

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9
提出年月日	平成30年5月2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】

平成30年5月
日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	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

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 屋外重要土木構造物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 3 H30. 4. 9]
 - 1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 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 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用カルバートの断面選定の考え方[改 3 H30. 4. 9]
 - 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 6 H30. 4. 16]
 - 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 6 H30. 4. 16]
 - 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 6 H30. 4. 16]
 - 1.6 許容応力度法における許容限界について[改 9 H30. 5. 2]
2. 取水構造物の耐震安全性評価[改 3 H30. 4. 9]
3. 屋外二重管の耐震安全性評価[改 7 H30. 4. 23]
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 9 H30. 5. 2]
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 9 H30. 5. 2]
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 6 H30. 4. 16]
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 6 H30. 4. 16]
8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 4 H30. 4. 9]
9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 6 H30. 4. 16]
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 7 H30. 4. 23]
11. 格納容器圧力逃がし装置用カルバートの耐震安全性評価[改 7 H30. 4. 23]
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 3 H30. 4. 9]

13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改7 H30.4.23]
14. SA用海水ピットの耐震安全性評価[改6 H30.4.16]
15. 海水引込み管の耐震安全性評価[改7 H30.4.23]
16. SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改6 H30.4.16]
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7 H30.4.23]
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改7 H30.4.23]

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 取水構造物の地震応答計算書
		1.4.3 屋外二重管	V-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書
		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-2-2-21-1 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
		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-2-2-21-3 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
		1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）	V-2-2-21-4 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
		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-2-2-21-2 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
		1.4.8 代替淡水貯槽	V-2-2-27 代替淡水貯槽の地震応答計算書
		1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室	V-2-2-25 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書
		1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバート	V-2-2-29 常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答計算書
		1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用カルバート	V-2-2-19 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
		1.4.12 緊急用海水ポンプピット	V-2-2-33 緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書
		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-2-2-31 SA用海水ピットの地震応答計算書
		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-2-2-11 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	
1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎		V-2-2-23 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書	

	1.5 地盤物性・材料物性のばらつきの考慮方法	共通事項
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-2-2-21-1 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-2-2-22-1 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-2-2-21-3 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-2-2-22-3 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-2-2-21-4 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-2-2-22-4 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-2-2-21-2 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-2-2-22-2 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-2-2-27 代替淡水貯槽の地震応答計算書 V-2-2-28 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-2-2-25 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書 V-2-2-26 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-2-2-29 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-2-2-30 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カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-19 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-2-2-20 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-2-2-33 緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書 V-2-2-34 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-2-2-31 SA用海水ピットの地震応答計算書 V-2-2-32 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-2-2-11 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-2-2-12 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-2-2-23 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書 V-2-2-24 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

1.6 許容応力度法における許容限界について

屋外重要土木構造物の許容応力度法による耐震設計にあたり、部材に適用する許容応力度及び短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき設定することを基本とする。「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」において対象部材に直接適用できる値が無い場合は、「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）」に基づき設定する。また、「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）」においても対象部材に直接適用できる値が無い場合は、その他の規格・基準等を検討し、適切に設定する。

表 1.6-1 に各部材の許容応力度，短期許容応力度及び適用する規格・基準類を，表 1.6-2 に各屋外重要土木構造物に適用する規格，基準類を示す。

表 1.6-1 各部分材の許容応力度、短期許容応力度及び適用する規格、基準類

部材(材料)	規格	項目	許容応力度 (N/mm ²)	割増し係数	短期許容応力度 (N/mm ²)	適用する規格、基準類
コンクリート	設計基準強度 $f'_{ck} = 40$ N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度	14	1.5	21	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)
		許容せん断応力度*1	0.55	1.5	0.825	
		許容押抜きせん断応力度	1.1	1.5	1.65	
	設計基準強度 $f'_{ck} = 30$ N/mm ²	許容支圧応力度	12	1.5	18	
		許容曲げ圧縮応力度	11	1.5	16.5	
		許容せん断応力度	0.5	1.5	0.75	
鉄筋	SD490	許容引張応力度	290	1.5	435	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社)日本道路協会, 平成24年3月)
		許容引張応力度(せん断補強筋)	200	1.5	300	
	SD390	許容引張応力度	206	1.5	309	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)
		許容引張り応力度(せん断補強筋)	206	1.5	309	
	SD345	許容引張応力度	196	1.5	294	水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編, 溶接・接合編)-付解説-[第5回改訂版]((社)電力土木技術協会)
		許容引張り応力度(せん断補強筋)	196	1.5	294	
鋼材	SM570	許容引張応力度	240	1.5	360	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)
		許容せん断応力度	135	1.5	202.5	
	SM570	許容引張応力度	255	1.5	382.5	
		許容せん断応力度	145	1.5	217.5	
	SM490Y	許容引張応力度	210	1.5	315	
		許容せん断応力度	120	1.5	180	
SM490	許容引張応力度	185	1.5	277.5		
	許容せん断応力度	105	1.5	157.5		
SS400	許容引張応力度	140	1.5	210		
	許容せん断応力度	80	1.5	120		

注記 *1:耐震壁に対する短期許容せん断応力度は 1.35 N/mm²(=許容応力度 0.9 N/mm² $\times 1.5$ (割増し係数))を適用する。
 許容応力度 0.9 N/mm²は「 $F_c \times (1/30)$ か $0.5 + F_c \times (1/100)$ 」以下より算出(F_c :コンクリートの設計基準強度(N/mm²))
 (鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説—許容応力度設計法—(日本建築学会, 1999年))

表 1.6-2 各屋外重要土木構造物に適用する規格，基準類

屋外重要土木構造物	規格，基準類	コンクリート f' c k (N/mm ²)			鉄筋				鋼材					
		40	30	SD490	SD390	SD345	SM570	SM570	SM490Y	SM490	SS400			
		コ示	コ示	道路橋	コ示	コ示	水門	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋			
	屋外二重管	-	-	-	-	-	○	-	-	-	○	-	-	○
	常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備	○	-	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）	-	○	○	-	○	-	-	-	-	-	-	-	-
	常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）	○	-	○	-	○	-	-	-	-	-	-	-	-
	常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	-	-	-
	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カルバート	○	-	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	緊急用海水ポンプピット	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	-	-	-
	緊急用海水取水管	-	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	-	-
	S.A.用海水ピット	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	-	-	-
	海水引込み管	-	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	-	-
	S.A.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	○	-	○	-	-	-	-	-	-	-	-	○	-

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

目次

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	4-1
4.1 評価方法	4-2
4.2 評価条件	4-2
4.2.1 適用基準	4-2
4.2.2 耐震安全性評価フロー	4-3
4.2.3 評価対象断面の方向	4-4
4.2.4 評価対象断面の選定	4-7
4.2.5 使用材料及び材料定数	4-14
4.2.6 評価構造物諸元	4-17
4.2.7 地下水位	4-19
4.2.8 地震応答解析手法	4-19
4.2.9 解析モデルの設定	4-20
4.2.10 減衰定数	4-28
4.2.11 荷重の組合せ	4-31
4.2.12 地震応答解析の検討ケース	4-38
4.3 評価内容	4-40
4.3.1 入力地震動の設定	4-40
4.3.2 許容限界の設定	4-73
4.4 評価結果	4-76
4.4.1 地震応答解析結果	4-76
4.4.2 ⑤-⑤断面の耐震評価結果	4-84
4.5 まとめ（追而）	4-110

4.1 評価方法

常設代替高圧電源装置置場（以下、「電源装置置場」という。）は、軽油貯蔵タンク等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また、EL. -21.0 m階は西側淡水貯水設備として使用する。電源装置置場について基準地震動 S_g による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断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、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。

4.2 評価条件

4.2.1 適用基準

電源装置置場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）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）を適用するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の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）を適用する。

表 4.2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 4.2-1 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	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定） ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成24年3月）	・曲げに対する照査は、発生応力が、許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は、発生応力又は発生せん断力が、許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1 -1987	・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

4.2.2 耐震安全性評価フロー

図 4.2-1 に電源装置置場の耐震安全性評価フローを示す。

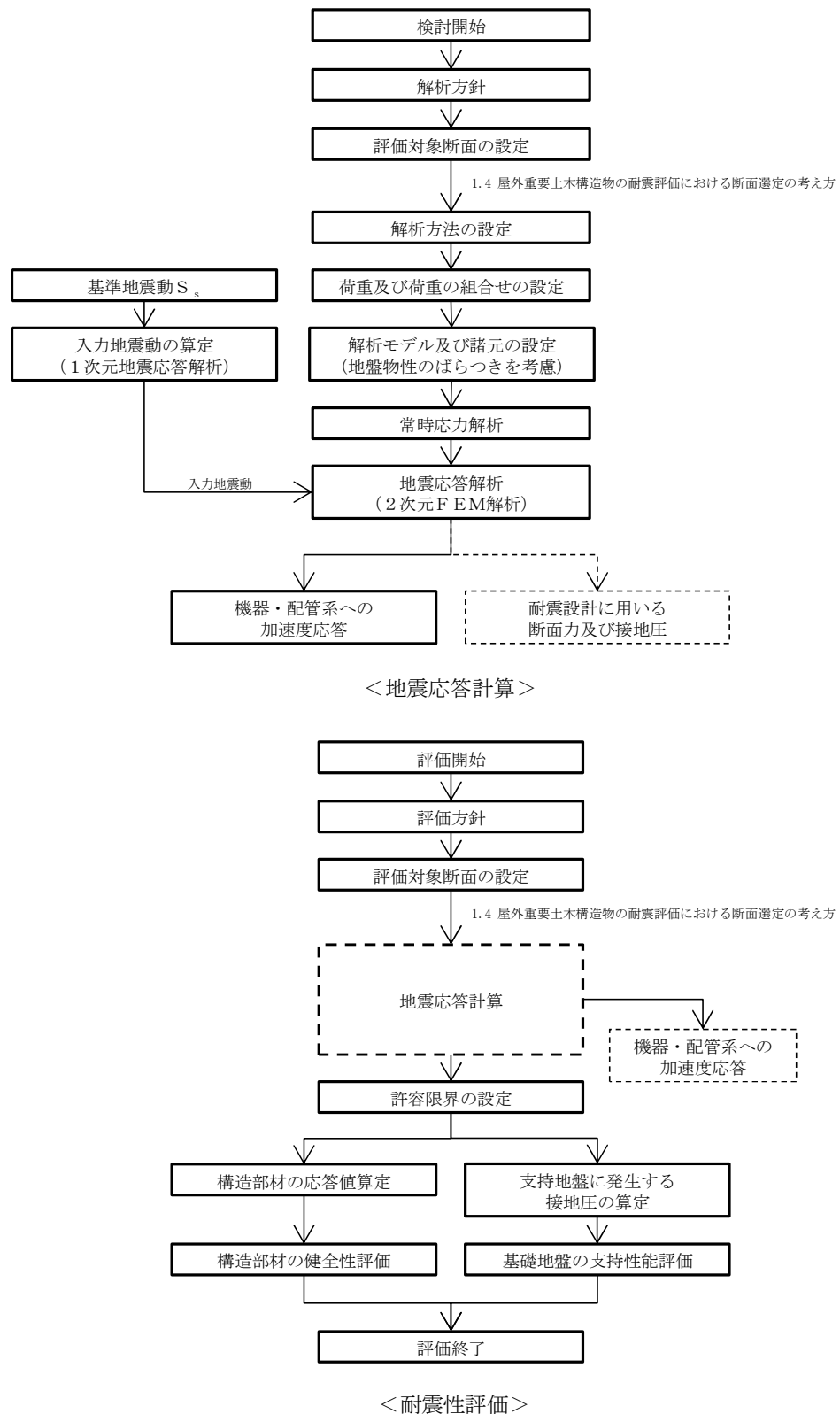


図 4.2-1 電源装置置場の耐震安全性評価フロー

4.2.3 評価対象断面の方向

電源装置置場の位置を図 4.2-2 及び図 4.2-3 に示す。

電源装置置場は、延長 56.5 m の鉄筋コンクリート造である。表 4.2-2 に示すとおり、電源装置置場の東西方向は、側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸断面方向となる。一方、南北方向は、耐震設計上見込める構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、電源装置置場の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である南北方向を評価対象断面の方向とする。

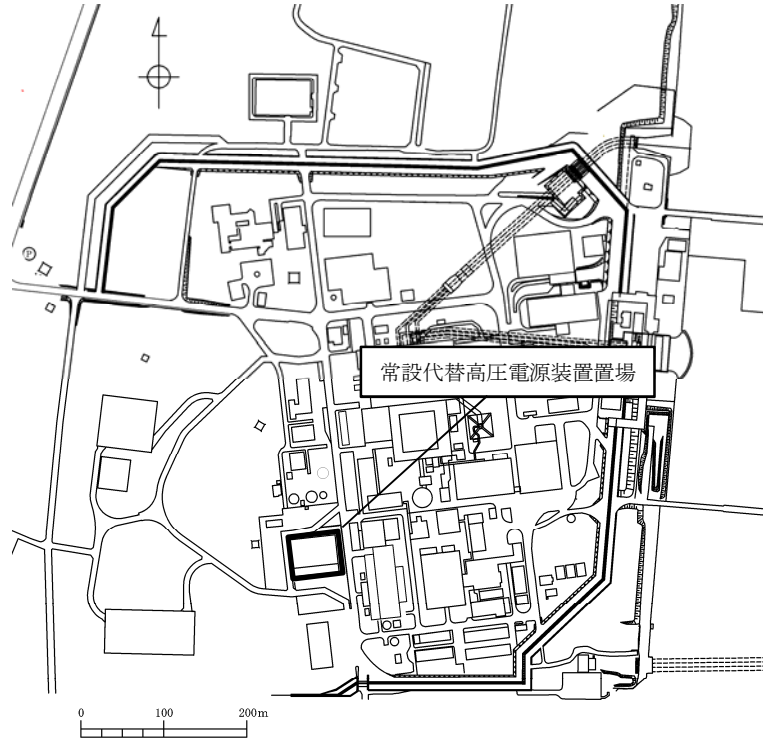


図 4.2-2 電源装置置場の位置図（全体平面図）

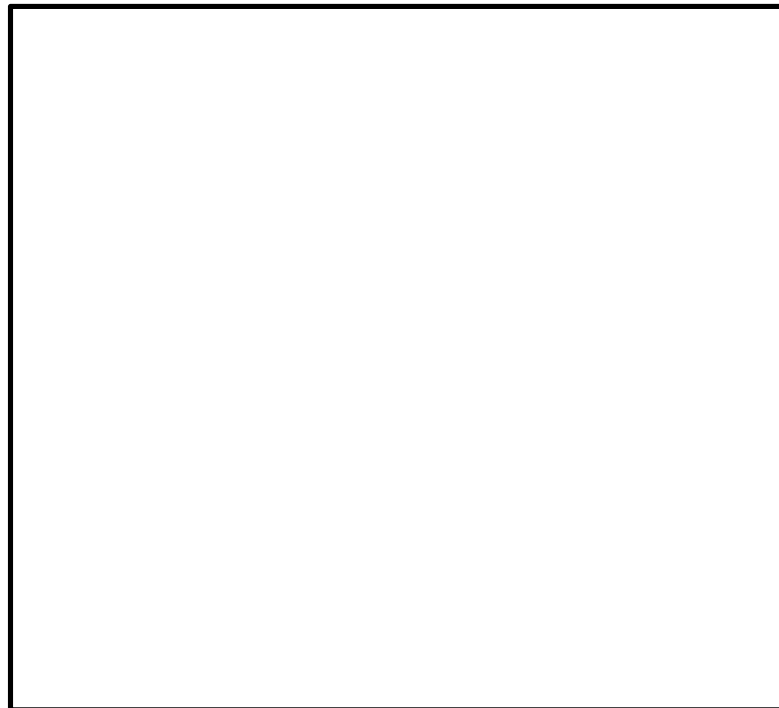

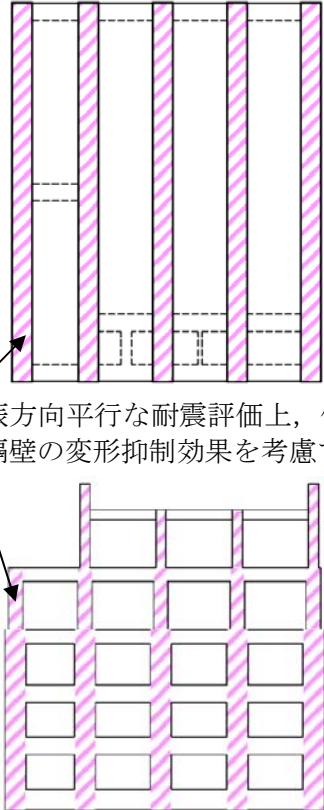


図 4.2-3 電源装置置場の位置図（拡大図）

表 4.2-2 電源装置置場の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
電源装置置場	<p data-bbox="671 344 788 376">加振方向</p>  <p data-bbox="517 801 943 837">加振方向に平行な壁部材が少ない</p> <p data-bbox="767 1240 967 1272">⇒弱軸断面方向</p>	 <p data-bbox="1011 792 1469 864">加振方向平行な耐震評価上、側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる</p> <p data-bbox="1262 1240 1461 1272">⇒強軸断面方向</p>

4.2.4 評価対象断面の選定

図 4.2-4 及び図 4.2-5 に電源装置置場の平面図及び断面図を示す。

電源装置置場は、延長 56.5 m の鉄筋コンクリート造である。東西方向に対して複数の断面形状を示すが、基本的には多層多連ボックスカルバート状のラーメン構造にて構成されている。

評価対象断面は、「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」で記載したとおり、常設代替高圧電源装置、軽油貯蔵タンク及び西側淡水貯水設備が上載しており、地震荷重による影響が大きく、構造的にも弱軸断面方向となる⑤-⑤断面を代表として耐震評価を実施する。なお、①-①断面、②-②断面、③-③断面及び④-④断面に側壁及び隔壁の耐震壁として効果を見込んだ 1 断面（東西方向断面）についても、設備の床応答算出の観点から地震応答解析を実施する。

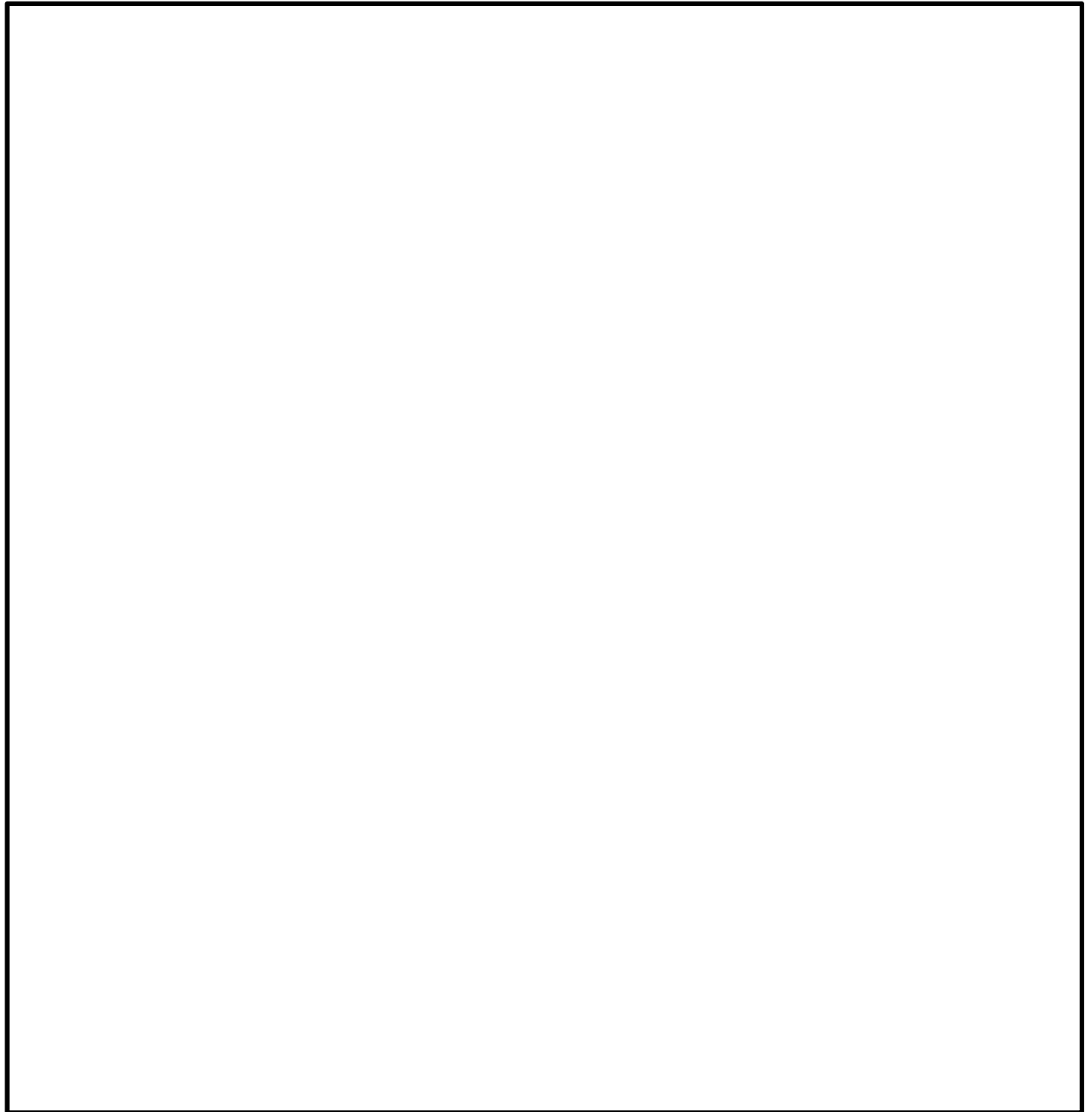


図 4.2-4 (1) 電源装置置場の設備概略位置図
(EL. +11.0 m, 常設代替高圧電源装置及び水密扉)

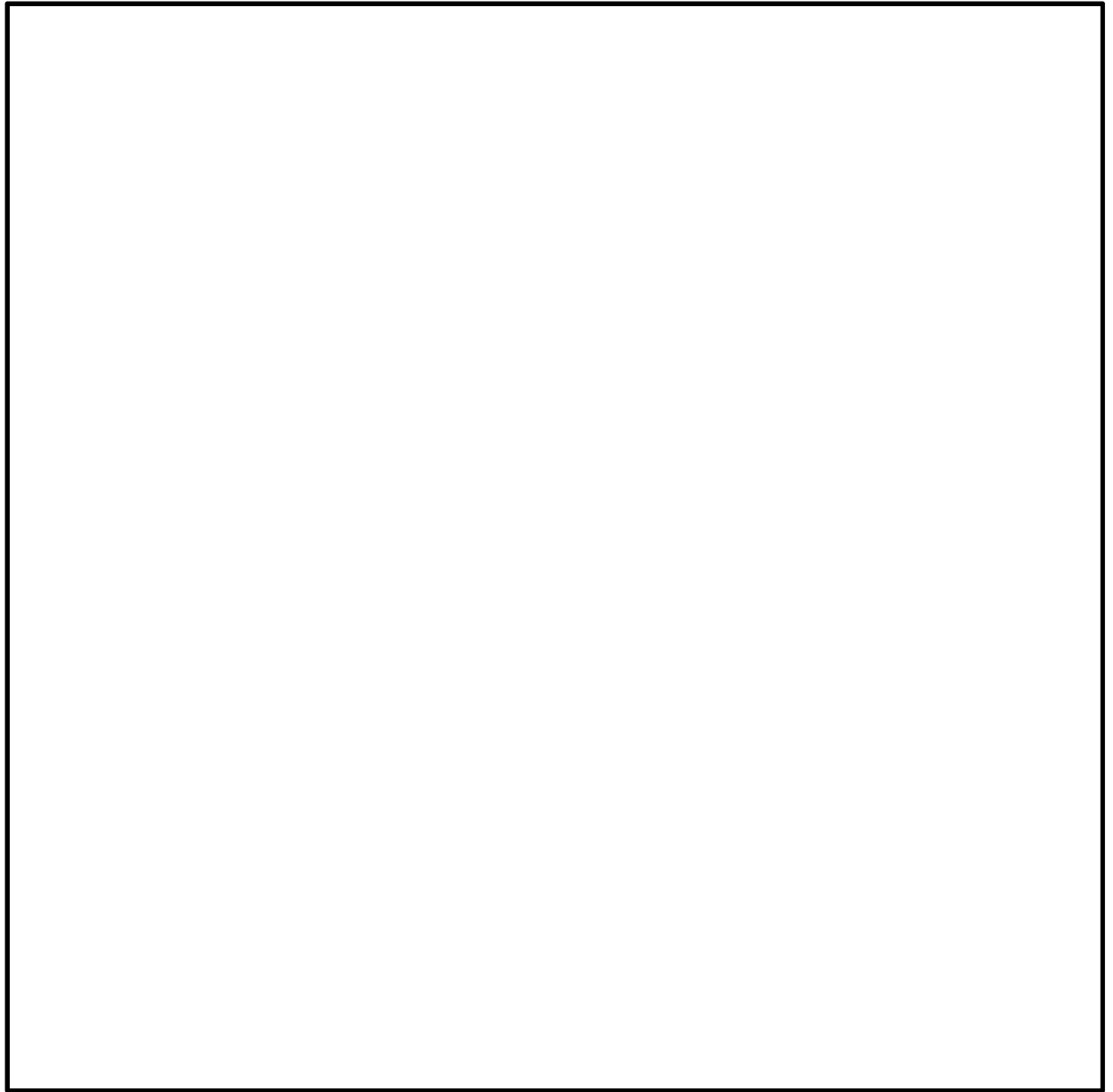


図 4.2-4 (2) 電源装置置場の設備概略位置図
(EL. +2.0 m, 軽油貯蔵タンク)

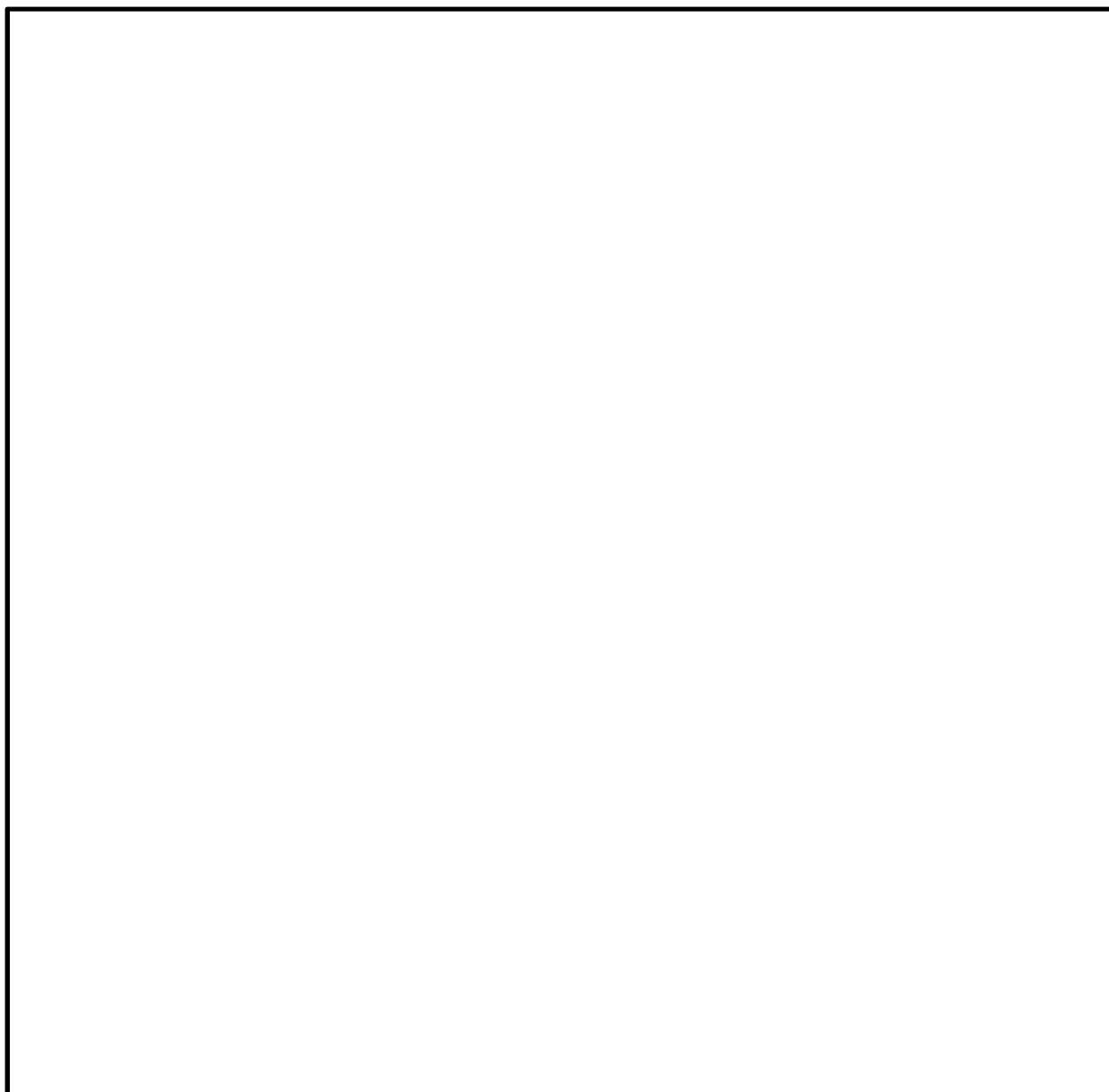


図 4.2-4 (3) 電源装置置場の設備概略位置図
(EL. -21.0 m, 西側淡水貯水設備)



図 4.2-5 (1) 電源装置置場の断面図 (①-①断面)



図 4.2-5 (2) 電源装置置場の断面図 (②-②断面)

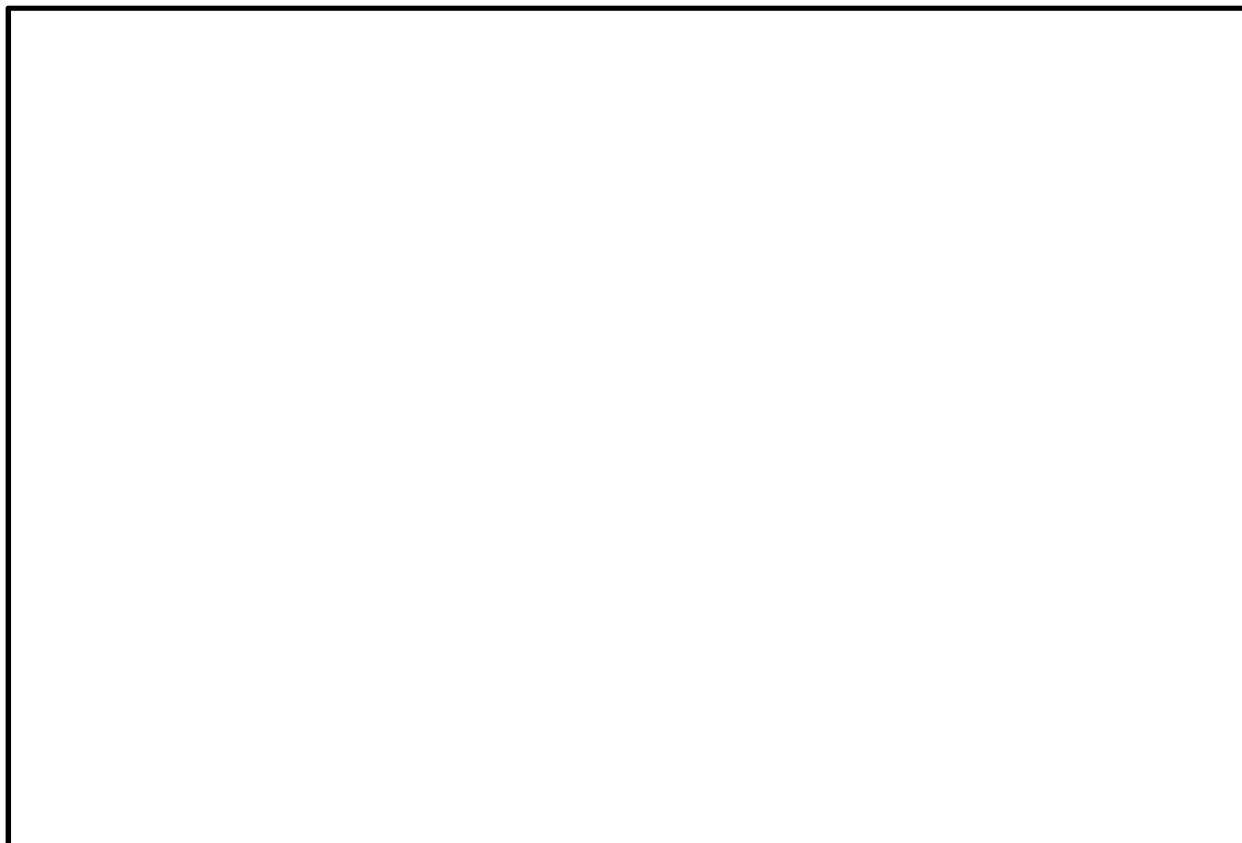


図 4.2-5 (3) 電源装置置場の断面図 (③-③断面)



図 4.2-5 (4) 電源装置置場の断面図 (④-④断面)

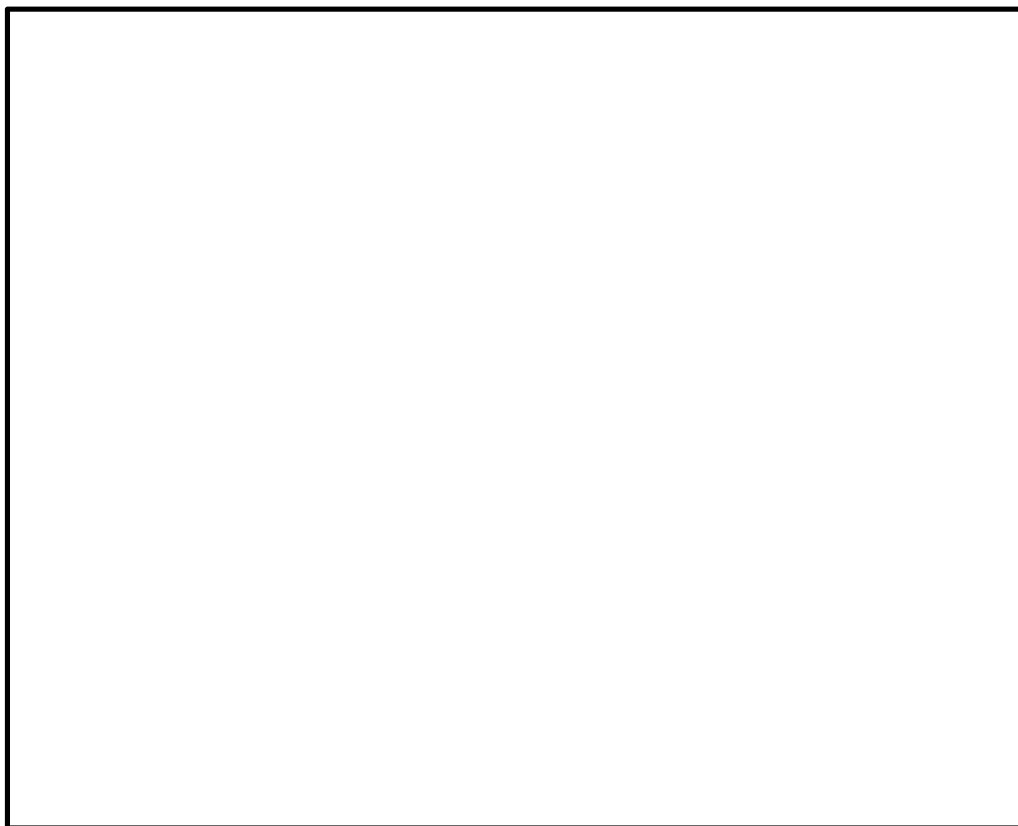


図 4.2-5 (5) 電源装置置場の断面図 (⑤-⑤断面)



図 4.2-5 (6) 電源装置置場の断面図 (⑥-⑥断面)

4.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 4.2-3 に、材料物性値を表 4.2-4 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適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 4.2-5 に示す。

表 4.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋	SD390, SD490

表 4.2-4 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10 ⁴	0.2

表 4.2-5(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'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 4.2-5 (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'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動の変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m 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	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

4.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う電源装置置場の評価構造物諸元を表 4.2-6 に示す。

表 4.2-7 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求 (追而)
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
底版	1.000	3.000	40	SD390 SD490	軽油貯蔵タンク等を間接 支持する機能の健全性を 確保
B2F, B3F スラブ	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
B1F スラブ	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地上スラブ	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地上梁	2.000	1.500	40	SD390 SD490	
地中側壁 (下部)	1.000	3.000	40	SD390 SD490	
地中隔壁 (下部)	1.000	3.000	40	SD390 SD490	
地中側壁 (上部)	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地中隔壁 (上部)	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地上側壁	1.000	1.500	40	SD390 SD490	
地上隔壁	1.000	1.500	40	SD390 SD490	

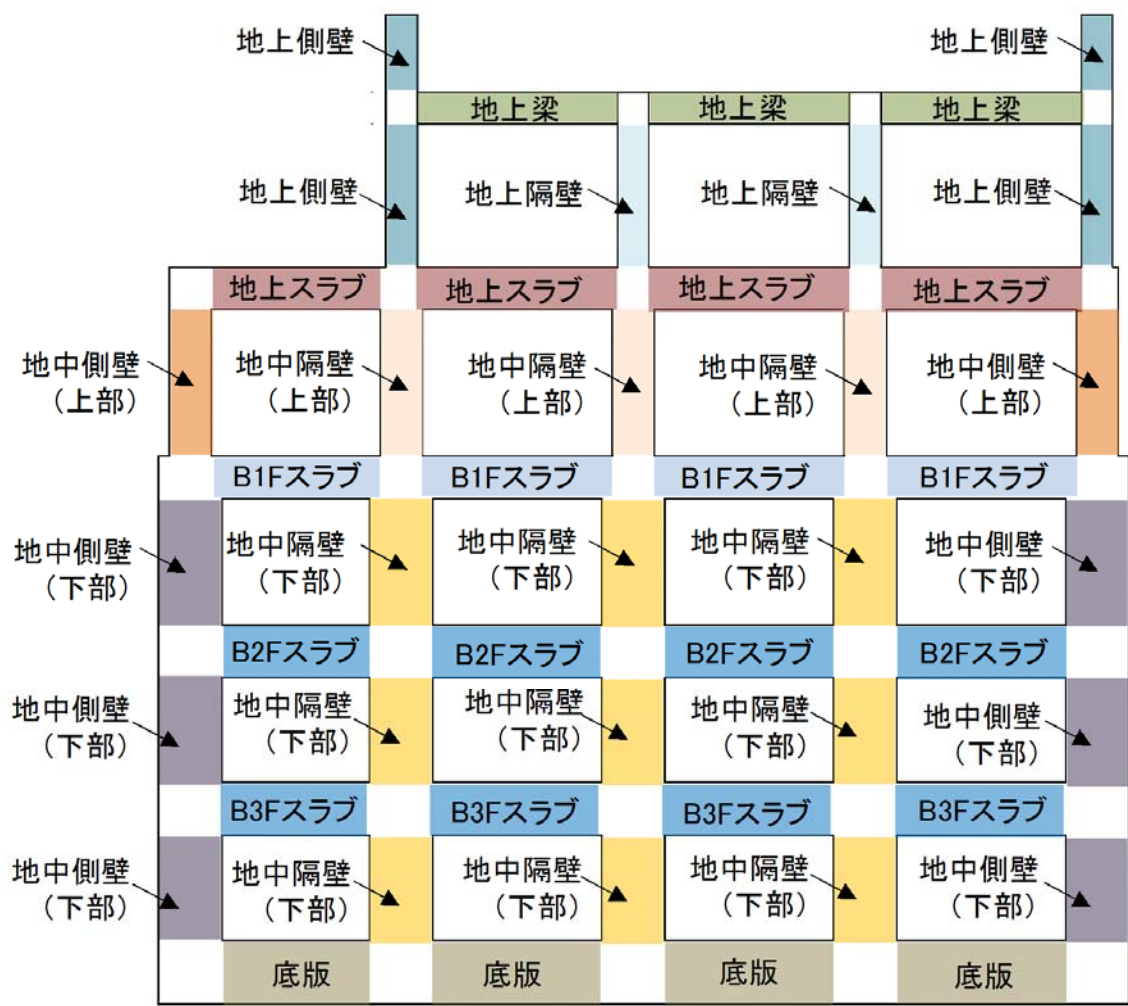


図 4.2-6 評価部位

4.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4.2.8 地震応答解析手法

電源装置置場の地震応答解析は、**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、はり要素及び平面ひずみ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4.2-7に示す。

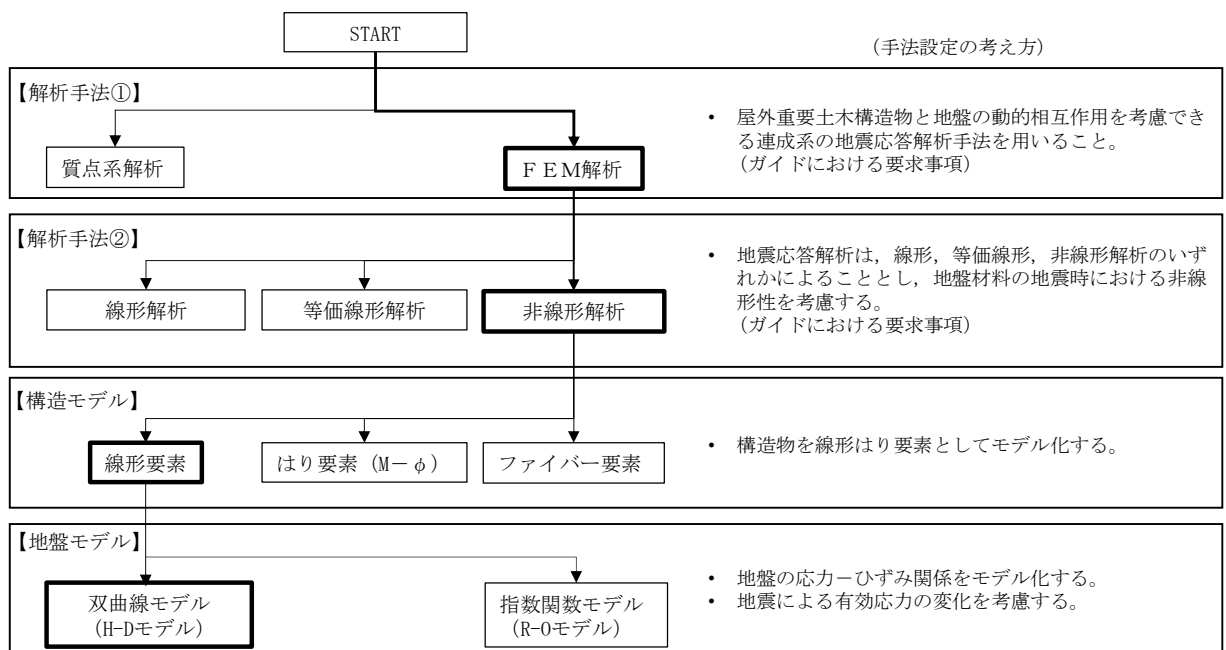


図 4.2-7 地震応答解析手法の選定フロー

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。

4.2.9 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 を適用し、図 4.2-8 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。

電源装置置場周辺の地質断面図を図 4.2-9 に示す。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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、対象とする波長に対して 5 または 4 分割した値を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

電源装置置場の地震応答解析モデルを図 4.2-10 に示す。

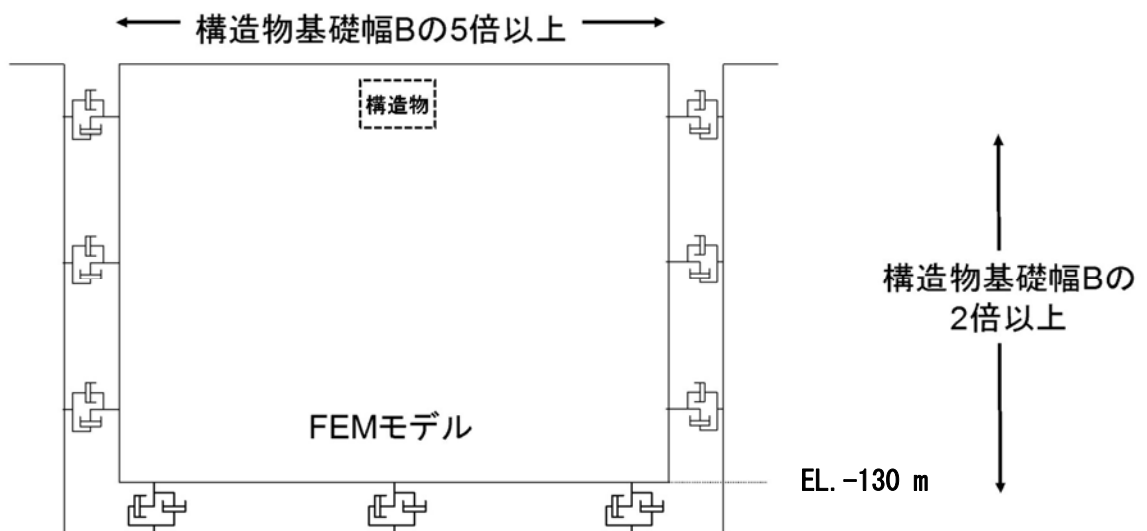


図 4.2-8 モデル範囲の考え方

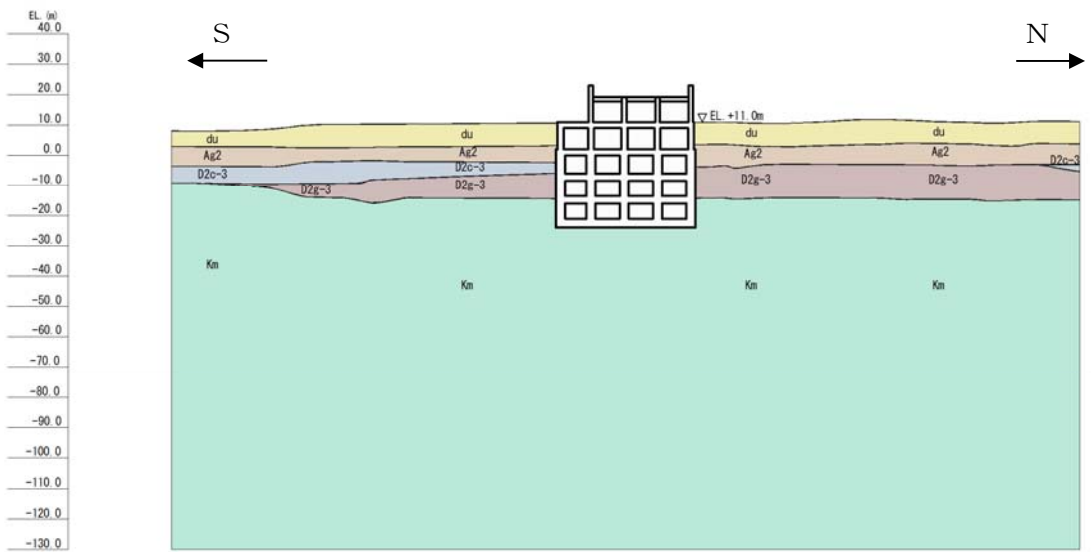


图 4.2-9 (1) 地質断面图 (南北方向⑤-⑤断面)

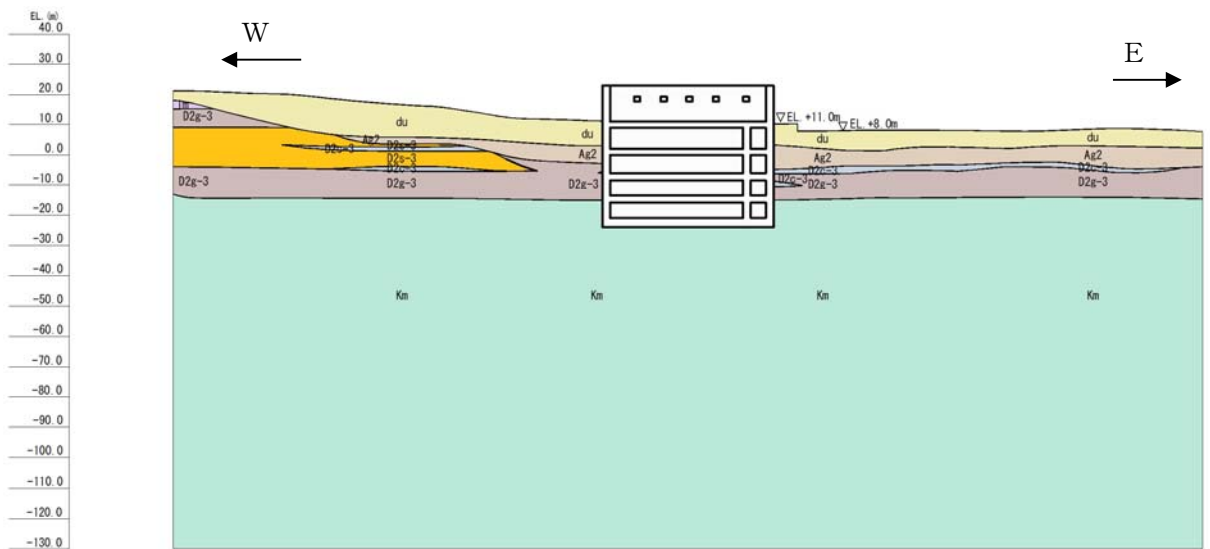


图 4.2-9 (2) 地質断面图 (東西方向断面)



図 4.2-10 (1) 電源装置置場の地震応答解析モデル (南北方向⑤-⑤断面)

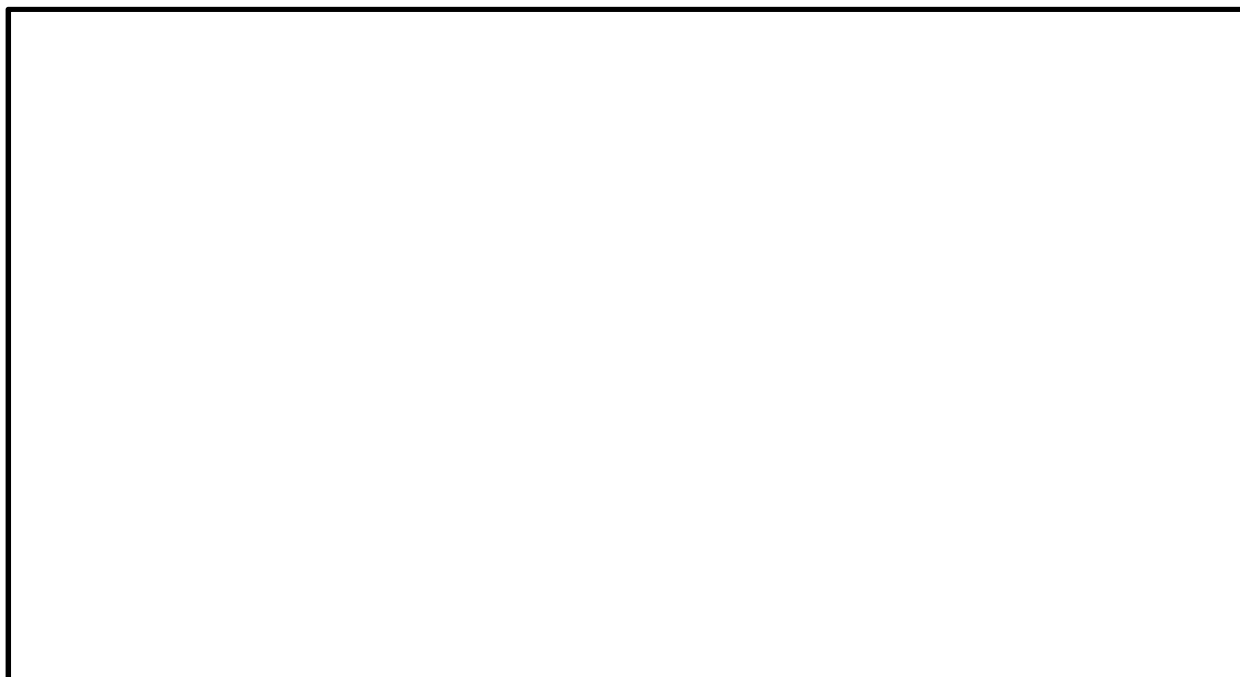


図 4.2-10 (2) 電源装置置場の地震応答解析モデル (東西方向断面)

(2) 構造物のモデル化

電源装置置場の南北方向⑤-⑤断面は、構造部材としての側壁、隔壁、底版、スラブ及び地上梁を線形はり要素でモデル化する。

それぞれの線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」を適用して、剛域を設ける。ただし、地上梁と側壁の交点の側壁側には剛域を設けない。これは、地上梁は梁構造であり、壁部材の曲げ剛性は梁部材の曲げ部材と比較して大きく、交点の壁部材側が剛域とはならないためである。剛域を設けない場合でも保守側の検討となるように、「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）」に従い、側壁の全要素を照査対象とする。

電源装置置場の南北方向⑤-⑤の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図4.2-11(1)に、地上梁に係る剛域の設定を図4.2-11(2)に示す。

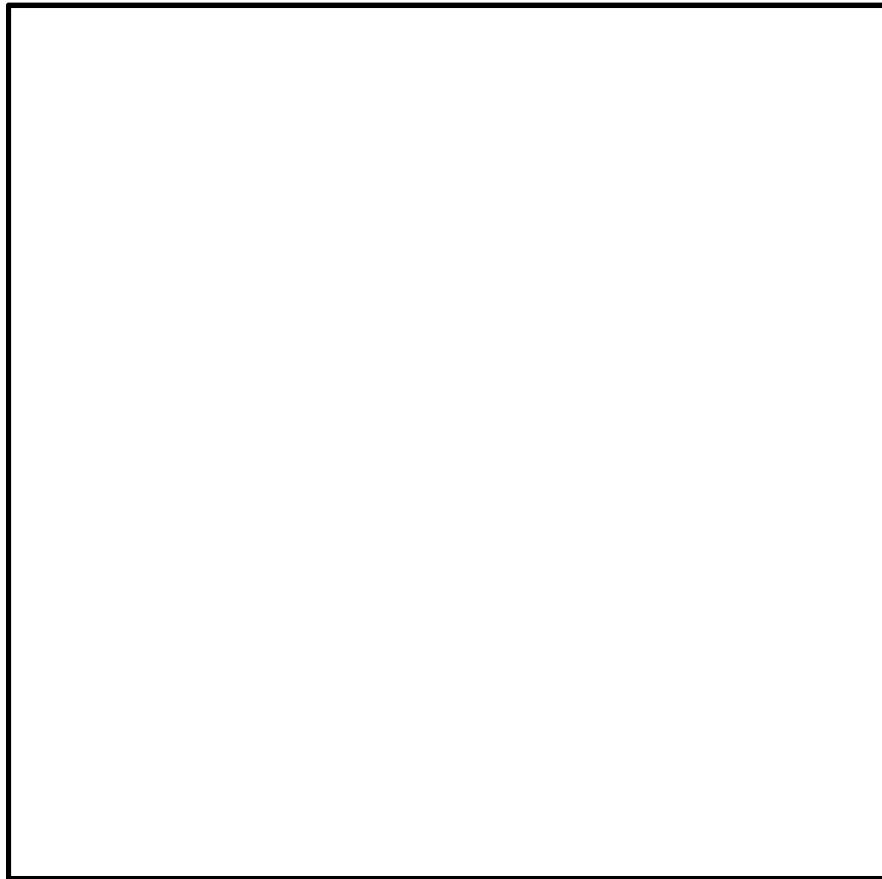


図4.2-11(1) 電源装置置場の解析モデル（構造物部分拡大図，南北方向⑤-⑤断面）

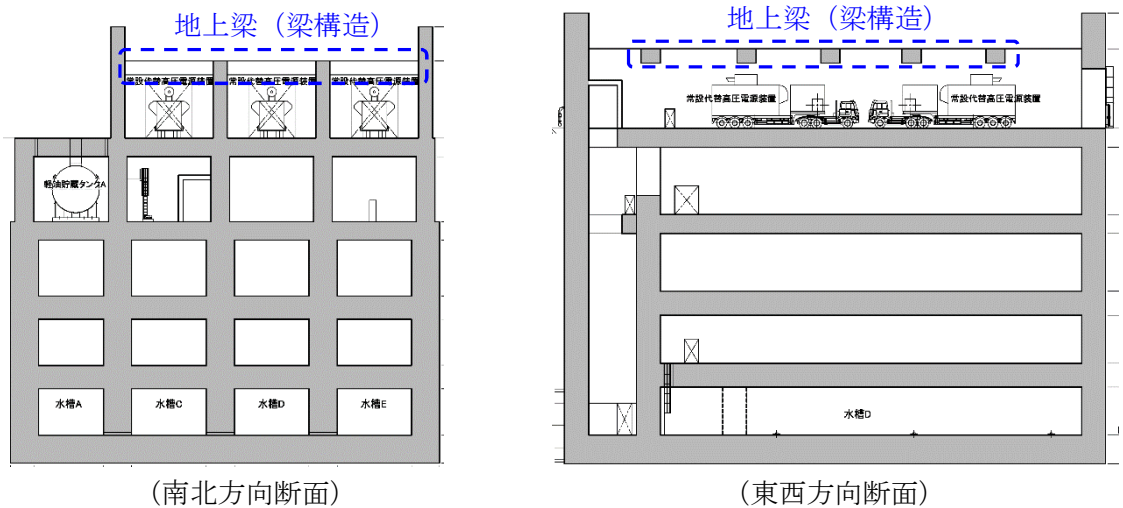
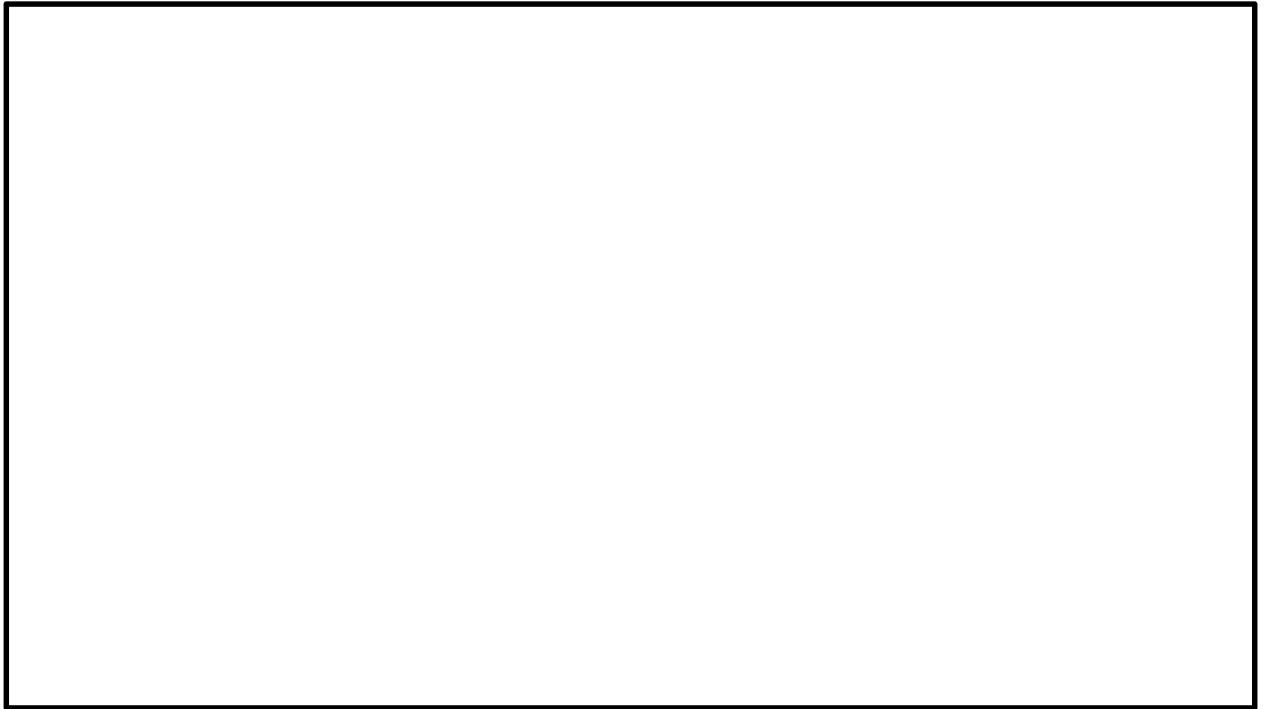


図 4.2-11 (2) 電源装置置場の解析モデル (剛域の設定, 南北方向⑤-⑤断面)

電源装置置場の東西断面は、構造部材としてのスラブ、底版及び側壁を線形はり要素で、耐震壁の効果を期待する側壁及び隔壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

電源装置置場のモデル化については、構造部材を線形はり要素としてモデル化する。ここで、東西方向と平行な壁部材（側壁及び隔壁）が密に配置されることから、東西方向断面は壁部材の耐震壁としての効果を期待できる構造的な強軸断面方向である。したがって、線形はり要素間の中空部については、壁部材の剛性補反映した平面ひずみ要素を配置する。具体的には、図 4.2-11 (3) に示す通り、壁部材（側壁及び隔壁）の全部材厚を全奥行き幅で薄めた等価剛性を平面ひずみ要素を設定する。なお、解析モデル上、線形はり要素は平面ひずみ要素と節点を共有しており十分に剛であることから、線形はり要素の交点には剛域を設けない。

電源装置置場の東西方向断面の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 4.2-11

(2) に示す。

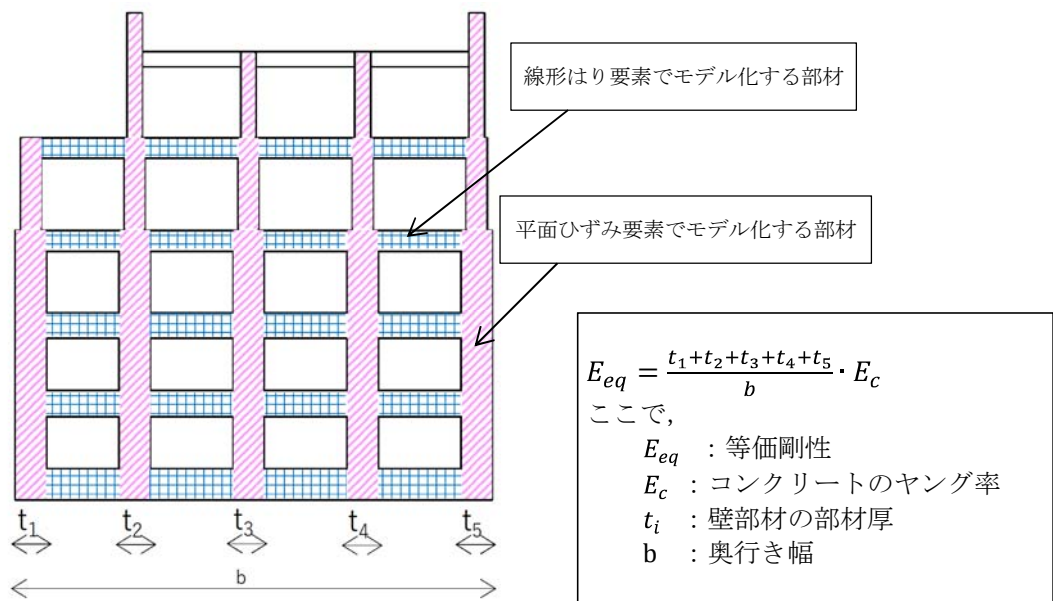


図 4.2-11 (3) 電源装置置場の解析モデル (構造物部分拡大図, 東西方向断面)

構造物の要素分割は、「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)より, 断面厚さまたは有効高さの約1.0倍程度とする。

なお, 構造物の地下部分は構築後に周囲を地表面まで埋戻されるが, 原地盤と同等以上の強度を有する材料で埋戻すため, 構造物と側方地盤の境界部は原地盤でモデル化する。

(3) 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 4.2-12 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 4.2-8 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 4.2-8 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 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い表 4.2-9 のとおり設定する。

表 4.2-9 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



(南北方向⑤-⑤断面)

(東西方向断面)

— : ジョイント要素

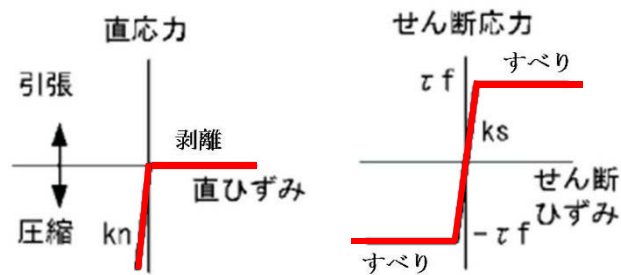


図 4.2-12 ジョイント要素の考え方

(4) 材料特性の設定

南北方向⑤-⑤断面については、鉄筋コンクリートの部材は線形はり要素を用いてモデル化する。

東西方向断面については、鉄筋コンクリートのスラブ部材等は線形はり要素を用いてモデル化し、耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。

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

4.2.10 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、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

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 α [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 α [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 α [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4.2-13にRayleigh減衰の設定フローを、表4.2-10に固有値解析結果を示す。

なお、地盤の1次固有振動数は、解析モデル全体の1次モードを採用し、構造物の1次固有振動数は、構造系全体がせん断変形モードを呈するとともに、刺激係数に着目して選定した。

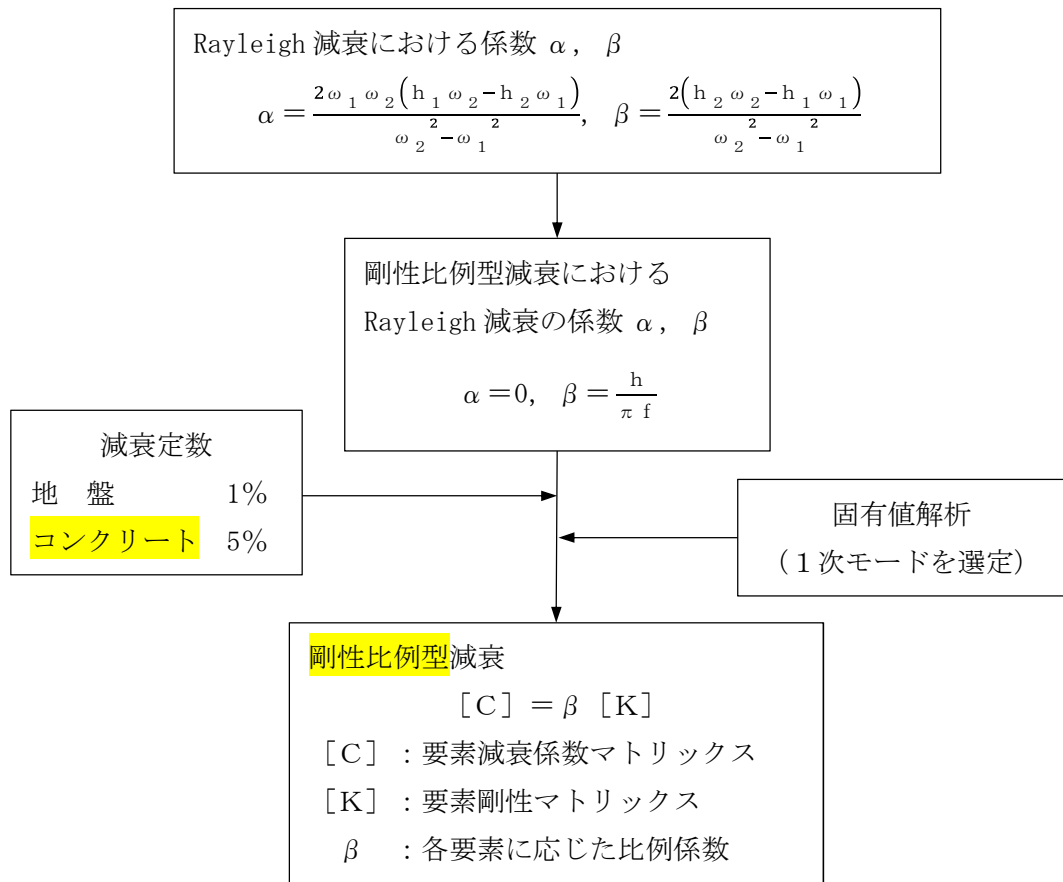


図 4.2-13 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 4.2-10 (1) 固有値解析結果 (平均剛性) (追而)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			地盤の 1 次固有振動数として選定
2			
3			
4			
5			
6			
7			構造物の 1 次固有振動数として選定
8			
9			

表 4.2-11 (2) 固有值解析結果 (+1 σ 剛性) (追而)

表 4.2-12 (3) 固有值解析結果 (-1 σ 剛性) (追而)

表 4.2-13 (4) 固有值解析結果 (豐浦標準砂) (追而)

4.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、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。

なお、電源装置置場は、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、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 4.2-14 に示す。

地震時に電源装置置場に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 4.2-14 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		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設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・貯水槽の水位に応じた静水圧として考慮 ・淡水の密度を考慮
変動荷重	雪荷重		○	・雪荷重を考慮
	風荷重		○	・風荷重を考慮*
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様	

*： 風荷重の影響は最も厳しい照査結果の地震波に対して別途検討する。

(1) 機器・配管荷重

a. 南北方向⑤－⑤断面

図 4.2-14 に⑤－⑤断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。

EL. +11.0 m レベルには、常設代替高圧電源装置及びシンダーコンクリート荷重として 17.13 t/m を考慮する。

地下 1F の区画 1 の床面については、単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重 4.00 t/m を考慮する。

地下 1F の区画 2 及び区画 3 の床面については、単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重及び仕切壁の質量としてそれぞれ 3.50 t/m² 及び 3.92 t/m² を考慮する。

地下 1F の区画 4 には軽油貯蔵タンクが設置される。軽油貯蔵タンク及び中詰砂については、鉛直動による単位奥行き当たり質量として床面に 10.46 t/m² を、水平動による単位奥行き当たり質量として左右の壁に 5.98 t/m² ずつを作用させる。

地下 3F の床面については、単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重として 0.10 t/m を考慮する。

その他、配管等が設置される壁及び天井については、単位奥行き当たりの配管荷重を作用させる。



図 4.2-14 機器・配管荷重図 (南北方向⑤－⑤断面)

b. 東西方向断面

図 4.2-15 に東西方向断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。

EL. +11.0 m レベルには、常設代替高圧電源装置、シンダーコンクリート荷重及び全機器・配管荷重として 0.66 t/m^2 を考慮する。

地下 1F の床面については、単位奥行き当たりの軽油貯蔵タンク、仕切壁及び全機器・配管荷重として 2.20 t/m^2 を考慮する。

最下階の床面については、単位奥行き当たりの全機器・配管荷重として 0.35 t/m を考慮する。

縦穴の壁については、単位奥行き当たりの仕切壁及び全機器・配管荷重を考慮する。

その他、配管等が設置される壁及び天井については、単位奥行き当たりの配管荷重を作用させる。



図 4.2-15 機器・配管荷重図（東西方向断面）

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は、地下水の密度として、 1.00 g/cm^3 を考慮する。

(3) 内水圧

電源装置置場の最下階には西側淡水貯水設備が設置されるため、EL. -16.00 m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は淡水の密度として、 1.00 g/cm^3 を考慮する。

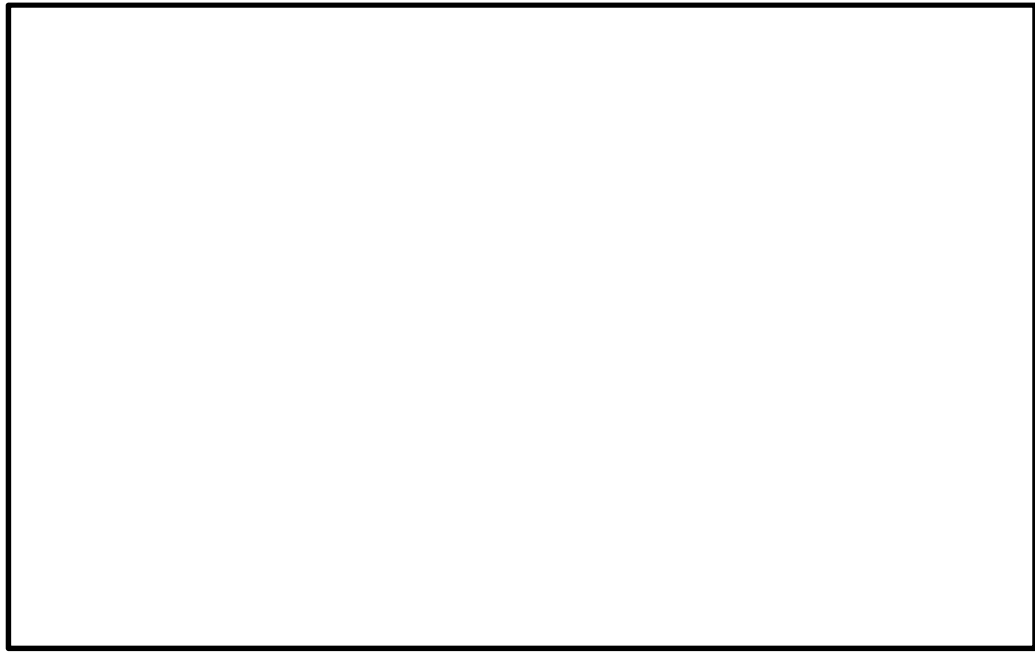


図 4.2-16 (1) 内水圧図 (南北方向⑤-⑤断面)



図 4.2-16 (2) 内水圧図 (東西方向断面)

(4) 雪荷重

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

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

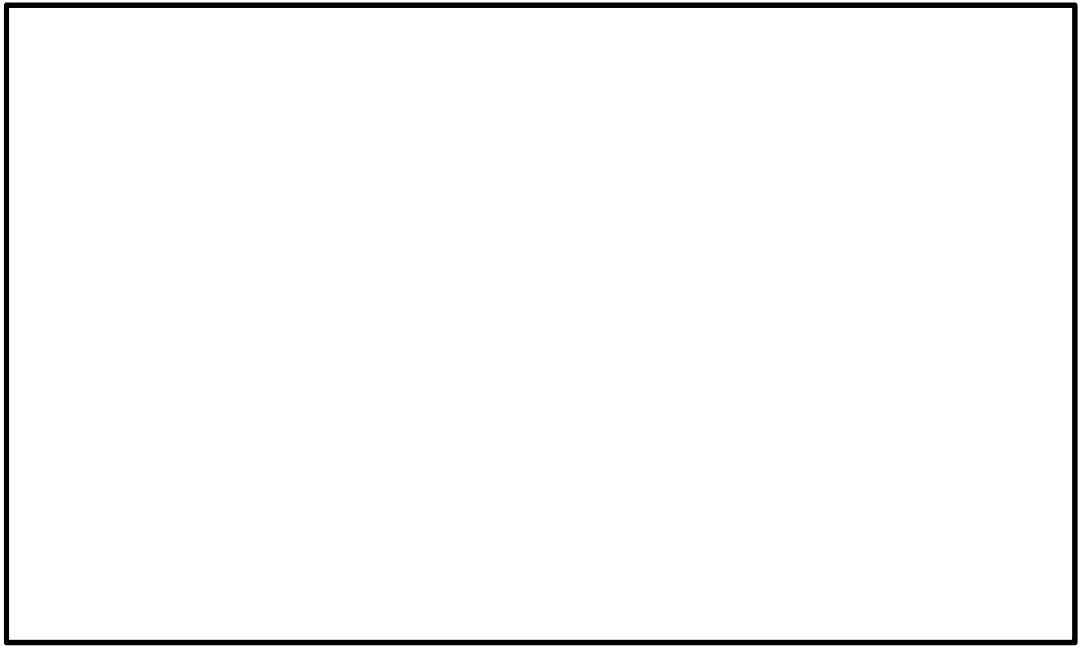


図 4.2-17 (1) 雪荷重図 (南北方向⑤-⑤断面)

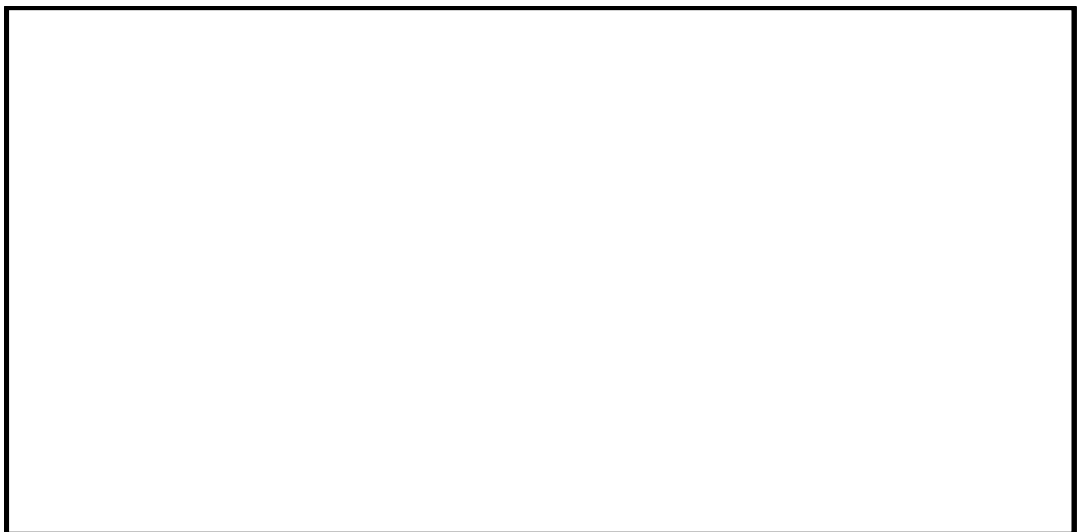


図 4.2-17 (2) 雪荷重図 (東西方向断面)

(5) 動水圧

電源装置置場の最下階には西側淡水貯水設備が設置されるため、EL. -16.00 m を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は淡水の密度として、 1.00 g/cm^3 を考慮する。

なお、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下のスラブに半分ずつ等しく作用させるものとする。

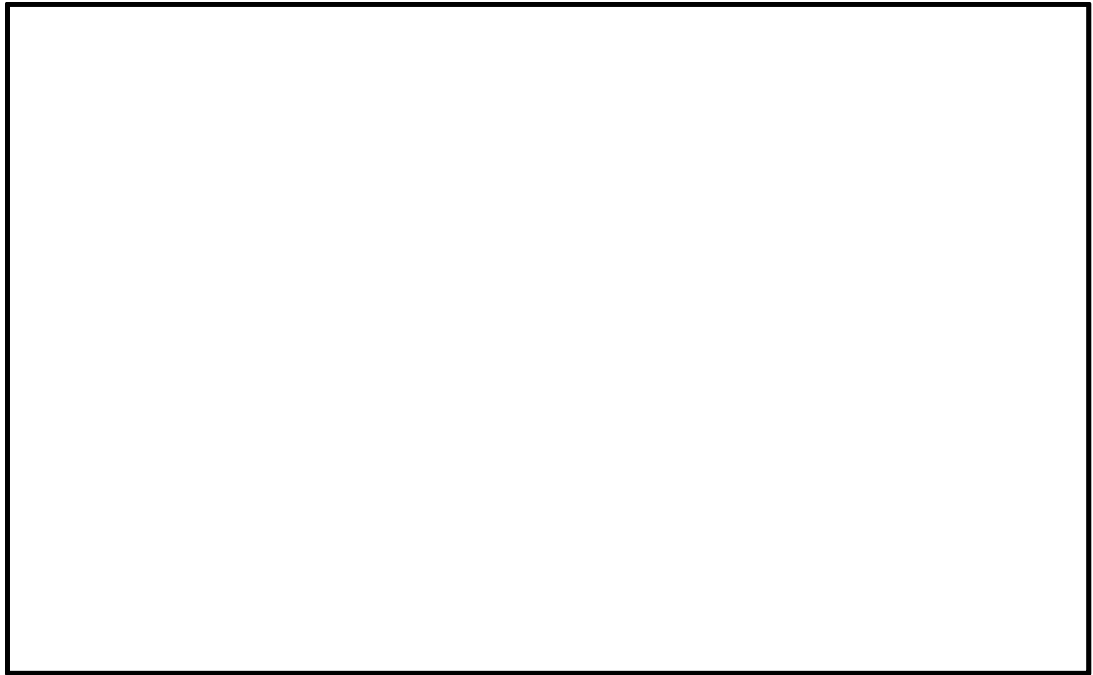


図 4.2-18 (1) 水平動による動水圧図 (南北方向⑤-⑤断面)

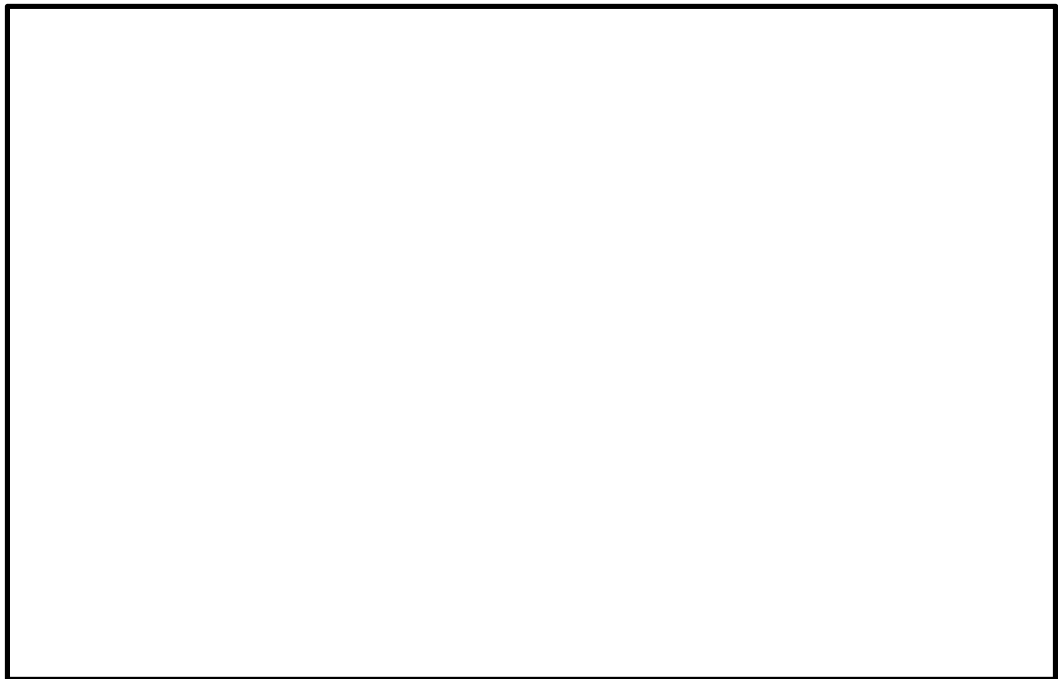


図 4.2-18 (2) 鉛直動による動水圧図 (南北方向⑤-⑤断面)



図 4.2-18 (3) 水平動による動水圧図 (東西方向断面)



図 4.2-18 (4) 鉛直動による動水圧図 (東西方向断面)

4.2.12 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

電源装置置場の耐震設計における検討ケースを表 4.2-15 に示す。

表 4.2-15 電源装置置場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
		原地盤に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 (+1σ) した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) 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 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂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	(++)	1	1	1	1	1
		(+-)	1				
		(-+)	1				
		(---)	1				
	S _s -1 1	(++)	1				
	S _s -1 2	(++)	1				
	S _s -1 3	(++)	1				
	S _s -1 4	(++)	1				
	S _s -2 1	(++)	1				
		(++)	1				
S _s -3 1	(++)	1					
	(-+)	1					
計		12	1	1	1	1	1

①の検討において、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。
 最も厳しい地震動の選定にあたっては、各施設の評価部位毎に1波選定する。

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は、上記ケースの中で、変位量が最も大きいケースにて行う。

(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 4.2-16 に示す。

表 4.2-16 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 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース			
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂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	(++)	1	1	1		
		(+-)		1			
		(-+)		1			
		(--)		1			
	S _s -1 1	(++)		⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。		1	⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
	S _s -1 2	(++)		1		1	
	S _s -1 3	(++)		1		1	
	S _s -1 4	(++)		1		1	
	S _s -2 1	(++)		1		1	
	S _s -2 2	(++)		1		1	
S _s -3 1	(++)	1	1				
	(-+)	1	1				
計		1	12	1			

4.3 評価内容

4.3.1 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。

図 4.3-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ 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 NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

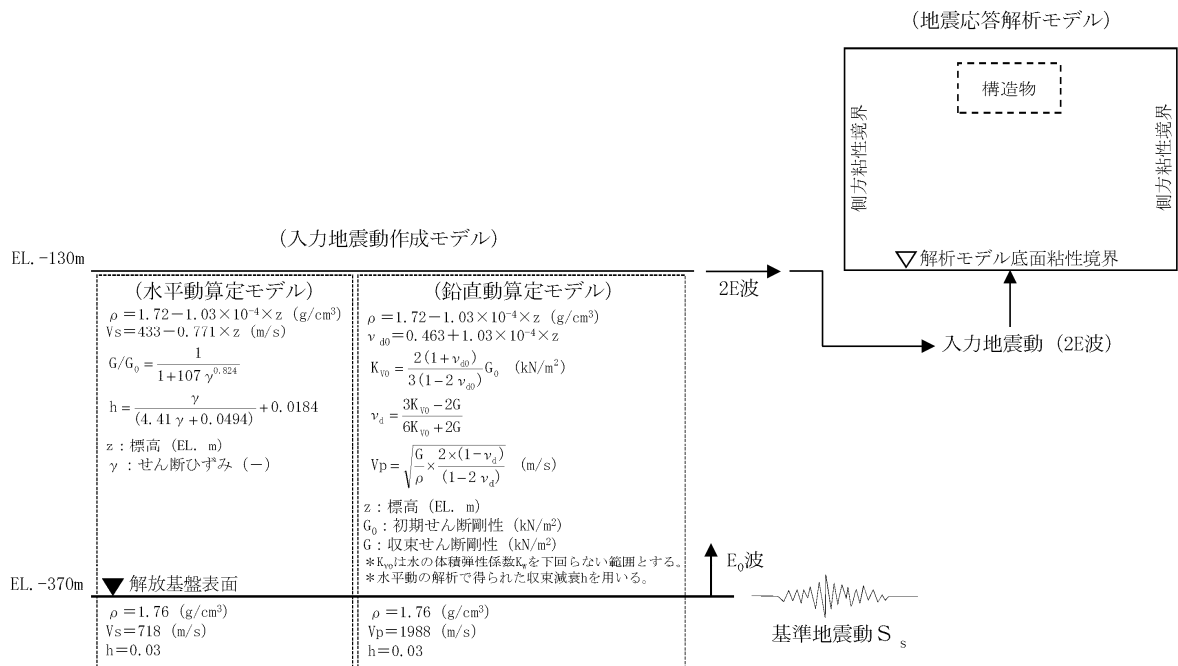
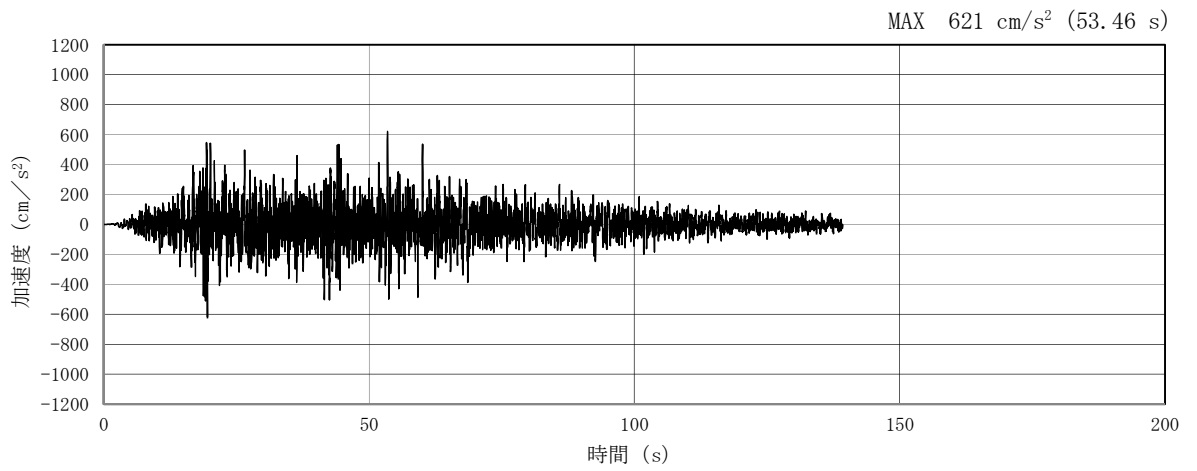
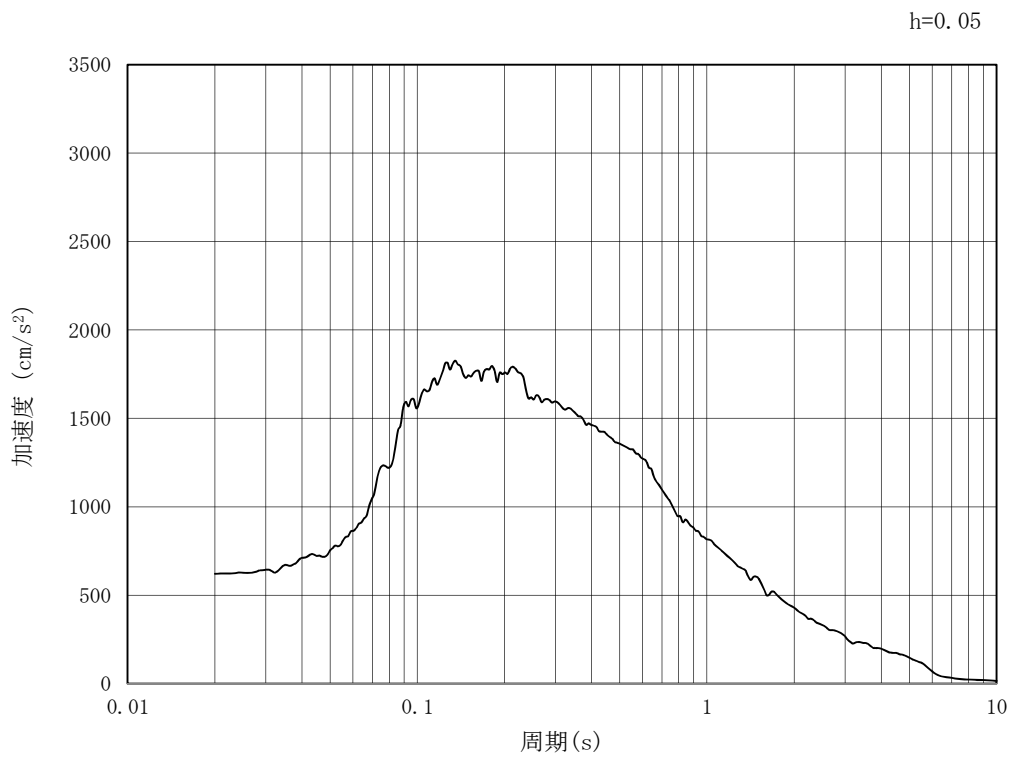


図 4.3-1 入力地震動算定の概念図

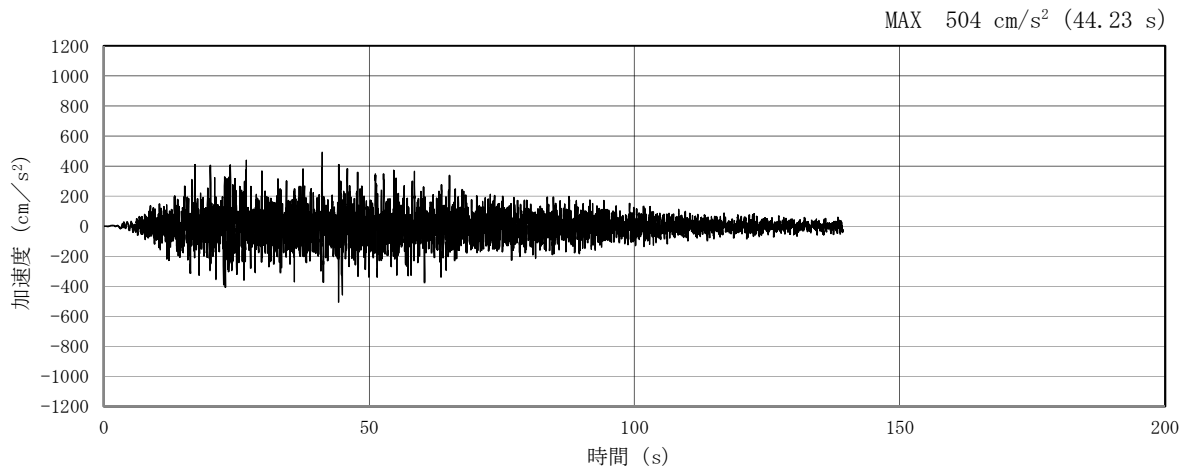


(a) 加速度時刻歴波形

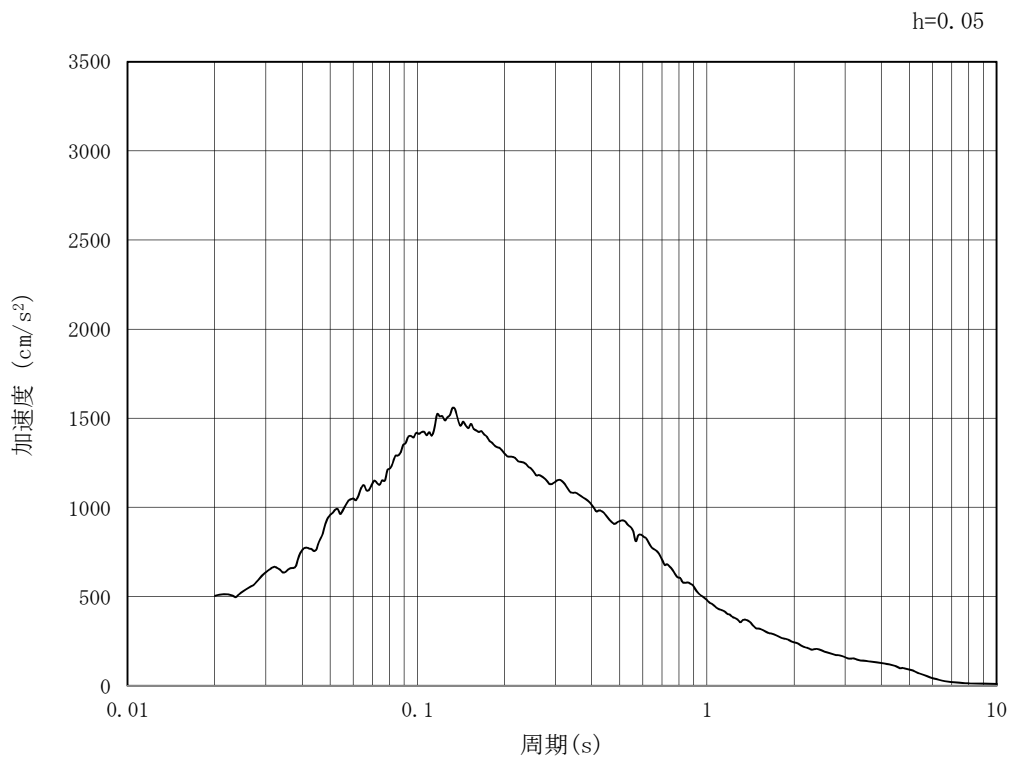


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (1) 東西方向断面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 : $S_s - D 1$)

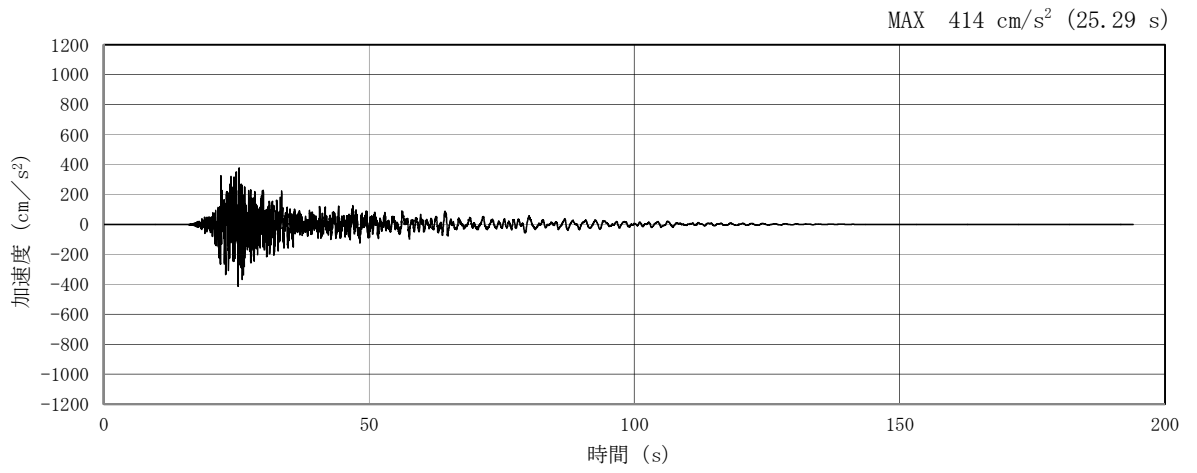


(a) 加速度時刻歴波形

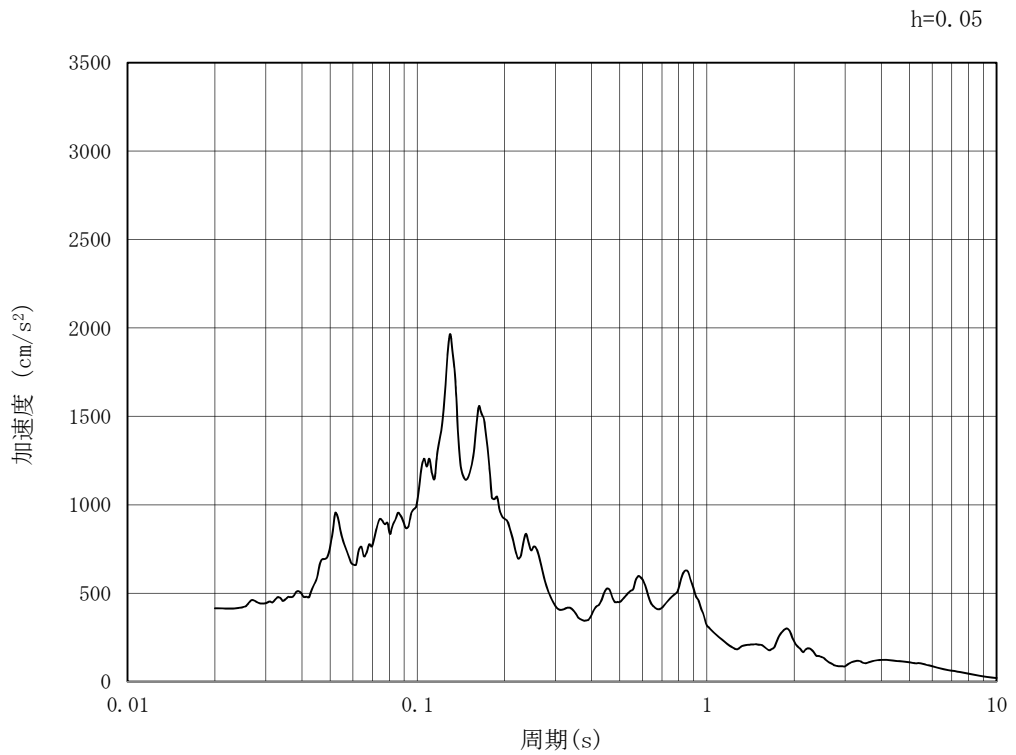


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (2) 東西方向断面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 : $S_s - D 1$)

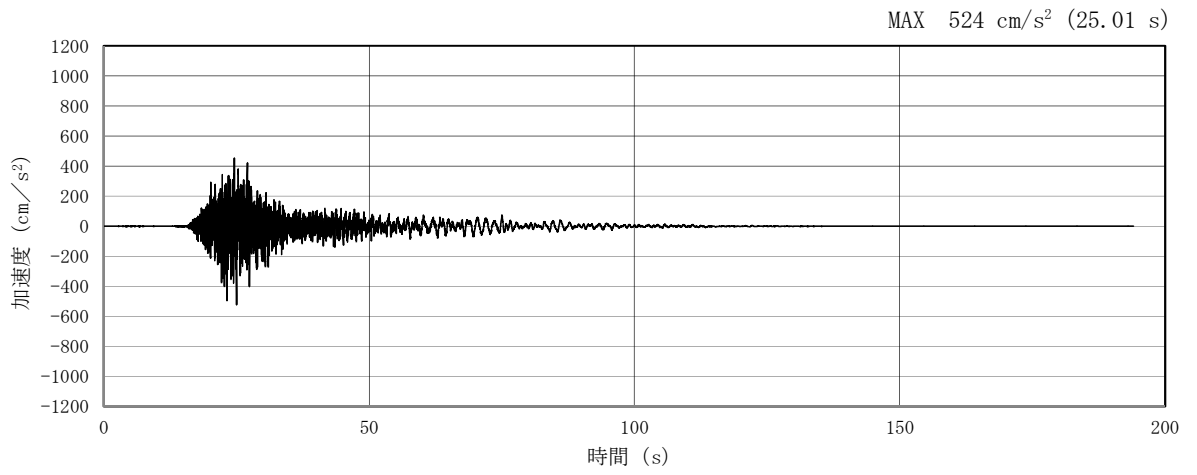


(a) 加速度時刻歴波形

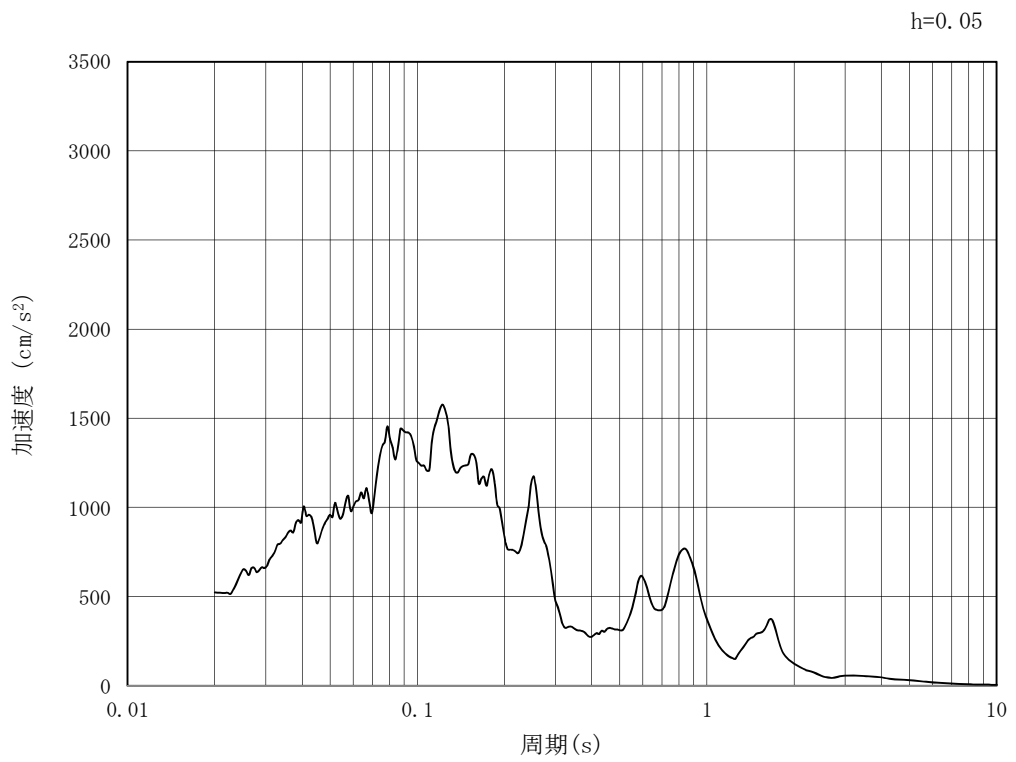


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (3) 東西方向断面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: $S_s - 1.1$)

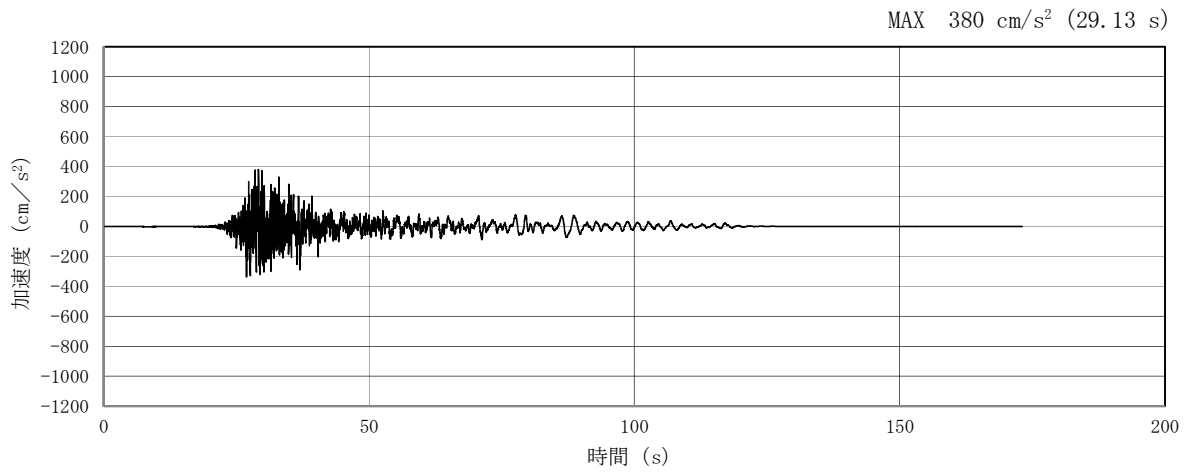


(a) 加速度時刻歴波形

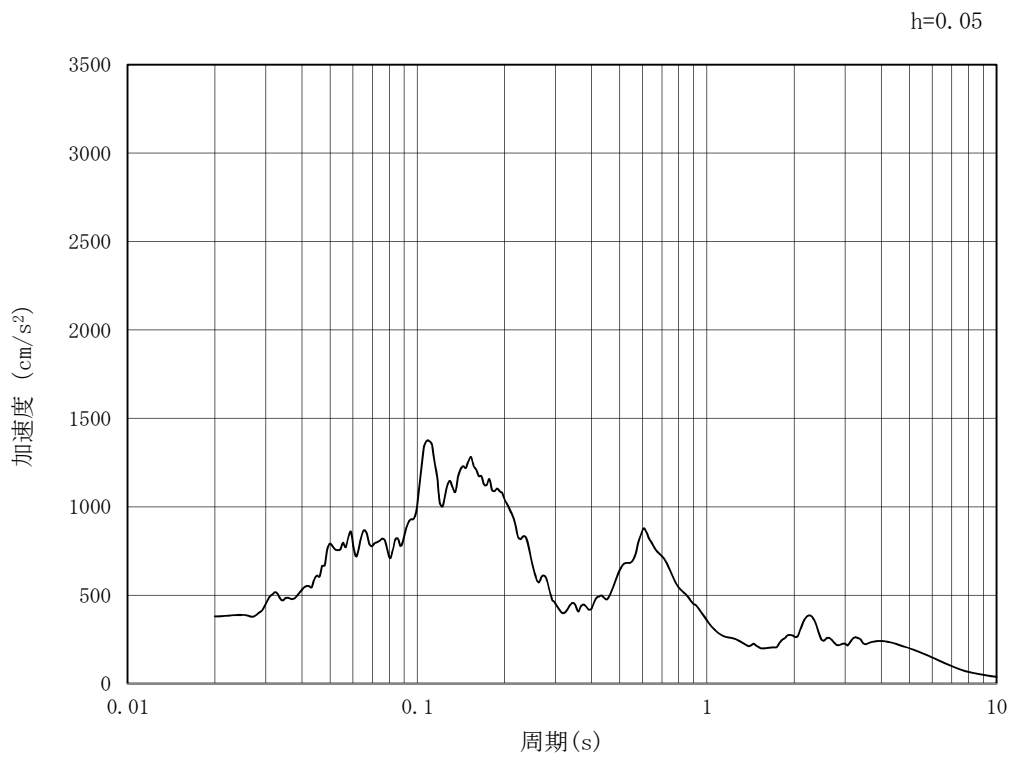


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (4) 東西方向断面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 : $S_s - 1.1$)

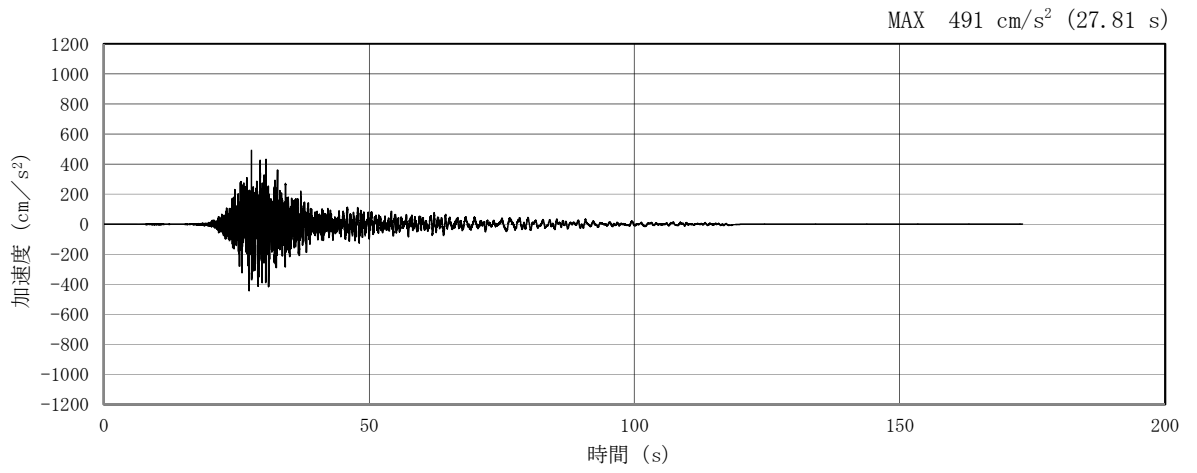


(a) 加速度時刻歴波形

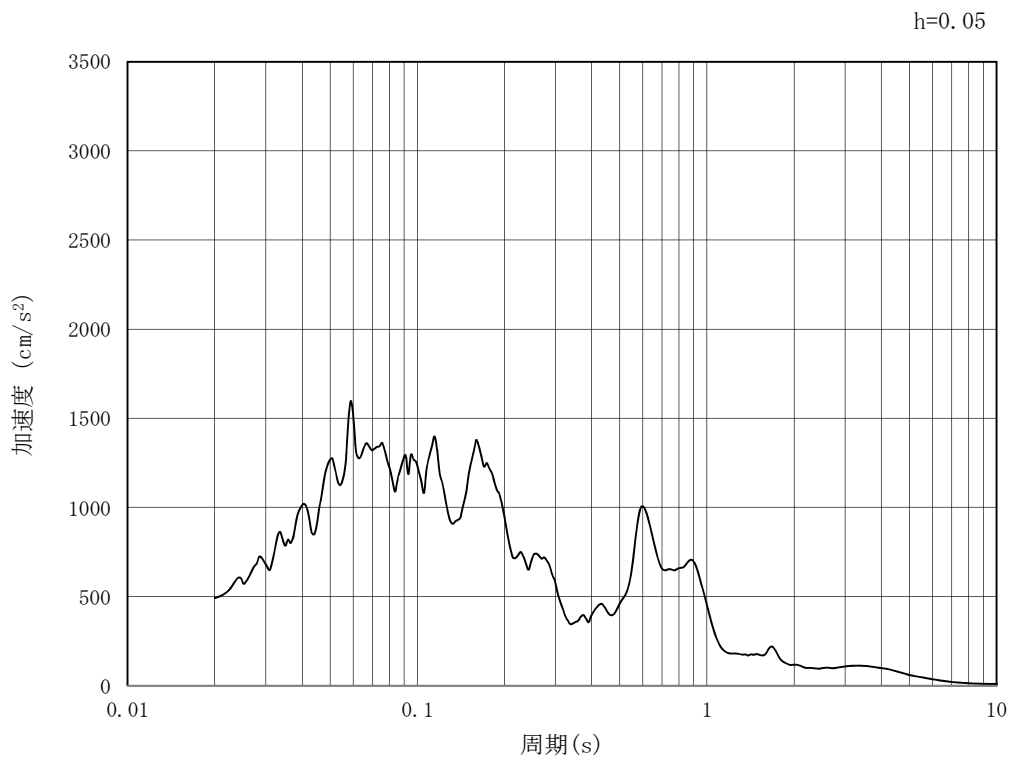


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (5) 東西方向断面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 : $S_s - 1.2$)

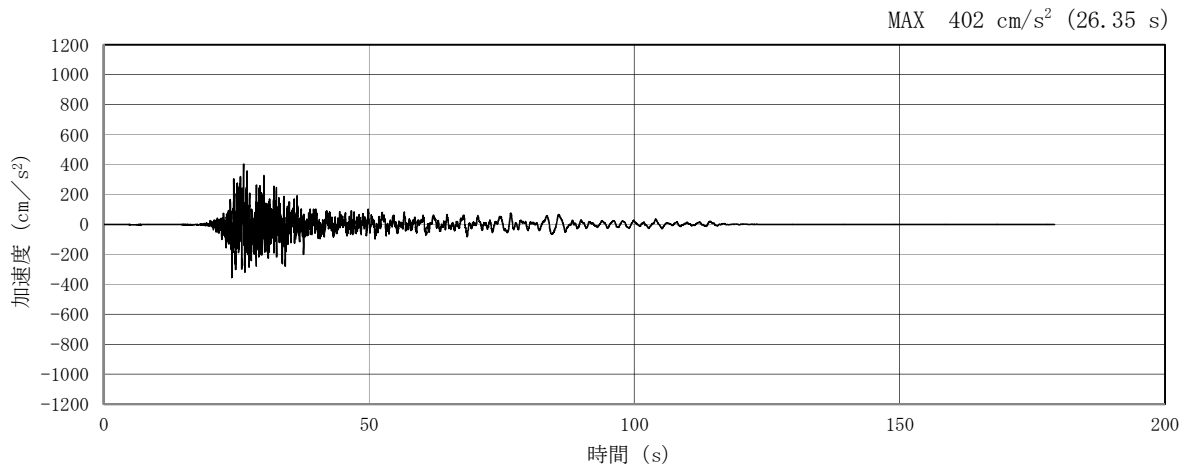


(a) 加速度時刻歴波形

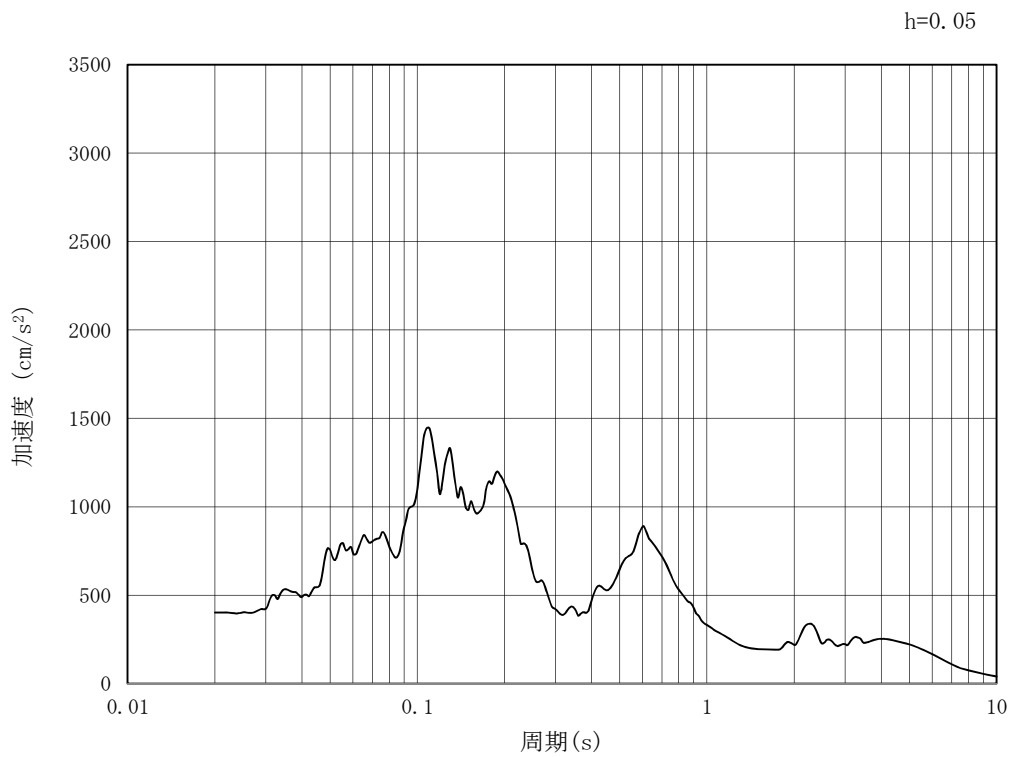


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (6) 東西方向断面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 : $S_s - 1.2$)

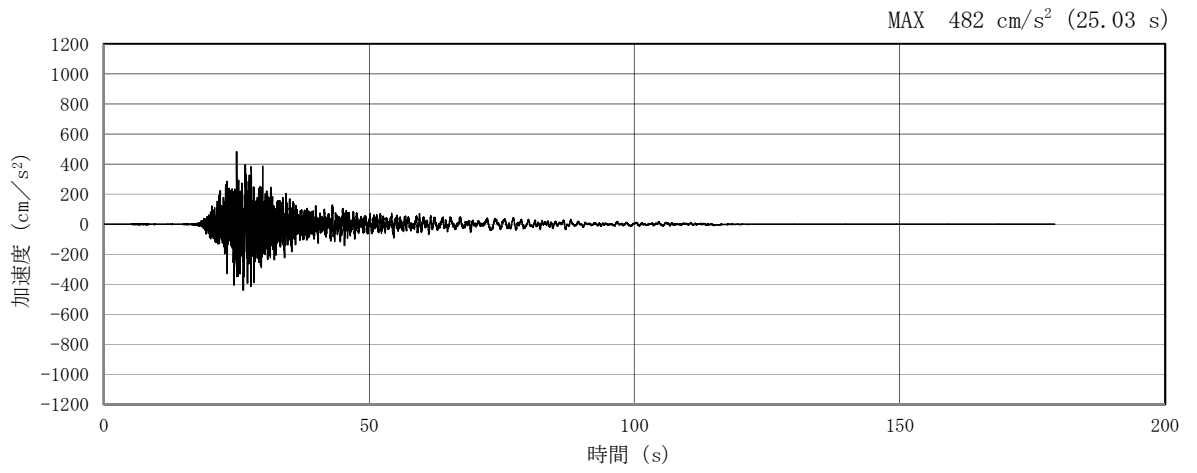


(a) 加速度時刻歴波形

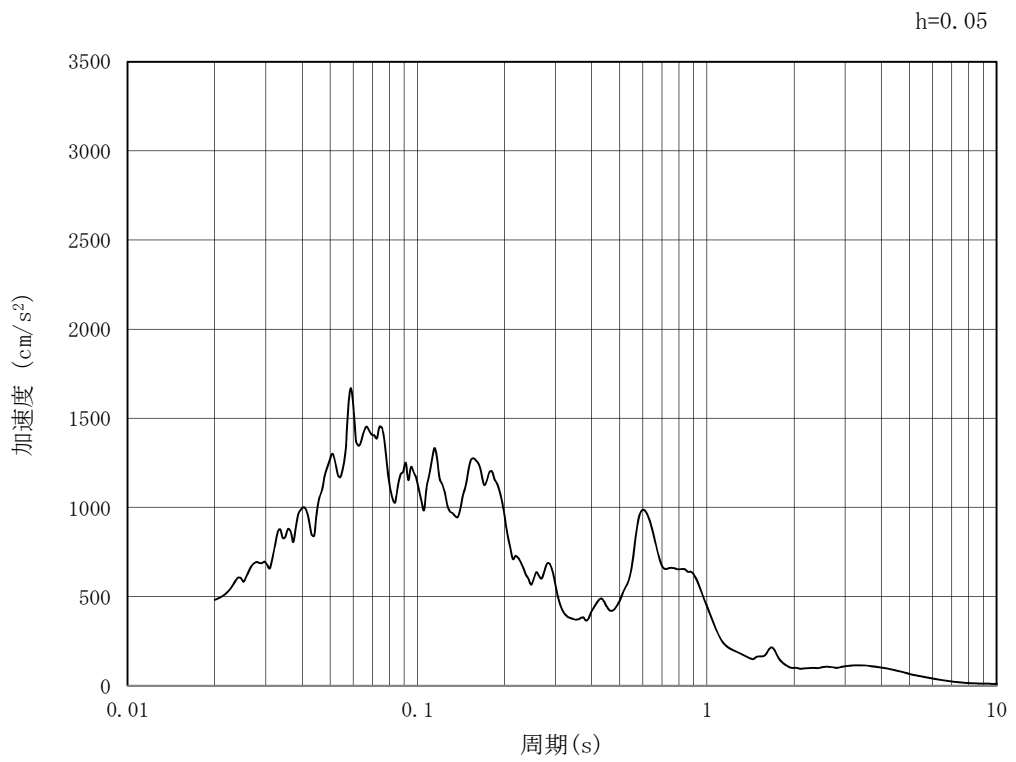


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (7) 東西方向断面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 : $S_s - 1.3$)

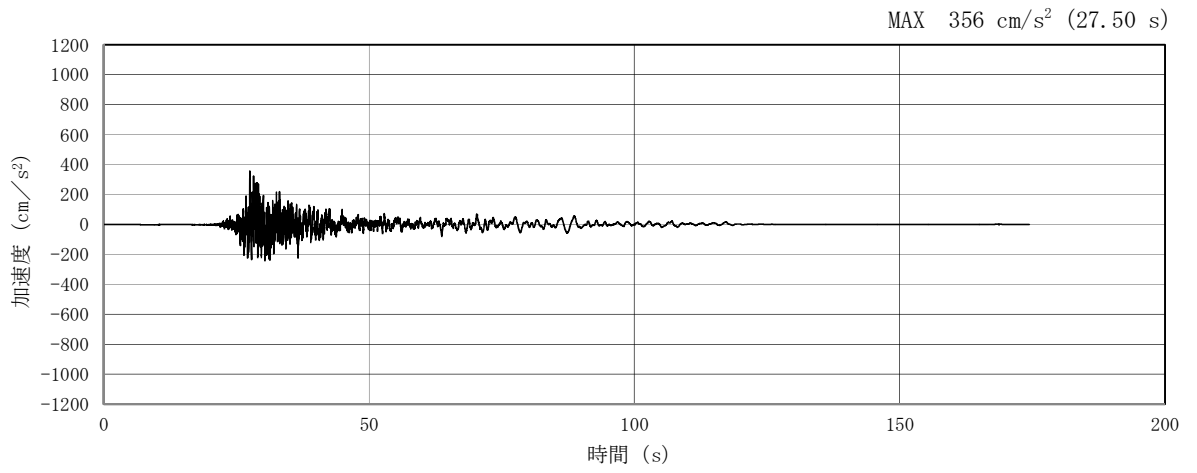


(a) 加速度時刻歴波形

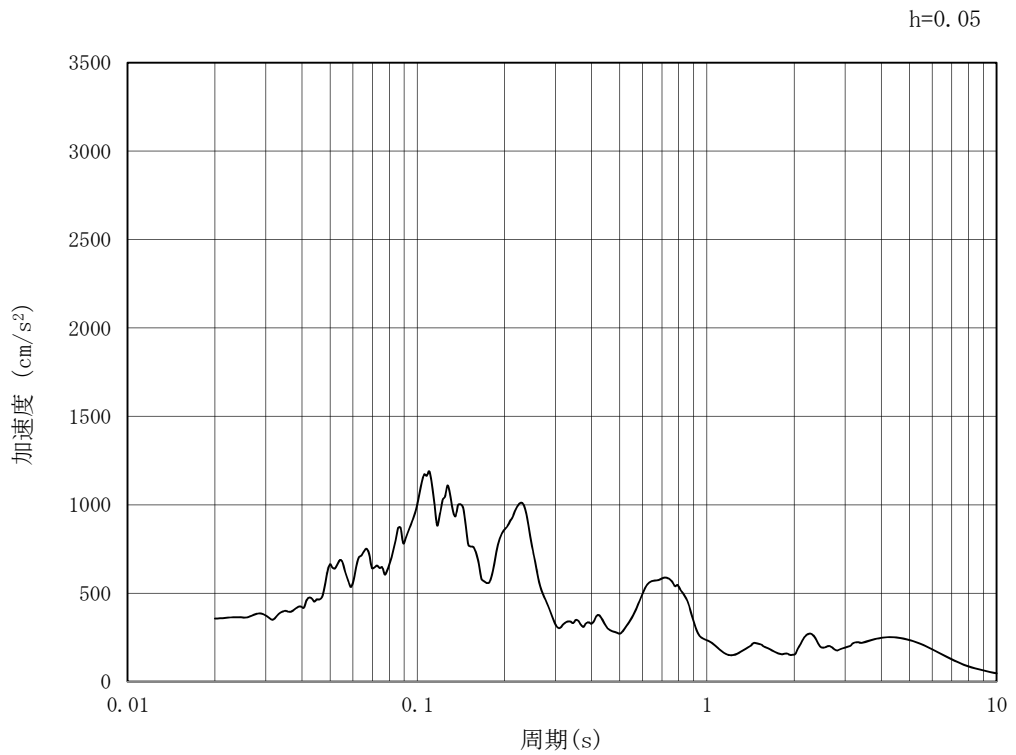


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (8) 東西方向断面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 : $S_s - 1.3$)

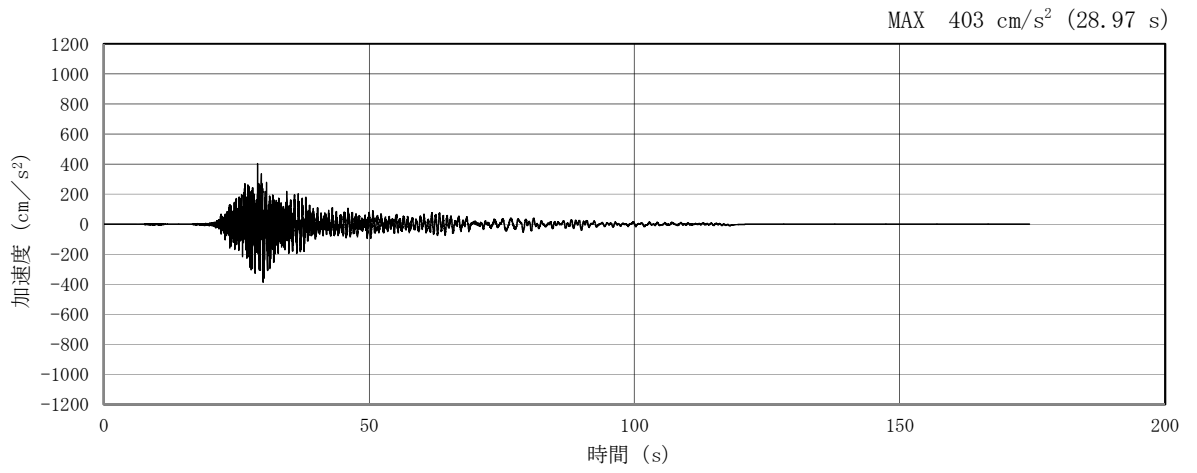


(a) 加速度時刻歴波形

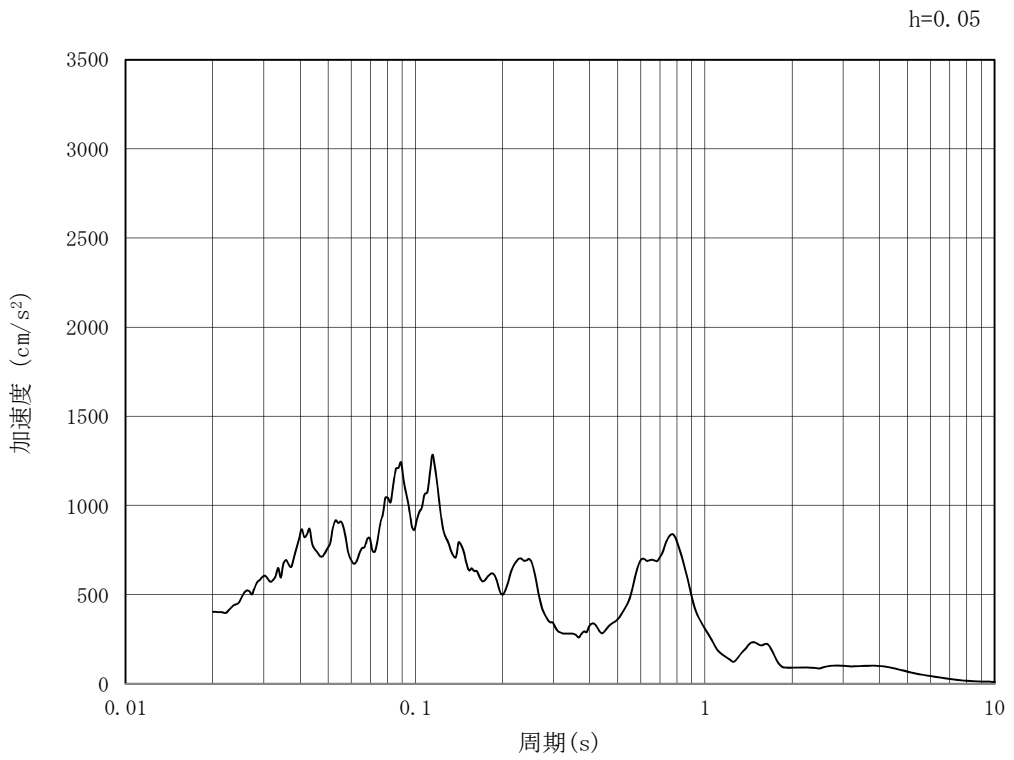


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (9) 東西方向断面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: $S_s - 1.4$)

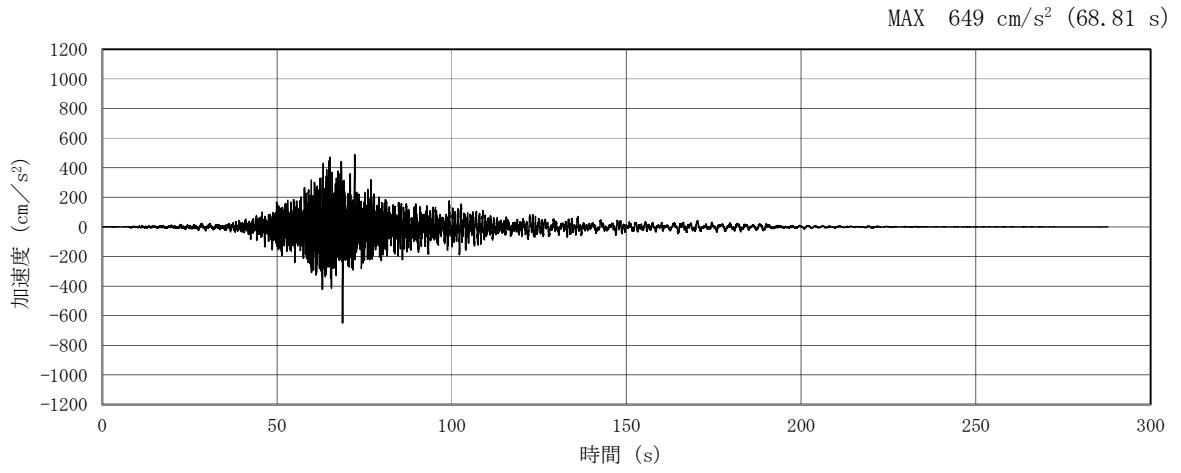


(a) 加速度時刻歴波形

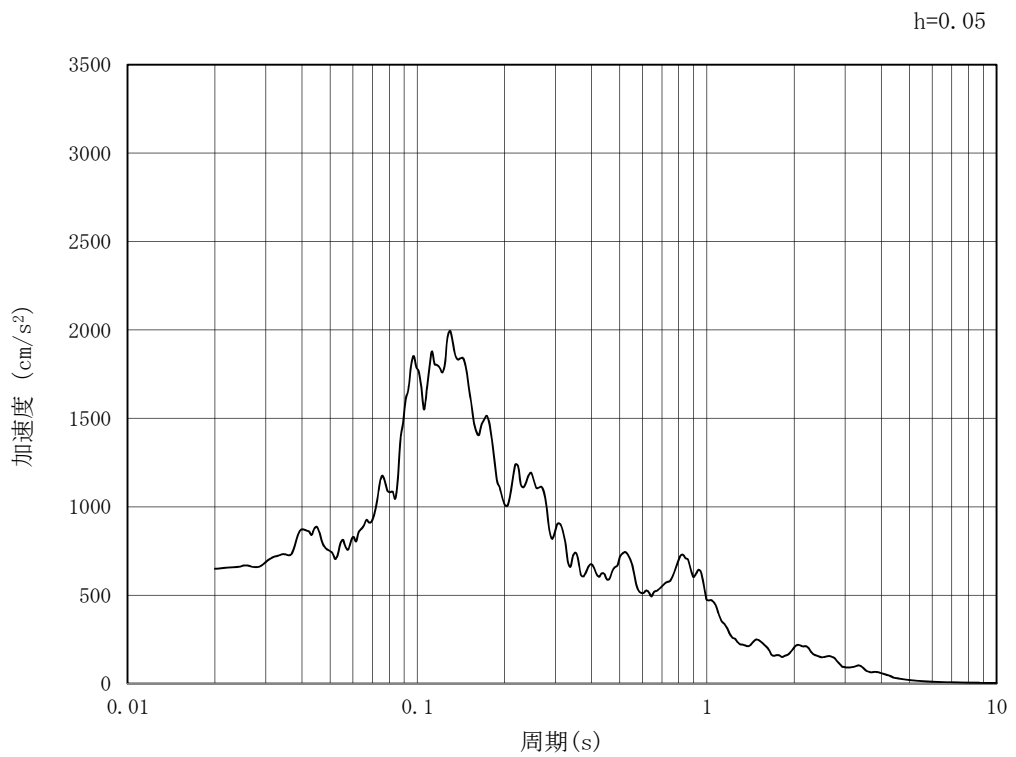


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (10) 東西方向断面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 : $S_s - 1.4$)

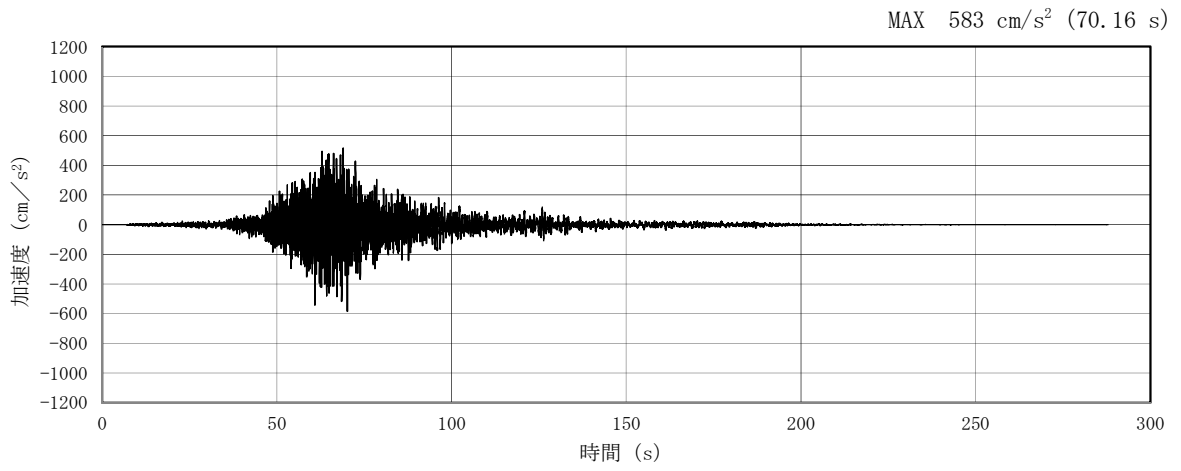


(a) 加速度時刻歴波形

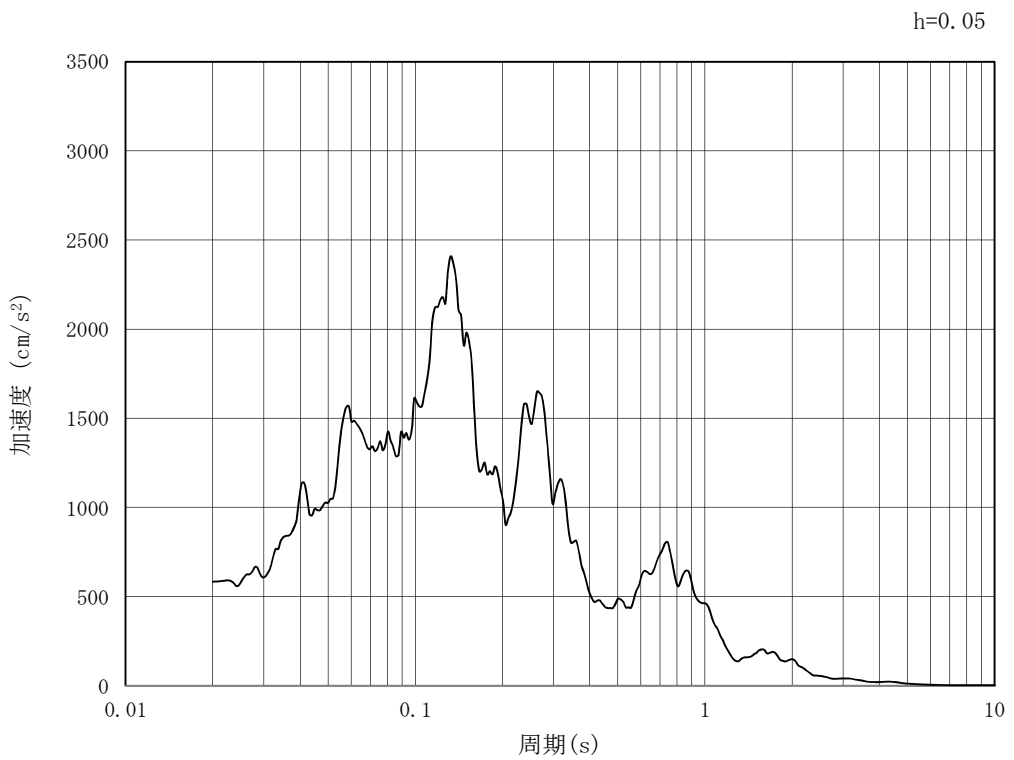


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (11) 東西方向断面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)

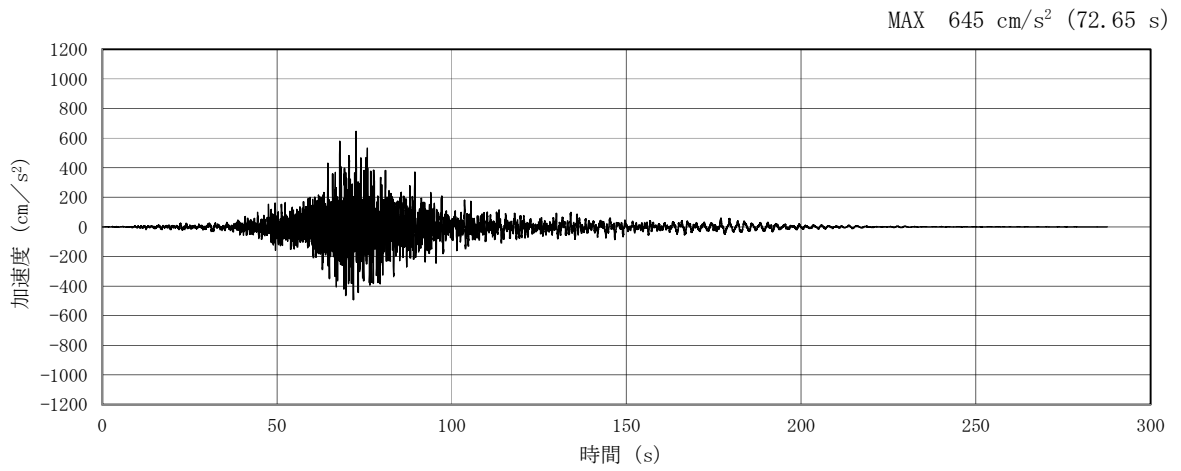


(a) 加速度時刻歴波形

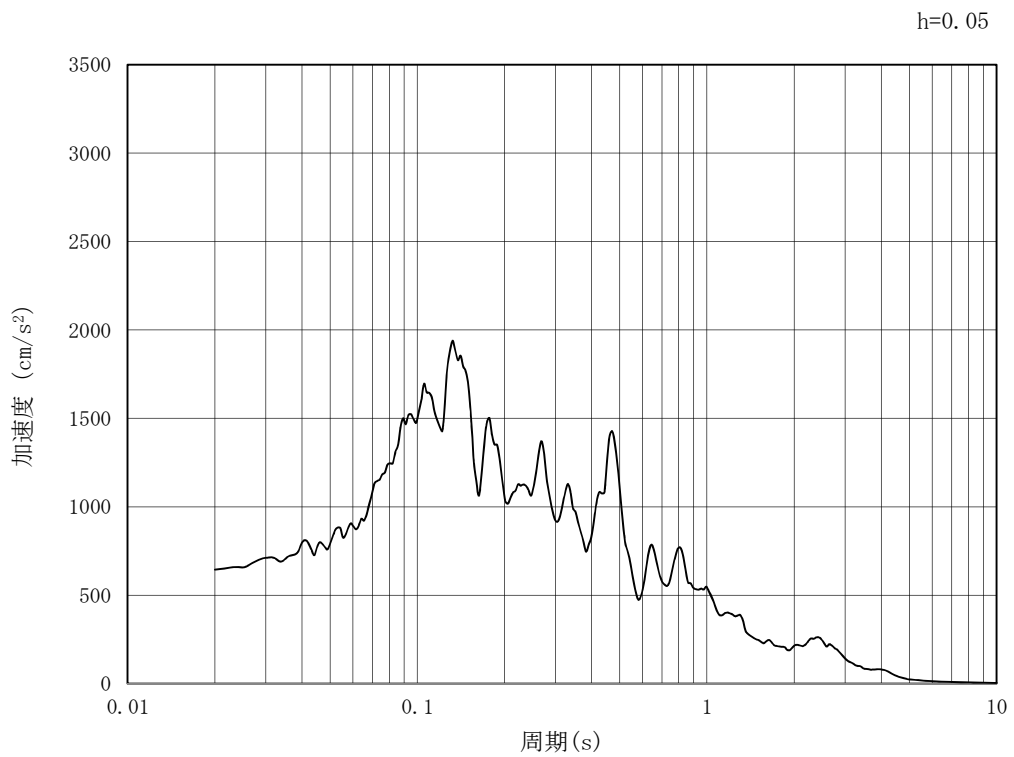


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (12) 東西方向断面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 : $S_s - 21$)

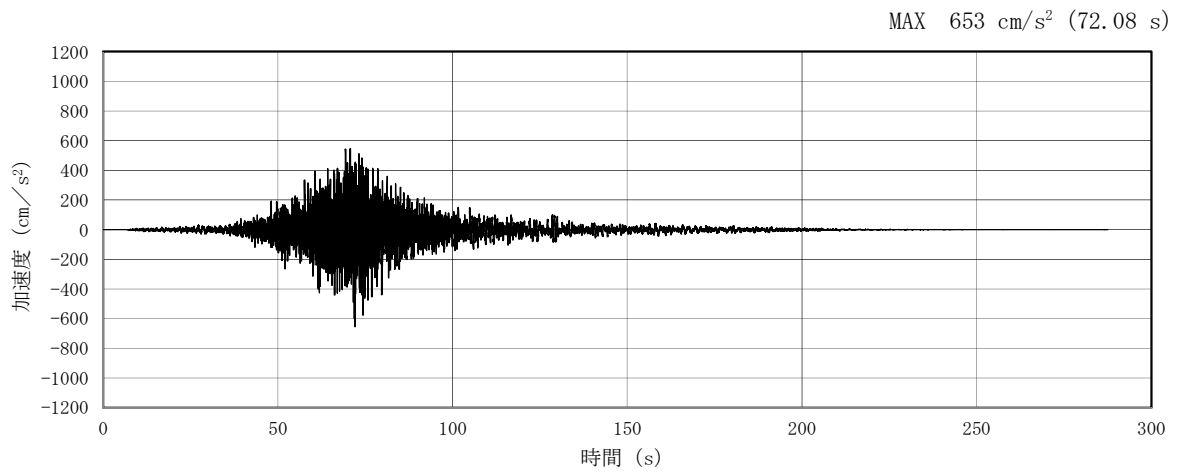


(a) 加速度時刻歴波形

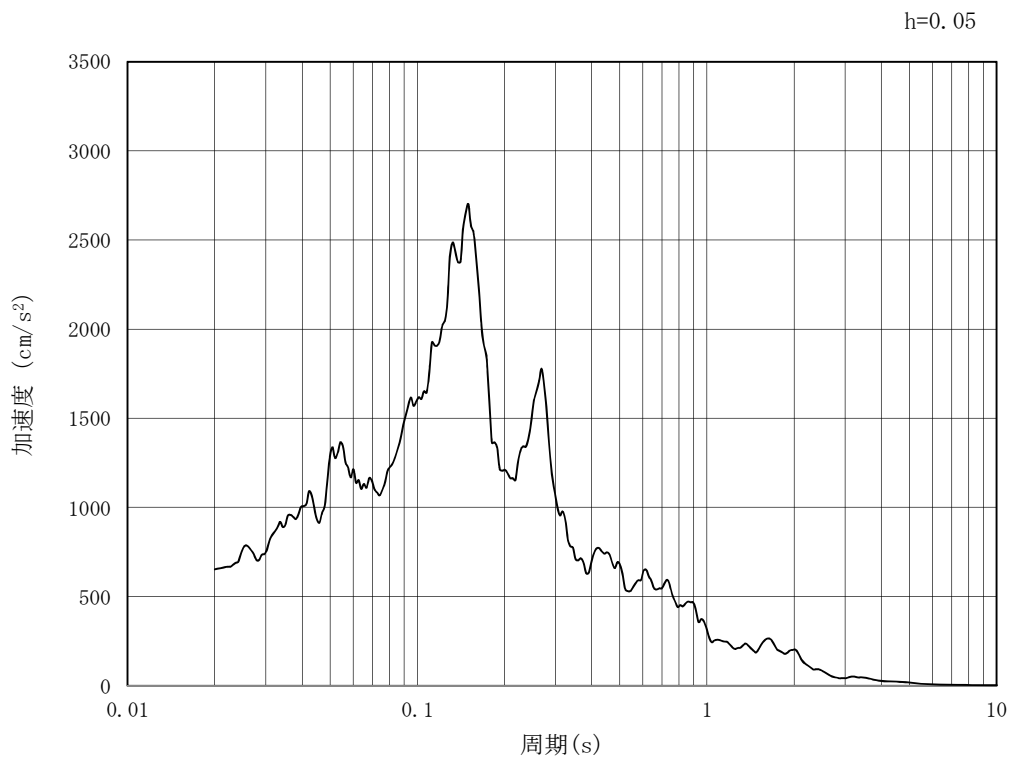


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (13) 東西方向断面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 : $S_s - 22$)

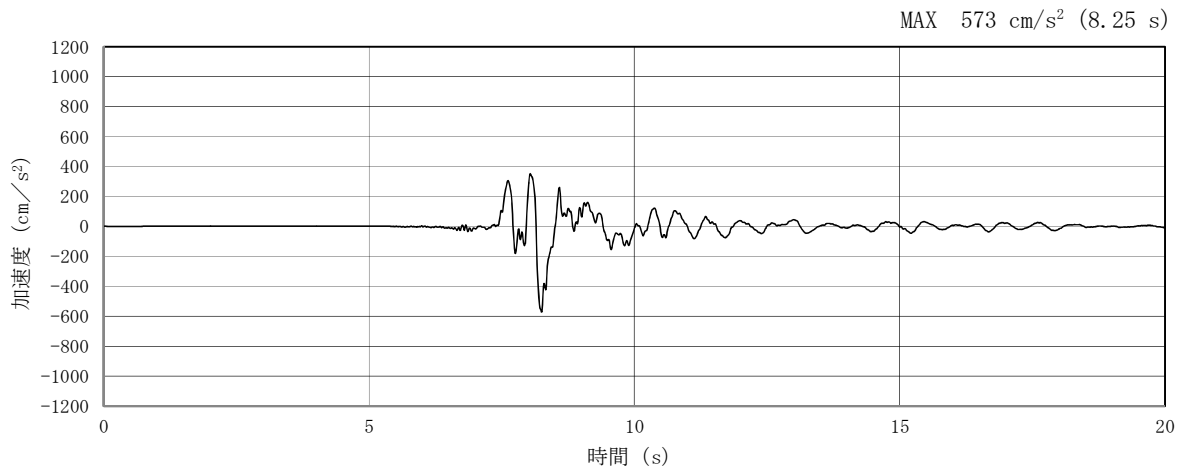


(a) 加速度時刻歴波形

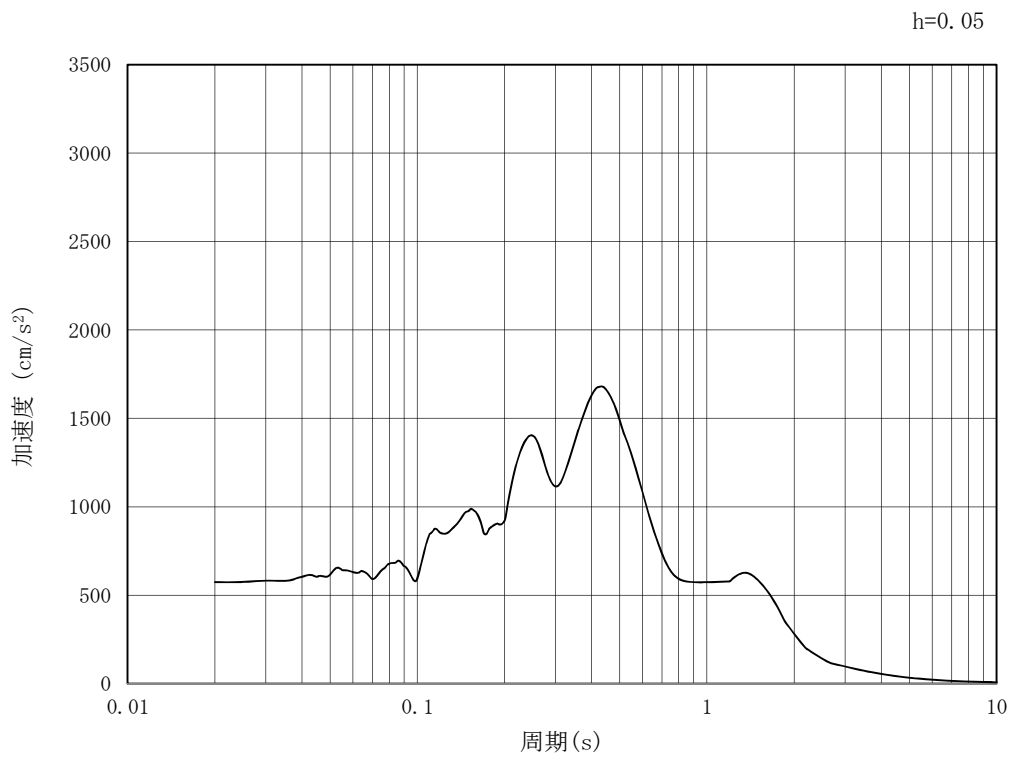


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (14) 東西方向断面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 : $S_s - 2.2$)

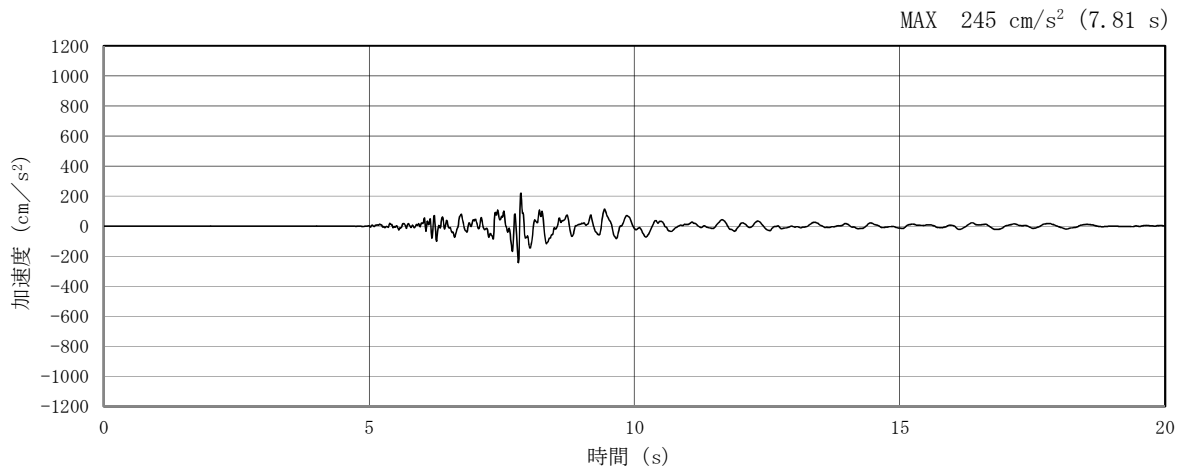


(a) 加速度時刻歴波形

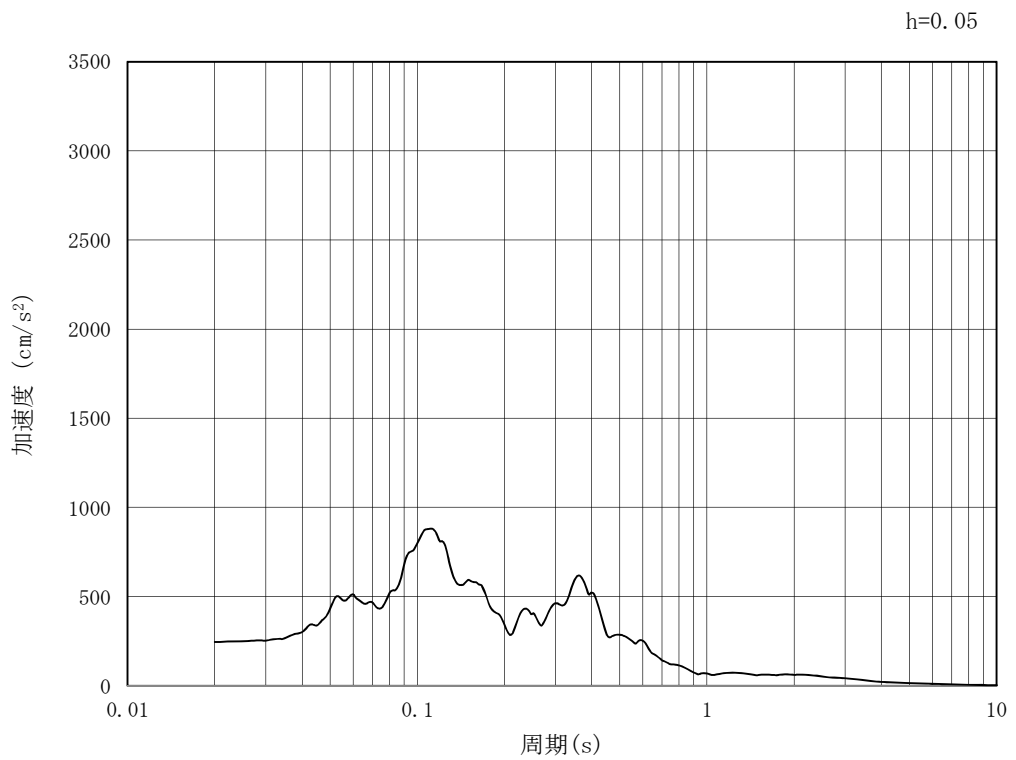


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (15) 東西方向断面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: $S_s - 31$)

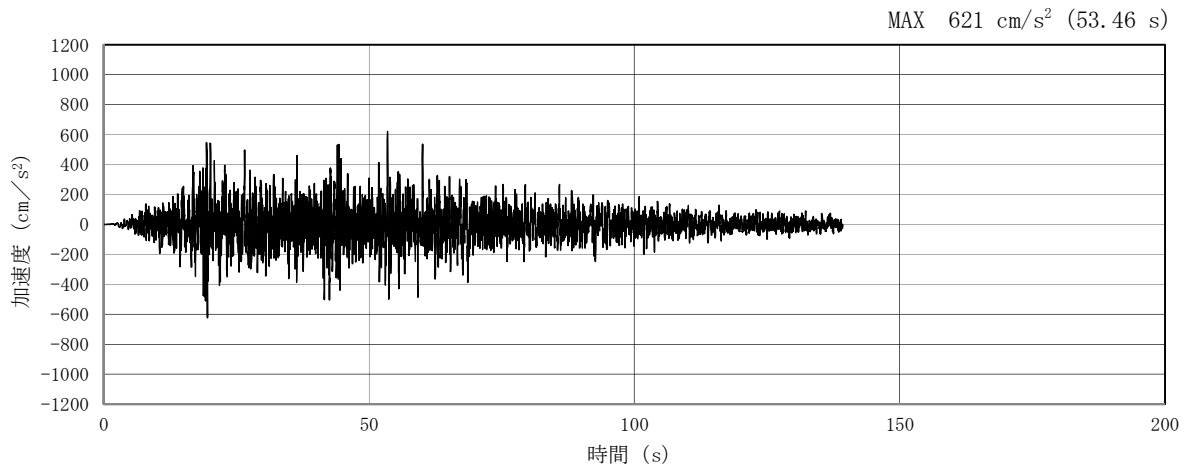


(a) 加速度時刻歴波形

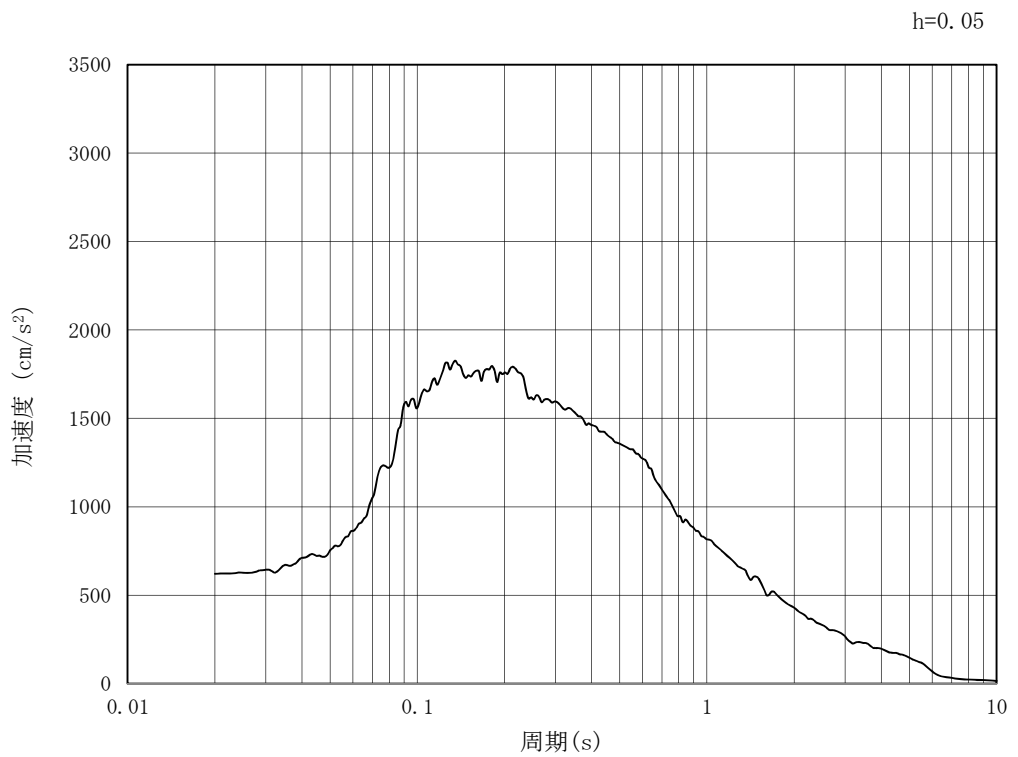


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (16) 東西方向断面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 : $S_s - 31$)

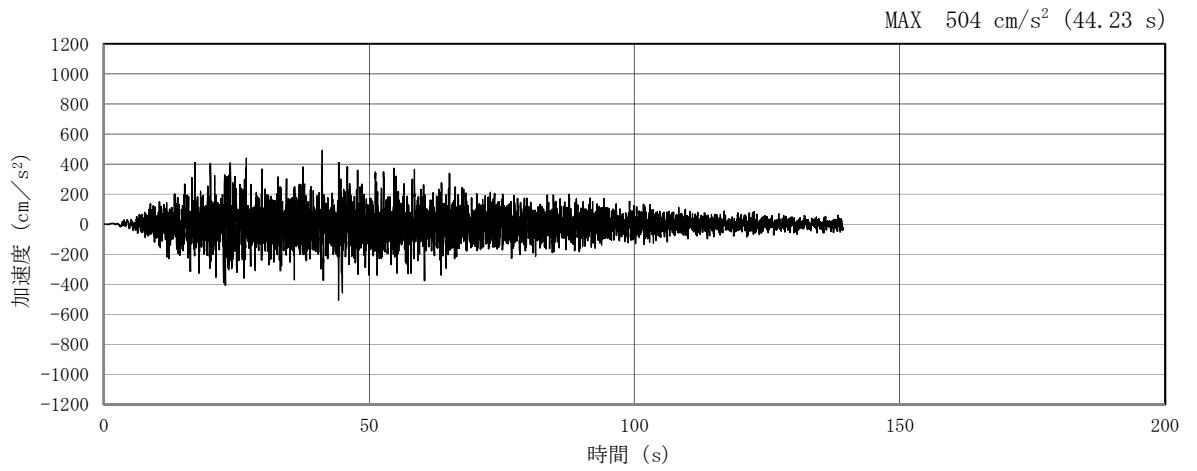


(a) 加速度時刻歴波形

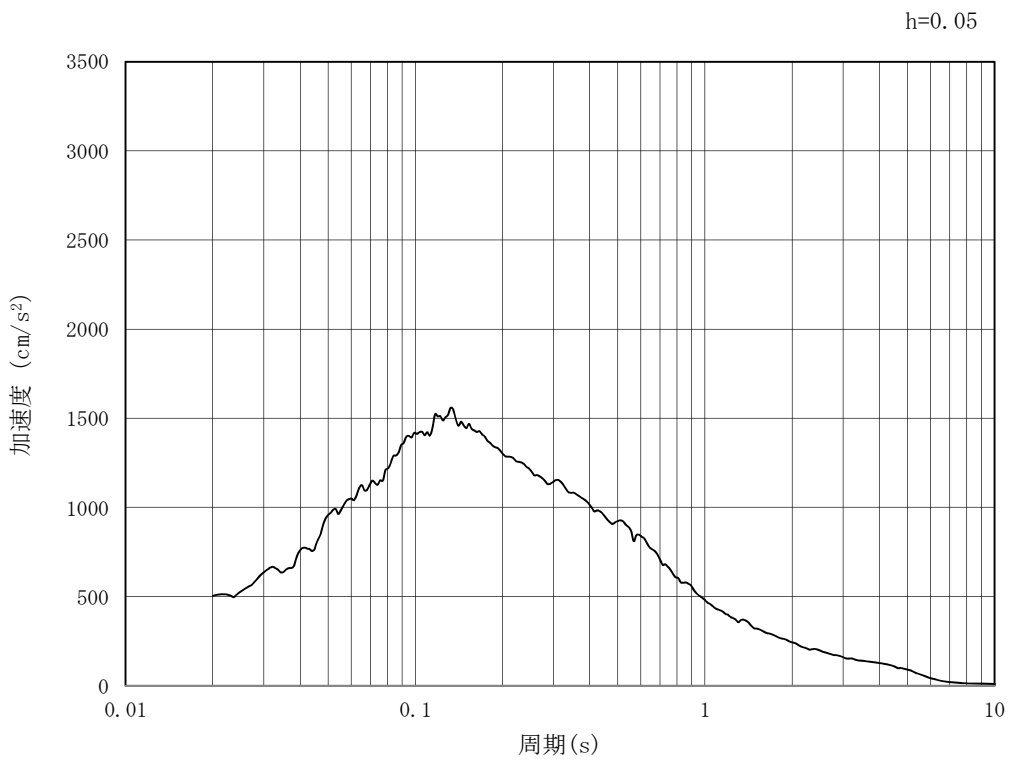


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (17) 南北方向⑤-⑤断面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-D1)

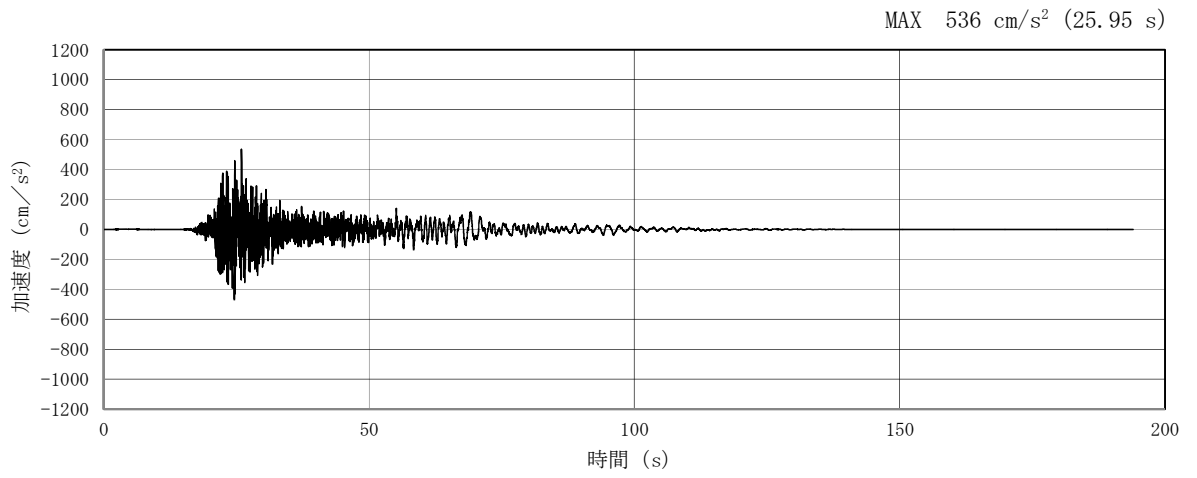


(a) 加速度時刻歴波形

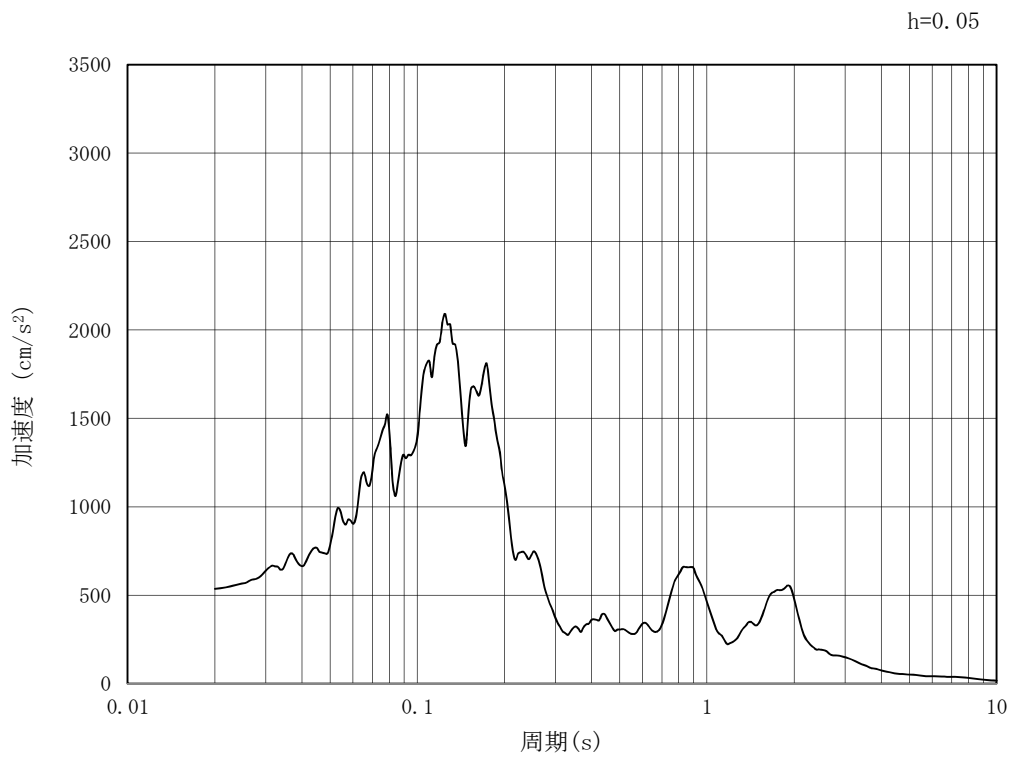


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (18) 南北方向⑤-⑤断面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)

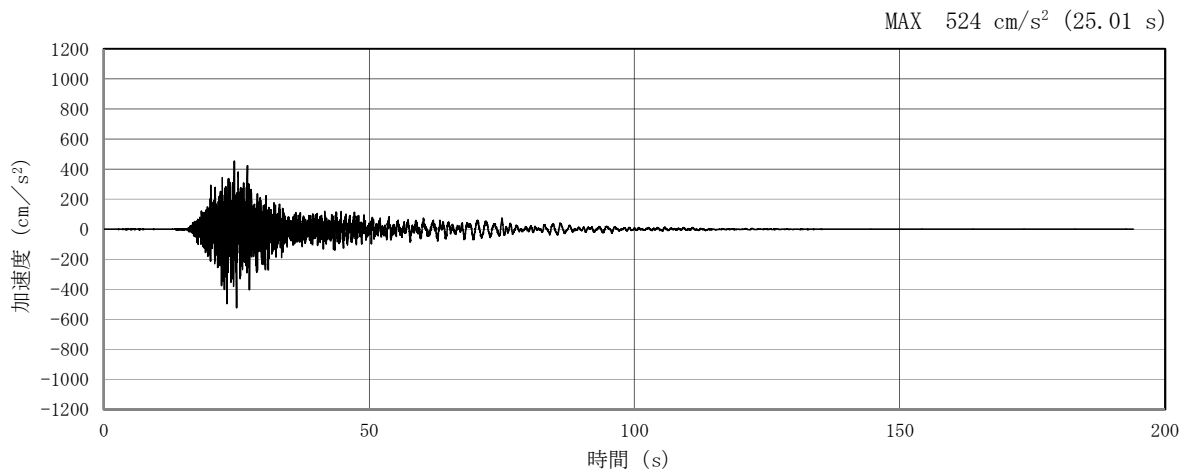


(a) 加速度時刻歴波形

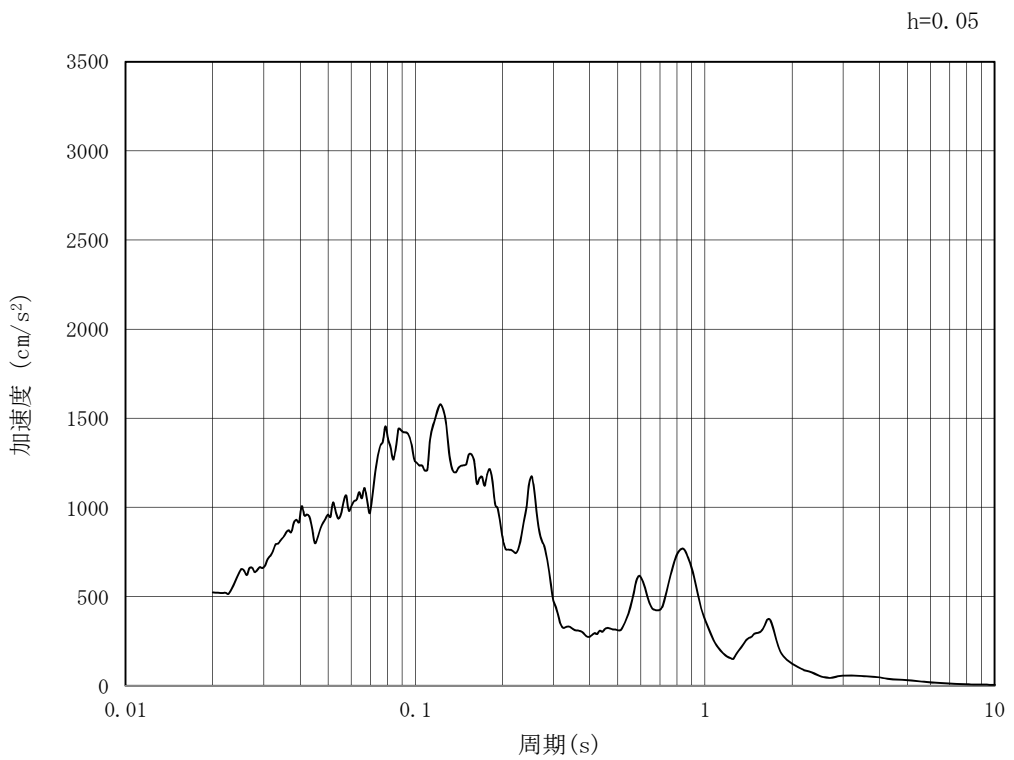


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (19) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 11$)

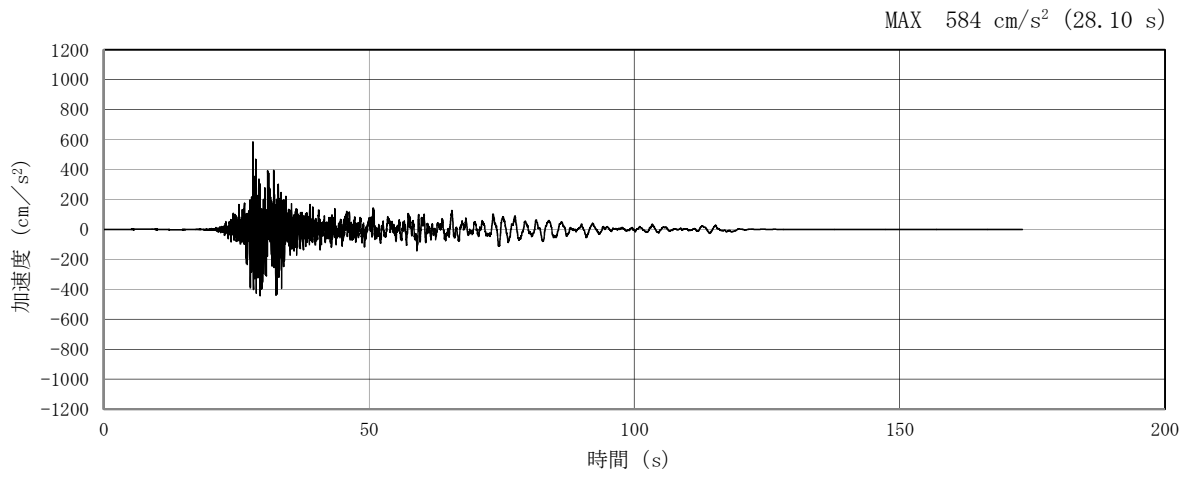


(a) 加速度時刻歴波形

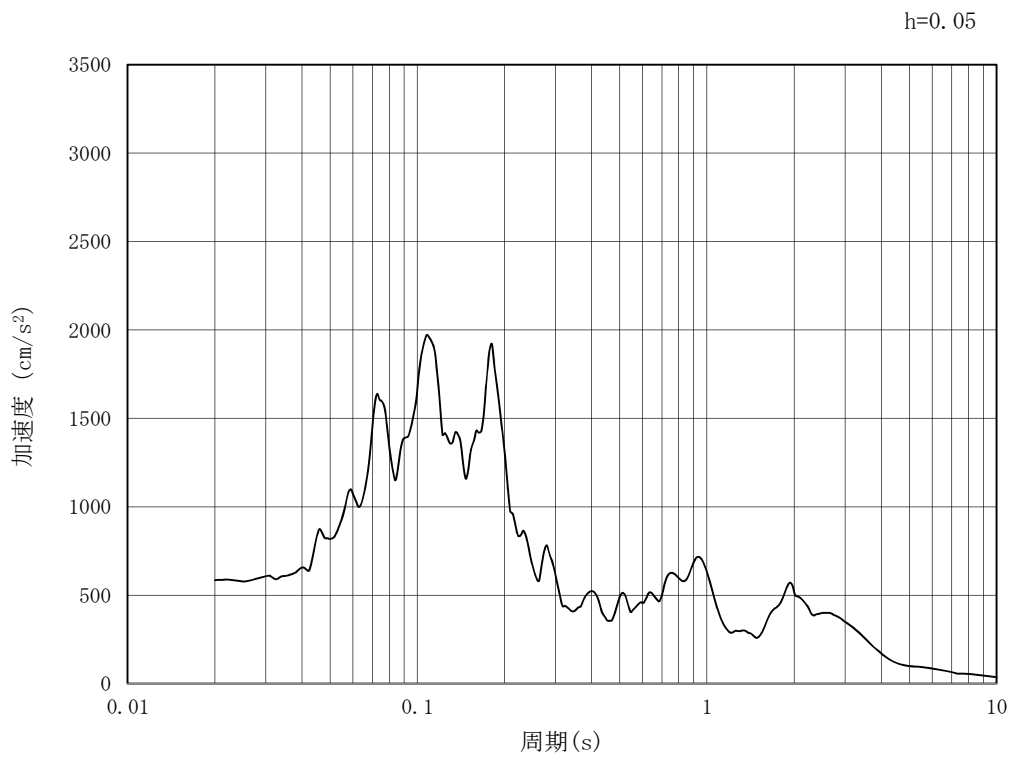


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (20) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 11$)

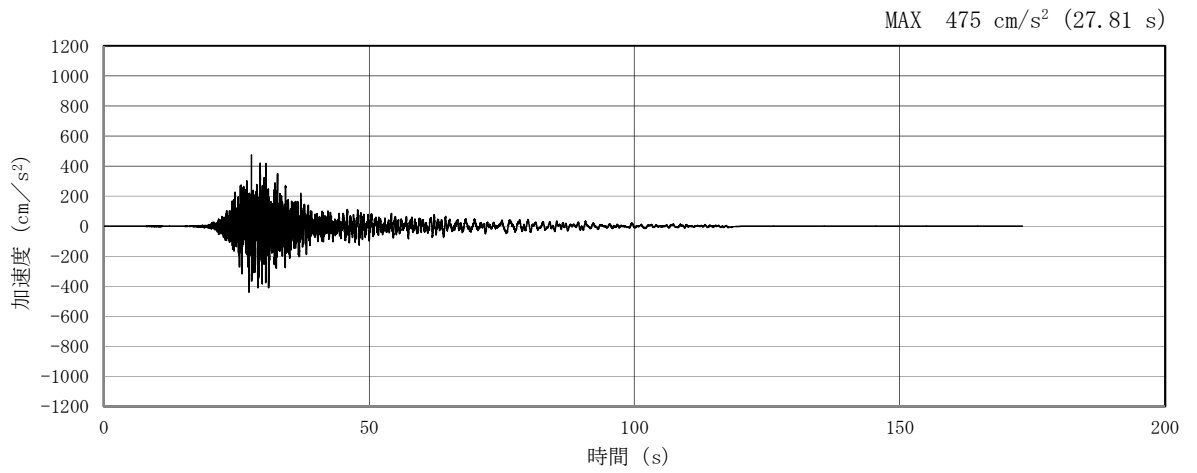


(a) 加速度時刻歴波形

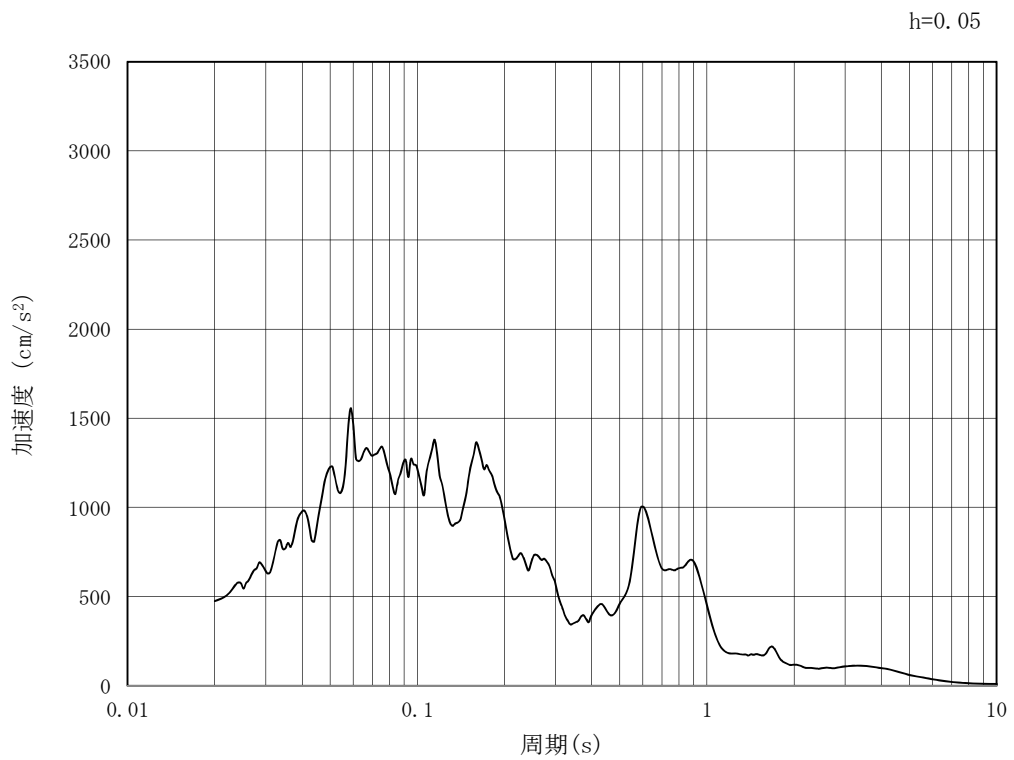


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (21) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 12$)

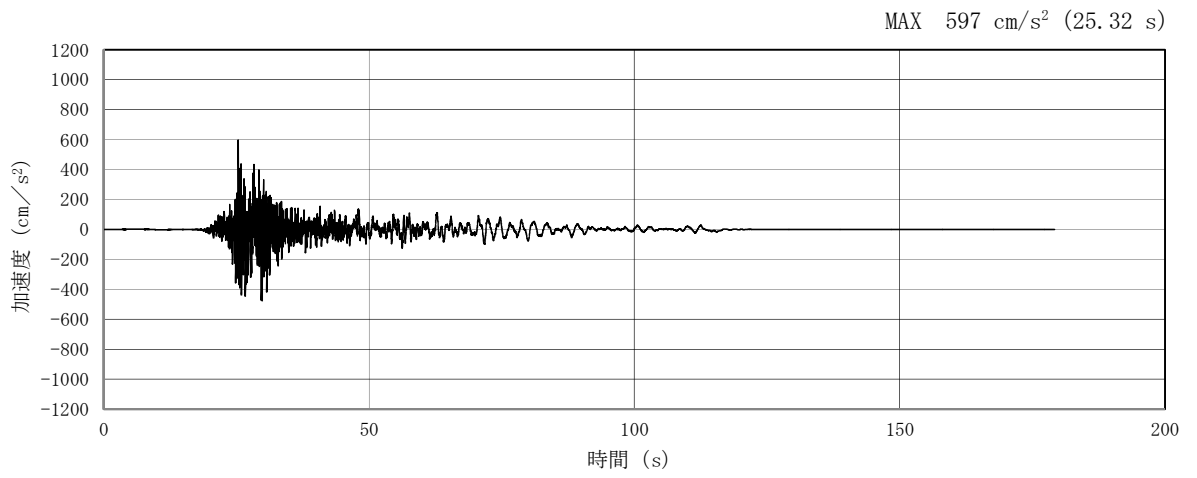


(a) 加速度時刻歴波形

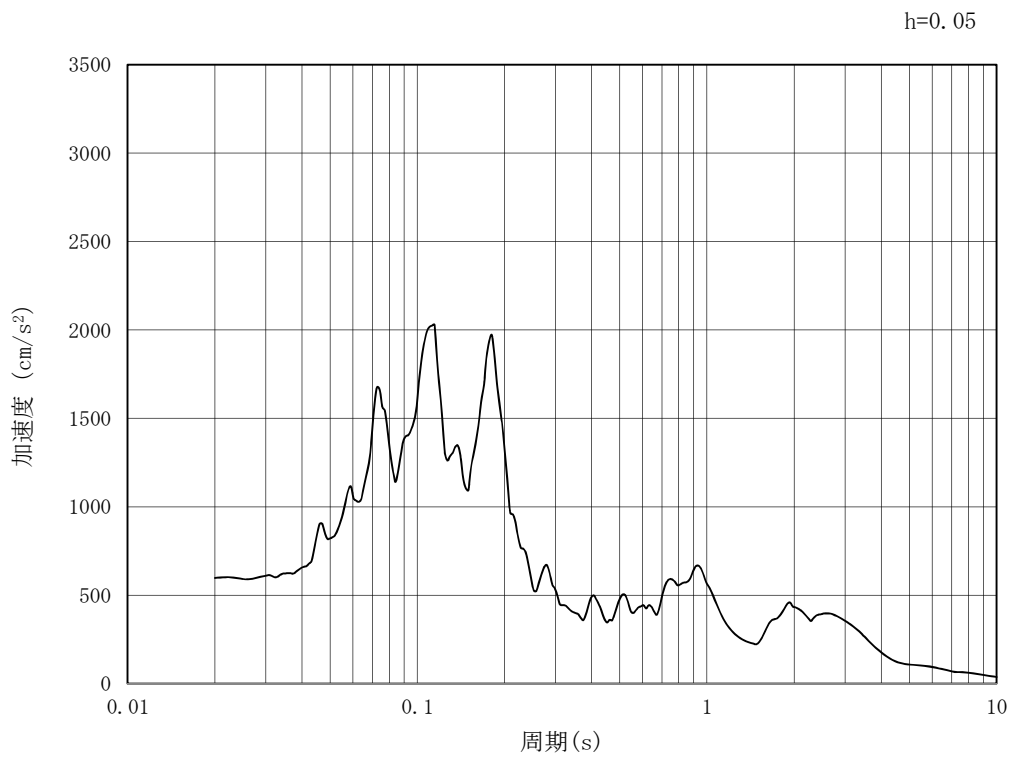


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (22) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 1.2$)

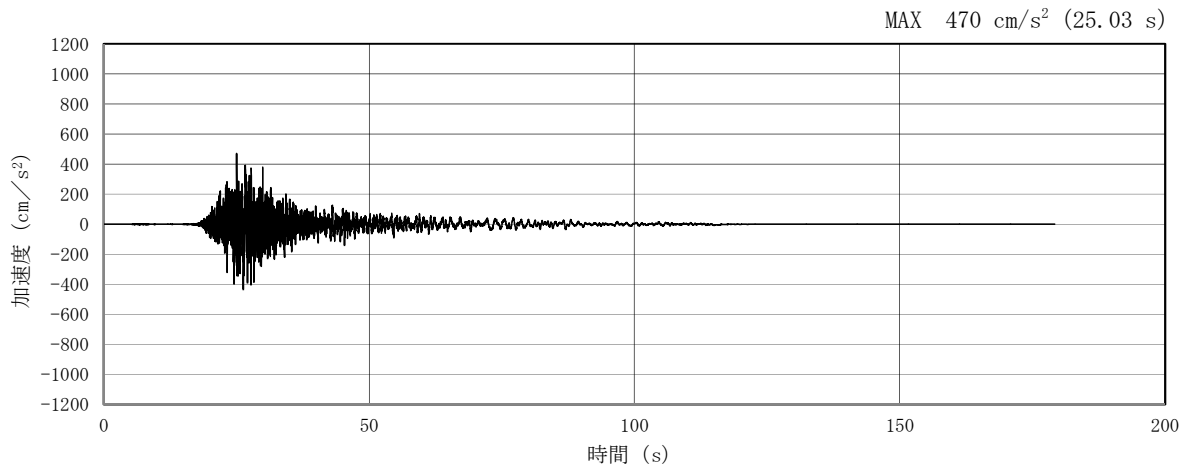


(a) 加速度時刻歴波形

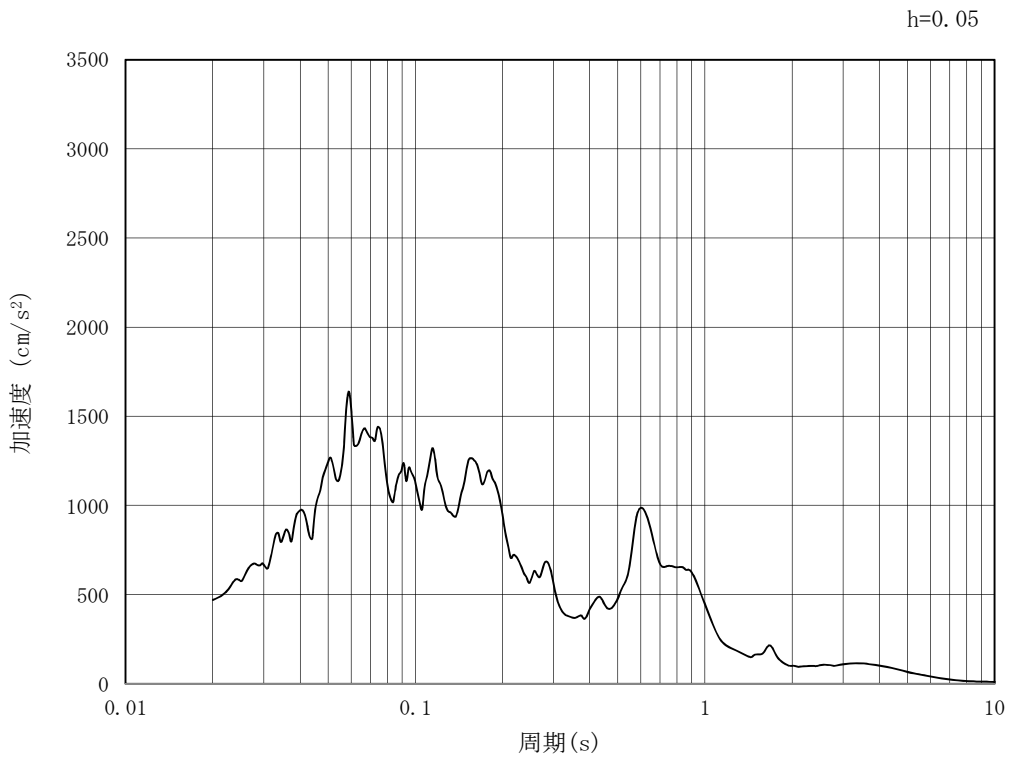


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (23) 南北方向⑤-⑤断面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-13)

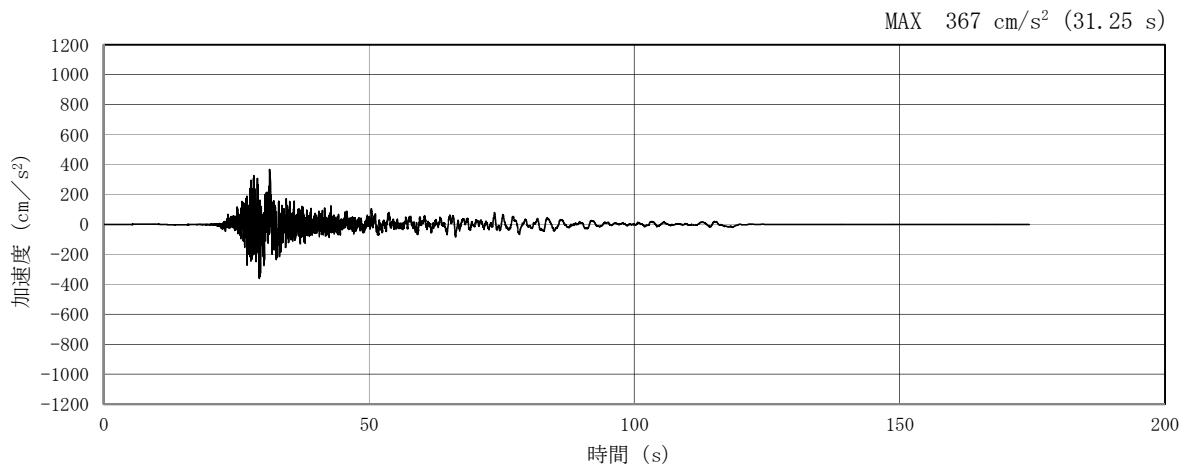


(a) 加速度時刻歴波形

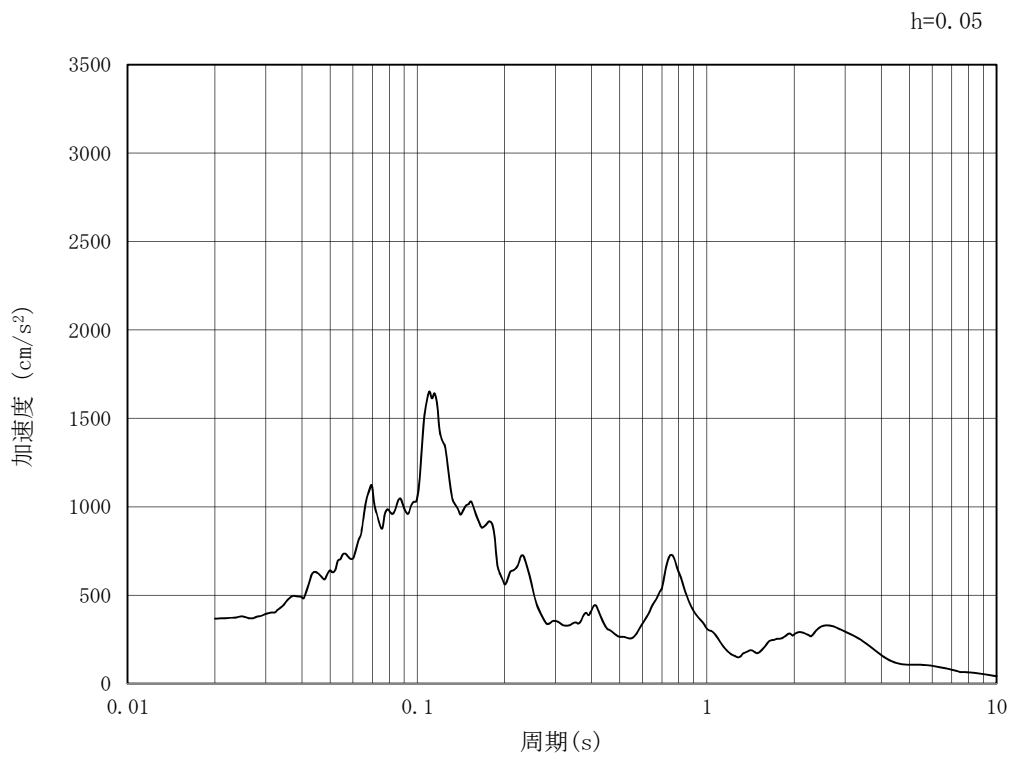


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (24) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 1.3$)

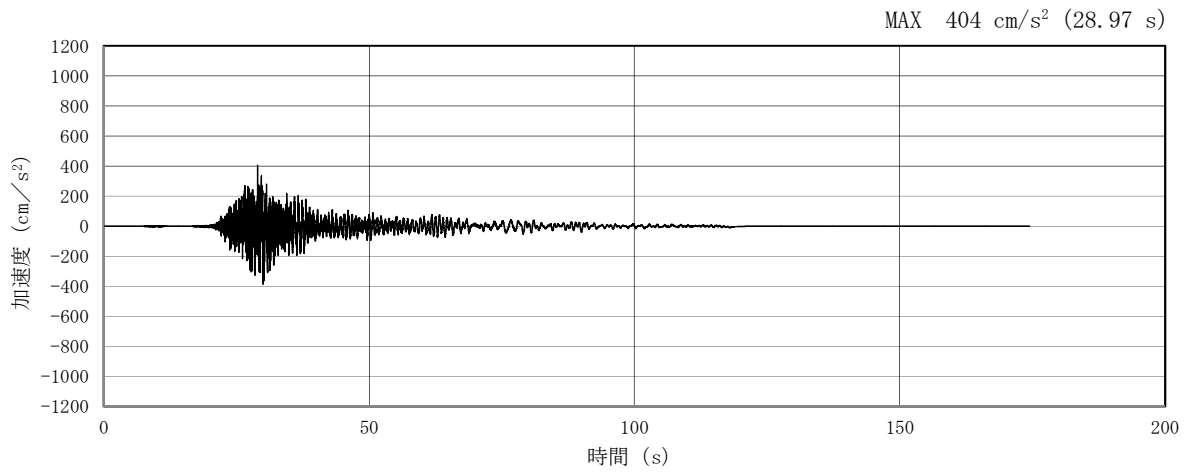


(a) 加速度時刻歴波形

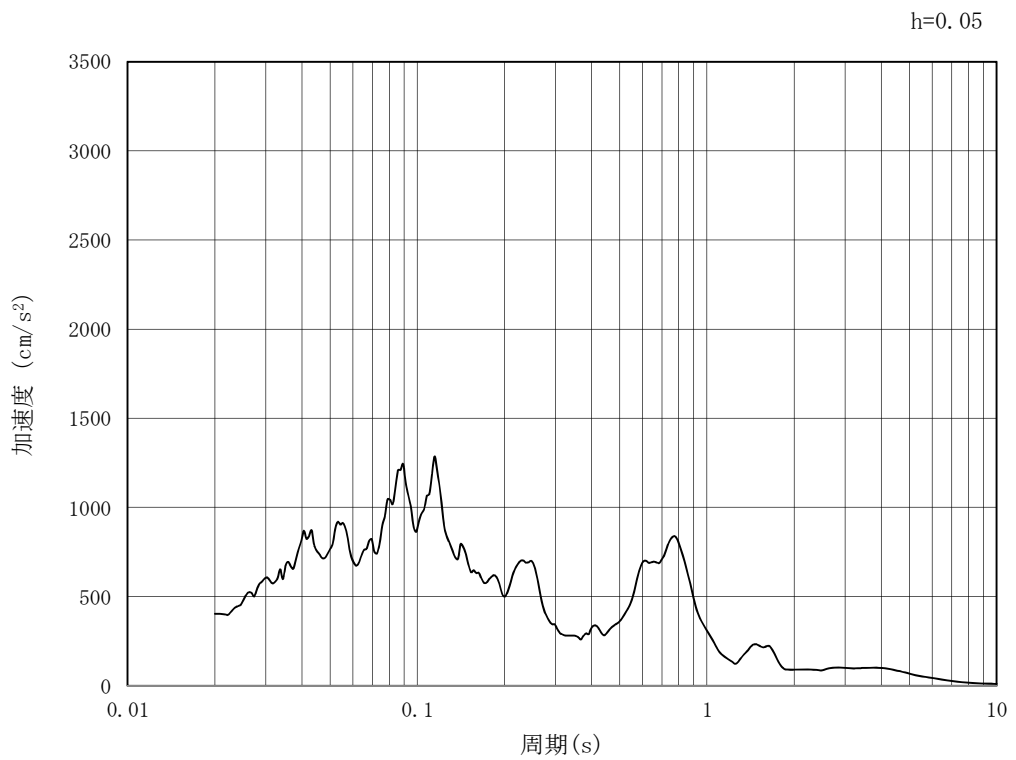


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (25) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 1.4$)

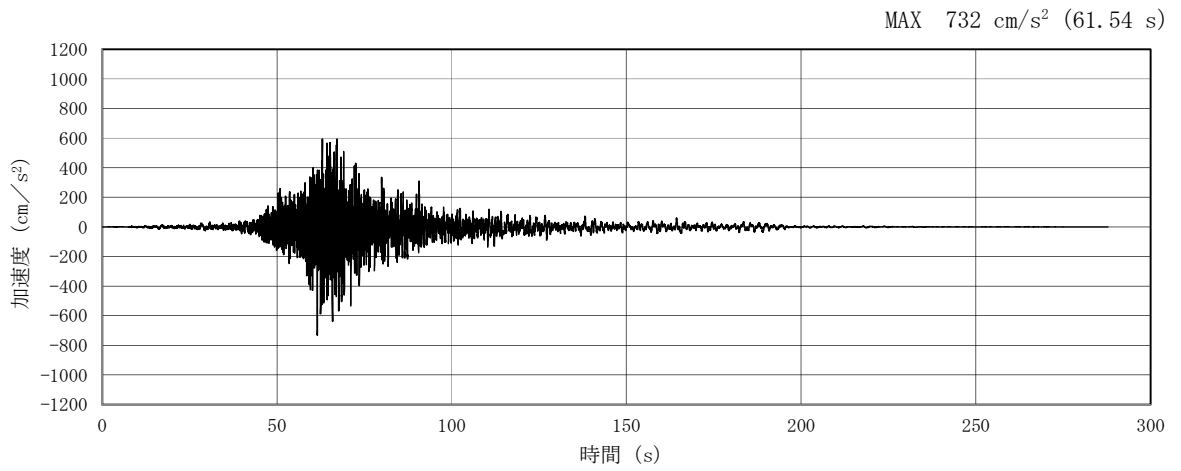


(a) 加速度時刻歴波形

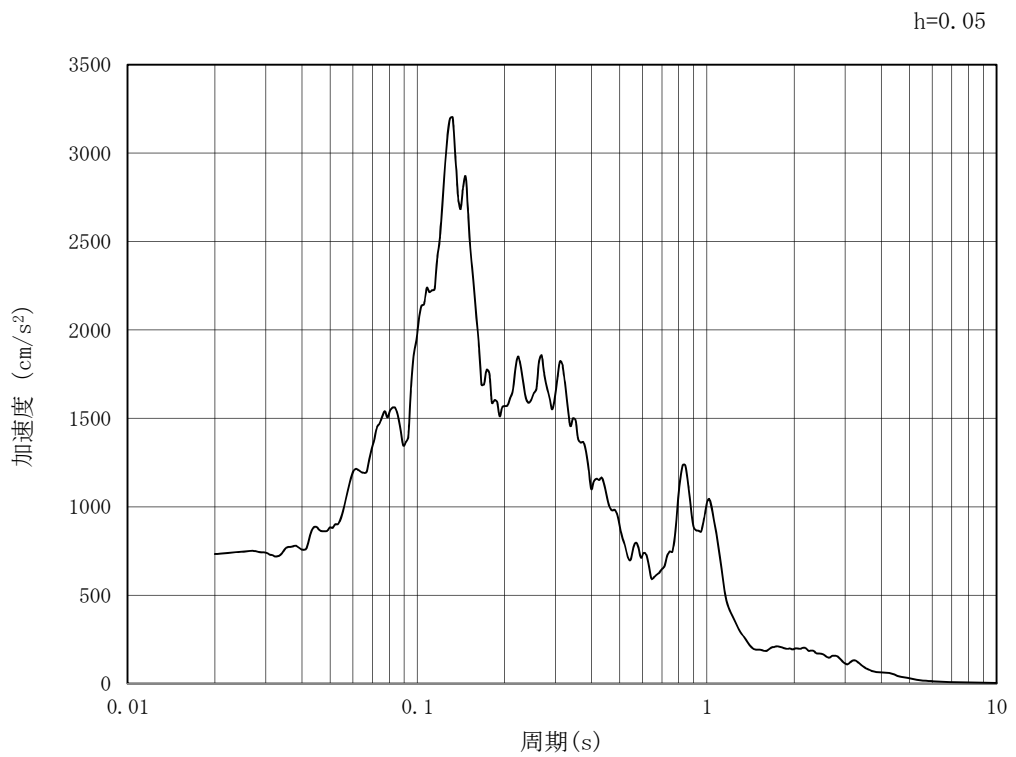


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (26) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 1.4$)

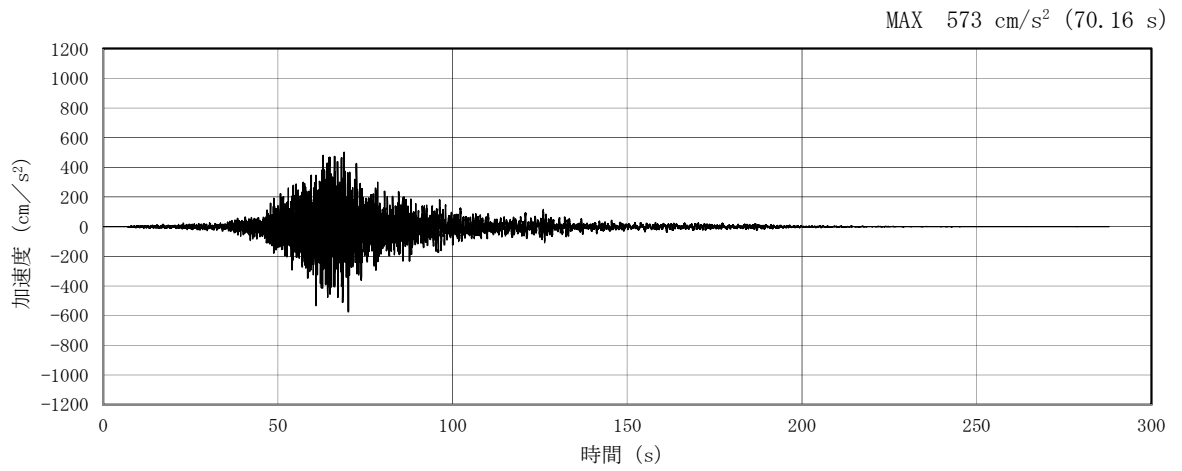


(a) 加速度時刻歴波形

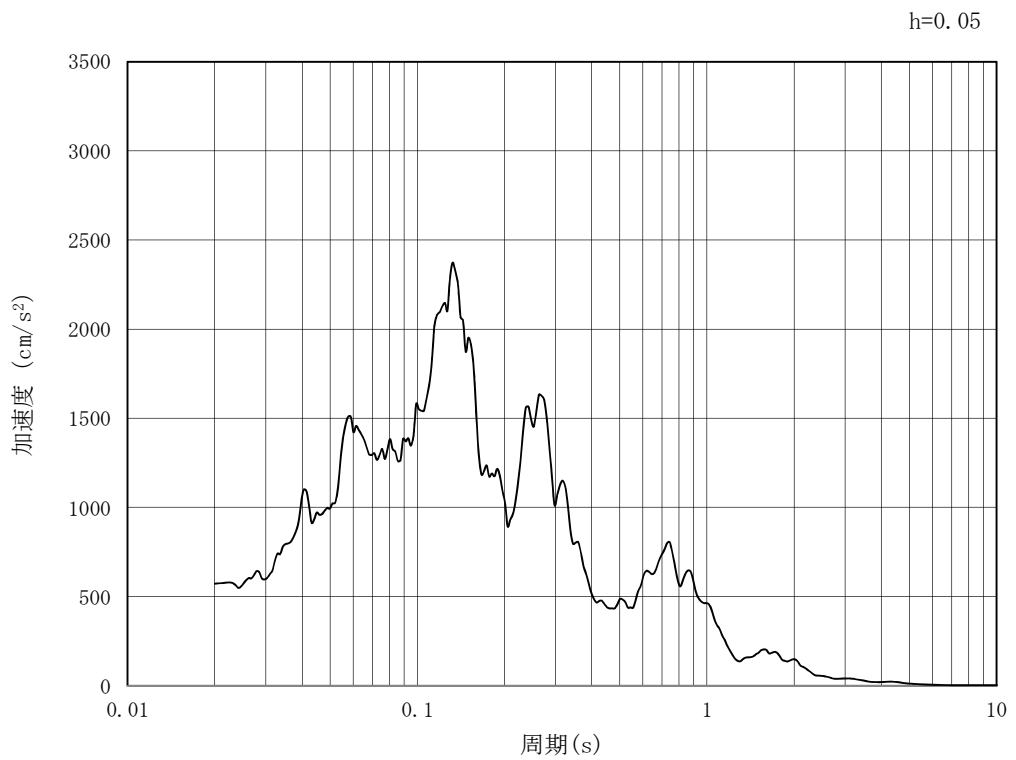


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (27) 南北方向⑤-⑤断面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)

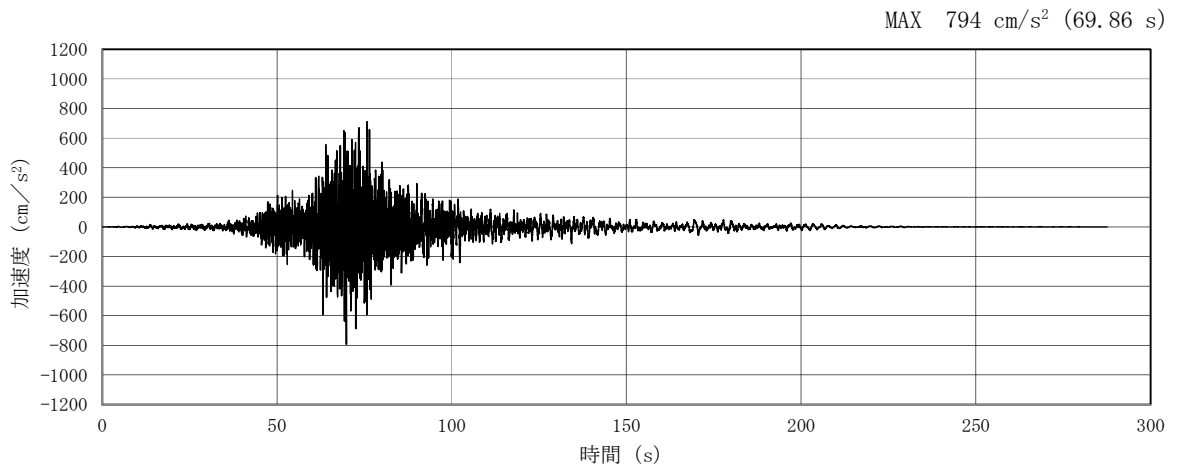


(a) 加速度時刻歴波形

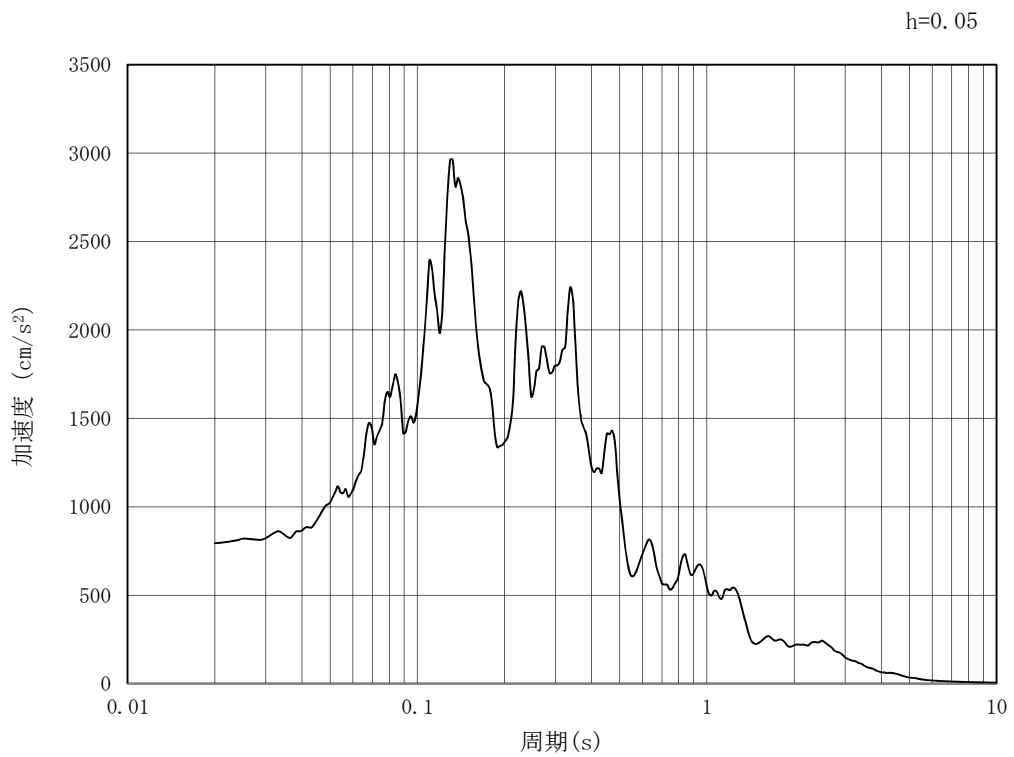


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (28) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 21$)

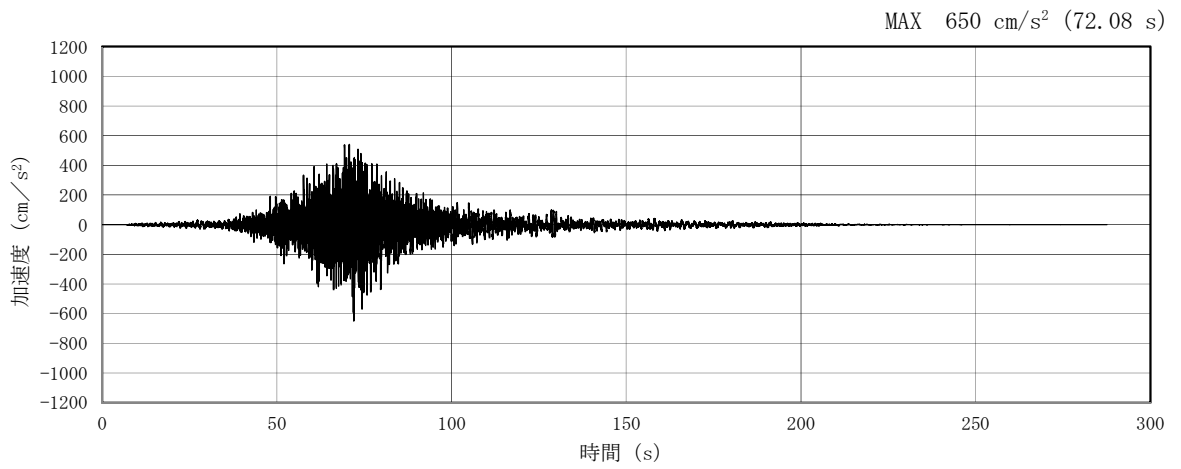


(a) 加速度時刻歴波形

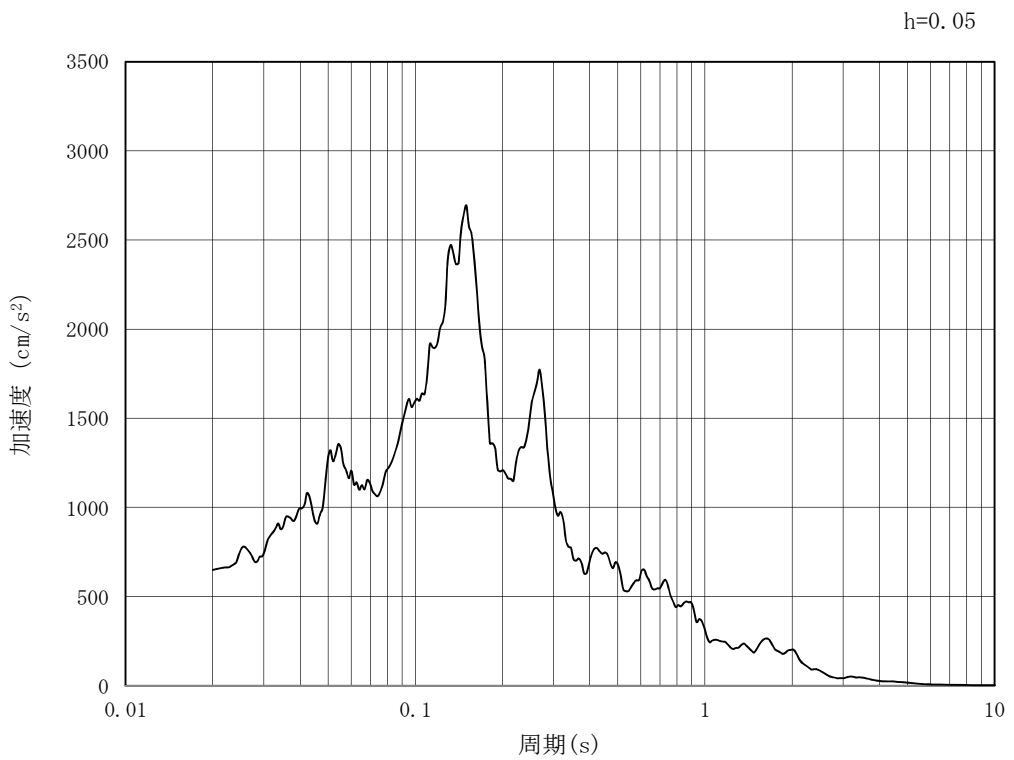


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (29) 南北方向⑤-⑤断面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-22)

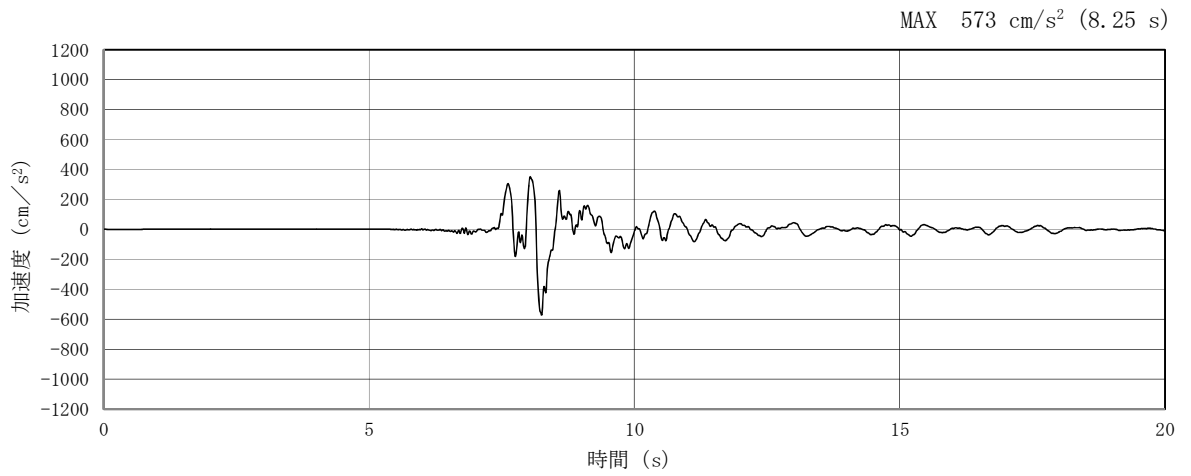


(a) 加速度時刻歴波形

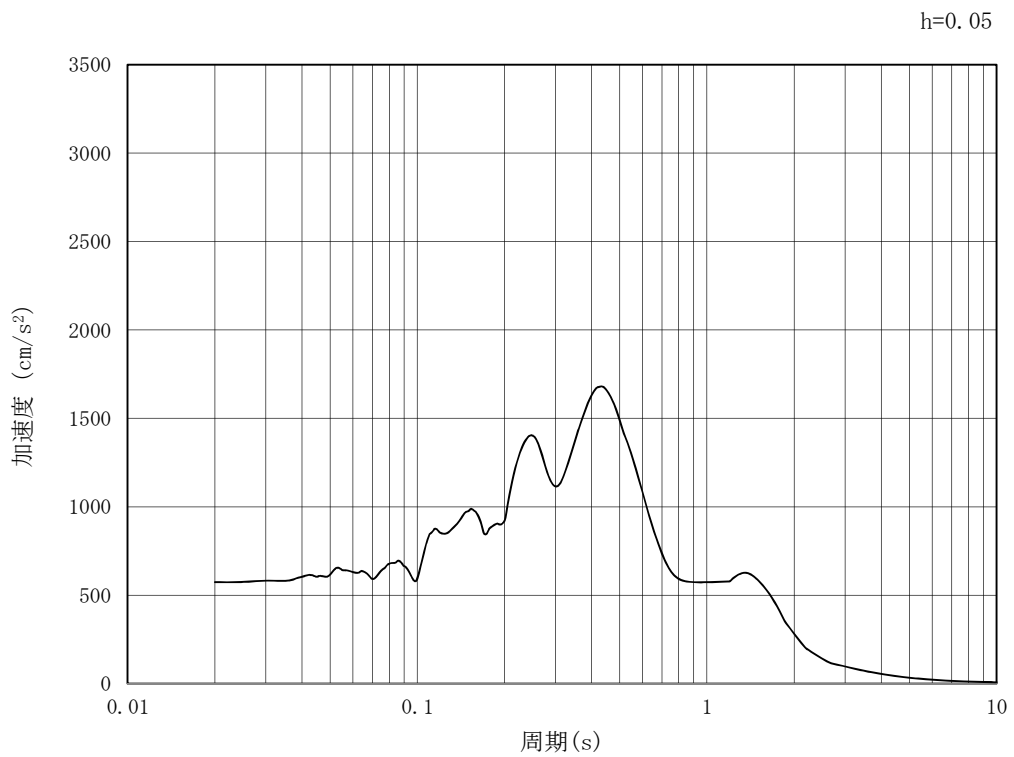


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (30) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 22$)

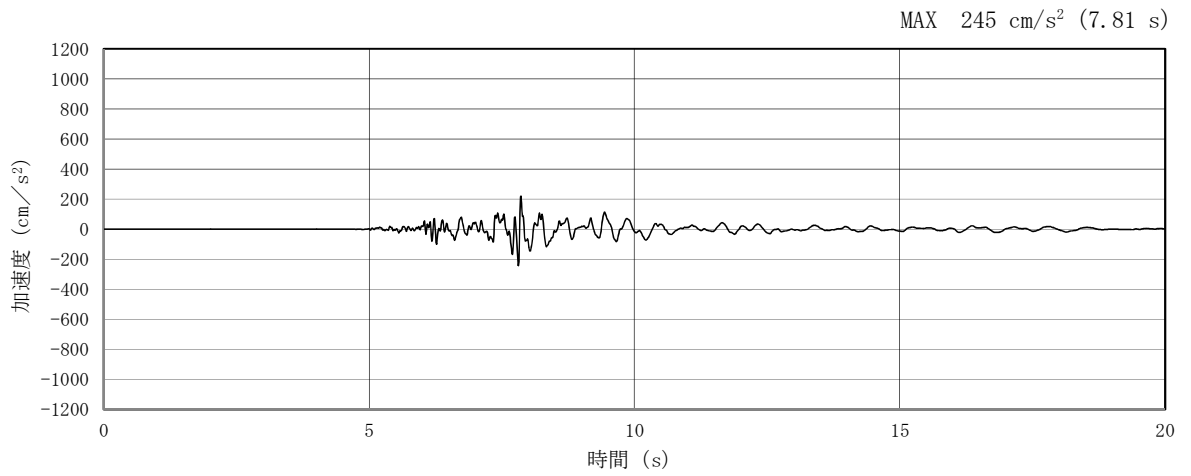


(a) 加速度時刻歴波形

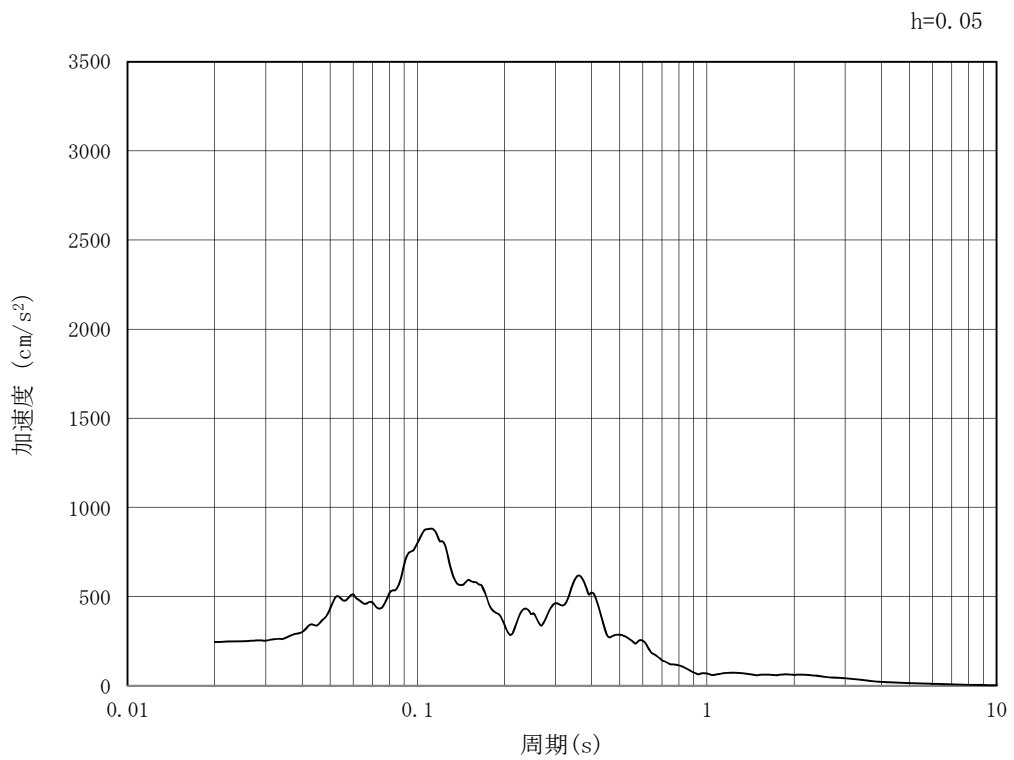


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (31) 南北方向⑤-⑤断面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 4.3-2 (32) 南北方向⑤-⑤断面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: $S_s - 31$)

4.3.2 許容限界の設定

(1) 許容応力度による許容限界

電源装置置場の構造部材は、許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度、コンクリートのせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

短期許容応力度については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説

（（社）日本道路協会、平成24年3月）」に基づき、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮し、表4.3-1のとおり設定する。

表 4.3-1 許容応力度

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} (曲げ)	435
	許容引張応力度 σ_{sa} (せん断)	300
鉄筋(SD390)*1	許容引張応力度 σ_{sa}	309

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

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

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」を適用し、次式により求められる許容せん断力 (V_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 $V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

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_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 4.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (追而)

(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) 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、

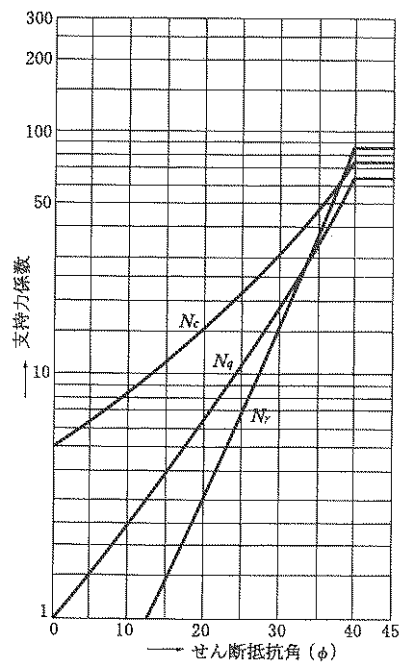
- q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
- γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。
- γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。
- α, β : 表 4.3-3 に示す基礎底面の形状係数
- D : 基礎幅 (m)
- D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- N_c, N_q, N_γ : 図 4.3-3 に示す支持力係数

表 4.3-3 基礎底面の形状係数

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 4.3-3 支持力係数を求めるグラフ

電源装置置場における許容限界を表 4.3-4 に示す。

表 4.3-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界 (追而)

4.4 評価結果

4.4.1 地震応答解析結果

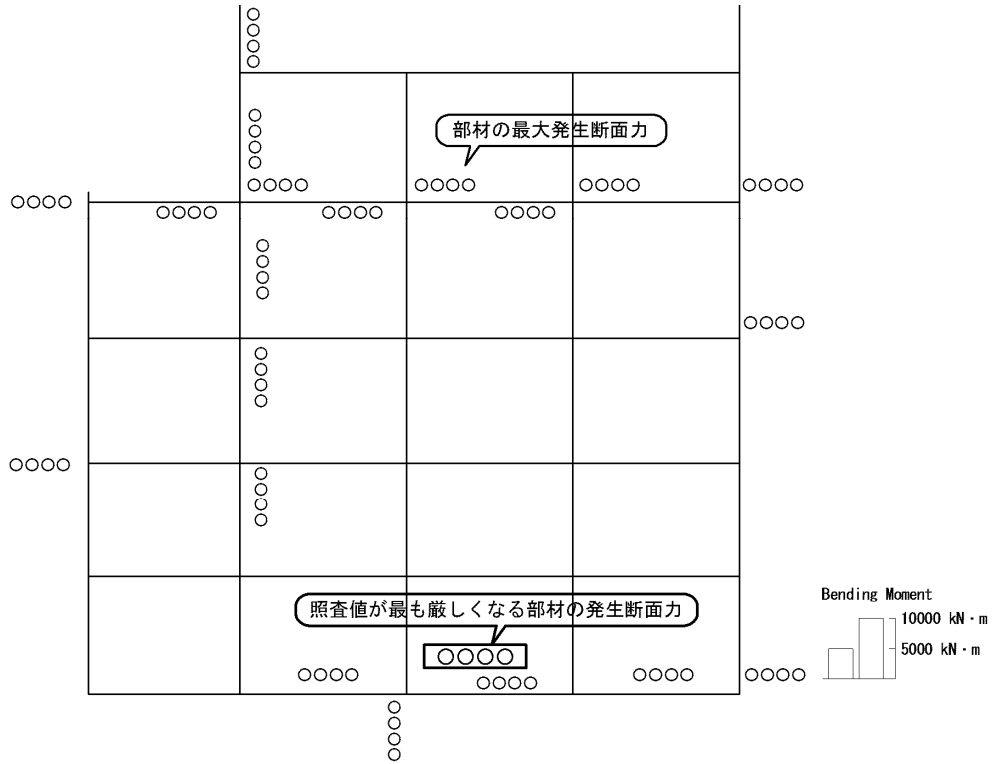
電源装置置場の南北方向⑤-⑤断面の基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を

に示す。本図は各構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，電源装置置場の南北方向⑤-⑤断面及び東西方向断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 4.4-2 及び図 4.4-3 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 4.4-4 及び図 4.4-5 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

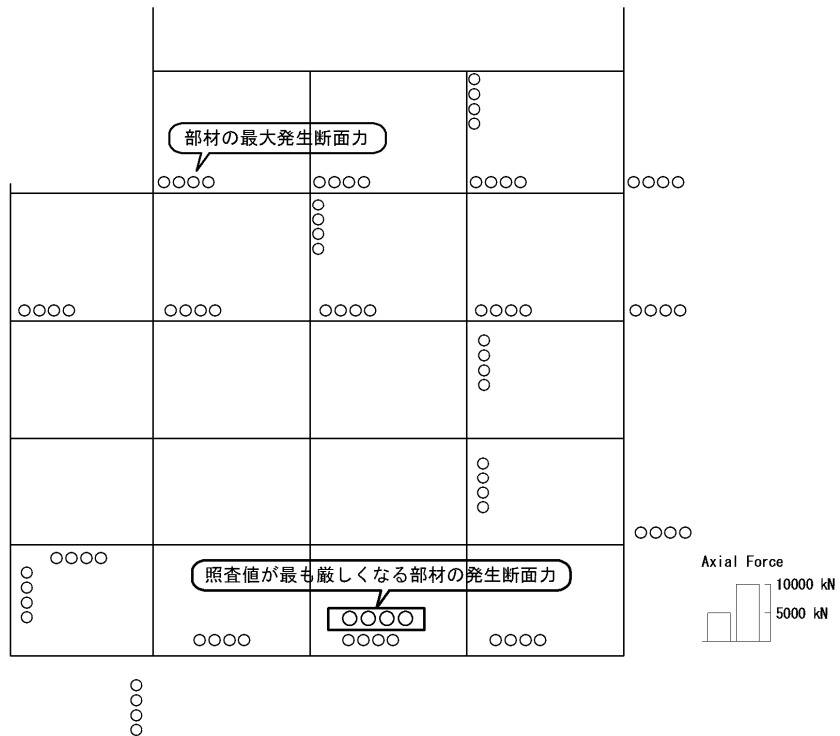
To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_Ss-D1++, 36
 Time: t=00.00 s

追而



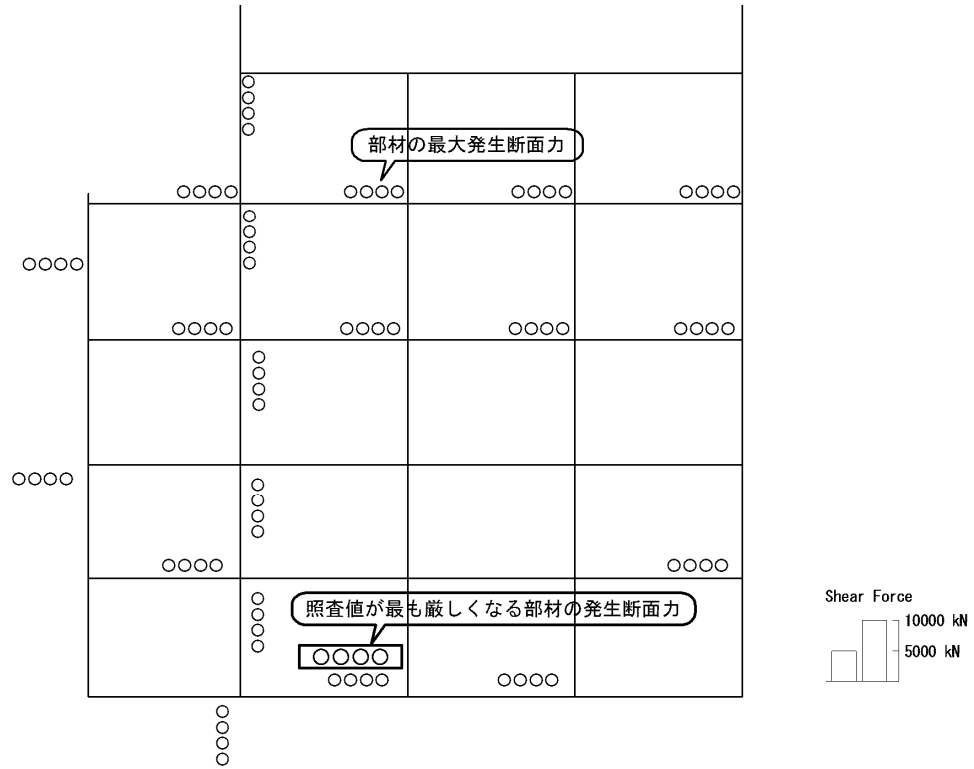
曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_Ss-D1++, 36
 Time: t=00.00 s



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)



せん断力 (kN)

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力に太枠表示

図 4.4-1 (1) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

- (2) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 00.00s$)
- (3) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)
- (4) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 00.00s$)
- (5) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 00.00s$)
- (6) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 00.00s$)
- (7) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 00.00s$)
- (8) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 00.00s$)

(9) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 00.00s$)

(10) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 00.00s$)

(11) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

(12) 南北方向⑤-⑤断面の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

追而

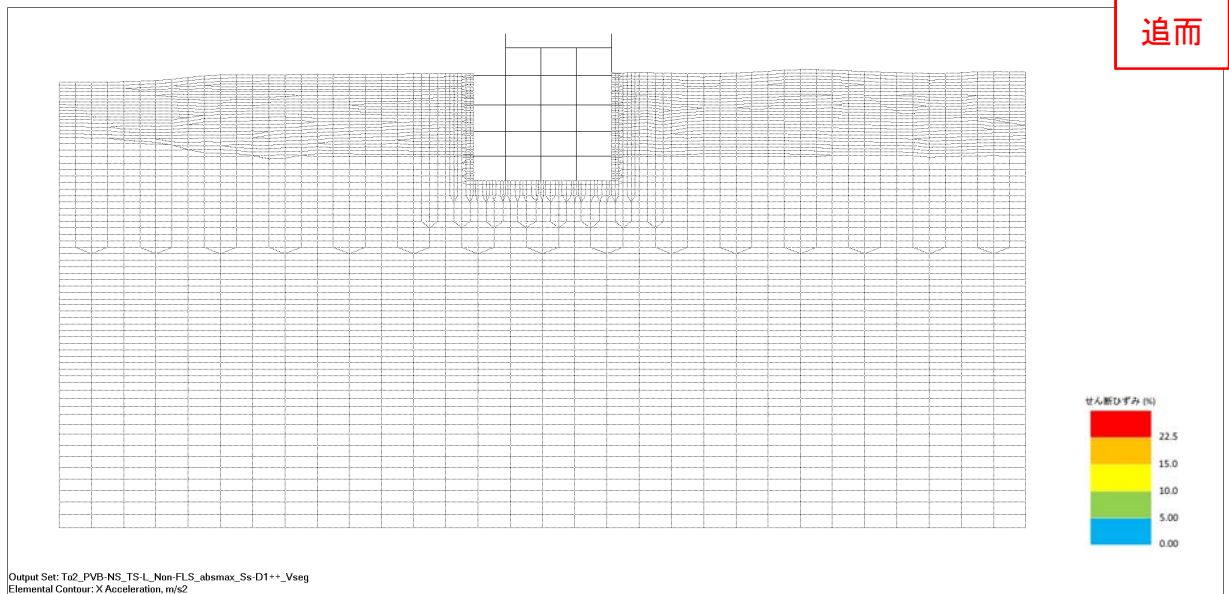


図 4.4-2 (1) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 4.4-2 (2) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 4.4-2 (3) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 4.4-2 (4) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 4.4-2 (5) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 4.4-2 (6) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 4.4-2 (7) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 4.4-2 (8) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 4.4-2 (9) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 4.4-2 (10) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 4.4-2 (11) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 4.4-2 (12) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

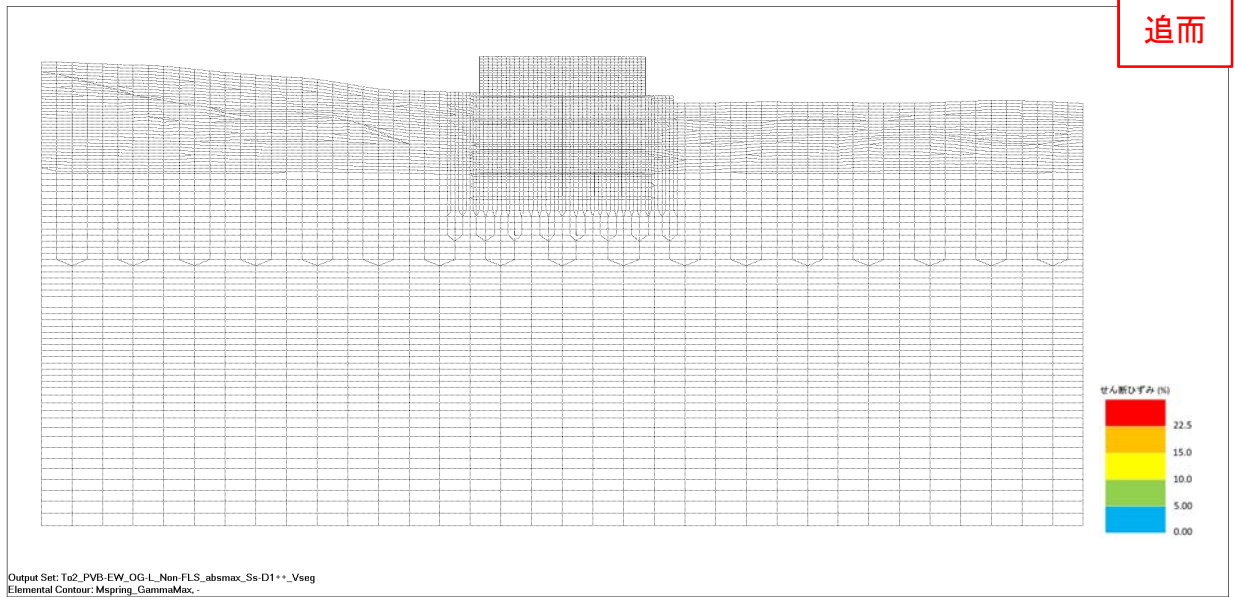


図 4.4-3 (1) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 4.4-3 (2) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 4.4-3 (3) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 4.4-3 (4) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 4.4-3 (5) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 4.4-3 (6) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 4.4-3 (7) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 4.4-3 (8) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 4.4-3 (9) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 4.4-3 (10) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 4.4-3 (11) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 4.4-3 (12) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

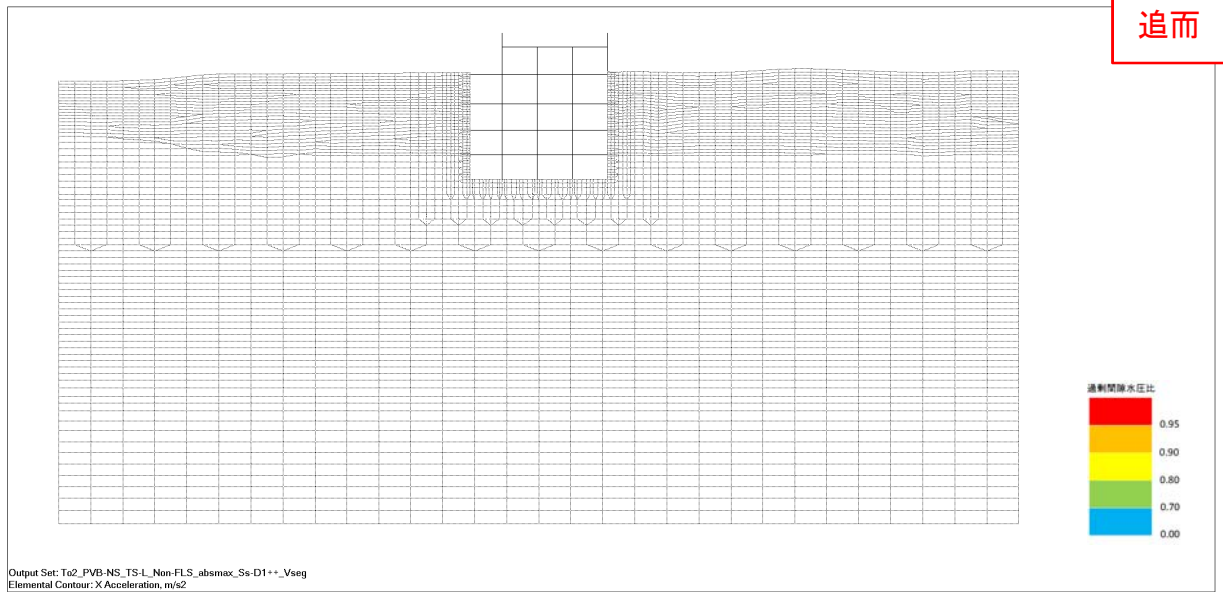


図 4.4-4 (1) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+,V+])

図 4.4-4 (2) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+,V-])

図 4.4-4 (3) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H-,V+])

図 4.4-4 (4) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H-,V-])

図 4.4-4 (5) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 11$)

図 4.4-4 (6) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 12$)

図 4.4-4 (7) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)

図 4.4-4 (8) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

図 4.4-4 (9) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

図 4.4-4 (10) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 22$)

図 4.4-4 (11) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H+,V+])

図 4.4-4 (12) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H-,V+])

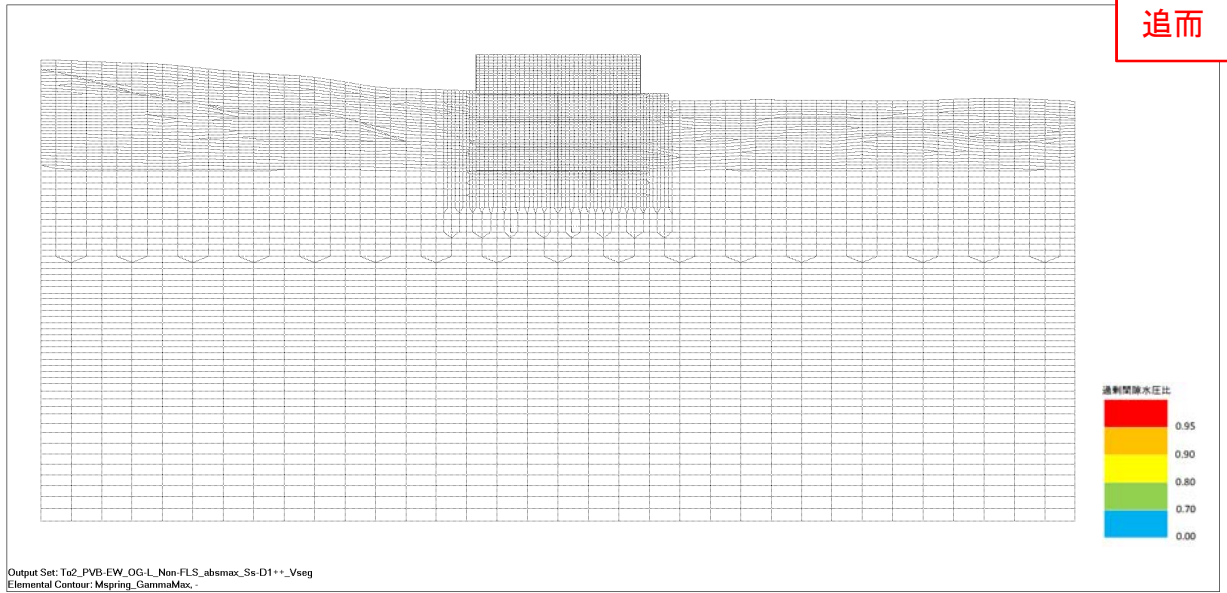


図 4.4-5 (1) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 4.4-5 (2) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 4.4-5 (3) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 4.4-5 (4) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 4.4-5 (5) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 4.4-5 (6) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 4.4-5 (7) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 4.4-5 (8) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 4.4-5 (9) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 4.4-5 (10) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 4.4-5 (11) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 4.4-5 (12) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

4.4.2 ⑤-⑤断面の耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

表 4.4-1 及び表 4.4-2 に曲げに対する照査結果を示す。

電源装置置場における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が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、各部材において最大となる値を示している。

以上より、電源装置置場の構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 4.4-6 に概略配筋図を、表 4.4-3 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4-1 (1) コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
S _s -D 1	H+, V+	底版	4	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ								
		地上スラブ	1							
		地上梁	2							
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					
S _s -D 1	H+, V-	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					

表示例
(下図における番号)

※1 評価位置は下図に示す

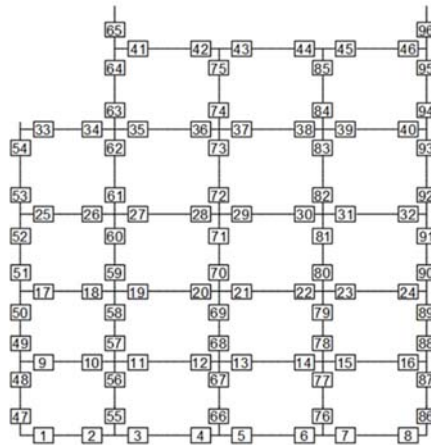


表 4.4-1 (2) コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -D1	H-, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -D1	H-, V-	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

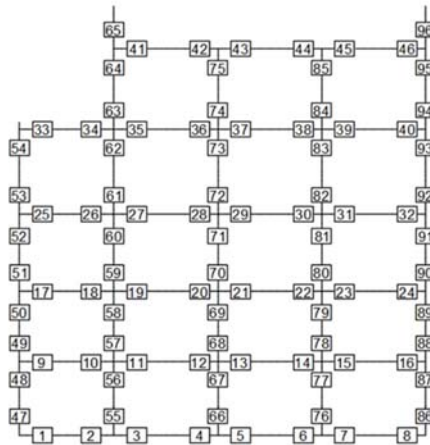


表 4.4-1 (3) コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -1 1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -1 2	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

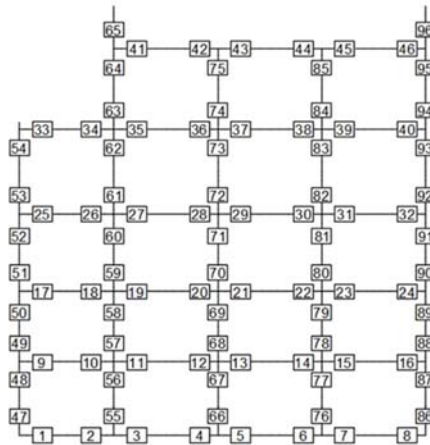


表 4.4-1 (4) コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -13	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -14	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

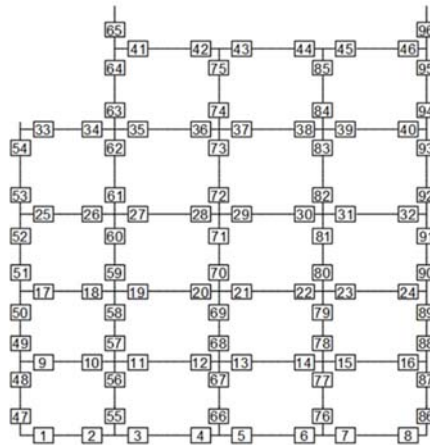


表 4.4-1 (5) コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -2 1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -2 2	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

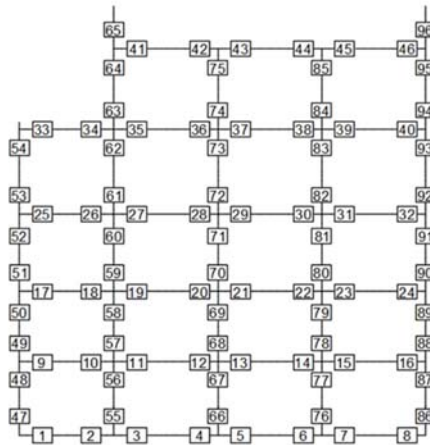


表 4.4-1 (6) コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -3 1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -3 1	H-, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

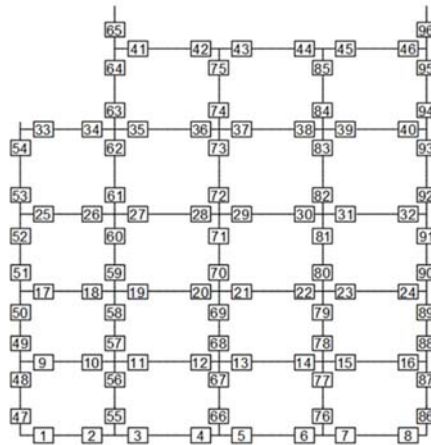


表 4.4-2 (1) 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張鉄筋	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
S _s -D 1	H+, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					
S _s -D 1	H+, V-	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

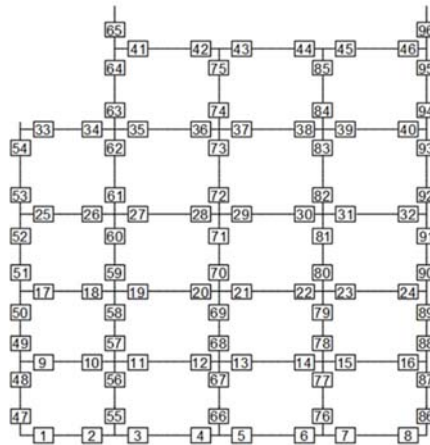


表 4.4-2 (2) 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張鉄筋	引張応力度(N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
S _s -D1	H-, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					
S _s -D1	H-, V-	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

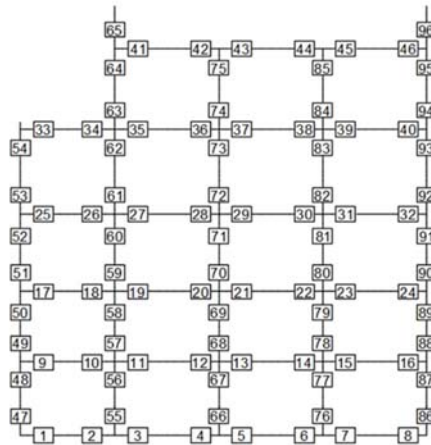


表 4.4-2 (3) 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -1 1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -1 2	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

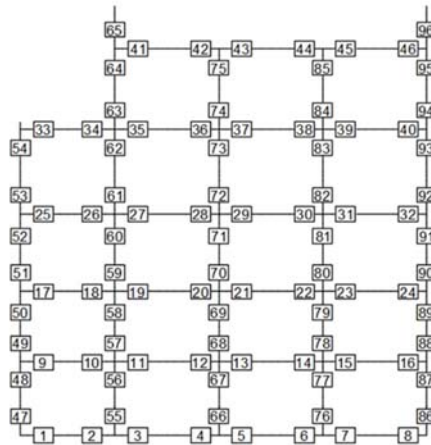


表 4.4-2 (4) 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張鉄筋	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
S _s -13	H+, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					
S _s -14	H+, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

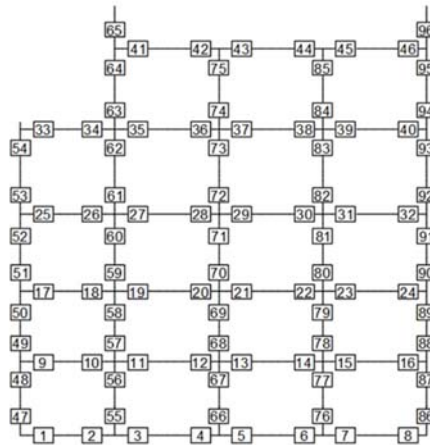


表 4.4-2 (5) 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -2.1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -2.2	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す

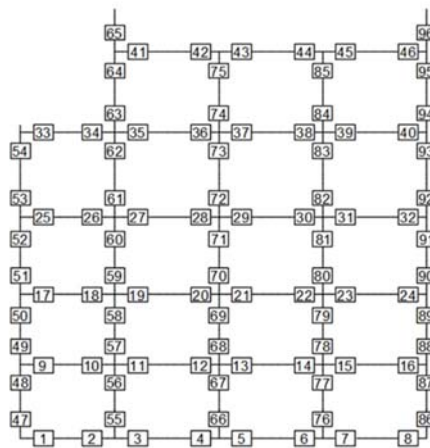
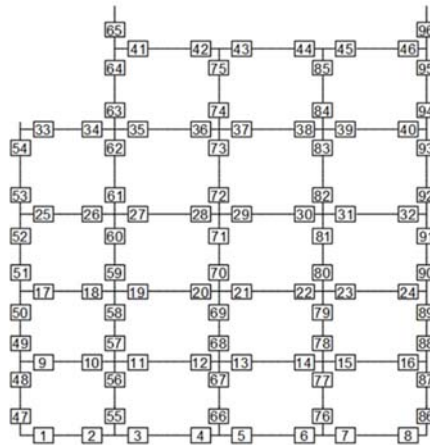


表 4.4-2 (6) 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			引張鉄筋	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
			部材幅	部材高	有効高				
S _s -31	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -31	H-, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す



追而

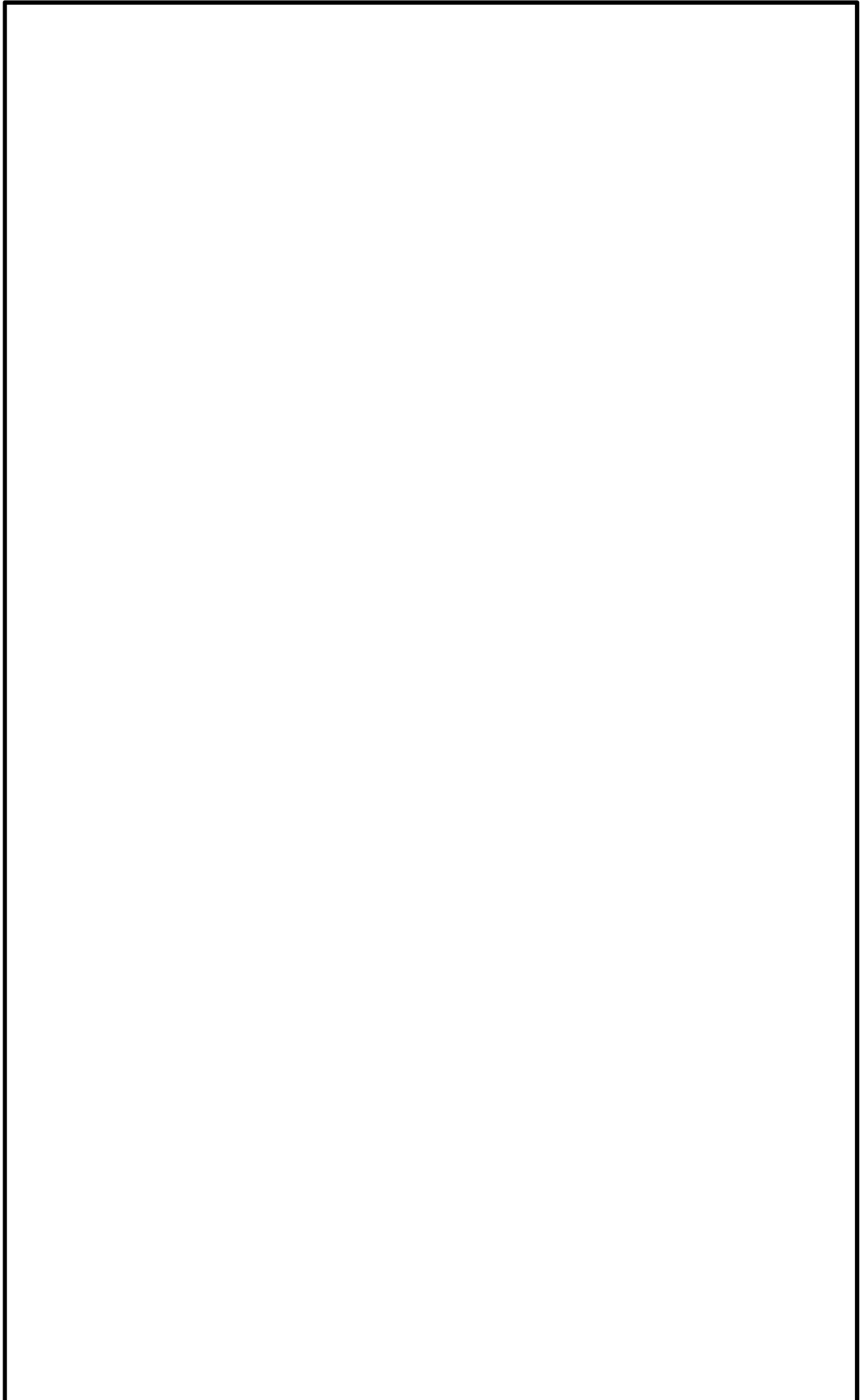


图 4.4-6 概略配筋图

表 4.4-3 断面諸元一覧表 (曲げに対する評価)

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

評価中



(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

表 4.4-4 にせん断に対する照査結果を示す。

電源装置置場における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下又はコンクリートの負担するせん断力 (V_c) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 (V_s) を合わせた許容せん断力 (V_a) が、発生せん断力 (V) 以上であることを確認した。 ($V_a = V_c + V_s \geq V$) なお、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。

以上より、電源装置置場の構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 4.4-7 に概略配筋図を、表 4.4-5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4-4 (1) せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断補強筋 (mm)	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				
S _s -D 1	H+, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					
S _s -D 1	H+, V-	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す。

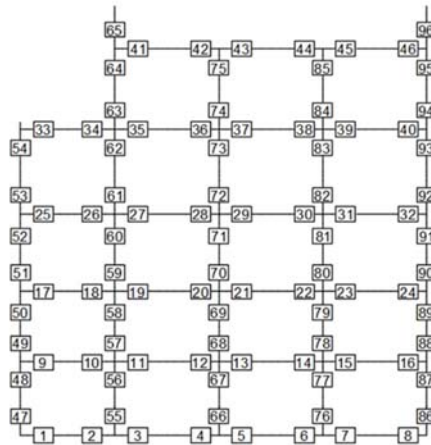


表4.4-4 (2) せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			せん断補強筋 (mm)	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				
S _s -D1	H-, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
地上隔壁	1000	1500							
S _s -D1	H-, V-	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
地上隔壁	1000	1500							

※1 評価位置は下図に示す。

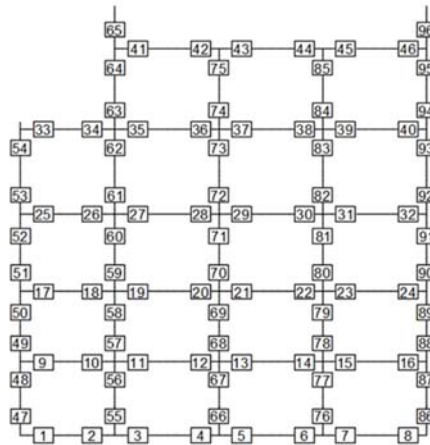


表4.4-4 (3) せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			せん断補強筋 (mm)	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				
S _s -1.1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -1.2	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す。

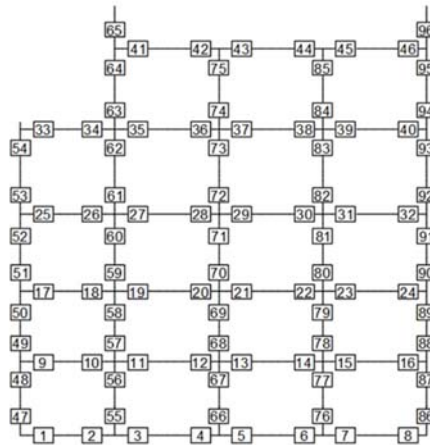


表4.4-4 (4) せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			せん断補強筋 (mm)	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				
S _s -1.3	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -1.4	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す。

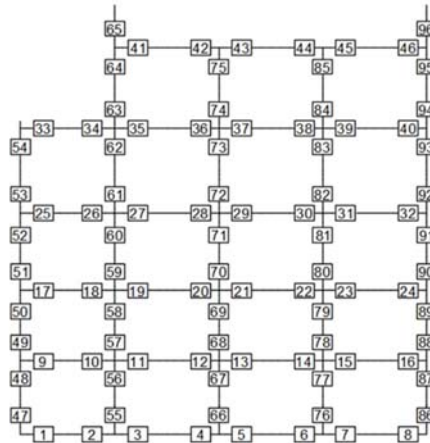


表4.4-4 (5) せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			せん断補強筋 (mm)	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				
S _s -2.1	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					
S _s -2.2	H+, V+	底版	1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ	1000	2500					
		B1Fスラブ	1000	2000					
		地上スラブ	1000	2000					
		地上梁	2000	1500					
		地中側壁 (下部)	1000	3000					
		地中隔壁 (下部)	1000	3000					
		地中側壁 (上部)	1000	2000					
		地中隔壁 (上部)	1000	2000					
		地上側壁	1000	1500					
		地上隔壁	1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す。

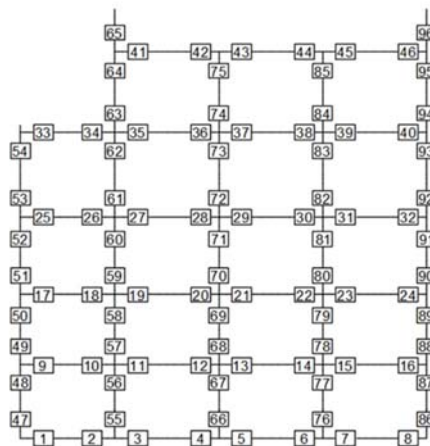
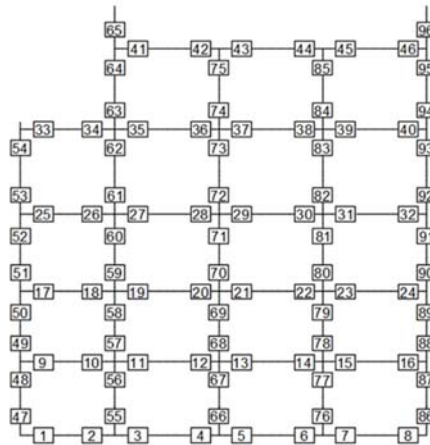


表4.4-4 (6) せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋(mm)	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				
S _s -3 I	H+, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					
S _s -3 I	H-, V+	底版		1000	3000					
		B2F, B3Fスラブ		1000	2500					
		B1Fスラブ		1000	2000					
		地上スラブ		1000	2000					
		地上梁		2000	1500					
		地中側壁 (下部)		1000	3000					
		地中隔壁 (下部)		1000	3000					
		地中側壁 (上部)		1000	2000					
		地中隔壁 (上部)		1000	2000					
		地上側壁		1000	1500					
		地上隔壁		1000	1500					

※1 評価位置は下図に示す。



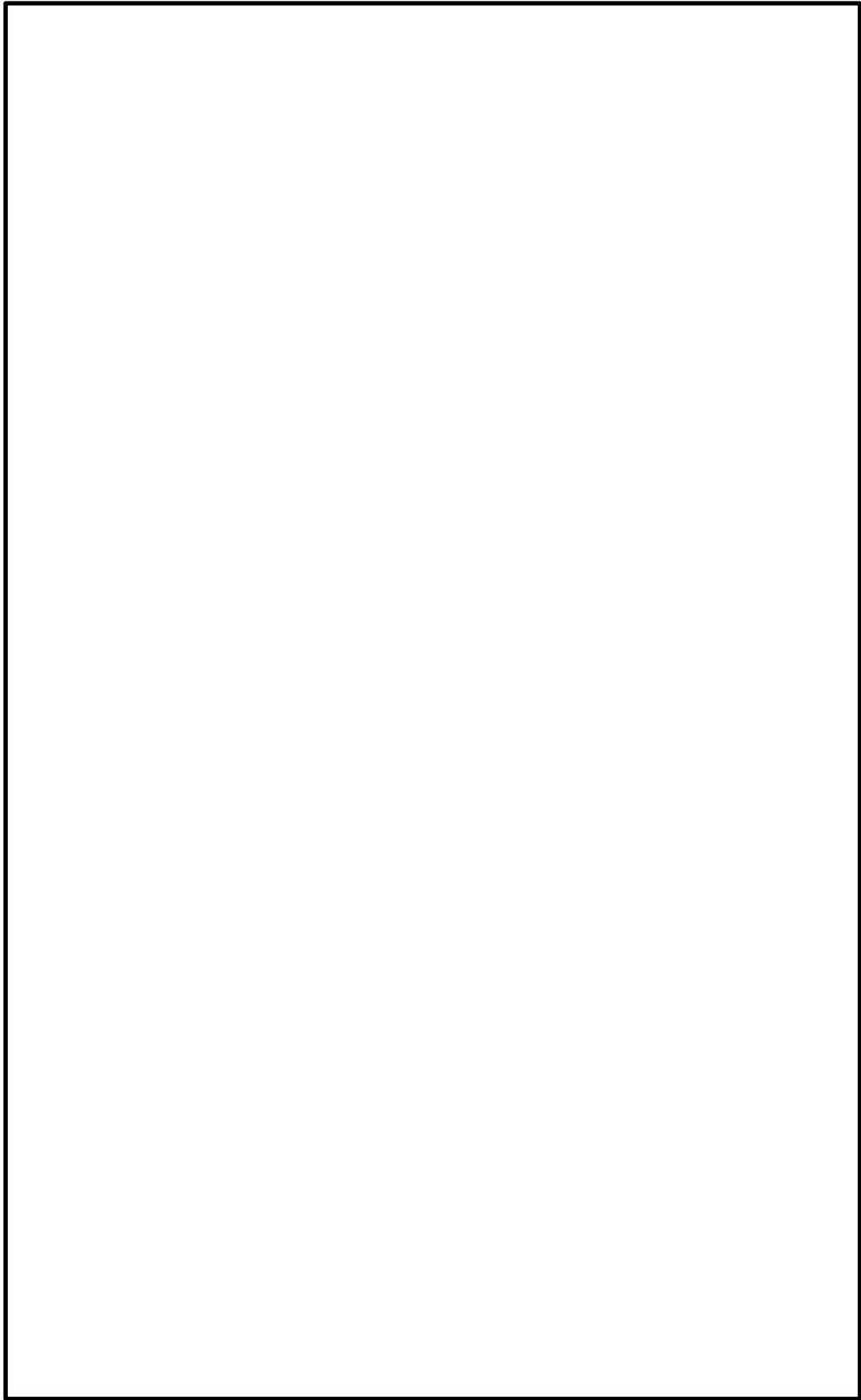
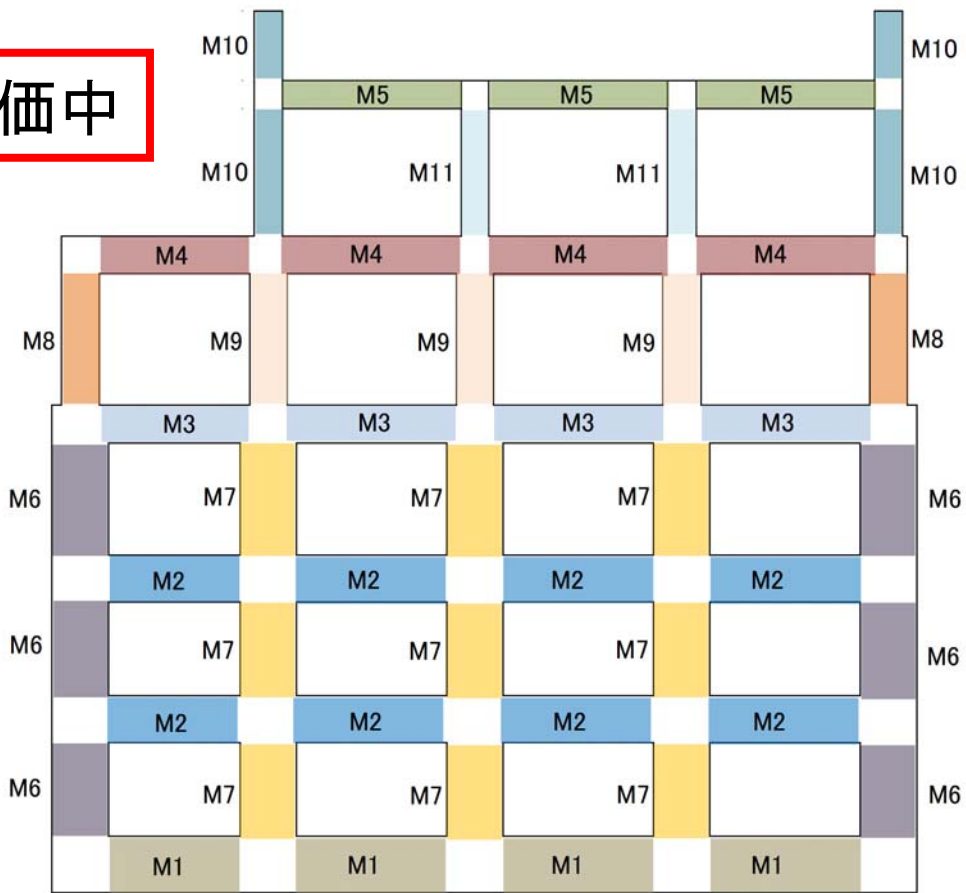


图 4.4-7 概略配筋图

表 4.4-5 断面諸元一覧表 (せん断に対する評価)

[Empty Table Area]									
--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

評価中



(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

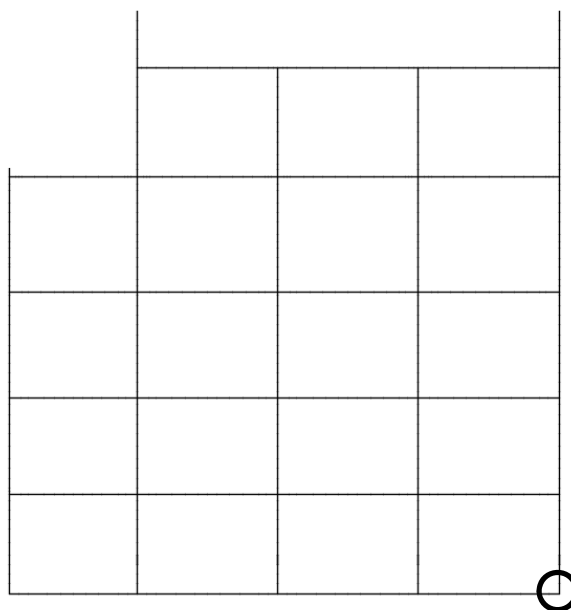
表 4.4-6 に基礎地盤の支持性能評価結果を、図 4.4-8 に接地圧分布図を示す。

電源装置置場の最大接地圧は、 $S_s - D 1$ [H+, V+] で $\bigcirc\bigcirc$ kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 $\triangle\triangle$ kN/m^2 以下である。

以上のことから、電源装置置場の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 4.4-6 基礎地盤の支持性能評価結果

基準地震動	位相	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力 (kN^2)	安全率	判定
$S_s - D 1$	H+, V+				
$S_s - D 1$	H+, V-				
$S_s - D 1$	H-, V+				
$S_s - D 1$	H-, V-				
$S_s - 1 1$	H+, V+				
$S_s - 1 2$	H+, V+				
$S_s - 1 3$	H+, V+				
$S_s - 1 4$	H+, V+				
$S_s - 2 1$	H+, V+				
$S_s - 2 2$	H+, V+				
$S_s - 3 1$	H+, V+				
$S_s - 3 1$	H-, V+				



表示例

最大接地圧
発生位置
($S_s - D 1$ [H+, V+])

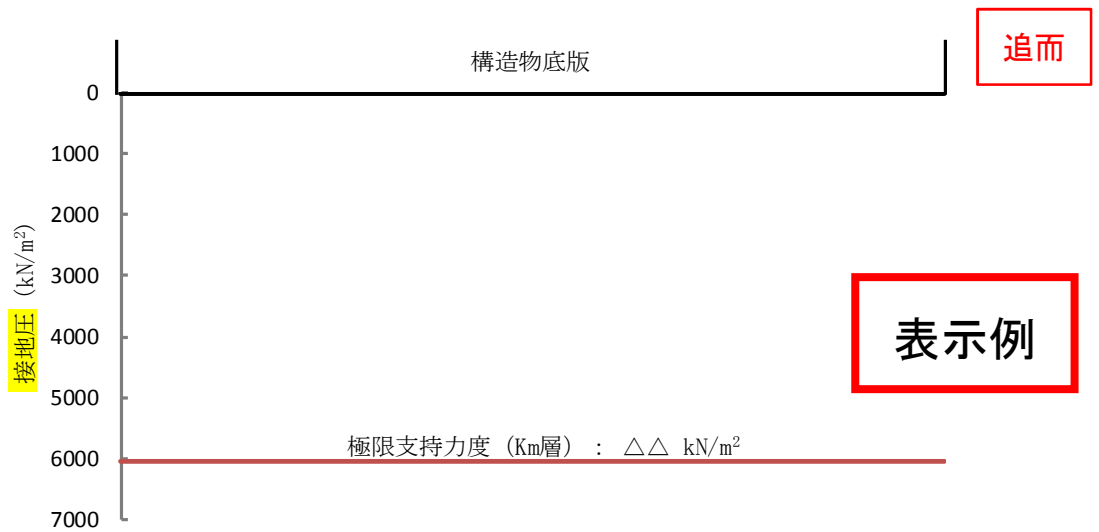


図 4.4-8 (1) 接地压分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 4.4-8 (2) 接地压分布図 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 4.4-8 (3) 接地压分布図 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 4.4-8 (4) 接地压分布図 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 4.4-8 (5) 接地压分布図 ($S_s - 1 1$)

図 4.4-8 (6) 接地压分布図 ($S_s - 1 2$)

図 4.4-8 (7) 接地压分布図 ($S_s - 1 3$)

図 4.4-8 (8) 接地压分布図 ($S_s - 1 4$)

図 4.4-8 (9) 接地压分布図 ($S_s - 2 1$)

図 4.4-8 (10) 接地压分布図 ($S_s - 2 2$)

図 4.4-8 (11) 接地压分布図 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 4.4-8 (12) 接地压分布図 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

4.5 まとめ (追而)

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

目次

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	5-1
5.1 評価方法	5-2
5.2 評価条件	5-2
5.2.1 適用基準	5-2
5.2.2 耐震安全性評価フロー	5-3
5.2.3 評価対象断面の方向	5-4
5.2.4 評価対象断面の選定	5-6
5.2.5 使用材料及び材料定数	5-8
5.2.6 評価構造物諸元	5-11
5.2.7 地下水位	5-12
5.2.8 地震応答解析手法	5-12
5.2.9 解析モデルの設定	5-13
5.2.10 減衰定数	5-18
5.2.11 荷重の組合せ	5-21
5.2.12 地震応答解析の検討ケース	5-23
5.3 評価内容	5-25
5.3.1 入力地震動の設定	5-25
5.3.2 許容限界の設定	5-42
5.4 評価結果	5-45
5.4.1 地震応答解析結果	5-45
5.4.2 トンネルの耐震評価結果	5-51
5.5 まとめ（追而）	5-60

5.1 評価方法

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）（以下、「トンネル」という。）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。トンネルについて基準地震動 S_0 による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断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、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。

5.2 評価条件

5.2.1 適用基準

トンネル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）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）を適用するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の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）を適用する。

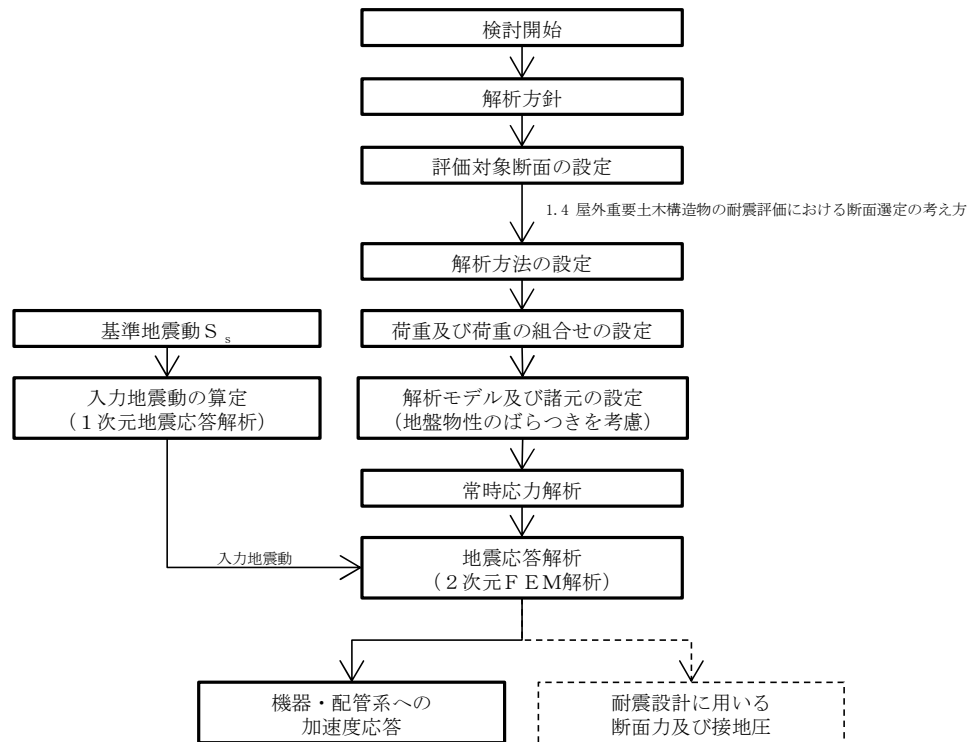
表 5.2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 5.2-1 適用する規格、基準類

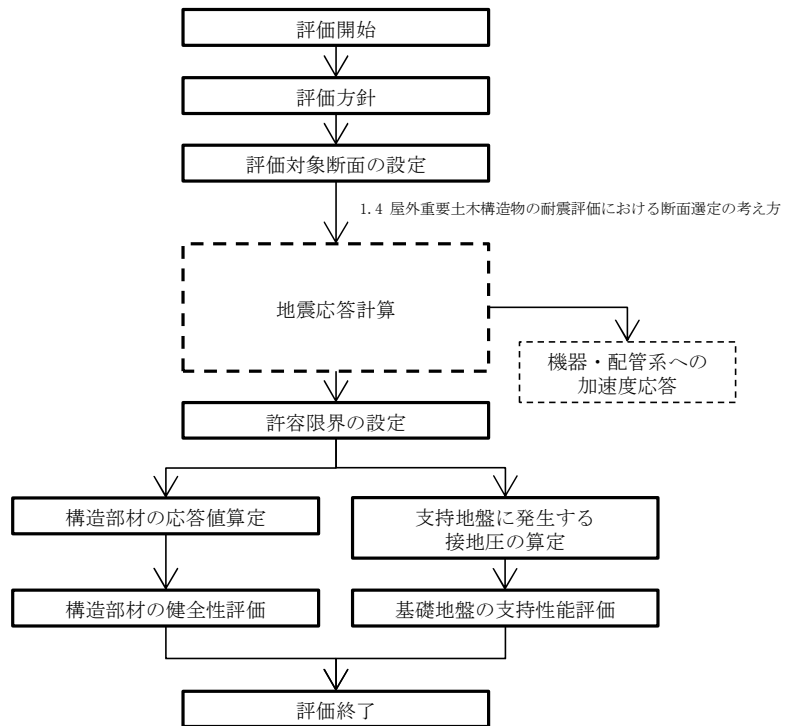
項目	適用する規格、基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定） ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成24年3月）	・曲げに対する照査は、発生応力が、許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は、発生応力又は発生せん断力が、許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1 - 1987	・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

5.2.2 耐震安全性評価フロー

図 5.2-1 にトンネルの耐震安全性評価フローを示す。



<地震応答計算>



<耐震性評価>

図 5.2-1 トンネルの耐震安全性評価フロー

5.2.3 評価対象断面の方向

トンネルの位置を図 5.2-2 及び図 5.2-3 に示す。

トンネルは、延長約 140 m の鉄筋コンクリート造である。表 5.2-2 に示すとおり、トンネルの縦断方向は、トンネル覆工及び隔壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸断面方向となる。一方、横断方向は、耐震設計上見込める構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。なお、トンネルは全線にわたり一定区間でブロック割し、施工されている。そのため、トンネル縦断方向の応力は区間毎に解放されると考えられる。また、縦断方向の変位に対しては、岩盤に設置されているためブロック毎の相対変位が小さいと考えられる。

以上のことから、トンネルの耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

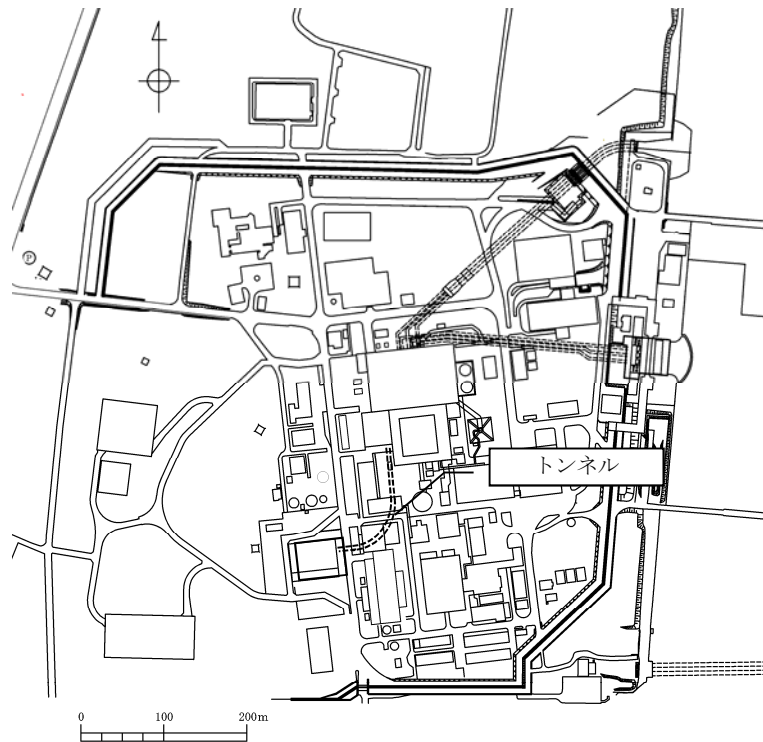


図 5.2-2 トンネルの位置図（全体平面図）

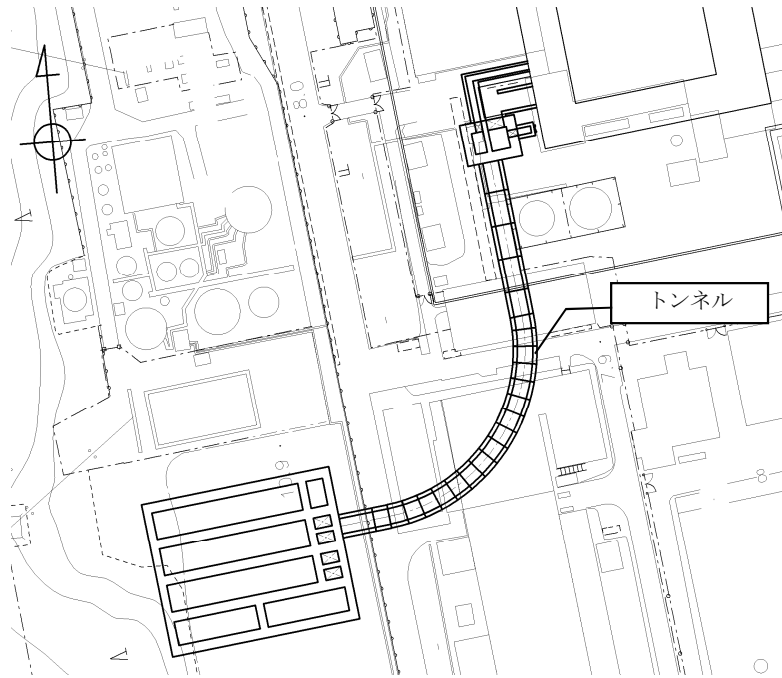


図 5.2-3 トンネルの位置図（拡大図）

表 5.2-2 トンネルの評価対象断面の方向の選定

	横断方向の加振	縦断方向の加振
トンネル	<p>加振方向</p> <p>縦断方向</p> <p>加振方向に平行な壁部材が少ない ⇒弱軸断面方向</p>	<p>加振方向</p> <p>縦断方向</p> <p>トンネル覆工が加振方向に抵抗する ⇒強軸断面方向</p>

5.2.4 評価対象断面の選定

図 5.2-4 及び図 5.2-5 にトンネルの縦断面図及び標準断面図を示す。

トンネルは、延長約 140 m の鉄筋コンクリート造である。内径 4.6 m、覆工 1.2 m であり縦断方向に対して一様な断面形状を示す。また、間接支持する設備が縦断方向に一様に設置されている。

評価対象断面は、「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」で記載したとおり、各耐震評価候補断面位置において 1 次元地震応答解析を実施し、トンネル覆工軸線の上端と下端の最大相対変位及びトンネル中心位置の最大加速度が最も大きい断面とする。図 5.2-6 に決定した評価対象断面（L3' 断面）を示す。L3' 断面は、トンネル位置を最も深い位置に設定した L3 地点において、埋戻土の層厚を最も薄くした断面である。

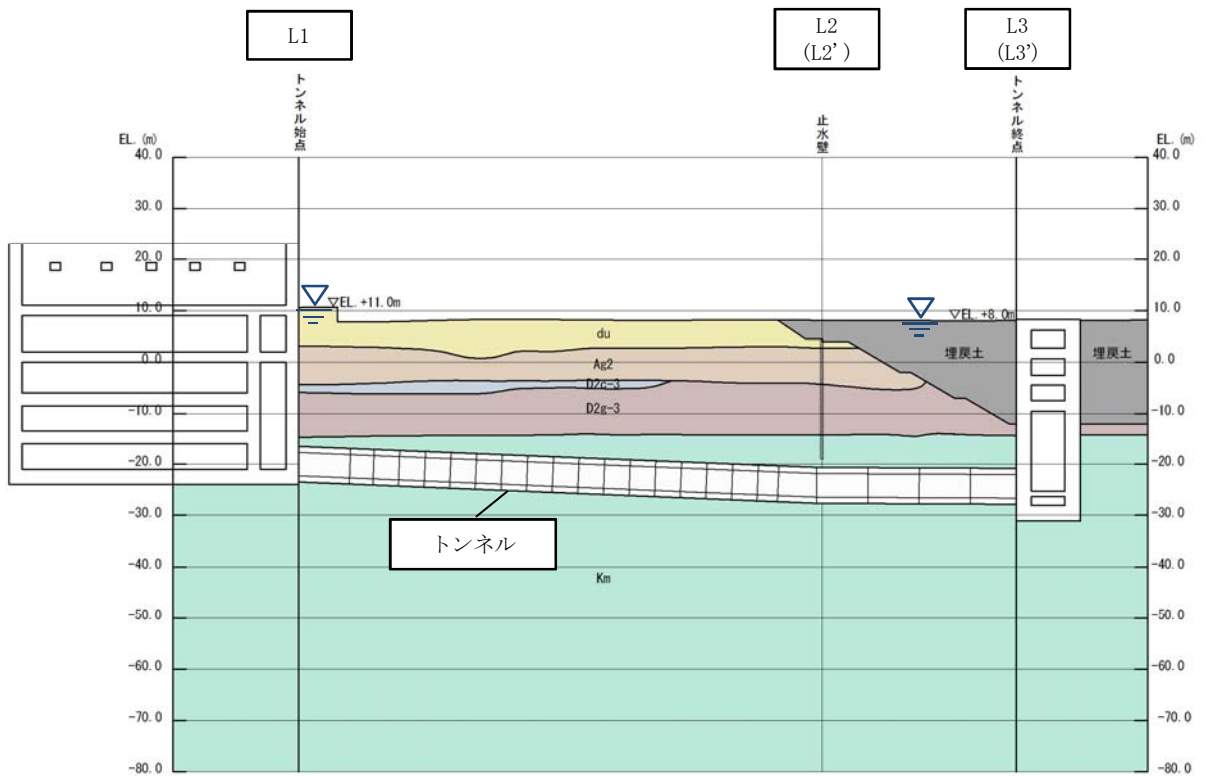


図 5.2-4 トンネルの縦断面図

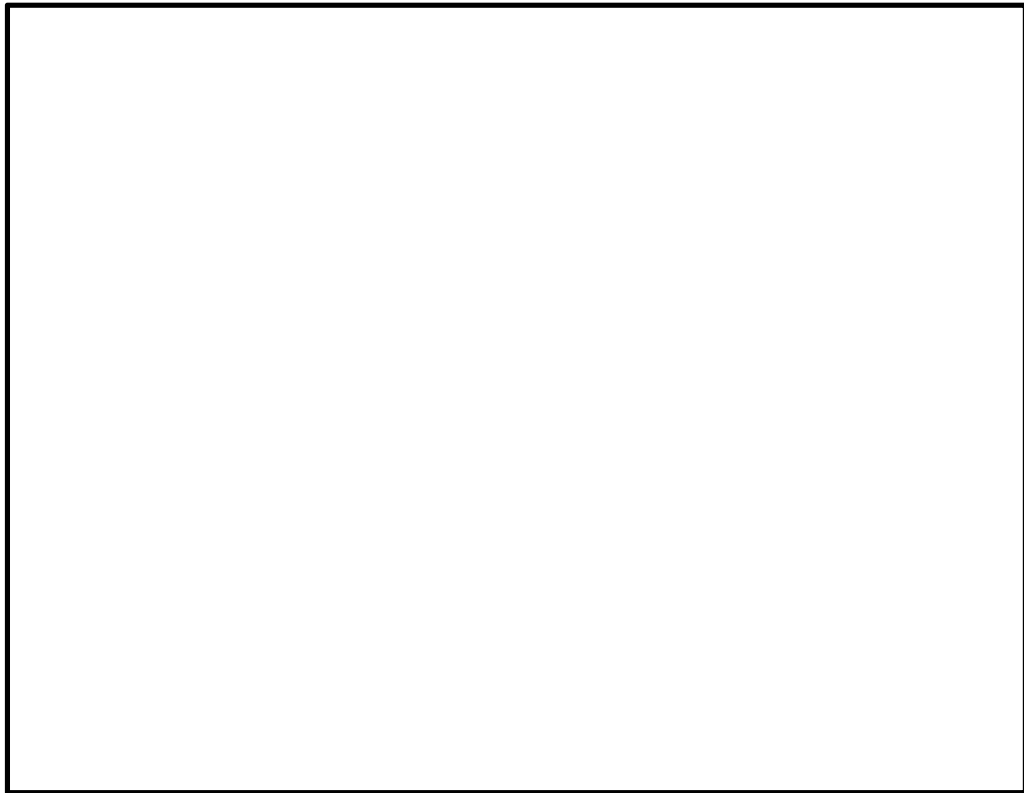


図 5.2-5 トンネルの標準断面図

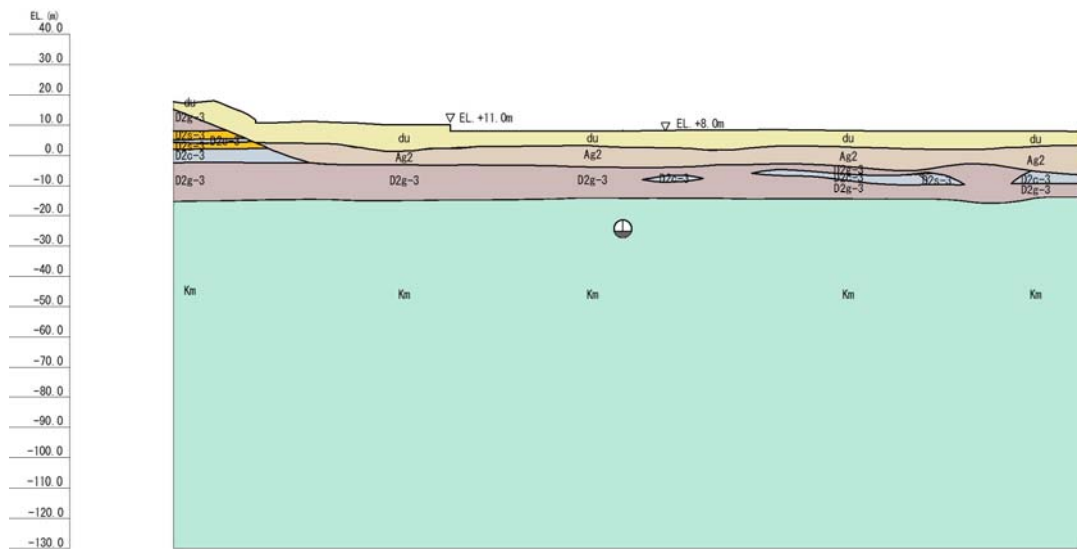


図 5.2-6 評価対象断面 (L3' 断面)

5.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 5.2-3 に、材料物性値を表 5.2-4 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適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 5.2-5 に示す。

表 5.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²
鉄筋	SD345, SD490

表 5.2-4 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	2.8×10^4	0.2

表 5.2-5 (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'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 5.2-5 (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'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動の変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m 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	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

5.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行うトンネルの評価構造物諸元を図 5.2-7 に示す。

表 5.2-6 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求 (追而)
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
覆工	1.000	1.200	30	SD345 SD490	機器・配管系を間接支持する機能の健全性を確保
隔壁	1.000	0.600	30	SD345 SD490	
インバート 水平梁	1.000	0.600	30	SD345 SD490	

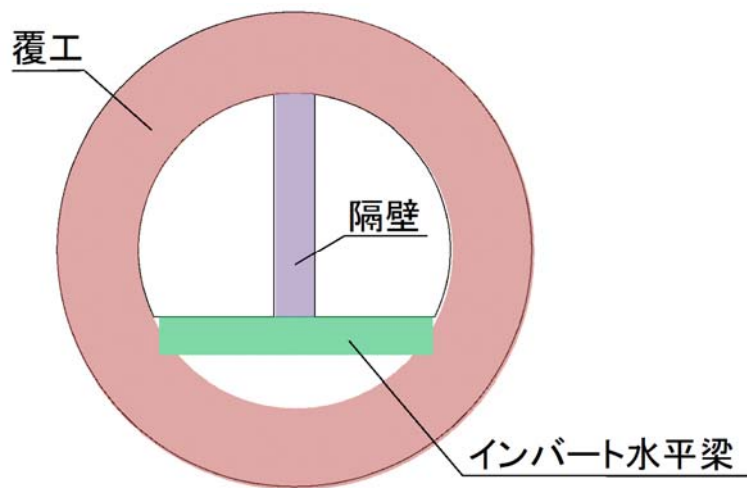


図 5.2-7 評価部位

5.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

5.2.8 地震応答解析手法

トンネルの地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。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5.2-8に示す。

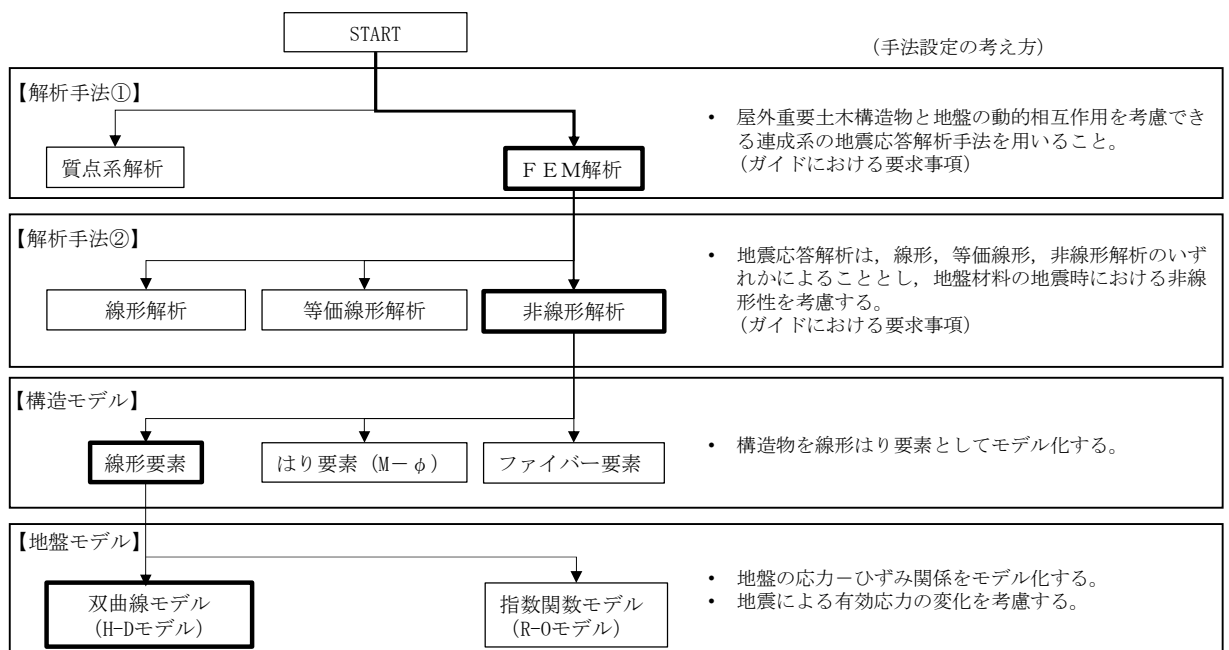


図 5.2-8 地震応答解析手法の選定フロー

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。

5.2.9 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 を適用し、図 5.2-9 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。

トンネル周辺の地質断面図を図 5.2-10 に示す。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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、対象とする波長に対して 5 または 4 分割した値を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

トンネルの地震応答解析モデルを図 5.2-11 に示す。

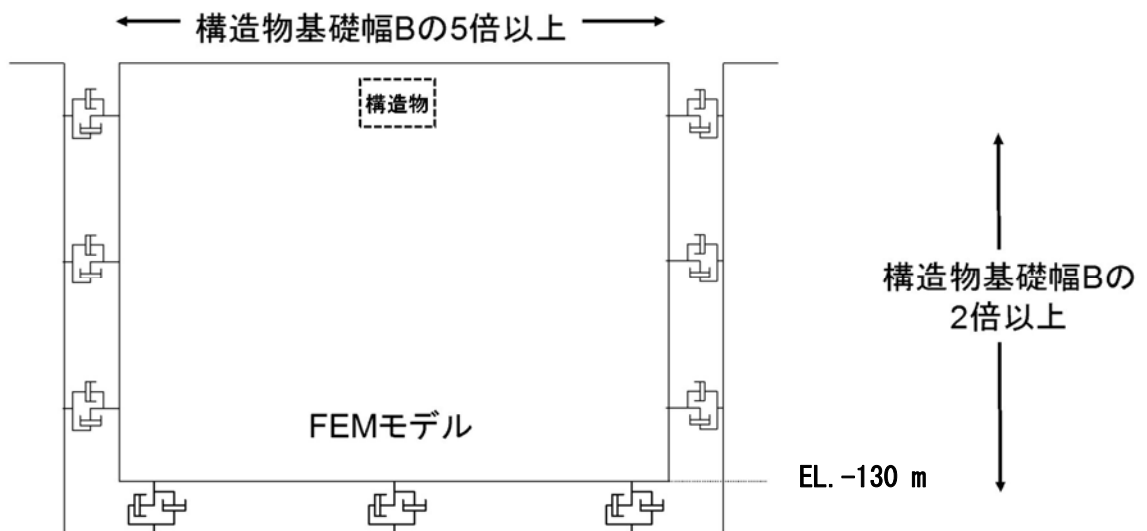


図 5.2-9 モデル範囲の考え方

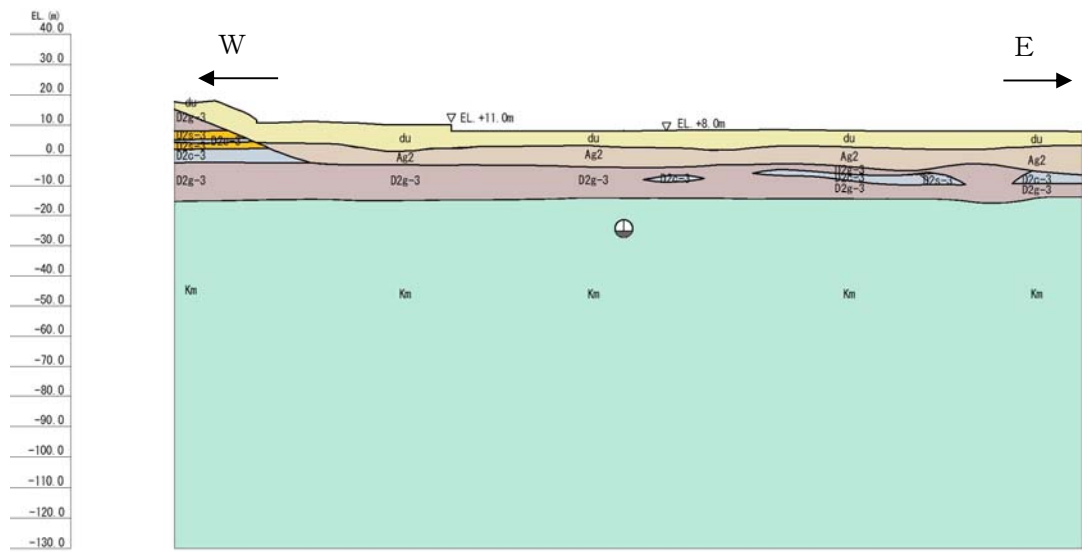


図 5.2-10 地質断面図

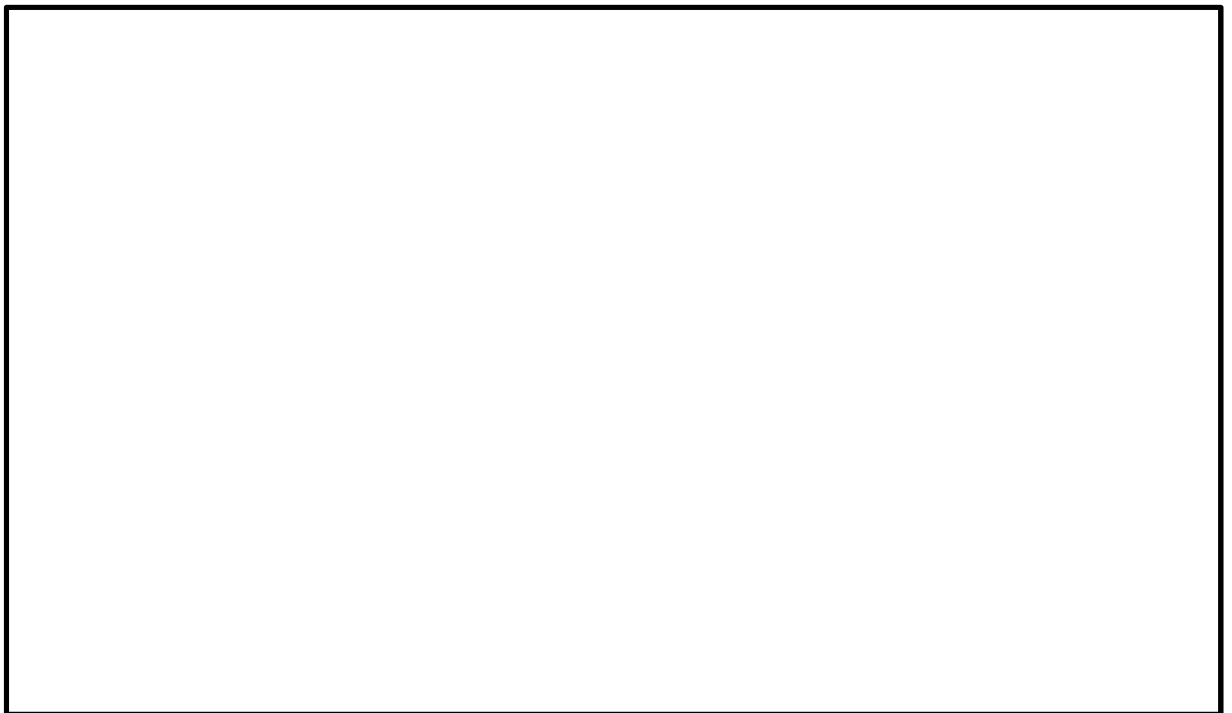


図 5.2-11 トンネルの地震応答解析モデル

(2) 構造物のモデル化

トンネルは、構造部材として考慮するトンネル覆工、隔壁及びインバート上面水平梁を、線形はり要素でモデル化する。それぞれの線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」を適用して、剛域を設ける。トンネルの解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図5.2-12に示す。

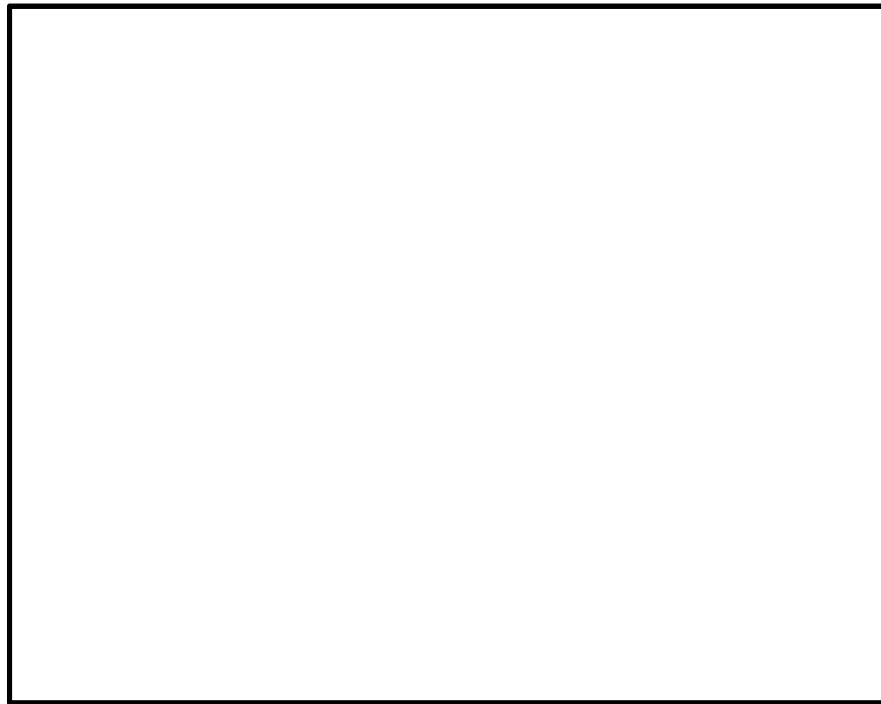


図5.2-12 トンネルの解析モデル（構造物部分拡大図）

構造物の要素分割は、「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）より、断面厚さまたは有効高さの約1.0倍程度とする。

(3) 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 5.2-13 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。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 5.2-7 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 (度)	備考
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 5.2-8 の通り設定する。

表 5.2-8 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



— : ジョイント要素

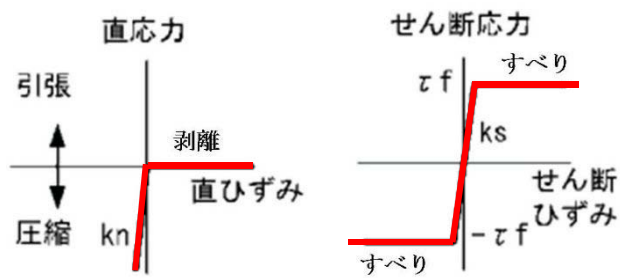


図 5.2-13 ジョイント要素の考え方

(4) 材料特性の設定

鉄筋コンクリートの部材は線形はり要素を用いてモデル化する。

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

5.2.10 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、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

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 α [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 α [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 α [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5.2-14にRayleigh減衰の設定フローを、表5.2-9に固有値解析結果を示す。

なお、地盤の1次固有振動数は、解析モデル全体の1次モードを採用し、構造物の1次固有振動数は、構造系全体がせん断変形モードを呈するとともに、刺激係数に着目して選定した。

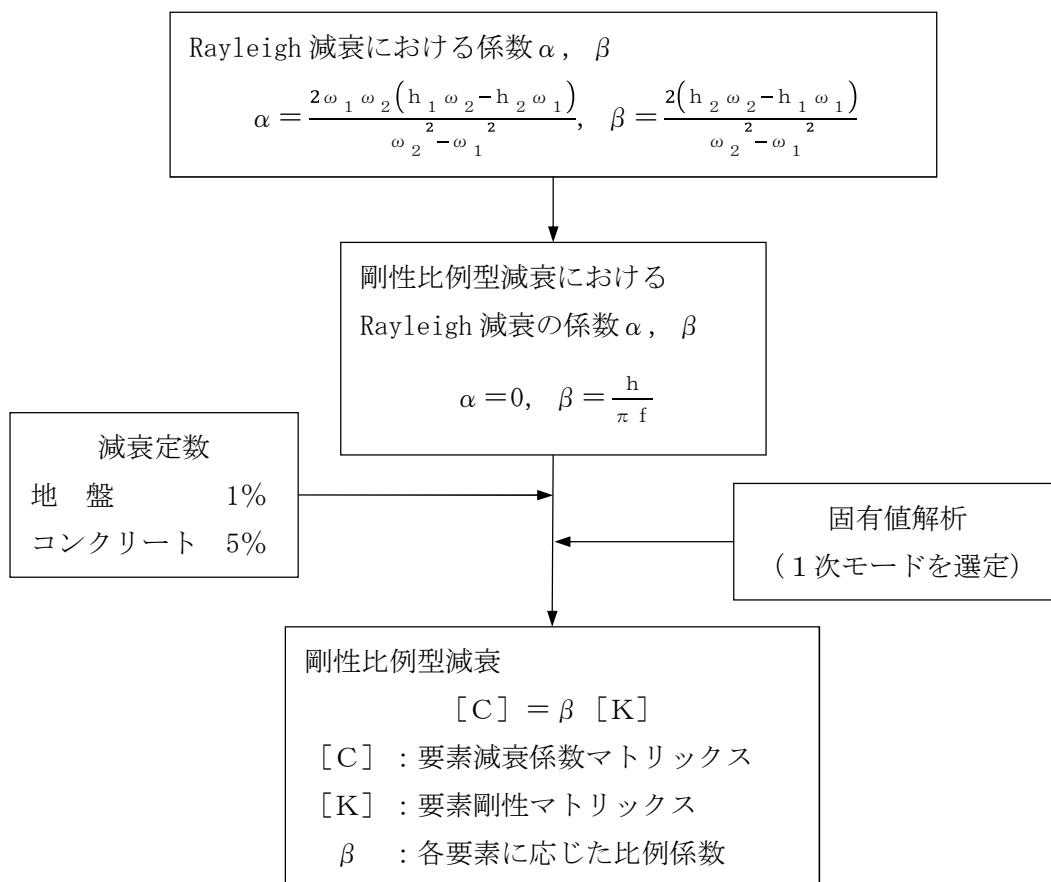


図 5.2-14 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 5.2-9 (1) 固有値解析結果 (平均剛性) (追而)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			地盤の 1 次固有振動数として選定
2			
3			
4			
5			
6			
7			構造物の 1 次固有振動数として選定
8			
9			

表 5.2-9 (2) 固有值解析結果 (+1 σ 剛性) (追而)

表 5.2-9 (3) 固有值解析結果 (-1 σ 剛性) (追而)

表 5.2-9 (4) 固有值解析結果 (豊浦標準砂) (追而)

5.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧、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。

なお、トンネルは、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、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 5.2-10 に示す。

地震時にトンネルに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 5.2-10 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	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		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設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水がないことから、考慮しない
変動荷重	雪荷重		—	・構造物は地中に埋設されることから、考慮しない
	風荷重		—	・構造物は地中に埋設されることから、考慮しない
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	
	動水圧	—	・内水がないことから、考慮しない	

(1) 機器・配管荷重

図 5.2-15 にトンネルにおける機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き (1 m) あたりの付加質量として考慮する。

インバート上面については、単位奥行き当たりの配管・設備質量として 0.45 t/m^2 を考慮し、配管質量として 0.20 t/m を考慮する。

隔壁には、単位奥行き当たりのダクト・消火配管、電線管及びトレイ質量として 1.70 t/m を隔壁中央に考慮する。

覆工には、単位奥行き当たりの電線管質量として 0.15 t/m 及び 0.10 t/m を覆工中央に考慮する。

インバート無筋部の質量として 3.74 t/m を分配してインバート水平梁に考慮する。

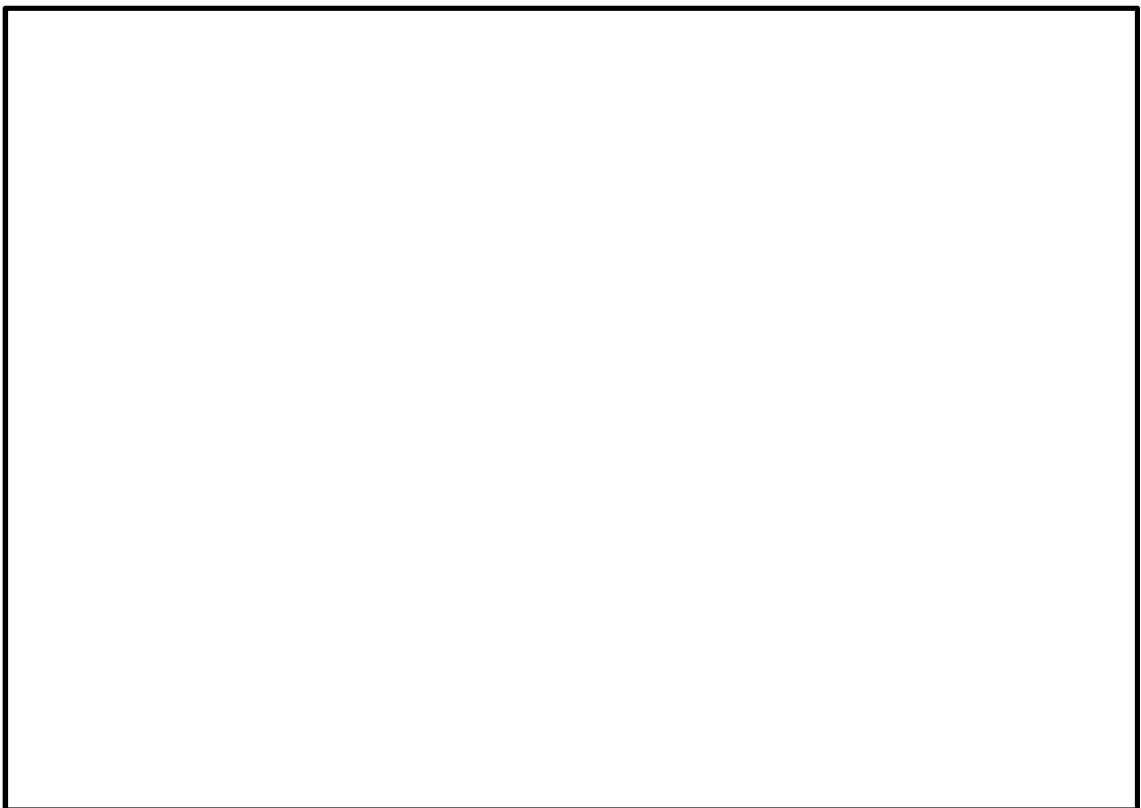


図 5.2-15 機器・配管荷重図

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は、地下水の密度として、 1.00 g/cm^3 を考慮する。

5.2.12 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

電源装置置場の耐震設計における検討ケースを表 5.2-11 に示す。

表 5.2-11 電源装置置場の耐震設計における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂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	(++)	1				
		(+-)	1				
		(-+)	1				
		(---)	1				
	S _s -1 1	(++)	1	1	1	1	1
	S _s -1 2	(++)	1				
	S _s -1 3	(++)	1				
	S _s -1 4	(++)	1				
	S _s -2 1	(++)	1				
	S _s -2 2	(++)	1				
S _s -3 1	(++)	1	①の検討において、最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用いて実施する。 最も厳しい地震動の選定にあたっては、各施設の評価部位毎に1波選定する。				
	(-+)	1					
計		12	1	1	1	1	1

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は、上記ケースの中で、変位量が最も大きいケースにて行う。

(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 5.2-12 に示す。

表 5.2-12 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 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂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	(++)	⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(+-)		
		(-+)		
		(--)		
	S _s -1 1	(++)		
	S _s -1 2	(++)		
	S _s -1 3	(++)		
	S _s -1 4	(++)		
	S _s -2 1	(++)		
	S _s -2 2	(++)		
S _s -3 1	(++)			
	(-+)			
計		1	12	1

5.3 評価内容

5.3.1 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。

図 5.3-1 に入力地震動算定の概念図を、図 5.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-1.1 \sim S_s-2.2$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

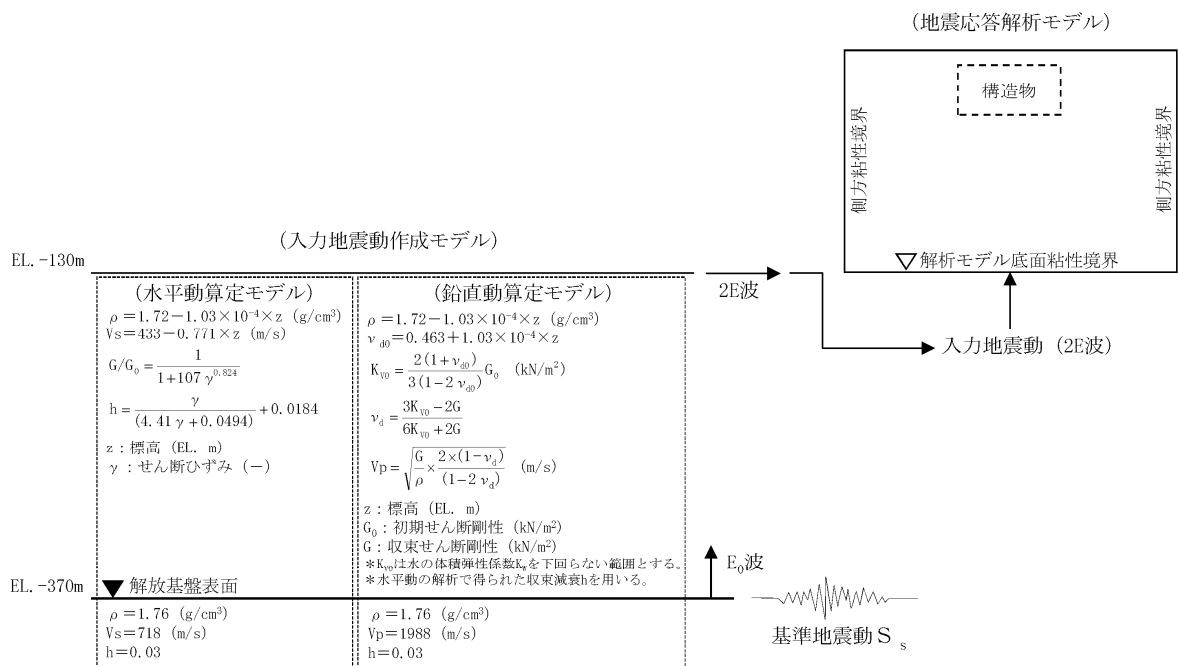
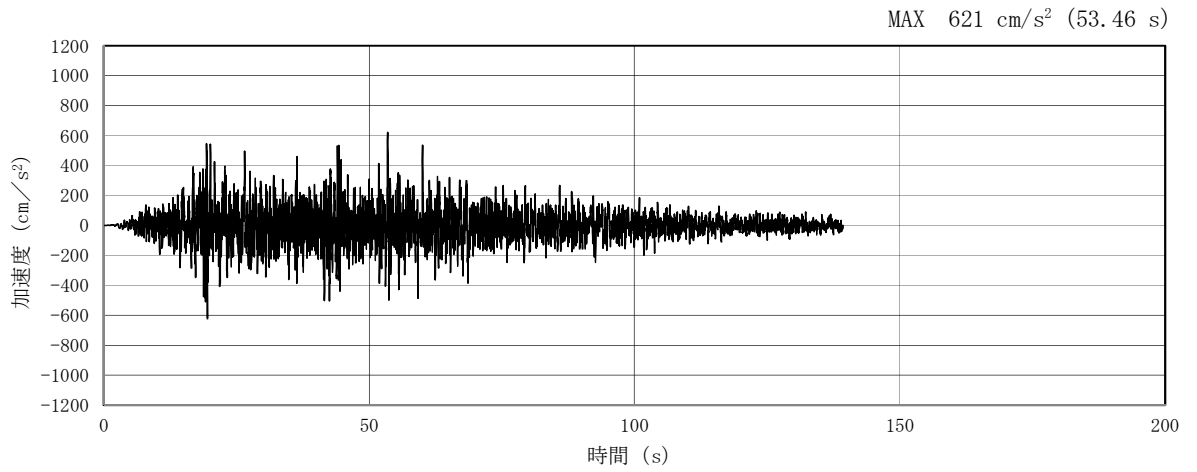
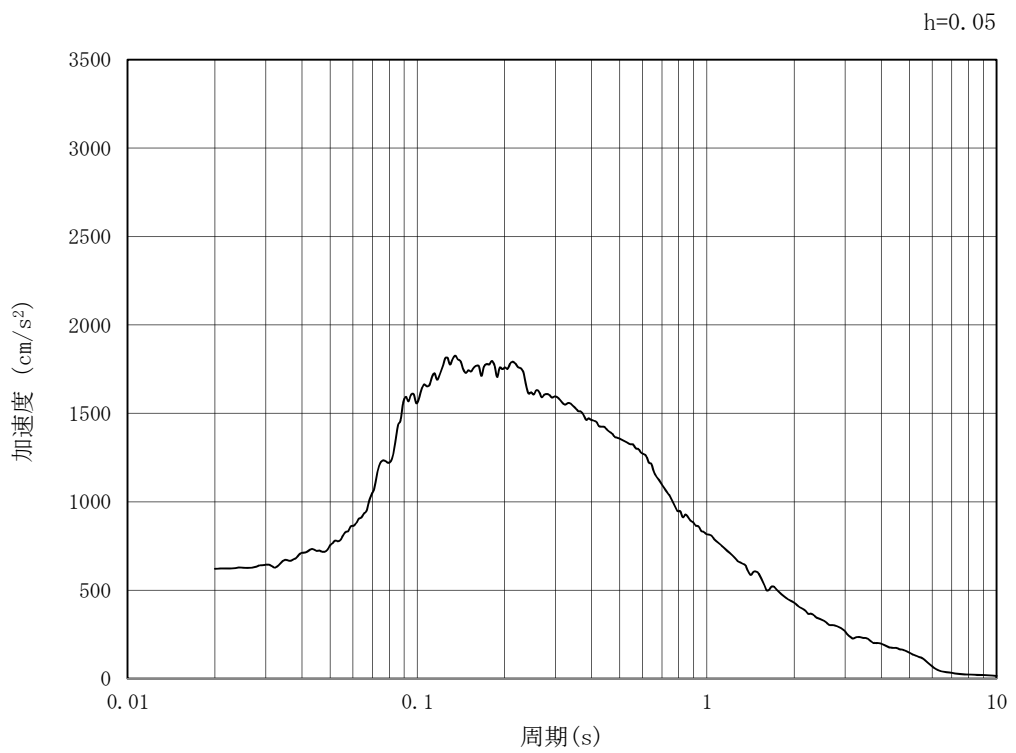


図 5.3-1 入力地震動算定の概念図

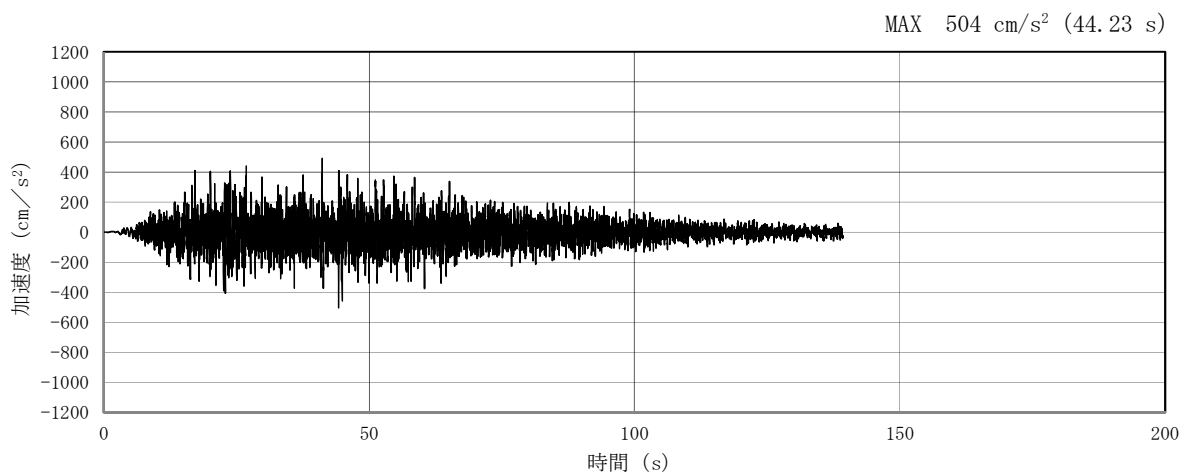


(a) 加速度時刻歴波形

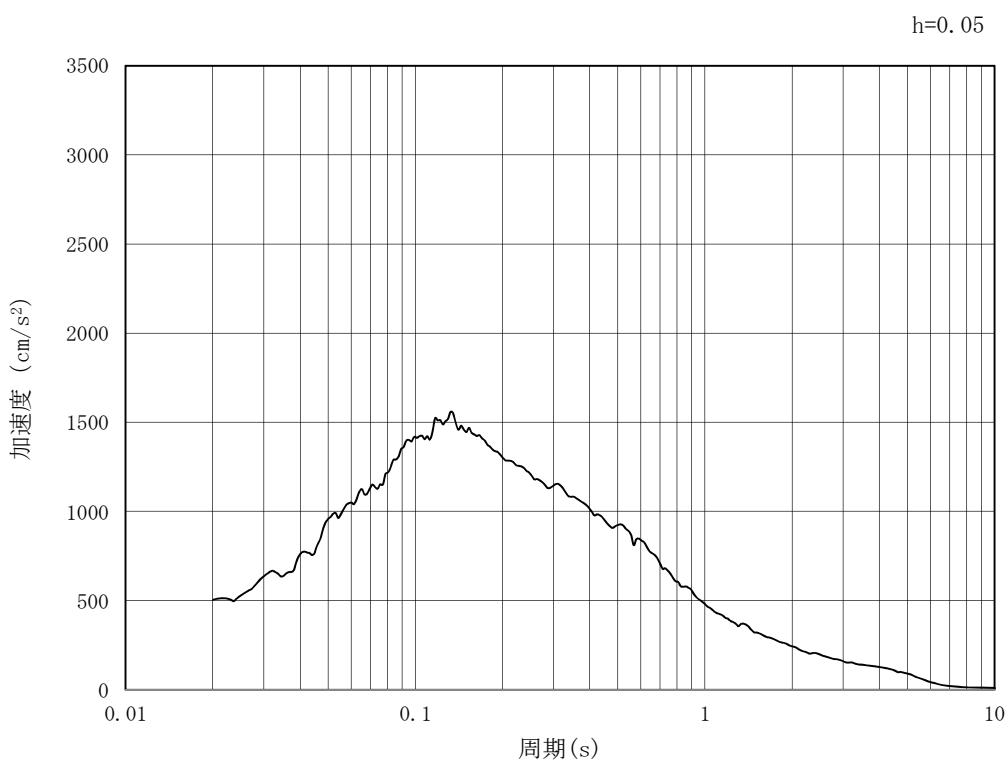


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-D 1)

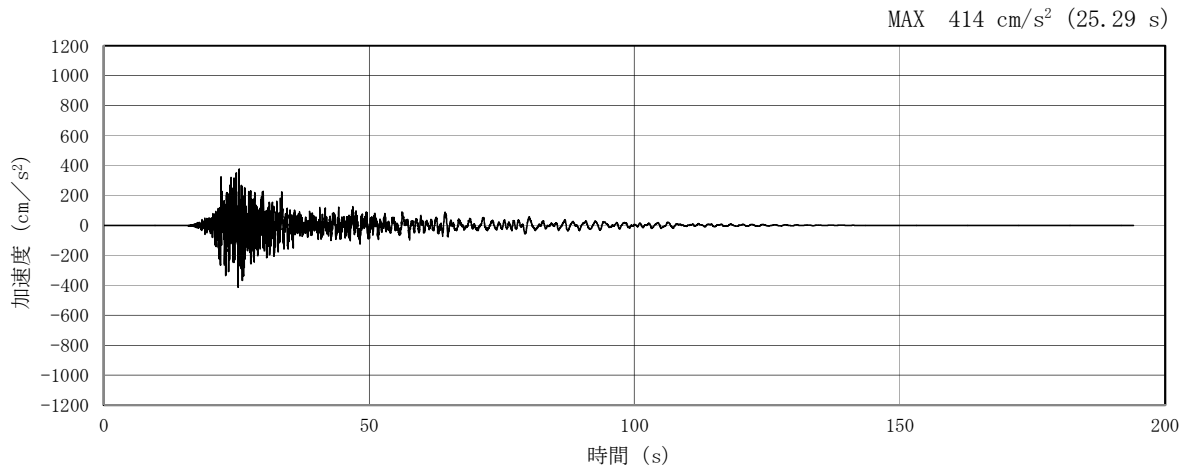


(a) 加速度時刻歴波形

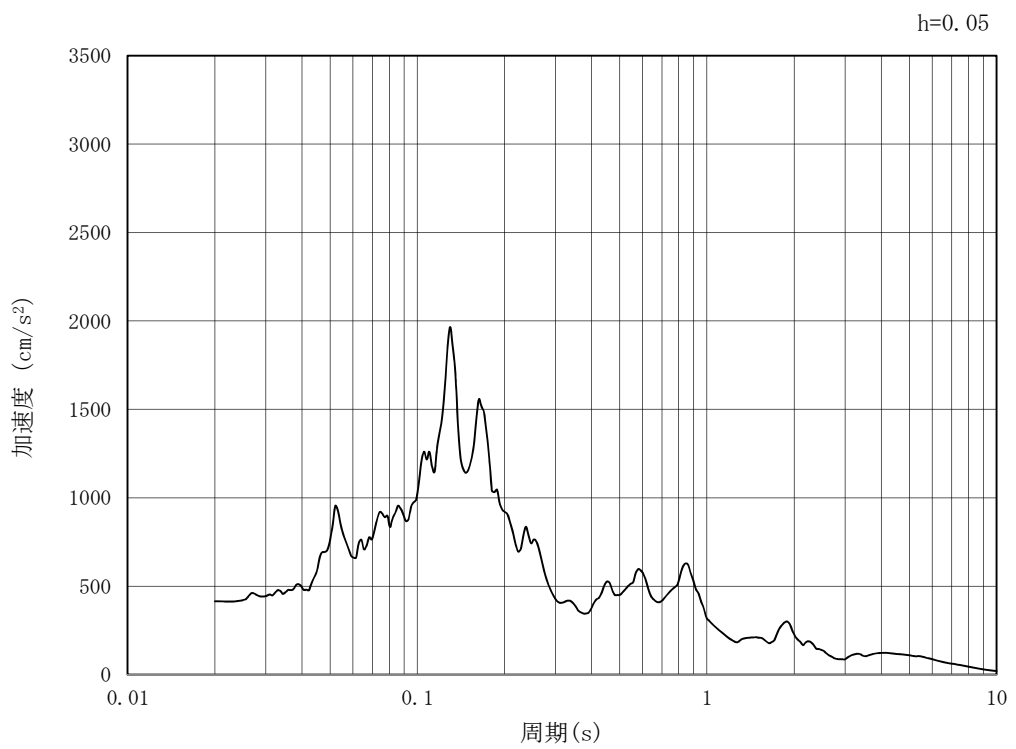


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - D 1$)

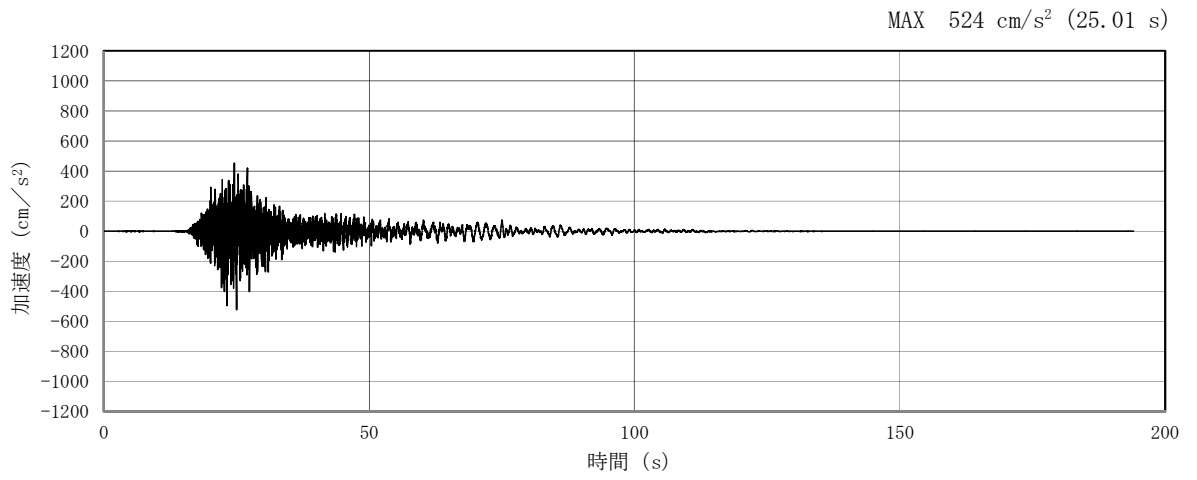


(a) 加速度時刻歴波形

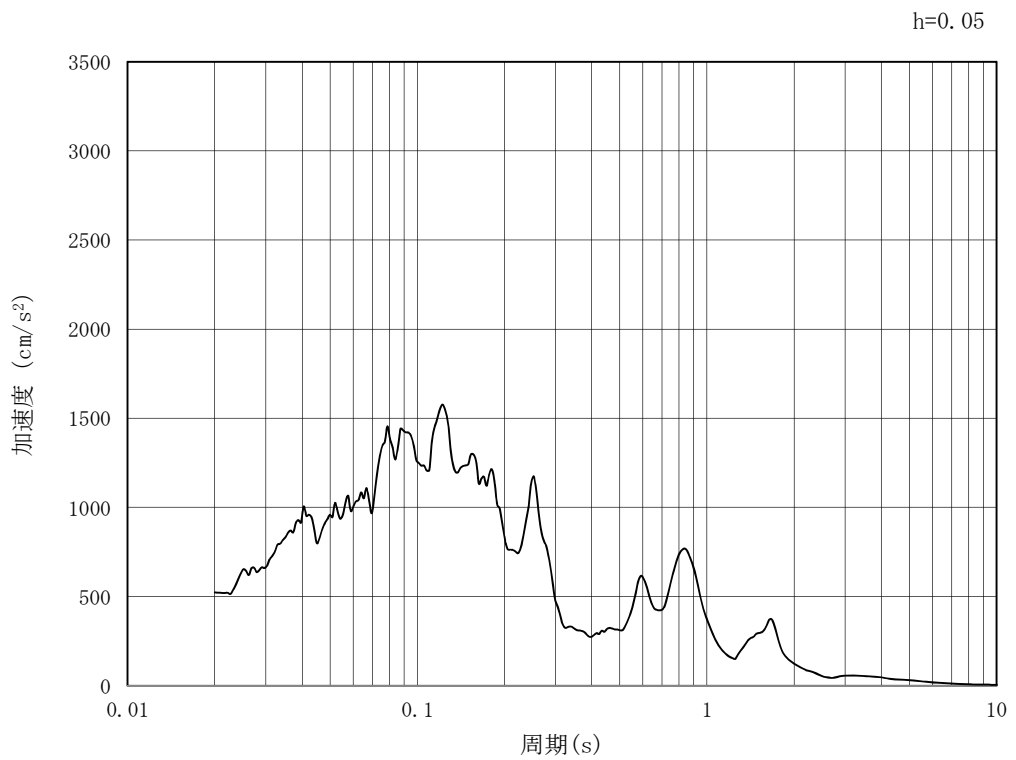


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

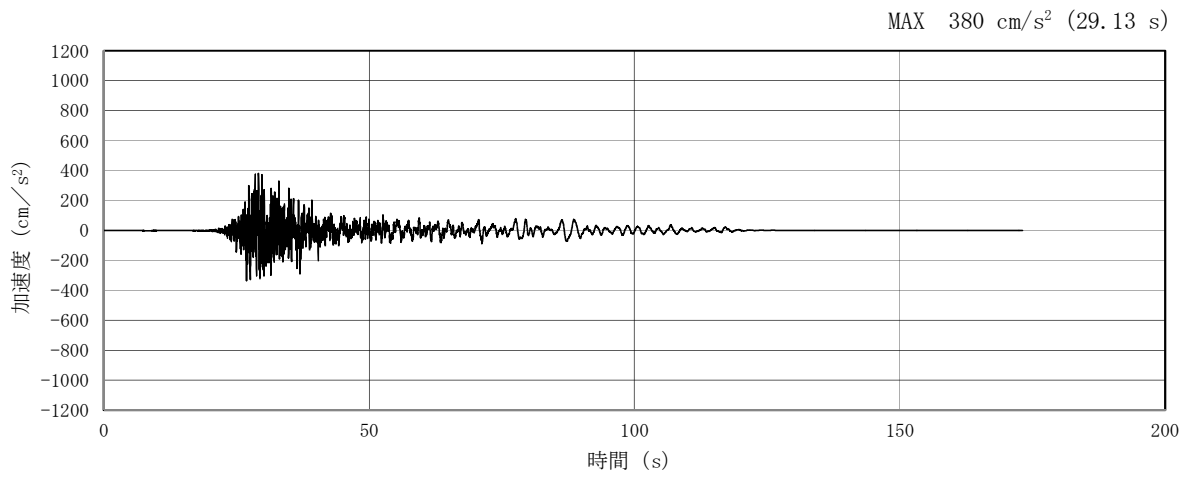


(a) 加速度時刻歴波形

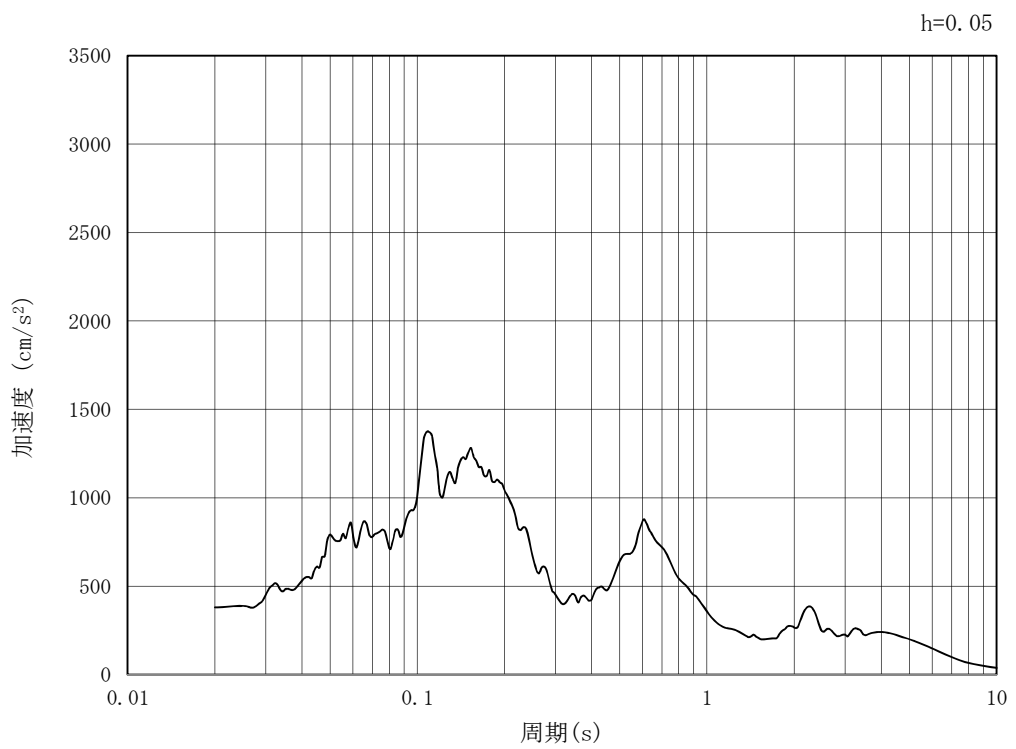


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

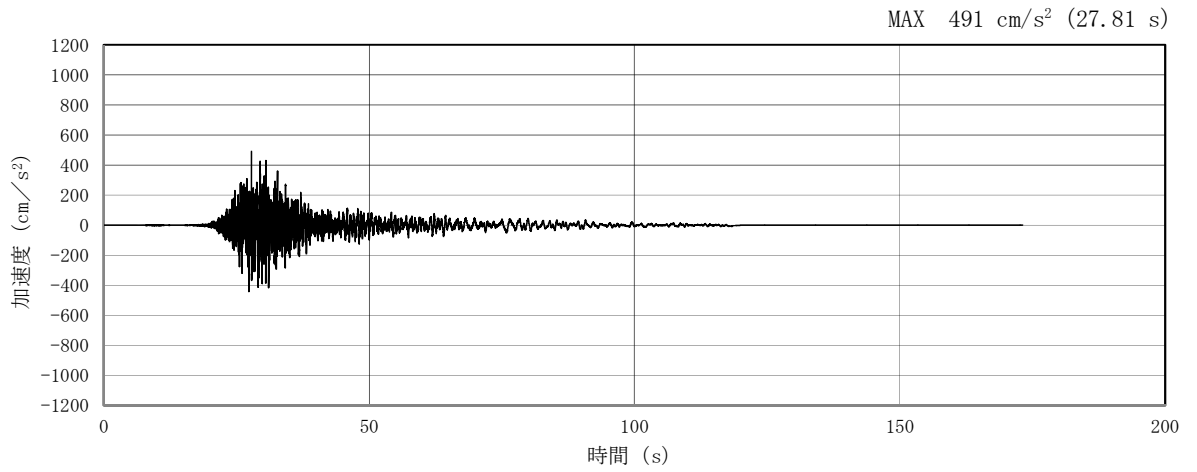


(a) 加速度時刻歴波形

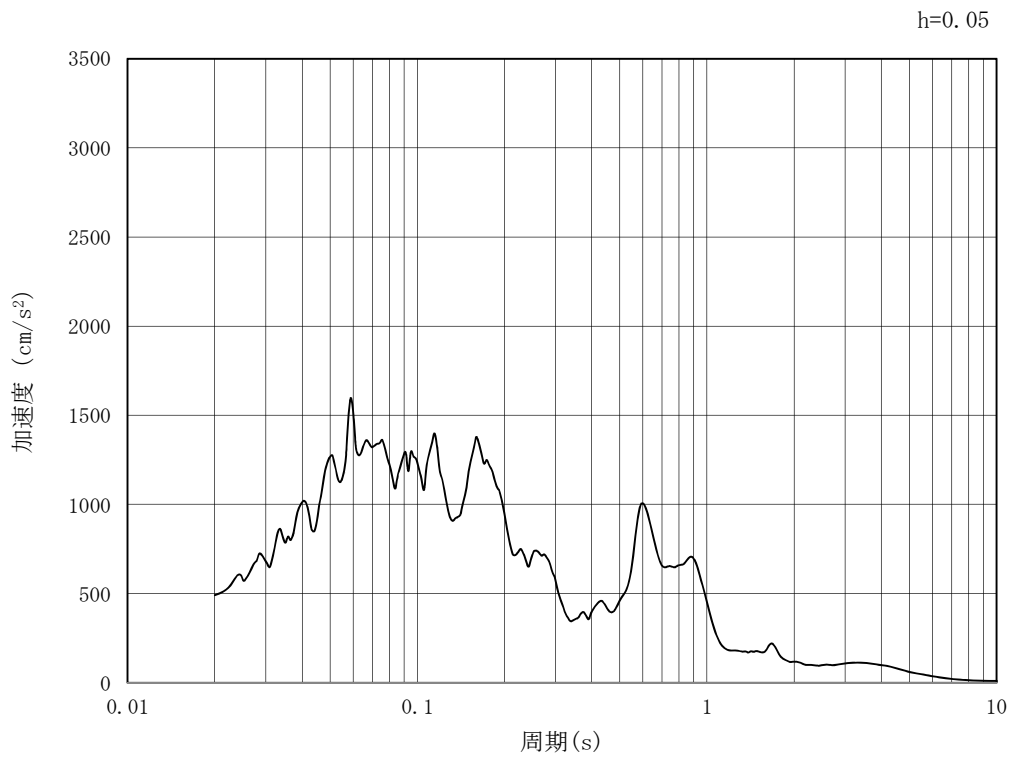


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

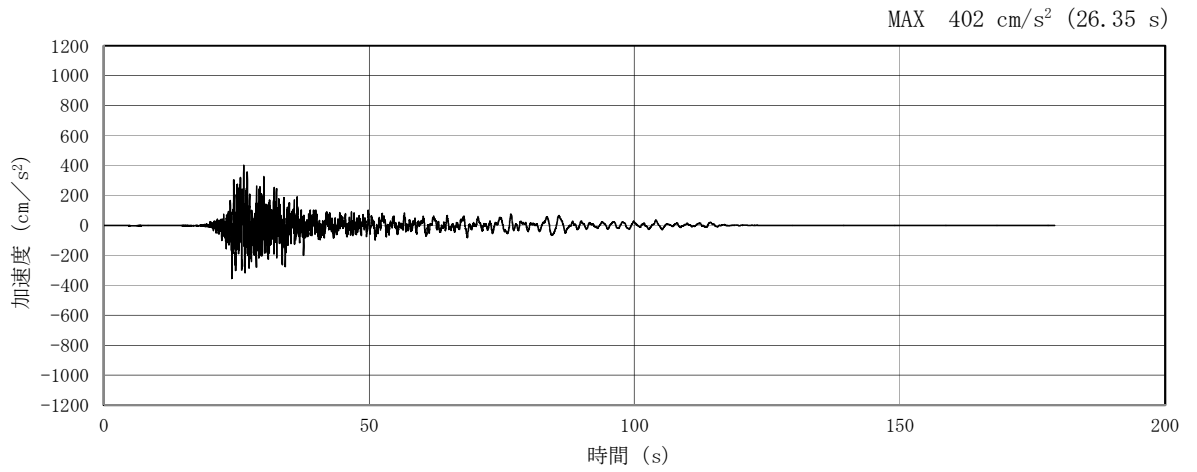


(a) 加速度時刻歴波形

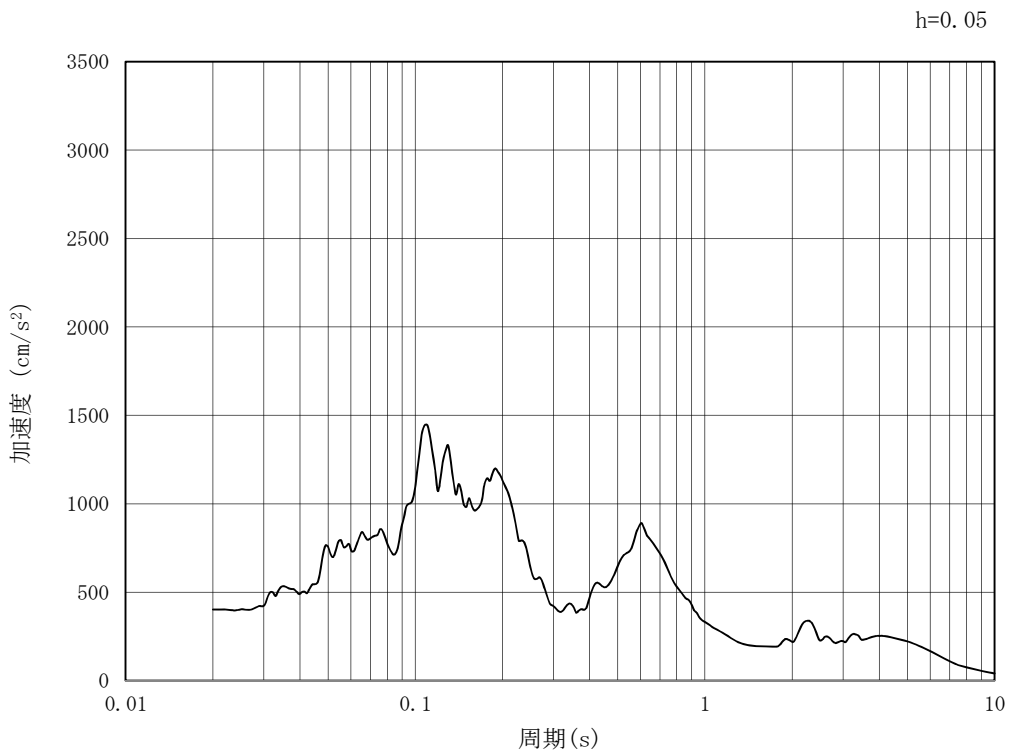


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

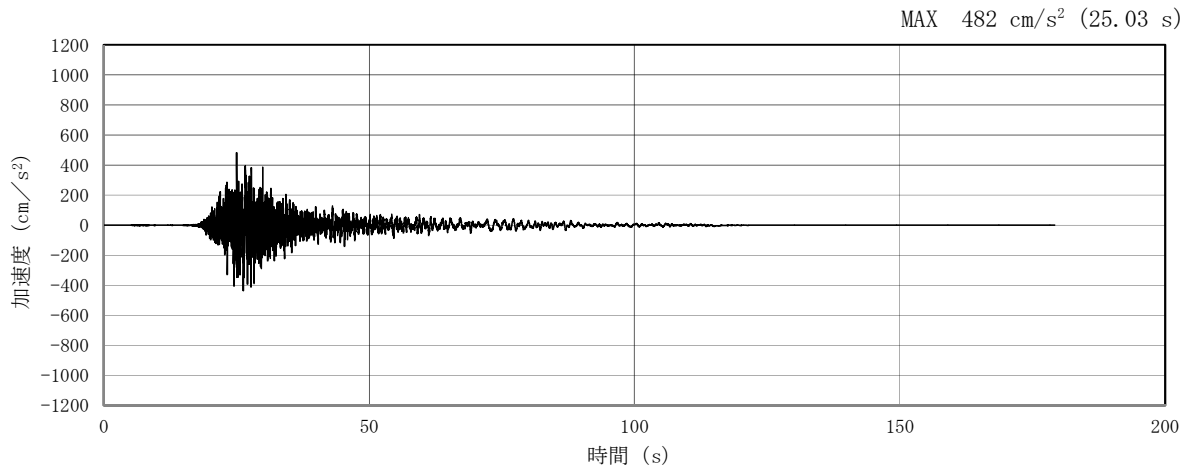


(a) 加速度時刻歴波形

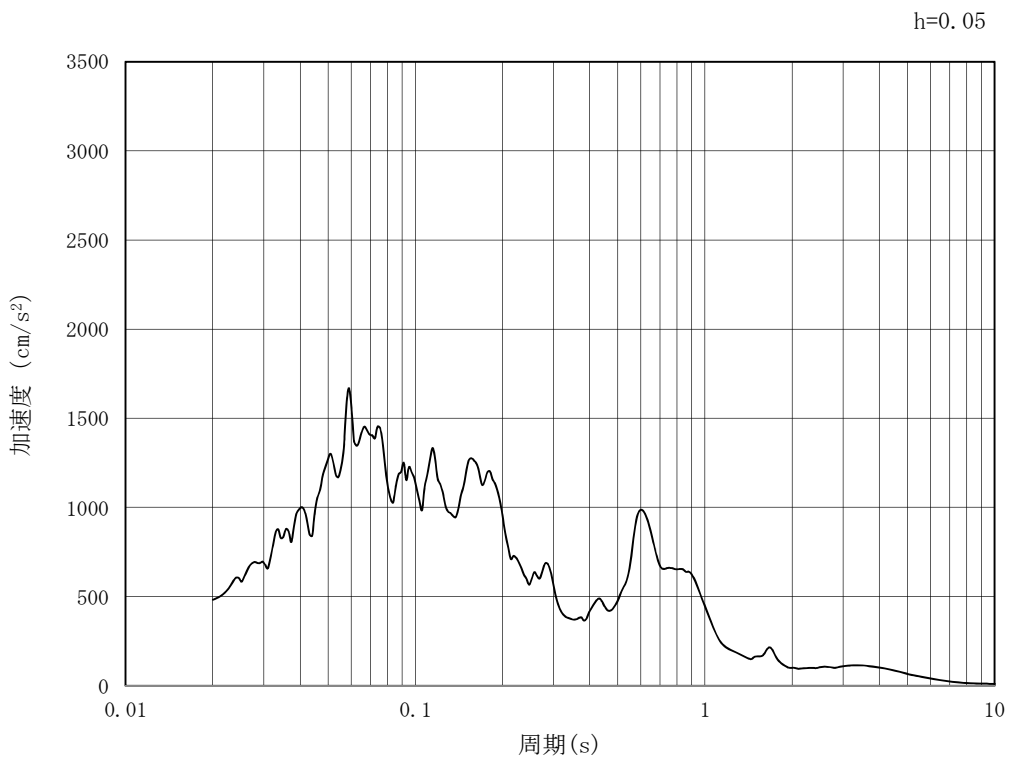


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

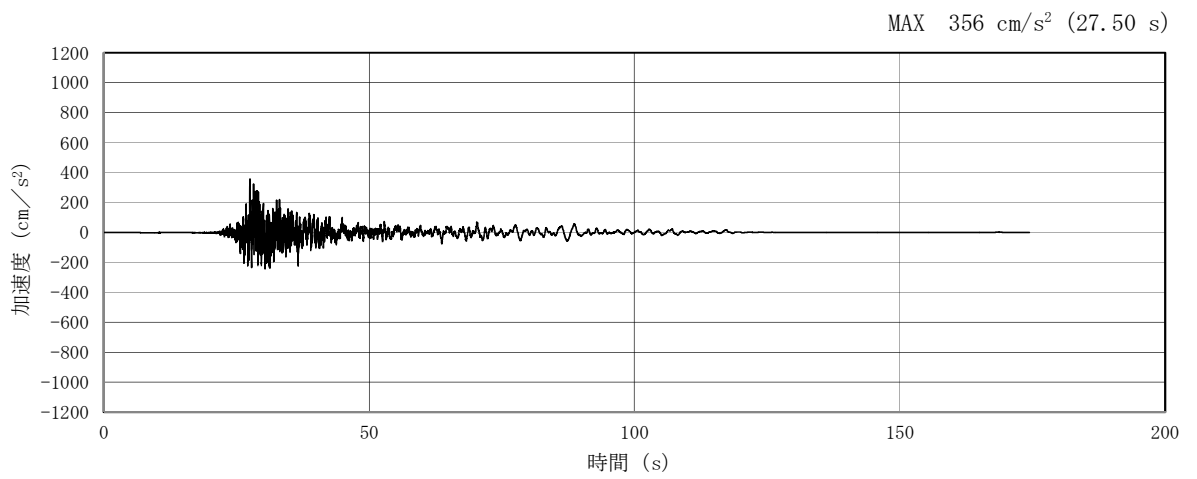


(a) 加速度時刻歴波形

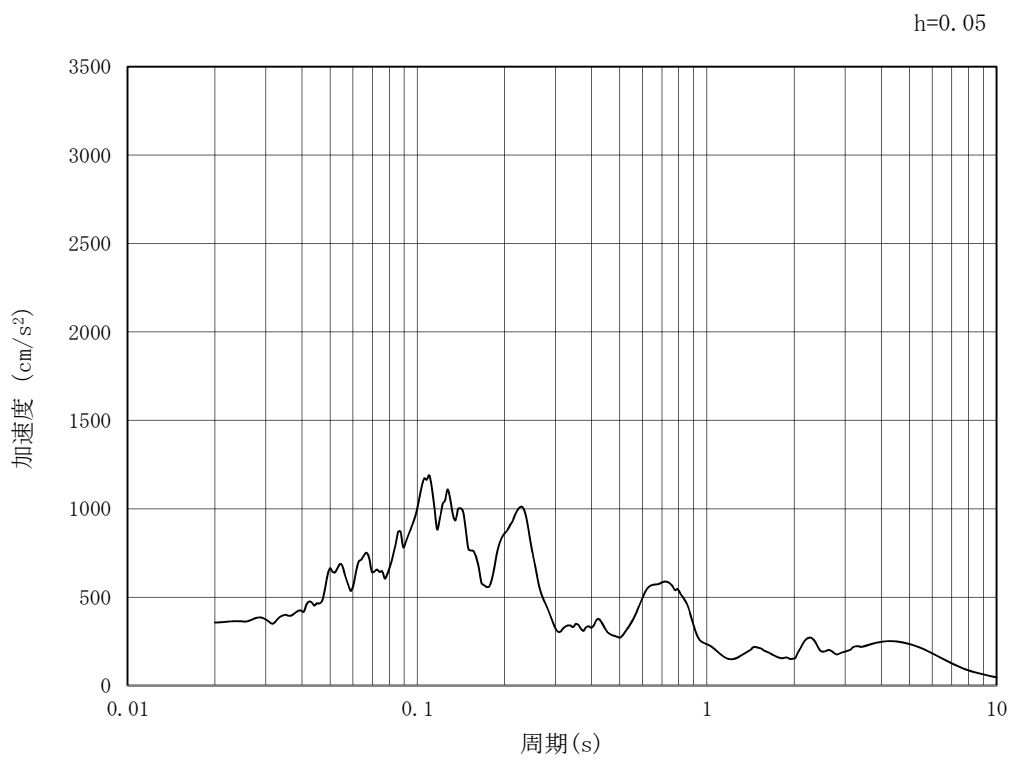


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

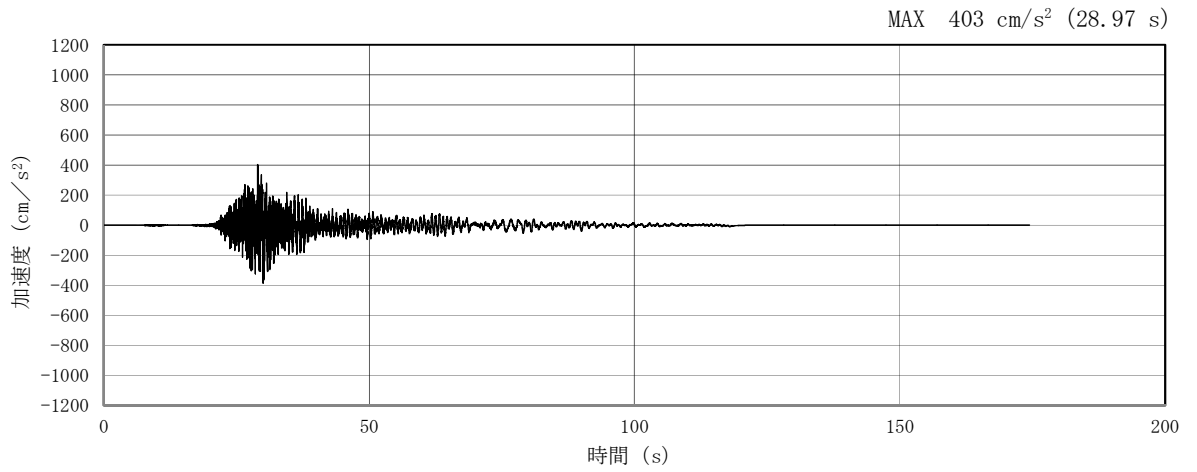


(a) 加速度時刻歴波形

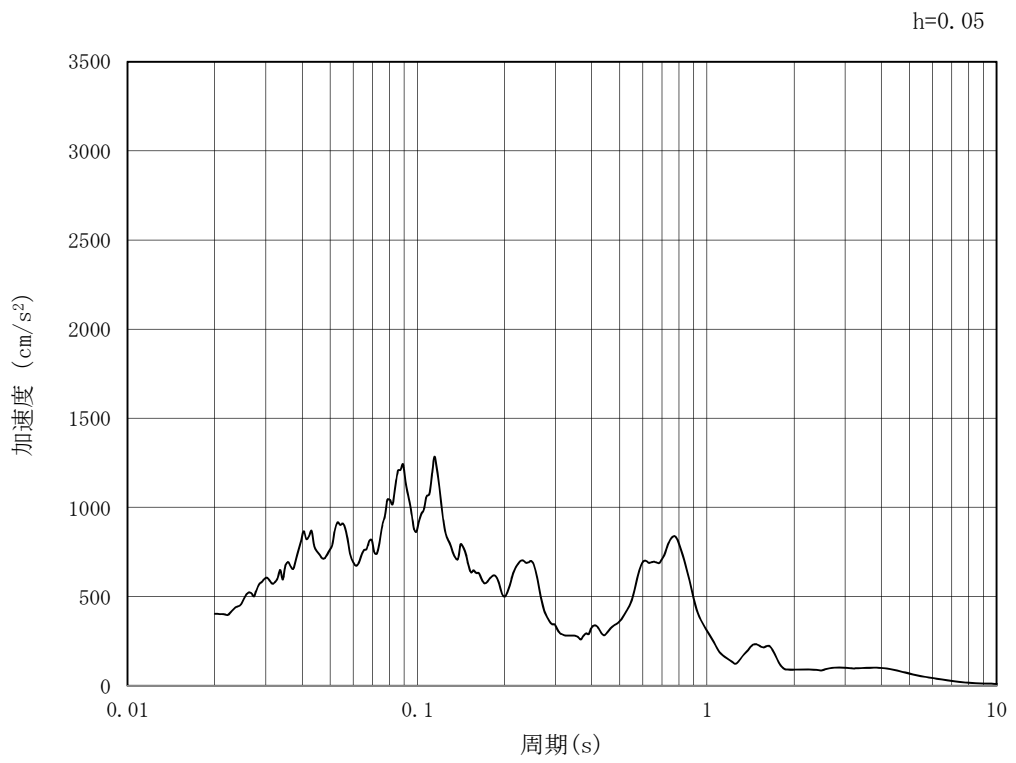


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.4$)

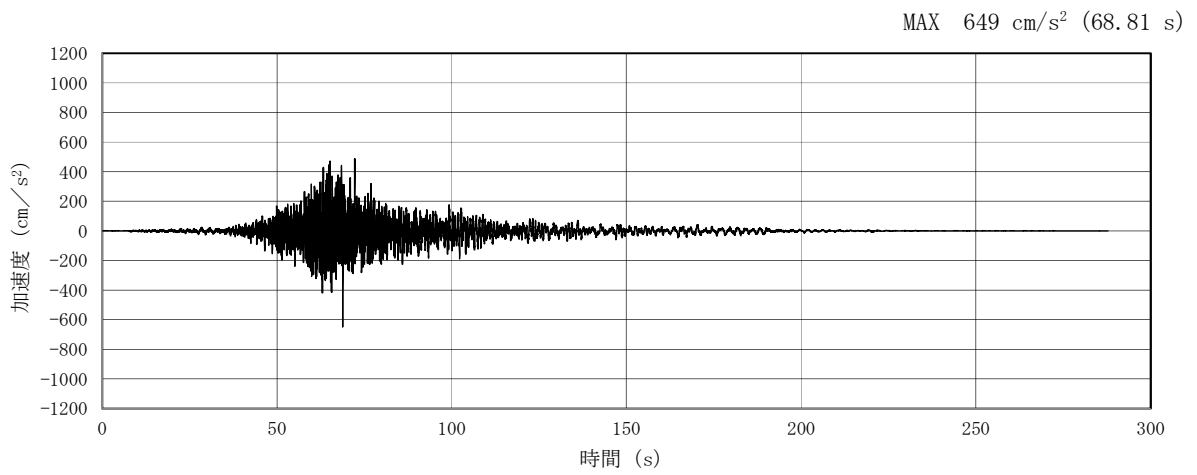


(a) 加速度時刻歴波形

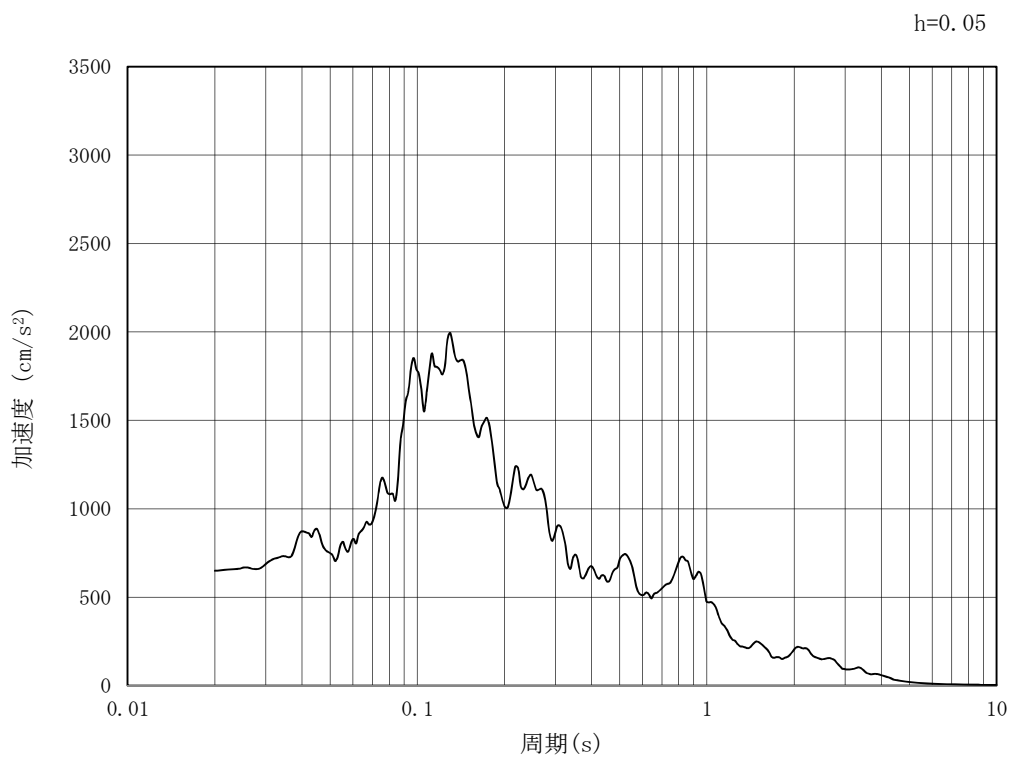


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

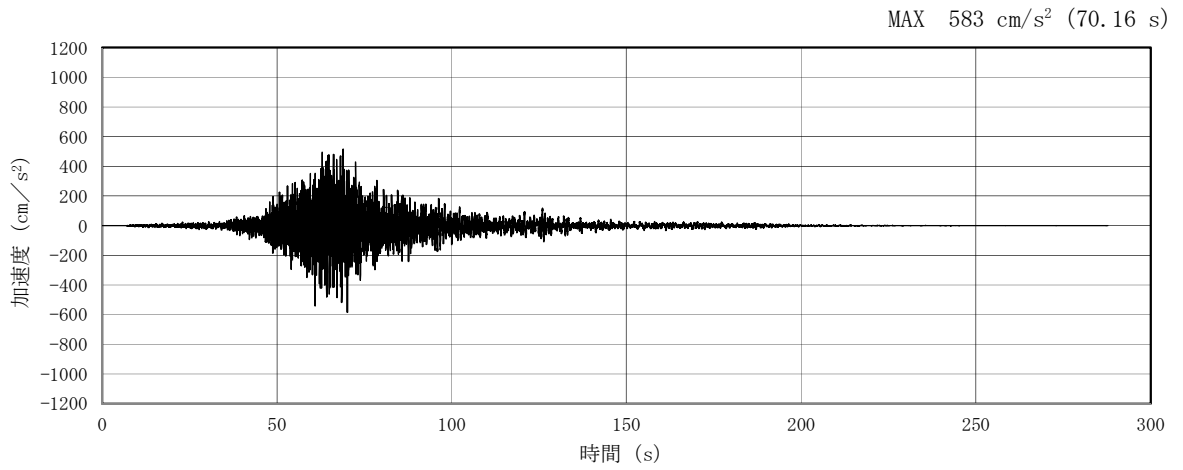


(a) 加速度時刻歴波形

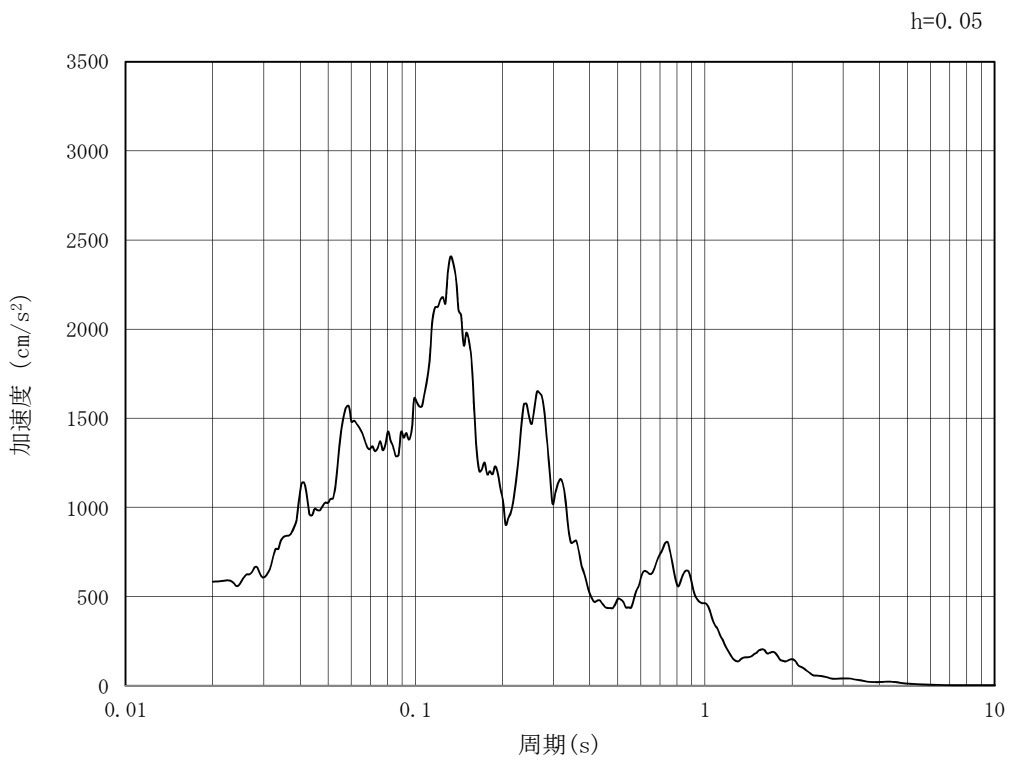


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 2 1)

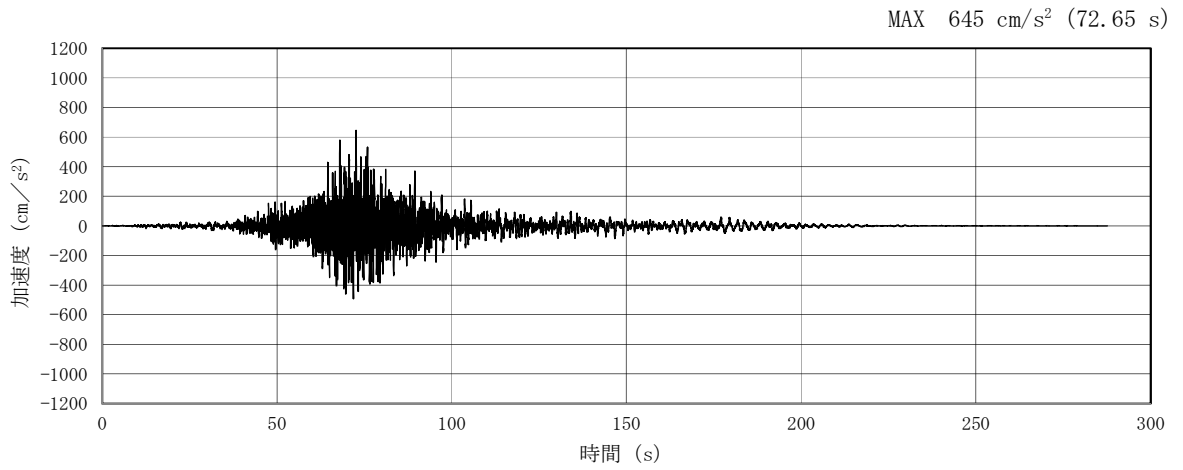


(a) 加速度時刻歴波形

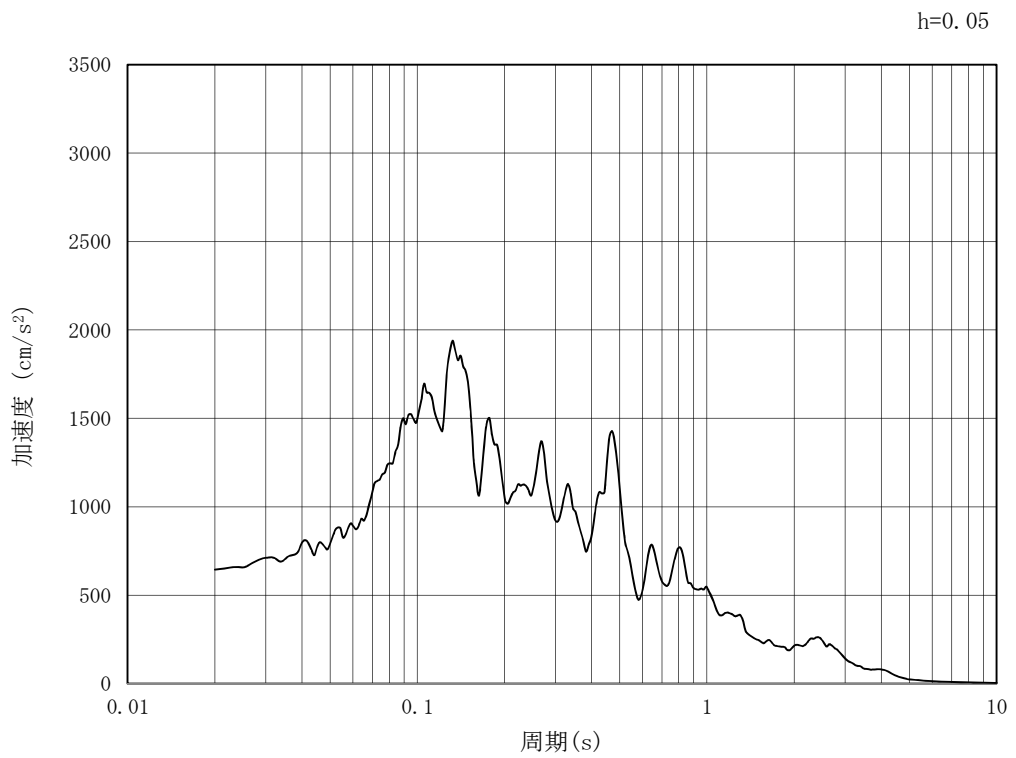


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 2 1)

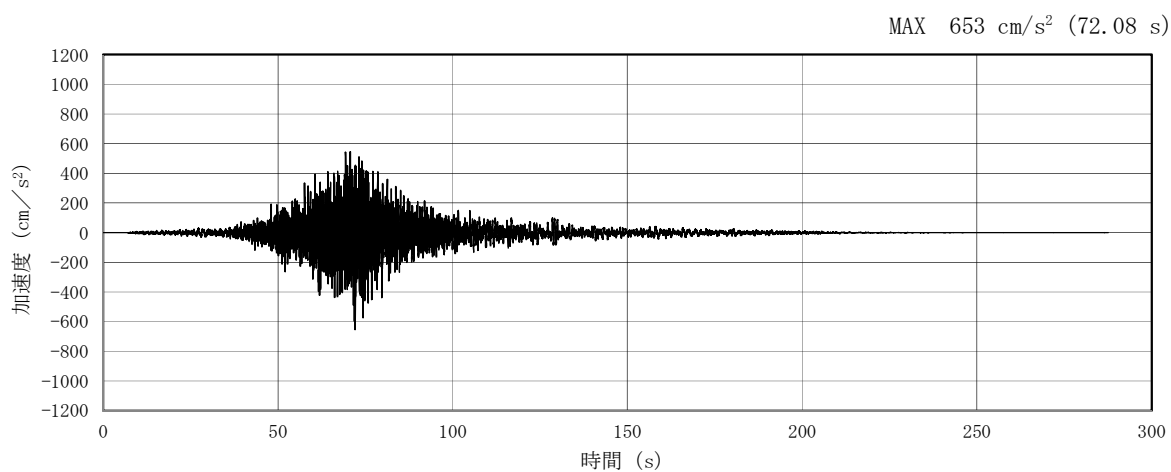


(a) 加速度時刻歴波形

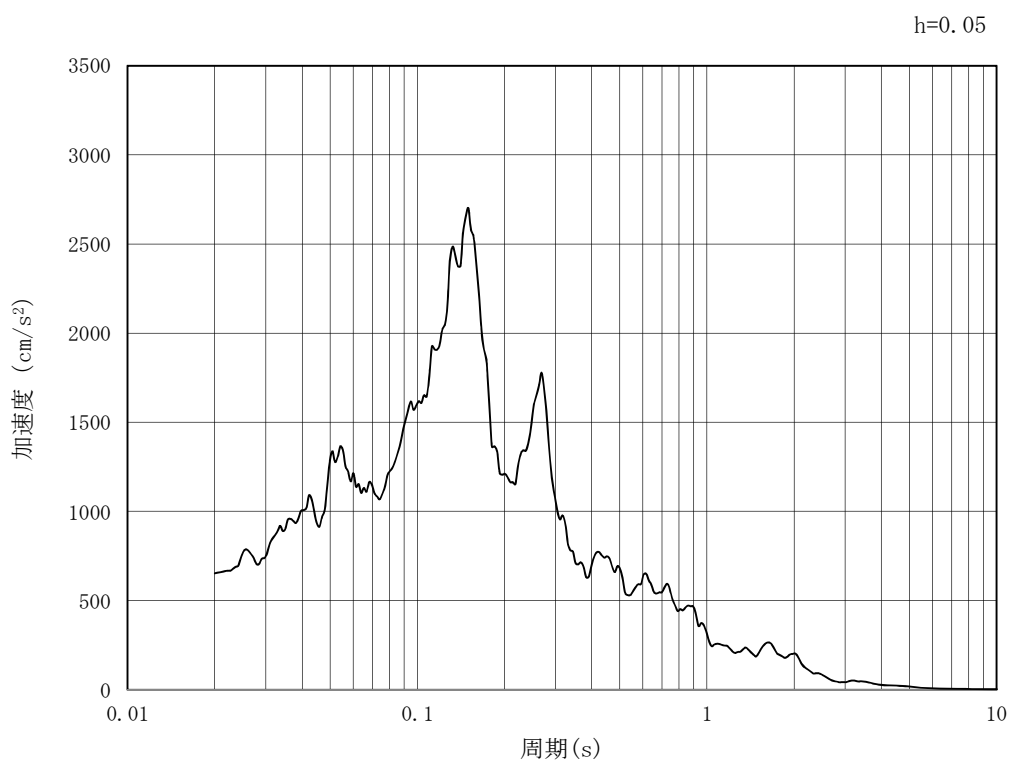


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

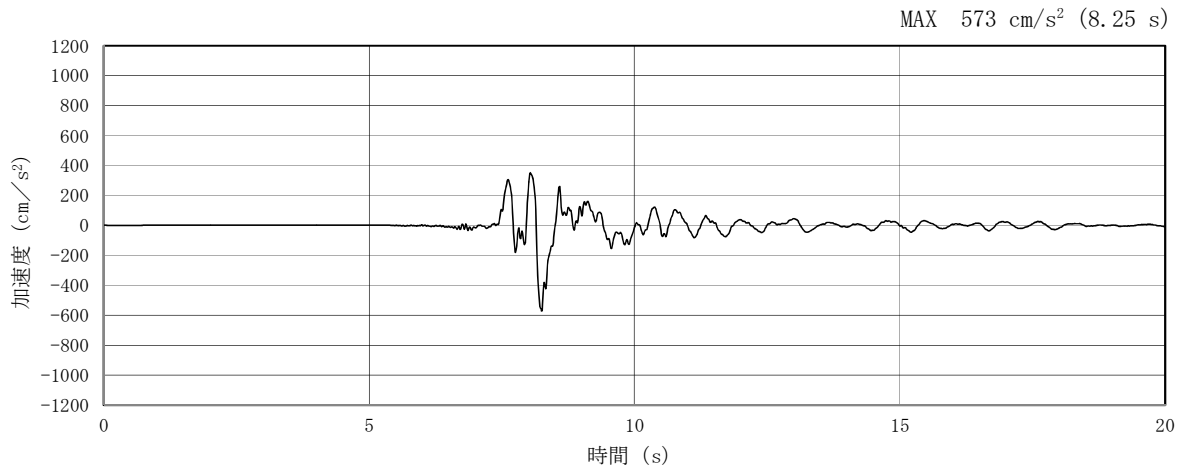


(a) 加速度時刻歴波形

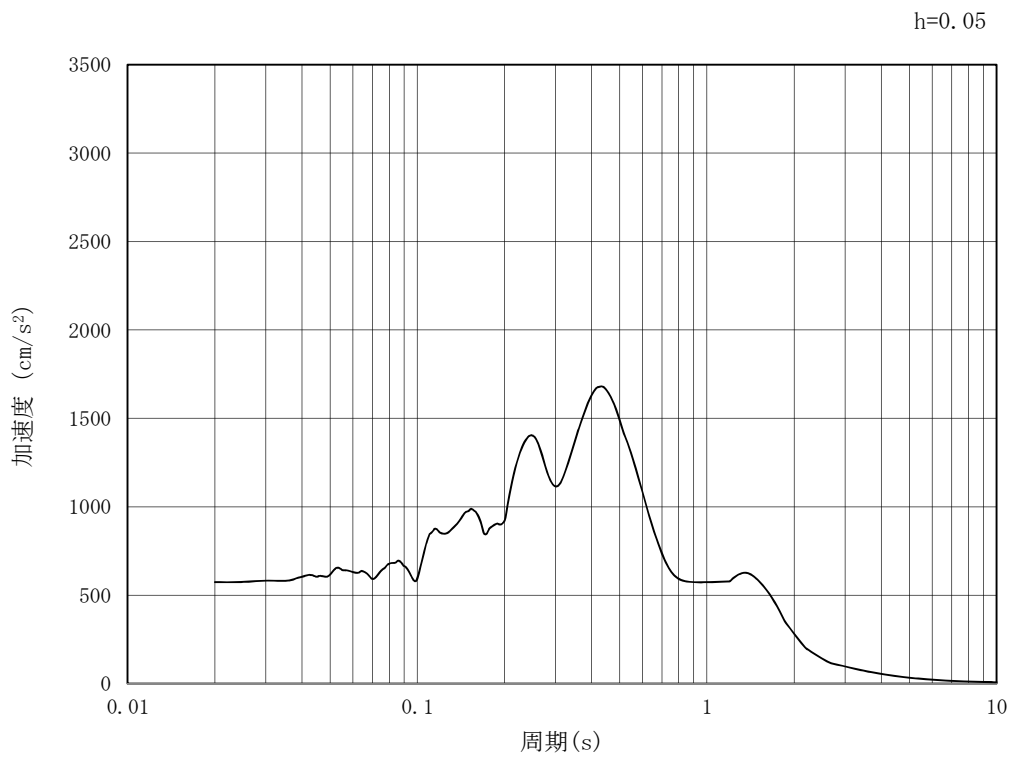


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 2 2)

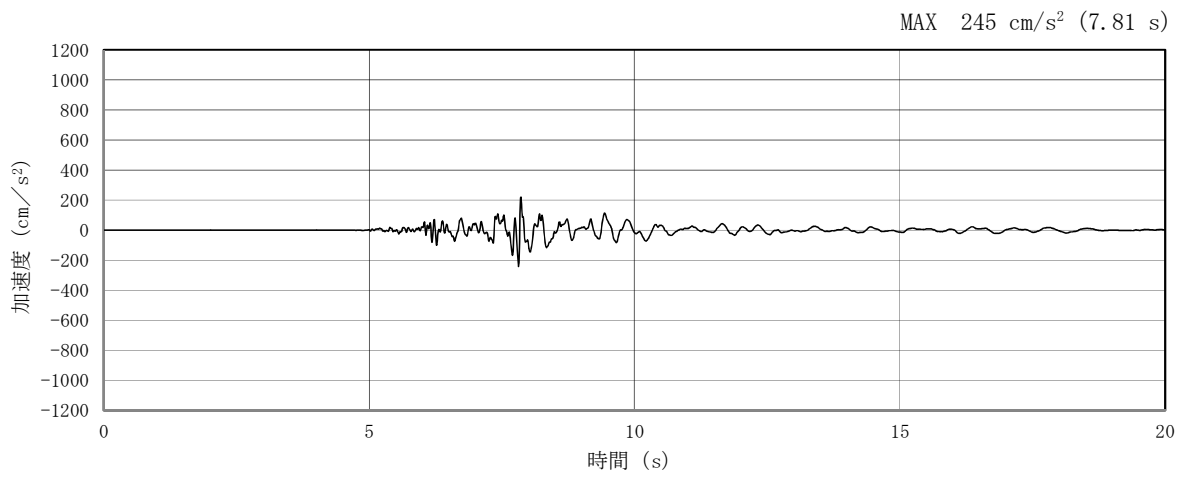


(a) 加速度時刻歴波形

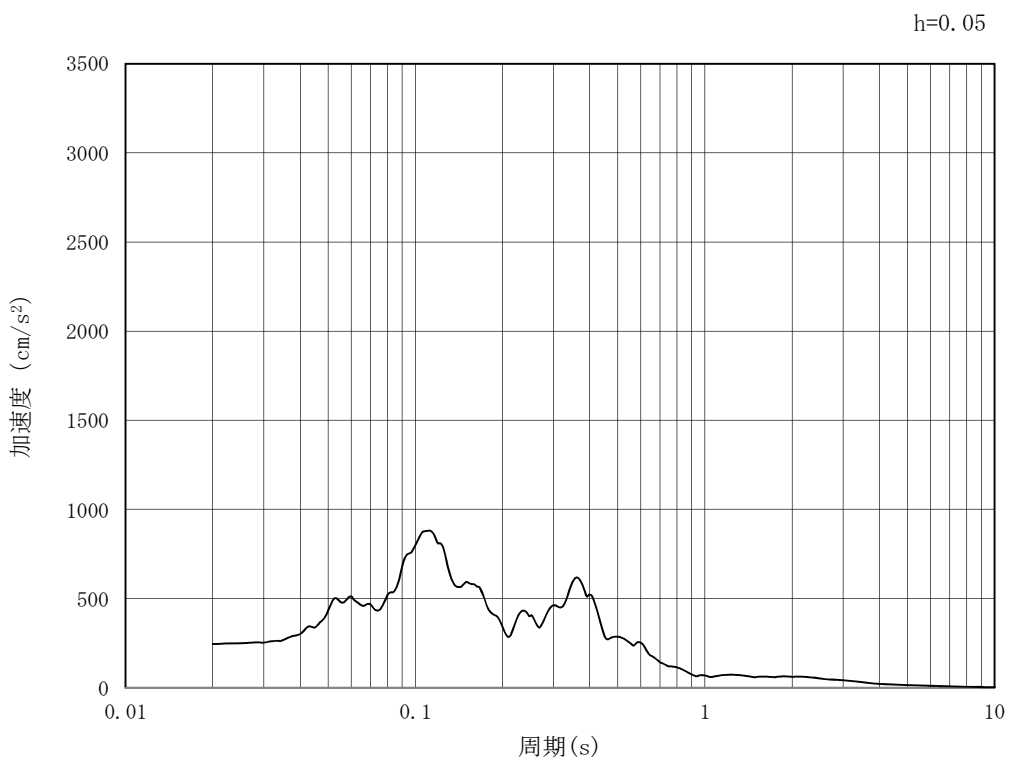


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 31$)

5.3.2 許容限界の設定

(1) 許容応力度による許容限界

トンネルの構造部材は、許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度、コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成24年3月）」に基づき、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し、表5.3-1のとおり設定する。

表 5.3-1 許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1 (f' _{ck} =30N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16.5
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.75*3
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa} (曲げ)	435
	許容引張応力度 σ_{sa} (せん断)	300
鉄筋(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]（（社）土木学会，2002年制定）

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

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年制定）」を適用し、次式により求められる許容せん断力 (V_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 $V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

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_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 5.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (追而)

(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）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、

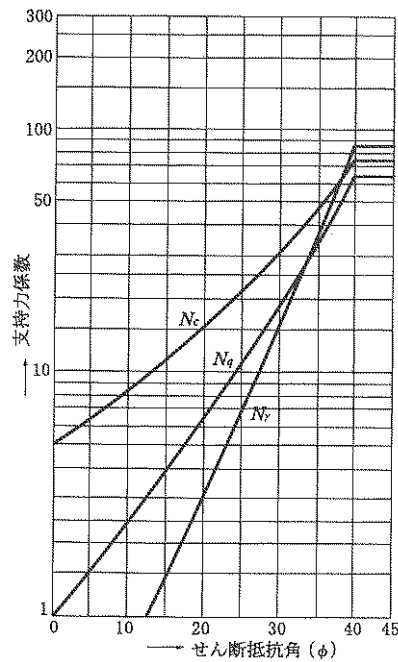
- q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
- γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³) ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする
- γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³) ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする
- α, β : 表 5.3-3 に示す基礎底面の形状係数
- D : 基礎幅 (m)
- D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- N_c, N_q, N_γ : 図 5.3-3 に示す支持力係数

表 5.3-3 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 5.3-3 支持力係数を求めるグラフ

トンネルにおける許容限界を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界 (追而)

5.4 評価結果

5.4.1 地震応答解析結果

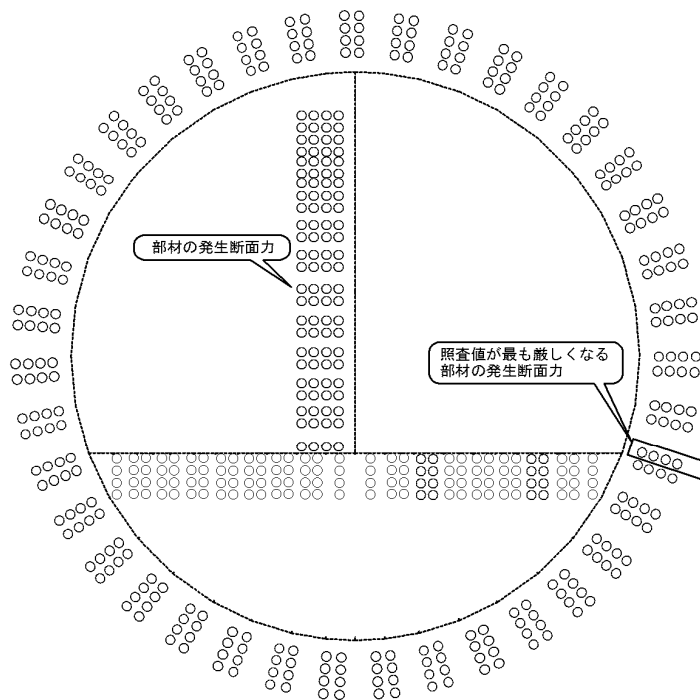
トンネルの基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.4-1 図に示す。本図は各構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，トンネルにおいて，最大せん断ひずみ分布図を図 5.4-2 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.4-3 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

To2-PCTN-00-1AF-dyn-Ss-D1++
EBEAM2D
Time: t=00.00 s

MOMENT

STRUCTURE SCALE: 0.9,50(M)
UNIT SCALE: 2000. (KN.M)

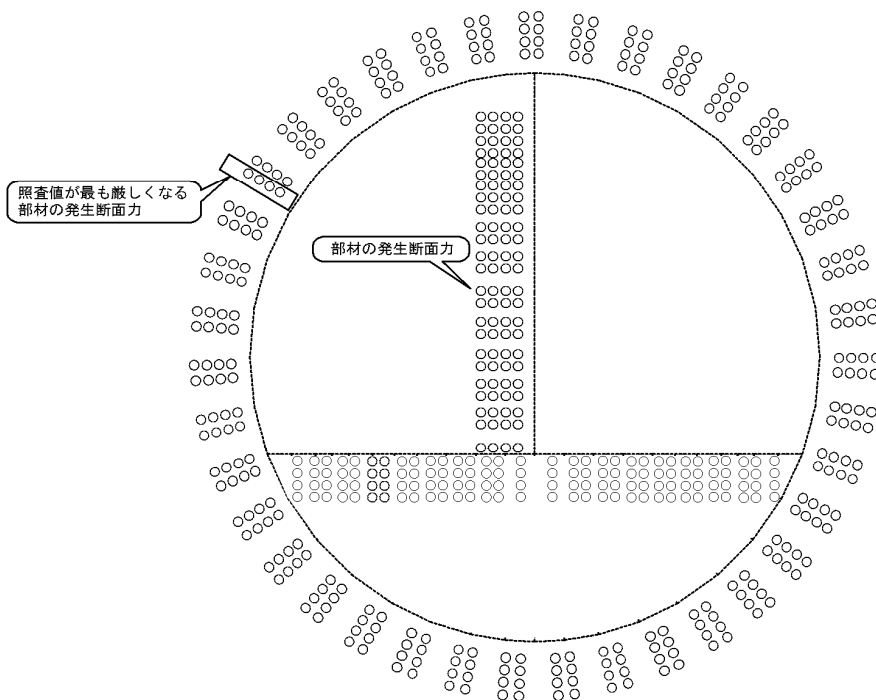


曲げモーメント (kN・m)

To2-PCTN-00-1AF-dyn-Ss-D1++
EBEAM2D
Time: t=00.00 s

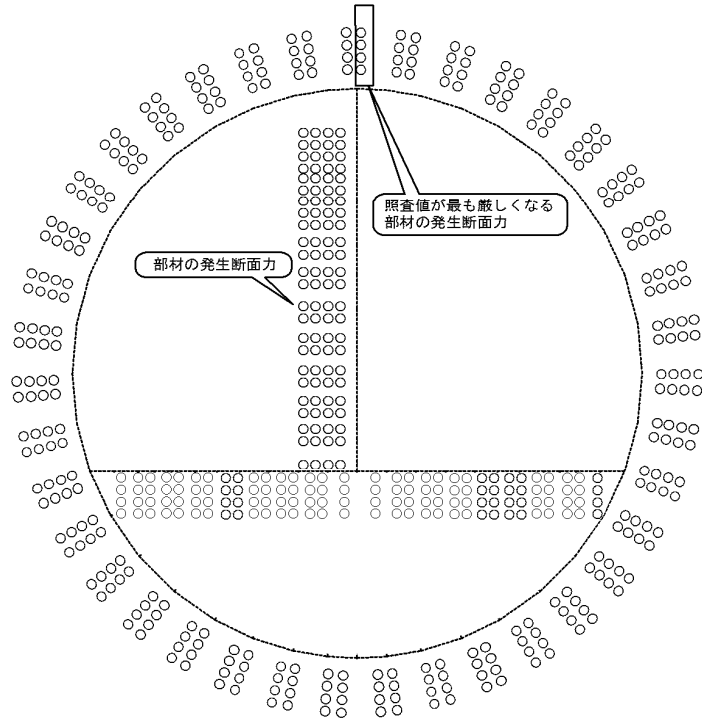
AXIAL

STRUCTURE SCALE: 0.9,50(M)
UNIT SCALE: 5000. (KN)



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)



せん断力 (kN)

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力に太枠表示

図 5.4-1 (1) トンネルの地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (2) トンネルの地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (3) トンネルの地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (4) トンネルの地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (5) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (6) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (7) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (8) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (9) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (10) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (11) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.4-1 (12) トンネルの地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

追而



図 5.4-2 (1) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.4-2 (2) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.4-2 (3) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.4-2 (4) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.4-2 (5) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.4-2 (6) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.4-2 (7) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.4-2 (8) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.4-2 (9) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.4-2 (10) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.4-2 (11) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.4-2 (12) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.4-3 (1) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.4-3 (2) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.4-3 (3) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.4-3 (4) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.4-3 (5) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.4-3 (6) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.4-3 (7) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.4-3 (8) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.4-3 (9) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.4-3 (10) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.4-3 (11) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.4-3 (12) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.4.2 トンネルの耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

表 5.4-1 及び表 5.4-2 に曲げに対する照査結果を示す。

トンネルにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が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、各部材において最大となる値を示している。

以上より、トンネルの構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 5.4-4 に概略配筋図を、表 5.4-3 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 5.4-1 コンクリートの曲げ照査結果

追
而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張鉄筋	圧縮応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
S _s -D1	H+, V+	覆工	28	1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート								
S _s -D1	H+, V-	覆工								
		隔壁								
		インバート		1000	600					
S _s -D1	H-, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -D1	H-, V-	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -11	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -12	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -13	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -14	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -21	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -22	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -31	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -31	H-, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					

表示例
(下図における番号)

* : 評価位置は下図に示す

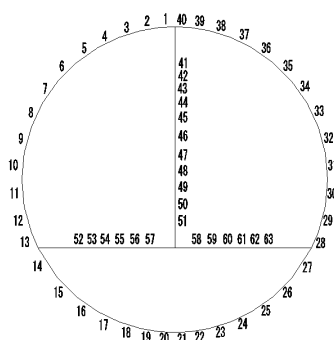
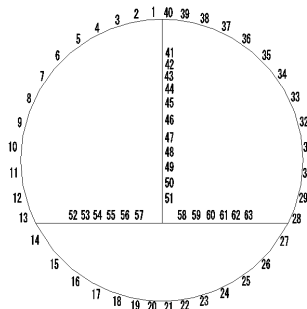


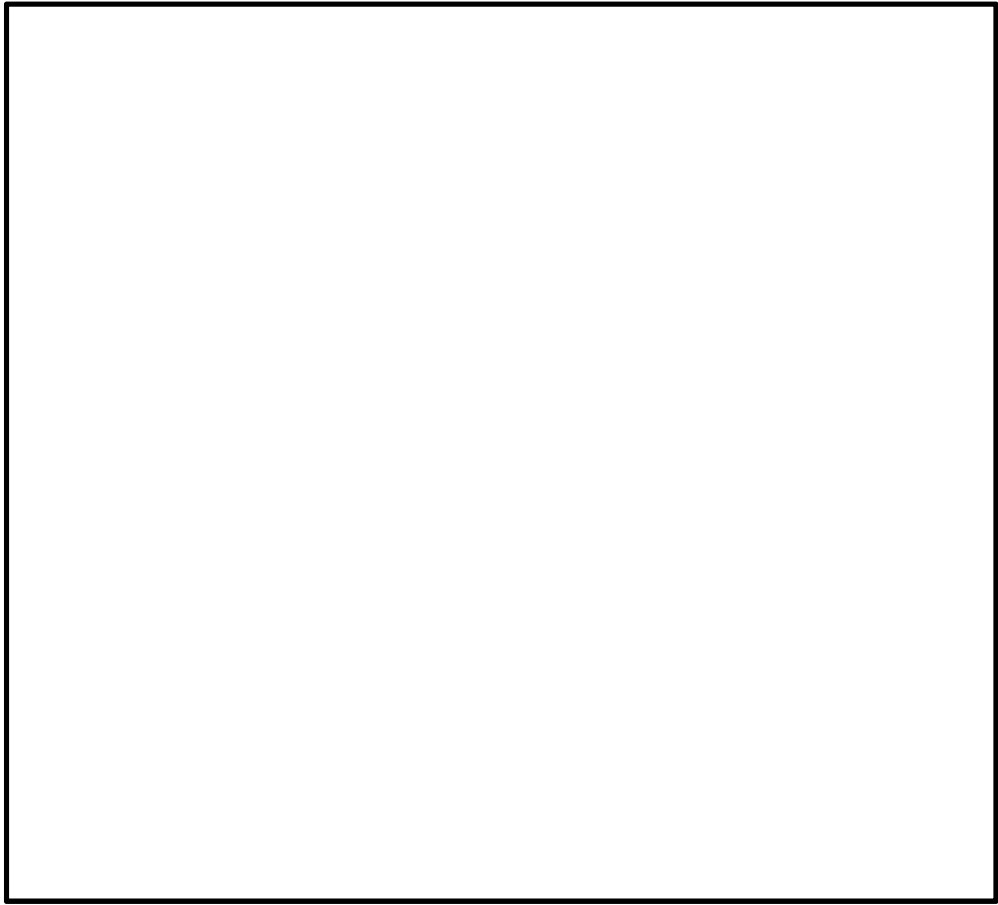
表 5.4-2 鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張鉄筋	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅	部材高	有効高				
S _s -D1	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -D1	H+, V-	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -D1	H-, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -D1	H-, V-	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -11	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -12	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -13	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -14	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -21	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -22	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -31	H+, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					
S _s -31	H-, V+	覆工		1000	1200					
		隔壁		1000	600					
		インバート		1000	600					

* : 評価位置は下図に示す





追而

図 5.4-4 概略配筋図

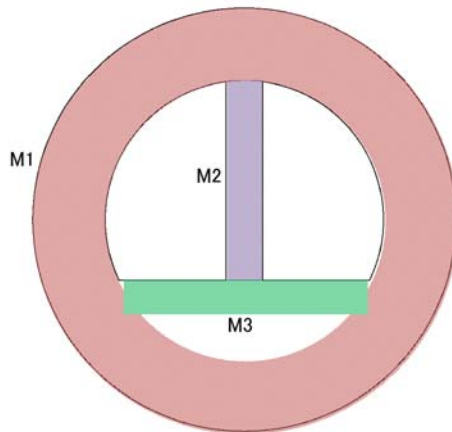
評価中

表 5.4-3 断面諸元一覧表 (曲げに対する評価)

追而

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋(外側・上側)					主鉄筋(内側・下側)				
		部材幅	部材高	かぶり*	有効高さ*	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm ²)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm ²)
覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD490	25	1	150	33.78	SD490	29	1	150	42.827
隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD490	25	1	150	33.78	SD490	25	1	150	33.780
インバート水平梁	M3	1.000	0.600	0.130 (0.180)	0.470 (0.420)	SD490	22	2	150	51.61	SD490	25	1	150	33.780

* ()内は2段鉄筋の場合



(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

表 5.4-4 にせん断に対する照査結果を示す。

トンネルにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下又はコンクリートの負担するせん断力 (V_c) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 (V_s) を合わせた許容せん断力 (V_a) が、発生せん断力 (V) 以上であることを確認した。 ($V_a = V_c + V_s \geq V$) なお、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。

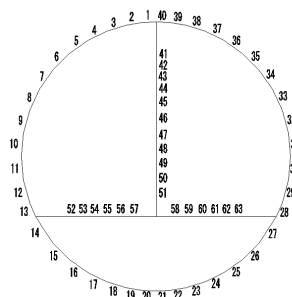
以上より、トンネルの構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 5.4-5 に概略配筋図を、表 5.4-5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 5.4-4 せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置	断面形状 (mm)			せん断補強筋 (mm)	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				
S _s -D 1	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -D 1	H+, V-	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -D 1	H-, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -D 1	H-, V-	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -1 1	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -1 2	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -1 3	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -1 4	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -2 1	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -2 2	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -3 1	H+, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					
S _s -3 1	H-, V+	覆工	1000	1200					
		隔壁	1000	600					
		インバート	1000	600					

* : 評価位置は下図に示す。



追而

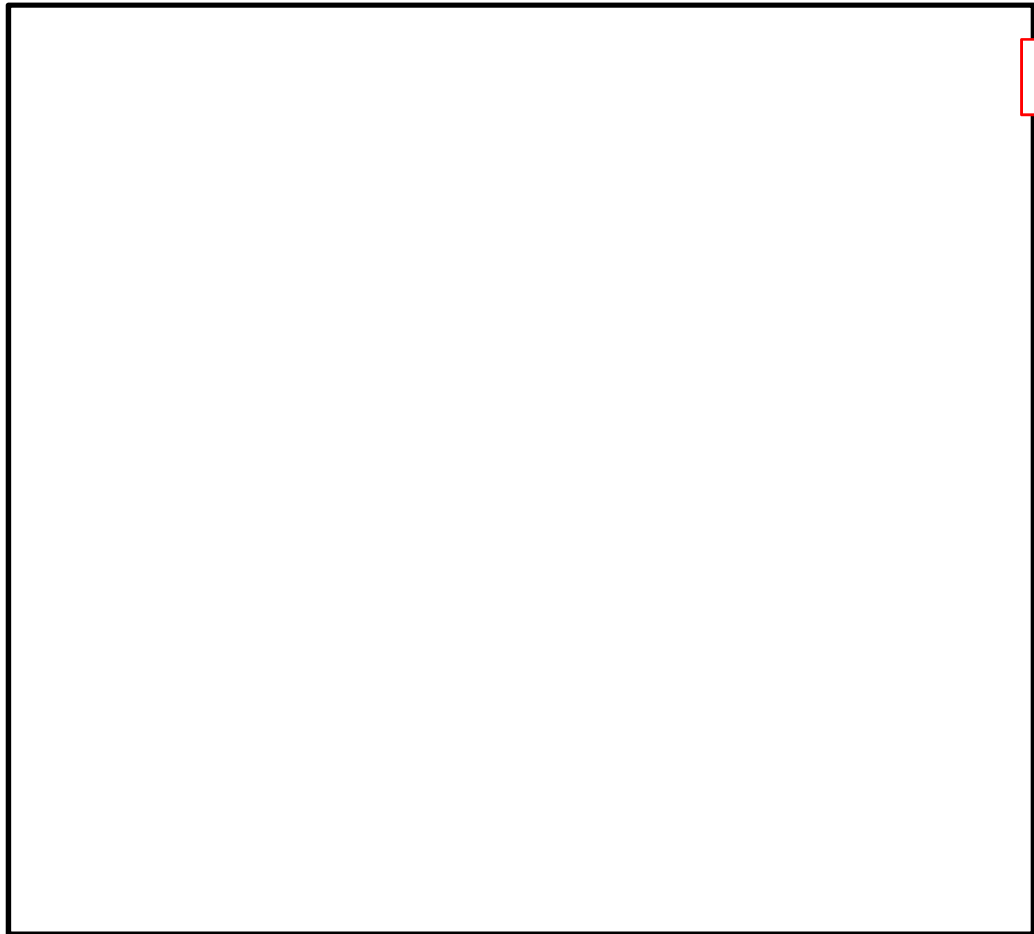


図 5.4-5 概略配筋図

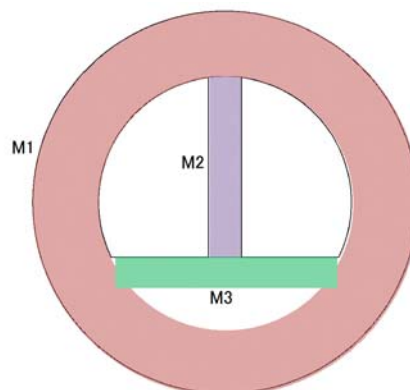
評価中

表 5.4-5 断面諸元一覧表 (せん断に対する評価)

追而

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅	部材高	かぶり*	有効高さ*	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)
覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD345	22	300	300	12.903
隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD345	13	300	200	4.223
インバート水平梁	M3	1.000	0.600	0.130 (0.180)	0.470 (0.420)	SD345	25	300	200	16.890

* ()内は2段鉄筋の場合



(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

追而

表 5.4-6 に基礎地盤の支持性能照査結果を、図 5.4-6 に接地圧分布図を示す。

トンネルの最大接地圧は、 S_s-D1 [H+,V+] で $\bigcirc\bigcirc$ kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 $\Delta\Delta$ kN/m^2 以下である。

以上のことから、トンネルの基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 5.4-6 基礎地盤の支持性能照査結果

基準地震動	位相	接地圧	極限支持力度	安全率	判定
		(kN/m^2)	(kN)		
S_s-D1	H+,V+				
S_s-D1	H+,V-				
S_s-D1	H-,V+				
S_s-D1	H-,V-				
S_s-11	H+,V+				
S_s-12	H+,V+				
S_s-13	H+,V+				
S_s-14	H+,V+				
S_s-21	H+,V+				
S_s-22	H+,V+				
S_s-31	H+,V+				
S_s-31	H-,V+				

図 5.4-6 (1) 接地圧分布図 (S_s-D1 [H+,V+]) (追而)

図 5.4-6 (2) 接地圧分布図 (S_s-D1 [H+,V-])

図 5.4-6 (3) 接地圧分布図 (S_s-D1 [H-,V+])

図 5.4-6 (4) 接地圧分布図 (S_s-D1 [H-,V-])

图 5.4-6 (5) 接地压分布图 ($S_s - 1 1$)

图 5.4-6 (6) 接地压分布图 ($S_s - 1 2$)

图 5.4-6 (7) 接地压分布图 ($S_s - 1 3$)

图 5.4-6 (8) 接地压分布图 ($S_s - 1 4$)

图 5.4-6 (9) 接地压分布图 ($S_s - 2 1$)

图 5.4-6 (10) 接地压分布图 ($S_s - 2 2$)

图 5.4-6 (11) 接地压分布图 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

图 5.4-6 (11) 接地压分布图 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.5 まとめ (追而)