

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-340-8 改 37
提出年月日	平成 30 年 8 月 21 日

工事計画に係る補足説明資料
耐震性に関する説明書のうち
補足-340-8

【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】

【収録内容】

3. 屋外二重管の耐震安全性評価
16. SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価

平成 30 年 8 月
日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	補足-348 改0として提出 ・1.1章, 1.4.1章, 1.4.4~1.4.7章を提出
改1	H30.2.15	補足-348 改1として提出 ・1.5章を新規作成し, 改0に追加
改2	H30.2.19	補足-348 改2として提出 ・改1のうち, 1.1章, 1.4.4~1.4.7章を修正
改0	H30.3.7	資料番号を修正 補足-340-8 改0 ・「1.4. 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方」のうち, 1.4.3章, 1.4.8~1.4.10章, 1.4.12章を新規作成し, 追加
改1	H30.3.26	・P.3~5に補足説明資料と添付書類との関連を記載 ・1.4.1章, 1.4.4章~1.4.7章を修正 ・4章を新規作成し, 追加
改2	H30.4.6	・1.4.2章, 1.4.11章, 1.4.17章を新規作成し, 追加 ・4章を修正 ・12章を新規作成し, 追加
改3	H30.4.9	・1.3章, 2章を新規作成し, 追加 ・4.4章を修正
改4	H30.4.9	・1.2章, 8章, 11章を新規作成し, 追加
改5	H30.4.12	・10章を新規作成し, 追加
改6	H30.4.13	・1.4.13章, 1.4.14章, 1.4.15章, 1.4.16章, 1.4.18章を新規作成し, 追加 ・1.5章, 1.6章を新規作成し, 追加 ・5章, 6章, 7章, 9章, 14章, 16章, 17章を新規作成し, 追加
改7	H30.4.23	・10章, 11章, 17章を修正 ・3章, 13章, 15章, 18章を新規作成し, 追加
改8	H30.4.27	・既提出分を一式取り纏めて, 再提出
改9	H30.5.2	・改6のうち, 1.6章及び5章を改定 ・改3のうち, 4章を改訂
改10	H30.5.14	・1.7章, 1.8章を新規作成し, 追加
改11	H30.5.23	・改0のうち, 1.4.10章を改定 ・改7のうち, 10章を改定 ・改9のうち, 1.6章を改定
改12	H30.5.28	・改3のうち, 1.4.2章を改定 ・改3のうち, 2章を改定
改13	H30.5.31	・改0のうち, 1.4.3章を改定
改14	H30.6.6	・1.9章を新規作成し, 追加 ・1.10章を新規作成し, 追加 ・改7のうち, 3章を改定
改15	H30.6.7	・改7のうち, 17章, 18章を改定 ・改14のうち, 3章を改定
改16	H30.6.12	・改14のうち, 1.10章を改定
改17	H30.6.18	・改13のうち, 1.4.3章を改定 ・改3のうち, 1.4.11章を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 18	H30. 6. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 1. 4. 13 章及び 1. 4. 15 章を改定 ・改 7 のうち, 13 章及び 14 章を改定
改 19	H30. 6. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・改 7 のうち, 11 章を改定 ・改 15 のうち, 3 章を改定
改 20	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 1. 5 章を改定 ・改 14 のうち, 1. 9 章を改定 ・改 19 のうち, 11 章を改定
改 21	H30. 7. 5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 9 のうち, 4 章及び 5 章を改定
改 22	H30. 7. 5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 12 のうち, 2 章を改定 ・改 20 のうち, 1. 9 章を改定
改 23	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 7 章を改定
改 24	H30. 7. 9	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 14 章及び 16 章を改定 ・改 11 のうち, 10 章を改定 ・改 15 のうち, 17 章及び 18 章を改定 ・改 18 のうち, 13 章及び 15 章を改定 ・改 19 のうち, 3 章を改定 ・改 20 のうち, 11 章を改定
改 25	H30. 7. 9	<ul style="list-style-type: none"> ・改 4 のうち, 8 章を改定
改 26	H30. 7. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 10 のうち, 1. 7 章を改定 ・改 11 のうち, 1. 6 章を改定
改 27	H30. 8. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 9 章を改定
改 28	H30. 8. 2	<ul style="list-style-type: none"> ・改 11 のうち, 1. 4. 10 章を改定 ・改 22 のうち, 1. 9 章を改定
改 29	H30. 8. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 21 のうち, 4 章及び 5 章を改定 ・改 23 のうち, 7 章を改定
改 30	H30. 8. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 のうち, 16 章を改定
改 31	H30. 8. 13	<ul style="list-style-type: none"> ・「1. 11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」新規作成し, 追加 ・改 24 のうち, 10 章及び 14 章を改定
改 32	H30. 8. 13	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 6 章を改定
改 33	H30. 8. 14	<ul style="list-style-type: none"> ・改 18 のうち, 15 章を改定 ・改 24 のうち, 13 章を改定
改 34	H30. 8. 16	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 のうち, 18 章を改定 ・改 25 のうち, 8 章を改定
改 35	H30. 8. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 3 のうち, 12 章を改定 ・改 22 のうち, 2 章を改定
改 36	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 のうち, 17 章を改定
改 37	H30. 8. 21	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 のうち, 3 章を改定 ・改 30 のうち, 16 章を改定

目次

[]内は、当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

1. 共通事項
 - 1.1 対象設備[改 7 H30. 4. 23]
 - 1.2 屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容[改 4 H30. 4. 9]
 - 1.3 安全係数[改 3 H30. 4. 9]
 - 1.4 屋外重要土木構造部の耐震評価における断面選定の考え方
 - 1.4.1 方針[改 3 H30. 4. 9]
 - 1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方[改 12 H30. 5. 28]
 - 1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方[改 17 H30. 6. 18]
 - 1.4.4 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.7 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.8 代替淡水貯槽の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方[改 28 H30. 8. 2]
 - 1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面選定の考え方[改 17 H30. 6. 18]
 - 1.4.12 緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.13 緊急用海水取水管の断面選定の考え方[改 18 H30. 6. 20]
 - 1.4.14 S A用海水ピットの断面選定の考え方[改 6 H30. 4. 16]
 - 1.4.15 海水引込み管の断面選定の考え方[改 18 H30. 6. 20]
 - 1.4.16 S A用海水ピット取水塔の断面選定の考え方[改 6 H30. 4. 16]
 - 1.4.17 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方[改 3 H30. 4. 9]
 - 1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方[改 6 H30. 4. 16]
 - 1.5 地盤物性のばらつきの考慮方法[改 20 H30. 6. 28]
 - 1.6 許容応力度法における許容限界について[改 26 H30. 7. 26]
 - 1.7 ジョイント要素のばね設定について[改 26 H30. 7. 26]
 - 1.8 有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について[改 10 H30. 5. 14]
 - 1.9 地震応答解析における構造物の減衰定数について[改 28 H30. 8. 2]
 - 1.10 屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について[改 16 H30. 6. 15]
 - 1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 31 H30. 8. 13]
2. 取水構造物の耐震安全性評価[改 35 H30. 8. 17]
3. 屋外二重管の耐震安全性評価[改 37 H30. 8. 21]
4. 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価[改 29 H30. 8. 6]
5. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価[改 29 H30. 8. 6]
6. 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価[改 32 H30. 8. 13]

7. 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価[改 29 H30. 8. 6]
8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 34 H30. 8. 16]
9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 27 H30. 8. 1]
10. 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価[改 31 H30. 8. 13]
11. 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価[改 24 H30. 7. 9]
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 35 H30. 8. 17]
13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 33 H30. 8. 14]
14. S A用海水ピットの耐震安全性評価[改 31 H30. 8. 13]
15. 海水引込み管の耐震安全性評価[改 33 H30. 8. 14]
16. S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改 37 H30. 8. 21]
17. 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価[改 36 H30. 8. 20]
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 34 H30. 8. 16]

本補足説明資料は、耐震性に関する説明書のうち屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての内容を補足するものである。本補足説明資料と添付書類との関連を以下に示す。

補足説明資料と添付書類との関連

工事計画に係る補足説明資料 耐震性に関する説明書のうち 補足-340-8 【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】		該当添付書類	
1. 共通事項	1.1 対象設備	共通事項	
	1.2 屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容	共通事項	
	1.3 安全係数	共通事項	
	1.4 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方	1.4.1 方針	共通事項
		1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方	V-2-2-6 取水構造物の耐震性についての計算書
		1.4.3 屋外二重管	V-2-2-8 屋外二重管の耐震性についての計算書
		1.4.4 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備	V-2-2-23-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震性についての計算書
		1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）	V-2-2-23-3 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震性についての計算書
		1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）	V-2-2-23-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震性についての計算書
		1.4.7 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）	V-2-2-23-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震性についての計算書
		1.4.8 代替淡水貯槽	V-2-2-29 代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
		1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室	V-2-2-27 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震性についての計算書
		1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバート	V-2-2-31 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震性についての計算書
		1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート	V-2-2-21 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震性についての計算書
		1.4.12 緊急用海水ポンプピット	V-2-2-35 緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書
		1.4.13 緊急用海水取水管	V-2-10-4-5 緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
1.4.14 SA用海水ピット		V-2-2-33 SA用海水ピットの耐震性についての計算書	
1.4.15 海水引込み管		V-2-10-4-3 海水引込み管の耐震性についての計算書	
1.4.16 SA用海水ピット取水塔	V-2-10-4-2 SA用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書		

	1.4.17 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎	V-2-2-13 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書
	1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎	V-2-2-25 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震性についての計算書
	1.5 地盤物性・材料物性のばらつきの考慮方法	共通事項
	1.6 許容応力度法における許容限界について	共通事項
	1.7 ジョイント要素のばね設定について	共通事項
	1.8 有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について	共通事項
	1.9 地震応答解析における構造物の減衰定数について	共通事項
	1.10 屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について	共通事項
	1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について	共通事項
2.	取水構造物の耐震安全性評価	V-2-2-6 取水構造物の地震応答計算書 V-2-2-7 取水構造物の耐震性についての計算書
3.	屋外二重管の耐震安全性評価	V-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書 V-2-2-9 屋外二重管の耐震性についての計算書
4.	常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価	V-2-2-22-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の地震応答計算書 V-2-2-23-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震性についての計算書
5.	常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価	V-2-2-22-3 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の地震応答計算書 V-2-2-23-3 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震性についての計算書
6.	常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価	V-2-2-22-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の地震応答計算書 V-2-2-23-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震性についての計算書
7.	常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価	V-2-2-22-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の地震応答計算書 V-2-2-23-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震性についての計算書

8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価	V-2-2-28 代替淡水貯槽の地震応答計算書 V-2-2-29 代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価	V-2-2-26 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書 V-2-2-27 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震性についての計算書
10. 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-30 常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答計算書 V-2-2-31 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震性についての計算書
11. 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-20 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答計算書 V-2-2-21 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震性についての計算書
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価	V-2-2-34 緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書 V-2-2-35 緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書
13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価	V-2-10-4-5 緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
14. SA用海水ピットの耐震安全性評価	V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答計算書 V-2-2-33 SA用海水ピットの耐震性についての計算書
15. 海水引込み管の耐震安全性評価	V-2-10-4-3 海水引込み管の耐震性についての計算書
16. SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価	V-2-10-4-2 SA用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書
17. 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価	V-2-2-12 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書 V-2-2-13 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価	V-2-2-24 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書 V-2-2-25 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震性についての計算書

1. 共通事項

1.1 対象設備

耐震安全性評価の対象とする屋外重要土木構造物は、Sクラスの機器・配管の間接支持構造物若しくは非常時における海水の通水機能・貯水機能を求められる取水構造物，屋外二重管，貯留堰，常設代替高圧電源装置置場及び常設代替高圧電源装置用カルバートである。

また，同様に耐震安全性評価の対象とする「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備」及び「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設」に該当する土木構造物である代替淡水貯槽，常設低圧代替注水系ポンプ室，常設低圧代替注水系配管カルバート，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート，緊急用海水ポンプピット，緊急用海水取水管，SA用海水ピット，海水引込み管，SA用海水ピット取水塔，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎，可搬型設備用軽油タンク基礎についても記載する。

なお，防潮堤及び貯留堰については，津波防護施設としての耐震安全性評価を別途実施する。これらの屋外重要土木構造物等の位置図を図1.1-1に示す。

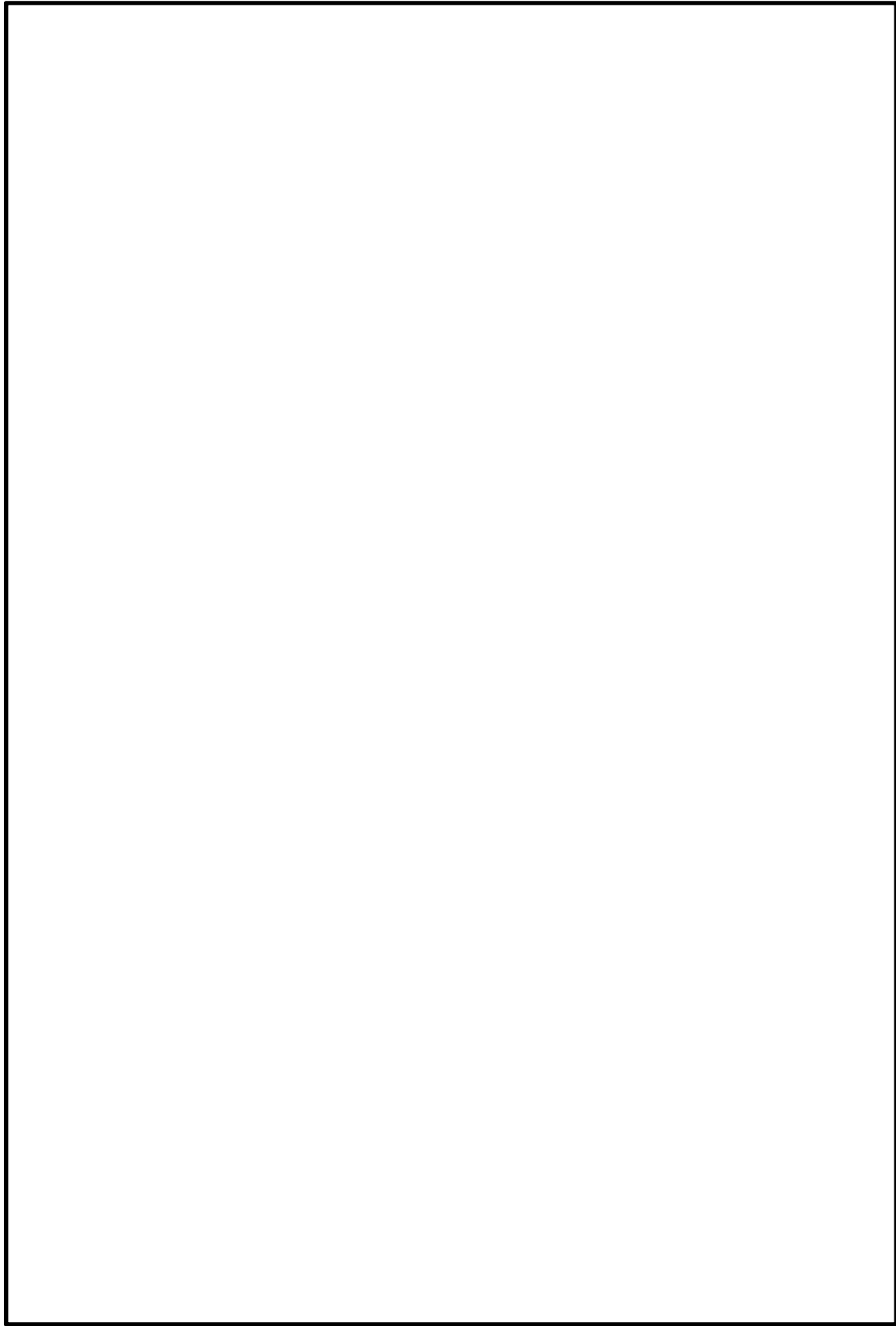


图 1.1-1 屋外重要土木构造物等位置图

3. 屋外二重管基礎の耐震安全性評価

目 次

3. 屋外二重管基礎の耐震安全性評価	1
3.1 評価方針	1
3.2 評価条件	2
3.2.1 適用規格	2
3.2.2 耐震安全性評価フロー	3
3.2.3 評価対象断面の方向	4
3.2.4 評価対象断面の選定	5
3.2.5 評価項目	12
3.2.6 使用材料及び材料定数	15
3.2.7 評価構造物諸元	19
3.2.8 地下水位	21
3.2.9 地震応答解析手法	21
3.2.10 解析モデルの設定	23
3.2.11 減衰特性	42
3.2.12 荷重の組合せ	52
3.2.13 地震応答解析の検討ケース	54
3.3 評価内容	57
3.3.1 入力地震動の設定	57
3.3.2 許容限界の設定	90
3.3.3 評価方法	103
3.4 評価結果	105
3.4.1 地震応答解析結果	105
3.4.2 耐震評価結果	180
3.5 まとめ	281

3.1 評価方針

屋外二重管基礎は、耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。この屋外二重管基礎の耐震評価は、基準地震動 S_s による耐震安全性評価として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

屋外二重管基礎の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力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。

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

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

構造部材の健全性評価については、杭基礎部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

地盤の健全性評価については、屋外二重管本体周りの地盤改良体（以下、「地盤改良体①」と言う。）のせん断応力に対する局所安全係数（以下「局所せん断安全率」と言う。）が許容限界を満足することを確認し、下方の地盤改良体（以下、「地盤改良体②」と言う。）の仮想すべり面上におけるすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、屋外二重管本体を直接支持する地盤改良体及び屋外二重管基礎の支持岩盤（ K_m 層）において、地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

3.2 評価条件

3.2.1 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会)

・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)

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

屋外二重管基礎の耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会) 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 14 年 3 月)，並びに道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社)日本道路協会，平成 24 年 3 月) を適用する。

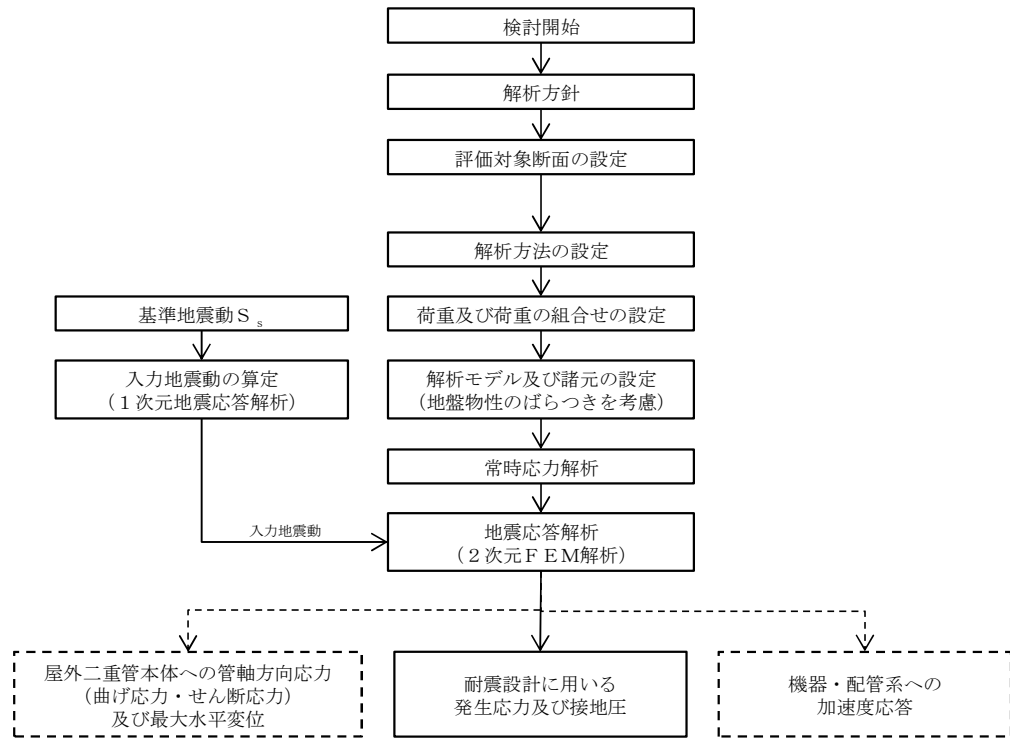
適用する規格，基準類を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 適用する規格，基準類

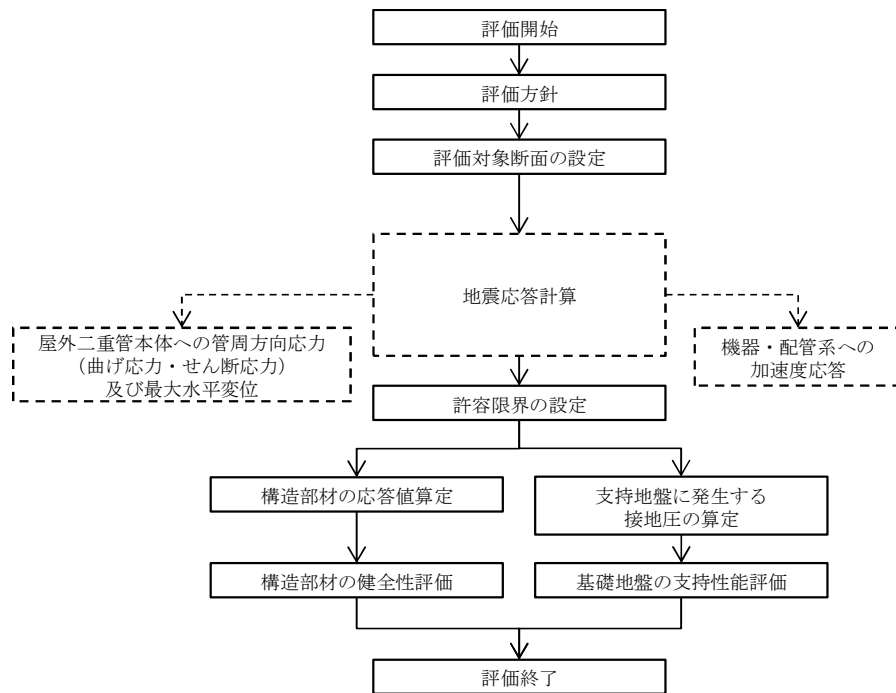
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	—
荷重及び荷重の組合せ	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	・活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響の組合せについて，最も不利となる条件を考慮して検討する。
許容限界	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月) ・道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社)日本道路協会，平成 24 年 3 月) ・ J E A G 4 6 0 1 -1987	・鋼製桁及び鋼管杭の曲げ軸力及びせん断に対する照査は，発生応力が短期許容応力度以下であることを確認する。 ・地盤改良体①の照査は，局所せん断安全率が許容限界を満足することを確認する。 ・地盤改良体②の照査は，すべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。 ・地盤改良体及び岩盤に発生する接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認する。
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1 -1987 ・道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 (平成 24 年 3 月)	・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である。

3.2.2 耐震安全性評価フロー

図 3.2-1 に屋外二重管の地震応答計算及び屋外二重管基礎の耐震安全性評価フローを示す。



(a) 地震応答計算



(b) 耐震性能評価

図 3.2-1 屋外二重管の地震応答計算及び屋外二重管基礎の耐震安全性評価フロー

3.2.3 評価対象断面の方向

屋外二重管の位置を図 3.2-2 に示す。

屋外二重管は、Sクラス機器である残留熱除去系海水系配管、非常用ディーゼル発電機海水系配管及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機海水系配管の間接支持機能を有する延長約 215 m、内径 2.0 m 及び 1.8 m の 2 本の鋼管の地中構造物であり、杭基礎及び地盤改良体を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。排気筒付近に位置する可とう管から海水ポンプ室までの区間は、水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を剛結したラーメン構造である杭基礎により支持する構造とする。一方、原子炉建屋から排気筒付近に位置する可とう管までの区間は、他構造物（原子炉建屋、排気筒、主排気筒ダクト基礎など）と近接していることから、杭基礎ではなく屋外二重管直下に造成した地盤改良体により支持する構造とする。

杭基礎構造部における鋼管杭は、強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でなく、横断方向と縦断方向で地質断面に差異があるため、直交する横断方向と縦断方向の両方向を評価対象断面の方向とする。

杭基礎構造部及び地盤改良体基礎構造部における地盤改良体は、横断方向の幅が縦断方向と比較して小さいことから横断方向が弱軸断面方向となる。したがって、横断方向断面を評価対象断面の方向とする。なお、杭基礎構造部における鋼製桁の下方に位置する既設の地盤改良体は、当該箇所を非液状化層とすることを目的としたものであり、屋外二重管本体の荷重を支持しているものではない。また、杭基礎構造部における屋外二重管本体の縦断方向に進行する表面波に対して実施する応答変位法の検討では、地盤改良体は保守的に剛性低減や強度低下を考慮しない。

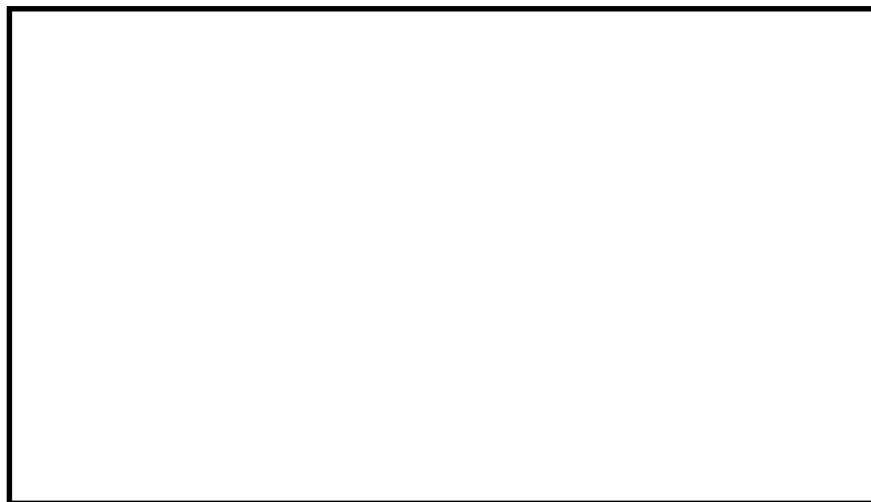


図 3.2-2 屋外二重管の位置図

3.2.4 評価対象断面の選定

屋外二重管基礎の平面図を図 3.2-3 に、断面図を図 3.2-4 に示す。

屋外二重管基礎の杭基礎構造部は、水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を剛結したラーメン構造であり、鋼製桁上に設置された屋外二重管本体を、地盤改良体及び鋼管杭を介して十分な支持機能を有する岩盤に支持させる。地盤改良体基礎構造部は、屋外二重管本体を岩盤相当の地盤に置換した地盤改良体で支持する構造である。

評価対象断面は、「1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方」で記載したとおり、基礎構造物の構造的特徴や周辺の状況も考慮して、杭基礎構造部は図 3.2-5 に示す A-A 断面、B-B 断面及び C-C 断面を、地盤改良体基礎構造部は C'-C' 断面を代表として耐震評価を実施する。屋外二重管基礎の評価対象断面を図 3.2-6 に示す。

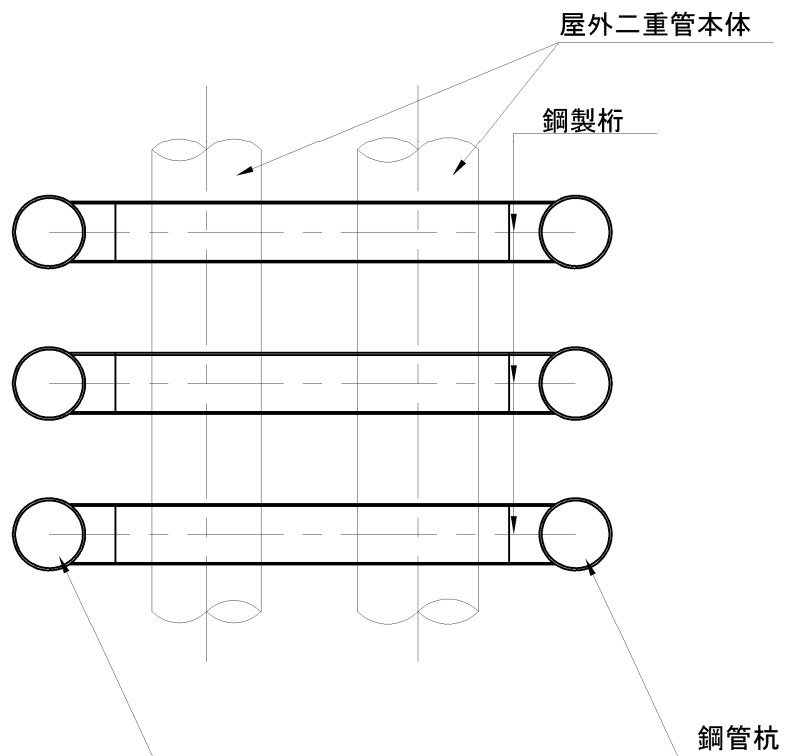


図 3.2-3 屋外二重管基礎の平面図

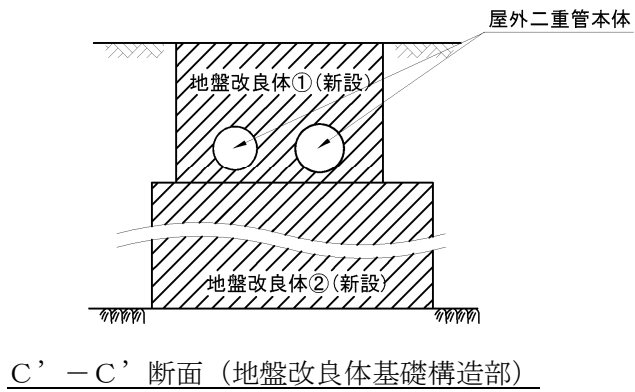
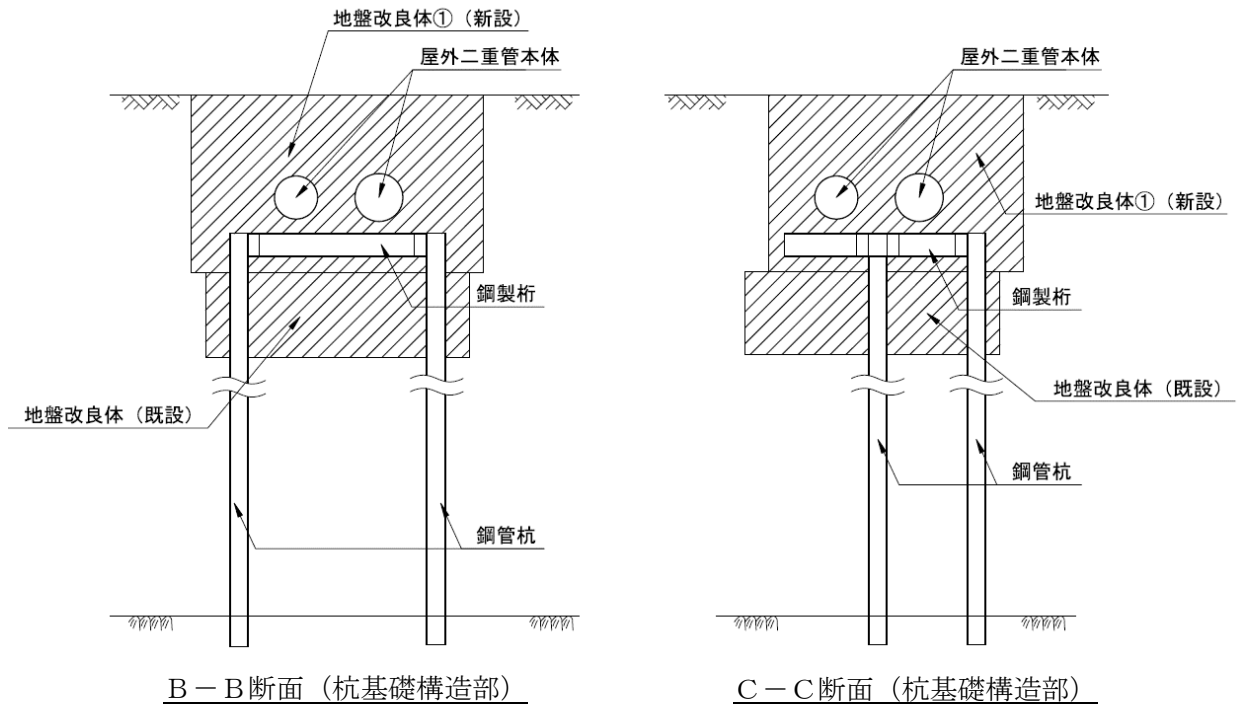


図 3.2-4 屋外二重管基礎の断面図

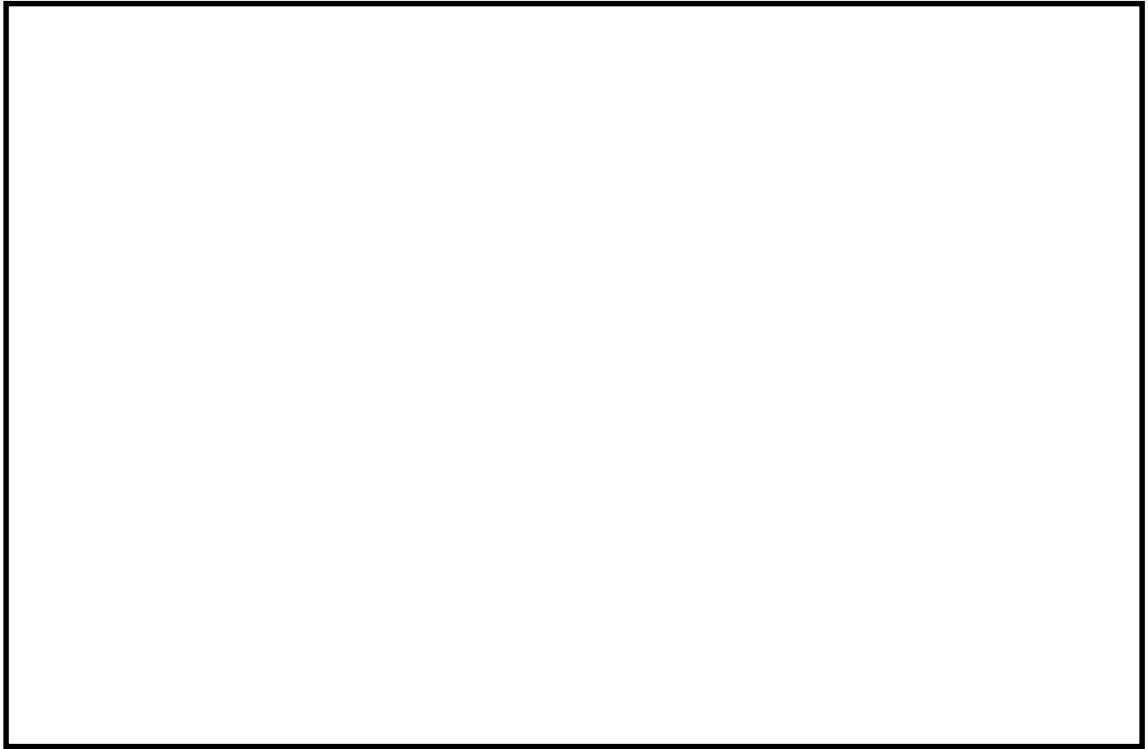


図 3.2-5 屋外二重管基礎の評価対象断面位置図

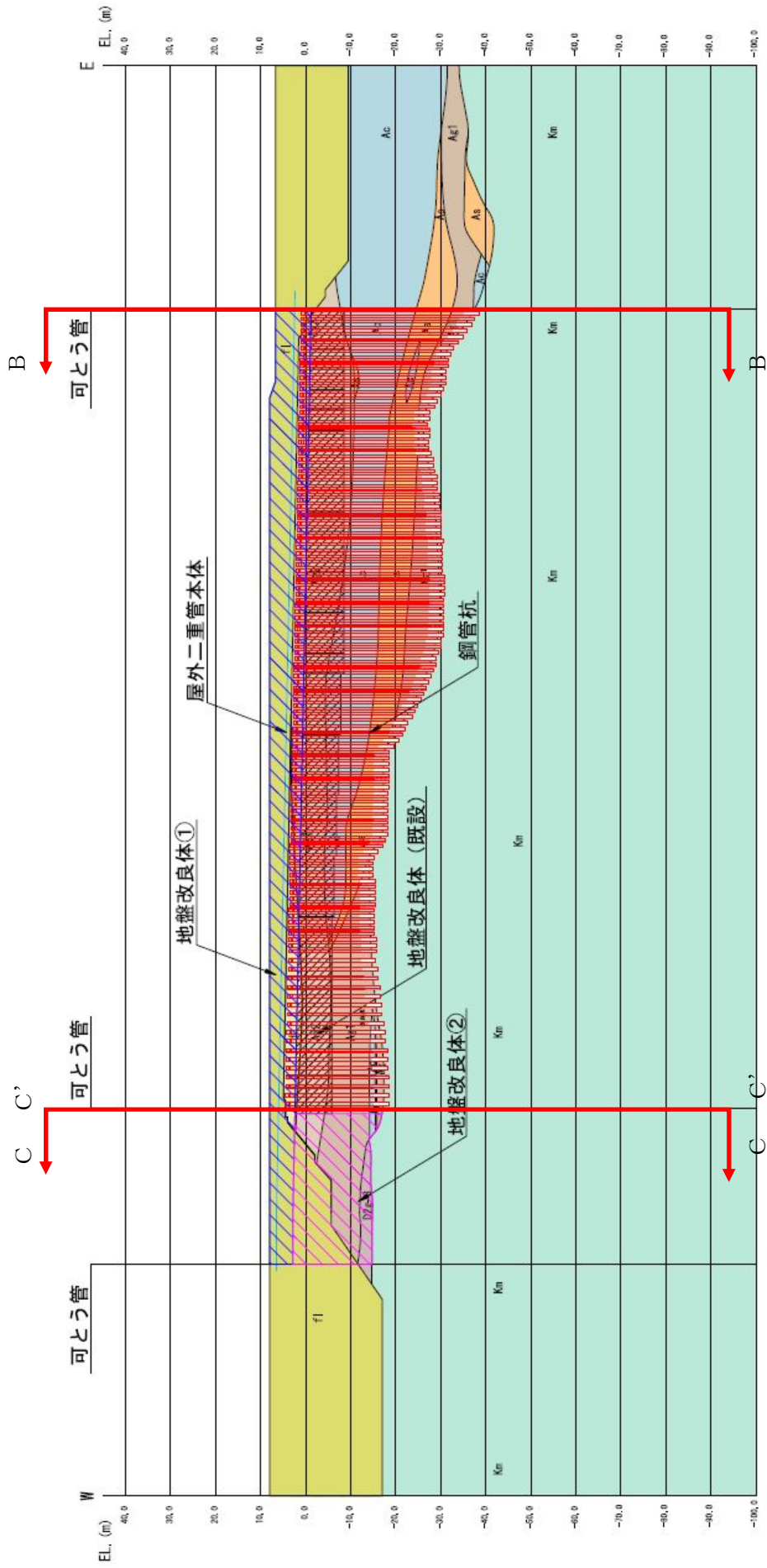


図 3.2-6 (1) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (A-A断面)

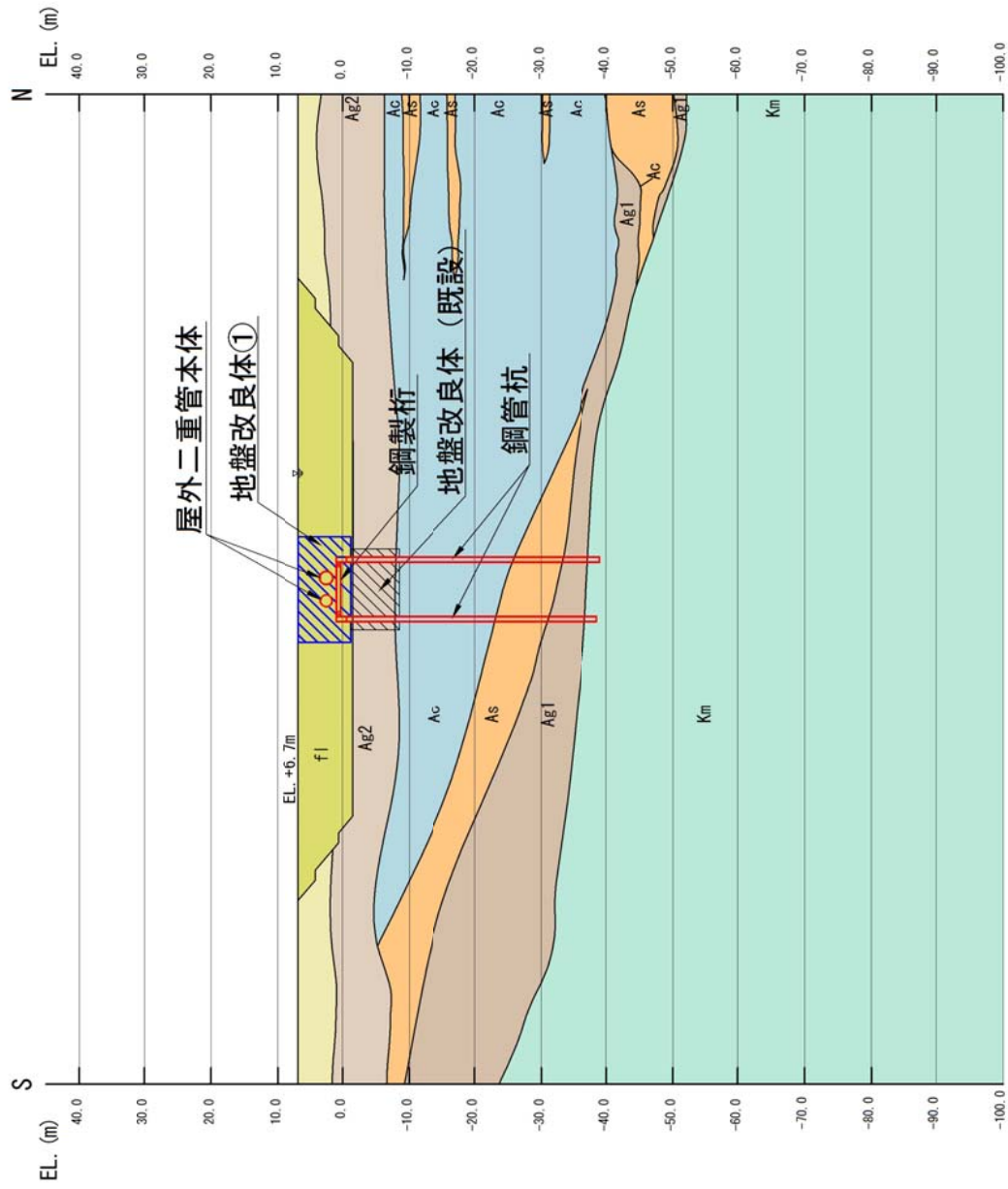


図 3.2-6 (2) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (B-B 断面)

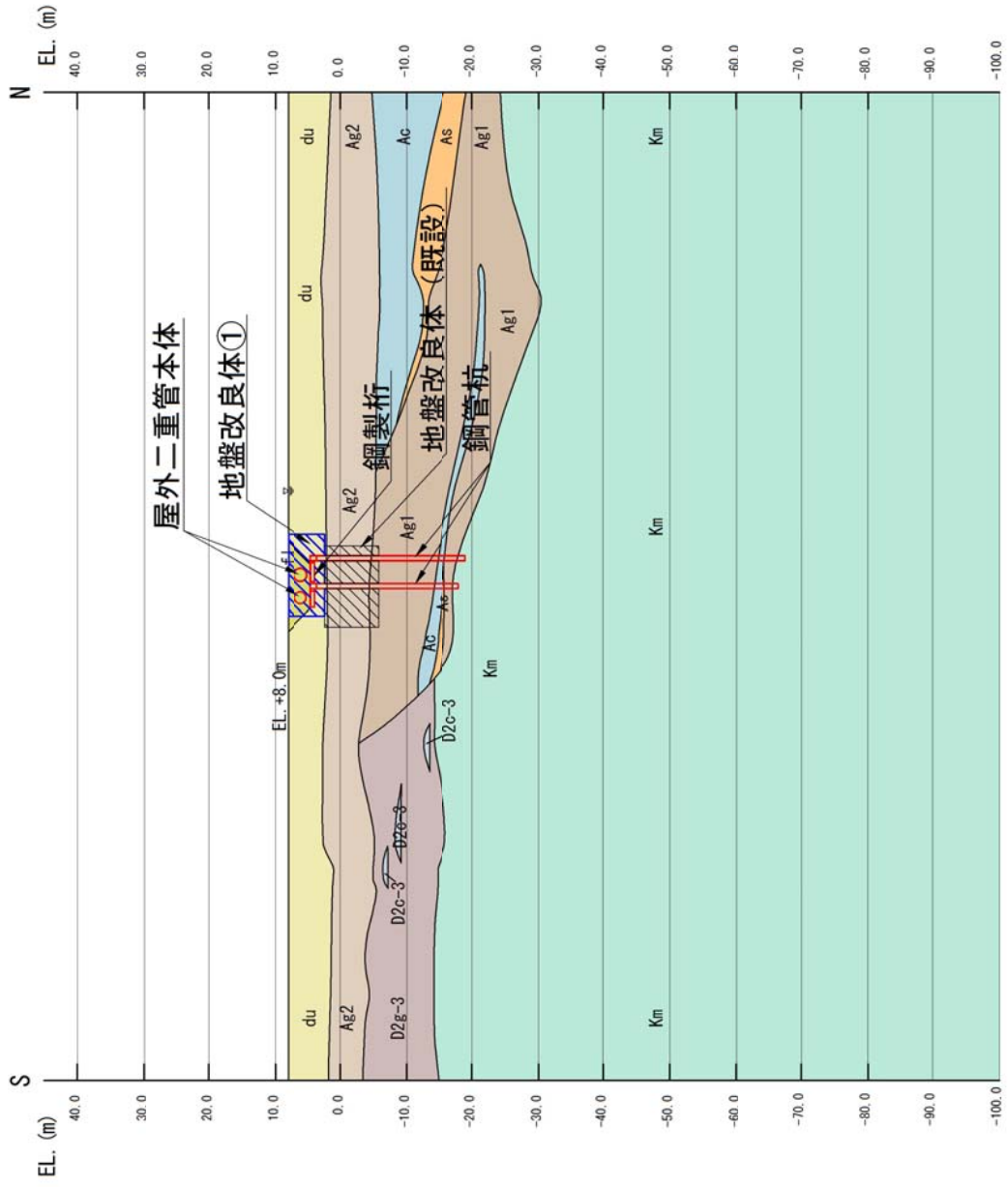


図 3.2-6 (3) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (C-C 断面・杭基礎構造部)

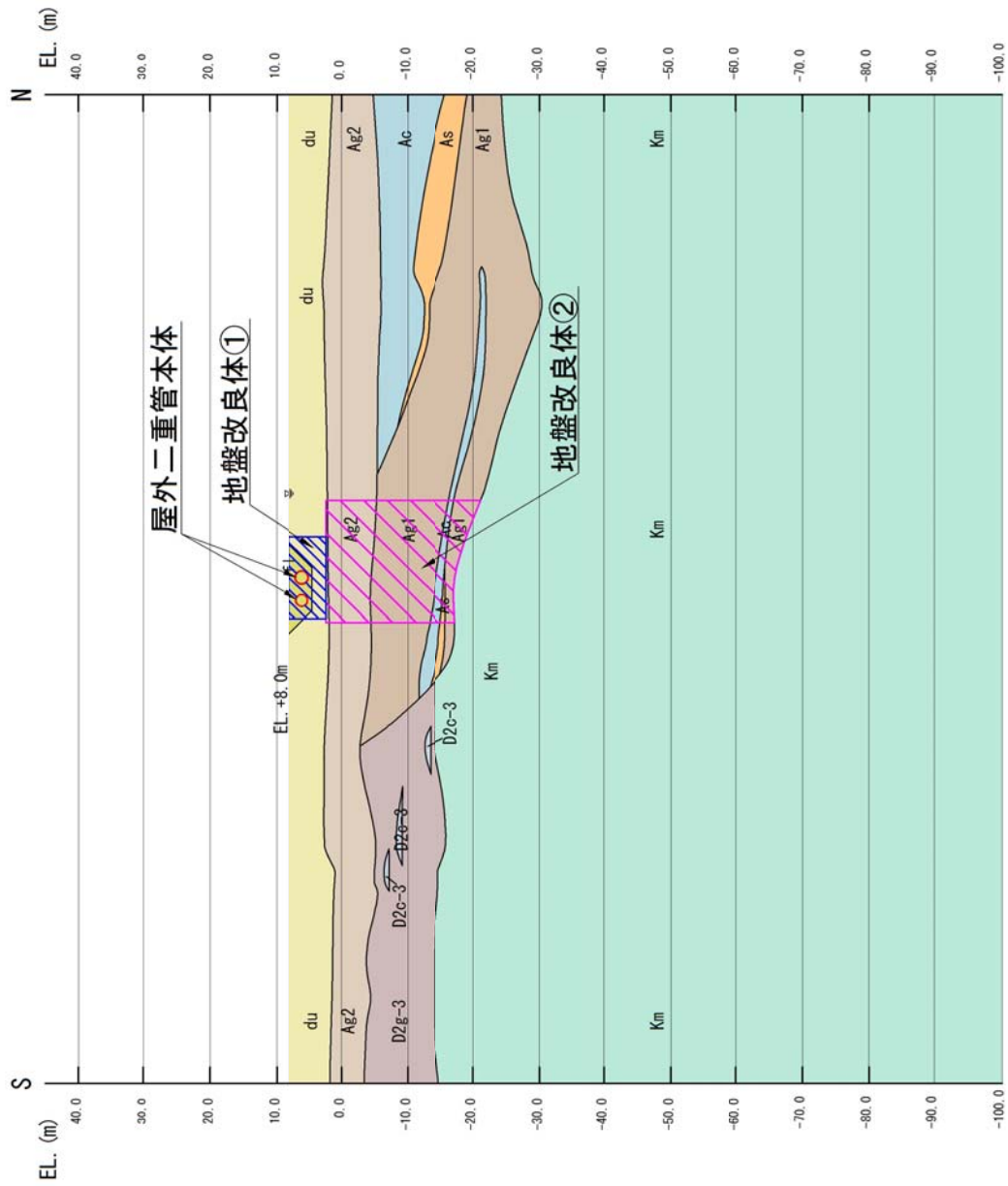


図 3.2-6 (4) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (C'-C' 断面・地盤改良体基礎構造部)

3.2.5 評価項目

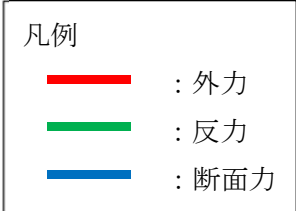
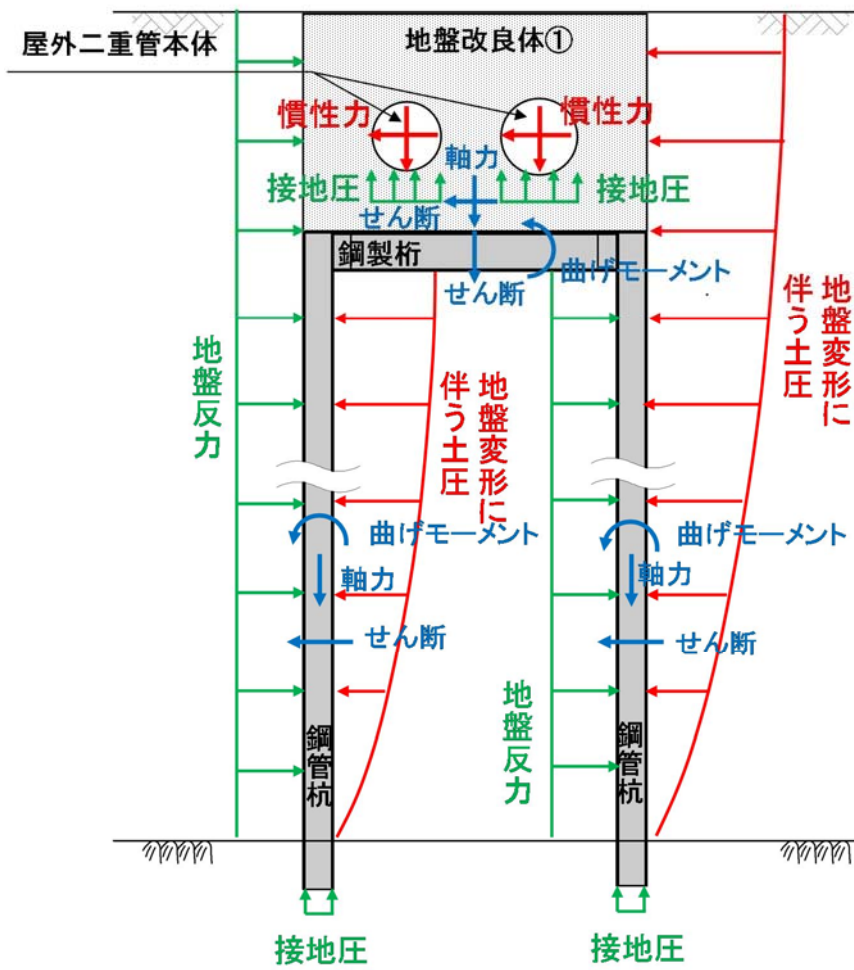
屋外二重管本体には、地震による慣性力及び地盤変形に伴う土圧が荷重として作用する。屋外二重管基礎は、これらの荷重を受け基礎地盤に伝達することで、屋外二重管本体を支持する機能を発揮する。

屋外二重管本体に作用する荷重は、管体周囲の地盤改良体①に接地圧として伝達され、杭基礎構造部においては杭基礎に、地盤改良体基礎構造部においては下方の地盤改良体②に鉛直荷重として伝達される。屋外二重管本体を支持する杭基礎及び地盤改良体②に対しては、管体周囲の地盤改良体①から鉛直荷重が作用するとともに、地盤変形に伴う水平土圧が作用し、杭基礎構造部においては鋼製桁及び鋼管杭に曲げモーメント、軸力及びせん断力が、地盤改良体基礎構造部においては地盤改良体②に軸力及びせん断力が伝達される。これらに伴う発生応力は、水平方向については周辺地盤に、鉛直方向については下方の岩盤に伝達され、水平方向では地盤反力が、鉛直方向では鋼管杭下端、又は地盤改良体直下の岩盤に接地圧が生じる。

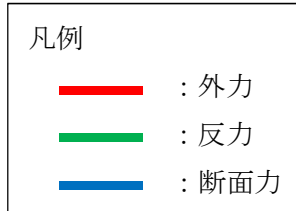
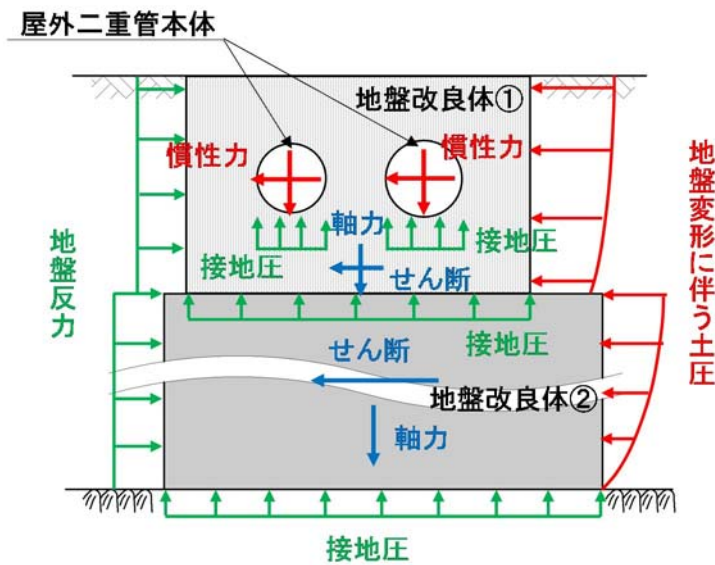
以上の荷重伝達メカニズムを踏まえ、杭基礎構造部（鋼製桁及び鋼管杭）においては、構造部材としての健全性を評価する。

屋外二重管本体に接しており直接支持している地盤改良体①については、局所せん断安全率及び極限支持力度により、基礎地盤としての健全性を評価する。地盤改良体②については地盤改良体①と異なり、屋外二重管本体を直接支持しているものではなく大断面であることから、すべり安全率及び極限支持力度により基礎地盤としての健全性を評価する。杭基礎構造部直下及び地盤改良体②に接する支持岩盤については、接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認することで基礎地盤としての支持性能を評価する。

地震時における荷重伝達概念図を図 3.2-7 に、荷重伝達メカニズムを踏まえた評価項目を表 3.2-2 に示す。



(a) 杭基礎構造部



(b) 地盤改良体基礎構造部

図 3.2-7 荷重伝達概念図

表 3.2-2 (1) 屋外二重管基礎の評価項目 (杭基礎構造部)

評価方針	評価項目	部位	役割	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼製桁 鋼管杭	管体, 電路及び地盤改良体①を支持する。	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	地盤の健全性	地盤改良体①	管体及び電路を支持する。	局所せん断安全率が許容限界を満足することを確認する。	局所せん断安全率*
	基礎地盤の支持性能	地盤改良体①	管体及び電路を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力度*
		支持岩盤	杭基礎構造を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力度*

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 3.2-2 (2) 屋外二重管基礎の評価項目 (地盤改良体基礎構造部)

評価方針	評価項目	部位	役割	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	地盤の健全性	地盤改良体①	管体及び電路を支持する。	局所せん断安全率が許容限界を満足することを確認する。	局所せん断安全率*
		地盤改良体②	管体, 電路及び地盤改良体①を支持する。	せん断破壊する要素が広範囲に連続しないことを確認する。	すべり安全率*
	基礎地盤の支持性能	地盤改良体①	管体及び電路を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力度*
		地盤改良体②	管体, 電路及び地盤改良体①を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力度*
		支持岩盤	地盤改良体基礎構造を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力度*

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

3.2.6 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、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）に基づいて設定する。構造物の使用材料を表3.2-3に、材料物性値を表3.2-4に示す。

地盤及び地盤改良体の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤物性値を表3.2-5に、地盤改良体の物性値を表3.2-6に示す。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は、新設の地盤改良体において1.5 N/mm²、既設の地盤改良体において3.0 N/mm²とし、表3.2-6に基づき動的変形特性及び強度特性を設定する。

表 3.2-3 使用材料

使用箇所	材料	諸元
屋外二重管	鋼管	SM400 相当 (SM41B)
鋼製桁	鋼板	SM400
鋼管杭	鋼管杭	SM570

表 3.2-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鋼管	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
鋼板				
鋼管杭				

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（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）

表 3.2-5 (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	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3.2-5 (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	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	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	σ'_{mn}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

表 3.2-6 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 ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	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 ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

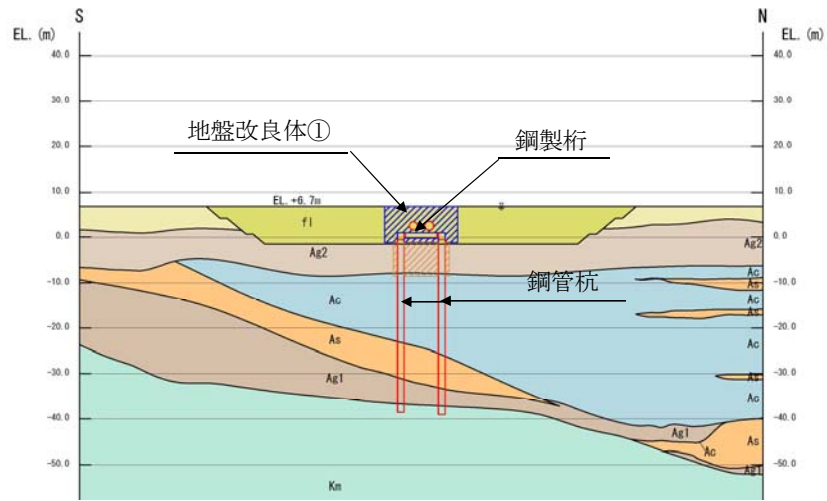
注記：地盤改良体（新設）の一軸圧縮強度：1.5 N/mm²
 ：地盤改良体（既設）の一軸圧縮強度：3.0 N/mm²

3.2.7 評価構造物諸元

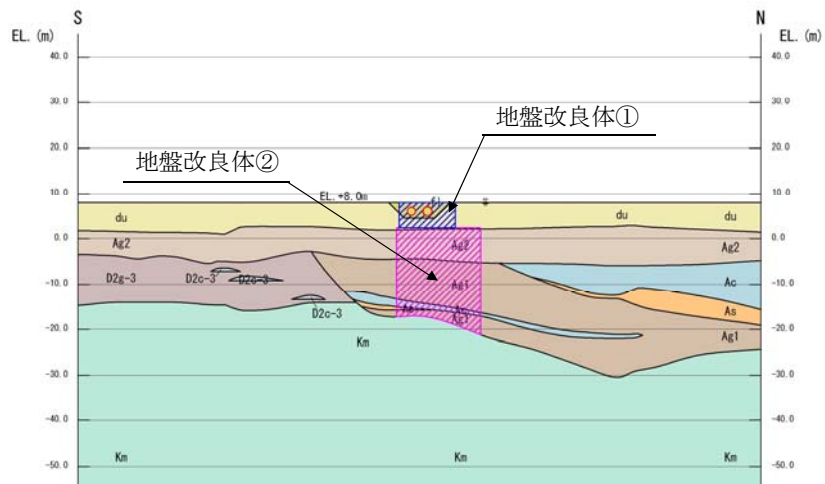
屋外二重管基礎の評価部位とその諸元を表 3.2-7 に、評価部位を図 3.2-8 に示す。

表 3.2-7 評価部位の諸元

評価部位	断面寸法	材料	機能要求
鋼製桁	幅 800mm×高さ 650mm (t=40mm)	SM400	・屋外二重管本体を支持する。
鋼管杭	φ 800 (t=40mm)	SM570	
地盤改良体	—	セメント 改良土	・屋外二重管本体を支持する。 ・屋外二重管本体の浮上りを防止する。



(a) 杭基礎構造部



(b) 地盤改良体基礎構造部

図 3.2-8 評価部位

3.2.8 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.2.9 地震応答解析手法

屋外二重管の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、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。部材については、線形はり要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-9に示す。

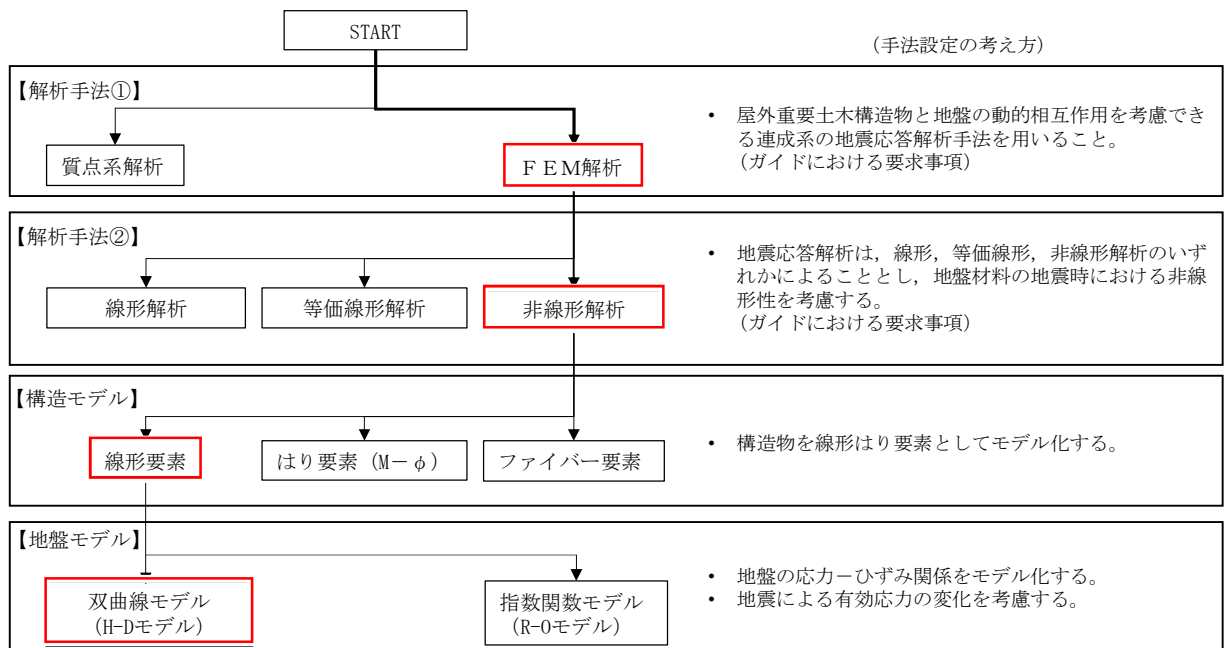


図 3.2-9 地震応答解析手法の選定フロー

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。

3.2.10 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、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.2-10 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

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

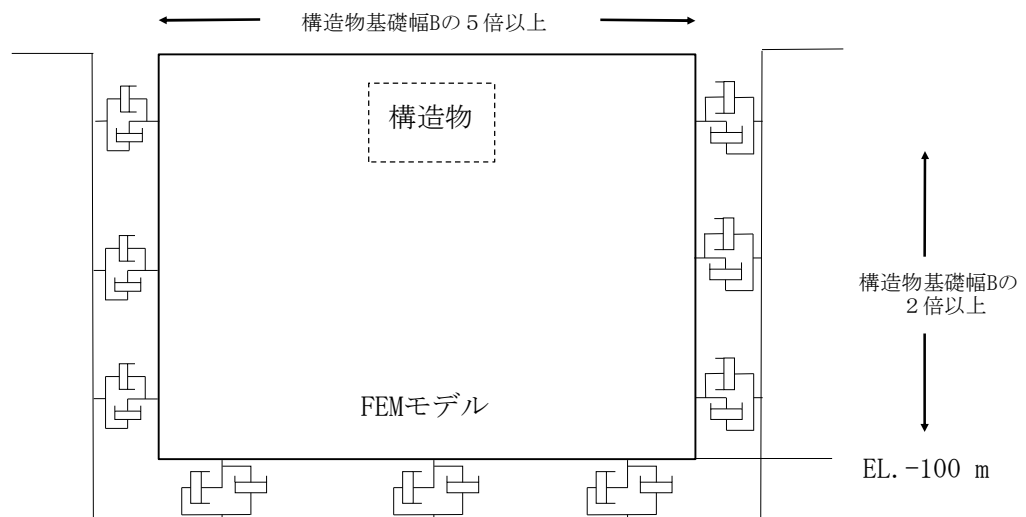


図 3.2-10 モデル範囲の考え方

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初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.2-11に示す。また、屋外二重管周辺の地質断面図を図3.2-12に示す。

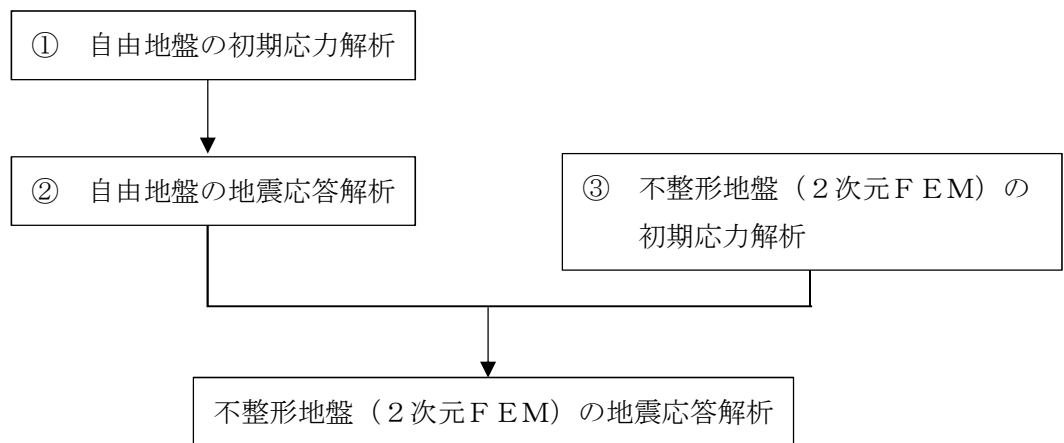


図 3.2-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

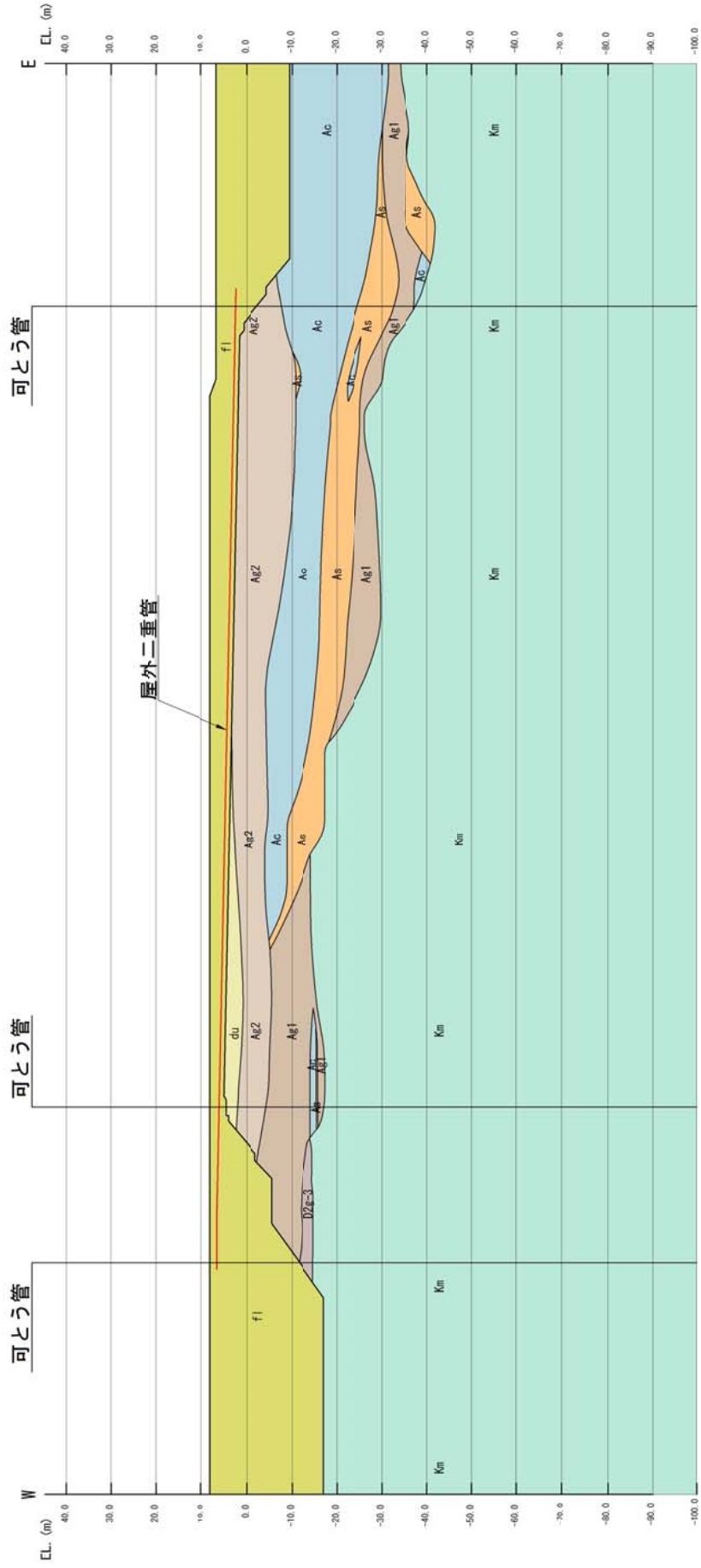


図 3.2-12 (1) 地質断面図 (A-A断面)

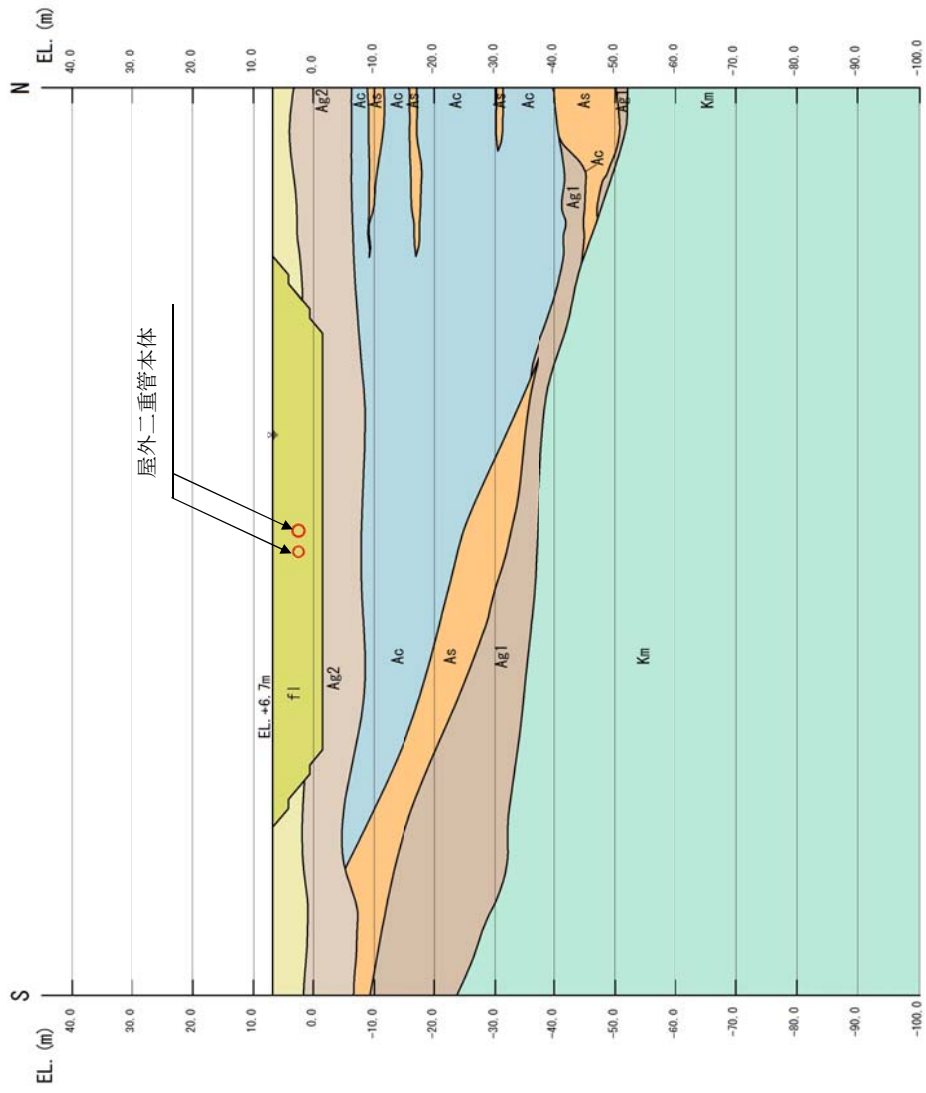


图 3.2-12 (2) 地质断面图 (B-B 断面)

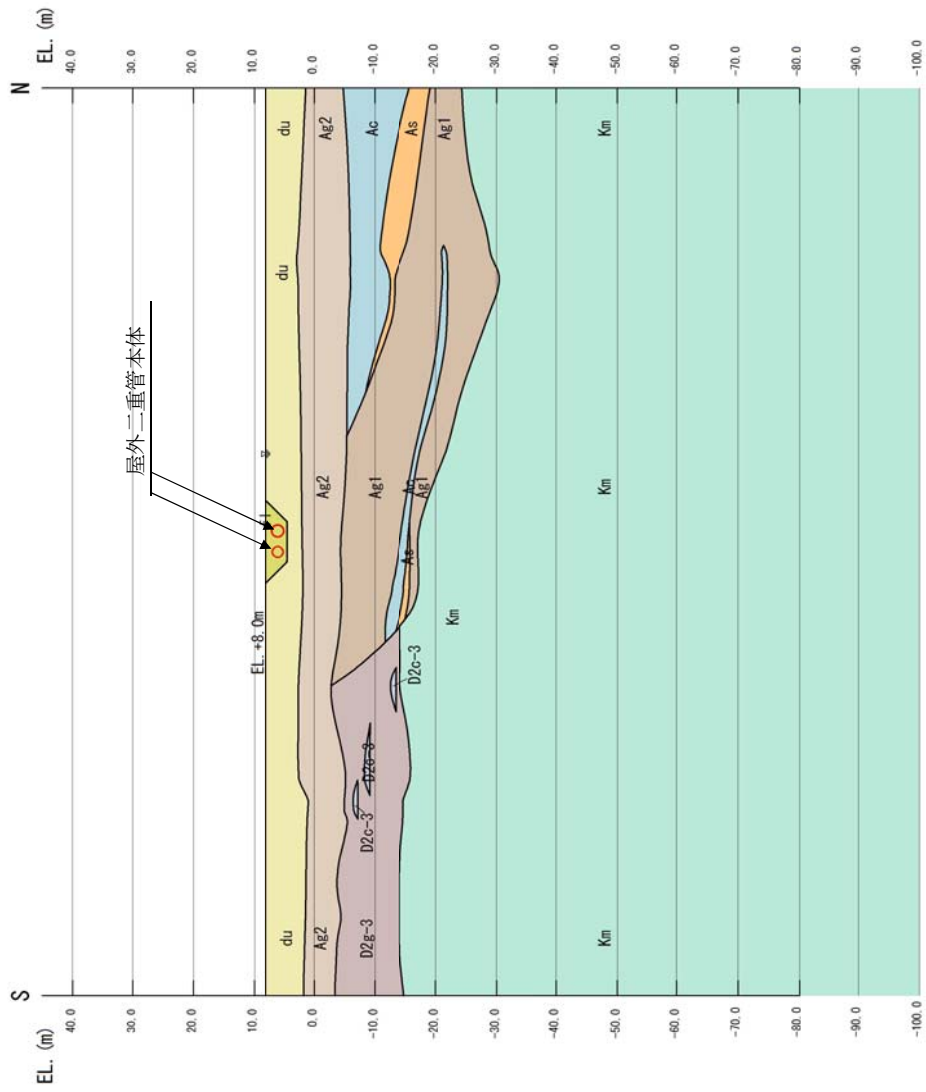


图 3.2-12 (3) 地质断面图 (C-C' 断面, C'-C' 断面)

(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 3.2-13 に示す。

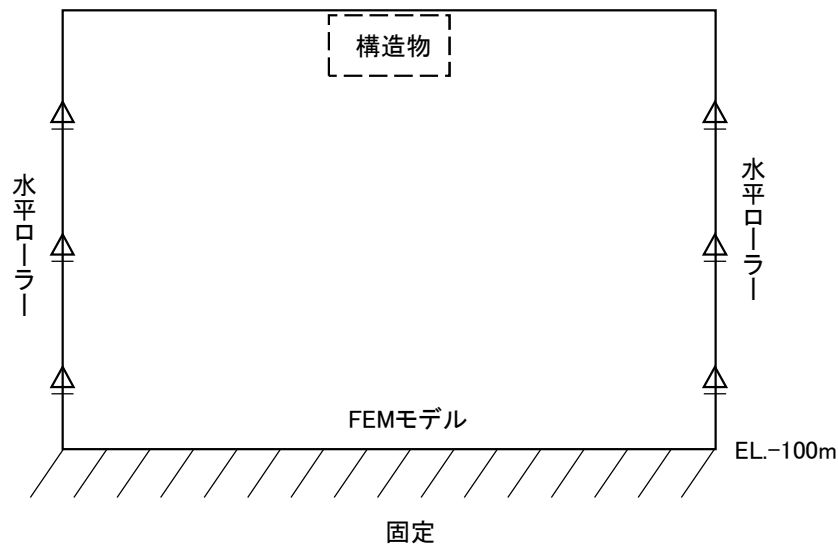


図 3.2-13 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.2-14 に示す。

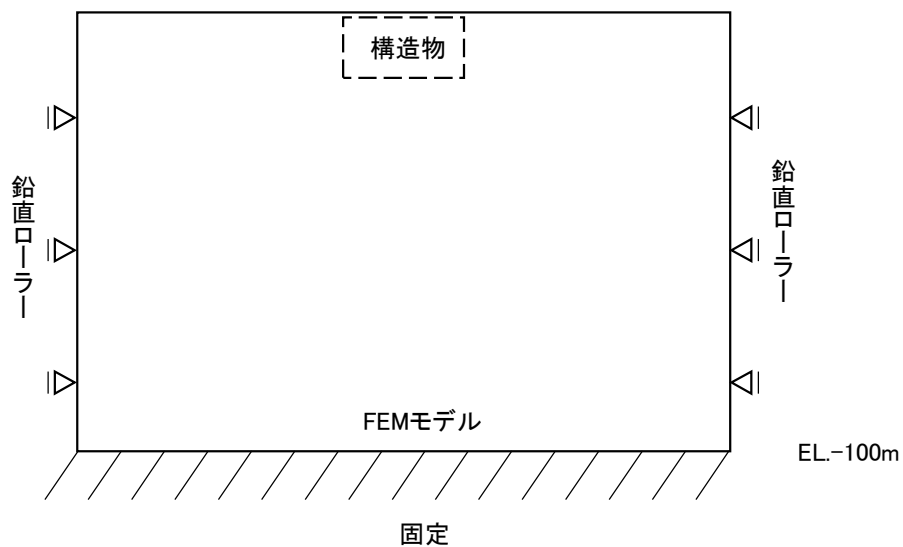


図 3.2-14 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

地震応答解析モデルを図 3.2-15 に示す。

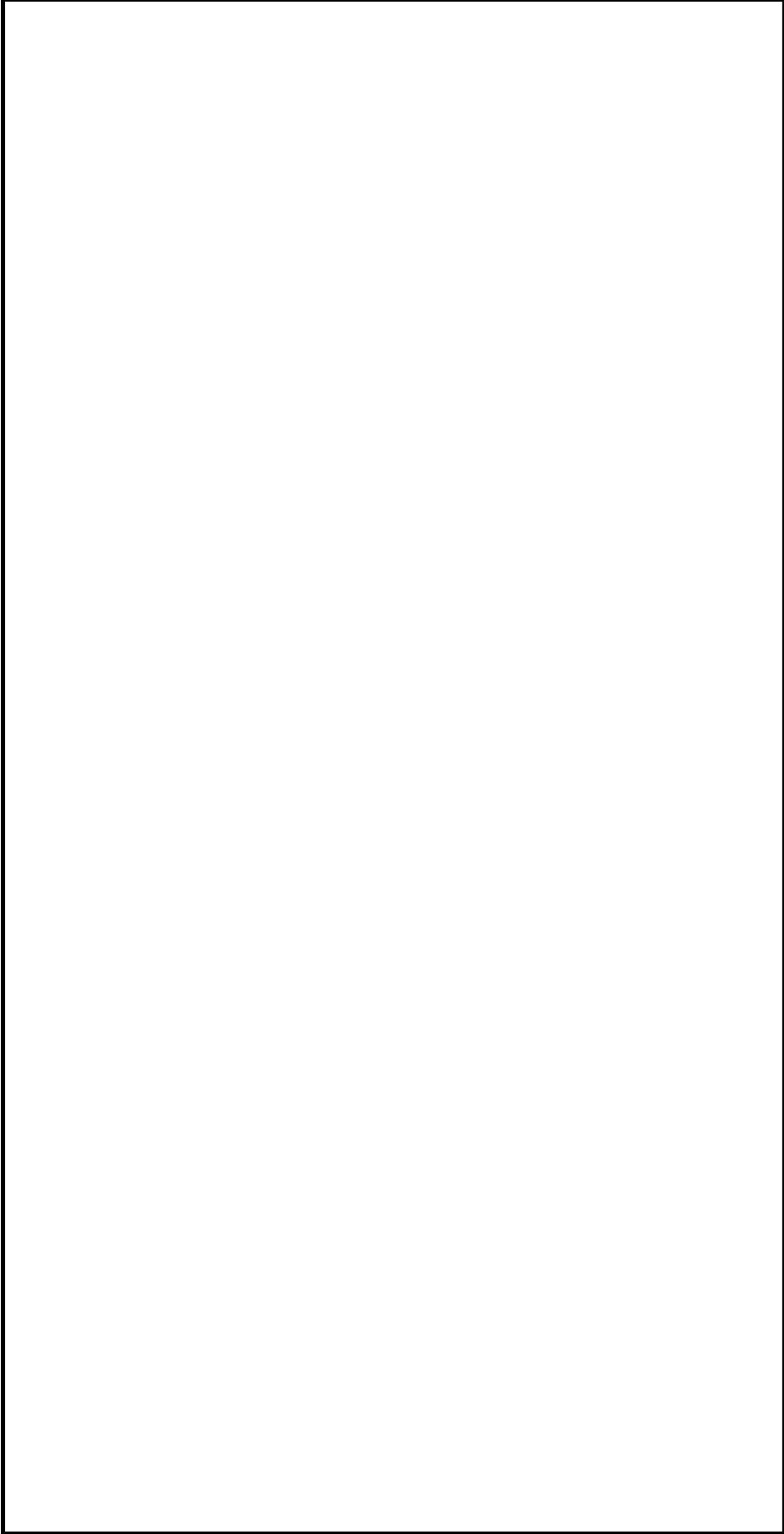


図 3.2-15 (1) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (A-A断面)

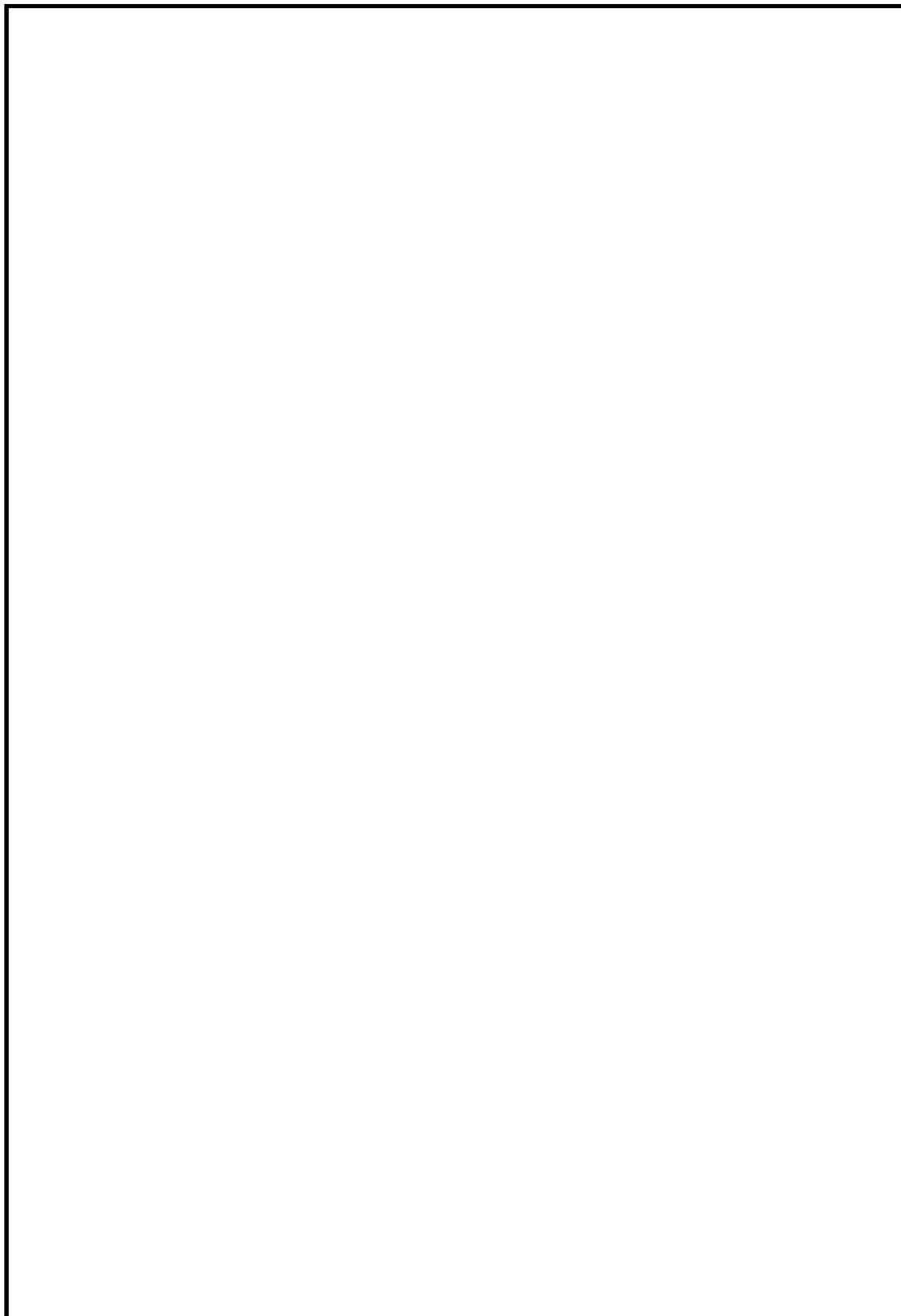


図 3.2-15 (2) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (B-B断面)

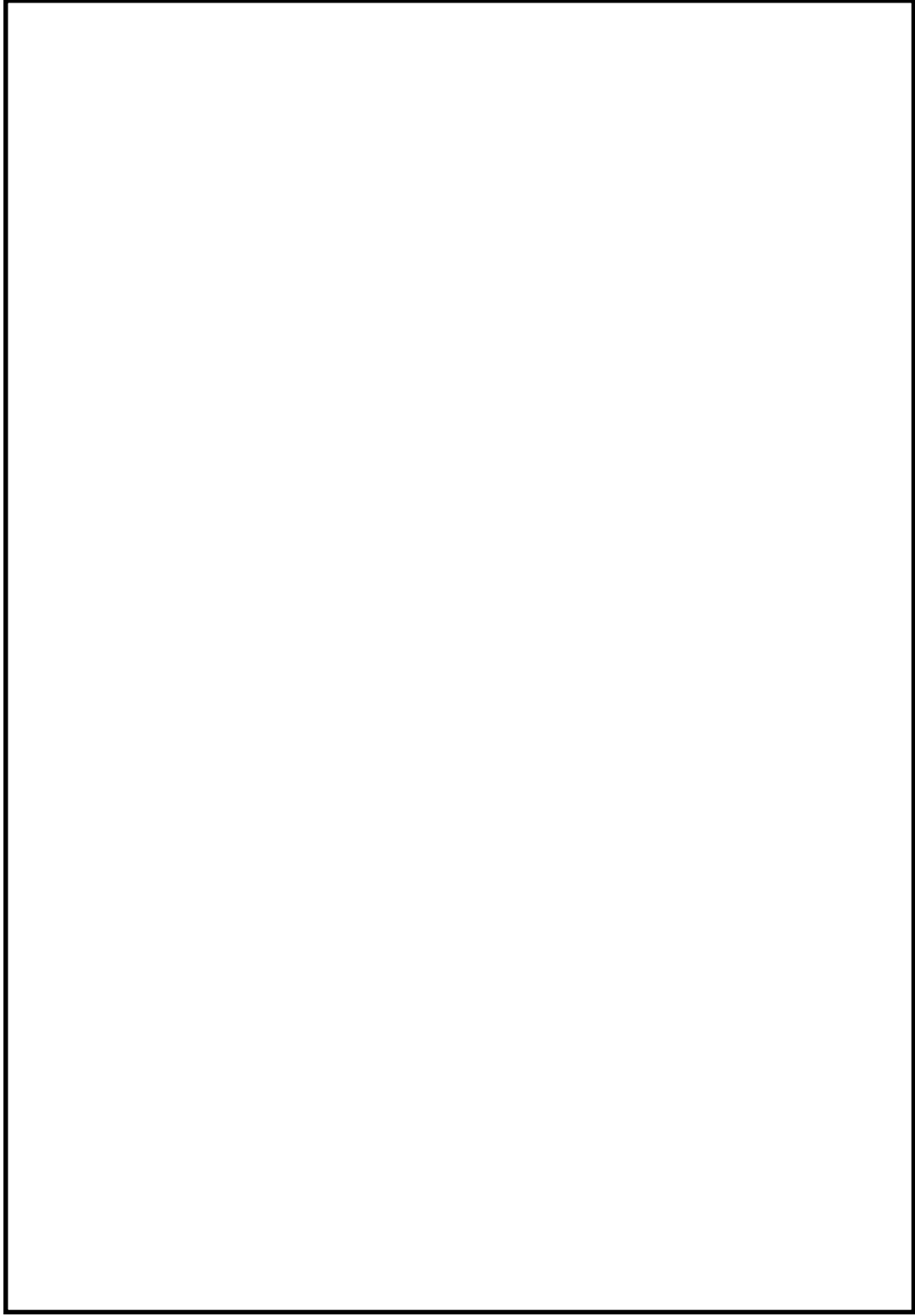


図 3.2-15 (3) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (C-C断面：杭基礎構造部)

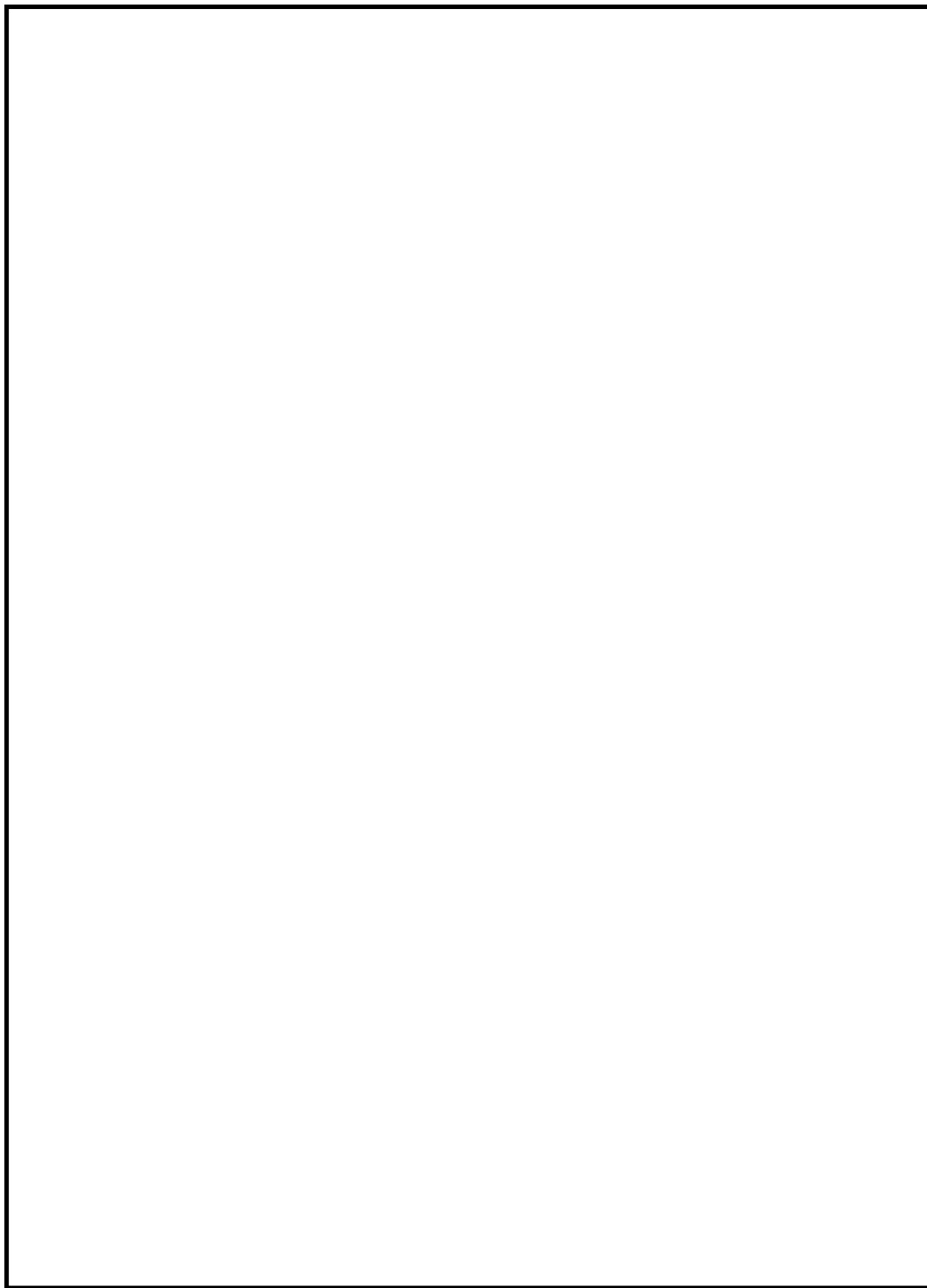


図 3.2-15 (4) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (C' - C' 断面：地盤改良体基礎構造部)

(3) 構造物のモデル化

屋外二重管基礎の鋼製桁及び鋼管杭は、部材軸線における線形はり要素としてモデル化する。地盤と鋼製桁及び地盤と改良体の接合面にはジョイント要素を配置し、地盤と鋼管杭の間には杭－地盤相互作用ばねを設ける。また、屋外二重管本体は、地震時に発生する応力を評価するため、屋外二重管横断方向の評価対象断面では管体を線形はり要素でモデル化する。

構造物のモデル化における要素分割は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成24年3月）」に基づき、断面剛性の変化点や、その中間点の重心位置に節点を設け、ジョイント要素、又は杭－地盤相互作用ばねを配置している地盤と同じ要素幅に分割する。

モデル化の概要図を図3.2-16に示す。

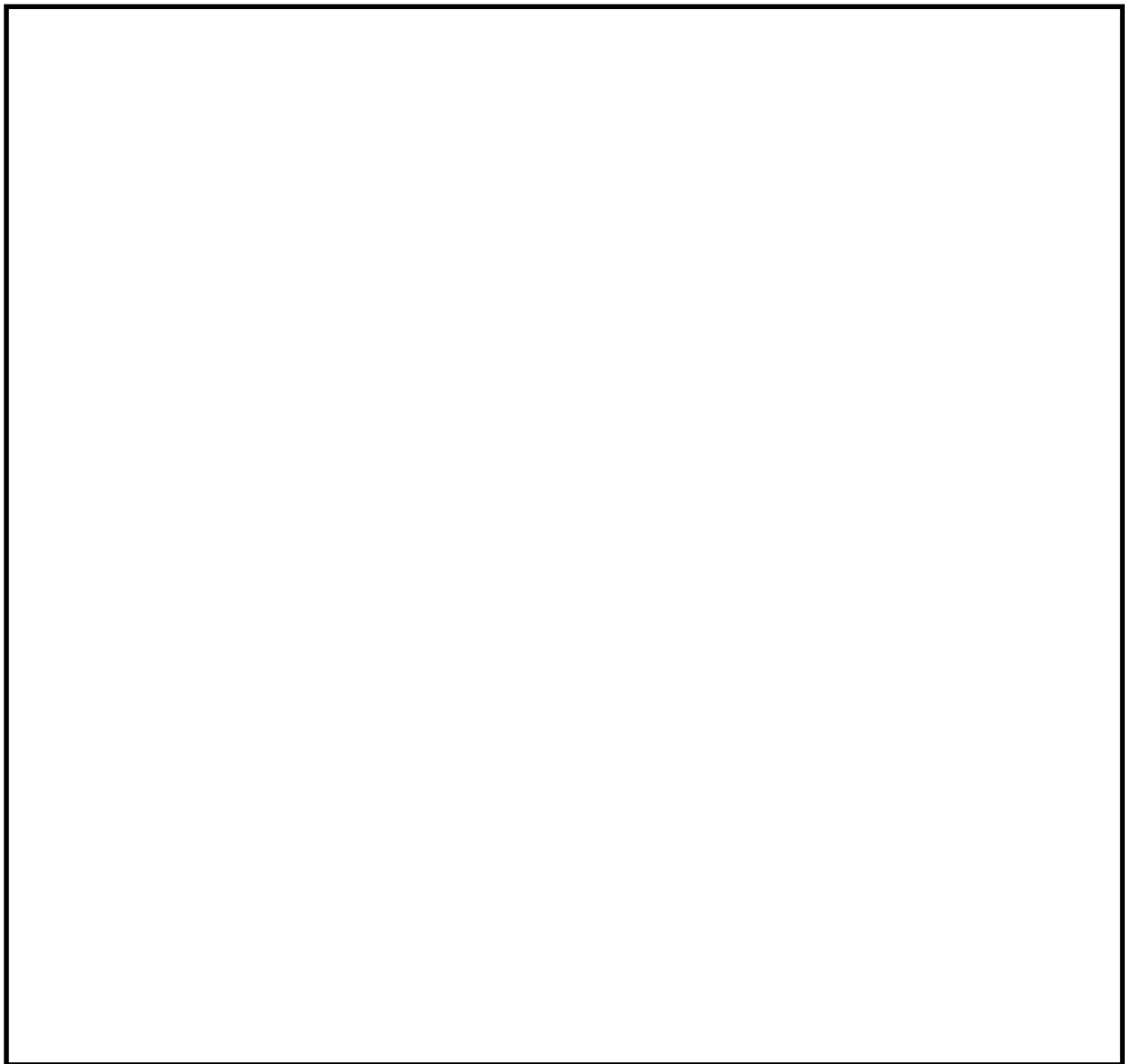


図 3.2-16 屋外二重管基礎のモデル概要図

(4) ジョイント要素の設定

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

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

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.2-8 参照)

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.2-8 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	
第四紀層	f1 層	0	37.3
	du 層	0	37.3
	Ac 層	0.025	29.1
	As 層	0	41.0
	Ag1 層	0	37.4
	Ag2 層	0	37.4
	D2g-3 層	0	44.4
	D2c-3 層	0.026	35.6
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	$1/2 q_u$	0	

z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.2-9 のとおり設定する。ジョイント要素の設定位置を図 3.2-17 に、ジョイント要素設定の考え方を図 3.2-18 に示す。

表 3.2-9 周辺地盤と隣接構造物の境界に用いる強度特性

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

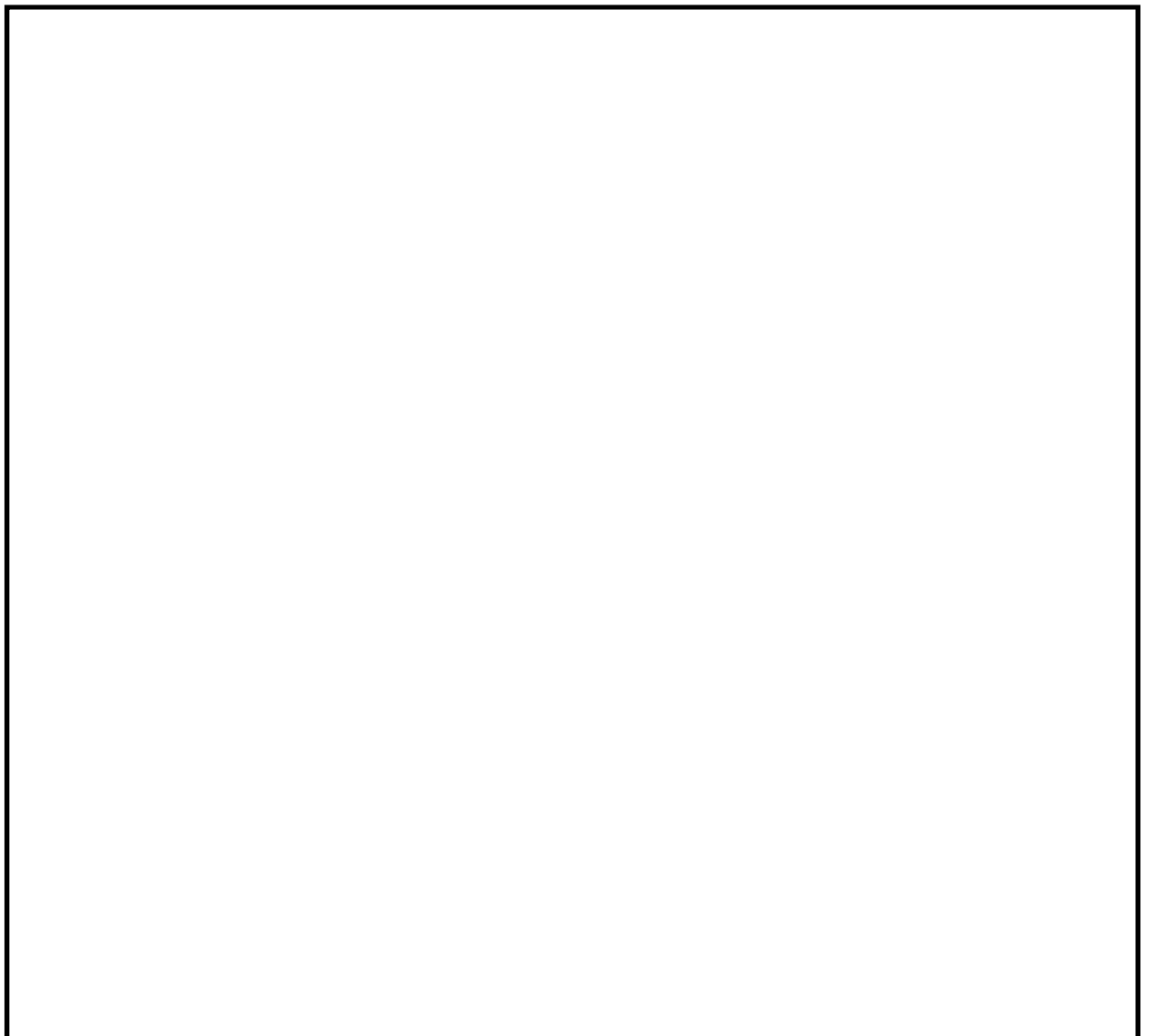


図 3.2-17 ジョイント要素の設定位置

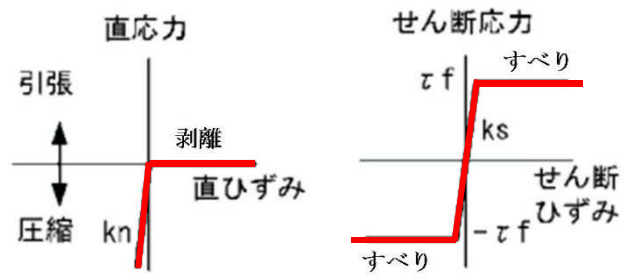


図 3.2-18 ジョイント要素設定の考え方

(5) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の接合面における，強震時の相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c， ϕ は周辺地盤の c， ϕ とする。(表 3.2-10 参照)

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

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.2-10 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
第四紀層	Ac 層	0.025	29.1
	As 層	0	41.0
	Ag1 層	0	37.4
	Ag2 層	0	37.4
	D2g-3 層	0	44.4
	D2c-3 層	0.026	35.6
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		$1/2 q_u$	0

z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，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 3.2-11 のとおり設定する。

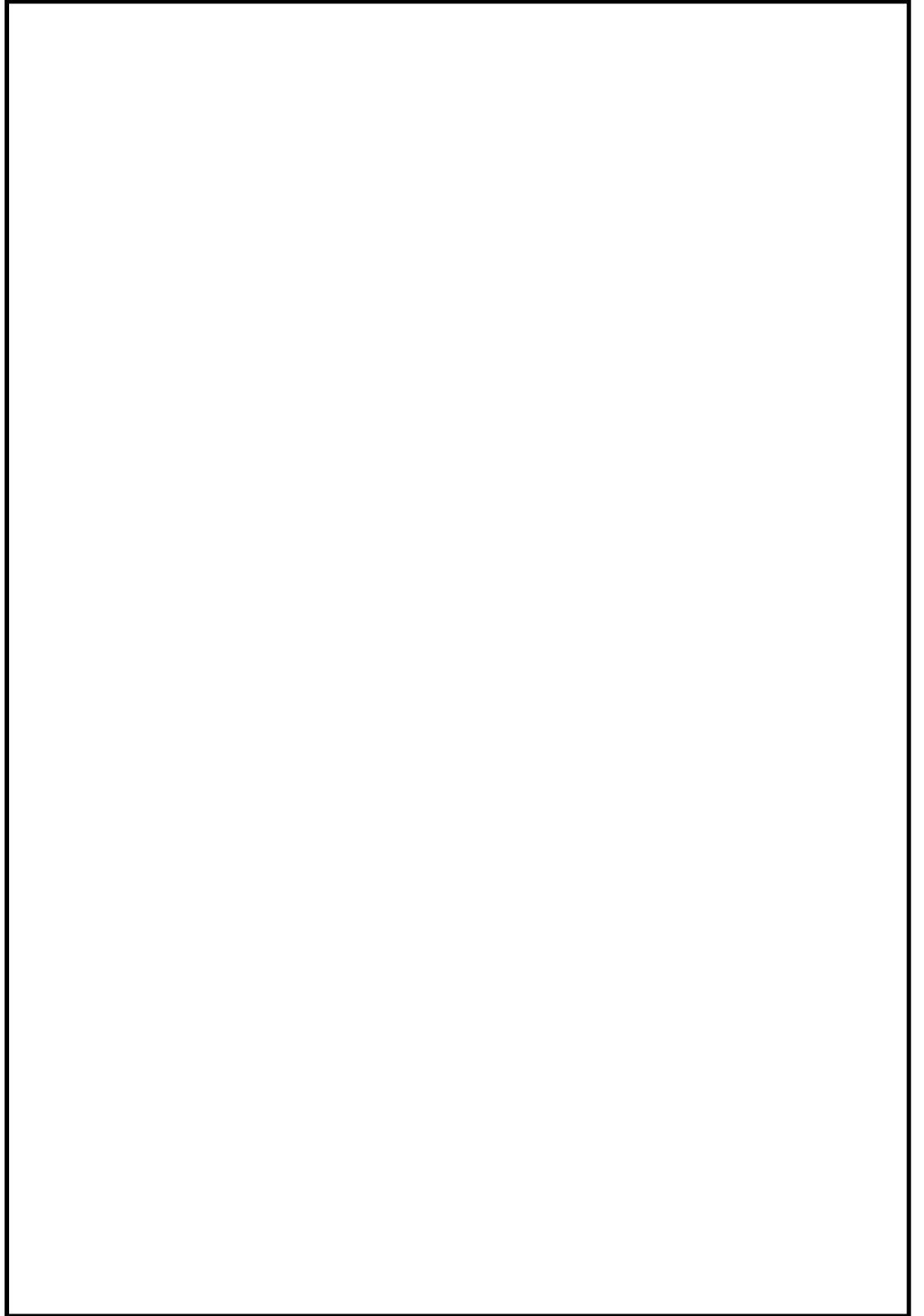
また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

図 3.2-19 に杭－地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

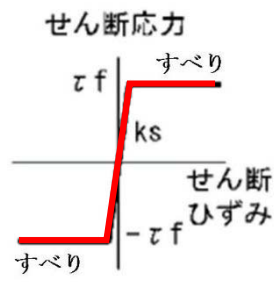
注記 * : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.2-11 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図
図 3.2-19 (1) 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方



(b) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3.2-19 (2) 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方

(6) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばね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ばねは、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。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 3.2-12 のとおり設定する。杭下端ジョイントばね設定の考え方を図 3.2-20 に示す。

表 3.2-12 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

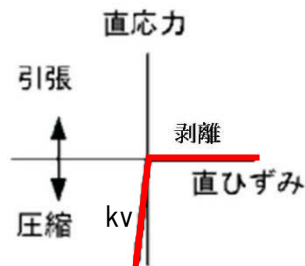


図 3.2-20 杭下端ジョイントばね設定の考え方

3.2.11 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰は、 $\alpha = 0$ 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 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

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

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

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

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

係数 α 、 β は、以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

Rayleigh減衰の設定フローを図3.2-21に、固有値解析結果を表3.2-13～表3.2-16に示す。

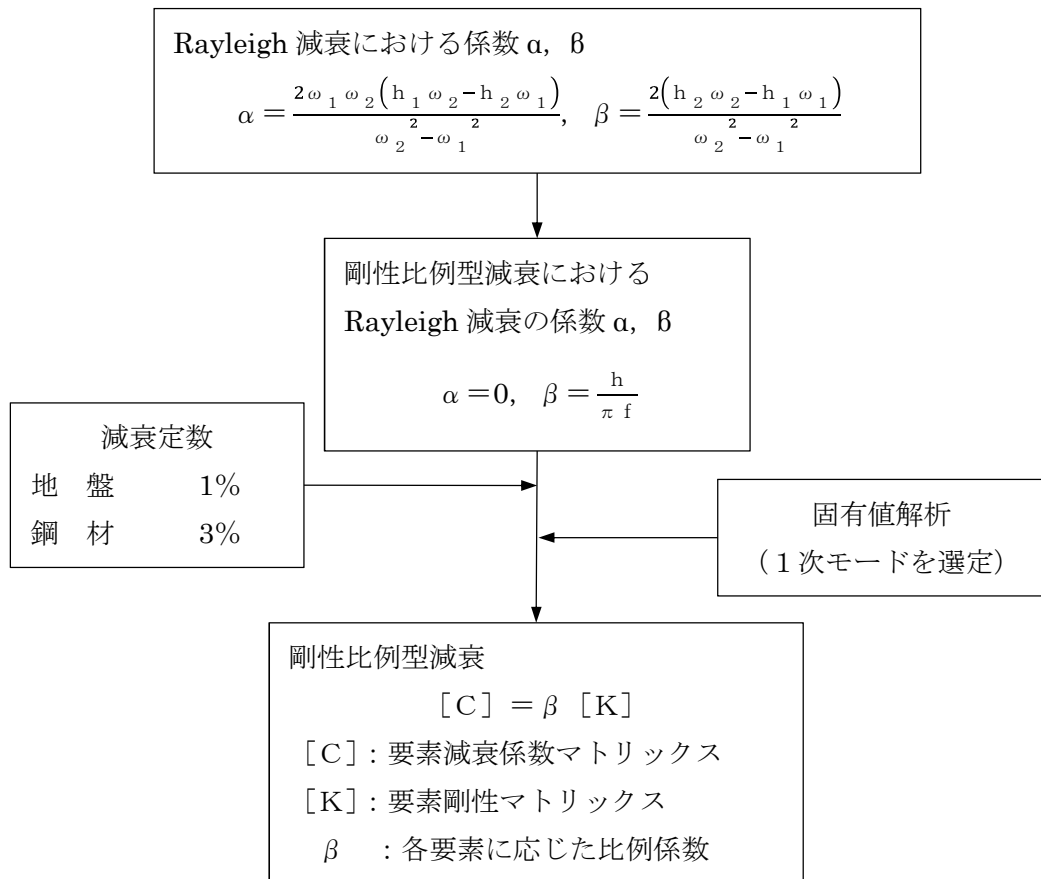


図 3.2-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.2-13 (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) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.768	148.39	1次として採用
2	1.271	51.43	—
3	1.680	47.16	—
4	1.785	22.00	—
5	1.895	62.88	—
6	1.976	11.30	—
7	2.212	9.68	—
8	2.548	-4.58	—
9	2.765	16.93	—

表 3.2-13 (2) 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)

(b) C-C断面 (杭基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.903	211.47	1次として採用
2	1.595	32.07	—
3	1.783	-27.99	—
4	2.267	-34.14	—
5	2.301	-1.85	—
6	2.444	54.38	—
7	2.791	-3.46	—
8	3.148	2.26	—
9	3.237	-25.53	—

(c) C'-C'断面 (地盤改良体基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.872	148.96	1次として採用
2	1.535	26.16	—
3	1.717	-18.67	—
4	2.095	-19.24	—
5	2.196	4.68	—
6	2.386	-38.40	—
7	2.627	8.02	—
8	2.954	-2.05	—
9	3.064	-20.31	—

表 3.2-14 (1) 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 σ) した解析ケース)

(a) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.802	153.26	1次として採用
2	1.346	46.16	—
3	1.797	47.00	—
4	1.830	16.66	—
5	1.987	60.02	—
6	2.130	-2.93	—
7	2.313	-8.53	—
8	2.677	1.40	—
9	2.929	-14.71	—

表 3.2-14 (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 σ) した解析ケース)

(b) C-C断面 (杭基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.909	212.59	1次として採用
2	1.632	22.57	—
3	1.839	-31.75	—
4	2.310	-3.91	—
5	2.376	-41.39	—
6	2.513	-48.97	—
7	2.922	-1.75	—
8	3.200	1.49	—
9	3.309	-25.96	—

(c) C'-C'断面 (地盤改良体基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.878	149.90	1次として採用
2	1.590	17.68	—
3	1.768	-22.84	—
4	2.201	13.82	—
5	2.223	18.39	—
6	2.456	-37.10	—
7	2.773	-7.10	—
8	3.008	0.80	—
9	3.145	-22.51	—

表 3.2-15 (1) 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 (-1σ) した解析ケース)

(a) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.728	142.83	1次として採用
2	1.196	53.77	—
3	1.561	52.63	—
4	1.729	-24.80	—
5	1.792	52.90	—
6	1.831	40.69	—
7	2.103	-10.25	—
8	2.413	-9.90	—
9	2.582	14.60	—

表 3.2-15 (2) 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 (-1σ) した解析ケース)

(b) C-C断面 (杭基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.895	209.73	1次として採用
2	1.529	42.59	—
3	1.745	-21.64	—
4	2.130	30.05	—
5	2.292	5.47	—
6	2.372	-56.87	—
7	2.645	6.35	—
8	3.070	5.64	—
9	3.155	24.39	—

(c) C'-C'断面 (地盤改良体基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.857	146.26	1次として採用
2	1.403	-39.45	—
3	1.676	-12.51	—
4	1.885	-16.94	—
5	2.175	-3.82	—
6	2.294	38.16	—
7	2.440	8.81	—
8	2.814	3.34	—
9	2.917	20.65	—

表 3.2-16 (1) 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) A-A断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.862	202.24	1次として採用
2	1.232	31.77	—
3	1.411	30.30	—
4	1.656	-3.94	—
5	1.765	-24.75	—
6	1.854	45.51	—
7	1.970	10.00	—
8	2.164	52.98	—
9	2.230	33.44	—

(b) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.733	145.87	1次として採用
2	1.168	42.29	—
3	1.545	-9.25	—
4	1.690	19.07	—
5	1.718	82.54	—
6	1.866	16.68	—
7	1.953	26.22	—
8	2.263	-3.45	—
9	2.294	0.26	—

表 3.2-16 (2) 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)

(c) C-C断面 (杭基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.865	202.42	1次として採用
2	1.404	43.29	—
3	1.735	-14.99	—
4	1.862	-6.51	—
5	1.914	78.93	—
6	2.181	9.72	—
7	2.281	2.03	—
8	2.601	-9.43	—
9	2.700	0.95	—

(d) C'-C'断面 (地盤改良体基礎構造部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.838	143.24	1次として採用
2	1.342	30.96	—
3	1.683	-12.48	—
4	1.747	1.37	—
5	1.825	50.73	—
6	2.043	14.19	—
7	2.196	3.84	—
8	2.341	-12.20	—
9	2.551	3.76	—

3.2.12 荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重（積雪荷重、風荷重及び温度荷重）については、発電所の立地特性や屋外二重管が地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、屋外二重管は、地盤内に埋設されている構造物であることから、運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 3.2-17 に示す。

地震時に屋外二重管基礎に作用する機器・配管荷重については、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 3.2-17 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単位体積重量を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管荷重の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により算定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・水の単位体積重量を考慮する。
	内水圧		— ・内水がないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重 風荷重 温度荷重	— ・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）と組合せるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	水平地震動	○ ・基準地震動 S_0 による水平・鉛直同時加振をする。	
	鉛直地震動	○ ・躯体、機器・配管系の慣性力、動土圧を考慮する。	
	動水圧	— ・内水がないことから、考慮しない。	

(1) 機器・配管荷重

機器・配管荷重は、屋外二重管本体に付加質量として考慮する。付加質量は、外管の密度に含める。外管の密度を表 3.2-18 に示す。

表 3.2-18 屋外二重管本体の密度 (付加質量を含む)

外管径 (mm)	外管密度 (g/cm ³)
φ 1800	13.99
φ 2000	14.18

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。

3.2.13 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

屋外二重管基礎の耐震設計における検討ケースを表 3.2-19 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.2-22 に示す。

表 3.2-19 屋外二重管の耐震設計における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地震波(位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

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

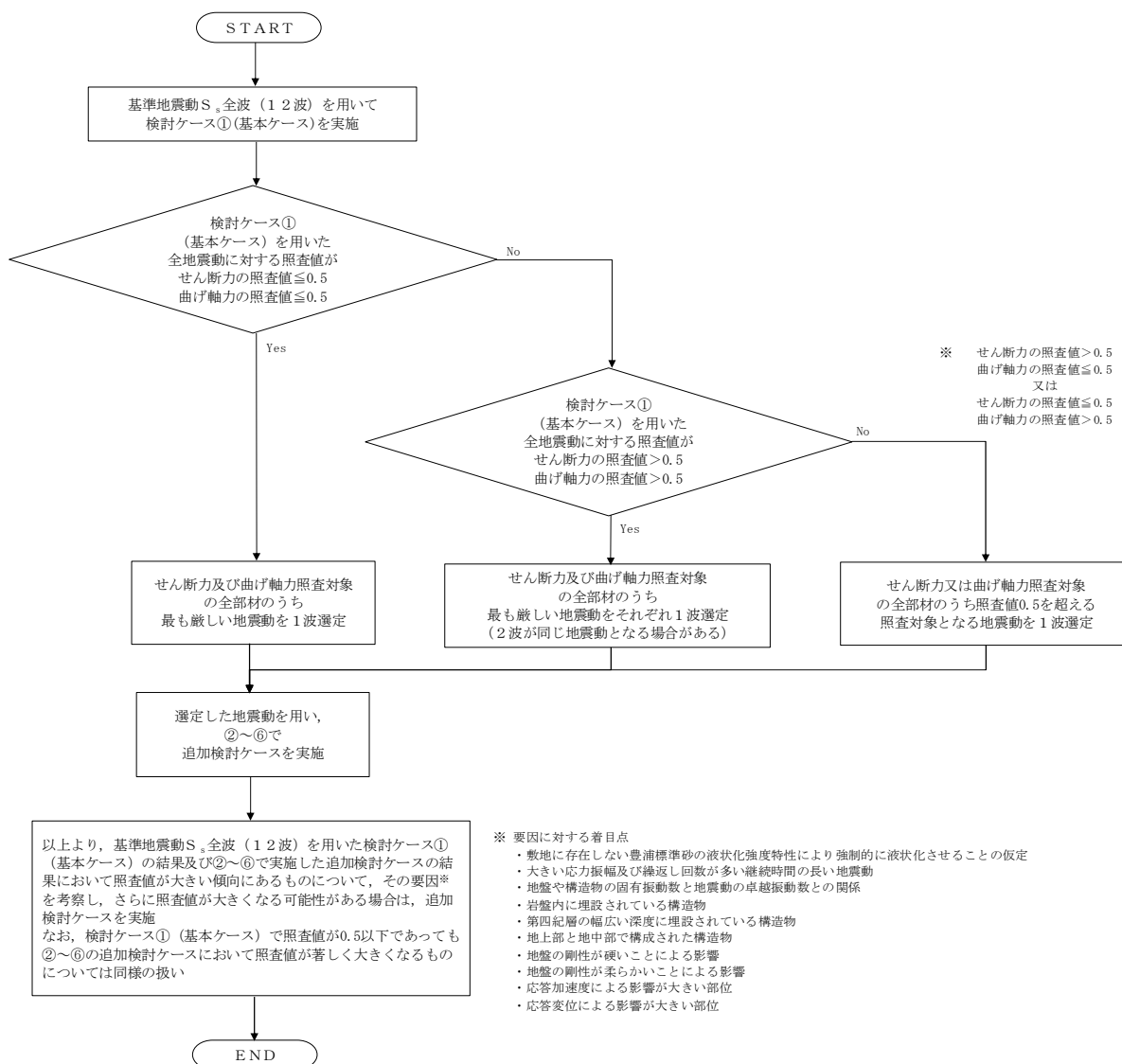


図 3.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.2-20 に示す。

すべての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.2-20 機器・配管系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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震波 (位相)	$S_s - D 1$	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 1 1$			実施	
	$S_s - 1 2$			実施	
	$S_s - 1 3$			実施	
	$S_s - 1 4$			実施	
	$S_s - 2 1$			実施	
	$S_s - 2 2$			実施	
$S_s - 3 1$	(H+V+)	実施			
	(H-V+)	実施			

3.3 評価内容

3.3.1 入力地震動の設定

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 次元波動論によって、地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.3-1 に、管軸方向の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 3.3-2 に、管軸直角方向の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 3.3-3 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-5-17「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有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 $S_{s-11} \sim S_{s-22}$ 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、南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価対象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。

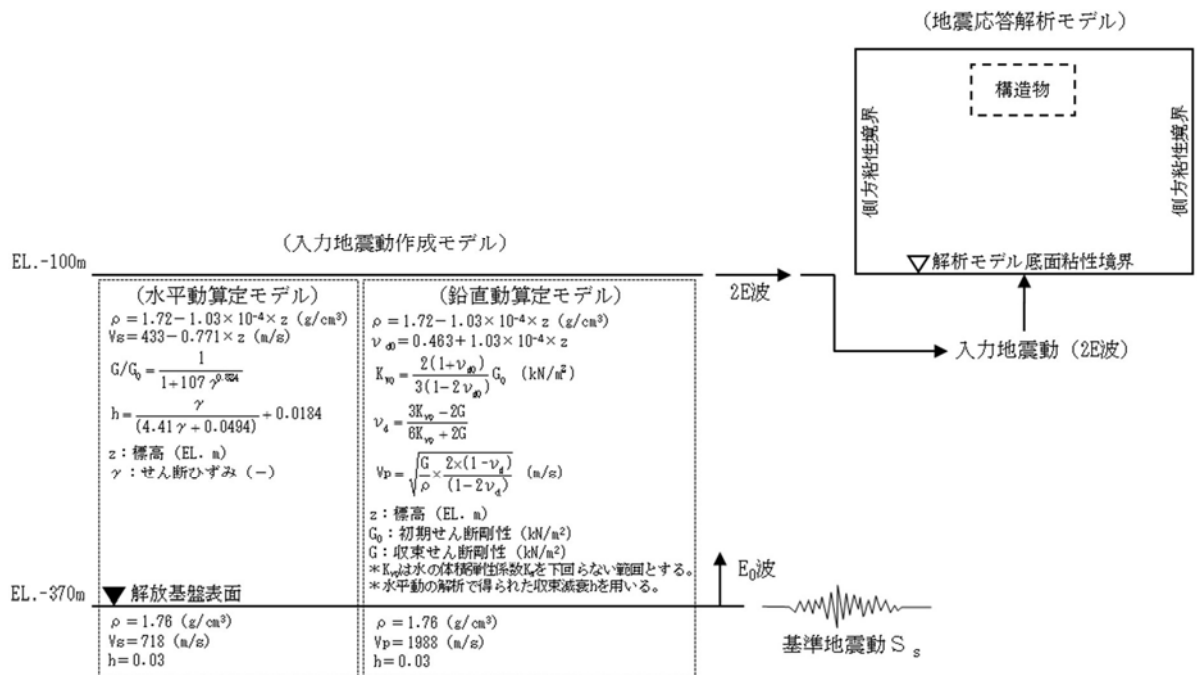
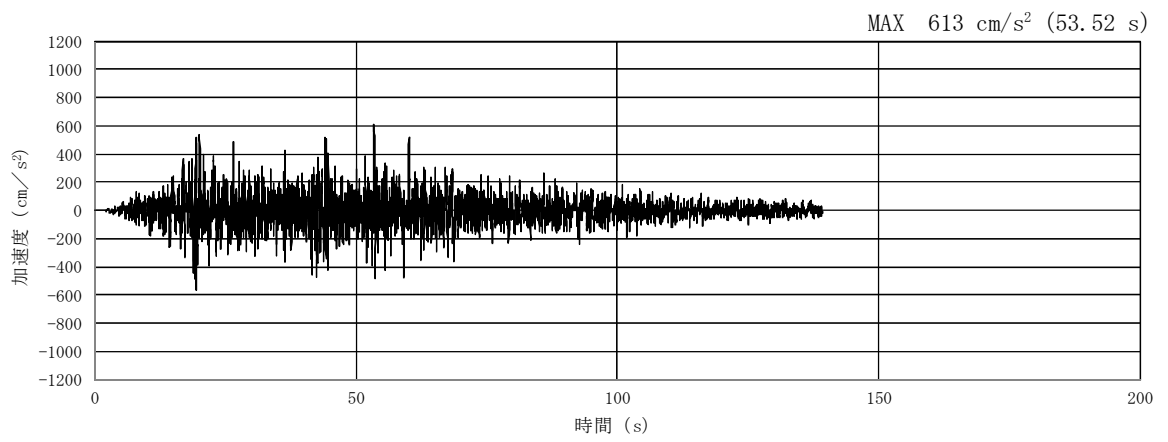
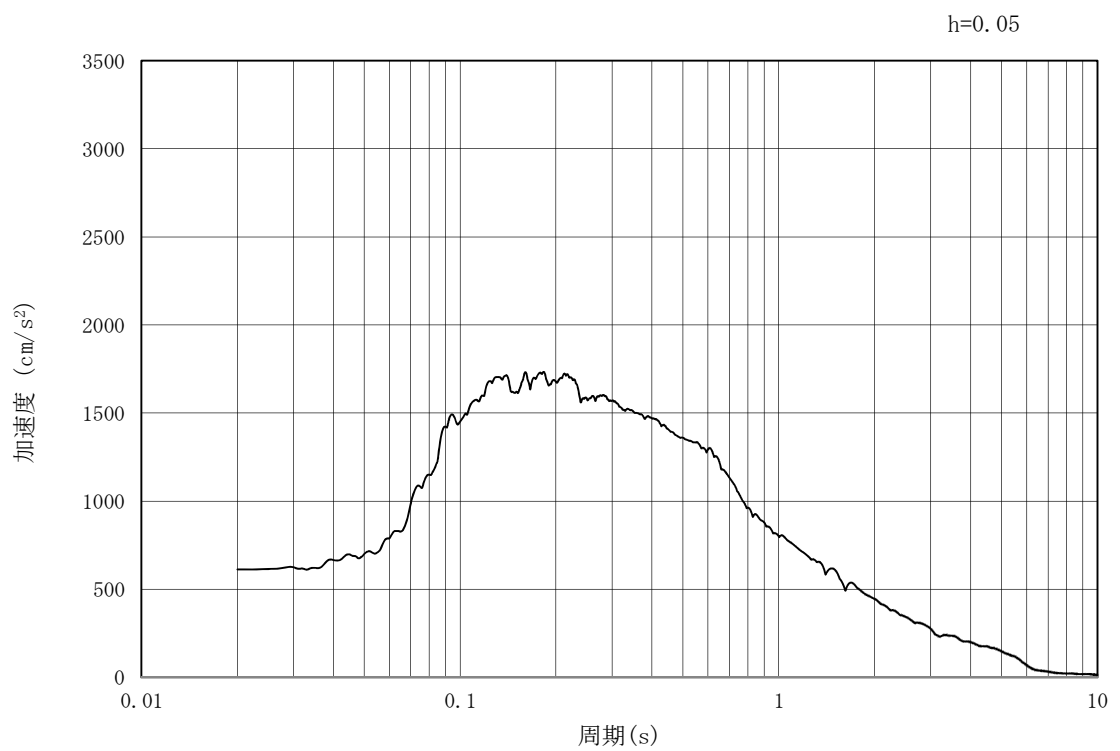


図 3.3-1 入力地震動算定の概念図

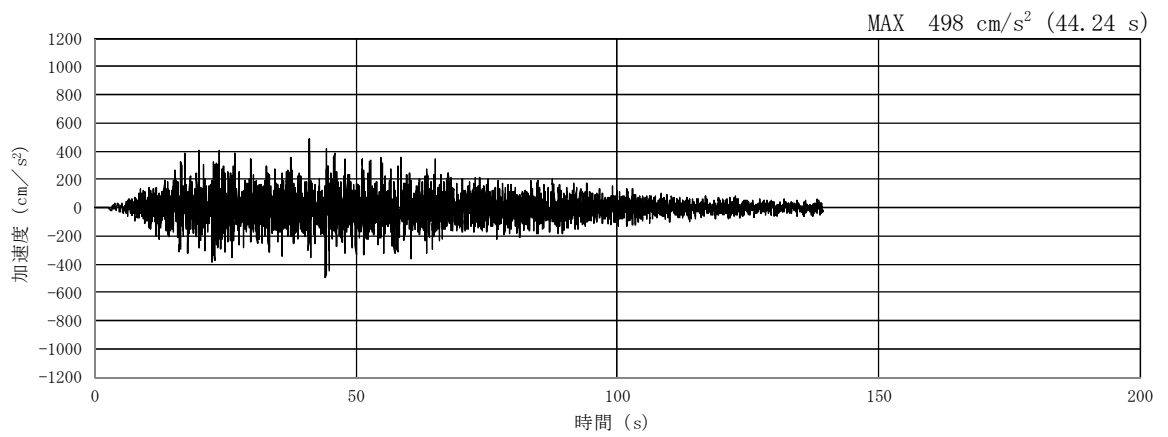


(a) 加速度時刻歴波形

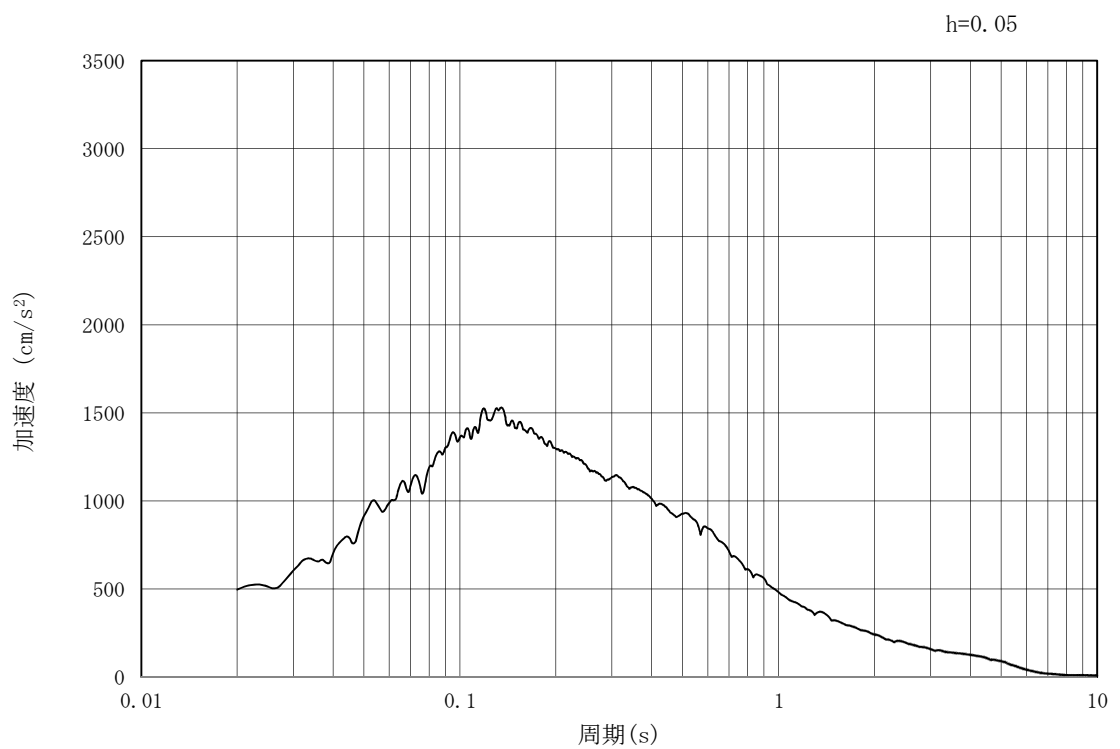


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (1) 管軸方向の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 : $S_s - D 1$)

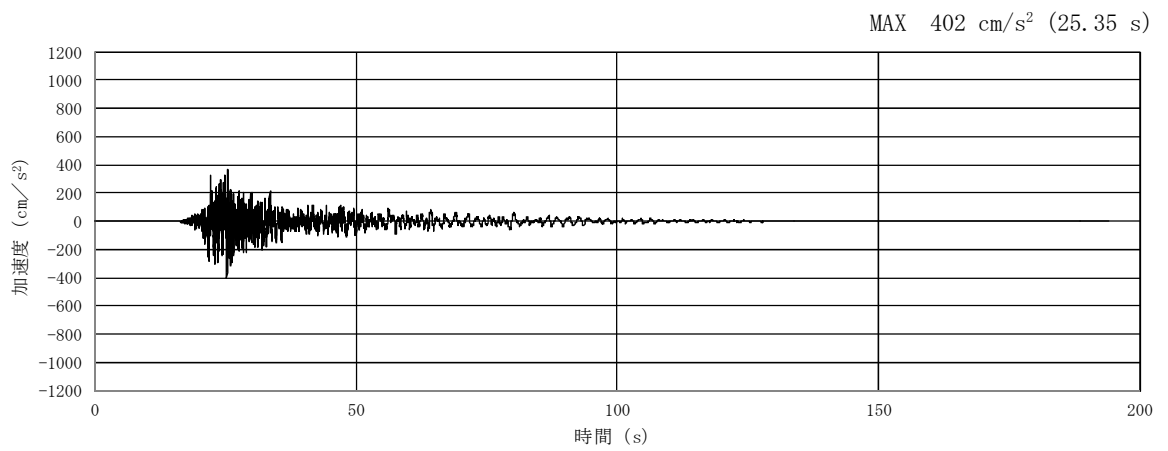


(a) 加速度時刻歴波形

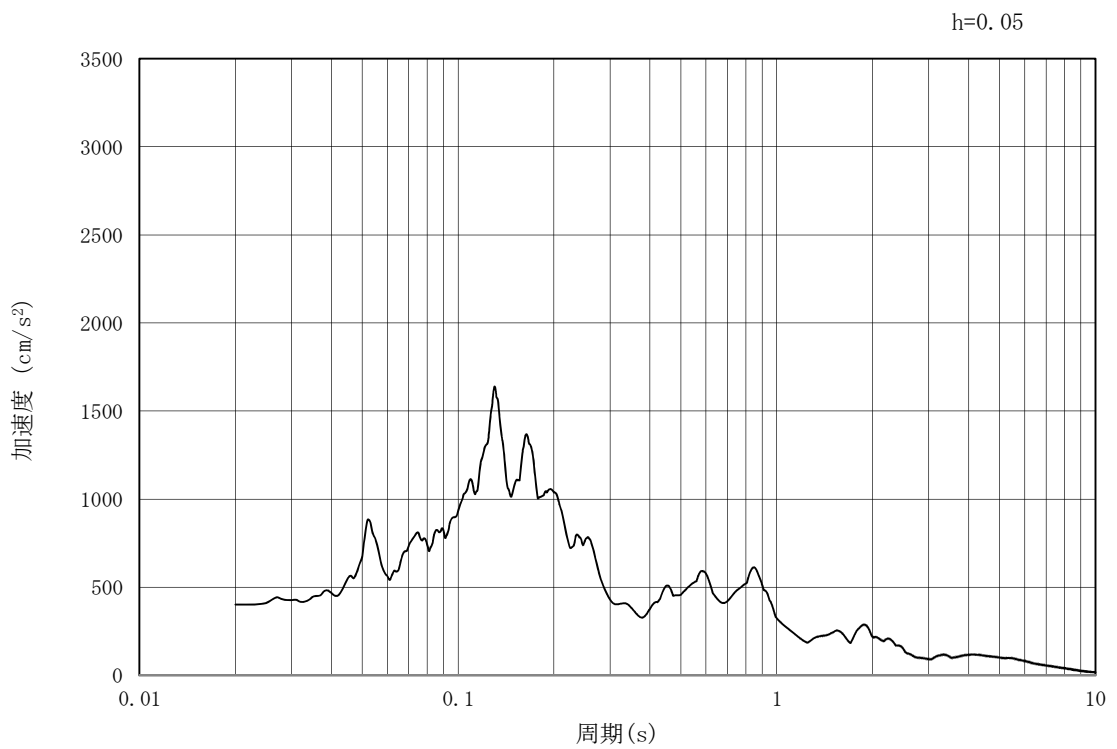


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (2) 管軸方向の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 : $S_s - D 1$)

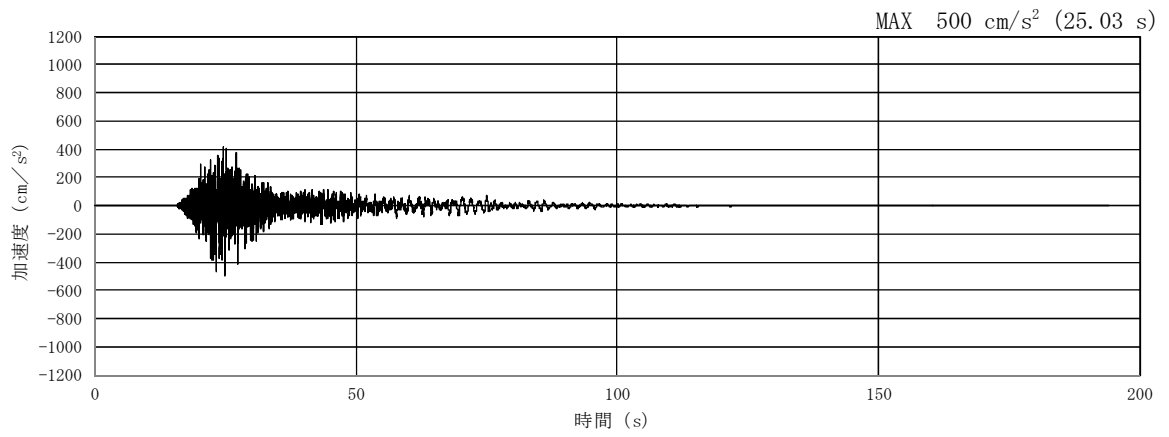


(a) 加速度時刻歴波形

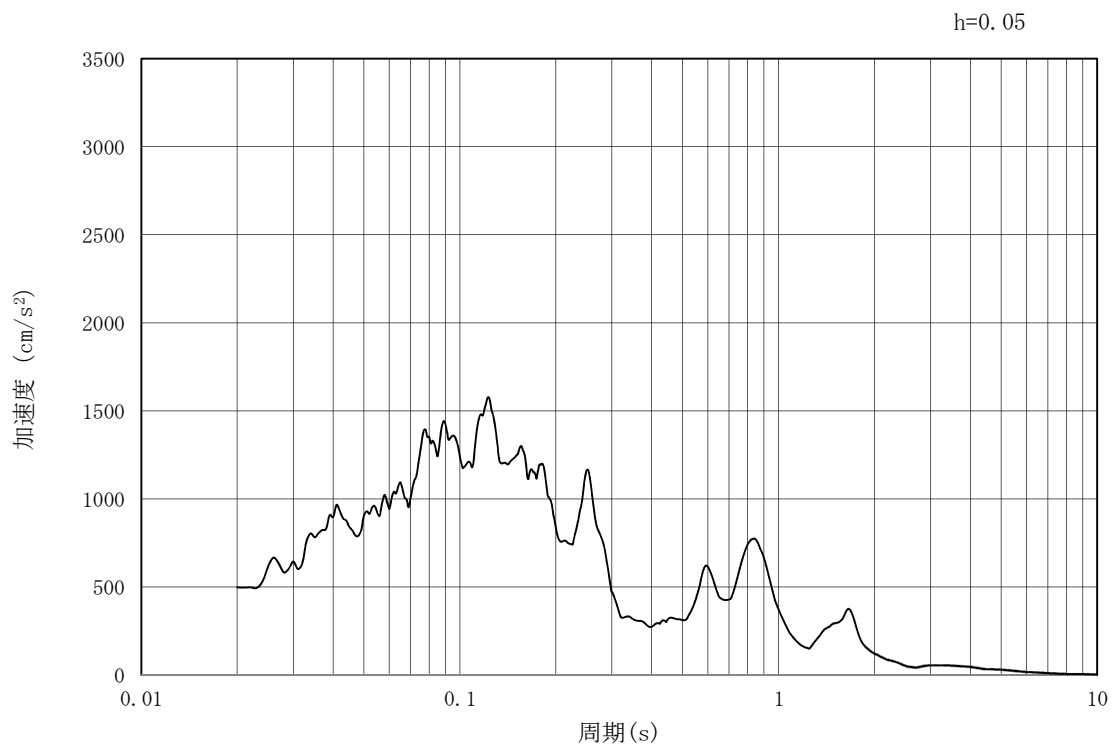


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (3) 管軸方向の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: $S_s - 1.1$)

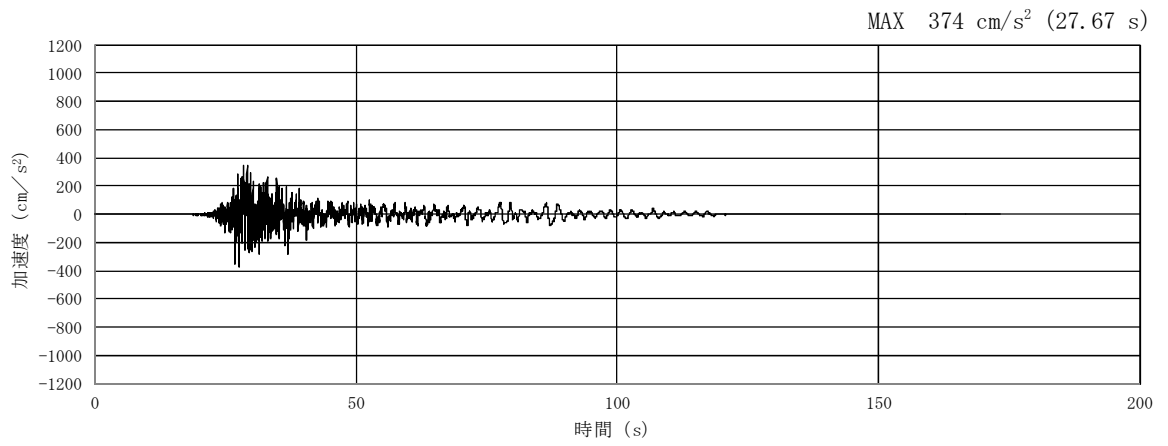


(a) 加速度時刻歴波形

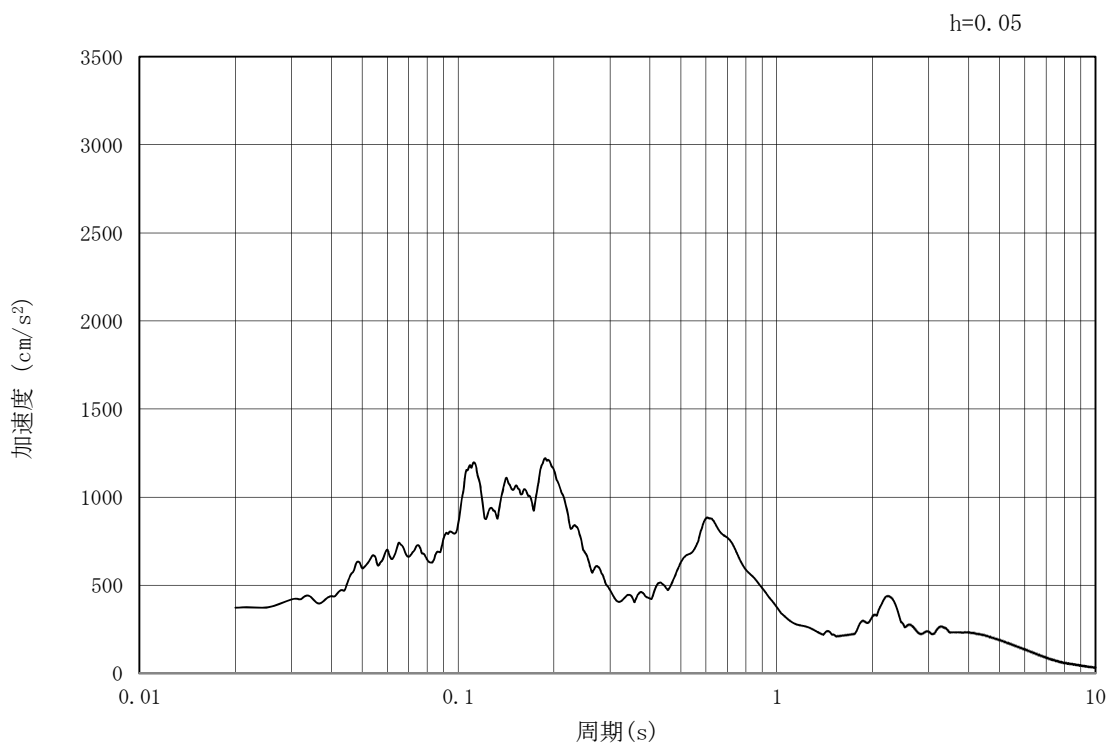


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (4) 管軸方向の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 : $S_s - 1.1$)

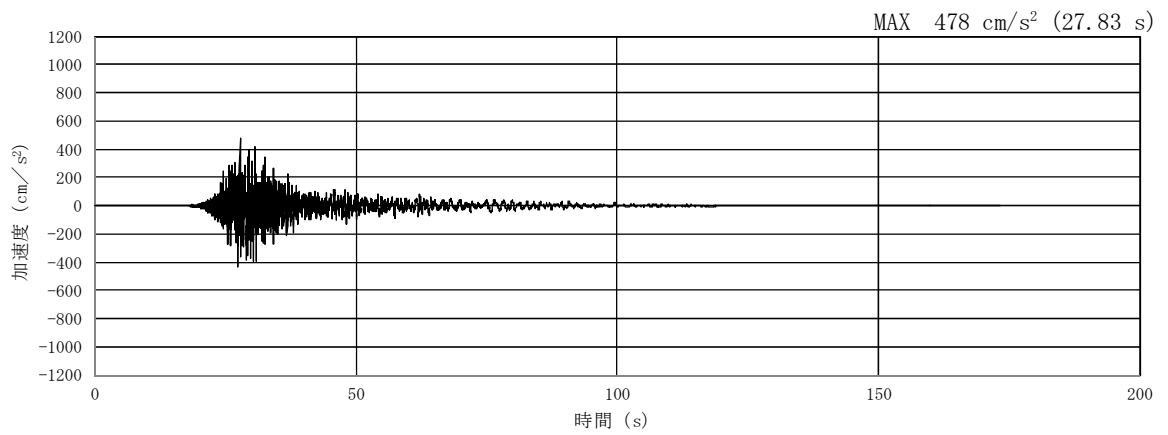


(a) 加速度時刻歴波形

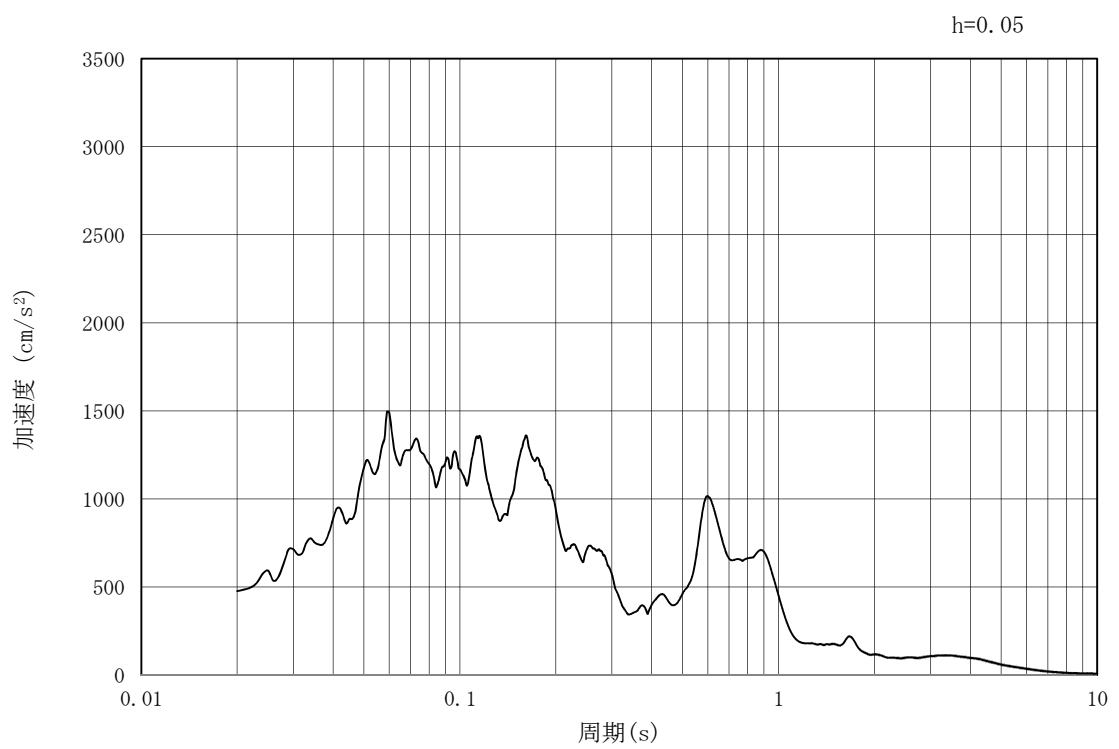


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (5) 管軸方向の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 : $S_s - 1.2$)

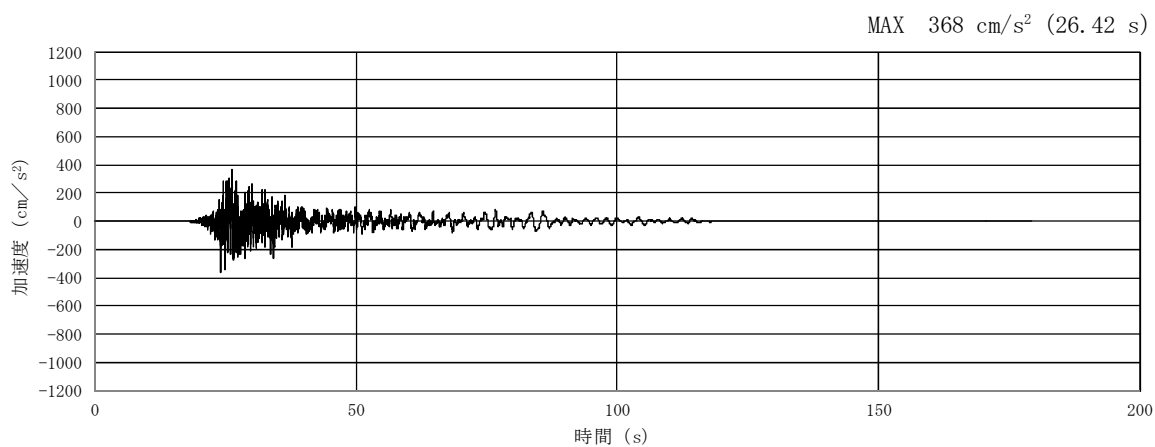


(a) 加速度時刻歴波形

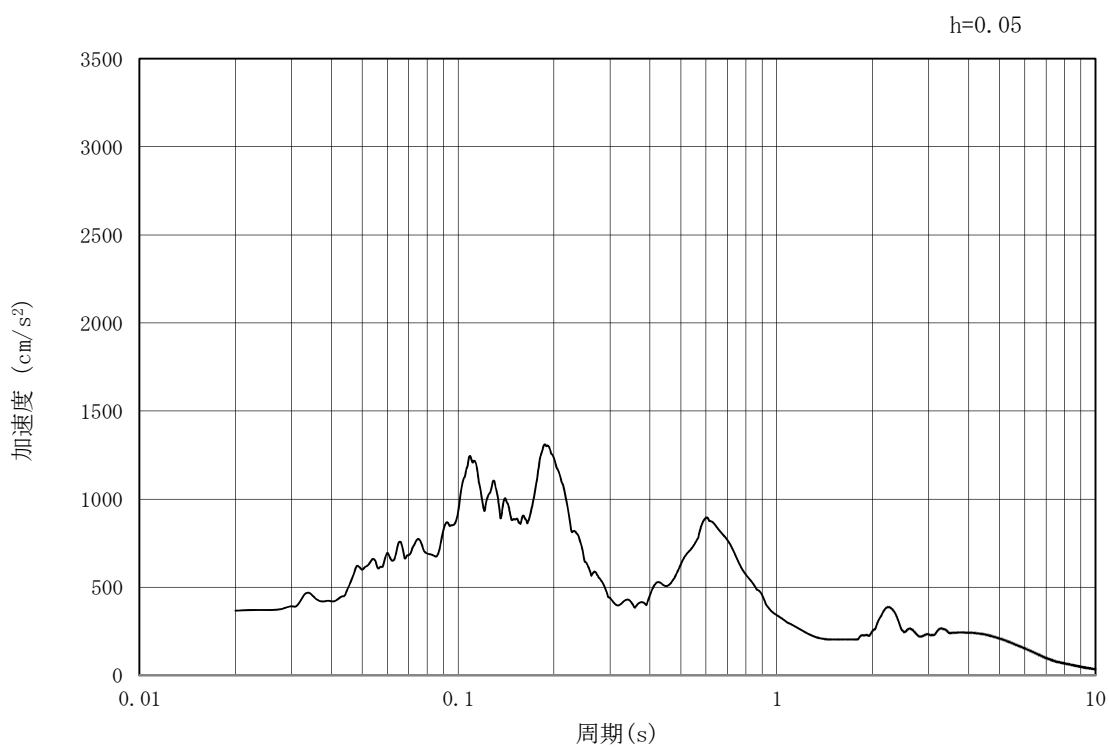


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (6) 管軸方向の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: $S_s - 1.2$)

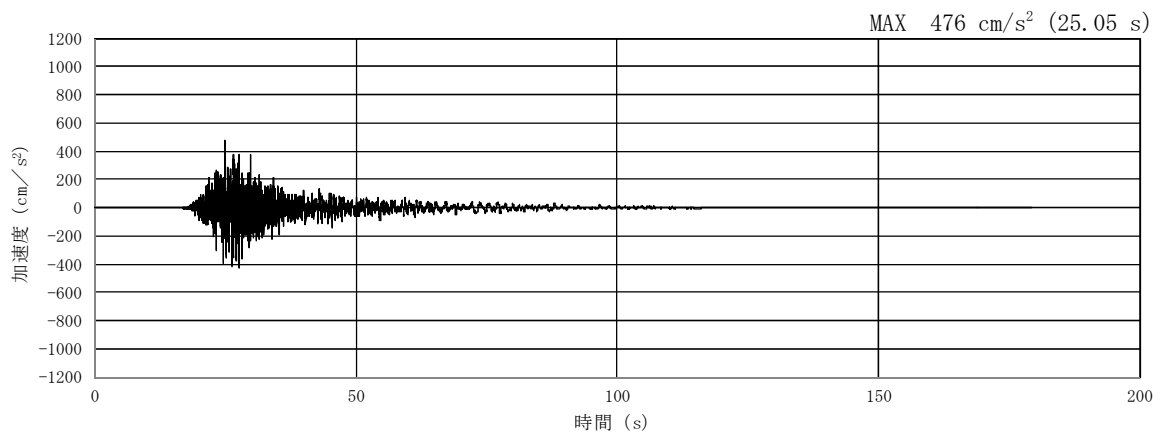


(a) 加速度時刻歴波形

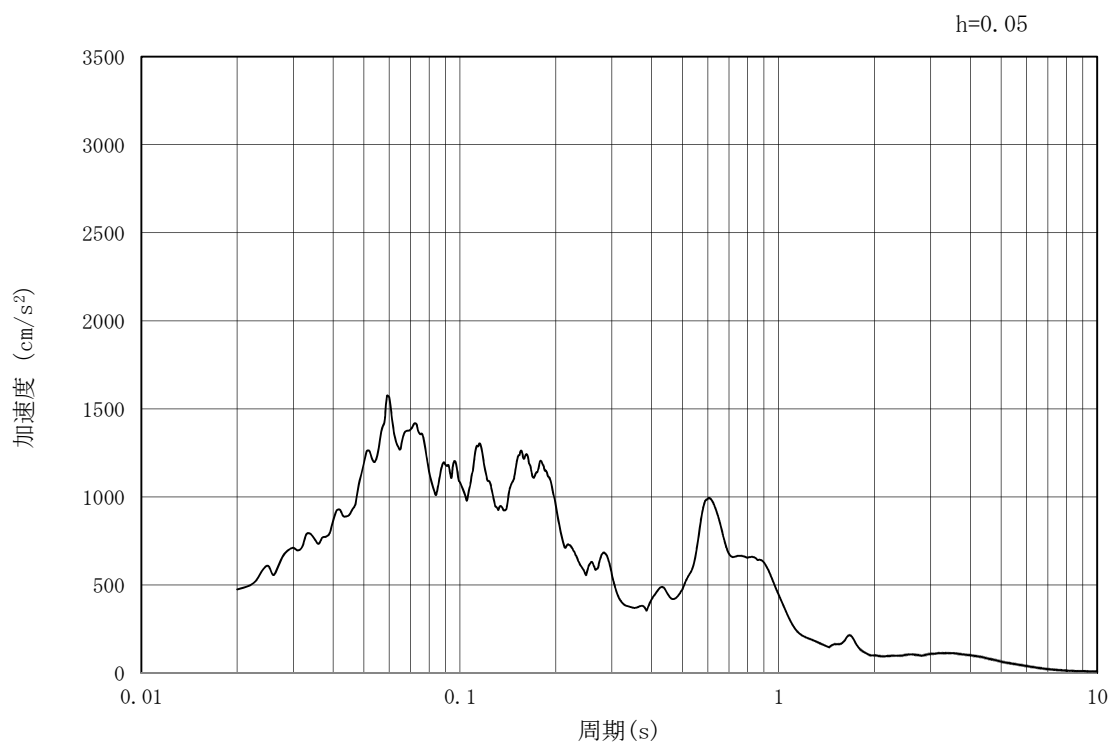


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (7) 管軸方向の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 : $S_s - 1.3$)

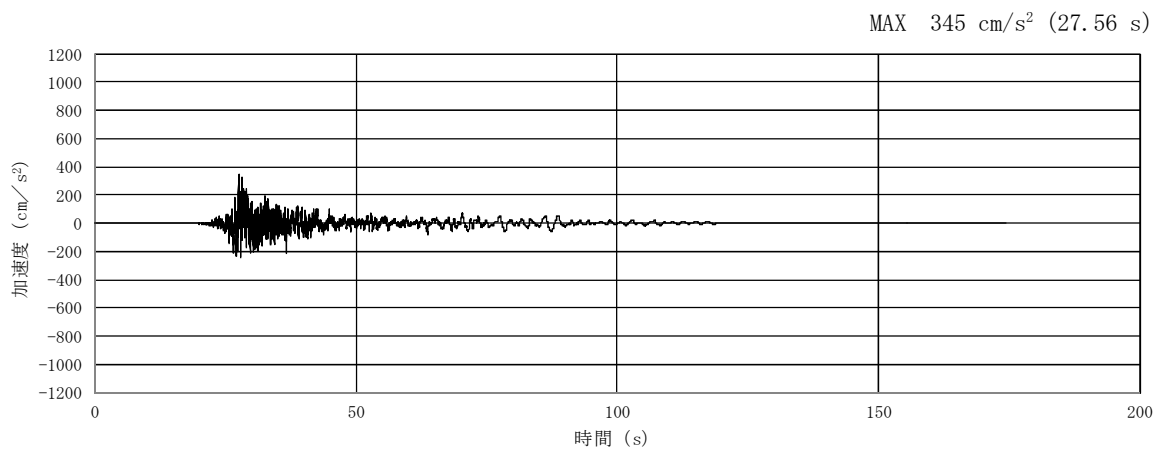


(a) 加速度時刻歴波形

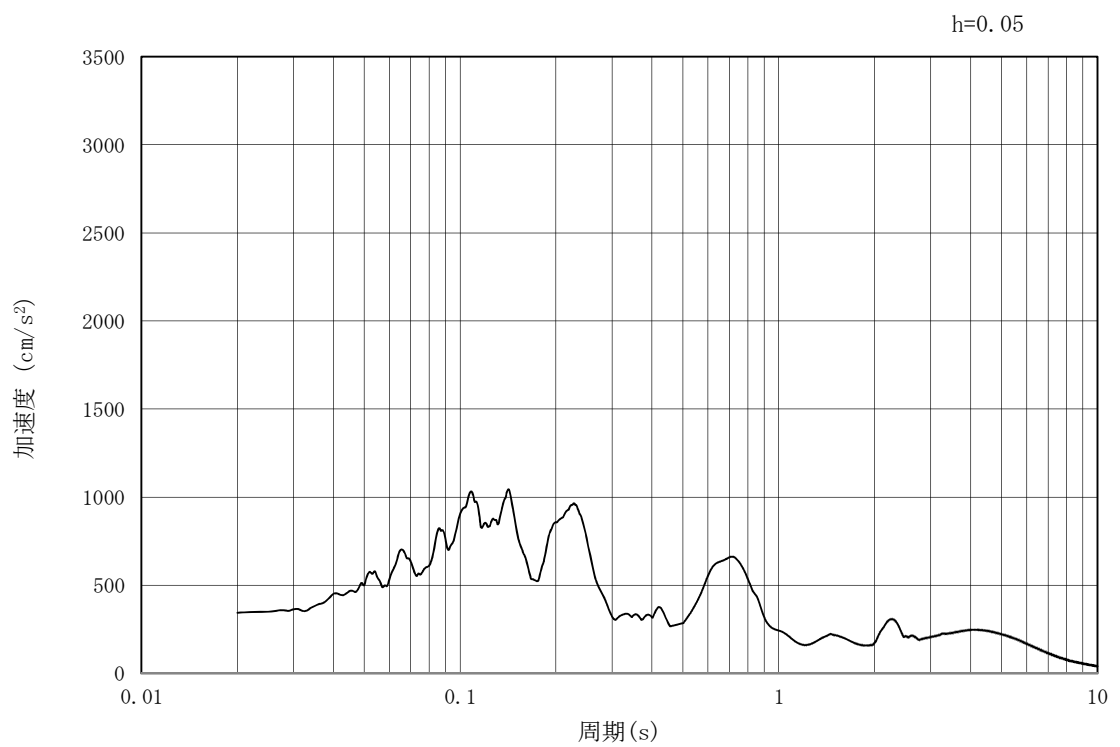


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (8) 管軸方向の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: $S_s - 1.3$)

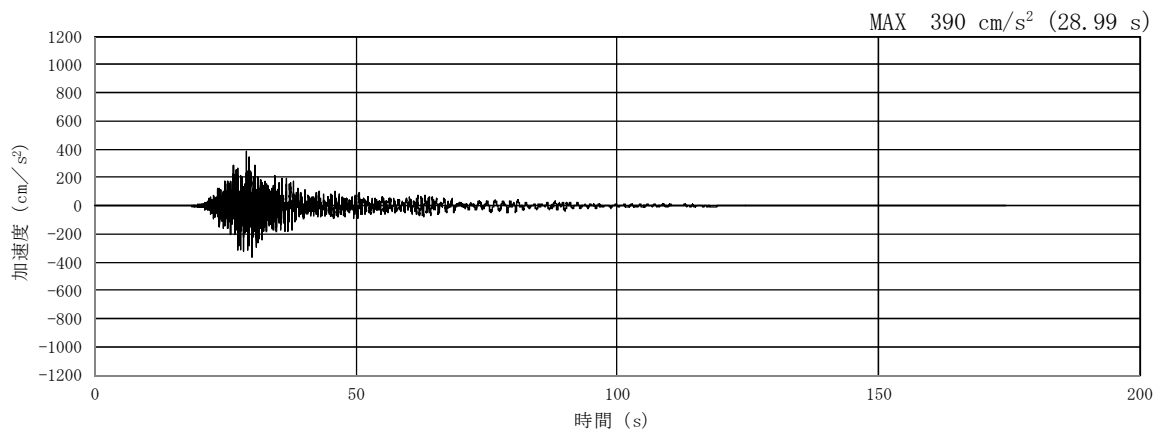


(a) 加速度時刻歴波形

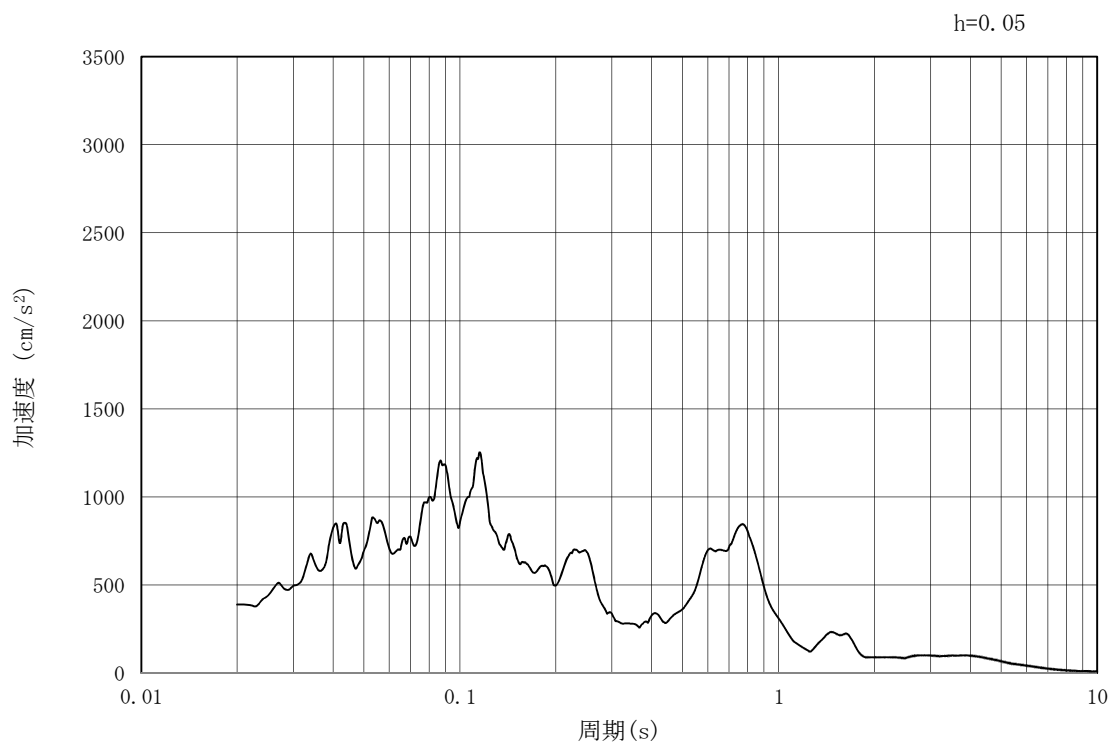


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (9) 管軸方向の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: $S_s - 1.4$)

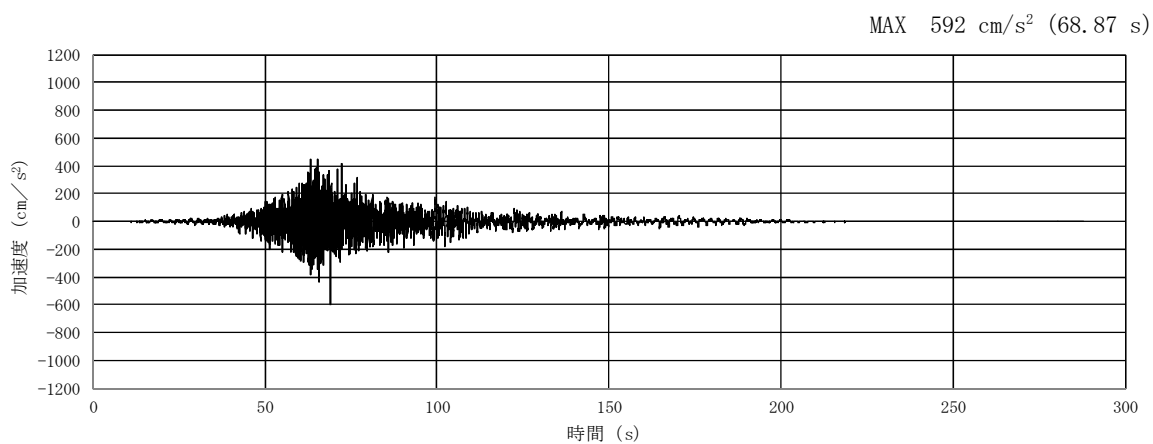


(a) 加速度時刻歴波形

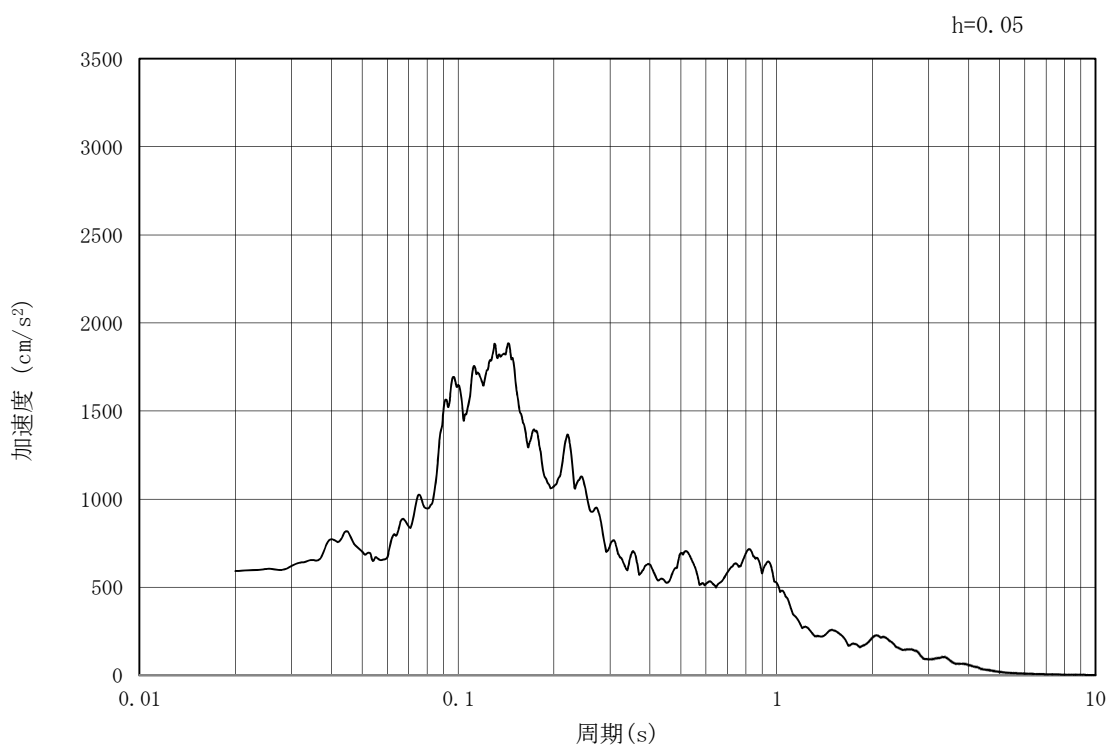


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (10) 管軸方向の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: $S_s - 1.4$)

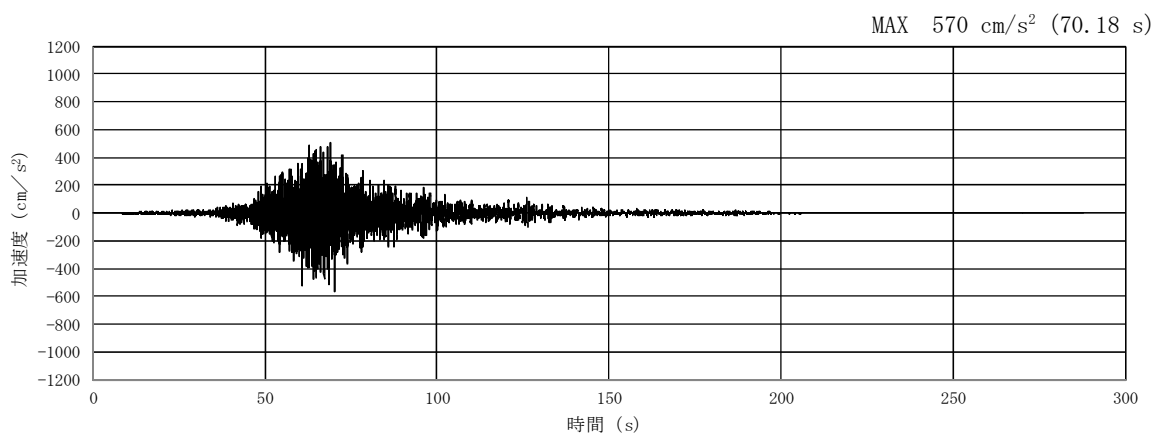


(a) 加速度時刻歴波形

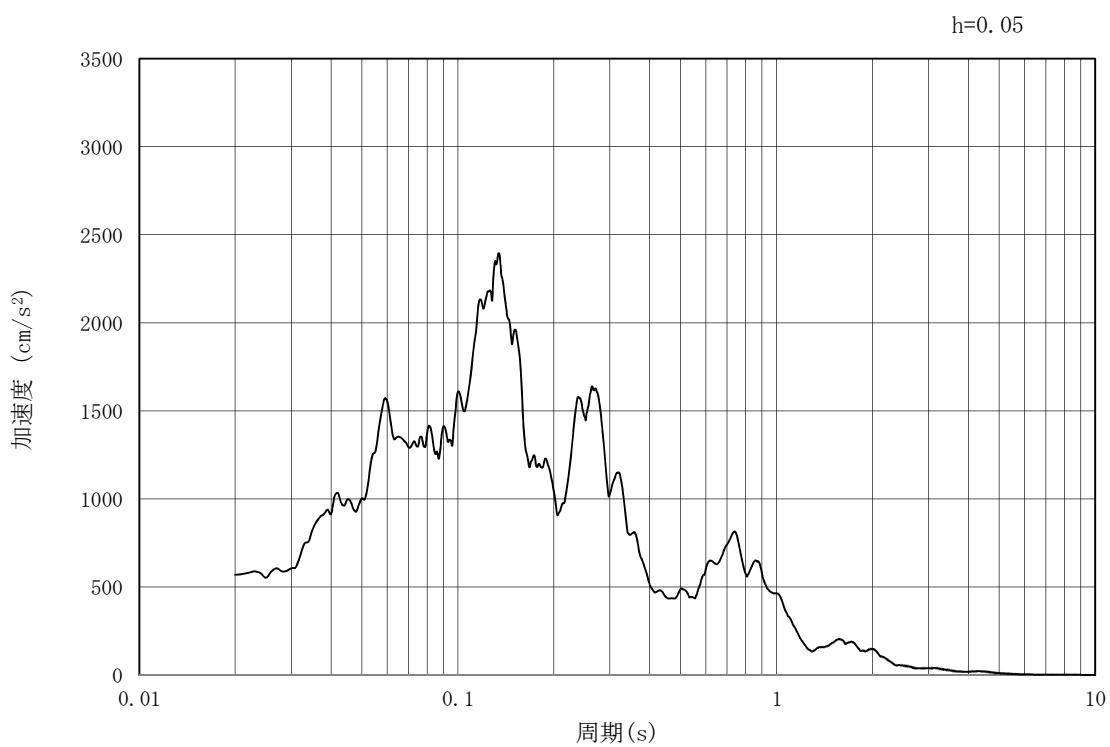


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (11) 管軸方向の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 : $S_s - 2.1$)

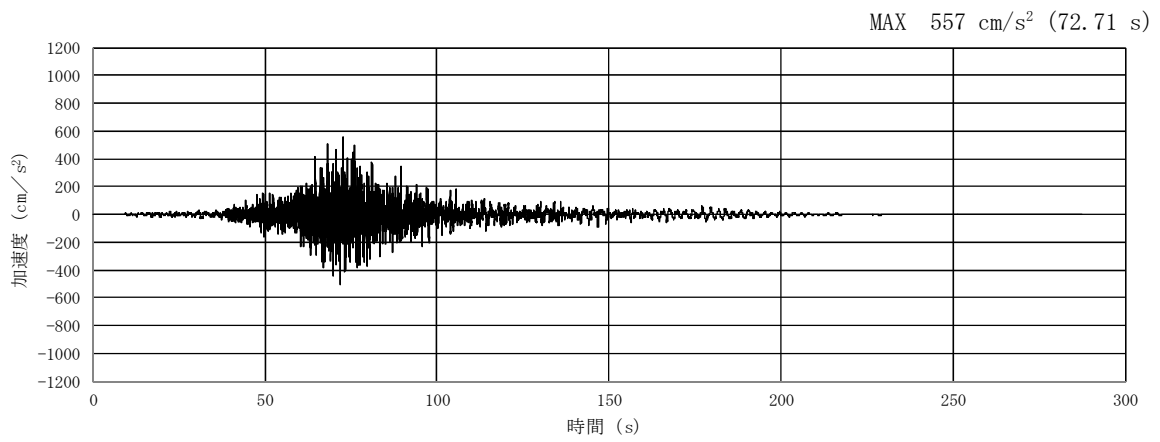


(a) 加速度時刻歴波形

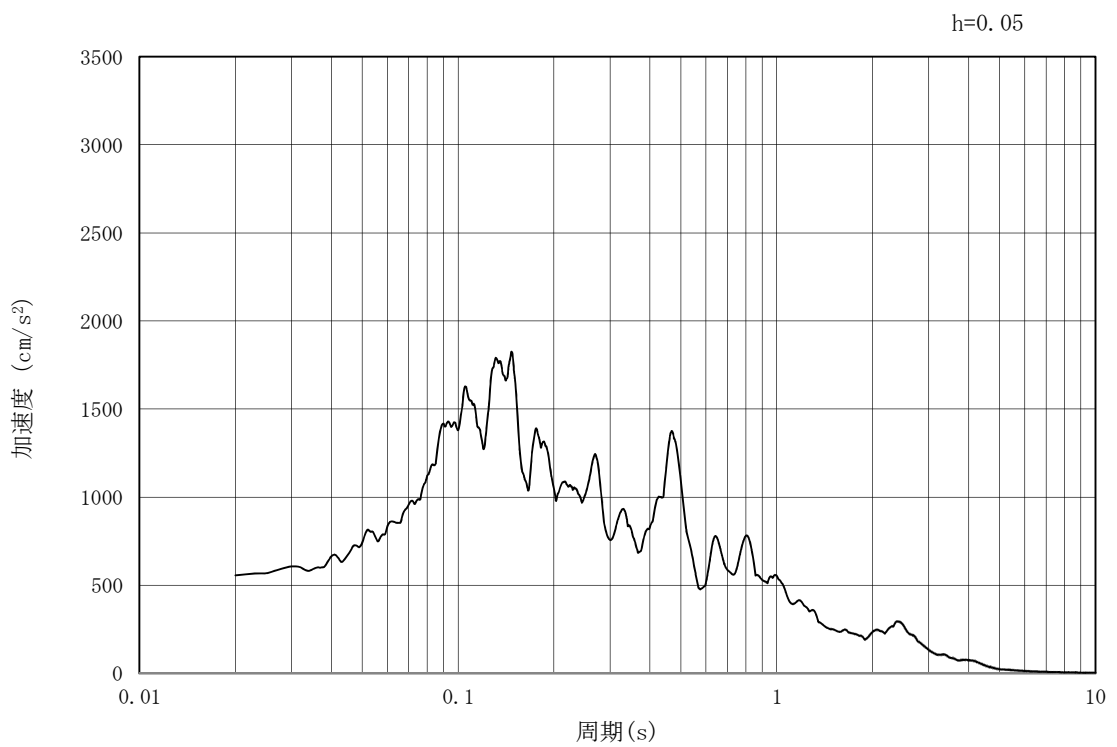


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (12) 管軸方向の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 : $S_s - 2.1$)

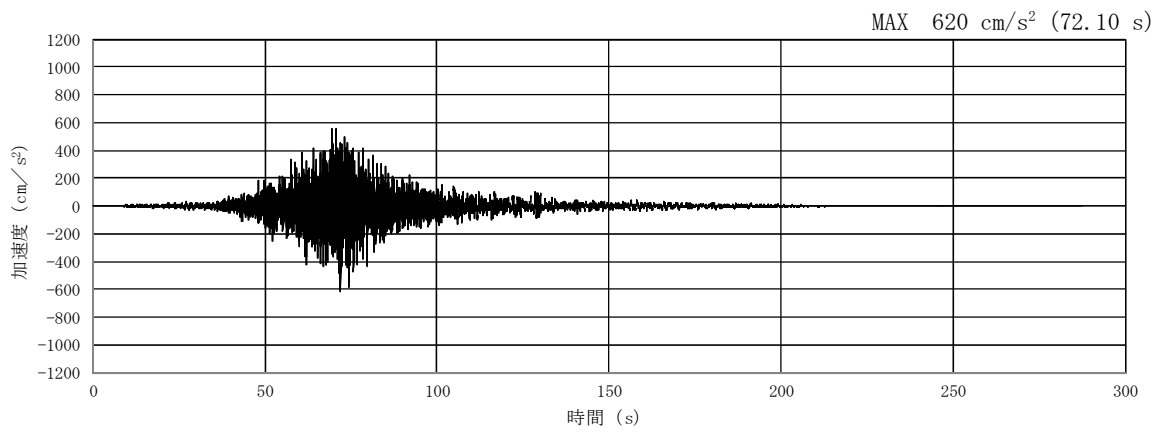


(a) 加速度時刻歴波形

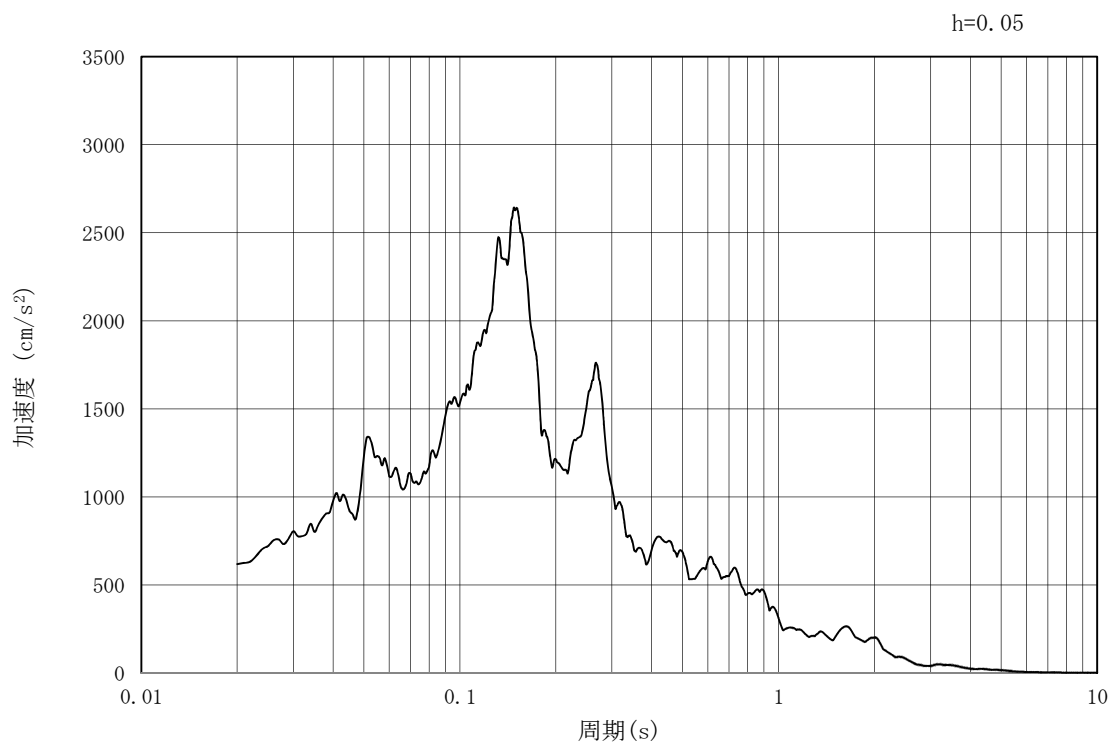


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (13) 管軸方向の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 : $S_s - 2.2$)

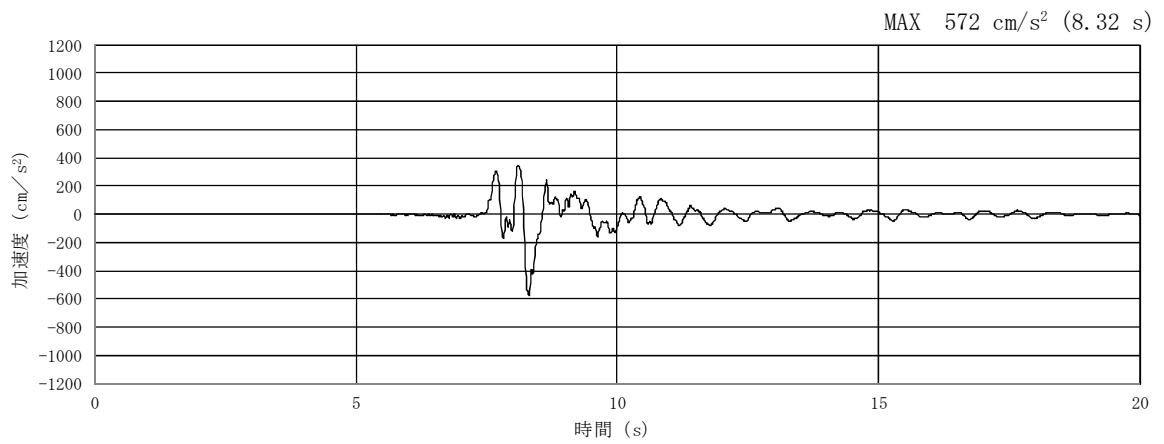


(a) 加速度時刻歴波形

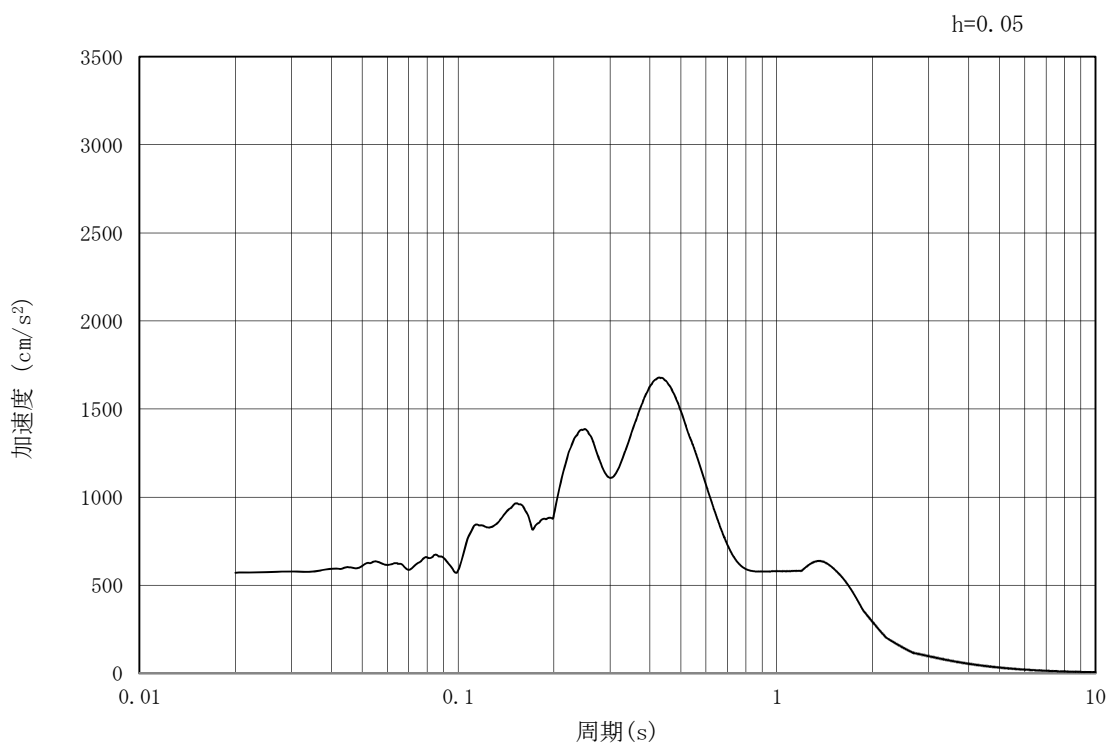


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (14) 管軸方向の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: $S_s - 2.2$)

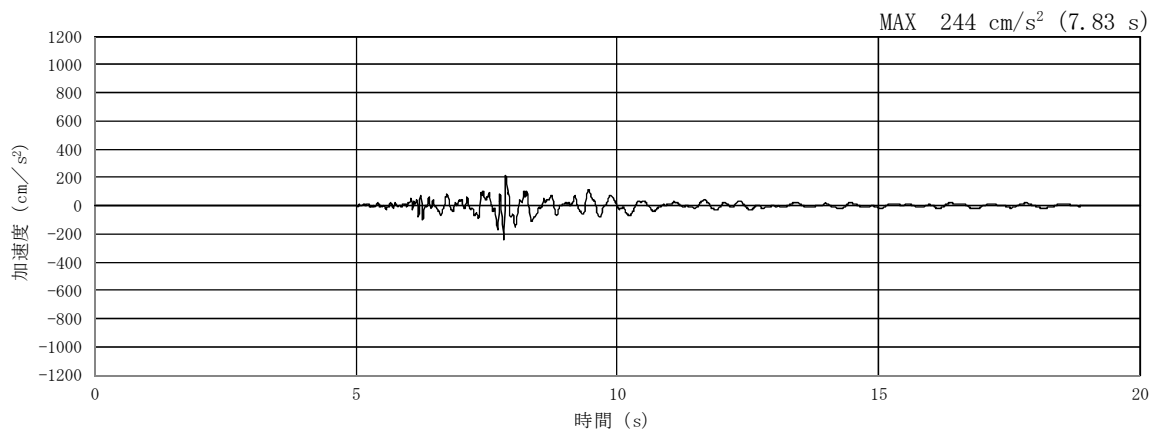


(a) 加速度時刻歴波形

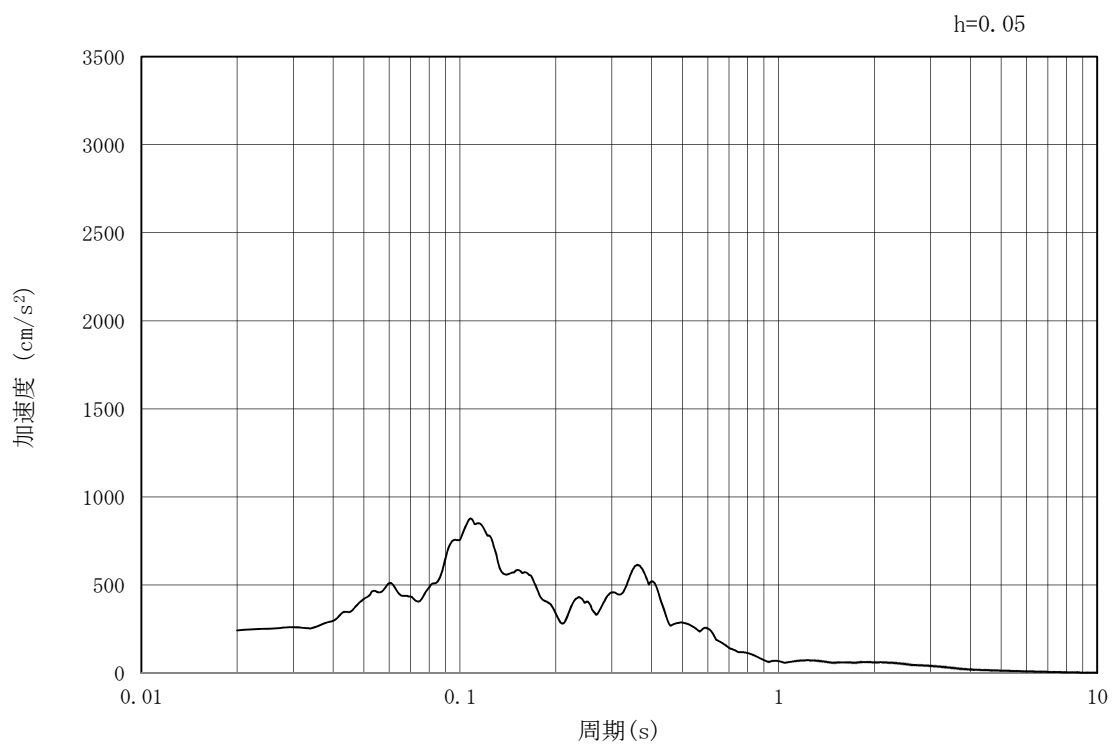


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (15) 管軸方向の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 : $S_s - 31$)

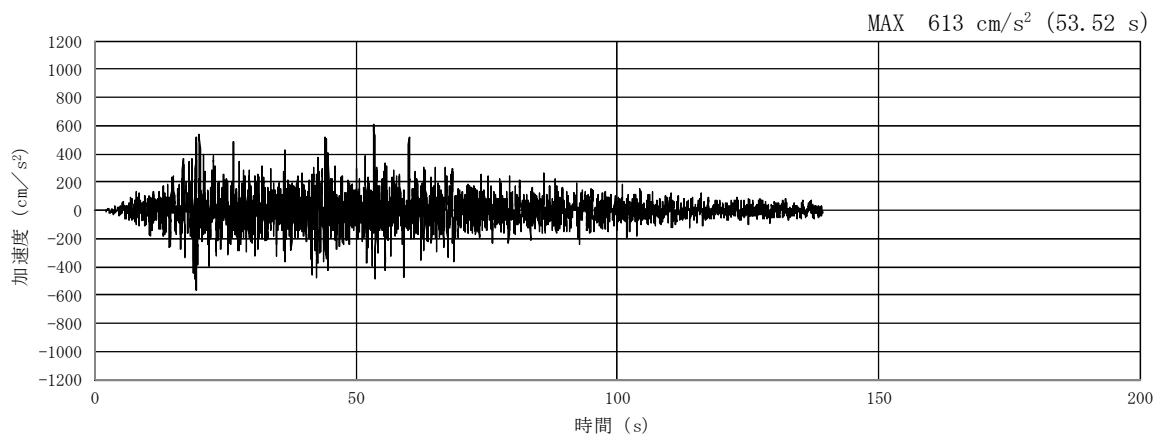


(a) 加速度時刻歴波形

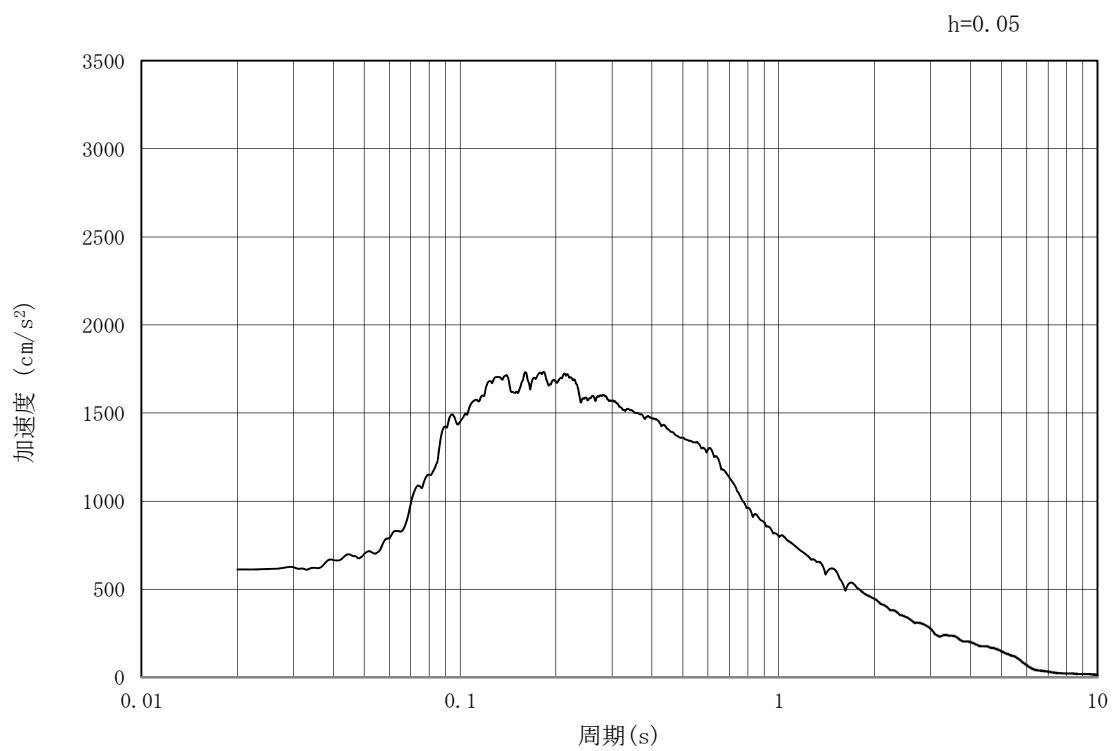


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (16) 管軸方向の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: $S_s - 31$)

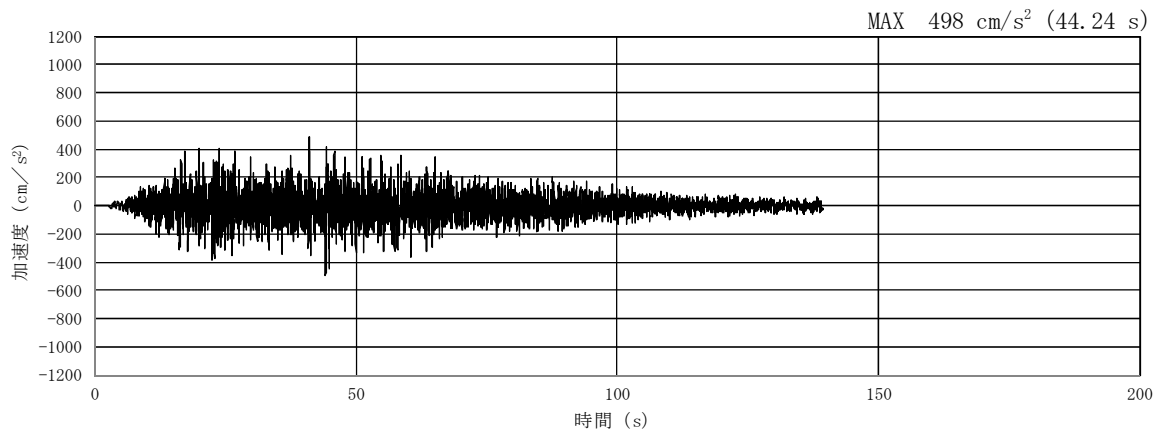


(a) 加速度時刻歴波形

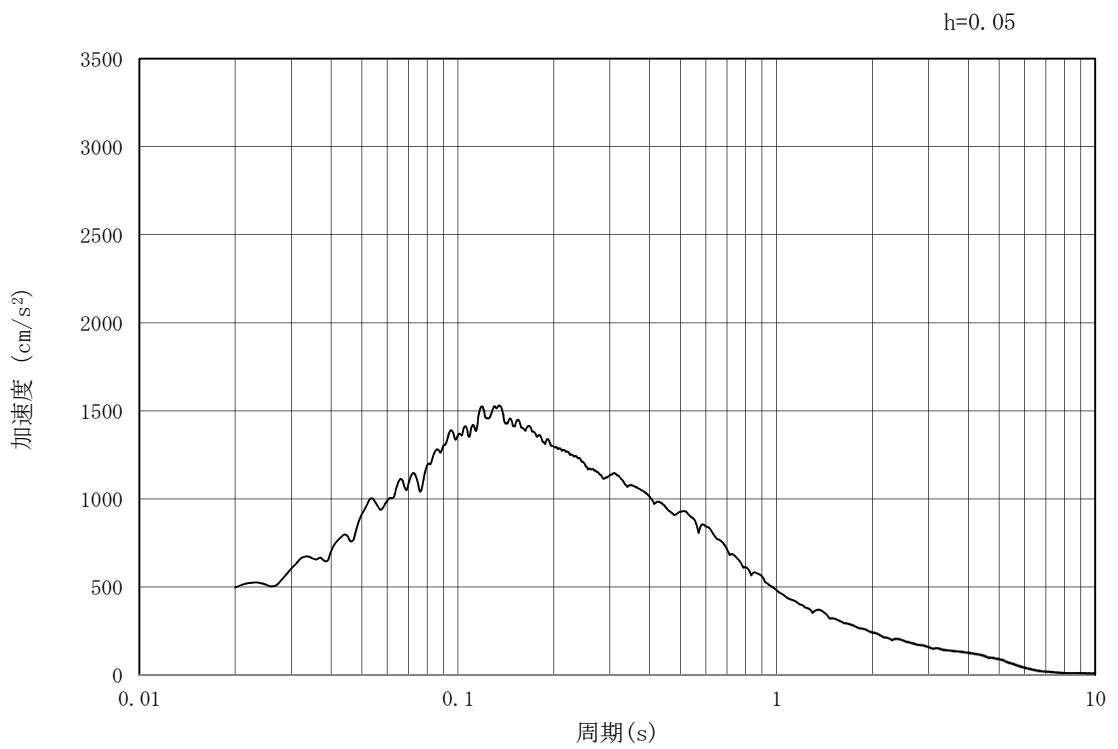


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (1) 管軸直角方向の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 : $S_s - D 1$)

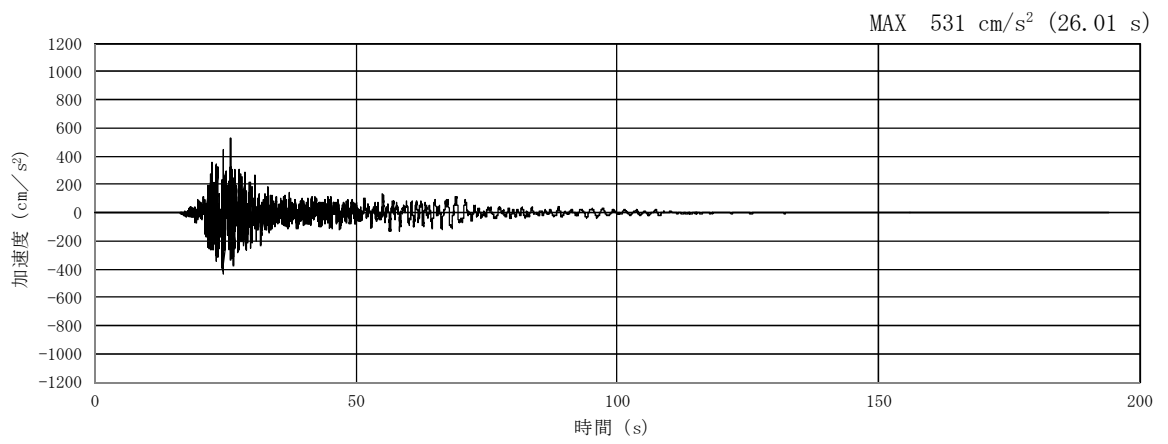


(a) 加速度時刻歴波形

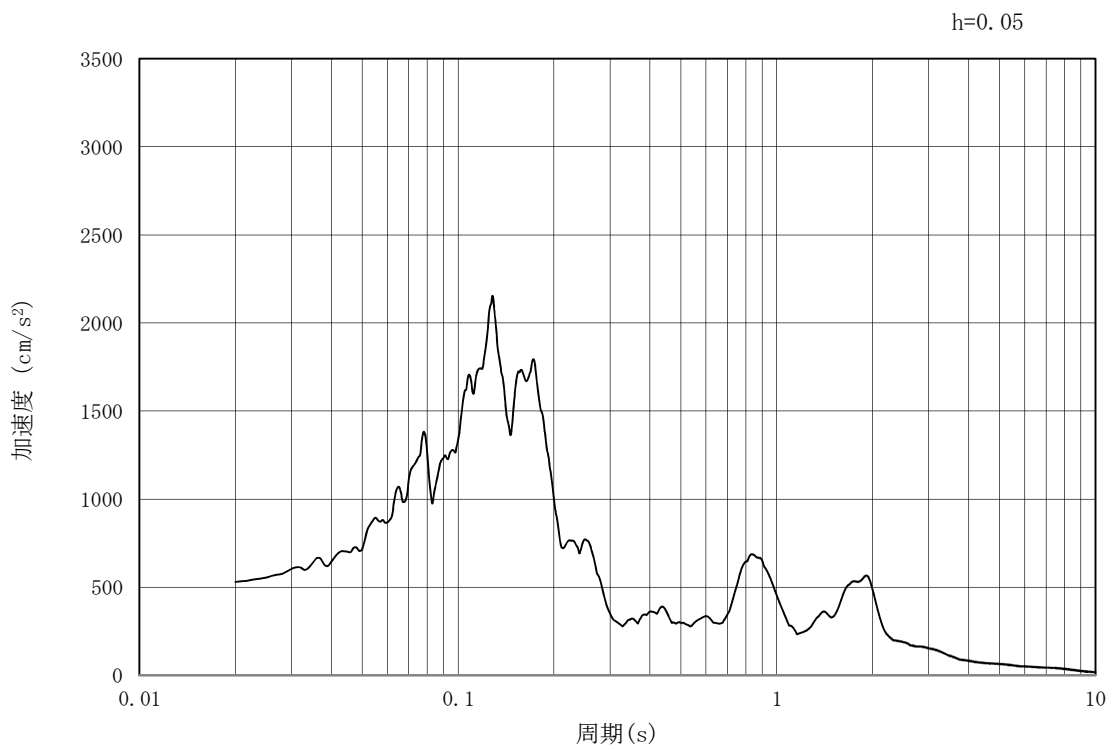


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (2) 管軸直角方向の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)

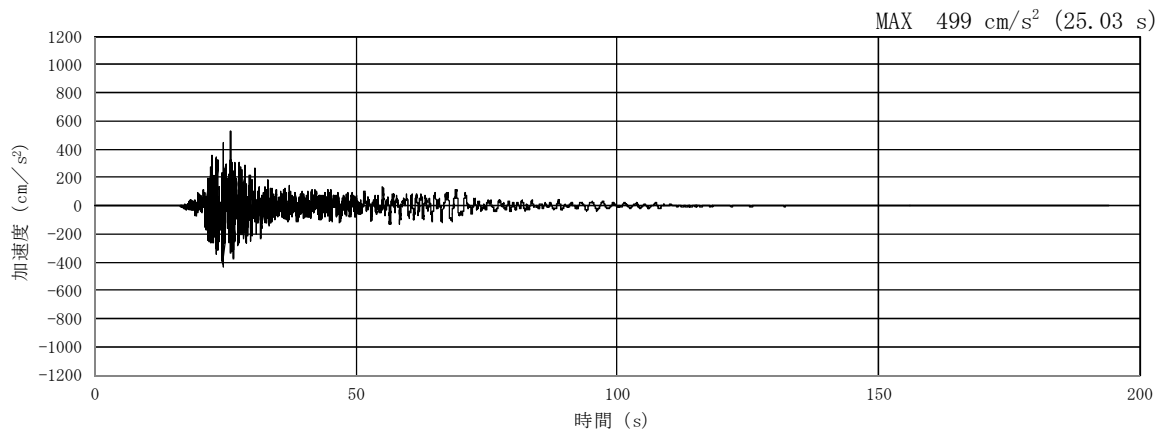


(a) 加速度時刻歴波形

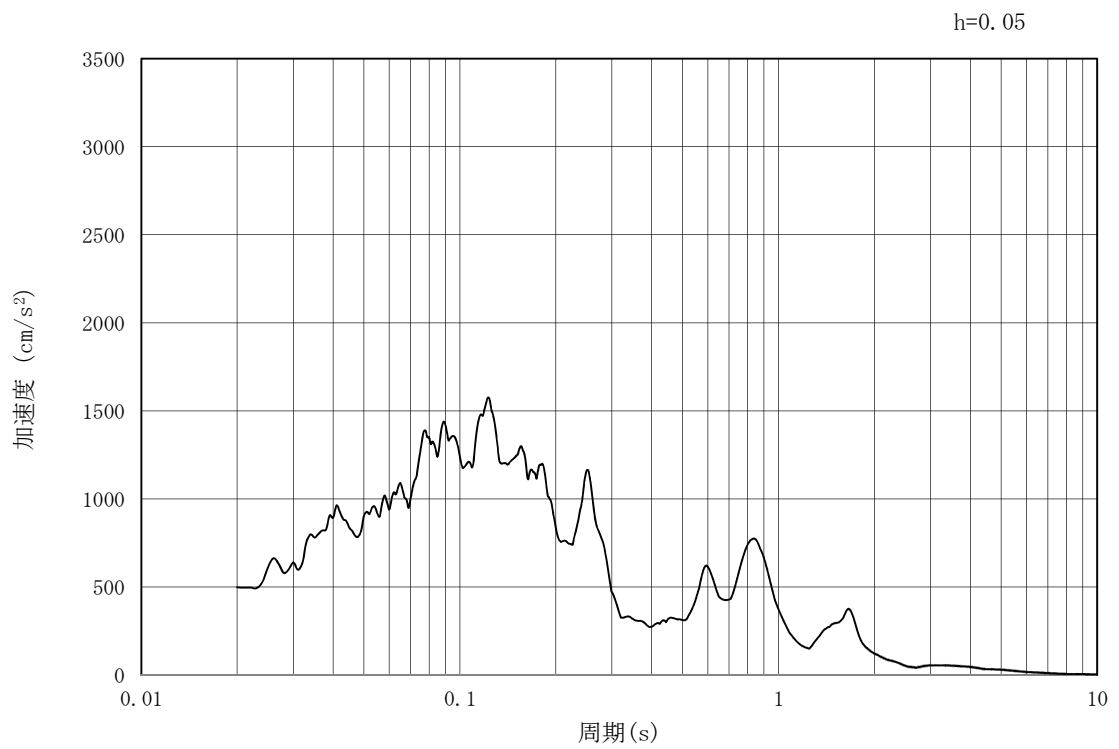


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (3) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.1$)

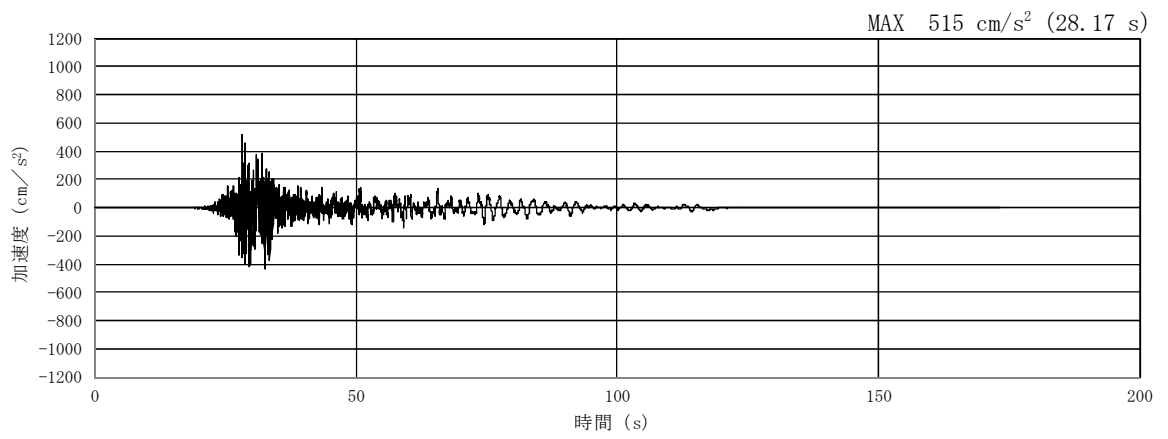


(a) 加速度時刻歴波形

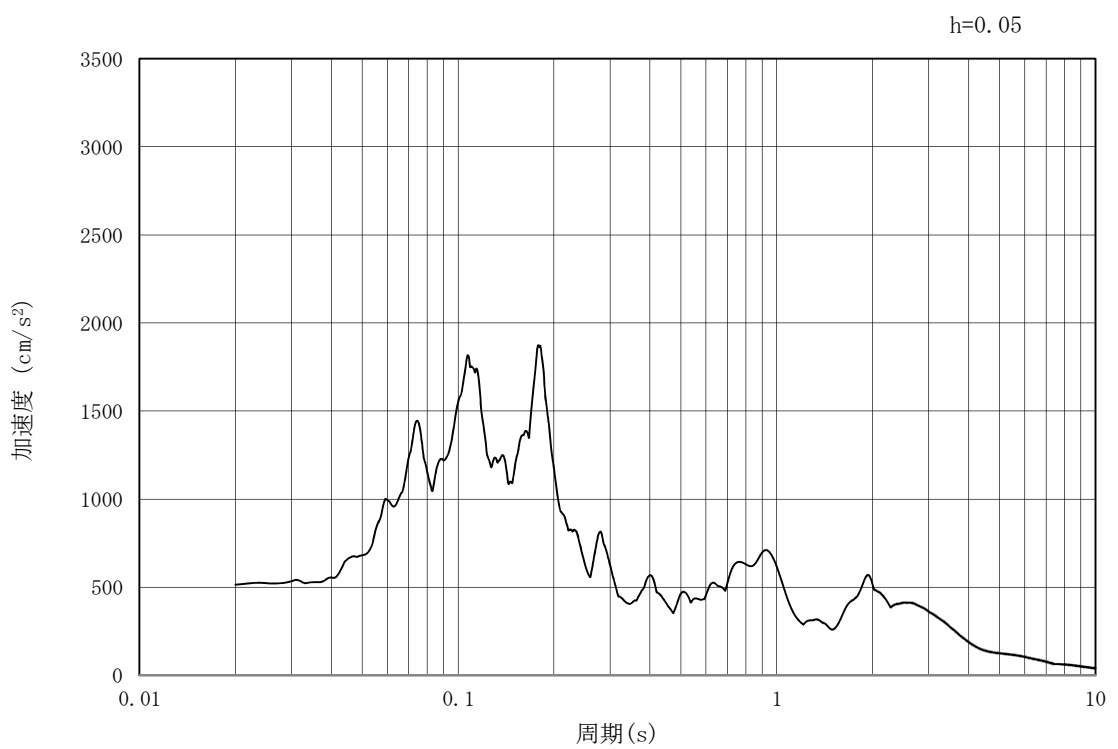


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (4) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.1$)

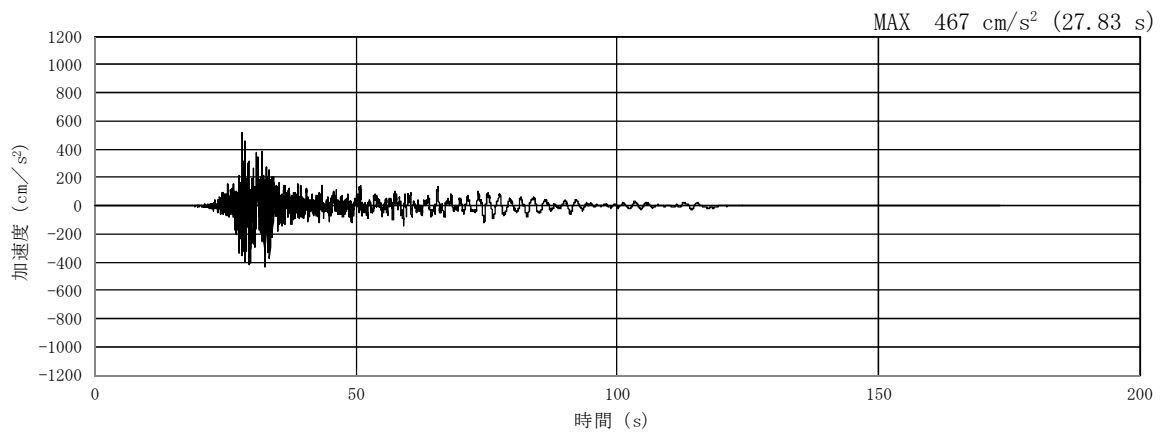


(a) 加速度時刻歴波形

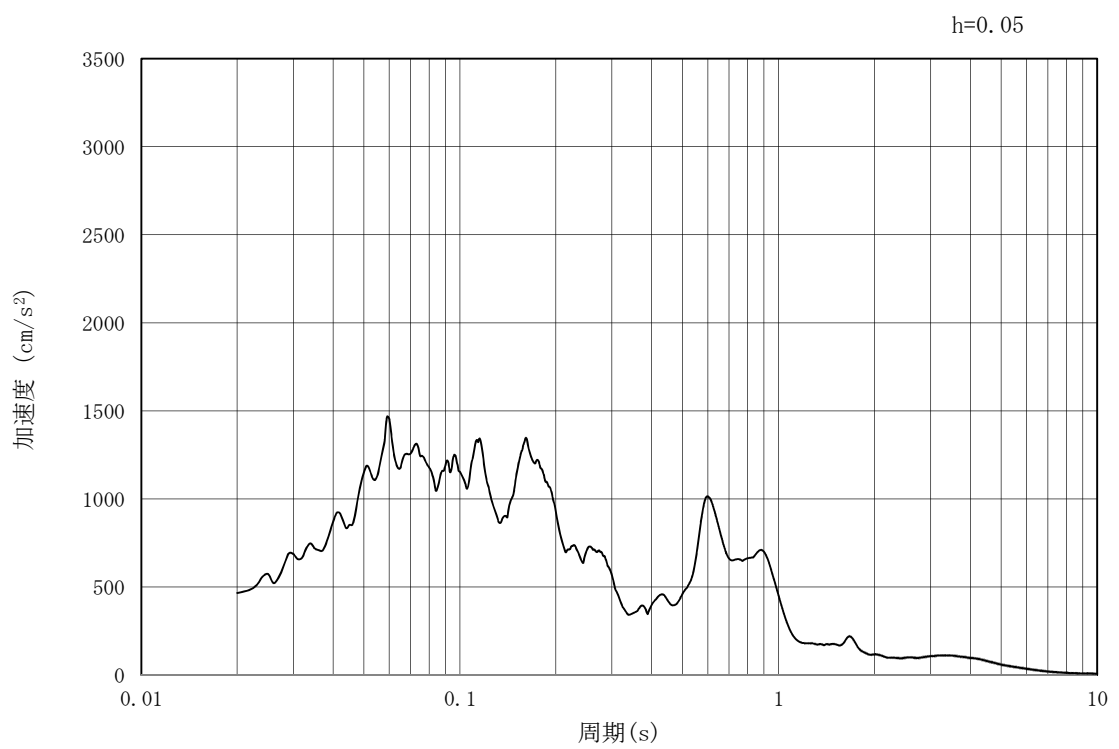


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (5) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.2$)

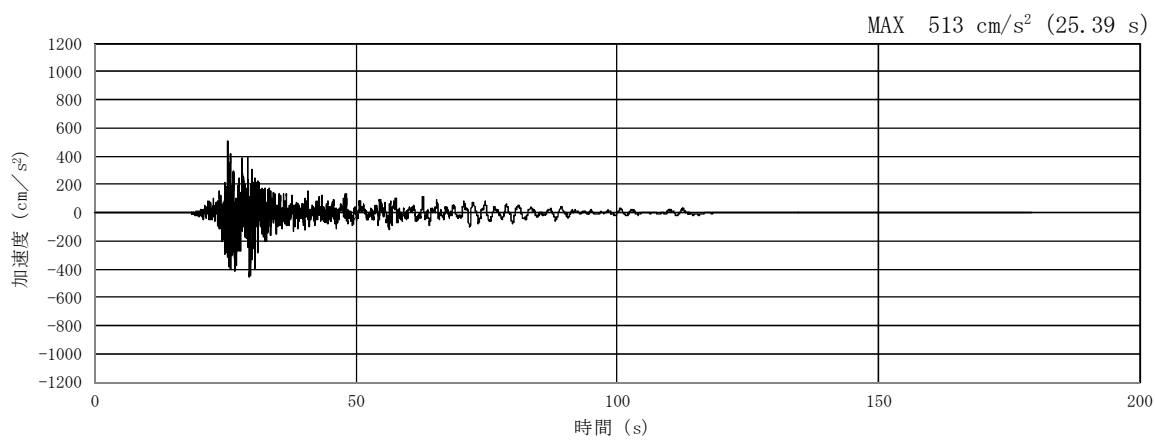


(a) 加速度時刻歴波形

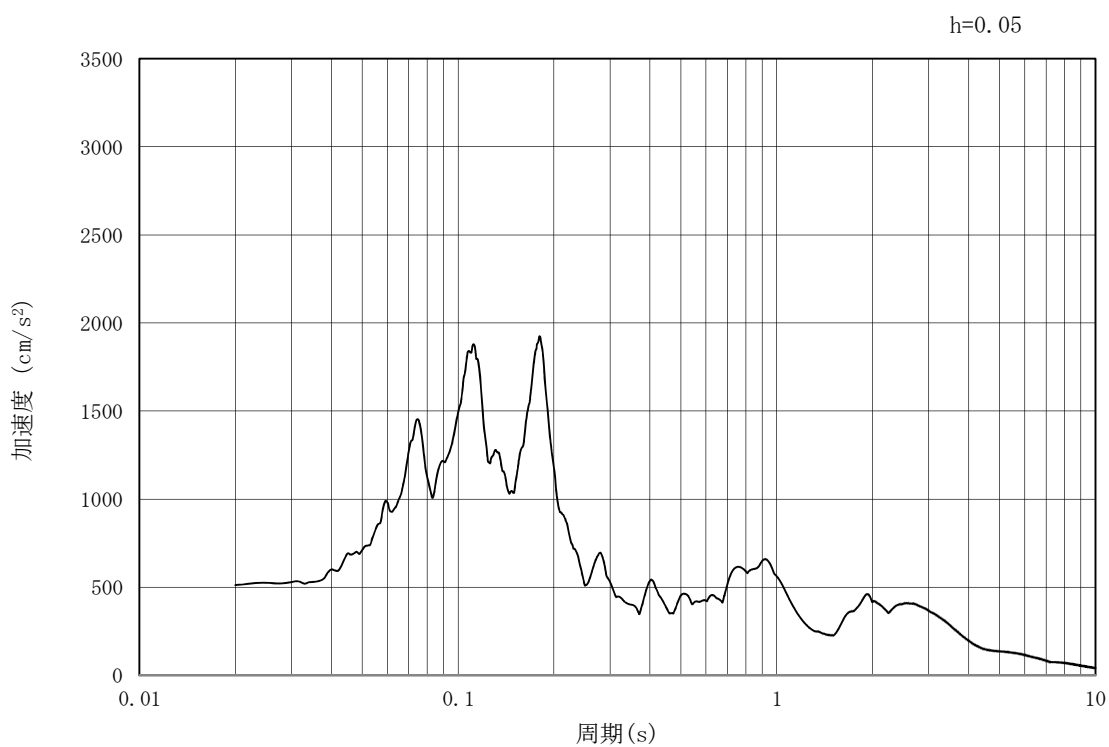


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (6) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.2$)

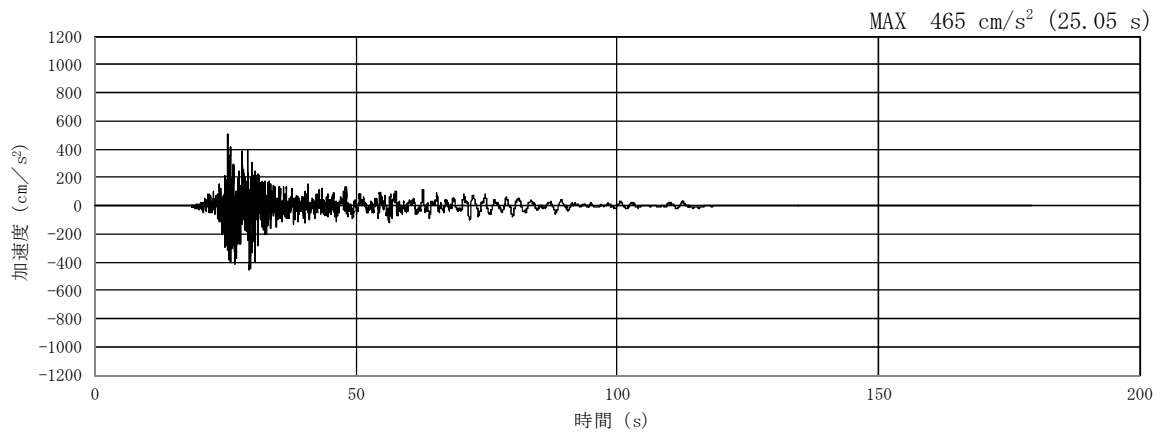


(a) 加速度時刻歴波形

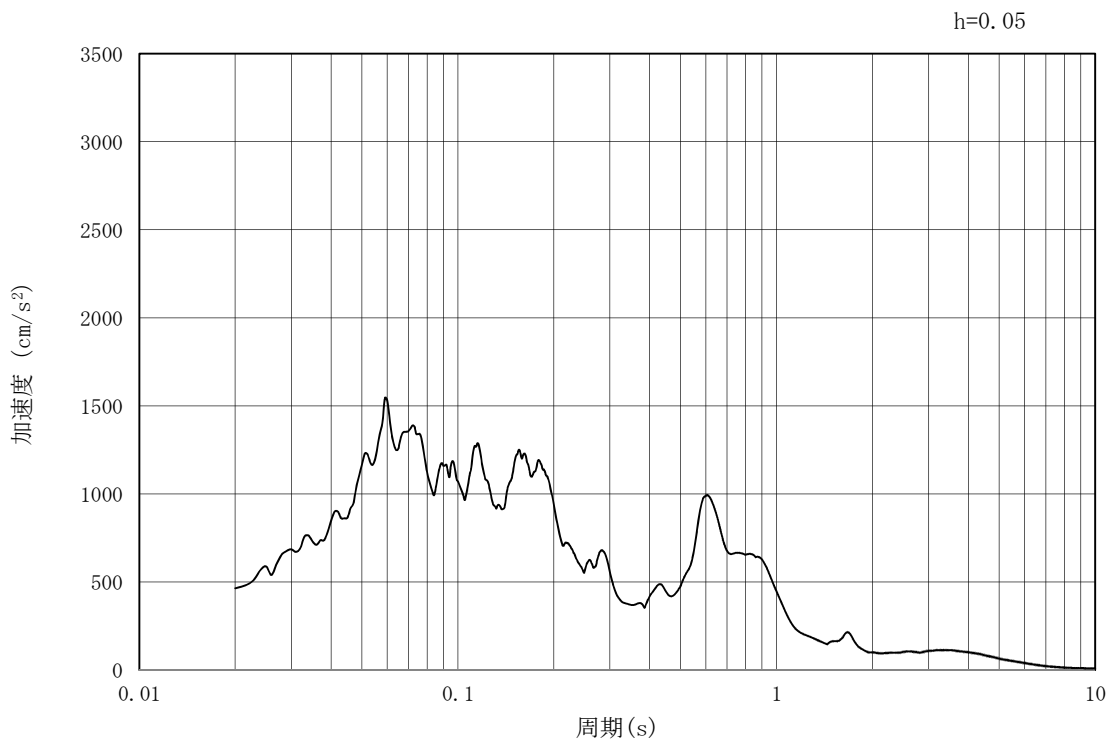


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (7) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.3$)

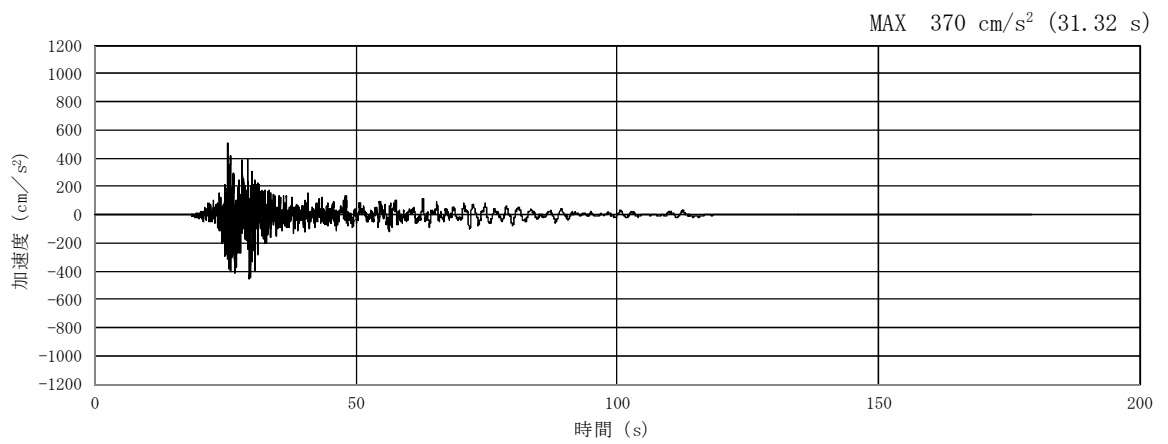


(a) 加速度時刻歴波形

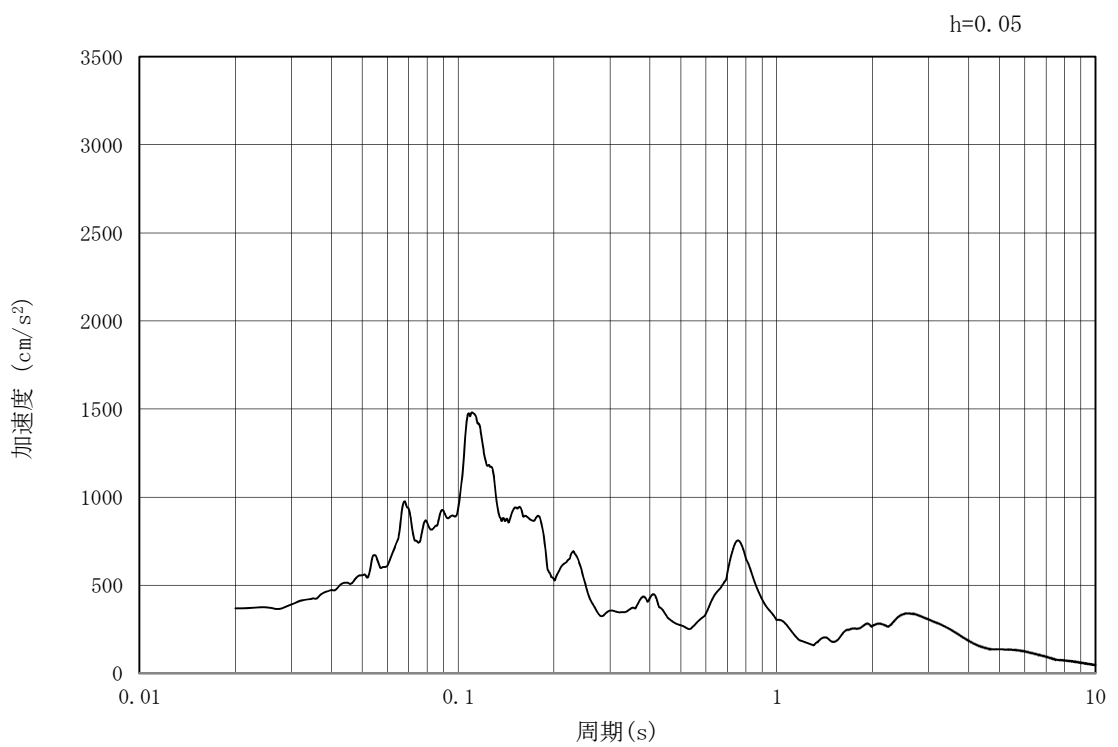


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (8) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.3$)

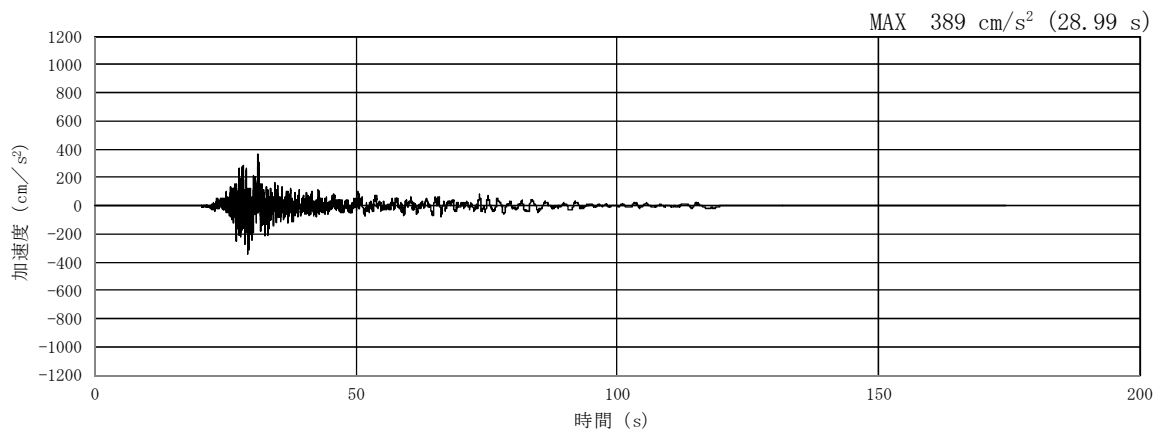


(a) 加速度時刻歴波形

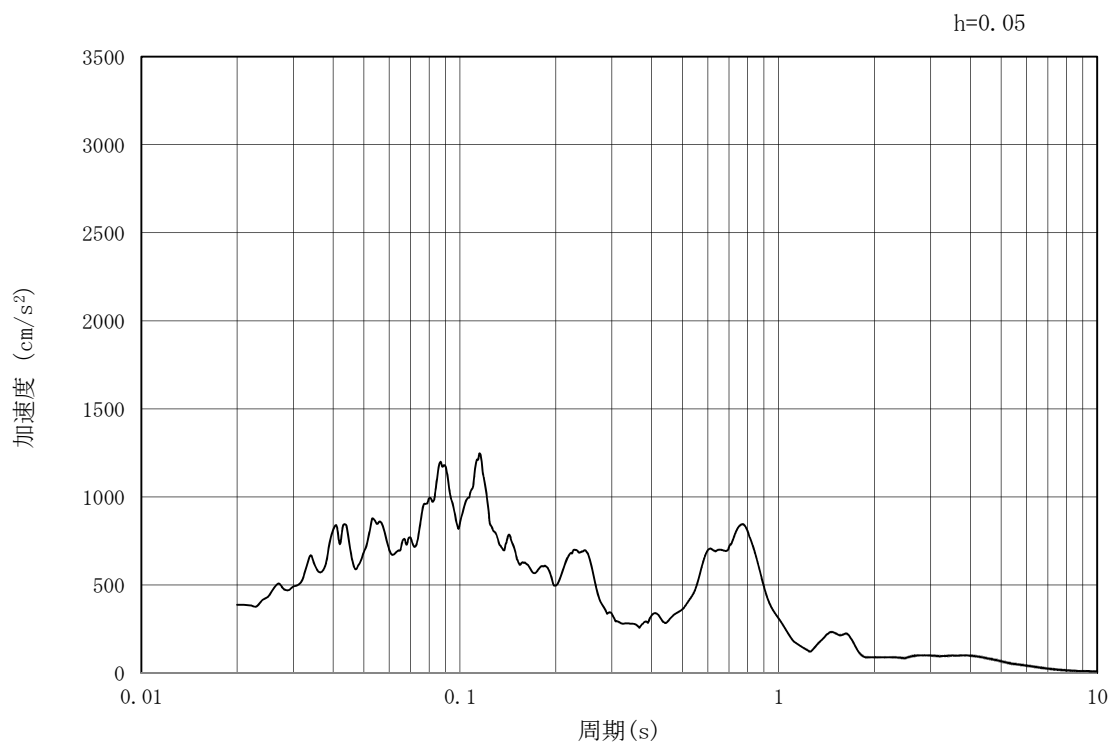


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (9) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.4$)

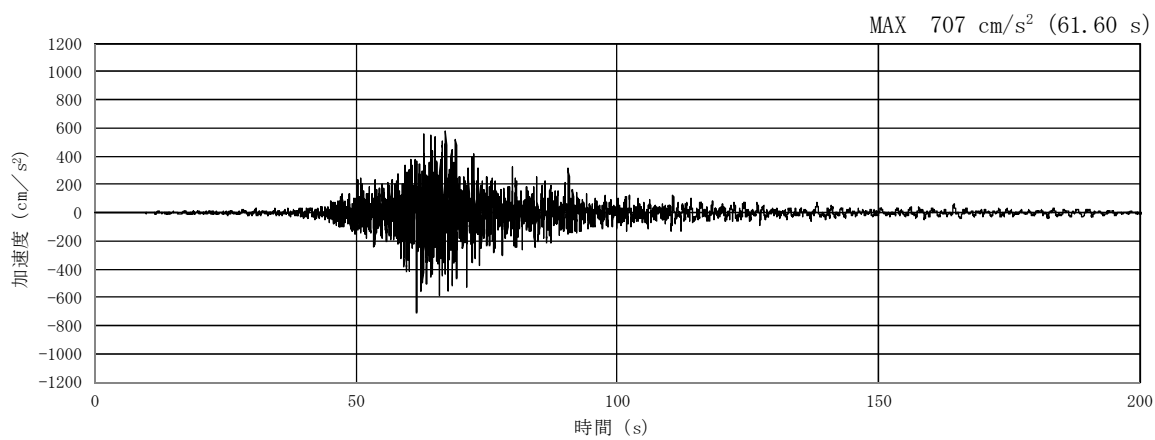


(a) 加速度時刻歴波形

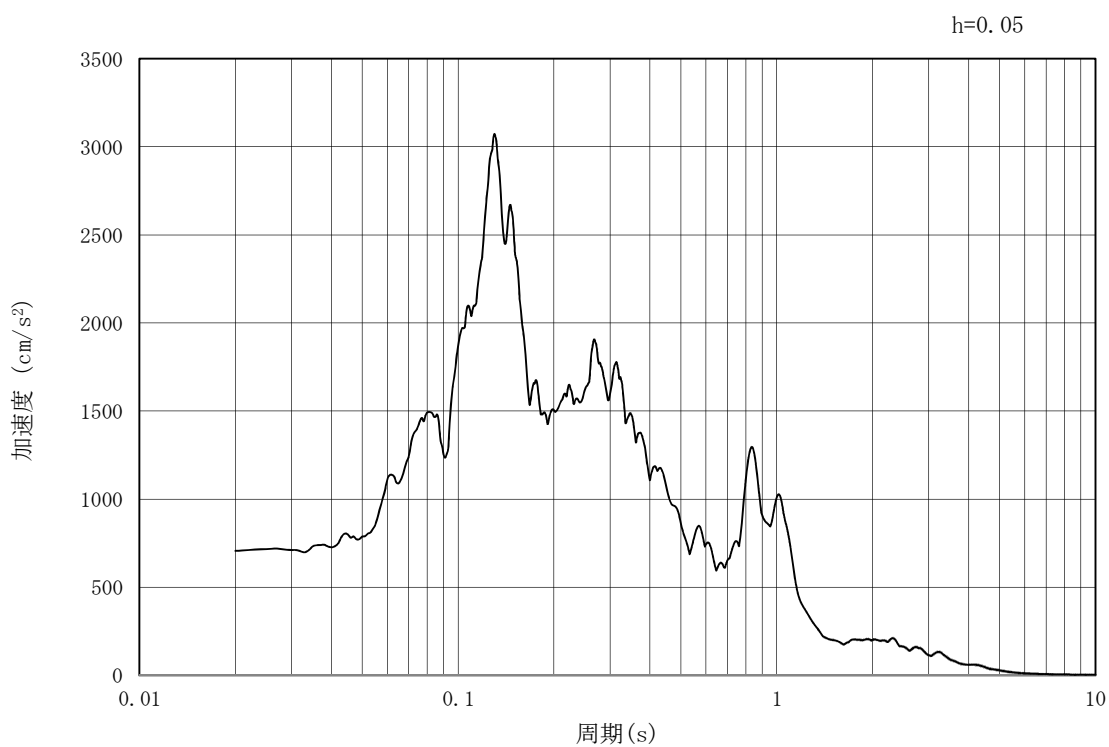


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (10) 管軸直角方向の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: $S_s - 1.4$)

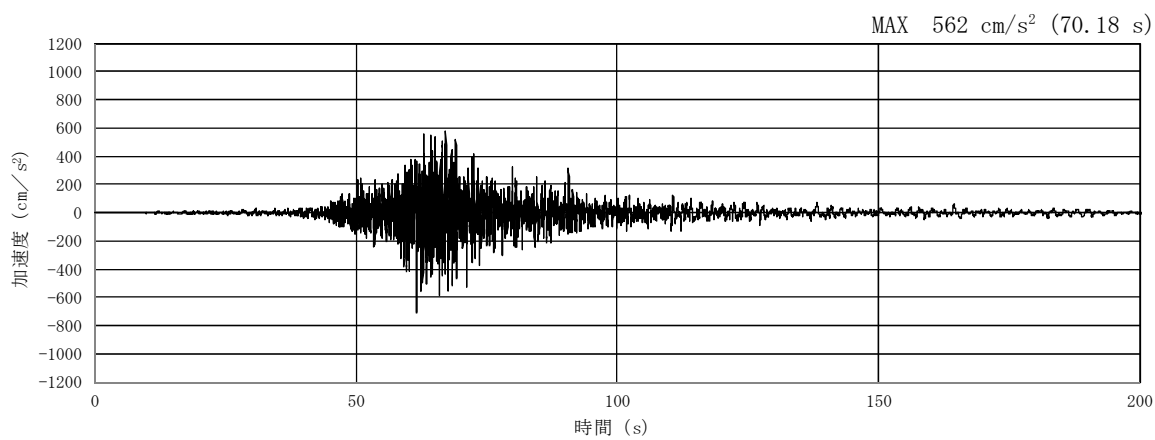


(a) 加速度時刻歴波形

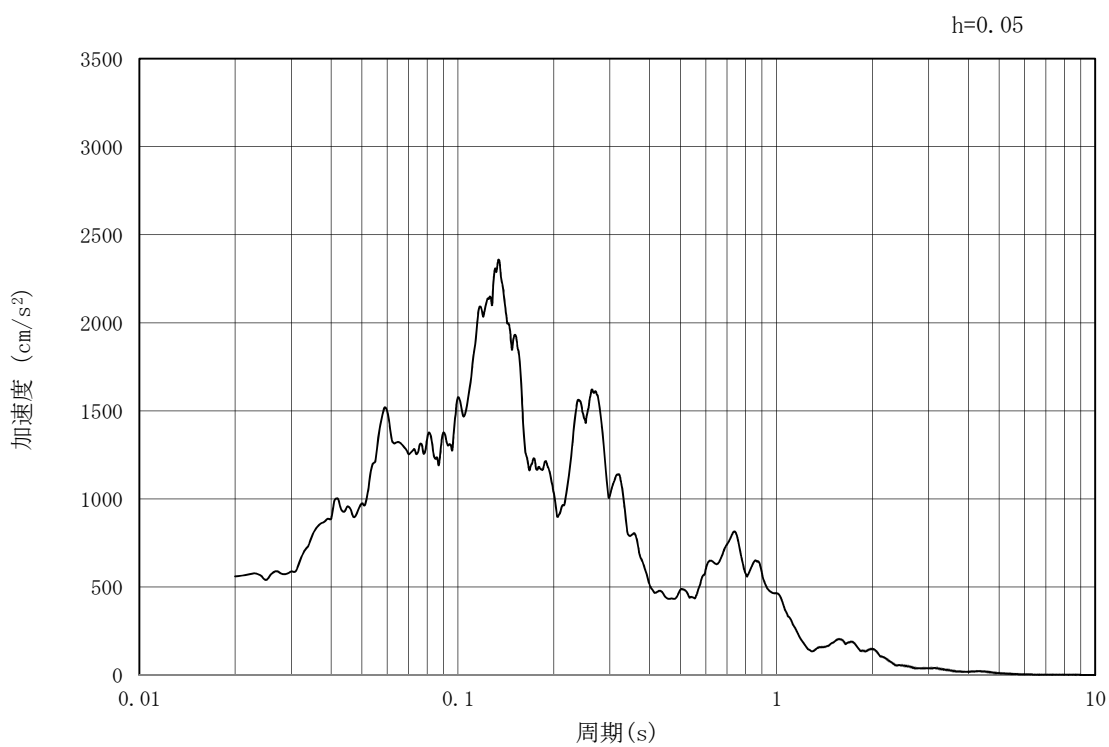


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (11) 管軸直角方向の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: $S_s - 2.1$)

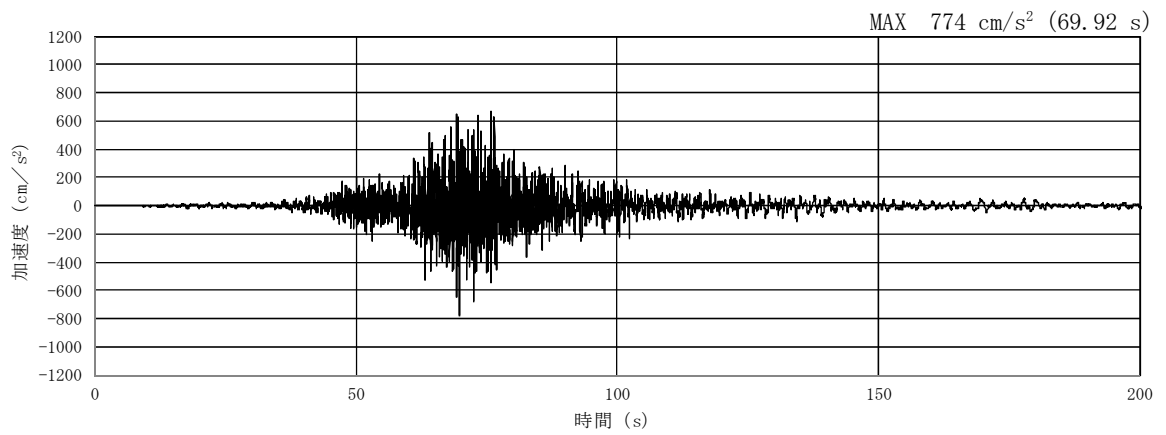


(a) 加速度時刻歴波形

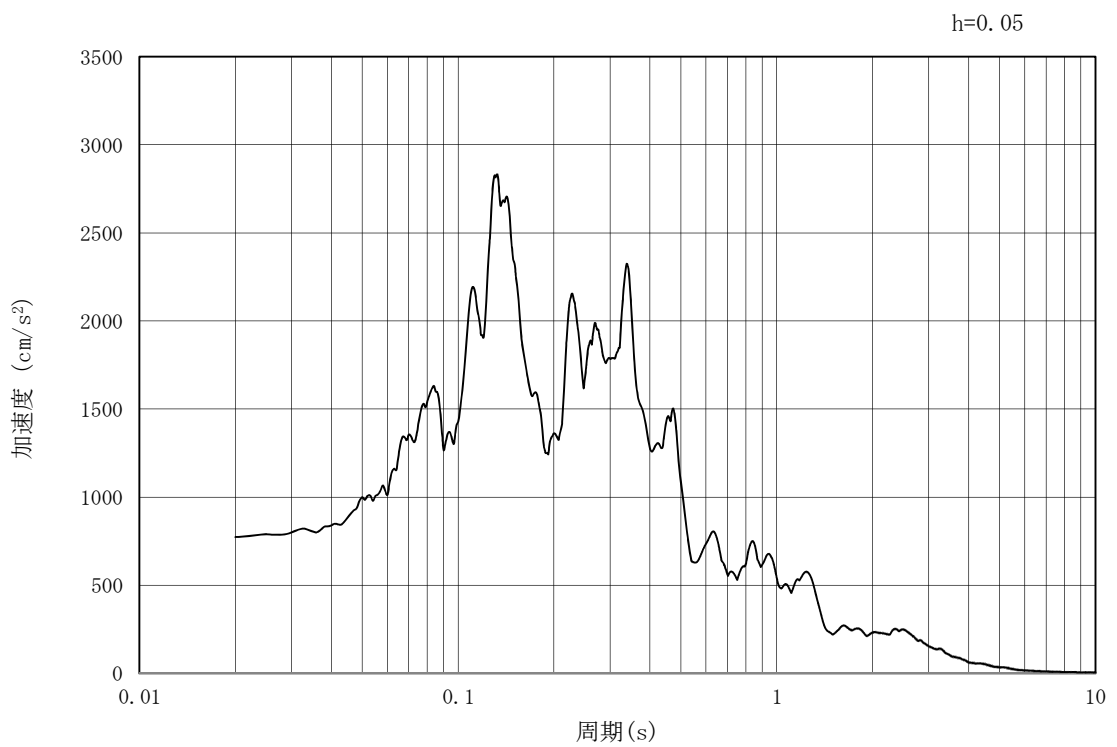


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (12) 管軸直角方向の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: $S_s - 2.1$)

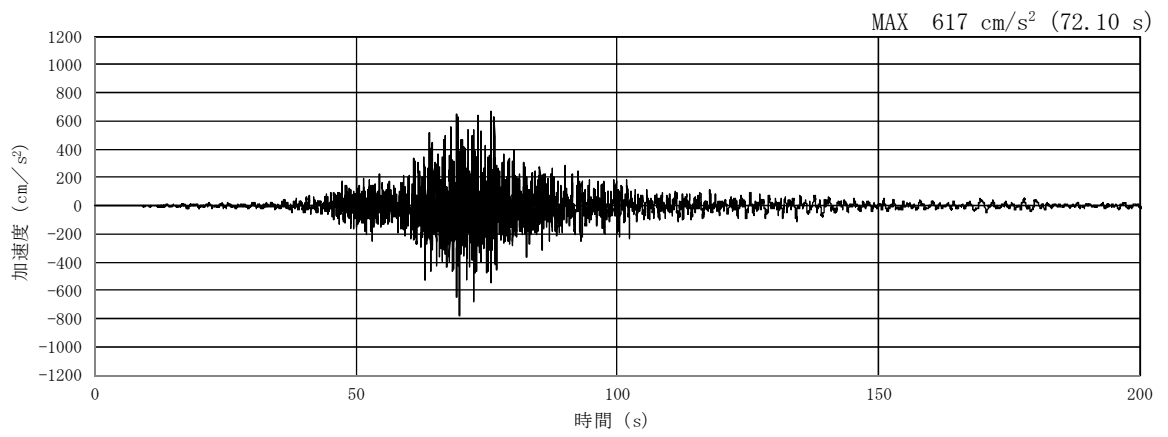


(a) 加速度時刻歴波形

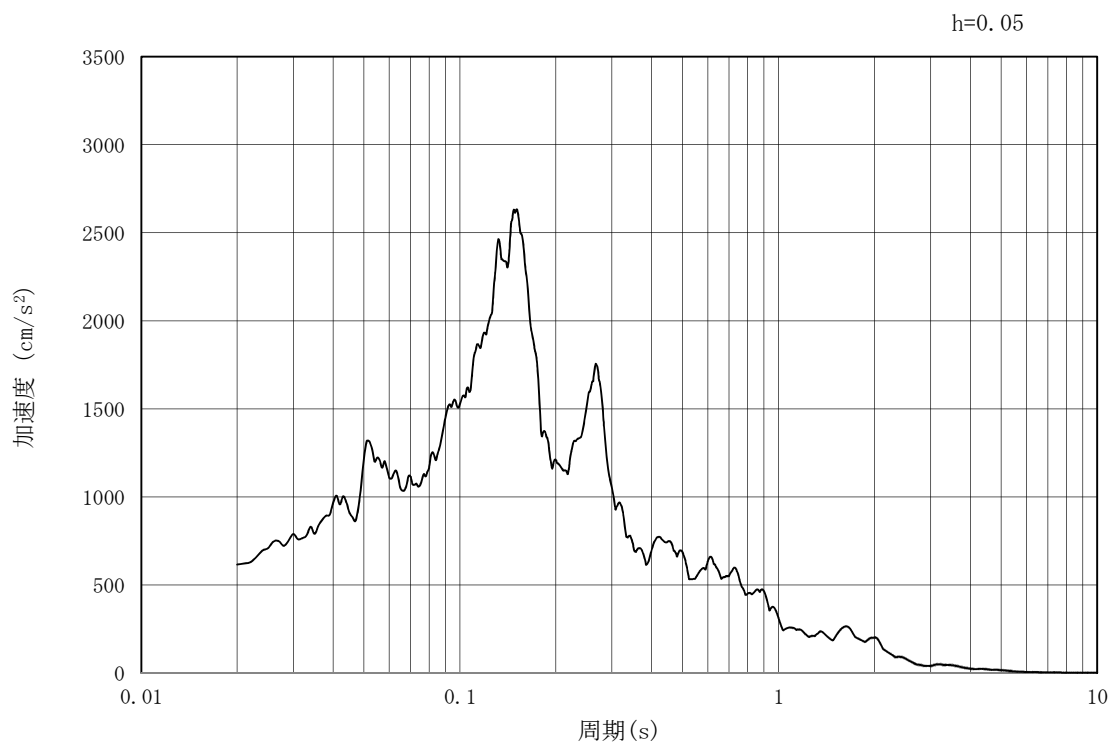


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (13) 管軸直角方向の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: $S_s - 2.2$)

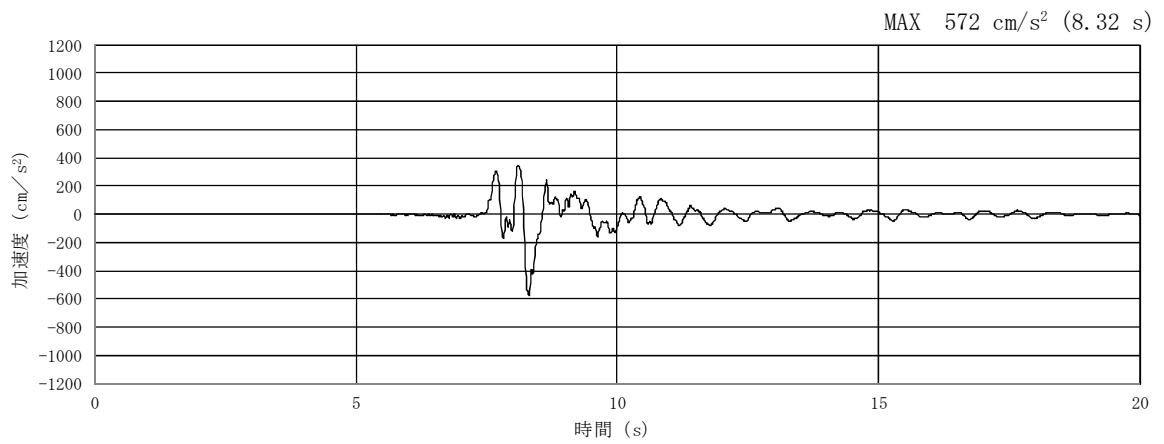


(a) 加速度時刻歴波形

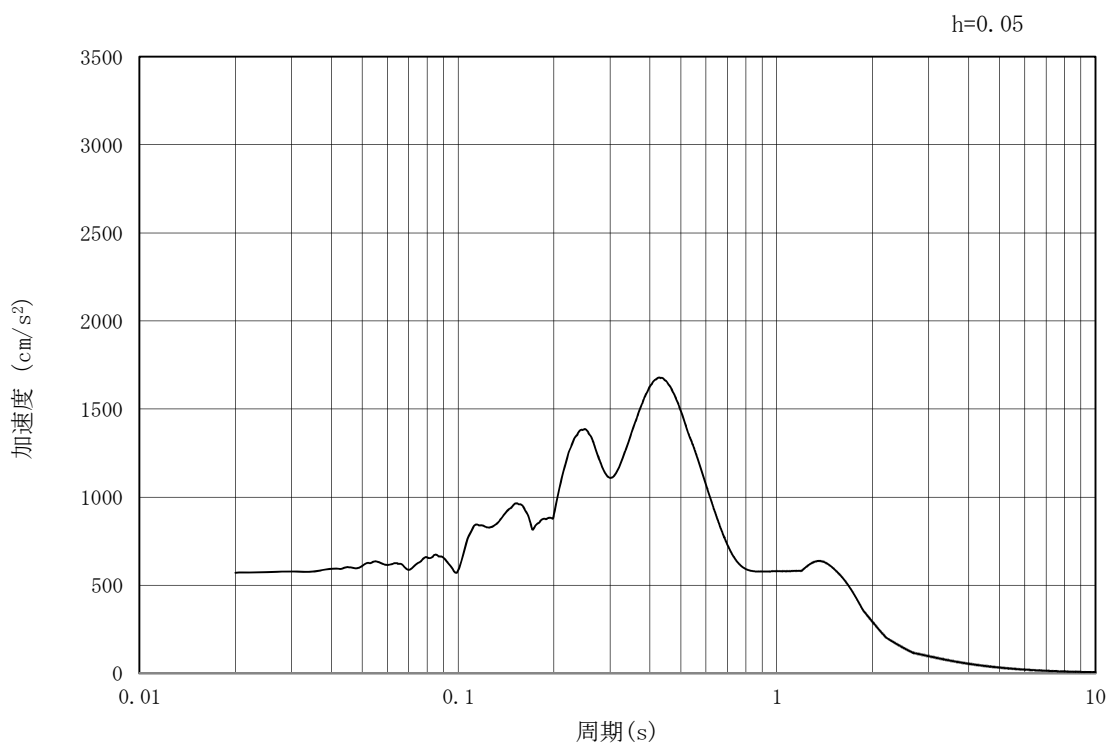


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (14) 管軸直角方向の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: $S_s - 2.2$)

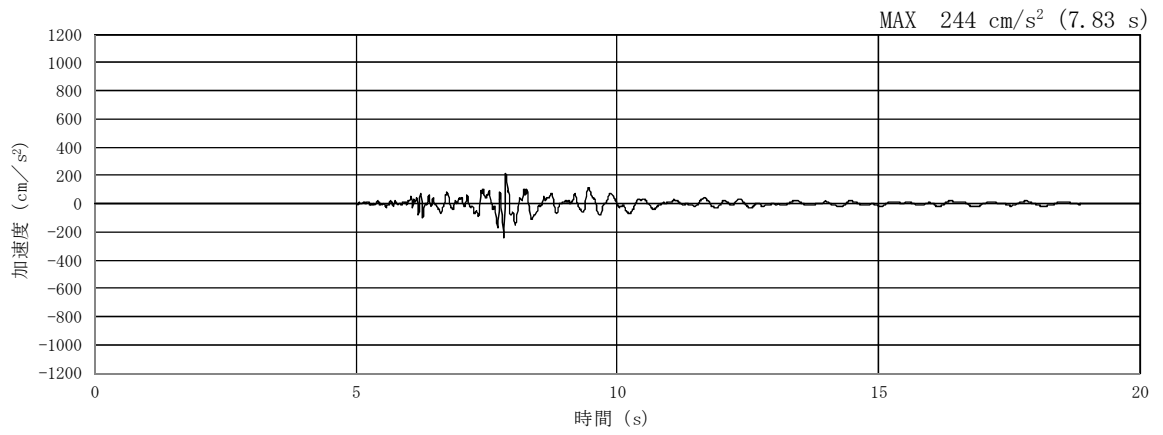


(a) 加速度時刻歴波形

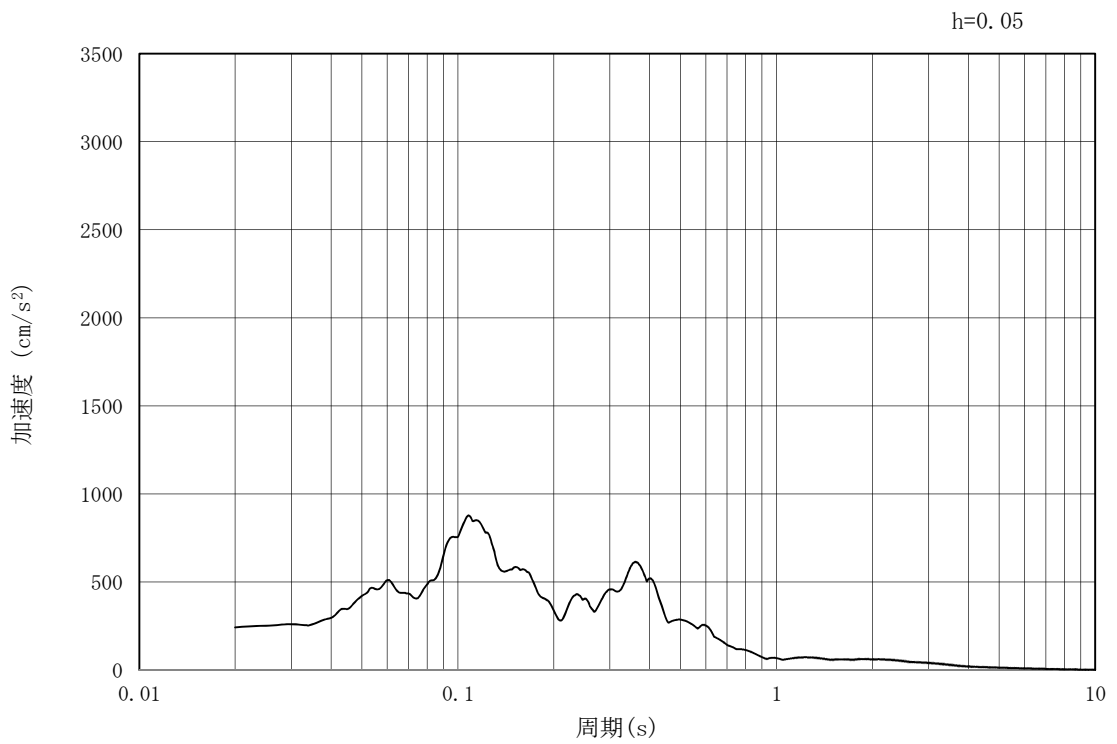


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-3 (15) 管軸直角方向の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 3.3-3 (16) 管軸直角方向の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 : $S_s - 31$)

3.3.2 許容限界の設定

(1) 構造部材及び地盤の健全性に対する許容限界

a. 杭基礎構造部の鋼製桁及び鋼管杭

屋外二重管基礎の構造部材となる杭基礎構造部の鋼製桁及び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 3.3-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 3.3-1 許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼製桁	SM400*	・短期許容曲げ引張応力度 ・短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210.0
		・短期許容せん断応力度 τ_{sa}	120.0
鋼管杭	SM570*	・短期許容曲げ引張応力度 ・短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	382.5
		・短期許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

注記 *：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）

b. 地盤改良体①

屋外二重管本体及び電路周りの地盤改良体①に発生する応力に対する許容限界は、表 3.2-6 に示した地盤改良体の物性値一覧に基づく一軸圧縮強度及び粘着力を用い、局所せん断安全率として表 3.3-2 のとおり設定する。

表 3.3-2 地盤改良体①の許容限界

評価項目	許容限界
局所せん断安全率*	1.2

注記 *：地盤改良体（新設）の一軸圧縮強度 $q_u = 1.5 \text{ N/mm}^2$
地盤改良体（新設）の粘着力 $c = q_u/2$

c. 地盤改良体②

地盤改良体②の地盤としての健全性に係る許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会) に基づき、表 3.3-3 のとおり、すべり安全率を 1.2 とする。

表 3.3-3 地盤改良体の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

a. 屋外二重管本体下の地盤改良体①

屋外二重管本体下の地盤改良体①に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、極限支持力度を設定する。ここで評価に用いる最大接地圧は、管周方向の地震応答解析により求められる屋外二重管本体下の最大接地圧とする。屋外二重管本体下の地盤改良体①の極限支持力度は、「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）」に基づき、以下に示す直接基礎の支持力算定式にて設定する。地盤改良体①の極限支持力度の算定結果を表3.3-5に示す。

$$q_u = Q_u / A_e = \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$$

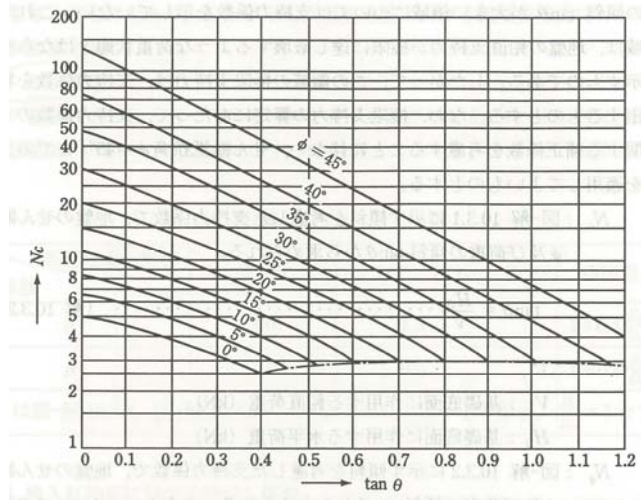
ここで、

- q_u : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)
- c : 地盤の粘着力 (kN/m²)
* c は表 3.2-6 における地盤改良体の粘着力
- q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$
- A_e : 有効載荷面積 (m²)
- γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。
- B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
 $B_e = B - 2e_B$
- B : 基礎幅 (m)
- e_B : 荷重の偏心量 (m)
- D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- α, β : 表 3.3-4 に示す基礎の形状係数
- κ : 根入れ効果に対する割増し係数
- N_c, N_q, N_γ : 図 3.3-4 に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数
- S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

表 3.3-4 形状係数

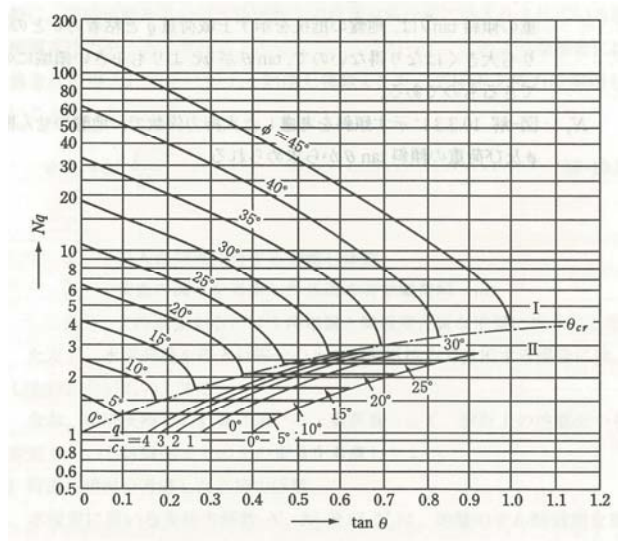
基礎底面の形状 形状係数	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B_e}{D_e}$

「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）」より



「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）」より

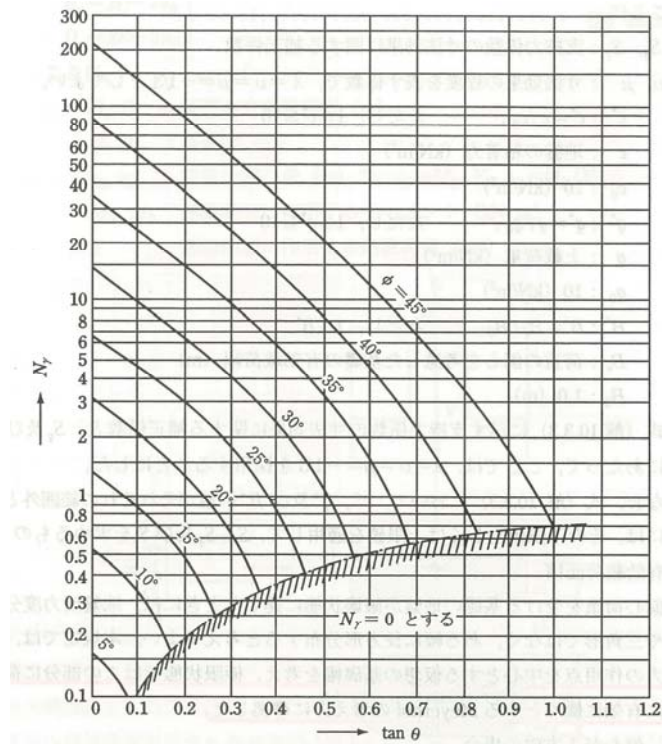
(a) 支持力係数 N_c を求めるグラフ



「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）」より

(b) 支持力係数 N_q を求めるグラフ

図 3.3-4 (1) 支持力係数



「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）」より

(c) 支持力係数 N_γ を求めるグラフ

図 3.3-4 (2) 支持力係数

屋外二重管本体下の地盤改良体①における極限支持力度の算定結果を表 3.3-5 に示す。
 なお，杭基礎構造部の C-C 断面と地盤改良体基礎構造部の C'-C' 断面では屋外二重管本体の中心標高が同じであるため，地盤改良体①の極限支持力度は同じとする。

表 3.3-5 (1) 極限支持力度の算定結果 (B-B断面)

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	1804	
地盤の粘着力 c (kN/m ²)	750	地盤改良体の粘着力
上載荷重 q (kN/m ²)	48.588	$q = \gamma_2 D_f$
支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	11.5	
支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	11.5	
荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 B_e (m)	1.84	$B_e = B - 2e_B$
基礎幅 B (m)	1.84	
荷重の偏心量 e_B (m)	0.0	
基礎の有効根入れ深さ D_f (m)	4.225	地表面から屋外二重管本体の中心標高までの深度
基礎の形状係数 α	1.0	表 3.3-4 より (帯状)
基礎の形状係数 β	1.0	表 3.3-4 より (帯状)
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1.0	
支持力係数 N_c	5.1	図 3.3-4 より
支持力係数 N_q	1.0	図 3.3-4 より
支持力係数 N_γ	0.0	図 3.3-4 より
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c	0.464	
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_q	0.590	
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_γ	0.816	

表 3.3-5 (2) 極限支持力度の算定結果 (C-C断面, C'-C'断面)

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	1792	
地盤の粘着力 c (kN/m ²)	750	地盤改良体の粘着力
上載荷重 q (kN/m ²)	22.839	$q = \gamma_2 D_f$
支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	11.5	
支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	11.5	
荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 B_e (m)	1.84	$B_e = B - 2e_B$
基礎幅 B (m)	1.84	
荷重の偏心量 e_B (m)	0.0	
基礎の有効根入れ深さ D_f (m)	1.986	地表面から屋外二重管本体の中心標高までの深度
基礎の形状係数 α	1.0	表 3.3-4 より (帯状)
基礎の形状係数 β	1.0	表 3.3-4 より (帯状)
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1.0	
支持力係数 N_c	5.1	図 3.3-4 より
支持力係数 N_q	1.0	図 3.3-4 より
支持力係数 N_γ	0.0	図 3.3-4 より
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c	0.464	
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_q	0.759	
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_γ	0.816	

b. 杭基礎構造部の支持岩盤（Km層）

杭基礎構造部における支持岩盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、極限支持力を設定する。

押し込み力に対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。

杭基礎構造部における支持岩盤の極限支持力は、「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）」に基づき、以下に示す杭基礎の支持力算定式にて設定する。

極限支持力算定式（中掘り杭工法：コンクリート打設方式）

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

ここで、

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/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{cu} = q_u / 2$ より、 $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで、 c_{cu} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度

A : 杭先端面積 (m²)

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/m²)

屋外二重管の杭基礎構造部における支持岩盤の極限支持力度の算定結果を表 3.3-6 に示す。なお、A-A断面における杭基礎の支持力照査では、「1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方」における評価対象断面位置でモデル化した杭基礎に着目する。

表 3.3-6 (1) 極限支持力度の算定結果 (A-A断面)

項目	算定結果	
	B-B断面 評価対象断面位置	C-C断面 評価対象断面位置
杭先端における単位面積あたりの 極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5810	5405
支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1937	1802
支持地盤の非排水せん断強度 (kN/m ²)	968	901
杭下端の標高 (EL. (m))	-37.995	-18.457

表 3.3-6 (2) 極限支持力度の算定結果 (B-B断面)

項目	算定結果	
	左側杭	右側杭
杭先端における単位面積あたりの 極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5810	5810
支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1937	1937
支持地盤の非排水せん断強度 (kN/m ²)	968	968
杭下端の標高 (EL. (m))	-37.995	-37.995

表 3.3-6 (3) 極限支持力度の算定結果 (C-C断面)

項目	算定結果	
	左側杭	右側杭
杭先端における単位面積あたりの 極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5394	5415
支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1798	1805
支持地盤の非排水せん断強度 (kN/m ²)	899	903
杭下端の標高 (EL. (m))	-17.938	-18.938

c. 地盤改良体基礎構造部の支持岩盤 (Km 層) 及び地盤改良体②

地盤改良体基礎構造部における支持岩盤及び地盤改良体②に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、極限支持力度を設定する。

地盤改良体基礎構造部における支持岩盤及び地盤改良体②の極限支持力度は、「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)」に基づき、以下に示すケーソン基礎の支持力算定式にて設定する。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで、

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

(c は、「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度, 又は地盤改良体の粘着力)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

α, β : 表 3.3-7 に示す基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 図 3.3-5 に示す支持力係数

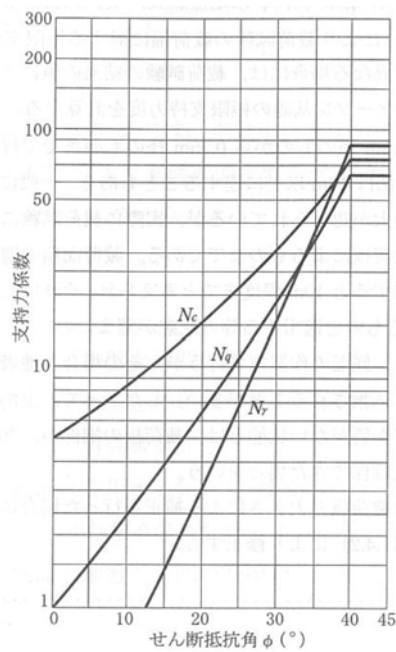
地盤改良体基礎構造部における支持岩盤及び地盤改良体②の極限支持力度の算定結果を表 3.3-8 に示す。

表 3.3-7 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状	正方形, 円形	長方形, 小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅 (m), B : ケーソン側面幅 (m)
ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

「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)」より



「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)」より

図 3.3-5 支持力係数を求めるグラフ

表 3.3-8 (1) 極限支持力の算定結果 (支持岩盤)

項目	算定結果	備考
基礎底面地盤の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	4656	
基礎底面より下にある地盤の粘着力 c (kN/m ²)	885	「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，又は地盤改良体の粘着力
基礎底面の標高 (EL. (m))	-14.004	A-A断面 (管軸方向) の地質断面図において，地盤改良体底面標高が最も浅くなる位置
基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	7.1	地下水位以下では水中単位体積重量
基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	6.4	地下水位以下では水中単位体積重量であり，周辺地盤で最も密度が小さい A_c 層を参照
基礎底面の形状係数 α	1.0	表 3.3-7 より (帯状)
基礎底面の形状係数 β	1.0	表 3.3-7 より (帯状)
基礎幅 D (m)	12.4	
基礎の有効根入れ深さ D_f (m)	22.004	A-A断面 (管軸方向) の地質断面図において，地盤改良体底面標高が最も浅くなる位置
支持力係数 N_c	5.1	図 3.3-5 より
支持力係数 N_q	1.0	図 3.3-5 より
支持力係数 N_γ	0.0	図 3.3-5 より

表 3.3-8 (2) 極限支持力の算定結果 (地盤改良体②)

項目	算定結果	備考
基礎底面地盤の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	3840	
基礎底面より下にある 地盤の粘着力 c (kN/m ²)	750	地盤改良体の粘着力
基礎底面の標高 (EL. (m))	-14.004	A-A断面 (管軸方向) の地質断面 図において、地盤改良体底面標高が 最も浅くなる位置
基礎底面より下にある 地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	7.1	地下水位以下では 水中単位体積重量
基礎底面より上にある 周辺地盤の単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	6.4	地下水位以下では水中単位体積重 量であり、周辺地盤で最も密度が小 さい Ac 層を参照
基礎底面の形状係数 α	1.0	表 3.3-7 より (帯状)
基礎底面の形状係数 β	1.0	表 3.3-7 より (帯状)
基礎幅 D (m)	12.4	
基礎の有効根入れ深さ D_f (m)	2.504	A-A断面 (管軸方向) の地質断面 図において、地盤改良体底面標高が 最も浅くなる位置
支持力係数 N_c	5.1	図 3.3-5 より
支持力係数 N_q	1.0	図 3.3-5 より
支持力係数 N_γ	0.0	図 3.3-5 より

3.3.3 評価方法

(1) 鋼製桁及び鋼管杭の健全性

鋼製桁及び鋼管杭の評価は、鋼管杭に発生する曲げモーメント及び軸力から算定される応力度、発生せん断力より算定されるせん断応力度が「3.3.2 許容限界の設定」で示される許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が「3.3.2 許容限界の設定」で示される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、

σ : 鋼製桁及び鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大軸力より算定される応力度 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 最大軸力 (N)

A : 腐食代(1 mm)を考慮した有効断面積 (mm²)

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度が「3.3.2 許容限界の設定」で示される許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S : 最大せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 地盤改良体①の健全性

屋外二重管本体周りの地盤改良体①の地盤としての健全性評価は、地震応答解析によって発生するせん断応力から算定される局所せん断安全率が「3.3.2 許容限界の設定」で示される許容限界を満足することを確認する。局所せん断安全率は次式により算定する。

$$f_s = c/\tau$$

ここで、

- f_s : 局所せん断安全率
- c : 地盤改良体のせん断強度 (kN/m²)
(表 3.2-6 における地盤改良体の粘着力)
- τ : 各要素の発生せん断応力 (kN/m²)

(3) 地盤改良体②の健全性

地盤改良体基礎構造部の屋外二重管下方に位置する地盤改良体②の地盤としての健全性評価は、地震応答解析により仮定した仮想すべり面上の応力状態を考慮したすべり評価において、すべり安全率が「3.3.2 許容限界の設定」で示される許容限界を満足することを確認する。

仮想すべり面は地盤改良体の端部を基点として±5 度間隔で設定し、最も厳しいすべり面として最小すべり安全率を示すすべり面を選定する。すべり安全率は、仮想すべり面上のせん断抵抗力を発生せん断力で除した値として次式により算定する。

$$F_s = \frac{\sum(R_i \times L_i)}{\sum(\tau_i \times L_i)}$$

ここで、

- F_s : すべり安全率
- R_i : 仮想すべり面上の各要素のせん断強度 (kN/m²)
(表 3.2-6 における地盤改良体の粘着力)
- τ_i : 仮想すべり面上の各要素の発生せん断応力 (kN/m²)
- L_i : 仮想すべり面上の各要素のすべり面長さ (m)

(4) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤となる地盤改良体及び支持岩盤 (Km 層) に作用する接地圧が「3.3.2 許容限界の設定」で示される許容限界以下であることを確認する。

3.4 評価結果

3.4.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとしたすべての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加ケースを実施した。

2次元有効応力解析の実施ケース及び鋼製桁と鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力に対する照査値を表 3.4-1～表 3.4-2 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び地盤改良体のすべりに対する安全率を表 3.4-3 に示す。

屋外二重管基礎のA-A断面、B-B断面及びC-C断面（杭基礎構造部）における基準地震動 S_s による鋼製桁及び鋼管杭の断面力分布（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図 3.4-1～図 3.4-3 に、その照査結果を表 3.4-4～表 3.4-9 に示す。本図は、各部材の曲げモーメント及びせん断力が最大となる評価時刻における断面力を示したものである。

また、最大せん断ひずみ分布図を図 3.4-4～図 3.4-7 に、過剰間隙水圧比の分布図を図 3.4-8～図 3.4-11 に、最大加速度分布図を図 3.4-12～図 3.4-15 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。

表 3.4-1 (1) B-B断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++		0.63					
	+-		0.64	0.66	0.60	0.66	0.43	0.49
	-+		0.59					
	--		0.58					
$S_s - 1 1$			0.40					
$S_s - 1 2$			0.62					
$S_s - 1 3$			0.59					
$S_s - 1 4$			0.49					
$S_s - 2 1$			0.39					
$S_s - 2 2$			0.48					
$S_s - 3 1$	++		0.45					
	-+		0.47					

表 3.4-1 (2) B-B断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++		0.11					
	+-		0.11	0.11	0.10	0.18	0.12	0.17
	-+		0.09					
	--		0.09					
$S_s - 1 1$			0.07					
$S_s - 1 2$			0.10					
$S_s - 1 3$			0.09					
$S_s - 1 4$			0.08					
$S_s - 2 1$			0.08					
$S_s - 2 2$			0.08					
$S_s - 3 1$	++		0.12					
	-+		0.13					

表 3.4-2 (1) C-C断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++		0.42					
	+-		0.42					
	-+		0.45	0.47	0.47	0.58	0.34	0.40
	--		0.45					
$S_s - 1 1$			0.10					
$S_s - 1 2$			0.26					
$S_s - 1 3$			0.22					
$S_s - 1 4$			0.16					
$S_s - 2 1$			0.28					
$S_s - 2 2$			0.28					
$S_s - 3 1$	++		0.38					
	-+		0.33					

表 3.4-2 (2) C-C断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++		0.13					
	+-		0.13					
	-+		0.14	0.16	0.16	0.18	0.11	0.13
	--		0.15					
$S_s - 1 1$			0.03					
$S_s - 1 2$			0.08					
$S_s - 1 3$			0.07					
$S_s - 1 4$			0.05					
$S_s - 2 1$			0.08					
$S_s - 2 2$			0.09					
$S_s - 3 1$	++		0.12					
	-+		0.11					

表 3.4-3 C' - C' 断面のすべりに対する検討ケースと安全率

地震動		検討ケース	すべり安全率					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		3.24					
	+-		3.22					
	-+		2.92					
	--		2.93					
S _s -11			5.90					
S _s -12			4.42					
S _s -13			4.57					
S _s -14			4.97					
S _s -21			3.55					
S _s -22			4.12					
S _s -31	++		2.67	6.04	3.76	2.44	2.62	5.87
	-+		3.08					

表 3.4-4 曲げ軸力に対する照査 (A-A断面)

検討対象	仕様	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波 位相
鋼管杭	SM570	3360	10264	309	382.5	0.81	④	S _s -D1 H-, V+

表 3.4-5 せん断力に対する照査 (A-A断面)

検討対象	仕様	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波 位相
鋼管杭	SM570	2116	46	217.5	0.22	④	S _s -D1 H-, V+

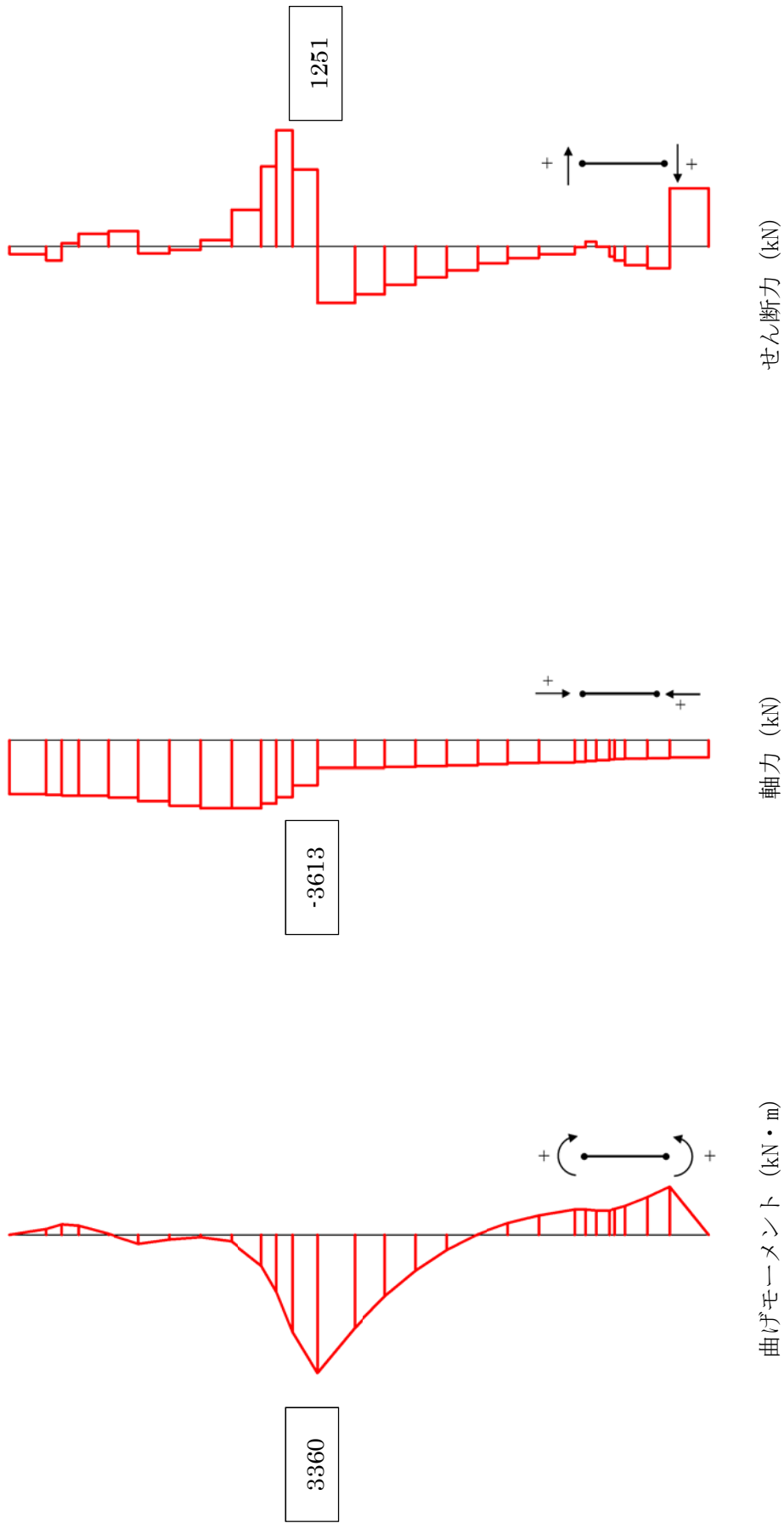
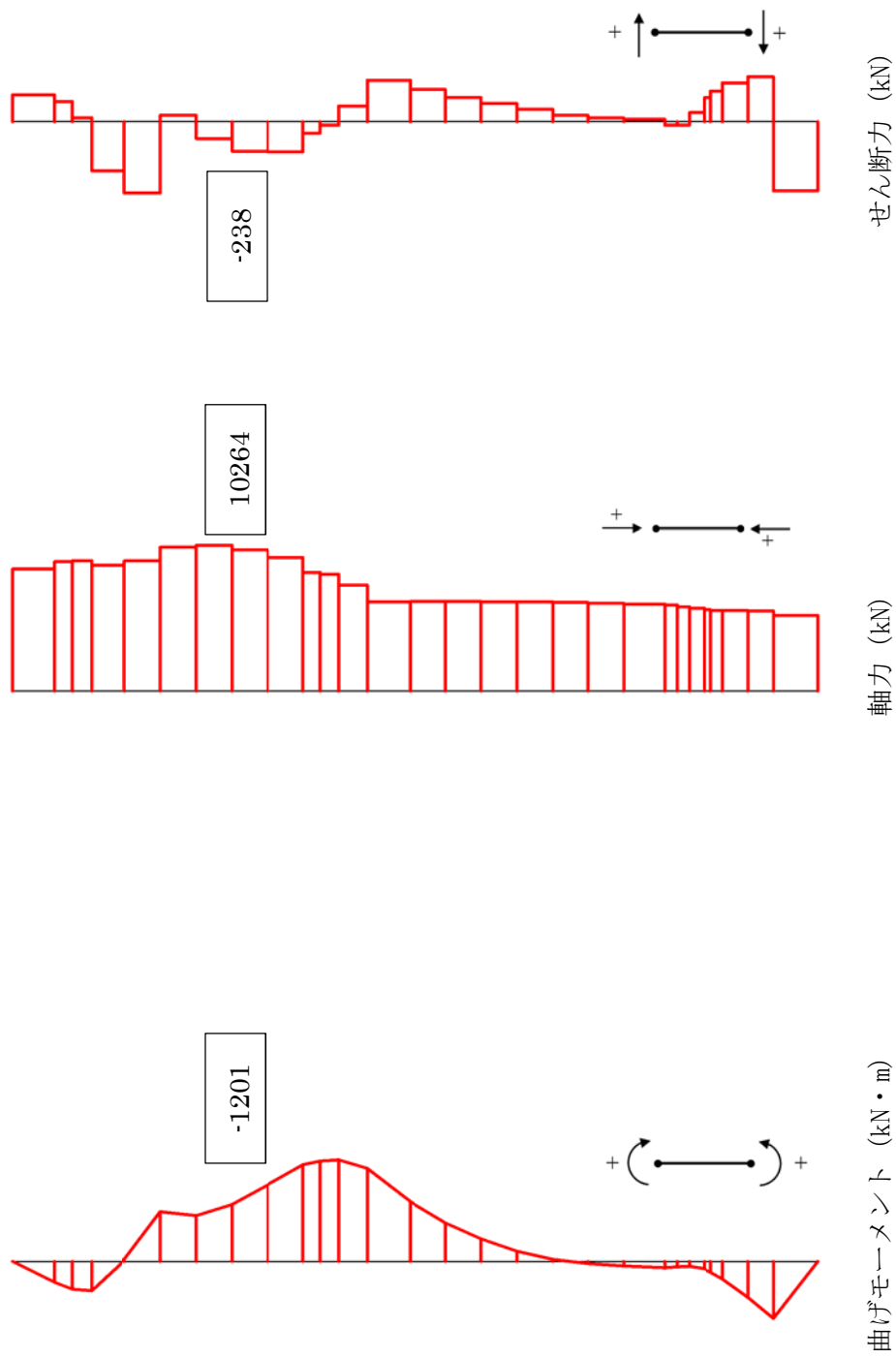


図 3.4-1 (1) A-A 断面の鋼管杭において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布 (曲げモーメント最大時刻)
 (地震波: $S_s - D1$ [H-, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース, $t = 27.82$ s)



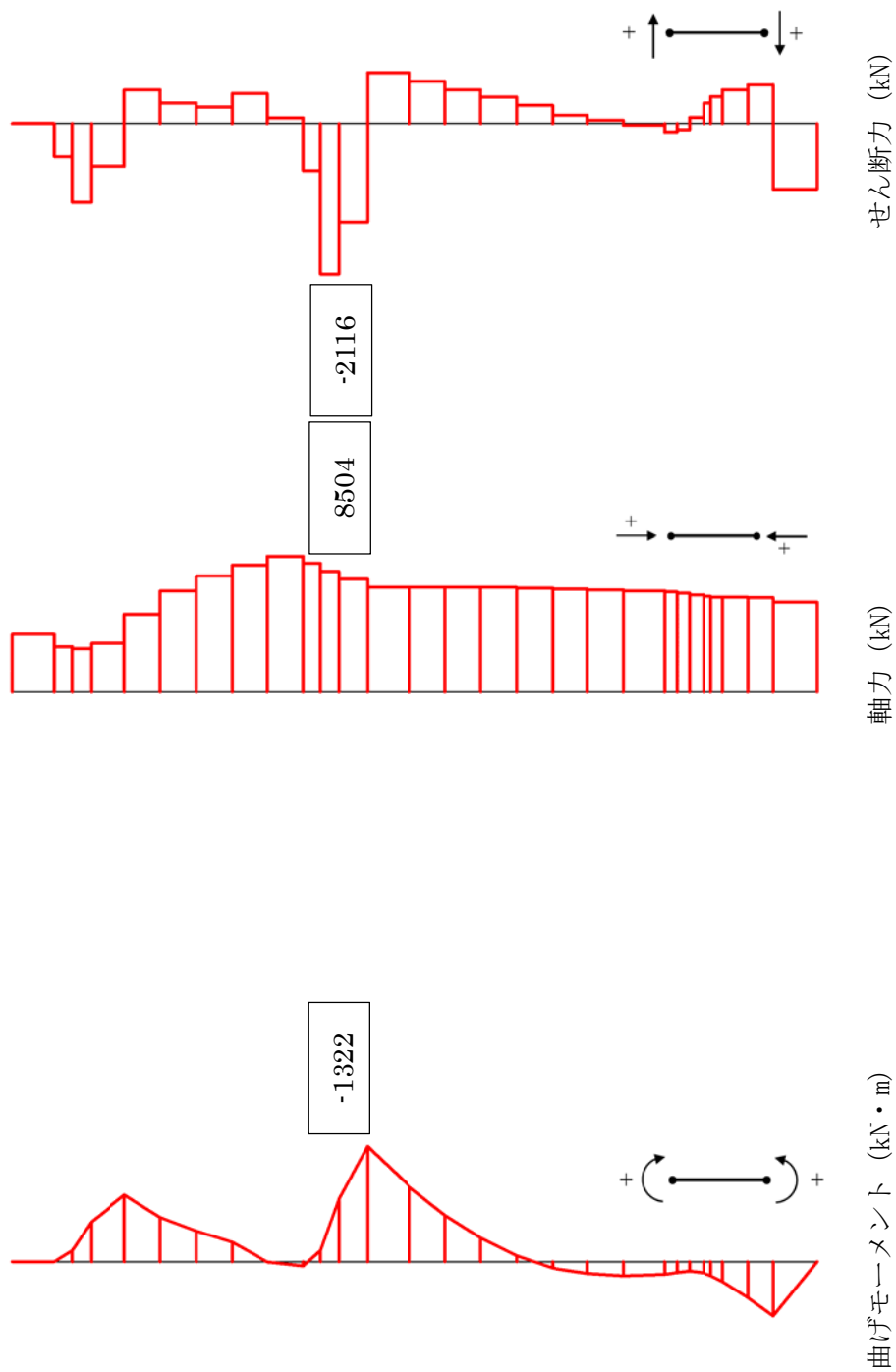


図 3.4-1 (3) A-A断面の鋼管杭においてせん断力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布
 (地震波：S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース, t = 23.25 s)

表 3.4-6 曲げ軸力に対する照査（B-B断面）

検討対象	仕様	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波 位相
鋼製桁	SM400	464	310	24	210.0	0.12	①	S _s -31 H-, V+
鋼管杭	SM570	3763	2673	251	382.5	0.66	④	S _s -D1 H+, V-

表 3.4-7 せん断力に対する照査（B-B断面）

検討対象	仕様	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波 位相
鋼製桁	SM400	278	7	120.0	0.06	⑤	S _s -D1 H+, V-
鋼管杭	SM570	1790	39	217.5	0.18	④	S _s -D1 H+, V-

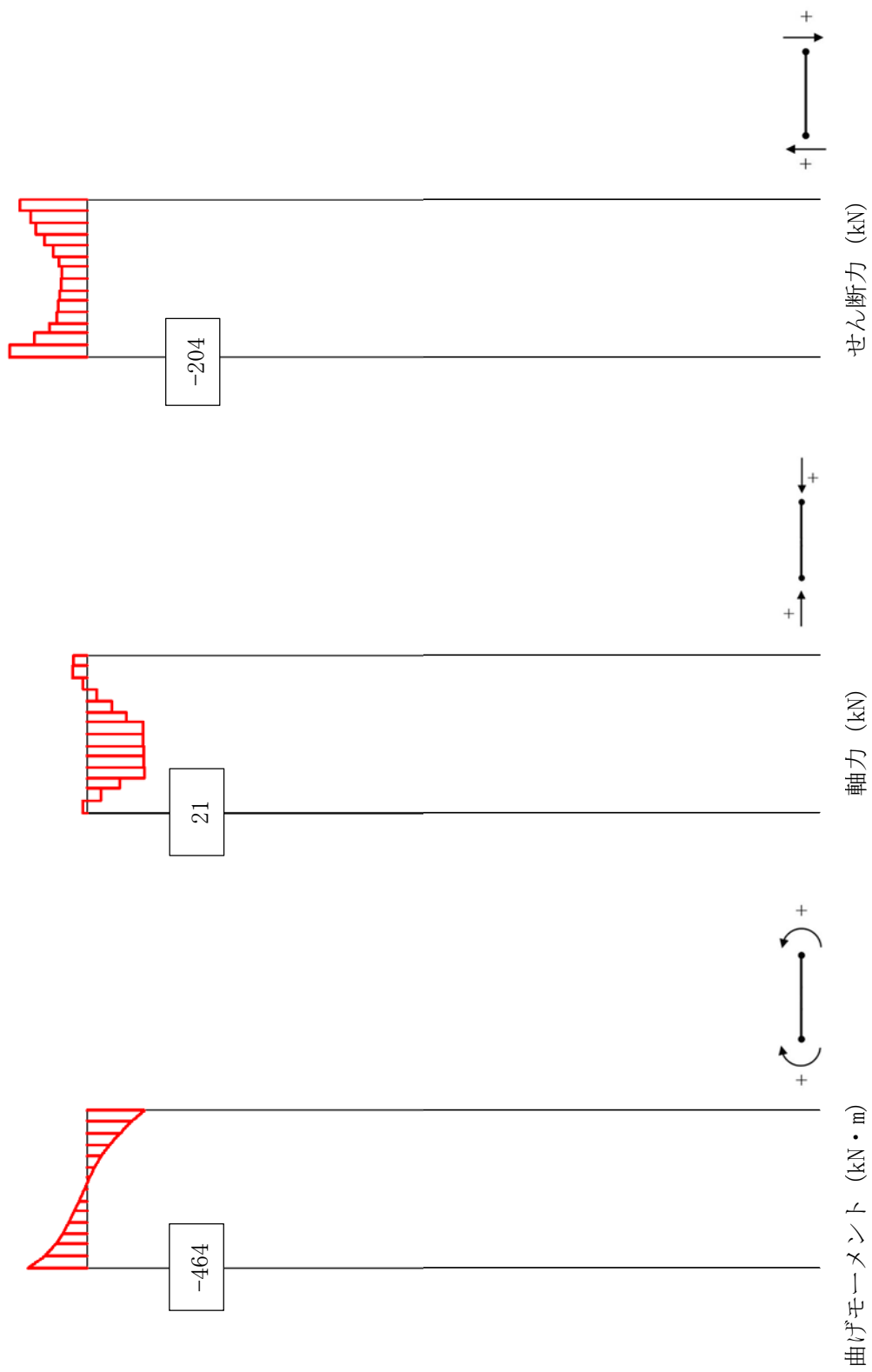


図 3.4-2 (1) B-B断面の鋼製桁において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布(曲げモーメント最大時刻)
 (S_s-3 1 [H-, V+], 検討ケース①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース), t = 9.02 s)

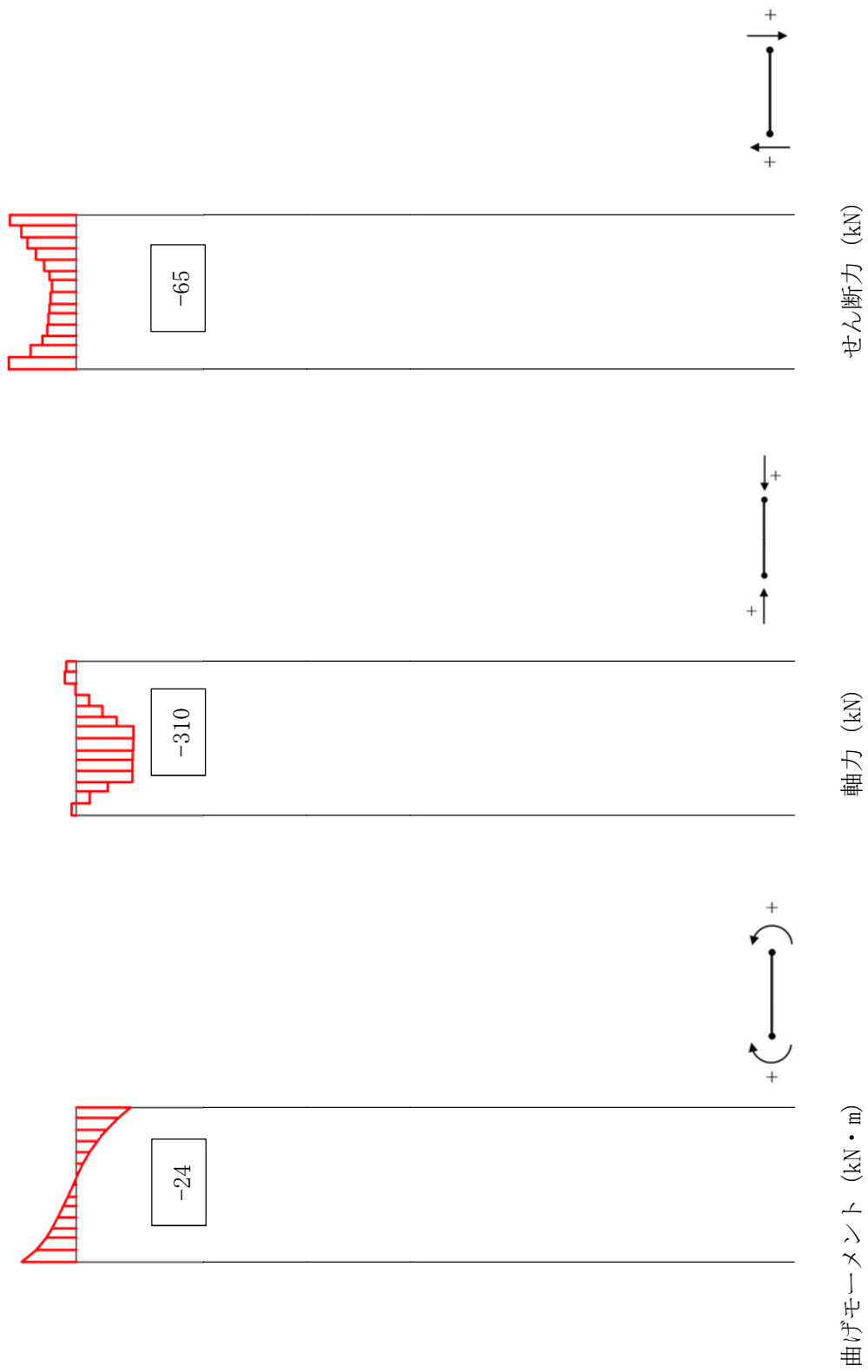


図 3.4-2 (2) B-B 断面の鋼製桁において曲げ軸力) に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布 (軸力最大時刻)

($S_s - 3.1$ [H-, V+], 検討ケース①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース), $t = 9.08$ s)

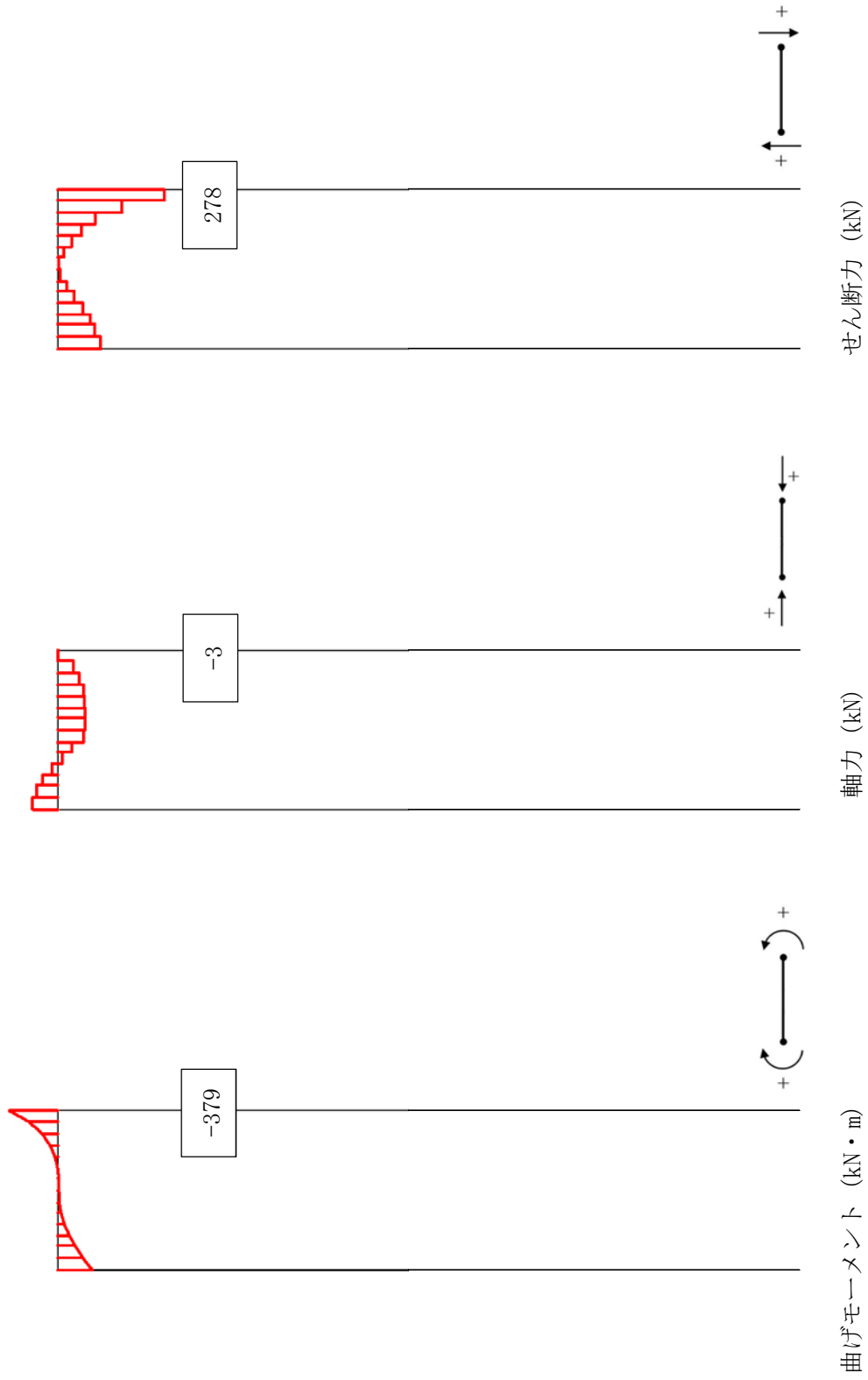


図 3.4-2 (3) B-B 断面の鋼製桁においてせん断力に對する照査が最も厳しい時刻の断面力分布

($S_s - D 1$ [H+, V-], 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース, $t = 22.62$ s)

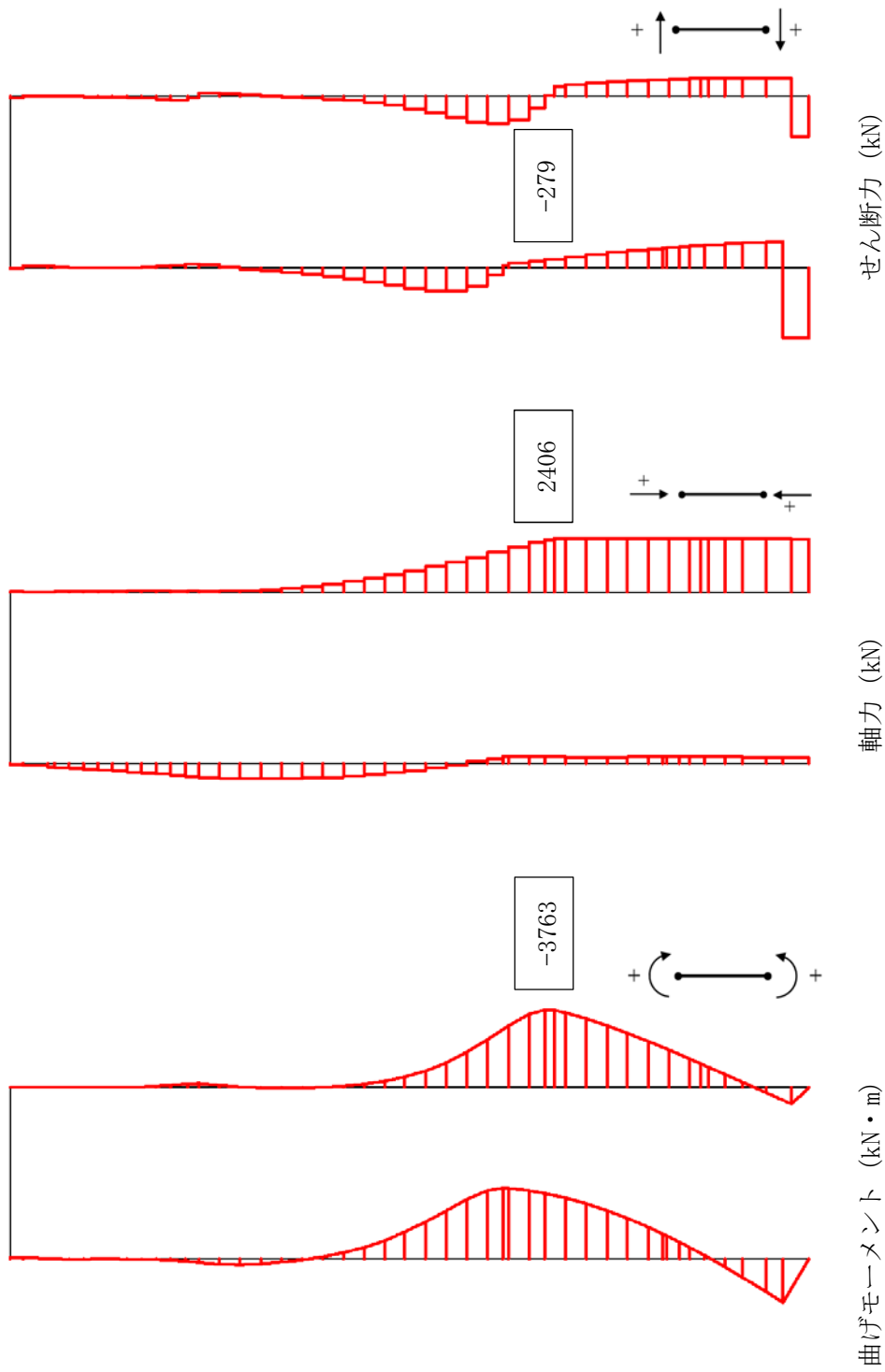


図 3.4-2 (4) B-B断面の鋼管杭において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布(曲げモーメント最大時刻)

(地震波： $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース, $t = 57.58$ s)

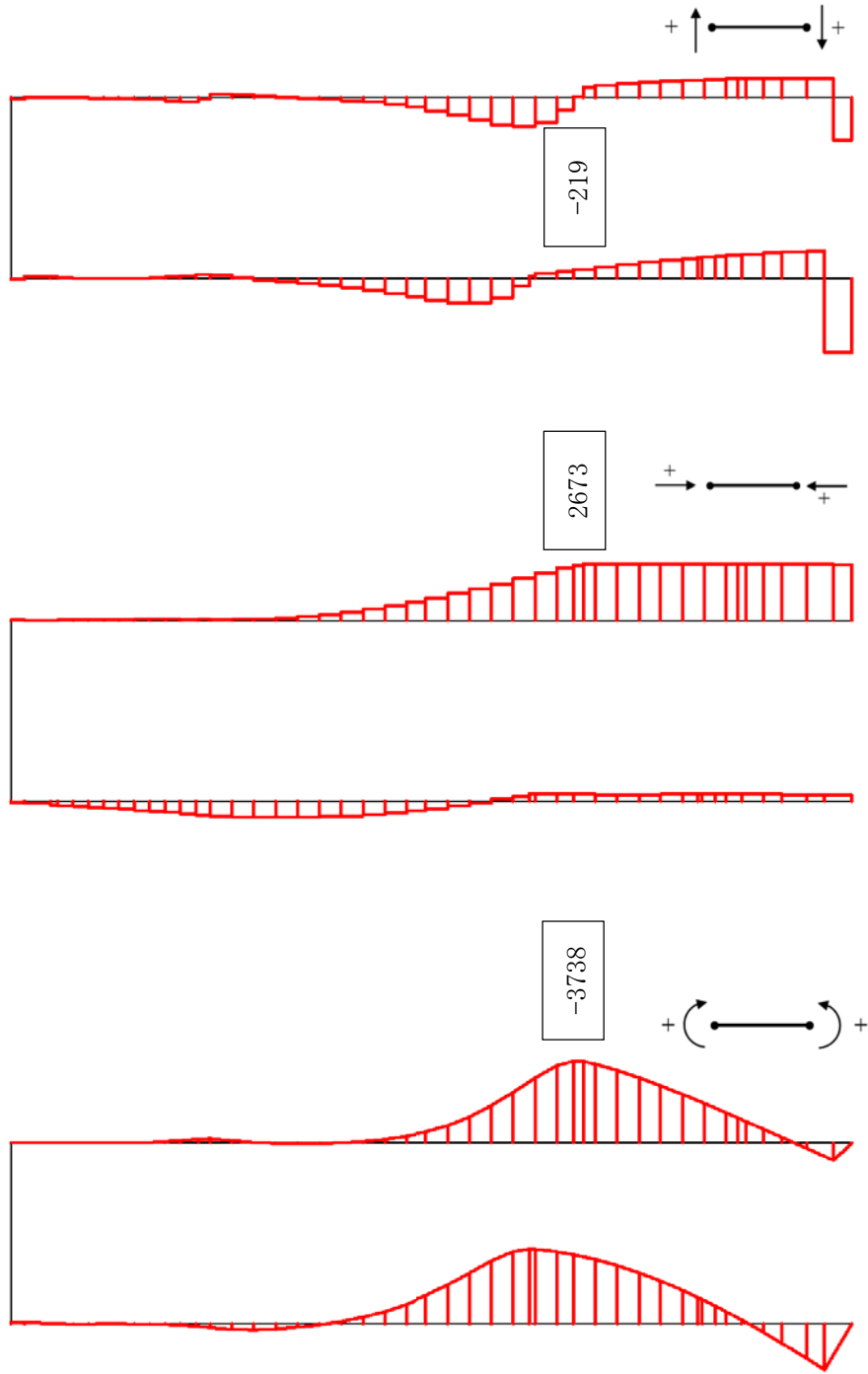


図 3.4-2 (5) B-B 断面の鋼管杭(曲げ軸力)に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布(軸力最大時刻)
 (地震波: $S_s - D 1$ [H+, V-], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース, $t = 57.54 \text{ s}$)

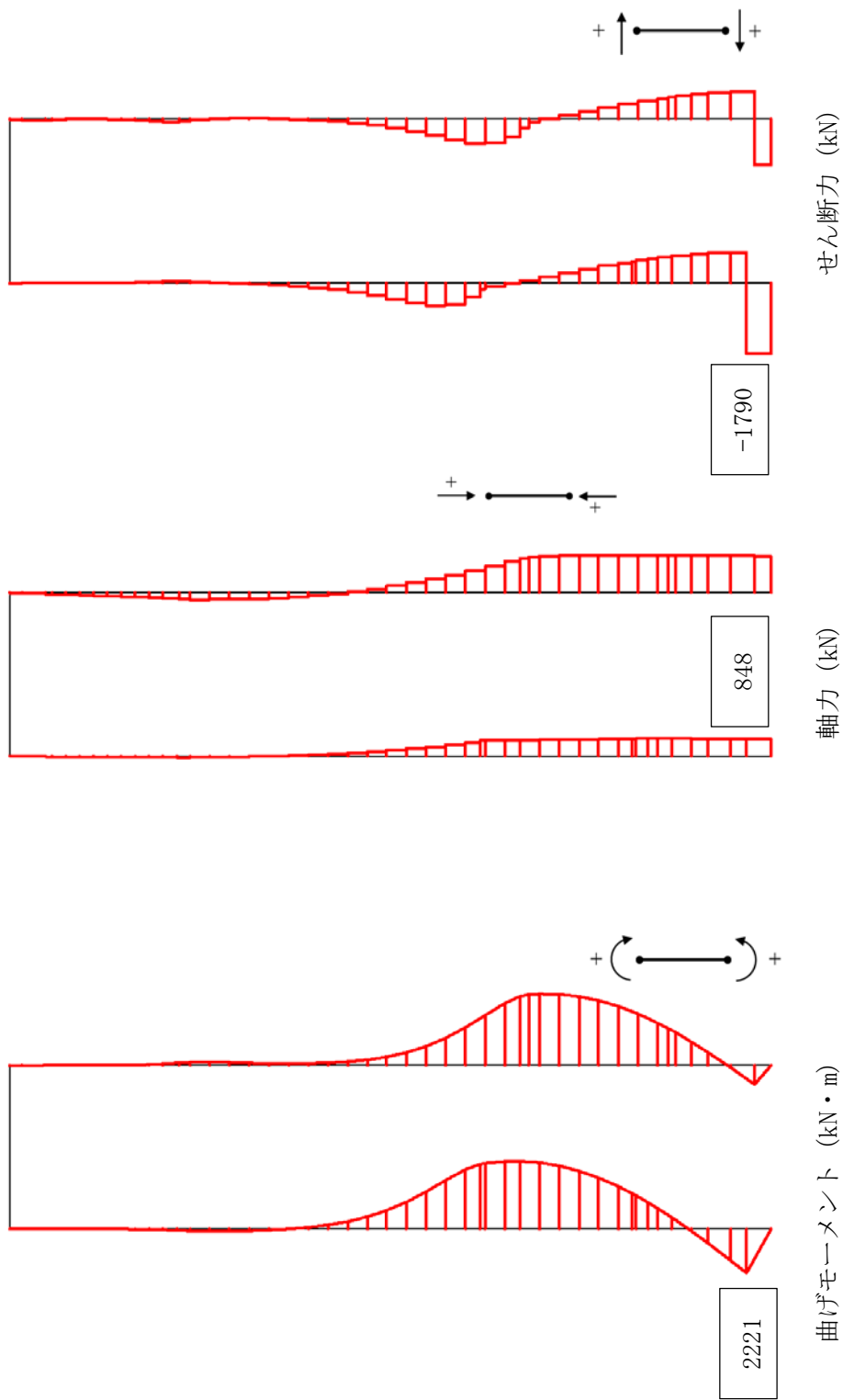


図 3.4-2 (6) B-B断面の鋼管杭においてせん断力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース, $t = 53.62$ s)

表 3.4-8 曲げ軸力に対する照査 (C-C断面・杭基礎構造部)

検討対象	仕様	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波 位相
鋼製桁	SM400	234	462	15	210.0	0.08	⑤	S _s -D1 H-, V+
鋼管杭	SM570	3224	2747	220	382.5	0.58	④	S _s -D1 H-, V+

表 3.4-9 せん断力に対する照査 (C-C断面・杭基礎構造部)

検討対象	仕様	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波 位相
鋼製桁	SM400	167	4	120.0	0.04	⑤	S _s -D1 H-, V+
鋼管杭	SM570	1716	37	217.5	0.18	④	S _s -D1 H-, V+

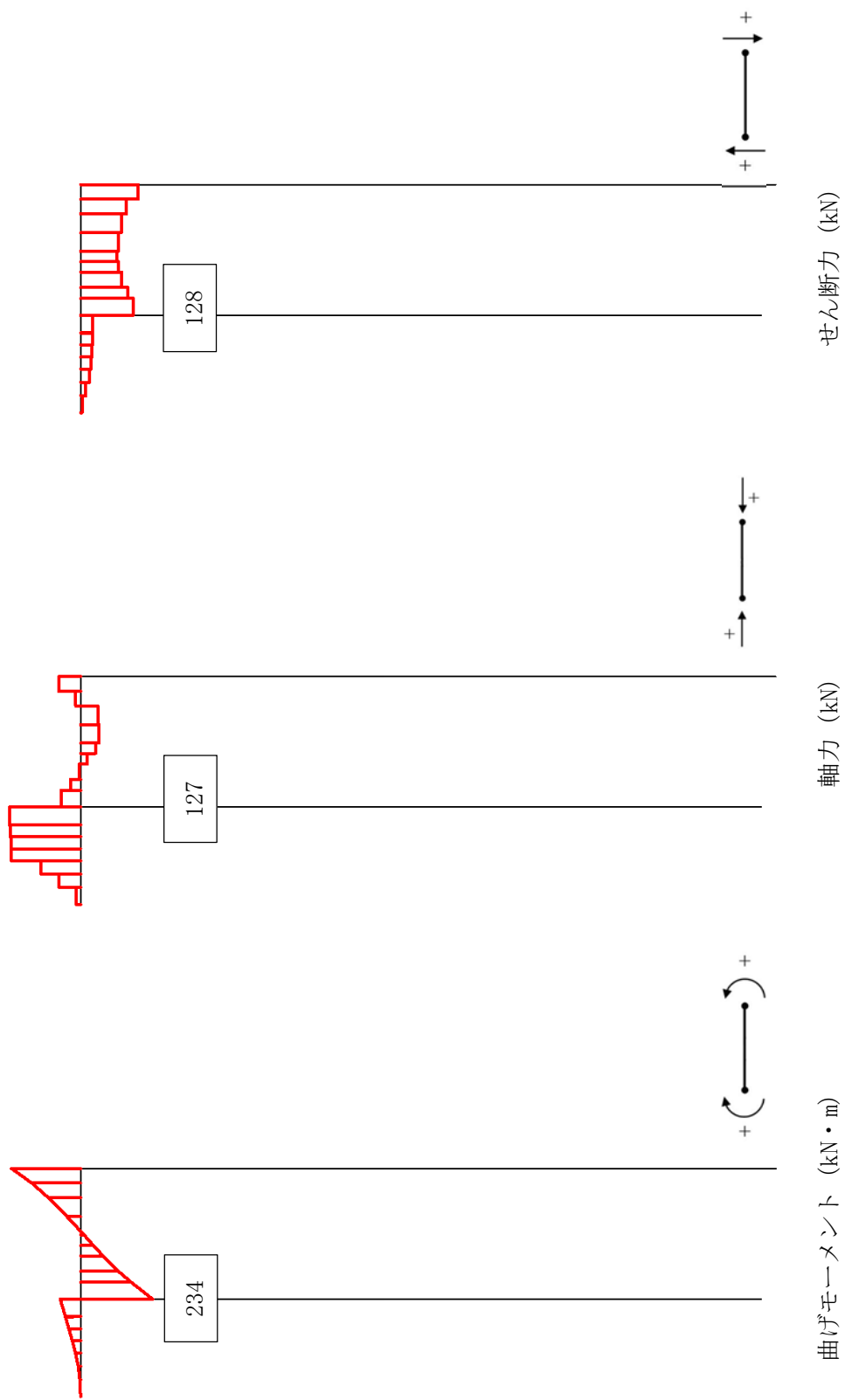


図 3.4-3 (1) C-C断面 (杭基礎構造部) の鋼製桁において曲げ軸力において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布(曲げモーメント最大時刻)
 (地震波: S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース, $t=54.07$ s)

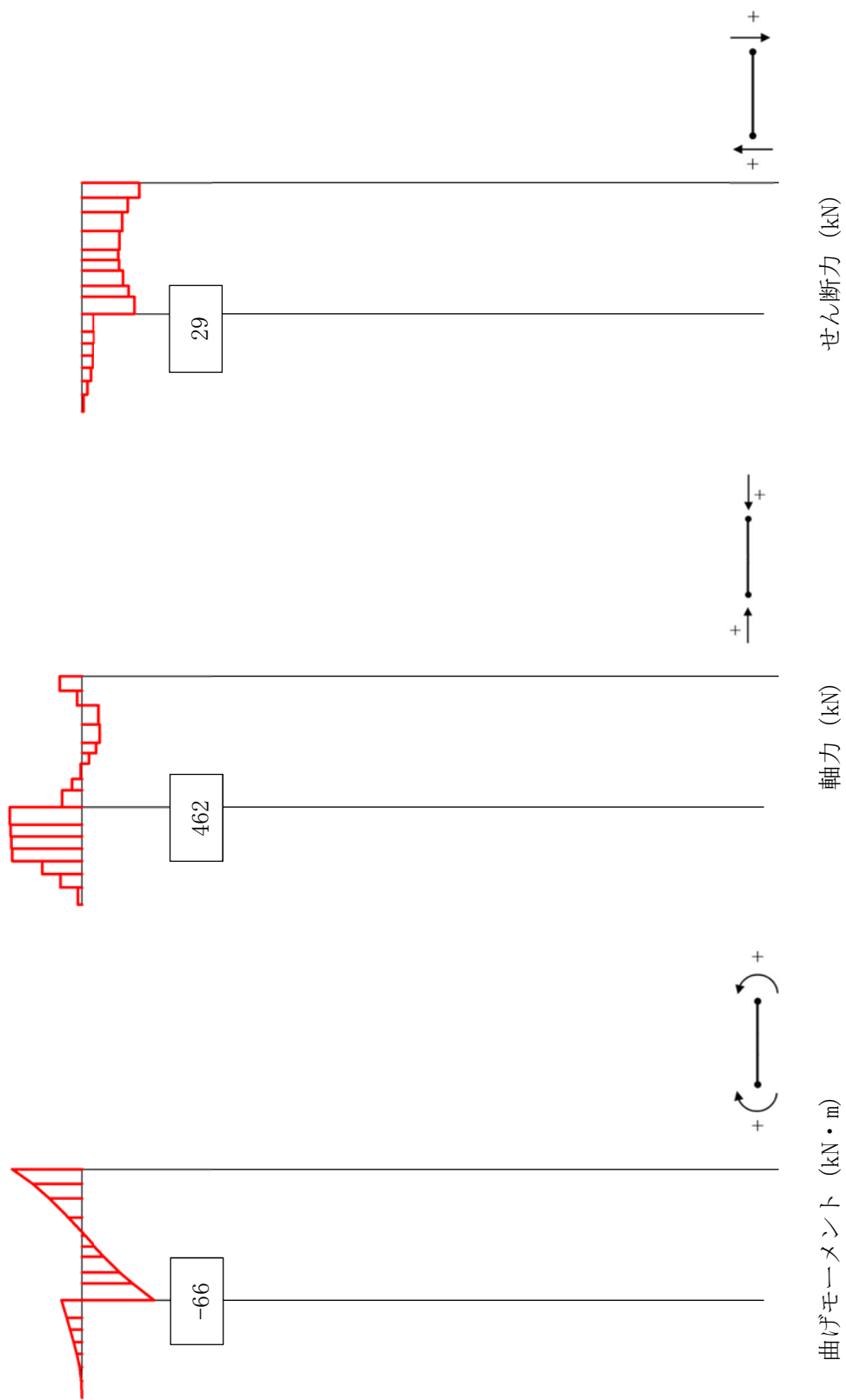


図 3.4-3 (2) C-C断面 (杭基礎構造部) の鋼製桁において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布(軸力最大時刻)
 (地震波: S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース, $t = 54.07$ s)

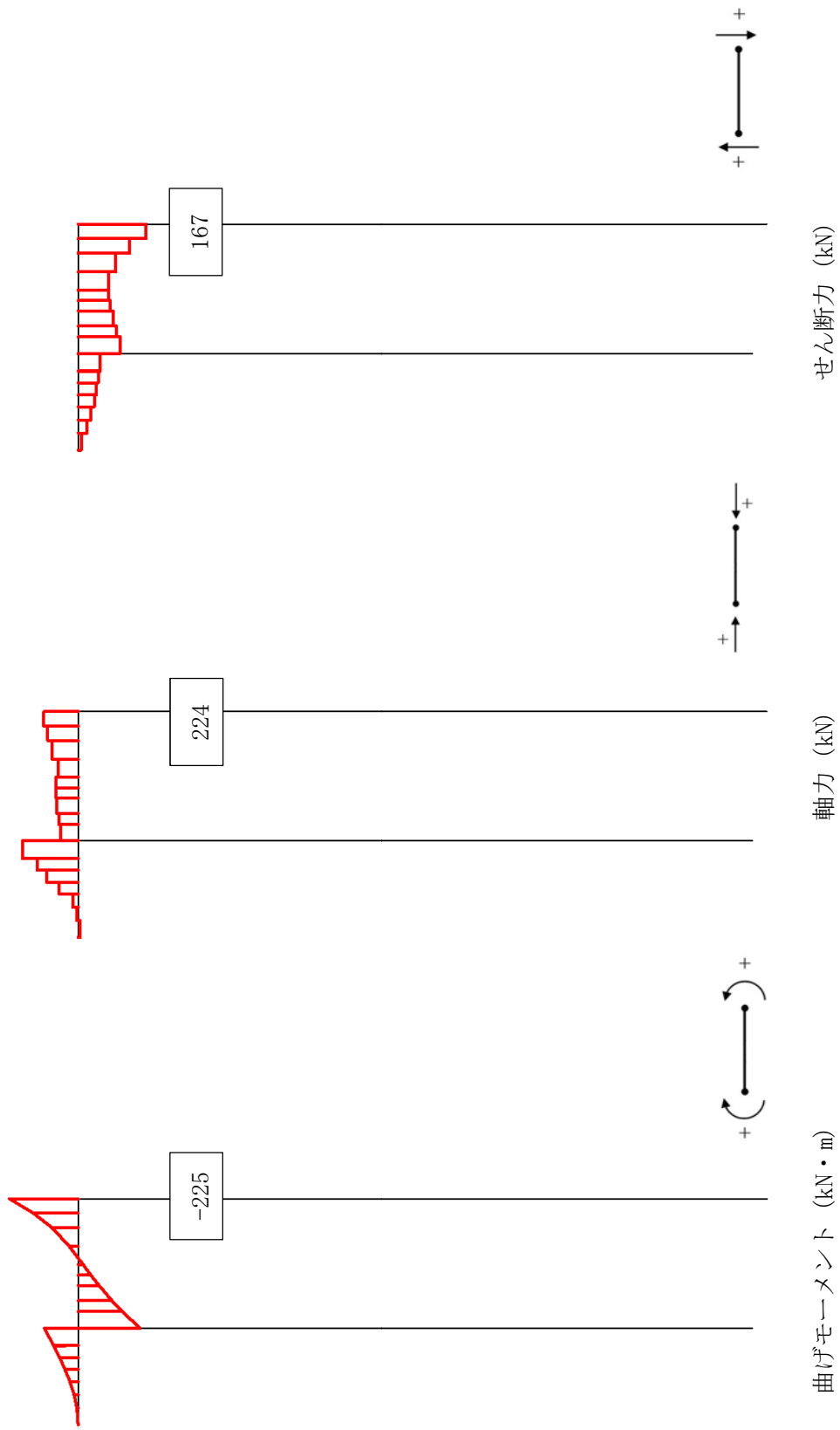


図 3.4-3 (3) C-C断面 (杭基礎構造部) の鋼製桁においてせん断力に對する照査が最も厳しい時刻の断面力分布

(地震波 : $S_s - D 1$ [H-, V+], 検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース, $t = 54.03$ s)

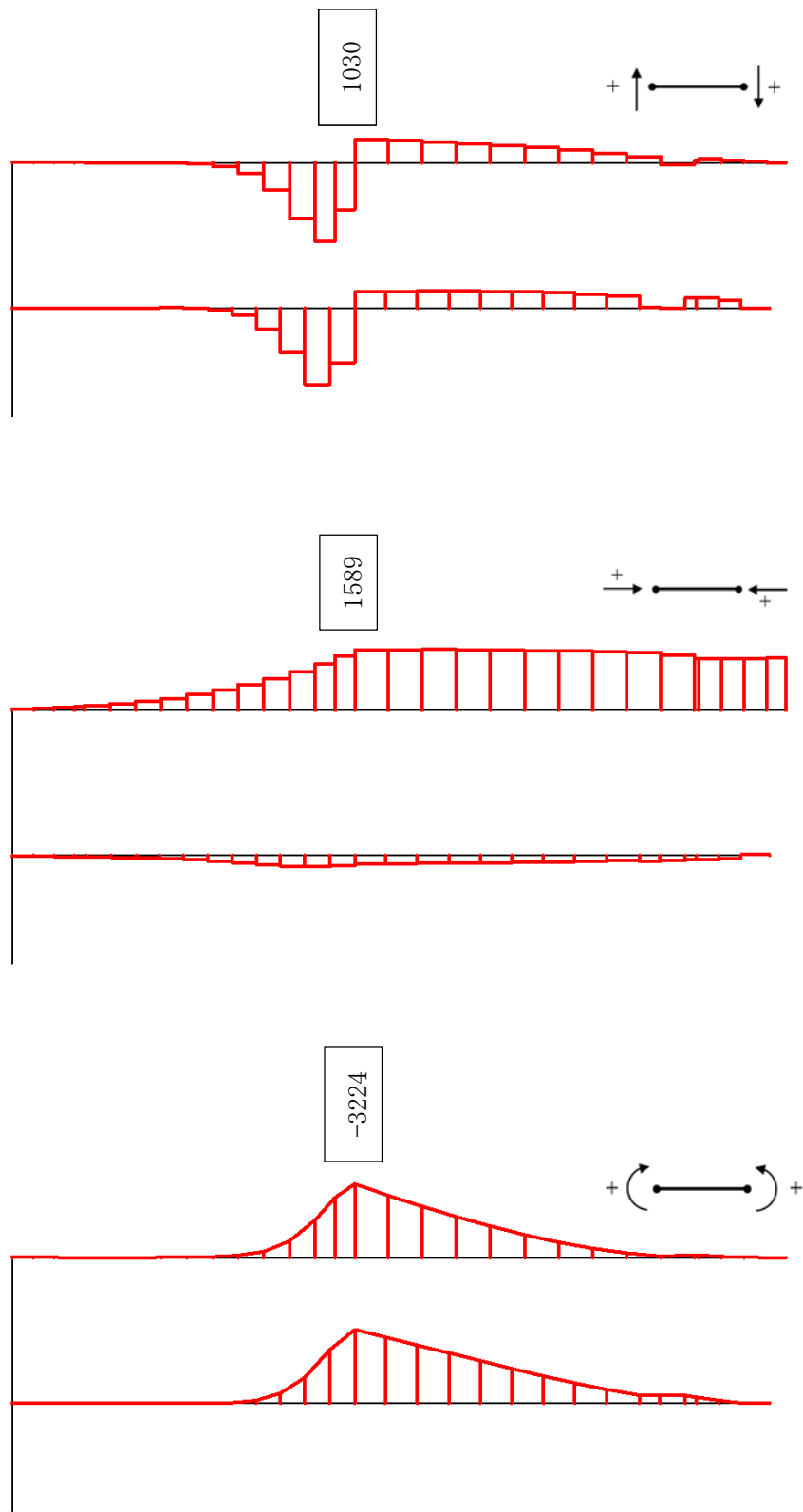


図 3.4-3 (4) C-C断面 (杭基礎構造部) の鋼管杭において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布 (曲げモーメント最大時刻)
 (地震波: $S_s - D1$ [H-, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
 地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース, $t = 55.95$ s)

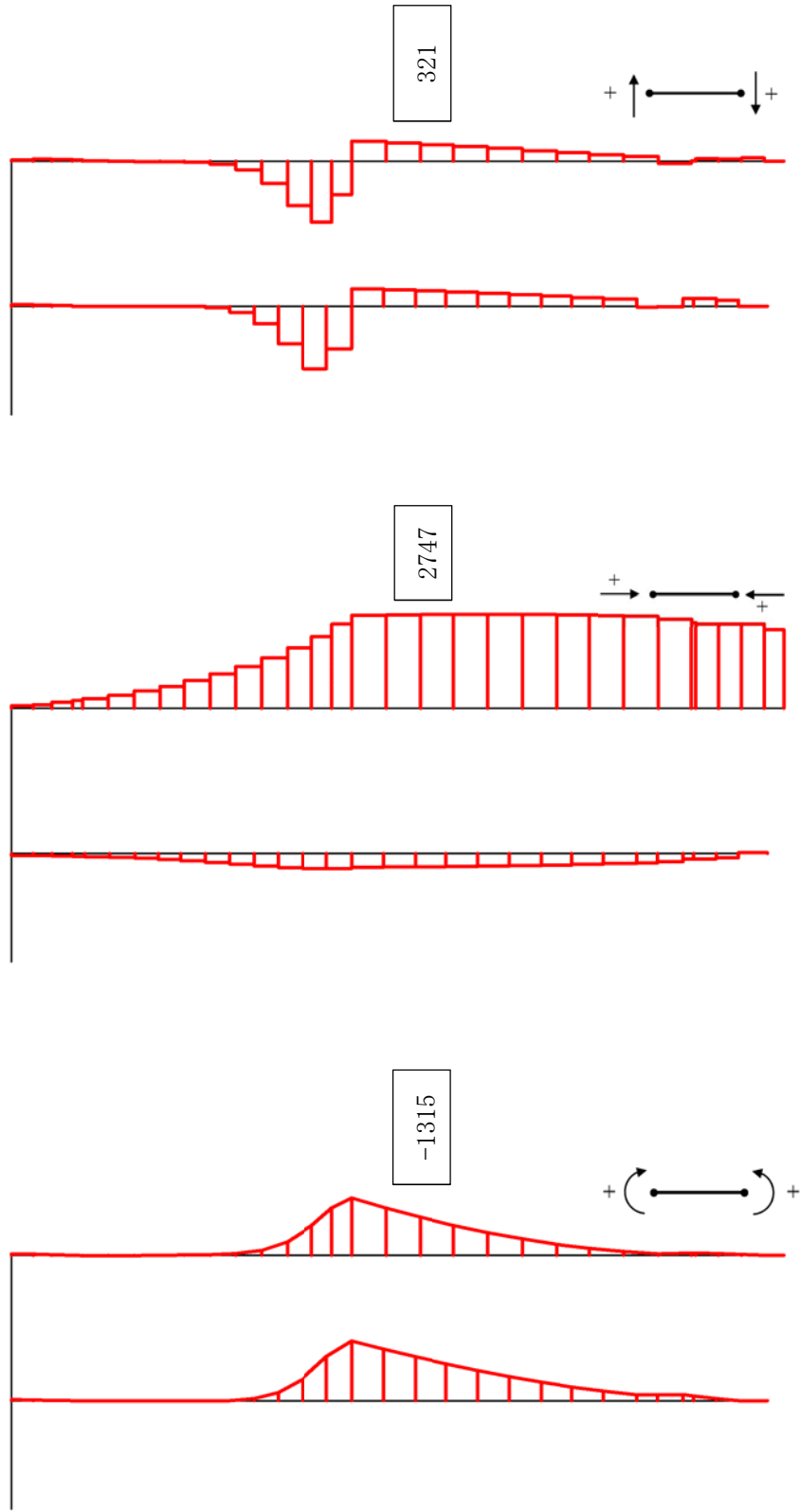


図 3.4-3 (5) C-C断面 (杭基礎構造部) の鋼管杭において曲げ軸力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布(軸力最大時刻)
 (地震波: S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
 地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース, $t=56.06s$)

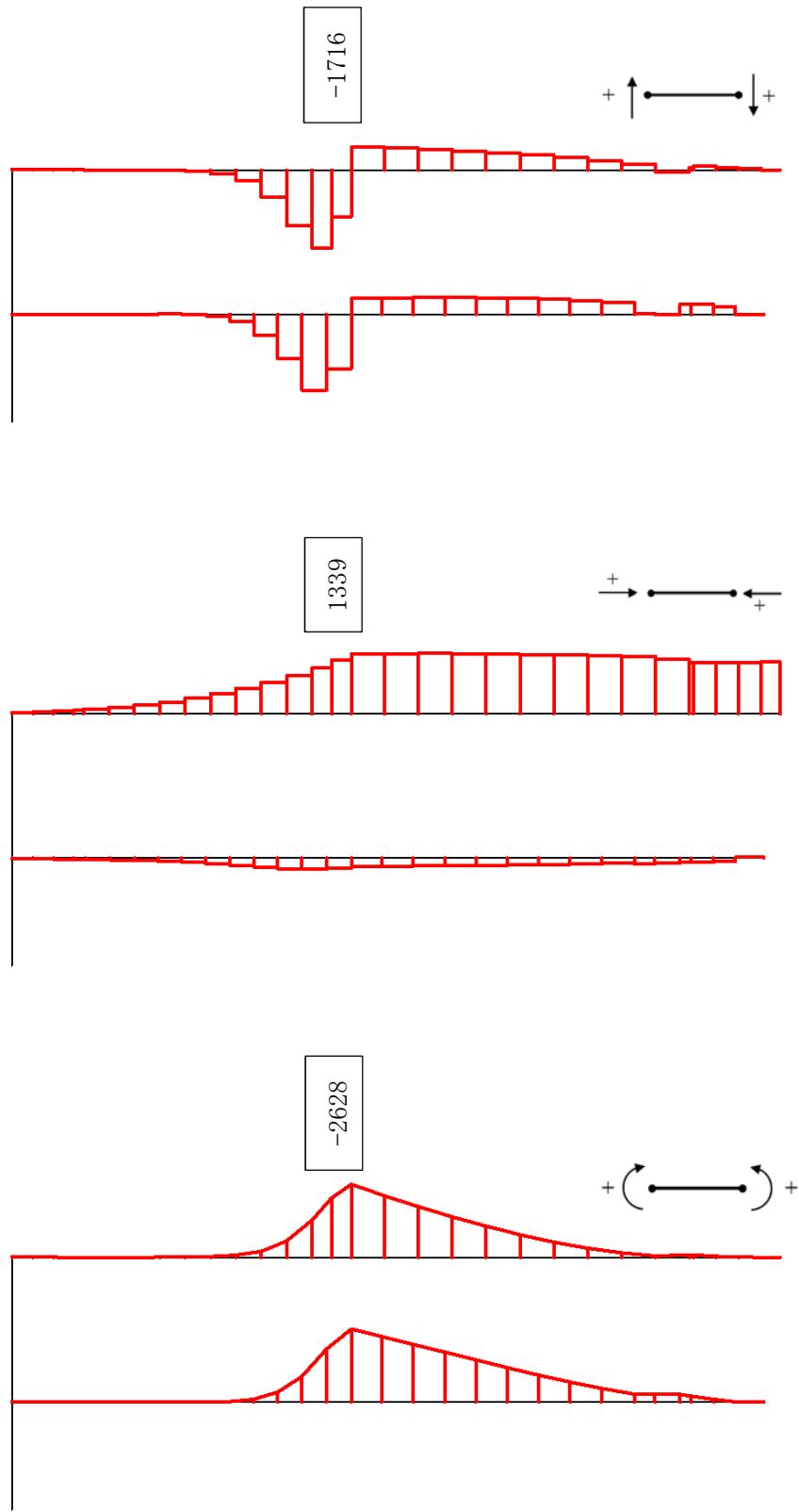


図 3.4-3 (6) C-C断面 (杭基礎構造部) の鋼管杭においてせん断力に対する照査が最も厳しい時刻の断面力分布
 (地震波: S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
 地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース, $t = 55.95$ s)



図 3.4-4 (1) A-A断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-4 (2) A-A断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-5 (1) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： $S_s-D 1 [H+, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (2) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： $S_s-D 1 [H+, V-]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

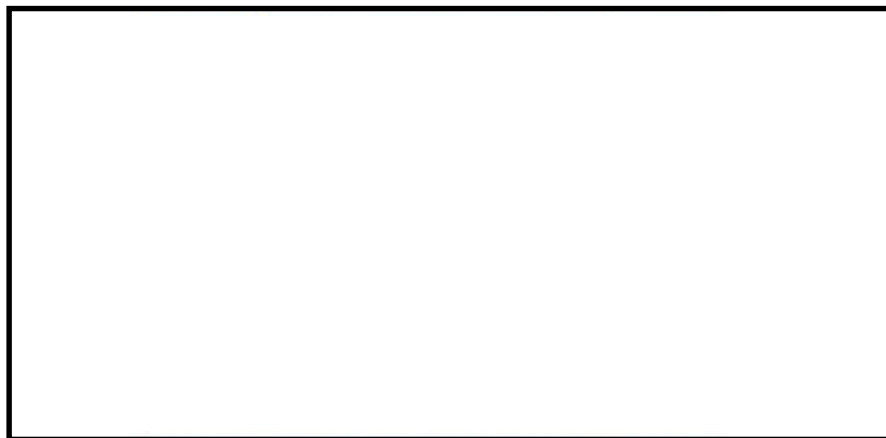


図 3.4-5 (3) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： $S_s-D 1 [H-, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (4) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (5) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-11 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

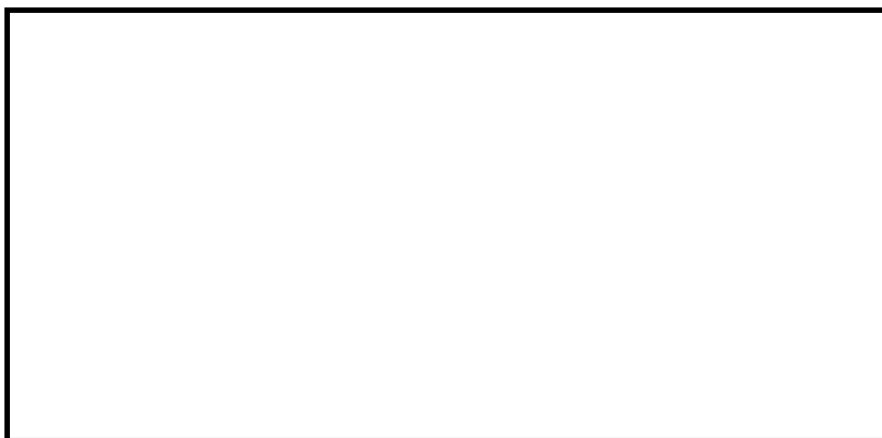


図 3.4-5 (6) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-12 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

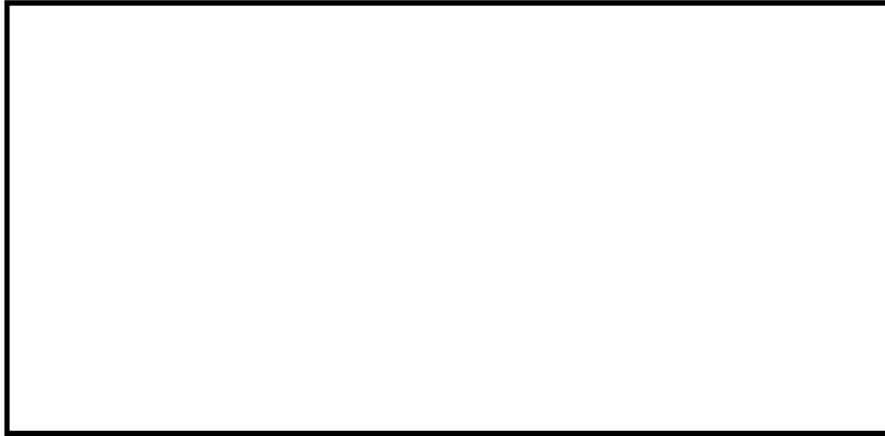


図 3.4-5 (7) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-13 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (8) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-14 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

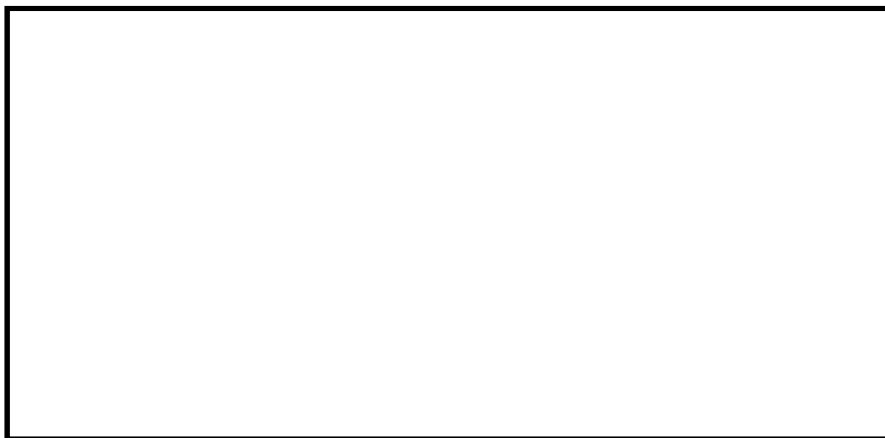


図 3.4-5 (9) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-21 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (10) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-22 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (11) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-31 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

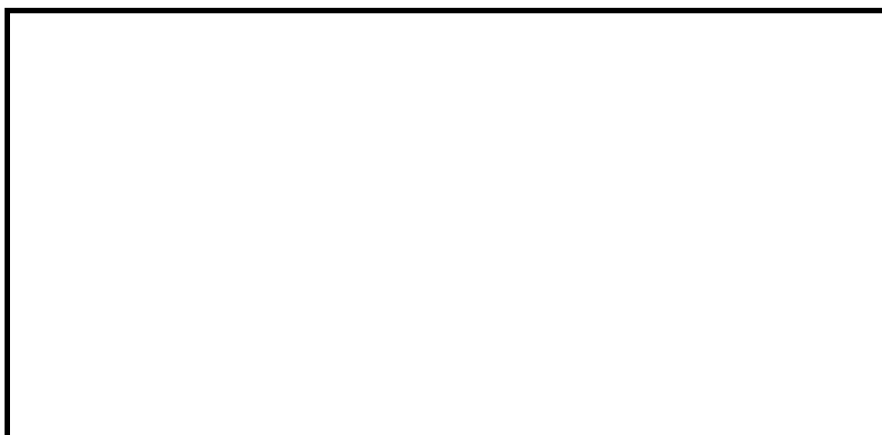


図 3.4-5 (12) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-31 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-5 (13) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 3.4-5 (14) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

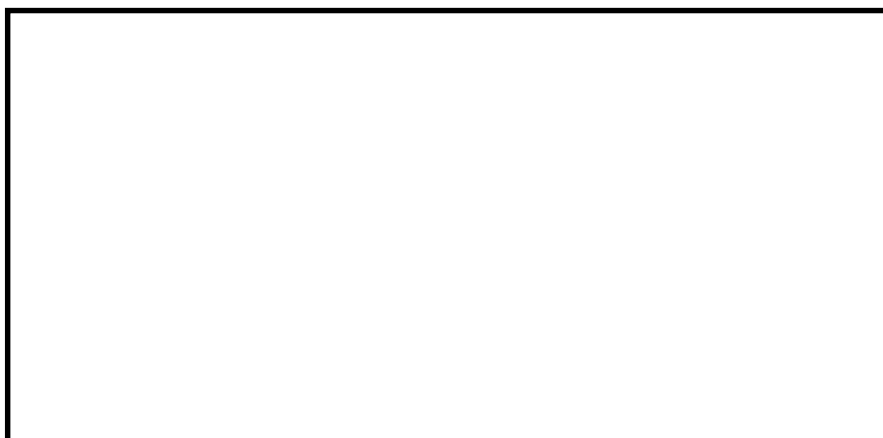


図 3.4-5 (15) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

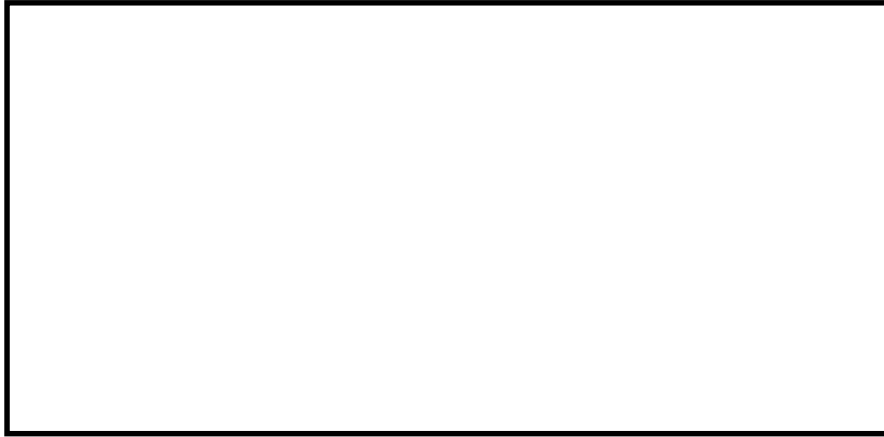


図 3.4-5 (16) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 3.4-5 (17) B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

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



図 3.4-6 (1) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波： S_s-D1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-6 (2) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-6 (3) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

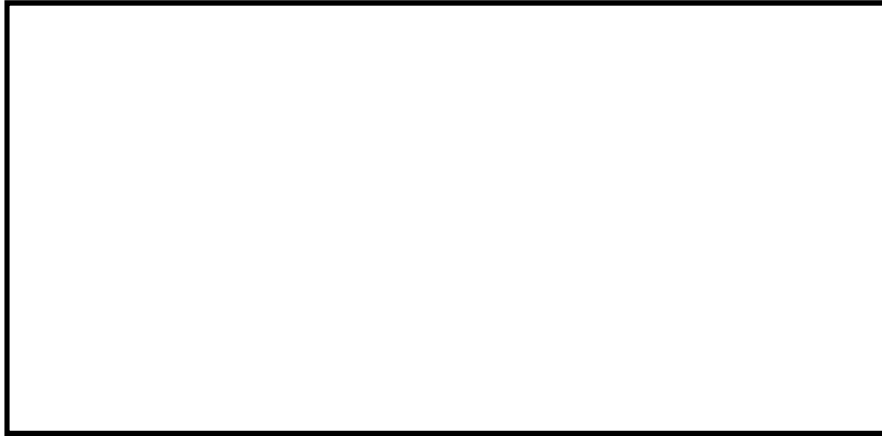


図 3.4-6 (4) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: $S_s - D1$ [H-, V-],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-6 (5) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: $S_s - 11$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-6 (6) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: $S_s - 12$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-6 (7) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波：S_s-13 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

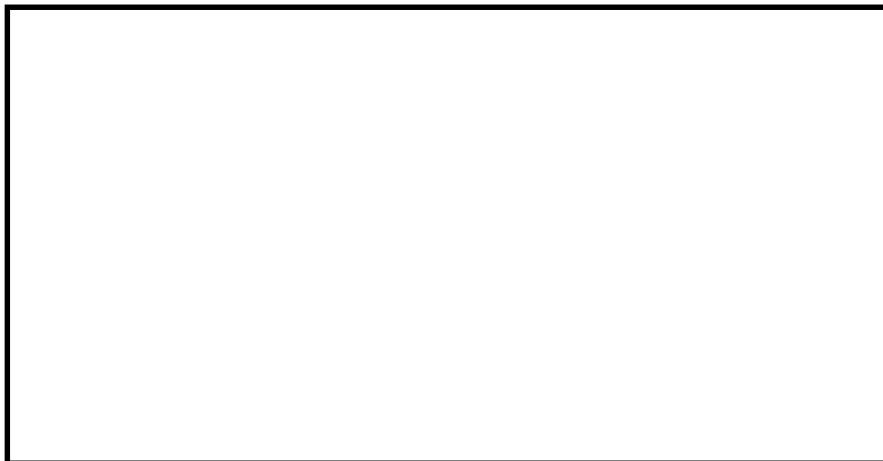


図 3.4-6 (8) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波：S_s-14 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

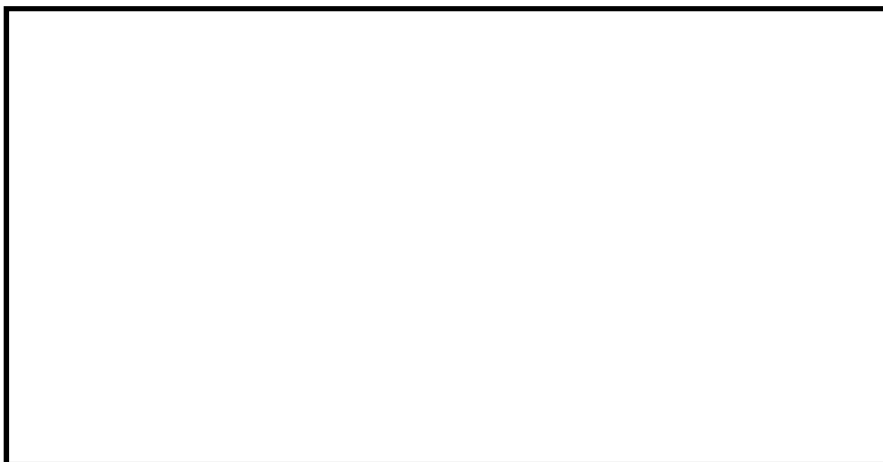


図 3.4-6 (9) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波：S_s-21 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

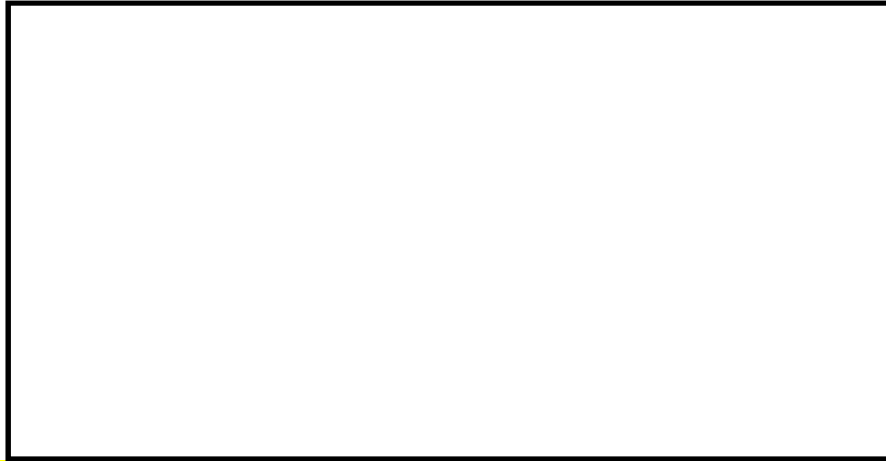


図 3.4-6 (10) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: S_s-22 [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

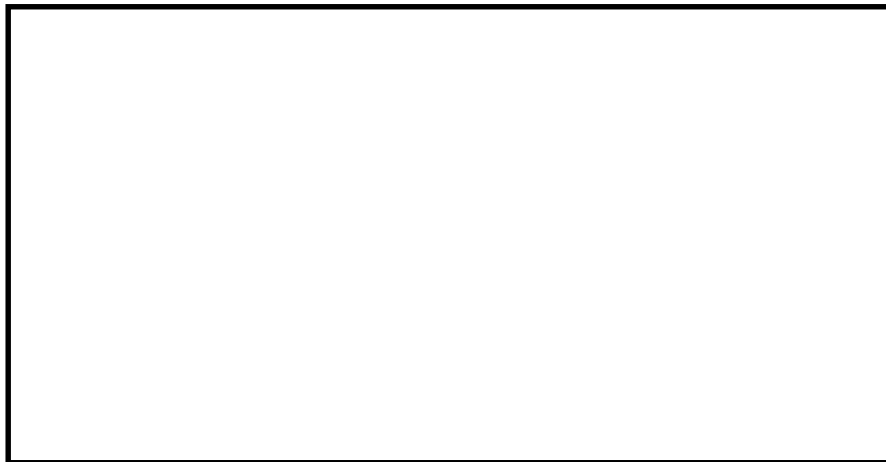


図 3.4-6 (11) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: S_s-31 [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-6 (12) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: S_s-31 [H-, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

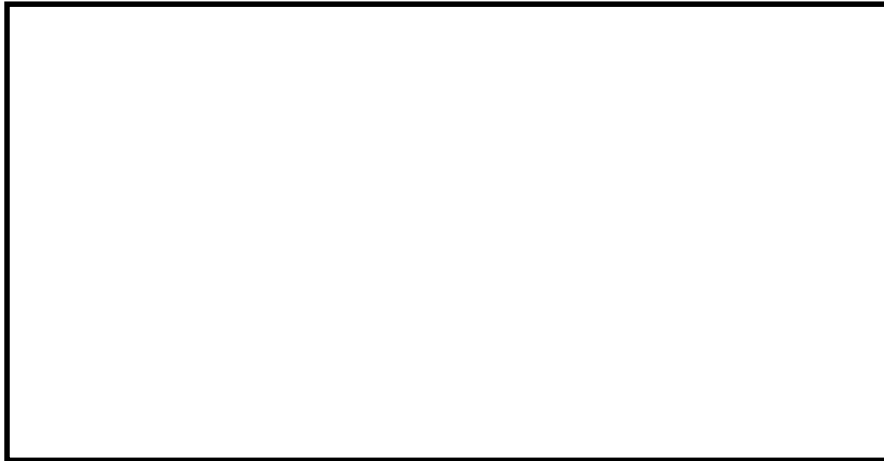


図 3.4-6 (13) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

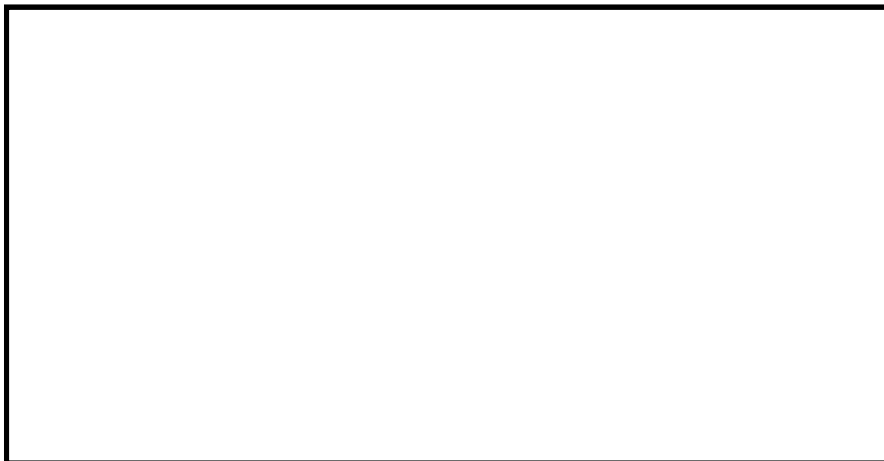


図 3.4-6 (14) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 3.4-6 (15) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波: S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

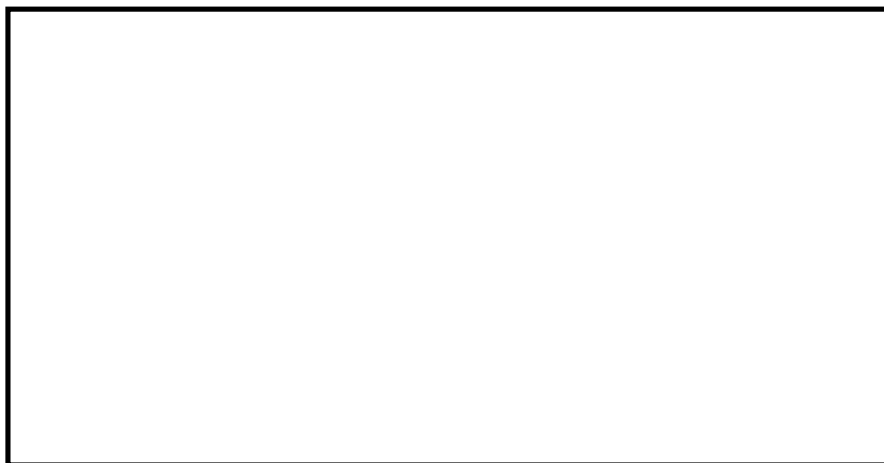


図 3.4-6 (16) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

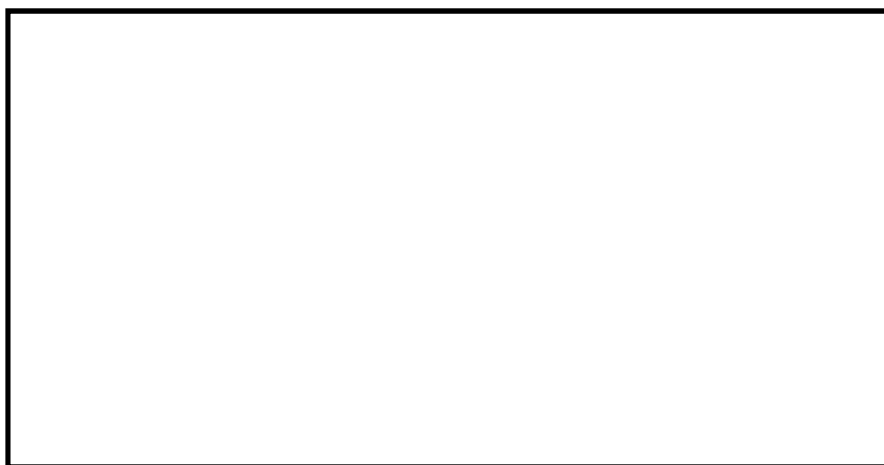


図 3.4-6 (17) C-C断面（杭基礎構造部）の最大せん断ひずみ分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）



図 3.4-7 (1) $C' - C'$ 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - D1 [H+, V+]$,

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

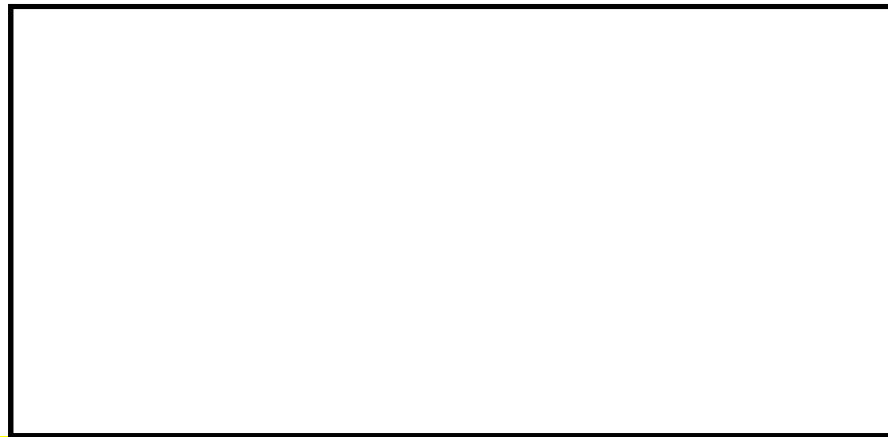


図 3.4-7 (2) $C' - C'$ 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - D1 [H+, V-]$,

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

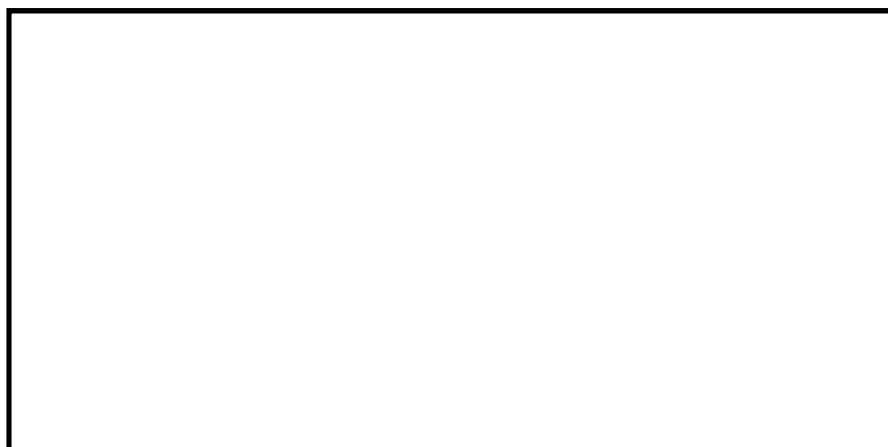


図 3.4-7 (3) $C' - C'$ 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - D1 [H-, V+]$,

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-7 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - D1 [H-, V-]$),
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)



図 3.4-7 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 11 [H+, V+]$),
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)



図 3.4-7 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 12 [H+, V+]$),
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)



図 3.4-7 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : S_s-1 3 [H+, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-7 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : S_s-1 4 [H+, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

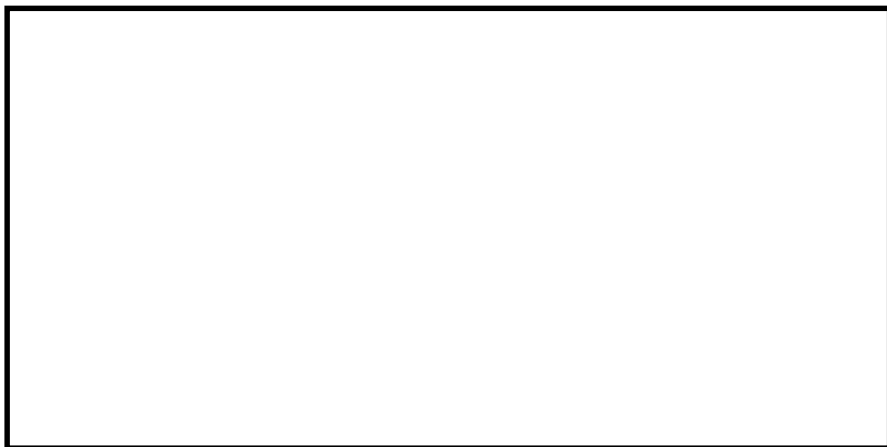


図 3.4-7 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : S_s-2 1 [H+, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-7 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 2.2$ [H+, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-7 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

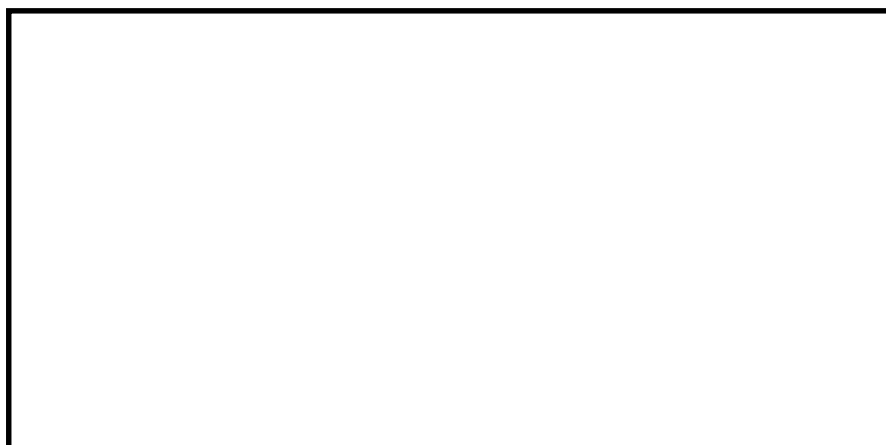


図 3.4-7 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 3.1$ [H-, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-7 (13) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 3.4-7 (14) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 3.4-7 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布
(地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-7 (16) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布

(地震波 : $S_s - 3.1 [H+, V+]$,

検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 3.4-7 (17) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大せん断ひずみ分布

(地震波 : $S_s - 3.1 [H+, V+]$,

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



図 3.4-8 (1) A-A断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-8 (2) A-A断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

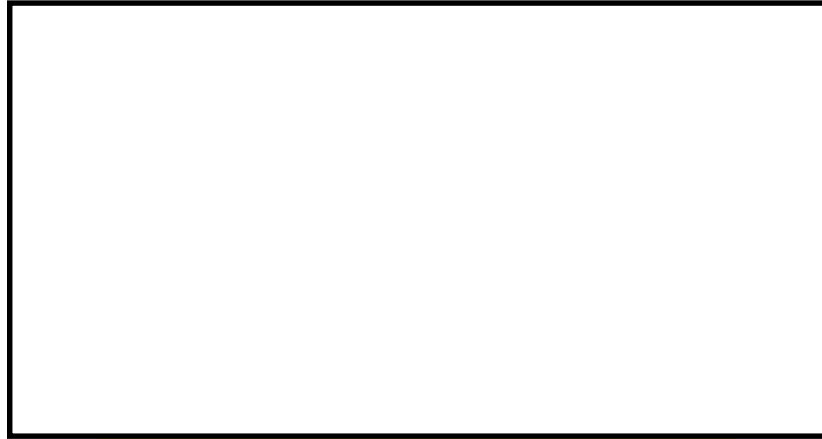


図 3.4-9 (1) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s-D1 [H+, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (2) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s-D1 [H+, V-]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

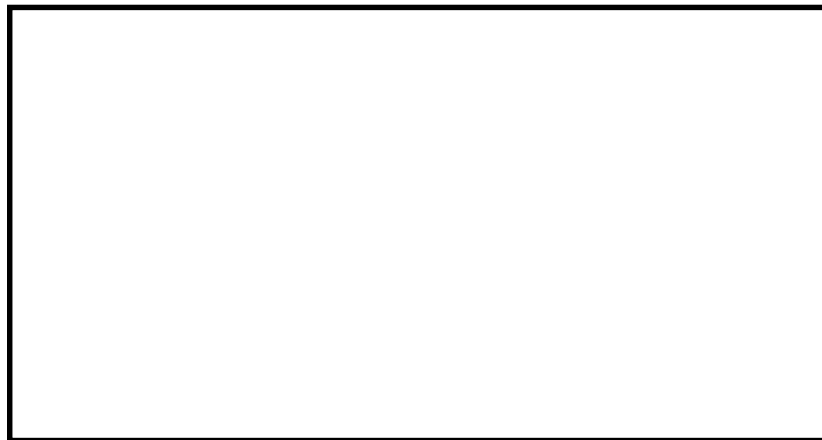


図 3.4-9 (3) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s-D1 [H-, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

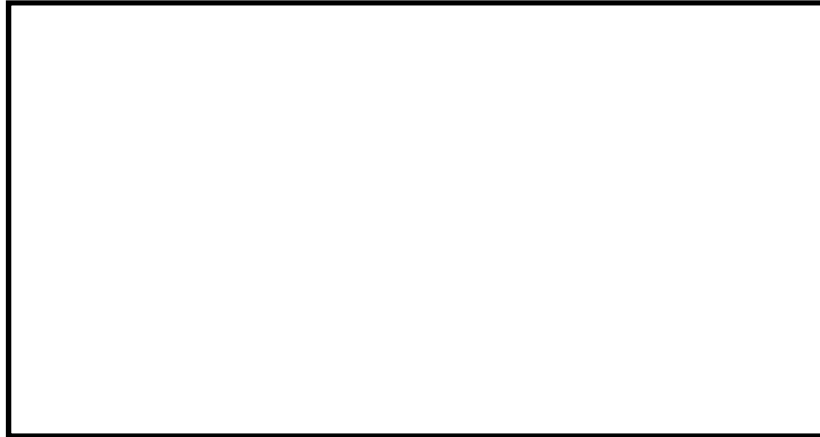


図 3.4-9 (4) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - D 1$ [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (5) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 1 1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (6) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 1 2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (7) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 13$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (8) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 14$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (9) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 21$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (10) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 2 2 [H+, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (11) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 3 1 [H+, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

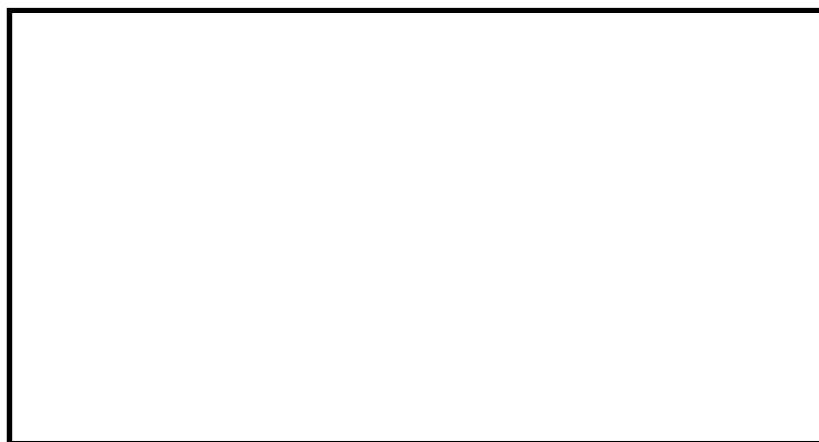


図 3.4-9 (12) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： $S_s - 3 1 [H-, V+]$),

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-9 (13) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 3.4-9 (14) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

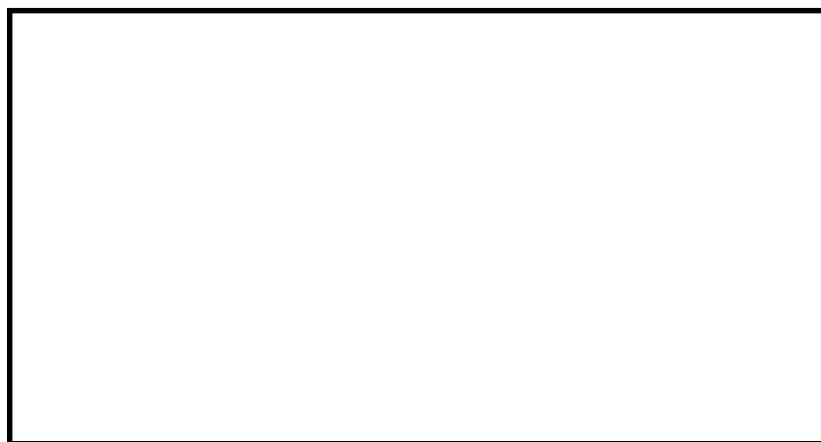


図 3.4-9 (15) B-B断面の過剰間隙水圧比分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

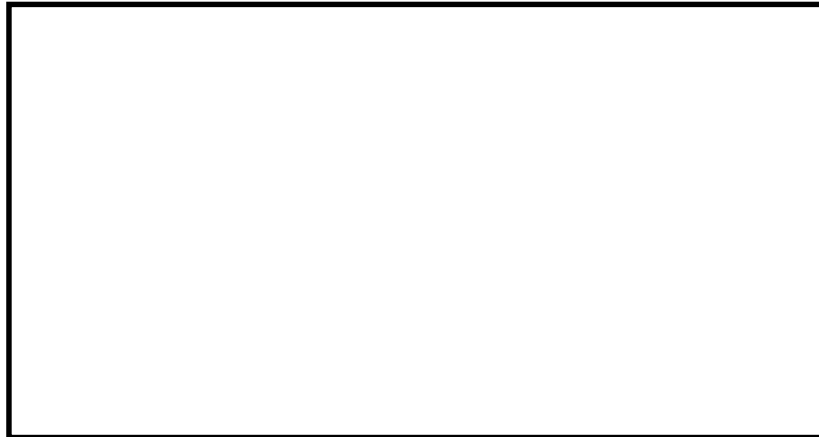


図 3.4-10 (1) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-D1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (2) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

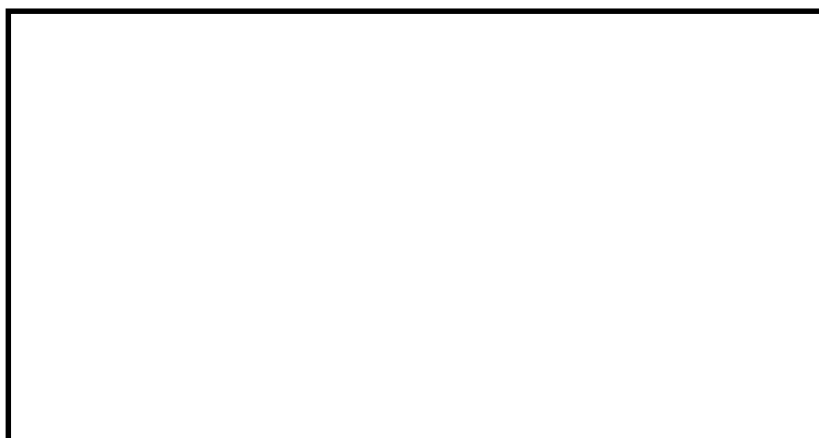


図 3.4-10 (3) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (4) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (5) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-11 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

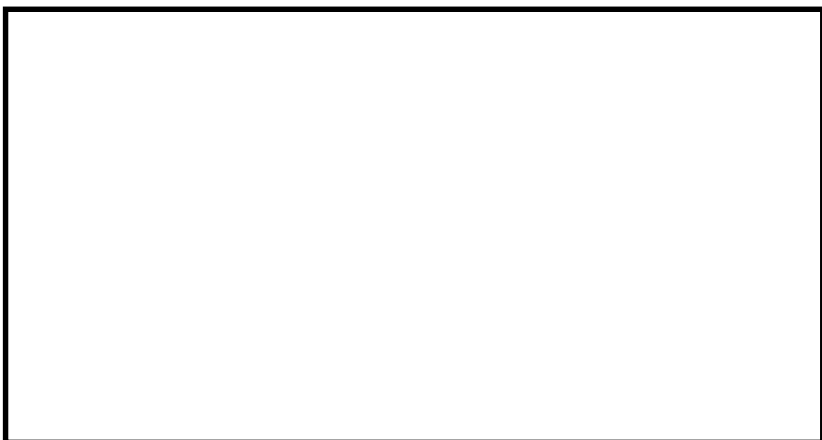


図 3.4-10 (6) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-12 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

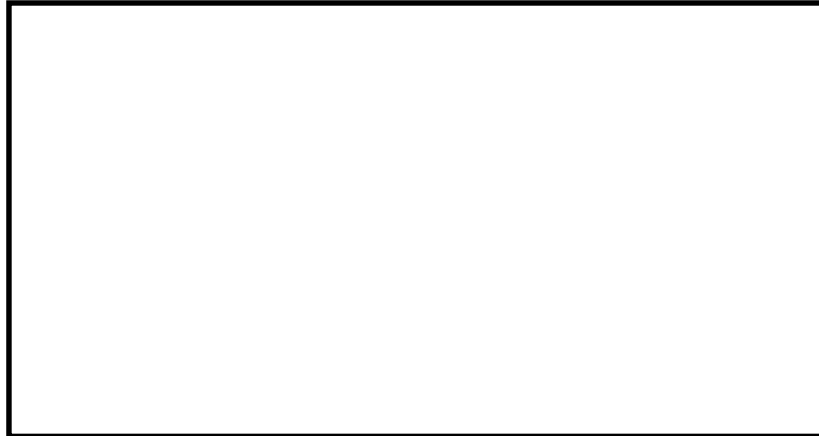


図 3.4-10 (7) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-13 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (8) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-14 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (9) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-21 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (10) C-C 断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (11) C-C 断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

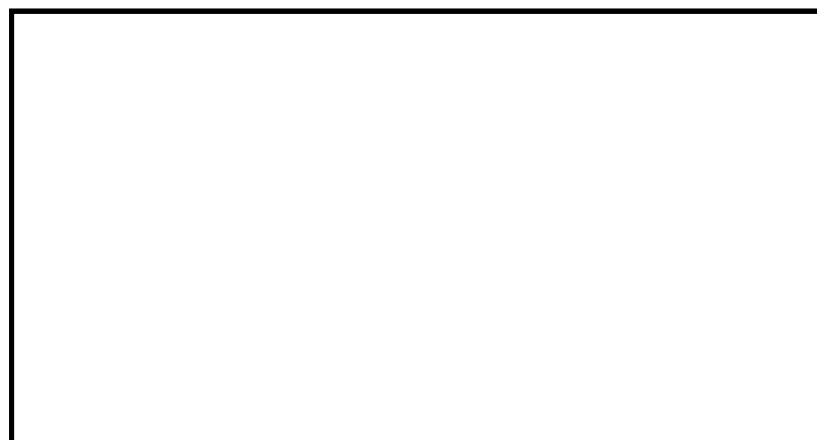


図 3.4-10 (12) C-C 断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-10 (13) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： 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）

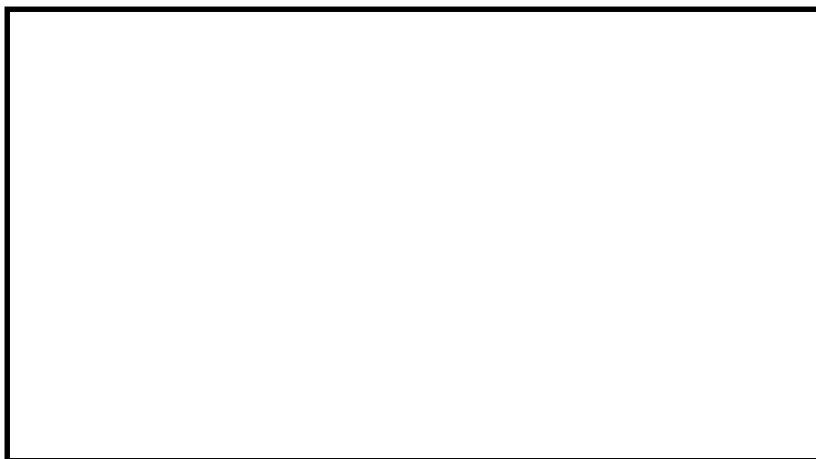


図 3.4-10 (14) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）



図 3.4-10 (15) C-C断面（杭基礎構造部）の過剰間隙水圧比分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

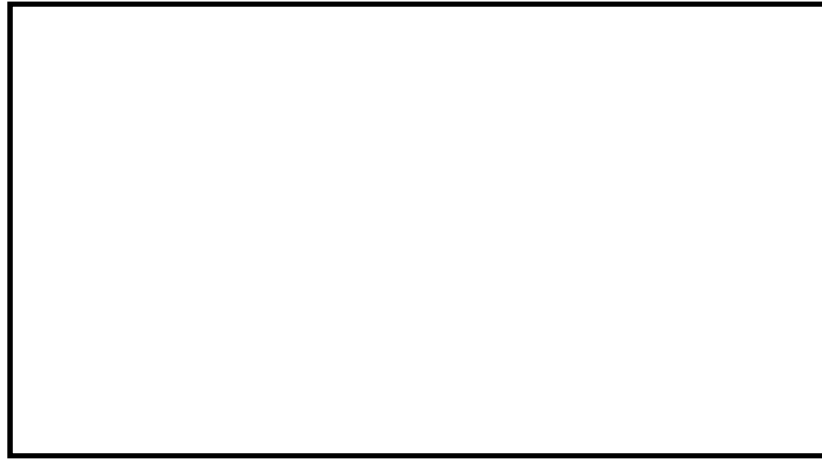


図 3.4-11 (1) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布
(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (2) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布
(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

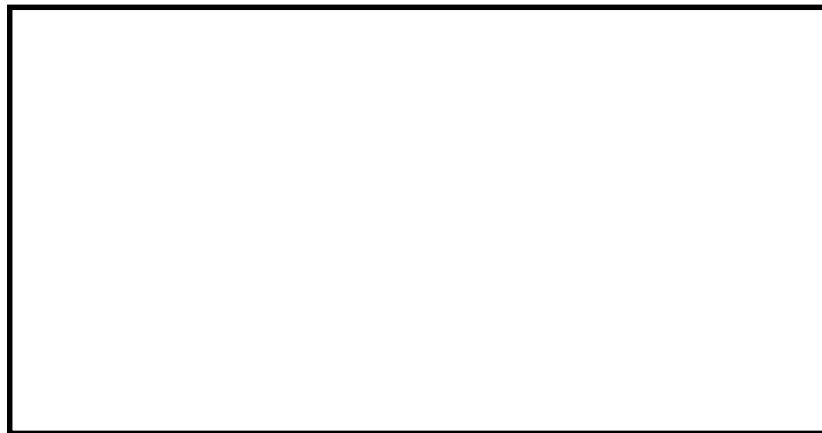


図 3.4-11 (3) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布
(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

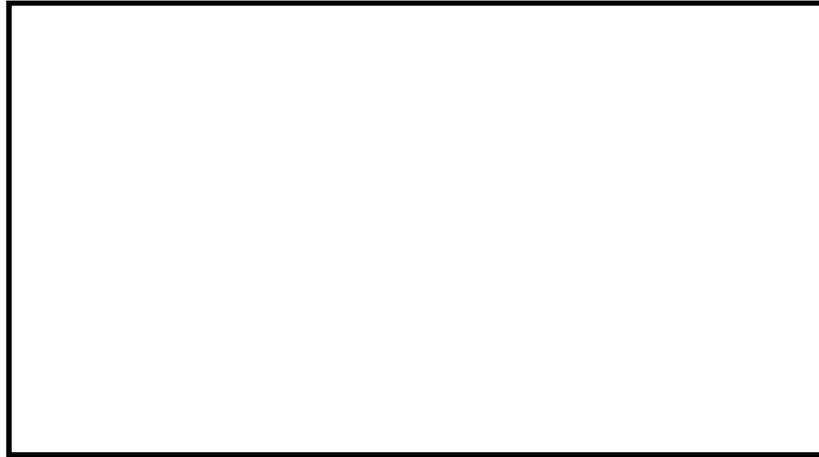


図 3.4-11 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布
(地震波 : $S_s - D 1$ [H-, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

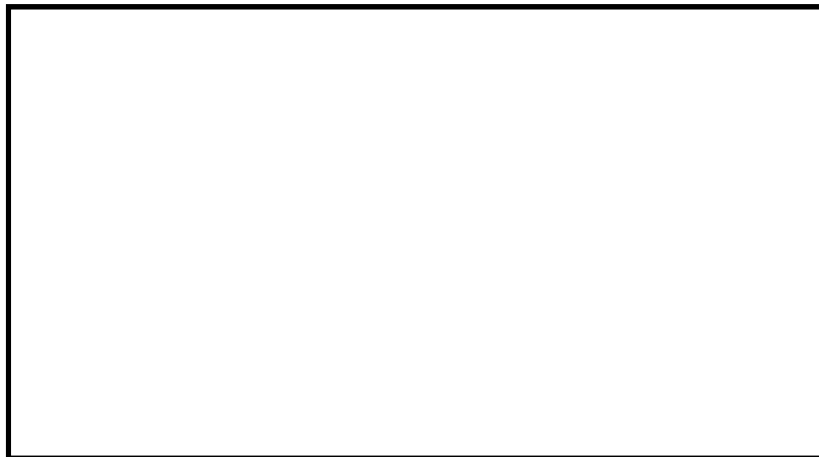


図 3.4-11 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布
(地震波 : $S_s - 1 1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布
(地震波 : $S_s - 1 2$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波 : $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波 : $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波 : $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

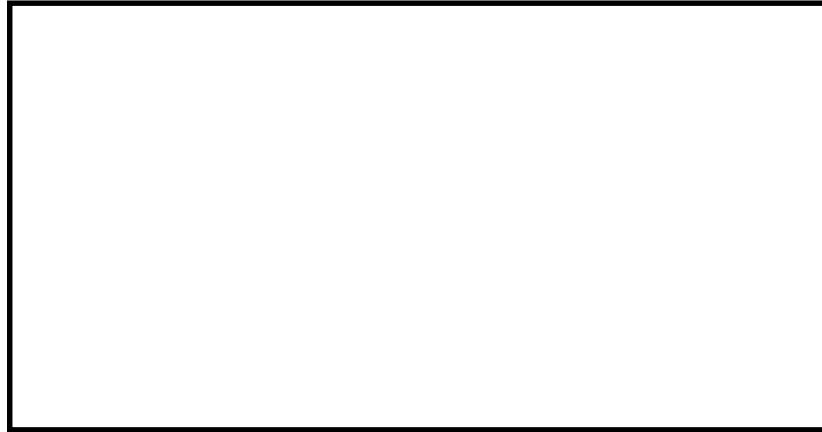


図 3.4-11 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波 : $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-11 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

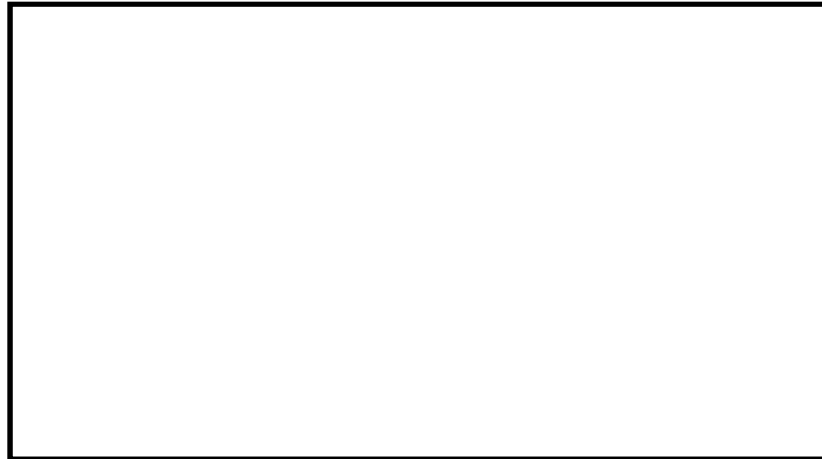


図 3.4-11 (13) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波: $S_s - 31 [H+, V+]$,

検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

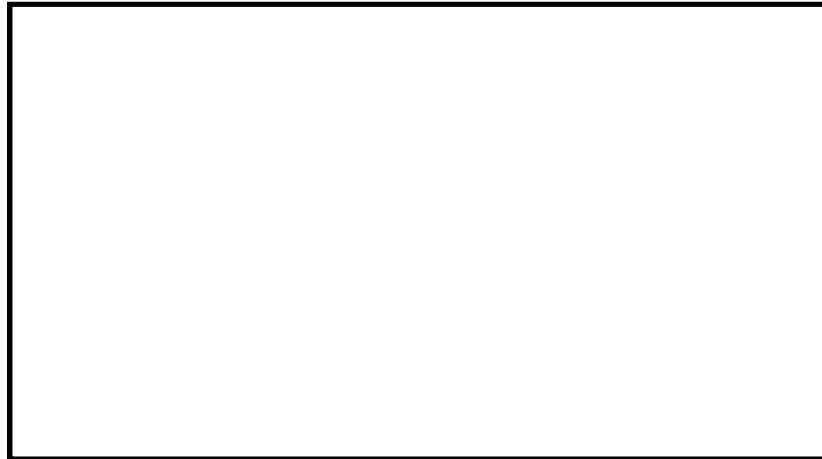


図 3.4-11 (14) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波: $S_s - 31 [H+, V+]$,

検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 3.4-11 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の過剰間隙水圧比分布

(地震波: $S_s - 31 [H+, V+]$, 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-12 (1) A-A断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-12 (2) A-A断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

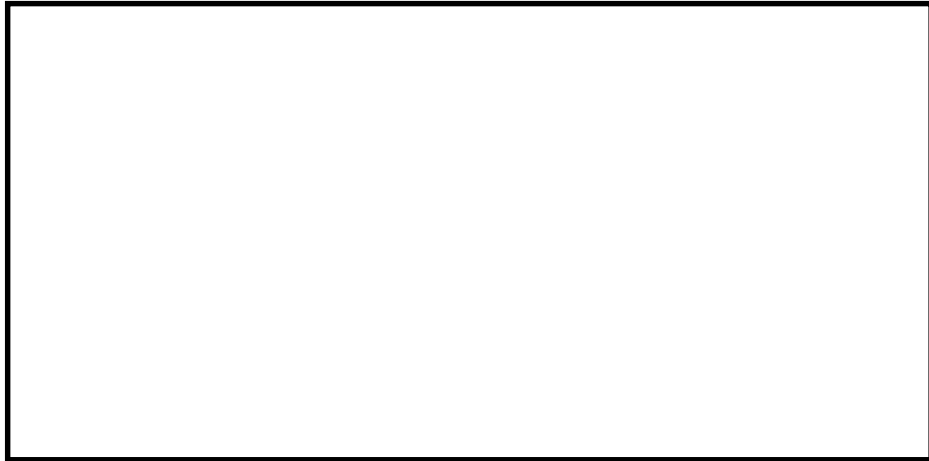


図 3.4-13 (1) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-13 (2) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

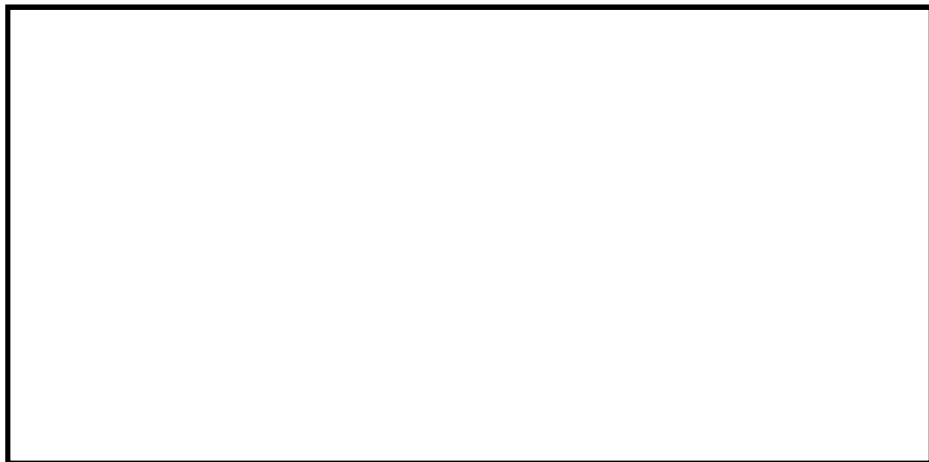


図 3.4-13 (3) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

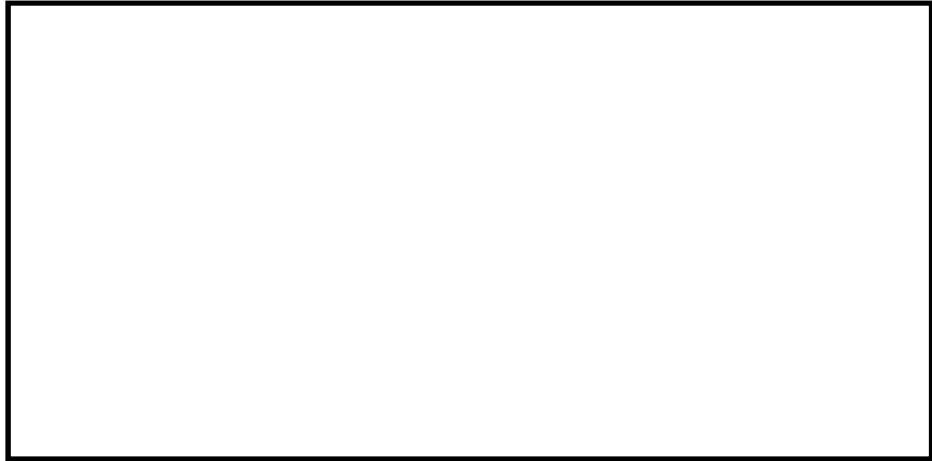


図 3.4-13 (4) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-13 (5) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-11 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

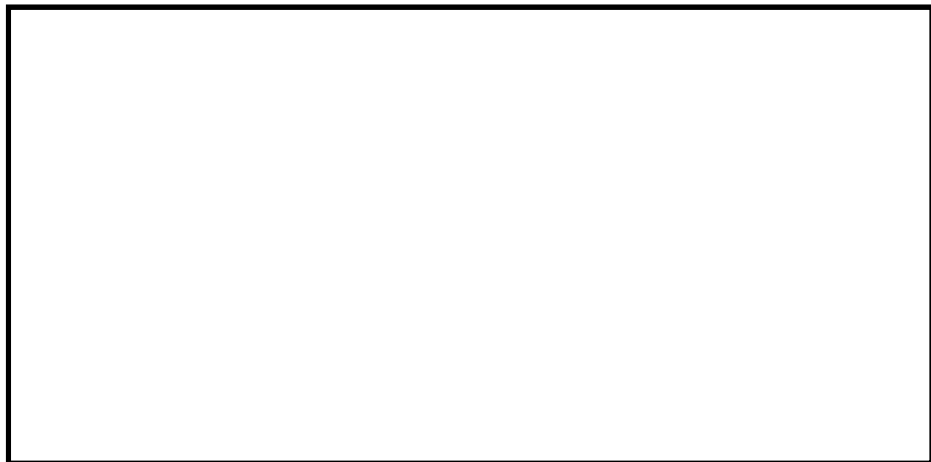


図 3.4-13 (6) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-12 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

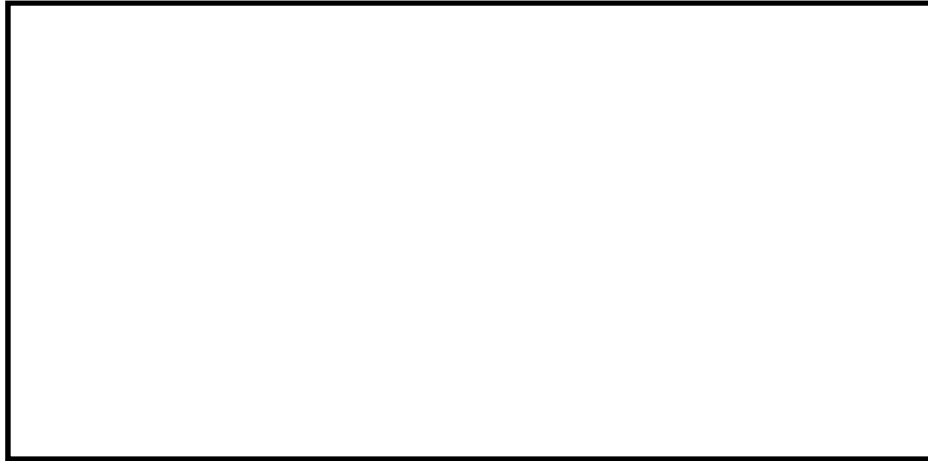


図 3.4-13 (7) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-13 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-13 (8) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-14 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-13 (9) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-21 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

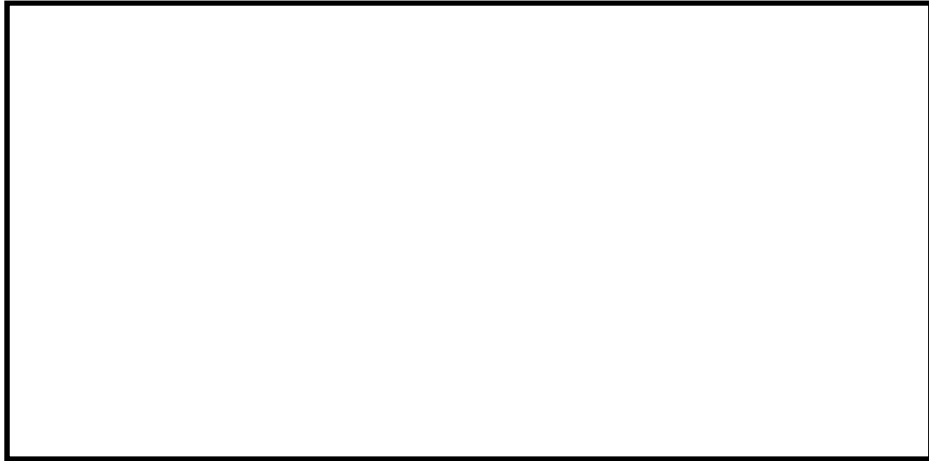


図 3.4-13 (10) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-13 (11) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

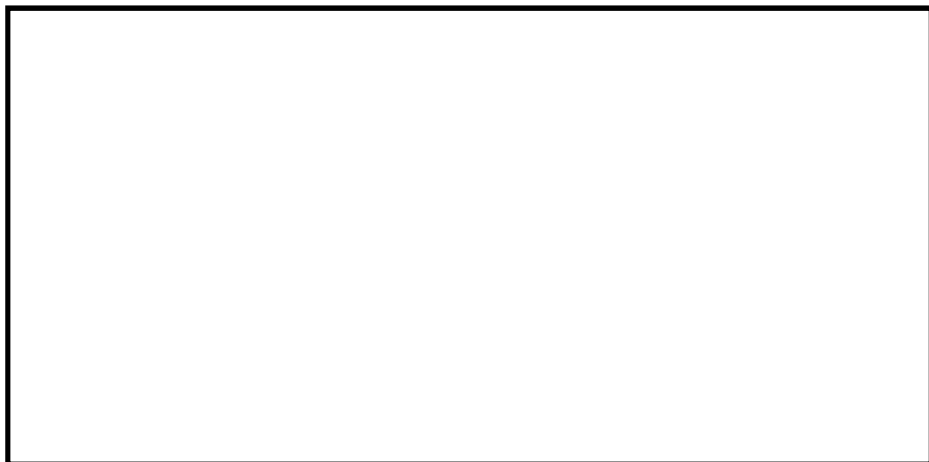


図 3.4-13 (12) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

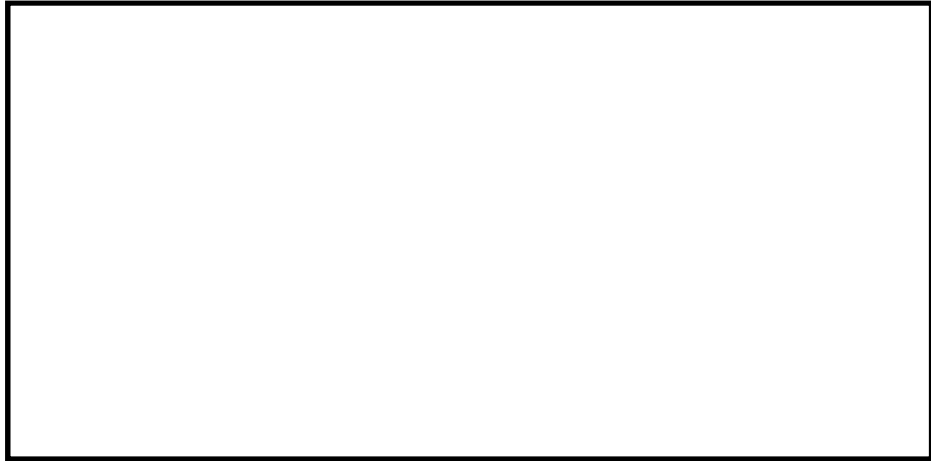


図 3.4-13 (13) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 3.4-13 (14) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 3.4-13 (15) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

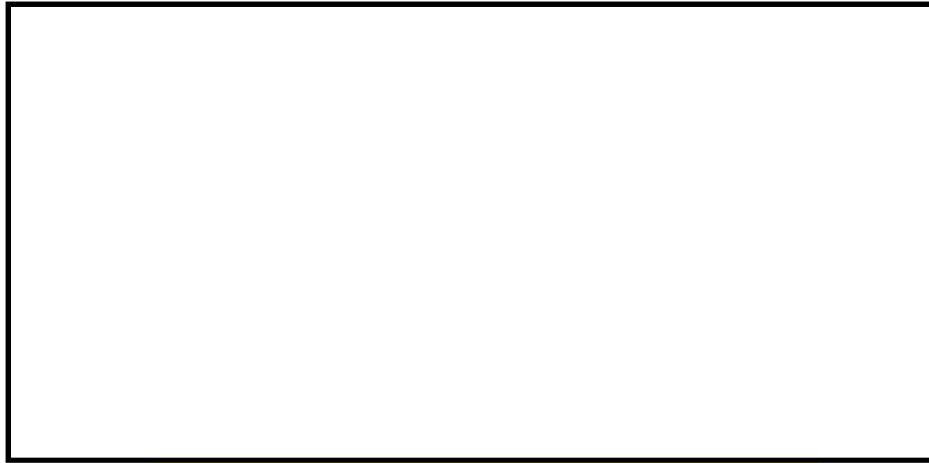


図 3.4-13 (16) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 3.4-13 (17) B-B断面の最大水平加速度分布

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

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

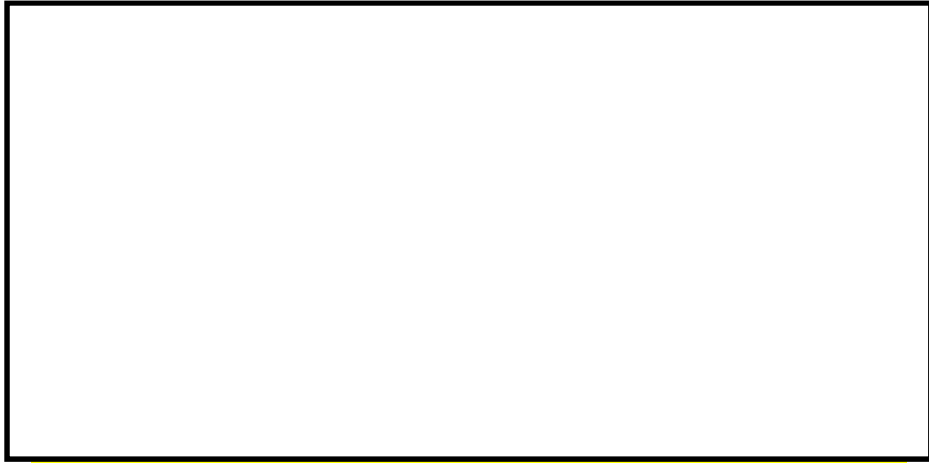


図 3.4-14 (1) C-C断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-D1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

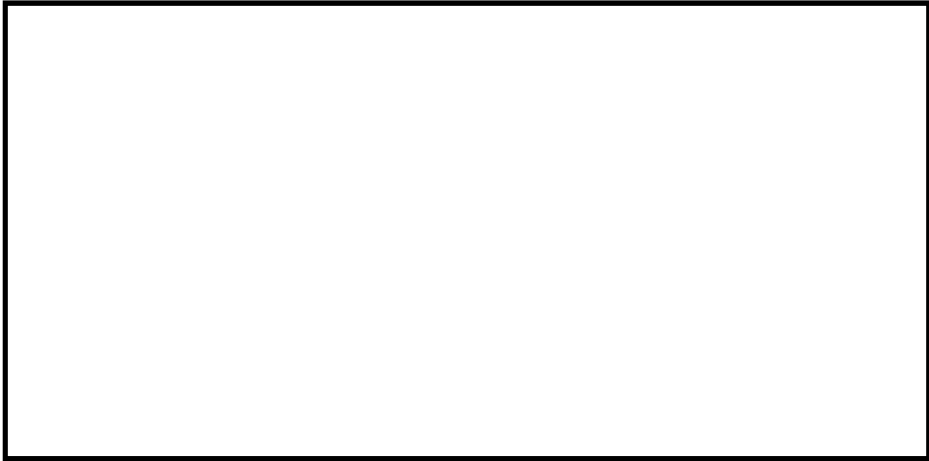


図 3.4-14 (2) C-C断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-14 (3) C-C断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

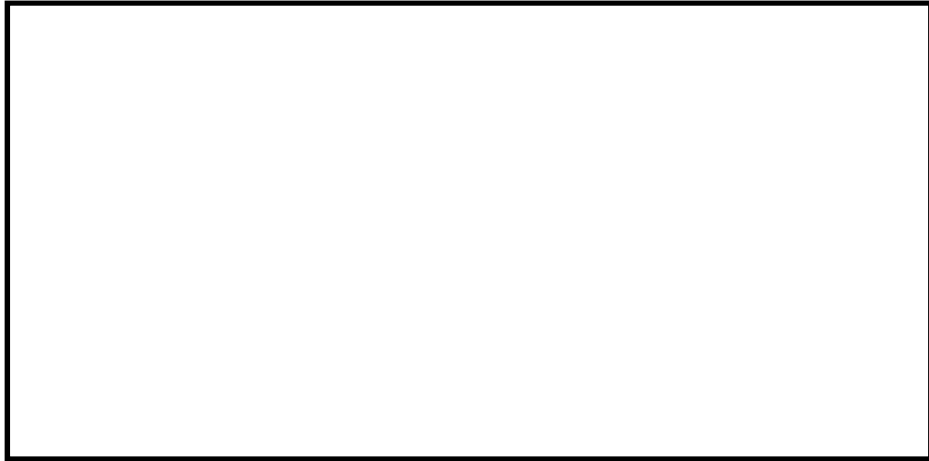


図 3.4-14 (4) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-14 (5) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-11 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-14 (6) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-12 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

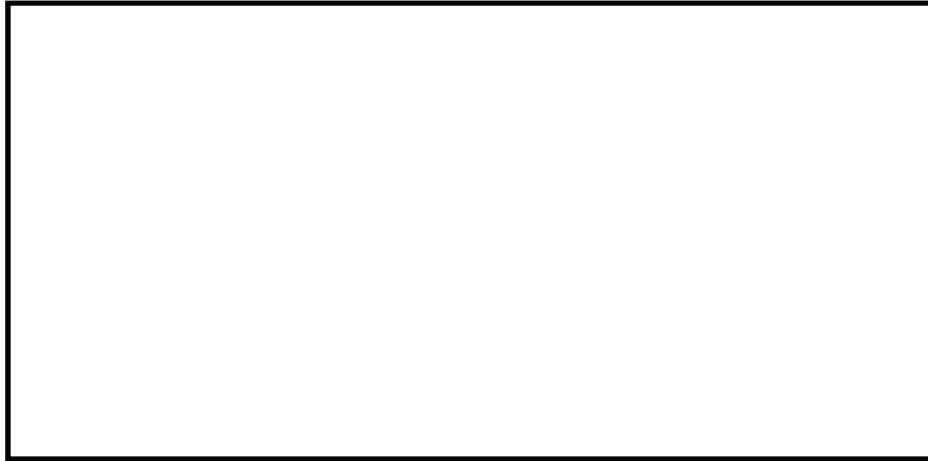


図 3.4-14 (7) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: S_s-13 [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-14 (8) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: S_s-14 [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-14 (9) C-C断面 (杭基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: S_s-21 [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

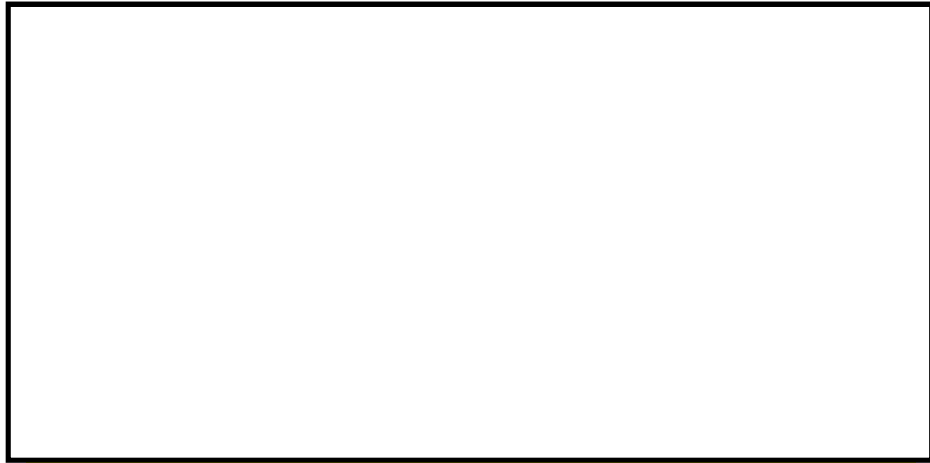


図 3.4-14 (10) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

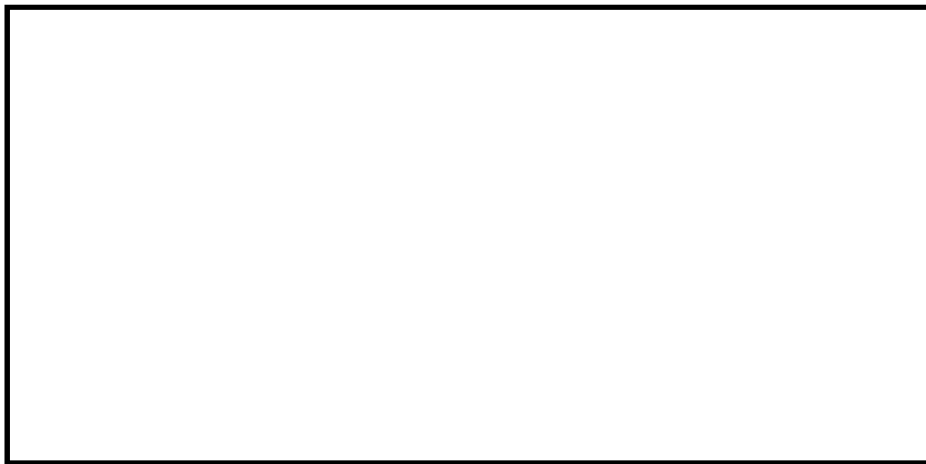


図 3.4-14 (11) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

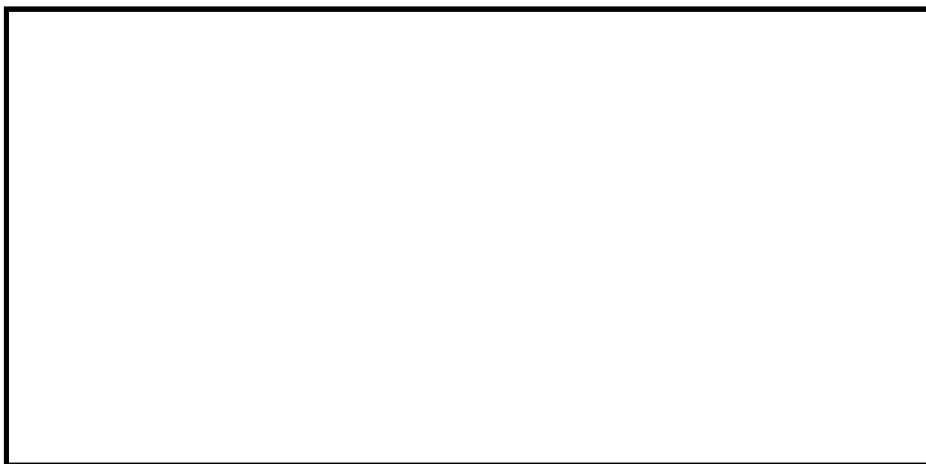


図 3.4-14 (12) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-14 (13) C-C断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： 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 3.4-14 (14) C-C断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s -D1 [H-, V+],
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

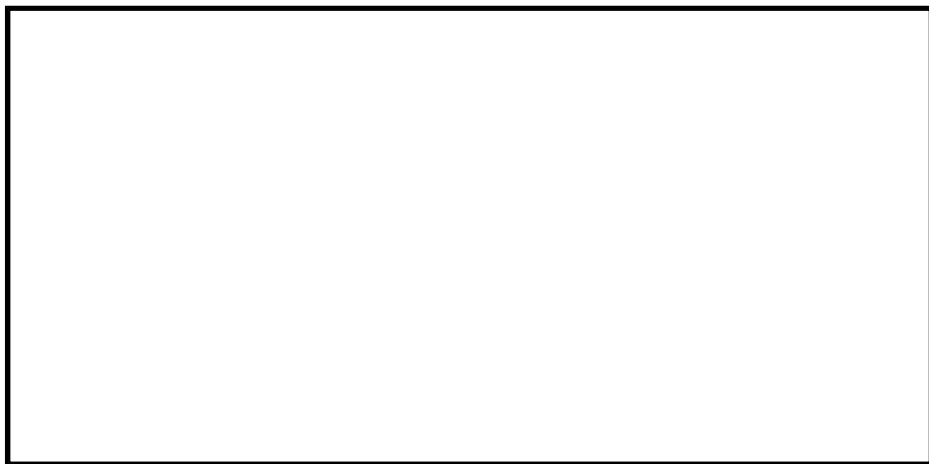


図 3.4-14 (15) C-C断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s -D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

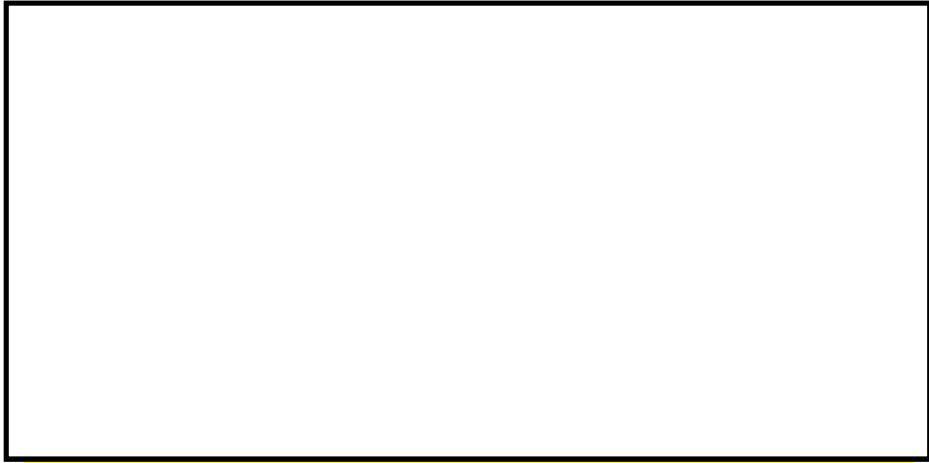


図 3.4-14 (16) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）



図 3.4-14 (17) C-C 断面（杭基礎構造部）の最大水平加速度分布
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

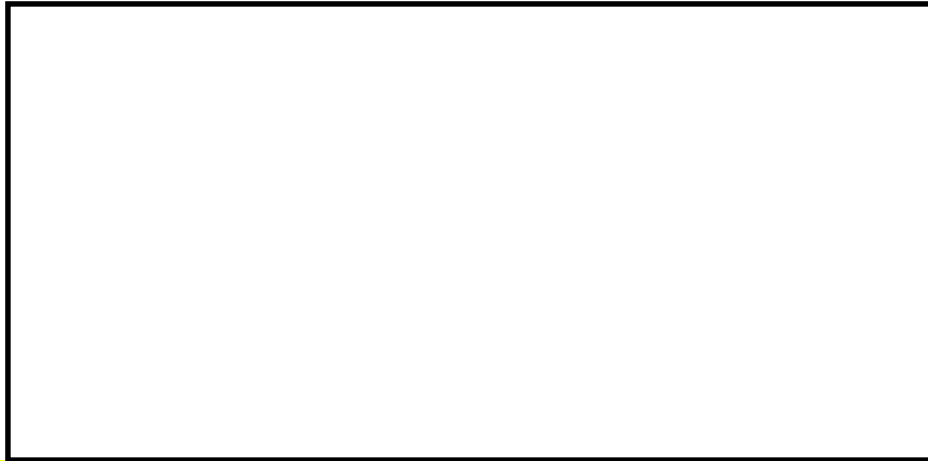


図 3.4-15 (1) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - D 1 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (2) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - D 1 [H+, V-]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (3) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - D 1$ [H-, V-],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 1 1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

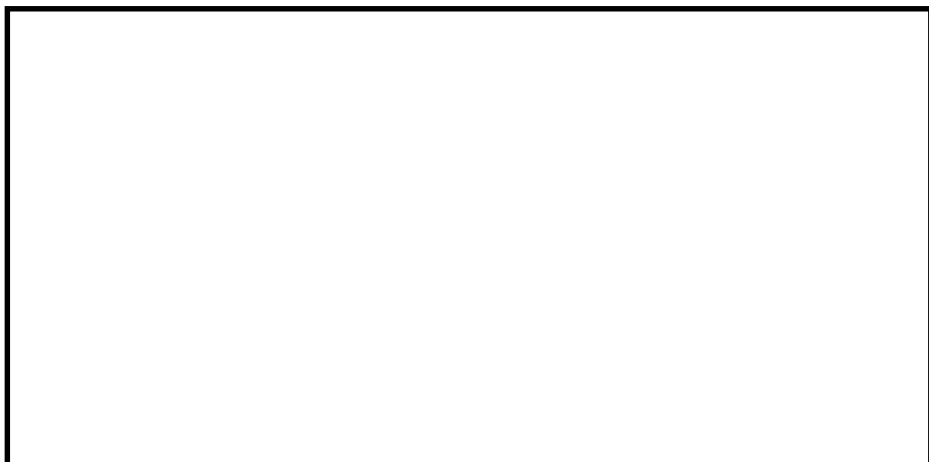


図 3.4-15 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 1 2$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

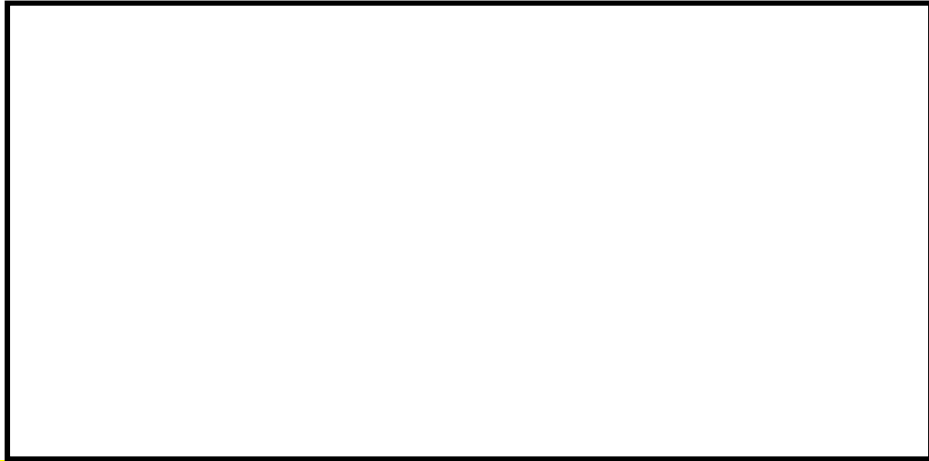


図 3.4-15 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

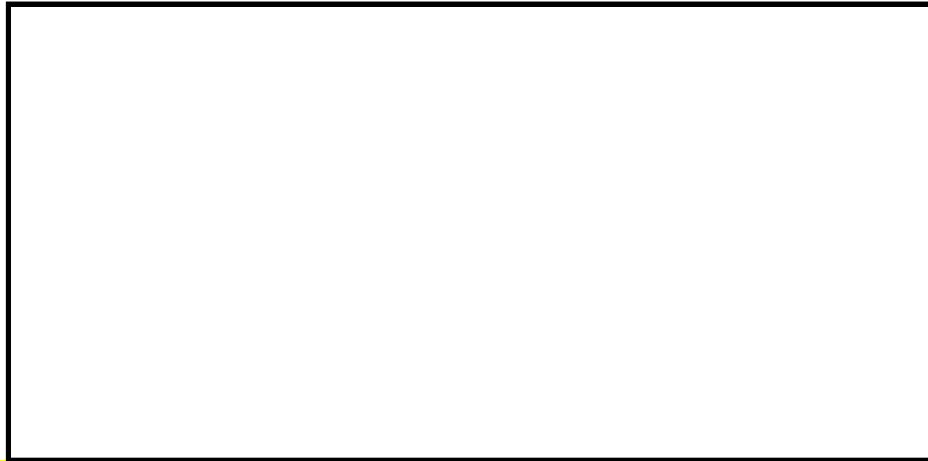


図 3.4-15 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布

(地震波: $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布

(地震波: $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

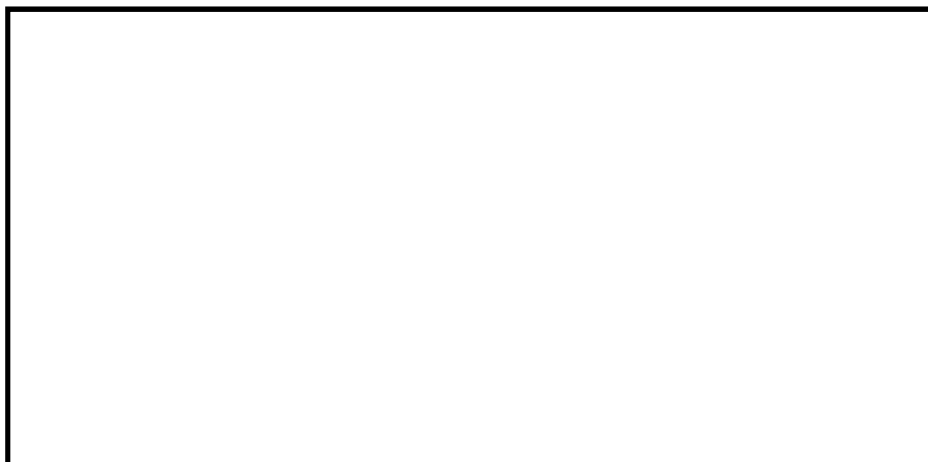


図 3.4-15 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布

(地震波: $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-15 (13) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 3.1 [H+, V+]$,
検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 3.4-15 (14) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 3.1 [H+, V+]$,
検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

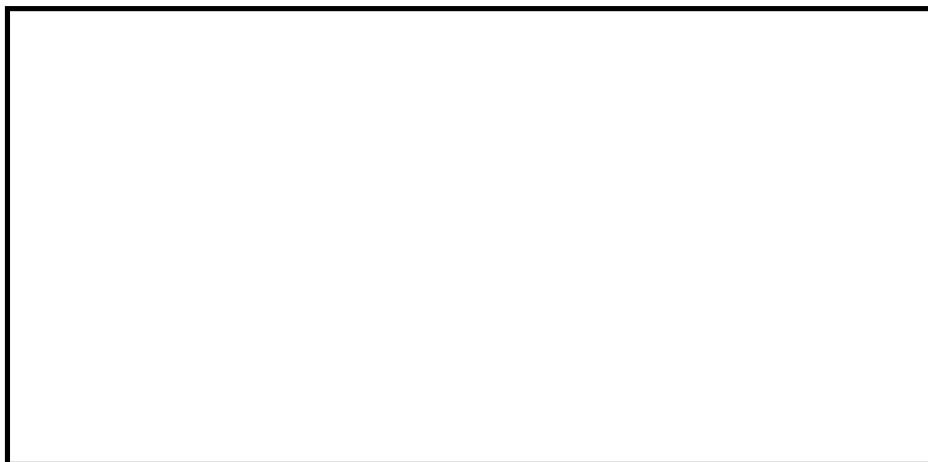


図 3.4-15 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布
(地震波: $S_s - 3.1 [H+, V+]$, 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

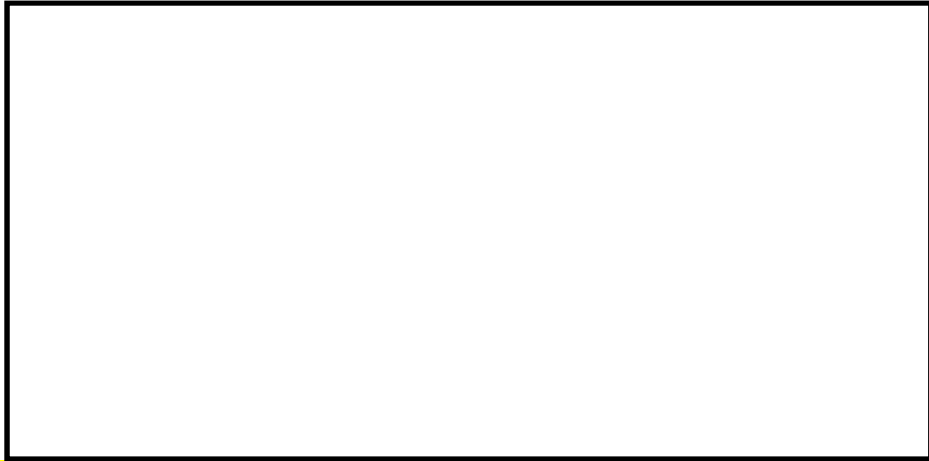


図 3.4-15 (16) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

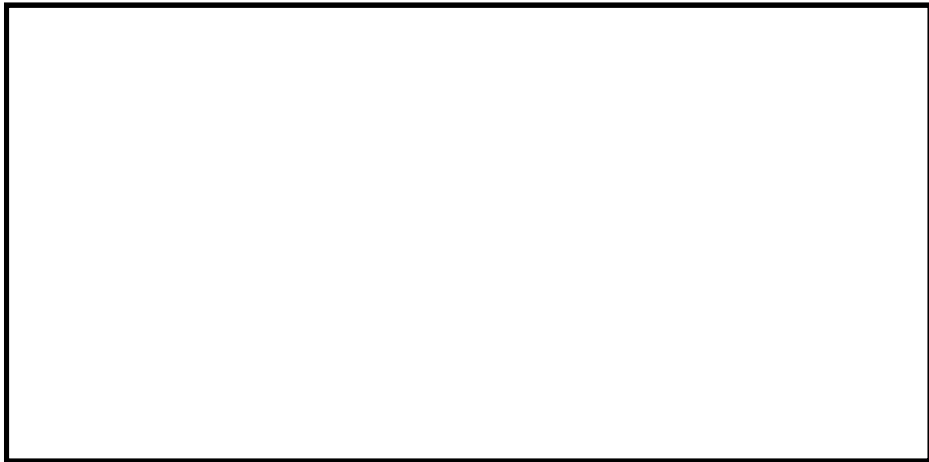


図 3.4-15 (17) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の最大水平加速度分布

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+],

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

3.4.2 耐震評価結果

(1) 鋼製桁及び鋼管杭の健全性に対する評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.4-10 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 3.4-11 に示す。鋼製桁及び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 3.4-10 鋼製桁 (SM400) 及び鋼管杭 (SM570) の断面諸元

構造物	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
鋼製桁	39	0.107	0.022	腐食代 1 mm 考慮
鋼管杭	39	0.093	0.017	腐食代 1 mm 考慮

表 3.4-11 (1) 曲げ軸力に対する照査 (A-A断面)

(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)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H+, V-	④	鋼管杭	2376	4076	184	382.5	0.49
S _s -D1	H-, V+		鋼管杭	3360	10264	309	382.5	0.81

表 3.4-11 (2) 曲げ軸力に対する照査 (B-B断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
Ss-D1	H+, V+	①	鋼製桁	310	260	17	210.0	0.09
			鋼管杭 (左)	3534	2903	240	382.5	0.63
			鋼管杭 (右)	3105	2232	207	382.5	0.55
Ss-D1	H+, V-		鋼製桁	301	196	16	210.0	0.08
			鋼管杭 (左)	3554	2935	241	382.5	0.64
			鋼管杭 (右)	3105	2233	207	382.5	0.55
Ss-D1	H-, V+		鋼製桁	285	193	15	210.0	0.08
			鋼管杭 (左)	3386	2039	222	382.5	0.59
			鋼管杭 (右)	2804	1883	186	382.5	0.49
Ss-D1	H-, V-		鋼製桁	293	186	16	210.0	0.08
			鋼管杭 (左)	3369	1917	219	382.5	0.58
			鋼管杭 (右)	2796	1780	184	382.5	0.49
Ss-11	H+, V+		鋼製桁	212	152	12	210.0	0.06
			鋼管杭 (左)	2313	1510	153	382.5	0.40
			鋼管杭 (右)	1778	1402	120	382.5	0.32
Ss-12	H+, V+		鋼製桁	240	135	13	210.0	0.07
			鋼管杭 (左)	3735	1506	236	382.5	0.62
			鋼管杭 (右)	3116	2885	215	382.5	0.57
Ss-13	H+, V+		鋼製桁	222	132	12	210.0	0.06
			鋼管杭 (左)	3480	1587	222	382.5	0.59
			鋼管杭 (右)	2917	2992	204	382.5	0.54
Ss-14	H+, V+		鋼製桁	207	127	11	210.0	0.06
			鋼管杭 (左)	2940	1280	187	382.5	0.49
			鋼管杭 (右)	2422	2231	167	382.5	0.44
Ss-21	H+, V+		鋼製桁	315	206	17	210.0	0.09
			鋼管杭 (左)	2222	1458	147	382.5	0.39
			鋼管杭 (右)	1919	1849	133	382.5	0.35
Ss-22	H+, V+		鋼製桁	295	189	16	210.0	0.08
			鋼管杭 (左)	2800	1624	183	382.5	0.48
			鋼管杭 (右)	2468	1583	163	382.5	0.43
Ss-31	H+, V+		鋼製桁	424	302	23	210.0	0.11
		鋼管杭 (左)	2146	1614	144	382.5	0.38	
		鋼管杭 (右)	2457	2486	172	382.5	0.45	
Ss-31	H-, V+	鋼製桁	464	310	24	210.0	0.12	
		鋼管杭 (左)	2605	2121	177	382.5	0.47	
		鋼管杭 (右)	2339	1766	157	382.5	0.42	

表 3.4-11 (3) 曲げ軸力に対する照査 (B-B断面)

(検討ケース②~⑥:ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H+, V-	②	鋼製桁	113	162	7	210.0	0.04
			鋼管杭 (左)	3665	3129	250	382.5	0.66
			鋼管杭 (右)	3215	2489	216	382.5	0.57
		③	鋼製桁	263	231	15	210.0	0.08
			鋼管杭 (左)	3333	2823	227	382.5	0.60
			鋼管杭 (右)	2880	1838	190	382.5	0.50
		④	鋼製桁	148	179	9	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	3467	2014	226	382.5	0.60
			鋼管杭 (右)	3763	2673	251	382.5	0.66
		⑤	鋼製桁	445	267	23	210.0	0.11
			鋼管杭 (左)	2297	2253	160	382.5	0.42
			鋼管杭 (右)	2252	2593	161	382.5	0.43
		⑥	鋼製桁	122	199	8	210.0	0.04
			鋼管杭 (左)	2719	2249	185	382.5	0.49
			鋼管杭 (右)	2499	2283	172	382.5	0.45

表 3.4-11 (4) 曲げ軸力に対する照査 (C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース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))

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
Ss-D1	H+, V+	①	鋼製桁	141	207	9	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	2398	1730	160	382.5	0.42
			鋼管杭 (右)	2176	2679	157	382.5	0.42
Ss-D1	H+, V-		鋼製桁	155	367	11	210.0	0.06
			鋼管杭 (左)	2350	1742	157	382.5	0.42
			鋼管杭 (右)	2102	2774	154	382.5	0.41
Ss-D1	H-, V+		鋼製桁	172	236	11	210.0	0.06
			鋼管杭 (左)	2501	1861	168	382.5	0.44
			鋼管杭 (右)	2331	3178	172	382.5	0.45
Ss-D1	H-, V-		鋼製桁	152	276	10	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	2544	1873	170	382.5	0.45
			鋼管杭 (右)	2370	2849	171	382.5	0.45
Ss-11	H+, V+		鋼製桁	80	136	5	210.0	0.03
			鋼管杭 (左)	454	639	34	382.5	0.09
			鋼管杭 (右)	403	998	35	382.5	0.10
Ss-12	H+, V+		鋼製桁	140	225	9	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	1417	1342	98	382.5	0.26
			鋼管杭 (右)	1252	2069	96	382.5	0.26
Ss-13	H+, V+		鋼製桁	132	221	9	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	1198	1079	83	382.5	0.22
			鋼管杭 (右)	1049	1760	81	382.5	0.22
Ss-14	H+, V+		鋼製桁	117	191	8	210.0	0.04
			鋼管杭 (左)	833	746	58	382.5	0.16
			鋼管杭 (右)	707	1450	58	382.5	0.16
Ss-21	H+, V+		鋼製桁	145	155	9	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	1484	1542	104	382.5	0.28
			鋼管杭 (右)	1375	2355	107	382.5	0.28
Ss-22	H+, V+		鋼製桁	139	182	9	210.0	0.05
			鋼管杭 (左)	1499	1691	107	382.5	0.28
			鋼管杭 (右)	1354	2504	107	382.5	0.28
Ss-31	H+, V+	鋼製桁	231	428	15	210.0	0.08	
		鋼管杭 (左)	2126	1254	139	382.5	0.37	
		鋼管杭 (右)	1856	3096	143	382.5	0.38	
Ss-31	H-, V+	鋼製桁	191	279	12	210.0	0.06	
		鋼管杭 (左)	1901	995	123	382.5	0.33	
		鋼管杭 (右)	1683	2261	124	382.5	0.33	

表 3.4-11 (5) 曲げ軸力に対する照査 (C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース②~⑥：ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H-, V+	②	鋼製桁	87	259	7	210.0	0.04
			鋼管杭 (左)	2605	1874	174	382.5	0.46
			鋼管杭 (右)	2432	3199	178	382.5	0.47
S _s -D1	H-, V+	③	鋼製桁	134	187	8	210.0	0.04
			鋼管杭 (左)	2493	1770	166	382.5	0.44
			鋼管杭 (右)	2442	3231	179	382.5	0.47
S _s -D1	H-, V+	④	鋼製桁	145	135	8	210.0	0.04
			鋼管杭 (左)	3210	2690	218	382.5	0.57
			鋼管杭 (右)	3224	2747	220	382.5	0.58
S _s -D1	H-, V+	⑤	鋼製桁	234	462	15	210.0	0.08
			鋼管杭 (左)	1912	832	122	382.5	0.32
			鋼管杭 (右)	1703	2665	129	382.5	0.34
S _s -D1	H-, V+	⑥	鋼製桁	157	509	12	210.0	0.06
			鋼管杭 (左)	2043	932	131	382.5	0.35
			鋼管杭 (右)	2036	2734	150	382.5	0.40

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 3.4-10 に、せん断力に対する照査結果を表 3.4-12 に示す。

鋼製桁及び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 3.4-12 (1) せん断力に対する照査 (A-A断面)

(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)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H+, V-	④	鋼管杭	1210	27	217.5	0.13
S _s -D1	H-, V+		鋼管杭	2116	46	217.5	0.22

表 3.4-12 (2) せん断力に対する照査 (B-B断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
Ss-D1	H+, V+	①	鋼製桁	170	4	120.0	0.04
			鋼管杭 (左)	796	18	217.5	0.09
			鋼管杭 (右)	1001	22	217.5	0.11
Ss-D1	H+, V-		鋼製桁	179	5	120.0	0.05
			鋼管杭 (左)	801	18	217.5	0.09
			鋼管杭 (右)	997	22	217.5	0.11
Ss-D1	H-, V+		鋼製桁	149	4	120.0	0.04
			鋼管杭 (左)	763	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	863	19	217.5	0.09
Ss-D1	H-, V-		鋼製桁	191	5	120.0	0.05
			鋼管杭 (左)	755	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	834	18	217.5	0.09
Ss-11	H+, V+		鋼製桁	126	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	670	15	217.5	0.07
			鋼管杭 (右)	564	13	217.5	0.06
Ss-12	H+, V+		鋼製桁	198	5	120.0	0.05
			鋼管杭 (左)	789	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	955	21	217.5	0.10
Ss-13	H+, V+		鋼製桁	210	5	120.0	0.05
			鋼管杭 (左)	756	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	874	19	217.5	0.09
Ss-14	H+, V+		鋼製桁	129	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	698	16	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	721	16	217.5	0.08
Ss-21	H+, V+		鋼製桁	158	4	120.0	0.04
			鋼管杭 (左)	692	15	217.5	0.07
			鋼管杭 (右)	735	16	217.5	0.08
Ss-22	H+, V+		鋼製桁	173	4	120.0	0.04
			鋼管杭 (左)	684	15	217.5	0.07
			鋼管杭 (右)	720	16	217.5	0.08
Ss-31	H+, V+		鋼製桁	211	5	120.0	0.05
		鋼管杭 (左)	1032	23	217.5	0.11	
		鋼管杭 (右)	1192	26	217.5	0.12	
Ss-31	H-, V+	鋼製桁	207	5	120.0	0.05	
		鋼管杭 (左)	1266	28	217.5	0.13	
		鋼管杭 (右)	985	22	217.5	0.11	

表 3.4-12 (3) せん断力に対する照査 (B-B断面)

(検討ケース②~⑥:ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H+, V-	②	鋼製桁	121	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	825	18	217.5	0.09
			鋼管杭 (右)	1039	23	217.5	0.11
S _s -D1	H+, V-	③	鋼製桁	186	5	120.0	0.05
			鋼管杭 (左)	763	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	944	21	217.5	0.10
S _s -D1	H+, V-	④	鋼製桁	125	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1790	39	217.5	0.18
			鋼管杭 (右)	1161	25	217.5	0.12
S _s -D1	H+, V-	⑤	鋼製桁	278	7	120.0	0.06
			鋼管杭 (左)	1130	25	217.5	0.12
			鋼管杭 (右)	1089	24	217.5	0.12
S _s -D1	H+, V-	⑥	鋼製桁	111	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1632	36	217.5	0.17
			鋼管杭 (右)	1449	32	217.5	0.15

表 3.4-12 (4) せん断力に対する照査 (C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース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))

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
Ss-D1	H+, V+	①	鋼製桁	109	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1266	28	217.5	0.13
			鋼管杭 (右)	1169	26	217.5	0.12
Ss-D1	H+, V-		鋼製桁	118	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1240	27	217.5	0.13
			鋼管杭 (右)	1130	25	217.5	0.12
Ss-D1	H-, V+		鋼製桁	101	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1367	30	217.5	0.14
			鋼管杭 (右)	1254	27	217.5	0.13
Ss-D1	H-, V-		鋼製桁	100	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1397	31	217.5	0.15
			鋼管杭 (右)	1272	28	217.5	0.13
Ss-11	H+, V+		鋼製桁	62	2	120.0	0.02
			鋼管杭 (左)	242	6	217.5	0.03
			鋼管杭 (右)	225	5	217.5	0.03
Ss-12	H+, V+		鋼製桁	104	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	748	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	681	15	217.5	0.07
Ss-13	H+, V+		鋼製桁	102	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	638	14	217.5	0.07
			鋼管杭 (右)	574	13	217.5	0.06
Ss-14	H+, V+		鋼製桁	83	2	120.0	0.02
			鋼管杭 (左)	445	10	217.5	0.05
			鋼管杭 (右)	386	9	217.5	0.05
Ss-21	H+, V+		鋼製桁	109	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	785	17	217.5	0.08
			鋼管杭 (右)	748	17	217.5	0.08
Ss-22	H+, V+		鋼製桁	100	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	803	18	217.5	0.09
			鋼管杭 (右)	744	17	217.5	0.08
Ss-31	H+, V+	鋼製桁	163	4	120.0	0.04	
		鋼管杭 (左)	1122	25	217.5	0.12	
		鋼管杭 (右)	993	22	217.5	0.11	
Ss-31	H-, V+	鋼製桁	151	4	120.0	0.04	
		鋼管杭 (左)	1054	23	217.5	0.11	
		鋼管杭 (右)	904	20	217.5	0.10	

表 3.4-12 (5) せん断力に対する照査 (C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース②～⑥：ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H-, V+	②	鋼製桁	67	2	120.0	0.02
			鋼管杭 (左)	1571	34	217.5	0.16
			鋼管杭 (右)	1564	34	217.5	0.16
S _s -D1	H-, V+	③	鋼製桁	82	2	120.0	0.02
			鋼管杭 (左)	1488	33	217.5	0.16
			鋼管杭 (右)	1405	31	217.5	0.15
S _s -D1	H-, V+	④	鋼製桁	104	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1698	37	217.5	0.18
			鋼管杭 (右)	1716	37	217.5	0.18
S _s -D1	H-, V+	⑤	鋼製桁	167	4	120.0	0.04
			鋼管杭 (左)	1024	23	217.5	0.11
			鋼管杭 (右)	913	20	217.5	0.10
S _s -D1	H-, V+	⑥	鋼製桁	119	3	120.0	0.03
			鋼管杭 (左)	1233	27	217.5	0.13
			鋼管杭 (右)	1235	27	217.5	0.13

(2) 地盤改良体①の健全性に対する評価結果

屋外二重管本体及び電路を支持する地盤改良体①の局所せん断安全率を表 3.4-13 に示す。また、地盤改良体①の局所せん断安全率のコンター図を図 3.4-16～図 3.4-18 に示す。地盤改良体①の局所せん断安全率が許容限界を満足することを確認した。

表 3.4-13 (1) 地盤改良体①の局所せん断安全率 (B-B断面)
(検討ケース①～⑥：基本ケース、ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	せん断応力 (kN/m ²)	局所せん断 安全率
S _s -D1	H+, V+	①	212	3.53
S _s -D1	H+, V-		196	3.82
S _s -D1	H-, V+		214	3.50
S _s -D1	H-, V-		209	3.58
S _s -11	H+, V+		160	4.68
S _s -12	H+, V+		229	3.27
S _s -13	H+, V+		216	3.47
S _s -14	H+, V+		195	3.84
S _s -21	H+, V+		219	3.42
S _s -22	H+, V+		201	3.73
S _s -31	H+, V+		184	4.07
S _s -31	H-, V+		214	3.50
S _s -D1	H+, V-	②	255	7.45
S _s -D1	H+, V-	③	193	5.69
S _s -D1	H+, V-	④	240	3.12
S _s -D1	H+, V-	⑤	257	2.91
S _s -D1	H+, V-	⑥	306	6.20

表 3.4-13 (2) 地盤改良体①の局所せん断安全率 (C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	せん断応力 (kN/m ²)	局所せん断 安全率
S _s -D1	H+, V+	①	363	2.06
S _s -D1	H+, V-		314	2.38
S _s -D1	H-, V+		322	2.32
S _s -D1	H-, V-		324	2.31
S _s -11	H+, V+		285	2.63
S _s -12	H+, V+		316	2.37
S _s -13	H+, V+		340	2.20
S _s -14	H+, V+		288	2.60
S _s -21	H+, V+		318	2.35
S _s -22	H+, V+		332	2.25
S _s -31	H+, V+		388	1.93
S _s -31	H-, V+		356	2.10
S _s -D1	H-, V+		②	351
S _s -D1	H-, V+	③	350	3.14
S _s -D1	H-, V+	④	266	2.81
S _s -D1	H-, V+	⑤	338	2.21
S _s -D1	H-, V+	⑥	444	4.27

表 3.4-13 (3) 地盤改良体①の局所せん断安全率 (C' - C' 断面・(地盤改良体基礎構造部)
(検討ケース①~⑥：基本ケース, ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	せん断応力 (kN/m ²)	局所せん断 安全率
S _s -D1	H+, V+	①	336	2.23
S _s -D1	H+, V-		365	2.05
S _s -D1	H-, V+		287	2.61
S _s -D1	H-, V-		217	3.45
S _s -11	H+, V+		55	13.63
S _s -12	H+, V+		82	9.14
S _s -13	H+, V+		81	9.25
S _s -14	H+, V+		72	10.41
S _s -21	H+, V+		176	4.26
S _s -22	H+, V+		141	5.31
S _s -31	H+, V+		186	4.03
S _s -31	H-, V+		289	2.59
S _s -31	H+, V+		②	420
S _s -31	H+, V+	③	227	4.84
S _s -31	H+, V+	④	212	3.53
S _s -31	H+, V+	⑤	173	4.33
S _s -31	H+, V+	⑥	172	11.04

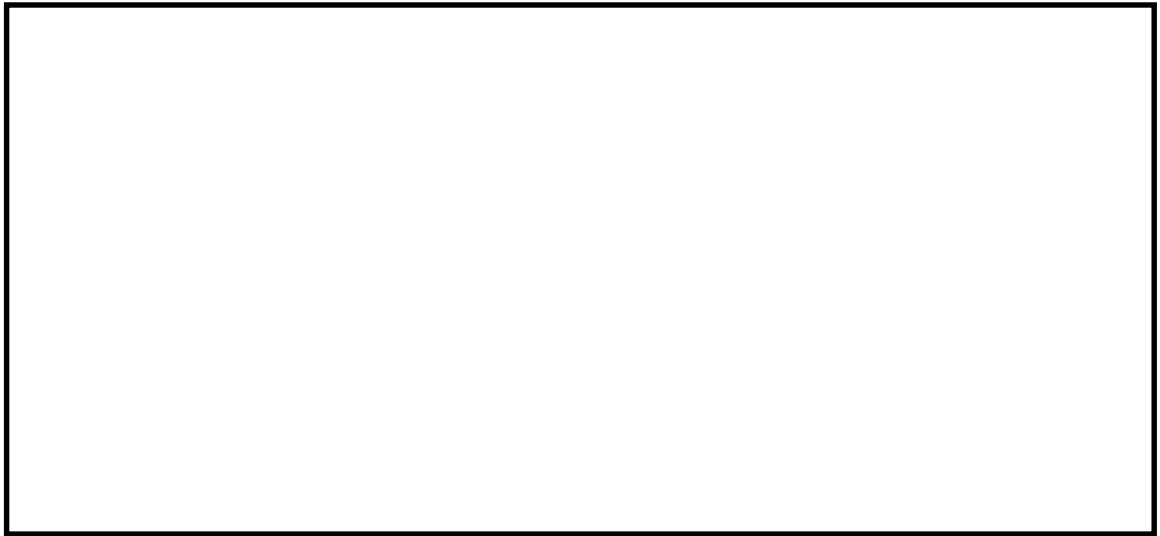


図 3.4-16 (1) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

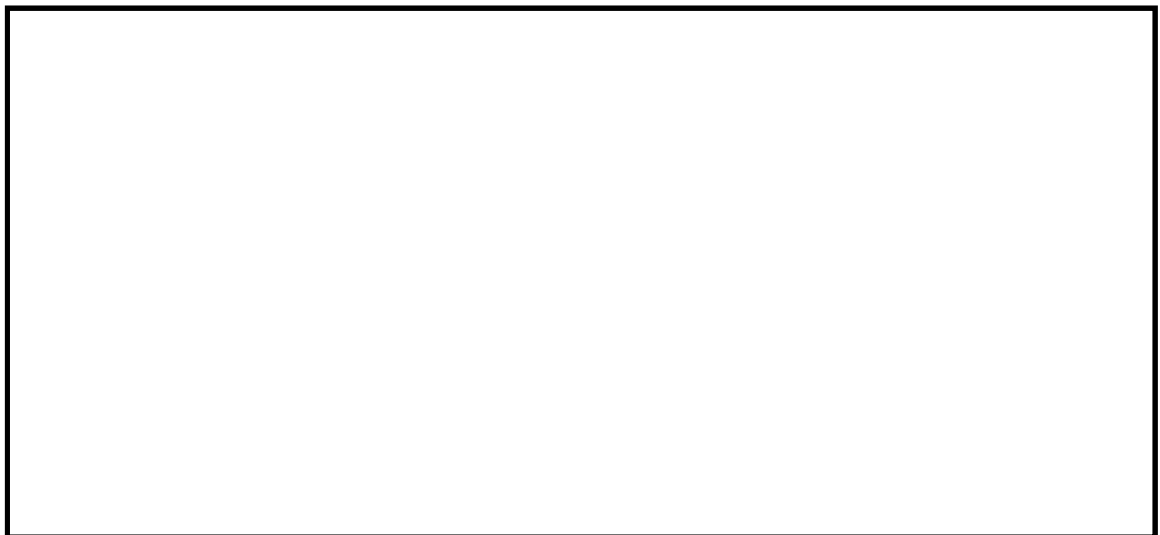


図 3.4-16 (2) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

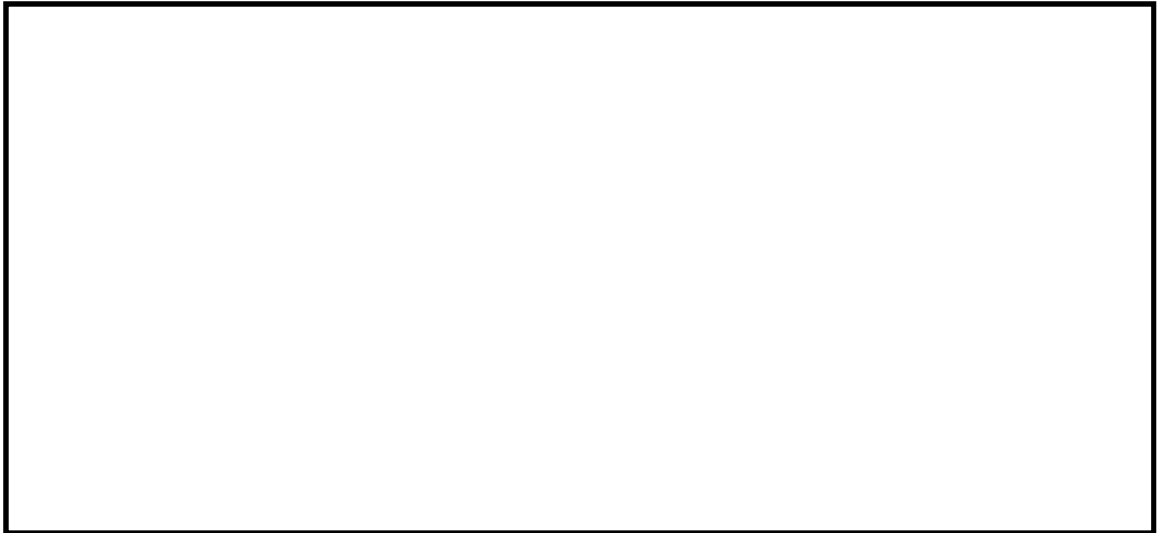


図 3.4-16 (3) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

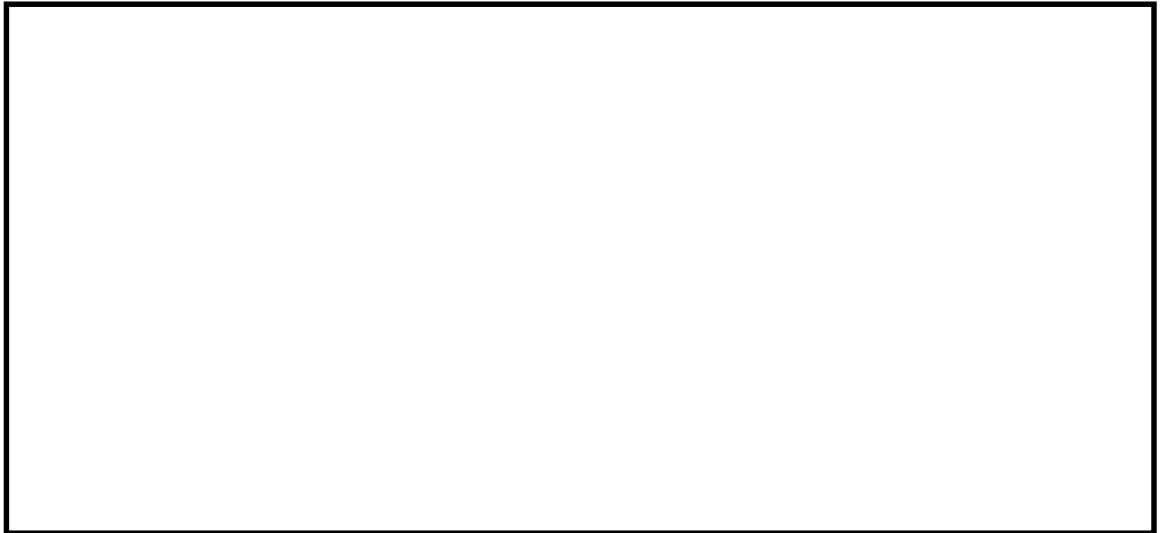


図 3.4-16 (4) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

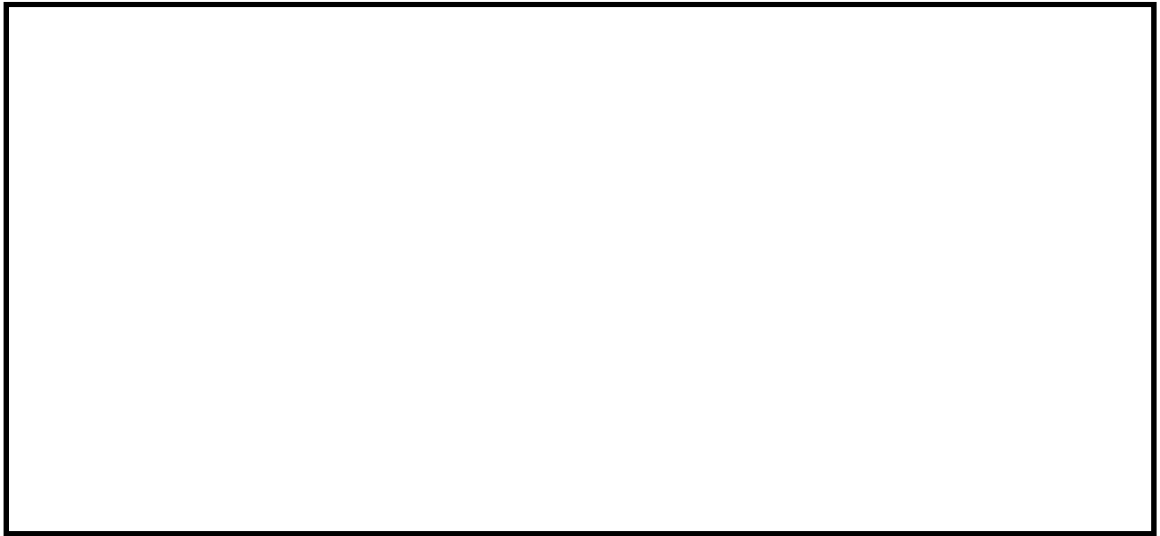


図 3.4-16 (5) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 1.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-16 (6) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 1.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

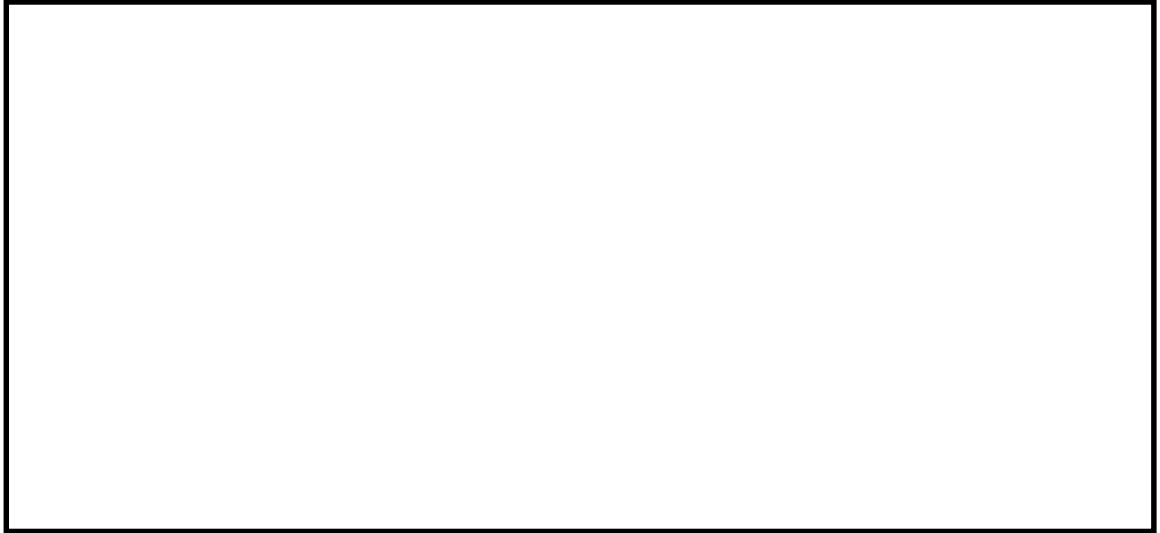


図 3.4-16 (7) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-16 (8) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-16 (9) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-16 (10) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

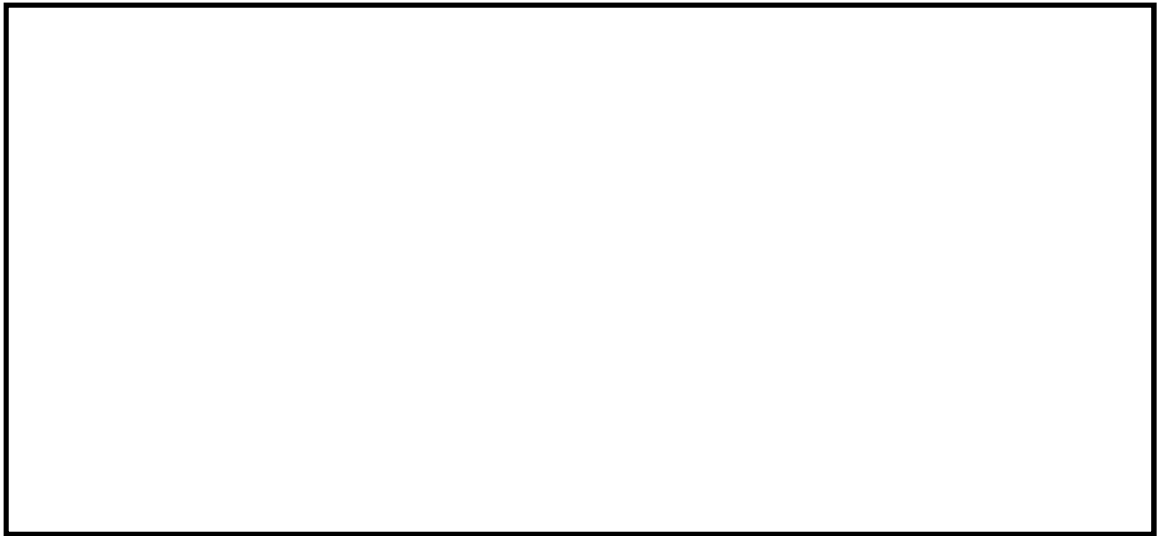


図 3.4-16 (11) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 31$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

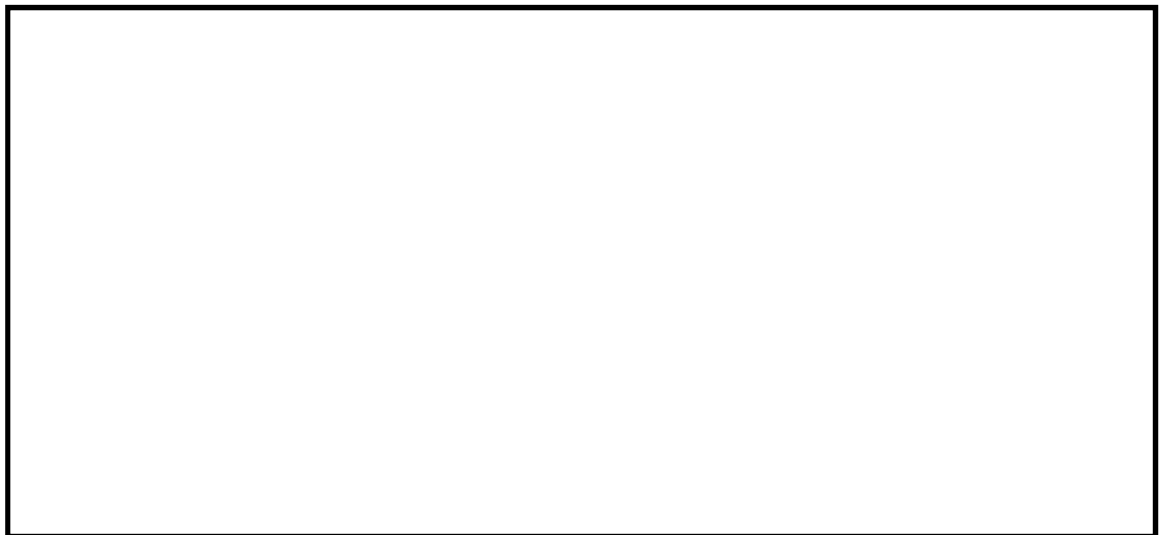


図 3.4-16 (12) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： $S_s - 31$ [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

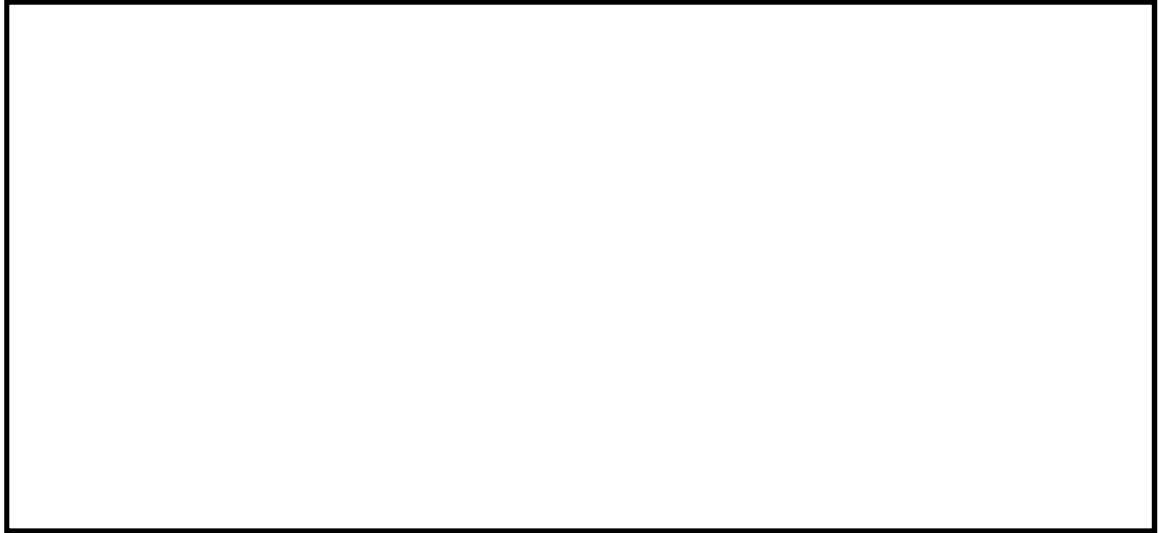


図 3.4-16 (13) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 3.4-16 (14) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

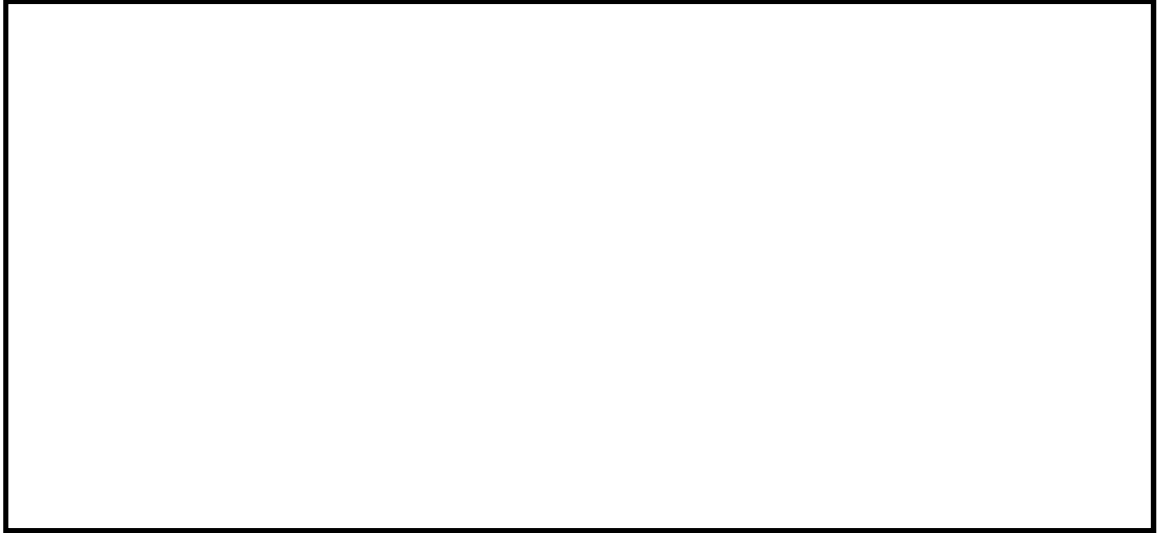


図 3.4-16 (15) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-16 (16) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

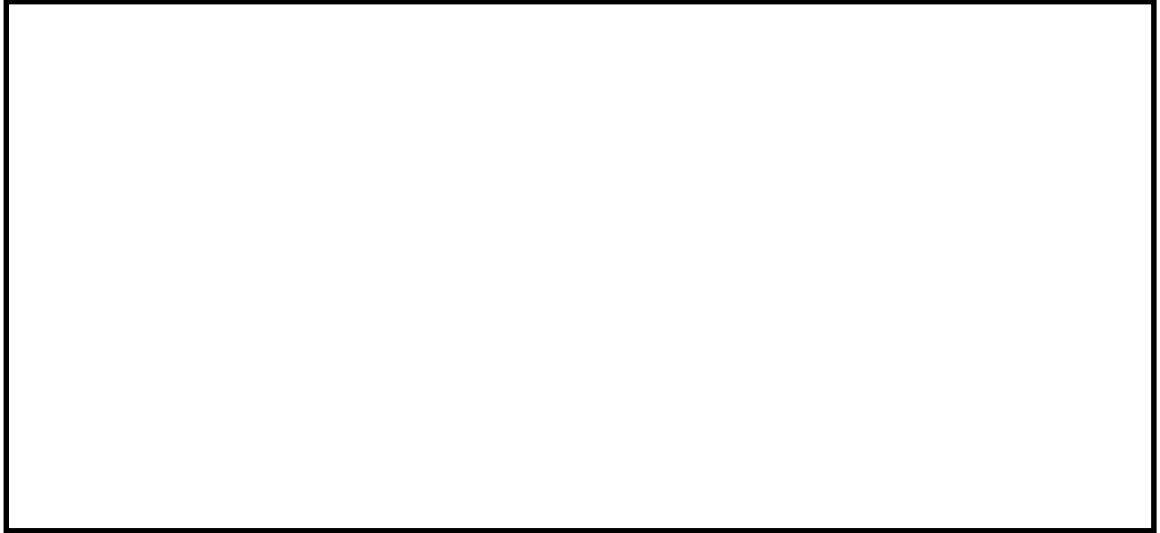


図 3.4-16 (17) B-B断面の局所せん断安全率

(地震波： S_s-D1 [H+, V-],

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



図 3.4-17 (1) C-C断面 (杭基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

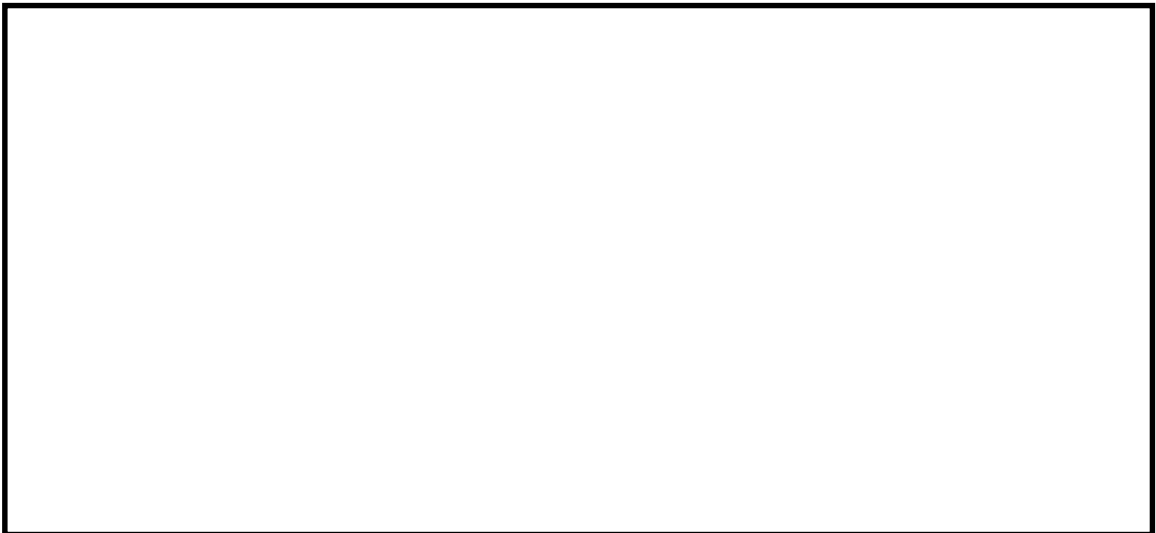


図 3.4-17 (2) C-C断面 (杭基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

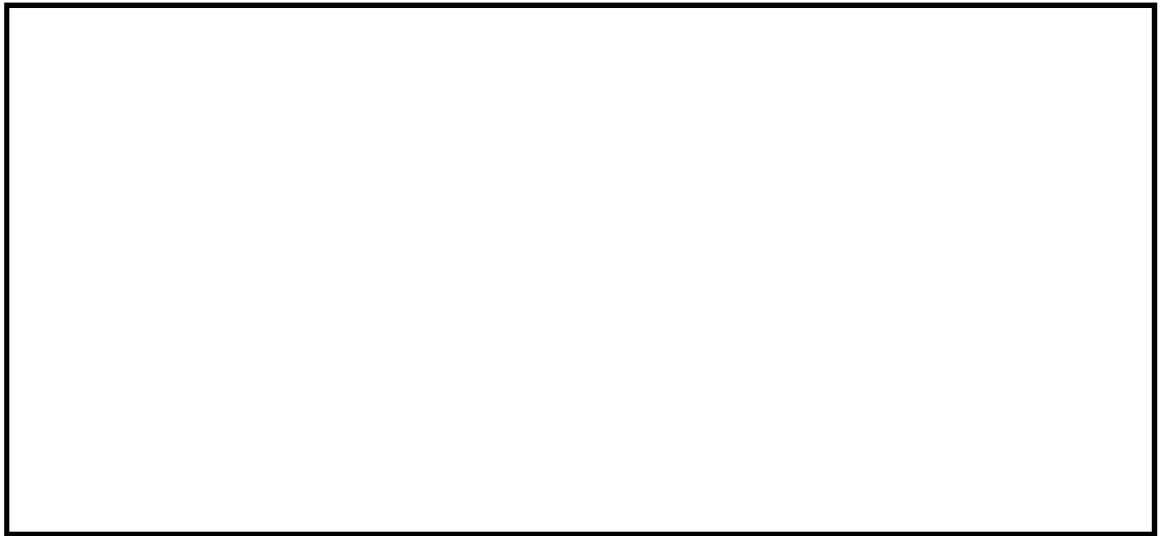


図 3.4-17 (3) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： S_s-D1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-17 (4) C-C断面（杭基礎構造部）のせん断応力局所せん断安全率

（地震波： S_s-D1 [H-, V-],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

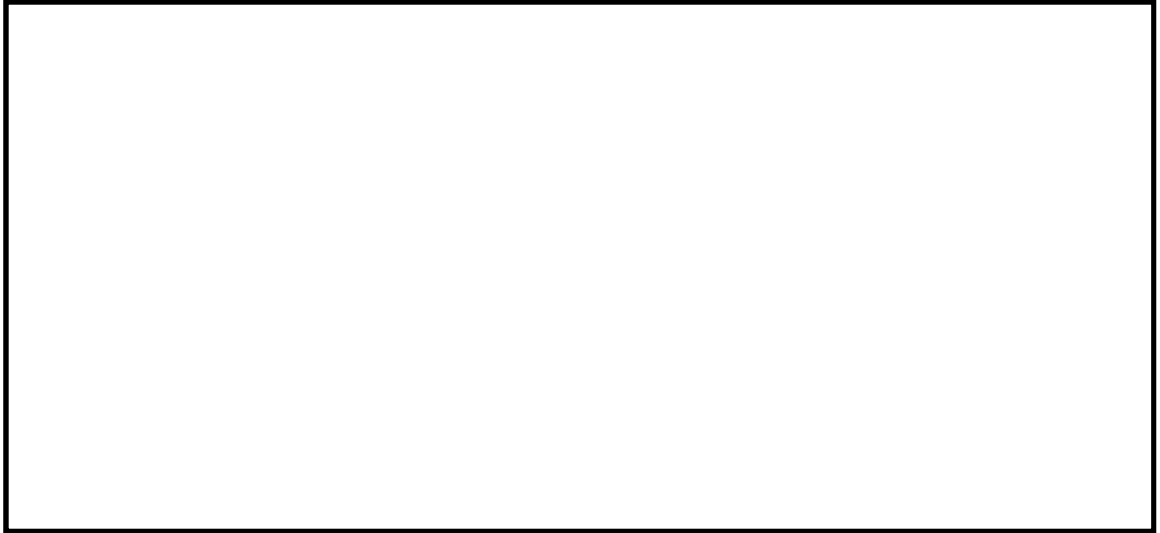


図 3.4-17 (5) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 1.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

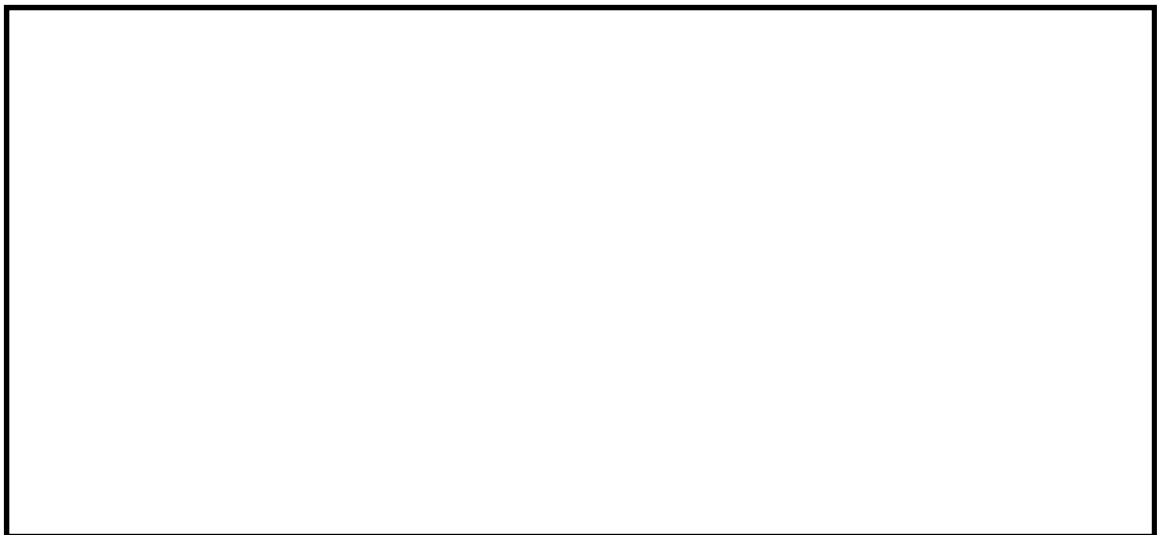


図 3.4-17 (6) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 1.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

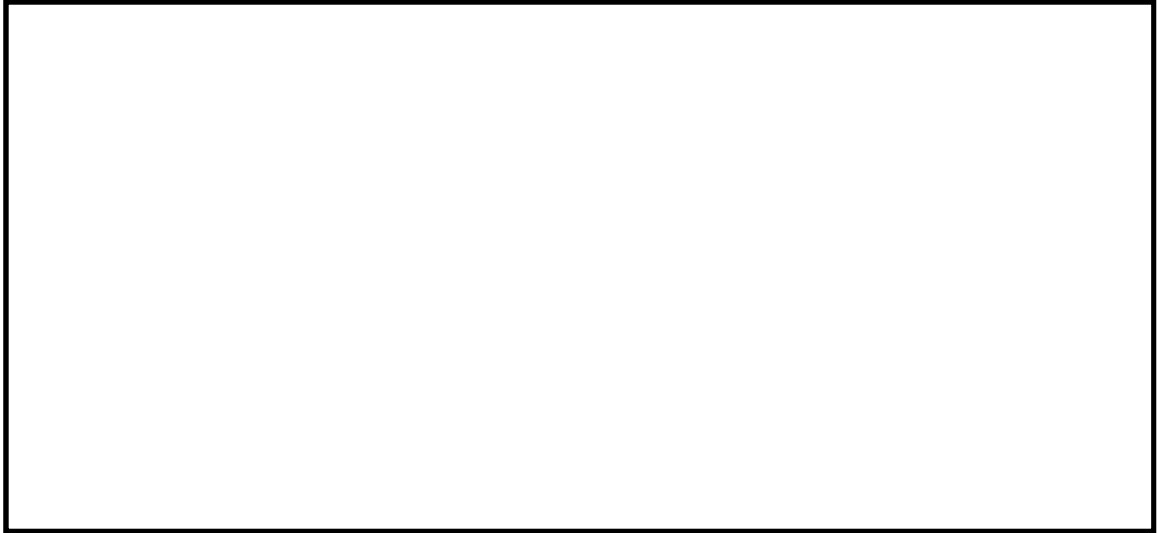


図 3.4-17 (7) C-C断面 (杭基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波: $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-17 (8) C-C断面 (杭基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波: $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

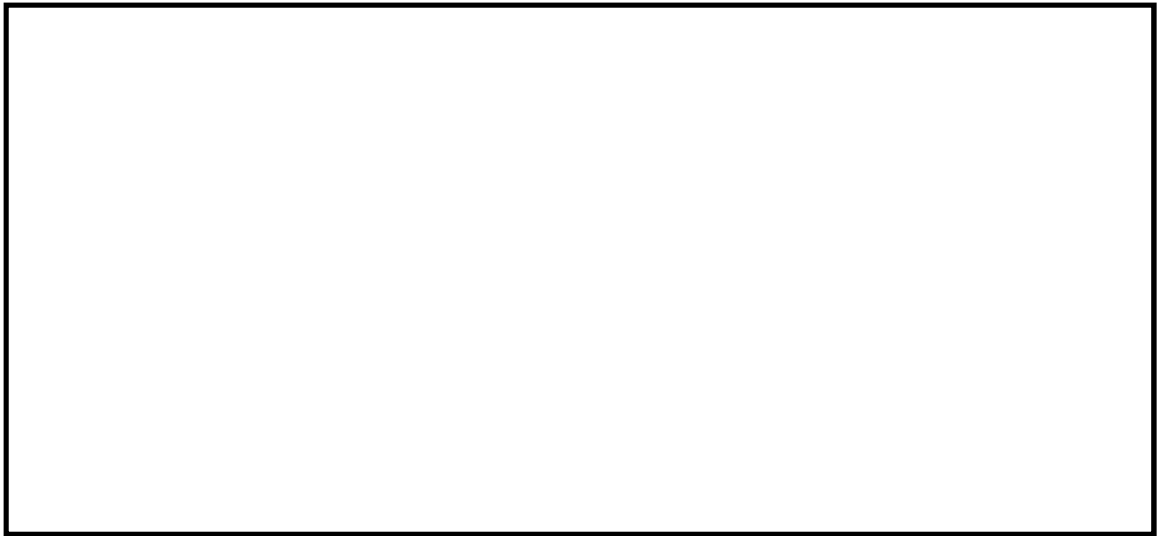


図 3.4-17 (9) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

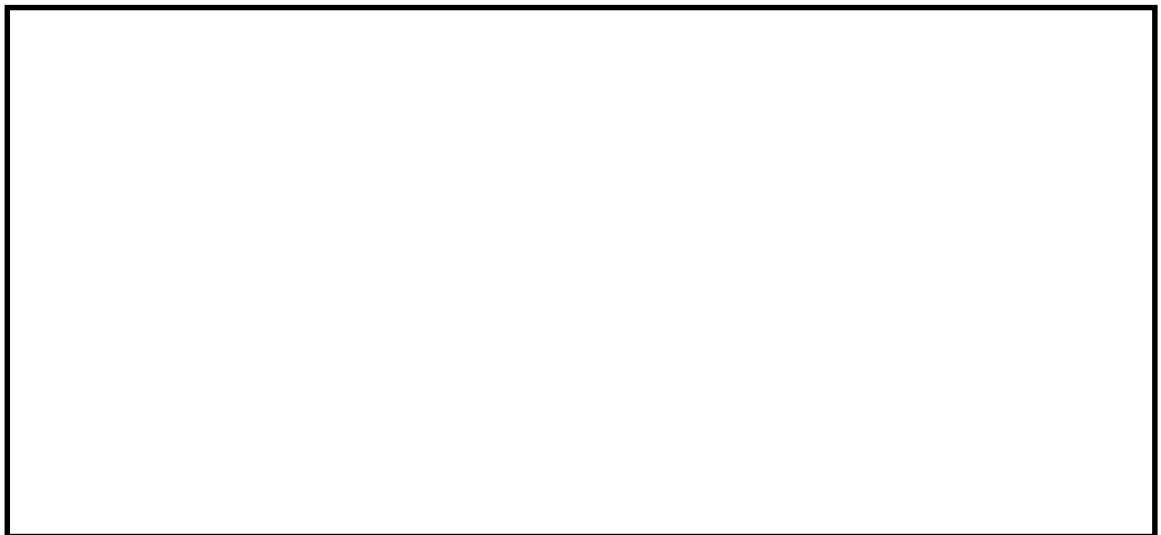


図 3.4-17 (10) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

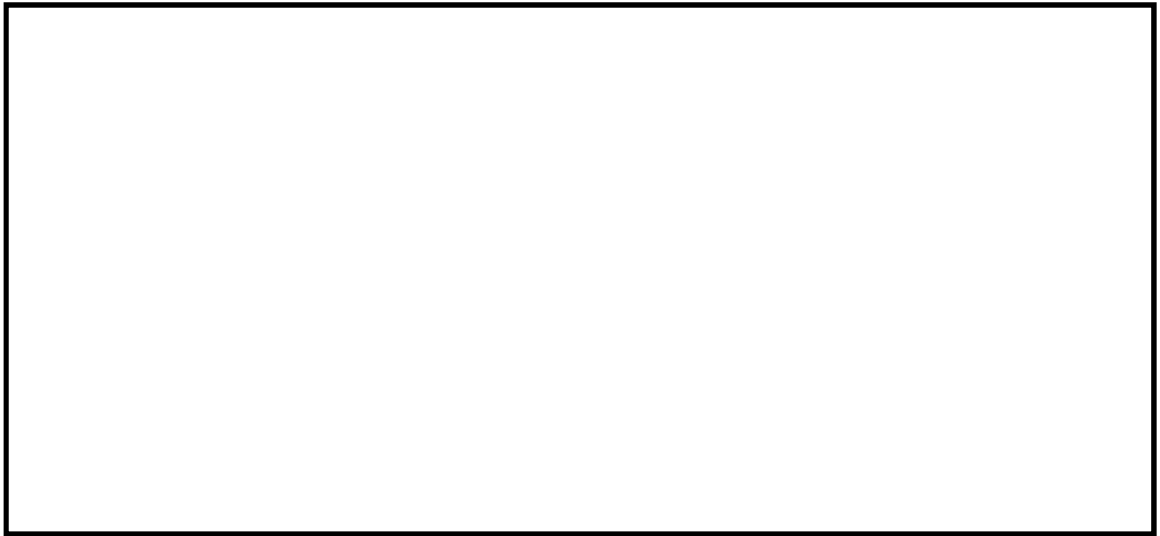


図 3.4-17 (11) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 31$ [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-17 (12) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 31$ [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）



図 3.4-17 (13) C-C 断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率
（地震波： 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 3.4-17 (14) C-C 断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率
（地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

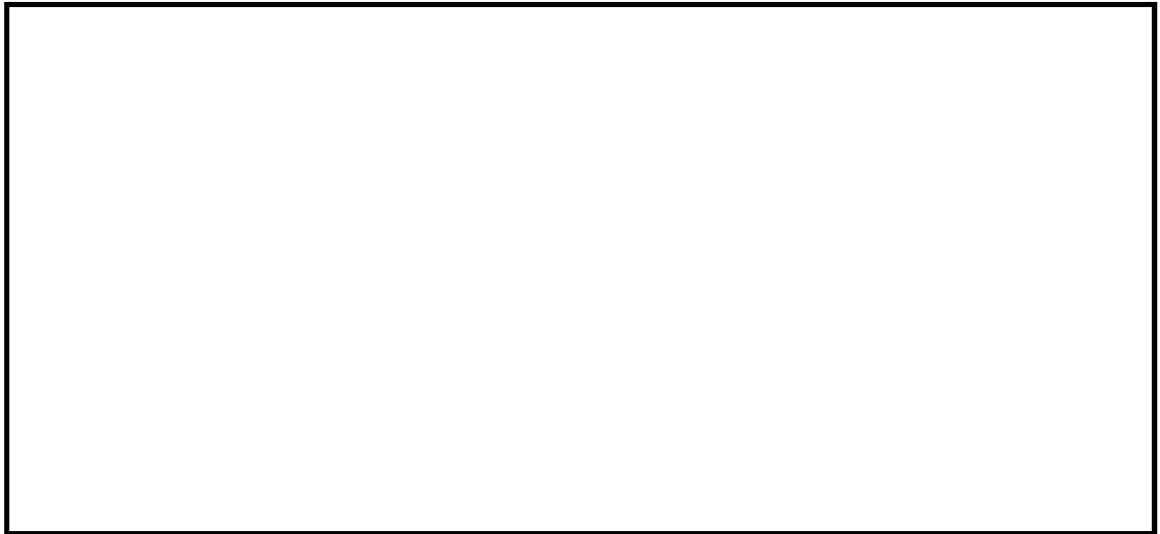


図 3.4-17 (15) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率
(地震波： S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-17 (16) C-C断面（杭基礎構造部）の局所せん断安全率
(地震波： S_s-D1 [H-, V+],
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

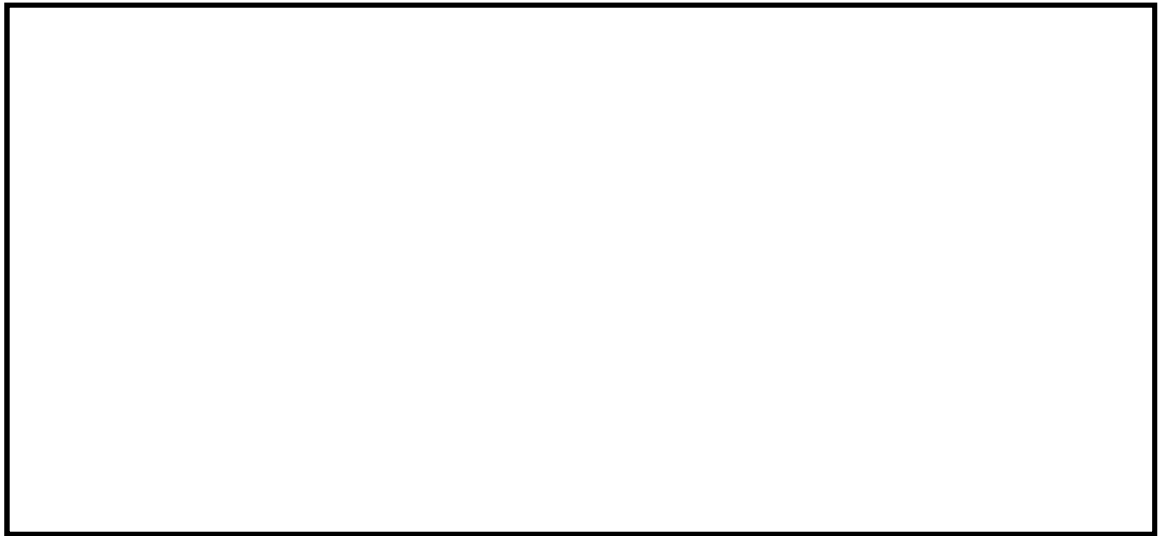


図 3.4-17 (17) C-C断面 (杭基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波: S_s-D1 [H-, V+],

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

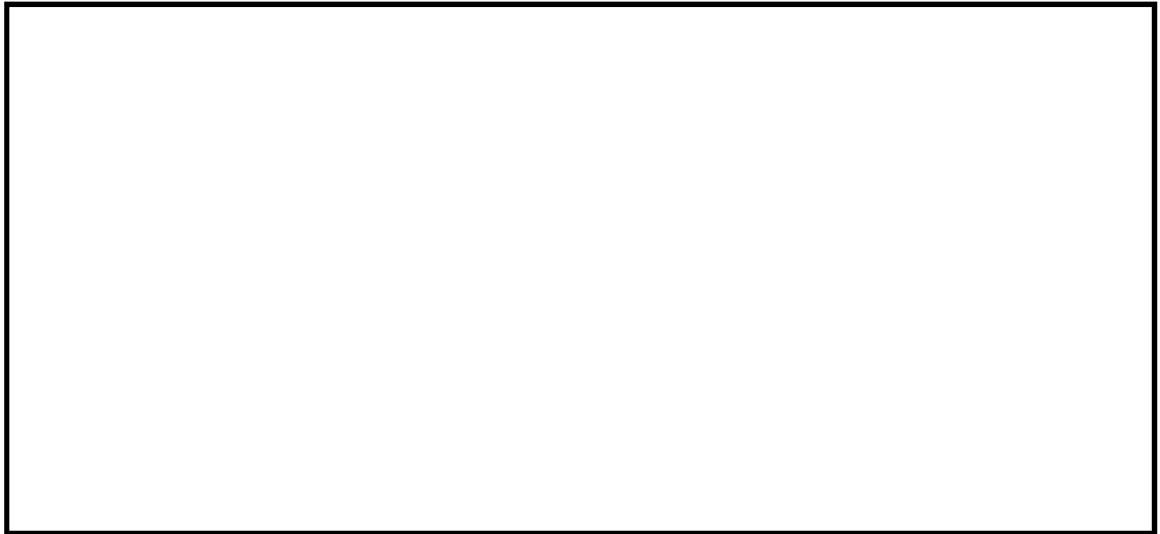


図 3.4-18 (1) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (2) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

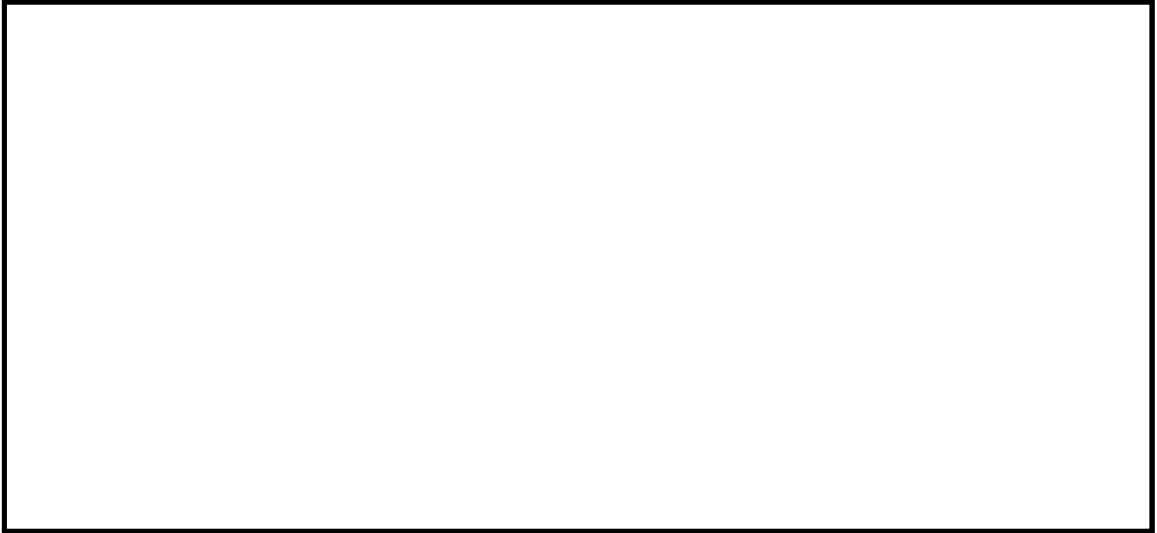


図 3.4-18 (3) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

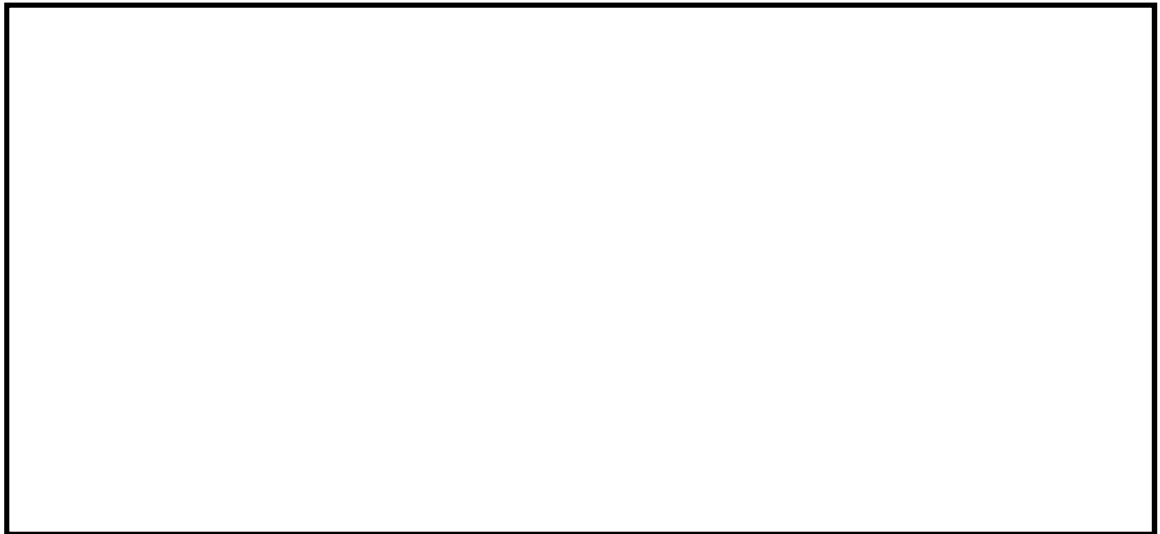


図 3.4-18 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - 1.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - 1.2$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

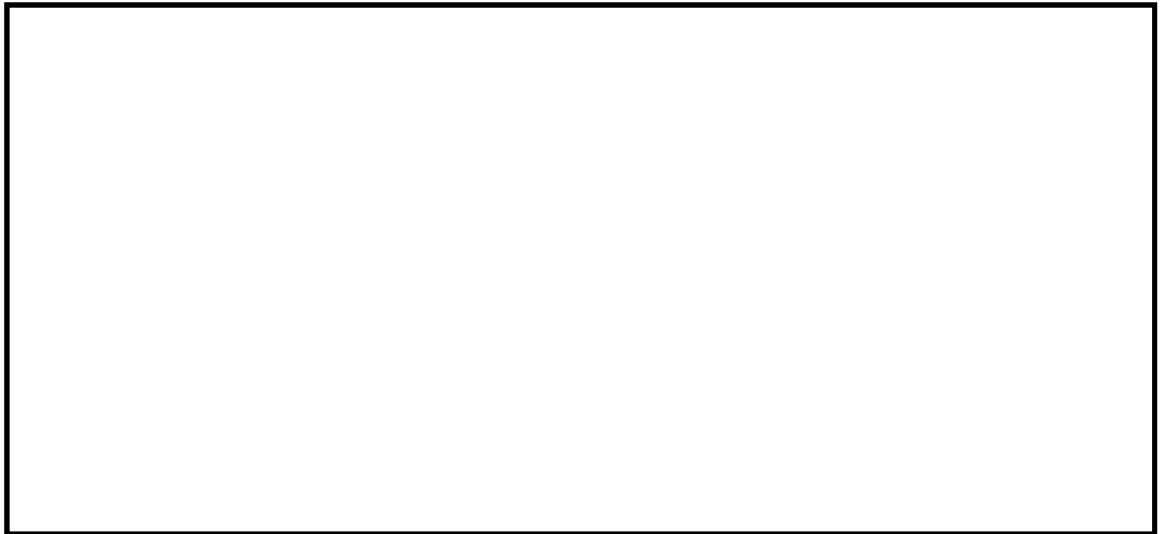


図 3.4-18 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率

(地震波 : $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率
(地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



図 3.4-18 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率
(地震波 : $S_s - 31$ [H-, V+],
検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

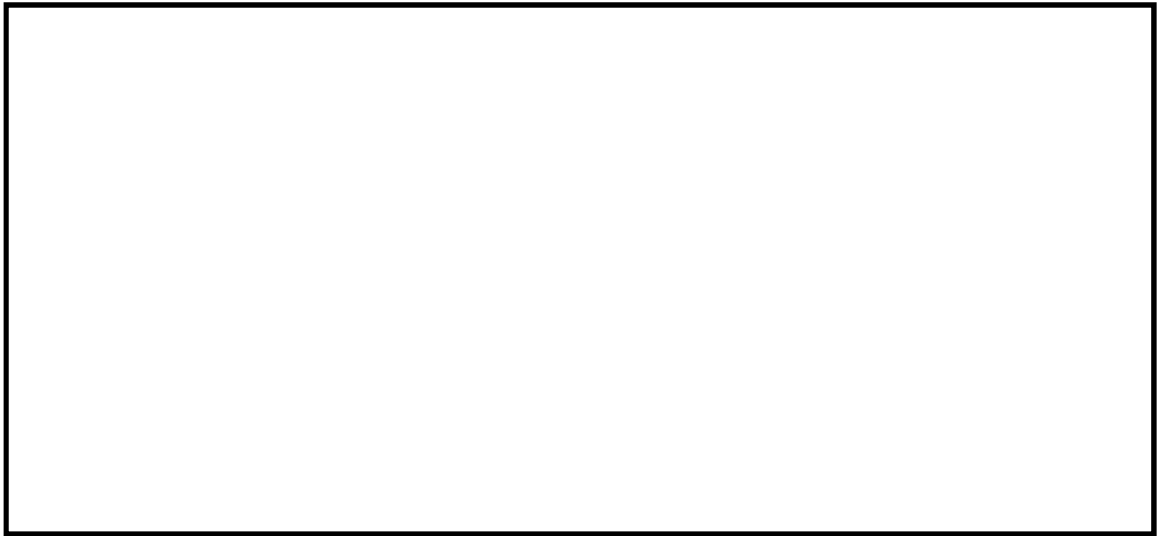


図 3.4-18 (13) C' - C' 断面（地盤改良体基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 31$ [H+, V+],

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

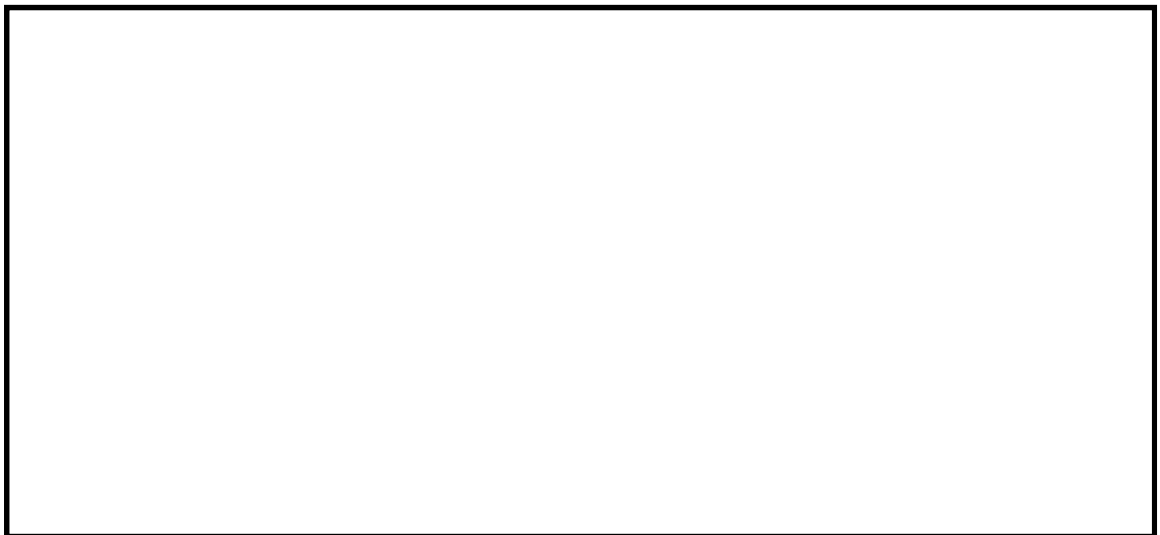


図 3.4-18 (14) C' - C' 断面（地盤改良体基礎構造部）の局所せん断安全率

（地震波： $S_s - 31$ [H+, V+],

検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

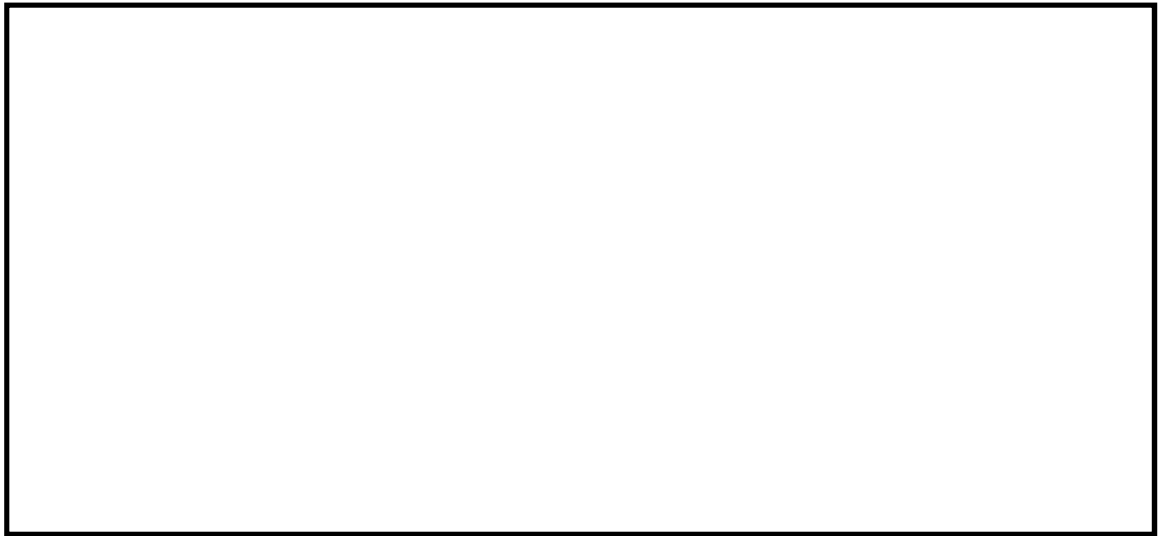


図 3.4-18 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率
(地震波: $S_s - 3.1$ [H+, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 3.4-18 (16) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率
(地震波: $S_s - 3.1$ [H+, V+],
検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 3.4-18 (17) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の局所せん断安全率
(地震波: $S_s - 3.1$ [H+, V+],

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

(3) 地盤改良体②の健全性に対する評価結果

地盤改良体②のすべりに対して評価した結果を表 3.4-14 示す。地盤改良体に対してすべり安全率による照査を行った結果、最小すべり安全率が必要安全率を確保することを確認した。なお、最小すべり安全率は、想定したすべり面のうち、各地震動において最小となる値を示している。

表 3.4-14 地盤改良体のすべりに対する照査 (C' - C' 断面・地盤改良体基礎構造部)

(検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	すべり安全率	
S_s-D1	H+, V+	①	3.24	
S_s-D1	H+, V-		3.22	
S_s-D1	H-, V+		2.92	
S_s-D1	H-, V-		2.93	
S_s-11	H+, V+		5.90	
S_s-12	H+, V+		4.42	
S_s-13	H+, V+		4.57	
S_s-14	H+, V+		4.97	
S_s-21	H+, V+		3.55	
S_s-22	H+, V+		4.12	
S_s-31	H+, V+		2.67	
S_s-31	H-, V+		3.08	
S_s-31	H+, V+		②	6.04
S_s-31	H+, V+		③	3.76
S_s-31	H+, V+	④	2.44	
S_s-31	H+, V+	⑤	2.62	
S_s-31	H+, V+	⑥	5.87	

(4) 基礎地盤(地盤改良体)の支持性能に対する評価結果

a. 地盤改良体①に対する照査

屋外二重管下の地盤改良体①に作用する接地圧に対する支持性能評価結果を表 3.4-15 に、接地圧分布図を図 3.4-19~図 3.4-21 に示す。なお、横軸で示す角度は、屋外二重管基礎横断面図の屋外二重管本体について、水平方向左端を 0 度として反時計回りに示している。90 度は屋外二重管本体直下を表す。

地盤改良体①における(地盤改良体)の最大接地圧は、C' - C' 断面(地盤改良体基礎構造部) S_s-D1 [H+, V+] 平均剛性(液状化考慮) φ2000 で 235 kN/m² となり、極限支持力度以下である。

以上のことから、屋外二重管本体下の地盤改良体①は、基準地震動 S_s に対し支持性能を有する。

表 3.4-15 (1) 屋外二重管下の地盤改良体①の支持性能評価結果 (B-B 断面)

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース))

二重管 本体径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
φ1800	S _s -D1	H+, V+	①	199	1804
	S _s -D1	H+, V-		205	1804
	S _s -D1	H-, V+		181	1804
	S _s -D1	H-, V-		201	1804
	S _s -11	H+, V+		134	1804
	S _s -12	H+, V+		137	1804
	S _s -13	H+, V+		126	1804
	S _s -14	H+, V+		131	1804
	S _s -21	H+, V+		189	1804
	S _s -22	H+, V+		204	1804
	S _s -31	H+, V+		165	1804
	S _s -31	H-, V+		223	1804
φ2000	S _s -D1	H+, V+	①	187	1804
	S _s -D1	H+, V-		173	1804
	S _s -D1	H-, V+		173	1804
	S _s -D1	H-, V-		169	1804
	S _s -11	H+, V+		148	1804
	S _s -12	H+, V+		143	1804
	S _s -13	H+, V+		145	1804
	S _s -14	H+, V+		135	1804
	S _s -21	H+, V+		183	1804
	S _s -22	H+, V+		221	1804
	S _s -31	H+, V+		214	1804
	S _s -31	H-, V+		143	1804

表 3.4-15 (2) 屋外二重管下の地盤改良体①の支持性能評価結果 (B-B断面)
(検討ケース②~⑥:ばらつきケース)

二重管 本体径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
φ 1800	S _s -D1	H+, V-	②	177	1804
	S _s -D1	H+, V-	③	213	1804
	S _s -D1	H+, V-	④	186	1804
	S _s -D1	H+, V-	⑤	220	1804
	S _s -D1	H+, V-	⑥	195	1804
φ 2000	S _s -D1	H+, V-	②	154	1804
	S _s -D1	H+, V-	③	176	1804
	S _s -D1	H+, V-	④	166	1804
	S _s -D1	H+, V-	⑤	210	1804
	S _s -D1	H+, V-	⑥	167	1804

表 3.4-15 (3) 屋外二重管下の地盤改良体①の支持性能評価結果
(C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース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))

二重管 本体径	地震波	位相	地盤物性	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
φ 1800	S _s -D1	H+, V+	①	150	1792
	S _s -D1	H+, V-		134	1792
	S _s -D1	H-, V+		153	1792
	S _s -D1	H-, V-		159	1792
	S _s -11	H+, V+		116	1792
	S _s -12	H+, V+		167	1792
	S _s -13	H+, V+		157	1792
	S _s -14	H+, V+		145	1792
	S _s -21	H+, V+		141	1792
	S _s -22	H+, V+		138	1792
	S _s -31	H+, V+		150	1792
	S _s -31	H-, V+		230	1792
φ 2000	S _s -D1	H+, V+	①	129	1792
	S _s -D1	H+, V-		116	1792
	S _s -D1	H-, V+		116	1792
	S _s -D1	H-, V-		120	1792
	S _s -11	H+, V+		84	1792
	S _s -12	H+, V+		121	1792
	S _s -13	H+, V+		123	1792
	S _s -14	H+, V+		101	1792
	S _s -21	H+, V+		149	1792
	S _s -22	H+, V+		135	1792
	S _s -31	H+, V+		186	1792
	S _s -31	H-, V+		146	1792

表 3.4-15 (4) 屋外二重管下の地盤改良体①の支持性能評価結果

(C-C断面・杭基礎構造部)

(検討ケース②～⑥：ばらつきケース)

二重管 本体径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
φ 1800	S _s -D1	H-, V+	②	185	1792
	S _s -D1	H-, V+	③	159	1792
	S _s -D1	H-, V+	④	103	1792
	S _s -D1	H-, V+	⑤	145	1792
	S _s -D1	H-, V+	⑥	149	1792
φ 2000	S _s -D1	H-, V+	②	122	1792
	S _s -D1	H-, V+	③	116	1792
	S _s -D1	H-, V+	④	80	1792
	S _s -D1	H-, V+	⑤	141	1792
	S _s -D1	H-, V+	⑥	136	1792

表 3.4-15 (5) 屋外二重管下の地盤改良体①の支持性能評価結果
(C' - C' 断面・地盤改良体基礎構造部)

(検討ケース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))

二重管 本体径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
φ 1800	S _s -D1	H+, V+	①	174	1792
	S _s -D1	H+, V-		166	1792
	S _s -D1	H-, V+		153	1792
	S _s -D1	H-, V-		155	1792
	S _s -11	H+, V+		80	1792
	S _s -12	H+, V+		97	1792
	S _s -13	H+, V+		97	1792
	S _s -14	H+, V+		91	1792
	S _s -21	H+, V+		128	1792
	S _s -22	H+, V+		113	1792
	S _s -31	H+, V+		134	1792
	S _s -31	H-, V+		157	1792
φ 2000	S _s -D1	H+, V+	①	235	1792
	S _s -D1	H+, V-		229	1792
	S _s -D1	H-, V+		232	1792
	S _s -D1	H-, V-		228	1792
	S _s -11	H+, V+		86	1792
	S _s -12	H+, V+		112	1792
	S _s -13	H+, V+		111	1792
	S _s -14	H+, V+		102	1792
	S _s -21	H+, V+		168	1792
	S _s -22	H+, V+		155	1792
	S _s -31	H+, V+		172	1792
	S _s -31	H-, V+		180	1792

表 3.4-15 (6) 屋外二重管下の地盤改良体①の支持性能評価結果

(C' - C' 断面・地盤改良体基礎構造部)

(検討ケース②~⑥：ばらつきケース)

二重管 本体径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
φ 1800	S _s -31	H+, V+	②	132	1792
	S _s -31	H+, V+	③	139	1792
	S _s -31	H+, V+	④	120	1792
	S _s -31	H+, V+	⑤	127	1792
	S _s -31	H+, V+	⑥	129	1792
φ 2000	S _s -31	H+, V+	②	167	1792
	S _s -31	H+, V+	③	183	1792
	S _s -31	H+, V+	④	194	1792
	S _s -31	H+, V+	⑤	177	1792
	S _s -31	H+, V+	⑥	170	1792

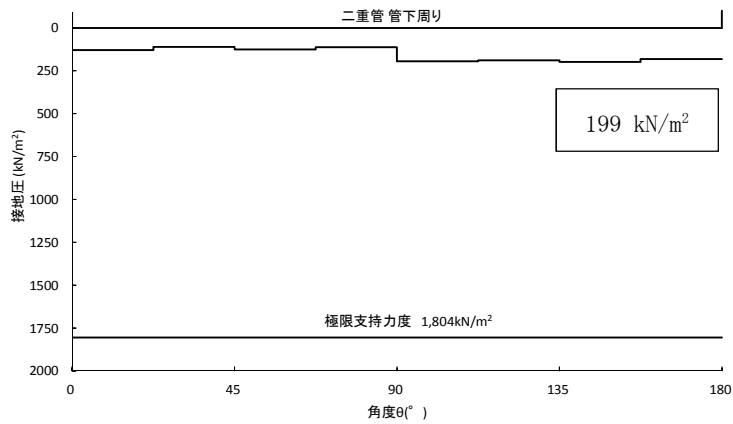


図 3.4-19 (1) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s-D1 [H+, V+]$ ，

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

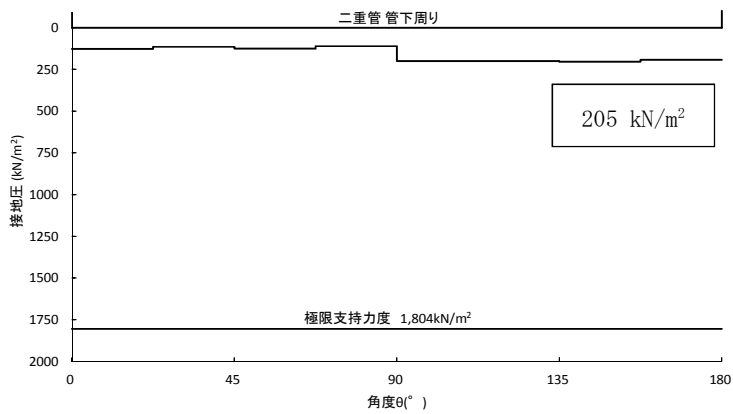


図 3.4-19 (2) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s-D1 [H+, V-]$ ，

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

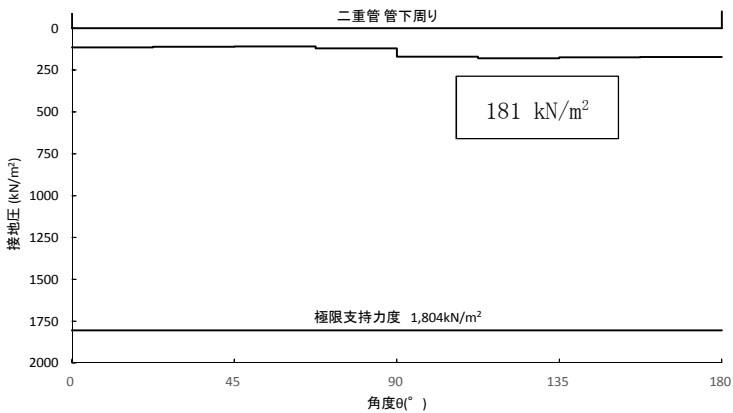


図 3.4-19 (3) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s-D1 [H-, V+]$ ，検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

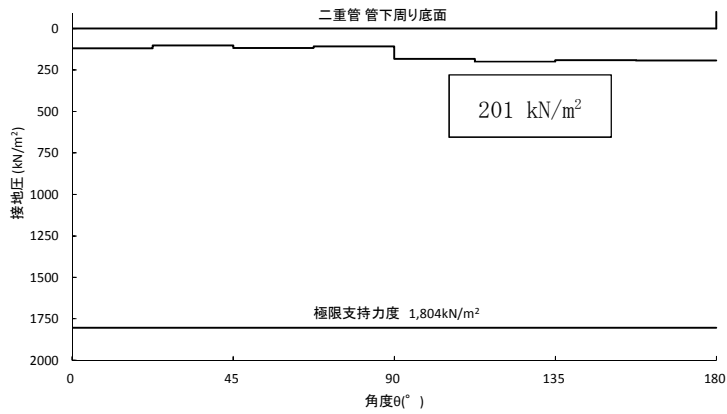


図 3.4-19 (4) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s - D 1$ [H-, V-]，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

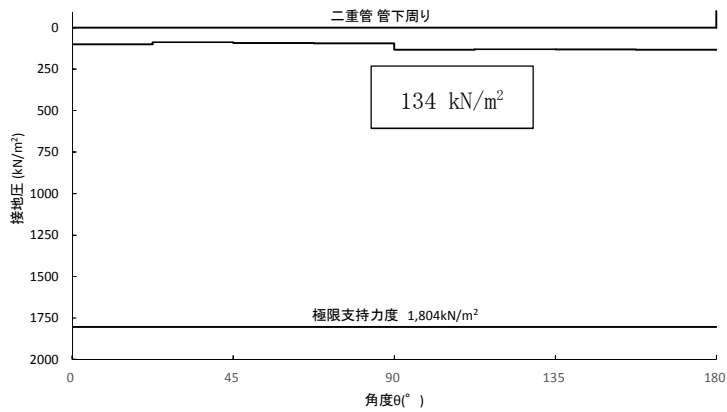


図 3.4-19 (5) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s - 1 1$ [H+, V+]，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

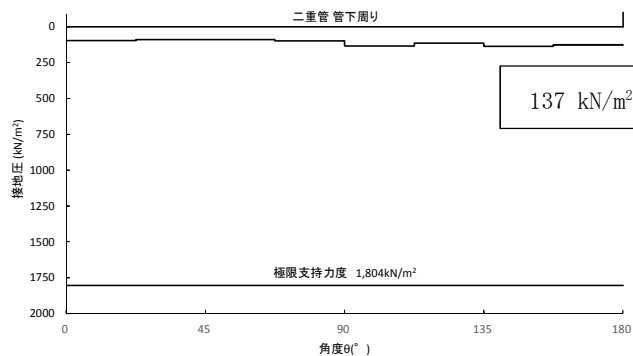


図 3.4-19 (6) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s - 1 2$ [H+, V+]，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

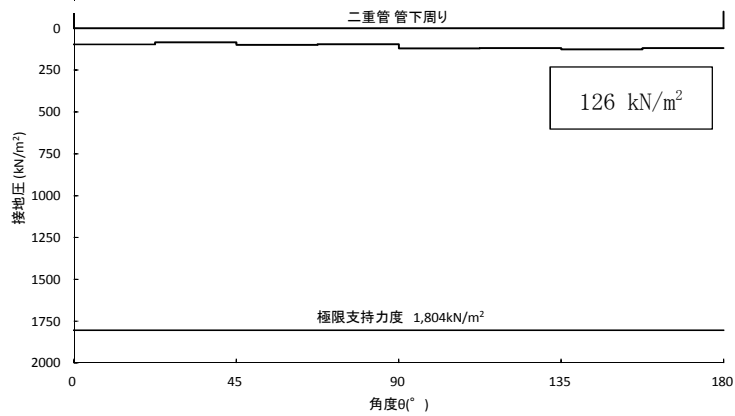


図 3.4-19 (7) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s - 1.3$ [H+, V+])，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

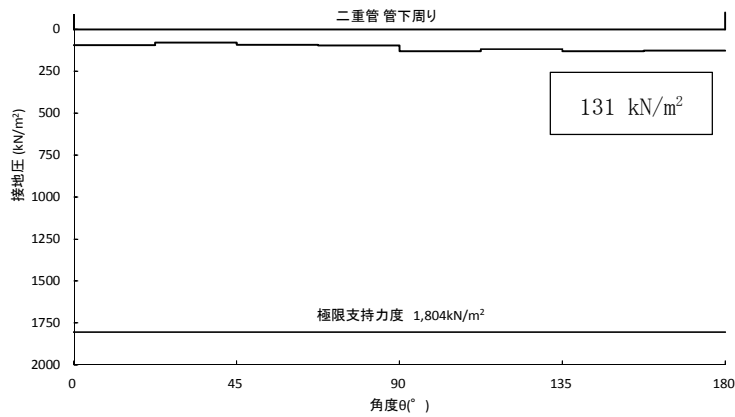


図 3.4-19 (8) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s - 1.4$ [H+, V+])，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

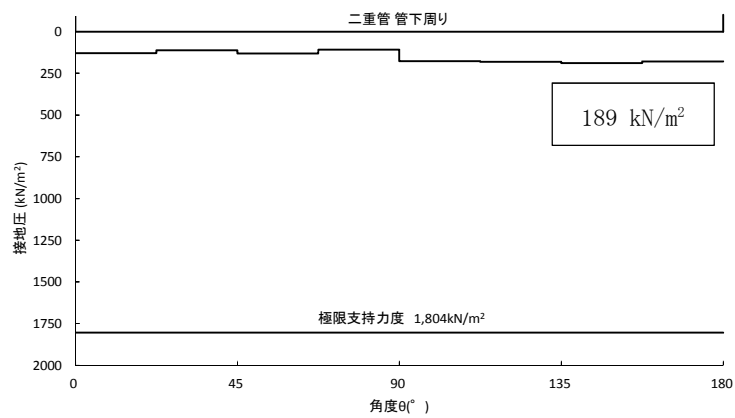


図 3.4-19 (9) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 1800$ ，地震波： $S_s - 2.1$ [H+, V+])，検討ケース①：原地盤に基づく
 液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

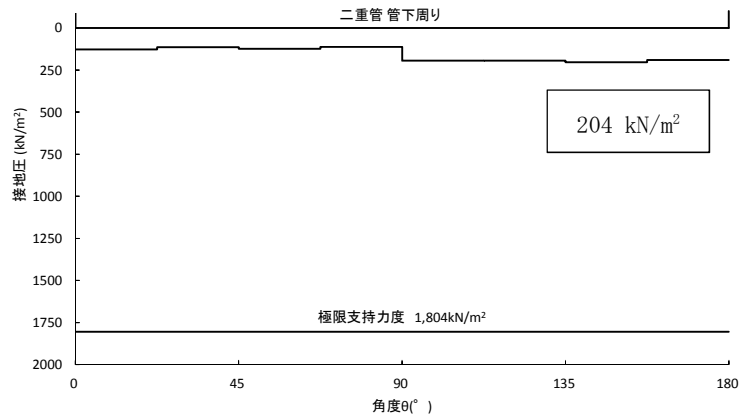


図 3.4-19 (10) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-2 2 [H+, V+],
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

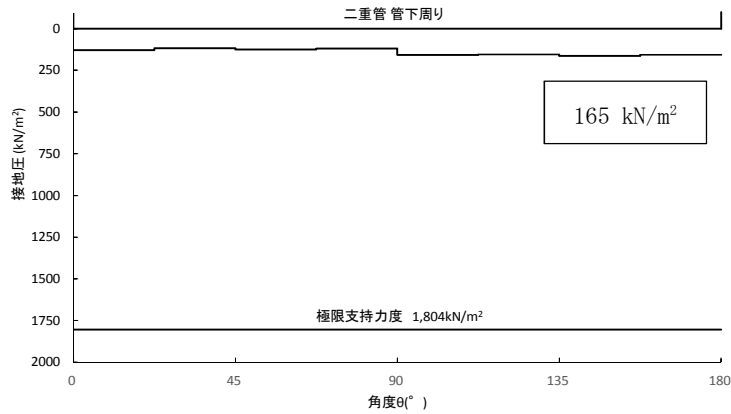


図 3.4-19 (11) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-3 1 [H+, V+],
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

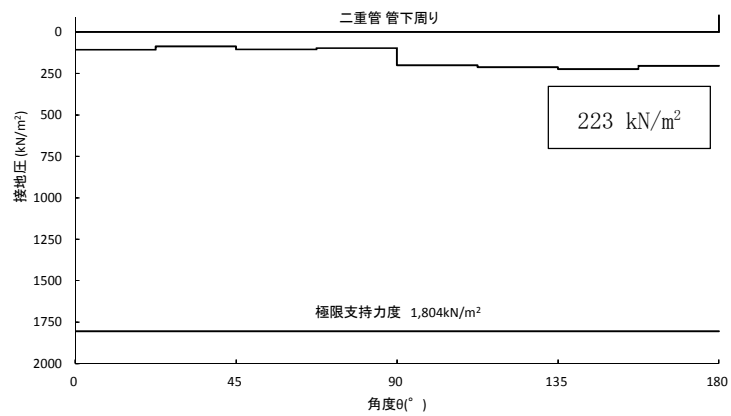


図 3.4-19 (12) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-3 1 [H-, V+],
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

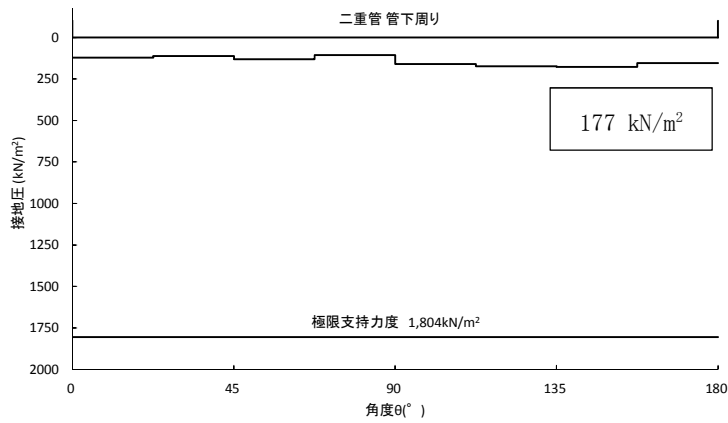


図 3.4-19 (13) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-D1〔H+，V-〕，
 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース）

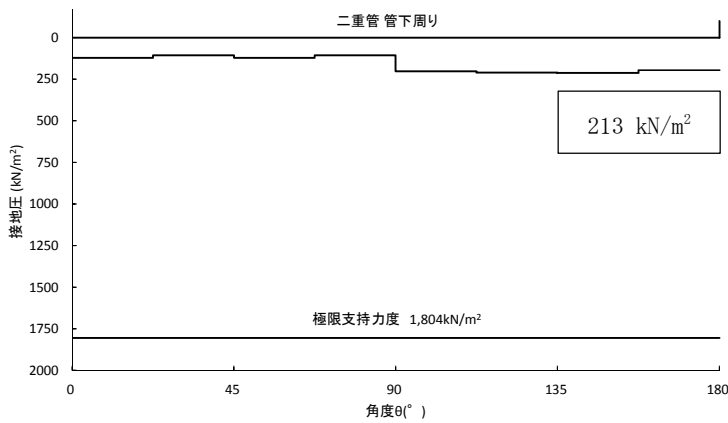


図 3.4-19 (14) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-D1〔H+，V-〕，
 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース）

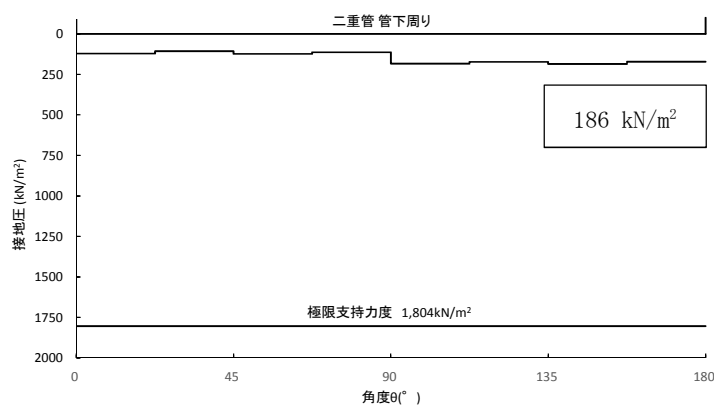


図 3.4-19 (15) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-D1〔H+，V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない
 豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

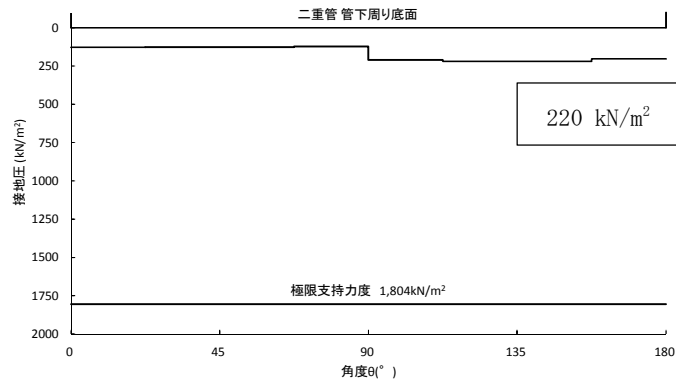


図 3.4-19 (16) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-D1〔H+，V-〕，
 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

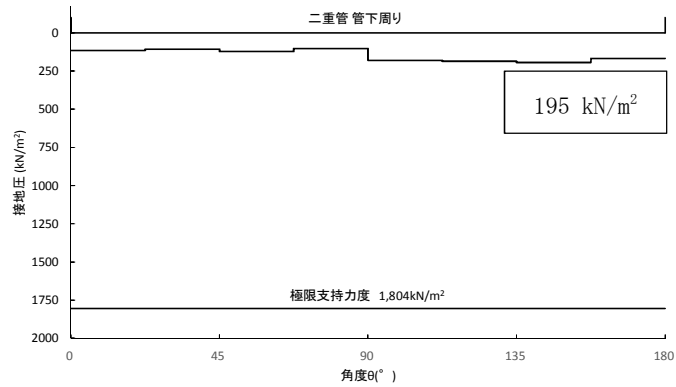


図 3.4-19 (17) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ1800，地震波：S_s-D1〔H+，V-〕，
 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

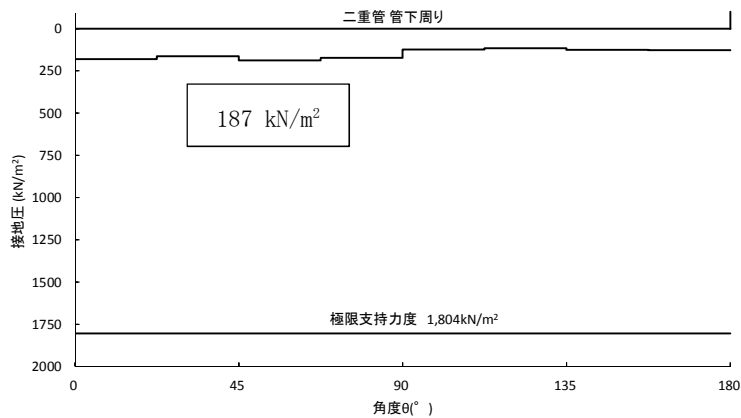


図 3.4-19 (18) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-D1〔H+, V+〕,

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

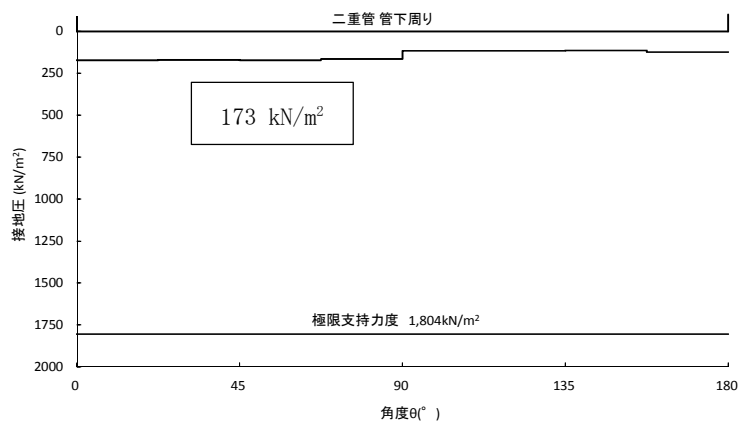


図 3.4-19 (19) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-D1〔H+, V-〕,

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

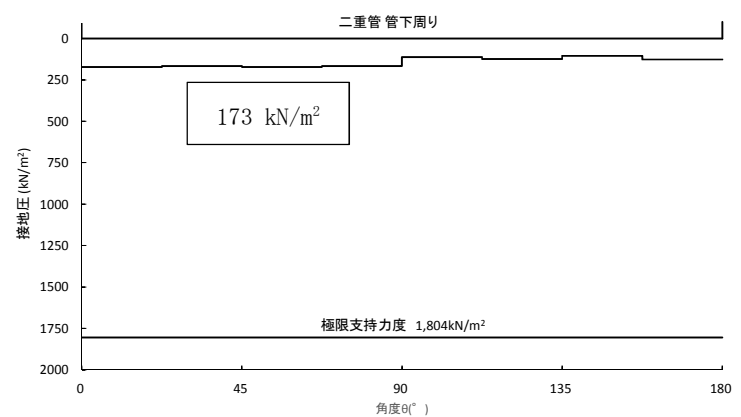


図 3.4-19 (20) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-D1〔H-, V+〕,

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

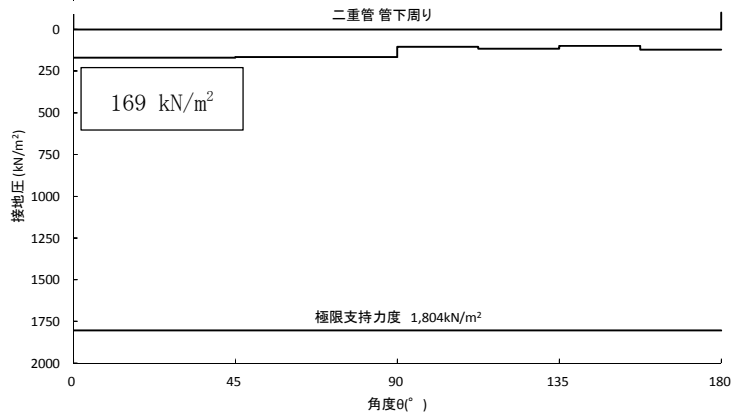


図 3.4-19 (21) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 2000$ ，地震波： $S_s - D 1 [H-, V-]$ ，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

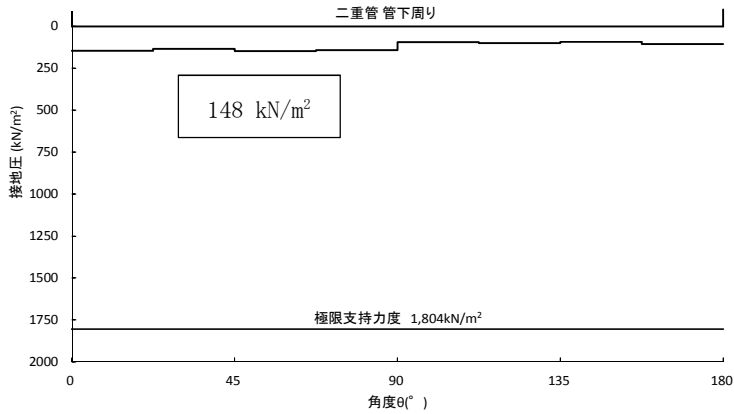


図 3.4-19 (22) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 2000$ ，地震波： $S_s - 1 1 [H+, V+]$ ，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

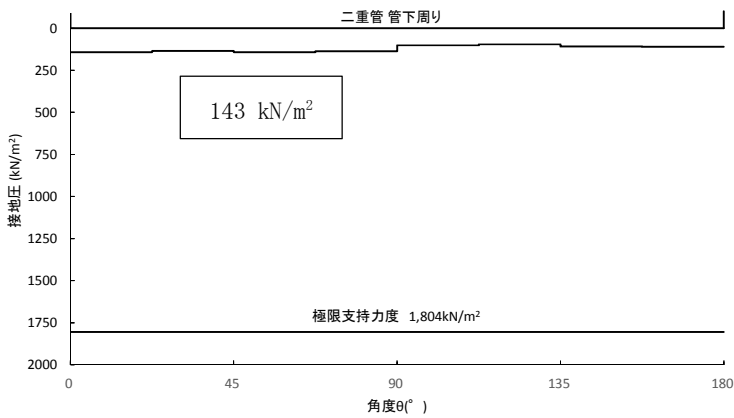


図 3.4-19 (23) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径： $\phi 2000$ ，地震波： $S_s - 1 2 [H+, V+]$ ，
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

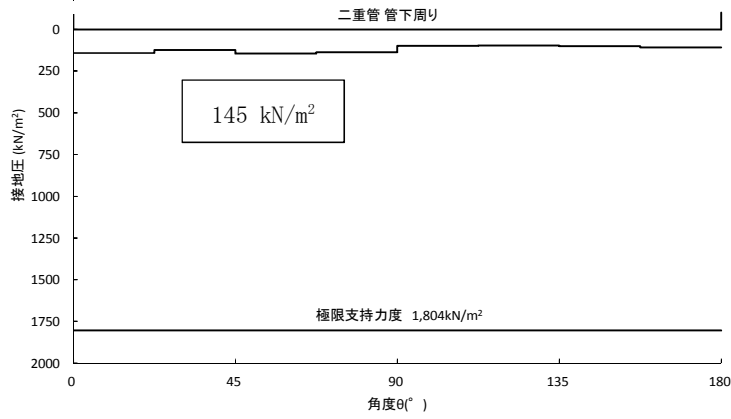


図 3.4-19 (24) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-1 3 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

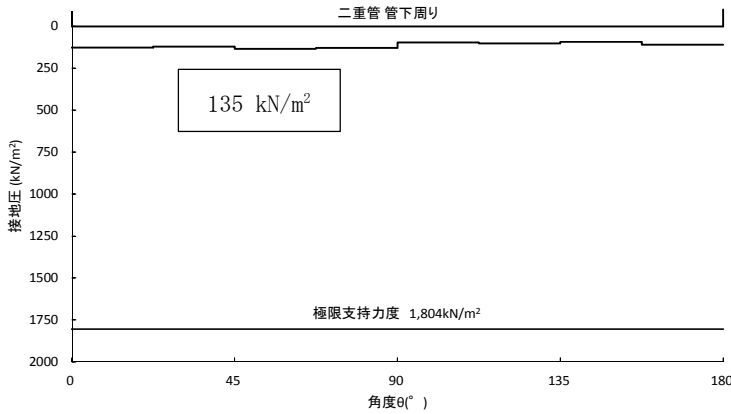


図 3.4-19 (25) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-1 4 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

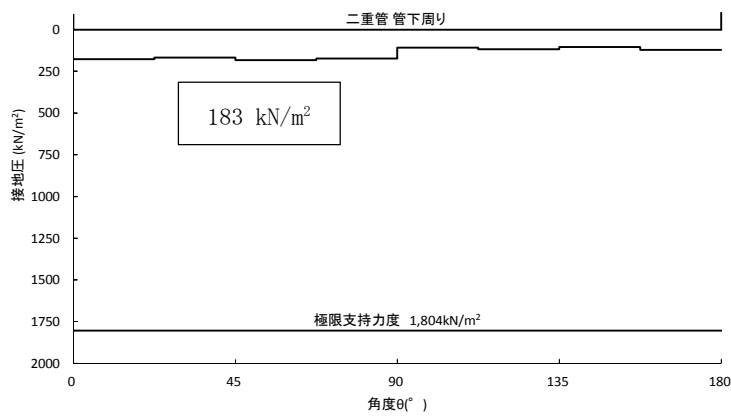


図 3.4-19 (26) B-B断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-2 1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

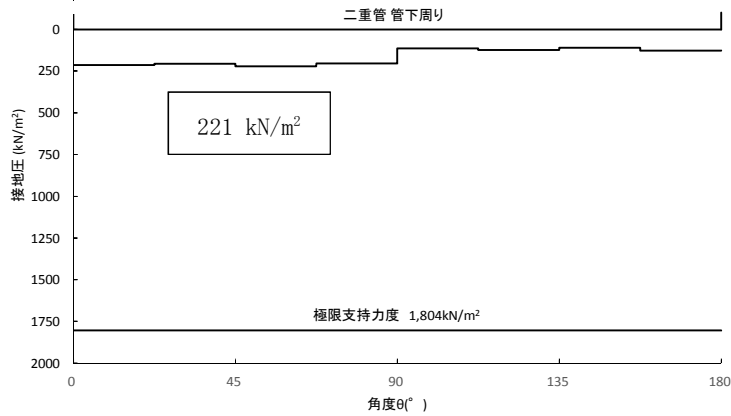


図 3.4-19 (27) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-2 2 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

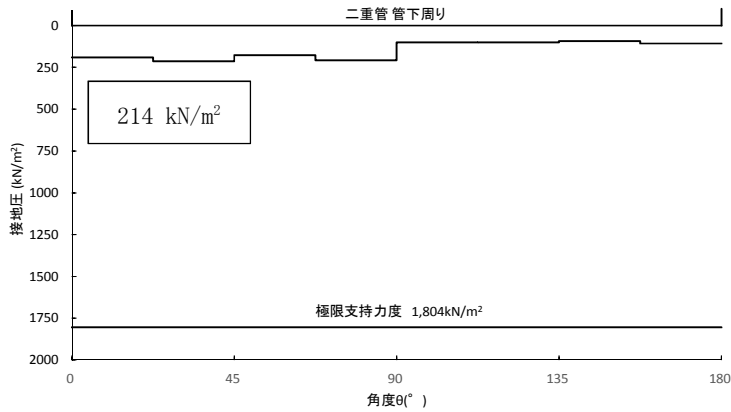


図 3.4-19 (28) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-3 1 [H+, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

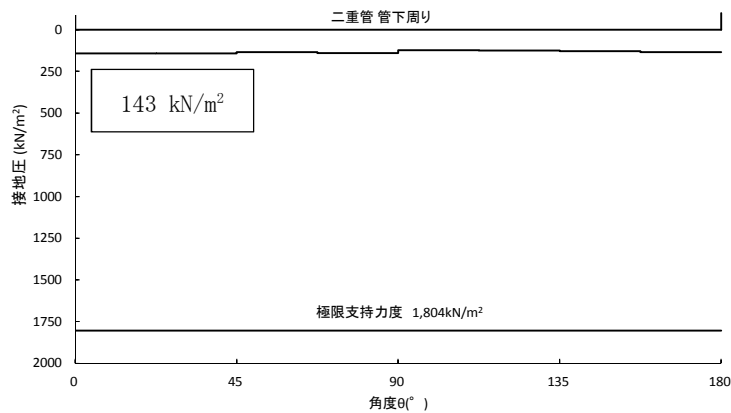


図 3.4-19 (29) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-3 1 [H-, V+],

検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

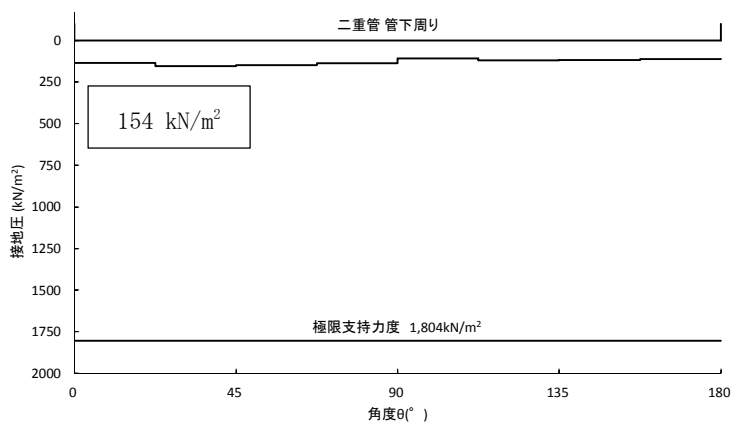


図 3.4-19 (30) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波： S_s-D1 [H+, V-]，
 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

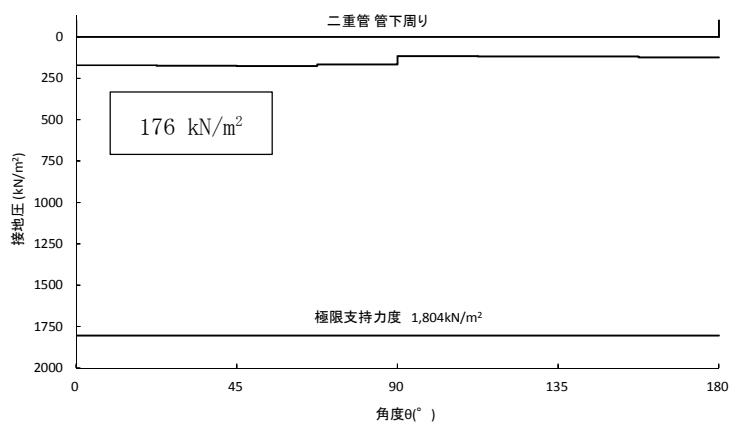


図 3.4-19 (31) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波： S_s-D1 [H+, V-]，
 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

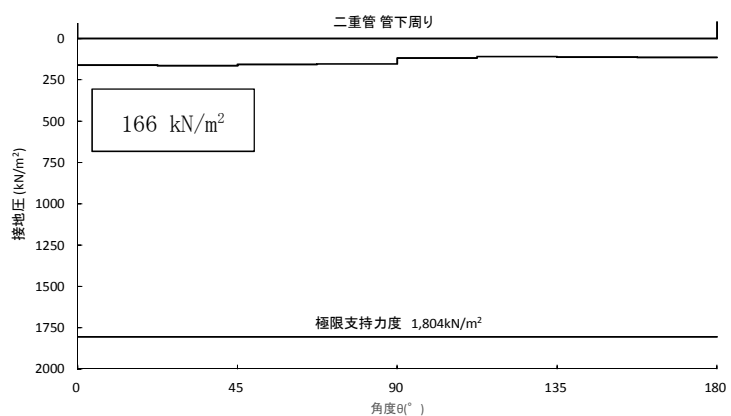


図 3.4-19 (32) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波： S_s-D1 [H+, V-]，検討ケース④：敷地に存在しない
 豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

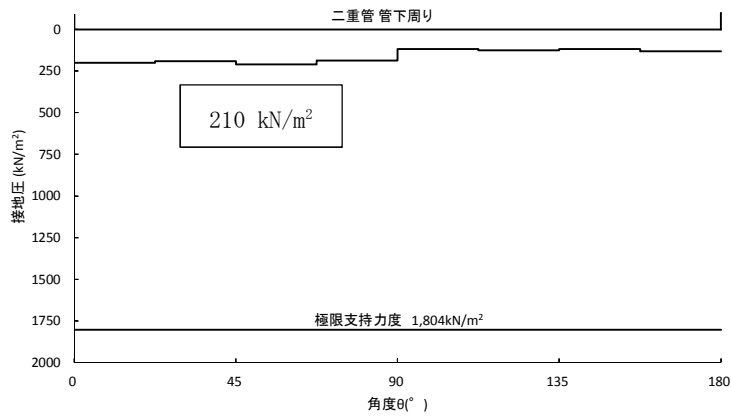


図 3.4-19 (33) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-D1〔H+, V-〕,
 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

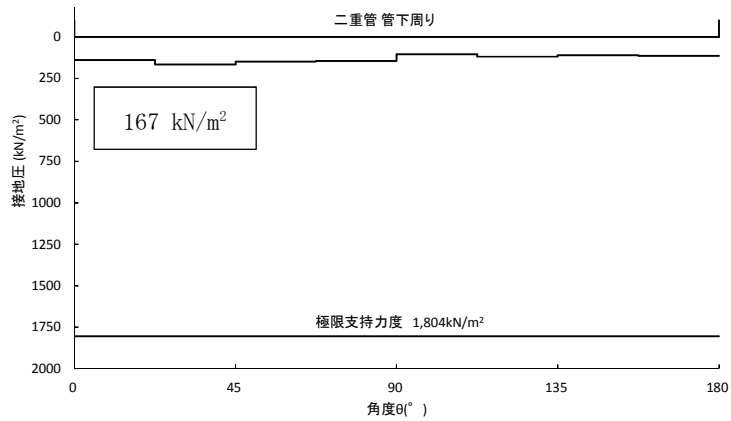


図 3.4-19 (34) B-B 断面の接地圧分布図

(二重管本体径：φ2000，地震波：S_s-D1〔H+, V-〕,
 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

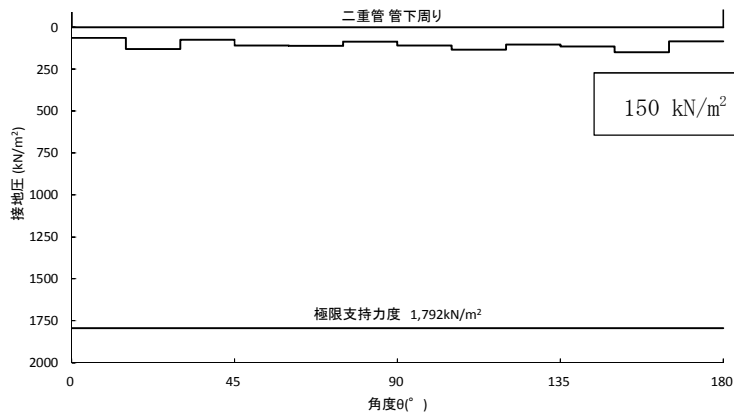


図 3.4-20 (1) C-C断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s-D1 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

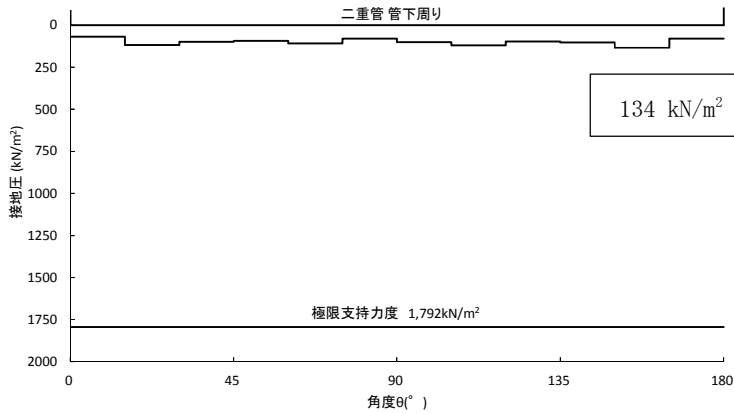


図 3.4-20 (2) C-C断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s-D1 [H+, V-]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

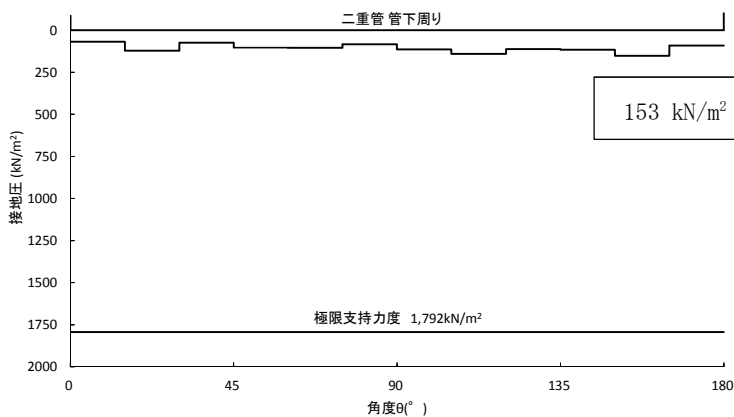


図 3.4-20 (3) C-C断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s-D1 [H-, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

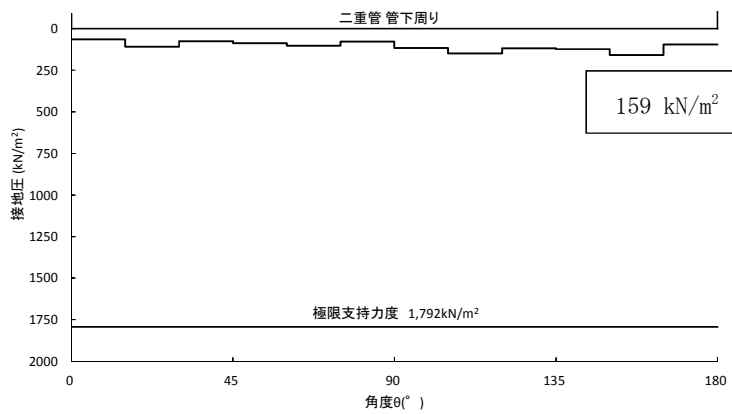


図 3.4-20 (4) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D1$ [H-, V-],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

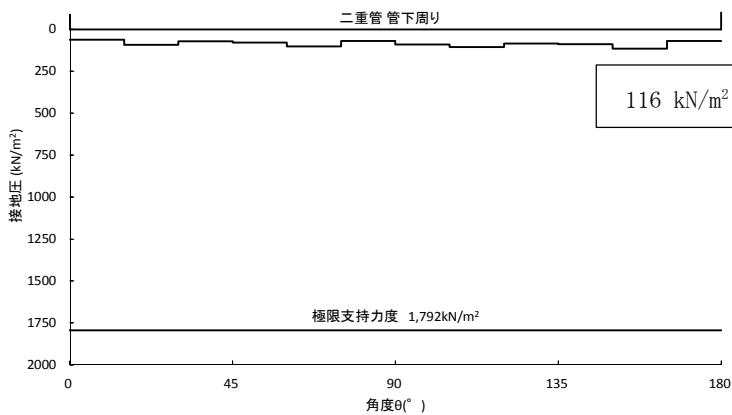


図 3.4-20 (5) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 11$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

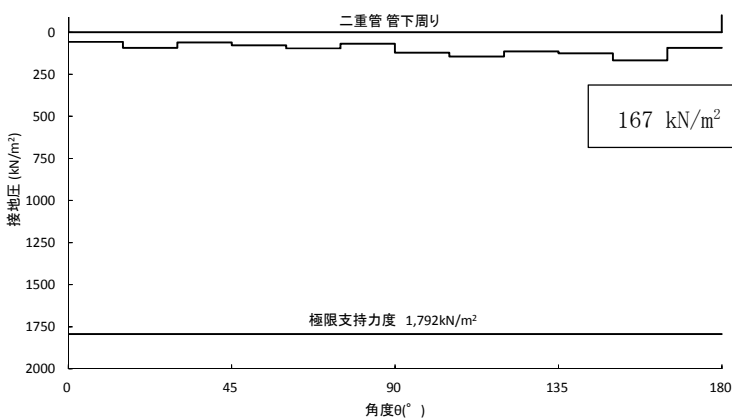


図 3.4-20 (6) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 12$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

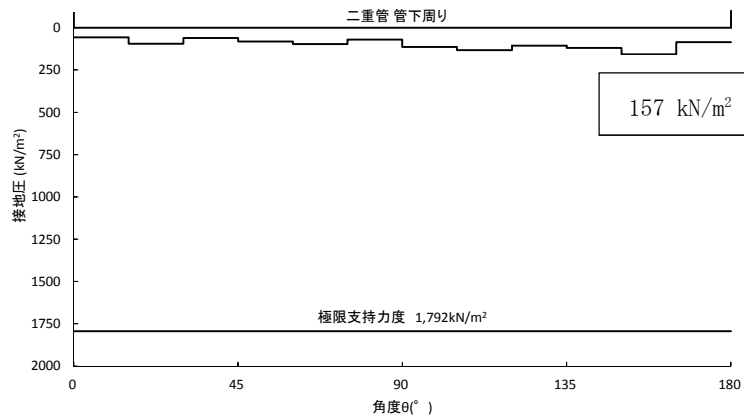


図 3.4-20 (7) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

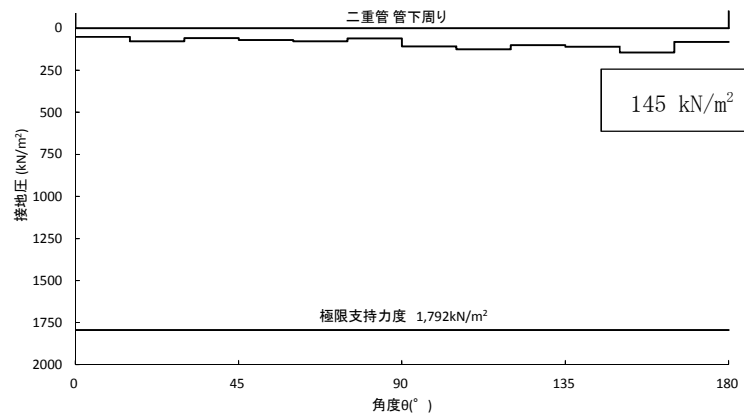


図 3.4-20 (8) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

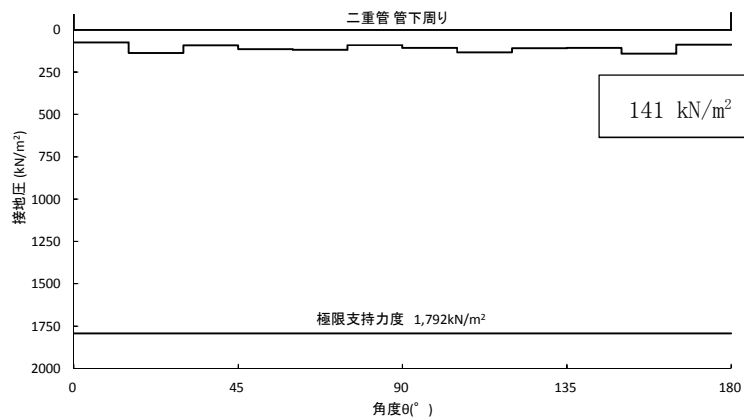


図 3.4-20 (9) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

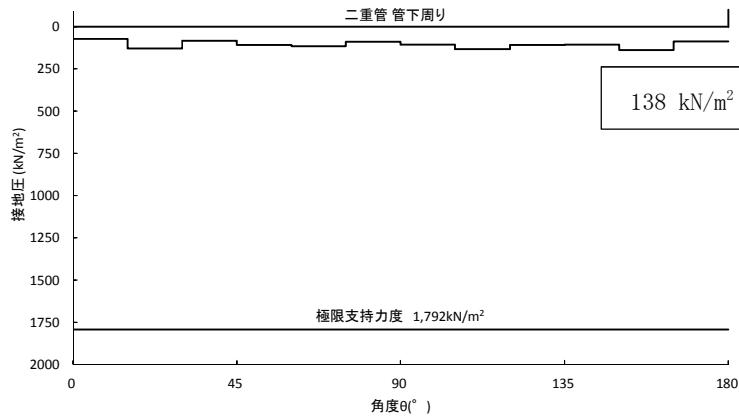


図 3.4-20 (10) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 2 2$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

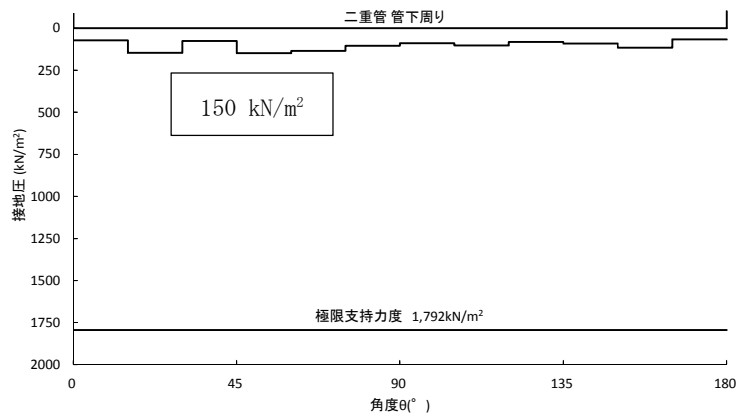


図 3.4-20 (11) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 3 1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

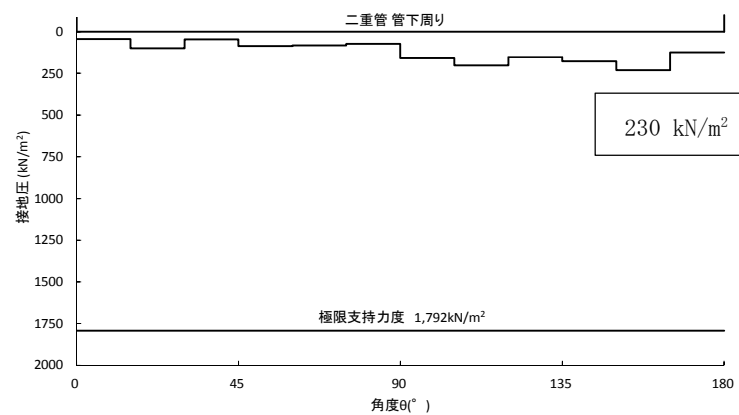


図 3.4-20 (12) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 3 1$ [H-, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

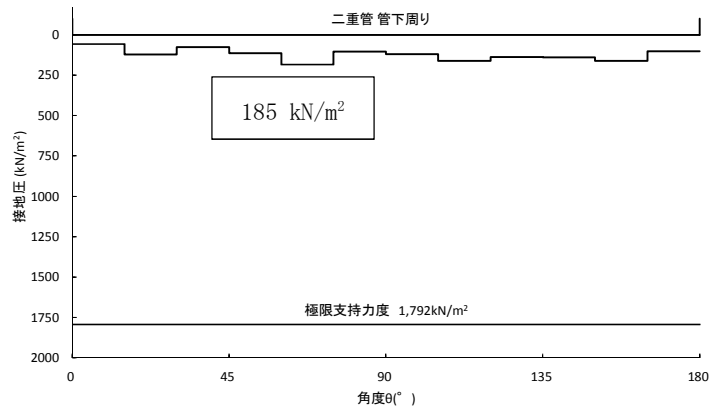


図 3.4-20 (13) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,
 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

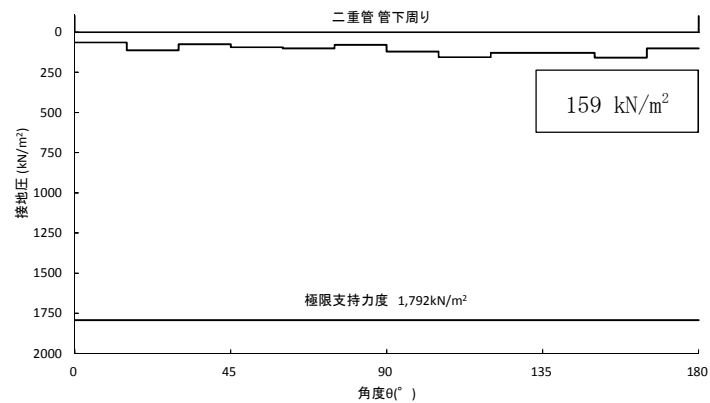


図 3.4-20 (14) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,
 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

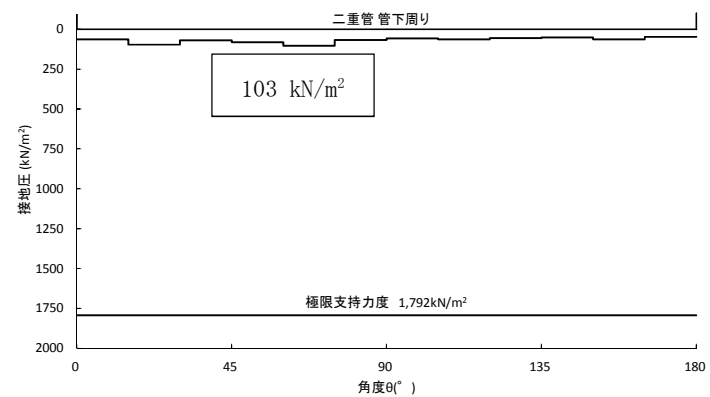


図 3.4-20 (15) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$, 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)

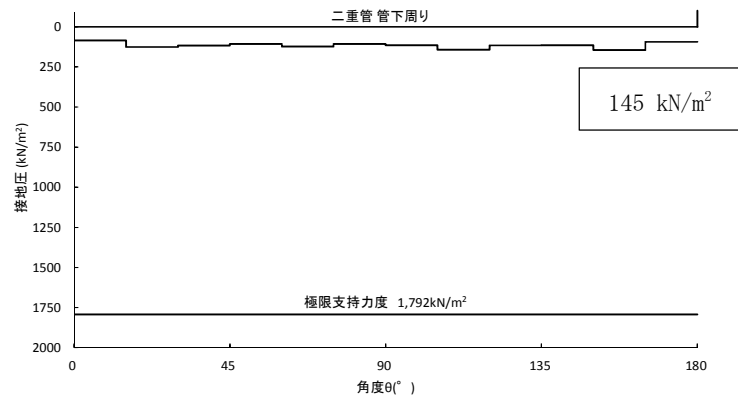


図 3.4-20 (16) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,
 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

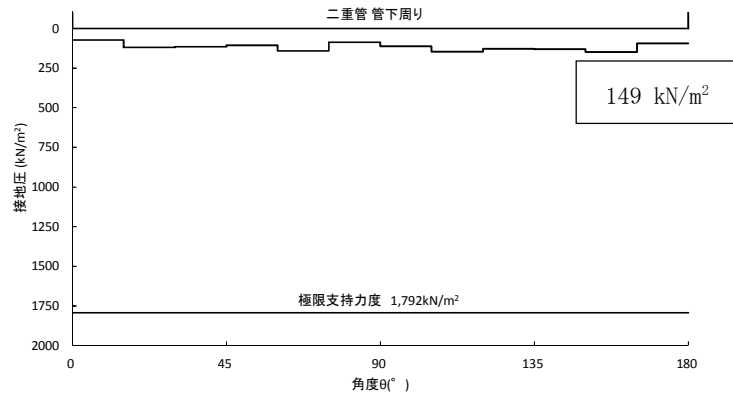


図 3.4-20 (17) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,
 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

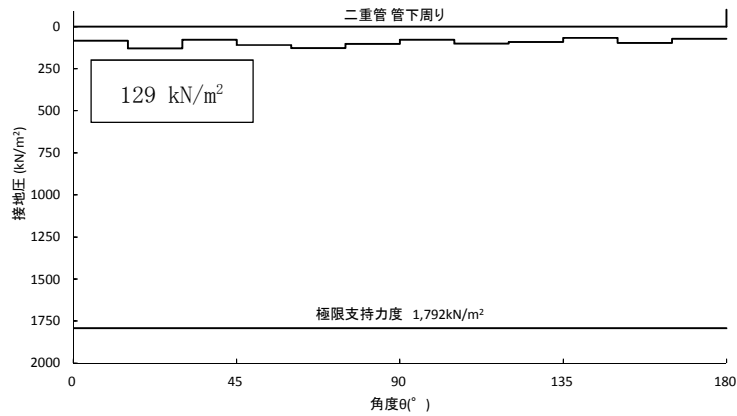


図 3.4-20 (18) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1 [H+, V+]$,
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

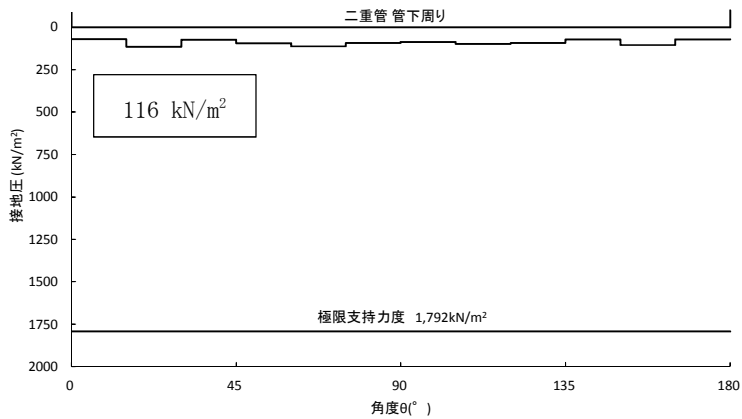


図 3.4-20 (19) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1 [H+, V-]$,
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

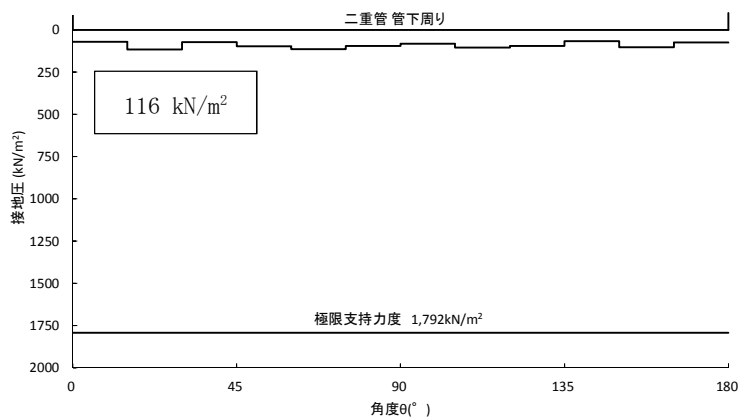


図 3.4-20 (20) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1 [H-, V+]$,
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

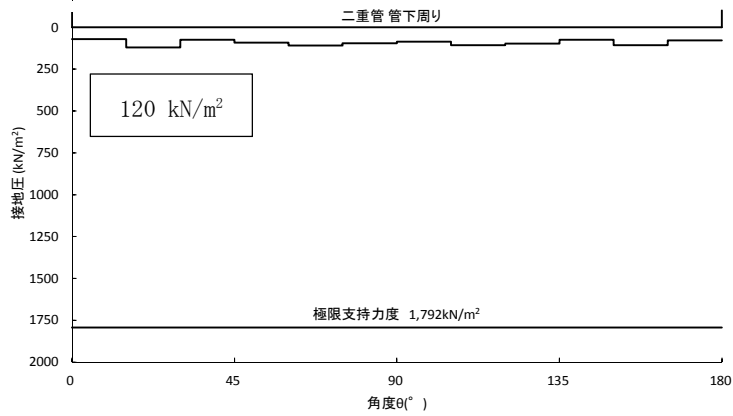


図 3.4-20 (21) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V-]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

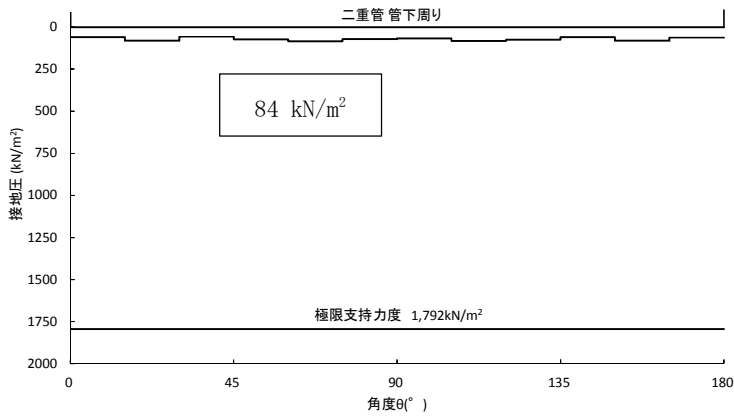


図 3.4-20 (22) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 1 1 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

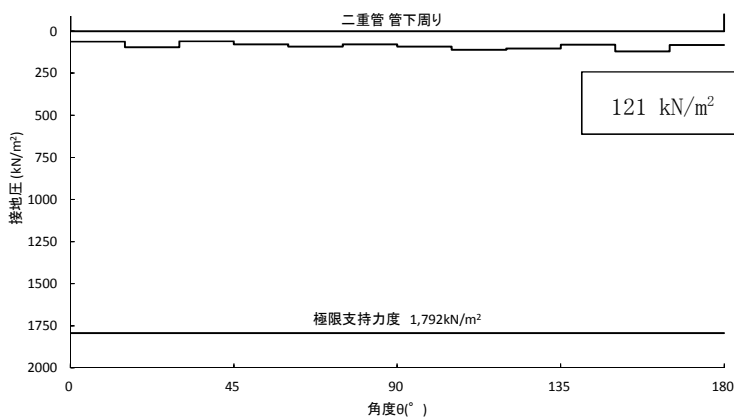


図 3.4-20 (23) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 1 2 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

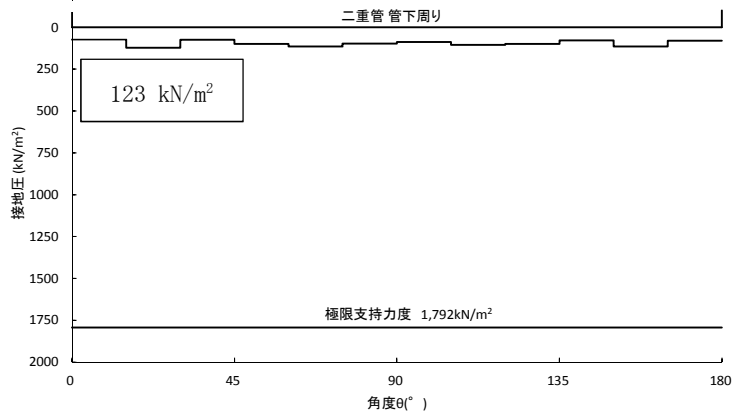


図 3.4-20 (24) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

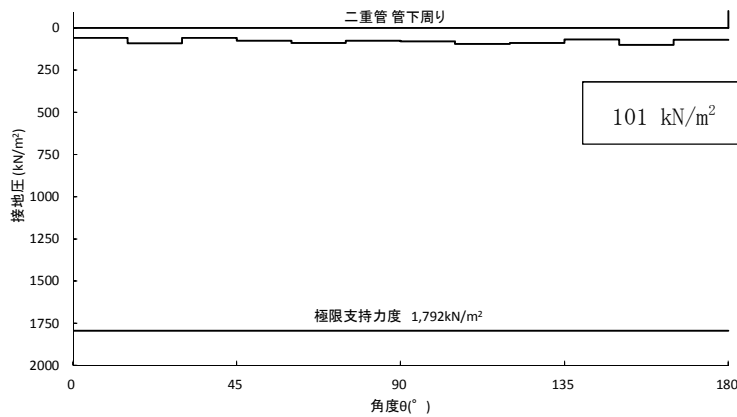


図 3.4-20 (25) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

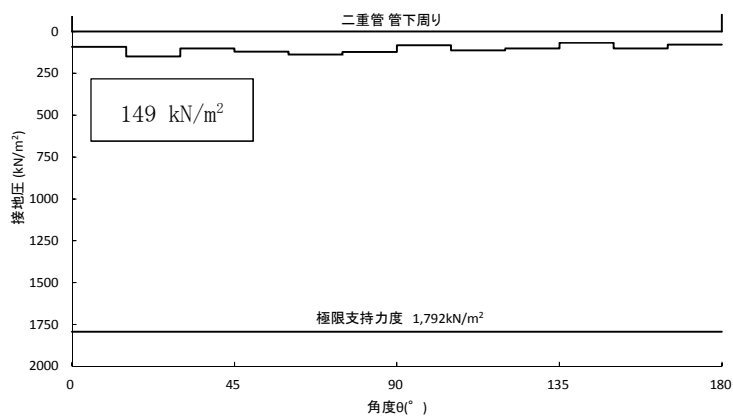


図 3.4-20 (26) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

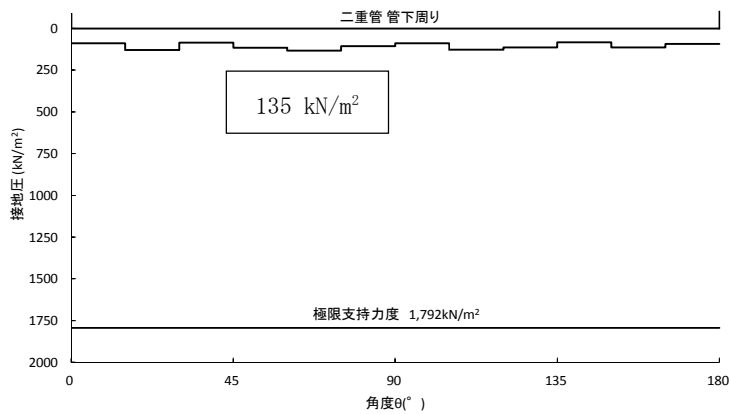


図 3.4-20 (27) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 2 2$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

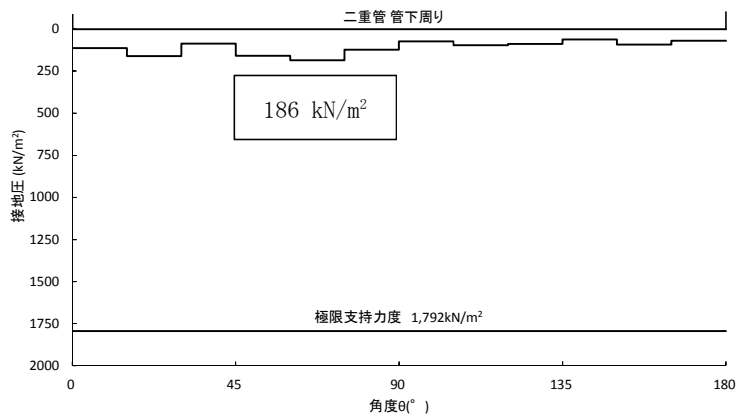


図 3.4-20 (28) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 3 1$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

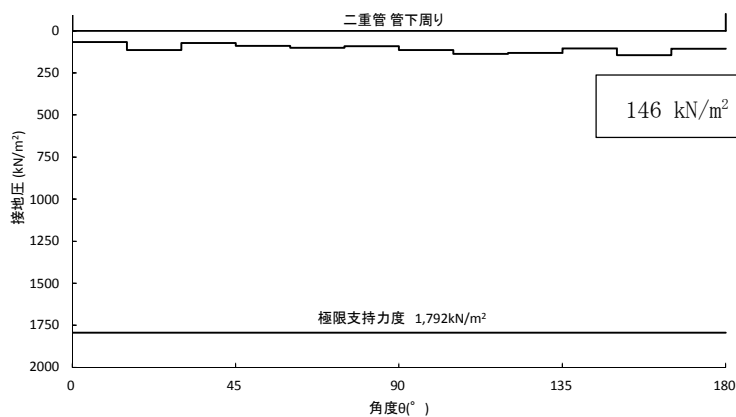


図 3.4-20 (29) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 3 1$ [H-, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

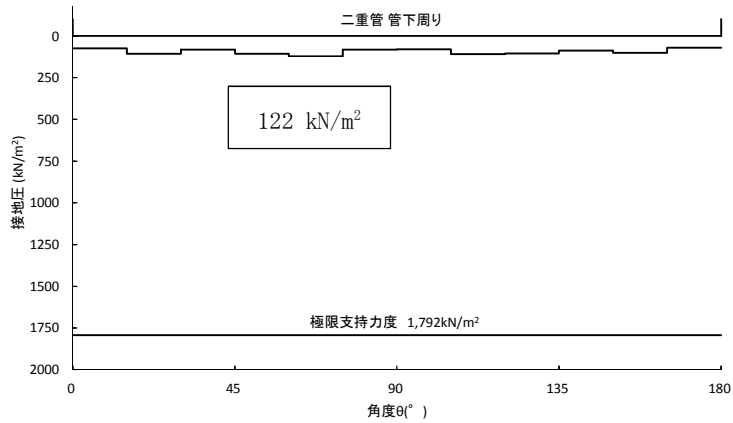


図 3.4-20 (30) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1$ [H-, V+],
 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

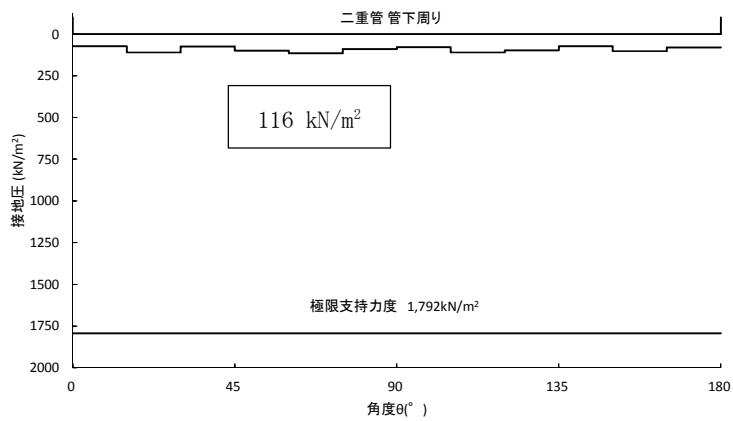


図 3.4-20 (31) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1$ [H-, V+],
 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

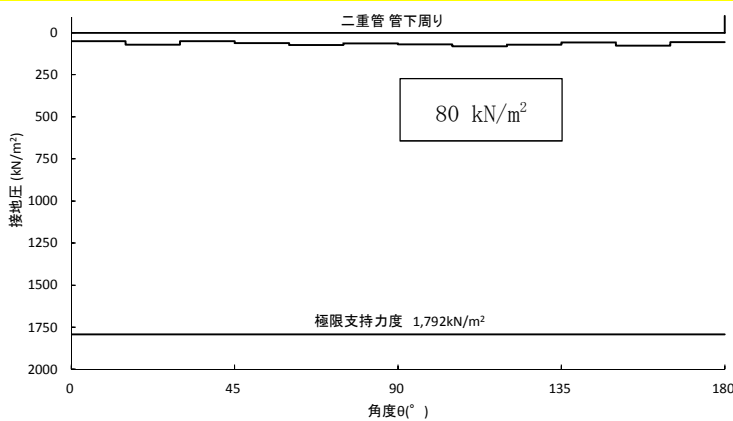


図 3.4-20 (32) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1$ [H-, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない
 豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

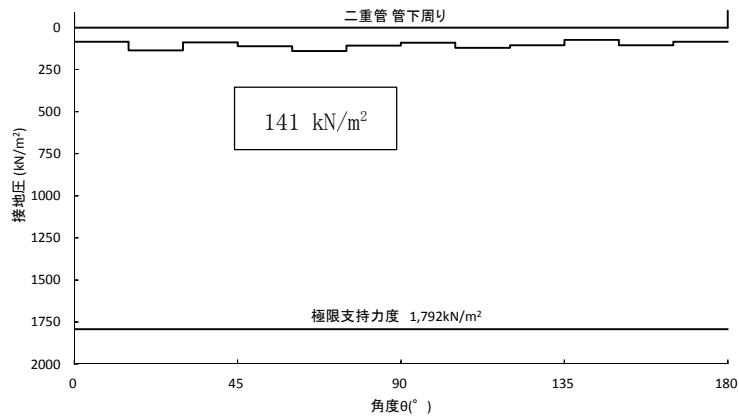


図 3.4-20 (33) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,
 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

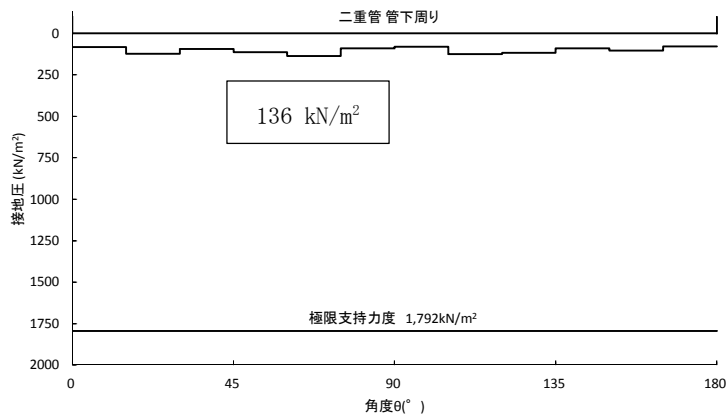


図 3.4-20 (34) C-C 断面 (杭基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D 1 [H-, V+]$,
 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

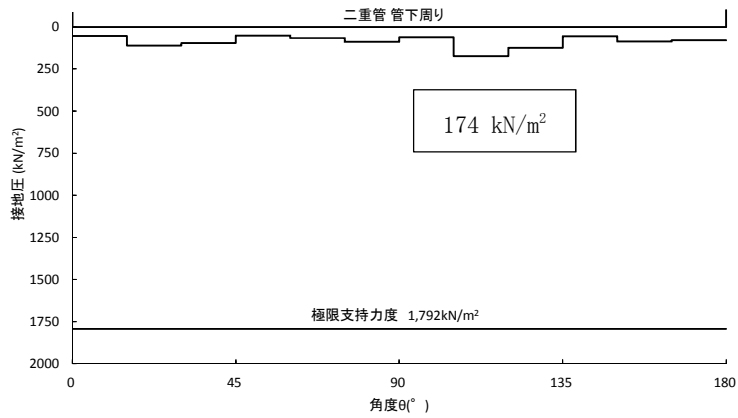


図 3.4-21 (1) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D1 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

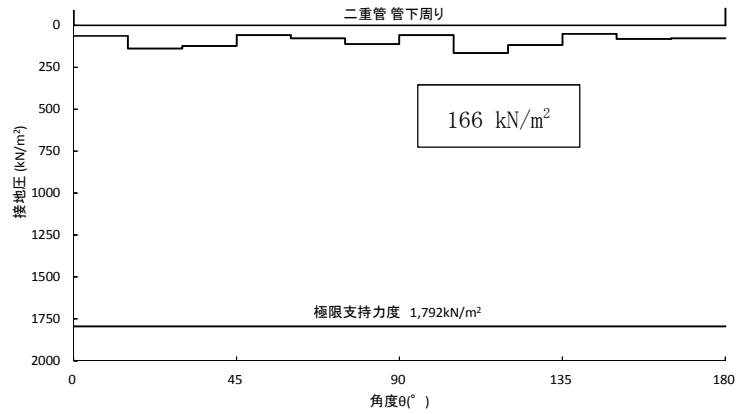


図 3.4-21 (2) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D1 [H+, V-]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

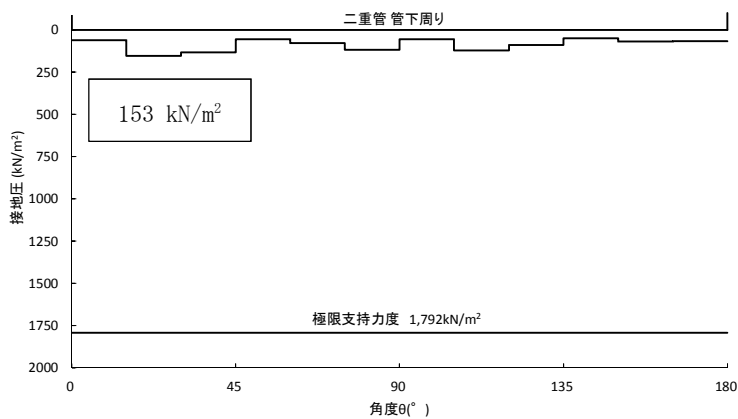


図 3.4-21 (3) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D1 [H-, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

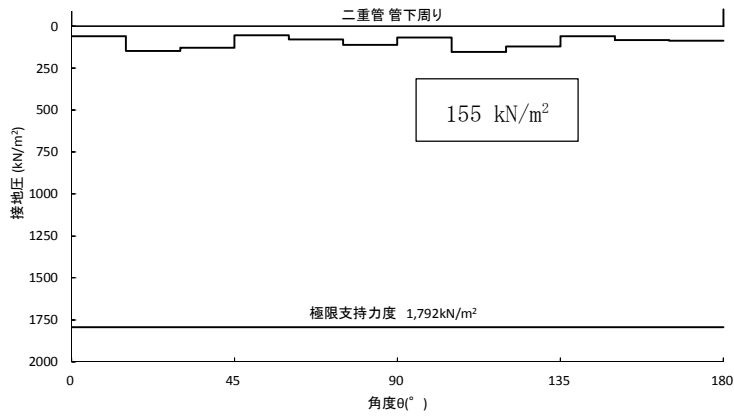


図 3.4-21 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - D1 [H-, V-]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

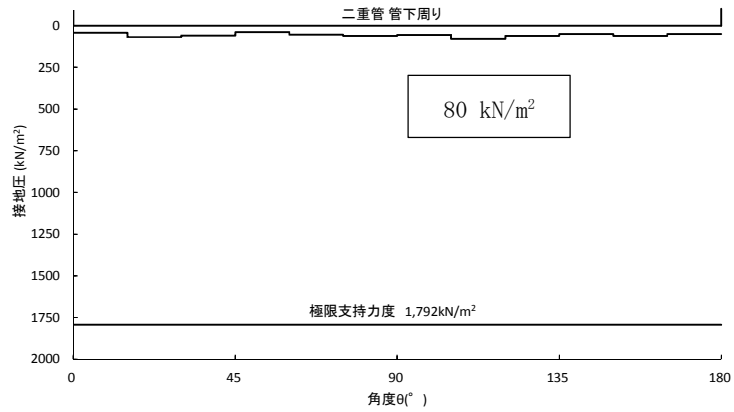


図 3.4-21 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 11 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

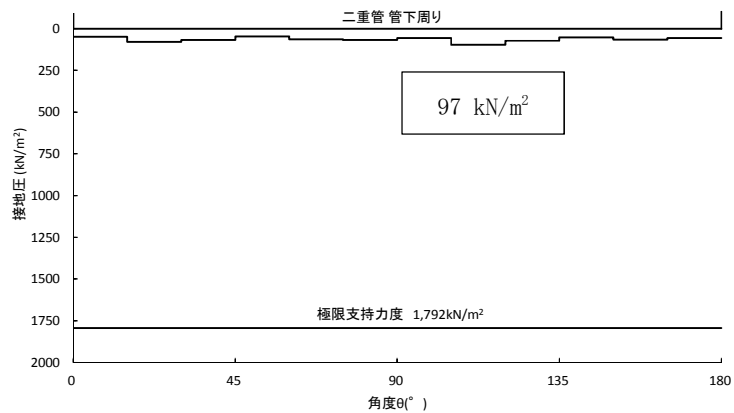


図 3.4-21 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 12 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

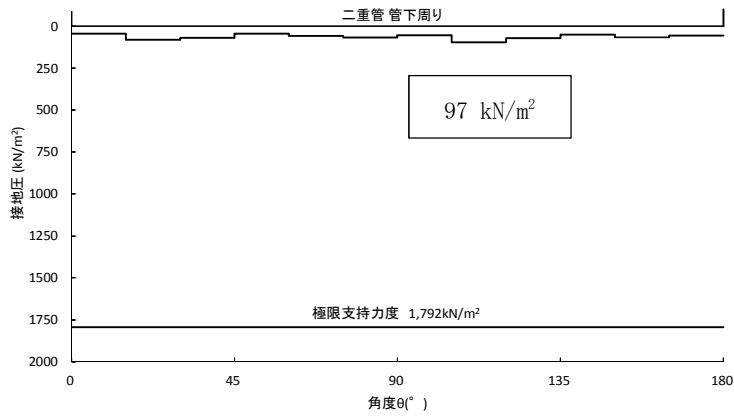


図 3.4-21 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

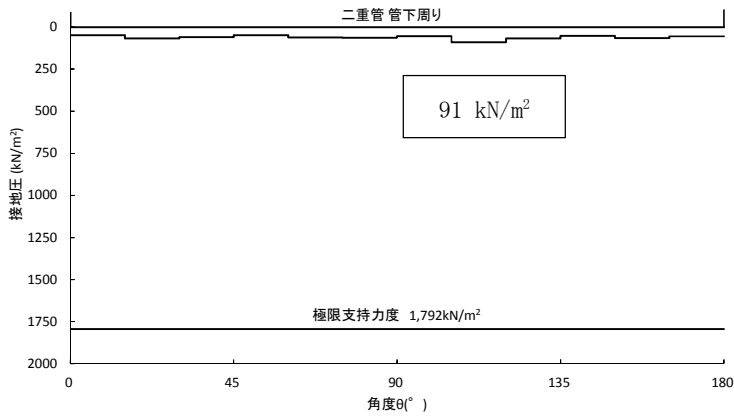


図 3.4-21 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

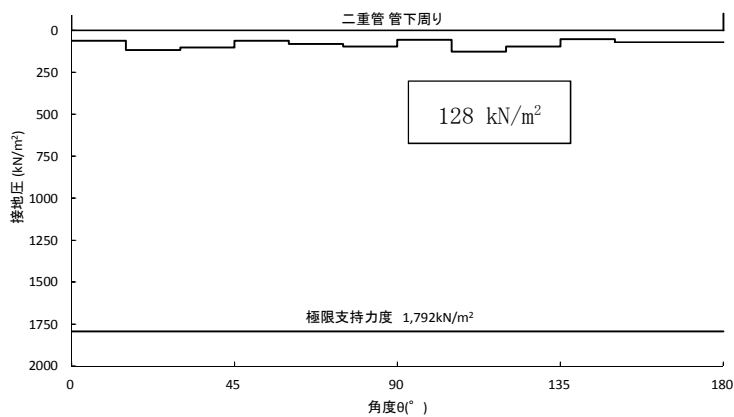


図 3.4-21 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

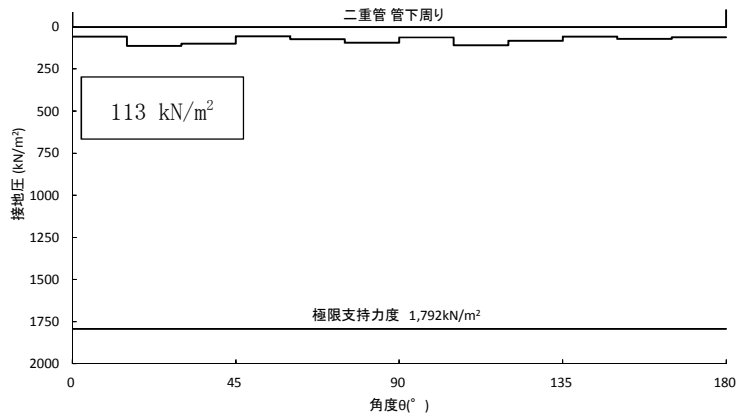


図 3.4-21 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 22$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

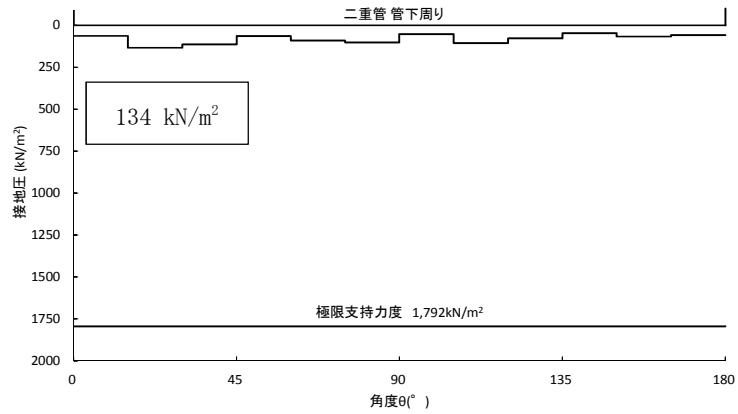


図 3.4-21 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

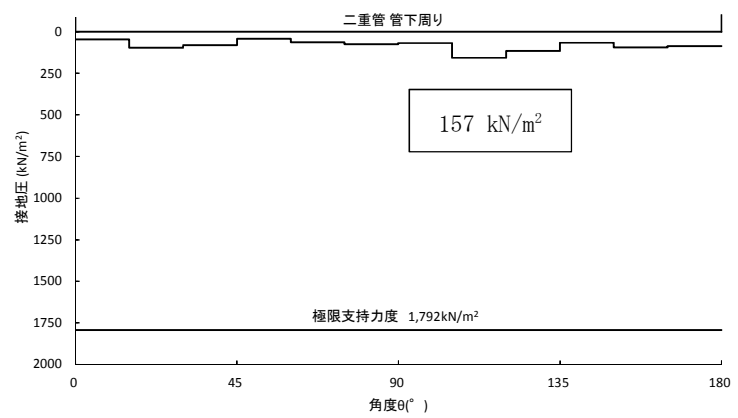


図 3.4-21 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H-, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

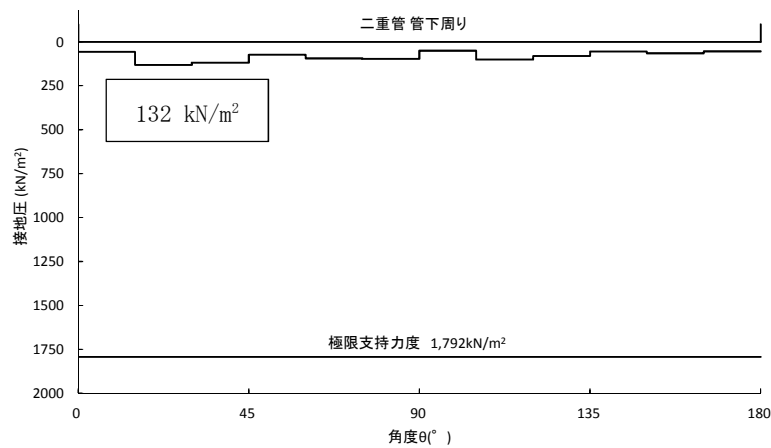


図 3.4-21 (13) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],

検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

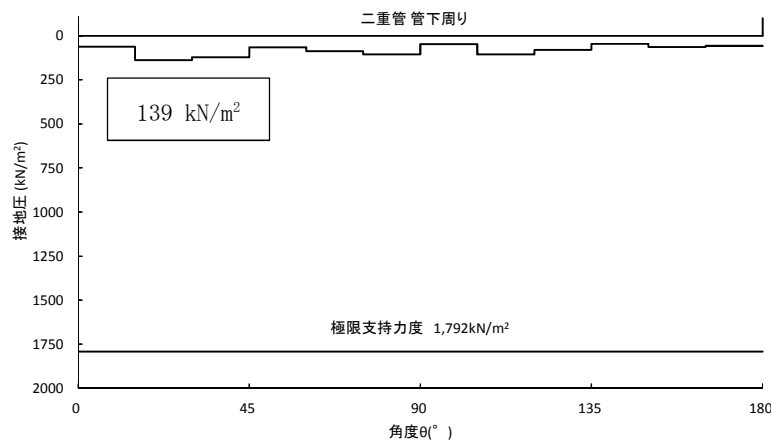


図 3.4-21 (14) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],

検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

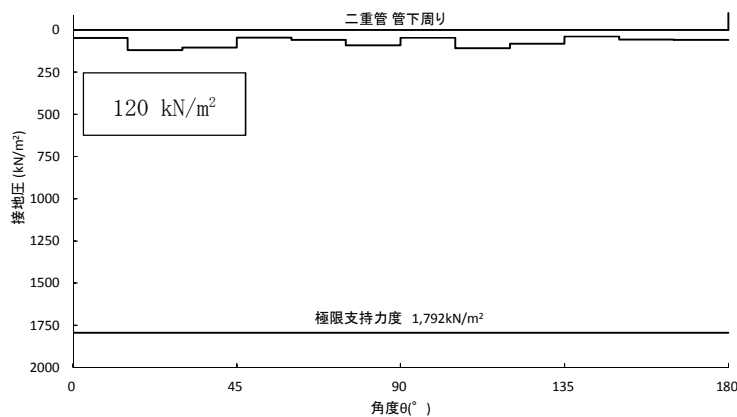


図 3.4-21 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

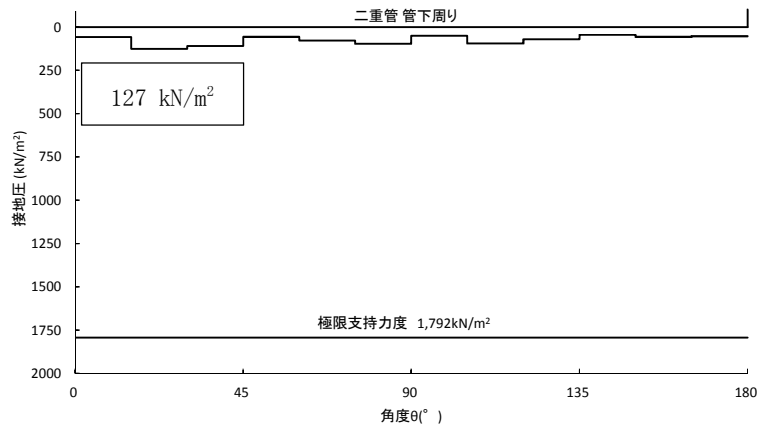


図 3.4-21 (16) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

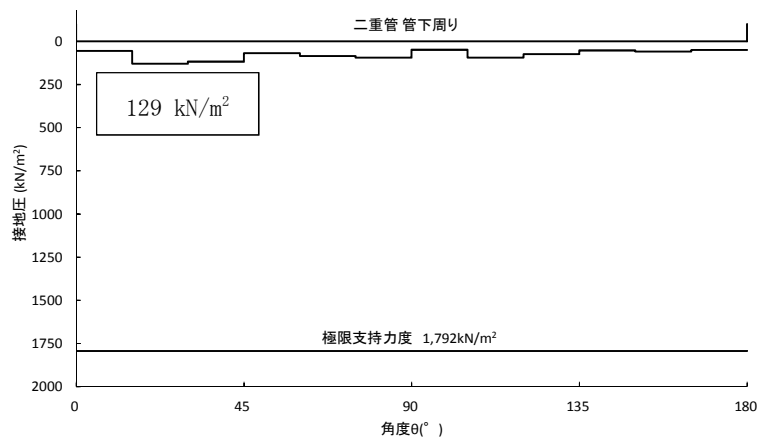


図 3.4-21 (17) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 1800$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

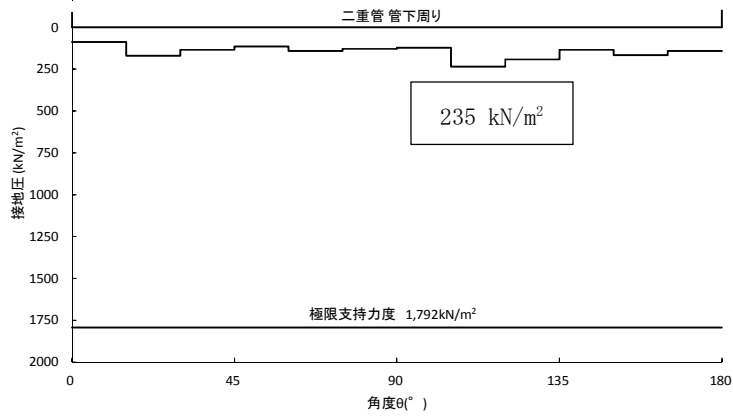


図 3.4-21 (18) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1 [H+, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

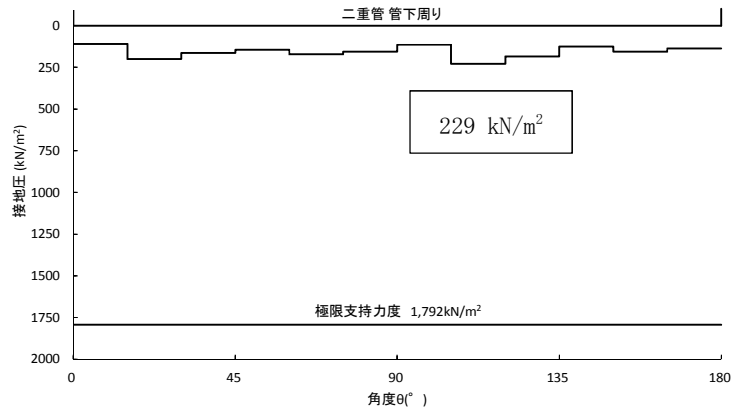


図 3.4-21 (19) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1 [H+, V-]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

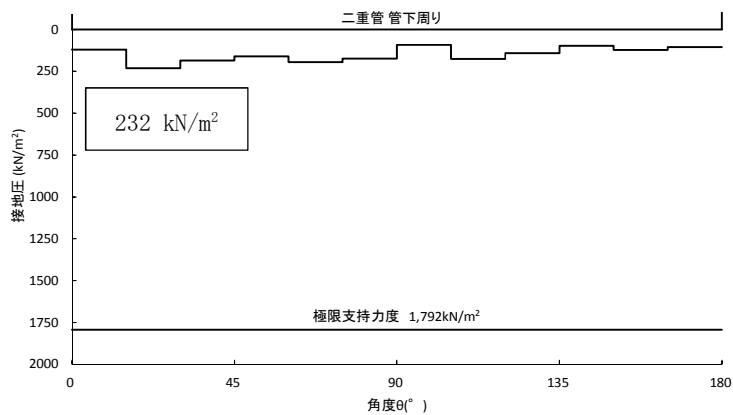


図 3.4-21 (20) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1 [H-, V+]$,

検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

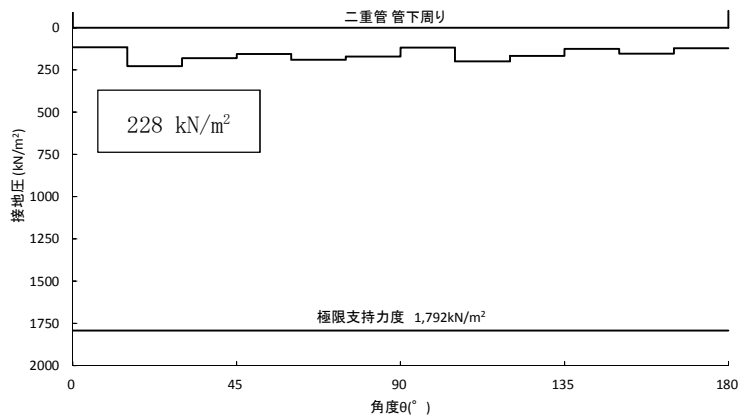


図 3.4-21 (21) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - D1$ [H-, V-],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

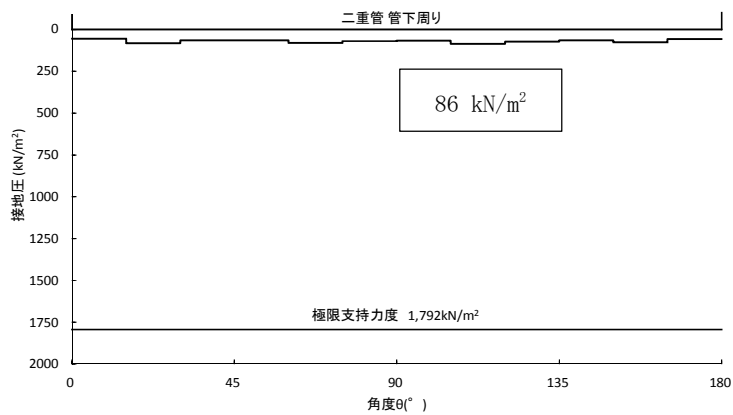


図 3.4-21 (22) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 11$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

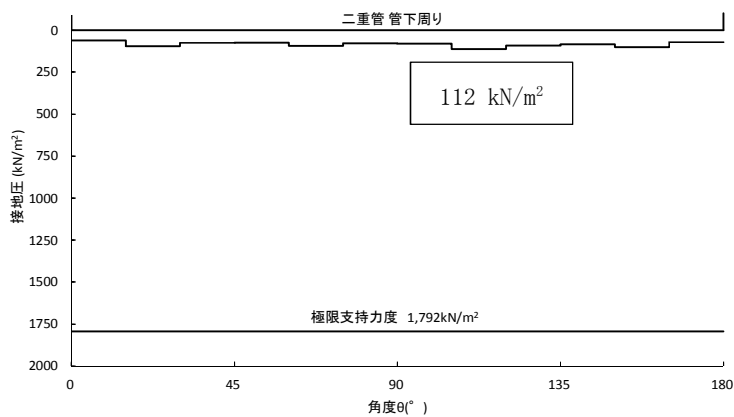


図 3.4-21 (23) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 12$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

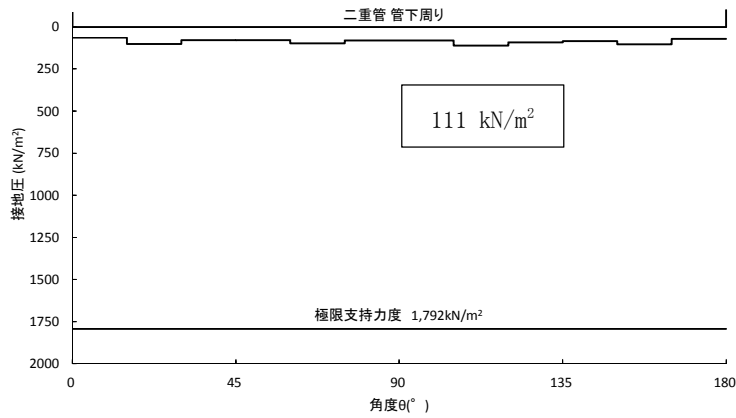


図 3.4-21 (24) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 1.3$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

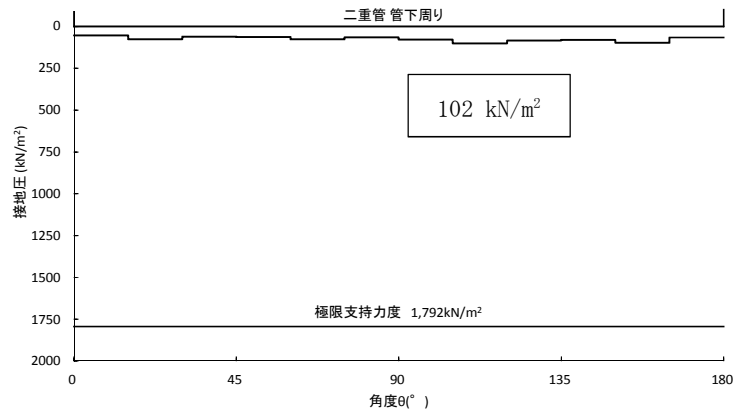


図 3.4-21 (25) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 1.4$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

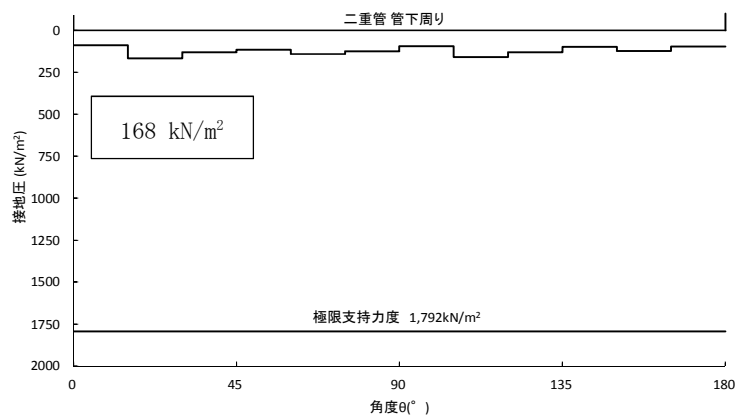


図 3.4-21 (26) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 2.1$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

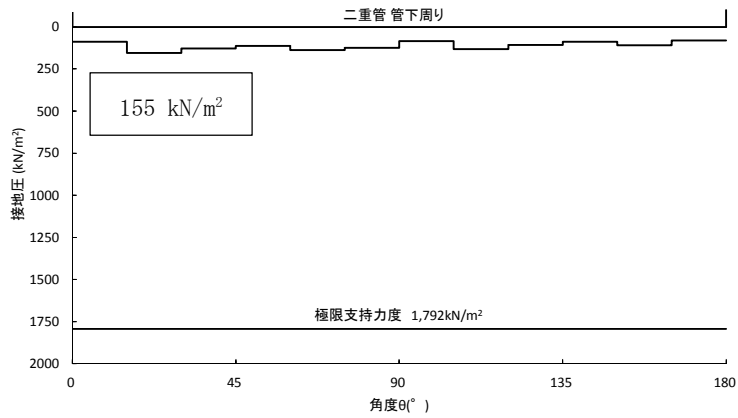


図 3.4-21 (27) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 22$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

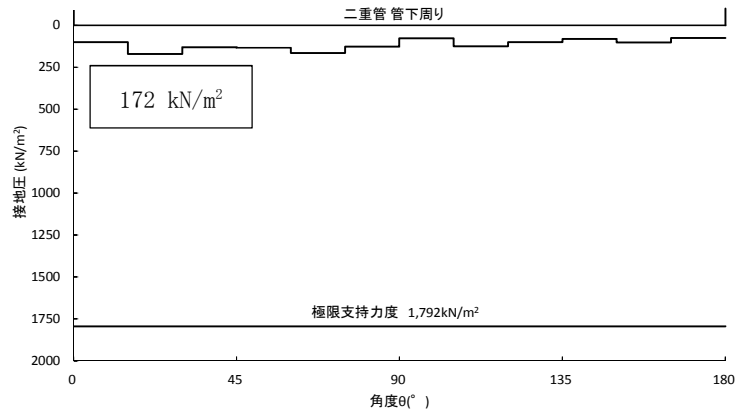


図 3.4-21 (28) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

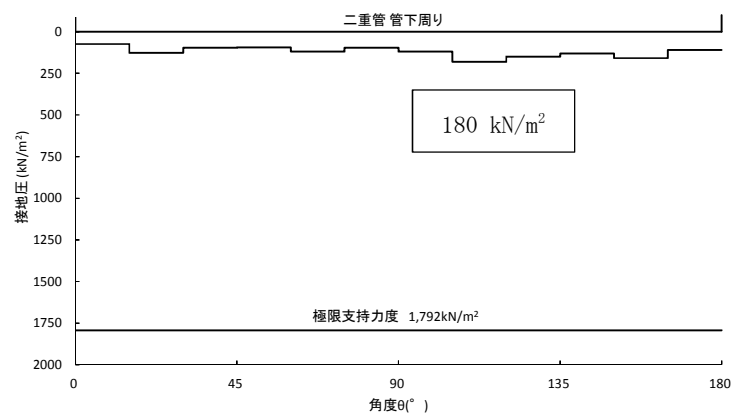


図 3.4-21 (29) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 31$ [H-, V+],
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

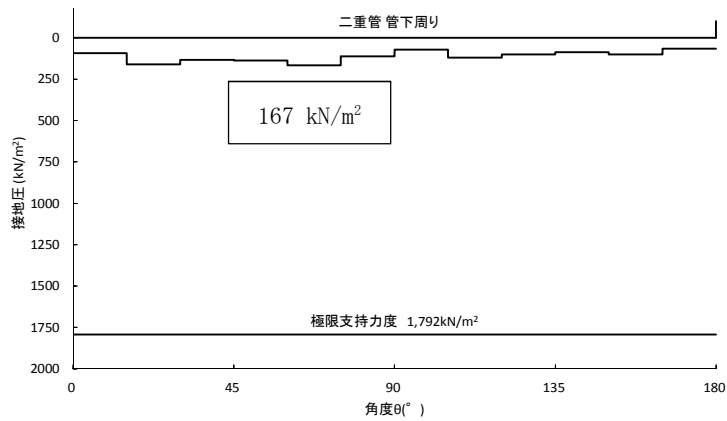


図 3.4-21 (30) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

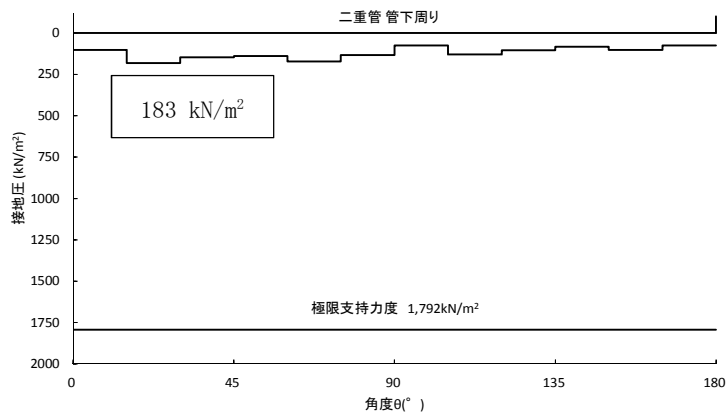


図 3.4-21 (31) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース③: 地盤物性の
 ばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

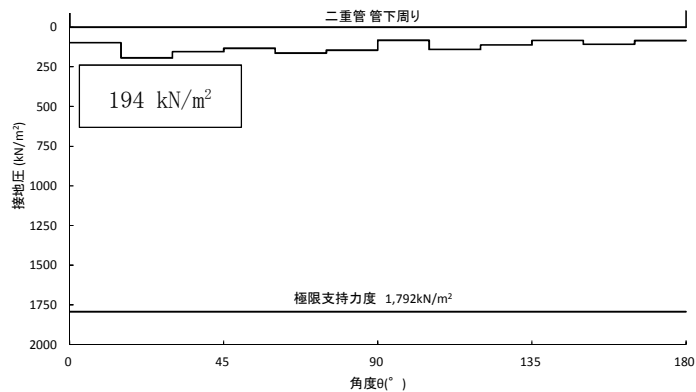


図 3.4-21 (32) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径: $\phi 2000$, 地震波: $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない
 豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

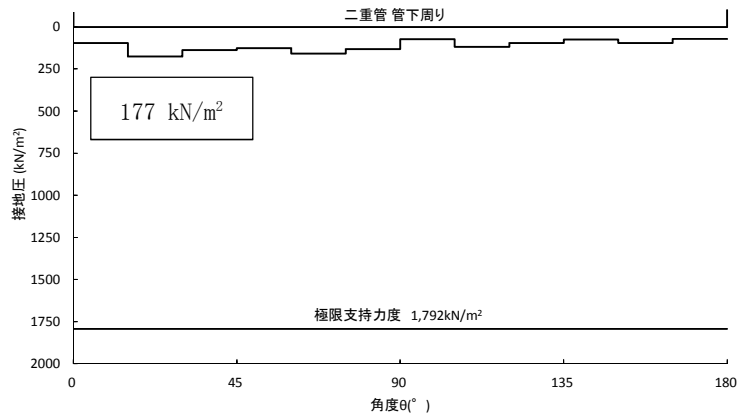


図 3.4-21 (33) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径 : $\phi 2000$, 地震波 : $S_s - 31 [H+, V+]$,
 検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

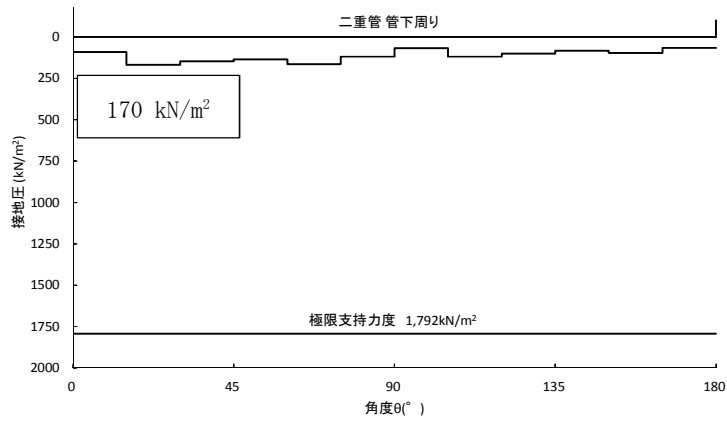


図 3.4-21 (34) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (二重管本体径 : $\phi 2000$, 地震波 : $S_s - 31 [H+, V+]$,
 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

b. 地盤改良体②に対する照査

地盤改良体②に作用する地盤改良体①の接地圧に対する支持性能評価結果を表 3.4-16 に、接地圧分布図を図 3.4-22 に示す。

地盤改良体②における基礎地盤の最大接地圧は、 S_s-D1 [H-, V+] 平均剛性 (液化化考慮) で 384 kN/m^2 となり、極限支持力度以下である。

以上のことから、屋外二重管本体下の地盤改良体②は基準地震動 S_s に対し支持性能を有する。

表 3.4-16 地盤改良体①下の地盤改良体②の支持性能評価結果

(C' - C' 断面・地盤改良体基礎構造部)

(検討ケース①~⑥：基本ケース，ばらつきケース)

地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s-D1	H+, V+	①	298	3840
S_s-D1	H+, V-		349	3840
S_s-D1	H-, V+		384	3840
S_s-D1	H-, V-		375	3840
S_s-11	H+, V+		144	3840
S_s-12	H+, V+		172	3840
S_s-13	H+, V+		181	3840
S_s-14	H+, V+		152	3840
S_s-21	H+, V+		280	3840
S_s-22	H+, V+		282	3840
S_s-31	H+, V+		303	3840
S_s-31	H-, V+		259	3840
S_s-31	H+, V+		②	288
S_s-31	H+, V+	③	311	3840
S_s-31	H+, V+	④	353	3840
S_s-31	H+, V+	⑤	309	3840
S_s-31	H+, V+	⑥	310	3840

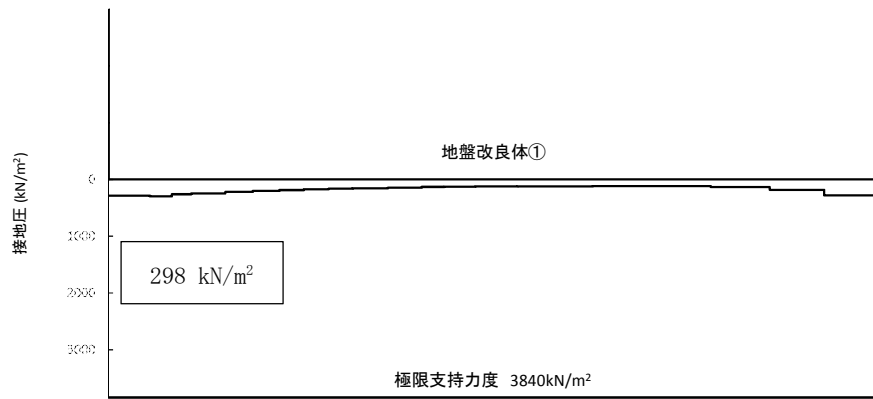


図 3.4-22 (1) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1 [H+, V+]$),

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

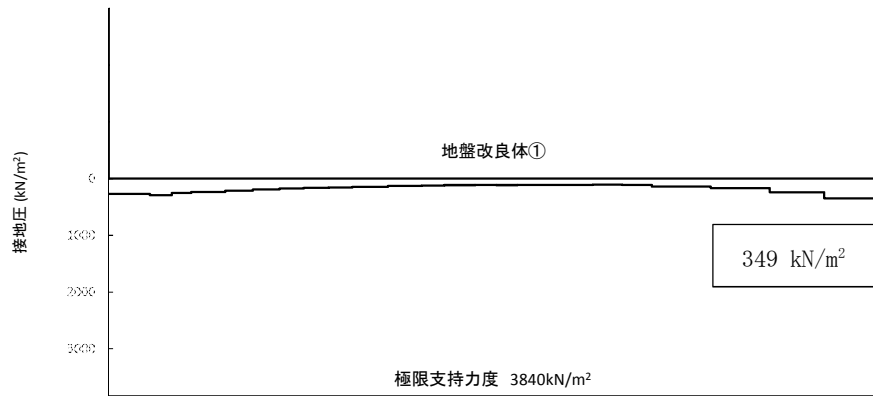


図 3.4-22 (2) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1 [H+, V-]$),

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

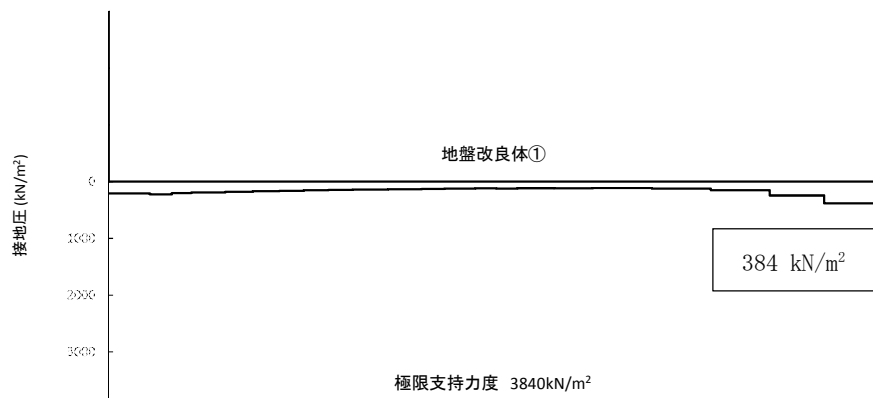


図 3.4-22 (3) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1 [H-, V+]$),

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

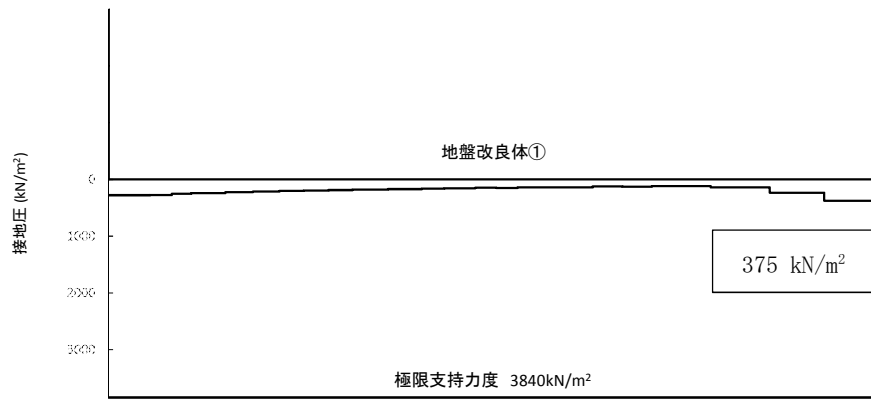


図 3.4-22 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

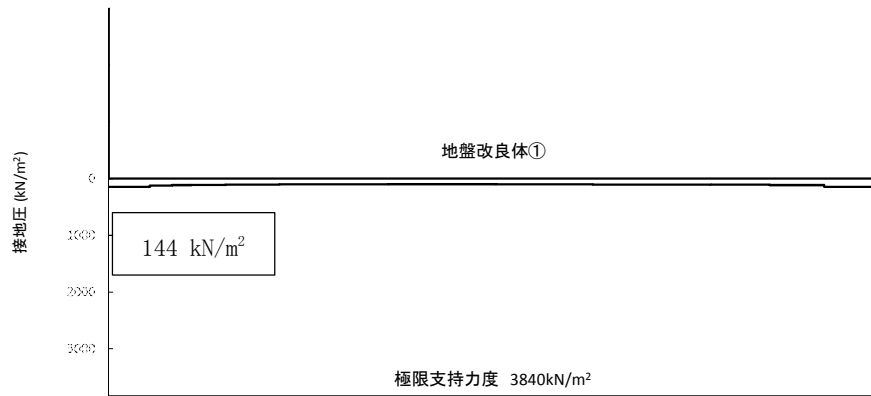


図 3.4-22 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 11$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

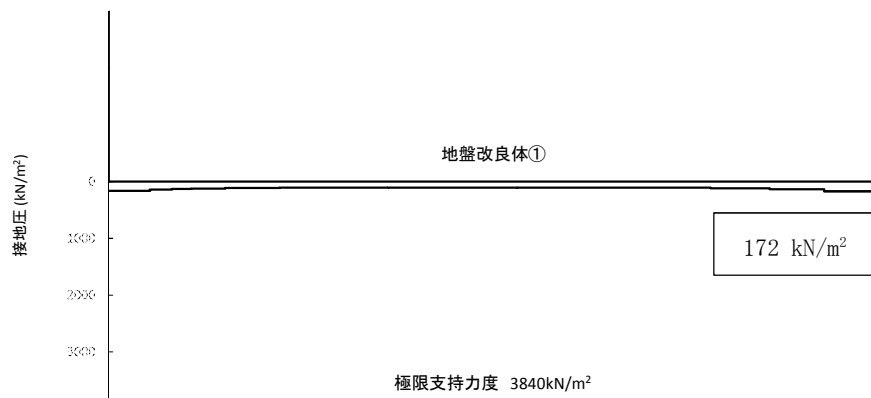


図 3.4-22 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 12$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

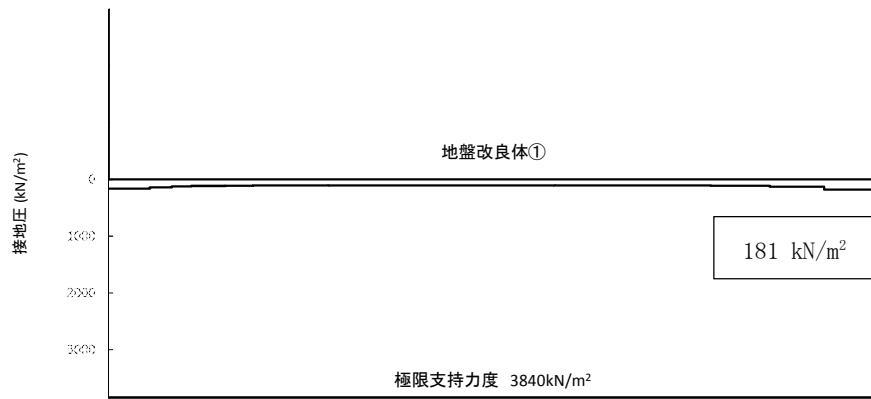


図 3.4-22 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

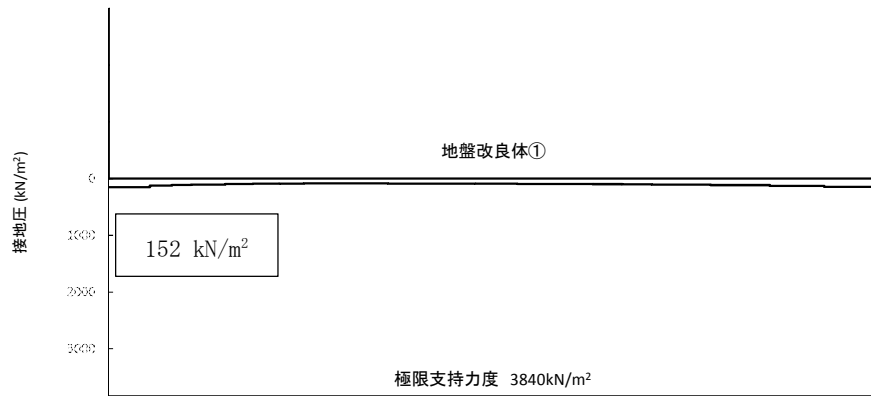


図 3.4-22 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

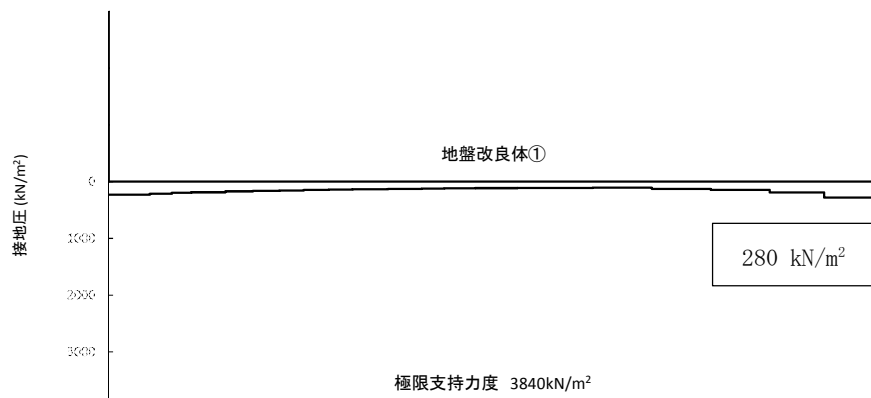


図 3.4-22 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

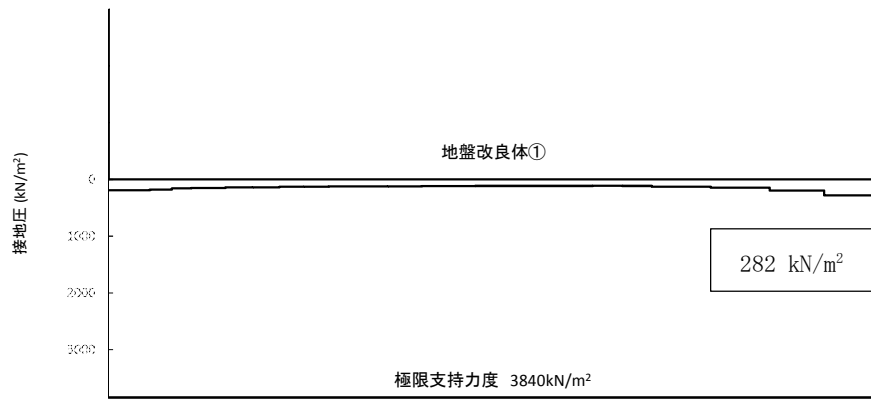


図 3.4-22 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

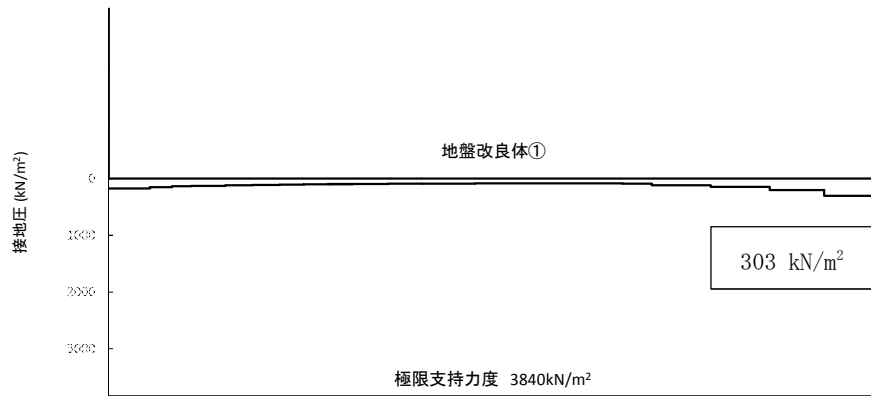


図 3.4-22 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

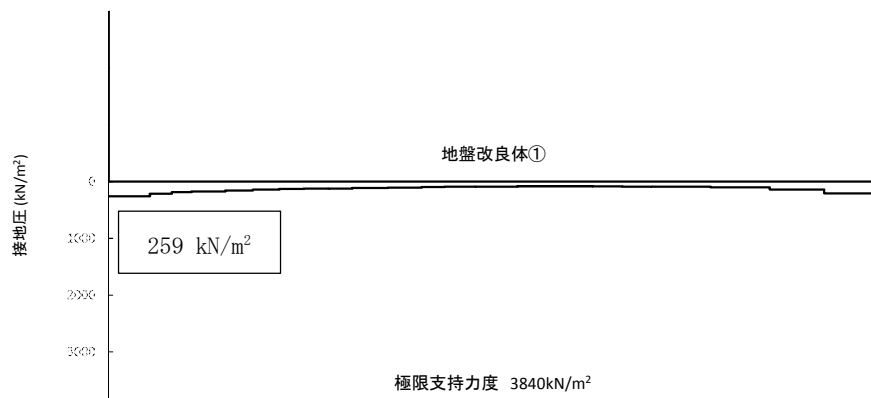


図 3.4-22 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

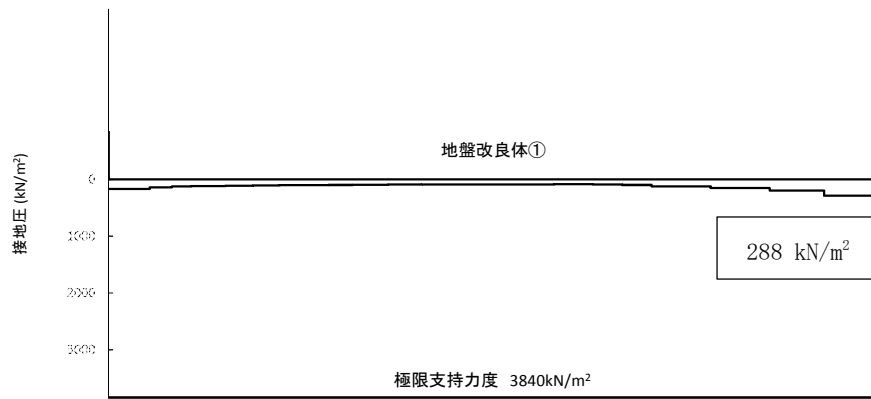


図 3.4-22 (13) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 31 [H+, V+]$,

検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

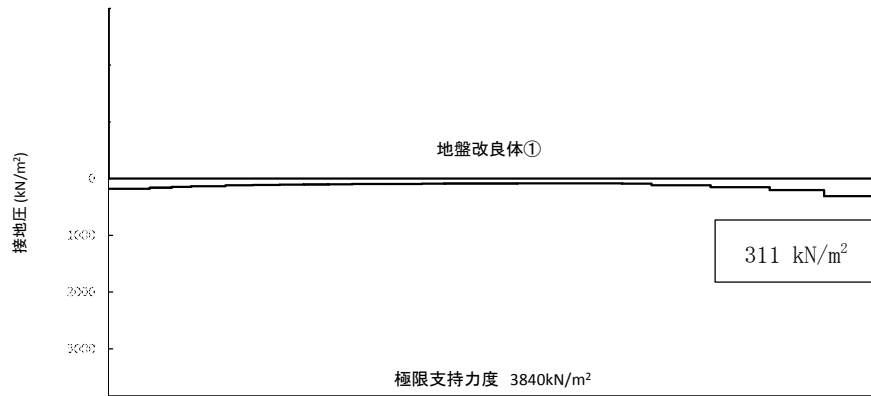


図 3.4-22 (14) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 31 [H+, V+]$,

検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

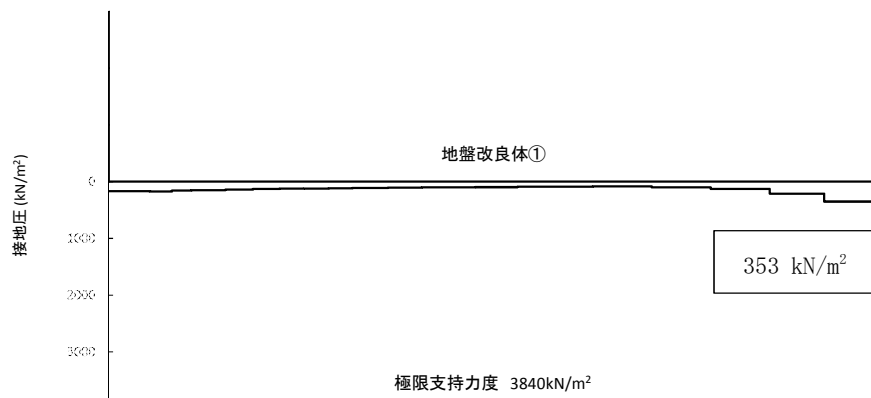


図 3.4-22 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 31 [H+, V+]$, 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

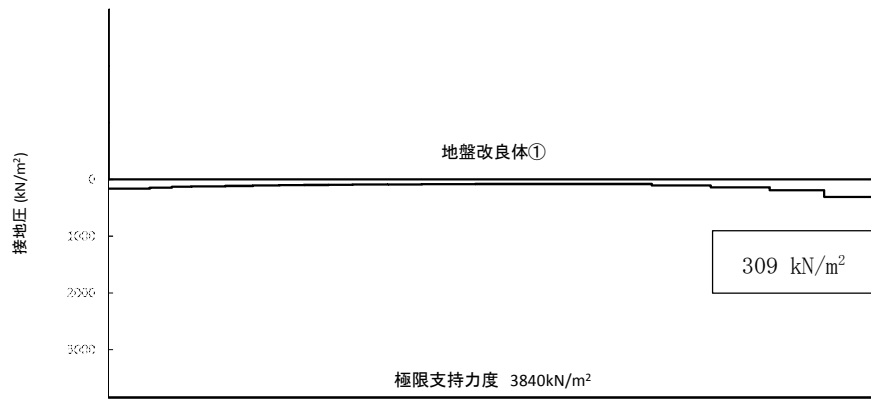


図 3.4-22 (16) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

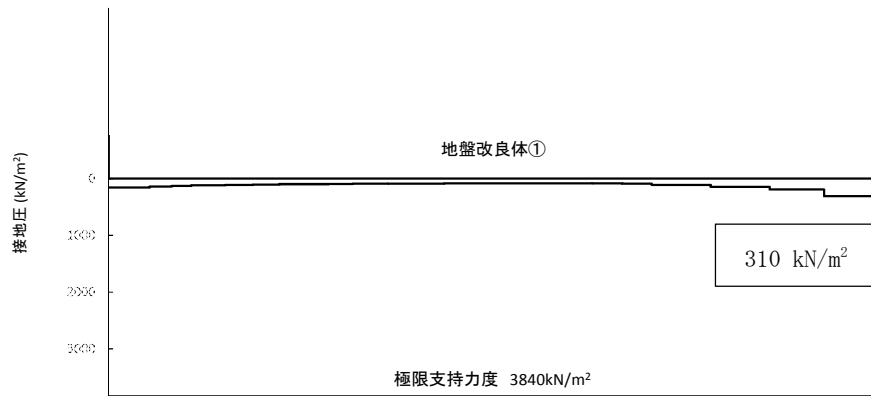


図 3.4-22 (17) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(5) 基礎地盤(岩盤)の支持性能に対する評価結果

a. 杭基礎構造部の照査

杭基礎構造部における基礎地盤(岩盤)の支持性能評価結果を表3.4-17に示す。

杭基礎構造部における基礎地盤(岩盤)の最大接地圧は、C-C断面(杭基礎構造部) S_s-D1 [H-, V+] 豊浦標準砂で 1854 kN/m^2 となり、極限支持力度以下である。

以上のことから、杭基礎構造部における基礎地盤(岩盤)は基準地震動 S_s に対し支持性能を有する。

表3.4-17 (1) 杭基礎構造部における基礎地盤(岩盤)の支持性能評価結果
(A-A断面)

地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s-D1	H+, V-	④	813	5810
S_s-D1	H-, V+		1000	5405

表 3.4-17 (2) 杭基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果
 (B-B断面)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S _s -D1	H+, V+	①	鋼管杭 (左)	1133	5810
			鋼管杭 (右)	1193	5810
S _s -D1	H+, V-		鋼管杭 (左)	1155	5810
			鋼管杭 (右)	1284	5810
S _s -D1	H-, V+		鋼管杭 (左)	1099	5810
			鋼管杭 (右)	1169	5810
S _s -D1	H-, V-		鋼管杭 (左)	1034	5810
			鋼管杭 (右)	996	5810
S _s -11	H+, V+		鋼管杭 (左)	752	5810
			鋼管杭 (右)	891	5810
S _s -12	H+, V+		鋼管杭 (左)	817	5810
			鋼管杭 (右)	1318	5810
S _s -13	H+, V+		鋼管杭 (左)	855	5810
			鋼管杭 (右)	1318	5810
S _s -14	H+, V+		鋼管杭 (左)	670	5810
			鋼管杭 (右)	987	5810
S _s -21	H+, V+		鋼管杭 (左)	845	5810
			鋼管杭 (右)	887	5810
S _s -22	H+, V+		鋼管杭 (左)	934	5810
			鋼管杭 (右)	979	5810
S _s -31	H+, V+		鋼管杭 (左)	802	5810
			鋼管杭 (右)	1031	5810
S _s -31	H-, V+		鋼管杭 (左)	782	5810
			鋼管杭 (右)	904	5810
S _s -D1	H+, V-	②	鋼管杭 (左)	1218	5810
		鋼管杭 (右)	1358	5810	
S _s -D1	H+, V-	③	鋼管杭 (左)	1104	5810
		鋼管杭 (右)	1136	5810	
S _s -D1	H+, V-	④	鋼管杭 (左)	1394	5810
		鋼管杭 (右)	1833	5810	
S _s -D1	H+, V-	⑤	鋼管杭 (左)	935	5810
		鋼管杭 (右)	1212	5810	
S _s -D1	H+, V-	⑥	鋼管杭 (左)	918	5810
		鋼管杭 (右)	1159	5810	

表 3.4-17 (3) 杭基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果
 (C-C断面・杭基礎構造部)

地震波	位相	検討ケース	検討対象	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S _s -D1	H+, V+	①	鋼管杭 (左)	839	5394
			鋼管杭 (右)	1480	5415
S _s -D1	H+, V-		鋼管杭 (左)	855	5394
			鋼管杭 (右)	1507	5415
S _s -D1	H-, V+		鋼管杭 (左)	887	5394
			鋼管杭 (右)	1582	5415
S _s -D1	H-, V-		鋼管杭 (左)	1000	5394
			鋼管杭 (右)	1450	5415
S _s -11	H+, V+		鋼管杭 (左)	498	5394
			鋼管杭 (右)	668	5415
S _s -12	H+, V+		鋼管杭 (左)	655	5394
			鋼管杭 (右)	1198	5415
S _s -13	H+, V+		鋼管杭 (左)	570	5394
			鋼管杭 (右)	937	5415
S _s -14	H+, V+		鋼管杭 (左)	534	5394
			鋼管杭 (右)	736	5415
S _s -21	H+, V+		鋼管杭 (左)	833	5394
			鋼管杭 (右)	1249	5415
S _s -22	H+, V+		鋼管杭 (左)	780	5394
			鋼管杭 (右)	1206	5415
S _s -31	H+, V+	鋼管杭 (左)	622	5394	
		鋼管杭 (右)	1595	5415	
S _s -31	H-, V+	鋼管杭 (左)	566	5394	
		鋼管杭 (右)	918	5415	
S _s -D1	H-, V+	②	鋼管杭 (左)	884	5394
		鋼管杭 (右)	1593	5415	
S _s -D1	H-, V+	③	鋼管杭 (左)	873	5394
		鋼管杭 (右)	1603	5415	
S _s -D1	H-, V+	④	鋼管杭 (左)	1304	5394
		鋼管杭 (右)	1854	5415	
S _s -D1	H-, V+	⑤	鋼管杭 (左)	629	5394
		鋼管杭 (右)	1358	5415	
S _s -D1	H-, V+	⑥	鋼管杭 (左)	611	5394
		鋼管杭 (右)	1363	5415	

b. 地盤改良体基礎構造部の照査

地盤改良体基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果を表 3.4-18 に、接地圧分布図を図 3.4-23 に示す。

地盤改良体基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の最大接地圧は、 S_s-31 [H+, V+] + 1σ 剛性（非液状化）で 1655 kN/m^2 となり、極限支持力度以下である。

以上のことから、地盤改良体基礎構造部における基礎地盤（岩盤）は基準地震動 S_s に対し支持性能を有する。

表 3.4-18 地盤改良体基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果

(C' - C' 断面・地盤改良体基礎構造部)

地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	
S_s-D1	H+, V+	①	1551	4656	
S_s-D1	H+, V-		1484	4656	
S_s-D1	H-, V+		1457	4656	
S_s-D1	H-, V-		1510	4656	
S_s-11	H+, V+		671	4656	
S_s-12	H+, V+		850	4656	
S_s-13	H+, V+		844	4656	
S_s-14	H+, V+		763	4656	
S_s-21	H+, V+		1178	4656	
S_s-22	H+, V+		1197	4656	
S_s-31	H+, V+		1254	4656	
S_s-31	H-, V+		1176	4656	
S_s-31	H+, V+		②	1553	4656
S_s-31	H+, V+		③	1475	4656
S_s-31	H+, V+	④	1563	4656	
S_s-31	H+, V+	⑤	1298	4656	
S_s-31	H+, V+	⑥	1655	4656	

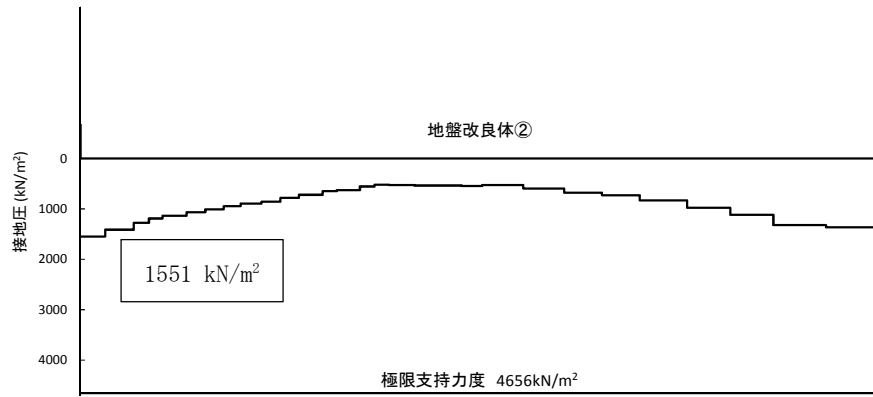


図 3.4-23 (1) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

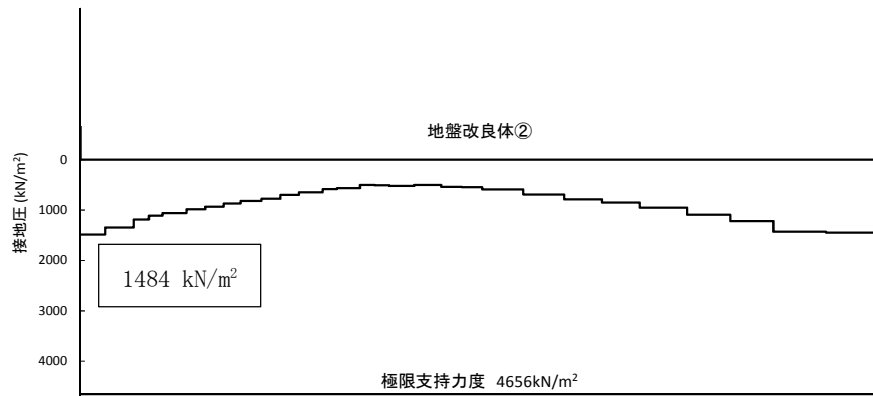


図 3.4-23 (2) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

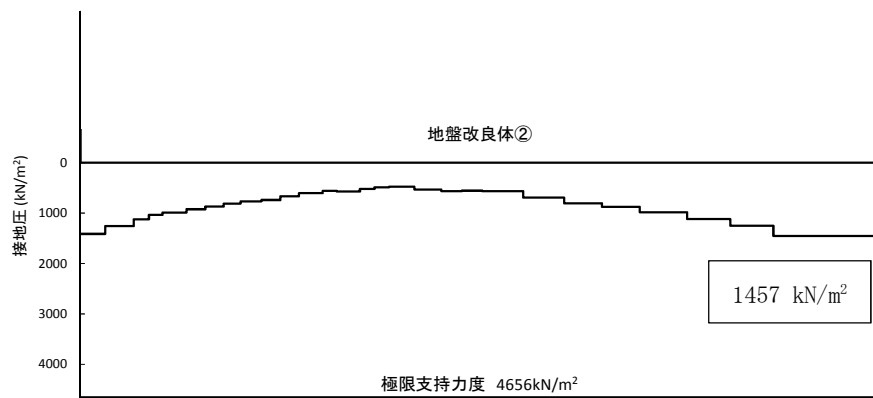


図 3.4-23 (3) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

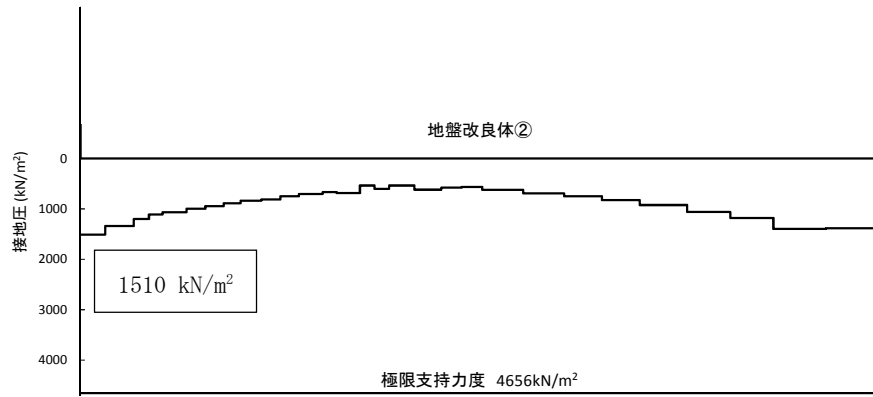


図 3.4-23 (4) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V-],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

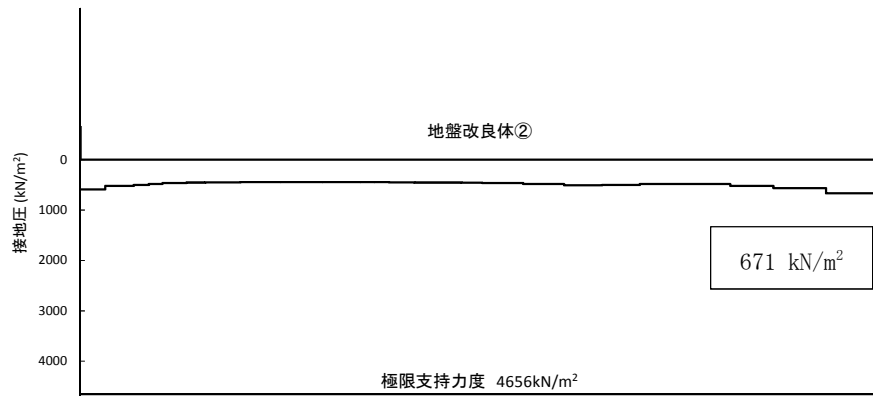


図 3.4-23 (5) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
(地震波 : $S_s - 11$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

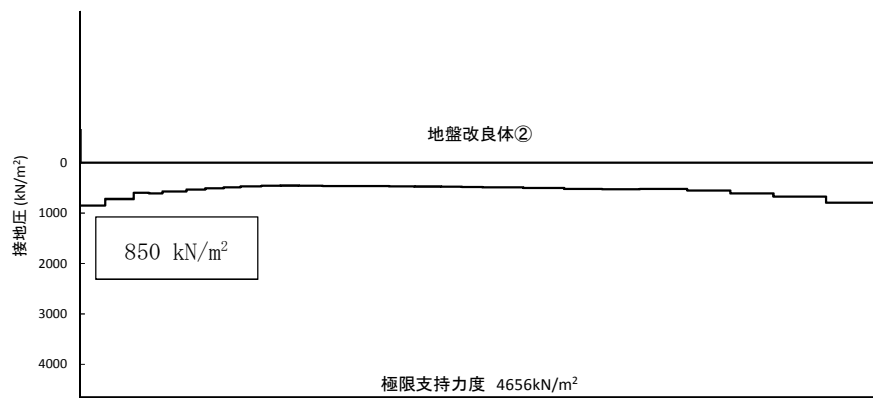


図 3.4-23 (6) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
(地震波 : $S_s - 12$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

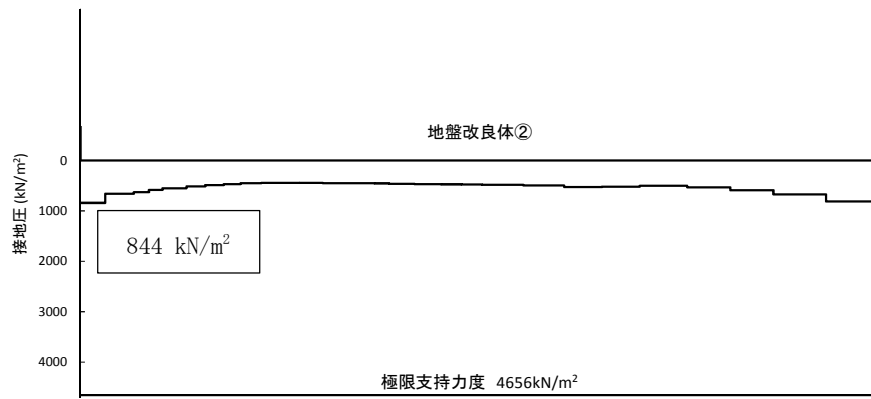


図 3.4-23 (7) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 1.3$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

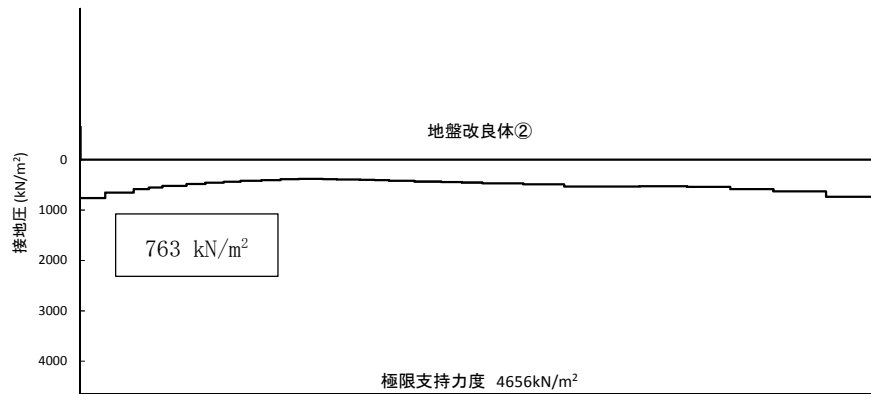


図 3.4-23 (8) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 1.4$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

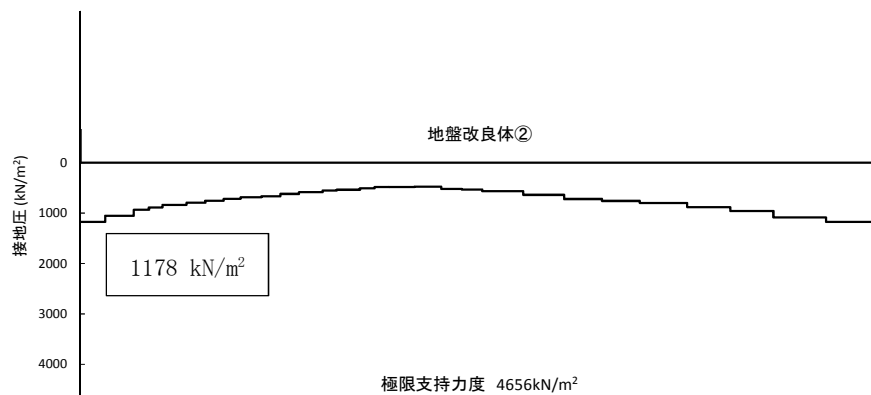


図 3.4-23 (9) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図

(地震波 : $S_s - 2.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

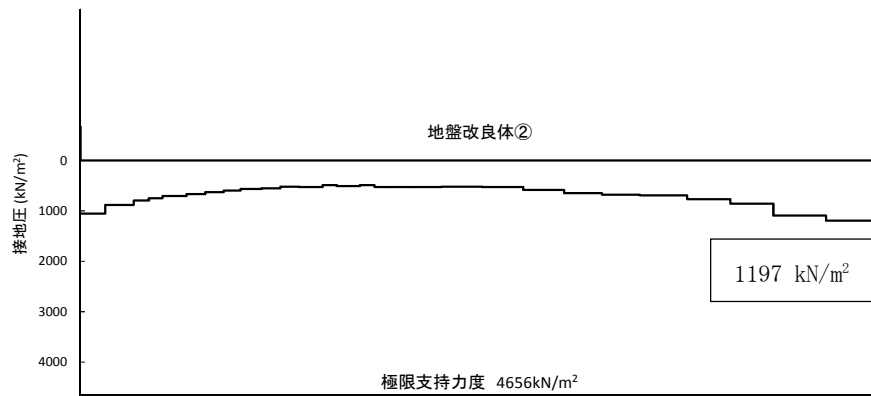


図 3.4-23 (10) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
(地震波 : $S_s - 2.2$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

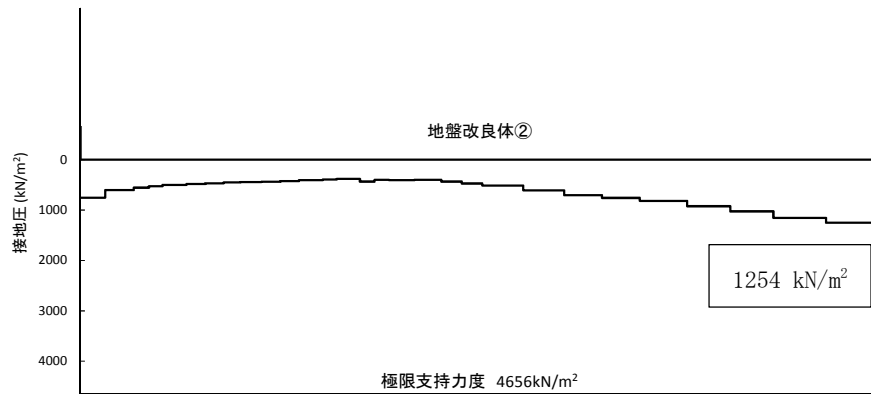


図 3.4-23 (11) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

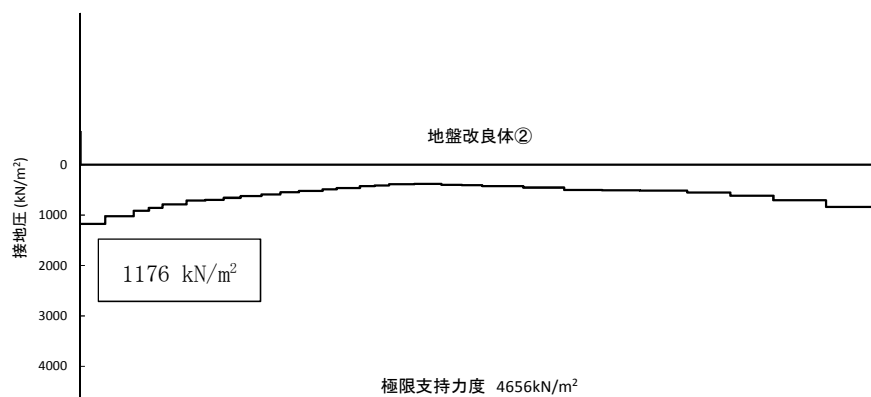


図 3.4-23 (12) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
(地震波 : $S_s - 3.1$ [H-, V+],

検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

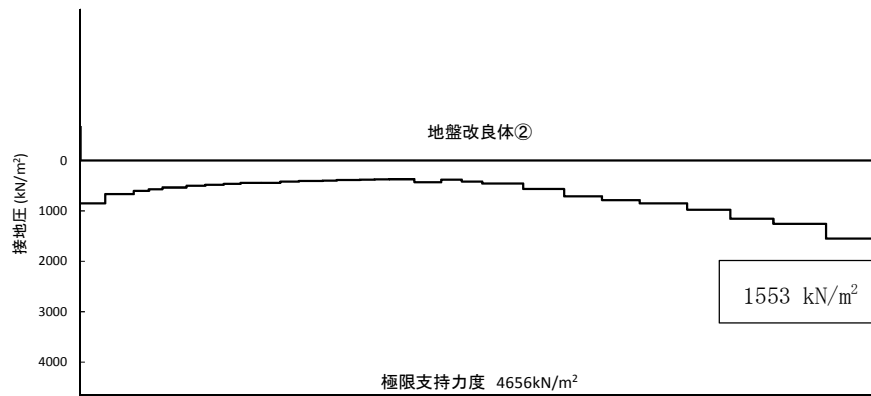


図 3.4-23 (13) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

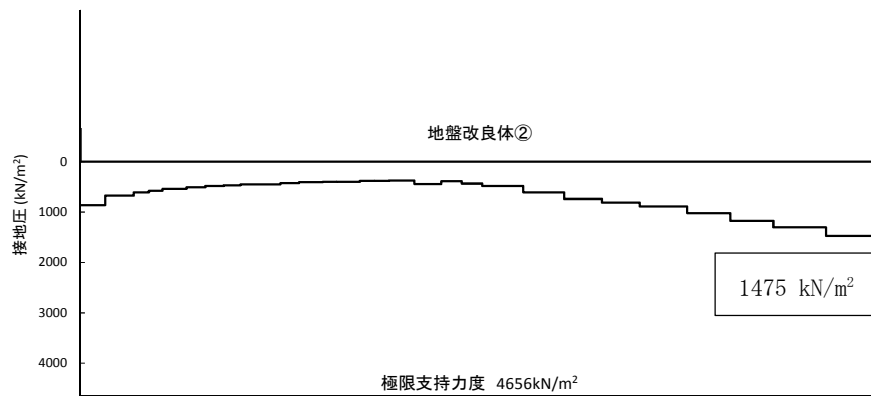


図 3.4-23 (14) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

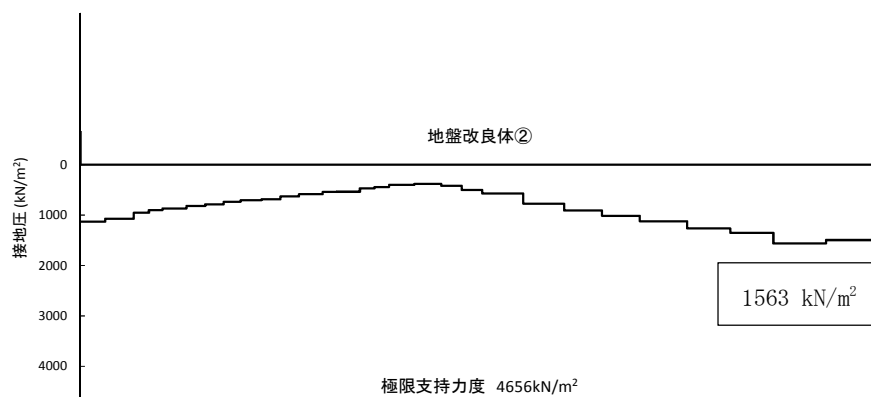


図 3.4-23 (15) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の
 液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

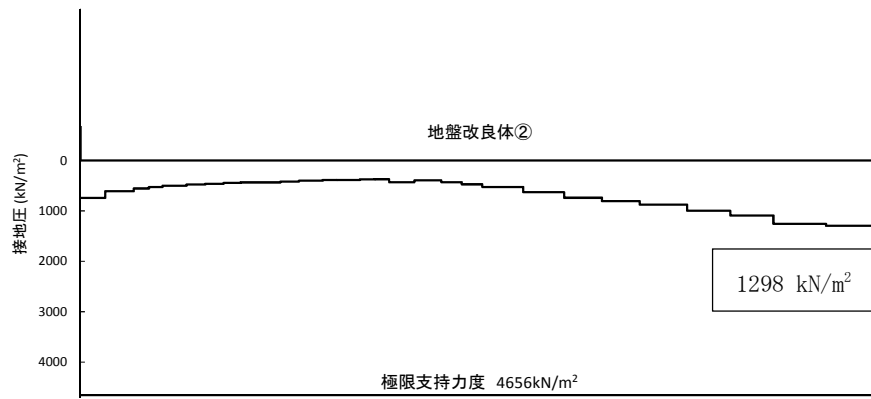


図 3.4-23 (16) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

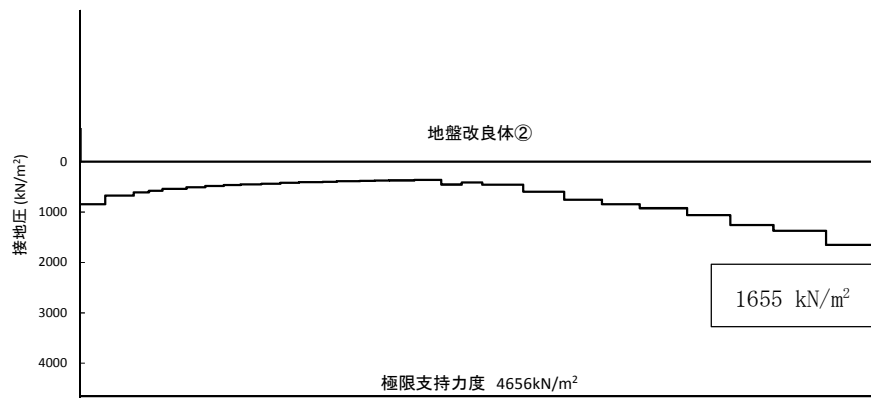


図 3.4-23 (17) C' - C' 断面 (地盤改良体基礎構造部) の接地圧分布図
 (地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+],
 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

3.5 まとめ

屋外二重管基礎について、基準地震動 S_s による地震動に対し、杭基礎部材及び地盤改良体の健全性に対する評価及び基礎地盤（地盤改良体及び岩盤）の支持性能に対する評価を実施し、各評価結果が許容値以下であることを確認した。

以上のことから、屋外二重管基礎は、基準地震動 S_s による地震動に対して、要求性能を維持できる。

屋外二重管基礎の耐震安全性評価に関する参考資料

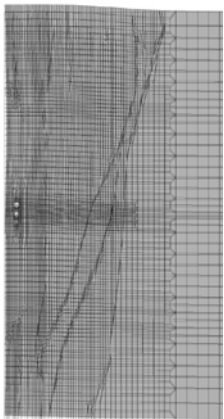
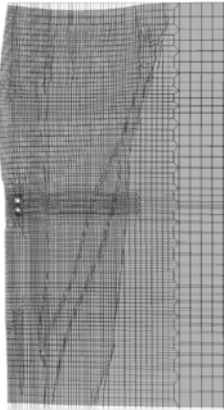
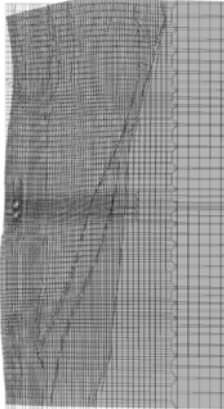
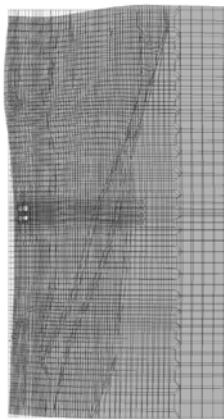
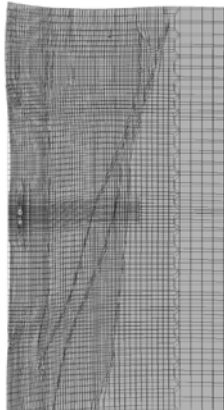
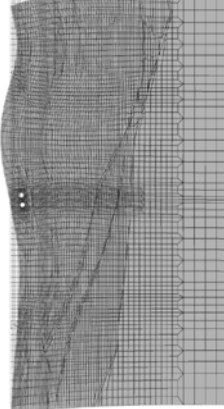
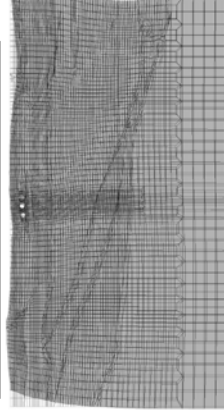
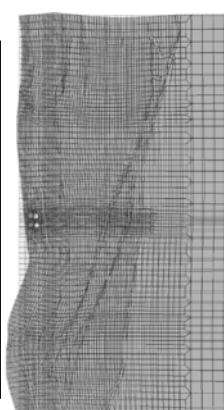
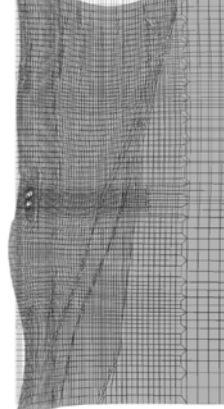
1. 減衰の設定について

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

固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図 3-1～参考図 3-4 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を参考図 3-5～参考図 3-8 に示す。

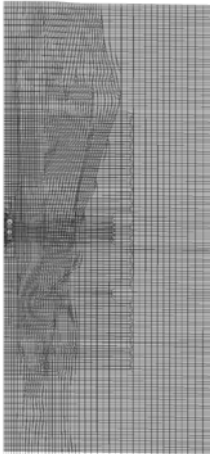
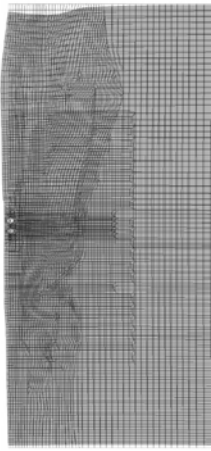
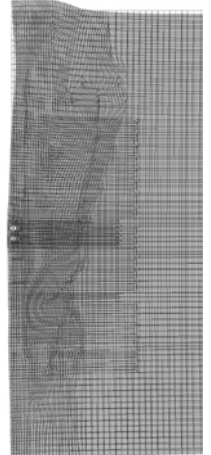
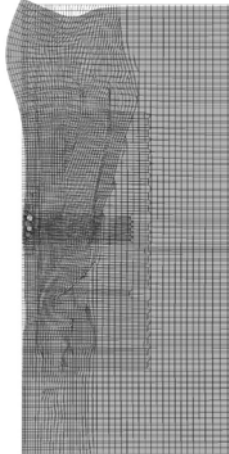
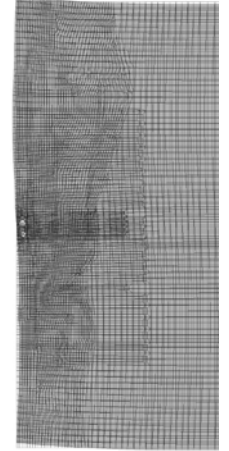
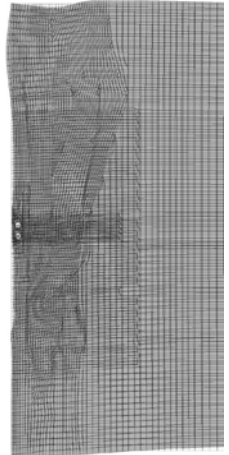
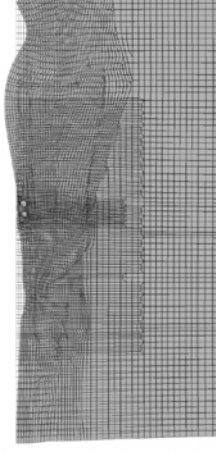
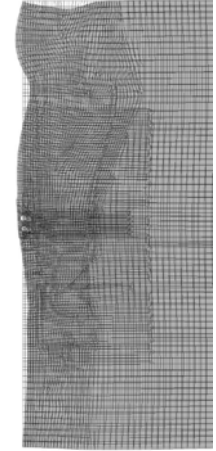
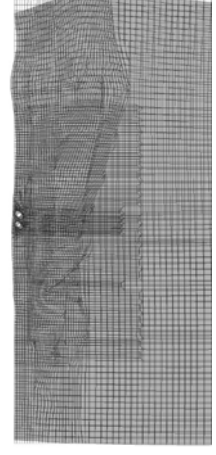
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

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、ひずみが多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 24 年 3 月））とする。

<p>1 次モード</p> <p>0.768 Hz (刺激係数 : 148.39)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.271 Hz (刺激係数 : 51.43)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.680 Hz (刺激係数 : 47.16)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.785 Hz (刺激係数 : 22.00)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>1.895 Hz (刺激係数 : 62.88)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>1.976 Hz (刺激係数 : 11.30)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>2.212 Hz (刺激係数 : 9.68)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.548 Hz (刺激係数 : -4.58)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.765 Hz (刺激係数 : 16.93)</p> 

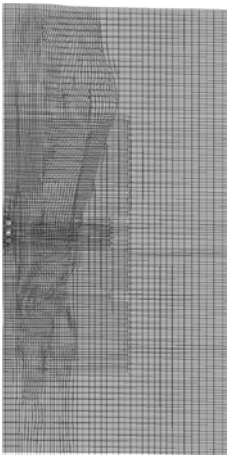
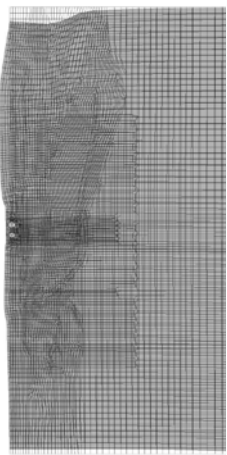
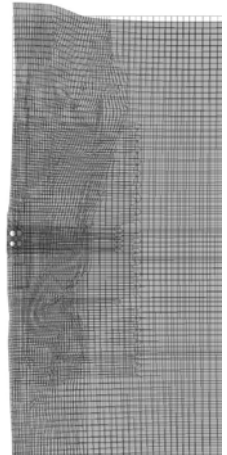
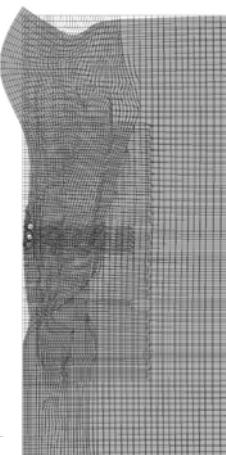
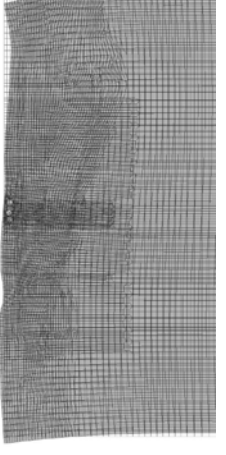
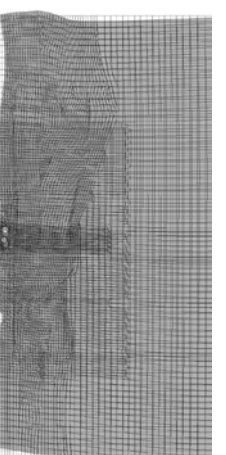
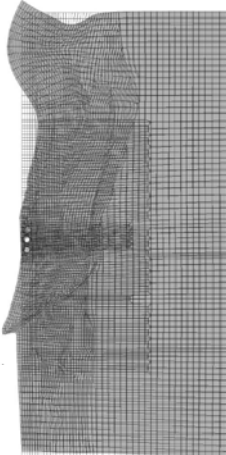
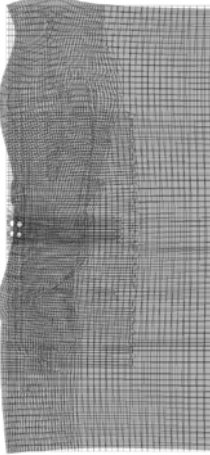

(a) B-B 断面

参考図 3-1 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

<p>1次モード</p> <p>0.903 Hz (刺激係数 : 211.47)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.595 Hz (刺激係数 : 32.07)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.783 Hz (刺激係数 : -27.99)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.267 Hz (刺激係数 : -34.14)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.301 Hz (刺激係数 : -1.85)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.444 Hz (刺激係数 : 54.38)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.791 Hz (刺激係数 : -3.46)</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.148 Hz (刺激係数 : 2.26)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.237 Hz (刺激係数 : -25.53)</p> 

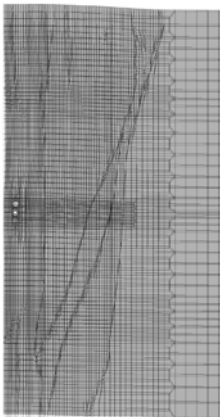
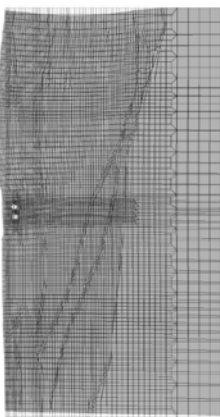
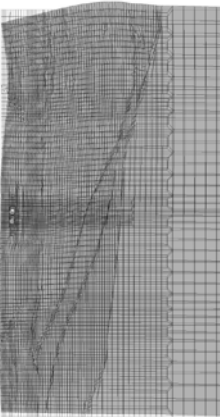
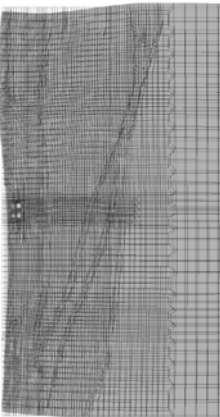
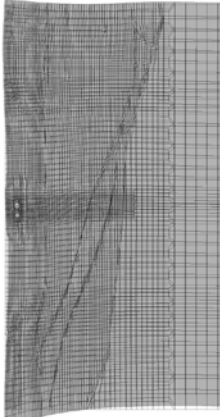
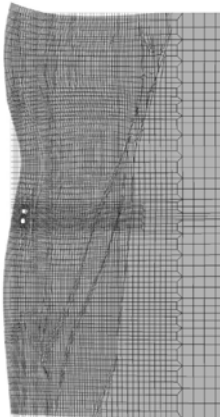
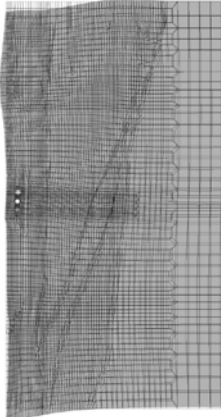
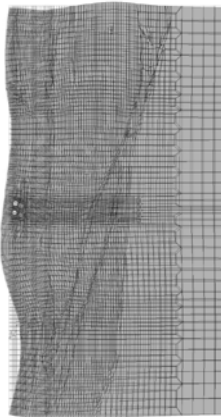
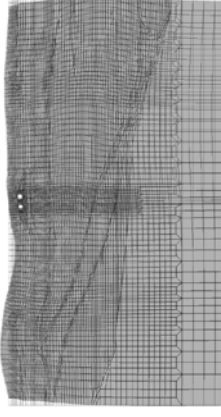
(b) C-C断面 (杭基礎部)

参考図 3-1 (2) 屋外二重基礎の固有値解析結果 (検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

<p>1次モード</p> <p>0.872 Hz (刺激係数: 148.96)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.535 Hz (刺激係数: 26.16)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.717 Hz (刺激係数: -18.67)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.095 Hz (刺激係数: -19.24)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.196 Hz (刺激係数: 4.68)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.386 Hz (刺激係数: -38.40)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.627 Hz (刺激係数: 8.02)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.954 Hz (刺激係数: -2.05)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.064 Hz (刺激係数: -20.31)</p> 

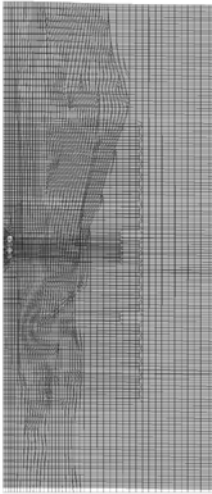
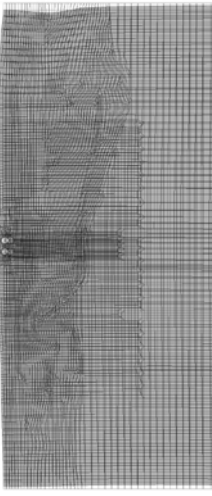
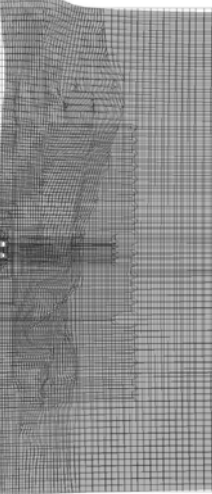
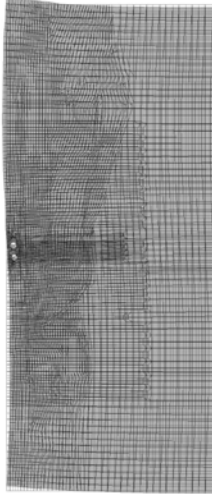
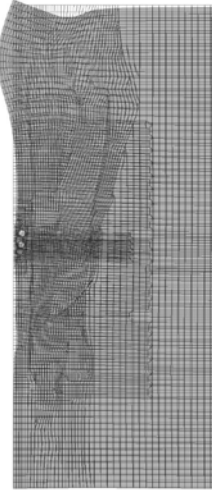
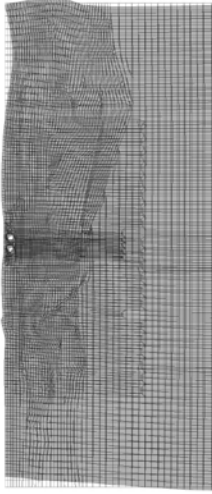
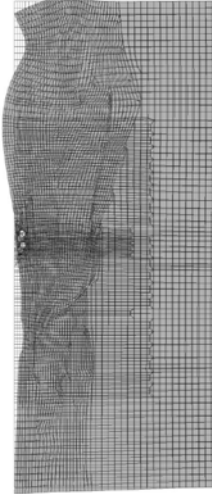
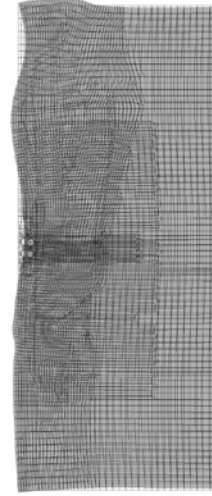
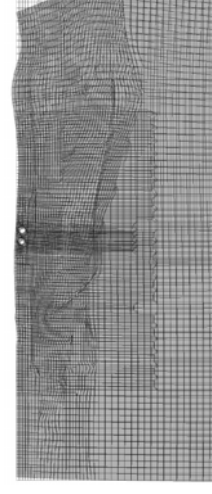
(c) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-1 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

<p>1次モード</p> <p>0.802 Hz (刺激係数 : 153.26)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.346 Hz (刺激係数 : 46.16)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.797 Hz (刺激係数 : 47.00)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.830 Hz (刺激係数 : 16.66)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.987 Hz (刺激係数 : 60.02)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.130 Hz (刺激係数 : -2.93)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.313 Hz (刺激係数 : -8.53)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.677 Hz (刺激係数 : 1.40)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.929 Hz (刺激係数 : -14.71)</p> 

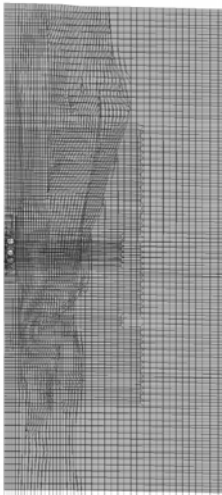
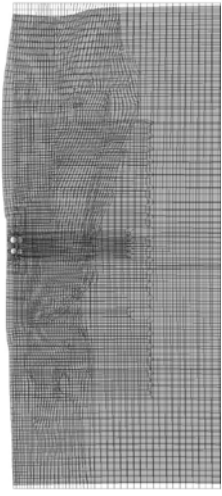
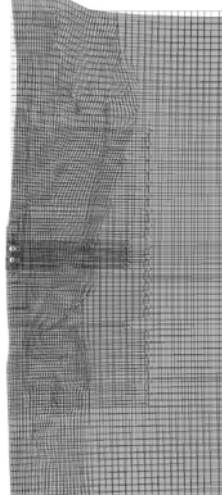
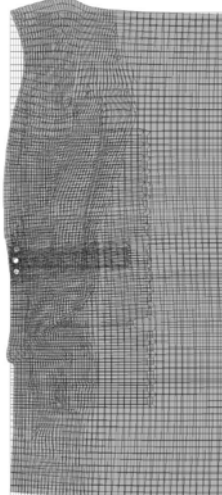
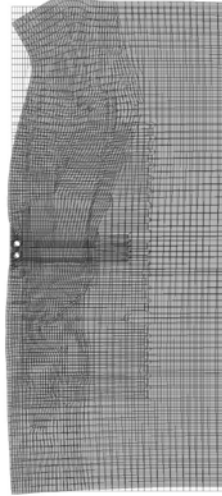
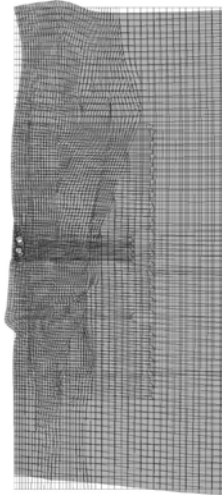
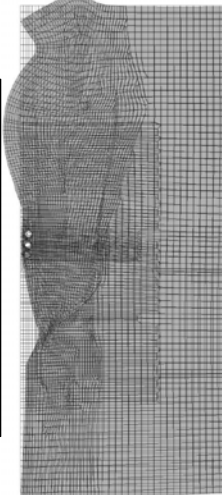
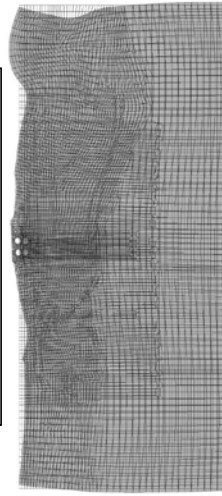
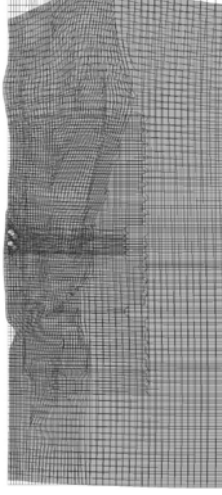
(a) B-B断面

参考図 3-2 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

<p>1次モード</p> <p>0.909 Hz (刺激係数 : 212.59)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.632 Hz (刺激係数 : 22.57)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.839 Hz (刺激係数 : -31.75)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.310 Hz (刺激係数 : -3.91)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.376 Hz (刺激係数 : -41.39)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.513 Hz (刺激係数 : -48.97)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.922 Hz (刺激係数 : -1.75)</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.200 Hz (刺激係数 : 1.49)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.309 Hz (刺激係数 : -25.96)</p> 

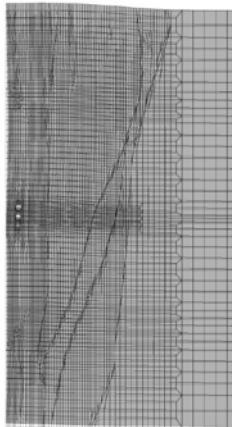
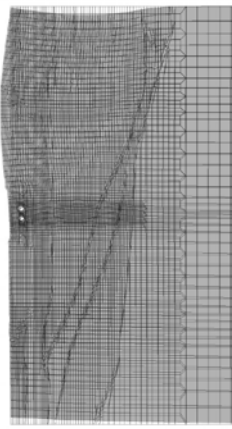
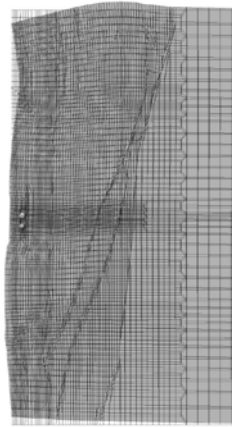
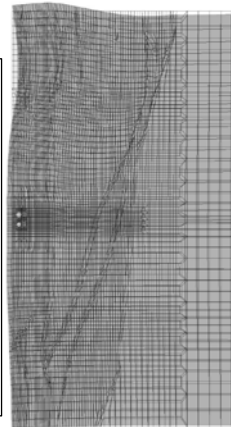
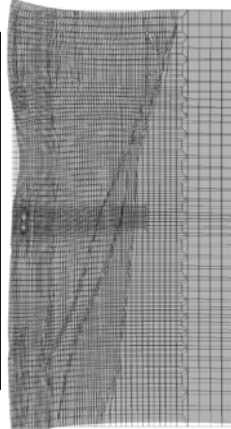
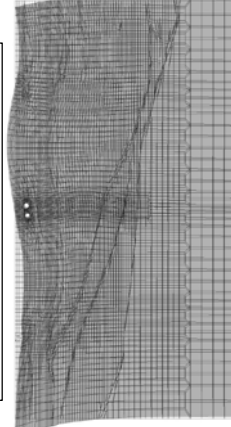

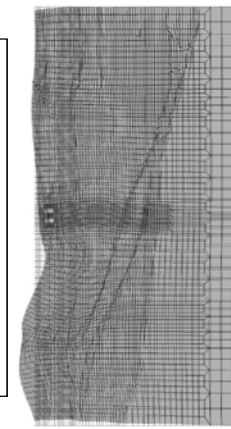
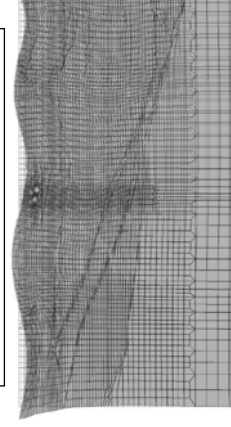
(b) C-C断面 (杭基礎部)

参考図 3-2 (2) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

<p>1次モード</p> <p>0.878 Hz (刺激係数 : 149.90)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.590 Hz (刺激係数 : 17.68)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.768 Hz (刺激係数 : -22.84)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.201 Hz (刺激係数 : 13.82)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.223 Hz (刺激係数 : 18.39)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.456 Hz (刺激係数 : -37.10)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.773 Hz (刺激係数 : -7.10)</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.008 Hz (刺激係数 : 0.80)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.145 Hz (刺激係数 : -22.51)</p> 

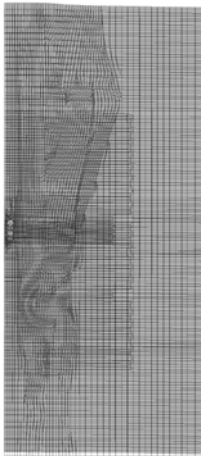
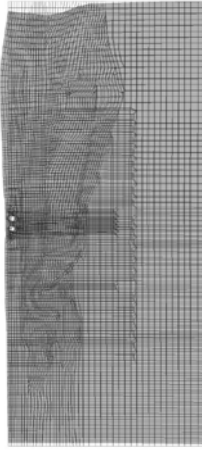
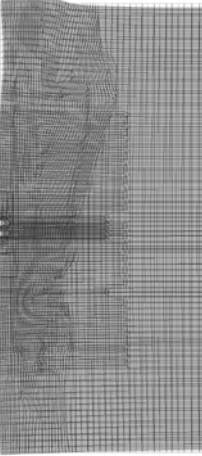
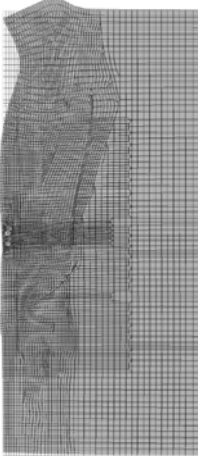
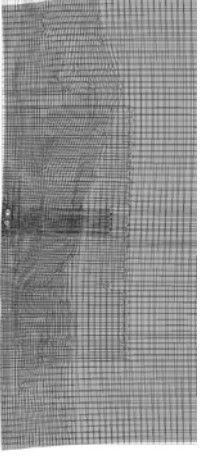
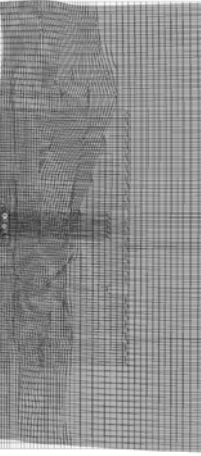
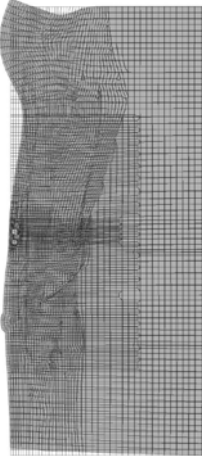
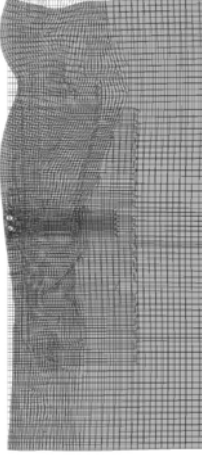
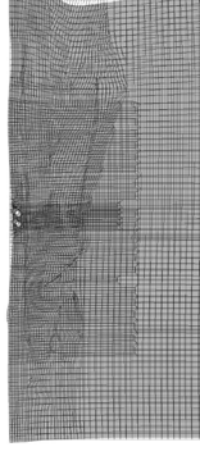
(c) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-2 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

<p>1 次モード</p> <p>0.728 Hz (刺激係数 : 142.83)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.196 Hz (刺激係数 : 53.77)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.561 Hz (刺激係数 : 52.63)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.729 Hz (刺激係数 : -24.80)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>1.792 Hz (刺激係数 : 52.90)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>1.831 Hz (刺激係数 : 40.69)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>2.103 Hz (刺激係数 : -10.25)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.413 Hz (刺激係数 : -9.90)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.582 Hz (刺激係数 : 14.60)</p> 

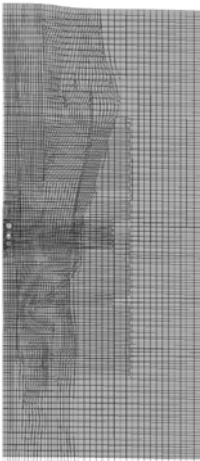
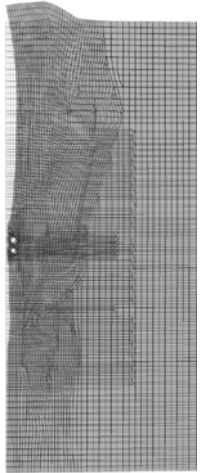
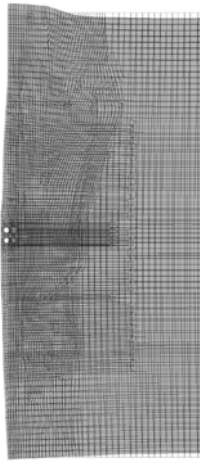

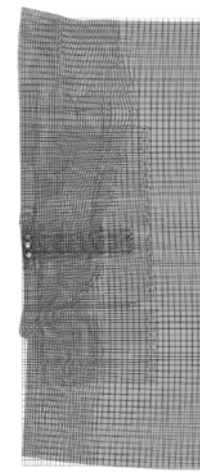

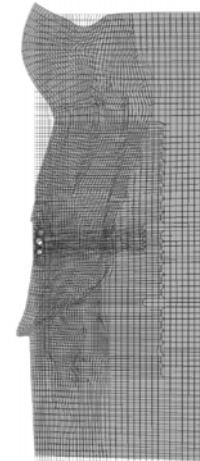
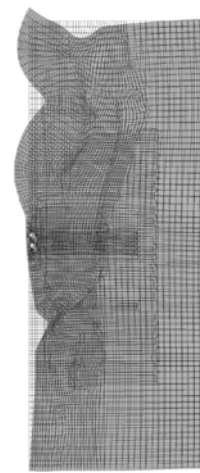

(a) B-B 断面

参考図 3-3 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース③) : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

<p>1次モード</p> <p>0.895 Hz (刺激係数: 209.73)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.529 Hz (刺激係数: 42.59)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.745 Hz (刺激係数: -21.64)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.130 Hz (刺激係数: 30.05)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.292 Hz (刺激係数: 5.47)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.372 Hz (刺激係数: -56.87)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.645 Hz (刺激係数: 6.35)</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.070 Hz (刺激係数: 5.64)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.155 Hz (刺激係数: 24.39)</p> 

(b) C-C断面 (杭基礎部)

参考図 3-3 (2) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

<p>1 次モード</p> <p>0.857 Hz (刺激係数 : 146.26)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.403 Hz (刺激係数 : -39.45)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.676 Hz (刺激係数 : -12.51)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.885 Hz (刺激係数 : -16.94)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>2.175 Hz (刺激係数 : -3.82)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>2.294 Hz (刺激係数 : 38.16)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>2.440 Hz (刺激係数 : 8.81)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.814 Hz (刺激係数 : 3.34)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.917 Hz (刺激係数 : 20.65)</p> 

(c) C-C 断面 (地盤改良部)

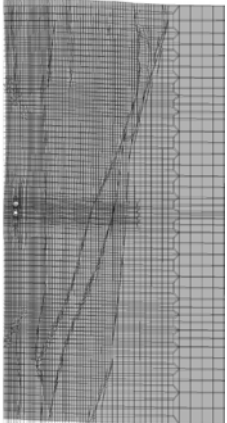
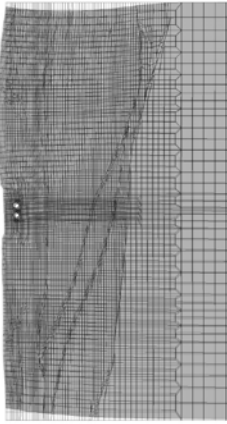
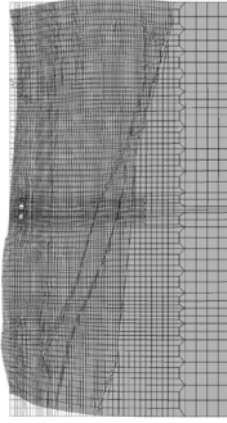
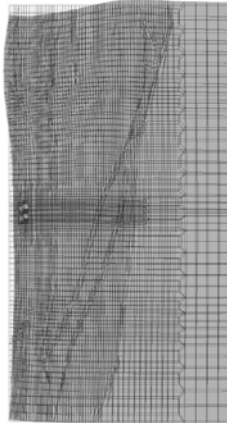
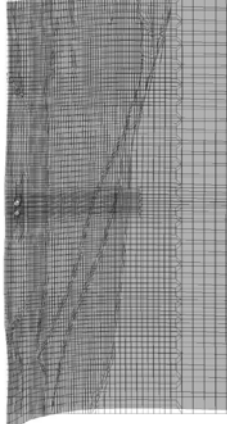
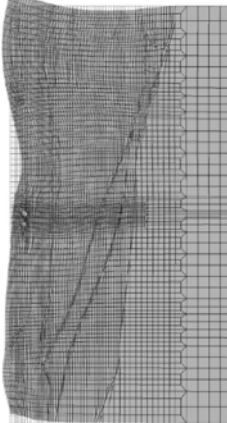
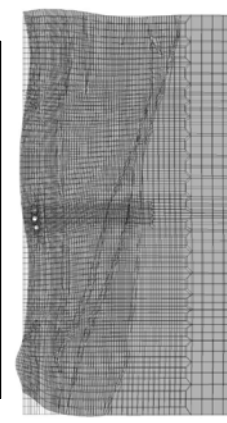
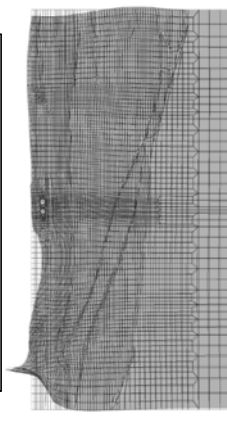
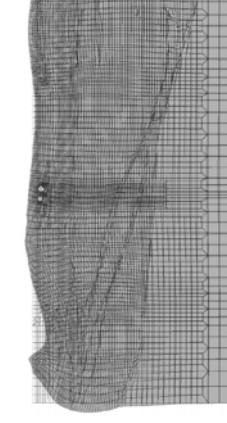
参考図 3-3 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース③) : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケー

1 次モード 0.864 Hz (刺激係数 : 202.75)	2 次モード 1.244 Hz (刺激係数 : 28.79)	3 次モード 1.411 Hz (刺激係数 : 31.90)
4 次モード 1.656 Hz (刺激係数 : -3.92)	5 次モード 1.769 Hz (刺激係数 : -22.99)	6 次モード 1.869 Hz (刺激係数 : -45.85)
7 次モード 1.974 Hz (刺激係数 : 11.12)	8 次モード 2.169 Hz (刺激係数 : -45.43)	9 次モード 2.236 Hz (刺激係数 : -41.06)

(a) A - A断面

参考図 3-4 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

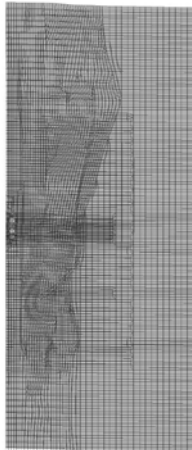
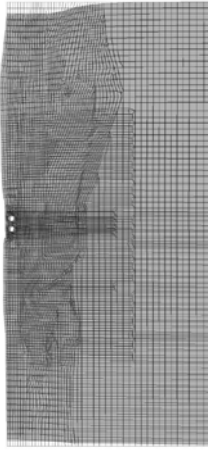
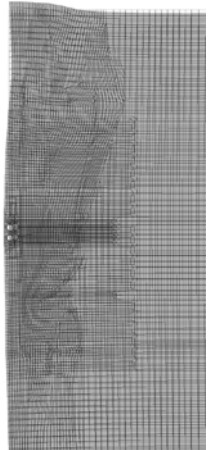
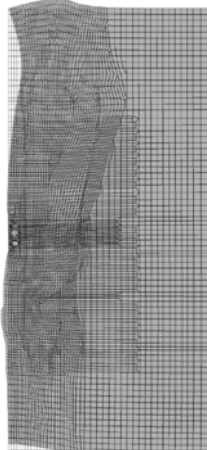
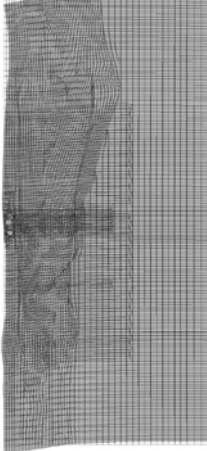
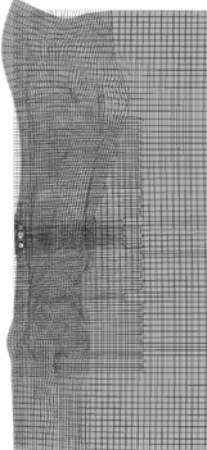
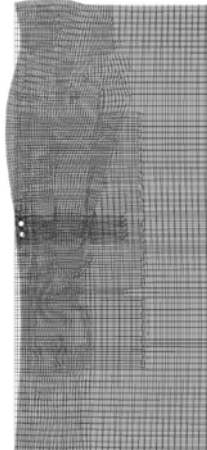
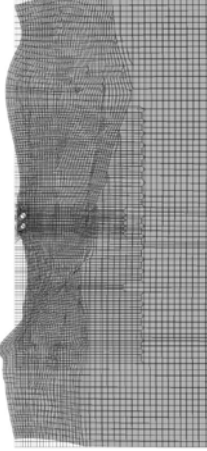
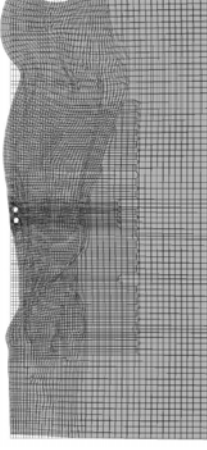
(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

<p>1 次モード</p> <p>0.733 Hz (刺激係数 : 145.87)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.168 Hz (刺激係数 : 42.29)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.545 Hz (刺激係数 : -9.25)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.690 Hz (刺激係数 : 19.07)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>1.718 Hz (刺激係数 : 82.54)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>1.866 Hz (刺激係数 : 16.68)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>1.953 Hz (刺激係数 : 26.22)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.263 Hz (刺激係数 : -3.45)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.294 Hz (刺激係数 : 0.26)</p> 

(b) B-B 断面

参考図 3-4 (2) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

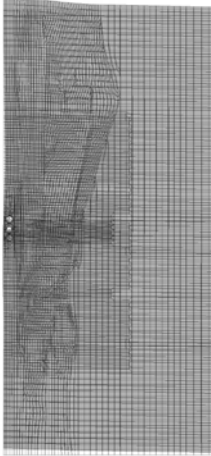
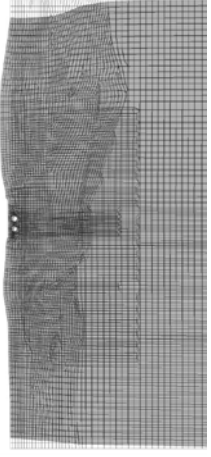
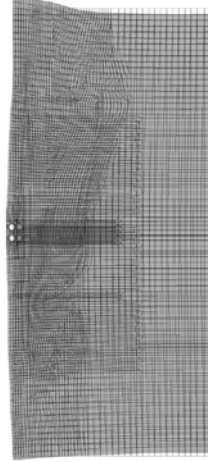
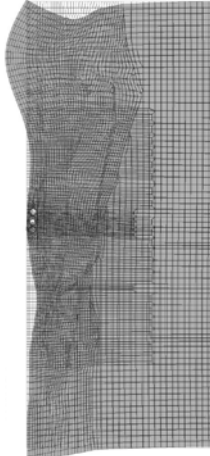
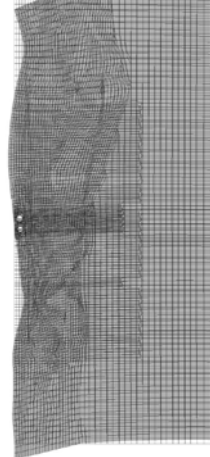
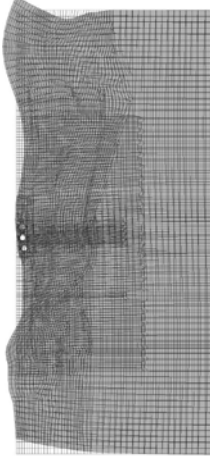
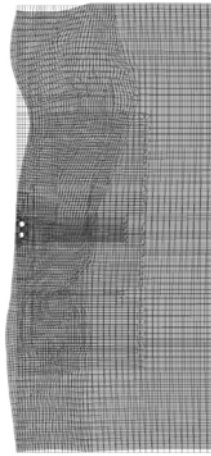
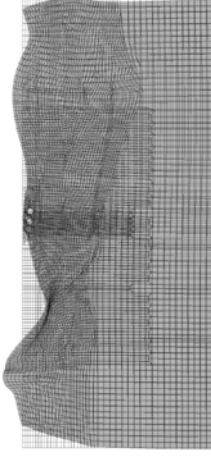
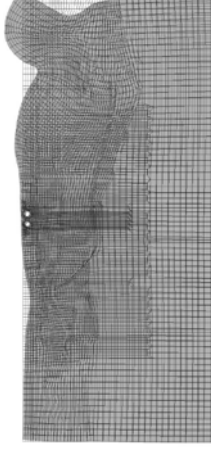
(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

<p>1次モード</p> <p>0.865 Hz (刺激係数 : 202.42)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.404 Hz (刺激係数 : 43.29)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.735 Hz (刺激係数 : -14.99)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.862 Hz (刺激係数 : -6.51)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.914 Hz (刺激係数 : 78.93)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.181 Hz (刺激係数 : 9.72)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.281 Hz (刺激係数 : 2.03)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.601 Hz (刺激係数 : -9.43)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.700 Hz (刺激係数 : 0.95)</p> 

(c) C-C断面 (杭基礎部)

参考図 3-4 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

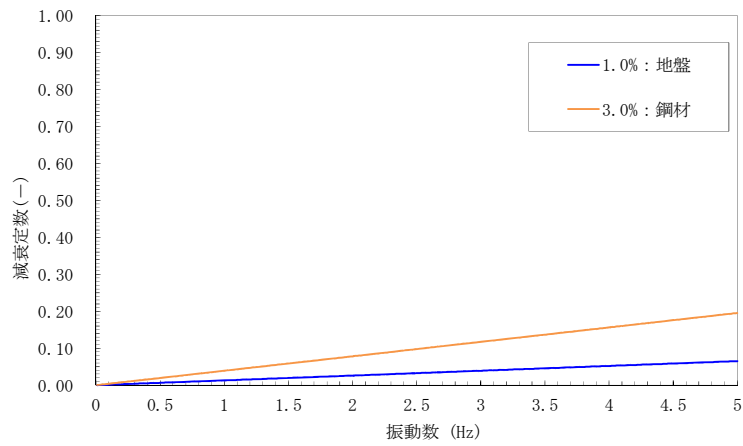
(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

<p>1次モード</p> <p>0.838 Hz (刺激係数: 143.24)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.342 Hz (刺激係数: 30.96)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.683 Hz (刺激係数: -12.48)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.747 Hz (刺激係数: 1.37)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.825 Hz (刺激係数: 50.73)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.043 Hz (刺激係数: 14.19)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.196 Hz (刺激係数: 3.84)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.341 Hz (刺激係数: -12.20)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.551 Hz (刺激係数: 3.76)</p> 

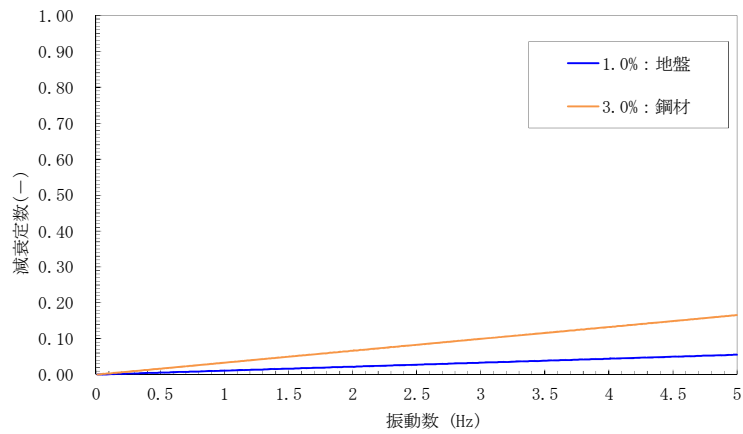
(d) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-4 (4) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

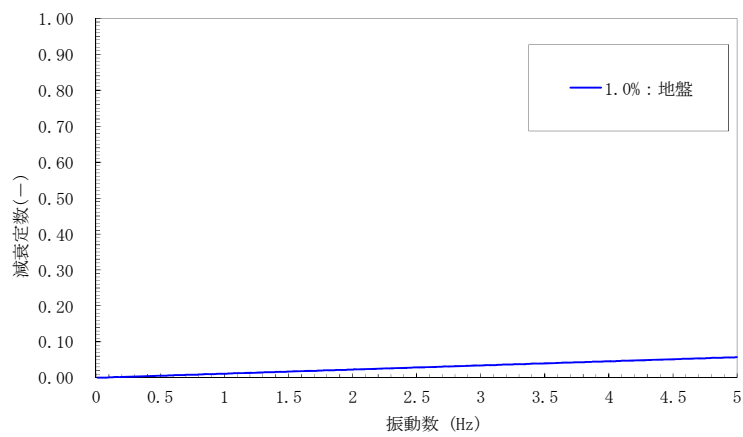
(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)



(a) B-B断面



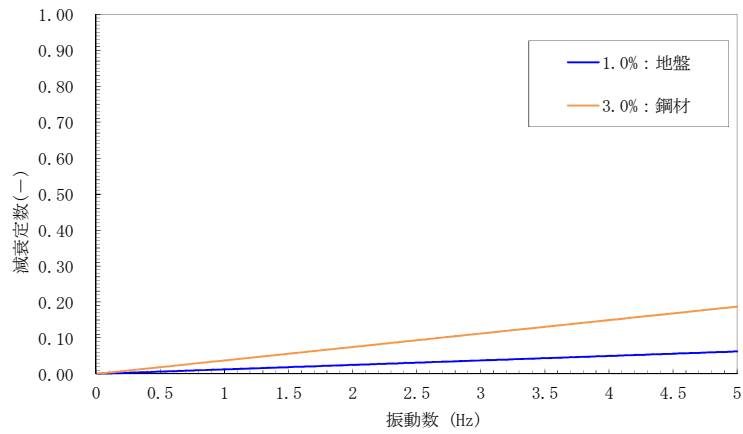
(b) C-C断面 (杭基礎部)



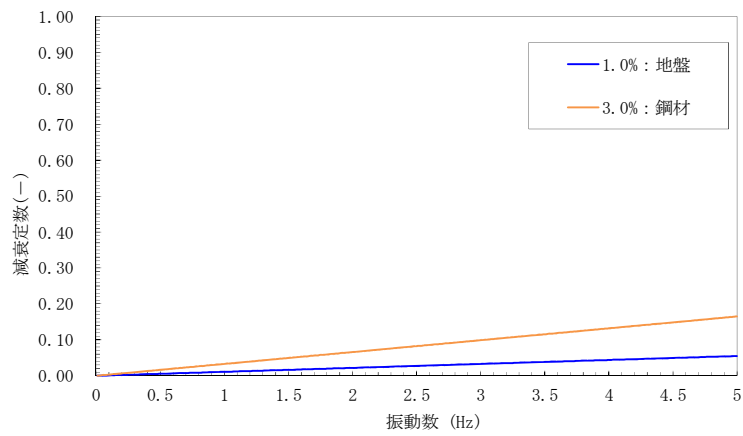
(c) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-5 設定した Rayleigh 減衰

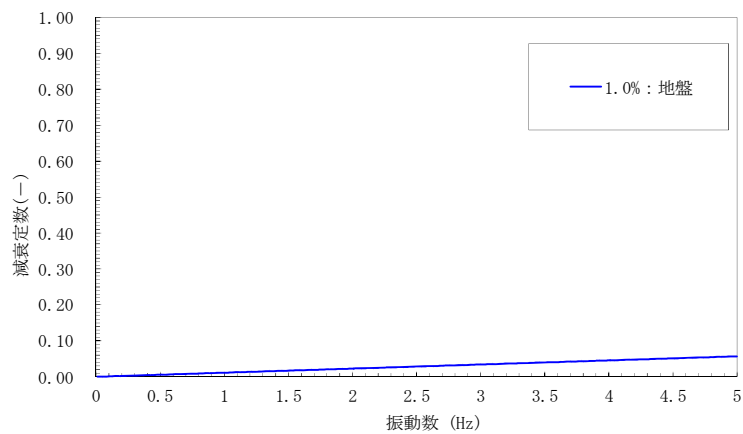
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



(a) B-B断面



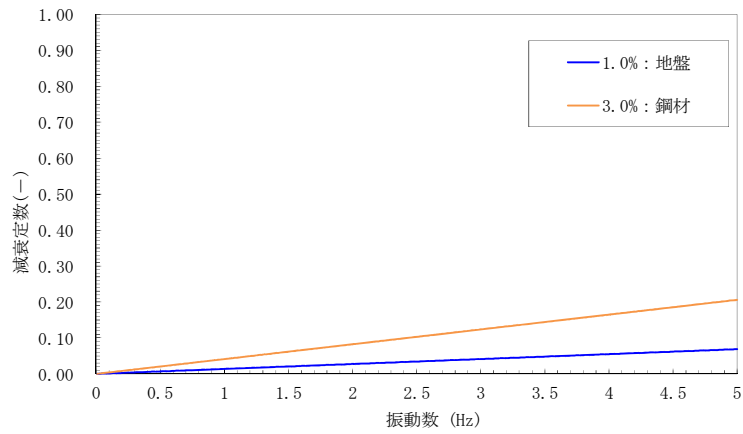
(b) C-C断面 (杭基礎部)



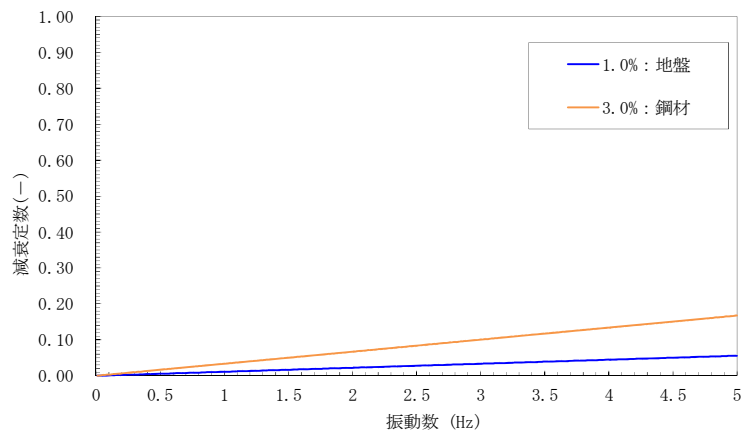
(c) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-6 設定した Rayleigh 減衰

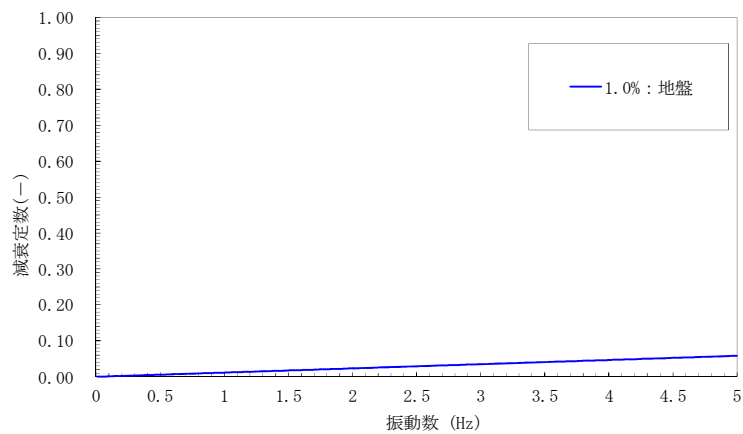
(検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



(a) B-B断面



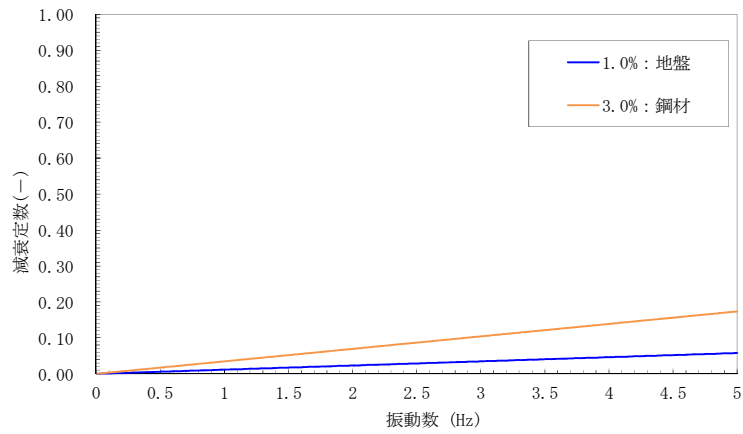
(b) C-C断面 (杭基礎部)



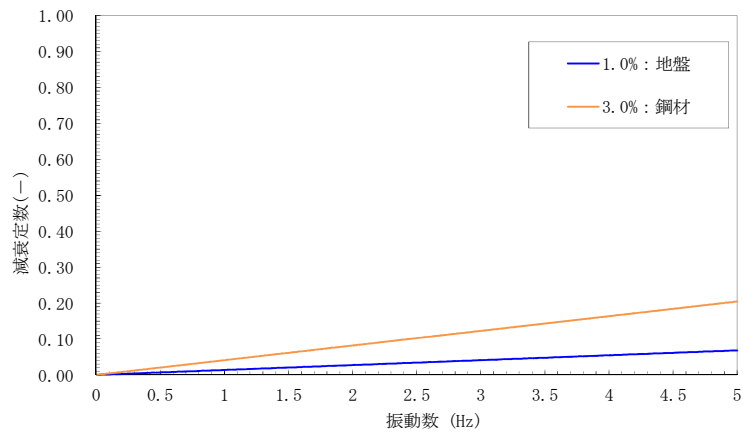
(c) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-7 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



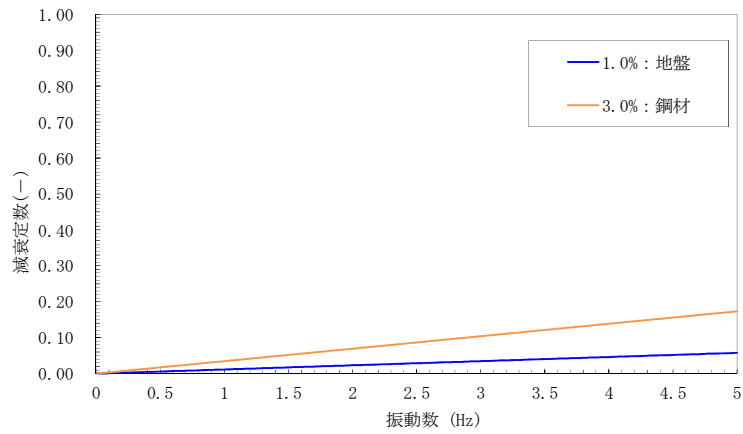
(a) A-A断面



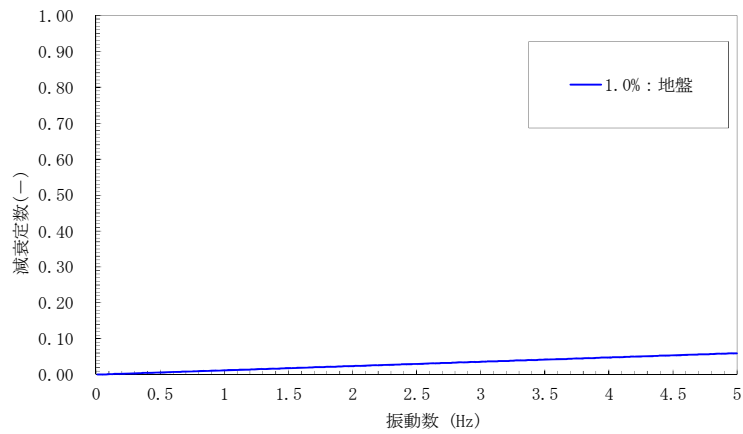
(b) B-B断面

参考図 3-8 (1) 設定した Rayleigh 減衰

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



(c) C-C断面 (杭基礎部)



(d) C-C断面 (地盤改良部)

参考図 3-8 (2) 設定した Rayleigh 減衰

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

2. 電路の配置について

地盤改良体①内には、屋外二重管本体の他に電路を埋設する。電路は、杭基礎構造部においては、地盤改良体①及び鋼管杭を介して十分な支持機能を有する岩盤により支持する。地盤改良体基礎構造部においては、地盤改良体①及び地盤改良体②を介して十分な支持機能を有する岩盤により支持する。

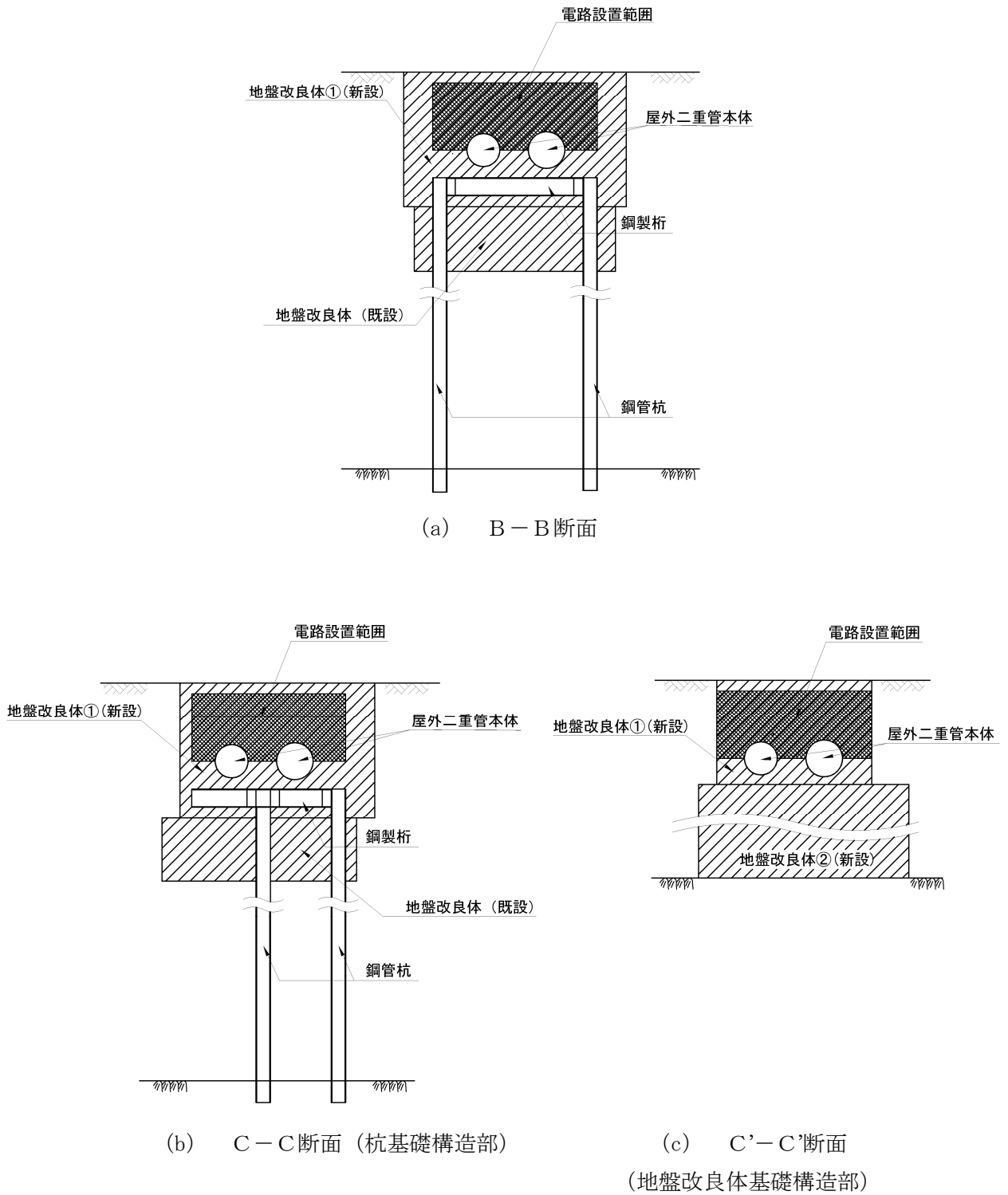
電路は、 $\phi 170$ mm 程度の鋼管内に設置し、地盤改良体①内に 34 本程度埋設する。

電路の埋設位置は、屋外二重管本体の地盤改良体①による支持機構に影響がないよう、杭基礎構造部において鉛直方向には、屋外二重管本体中心位置より上部の位置に設置し、水平方向には鋼製桁の設置幅範囲以内に設置する。一方、地盤改良体基礎構造部においては、鉛直方向には屋外二重管本体位置より上部の位置に設置し、水平方向には地盤改良体①の設置範囲内に設置する。電路の設置位置よりも下部の支持構造部がすべて健全であれば、電路の支持機構は確保される。

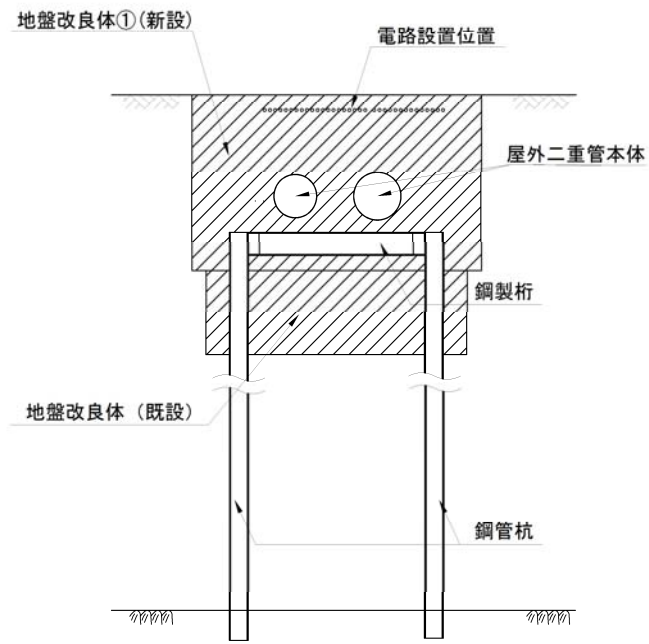
電路を考慮しない場合の地盤改良体①の健全性は、B-B断面、C-C断面及びC'-C'断面ともに局所せん断安全率が 1.2 以上であることを確認している。また、電路の自重は地盤改良体①の自重よりも十分に小さいことから、電路の自重による地盤改良体①及び屋外二重管本体への影響はない。

以上のとおり、電路は地盤改良体①の上側に位置するため、電路の断面積を地盤改良体①から減じたとしても、電路よりも下部の地盤改良体①のすべり安定性に影響はない。

電路設置範囲を参考図 3-9 に、電路設置例を参考図 3-10 に示す。



参考図 3-9 電路配置位置図



参考图 3-10 電路配置图例

16. SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価

目次

16.1	評価方針	1
16.2	評価条件	2
16.2.1	適用規格	2
16.2.2	耐震安全性評価フロー	4
16.2.3	評価対象断面	9
16.2.4	評価対象断面の選定	10
16.2.5	使用材料及び材料定数	14
16.2.6	評価構造物諸元	17
16.2.7	地下水位	17
16.2.8	地震応答解析手法	18
16.2.9	解析モデルの設定	20
16.2.10	減衰定数	30
16.2.11	荷重の組合せ	36
16.2.12	地震応答解析の検討ケース	39
16.3	評価内容	42
16.3.1	入力地震動の設定	42
16.3.2	許容限界の設定	71
16.3.3	側壁の評価	76
16.3.4	版部材の評価	79
16.3.5	隅角部の拘束効果に対する評価	81
16.3.6	内部配管の評価	83
16.3.7	上段鋼製蓋の評価	87
16.4	評価結果	89
16.4.1	地震応答解析結果	89
16.4.2	耐震評価結果	162
16.4.3	内部配管評価結果	241
16.4.4	上段鋼製蓋評価結果	243
16.5	まとめ	245

16.1 評価方針

S A用海水ピット取水塔は、非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。

また、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

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

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

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

S A用海水ピット取水塔の耐震評価は、地盤の2次元動的有効応力解析により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

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

16.2 評価条件

16.2.1 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- ・J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会, 平成 25 年 6 月)
- ・日本工業規格 (J I S)

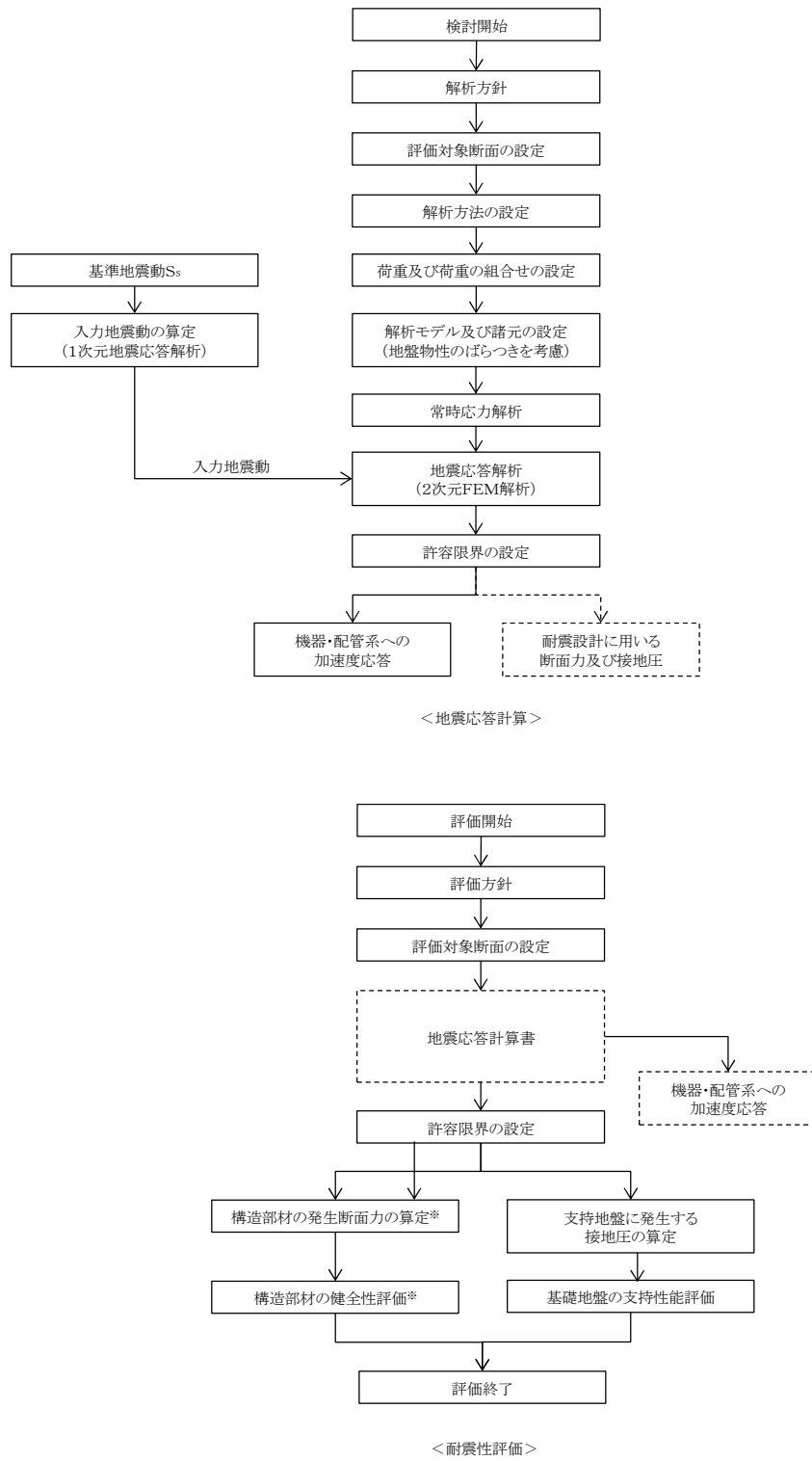
項目ごとに適用する規格，基準類を表 16.2-1 に示す。

表 16.2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部 構造編) ・同解説 ((社) 日本道 路協会, 平成 24 年 3 月) ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基 準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会, 平成 25 年 6 月) ・日本工業規格 (J I S) 	-
荷重及び 荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部 構造編) ・同解説 ((社) 日本道 路協会, 平成 24 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重+偶発荷重の適切な組合せを 検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部 構造編) ・同解説 ((社) 日本道 路協会, 平成 24 年 3 月) ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基 準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会, 平成 25 年 6 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・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短 期許容限界以下であることを確認 ・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
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・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

16.2.2 耐震安全性評価フロー

S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フローを図 16.2-1 に示す。



注記 * : 部材評価フローに詳細記述する。

図 16.2-1 SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フロー

部材評価フローを図 16.2-2 に、部材評価概念図を図 16.2-3 に、各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 16.2-4 に示す。また、各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 16.2-2 に示す。

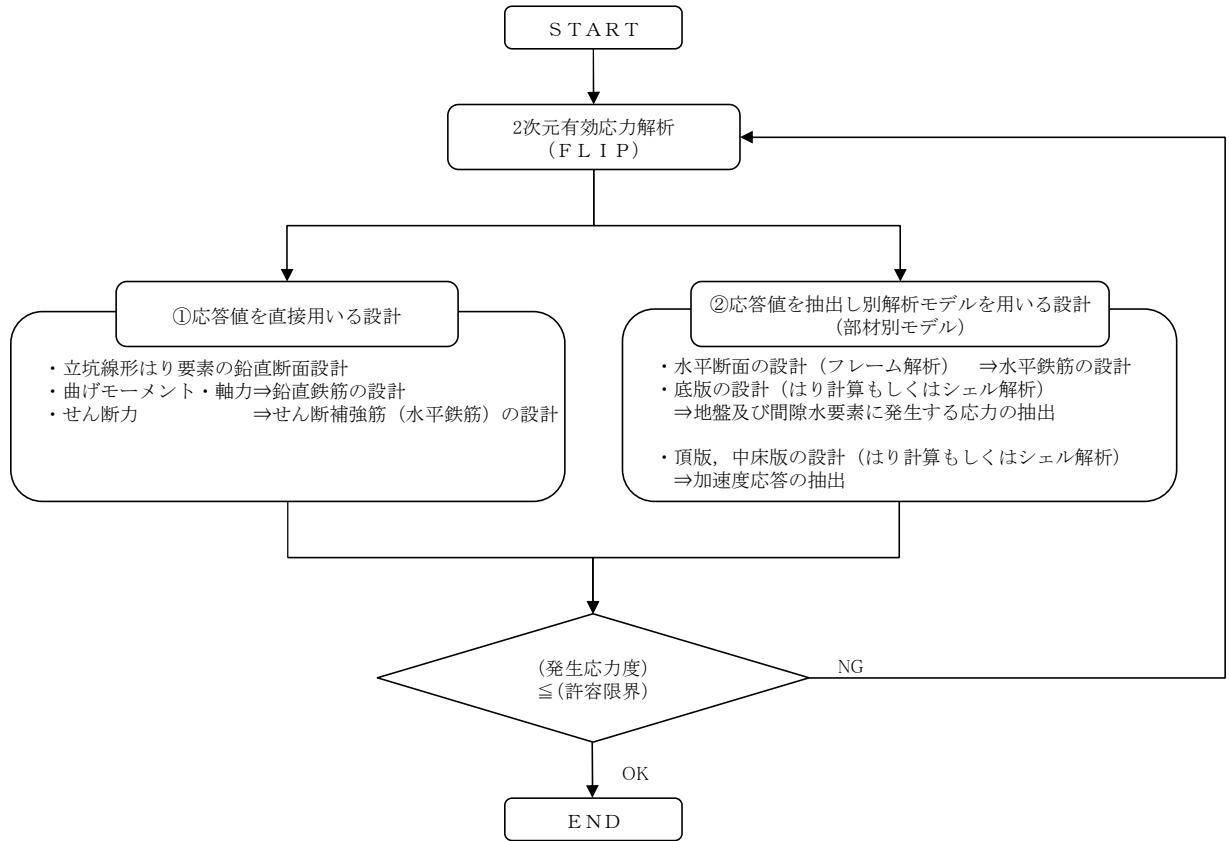
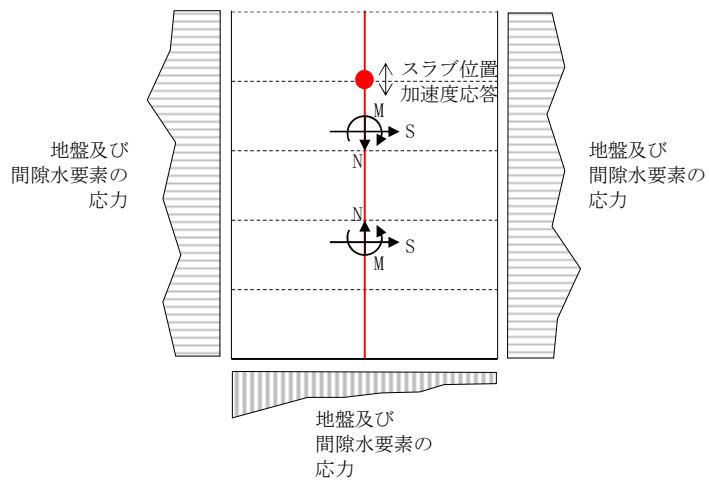
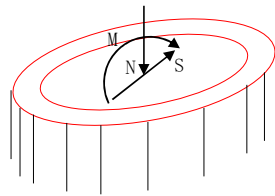


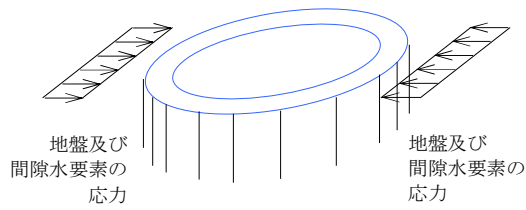
図 16.2-2 部材評価フロー



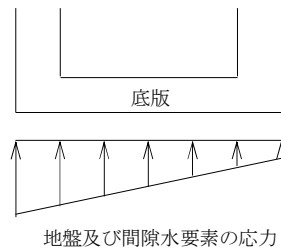
a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出



b) 立坑線形はり要素の鉛直断面設計



c) 水平断面の設計 (フレーム計算)



d) スラブの設計

図 16.2-3 部材評価概念図

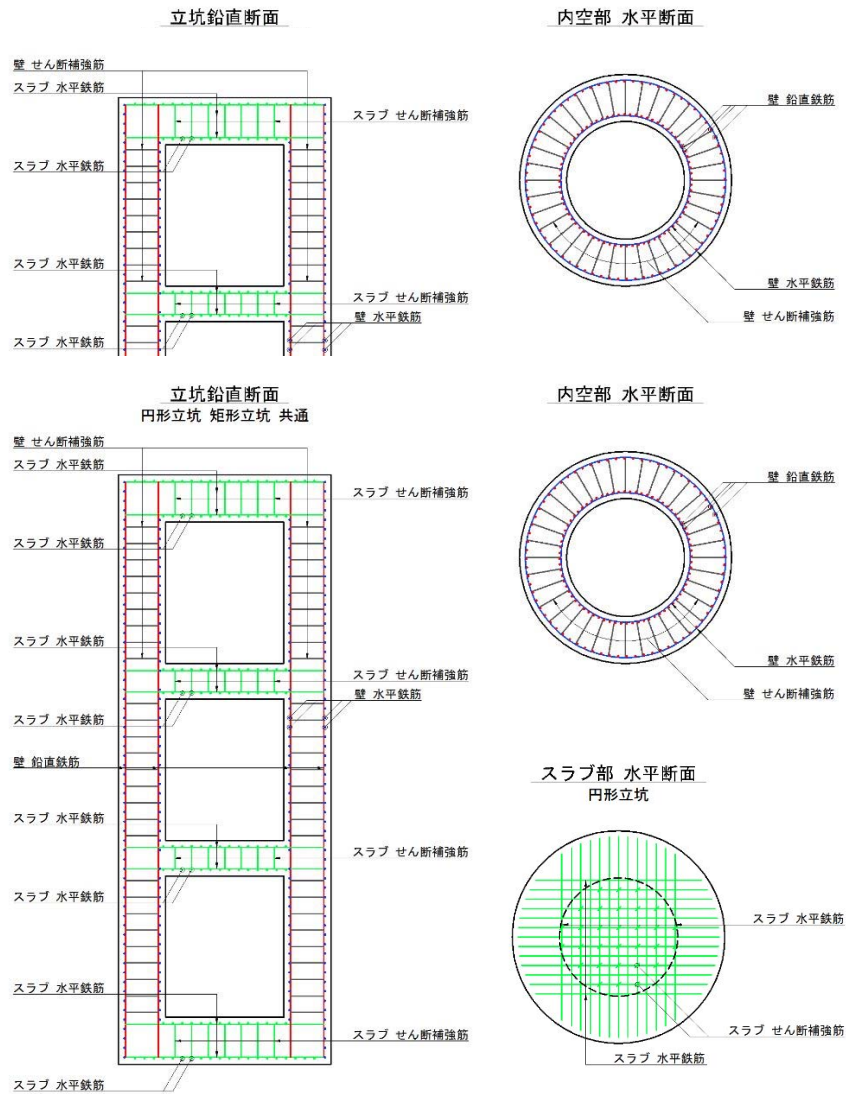


図 16.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 16.2-2 各部材評価で照査対象とする鉄筋

部材	照査対象鉄筋	記号	部材評価	備考
側壁	鉛直鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(曲げ軸力)	*
	水平鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(せん断力)	
	せん断補強筋	—	水平断面の設計(せん断力)	
底版	水平鉄筋	—	底版の設計(曲げモーメント)	
	せん断補強筋	—	底版の設計(せん断力)	
頂版	水平鉄筋	—	頂版の設計(曲げモーメント)	
	せん断補強筋	—	頂版の設計(せん断力)	

注記 * : 側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書 [構造的照査編]

(社) 土木学会, 2002 年制定) に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各 2 次元鉛直断面モデル (2 次元有効応力解析モデル) による各

側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁全てについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

16.2.3 評価対象断面

SA用海水ピット取水塔の位置図を図 16.2-5、図 16.2-6 に示す。

SA用海水ピット取水塔は、内径約 4 m、内空高さ約 18 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管に着目し、管路の縦断面方向の断面及びこれに直交する横断面方向の断面を評価対象断面とする。

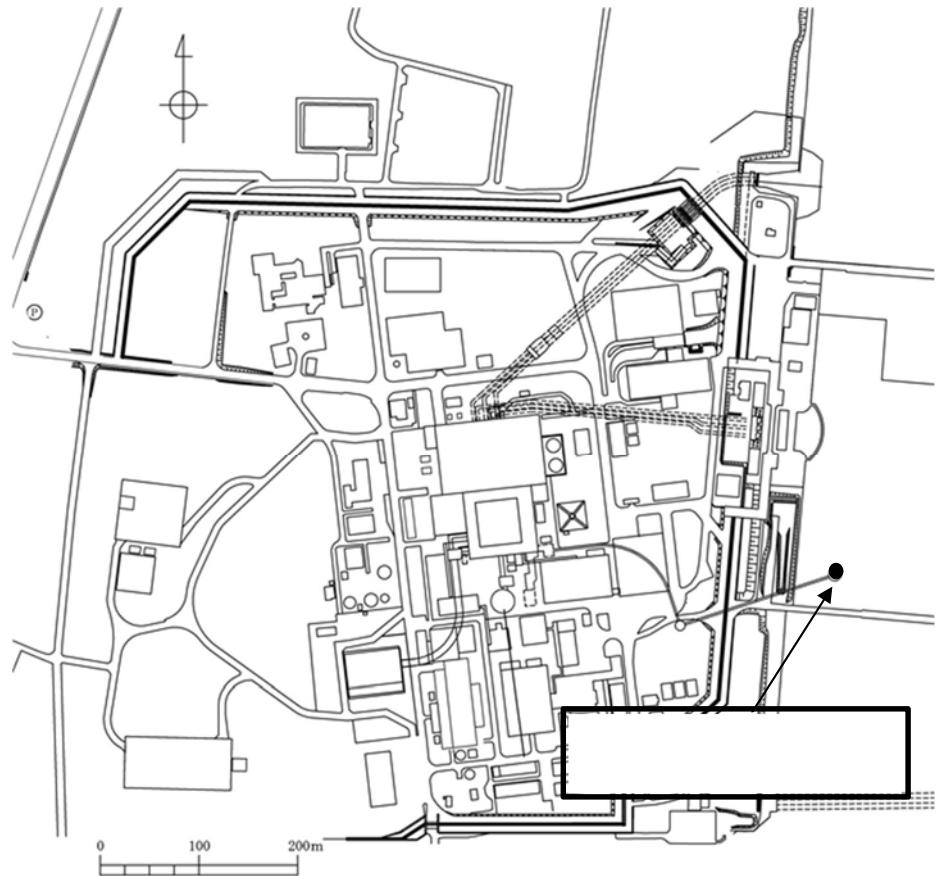


図 16.2-5 位置図 (全体図)



図 16.2-6 SA用海水ピット取水塔位置図(拡大図)

16.2.4 評価対象断面の選定

SA用海水ピット取水塔の評価対象断面位置図を図16.2-7に、評価対象断面図を図16.2-8に、構造平面図を図16.2-9に、構造断面図を図16.2-10に示す。

評価対象断面は、「1.4.16 SA用海水ピットの断面選定の考え方」に記載したとおり、円筒状の鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管の縦断面方向の①-①断面とそれに直交する横断面方向の②-②断面の両方向について選定して耐震評価を実施する。

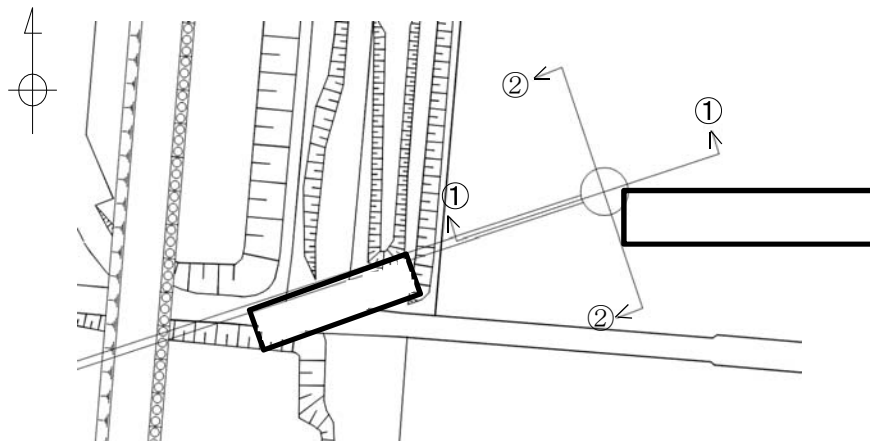


図 16.2-7 評価対象断面位置図

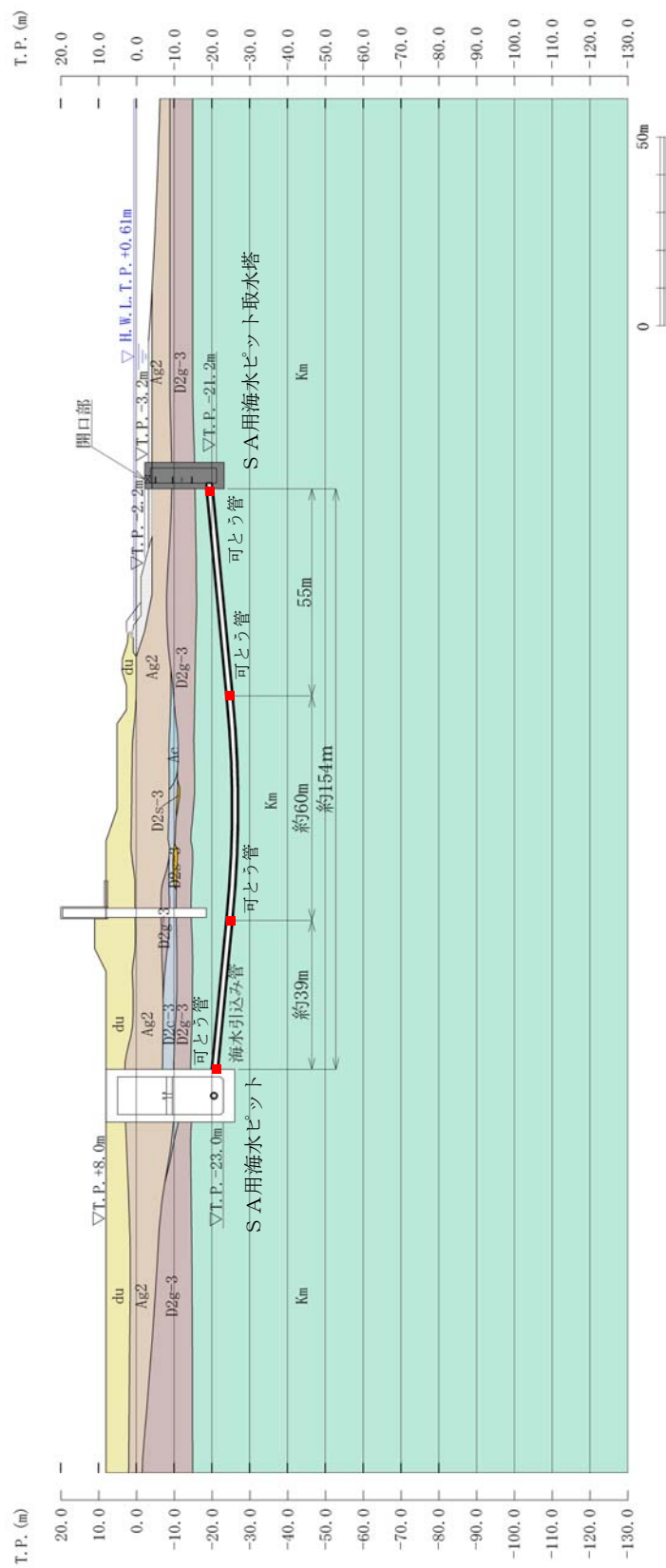


図 16.2-8 (1) S A用海水ピット取水塔 評価対象断面図 (①-①断面)

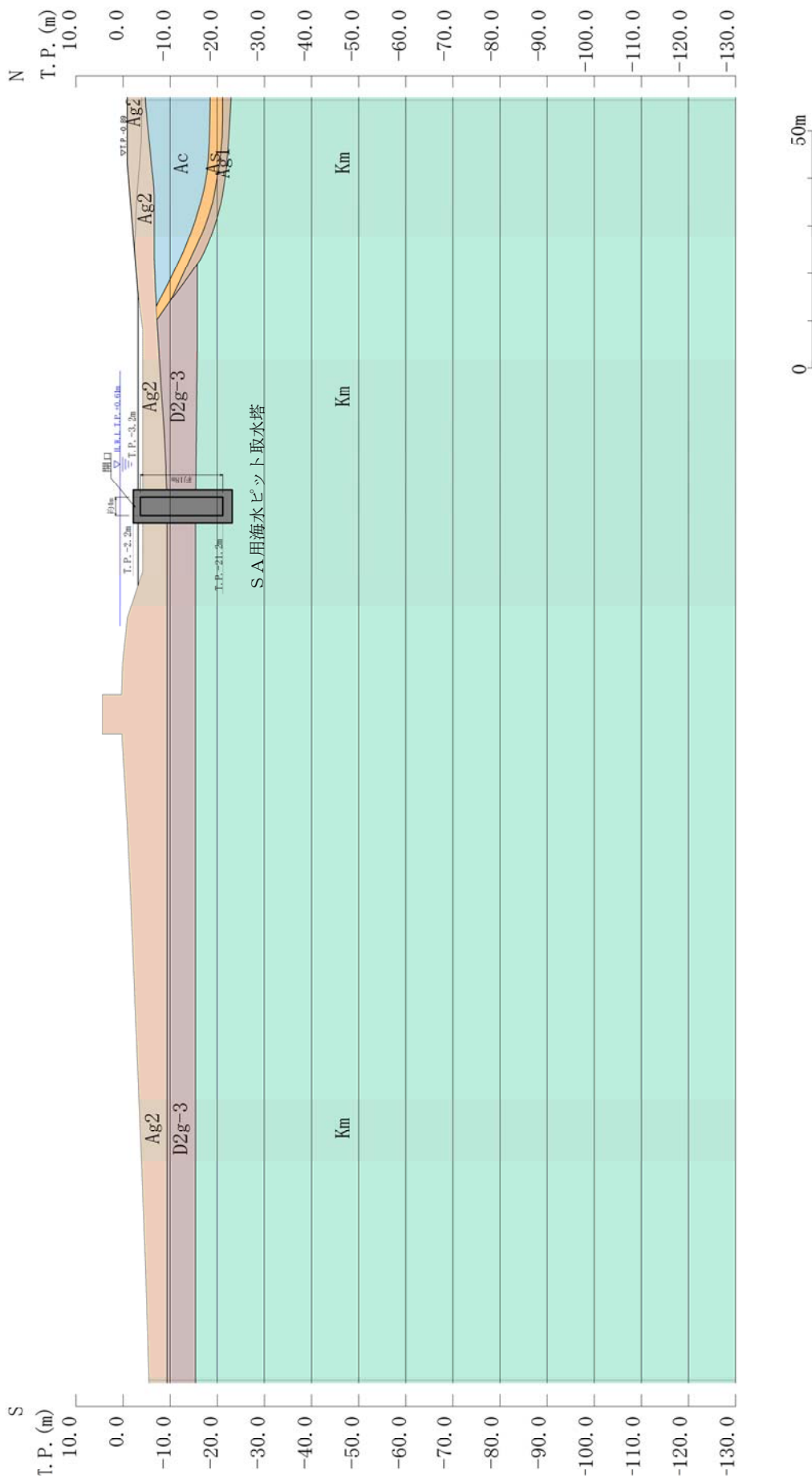


図 16.2-8 (2) SA用海水ビット取水塔 評価対象断面図 (②-②断面)

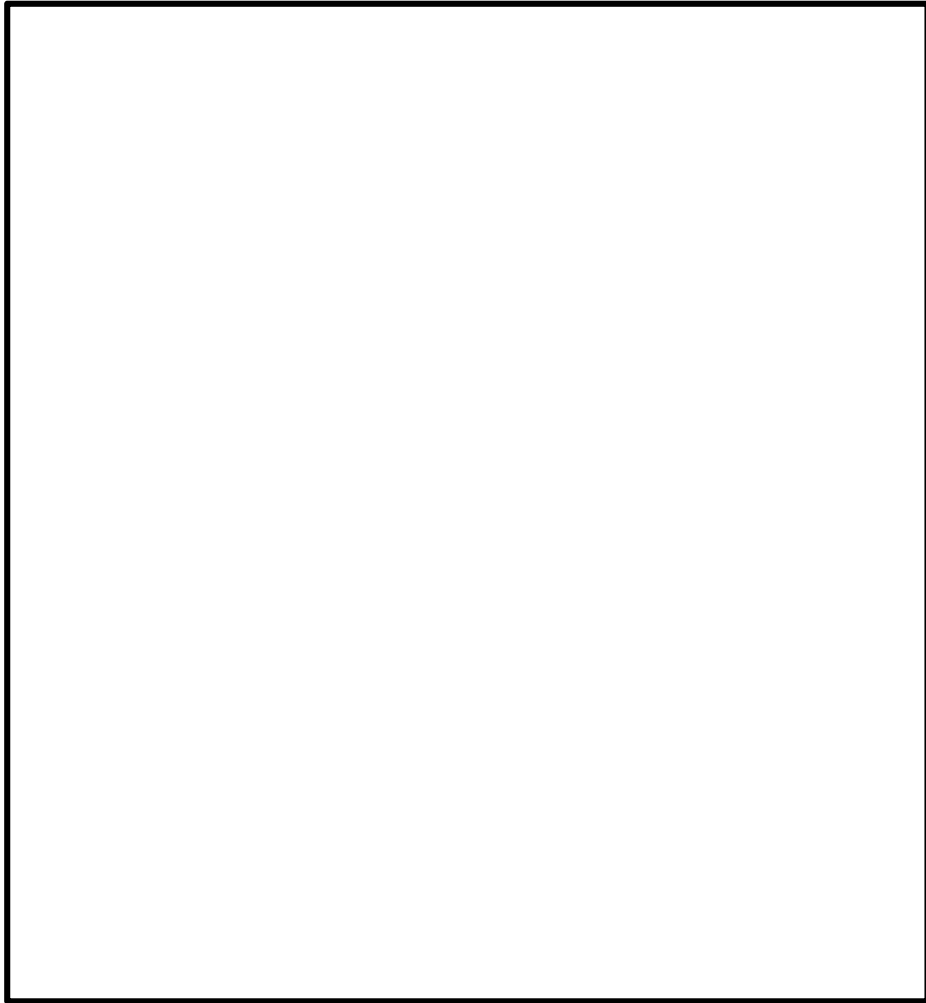


図 6.2-9 SA用海水ピット取水塔 構造平面図



注記 * : ピットについては標準構造断面図を示す。

図 16.2-10 SA用海水ピット取水塔 構造断面図

16.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用する規格、基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 16.2-3 に、材料の物性値を表 16.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 16.2-5 に示す。

表 16.2-3 使用材料

材料		諸元
S A用海水ピット取水塔	コンクリート	設計基準強度：40 N/mm ²
	鉄筋	SD345, SD390, SD490
内部配管	鋼材	SM400
上段鋼製蓋	鋼材	SUS329J4L

表 16.2-4 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート		24.5* ¹	3.1×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	5* ³
内部配管		77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	—	—
上段鋼製蓋	SUS329J4L	76.5* ⁴	—	—	—

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

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）

*3：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

*4：日本工業規格（J I S）（J I S G 4 3 0 4）

表 16.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤							豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	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 16.2-5 (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					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026		$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

16.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う取水塔の諸元を表 16.2-6 に示す。また、評価部位を図 16.2-11 に示す。

表 16.2-6 評価構造物諸元

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅	部材高	コンクリート	鉄筋	
	(m)	(m)	f'_{ck} (N/mm ²)		
頂版	1.000	1.500	40	SD390 SD490	非常時における海水の通水機能の確保
側壁	1.000	1.500	40	SD390 SD490	
底板	1.000	2.000	40	SD390 SD490	

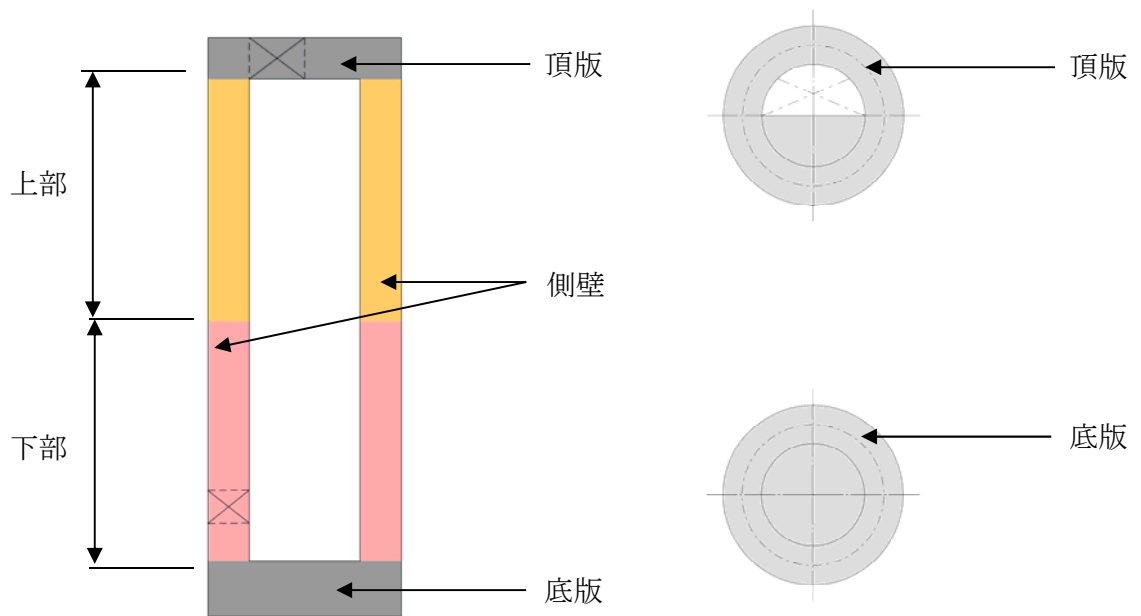


図 16.2-11 評価部位

16.2.7 地下水位

S A用海水ピット取水塔が海上構造物であるため、地下水位は考慮しない。

16.2.8 地震応答解析手法

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_s 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。部材については、線形はり要素を用いることとする。また地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver.

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

地震応答解析手法の選定フローを図16.2-12に示す。

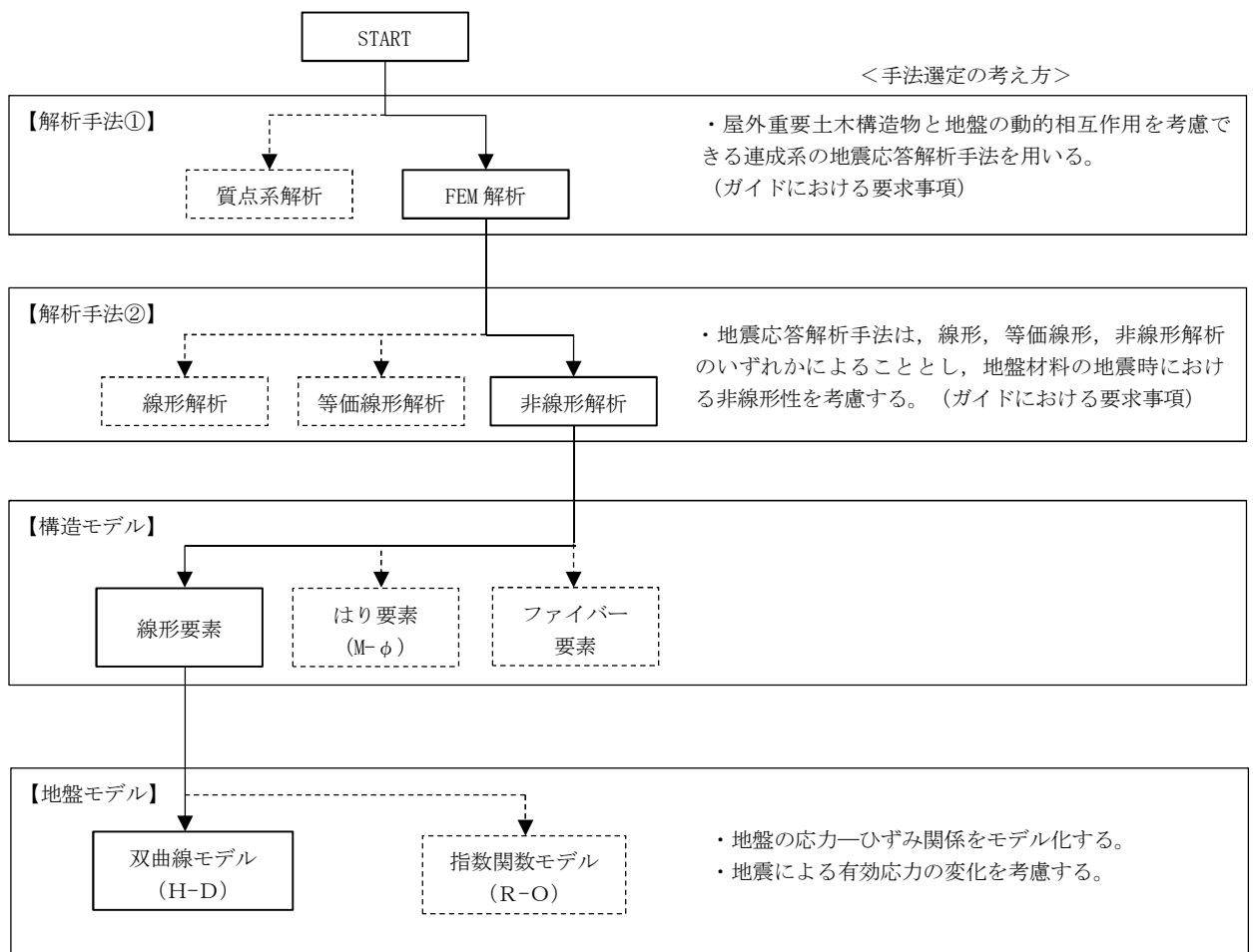


図 16.2-12 地震応答解析手法の選定フロー

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。

16.2.9 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領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 16.2-13 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側方における波動の反射の影響を低減するとともに、下方への波動の逸散を考慮するために、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

この図で示される 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の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持つ 1 次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ構造で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2 次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 16.2-14 に示す。

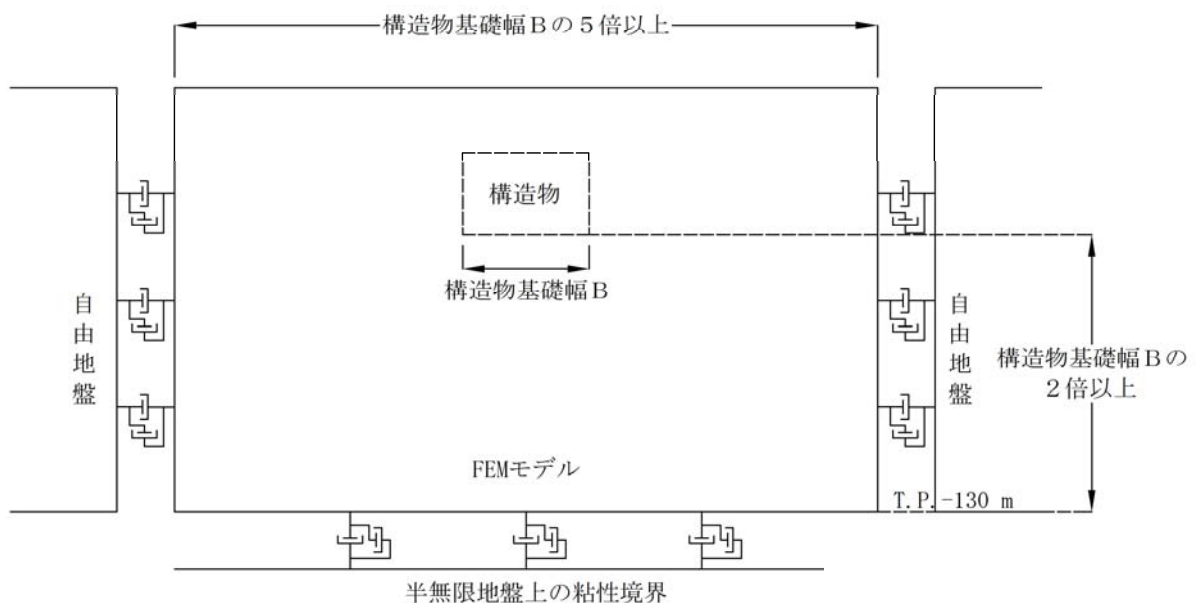


図 16.2-13 解析モデル領域の考え方

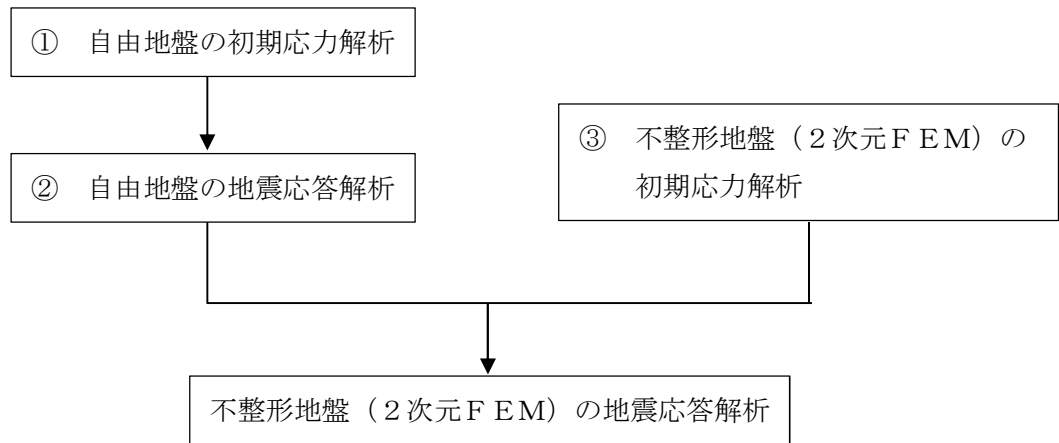


図 16.2-14 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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 16.2-15 に示す。

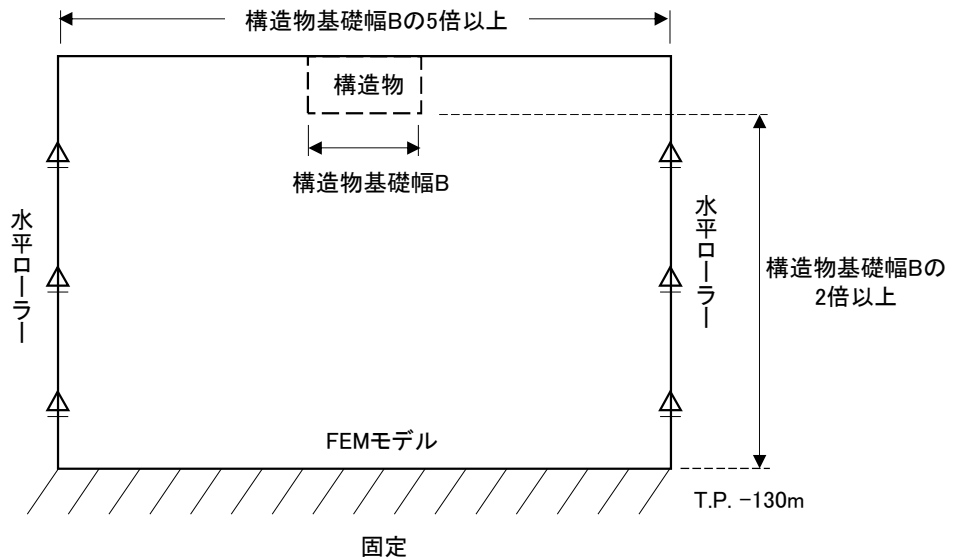


図 16.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 16.2-16 に示す。

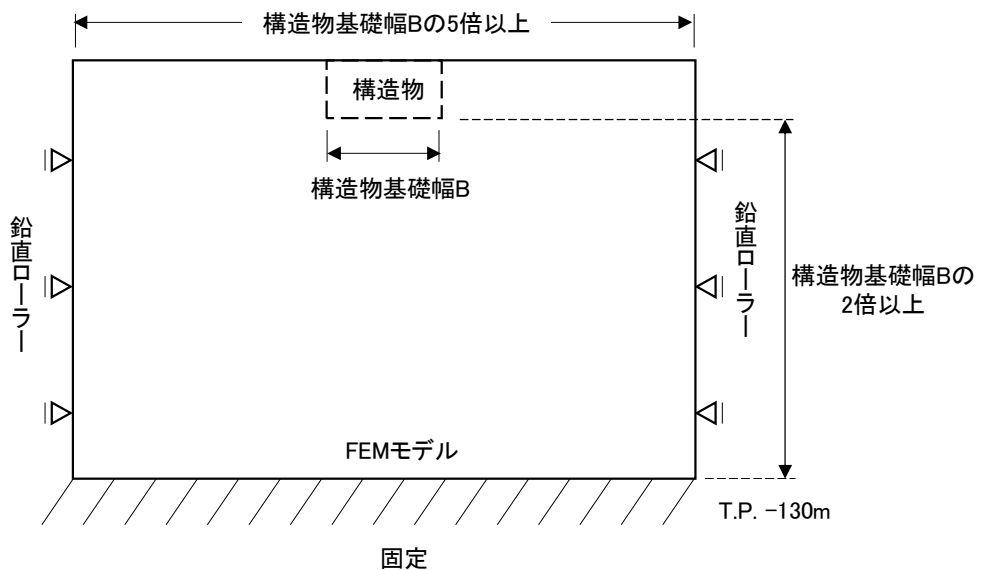


図 16.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデルを図 16.2-17 に示す。

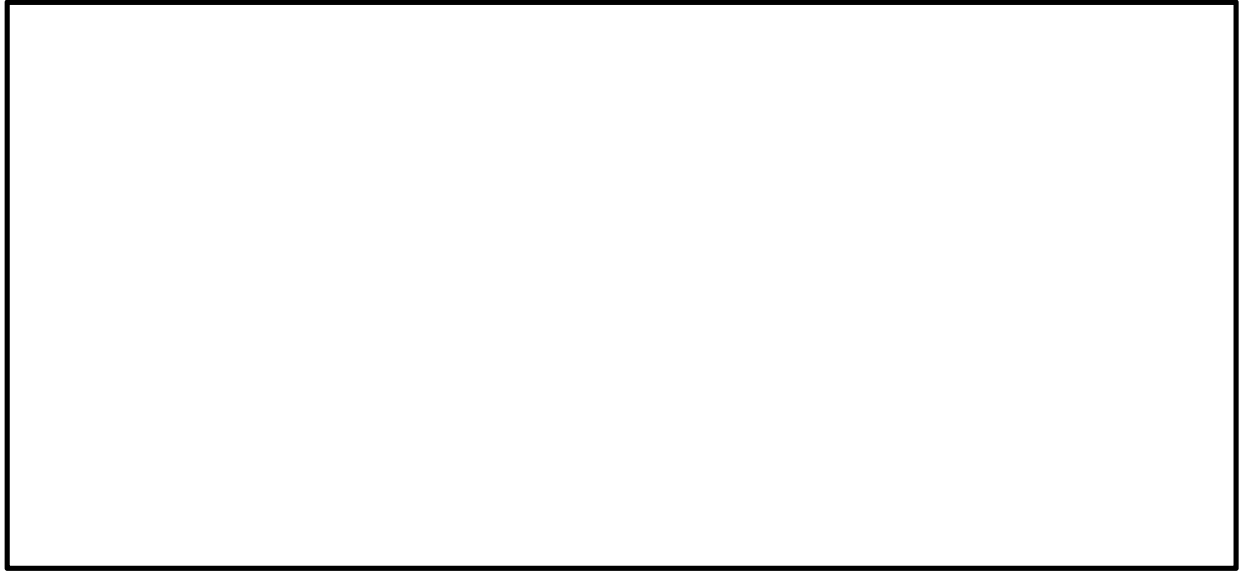


図 16.2-17 (1) S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図 (①-①断面)



図 16.2-17 (2) S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデル拡大図 (①-①断面)



図 16.2-17 (3) SA用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図 (②-②断面)

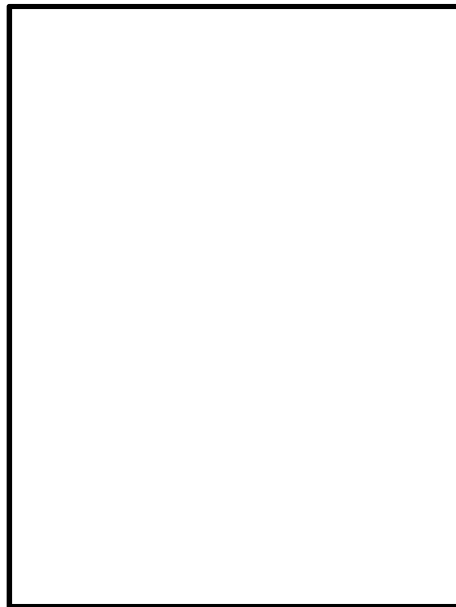


図 16.2-17 (4) SA用海水ピット取水塔地震応答解析モデル拡大図 (②-②断面)

(2) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素でモデル化する。S A用海水ピット取水塔の質量は、各節点に質量としてモデル化する。

なお、①-①断面において、複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行幅は、S A用海水ピット取水塔と等価な平面積を有する正方形の1辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

S A用海水ピット取水塔の構造部材は、ピット取水塔中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、立坑高さ方向の形状（頂版、底版）に応じた断面諸量（断面積A、断面2次モーメントI）を設定する。取水塔の側壁は壁軸周長約17 m、壁厚1.5 mであり開口部は壁厚に比べ小さい。また、取水塔は岩盤内に設置し、開口部には適切な開口補強を実施することから、2次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮せずモデル化する。

S A用海水ピット取水塔の解析モデル概念図を図16.2-18に示す。

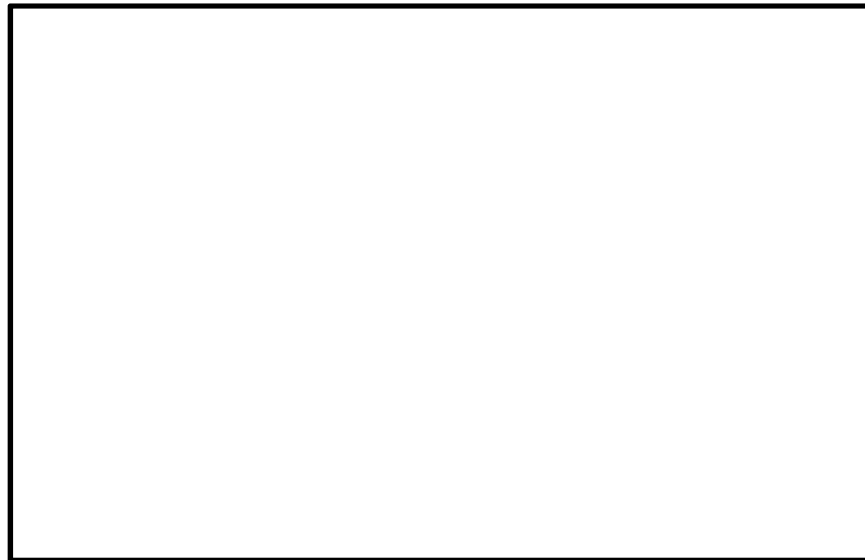


図16.2-18 S A用海水ピット取水塔の解析モデル概念図

・立坑側方（仮想剛梁要素）

立坑の構造部材と地盤との相互作用を考慮するため、構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

・側面（仮想柔梁要素）

立坑構造と地盤の接合面にジョイント要素を設けるため、側面に仮想柔梁を配置する。仮想柔梁は、解析モデルの挙動に影響を及ぼさないよう十分に柔な断面性能とする。

$$\text{軸剛性} = EA/10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = EI/10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

・底面（仮想剛梁要素）

底面のロッキング挙動を考慮するため、立坑の構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

・側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面の剥離及びすべりを考慮する。

・構造梁の質量は節点付加質量及び回転慣性で考慮する。

・上段鋼製蓋，内部配管，内水についても節点付加質量で考慮する。

(3) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の变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。

(4) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 16.2-19 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c, ϕ は周辺地盤

の c 、 ϕ とする。(表 16.2-7 参照)

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

ここで,

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 16.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

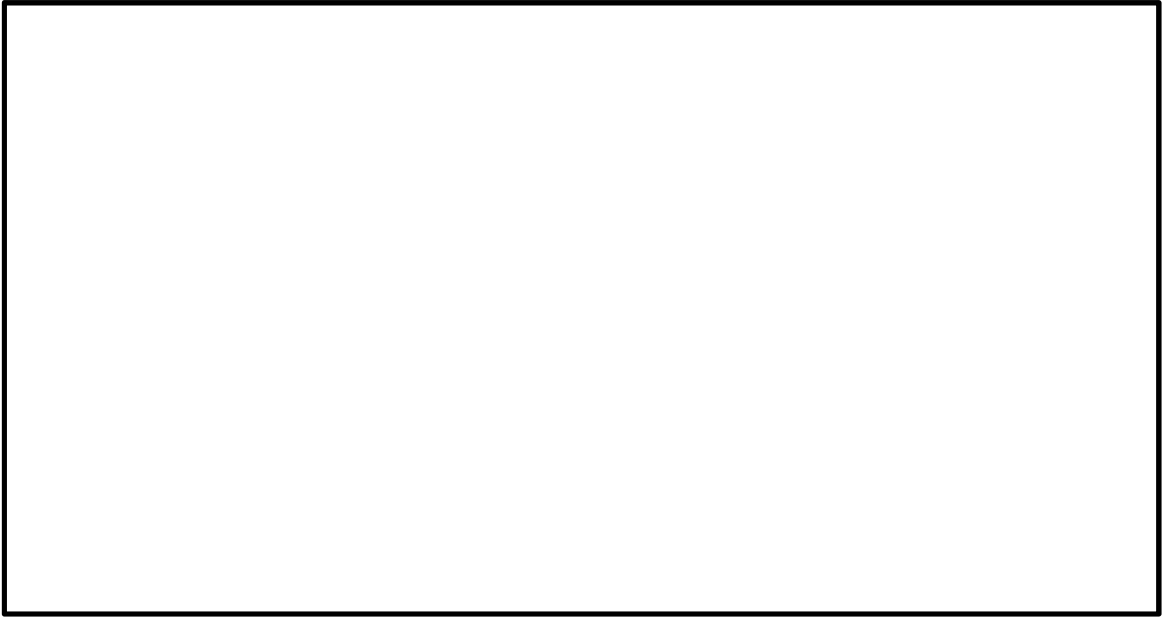
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 16.2-8 のとおり設定する。図 16.2-19 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 16.2-8 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



法線方向

せん断方向

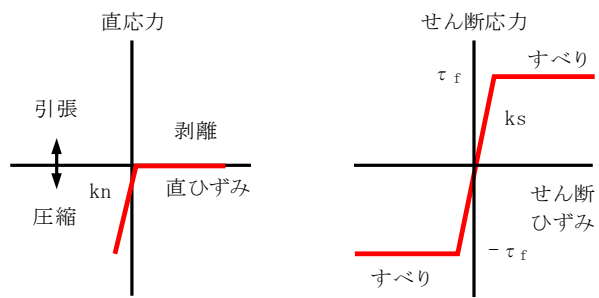


図 16.2-19 ジョイント要素の考え方

16.2.10 減衰定数

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

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

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

図 16.2-20 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 16.2-9 に固有値解析結果を示す。

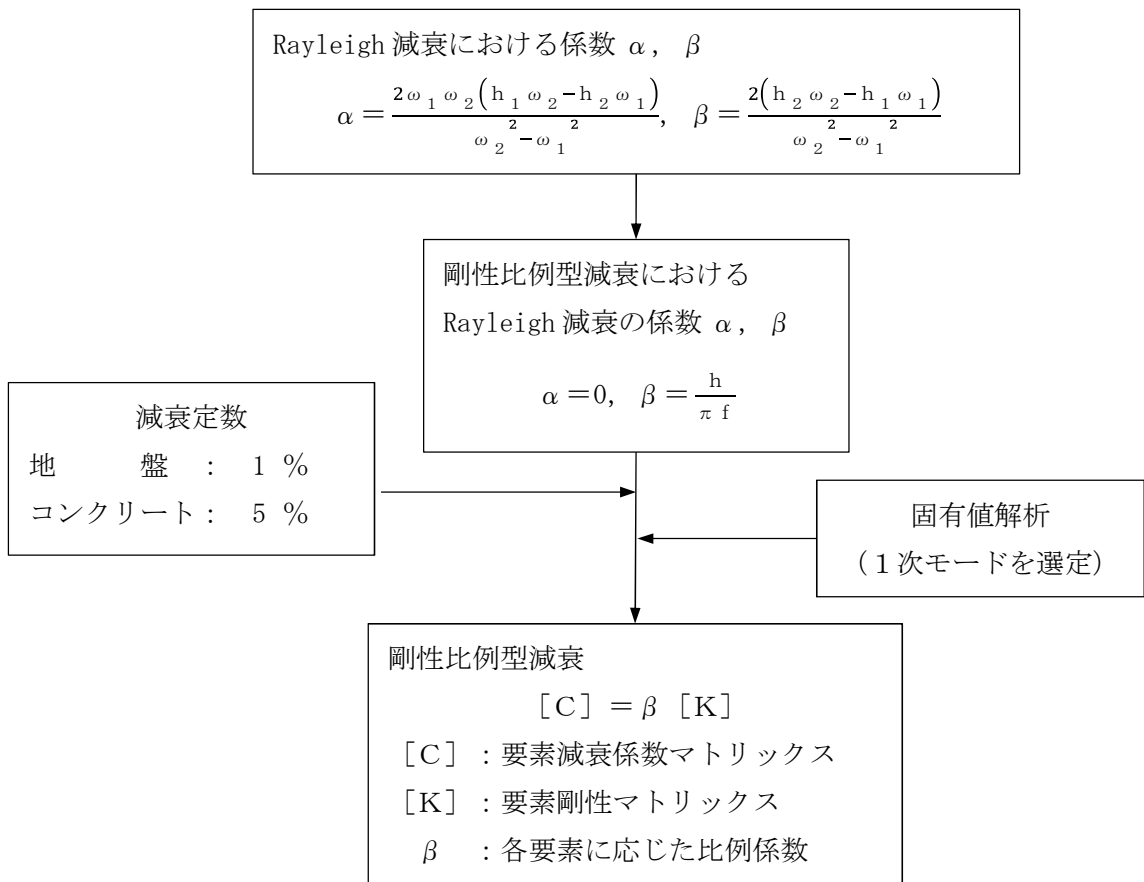


図 16.2-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 16.2-9 (1) 固有値解析結果
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.766	243.29	地盤の1次として採用
2	1.180	16.06	—
3	1.474	-0.25	—
4	1.749	-5.29	—
5	1.897	-35.79	—
6	2.040	35.45	—
7	2.169	-3.02	—
8	2.314	-64.09	構造物の1次として採用
9	2.571	0.32	—

表 16.2-9 (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 σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.767	243.51	地盤の1次として採用
2	1.187	15.26	—
3	1.475	-0.28	—
4	1.756	-4.19	—
5	1.919	-34.94	—
6	2.110	39.21	—
7	2.183	5.98	—
8	2.335	-63.30	構造物の1次として採用
9	2.655	-2.21	—

表 16.2-9 (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 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.764	242.98	地盤の1次として採用
2	1.172	16.98	—
3	1.473	-0.16	—
4	1.740	-7.34	—
5	1.870	-37.74	—
6	1.954	-31.39	—
7	2.153	2.02	—
8	2.288	-63.14	構造物の1次として採用
9	2.471	-4.48	—

表 16.2-9 (4) 固有値解析結果
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.764	240.42	地盤の1次として採用
2	1.160	19.18	—
3	1.481	1.11	—
4	1.671	3.73	—
5	1.712	-41.39	—
6	1.749	36.13	—
7	1.966	-24.22	—
8	2.126	7.33	—
9	2.181	45.19	構造物の1次として採用

表 16.2-9 (5) 固有値解析結果
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.810	196.35	地盤の1次として採用
2	1.417	-5.14	—
3	1.658	18.61	—
4	1.799	5.66	—
5	2.201	34.40	—
6	2.378	44.49	構造物の1次として採用
7	2.432	-8.05	—
8	2.528	28.58	—
9	2.928	-15.81	—

表 16.2-9 (6) 固有値解析結果
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.811	196.57	地盤の1次として採用
2	1.423	-3.40	—
3	1.755	14.86	—
4	1.813	-10.32	—
5	2.247	-41.39	—
6	2.437	-37.54	構造物の1次として採用
7	2.458	29.09	—
8	2.694	-12.71	—
9	2.985	15.30	—

表 16.2-9 (7) 固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.808	195.98	地盤の1次として採用
2	1.402	-10.14	—
3	1.545	19.72	—
4	1.792	4.47	—
5	2.138	-23.31	—
6	2.228	32.27	—
7	2.411	-32.10	構造物の1次として採用
8	2.430	35.68	—
9	2.802	-2.35	—

表 16.2-9 (8) 固有値解析結果
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.808	194.69	地盤の1次として採用
2	1.408	4.63	—
3	1.600	12.26	—
4	1.778	3.86	—
5	1.886	-43.88	—
6	2.045	15.63	—
7	2.256	28.23	構造物の1次として採用
8	2.371	-5.47	—
9	2.458	-6.03	—

16.2.11 荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれ組み合わせて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重（雪荷重，風荷重）については，S A用海水ピット取水塔が海水中に没するため考慮しない。

なお，S A用海水ピット取水塔は地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にS A用海水ピット取水塔に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを表 16.2-10 に示す。

表 16.2-10 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ ・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管荷重	○ ・上段鋼製蓋，内部配管を付加質量で考慮する。
		土被り荷重	－ ・躯体天端が海底面上にあるため，考慮しない。
		永久上載荷重	－ ・恒常的に配置される構造物等はないため，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		○ ・地下水位及び海水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水及び海水位の密度を考慮する。
内水圧		○ ・H. W. L T. P. +0.61 m からの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。	
変動荷重	積雪荷重，風荷重	－ ・海水中に没するため考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動	○ ・基準地震動 S_s によって水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動	○ ・躯体，機器・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。	
	動水圧	○ ・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。	

(1) 機器・配管荷重

頂版に設置する上段鋼製蓋並びに取水塔内に設置する内部配管を付加質量として考慮する。開口による質量及び剛性の低減は考慮しない。

(2) 外水圧

S A用海水ピット取水塔周辺は朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) 以下であるため，地下水位は海底面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

海水は流体要素として考慮し，密度は 1.03 g/cm^3 とする。

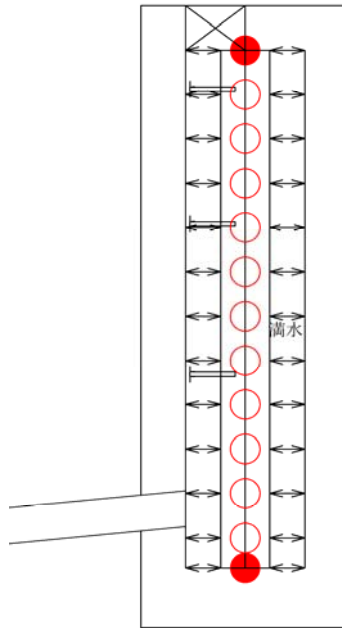
(3) 内水圧

S A用海水ピット取水塔内の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) は，頂版下面標高 (T. P. -0.7 m) より高いため，取水塔の内水は自由水面を持たない固定水としてモデル化する。

内水圧は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

S A用海水ピット取水塔内水圧の荷重モデルを図 16.2-21 に示す。



記号	状態	水平	鉛直	内容
○	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
●	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
			○	内空容積分の水重を 1/2 ずつ付加質量として頂版及び底盤に付加する。 初期応力解析時は全水重を底盤上面に付加質量として設定する。

注記 : 内水圧の付加質量は躯体の自重による付加質量に加算する。

図 16.2-21 SA用海水ピット取水塔内水圧の荷重モデル

16.2.12 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 16.2-11 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 16.2-22 に示す。

表 16.2-11 耐震評価における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

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

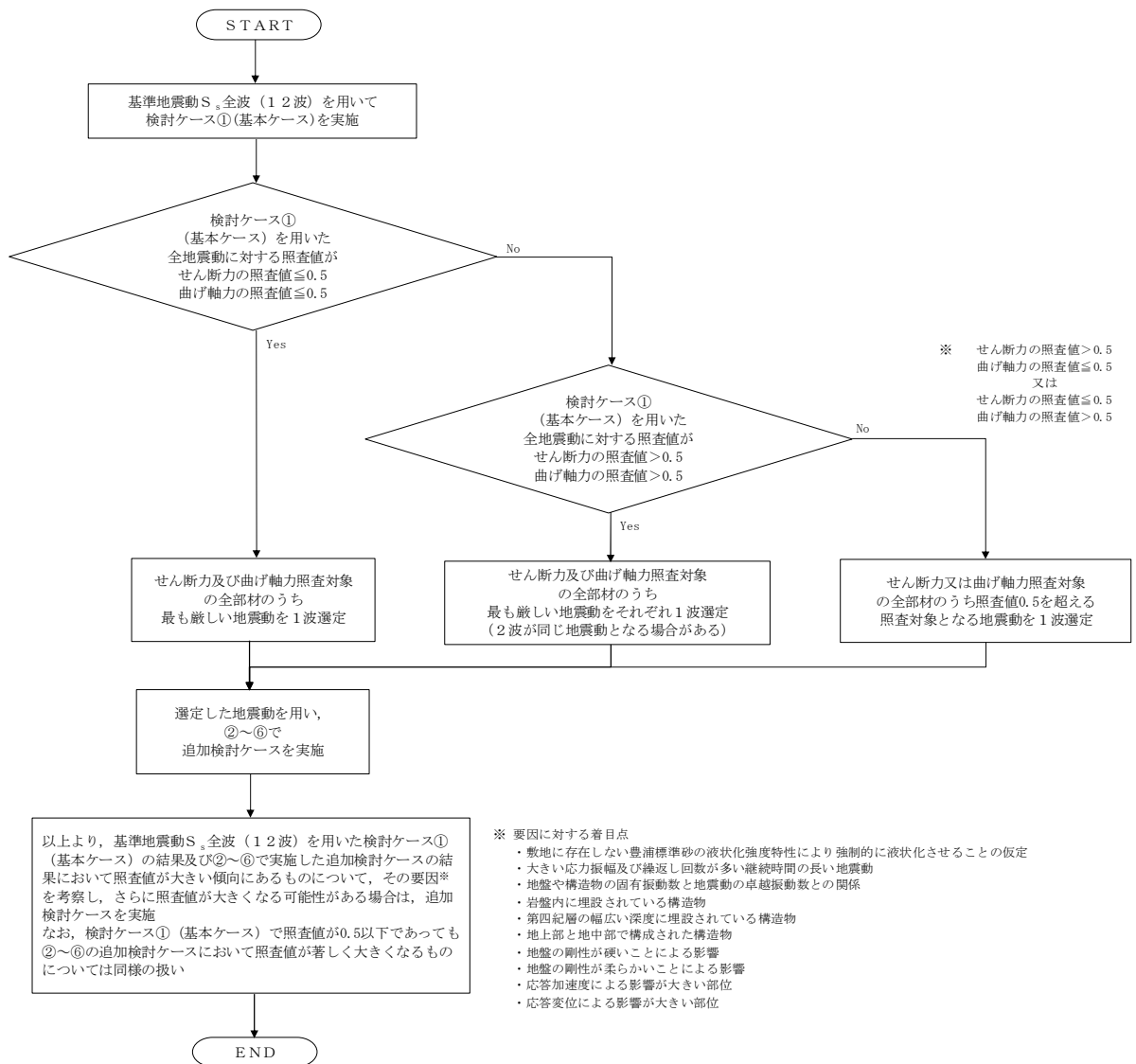


図 16.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 16.2-12 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 16.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース	
液化化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用	
地震波 (位相)	$S_s - D 1$	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 1 1$			実施	
	$S_s - 1 2$			実施	
	$S_s - 1 3$			実施	
	$S_s - 1 4$			実施	
	$S_s - 2 1$			実施	
	$S_s - 2 2$			実施	
$S_s - 3 1$	(H+V+)	実施			
	(H-V+)	実施			

16.3 評価内容

16.3.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図16.3-1に示す。

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

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

図16.3-2～図16.3-29に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

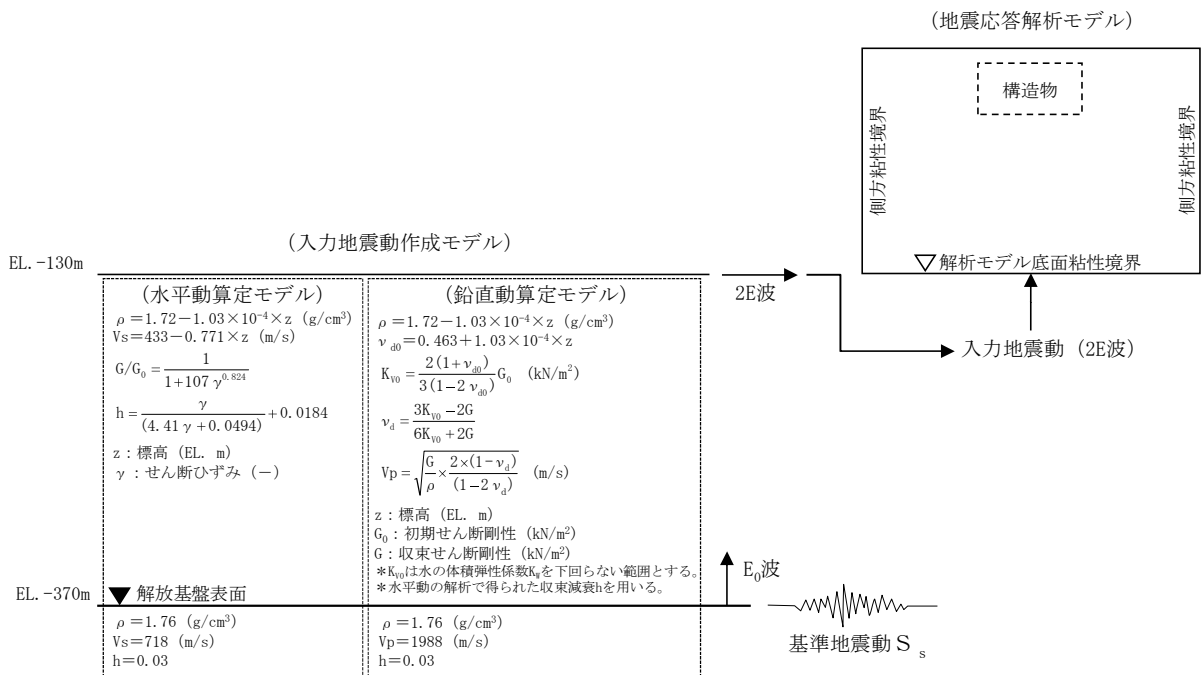
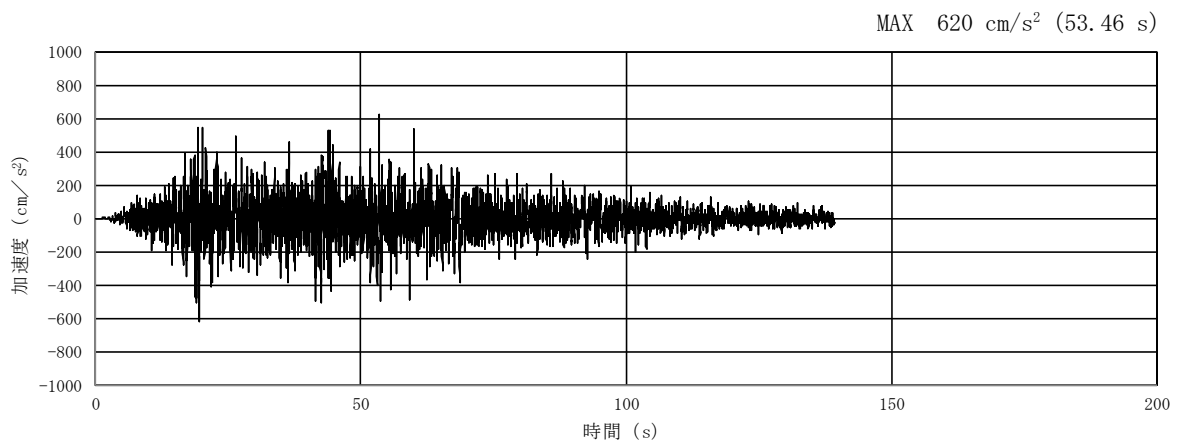
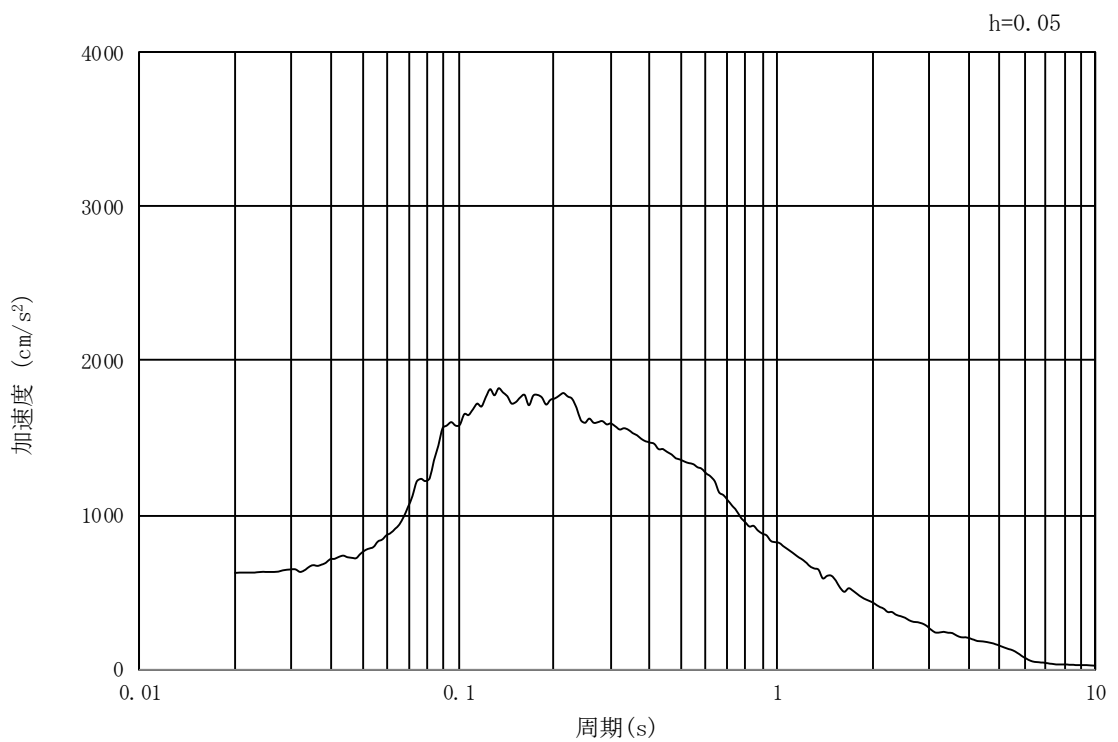


図16.3-1 入力地震動算定の概念図

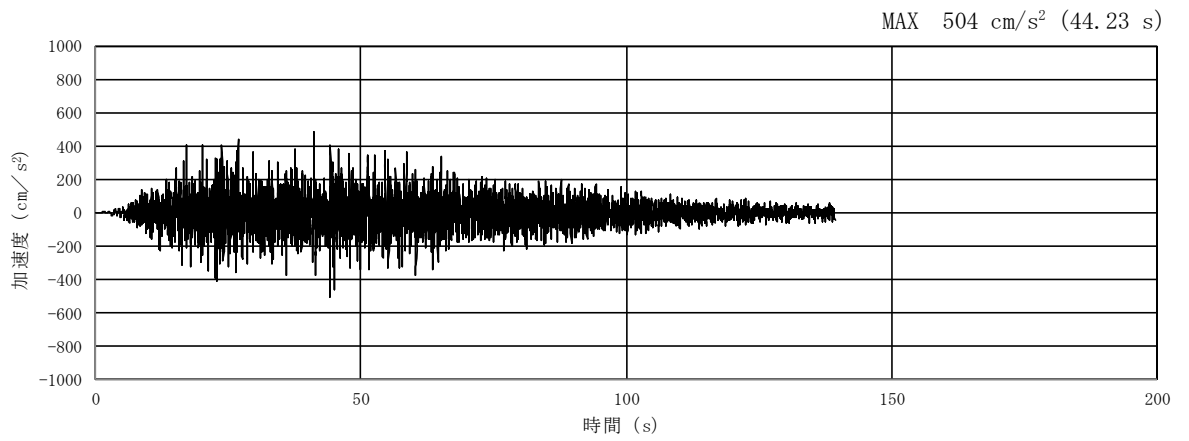


(a) 加速度時刻歴波形

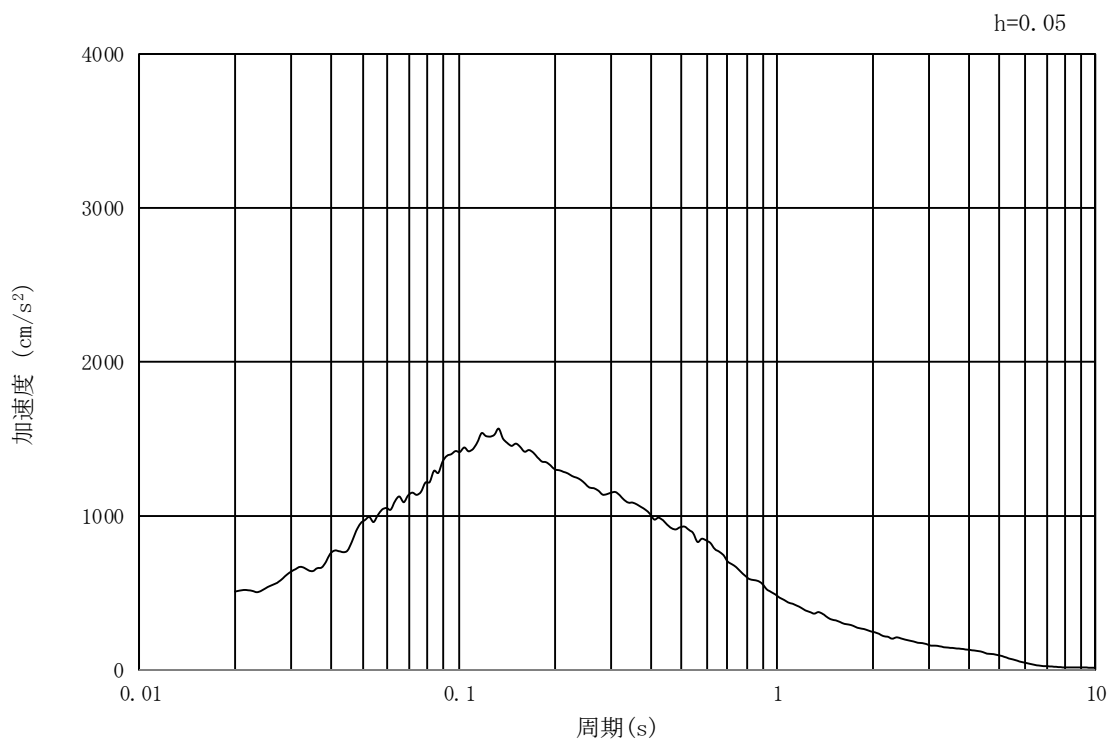


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, ②-②断面, 水平成分: $S_s - D1$)

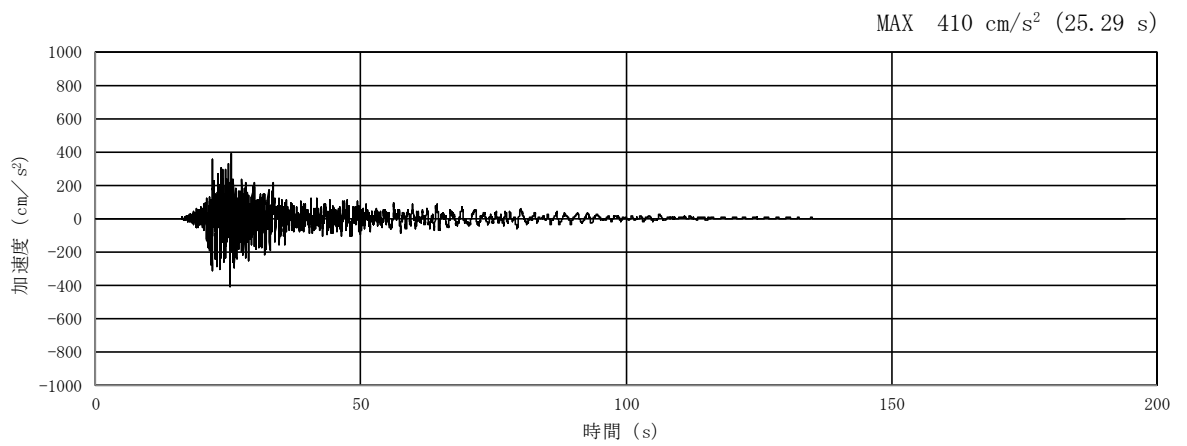


(a) 加速度時刻歴波形

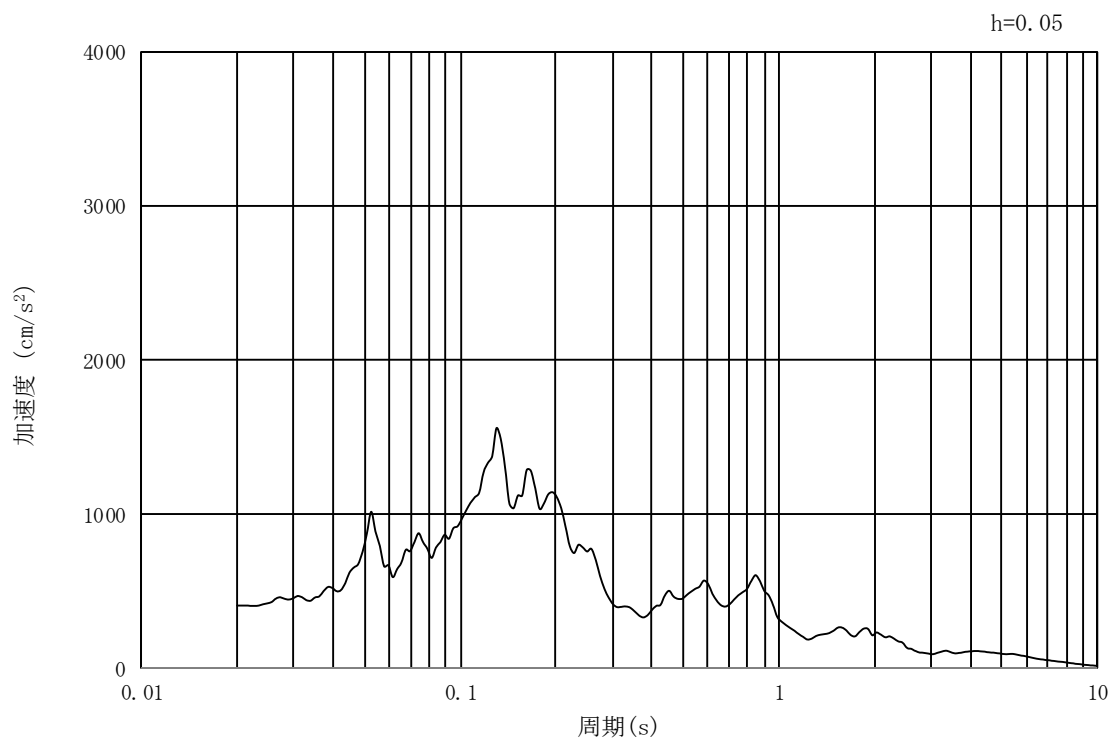


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, ②-②断面, 鉛直成分: S_s-D1)

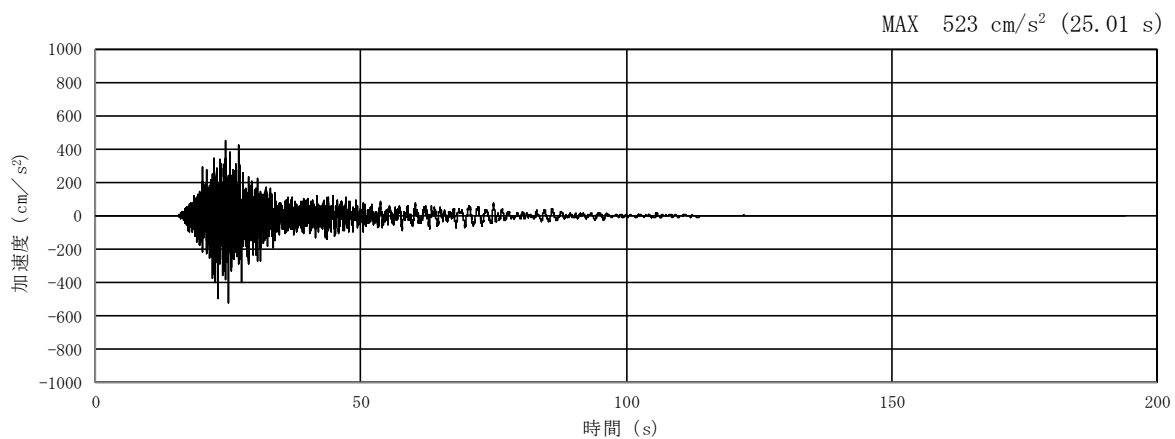


(a) 加速度時刻歴波形

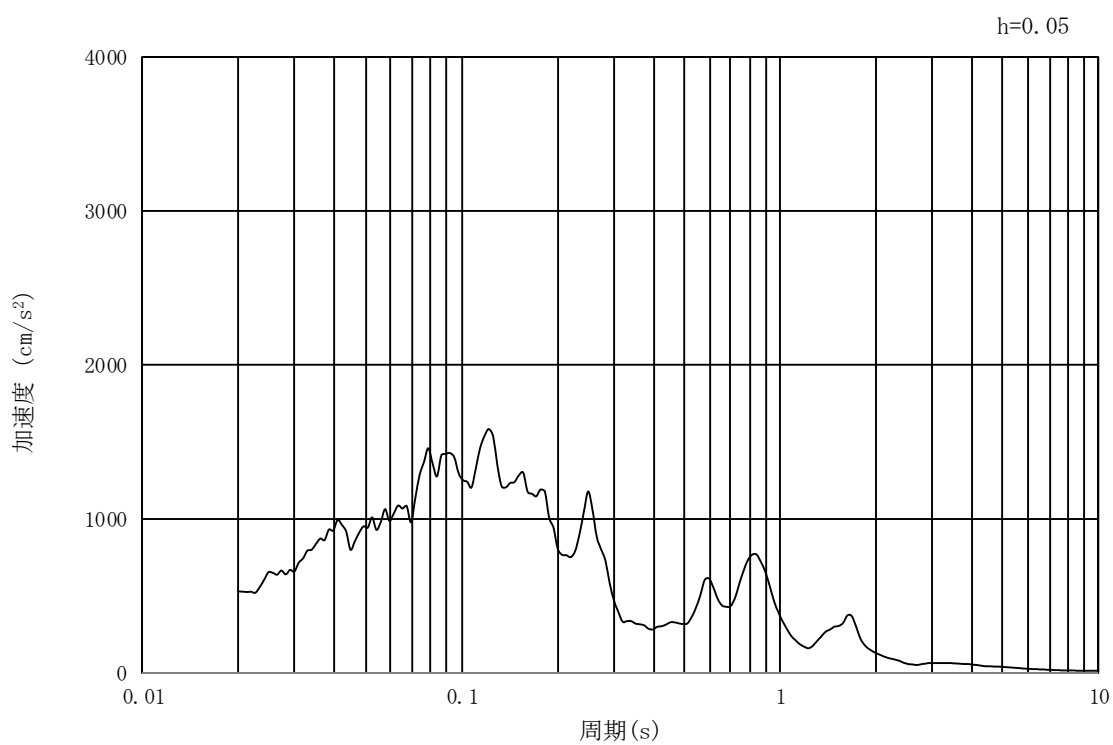


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 11$)

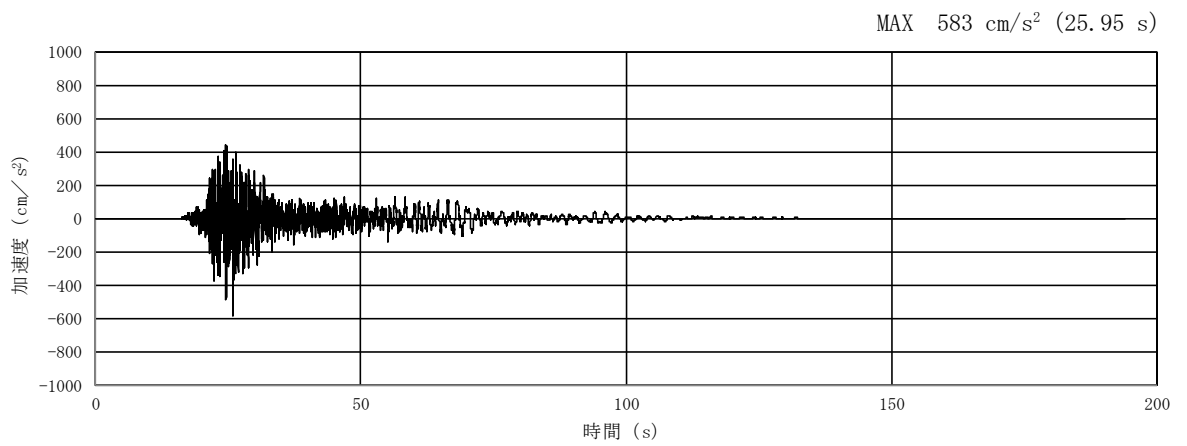


(a) 加速度時刻歴波形

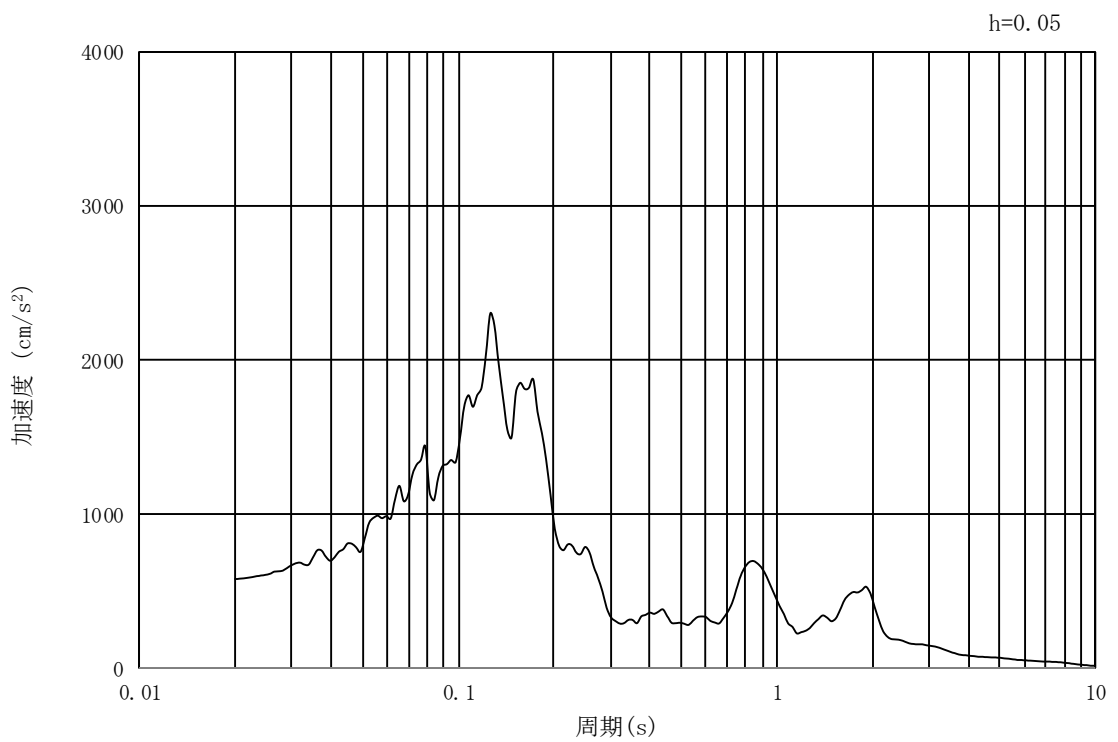


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 1.1$)

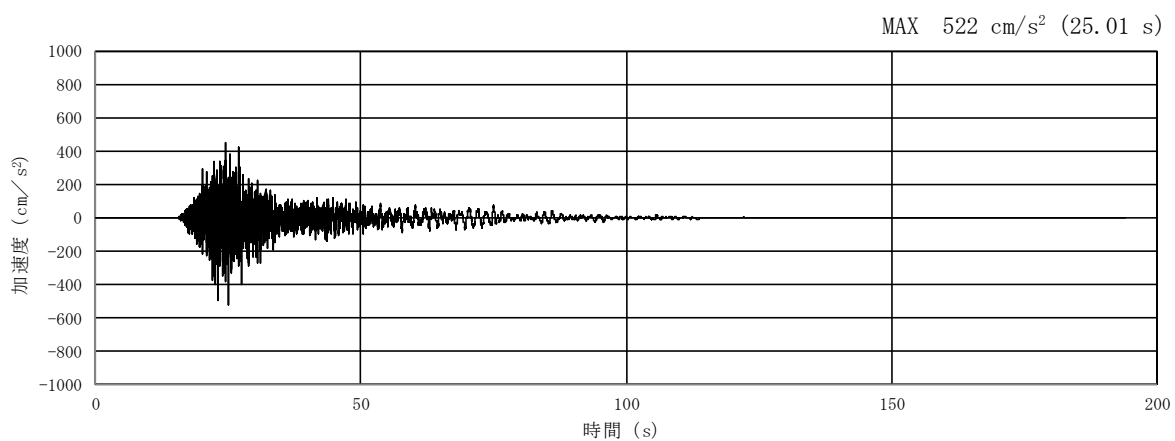


(a) 加速度時刻歴波形

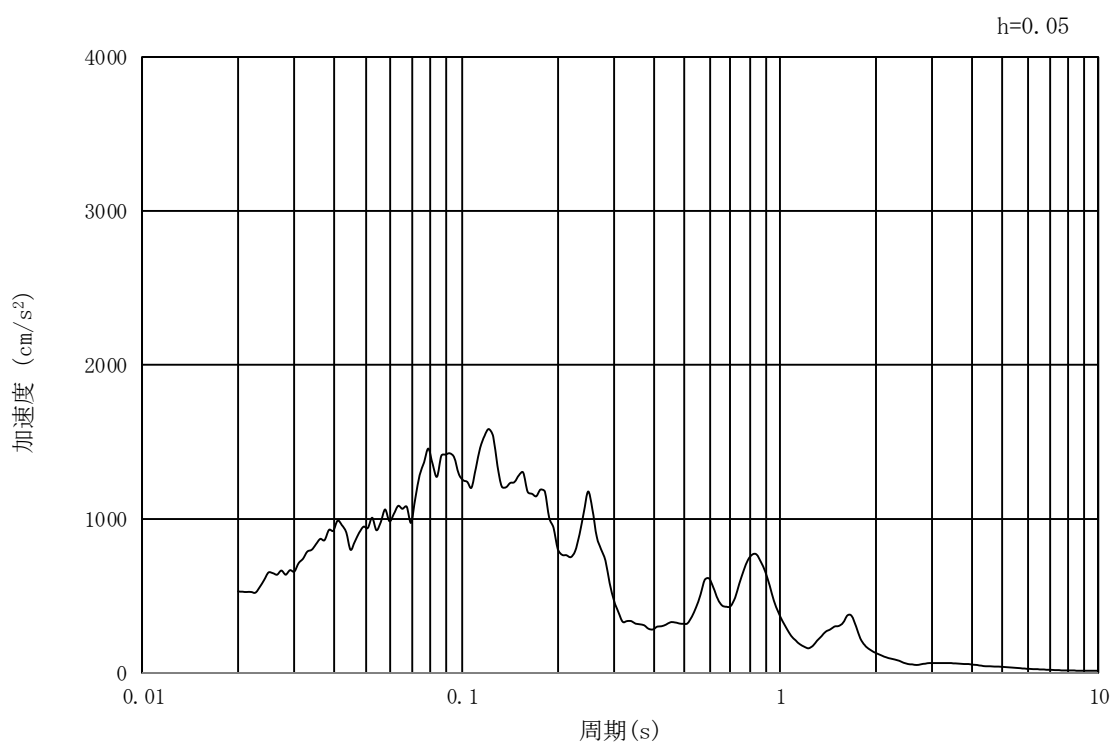


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 11$)

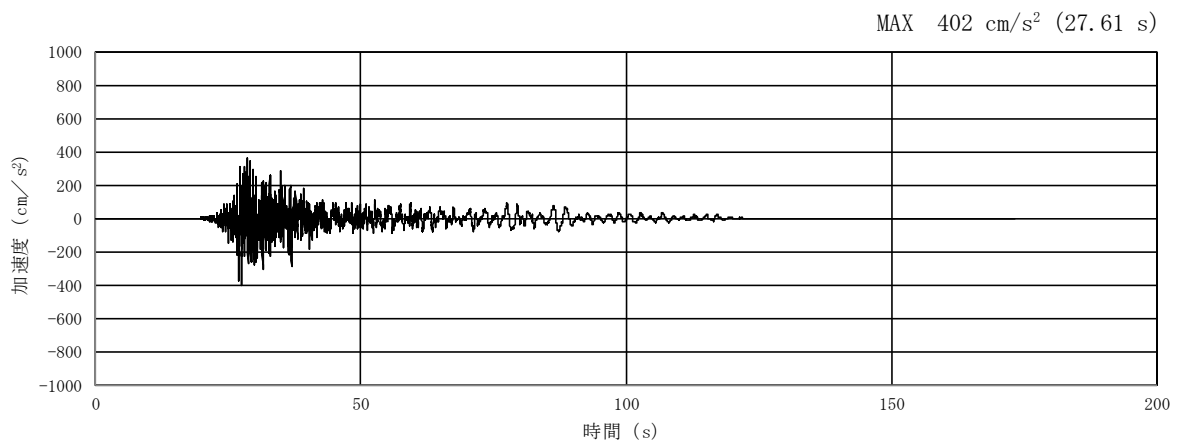


(a) 加速度時刻歴波形

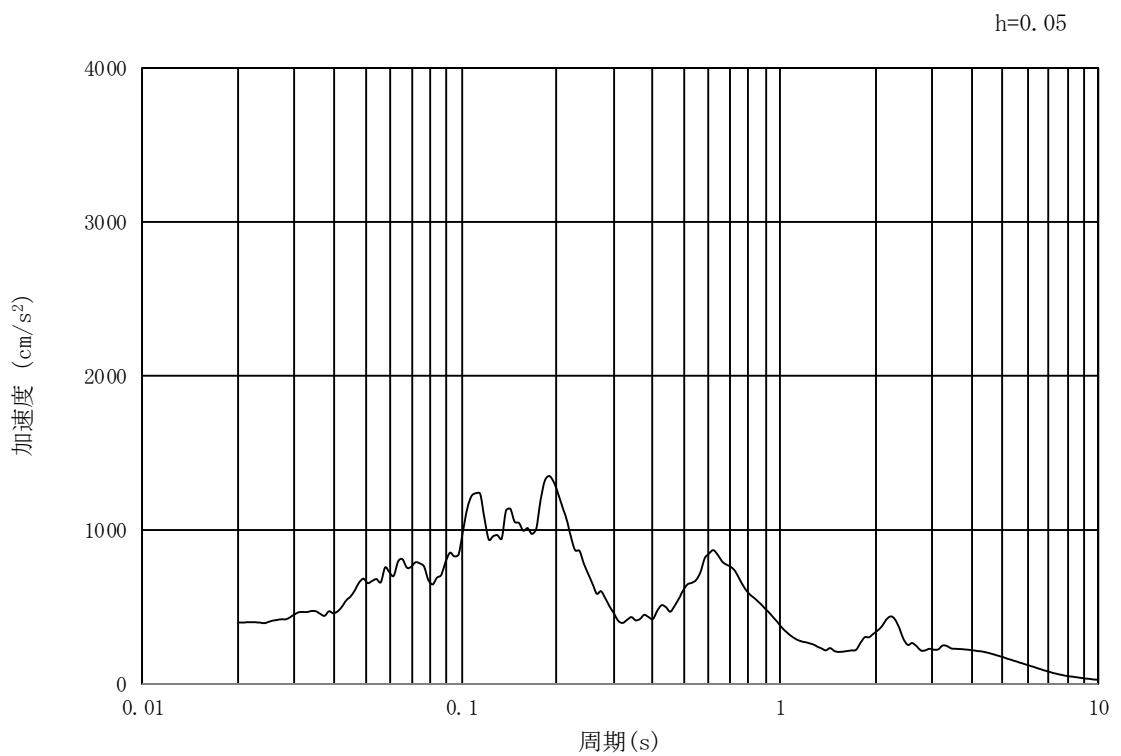


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 1.1$)

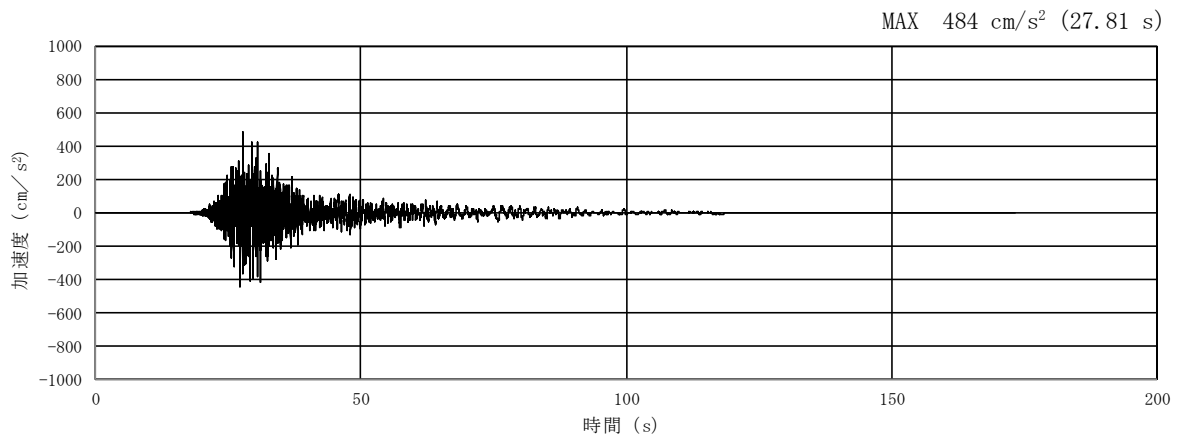


(a) 加速度時刻歴波形

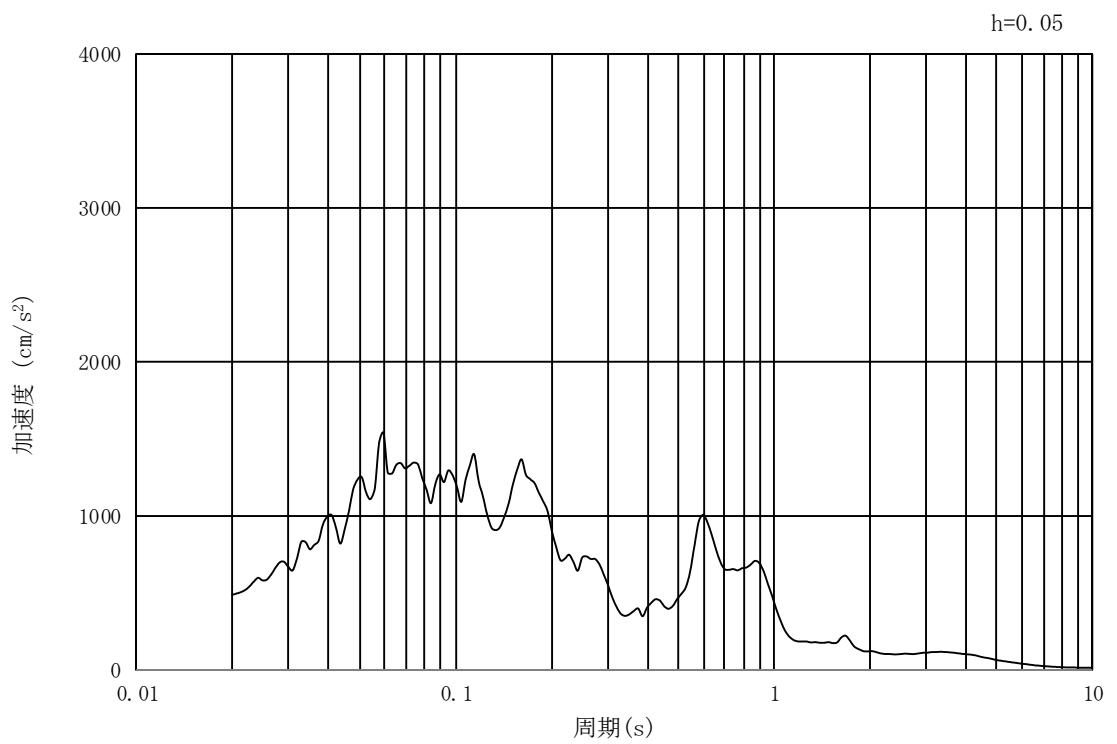


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, 水平成分: $S_s - 12$)

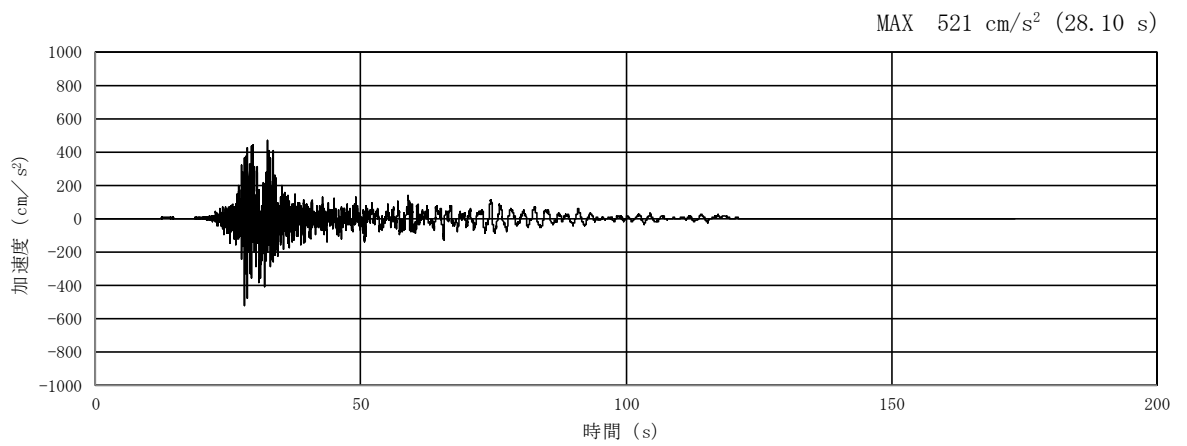


(a) 加速度時刻歴波形

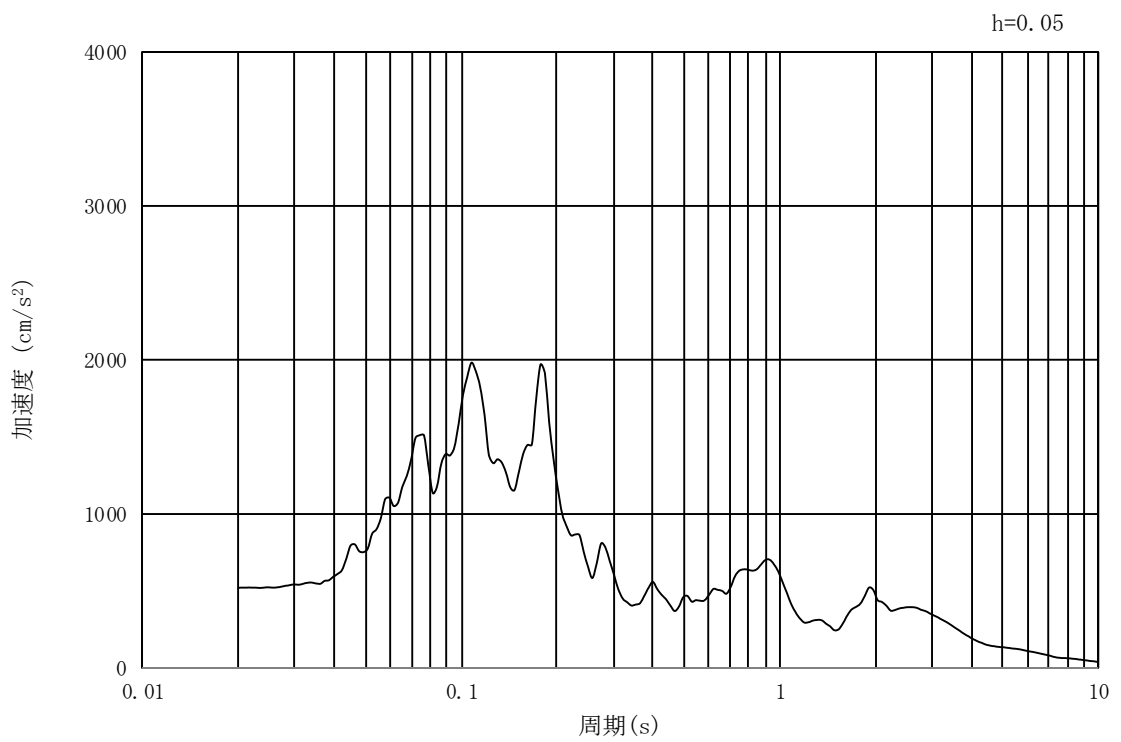


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 12$)

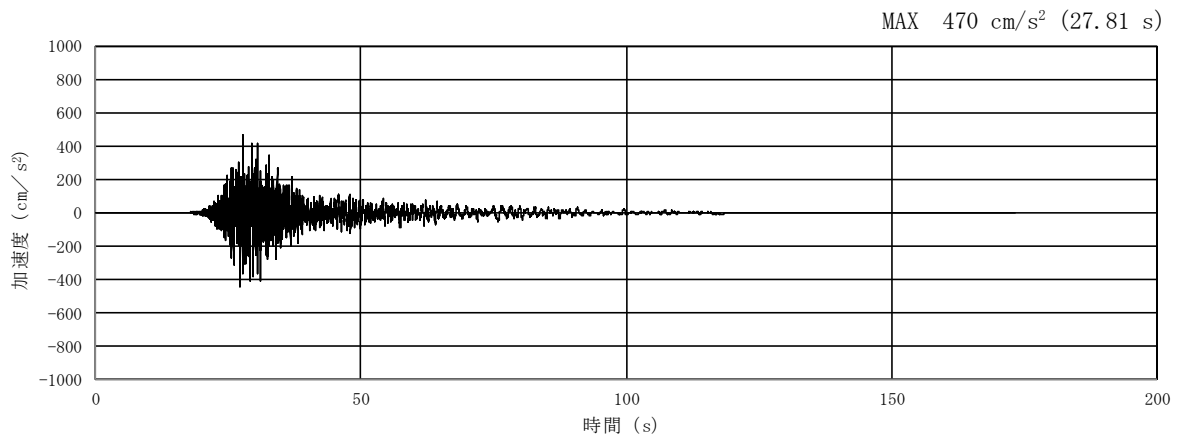


(a) 加速度時刻歴波形

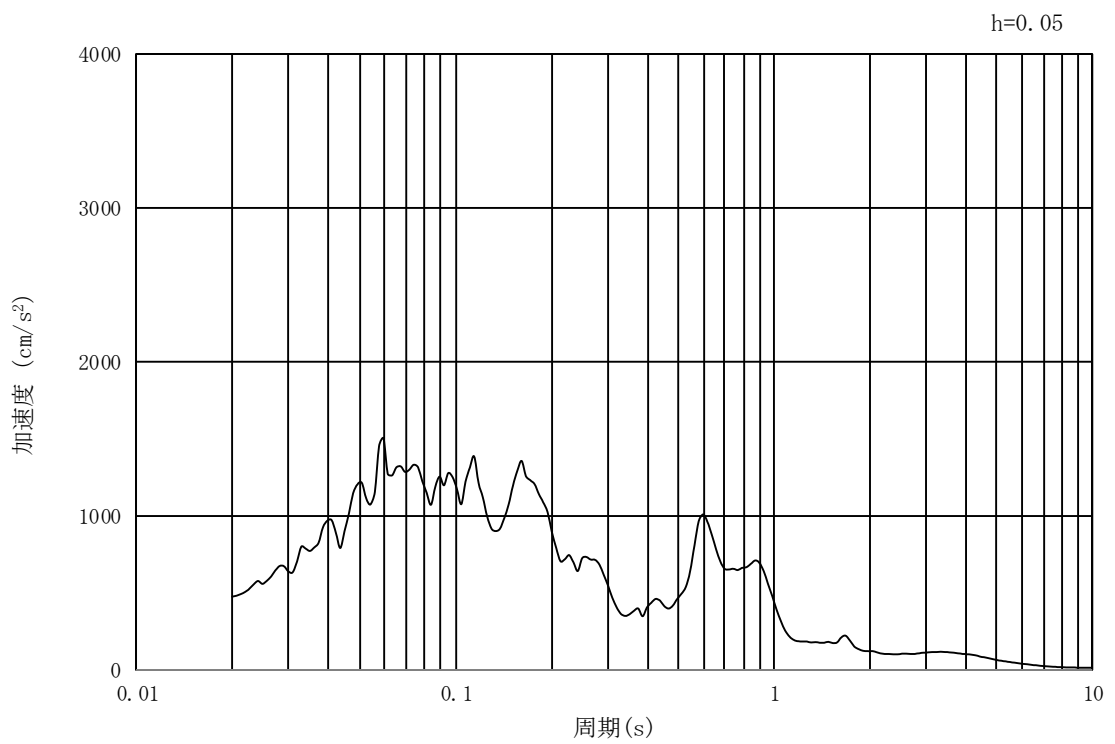


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

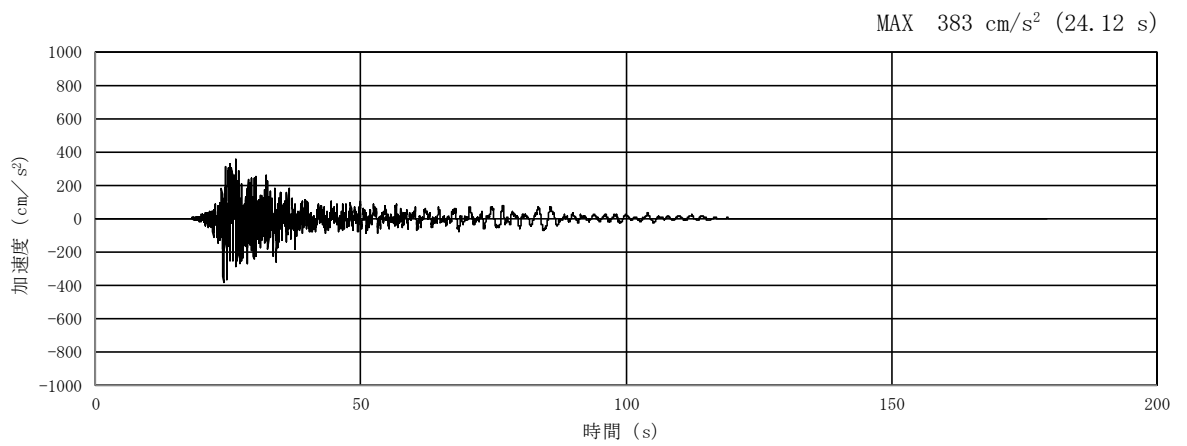


(a) 加速度時刻歴波形

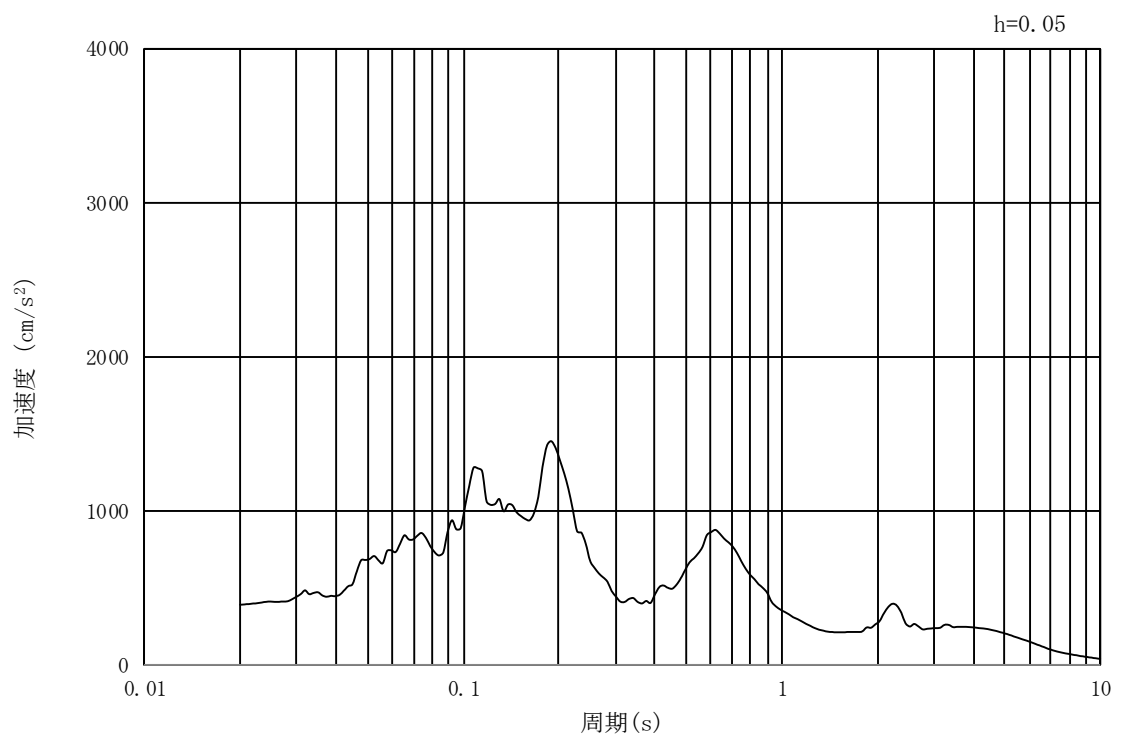


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 12$)

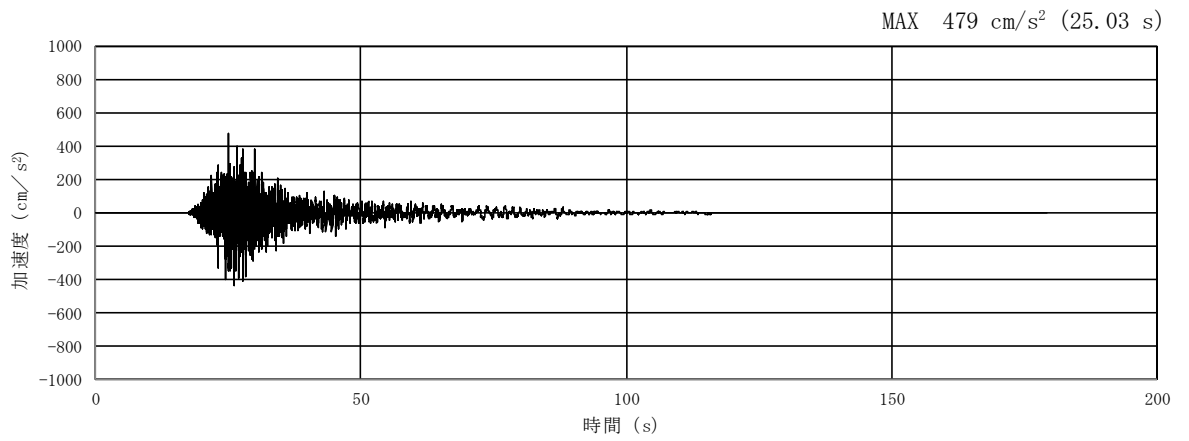


(a) 加速度時刻歴波形

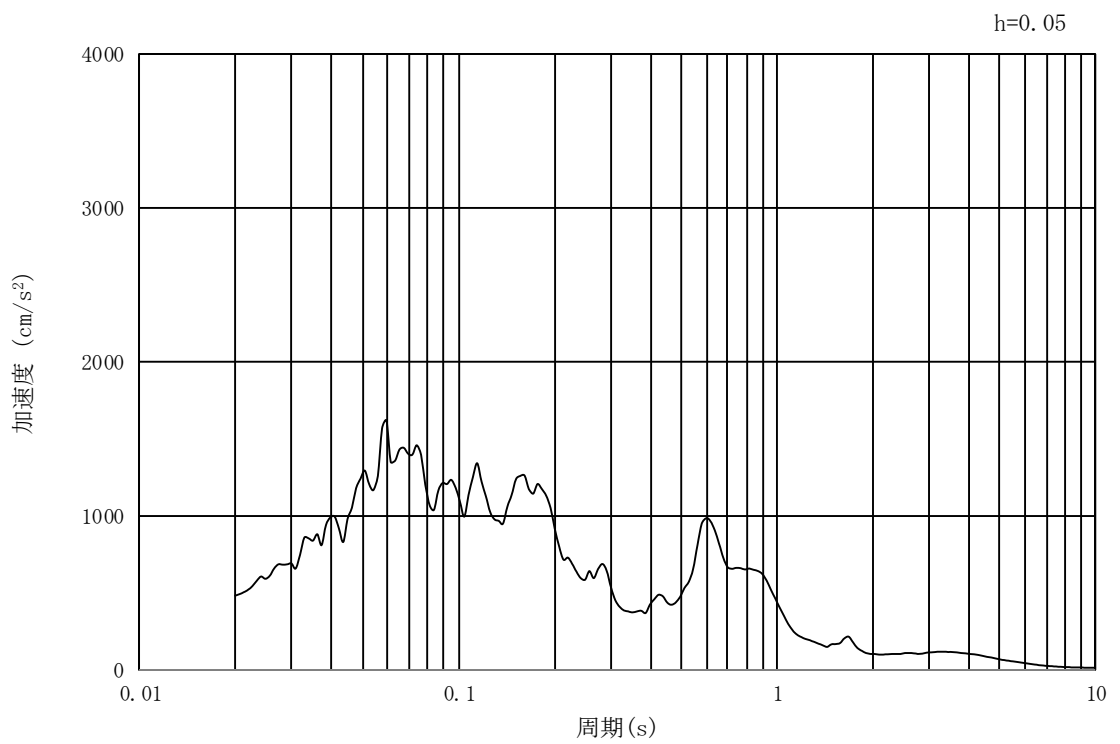


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 13$)

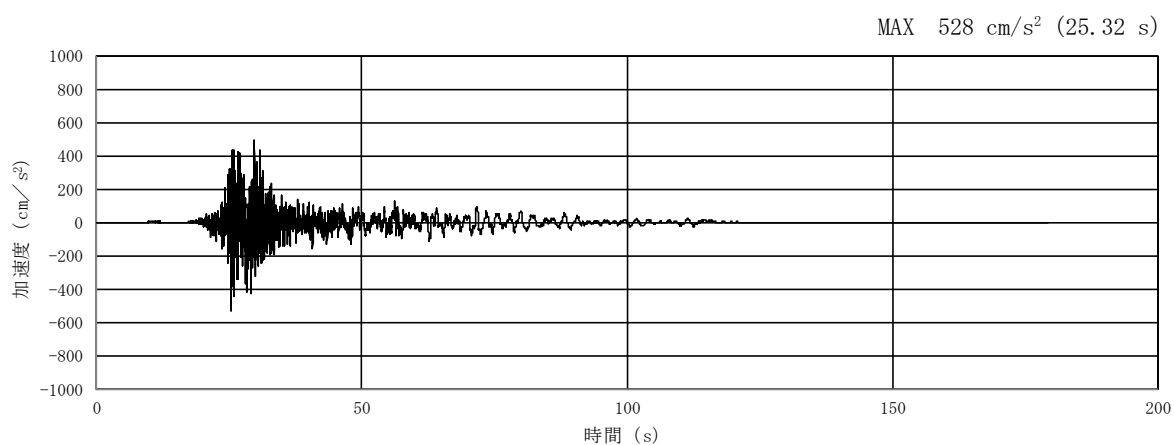


(a) 加速度時刻歴波形

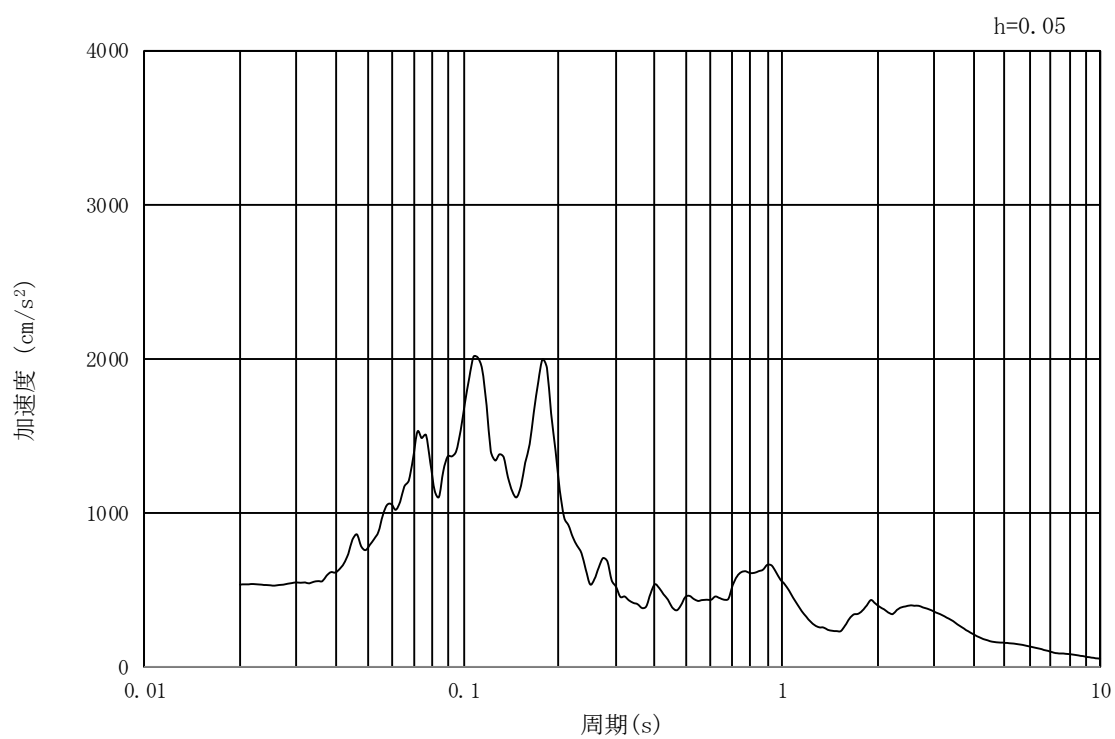


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 13$)

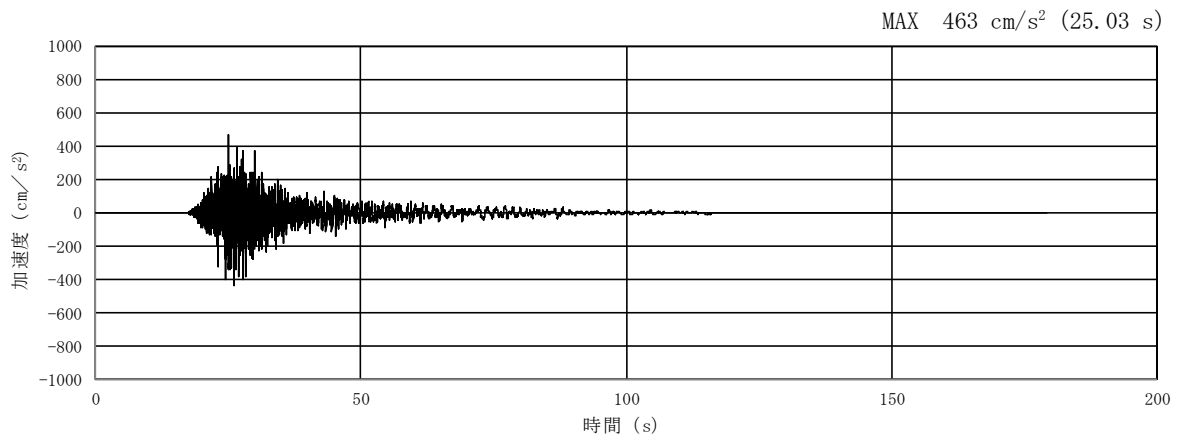


(a) 加速度時刻歴波形

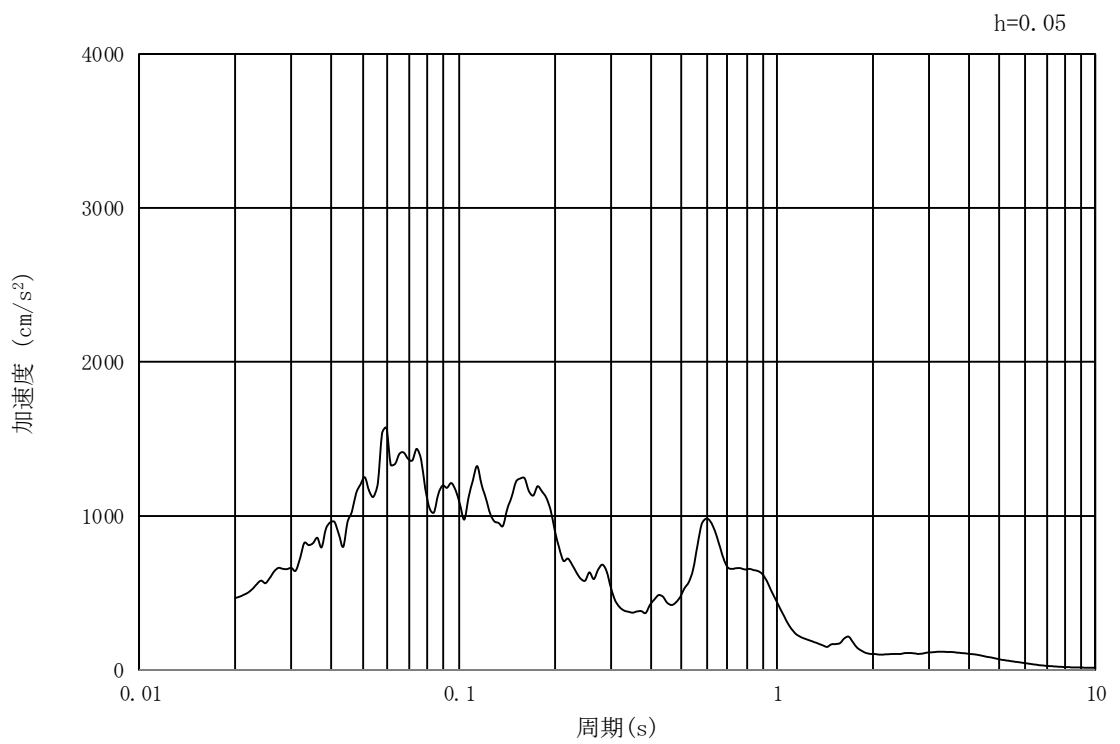


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 13$)

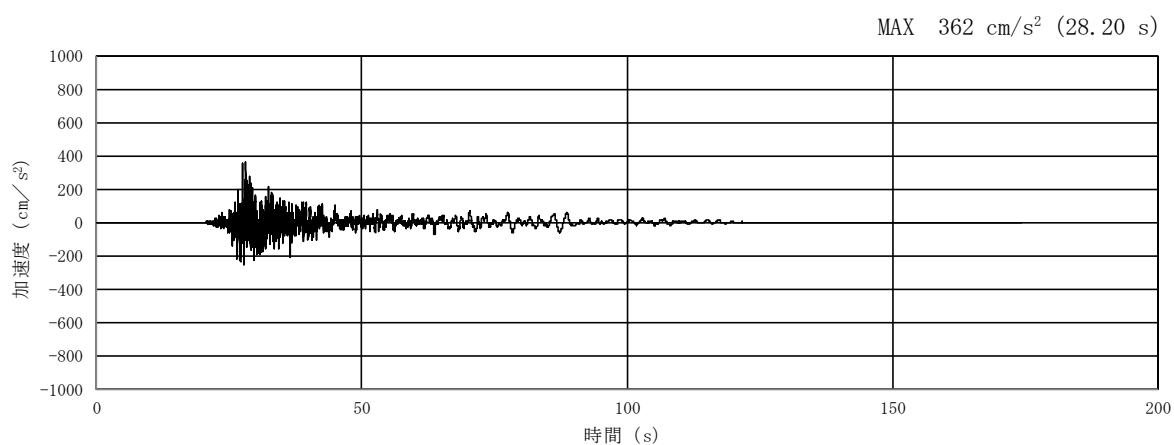


(a) 加速度時刻歴波形

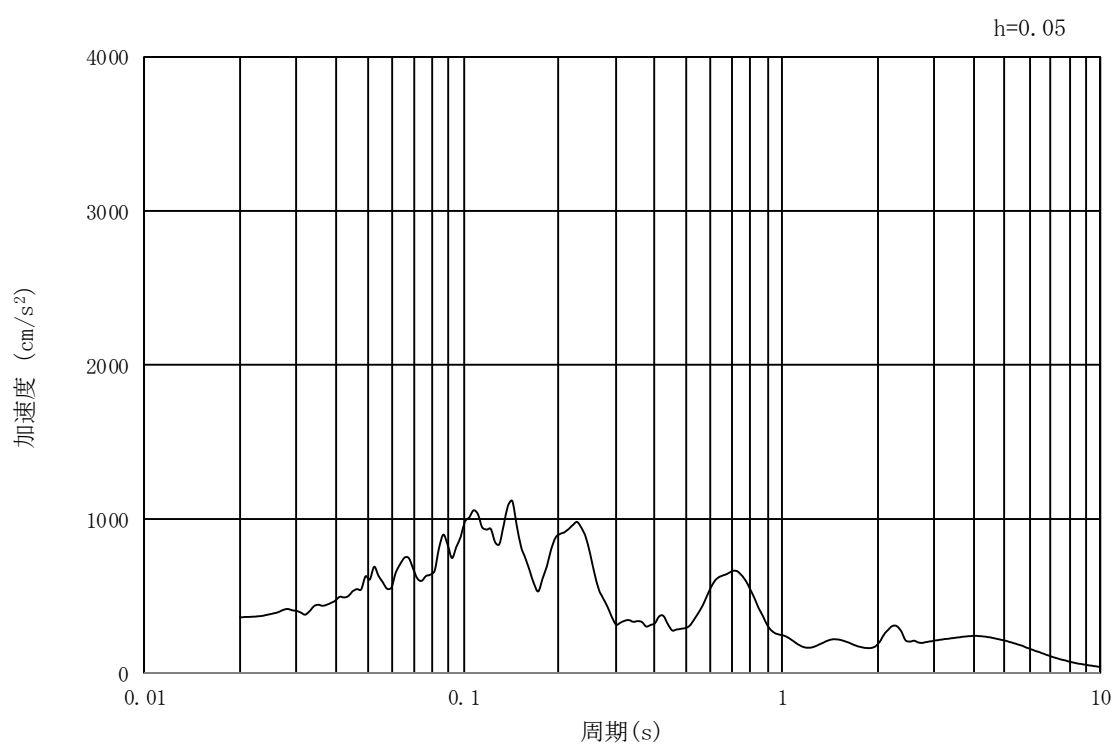


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 13$)

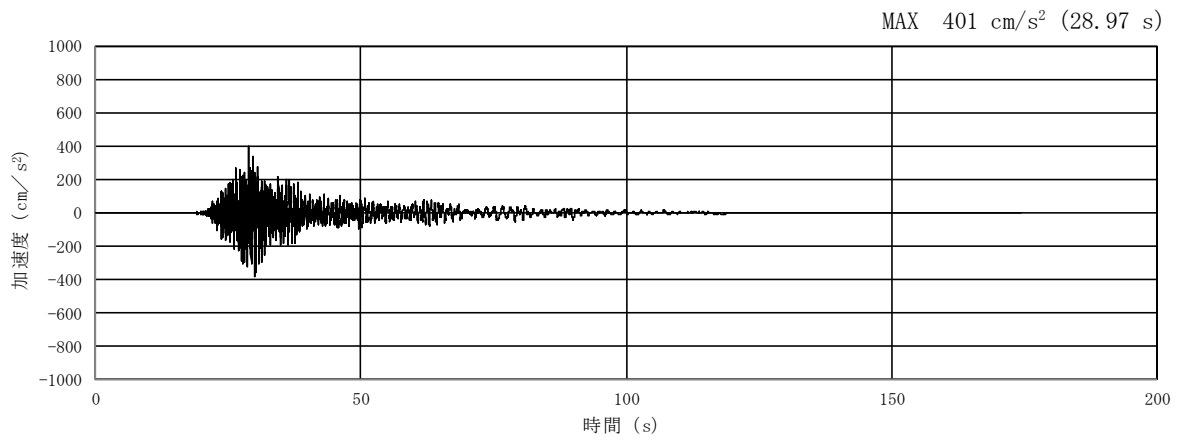


(a) 加速度時刻歴波形

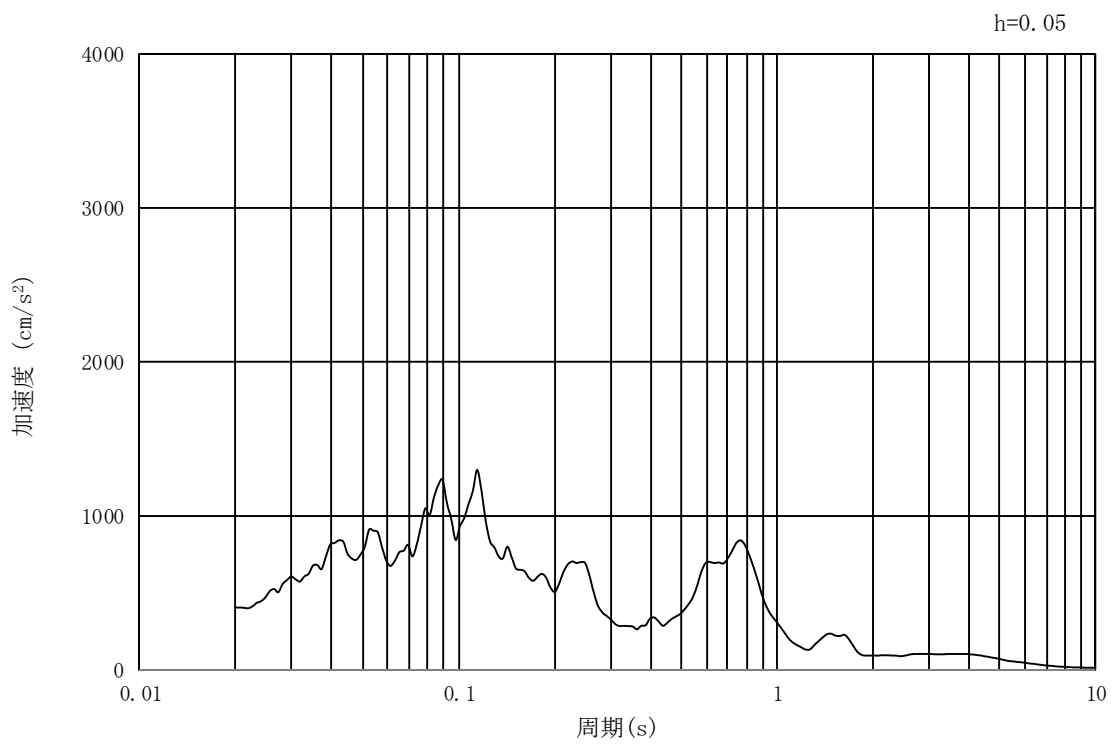


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

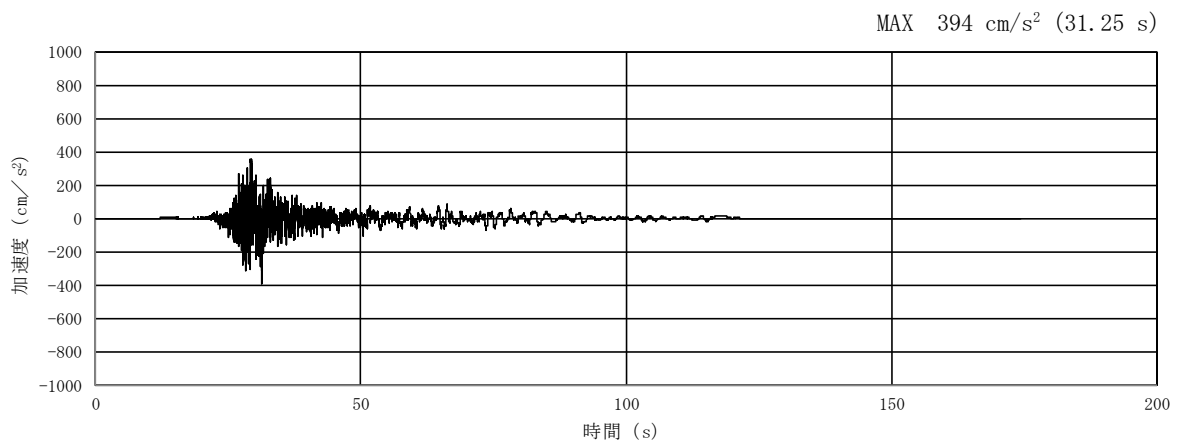


(a) 加速度時刻歴波形

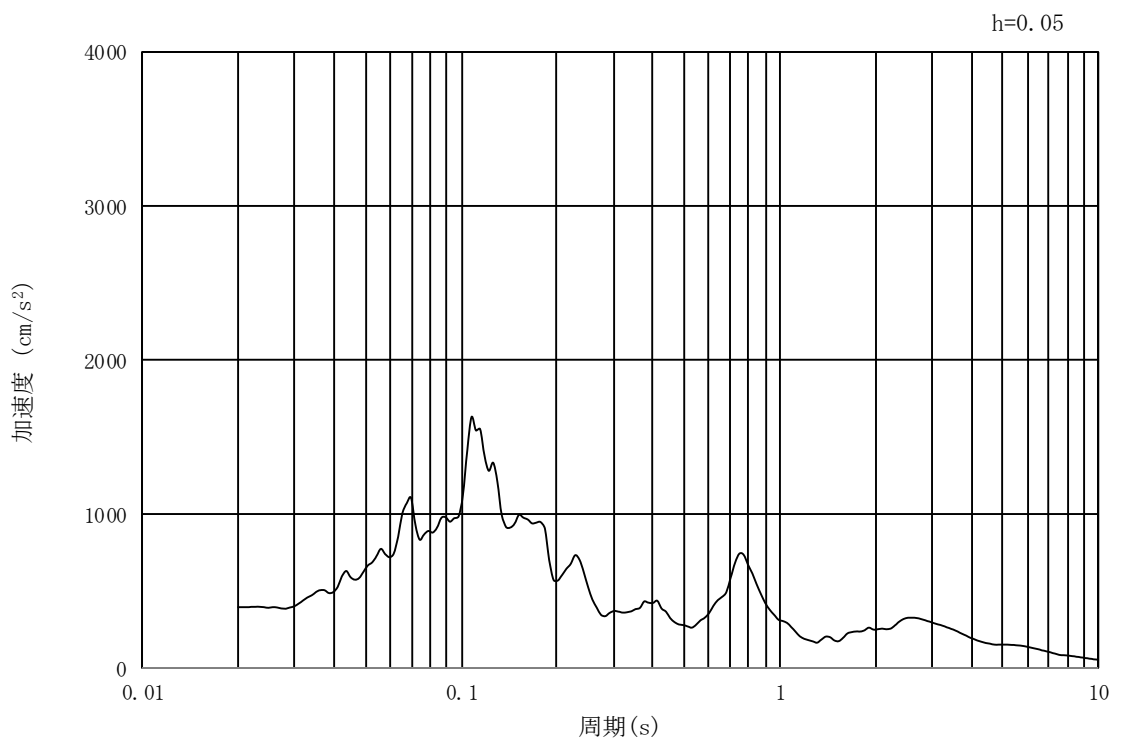


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

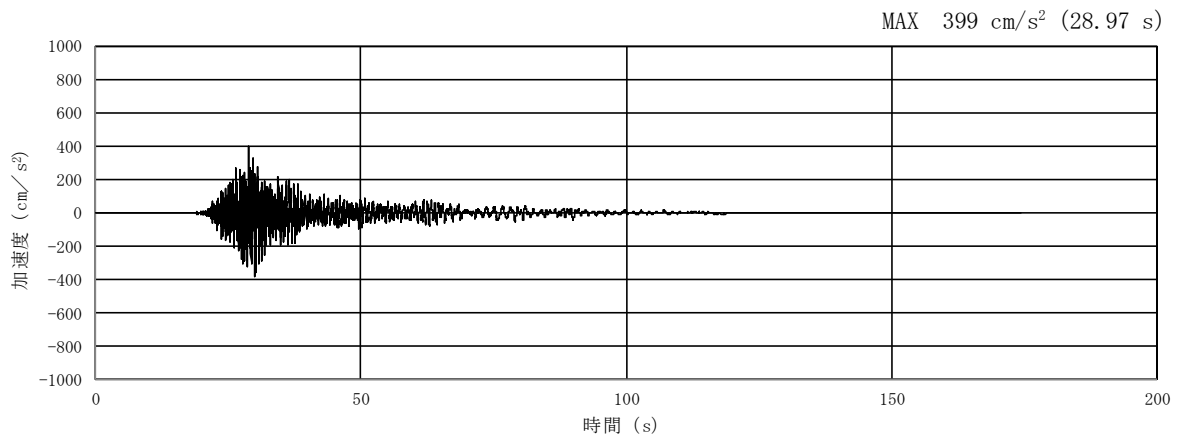


(a) 加速度時刻歴波形

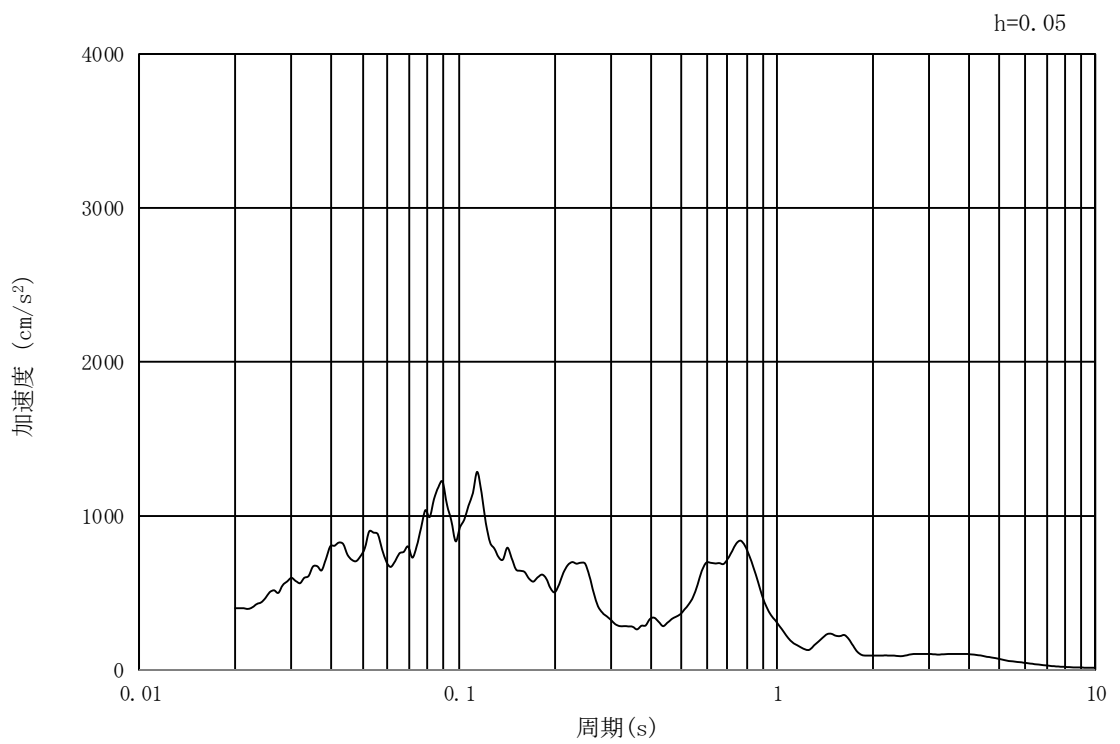


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

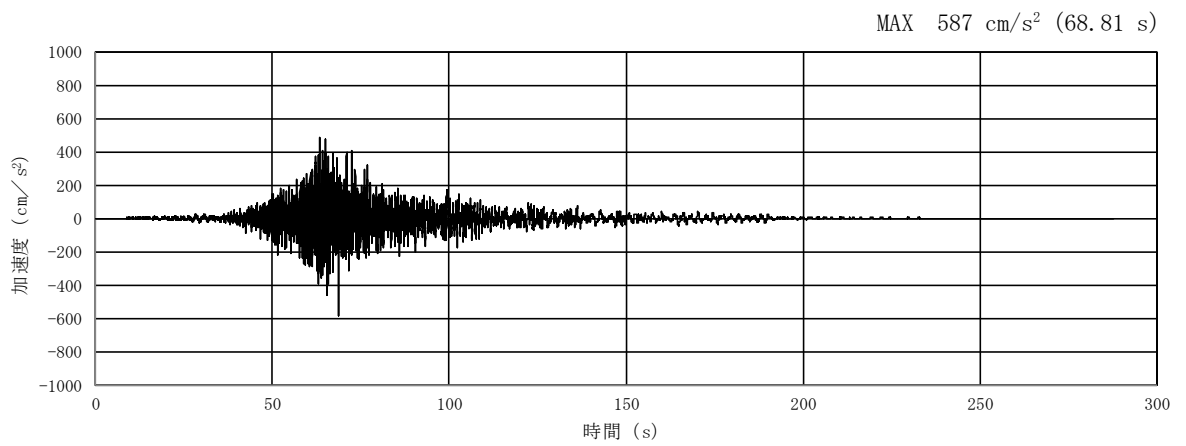


(a) 加速度時刻歴波形

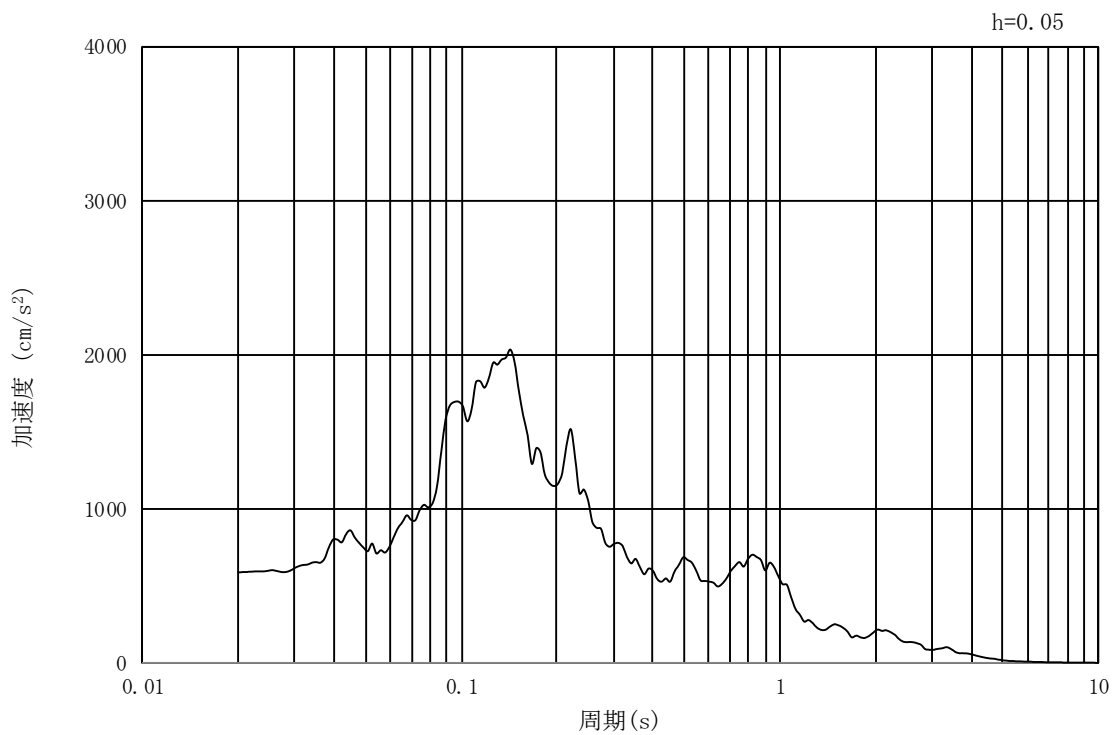


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

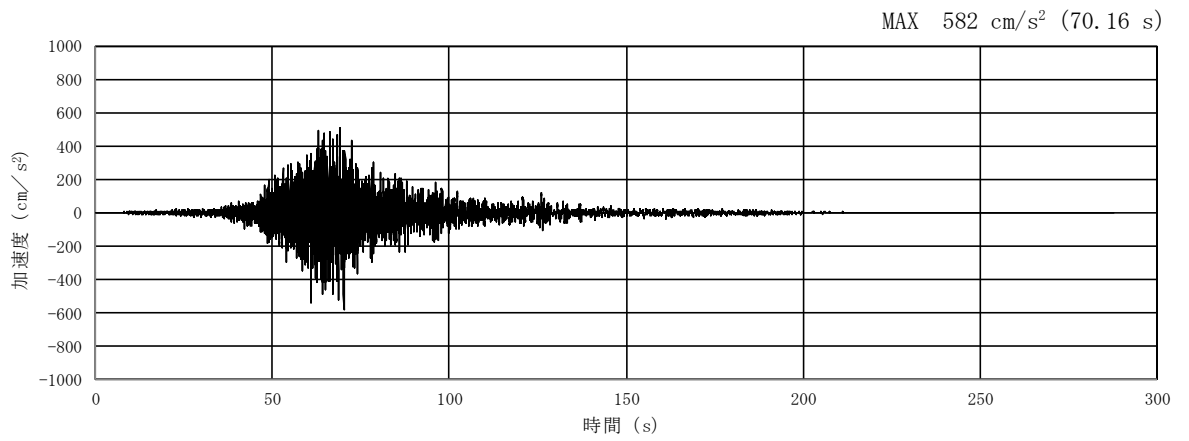


(a) 加速度時刻歴波形

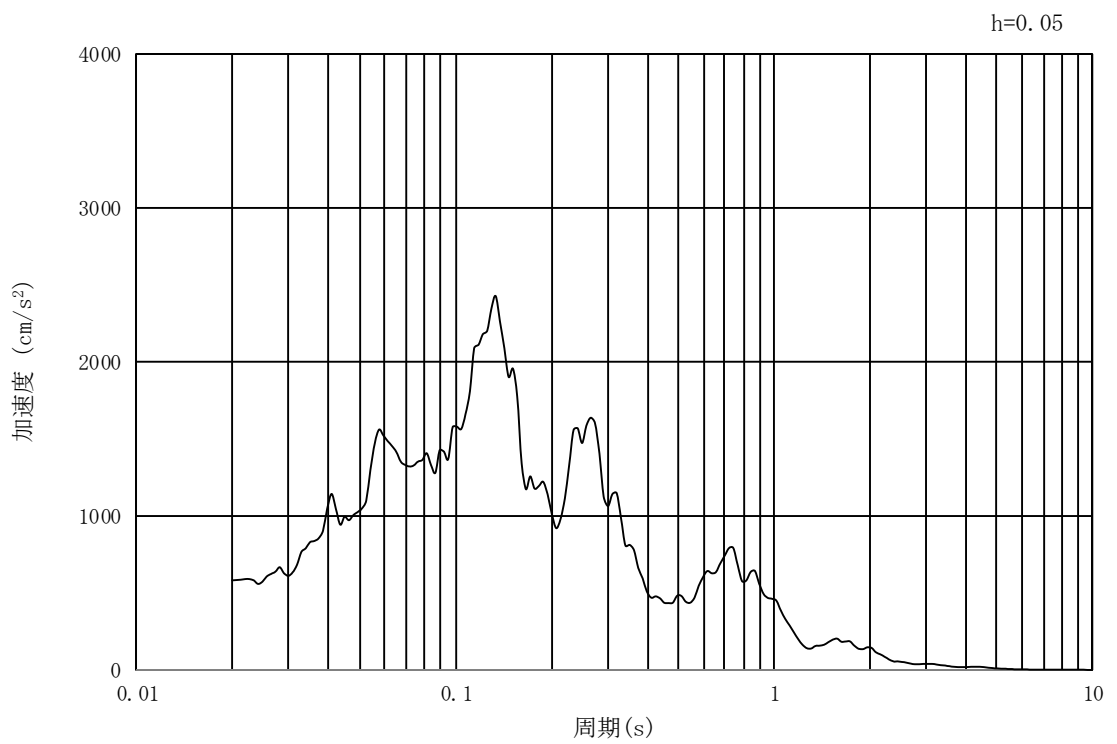


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 21$)

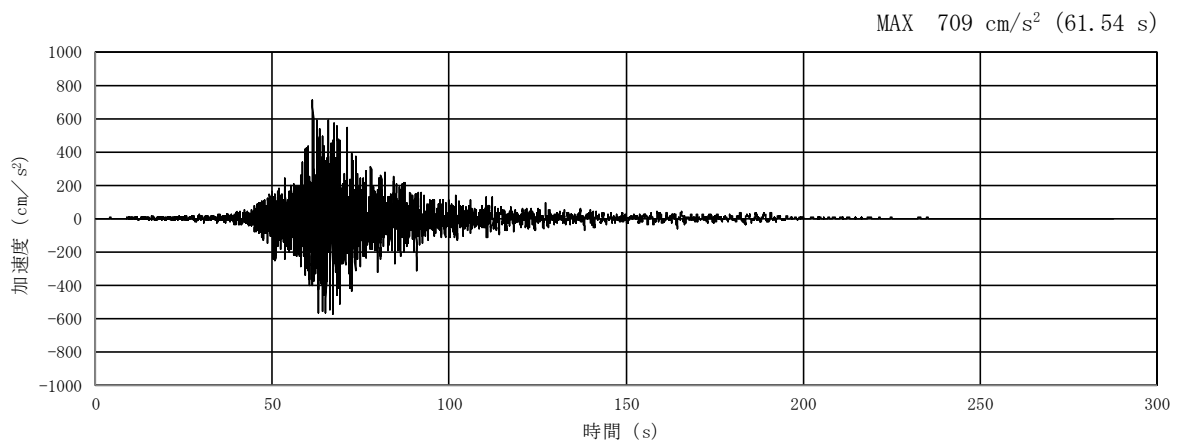


(a) 加速度時刻歴波形

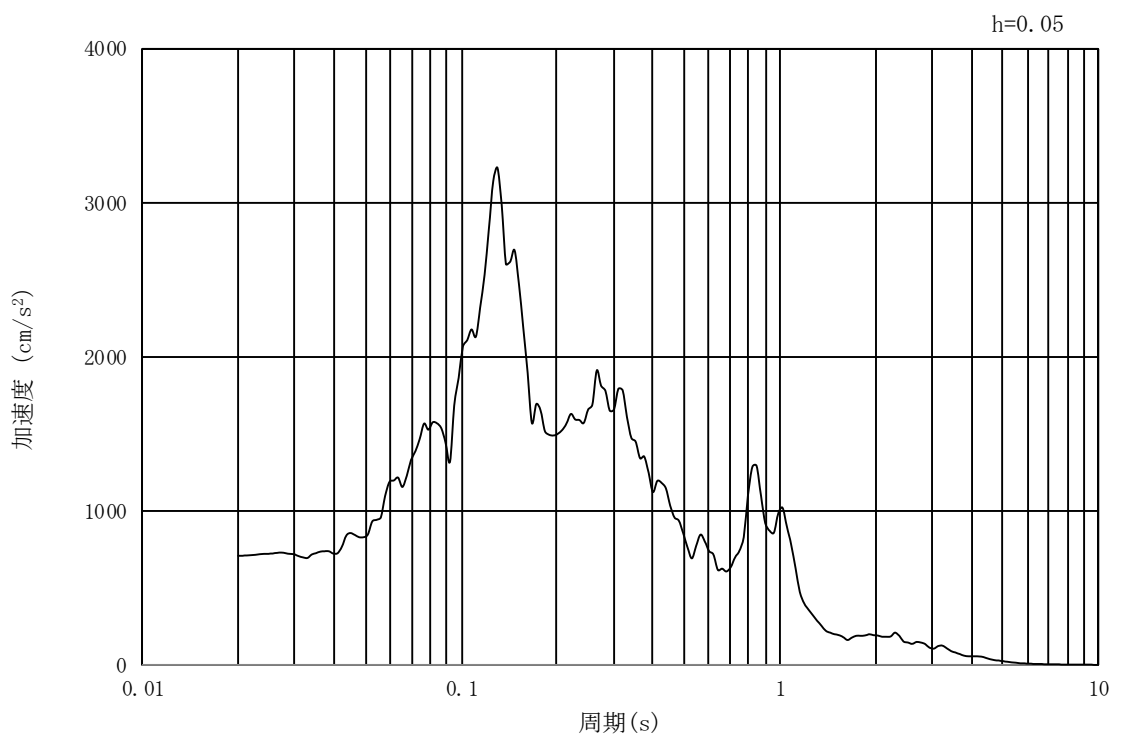


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 21$)

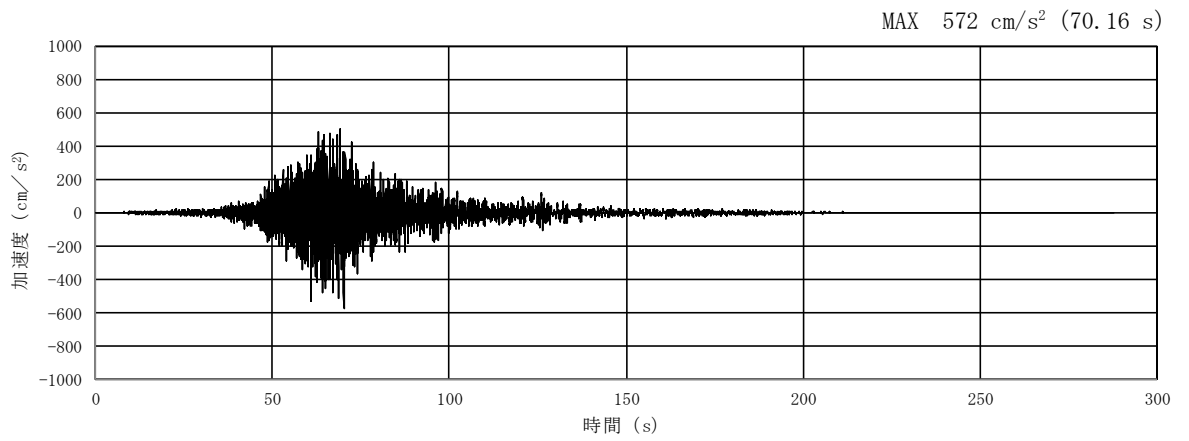


(a) 加速度時刻歴波形

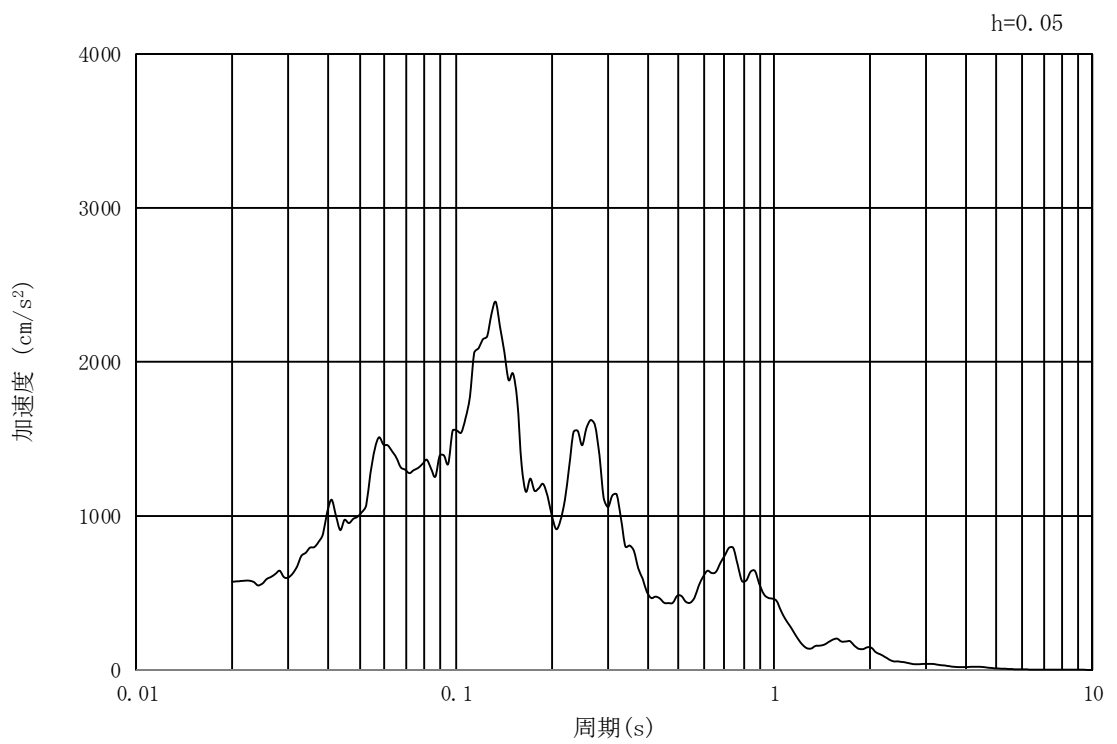


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 21$)

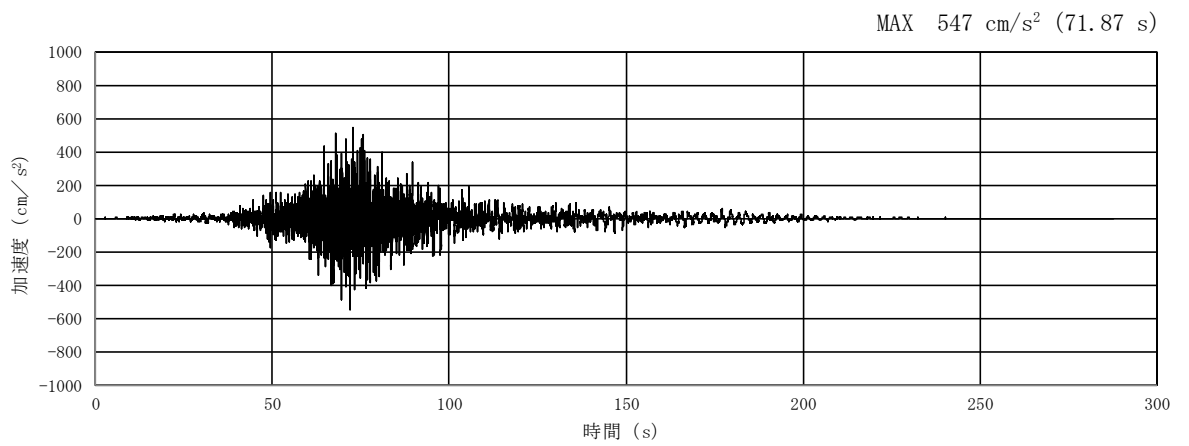


(a) 加速度時刻歴波形

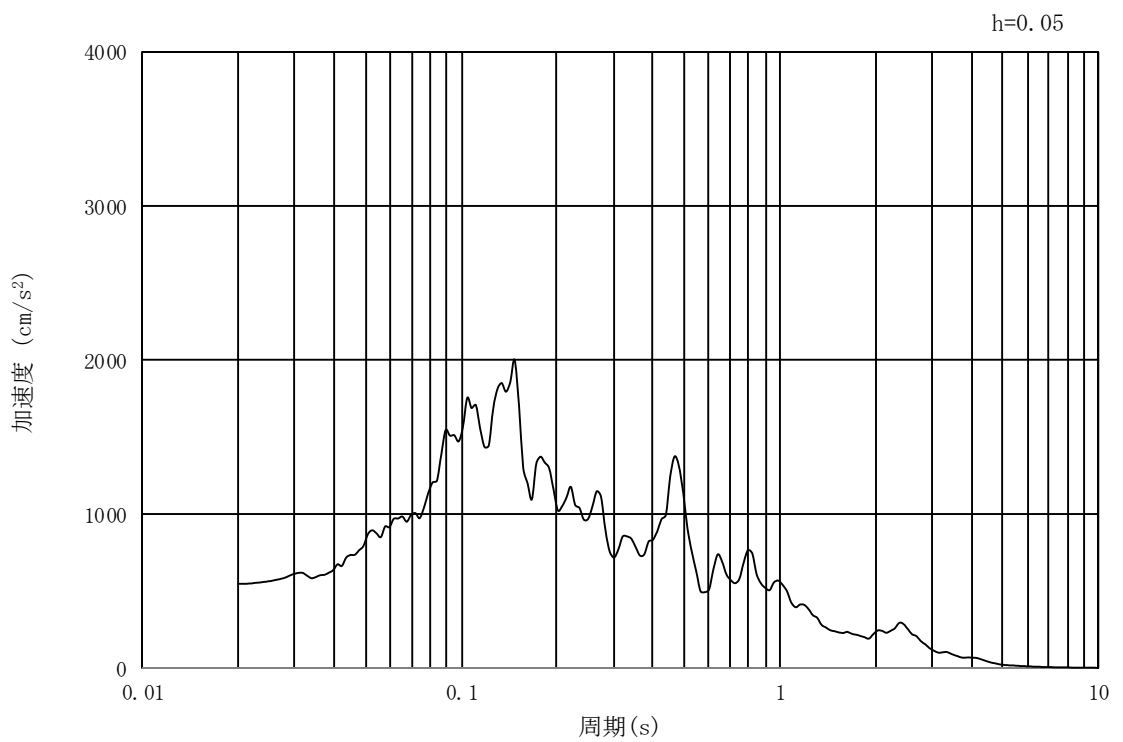


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 21$)

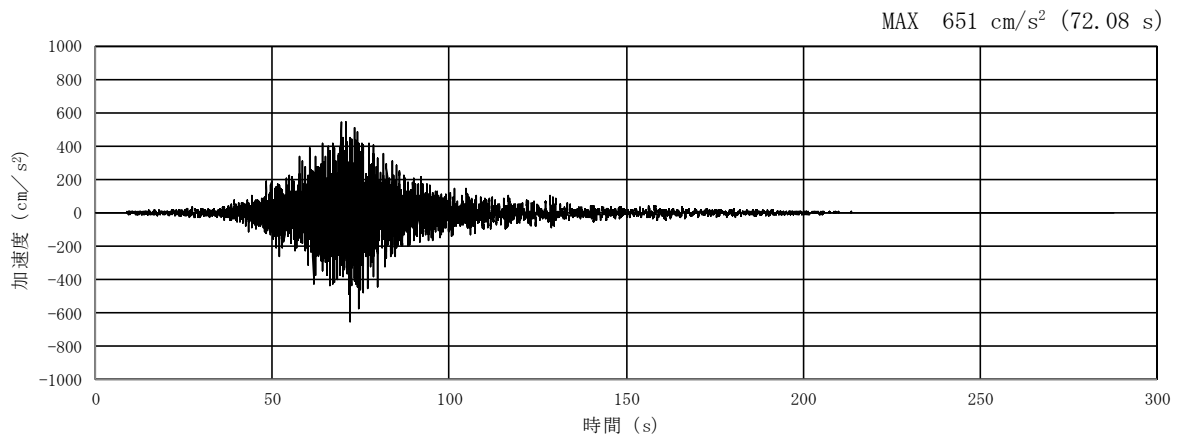


(a) 加速度時刻歴波形

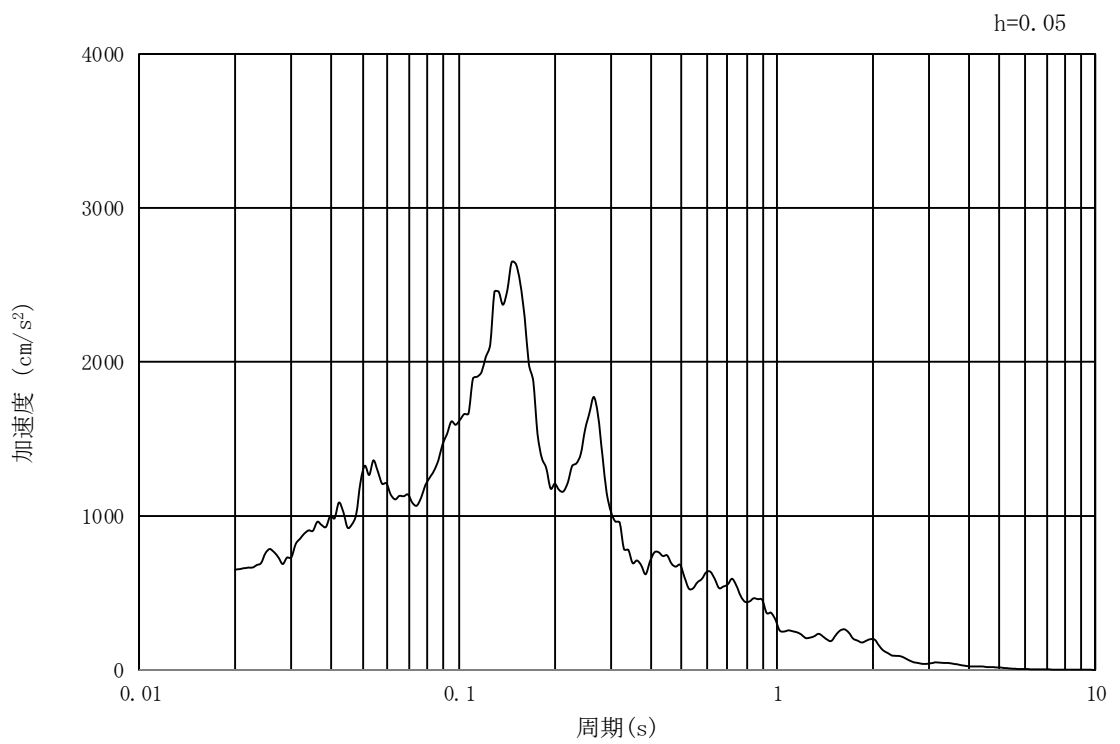


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 22$)

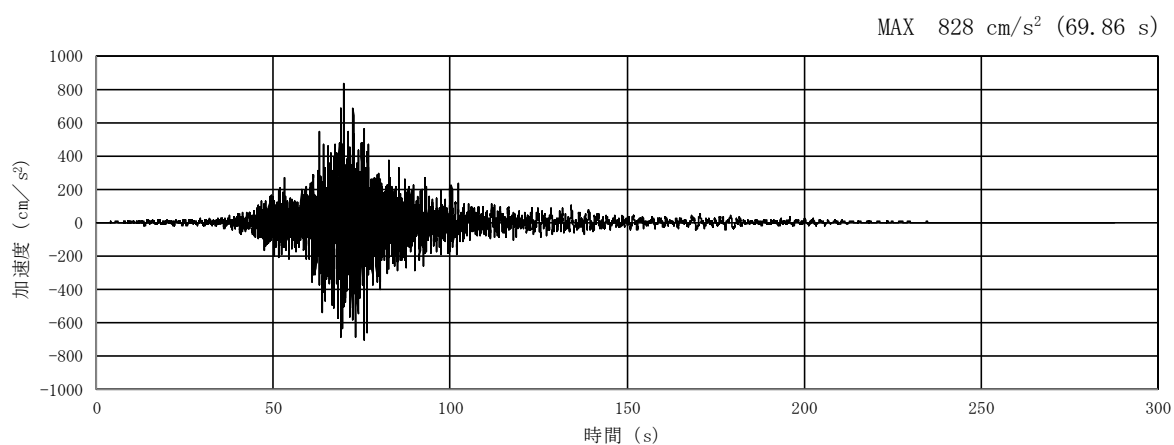


(a) 加速度時刻歴波形

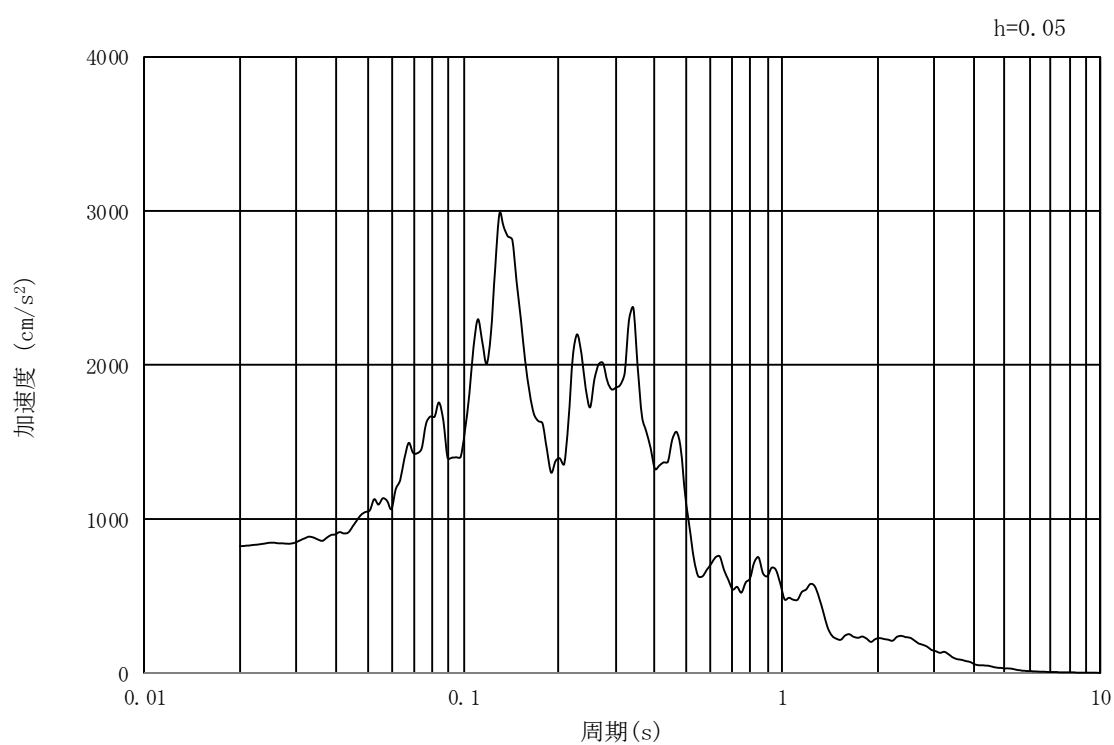


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 22$)

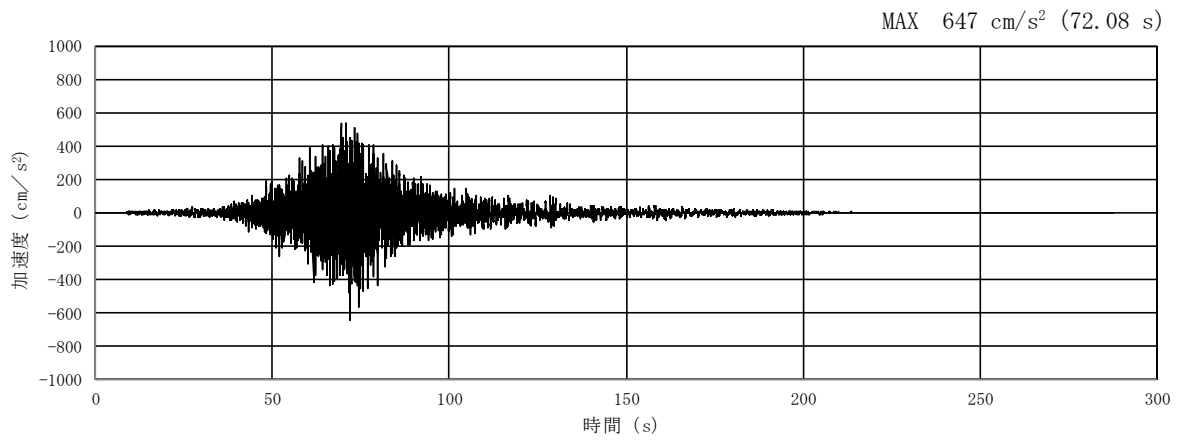


(a) 加速度時刻歴波形

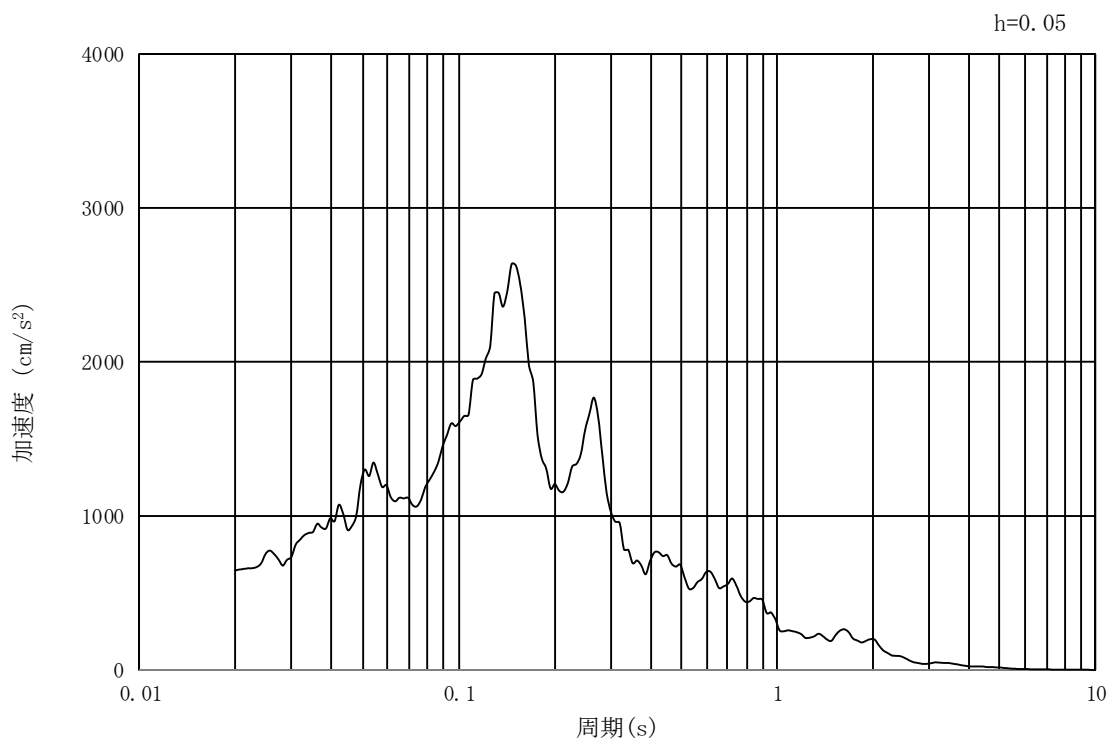


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 22$)

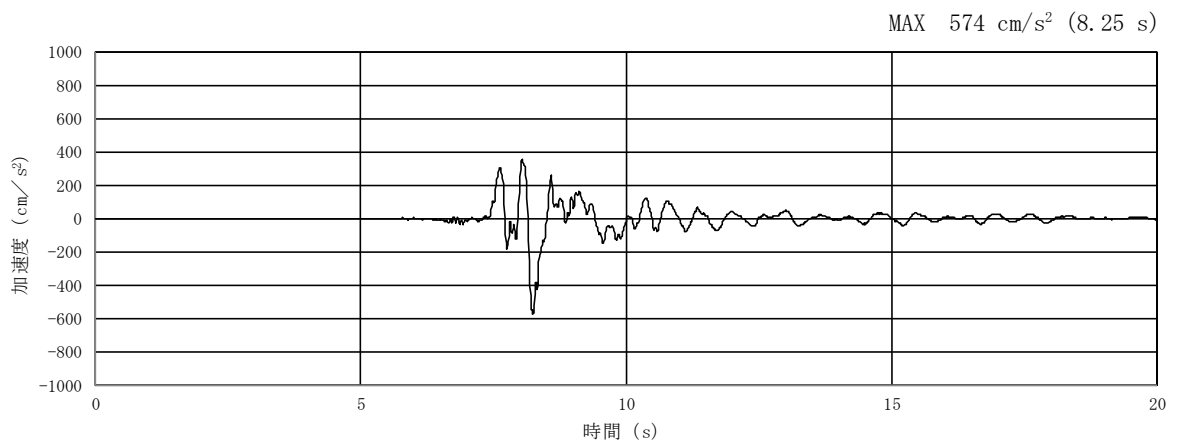


(a) 加速度時刻歴波形

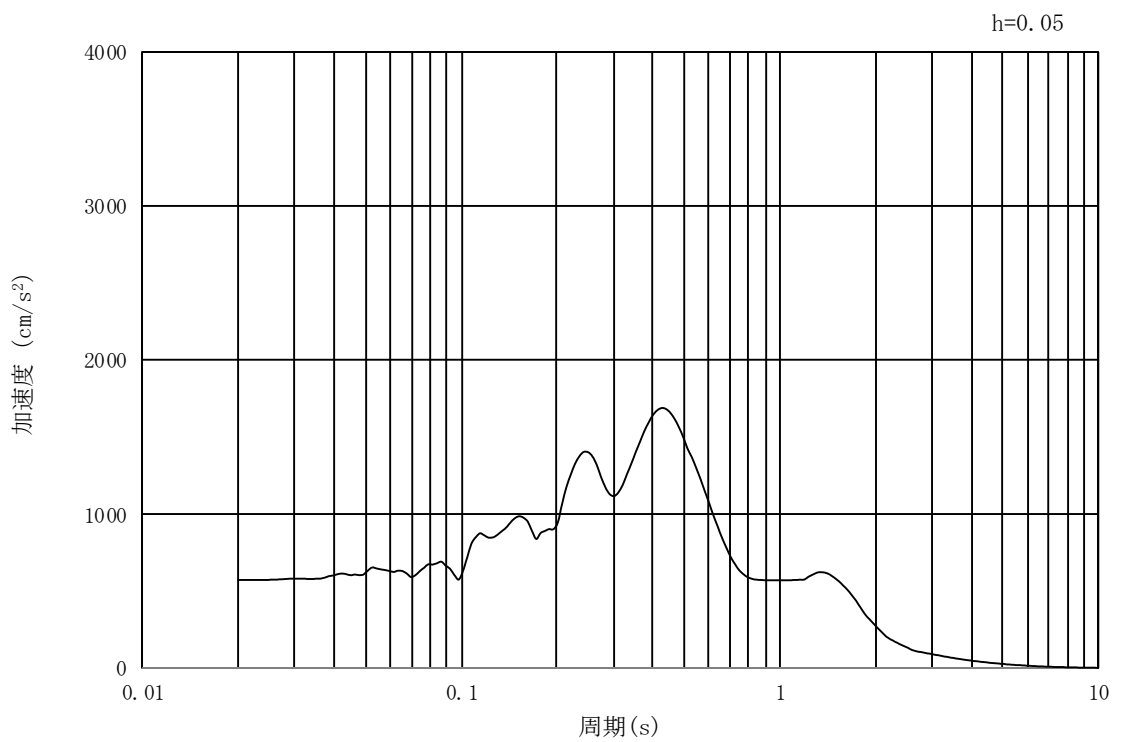


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 22$)

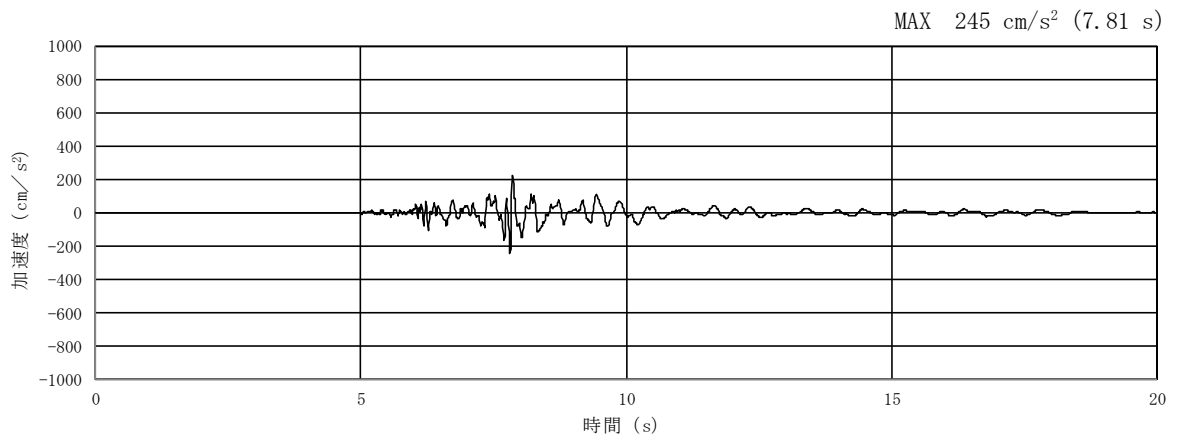


(a) 加速度時刻歴波形

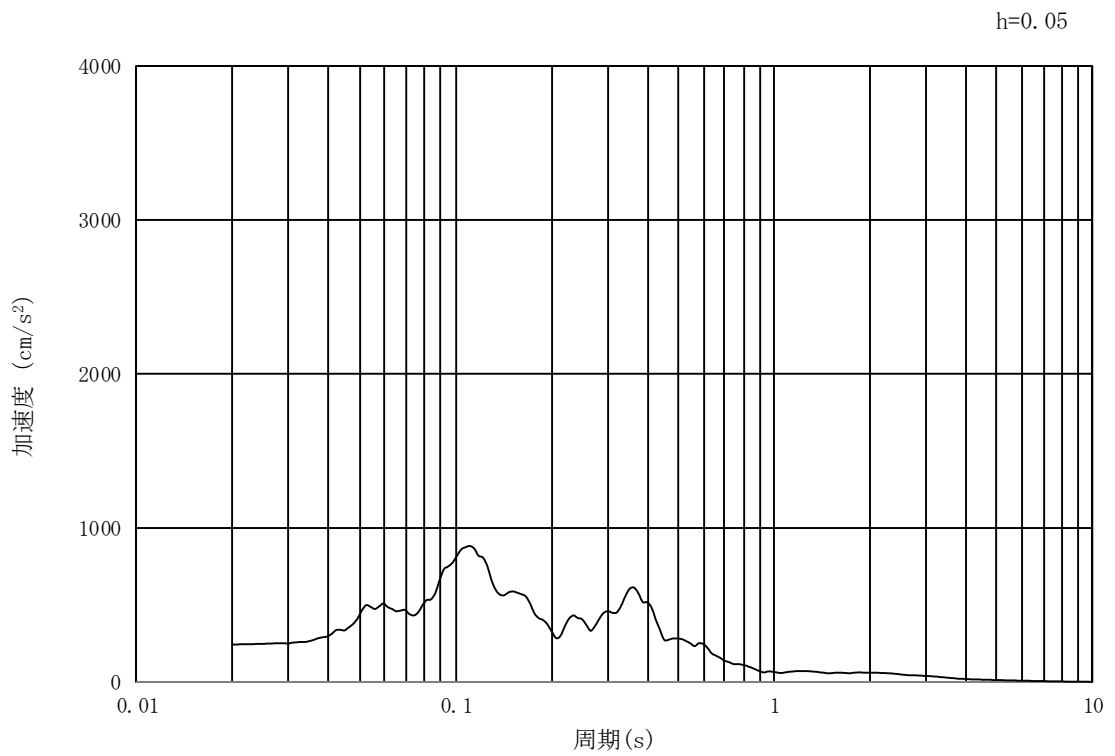


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, ②-②断面, 水平成分: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (①-①断面, ②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 31$)

16.3.2 許容限界の設定

(1) 鉄筋コンクリート（SA用海水ピット取水塔）の許容限界

許容限界については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年），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 16.3-1 のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 16.3-1 許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
コンクリート*1 (f' _{ck} =40 N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	21.0	
	許容せん断応力度 τ _{a1}	0.825*3	
鉄筋	SD490*2	許容引張応力度 σ _{sa}	435
	SD390*1	許容引張応力度 σ _{sa}	309
	SD345*1	許容引張応力度 σ _{sa}	294

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

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca}：コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa}：斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

τ_{a1}：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w：有効幅

j：1/1.15

d：有効高さ

A_w：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度

s：斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，道路橋示方書

(I 共通編・IV下部構造編)・同解説((社) 日本道路協会, 平成14年3月)により設定する。

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで,

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m^2)

* c は K_m 層の非排水せん断強度

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 表 16.3-2 に示す基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 図 16.3-30 に示す支持力係数

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 16.3-3 に示す。

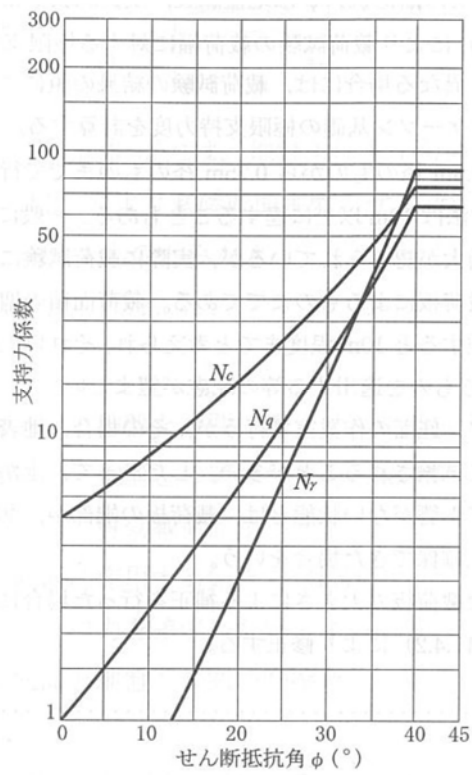
表 16.3-2 基礎底面の形状係数 (道路橋示方書より)

形状係数 \ 基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅 (m), B : ケーソン側面幅 (m)

ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

「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) 」より



「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）」より

図 16.3-30 支持力係数を求めるグラフ

極限支持力算定結果を表 16.3-3 に示す。

表 16.3-3 極限支持力算定諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6150	
$\alpha c N_c$ (kN/m ²)	5962	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²)	188	
粘着力 c (kN/m ²)	917	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	7.061	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³)	9.409	
形状係数 α	1.3	
形状係数 β	0.6	
基礎幅 B (m)	7.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	20.000	
N_c	5	図 16.3-30 より
N_γ	0	図 16.3-30 より
N_q	1	図 16.3-30 より

(3) 鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）の許容限界

許容限界については、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）及びダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき，表 16.3-4 のとおり設定する。短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 16.3-4 許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
鋼材	SM400* ¹	許容引張応力度 σ_{sa}	210
		許容せん断応力度 τ_{a1}	120
	SUS304* ²	許容支圧応力度 σ_c * ³	205
		許容引張応力度 σ_t	160
	SUS329J4L* ⁴	許容引張応力度 σ_{sa}	338
		許容せん断応力度 τ_{a1}	195

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 24 年 3 月）

*2：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）」

*3：許容支圧応力度の上限値は降伏点とする。

*4：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき，「ステンレス鋼については，0.2% 永久ひずみに相当する応力度を 0.2% 耐力として降伏点にかえ，安全率を 2.0 程度として許容応力を定める」に準拠する。

16.3.3 側壁の評価

(1) 鉛直断面の評価

側壁の鉛直断面の曲げ及び軸力に対する評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の設計を行う。鉛直鉄筋は解析によって算出される線形はり要素の発生断面力である曲げモーメント及び軸力を用いて照査を行う。

側壁の開口は部材厚よりも小さく開口補強が可能なため、開口による剛性低下を考慮しないモデルで断面力を算定し、実配筋としては、開口に配置されるはずであった鉄筋と同量の鉄筋を開口部周囲に配置する。

鉛直断面モデルのせん断照査については、発生せん断力（ S ）に対し有効断面積（ A_w ）で抵抗するものとし、せん断応力度 $\tau = S/A_w$ がコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）に示されるせん断補強筋を考慮しない場合のコンクリートの短期許容せん断応力度（ τ_{al} ）以下であることを確認し、これが満足される場合は、構造細目に応じた鉄筋量を配置する。また、せん断応力度 $\tau = S/A_w$ が短期許容せん断応力度（ τ_{al} ）を超える場合は、せん断補強筋を配置し、発生せん断力がコンクリートにより、負担されるせん断力とせん断補強筋により負担されるせん断力を足し合わせた短期許容せん断力以下であることを確認する。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁全てについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

(2) 水平断面の評価

側壁の水平断面の評価は、側壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により照査を行なう。円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図を図16.3-31に示す。

地盤と立坑の連成系モデルによる2次元有効応力解析の結果に基づき、立坑水平断面の検討では、立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の荷重状態について検討する。

水平断面の設計荷重として、図16.3-31に示すように、両押し時は、2次元有効応力解析により得られる立坑側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ σ_x' ）+

間隙水要素の発生応力 (Δu) の全時刻の最大値を抽出し、立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷重と共に作用させる。

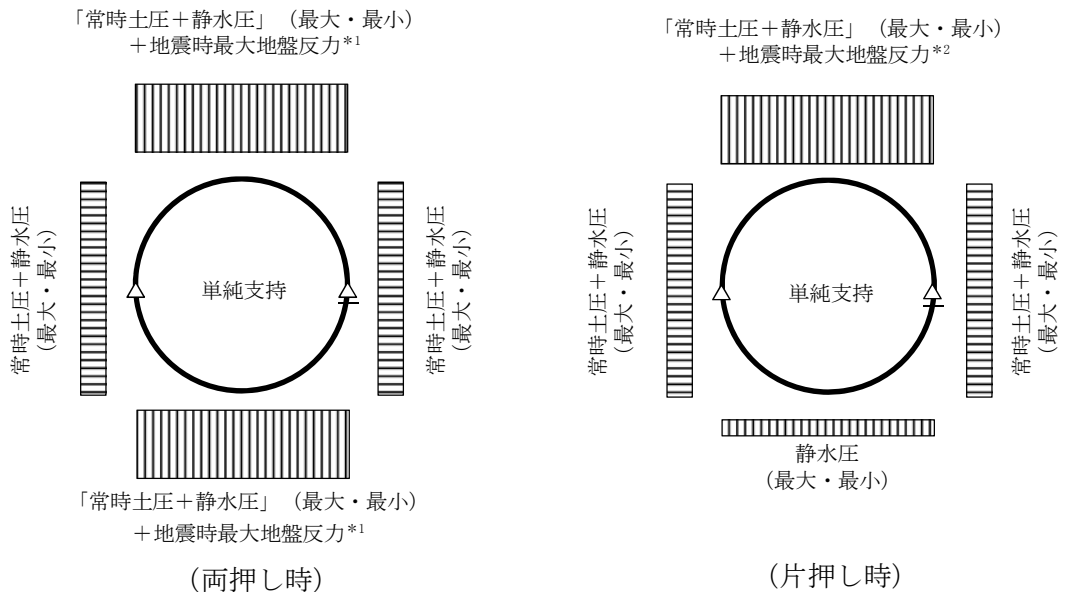
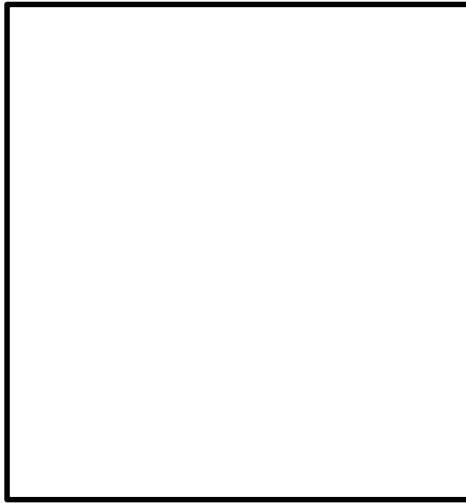
片押し時は、両押し時と同じ地震時地盤反力の最大値を立坑平面の片側から最大荷重として常時荷重と共に作用させる。

常時荷重については常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）及び最深部（最大）の常時荷重を算定し、図 16.3-31 に示すように、立坑水平断面の静的フレーム解析に用いる。

境界条件については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（ケーソン基礎の設計）」に準拠し、単純支持とする。

水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると、構造体が変形するのに伴い地盤反力が生じることから、「シールド工事用立坑の設計（（社）土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮できるが、地盤反力による構造体の変形抑制効果を考慮しなくても構造成立する場合は、設計上の保守的な配慮として、構造体の変形に応じた地盤反力を考慮しない設計とする。なお、「シールド工事用立坑の設計（（社）土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮する場合は、保守的に Km 層に限って適用する。

静的フレーム解析におけるはり要素の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚または有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。



- *1: 両押しの場合は、「常時土圧+静水圧」(最大・最小)+地震時最大地盤反力を立坑の両側に作用させる。
- *2: 片押しの場合は、「常時土圧+静水圧」(最大・最小)+地震時最大地盤反力を立坑の片側に作用させる。

図 16.3-31 円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図

16.3.4 版部材の評価

(1) 頂版の評価

海水の取水口による開口が半月状に存在することから、開口を考慮した設計を行う。

版の周囲は円周状に支持されているが、開口を考慮して、直交方向に半径分の片持ち梁としてモデル化した場合でも、固定端の最大曲げモーメントは直径分の単純梁中央の曲げモーメントに一致することから、直径スパンを有する単位幅の1方向版としてモデル化し、直交方向の支持を考慮しないで断面力を算出し設計する。概念図を図16.3-32に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持として設計する。

設計荷重としては、面外方向に躯体の慣性力を静的に作用させる。

慣性力については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

単純支持によるはり設計を行う。はり設計で求めた主鉄筋は頂版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

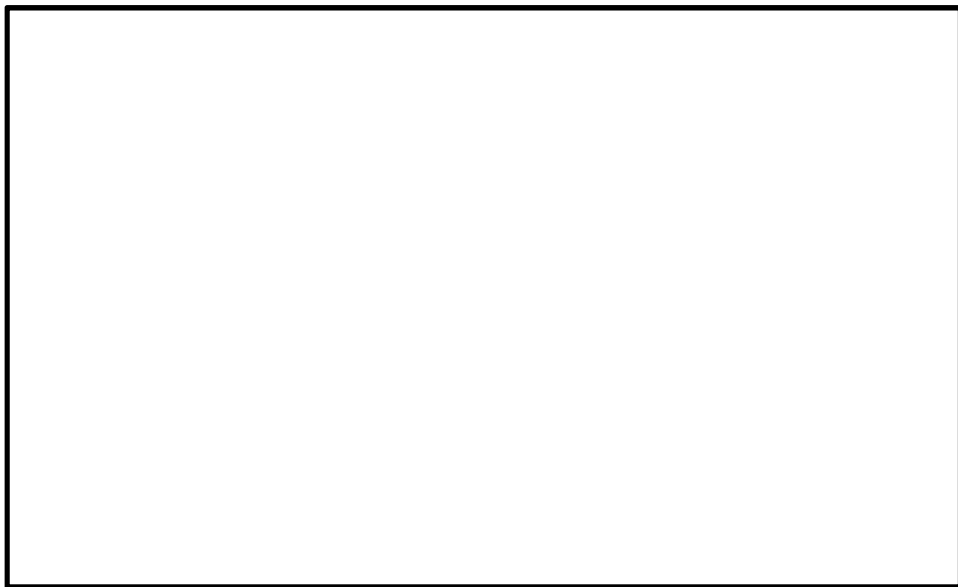


図16.3-32 頂版の設計モデル概念図

(3) 底版の評価

底版の設計は、単位幅の1方向版（スラブ）としてモデル化し断面力を算出する。概念図を図 16.3-33 に示す。スパンは底版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重は2次元動的有効応力解析において、仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（ σ_y' ）及び間隙水要素の発生応力（ Δu ）の底版幅方向合力が最大となる時刻を抽出し、その時刻における地盤反力分布を作用させる。また、静水圧も分布荷重として考慮する。

単純支持による単位幅の版設計を行う。版設計で求めた主鉄筋は底版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

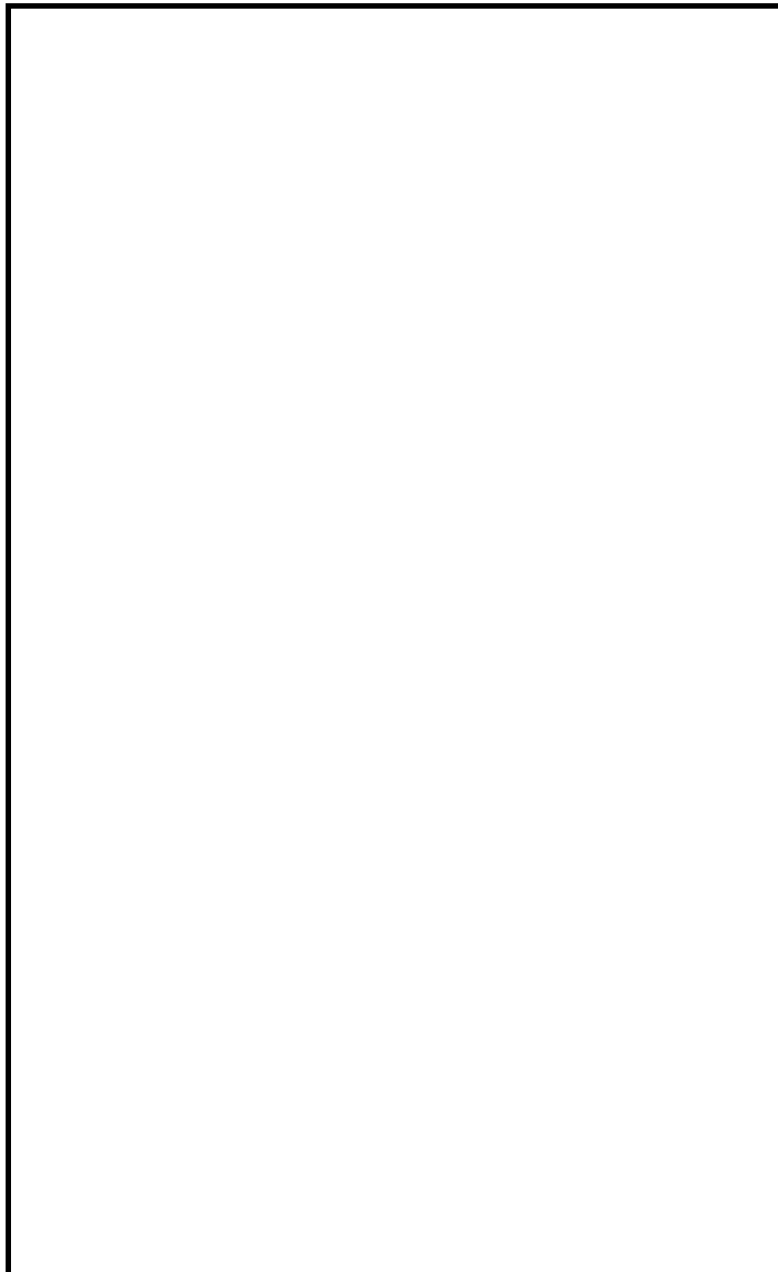


図 16.3-33 底版の設計モデル概念図

16.3.5 隅角部の拘束効果に対する評価

側壁と版部材の隅角部には、各部材が剛結されている構造形状であることに関する端曲げが生じる可能性があるため、隅角部における曲げモーメントの廻り込みを考慮した局所的な曲げモーメントの増分に対する評価を行う。なお、本検討は部材決定ケースとなる地震波に対し実施する。

(1) 側壁上端及び下端の拘束効果の評価

側壁上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、「シールド工事用立坑の設計 平成 27 年 1 月 土木学会」において、円筒形立坑の設計として記載されている方法に準拠して、図 16.3-34 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。円筒形立坑の側壁には考慮する規模の開口が存在しないため、側壁をはり要素でモデル化し、円筒形立坑であることによる 3 次元形状に応じたリングバネを用いてモデル化し、側壁の鉛直方向の曲げモーメント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は、2 次元有効応力解析において、各鉛直スパンの地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ σ_x' ）＋間隙水要素の発生応力（ Δu ））の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。図 14.3-34 の側壁の固定境界に発生する曲げモーメントが側壁の隅角部で考慮する曲げモーメント（ M_1 ）となる。なお、リングバネは次式による。

$$K = \frac{p + \Delta p}{\frac{pr^2}{AE} + \frac{\Delta pr^4}{12EI}}$$

ここに、

K：リングばねのばね定数

E：側壁部材のヤング係数

A：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積

I：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント

r：立坑の半径

p：側壁に作用する側圧

Δp ：側壁に作用する偏圧

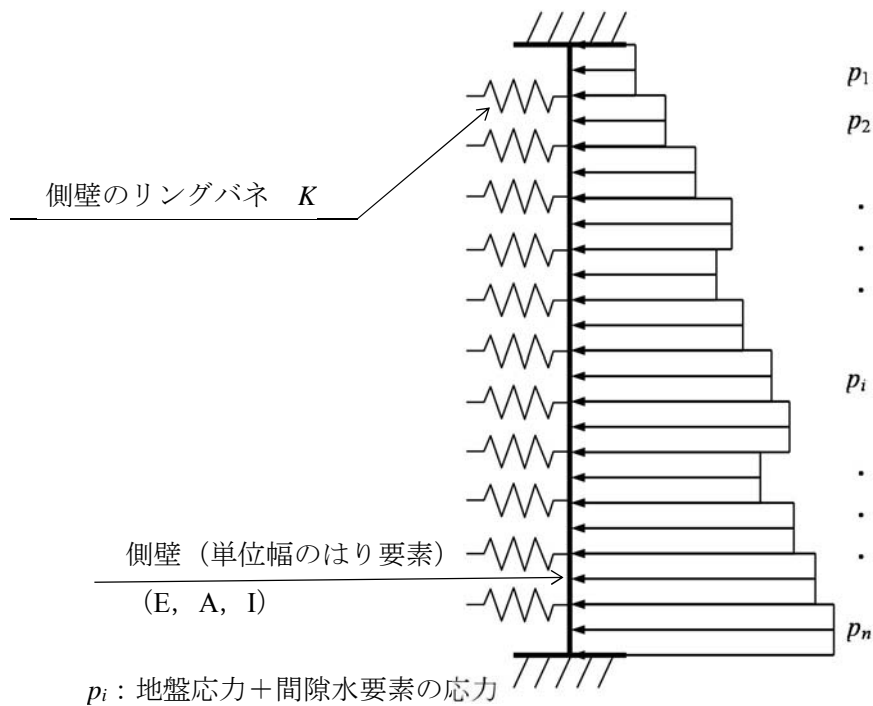
(2) 版部材両端の拘束効果の評価

版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、頂版及び底版において、図 14.3-35 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。この版部材両端に発生する曲げモーメントが版部材の隅角部で考慮する曲げモーメント（ M_0 ）となる。

(3) 隅角部の評価

側壁については、2次元有効応力解析から求められる曲げ軸力に対して算出した鉛直鉄筋に発生する引張応力度 (σ_{v1}) を求める。また、図 16.3-34 に示す版部材と版部材の間を両端固定梁でモデル化した側壁の解析において固定境界に発生する曲げモーメント (M_1) に、版部材の解析で固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) をそれぞれ加算したもの (M_0+M_1) に対し、鉛直鉄筋に発生する引張応力度 (σ_{v2}) を求める。これらを足し合わせた引張応力度 ($\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$) が側壁鉛直鉄筋の短期許容応力度以下であることを確認する。

版部材の配筋計算では、図 16.3-35 に示す両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント (M_1) を加算したものを (M_0+M_1) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントと各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント (M_2) を比較し、(M_0+M_1) が M_2 で以下であることを確認する。(M_0+M_1) の方が大きい場合は、必要な補強鉄筋量を配置する。



(抽出時刻：立坑に作用する地盤応力+間隙水要素の発生応力の総和が最大の時)

図 16.3-34 側壁からの廻り込みモーメント算出モデル

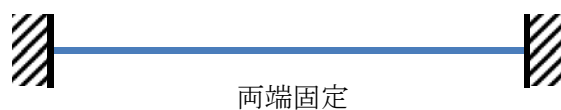


図 16.3-35 版部材の材端モーメント算出モデル

16.3.6 内部配管の評価

地震応答解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし，S A用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との組合せ荷重に対して内部配管及びリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

内部配管の応力照査モデルの概念図を図 16.3-36 に，リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図を図 16.3-37 に示す。

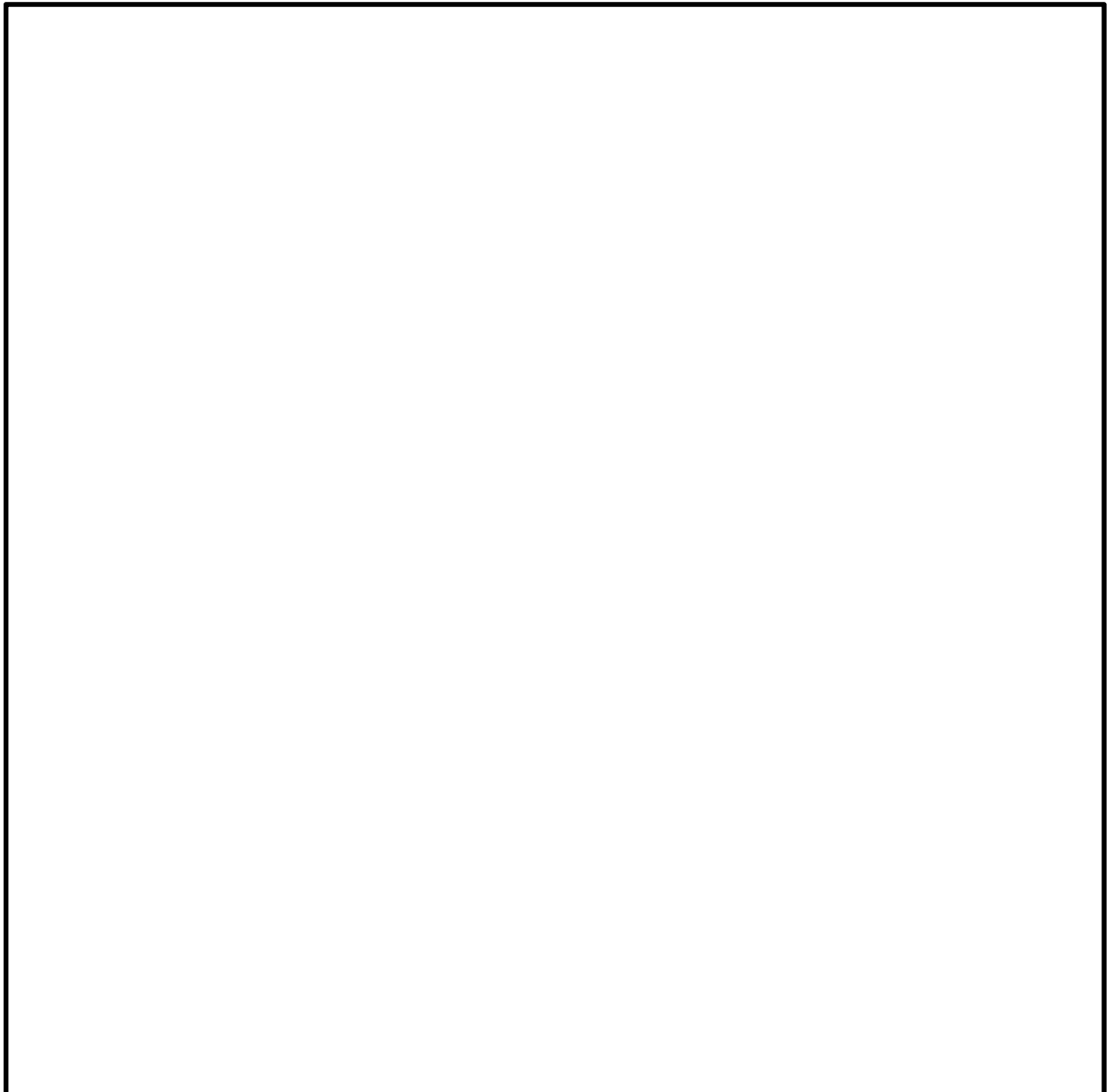


図 16.3-36 S A用海水ピット取水塔 内部配管の応力照査モデル概念図

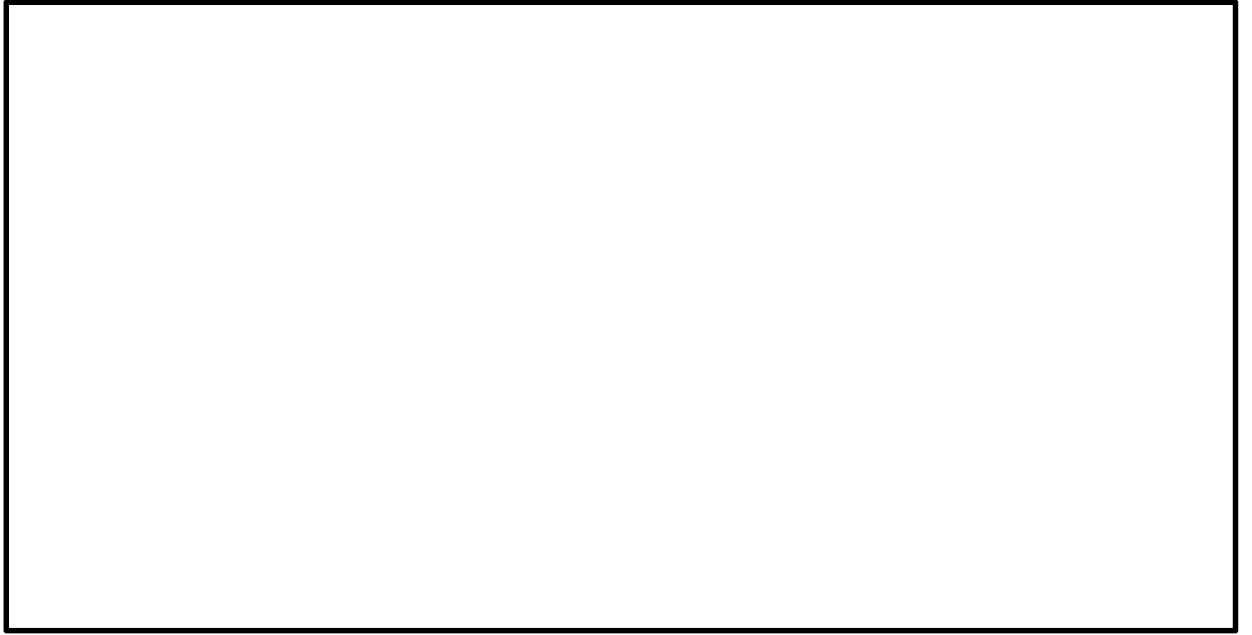


図 16.3-37 リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図

(1) 内部配管の評価方法（初期外圧に対する検討）

取水塔への初期充水時に内部配管内側へ水が入るまでは管内は空虚となり、外側から外圧作用するため、内部配管の座屈を評価する。

$$P_k = 2.59 \cdot E_s \cdot \frac{t^{2.5}}{L \cdot D_m^{1.5}}$$

ここに、 P_k ：限界座屈圧力 N/mm^2

E_s ：管の弾性係数 = 206000 N/mm^2

L ：ガーダ間距離 = 5100 mm（最大）

D_m ：板厚の中心の直径 mm

t ：余裕厚を除いた板厚

(2) 内部配管の評価方法

内部配管は、図 16.3-38 のモデル概念図のとおり、①-①断面及び②-②断面について骨組計算により発生断面力に対して曲げ軸応力及びせん断応力を評価する。

・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、

σ ：曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm^2)

M ：最大曲げモーメント ($\text{N}\cdot\text{mm}$)

Z ：内部配管の断面係数 (mm^3)

N ：軸力 (N)

A ：内部配管の有効断面積 (mm^2)

・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。

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

ここで、

τ ：せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)

S ：せん断力 (N)

A ：内部配管の有効断面積 (mm^2)

(3) リングガーダの評価方法

リングガーダについては、円周等分布荷重が作用する1点支持のリングとして評価する。

モーメント：M

$$M = 0.23873 \cdot W \cdot R \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

軸力

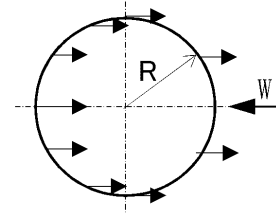
$$N = -0.23873 \cdot W \quad (\text{N})$$

せん断力

$$Q = -0.5 \cdot W \quad (\text{N})$$

R：リングガーダ中立軸における半径(mm)

W：管に作用する作用荷重



(4) 固定部アンカーボルトの評価方法

アンカーボルトについては、内部配管を支持する部材として、取付け箇所作用する曲げ軸応力及びせん断応力からアンカーボルト1本当りに作用する引張応力度とせん断応力度を算出して評価する。また、コンクリートについてはアンカーボルトに作用する引張力がコーン状破壊により決まる許容引張荷重以下となることを確認する。図16.3-38に固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図を示す。

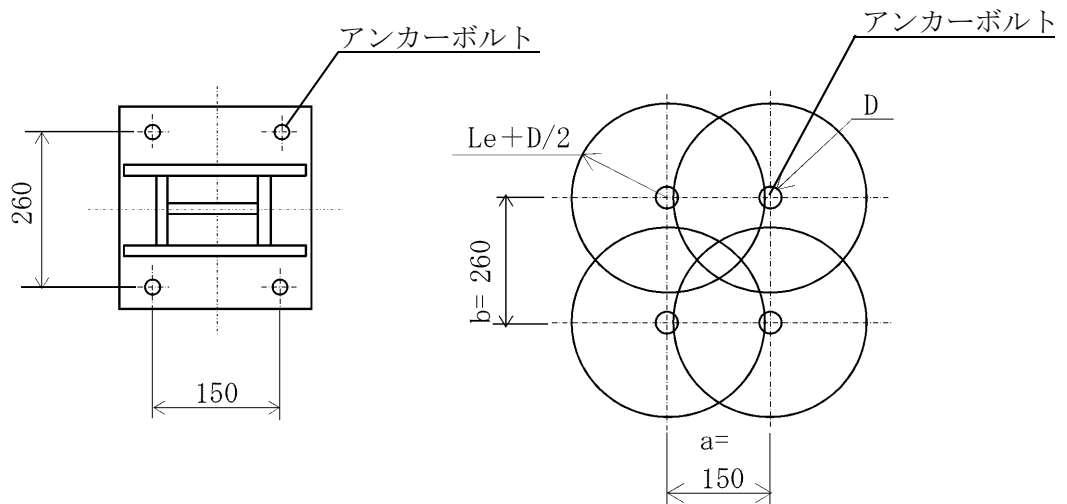


図 16.3-38 固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図

16.3.7 上段鋼製蓋の評価

2次元動的有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して上段鋼製蓋及び頂版との接続部を固定端とした各構成部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

評価対象部材は図 16.3-39 に示す①外枠部、②メッシュ部、③脚部とする。

また、上段鋼製蓋の荷重作用モデルの概念図を図 16.3-40 に示す。

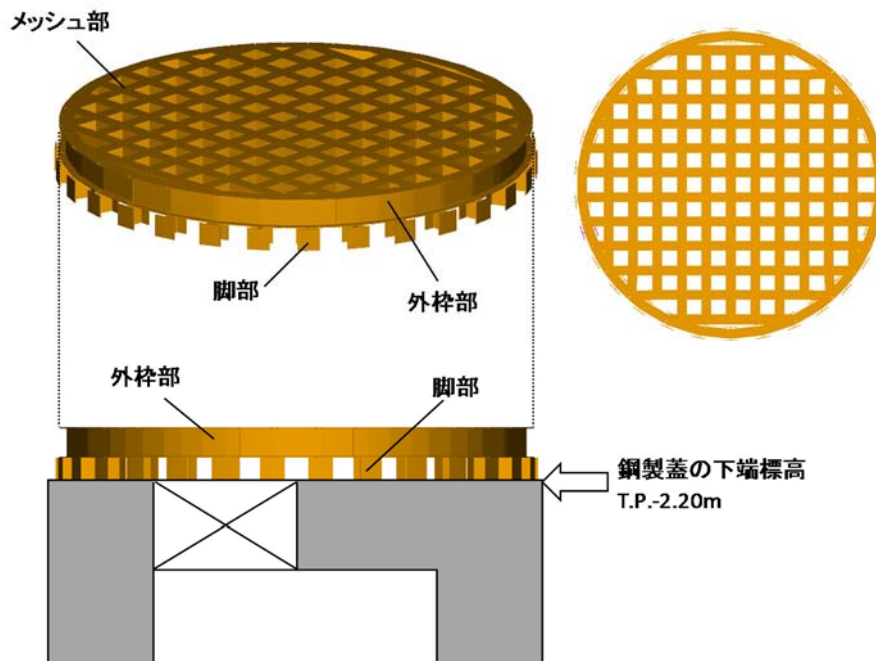


図 16.3-39 SA用海水ピット取水塔 上段鋼製蓋のモデル概念図

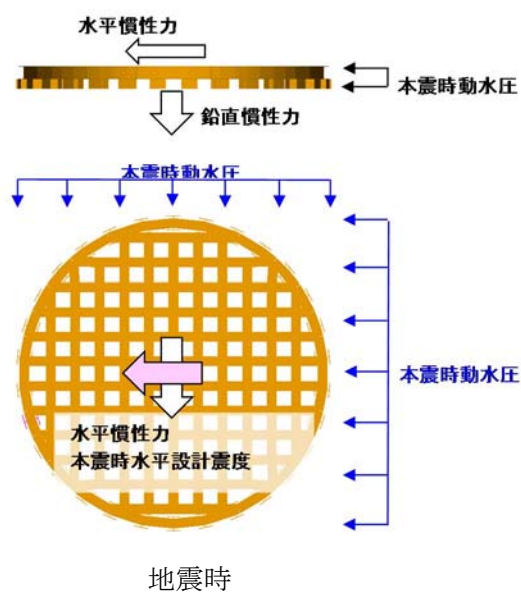


図 16.3-40 SA用海水ピット取水塔 上段鋼製蓋の荷重作用モデル概念図

対象部材の評価方法を以下に示す。各部材において、単純梁モデル及び片持ち梁モデルの発生応力が許容限界以下であることを確認する。図 16.3-41 に上段鋼製蓋平面図及び計算モデル図を示す。

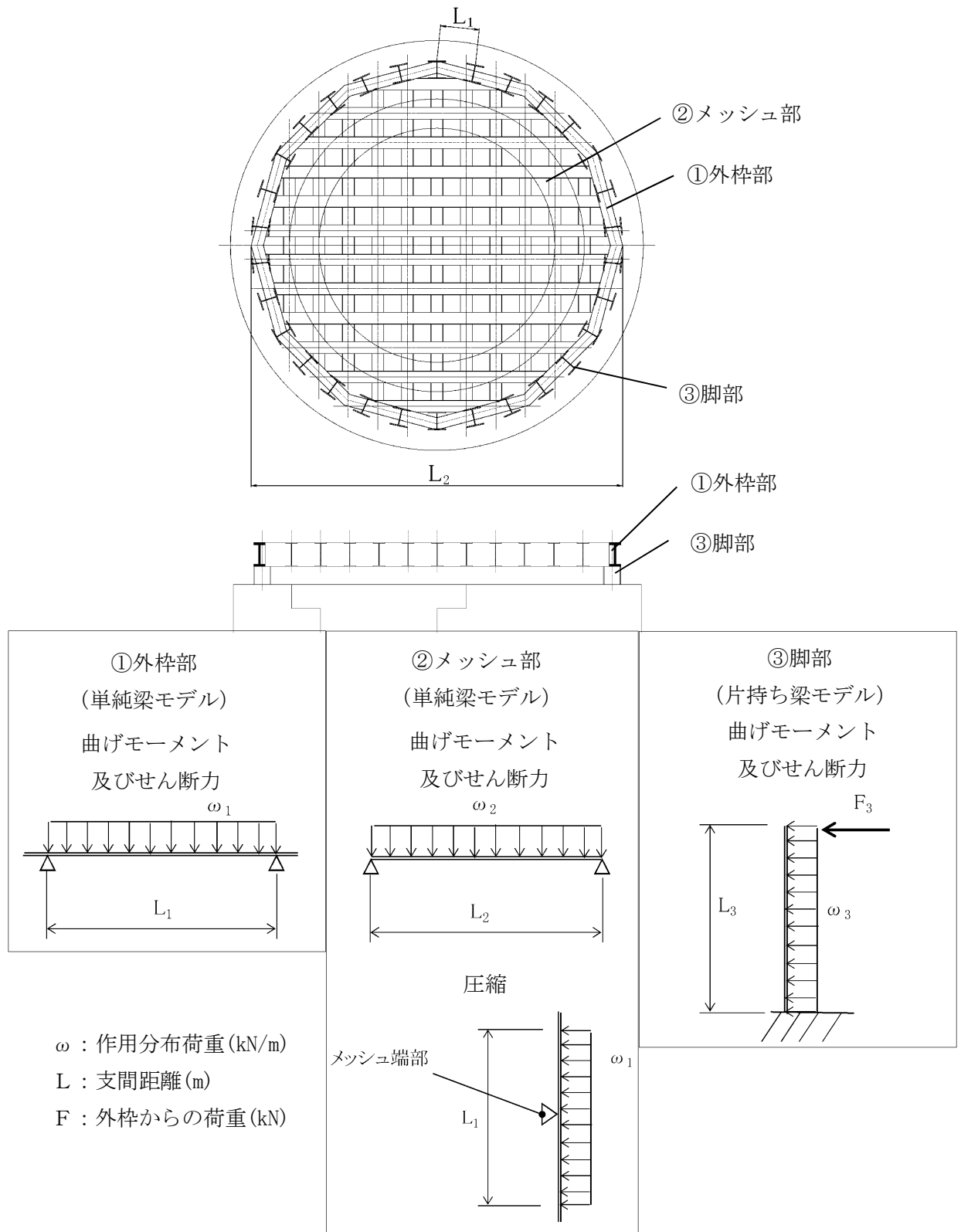


図 16.3-41 上段鋼製蓋平面図及び計算モデル図

16.4 評価結果

16.4.1 地震応答解析結果

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

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 16.4-1 及び表 16.4-2 に、2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。

S A用海水ピット取水塔の基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 16.4-1 に示す。その照査結果を表 16.4-3～表 16.4-4 に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

また、最大せん断ひずみ分布を図 16.4-2 に、過剰間隙水圧比分布を図 16.4-3 に、最大水平加速度分布を図 16.4-4 に示す。なお、これらの図は、各要素に発生した最大せん断ひずみ、過剰間隙水圧比及び最大水平加速度分布の全時刻における最大値の分布を示したものである。

表 16.4-1 (1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

側壁（鉛直①-①断面）

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.33					
	+-		0.32					
	-+		0.36					
	--		0.37	0.31	0.31	0.41	0.20	0.20
S _s -11	++		0.13					
S _s -12	++		0.17					
S _s -13	++		0.15					
S _s -14	++		0.13					
S _s -21	++		0.19					
S _s -22	++		0.20					
S _s -31	++		0.27					
S _s -31	-+		0.26					

表 16.4-1 (2) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

側壁（鉛直①-①断面）

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.37					
	+-		0.37					
	-+		0.41					
	--		0.42	0.40	0.41	0.54	0.27	0.26
S _s -11	++		0.12					
S _s -12	++		0.17					
S _s -13	++		0.16					
S _s -14	++		0.11					
S _s -21	++		0.19					
S _s -22	++		0.21					
S _s -31	++		0.30					
S _s -31	-+		0.28					

表 16.4-1 (3) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

側壁 (鉛直①-①断面)

地震動		検討ケース		せん断力照査						
				①	②	③	④	⑤	⑥	
S _s -D1	++			0.38						
	+-			0.38						
	-+			0.42						
	--			0.42	0.40	0.40	0.51	0.31	0.30	
S _s -11	++			0.12						
S _s -12	++			0.17						
S _s -13	++			0.16						
S _s -14	++			0.12						
S _s -21	++			0.21						
S _s -22	++			0.23						
S _s -31	++			0.31						
S _s -31	-+			0.29						

表 16.4-2 (1) ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

側壁（鉛直②-②断面）

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.26					
	+-		0.26					
	-+		0.27					
	--		0.27	0.22	0.22	0.27	0.16	0.16
S _s -11	++		0.09					
S _s -12	++		0.11					
S _s -13	++		0.10					
S _s -14	++		0.10					
S _s -21	++		0.17					
S _s -22	++		0.21					
S _s -31	++		0.20					
S _s -31	-+		0.19					

表 16.4-2 (2) ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

側壁（鉛直②-②断面）

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.27					
	+-		0.27					
	-+		0.29					
	--		0.29	0.27	0.29	0.33	0.20	0.20
S _s -11	++		0.05					
S _s -12	++		0.09					
S _s -13	++		0.08					
S _s -14	++		0.07					
S _s -21	++		0.16					
S _s -22	++		0.22					
S _s -31	++		0.20					
S _s -31	-+		0.18					

表 16.4-2 (3) ②-②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

側壁 (鉛直②-②断面)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.28					
	+-		0.28					
	-+		0.29					
	--		0.29	0.29	0.30	0.34	0.24	0.23
S _s -11	++		0.08					
S _s -12	++		0.10					
S _s -13	++		0.10					
S _s -14	++		0.09					
S _s -21	++		0.19					
S _s -22	++		0.23					
S _s -31	++		0.21					
S _s -31	-+		0.20					

表 16.4-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

部位	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)					
①-①断面	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36	④	S _s -D1 --
	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	8.5	21	0.41	④	S _s -D1 --

注記 * : 評価位置は下図に示す。

表 16.4-3 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

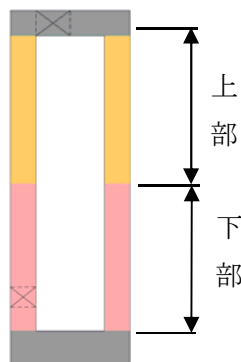
部位	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)					
①-①断面	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	234.0	435	0.54	④	S _s -D1 --
	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	210.0	435	0.49	④	S _s -D1 --

注記 * : 評価位置は下図に示す。

表 16.4-3 (3) せん断力に対する照査結果(①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

部位	評価位置	断面性状			せん断 補強筋	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
①-①断面	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51	④	S _s -D1 --
	下部				8-D32@150	34842	68321	0.51	④	S _s -D1 --

注記 * : 評価位置は下図に示す。



評価位置図

表 16.4-4 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

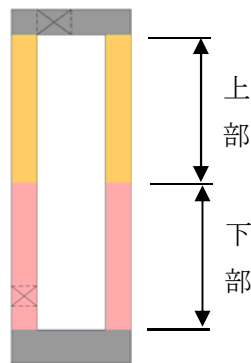
部位	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)					
②-②断面	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23	④	S _s -D1 --
	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	5.5	21	0.27	④	S _s -D1 --

表 16.4-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

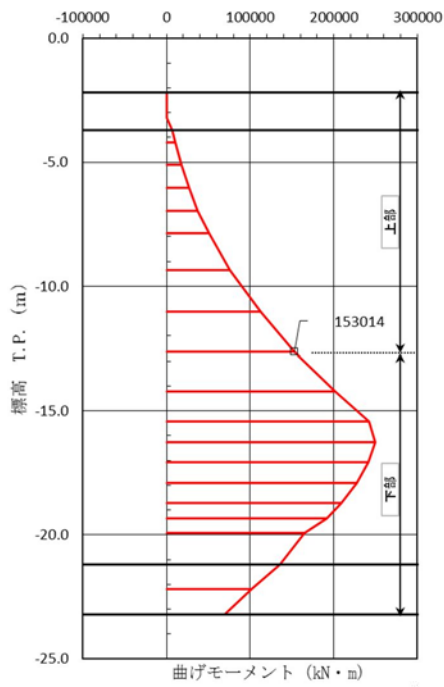
部位	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)					
②-②断面	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	143.0	435	0.33	④	S _s -D1 --
	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	128.0	435	0.30	④	S _s -D1 --

表 16.4-4 (3) せん断力に対する照査結果(②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

部位	評価位置	断面性状			せん断 補強筋	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
②-②断面	上部	2659	6204	5539	4-D35@150	16885	50525	0.34	④	S _s -D1 --
	下部				8-D32@150	22481	68321	0.33	④	S _s -D1 --

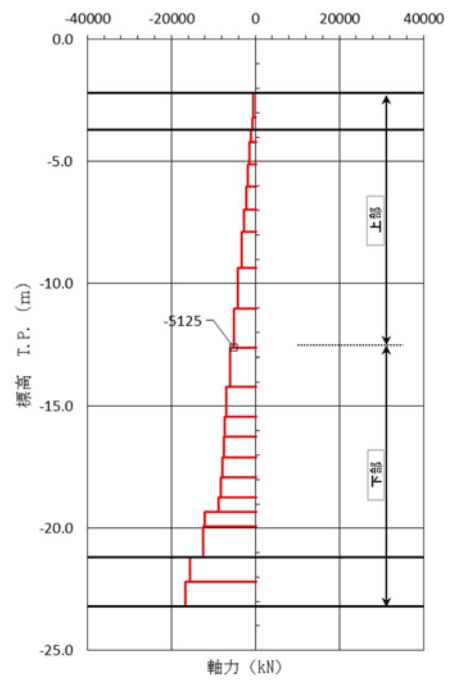


評価位置図



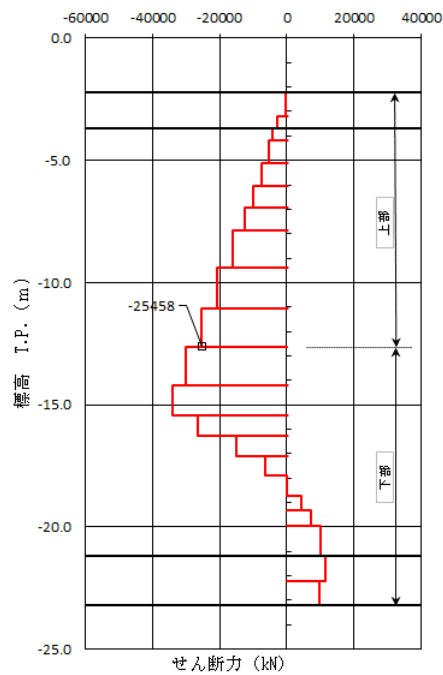
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



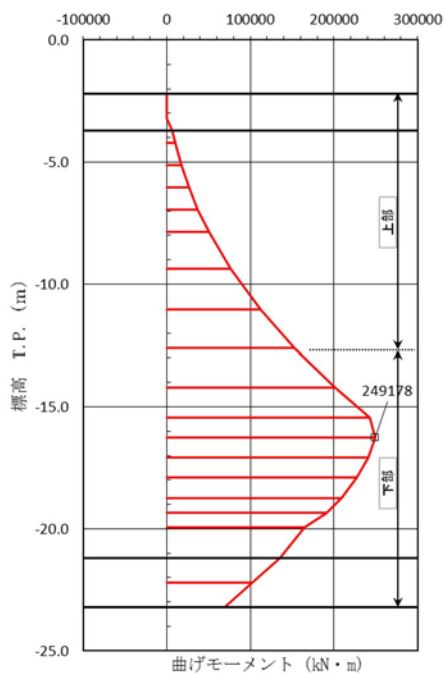
せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

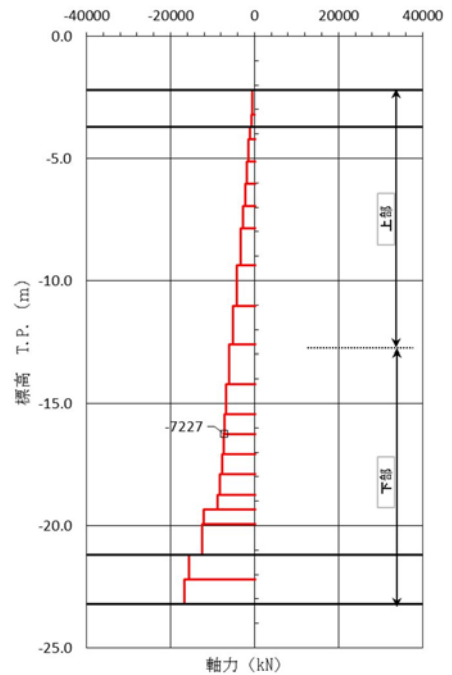
図 16.4-1 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)

($S_s - D 1$ [H-, V-], $t = 53.86$ s)

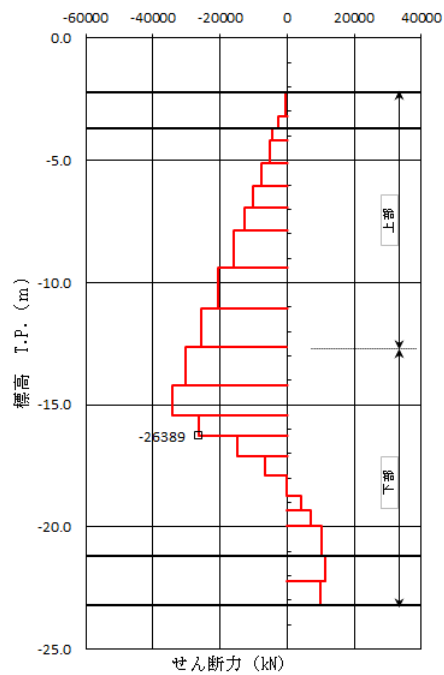
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



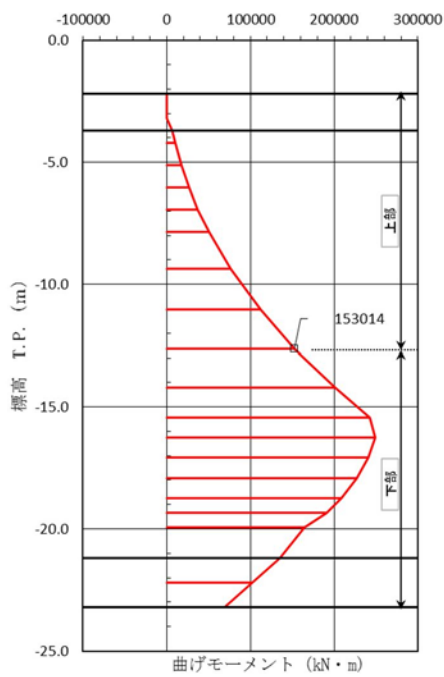
せん断力図



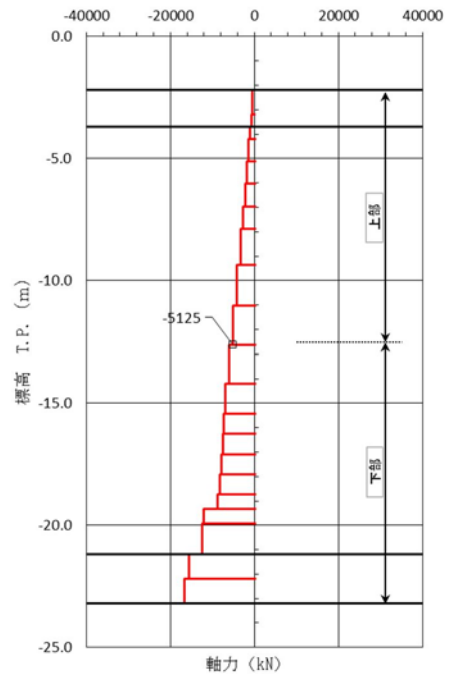
図 16.4-1 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)

($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.86 \text{ s}$)

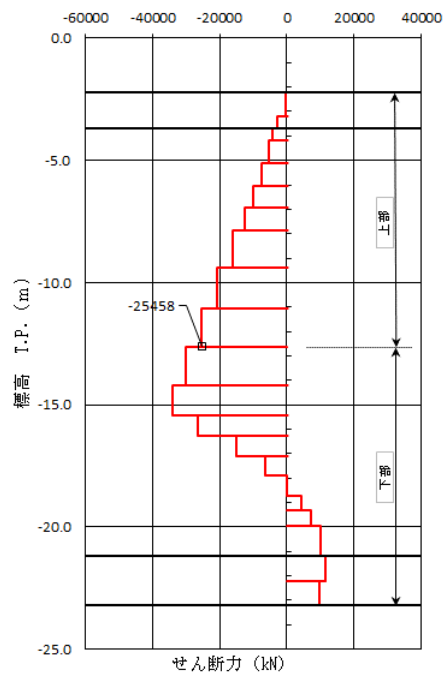
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

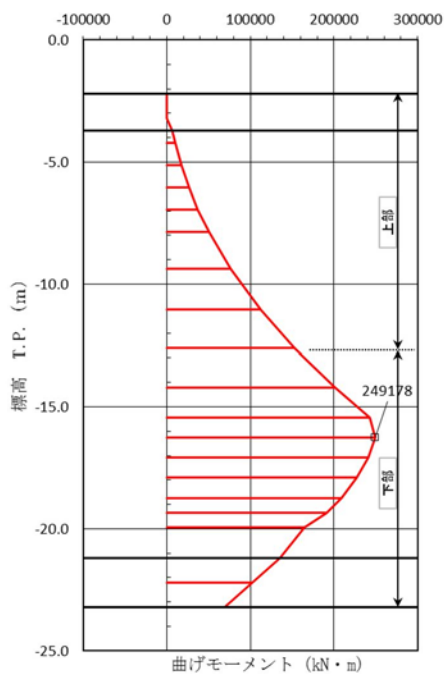


せん断力図

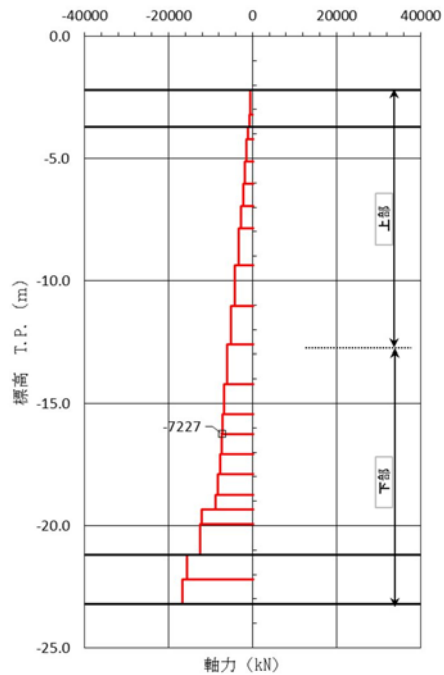


図 16.4-1 (3) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.86 \text{ s}$)

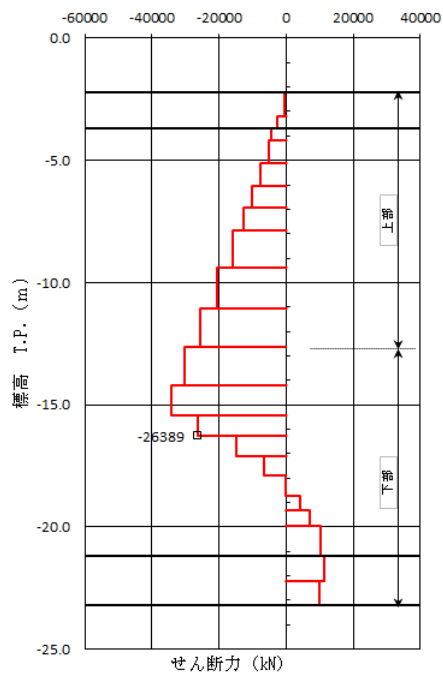
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

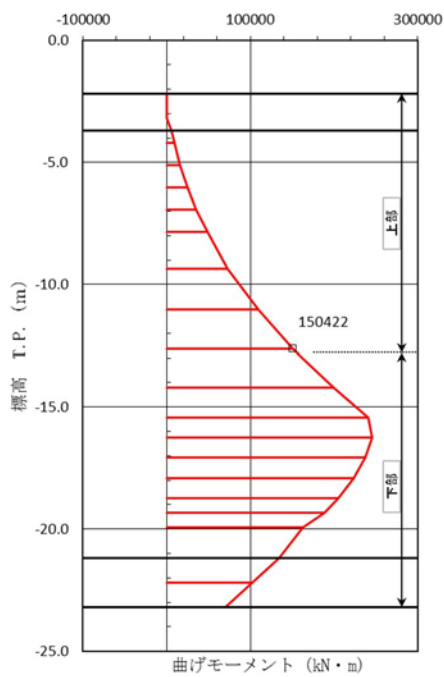


せん断力図

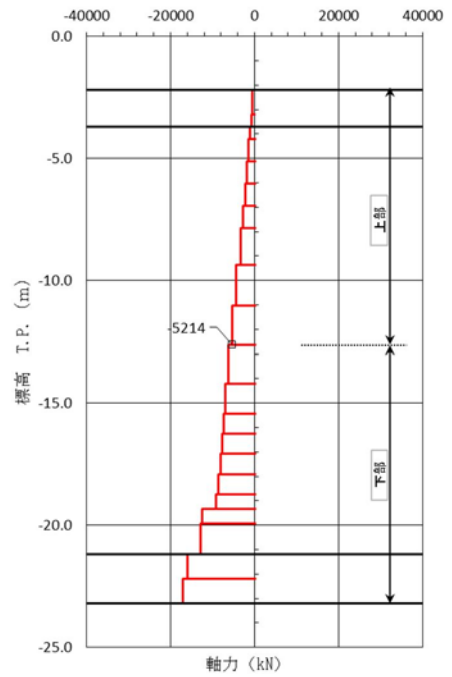


図 16.4-1 (4) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.86 \text{ s}$)

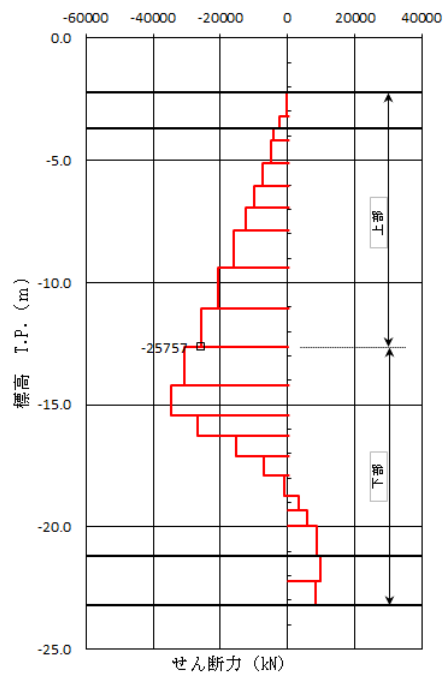
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

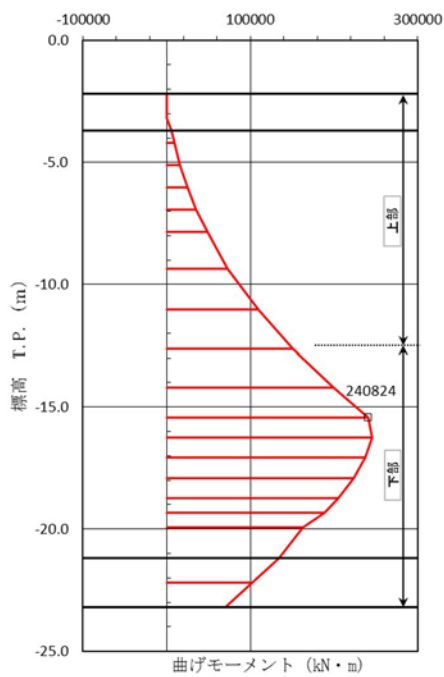


せん断力図

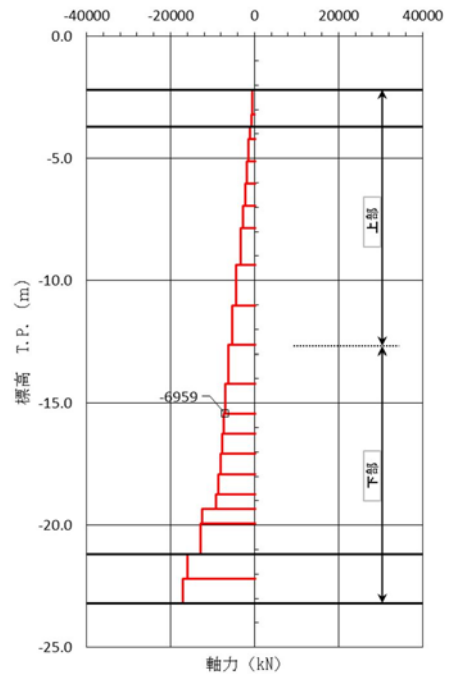


図 16.4-1 (5) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.86 \text{ s}$)

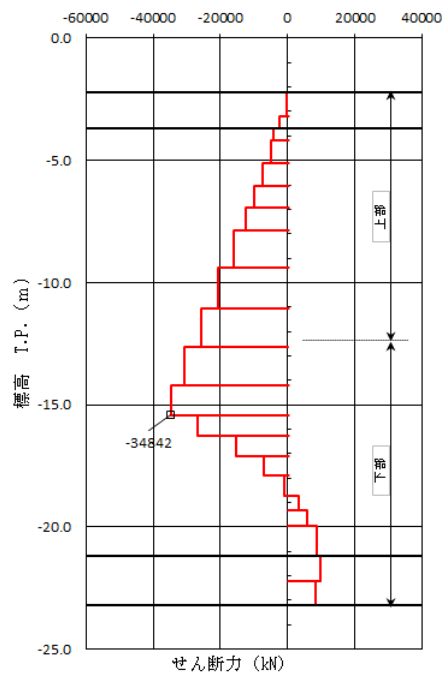
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

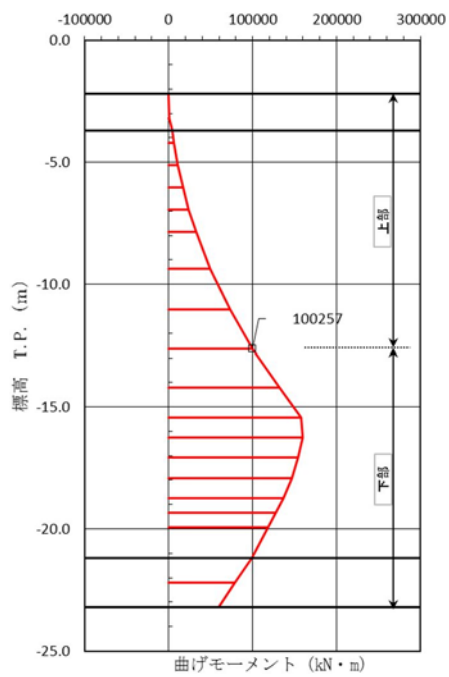


せん断力図

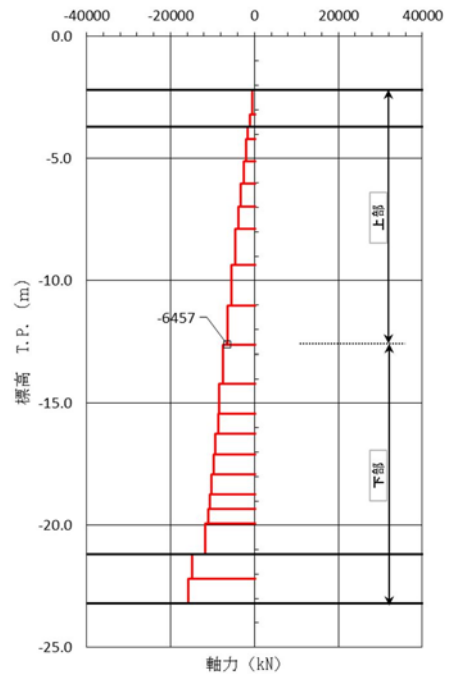


図 16.4-1 (6) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 下部)
($S_s - D1$ [H-, V-], $t = 53.86$ s)

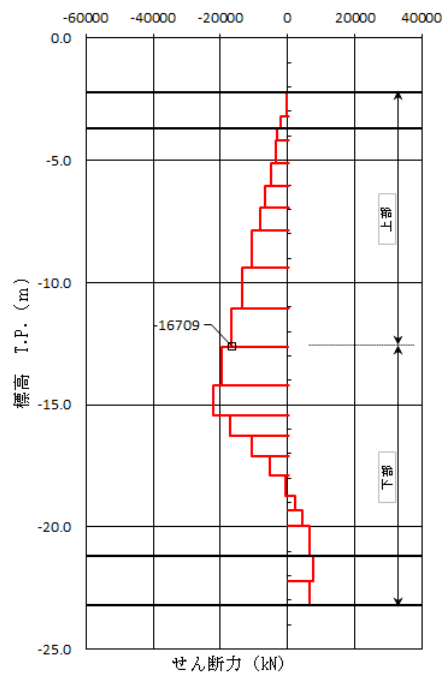
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

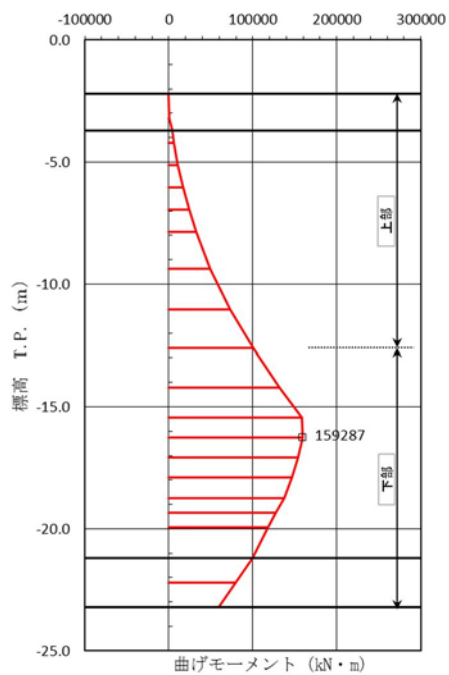


せん断力図

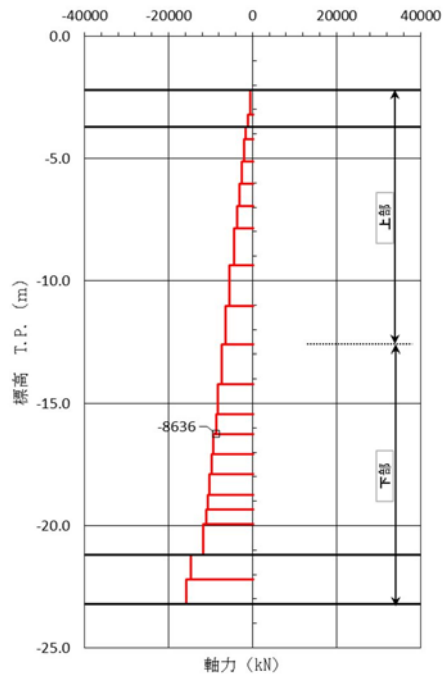


図 16.4-1 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)
($S_s - D1$ [H-, V-], $t = 53.88$ s)

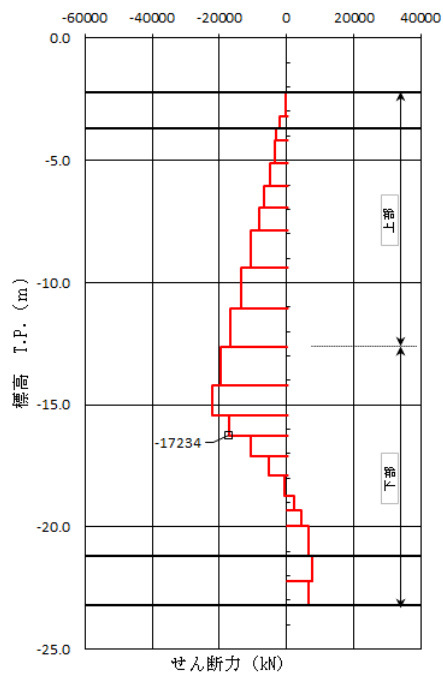
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

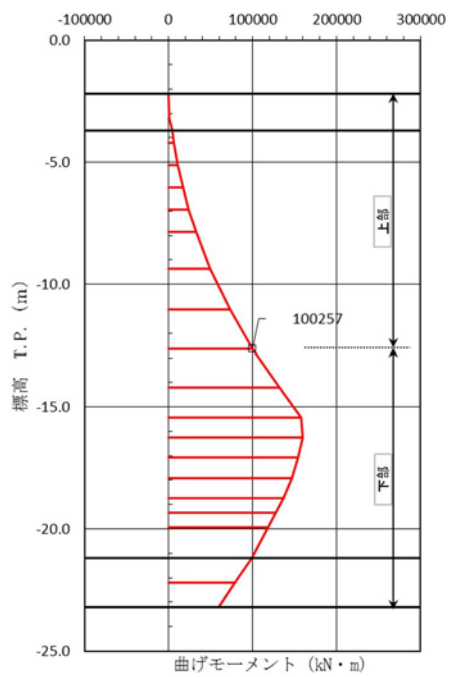


せん断力図

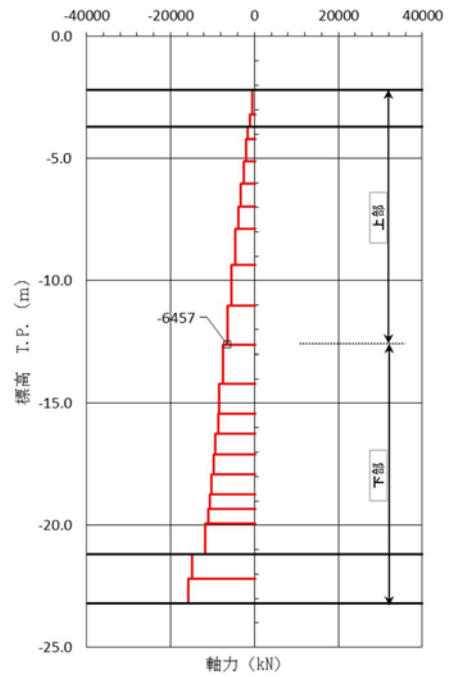


図 16.4-1 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
($S_s - D1$ [H-, V-], $t = 53.88$ s)

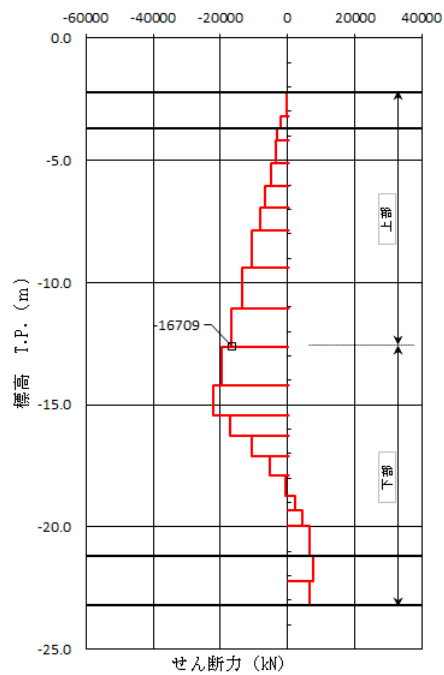
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

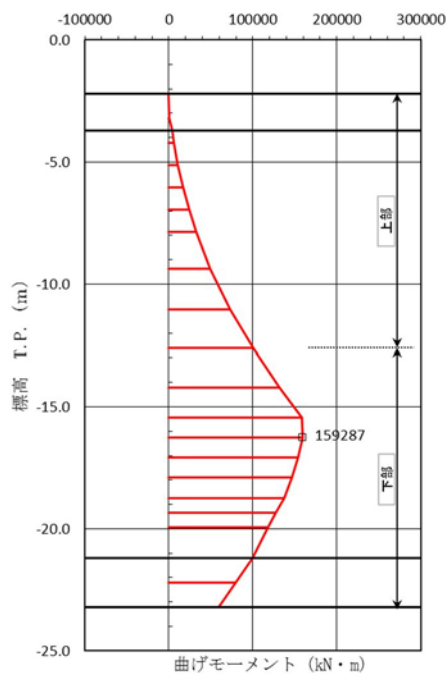


せん断力図

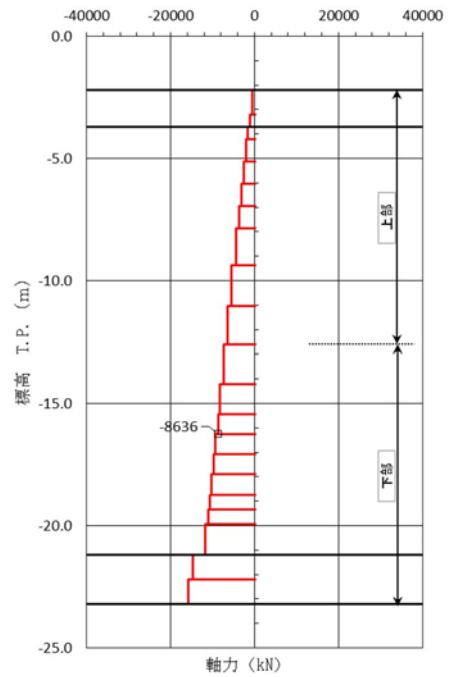


図 16.4-1 (9) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.88 \text{ s}$)

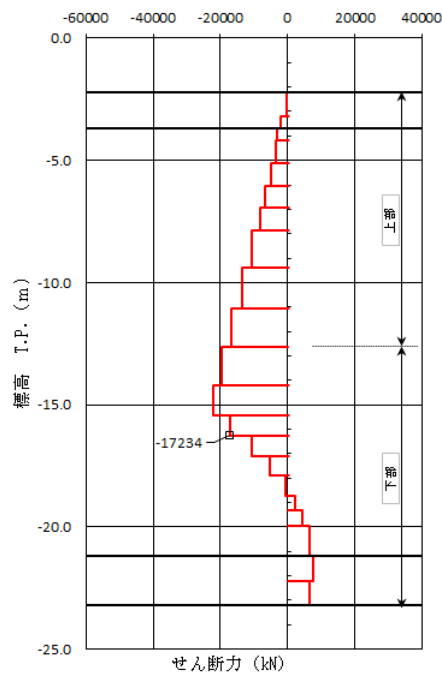
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

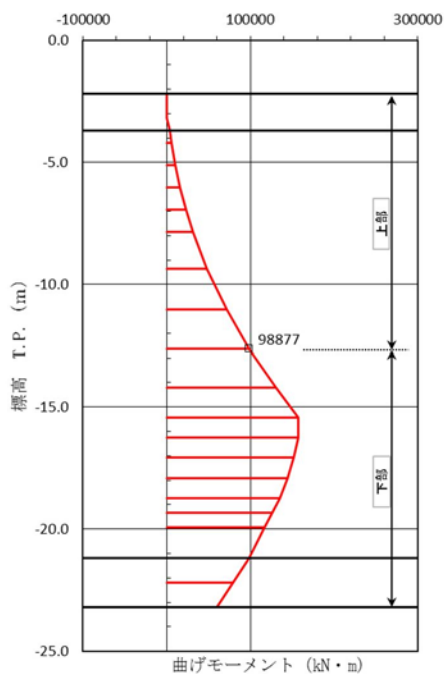


せん断力図

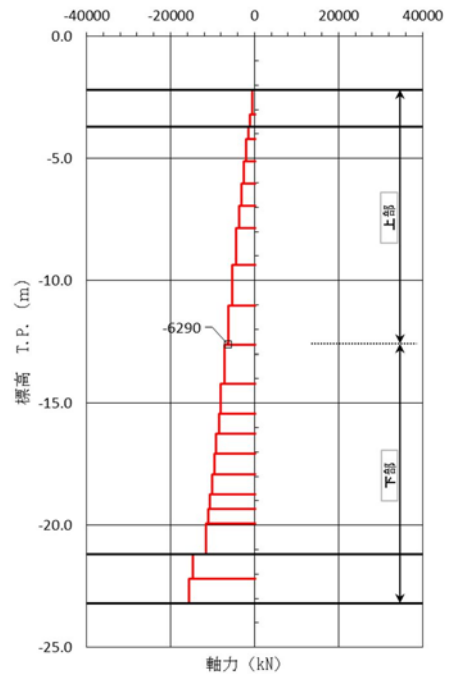


図 16.4-1 (10) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.88 \text{ s}$)

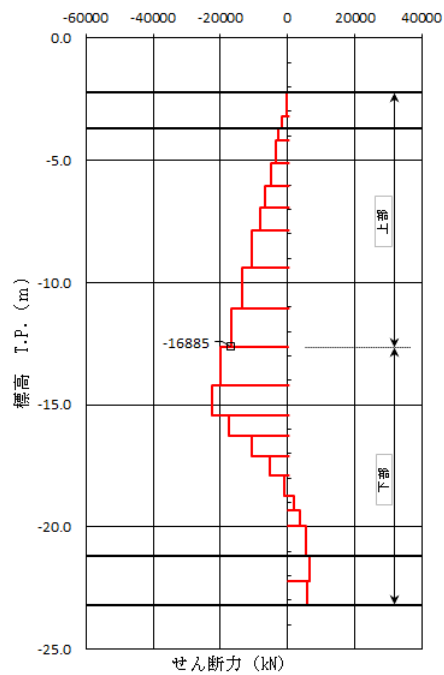
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

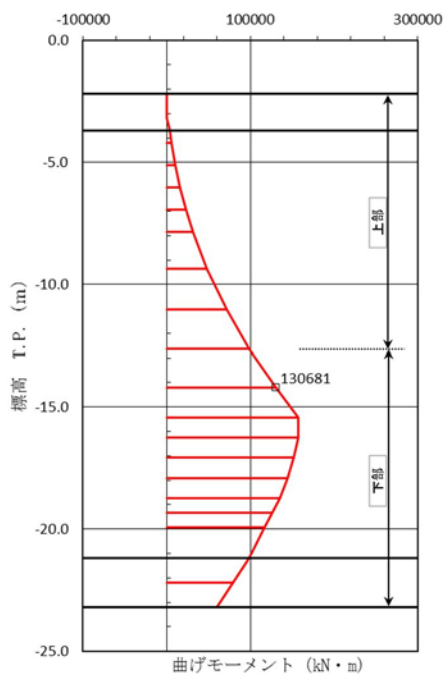


せん断力図



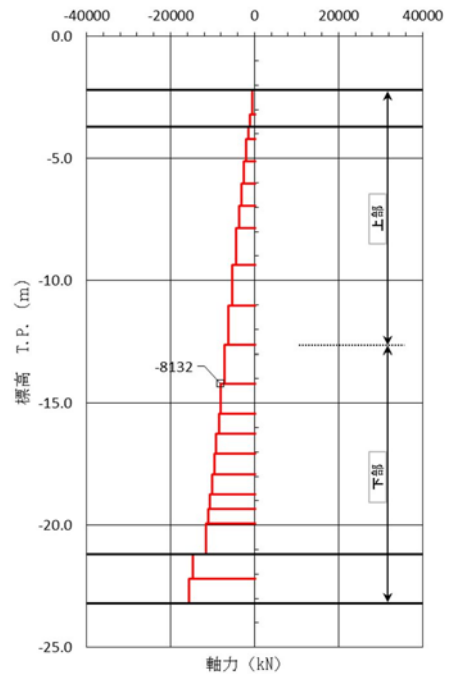
図 16.4-1 (11) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.86 \text{ s}$)

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



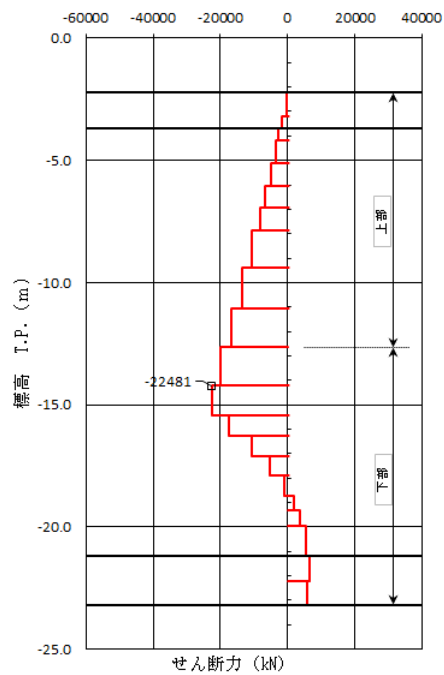
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-1 (12) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 下部)
($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.86 \text{ s}$)

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

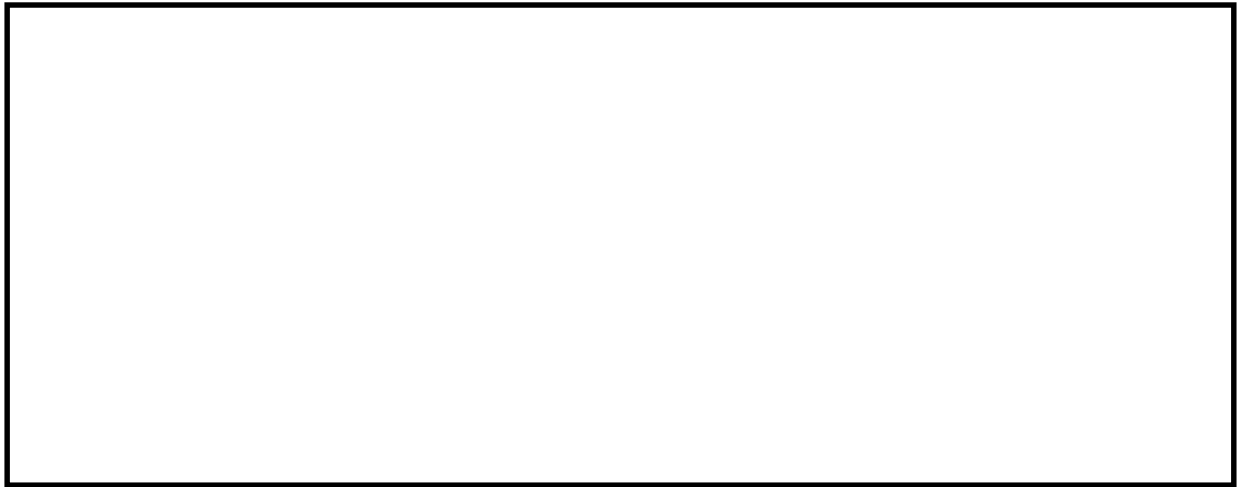


図 16.4-2 (1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

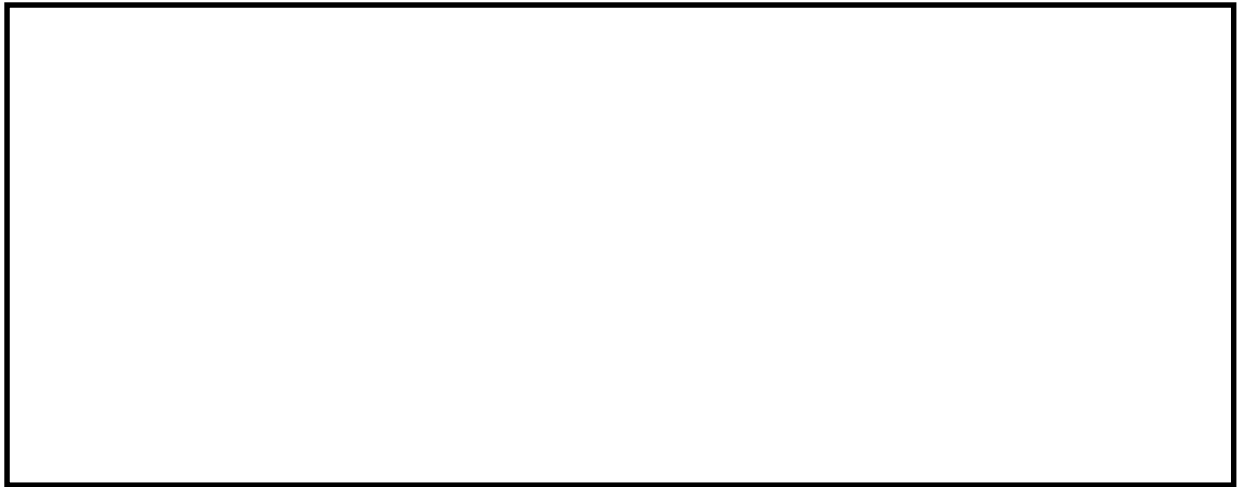


図 16.4-2 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

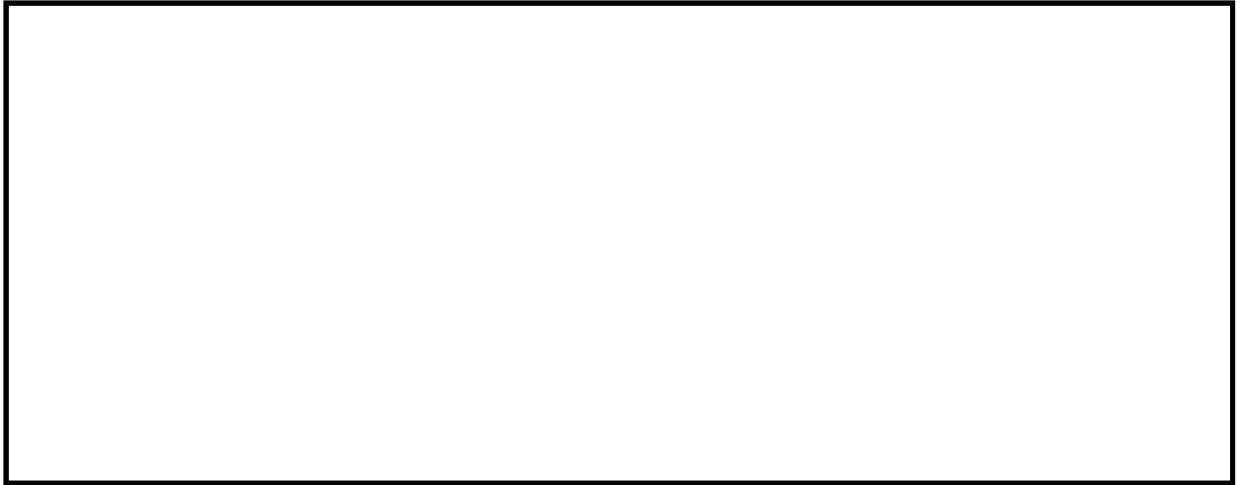


図 16.4-2 (5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

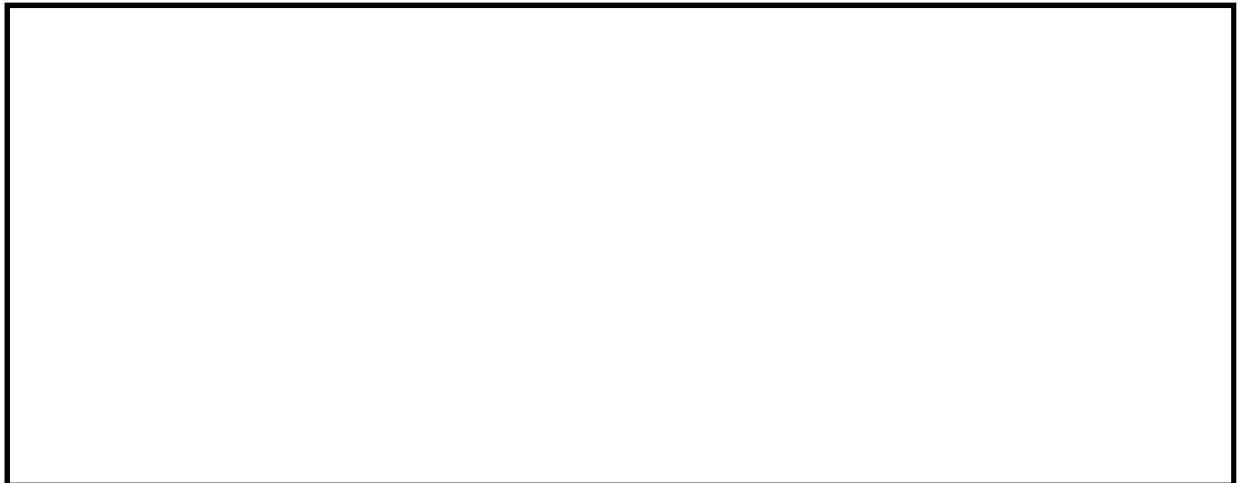


図 16.4-2 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

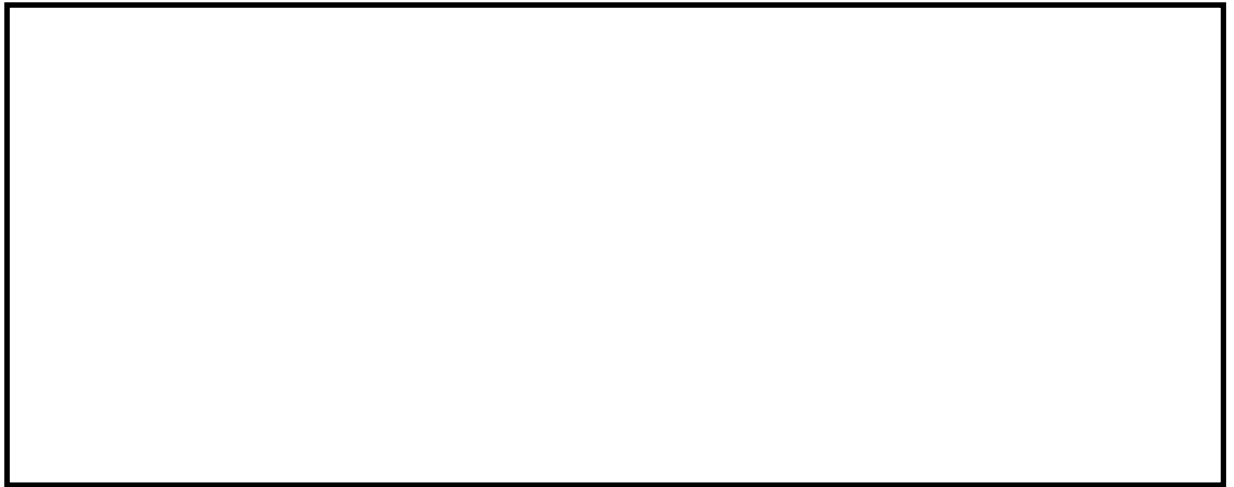


図 16.4-2 (9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-2 (13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

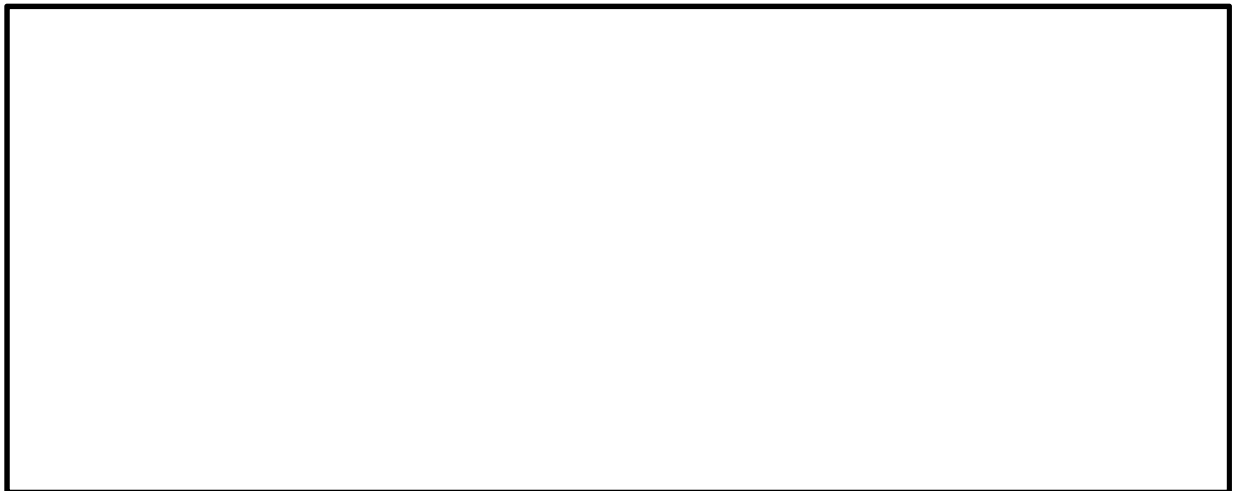


図 16.4-2 (14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

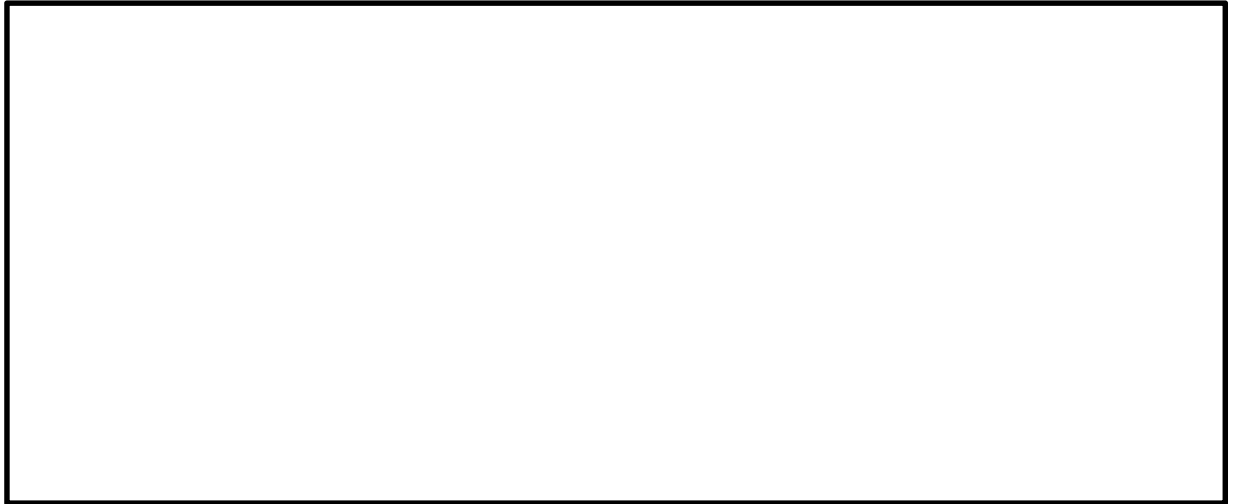


図 16.4-2 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)



図 16.4-2 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

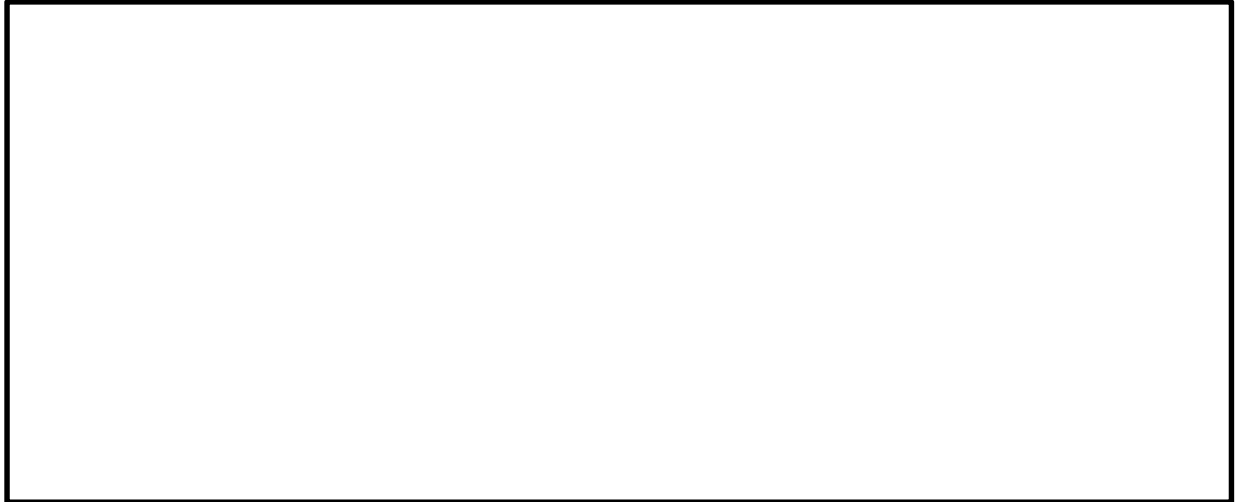


図 16.4-2 (17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

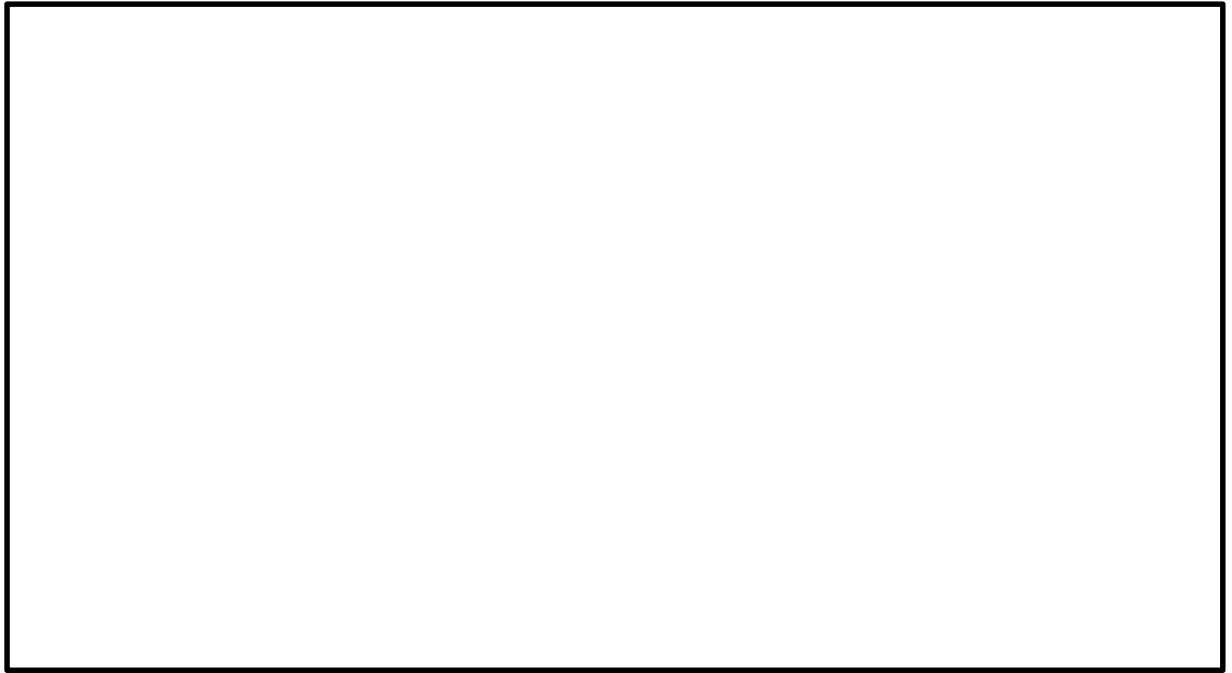


図 16.4-2 (18) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

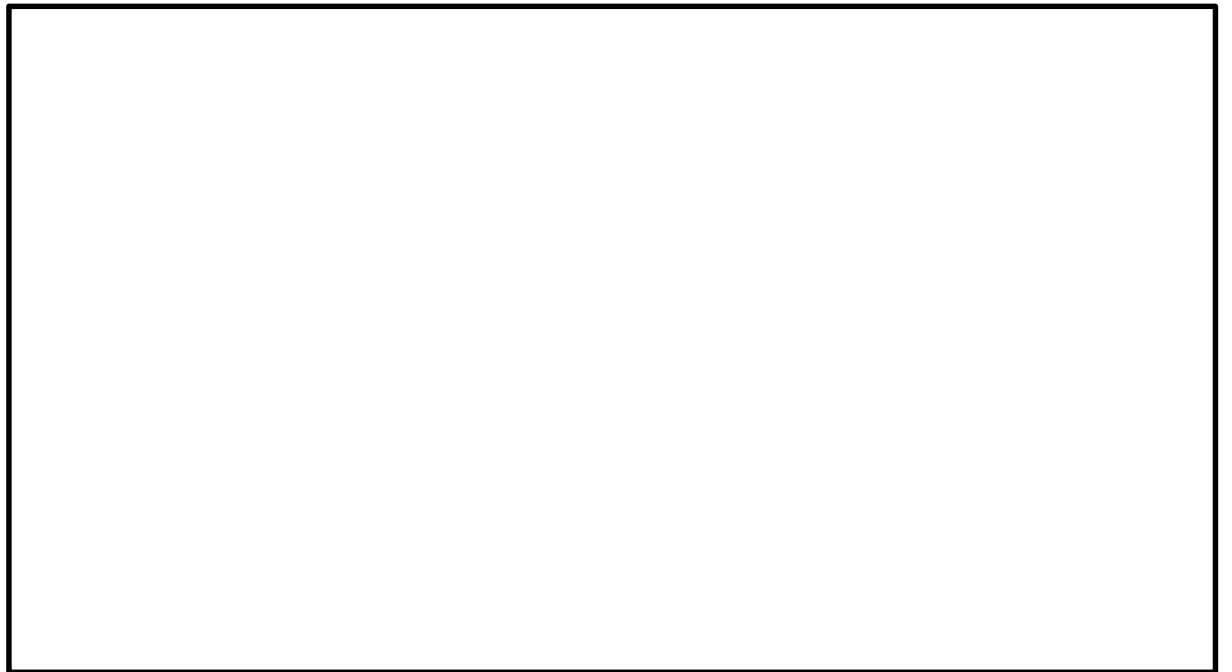


図 14.4-2 (19) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

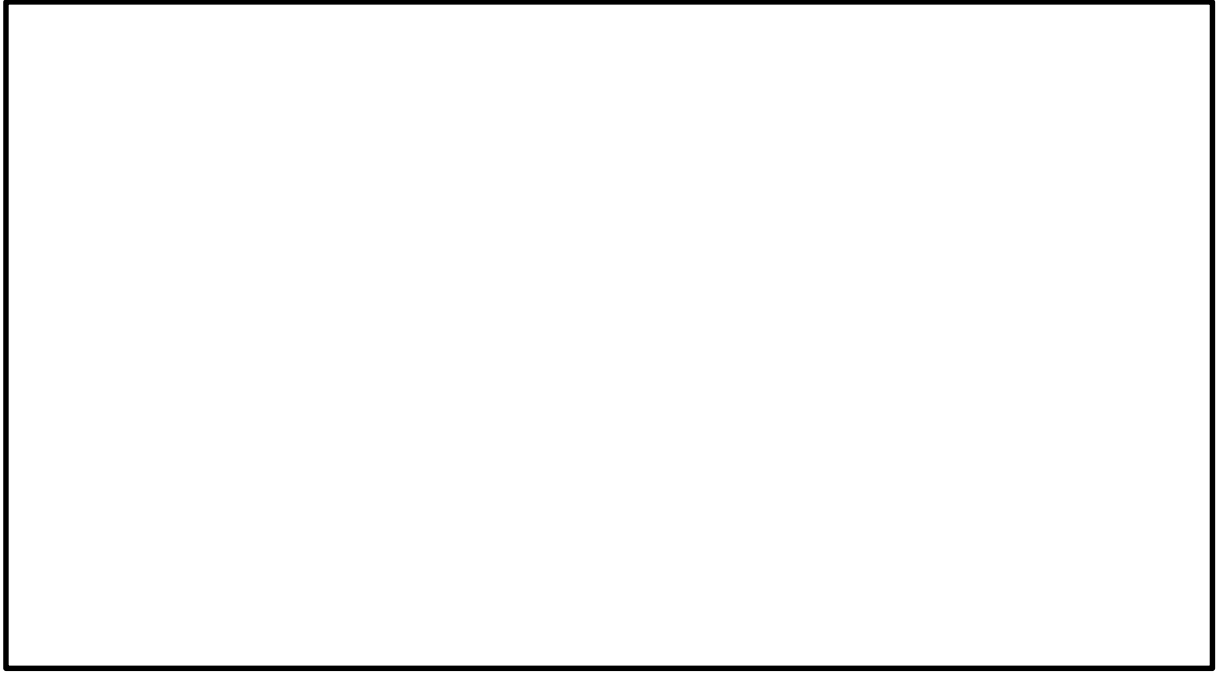


図 14.4-2 (20) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

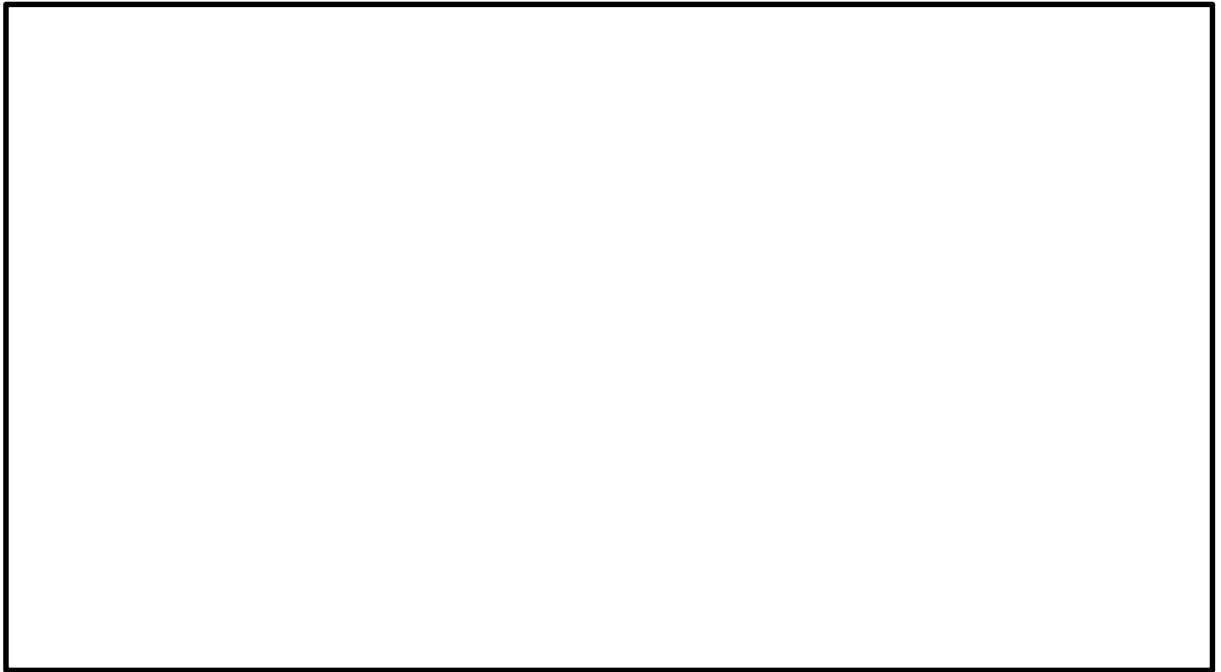


図 14.4-2 (21) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

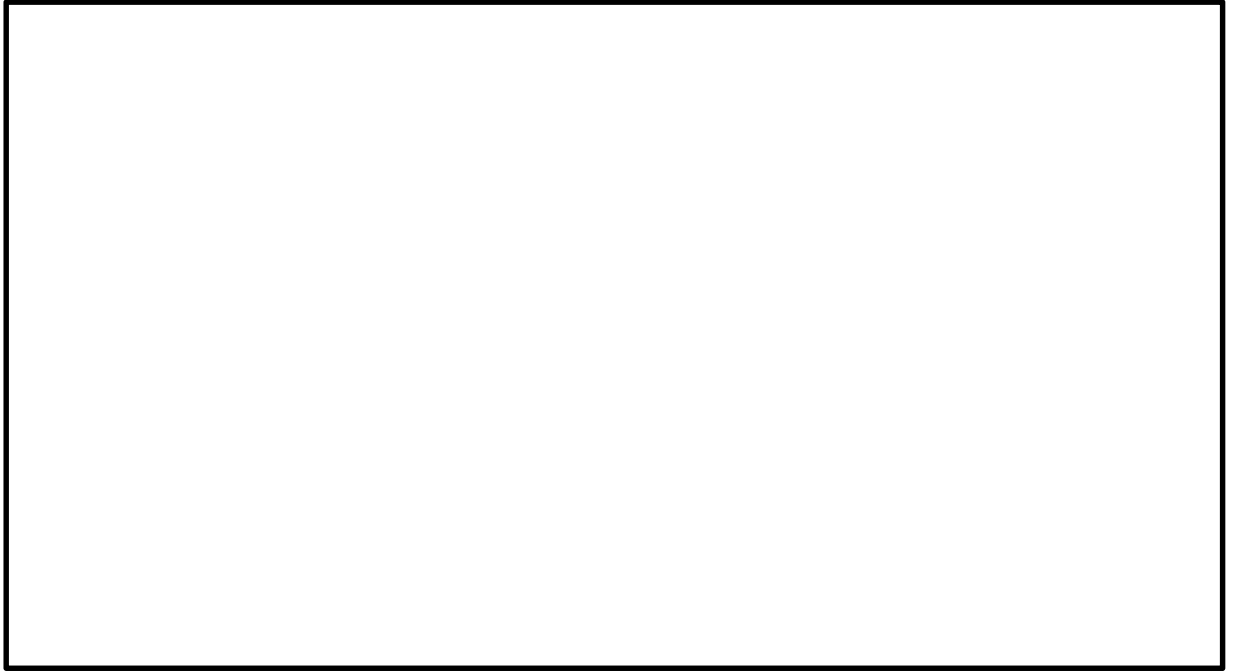


図 14.4-2 (22) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

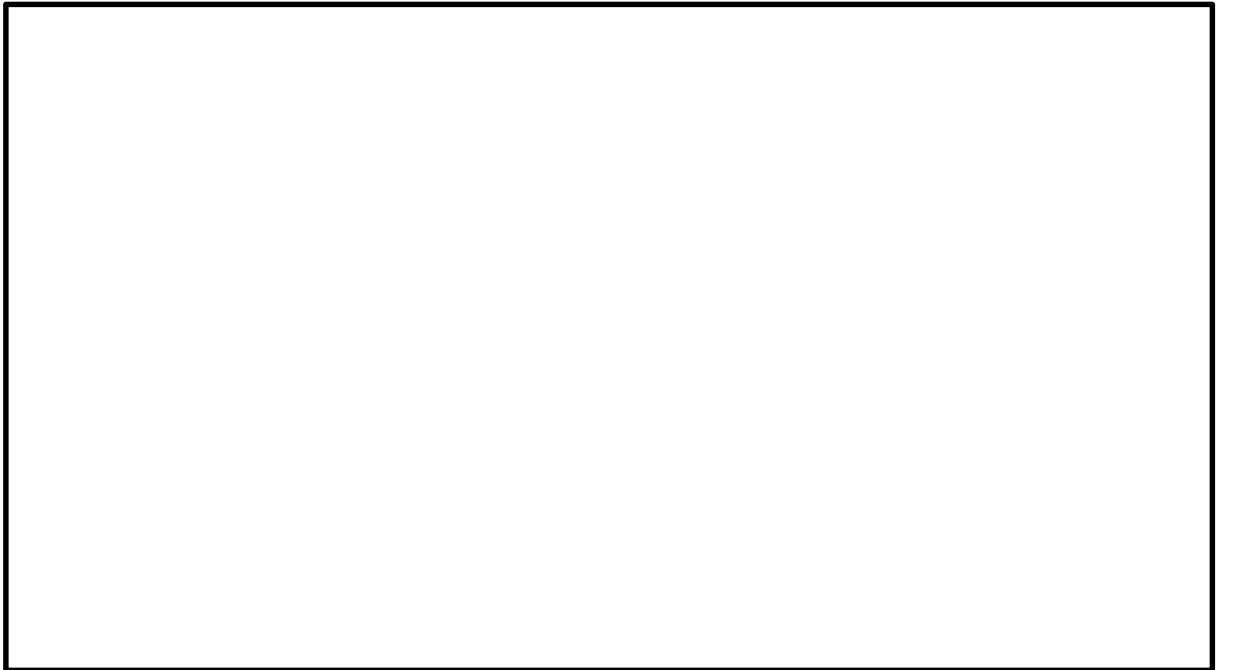


図 14.4-2 (23) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

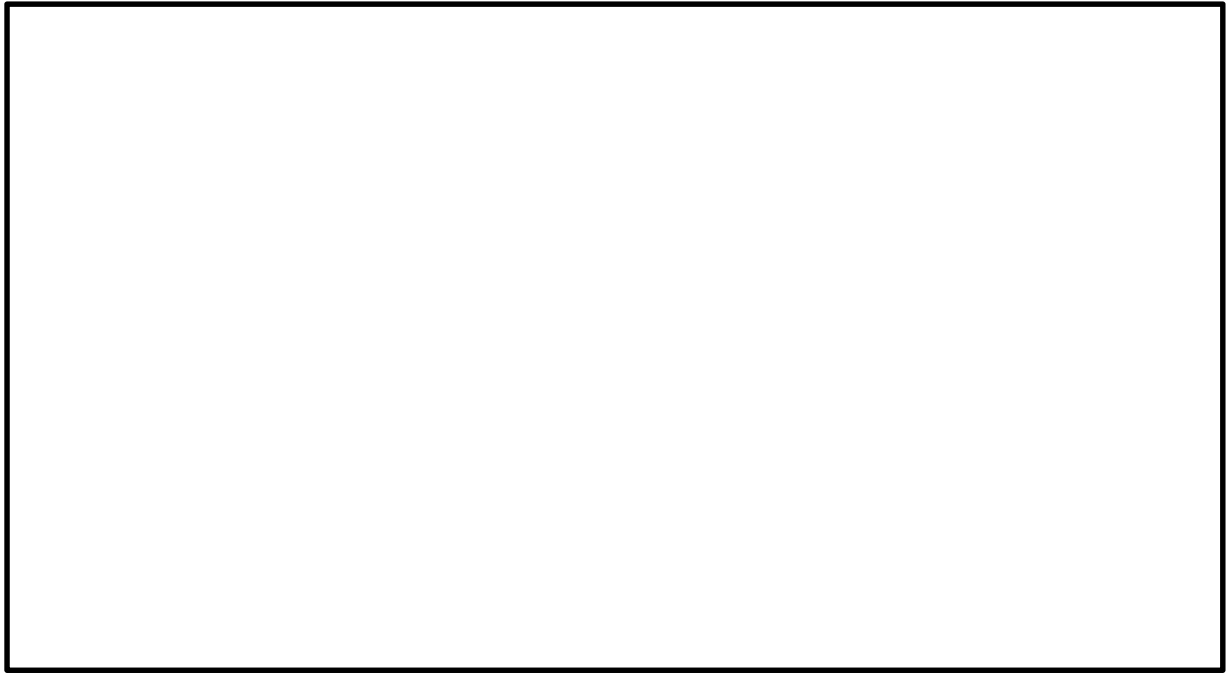


図 14.4-2 (24) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

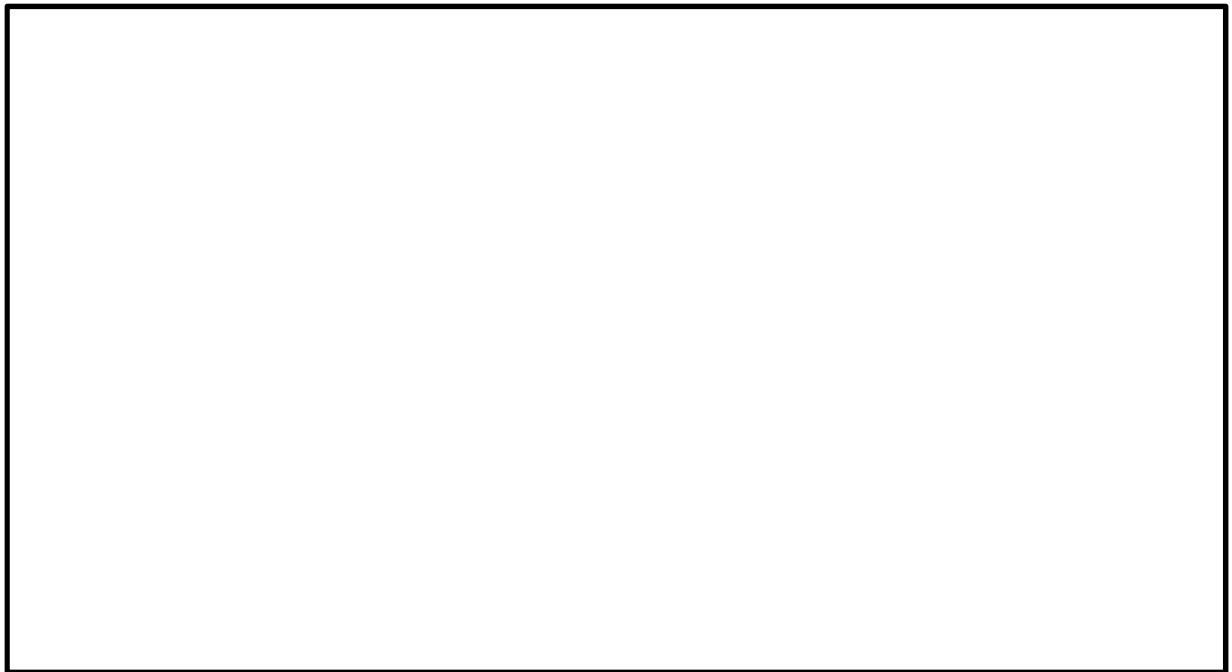


図 14.4-2 (25) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

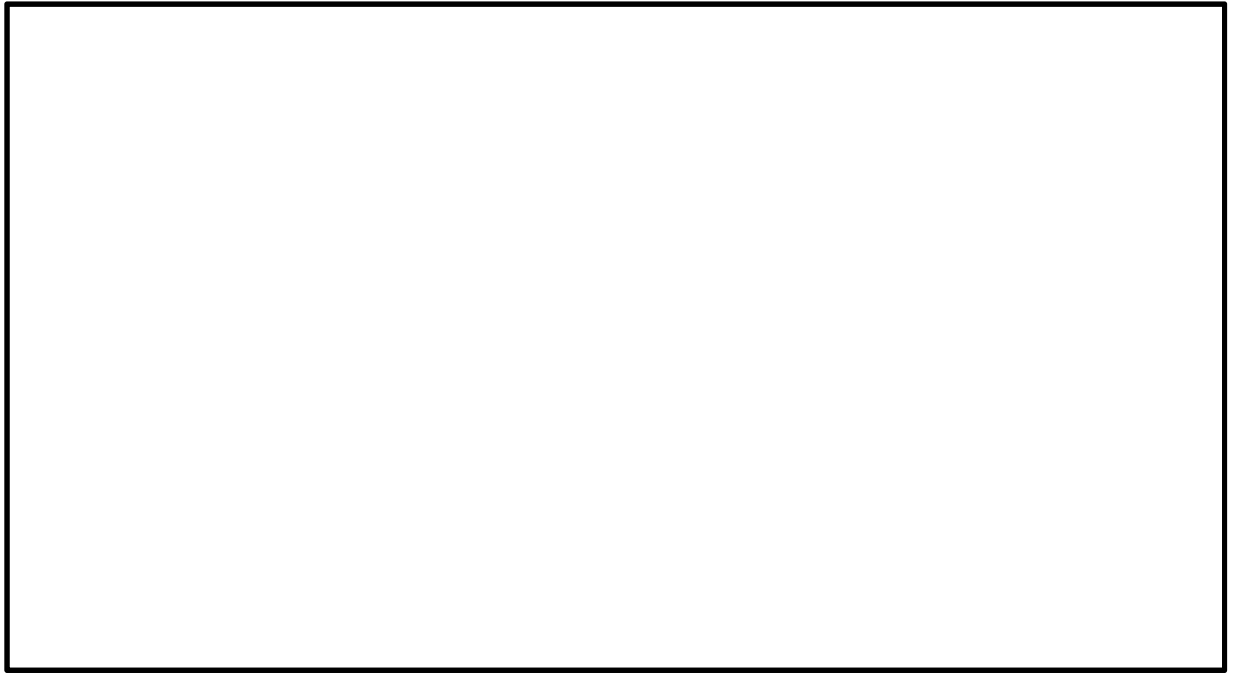


図 14.4-2 (26) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

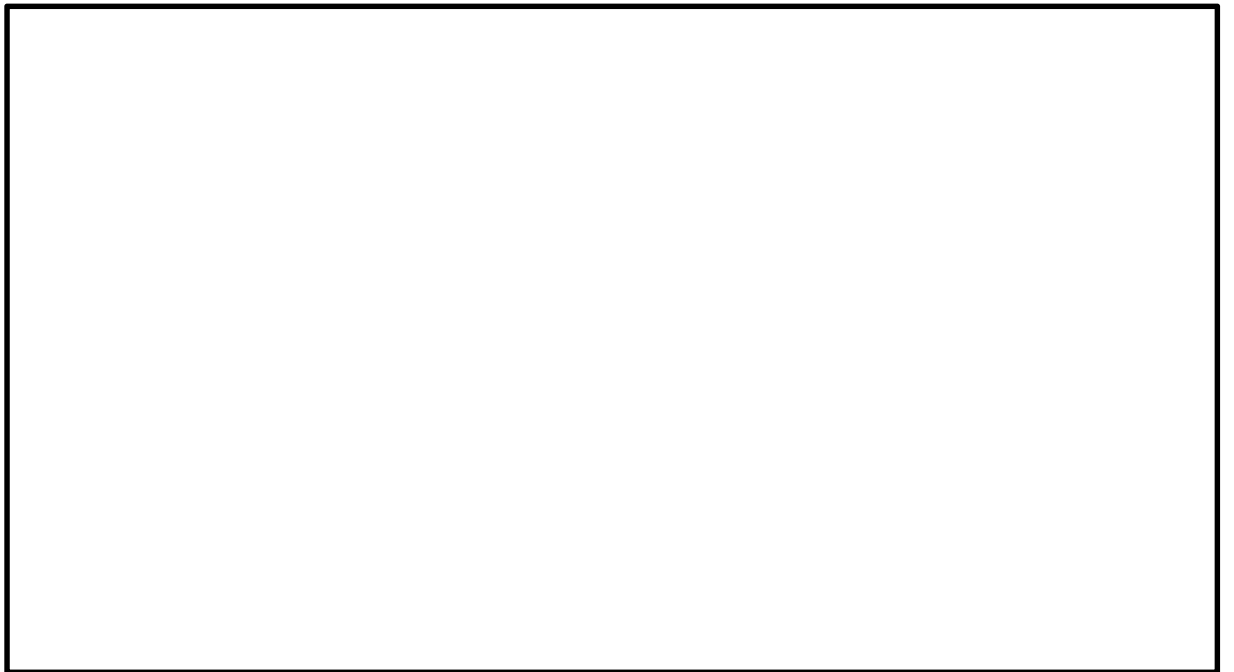


図 14.4-2 (27) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

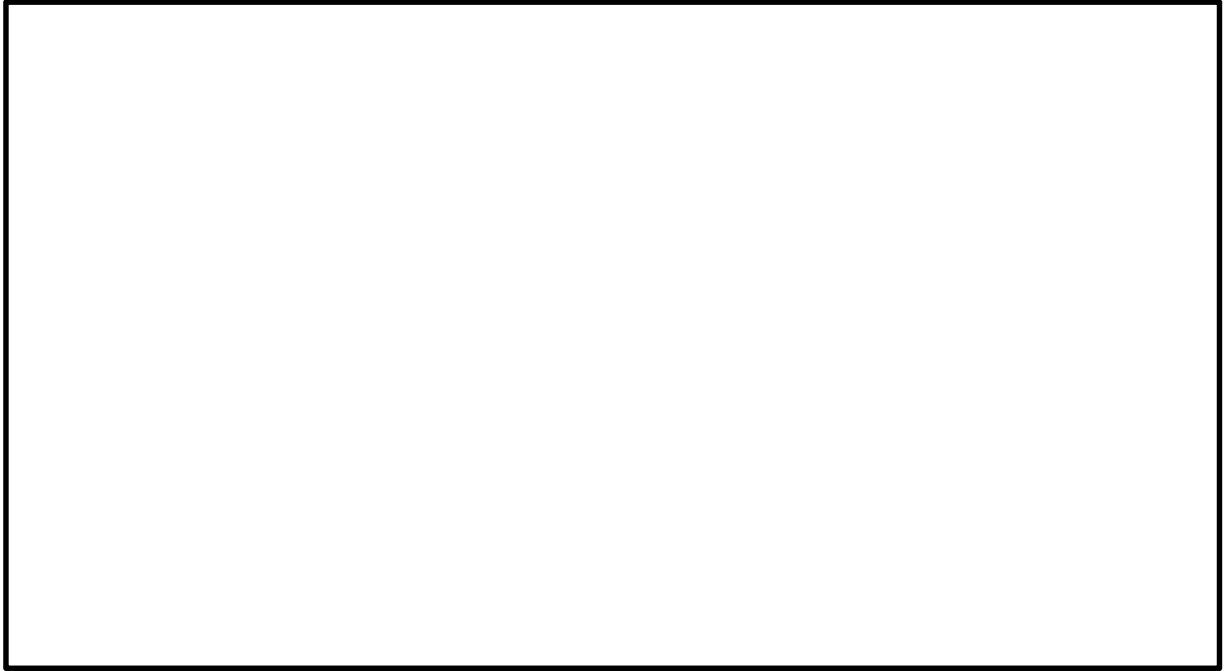


図 14.4-2 (28) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

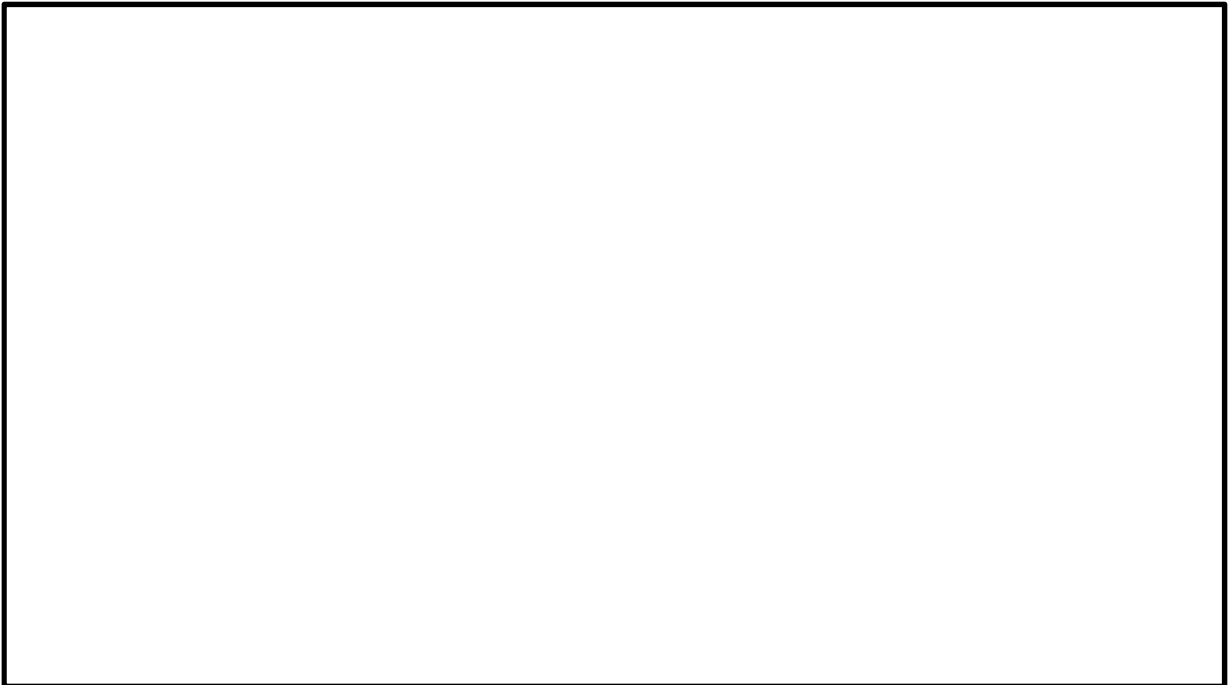


図 14.4-2 (29) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

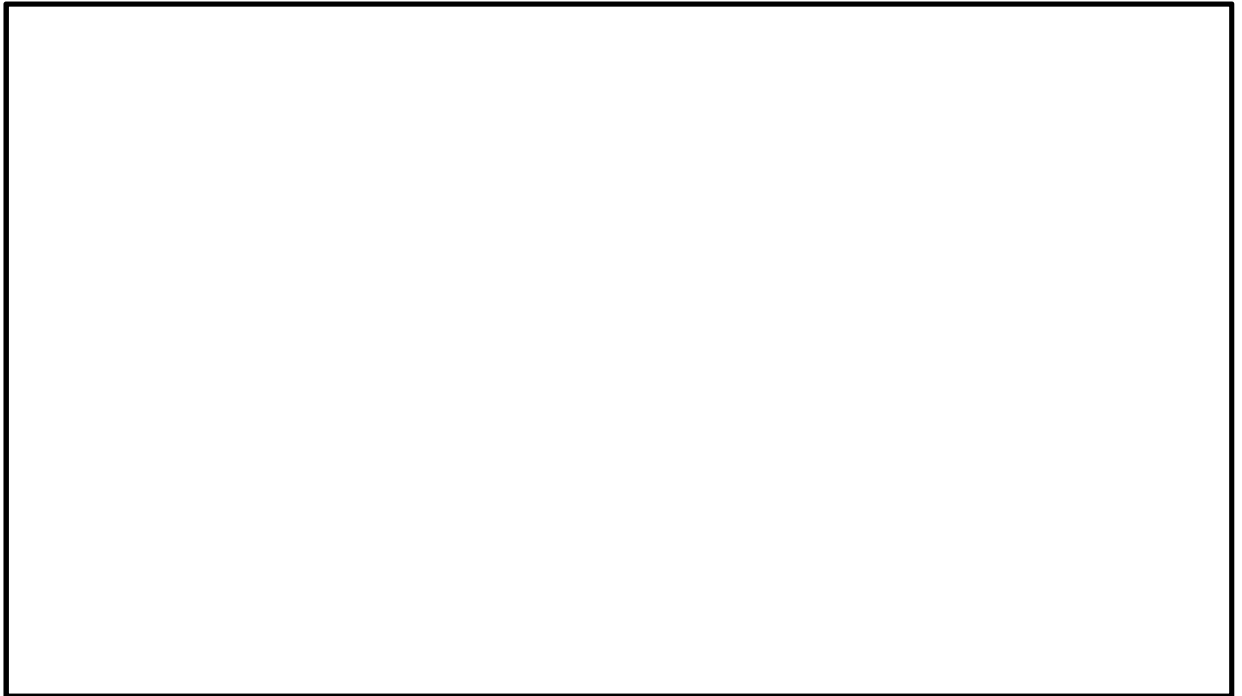


図 16.4-2 (30) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

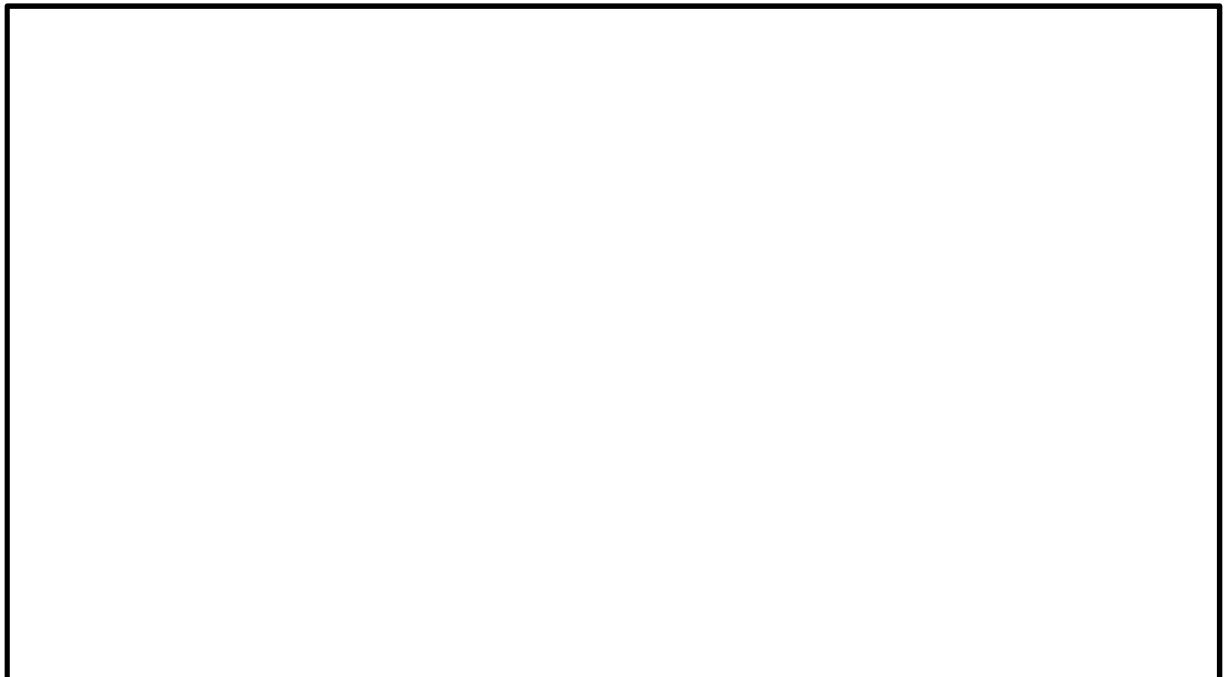


図 16.4-2 (31) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

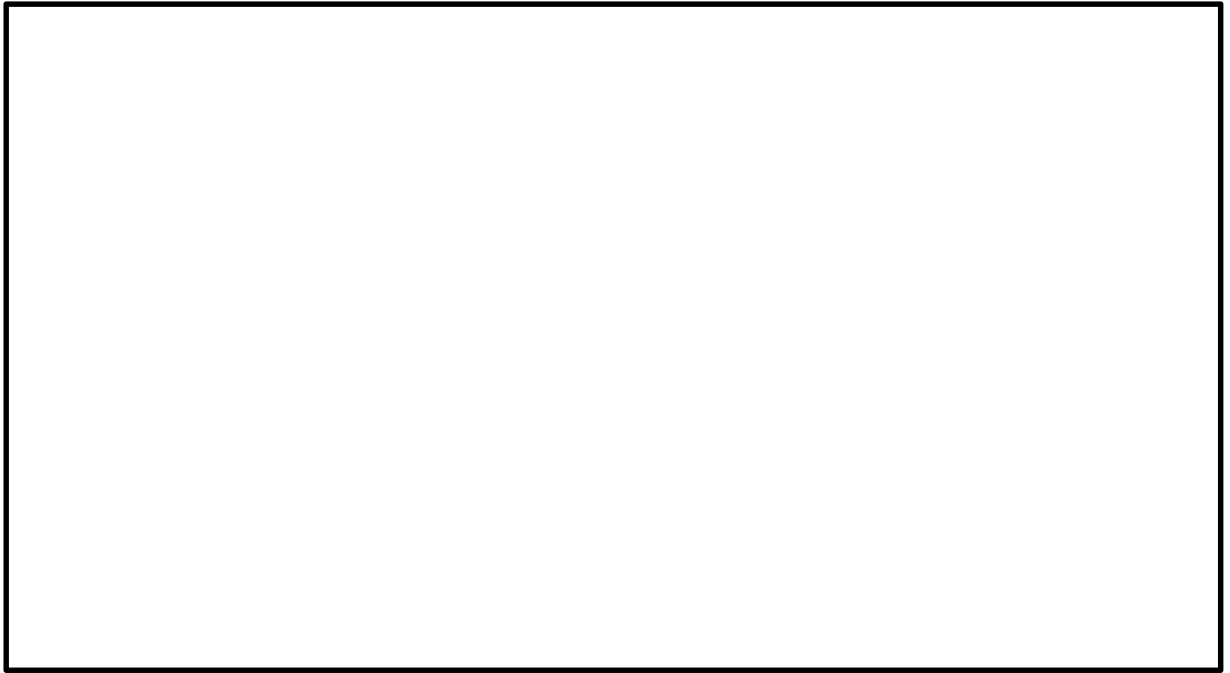


図 16.4-2 (32) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

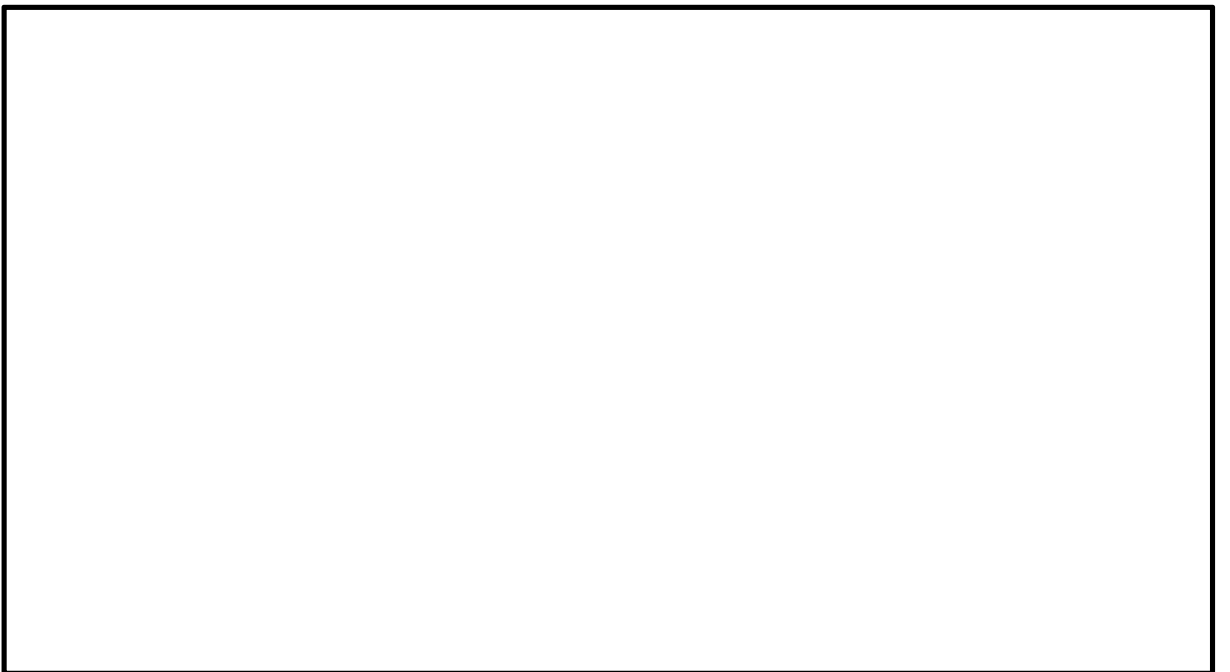


図 16.4-2 (33) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

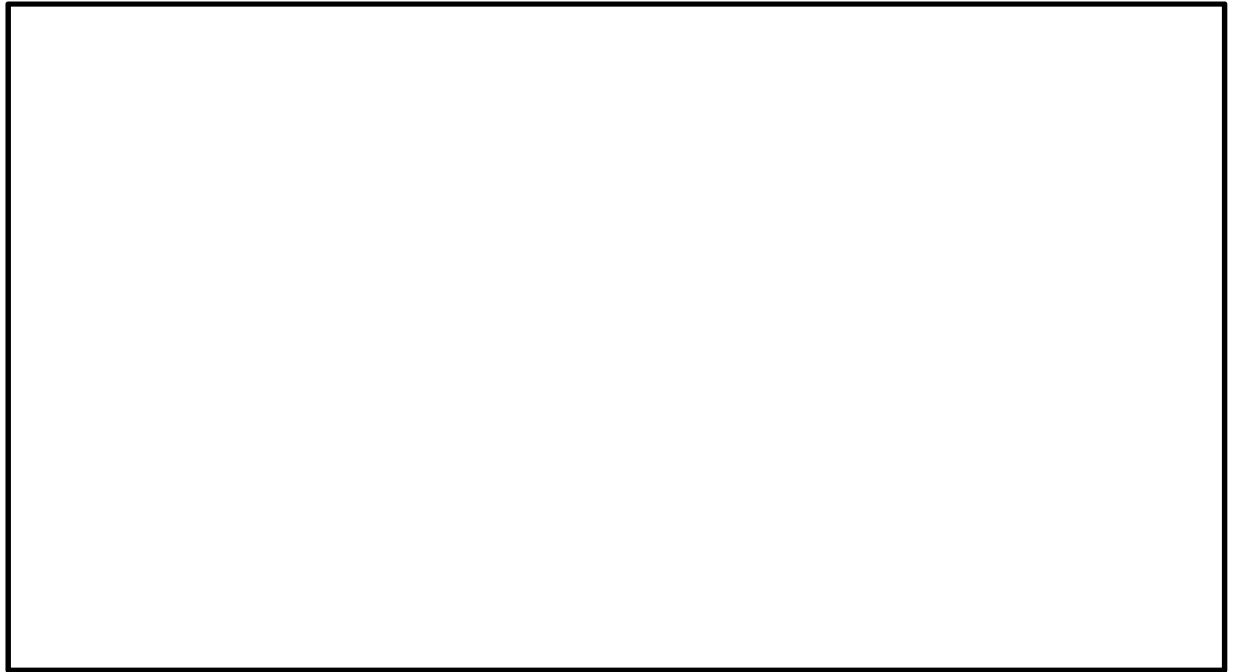


図 16.4-2 (34) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

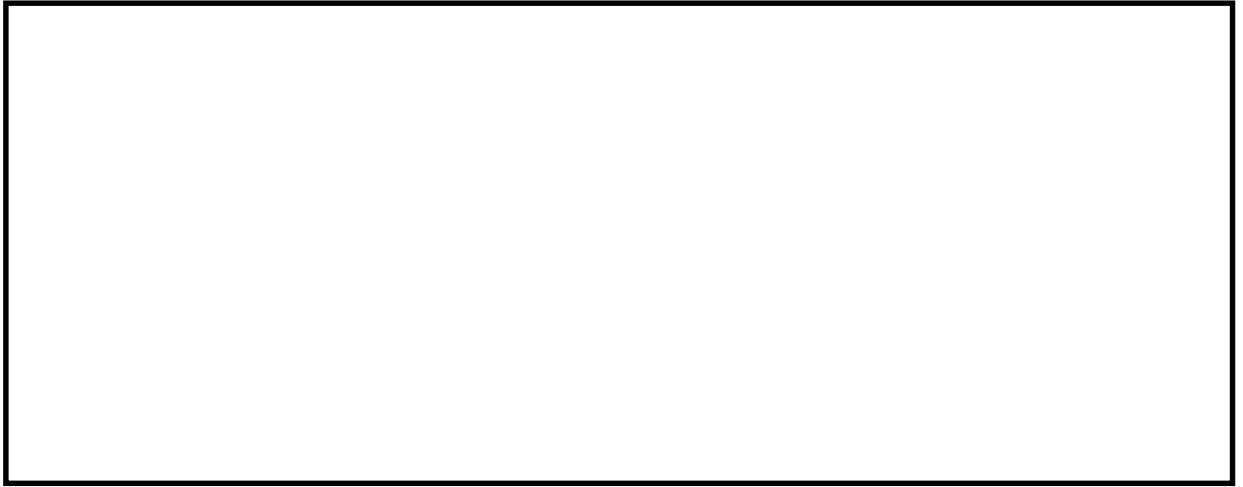


図 16.4-3 (1) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (2) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

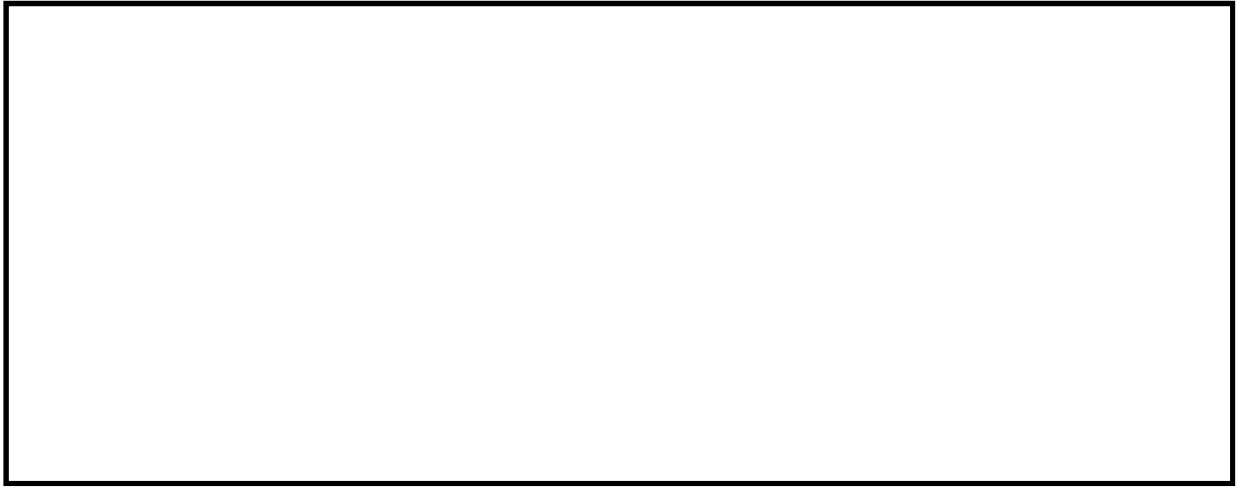


図 16.4-3 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (4) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (5) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (6) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (7) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.3$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

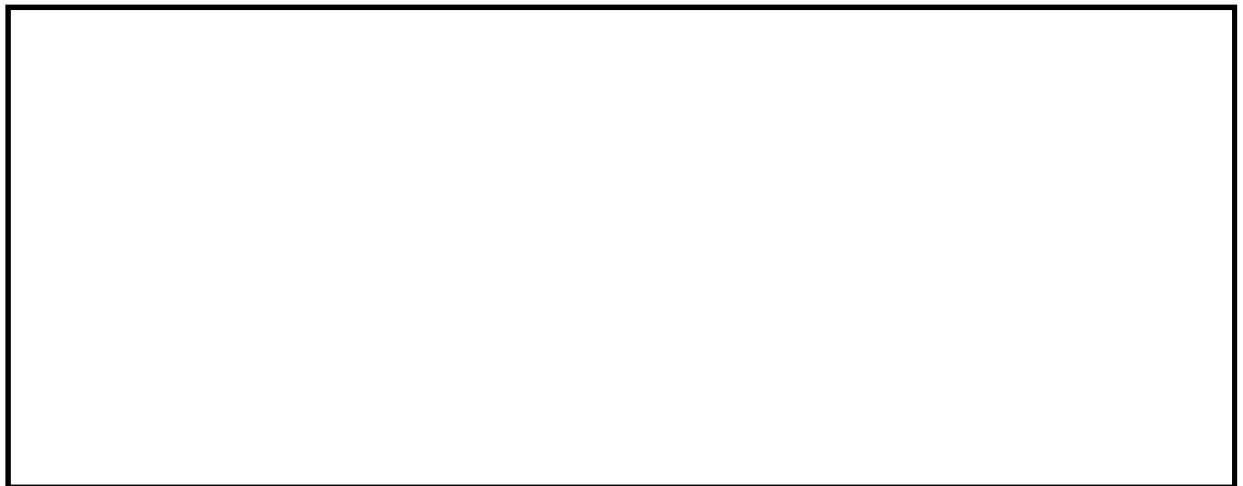


図 16.4-3 (8) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.4$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

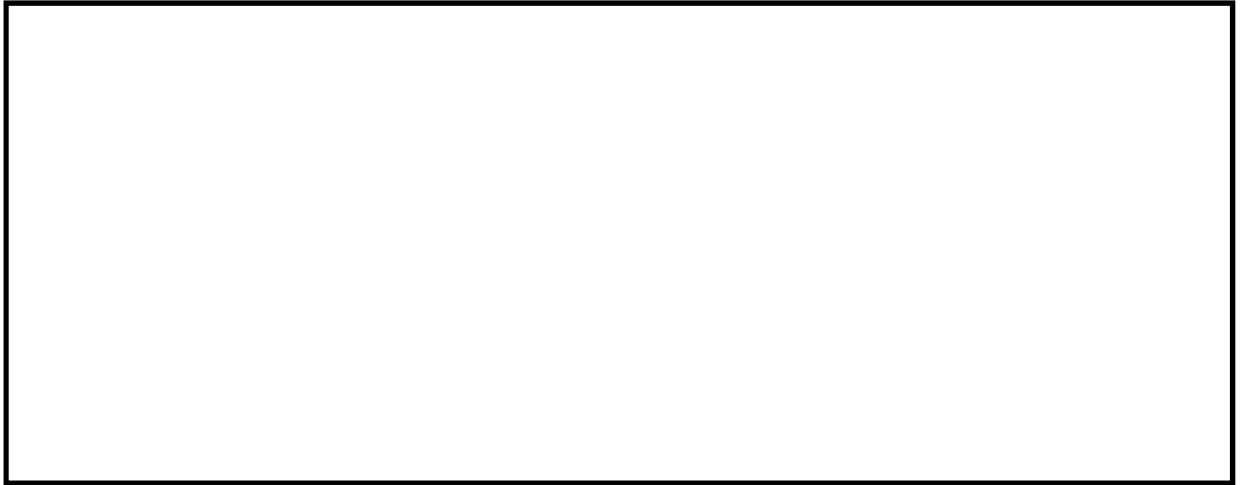


図 16.4-3 (9) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (10) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (11) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (12) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 31 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (13) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



図 16.4-3 (14) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 16.4-3 (15) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_u - D1$ [H-, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

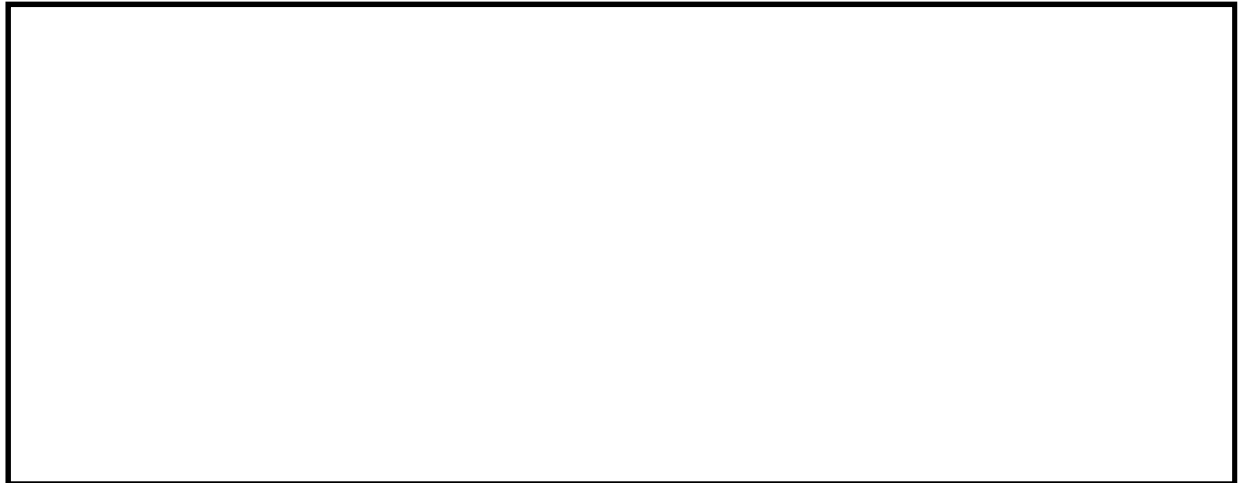


図 16.4-3 (16) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_u - D1$ [H-, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

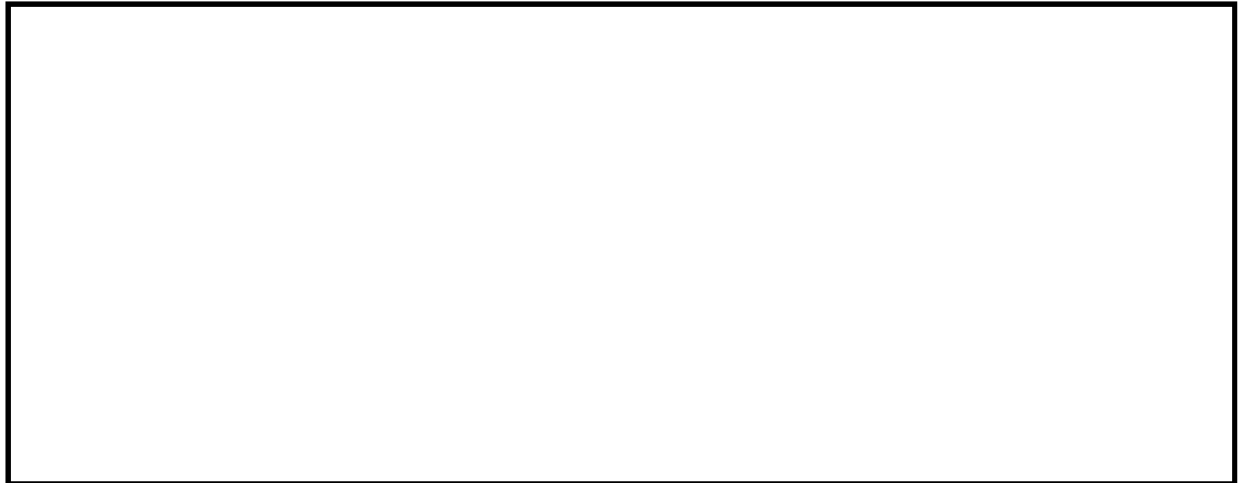


図 16.4-3 (17) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

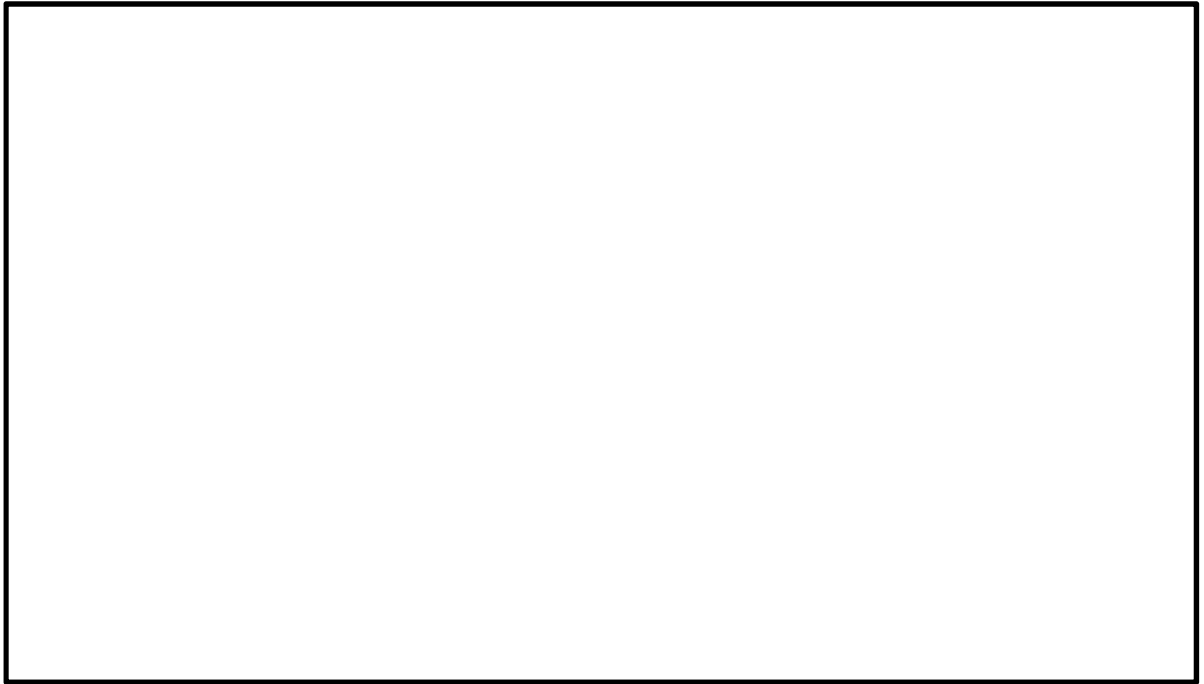


図 16.4-3 (18) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

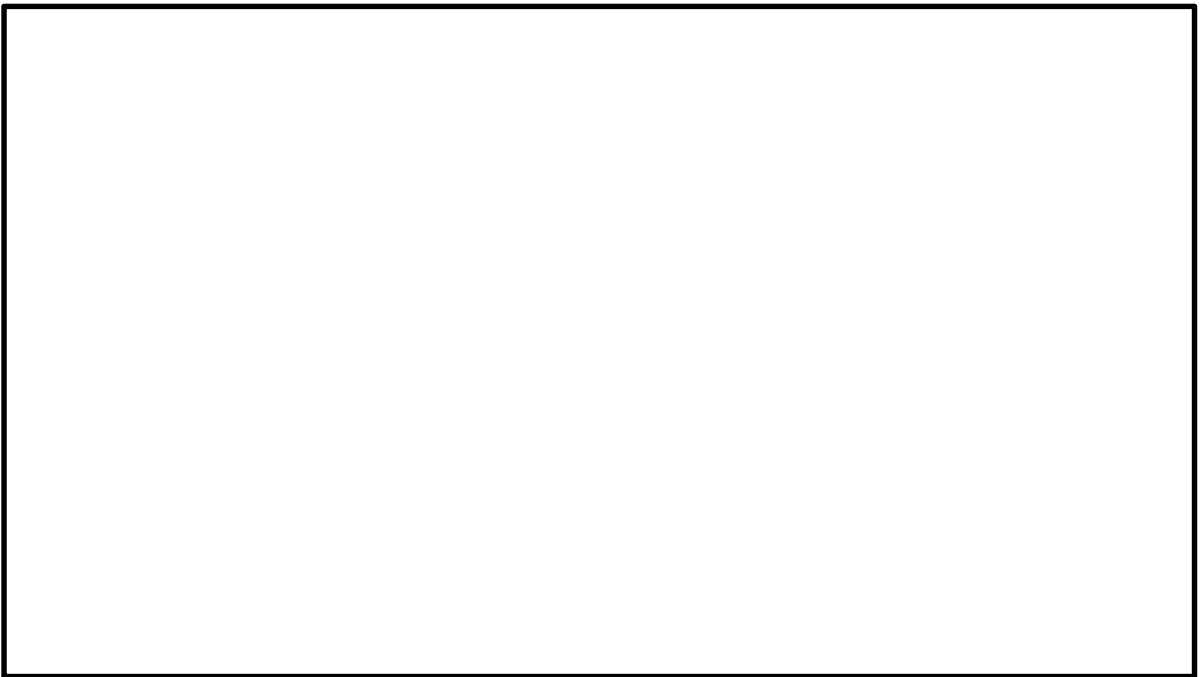


図 16.4-3 (19) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

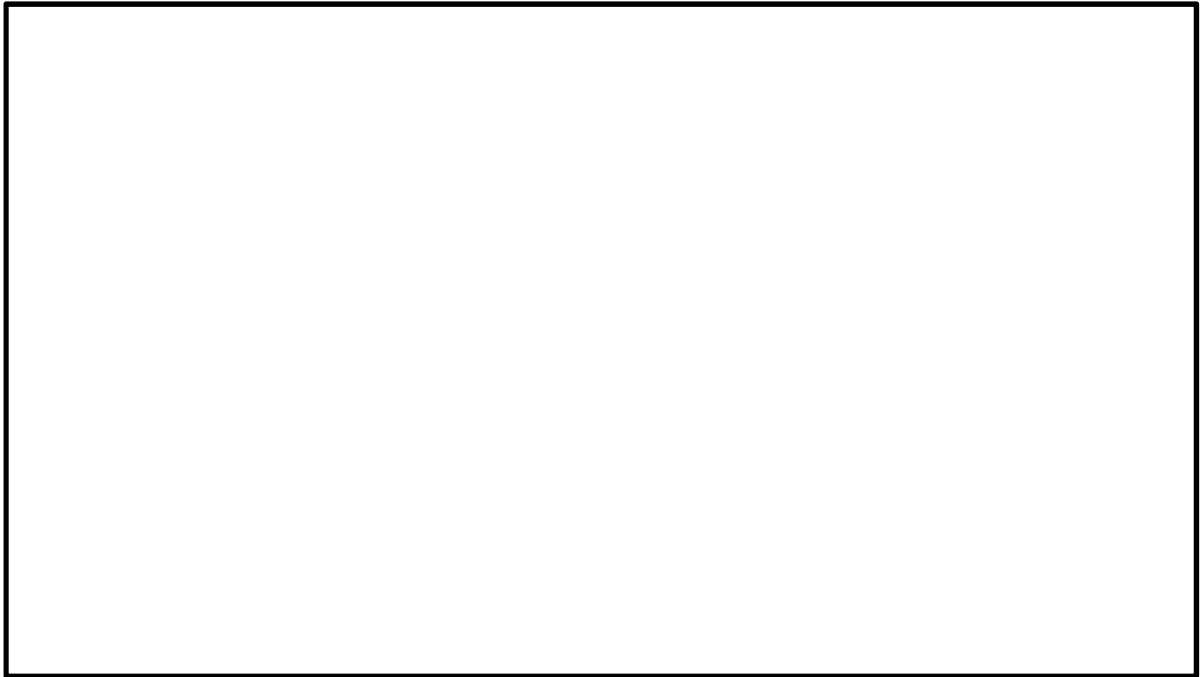


図 16.4-3 (20) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_u - D1$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

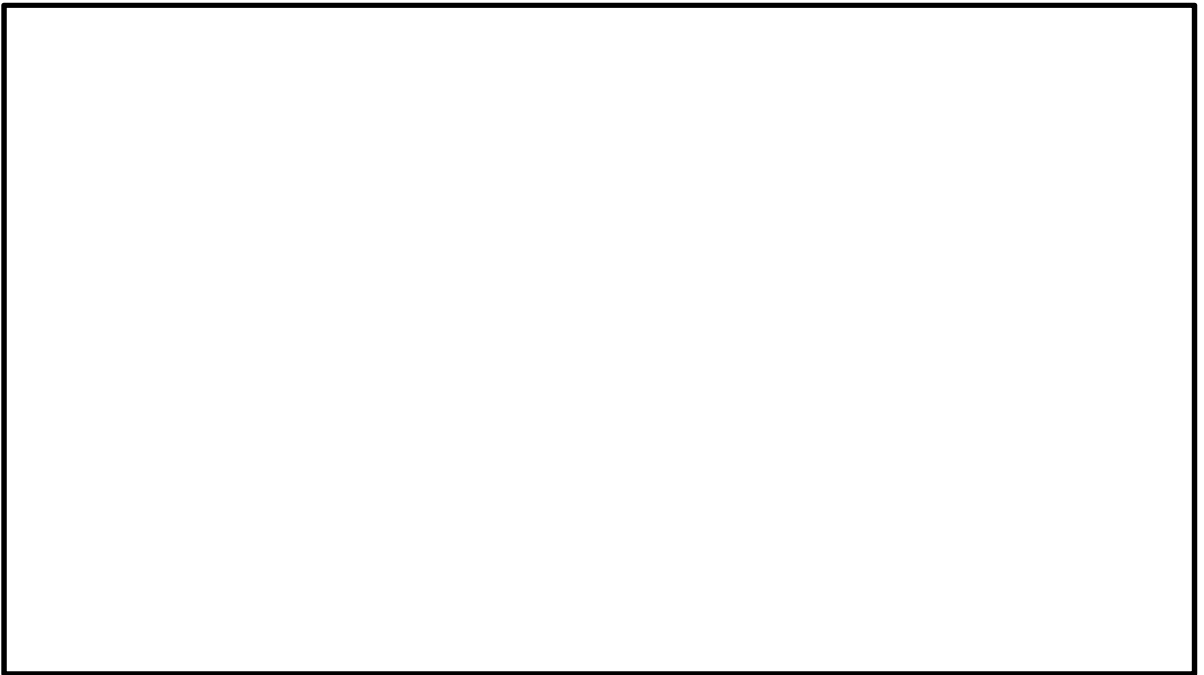


図 16.4-3 (21) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_u - D1$ [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

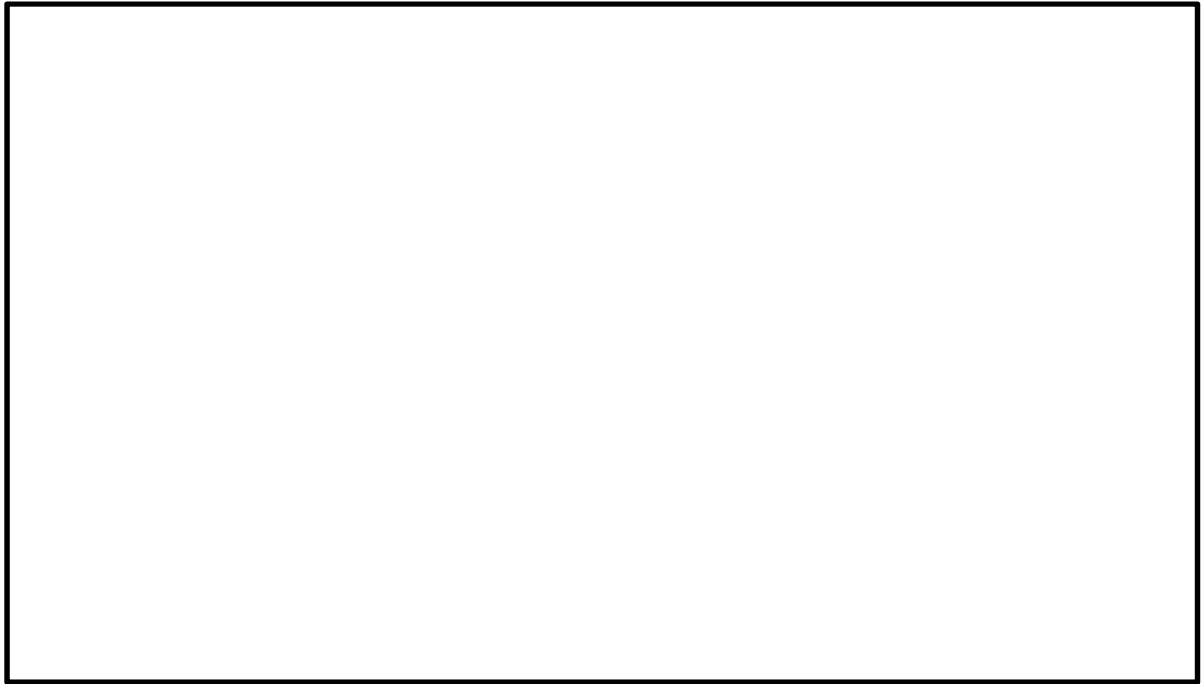


図 16.4-3 (22) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

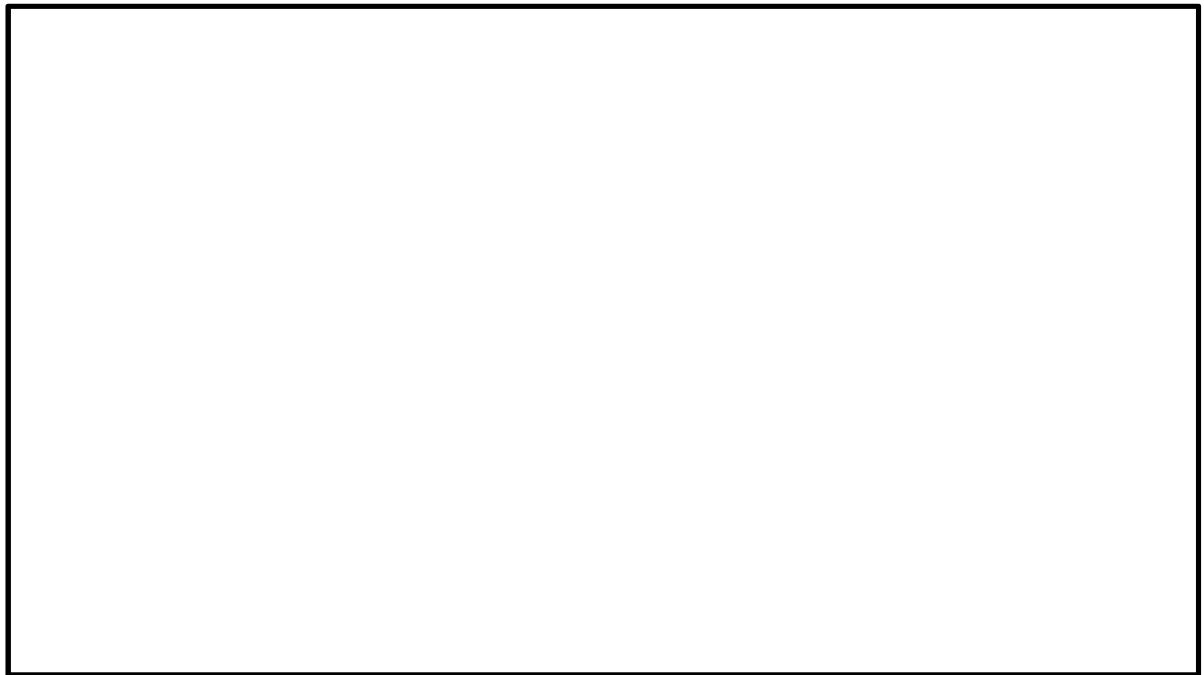


図 16.4-3 (23) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

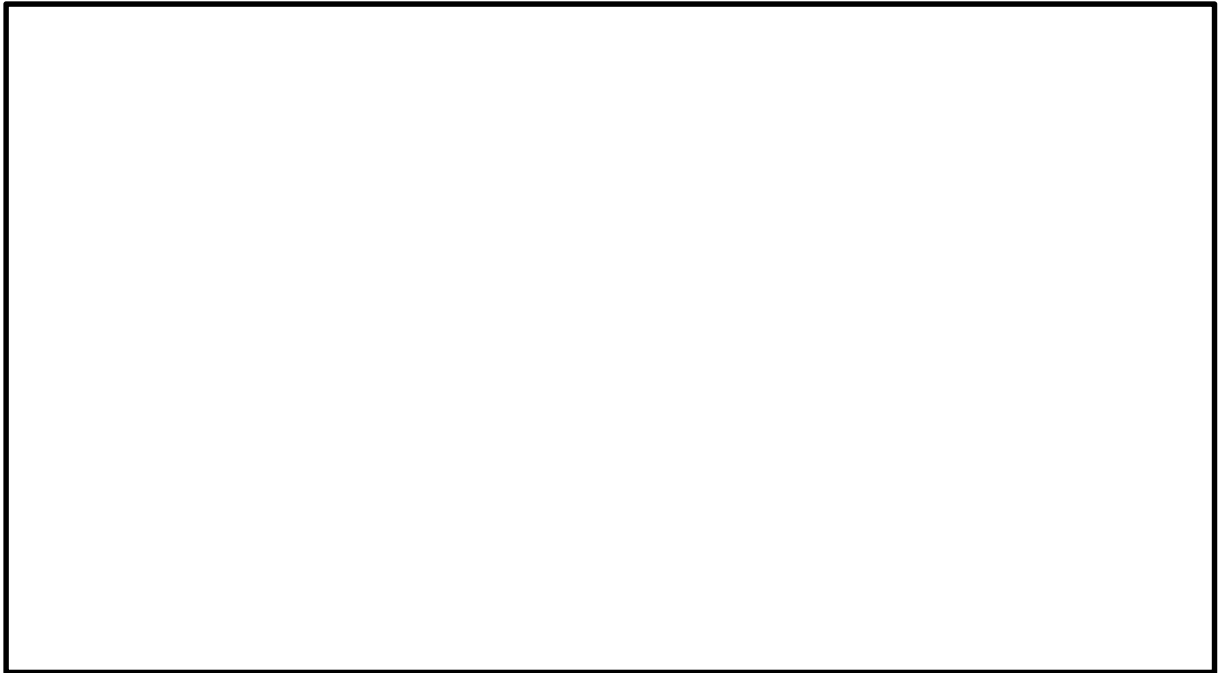


図 16.4-3 (24) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.3$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

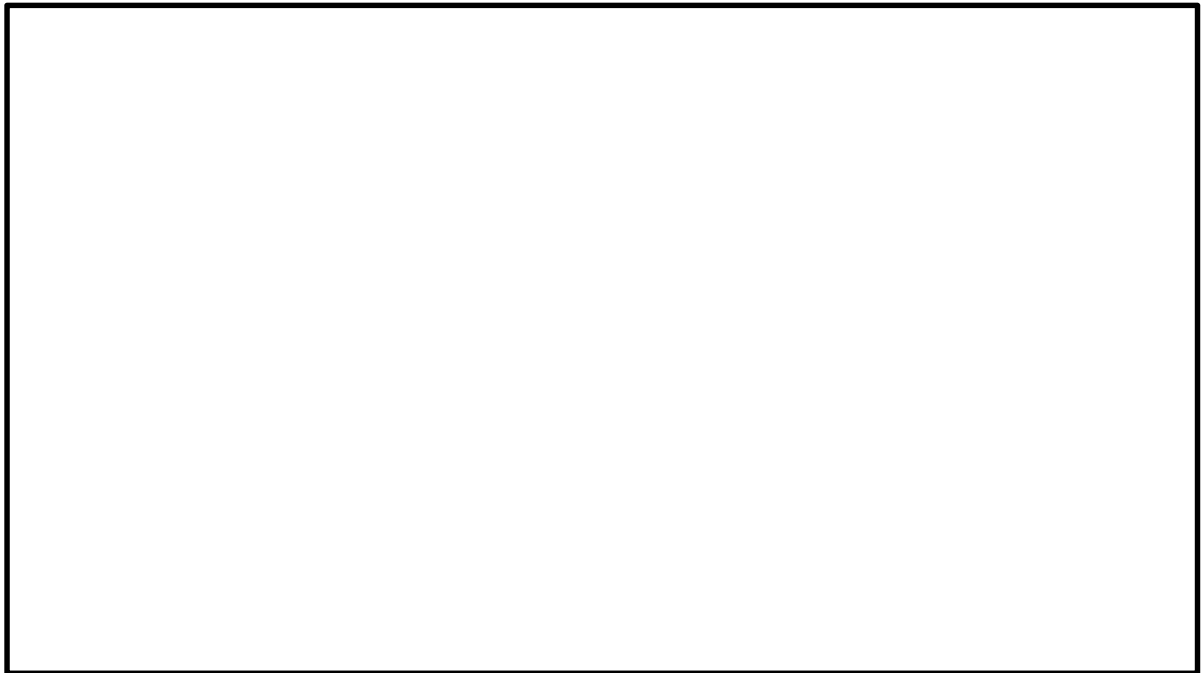


図 16.4-3 (25) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.4$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

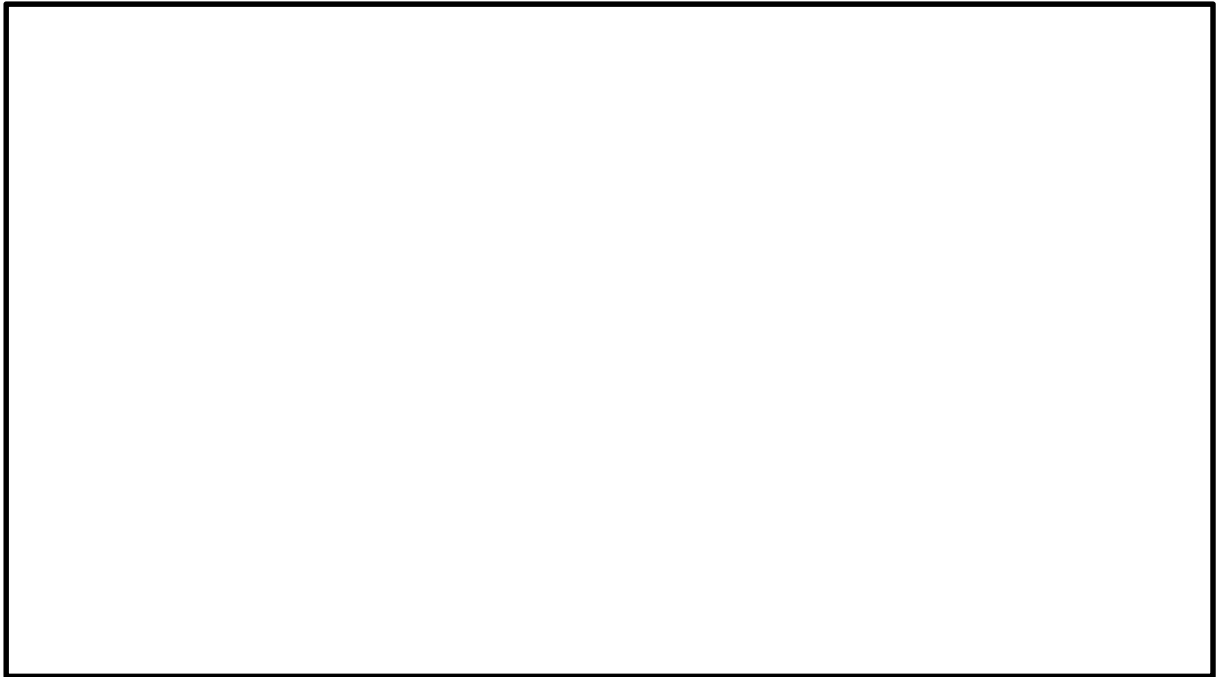


図 16.4-3 (26) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

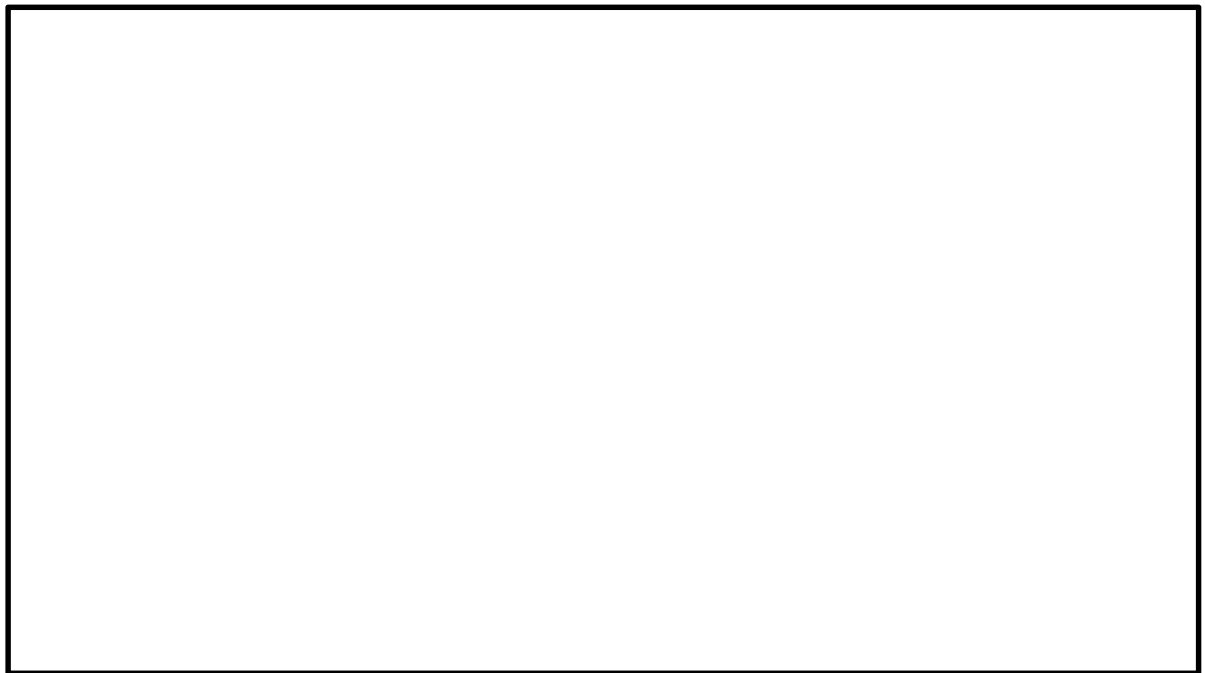


図 16.4-3 (27) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-3 (28) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_u - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

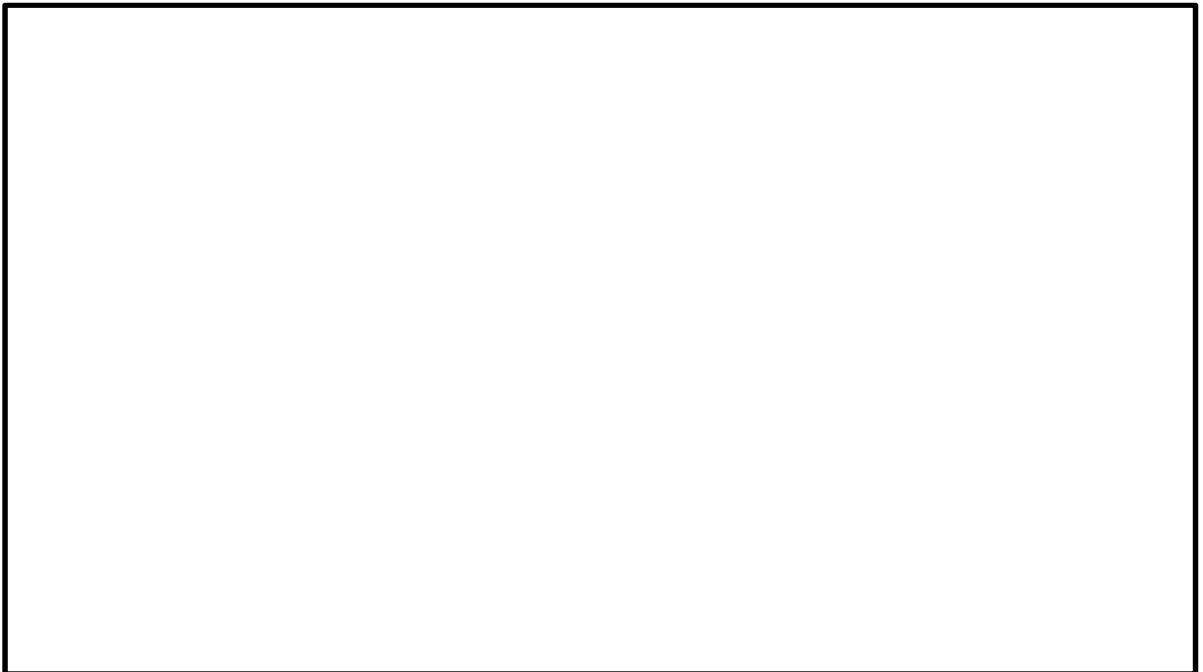


図 16.4-3 (29) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_u - 3.1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

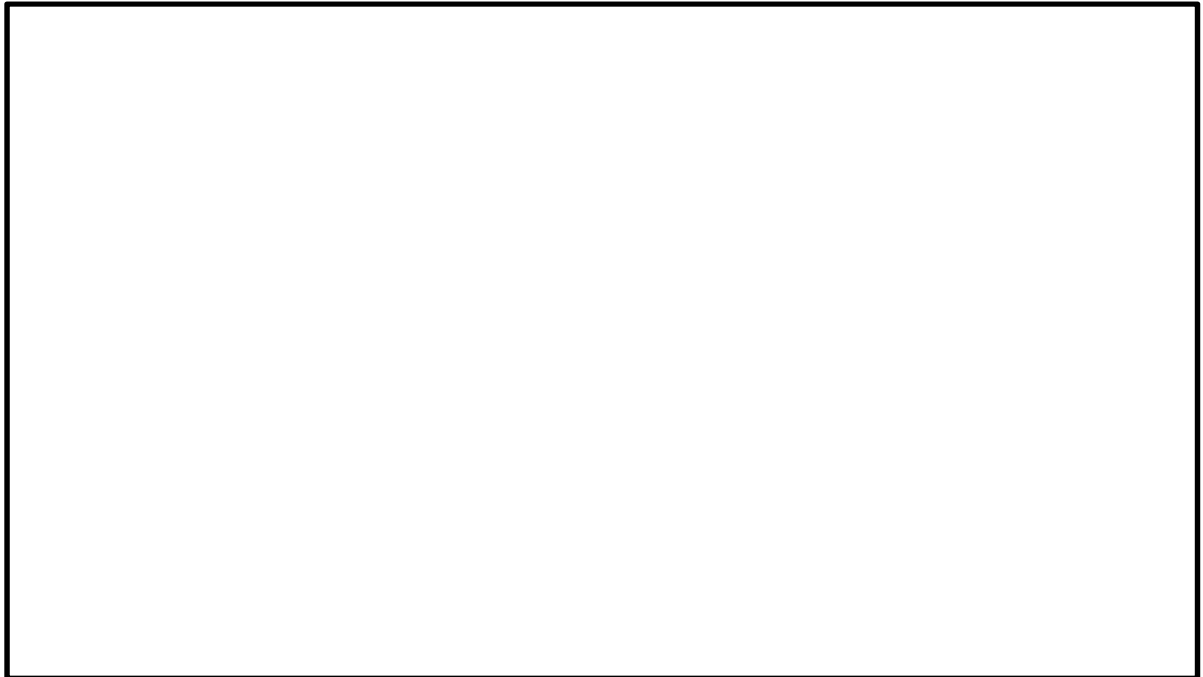


図 16.4-3 (30) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 16.4-3 (31) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

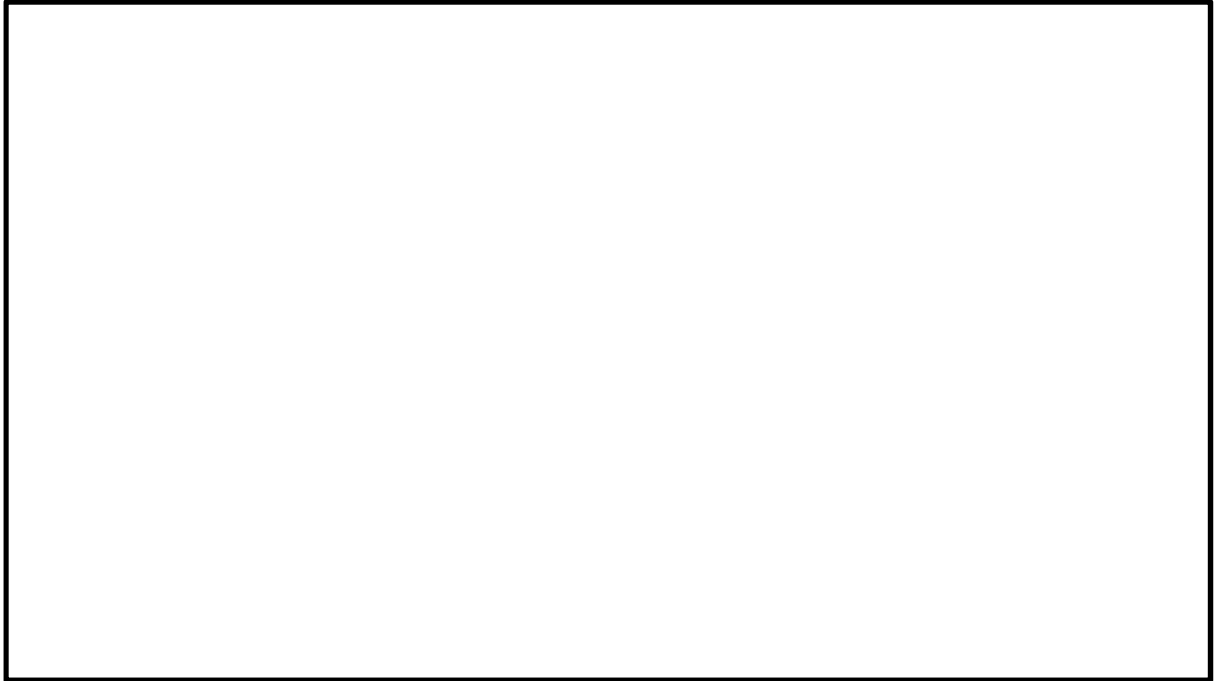


図 16.4-3 (32) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_v - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

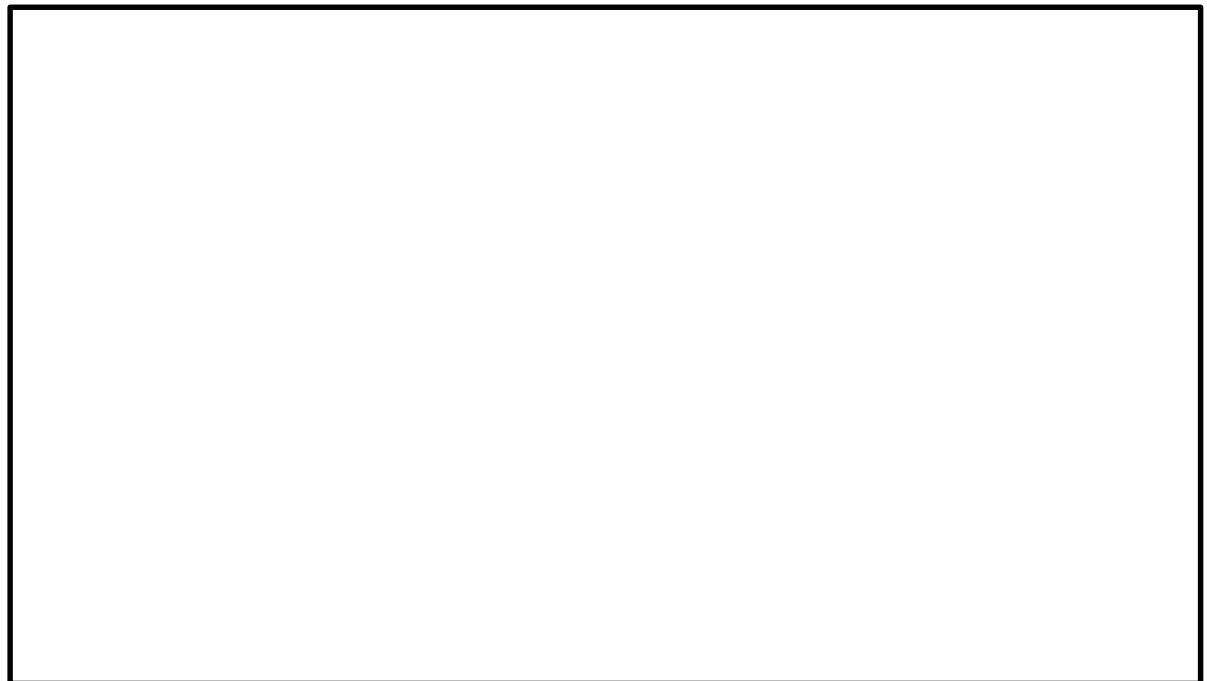


図 16.4-3 (33) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_v - D 1$ [H-, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

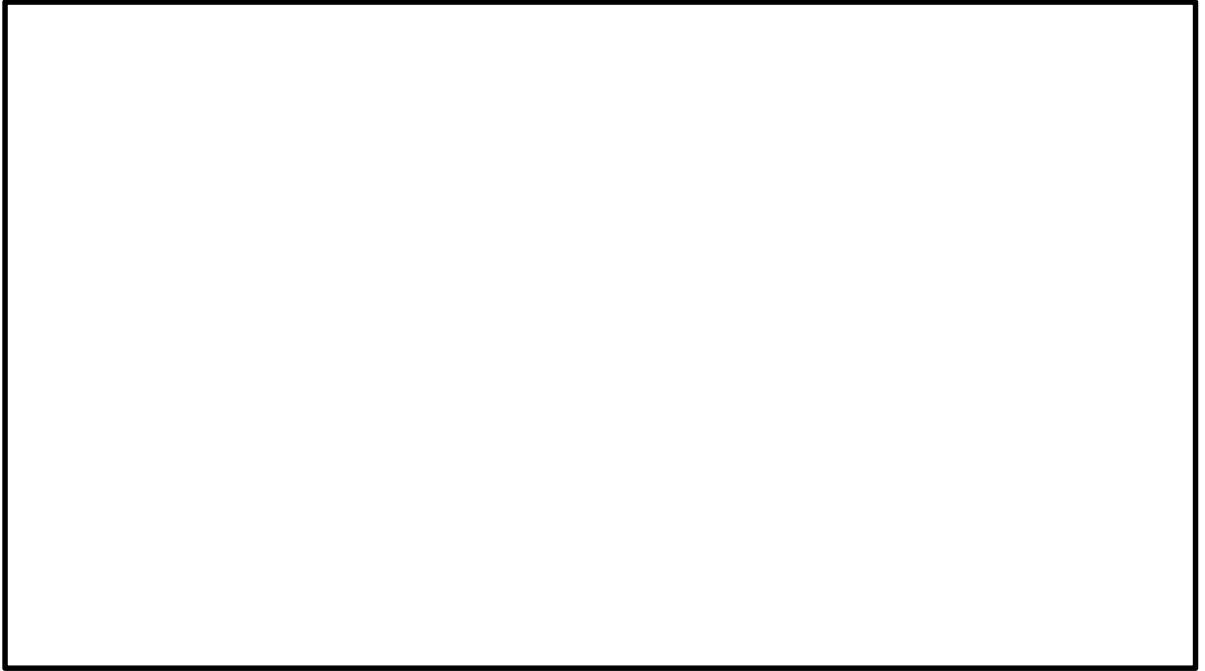


図 16.4-3 (34) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ($S_e - D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

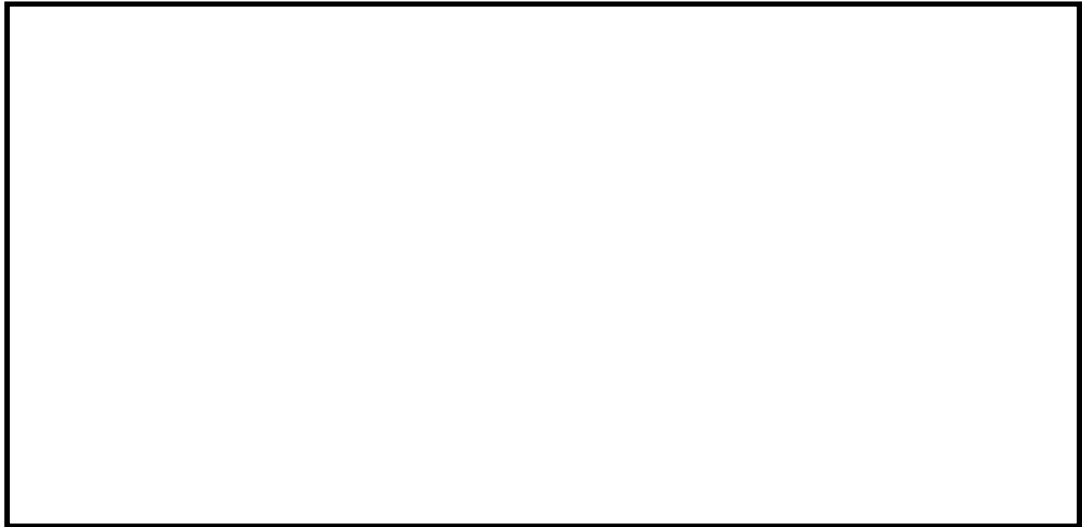


図 16.4-4 (1) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s -D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

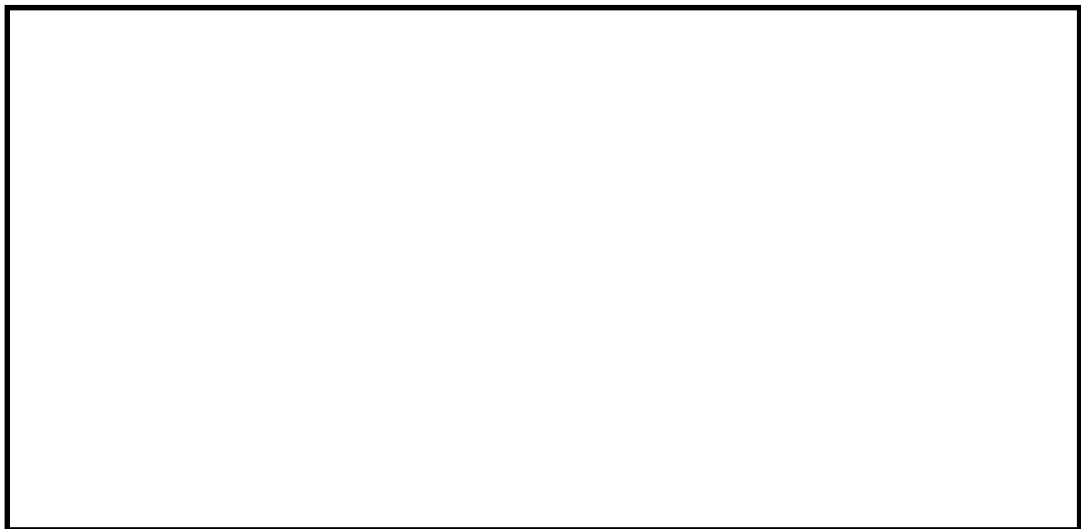


図 16.4-4 (2) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s -D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (3) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s -D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

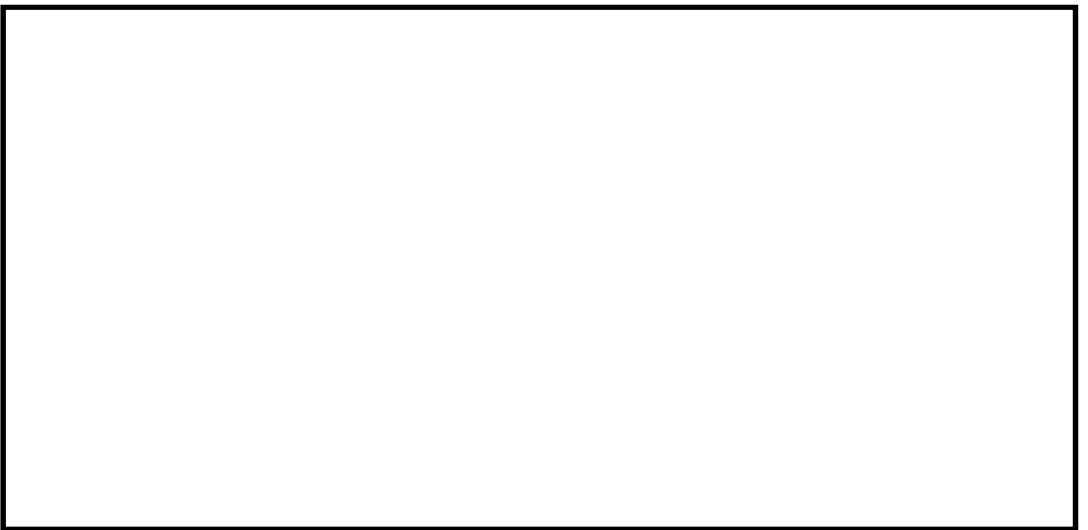


図 16.4-4 (4) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s -D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (5) ①-①断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 1.1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

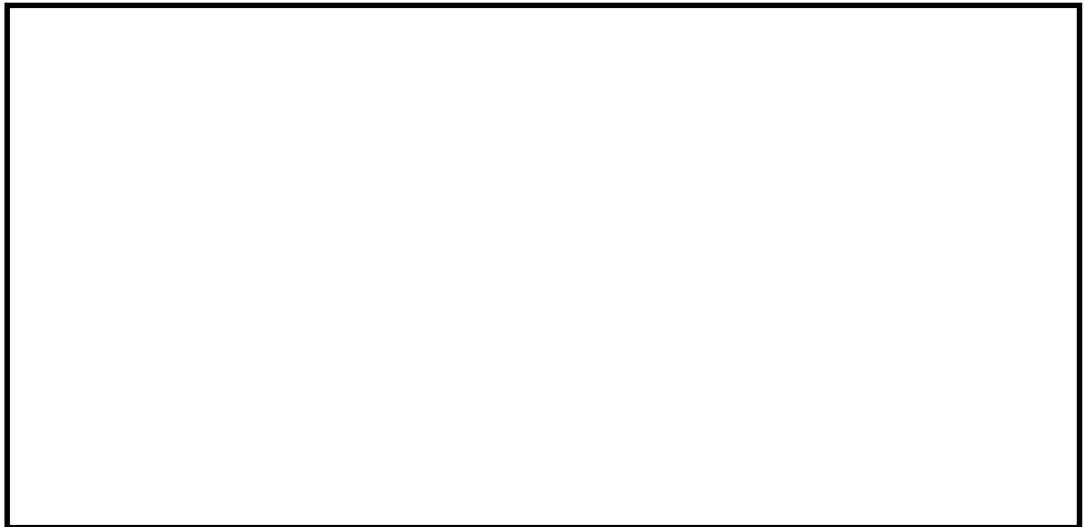


図 16.4-4 (6) ①-①断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 1.2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (7) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (8) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (9) ①-①断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

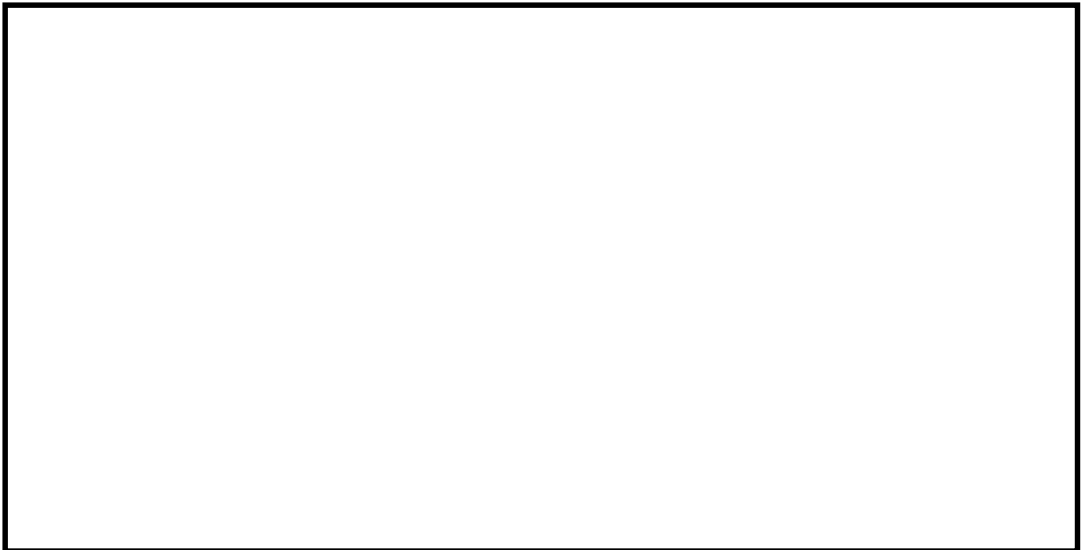


図 16.4-4 (10) ①-①断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 2 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

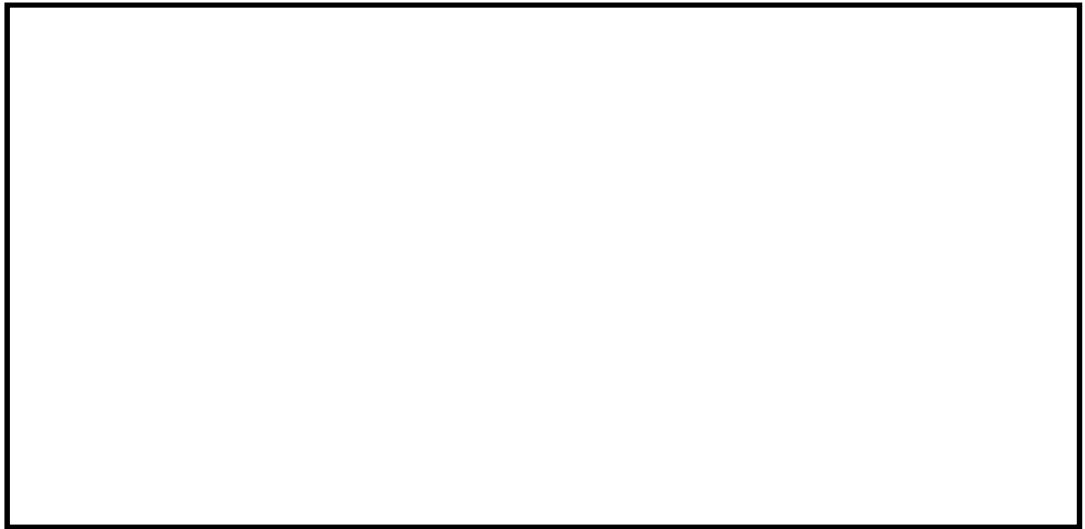


図 16.4-4 (11) ①-①断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

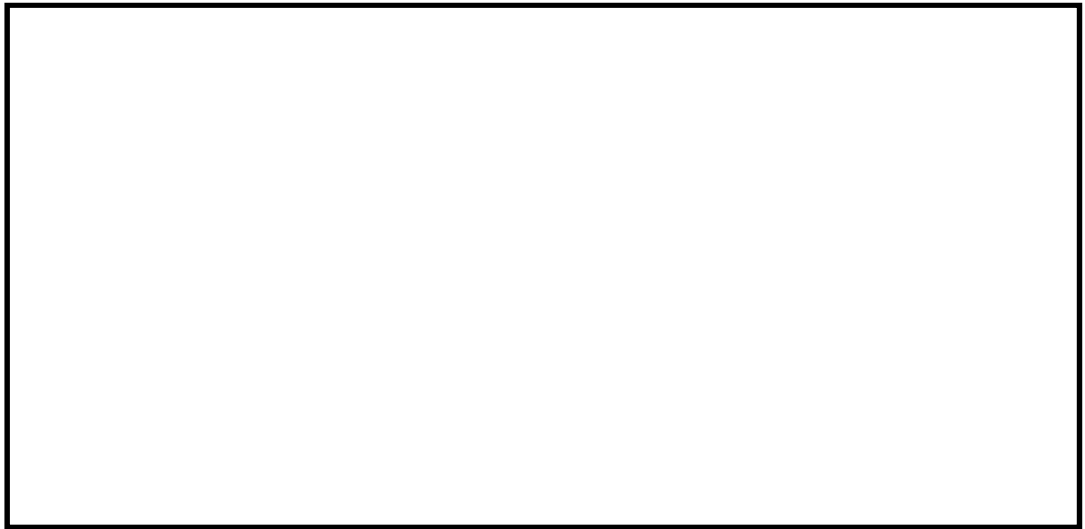


図 16.4-4 (12) ①-①断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (13) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

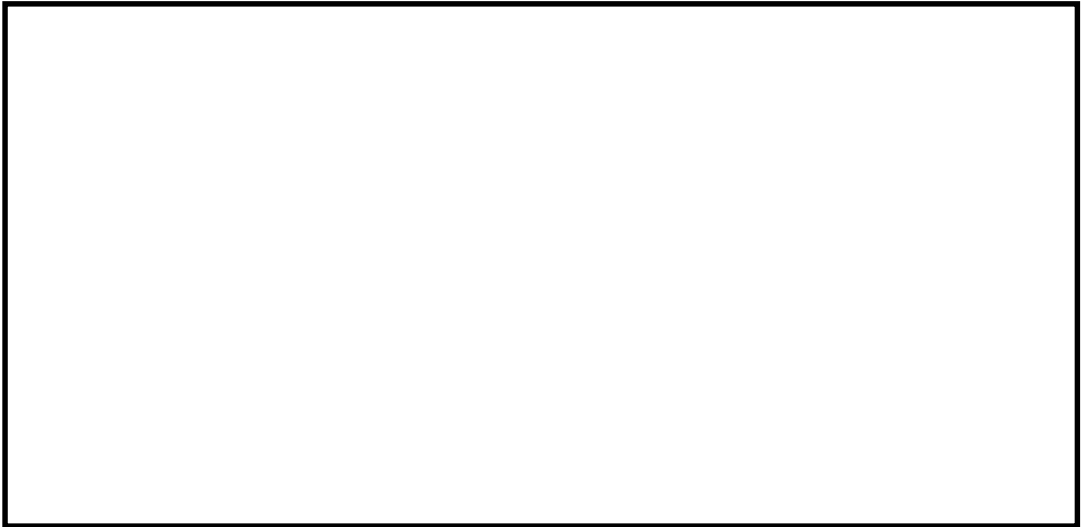


図 16.4-4 (14) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

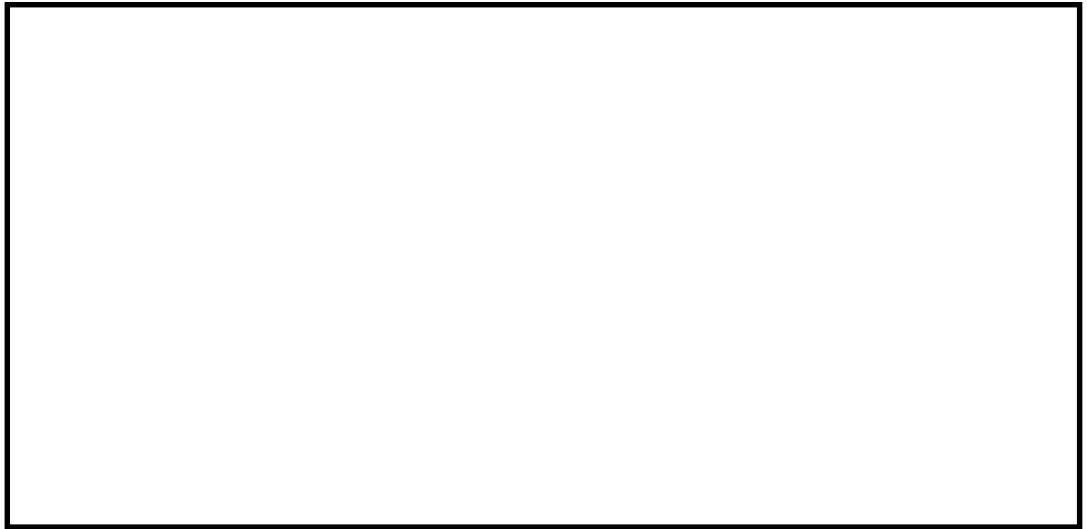


図 16.4-4 (15) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 16.4-4 (16) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

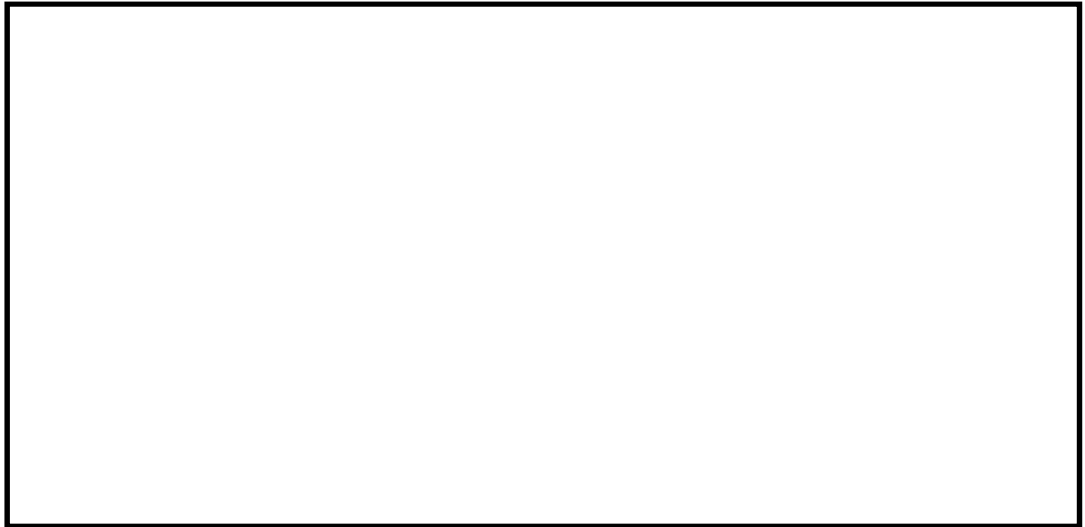


図 16.4-4 (17) ①-①断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液化化の条件を仮定した解析ケース)

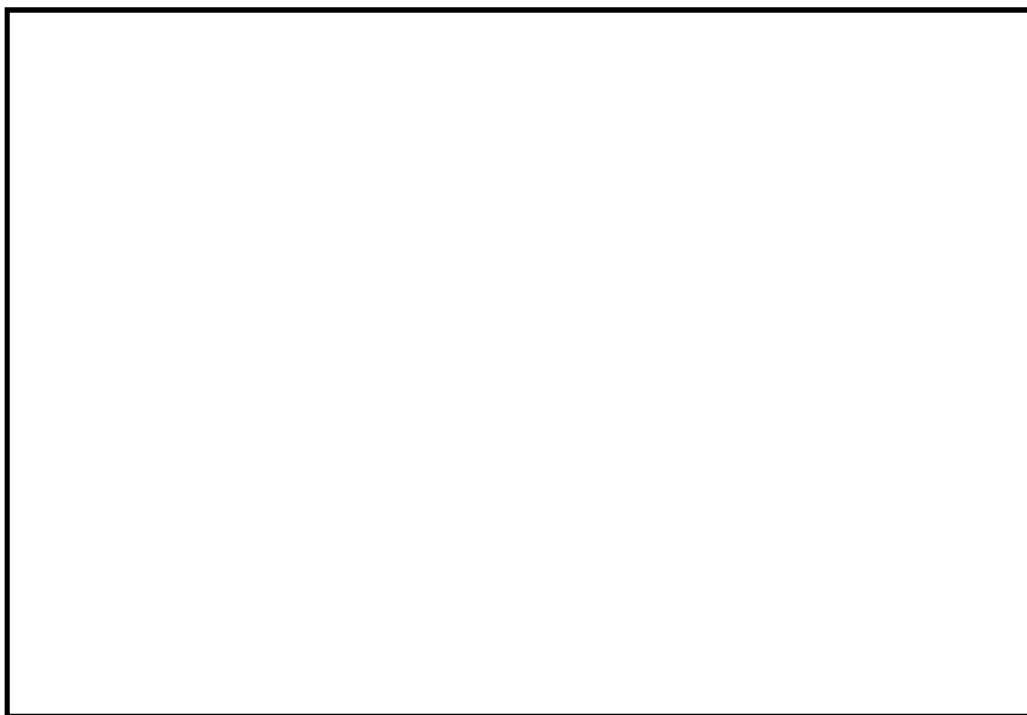


図 16.4-4 (18) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (19) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

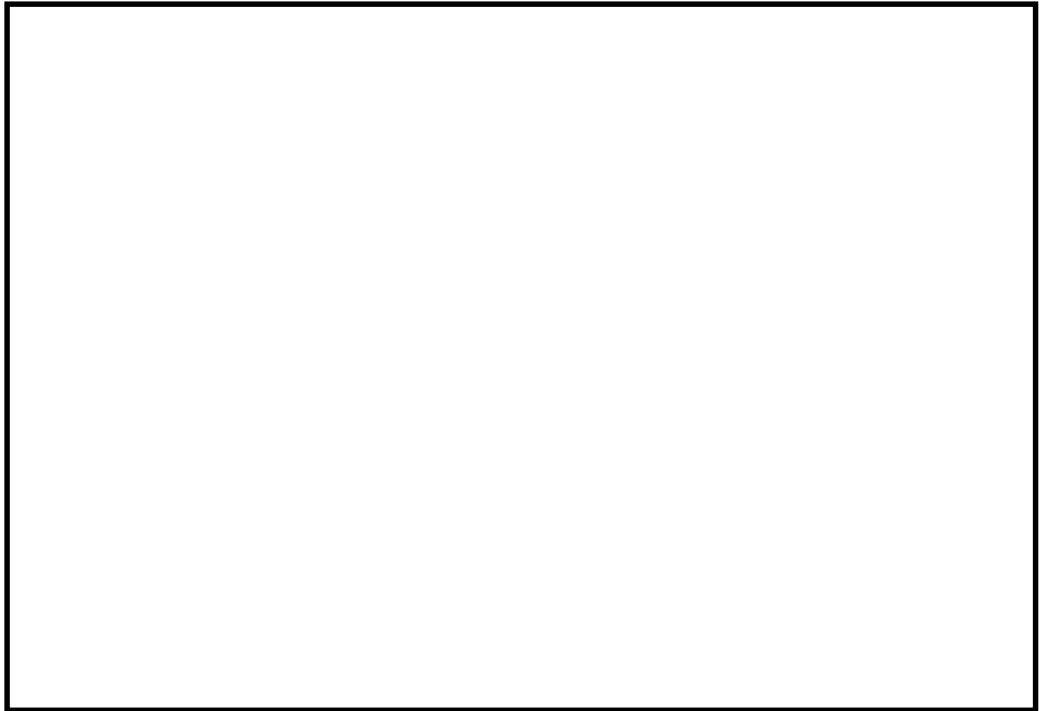


図 16.4-4 (20) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (21) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (22) ②-②断面の最大水平加速度分布 ($S_s-1 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

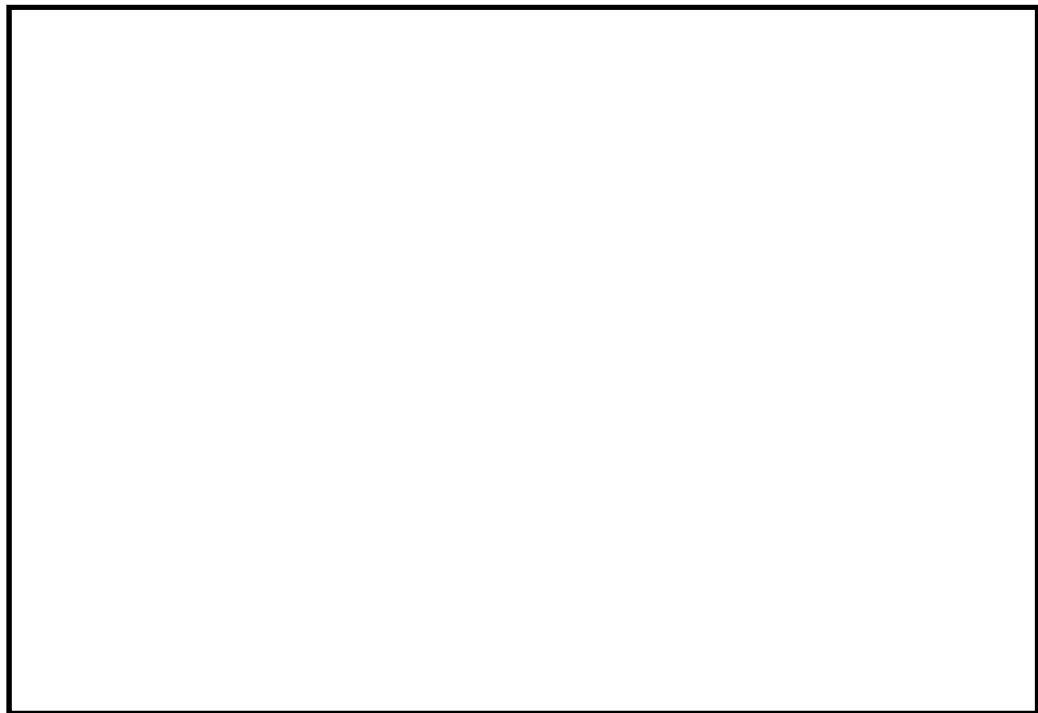


図 16.4-4 (23) ②-②断面の最大水平加速度分布 ($S_s-1 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

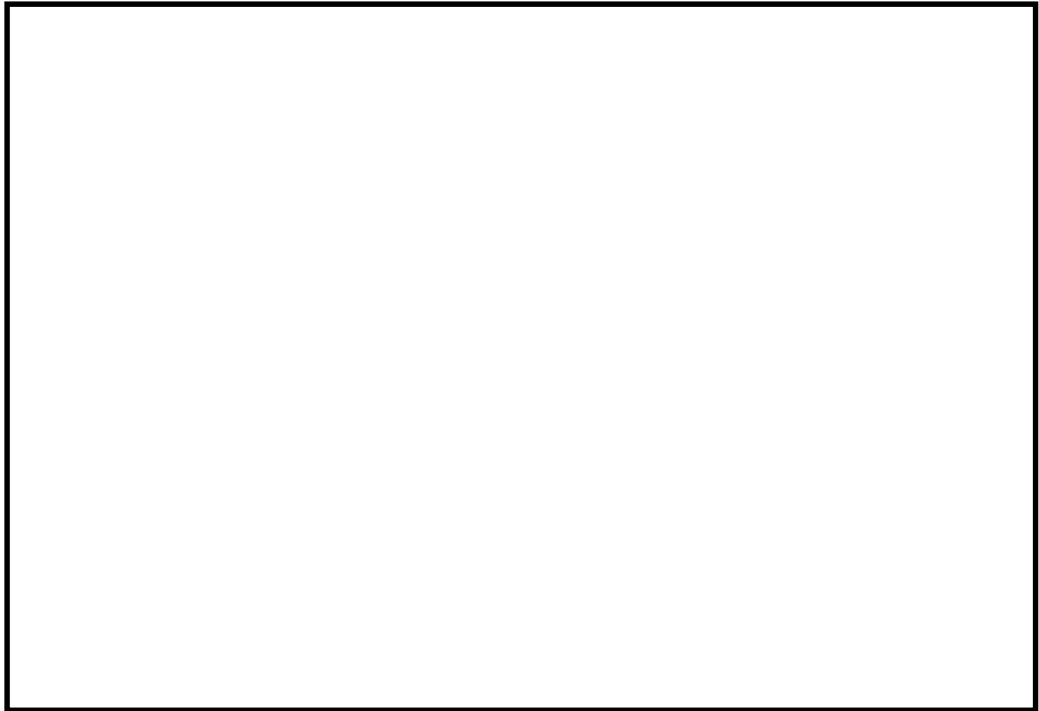


図 16.4-4 (24) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

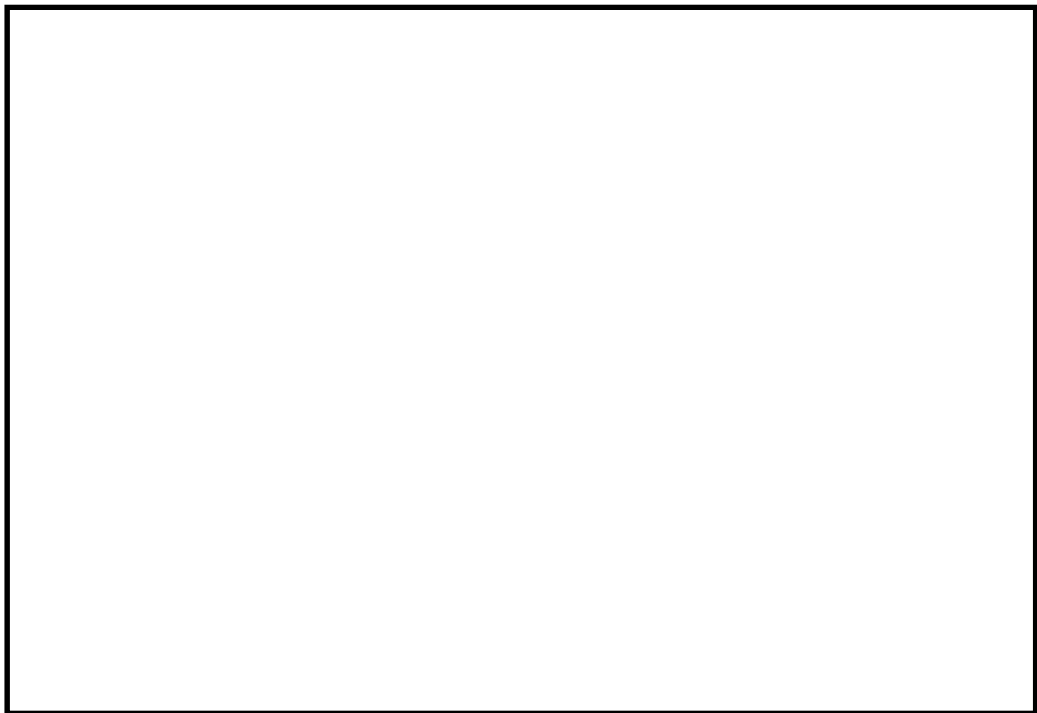


図 16.4-4 (25) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

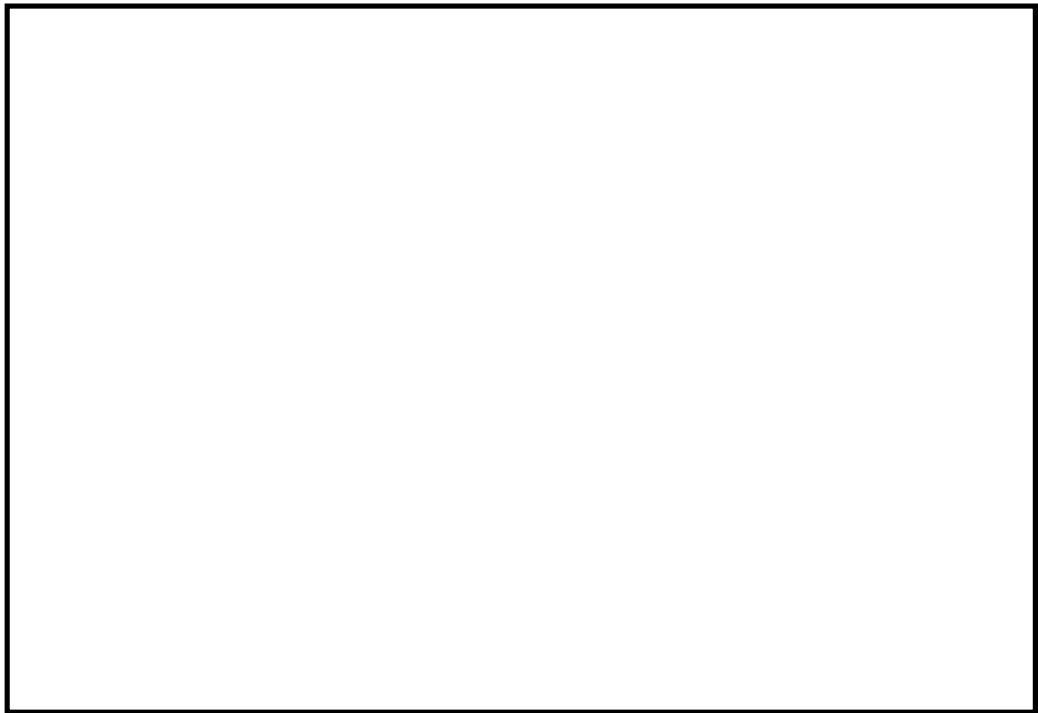


図 16.4-4 (26) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-4 (27) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

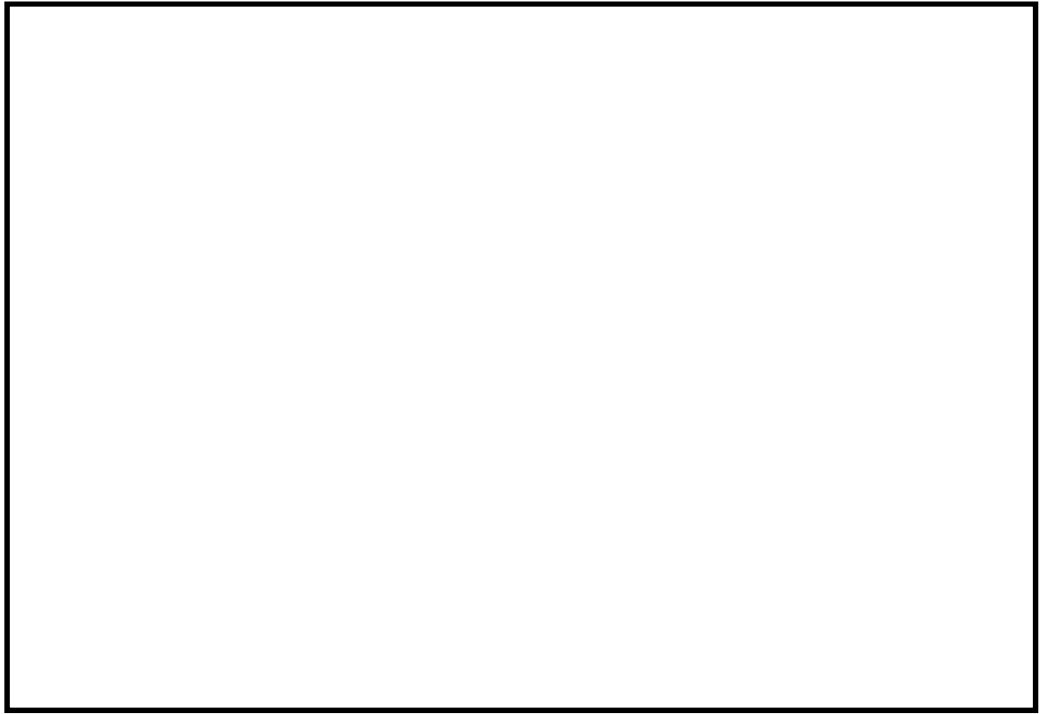


図 16.4-4 (28) ②-②断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

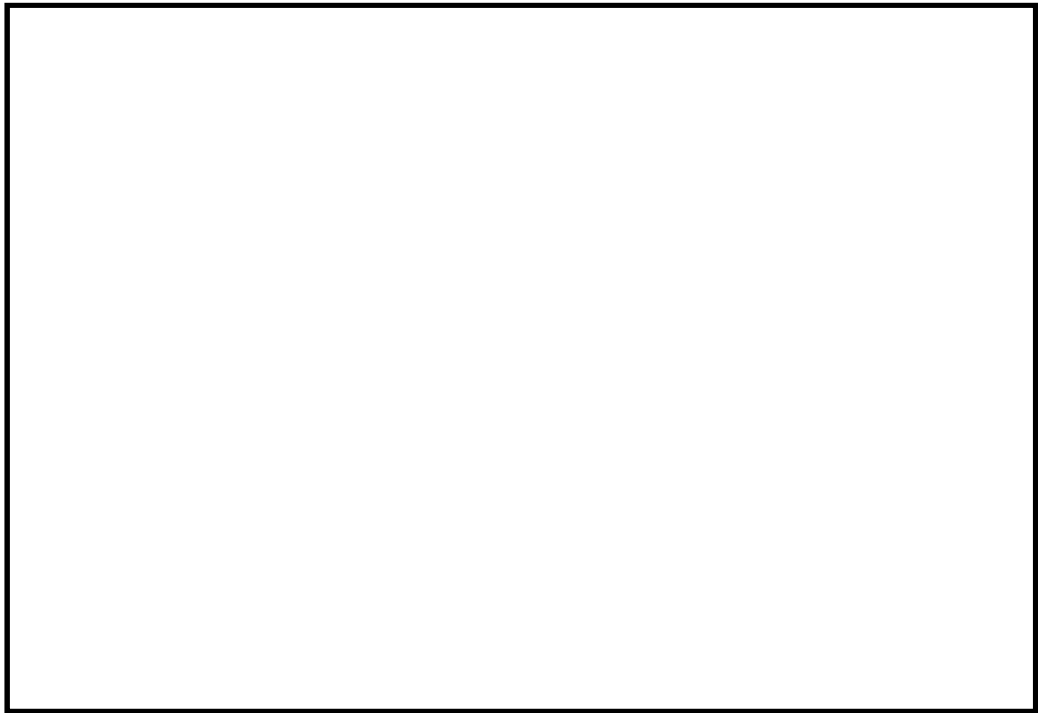


図 16.4-4 (29) ②-②断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

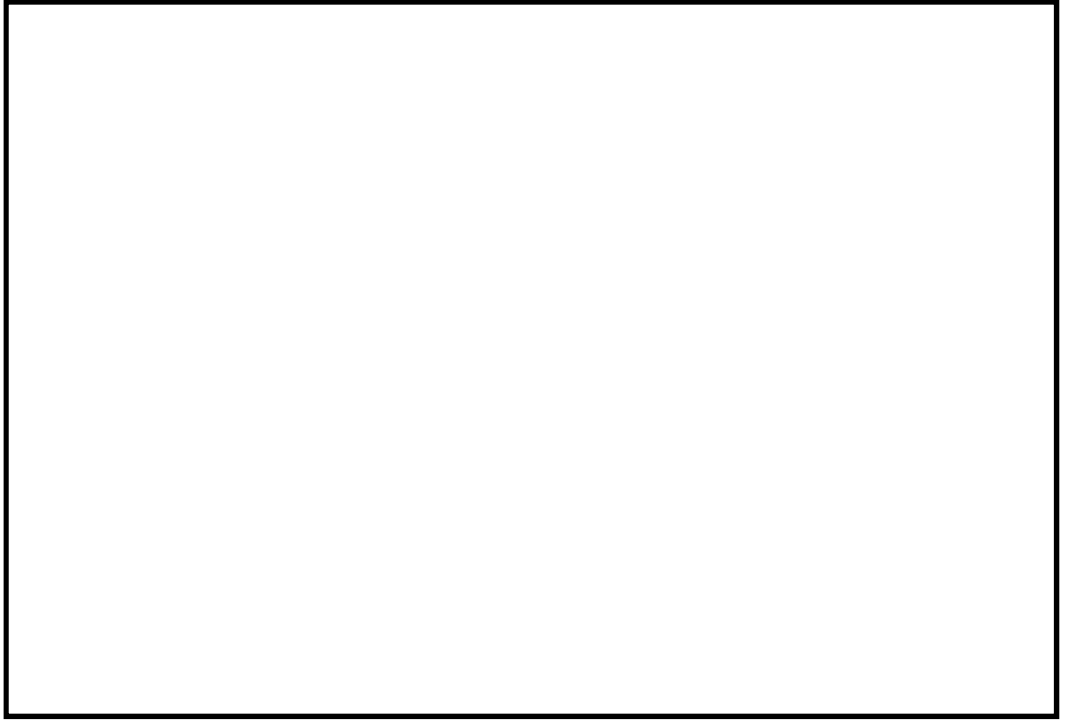


図 16.4-4 (30) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

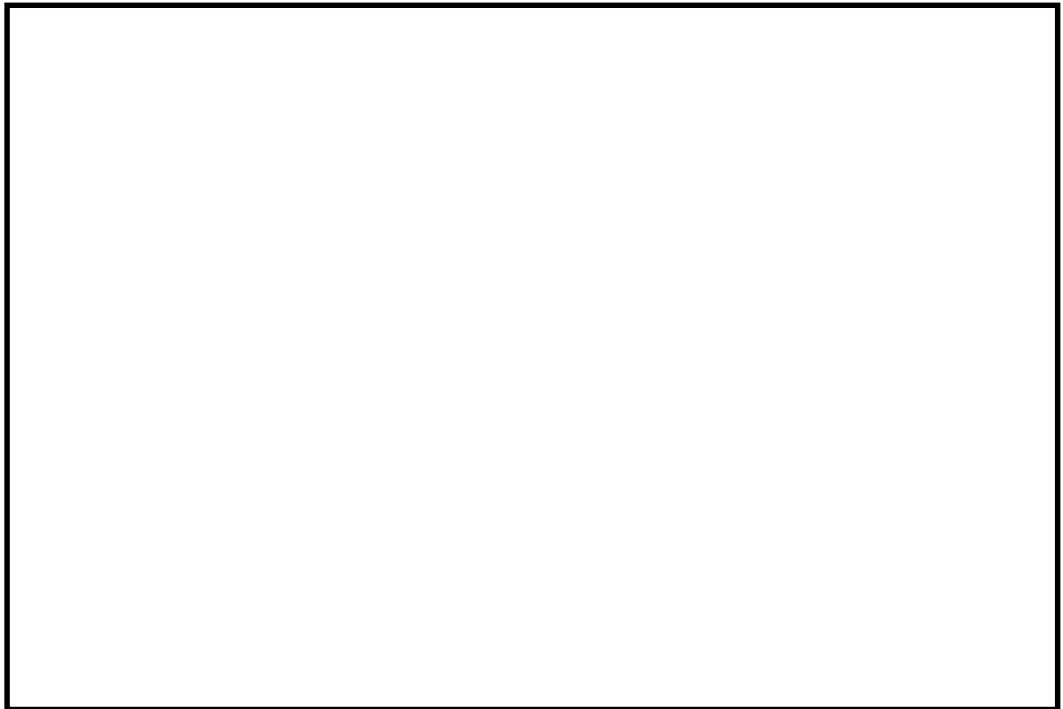


図 16.4-4 (31) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

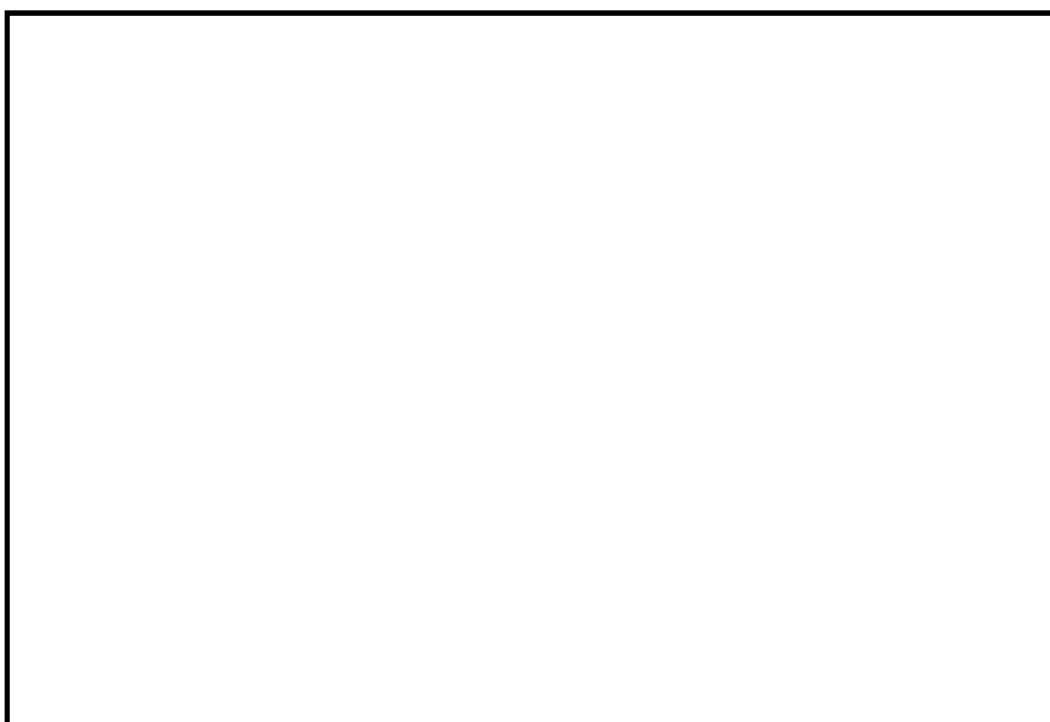


図 16.4-4 (32) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 16.4-4 (33) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

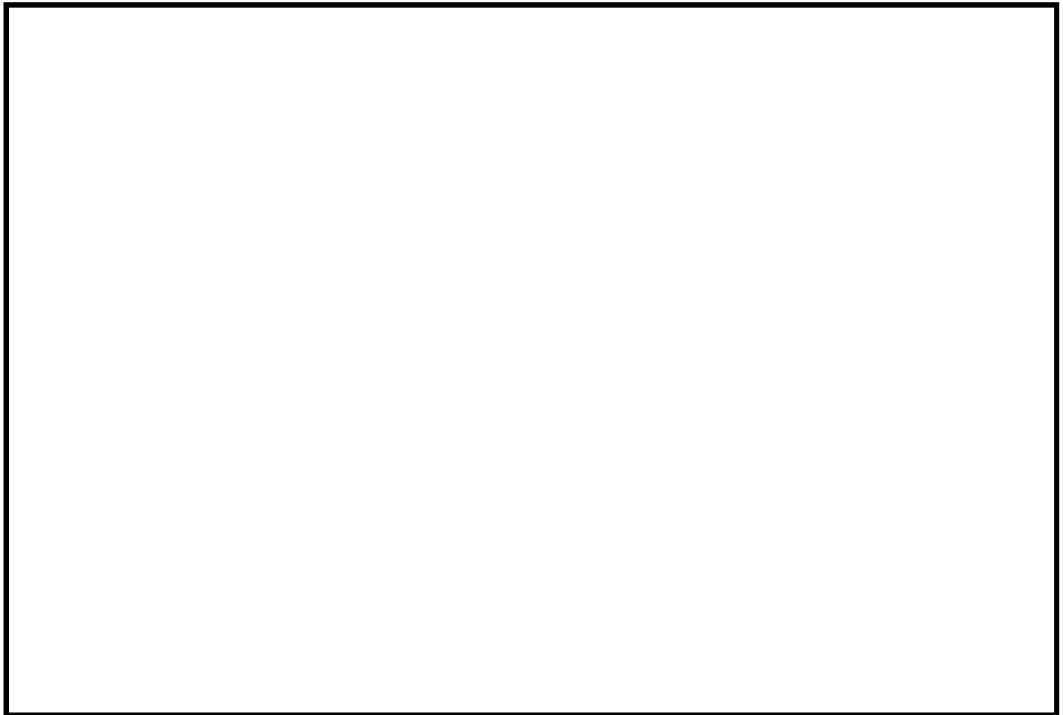


図 16.4-4 (34) ②-②断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

16.4.2 耐震評価結果

(1) 側壁鉛直断面の評価結果

a. 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

側壁鉛直断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表 16.4-3 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 16.4-4 に示す。

S A用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

評価位置を図 16.4-5 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4-5 に示す。

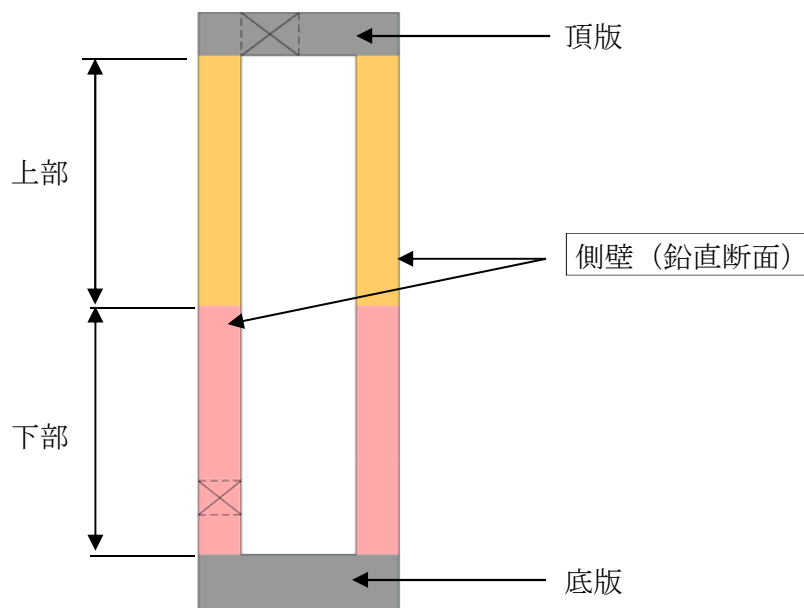


図 16.4-5 評価位置図

表 16.4-3 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状(mm)			引張鉄筋	曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)	発生応力度(N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)	照査値
			部材幅(mm)	部材高(mm)	有効高(mm)						
S _s -D1	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-98560	6998	4.8	21	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	196942	11528	6.8	21	0.33
	H+V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	-97697	8018	4.7	21	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-195286	10193	6.7	21	0.32
	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	106249	6083	5.1	21	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-217771	10642	7.5	21	0.36
H-V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	107972	6301	5.2	21	0.25	
	下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-221113	10449	7.6	21	0.37	
S _s -11	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-37296	5214	1.8	21	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-72889	9947	2.6	21	0.13
S _s -12	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	53014	4281	2.6	21	0.13
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	96059	7959	3.4	21	0.17
S _s -13	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	48910	4161	2.4	21	0.12
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	89083	8219	3.1	21	0.15
S _s -14	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-36999	6701	1.8	21	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-72034	12045	2.6	21	0.13
S _s -21	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	57784	6017	2.8	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-107476	9858	3.8	21	0.19
S _s -22	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-61469	6215	3.0	21	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	116566	10212	4.1	21	0.20
S _s -31	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	87182	6286	4.2	21	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-161409	11158	5.6	21	0.27
S _s -31	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-85375	7624	4.1	21	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-154752	13462	5.4	21	0.26

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	116869	5589	5.6	21	0.27
		下部				2-D51@150	187154	7751	6.4	21	0.31

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	118341	5457	5.7	21	0.28
		下部				2-D51@150	188119	7608	6.5	21	0.31

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
		下部				2-D51@150	249178	7227	8.5	21	0.41

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	83204	6542	4.0	21	0.20
		下部				2-D51@150	120873	8802	4.2	21	0.20

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	81005	6579	3.9	21	0.19
		下部				2-D51@150	117417	8812	4.1	21	0.20

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状(mm)			引張鉄筋	曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)	発生応力度(N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)	照査値
			部材幅(mm)	部材高(mm)	有効高(mm)						
S _s -D1	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-74596	6733	3.6	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-151234	10893	5.3	21	0.26
	H+V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	-74893	7721	3.6	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	151228	12862	5.3	21	0.26
	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	76661	5821	3.7	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	157237	9710	5.5	21	0.27
H-V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	76991	6829	3.7	21	0.18	
	下部	2659	6204	5539	2-D51@150	157446	10839	5.5	21	0.27	
S _s -11	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	22668	7866	1.1	21	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	45122	13449	1.7	21	0.09
S _s -12	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	29630	6937	1.4	21	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	60330	13427	2.2	21	0.11
S _s -13	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	27475	6800	1.3	21	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	58942	12542	2.1	21	0.10
S _s -14	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	25520	6530	1.2	21	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	52094	12278	1.9	21	0.10
S _s -21	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-51498	7774	2.5	21	0.12
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	94354	15380	3.4	21	0.17
S _s -22	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	64325	6251	3.1	21	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-123665	10596	4.3	21	0.21
S _s -31	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	59214	6452	2.9	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	113721	11870	4.0	21	0.20
S _s -31	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-57252	7785	2.8	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-107102	14076	3.8	21	0.19

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	84467	6399	4.1	21	0.20
		下部				2-D51@150	129338	8045	4.5	21	0.22

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	87935	6323	4.2	21	0.20
		下部				2-D51@150	133904	8193	4.6	21	0.22

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
		下部				2-D51@150	159287	8636	5.5	21	0.27

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	65498	6577	3.2	21	0.16
		下部				2-D51@150	95217	8410	3.3	21	0.16

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-3 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	63573	6428	3.1	21	0.15
		下部				2-D51@150	92080	8187	3.2	21	0.16

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状(mm)			引張鉄筋	曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)	発生応力度(N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)	照査値
			部材幅(mm)	部材高(mm)	有効高(mm)						
S s - D 1	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	96850	5799	140	435	0.33
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	196419	9383	160	435	0.37
	H+V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	96640	6252	138	435	0.32
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	195168	9696	158	435	0.37
	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	105903	5890	154	435	0.36
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	217154	9458	178	435	0.41
	H-V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	107972	6301	156	435	0.36
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	220319	9533	181	435	0.42
S s - 11	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-37296	5214	44	435	0.11
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-72889	9947	49	435	0.12
S s - 12	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	52981	4056	73	435	0.17
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	96059	7959	73	435	0.17
S s - 13	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	48910	4161	66	435	0.16
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	89083	8219	66	435	0.16
S s - 14	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-36999	6701	39	435	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-71829	11737	45	435	0.11
S s - 21	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	57784	6017	75	435	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	107430	9373	81	435	0.19
S s - 22	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-61469	6215	80	435	0.19
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-116522	9713	88	435	0.21
S s - 31	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	87155	6212	122	435	0.29
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	160897	10336	127	435	0.30
S s - 31	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-85375	7624	115	435	0.27
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-154509	11901	118	435	0.28

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	116755	5462	173	435	0.40
		下部				2-D51@150	187154	7751	154	435	0.36

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	118341	5457	176	435	0.41
		下部				2-D51@150	188119	7608	155	435	0.36

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	153014	5125	234	435	0.54
		下部				2-D51@150	249178	7227	210	435	0.49

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	83204	6542	115	435	0.27
		下部				2-D51@150	120873	8802	94	435	0.22

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	81005	6579	111	435	0.26
		下部				2-D51 @150	117417	8812	90	435	0.21

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状(mm)			引張鉄筋	曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)	発生応力度(N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)	照査値
			部材幅(mm)	部材高(mm)	有効高(mm)						
S _s -D1	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	73636	5933	101	435	0.24
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-150358	10368	117	435	0.27
	H+V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	73384	6340	99	435	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-150359	11771	115	435	0.27
	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	76661	5821	106	435	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	156982	9537	124	435	0.29
	H-V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	76859	6699	104	435	0.24
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	157446	10839	123	435	0.29
S _s -11	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	21619	7036	14	435	0.04
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	44875	12859	20	435	0.05
S _s -12	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	29373	6203	28	435	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	60160	11742	35	435	0.09
S _s -13	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	27019	6177	24	435	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	58758	11452	34	435	0.08
S _s -14	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	25315	6377	21	435	0.05
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	51851	11760	28	435	0.07
S _s -21	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	49141	5439	63	435	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	92605	8533	69	435	0.16
S _s -22	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	64325	6251	85	435	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	123375	9675	94	435	0.22
S _s -31	H+V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	59138	6403	76	435	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	112135	10467	83	435	0.20
S _s -31	H-V+	上部	2659	6204	5539	D51@150	-57252	7785	68	435	0.16
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	-105299	12445	74	435	0.18

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	84467	6399	117	435	0.27
		下部				2-D51@150	129338	8045	102	435	0.24

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	87935	6323	123	435	0.29
		下部				2-D51@150	133840	8060	106	435	0.25

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	100257	6457	143	435	0.33
		下部				2-D51@150	159287	8636	128	435	0.30

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	65498	6577	86	435	0.20
		下部				2-D51@150	95217	8410	71	435	0.17

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-4 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	D51@150	63573	6428	83	435	0.20
		下部				2-D51@150	92080	8187	69	435	0.16

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-5 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm ² /m)	(mm)	-	(mm)	(mm ² /m)
側壁	上部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0
	下部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	51	2	150	27028.0	51	2	150	27028.0

b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 16.4-6 に示す。

S A用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4-7 に示す。

表 16.4-6 (1) せん断力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	18948	50525	0.38
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	25300	68321	0.38
	H+, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	18825	50525	0.38
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	25129	68321	0.37
	H-, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	20504	50525	0.41
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	28027	68321	0.42
	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	20795	50525	0.42
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	28431	68321	0.42
Ss-11	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	5811	50525	0.12
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	6272	68321	0.10
Ss-12	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	8566	50525	0.17
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	9374	68321	0.14
Ss-13	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	7784	50525	0.16
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	8450	68321	0.13
Ss-14	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	5824	50525	0.12
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	6403	68321	0.10
Ss-21	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	10371	50525	0.21
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	12994	68321	0.20
Ss-22	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	11403	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	6316	68321	0.10
Ss-31	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	15216	50525	0.31
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	17332	68321	0.26
	H-, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14551	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	16504	68321	0.25

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (2) せん断力照査結果 (①-①断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	19901	50525	0.40
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	27055	68321	0.40

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (3) せん断力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	20198	50525	0.40
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	27241	68321	0.40

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (4) せん断力照査結果 (①-①断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	34842	68321	0.51

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (5) せん断力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	15280	50525	0.31
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18656	68321	0.28

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (6) せん断力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14924	50525	0.30
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18098	68321	0.27

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (7) せん断力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14103	50525	0.28
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	18473	68321	0.28
	H+, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14095	50525	0.28
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	18416	68321	0.27
	H-, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14634	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	19193	68321	0.29
	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14641	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	19197	68321	0.29
Ss-11	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	3617	50525	0.08
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	4154	68321	0.07
Ss-12	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	5018	50525	0.10
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	5943	68321	0.09
Ss-13	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	4714	50525	0.10
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	5730	68321	0.09
Ss-14	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	4151	50525	0.09
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	4787	68321	0.08
Ss-21	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	9133	50525	0.19
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	11235	68321	0.17
Ss-22	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	11610	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	14692	68321	0.22
Ss-31	H+, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	10461	50525	0.21
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	12185	68321	0.18
	H-, V+	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	9800	50525	0.20
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	11132	68321	0.17

注記 * : 評価位置は図 16.4-5 に示す。

表 16.4-6 (8) せん断力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14415	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18400	68321	0.27

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (9) せん断力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14911	50525	0.30
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	19034	68321	0.28

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (10) せん断力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	16885	50525	0.34
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	22481	68321	0.33

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (11) せん断力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11750	50525	0.24
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	14164	68321	0.21

注記 : 評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-6 (12) せん断力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
			(mm)	(mm)	(mm)				
Ss-D1	H-, V-	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11509	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	13791	68321	0.21

注記：評価位置は図 16.4-5 に示す

表 16.4-7 断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

評価位置		断面性状		せん断補強筋				
		部材幅	部材高	鉄筋種別	径	1水平断面 当たり本数	鉄筋量	Ss
		(mm)	(mm)	-	(mm)	(本)	(mm ²)	(mm)
側壁	上部	2659	6204	SD390	38	4	4560.0	150
	下部	2659	6204	SD390	32	8	3176.8	150

注記*せん断力照査においては、円と同面積を有する正方形断面に対して照査を行う。

(2) 側壁水平断面の評価結果

a. 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の2つの荷重状態についての側壁水平断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表 16.4-8 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 16.4-9 に示す。

S A用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

評価位置を図 16.4-6 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4-10 に示す。

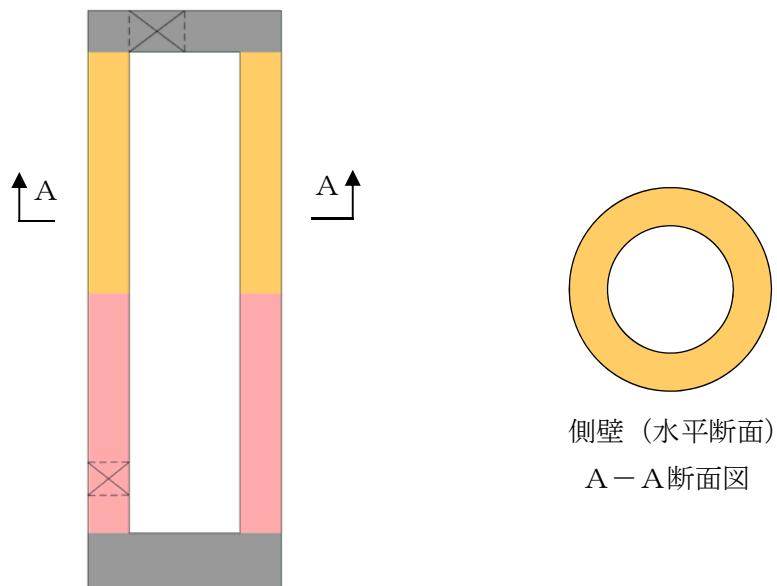


図 16.4-6 評価位置図

表 16.4-8 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	162	1486	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	262	3185	2.3	21	0.11
	H+V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	164	1505	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	266	3220	2.3	21	0.11
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1463	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	258	3155	2.3	21	0.11
	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	157	1437	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	268	3241	2.4	21	0.12
Ss-11	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1149	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	107	1808	1.2	21	0.06
Ss-12	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	128	1183	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	147	2169	1.5	21	0.08
Ss-13	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	129	1194	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	158	2267	1.6	21	0.08
Ss-14	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	120	1108	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	114	1874	1.3	21	0.07
Ss-21	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	148	1358	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	134	2053	1.4	21	0.07
Ss-22	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	145	1336	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	147	2166	1.5	21	0.08
Ss-31	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	108	1003	0.8	21	0.04
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	145	2145	1.5	21	0.08
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1144	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	209	2716	1.9	21	0.10

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	161	1445	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	230	2853	2.1	21	0.10

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1442	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	232	2839	2.1	21	0.10

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	165	1525	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	319	3532	2.6	21	0.13

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	148	1335	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	125	1908	1.3	21	0.07

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	149	1342	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	120	1875	1.3	21	0.07

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	158	1556	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	296	3812	2.7	21	0.13
	H+V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	163	1599	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	316	3987	2.9	21	0.14
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	153	1515	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	284	3705	2.6	21	0.13
H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1570	1.3	21	0.07	
	下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	303	3877	2.8	21	0.14	
Ss-11	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	115	1172	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	179	1516	1.2	21	0.06
Ss-12	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1255	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	221	1839	1.5	21	0.08
Ss-13	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	123	1247	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	221	1839	1.5	21	0.08
Ss-14	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	109	1120	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	162	1390	1.1	21	0.06
Ss-21	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	154	1517	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	239	3307	2.3	21	0.11
Ss-22	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	149	1476	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	243	3343	2.4	21	0.12
Ss-31	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	138	1379	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	227	3204	2.2	21	0.11
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	120	1217	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	191	2877	2.0	21	0.10

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1575	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	320	4021	2.9	21	0.14

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1569	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	326	4077	2.9	21	0.14

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	165	1613	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	363	4359	3.2	21	0.16

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	143	1425	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	251	3414	2.4	21	0.12

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-8 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	144	1432	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	249	3391	2.4	21	0.12

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	31	335	全圧縮	309	0.00
	H+V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	64	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	31	335	全圧縮	309	0.00
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	62	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	31	334	全圧縮	309	0.00
	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	61	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	32	336	全圧縮	309	0.00
Ss-11	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	48	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	23	312	全圧縮	309	0.00
Ss-12	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	50	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	25	318	全圧縮	309	0.00
Ss-13	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	50	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	26	319	全圧縮	309	0.00
Ss-14	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	46	31	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	23	313	全圧縮	309	0.00
Ss-21	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	24	316	全圧縮	309	0.00
Ss-22	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	57	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	25	318	全圧縮	309	0.00
Ss-31	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	42	31	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	25	317	全圧縮	309	0.00
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	48	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	28	327	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	27	328	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	26	327	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	65	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	26	336	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	20	312	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	21	311	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	62	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	70	345	全圧縮	309	0.00
	H+V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	64	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	72	347	全圧縮	309	0.00
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	60	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	68	343	全圧縮	309	0.00
	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	71	346	全圧縮	309	0.00
Ss-11	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	45	30	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	41	318	全圧縮	309	0.00
Ss-12	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	49	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	46	323	全圧縮	309	0.00
Ss-13	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	48	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	46	323	全圧縮	309	0.00
Ss-14	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	42	30	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	39	315	全圧縮	309	0.00
Ss-21	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	60	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	62	338	全圧縮	309	0.00
Ss-22	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	59	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	63	339	全圧縮	309	0.00
Ss-31	H+V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	54	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	61	337	全圧縮	309	0.00
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	47	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	56	332	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	73	348	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	74	348	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	65	31	6	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	75	352	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	56	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	64	340	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-9 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	56	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32@150	64	339	全圧縮	309	0.00

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

表 16.4-10 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm ² /m)	(mm)	-	(mm)	(mm ² /m)
側壁	上部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD390	38	1	150	7600.4	38	1	150	7600.4
	下部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD390	32	2	150	10589.9	32	2	150	10589.9

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す。

b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 16.4-11 に示す。

S A用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4-12 に示す。

表 16.4-11 (1) せん断力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	421	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	796	1788	0.45
	H+V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	426	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	806	1788	0.46
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	787	1788	0.45
	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	407	935	0.44
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	812	1788	0.46
Ss-11	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	324	935	0.35
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	400	1788	0.23
Ss-12	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	334	935	0.36
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	504	1788	0.29
Ss-13	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	337	935	0.37
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	532	1788	0.30
Ss-14	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	312	935	0.34
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	419	1788	0.24
Ss-21	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	384	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	470	1788	0.27
Ss-22	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	378	935	0.41
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	503	1788	0.29
Ss-31	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	282	935	0.31
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	497	1788	0.28
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	322	935	0.35
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	661	1788	0.37

注記 * : 評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (2) せん断力照査結果 (①-①断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	413	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	708	1788	0.40

注記 : 評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (3) せん断力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	412	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	707	1788	0.40

注記 : 評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (4) せん断力照査結果 (①-①断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	918	1788	0.52

注記 : 評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (5) せん断力照査結果 (①-①断面)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	381	935	0.41
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	438	1788	0.25

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (6) せん断力照査結果 (①-①断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	384	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	427	1788	0.24

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (7) せん断力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	426	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	931	1788	0.53
	H+V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	438	935	0.47
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	981	1788	0.55
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	900	1788	0.51
	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	949	1788	0.54
Ss-11	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	316	935	0.34
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	360	1788	0.21
Ss-12	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	339	935	0.37
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	471	1788	0.27
Ss-13	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	337	935	0.37
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	471	1788	0.27
Ss-14	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	301	935	0.33
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	316	1788	0.18
Ss-21	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	415	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	786	1788	0.44
Ss-22	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	403	935	0.44
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	796	1788	0.45
Ss-31	H+V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	375	935	0.41
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	756	1788	0.43
	H-V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	328	935	0.36
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	662	1788	0.38

注記 *：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (8) せん断力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	431	935	0.47
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	991	1788	0.56

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (9) せん断力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	1007	1788	0.57

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (10) せん断力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	443	935	0.48
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	1095	1788	0.62

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (11) せん断力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	388	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	817	1788	0.46

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-11 (12) せん断力照査結果 (②-②断面)

(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)

地震時	位相	評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ss-D1	H-V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	390	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	810	1788	0.46

注記：評価位置は図 16.4-6 に示す

表 16.4-12 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価)

評価位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋種別	径 (mm)	円周方向 1 m 当たり本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)	Ss (mm)
				外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)					
側壁	上部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD345	13	3.333	422.3	300
	下部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD345	22	3.333	1290.2	300

(3) 主筋（水平断面）とせん断補強（鉛直断面）の足し合わせ

鉛直断面のせん断力照査で必要となったせん断補強筋は，水平断面照査における主鉄筋となるため両方の設計で必要となる配筋量を足し合わせた鉄筋量を配筋する。断面諸元一覧を表 16.4-13 に示す。

表 16.4-13 断面諸元一覧 (足し合わせ)

側壁			断面性状		主鉄筋						
			部材幅	部材高	鉄筋種別	必要鉄筋量	外側+内側				
							径	段数		鉄筋間隔	鉄筋量
			(mm)	(mm)	-	(mm ² /m)		(mm)	外側		
上部	水平	主筋	1000	1500	SD390	304.0	-	-	-	-	-
	鉛直	せん断補強	2659	6204	SD390	7752.4	-	-	-	-	-
	計		-	-	-	8056.4	-	-	-	-	-
	配筋(足し合わせ)		1000	1500	SD390	-	38	1	1	150	15200.8
下部	水平	主筋	1000	1500	SD390	0.0	-	-	-	-	-
	鉛直	せん断補強	2659	6204	SD390	10801.6	-	-	-	-	-
	計		-	-	-	10801.6	-	-	-	-	-
	配筋(足し合わせ)		1000	1500	SD390	-	32	2	2	150	21179.7

注記* 必要鉄筋量は照査時鉄筋量×照査値として算出した。

(3) 版部材の評価結果

a. 版部材（頂版，底版）の曲げ軸力に対する評価結果

頂版の設計荷重は，躯体の自重，雪荷重，慣性力を考慮する。慣性力については，2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し，重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。各ケースの鉛直設計震度を比較した震度が最大となる1ケースのみ照査を行う。各ケース鉛直設計震度比較値は表 16.4-14 に示す。

底版は地盤及び間隙水要素の応力を荷重に考慮するため，各ケース鉛直応力と間隙水圧による応力の合力が最大の1ケースのみ照査を行う。底版鉛直応力と間隙水圧の比較は表 16.4-15 に示す。版部材の評価概念図を図 16.4-7 に示す。

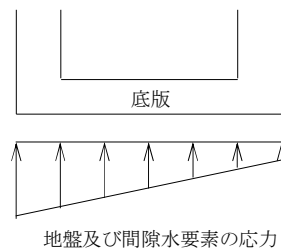


図 16.4-7 版部材評価概念図

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 16.4-16 に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 16.4-17 に示す。

版部材における S A 用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の曲げ引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから，S A 用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

評価位置を図 16.4-8 に示す。

断面諸元一覧を表 16.4-18 に示す。

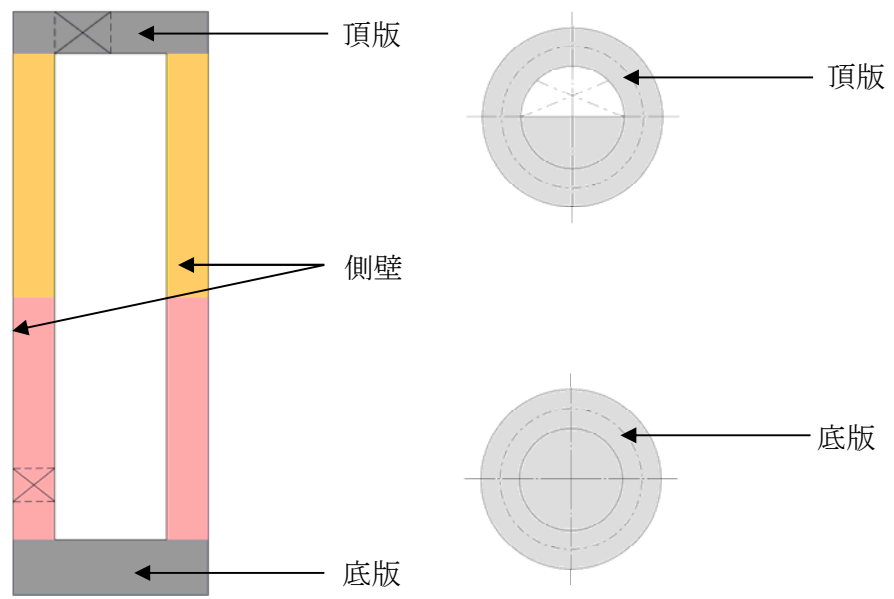


圖 16.4-8 評估位置圖

表 16.4-14 (1) 頂版の鉛直方向震度比較表(①-①断面)

検討ケース*	地震動	位相	頂版
ケース①	S _s -D1	H+, V+	0.428
		H+, V-	0.345
		H-, V+	0.362
		H-, V-	0.381
	S _s -11	H+, V+	0.310
	S _s -12	H+, V+	0.344
	S _s -13	H+, V+	0.336
	S _s -14	H+, V+	0.241
	S _s -21	H+, V+	0.366
	S _s -22	H+, V+	0.357
	S _s -31	H+, V+	0.140
H-, V+		0.151	
ケース②	S _s -D1	H-, V-	0.359
ケース③	S _s -D1	H-, V-	0.372
ケース④	S _s -D1	H-, V-	0.362
ケース⑤	S _s -D1	H-, V-	0.361
ケース⑥	S _s -D1	H-, V-	0.360

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 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
 ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 16.4-14 (2) 頂版の鉛直方向震度比較表(②-②断面)

検討ケース*	地震動	位相	頂版
ケース①	S _s -D 1	H+, V+	0.397
		H+, V-	0.375
		H-, V+	0.369
		H-, V-	0.379
	S _s -1 1	H+, V+	0.316
	S _s -1 2	H+, V+	0.328
	S _s -1 3	H+, V+	0.321
	S _s -1 4	H+, V+	0.232
	S _s -2 1	H+, V+	0.430
	S _s -2 2	H+, V+	0.362
	S _s -3 1	H+, V+	0.145
H-, V+		0.151	
ケース②	S _s -D 1	H-, V-	0.385
ケース③	S _s -D 1	H-, V-	0.387
ケース④	S _s -D 1	H-, V-	0.370
ケース⑤	S _s -D 1	H-, V-	0.389
ケース⑥	S _s -D 1	H-, V-	0.388

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 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
 ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 16.4-15 (1) 底版の反力比較表 (①-①断面)

検討ケース*	地震動	位相	反力の最大値
			kN/m ²
ケース①	S _s -D 1	H+, V+	-3384.692
		H+, V-	-3337.610
		H-, V+	-3118.696
		H-, V-	-3467.553
	S _s -1 1	H+, V+	-3344.188
	S _s -1 2	H+, V+	-3427.936
	S _s -1 3	H+, V+	-3420.780
	S _s -1 4	H+, V+	-3347.108
	S _s -2 1	H+, V+	-3380.784
	S _s -2 2	H+, V+	-3439.338
	S _s -3 1	H+, V+	-3005.113
		H-, V+	-2981.829
ケース②	S _s -D 1	H-, V-	-3741.016
ケース③	S _s -D 1	H-, V-	-3743.461
ケース④	S _s -D 1	H-, V-	-3691.940
ケース⑤	S _s -D 1	H-, V-	-3696.196
ケース⑥	S _s -D 1	H-, V-	-3741.016

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

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

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

表 16.4-15 (2) 底版の反力比較表 (②-②)

検討ケース*	地震動	位相	反力の最大値
			kN/m ²
ケース①	S _s -D 1	H+, V+	-4108.316
		H+, V-	-4154.434
		H-, V+	-4114.801
		H-, V-	-4238.037
	S _s -1 1	H+, V+	-3994.364
	S _s -1 2	H+, V+	-4058.213
	S _s -1 3	H+, V+	-4021.705
	S _s -1 4	H+, V+	-3944.326
	S _s -2 1	H+, V+	-4119.624
	S _s -2 2	H+, V+	-4252.770
S _s -3 1	H+, V+	-3594.182	
	H-, V+	-3540.290	
ケース②	S _s -D 1	H-, V-	-4348.883
ケース③	S _s -D 1	H-, V-	-4334.478
ケース④	S _s -D 1	H-, V-	-4310.239
ケース⑤	S _s -D 1	H-, V-	-4387.253
ケース⑥	S _s -D 1	H-, V-	-4412.776

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 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
 ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 16.4-16 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(①-①断面)

ケース	地震時	位相	評価位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				(mm)	(mm)	(mm)						
①	Ss-D1	H+, V+	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09
③	Ss-D1	H-, V-	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2333	0	3.4	21	0.17

注記 * : 評価位置は図 16.4-13 に示す。

表 16.4-16 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果(②-②断面)

ケース	地震時	位相	評価位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				(mm)	(mm)	(mm)						
①	Ss-21	H+, V+	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09
⑥	Ss-D1	H-, V-	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2756	0	4.1	21	0.20

注記 * : 評価位置は図 16.4-13 に示す。

表 16.4-17 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(①-①断面)

ケース	地震時	位相	評価位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント (KN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				(mm)	(mm)	(mm)						
①	Ss-D1	H+, V+	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19
③	Ss-D1	H-, V-	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2333	0	107.6	435	0.25

注記 * : 評価位置は図 16.4-13 に示す。

表 16.4-17 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(②-②断面)

ケース	地震時	位相	評価位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント (KN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				(mm)	(mm)	(mm)						
①	Ss-21	H+, V+	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19
⑥	Ss-D1	H-, V-	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2756	0	127.1	435	0.30

注記 * : 評価位置は図 16.4-13 に示す。

表 16.4-18 断面諸元一覧(曲げ軸力に対する評価)

評価位置	断面性状						主鉄筋								
	部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	上面				下面			
			上面	下面	上面	下面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm ² /m)	(mm)	-	(mm)	(mm ² /m)
頂版	1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	25	1	150	3378.2	25	1	150	3378.2
底版	1000	2000	200	200	1800	1800	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0

b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 16.4-19 に示す。

S A用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。。

以上のことから、S A用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

断面諸元一覧を表 16.4-20 に示す。

表 16.4-19(1) せん断力照査結果(①-①断面)

検討 ケース	地震時	位相	評価 位置	断面性状			せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
				(mm)	(mm)	(mm)				
①	Ss-D1	H+, V+	頂版	1000	1500	1300	-	215	715	0.31
③	Ss-D1	H-, V-	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	1723	3925	0.44

注記 * : 評価位置は図 16.4-13 に示す。

表 16.4-19(2) せん断力照査結果(②-②断面)

検討 ケース	地震時	位相	評価 位置	断面性状			せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
				(mm)	(mm)	(mm)				
①	Ss-21	H+, V+	頂版	1000	1500	1300	-	215	715	0.31
⑥	Ss-D1	H-, V-	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	2042	3925	0.53

注記 * : 評価位置は図 16.4-13 に示す。

表 16.4-20 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価)

評価位置	断面性状						せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	奥行方向 1 m 当たり本数	鉄筋量	Ss
			上面	下面	上面	下面					
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
頂版	1000	1500	200	200	1300	1300	-	-	-	-	-
底版	1000	2000	200	200	1800	1800	SD345	29	3.333	2141.1	300

(4) 隅角部の拘束効果に対する評価結果

a. 側壁隅角部の評価結果

版部材の拘束効果に対する側壁の検討は、2次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上下端の位置で固定条件とした梁モデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメントを図 16.4-9 に、版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件とした場合の曲げモーメントを図 16.4-10 に、評価結果を表 16.4-21 に示す。

側壁の鉛直鉄筋の照査について、2次元有効応力解析により求められる曲げ軸力に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v1} と、端部固定条件の側壁及び版部材の各モデルの解析により求められる側壁及び版部材の接合部の曲げモーメントに対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v2-1} 及び版部材主鉄筋の曲げ引張応力度 σ_{v2-2} を算定し、 $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$ が許容限界以下であることを確認した。

ただし、 σ_{v2} は σ_{v2-1} と σ_{v2-2} を足し合わせた曲げ引張応力度である。

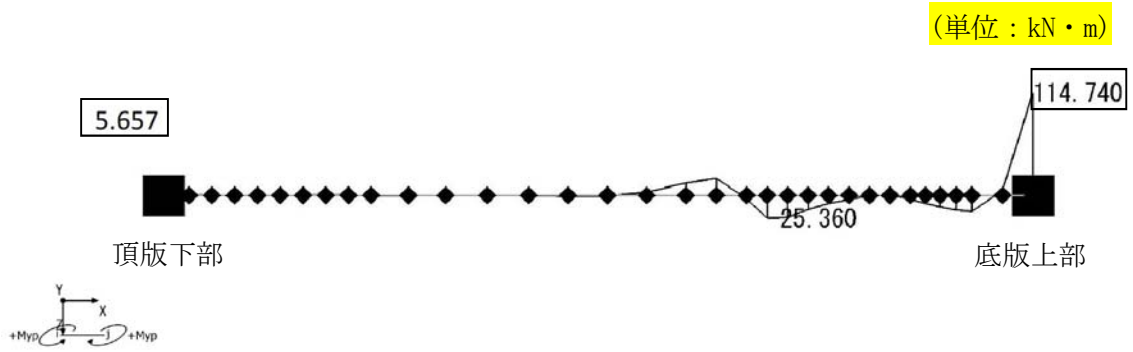


図 16.4-9 (1) 側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
 (①-①断面，側壁上部，側壁下部 S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

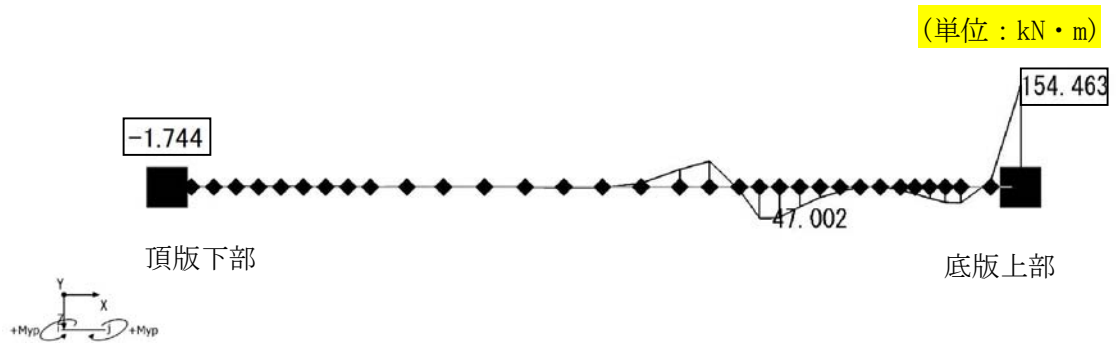


図 16.4-9 (2) 側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
 (②-②断面，側壁上部，側壁下部 S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

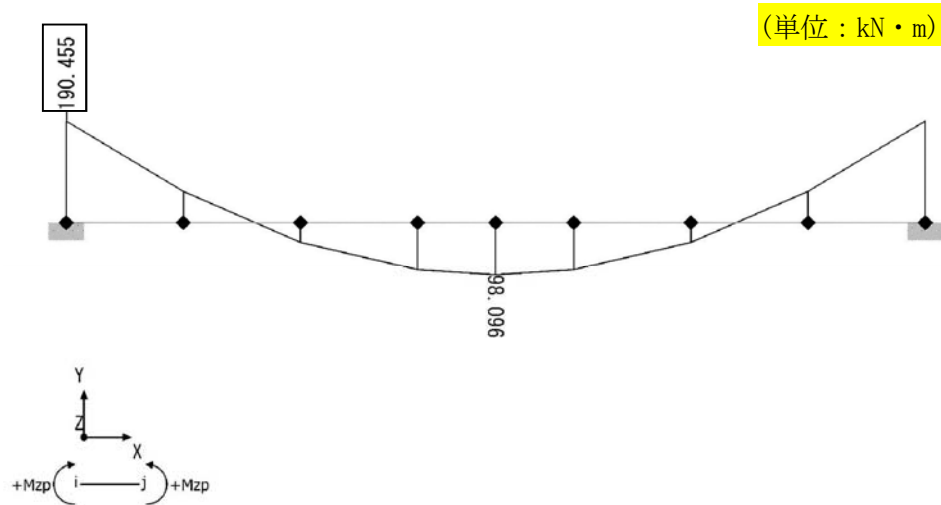


図 16.4-10 (1) 頂版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
 (①-①断面 S_s-D1 [H-, V-])

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

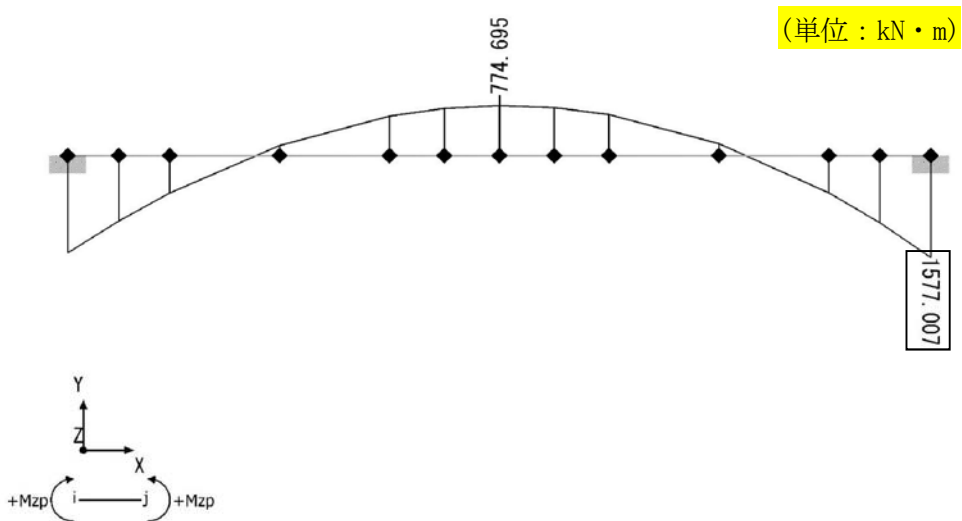


図 16.4-10 (2) 底版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
 (①-①断面 S_s-D1 [H-, V-])

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

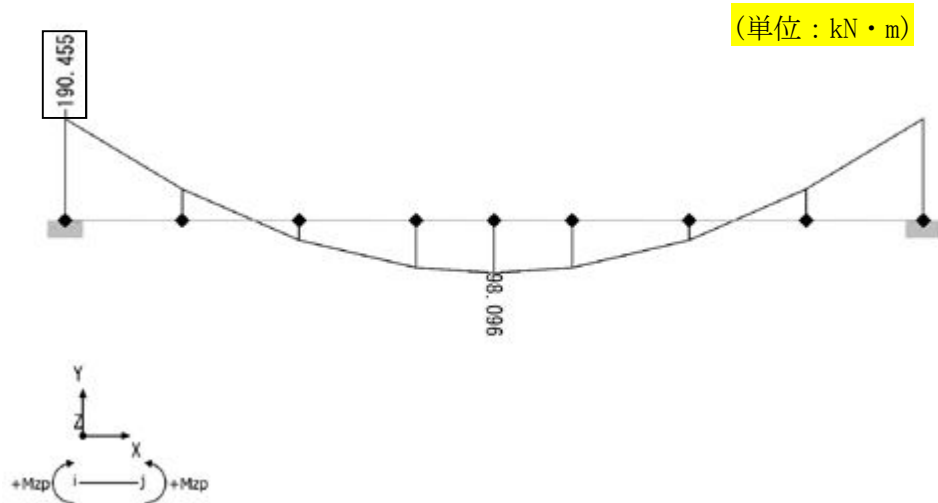


図 16.4-10 (3) 頂版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図

(②-②断面 S_s-D1 [H-, V-])

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

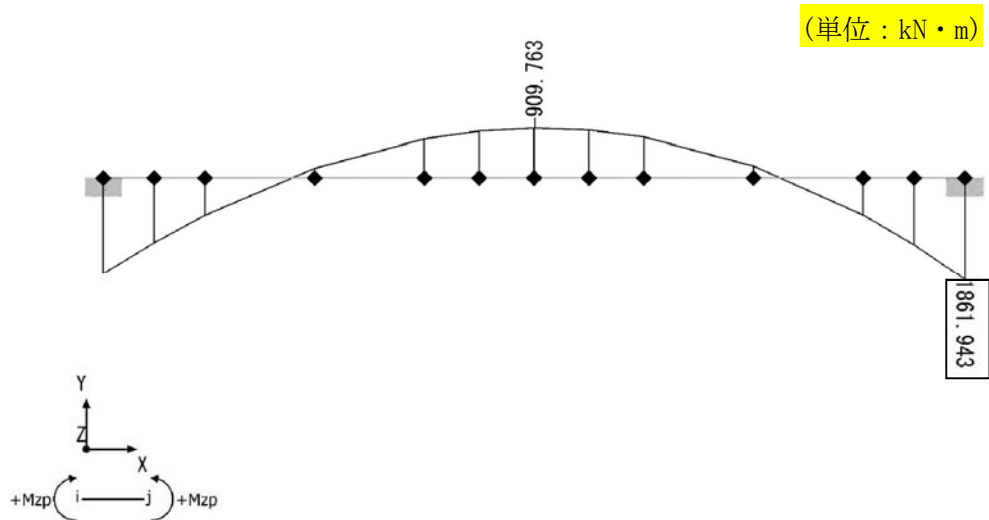


図 16.4-10 (4) 底版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図

(②-②断面 S_s-D1 [H-, V-])

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

表 16.4-21 版部材の拘束効果に対する側壁隅角部の評価結果

断面	側壁の位置		2次元有効応力解析 による鉛直主鉄筋の 引張応力度 σ_{v_1} (N/mm ²)	固定端モデルによる 側壁鉛直主鉄筋の 引張応力度 $\sigma_{v_{2-1}}$ (N/mm ²)	固定端モデルによる 版部材主鉄筋の 引張応力度 $\sigma_{v_{2-2}}$ (N/mm ²)	側壁鉛直主鉄筋の 引張応力度の合計 $\sigma_{v_1} + \sigma_{v_2}^*$ (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値	補強した 主鉄筋	2次元有効応力解析 から求めた主鉄筋
	上部	頂版下								
①-①	上部	頂版下	13.65	0.371	12.491	26.5	435	0.06	—	外面 D510150 内面 D510150
	下部	底版上	111.79	4.638	63.744	180.2	435	0.42	—	外面 D510150 (1段目) 外面 D510150 (2段目) 内面 D510150 (1段目) 内面 D510150 (2段目)
②-②	上部	頂版下	6.69	0.114	12.492	19.3	435	0.05	—	外面 D510150 内面 D510150
	下部	底版上	77.15	6.244	75.262	158.7	435	0.37	—	外面 D510150 (1段目) 外面 D510150 (2段目) 内面 D510150 (1段目) 内面 D510150 (2段目)

注記 * : $\sigma_{v_2} = \sigma_{v_{2-1}} + \sigma_{v_{2-2}}$

b. 版部材隅角部の評価結果

側壁の拘束効果に対する版部材の検討は、側壁の検討と同様に、2次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上下端の位置で固定条件とした梁モデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメント図及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件とした場合の曲げモーメント図は、それぞれ図 16.4-9 及び図 16.4-10 に示したとおりである。版部材隅角部の評価結果を表 16.4-22 に示す。

両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント (M_1) を加算したもの (M_0+M_1) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントが各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント (M_2) と比較し、(M_0+M_1) は M_2 で以下であった。よって、 M_2 で求められた主鉄筋は、側壁の拘束効果に対する版部材隅角部においても許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-22 側壁の拘束効果に対する版部材隅角部の評価結果

断面	側壁の位置		版部材の固定端 曲げモーメント M_0 (kN・m)	側壁の固定端 曲げモーメント M_1 (kN・m)	固定端 曲げモーメント の合計 M_0+M_1 *1 (kN・m)	比較	版部材評価時の 曲げモーメント M_2 *2 (kN・m)	補強した 主鉄筋	版部材評価より 設定した主鉄筋
	上部	頂版	下部	底版					
①-①	上部	頂版	190.455	5.657	196.112	<	288.551	-	上面D25@150 下面D25@150
	下部	底版	1577.007	114.74	1691.747	<	2315.987	-	上面D51@150 下面D51@150
②-②	上部	頂版	190.455	1.744	192.199	<	288.551	-	上面D25@150 下面D25@150
	下部	底版	1861.943	154.463	2016.406	<	2720.006	-	上面D51@150 下面D51@150

注記 *1: 固定端曲げモーメントの合計は、絶対値の合計

*2: 版部材の単純支持のはりモデルによる最大曲げモーメント

(5) 選定した標準配筋

側壁鉛直断面，側壁水平断面，側壁の主筋（水平断面）とせん断補強筋（鉛直断面）を
足し合わせ，版部材（頂版，底版）の照査結果より選定した標準配筋図を図 16.4-11 に
示す。

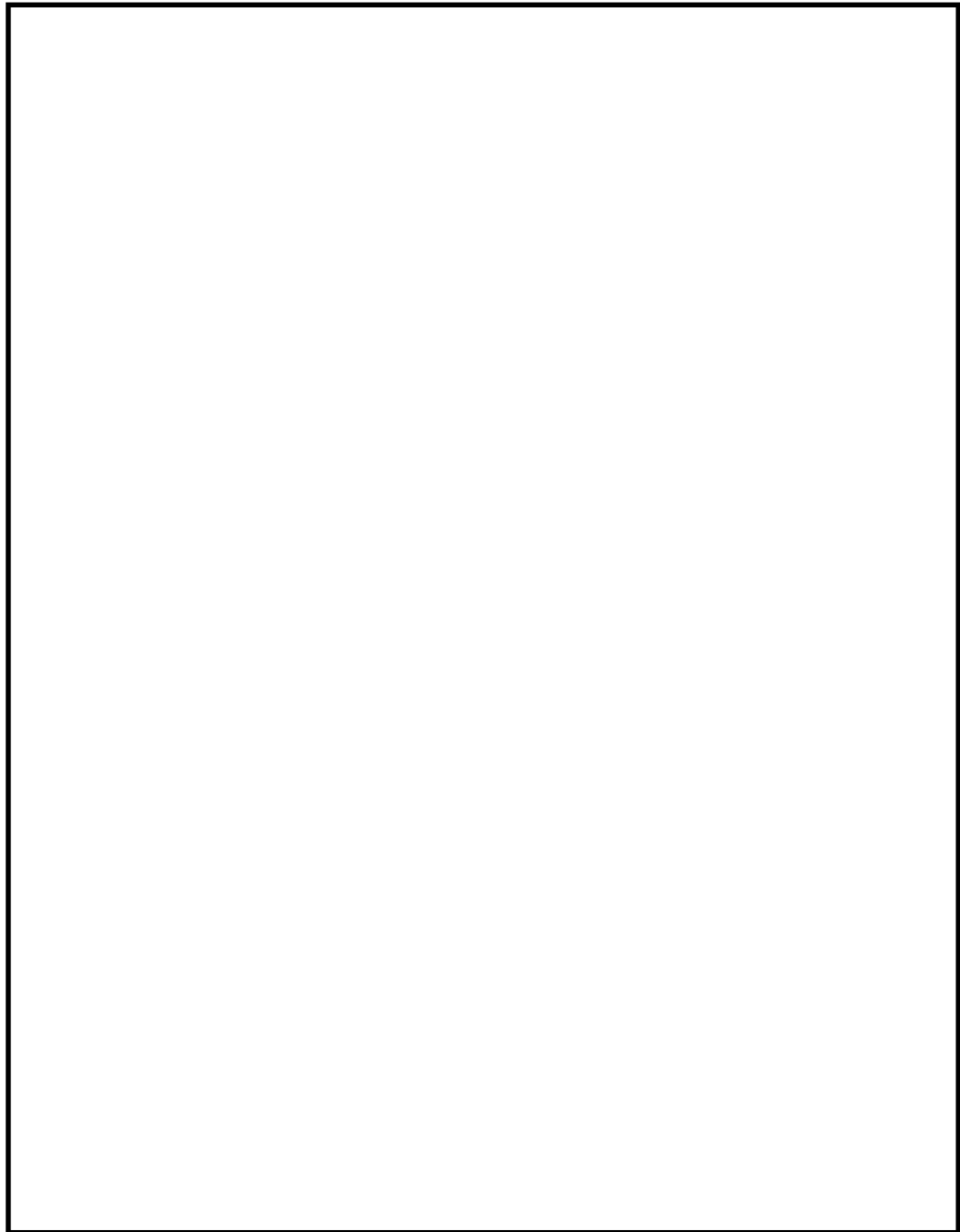


図 16.4-11 選定した標準配筋図（SA用海水ピット取水塔）

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 16.4-23 に、接地圧分布図を図 16.4-12 に示す。

S A用海水ピット取水塔による最大接地圧は S_s-D1 〔H-, V-〕(②-②断面)で 1349 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6150 kN/m^2 以下である。

以上のことから、S A用海水ピット取水塔の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 16.4-23 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
ケース①	S s - D 1	H+, V+	888	6150
		H+, V-	883	6150
		H-, V+	900	6150
		H-, V-	913	6150
	S s - 1 1	H+, V+	554	6150
	S s - 1 2	H+, V+	580	6150
	S s - 1 3	H+, V+	366	6150
	S s - 1 4	H+, V+	509	6150
	S s - 2 1	H+, V+	402	6150
	S s - 2 2	H+, V+	646	6150
	S s - 3 1	H+, V+	789	6150
		H-, V+	823	6150
ケース②	S s - D 1	H-, V-	690	6150
ケース③	S s - D 1	H-, V-	693	6150
ケース④	S s - D 1	H-, V-	775	6150
ケース⑤	S s - D 1	H-, V-	616	6150
ケース⑥	S s - D 1	H-, V-	611	6150

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 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
 ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 16.4-23 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
ケース①	S _s -D1	H+, V+	1261	6150
		H+, V-	1307	6150
		H-, V+	1297	6150
		H-, V-	1349	6150
	S _s -11	H+, V+	684	6150
	S _s -12	H+, V+	748	6150
	S _s -13	H+, V+	736	6150
	S _s -14	H+, V+	681	6150
	S _s -21	H+, V+	1028	6150
	S _s -22	H+, V+	1001	6150
	S _s -31	H+, V+	1139	6150
H-, V+		1084	6150	
ケース②	S _s -D1	H-, V-	946	6150
ケース③	S _s -D1	H-, V-	973	6150
ケース④	S _s -D1	H-, V-	1084	6150
ケース⑤	S _s -D1	H-, V-	834	6150
ケース⑥	S _s -D1	H-, V-	827	6150

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 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
 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

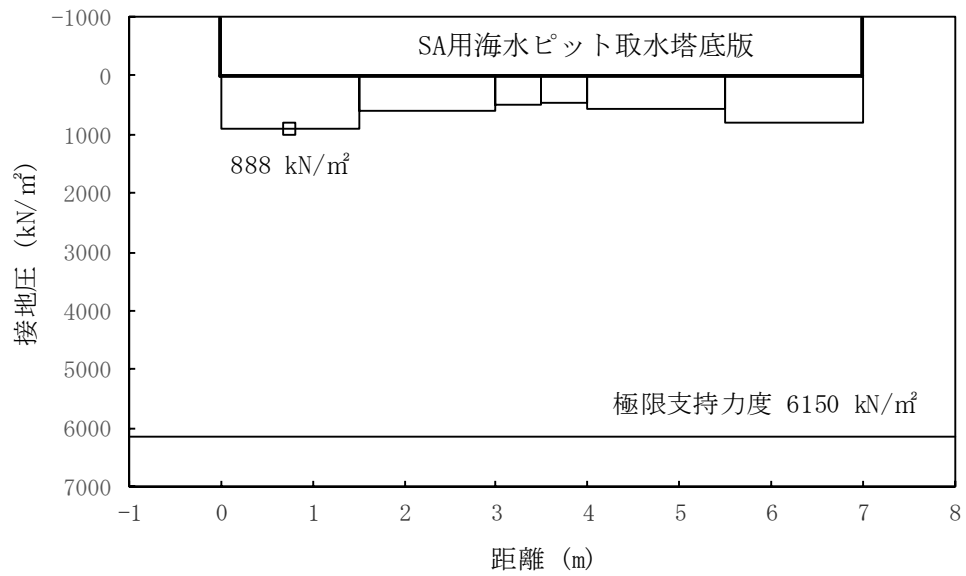


図 16.4-12 (1) ①-①断面の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

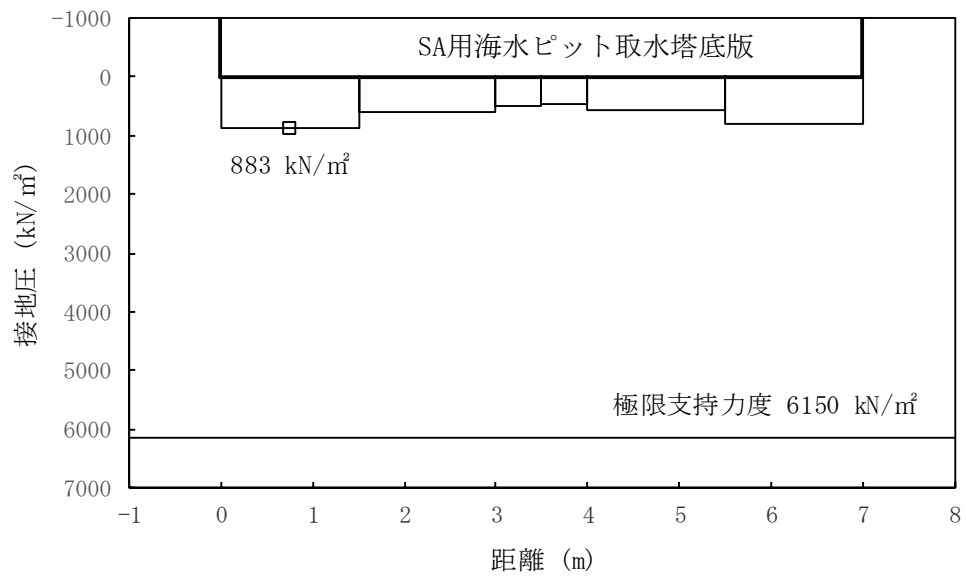


図 16.4-12 (2) ①-①断面の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

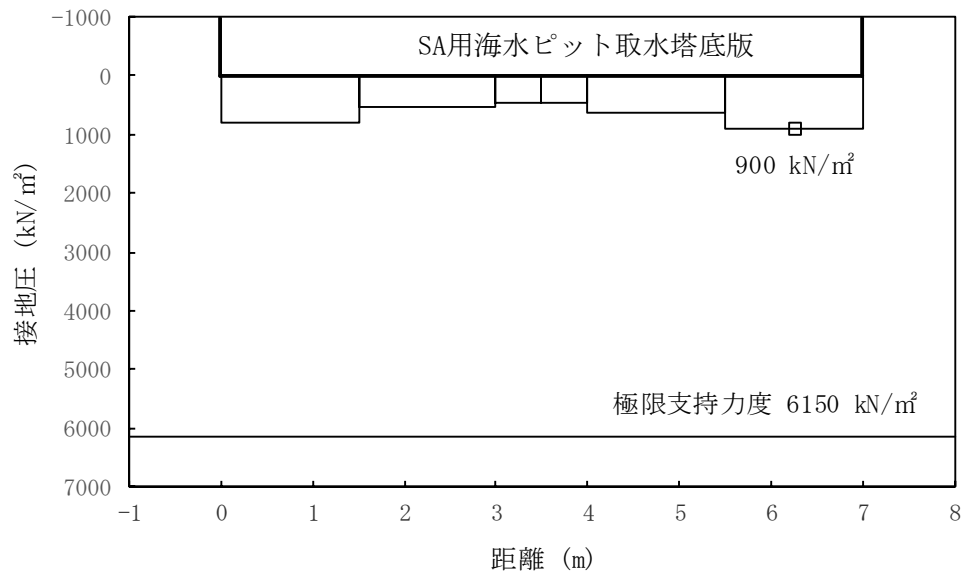


図 16.4-12 (3) ①-①断面の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

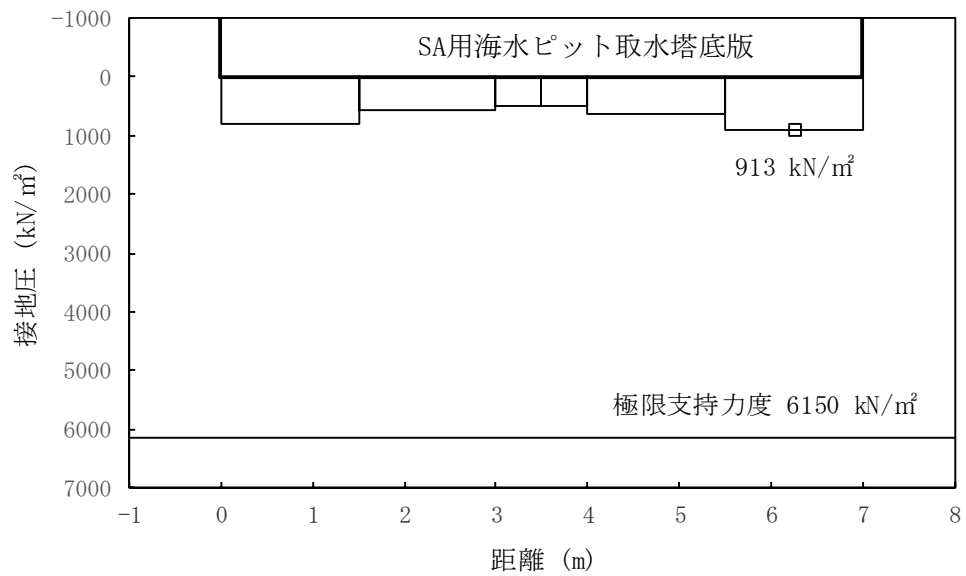


図 16.4-12 (4) ①-①断面の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V-]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

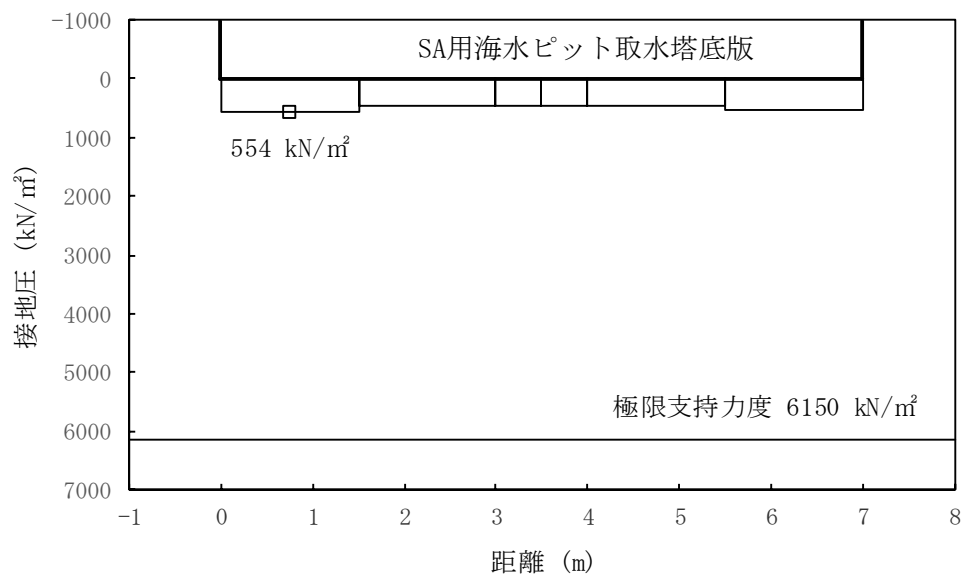


図 16.4-12 (5) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-11)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

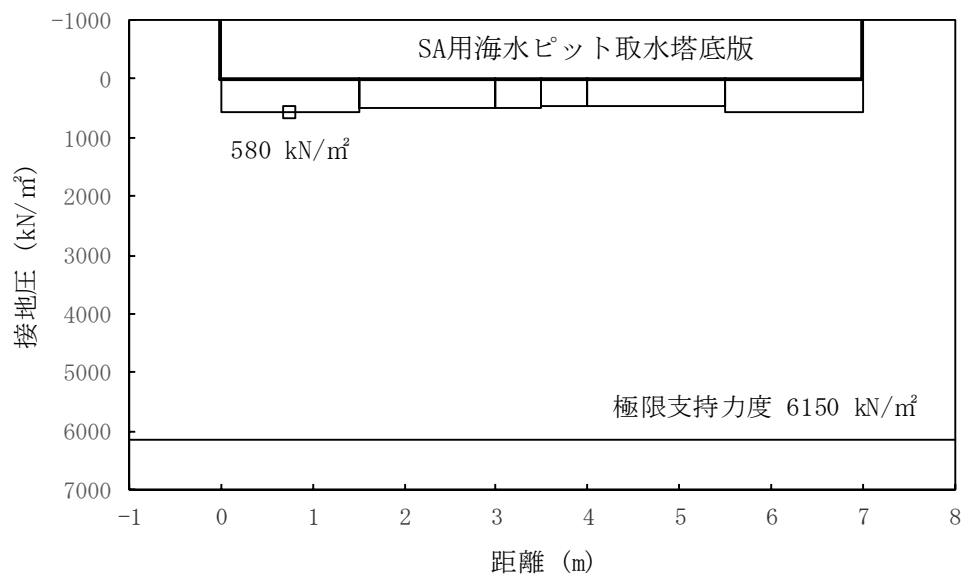


図 16.4-12 (6) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-12)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

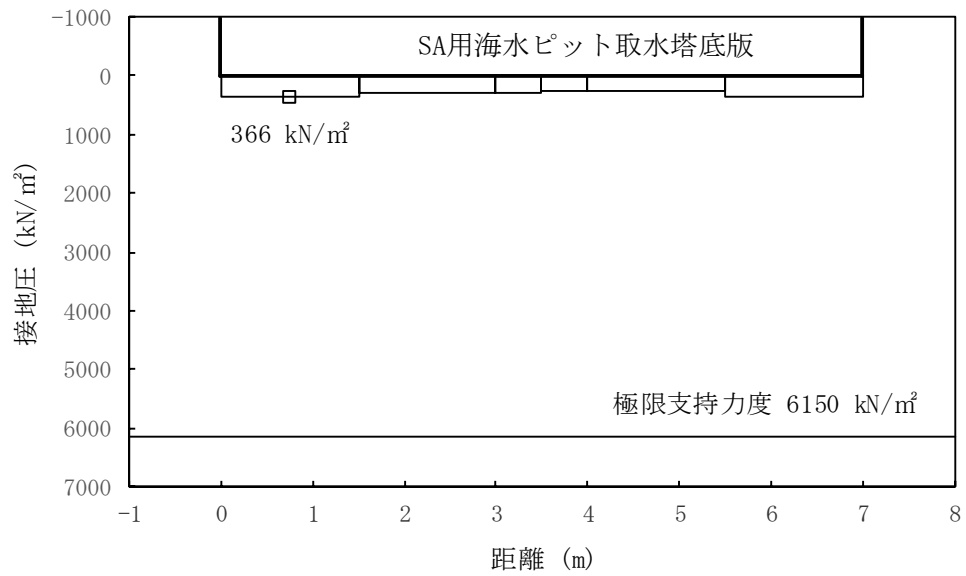


図 16.4-12 (7) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-13)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

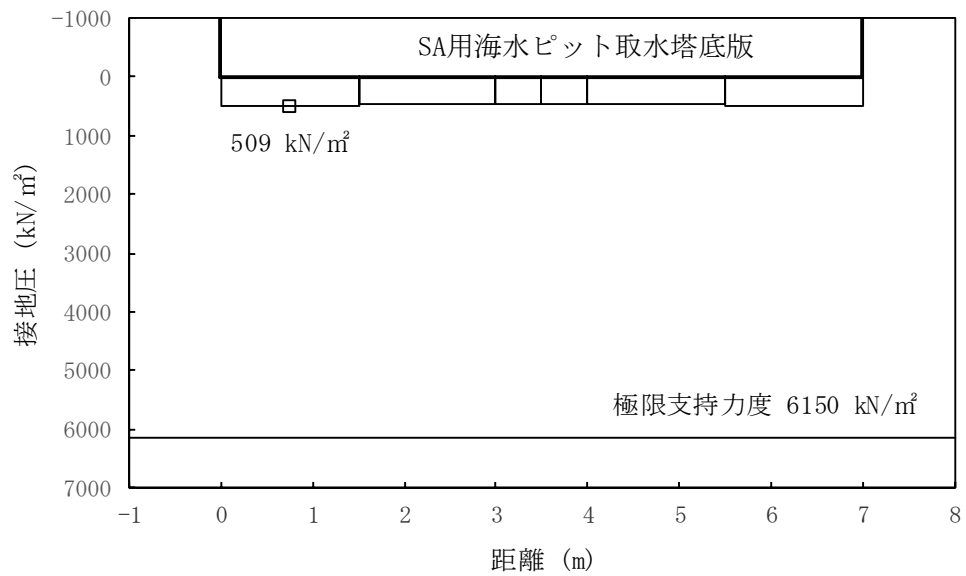


図 16.4-12 (8) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-14)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

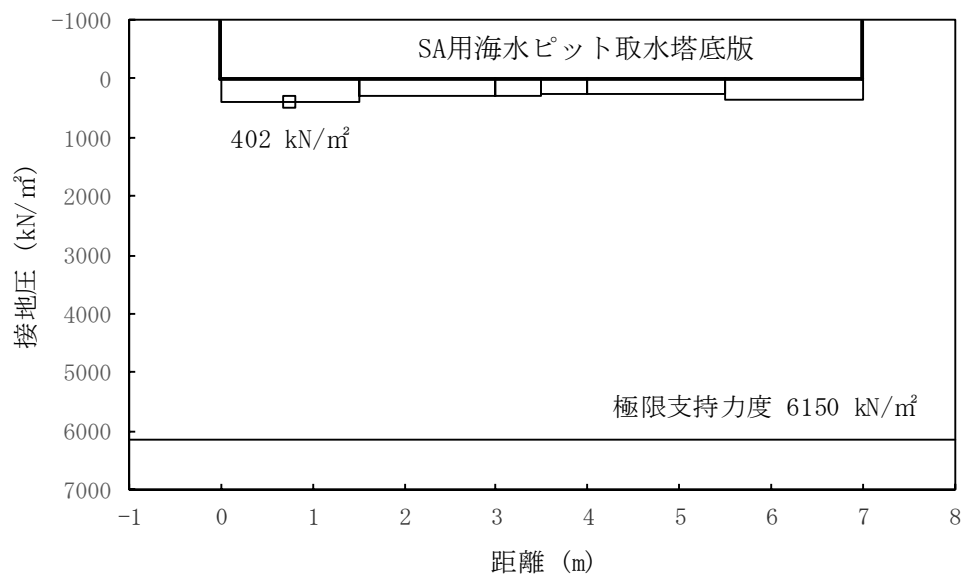


図 16.4-12 (9) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-21)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

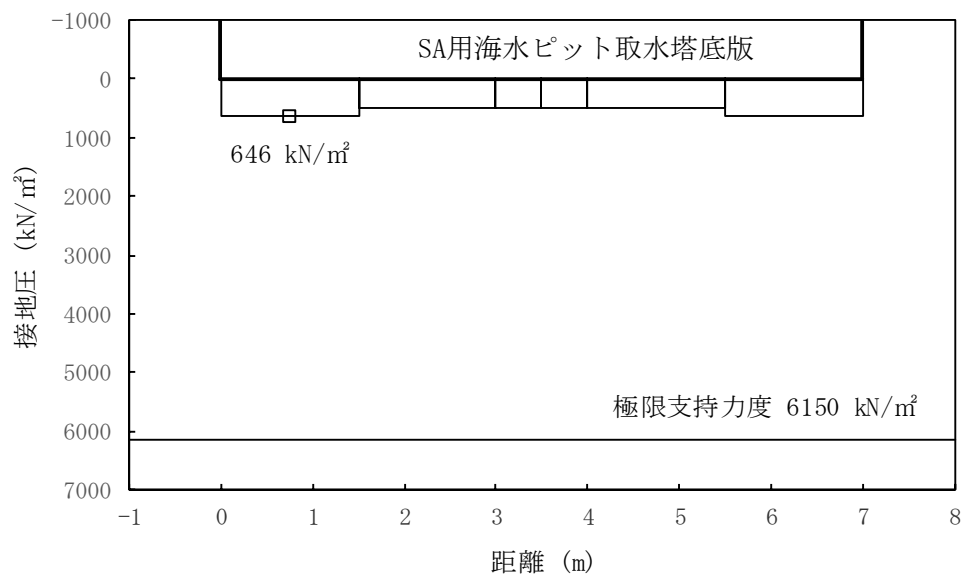


図 16.4-12 (10) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-22)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

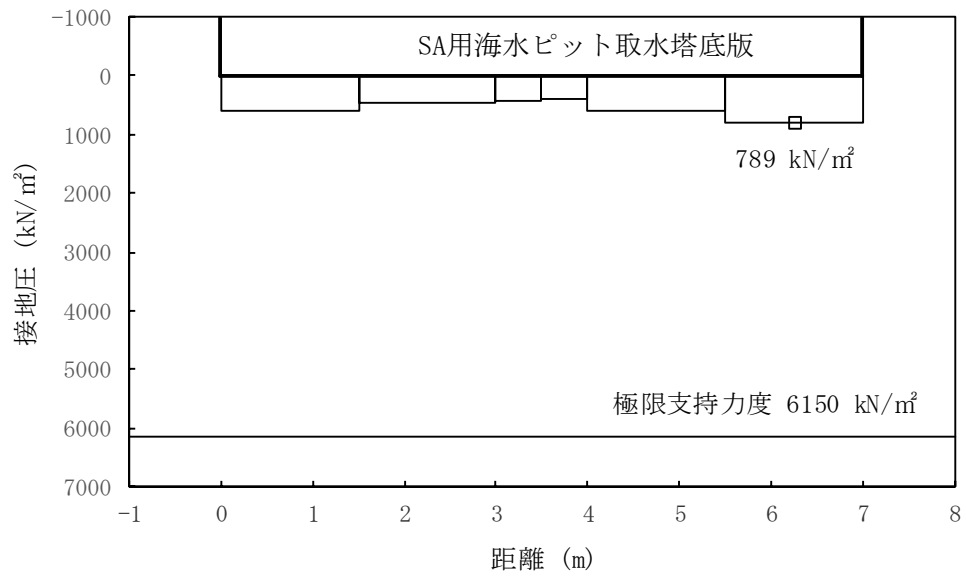


図 16.4-12 (11) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

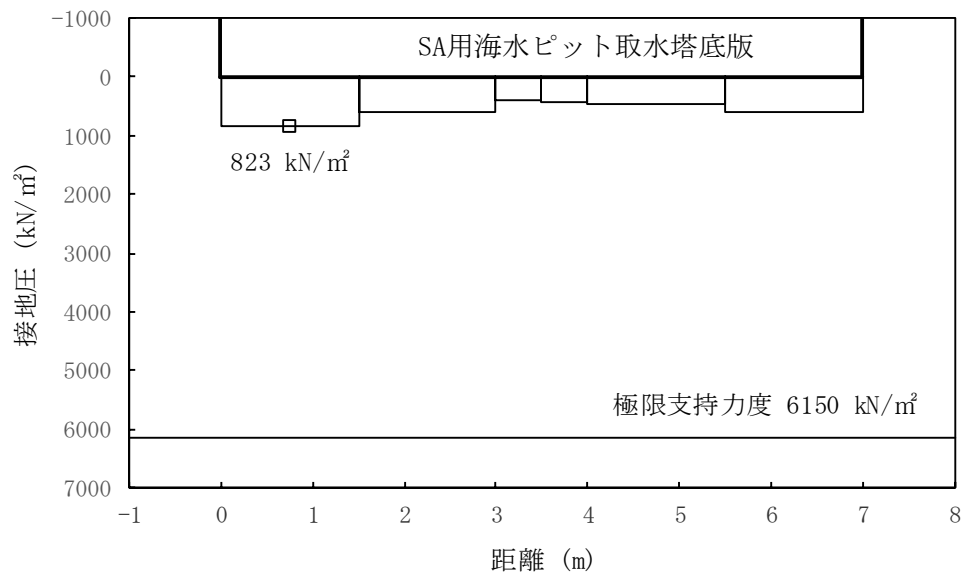


図 16.4-12 (12) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

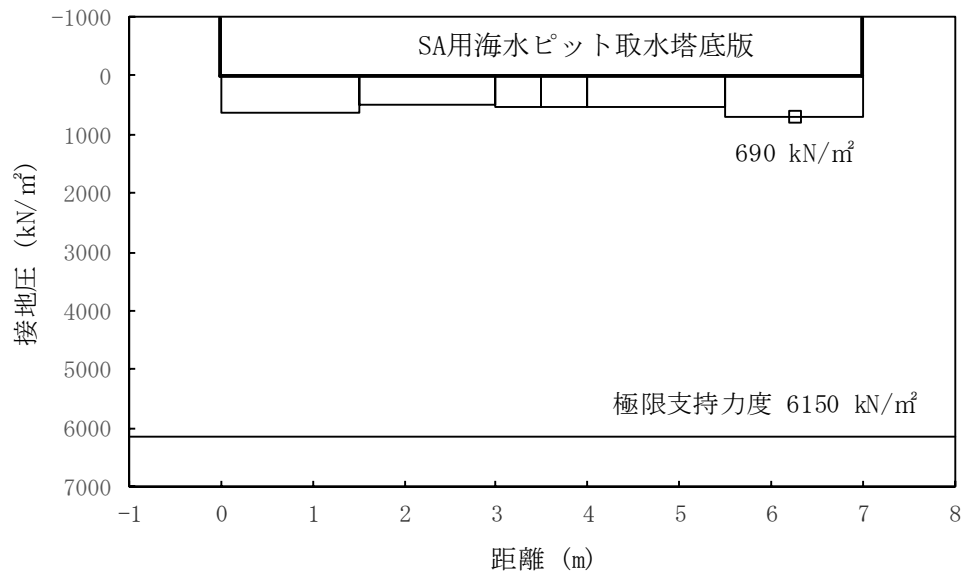


図 16.4-12 (13) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

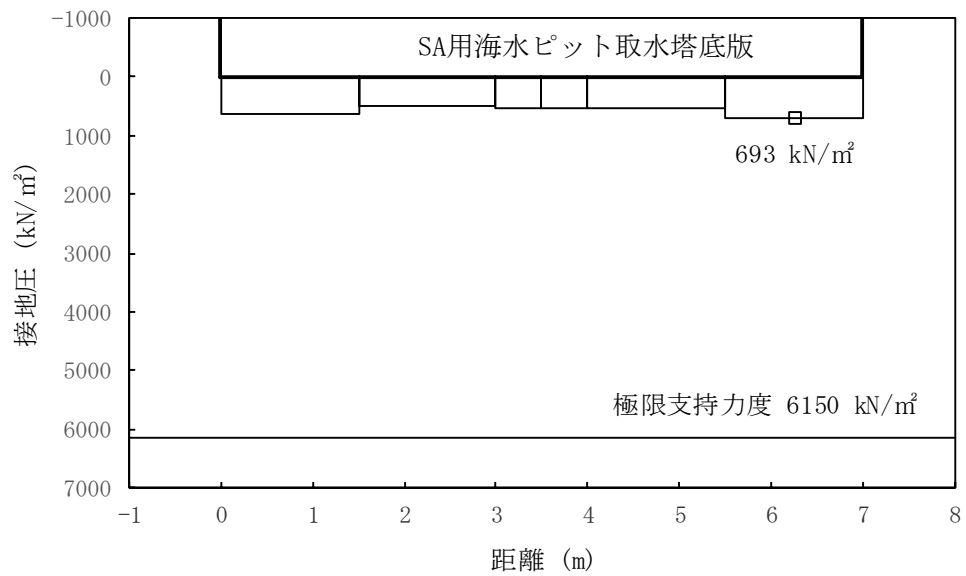


図 16.4-12 (14) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

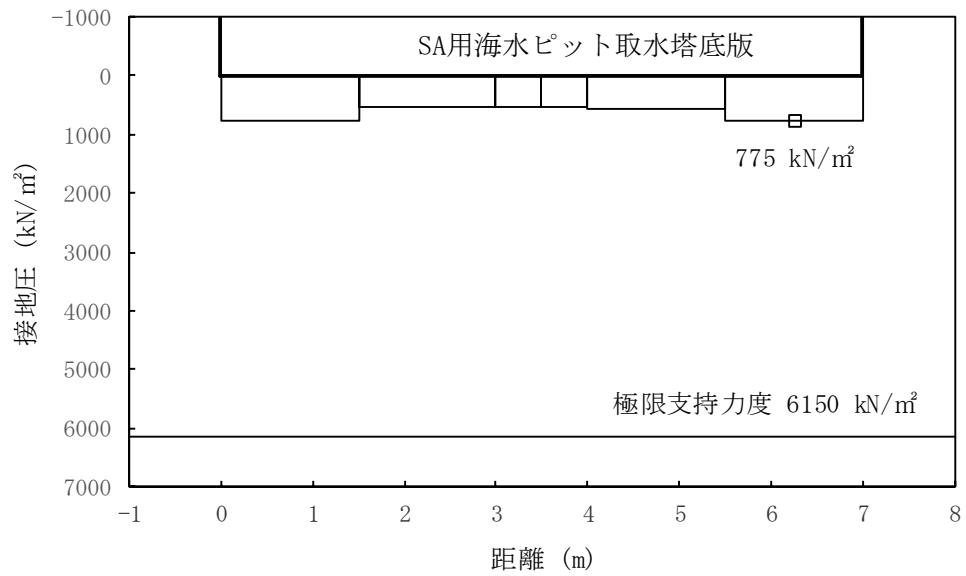


図 16.4-12 (15) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

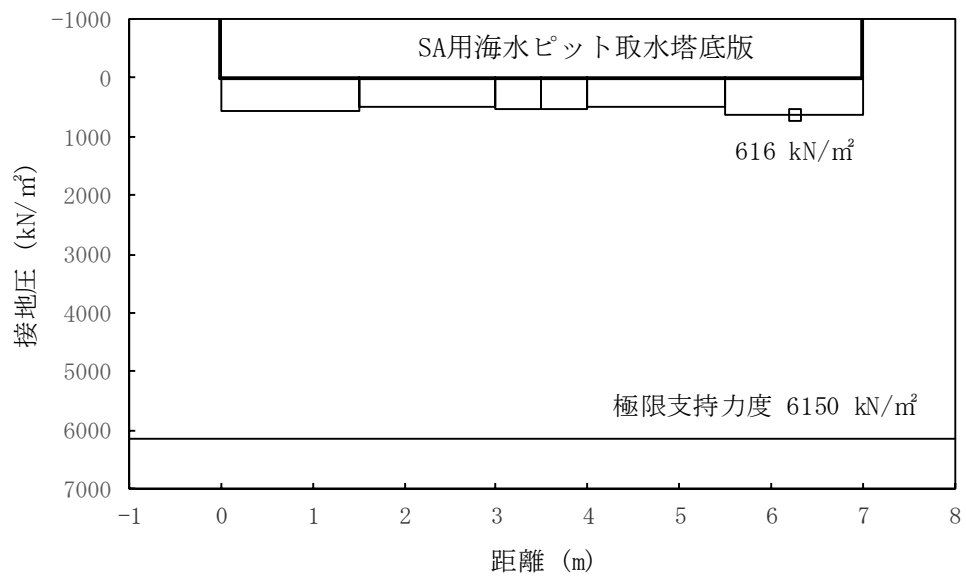


図 16.4-12 (16) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

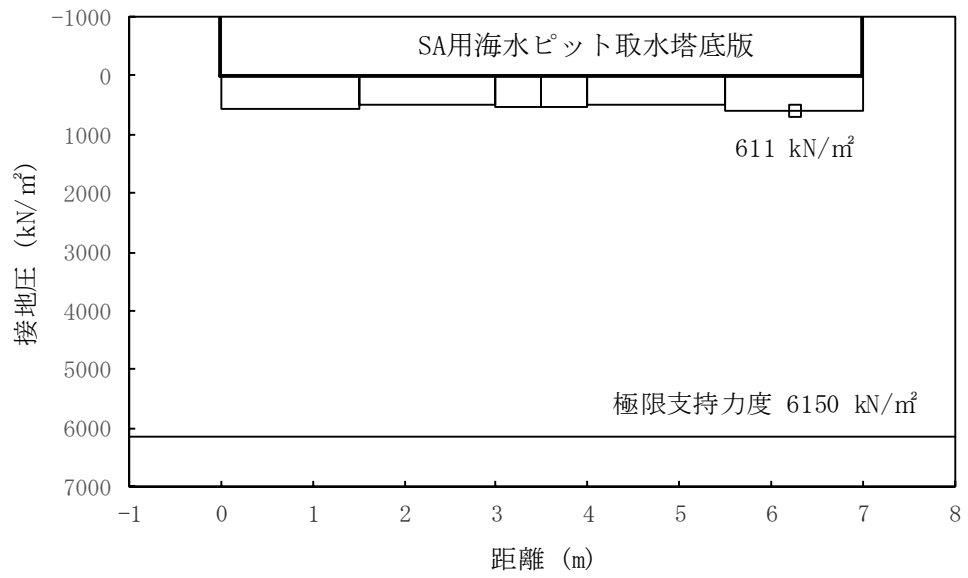


図 16.4-12 (17) ①-①断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

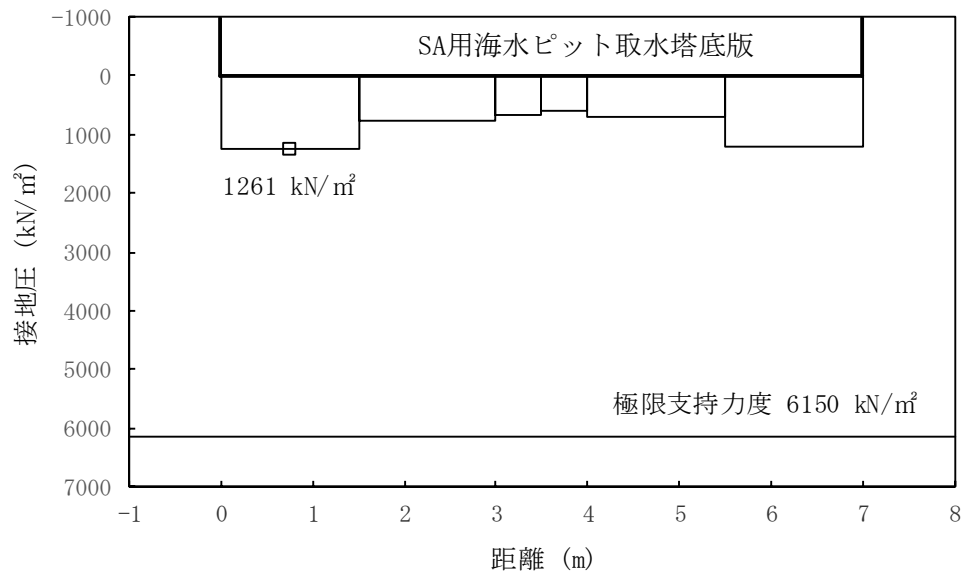


図 16.4-12 (18) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

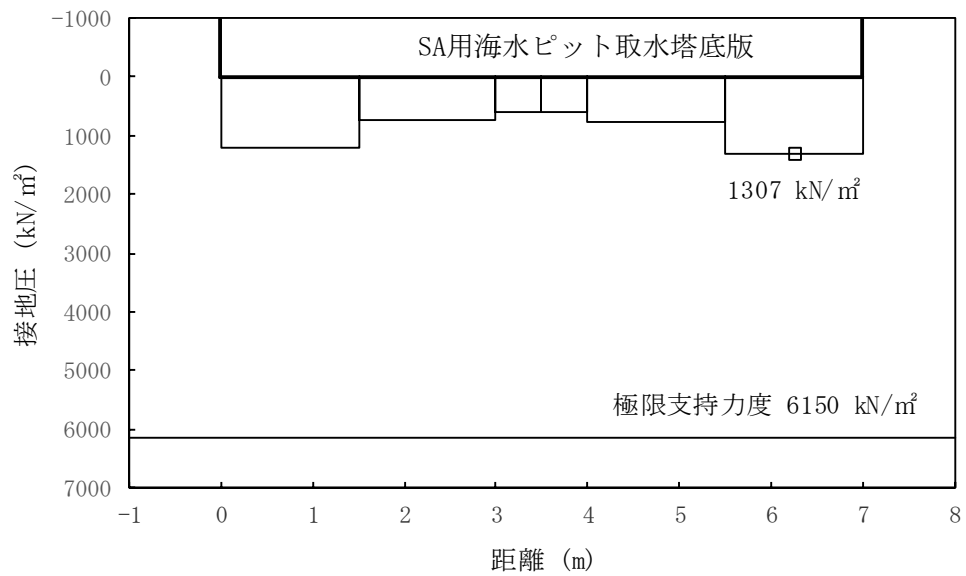


図 16.4-12 (19) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

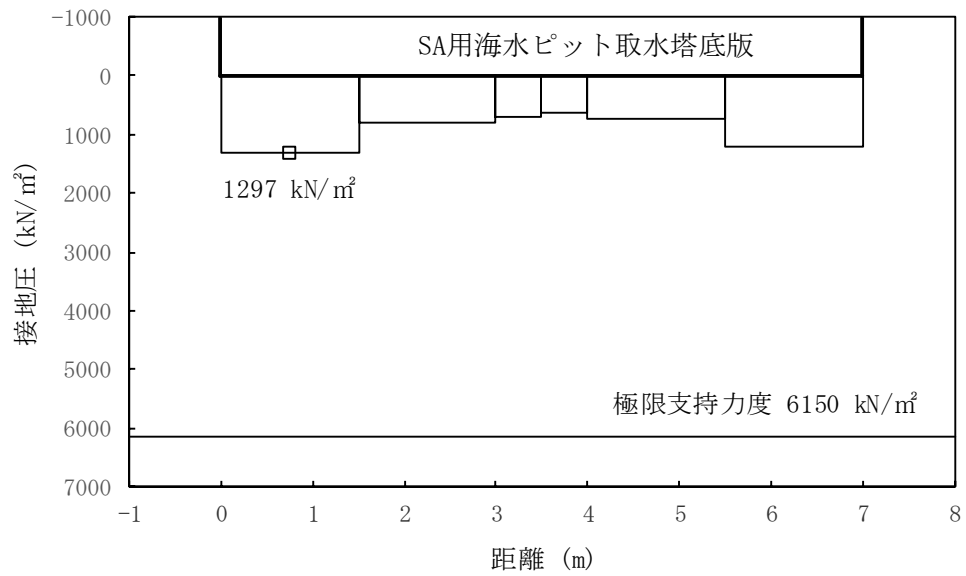


図 16.4-12 (20) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

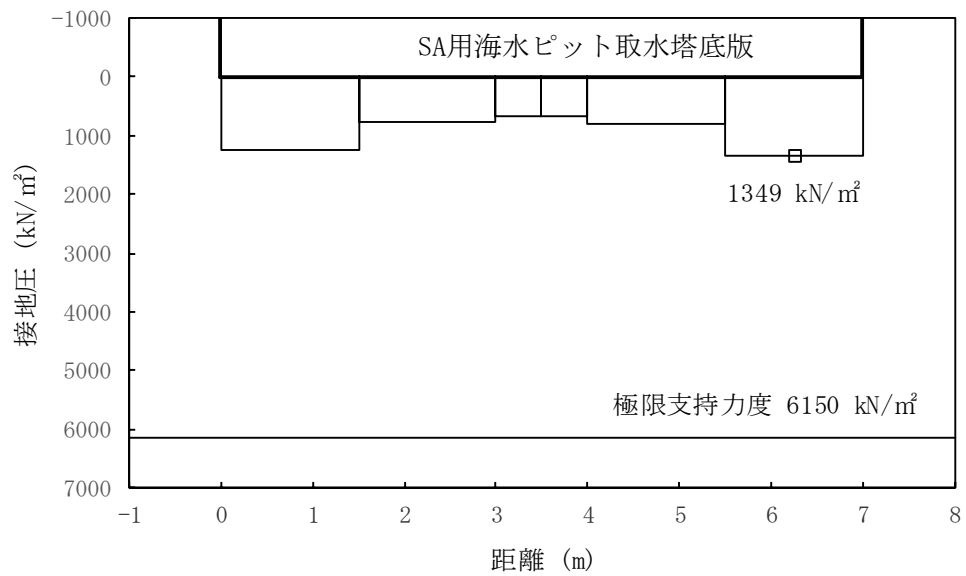


図 16.4-12 (21) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

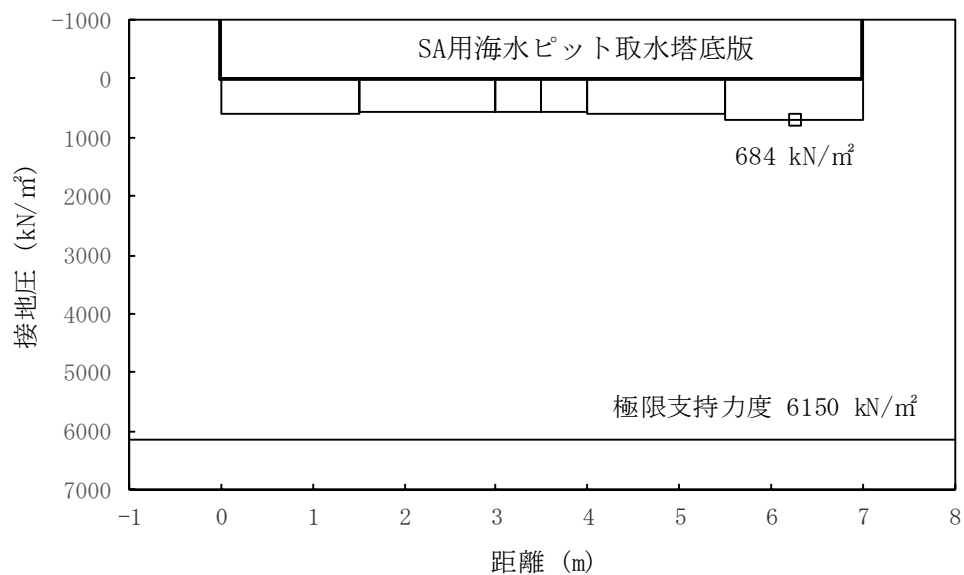


図 16.4-12 (22) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-1 1)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

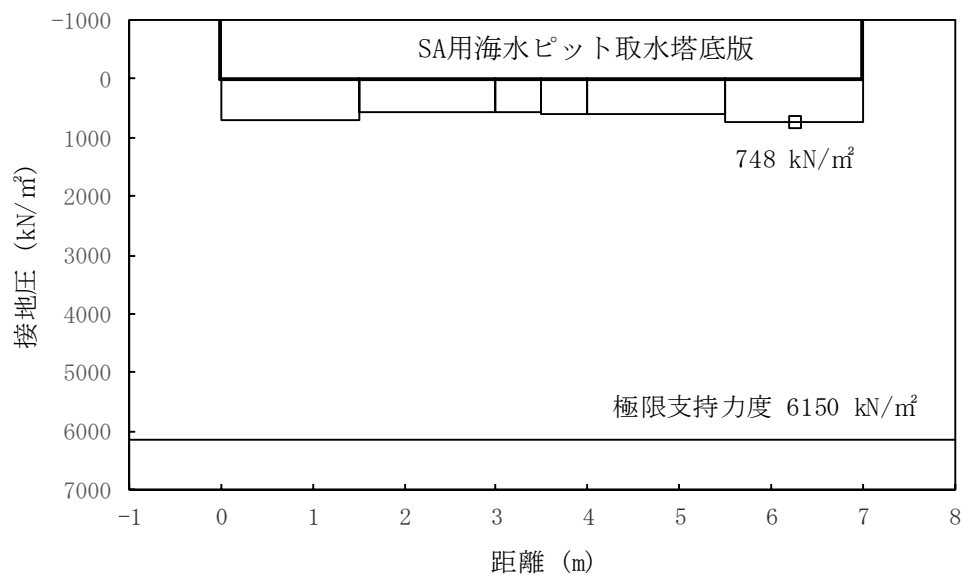


図 16.4-12 (23) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-1 2)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

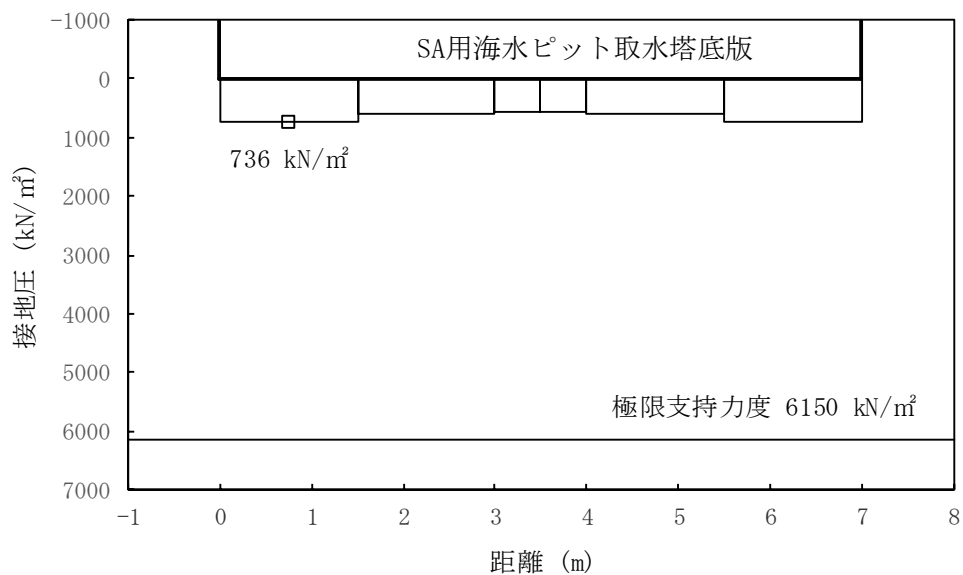


図 16.4-12 (24) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-13)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

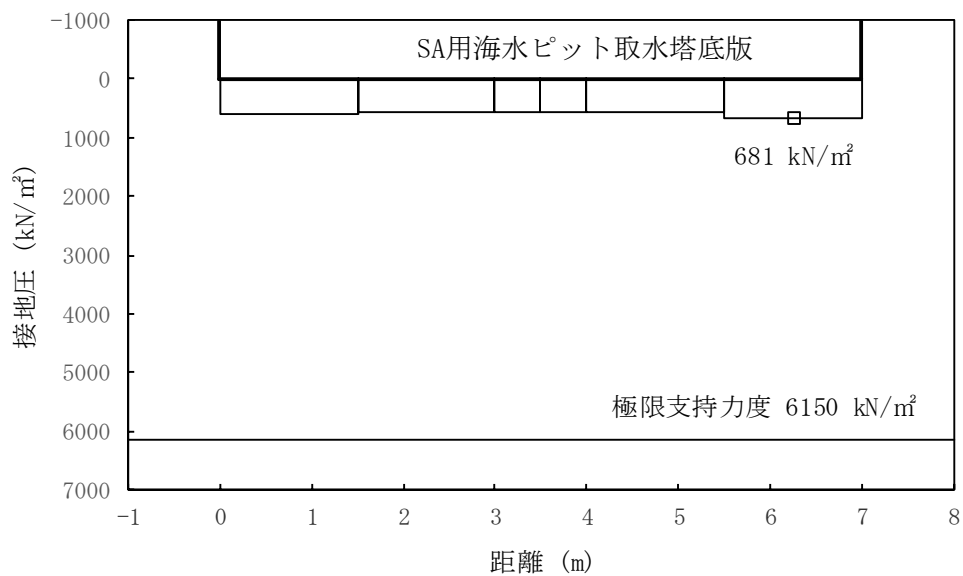


図 16.4-12 (25) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-14)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

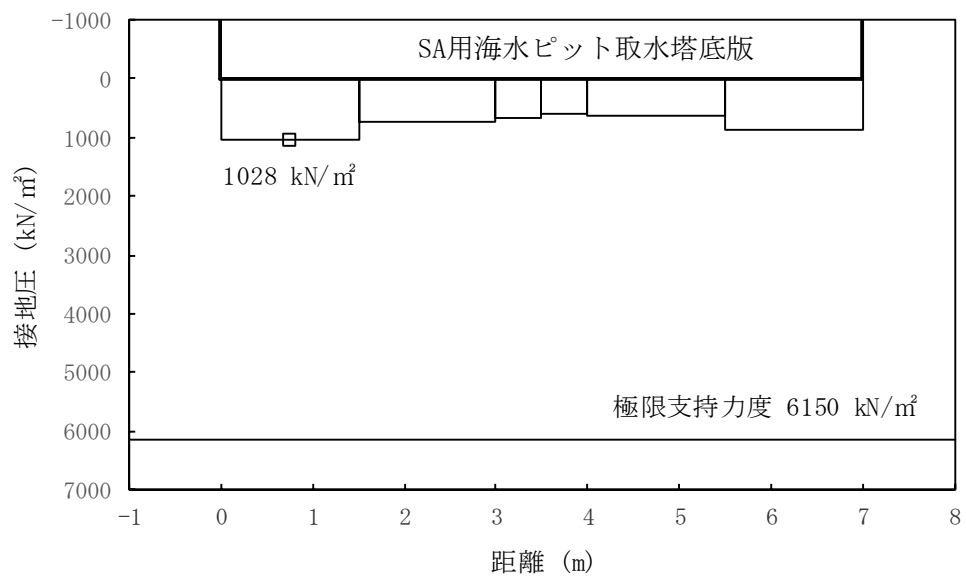


図 16.4-12 (26) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-2 1)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

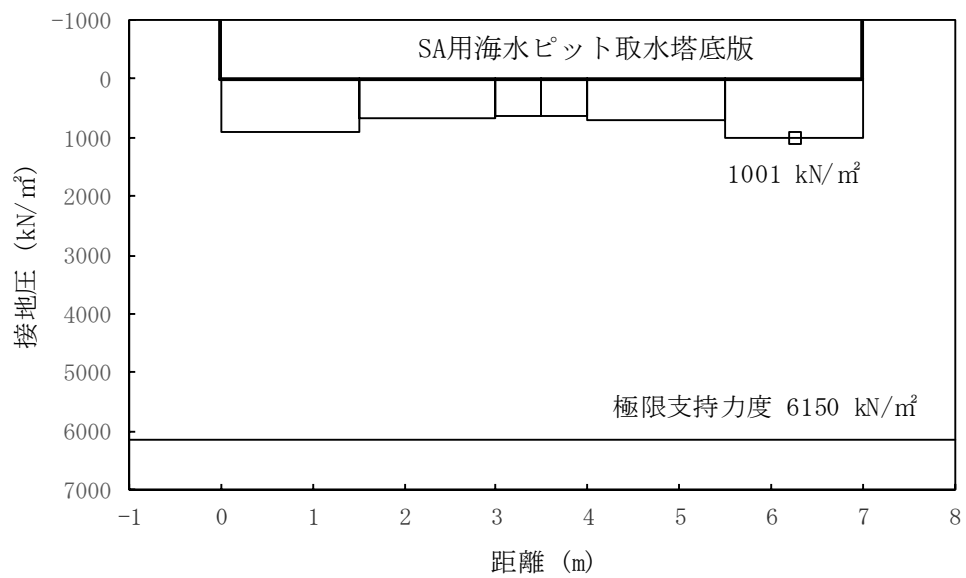


図 16.4-12 (27) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-2 2)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

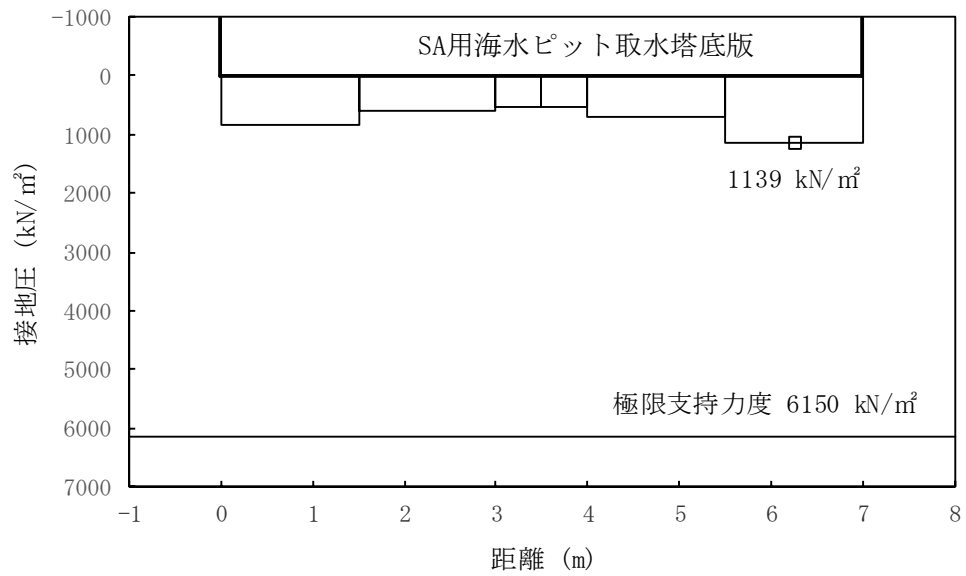


図 16.4-12 (28) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

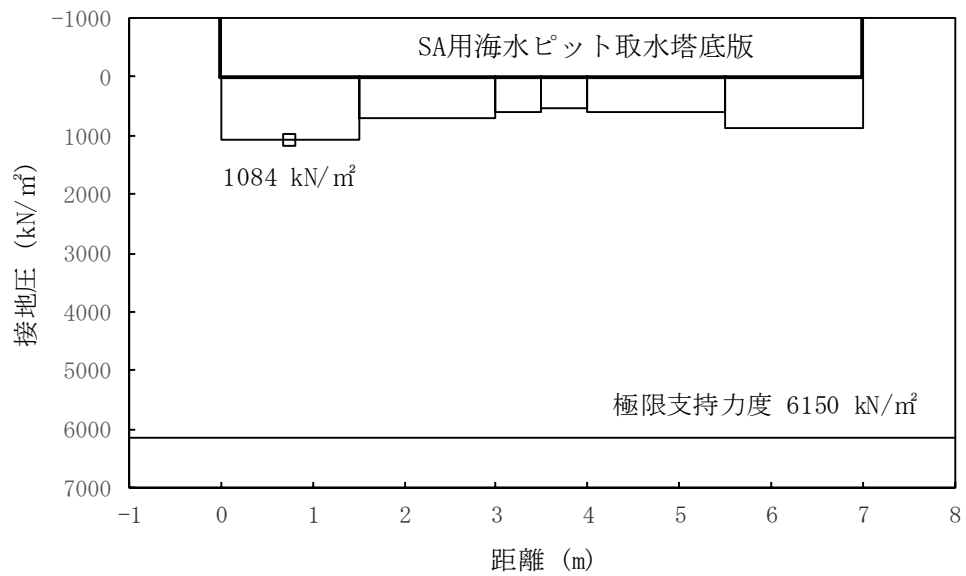


図 16.4-12 (29) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

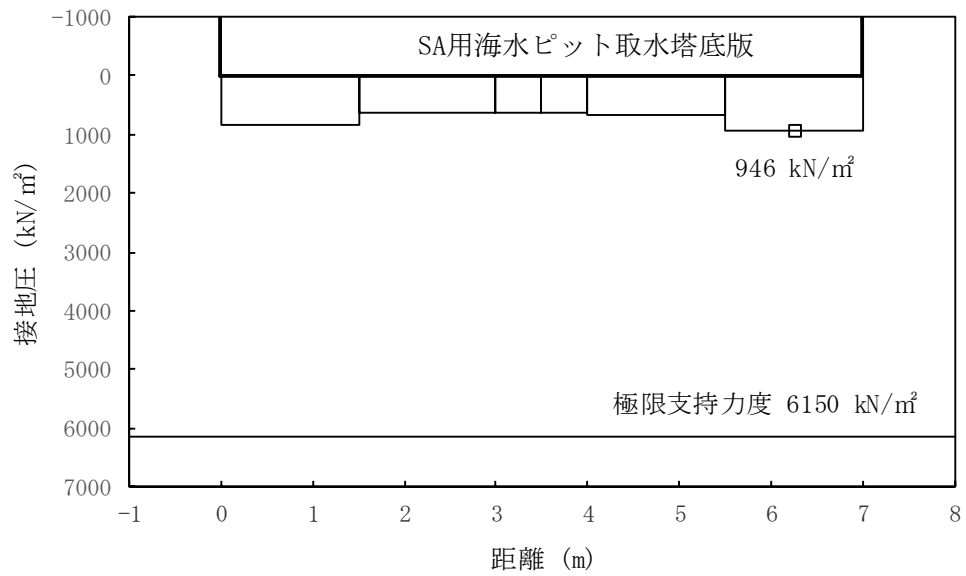


図 16.4-12 (30) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

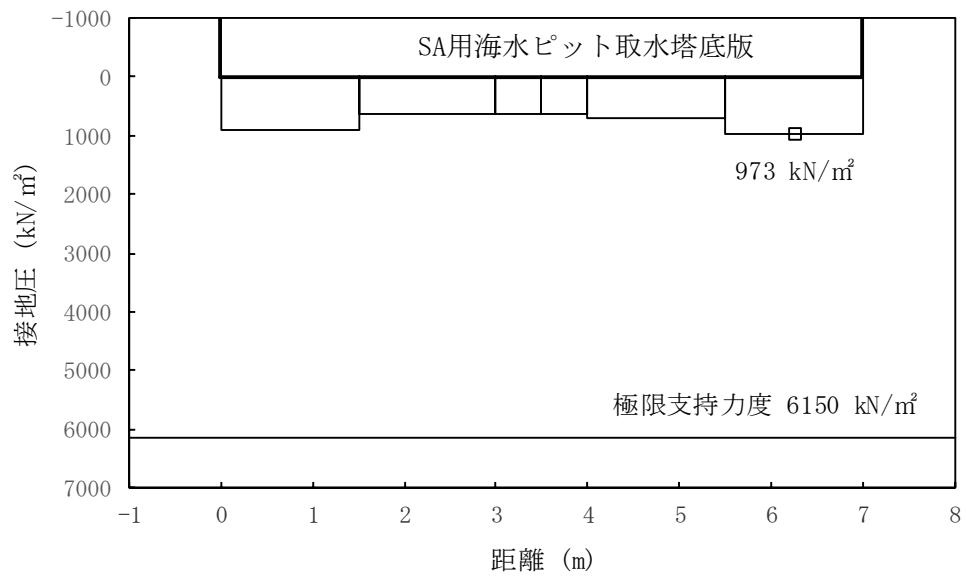


図 16.4-12 (31) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

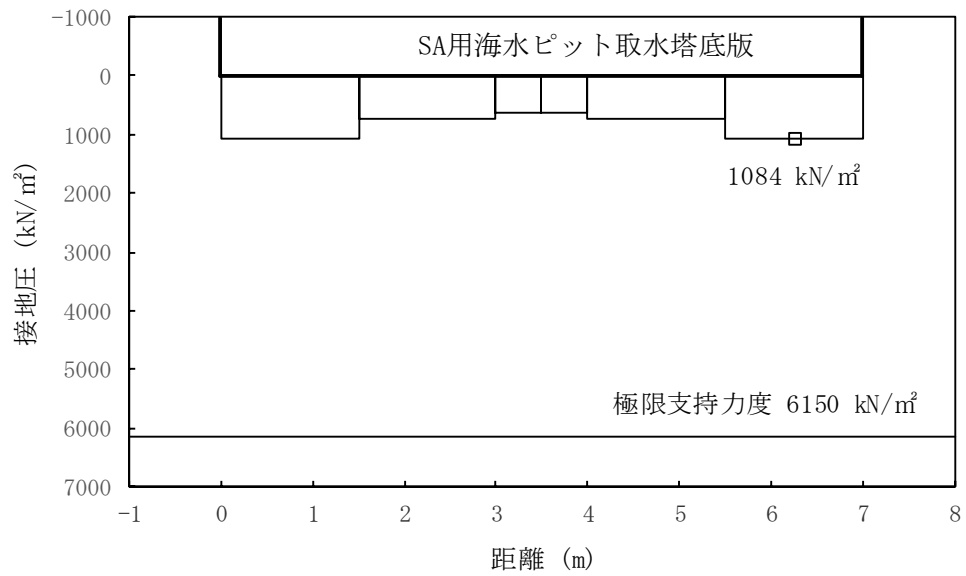


図 16.4-12 (32) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

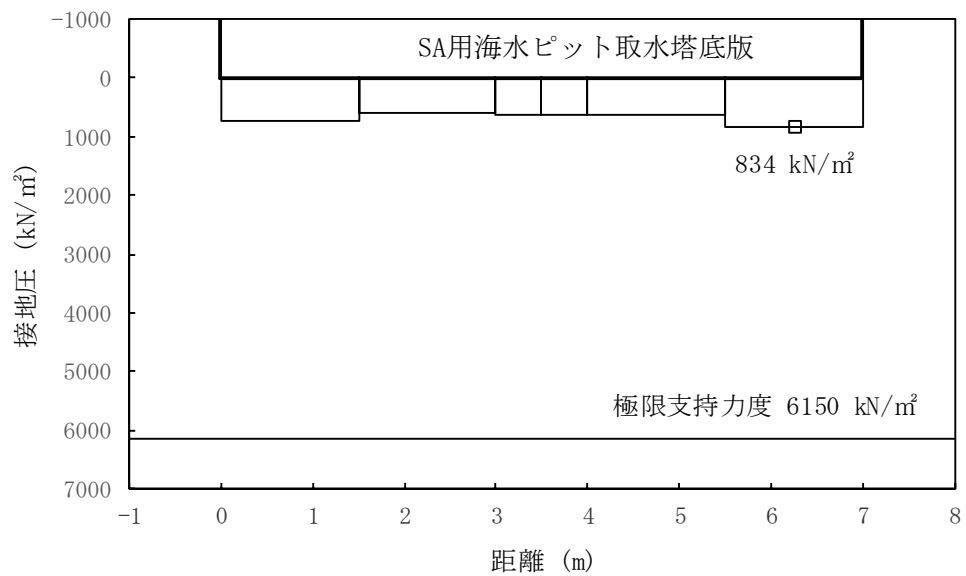


図 16.4-12 (33) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

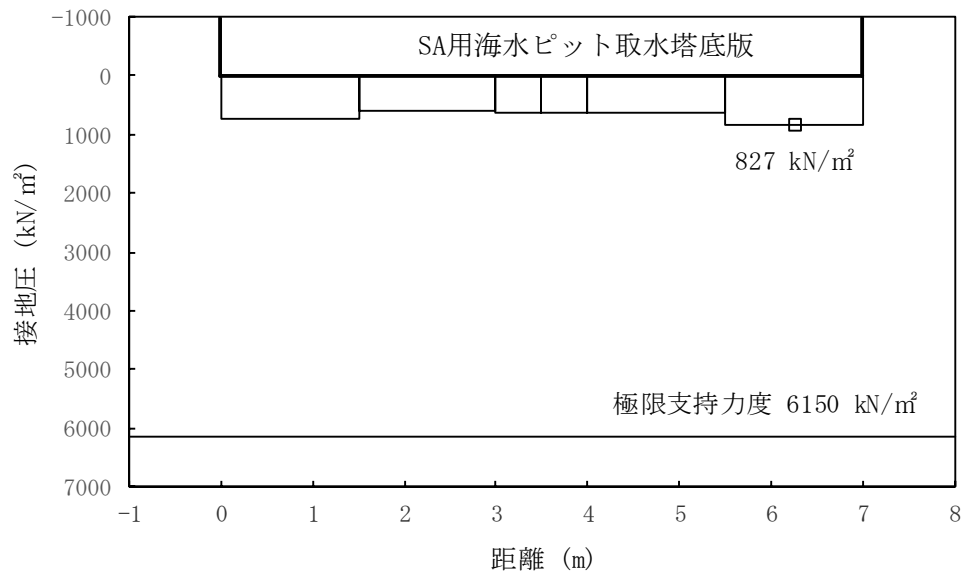


図 16.4-12 (34) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

16.4.3 内部配管評価結果

(1) 内部配管の照査結果

内部配管の座屈照査結果を表 16.4-24 に、内部配管の曲げ軸力照査結果を表 16.4-25 に、内部配管のせん断力照査結果を表 16.4-26 示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-24 内部配管の座屈力照査結果（外圧作用時）

位置	発生座屈力 P (N/mm ²)	許容座屈力 Pk (N/mm ²)	照査値
内部配管最下端	0.15	0.99	0.16

表 16.4-25 内部配管の曲げ軸力照査結果

断面	状態	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①-① 断面	Mmax	911	142	76	210	0.37
	Nmax	908	384	81	210	0.39
	Nmin	1.5	-100	4	210	0.02
②-② 断面	Mmax	1200	106	98	210	0.47
	Nmax	1200	106	98	210	0.47
	Nmin	1200	-125	98	210	0.47

表 16.4-26 内部配管のせん断力照査結果

断面	状態	せん断力 (kN)	発生応力 度 (N/mm ²)	短期許容応 力度 (N/mm ²)	照査値
①-① 断面	Smax	368	8.8	120	0.08
②-② 断面	Smax	459	11.0	120	0.10

(2) リングガーダの照査結果

リングガーダの曲げ軸力照査結果を表 16.4-27 に、せん断力照査結果を表 16.4-28 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-27 リングガーダの曲げ軸力照査結果

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
24.9	36.1	132	210	0.63

表 16.4-28 リングガーダのせん断力照査結果

せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
75.6	9	120	0.08

(3) 固定アンカーボルトの照査結果

リングガーダ固定アンカーボルトの引張力照査結果を表 16.4-29 に、引き抜き力照査結果を表 16.4-30 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-29 固定アンカーボルトの引張力照査結果

アンカーボルト材質	引張力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS304	80.4	137	0.59

表 16.4-30 固定アンカーボルトの引抜き力照査結果

コンクリート材質	引抜き力 (kN)	短期許容引抜き力 (kN)	照査値
40 N/mm ²	75.6	128.8	0.59

16.4.4 上段鋼製蓋評価結果

(1) 外枠部の照査結果

外枠部の曲げ軸力照査結果を表 16.4-31 に、せん断力照査結果を表 16.4-32 示す。
許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-31 外枠部の曲げ軸力照査結果

材質	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	0.5	1.0	338	0.003

表 16.4-32 外枠部のせん断力照査結果

材質	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	3.3	0.1	195	0.001

(2) メッシュ部の照査結果

メッシュ部の曲げ軸力照査結果を表 16.4-33 に、せん断力照査結果を表 16.4-34 示す。
許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-33 メッシュ部の曲げ軸力照査結果

材質	圧縮力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	6.5	0.8	338	0.003

表 16.4-34 メッシュ部のせん断力照査結果

材質	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	2.1	0.7	195	0.004

表 16.4-35 メッシュ部の圧縮照査結果

材質	圧縮 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	6.5	0.8	338	0.003

(3) 脚部の照査結果

脚部の曲げ軸力照査結果を表 16.4-35 に、せん断力照査結果を表 16.4-36 示す。
許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4-35 脚部の曲げ軸力照査結果

材質	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	1.3	1.0	338	0.003

表 16.4-36 脚部のせん断力照査結果

材質	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	5.7	0.5	195	0.003

16.5 まとめ

SA用海水ピット取水塔について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、SA用海水ピット取水塔は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

S A用海水ピット取水塔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 $\alpha = 0$ とす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。

固有値解析によるモード図を図 16-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 16-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造物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物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コンクリートについては 5 %（J E A G 4 6 0 1 - 1987）とする。

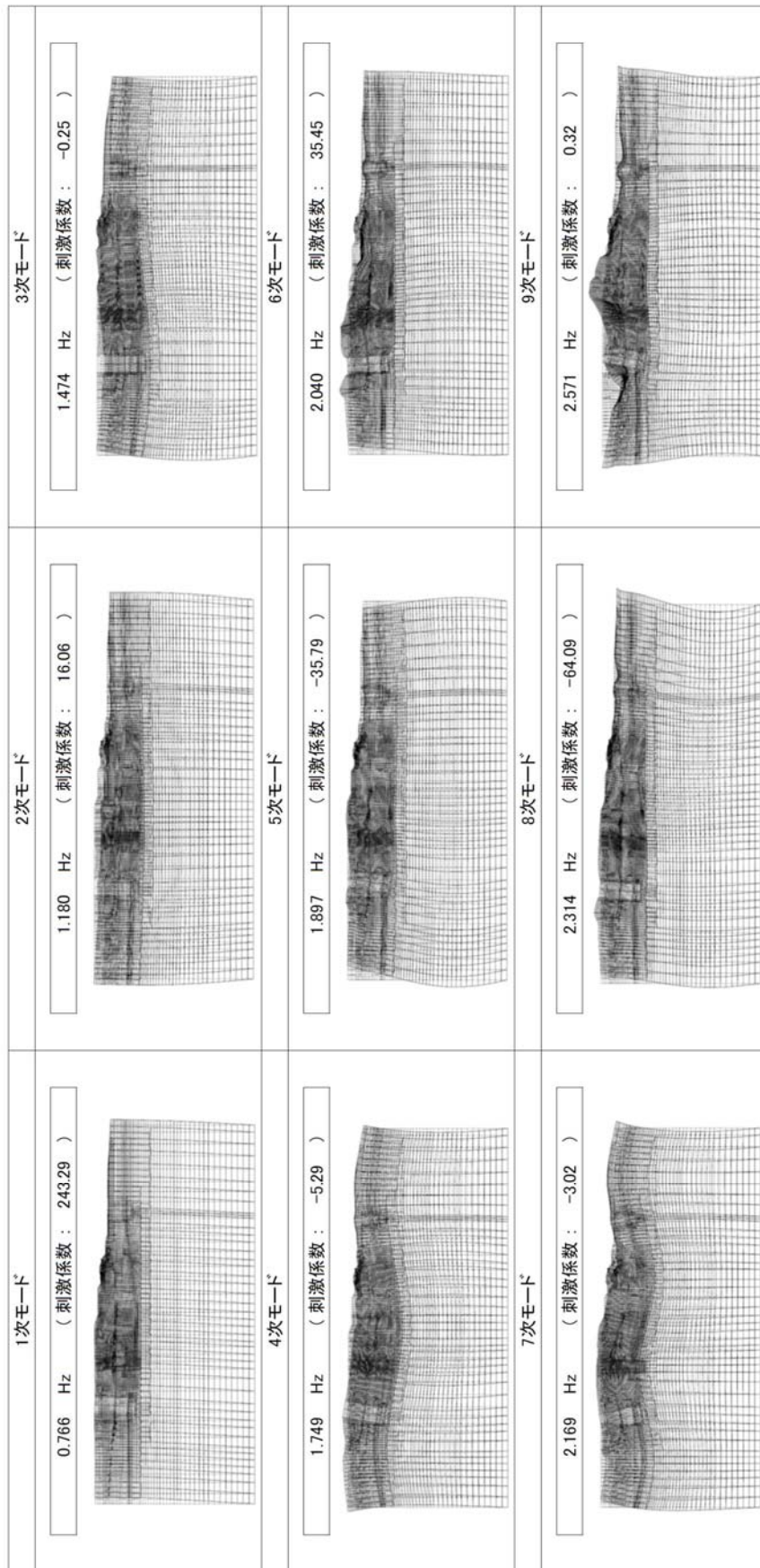
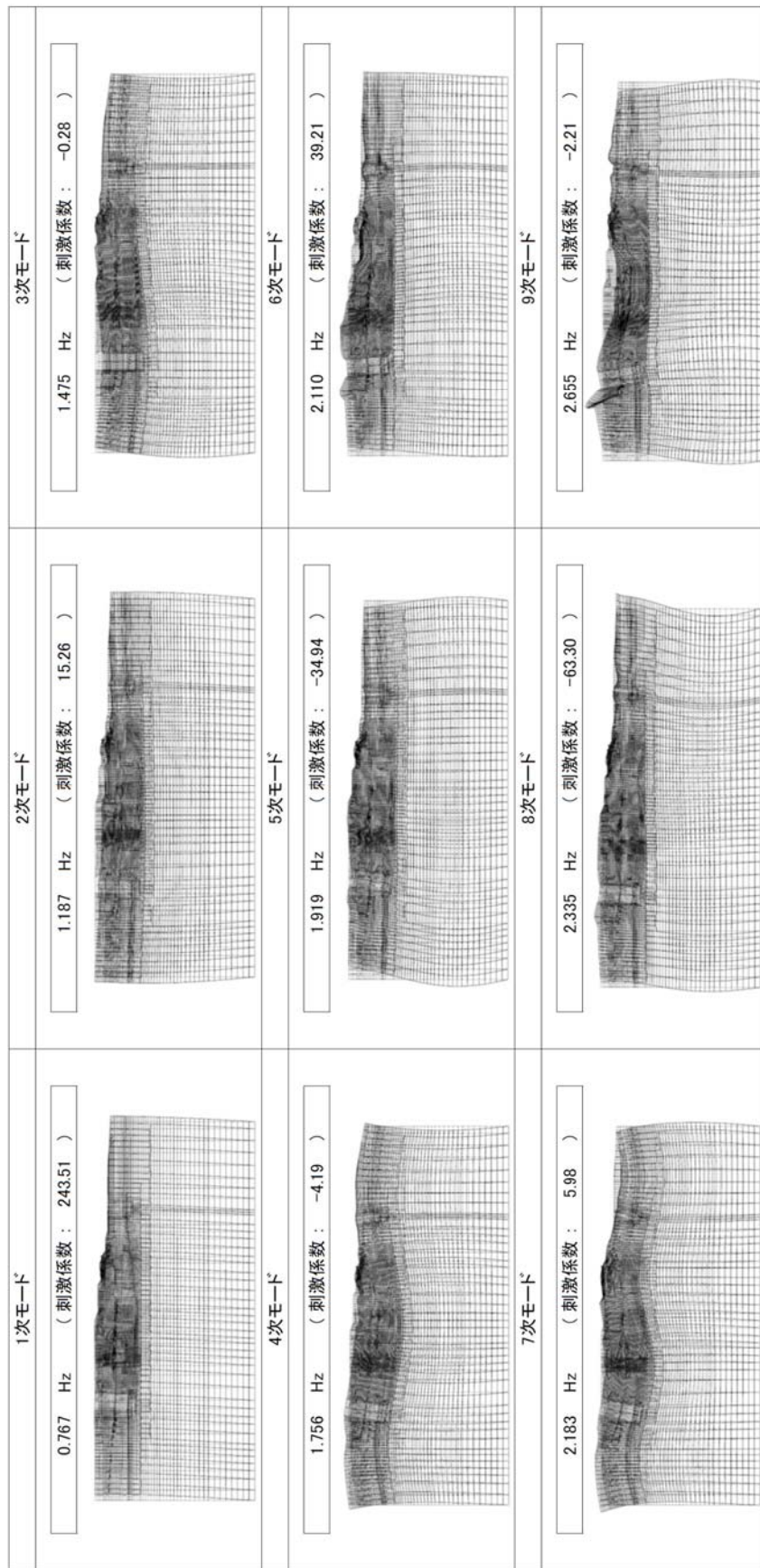


図 16-1(1) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 ((①-①断面))



速報 図 16-1(2) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

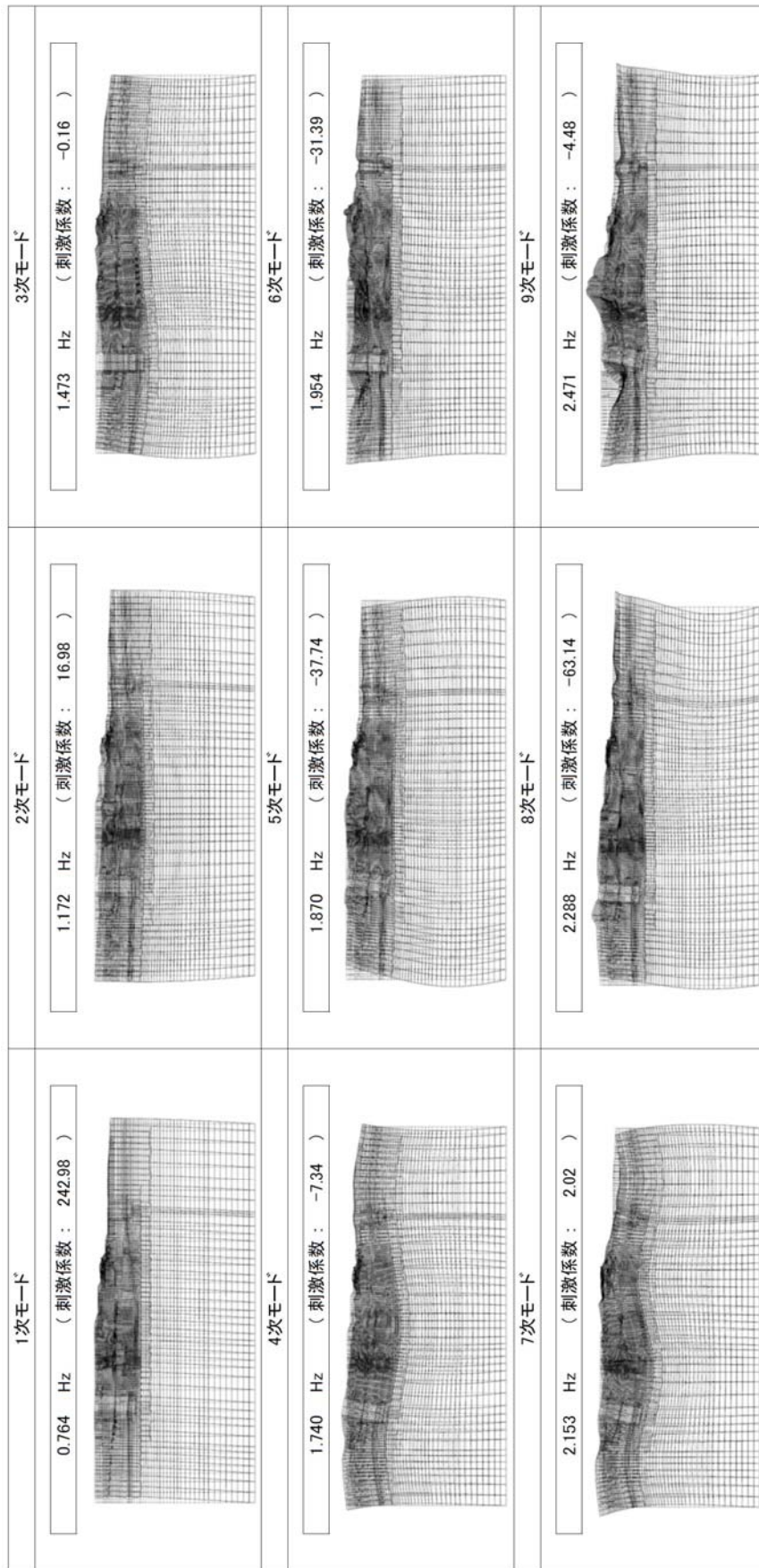


図 16-1 (3) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

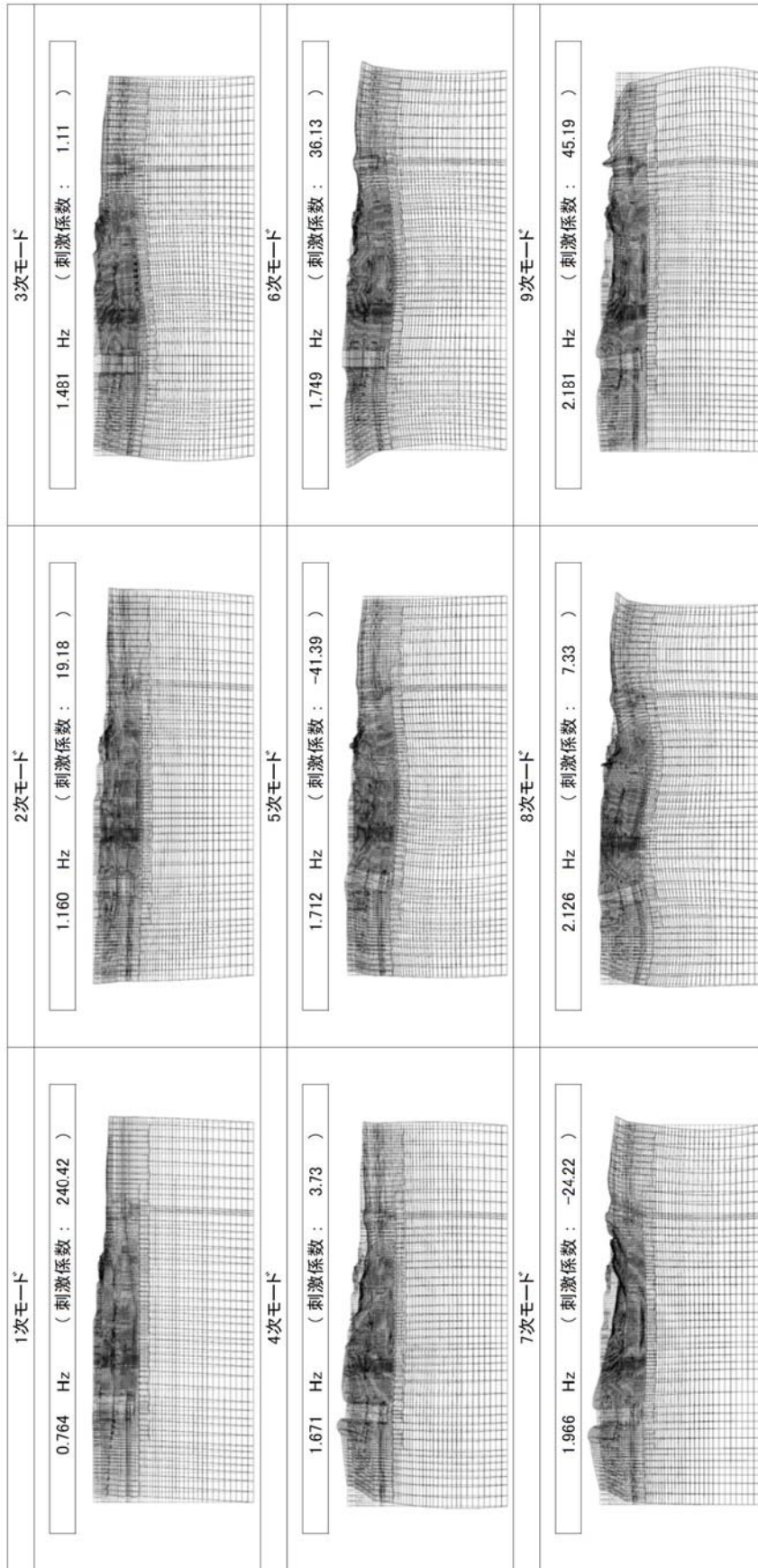


図 16-1(4) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果

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

(①-①断面)

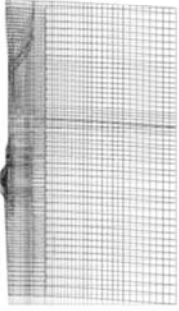
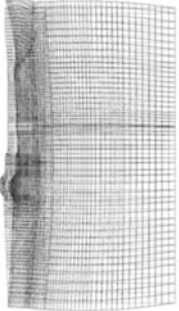
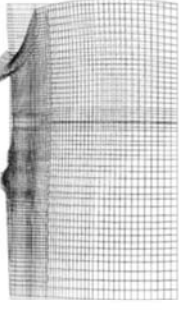
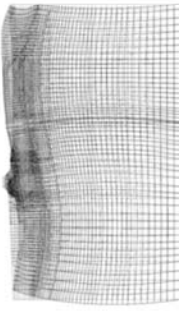
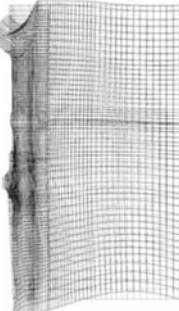
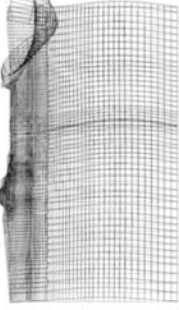
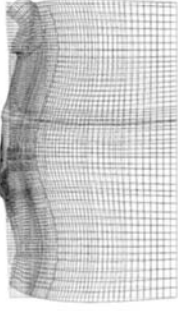
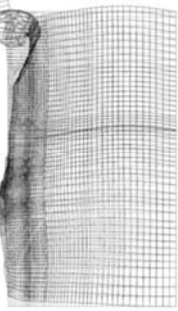
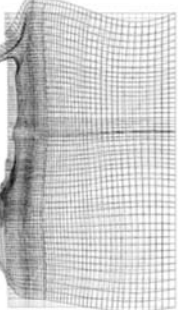
<p>1次モード</p> <p>0.810 Hz (刺激係数 : 196.35)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.417 Hz (刺激係数 : -5.14)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.658 Hz (刺激係数 : 18.61)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.799 Hz (刺激係数 : 5.66)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.201 Hz (刺激係数 : 34.40)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.378 Hz (刺激係数 : 44.49)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.432 Hz (刺激係数 : -8.05)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.528 Hz (刺激係数 : 28.58)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.928 Hz (刺激係数 : -15.81)</p> 

図 16-1 (5) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果
(検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース
(②-②断面))

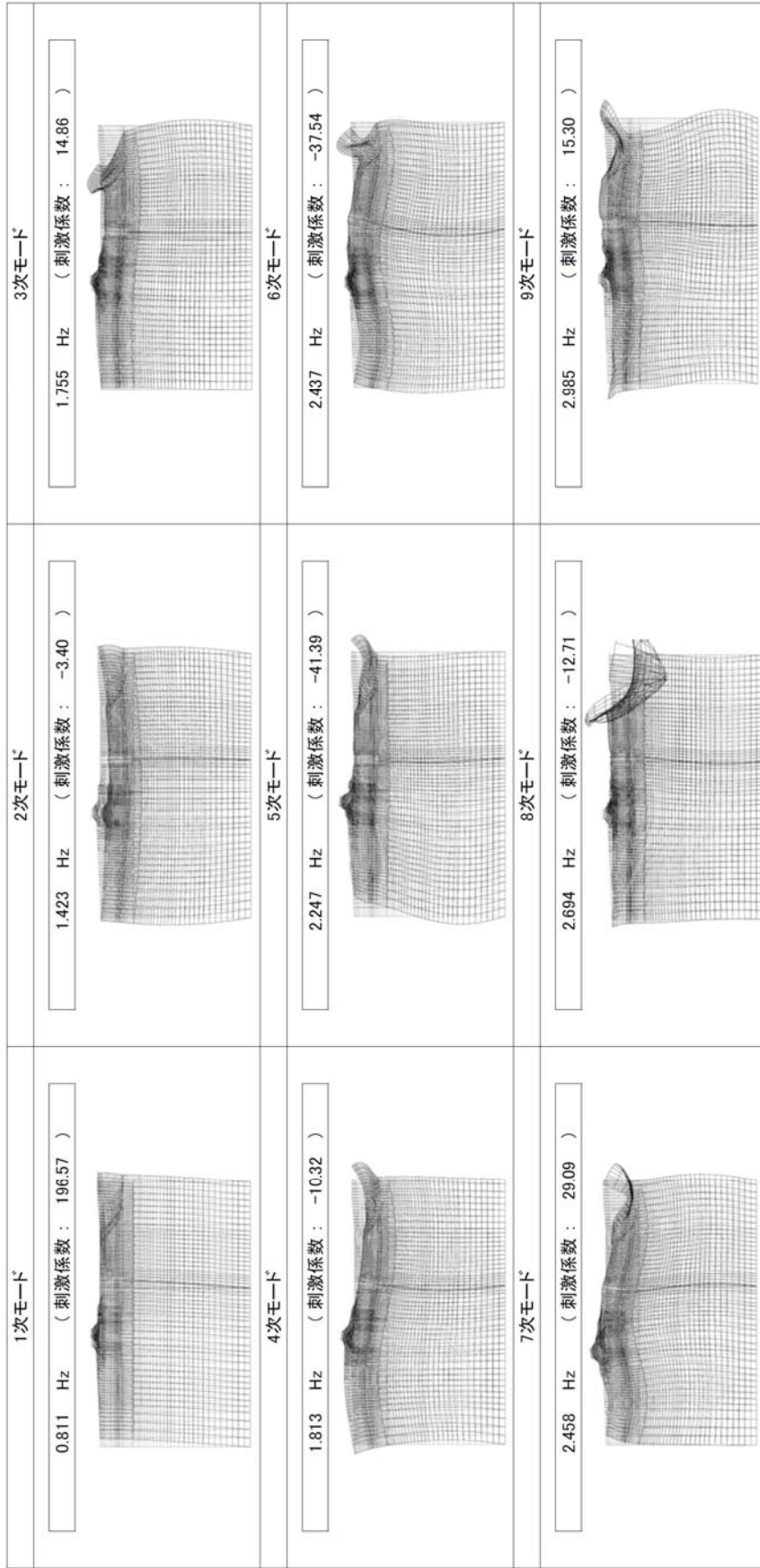


図 16-1(6) S A用海水ピット取水塔の固有値解析結果
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 (②-②断面))

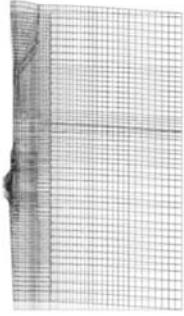
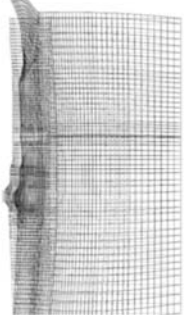
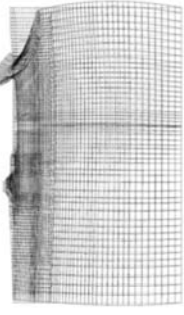
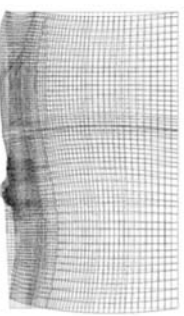
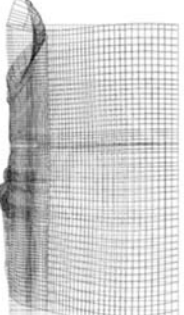
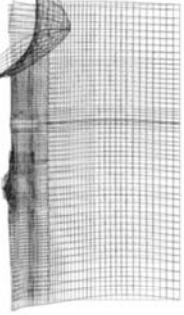
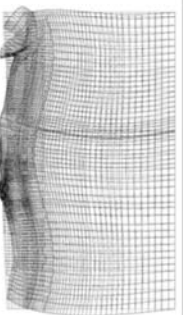
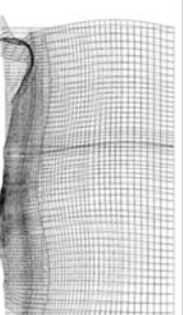
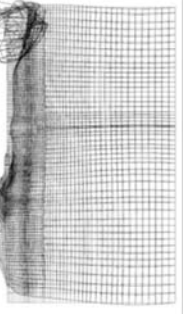
<p>1次モード</p> <p>0.808 Hz (刺激係数 : 195.98)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.402 Hz (刺激係数 : -10.14)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.545 Hz (刺激係数 : 19.72)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.792 Hz (刺激係数 : 4.47)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.138 Hz (刺激係数 : -23.31)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.228 Hz (刺激係数 : 32.27)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.411 Hz (刺激係数 : -32.10)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.430 Hz (刺激係数 : 35.68)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.802 Hz (刺激係数 : -2.35)</p> 

図 16-1(7) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(②-②断面)

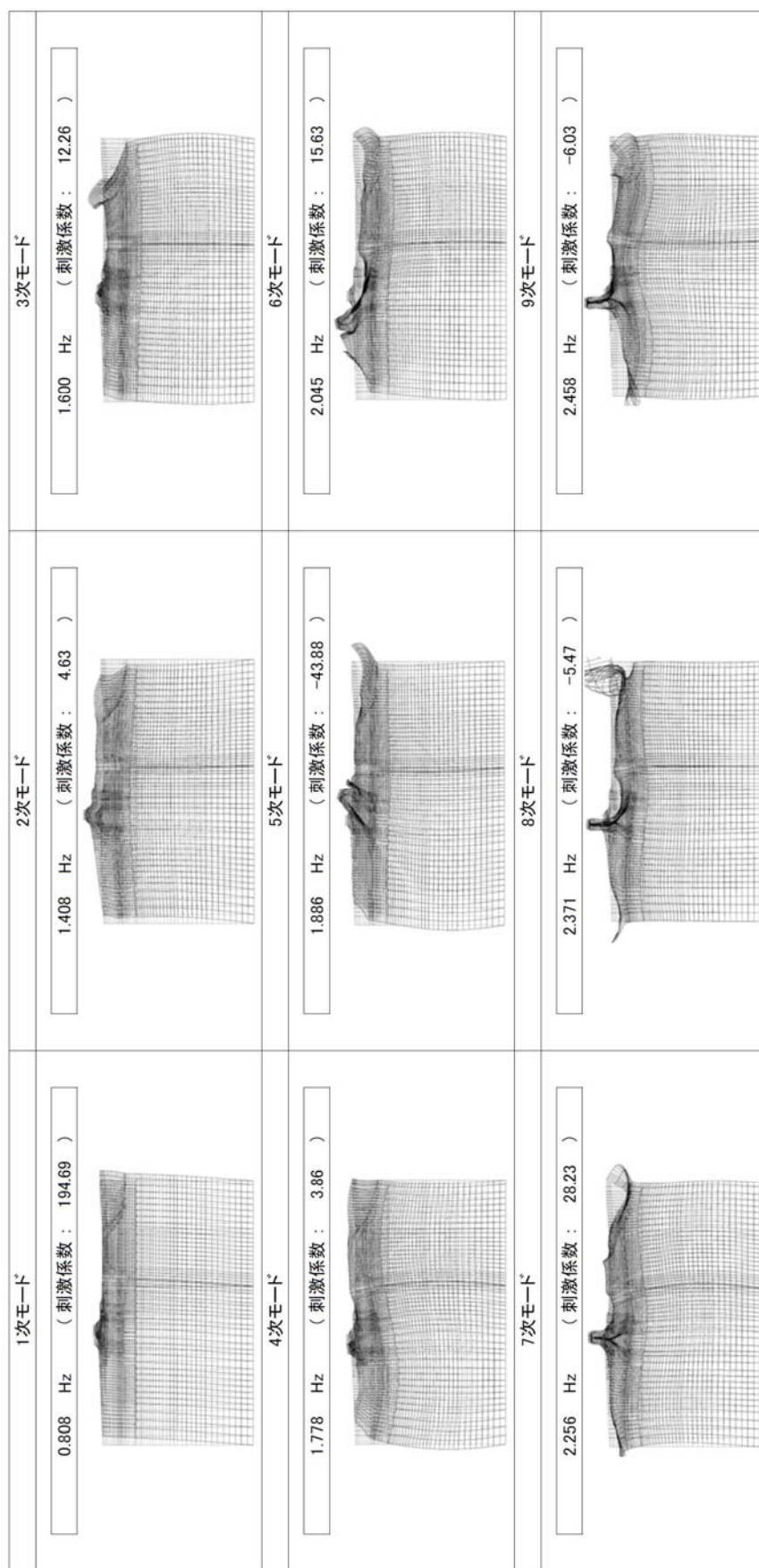


図 16-1(8) SA用海水ヒット取水塔の固有値解析結果
 (検討ケース④：敷地に存在しない、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

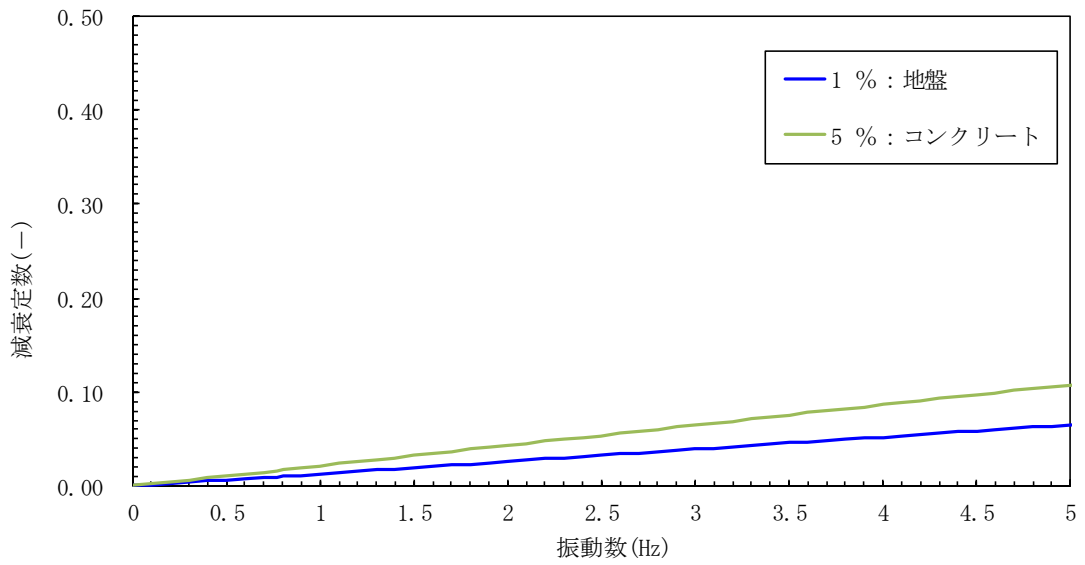


図 16-2(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

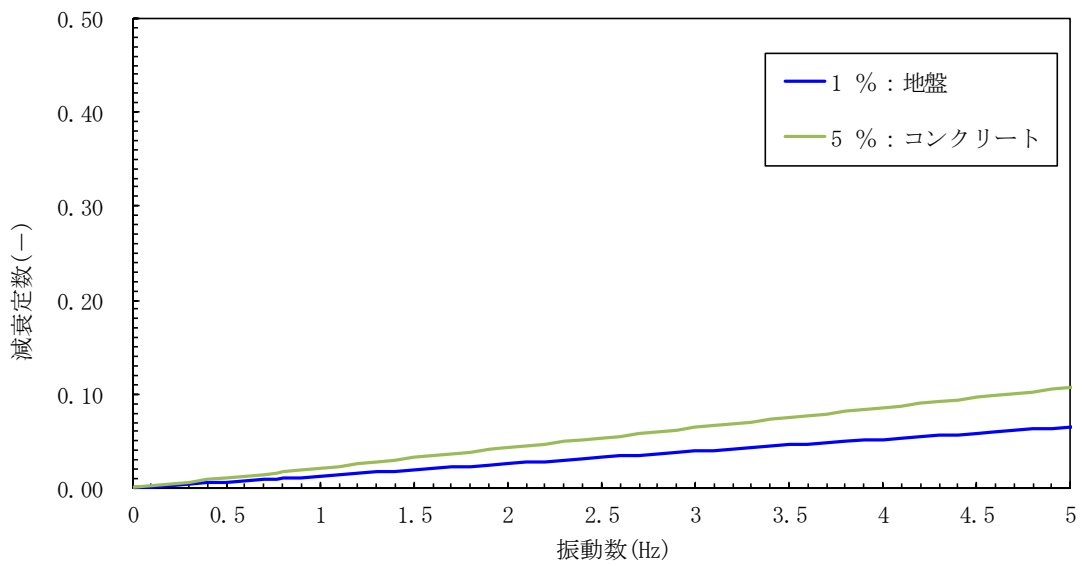


図 16-2(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

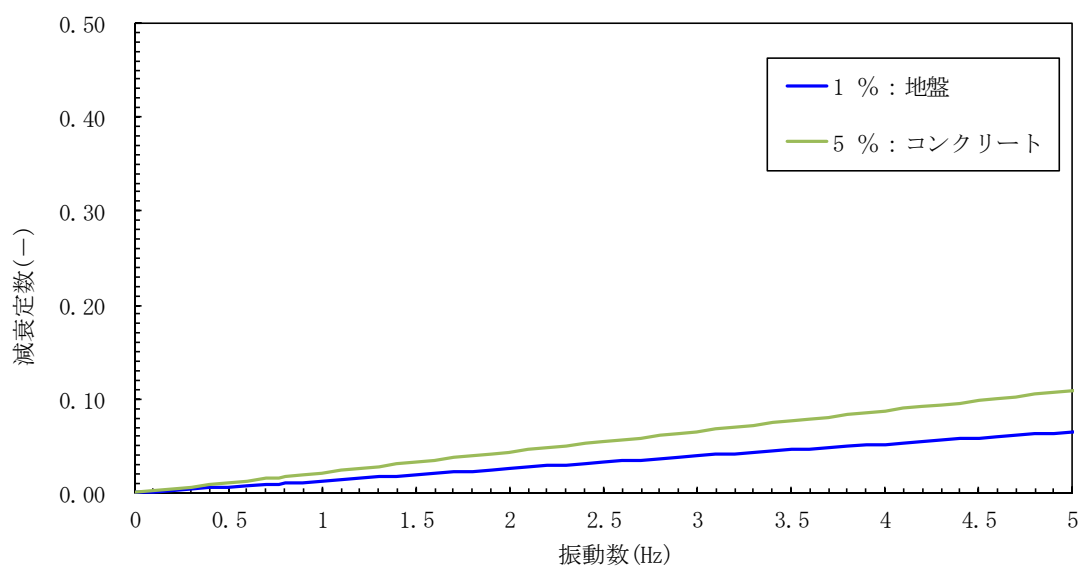


図 16-2(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

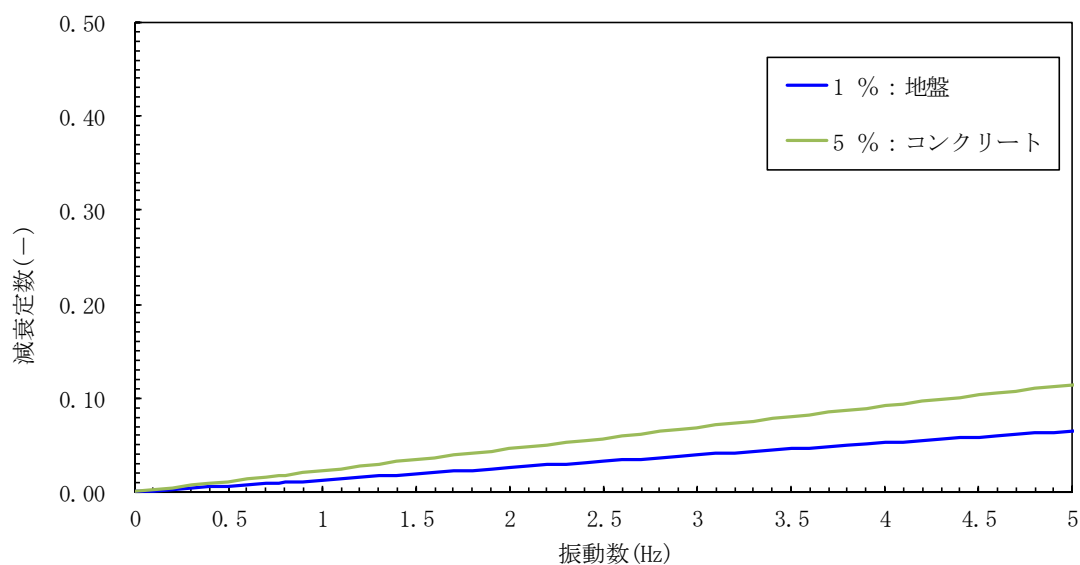


図 16-2(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

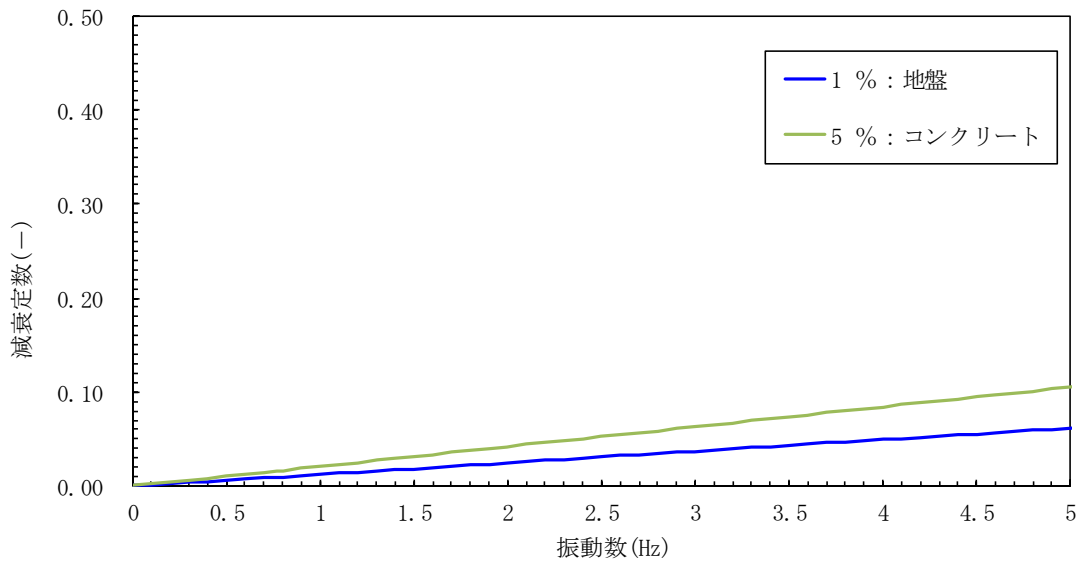


図 16-2(5) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 (②-②断面))

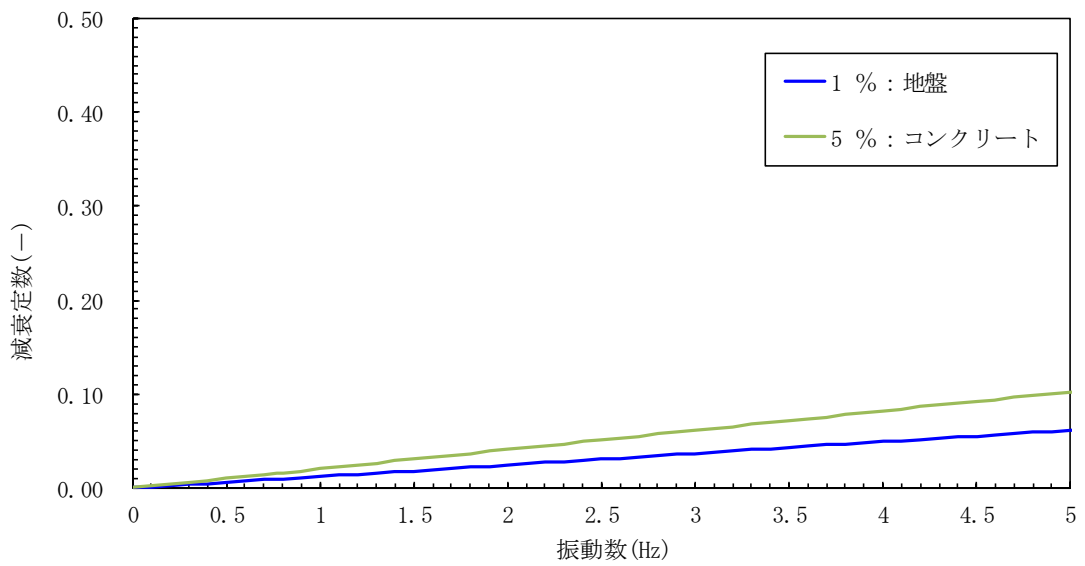


図 16-2(6) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 (②-②断面))

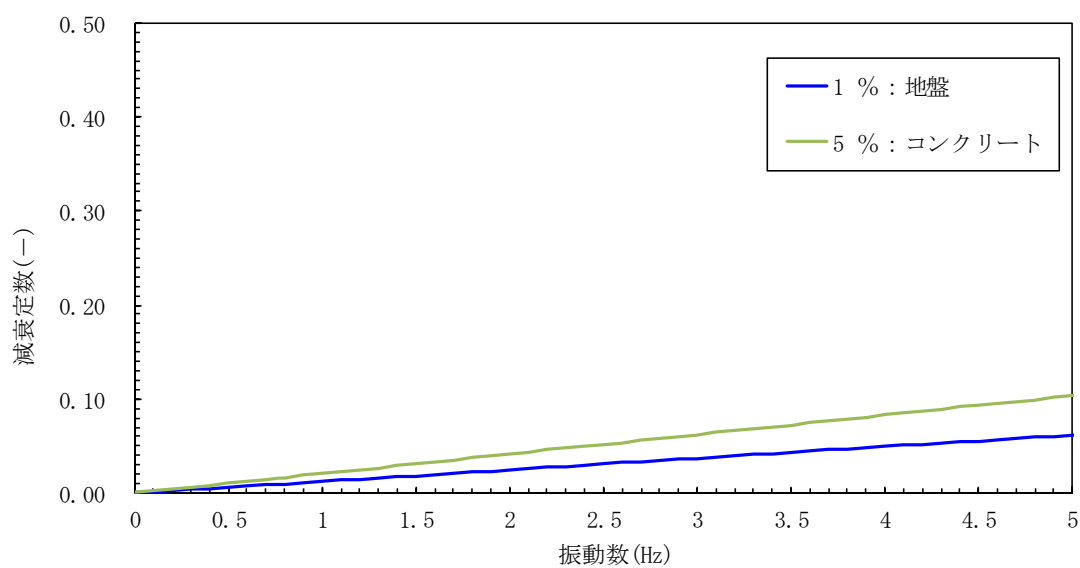


図 16-2(7) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

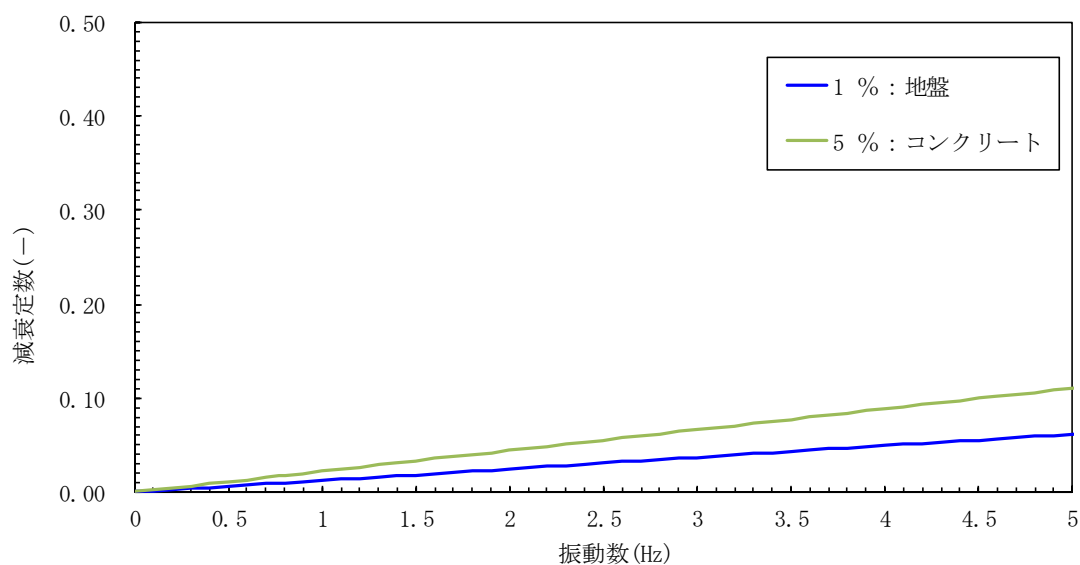


図 16-2(8) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)