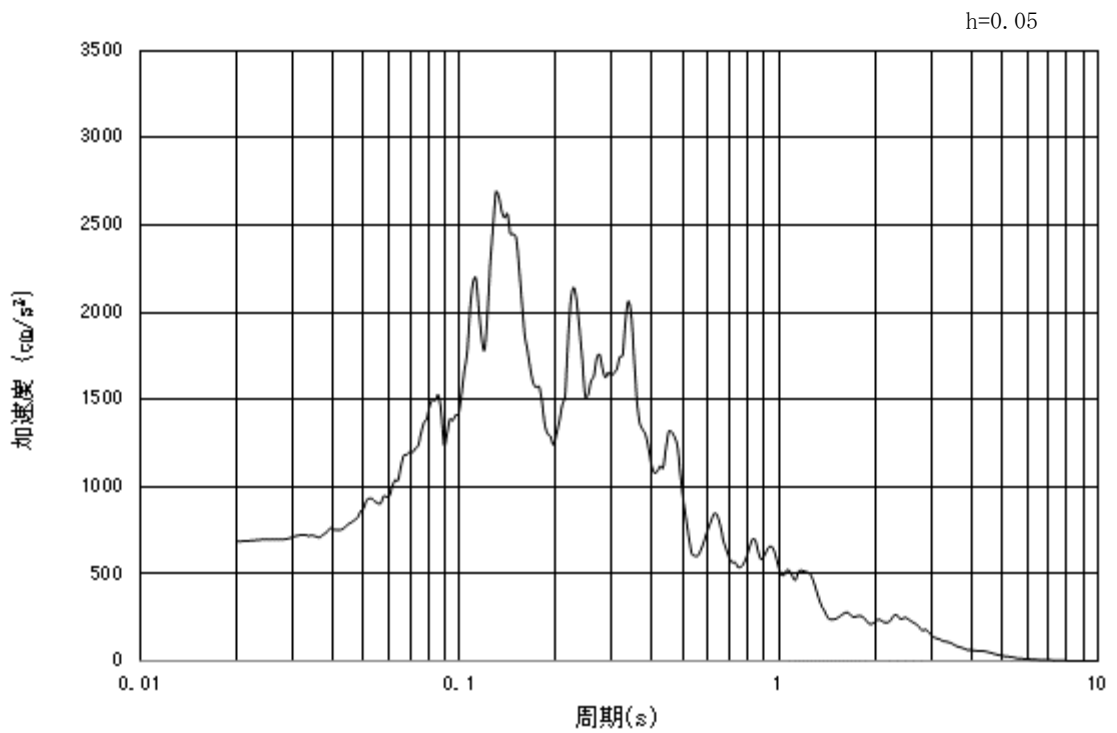
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 21$ )



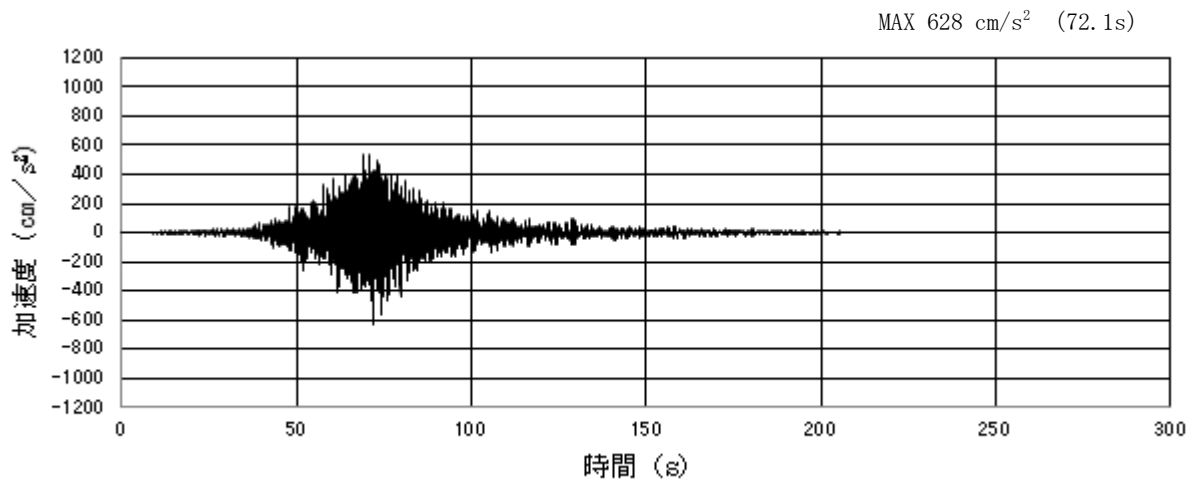


(a) 加速度時刻歴波形

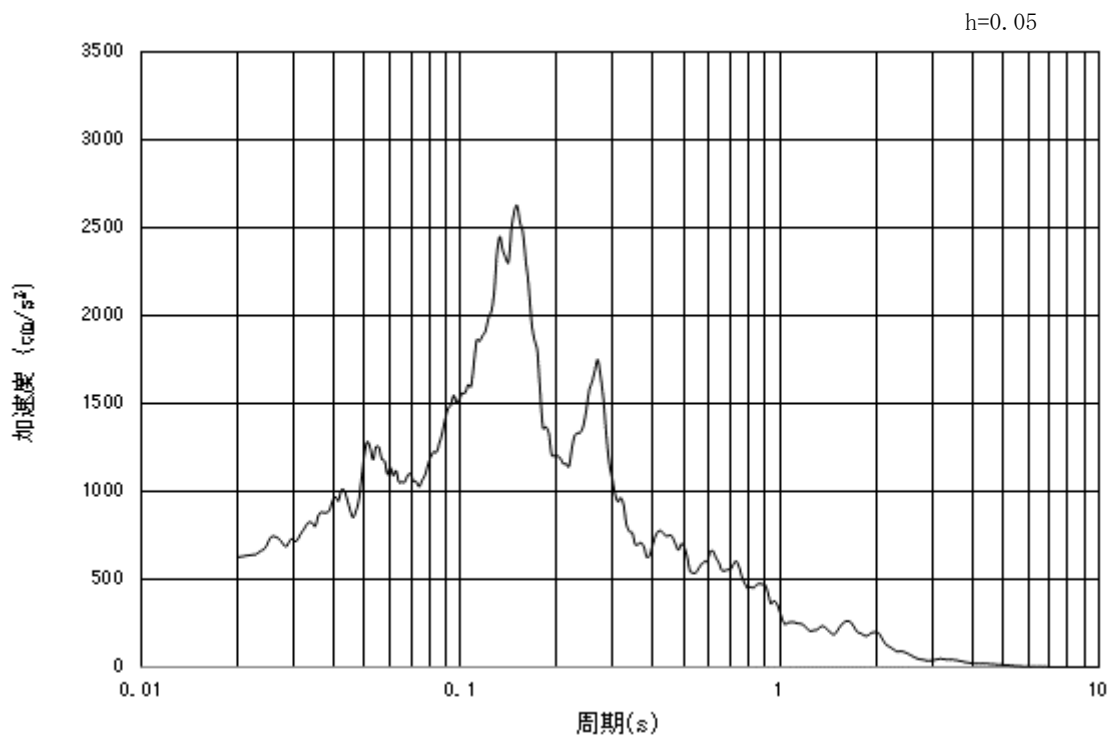


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(水平方向: S<sub>s</sub>-22)

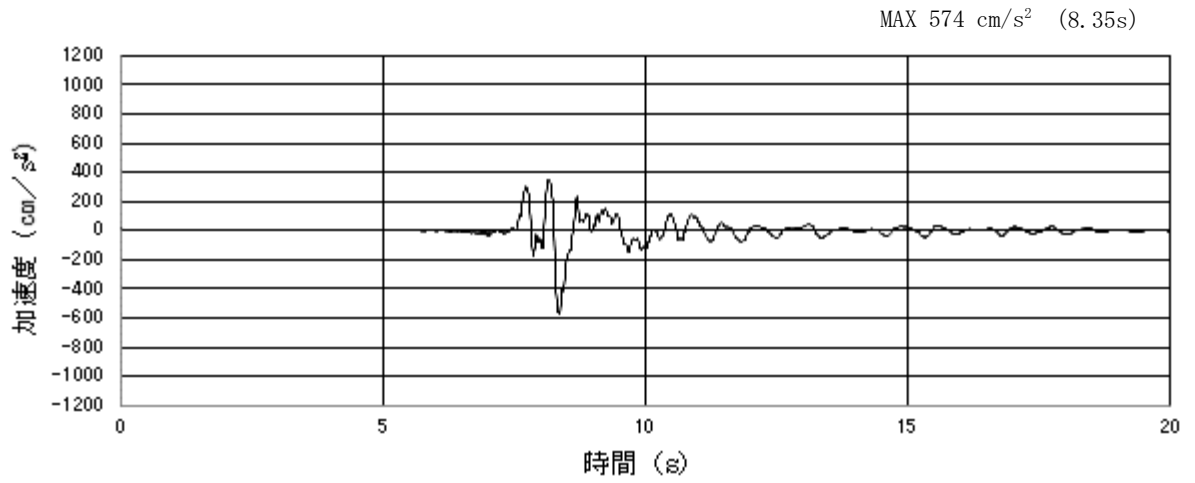


(a) 加速度時刻歴波形

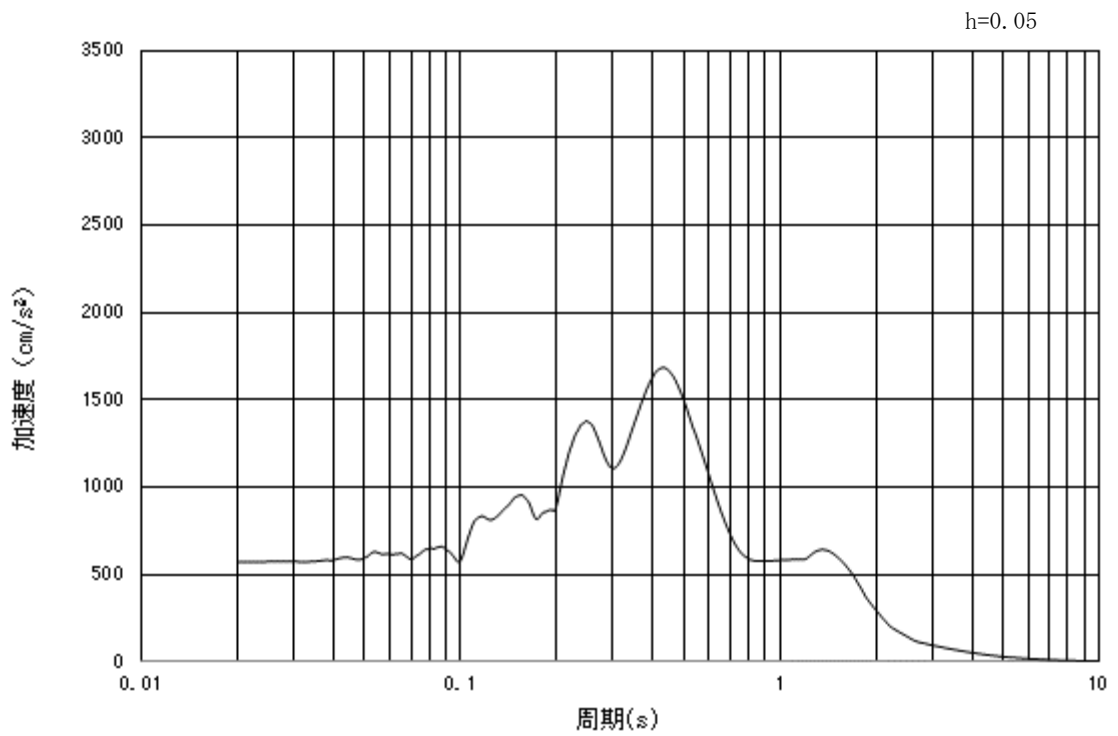


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 22$ )

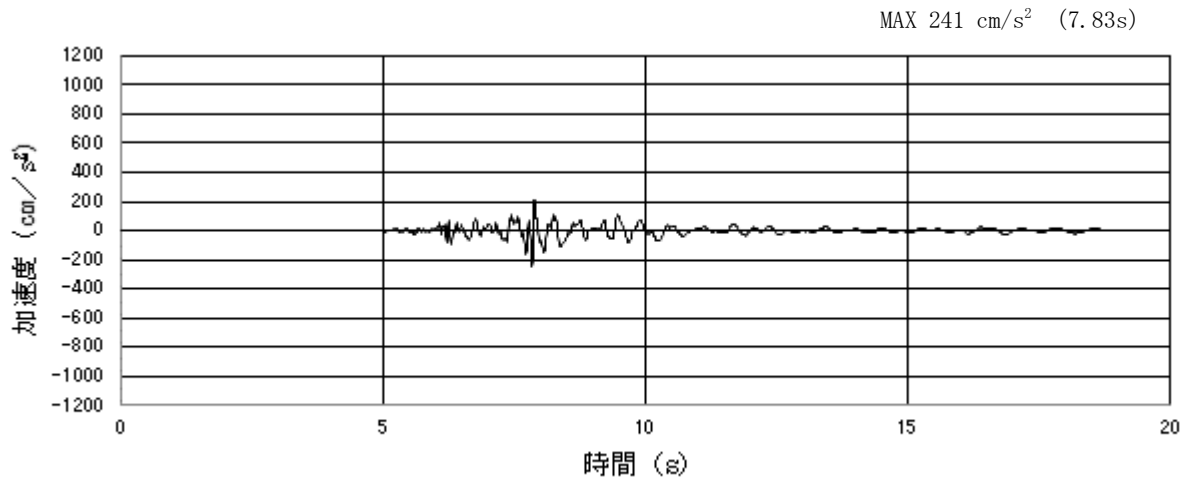


(a) 加速度時刻歴波形

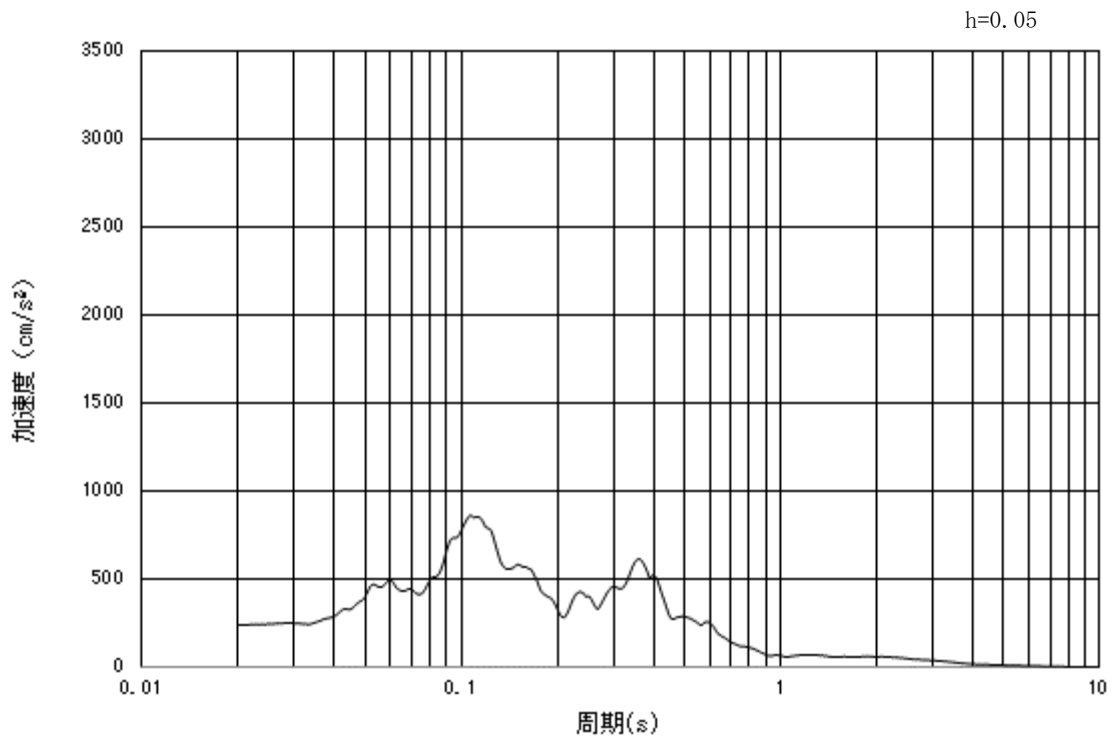


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(水平方向:  $S_s - 31$ )



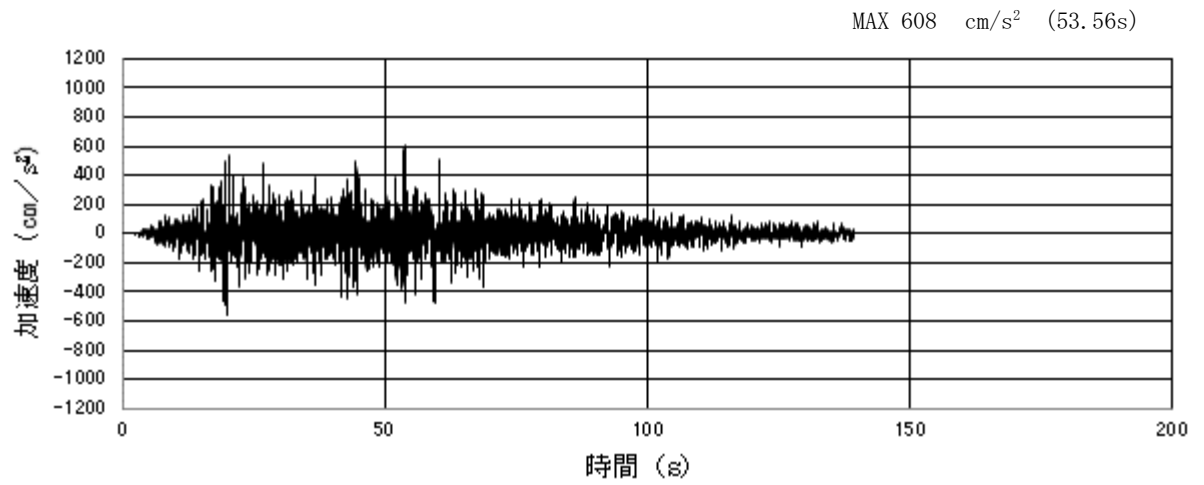
(a) 加速度時刻歴波形



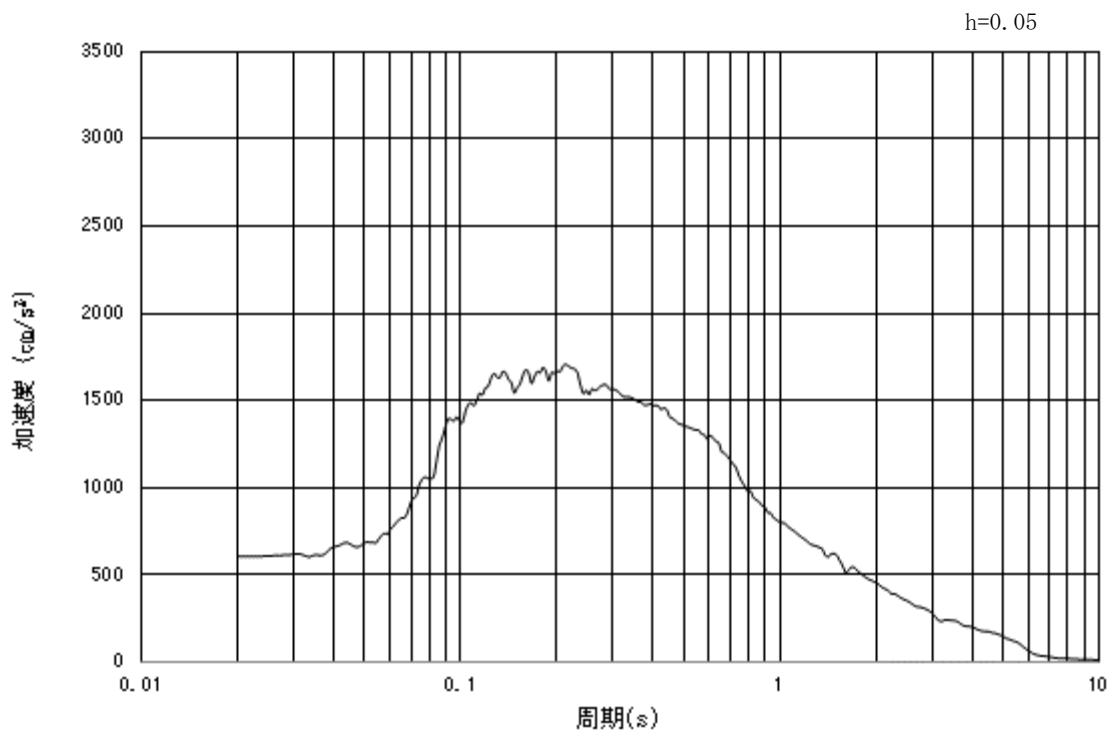
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 31$ )

3.4.2 断面②

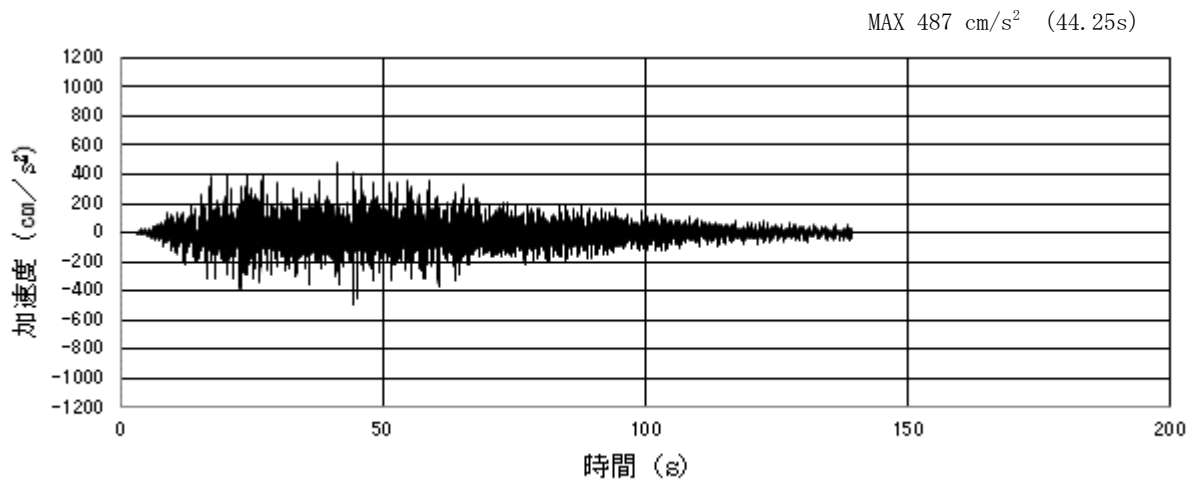


(a) 加速度時刻歴波形

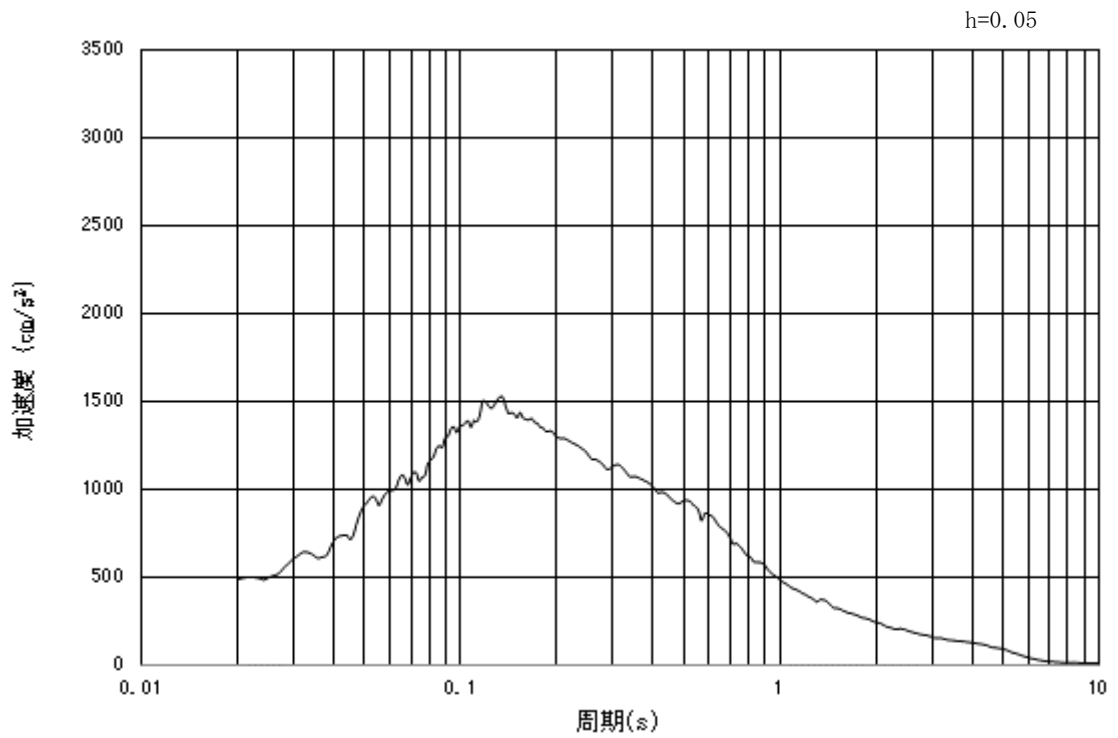


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - D1$ )

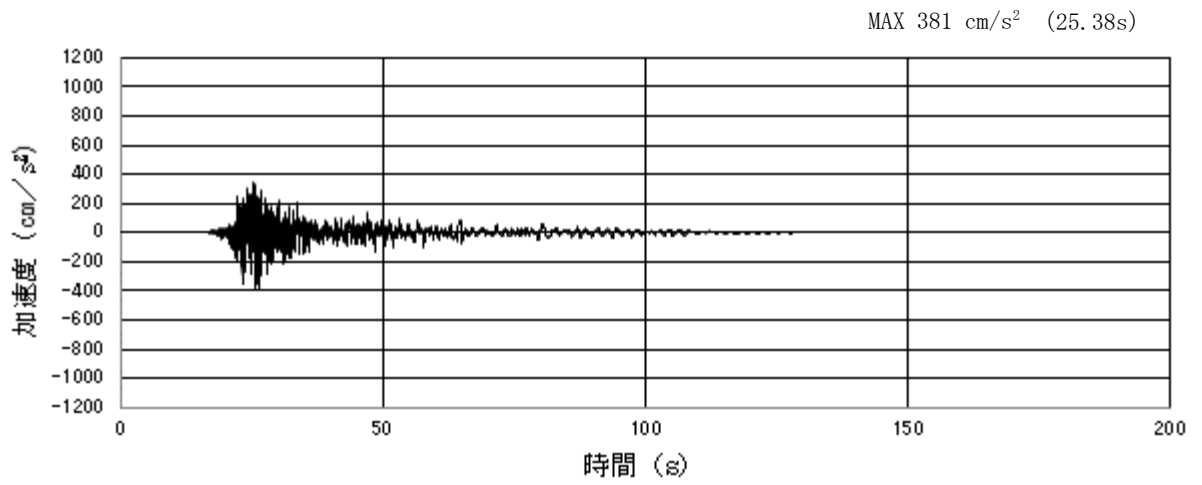


(a) 加速度時刻歴波形

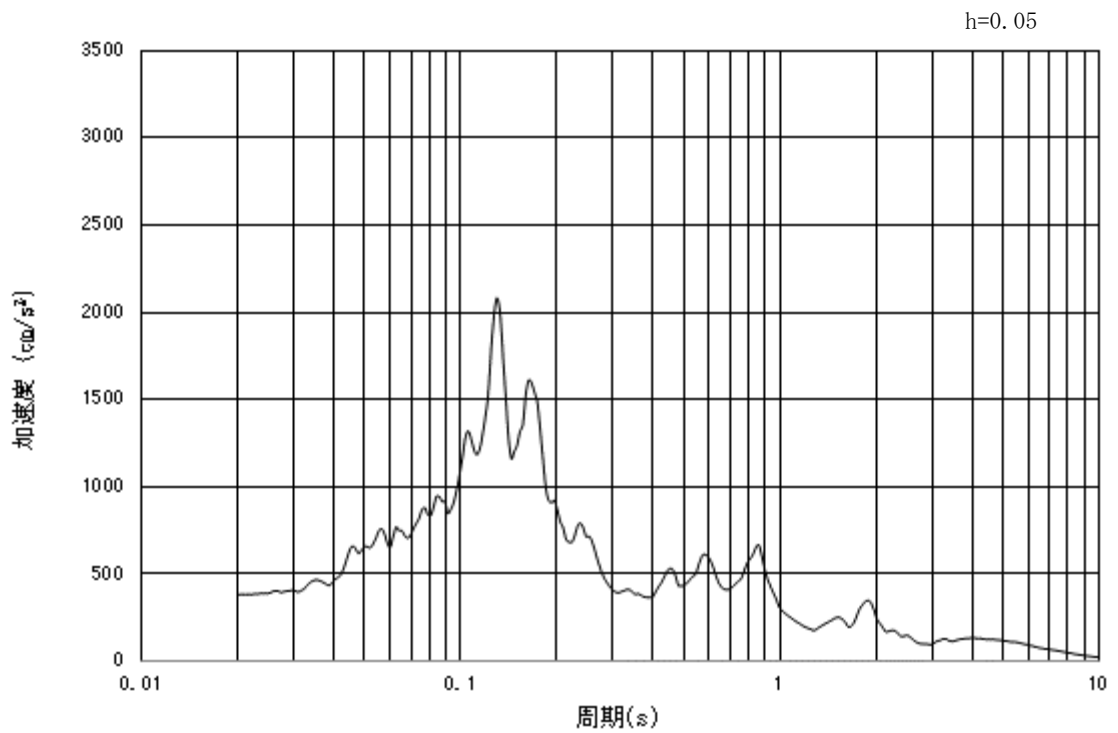


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub>-D1)

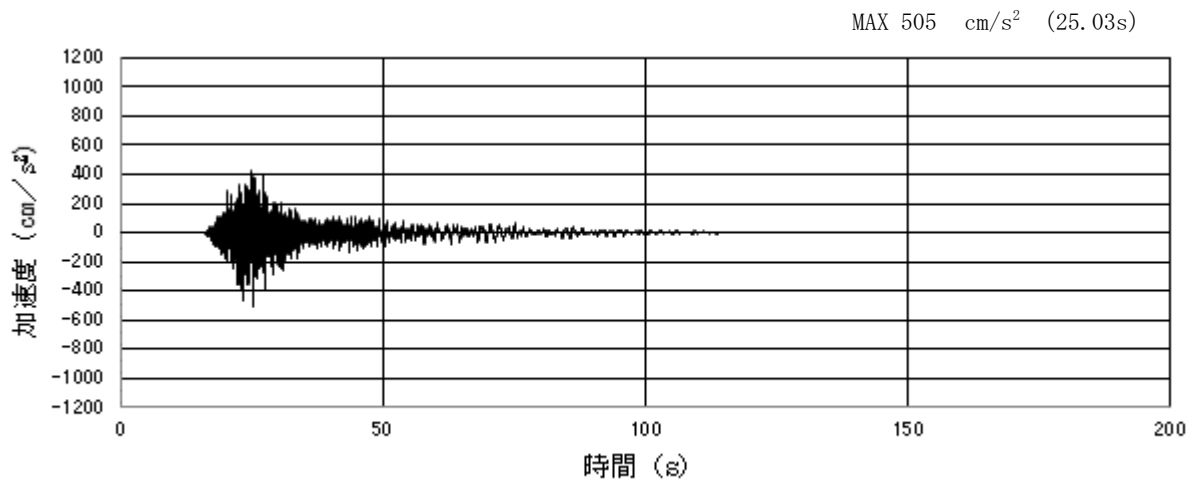


(a) 加速度時刻歴波形

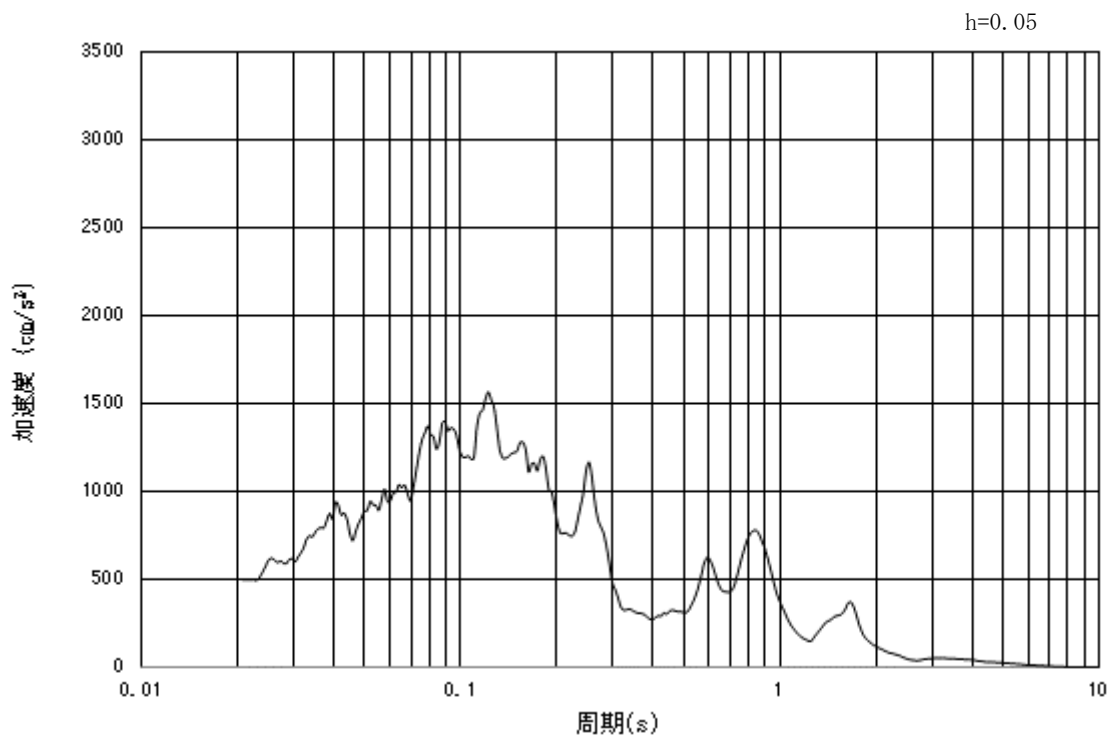


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.1$ )



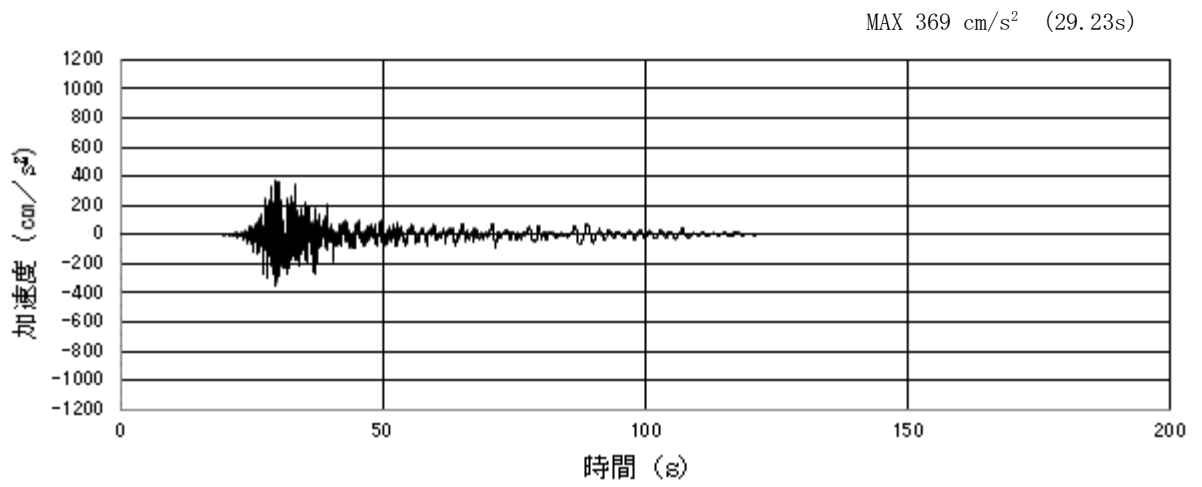
(a) 加速度時刻歴波形



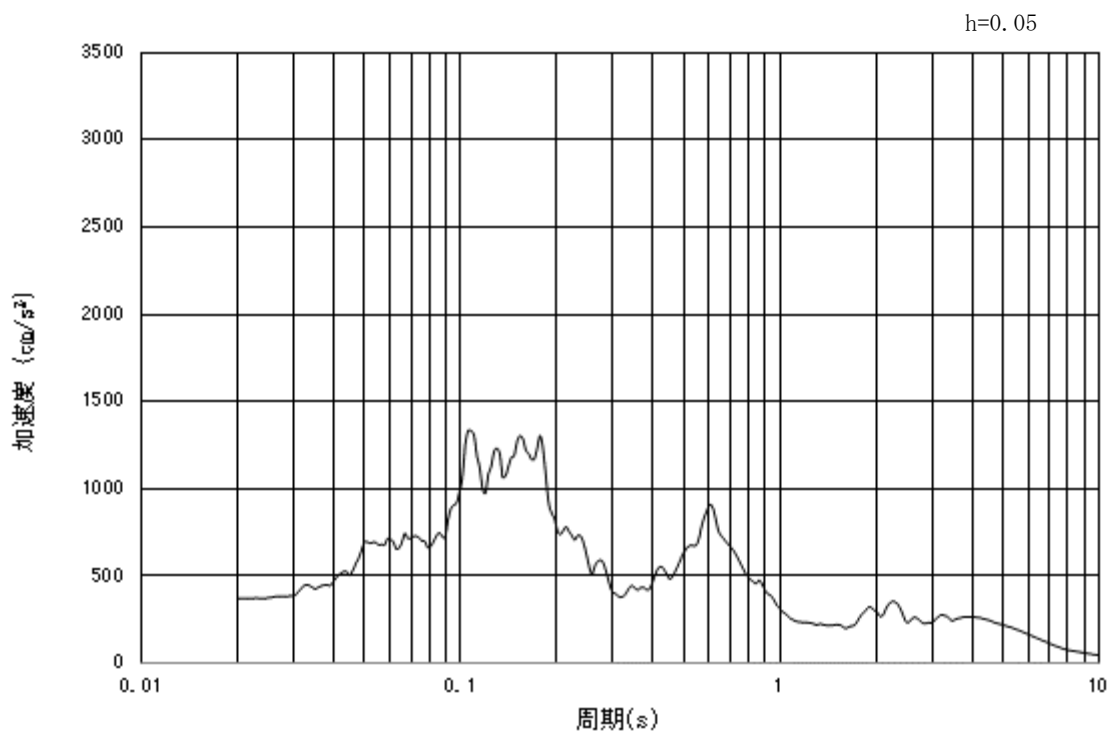
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.1$ )



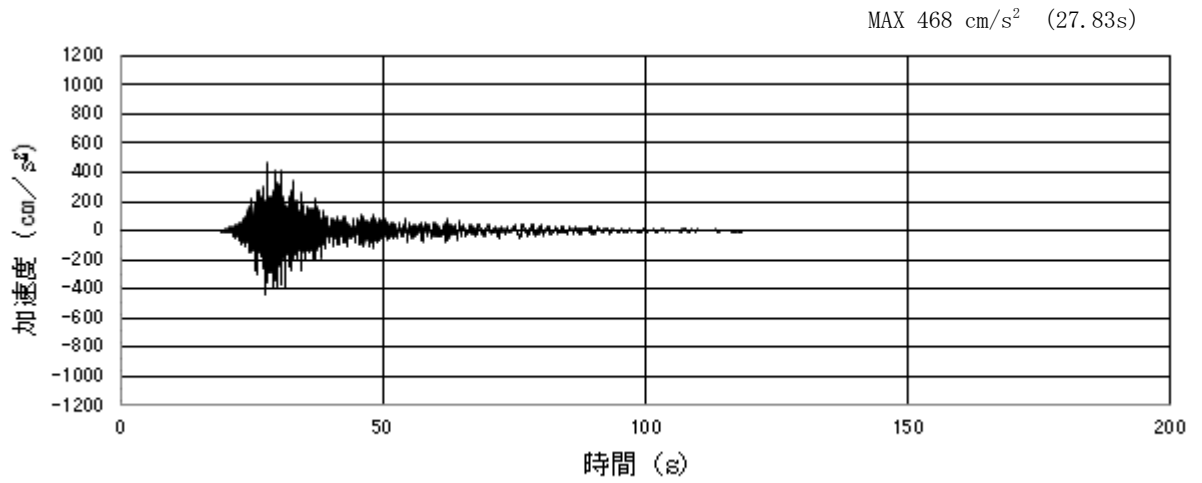


(a) 加速度時刻歴波形

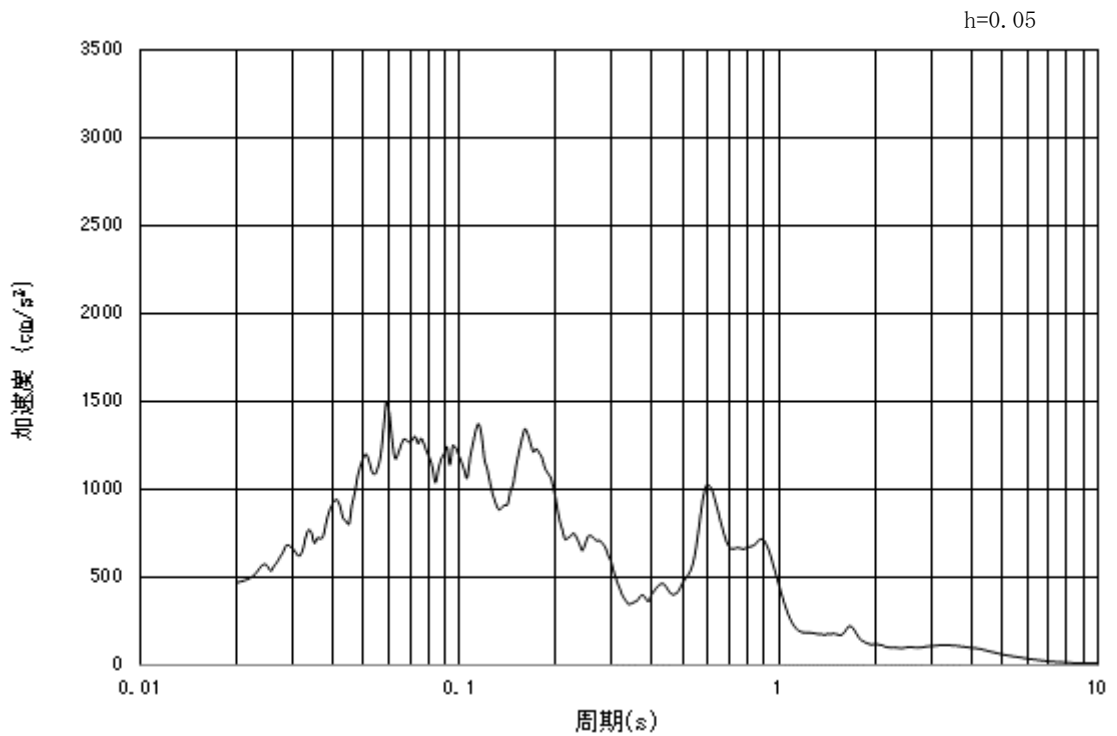


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.2$ )

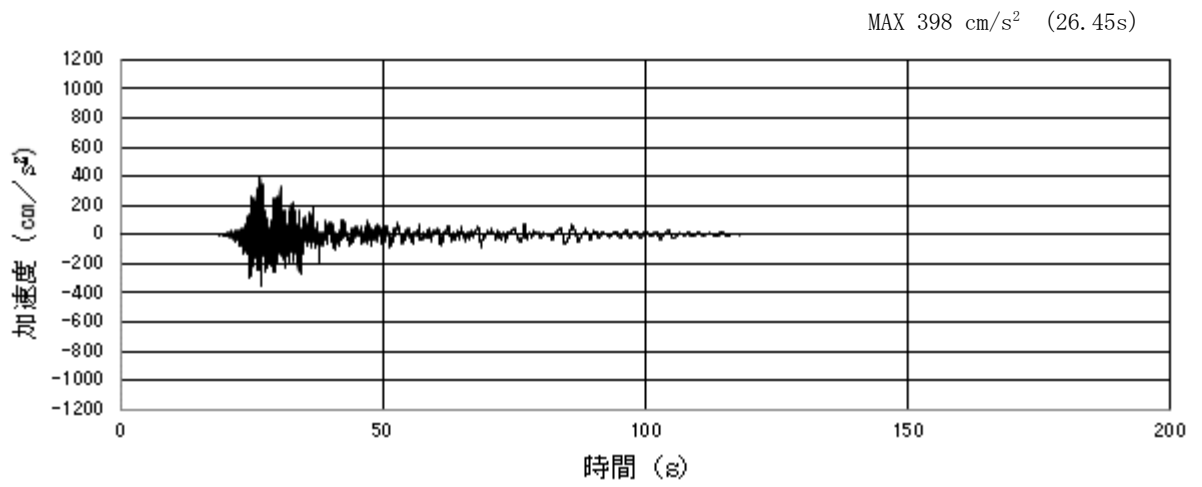


(a) 加速度時刻歴波形

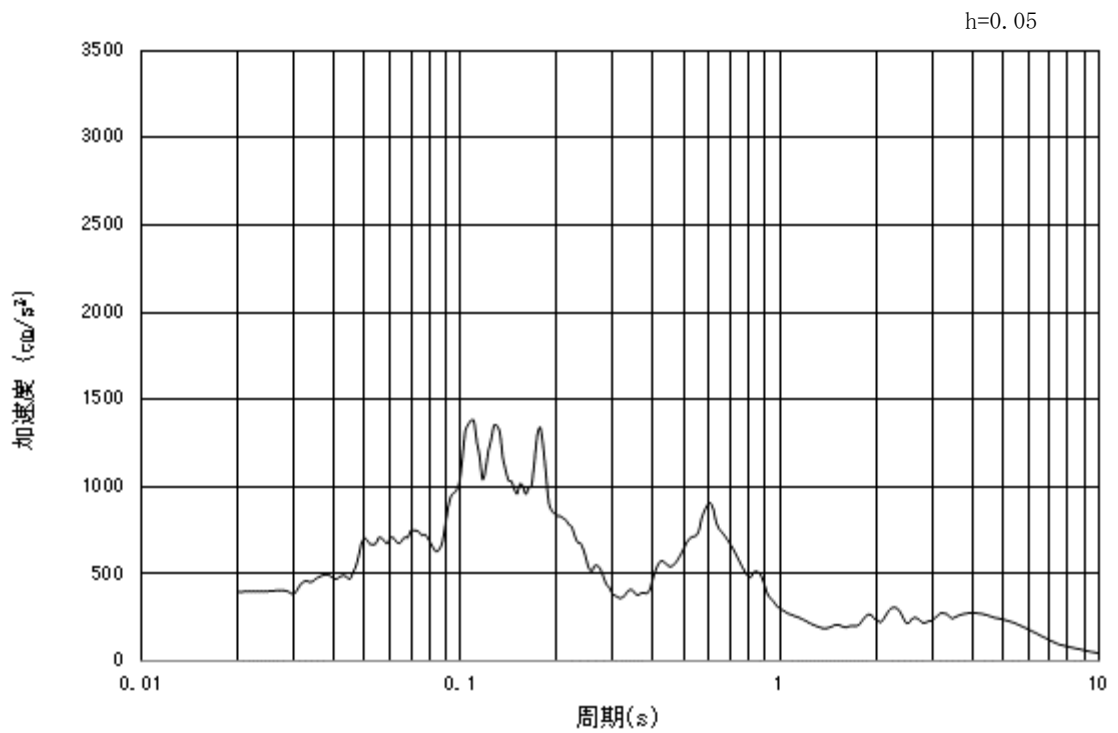


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub>-12)

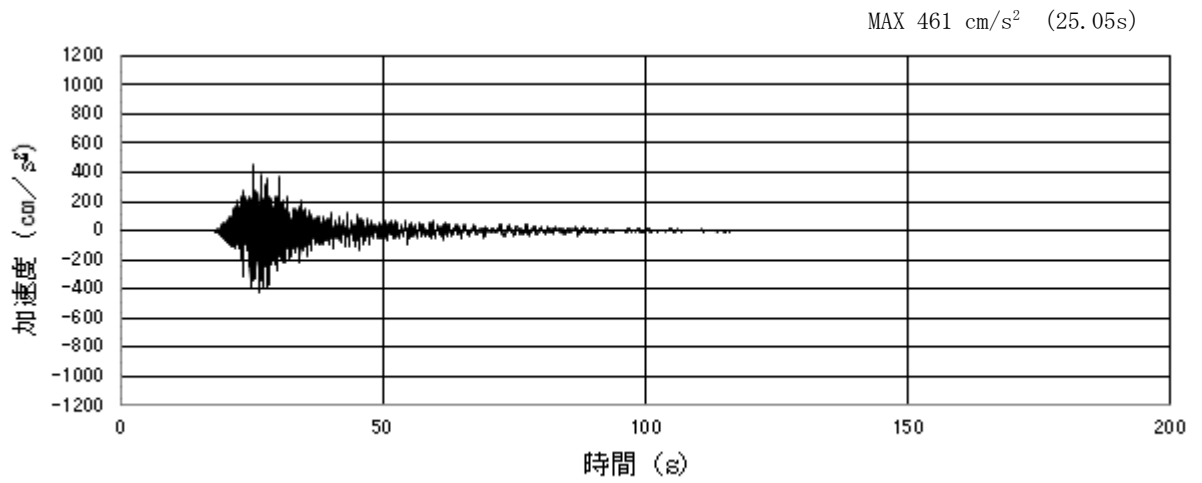


(a) 加速度時刻歴波形

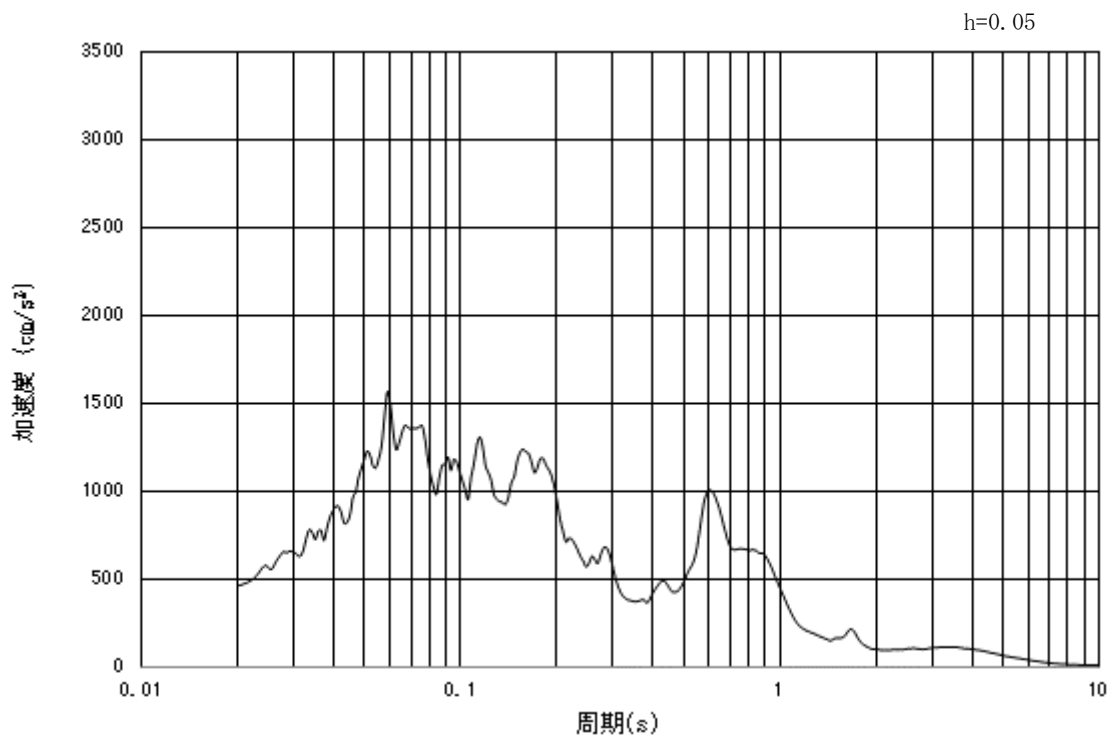


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S<sub>s</sub>-13)

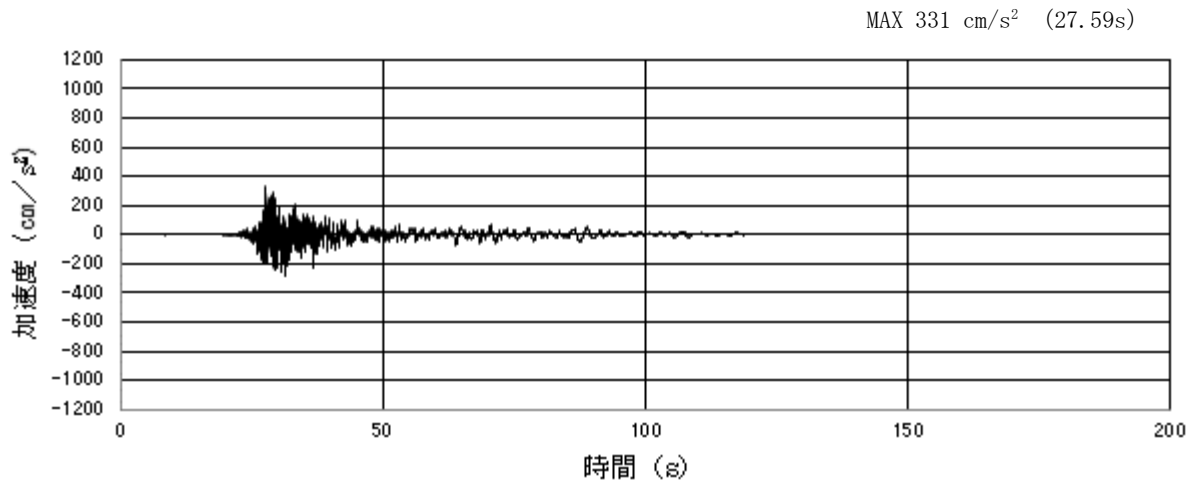


(a) 加速度時刻歴波形

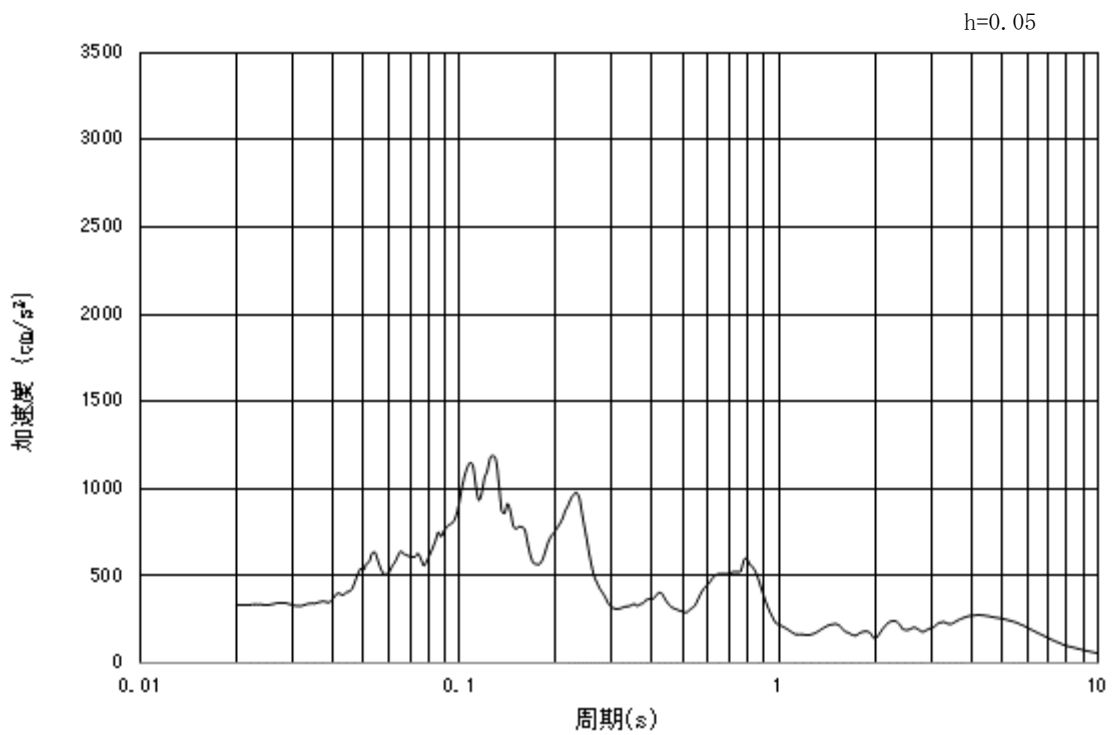


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-13)

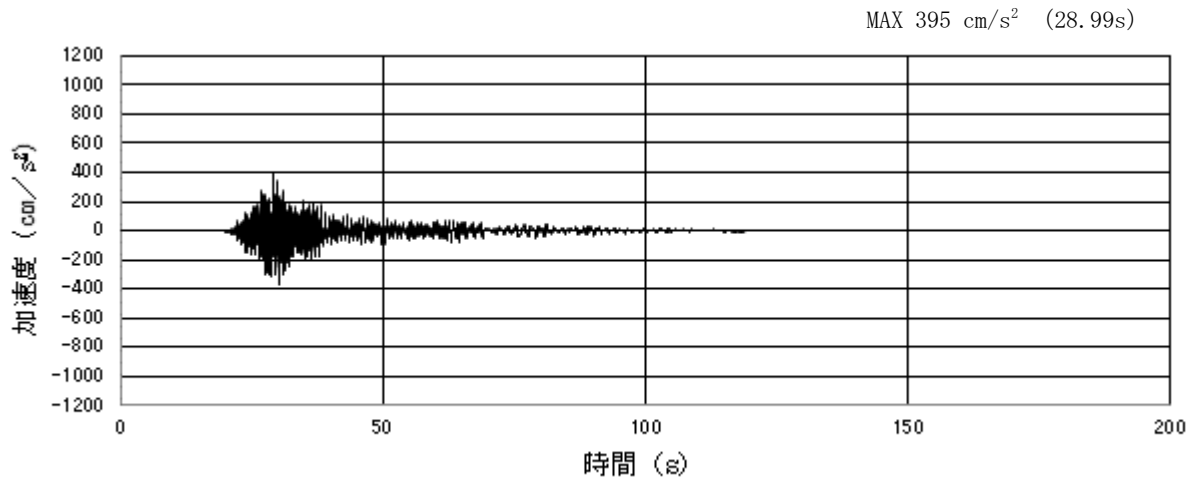


(a) 加速度時刻歴波形

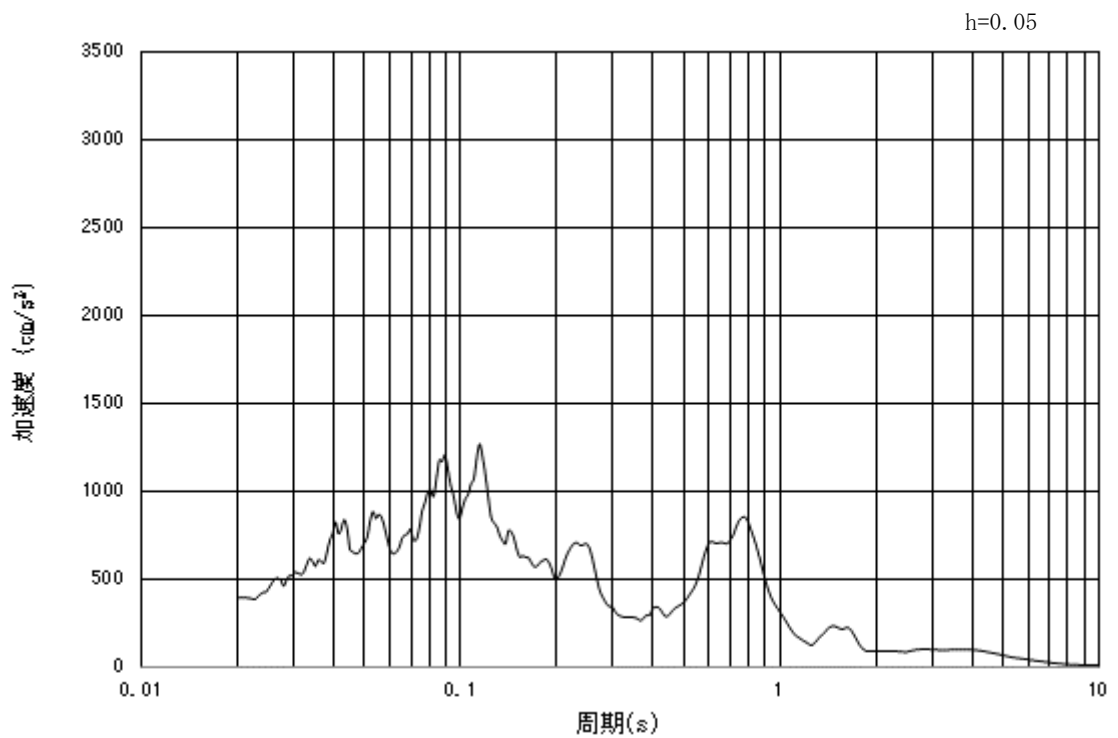


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-14)

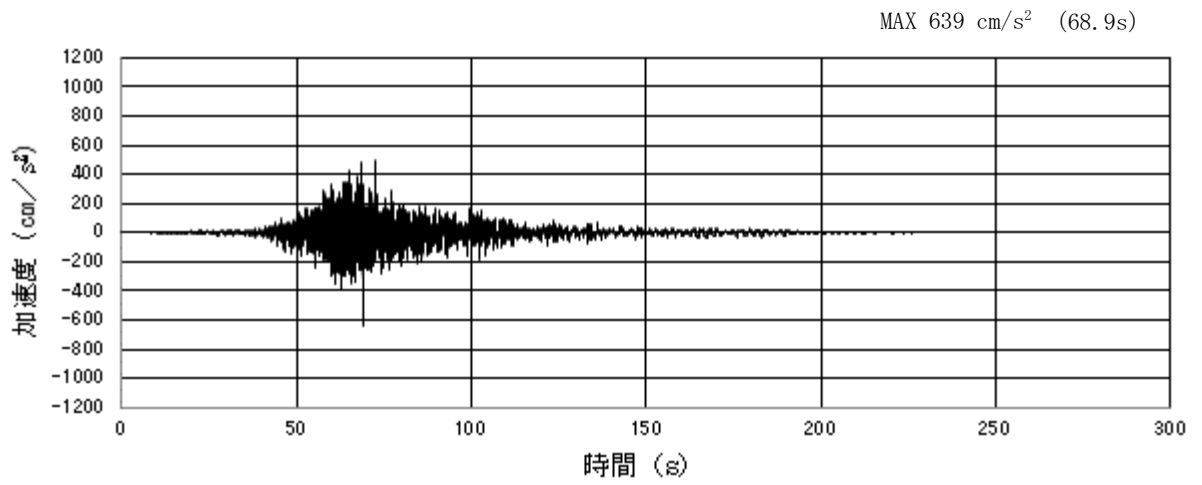


(a) 加速度時刻歴波形

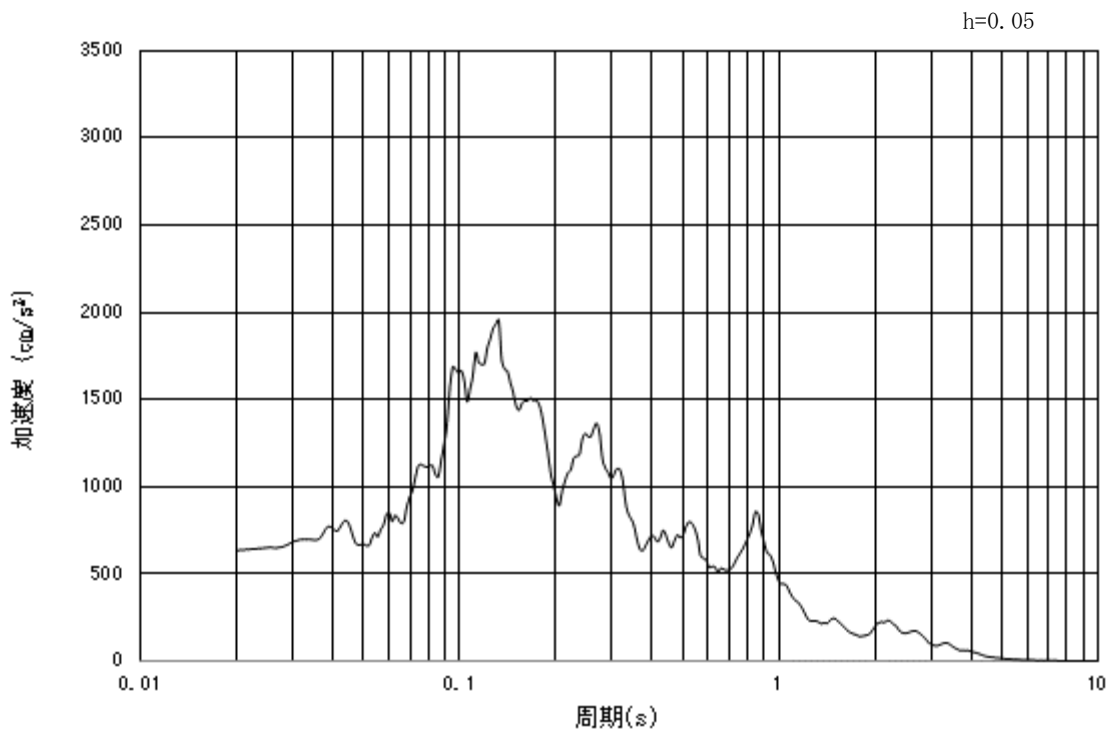


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 1.4$ )

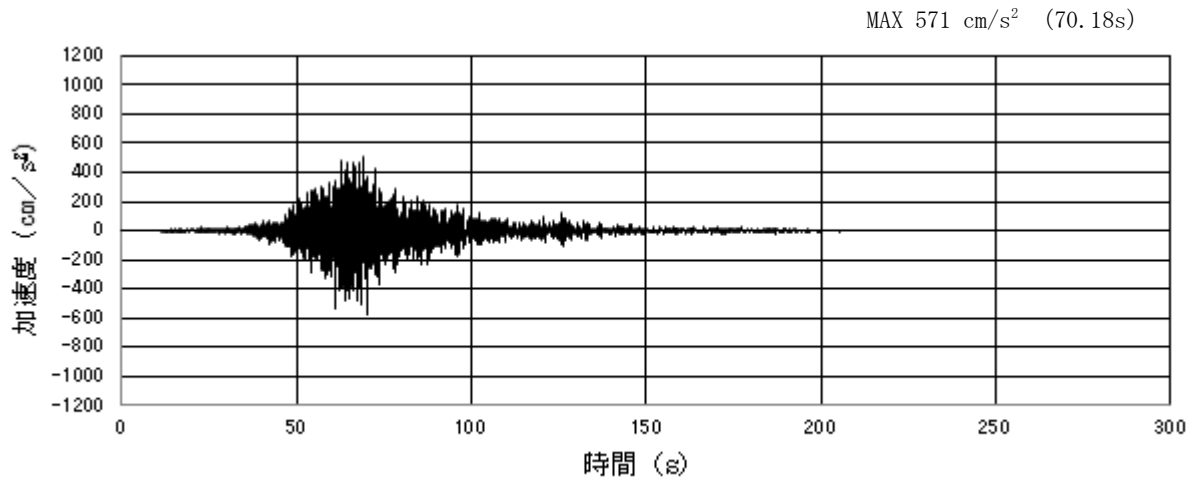


(a) 加速度時刻歴波形

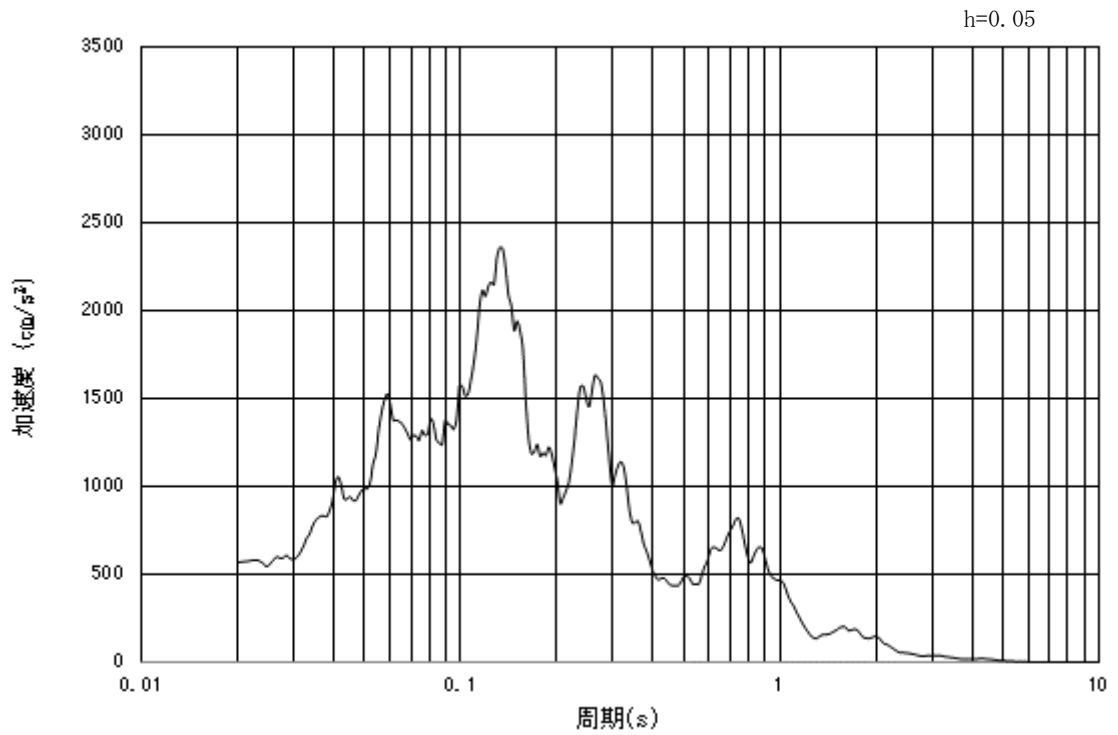


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-2 1)



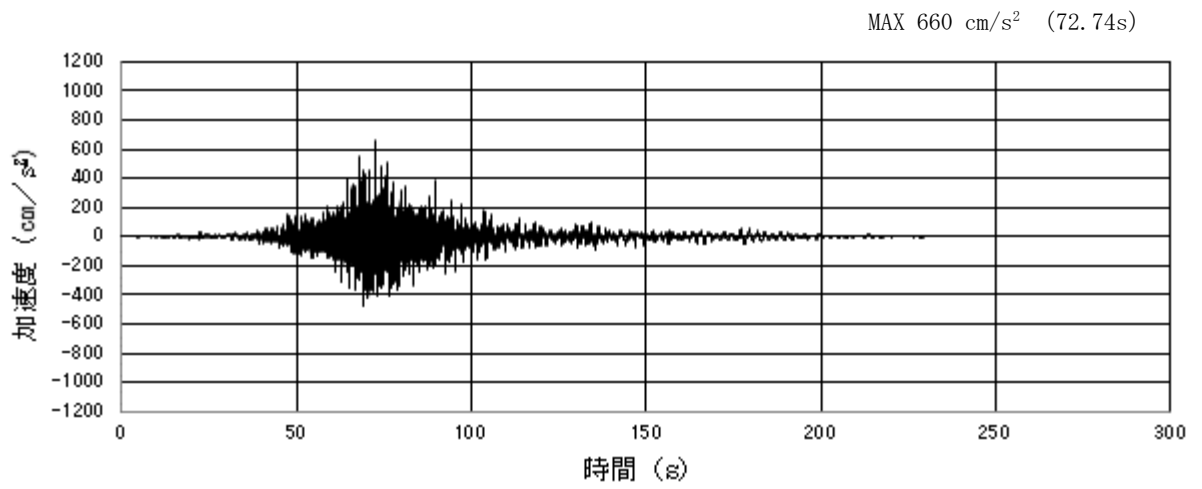
(a) 加速度時刻歴波形



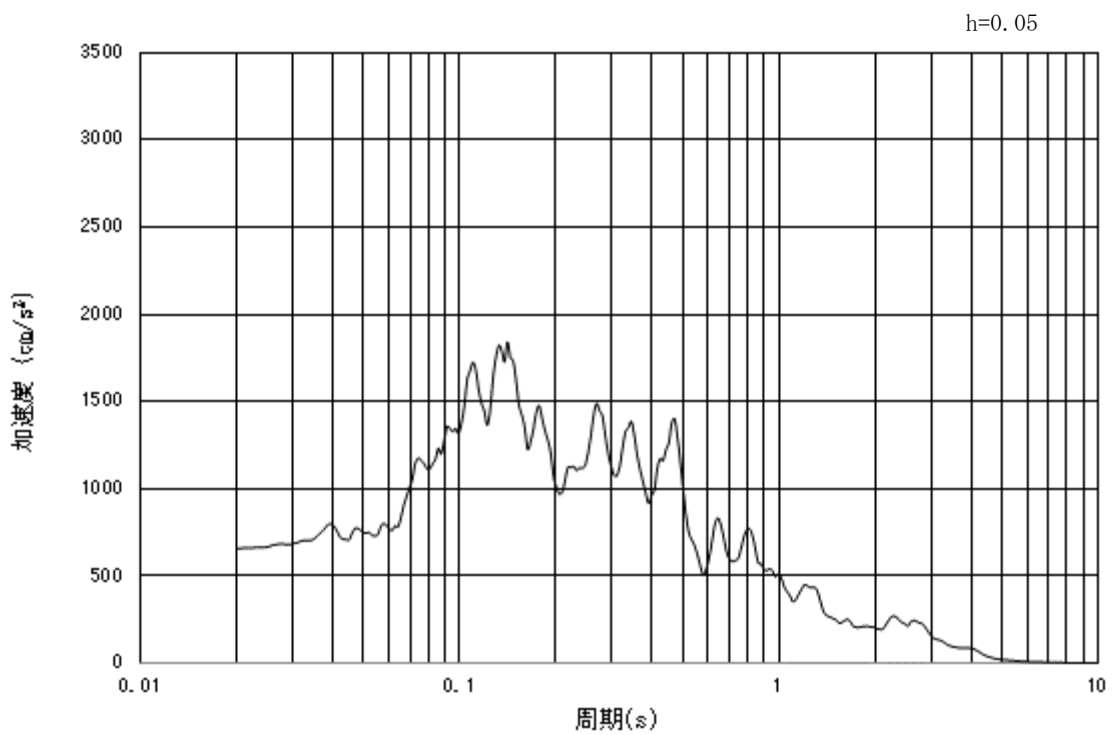
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub> - 2 1)



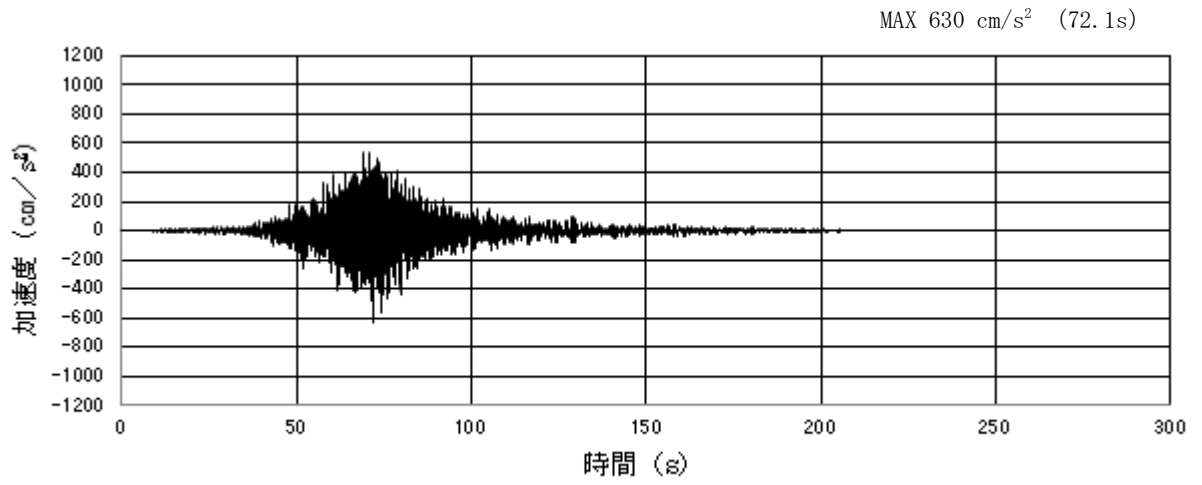


(a) 加速度時刻歴波形

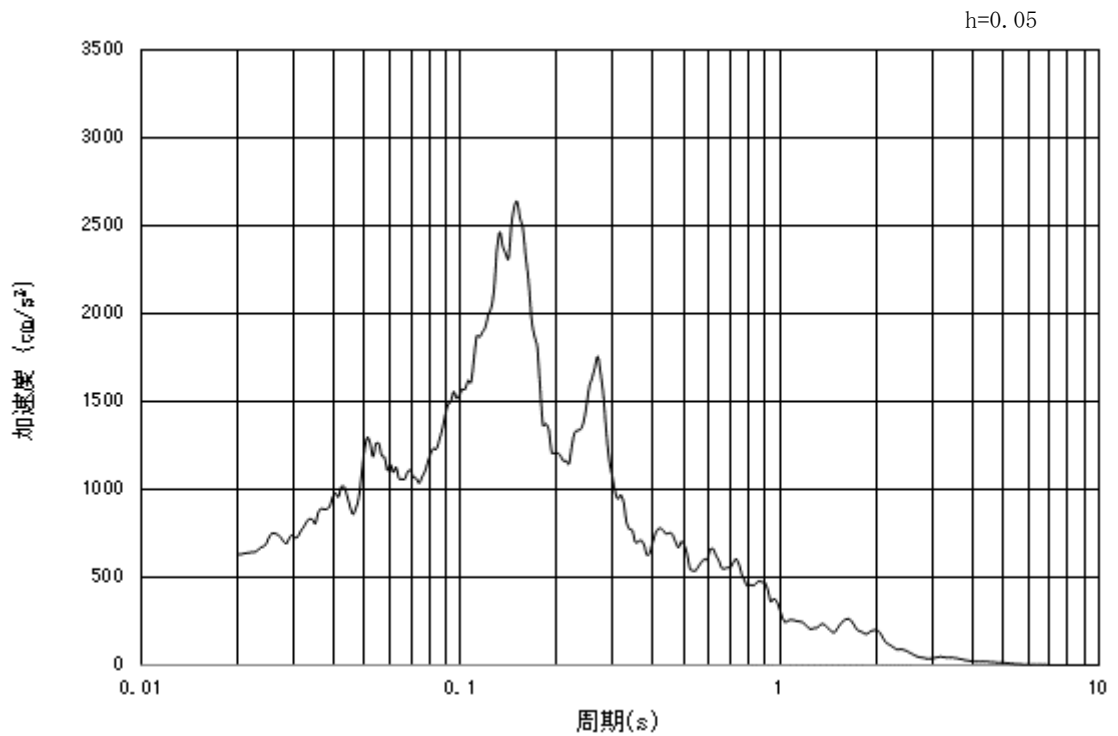


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-22)

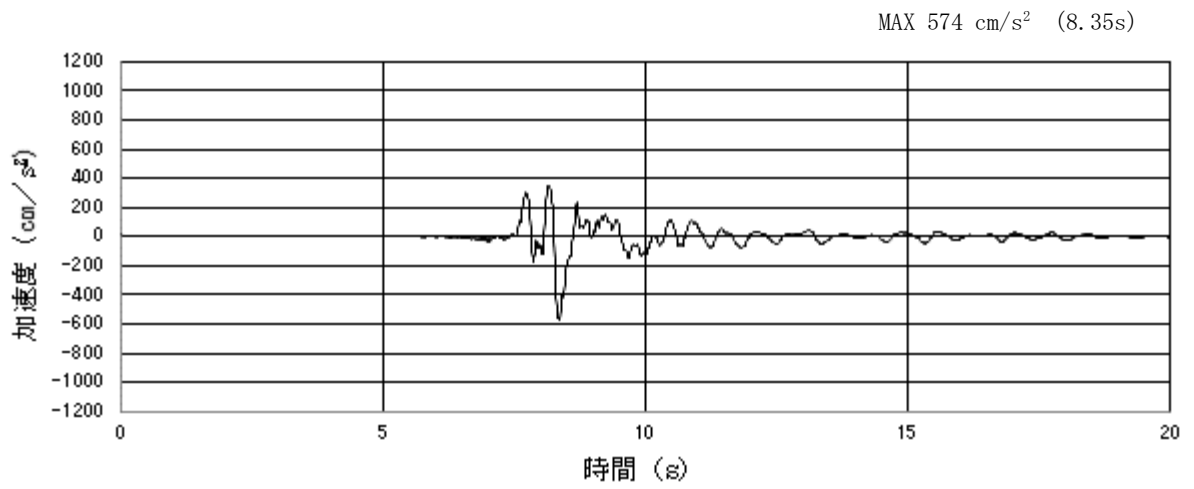


(a) 加速度時刻歴波形

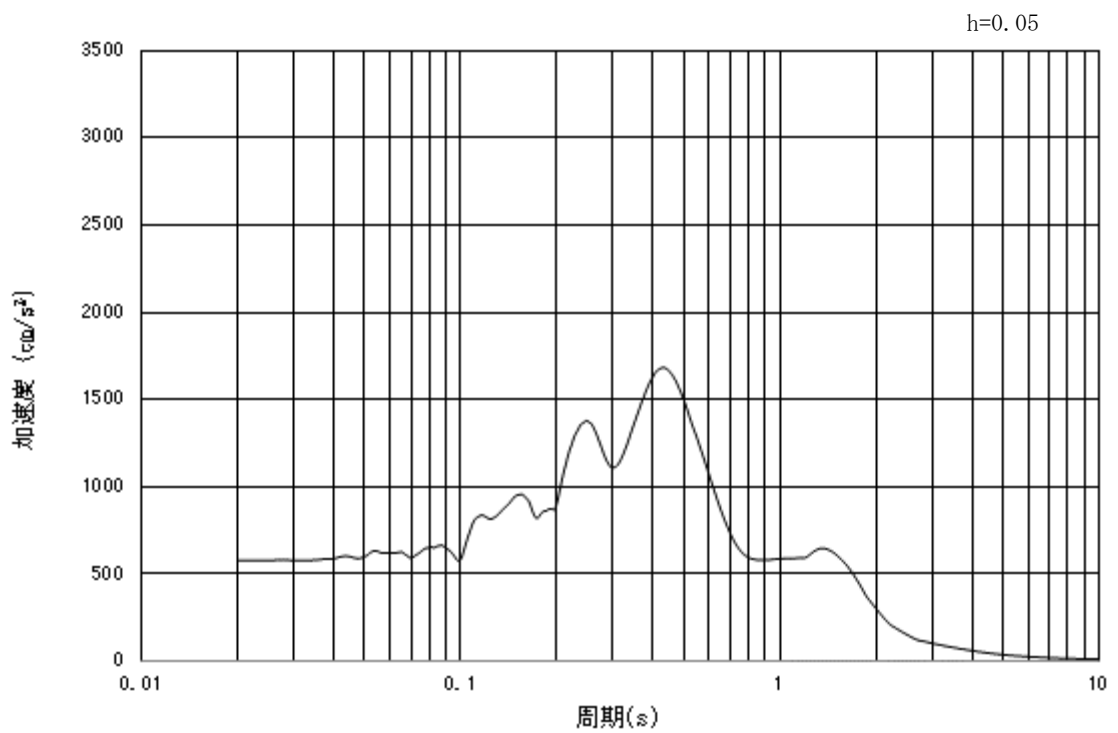


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 22$ )

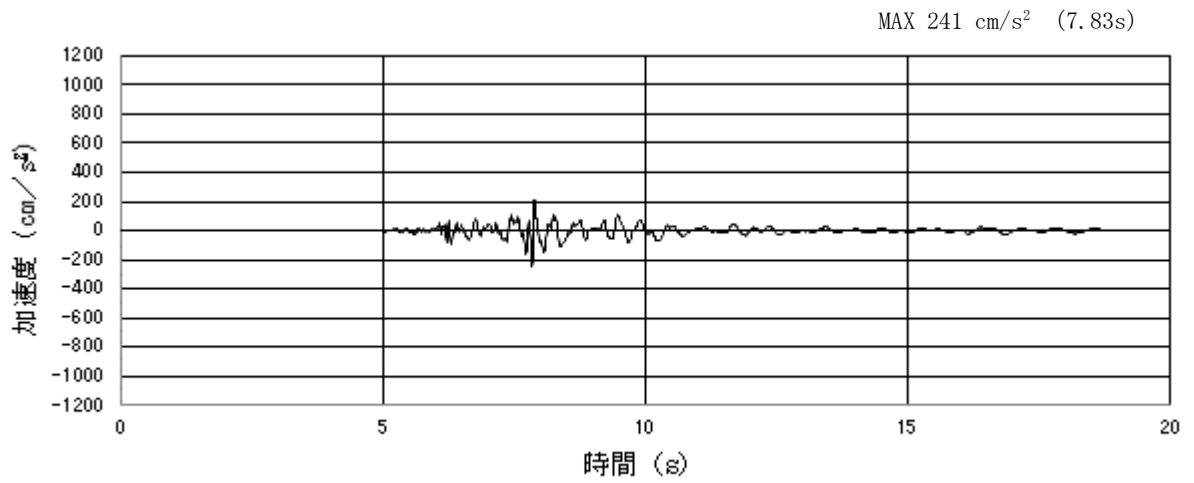


(a) 加速度時刻歴波形

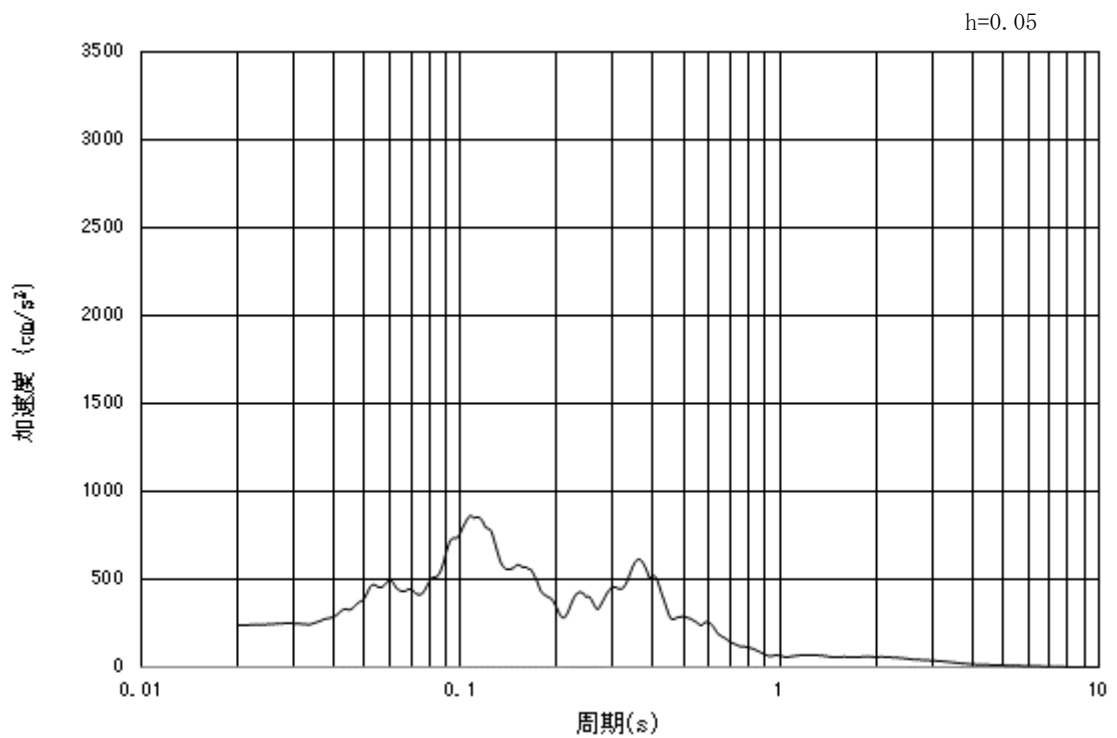


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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  
(水平方向 :  $S_s - 31$ )



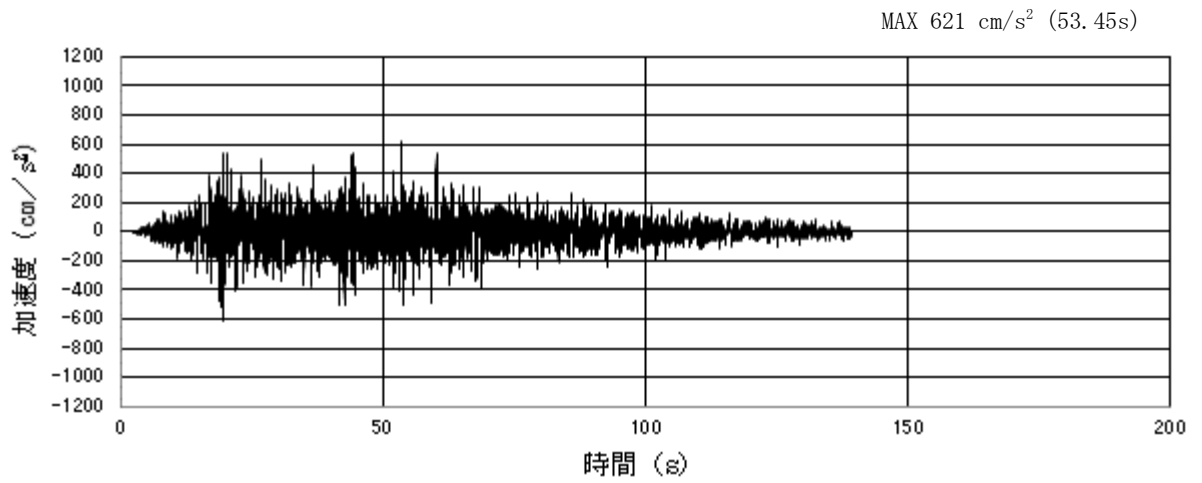
(a) 加速度時刻歴波形



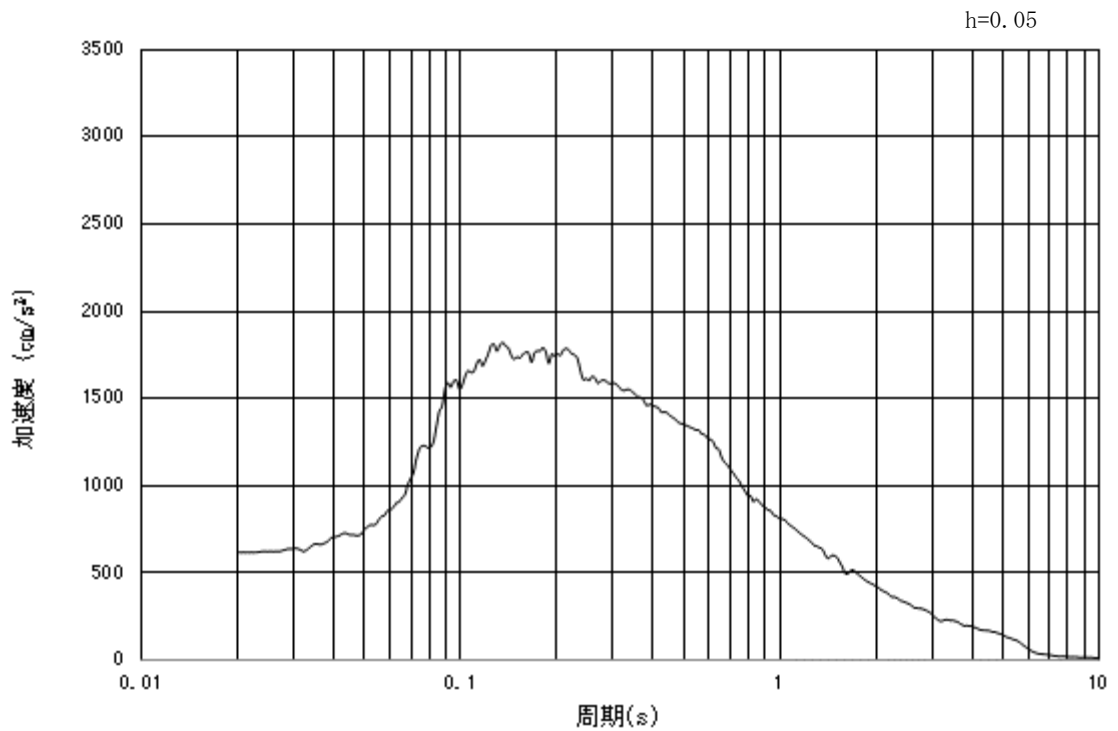
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 31$ )

3.4.3 断面③

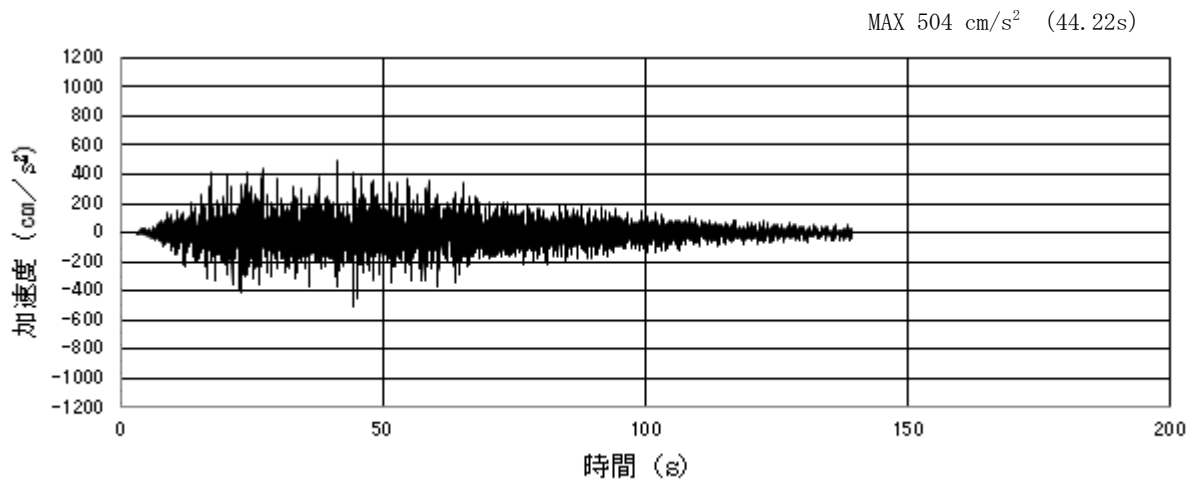


(a) 加速度時刻歴波形

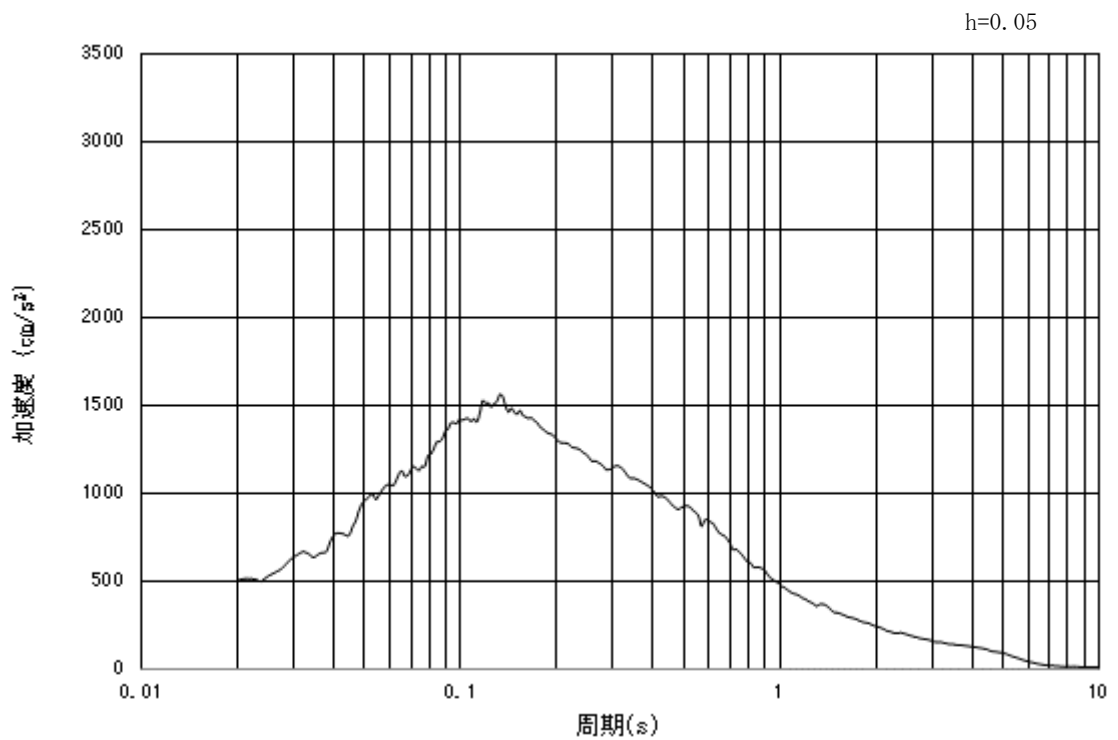


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - D1$ )

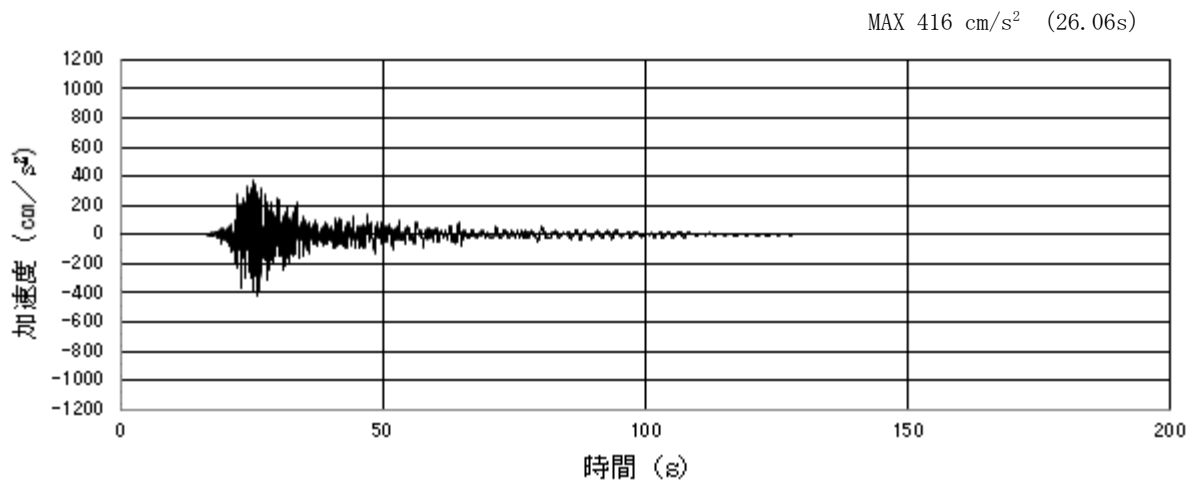


(a) 加速度時刻歴波形

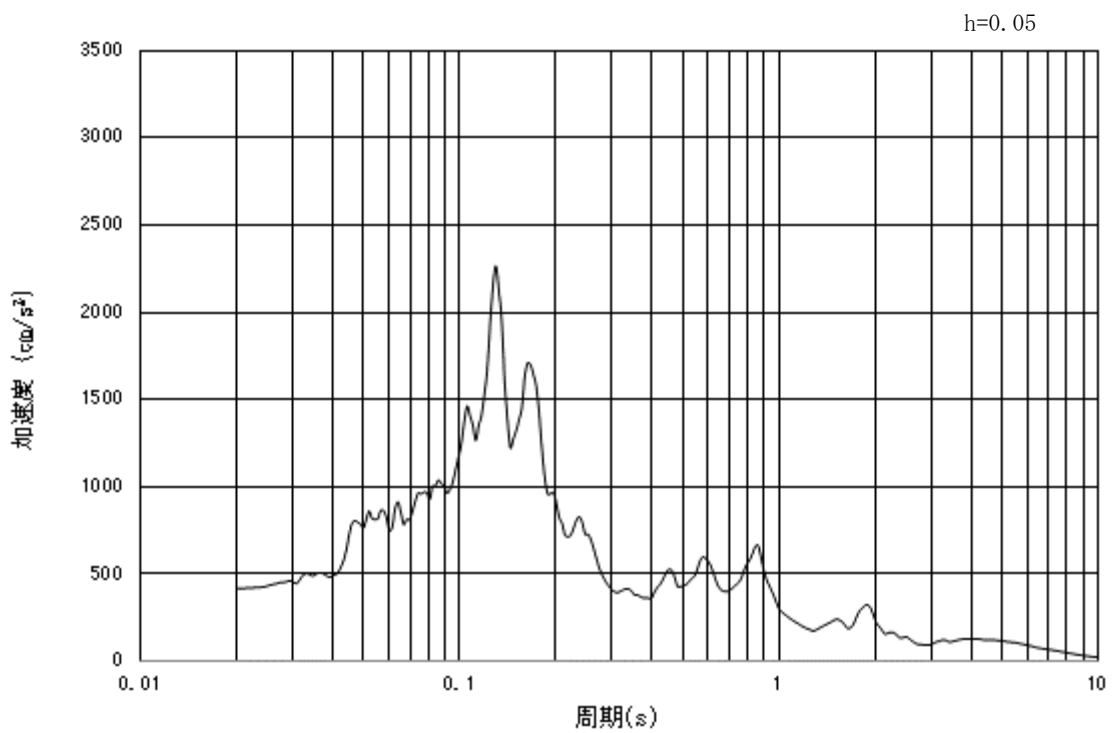


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-D1)

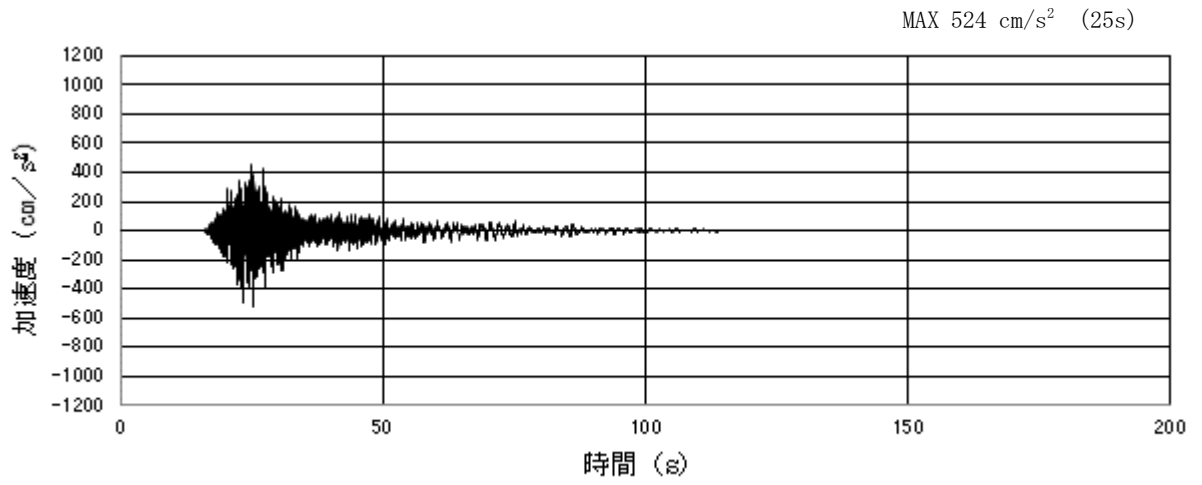


(a) 加速度時刻歴波形

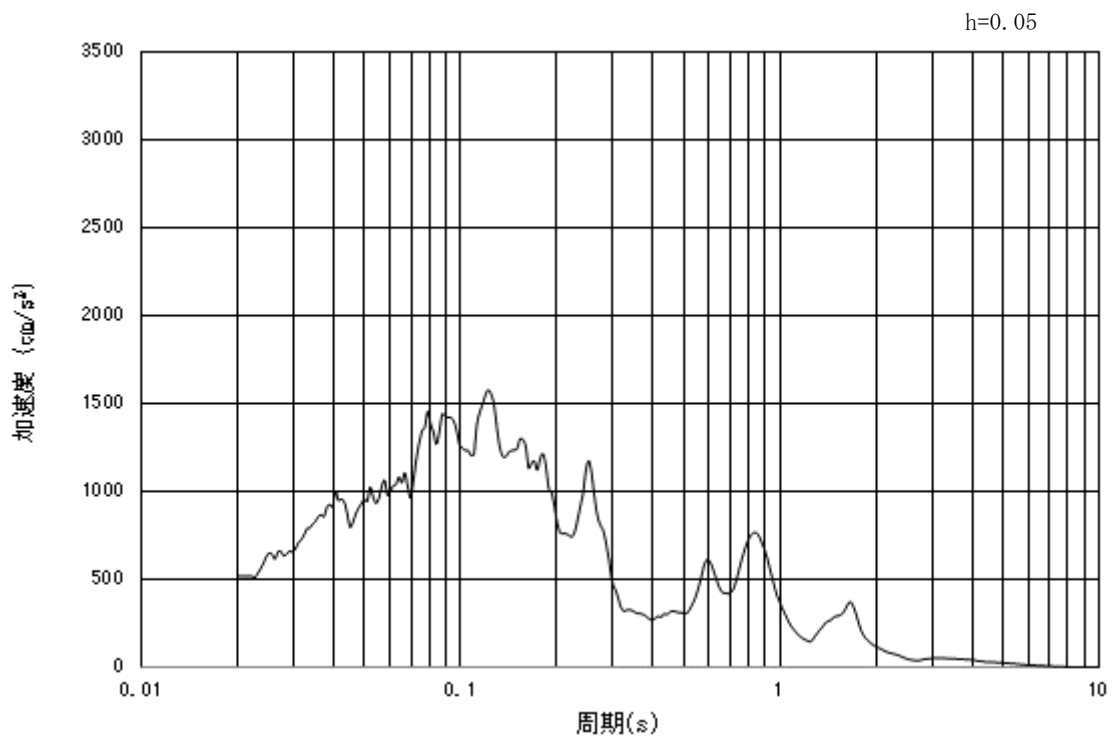


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.1$ )



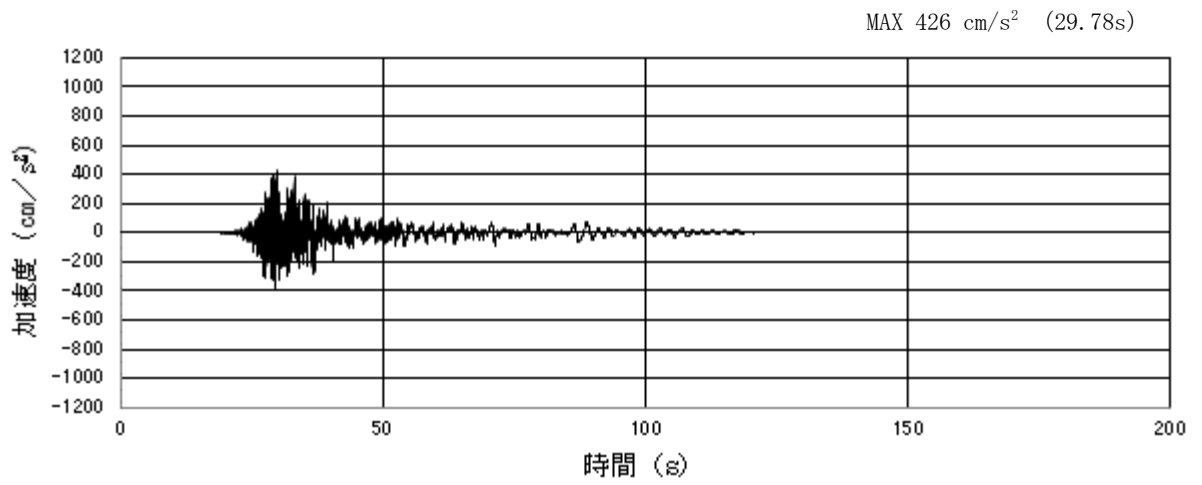
(a) 加速度時刻歴波形



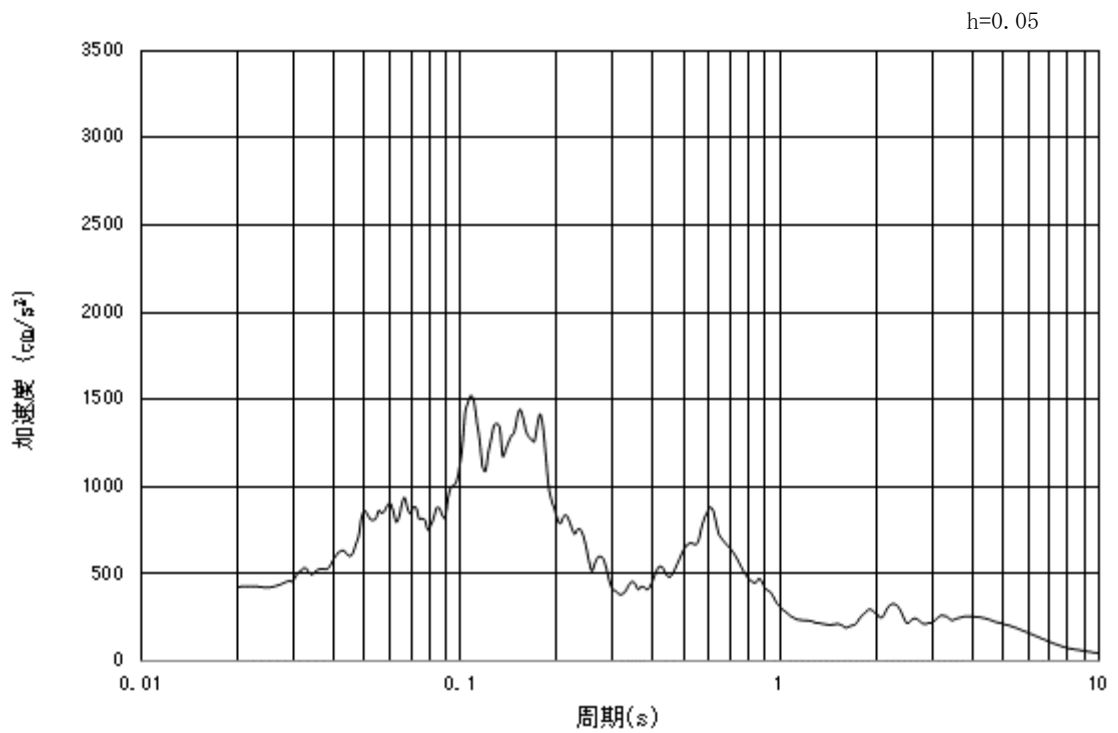
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-11)



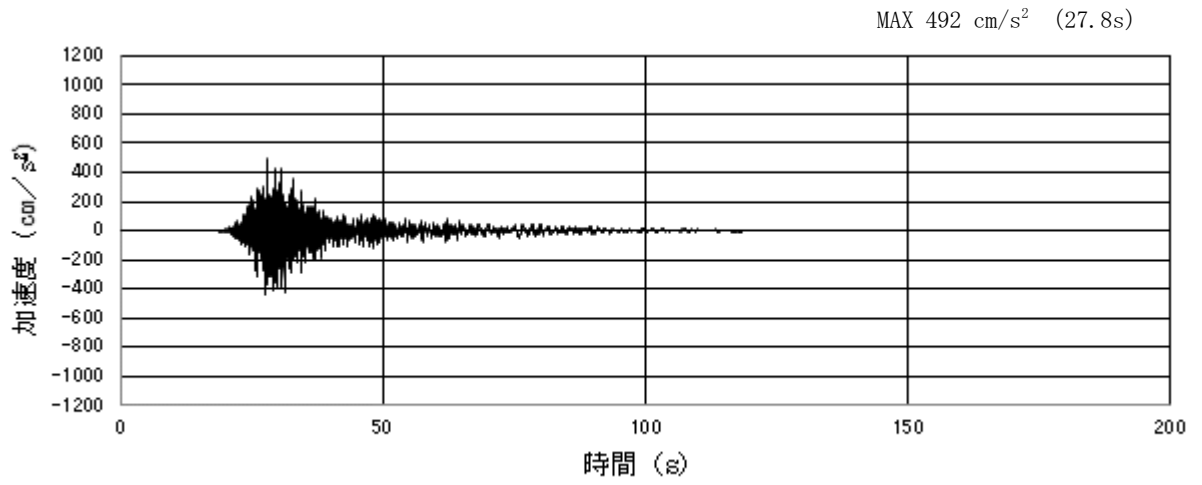


(a) 加速度時刻歴波形

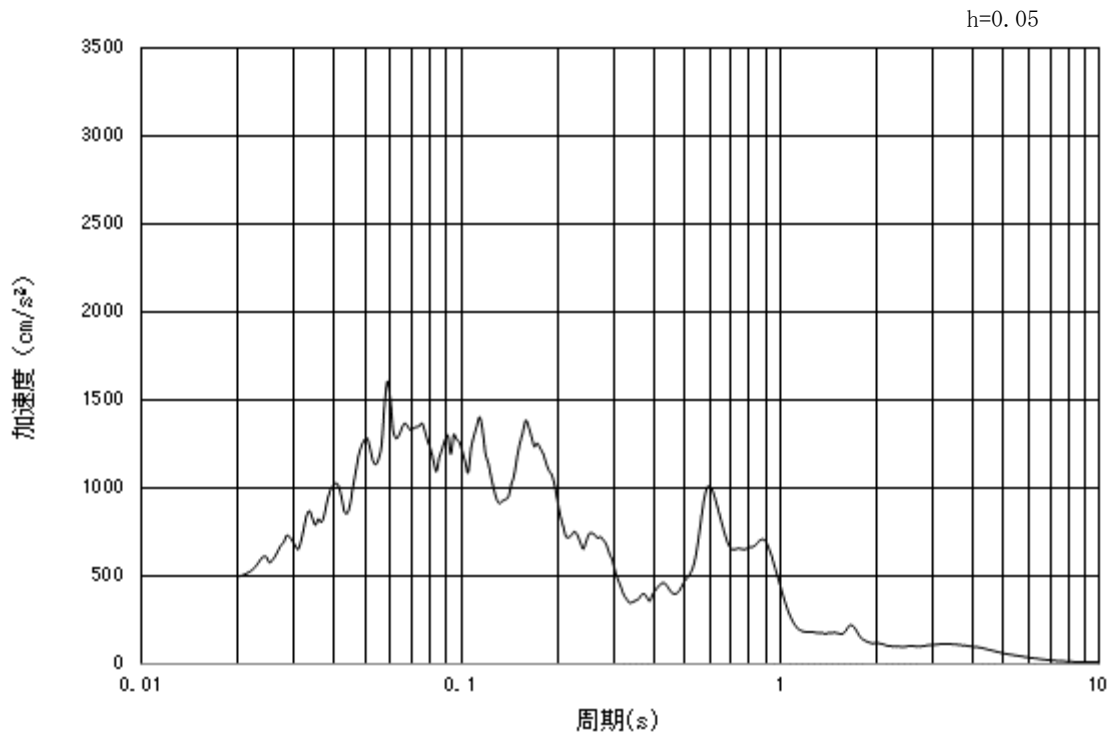


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.2$ )

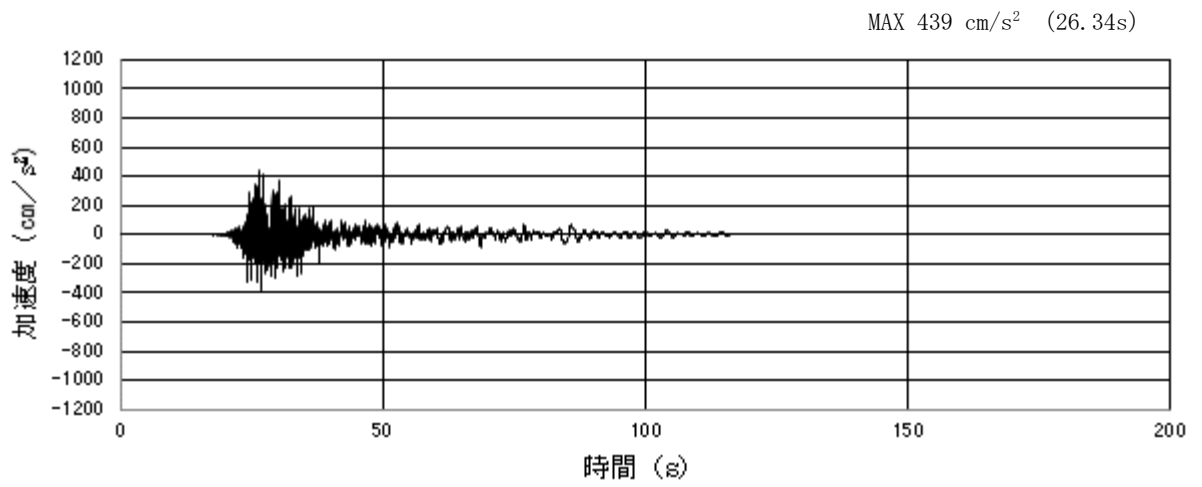


(a) 加速度時刻歴波形

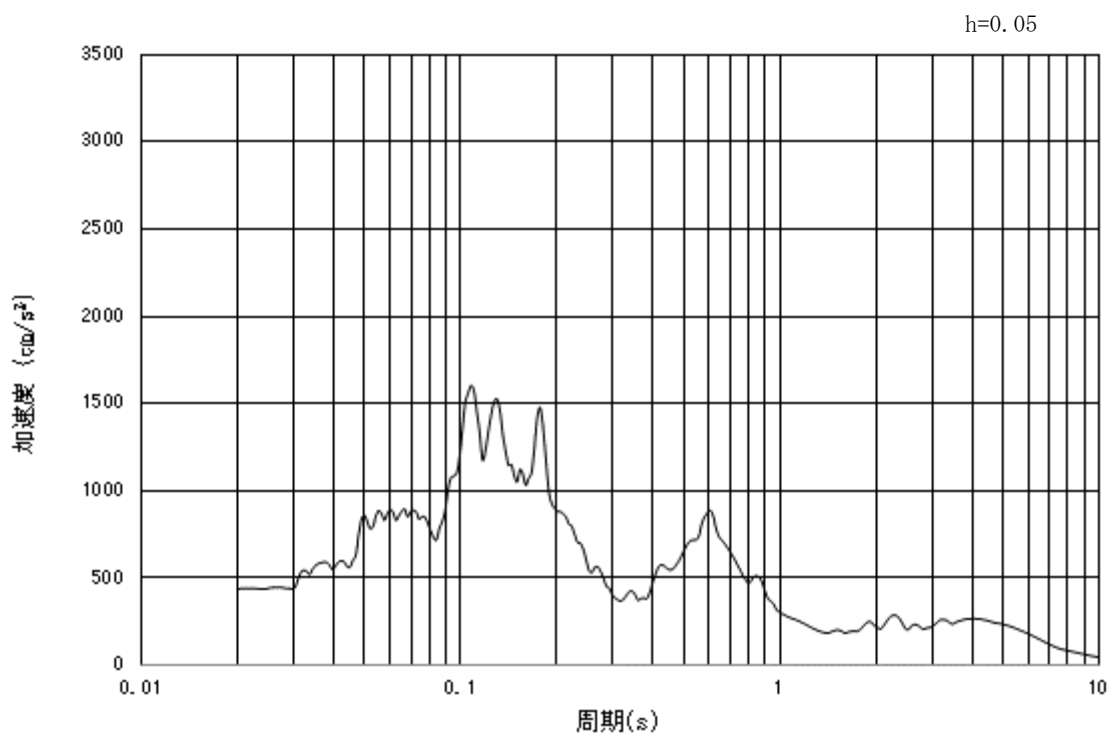


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 12$ )

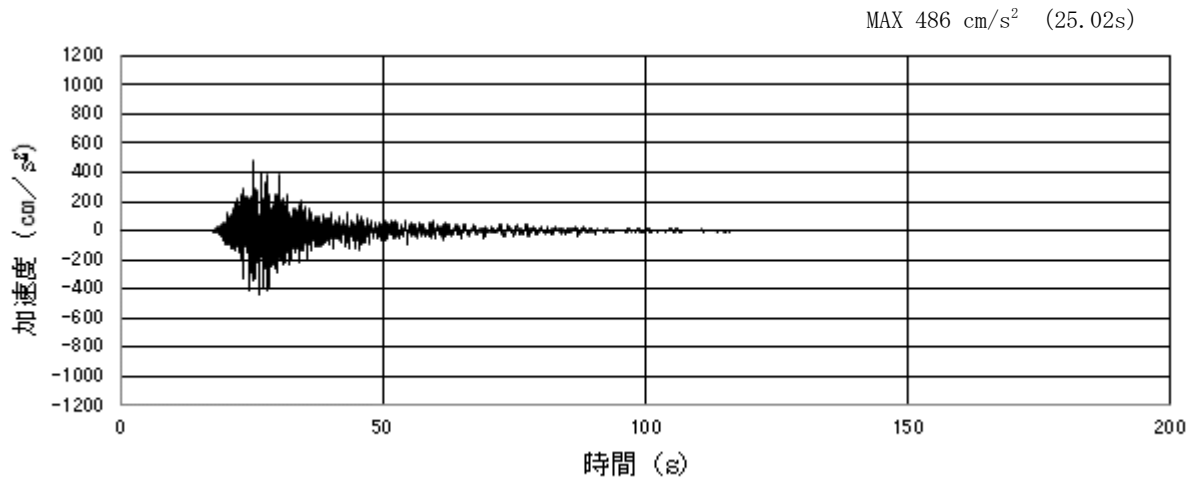


(a) 加速度時刻歴波形

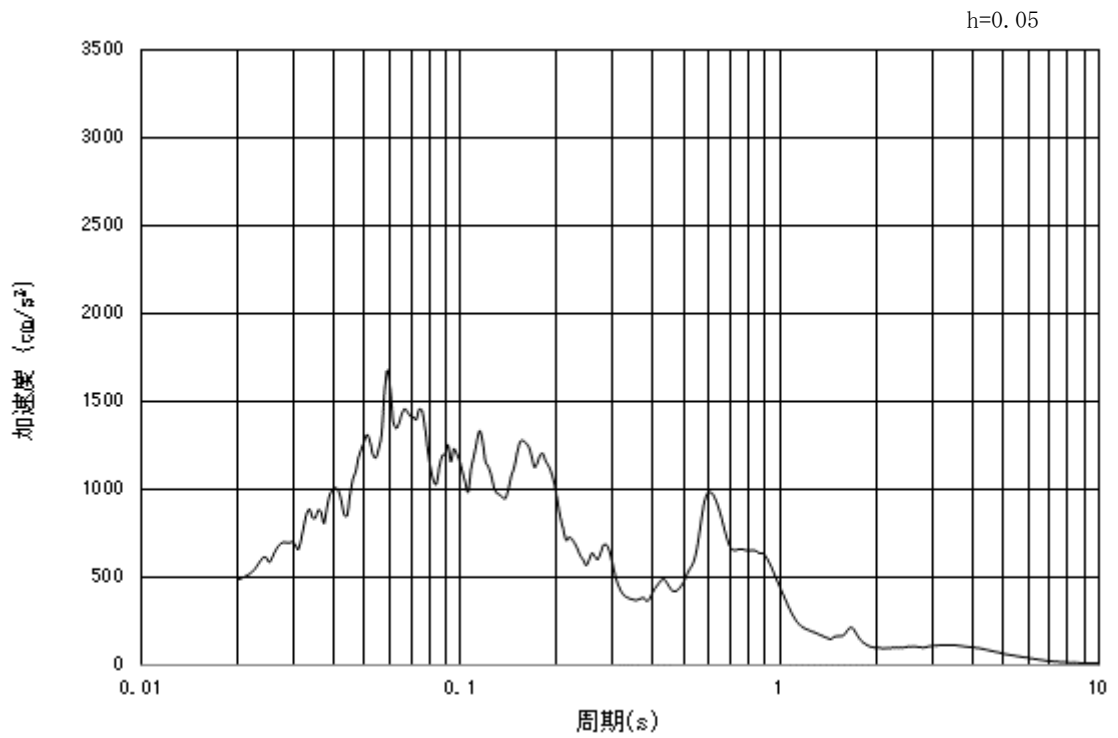


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.3$ )

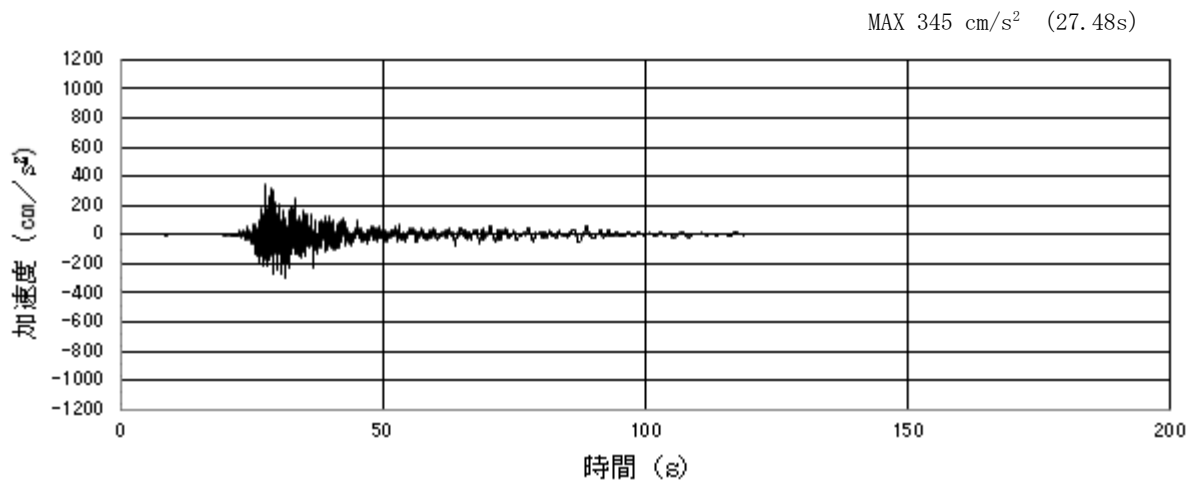


(a) 加速度時刻歴波形

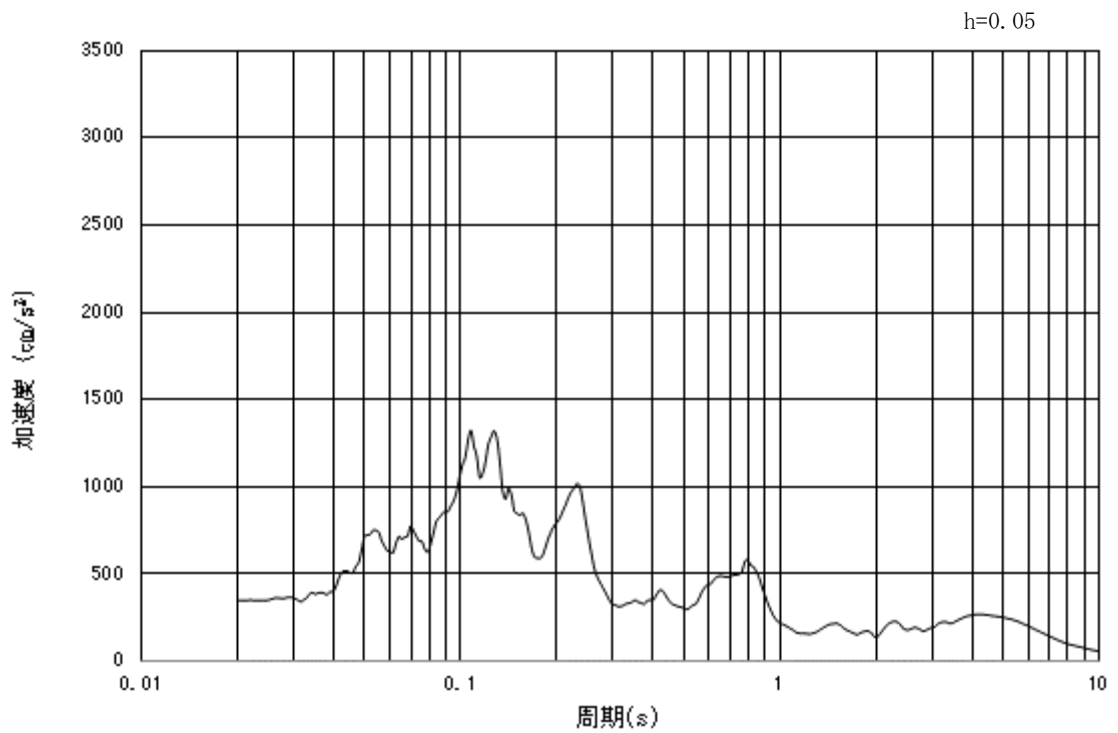


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 13$ )

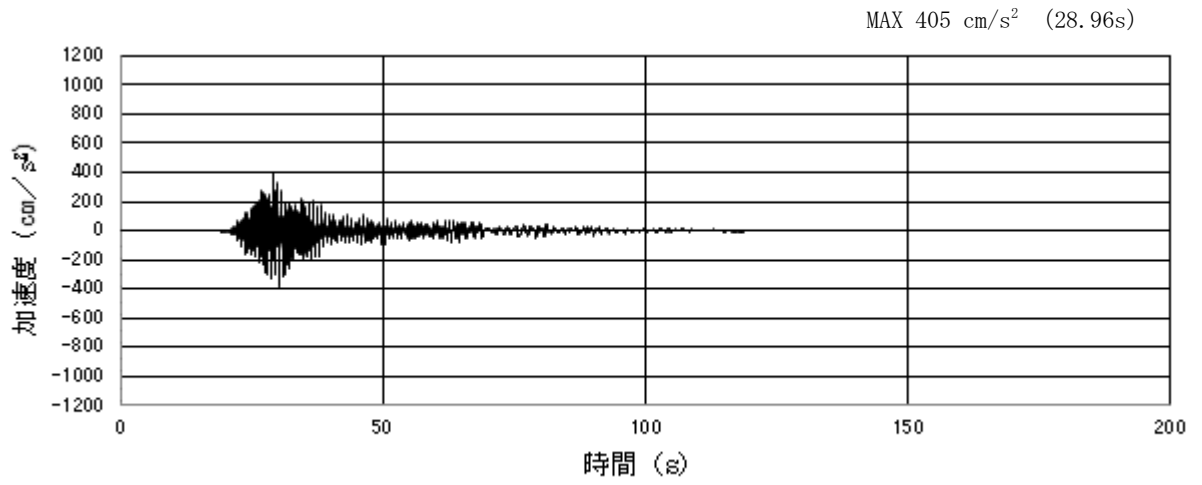


(a) 加速度時刻歴波形

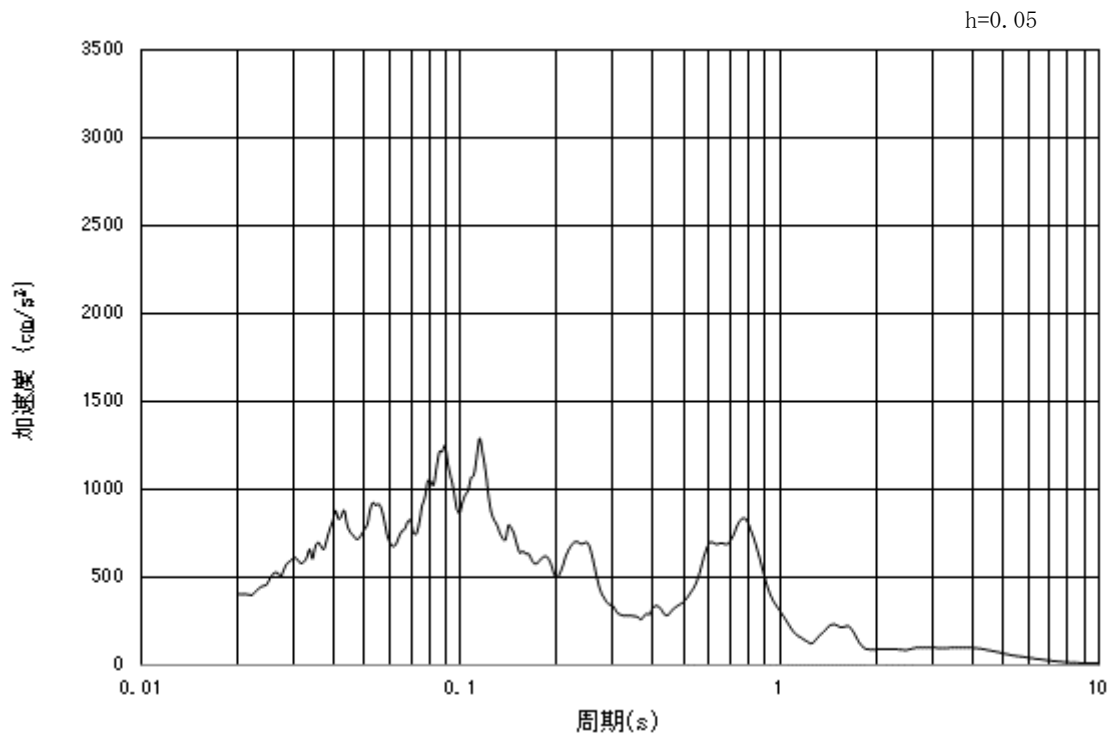


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(水平方向: S<sub>s</sub>-14)

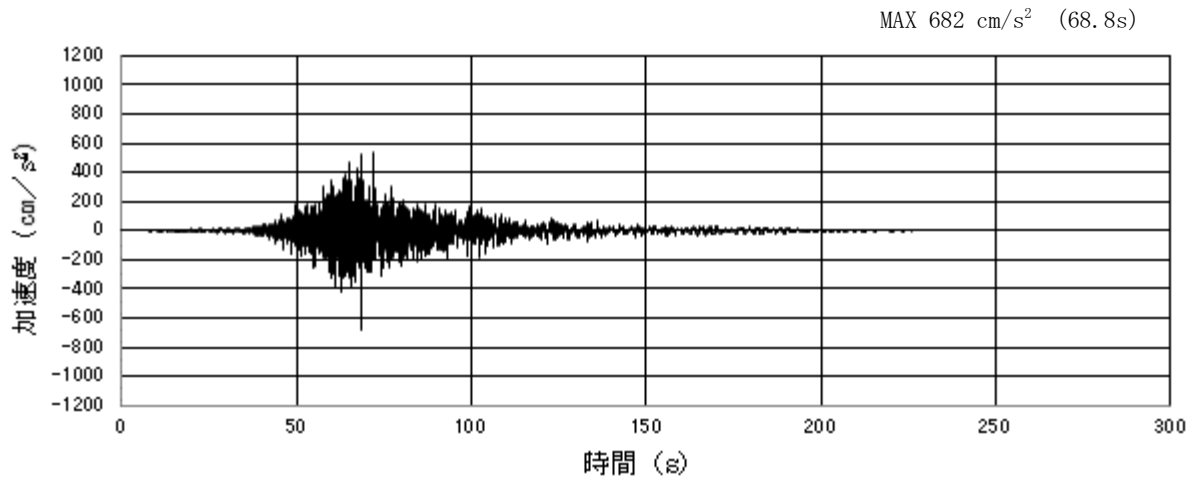


(a) 加速度時刻歴波形

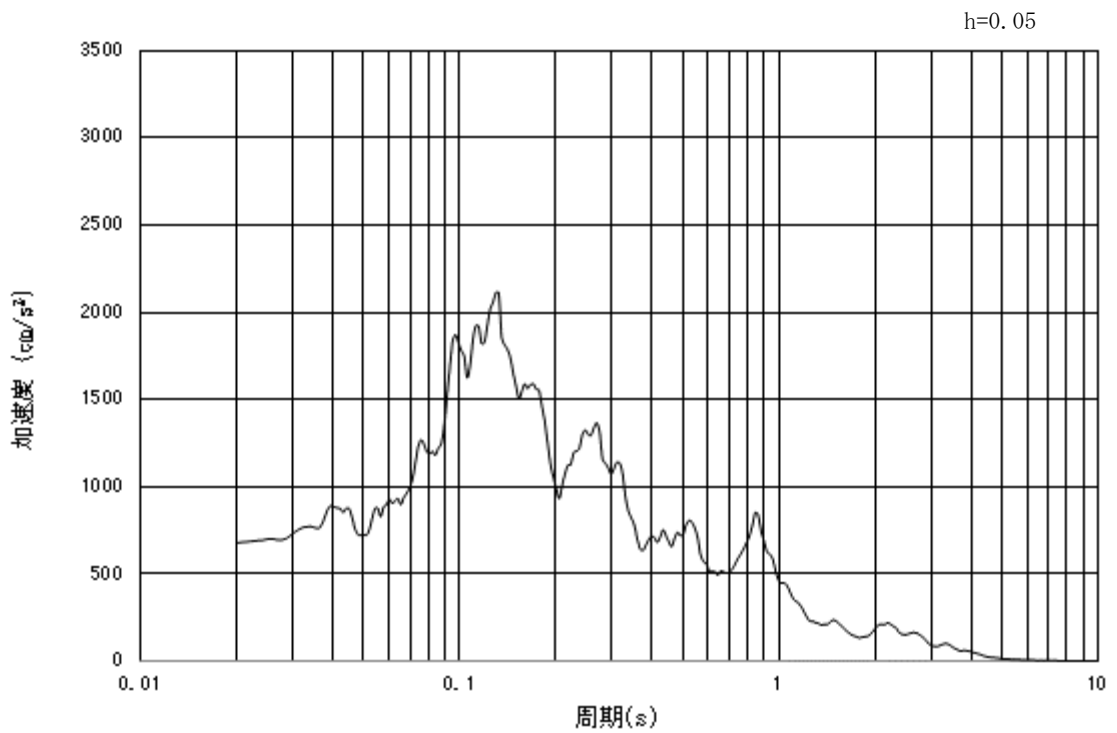


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 1.4$ )

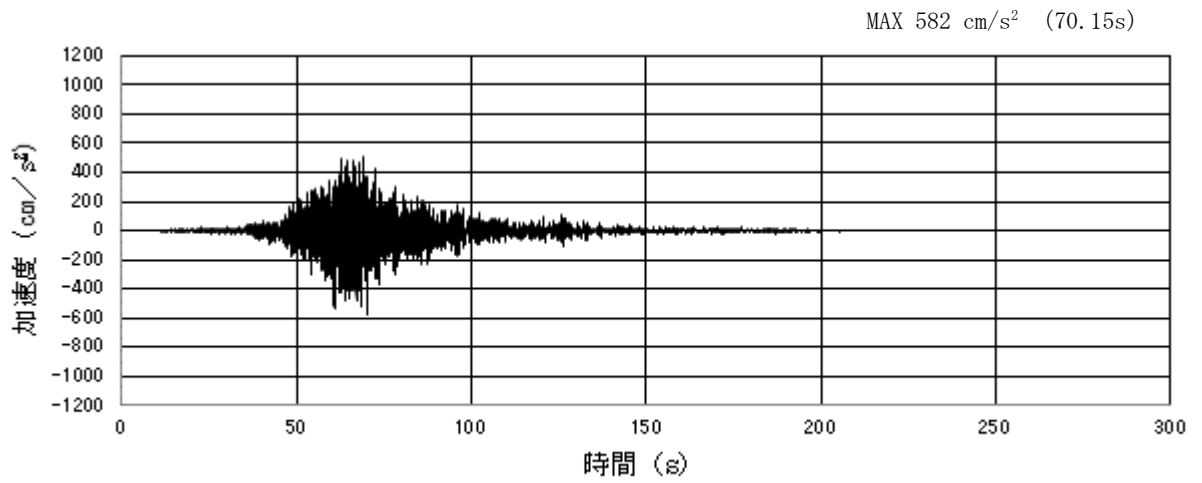


(a) 加速度時刻歴波形

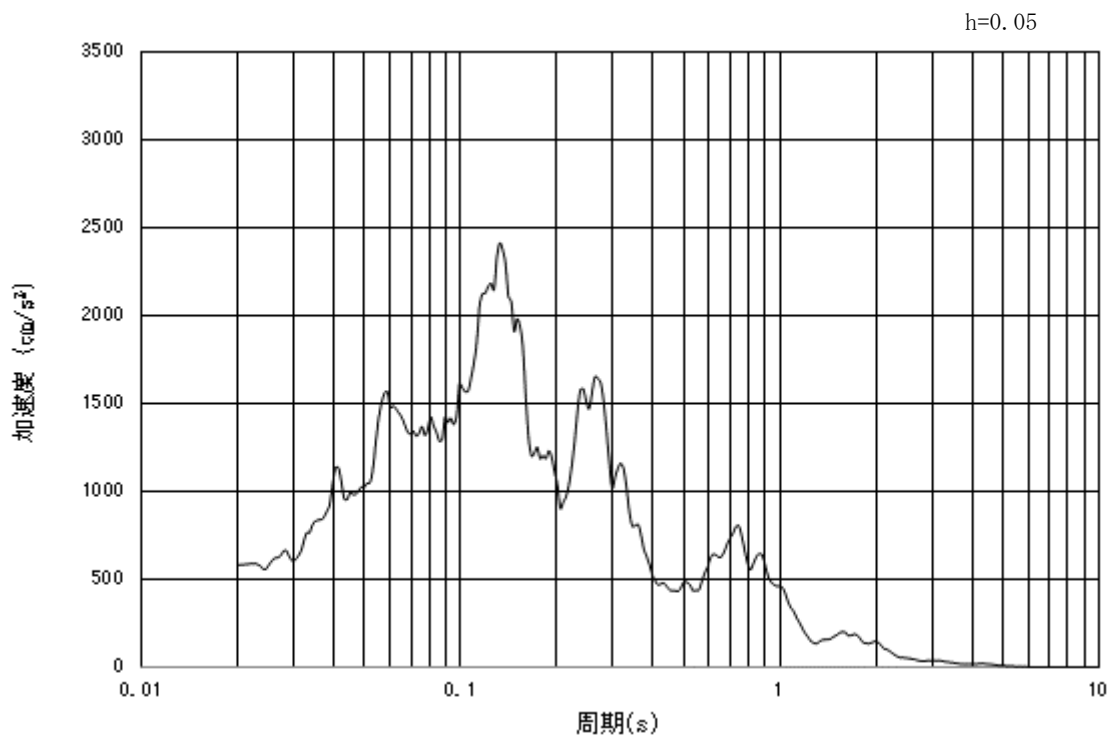


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(水平方向: S<sub>s</sub>-21)



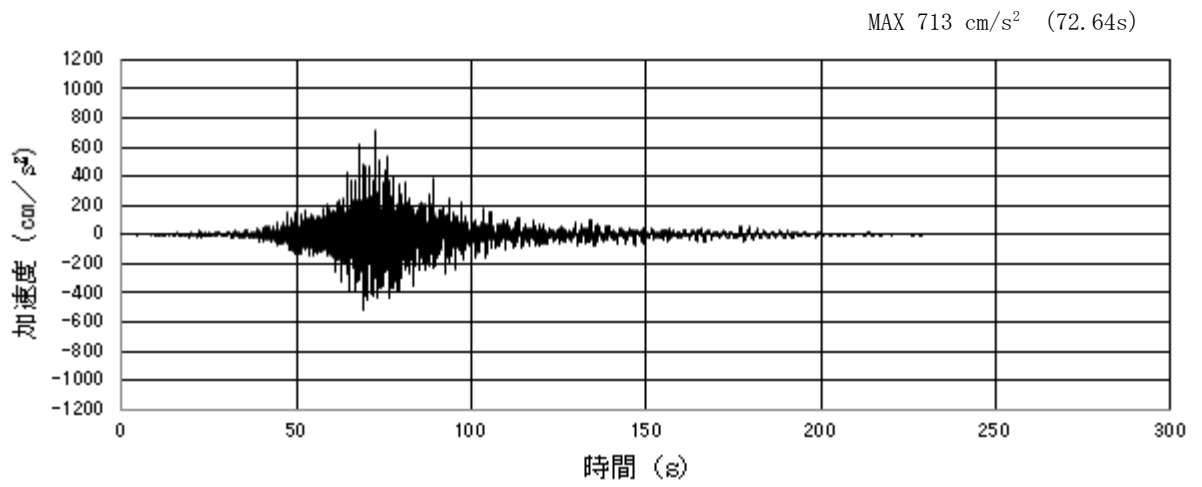
(a) 加速度時刻歴波形



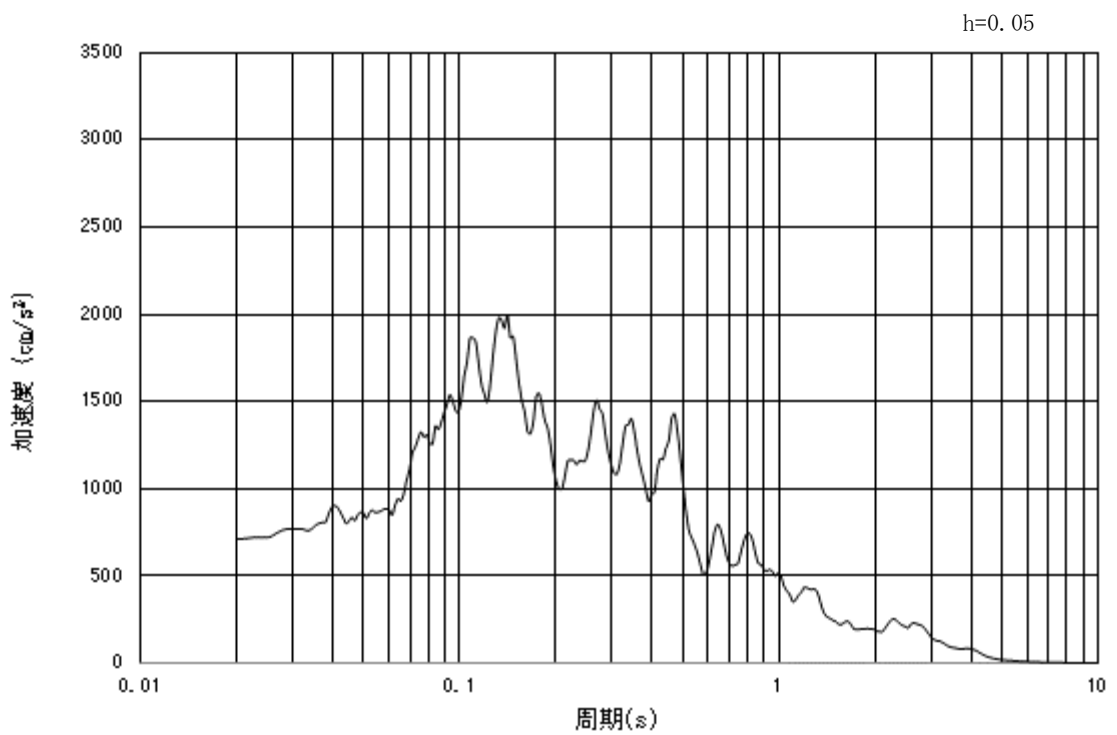
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 2.1$ )



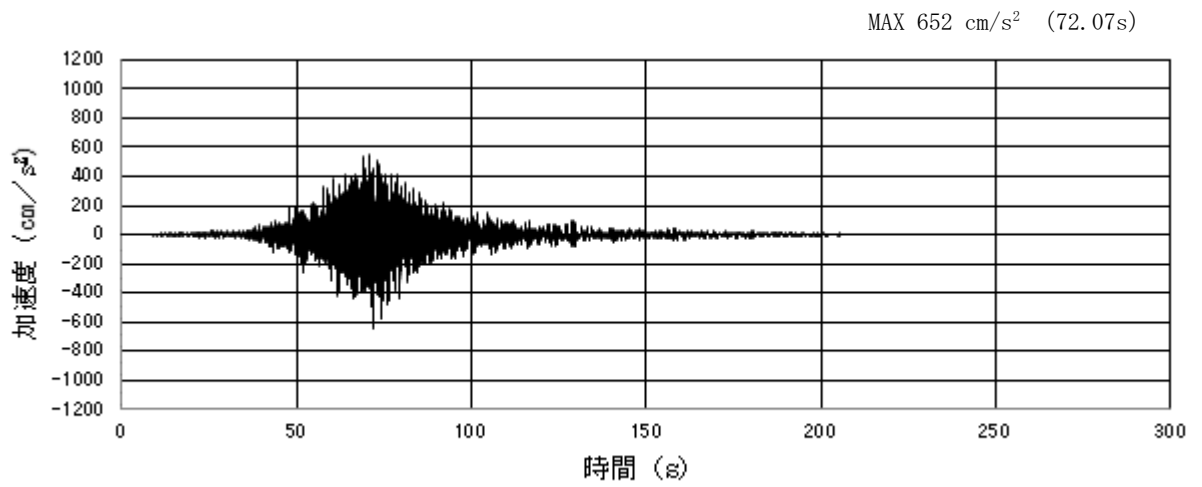


(a) 加速度時刻歴波形

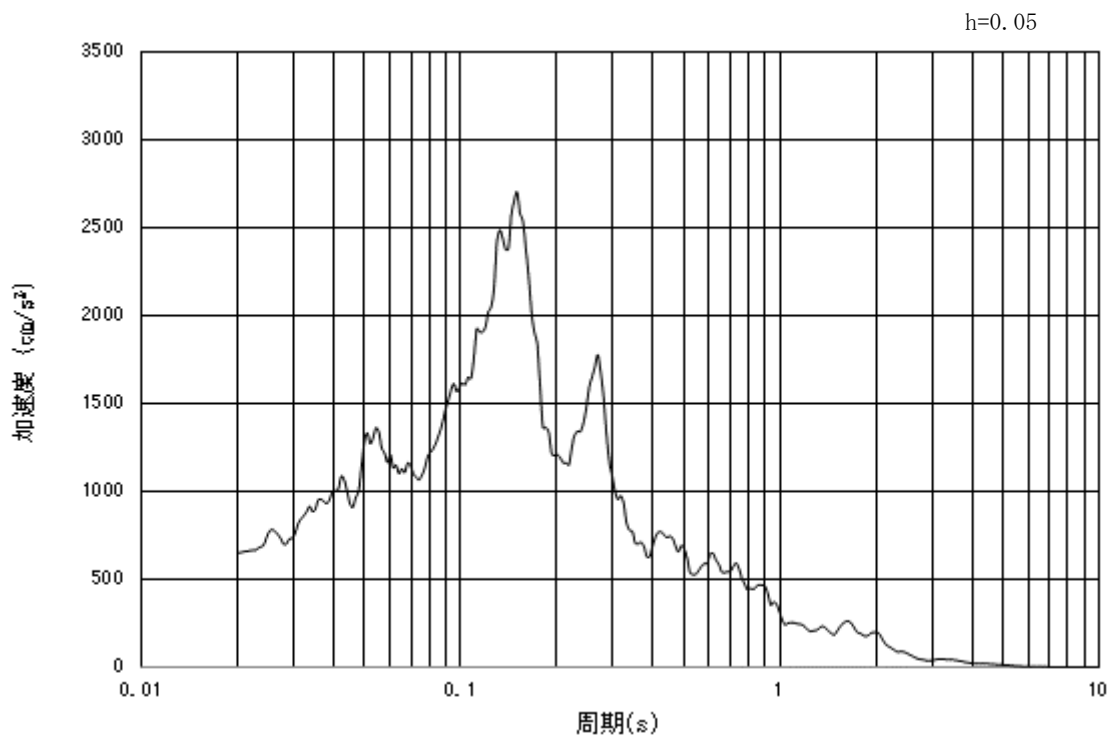


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-22)

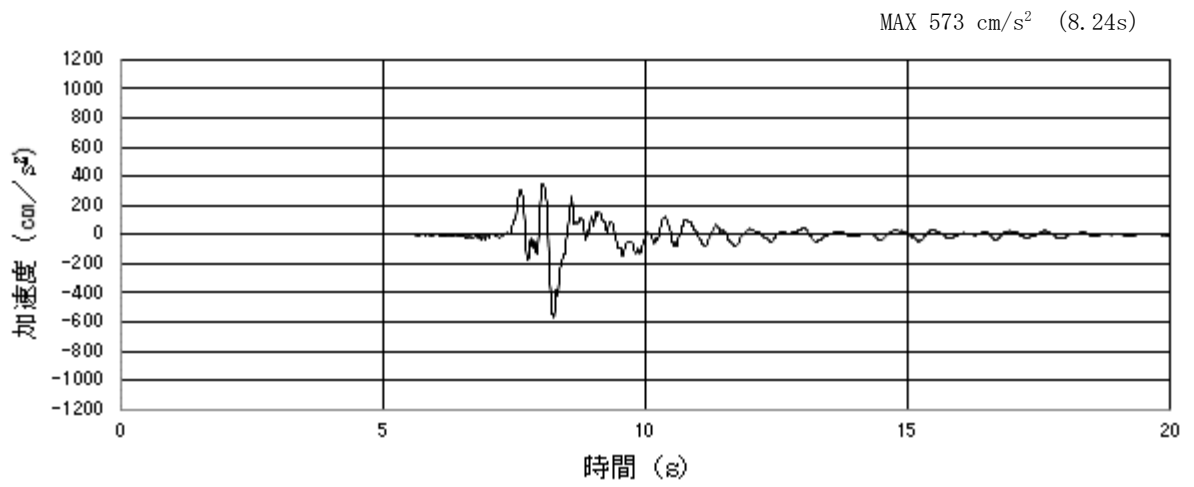


(a) 加速度時刻歴波形

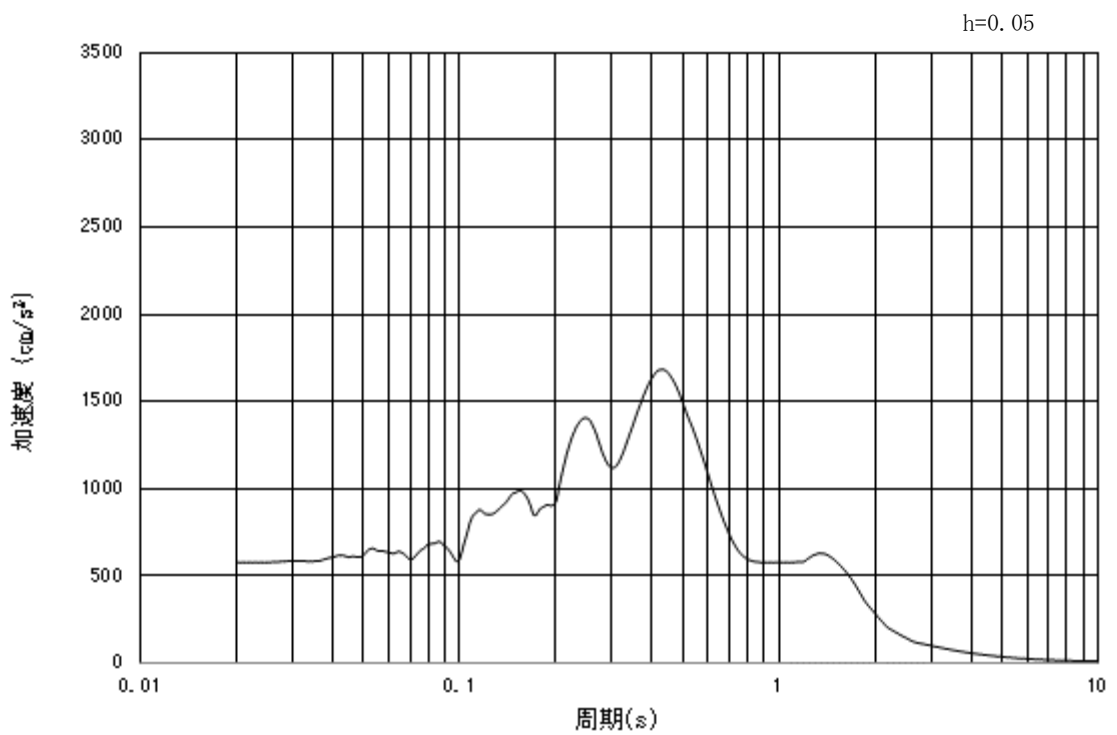


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-22)

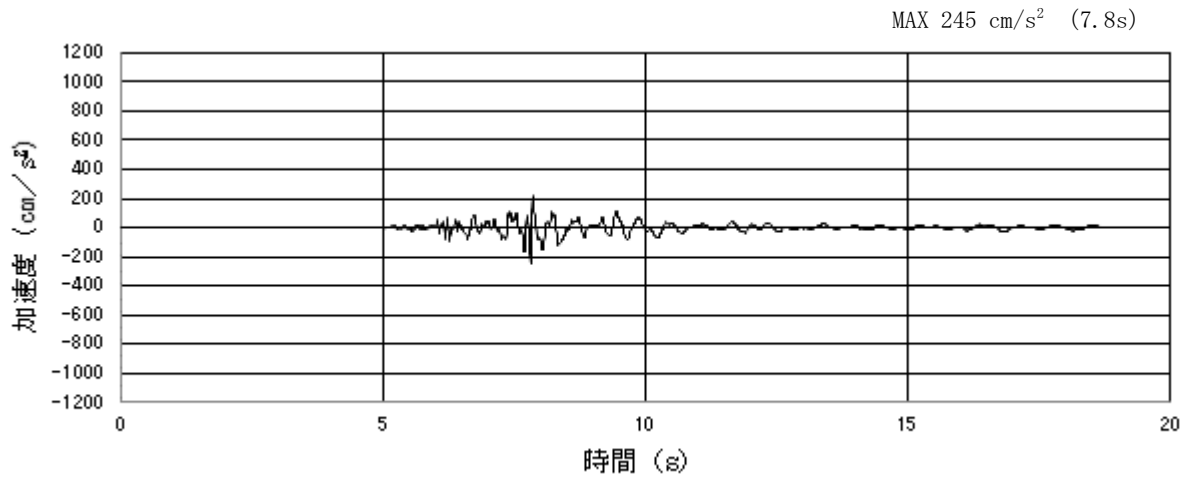


(a) 加速度時刻歴波形

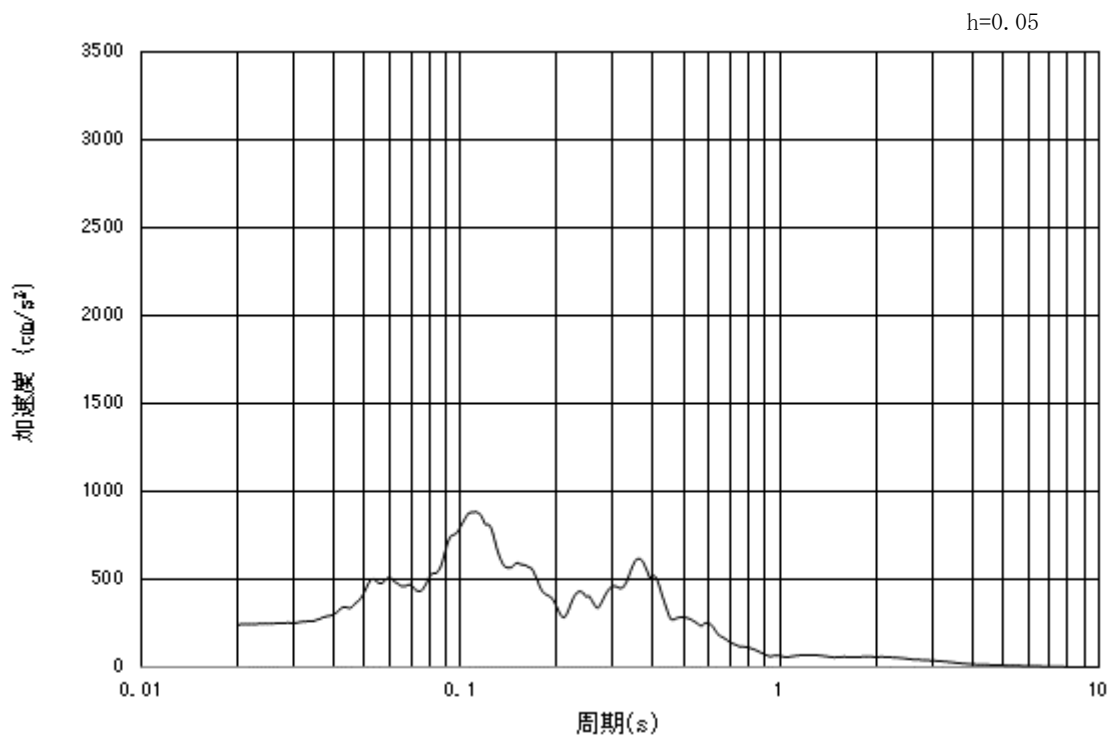


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(水平方向: S<sub>s</sub>-31)



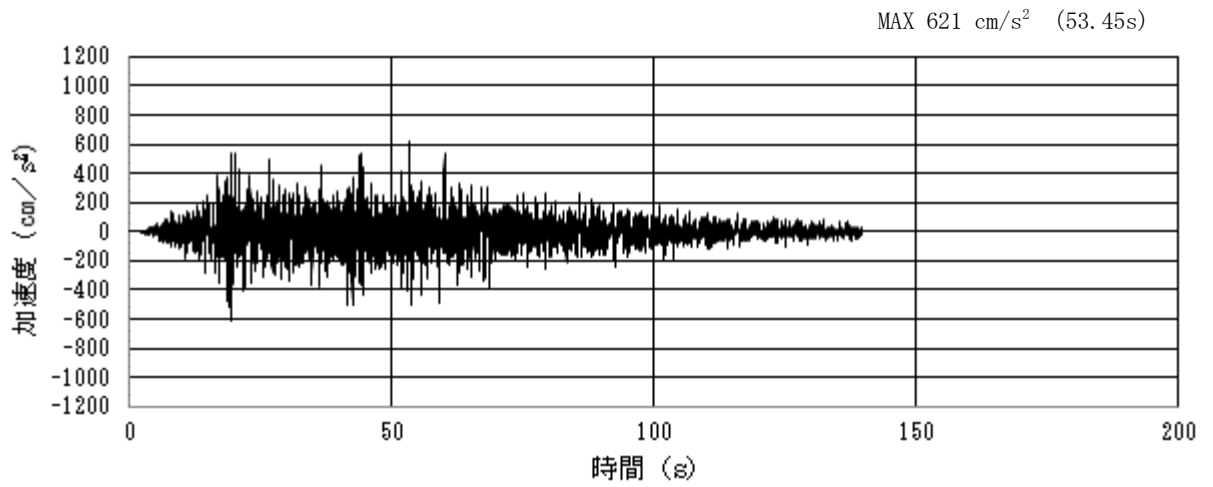
(a) 加速度時刻歴波形



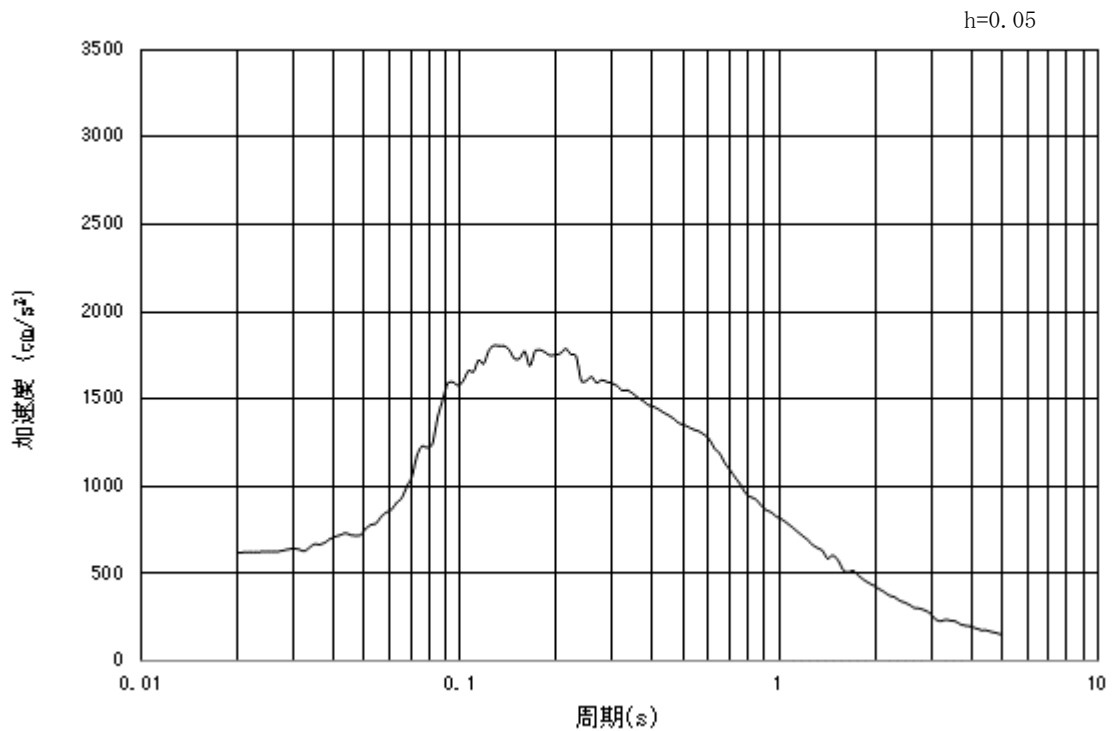
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 31$ )

3.4.4 断面④, 断面⑤

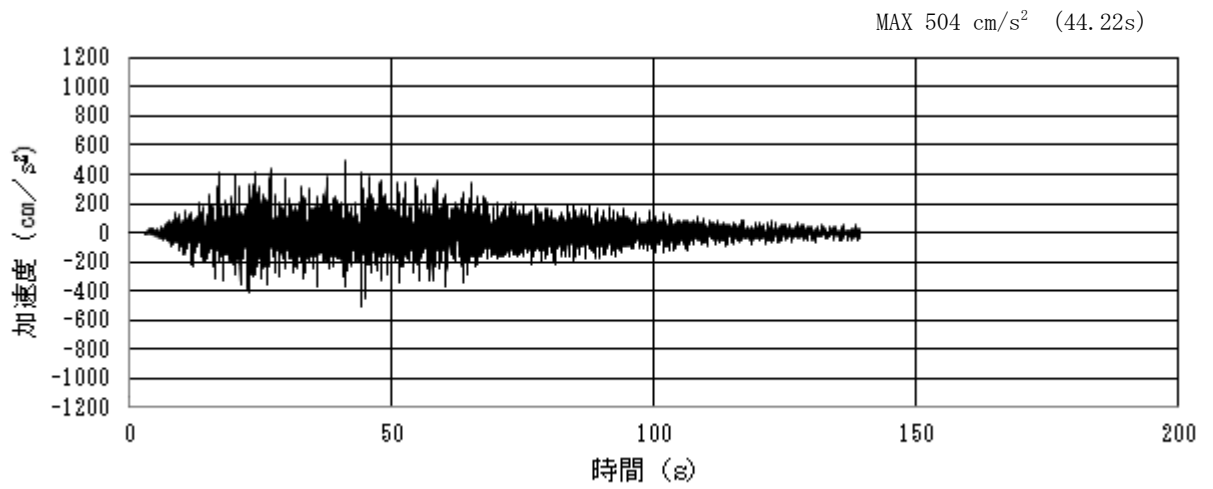


加速度時刻歴波形

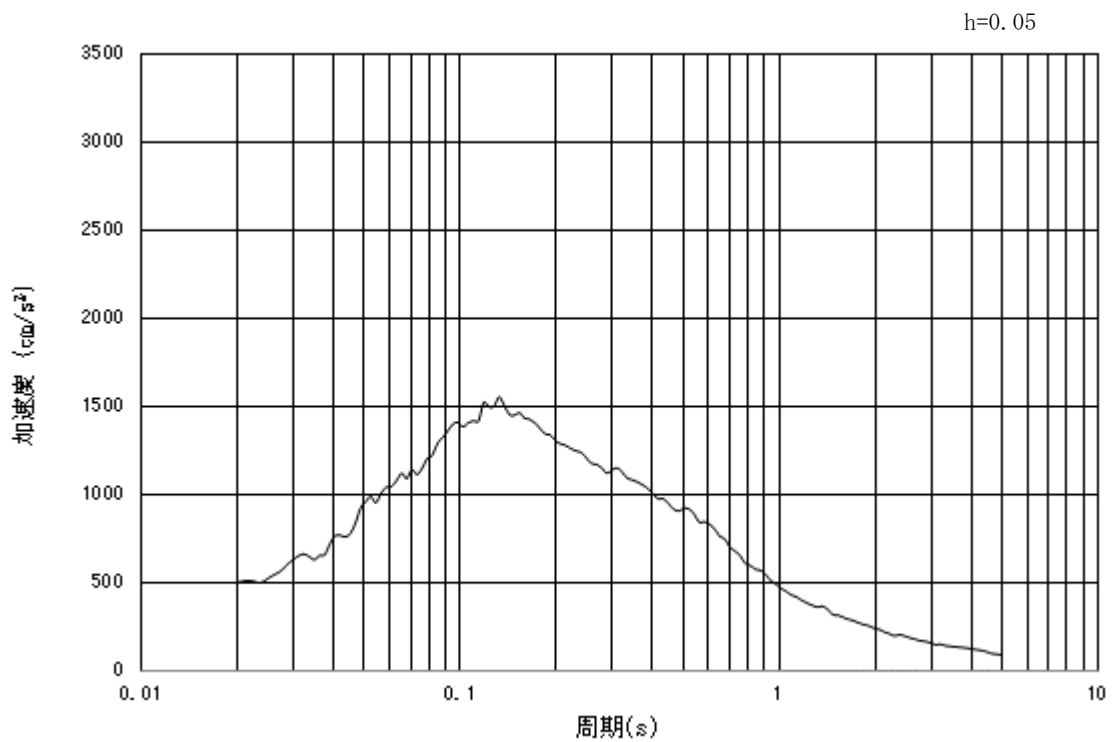


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S<sub>s</sub>-D1)

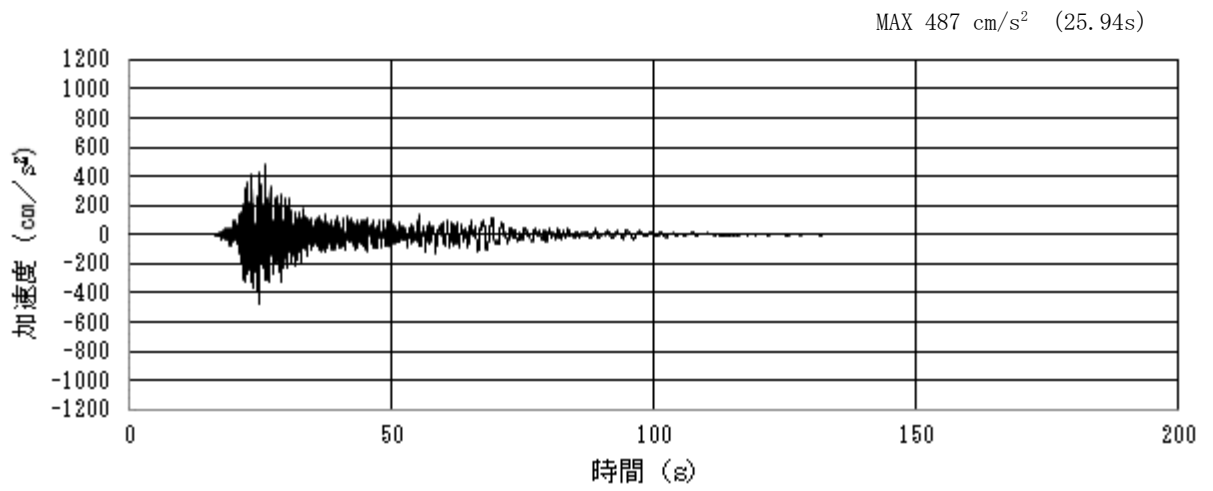


加速度時刻歴波形

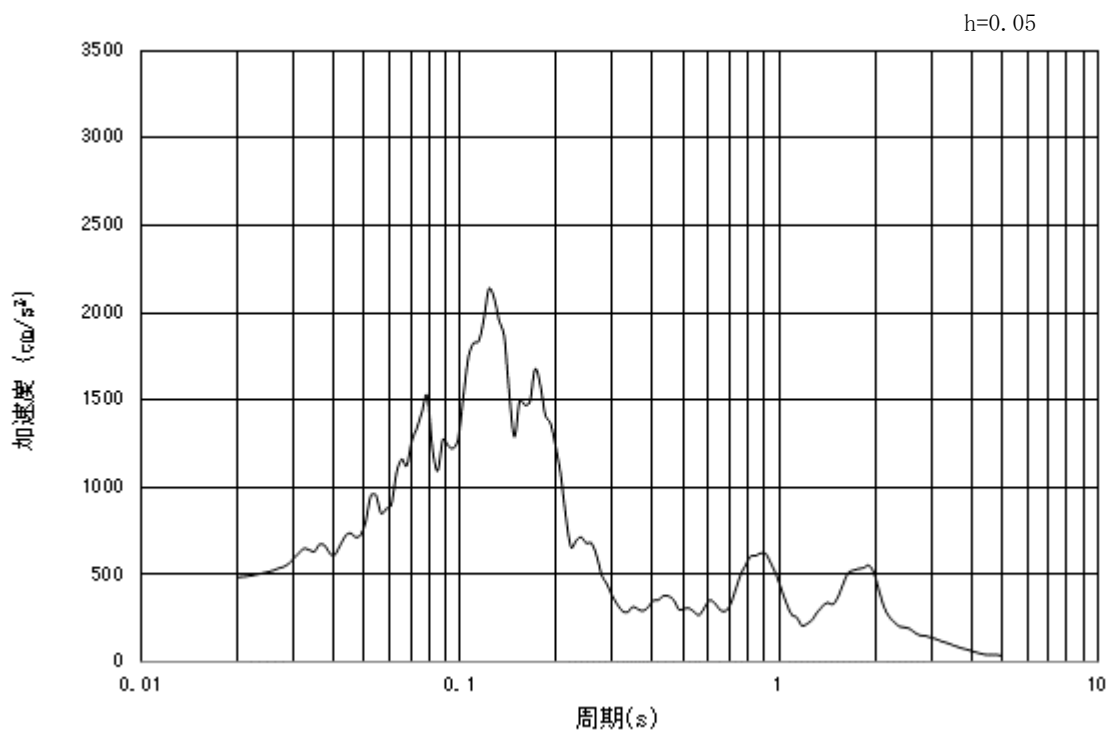


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - D1$ )

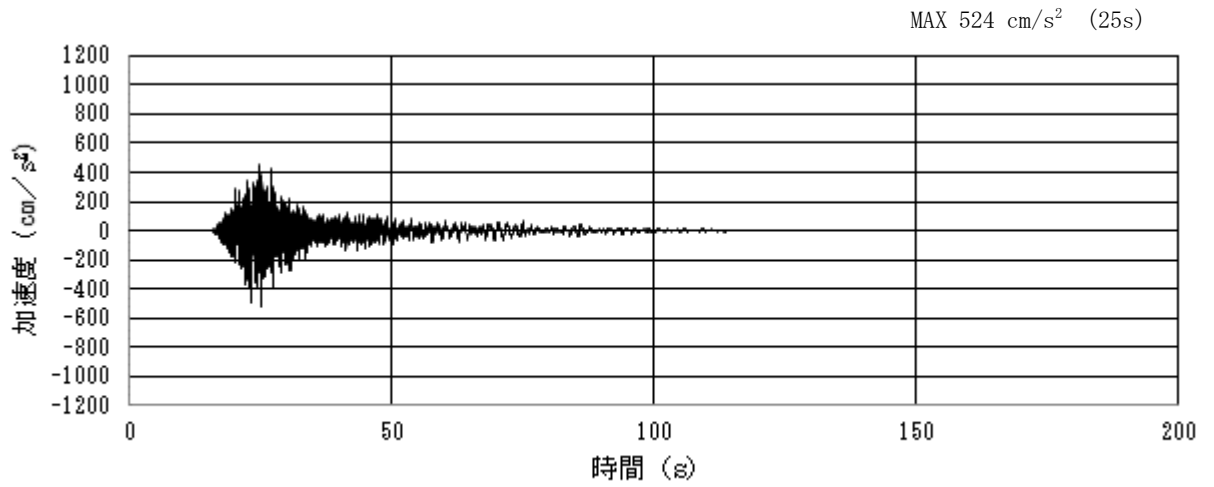


加速度時刻歴波形

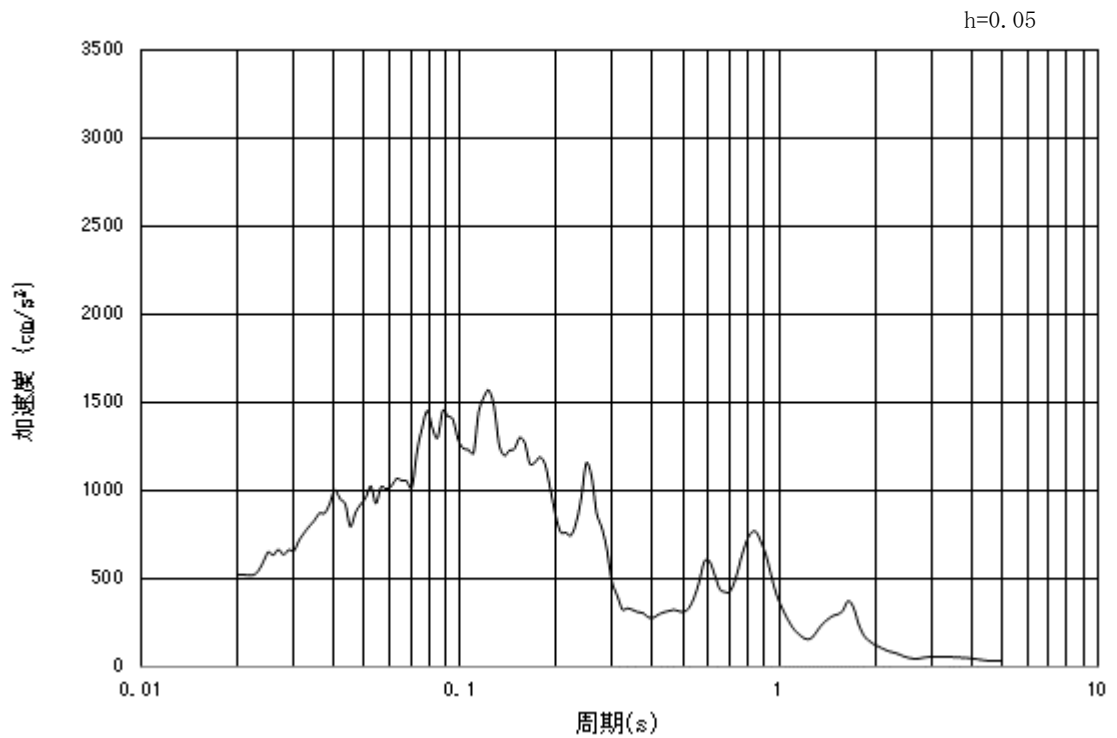


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.1$ )



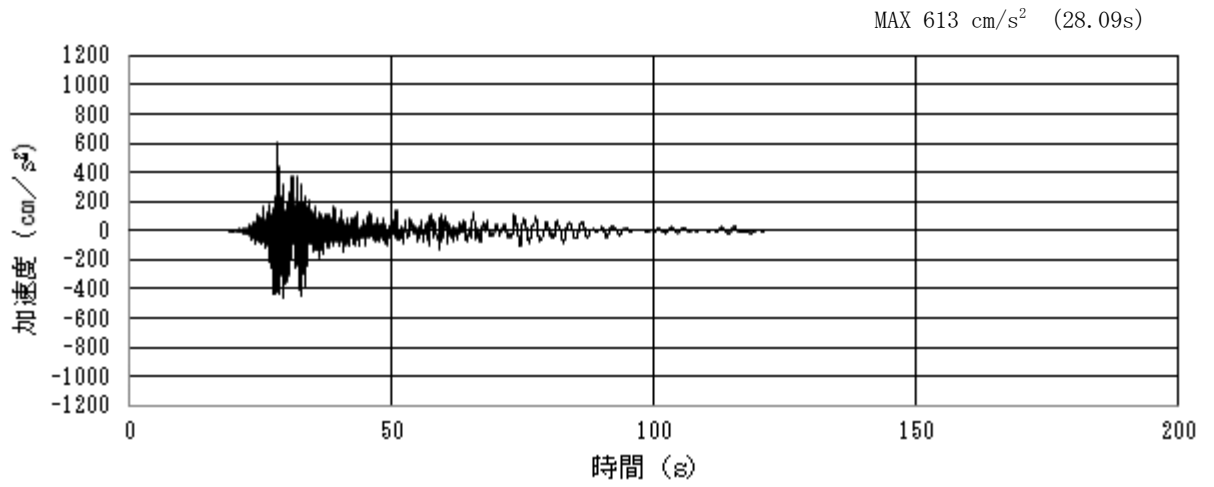
加速度時刻歴波形



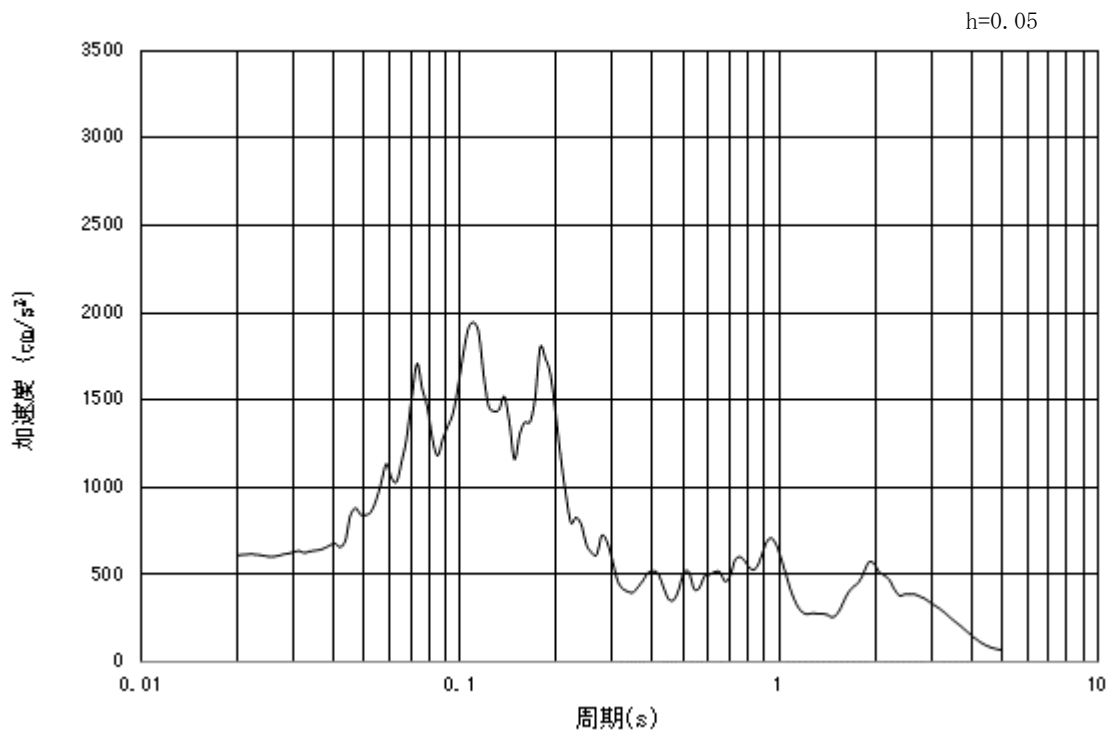
加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.1$ )



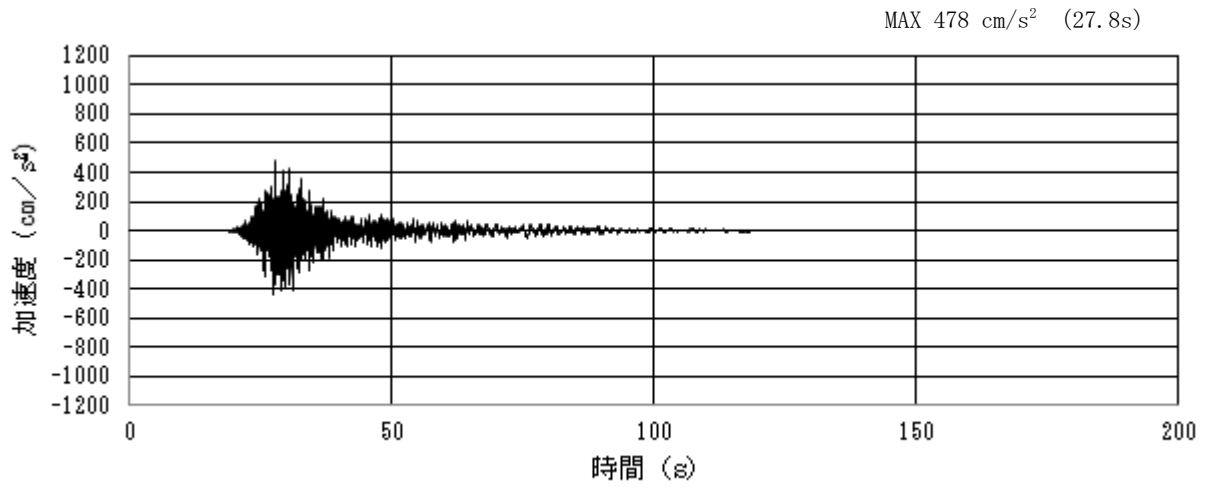


加速度時刻歴波形

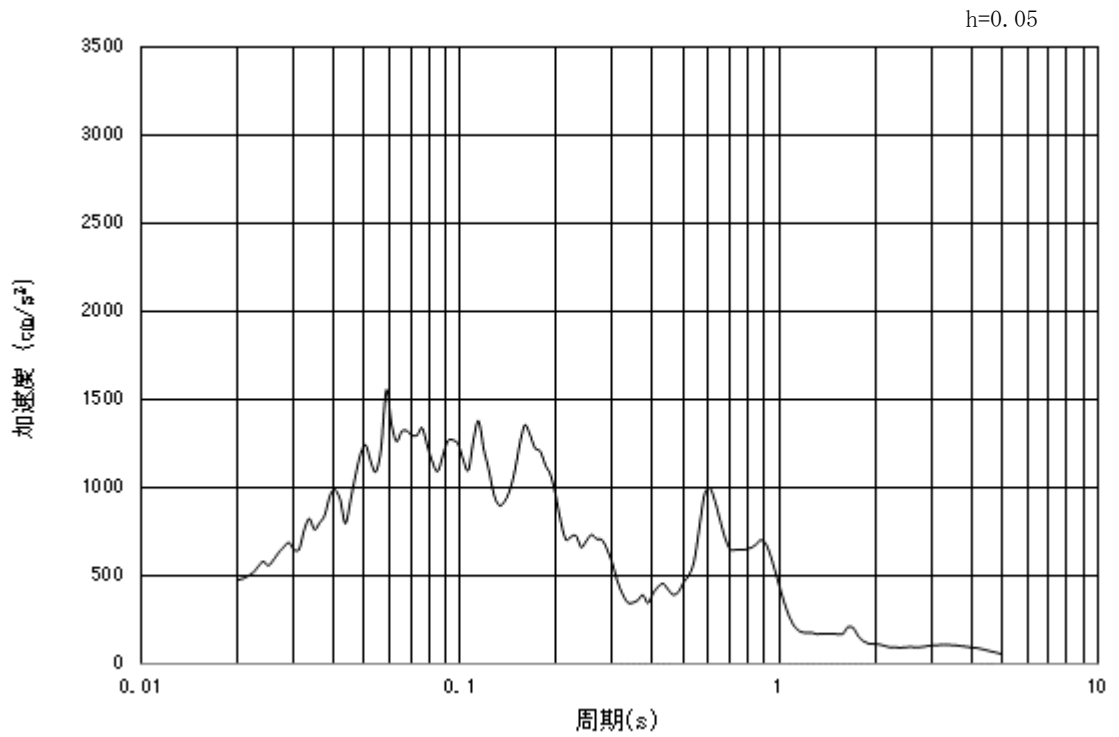


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-12)

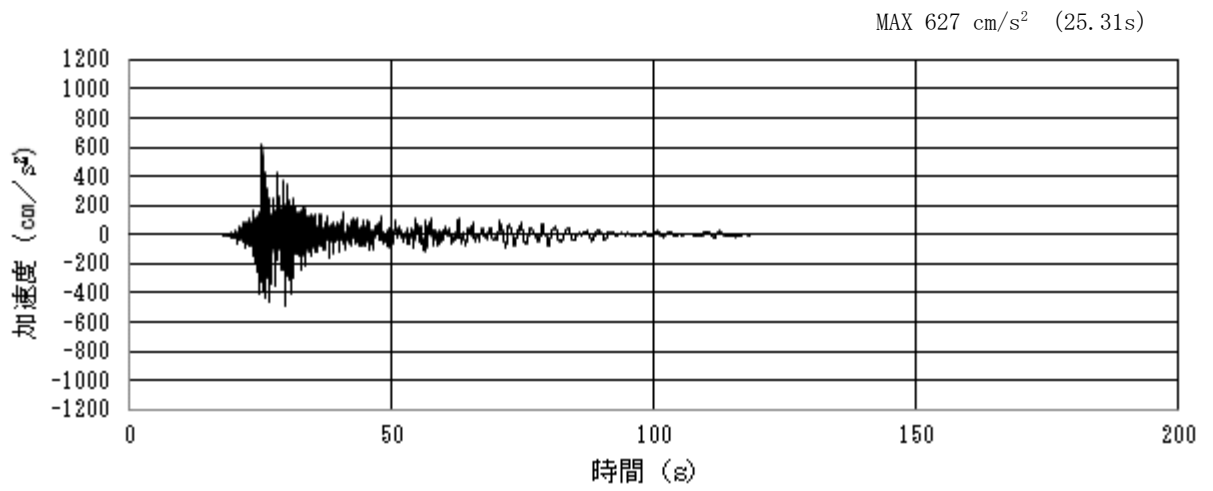


加速度時刻歴波形

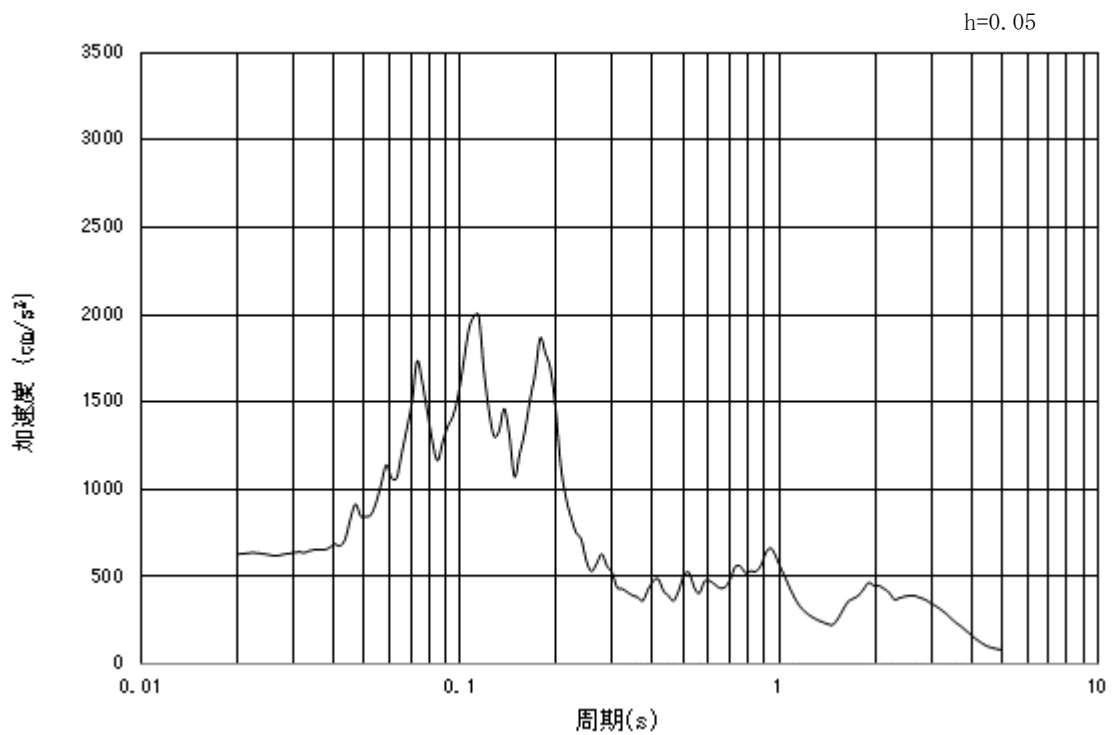


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 12$ )

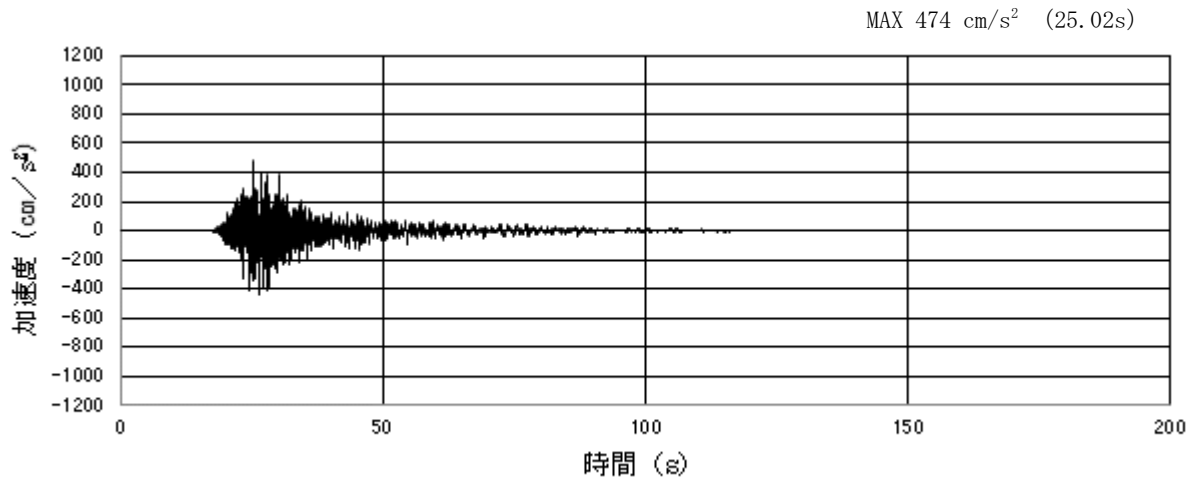


加速度時刻歴波形

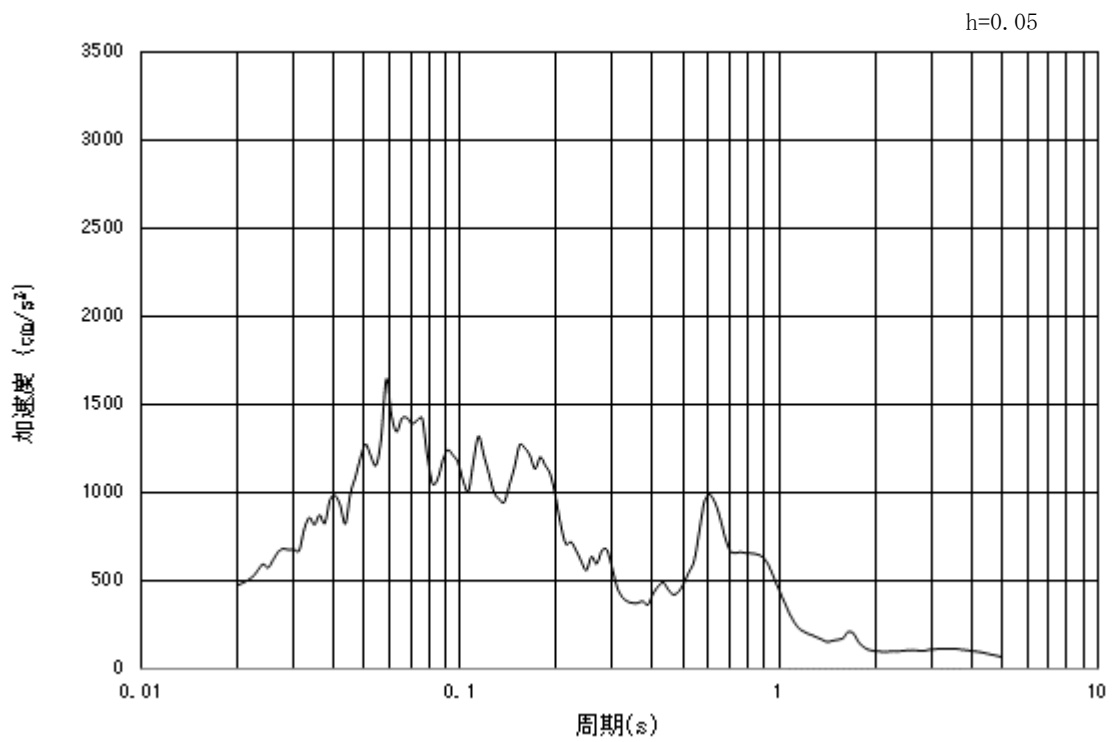


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 13)

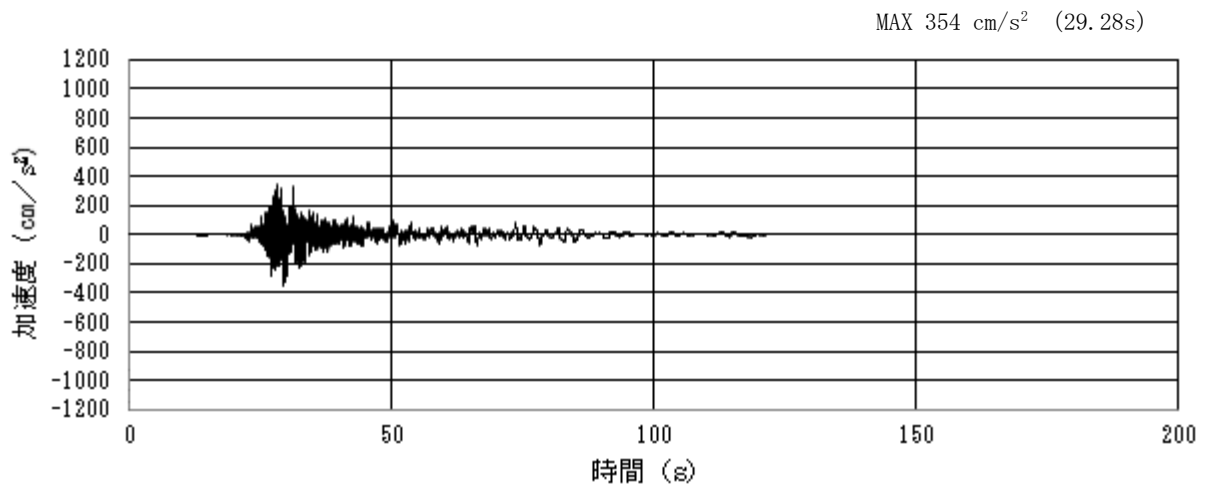


加速度時刻歴波形

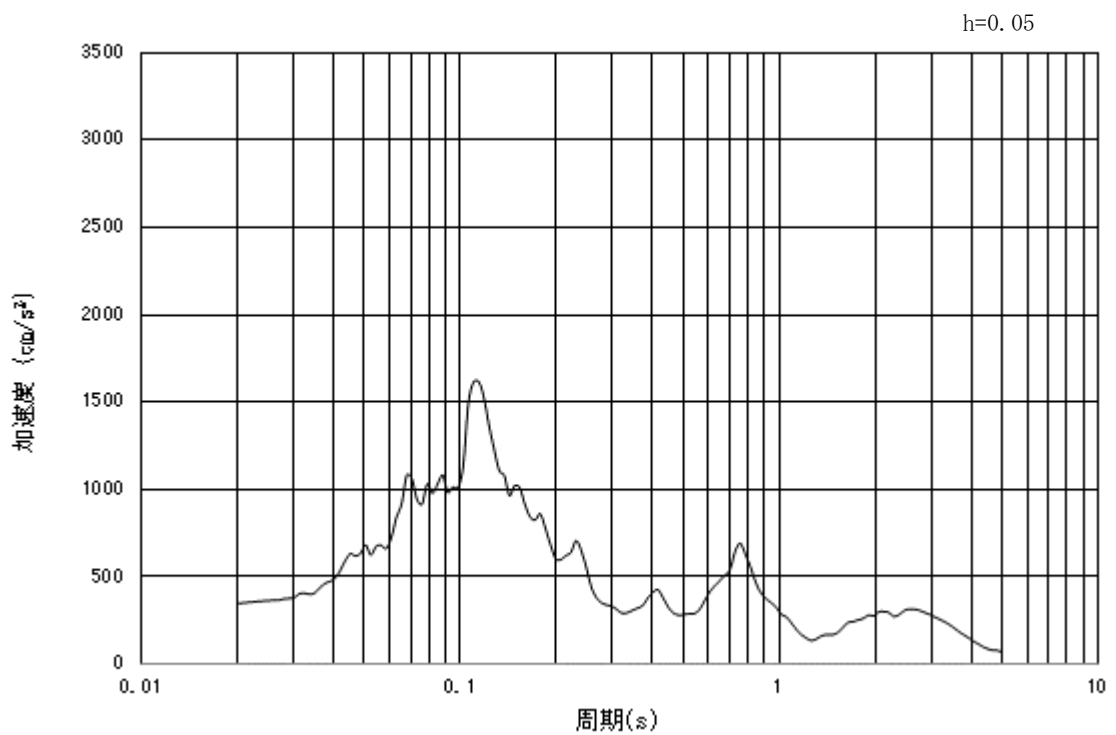


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-13)

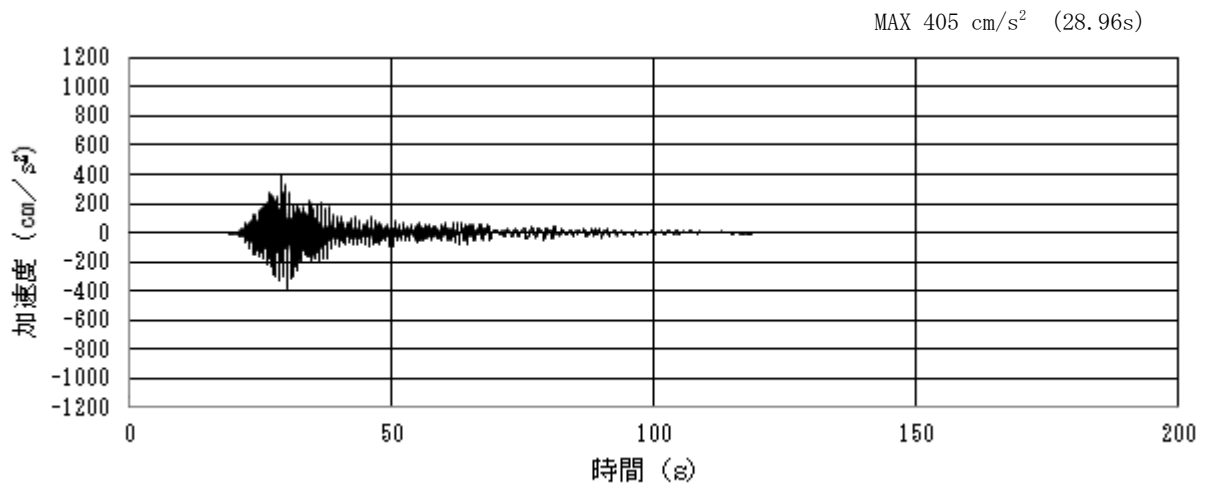


加速度時刻歴波形

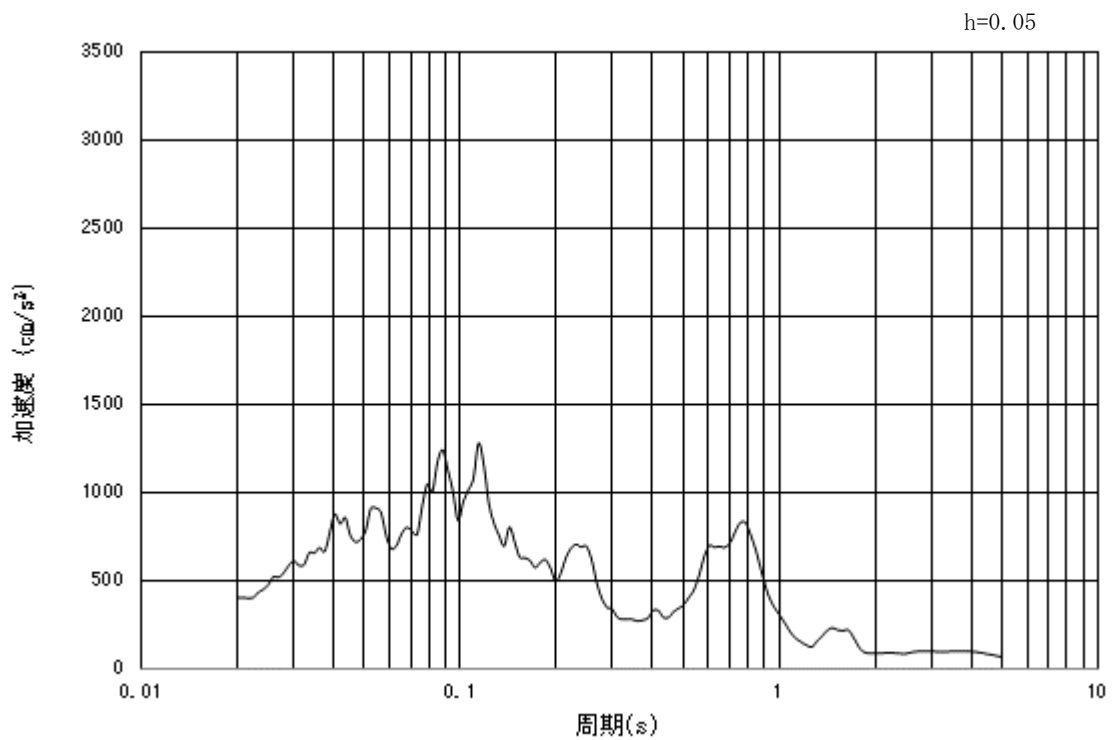


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 1 4)

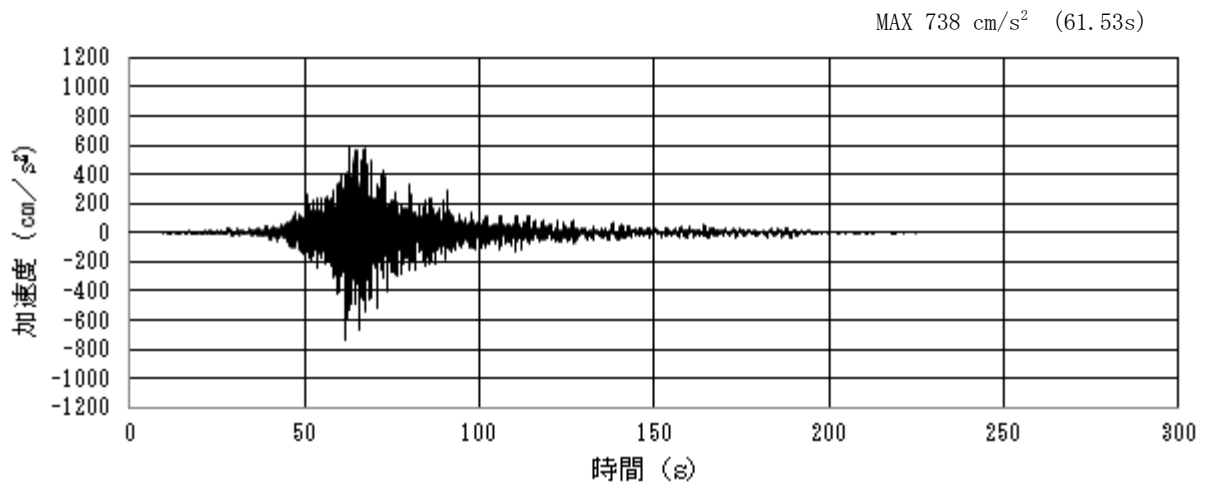


加速度時刻歴波形

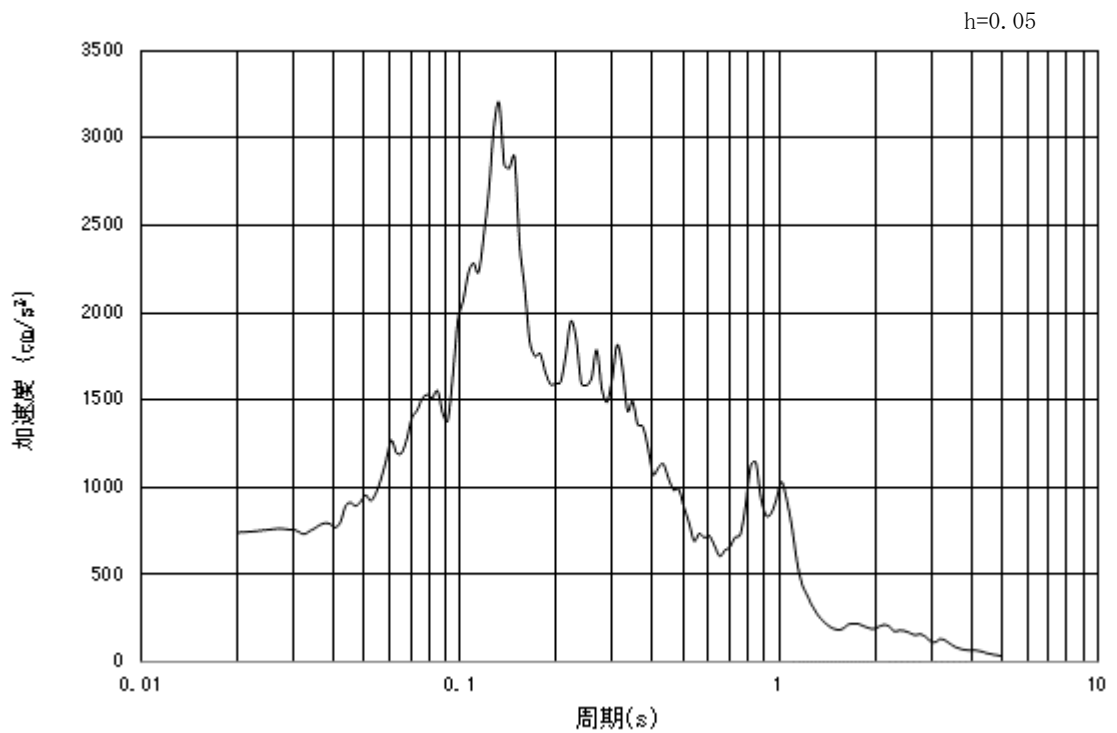


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 1.4$ )

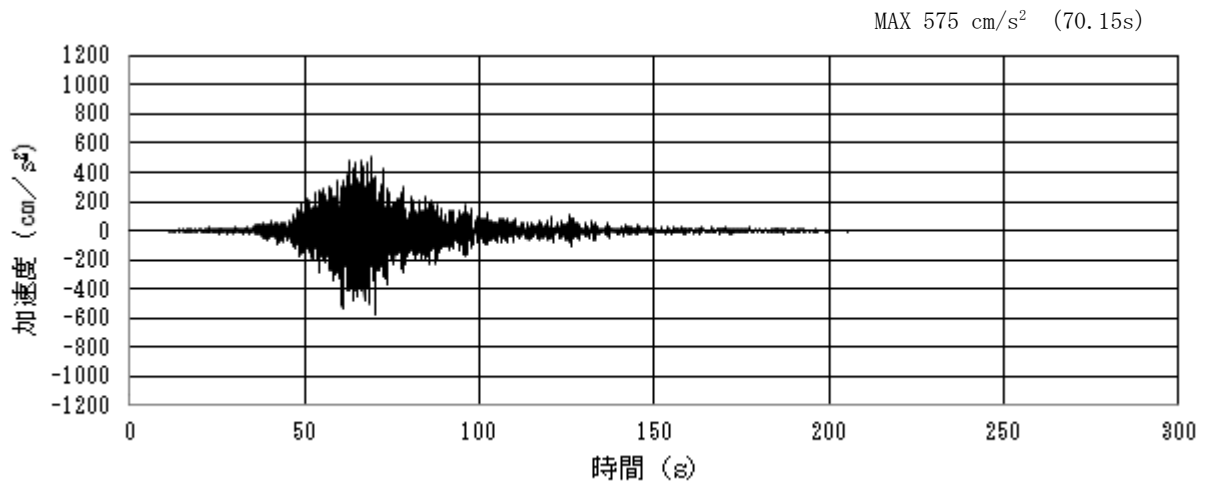


加速度時刻歴波形

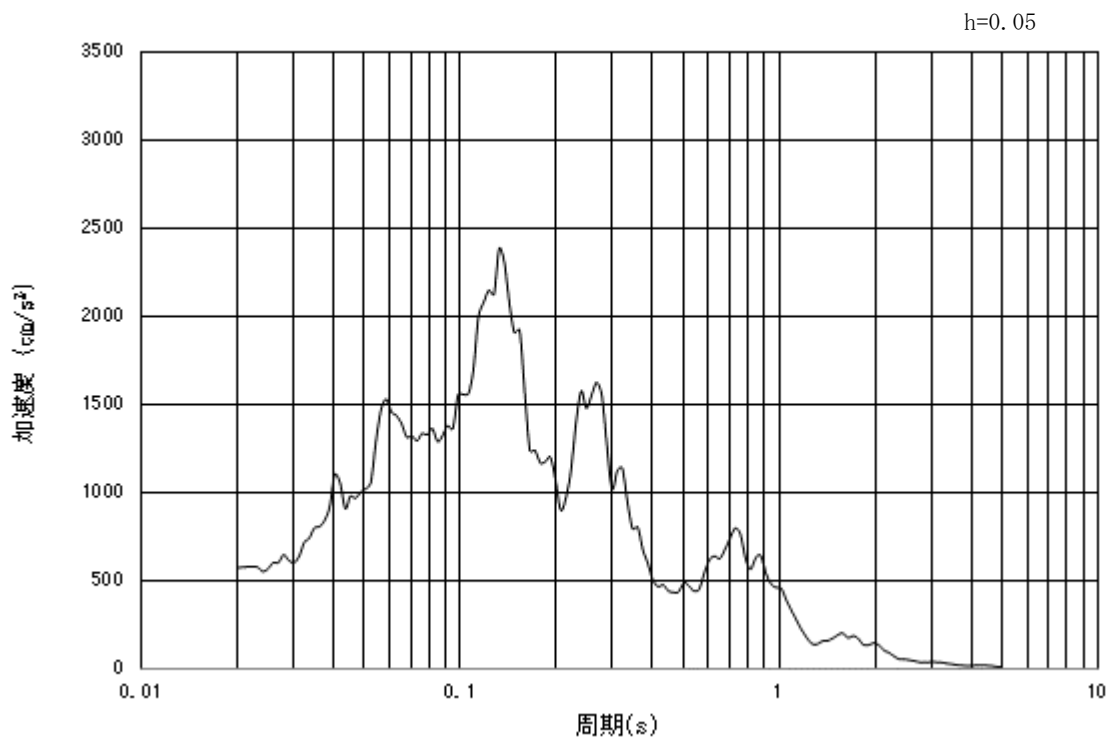


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 2 1)



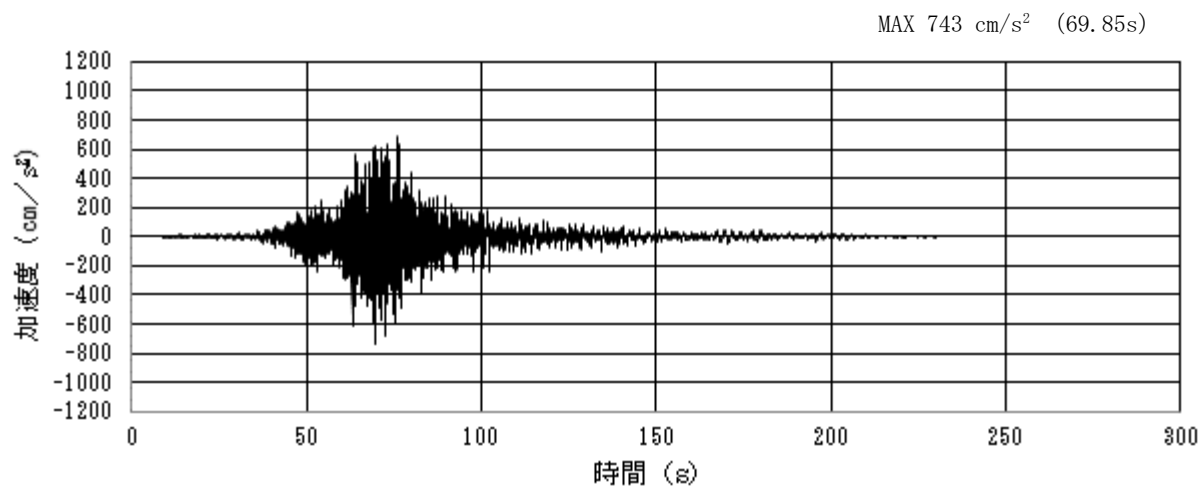
加速度時刻歴波形



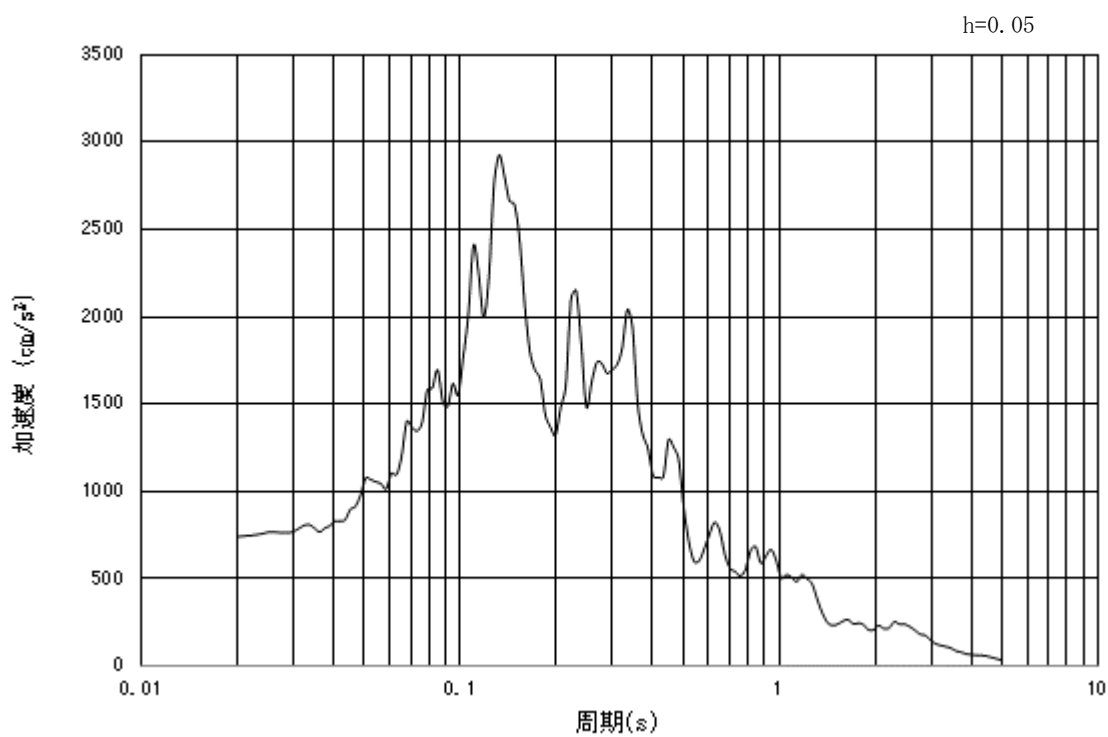
加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(鉛直方向:  $S_s - 21$ )



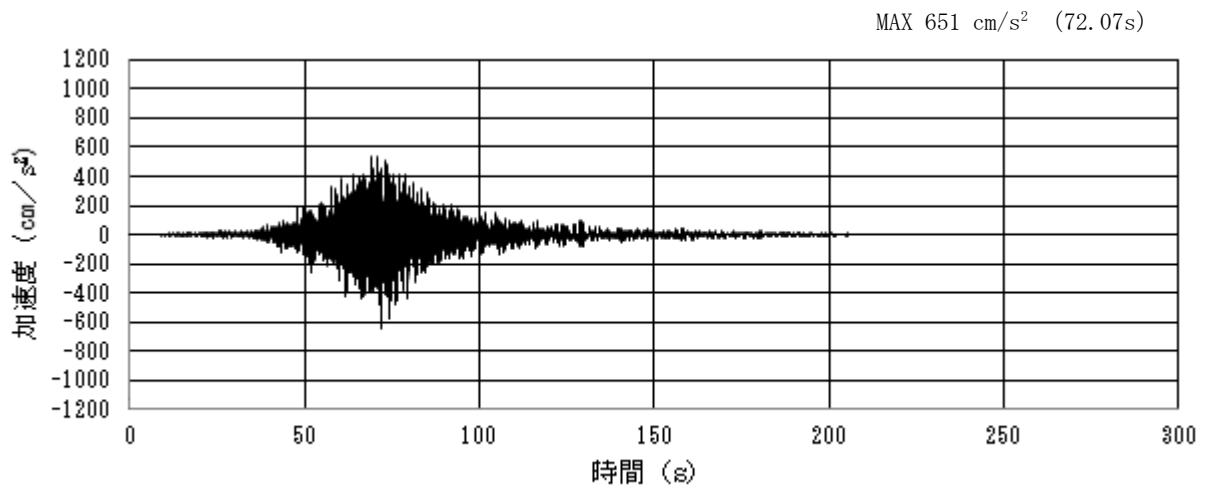


加速度時刻歴波形

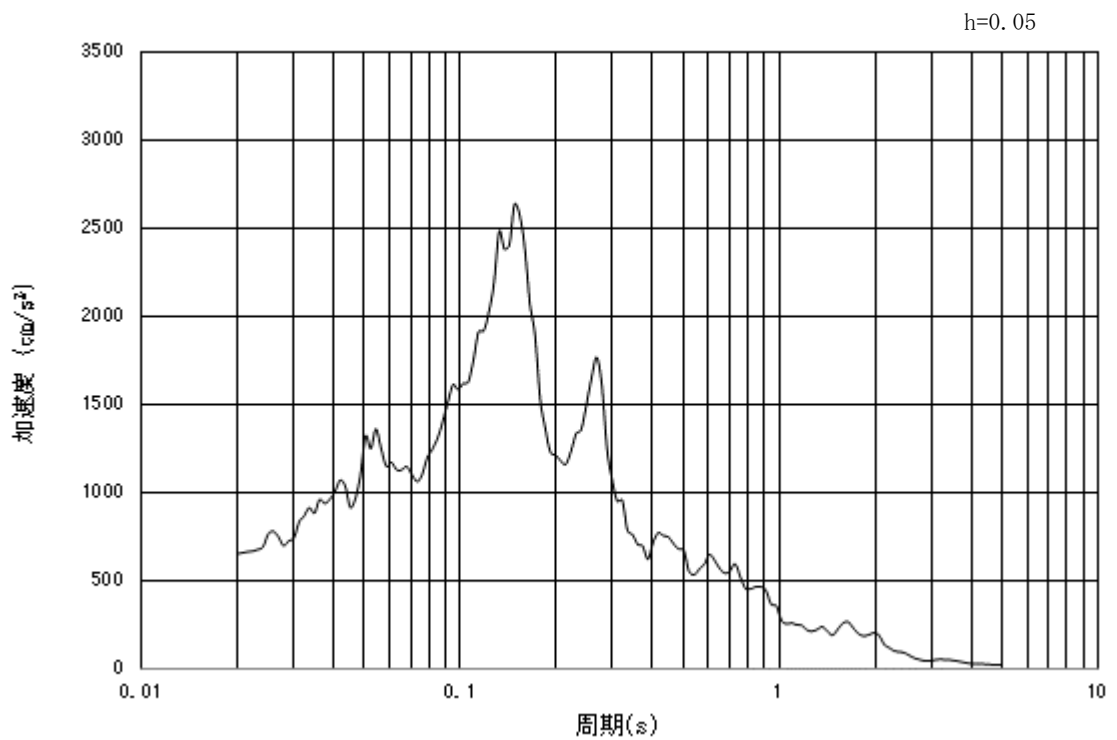


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-22)

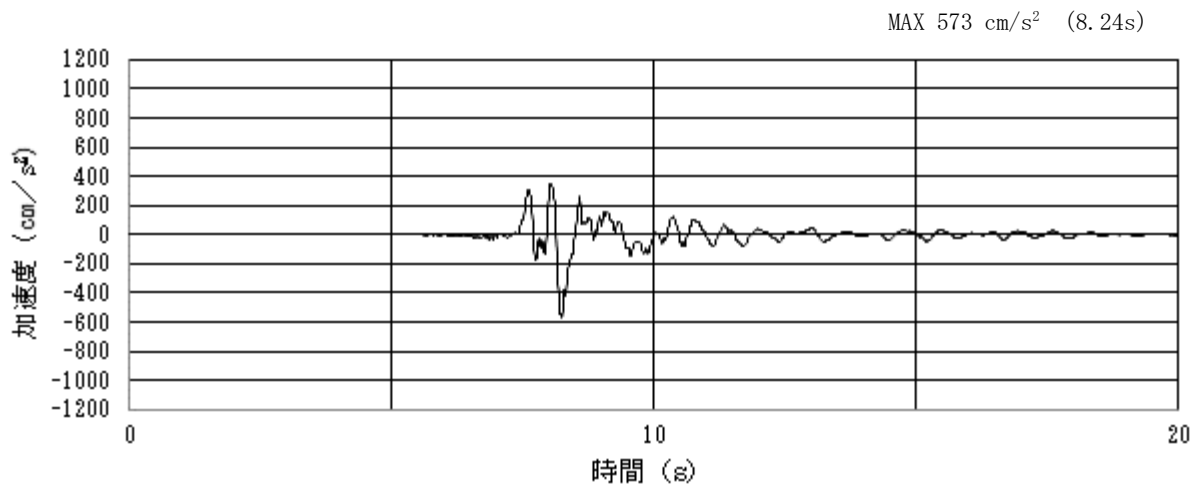


加速度時刻歴波形

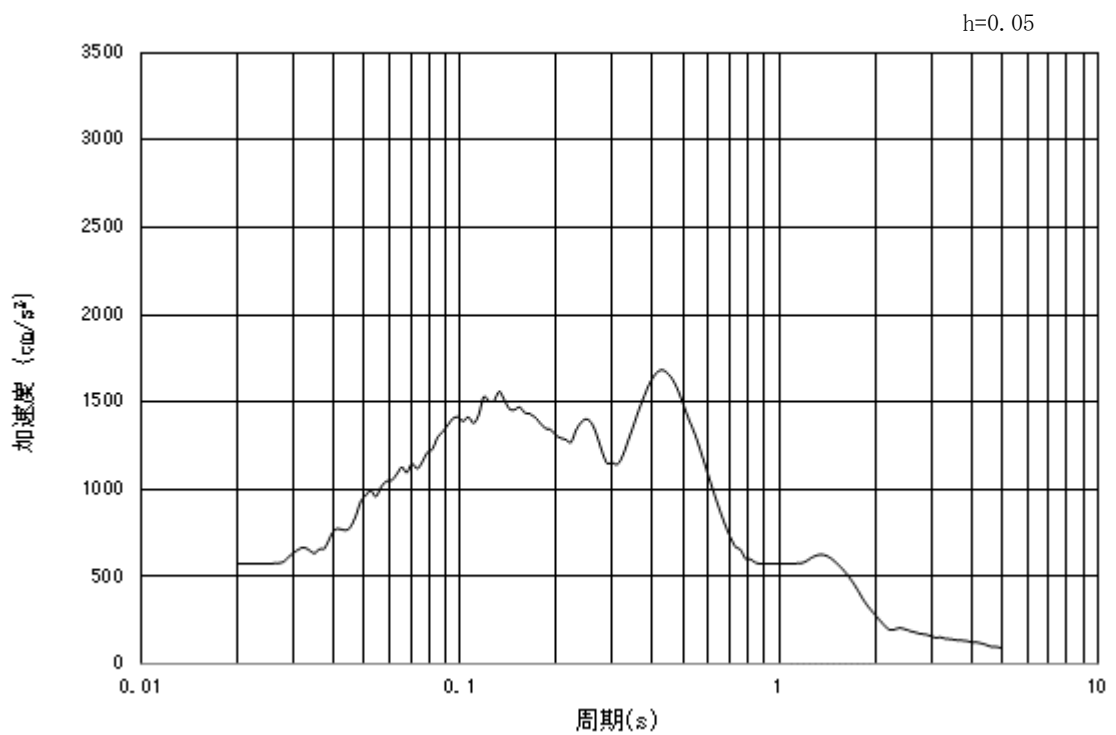


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-22)

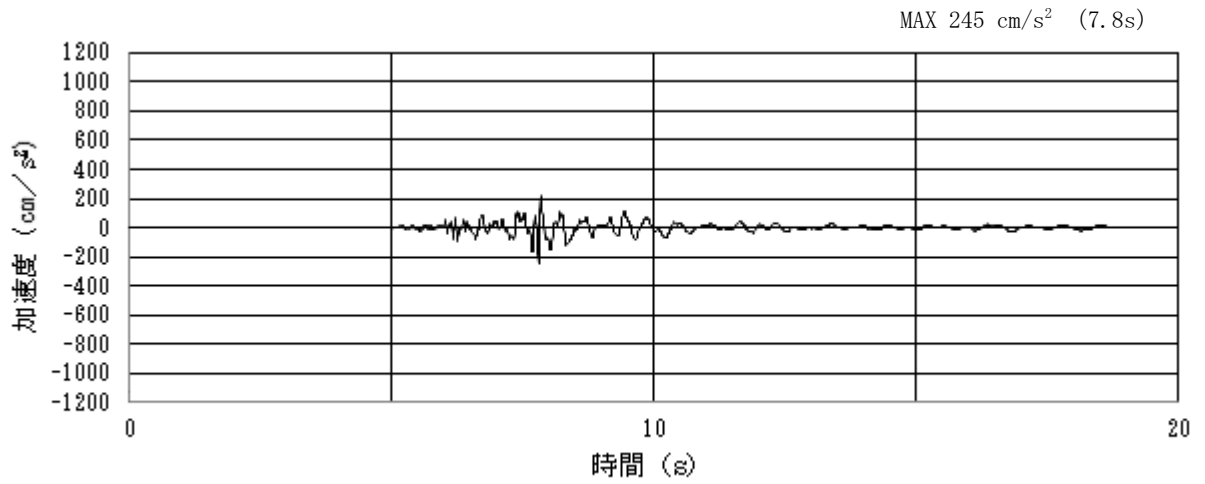


加速度時刻歴波形

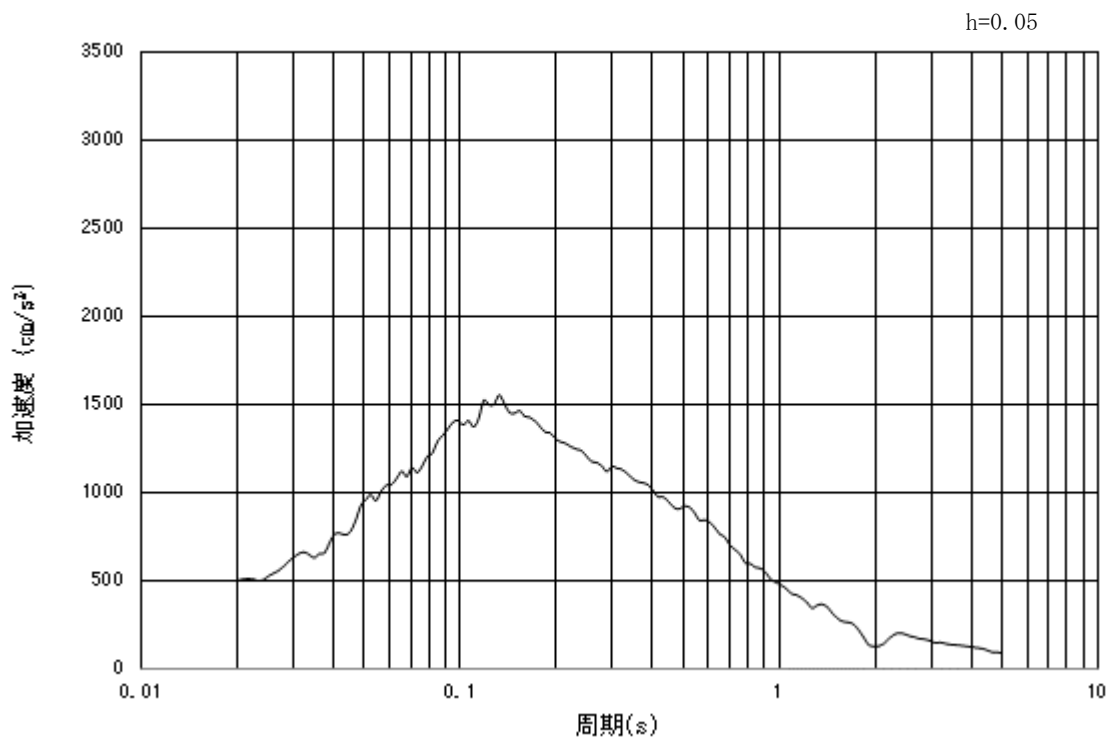


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 3 1)



加速度時刻歴波形



加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-31)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデルの設定

##### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 3-15 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。ただし、本設計の対象構造物である、防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから、構造物の 5 倍となると 10 m ~ 12.5 m となり解析領域としては狭すぎる。そこで、本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、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 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、Km 層の分布によって異なるが、南側用地の Km 層が浅い位置に分布する断面①、断面②については、T. P. -80.0m までモデル化する。Km 層が深部に分布し、第四紀層が厚く堆積する断面③、断面④及び断面⑤については T. P. -130.0m までモデル化する。

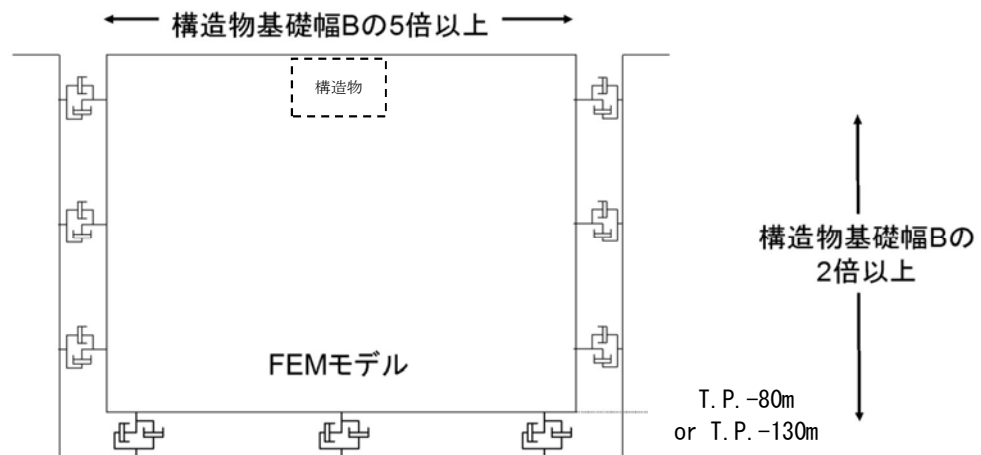


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

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自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

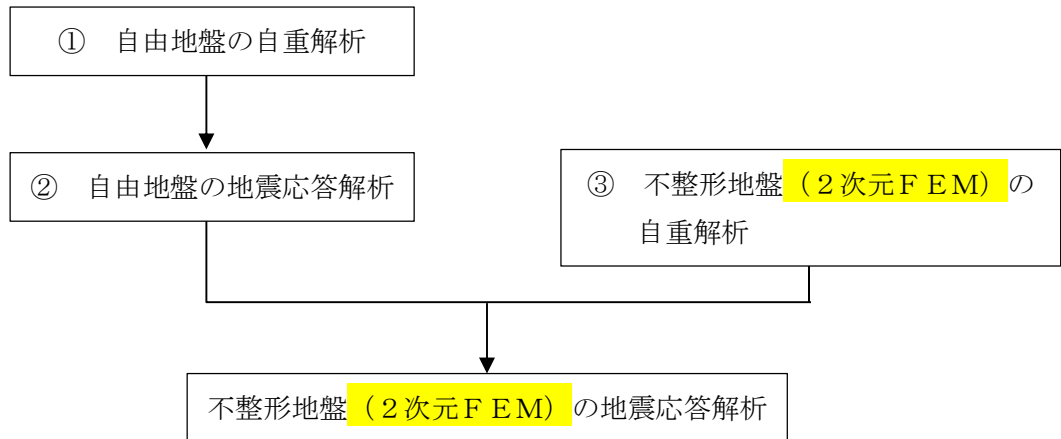


図3.5.1-2 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 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ーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

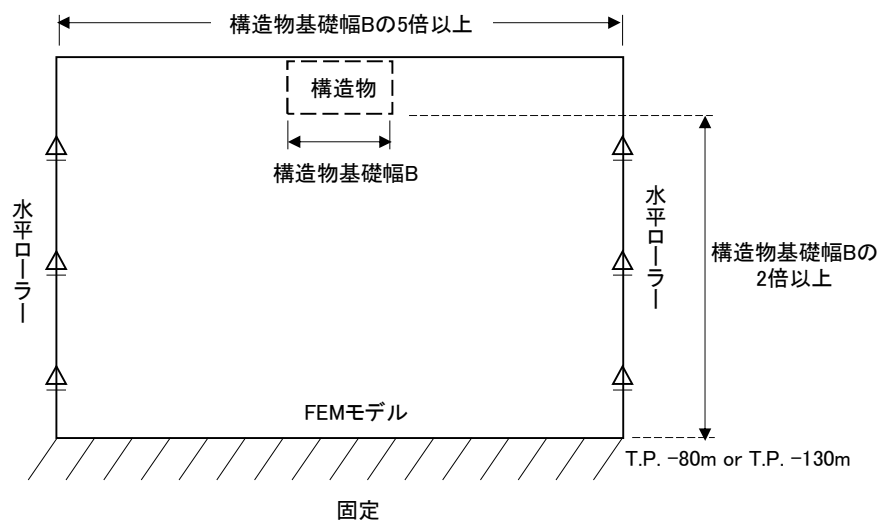


図3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 自重解析時

自重解析は、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、自重解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

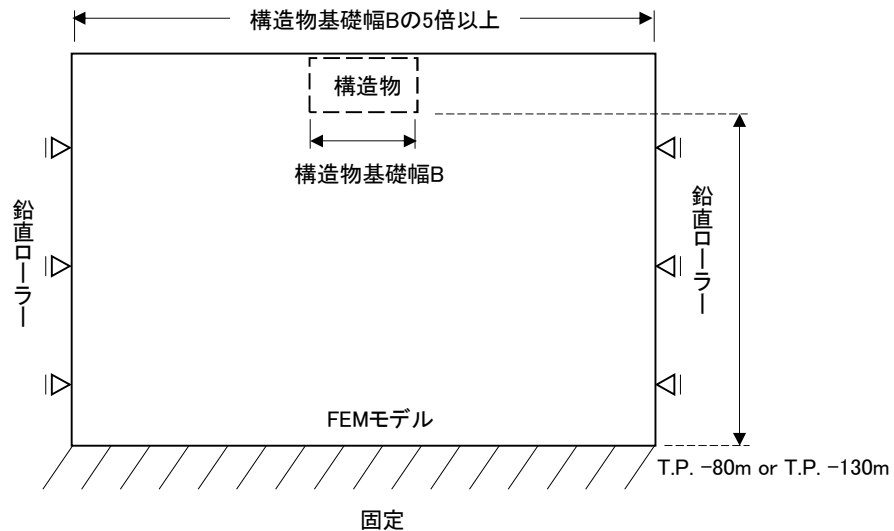


図 3.5.1-4 常時解析における境界条件の概念図

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形成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。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、鋼管杭を線形はり要素によりモデル化する。鉄筋コンクリートは各節点に質点としてモデル化する。鋼管杭の要素分割の基本的な考え方は、地盤と接する部分は地盤と同じ要素高さで分割し、地上部は要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

(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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデルを図 3.5.1-5～図 3.5.1-9 に示す。

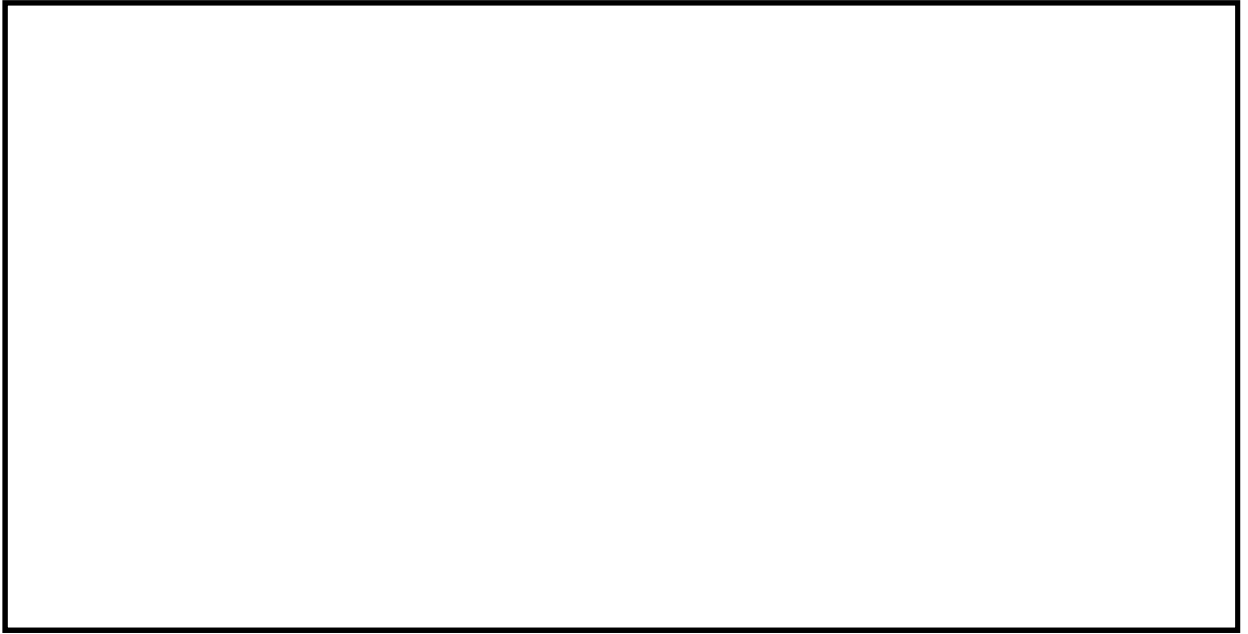


図 3.5.1-5 地震応答解析モデル(1/5) (断面①)

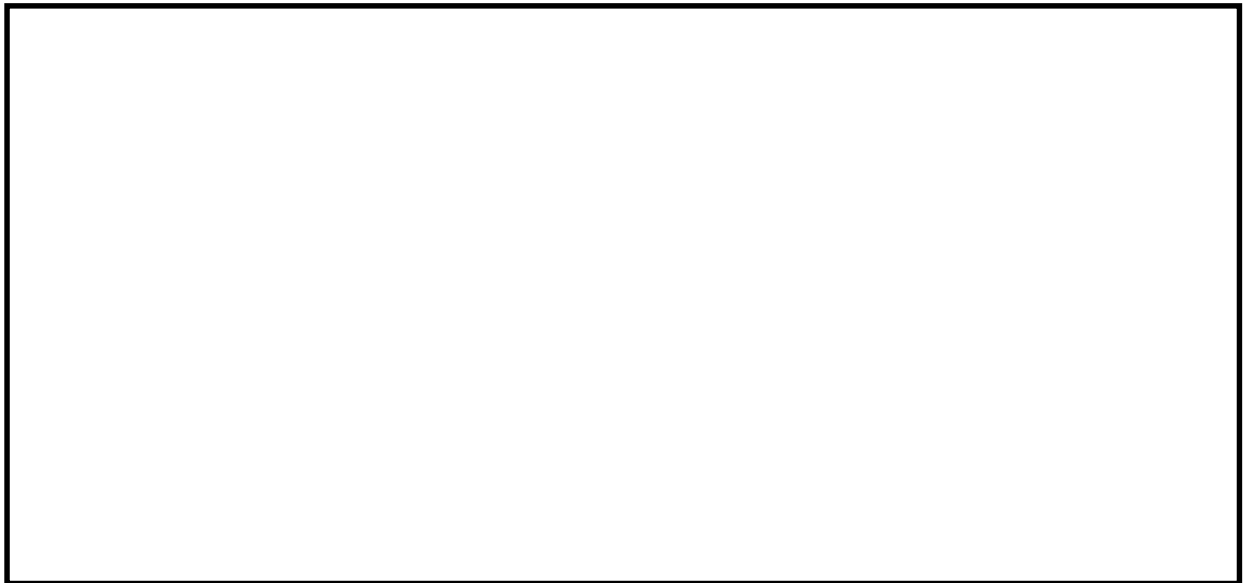


図 3.5.1-6 地震応答解析モデル(2/5) (断面②)



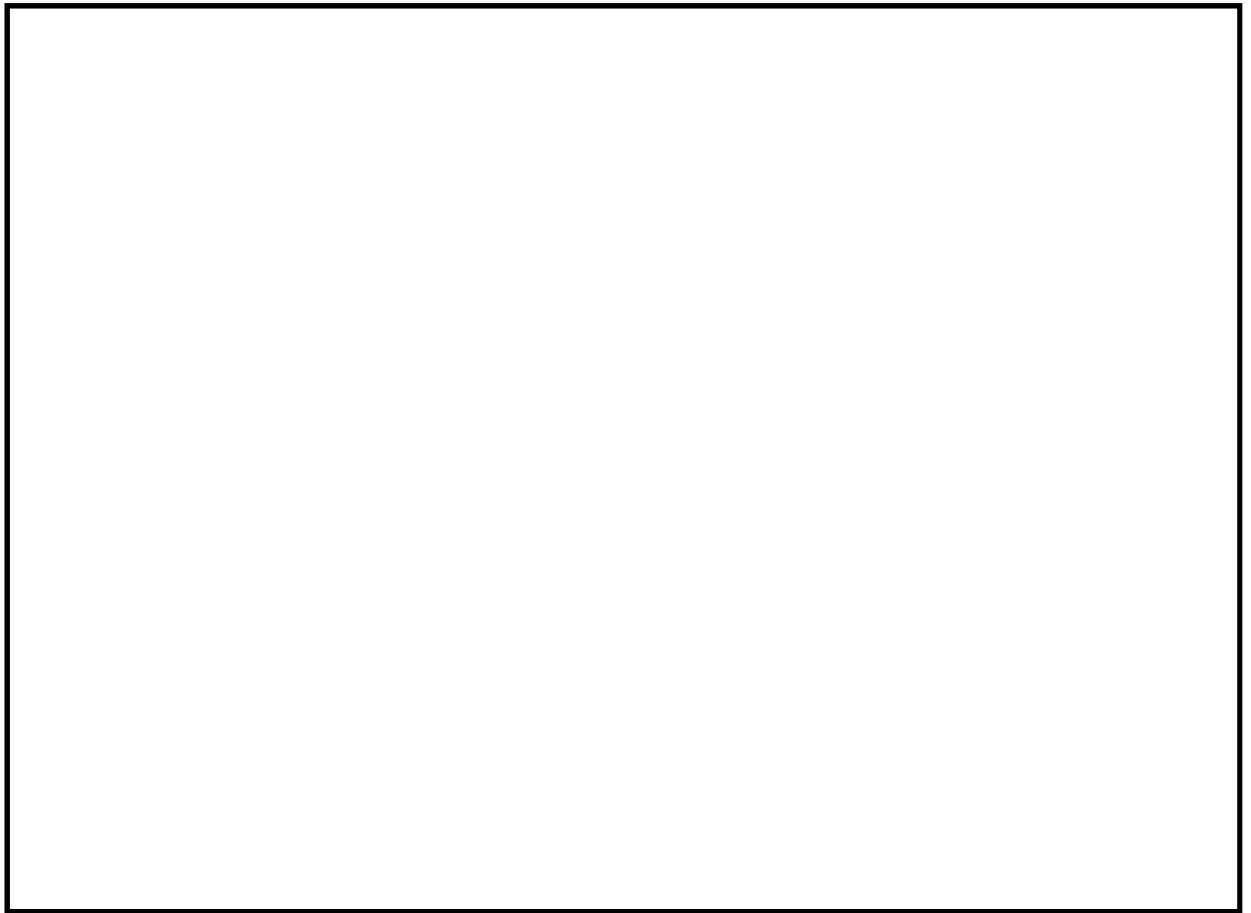


図 3.5.1-7 地震応答解析モデル(3/5) (断面③)

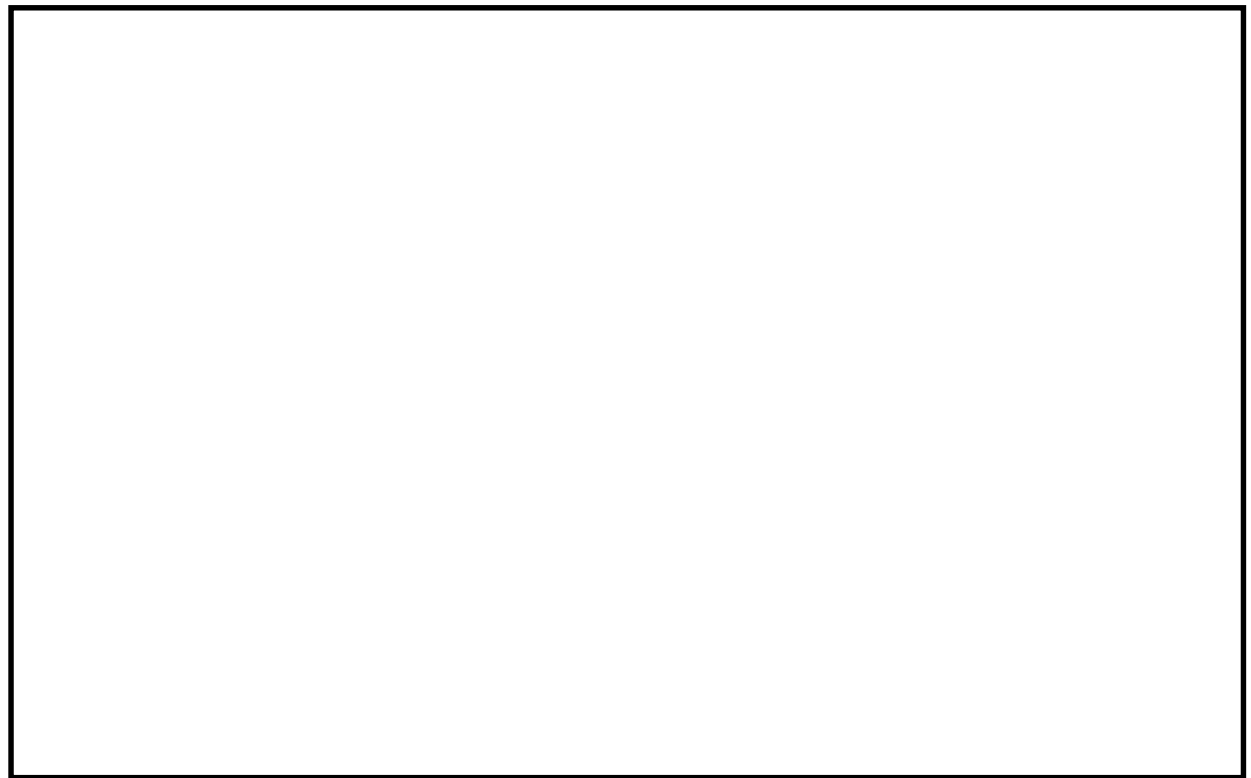


図 3.5.1-8 地震応答解析モデル(4/5) (断面④)

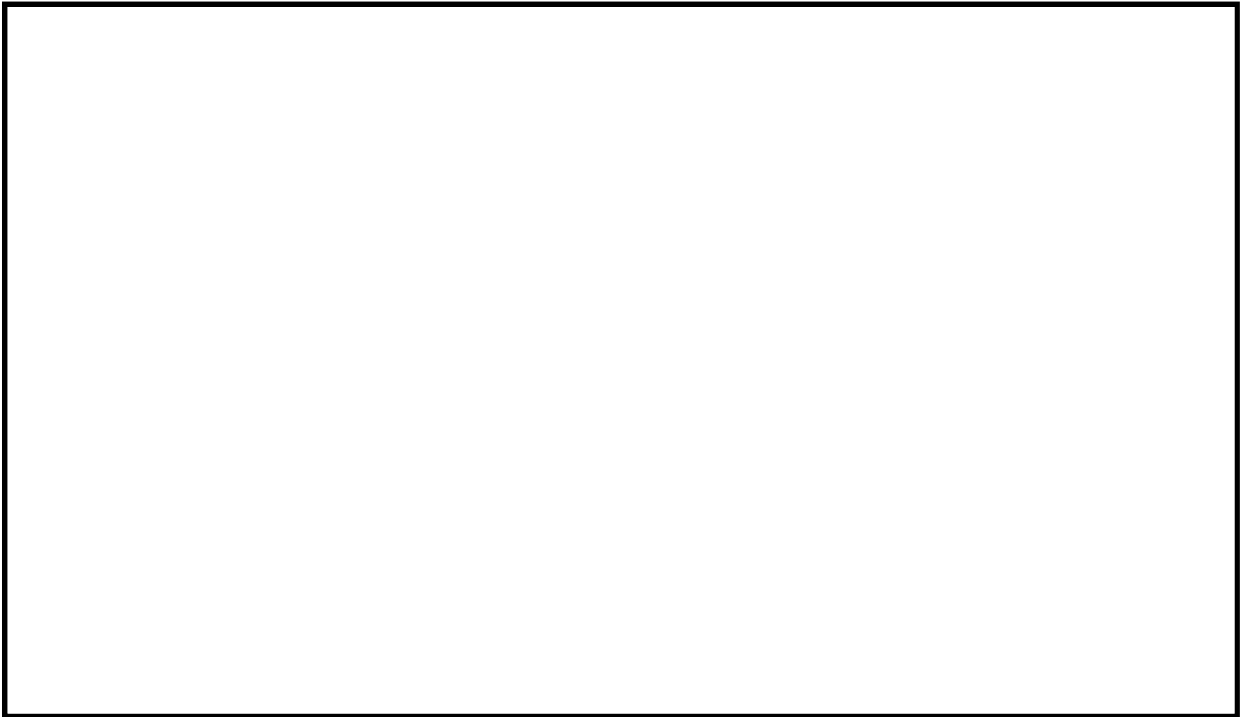


図 3.5.1-9 地震応答解析モデル(5/5) (断面⑤)

(5) 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。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性、図 3.5.1-10~14 にジョイント要素の配置図を示す。

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 3.5.1-1 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 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤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	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.010	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高(m)

$q_u$  : 一軸圧縮強さ(N/mm<sup>2</sup>)

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 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

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

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

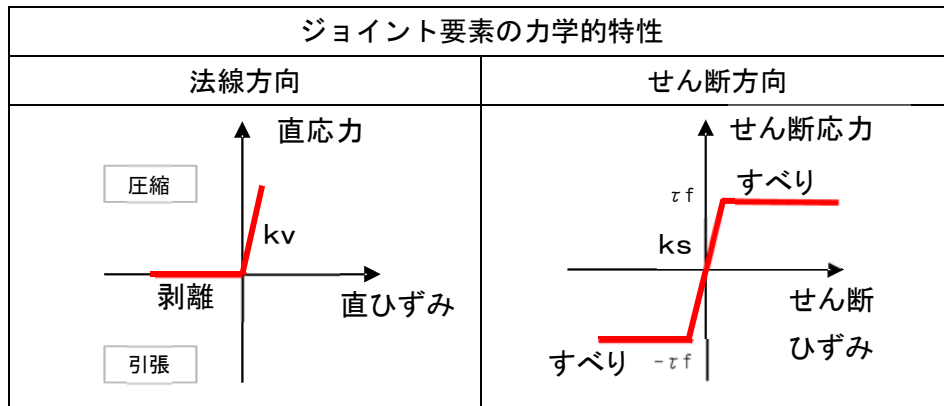


図 3.5.1-10 断面①におけるジョイント要素の配置図

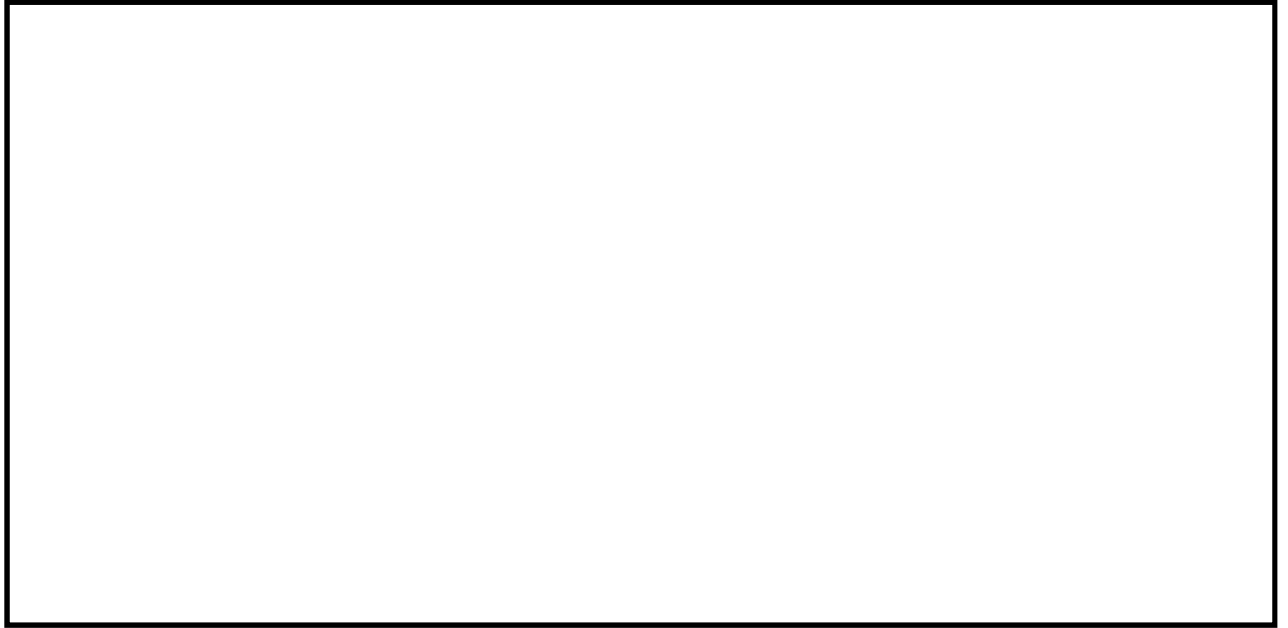


図 3.5.1-11 断面②におけるジョイント要素の配置図

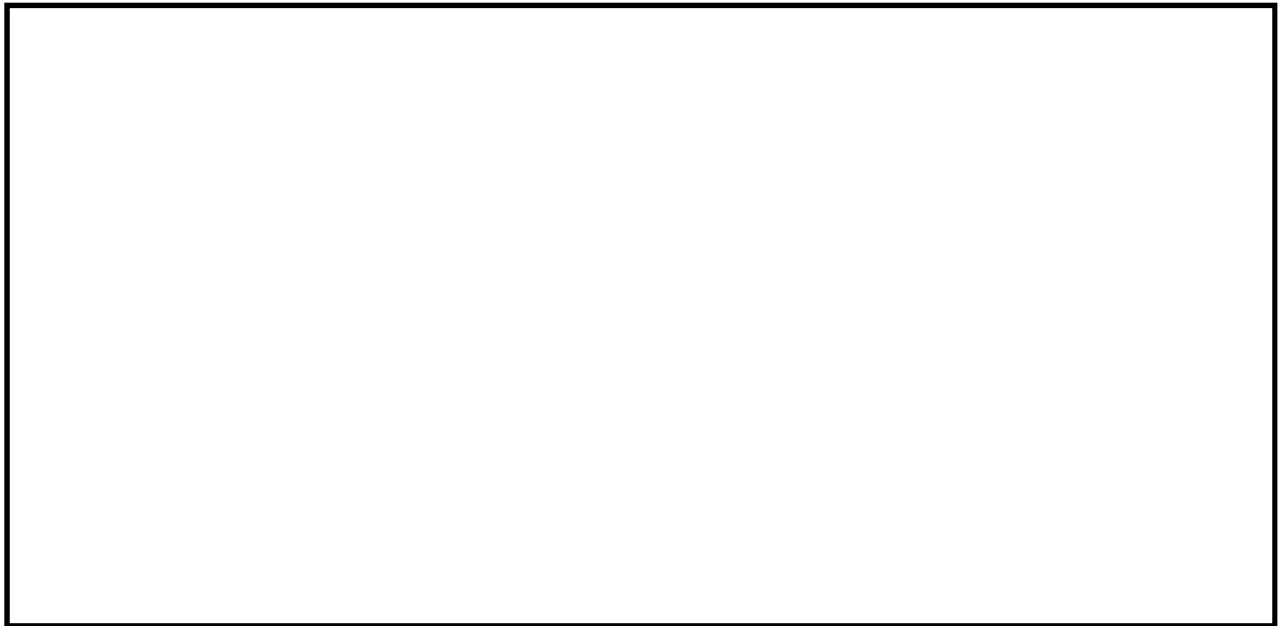


図 3.5.1-12 断面③におけるジョイント要素の配置図

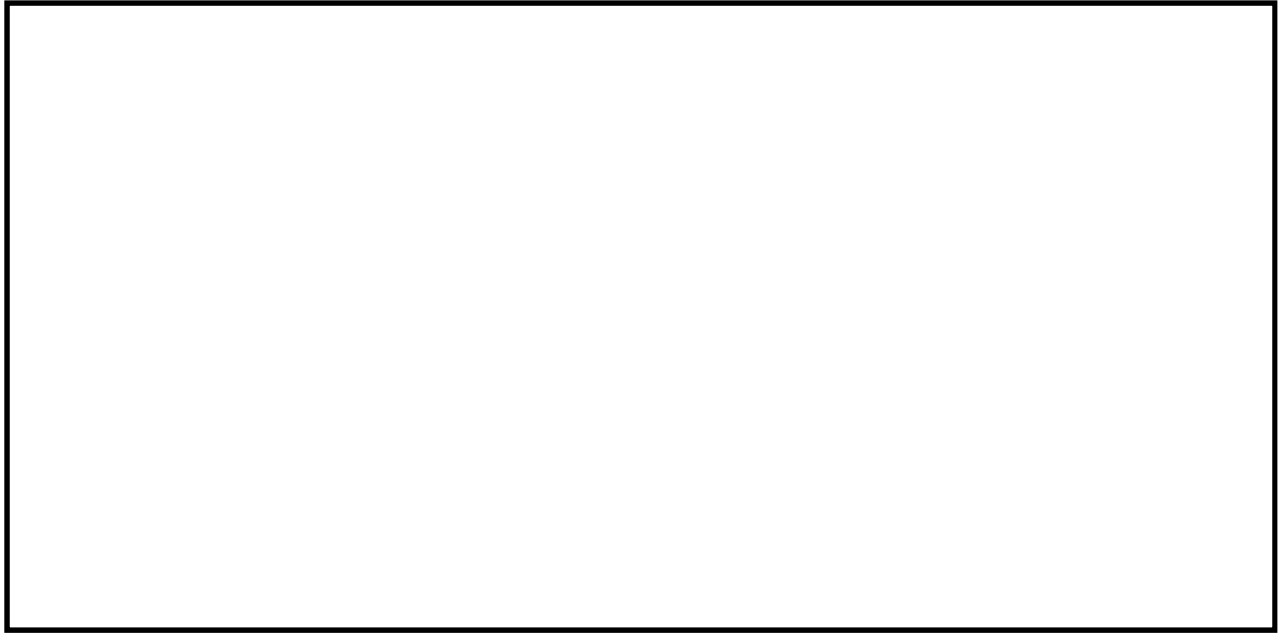


図 3.5.1-13 断面④におけるジョイント要素の配置図

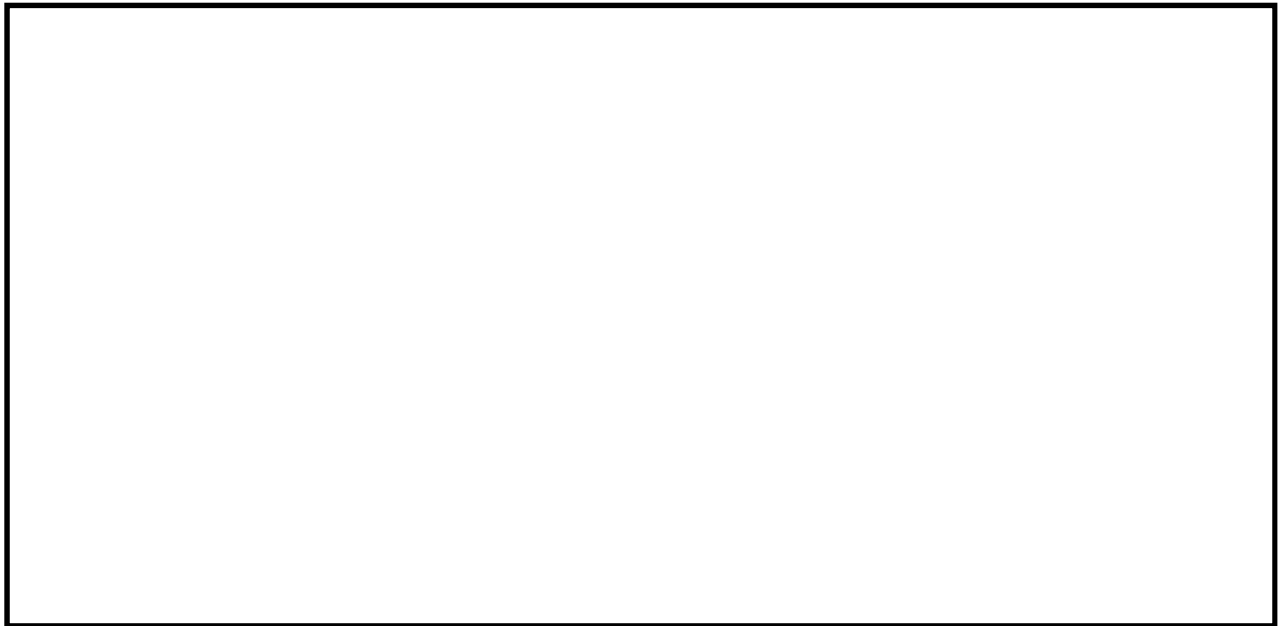


図 3.5.1-14 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 杭－地盤相互作用バネの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用バネを設けることにより、地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向では、地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。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 3.5.1-4 参照)

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

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 付着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5.1-4 周辺地盤及び杭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	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

$z$  : 標高(m)

$q_u$  : 一軸圧縮強さ(N/mm<sup>2</sup>)

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-5 のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される\*。\* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

図 3.5.1-15 に杭－地盤相互作用バネの配置図を、図 3.5.1-16 に杭－地盤相互作用バネの力学的特性を示す。

表 3.5.1-5 杭－地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

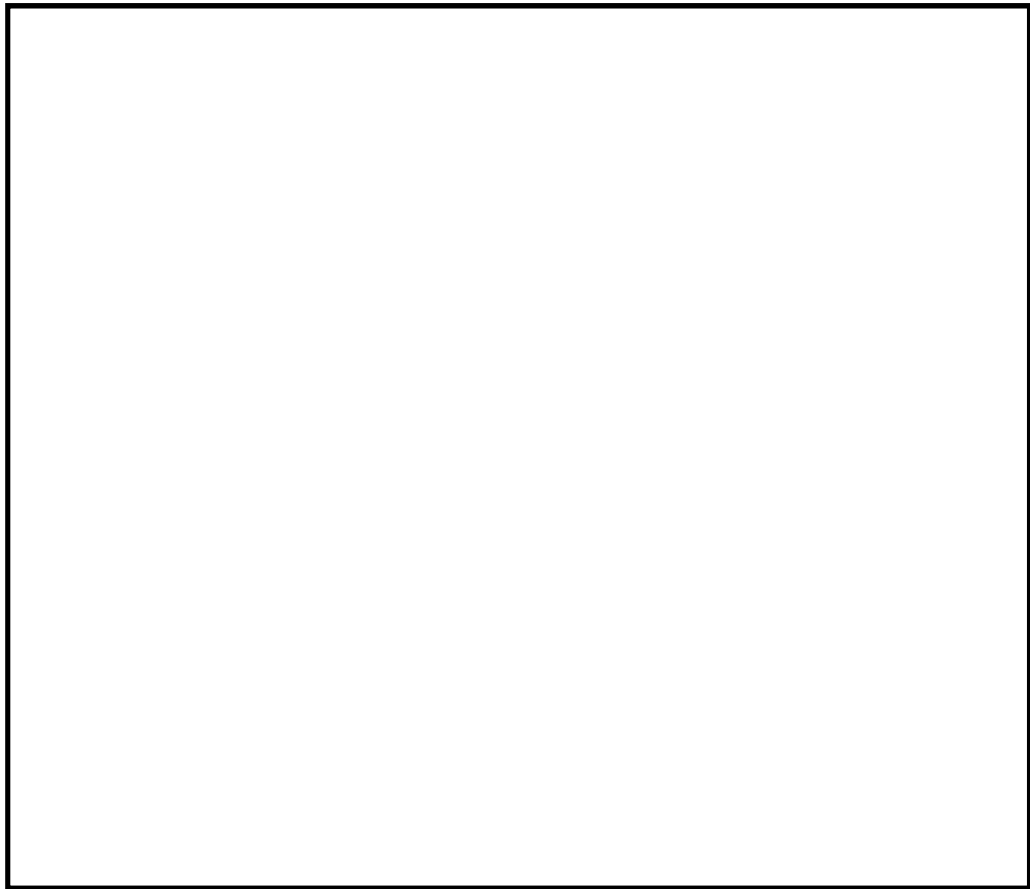


図 3.5.1-15 (1) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面①)

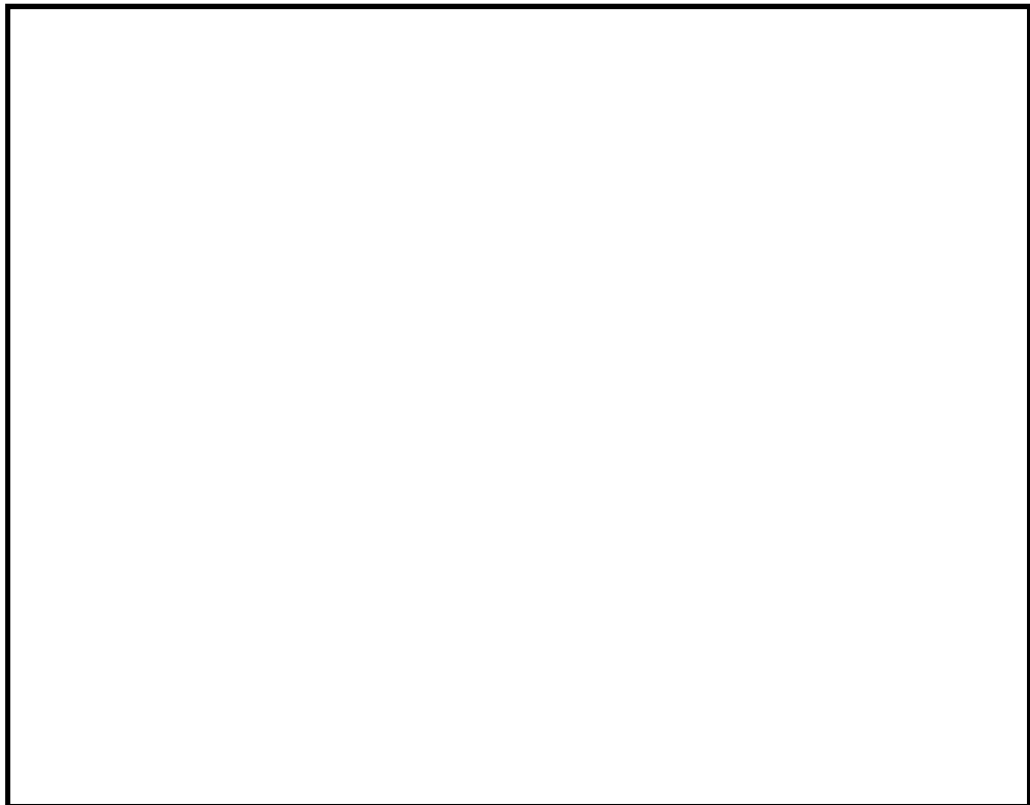


図 3.5.1-15 (2) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面②)



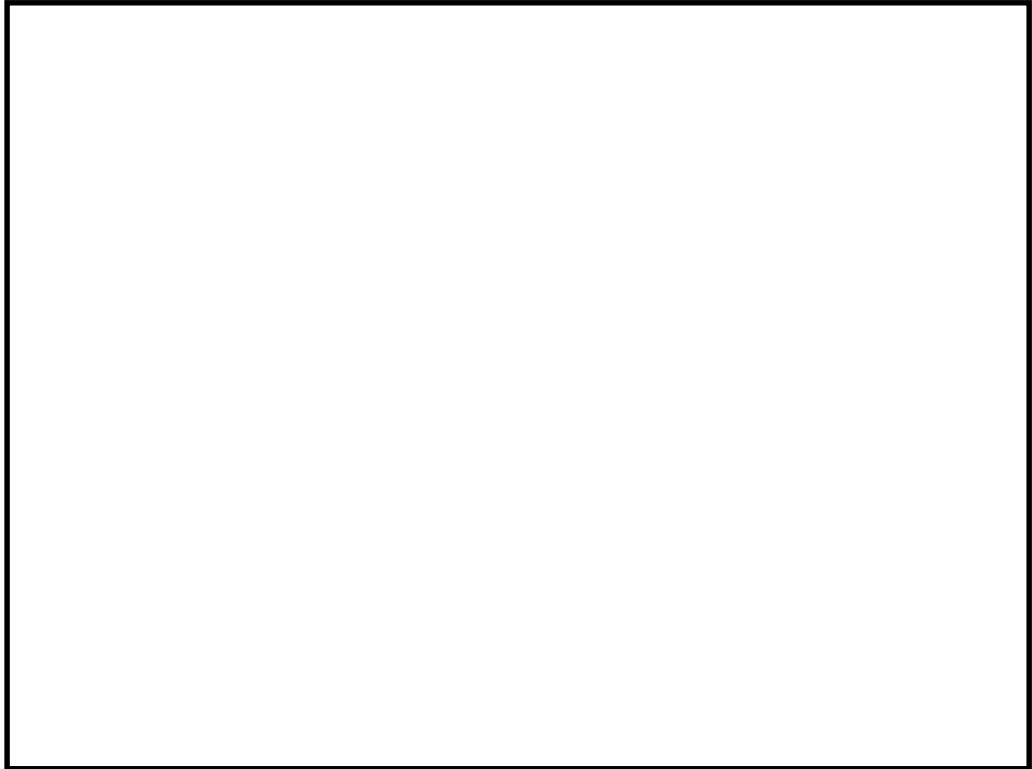


図 3.5.1-15 (3) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③)

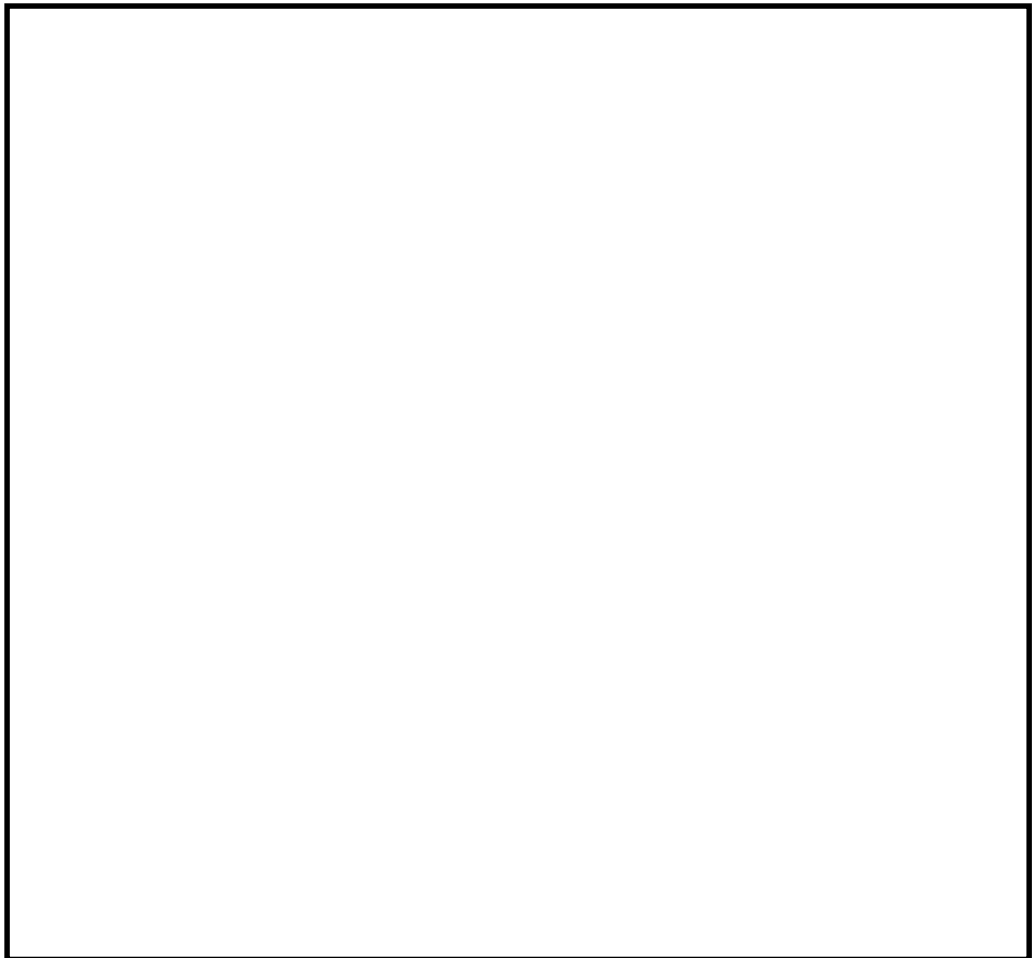


図 3.5.1-15 (4) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面④)

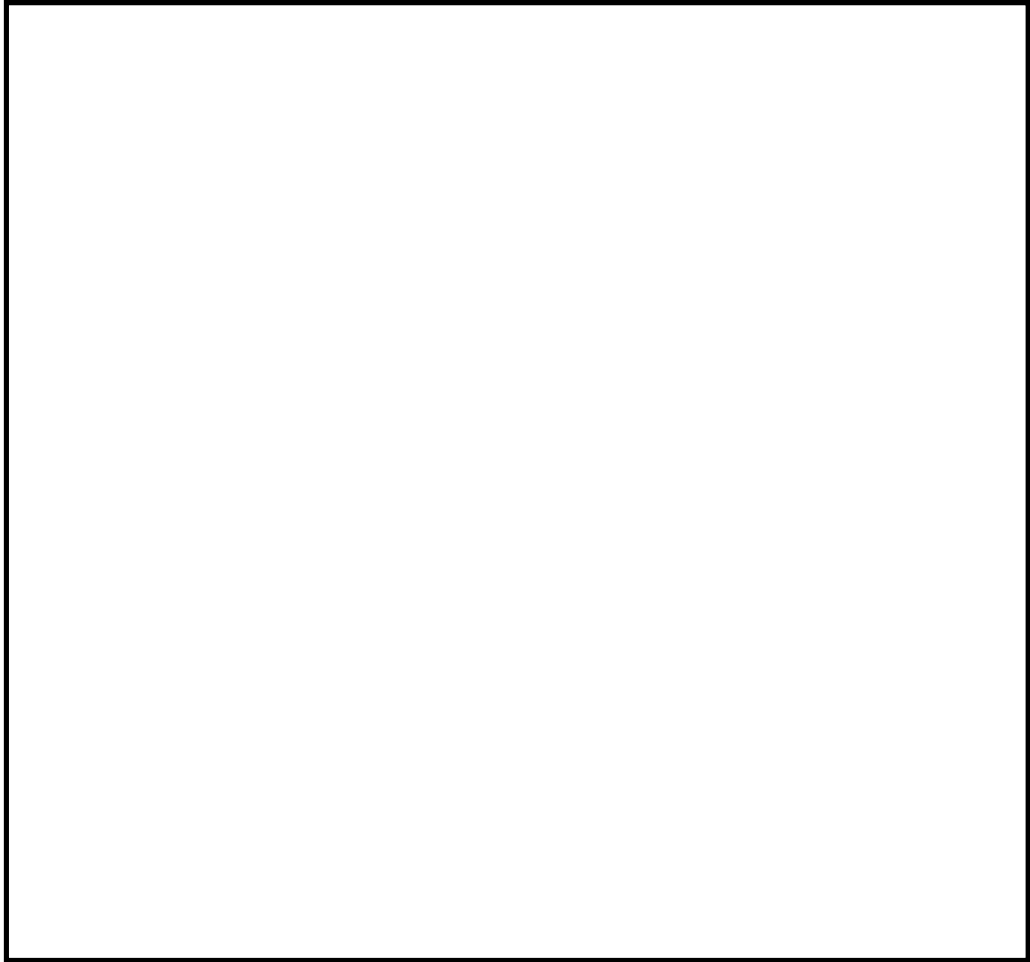


図 3.5.1-15 (5) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面⑤)

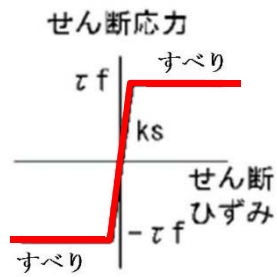


図 3.5.1-16 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

(7) 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限值を有さないジョイントバネを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-17 に杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 $k_v$ (kN/m)
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

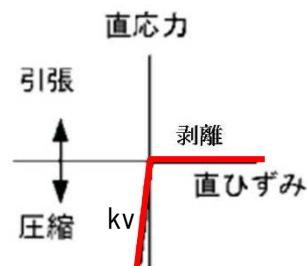


図 3.5.1-17 杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性

#### (8) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求ま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減衰は、 $\alpha=0$ 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いくことから、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

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが多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14年3月））とする。

図3.5.1-18にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5.1-7に固有値解析結果を示す。

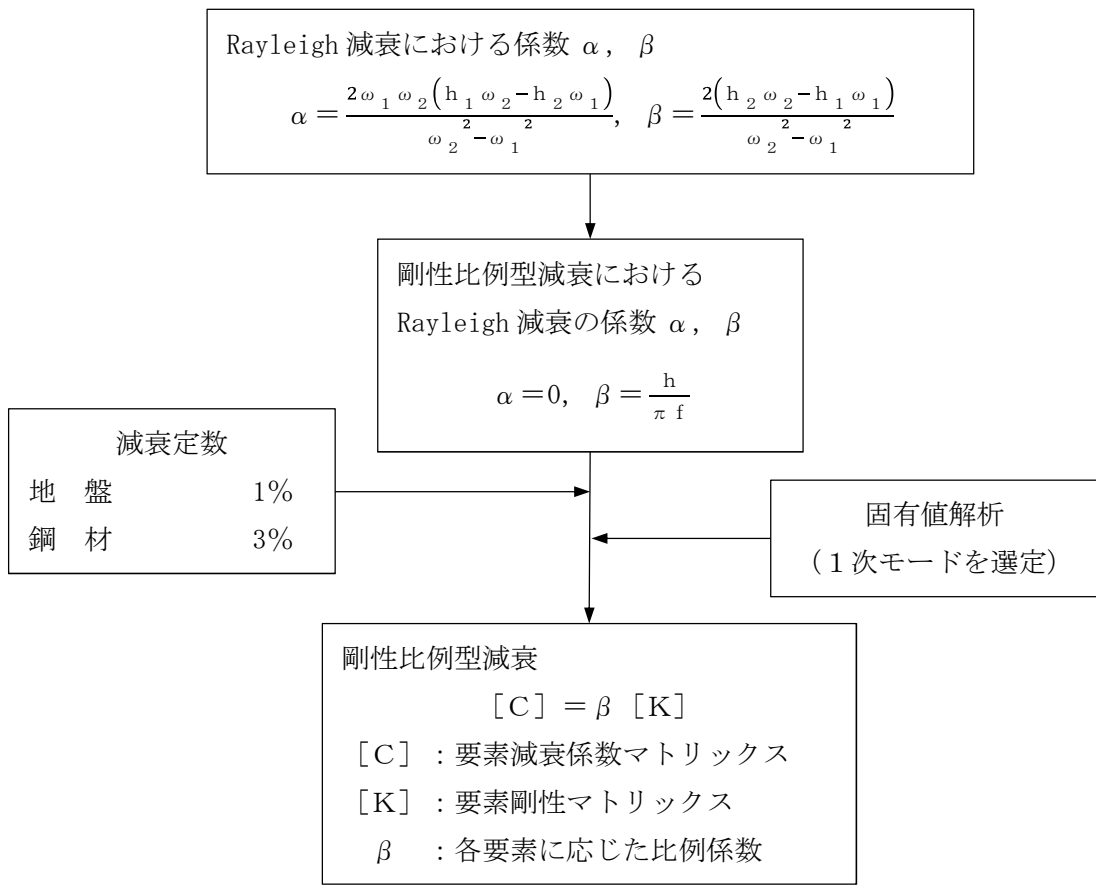


図 3.5.1-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 (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

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.092	240.83	地盤の1次として採用
2	1.678	5.21	—
3	2.195	-2.41	—
4	2.503	3.43	—
5	2.592	30.29	—
6	2.644	4.23	—
7	2.912	64.35	構造物の1次として採用
8	3.088	-24.72	—
9	3.298	-3.42	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.108	263.68	地盤の1次として採用
2	1.720	14.60	—
3	2.222	-10.37	—
4	2.479	-0.25	—
5	2.627	14.85	—
6	2.695	7.69	—
7	2.852	-71.99	構造物の1次として採用
8	3.065	31.44	—
9	3.317	8.69	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.581	244.21	地盤の1次として採用
2	1.037	8.78	—
3	1.234	76.22	—
4	1.350	-141.06	構造物の1次として採用
5	1.430	-9.20	—
6	1.588	7.97	—
7	1.883	4.91	—
8	2.017	3.84	—
9	2.175	28.92	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.585	273.690	地盤の1次として採用
2	0.874	-3.221	—
3	1.151	-18.886	—
4	1.262	85.886	—
5	1.325	-145.130	構造物の1次として採用
6	1.343	16.066	—
7	1.465	2.229	—
8	1.536	10.831	—
9	1.664	3.096	—

## (e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.648	296.040	地盤の1次として採用
2	0.957	90.662	—
3	1.232	40.878	—
4	1.337	91.041	—
5	1.459	55.978	—
6	1.555	44.059	構造物の1次として採用
7	1.684	49.659	—
8	1.806	30.769	—
9	2.005	3.042	—

表 3.5.1-7 (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)

## (a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.097	241.58	地盤の1次として採用
2	1.706	4.36	—
3	2.197	-1.79	—
4	2.565	11.30	—
5	2.658	-6.71	—
6	2.738	-26.46	—
7	3.026	63.75	構造物の1次として採用
8	3.200	27.27	—
9	3.360	-10.05	—

## (b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.113	264.70	地盤の1次として採用
2	1.754	14.00	—
3	2.223	-8.67	—
4	2.613	-1.64	—
5	2.678	12.18	—
6	2.791	0.45	—
7	3.004	-75.63	構造物の1次として採用
8	3.234	-26.40	—
9	3.400	8.41	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.614	251.76	地盤の1次として採用
2	1.121	9.78	—
3	1.322	91.29	—
4	1.420	-116.57	構造物の1次として採用
5	1.497	28.57	—
6	1.729	6.68	—
7	2.038	3.21	—
8	2.152	2.66	—
9	2.343	28.54	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.612	281.350	地盤の1次として採用
2	0.932	-0.642	—
3	1.236	-31.821	—
4	1.309	55.846	—
5	1.385	145.480	構造物の1次として採用
6	1.462	-16.110	—
7	1.527	-2.253	—
8	1.640	10.205	—
9	1.811	2.543	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.666	304.45	地盤の1次として採用
2	1.002	74.67	—
3	1.307	12.62	—
4	1.380	87.75	—
5	1.540	42.24	—
6	1.600	62.21	構造物の1次として採用
7	1.770	52.50	—
8	1.920	24.04	—
9	2.089	3.29	—



表 3.5.1-7 (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)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.084	239.70	地盤の1次として採用
2	1.650	6.77	—
3	2.193	-3.63	—
4	2.395	-17.84	—
5	2.473	26.94	—
6	2.627	-4.18	—
7	2.769	65.36	構造物の1次として採用
8	2.953	22.28	—
9	3.240	1.75	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.100	262.29	地盤の1次として採用
2	1.682	15.18	—
3	2.219	12.93	—
4	2.335	0.74	—
5	2.524	12.45	—
6	2.646	-34.09	—
7	2.697	63.86	構造物の1次として採用
8	2.882	-34.87	—
9	3.157	-18.58	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.541	235.13	地盤の1次として採用
2	0.936	5.82	—
3	1.129	-58.26	—
4	1.275	-159.51	構造物の1次として採用
5	1.359	-9.66	—
6	1.438	-12.23	—
7	1.716	-6.01	—
8	1.866	9.66	—
9	1.974	22.58	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.550	264.220	地盤の1次として採用
2	0.810	5.527	—
3	1.053	-10.457	—
4	1.195	-66.697	—
5	1.232	-116.410	—
6	1.269	-122.090	構造物の1次として採用
7	1.365	-9.282	—
8	1.454	8.226	—
9	1.513	3.869	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.623	283.660	地盤の1次として採用
2	0.906	107.630	—
3	1.138	58.357	—
4	1.287	105.940	—
5	1.368	37.957	—
6	1.507	50.896	構造物の1次として採用
7	1.592	30.540	—
8	1.675	41.104	—
9	1.911	0.655	—

表 3.5.1-7 (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)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.046	230.72	地盤の1次として採用
2	1.532	17.49	—
3	1.996	25.66	—
4	2.150	28.41	—
5	2.210	20.31	—
6	2.252	-67.52	構造物の1次として採用
7	2.446	-42.52	—
8	2.582	-2.87	—
9	2.801	17.27	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.059	251.57	地盤の1次として採用
2	1.538	-13.60	—
3	1.946	11.53	—
4	2.174	-40.94	—
5	2.215	-36.86	—
6	2.289	82.53	構造物の1次として採用
7	2.360	29.88	—
8	2.626	-8.68	—
9	2.760	4.31	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.561	243.69	地盤の1次として採用
2	0.982	14.67	—
3	1.188	-63.10	—
4	1.325	-144.23	構造物の1次として採用
5	1.362	22.99	—
6	1.516	7.85	—
7	1.777	-6.59	—
8	1.825	6.82	—
9	2.036	31.19	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.558	270.770	地盤の1次として採用
2	0.791	-19.220	—
3	1.074	-14.143	—
4	1.181	-67.825	—
5	1.246	-15.120	—
6	1.294	-150.060	構造物の1次として採用
7	1.357	-36.362	—
8	1.471	-11.546	—
9	1.547	4.289	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.626	285.890	地盤の1次として採用
2	0.887	108.930	—
3	1.168	40.889	—
4	1.298	80.021	—
5	1.374	68.721	—
6	1.472	42.841	構造物の1次として採用
7	1.538	71.397	—
8	1.664	15.491	—
9	1.834	20.551	—

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm <sup>2</sup>
鋼管杭*	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570)

\* : 道路橋示方書・同解説IV下部工編に従い、100年で平均1mm片側から腐食するという結果から、腐食代1mmを考慮する。杭体の断面計算及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代の断面積の低減を考慮した。

表 3.5.2-2 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	24.5 <sup>*1</sup>	3.10×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>	-
鋼管杭	77.0 <sup>*1</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> <sup>*1</sup>	0.3 <sup>*1</sup>	3 <sup>*2</sup>

注記 \*1 : 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)

\*2 : 道路橋示方書 (I 共通編・V 耐震設計編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、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挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.3-1に示す。

表 3.5.3-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
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 3.5.3-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	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	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
	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	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）

表 3.5.3-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 $\rho$ (g/cm)	静ポアソン比 $\nu_{CD}$	粘着力 $C_{D0}$ (kN/m)	内部摩擦角 $\phi_{CD}$ ( $^{\circ}$ )	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{ma}$ (kN/m)	基準体積 弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m)	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/m)	拘束圧 依存係数 m <sub>6</sub> , m <sub>8</sub>	最大履歴 減衰率 $h_{max}(-)$	動ポアソン比 $\nu^d$	地震波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5.3-1 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) $q_u$ : 一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 $C$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u$ : 一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	

\* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm<sup>2</sup>

### 3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。



#### 4. 耐震評価

##### 4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

##### (1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

##### (2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

##### (3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

##### (4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は、堤内側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

##### (5) シートパイル

シートパイルの評価対象部位は、地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

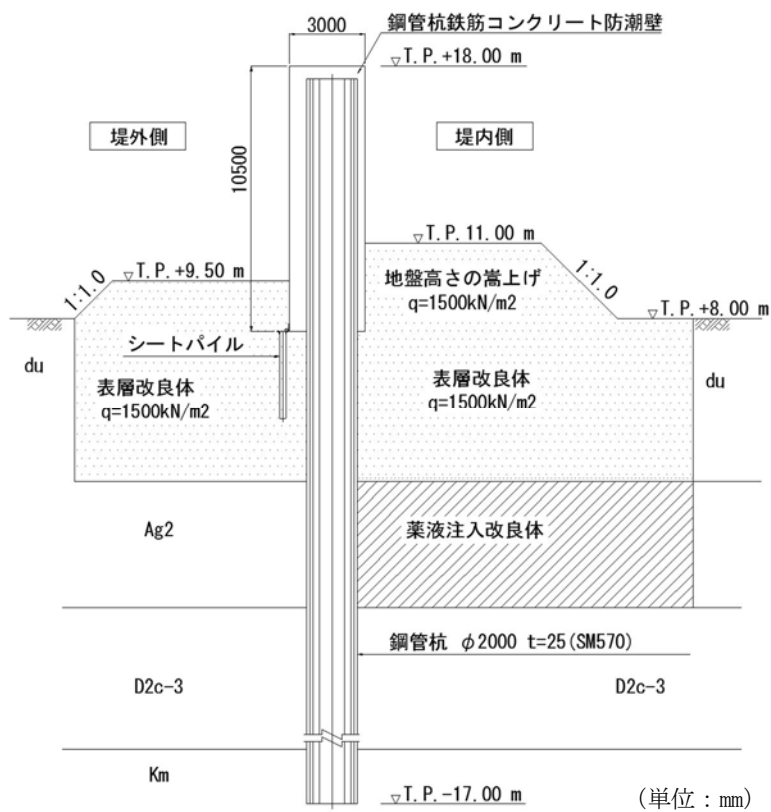


図 4.1-1 断面①断面図

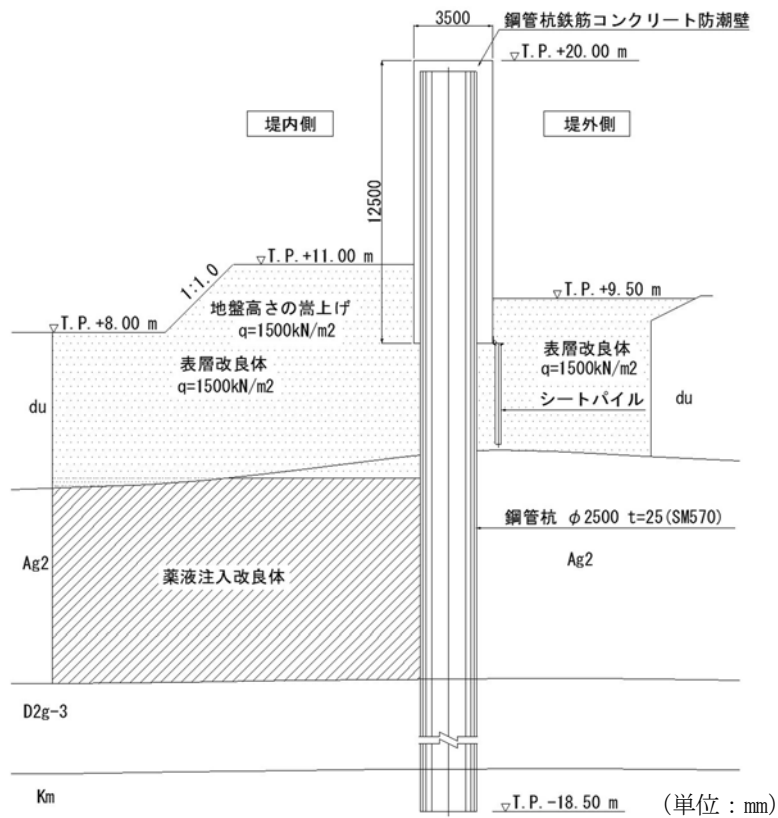


図 4.1-2 断面②断面図

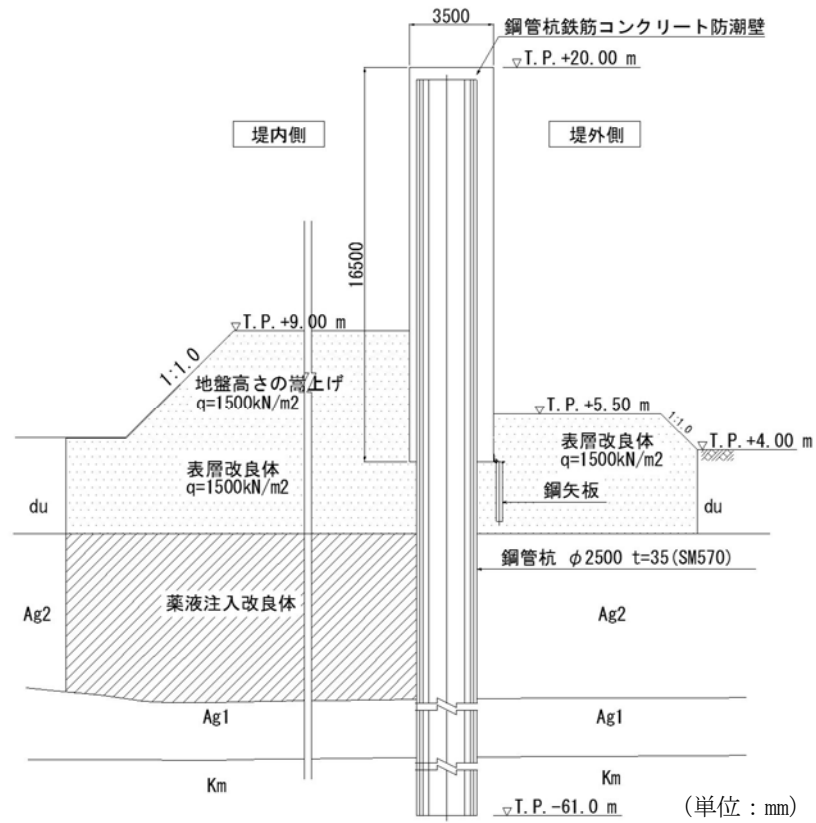


図 4.1-3 断面③断面図

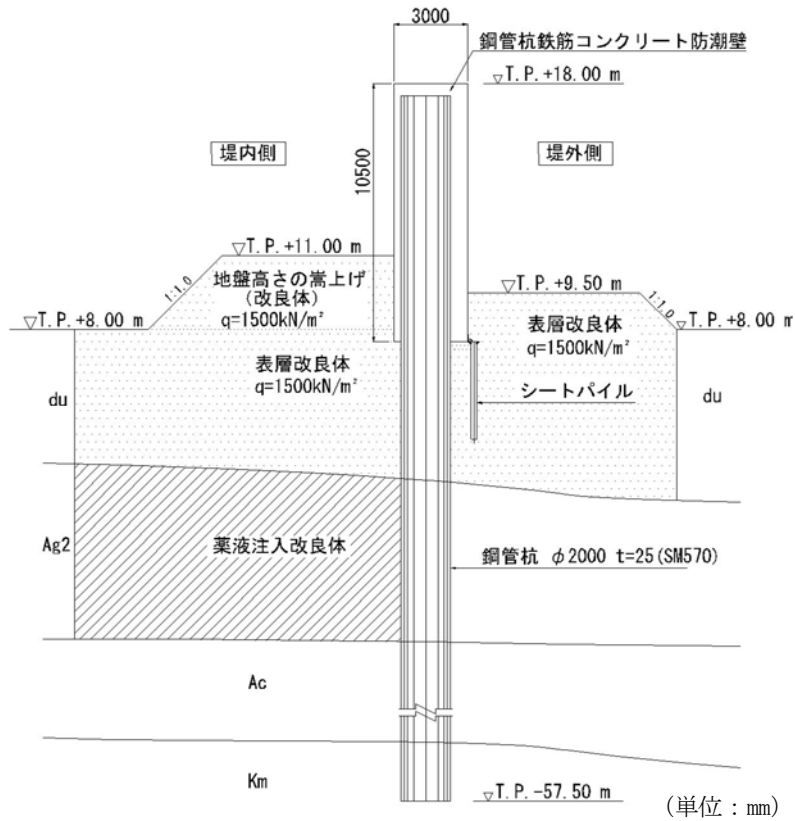


図 4.1-4 断面④断面図

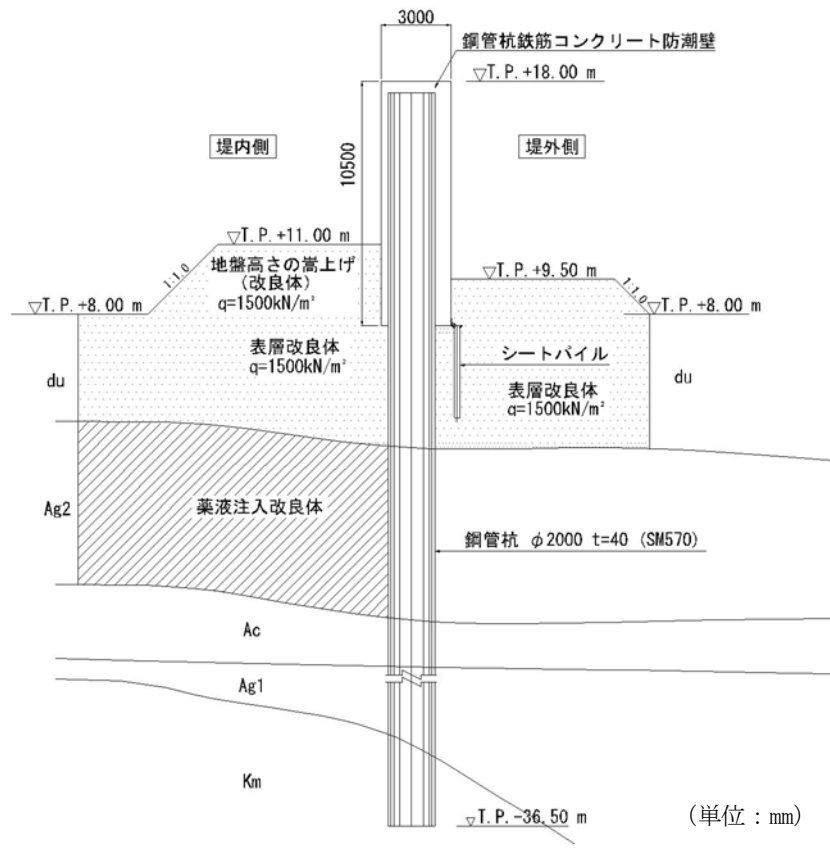


図 4.1-5 断面⑤断面図

## 4.2 解析方法

### (1) 鋼管杭及び鋼管杭基礎

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、地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、2次元地震応答解析を実施する。

### (2) 上部構造

上部構造については、2次元梁バネモデルで実施する。3次元FEMモデルによる解析は、2次元梁バネモデルの妥当性検証のため、断面③にて実施する。

## 4.3 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) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表4.3-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4.3-1 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 $\sigma_{sa1}$	382.5
		許容圧縮応力度 $\sigma_{sa1}$	
		許容せん断応力度 $\tau_{sa1}$	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ( (社) 土木学会, 2002 年制定) 」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 4.3-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.3-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート*1	f' <sub>ck</sub> = 40 N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ圧縮応力度 σ <sub>ca</sub>	21
		許容せん断応力度 τ <sub>a1</sub>	0.825*3
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ <sub>sa2</sub> (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ <sub>sa2</sub> (せん断補強筋)	300

注記 \*1: 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)

\*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) 」を適用し, 次式により求められる許容せん断力 (V <sub>a</sub>) を許容限界とする。

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

ここで,

V <sub>ca</sub> : 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 <sub>sa</sub> : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ <sub>a1</sub> : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b <sub>w</sub> : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A <sub>w</sub> : 斜め引張鉄筋断面積

σ <sub>sa2</sub> : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

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。

支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（中掘り工法）の支持力算定式を以下に、極限支持力度を表4.3-3に示す。

極限支持力

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) : コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

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

\*  $c_{CUU} = q_u / 2$  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

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

表 4.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	杭先端標高	支持岩盤の一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
断面①	T.P. -17.0 m	1790	5370
断面②	T.P. -18.5 m	1802	5406
断面③	T.P. -61.0 m	2096	6288
断面④	T.P. -57.5 m	2070	6210
断面⑤	T.P. -36.5 m	1926	5778

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成 25 年）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。

表 4.3-4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力 $q_u/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

(5) シートパイル

シートパイルの許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき設定する。許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.3-9 鋼材の許容限界

鋼材種別	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	圧縮，引張，曲げ	せん断
SY390	352.5	190



#### 4.4 解析モデル及び諸元

鋼管杭及び鋼管杭基礎の解析モデルは鋼管杭を線形はり要素でモデル化した地震応答解析のモデルを使用する。上部構造の耐震評価は、鉄筋コンクリート梁壁のみで外力に対して成立する構造とし、鉄筋コンクリート梁壁をモデル化した2次元梁バネモデルにより実施する。2次元梁バネモデルの妥当性検証のための3次元FEMモデルは、現実の3次元構造のとおり鋼管杭及び鉄筋コンクリートをモデル化する。

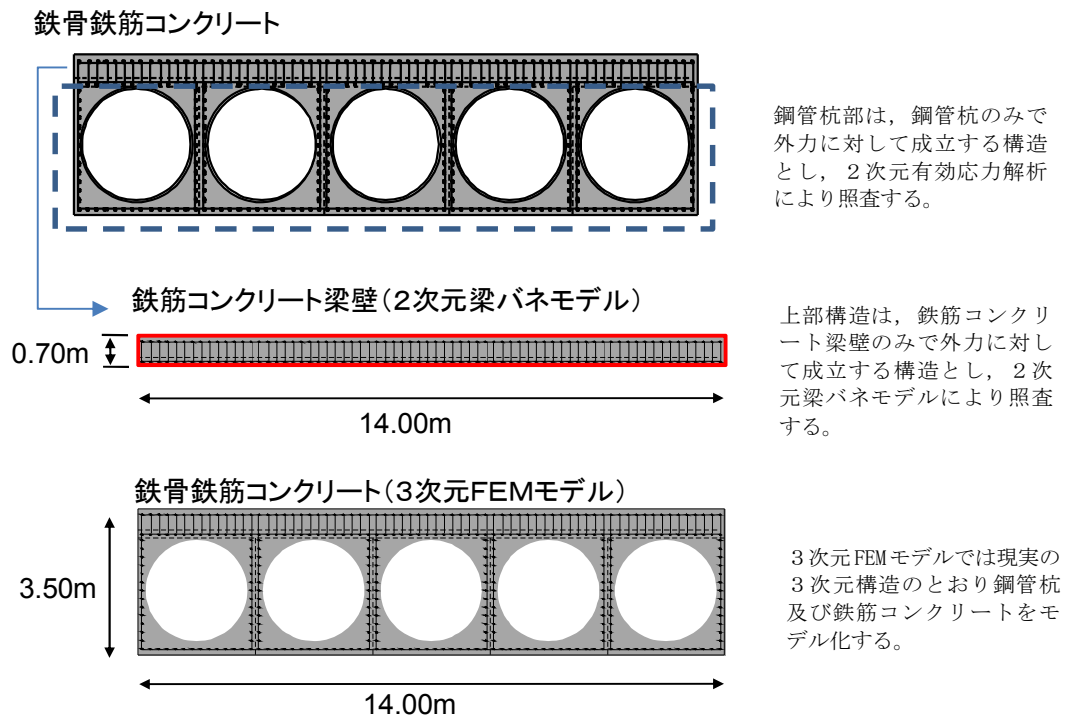


図 4.4-1 上部構造のモデル化

#### 4.4.1 2次元梁バネモデル

梁バネモデルは、図 4.4.1-1 に示すように鉄筋コンクリート梁壁に作用する水平力の合力中心位置とする。

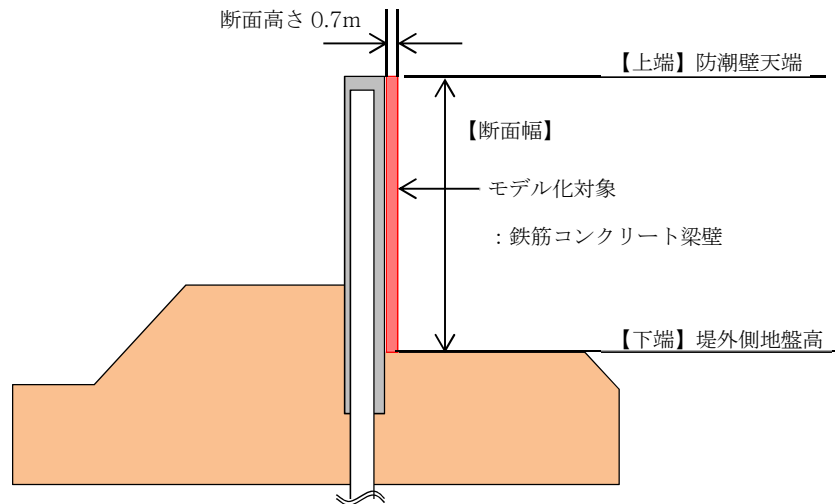


図 4.4.1-1 2次元梁バネモデル モデル化対象

解析モデルは、鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、鋼管杭の位置に地盤バネ（集約バネ）を水平方向に設置する。地盤バネは、原地盤のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

2次元梁バネモデルの概要図を図 4.4.1-2 に示す。

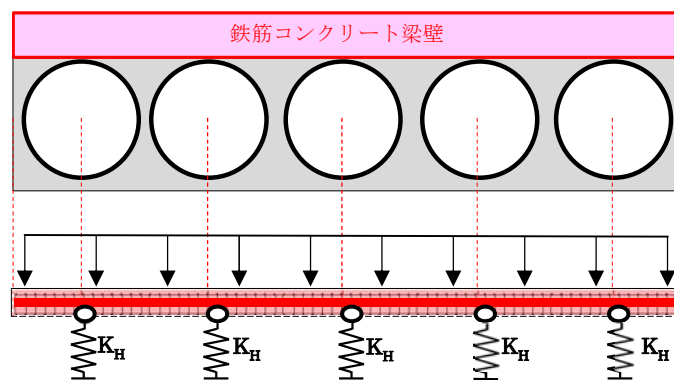


図 4.4.1-2 2次元梁バネモデル

地盤バネの設定方法を以下に示す。鋼管杭を図 4.4.1-3 に示すように水平力の合力の高さ  $h$  まで突出した杭として考え、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）に基づく突出杭のバネ定数を算出する。

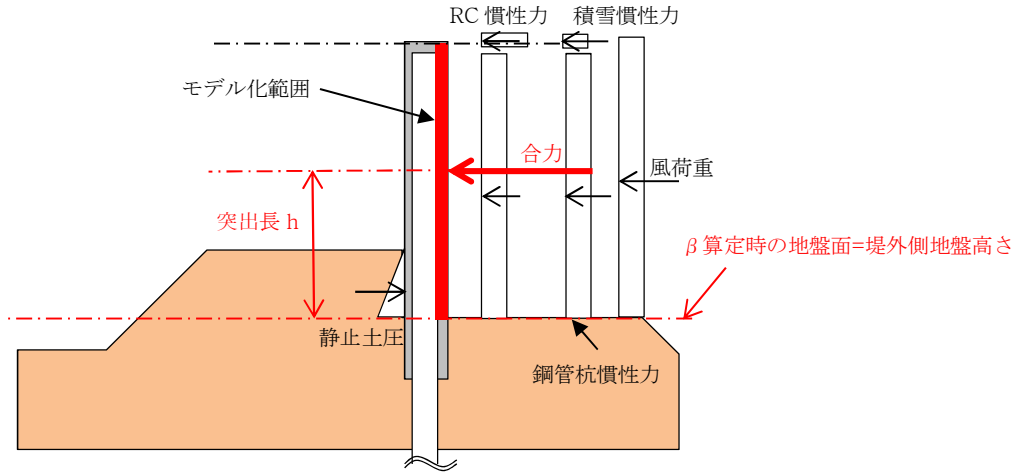


図 4.4.1-3 地盤バネ算定時の突出長  $h$  の算定方法

水平方向のバネ定数は以下の式により算出する。

$$K_H = \mu \frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 0.5}$$

ここに、

$K_H$  : 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

$\mu$  : 補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left( 2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

$L$  : 杭中心間隔 (m)

$D$  : 杭径 (m)

$$\beta : \text{杭の特性値} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$D$  : 杭径 (m)

$EI$  : 杭の曲げ剛性 (kN · m<sup>2</sup>)

$h$  : 杭の突出長 (m)

(1) 原地盤のばらつきを考慮した場合

水平方向地盤バネについては、図 4.4.1-4 に示すように両端の鋼管杭位置に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所の鋼管杭位置には両端の地盤バネの平均値を設定する。

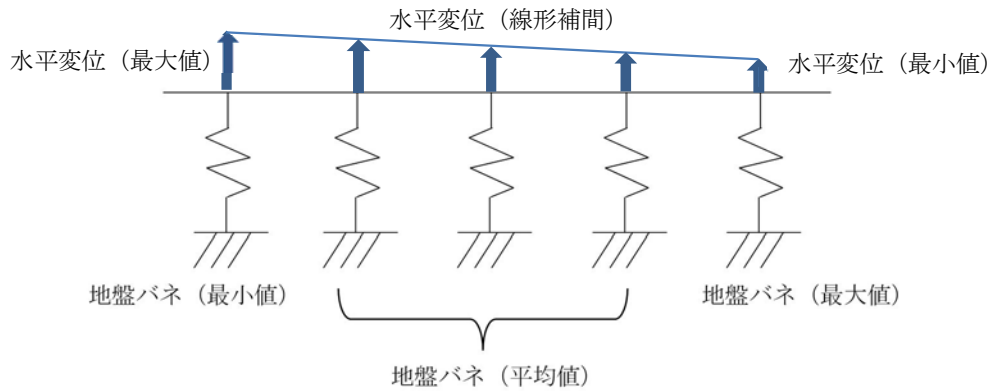


図 4.4.1-4 地盤バネ及び水平変位の設定方法

水平地盤バネの最小値と最大値は以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース②③⑤⑥において1次元有効応力解析を実施する。その中で地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）の各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネ（集約バネ）の最大値及び最小値を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、上記の2つの地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における地表面最大変位を、両端のバネにそれぞれ与え、中央3箇所のバネには両端の変位を線形で補間した値を与える。

水平向地盤反力係数は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式で算定する。

$$k_H = \mu k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

$k_H$ : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\mu$ : 補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」 p. 406 より）

$$\mu = 1 - 0.2 \left( 2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

$L$ : 杭中心間隔 (m)

$D$ : 杭径 (m)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 285, 286 に基づき, 水平方向地盤反力係数  $k_{H0}$  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 ( $\alpha$  は一律 1.0 とする。)

$E_0$  : 地盤の変形係数

1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース (地盤バネ最小値) と地表面加速度最大ケース (地盤バネ最大値) のそれぞれの  $E_s$  を使用して, 最大値, 最小値を設定する。

$$E_s = 2(1 + \nu_d) G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

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 (°)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 286 に基づき  $B_H$  を算定する。なお, 杭基礎の特性値  $\beta$  は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し, 繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで,

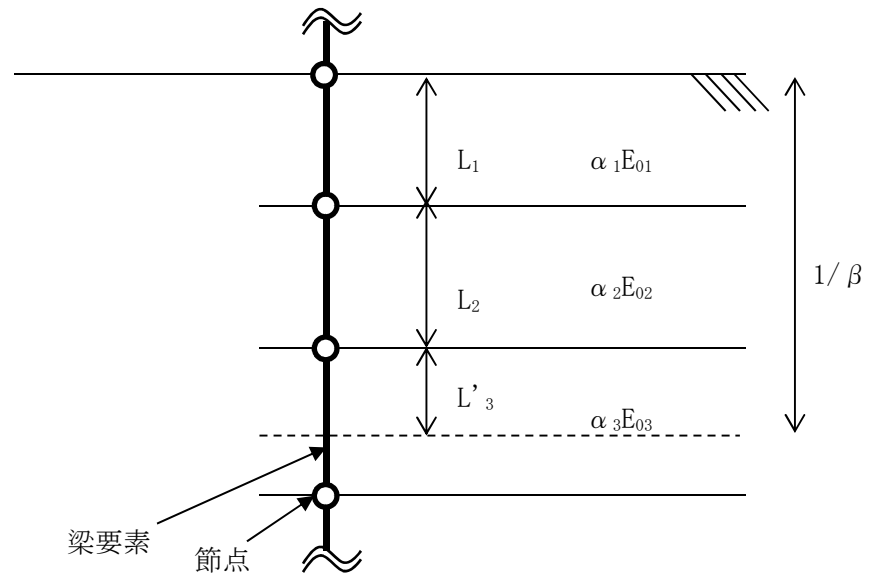
$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

$\beta$  : 杭基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

$EI$  : 杭の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、換算載荷幅  $B_H$  を算定する際の  $k_H$  は、設計上の地盤面から  $1/\beta$  までの深さの平均的な  $\alpha E_0$  ( $\alpha=1$ ) を用いる。換算載荷幅  $B_H$  算定時の  $\alpha E_0$  の考え方を以下に示す。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 4. 4. 1-5 換算載荷幅  $B_H$  算定時の  $\alpha E_0$

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3. 3. 4-1 に示す検討ケース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において 1 次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネ（集約バネ）を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1 次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与える。

バネ定数及び反力上限値は、原地盤のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づいて算出する。

#### 4.4.2 3次元FEMモデル

3次元FEMモデルは、上部構造をソリッド要素、鋼管杭をシェル要素によりモデル化し、地盤抵抗を表現するための地盤バネを設定する。

##### ・ソリッド要素

ソリッド要素 (Solid or brick element) は、その名の示すとおり、レンガの形をした3次元要素であり、節点において並進3自由度を有している。

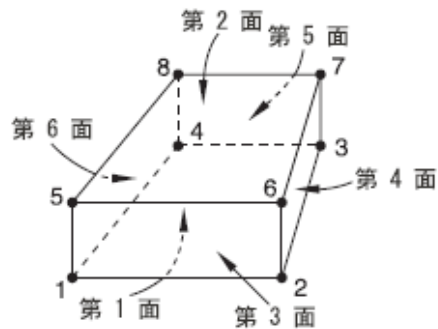


図 4.4.2-1 3次元ソリッド要素

##### ・シェル要素

シェル要素は、梁と同様に構造要素であり、LNGタンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析にも用いられる。梁要素と同様、ソリッド要素によるモデル化と比べると、総自由度数が大幅に軽減される。

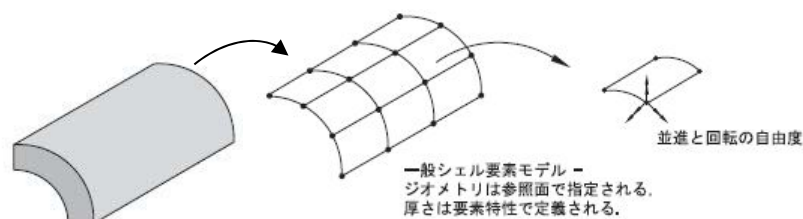


図 4.4.2-2 シェル要素

##### ・地盤バネ

3次元FEMモデルにおける地盤バネの設定は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」を適用し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また、地盤高さの嵩上げ部上面から杭先端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に、原地盤のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

(1) 原地盤のばらつきを考慮する場合

両端の鋼管杭に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所の鋼管杭には両端の地盤バネの平均値を設定する。

水平地盤バネの最小値と最大値は以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース②③⑤⑥において1次元有効応力解析を実施する。その中で地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）の各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネの最大値及び最小値を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、上記の2つの地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における変位分布を、両端のバネにそれぞれ与え、中央3箇所のバネには両端バネの変位を線形で補間した値を与える。

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に基づき、以下の式で算定する。

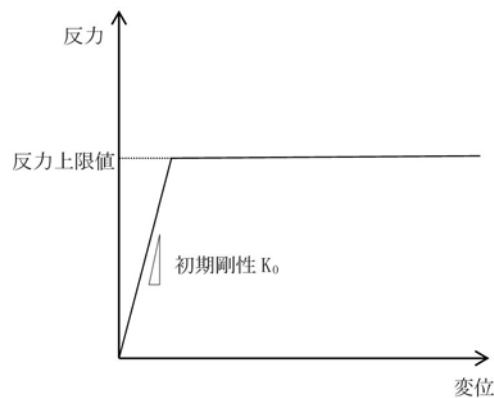


図 4.4.2-3 地盤バネのバイリニアモデル

a. 水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シェルは円周方向に48分割しているため、以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi / 48$$

ここで、 $K_{h1}$ ：半径方向拘束バネのバネ定数 (kN/m)

$k_h$ ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 $K_{h2}$ ：防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数 (kN/m)

$k_h$ ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

L：分担幅 (m)

$H_w$ ：分担高さ (m)



D: 杭径 (m)  
H: 支配長さ (m)

バネ定数  $k_h$  の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

$k_h$ : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

$\mu$ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 406 に基づき、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数  $\mu$  を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left( 2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L: 杭中心間隔 (m)

D: 杭径 (m)

$\eta_k$ : 群杭効果を考慮した補正係数

$\alpha_k$ : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 435, 436 に基づき、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 4.4.2-1  $\eta_k$ ,  $\alpha_k$  の値

対象	$\eta_k$	$\alpha_k$
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

$k_H$ : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 285, 286 に基づき、水平方向地盤反力係数  $k_H$  を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

$k_H$ : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$ : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 285, 286 に基づき、水平方向地盤反力係数  $k_{H0}$  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

1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）のそれぞれの  $E_s$  を使用して、最大値、最小値を設定する。

$$E_s = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}$$

ここで、

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_s$  : 割線せん断剛性 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\tau_s$  : 骨格曲線上のせん断応力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  : せん断ひずみ

$C$  : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi_{CD}$  : 内部摩擦角 ( $^\circ$ )

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」p. 286 に基づき  $B_H$  を算定する。なお、杭基礎の特性値  $\beta$  は初期値 1.0、許容誤差  $1.0E-5$  を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

$\beta$  : 杭基礎の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ )

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

$EI$  : 杭の曲げ剛性 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^2$ )

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」p. 287 の記述に基づき、換算載荷幅  $B_H$  は、設計上の地盤面から  $1/\beta$  までの深さの平均的な  $\alpha E_0$  ( $\alpha = 1$ ) を用いて算定する。

$D$  : 杭径 (m)

$H$  : 支配長さ (m)

b. 水平方向地盤バネの反力上限値  $P_h$

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値  $P_{h1}$  は、鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで、 $P_{h1}$ ：鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値(kN/m)

$P_h$ ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値  $P_{h2}$  は、以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 $P_{h2}$ ：防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値(kN/m)

$P_h$ ：水平方向地盤バネの反力上限値(kN/m)

L：分担幅 (m)

$H_w$ ：分担高さ (m)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

反力上限値  $P_h$  の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで、

$P_{HU}$ ：受動土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

D：杭径(m)

H：支配長さ(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」p. 435 に基づき、受働土圧強度  $P_{HU}$  を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

$\eta_p$ ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限值の補正係数

$\alpha_p$ ：単杭における水平地盤反力度の上限值の補正係数

$p_U$ ：地震時受動土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$\eta_p \alpha_p$  は以下の値とする。

表 4.4.2-2 補正係数  $\eta_p \alpha_p$

対象	$\eta_p$	$\alpha_p$	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ( $N > 2$ )	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ( $N \leq 2$ )	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

※ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）p. 435, 436 より

※ 表中の L, D はそれぞれ L：杭の中心間隔(m), D：杭径(m)

地震時受働土圧強度  $p_v$  は、1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）において、以下の式により算出された  $\sigma_f$  とする。

$$\sigma_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_{CD}$  : 内部摩擦角 (CD 条件)

$\sigma'_m$  : 平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース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において1次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネを算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1次元有効応力解析結果における変位分布を与える。

バネ定数及び反力上限値は、原地盤のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づいて算出する。

3次元FEMモデルの概要図を図 4.4.2-4 に示す。

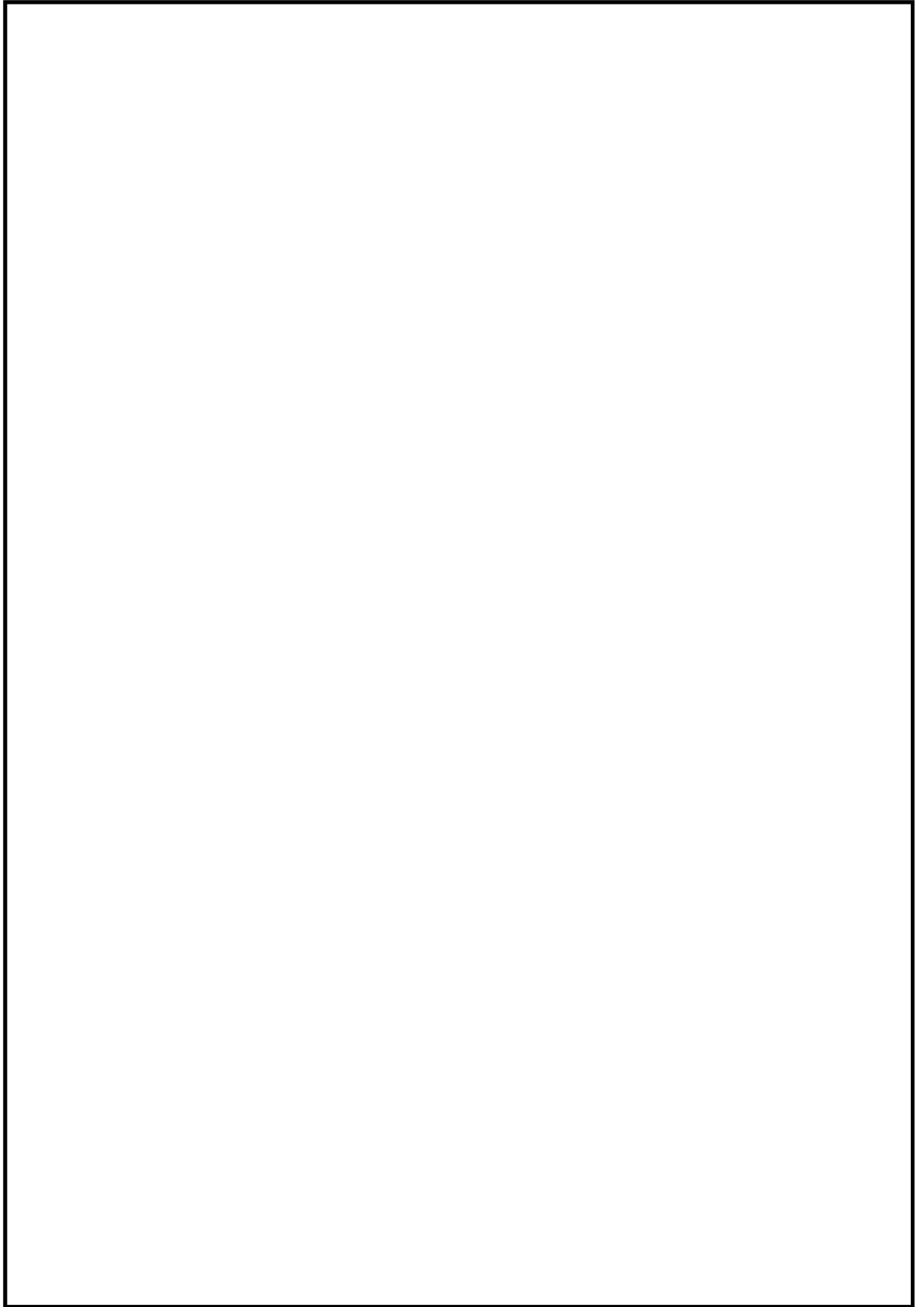


図 4.4.2-4 3次元FEM解析モデル

6.4-141

#### 4.4.3 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、「3.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同じ値を使用する。

#### 4.5 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値及び「4.5 解析モデル及び諸元」で示した上部構造モデルに発生する応力が、「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。

##### (1) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応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。

###### a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- $\sigma$  : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 最大曲げモーメント (N・mm)
- $Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $N$  : 軸力 (N)
- $A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

###### b. せん断力に対する照査

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。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- $\tau$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S$  : せん断力 (N)
- $A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\kappa$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

##### (2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

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。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地震時の有効応力解析による結果より、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを確認する。

(5) シートパイル

シートパイルに発生するせん断応力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。



## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤における基準地震動 $S_s$ による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-2～図 5.1-6 に示す。本図は鋼管杭の曲げ照査結果が最も厳しくなる評価時刻においての断面力を示したものである。

また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-7～図 5.1-11 に，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-12～図 5.1-16 に，最大加速度分布図を図 5.1-17～図 5.1-21 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

断面力値の符号は下図に従うものとする。なお，杭体は，天端から杭下端方向に向けて IX1 → IX2 方向である。

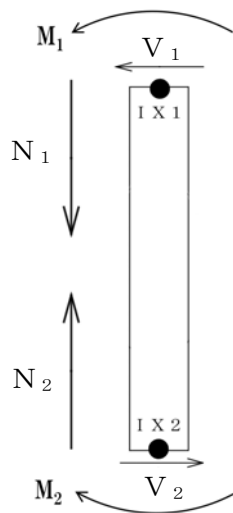


図 5.1-1 符号表

(1) 断面力図

a. 断面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

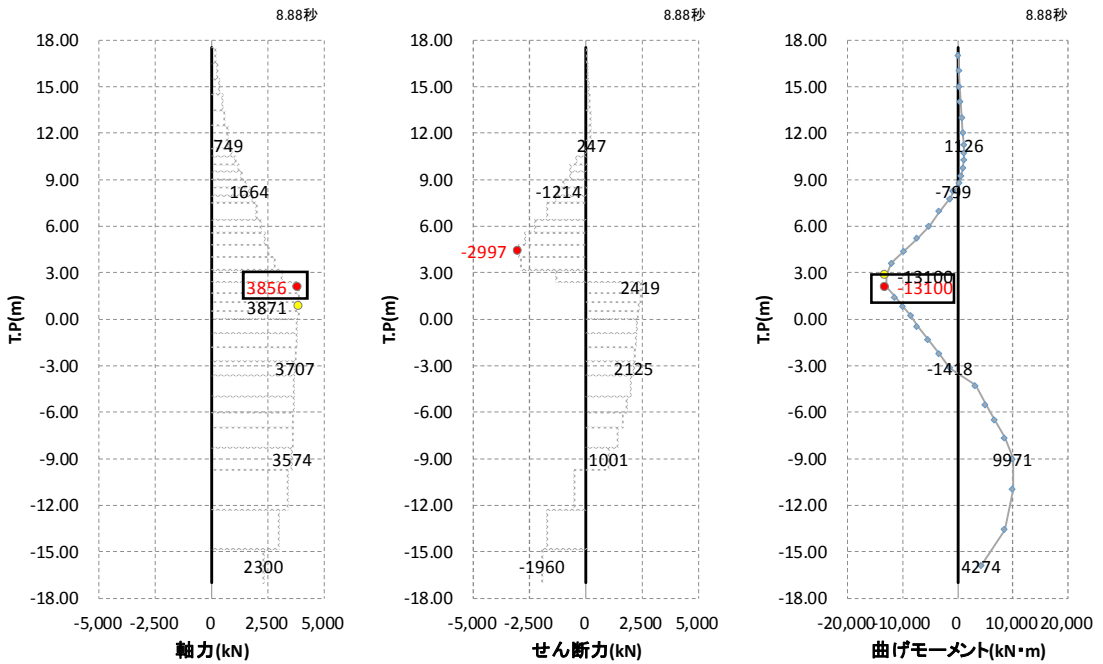


図 5.1-2 (1) 断面①の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 [H-, V+])

・ 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

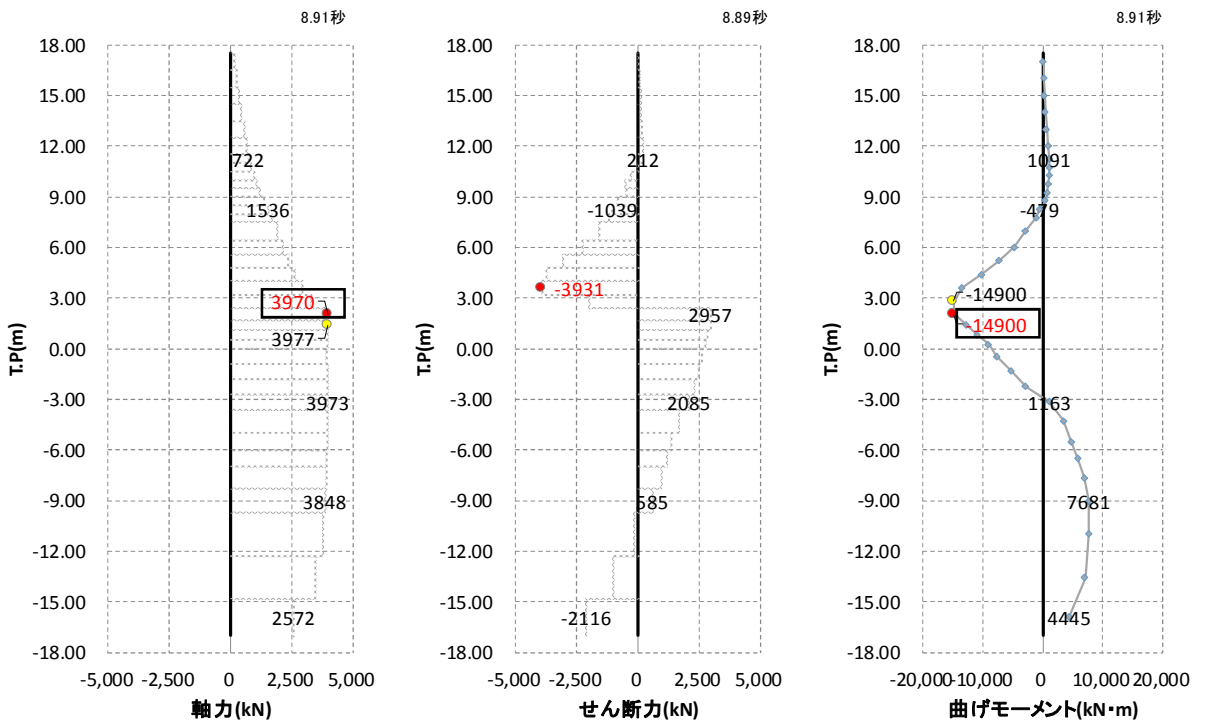


図 5.1-2 (2) 断面①の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 [H-, V+])

b. 断面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

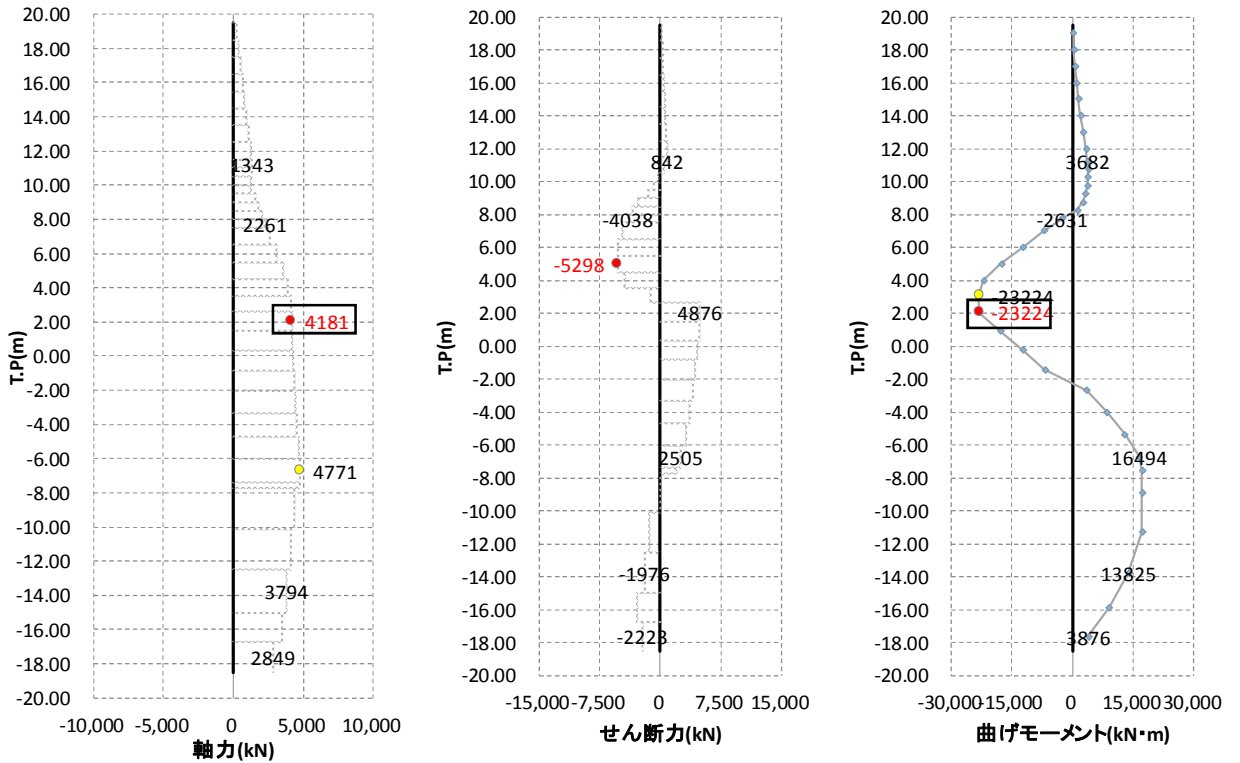


図 5.1-3 (1) 断面②の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])

・ 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

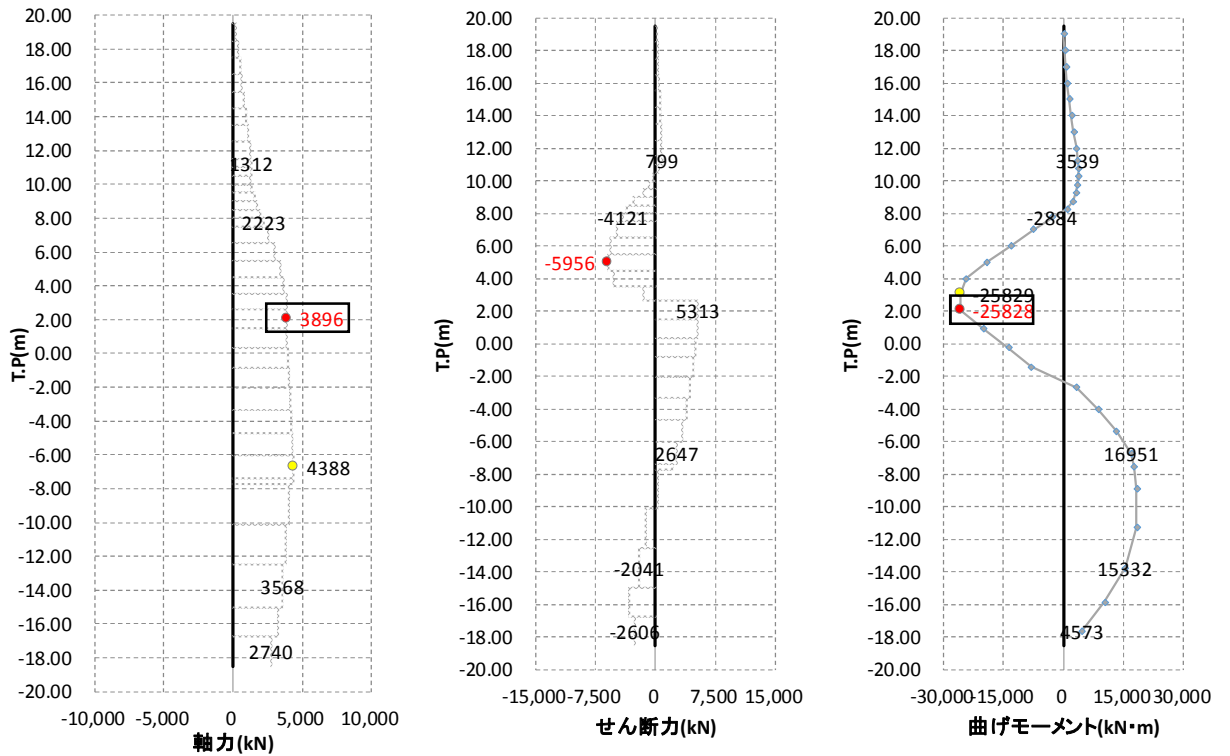


図 5.1-3 (2) 断面②の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])

c. 断面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

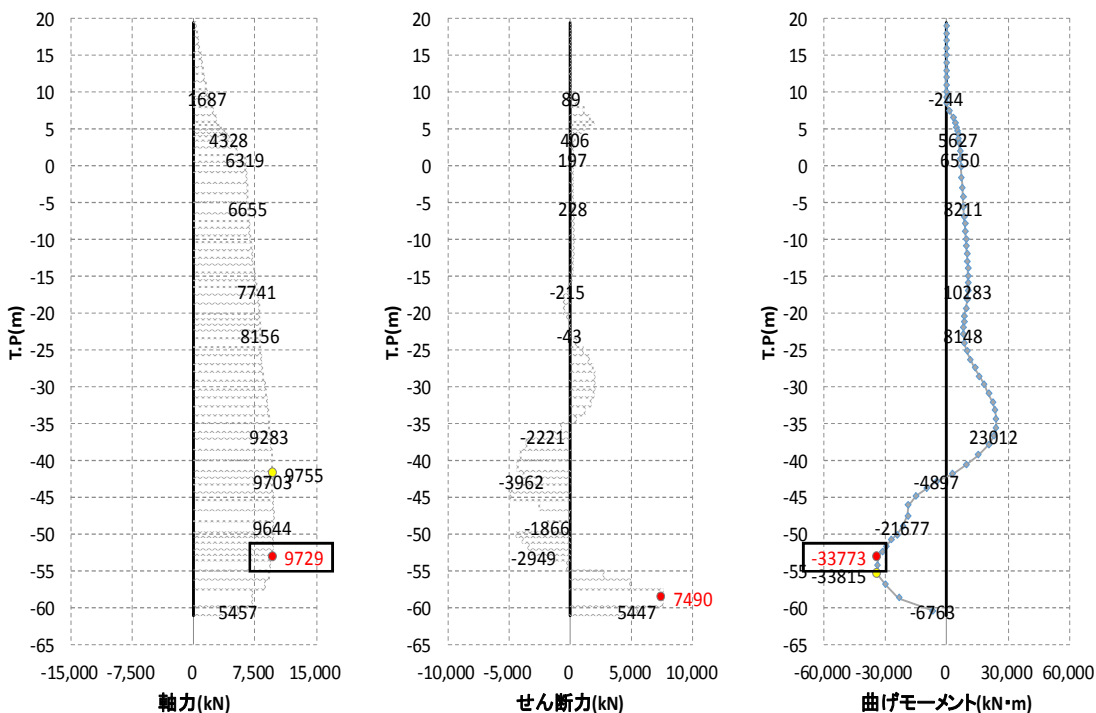


図 5.1-4 (1) 断面③の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V+])

・ 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

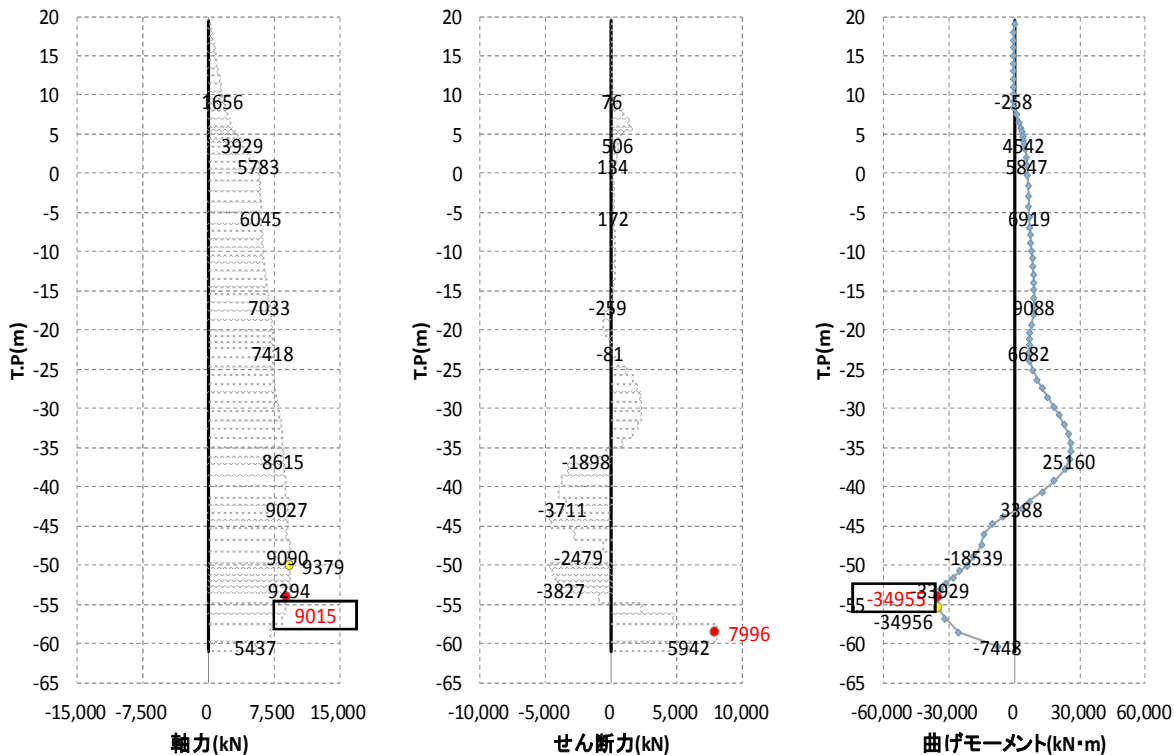


図 5.1-4 (2) 断面③の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V+])

d. 断面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

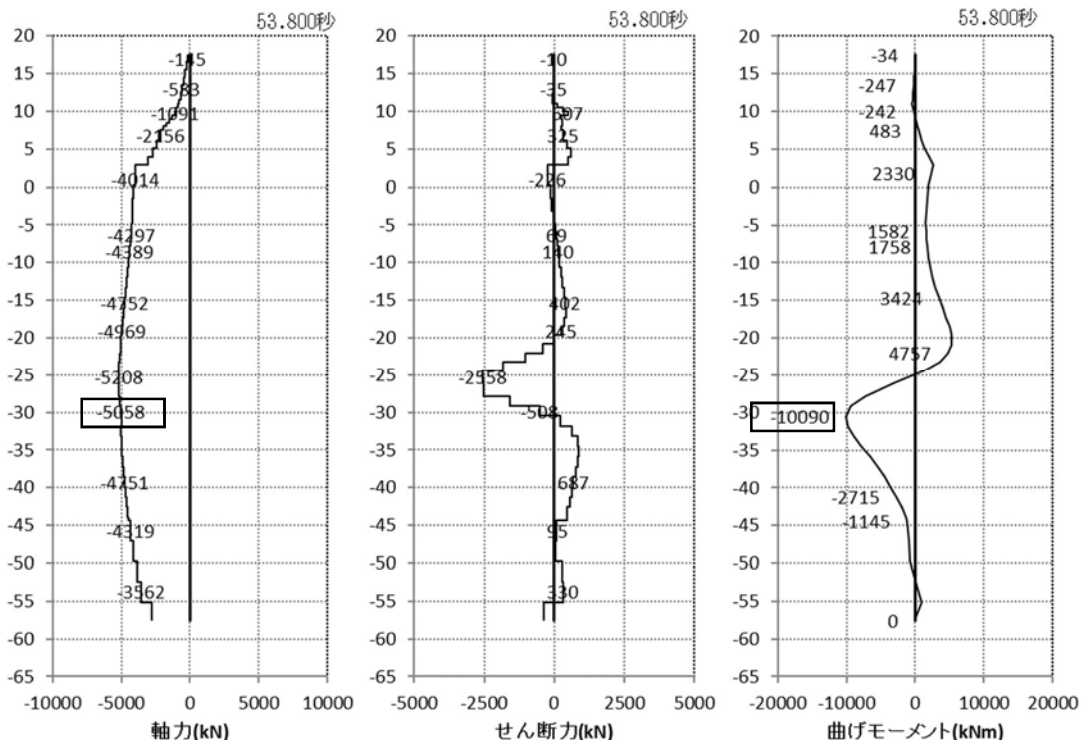


図 5.1-5 (1) 断面④の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V+])

・ 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

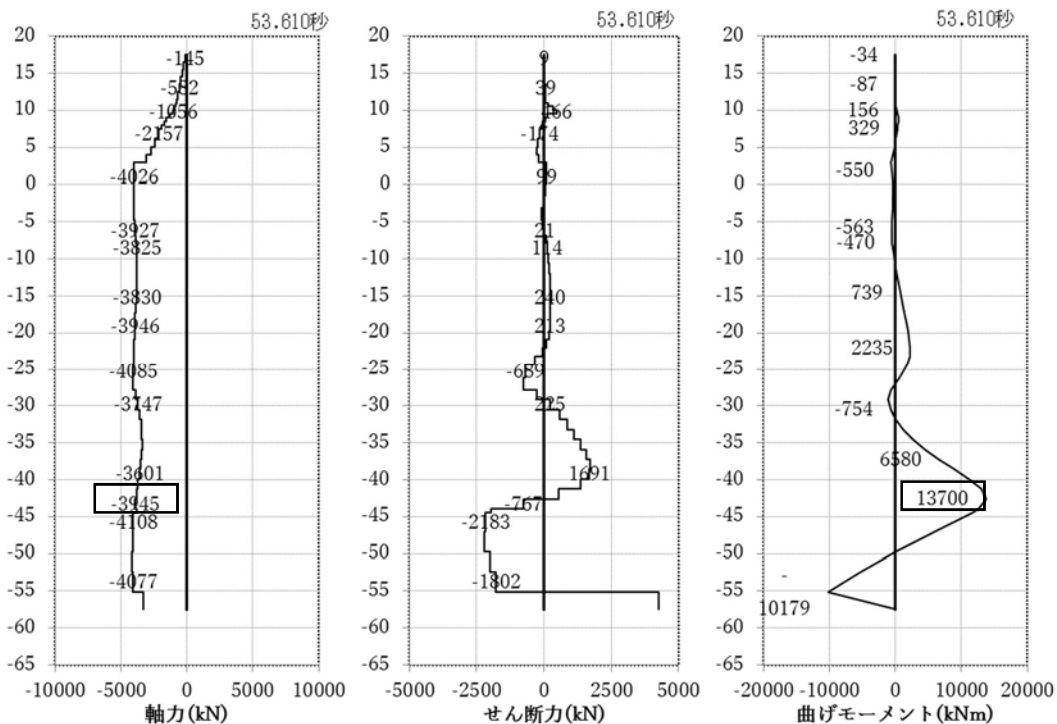


図 5.1-5 (2) 断面④の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V+])

e. 断面⑤

・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

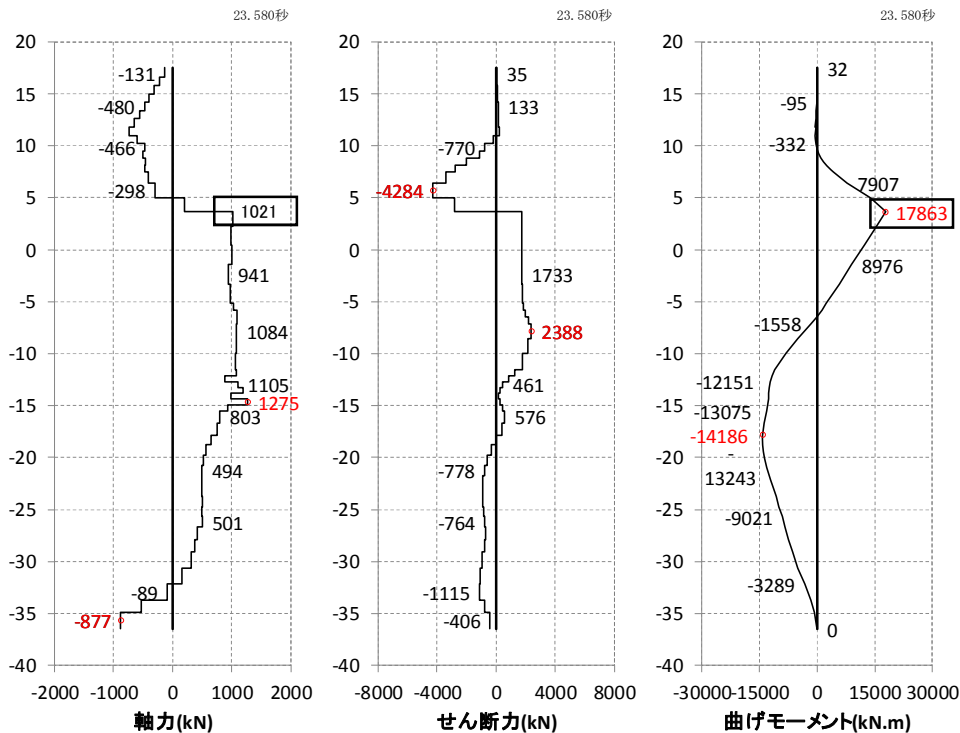


図 5.1-6 (1) 断面⑤の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V-])

・ 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

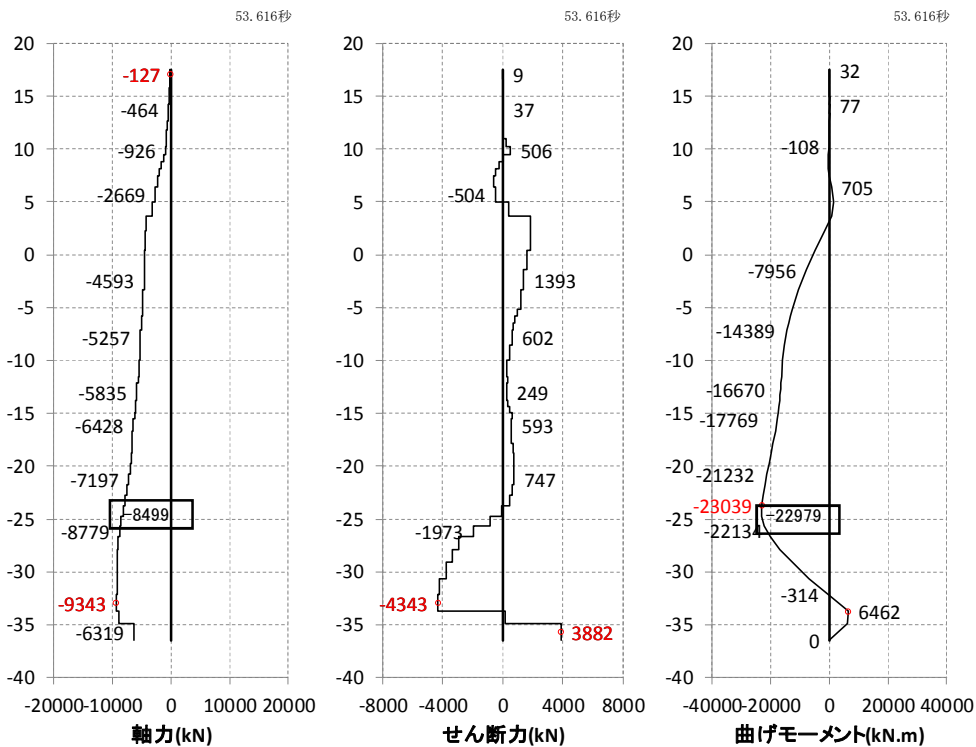


図 5.1-6 (2) 断面⑤の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 [H+, V-])

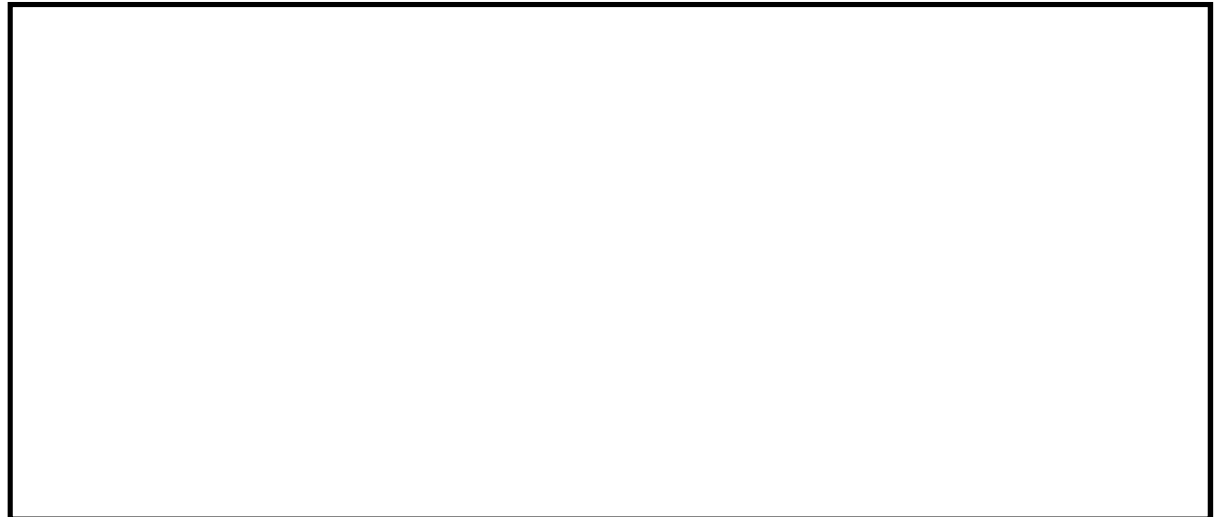
## (2) 最大せん断ひずみ分布図

## a. 断面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

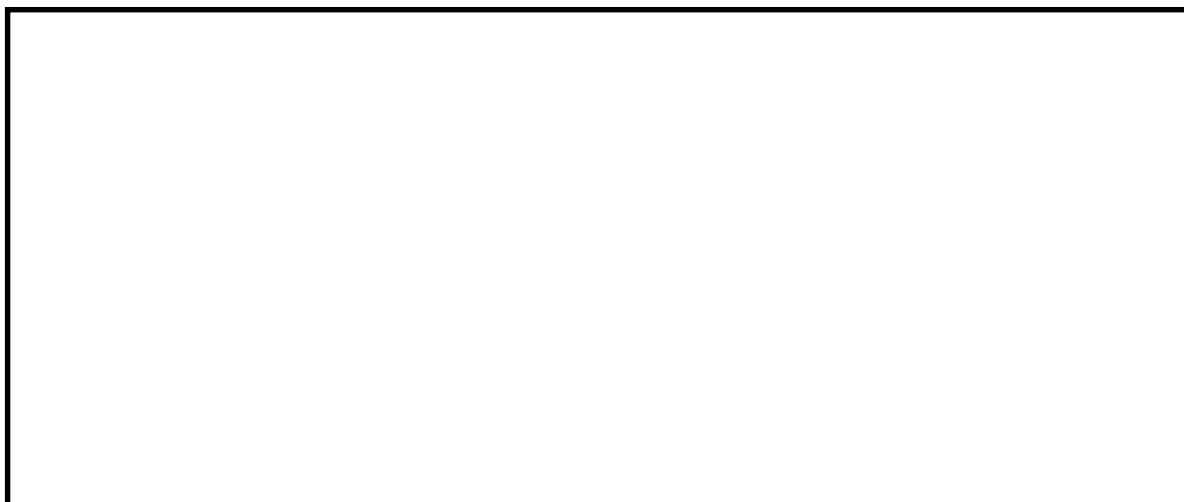
図 5.1-7 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])

- ・ 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 5.1-7 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])

## b. 断面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 5.1-8 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )

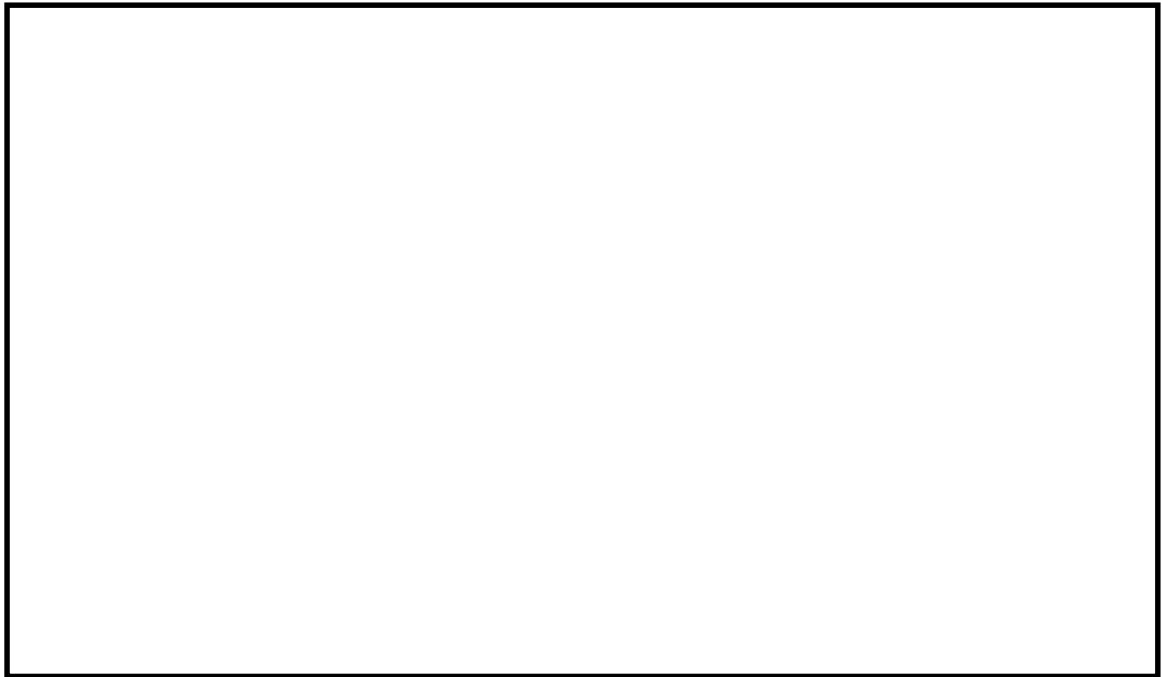
- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース

図 5.1-8 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )

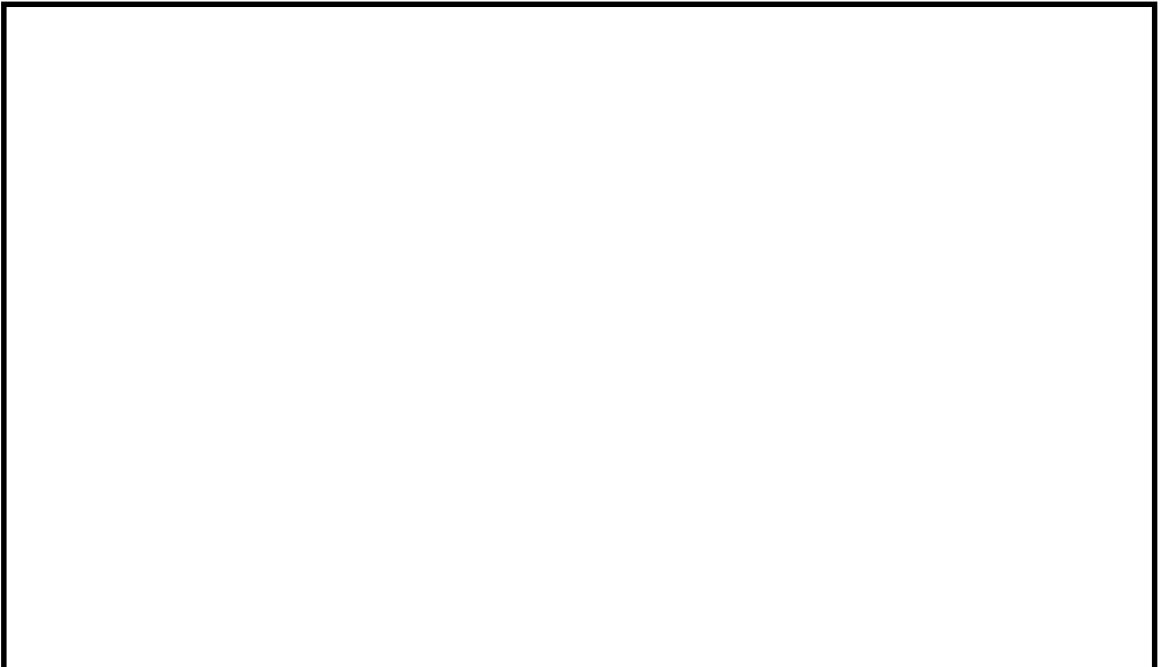


## c. 断面③

- ・ 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

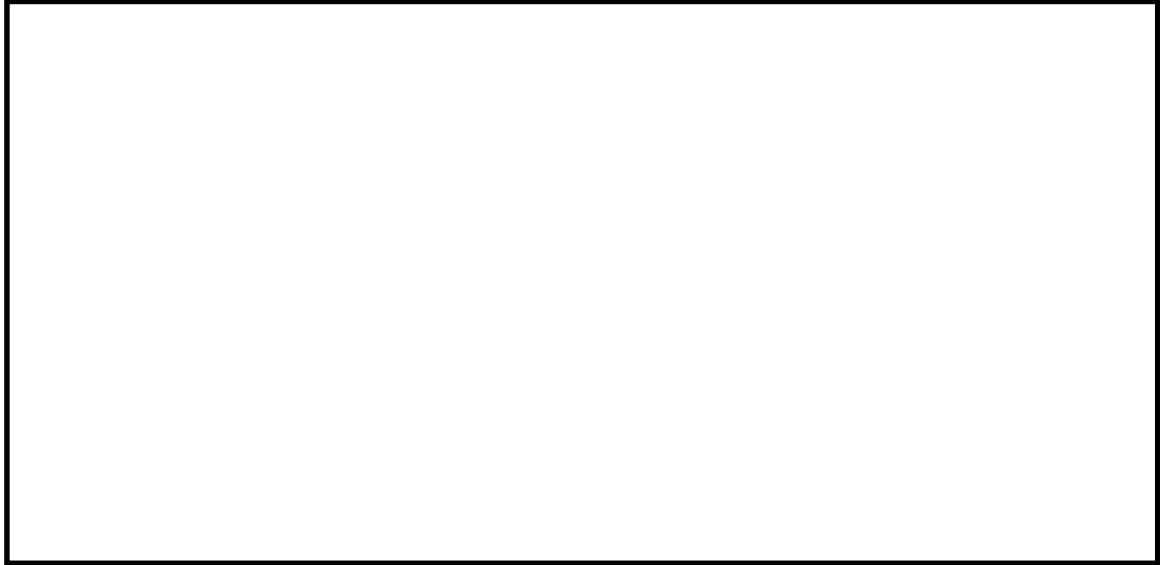
図 5.1-9 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1$  [H+, V+])

- ・ 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 5.1-9 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1$  [H+, V+])

## d. 断面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

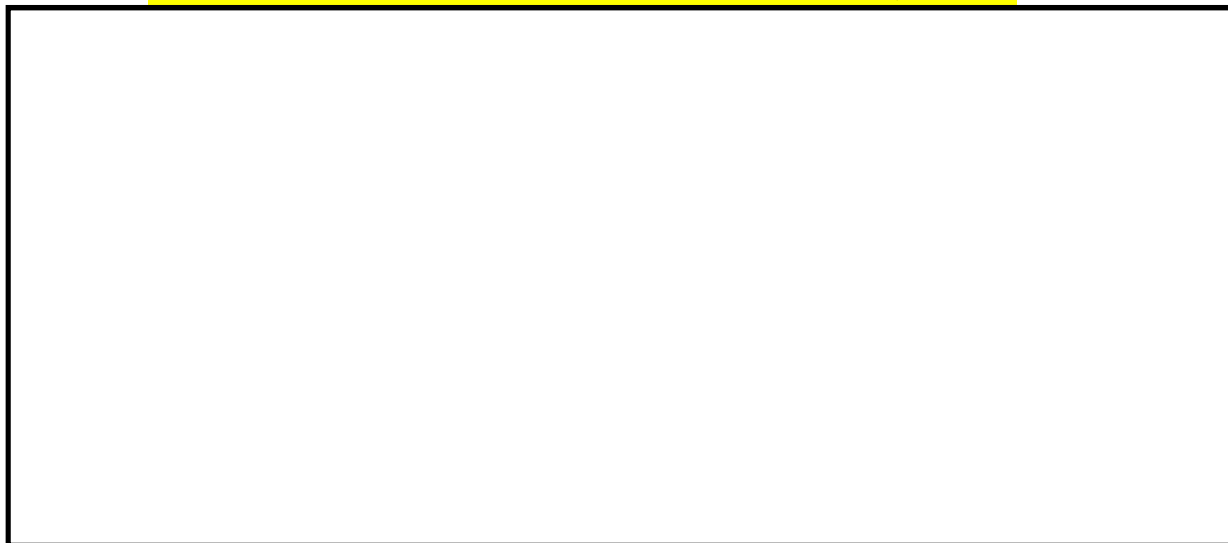
図 5.1-10 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )

- ・ 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

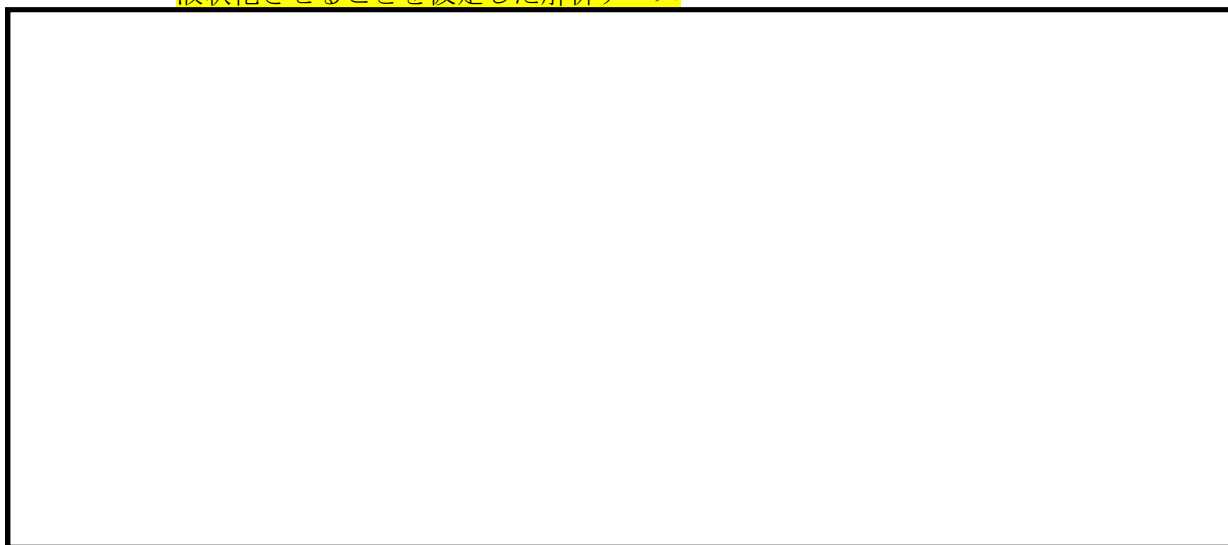
図 5.1-10 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )

## e. 断面⑤

- ・ 検討ケース①：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 (1) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])

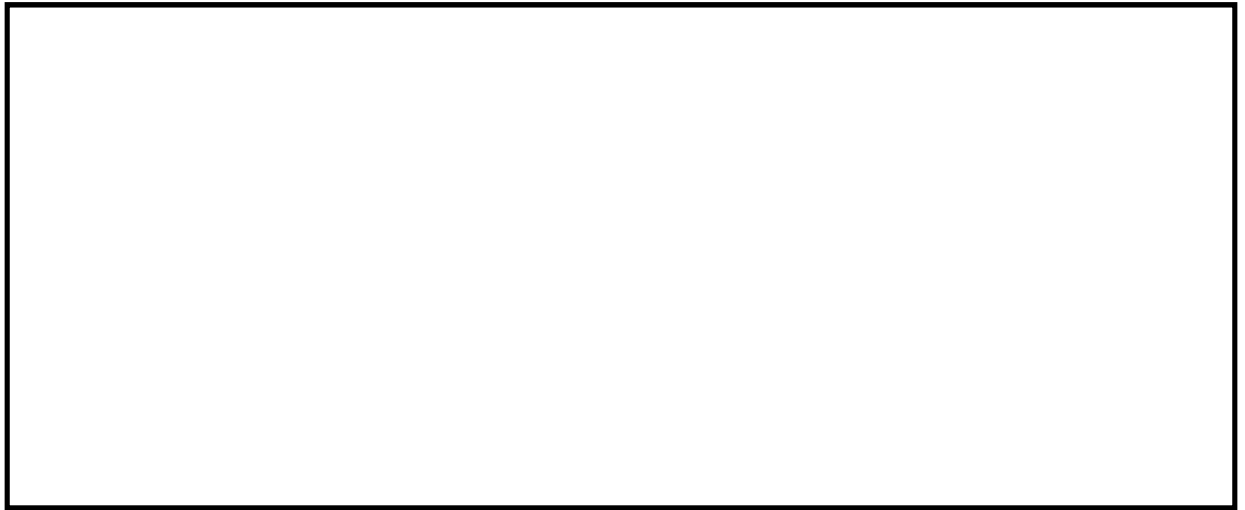
- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

図 5.1-11 (2) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])

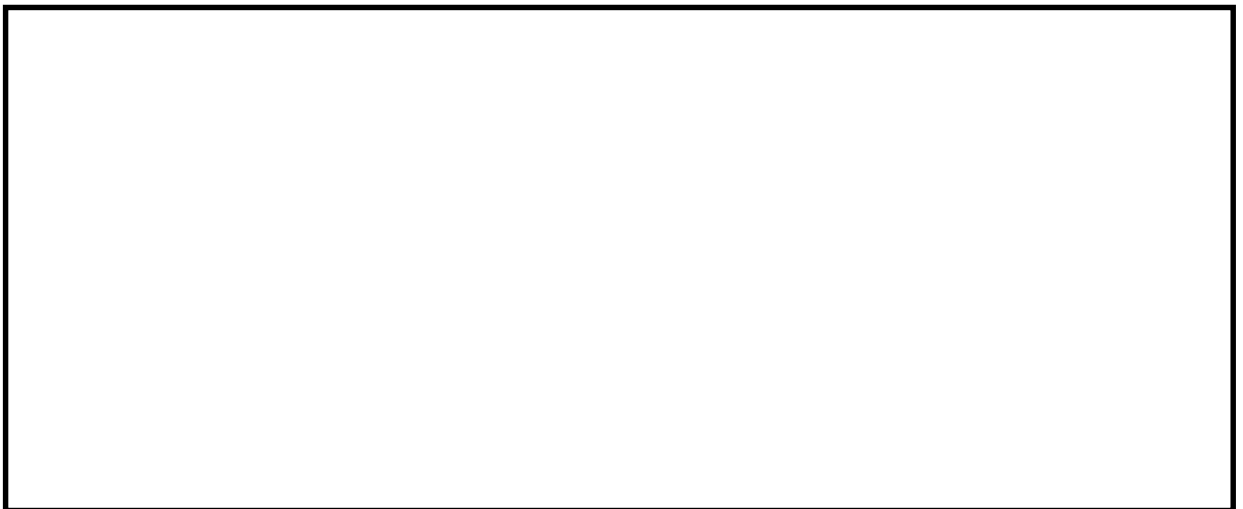
## (3) 過剰間隙水圧比分布図

## a. 断面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

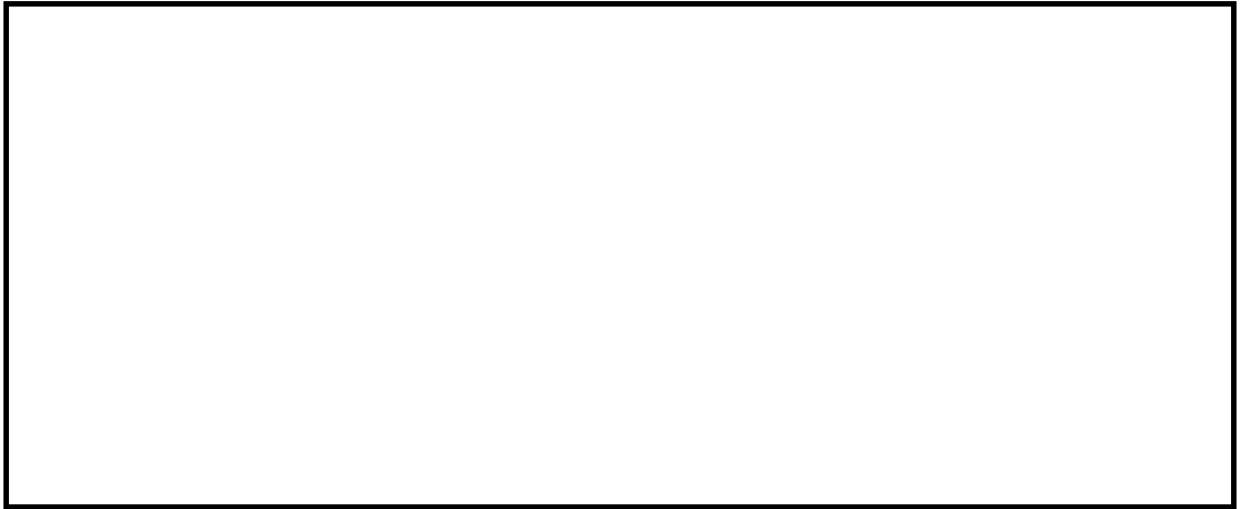
図 5.1-12 (1) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 [H-, V+]$ )

- ・ 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 (2) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 [H-, V+]$ )

## b. 断面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

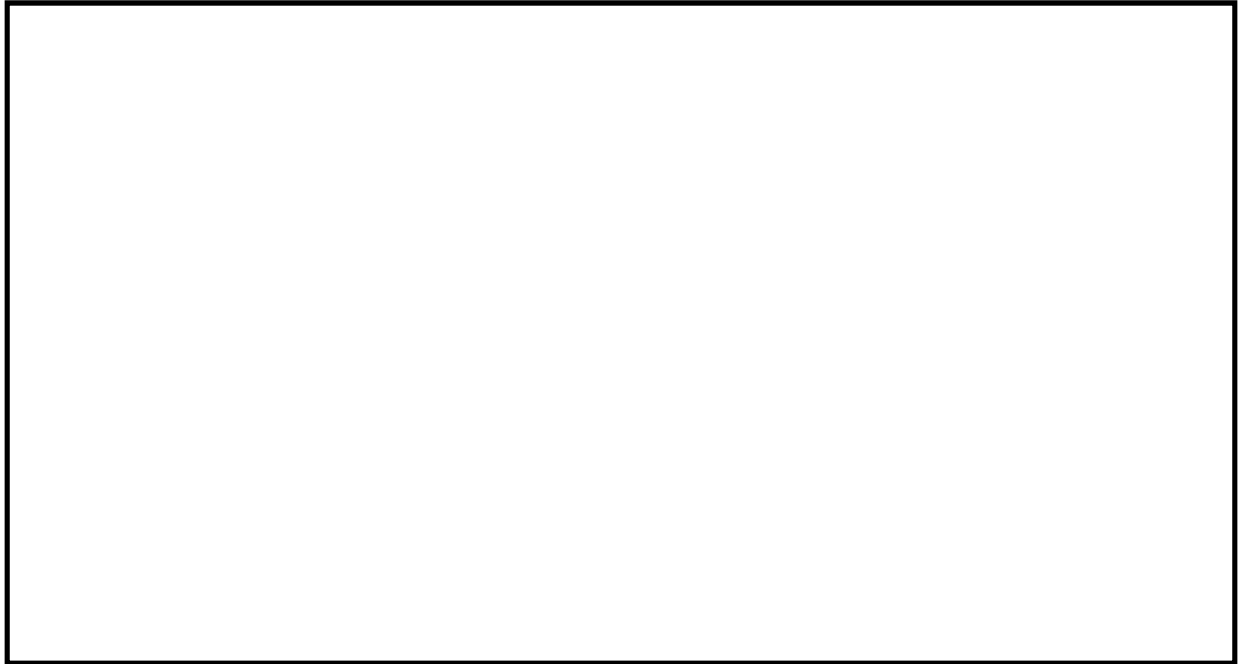
図 5.1-13 (1) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )

- ・ 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 5.1-13 (2) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )

## c. 断面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

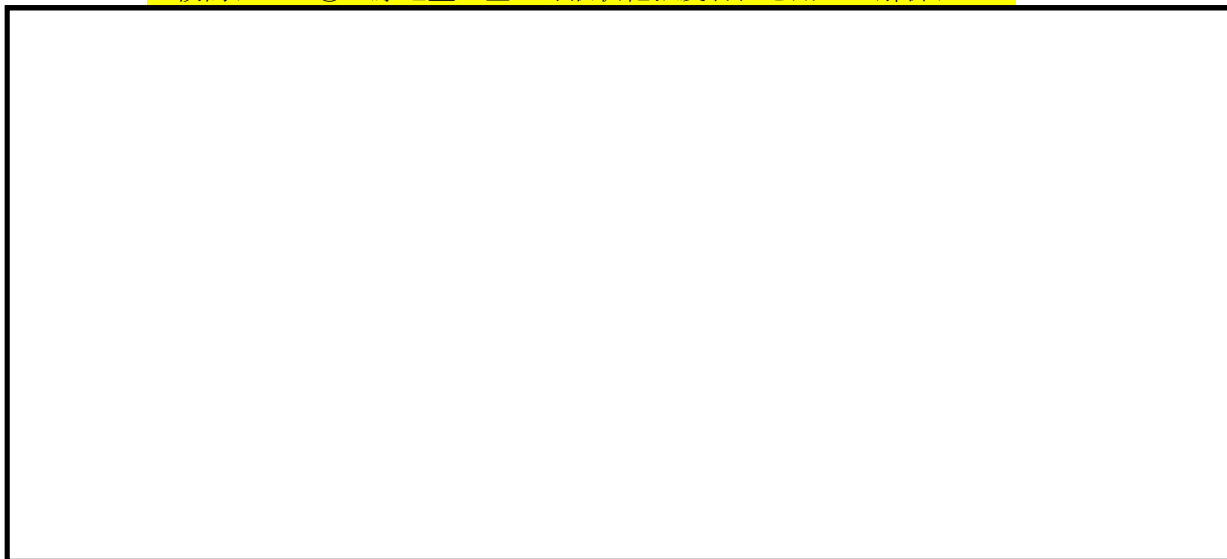
図 5.1-14 (1) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )

- ・ 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

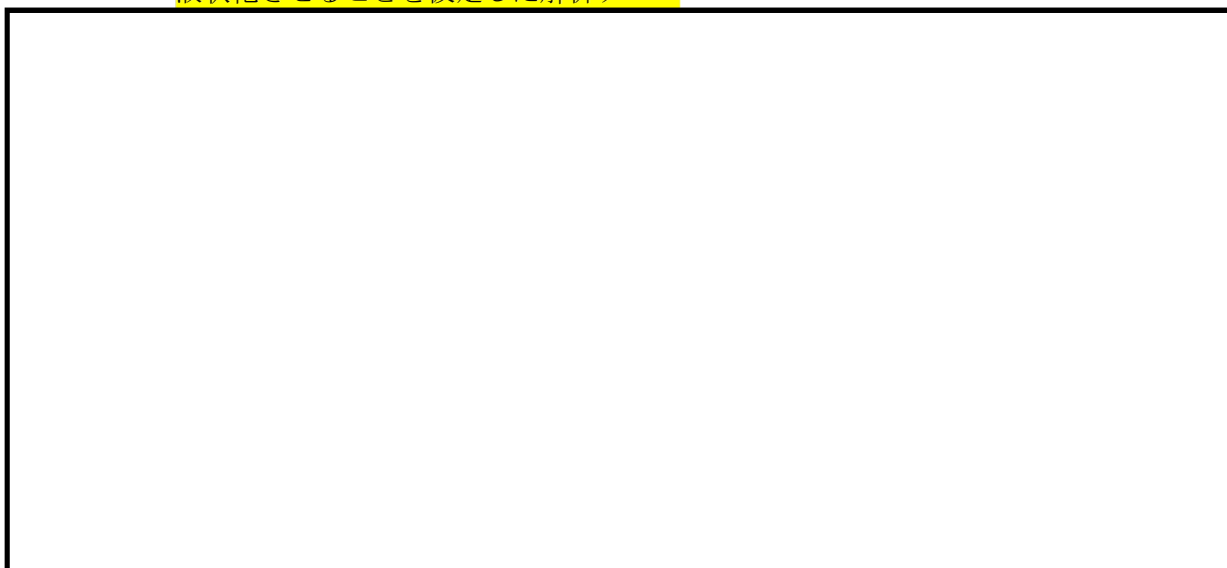
図 5.1-14 (2) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )

## d. 断面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 (1) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D_1 [H+, V+]$ )

- ・ 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

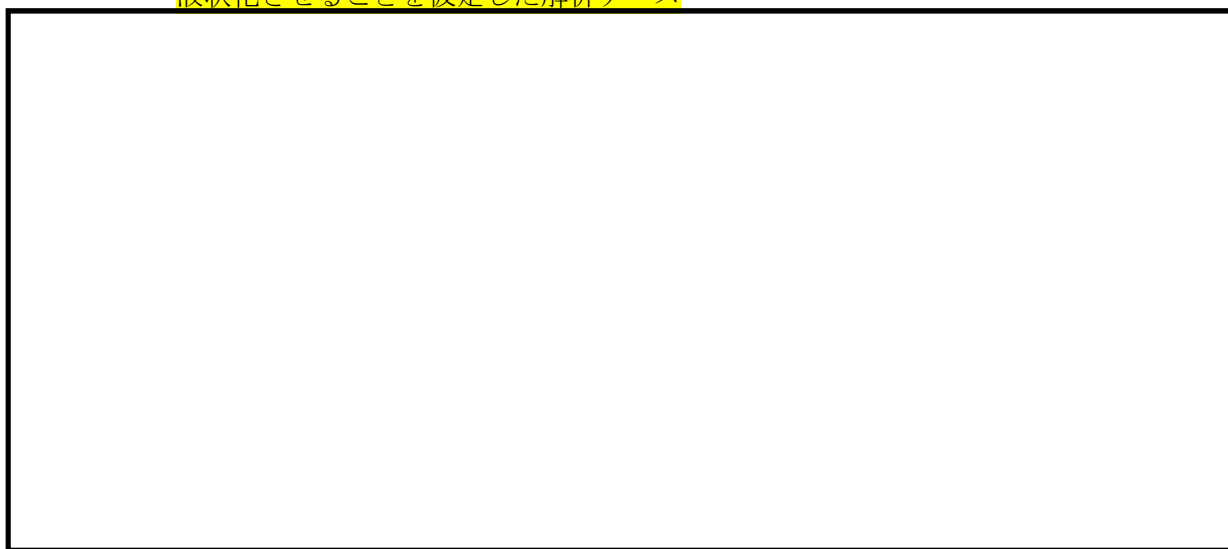
図 5.1-15 (2) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D_1 [H+, V+]$ )

## e. 断面⑤

- ・ 検討ケース①：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 (1) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )

- ・ 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 5.1-16 (2) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )



(4) 最大加速度分布図

a. 断面①

b. 断面②

c. 断面③

d. 断面④

e. 断面⑤

追而

## 5.2 耐震評価結果

## 5.2.1 鋼管杭の評価結果

## (1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.1-1 に、曲げに対する照査結果を表 5.2.1-2～表 5.2.1-6 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面係数 (m <sup>3</sup> )
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258
⑤	40	0.246	0.11530

表 5.2.1-2 曲げに対する安全率 (断面①)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	10,620	3,927	173	2.21	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	10,653	3,397	170	2.25	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	11,094	2,094	167	2.29	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	11,090	1,204	161	2.37	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	2,959	2,628	58	6.54	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	7,113	3,110	119	3.21	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	6,504	2,698	102	3.76	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	4,714	2,727	83	4.59	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	11,299	1,336	165	2.32	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	6,982	2,644	114	3.35	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	13,223	1,758	194	1.97	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	13,100	3,856	206	1.85	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	13,559	4,257	215	1.77	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	14,262	4,029	224	1.71	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	11,183	3,604	178	2.14	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	14,204	3,710	221	1.73	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	14,900	3,970	232	1.64	OK

表 5.2.1-3 曲げに対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	19,544	2,013	130	2.94	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	19,483	1,007	126	3.04	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	17,928	6,764	138	2.77	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	18,002	6,416	137	2.79	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	6,599	2,532	51	7.51	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	9,312	3,055	70	5.47	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	9,096	3,037	68	5.59	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	5,295	2,770	44	8.76	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	8,878	4,656	73	5.22	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	12,963	1,734	88	4.36	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	22,343	3,236	152	2.51	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	23,224	4,181	161	2.37	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	24,918	4,242	172	2.22	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	25,828	3,896	176	2.16	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	24,816	1,391	160	2.38	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	24,281	2,924	163	2.34	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	26,273	2,879	175	2.18	OK

表 5.2.1-4 曲げに対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	33,773	9,729	248	1.54	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	33,963	9,014	247	1.55	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	30,757	4,137	208	1.83	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	31,189	3,830	210	1.82	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	7,495	7,251	74	5.14	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	16,420	8,212	134	2.85	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	15,986	8,223	131	2.91	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	10,500	8,139	97	3.96	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	8,973	8,705	89	4.28	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	10,123	8,360	95	4.02	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	18,544	6,179	139	2.74	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	14,403	3,024	102	3.76	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	34,955	9,015	253	1.51	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	27,556	9,491	208	1.83	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	27,379	8,619	204	1.87	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	15,146	5,845	117	3.27	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	14,628	5,484	112	3.40	OK

表 5.2.1-5 曲げに対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	10090	5058	173.01	2.21	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	10135	4898	172.55	2.22	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	10164	1107	147.48	2.59	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	10124	967	145.99	2.62	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	7259	2825	119.00	3.21	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	8344	4395	144.49	2.65	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	7636	5232	140.36	2.73	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	5351	2796	92.51	4.13	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	5803	3086	100.68	3.80	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	5379	3784	99.55	3.84	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	6411	3220	109.97	3.48	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	6162	2198	99.67	3.84	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	9846	5727	174.13	2.20	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	9667	4604	164.13	2.33	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	13700	3945	215.26	1.78	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	6341	2444	103.79	3.69	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	6420	2222	103.38	3.70	OK

表 5.2.1-6 曲げに対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	17,832	902	158	2.41	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	17,863	1,021	159	2.40	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	15,310	-2,908	-145	2.64	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	15,302	-2,759	-144	2.65	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	14,866	907	133	2.88	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	14,839	1,378	134	2.85	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	13,358	1,310	121	3.15	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	7,825	625	70	5.43	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	10,460	-735	-94	4.08	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	11,928	276	105	3.66	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	13,344	366	117	3.26	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	13,041	1,089	118	3.25	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	16,462	1,302	148	2.58	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	17,967	677	159	2.41	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 +-	22,979	-8,499	-235	1.63	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	14,226	-898	-127	3.01	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	13,804	-810	-123	3.11	OK

## (2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 5.2.1-7～表 5.2.1-11 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期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において最大となる値を示している。

表 5.2.1-7 せん断に対する安全率 (断面①)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	2,922	39	5.53	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	2,950	40	5.48	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	2,974	40	5.44	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	2,982	40	5.42	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	1,038	14	15.59	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	1,684	23	9.61	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	1,512	20	10.70	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1,229	17	13.17	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	3,089	42	5.24	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	2,513	34	6.44	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	3,082	41	5.25	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	2,997	40	5.40	OK
	V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,665	49	4.41
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,426	46	4.72	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,274	44	4.94	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,255	44	4.97	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,931	53	4.11	OK



表 5.2.1-8 せん断に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	4,657	35	6.14	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	4,491	34	6.37	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	5,074	39	5.64	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	5,056	38	5.66	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	1,754	13	16.31	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	2,522	19	11.34	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	2,434	18	11.75	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1,327	10	21.57	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	2,632	20	10.87	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	3,662	28	7.81	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	5,169	39	5.53	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	5,298	40	5.40	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	5,880	45	4.86	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	5,956	45	4.80	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	7,541	57	3.79	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	5,410	41	5.29	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	6,057	46	4.72	OK

表 5.2.1-9 せん断に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	7,490	57	3.82	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	7,487	57	3.82	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	6,717	51	4.26	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	6,821	52	4.19	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	2,260	17	12.66	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	2,814	21	10.17	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	2,805	21	10.20	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1,839	14	15.56	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	2,637	20	10.85	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	2,361	18	12.12	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	4,368	33	6.55	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,920	30	7.30	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	7,996	61	3.57	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	5,711	43	5.01	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	9,265	70	3.08	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	3,782	29	7.56	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	4,428	34	6.46	OK

表 5.2.1-10 せん断に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	2591	34.82	6.25	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	2587	34.76	6.26	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	2615	35.15	6.19	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	2626	35.29	6.16	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	2239	30.09	7.23	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	2526	33.94	6.41	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	2458	33.03	6.59	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1781	23.93	9.09	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	1486	19.97	10.89	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	1787	24.01	9.06	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	1635	21.97	9.90	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	1617	21.73	10.01	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	2660	35.74	6.09	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	2458	33.02	6.59	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	4254	57.16	3.81	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1576	21.18	10.27	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1673	22.48	9.68	OK

表 5.2.1-11 せん断に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	4,267	36	6.12	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	4,286	36	6.09	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	3,515	29	7.43	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	3,543	30	7.37	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	3,566	30	7.32	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	3,451	29	7.56	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	3,095	26	8.43	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1,798	15	14.52	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	2,320	19	11.25	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	2,772	23	9.42	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	3,231	27	8.08	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	3,169	26	8.24	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	3,974	33	6.57	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	4,272	36	6.11	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 +-	4,392	37	5.94	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	3,587	30	7.28	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	3,513	29	7.43	OK

## 5.2.2 鉄筋コンクリートの評価結果

## (1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.2-1 に、2次元梁バネモデルによる曲げに対する照査結果を表 5.2.2-2 及び表 5.2.2-3 に、3次元FEM解析モデルによる曲げに対する照査結果を表 5.2.2-4 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期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において最大となる値を示している。解析ケースは以下のケースにおいて実施した。

(a) 原地盤のばらつきを考慮した場合

(b) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

表 5.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm <sup>2</sup> )
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

表 5.2.2-2 曲げに対する安全率 (断面①：2次元梁バネモデル)

解析 ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
(a)	S <sub>s</sub> -31-+	50	0	0.7	30.00	16.9	25.73	OK
(b)	追而							

表 5.2.2-3 曲げに対する安全率 (断面③：2次元梁バネモデル)

解析 ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
(a)	S <sub>s</sub> -D1-++	302	0	4.4	4.77	102.1	4.26	OK
(b)	追而							

表 5.2.2-4 曲げに対する安全率 (断面③：3次元FEM解析モデル)

解析 ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
(1)	追而							
(2)								

## (2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2.2-1 及び表 5.2.2-5 に、2次元梁バネモデルによるせん断に対する照査結果を表 5.2.2-6 及び表 5.2.2-7 に、3次元FEM解析モデルによるせん断に対する照査結果を表 5.2.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-5 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm <sup>2</sup> )
①	3.333-D22	0.2	12.902
③	3.333-D22	0.2	12.902

表 5.2.2-6 せん断に対する安全率 (断面①：2次元梁バネモデル)

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	安全率	判定
(1)	S <sub>s</sub> -31-+	26	1121.9	43.15	OK
(2)	追而				

表 5.2.2-7 せん断に対する安全率 (断面③：2次元梁バネモデル)

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	安全率	判定
(1)	S <sub>s</sub> -D1-++	77	1121.9	14.57	OK
(2)	追而				

表 5.2.2-8 せん断に対する安全率 (断面③：3次元FEM解析モデル)

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	安全率	判定
(1)	追而				
(2)	追而				

## 5.2.3 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2.3-1～表 5.2.3-5 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.2.3-1 極限支持力に対する安全率 (断面①)

地盤	地震動	接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	796	5,370	6.75	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	782	5,370	6.87	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	786	5,370	6.83	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	842	5,370	6.38	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	587	5,370	9.15	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	622	5,370	8.63	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	611	5,370	8.79	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	577	5,370	9.31	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	697	5,370	7.70	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	717	5,370	7.49	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	578	5,370	9.29	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	594	5,370	9.04	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	605	5,370	8.88	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	614	5,370	8.75	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	733	5,370	7.33	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	619	5,370	8.68	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	630	5,370	8.52	OK

表 5.2.3-2 極限支持力に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	871	5,406	6.20	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	882	5,406	6.13	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	860	5,406	6.28	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	875	5,406	6.17	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	660	5,406	8.18	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	679	5,406	7.96	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	675	5,406	8.01	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	634	5,406	8.52	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	708	5,406	7.64	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	697	5,406	7.75	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	612	5,406	8.82	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	617	5,406	8.76	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	618	5,406	8.75	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	604	5,406	8.95	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	810	5,406	6.67	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	627	5,406	8.62	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	631	5,406	8.56	OK



表 5.2.3-3 極限支持力に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,313	6,288	4.78	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	1,335	6,288	4.71	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	1,386	6,288	4.53	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	1,336	6,288	4.70	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	1,113	6,288	5.64	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	1,214	6,288	5.18	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	1,201	6,288	5.23	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1,108	6,288	5.67	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	1,210	6,288	5.19	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	1,189	6,288	5.28	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	937	6,288	6.71	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	980	6,288	6.41	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,330	6,288	4.72	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,307	6,288	4.81	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,498	6,288	4.19	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,252	6,288	5.02	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,234	6,288	5.09	OK

表 5.2.3-4 極限支持力に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,198	6,210	5.18	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	1,246	6,210	4.98	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	1,240	6,210	5.01	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	1,151	6,210	5.39	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	1,119	6,210	5.55	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	1,138	6,210	5.46	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	1,141	6,210	5.44	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	1,103	6,210	5.63	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	1,127	6,210	5.51	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	1,147	6,210	5.41	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	936	6,210	6.63	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	959	6,210	6.47	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,196	6,210	5.19	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,194	6,210	5.20	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,588	6,210	3.91	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,203	6,210	5.16	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	1,203	6,210	5.16	OK

表 5.2.3-5 極限支持力に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	673	5,778	8.59	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	670	5,778	8.62	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	719	5,778	8.04	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	665	5,778	8.69	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	636	5,778	9.08	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	613	5,778	9.43	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	606	5,778	9.53	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	648	5,778	8.92	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	678	5,778	8.52	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	699	5,778	8.27	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	628	5,778	9.20	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	646	5,778	8.94	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	665	5,778	8.69	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	628	5,778	9.20	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 +-	434	5,778	13.31	OK
平均剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	640	5,778	9.03	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液化化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	655	5,778	8.82	OK

## 5.2.4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体に対する照査結果を表 5.2.4-1～表 5.2.4-5 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお、発生応力は、各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.4-1 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗力 R (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	420	750	1.78	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	416	750	1.80	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	392	750	1.91	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	393	750	1.91	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	189	750	3.97	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	316	750	2.37	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	277	750	2.70	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	238	750	3.14	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	402	750	1.86	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	350	750	2.14	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	418	750	1.79	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	443	750	1.69	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	509	750	1.47	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	488	750	1.53	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	368	750	2.03	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	463	750	1.62	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	529	750	1.41	OK

表 5.2.4-2 地盤高さの嵩上げ部 (改良体) 及び表層改良体に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗力 R (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	451	750	1.66	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	456	750	1.64	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	467	750	1.60	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	462	750	1.62	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	235	750	3.19	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	313	750	2.39	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	307	750	2.44	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	192	750	3.91	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	325	750	2.30	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	377	750	1.98	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	487	750	1.54	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	477	750	1.57	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	548	750	1.36	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+	527	750	1.42	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+	477	750	1.57	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	484	750	1.54	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+	554	750	1.35	OK

表 5.2.4-3 地盤高さの嵩上げ部 (改良体) 及び表層改良体に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗力 R (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	442	750	1.69	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	443	750	1.69	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	380	750	1.97	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	375	750	1.99	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	264	750	2.84	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	306	750	2.44	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	295	750	2.54	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	280	750	2.68	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	286	750	2.62	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	267	750	2.80	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	385	750	1.94	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	375	750	1.99	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	486	750	1.54	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	469	750	1.60	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	318	750	2.35	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	364	750	2.05	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	426	750	1.75	OK

表 5.2.4-4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面④）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗力 R (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	235	750	3.19	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	239	750	3.14	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	231	750	3.25	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	232	750	3.23	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	146	750	5.14	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	155	750	4.84	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	154	750	4.87	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	112	750	6.70	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	245	750	3.06	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	173	750	4.34	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	225	750	3.33	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	162	750	4.63	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	293	750	2.56	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	274	750	2.74	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++	282	750	2.66	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	200	750	3.75	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++	237	750	3.16	OK

表 5.2.4-5 地盤高さの嵩上げ部 (改良体) 及び表層改良体に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗力 R (kN/m <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++	458	750	1.64	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 +-	453	750	1.66	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 -+	447	750	1.68	OK
	S <sub>s</sub> -D 1 --	444	750	1.69	OK
	S <sub>s</sub> -1 1	432	750	1.74	OK
	S <sub>s</sub> -1 2	461	750	1.63	OK
	S <sub>s</sub> -1 3	448	750	1.67	OK
	S <sub>s</sub> -1 4	395	750	1.90	OK
	S <sub>s</sub> -2 1	383	750	1.96	OK
	S <sub>s</sub> -2 2	395	750	1.90	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 ++	426	750	1.76	OK
	S <sub>s</sub> -3 1 -+	450	750	1.67	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	436	750	1.72	OK
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-	463	750	1.62	OK
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 +-	428	750	1.75	OK
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	435	750	1.73	OK
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-	416	750	1.81	OK



## 5.2.5 シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断に対する照査結果を表 5.2.5-1～表 5.2.5-5 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果，発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は，各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.5-1 せん断に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
	S <sub>s</sub> -D 1 -+				
	S <sub>s</sub> -D 1 --				
	S <sub>s</sub> -1 1				
	S <sub>s</sub> -1 2				
	S <sub>s</sub> -1 3		追而		
	S <sub>s</sub> -1 4				
	S <sub>s</sub> -2 1				
	S <sub>s</sub> -2 2				
	S <sub>s</sub> -3 1 ++				
	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+				

表 5.2.5-2 せん断に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
	S <sub>s</sub> -D 1 -+				
	S <sub>s</sub> -D 1 --				
	S <sub>s</sub> -1 1				
	S <sub>s</sub> -1 2				
	S <sub>s</sub> -1 3				
	S <sub>s</sub> -1 4				
	S <sub>s</sub> -2 1				
	S <sub>s</sub> -2 2				
	S <sub>s</sub> -3 1 ++				
	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -3 1 -+				

追而

表 5.2.5-3 せん断に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
	S <sub>s</sub> -D 1 -+				
	S <sub>s</sub> -D 1 --				
	S <sub>s</sub> -1 1				
	S <sub>s</sub> -1 2	追而			
	S <sub>s</sub> -1 3				
	S <sub>s</sub> -1 4				
	S <sub>s</sub> -2 1				
	S <sub>s</sub> -2 2				
	S <sub>s</sub> -3 1 ++				
	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
	V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++			
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++				

表 5.2.5-4 せん断に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
	S <sub>s</sub> -D 1 -+				
	S <sub>s</sub> -D 1 --				
	S <sub>s</sub> -1 1				
	S <sub>s</sub> -1 2				
	S <sub>s</sub> -1 3				
	S <sub>s</sub> -1 4	追而			
	S <sub>s</sub> -2 1				
	S <sub>s</sub> -2 2				
	S <sub>s</sub> -3 1 ++				
	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 ++				

表 5.2.5-5 せん断に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	判定
平均剛性	S <sub>s</sub> -D 1 ++				
	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
	S <sub>s</sub> -D 1 -+				
	S <sub>s</sub> -D 1 --				
	S <sub>s</sub> -1 1				
	S <sub>s</sub> -1 2				
	S <sub>s</sub> -1 3				
	S <sub>s</sub> -1 4				
	S <sub>s</sub> -2 1				
	S <sub>s</sub> -2 2		追而		
	S <sub>s</sub> -3 1 ++				
	S <sub>s</sub> -3 1 -+				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
V <sub>s</sub> -1σ 剛性	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
豊浦標準砂	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
平均剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-				
V <sub>s</sub> +1σ 剛性 (非液状化)	S <sub>s</sub> -D 1 +-				

### 5.3 まとめ

追而

鋼管杭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、固有値解析にて求ま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 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 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、刺激係数を勘案し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鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。



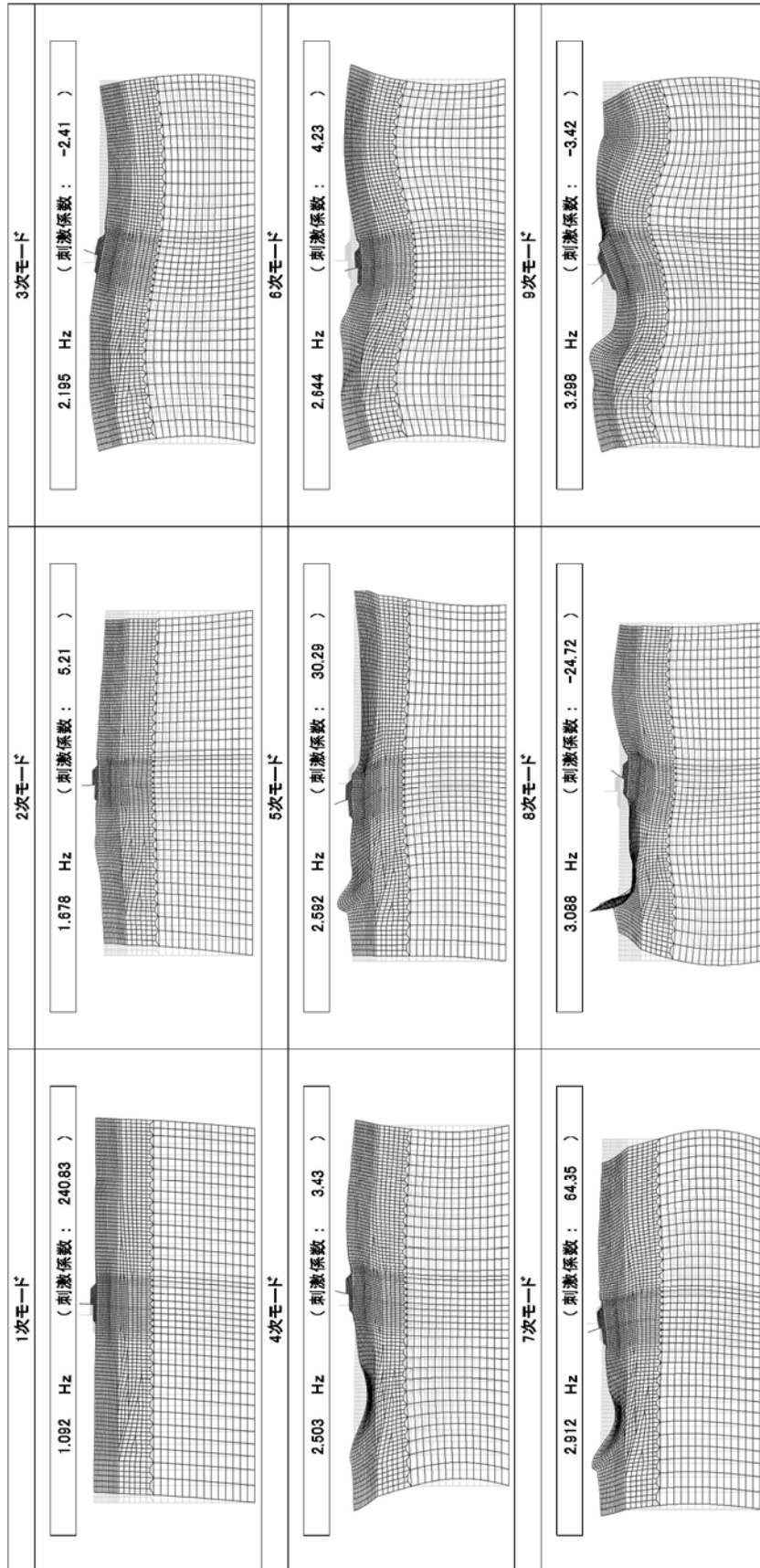


図1-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (断面① 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

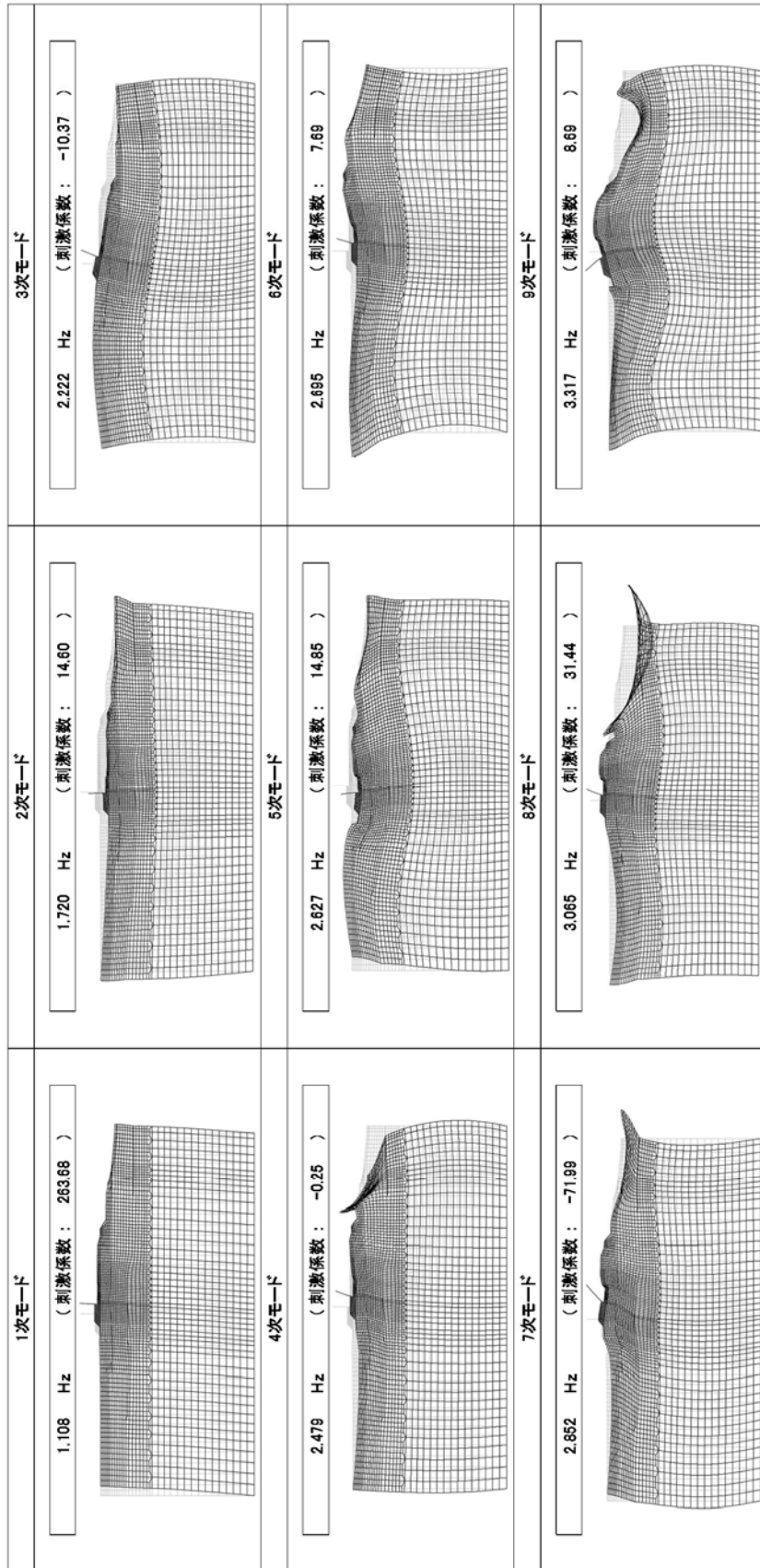


図 1-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (断面② 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

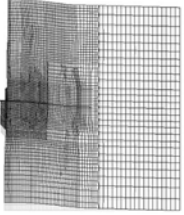
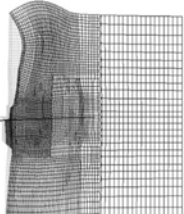
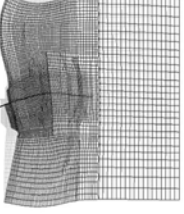
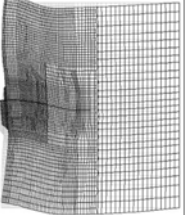
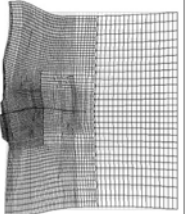
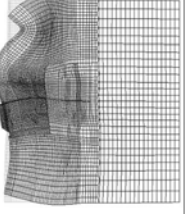
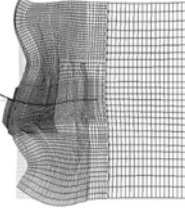
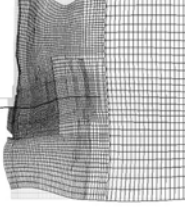
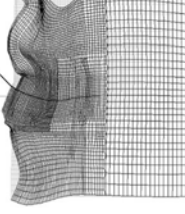
<p>1次モード</p> <p>0.581 Hz ( 刺激係数 : 244.21 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.037 Hz ( 刺激係数 : 8.78 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.234 Hz ( 刺激係数 : 76.22 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.350 Hz ( 刺激係数 : -141.06 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.430 Hz ( 刺激係数 : -9.20 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.588 Hz ( 刺激係数 : 7.97 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.883 Hz ( 刺激係数 : 4.81 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.017 Hz ( 刺激係数 : 3.84 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.175 Hz ( 刺激係数 : 28.92 )</p> 

図 1-1 (3) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面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)

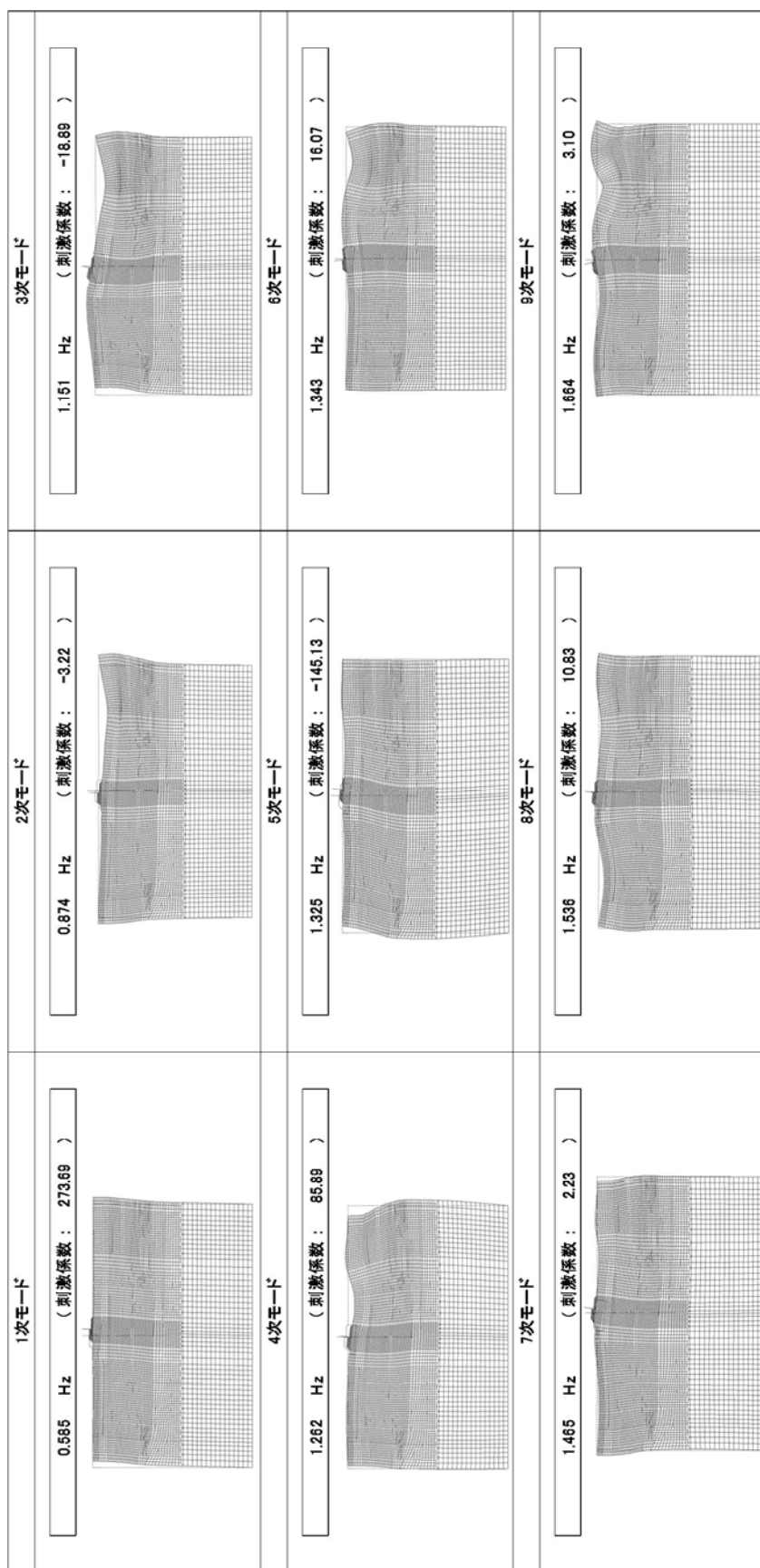


図 1-1 (4) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (断面④ 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

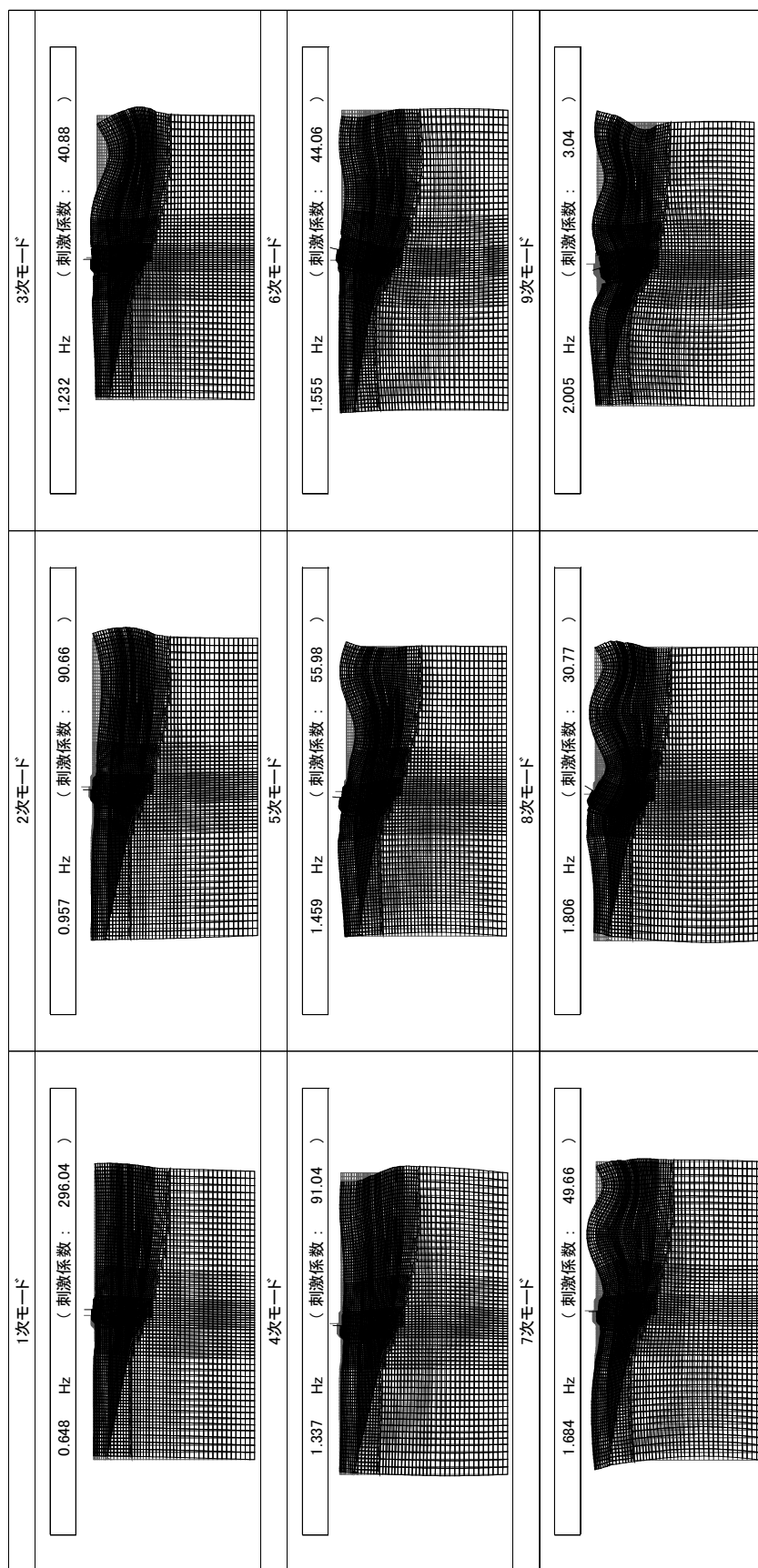


図 1-1 (5) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面⑤ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

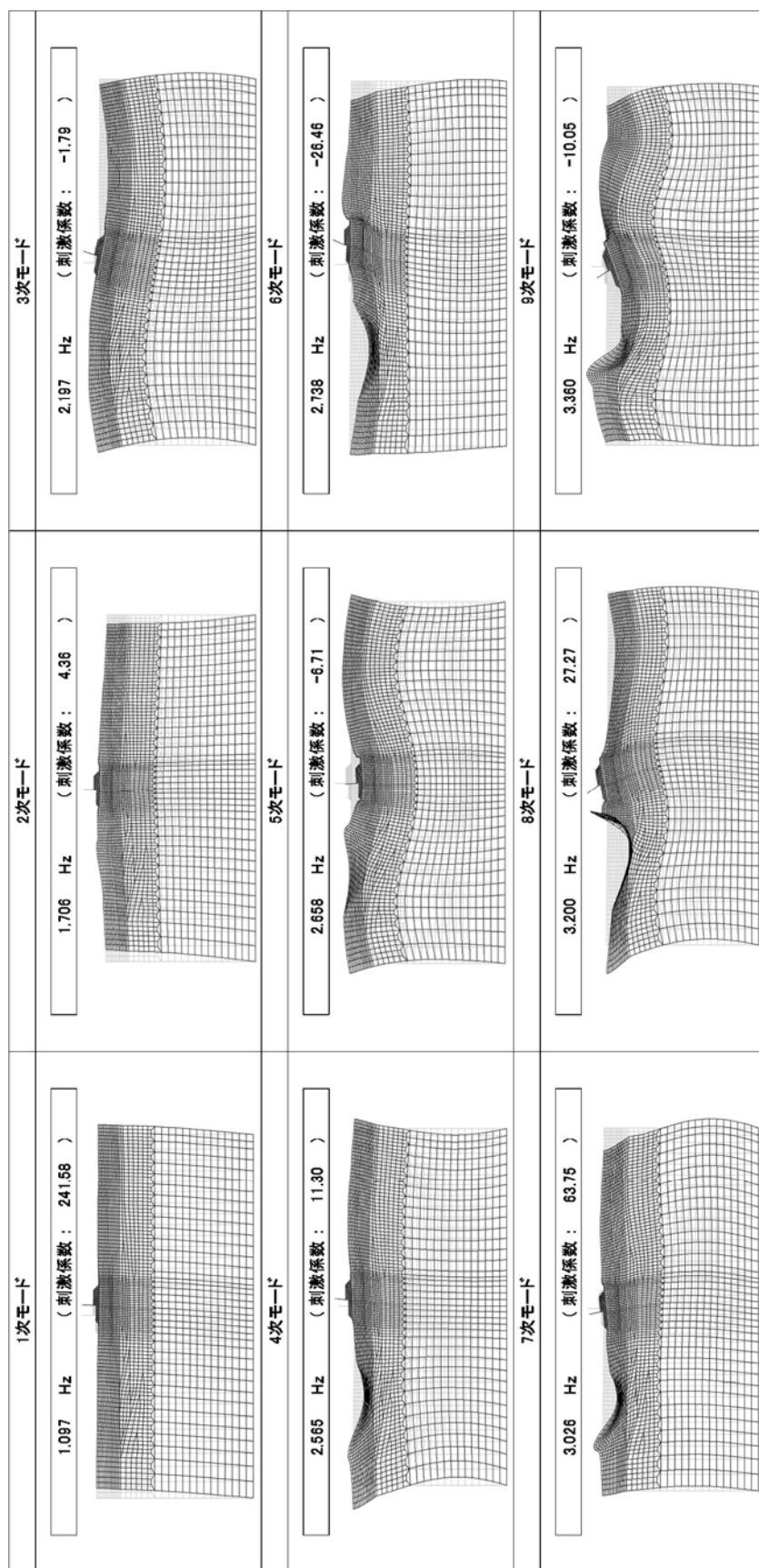


図 1-1 (6) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (断面① 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

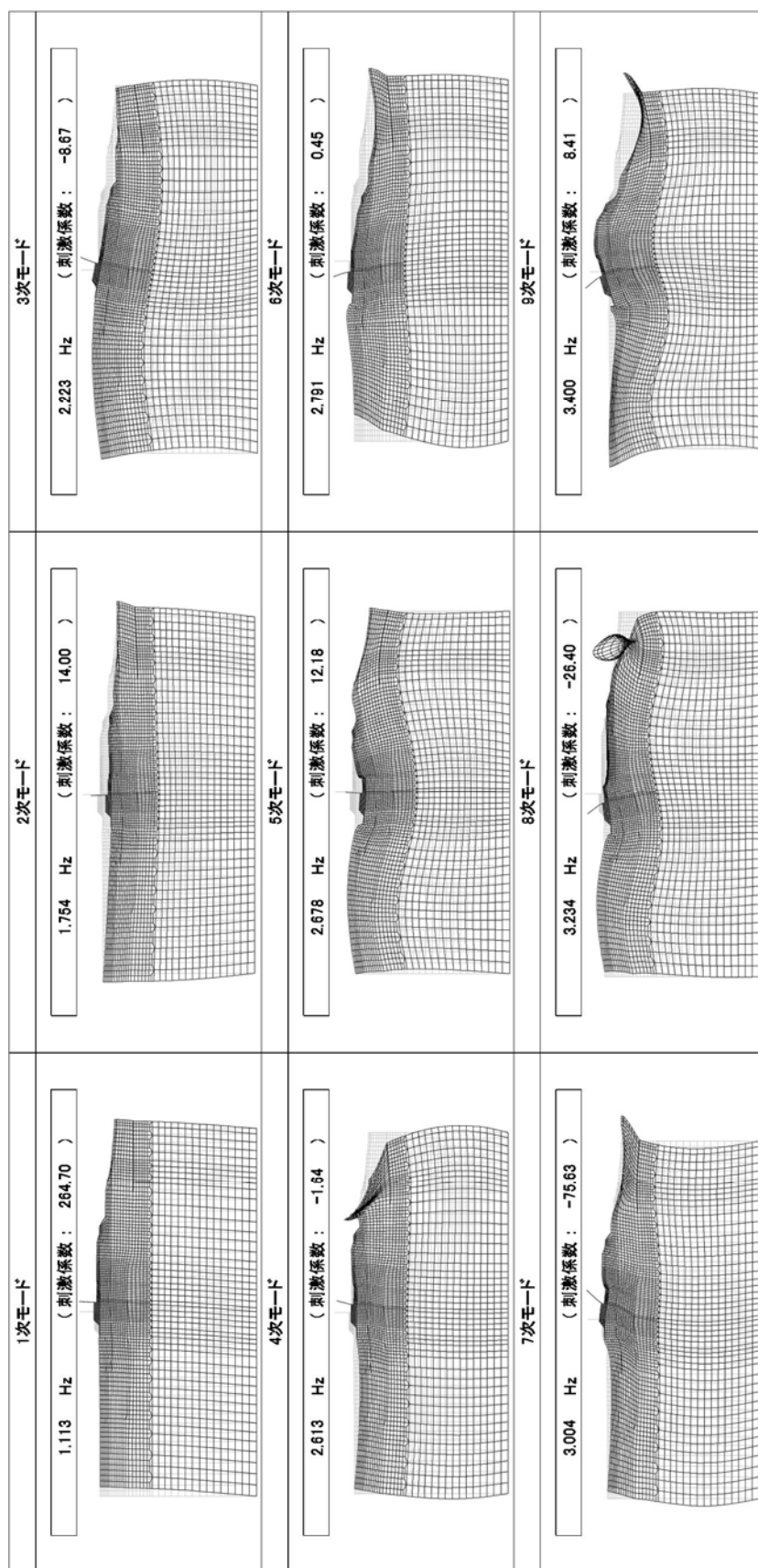


図 1-1 (7) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (断面② 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

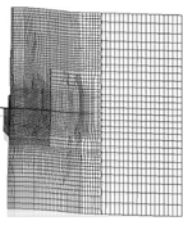
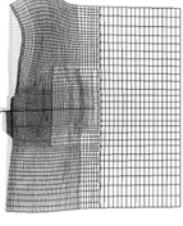
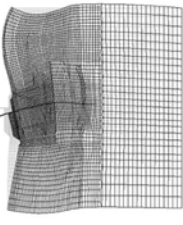
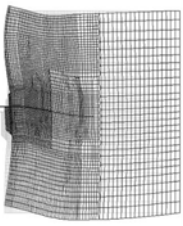
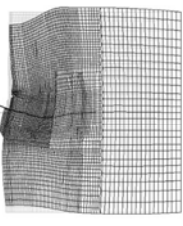
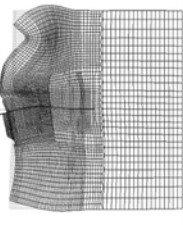
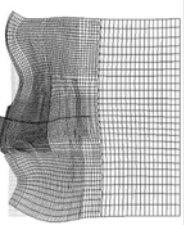
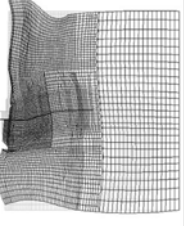
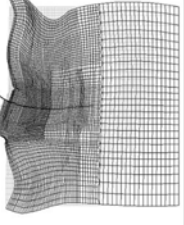
<p>1次モード</p> <p>0.614 Hz ( 刺激係数 : 251.76 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.121 Hz ( 刺激係数 : 9.78 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.322 Hz ( 刺激係数 : 91.29 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.420 Hz ( 刺激係数 : -116.57 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.497 Hz ( 刺激係数 : 28.57 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.729 Hz ( 刺激係数 : 6.68 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.038 Hz ( 刺激係数 : 3.21 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.152 Hz ( 刺激係数 : 2.66 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.343 Hz ( 刺激係数 : 28.54 )</p> 

図 1-1 (8) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (断面③ 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)



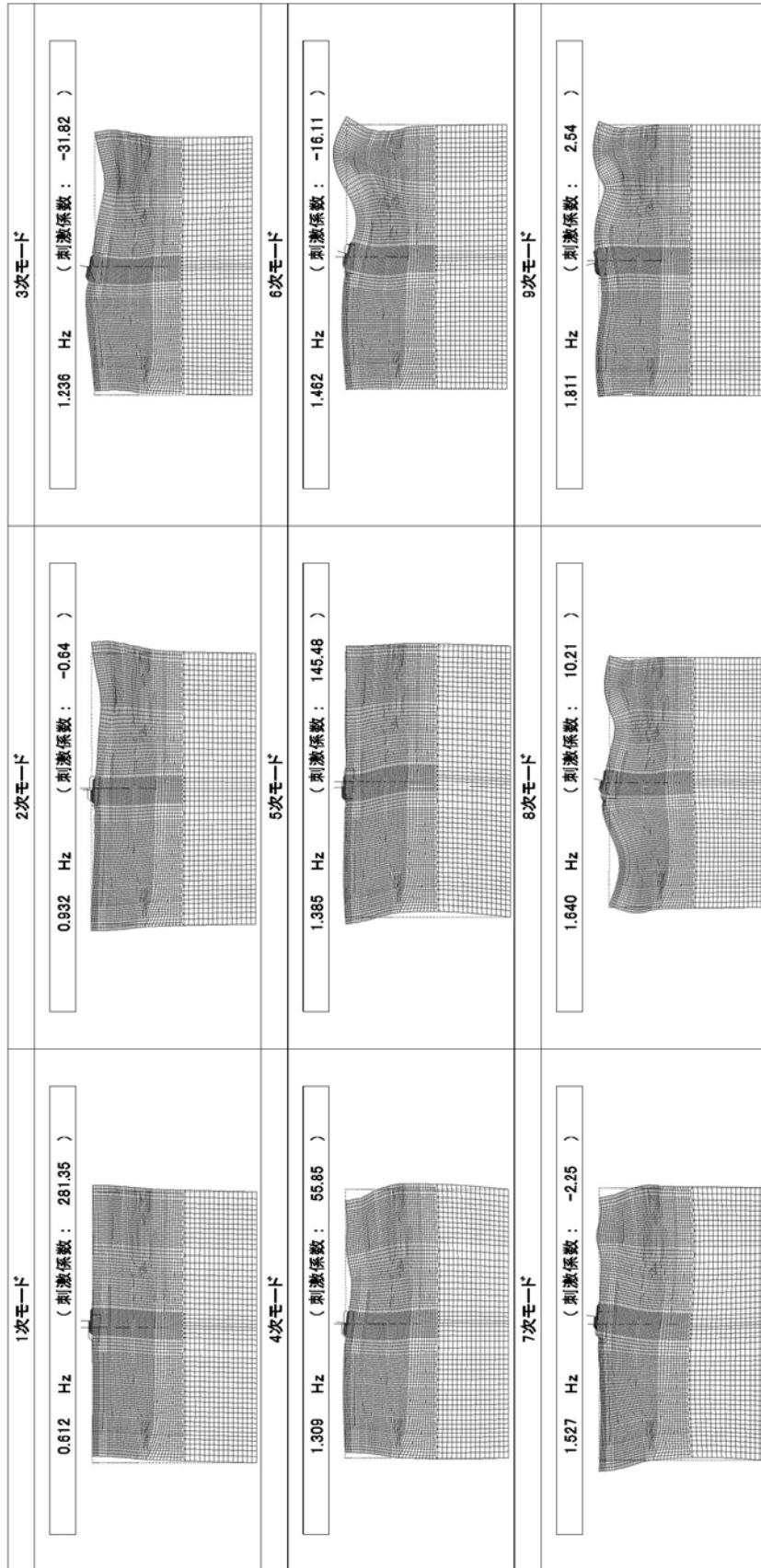


図 1-1 (9) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面④ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

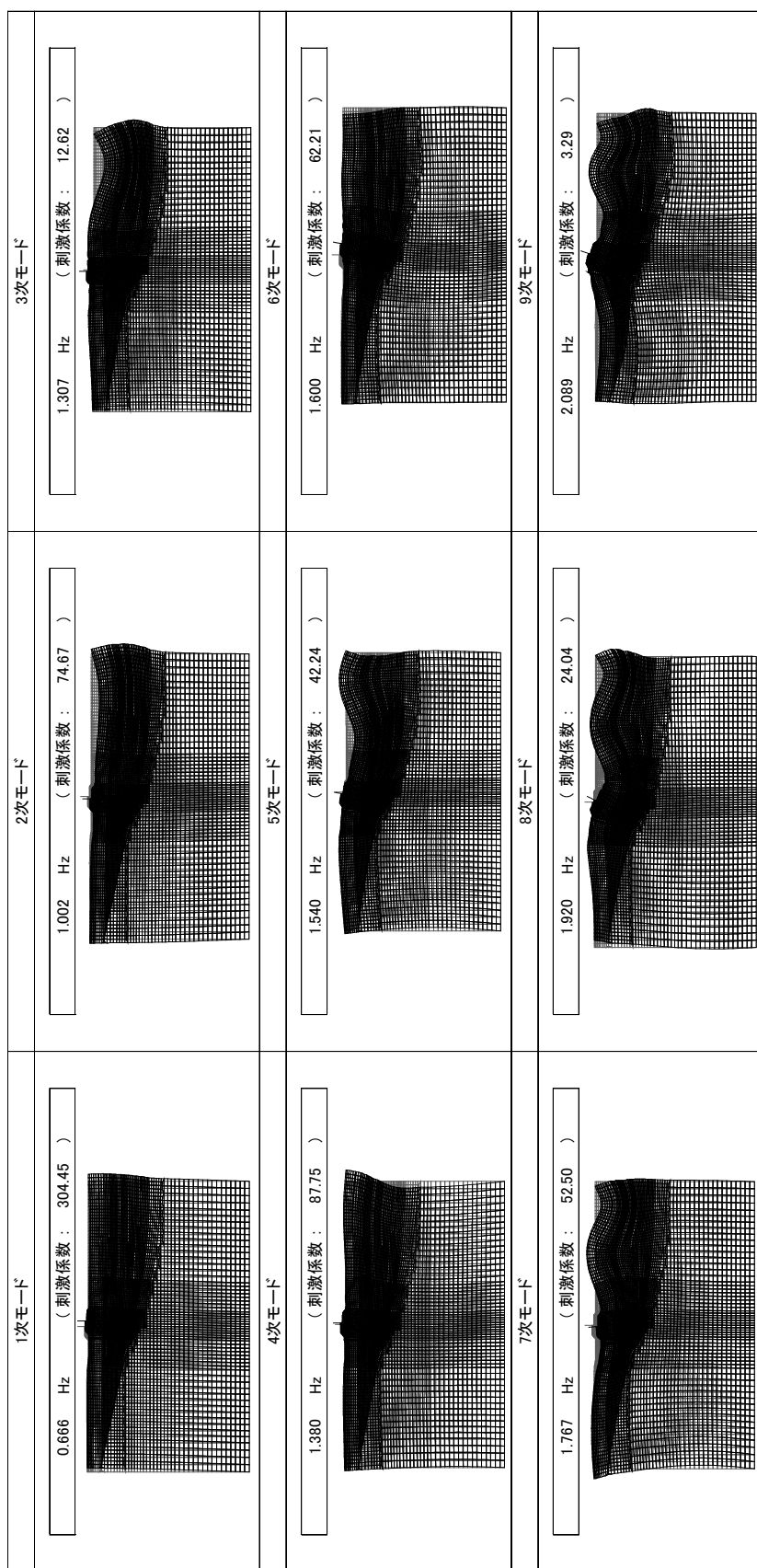


図 1-1 (10) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面⑤ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

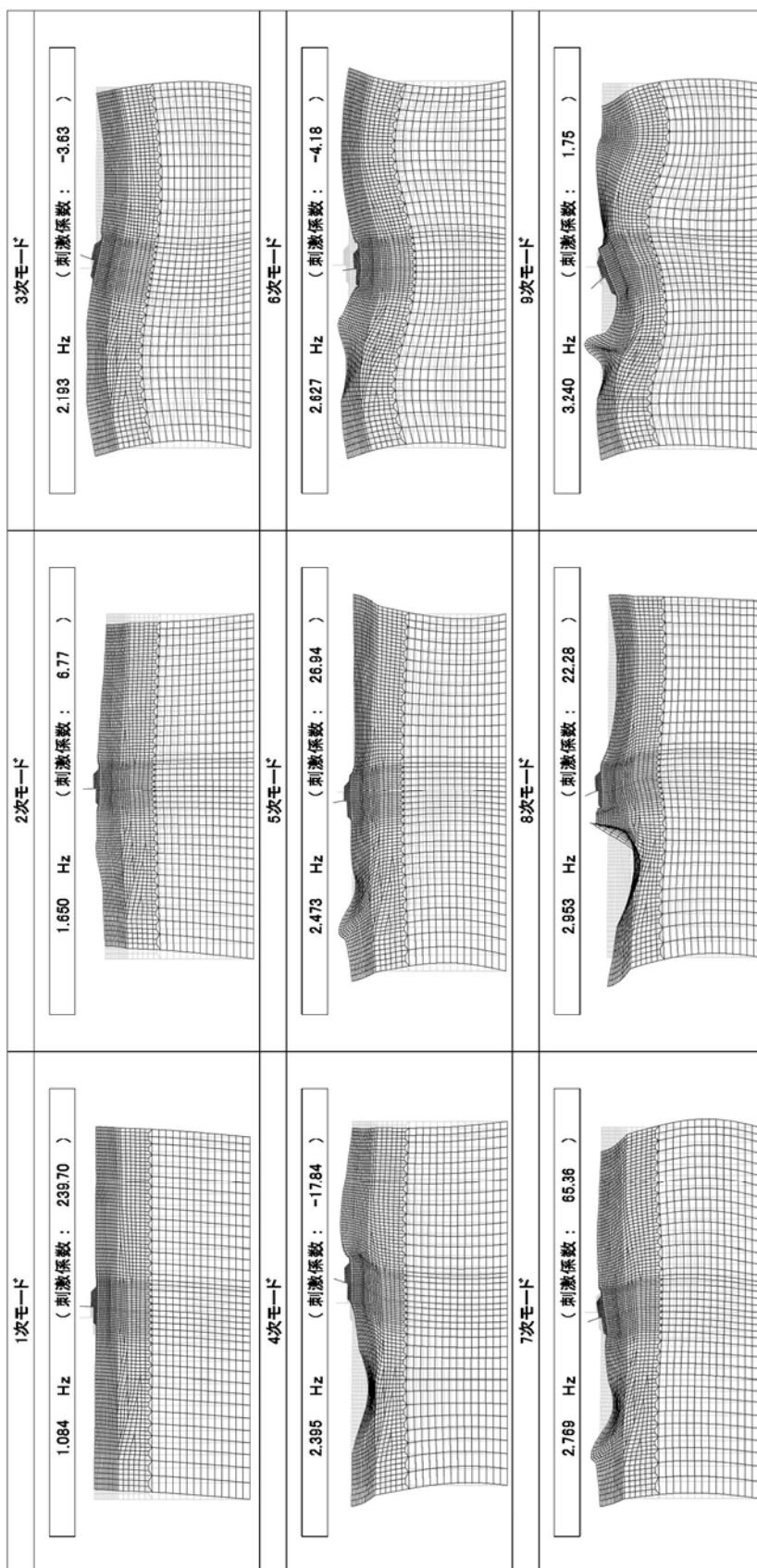


図 1-1 (11) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面① 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)

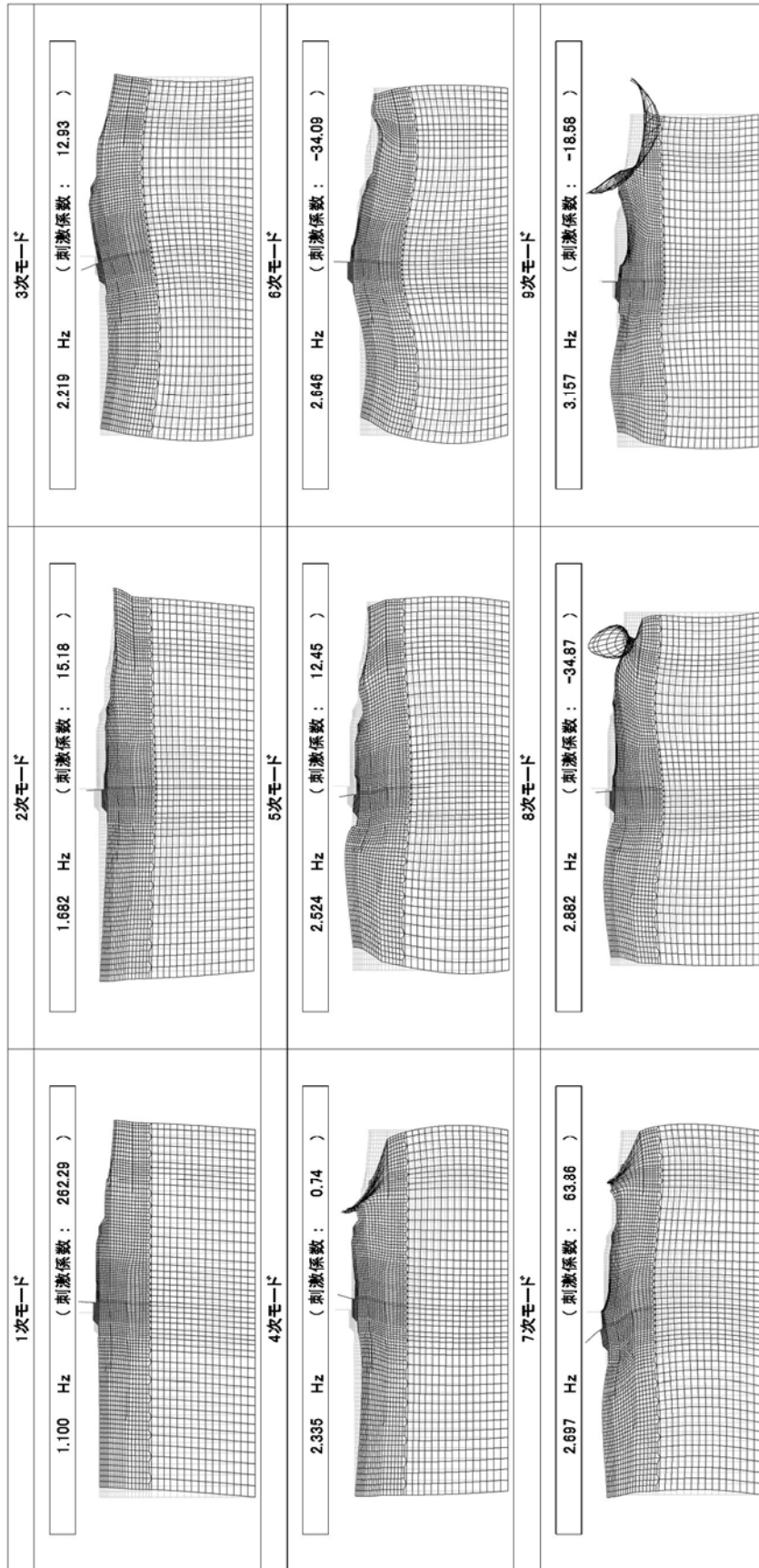


図 1-1 (12) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面② 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)

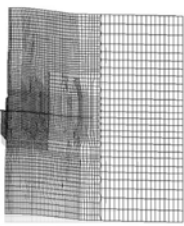
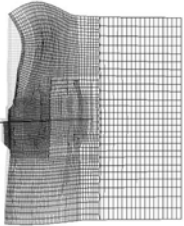
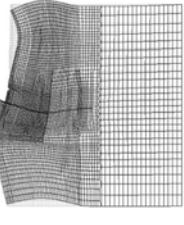
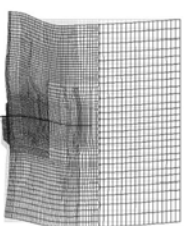
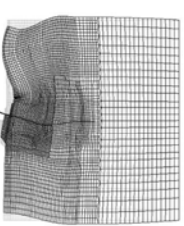
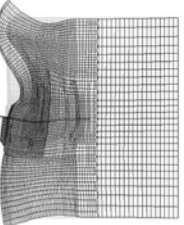
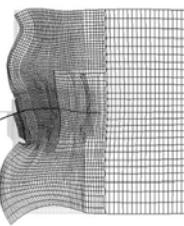
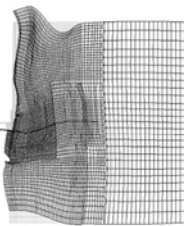
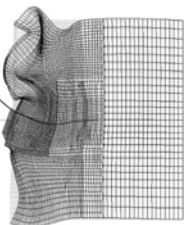
<p>1次モード</p> <p>0.541 Hz ( 刺激係数: 235.13 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.936 Hz ( 刺激係数: 5.82 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.129 Hz ( 刺激係数: -58.26 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.275 Hz ( 刺激係数: -159.51 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.359 Hz ( 刺激係数: -9.66 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.438 Hz ( 刺激係数: -12.23 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.716 Hz ( 刺激係数: -6.01 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.866 Hz ( 刺激係数: 9.66 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>1.974 Hz ( 刺激係数: 22.58 )</p> 

図 1-1 (13) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面③ 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)

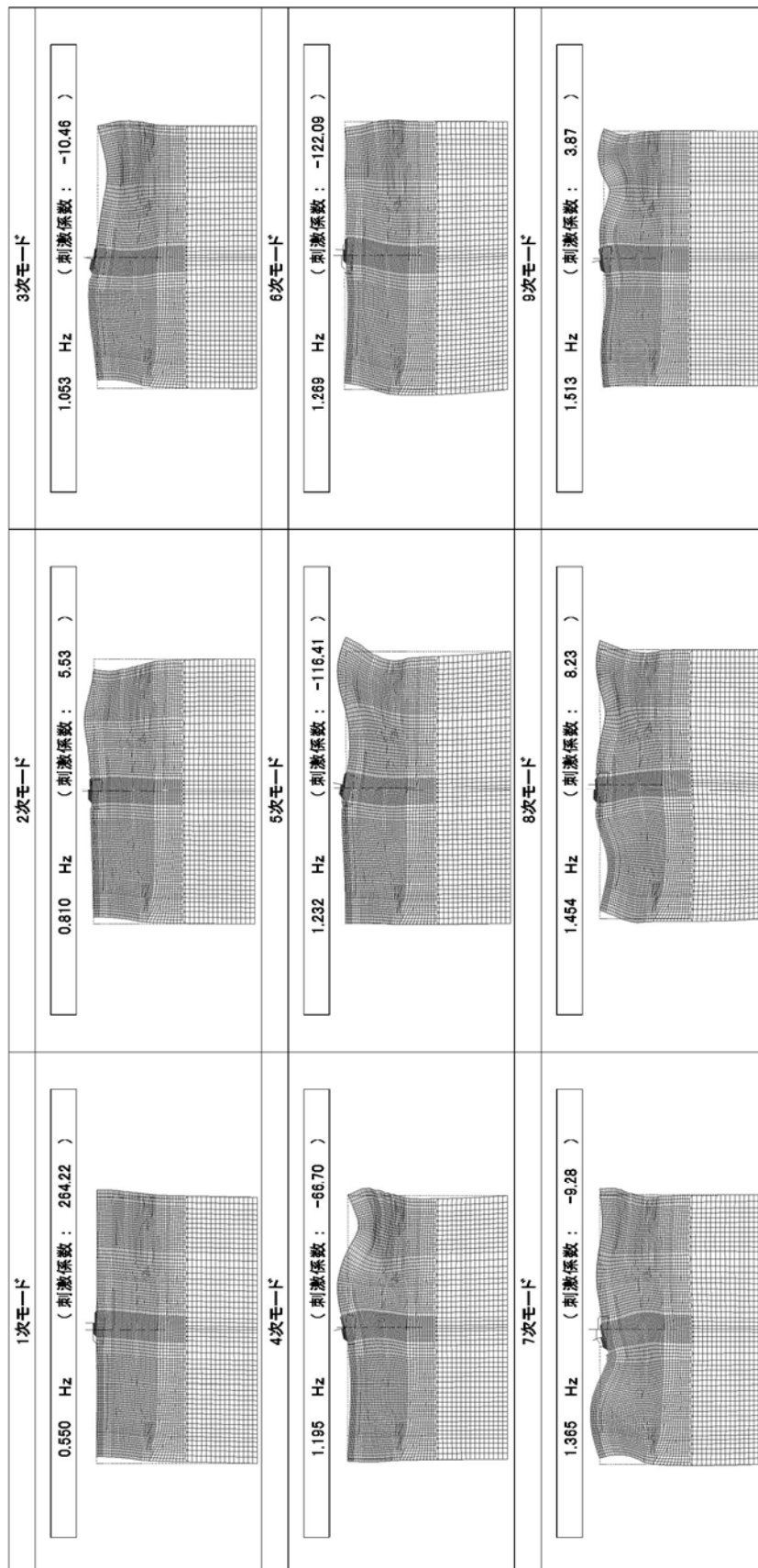


図 1-1 (14) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面④ 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)

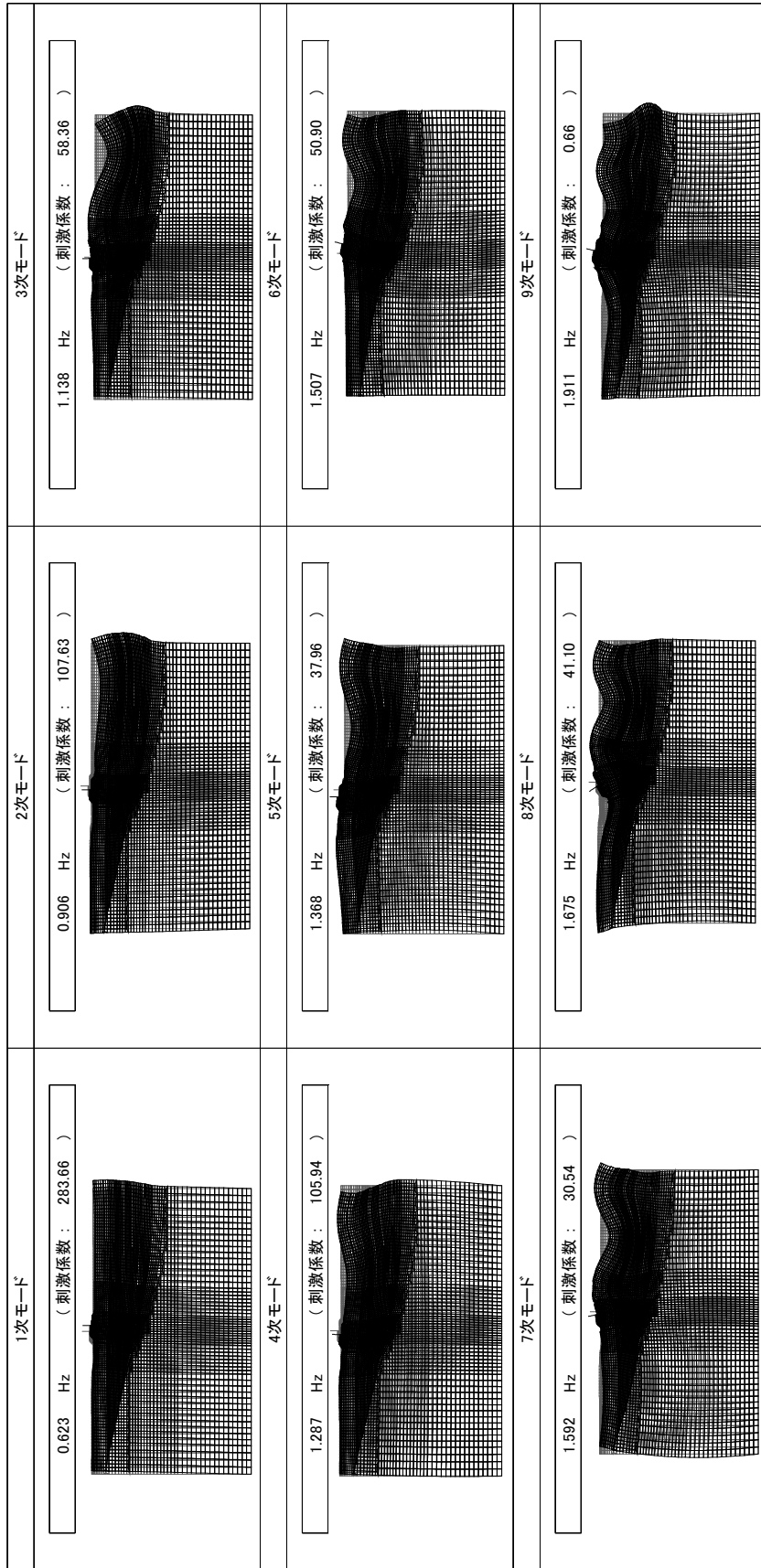


図 1-1 (15) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(断面⑤ 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)

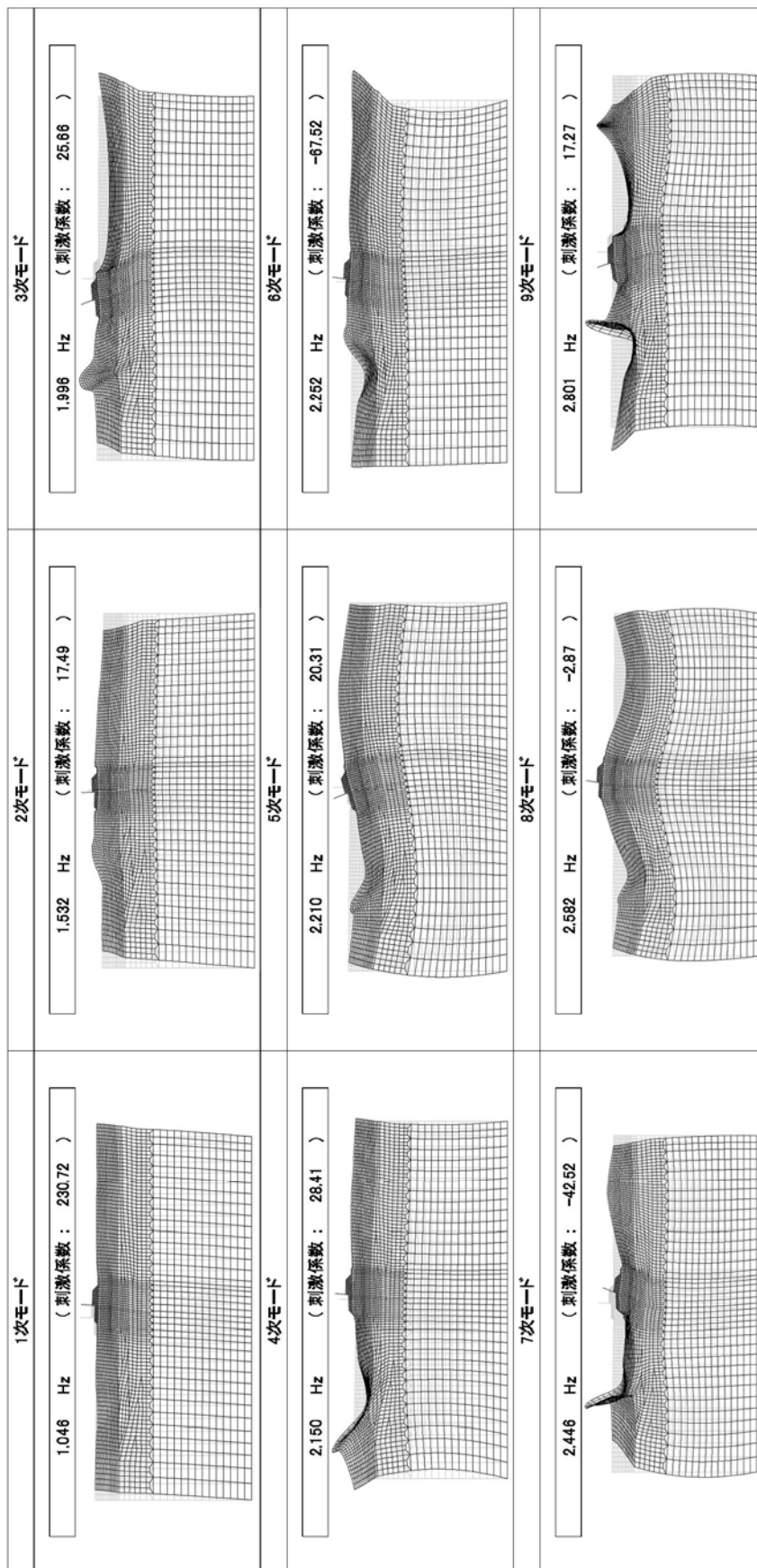


図 1-1 (16) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面① 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)



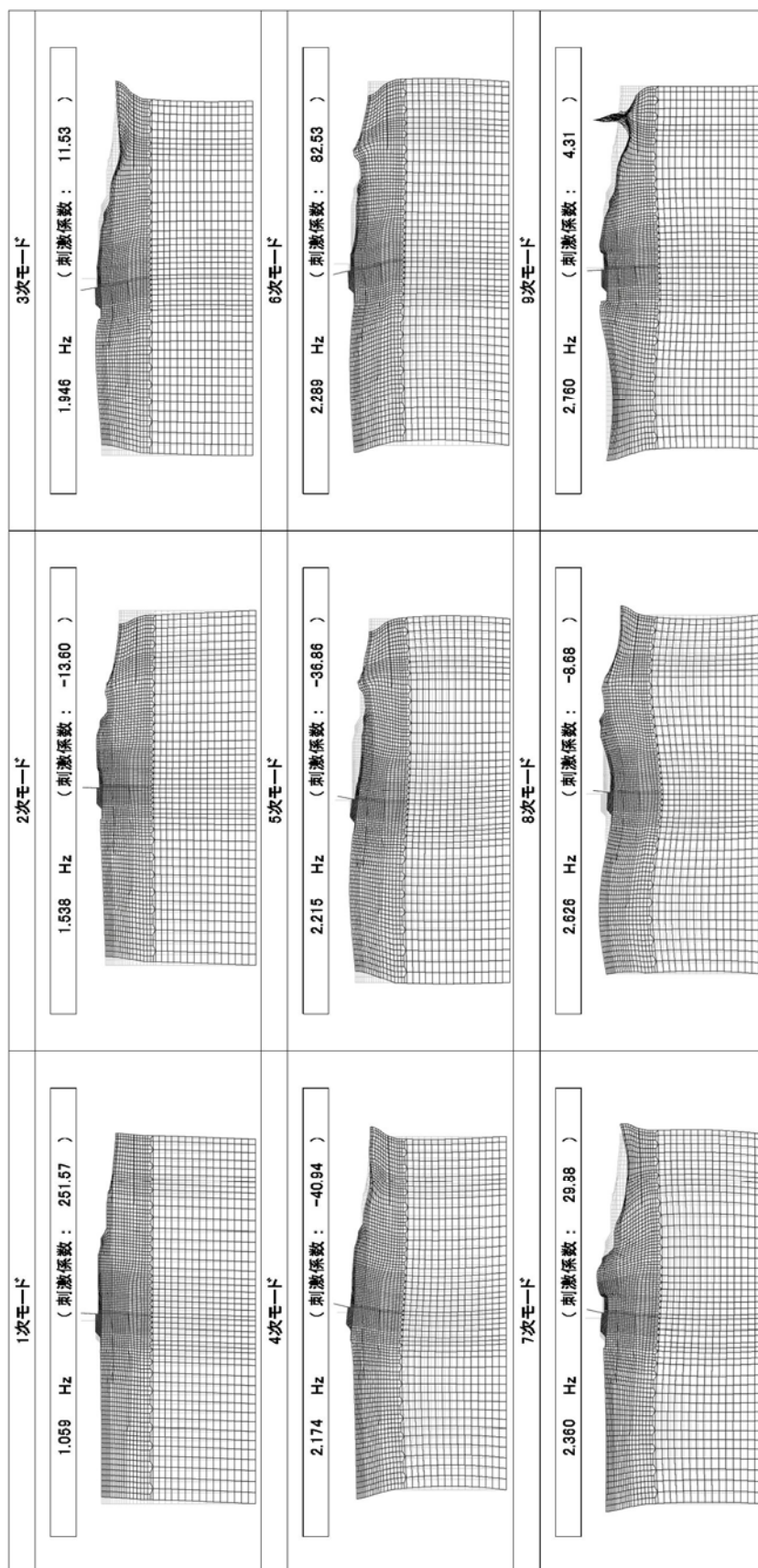


図 1-1 (17) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面② 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)

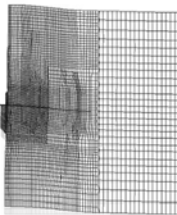
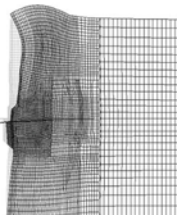
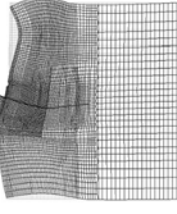
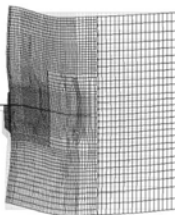
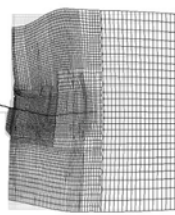
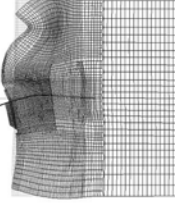
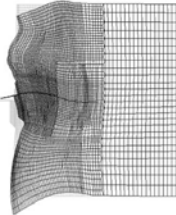
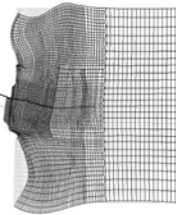
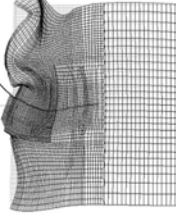
1次モード	2次モード	3次モード
0.561 Hz ( 刺激係数 : 243.69 ) 	0.882 Hz ( 刺激係数 : 14.67 ) 	1.188 Hz ( 刺激係数 : -63.10 ) 
4次モード	5次モード	6次モード
1.325 Hz ( 刺激係数 : -144.23 ) 	1.362 Hz ( 刺激係数 : 22.99 ) 	1.516 Hz ( 刺激係数 : 7.85 ) 
7次モード	8次モード	9次モード
1.777 Hz ( 刺激係数 : -6.59 ) 	1.825 Hz ( 刺激係数 : 6.82 ) 	2.036 Hz ( 刺激係数 : 31.19 ) 

図 1-1 (18) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面③ 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)

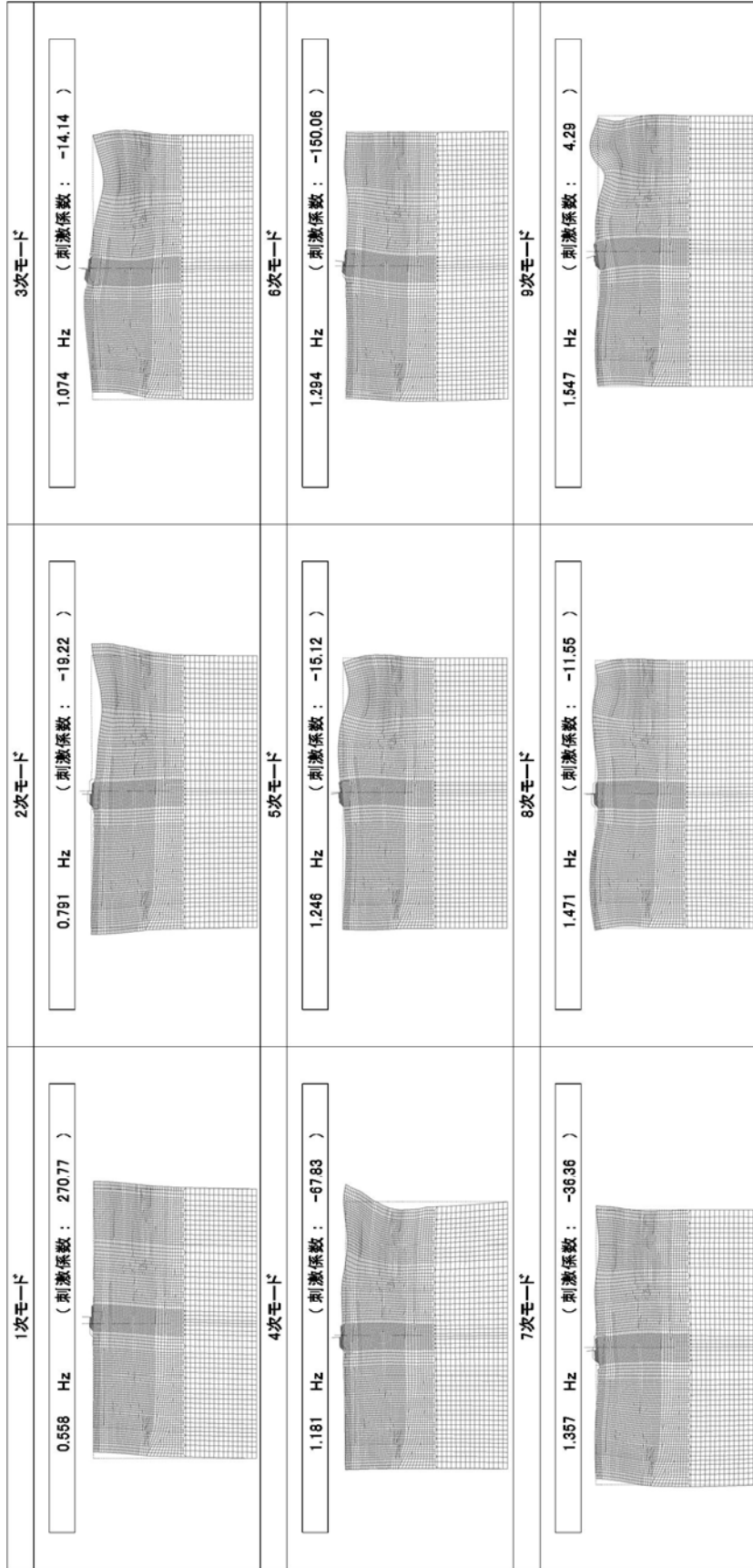


図 1-1 (19) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面④ 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)

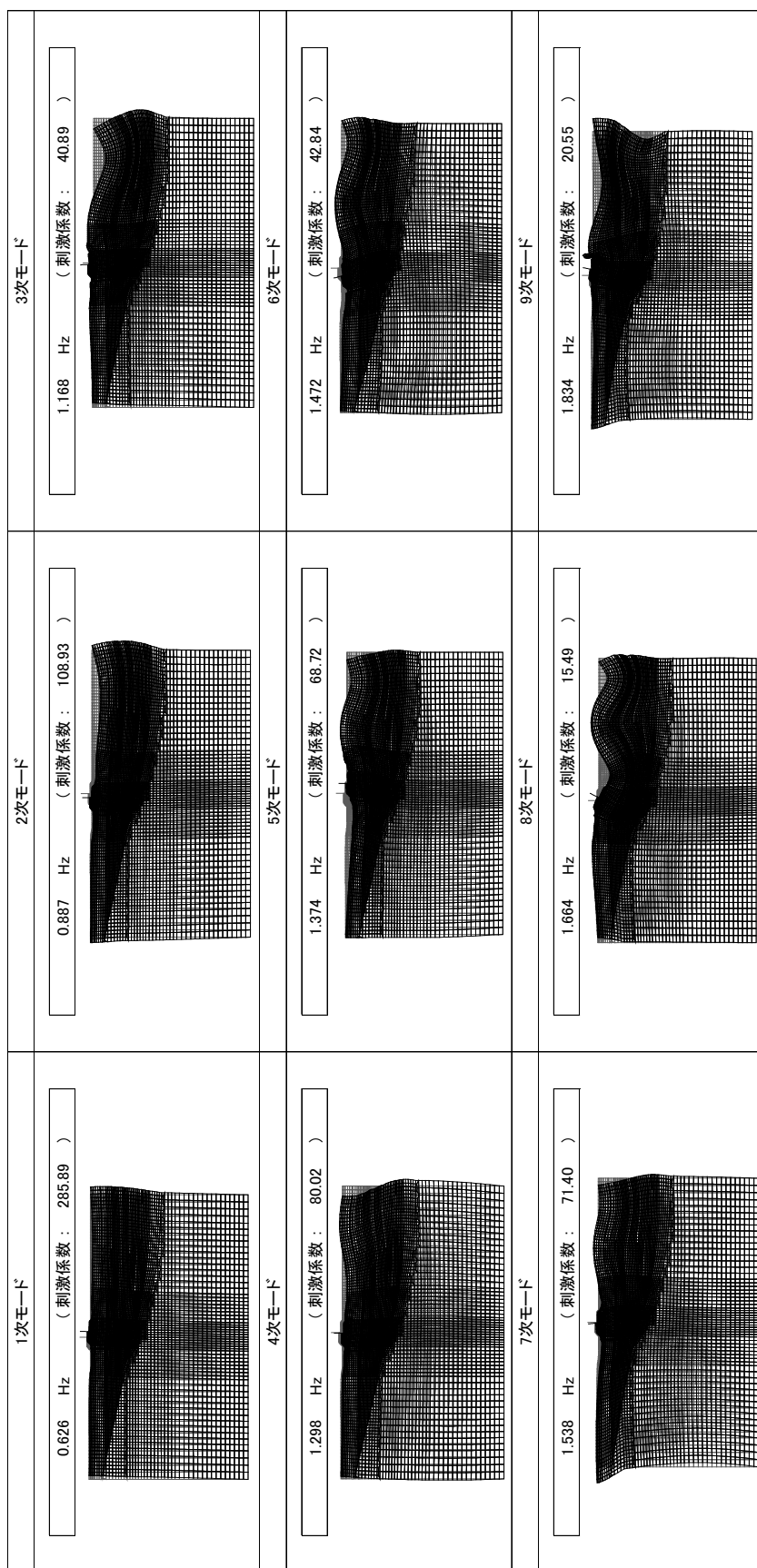


図 1-1 (20) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面⑤ 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)

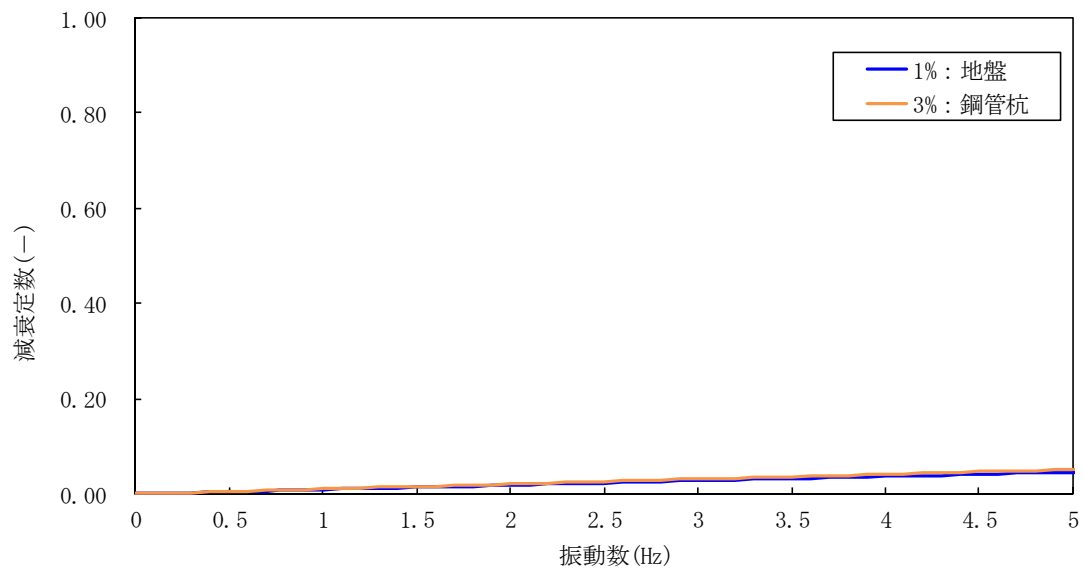


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面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)

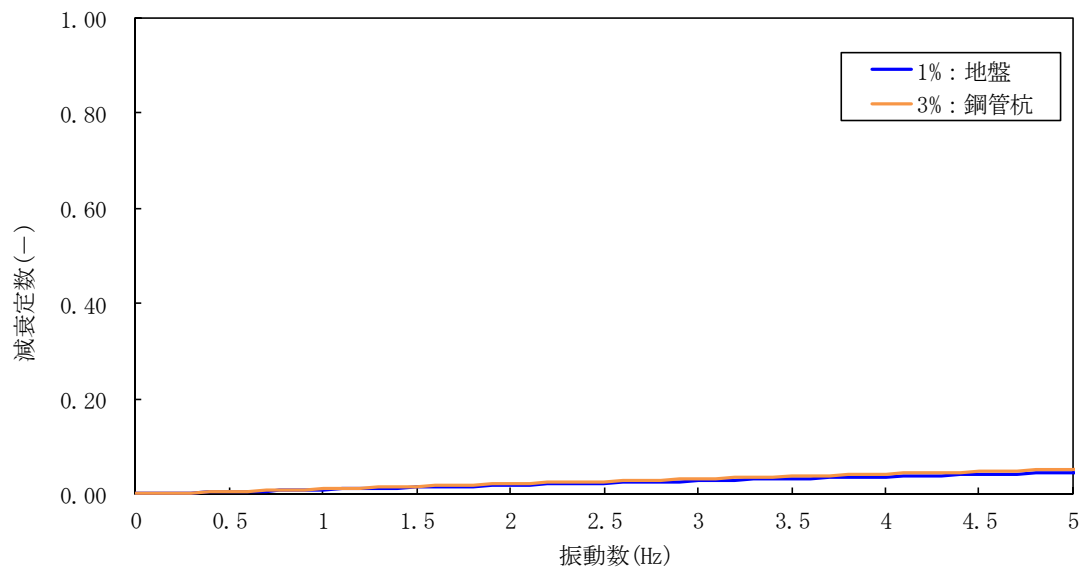


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面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)

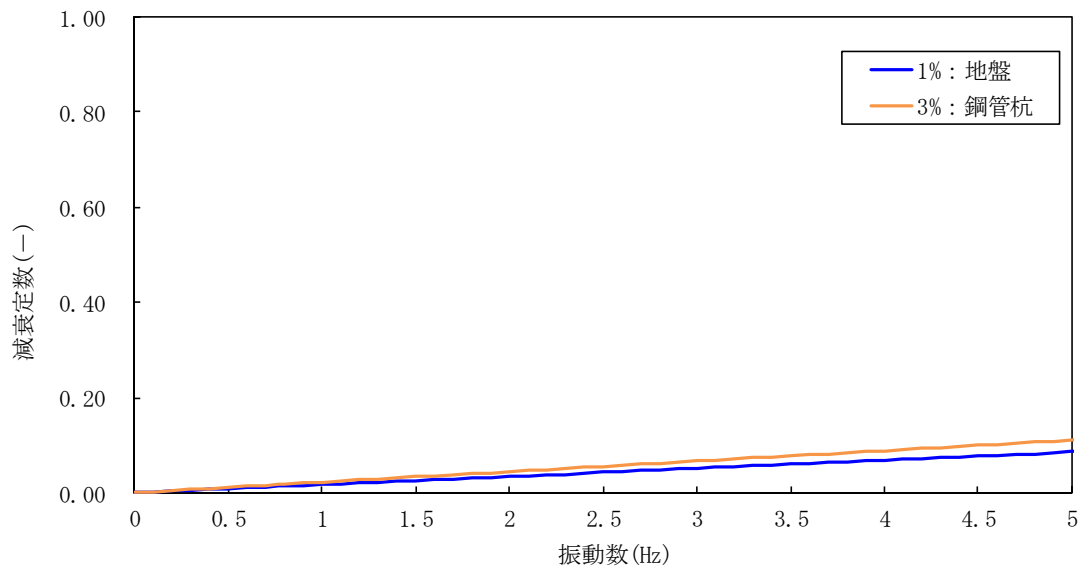


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面③ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

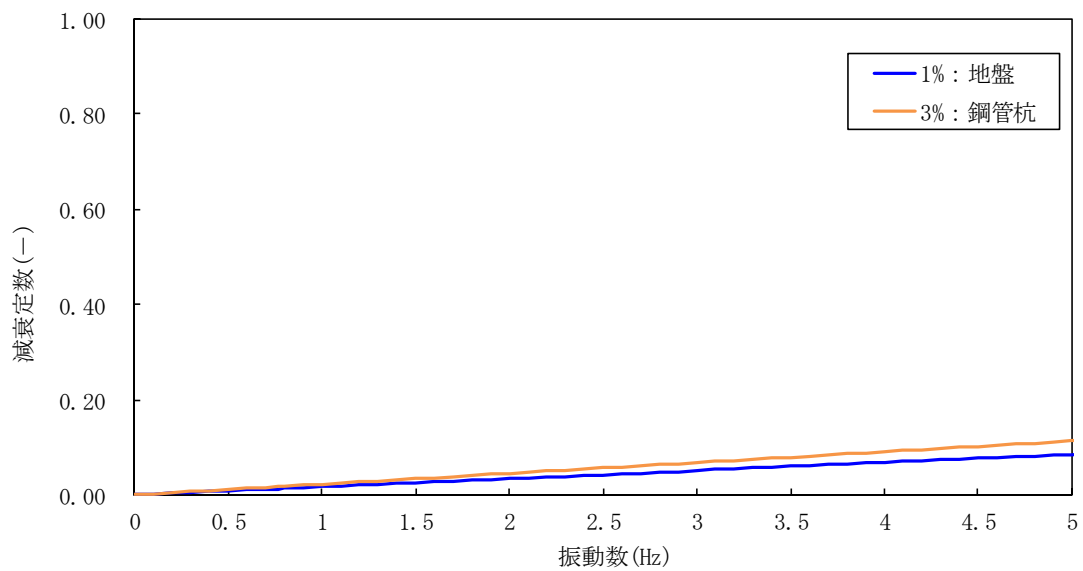


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面④ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

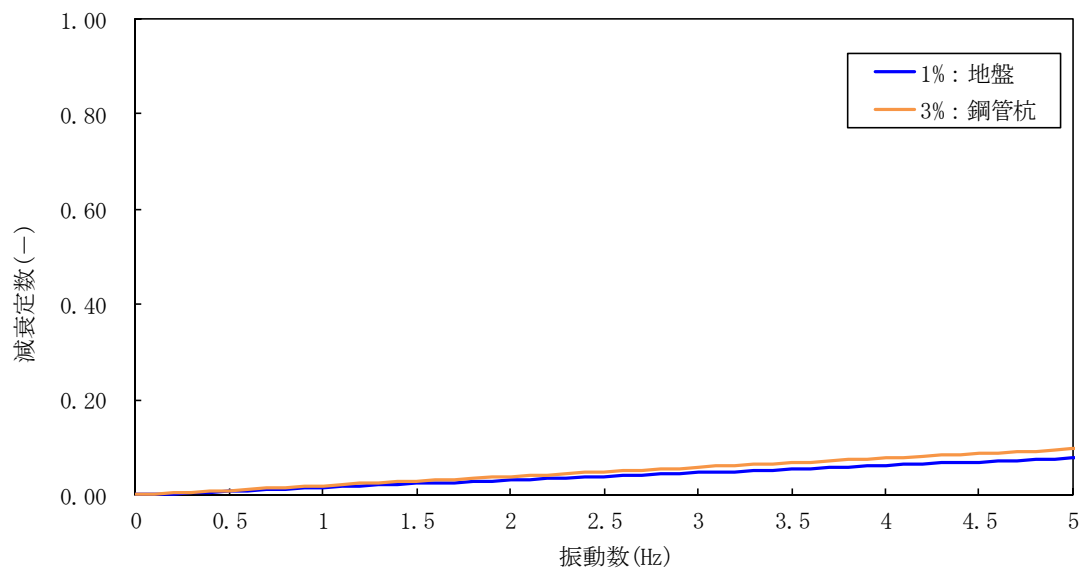


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面⑤ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

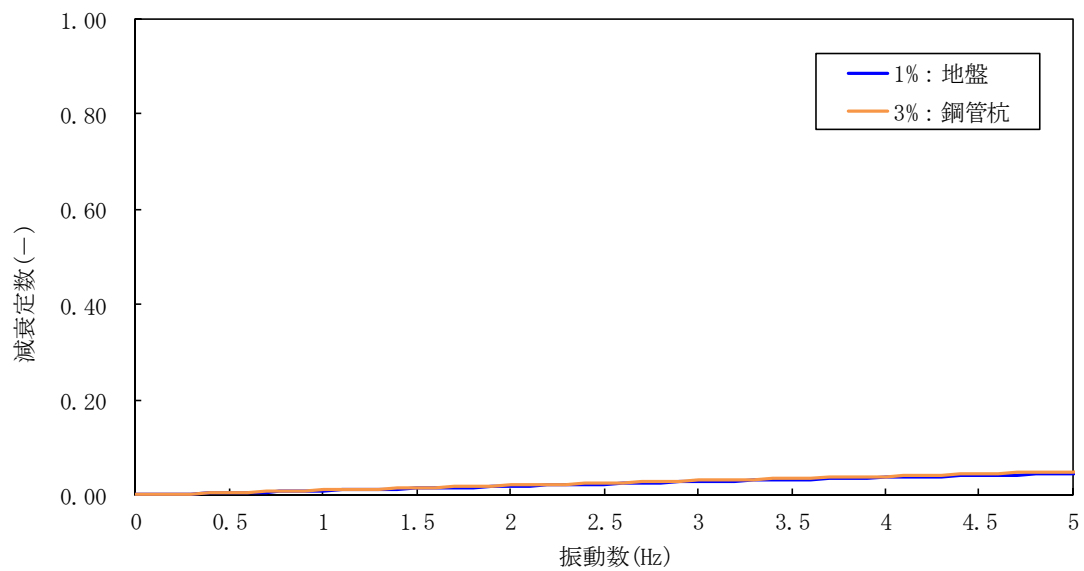


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面① 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

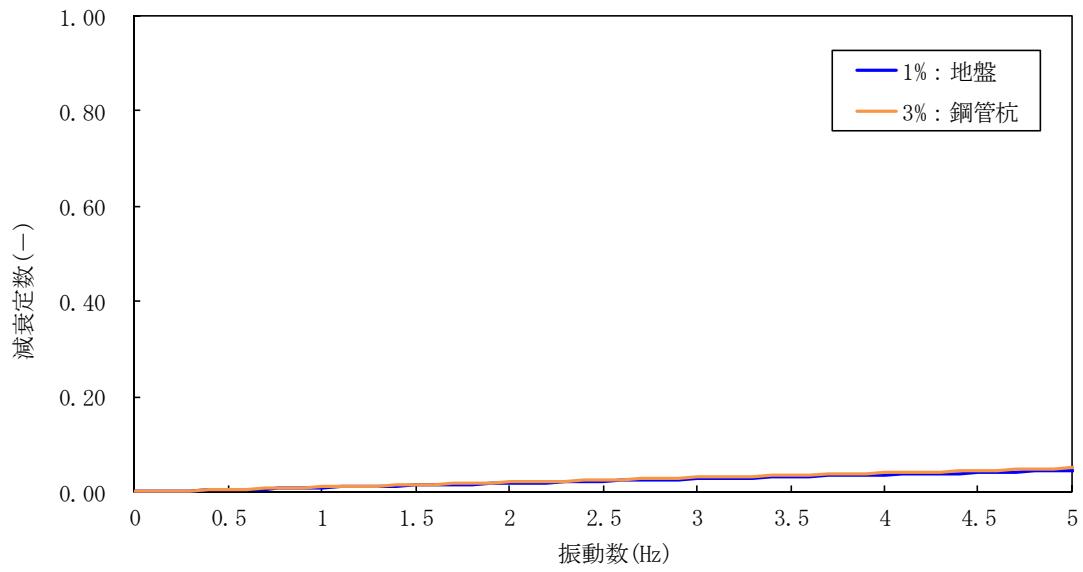


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面② 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

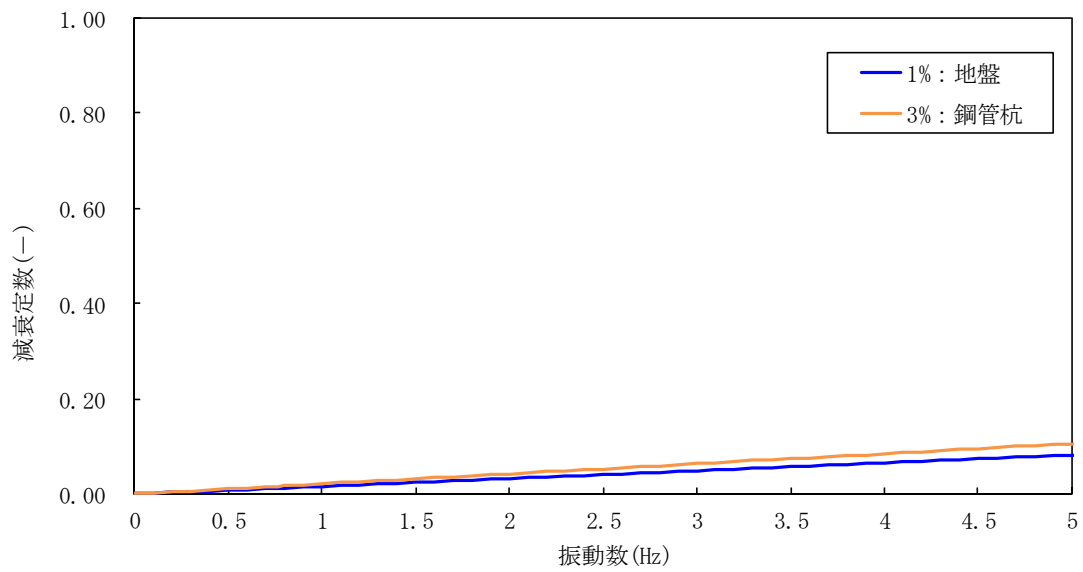


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面③ 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



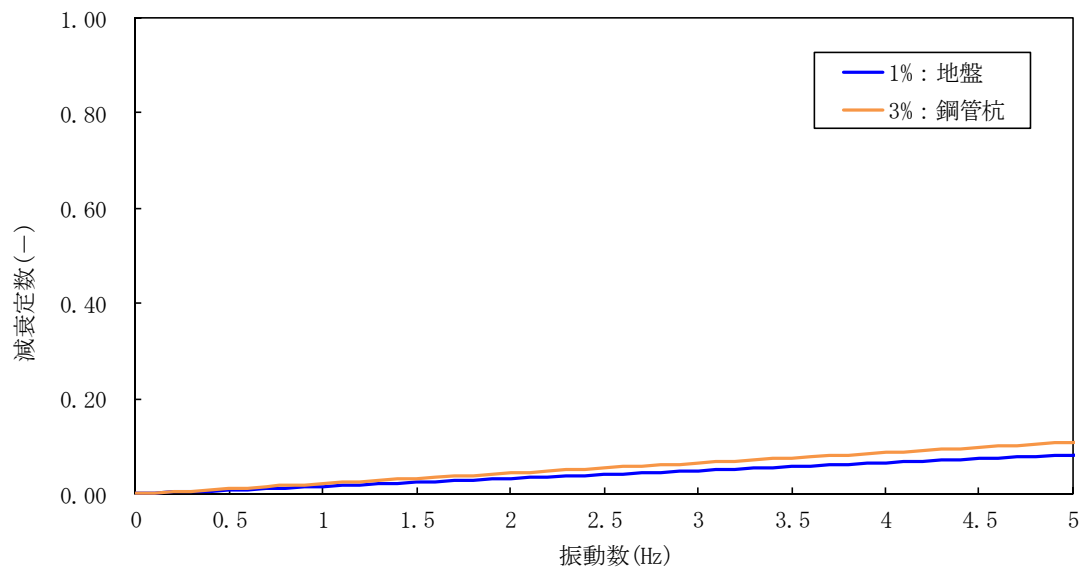


図 1-2 (9) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面④ 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

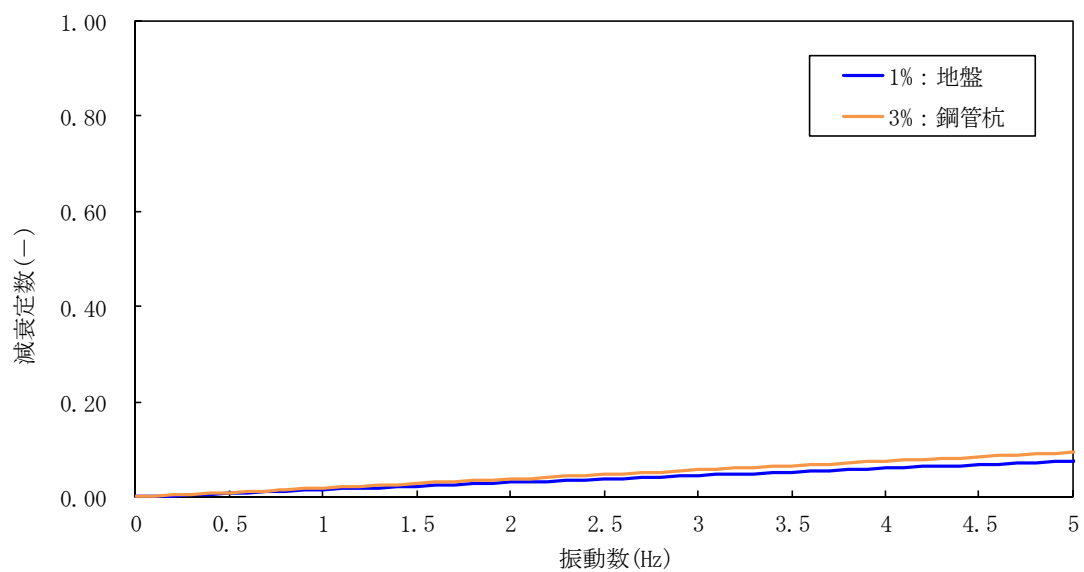


図 1-2 (10) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面⑤ 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

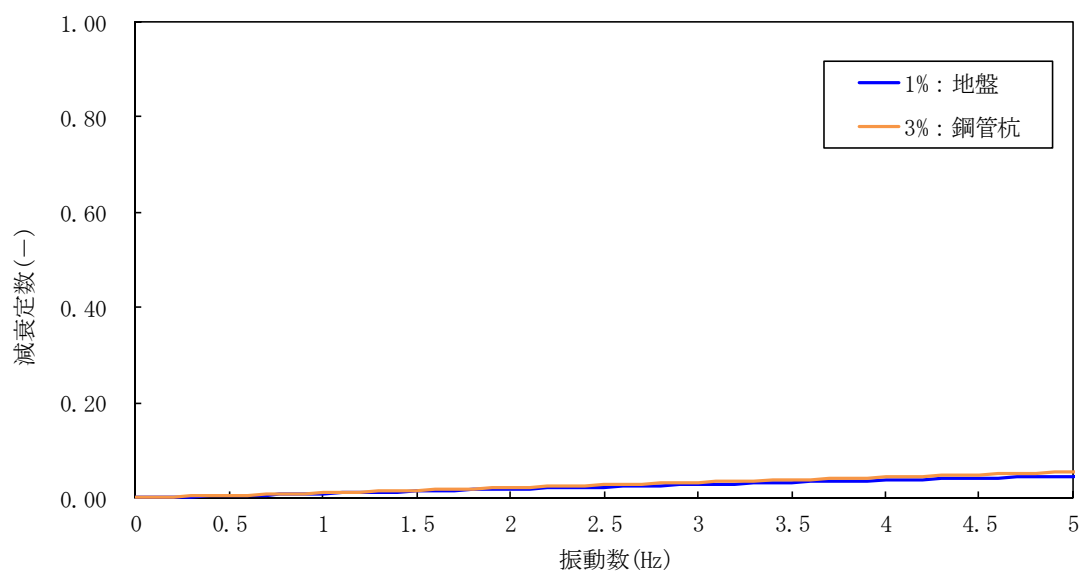


図 1-2 (11) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 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)

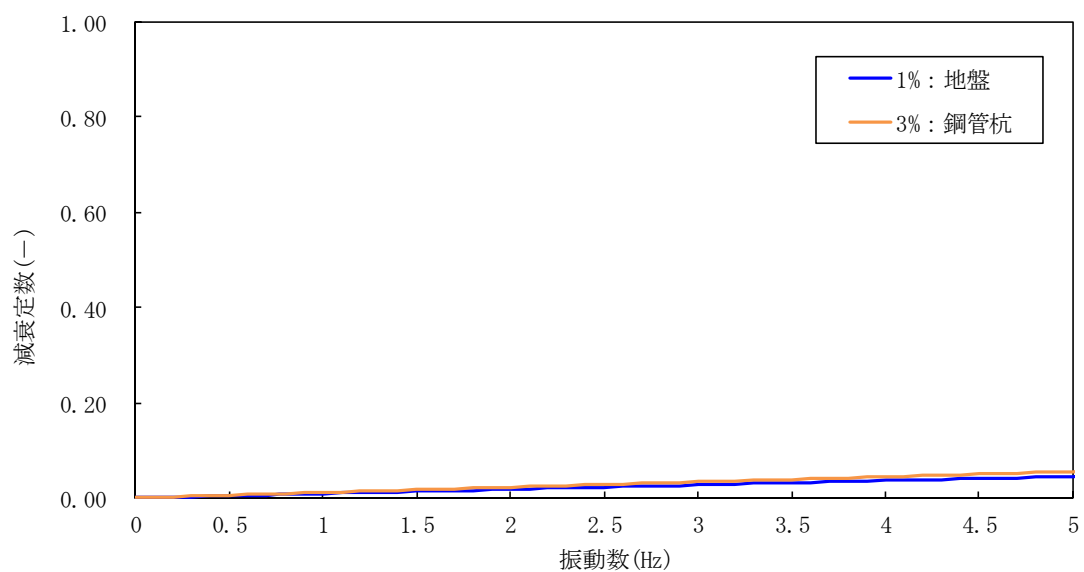


図 1-2 (12) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 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)

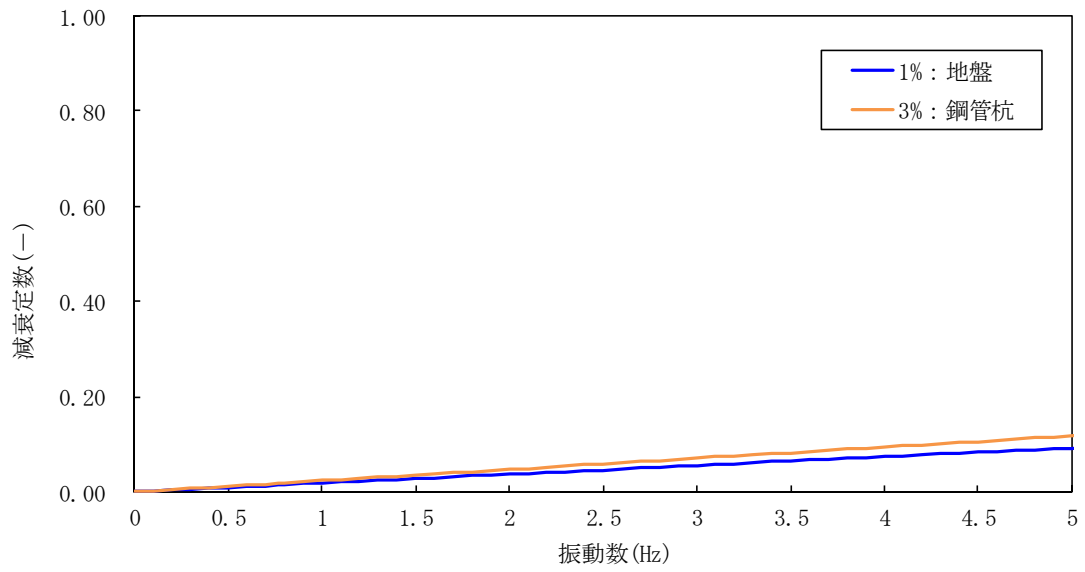


図 1-2 (13) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面③ 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

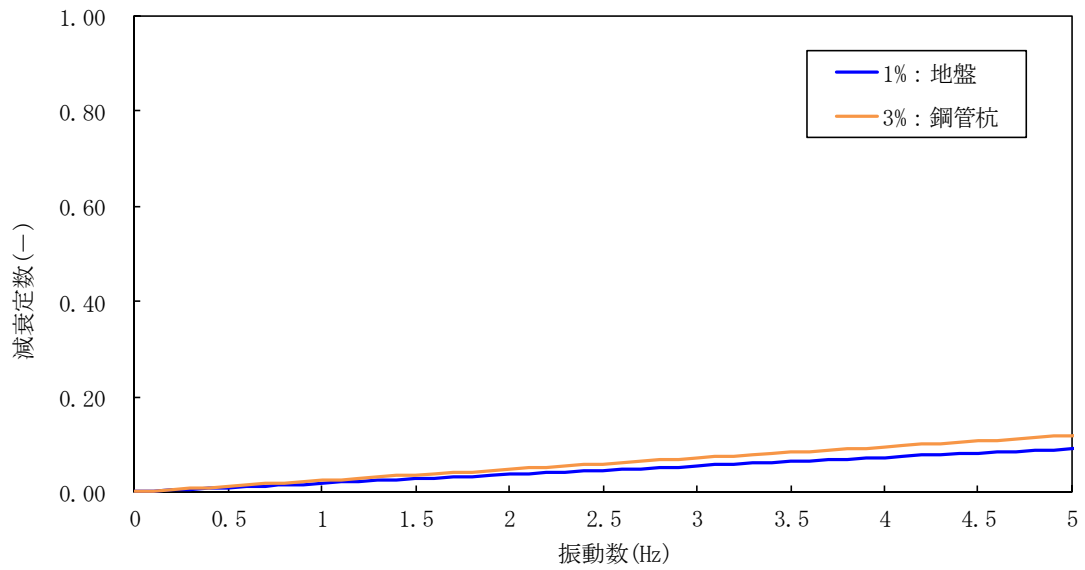


図 1-2 (14) 設定した Rayleigh 減衰  
 (断面④ 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

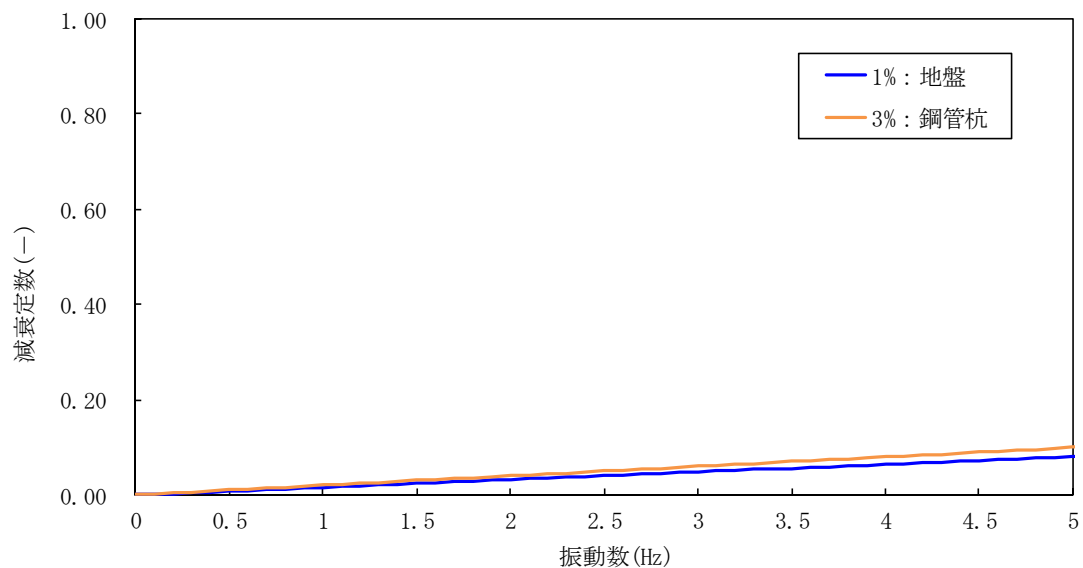


図 1-2 (15) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 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)

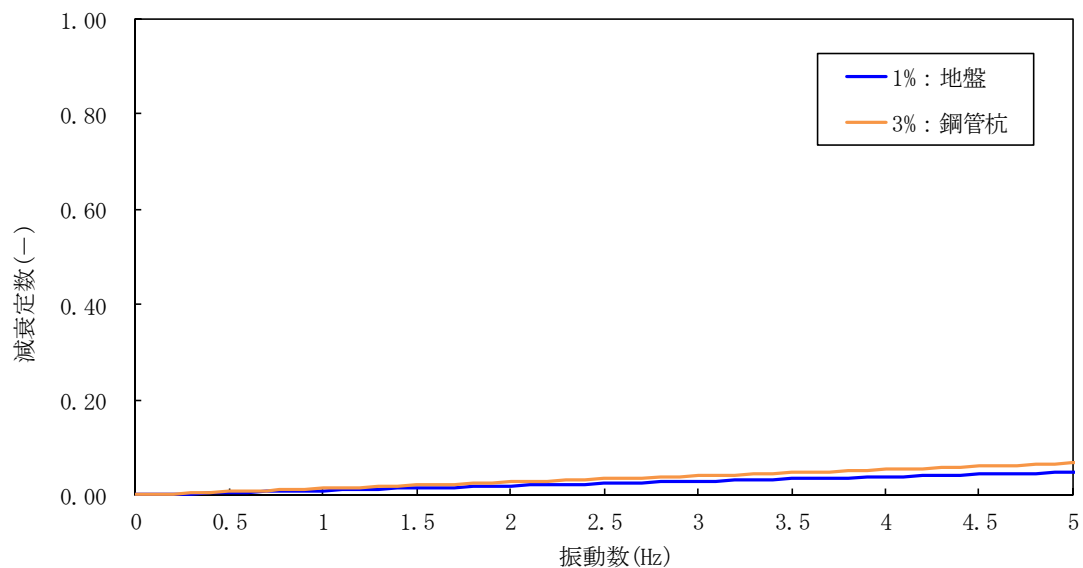


図 1-2 (16) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 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)

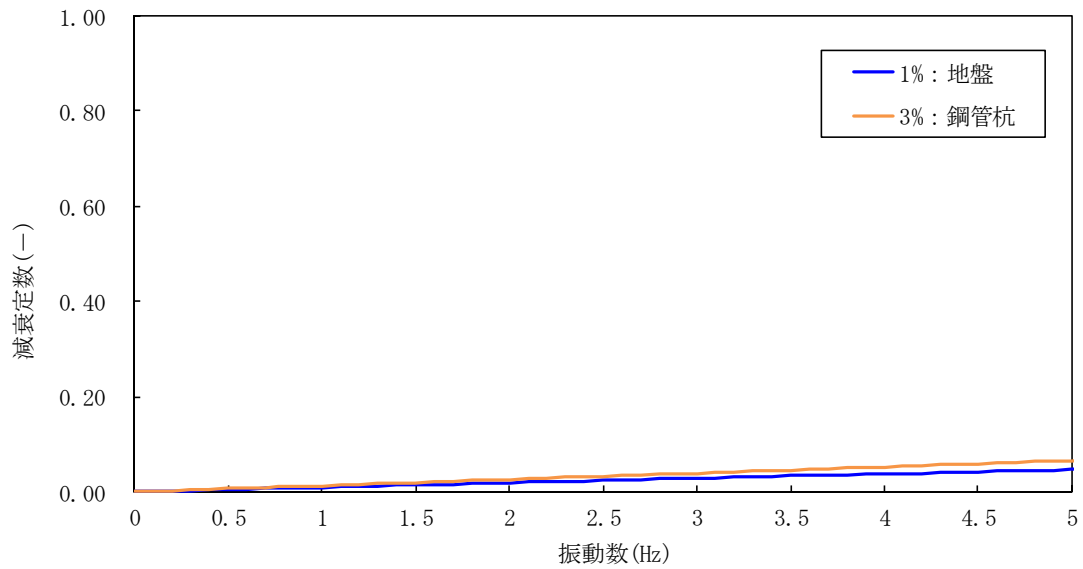


図 1-2 (17) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 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)

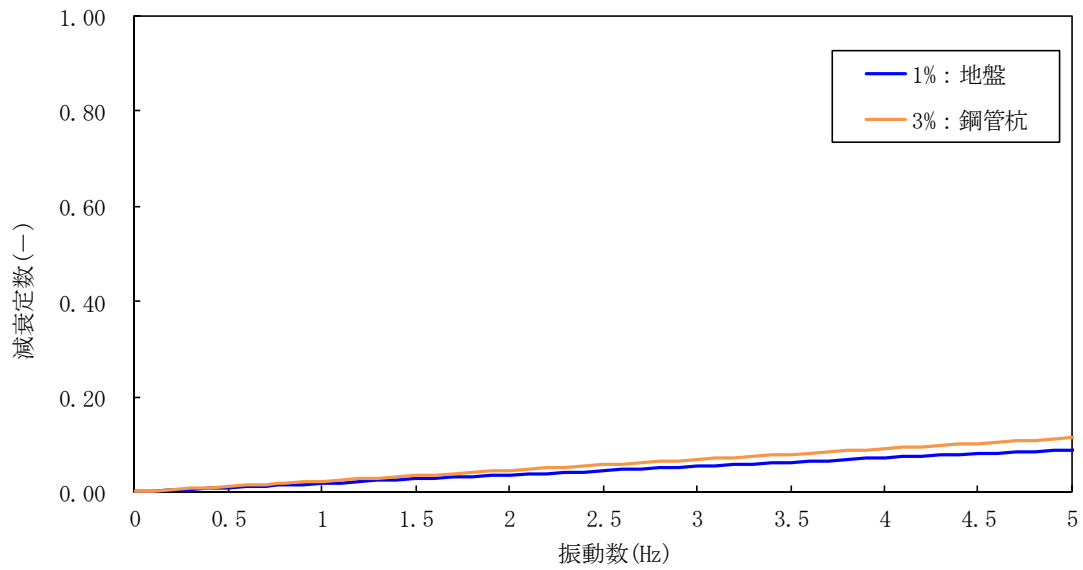


図 1-2 (18) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③ 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)

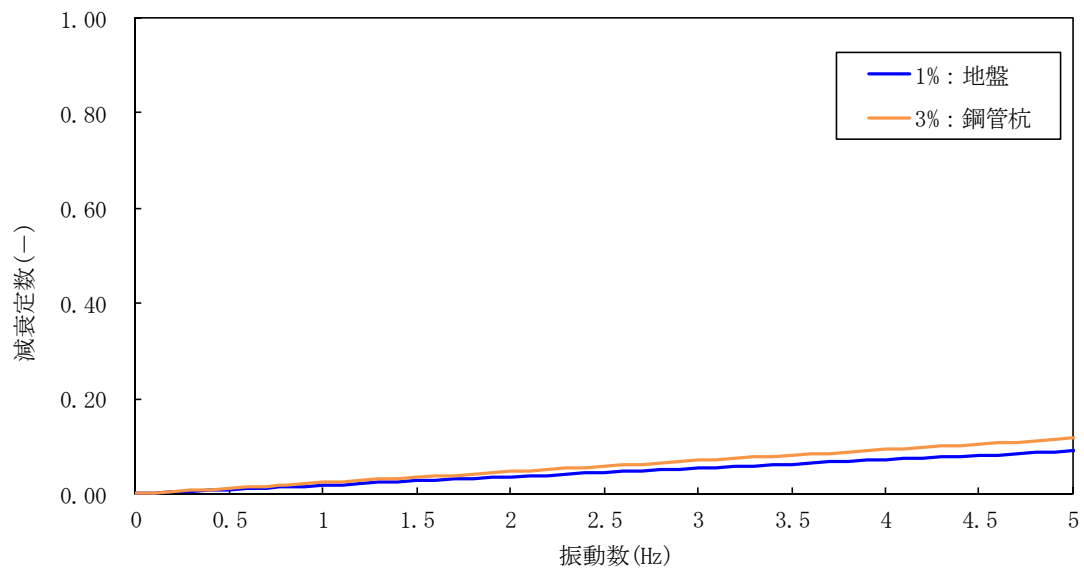


図 1-2 (19) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 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)

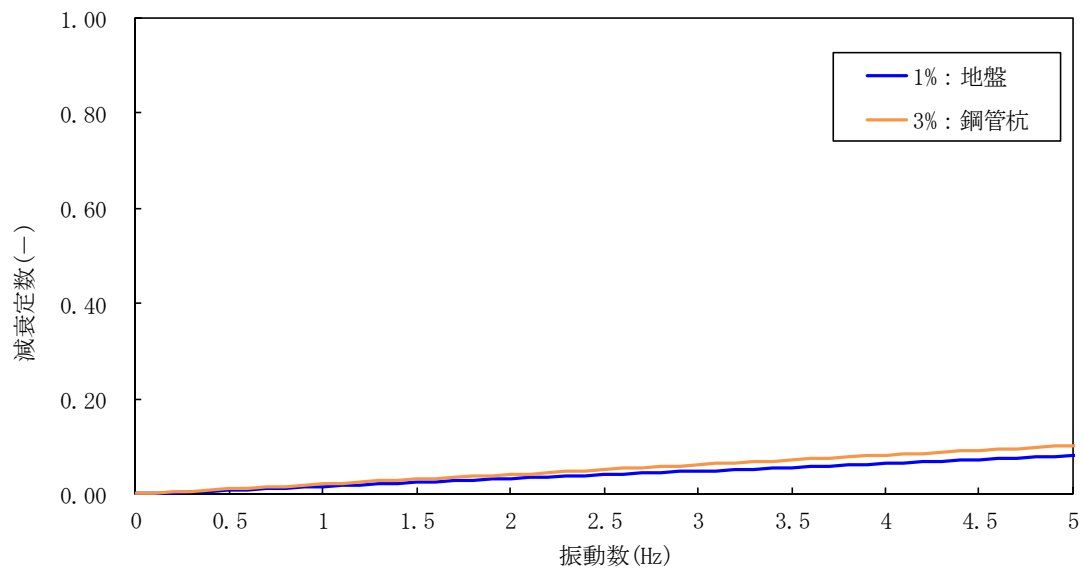


図 1-2 (20) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 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)