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 29
提出年月日	平成 30 年 8 月 6 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 8 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

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

改定	改定日 （提出年月日）	改定内容
改 18	H30.6.20	・改 6 のうち，1.4.13 章及び 1.4.15 章を改定 ・改 7 のうち，13 章及び 14 章を改定
改 19	H30.6.25	・改 7 のうち，11 章を改定 ・改 15 のうち，3 章を改定
改 20	H30.6.28	・改 6 のうち，1.5 章を改定 ・改 14 のうち，1.9 章を改定 ・改 19 のうち，11 章を改定
改 21	H30.7.5	・改 9 のうち，4 章及び 5 章を改定
改 22	H30.7.5	・改 12 のうち，2 章を改定 ・改 20 のうち，1.9 章を改定
改 23	H30.7.6	・改 6 のうち，7 章を改定
改 24	H30.7.9	・改 6 のうち，14 章及び 16 章を改定 ・改 11 のうち，10 章を改定 ・改 15 のうち，17 章及び 18 章を改定 ・改 18 のうち，13 章及び 15 章を改定 ・改 19 のうち，3 章を改定 ・改 20 のうち，11 章を改定
改 25	H30.7.9	・改 4 のうち，8 章を改定
改 26	H30.7.26	・改 10 のうち，1.7 章を改定 ・改 11 のうち，1.6 章を改定
改 27	H30.8.1	・改 6 のうち，9 章を改定
改 28	H30.8.2	・改 11 のうち，1.4.10 章を改定 ・改 22 のうち，1.9 章を改定
改 29	H30.8.6	・改 21 のうち，4 章及び 5 章を改定 ・改 23 のうち，7 章を改定

目　次

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

1.　共通事項

1.1　対象設備[改 7 H30.4.23]

1.2　屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容[改 4 H30.4.9]

1.3　安全係数[改 3 H30.4.9]

1.4　屋外重要土木構造部の耐震評価における断面選定の考え方

1.4.1　方針[改 3 H30.4.9]

1.4.2　取水構造物の断面選定の考え方[改 12 H30.5.28]

1.4.3　屋外二重管の断面選定の考え方[改 17 H30.6.18]

1.4.4　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.5　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.6　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.7　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.8　代替淡水貯槽の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.9　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.10　常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方[改 28 H30.8.2]

1.4.11　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面選定の考え方[改 17 H30.6.18]

1.4.12　緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.13　緊急用海水取水管の断面選定の考え方[改 18 H30.6.20]

1.4.14　ＳＡ用海水ピットの断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.15　海水引込み管の断面選定の考え方[改 18 H30.6.20]

1.4.16　ＳＡ用海水ピット取水塔の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.17　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方[改 3 H30.4.9]

1.4.18　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.5　地盤物性のばらつきの考慮方法[改 20 H30.6.28]

1.6　許容応力度法における許容限界について[改 26 H30.7.26]

1.7　ジョイント要素のばね設定について[改 26 H30.7.26]

1.8　有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について[改 10 H30.5.14]

1.9　地震応答解析における構造物の減衰定数について[改 28 H30.8.2]

1.10　屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について[改 16 H30.6.15]

2.　取水構造物の耐震安全性評価[改 22 H30.7.5]

3.　屋外二重管の耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

4.　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価[改 29 H30.8.6]

5.　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価[改 29 H30.8.6]

6.　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価[改 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 29 H30.8.6]

8.　代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 25 H30.7.9]

9.　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 27 H30.8.1]

10.　常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

11.　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

12.　緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 3 H30.4.9]

13.　緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

14.　ＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

15.　海水引込み管の耐震安全性評価[改 18 H30.6.20]

16.　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

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 24 H30.7.9]

18.　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 24 H30.7.9]

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 屋外重要土木構造部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配管カルバート	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
	1.6　許容応力度法における許容限界について	共通事項
	1.7　ジョイント要素のばね設定について	共通事項
	1.8　有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について	共通事項
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配管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.　共通事項

1.1　対象設備

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

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

なお，防潮堤及び貯留堰については，津波防護施設としての耐震安全性評価を別途実施する。

これらの屋外重要土木構造物等の位置図を図 1.1－1 に示す。

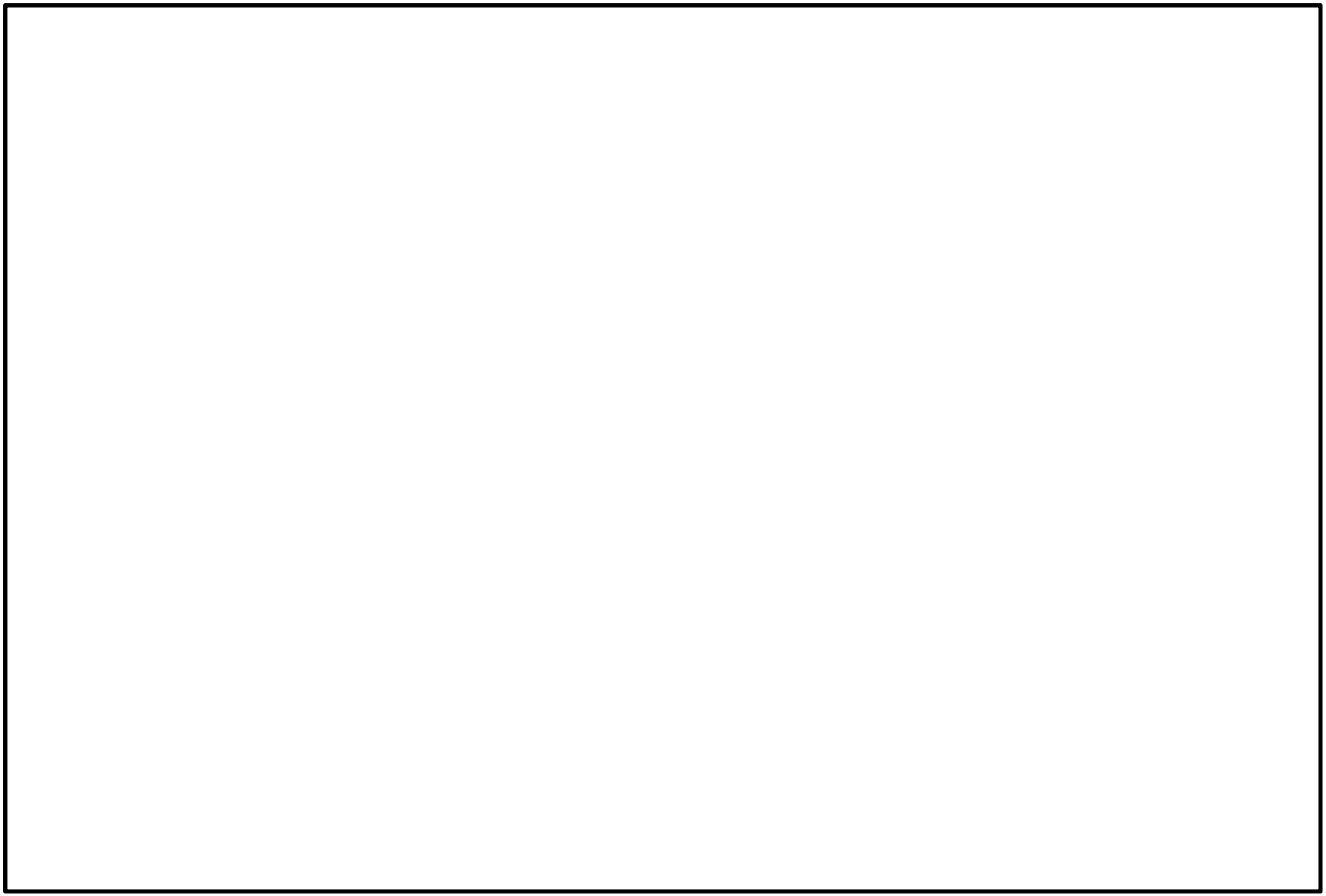


図 1.1－1　屋外重要土木構造物等位置図

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 適用規格 ･･･ 4－2
4.2.2 耐震安全性評価フロー ･･･ 4－4
4.2.3 評価対象断面の方向 ･･･ 4－5
4.2.4 評価対象断面の選定 ･･･ 4－8
4.2.5 使用材料及び材料定数 ･･･ 4－15
4.2.6 評価構造物諸元 ･･･ 4－18
4.2.7 地下水位 ･･･ 4－20
4.2.8 地震応答解析手法 ･･･ 4－20
4.2.9 解析モデルの設定 ･･･ 4－22
4.2.10 減衰定数 ･･･ 4－32
4.2.11 荷重の組合せ ･･･ 4－38
4.2.12 地震応答解析の検討ケース ･･･ 4－45
4.3 評価内容 ･･･ 4－48
4.3.1 入力地震動の設定 ･･･ 4－48
4.3.2 許容限界の設定 ･･･ 4－81
4.4 評価結果 ･･･ 4－85
4.4.1 地震応答解析結果 ･･･ 4－85
4.4.2 耐震評価結果 ･･･ 4－265
4.5 まとめ ･･･ 4－325
1.　減衰の設定について ･･･ 4－2
2.　常設代替高圧電源装置置場の風荷重の影響について ･･･ 4－15

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$_s$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。

電源装置置場の地震応答解析においては，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

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

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

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

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　適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（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）

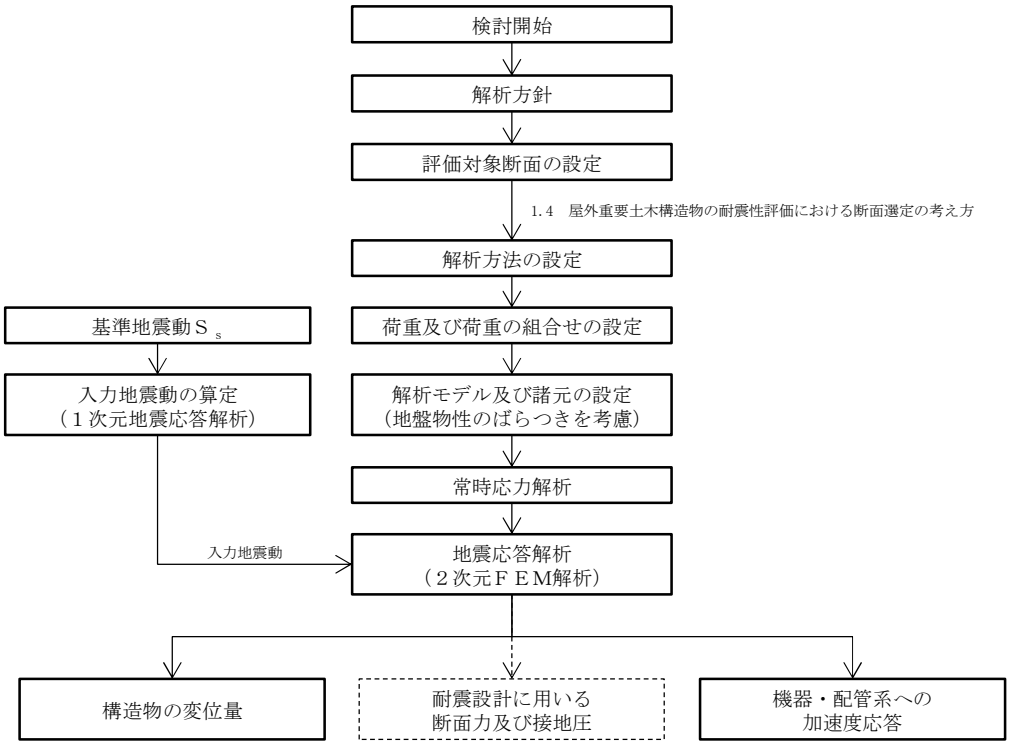
・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

表 4.2－1　適用する規格，基準類

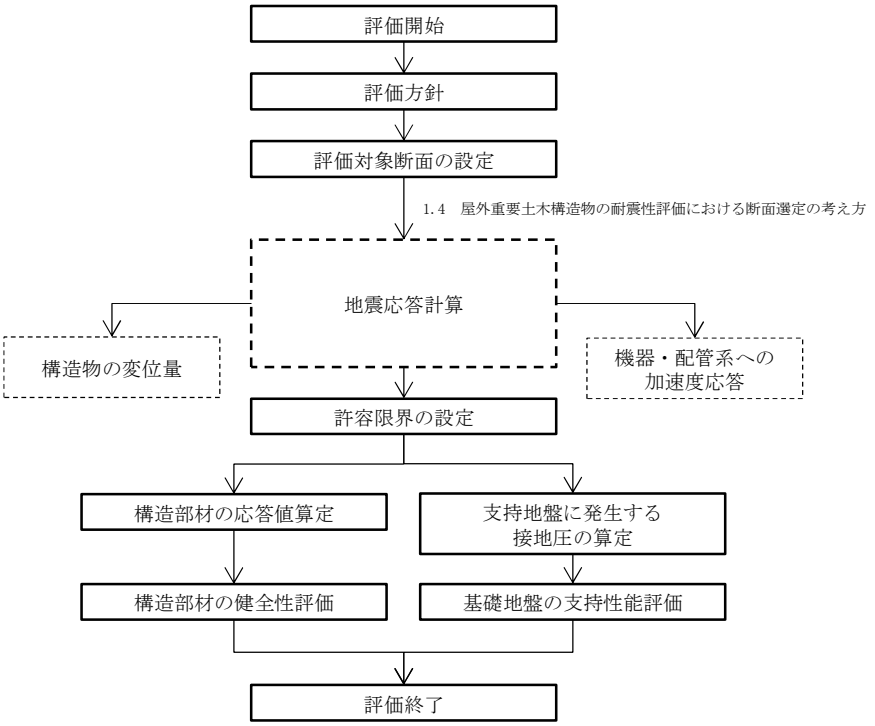
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	－
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・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。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

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。

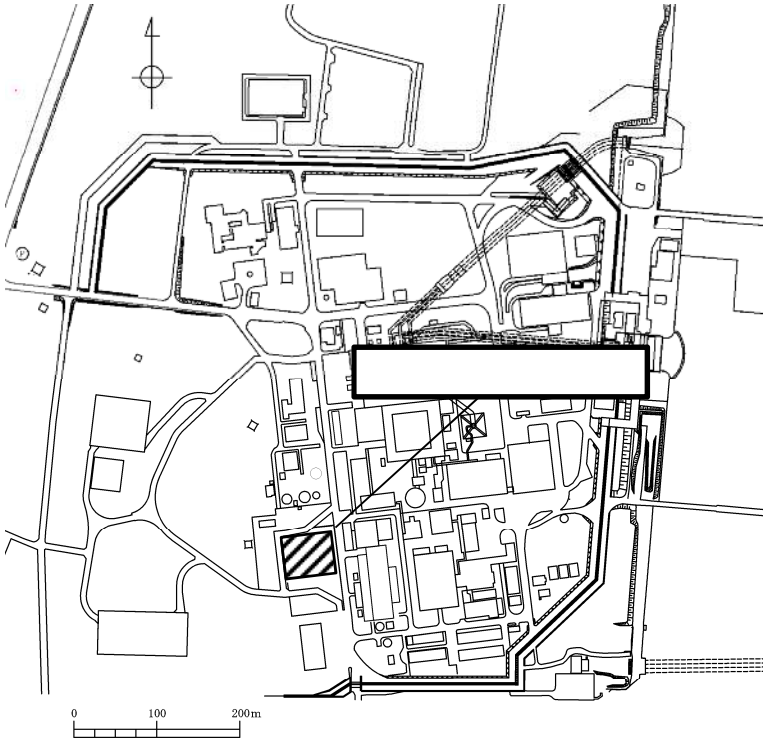


図 4.2－2　電源装置置場の位置図（全体平面図）

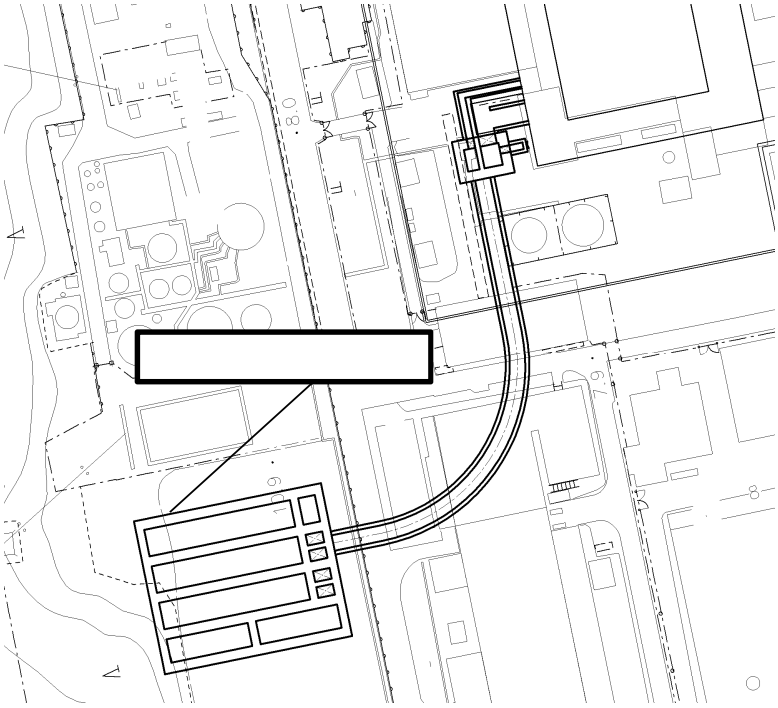
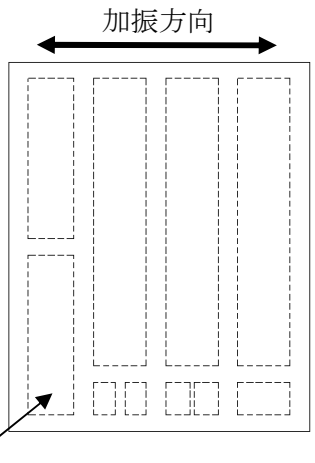
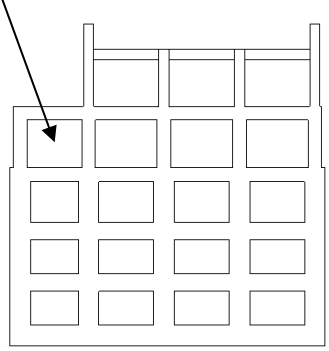
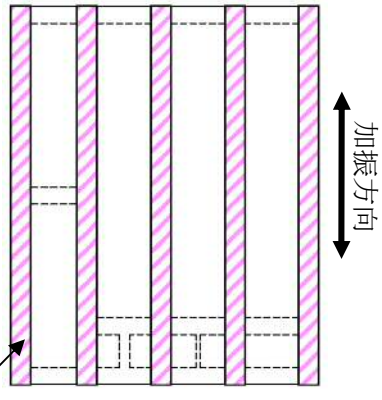
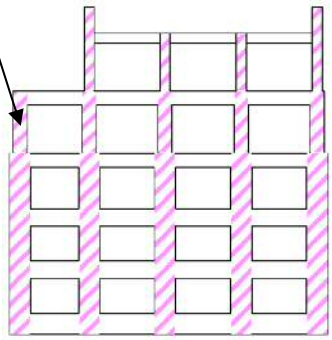


図 4.2－3　電源装置置場の位置図（拡大図）

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	  ⇒弱軸断面方向	 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  ⇒強軸断面方向

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。

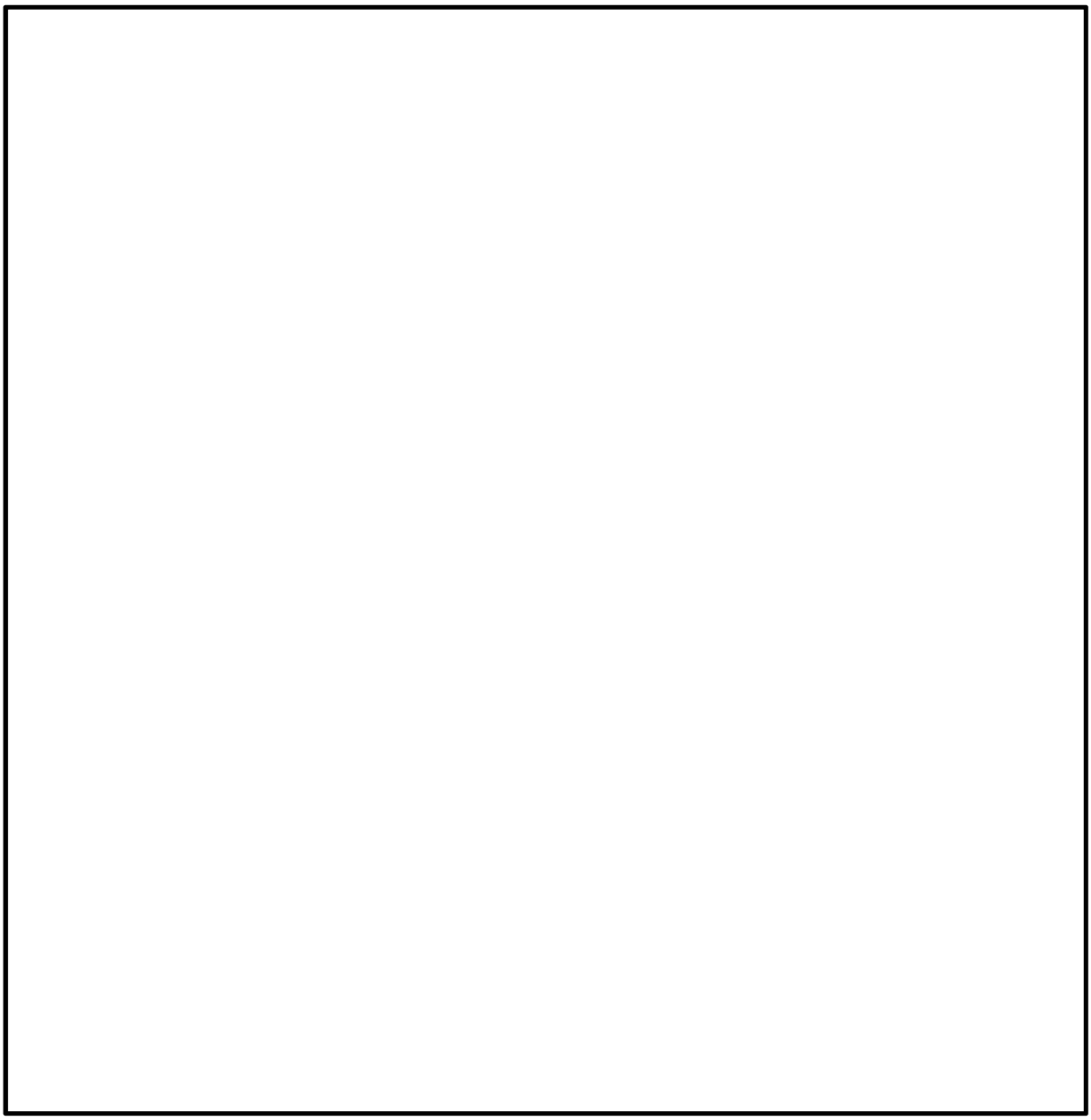


図 4.2－4 (1)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL. ＋11.0 m, 常設代替高圧電源装置及び水密扉)

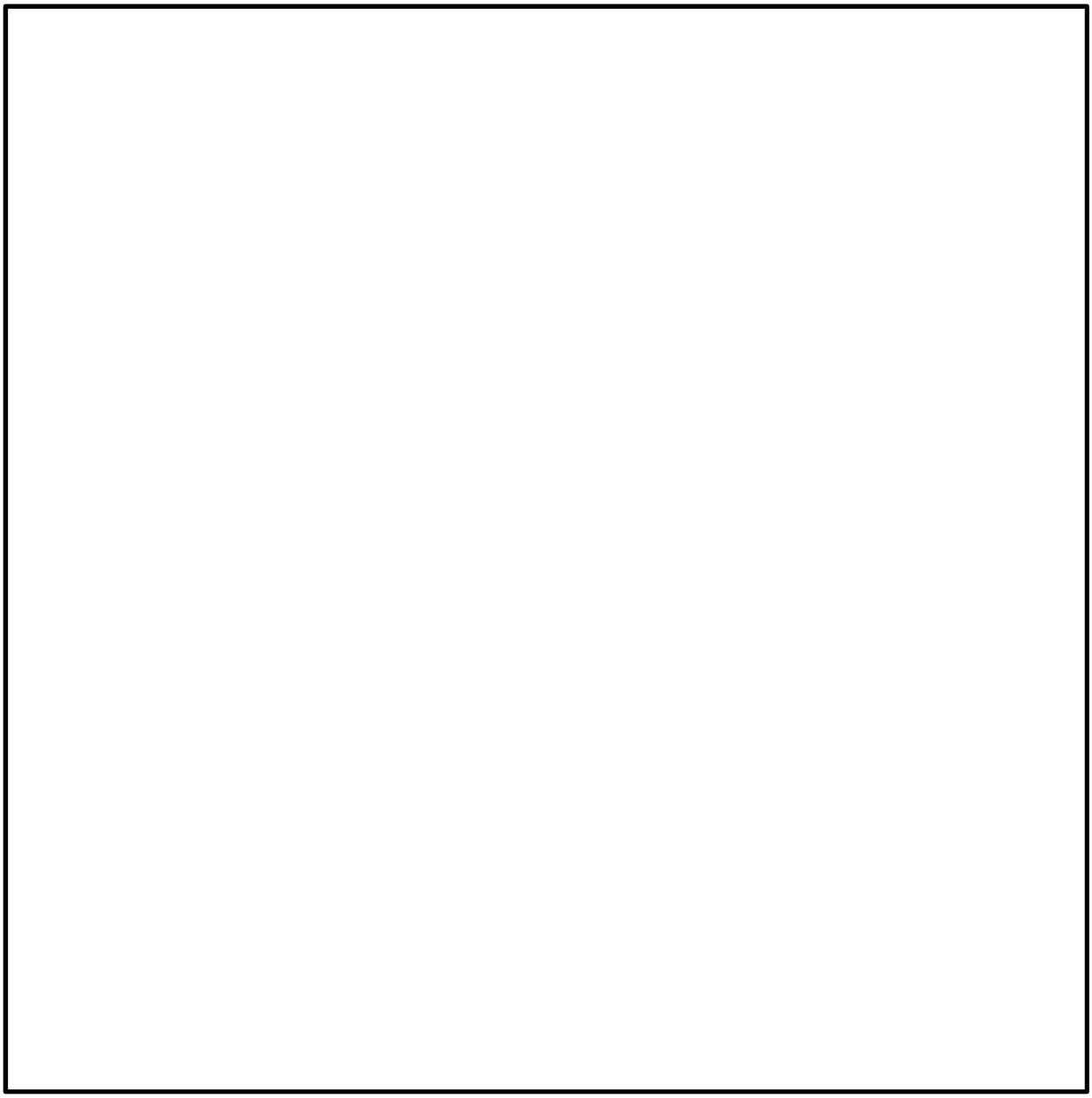


図 4.2－4 (2)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL.＋2.0 m, 軽油貯蔵タンク)

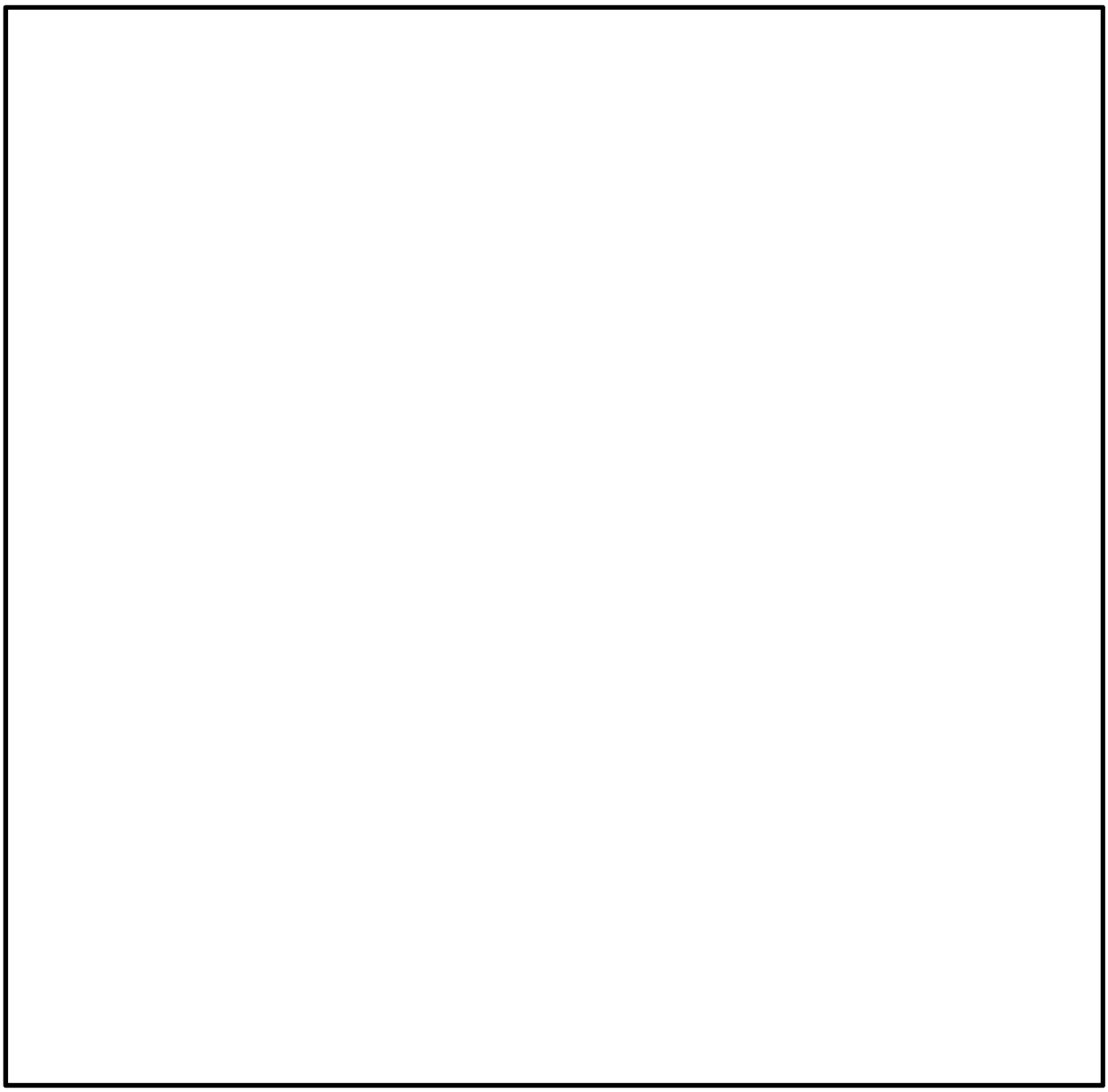


図 4.2－4 (3)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL.－21.0 m, 西側淡水貯水設備)

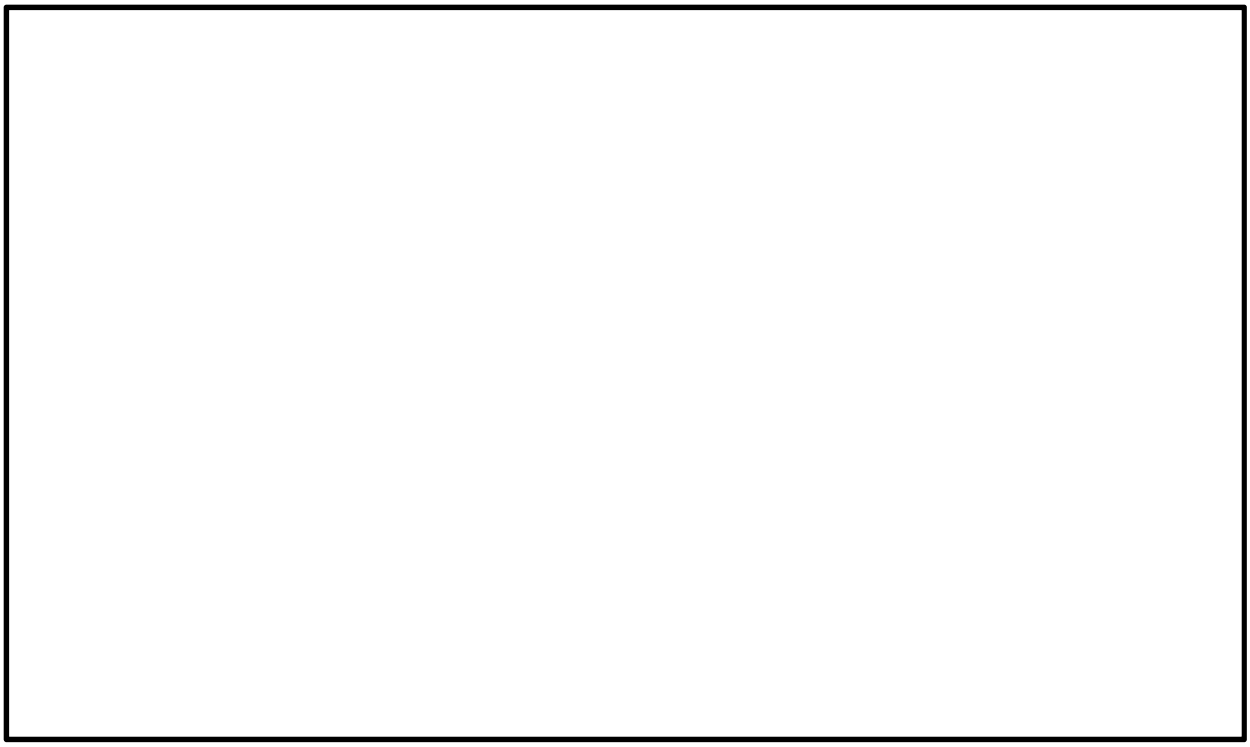


図 4.2－5（1）　電源装置置場の断面図（①－①断面）

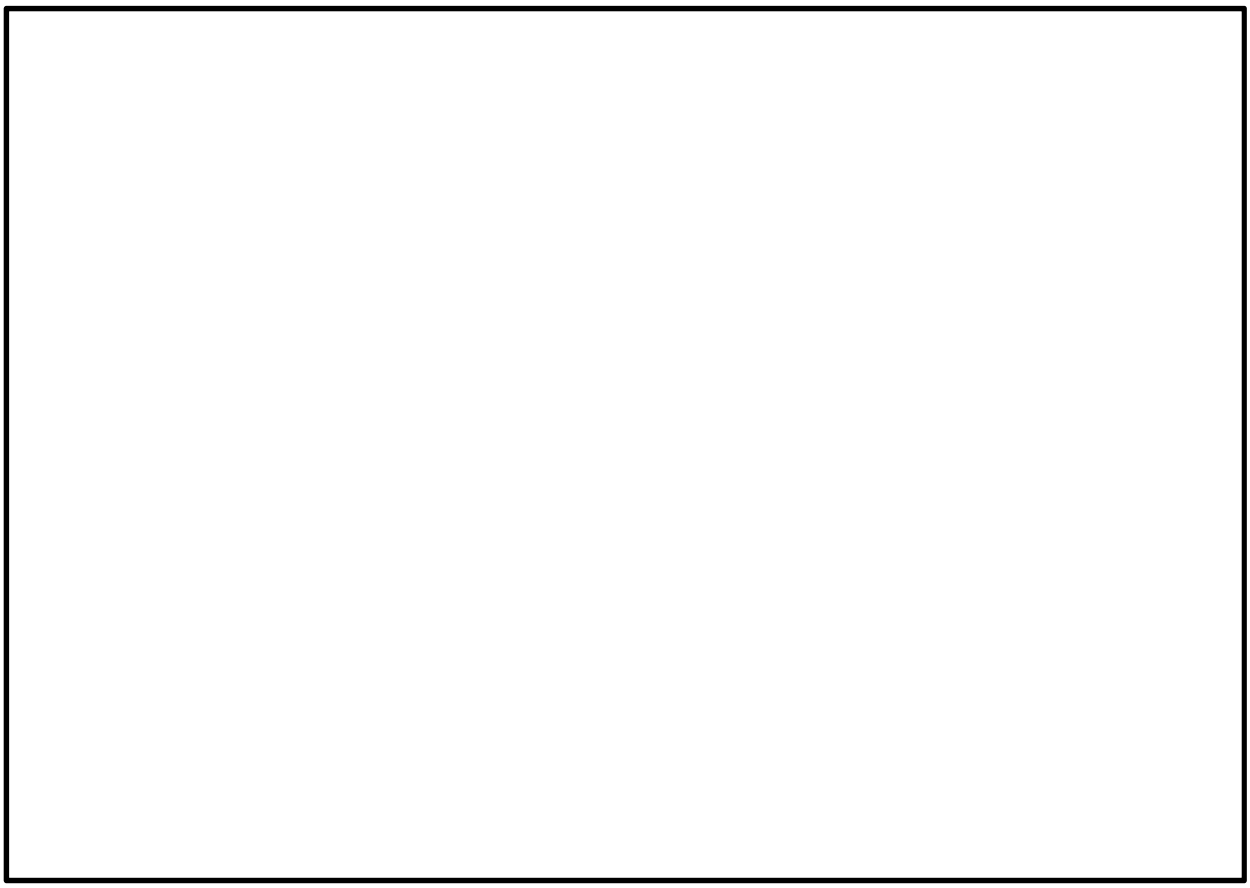


図 4.2－5（2）　電源装置置場の断面図（②－②断面）

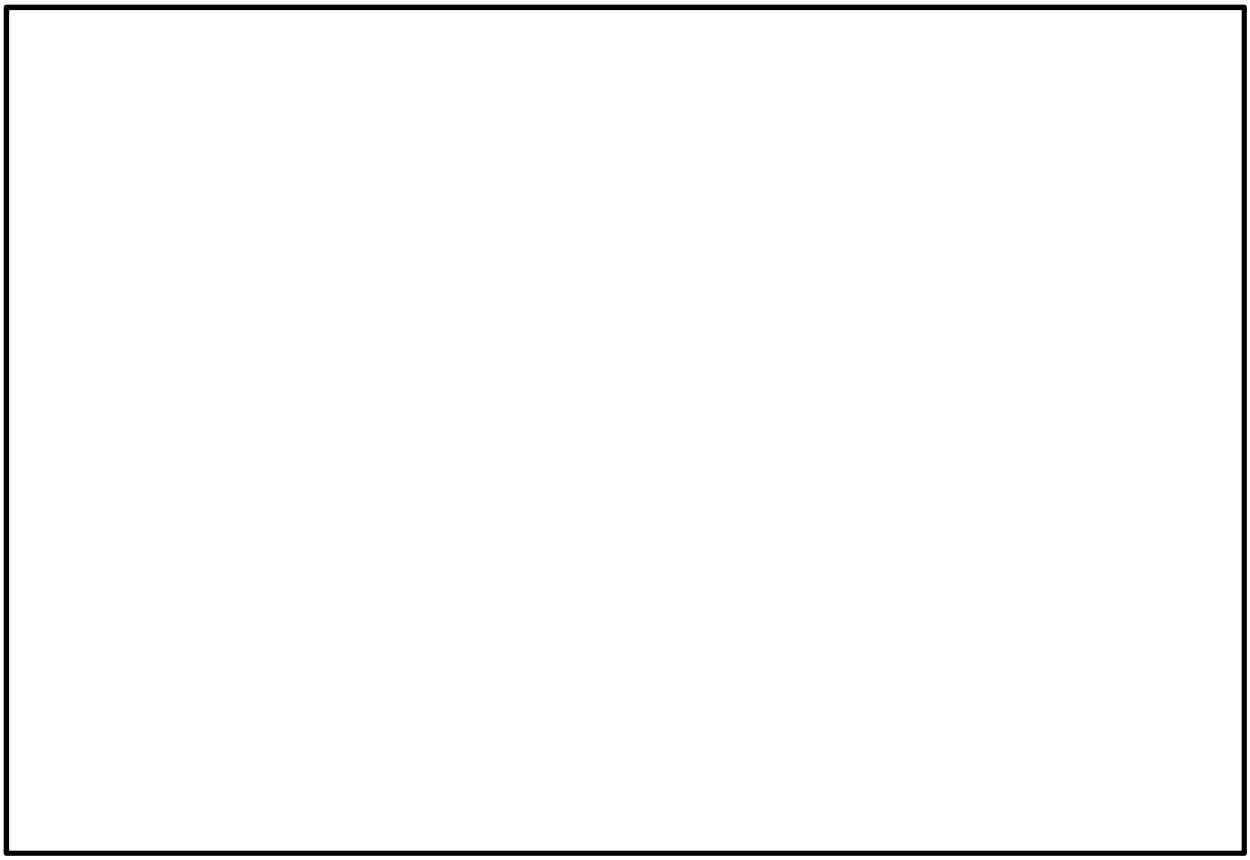


図 4.2－5（3）　電源装置置場の断面図（③－③断面）

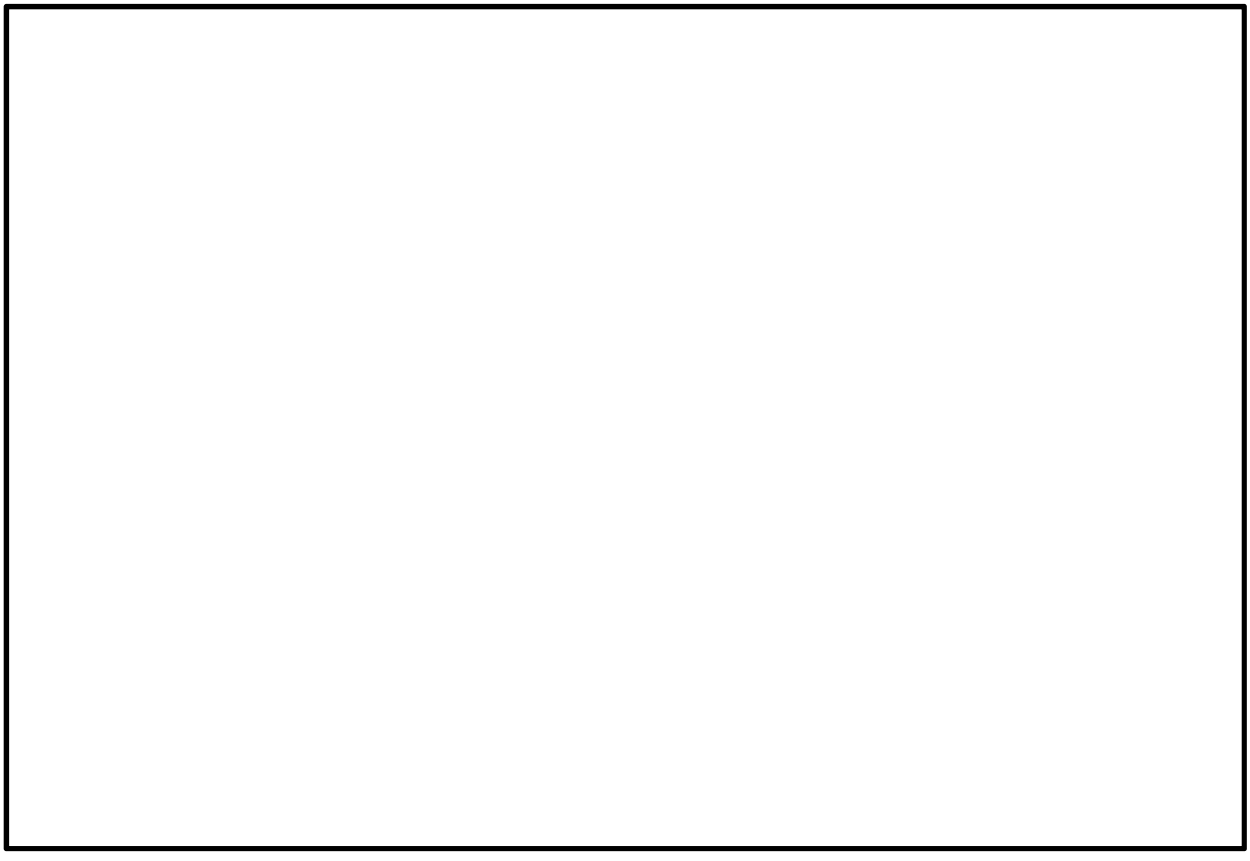


図 4.2－5（4）　電源装置置場の断面図（④－④断面）

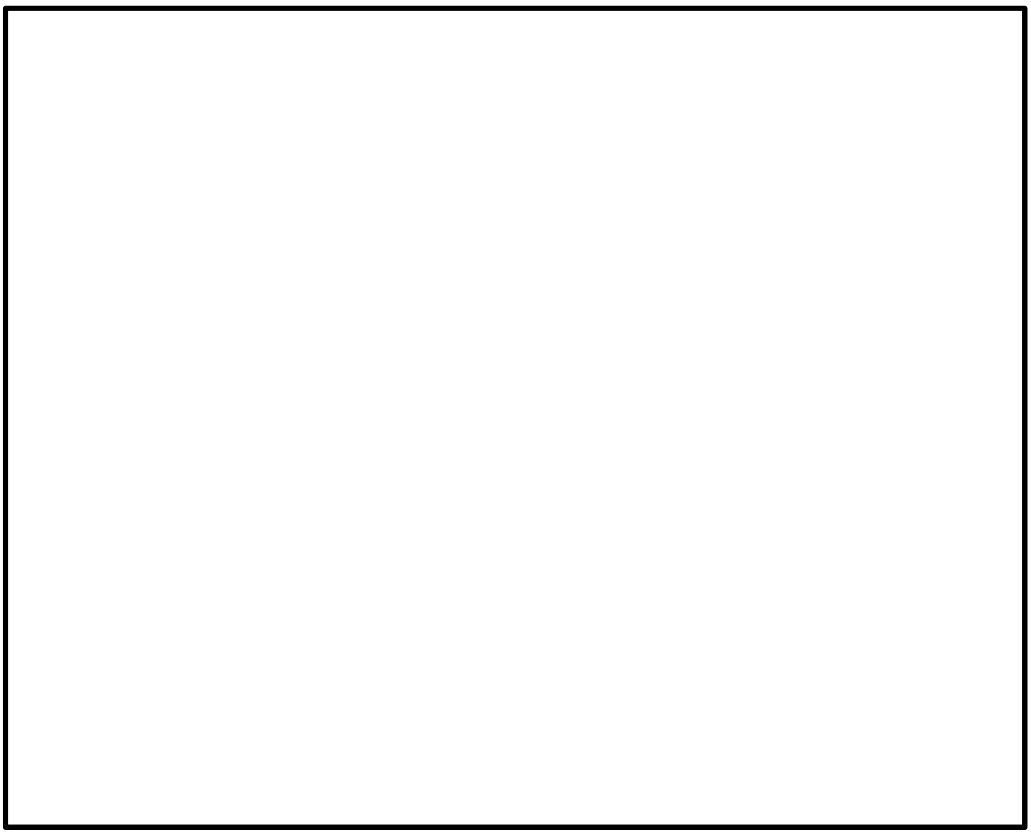


図 4.2－5（5）　電源装置置場の断面図（⑤－⑤断面）

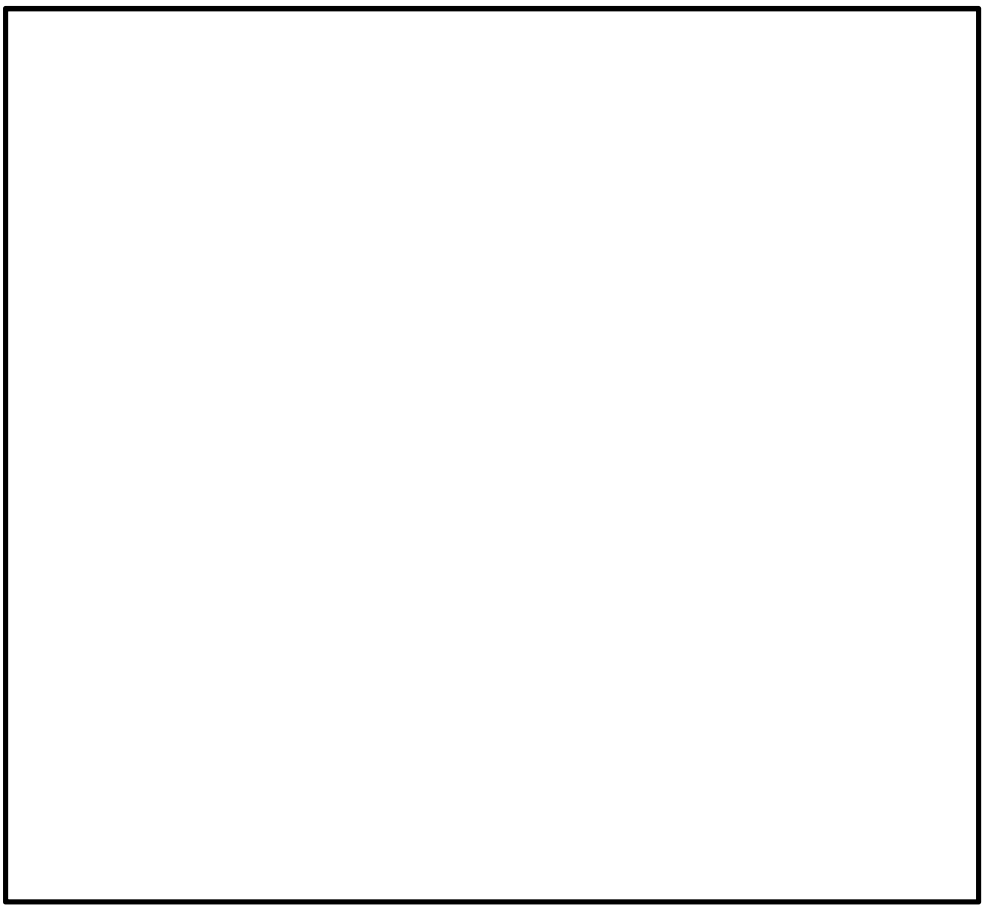


図 4.2－5（6）　電源装置置場の断面図（⑥－⑥断面）

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	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2 *1	24.5*1	3.1×10^4 *1	0.2*1	5*2

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

＊2：ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

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

表 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	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	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	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^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）

表 4.2－5（3）　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

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

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 4.2－6　評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求
	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	2.500	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	

注記　＊：版部材及び壁部材は単位幅を示し，梁部材は実際の梁幅を示す。

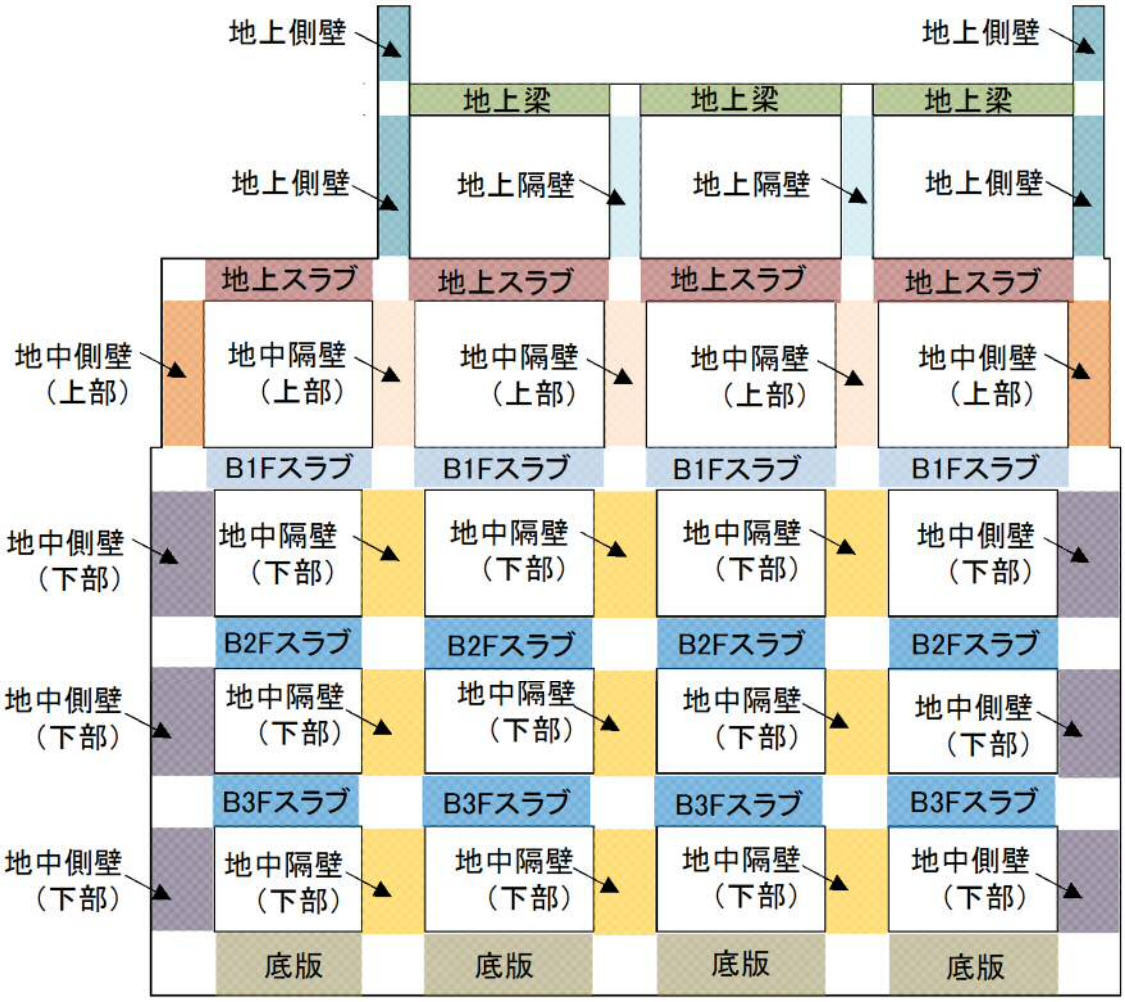

地上側壁
地上側壁
地上梁
地上梁
地上梁
地上側壁
地上隔壁
地上隔壁
地上側壁
地上スラブ
地上スラブ
地上スラブ
地上スラブ
地中側壁
（上部）
地中隔壁
（上部）
地中隔壁
（上部）
地中隔壁
（上部）
地中側壁
（上部）
B1Fスラブ
B1Fスラブ
B1Fスラブ
B1Fスラブ
地中側壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中側壁
（下部）
B2Fスラブ
B2Fスラブ
B2Fスラブ
B2Fスラブ
地中側壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中側壁
（下部）
B3Fスラブ
B3Fスラブ
B3Fスラブ
B3Fスラブ
地中側壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中隔壁
（下部）
地中側壁
（下部）
底版
底版
底版
底版

図 4.2－6　評価部位

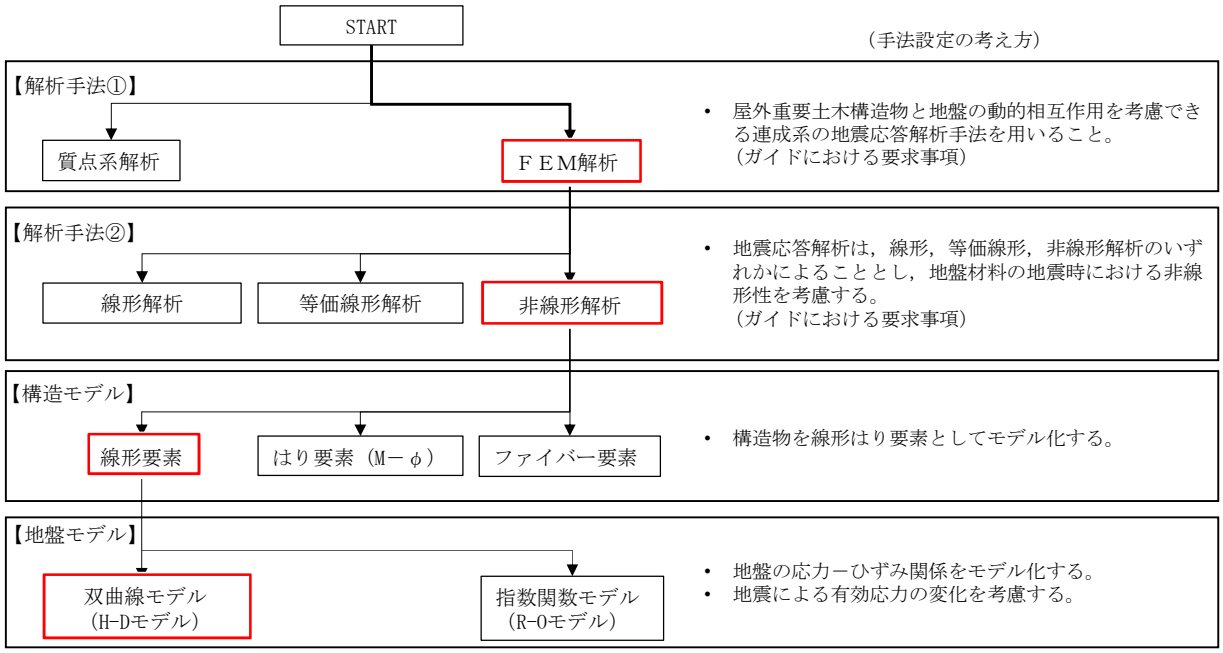
4.2.7　地下水位

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。



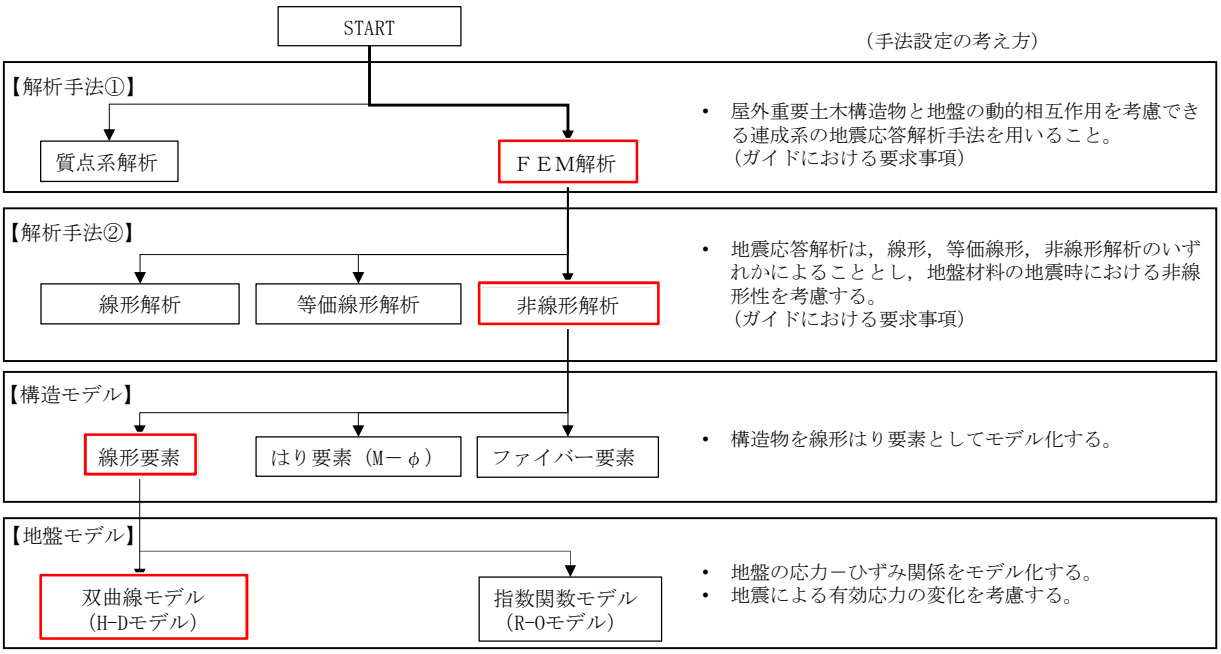


図 4.2－7　地震応答解析手法の選定フロー

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，ＪＥＡＧ４６０１－1987 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。

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

構造物の要素分割については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に，線材モデルの要素分割については，要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし，1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

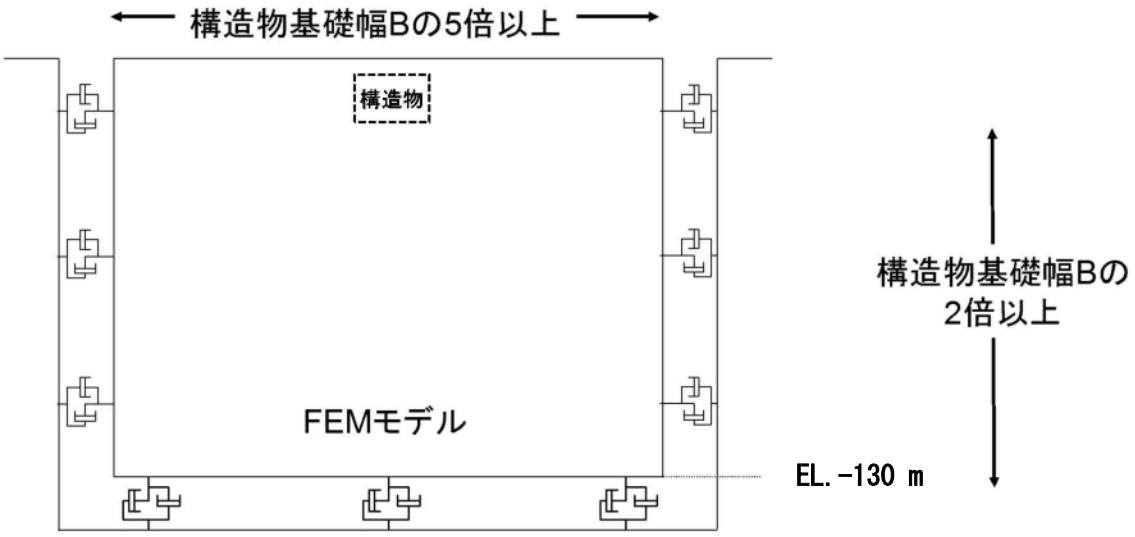


図 4.2－8　モデル範囲の考え方

２次元有効応力解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する１次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦１列の要素列と同じ地層構成で，水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。２次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.2－9 に示す。また，電源装置置場周辺の地質断面図を図 4.2－10 に示す。

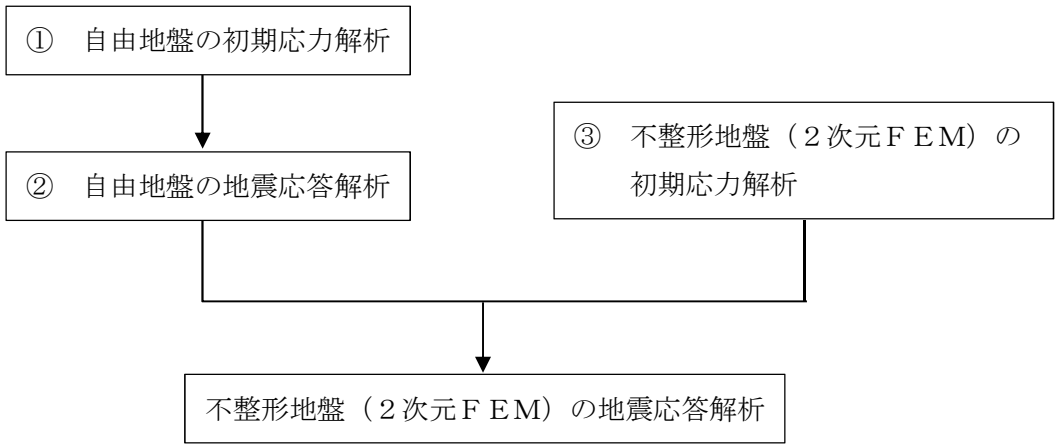


図 4.2－9　自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元ＦＥＭ）の地震応答解析までのフロー

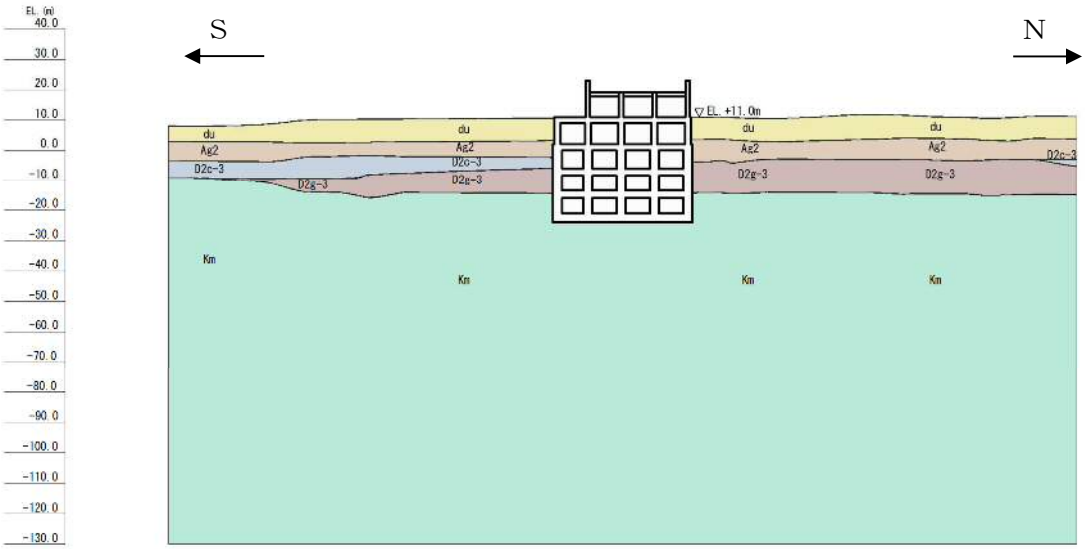


図 4.2－10（1）　地質断面図（南北方向⑤－⑤断面）

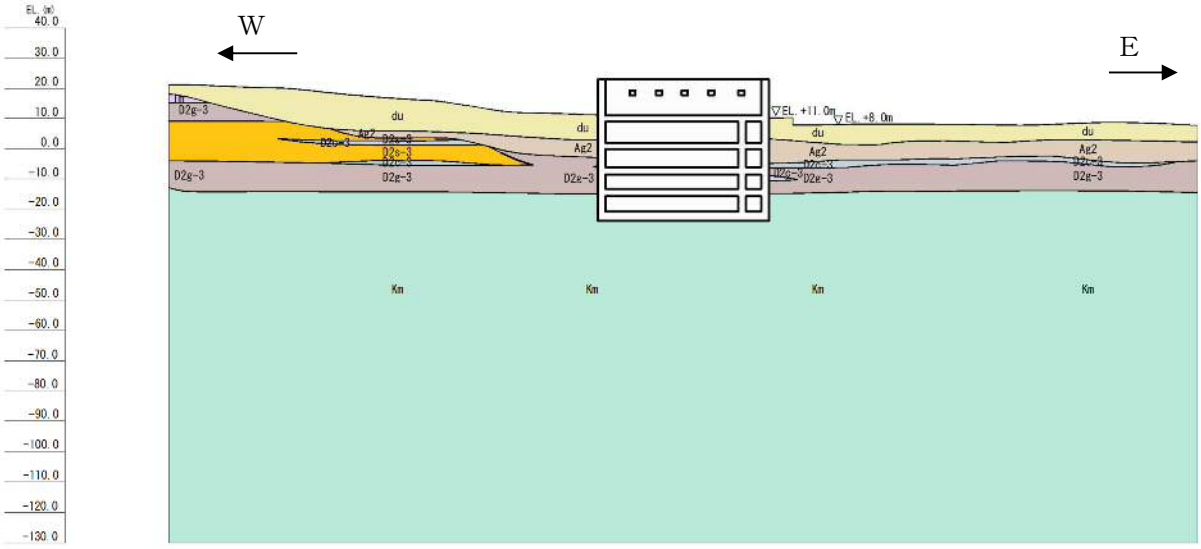


図 4.2－10（2）　地質断面図（東西方向断面）

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は，境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで，底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし，側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.2－11 に示す。

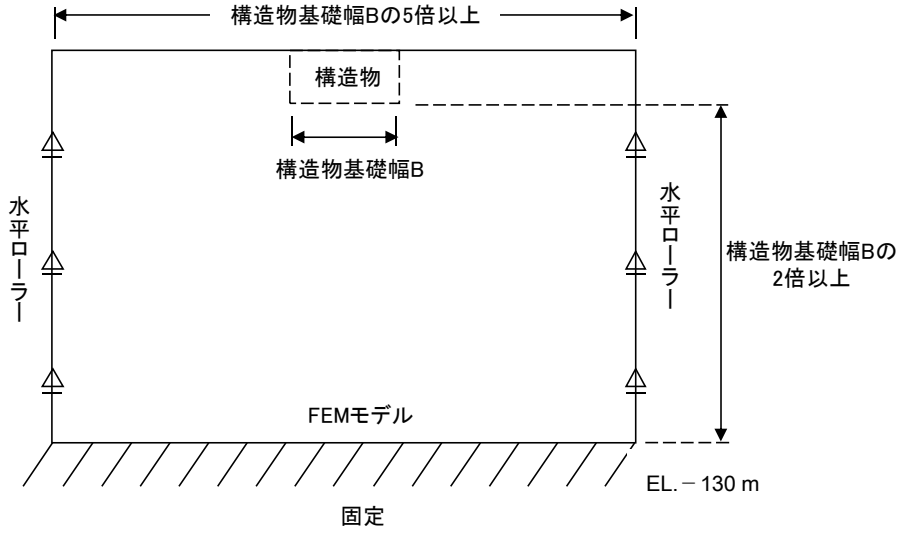


図 4.2－11　固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は，地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで，初期応力解析時の境界条件は底面固定とし，側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.2－12 に示す。

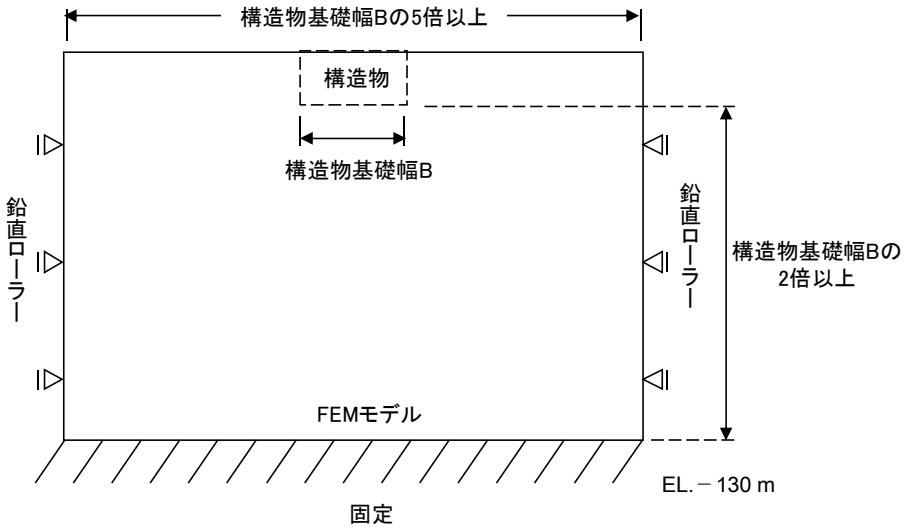


図 4.2－12　常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

地震応答解析モデルを図 4.2－13 に示す。

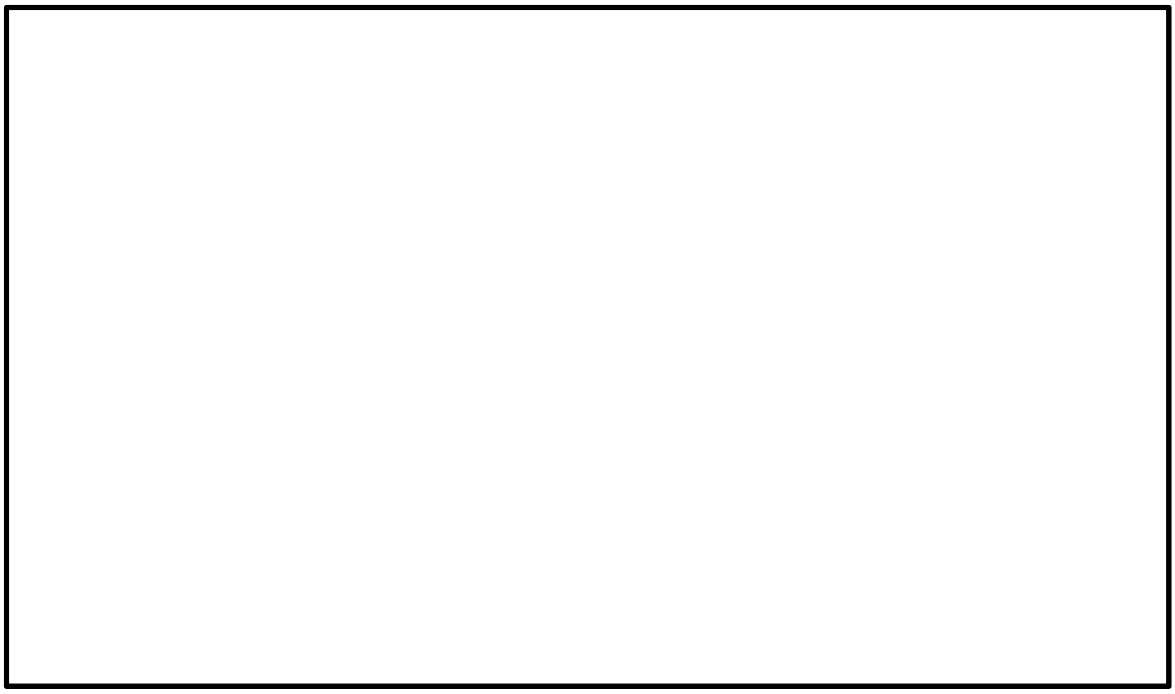


図 4.2－13（1） 電源装置置場の地震応答解析モデル（南北方向⑤－⑤断面）

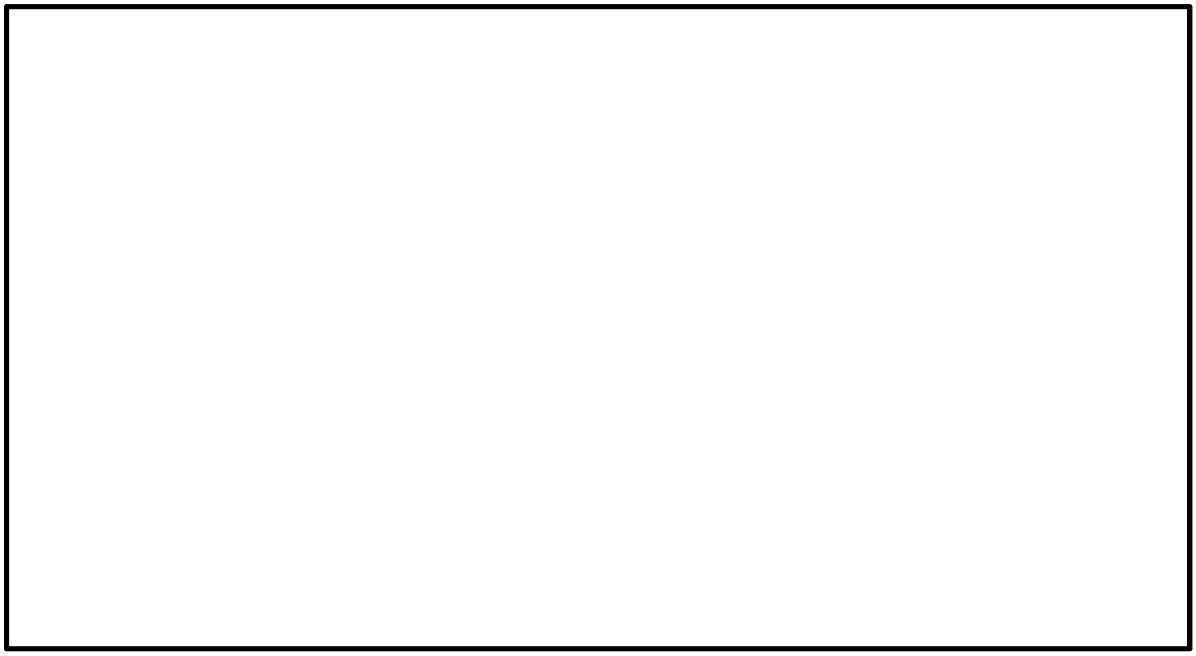


図 4.2－13（2） 電源装置置場の地震応答解析モデル（東西方向断面）

(3)　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）」に基づき，剛域を設ける。ただし，地上梁と側壁（地上側壁及び地上隔壁）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（地上側壁及び地上隔壁）の曲げ剛性が地上梁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。ただし，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 4.2－14（1）に，地上梁に係る剛域の設定を図 4.2－14（2）に示す。

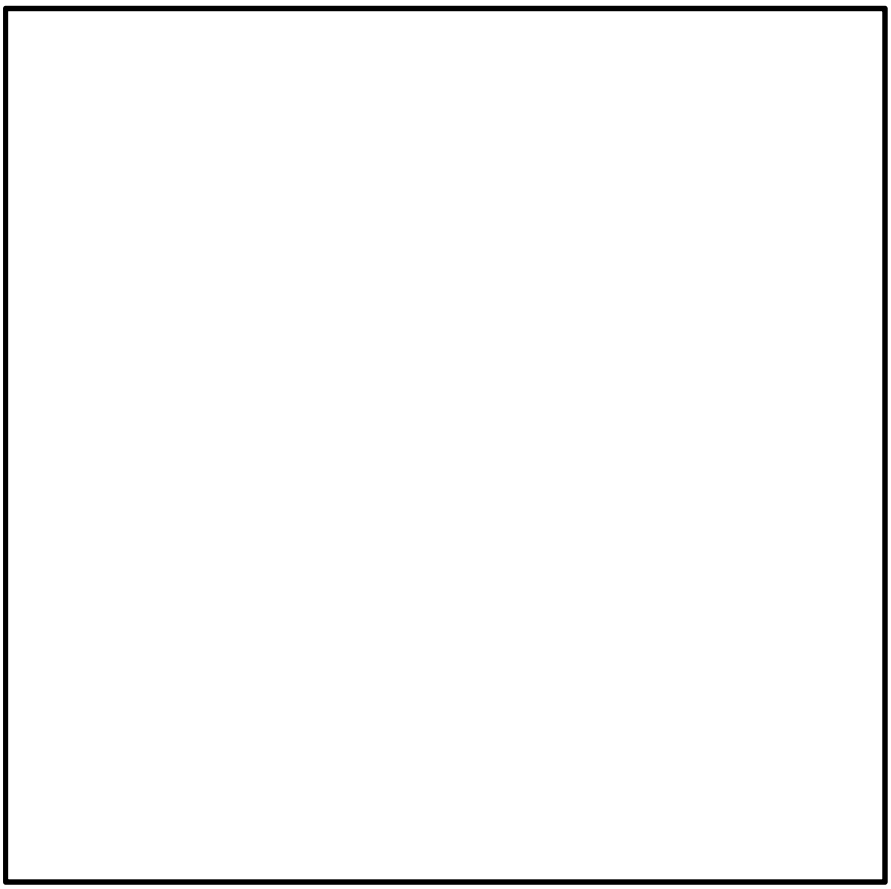


図 4.2－14（1）　電源装置置場の解析モデル（構造物部分拡大図，南北方向⑤－⑤断面）

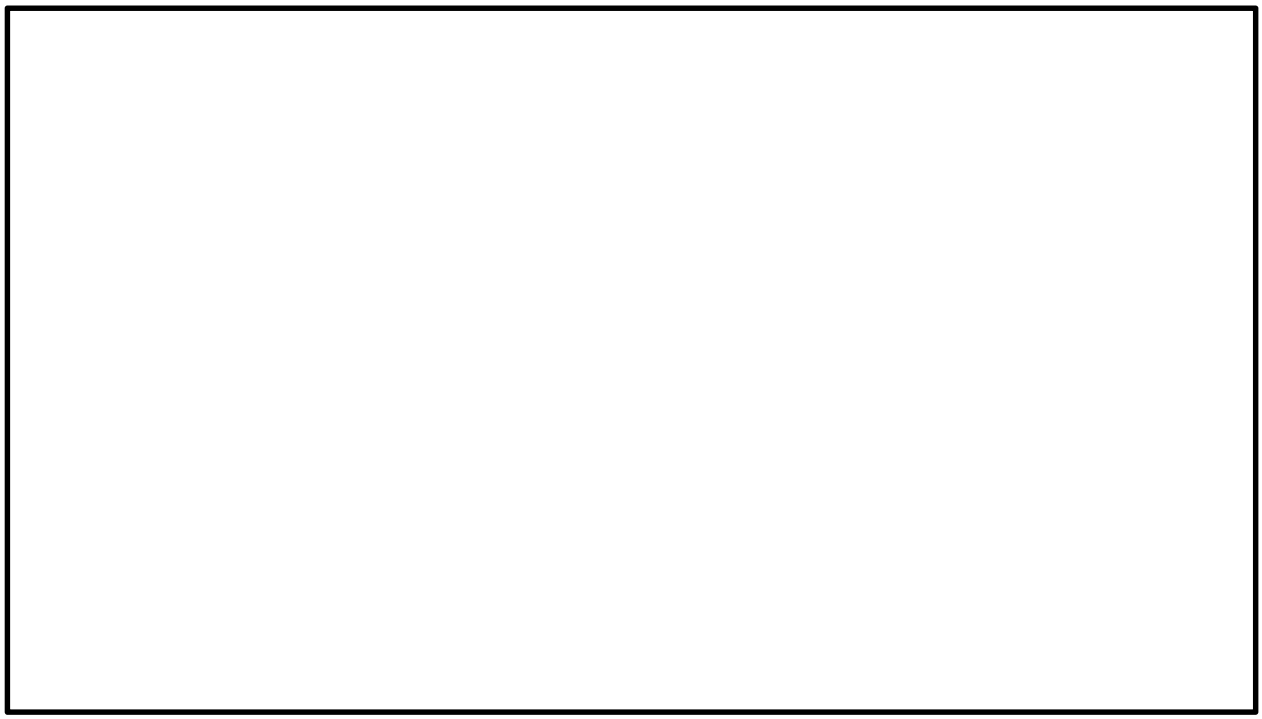


図 4.2－14（2）　電源装置置場の解析モデル（剛域の設定，南北方向⑤－⑤断面）

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，壁部材の剛性を反映した平面ひずみ要素を配置する。具体的には，図 4.2－14（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に設定する。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 4.2－14

(3) に示す。

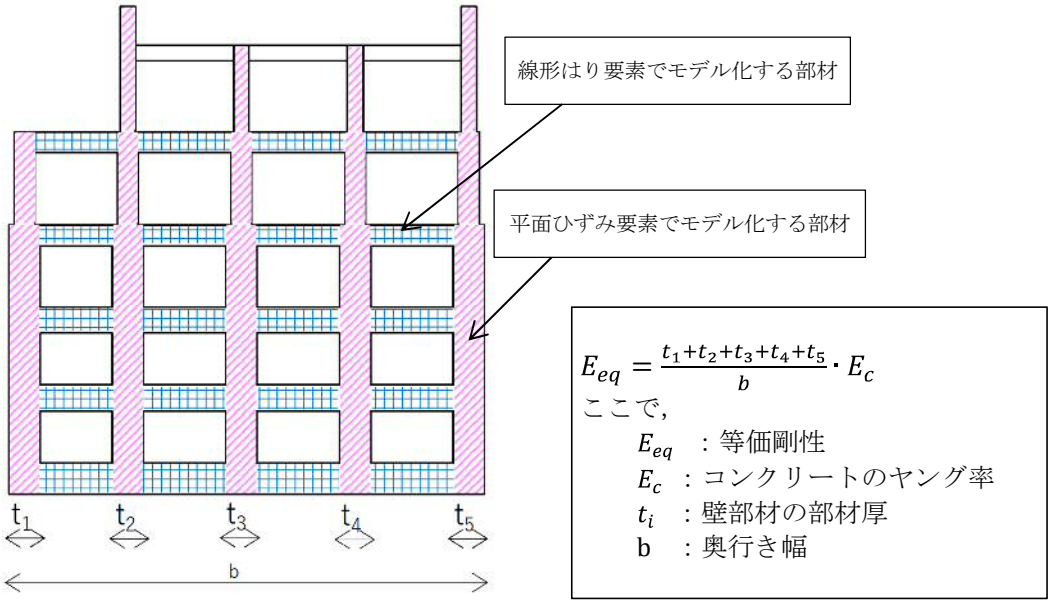


図 4.2－14（3）　電源装置置場の解析モデル（構造物部分拡大図，東西方向断面）

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

なお，構造物の地下部分は構築後に周囲を地表面まで埋戻すが，原地盤と同等以上の強

度を有する流動化処理土及びコンクリートにより埋戻すものとし，構造物と側方地盤の境界部は保守的に原地盤でモデル化する。

(4) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 4.2－15 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 4.2－7 参照）

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

ここで，

τ_f　：せん断強度

ｃ　：粘着力

φ　：内部摩擦角

表 4.2－7　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/mm²）	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・ｚ	φ＝23.2＋0.0990・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（沿岸技術研究センター）に従い表 4.2－8 のとおり設定する。

表 4.2－8　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s (kN/m³)	圧縮剛性k_n (kN/m³)
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

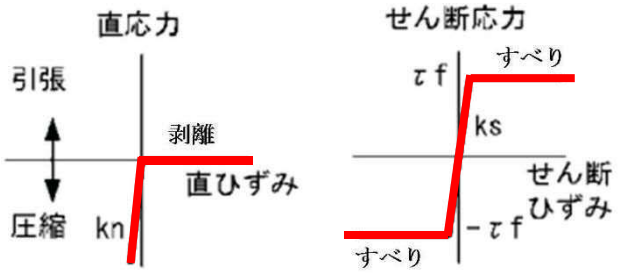


図 4.2－15　ジョイント要素の考え方

(5)　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によりモデル化する。

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によりモデル化し，耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素によりモデル化する。

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α＝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%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図4.2－16にRayleigh減衰の設定フローを，表4.2－9及び表4.2－10に固有値解析結果を示す。

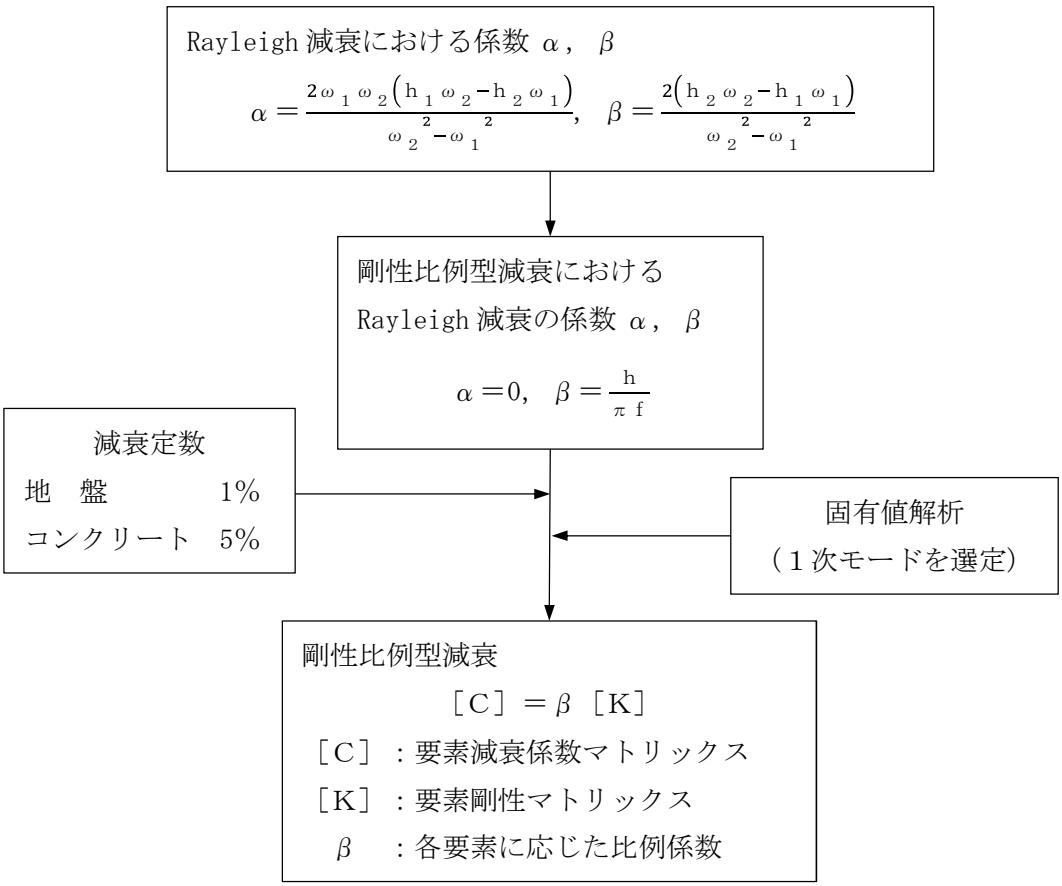


図 4.2－16　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 4.2－9（1）　南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.767	243.75	地盤の１次として採用
2	1.280	-1.58	－
3	1.525	8.57	－
4	1.847	-0.56	－
5	1.995	-2.71	－
6	2.153	-60.54	－
7	2.192	-55.99	構造物の１次として採用
8	2.387	10.99	－
9	2.775	-6.81	－

表 4.2－9（2）　南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.768	243.96	地盤の１次として採用
2	1.290	-1.74	－
3	1.525	8.60	－
4	1.881	-0.92	－
5	2.003	-1.69	－
6	2.196	78.89	構造物の１次として採用
7	2.251	26.14	－
8	2.401	12.50	－
9	2.894	4.55	－

表 4.2－9（3）　南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.766	243.45	地盤の１次として採用
2	1.268	-1.06	－
3	1.525	8.41	－
4	1.802	3.29	－
5	1.986	-5.26	－
6	2.079	40.63	－
7	2.141	-70.26	構造物の１次として採用
8	2.369	-7.74	－
9	2.623	-10.32	－

表 4.2－9（4）　南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

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

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.748	241.22	地盤の１次として採用
2	1.194	-8.74	－
3	1.510	2.17	－
4	1.578	24.47	－
5	1.796	23.03	－
6	1.863	-67.10	構造物の１次として採用
7	1.913	5.65	－
8	2.085	-10.57	－
9	2.240	-9.93	－

表 4.2－10（1）　東西方向断面固有値解析結果

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.768	260.82	地盤の１次として採用
2	1.234	-11.23	－
3	1.490	-3.56	－
4	1.788	19.28	－
5	1.899	17.95	－
6	2.083	-24.28	－
7	2.164	34.83	－
8	2.277	-75.56	構造物の１次として採用
9	2.666	-4.85	－

表 4.2－10（2）　東西方向断面固有値解析結果（ケース②）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.769	261.05	地盤の１次として採用
2	1.248	-10.38	－
3	1.490	-3.98	－
4	1.806	16.95	－
5	1.915	19.30	－
6	2.141	32.25	－
7	2.179	27.20	－
8	2.302	76.87	構造物の１次として採用
9	2.734	2.30	－

表 4.2－10（3）　東西方向断面固有値解析結果（ケース③）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.767	260.51	地盤の１次として採用
2	1.219	-12.28	－
3	1.491	-2.92	－
4	1.764	21.91	－
5	1.883	16.63	－
6	2.019	-20.65	－
7	2.147	41.85	－
8	2.244	-70.96	構造物の１次として採用
9	2.557	7.39	－

表 4.2－10（4）　東西方向断面固有値解析結果（ケース④）

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

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.751	254.30	地盤の１次として採用
2	1.113	33.15	－
3	1.443	32.65	－
4	1.525	27.56	－
5	1.651	-5.65	－
6	1.781	44.59	－
7	1.856	30.75	－
8	1.959	42.84	構造物の１次として採用
9	2.058	-10.53	－

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 4.2－11 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 4.2－11　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 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重のうち内水圧と同様

＊：　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 4.2－17 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/m^2 及び 3.92 t/m^2 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/m^2 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/m^2 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。

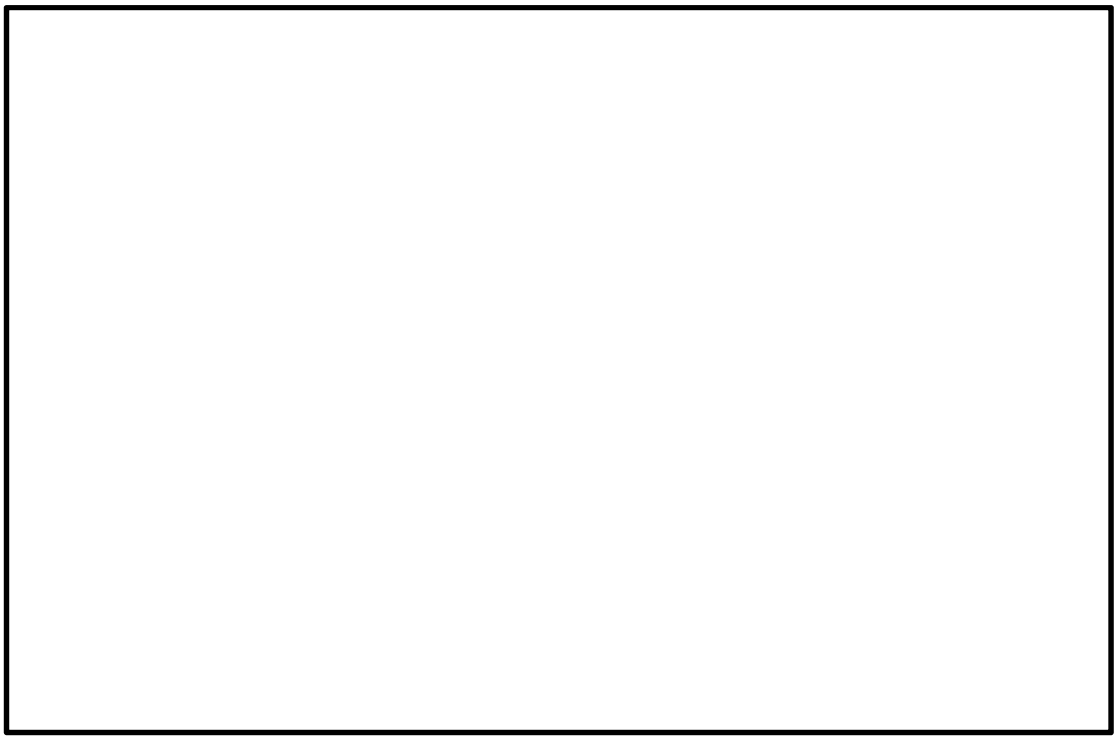


図 4.2－17　機器・配管荷重図（南北方向⑤－⑤断面）

b.　東西方向断面

図 4.2－18 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。

東側の壁については，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。

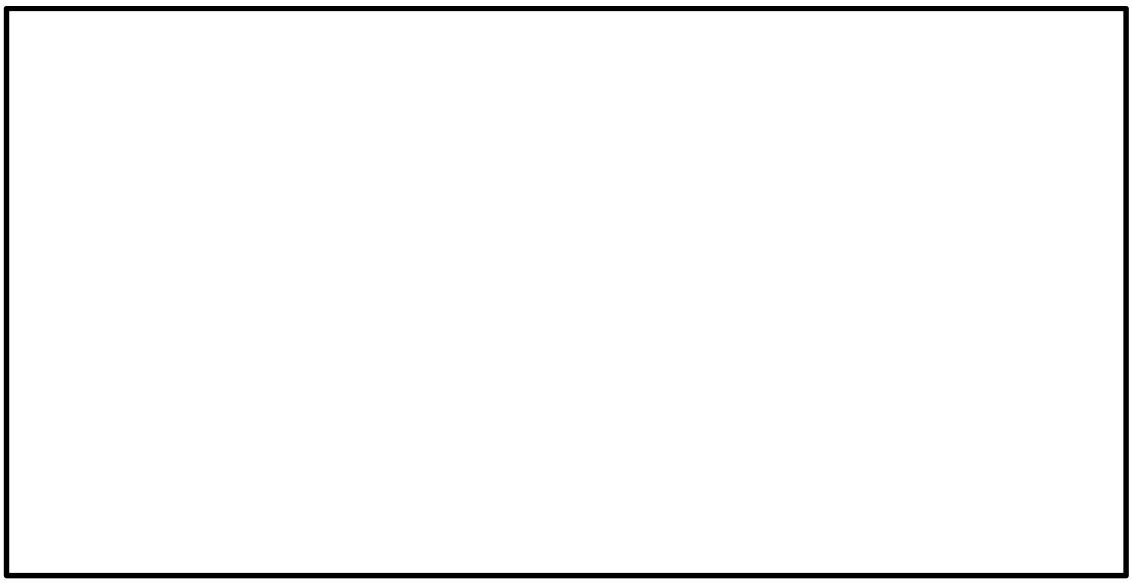


図 4.2－18　機器・配管荷重図（東西方向断面）

(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，図 4.2－19 に示すように B3F スラブ下端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 4.2－19（1）　内水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

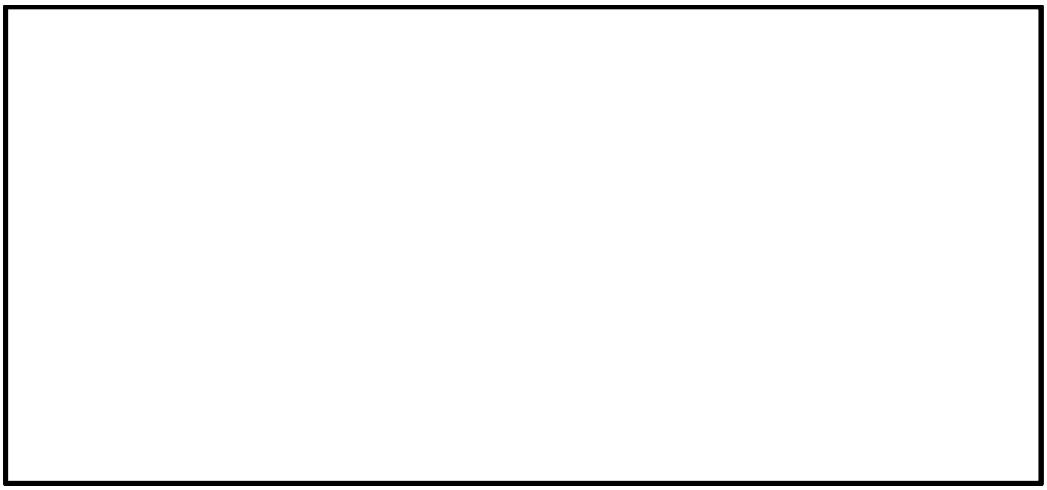


図 4.2－19（2）　内水圧図（東西方向断面）

(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 N/m^2/cm として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として図 4.2－20 に示すように積雪荷重の 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 4.2－20（1）　雪荷重図（南北方向⑤－⑤断面）

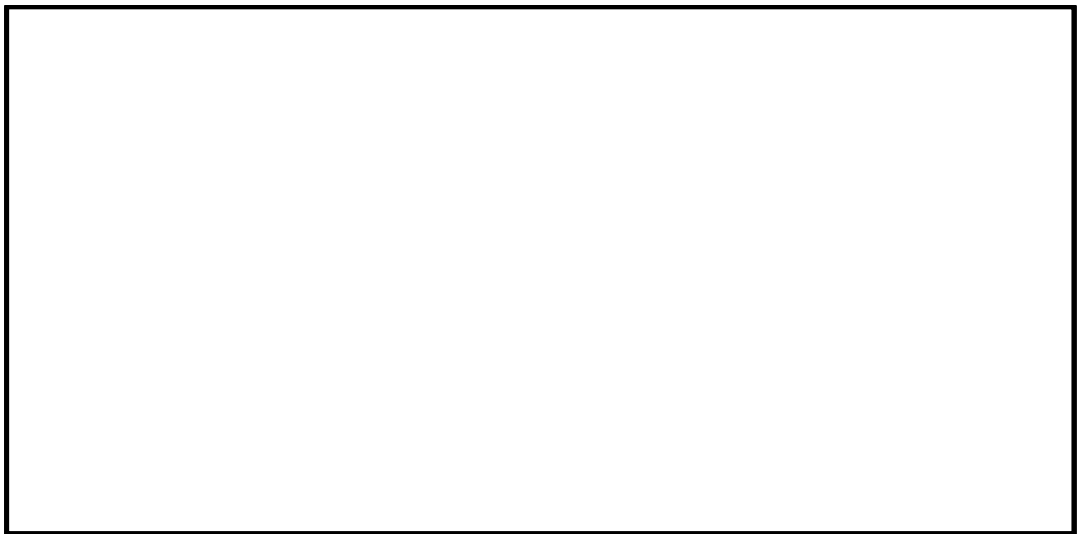


図 4.2－20（2）　雪荷重図（東西方向断面）

(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，B3F スラブ下端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，図 4.2－21 に示すように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。

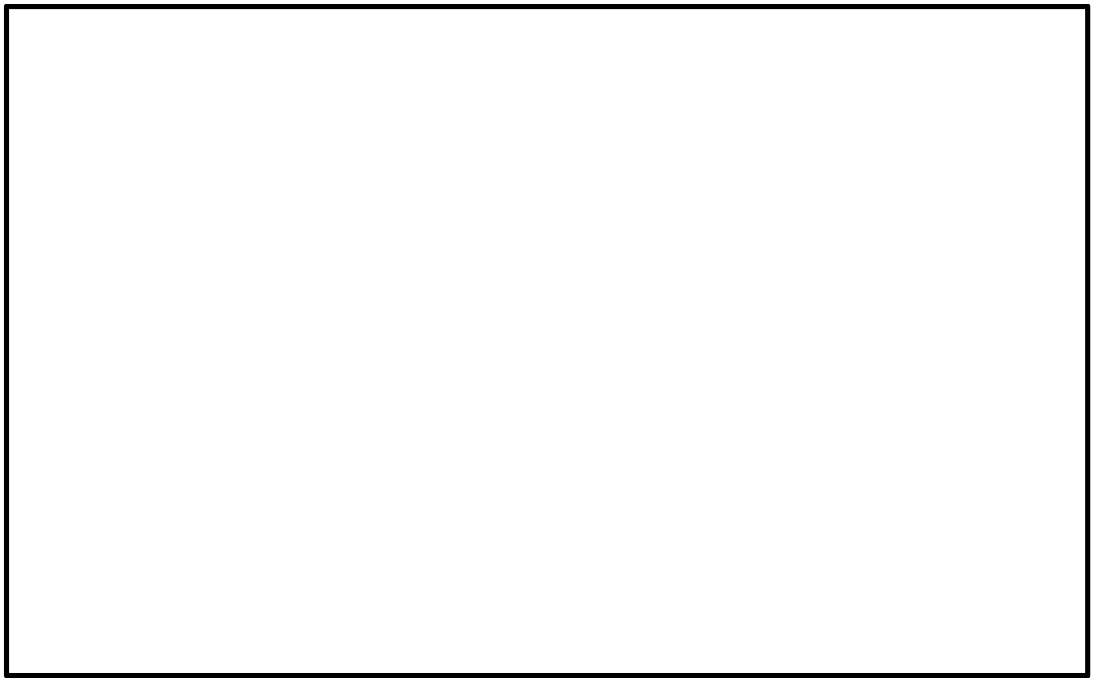


図 4.2－21 (1)　水平動による動水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

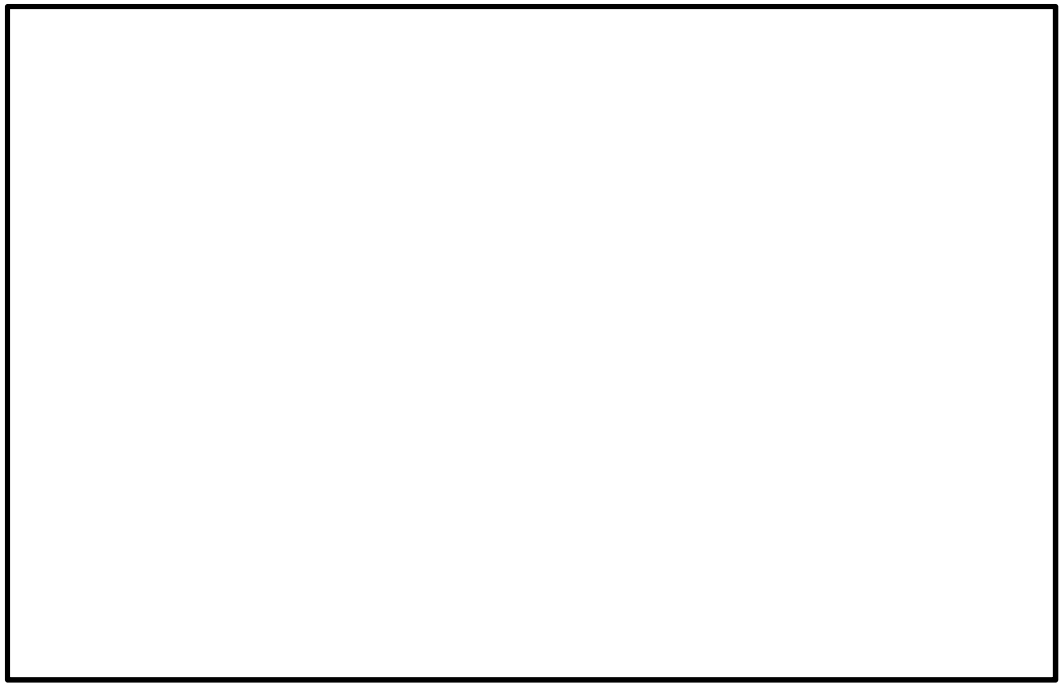


図 4.2－21 (2)　鉛直動による動水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

図 4.2－21 (3)　水平動による動水圧図（東西方向断面）

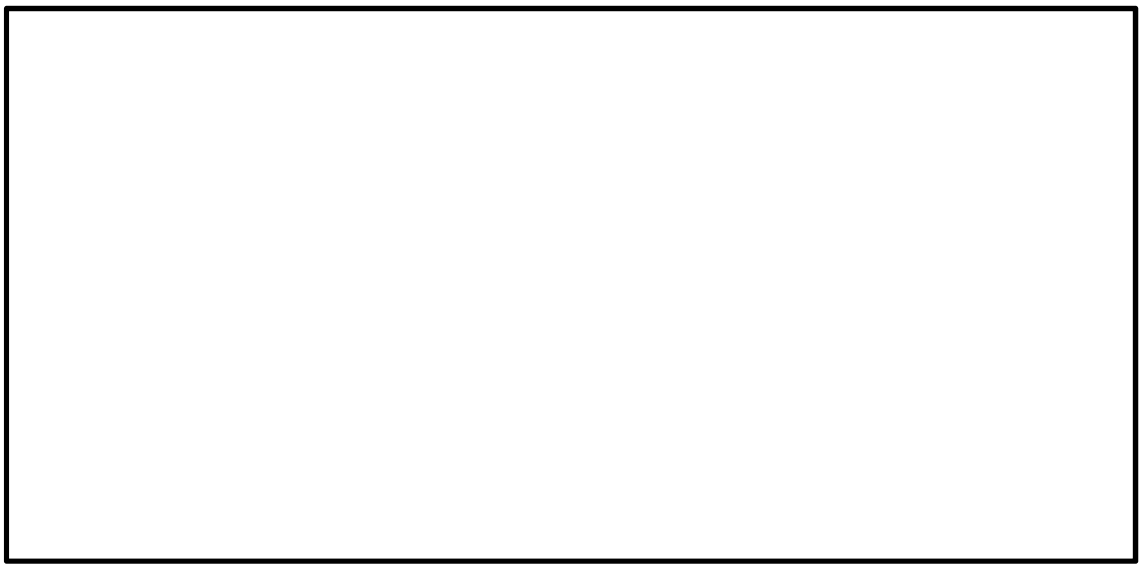


図 4.2－21 (4)　鉛直動による動水圧図（東西方向断面）

4.2.12　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 4.2－12 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 4.2－22 に示す。

表 4.2－12　耐震評価における検討ケース

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

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

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

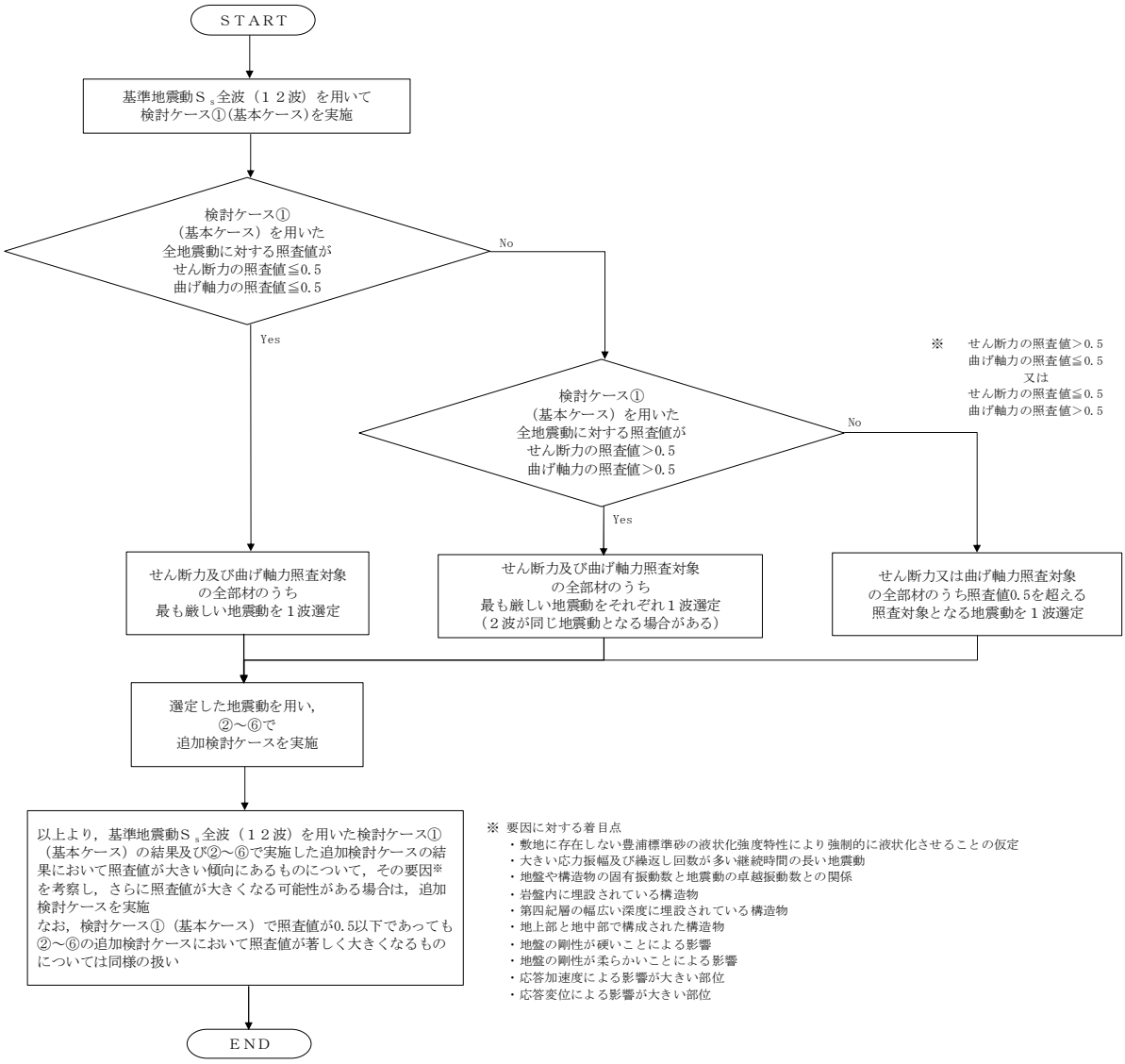


図 4.2－22　②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 4.2－13 に示す。

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

表 4.2－13　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

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>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</td><td>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</td><td>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</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="13">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓｓ－Ｄ１</td><td>(H＋V＋)</td><td rowspan="13">全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。</td><td>実施</td><td rowspan="13">全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。</td></tr>
<tr><td>(H＋V－)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>(H－V＋)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>(H－V－)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１１</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１２</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１３</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１４</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－２１</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－２２</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓｓ－３１</td><td>(H＋V＋)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>(H－V＋)</td><td>実施</td></tr>
</table>

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次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

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～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。

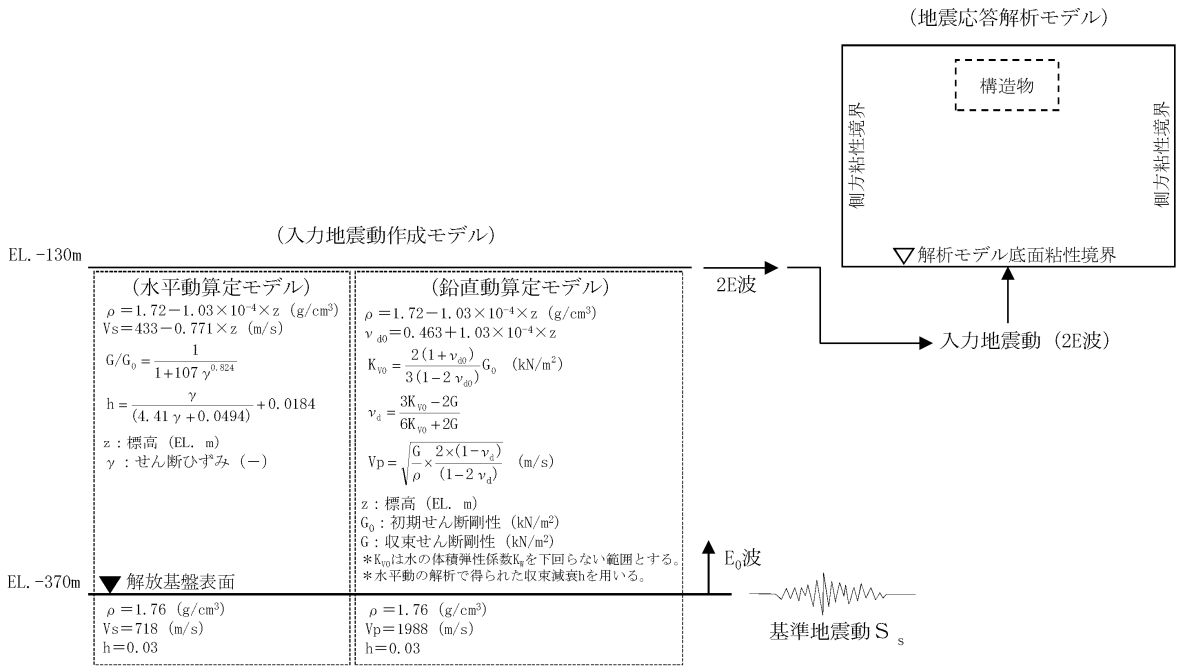
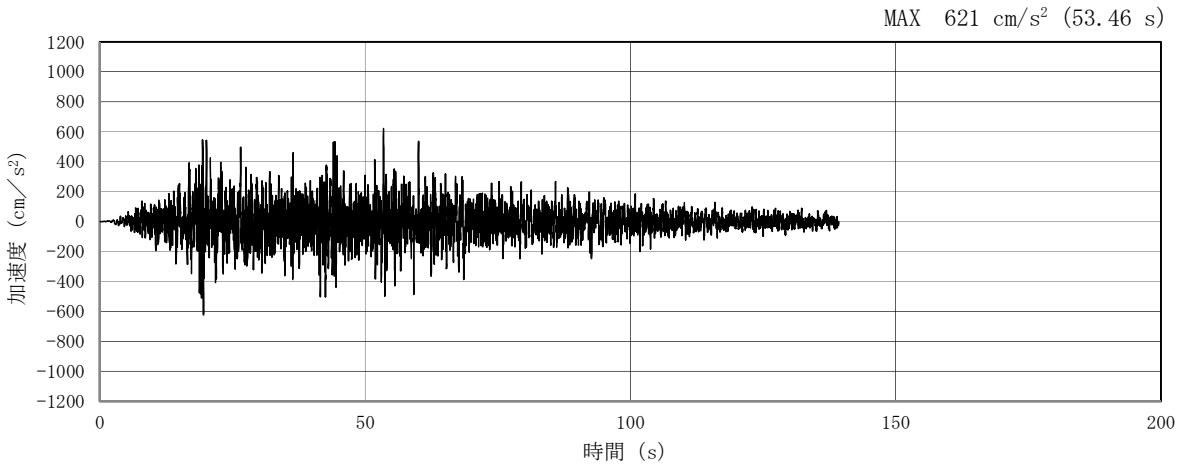
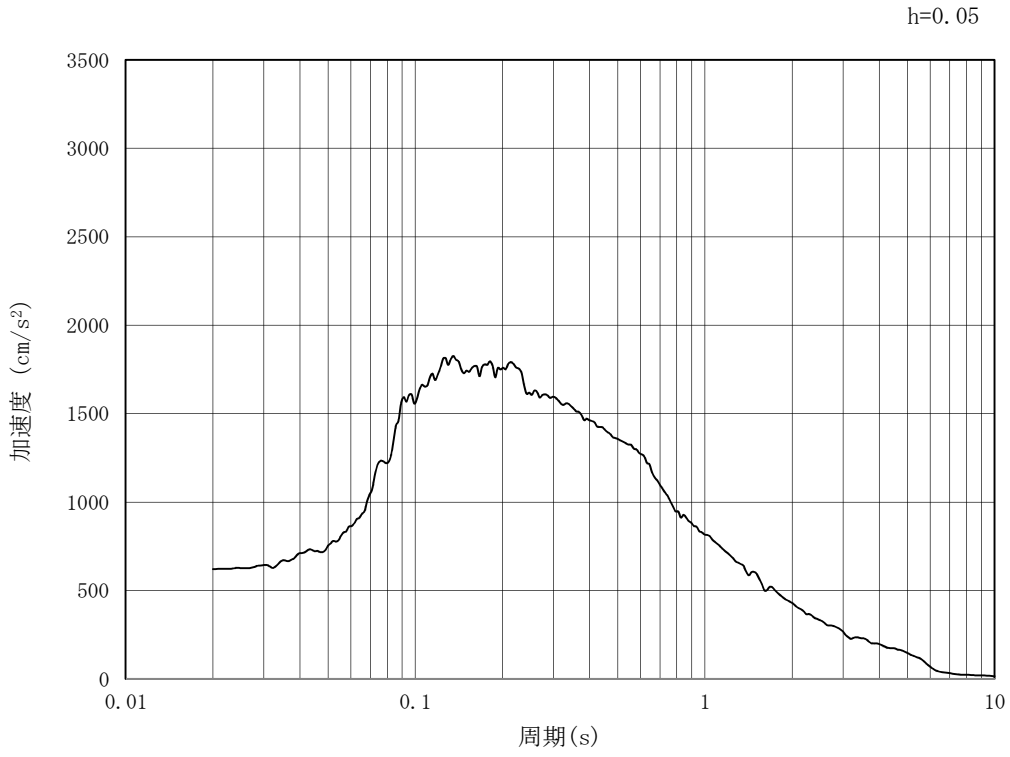


図 4.3－1　入力地震動算定の概念図

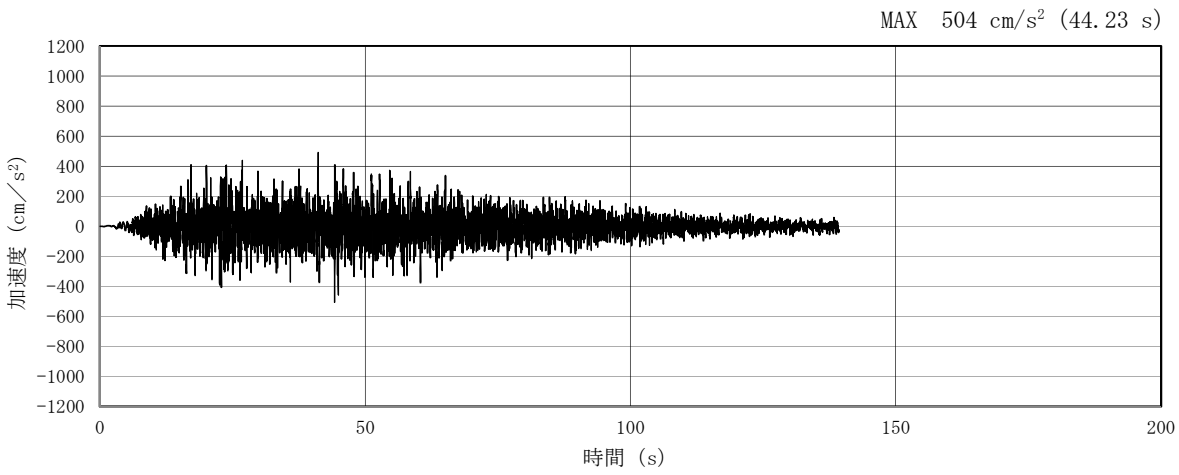


(a) 加速度時刻歴波形

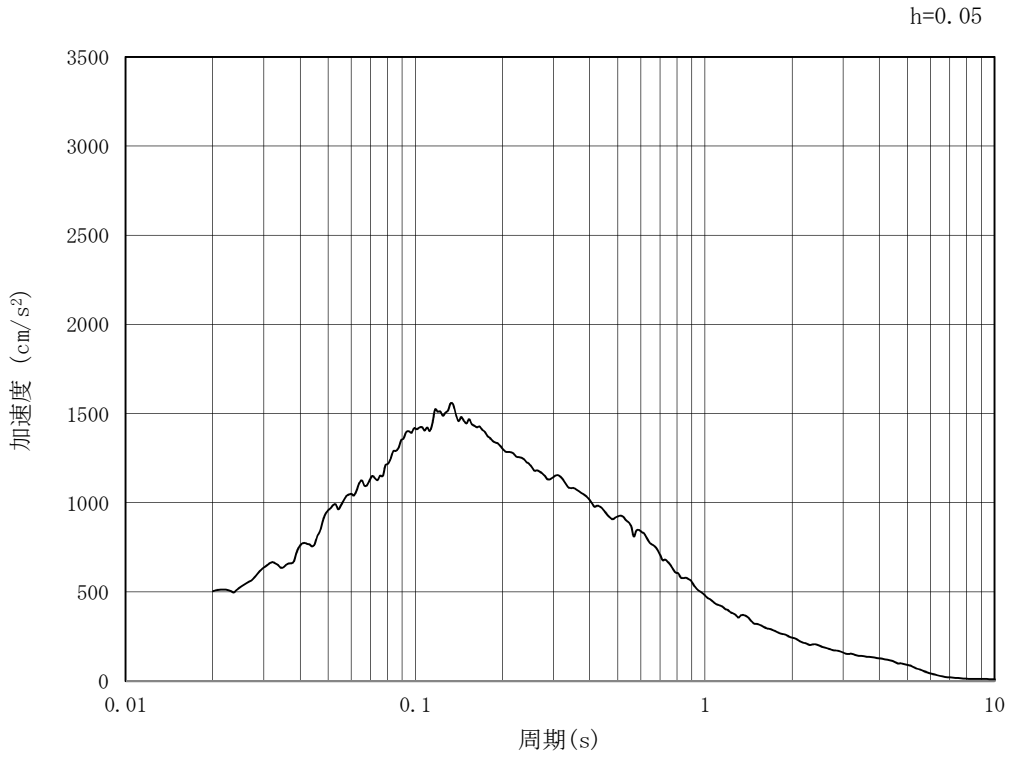


(b) 加速度応答スペクトル

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$_s$－Ｄ１）

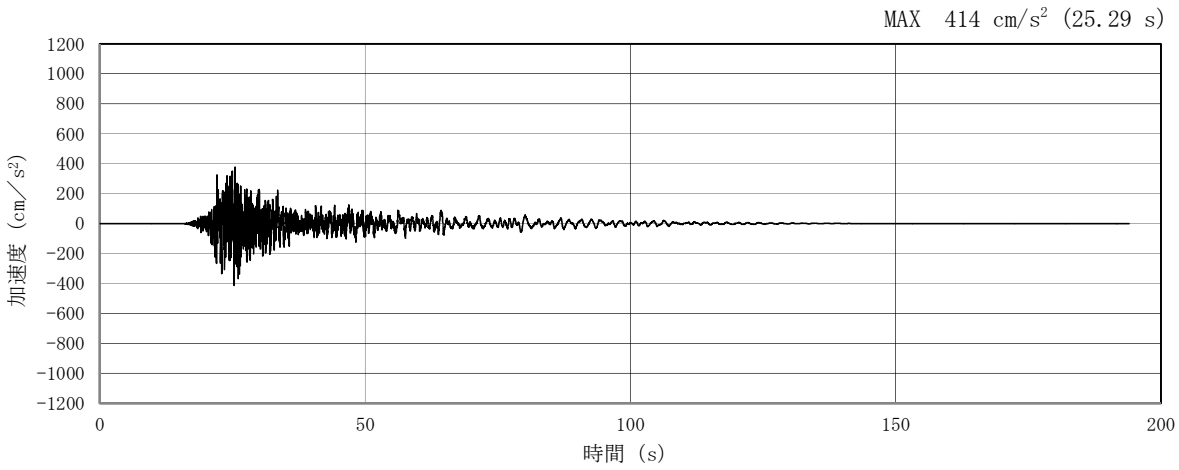


(a) 加速度時刻歴波形

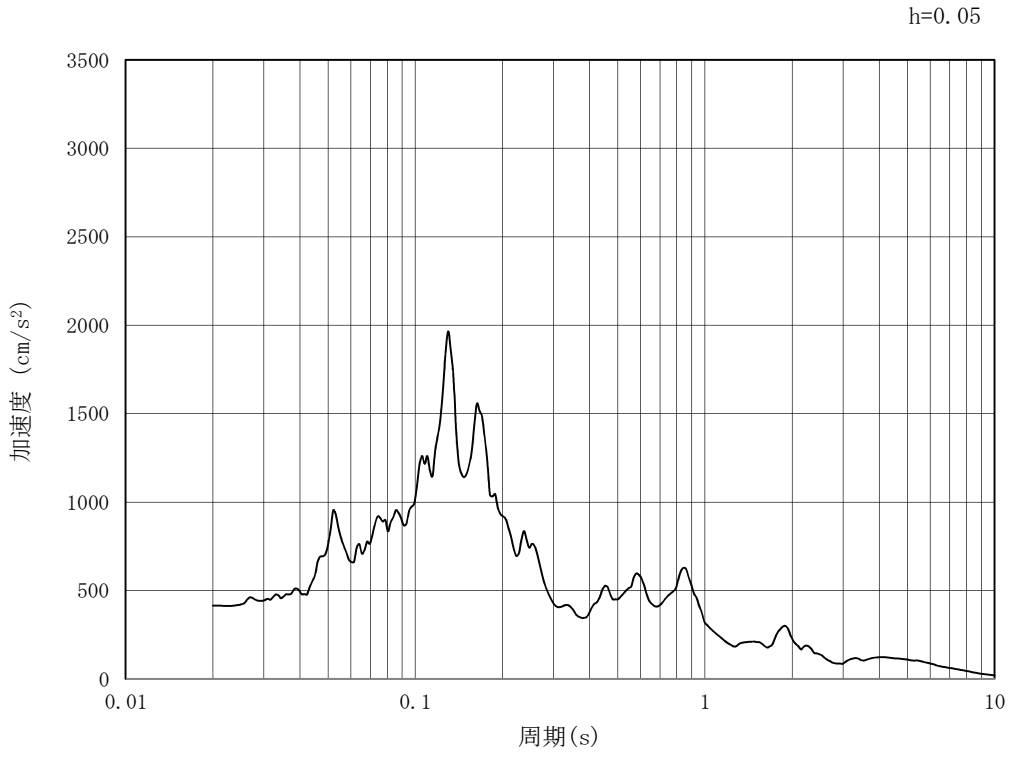


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (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$_s$－Ｄ１）

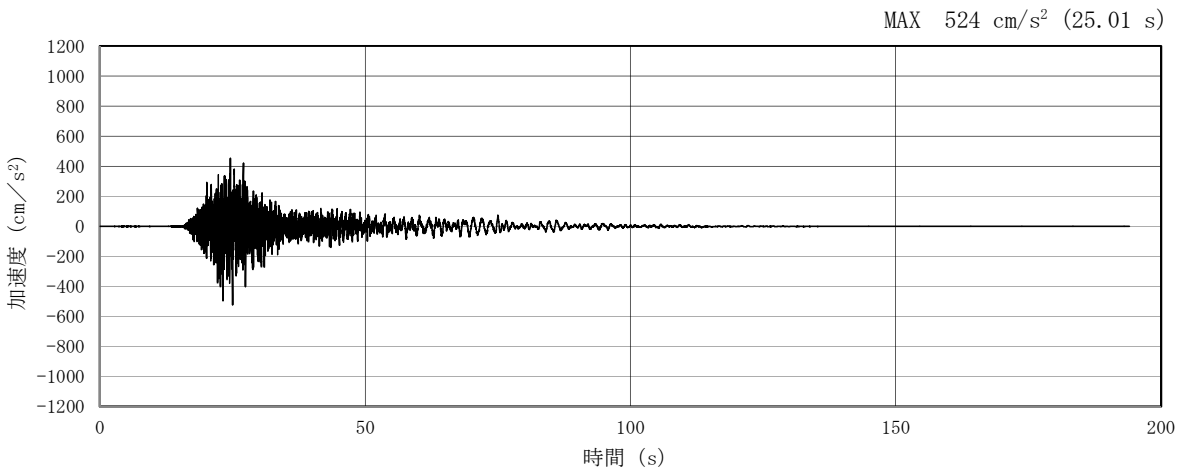


（a）加速度時刻歴波形

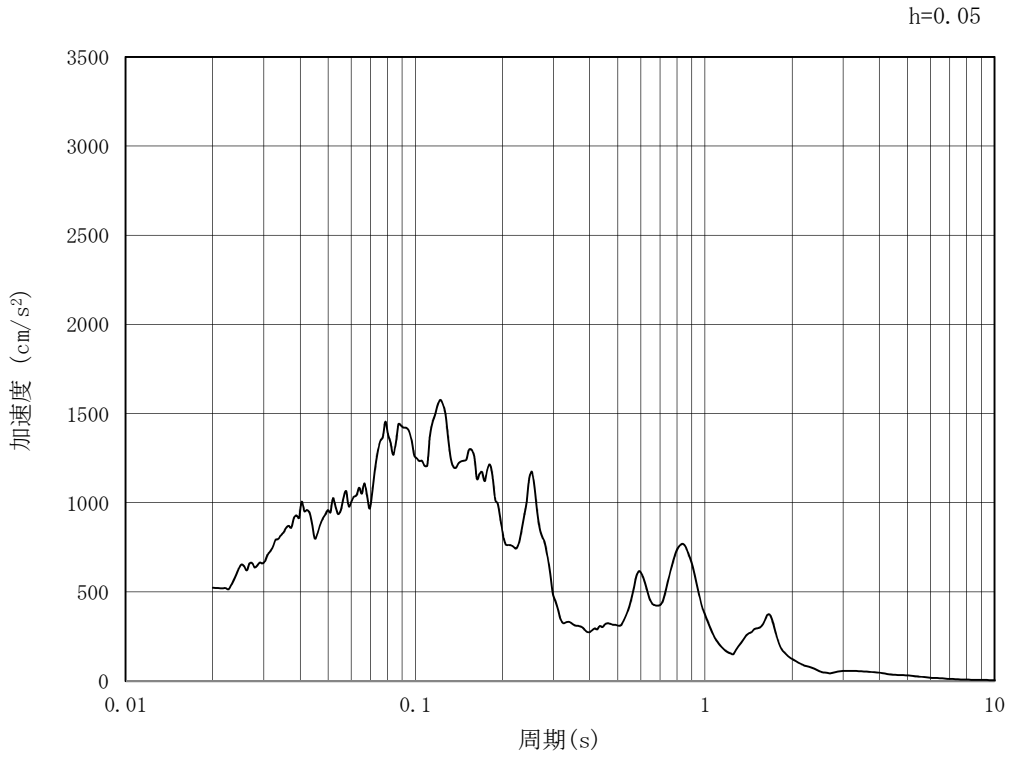


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１１）

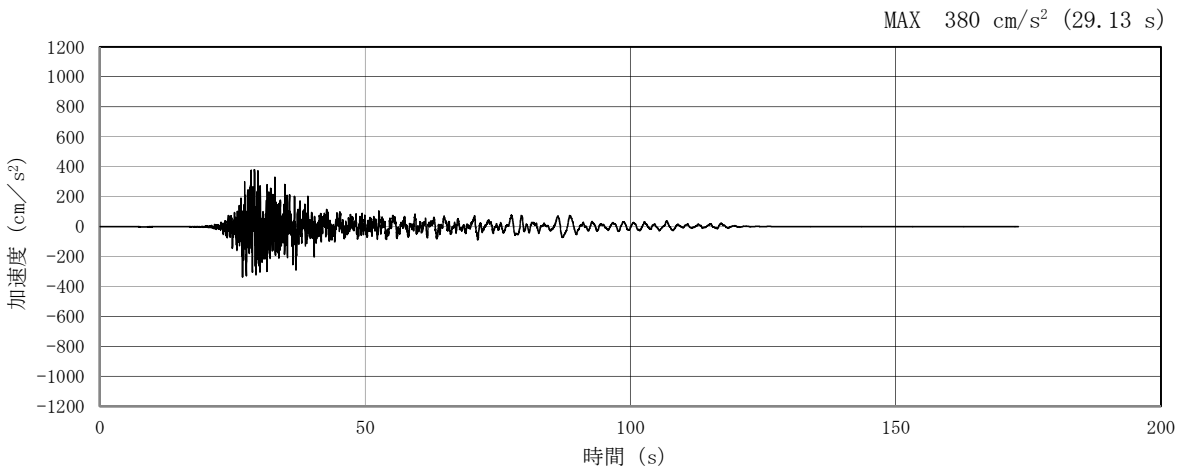


（a）加速度時刻歴波形

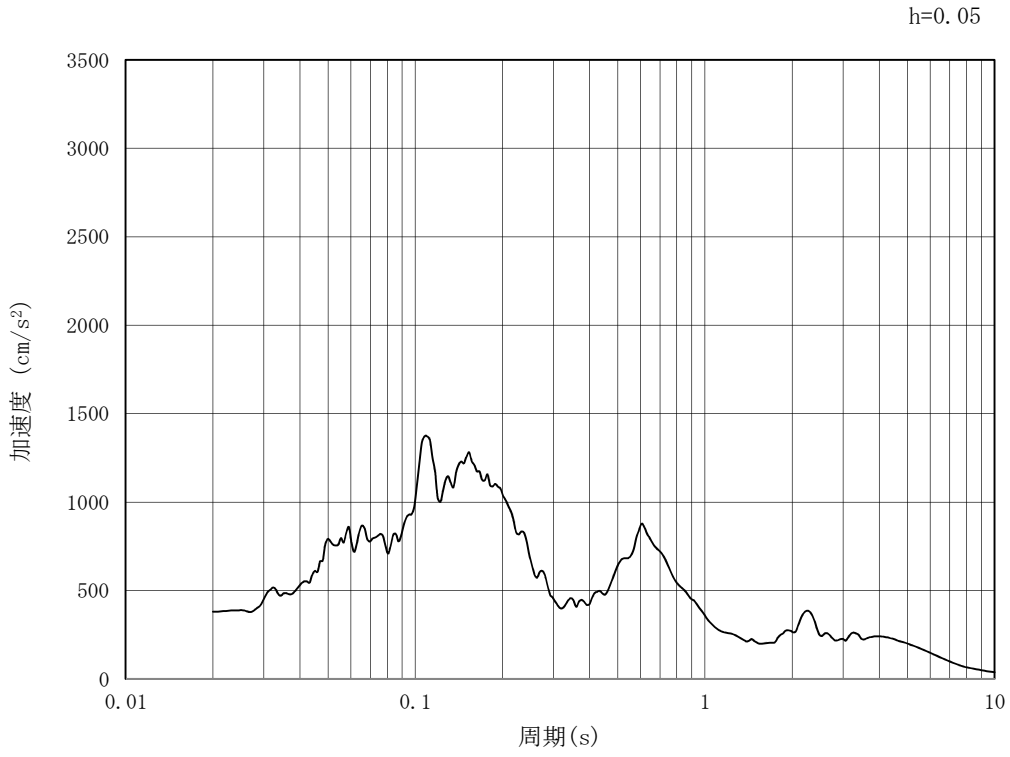


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１１）

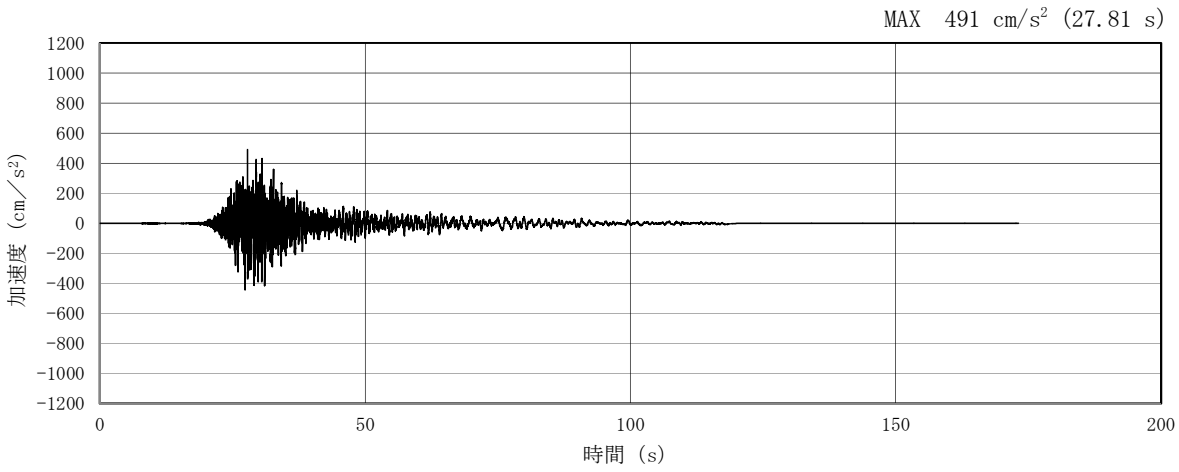


（a）加速度時刻歴波形

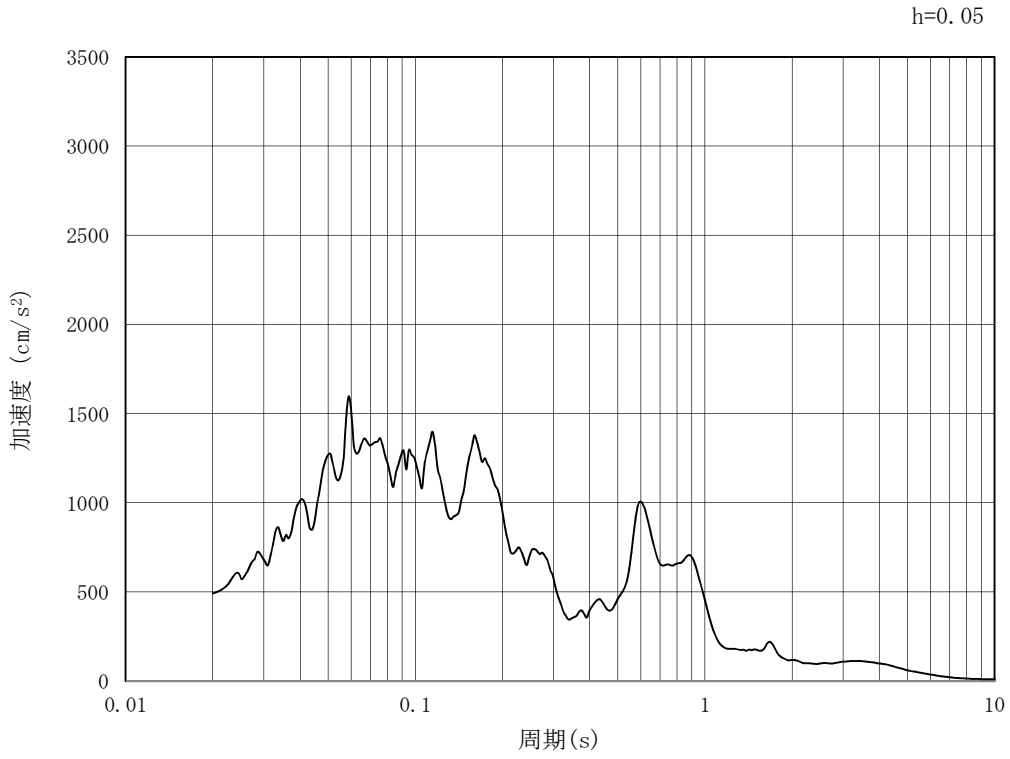


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１２）

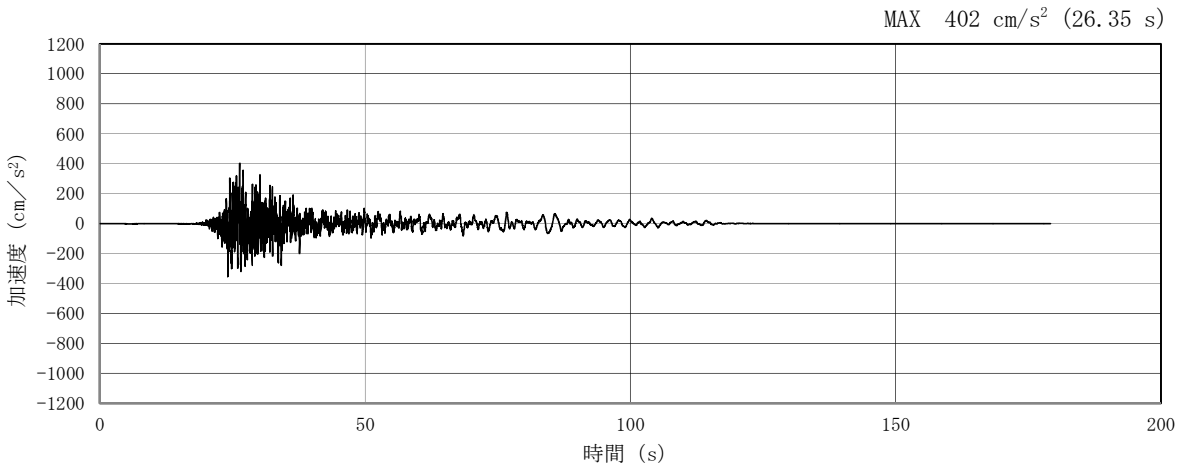


（a）加速度時刻歴波形

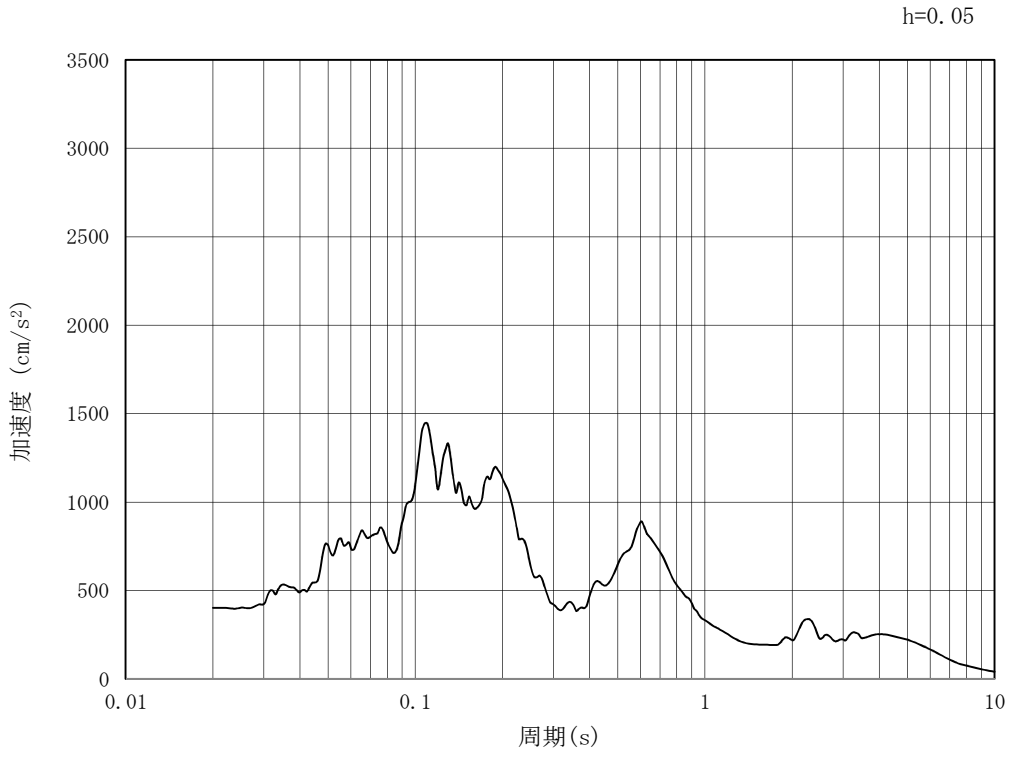


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１２）

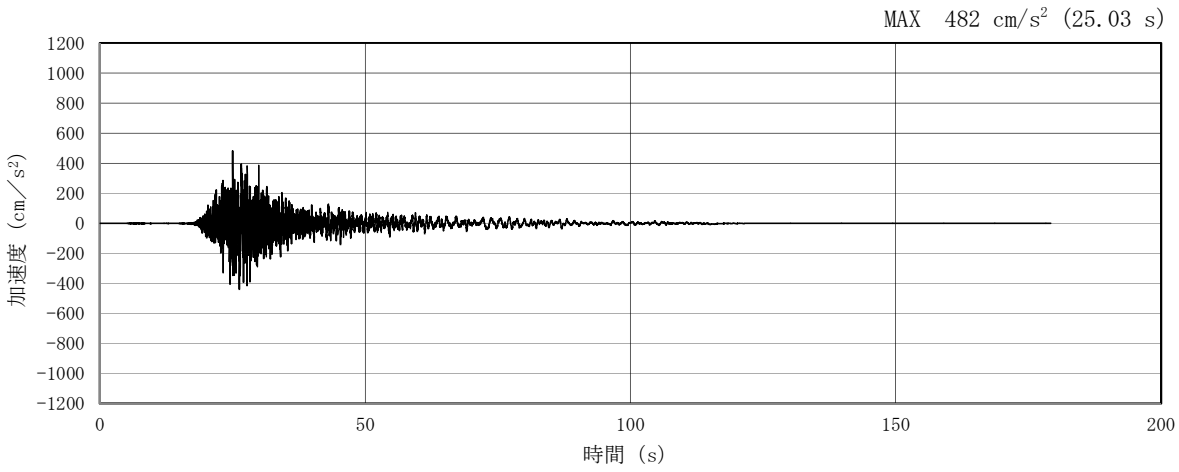


（a）加速度時刻歴波形

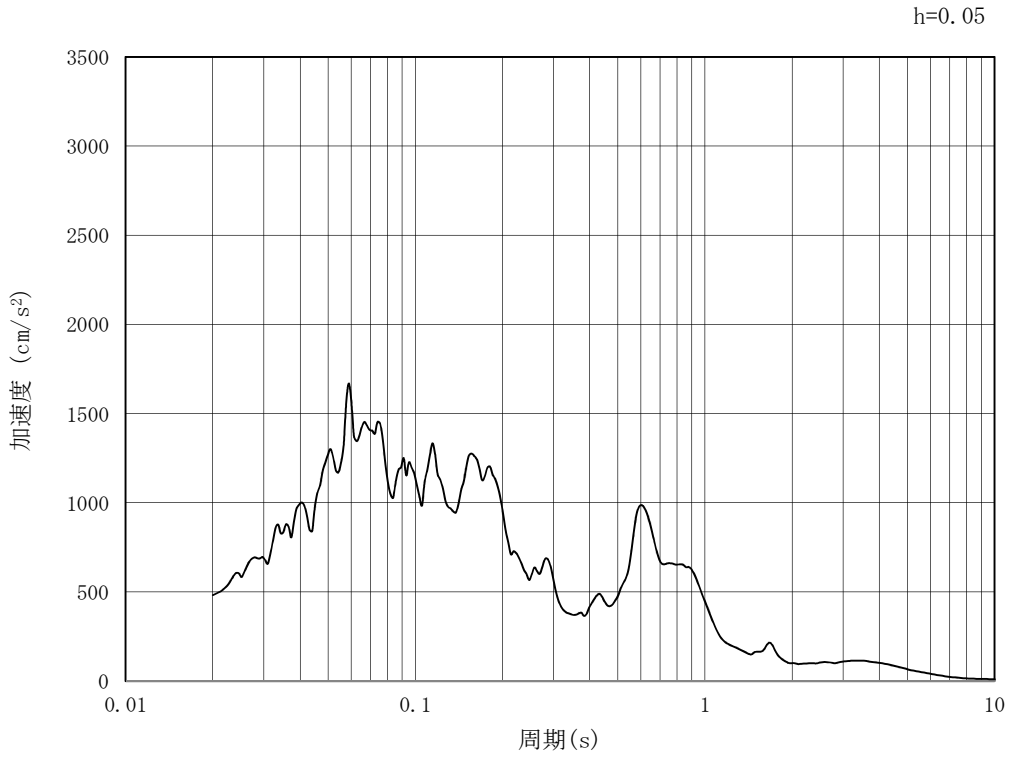


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１３）

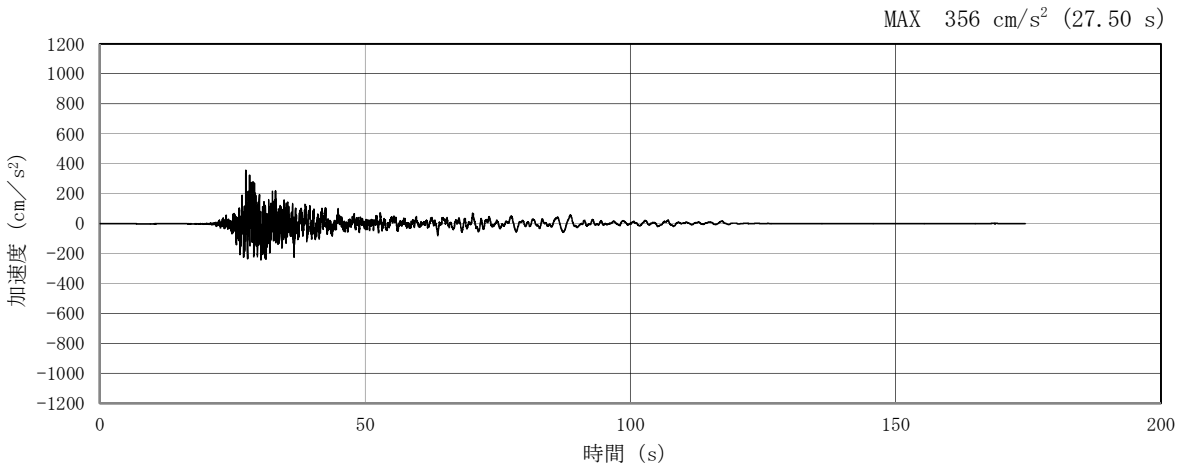


(a) 加速度時刻歴波形

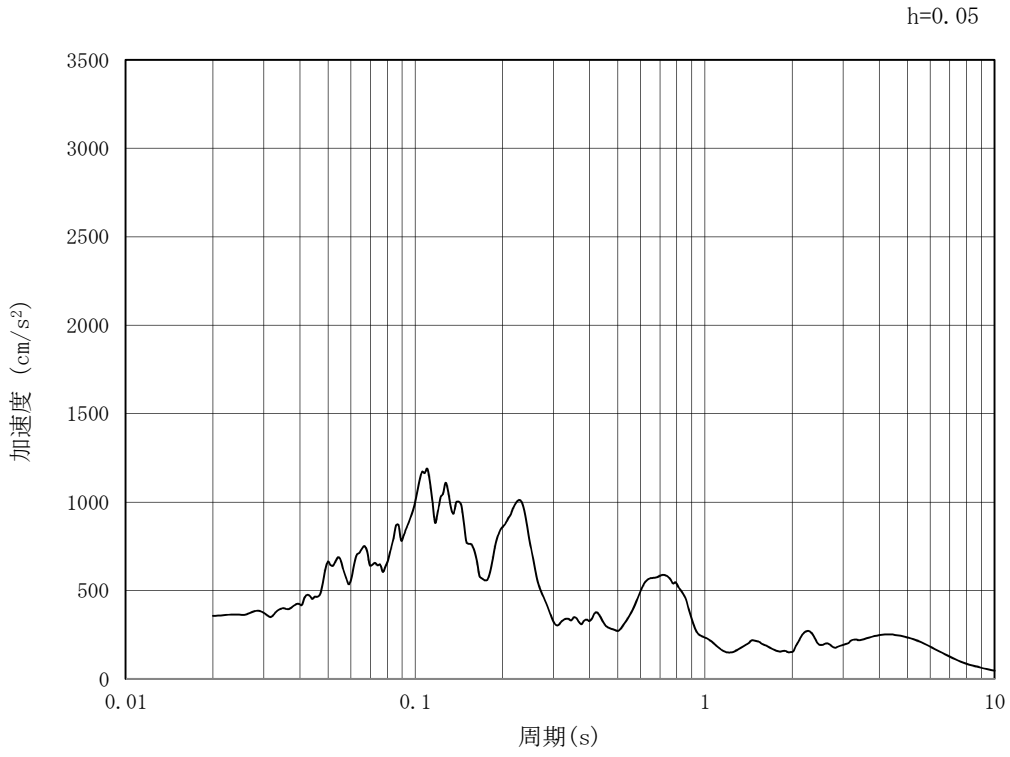


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (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$_s$－１３）

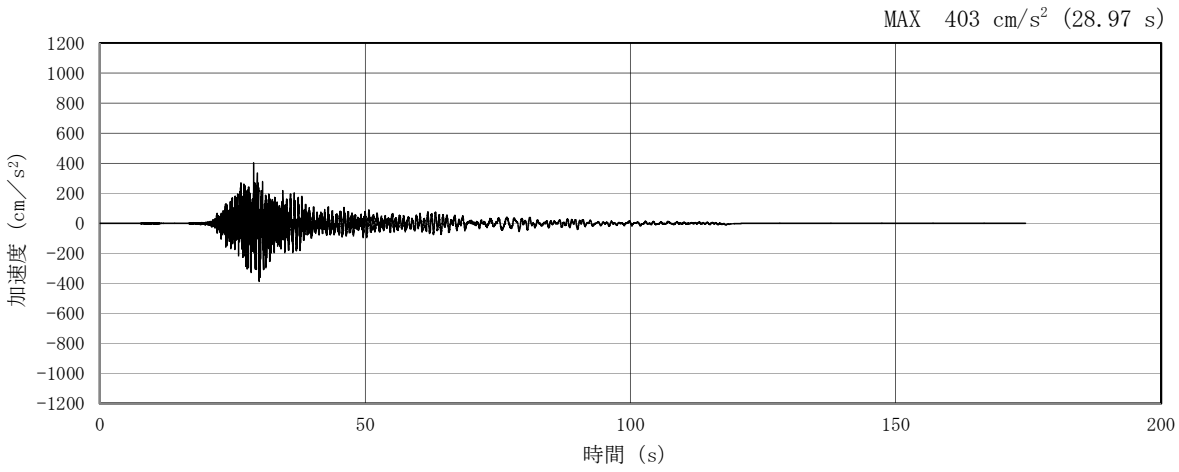


（a）加速度時刻歴波形

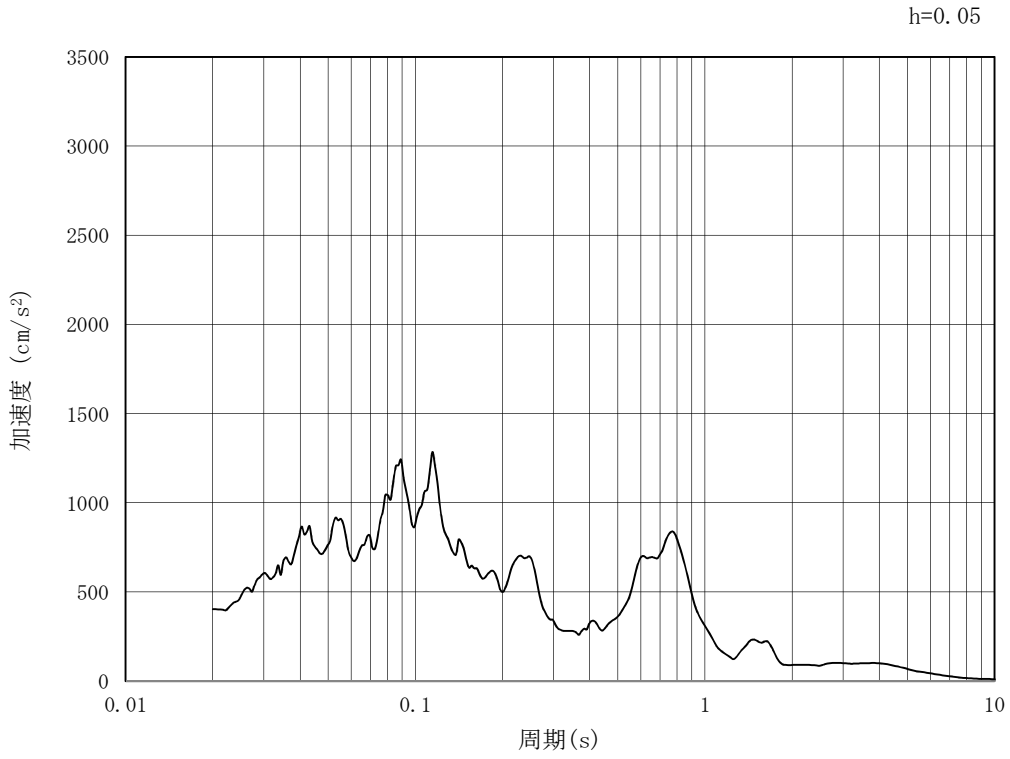


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１４）

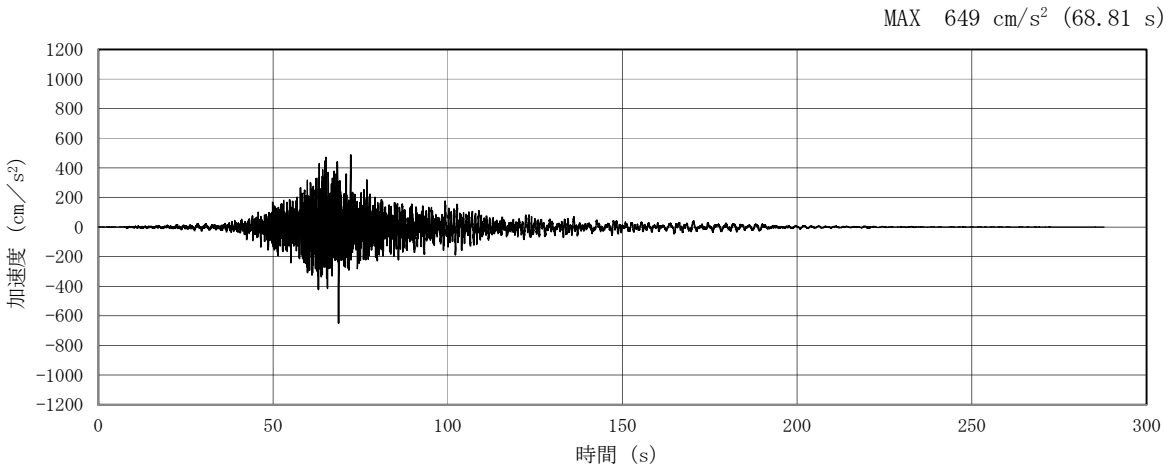


（a）加速度時刻歴波形

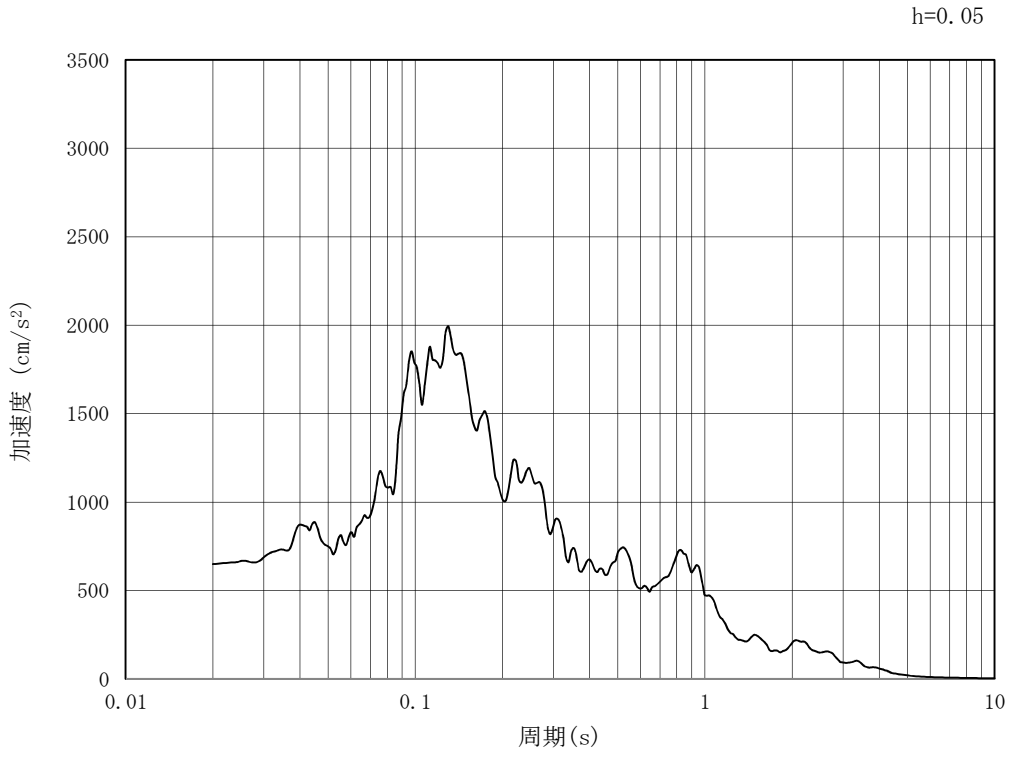


（b）加速度応答スペクトル

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$_s$－１４）

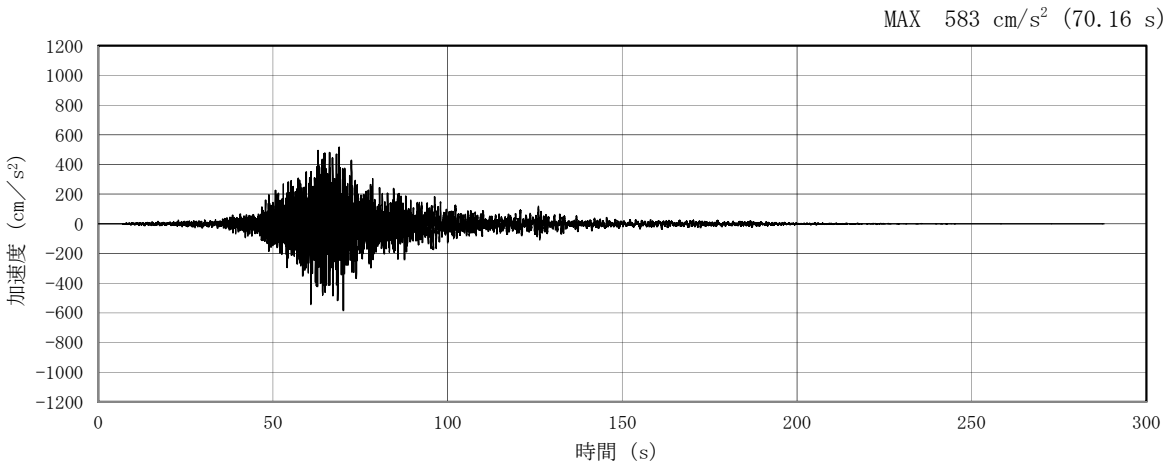


（a）加速度時刻歴波形

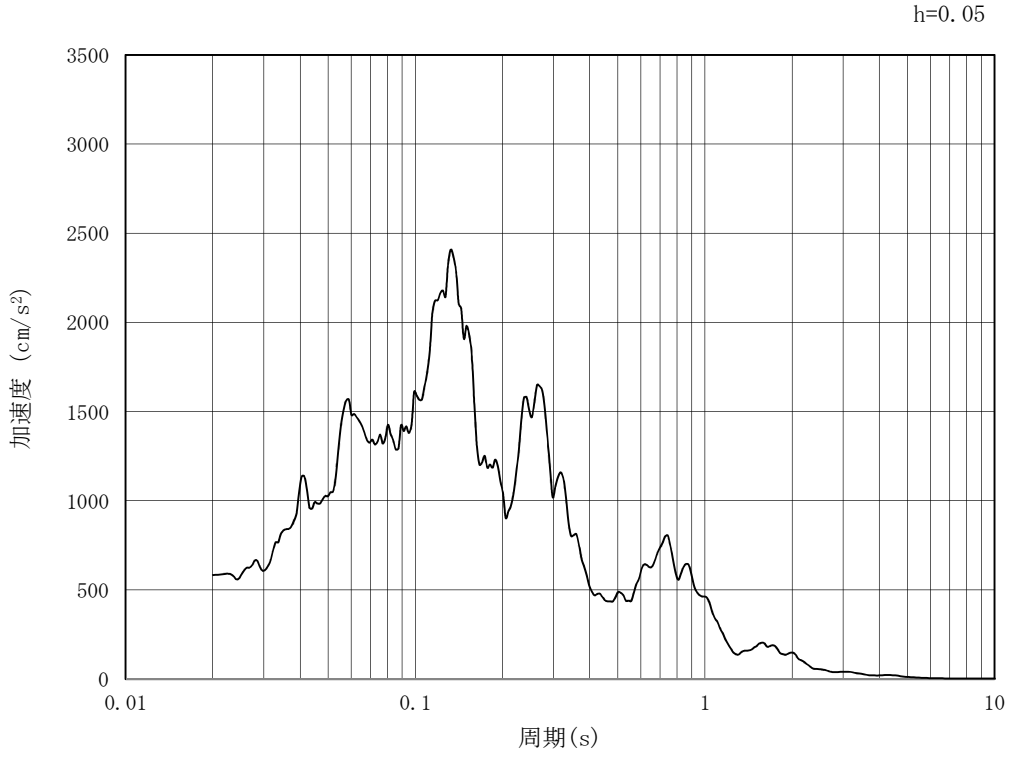


（b）加速度応答スペクトル

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$_s$－２１）

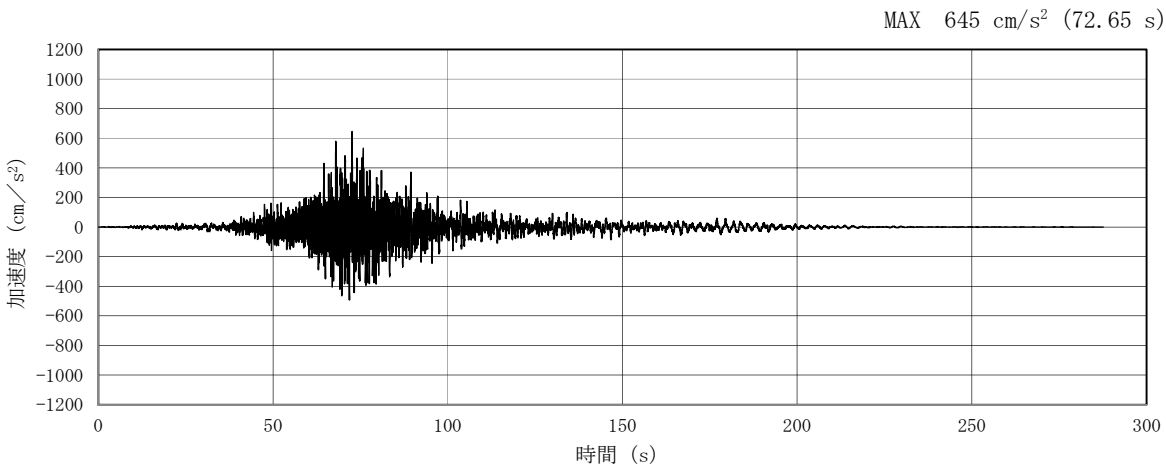


(a) 加速度時刻歴波形

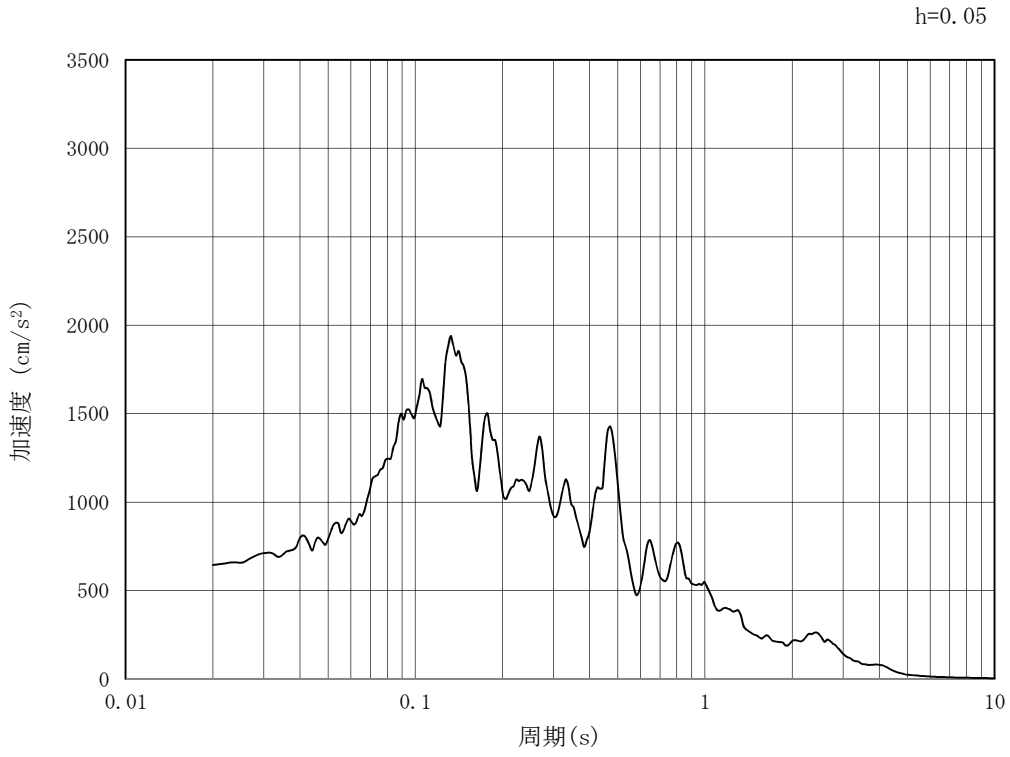


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (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：Ｓｓ－２１）

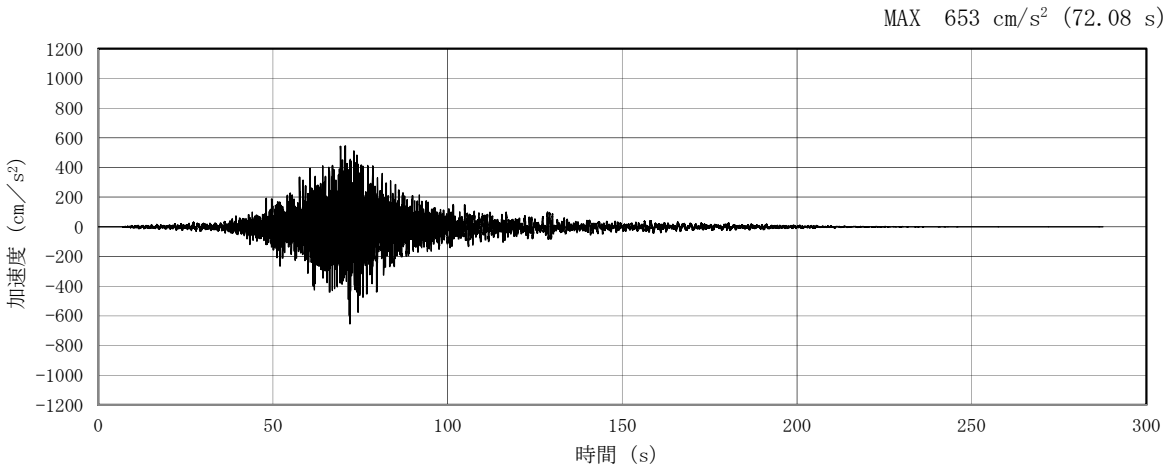


(a) 加速度時刻歴波形

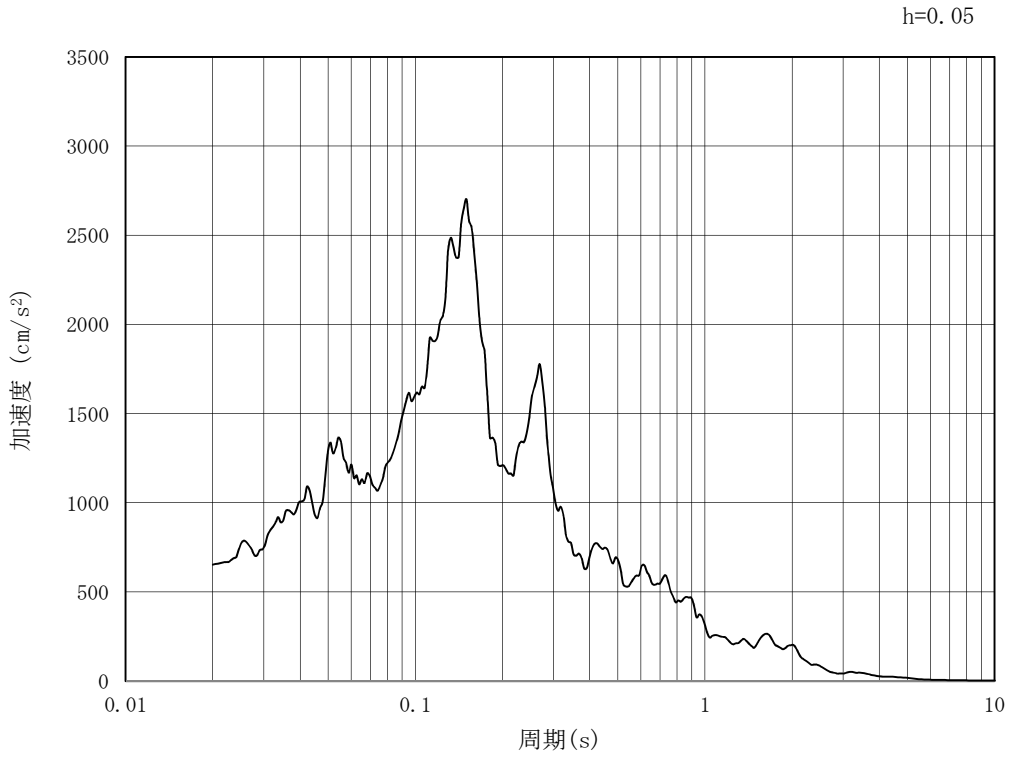


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２２）

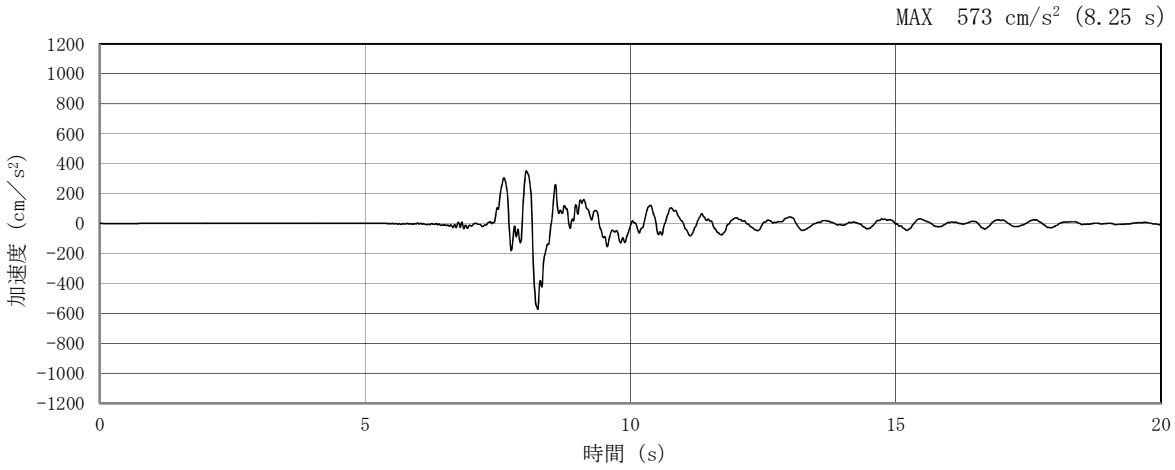


(a) 加速度時刻歴波形

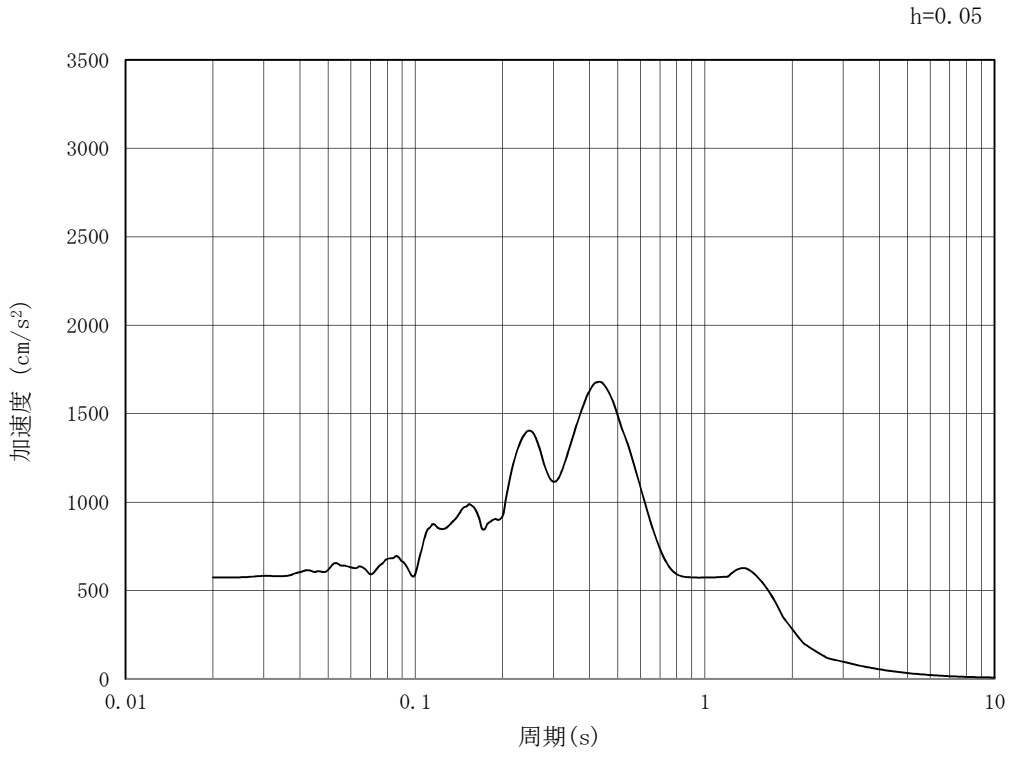


(b) 加速度応答スペクトル

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$_s$－２２)

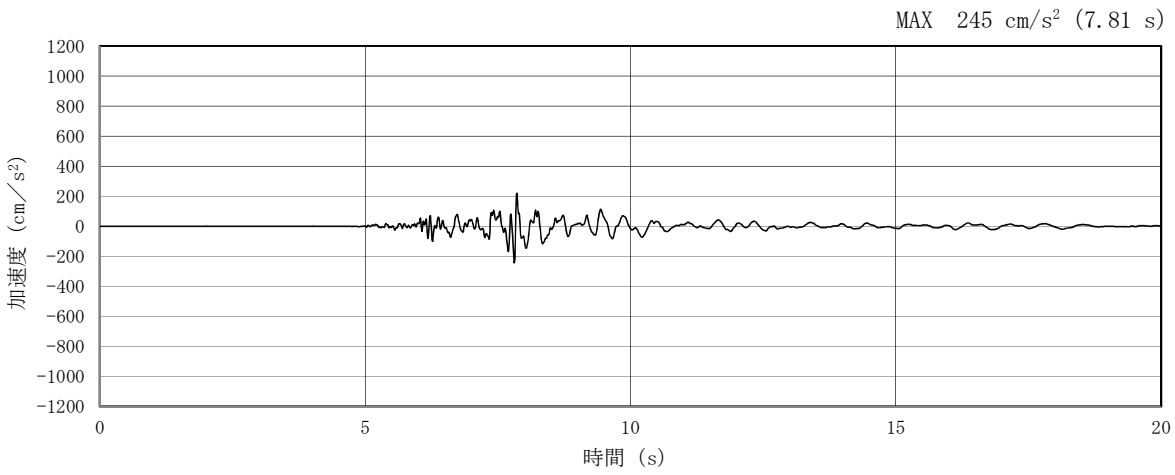


（a）加速度時刻歴波形

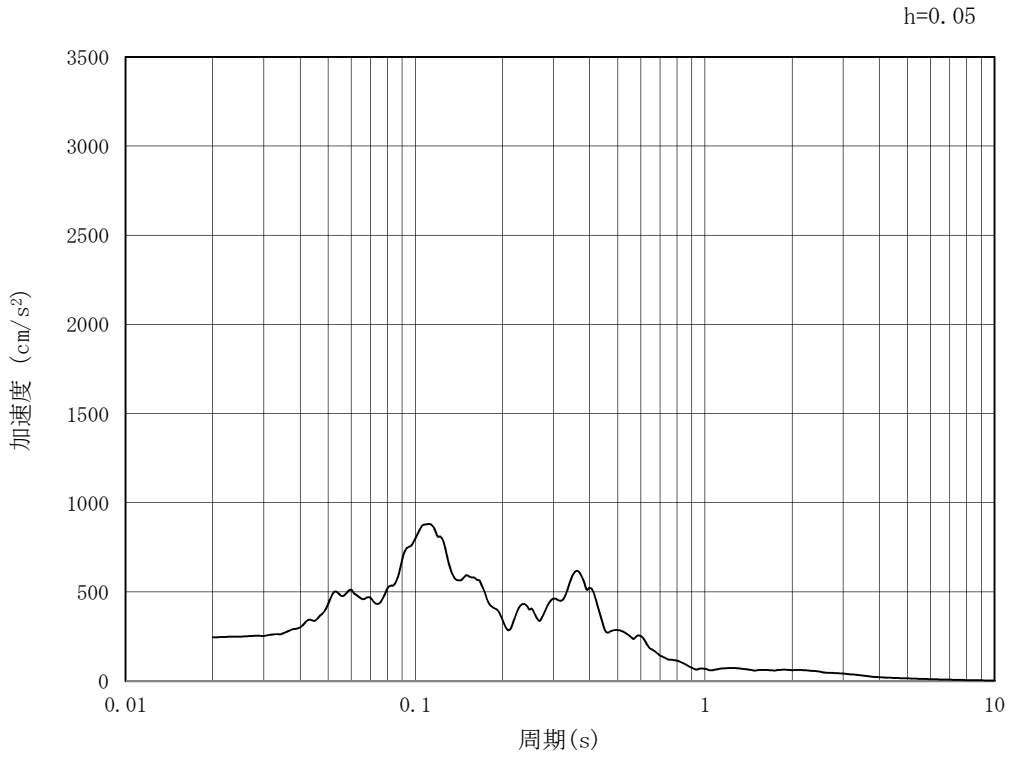


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－３１）

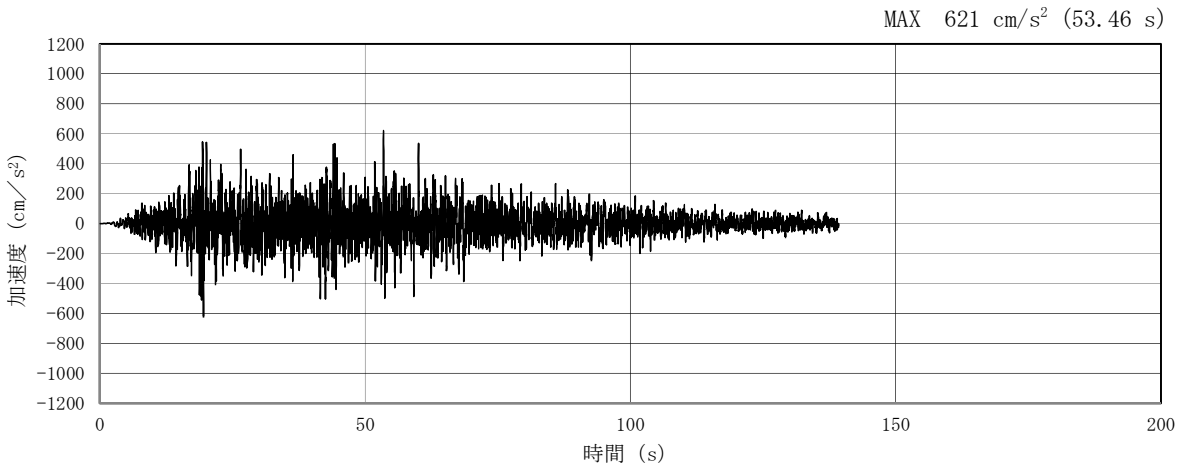


（a）加速度時刻歴波形

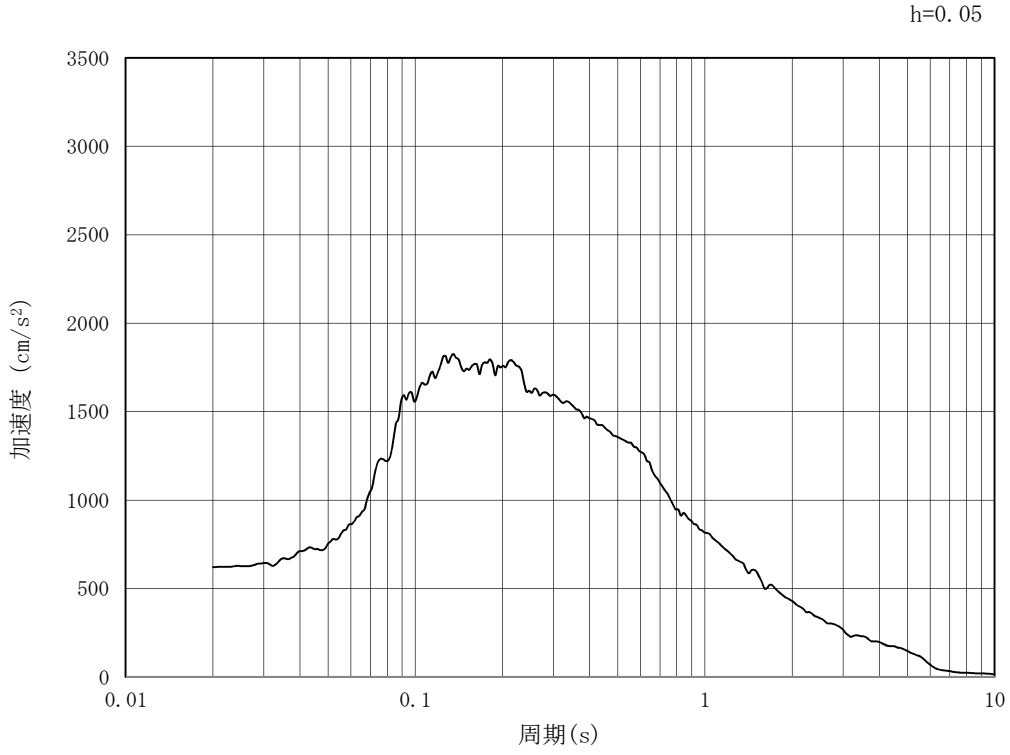


（b）加速度応答スペクトル

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）

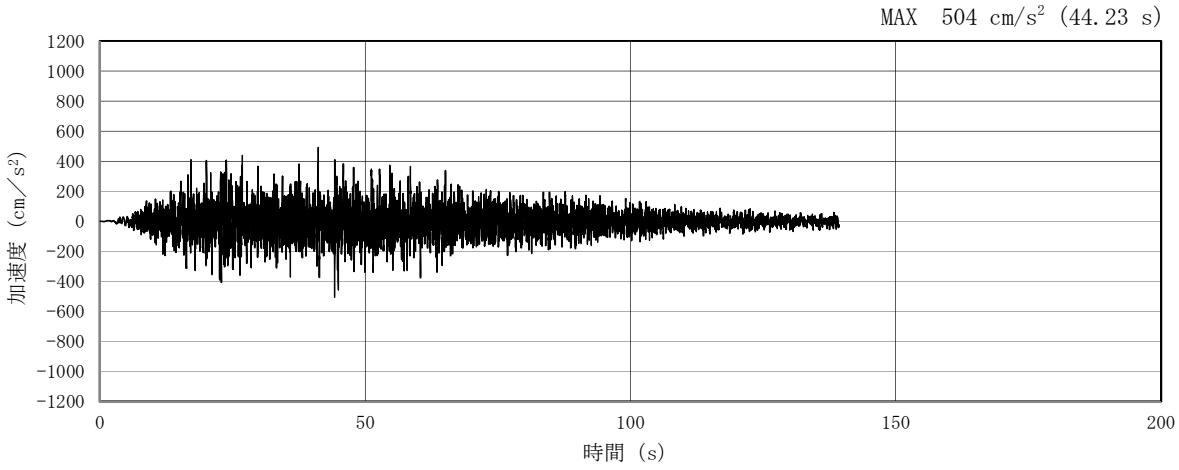


（a）加速度時刻歴波形

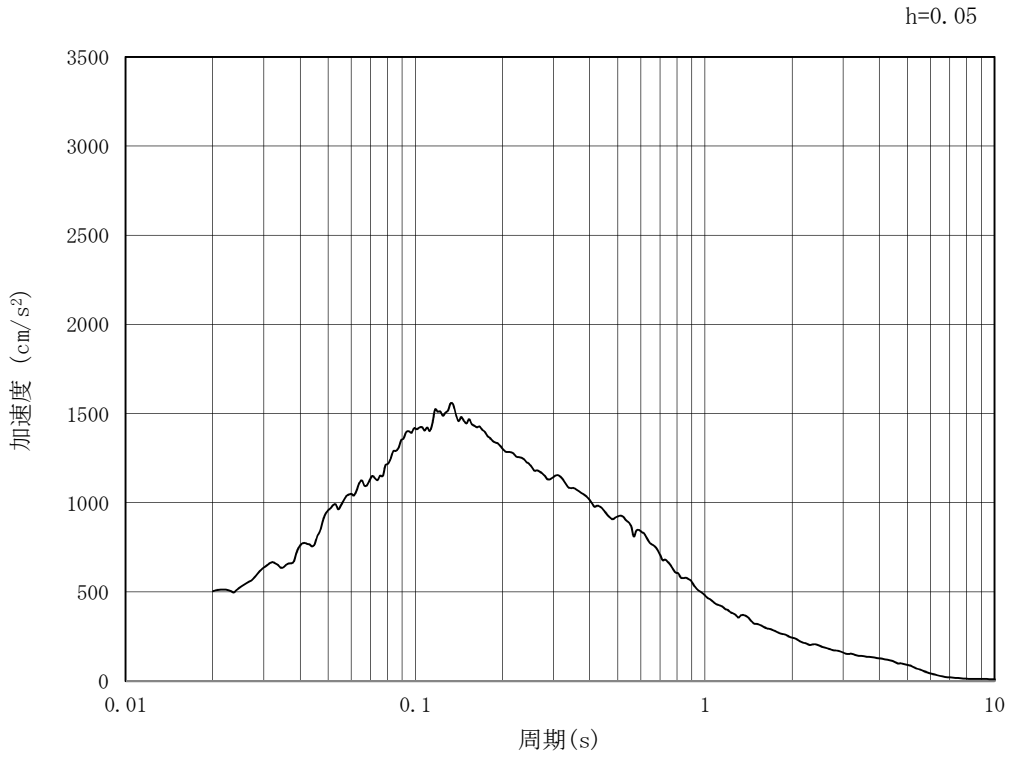


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－Ｄ１）

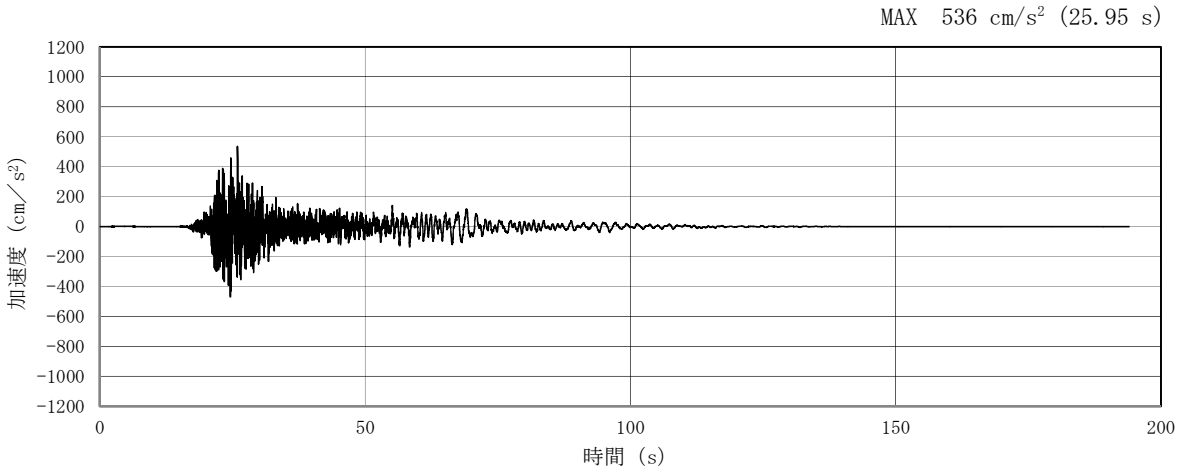


(a) 加速度時刻歴波形

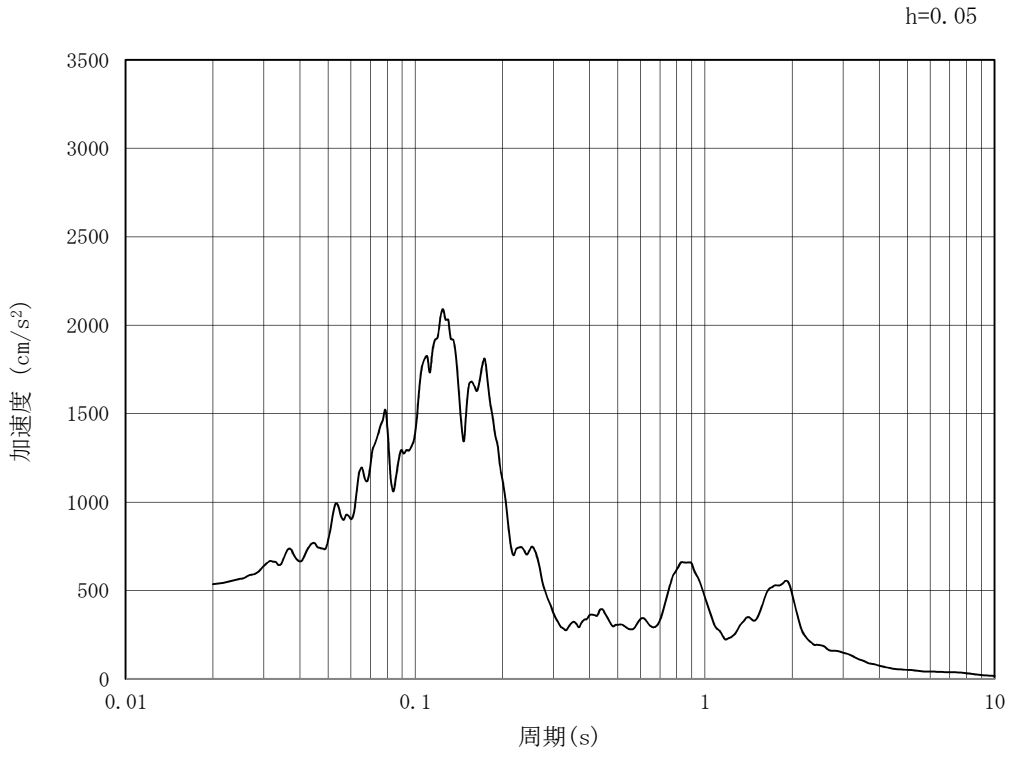


(b) 加速度応答スペクトル

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）

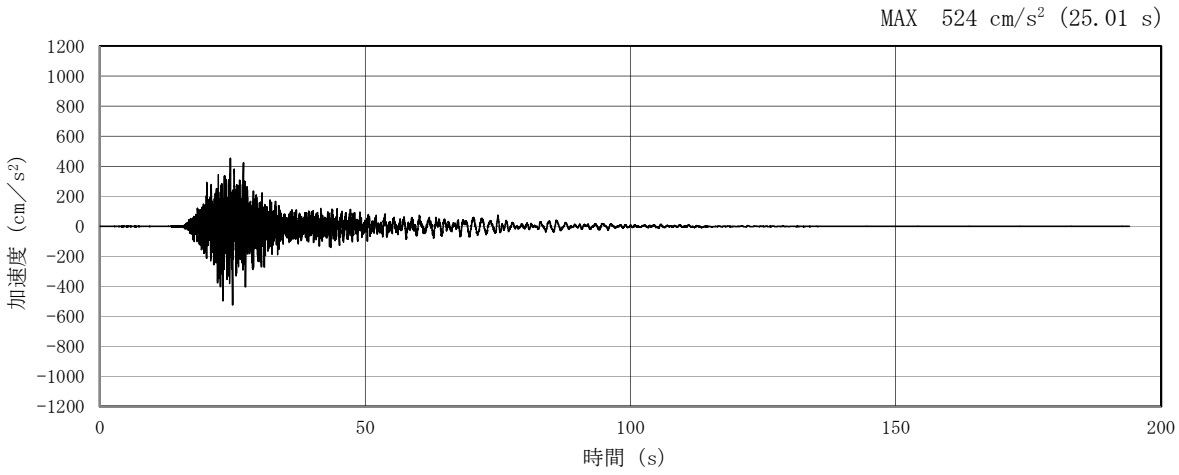


（a）加速度時刻歴波形

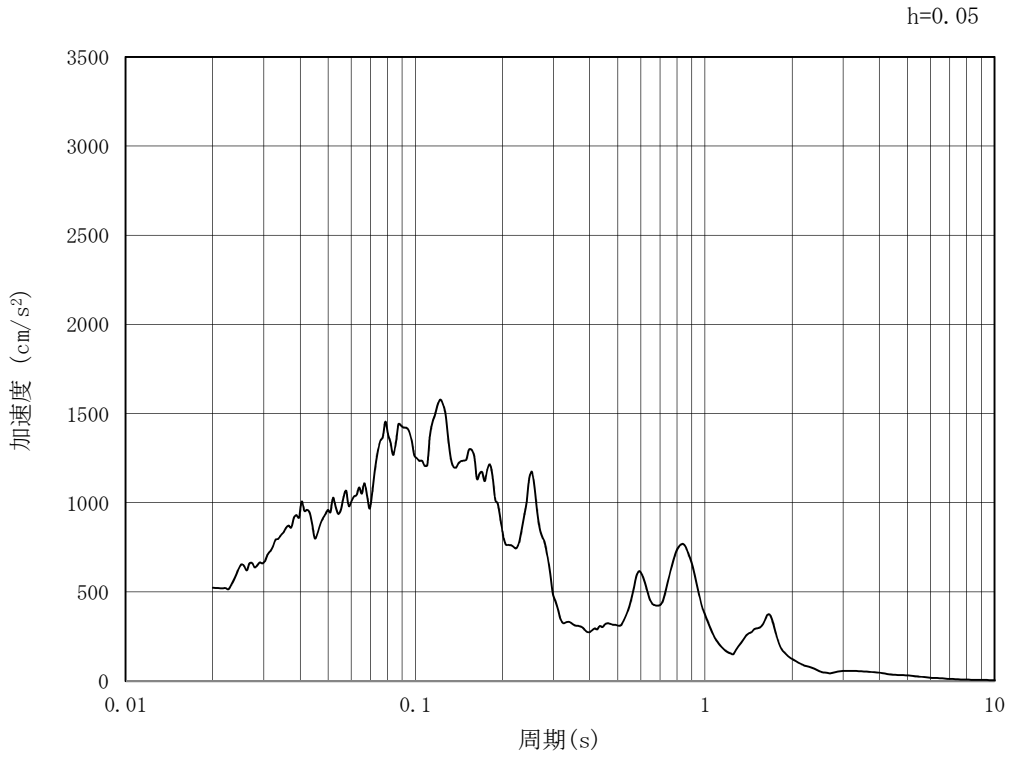


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１１）

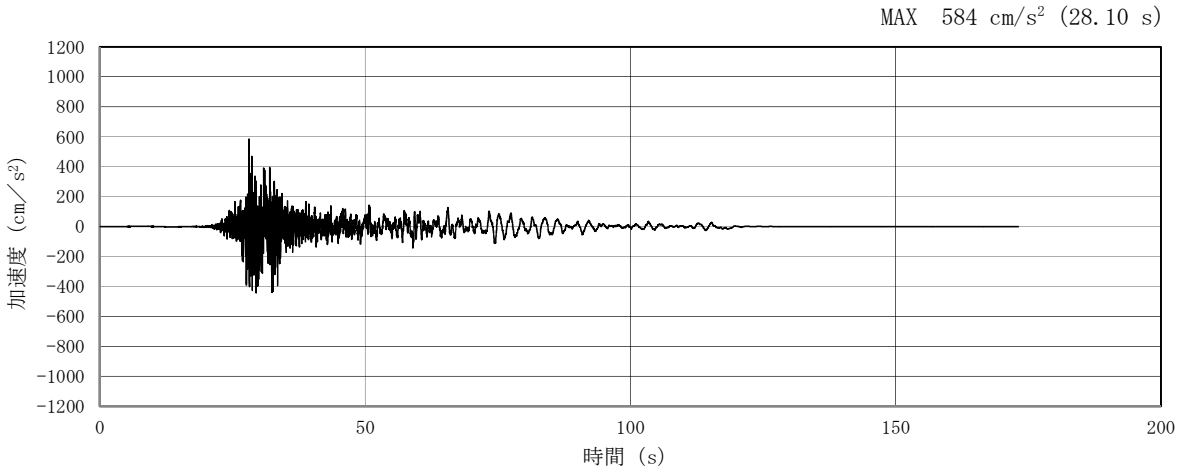


(a) 加速度時刻歴波形

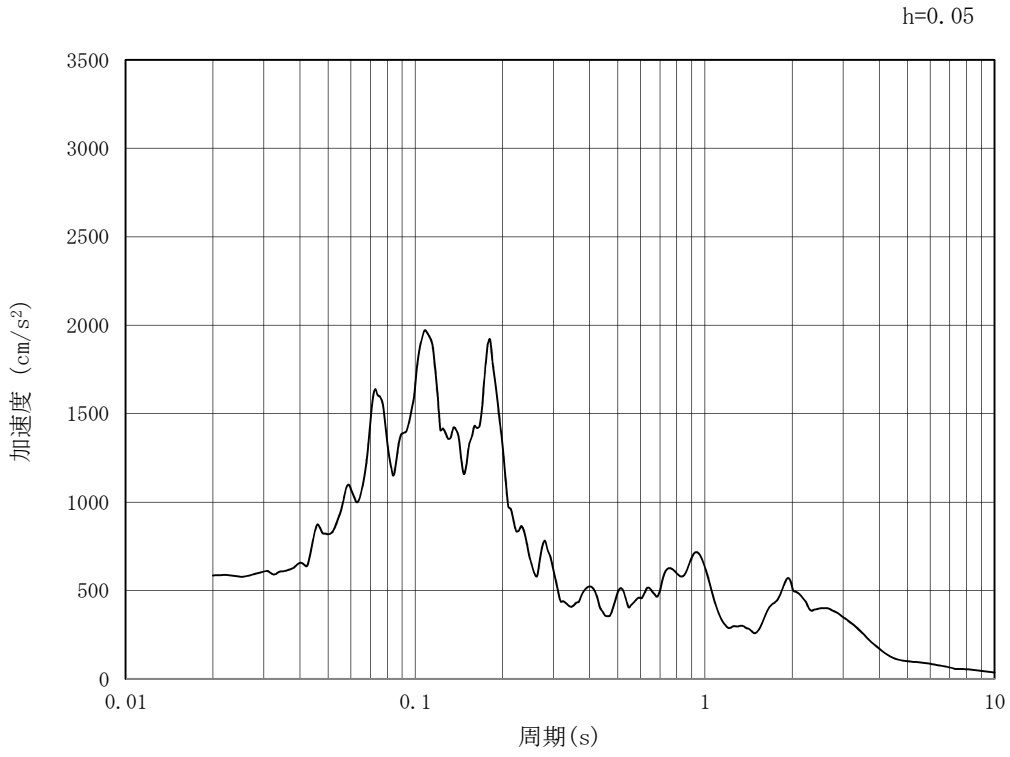


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１１）

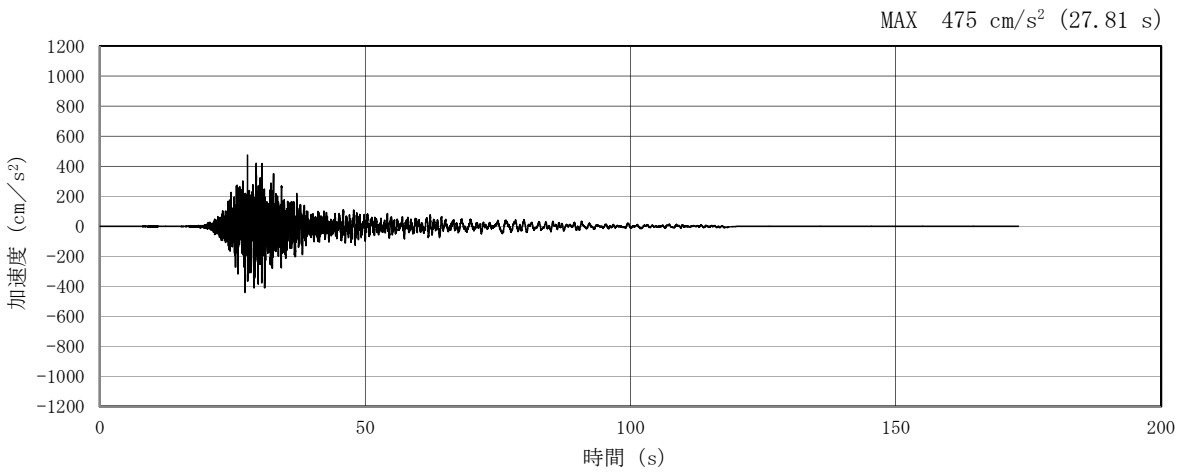


（a）加速度時刻歴波形

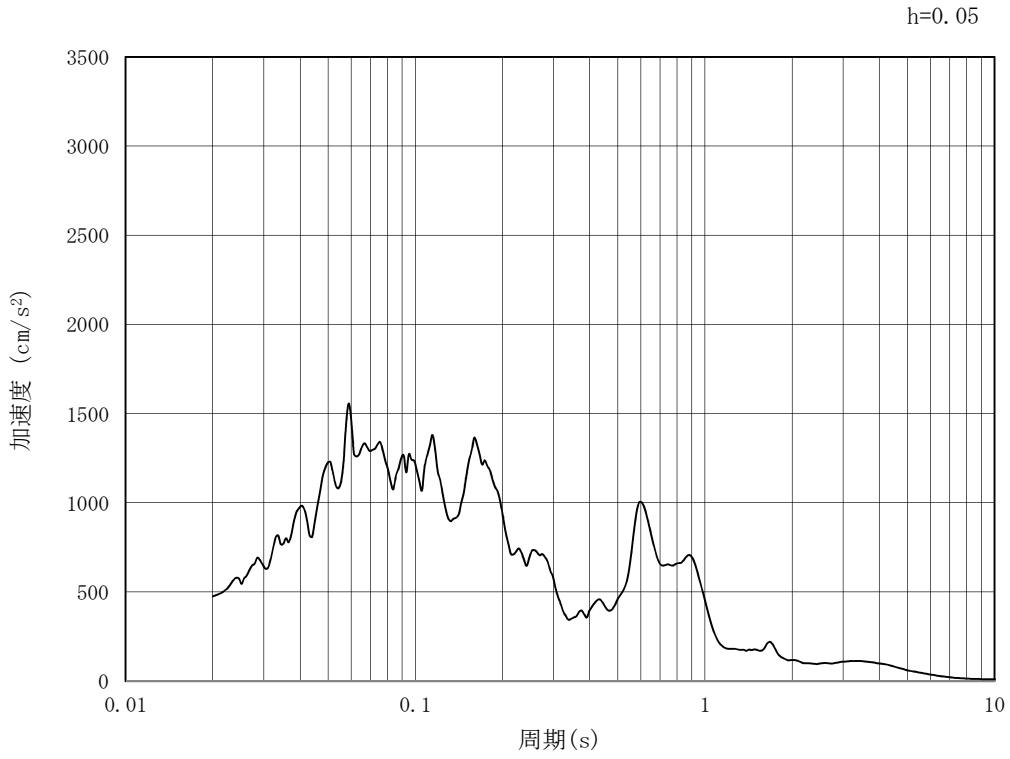


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１２）

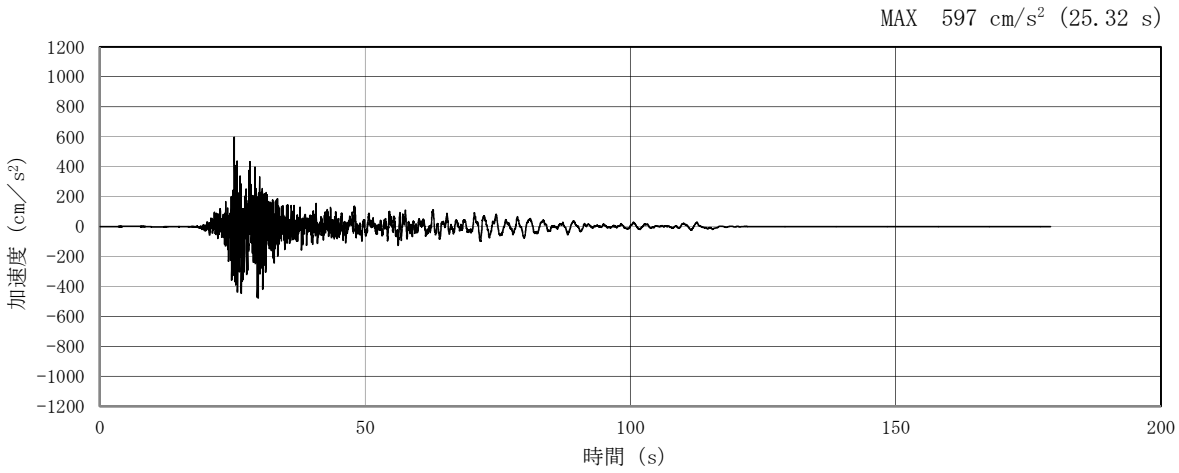


（a）加速度時刻歴波形

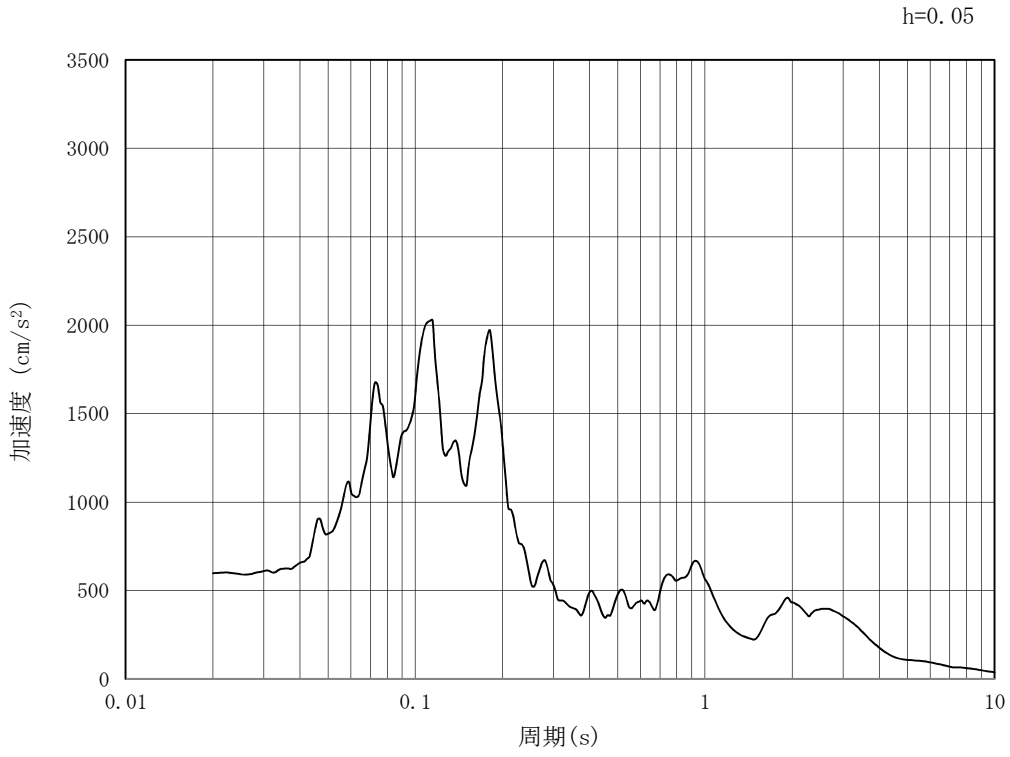


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１２）

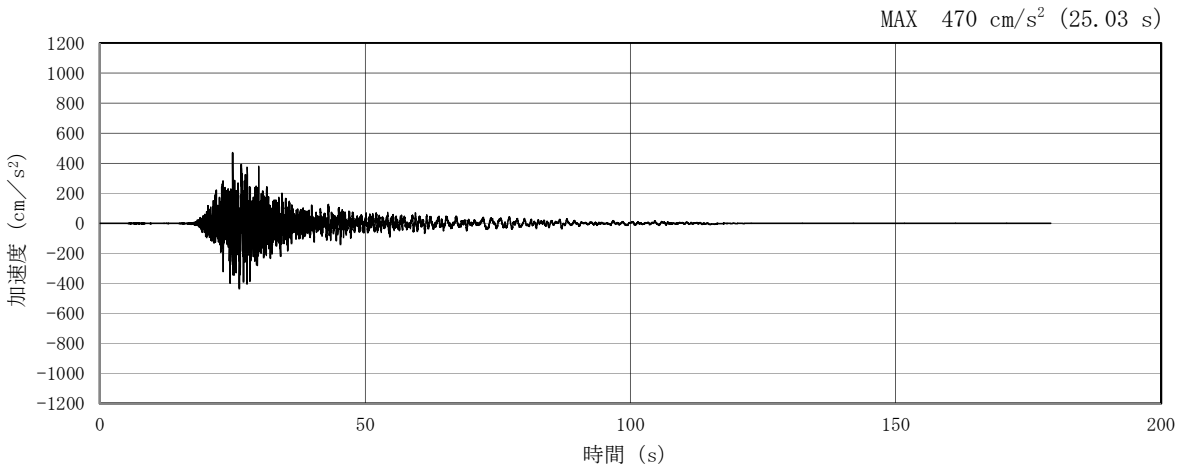


（a）加速度時刻歴波形

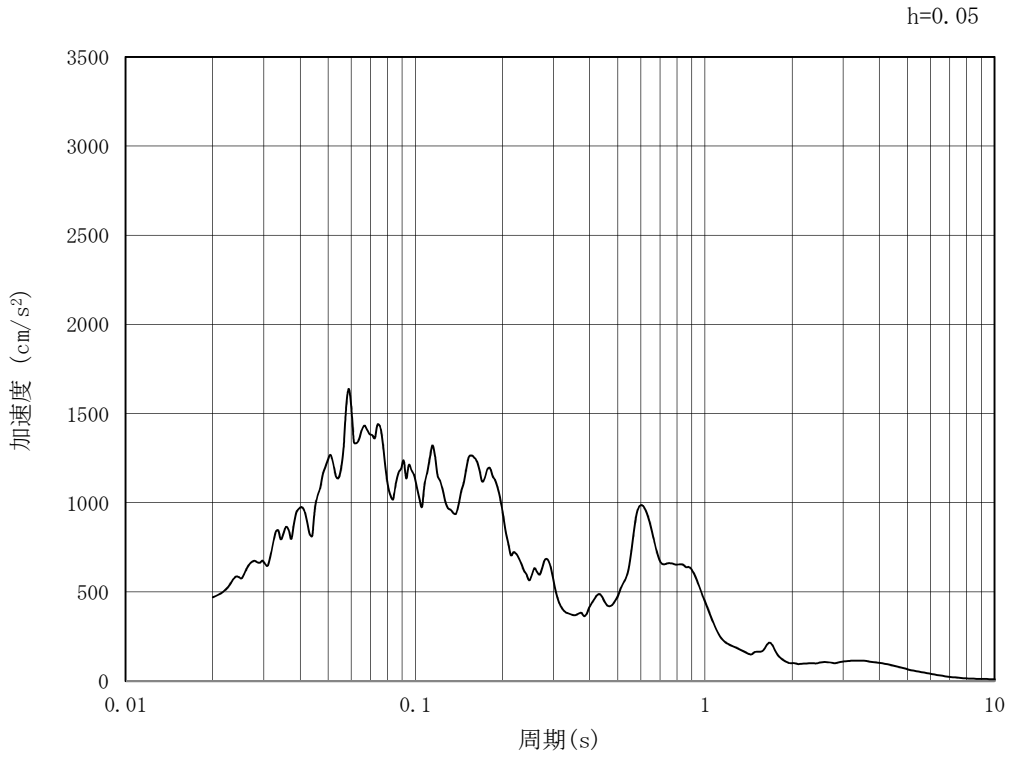


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１３）

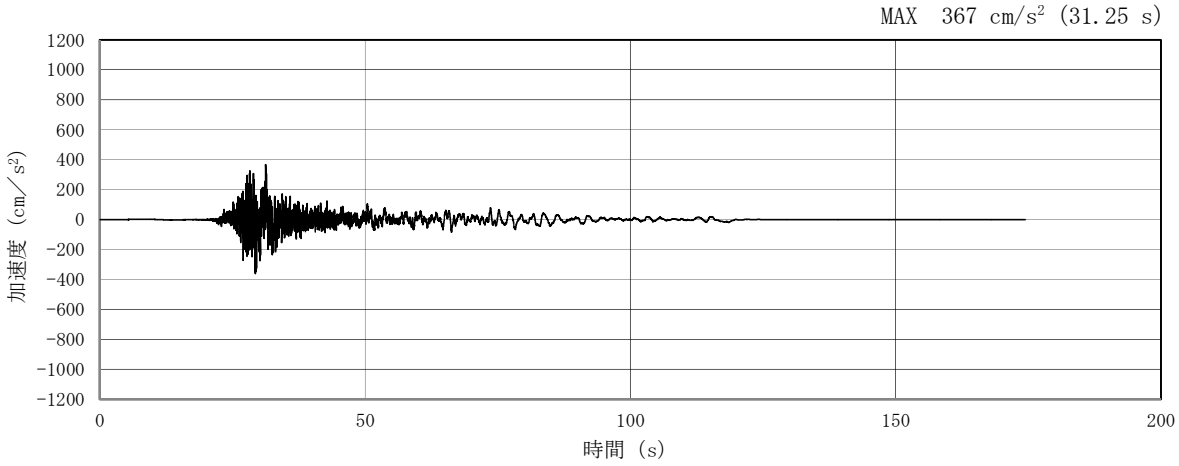


（a）加速度時刻歴波形

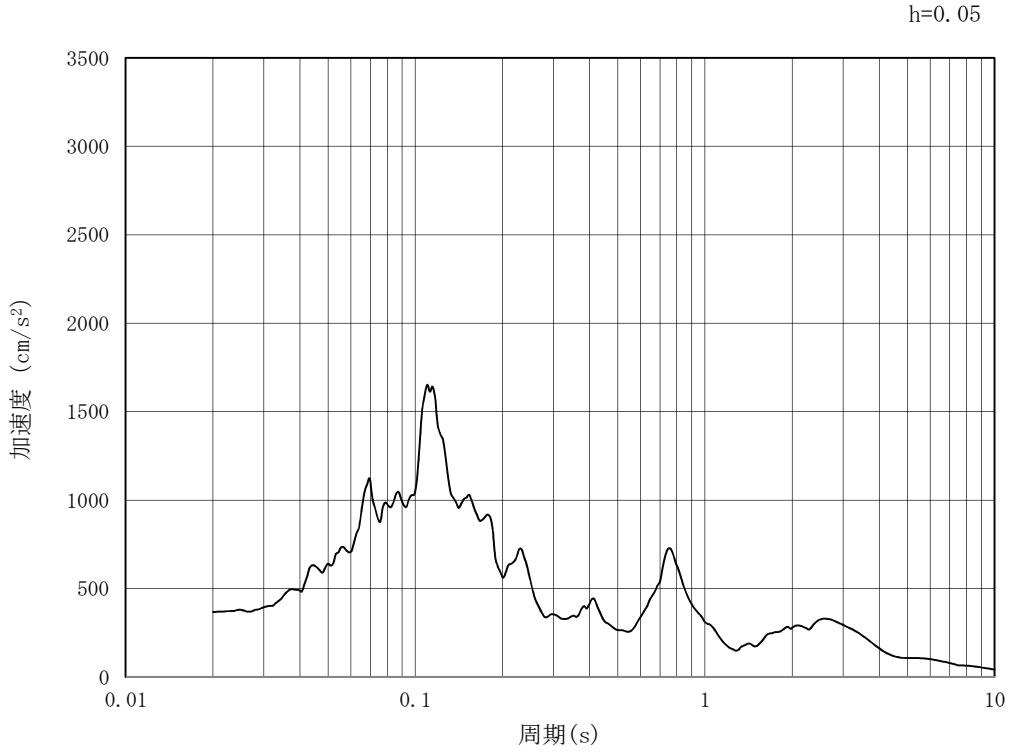


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１３）

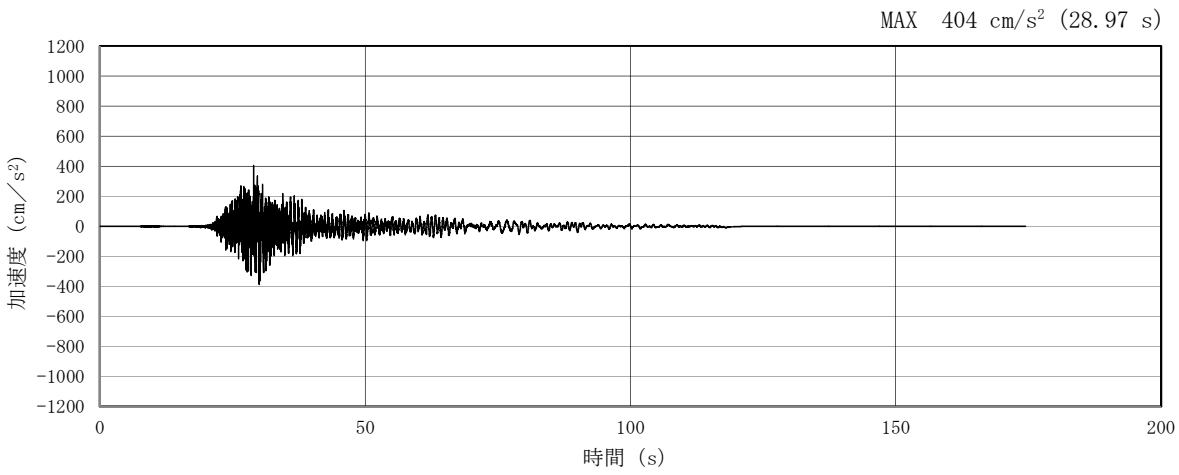


(a) 加速度時刻歴波形

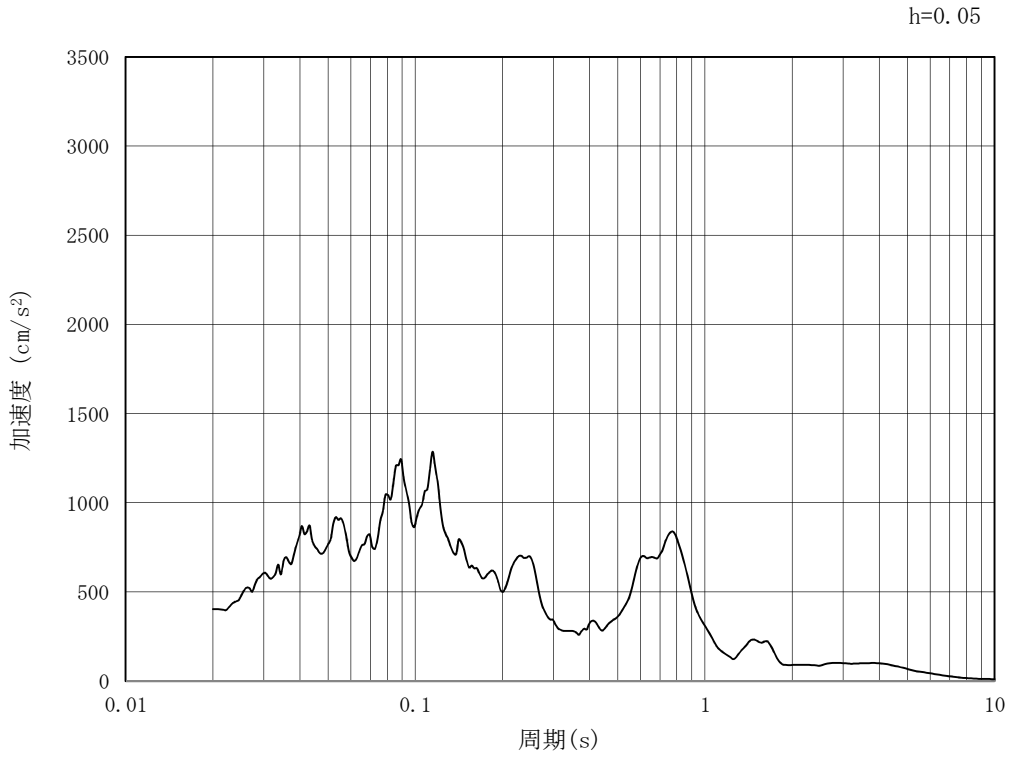


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－１４）

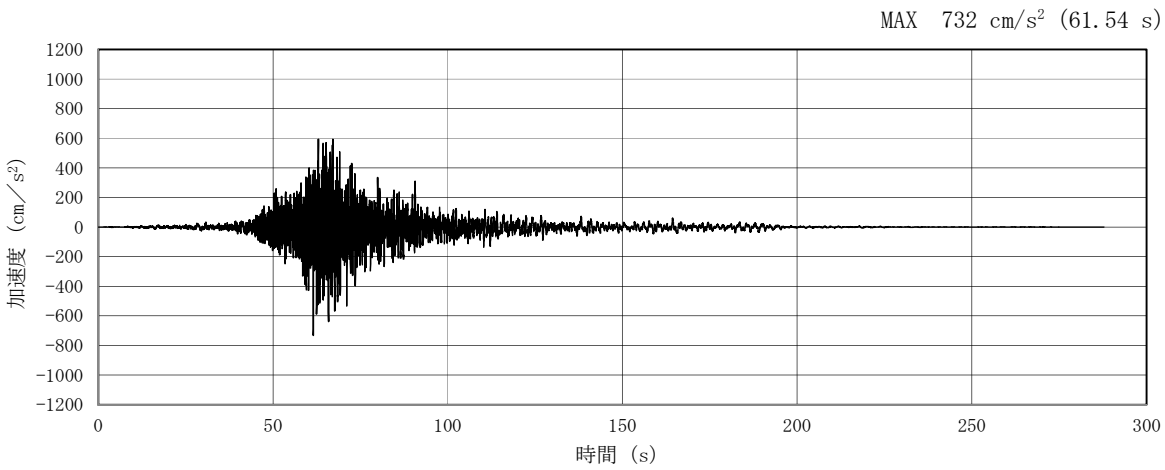


（a）加速度時刻歴波形

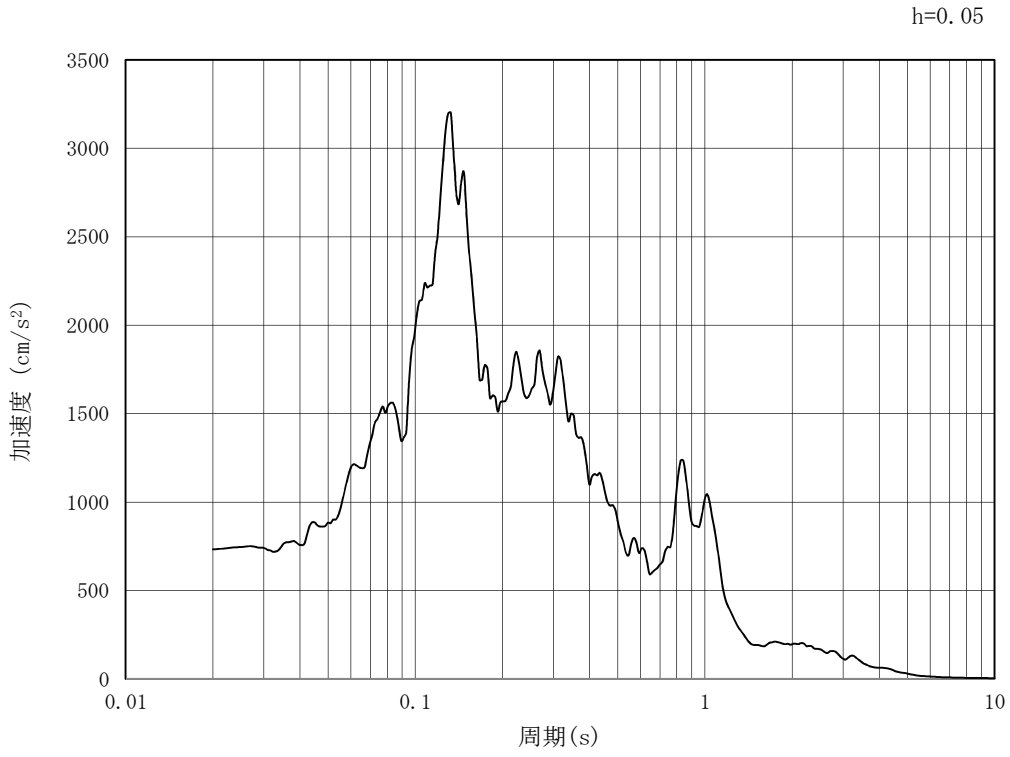


（b）加速度応答スペクトル

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$_s$－１４）

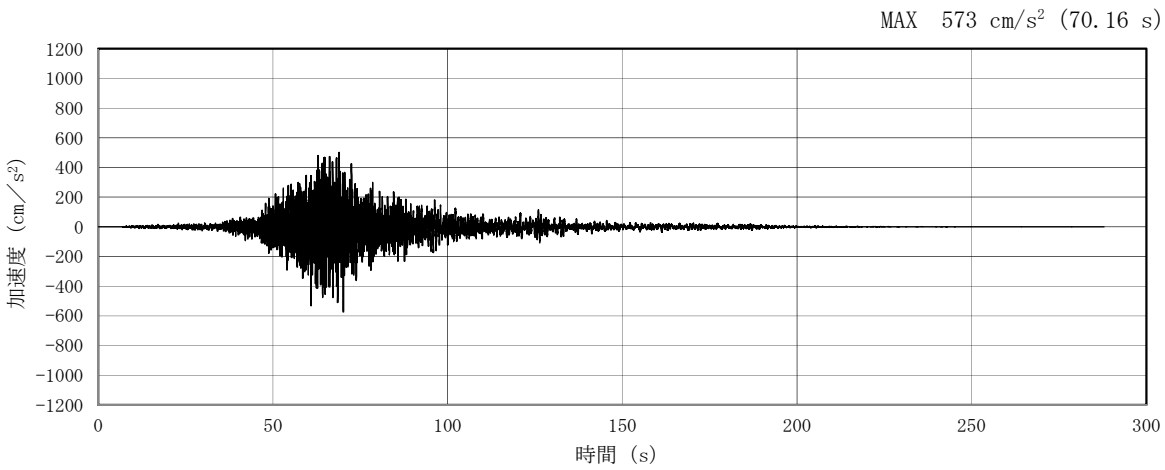


（a）加速度時刻歴波形

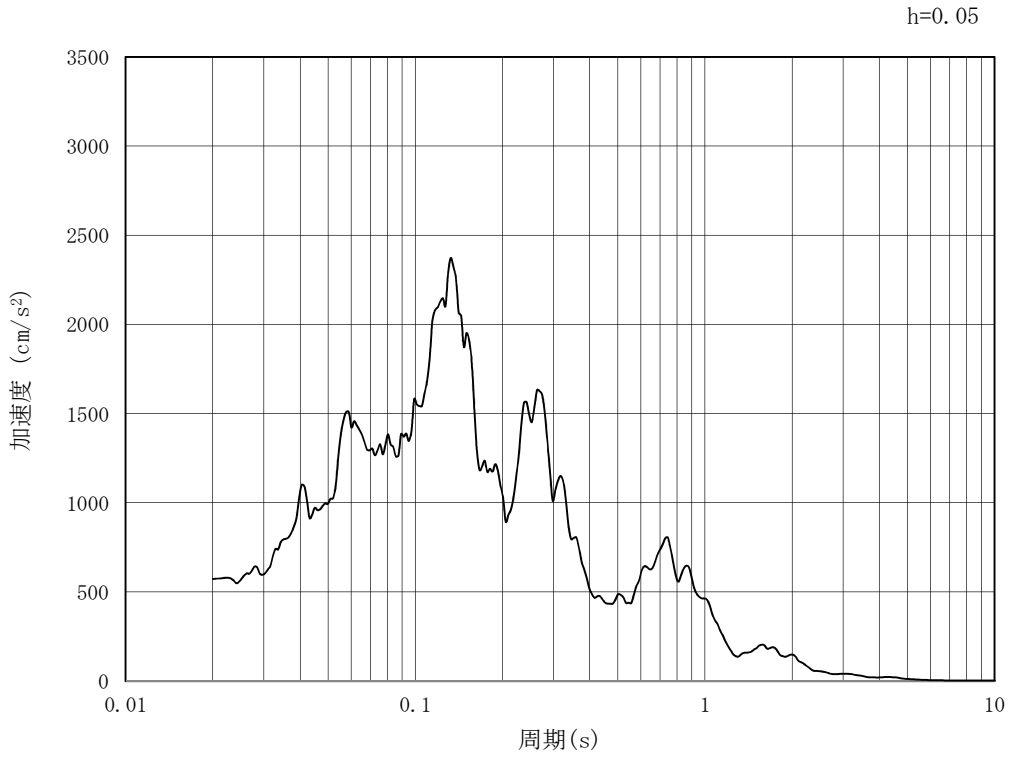


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２１）

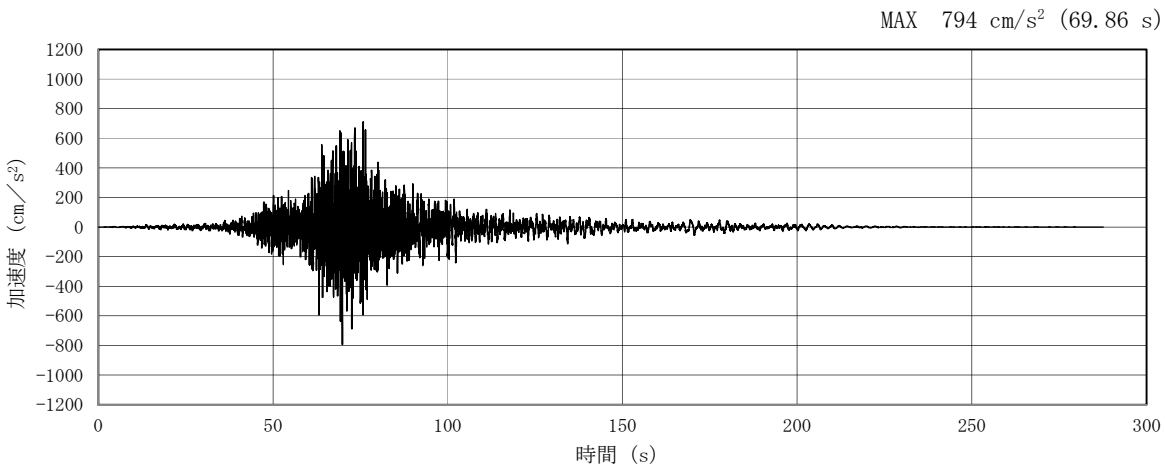


（a）加速度時刻歴波形

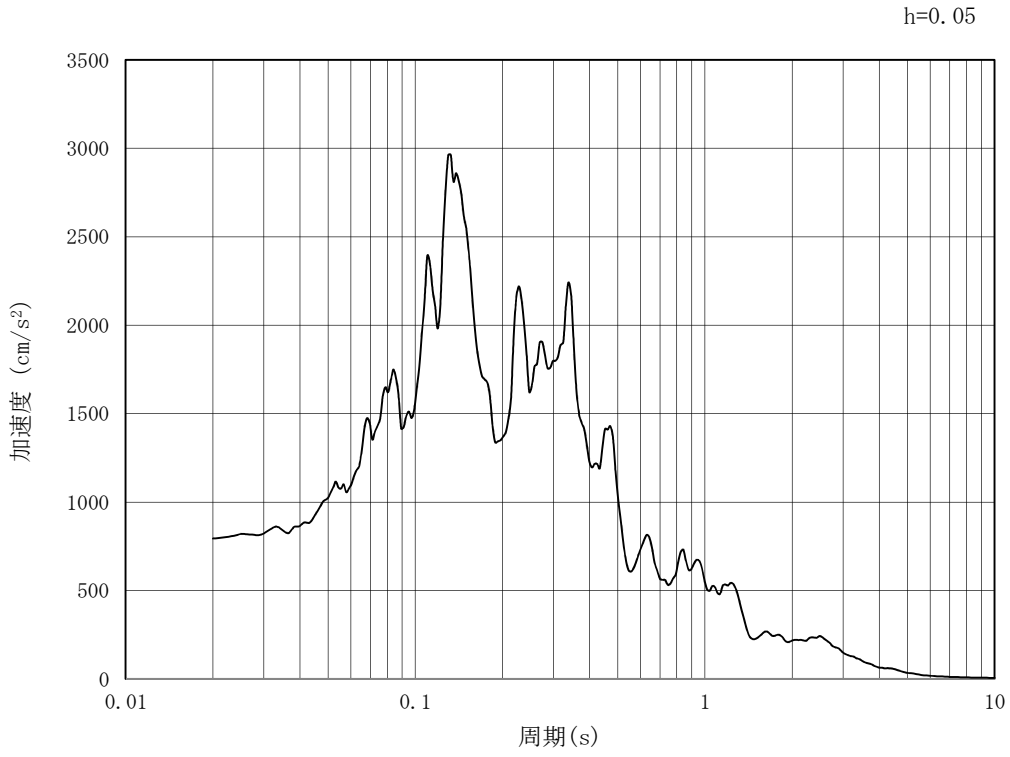


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（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：Ｓｓ－２１）

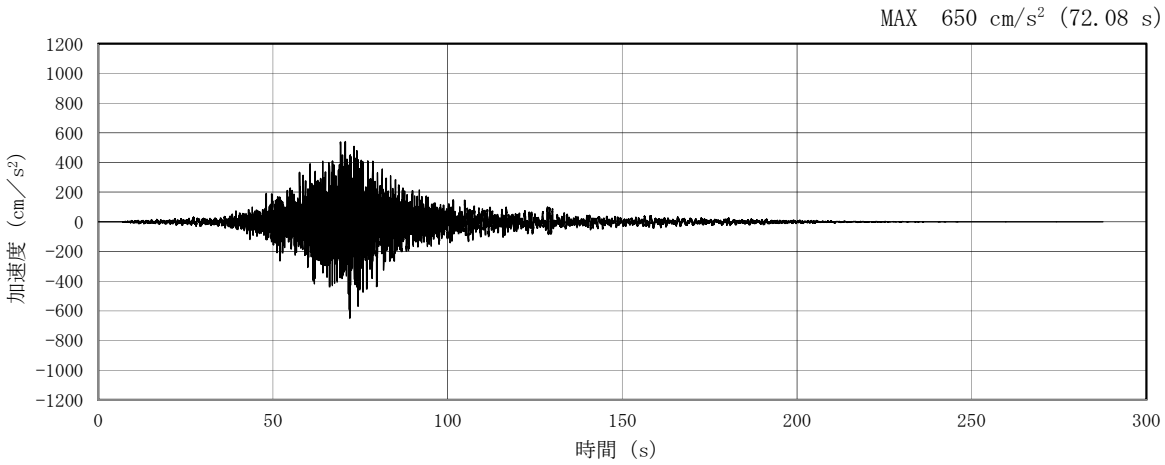


（a）加速度時刻歴波形

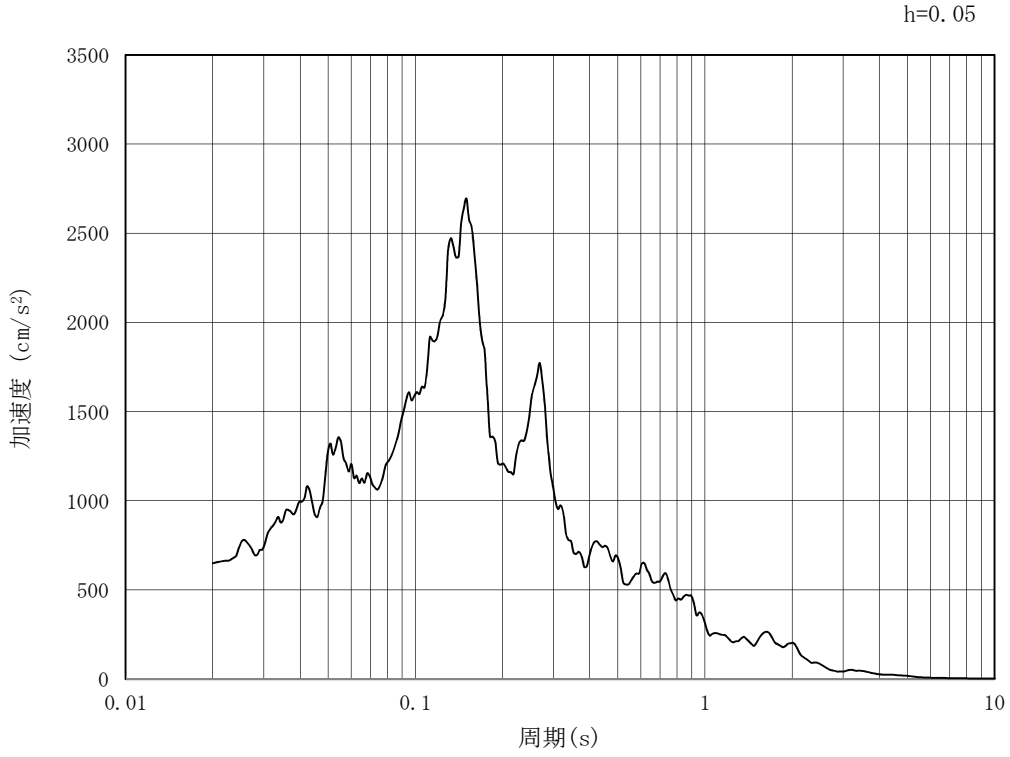


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２２）

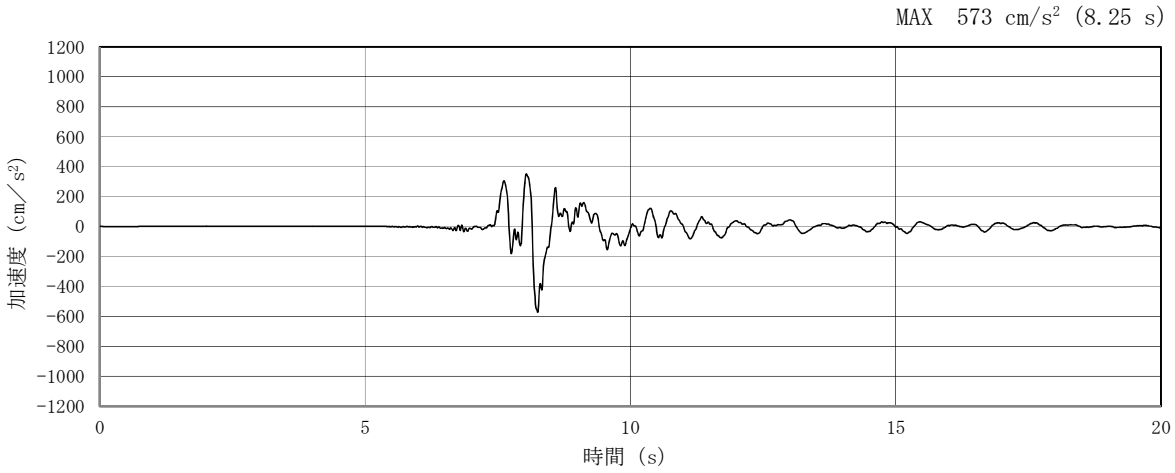


（a）加速度時刻歴波形

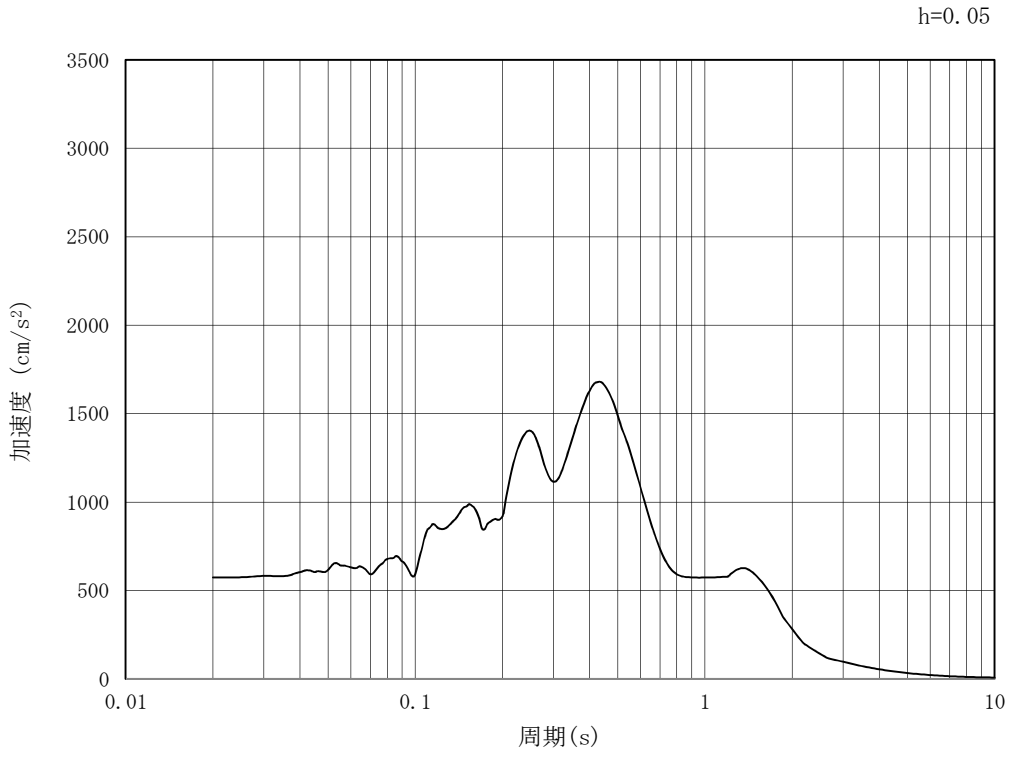


（b）加速度応答スペクトル

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）

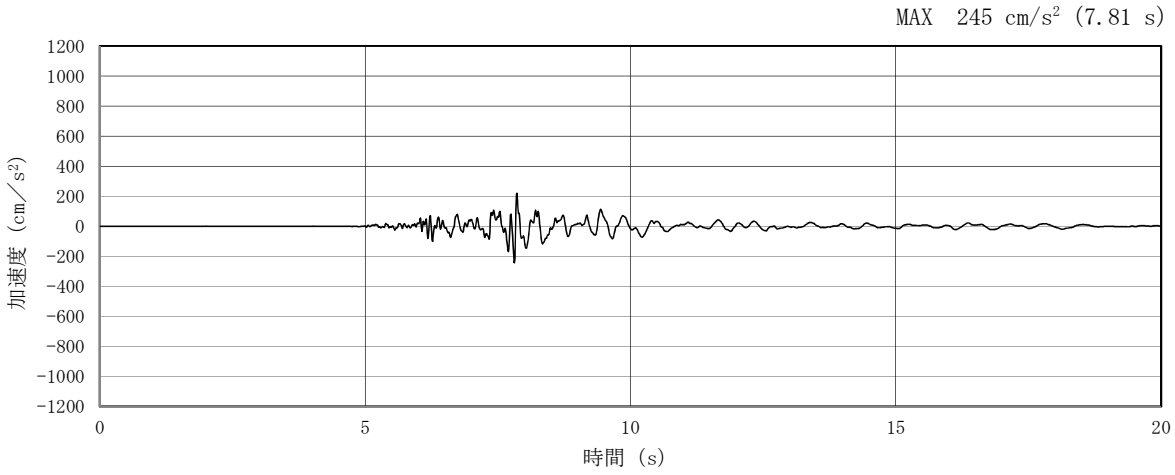


（a）加速度時刻歴波形

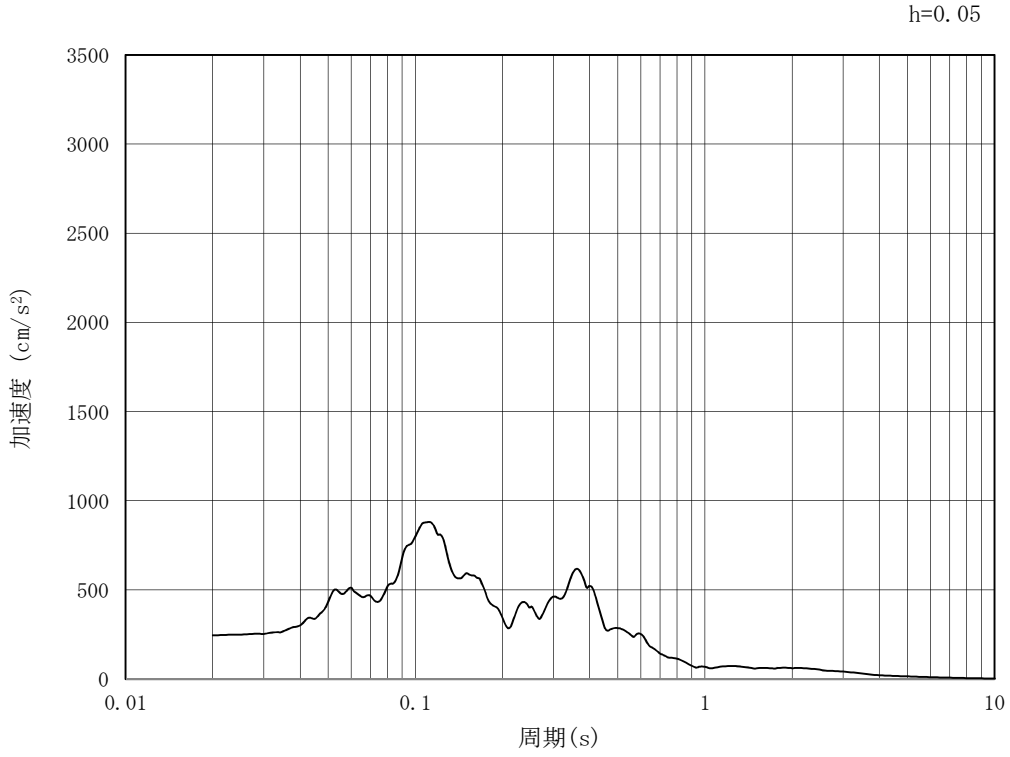


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－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）」に基づき，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

(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/m^2）
c	：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2）
γ_1	：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3） ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
γ_2	：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3） ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
α，β	：表 4.3－2 に示す基礎底面の形状係数
B	：基礎幅（m）
D_f	：基礎の有効根入れ深さ（m）
N_c，N_q，N_γ	：図 4.3－3 に示す支持力係数

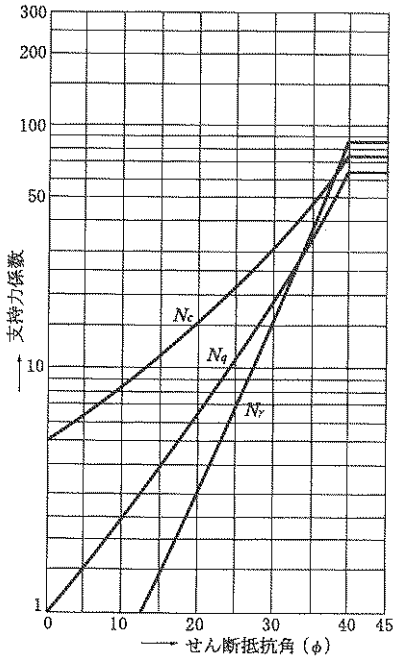
表 4.3－2　基礎底面の形状係数

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

電源装置置場の極限支持力の算定結果を表 4.3－3 に示す。

表 4.3－3　極限支持力算定の諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	6040	
$\alpha\ c\ N_c$ (kN/m^2)	5724	
$\frac{1}{2}\beta\ \gamma'_1\ B\ N_\gamma$ (kN/m^2)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m^2)	317	
粘着力 c (kN/m^2)	920	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m^3)	7.085	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m^3)	9.148	
形状係数 α	1.244	
形状係数 β	0.674	
基礎幅 B (m)	46.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	34.665	
N_c	5	図 4.3－3 より
N_γ	0	図 4.3－3 より
N_q	1	図 4.3－3 より

4.4　評価結果

4.4.1　地震応答解析結果

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

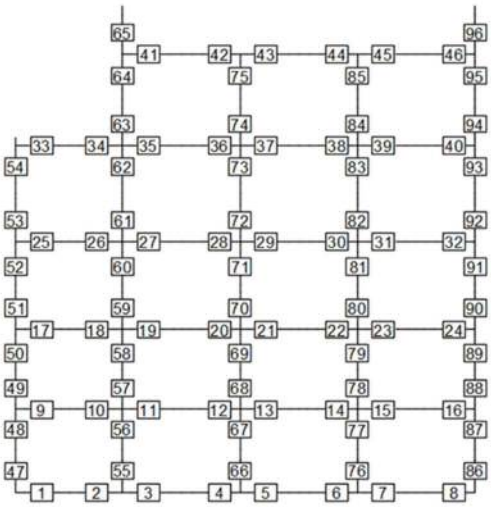
(1)　断面力分布（部材に着目した断面力図）

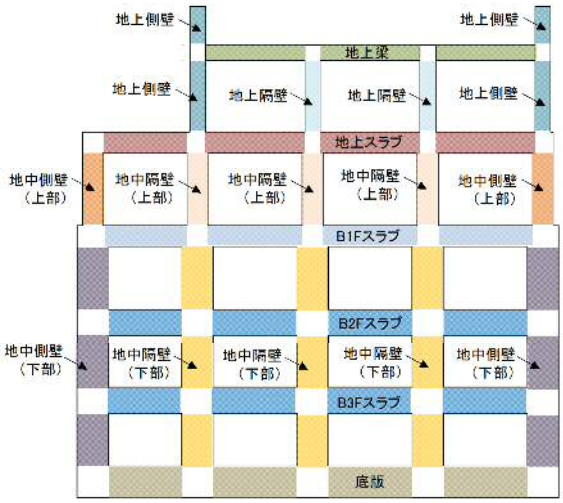
コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の3つの照査項目それぞれに対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。

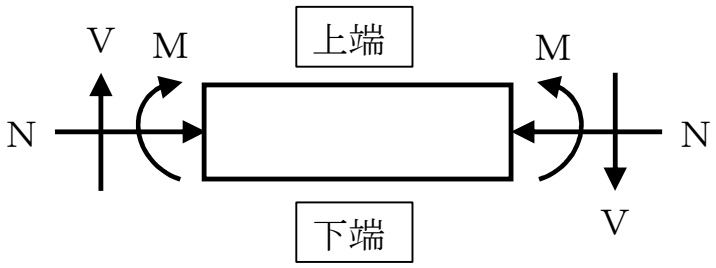
表 4.4－1　コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果
（各構造部材において最も厳しい照査値とその地震波）

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}	
底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7133	2527	6.40	21.0	0.31	④ Ss－D1 (H－, V－)
スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	－8992	2848	10.83	21.0	0.52	④ Ss－D1 (H－, V－)
スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	－5940	1352	10.21	21.0	0.49	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	－3786	490	8.05	21.0	0.39	④ Ss－D1 (H－, V－)
地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	－505	－24	8.20	21.0	0.40	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6217	4135	5.61	21.0	0.27	⑥ Ss－D1 (H＋, V＋)
地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2582	1770	5.55	21.0	0.27	④ Ss－D1 (H－, V－)
地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	10765	5467	9.73	21.0	0.47	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4269	1280	7.43	21.0	0.36	④ Ss－D1 (H－, V－)
地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	974	604	4.15	21.0	0.20	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	－1287	421	5.46	21.0	0.26	④ Ss－D1 (H－, V－)

※1　評価位置は下図に示す







記号の説明

曲げモーメント　：M

軸力　　：N

せん断力　　：V

応力の符号

曲げモーメント（M）　正：上端が圧縮となる曲げモーメント

負：上端が引張となる曲げモーメント

軸力　　（N）　正：圧縮

負：引張

図 4.4－1　応力の方向

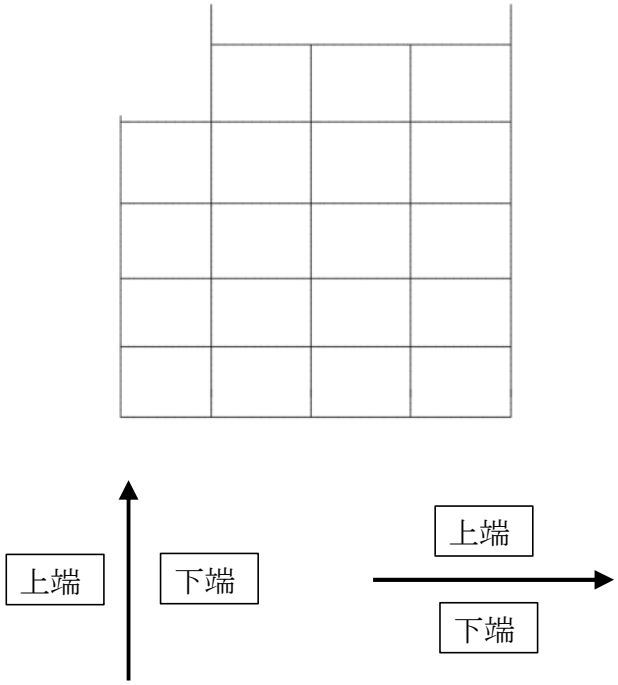
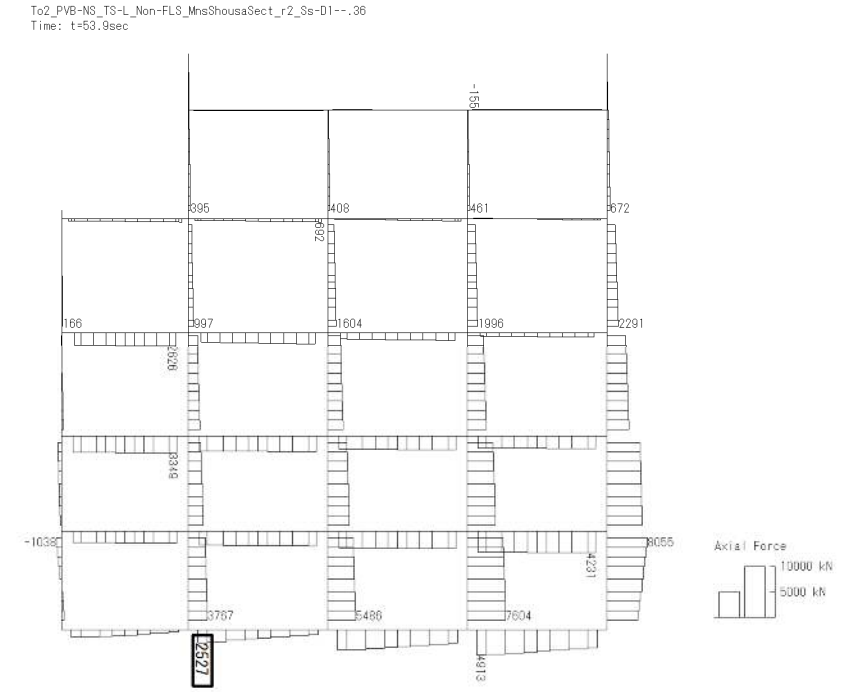


図 4.4－2　はり要素の方向

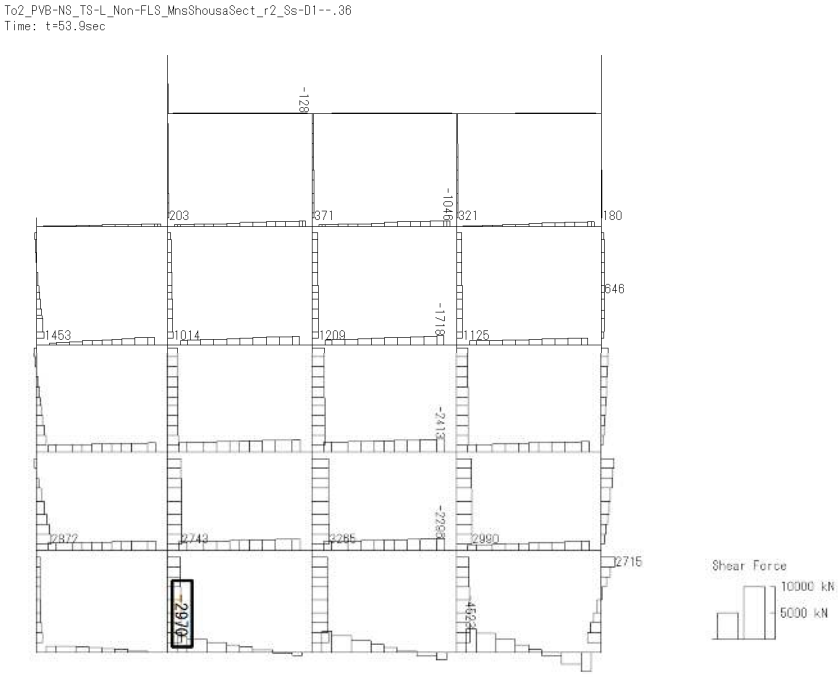
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

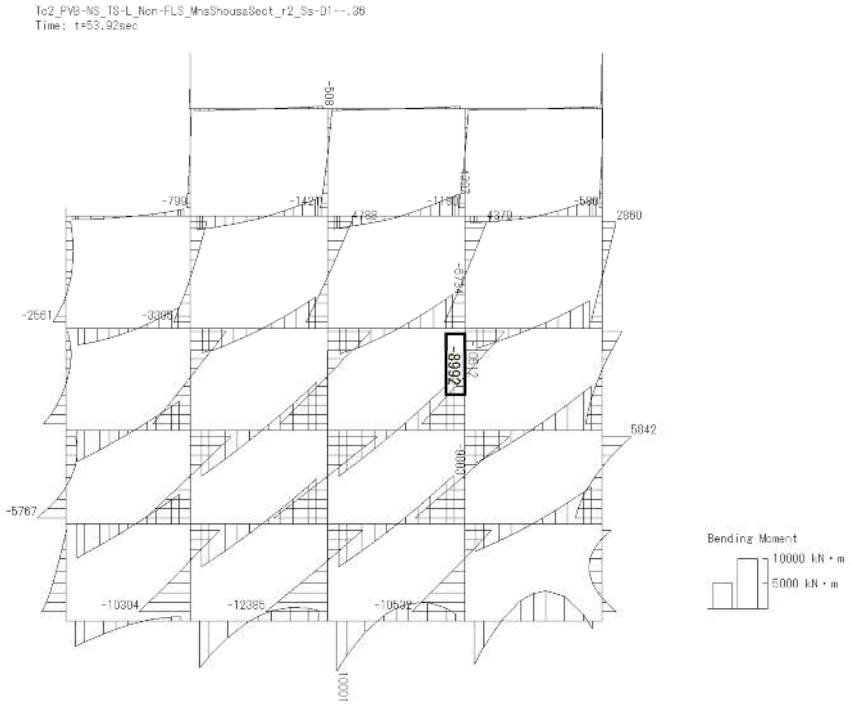
軸力（kN）

図 4.4－3（1）　底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.90s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

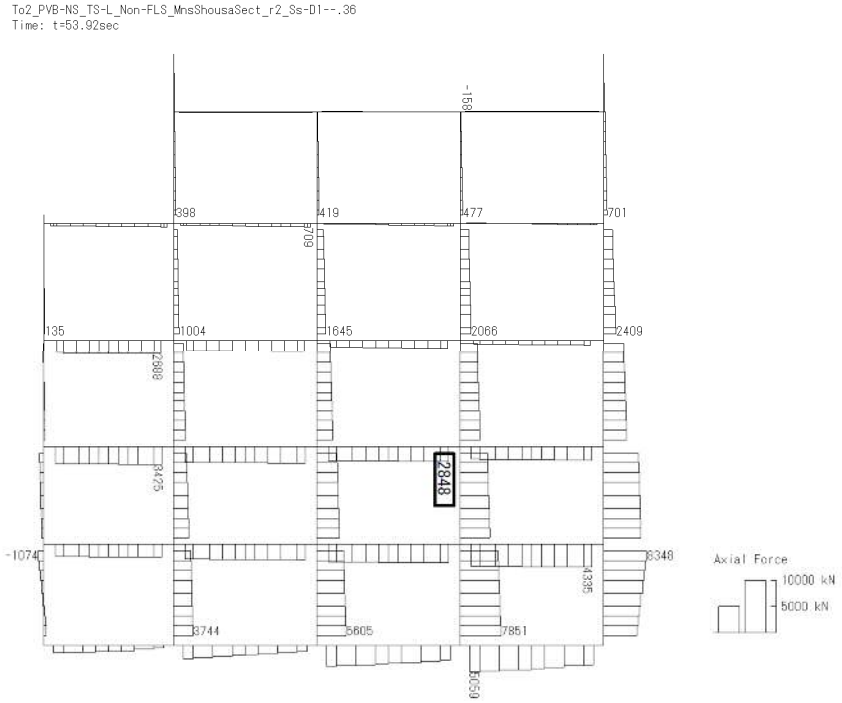


せん断力（kN）

図 4.4－3（2）　底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.90s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



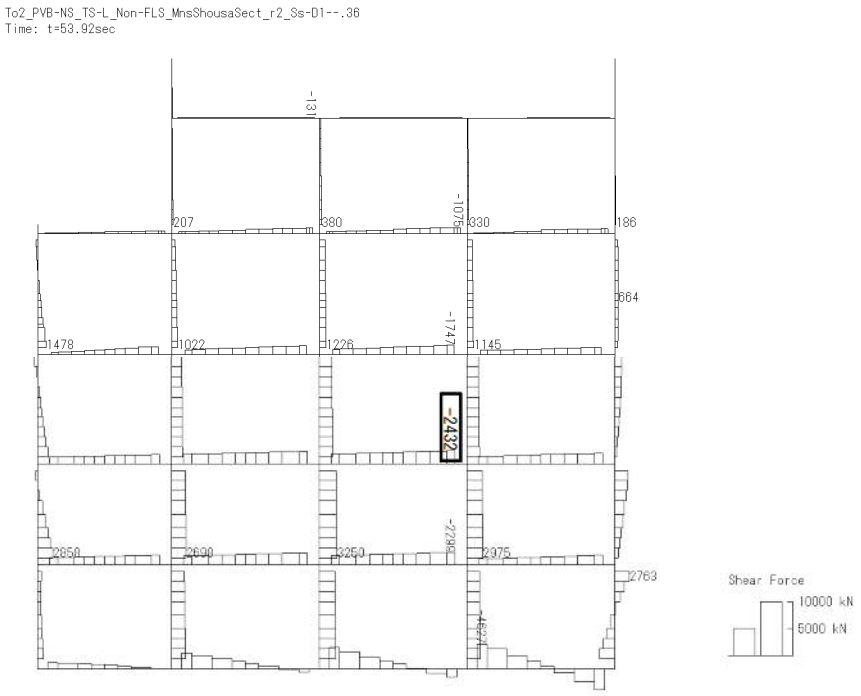
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

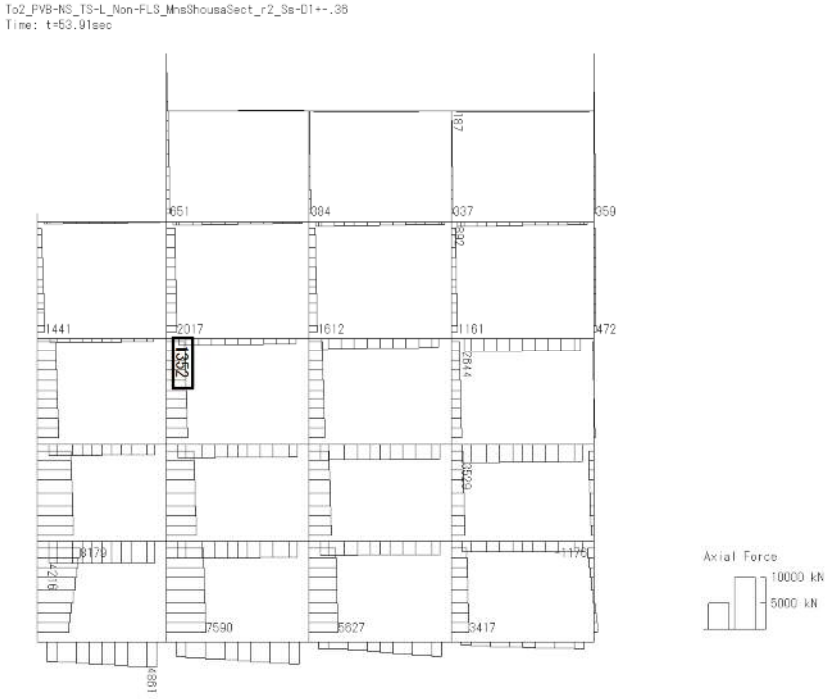
図 4.4－3（3）　スラブ（B2F,B3F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－3（4）　スラブ（B2F,B3F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

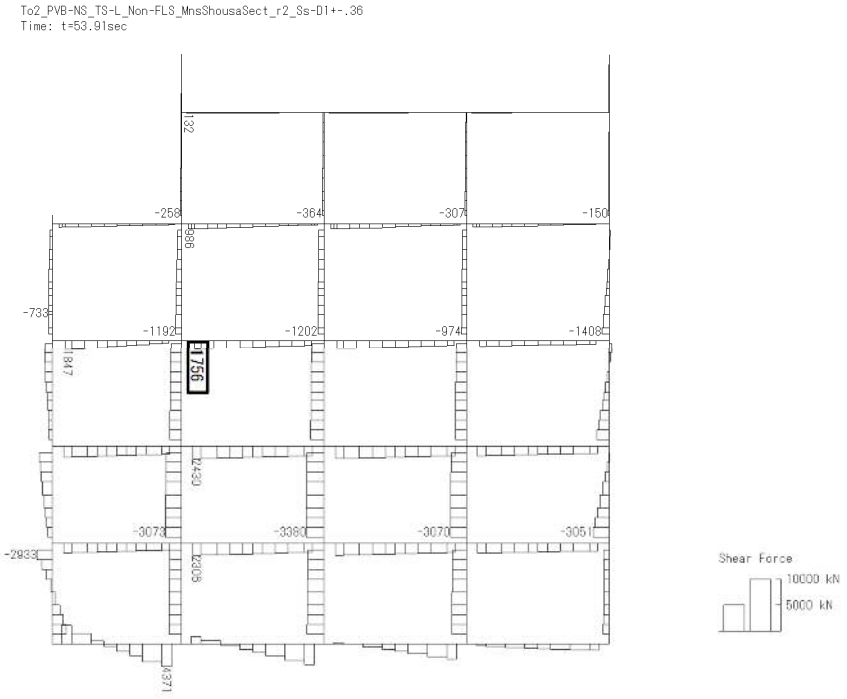
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

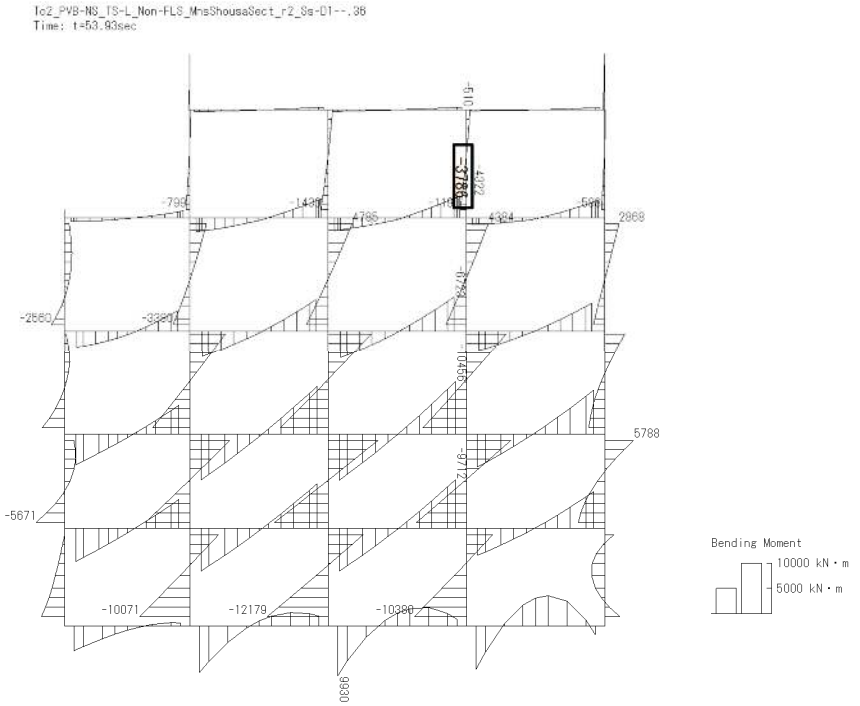
軸力（kN）

図 4.4－3（5）　スラブ（B１F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

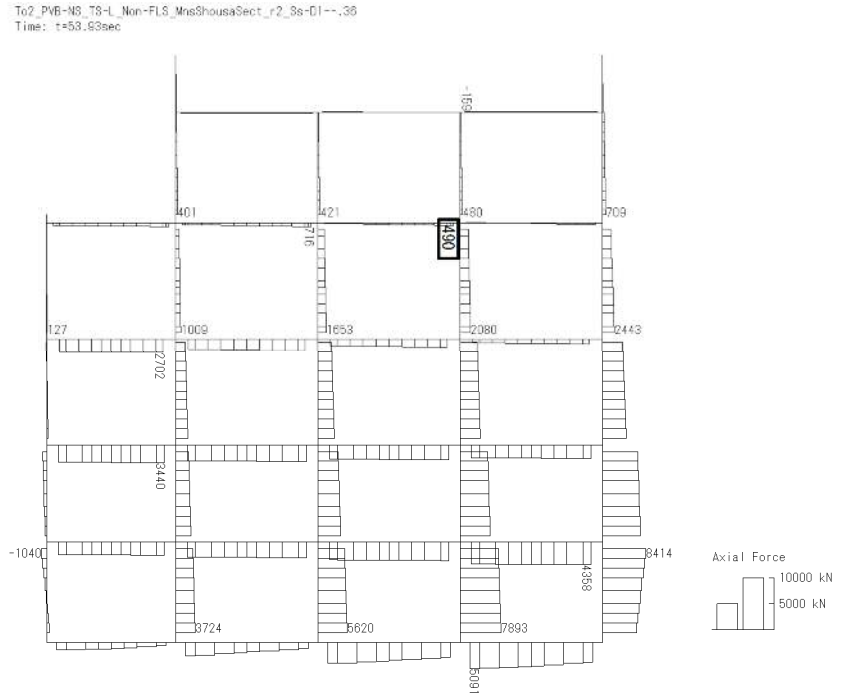


せん断力（kN）

図 4.4－3（6）　スラブ（B１F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



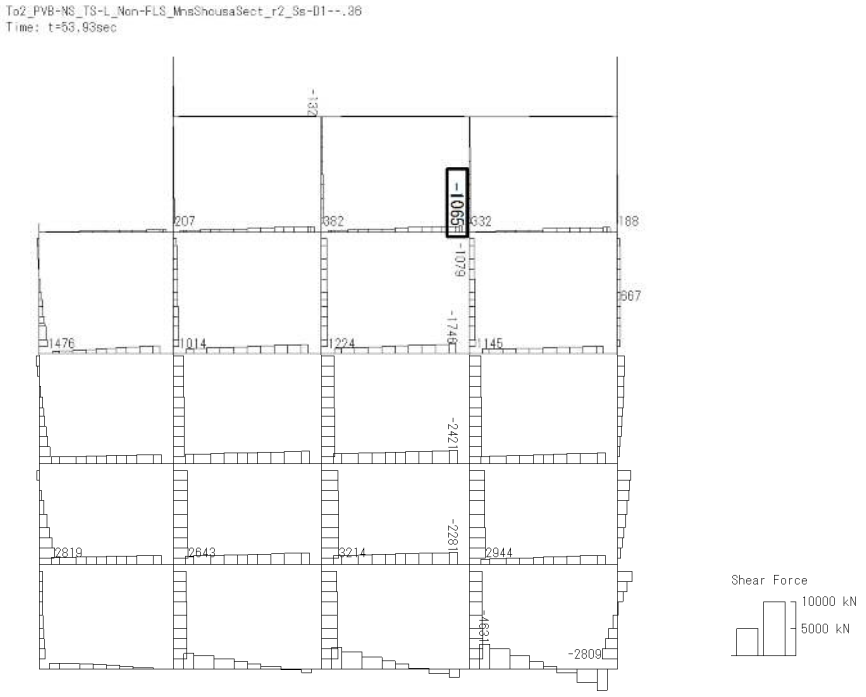
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

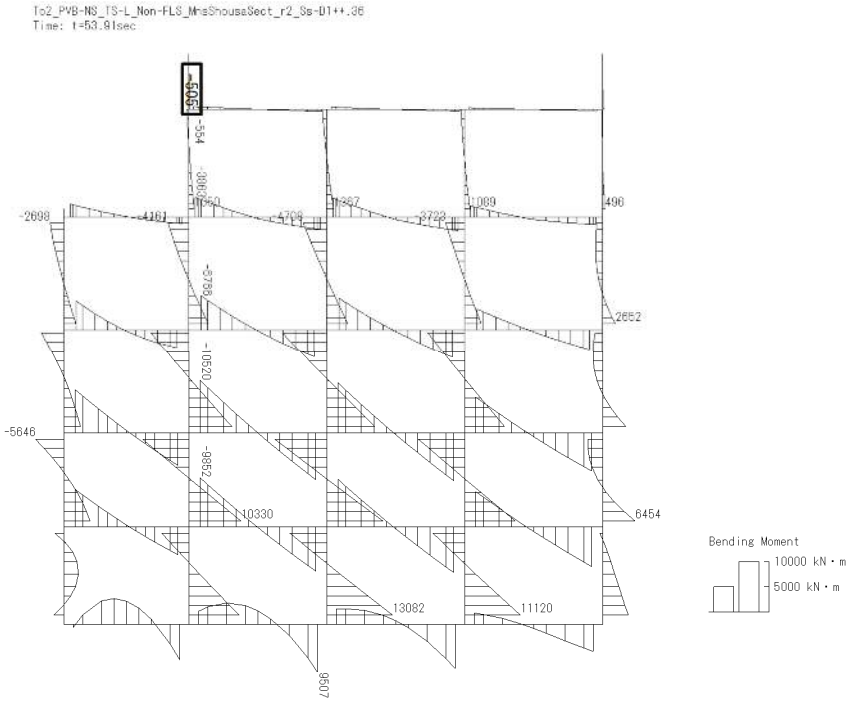
軸力（kN）

図 4.4－3（7）地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

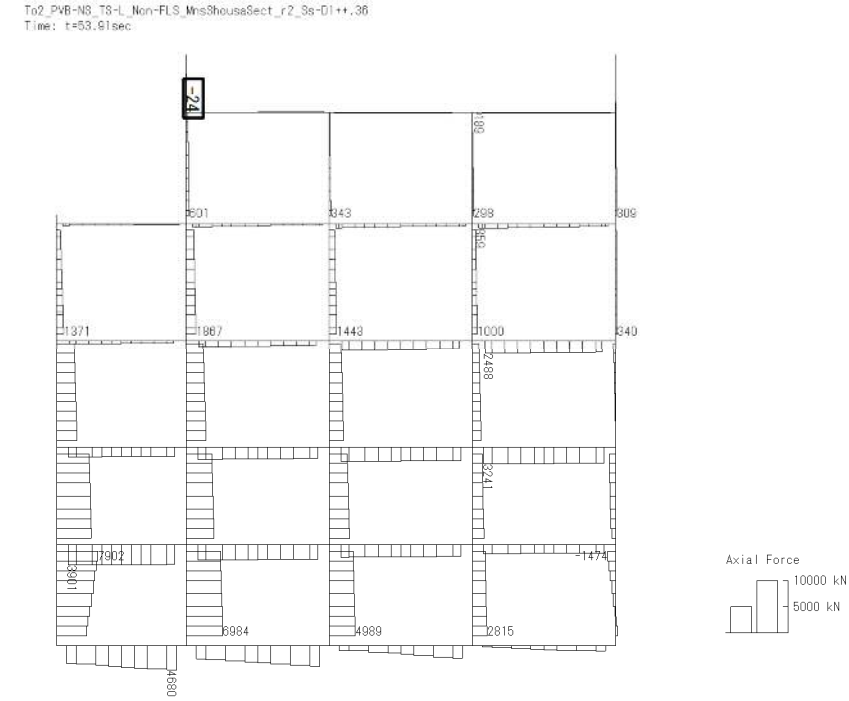


せん断力（kN）

図 4.4－3（8）地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



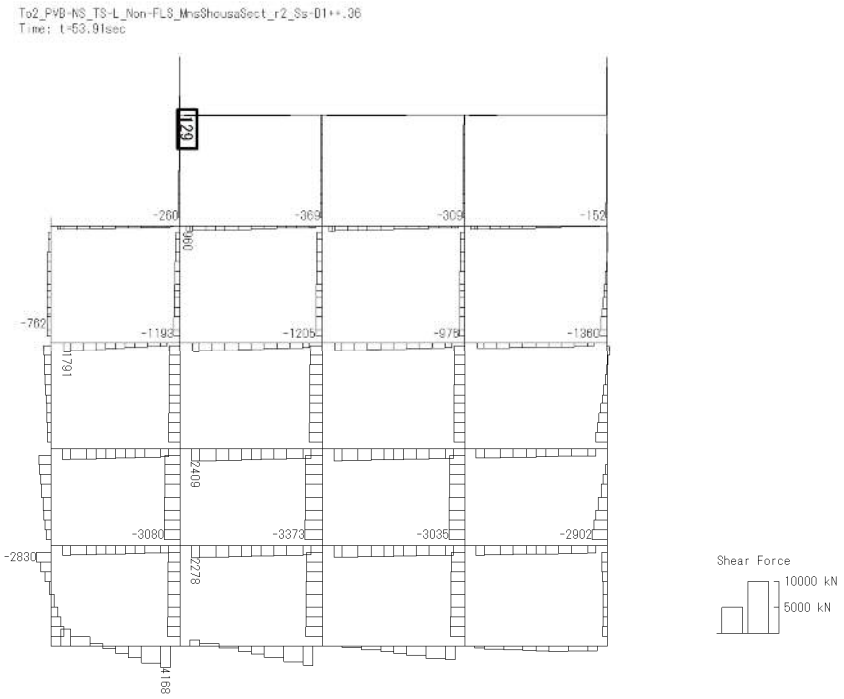
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

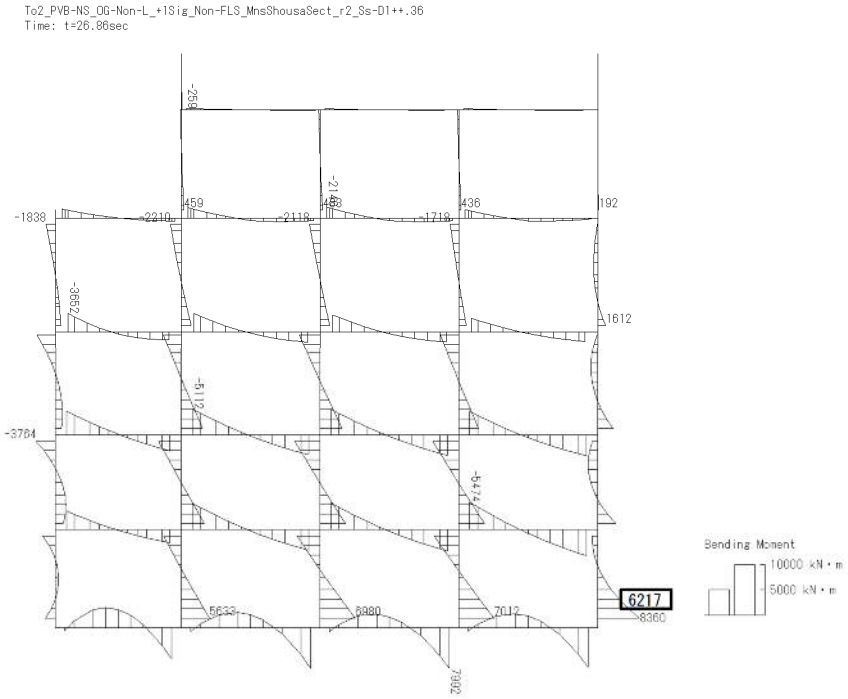
軸力（kN）

図 4.4－3（9）　地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－3（10）　地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント（kN・m）

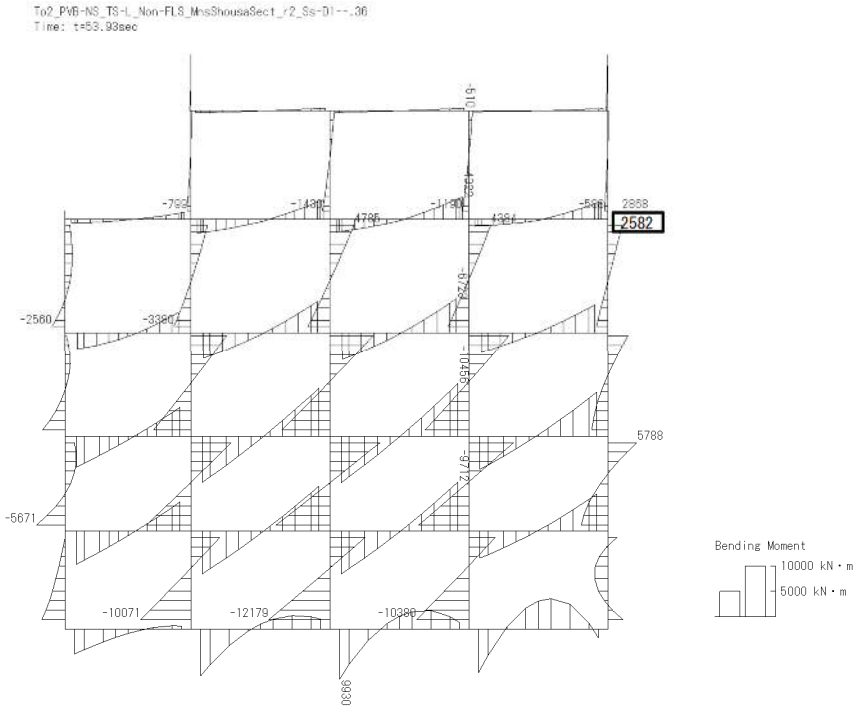
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

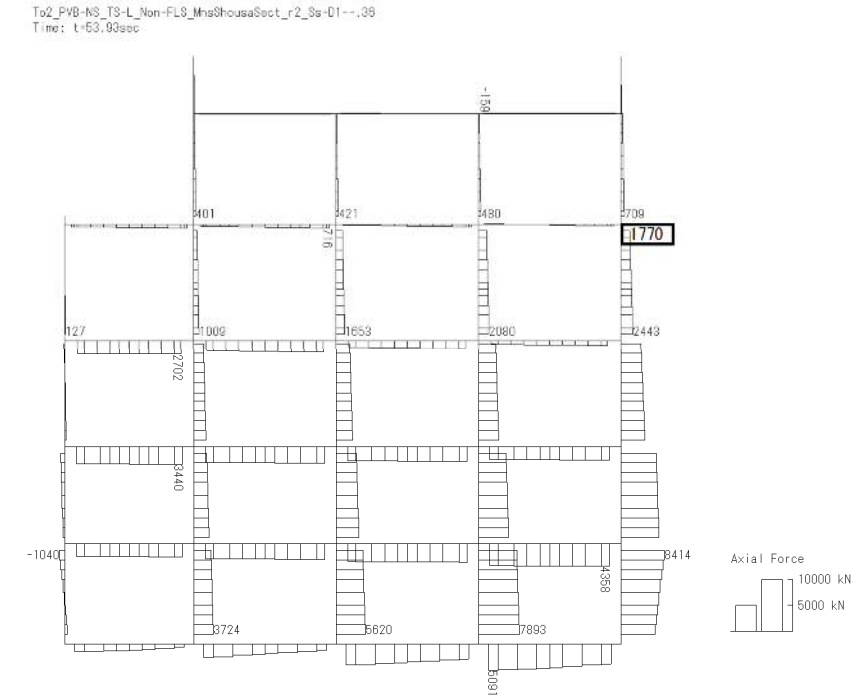
図 4.4－3（11）　地中側壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝26.86s）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

せん断力（kN）

図 4.4－3（12）　地中側壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝26.86s）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）



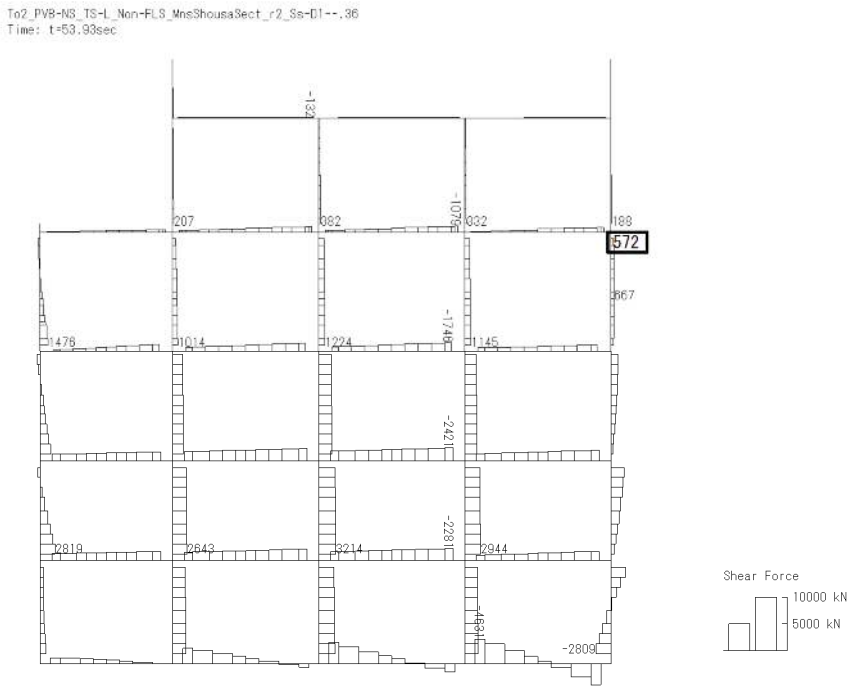
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

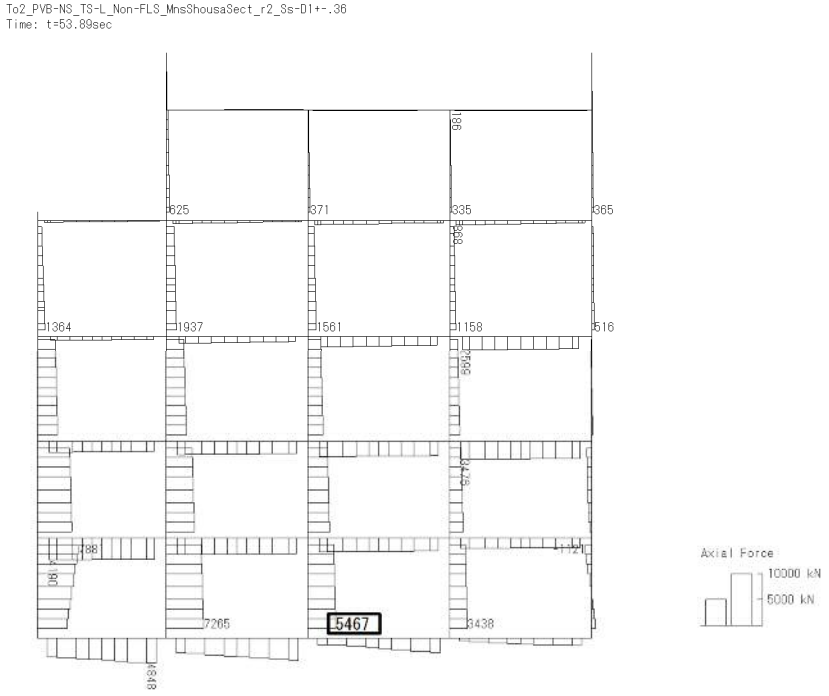
図 4.4－3（13）　地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－3（14）　地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

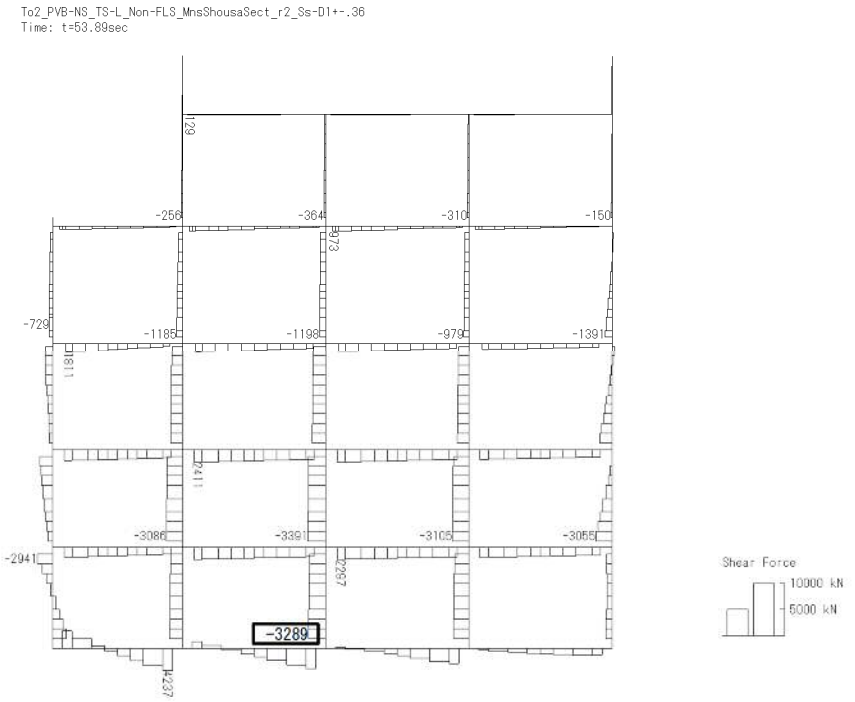
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

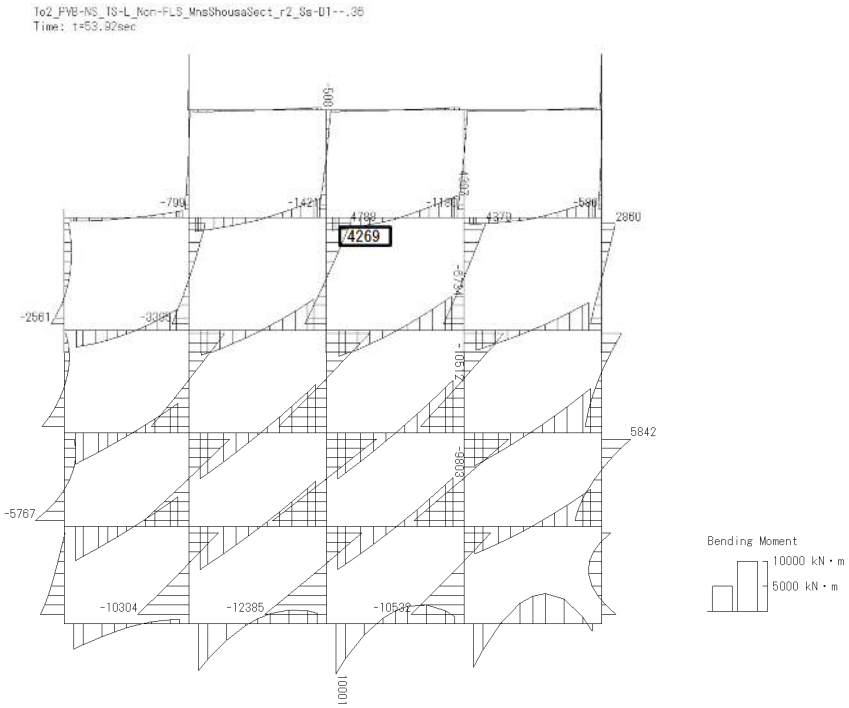
軸力（kN）

図 4.4－3（15）　地中隔壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.89s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

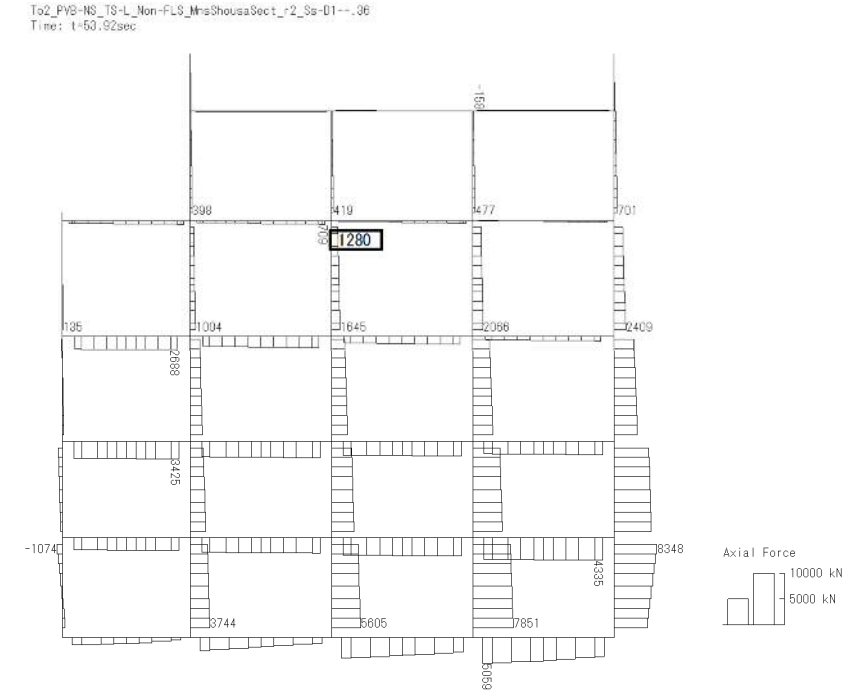


せん断力（kN）

図 4.4－3（16）　地中隔壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.89s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



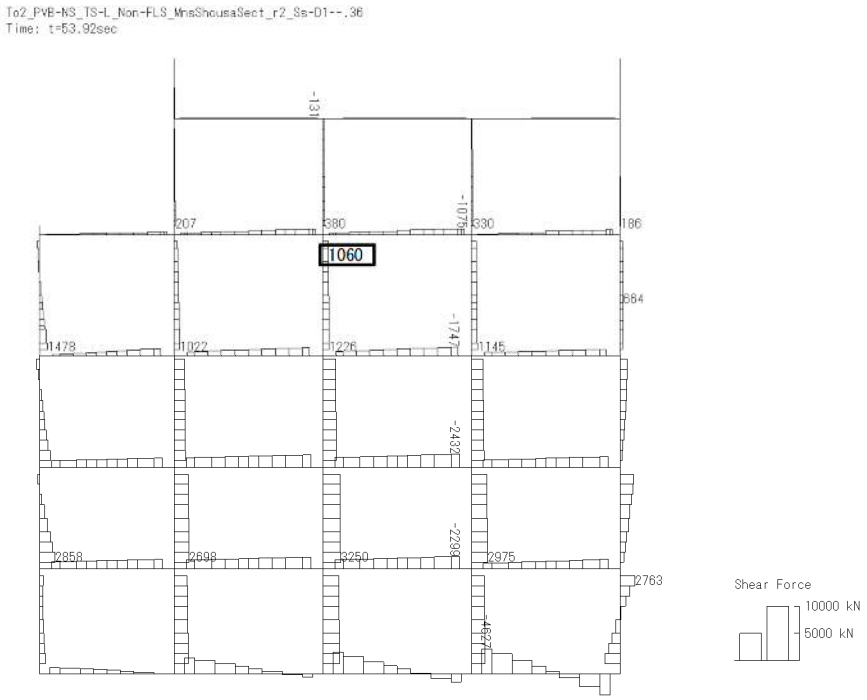
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

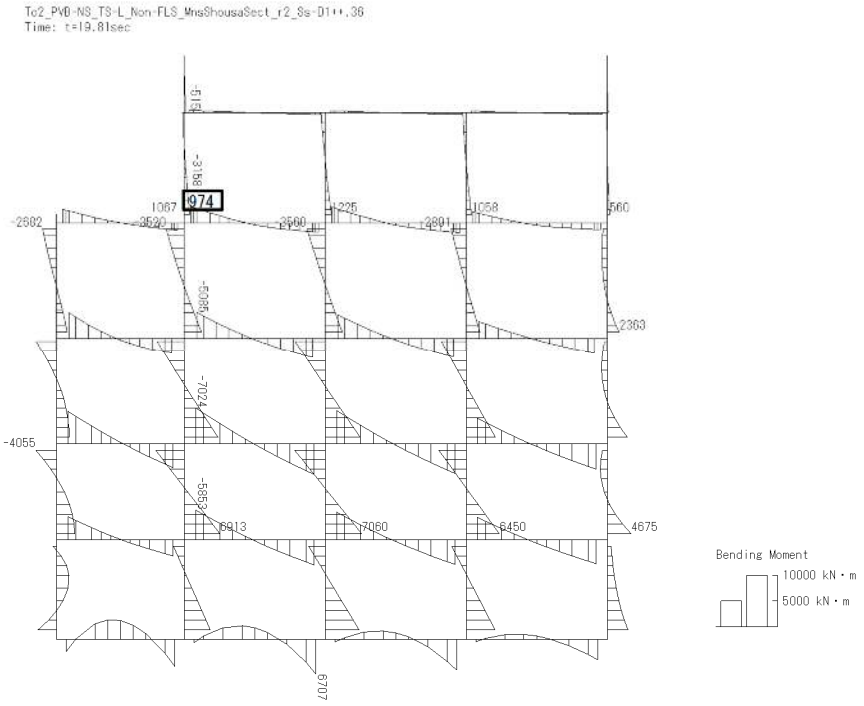
軸力（kN）

図 4.4－3（17）　地中隔壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

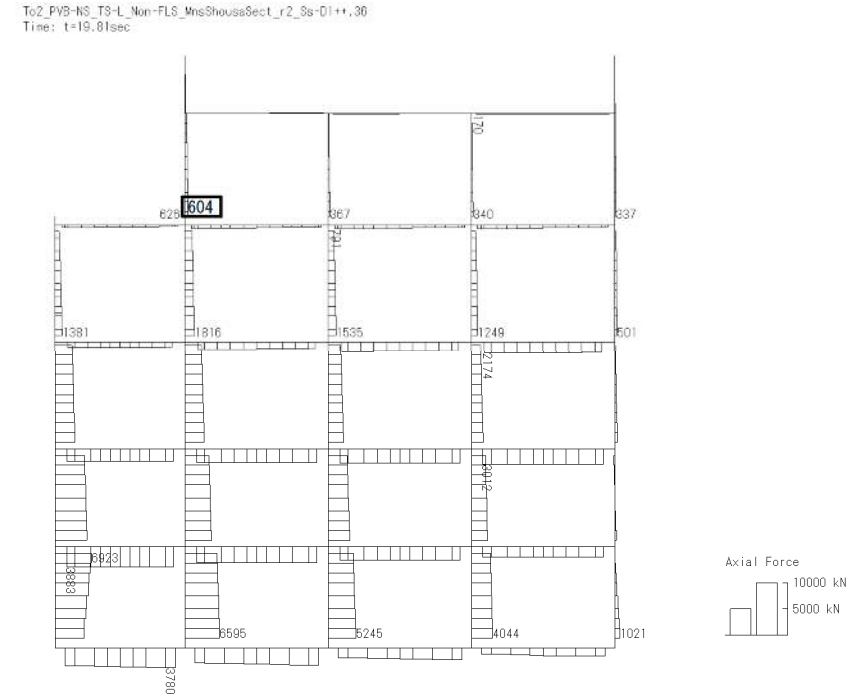


せん断力（kN）

図 4.4－3（18）　地中隔壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



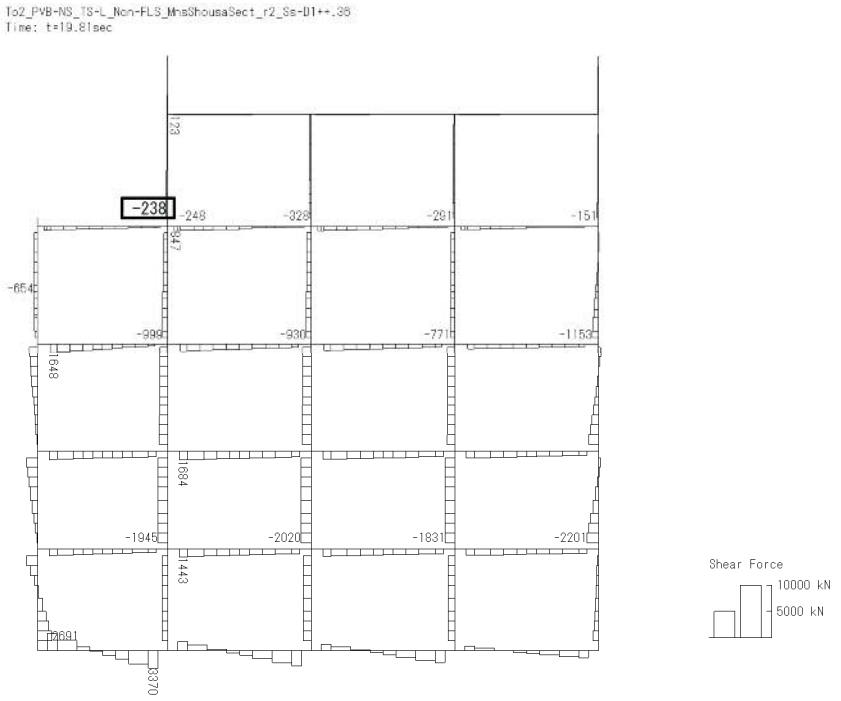
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

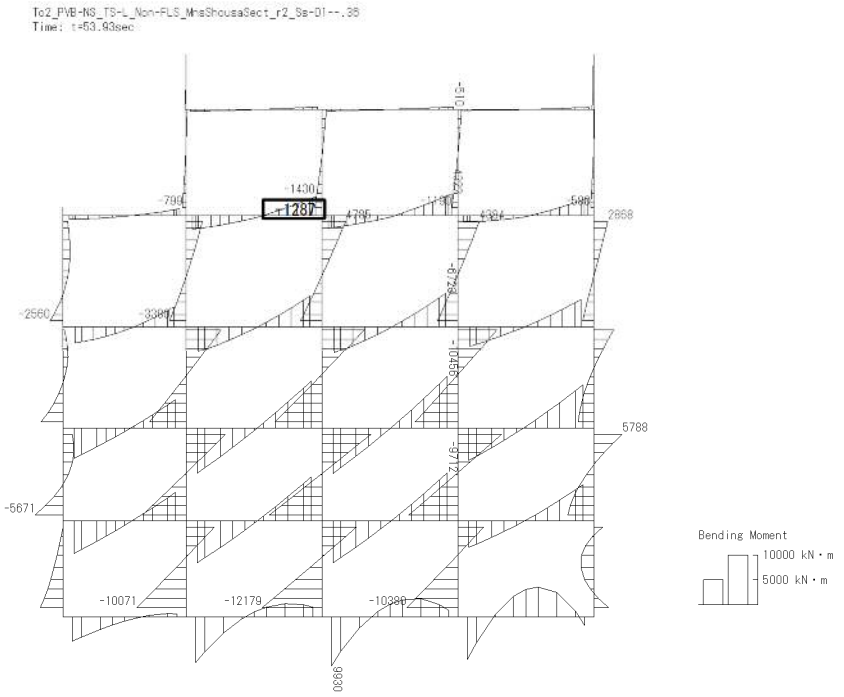
軸力（kN）

図 4.4－3（19）　地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝19.81s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

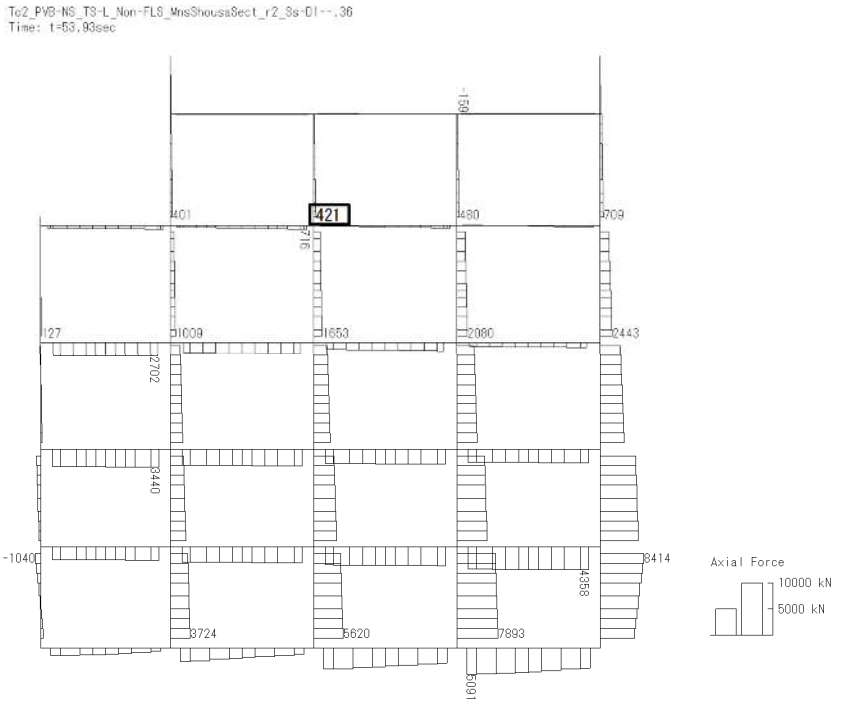


せん断力（kN）

図 4.4－3（20）　地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝19.81s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



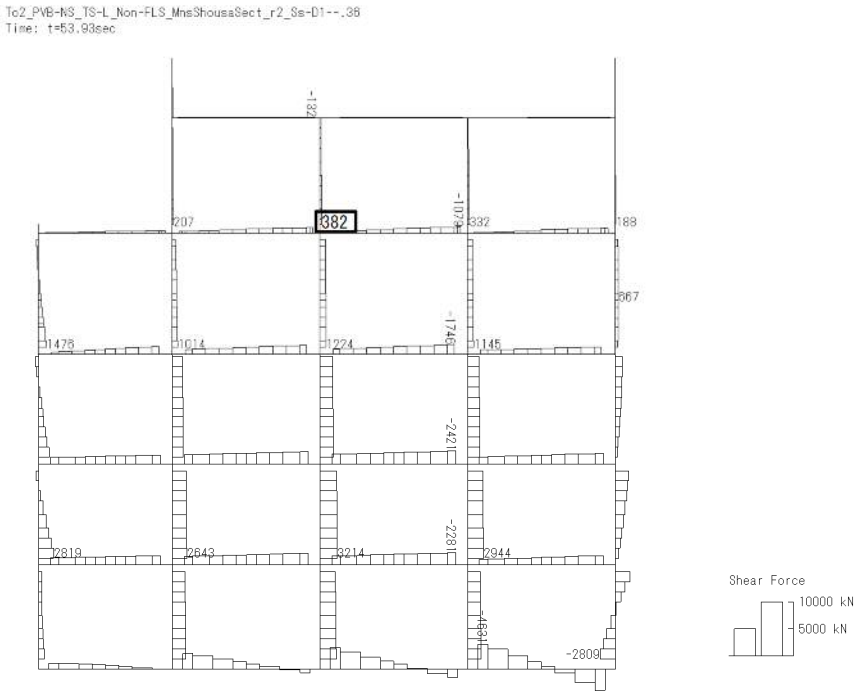
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 4.4－3（21）　地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



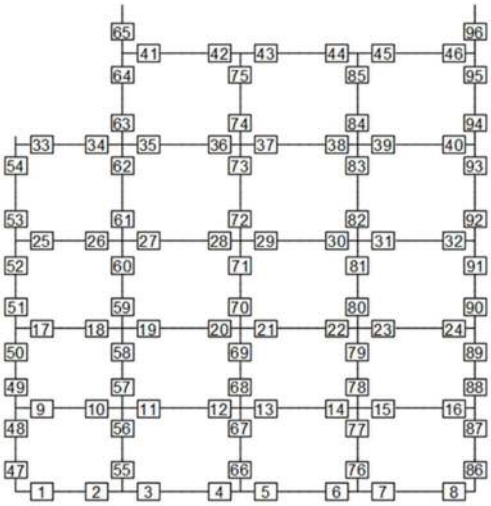
せん断力（kN）

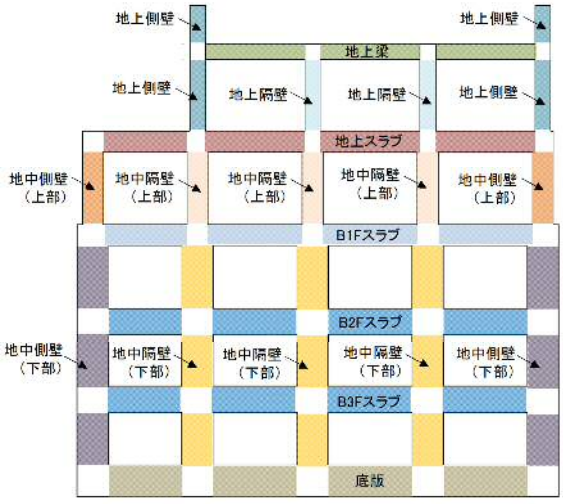
図 4.4－3（22）　地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

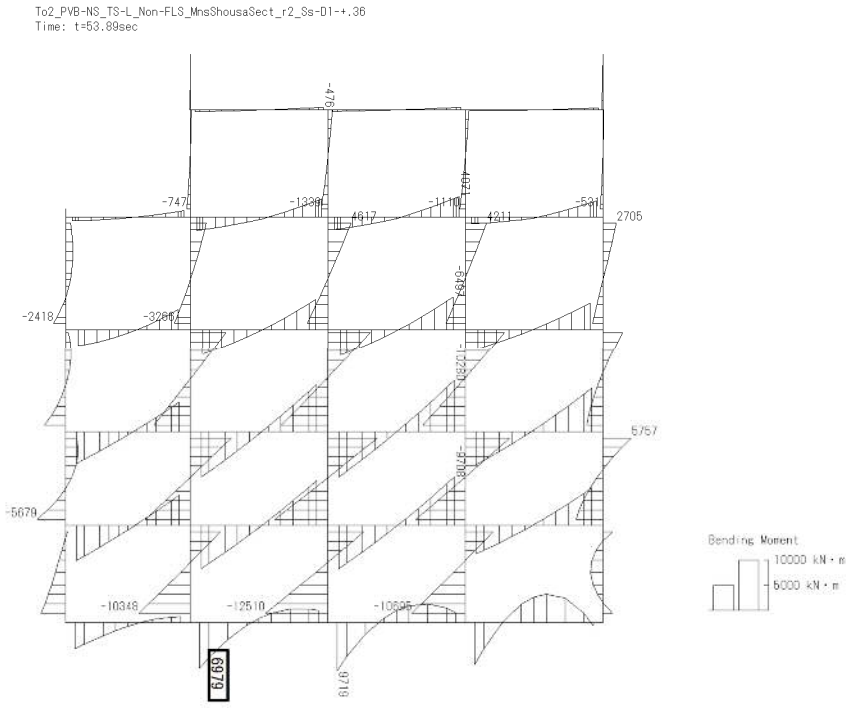
表 4.4－2　鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果
（各構造部材において最も厳しい照査値とその地震波）

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}	
底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6979	2085	175	435	0.41	④ Ss－D1 (H－, V＋)
スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	－8974	2274	316	435	0.73	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	－5890	1156	300	435	0.69	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	－3786	473	310	435	0.72	④ Ss－D1 (H－, V－)
地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	－505	－27	247	435	0.57	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4278	－856	202	435	0.47	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	－2515	817	169	435	0.39	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	9044	2768	223	435	0.52	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4221	1086	204	435	0.47	④ Ss－D1 (H－, V＋)
地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	974	604	113	435	0.26	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	－1287	399	187	435	0.43	④ Ss－D1 (H－, V－)

※1　評価位置は下図に示す





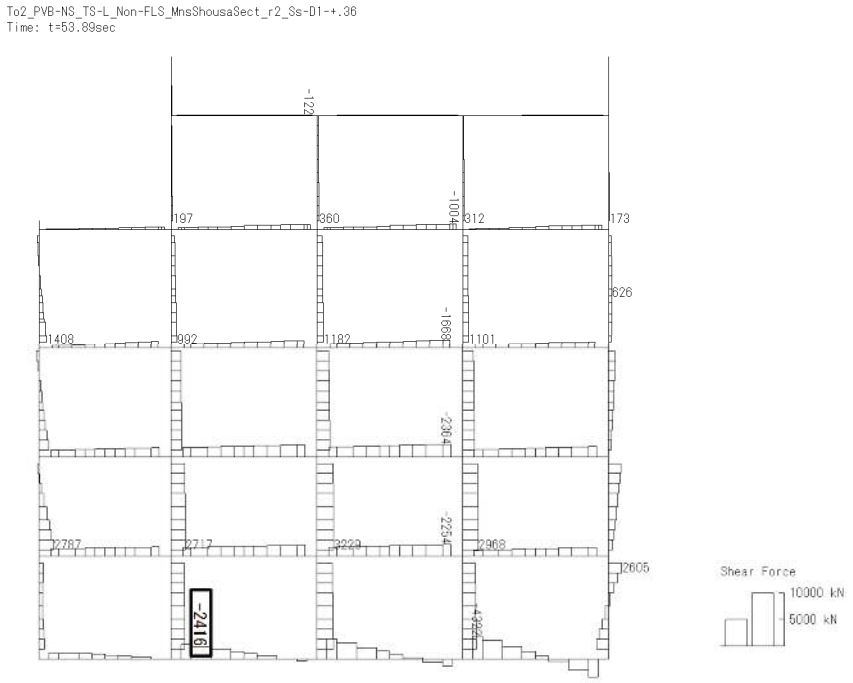


曲げモーメント（kN・m）

（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

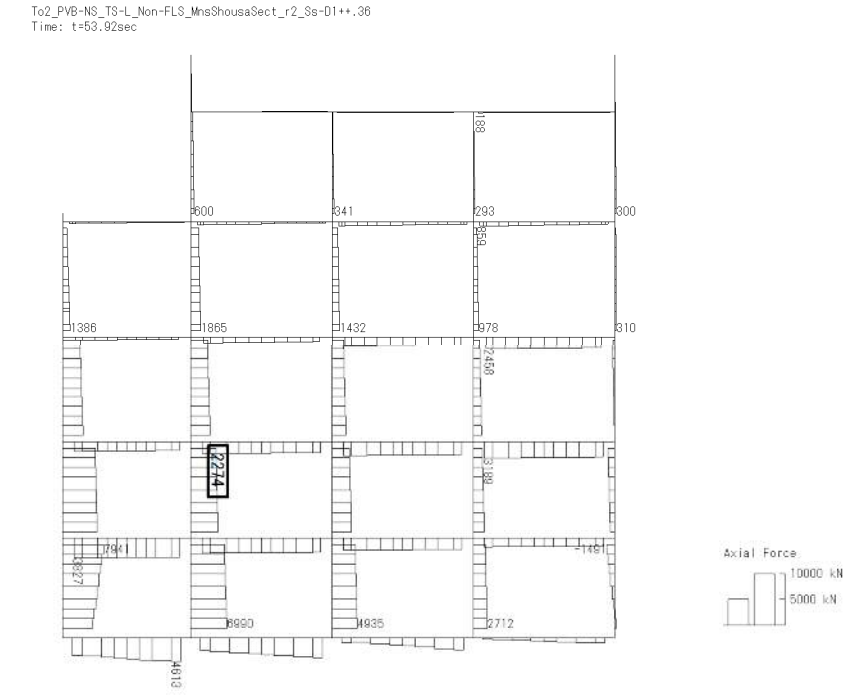
図 4.4－4（1）　底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V＋），t＝53.89s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－4（2）　底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V＋），ｔ＝53.89s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

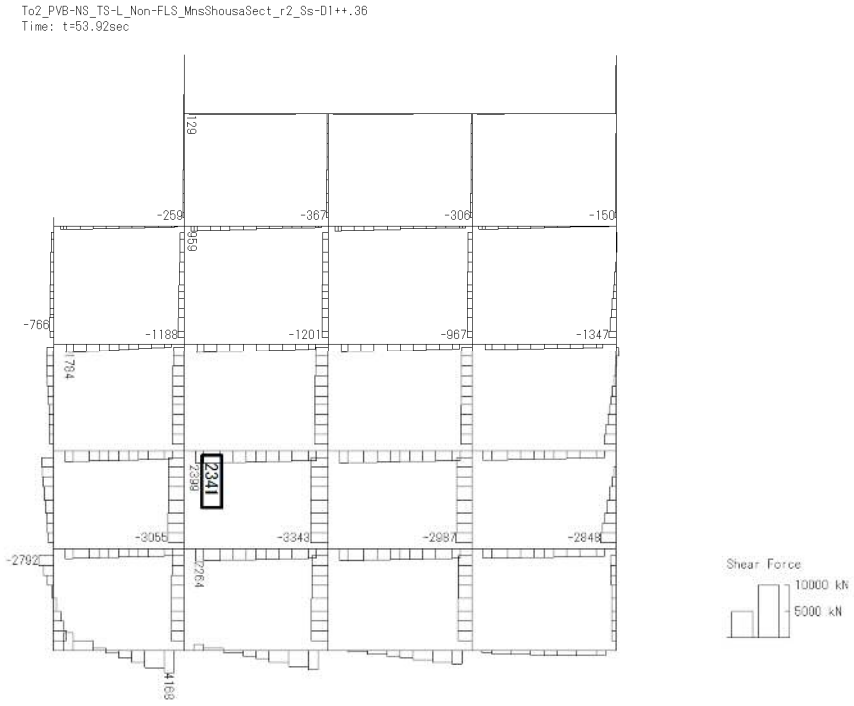
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

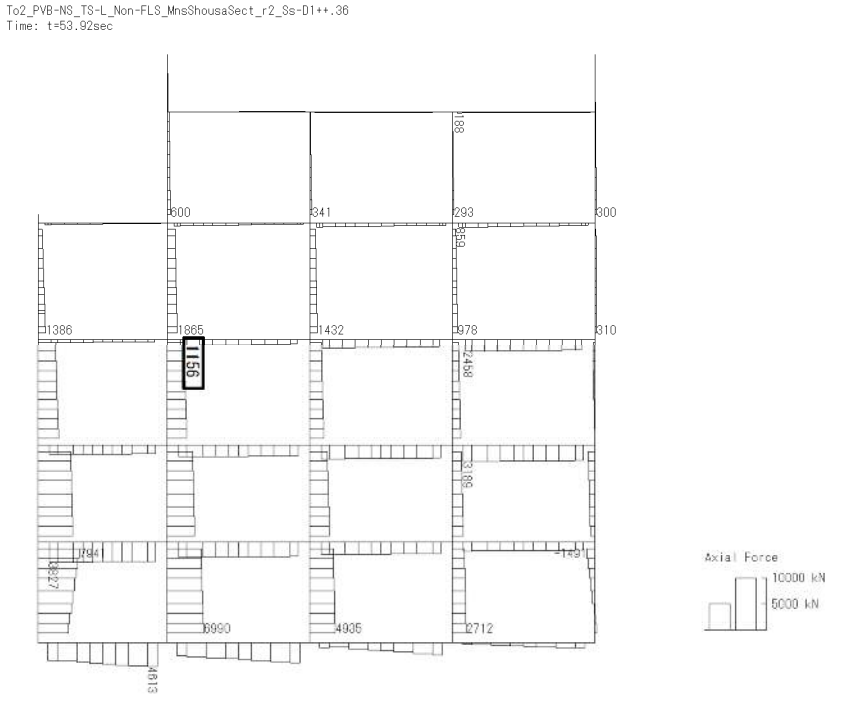
図 4.4－4（3）　スラブ（B2F,B3F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－4（4）　スラブ（B2F,B3F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

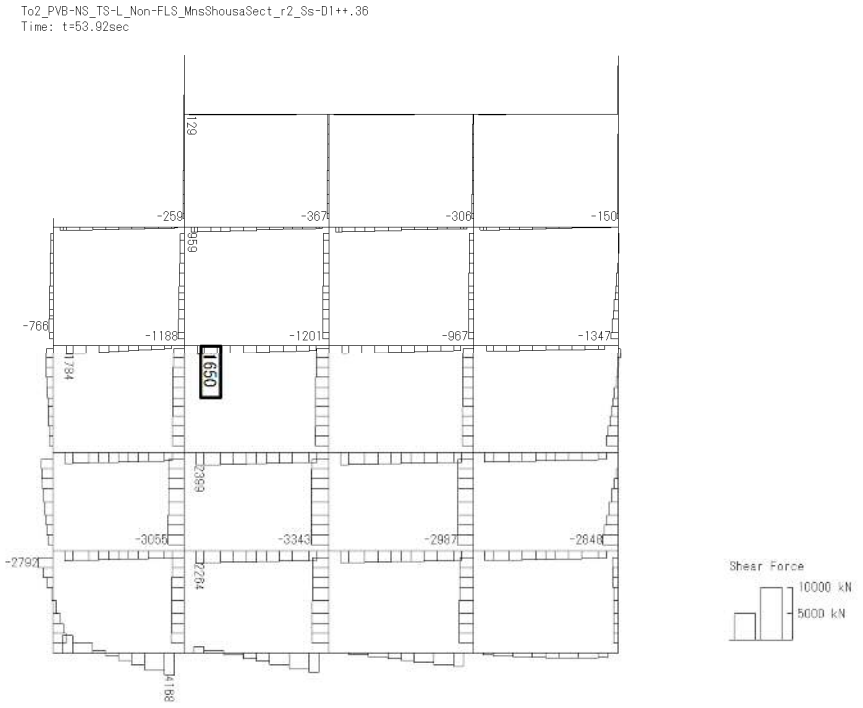
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

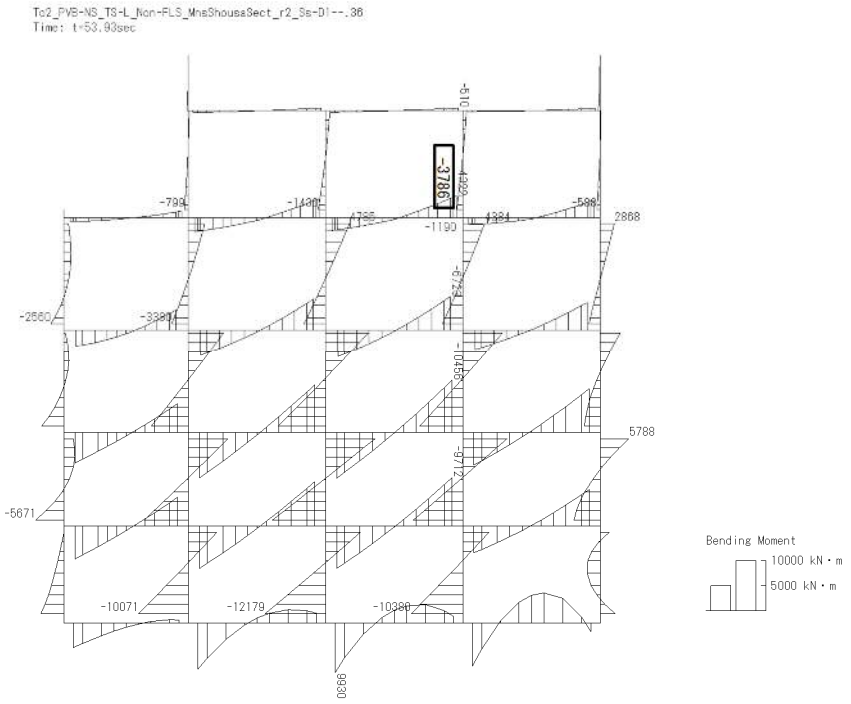
軸力（kN）

図 4.4－4（5）　スラブ（B1F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

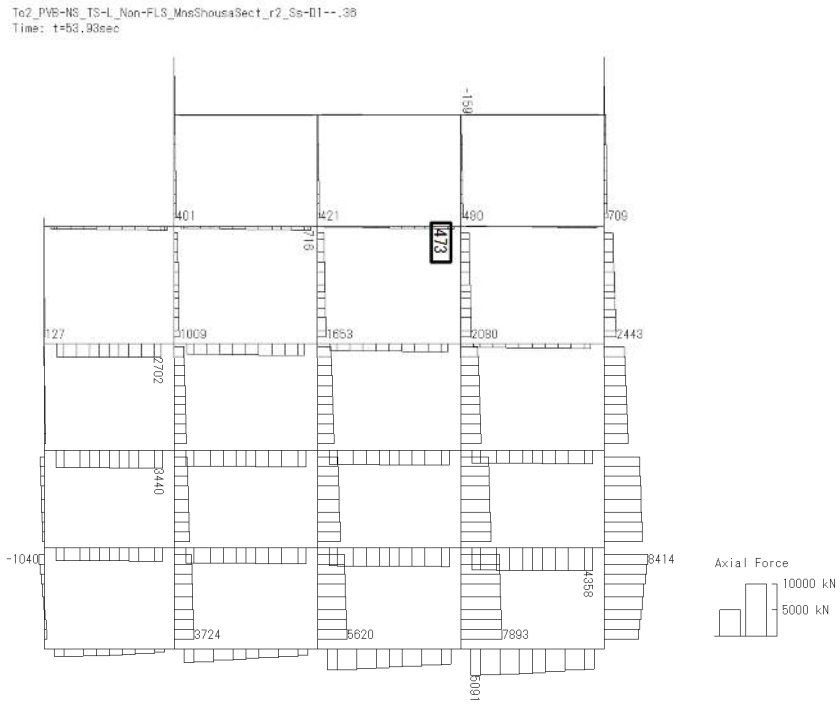


せん断力（kN）

図 4.4－4（6）　スラブ（B1F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.92s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



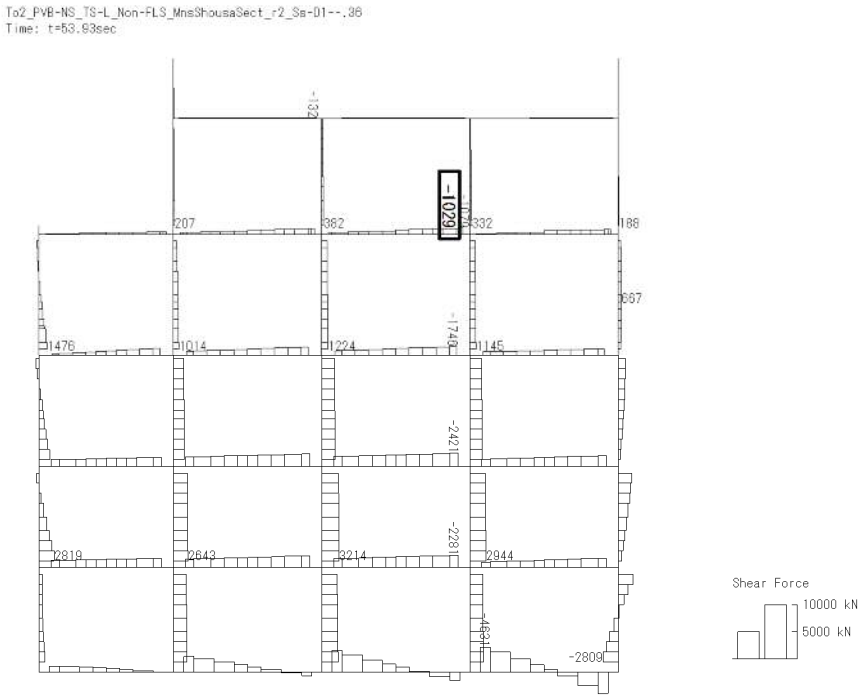
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

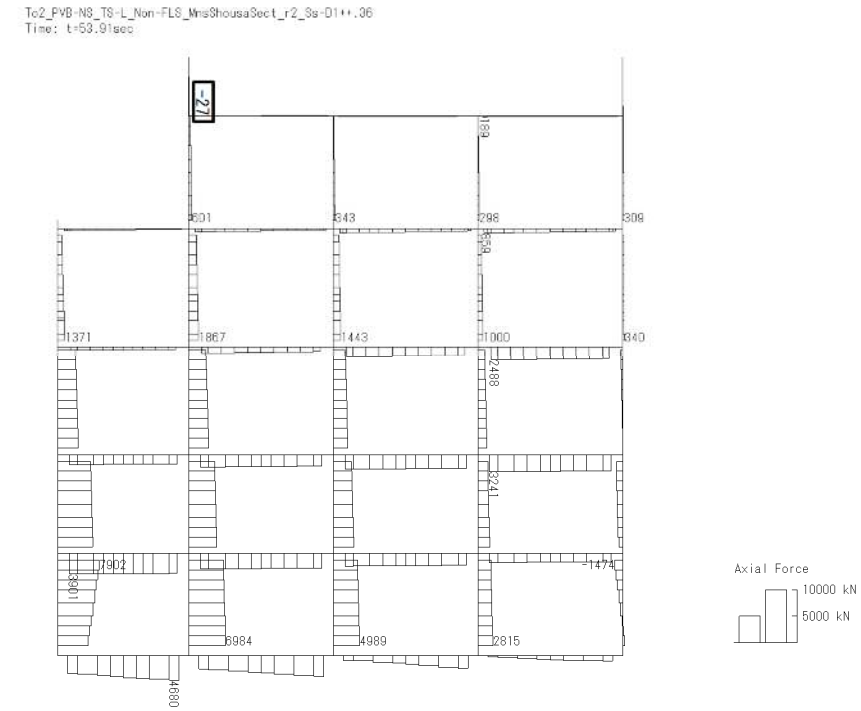
図 4.4－4（7）　地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－4（8）　地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

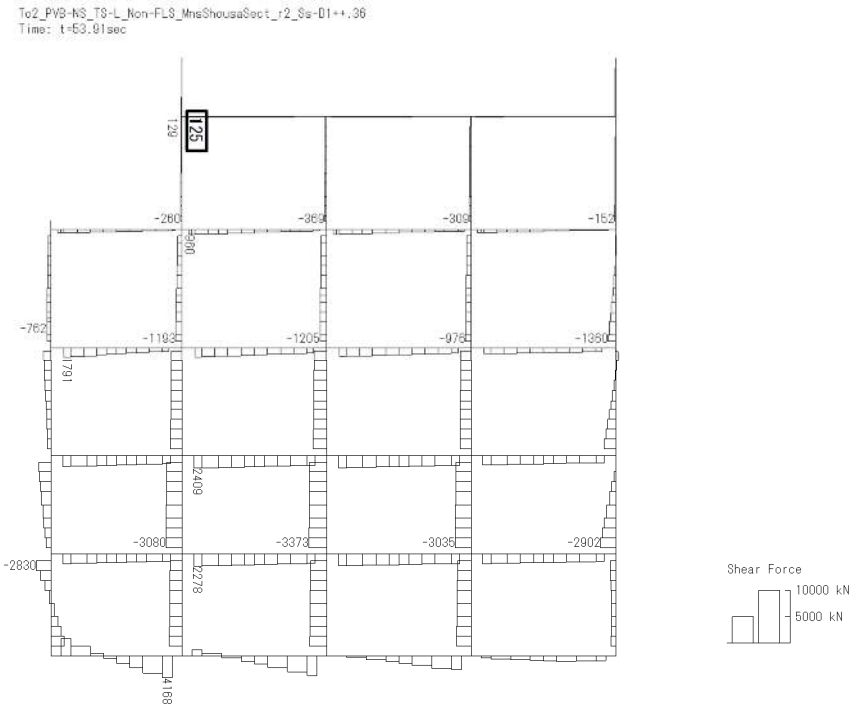
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

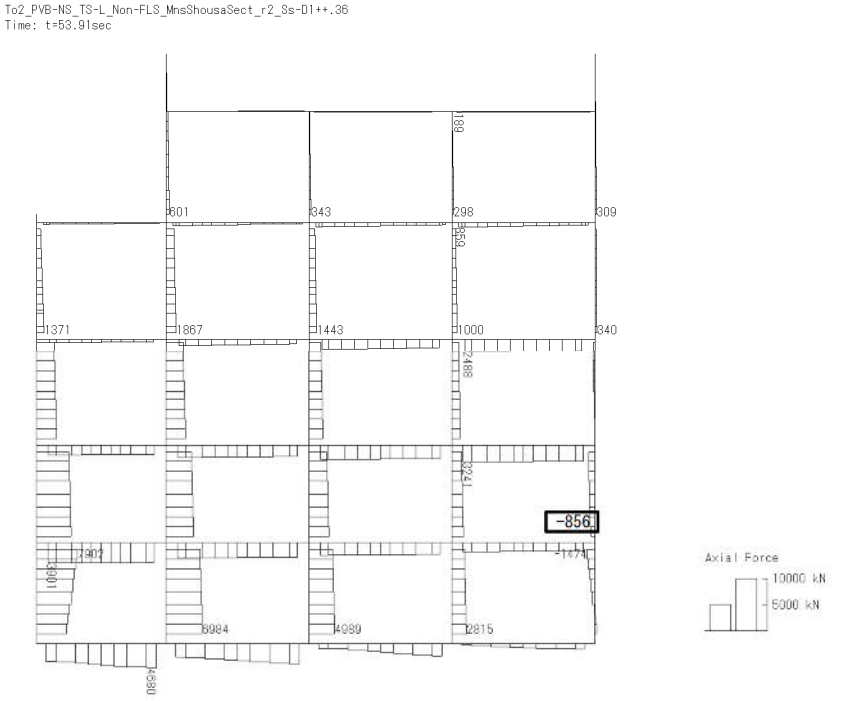
図 4.4－4（9）　地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－4（10）　地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

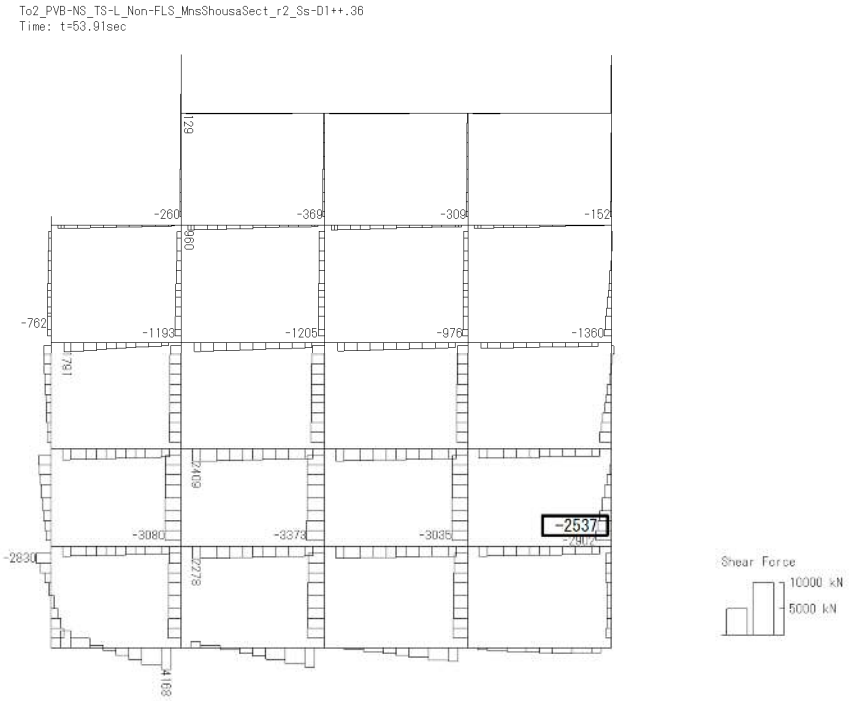
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

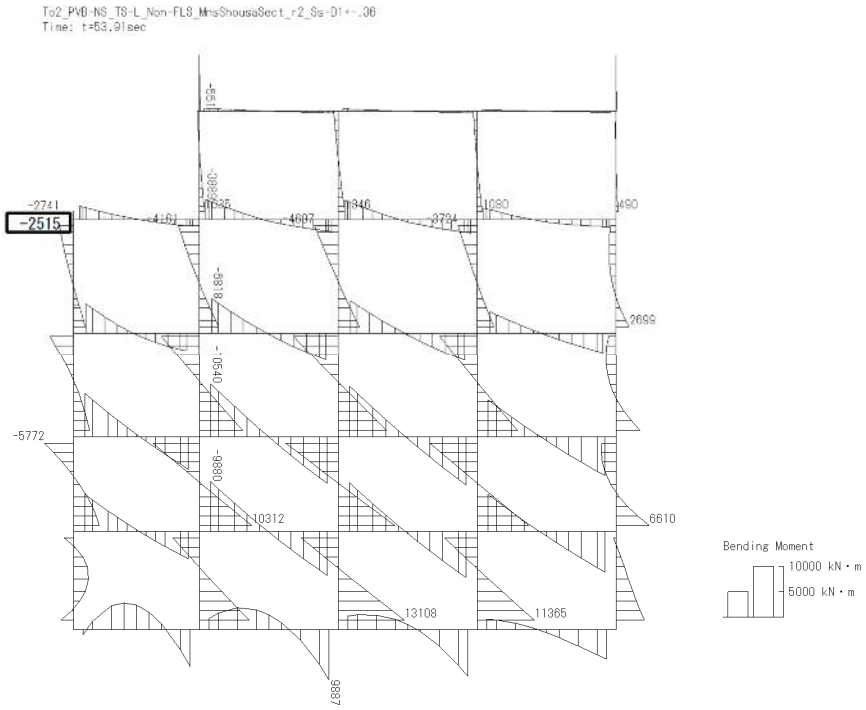
軸力（kN）

図 4.4－4（11）　地中側壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

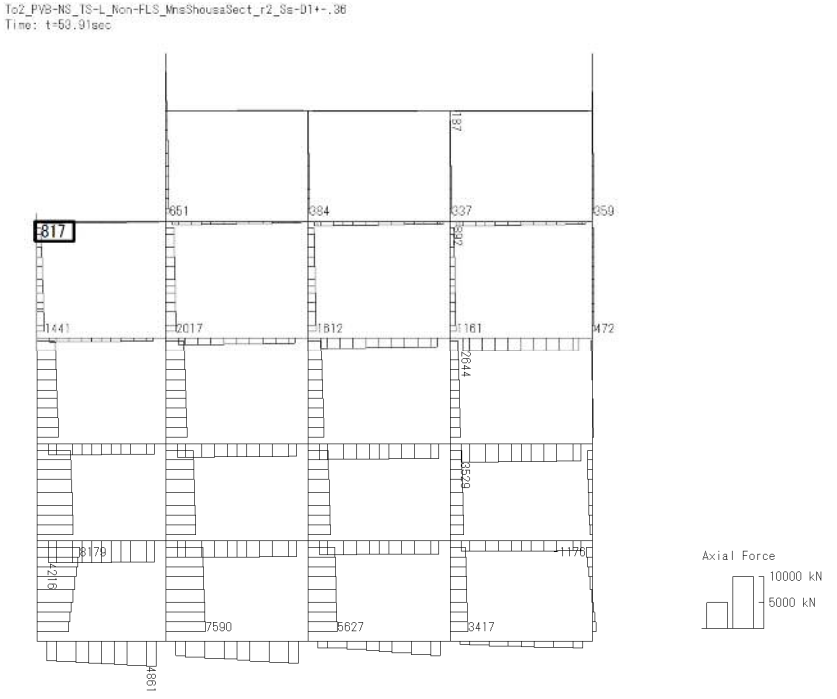


せん断力（kN）

図 4.4－4（12）　地中側壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



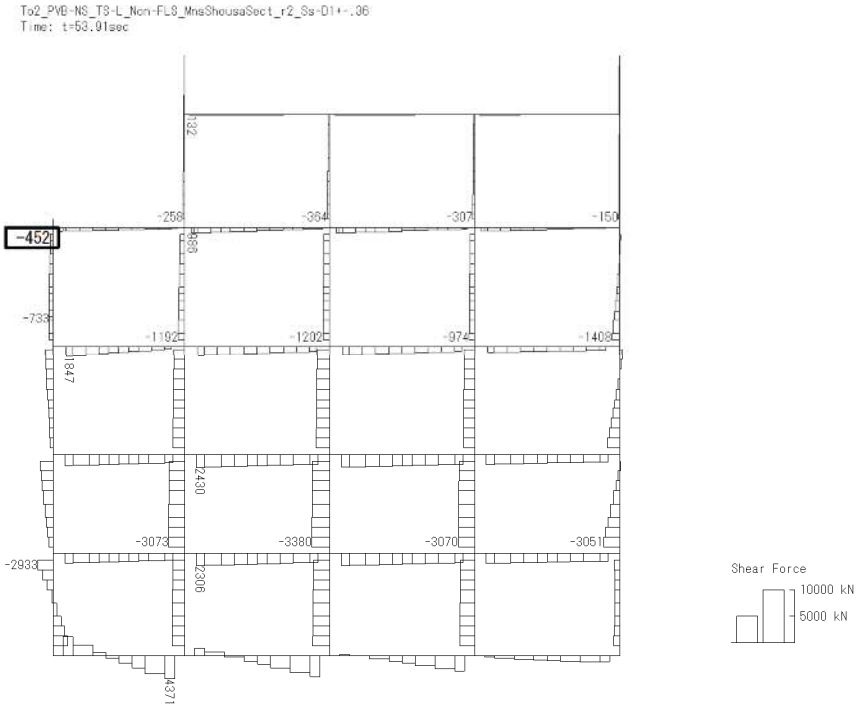
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

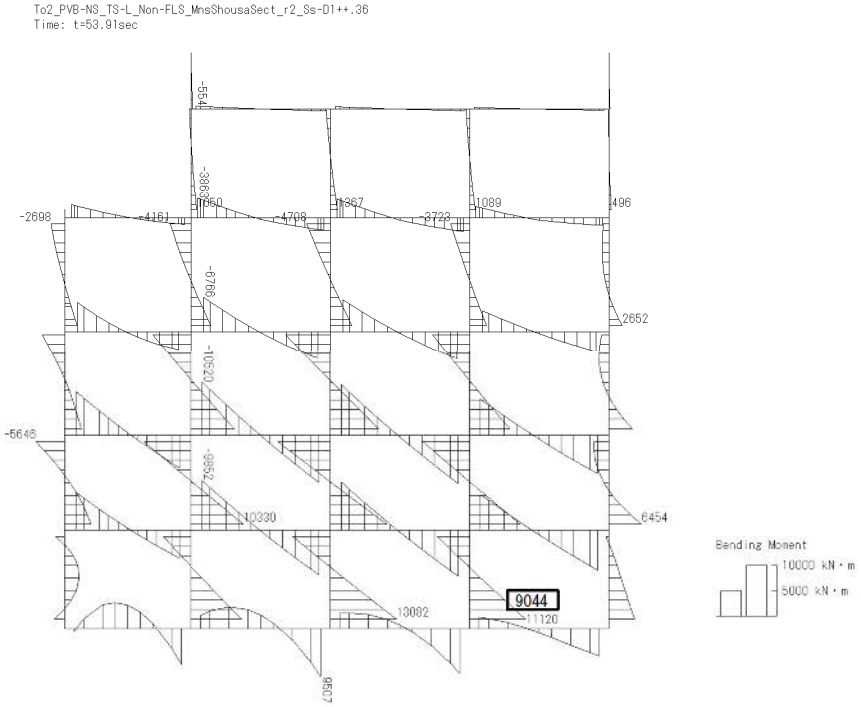
軸力（kN）

図 4.4－4（13）　地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），ｔ＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

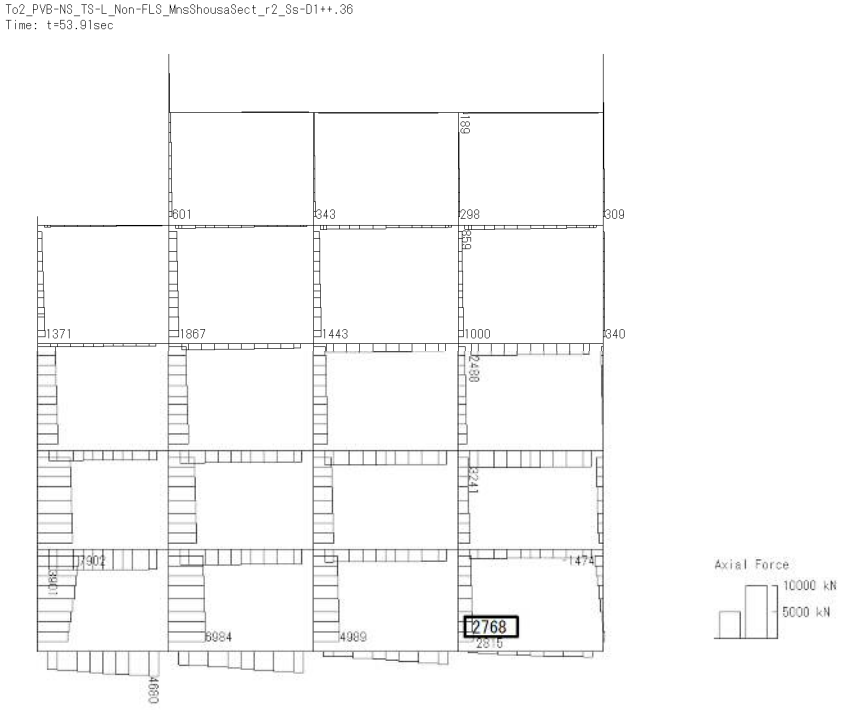


せん断力（kN）

図 4.4－4（14）　地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.91s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント（kN・m）



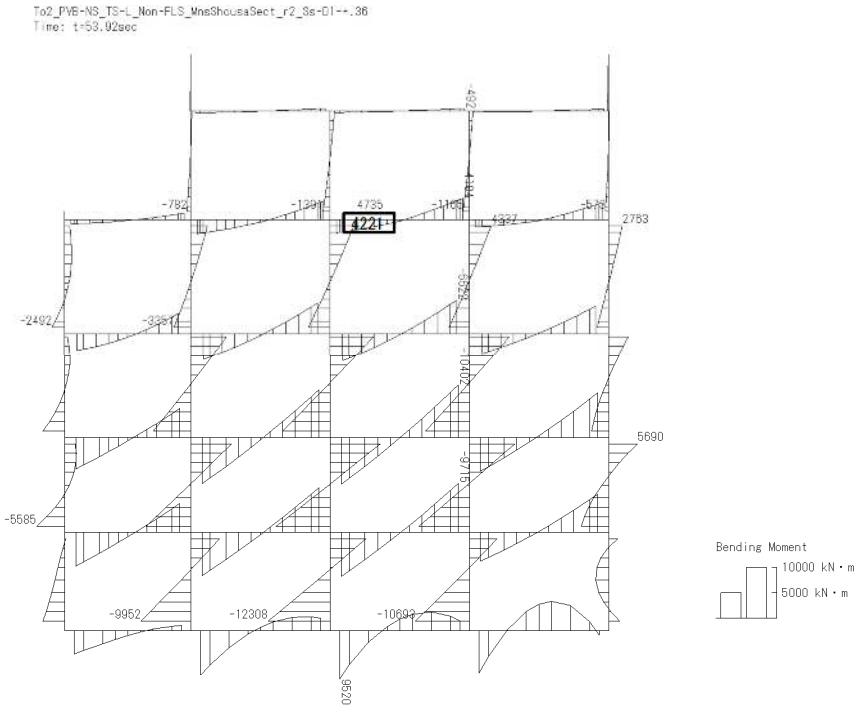
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 4.4－4（15）　地中隔壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

せん断力（kN）

図 4.4－4（16）　地中隔壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

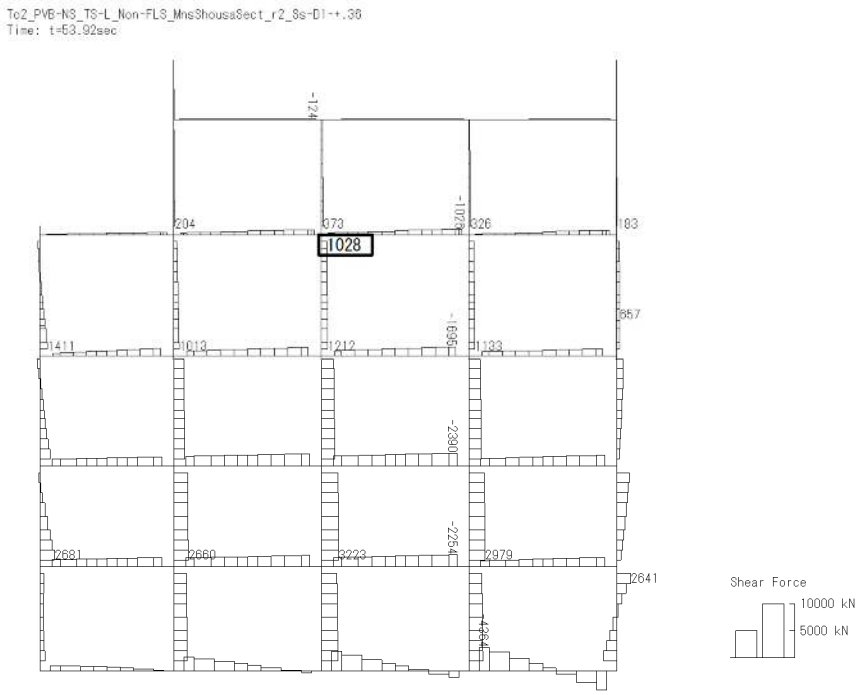


曲げモーメント（kN・m）

（＋：圧縮，－：引張）

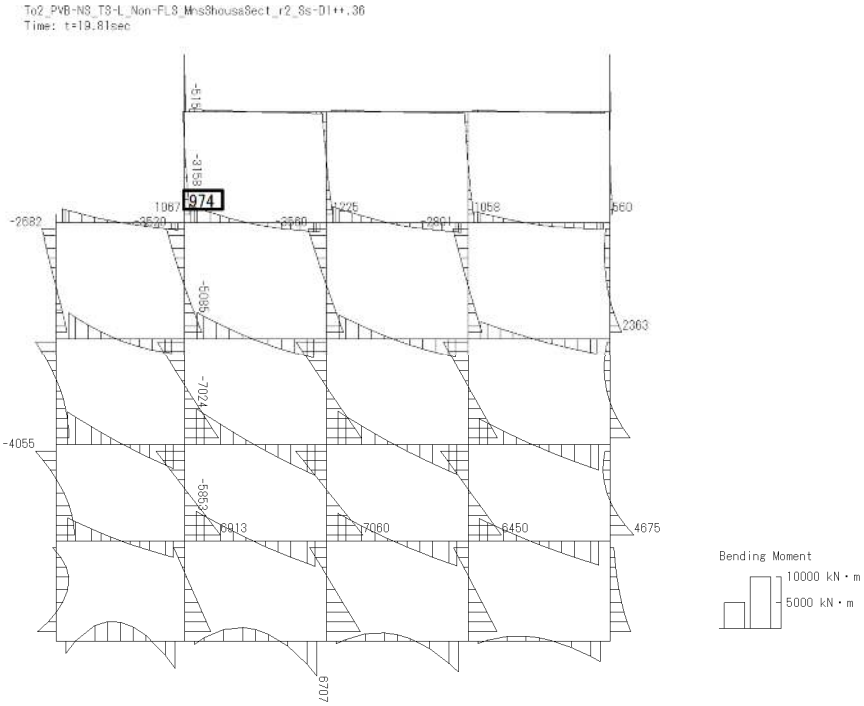
軸力（kN）

図 4.4－4（17）　地中隔壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V＋），t＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

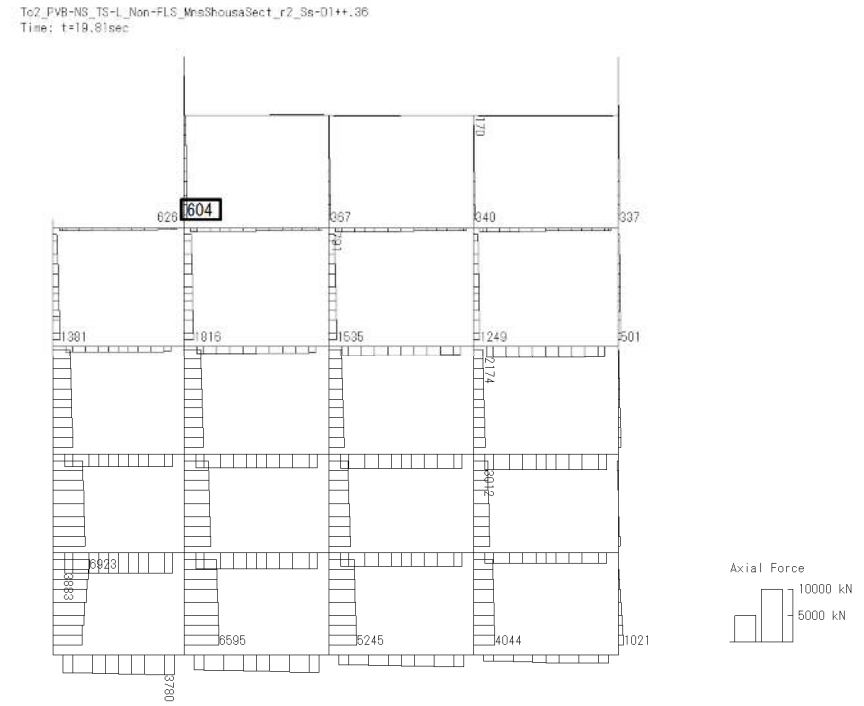


せん断力（kN）

図 4.4－4（18）　地中隔壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H－，V＋），t＝53.92s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



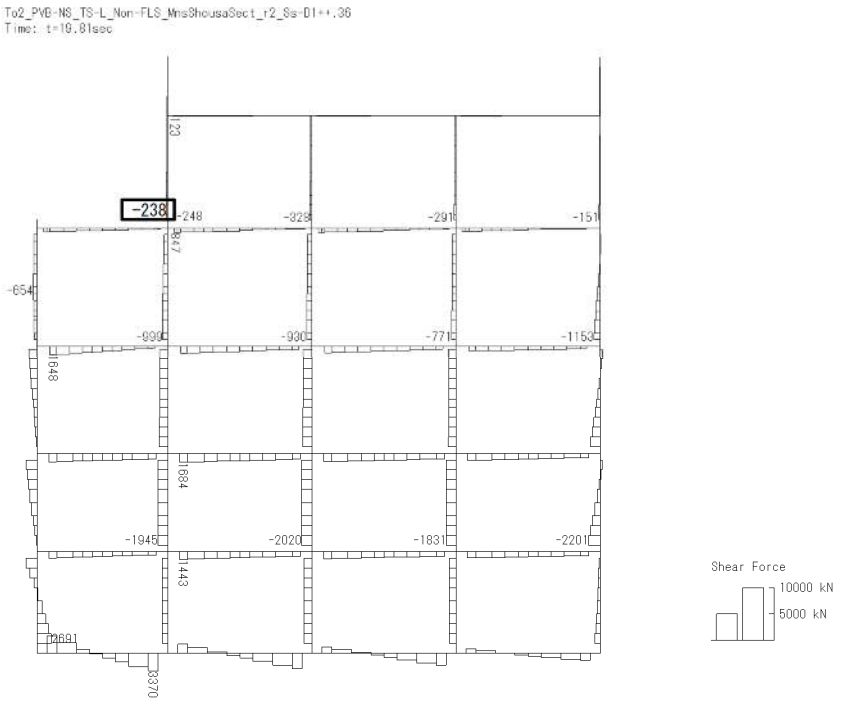
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

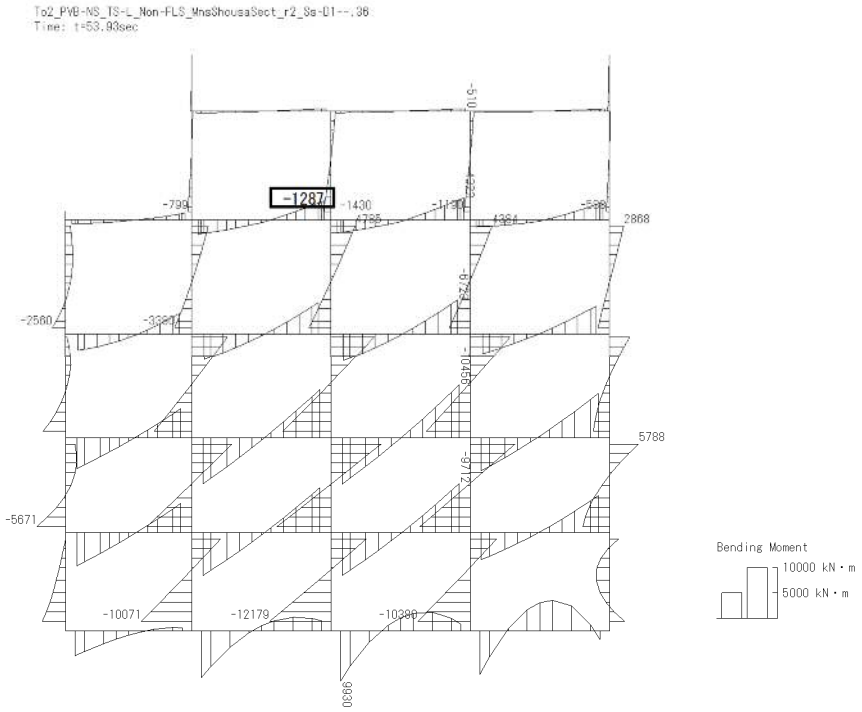
軸力（kN）

図 4.4－4（19）　地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝19.81s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

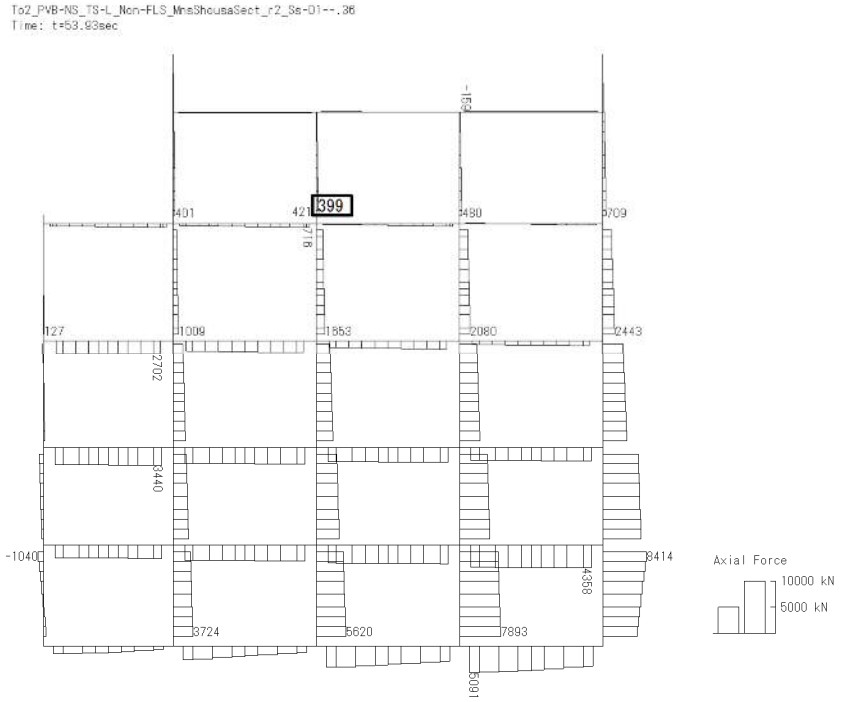


せん断力（kN）

図 4.4－4（20）　地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝19.81s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



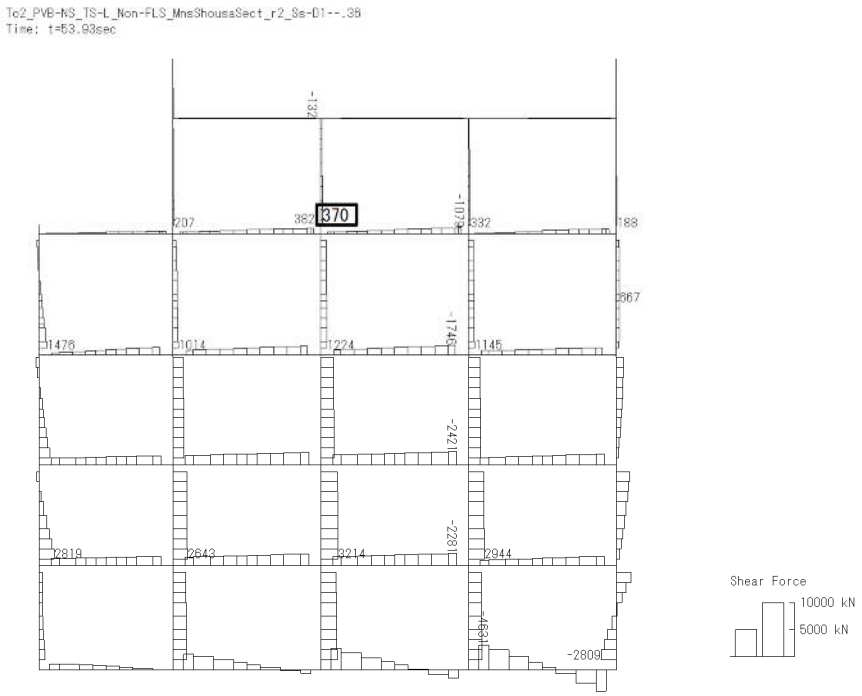
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 4.4－4（21）　地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

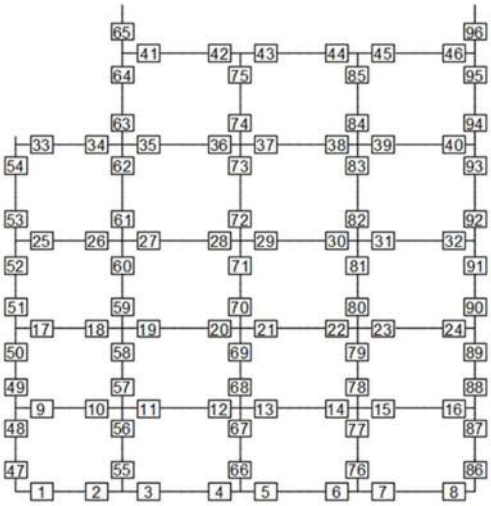
図 4.4－4（22）　地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

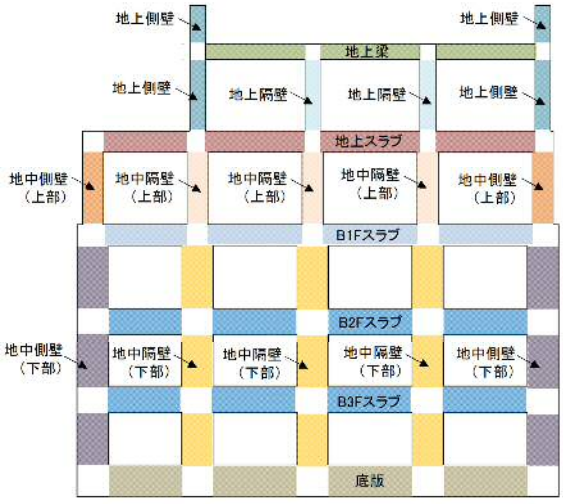
表 4.4－3　せん断力に対する照査結果

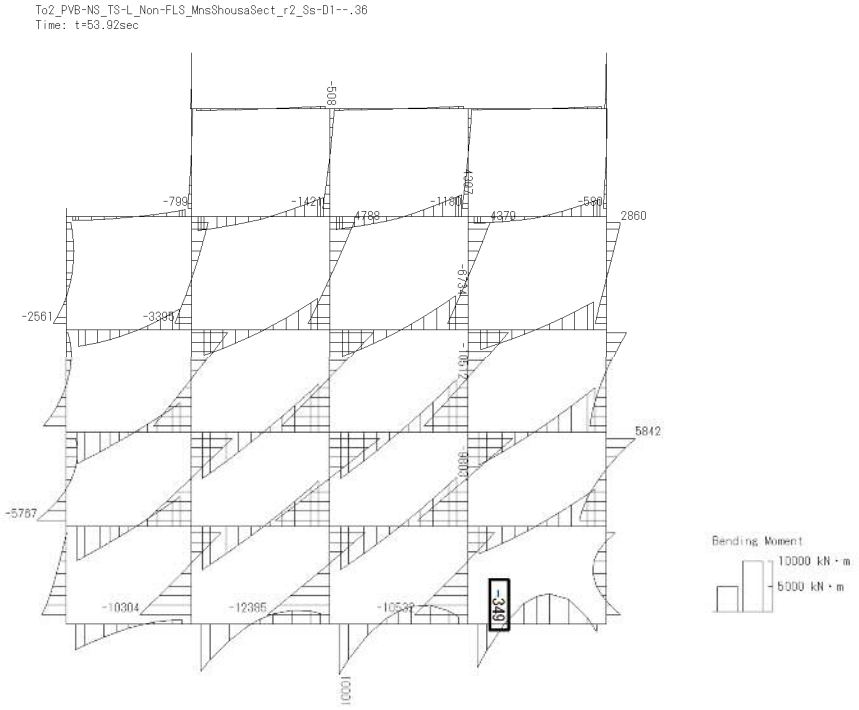
（各構造部材において最も厳しい照査値とその地震波）

評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	検討ケース
底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3729	7436	0.51	④ Ss－D1 (H－, V－)
スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2365	3479	0.68	④ Ss－D1 (H＋, V－)
スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1712	2732	0.63	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	1029	1810	0.57	④ Ss－D1 (H－, V－)
地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	127	292	0.44	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2224	3738	0.60	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1237	2417	0.52	④ Ss－D1 (H－, V－)
地中隔壁（下部）	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3361	4694	0.72	④ Ss－D1 (H＋, V－)
地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1209	1877	0.65	④ Ss－D1 (H－, V－)
地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	248	1343	0.19	④ Ss－D1 (H＋, V＋)
地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	370	1343	0.28	④ Ss－D1 (H－, V－)

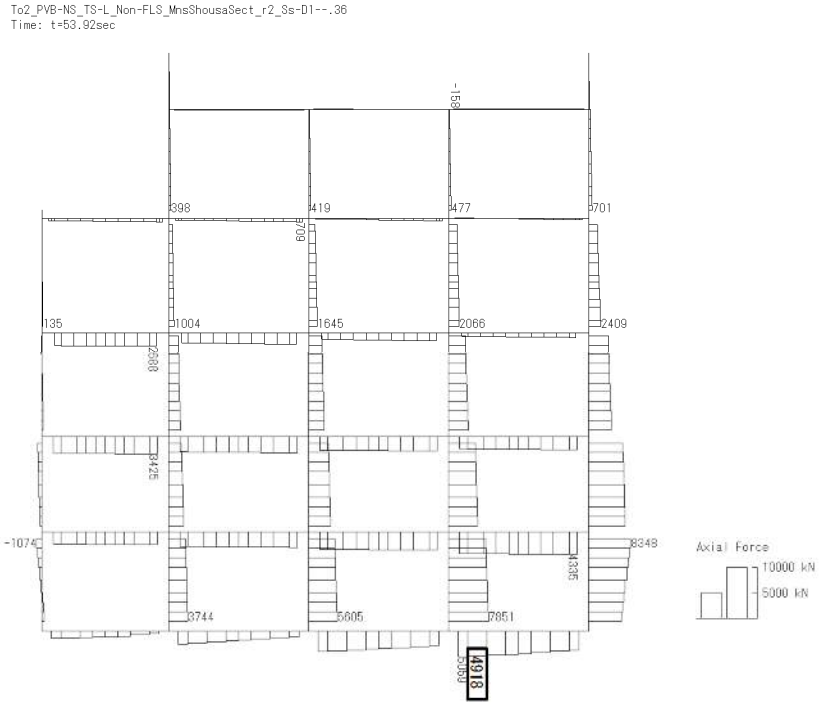
※1　評価位置は下図に示す







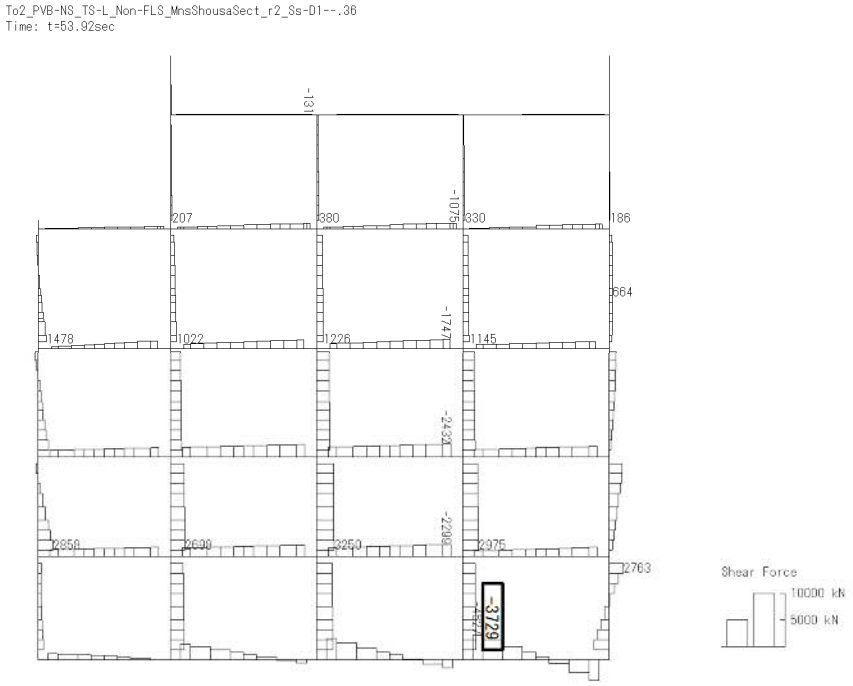
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

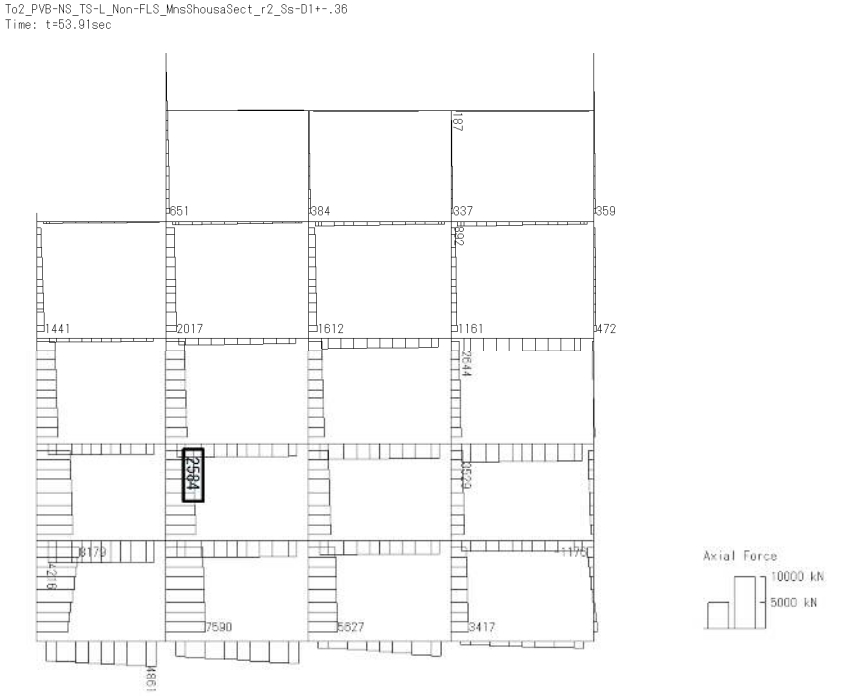
図 4.4－5（1）　底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－5（2）　底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

曲げモーメント（kN・m）



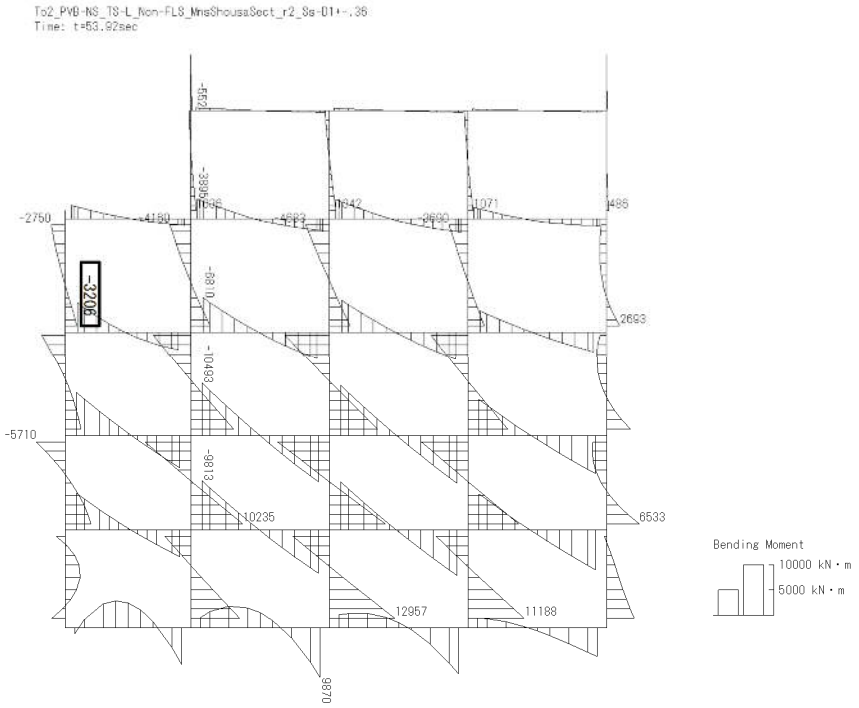
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

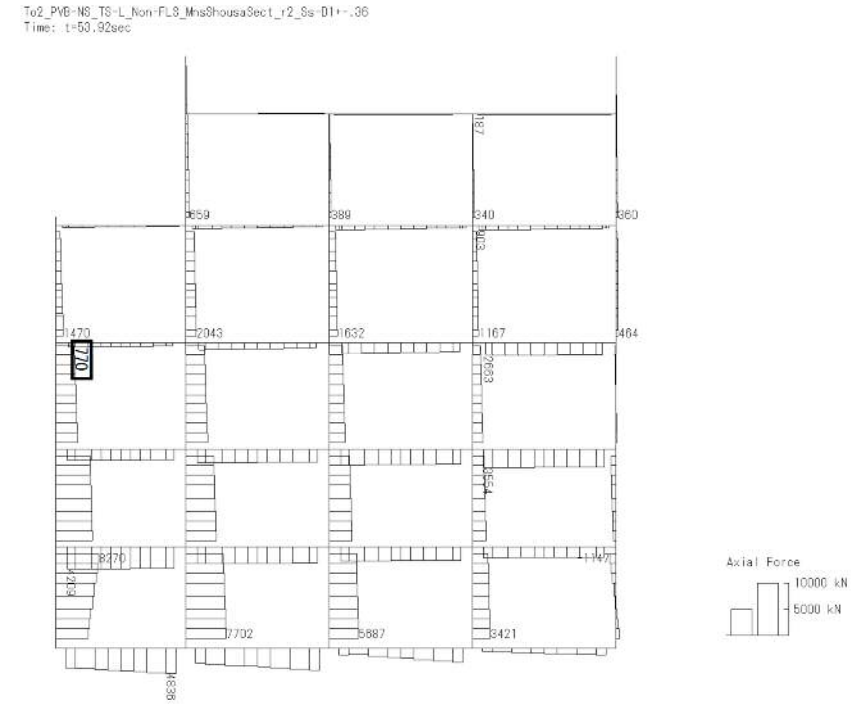
図 4.4－5（3）　スラブ（B2F,B3F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），ｔ＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

せん断力（kN）

図 4.4－5（4）　スラブ（B2F,B3F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），ｔ＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



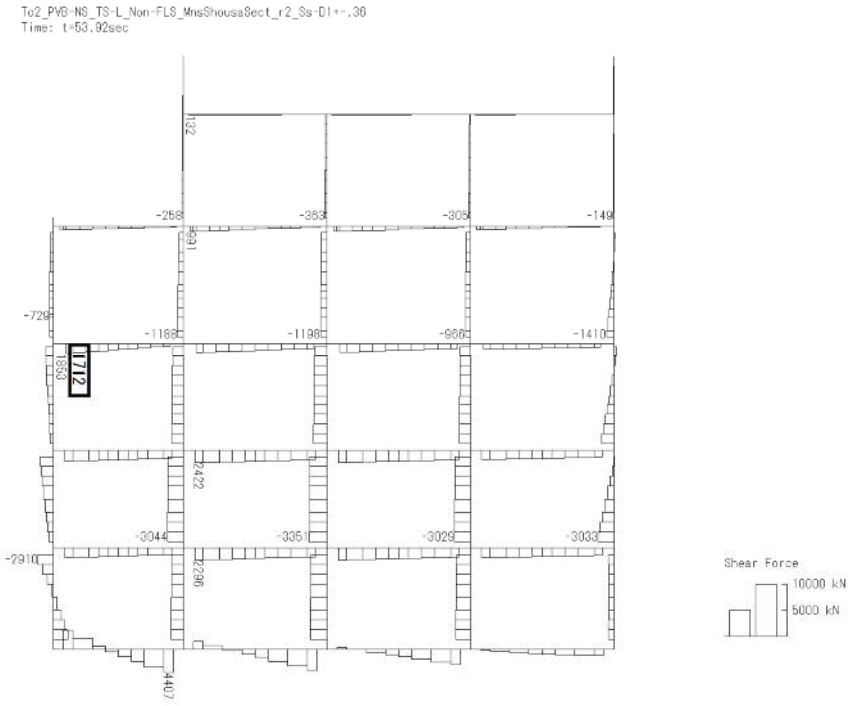
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

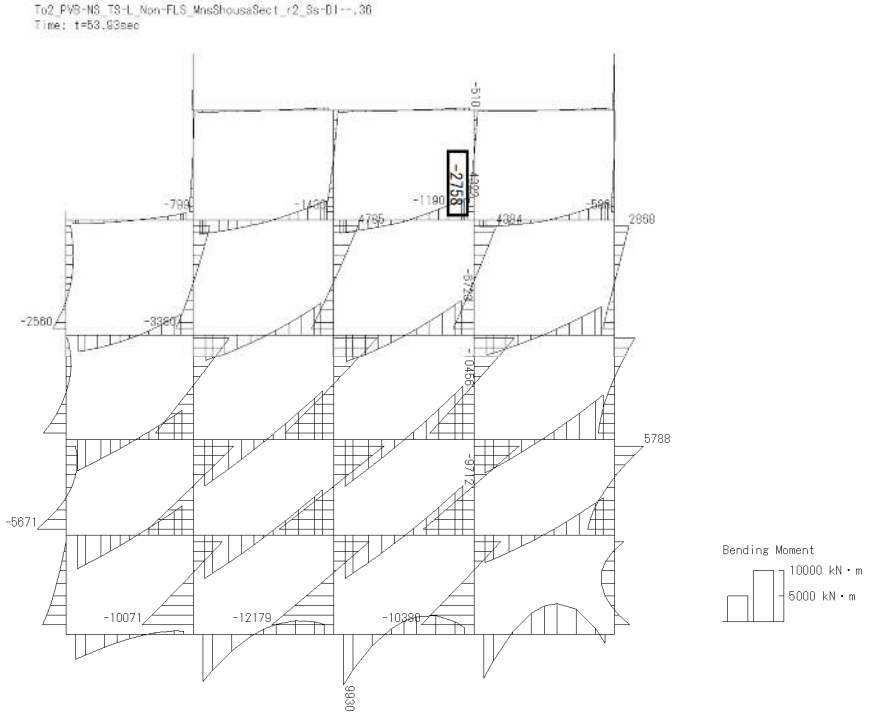
軸力（kN）

図 4.4－5（5）　スラブ（B1F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

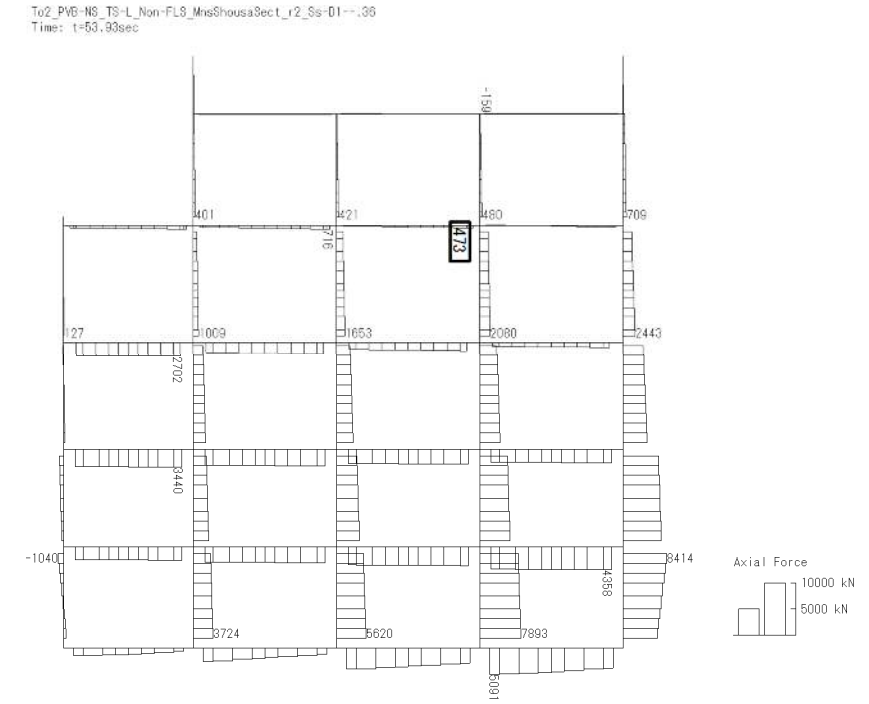


せん断力（kN）

図 4.4－5（6）　スラブ（B1F）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.92s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



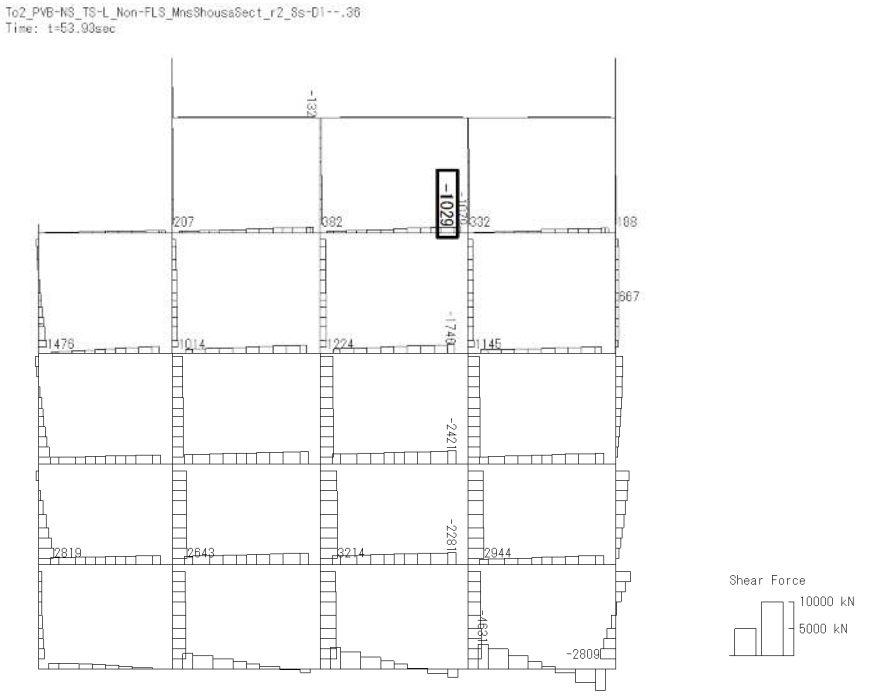
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

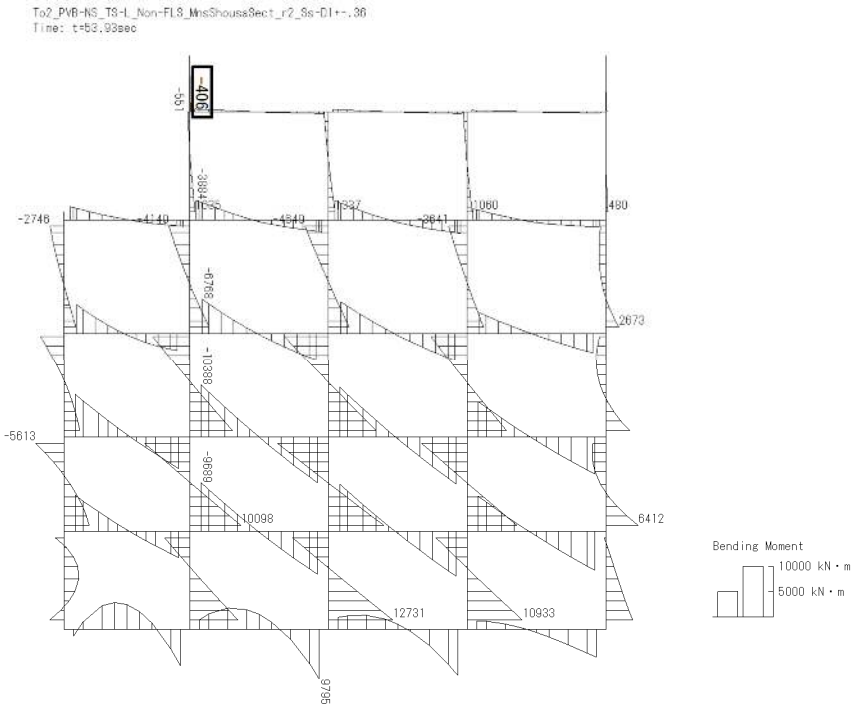
軸力（kN）

図 4.4－5（7）　地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

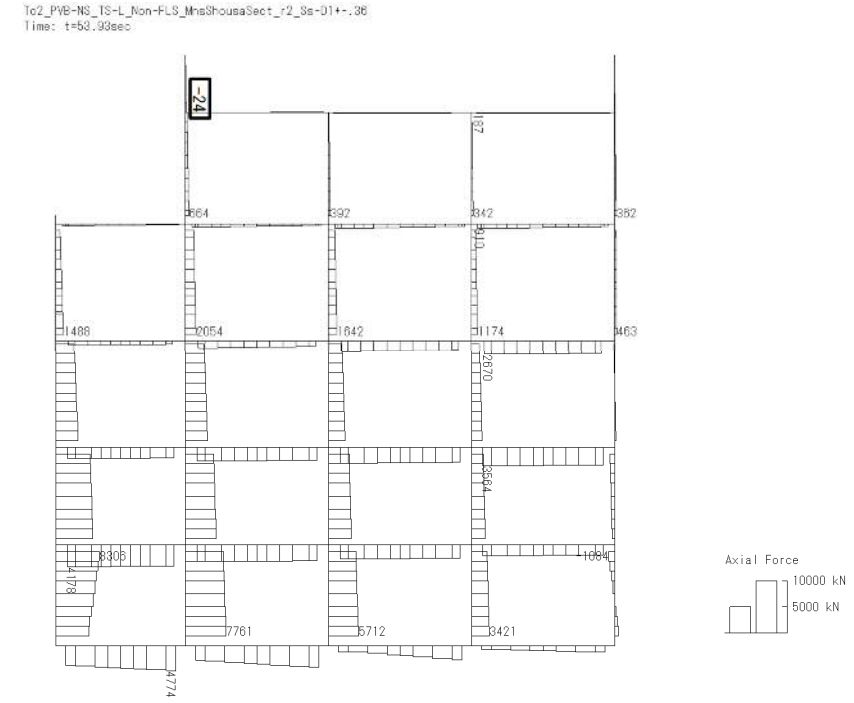


せん断力（kN）

図 4.4－5（8）　地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



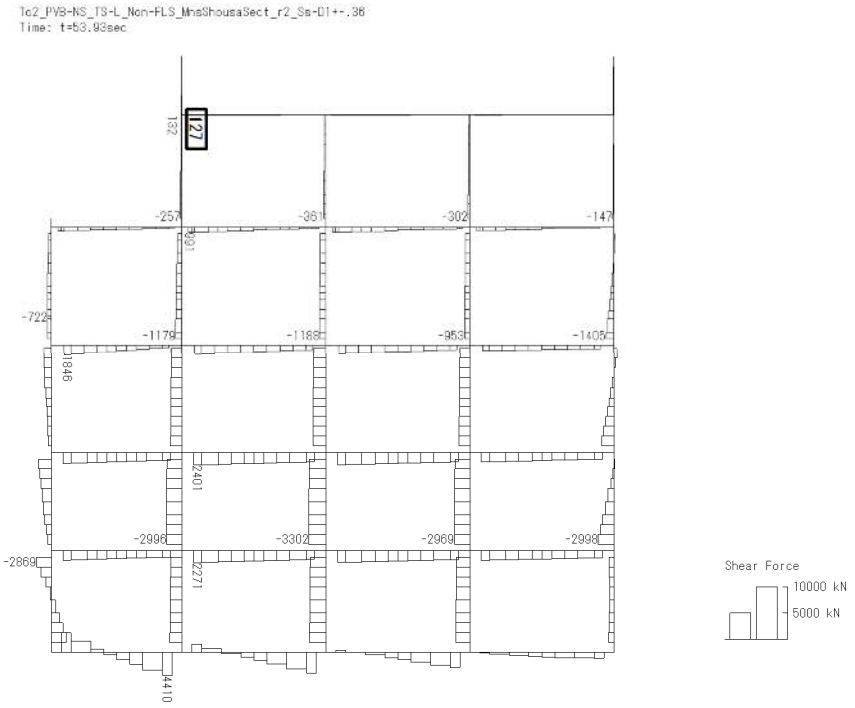
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

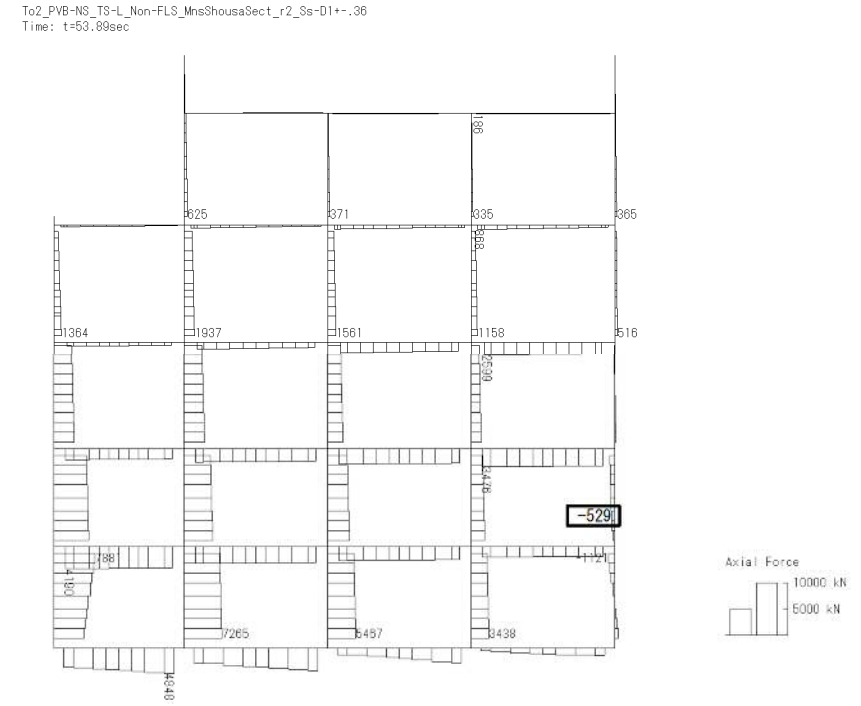
図 4.4－5（9）　地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－5（10）　地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

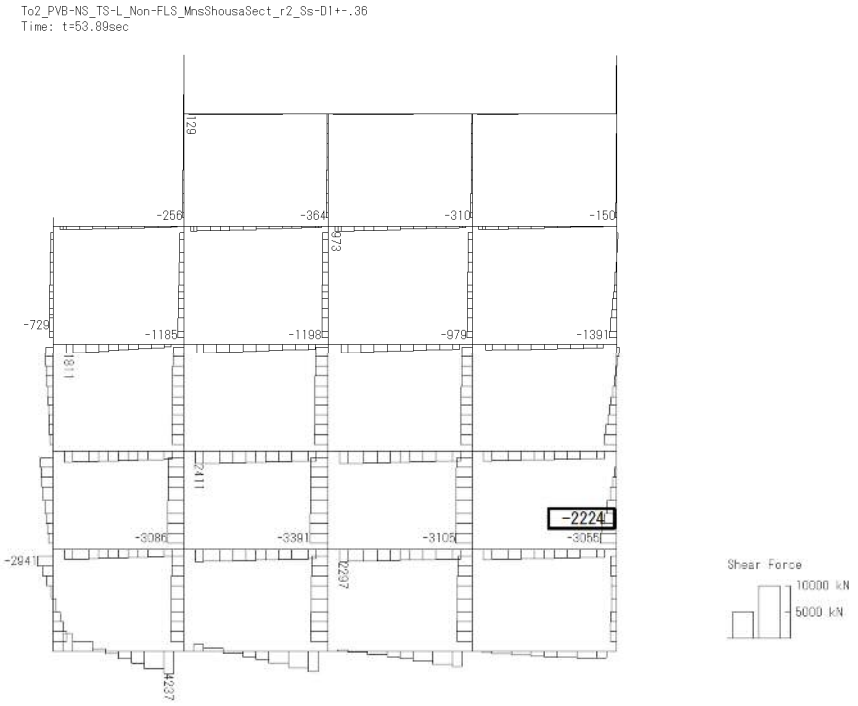
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

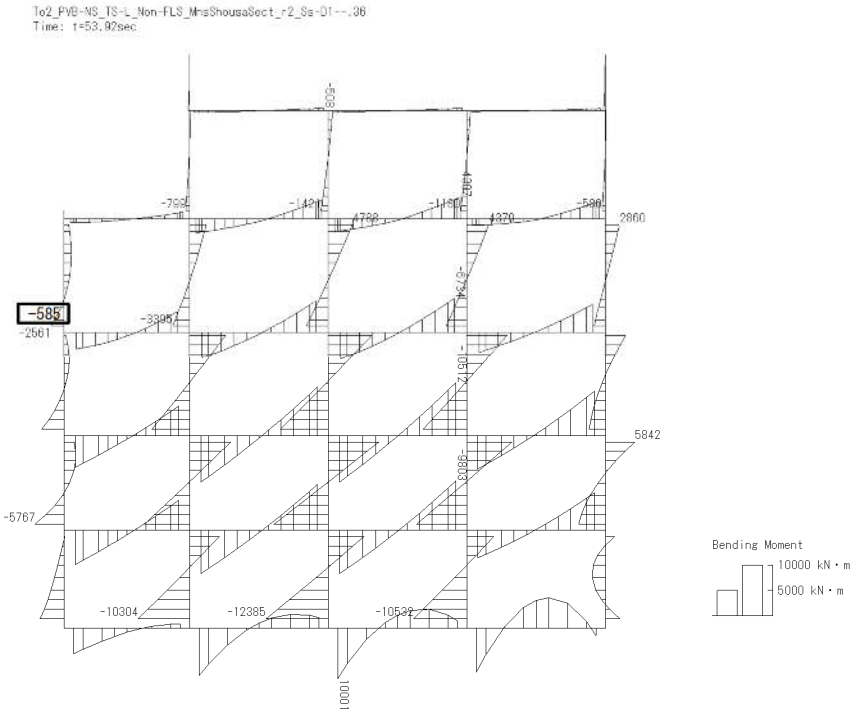
軸力（kN）

図 4.4－5（11）　地中側壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.89s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

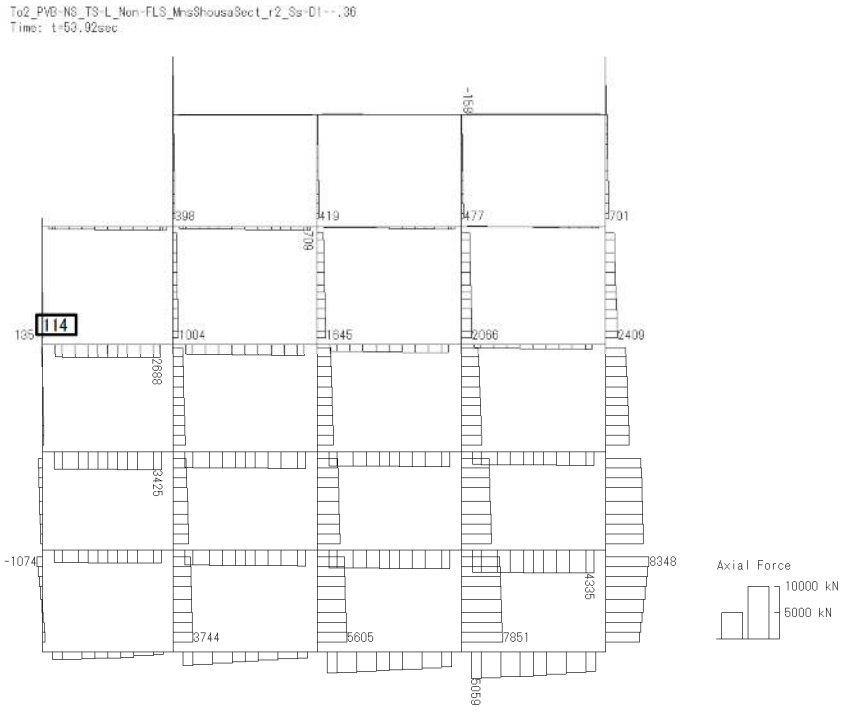


せん断力（kN）

図 4.4－5（12）　地中側壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.89s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



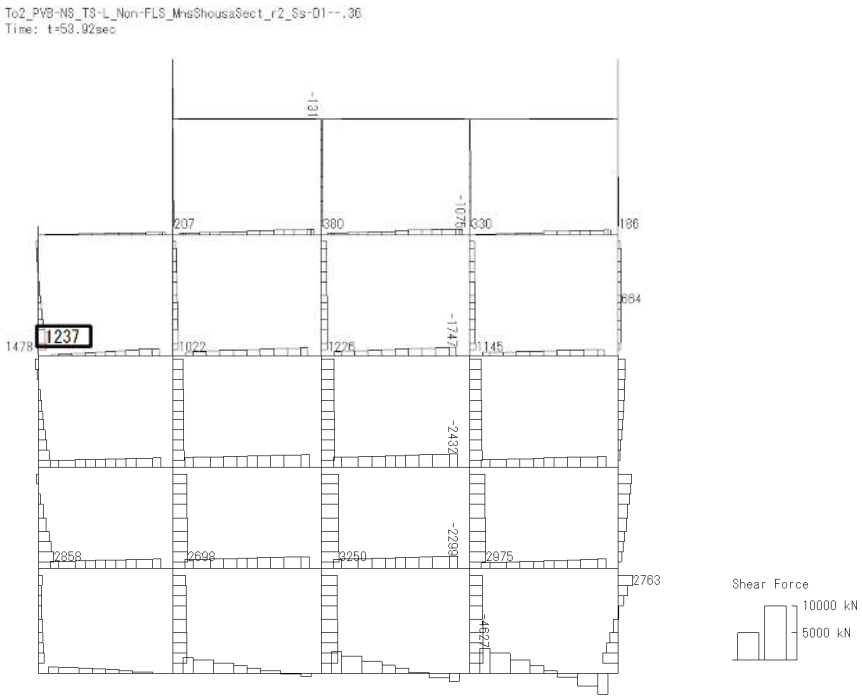
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

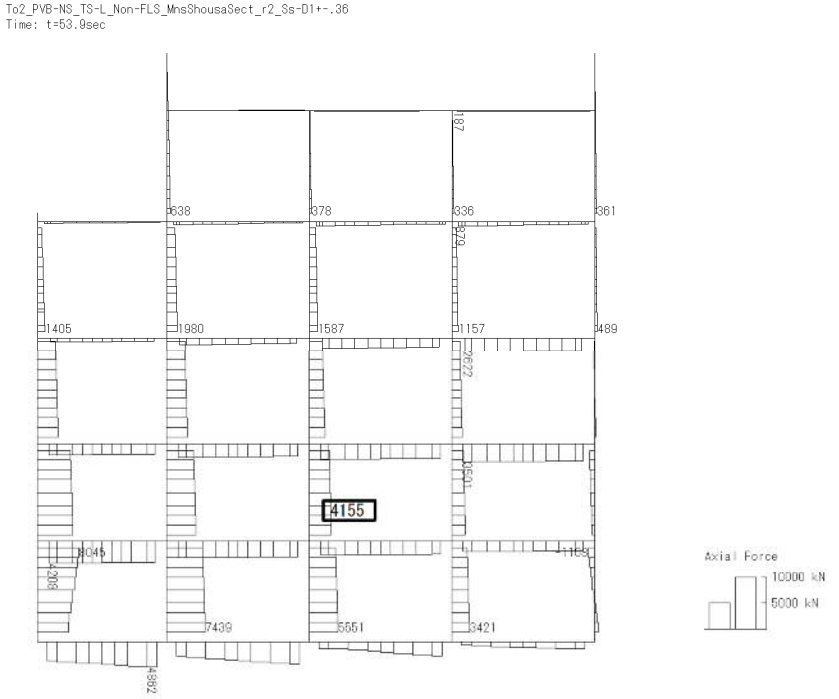
図 4.4－5（13）　地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

図 4.4－5（14）　地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

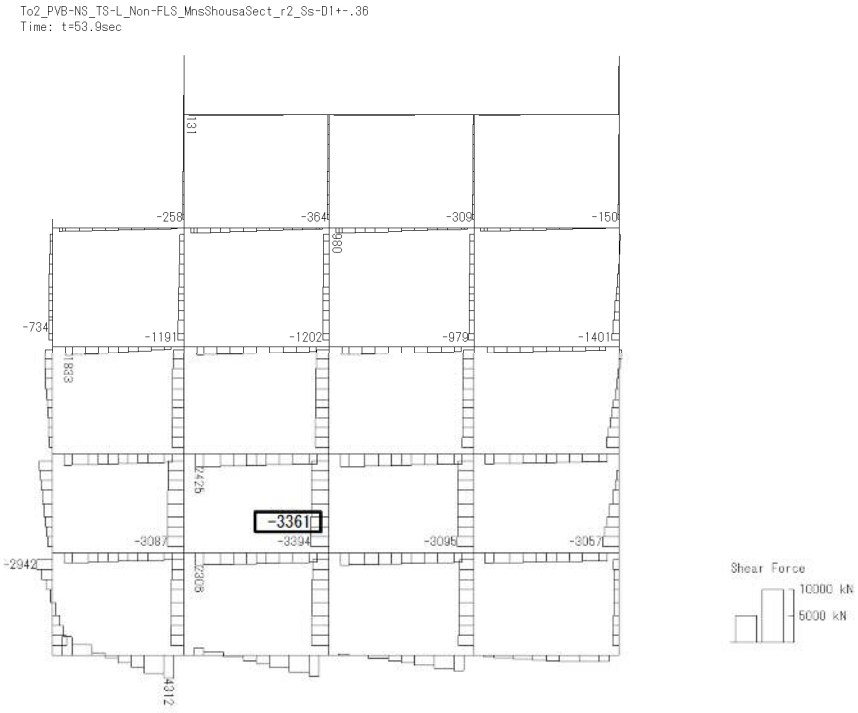
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

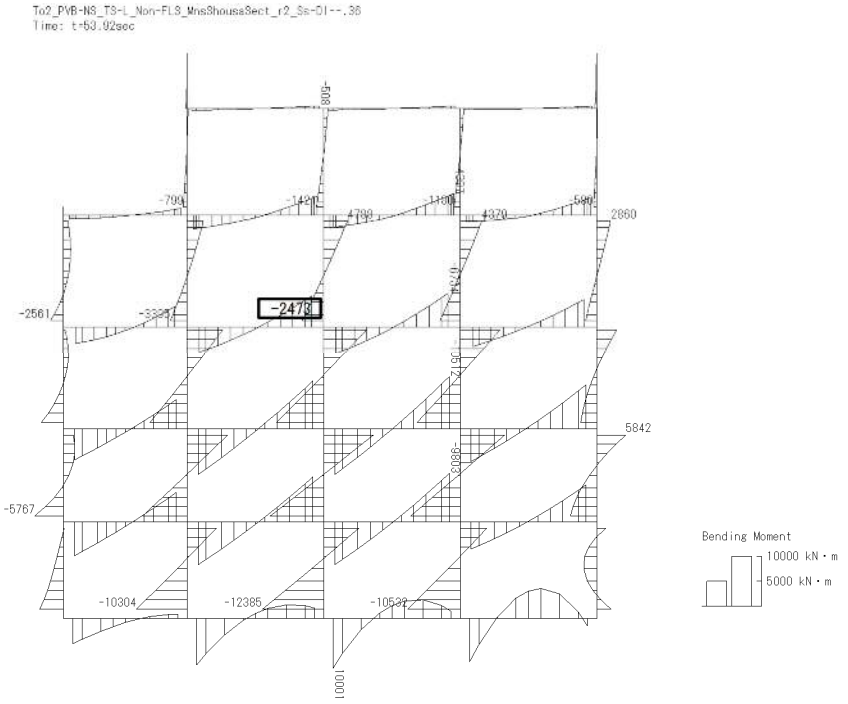
軸力（kN）

図 4.4－5（15）　地中隔壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.90s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

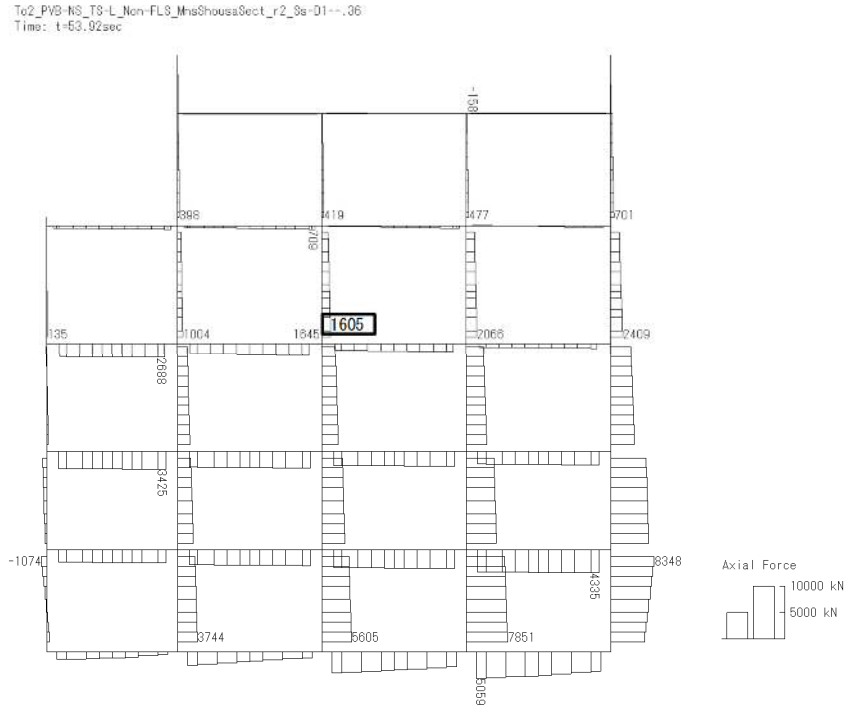


せん断力（kN）

図 4.4－5（16）　地中隔壁（下部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V－），t＝53.90s）（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



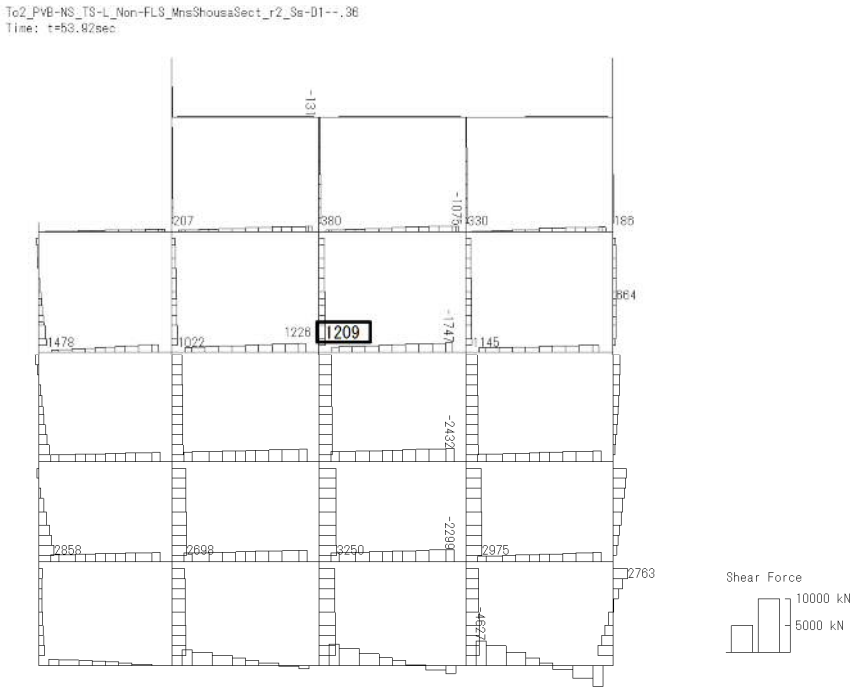
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

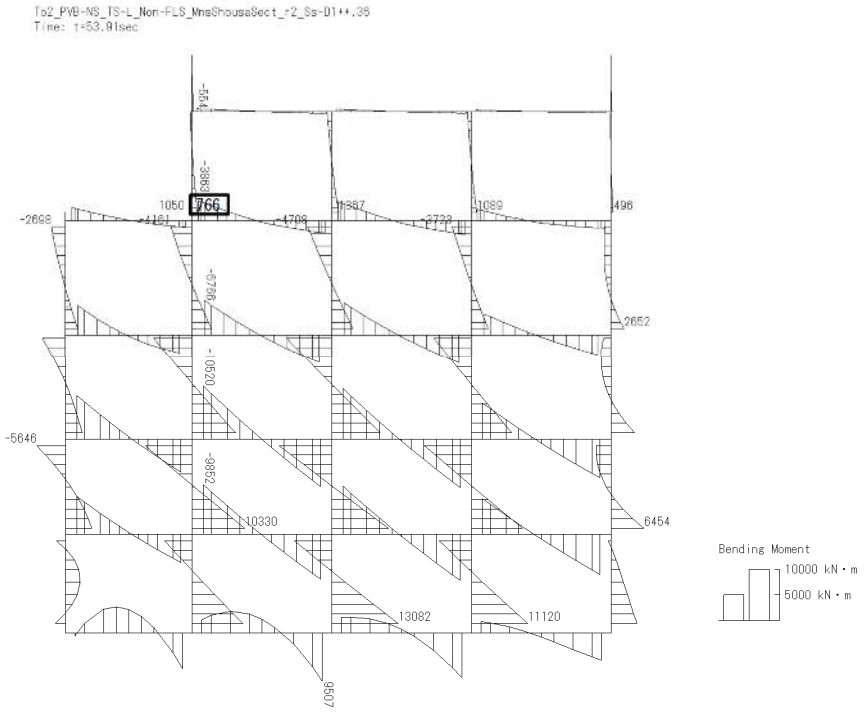
軸力（kN）

図 4.4－5（17）　地中隔壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），t＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

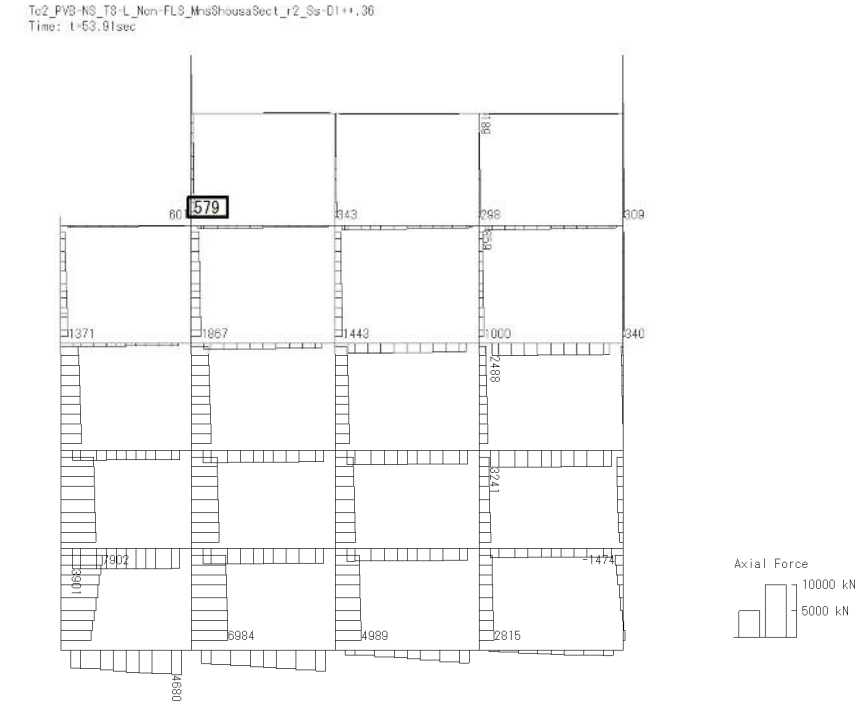


せん断力（kN）

図 4.4－5（18）　地中隔壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.92s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



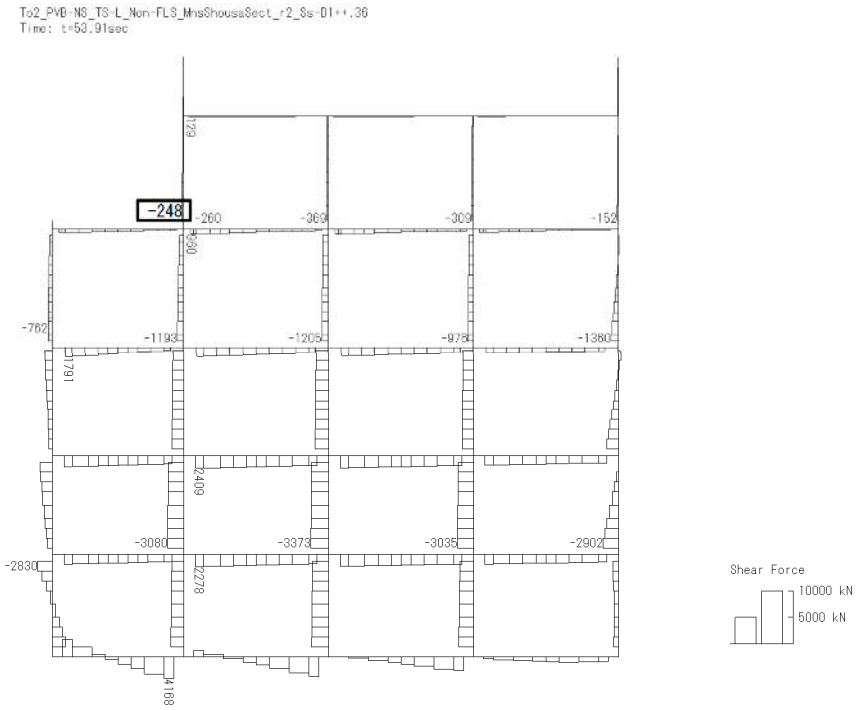
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

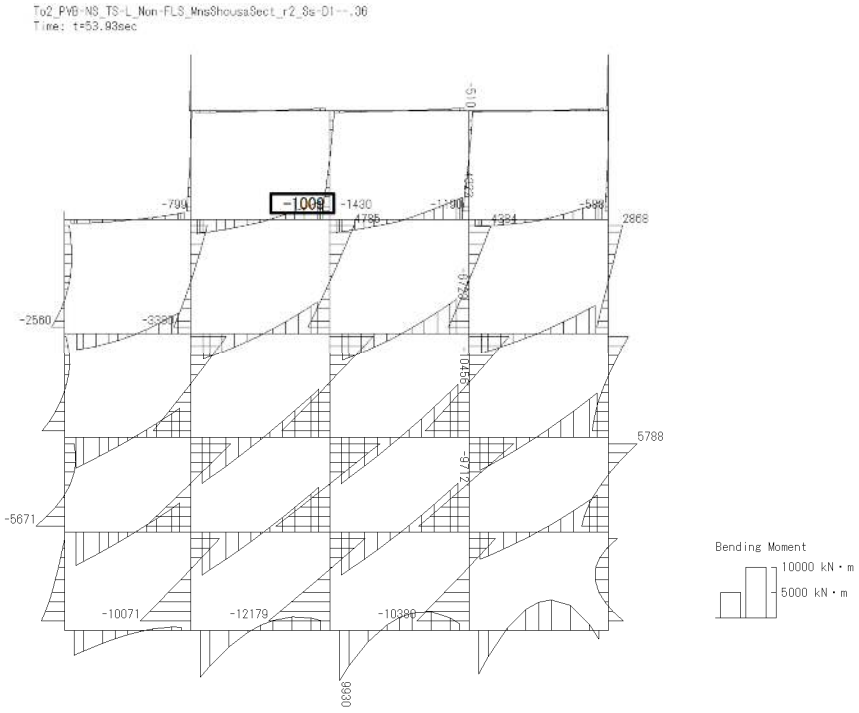
軸力（kN）

図 4.4－5（19）　地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

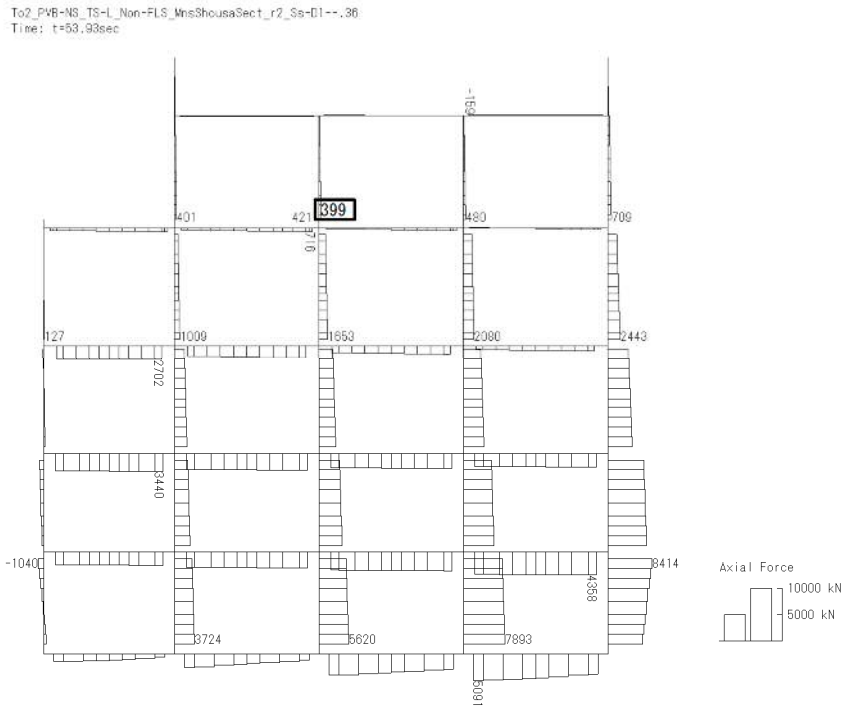


せん断力（kN）

図 4.4－5（20）　地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H＋，V＋），t＝53.91s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



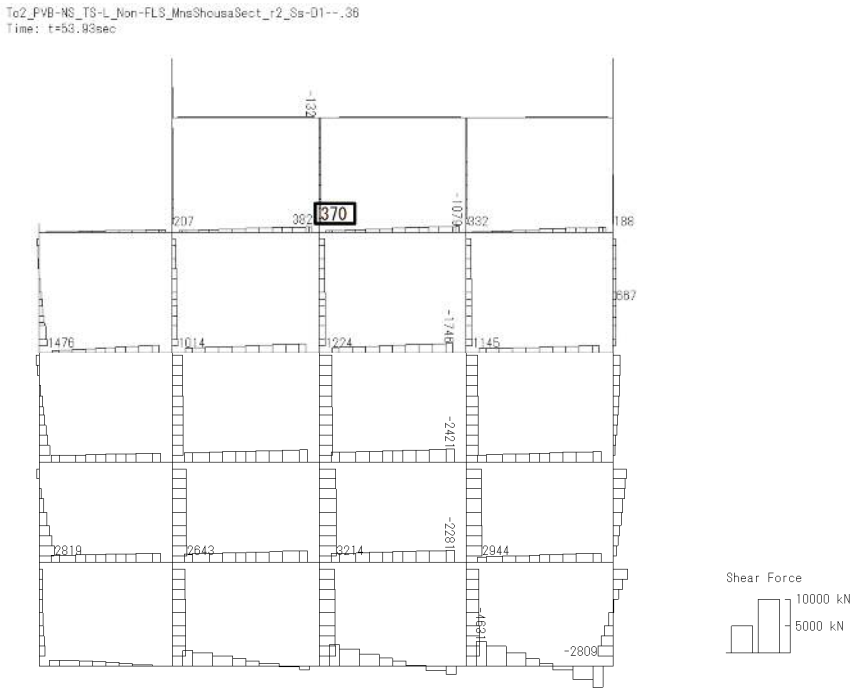
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 4.4－5（21）　地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



せん断力（kN）

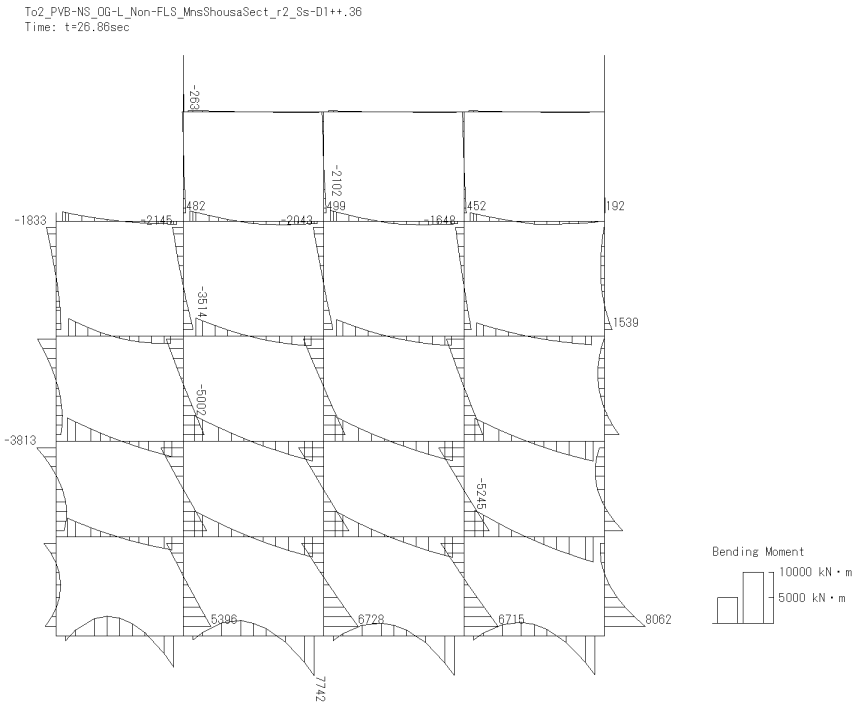
図 4.4－5（22）　地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V－），ｔ＝53.93s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(2)　断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

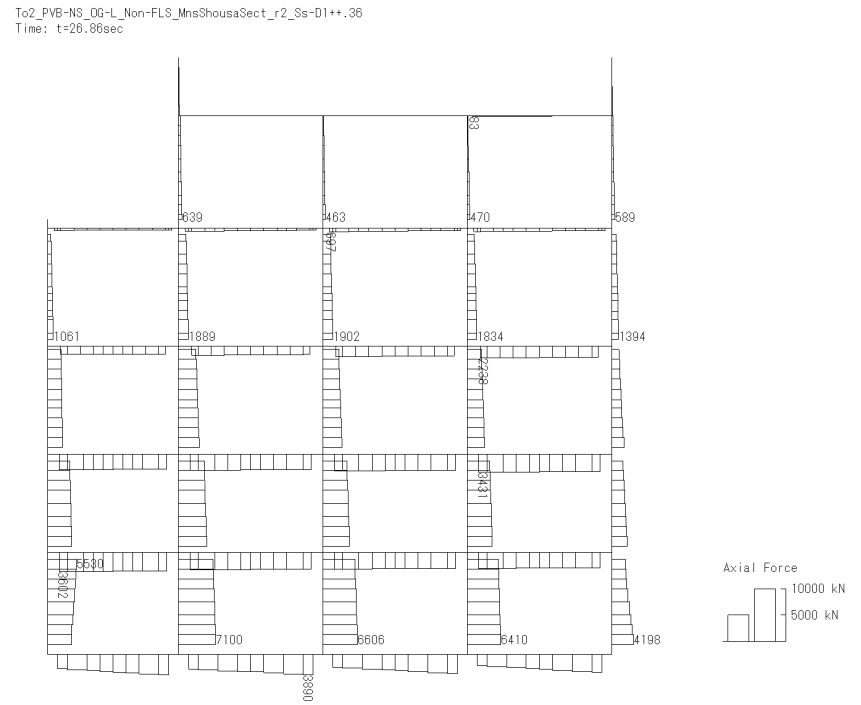
各基準地震動において，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査のうち，最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力分布を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 4.4－4 に各基準地震動で抽出した照査値について，照査項目とその評価位置の一覧表を示し，図 4.4－6 に断面力分布を示す。

表 4.4－4　各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	
S_s－D1　（H＋，V＋）	0.55	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－D1　（H＋，V－）	0.53	せん断照査	スラブ（B1F）	25
S_s－D1　（H－，V＋）	0.53	曲げ照査（鉄筋）	地上スラブ	38
S_s－D1　（H－，V－）	0.53	曲げ照査（鉄筋）	地上スラブ	38
S_s－11　（H＋，V＋）	0.43	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－12　（H＋，V＋）	0.50	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－13　（H＋，V＋）	0.48	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－14　（H＋，V＋）	0.42	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－21　（H＋，V＋）	0.48	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－22　（H＋，V＋）	0.55	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s－31　（H＋，V＋）	0.49	せん断照査	地中隔壁（下部）	66
S_s－31　（H－，V＋）	0.52	せん断照査	スラブ（B1F）	25



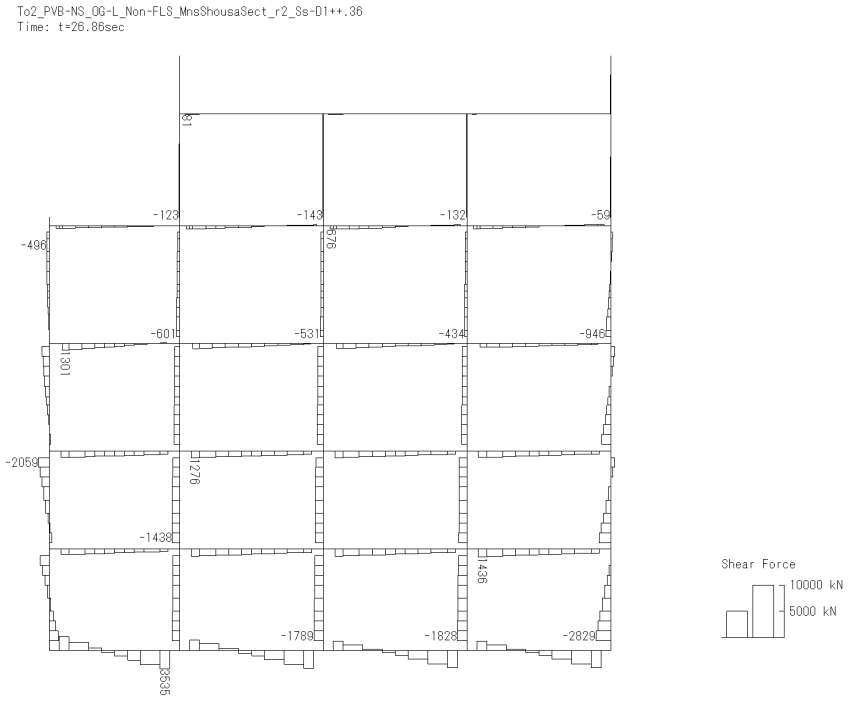
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

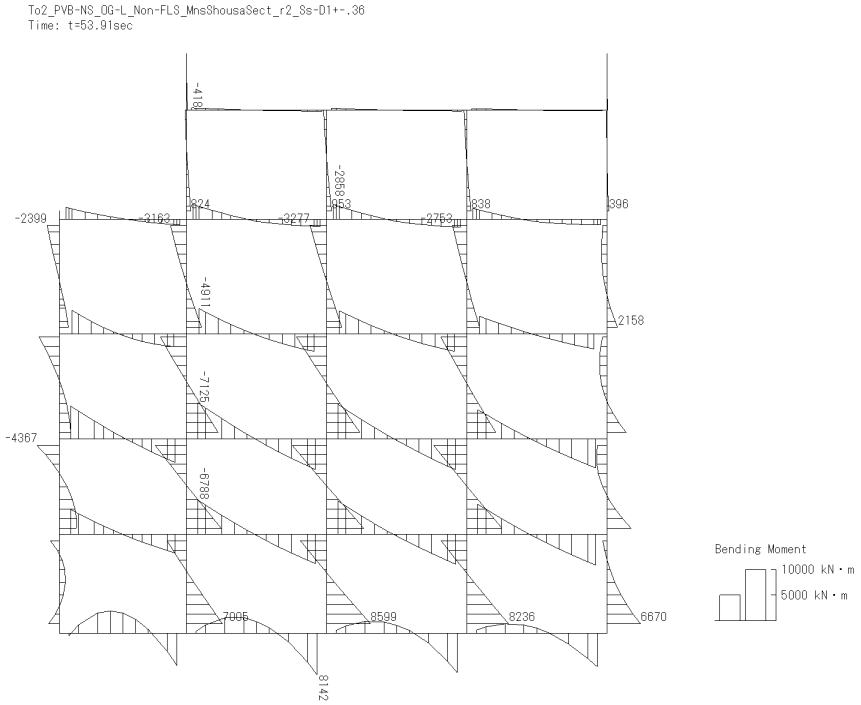
軸力（kN）

図 4.4－6（1）　S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝26.86s）

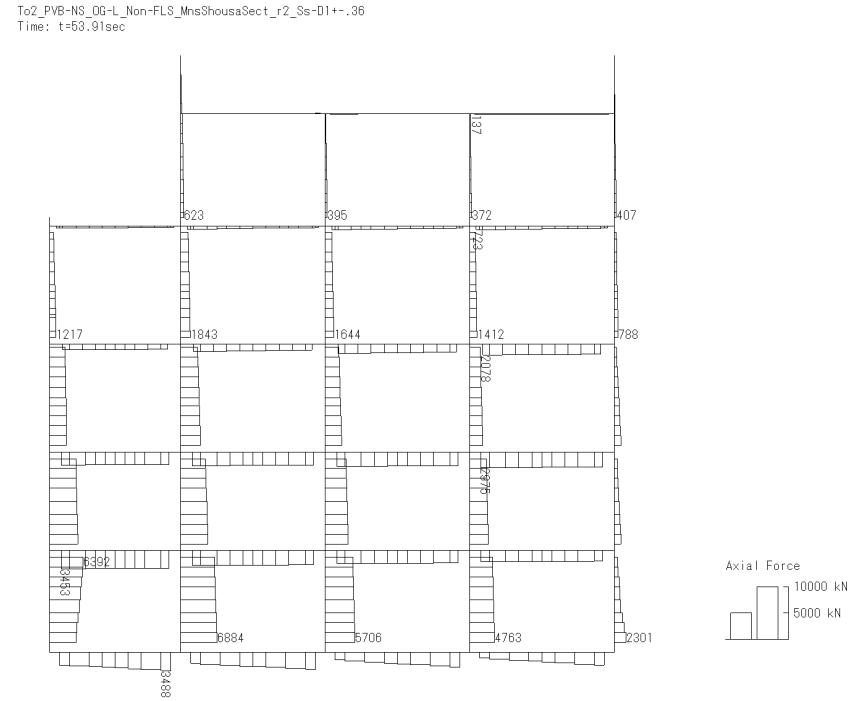


せん断力（kN）

図 4.4－6（2）　S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝26.86s）



曲げモーメント（kN・m）



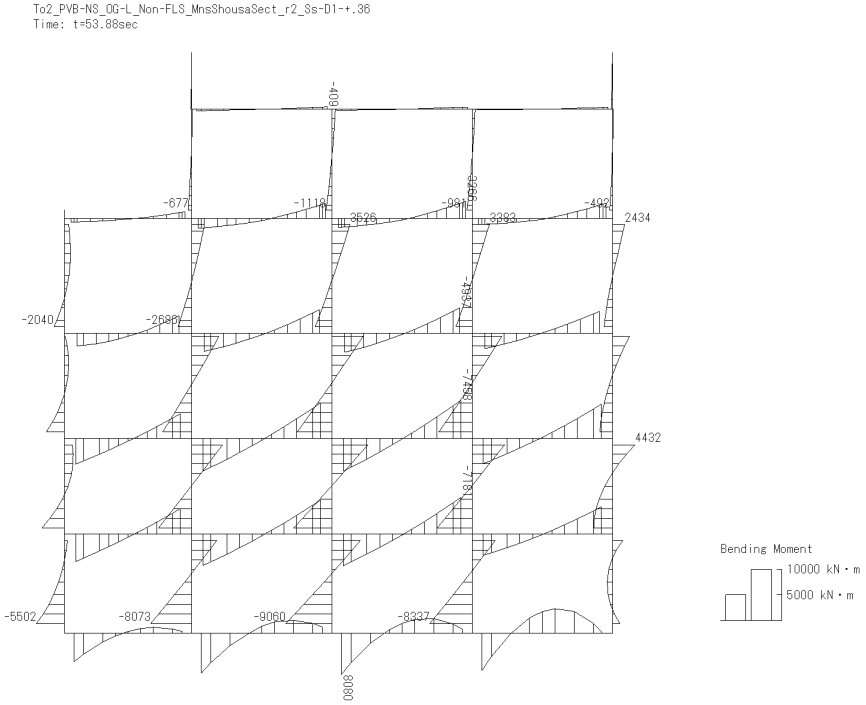
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

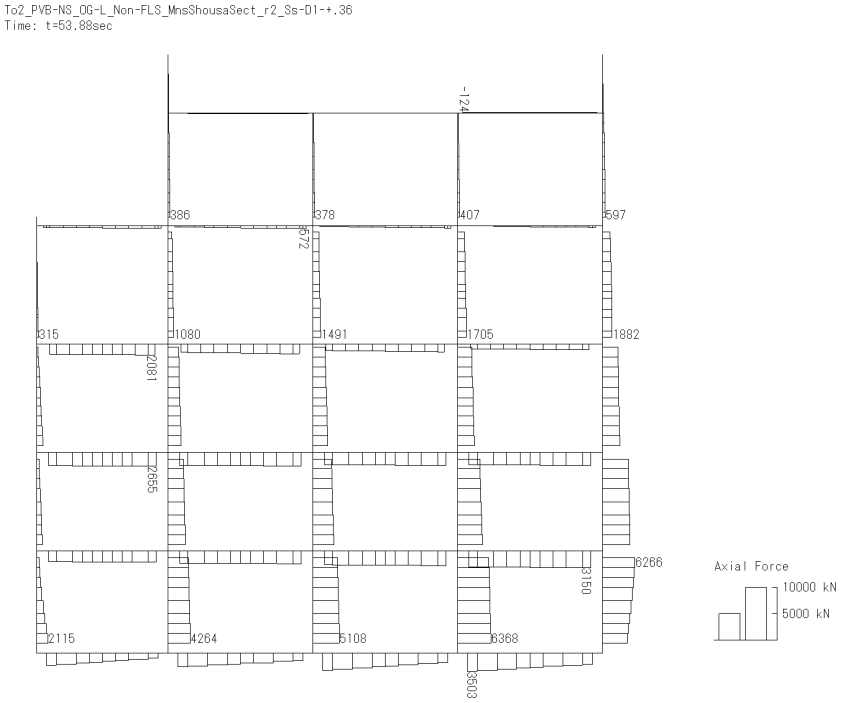
図 4.4－6（3）　Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝53.91s）

せん断力（kN）

図 4.4－6（4）　Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.91s）



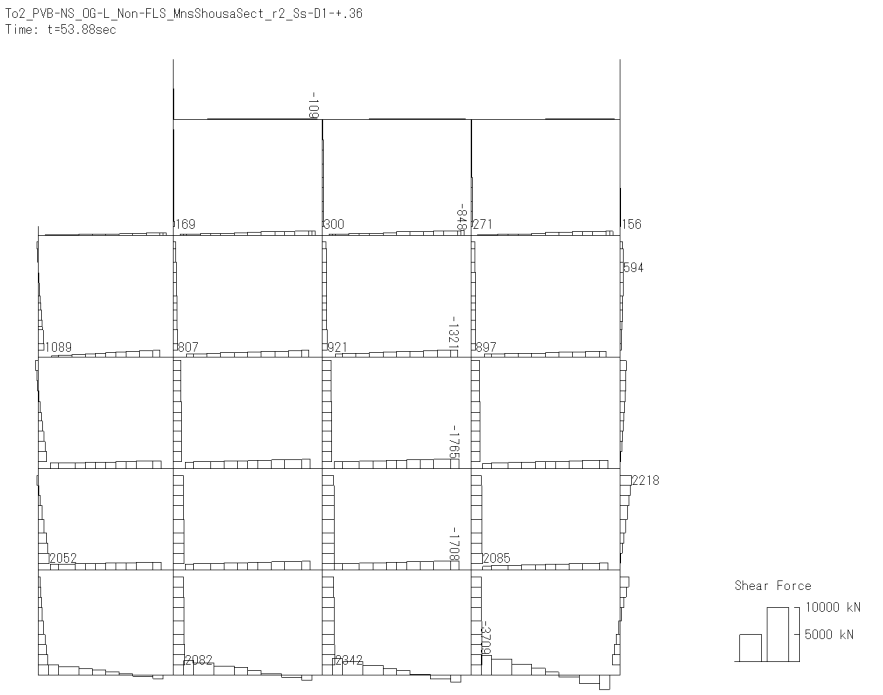
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

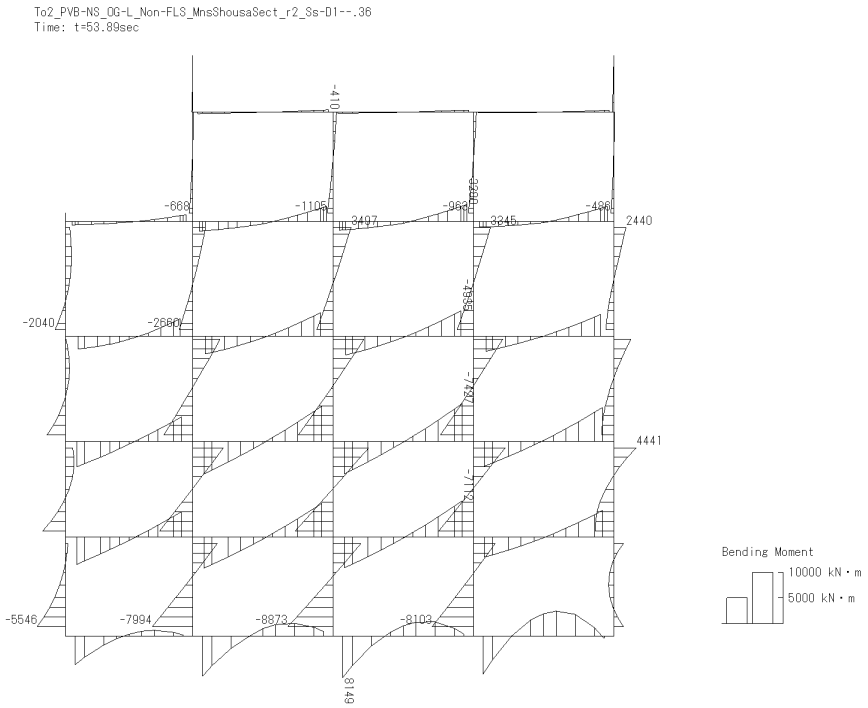
軸力（kN）

図 4.4－6（5） S_s－D１（H－，V＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.88s）

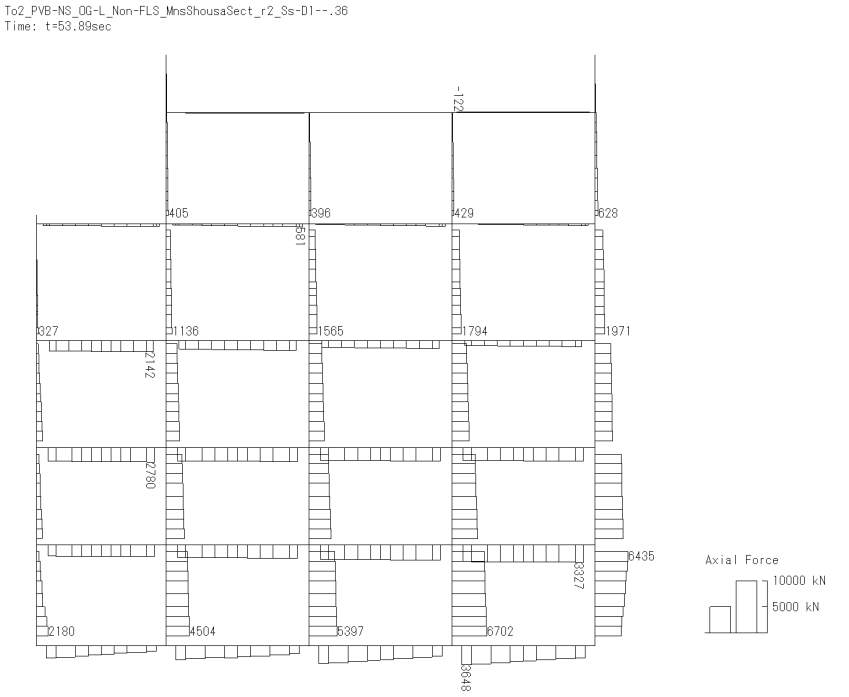


せん断力（kN）

図 4.4－6（6）Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.88s）



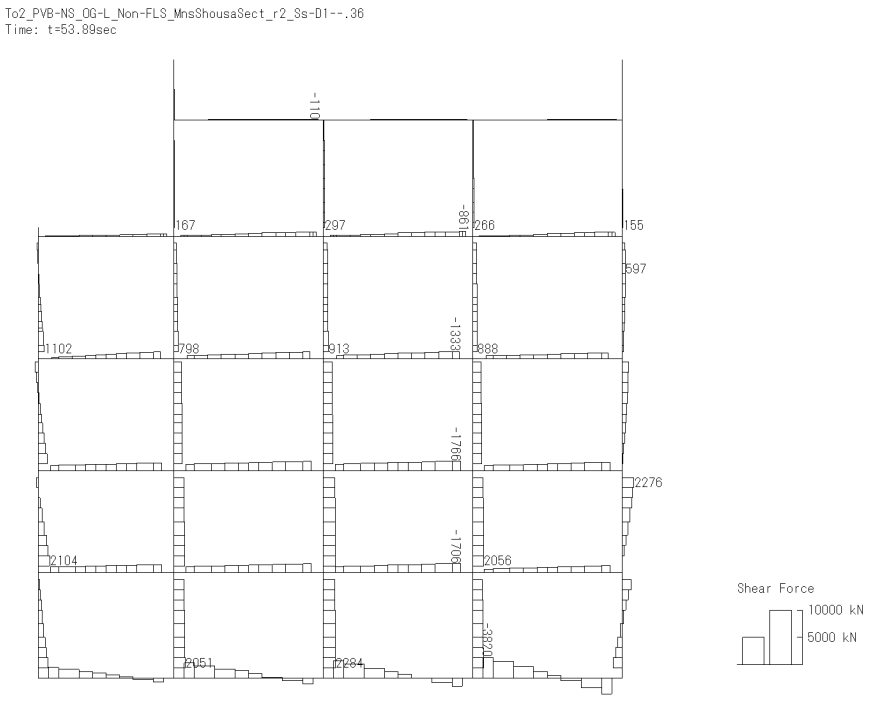
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

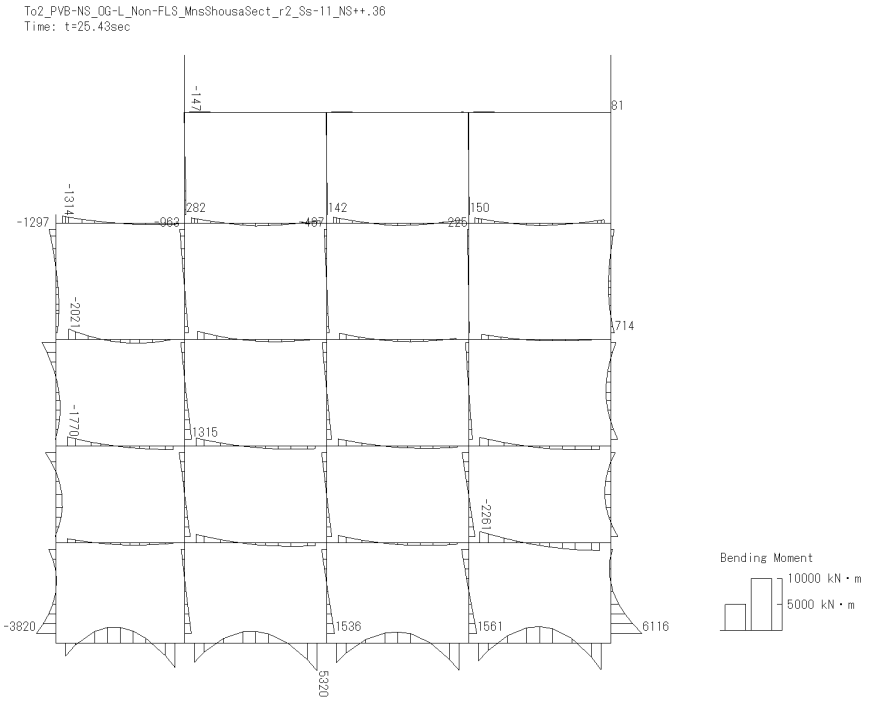
軸力（kN）

図 4.4－6（7）Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝53.89s）

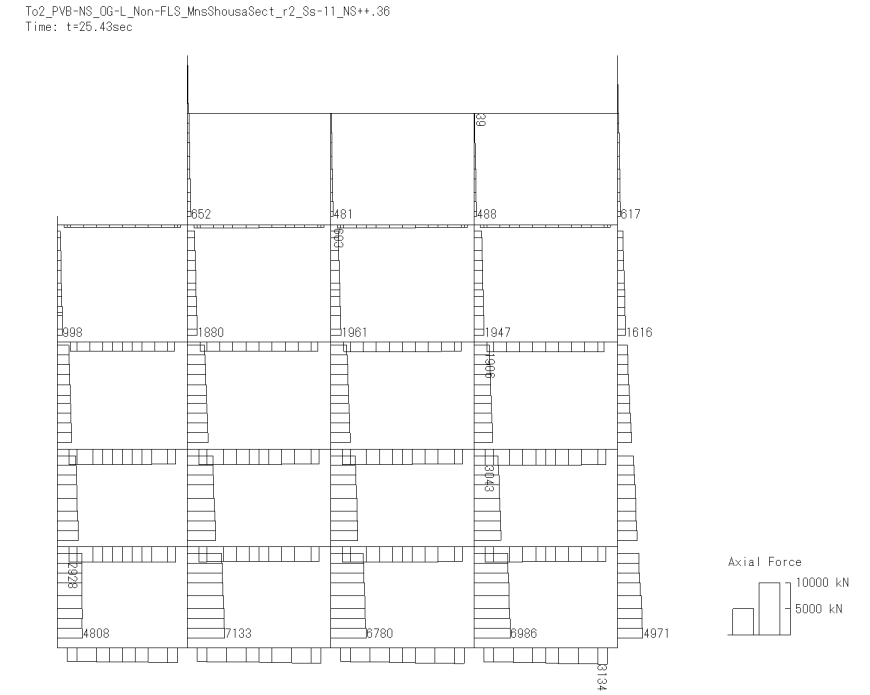


せん断力（kN）

図 4.4－6（8）Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.89s）



曲げモーメント（kN・m）



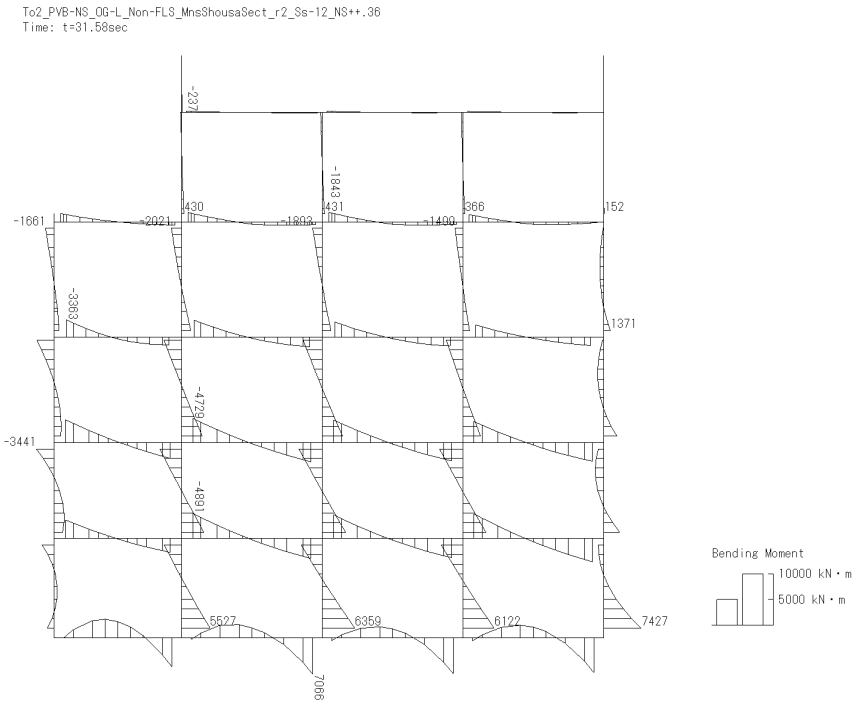
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

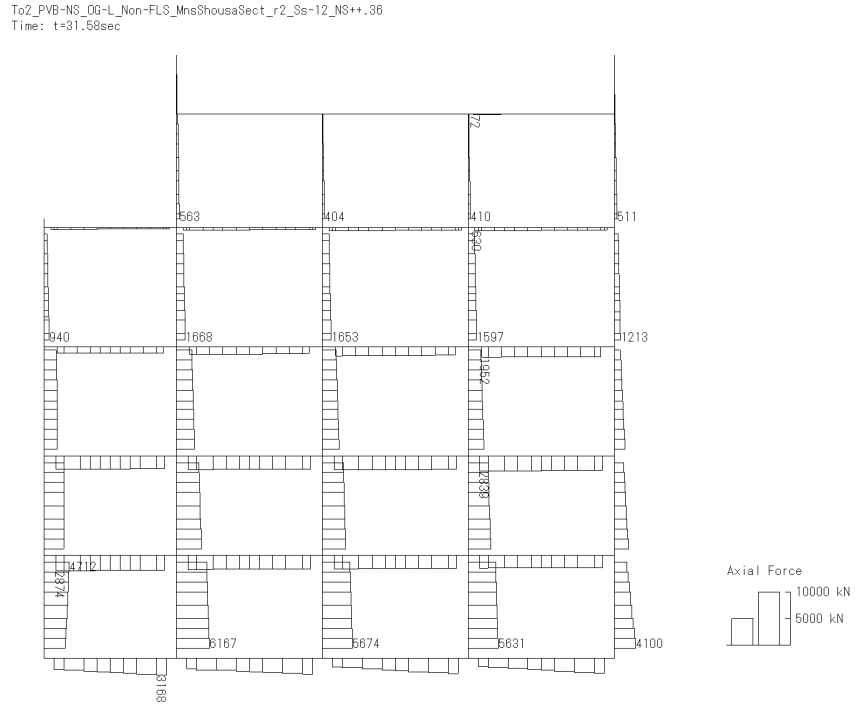
図 4.4－6（9）Ｓｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝25.43s）

せん断力（kN）

図 4.4－6（10） S_s－１１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝25.43s）



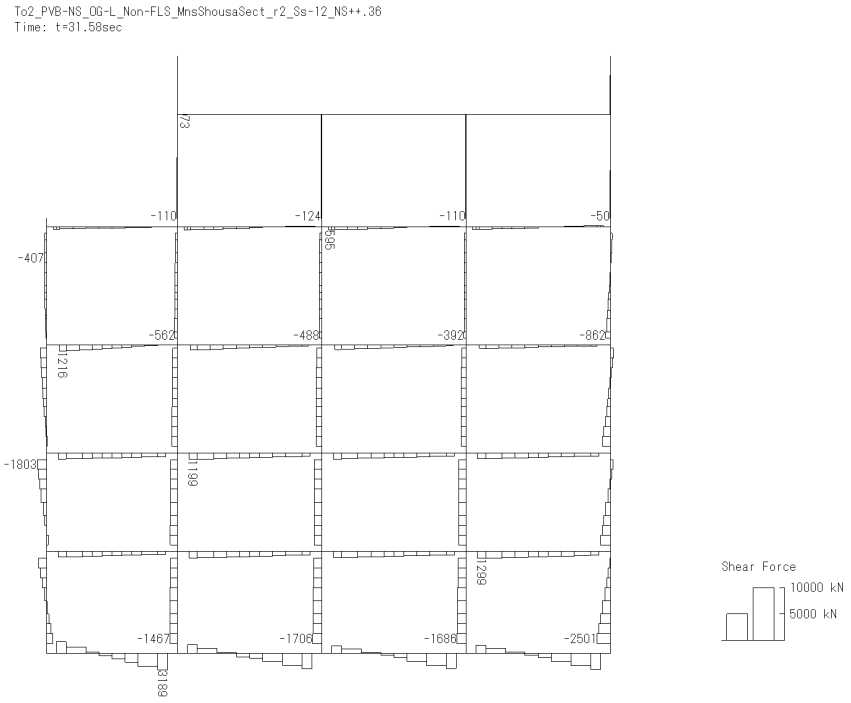
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

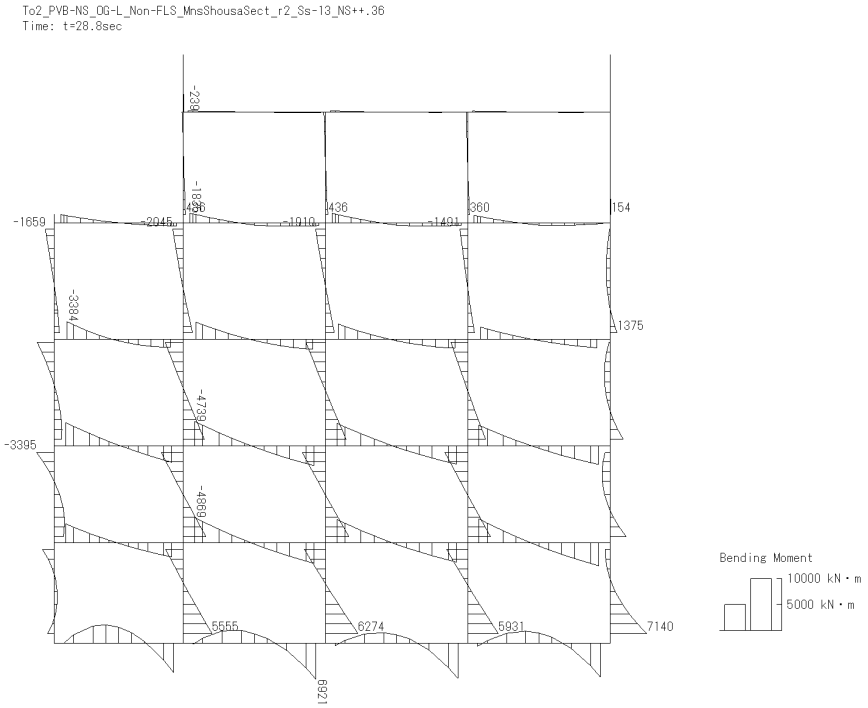
軸力（kN）

図 4.4－6（11） Ｓｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝31.58s）

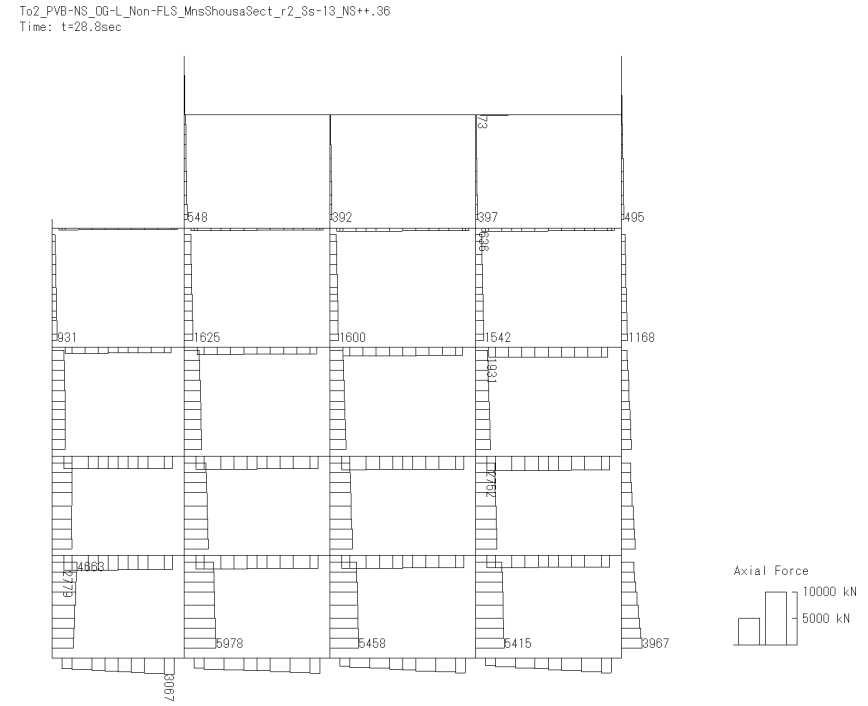


せん断力（kN）

図 4.4－6（12）Ｓ$_s$－１２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝31.58s）



曲げモーメント（kN・m）



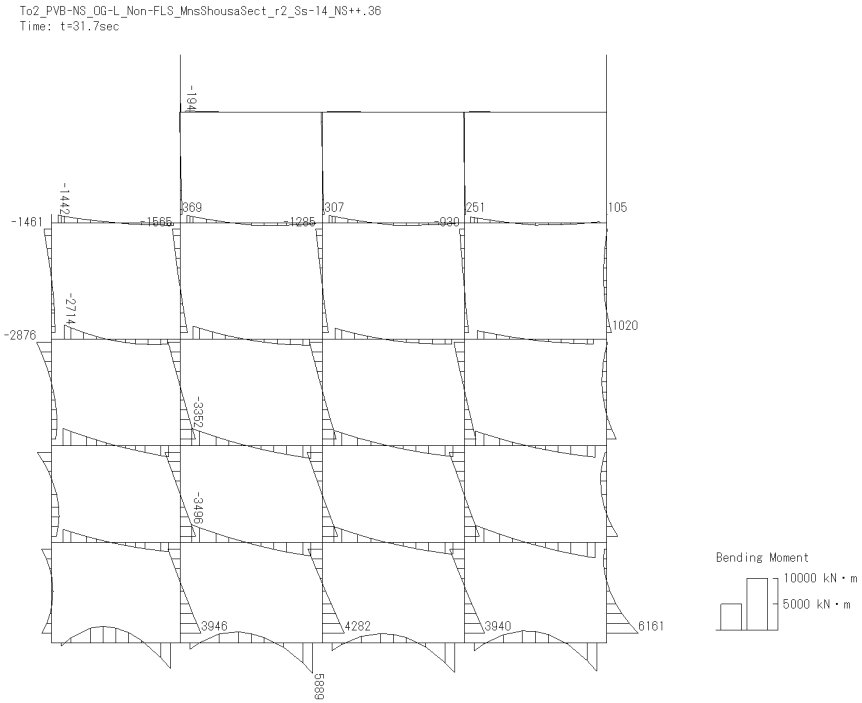
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

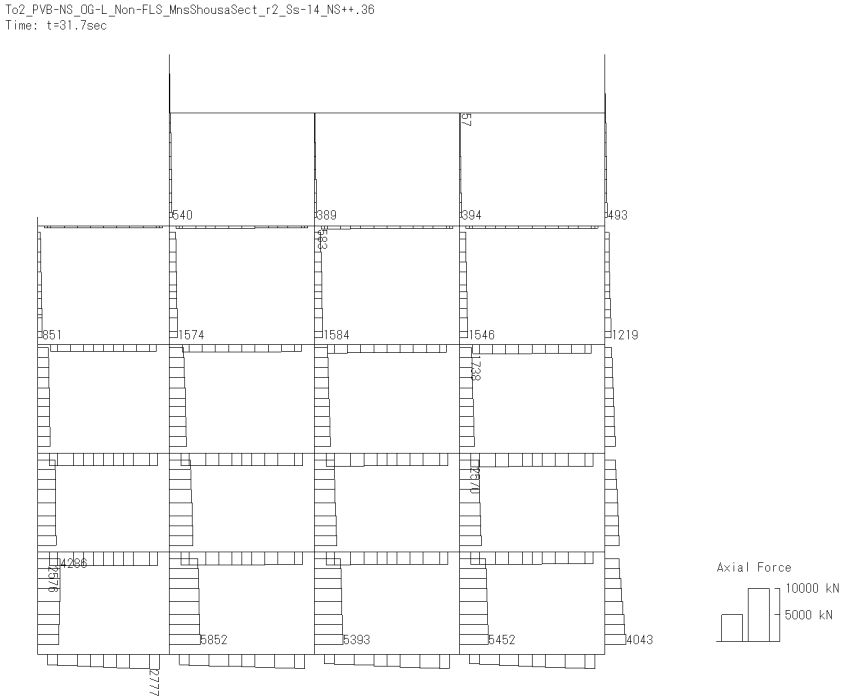
図 4.4－6（13） Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝28.80s）

せん断力（kN）

図 4.4－6（14） S_s－１３（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝28.80s）



曲げモーメント（kN・m）



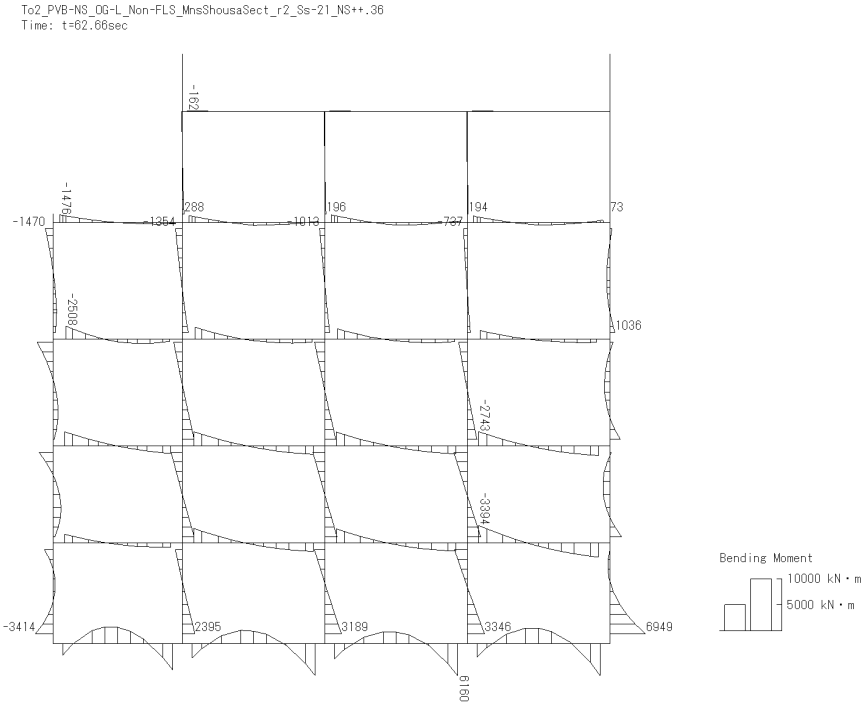
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

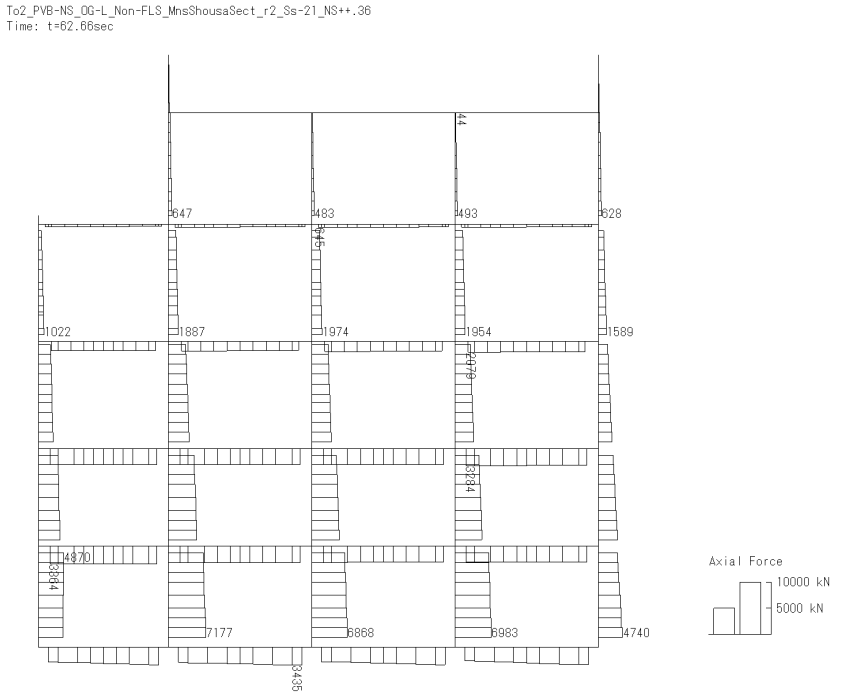
図 4.4－6（15） S_s－１４（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝31.70s）

せん断力（kN）

図 4.4－6（16） S_s－１４（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝31.70s）



曲げモーメント（kN・m）



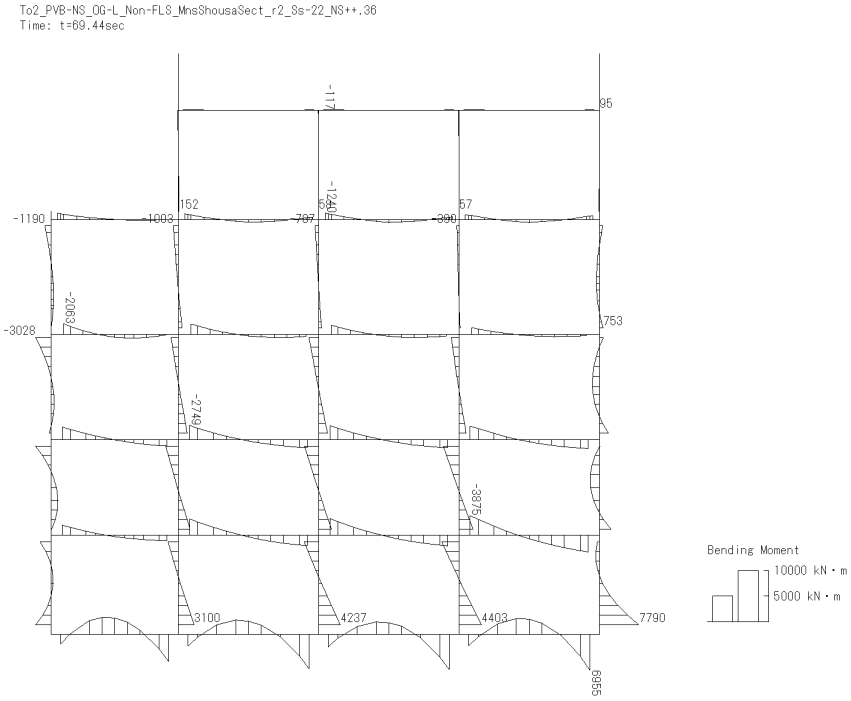
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

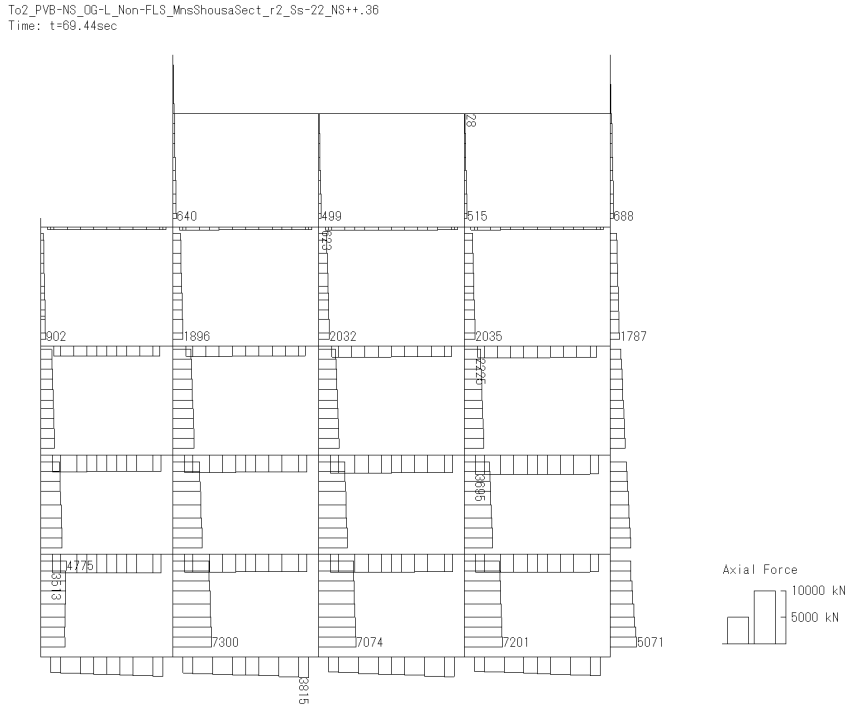
図 4.4－6（17） S_s－２１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝62.66s）

せん断力（kN）

図 4.4－6（18）Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝62.66s）



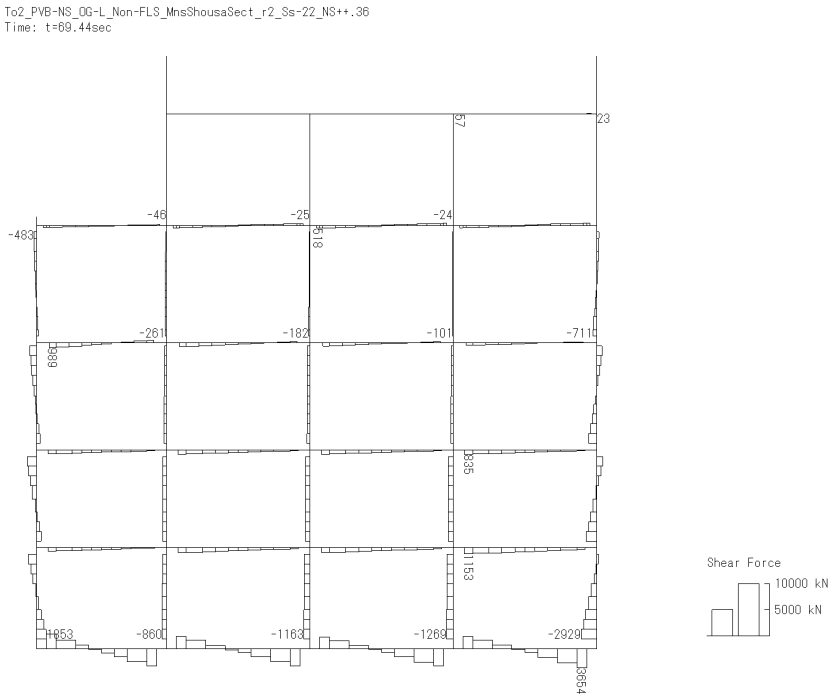
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

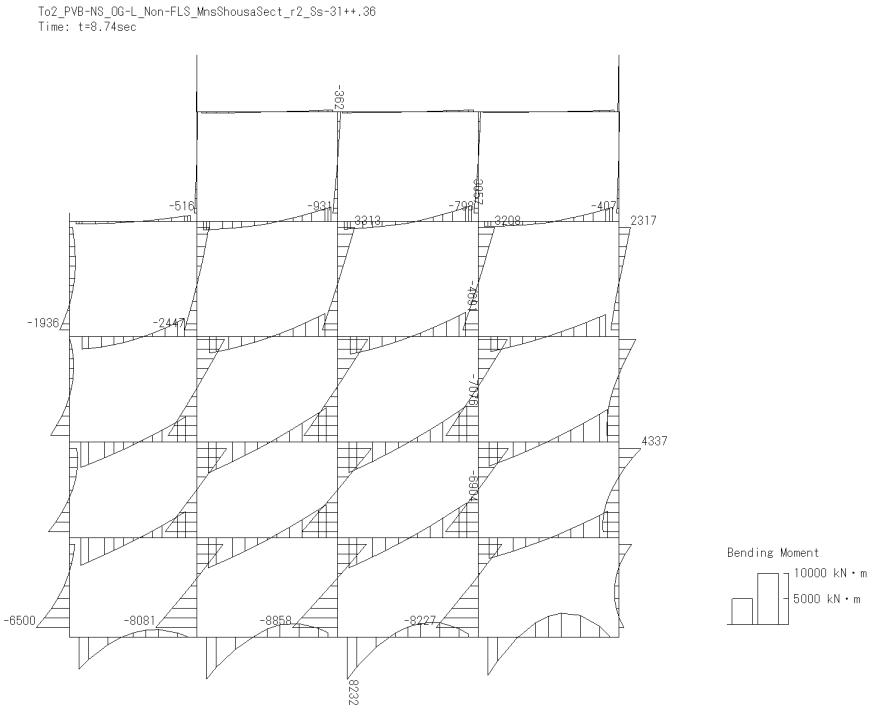
軸力（kN）

図 4.4－6（19） S_s－２２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝69.44s）

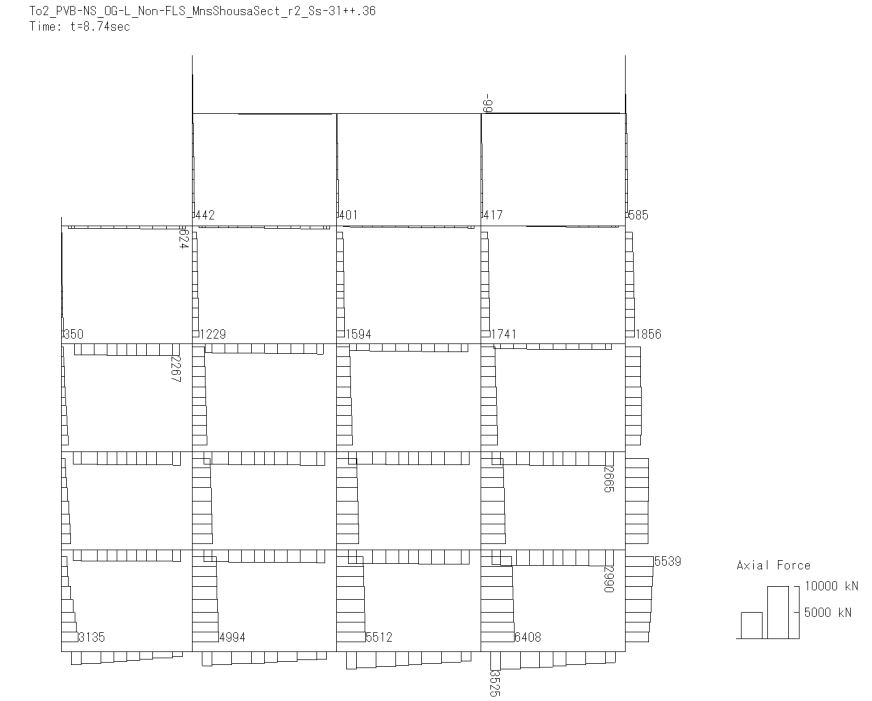


せん断力（kN）

図 4.4－6（20） S_s－２２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝69.44s）



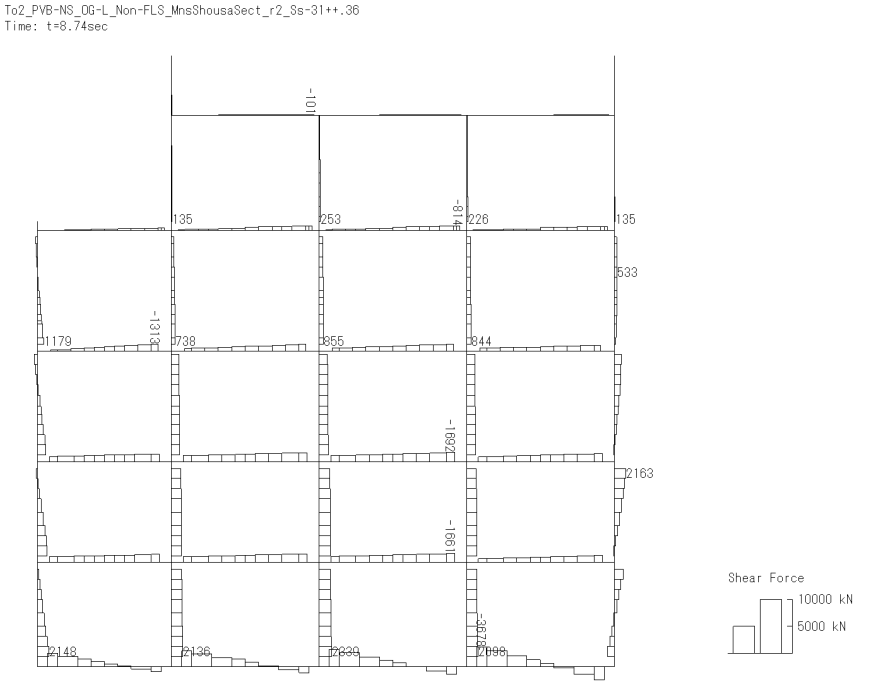
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

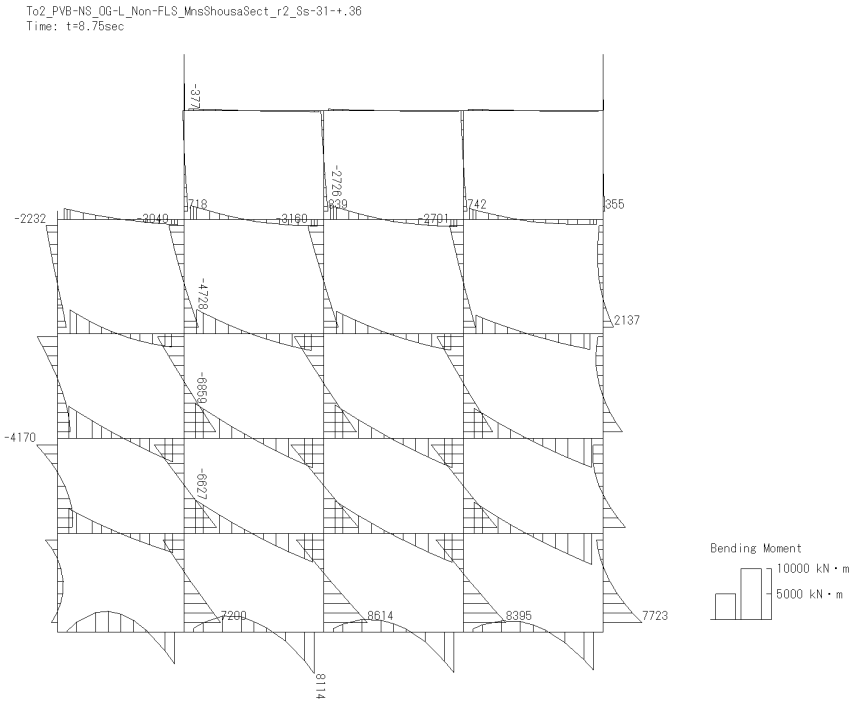
軸力（kN）

図 4.4－6（21） S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝8.74s）

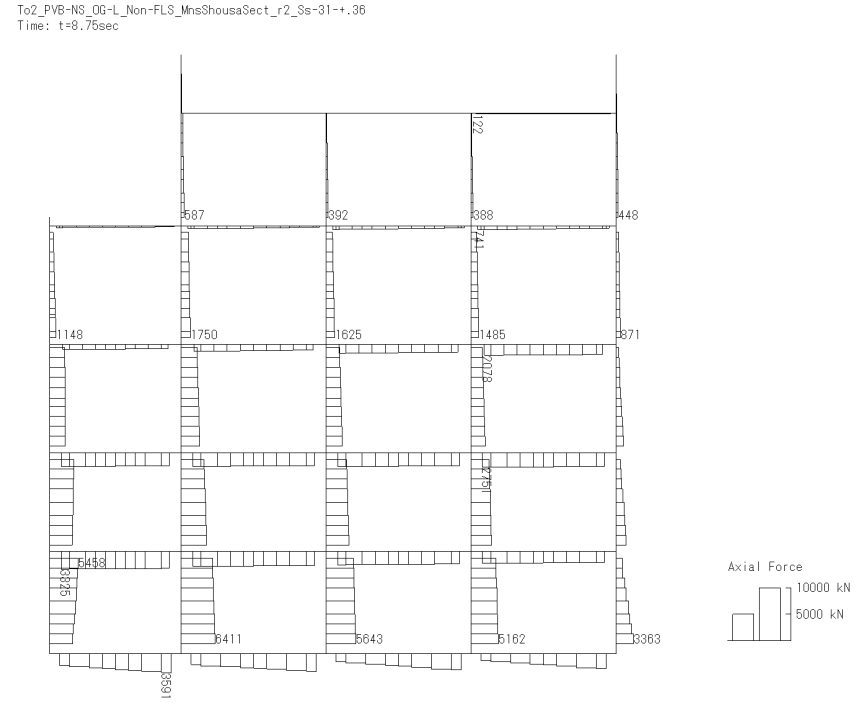


せん断力（kN）

図 4.4－6（22）Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝8.74s）



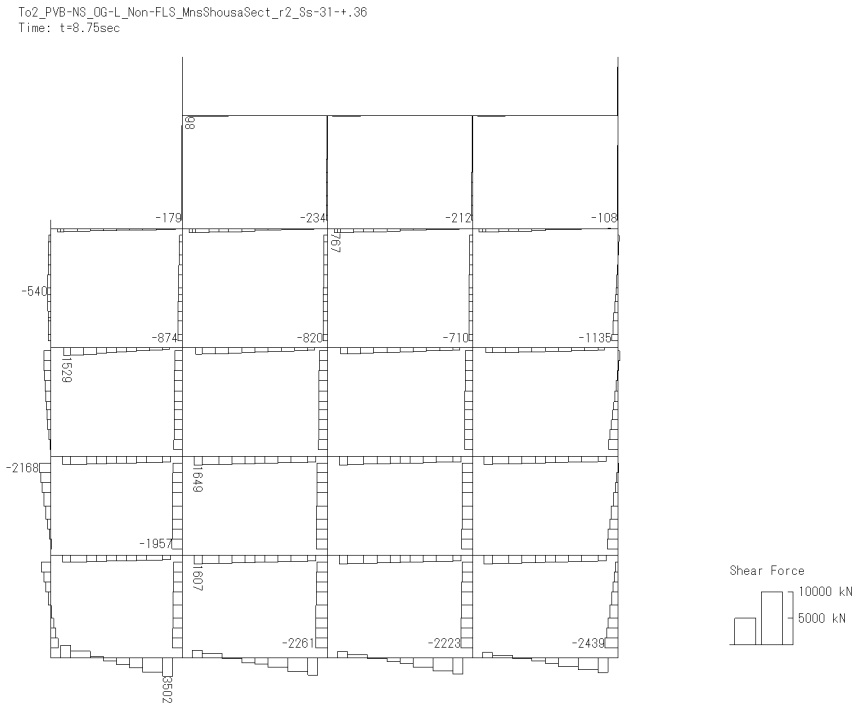
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 4.4－6（23） S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝8.75s）



せん断力（kN）

図 4.4－6（24） S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝8.75s）

(3)　最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため，地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。

記載する断面は，耐震評価の断面（南北方向⑤－⑤断面）に加えて，機器・配管系に対する加速度応答を抽出する断面（東西方向断面）の２断面とする。

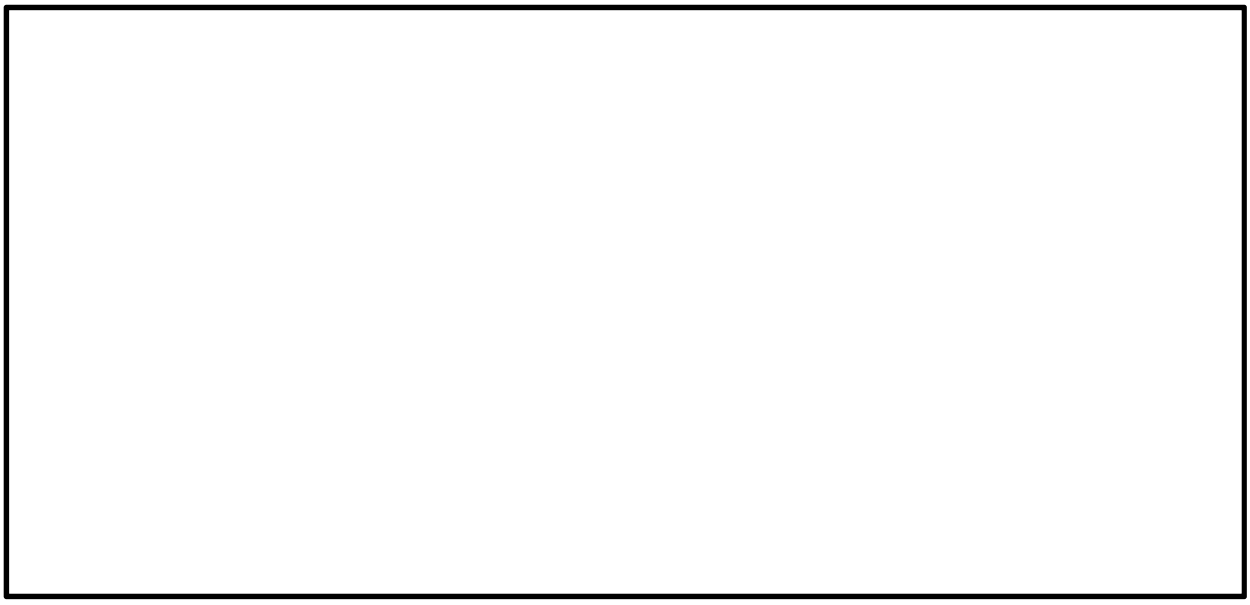


図 4.4－7（1）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

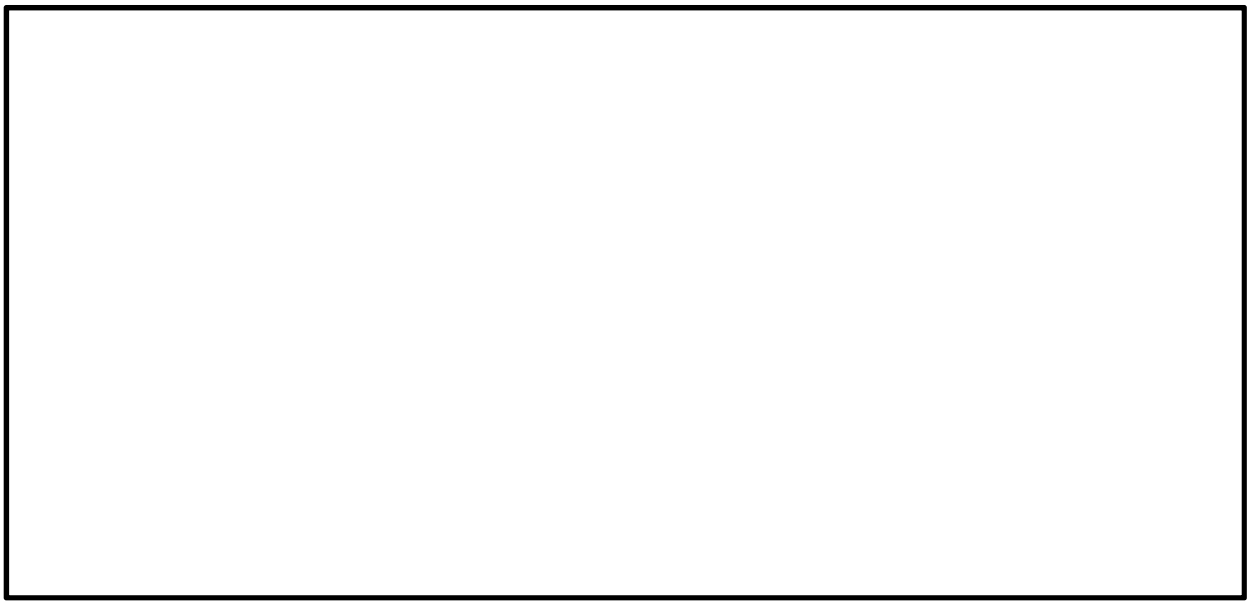


図 4.4－7（2）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

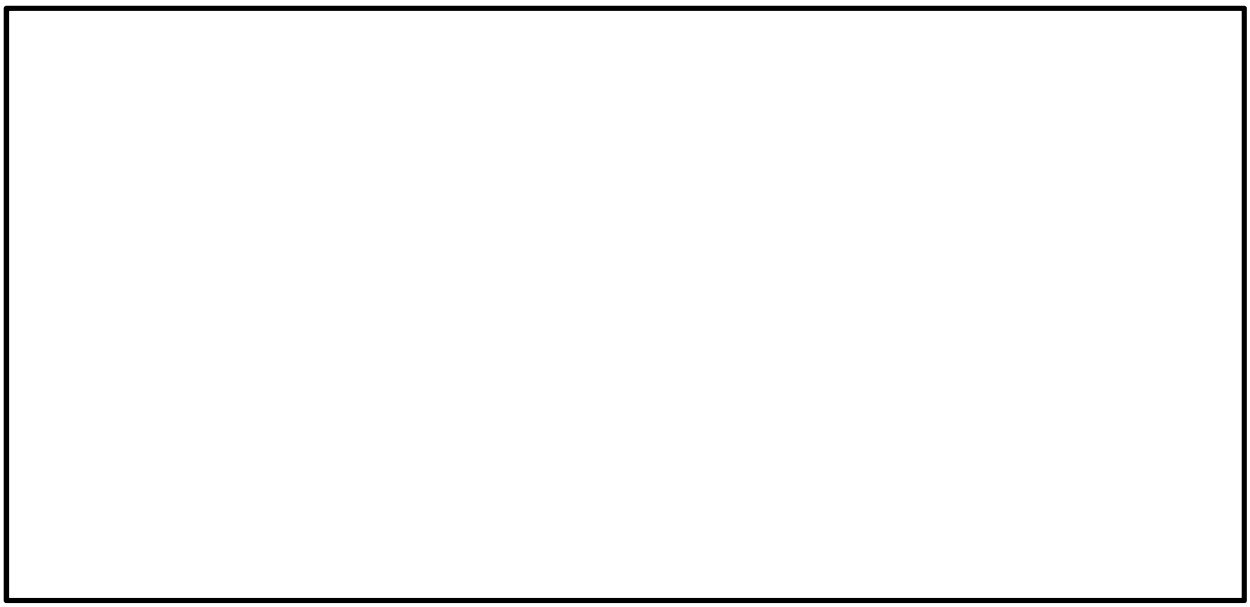


図 4.4－7（3）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－7（4）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－7（5）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－7（6）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

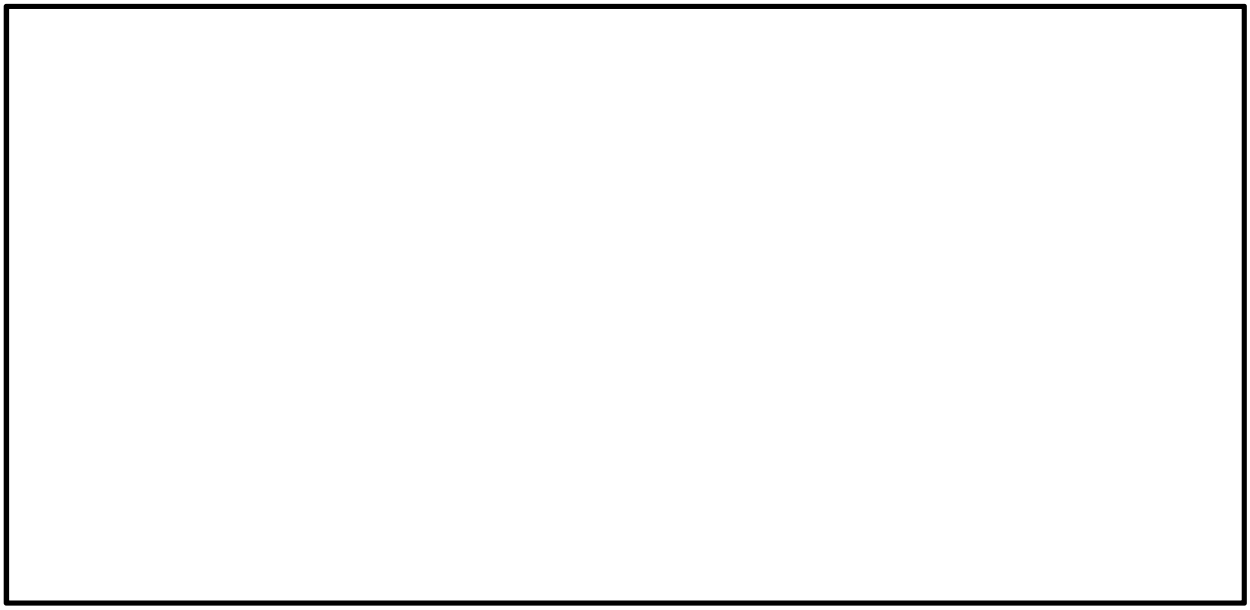


図 4.4－7（7）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－7（8）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

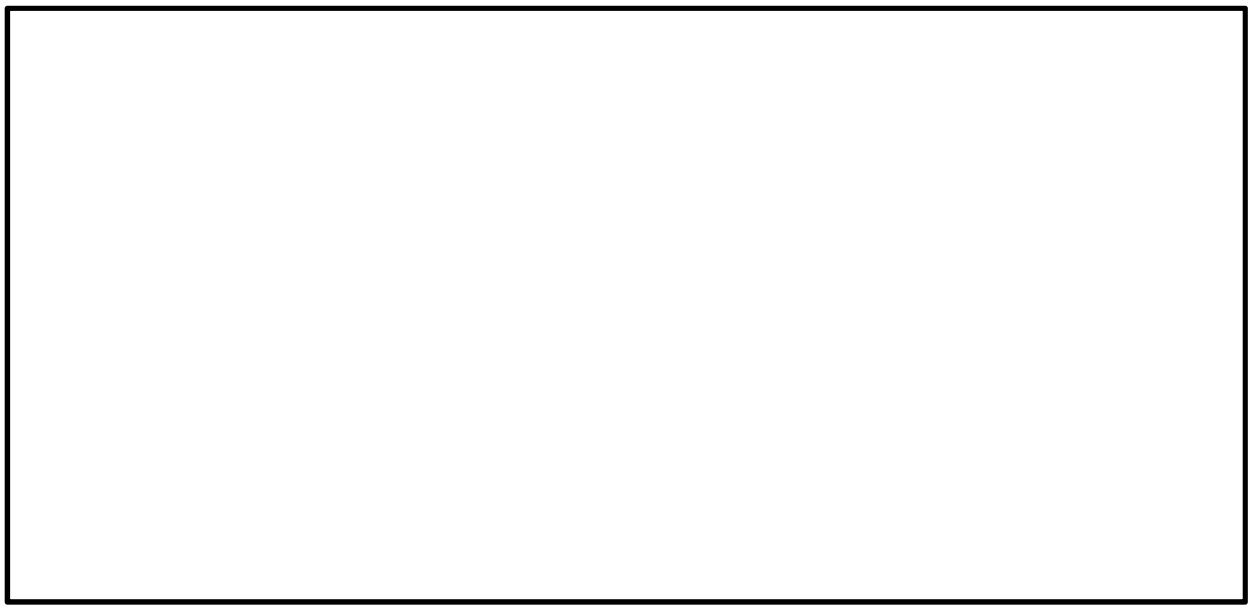


図 4.4－7（9）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－7（10）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

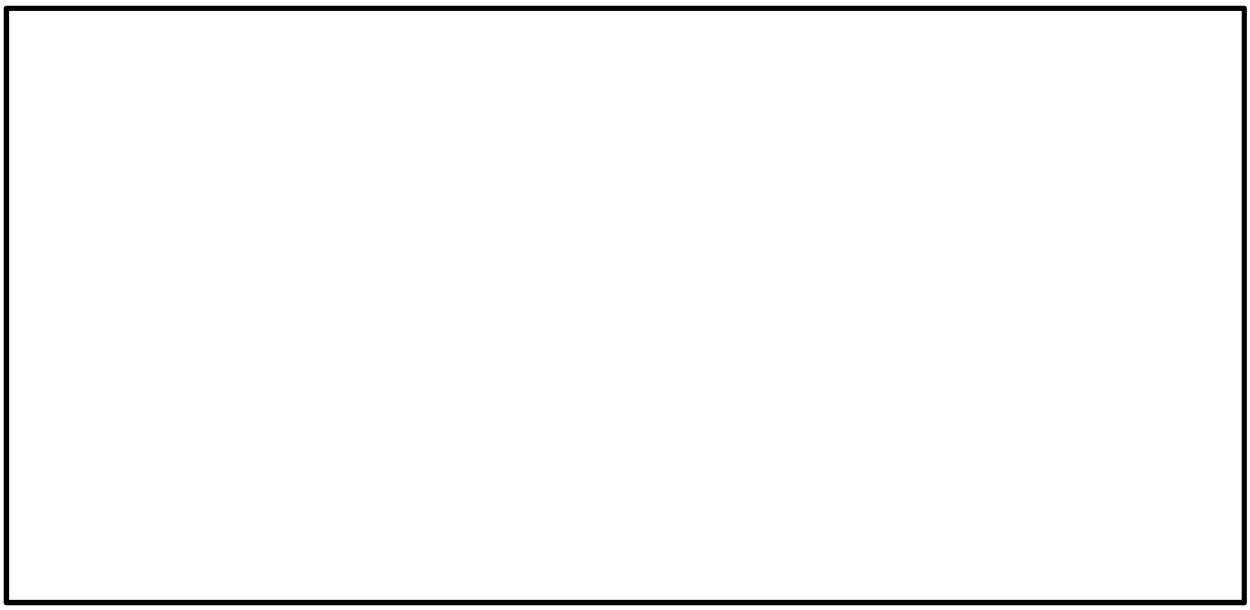


図 4.4－7（11）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－7（12）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

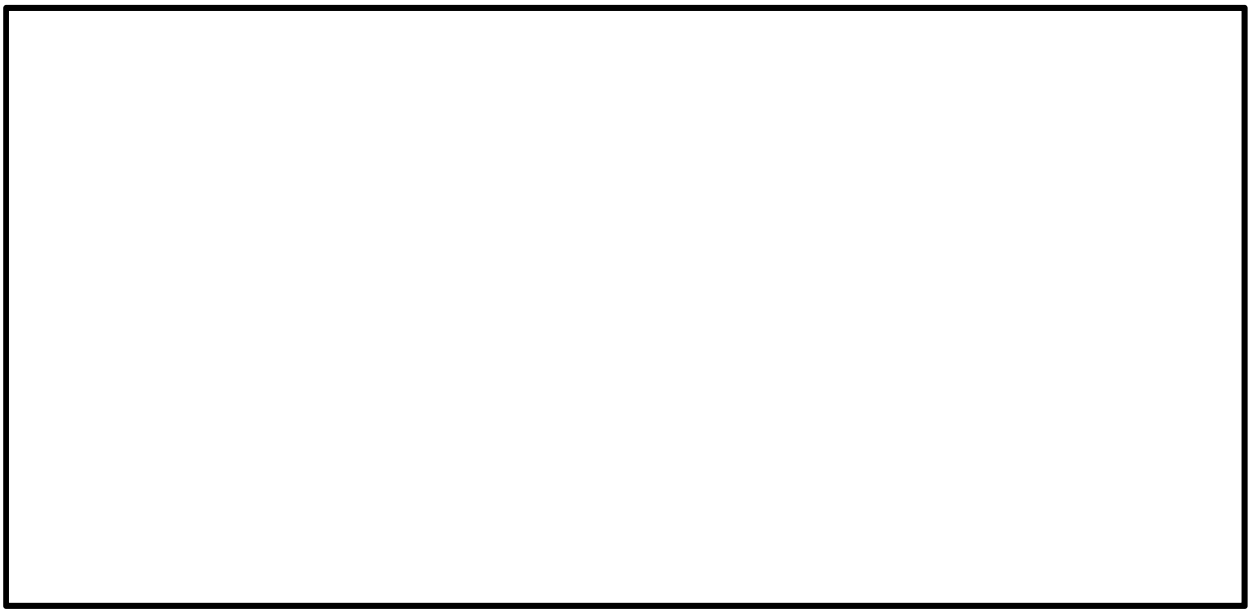


図 4.4－7（13）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－7（14）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－7（15）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－7（16）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－7（17）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－7（18）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－7（19）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（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）

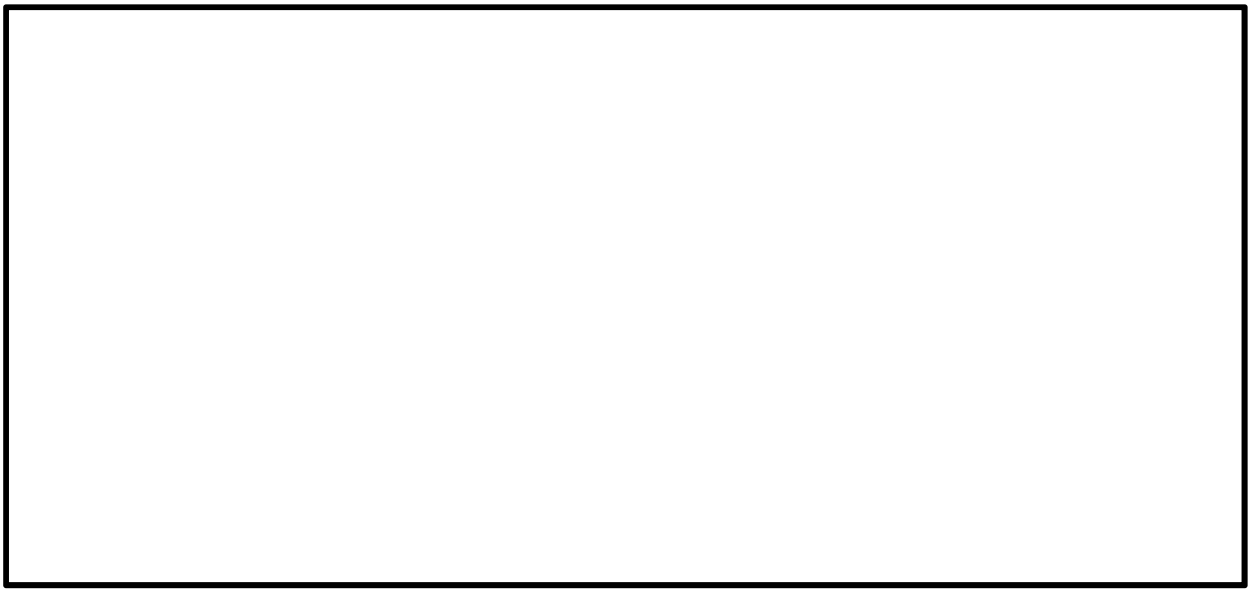


図 4.4－7（20）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－7（21）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（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）

図 4.4－7（22）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（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）

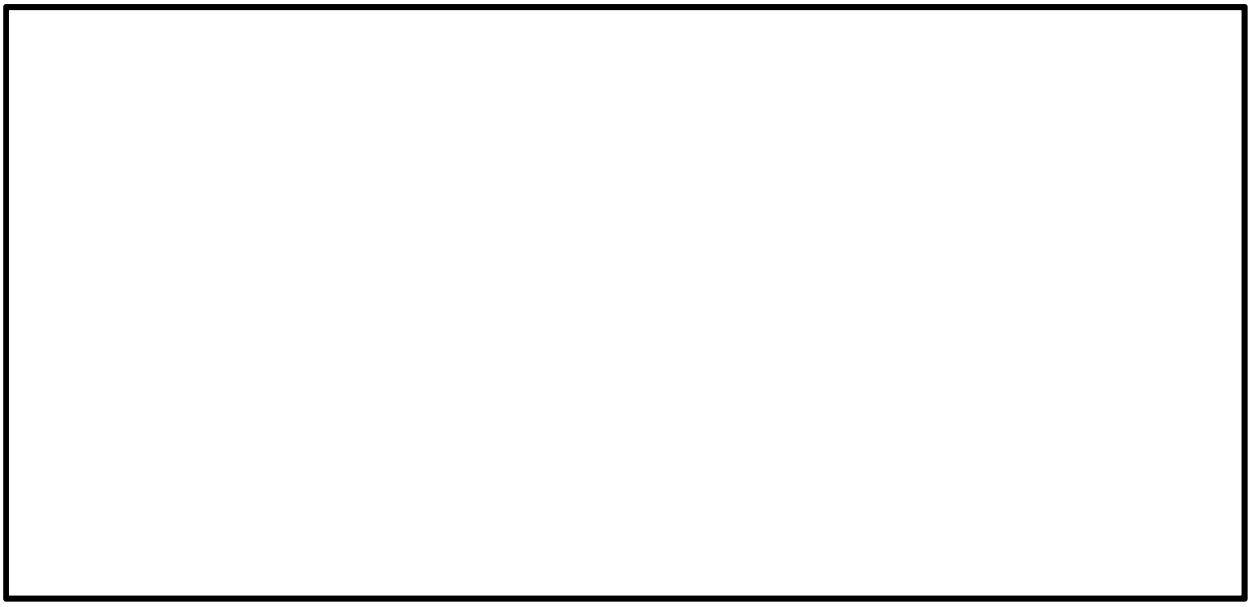


図 4.4－7（23）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－7（24）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－7（25）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

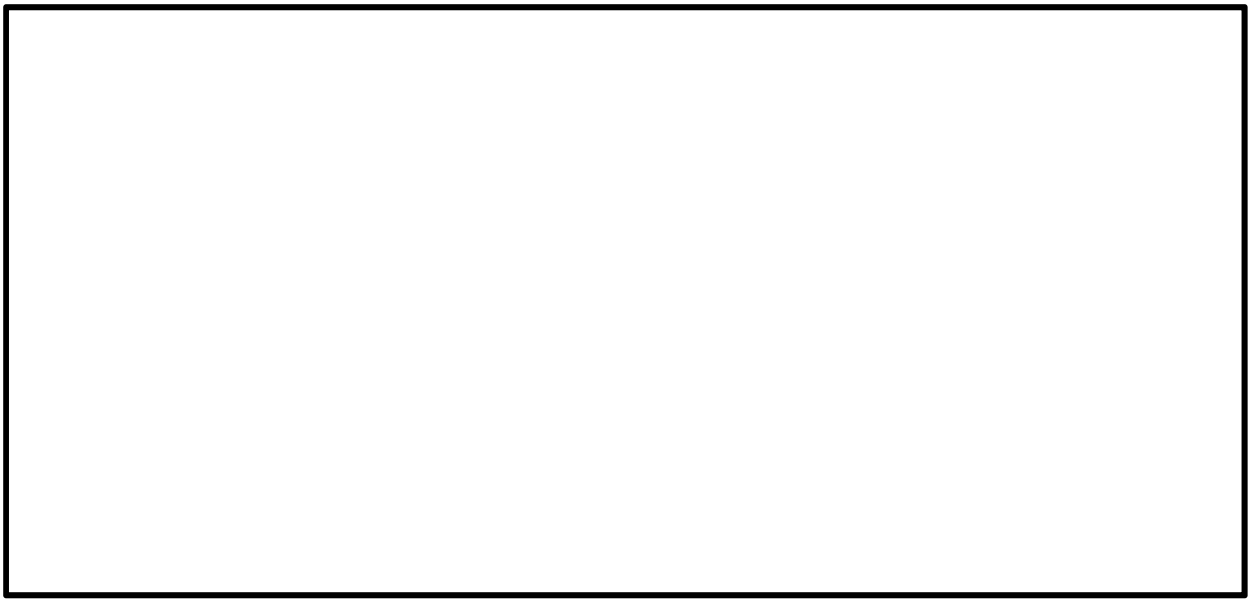


図 4.4－7（26）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

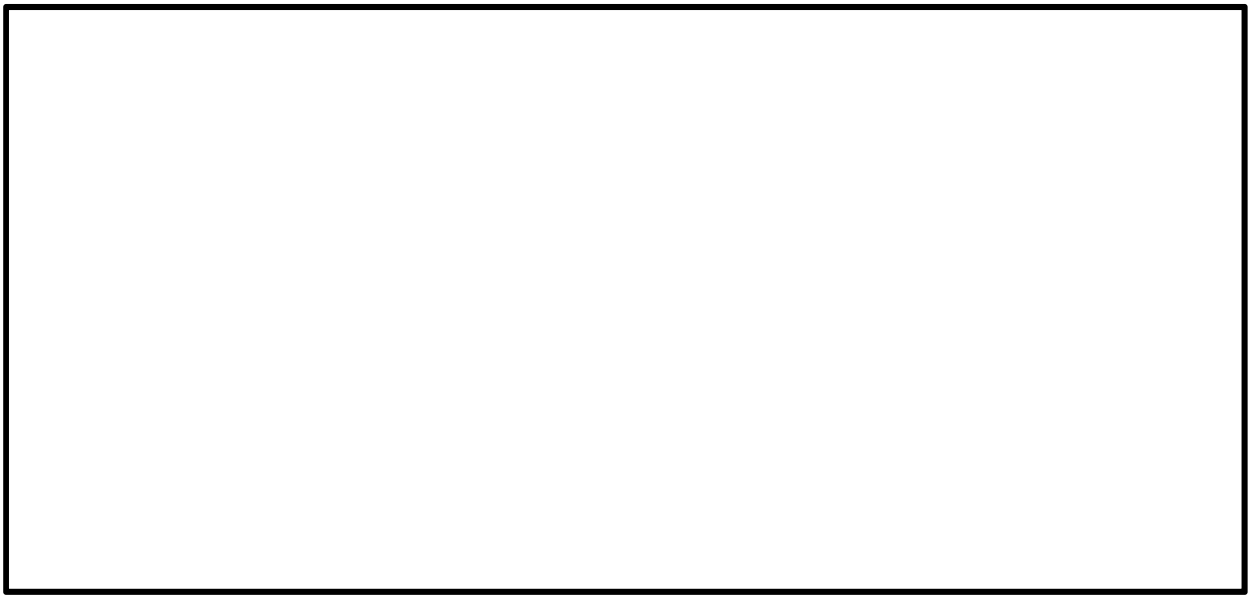


図 4.4－7（27）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

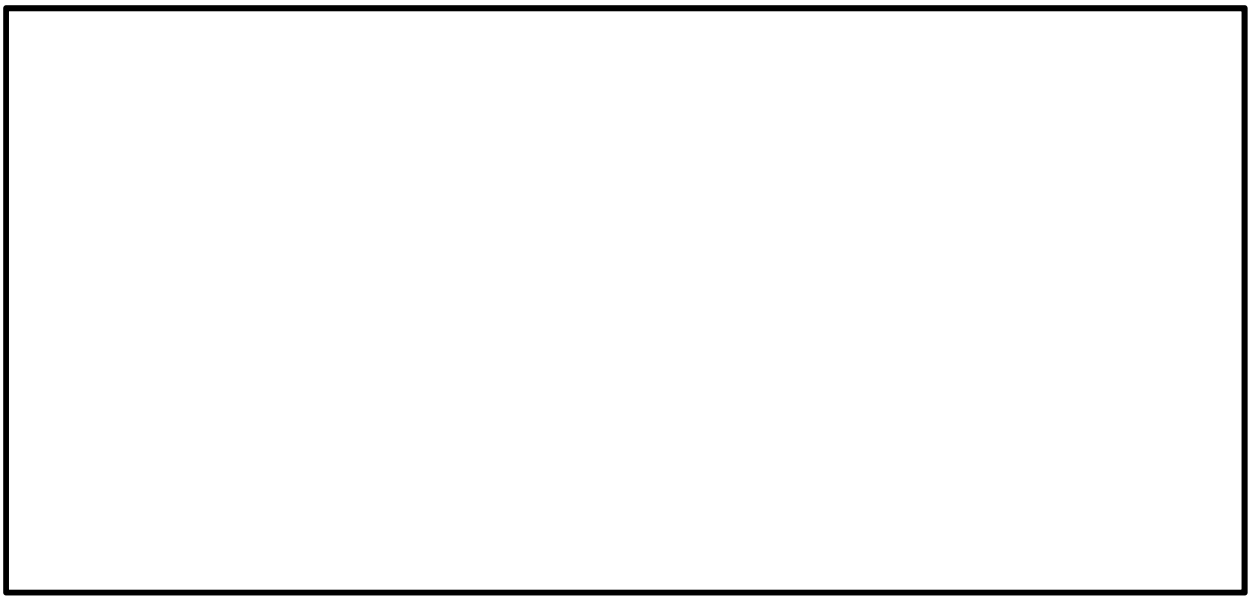


図 4.4－7（28）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－8（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

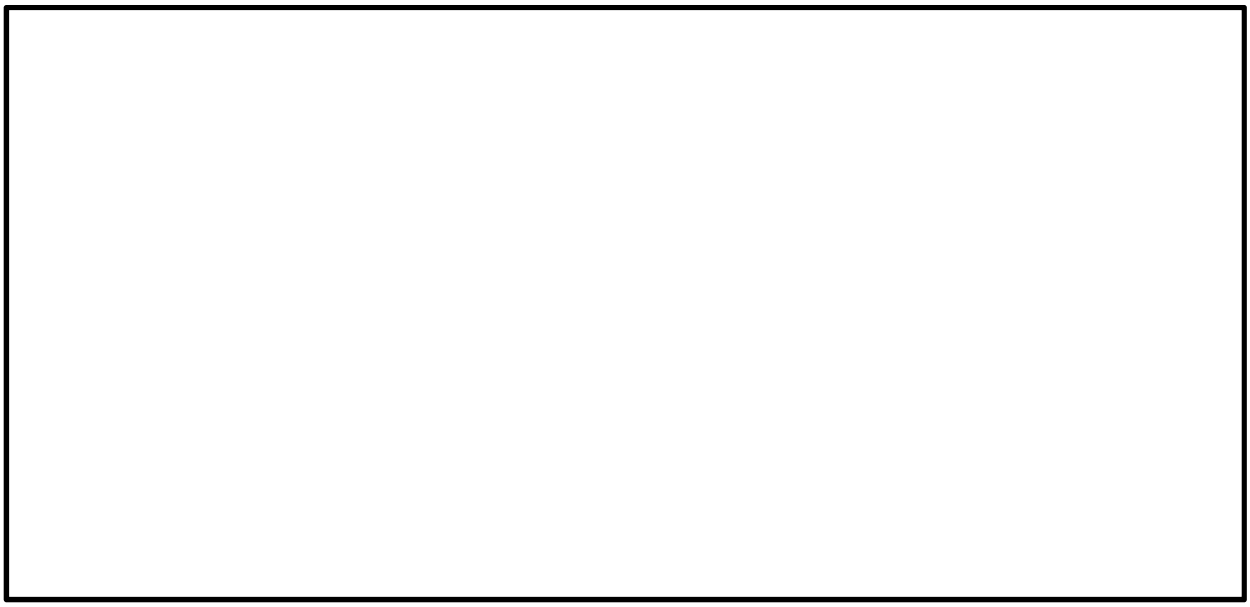


図 4.4－8（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

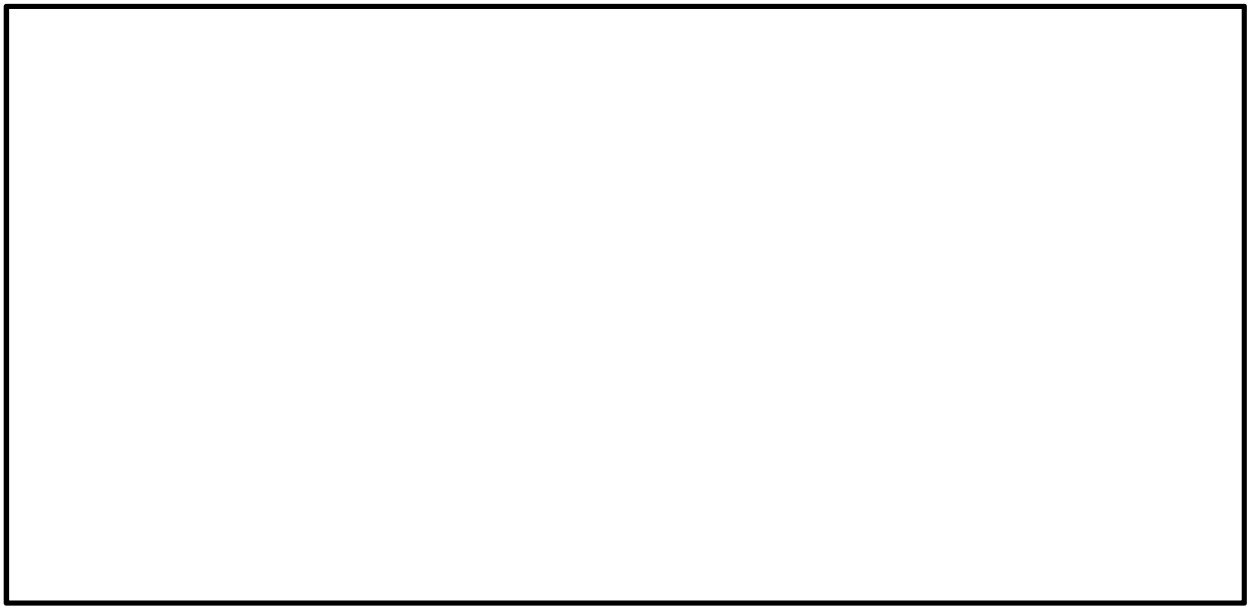


図 4.4－8（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

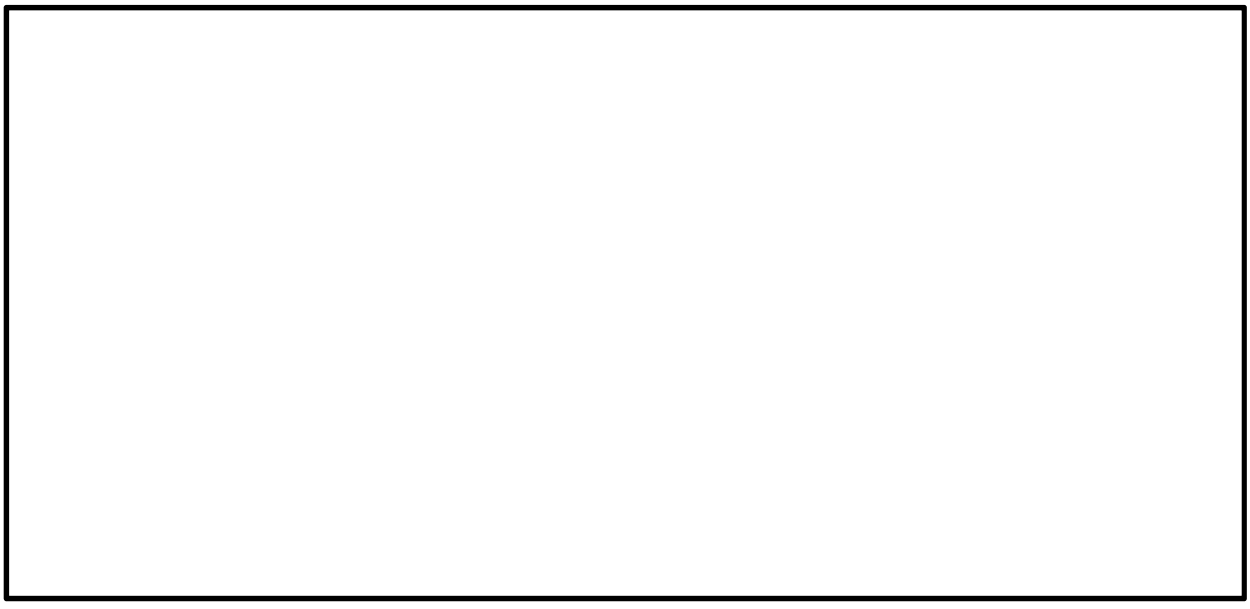


図 4.4－8（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

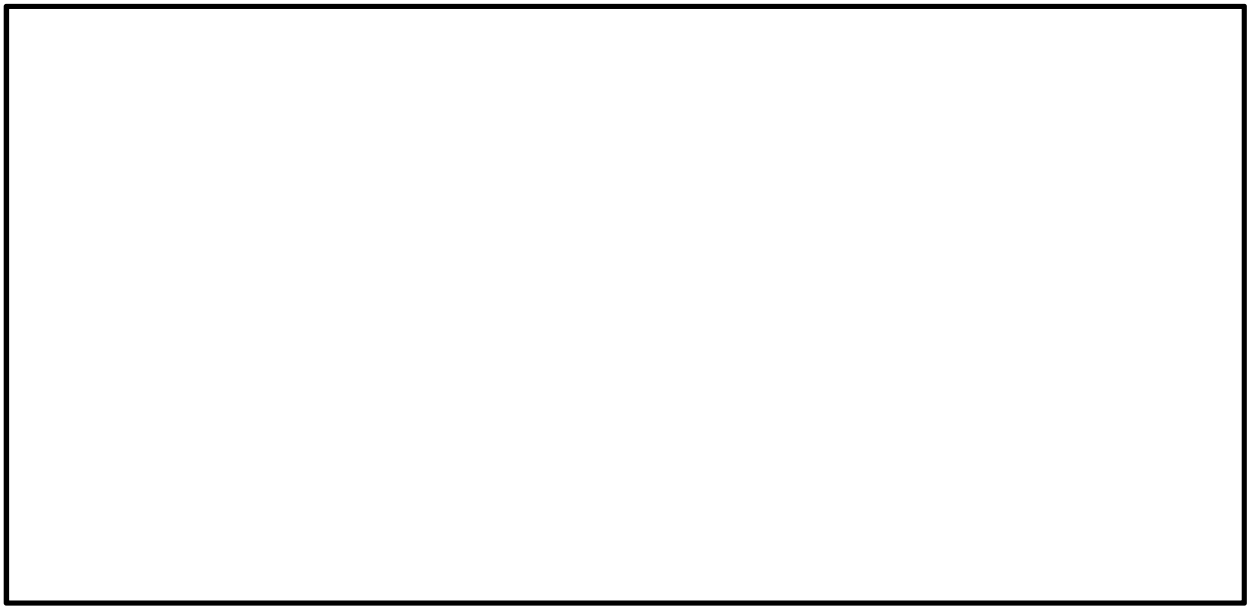


図 4.4－8（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

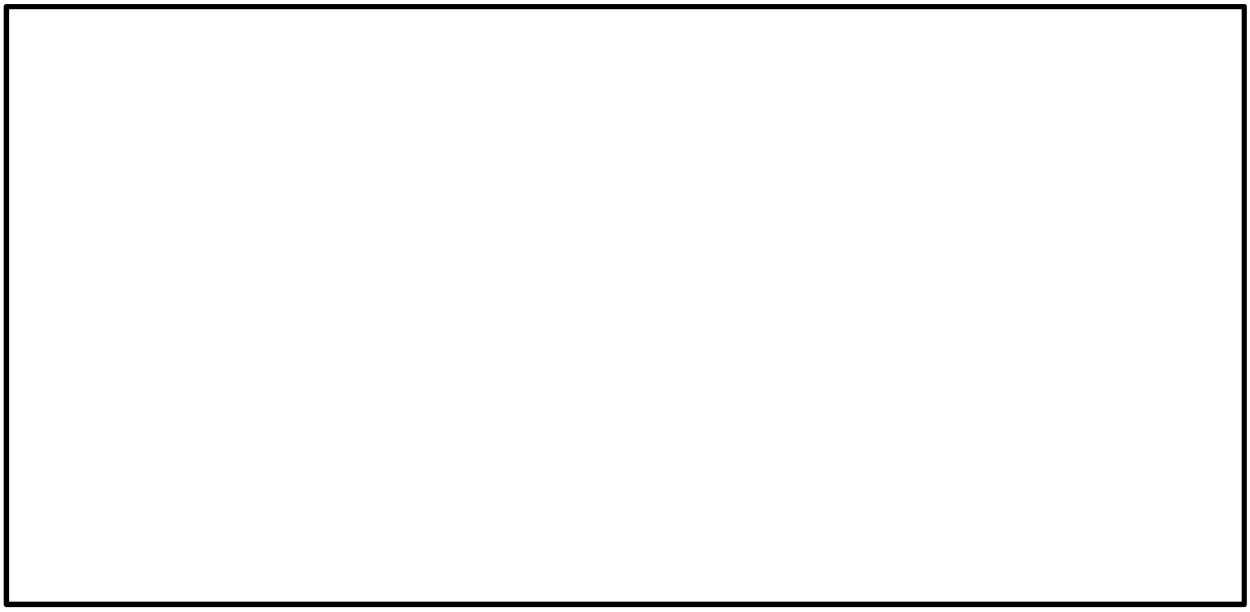


図 4.4－8（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

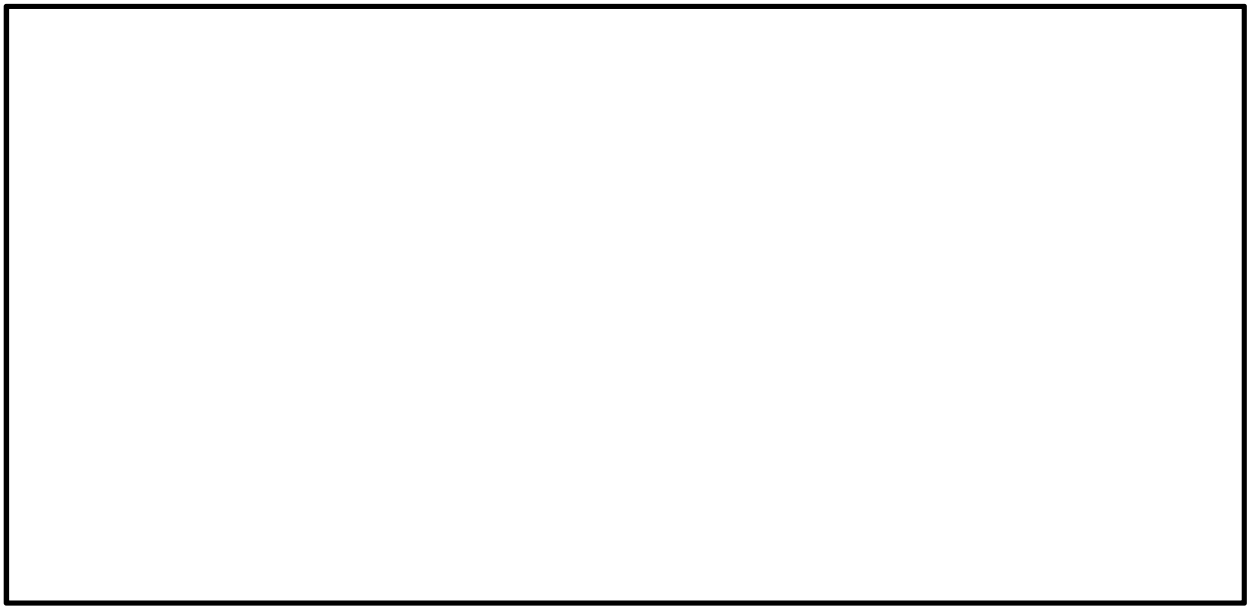


図 4.4－8（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

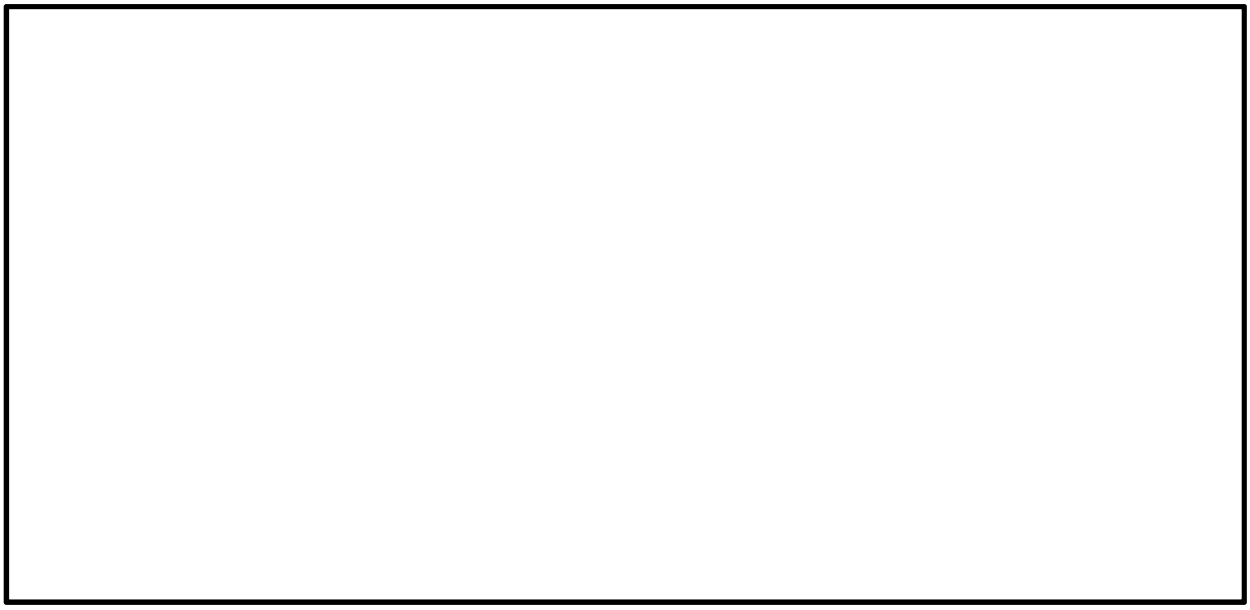


図 4.4－8（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－8（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－8（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ ｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

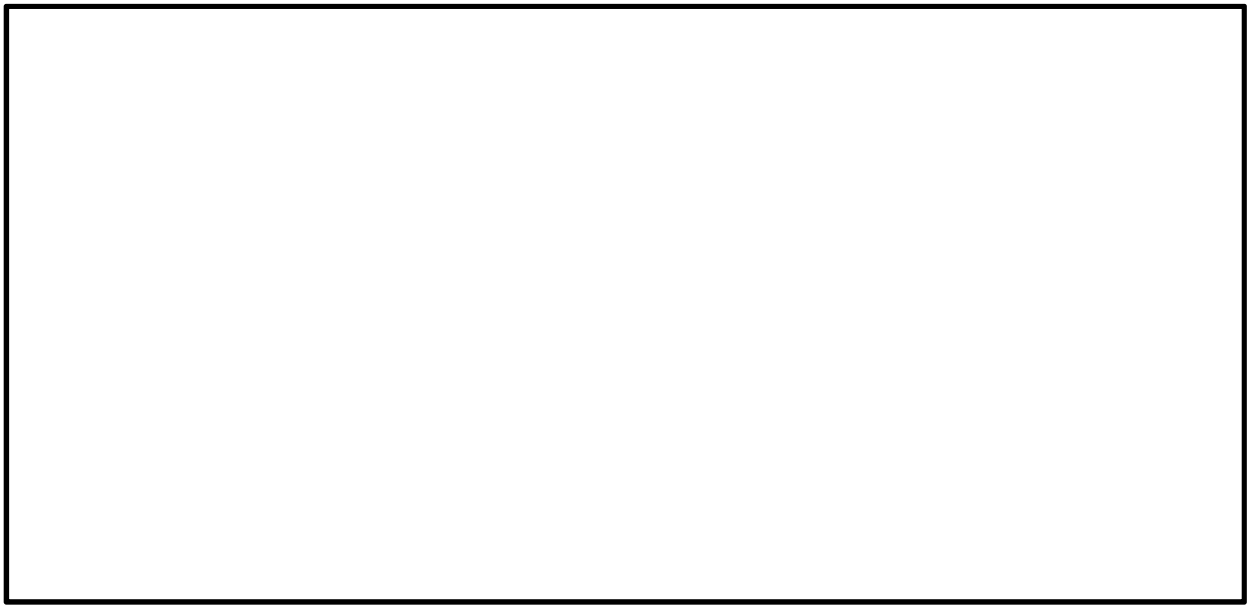


図 4.4－8（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

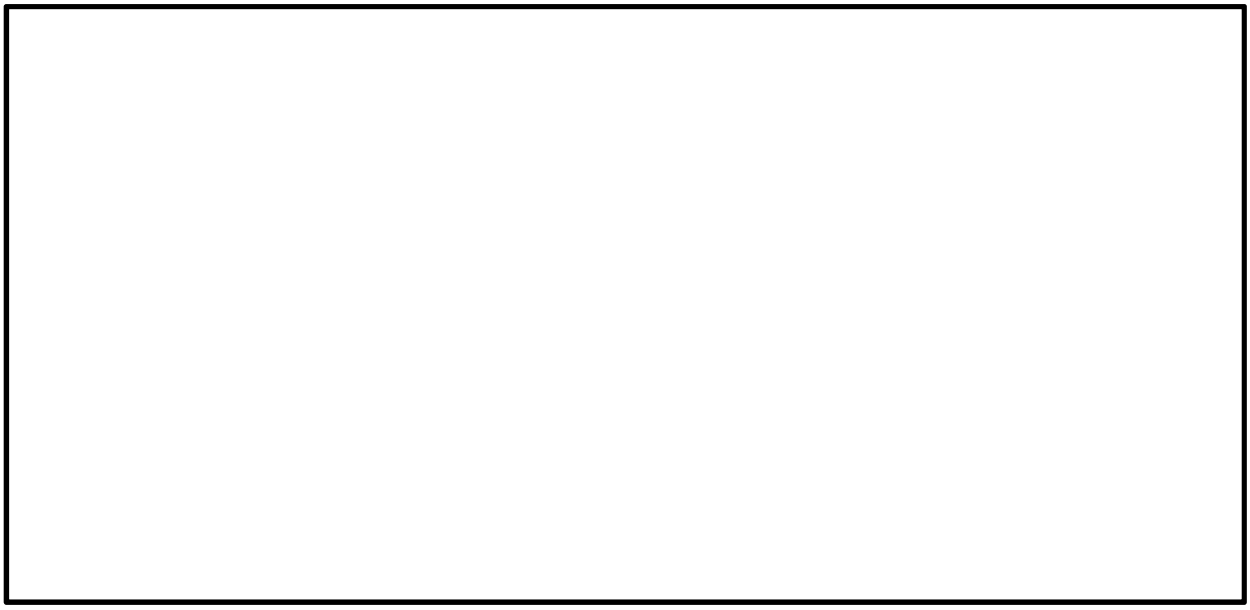


図 4.4－8（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－8（13）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

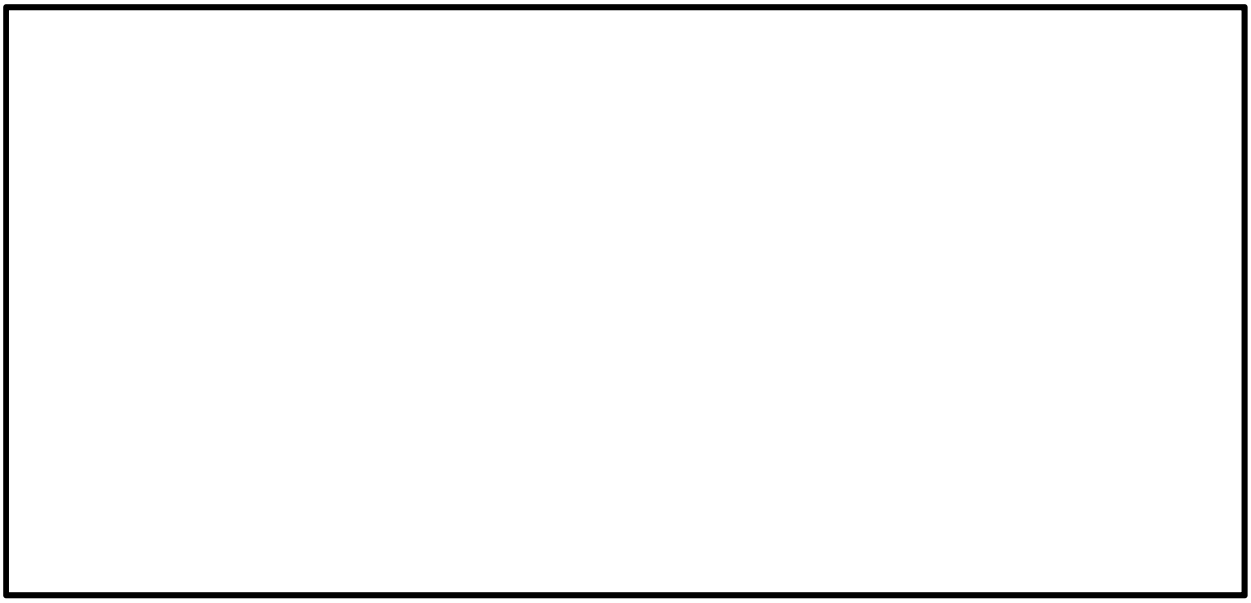


図 4.4－8（14）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

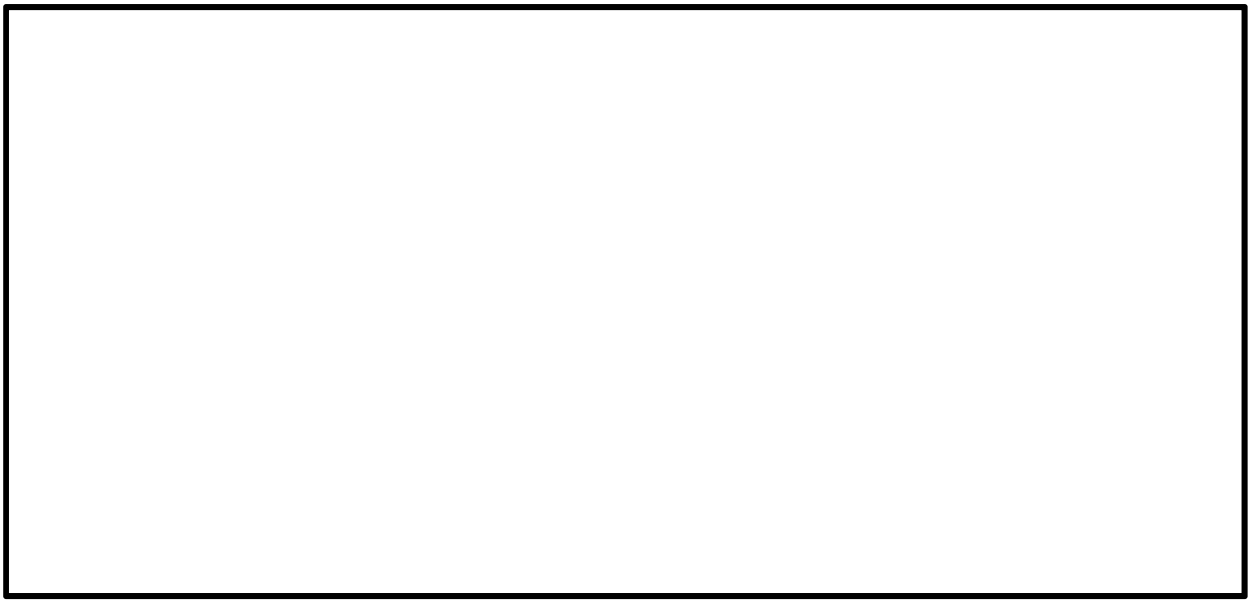


図 4.4－8（15）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－8（16）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

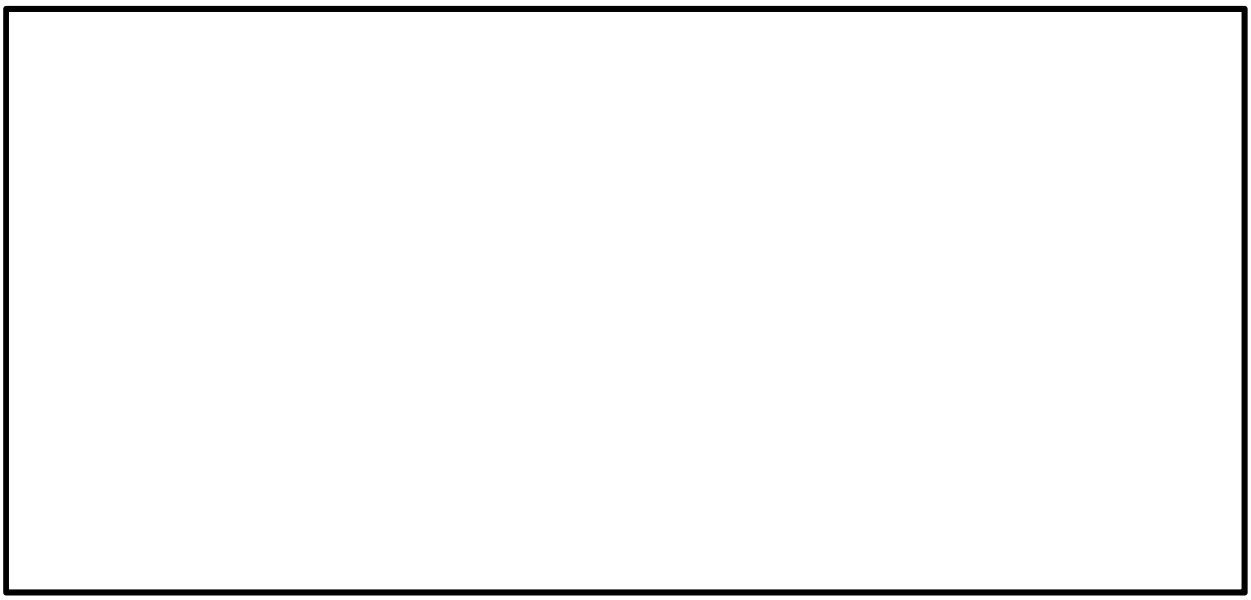


図 4.4－8（17）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－8（18）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－8（19）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（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）

図 4.4－8（20）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（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）

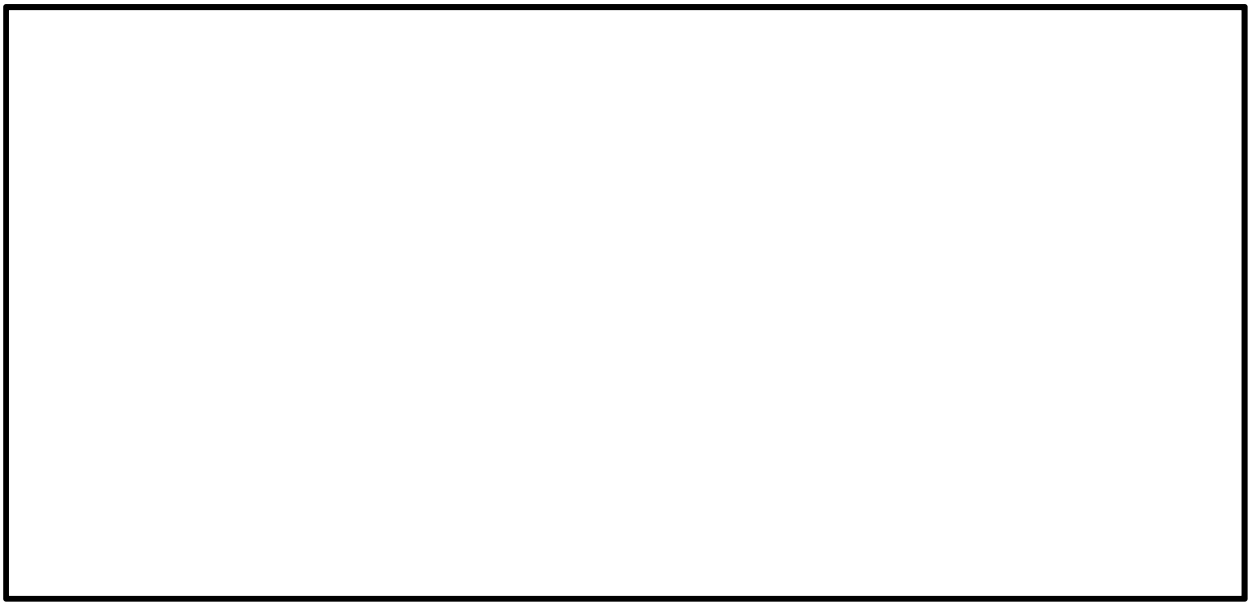


図 4.4－8（21）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－8（22）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（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）

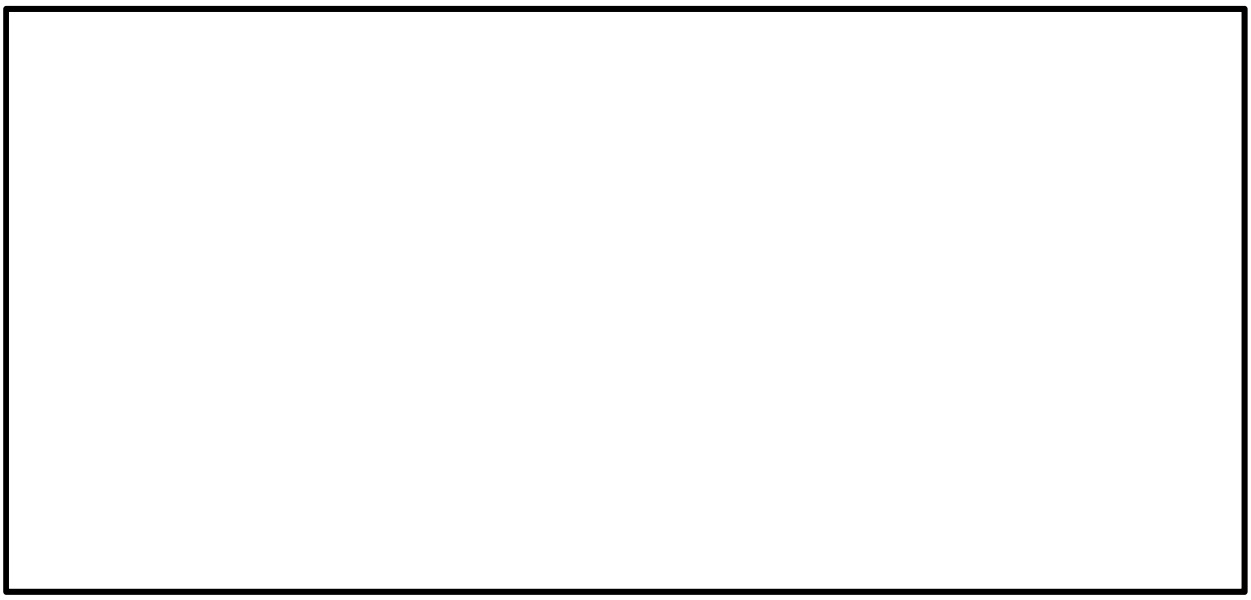


図 4.4－8（23）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－8（24）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

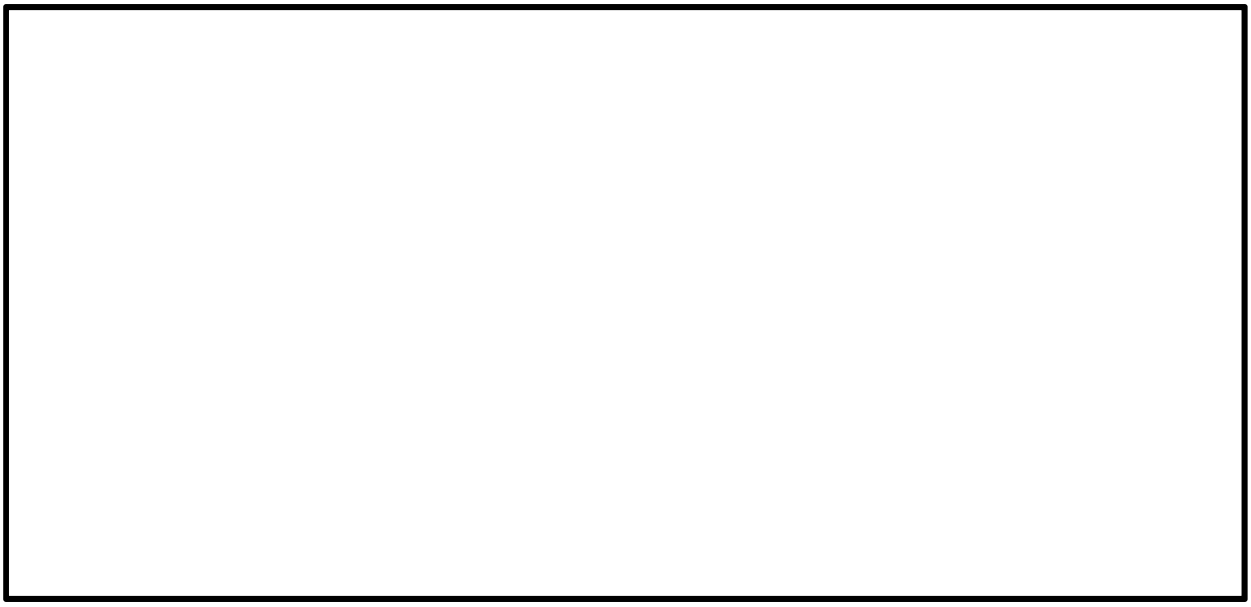


図 4.4－8（25）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

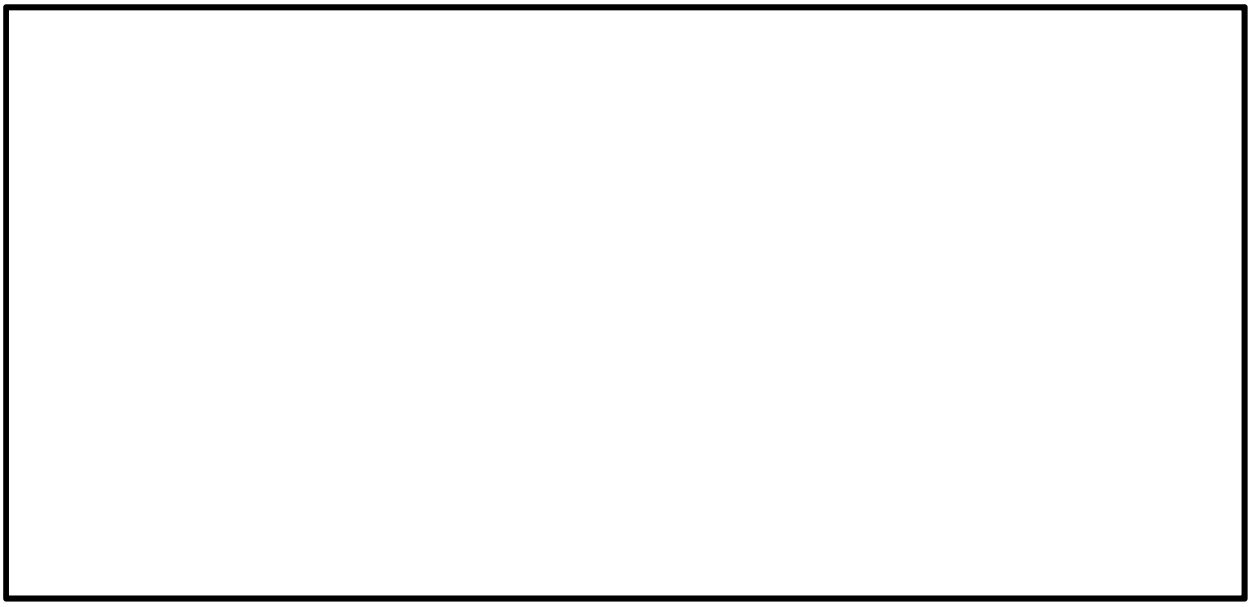


図 4.4－8（26）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－8（27）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

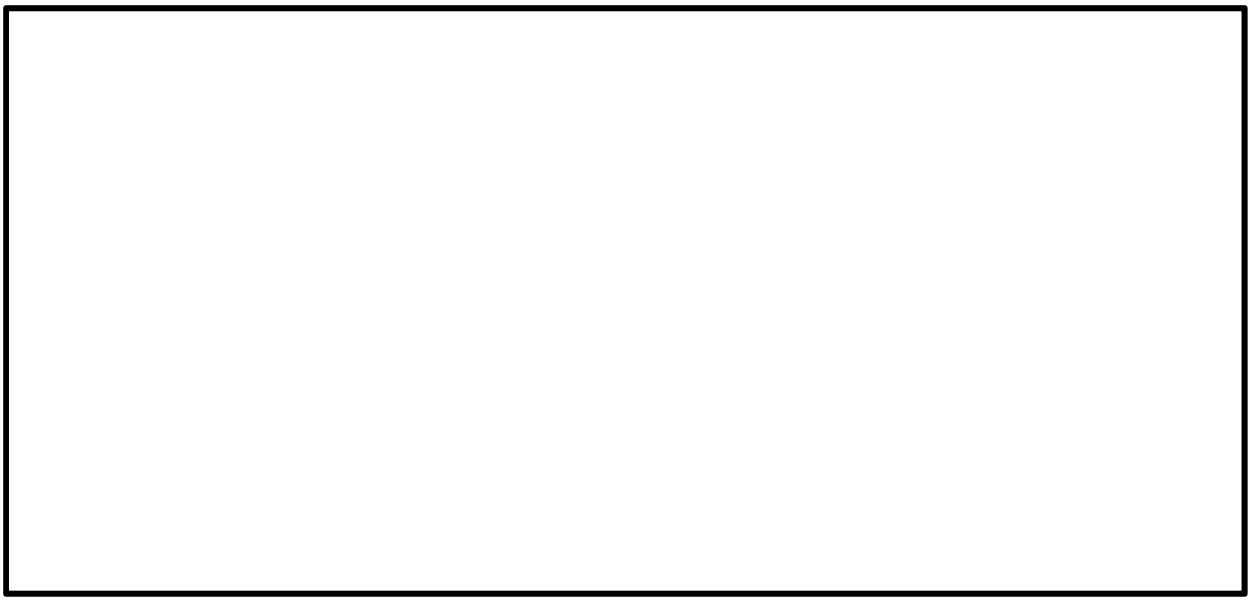


図 4.4－8（28）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

(4)過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため，地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を示す。

記載する断面は，耐震評価の断面（南北方向⑤－⑤断面）に加えて，機器・配管系に対する加速度応答を抽出する断面（東西方向断面）の２断面とする。

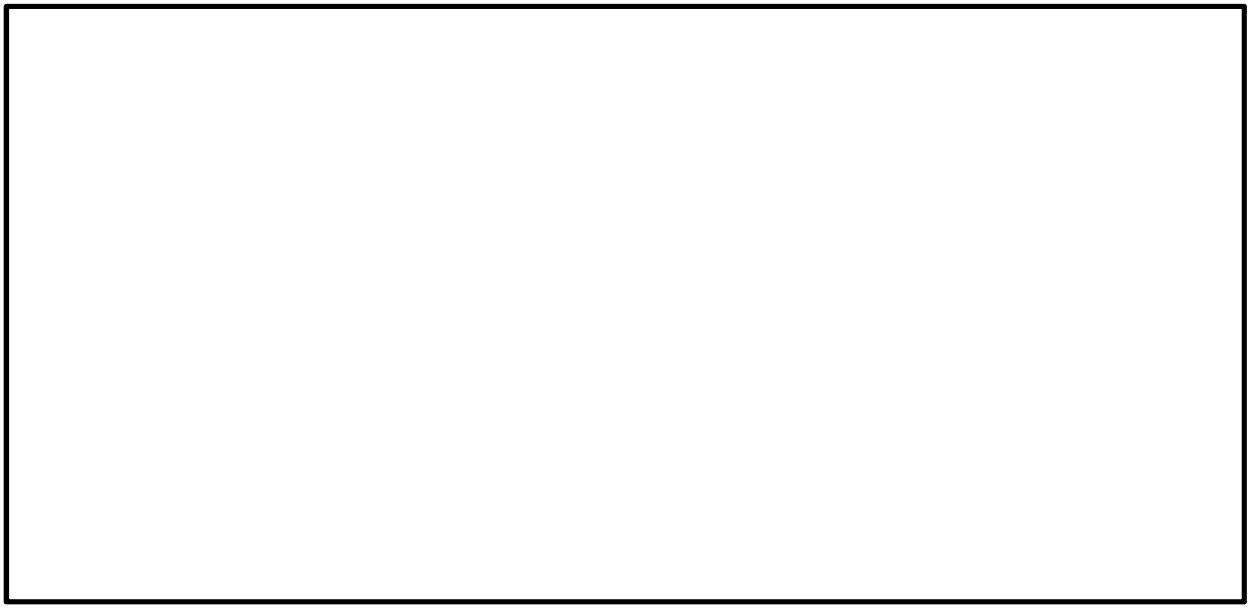


図 4.4－9（1）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

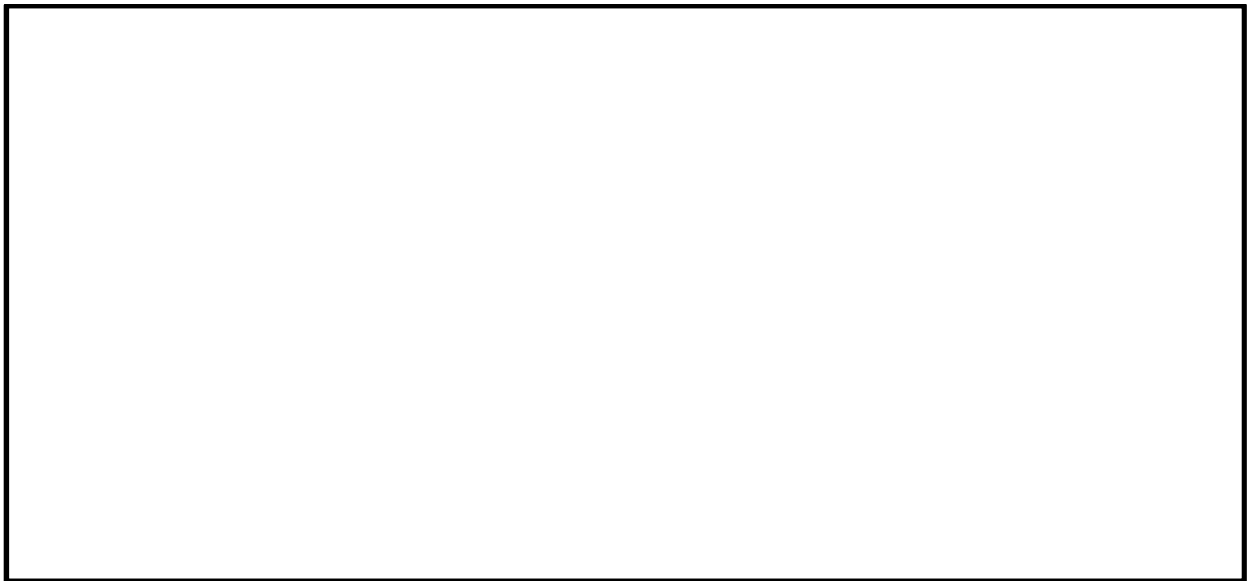


図 4.4－9（2）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

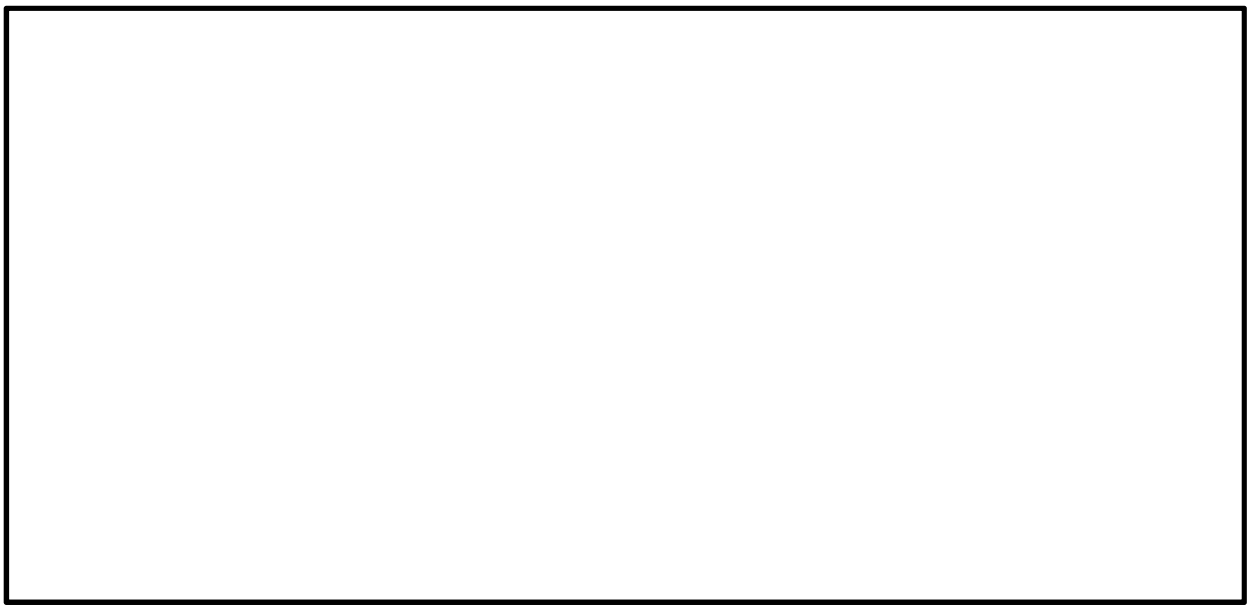


図 4.4－9（3）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

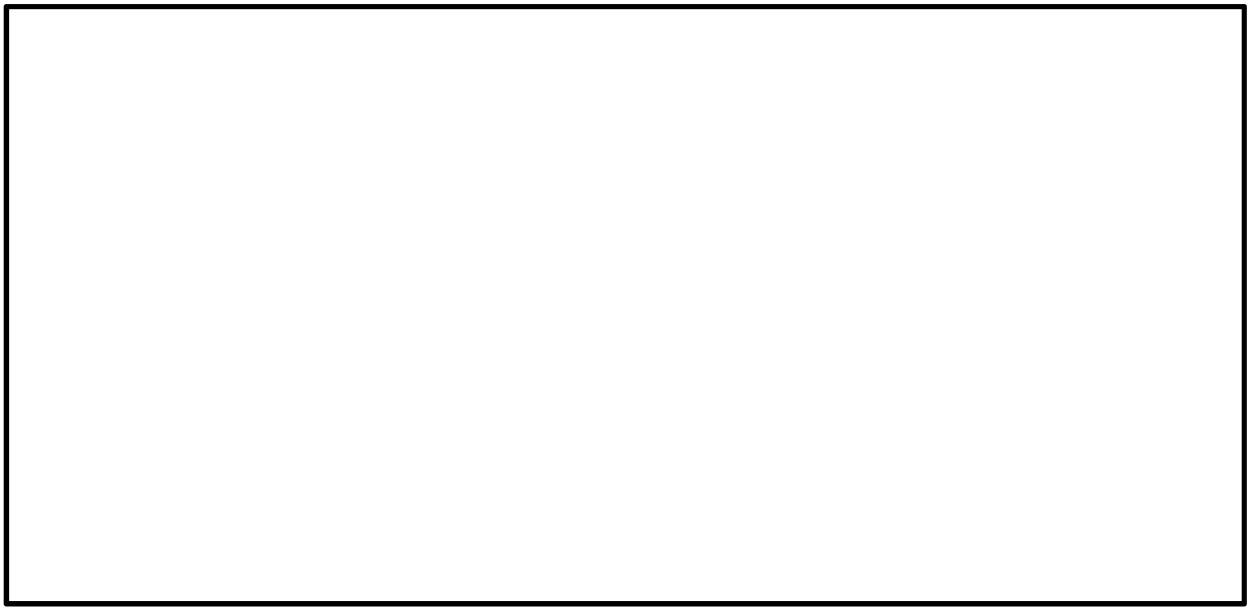


図 4.4－9（4）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

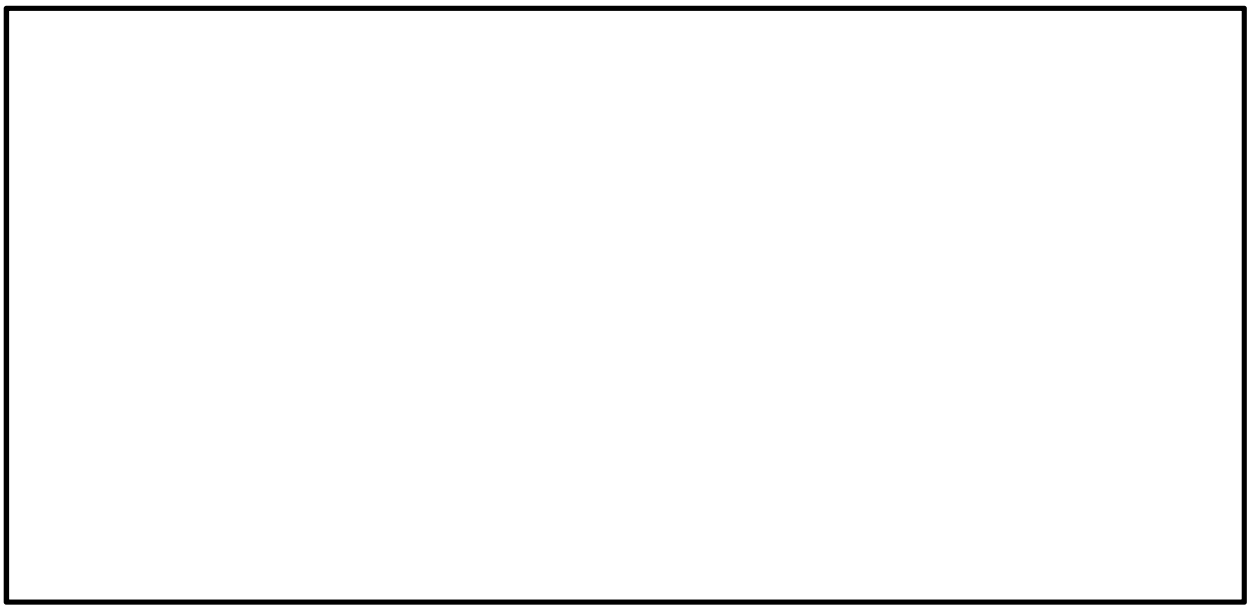


図 4.4－9 (5)　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－9 (6)　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

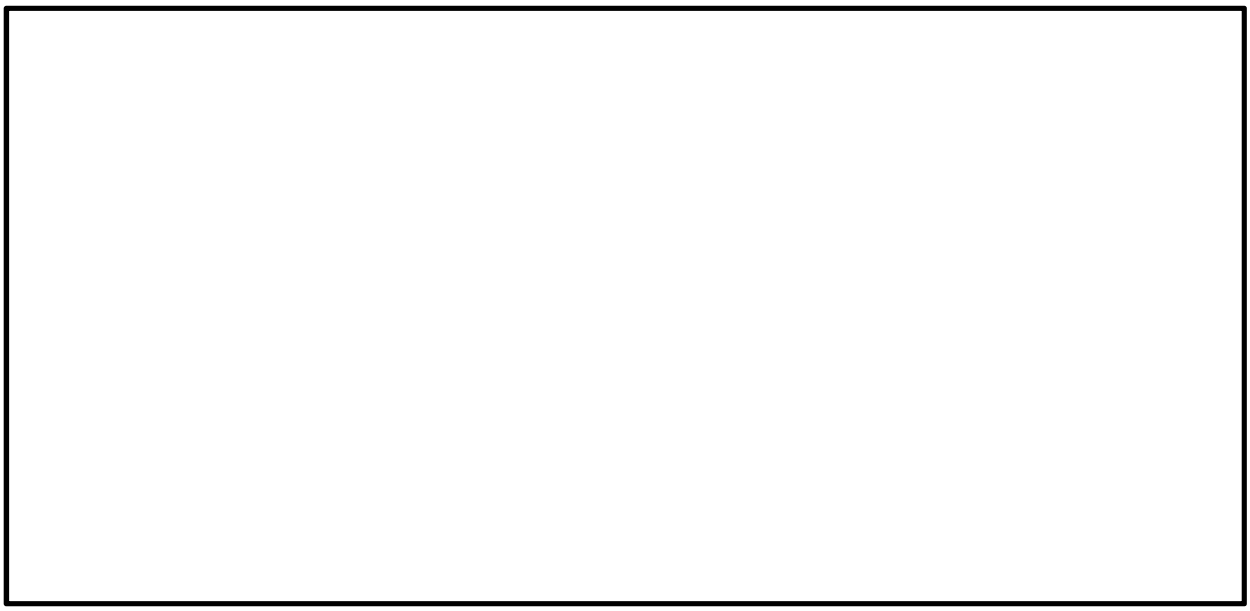


図 4.4－9（7）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

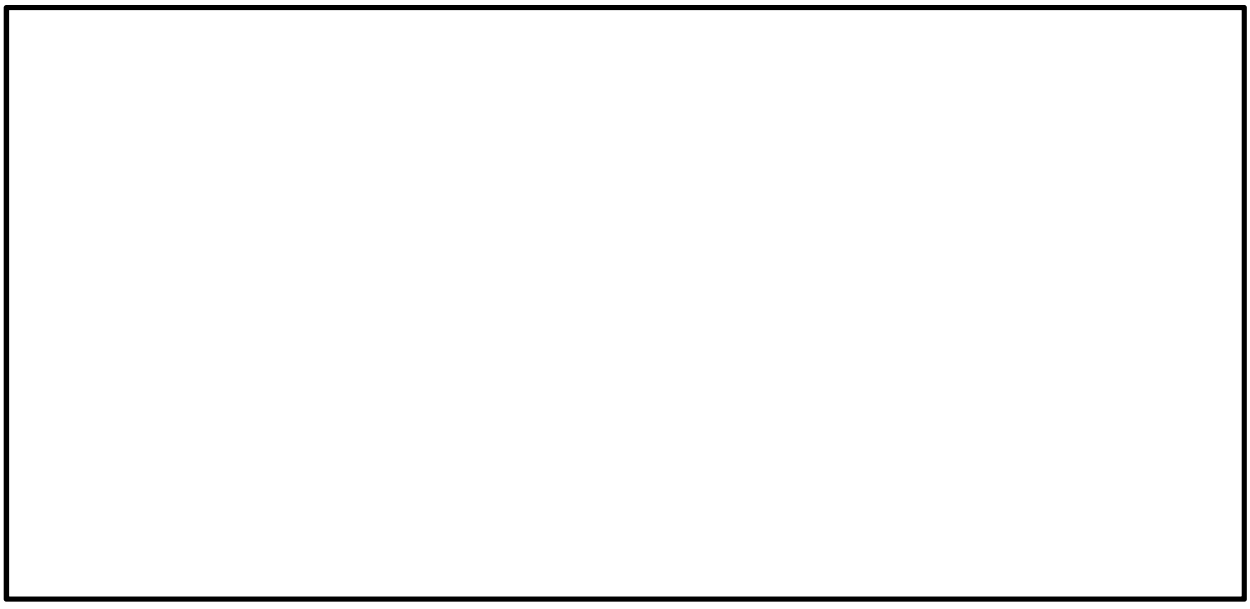


図 4.4－9（8）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

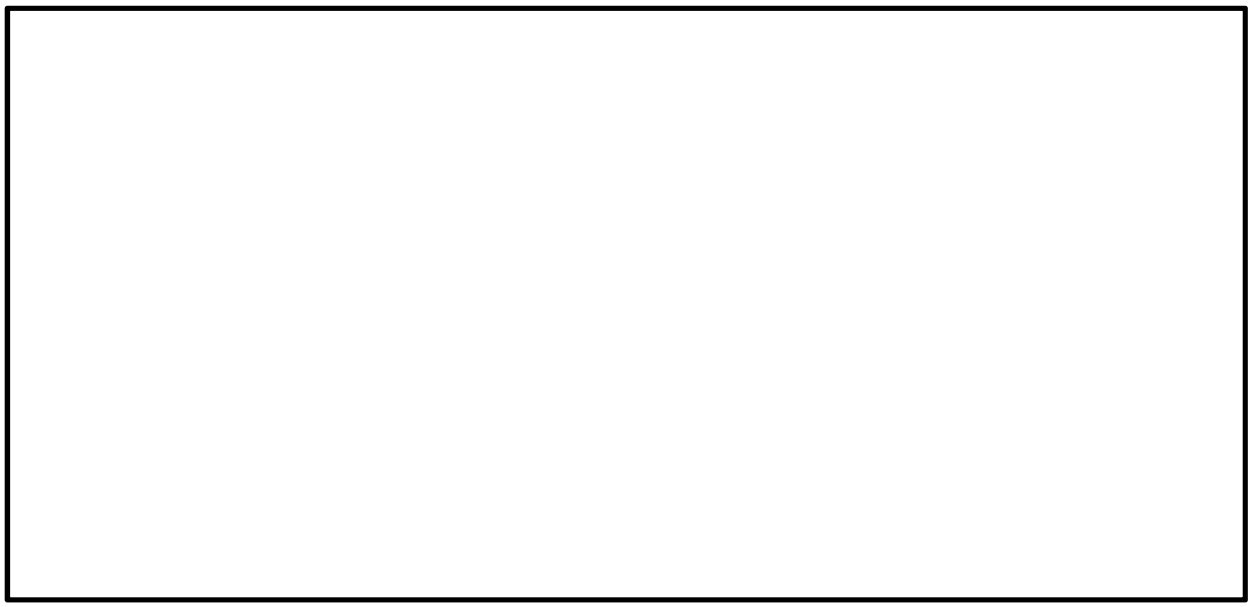


図 4.4－9（9）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－9（10）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

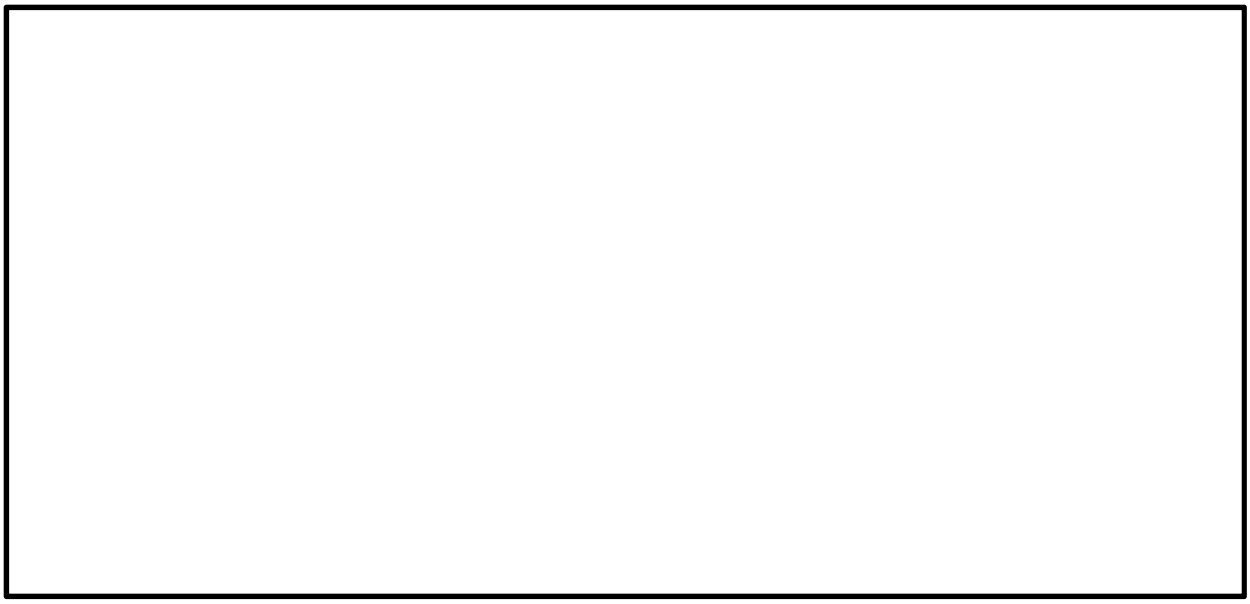


図 4.4－9（11）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_{s}$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

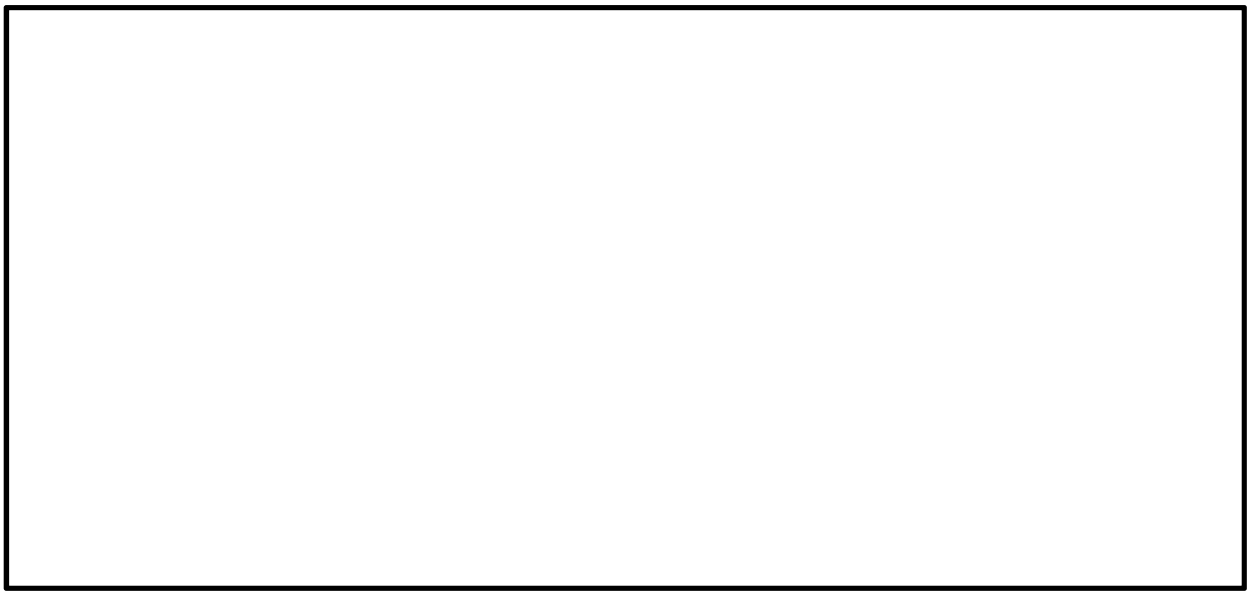


図 4.4－9（12）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_{s}$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

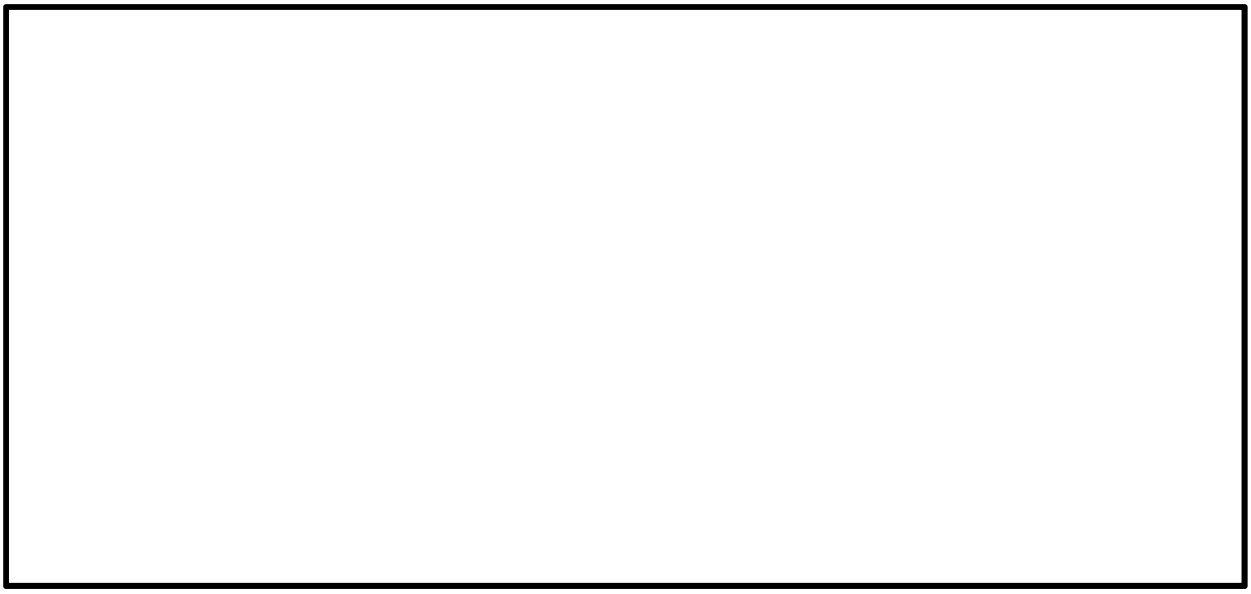


図 4.4－9（13）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－9（14）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－9（15）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－9（16）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－9（17）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－9（18）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

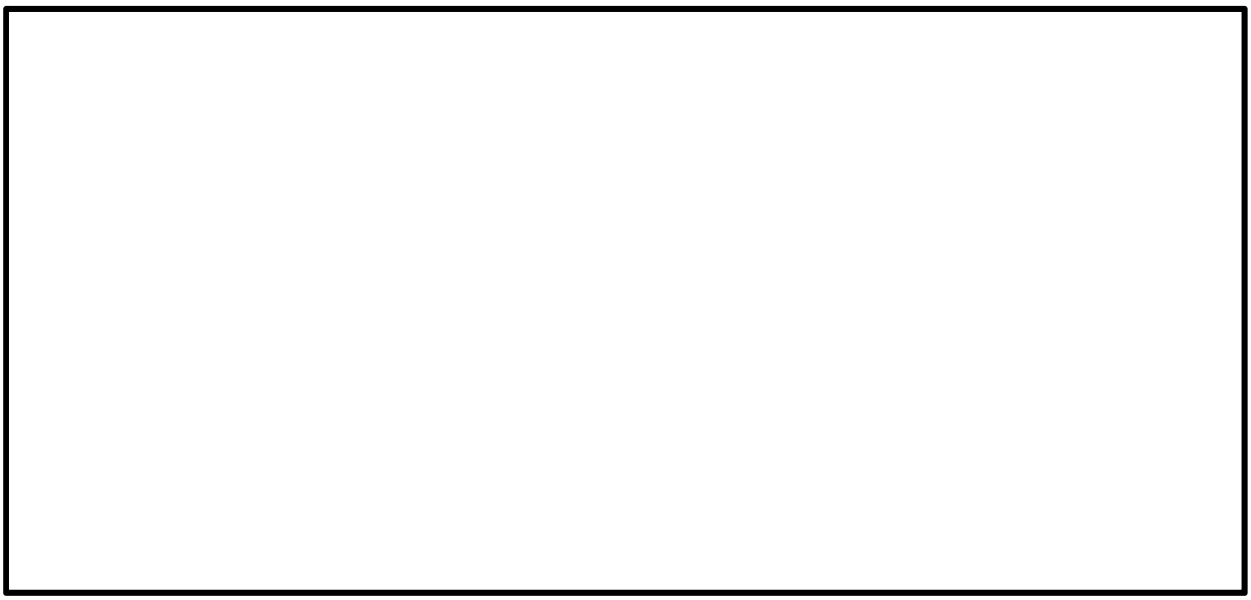


図 4.4－9（19）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－9（20）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（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）

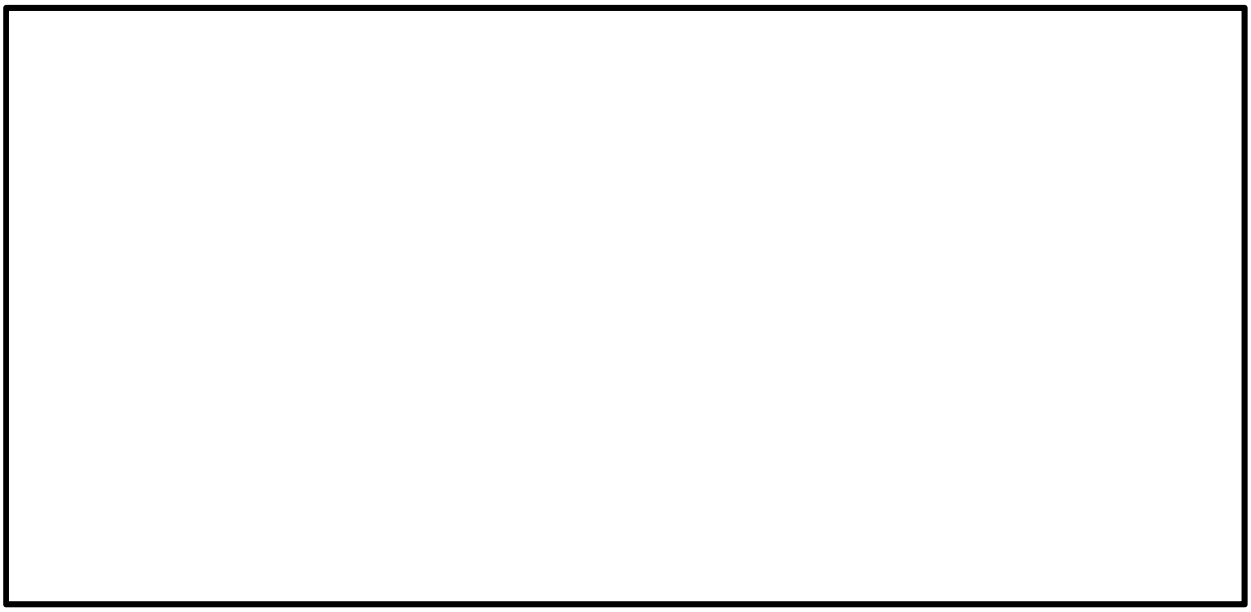


図 4.4－9（21）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－9（22）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（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）

図 4.4－9（23）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－9（24）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

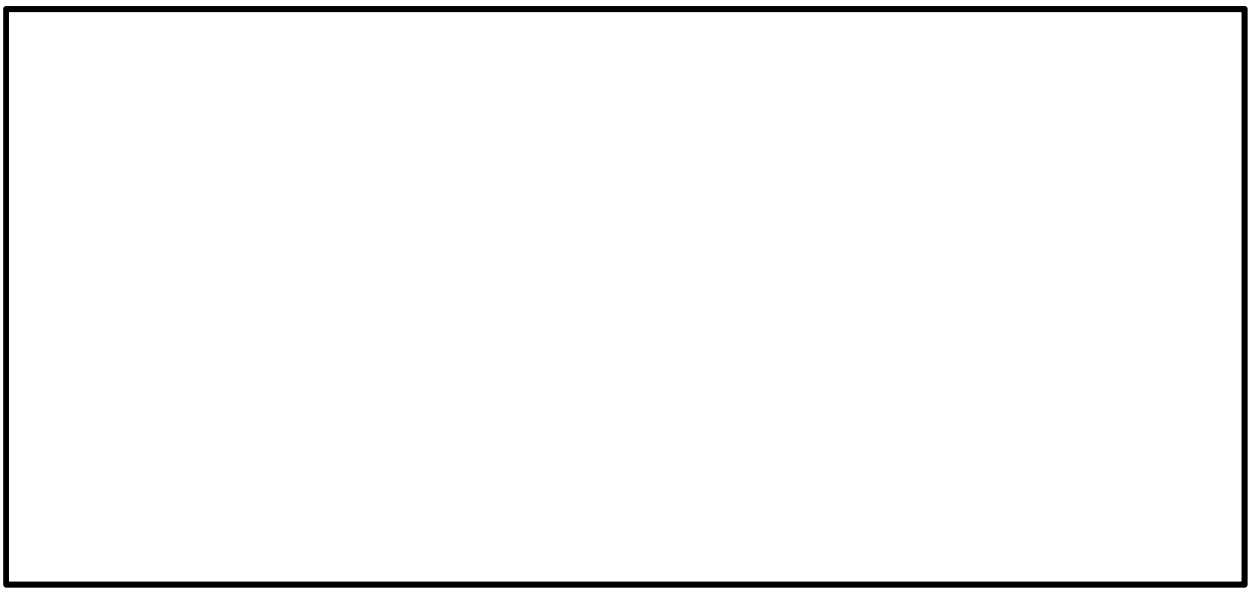


図 4.4－9（25）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－9（26）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

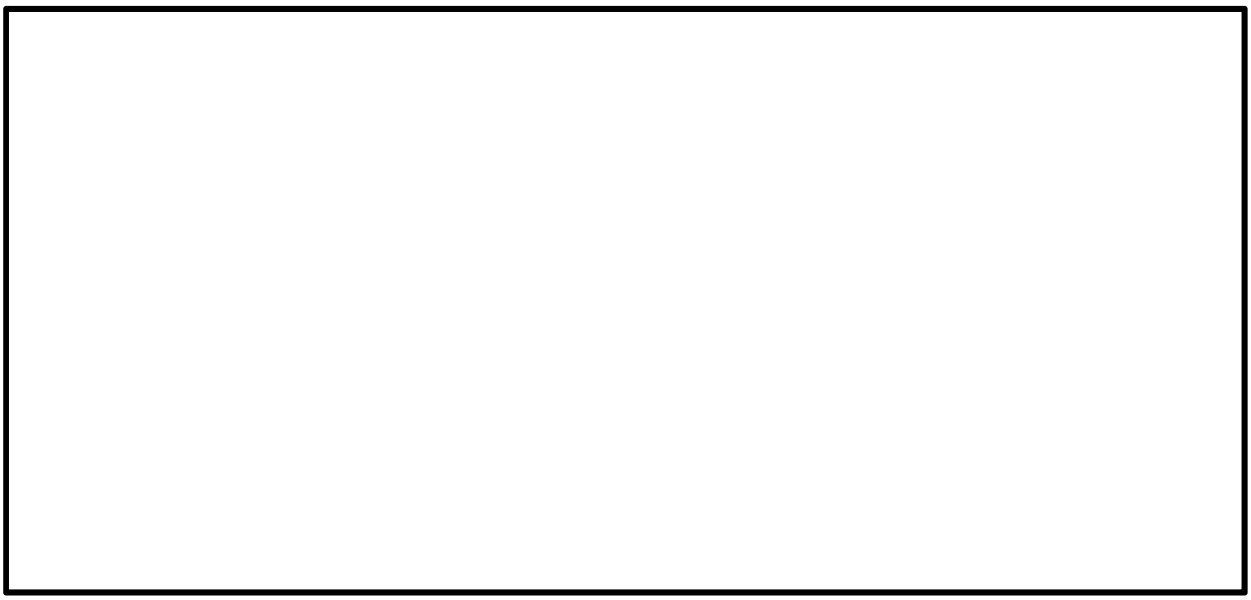


図 4.4－9（27）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－9（28）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

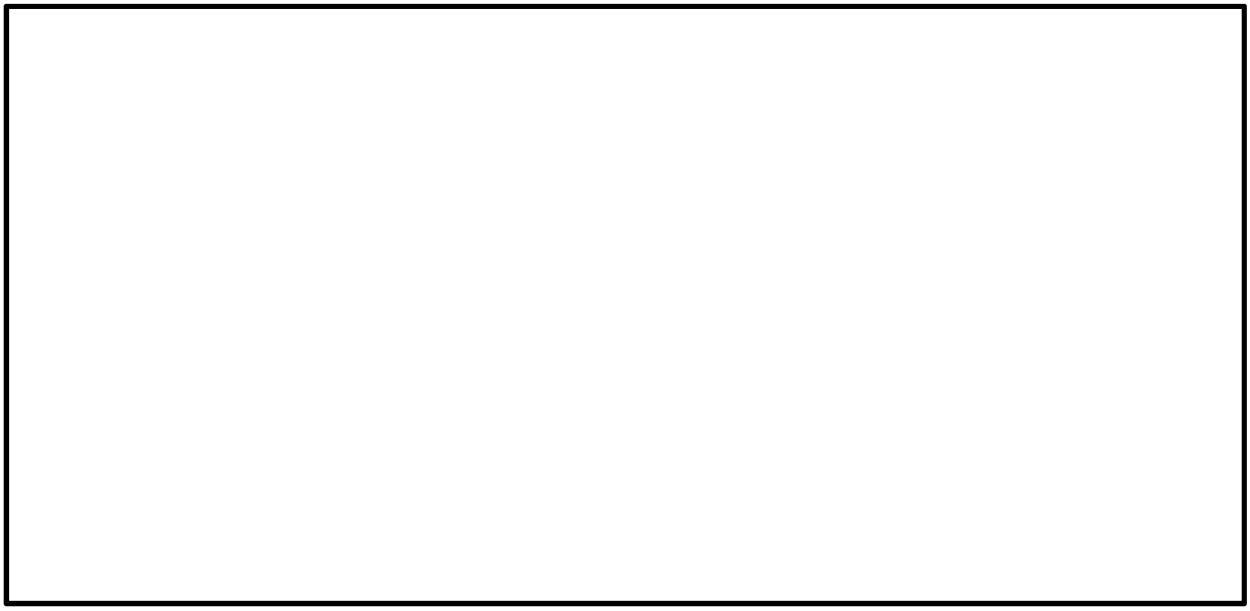


図 4.4－10（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

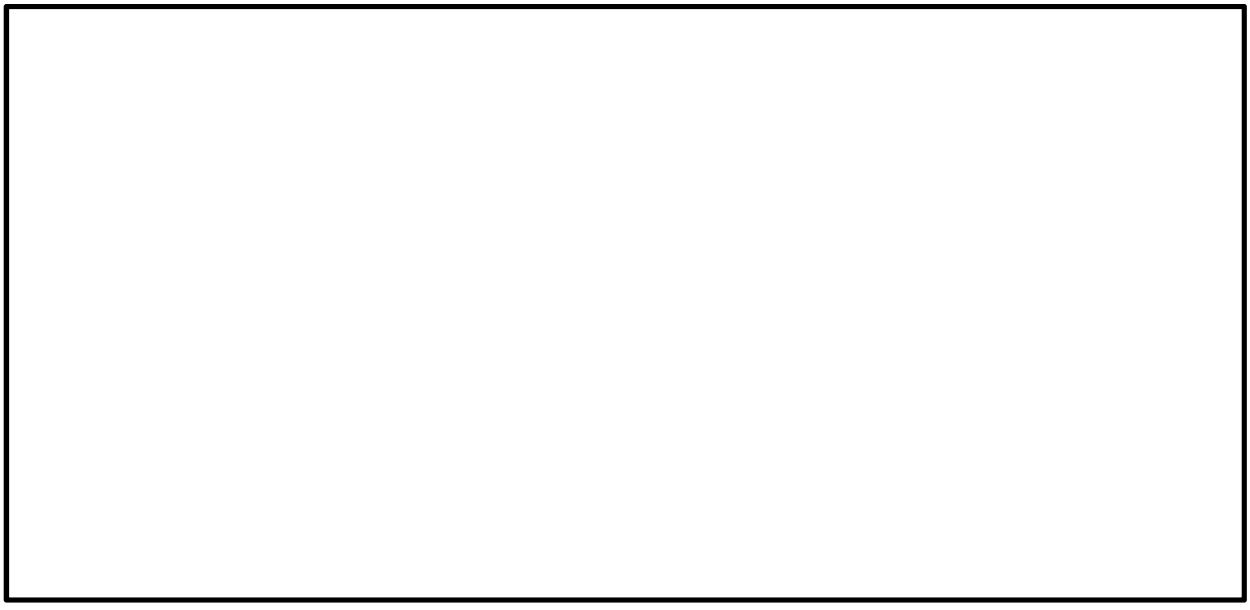


図 4.4－10（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

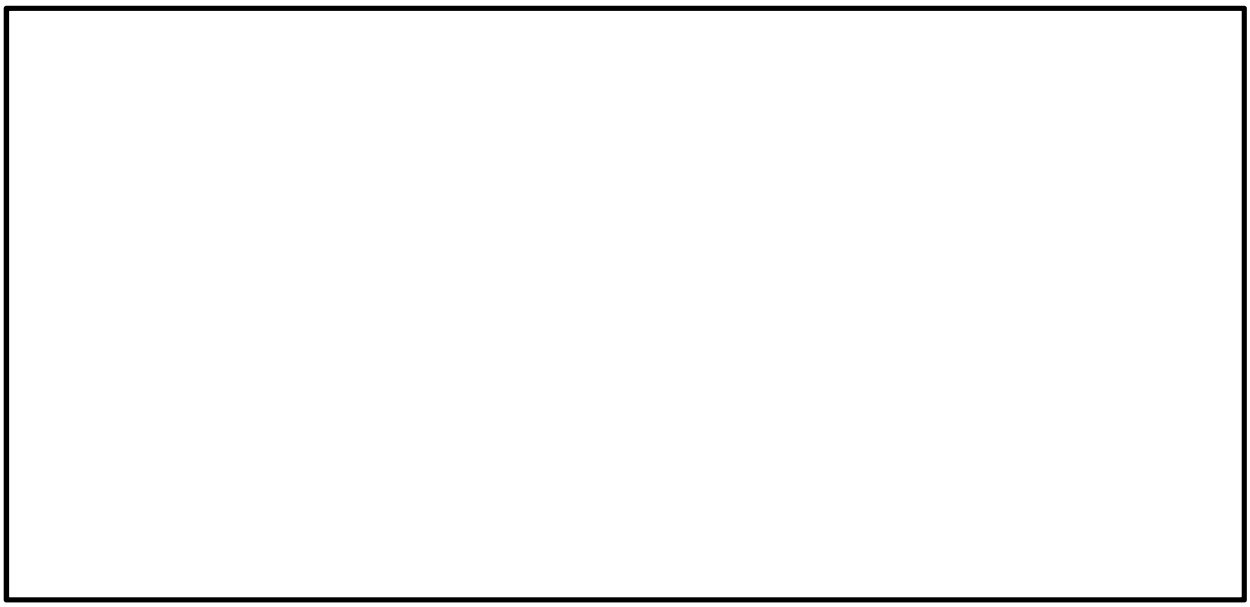


図 4.4－10（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１（H－，V＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

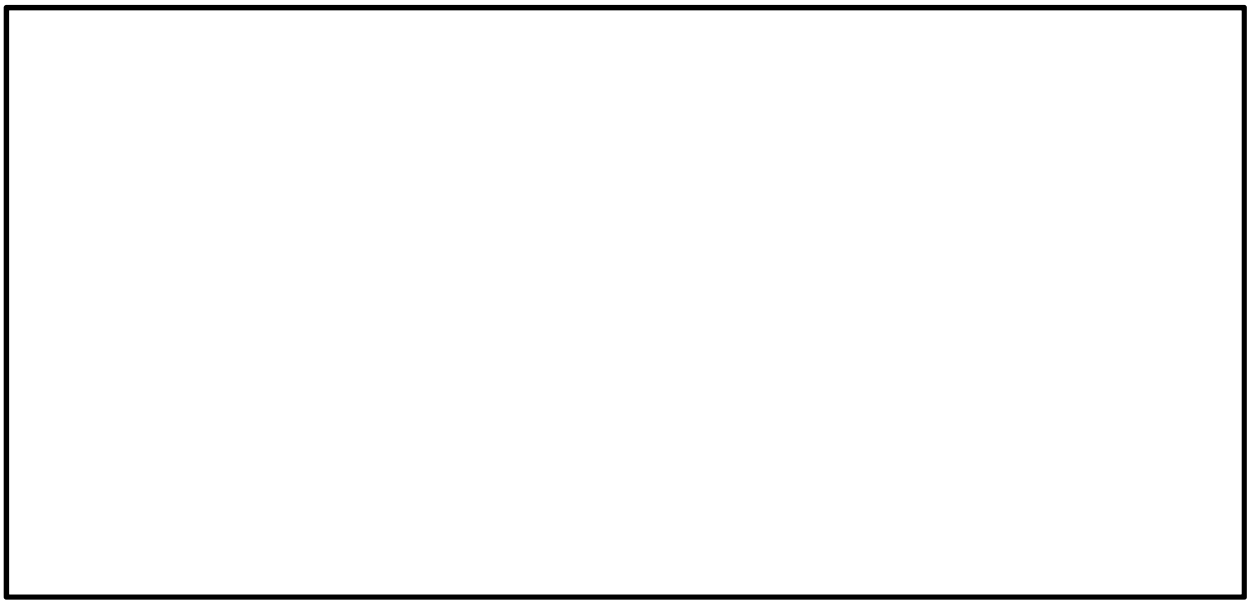


図 4.4－10（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１（H－，V－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

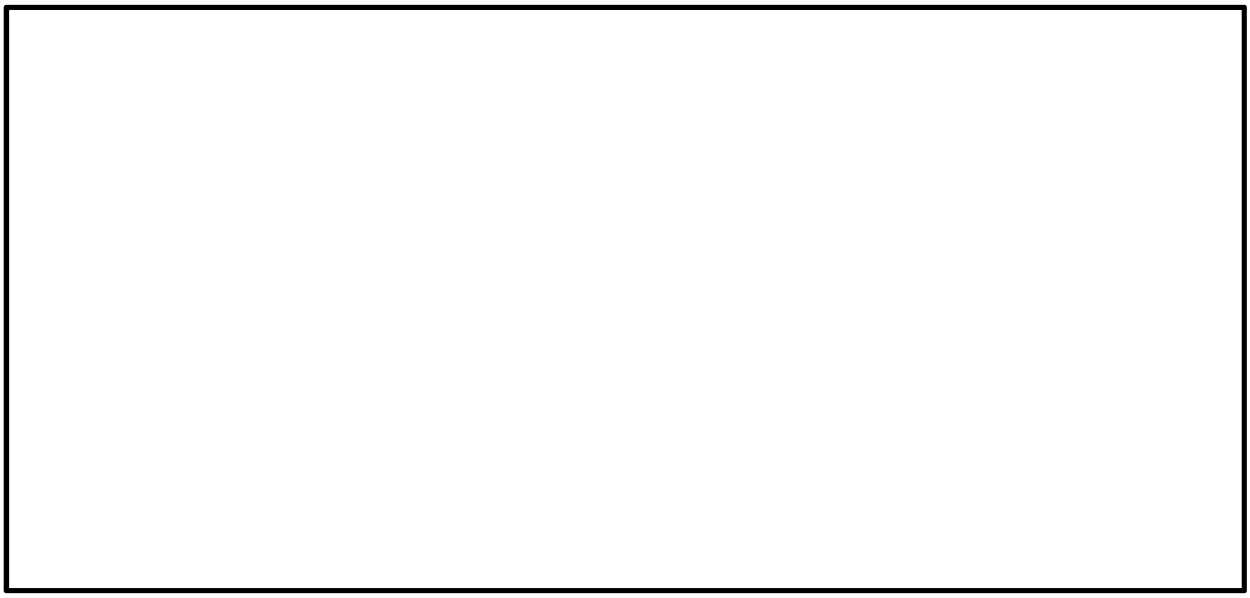


図 4.4－10（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

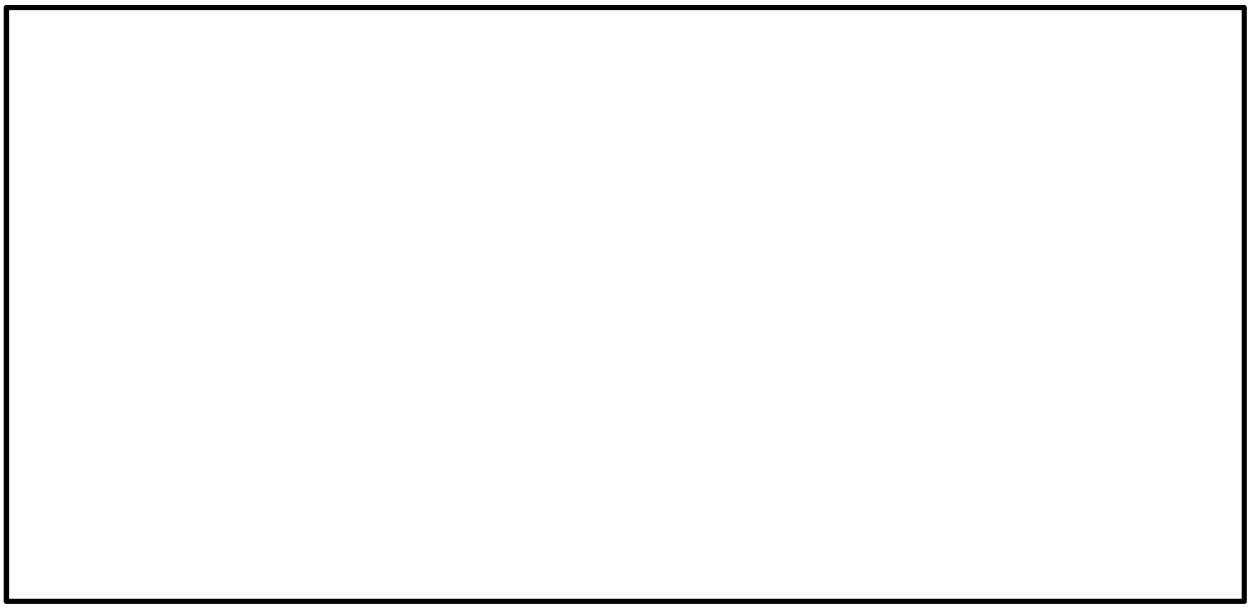


図 4.4－10（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－10（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

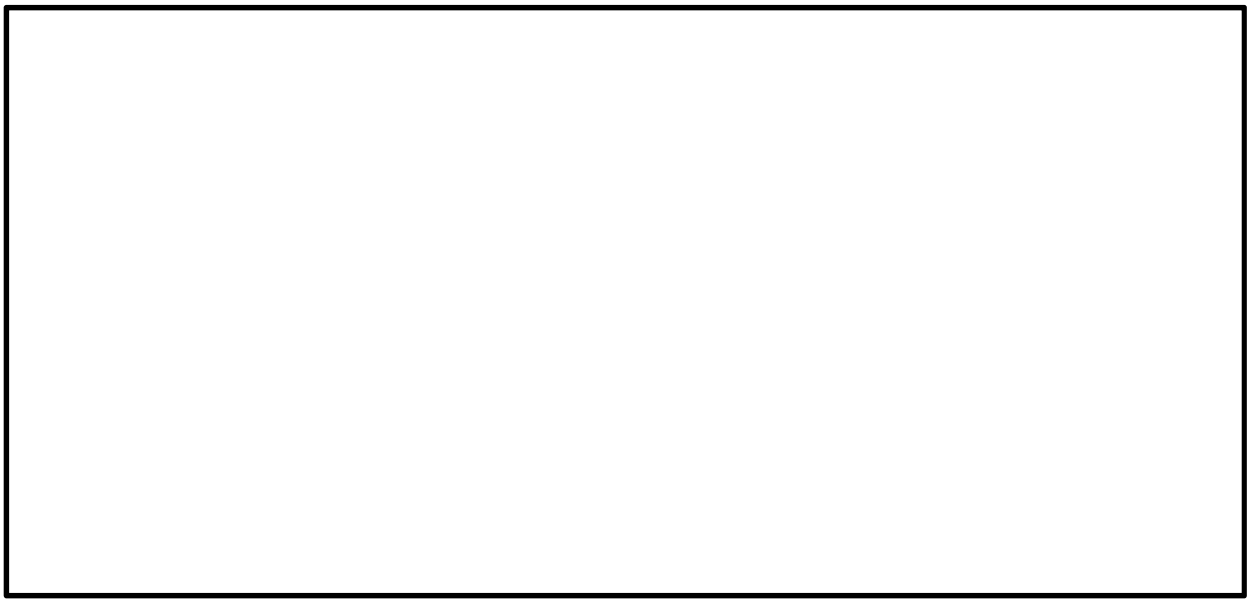


図 4.4－10（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

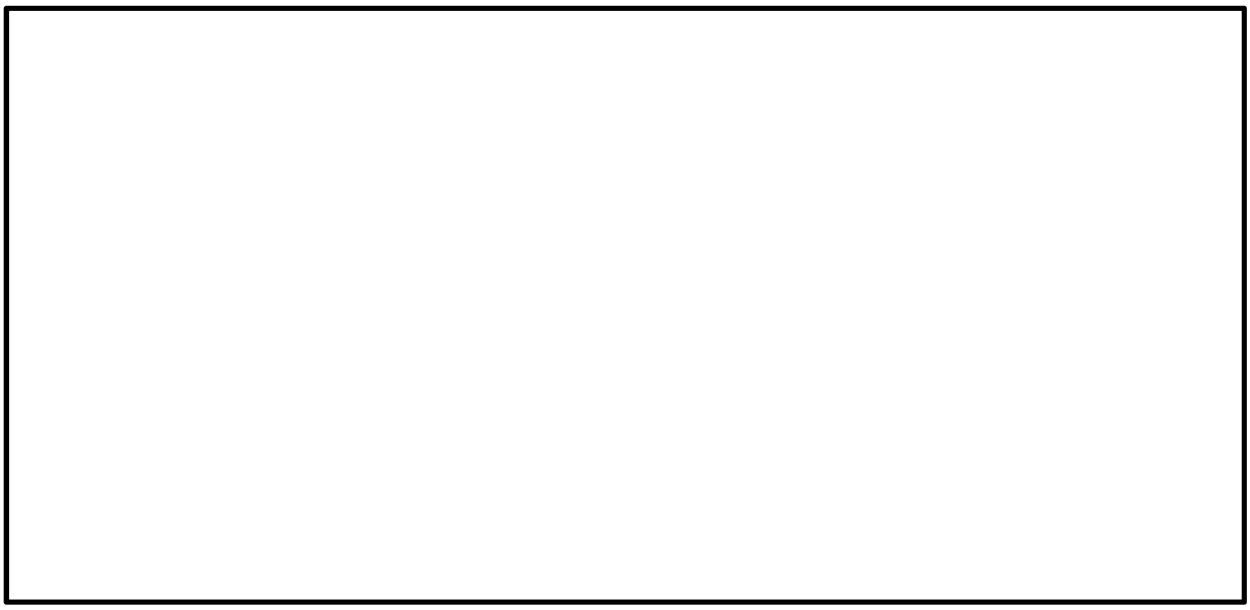


図 4.4－10（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－10（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－10（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

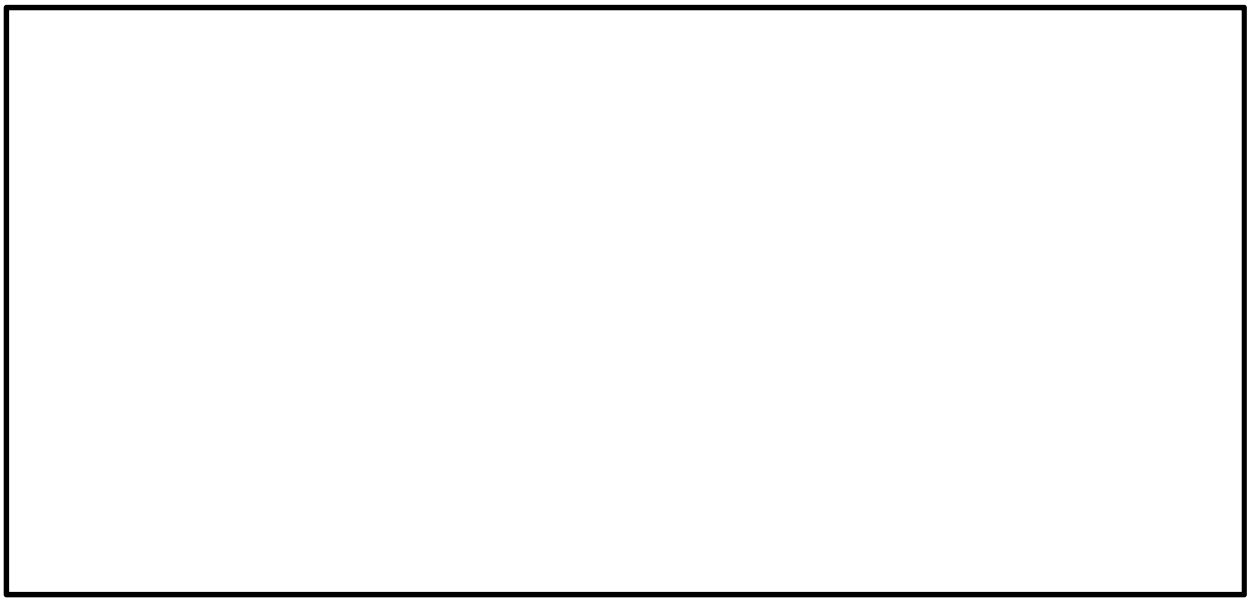


図 4.4－10（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－10（13）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－10（14）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

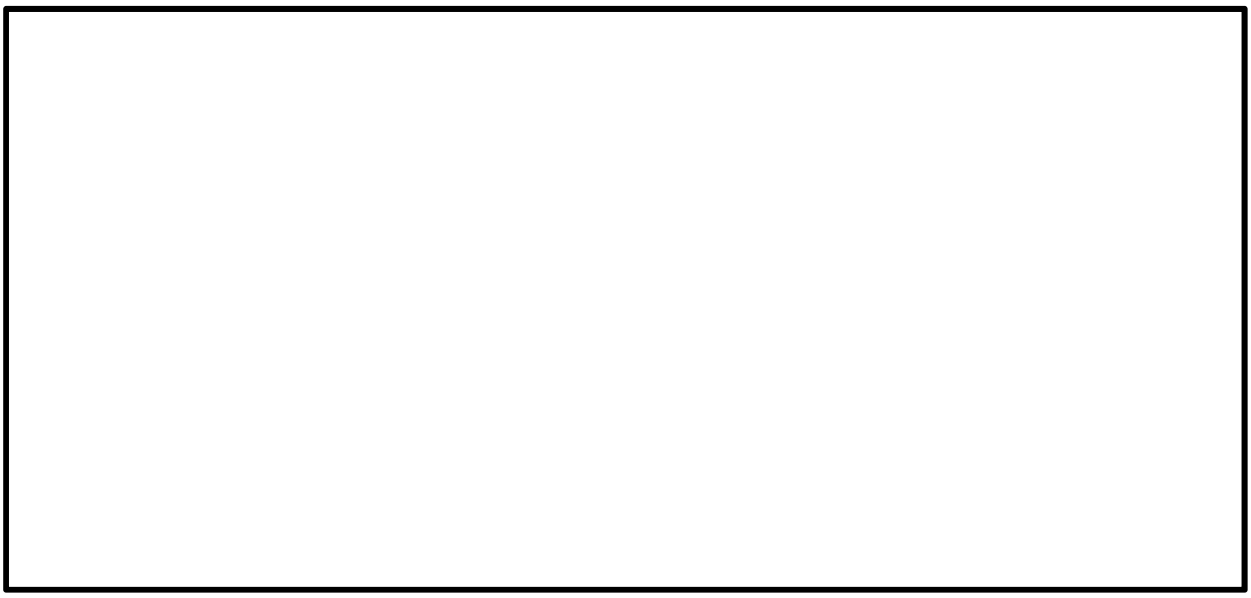


図 4.4－10（15）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－10（16）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

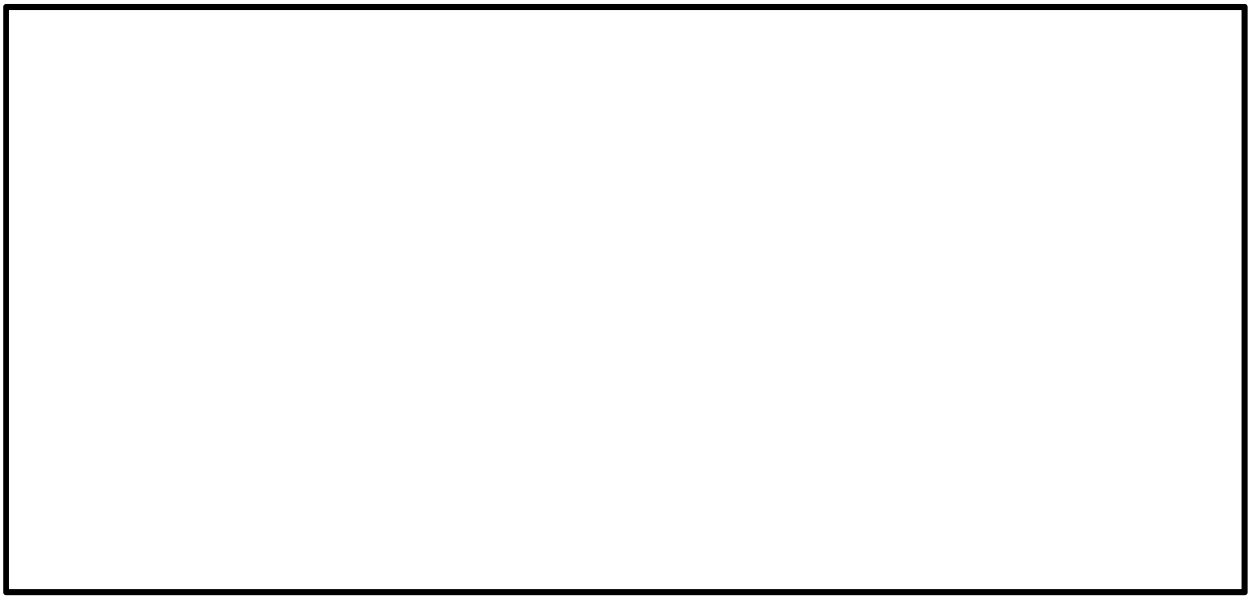


図 4.4－10（17）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－10（18）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

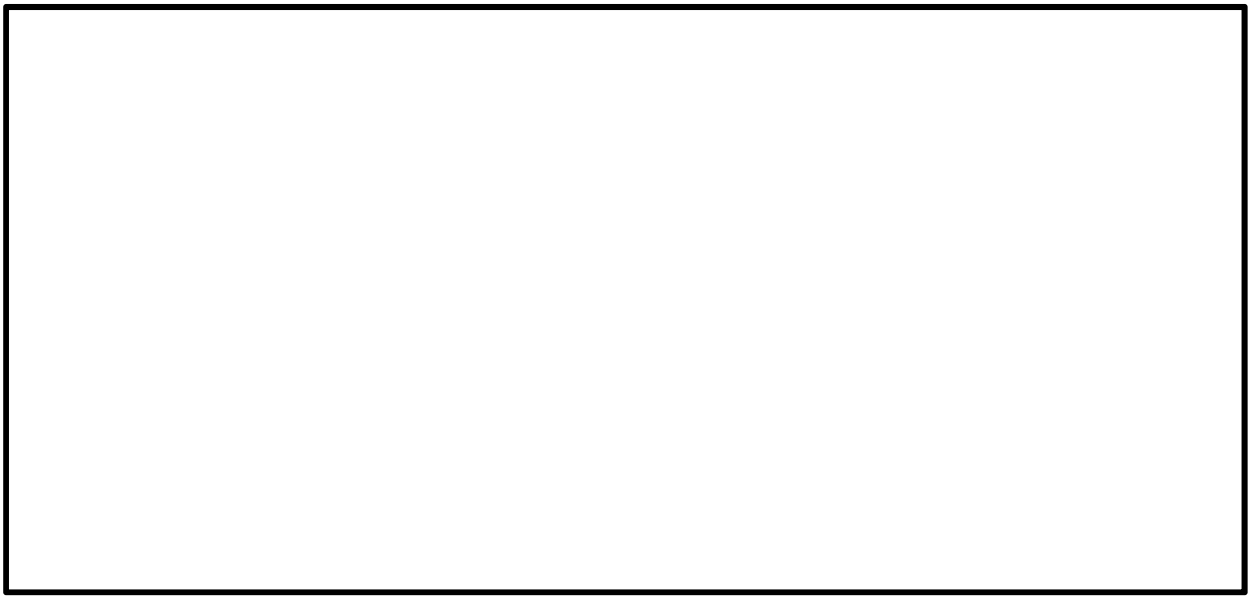


図 4.4－10（19）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

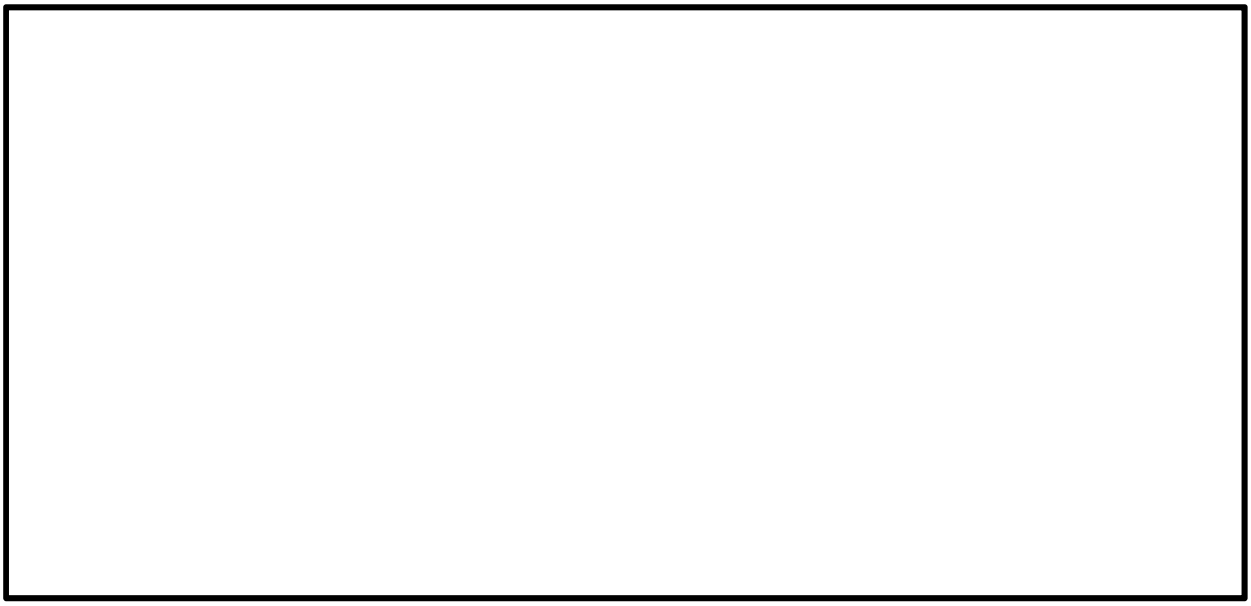


図 4.4－10（20）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

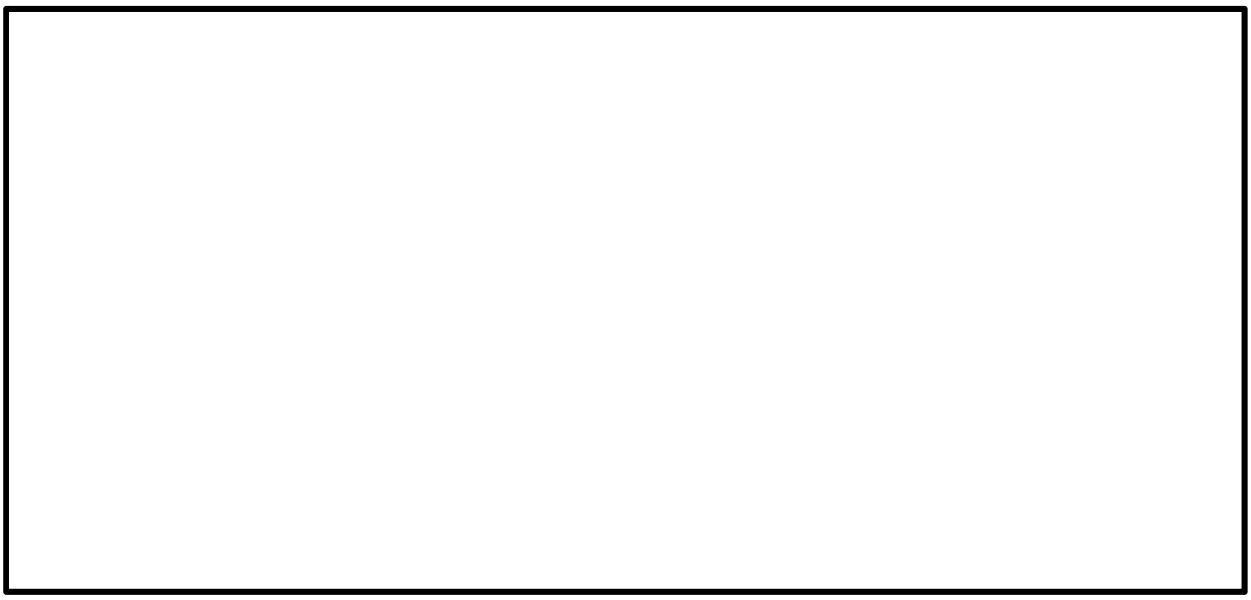


図 4.4－10（21）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１（H－，V＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－10（22）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１（H－，V－））
（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）

図 4.4－10（23）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－10（24）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

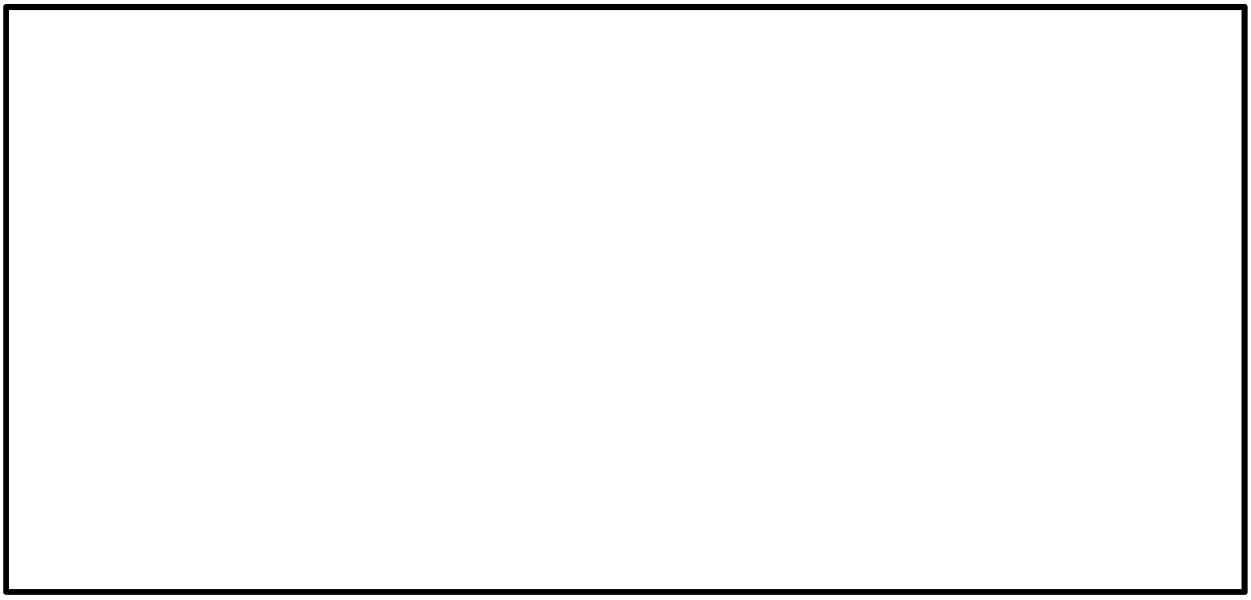


図 4.4－10（25）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－10（26）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

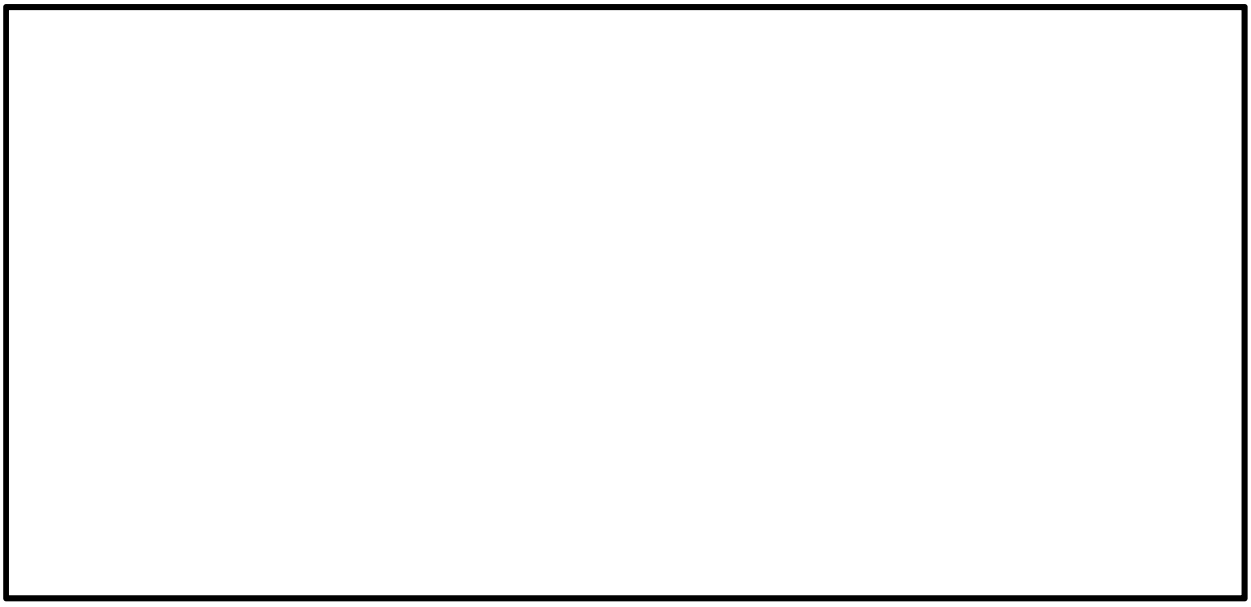


図 4.4－10（27）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－10（28）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

(5)　最大加速度分布図

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため，各基準地震動における最大加速度分布を示す。

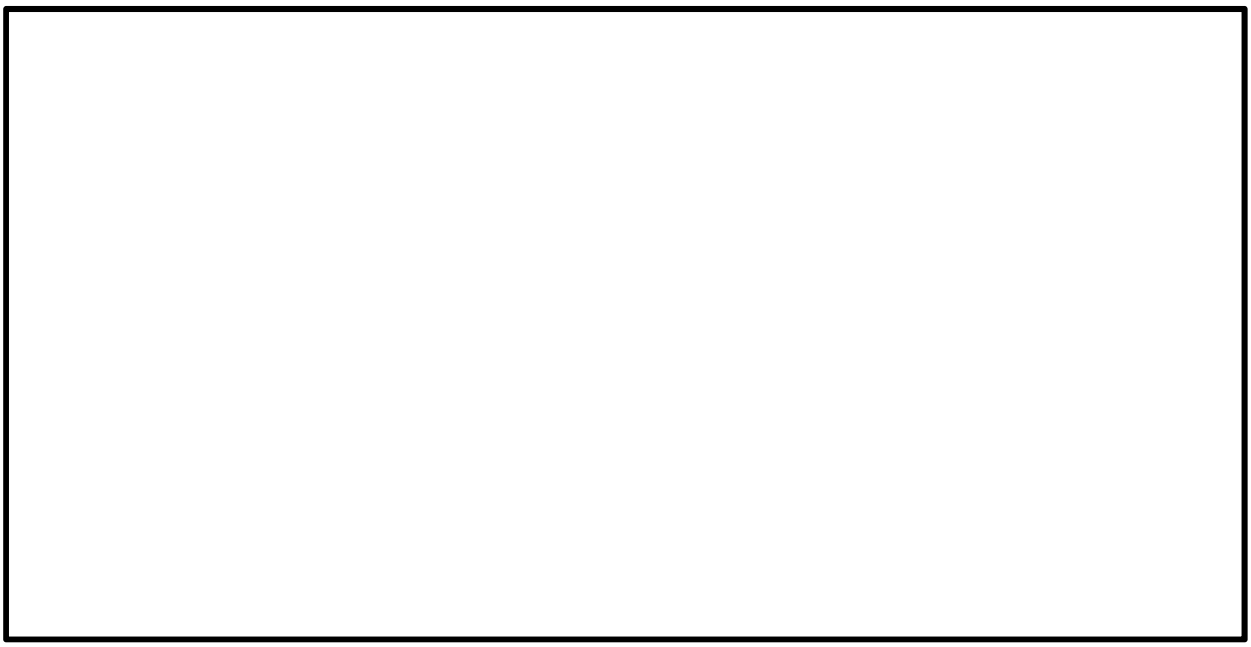


図 4.4－11（1）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

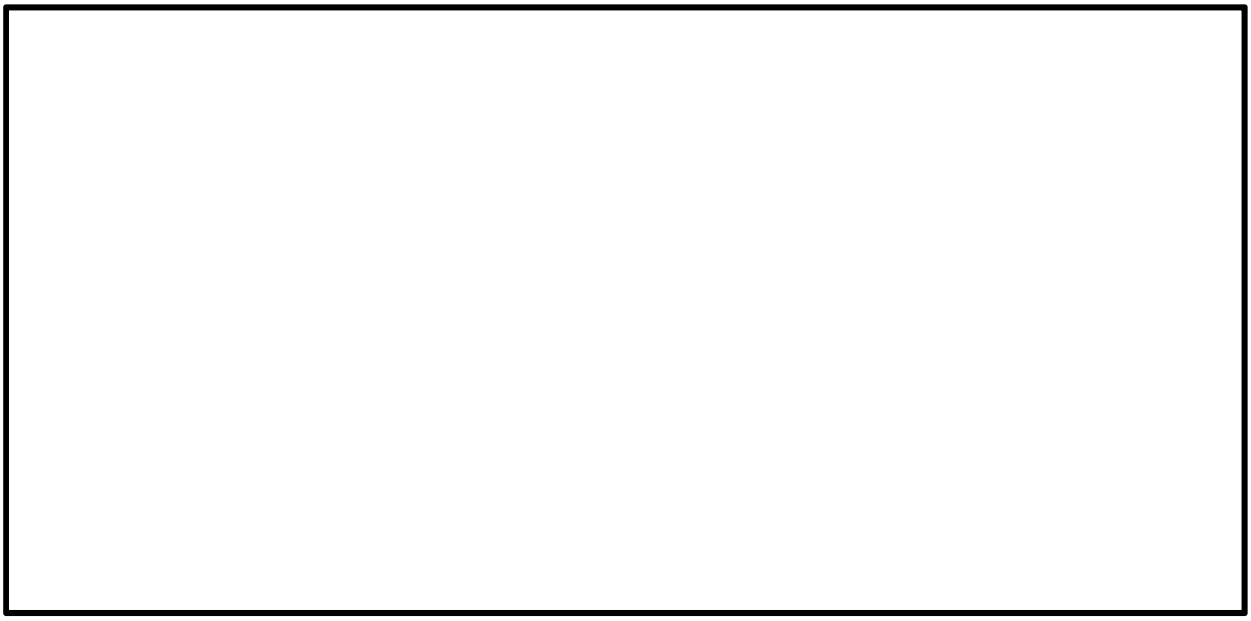


図 4.4－11（2）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－11（3）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

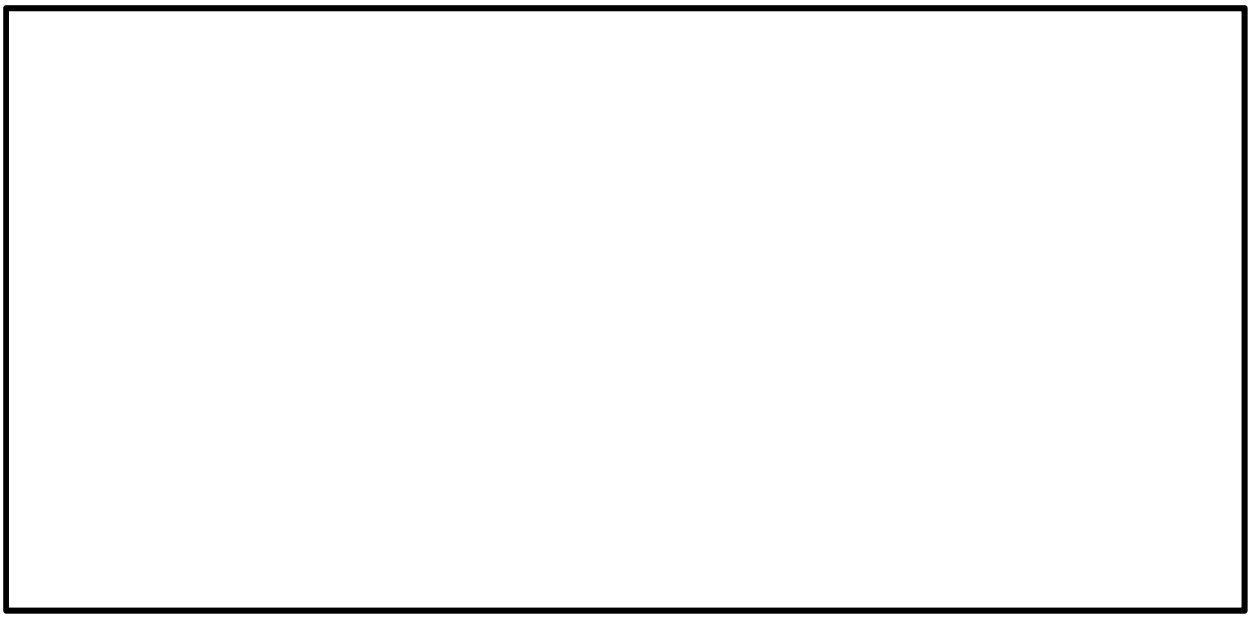


図 4.4－11（4）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

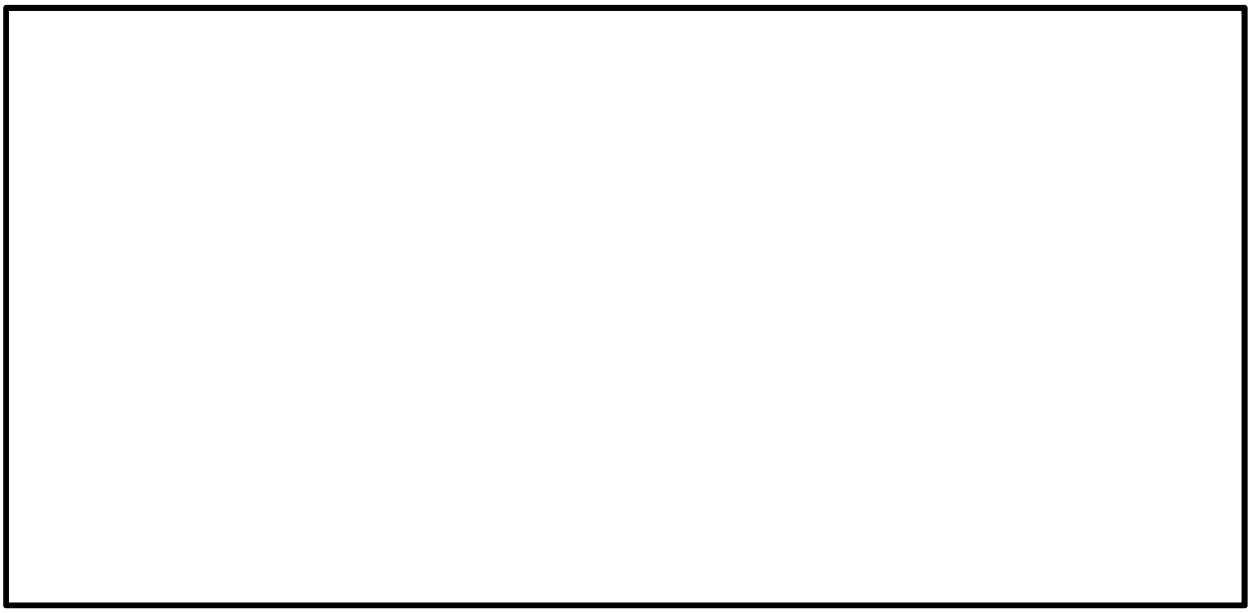


図 4.4－11（5）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

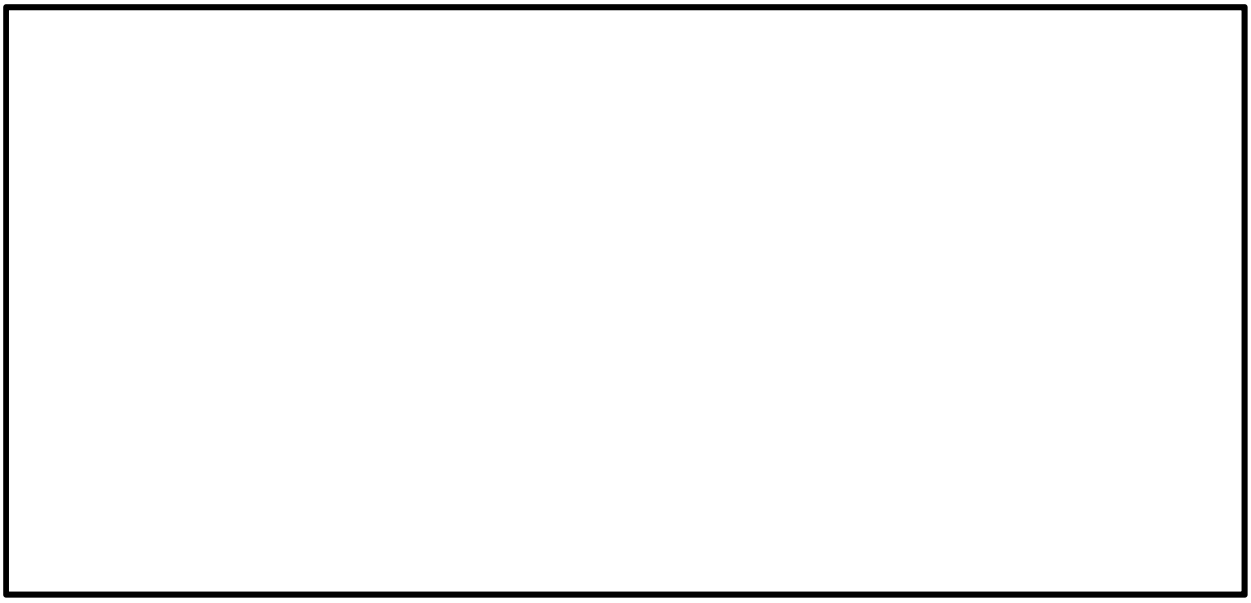


図 4.4－11（6）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

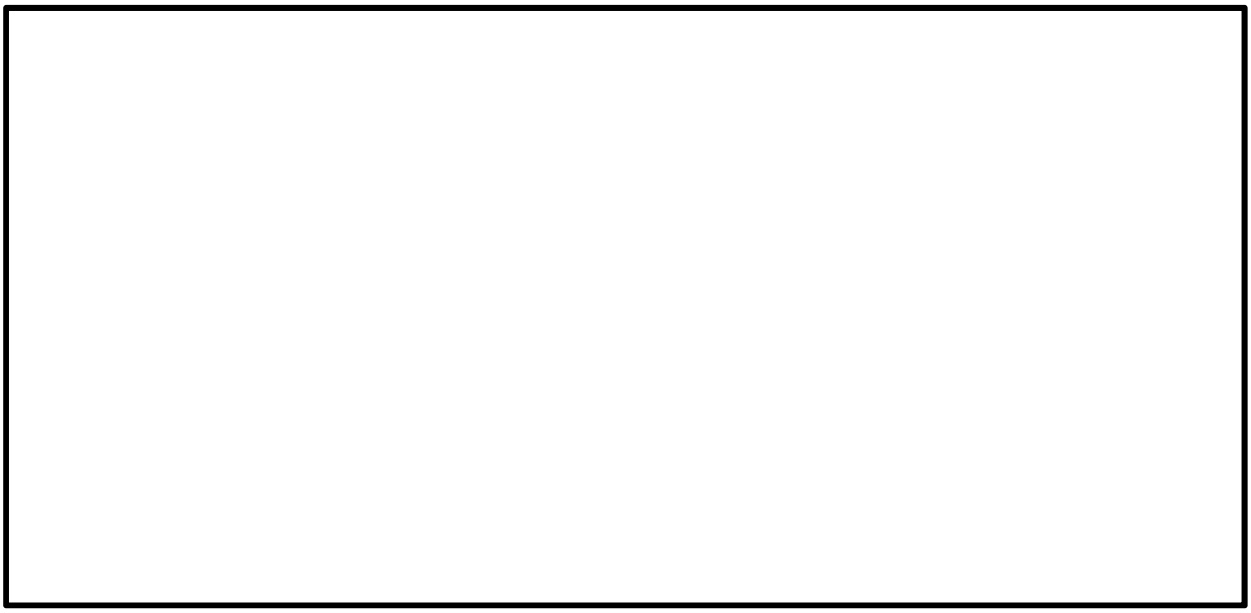


図 4.4－11（7）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－11（8）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

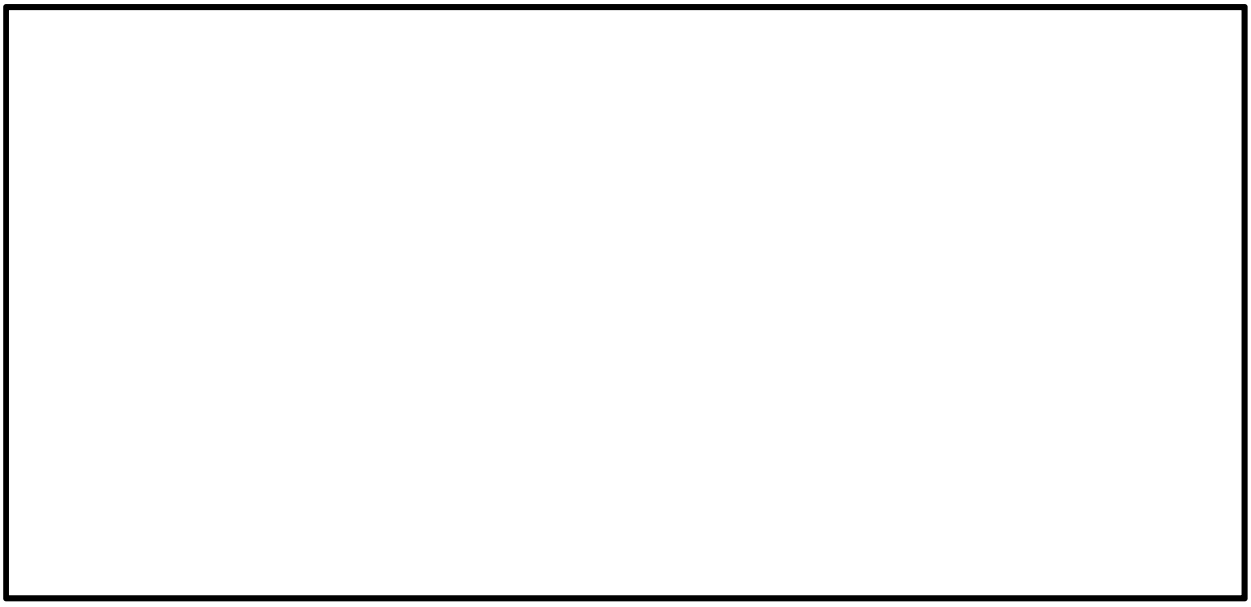


図 4.4－11（9）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

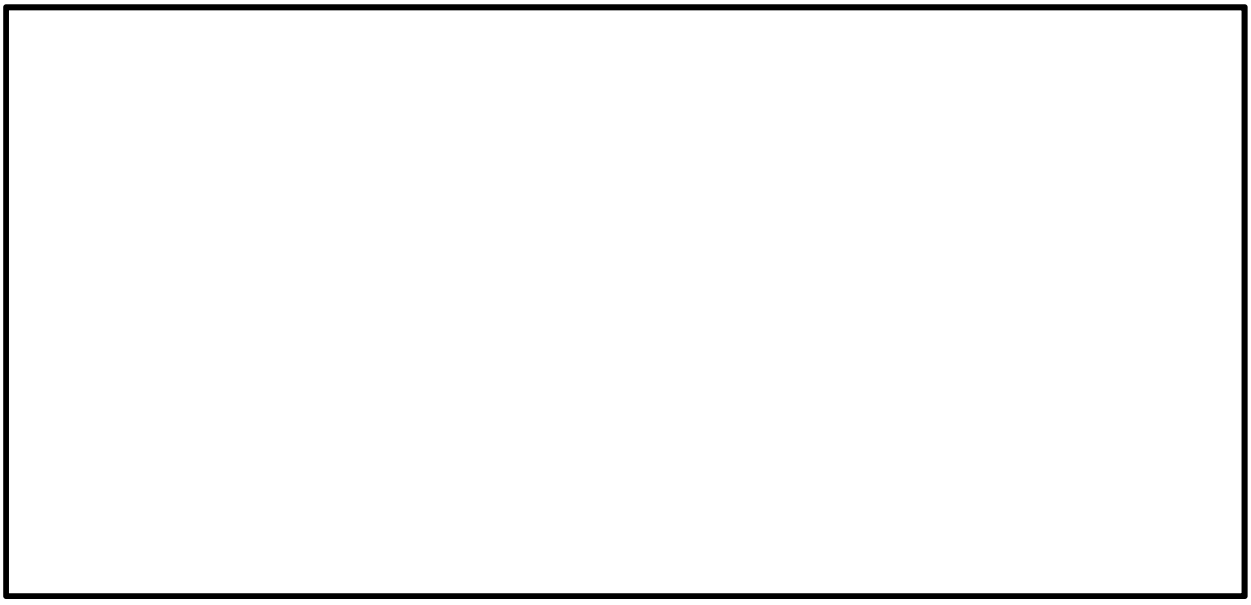


図 4.4－11（10）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－11（11）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－11（12）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

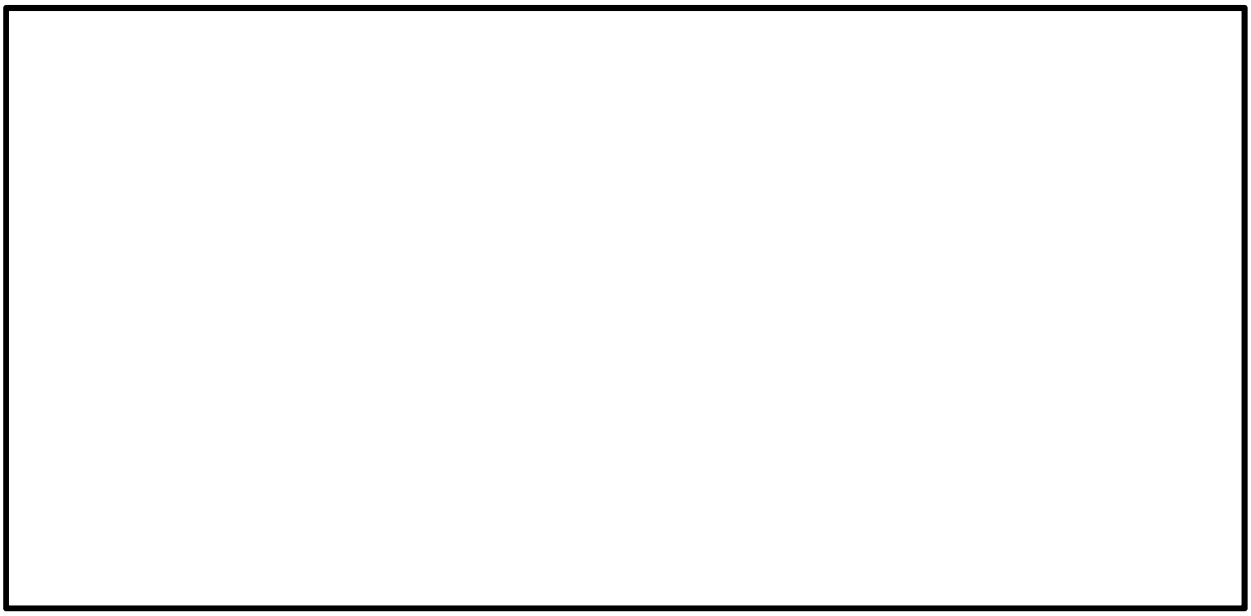


図 4.4－11（13）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

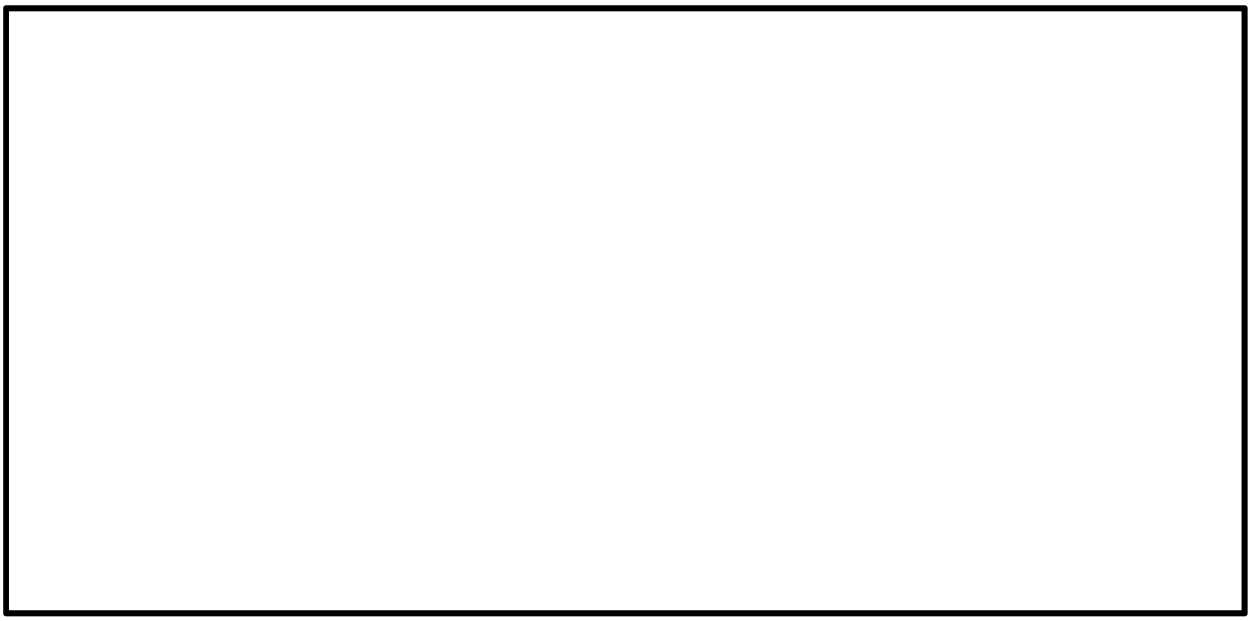


図 4.4－11（14）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

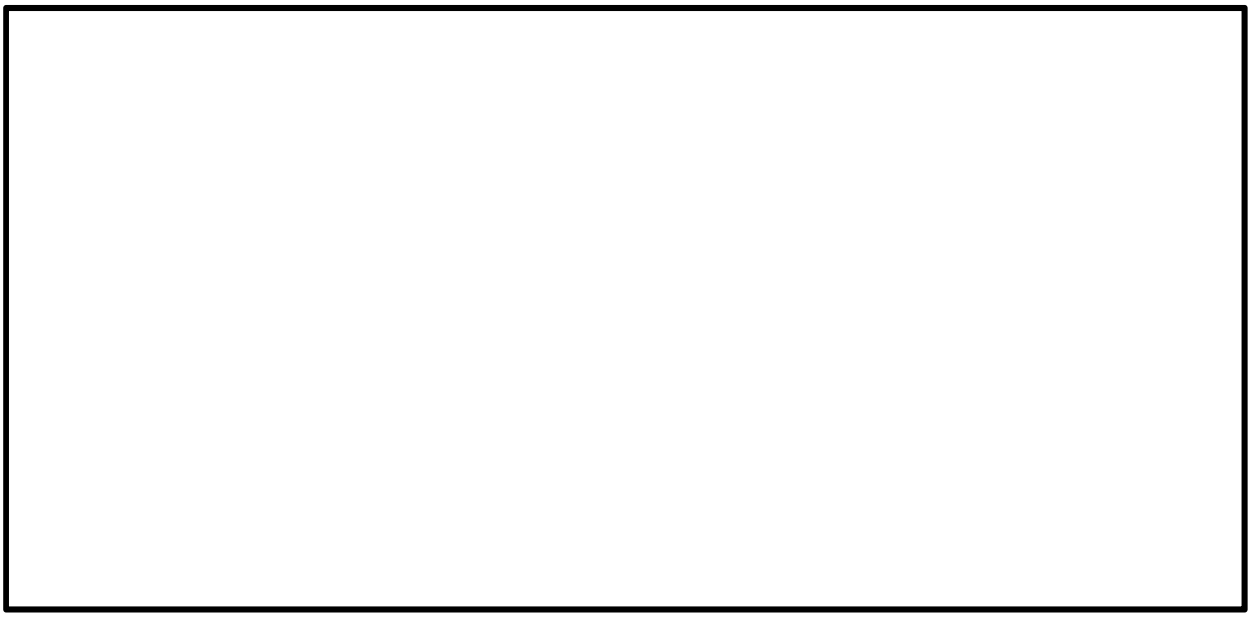


図 4.4－11（15）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－11（16）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 4.4－11（17）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

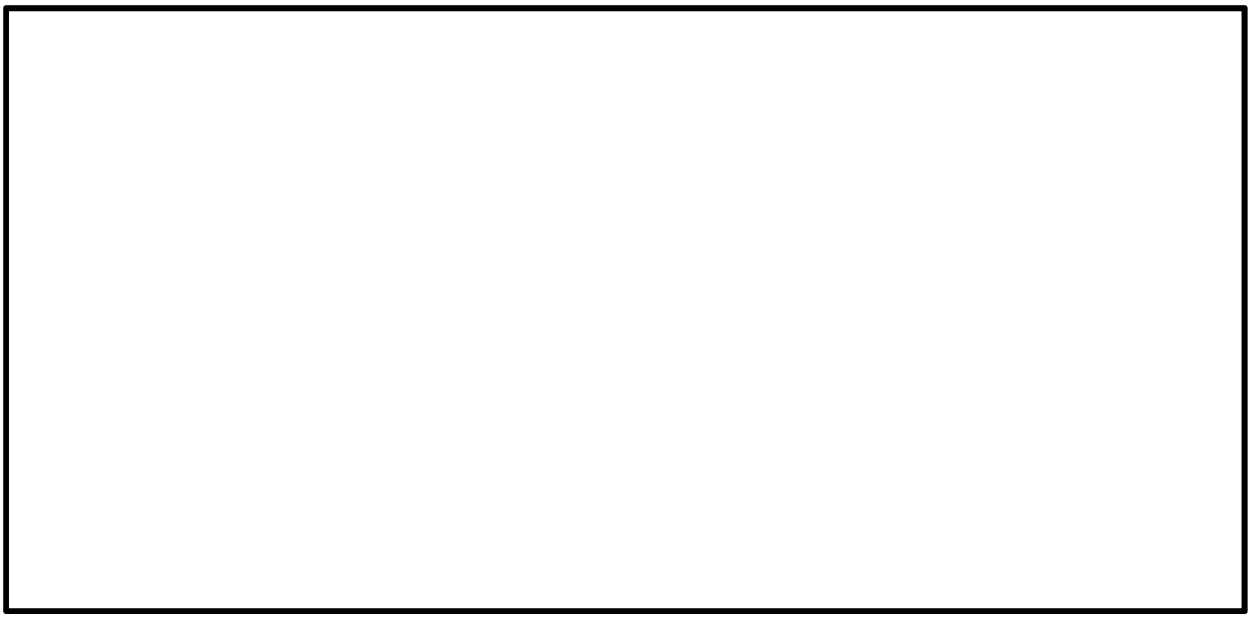


図 4.4－11（18）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

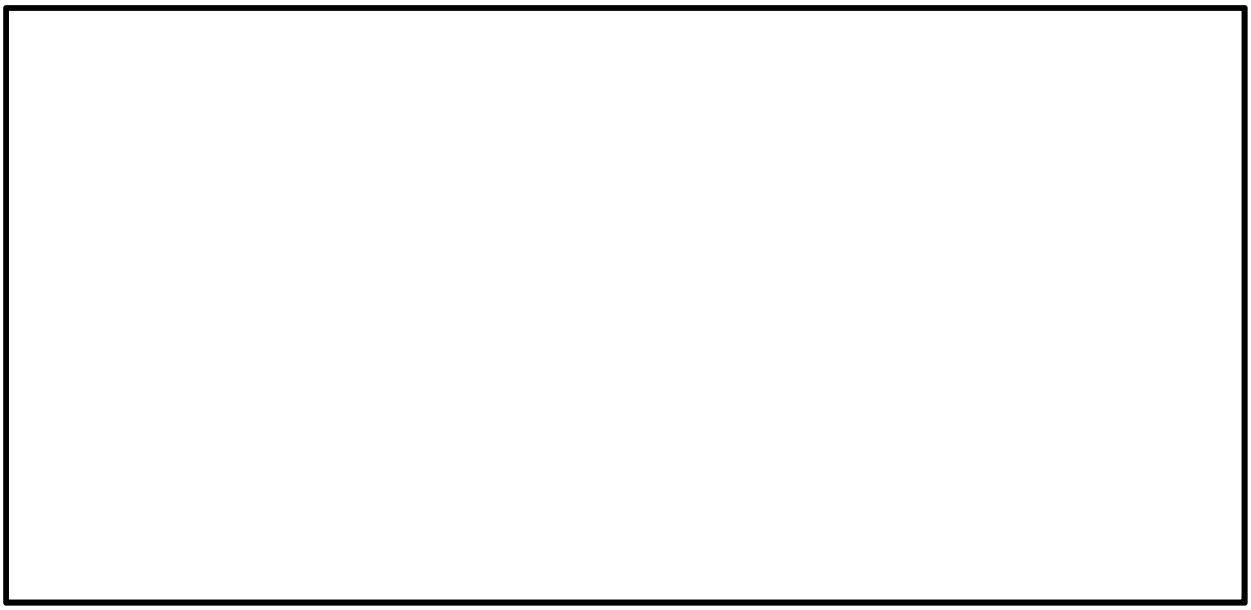


図 4.4－11（19）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－11（20）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（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）

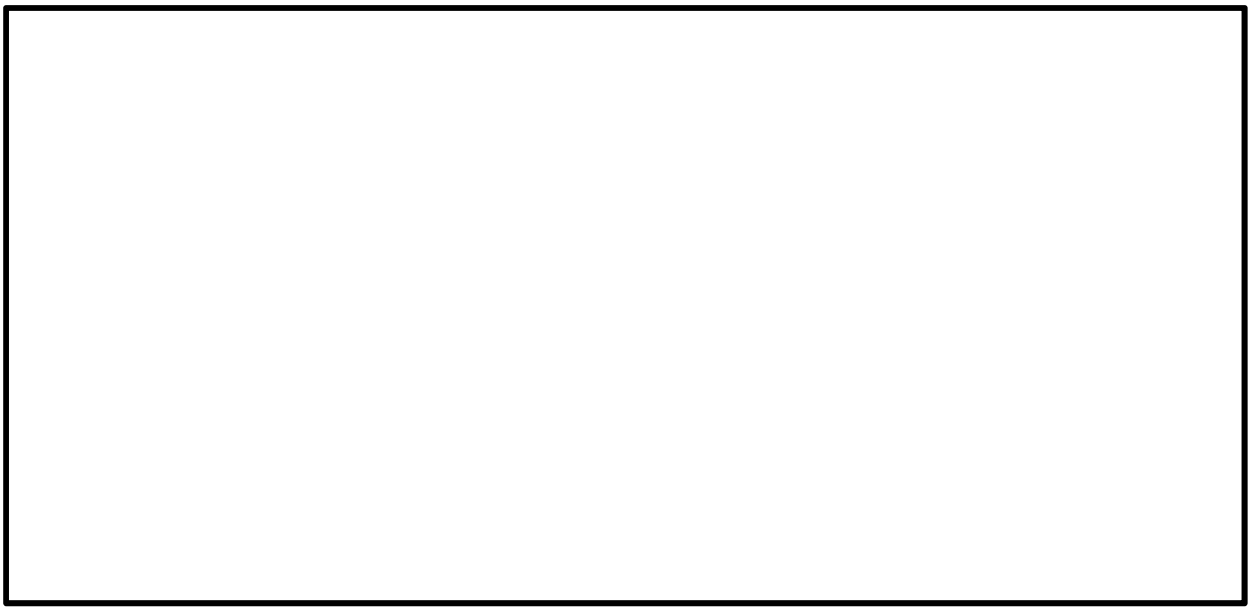


図 4.4－11（21）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

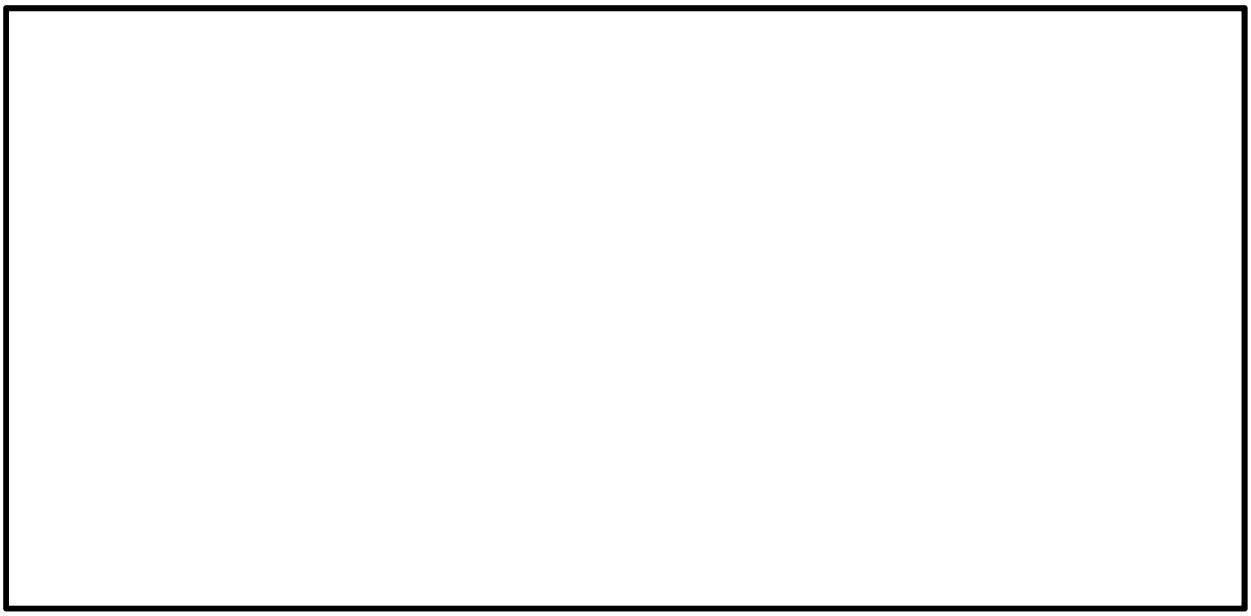


図 4.4－11（22）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

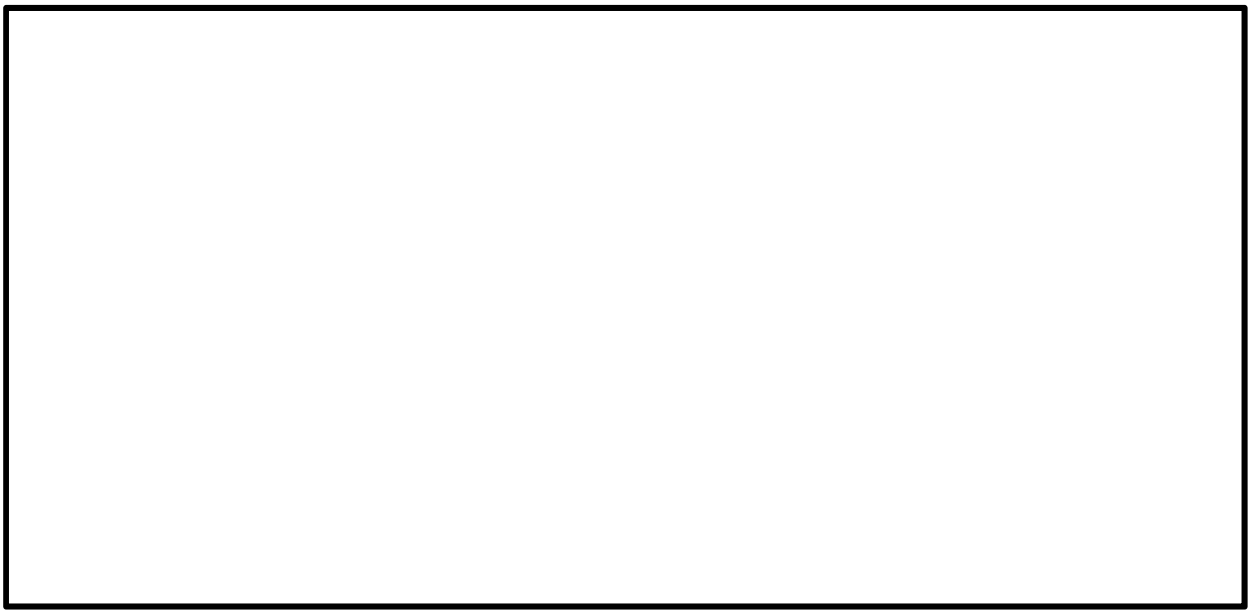


図 4.4－11（23）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

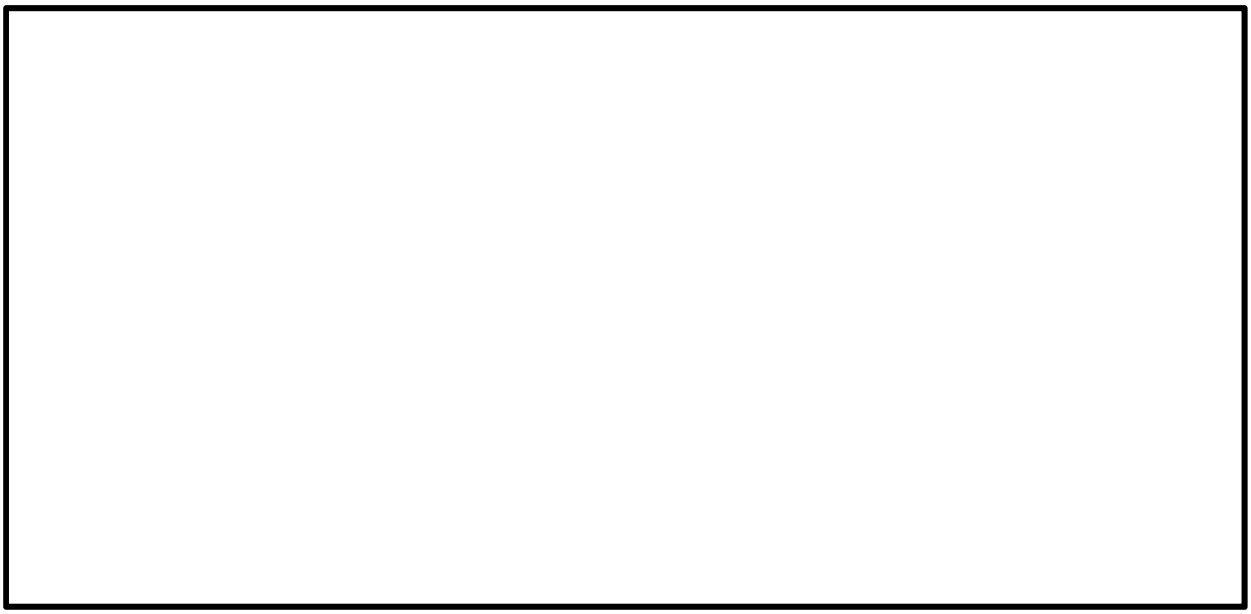


図 4.4－11（24）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

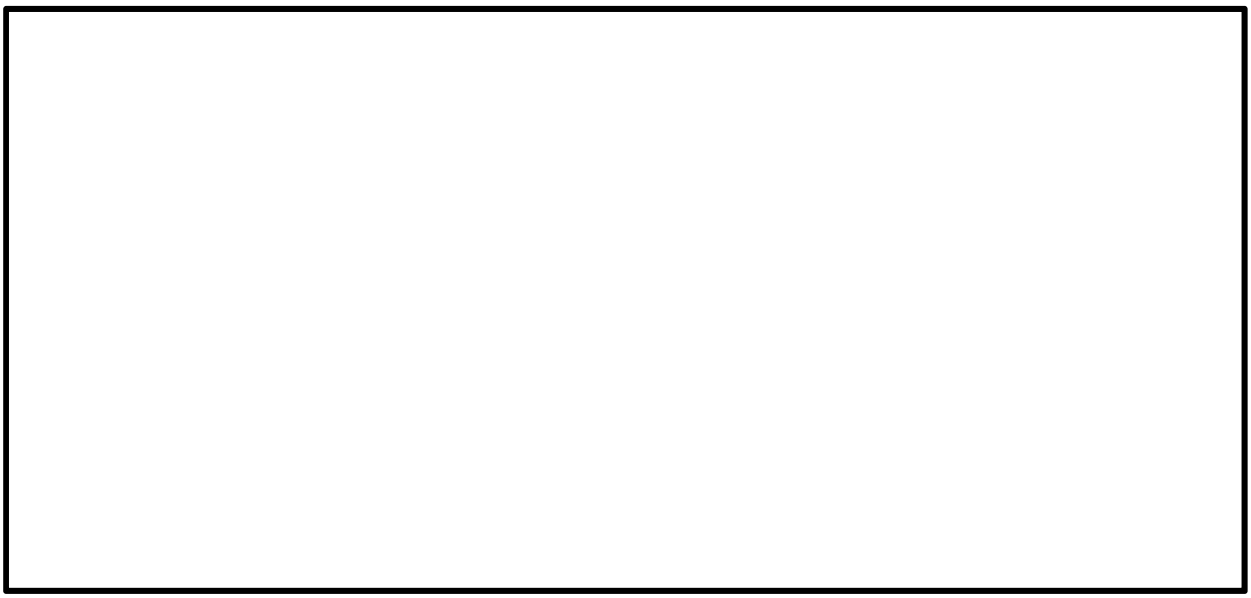


図 4.4－11（25）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－11（26）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

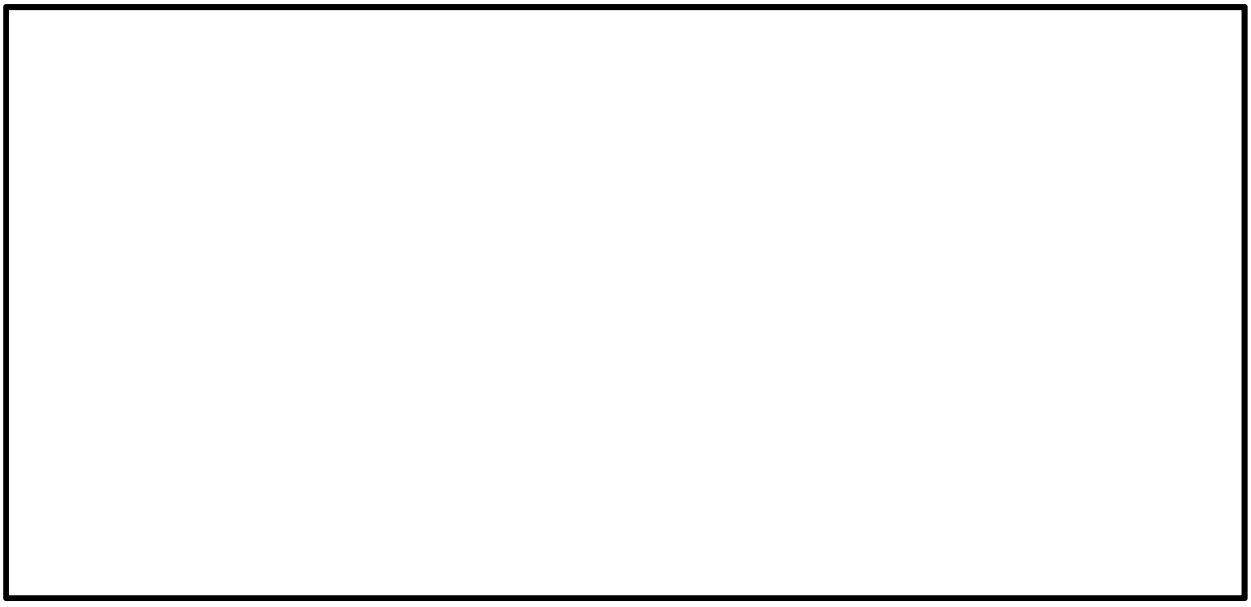


図 4.4－11（27）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（S_s－D１（H－，V＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

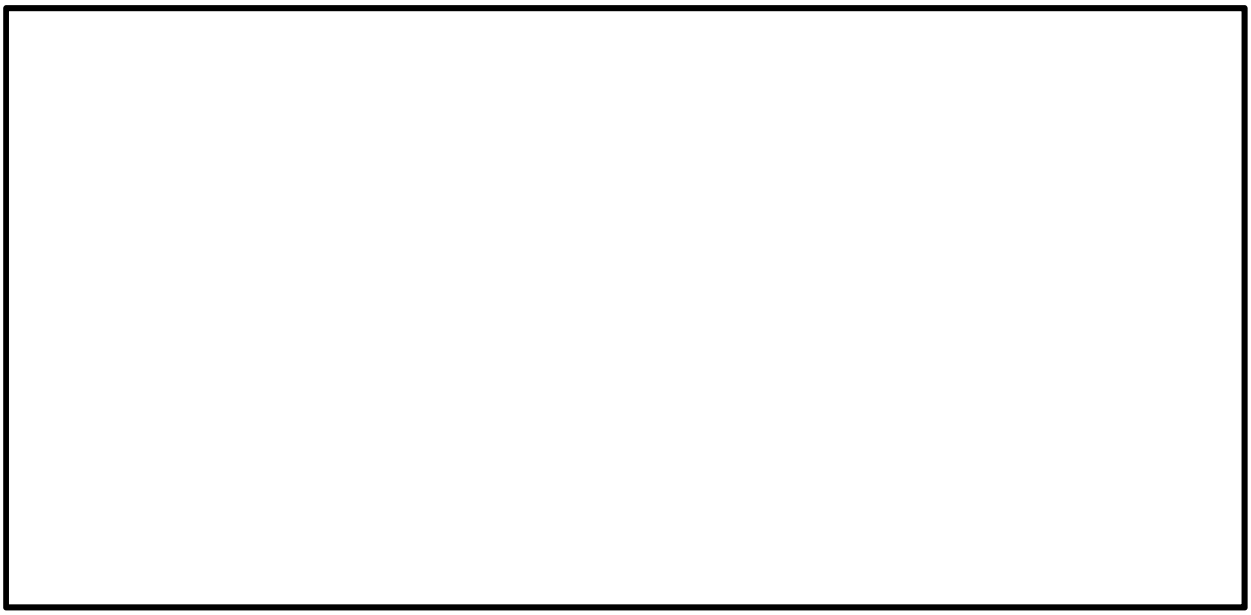


図 4.4－11（28）　南北方向⑤－⑤断面の最大加速度分布図（S_s－D１（H－，V－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－12（1）　東西方向断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

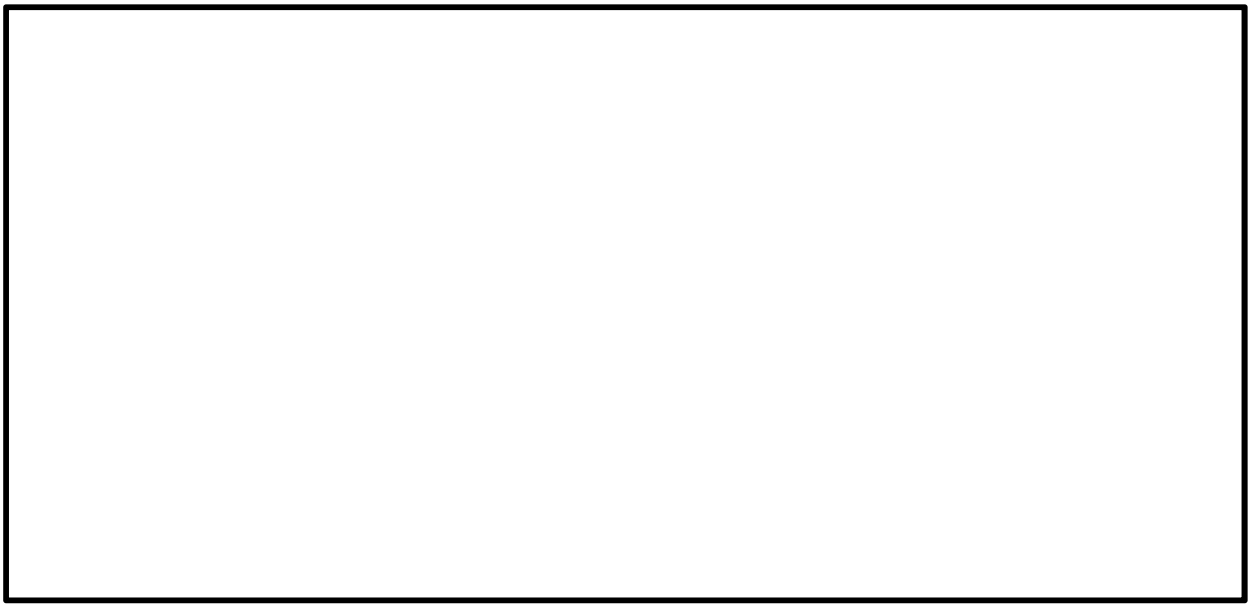


図 4.4－12（2）　東西方向断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

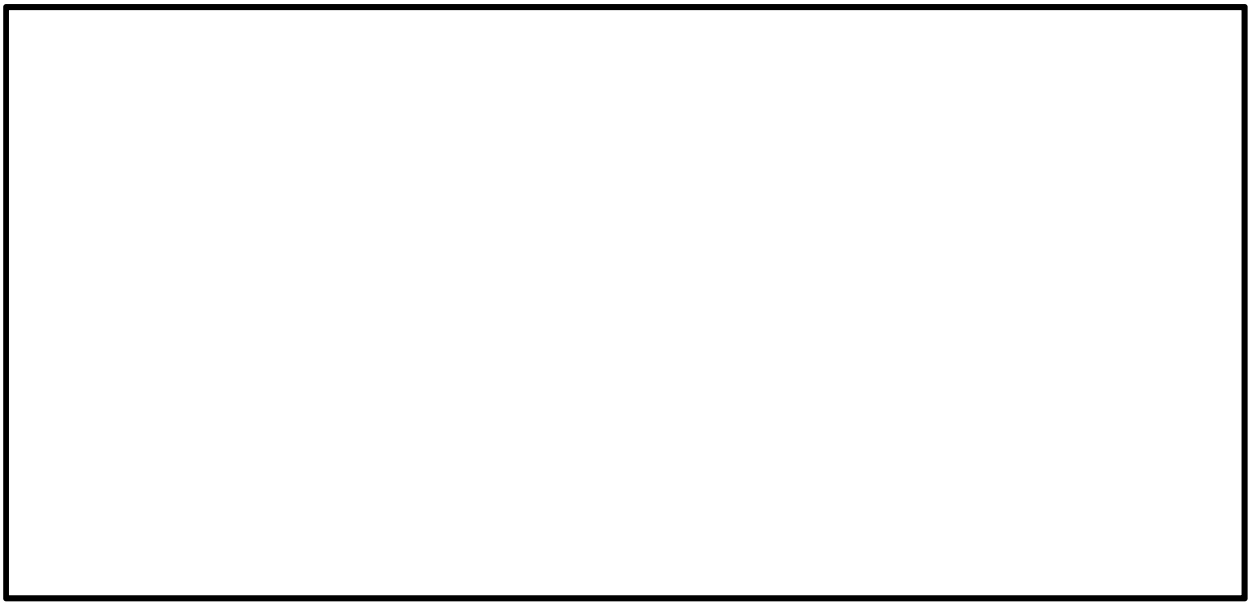


図 4.4－12（3）　東西方向断面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－12（4）　東西方向面の最大加速度分布図（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

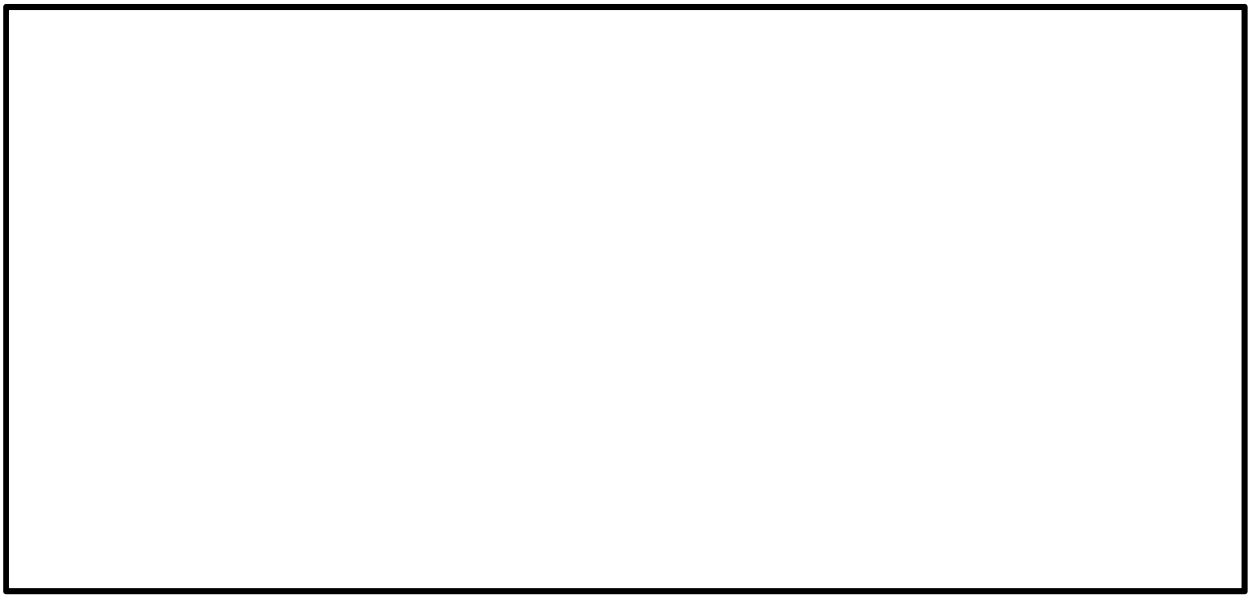


図 4.4－12（5）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

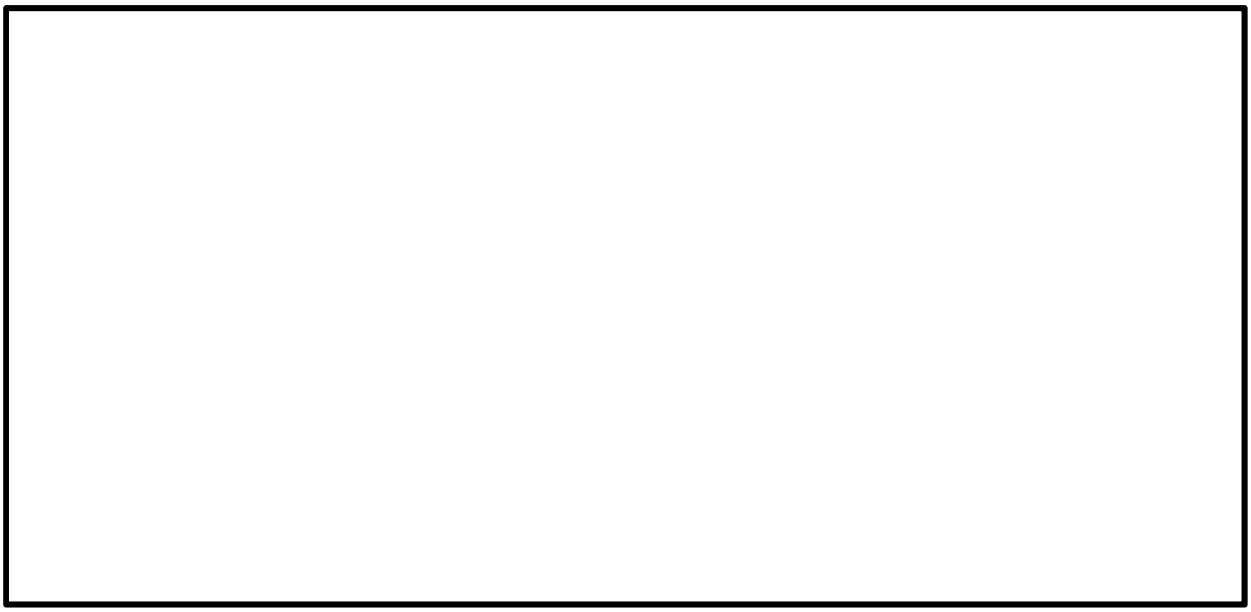


図 4.4－12（6）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－12（7）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

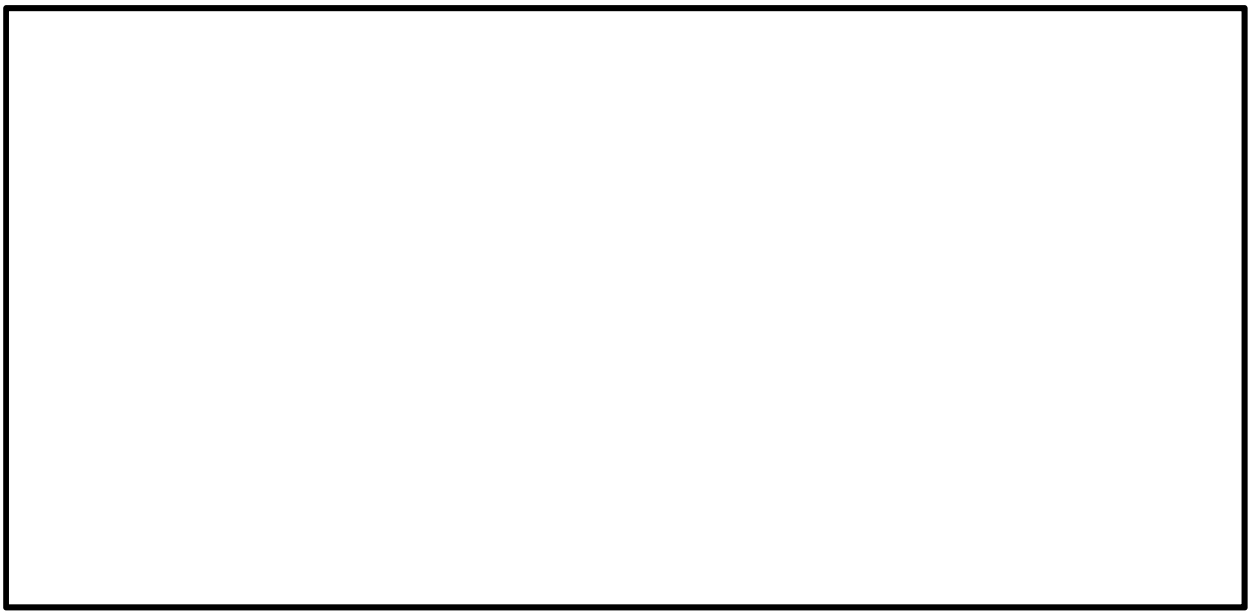


図 4.4－12（8）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

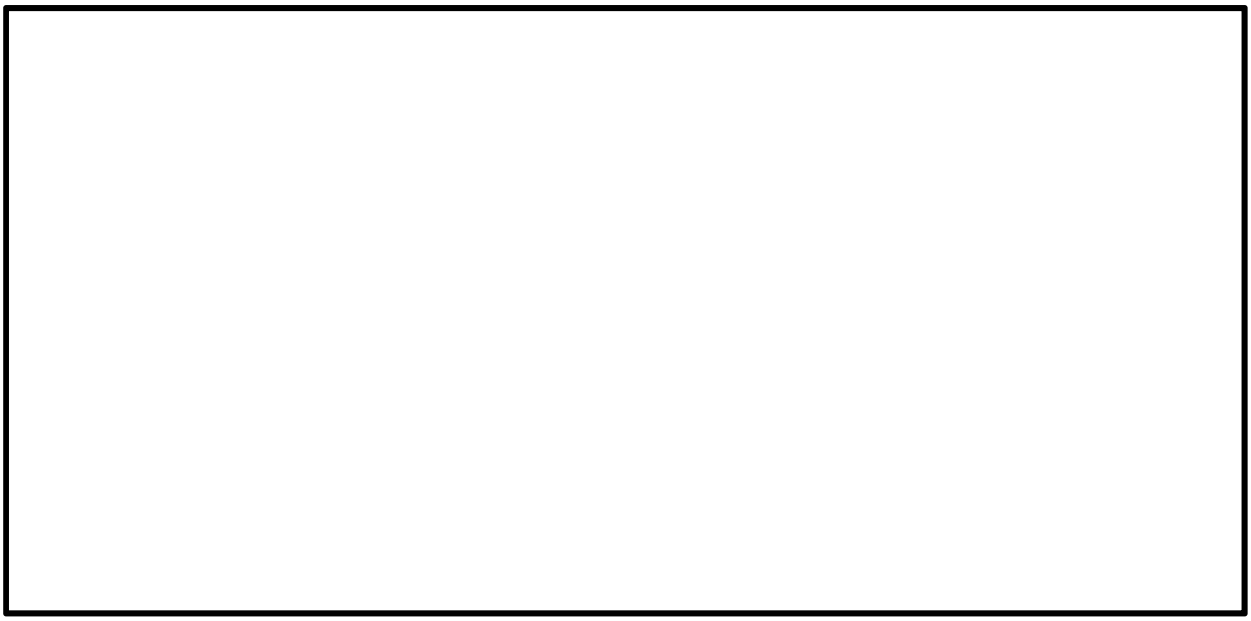


図 4.4－12（9）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－12（10）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

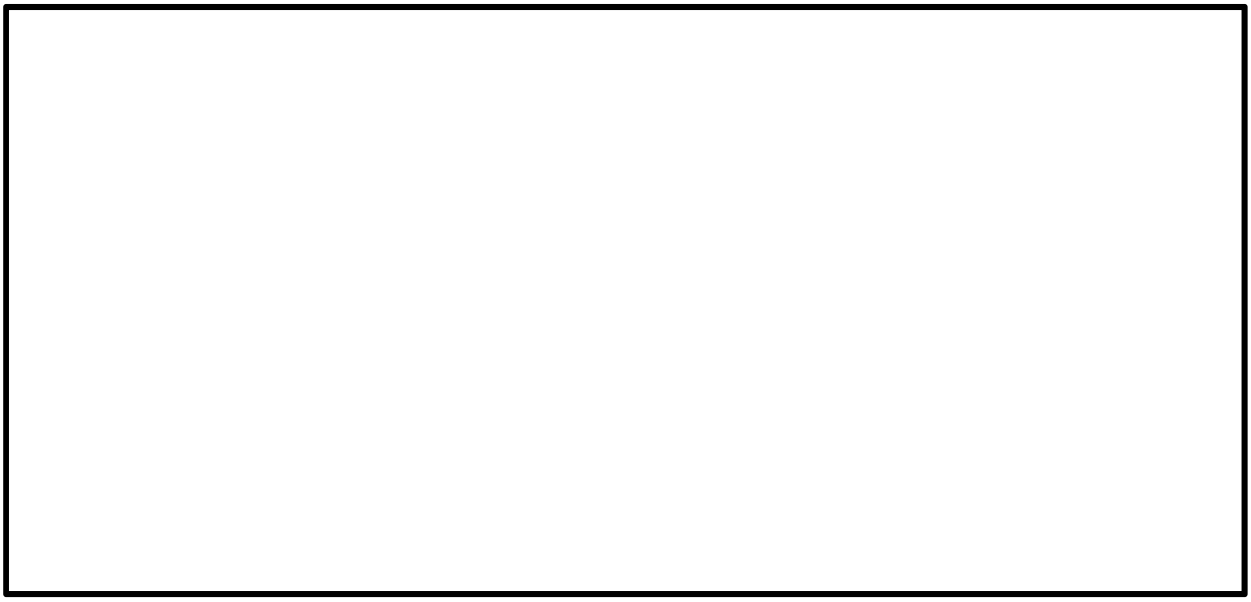


図 4.4－12（11）　東西方向断面最大加速度分布図（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

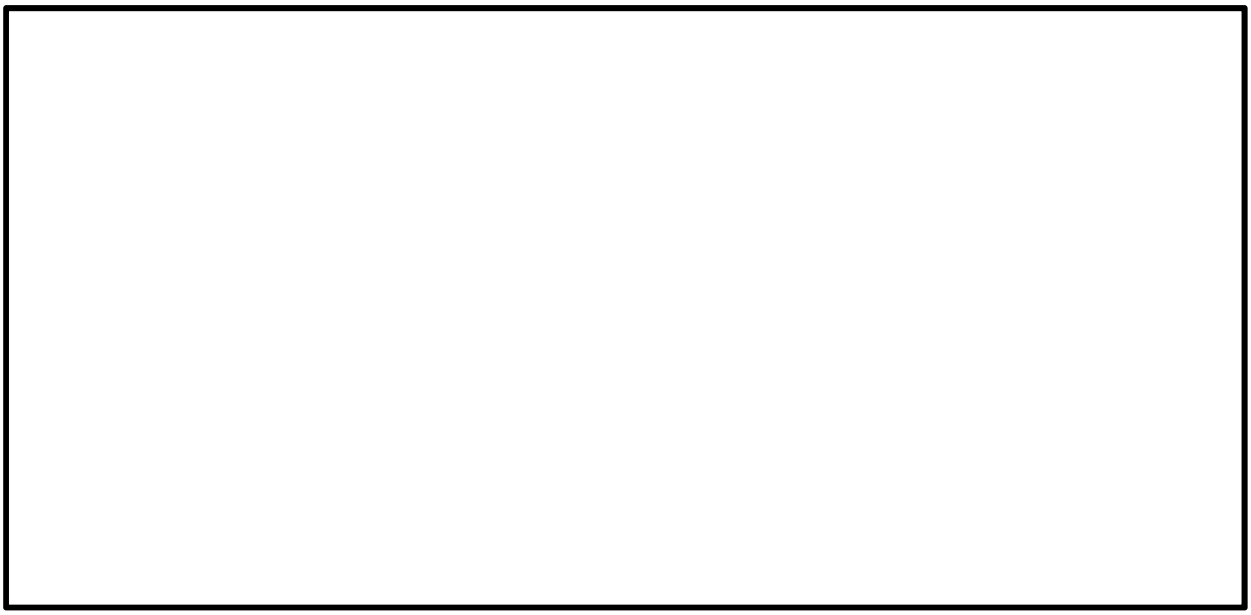


図 4.4－12（12）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 4.4－12（13）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－12（14）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

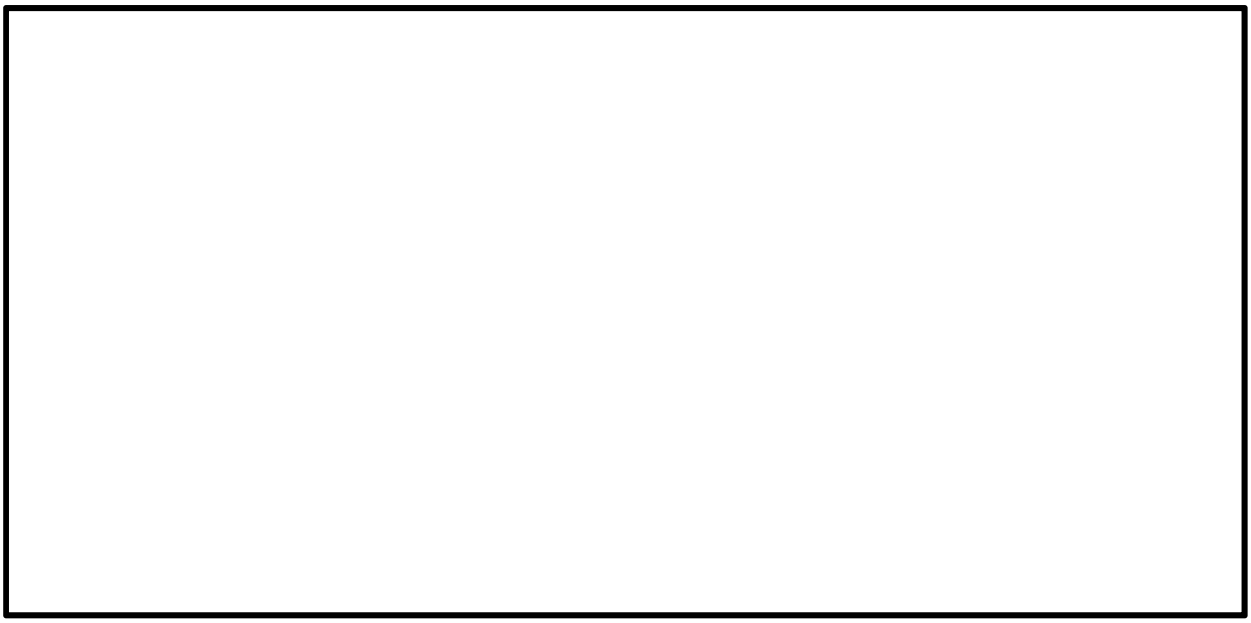


図 4.4－12（15）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 4.4－12（16）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

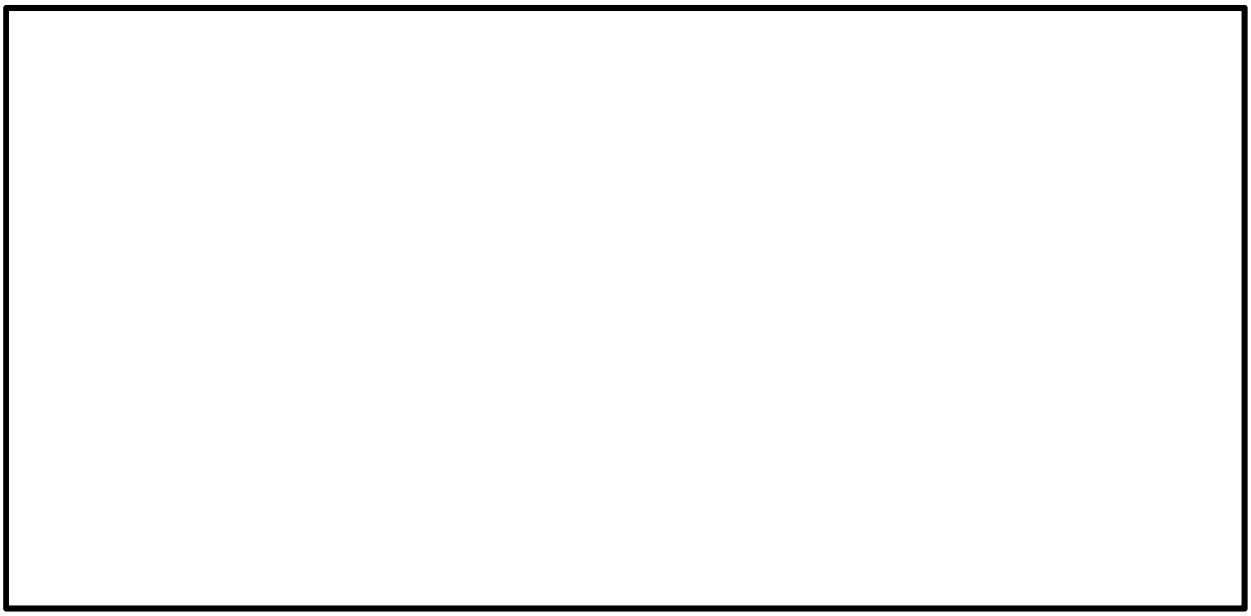


図 4.4－12（17）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

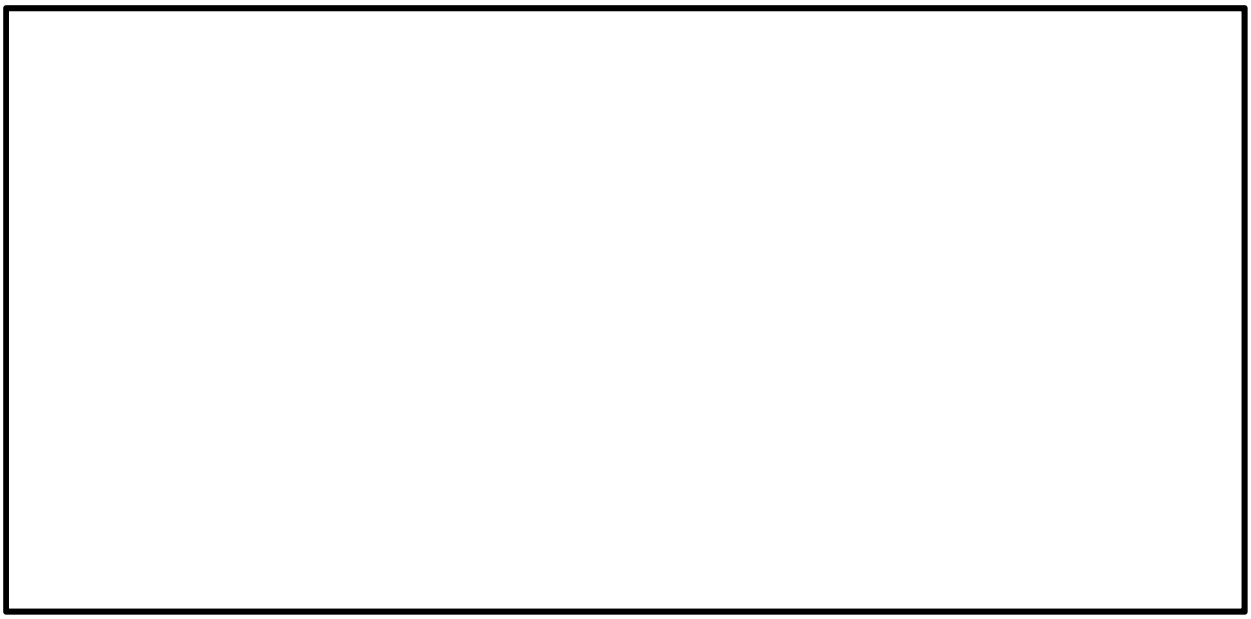


図 4.4－12（18）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

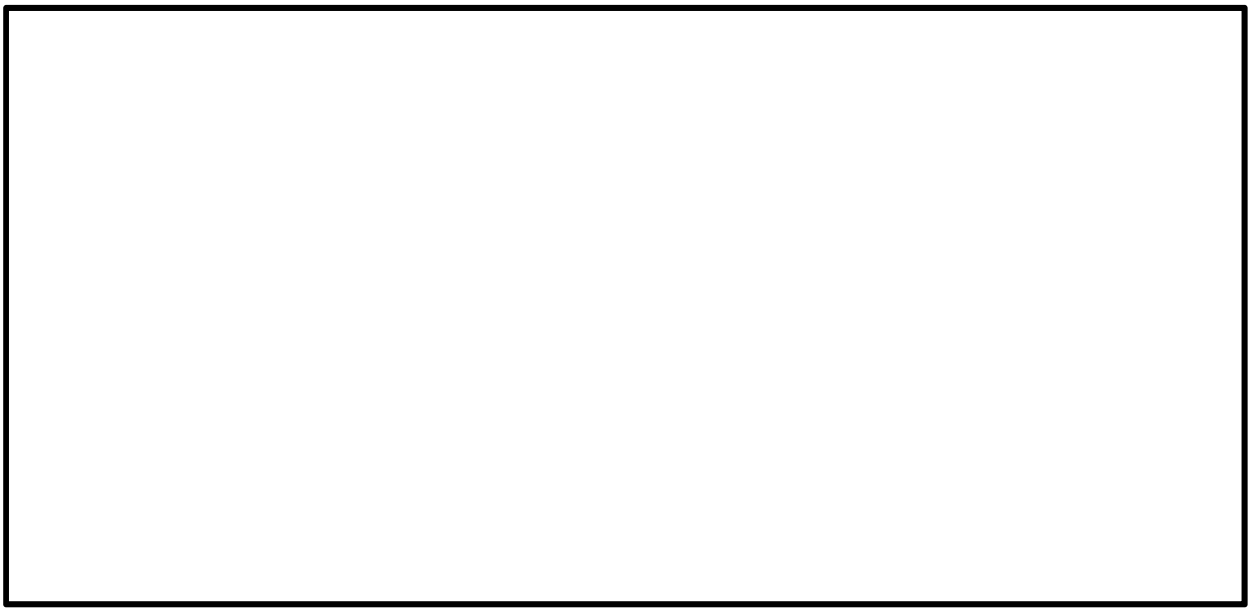


図 4.4－12（19）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

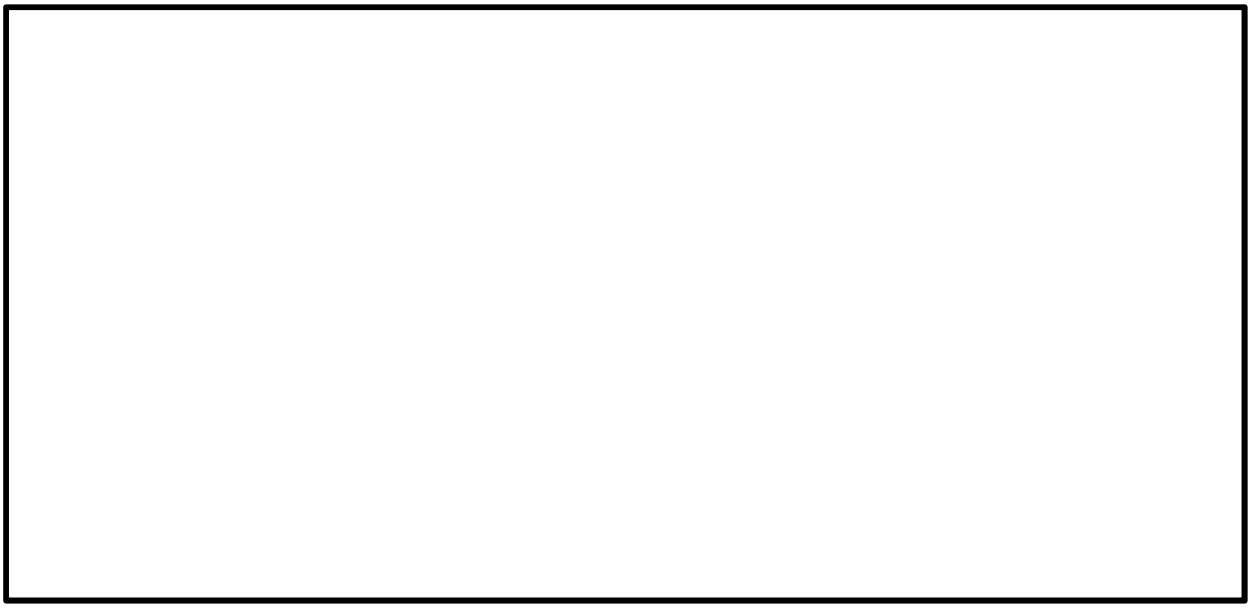


図 4.4－12（20）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

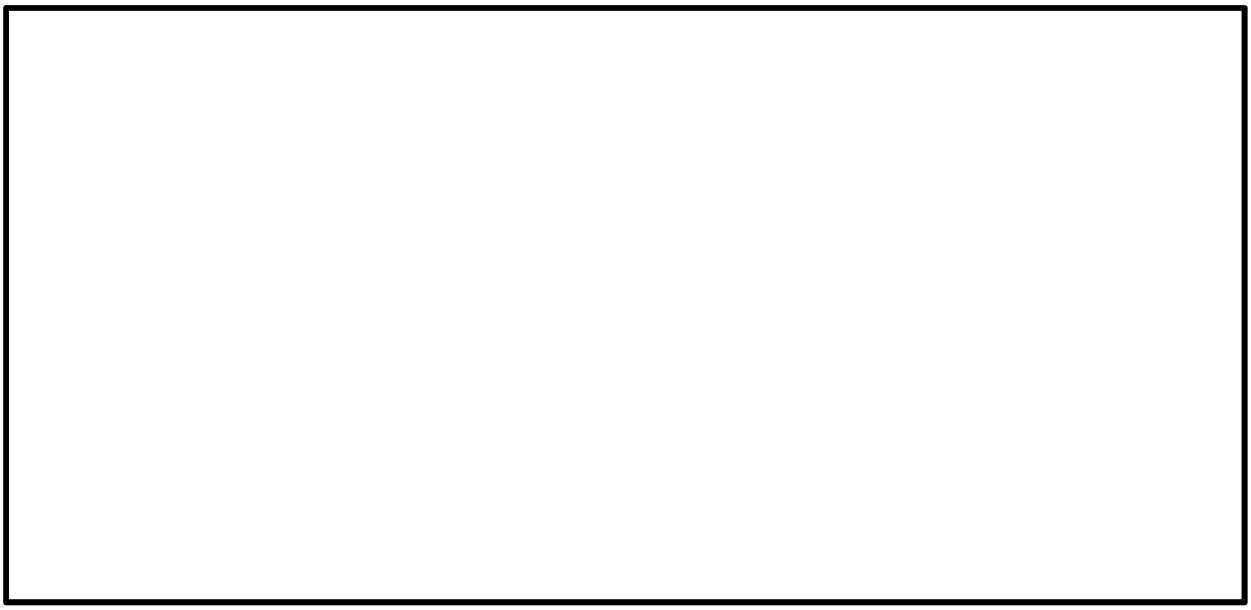


図 4.4－12（21）　東西方向断面の最大加速度分布図（S_s－D１（H－，V＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 4.4－12（22）　東西方向断面の最大加速度分布図（S_s－D１（H－，V－））
（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）

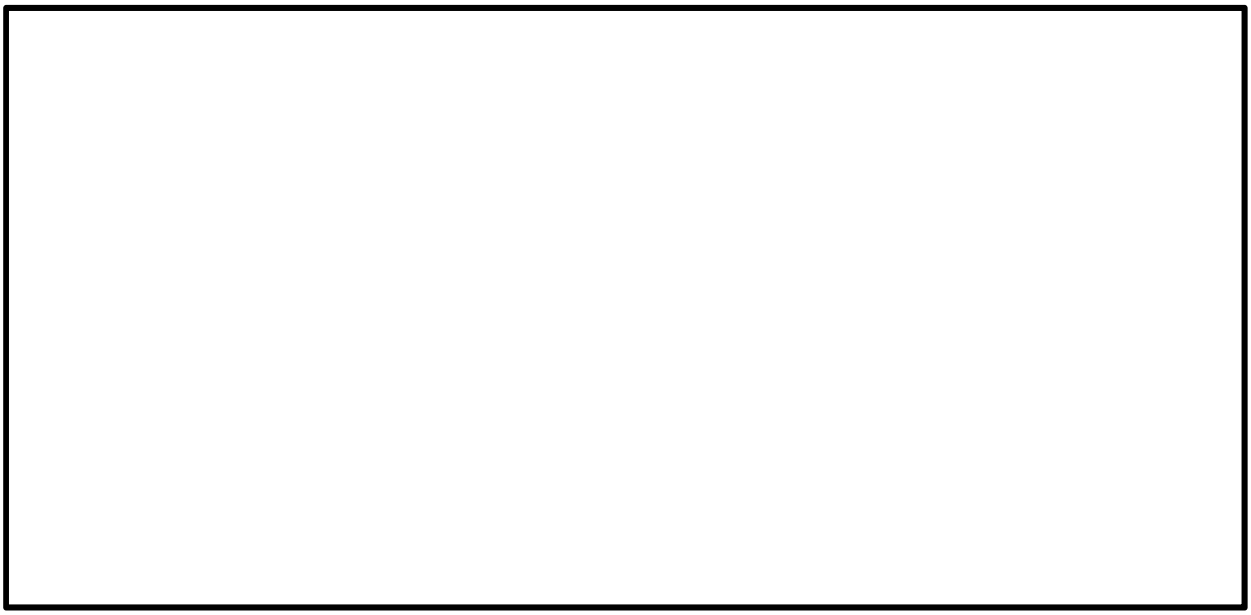


図 4.4－12（23）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

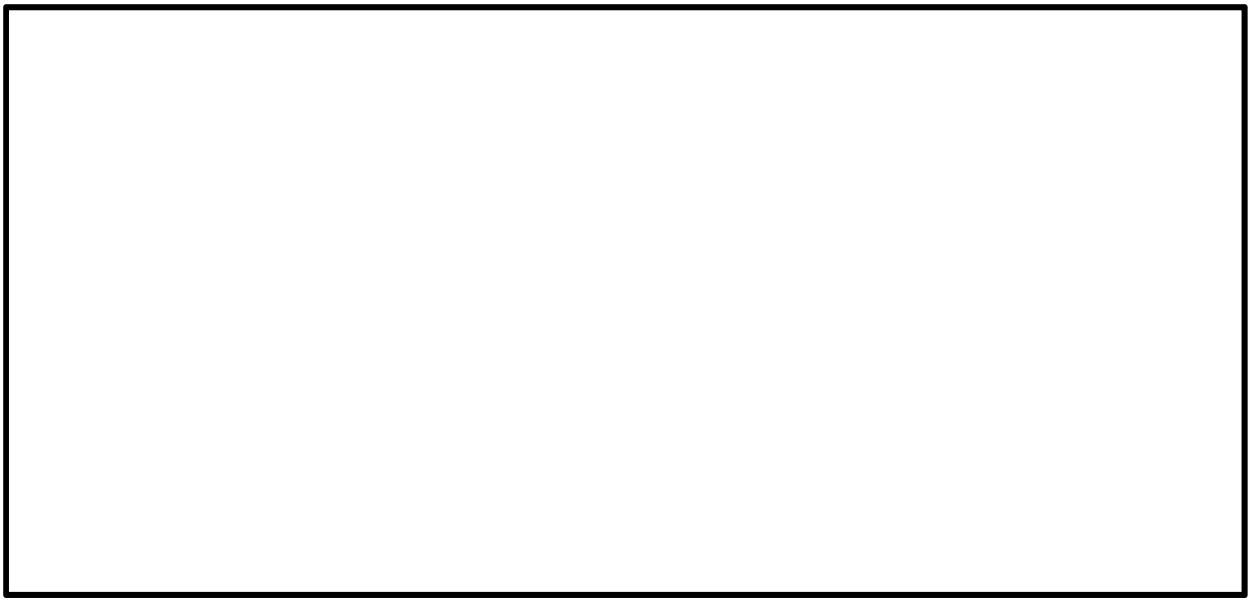


図 4.4－12（24）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

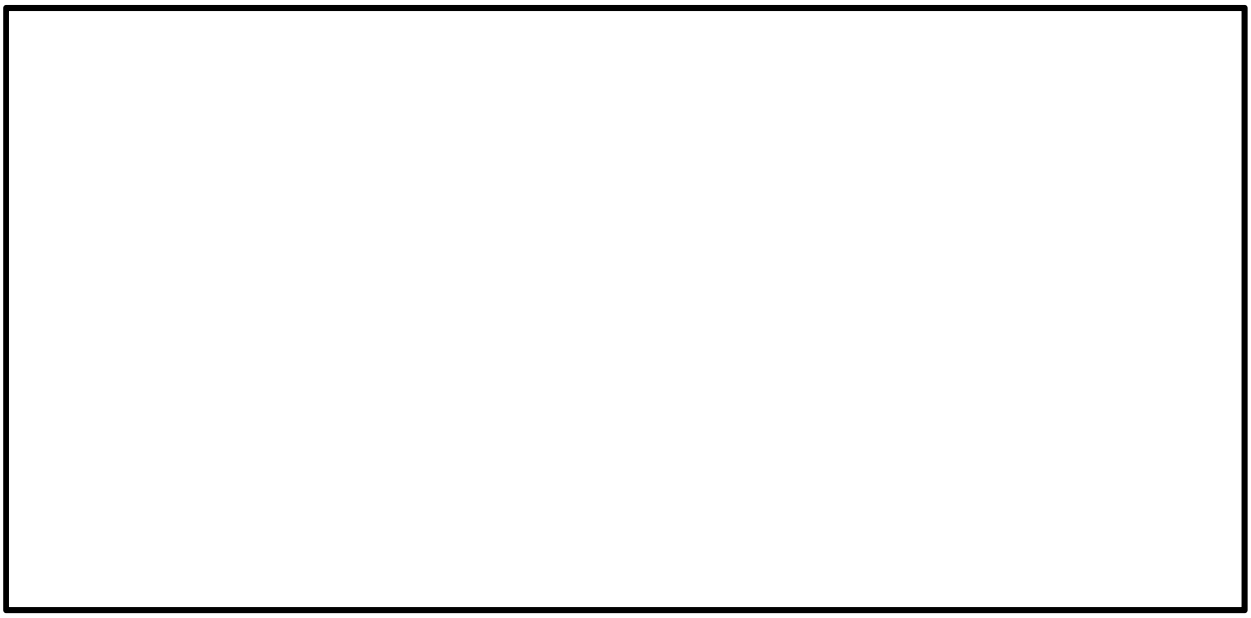


図 4.4－12（25）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－12（26）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

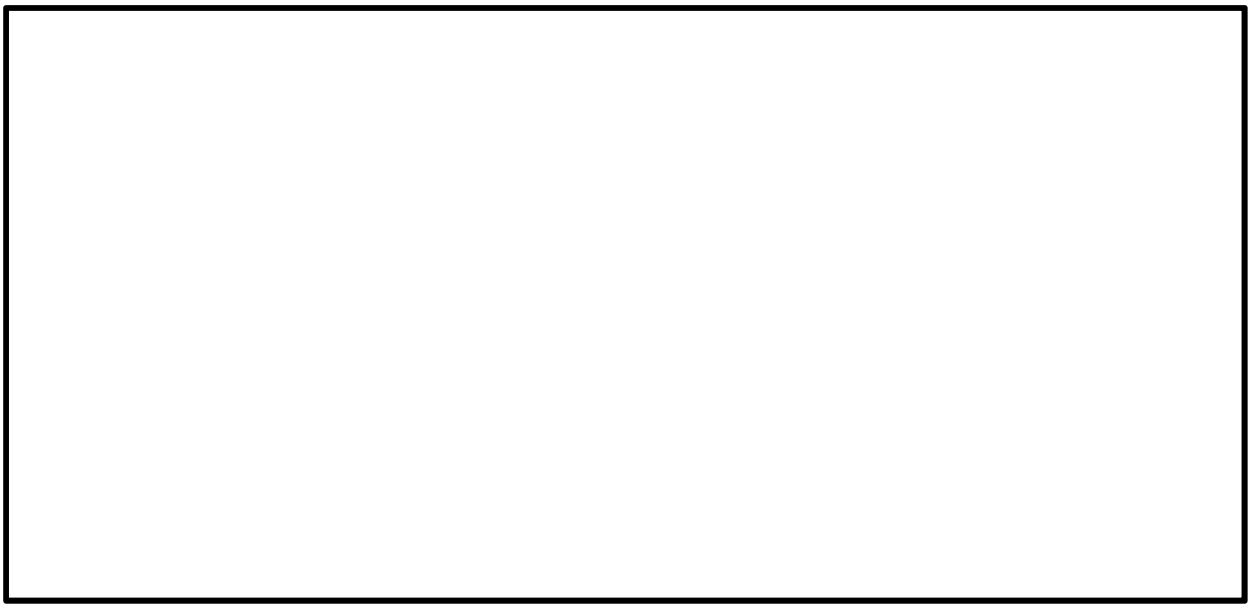


図 4.4－12（27）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 4.4－12（28）　東西方向断面の最大加速度分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

4.4.2　耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

表 4.4－5 及び表 4.4－6 に曲げ軸力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。

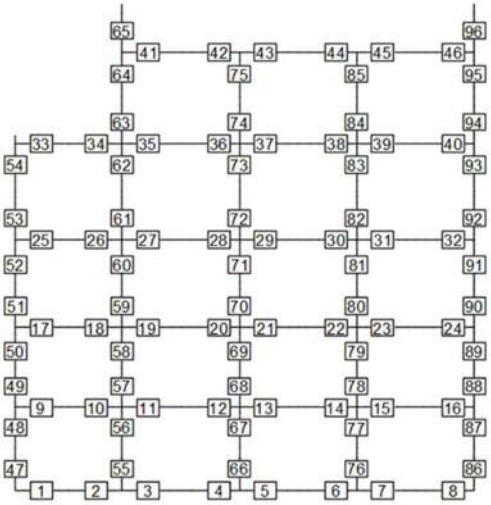
以上より，電源装置置場の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 4.4－13 に概略配筋図を，表 4.4－7 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4－5（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様 引張鉄筋	（圧縮鉄筋）	発生断面力 曲げモーメント（kN・m/m）	軸力（kN/m）	圧縮応力度 σ_c（N/mm²）	短期許容応力度 σ_{ca}（N/mm²）	照査値 σ_c/σ_{ca}
①S_s－D1（H+, V+）	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5736	3133	5.19	21.0	0.25
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6081	2373	7.40	21.0	0.36
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4217	1314	7.35	21.0	0.35
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2462	689	5.33	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−394	−17	6.39	21.0	0.31
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5940	3975	5.36	21.0	0.26
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2136	779	4.55	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7230	5231	6.52	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2942	1169	5.20	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	792	560	3.37	21.0	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	913	363	3.89	21.0	0.19
①S_s－D1（H+, V−）	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5750	3185	5.20	21.0	0.25
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6128	2508	7.47	21.0	0.36
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4256	1391	7.44	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2492	700	5.39	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−396	−18	6.42	21.0	0.31
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5454	2543	4.93	21.0	0.24
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2149	811	4.58	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7317	5330	6.60	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2950	1226	5.22	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	794	567	3.38	21.0	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	922	371	3.92	21.0	0.19

※1　評価位置は下図に示す



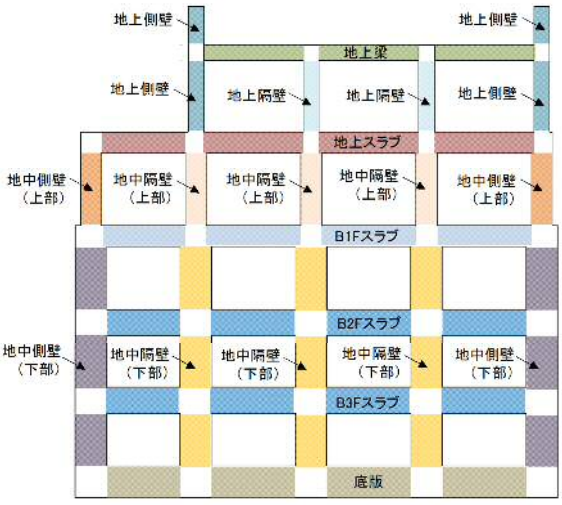
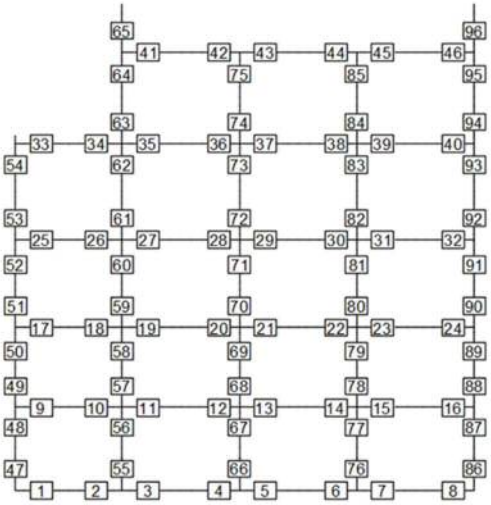


表 4.4－5（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋	（圧縮鉄筋）	曲げモーメント（kN・m/m）	軸力（kN/m）	σ_c（N/mm^2）	σ_{ca}（N/mm^2）	σ_c/σ_{ca}
①Ss－D1（H－，V＋）	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5905	2770	5.33	21.0	0.26
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	（D51 @200）	−6356	2487	7.73	21.0	0.37
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	−4277	1490	7.50	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	（D41 @200）	−2846	460	6.08	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	（2-D38×9本）	−370	106	6.13	21.0	0.30
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5110	3855	4.61	21.0	0.22
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	（D41 @200）	2150	1495	4.62	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	−7374	5186	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	3141	1178	5.53	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	761	562	3.23	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	−1008	382	4.29	21.0	0.21
①Ss－D1（H－，V－）	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5875	2741	5.31	21.0	0.26
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	（D51 @200）	−6324	2608	7.71	21.0	0.37
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	−4269	1538	7.50	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	（D41 @200）	−2854	468	6.10	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	（2-D38×9本）	−370	105	6.14	21.0	0.30
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5120	2794	4.63	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	（D41 @200）	2164	1577	4.65	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	−7329	5220	6.61	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	3120	1206	5.50	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	748	523	3.18	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	−1002	391	4.26	21.0	0.21

※1　評価位置は下図に示す



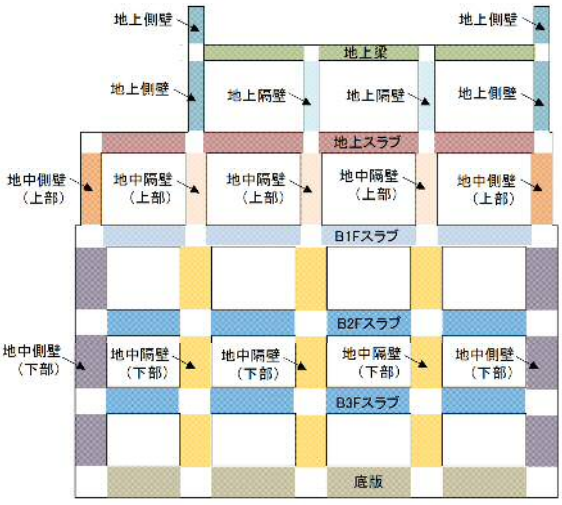
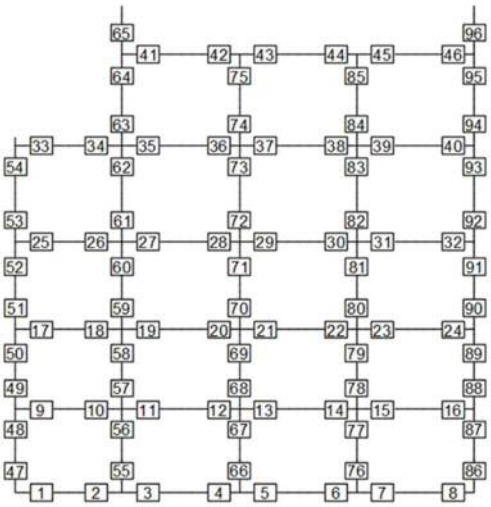


表 4.4－5（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
①Ss－11 (II+, V+)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	3675	2694	3.32	21.0	0.16
	スラブ（B2F, B3F）	14	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−2570	2430	3.21	21.0	0.16
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−1910	1296	3.47	21.0	0.17
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−1514	389	3.27	21.0	0.16
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−196	21	3.21	21.0	0.16
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4294	5008	3.99	21.0	0.19
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	1223	1162	2.61	21.0	0.13
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−2952	5813	3.35	21.0	0.16
	地中隔壁（上部）	83	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	1326	1201	2.45	21.0	0.12
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	421	574	1.73	21.0	0.09
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−462	357	1.96	21.0	0.10
①Ss－12 (II+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4844	2893	4.38	21.0	0.21
	スラブ（B2F, B3F）	11	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−4208	2552	5.21	21.0	0.25
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2936	1274	5.21	21.0	0.25
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−1796	555	3.90	21.0	0.19
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−249	6	4.07	21.0	0.20
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5553	3866	5.01	21.0	0.24
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1579	623	3.37	21.0	0.17
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5166	5531	4.74	21.0	0.23
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2001	1219	3.62	21.0	0.18
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	491	522	2.05	21.0	0.10
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−526	408	2.23	21.0	0.11

※1　評価位置は下図に示す



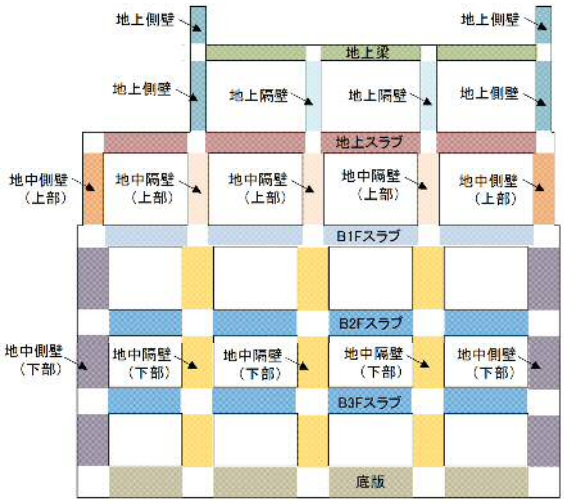
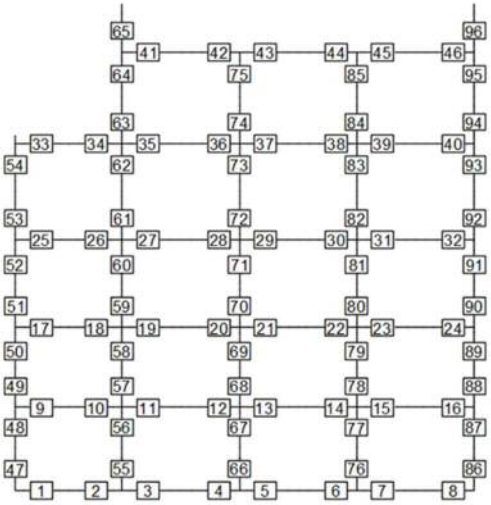


表 4.4－5（4）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
①Ss－13 (H+,V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4760	2745	4.30	21.0	0.21
	スラブ（B2F,B3F）	11	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−4122	2548	5.10	21.0	0.25
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2849	1374	5.08	21.0	0.25
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−1781	543	3.86	21.0	0.19
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−231	70	3.83	21.0	0.19
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5342	3748	4.82	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1510	603	3.22	21.0	0.16
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5039	5439	4.62	21.0	0.22
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−1907	1218	3.46	21.0	0.17
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	458	512	1.91	21.0	0.10
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−548	399	2.33	21.0	0.12
①Ss－14 (H+,V+)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4027	2806	3.64	21.0	0.18
	スラブ（B2F,B3F）	11	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−3037	2359	3.78	21.0	0.18
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2276	1222	4.09	21.0	0.20
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−1463	390	3.16	21.0	0.16
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−181	16	2.96	21.0	0.15
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4488	4043	4.06	21.0	0.20
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1288	554	2.75	21.0	0.14
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−2953	6699	3.62	21.0	0.18
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−1486	1194	2.72	21.0	0.13
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	365	498	1.50	21.0	0.08
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−374	391	1.57	21.0	0.08

※1　評価位置は下図に示す



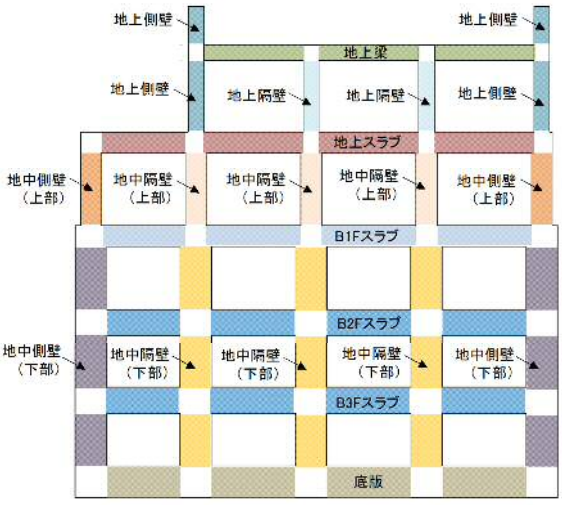
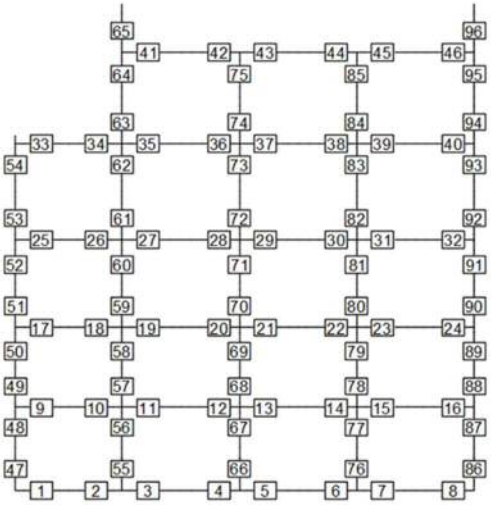


表 4.4－5（5）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
①Ss－21 (H+,V+)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5483	3357	4.96	21.0	0.24
	スラブ（B2F,B3F）	14	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−4788	2776	5.92	21.0	0.29
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−3262	2006	5.90	21.0	0.29
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2462	442	5.27	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−350	−10	5.69	21.0	0.28
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5209	3395	4.71	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	1906	1557	4.08	21.0	0.20
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5563	6691	5.20	21.0	0.25
	地中隔壁（上部）	83	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	2401	1337	4.32	21.0	0.21
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	750	517	3.19	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−931	417	3.96	21.0	0.19
①Ss－22 (H+,V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4727	3543	4.27	21.0	0.21
	スラブ（B2F,B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−4308	2754	5.34	21.0	0.26
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−3206	1696	5.75	21.0	0.28
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2413	521	5.19	21.0	0.25
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−367	−7	5.97	21.0	0.29
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5621	4588	5.07	21.0	0.25
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1984	763	4.23	21.0	0.21
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4732	5618	4.41	21.0	0.21
	地中隔壁（上部）	83	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	2406	1384	4.34	21.0	0.21
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	828	507	3.53	21.0	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−912	427	3.88	21.0	0.19

※1　評価位置は下図に示す



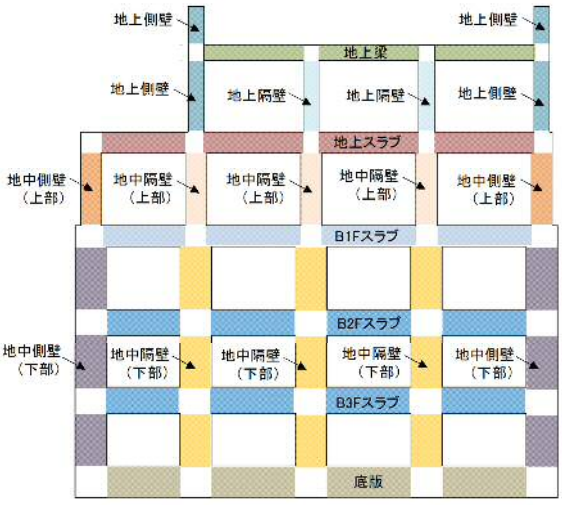
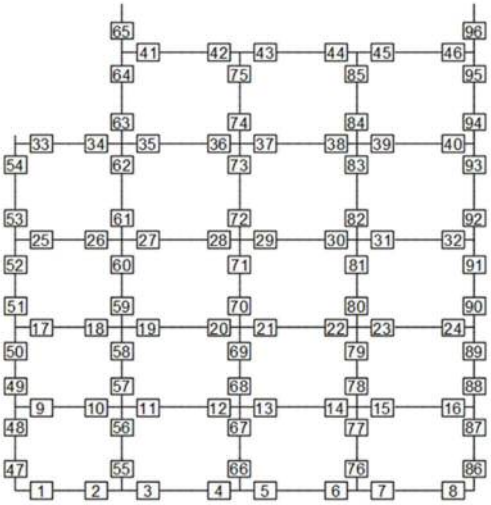


表 4.4－5（6）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
①Ss－31 (H+, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5918	2676	5.34	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6019	2543	7.35	21.0	0.35
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4052	1554	7.14	21.0	0.34
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2653	462	5.68	21.0	0.28
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-325	93	5.39	21.0	0.26
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5220	4376	4.71	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2070	1443	4.45	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-7103	5455	6.41	21.0	0.31
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	2955	1244	5.24	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	679	507	2.88	21.0	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-840	376	3.58	21.0	0.18
①Ss－31 (H−, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5691	3188	5.15	21.0	0.25
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-5829	2598	7.13	21.0	0.34
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4083	1335	7.14	21.0	0.34
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2354	684	5.10	21.0	0.25
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-346	-12	5.63	21.0	0.27
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5910	3382	5.34	21.0	0.26
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2034	750	4.33	21.0	0.21
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6921	5625	6.24	21.0	0.30
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2821	1266	5.02	21.0	0.24
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	676	516	2.87	21.0	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	771	389	3.29	21.0	0.16

※1　評価位置は下図に示す



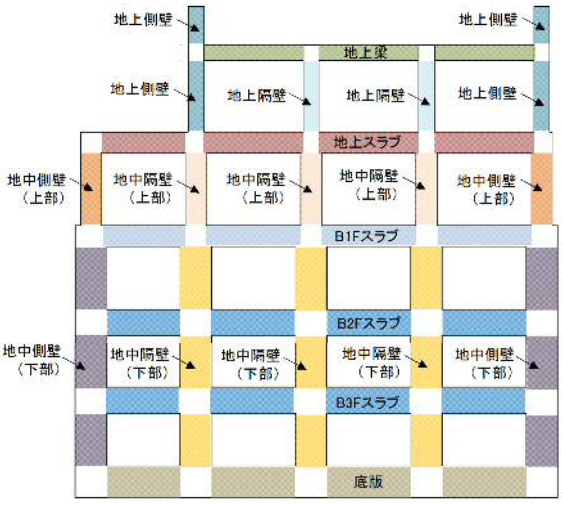
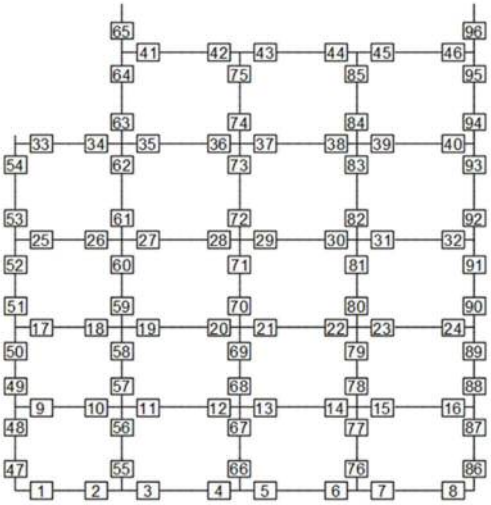


表 4.4－5（7）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
②S_s－D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5895	2828	5.33	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6121	2613	7.47	21.0	0.36
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4217	1326	7.36	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2462	692	5.33	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-392	-16	6.36	21.0	0.31
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5898	3979	5.33	21.0	0.26
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2120	774	4.51	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7397	5576	6.67	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2931	1174	5.18	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	787	560	3.34	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	912	363	3.88	21.0	0.19
②S_s－D1 (H−, V+)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5860	3252	5.30	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6427	2547	7.82	21.0	0.38
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4302	1486	7.54	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2849	460	6.09	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-366	106	6.07	21.0	0.29
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5106	3892	4.61	21.0	0.22
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2133	1494	4.58	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-7369	5060	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3125	1156	5.50	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	760	562	3.23	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1004	377	4.27	21.0	0.21

※1　評価位置は下図に示す



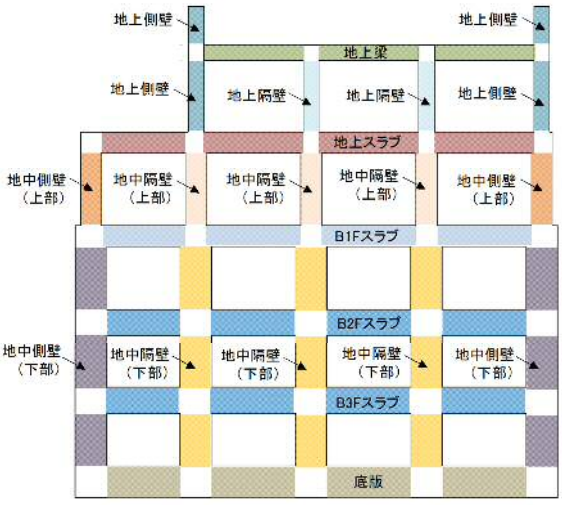
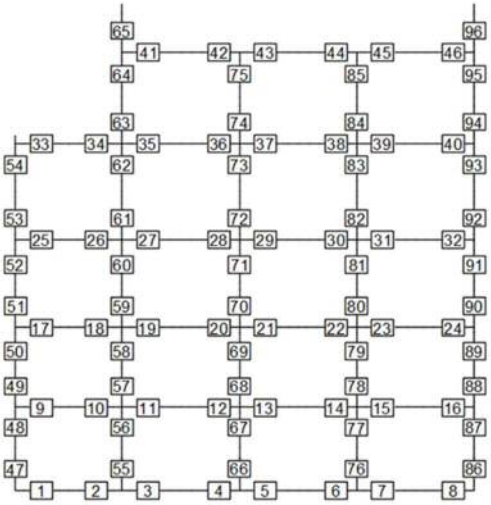


表 4.4－5（8）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
②S_s－D1 (H－, V－)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5849	3100	5.29	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6441	2675	7.85	21.0	0.38
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4322	1554	7.59	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2875	473	6.15	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-369	105	6.11	21.0	0.30
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5098	2915	4.61	21.0	0.22
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2159	1582	4.64	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-7355	5163	6.64	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3118	1216	5.50	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	746	523	3.17	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1003	391	4.27	21.0	0.21
③S_s－D1 (H＋, V＋)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5833	2772	5.27	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6063	2370	7.37	21.0	0.36
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4229	1295	7.37	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2539	692	5.49	21.0	0.27
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-394	-19	6.40	21.0	0.31
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5970	3909	5.39	21.0	0.26
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2153	783	4.58	21.0	0.22
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7252	5355	6.54	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-3004	1198	5.31	21.0	0.26
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	790	559	3.36	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	925	367	3.94	21.0	0.19

※1　評価位置は下図に示す



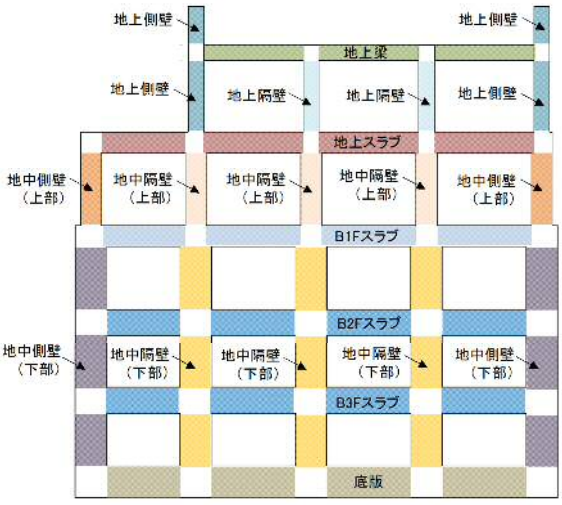
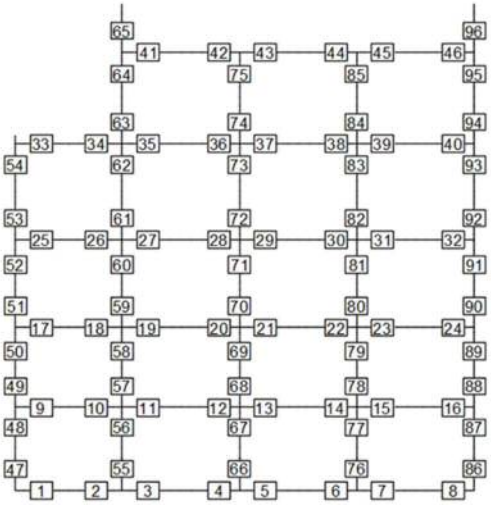


表 4.4－5（9）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋　（圧縮鉄筋）	曲げモーメント（kN・m/m）	軸力（kN/m）	σ_c（N/mm²）	σ_{ca}（N/mm²）	σ_c / σ_{ca}
③S_s－D1（H－，V＋）	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	6105	3052	5.52	21.0	0.27
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200　（D51 @200）	−6475	2420	7.86	21.0	0.38
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	−4353	1496	7.63	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200　（D41 @200）	−2899	466	6.19	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本（2-D38×9本）	−369	108	6.12	21.0	0.30
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	5112	3791	4.61	21.0	0.22
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200　（D41 @200）	2173	1499	4.67	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	−7416	5015	6.69	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	3186	1164	5.60	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	760	561	3.23	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	−1014	381	4.31	21.0	0.21
③S_s－D1（H－，V－）	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	6087	3094	5.50	21.0	0.27
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200　（D51 @200）	−6446	2513	7.84	21.0	0.38
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	−4348	1549	7.63	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200　（D41 @200）	−2909	476	6.22	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本（2-D38×9本）	−369	107	6.12	21.0	0.30
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	5136	3391	4.64	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200　（D41 @200）	2193	1584	4.71	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	−7387	5107	6.67	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	3172	1191	5.58	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	750	538	3.19	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	−1009	389	4.29	21.0	0.21

※1　評価位置は下図に示す



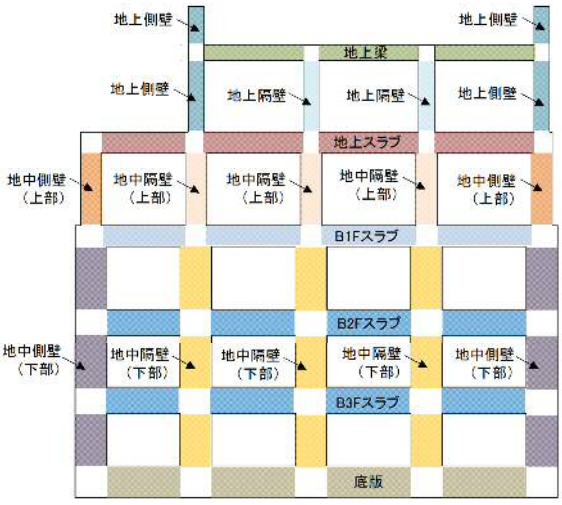
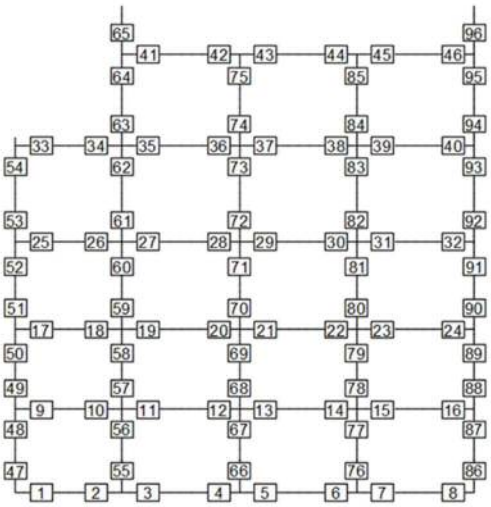


表 4.4－5（10）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm²)	σ_{ca} (N/mm²)	σ_c/σ_{ca}
④S_s－D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6959	2752	6.26	21.0	0.30
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-9015	2392	10.77	21.0	0.52
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5906	1211	10.11	21.0	0.49
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3386	587	7.24	21.0	0.35
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-505	-24	8.20	21.0	0.40
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5639	2842	5.10	21.0	0.25
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2486	847	5.28	21.0	0.26
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	10740	5126	9.70	21.0	0.47
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4198	1128	7.27	21.0	0.35
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	974	604	4.15	21.0	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	1229	347	5.21	21.0	0.25
①S_s－D1 (H+, V−)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7044	2835	6.34	21.0	0.31
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-9022	2604	10.82	21.0	0.52
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5940	1352	10.21	21.0	0.49
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3403	624	7.29	21.0	0.35
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-502	-22	8.15	21.0	0.39
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5281	1538	4.70	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2521	891	5.36	21.0	0.26
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	10765	5467	9.73	21.0	0.47
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4189	1261	7.29	21.0	0.35
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	954	580	4.06	21.0	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	1211	378	5.14	21.0	0.25

※1　評価位置は下図に示す



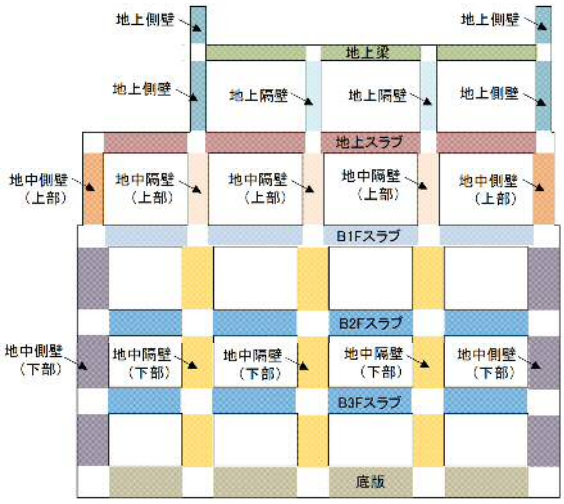
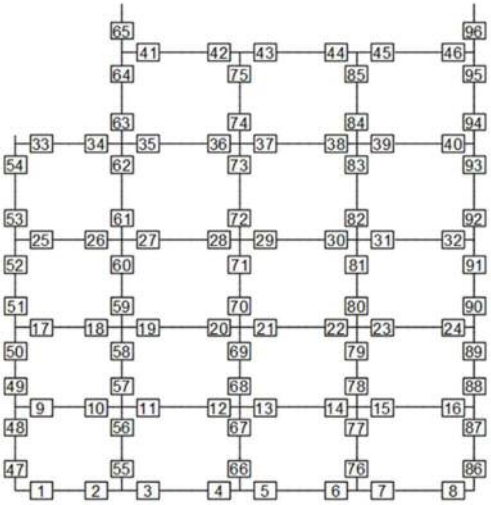


表 4.4－5（11）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
④S_s－D1 (H－, V＋)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7000	2315	6.26	21.0	0.30
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−8915	2529	10.68	21.0	0.51
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−5775	1389	9.95	21.0	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−3680	434	7.82	21.0	0.38
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−442	131	7.32	21.0	0.35
	地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−4751	6923	4.70	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2501	1633	5.37	21.0	0.26
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−10165	4992	9.18	21.0	0.44
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4221	1121	7.31	21.0	0.35
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	855	541	3.64	21.0	0.18
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1258	369	5.33	21.0	0.26
④S_s－D1 (H－, V－)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7133	2527	6.40	21.0	0.31
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−8992	2848	10.83	21.0	0.52
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−5860	1584	10.15	21.0	0.49
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−3786	490	8.05	21.0	0.39
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−460	134	7.63	21.0	0.37
	地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−4760	7297	4.80	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2582	1770	5.55	21.0	0.27
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−10224	5486	9.24	21.0	0.44
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4269	1280	7.43	21.0	0.36
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	870	640	3.70	21.0	0.18
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1287	421	5.46	21.0	0.26

※1　評価位置は下図に示す



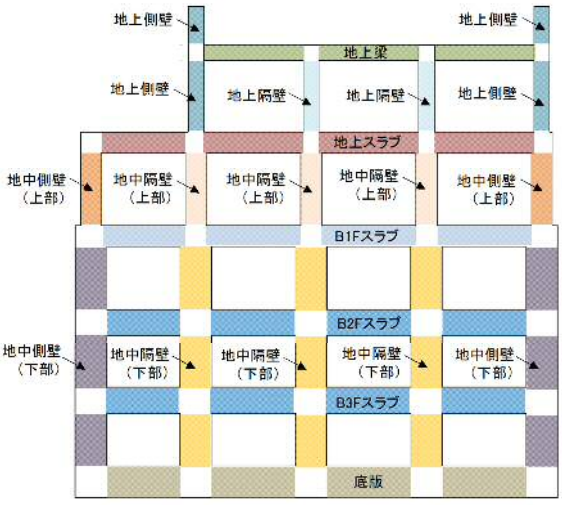
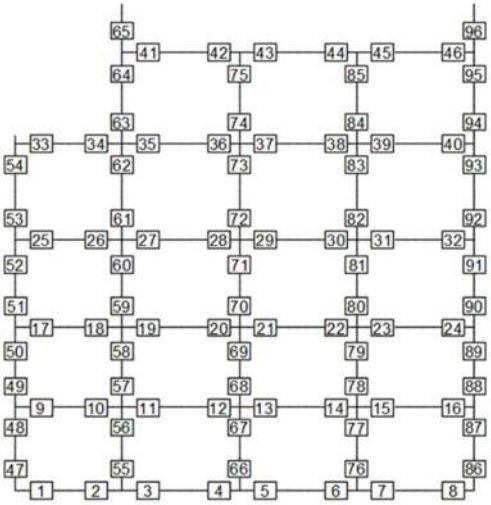


表 4.4－5（12）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
⑤S_s－D1 (H+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5710	3219	5.16	21.0	0.25
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6145	2489	7.49	21.0	0.36
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4334	1324	7.55	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2536	719	5.49	21.0	0.27
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−396	−17	6.43	21.0	0.31
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6197	4059	5.60	21.0	0.27
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2229	787	4.74	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7183	5271	6.48	21.0	0.31
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−3090	1193	5.45	21.0	0.26
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	789	554	3.36	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	912	366	3.88	21.0	0.19
⑤S_s－D1 (H−, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5951	2611	5.37	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6374	2459	7.75	21.0	0.37
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4342	1516	7.61	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2879	455	6.15	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−365	107	6.06	21.0	0.29
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5155	3855	4.65	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2219	1481	4.77	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−7365	5194	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3246	1179	5.70	21.0	0.28
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	750	554	3.19	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−984	383	4.18	21.0	0.20

※1　評価位置は下図に示す



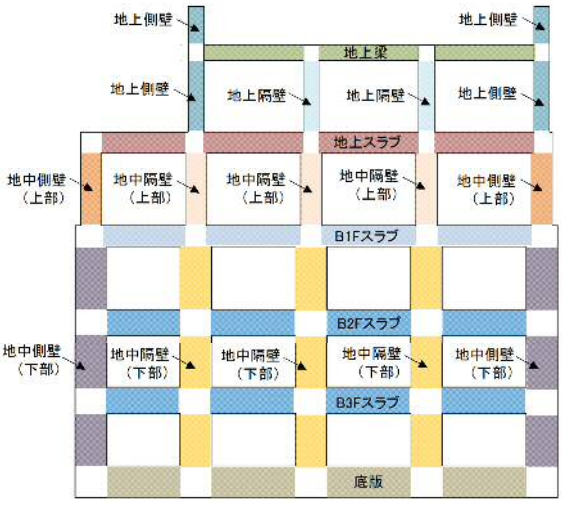
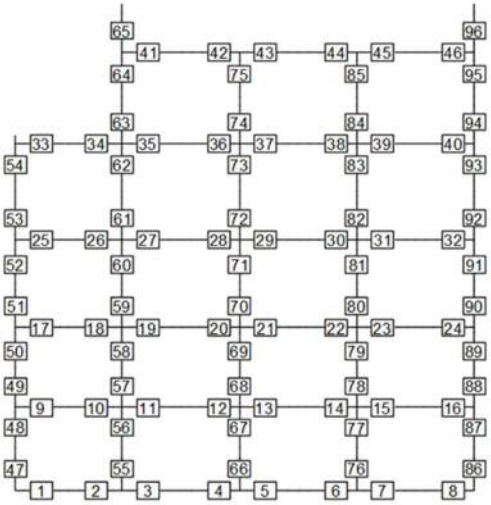


表 4.4－5（13）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋 (圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
⑤Ss－D1 (H－, V－)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5938	2590	5.36	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	−6355	2550	7.74	21.0	0.37
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	−4334	1555	7.61	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	−2877	458	6.15	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	−364	105	6.04	21.0	0.29
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5249	3727	4.74	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2226	1557	4.78	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	−7346	5186	6.63	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3227	1195	5.68	21.0	0.28
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	739	530	3.14	21.0	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	−977	387	4.16	21.0	0.20
⑥Ss－D1 (H＋, V＋)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5759	2831	5.20	21.0	0.25
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	−6010	2489	7.33	21.0	0.35
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	−4243	1328	7.40	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	−2513	711	5.44	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	−388	−17	6.30	21.0	0.30
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6217	4135	5.61	21.0	0.27
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	−2200	775	4.68	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7164	5331	6.46	21.0	0.31
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	−3034	1201	5.36	21.0	0.26
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	773	553	3.29	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	894	367	3.80	21.0	0.19

※1　評価位置は下図に示す



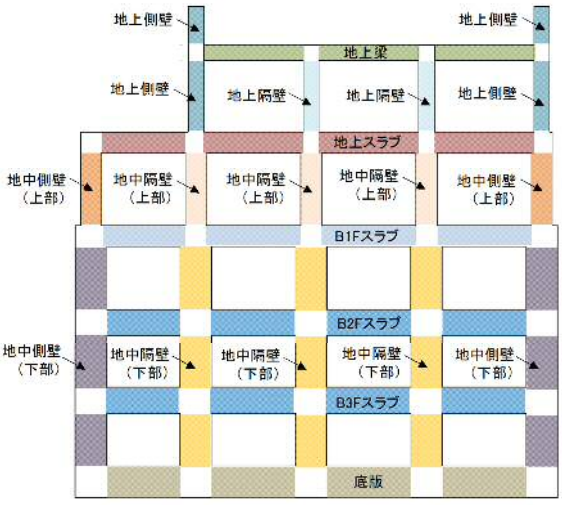
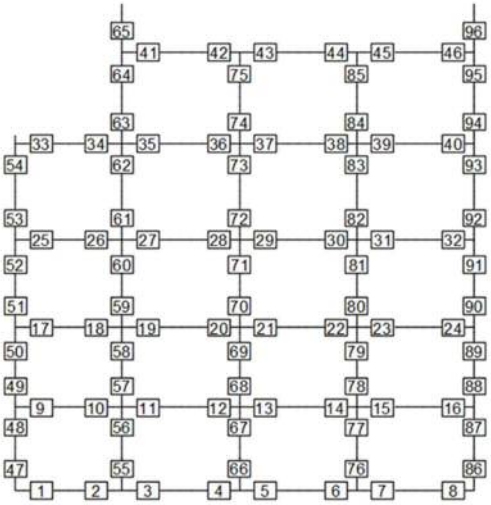


表 4.4－5（14）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	断面性状 部材高 h (mm)	断面性状 有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	鉄筋仕様 (圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	発生断面力 軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
⑥Ss－D1 (H－, V＋)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5935	3087	5.36	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6332	2473	7.70	21.0	0.37
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4304	1527	7.55	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2853	455	6.09	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−359	105	5.95	21.0	0.29
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5187	3974	4.68	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2199	1470	4.73	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−7371	5135	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3194	1172	5.62	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	755	554	3.21	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−966	386	4.11	21.0	0.20
⑥Ss－D1 (H－, V－)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5911	3097	5.34	21.0	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6304	2565	7.68	21.0	0.37
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4287	1566	7.54	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2843	458	6.08	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−357	104	5.92	21.0	0.29
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5248	3843	4.74	21.0	0.23
	地中側壁（上部）	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2200	1543	4.73	21.0	0.23
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−7354	5130	6.64	21.0	0.32
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3173	1188	5.59	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	744	531	3.16	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−957	387	4.07	21.0	0.20

※1　評価位置は下図に示す



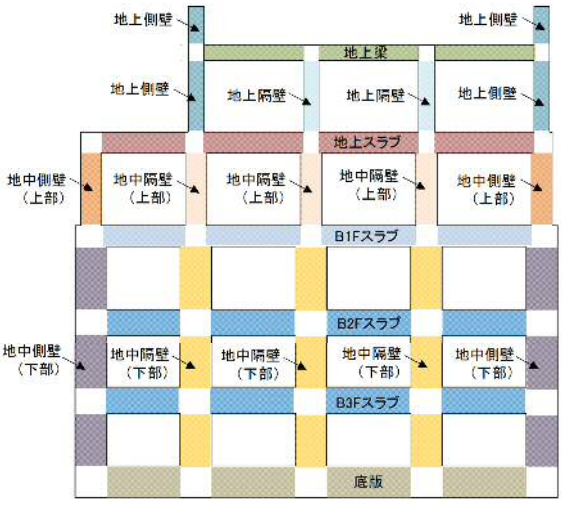
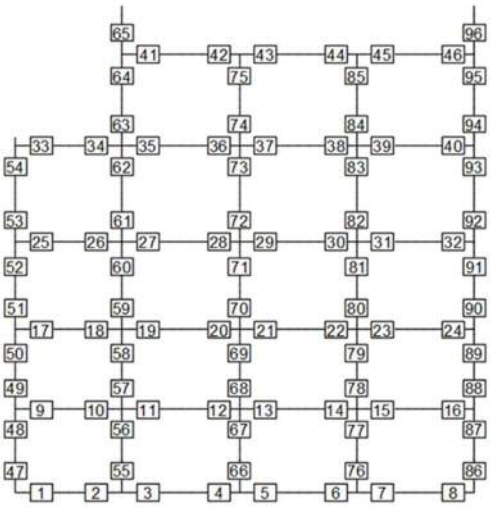


表 4.4－6（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 h (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm²)	σ_{sa} (N/mm²)	σ_s/σ_{sa}
①Ss－D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5633	2565	108	435	0.25
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6063	2327	181	435	0.42
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4212	1271	195	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2388	446	186	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−394	−19	192	435	0.45
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5070	1786	116	435	0.27
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2136	726	142	435	0.33
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6760	4239	91	435	0.21
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2937	1119	127	435	0.30
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	792	560	86	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	913	342	127	435	0.30
①Ss－D1 (H+, V−)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5416	1987	121	435	0.28
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6118	2464	178	435	0.41
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4253	1349	194	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2434	467	188	435	0.44
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−396	−20	193	435	0.45
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5392	2032	119	435	0.28
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2136	732	141	435	0.33
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7002	4543	90	435	0.21
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2947	1175	125	435	0.29
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	792	558	86	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	922	350	128	435	0.30

※1　評価位置は下図に示す



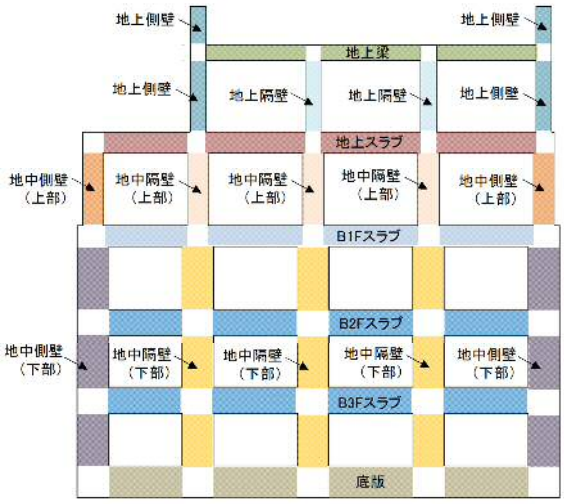
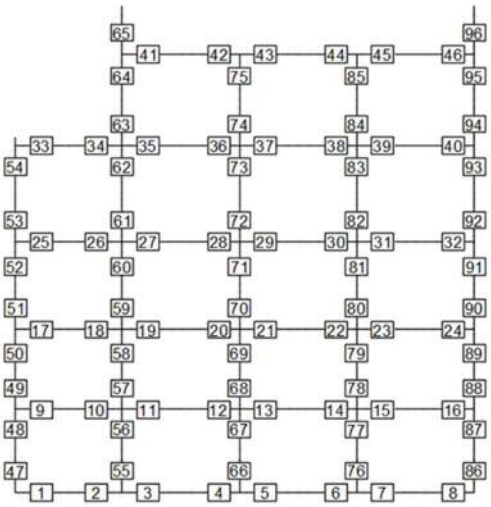


表 4.4－6（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
①Ss－D1 (Ⅱ－,V＋)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5854	2466	119	435	0.28
	スラブ（B2F,B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6356	2470	189	435	0.44
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4277	1466	191	435	0.44
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2846	447	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−360	−7	173	435	0.40
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4308	1687	92	435	0.22
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1958	678	129	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5472	2702	97	435	0.23
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3143	1128	138	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	761	562	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1008	362	142	435	0.33
①Ss－D1 (Ⅱ－,V－)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5875	2523	118	435	0.28
	スラブ（B2F,B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6322	2561	184	435	0.43
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4269	1515	188	435	0.44
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2854	455	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−360	−8	173	435	0.40
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4541	1837	95	435	0.22
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1960	687	129	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5467	2889	91	435	0.21
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3120	1169	135	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	748	523	82	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1002	370	140	435	0.33

※1　評価位置は下図に示す



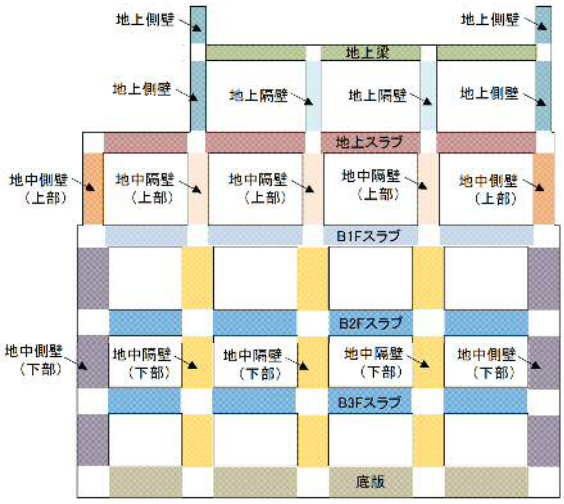
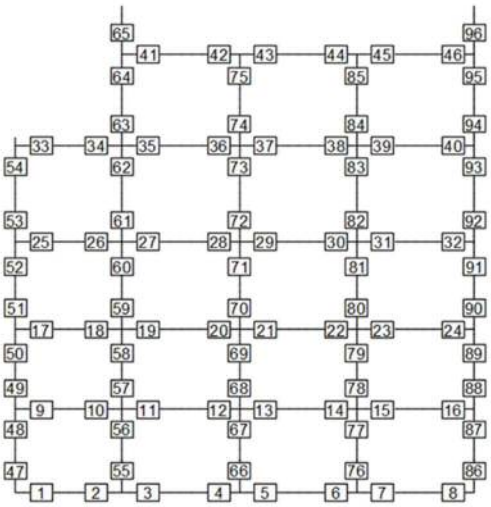


表 4.4－6（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋	（圧縮鉄筋）	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN・m/m）	軸力（kN/m）	σ_s（N/mm²）	σ_{sa}（N/mm²）	σ_s/σ_{sa}
①Ss－11（H+，V+）	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	3449	2327	42	435	0.10
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	（D51 @200）	-2453	2070	35	435	0.09
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	-1910	1292	60	435	0.14
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	（D41 @200）	-1514	384	111	435	0.26
	地上梁	46	2000	1500	1215	2-D38×9本	（2-D38×9本）	-191	-27	98	435	0.23
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	3845	3738	22	435	0.06
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	（D41 @200）	-1170	512	71	435	0.17
	地中隔壁（下部）	81	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	1851	2211	6	435	0.02
	地中隔壁（上部）	83	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	1317	1107	34	435	0.08
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	352	420	24	435	0.06
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	-462	357	47	435	0.11
①Ss－12（H+，V+）	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	4060	1825	79	435	0.19
	スラブ（B2F，B3F）	16	1000	2500	2330	D51 @200	（D51 @200）	4035	2078	100	435	0.23
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	-2944	935	135	435	0.32
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	（D41 @200）	-1757	428	130	435	0.30
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	（2-D38×9本）	-249	4	118	435	0.28
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5488	3776	65	435	0.15
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	（D41 @200）	-1579	577	102	435	0.24
	地中隔壁（下部）	71	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	-3198	2344	34	435	0.08
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	-2001	1183	70	435	0.17
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	487	513	38	435	0.09
	地上隔壁	75	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	-365	91	56	435	0.13

※1　評価位置は下図に示す



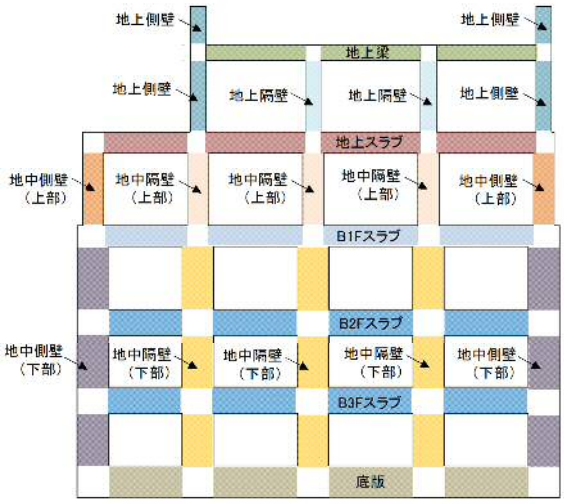
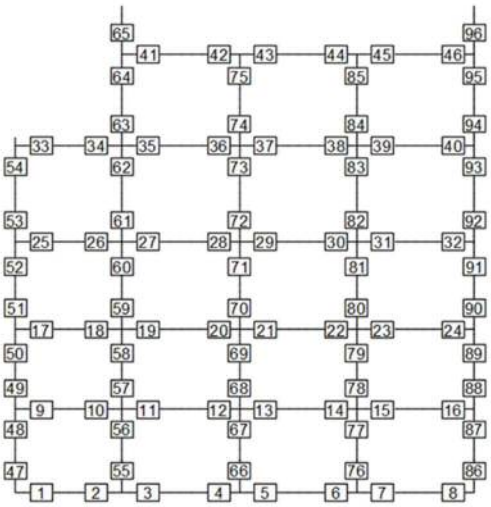


表 4.4－6（4）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
①Ss－13 (H+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4603	2502	74	435	0.18
	スラブ（B2F, B3F）	16	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	3968	2186	94	435	0.22
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2836	981	126	435	0.29
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-1743	420	129	435	0.30
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-232	6	109	435	0.26
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5341	3725	62	435	0.15
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1510	556	98	435	0.23
	地中隔壁（下部）	71	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-3089	2381	30	435	0.07
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-1907	1182	64	435	0.15
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	444	481	34	435	0.08
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-548	399	58	435	0.14
①Ss－14 (H+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	3957	2506	53	435	0.13
	スラブ（B2F, B3F）	11	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-3037	2350	50	435	0.12
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2274	1212	84	435	0.20
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-1463	385	106	435	0.25
	地上梁	46	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-170	-16	85	435	0.20
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4468	3818	35	435	0.09
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1288	515	81	435	0.19
	地中隔壁（下部）	71	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-2011	2168	9	435	0.03
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-1483	1146	42	435	0.10
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	365	498	21	435	0.05
	地上隔壁	75	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	263	109	36	435	0.09

※1　評価位置は下図に示す



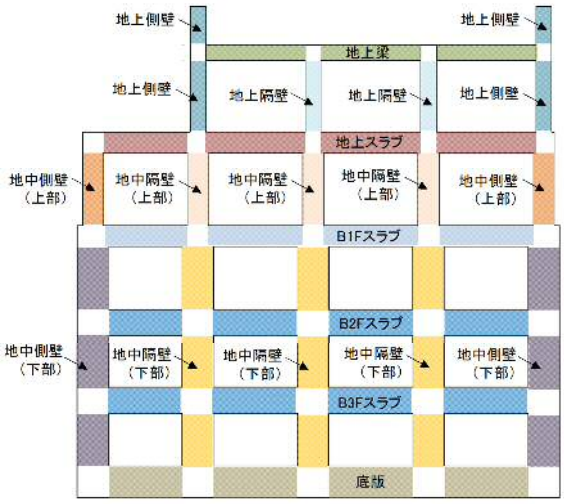
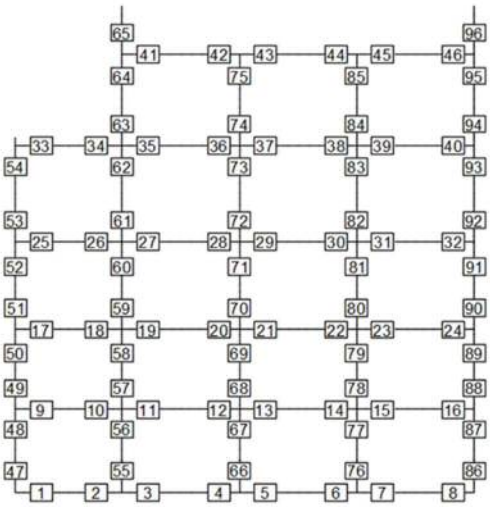


表 4.4－6（5）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
①Ss－21 (H+, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5028	2180	100	435	0.23
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-4698	2114	128	435	0.30
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-3229	947	151	435	0.35
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2462	431	193	435	0.45
	地上梁	46	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-332	-72	176	435	0.41
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4969	2845	75	435	0.18
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1912	668	126	435	0.29
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4002	2666	50	435	0.12
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2384	1167	92	435	0.22
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	750	517	82	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-930	394	125	435	0.29
①Ss－22 (H+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4410	2084	82	435	0.19
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-4021	1631	117	435	0.27
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-3087	868	146	435	0.34
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2396	420	188	435	0.44
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-367	-9	177	435	0.41
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5216	3622	61	435	0.15
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1984	713	129	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	3529	2224	47	435	0.11
	地中隔壁（上部）	62	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2320	1086	92	435	0.22
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	828	507	97	435	0.23
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-912	404	121	435	0.28

※1　評価位置は下図に示す



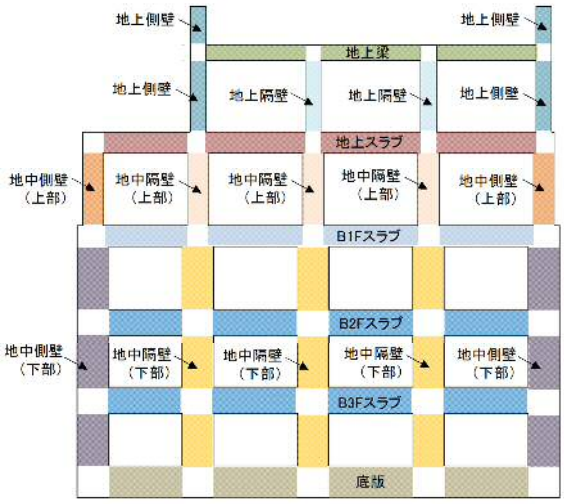
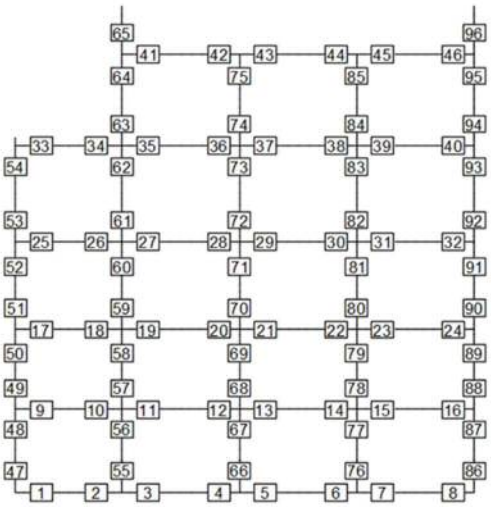


表 4.4－6（6）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	引張応力度 σ_s (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
①Ss－31 (H+,V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5894	2385	123	435	0.29
	スラブ（B2F,B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6019	2525	171	435	0.40
	スラブ（B1F）	32	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-3758	1088	176	435	0.41
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2653	450	209	435	0.49
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-317	-2	151	435	0.35
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-4889	2858	72	435	0.17
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1838	643	121	435	0.28
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-5277	2985	81	435	0.19
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	2955	1206	124	435	0.29
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	677	502	71	435	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-840	356	113	435	0.26
①Ss－31 (H-,V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5639	2886	97	435	0.23
	スラブ（B2F,B3F）	16	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	5416	2033	164	435	0.38
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-3911	949	191	435	0.44
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2324	526	174	435	0.40
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-346	-14	168	435	0.39
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5905	3016	101	435	0.24
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2034	697	135	435	0.32
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5131	3033	75	435	0.18
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2821	1228	115	435	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	676	516	70	435	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	771	367	100	435	0.23

※1　評価位置は下図に示す



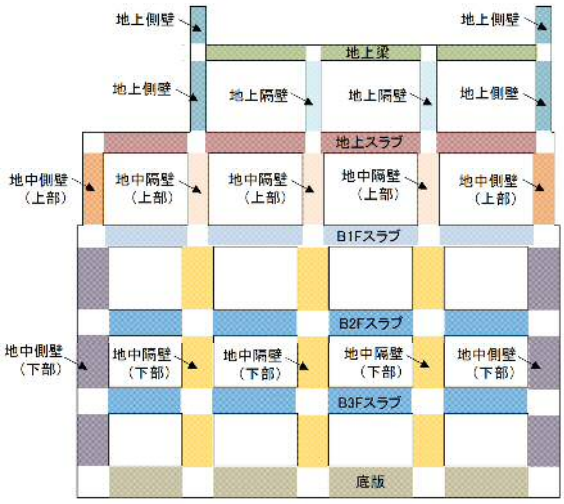
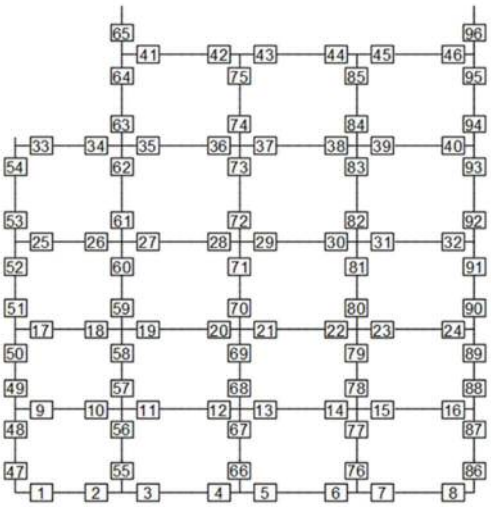


表 4.4－6（7）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
②S_s－D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5749	2378	118	435	0.28
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6079	2291	183	435	0.43
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4206	1257	196	435	0.46
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2392	438	186	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−392	−18	191	435	0.44
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4897	1473	122	435	0.29
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2120	722	141	435	0.33
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6775	4146	94	435	0.22
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−2925	1109	126	435	0.29
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	787	560	85	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	912	343	127	435	0.30
②S_s－D1 (H−, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5042	1744	117	435	0.27
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6421	2513	190	435	0.44
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4301	1452	193	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2849	446	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−361	−6	173	435	0.40
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4396	1730	94	435	0.22
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1939	672	128	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5474	2684	98	435	0.23
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3117	1104	138	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	760	562	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1004	357	142	435	0.33

※1　評価位置は下図に示す



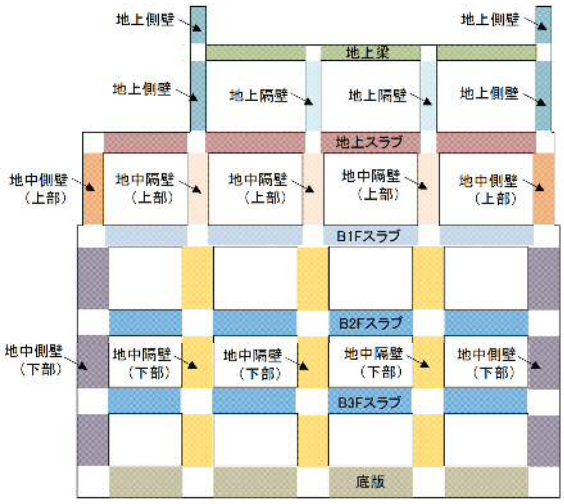
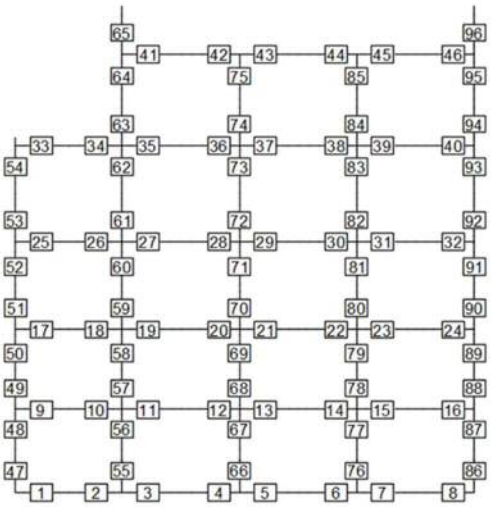


表 4.4－6（8）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	引張応力度 σ_s (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
②Ss－D1 (H－, V－)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5169	1780	120	435	0.28
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6426	2631	186	435	0.43
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4321	1513	192	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2873	455	229	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-362	-6	174	435	0.40
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4463	1689	98	435	0.23
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1951	688	128	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-5480	2872	92	435	0.22
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3115	1163	135	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	746	523	81	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1003	370	140	435	0.33
③Ss－D1 (H＋, V＋)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5802	2506	116	435	0.27
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6038	2322	180	435	0.42
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4221	1251	197	435	0.46
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2475	573	185	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-394	-21	193	435	0.45
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5111	1882	114	435	0.27
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2153	728	143	435	0.33
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6715	4162	92	435	0.22
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2993	1134	129	435	0.30
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	790	559	85	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	925	343	129	435	0.30

※1　評価位置は下図に示す



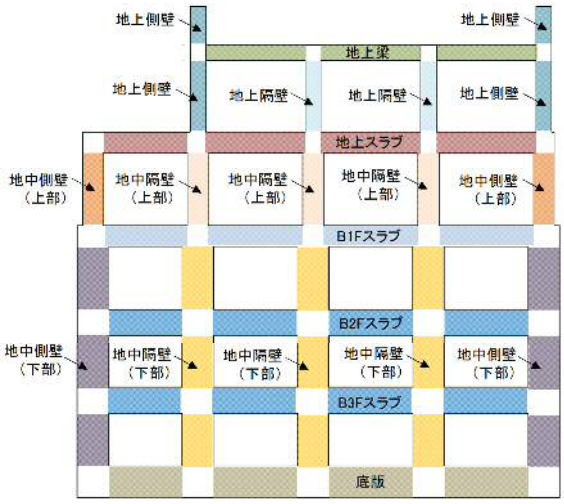
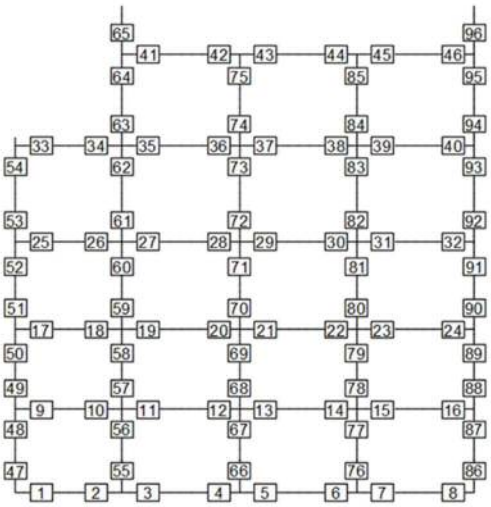


表 4.4－6（9）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋	（圧縮鉄筋）	曲げモーメント（kN・m/m）	軸力（kN/m）	σ_s（N/mm²）	σ_{sa}（N/mm²）	σ_s/σ_{sa}
③Ss－D1（H－，V＋）	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5794	2435	118	435	0.28
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	（D51 @200）	−6475	2402	197	435	0.46
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	−4353	1473	195	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	（D41 @200）	−2899	452	231	435	0.54
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	（2-D38×9本）	−365	−5	175	435	0.41
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	4352	1813	89	435	0.21
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	（D41 @200）	−1955	679	129	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	−5550	2673	101	435	0.24
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	3188	1113	142	435	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	760	561	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	−1014	361	143	435	0.33
③Ss－D1（H－，V－）	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	5813	2507	116	435	0.27
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	（D51 @200）	−6446	2495	192	435	0.45
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	−4340	1513	193	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	（D41 @200）	−2909	462	232	435	0.54
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	（2-D38×9本）	−365	−6	175	435	0.41
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	4710	2055	93	435	0.22
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	（D41 @200）	−1955	689	128	435	0.30
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	（D51 @200）	−5559	2856	95	435	0.22
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	（D51 @200）	3172	1155	139	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	744	522	81	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	（D35 @200）	−1007	365	141	435	0.33

※1　評価位置は下図に示す



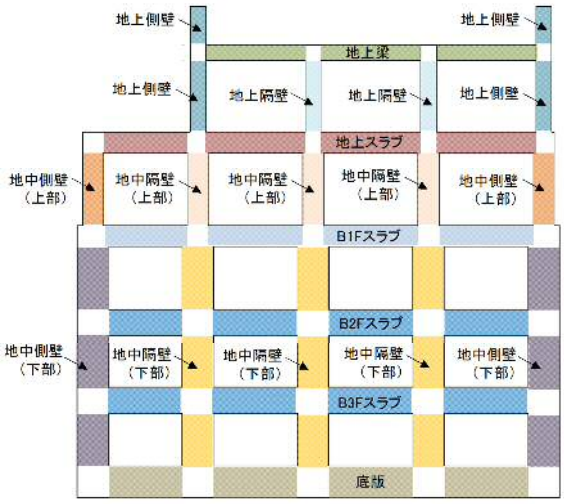
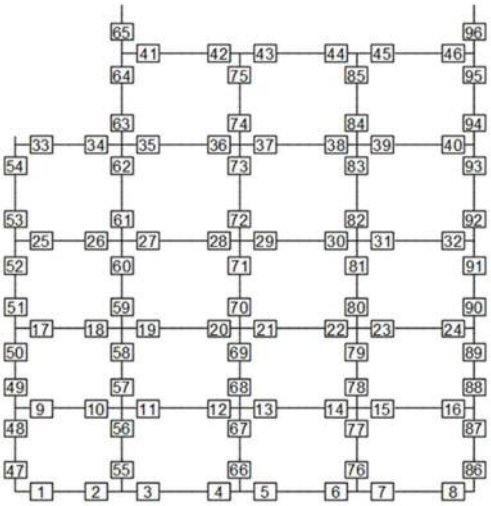


表 4.4－6（10）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm²)	σ_{sa} (N/mm²)	σ_s/σ_{sa}
④Ss－D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6722	2110	164	435	0.38
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-8974	2274	316	435	0.73
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5890	1156	300	435	0.69
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3384	566	267	435	0.62
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-505	-27	247	435	0.57
	地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4278	-856	202	435	0.47
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2486	787	169	435	0.39
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	9044	2768	223	435	0.52
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4198	1093	202	435	0.47
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	974	604	113	435	0.26
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	1229	324	185	435	0.43
④Ss－D1 (H+, V−)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7020	2530	159	435	0.37
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-9024	2557	306	435	0.71
	スラブ（B1F）	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5940	1322	296	435	0.69
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3400	598	267	435	0.62
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-502	-26	245	435	0.57
	地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4356	-562	191	435	0.44
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2515	817	169	435	0.39
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	9360	3387	211	435	0.49
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4187	1205	197	435	0.46
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	954	580	112	435	0.26
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	1210	350	179	435	0.42

※1　評価位置は下図に示す



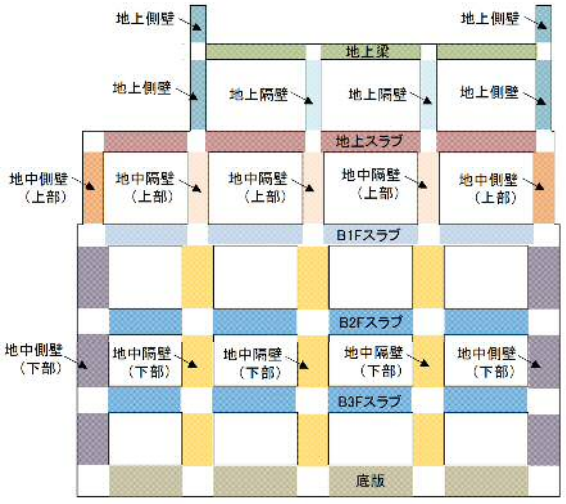
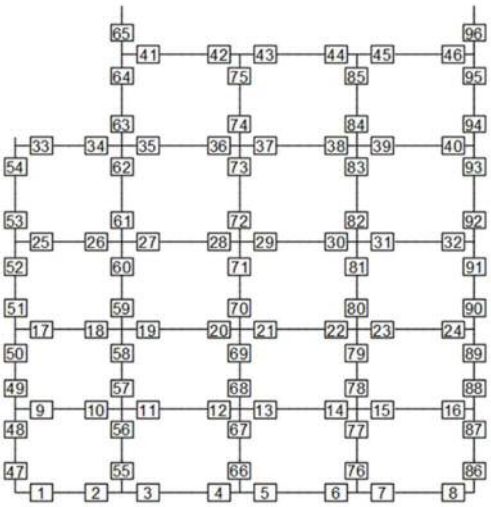


表 4.4－6（11）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
④S_s－D1 (H－, V＋)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6979	2085	175	435	0.41
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−8909	2480	304	435	0.70
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−5775	1361	284	435	0.66
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−3681	418	304	435	0.70
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−449	−14	217	435	0.50
	地中側壁（下部）	49	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−3574	−704	168	435	0.39
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1781	28	158	435	0.37
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−10117	4865	184	435	0.43
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4221	1086	204	435	0.47
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	855	541	98	435	0.23
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1258	349	187	435	0.43
④S_s－D1 (H－, V－)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7105	2228	174	435	0.40
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−8990	2787	295	435	0.68
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−5861	1556	281	435	0.65
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−3786	473	310	435	0.72
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−462	−16	224	435	0.52
	地中側壁（下部）	49	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−3656	−392	157	435	0.37
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1822	107	156	435	0.36
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−10160	5288	171	435	0.40
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4269	1241	200	435	0.46
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	847	580	93	435	0.22
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−1287	399	187	435	0.43

※1　評価位置は下図に示す



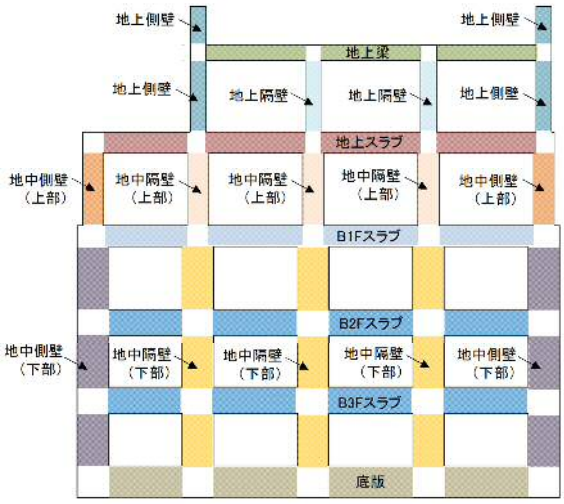
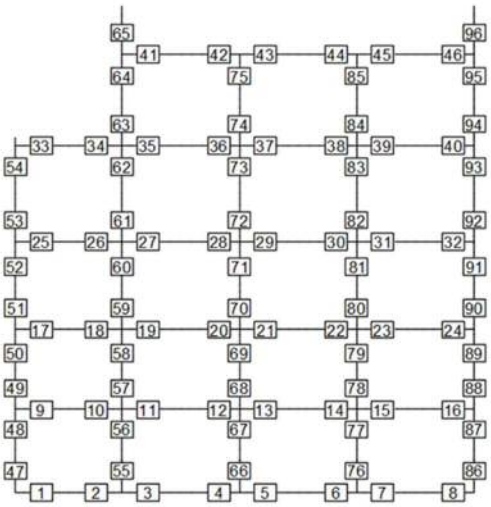


表 4.4－6（12）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋　（圧縮鉄筋）	曲げモーメント（kN・m/m）	軸力（kN/m）	σ_s（N/mm²）	σ_{sa}（N/mm²）	σ_s/σ_{sa}
⑤S_s－D1（H＋，V＋）	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	5665	2688	104	435	0.24
	スラブ（B2F，B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200　（D51 @200）	−6145	2471	179	435	0.42
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	−4175	896	209	435	0.49
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200　（D41 @200）	−2533	573	190	435	0.44
	地上梁	41	2000	1500	1215	2−D38×9本　（2−D38×9本）	−396	−19	193	435	0.45
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	5349	2317	106	435	0.25
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200　（D41 @200）	−2227	734	149	435	0.35
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	5496	2790	95	435	0.22
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	−3085	1145	134	435	0.31
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	789	554	86	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	911	345	127	435	0.30
⑤S_s－D1（H－，V＋）	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	5903	2295	127	435	0.30
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200　（D51 @200）	−6374	2440	191	435	0.44
	スラブ（B1F）	32	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	−4017	999	195	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200　（D41 @200）	−2879	441	230	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2−D38×9本　（2−D38×9本）	−356	−3	170	435	0.40
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	−4290	2091	77	435	0.18
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D41 @200　（D41 @200）	−1518	195	122	435	0.29
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200　（D51 @200）	−5661	2747	102	435	0.24
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200　（D51 @200）	3246	1143	144	435	0.34
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	750	554	79	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200　（D35 @200）	−984	363	138	435	0.32

※1　評価位置は下図に示す



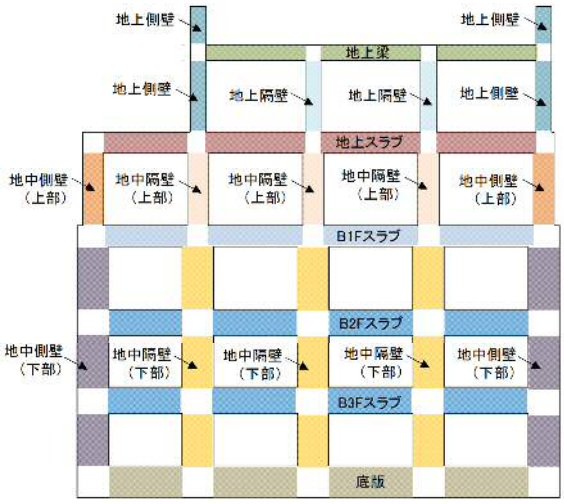
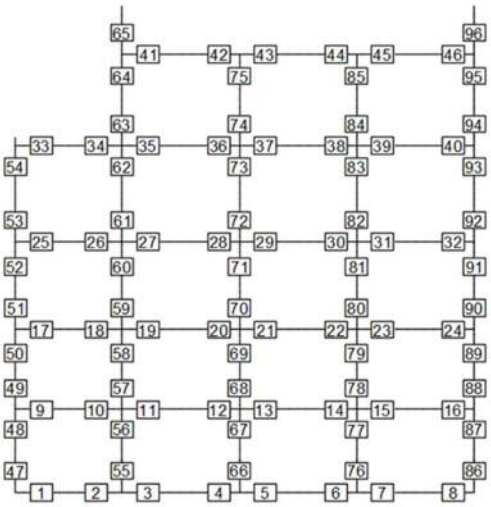


表 4.4－6（13）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
⑤S_s－D1 (H－, V－)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5938	2367	126	435	0.29
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6347	2513	187	435	0.43
	スラブ（B1F）	32	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4032	1096	192	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2878	445	230	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−354	−4	169	435	0.39
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−4495	2302	77	435	0.18
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1889	704	121	435	0.28
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5668	2864	98	435	0.23
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3227	1158	142	435	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	739	530	79	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−977	367	136	435	0.32
⑥S_s－D1 (H＋, V＋)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5744	2596	110	435	0.26
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6010	2471	173	435	0.40
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−4110	909	205	435	0.48
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2482	568	186	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−388	−19	189	435	0.44
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5547	2569	104	435	0.24
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−2200	726	147	435	0.34
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5381	2809	90	435	0.21
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−3035	1164	130	435	0.30
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	773	553	83	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	894	347	123	435	0.29

※1　評価位置は下図に示す



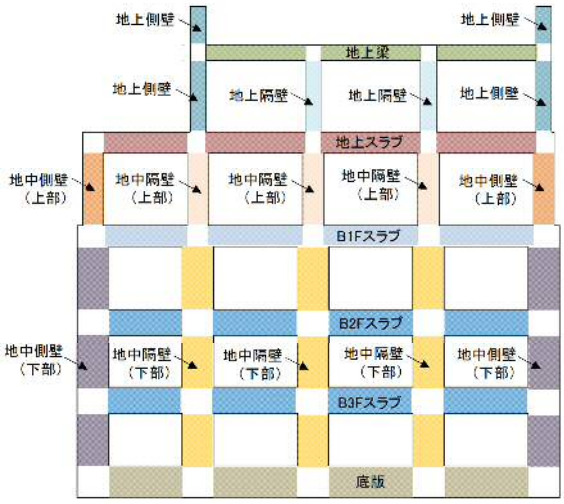
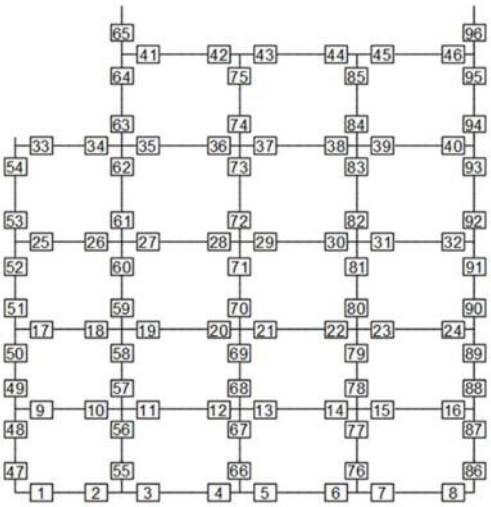
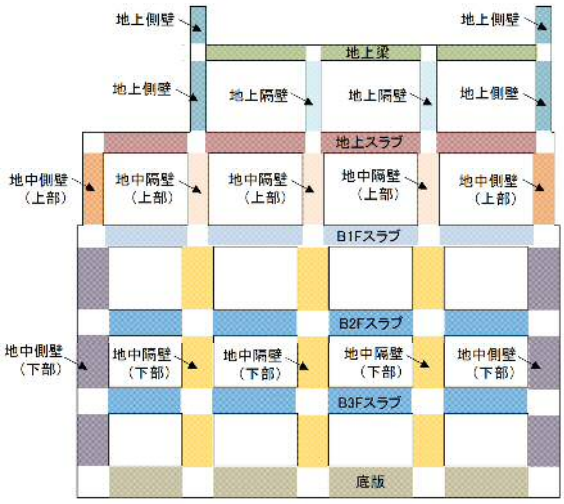


表 4.4－6（14）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
⑥Ss－D1 (Ⅱ－，V＋)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5878	2464	120	435	0.28
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6332	2455	188	435	0.44
	スラブ（B1F）	32	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−3994	1038	192	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2853	441	228	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−352	−2	168	435	0.39
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−4494	2330	76	435	0.18
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1874	695	121	435	0.28
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5556	2732	99	435	0.23
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3194	1136	141	435	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	755	554	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−965	362	135	435	0.32
⑥Ss－D1 (Ⅱ－，V－)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5843	2488	118	435	0.28
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	−6304	2527	184	435	0.43
	スラブ（B1F）	32	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	−3990	1108	189	435	0.44
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	−2843	445	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	−350	−3	167	435	0.39
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−4644	2478	76	435	0.18
	地中側壁（上部）	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	−1867	697	120	435	0.28
	地中隔壁（下部）	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	−5576	2848	96	435	0.23
	地中隔壁（上部）	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3173	1151	139	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	740	516	81	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	−957	366	133	435	0.31

※1　評価位置は下図に示す





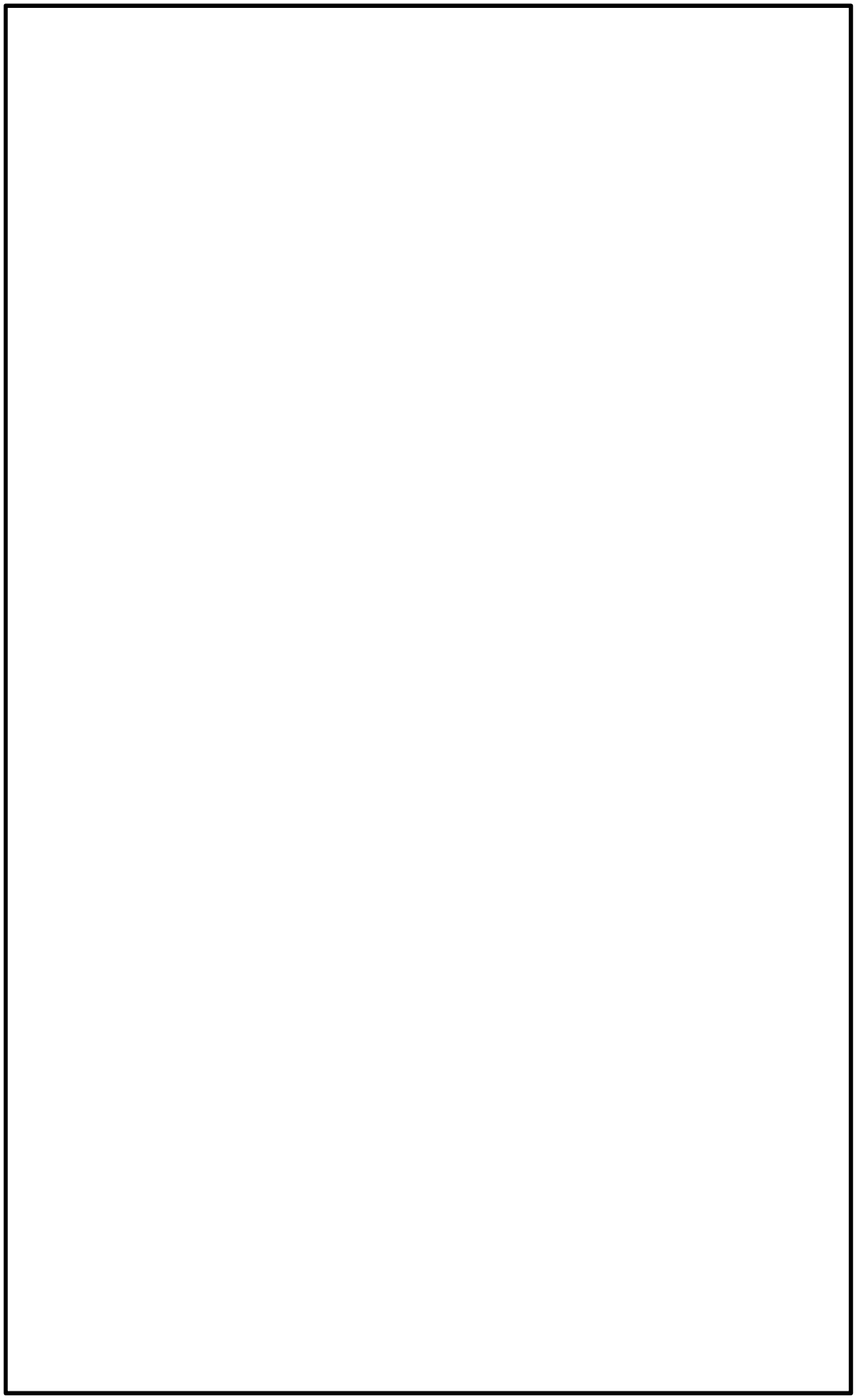
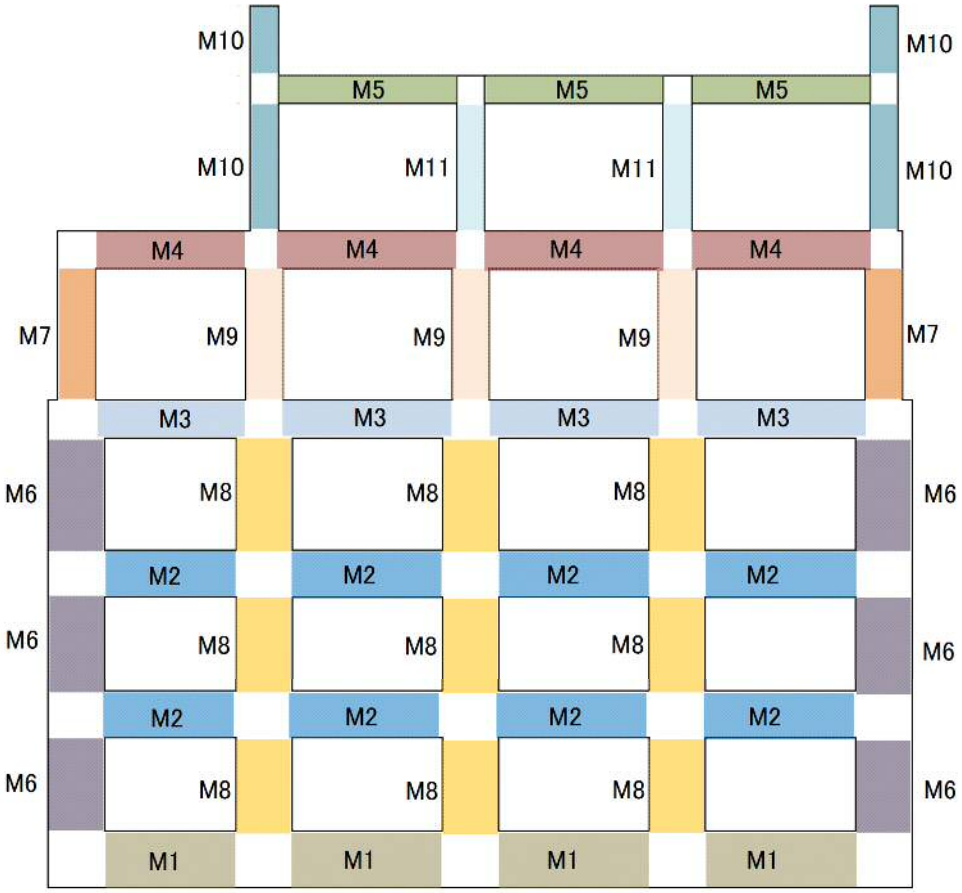


図 4.4－13　概略配筋図

表 4.4－7　断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		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
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(mm^2)
底版	M1	1.000	3.000	0.170	2.830	SD490	51	1	200	10135
B2F,B3Fスラブ	M2	1.000	2.500	0.170	2.330	SD490	51	1	200	10135
B1Fスラブ	M3	1.000	2.000	0.170	1.830	SD490	51	1	200	10135
地上スラブ	M4	1.000	2.000	0.190	1.810	SD490	41	1	200	6700
地上梁	M5	2.000	1.500	0.285	1.215	SD490	38	2	9本	20520
地中側壁（下部）	M6	1.000	3.000	0.170	2.830	SD490	51	1	200	10135
地中側壁（上部）	M7	1.000	2.000	0.170	1.830	SD490	41	1	200	6700
地中隔壁（下部）	M8	1.000	3.000	0.170	2.830	SD490	51	1	200	10135
地中隔壁（上部）	M9	1.000	2.000	0.170	1.830	SD490	51	1	200	10135
地上側壁	M10	1.000	1.500	0.190	1.310	SD490	35	1	200	4783
地上隔壁	M11	1.000	1.500	0.190	1.310	SD490	35	1	200	4783



(2)　構造部材のせん断力に対する評価結果

表 4.4－8 にせん断力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。（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）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。

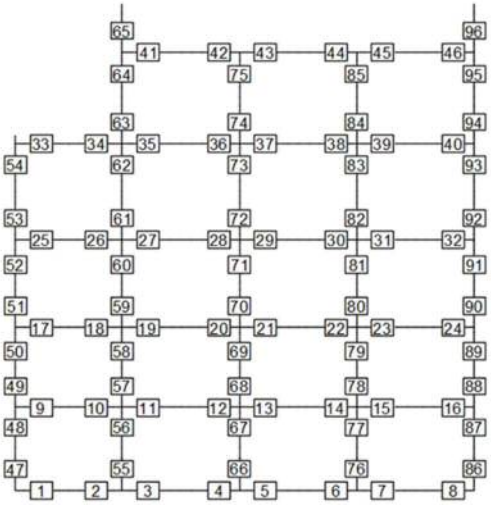
以上より，電源装置置場の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 4.4－14 に概略配筋図を，表 4.4－9 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4－8（1）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①Ss－D1（H+，V+）	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2793	7436	0.38
	スラブ（B2F，B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1643	3479	0.48
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1386	2732	0.51
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	736	1810	0.41
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2026	3738	0.55
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	858	2417	0.36
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2281	4694	0.49
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	898	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	201	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	268	1343	0.20
①Ss－D1（H+，V－）	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2896	7436	0.39
	スラブ（B2F，B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1661	3479	0.48
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1427	2732	0.53
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	749	1810	0.42
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁（下部）	50	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1746	3738	0.47
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	887	2417	0.37
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2307	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	896	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	201	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	271	1343	0.21

※1　評価位置は下図に示す。



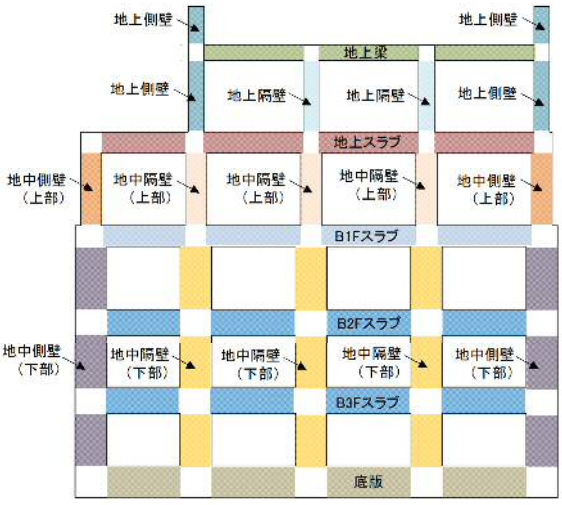
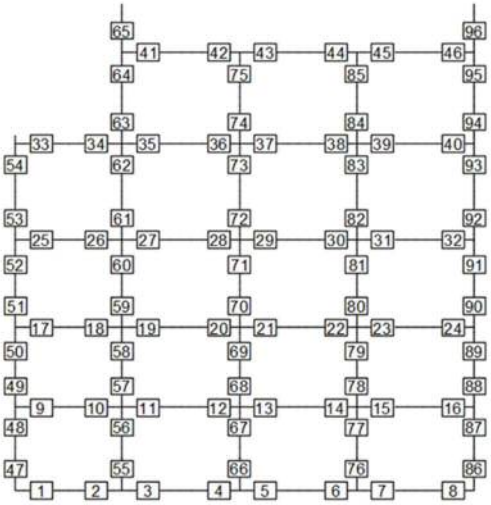


表4.4－8（2）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①Ss－D1（H－，V＋）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3002	7436	0.41
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1706	3479	0.50
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1261	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	804	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	105	292	0.36
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1758	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	930	2417	0.39
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2341	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	907	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	179	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	292	1343	0.22
①Ss－D1（H－，V－）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3086	7436	0.42
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1705	3479	0.50
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1288	2732	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	819	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	106	292	0.37
	地中側壁（下部）	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1785	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	945	2417	0.40
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2326	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	900	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	178	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	289	1343	0.22

※1　評価位置は下図に示す。



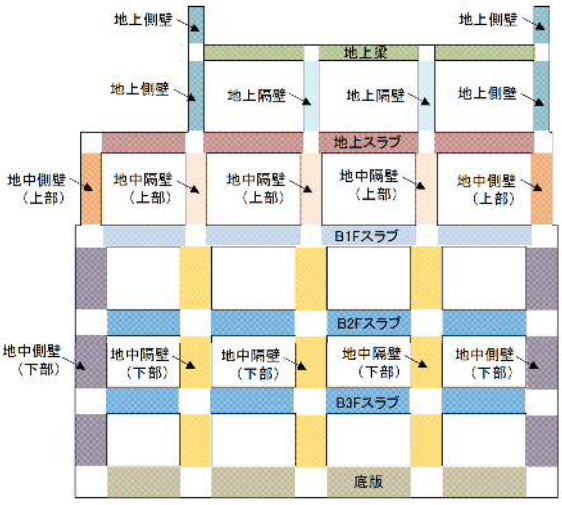
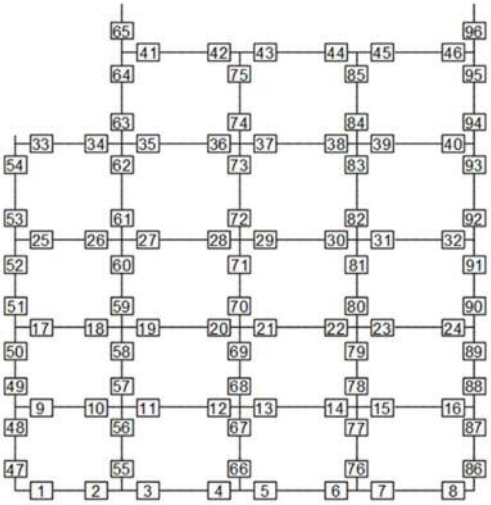


表4.4－8（3）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①Ss－11（H+, V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2403	7436	0.33
	スラブ（B2F, B3F）	14	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	781	3479	0.23
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	890	2732	0.33
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	502	1810	0.28
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	65	292	0.23
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1583	3738	0.43
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	496	2417	0.21
	地中隔壁（下部）	76	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	931	4694	0.20
	地中隔壁（上部）	82	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	391	1877	0.21
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	93	1343	0.07
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	129	1343	0.10
①Ss－12（H+, V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2605	7436	0.36
	スラブ（B2F, B3F）	15	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1245	3479	0.36
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1118	2732	0.41
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	615	1810	0.34
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	76	292	0.27
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1852	3738	0.50
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	716	2417	0.30
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1682	4694	0.36
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	604	1877	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	125	1343	0.10
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	149	1343	0.12

※1　評価位置は下図に示す。



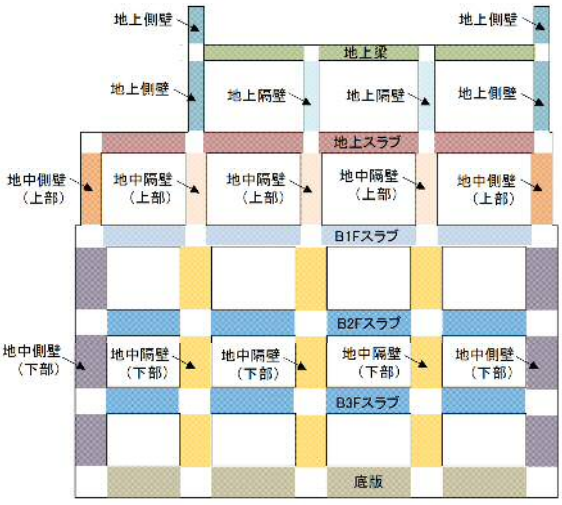
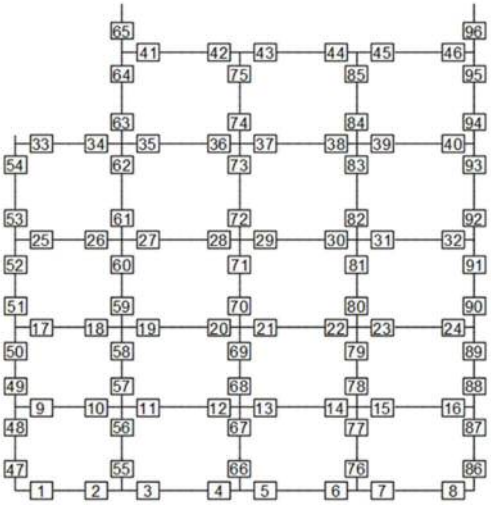


表4.4－8（4）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①Ss－13（H+,V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2629	7436	0.36
	スラブ（B2F,B3F）	15	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1200	3479	0.35
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1098	2732	0.41
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	601	1810	0.34
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	78	292	0.27
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1772	3738	0.48
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	718	2417	0.30
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1640	4694	0.35
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	572	1877	0.31
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	117	1343	0.09
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	156	1343	0.12
①Ss－14（H+,V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2505	7436	0.34
	スラブ（B2F,B3F）	11	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	903	3479	0.26
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	949	2732	0.35
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	520	1810	0.29
	地上梁	44	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	64	292	0.22
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1568	3738	0.42
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	567	2417	0.24
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1160	4694	0.25
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	436	1877	0.24
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	91	1343	0.07
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	107	1343	0.08

※1　評価位置は下図に示す。



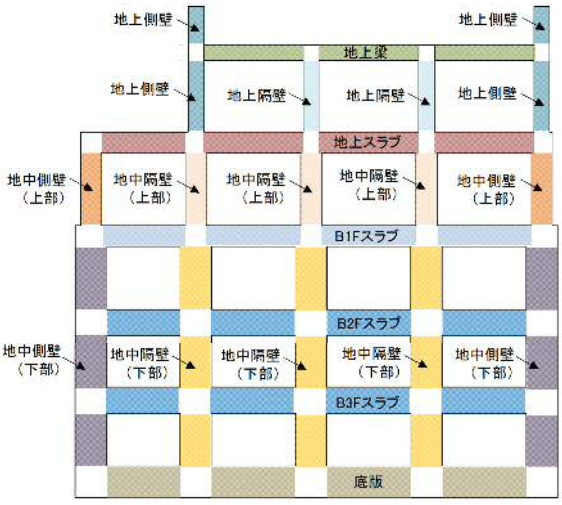
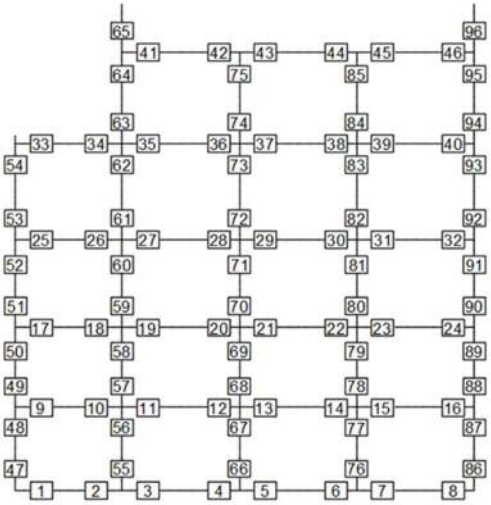


表4.4－8（5）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①Ss－21（H+,V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3068	7436	0.42
	スラブ（B2F,B3F）	14	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1363	3479	0.40
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1244	2732	0.46
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	738	1810	0.41
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	102	292	0.35
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1773	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	868	2417	0.36
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1840	4694	0.40
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	745	1877	0.40
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	182	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	263	1343	0.20
①Ss－22（H+,V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2791	7436	0.38
	スラブ（B2F,B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1220	3479	0.36
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1277	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	735	1810	0.41
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	102	292	0.35
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2036	3738	0.55
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	809	2417	0.34
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1540	4694	0.33
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	734	1877	0.40
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	191	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	259	1343	0.20

※1　評価位置は下図に示す。



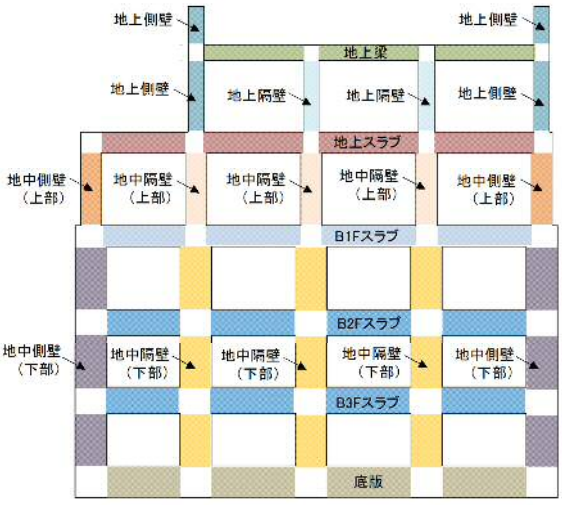
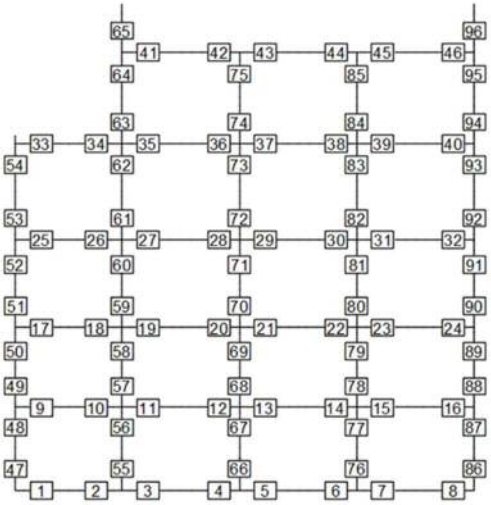


表4.4－8（6）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①S_s－31（H＋,V＋）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2976	7436	0.41
	スラブ（B2F,B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1631	3479	0.47
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1212	2732	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	769	1810	0.43
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	96	292	0.33
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1794	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	982	2417	0.41
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2285	4694	0.49
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	842	1877	0.45
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	166	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	246	1343	0.19
①S_s－31（H－,V＋）	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2751	7436	0.37
	スラブ（B2F,B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1588	3479	0.46
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1404	2732	0.52
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	723	1810	0.40
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	94	292	0.33
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1860	3738	0.50
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	952	2417	0.40
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2212	4694	0.48
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	854	1877	0.46
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	175	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	231	1343	0.18

※1　評価位置は下図に示す。



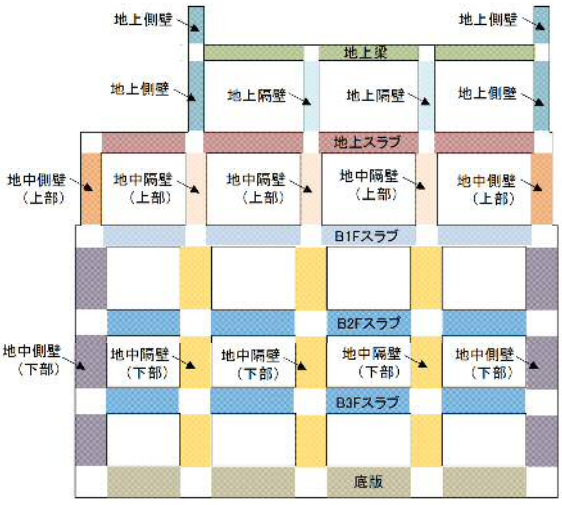
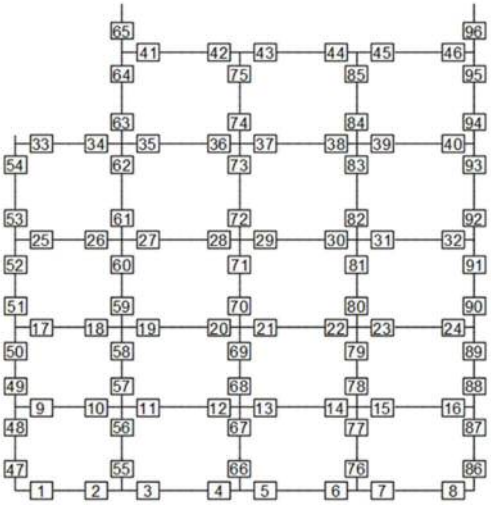


表4.4－8（7）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
②S_s－D1（H+, V+）	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2831	7436	0.39
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1654	3479	0.48
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1377	2732	0.51
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	736	1810	0.41
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	102	292	0.35
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2012	3738	0.54
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	860	2417	0.36
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2310	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	889	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	200	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	268	1343	0.20
②S_s－D1（H−, V+）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2987	7436	0.41
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1724	3479	0.50
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1264	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	805	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	104	292	0.36
	地中側壁（下部）	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1799	3738	0.49
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	924	2417	0.39
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2326	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	900	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	177	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	290	1343	0.22

※1　評価位置は下図に示す。



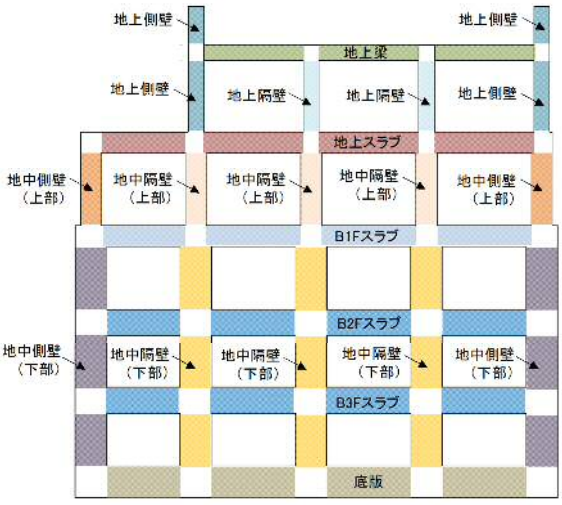
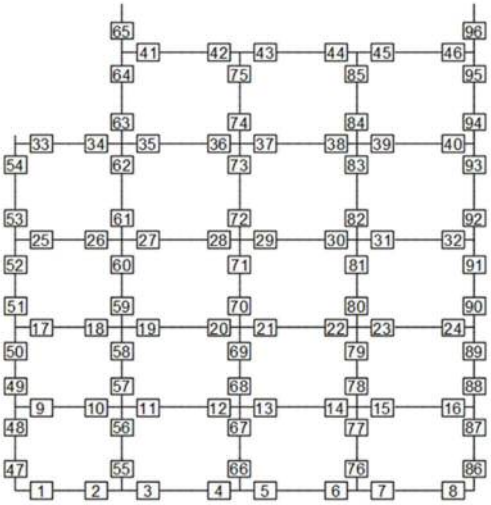


表4.4－8（8）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
②S_s－D1（H－，V－）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3092	7436	0.42
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1734	3479	0.50
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1293	2732	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	826	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	106	292	0.37
	地中側壁（下部）	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1850	3738	0.50
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	945	2417	0.40
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2319	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	898	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	175	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	290	1343	0.22
③S_s－D1（H＋，V＋）	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2776	7436	0.38
	スラブ（B2F，B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1635	3479	0.47
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1400	2732	0.52
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	752	1810	0.42
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2023	3738	0.55
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	889	2417	0.37
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2291	4694	0.49
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	908	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	201	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	272	1343	0.21

※1　評価位置は下図に示す。



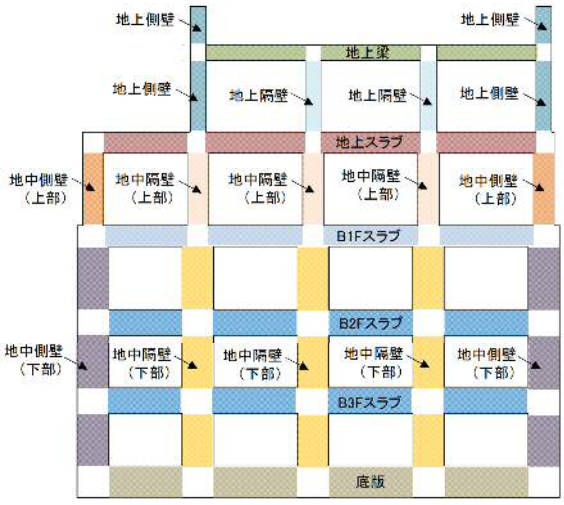
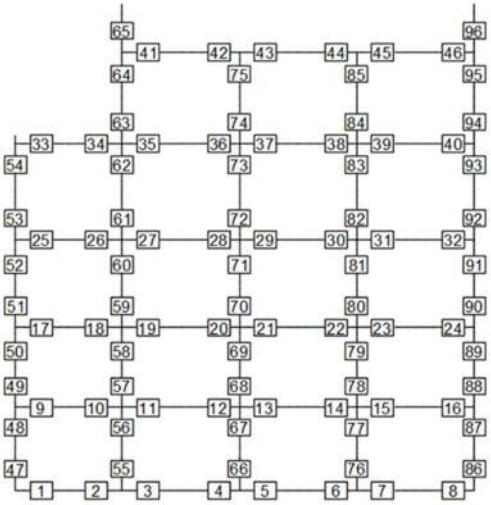


表4.4－8（9）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
③S_s－D1（H－，V＋）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2996	7436	0.41
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1737	3479	0.50
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1278	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	816	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	105	292	0.36
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1757	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	951	2417	0.40
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2359	4694	0.51
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	919	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	179	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	293	1343	0.22
③S_s－D1（H－，V－）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3082	7436	0.42
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1735	3479	0.50
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1287	2732	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	830	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	106	292	0.37
	地中側壁（下部）	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1741	3738	0.47
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	965	2417	0.40
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2349	4694	0.51
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	914	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	178	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	292	1343	0.22

※1　評価位置は下図に示す。



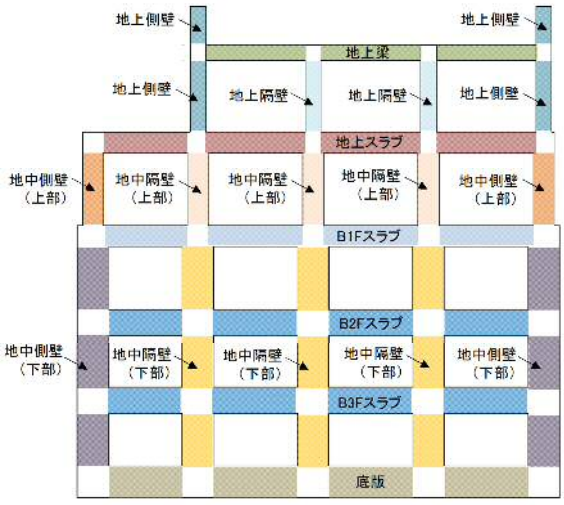
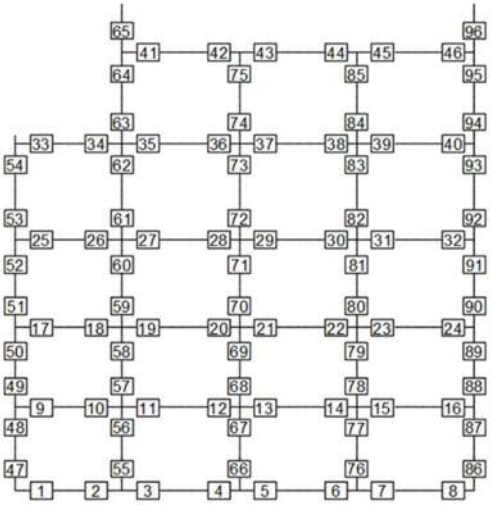


表4.4－8（10）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
④S_s－D1 (H+, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3276	7436	0.45
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2351	3479	0.68
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1664	2732	0.61
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	916	1810	0.51
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	125	292	0.43
	地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2194	3738	0.59
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1151	2417	0.48
	地中隔壁（下部）	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3354	4694	0.72
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1188	1877	0.64
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	248	1343	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	357	1343	0.27
④S_s－D1 (H+, V−)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3440	7436	0.47
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2365	3479	0.68
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1712	2732	0.63
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	942	1810	0.53
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	127	292	0.44
	地中側壁（下部）	88	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2224	3738	0.60
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1181	2417	0.49
	地中隔壁（下部）	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3361	4694	0.72
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1185	1877	0.64
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	247	1343	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	353	1343	0.27

※1　評価位置は下図に示す。



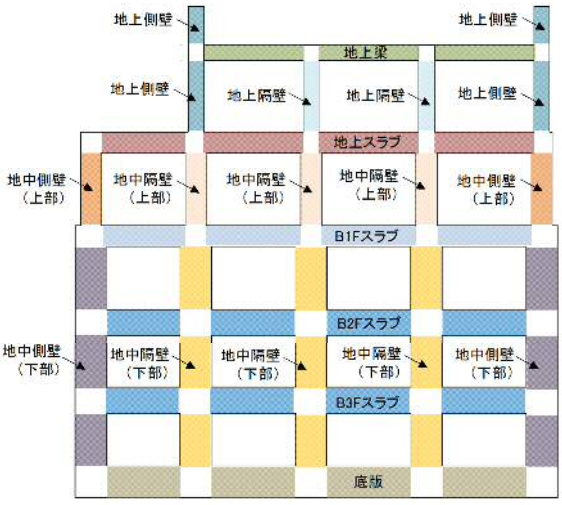
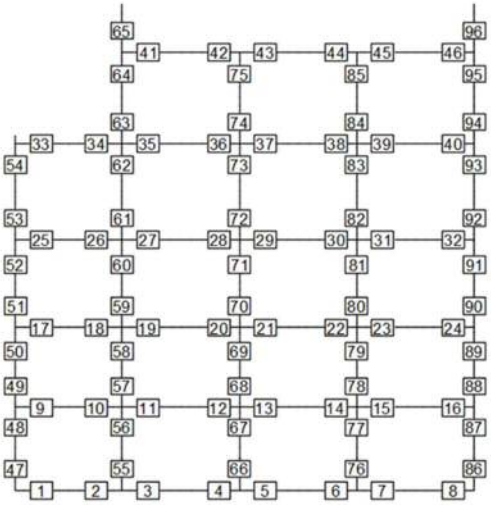


表4.4－8（11）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
④S_s－D1（H－，V＋）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3546	7436	0.48
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2332	3479	0.68
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1630	2732	0.60
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	983	1810	0.55
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	120	292	0.42
	地中側壁（下部）	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2120	3738	0.57
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1190	2417	0.50
	地中隔壁（下部）	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3213	4694	0.69
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1196	1877	0.64
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	216	1343	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	363	1343	0.28
④S_s－D1（H－，V－）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3729	7436	0.51
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2365	3479	0.68
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1674	2732	0.62
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	1029	1810	0.57
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	127	292	0.44
	地中側壁（下部）	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2185	3738	0.59
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1237	2417	0.52
	地中隔壁（下部）	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3235	4694	0.69
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1209	1877	0.65
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	216	1343	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	370	1343	0.28

※1　評価位置は下図に示す。



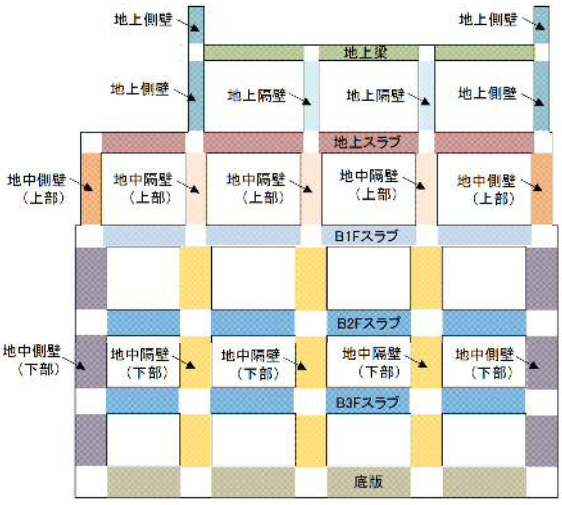
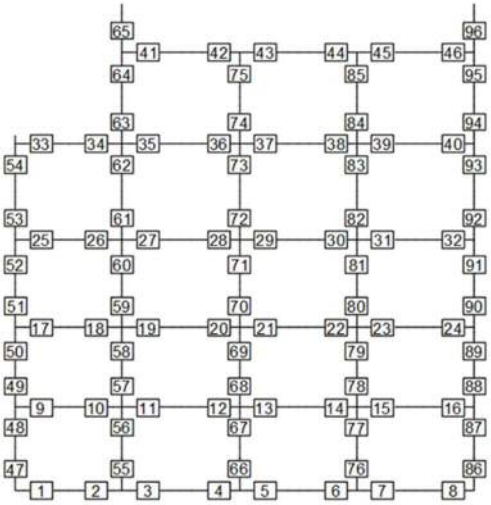


表4.4－8（12）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
⑤S_s－D1（H＋，V＋）	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2770	7436	0.38
	スラブ（B2F，B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1660	3479	0.48
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1469	2732	0.54
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	754	1810	0.42
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2071	3738	0.56
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	994	2417	0.42
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2280	4694	0.49
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	944	1877	0.51
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	202	1343	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	270	1343	0.21
⑤S_s－D1（H－，V＋）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2995	7436	0.41
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1713	3479	0.50
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1276	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	811	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	105	292	0.36
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1835	3738	0.50
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1038	2417	0.43
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2350	4694	0.51
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	932	1877	0.50
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	177	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	286	1343	0.22

※1　評価位置は下図に示す。



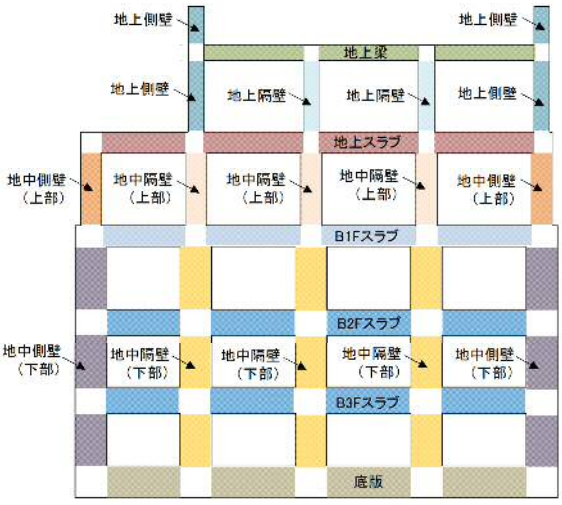
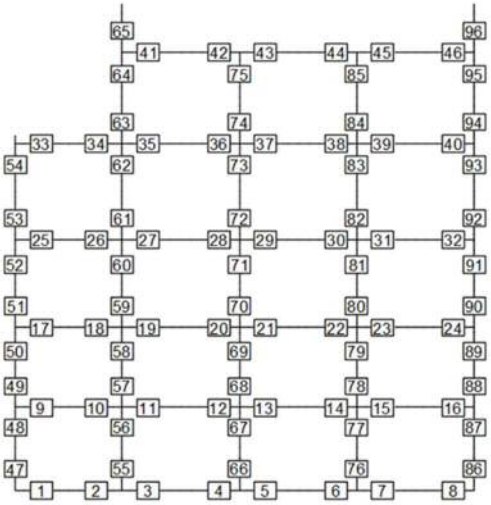


表4.4－8（13）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
⑤Ss－D1 (H－, V－)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3043	7436	0.41
	スラブ（B2F, B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1712	3479	0.50
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1281	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	818	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	104	292	0.36
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1774	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1063	2417	0.44
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2345	4694	0.50
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	927	1877	0.50
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	174	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	284	1343	0.22
⑥Ss－D1 (H＋, V＋)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2761	7436	0.38
	スラブ（B2F, B3F）	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1626	3479	0.47
	スラブ（B1F）	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1451	2732	0.54
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	750	1810	0.42
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	101	292	0.35
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2095	3738	0.57
	地中側壁（上部）	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	980	2417	0.41
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2281	4694	0.49
	地中隔壁（上部）	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	927	1877	0.50
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	198	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	265	1343	0.20

※1　評価位置は下図に示す。



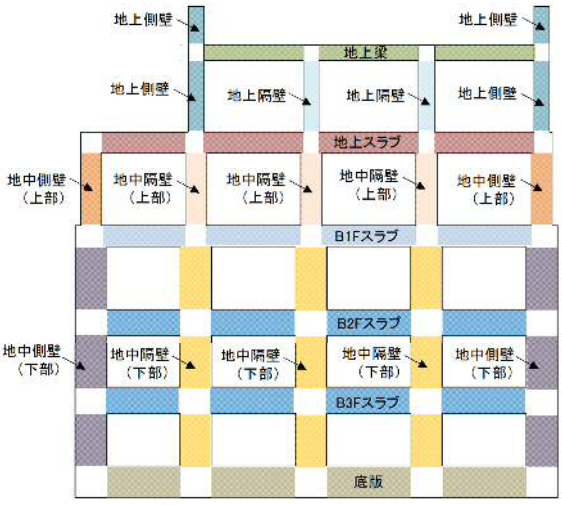
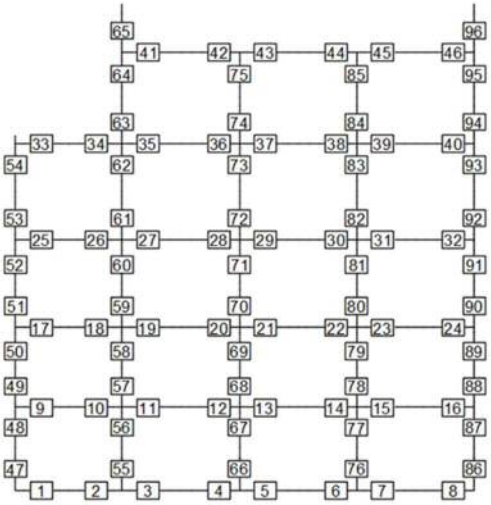
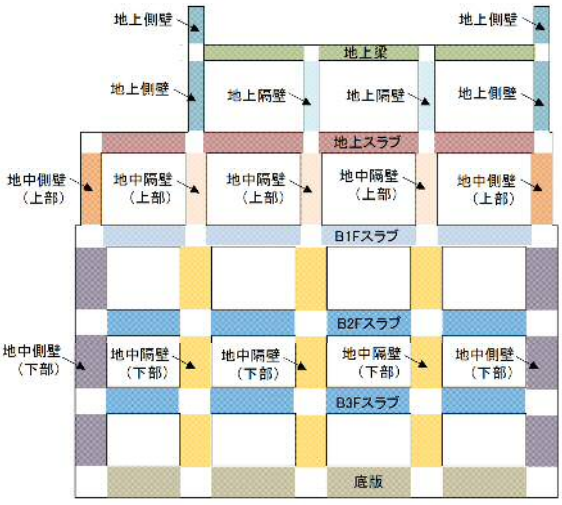


表4.4－8（14）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
⑥S_s－D1（H－，V＋）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2986	7436	0.41
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1704	3479	0.49
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1267	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	806	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁（下部）	47	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1851	3738	0.50
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1026	2417	0.43
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2358	4694	0.51
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	917	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	174	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	282	1343	0.21
⑥S_s－D1（H－，V－）	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3024	7436	0.41
	スラブ（B2F，B3F）	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1701	3479	0.49
	スラブ（B1F）	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1268	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	810	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁（下部）	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1774	3738	0.48
	地中側壁（上部）	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1049	2417	0.44
	地中隔壁（下部）	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2353	4694	0.51
	地中隔壁（上部）	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	911	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	171	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	279	1343	0.21

※1　評価位置は下図に示す。





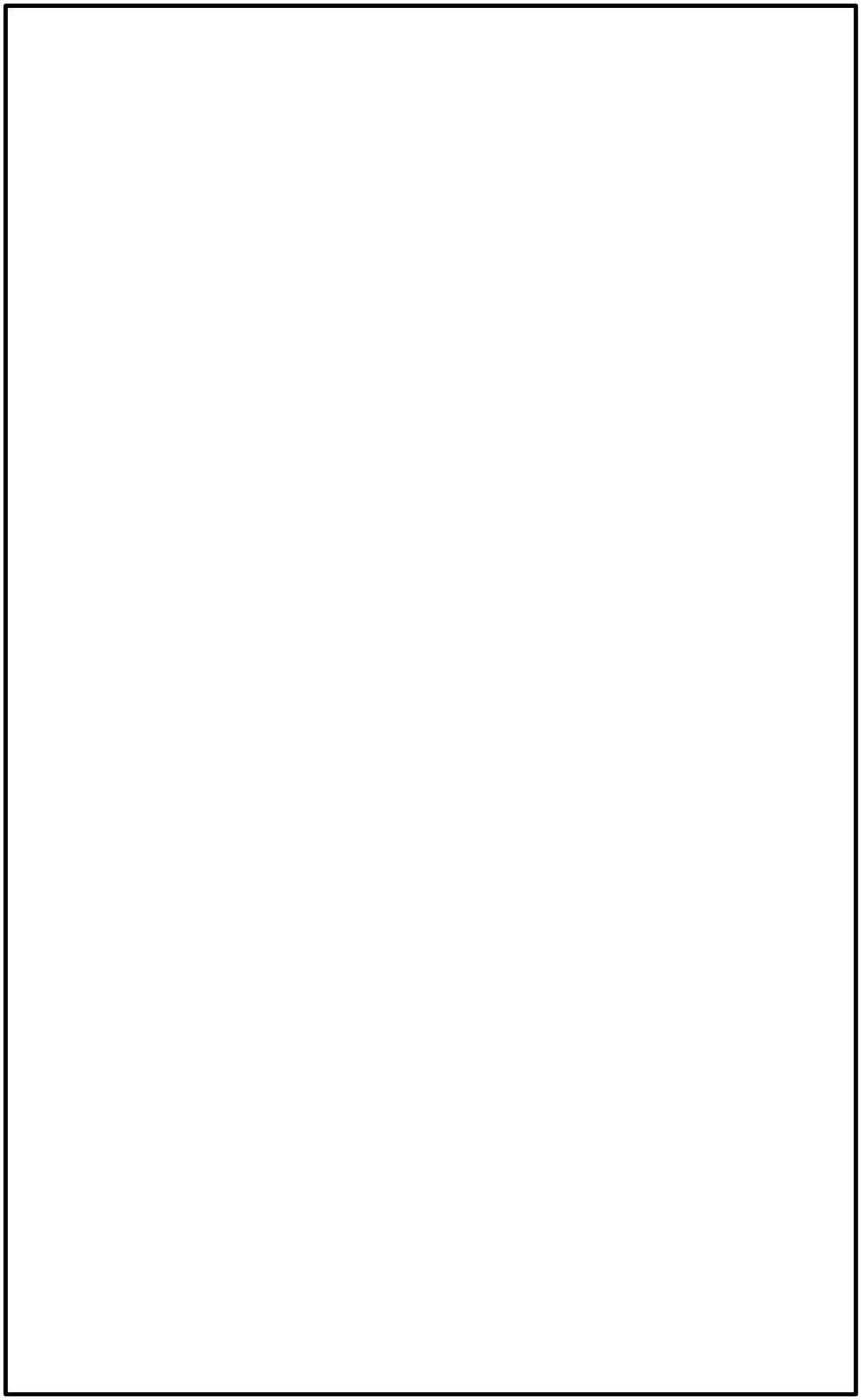
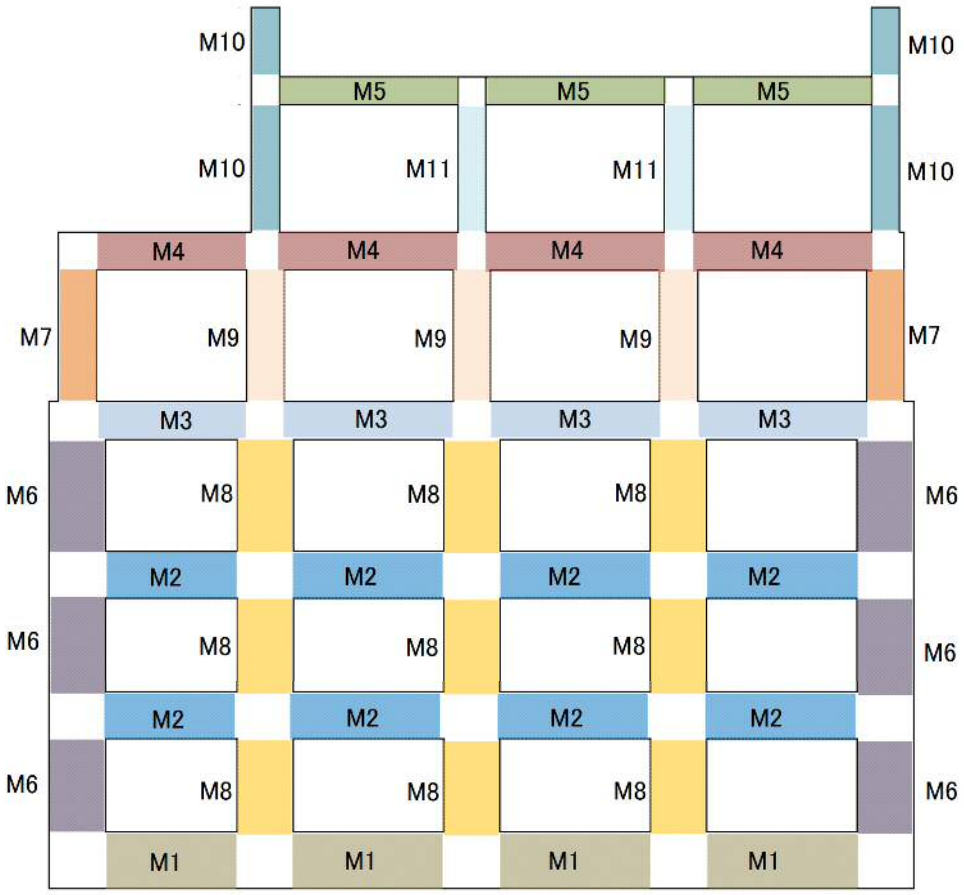


図 4.4－14　概略配筋図

表 4.4－9　断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

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)	(mm^2)
底版	M1	1.000	3.000	0.170	2.830	SD390	25	200	300	2534
B2F,B3Fスラブ	M2	1.000	2.500	0.170	2.330	SD390	25	400	300	1267
B1Fスラブ	M3	1.000	2.000	0.170	1.830	SD390	25	400	300	1267
地上スラブ	M4	1.000	2.000	0.190	1.810	SD390	19	400	300	716
地上梁	M5	2.000	1.500	0.285	1.215	SD390	19	4本	200	1146
地中側壁（下部）	M6	1.000	3.000	0.170	2.830	SD390	19	400	200	716
地中側壁（上部）	M7	1.000	2.000	0.170	1.830	SD390	19	400	200	716
地中隔壁（下部）	M8	1.000	3.000	0.170	2.830	SD390	22	400	200	968
地中隔壁（上部）	M9	1.000	2.000	0.170	1.830	SD390	16	400	200	497
地上側壁	M10	1.000	1.500	0.190	1.310	SD390	16	400	200	497
地上隔壁	M11	1.000	1.500	0.190	1.310	SD390	16	400	200	497



(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

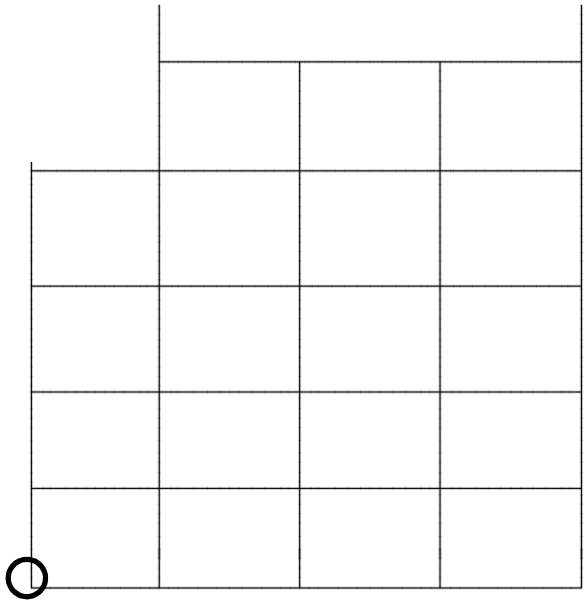
表 4.4－10 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 4.4－15 に接地圧分布図を示す。

電源装置置場の最大接地圧は，④Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）で 1809 kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度 6040 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 4.4－10　基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース			最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
①	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	1326	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	1460	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	1338	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	1345	6040
	Ｓ$_s$－１１	Ｈ＋，Ｖ＋	1172	6040
	Ｓ$_s$－１２	Ｈ＋，Ｖ＋	1180	6040
	Ｓ$_s$－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	1142	6040
	Ｓ$_s$－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	1059	6040
	Ｓ$_s$－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	1228	6040
	Ｓ$_s$－２２	Ｈ＋，Ｖ＋	1292	6040
	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	1147	6040
	Ｓ$_s$－３１	Ｈ－，Ｖ＋	1221	6040
②	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	1361	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	1383	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	1359	6040
③	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	1304	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	1277	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	1311	6040
④	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	1758	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	1809	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	1641	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	1742	6040
⑤	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	1278	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	1169	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	1266	6040
⑥	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	1267	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	1164	6040
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	1254	6040



最大接地圧発生位置
（④Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））

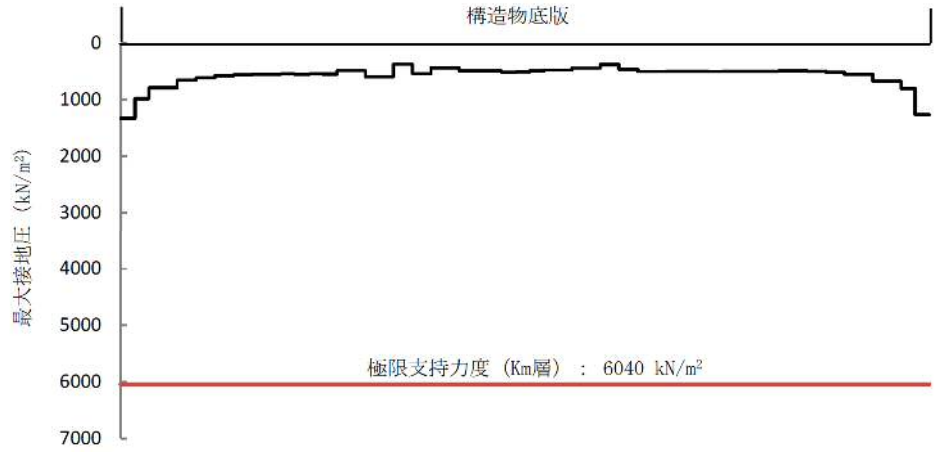


図 4.4－15（1）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

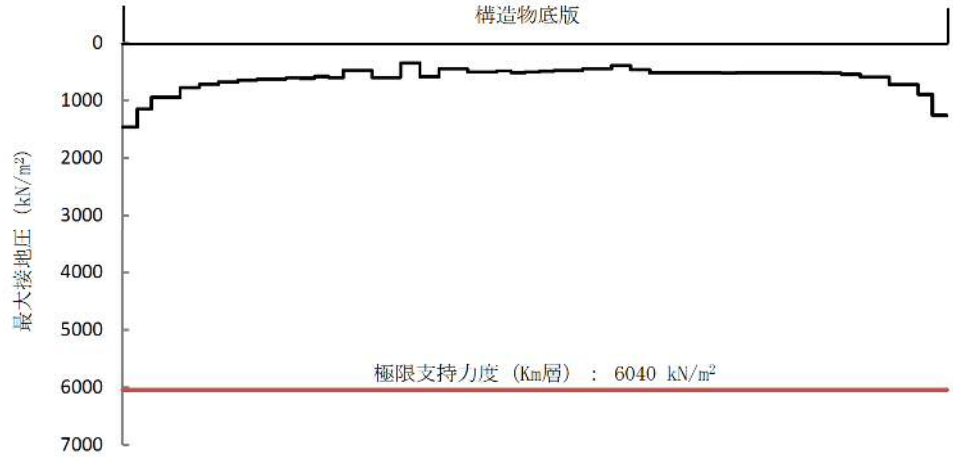


図 4.4－15（2）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

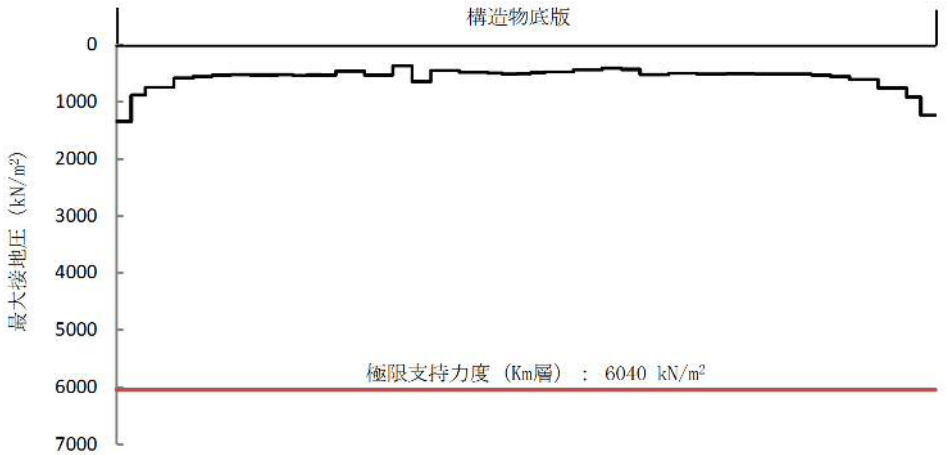


図 4.4－15（3）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

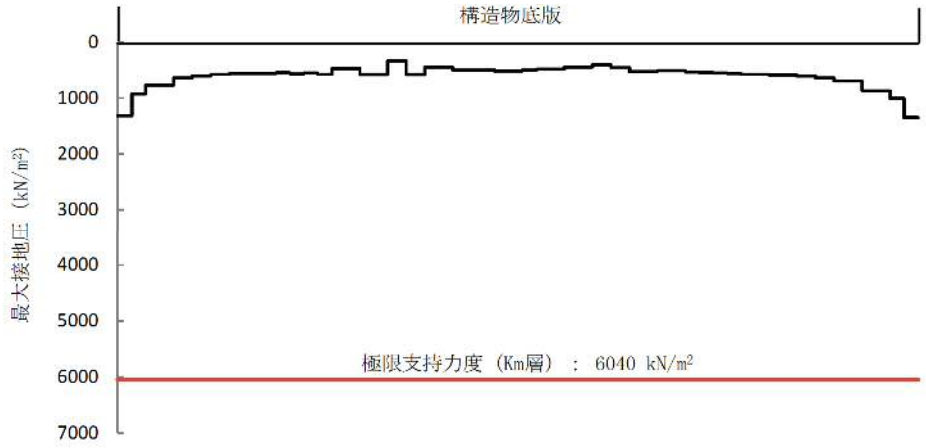


図 4.4－15（4）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

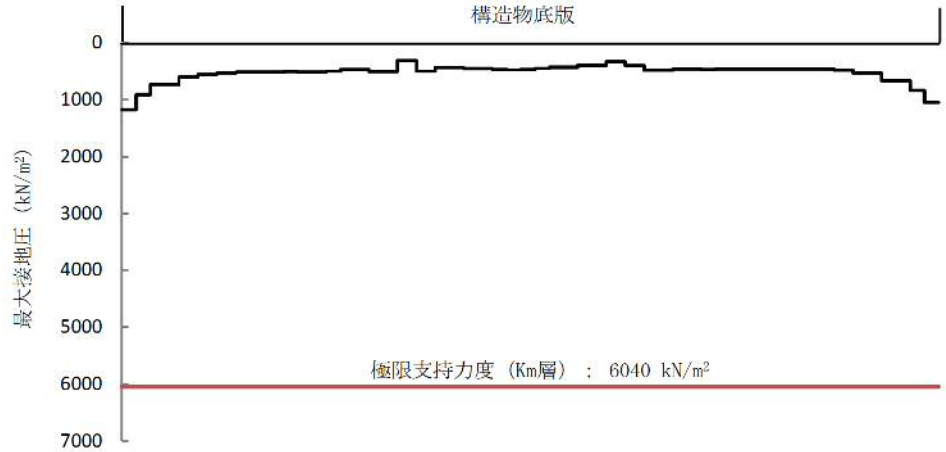


図 4.4－15（5）　接地圧分布図（Ｓｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

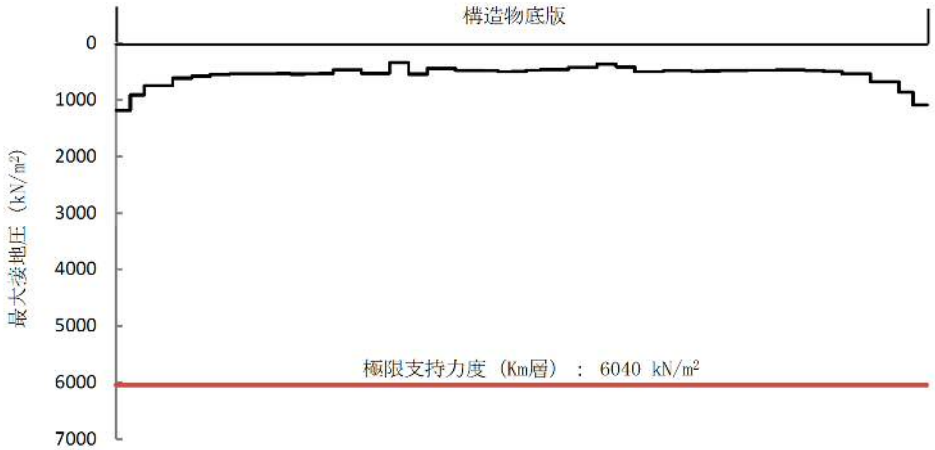


図 4.4－15（6）　接地圧分布図（Ｓｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

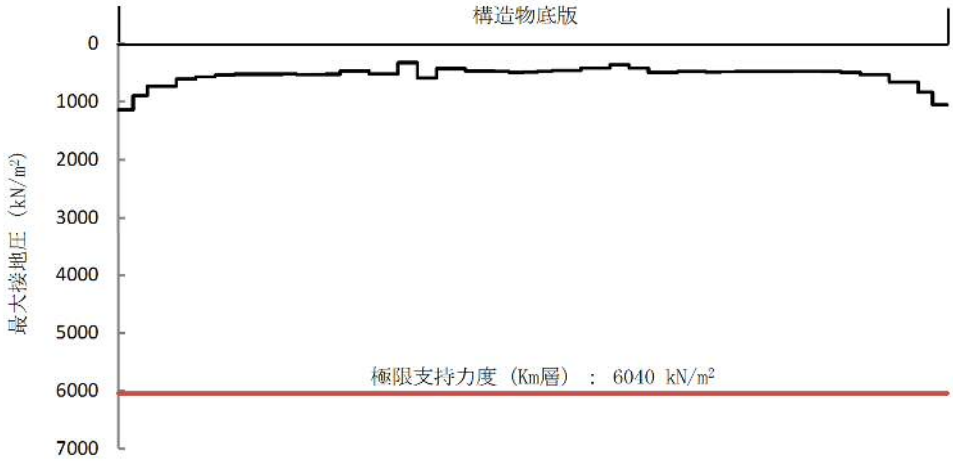


図 4.4－15（7）　接地圧分布図（Ｓｓ－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

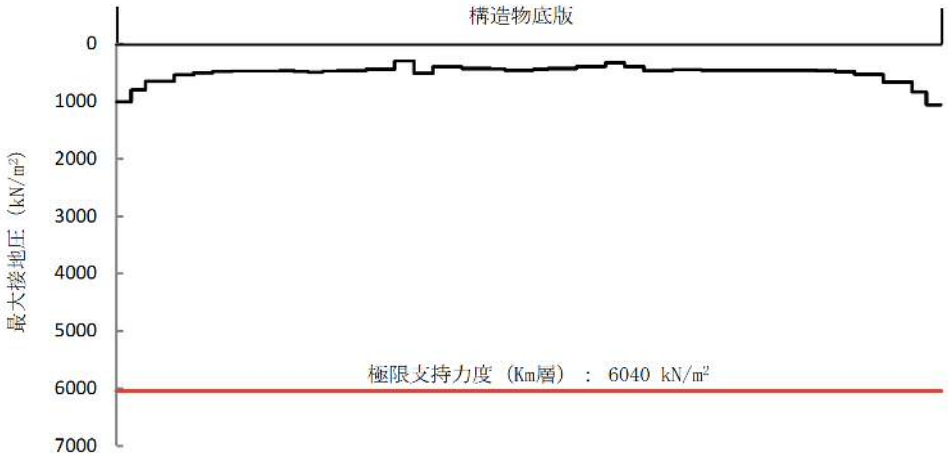


図 4.4－15（8）　接地圧分布図（Ｓｓ－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

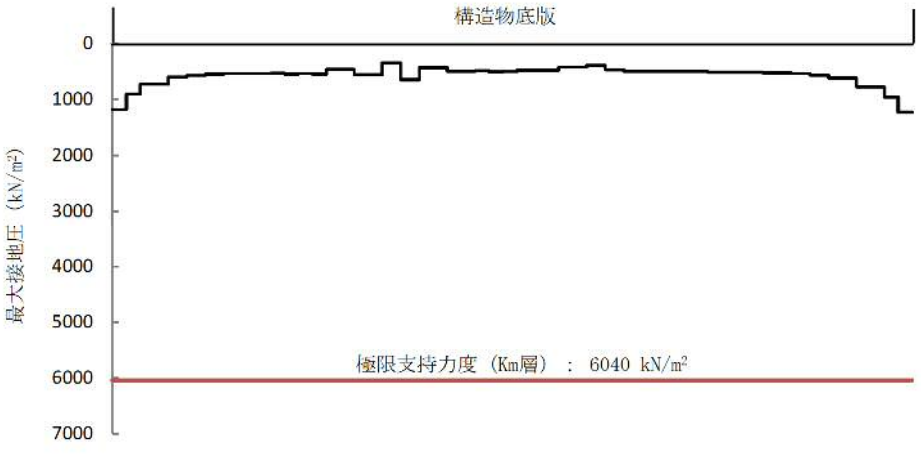


図 4.4－15（9）　接地圧分布図（Ｓｓ－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

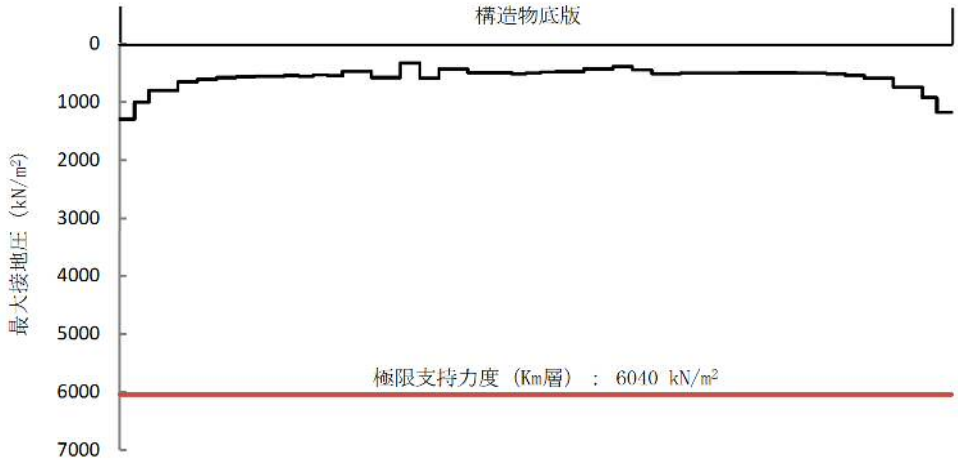


図 4.4－15（10）　接地圧分布図（Ｓｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

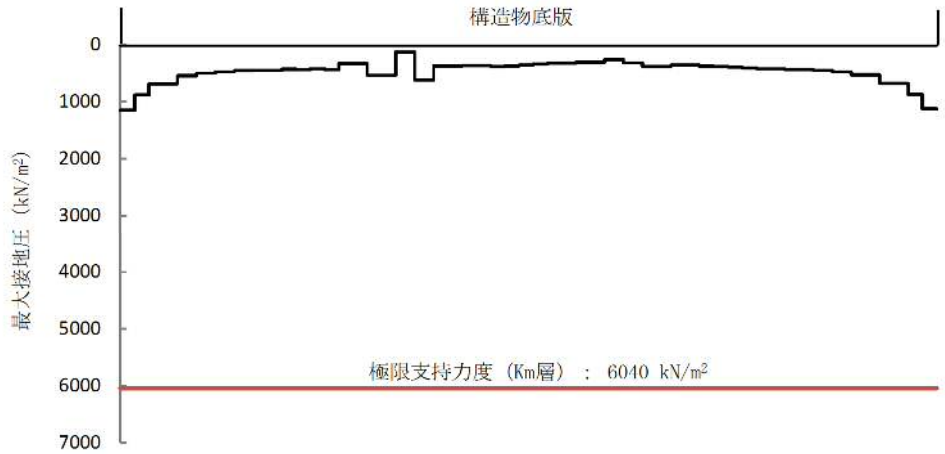


図 4.4－15（11）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

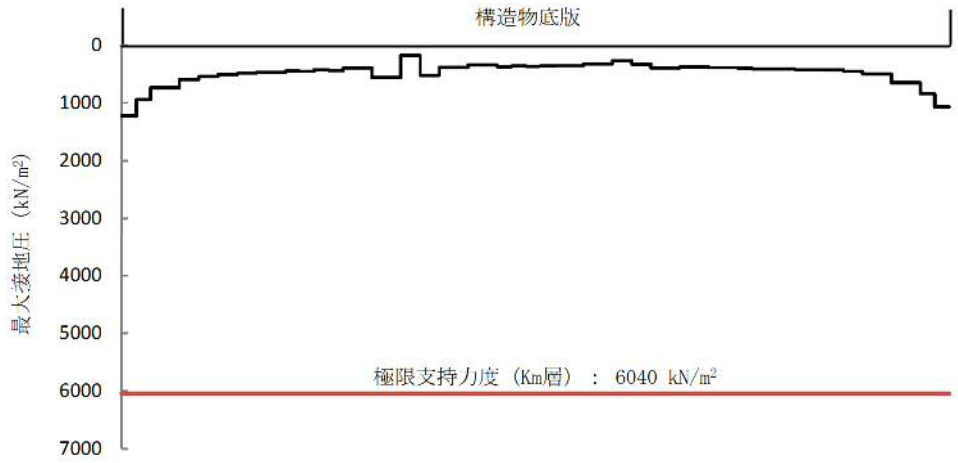


図 4.4－15（12）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

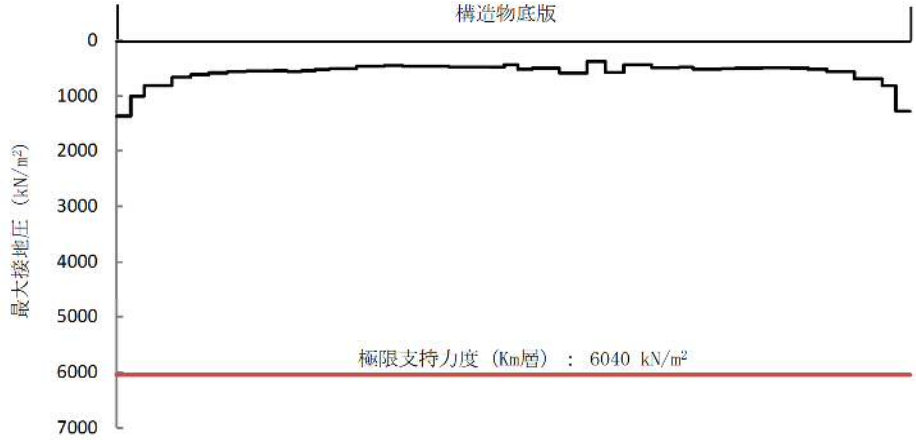


図 4.4－15（13）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

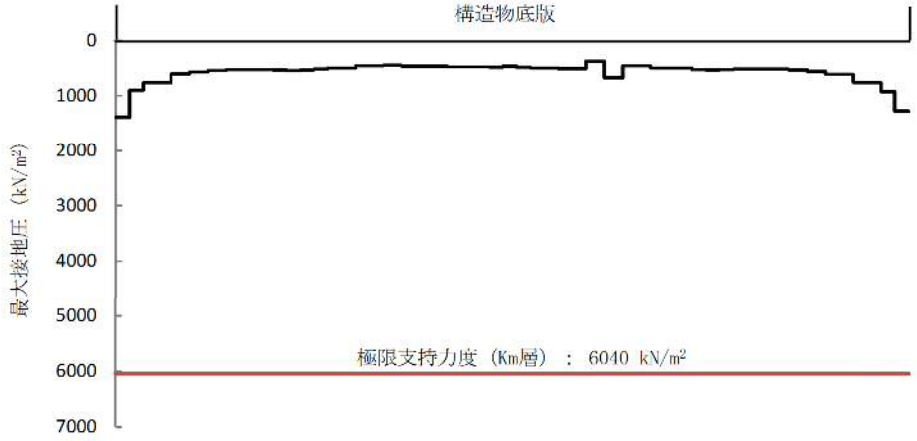


図 4.4－15（14）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

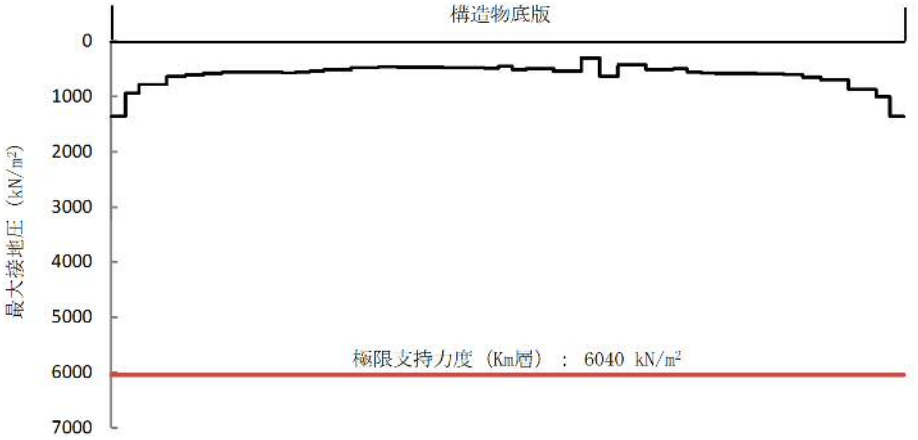


図 4.4－15（15）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

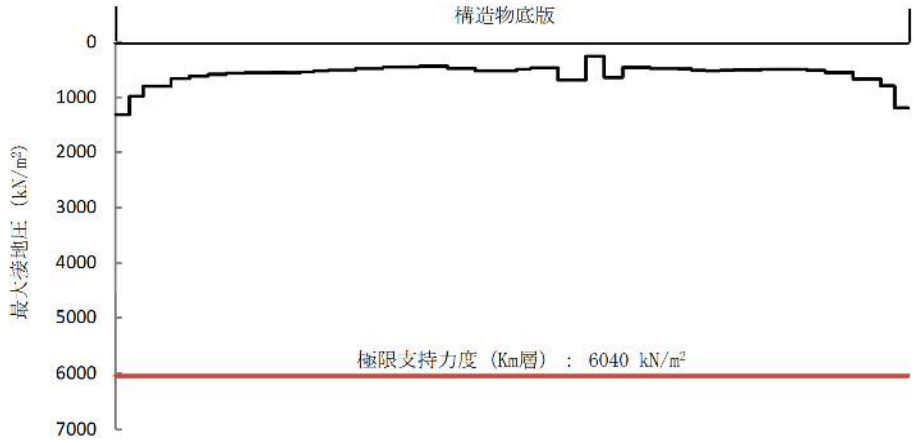


図 4.4－15（16）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

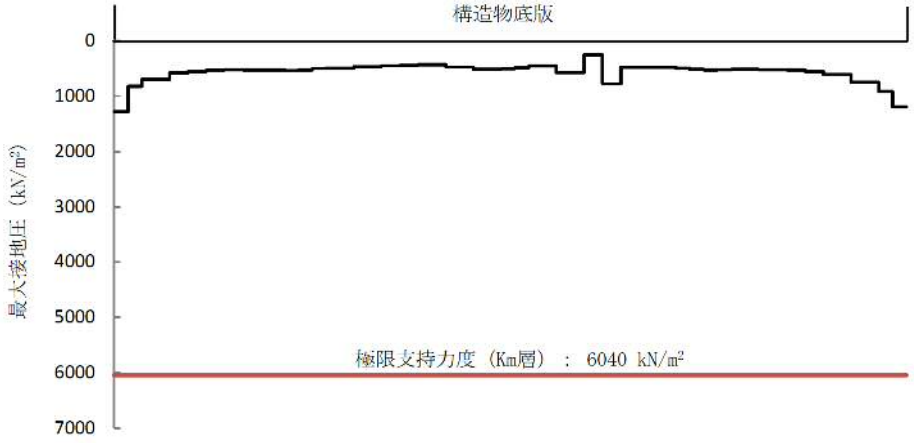


図 4.4－15（17）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

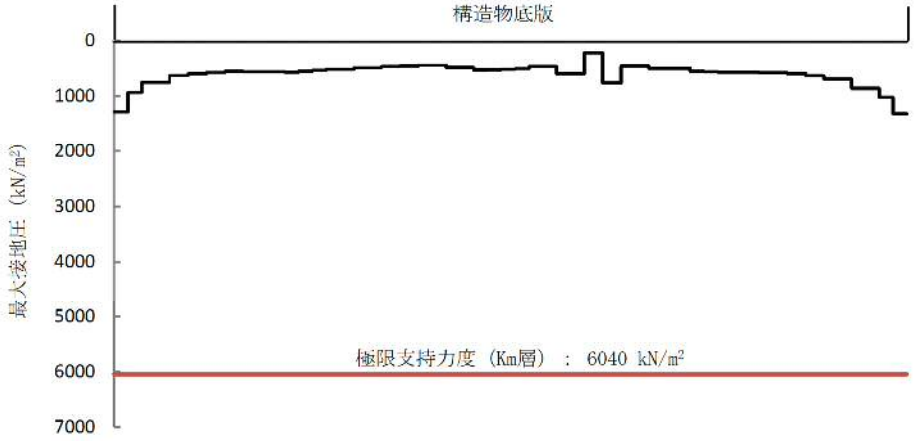


図 4.4－15（18）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

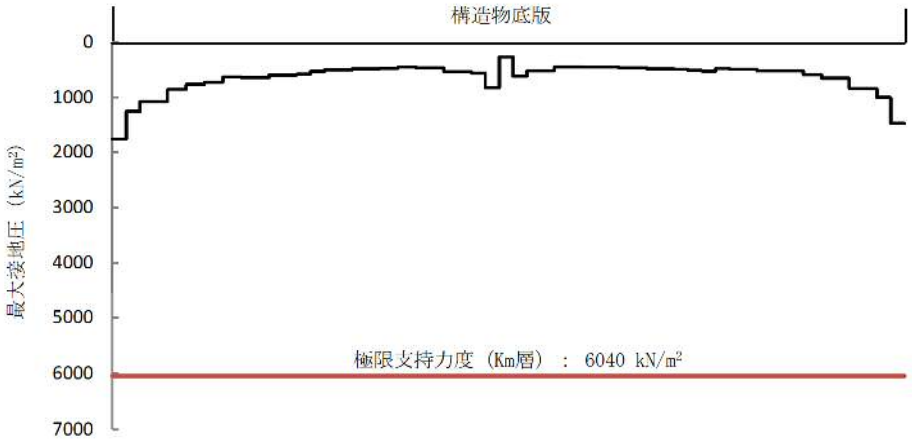


図 4.4－15（19）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

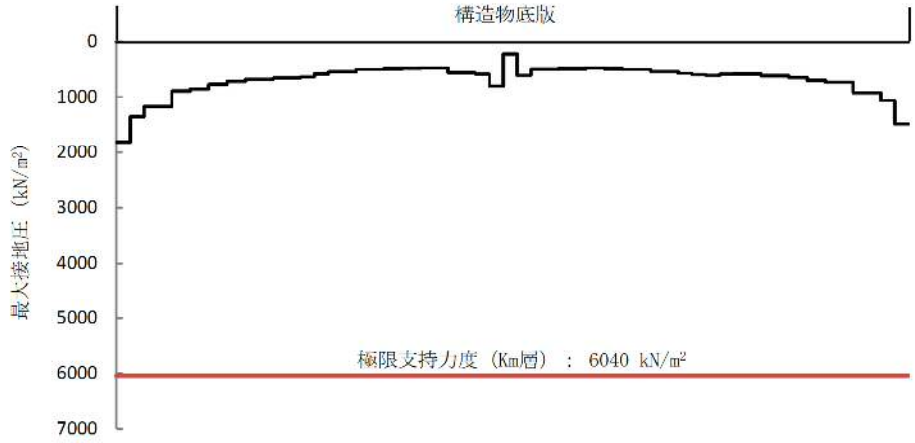


図 4.4－15（20）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

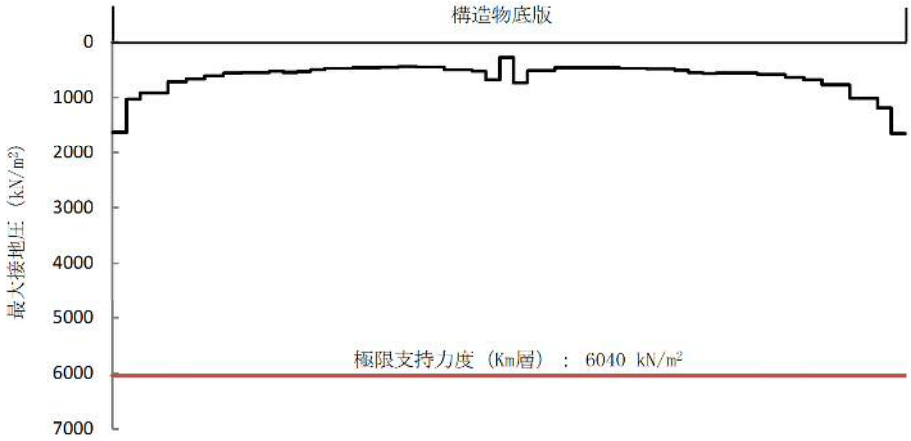


図 4.4－15（21）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

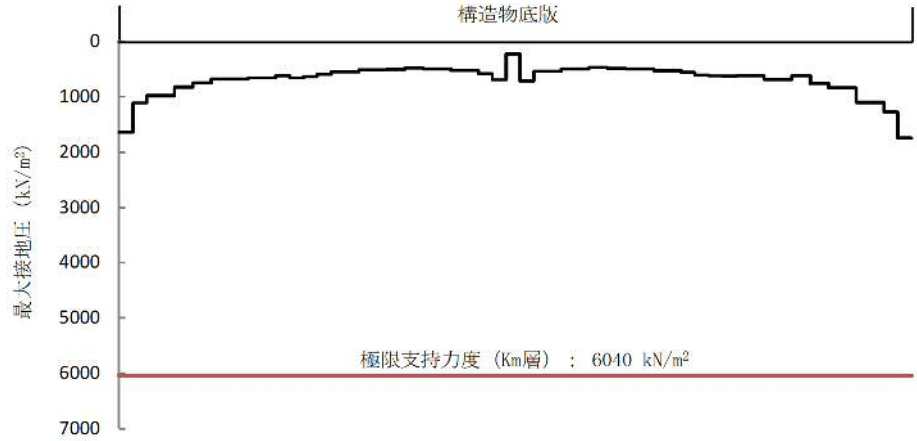


図 4.4－15（22）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

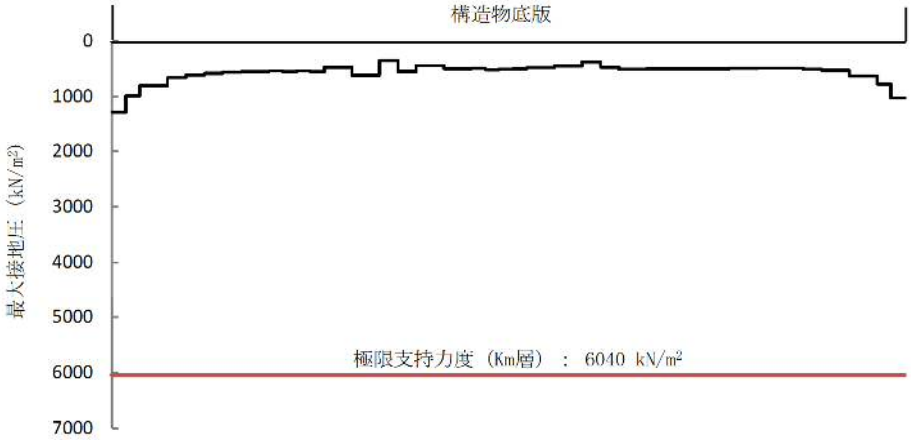


図 4.4－15（23）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース）

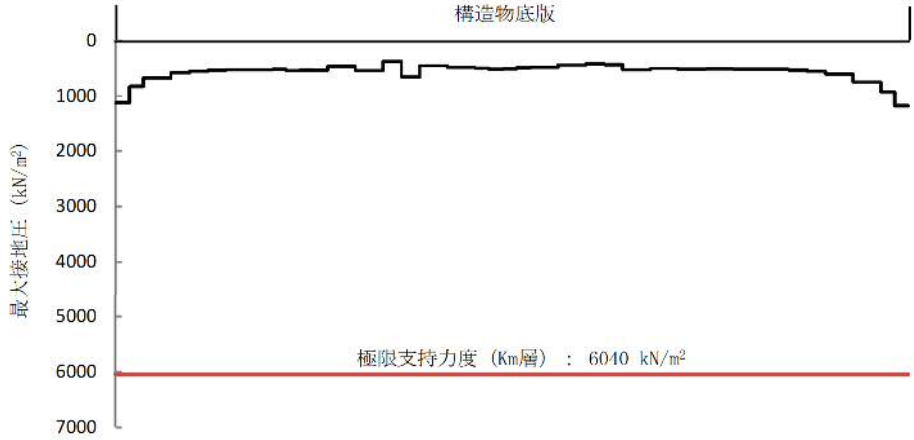


図 4.4－15（24）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース）

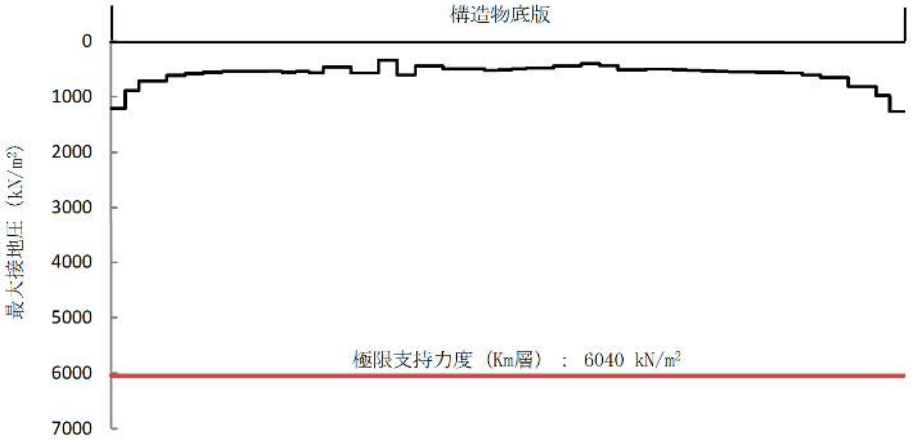


図 4.4－15（25）　接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース）

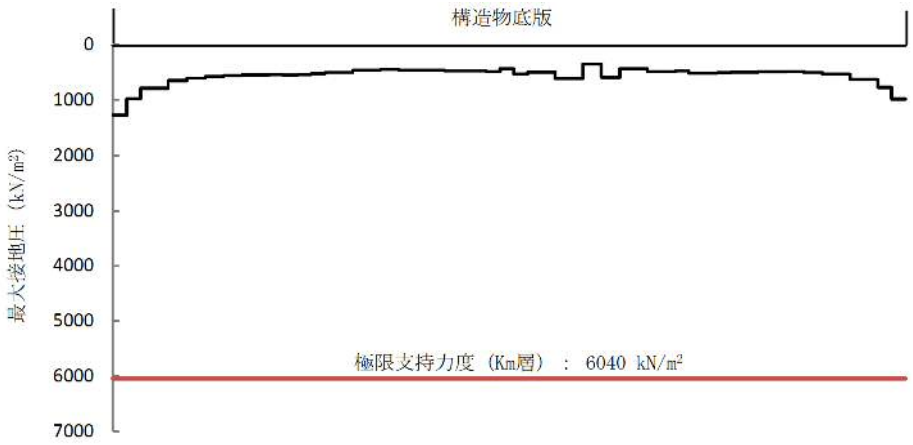


図 4.4－15（26）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

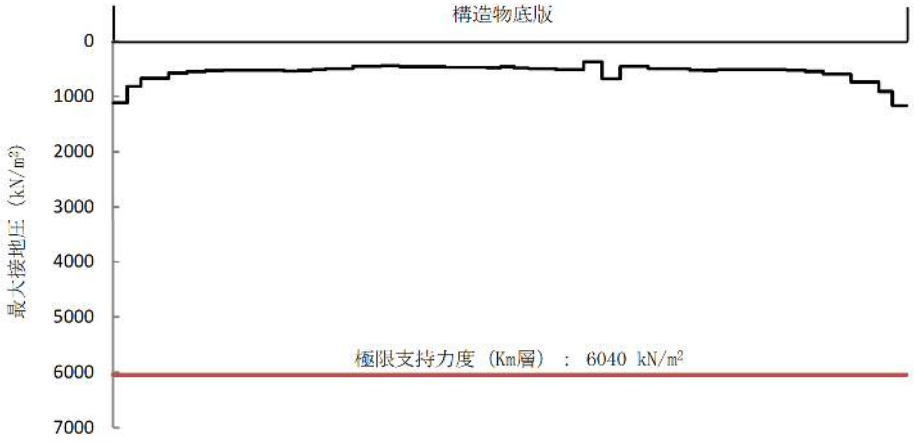


図 4.4－15（27）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

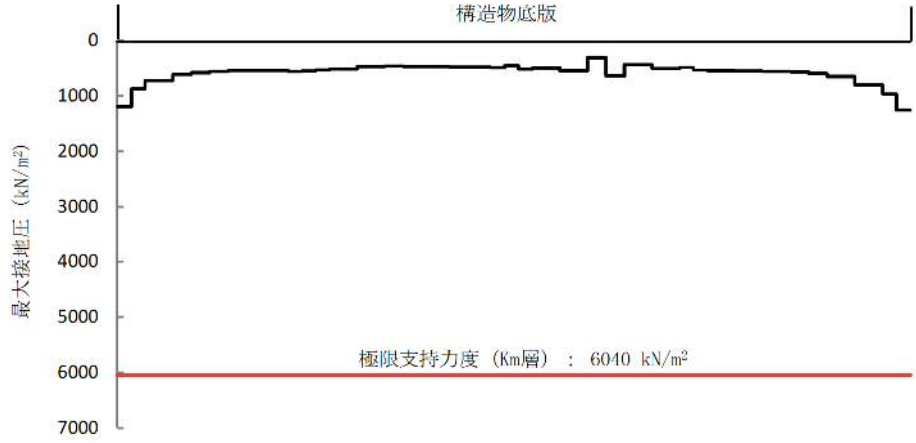


図 4.4－15（28）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

4.5　まとめ

電源装置置場は，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。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$_s$に対して，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した。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した。

以上のことから，電源装置置場は，基準地震動Ｓ$_s$による地震動に対して，間接支持機能及び西側淡水貯水設備機能を維持できる。

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に関する参考資料

1. 減衰の設定について

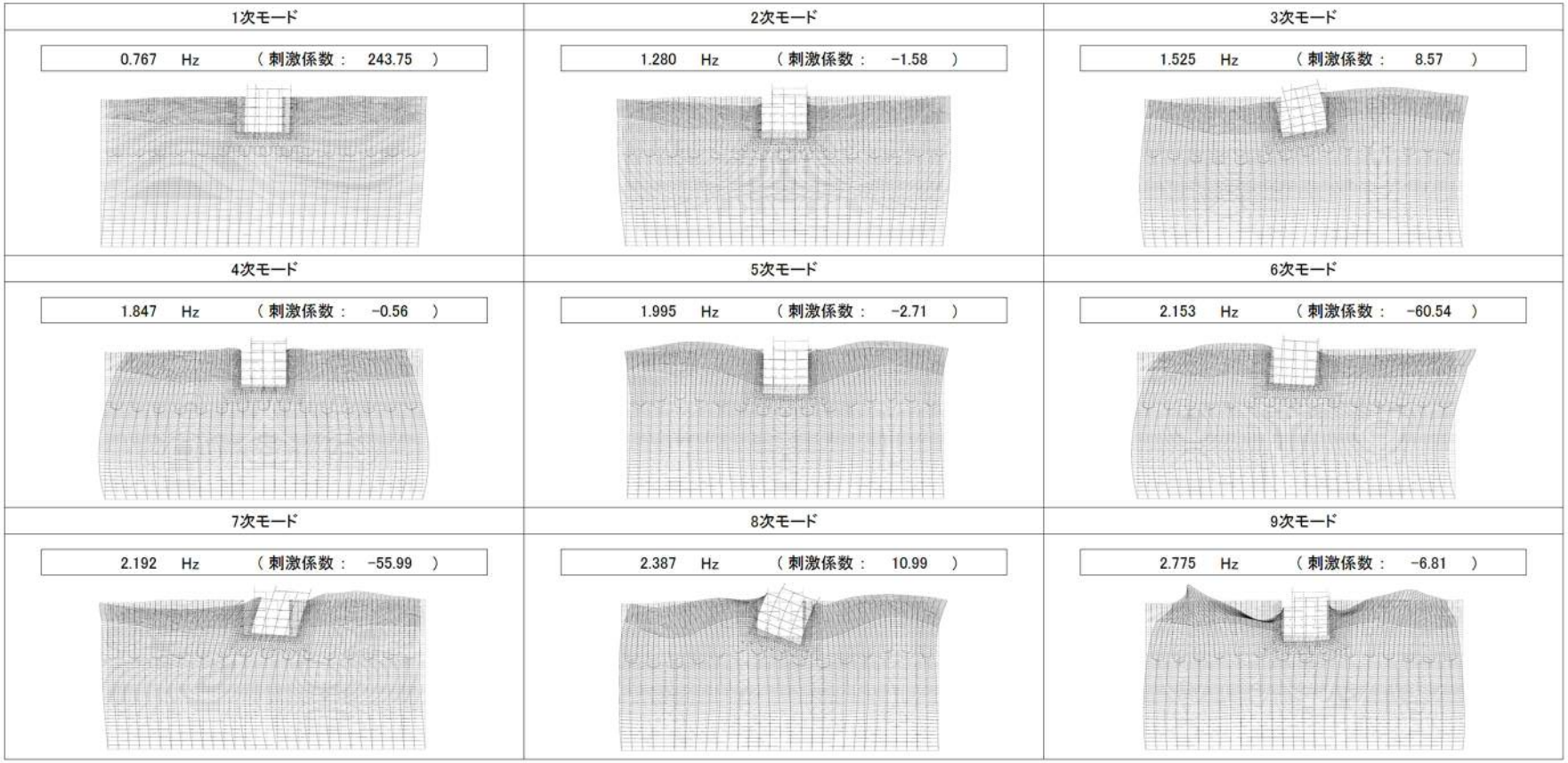
地震応答解析における減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお，Rayleigh 減衰をα＝0 となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は，地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して，その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し，かつ，振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から，刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図　4－1 に示す。また，設定した Rayleigh 減衰を参考図 4－2 に示す。

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

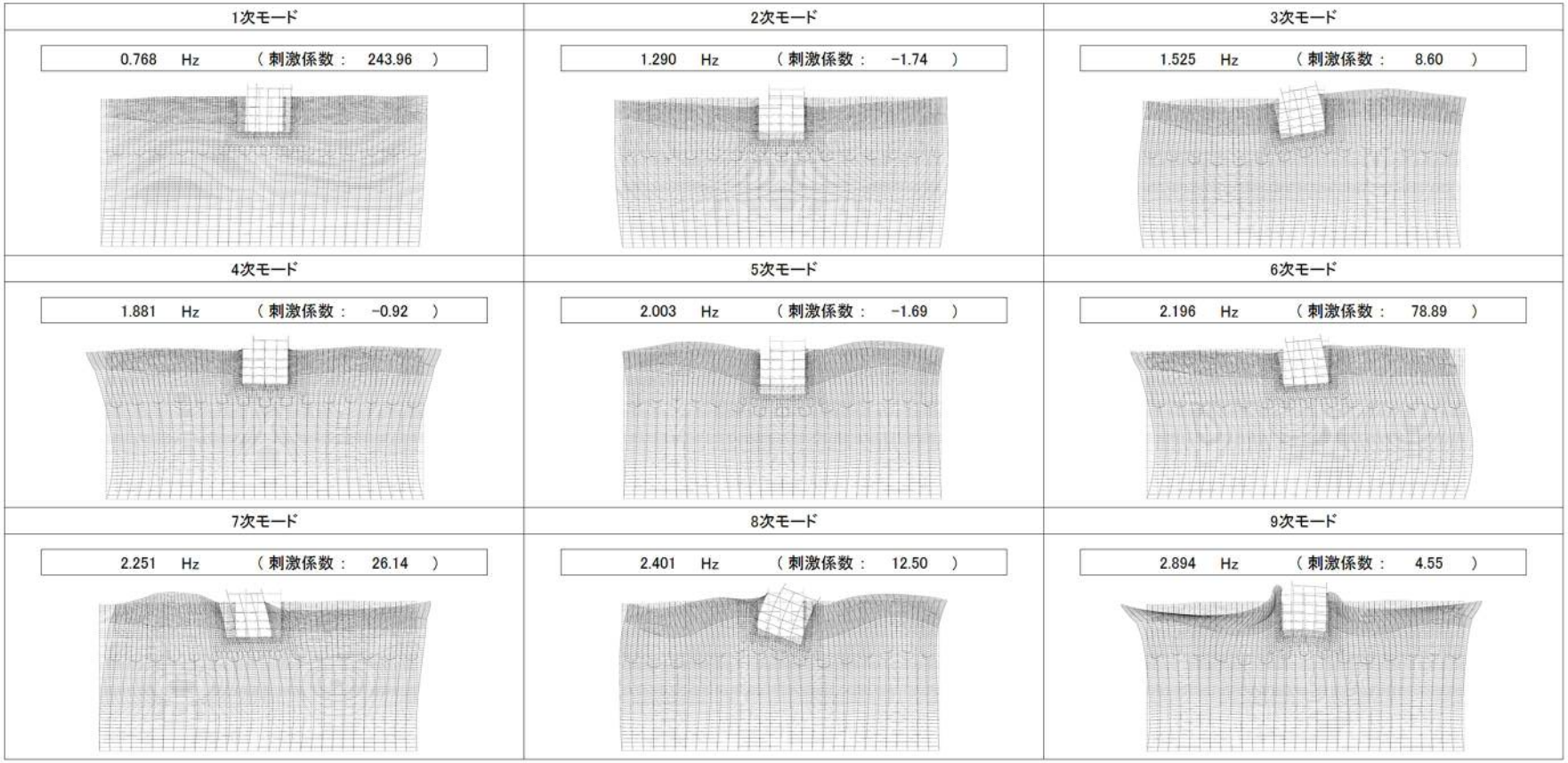
構造物の 1 次モードについては，刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお，初期減衰定数は，地盤については 1 ％（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため，解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 ％を採用している。）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。



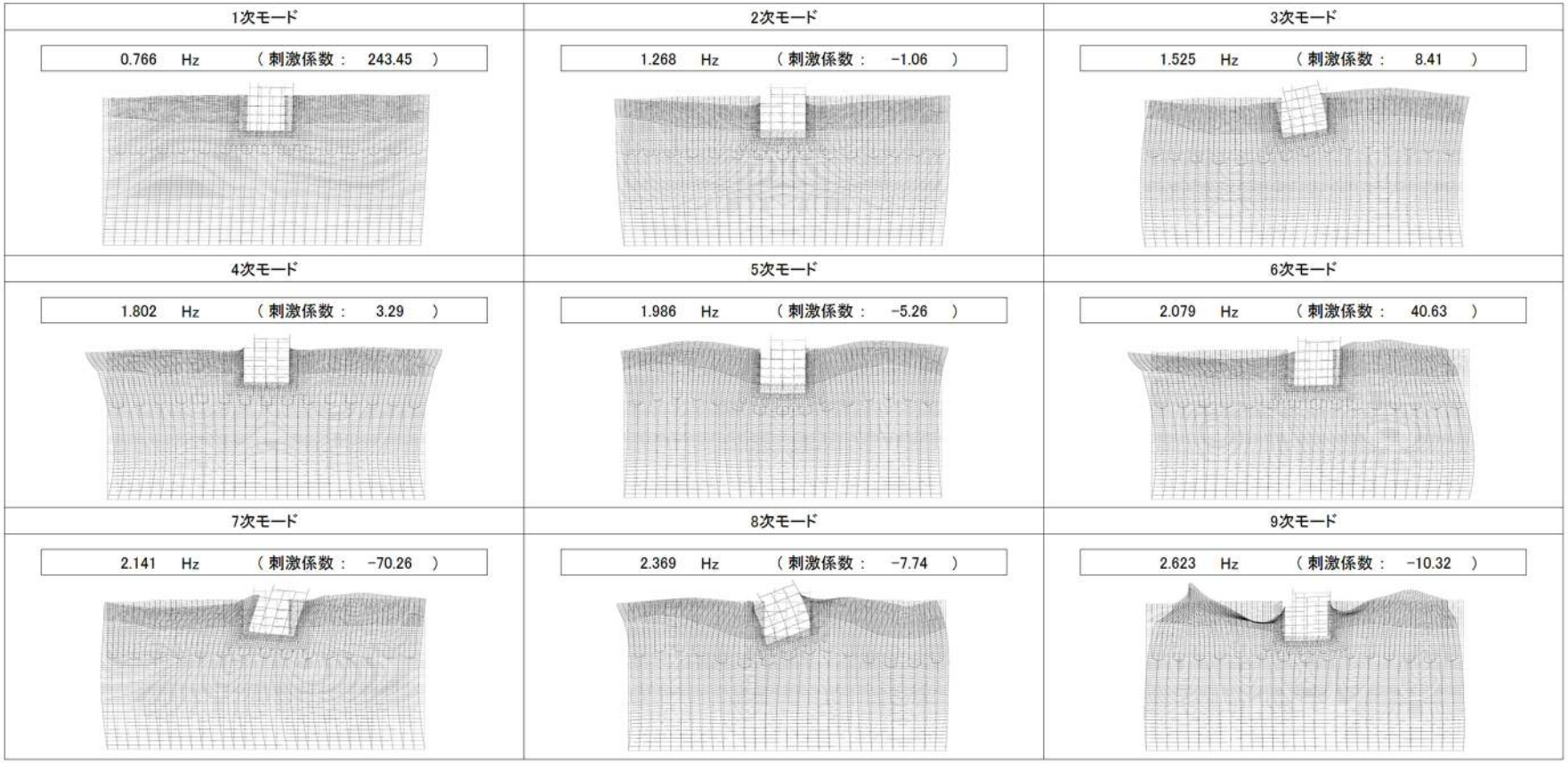
参考図 4−1（1）　常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

（南北方向⑤−⑤断面　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



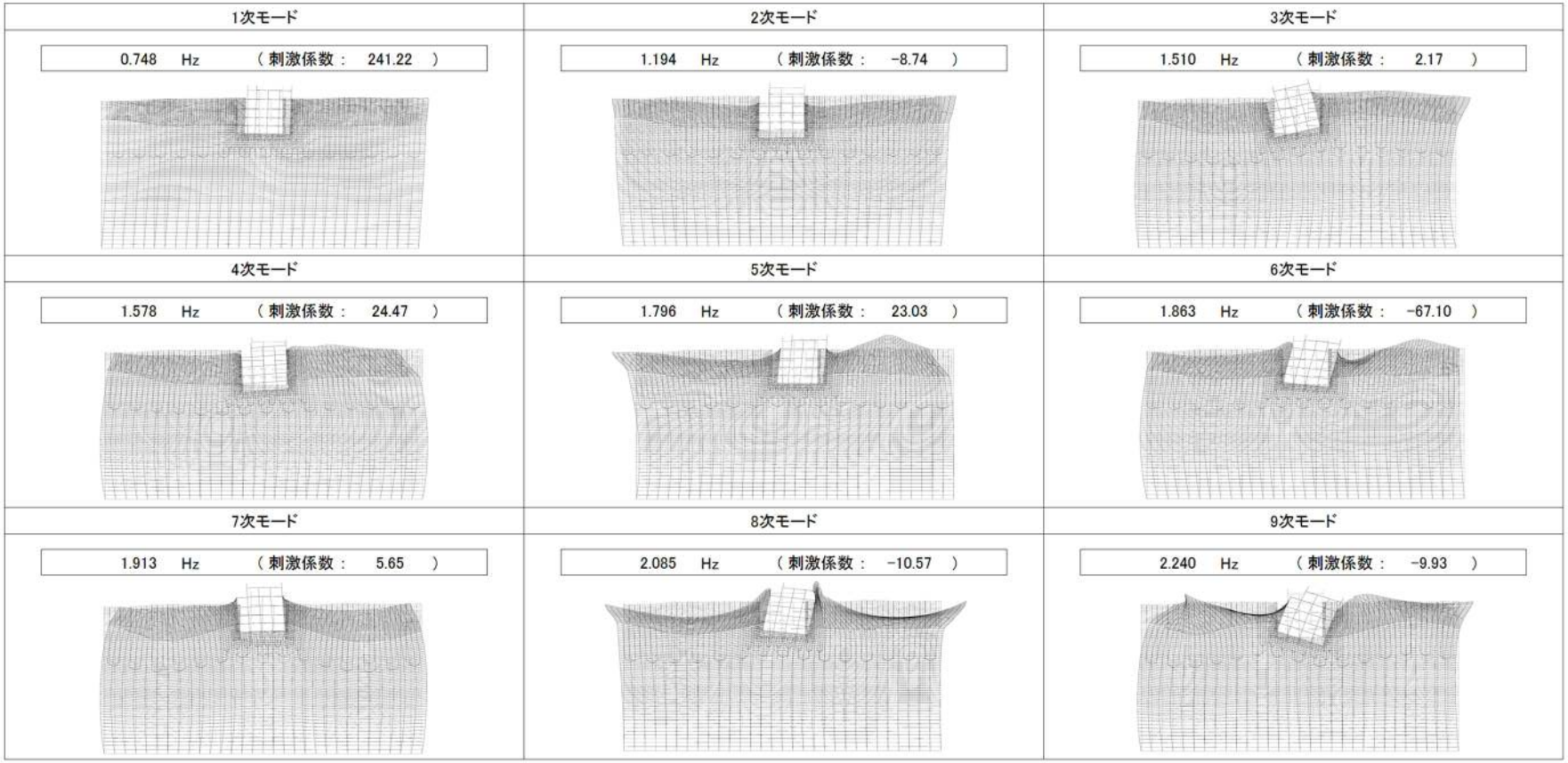
参考図 4－1 (2)　常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



参考図 4−1（3） 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

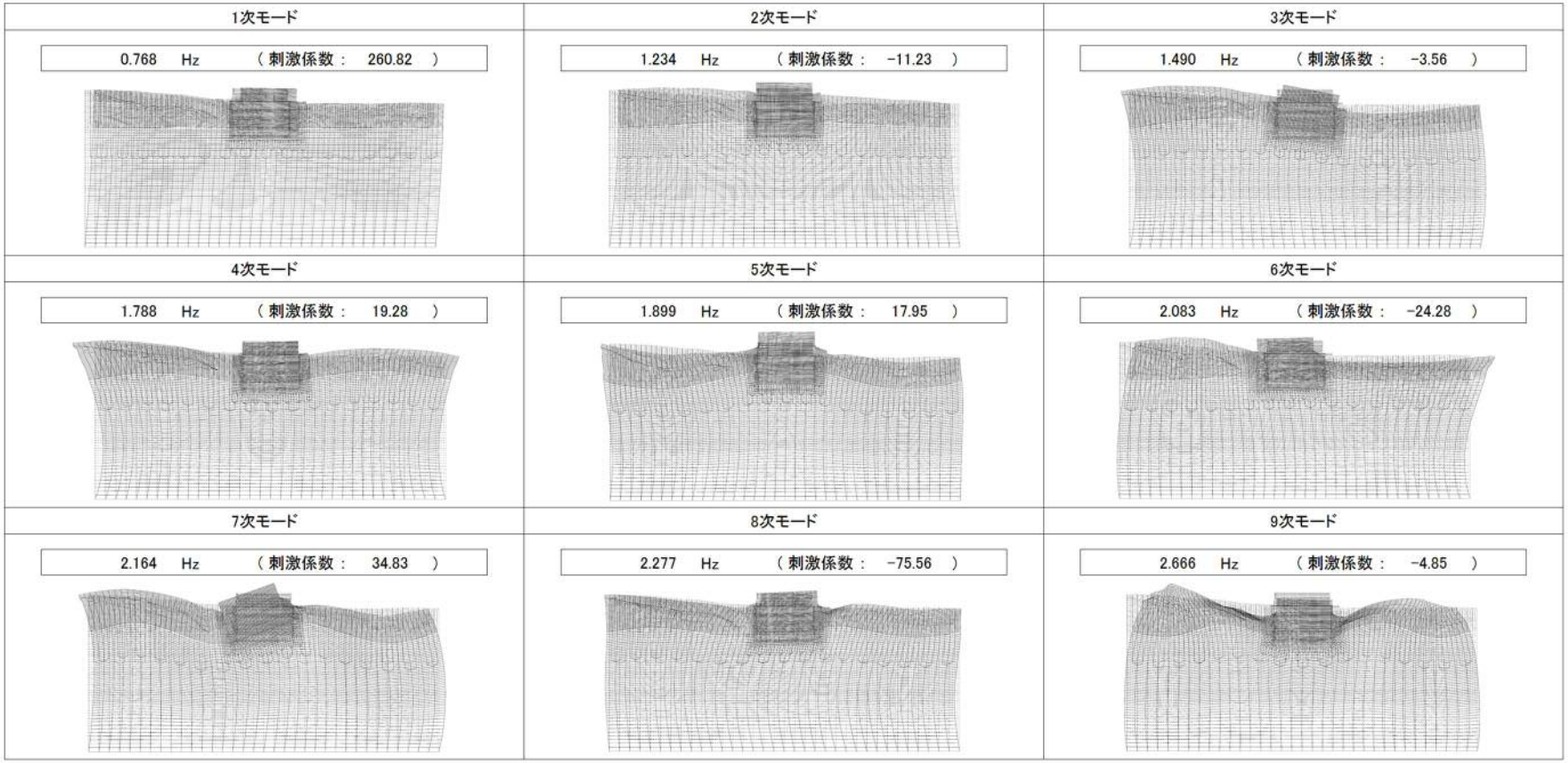
（南北方向⑤−⑤断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（−1σ）した解析ケース）



参考図 4－1（4） 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

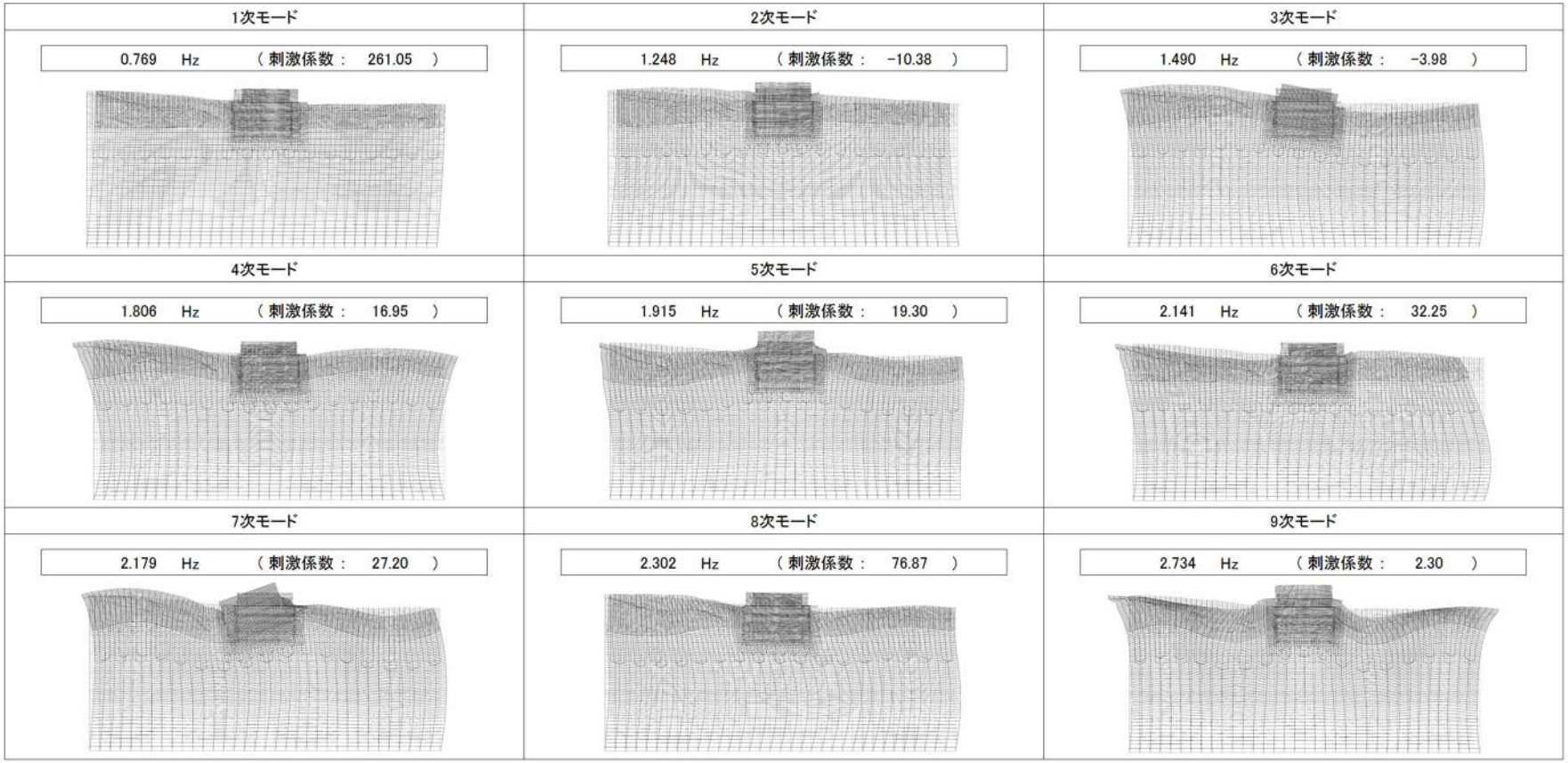
（南北方向⑤－⑤断面

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



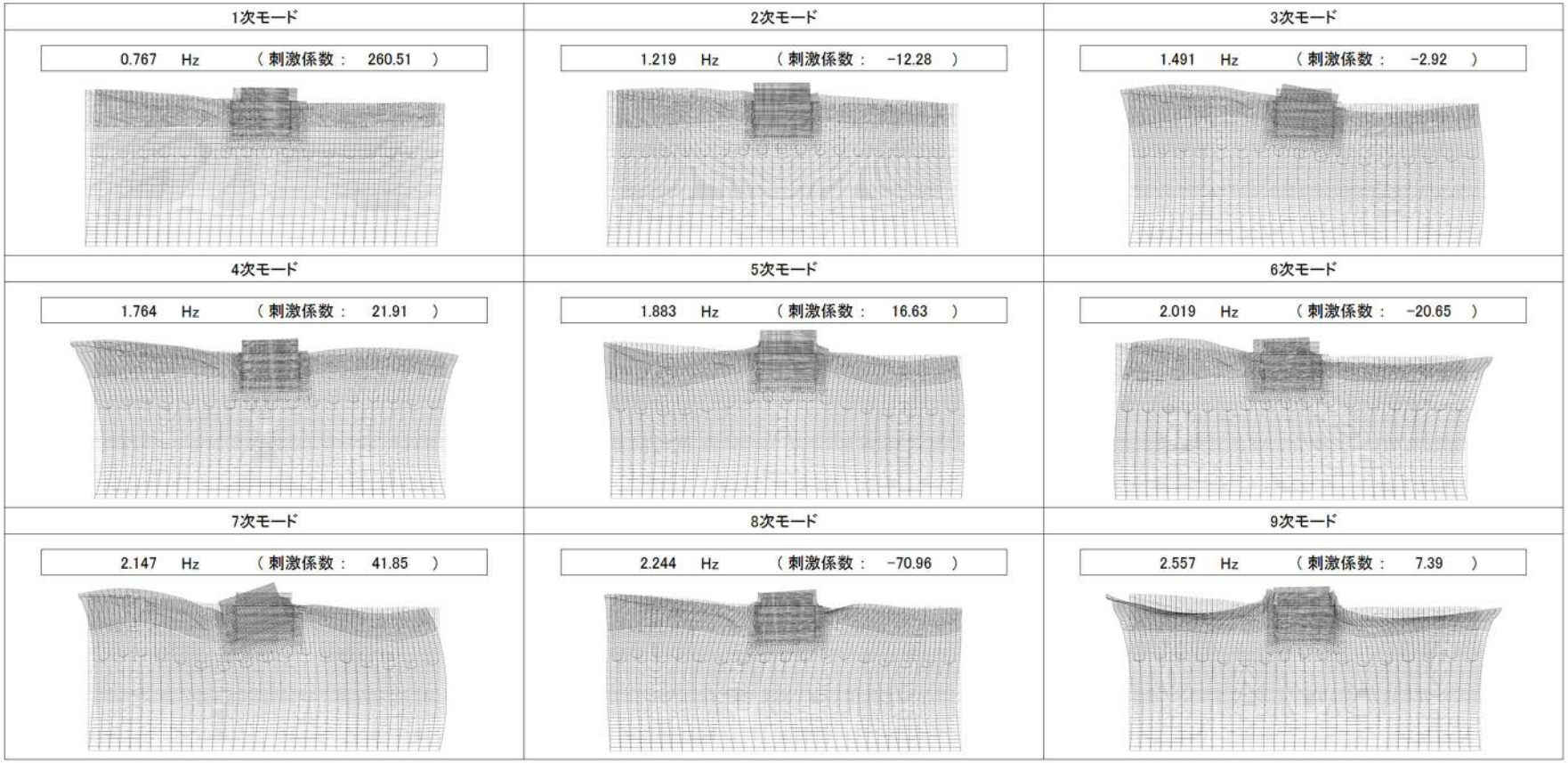
参考図 4－1 (5)　常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

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



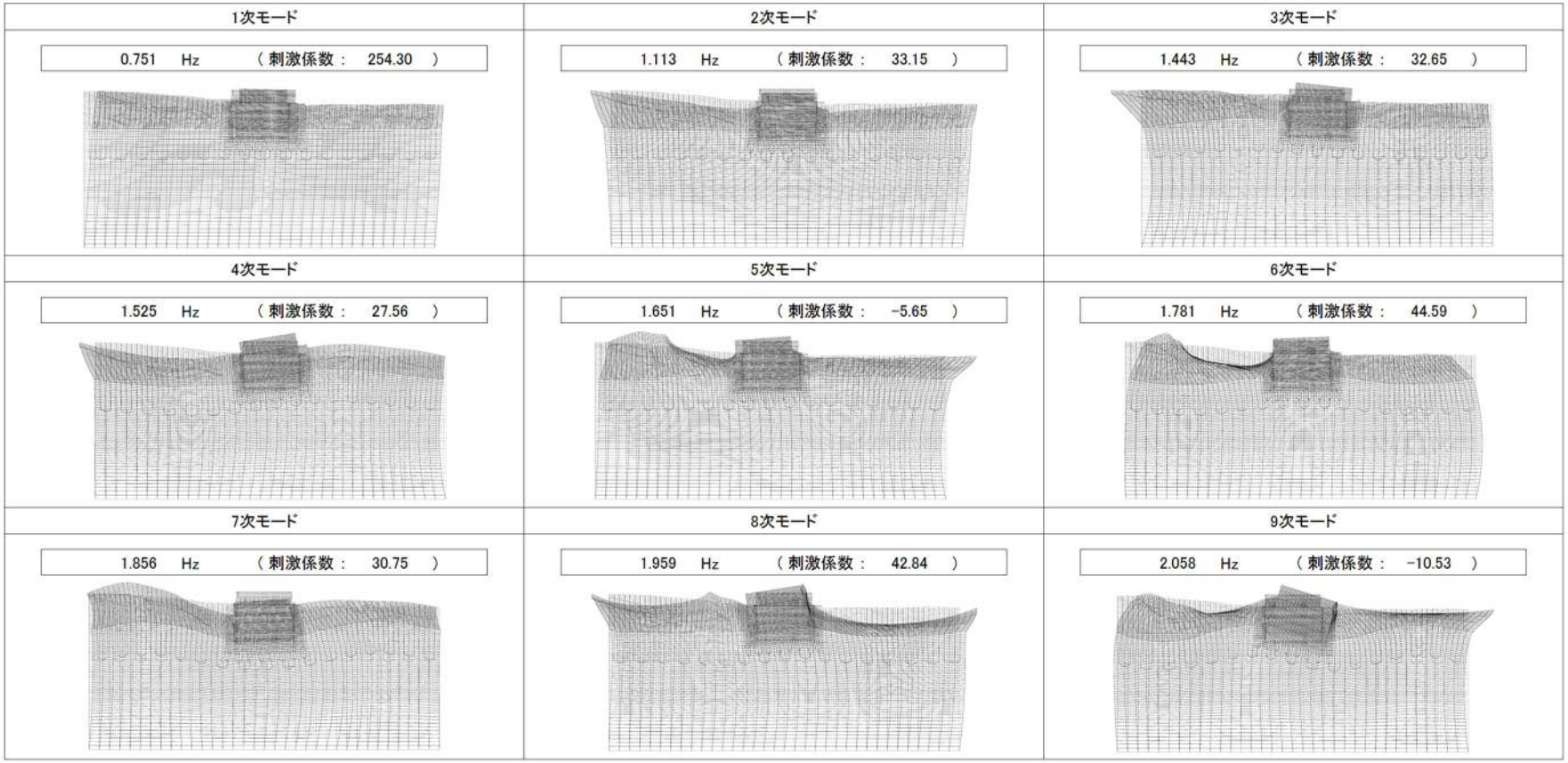
参考図 4－1（6） 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

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



参考図 4－1（7） 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

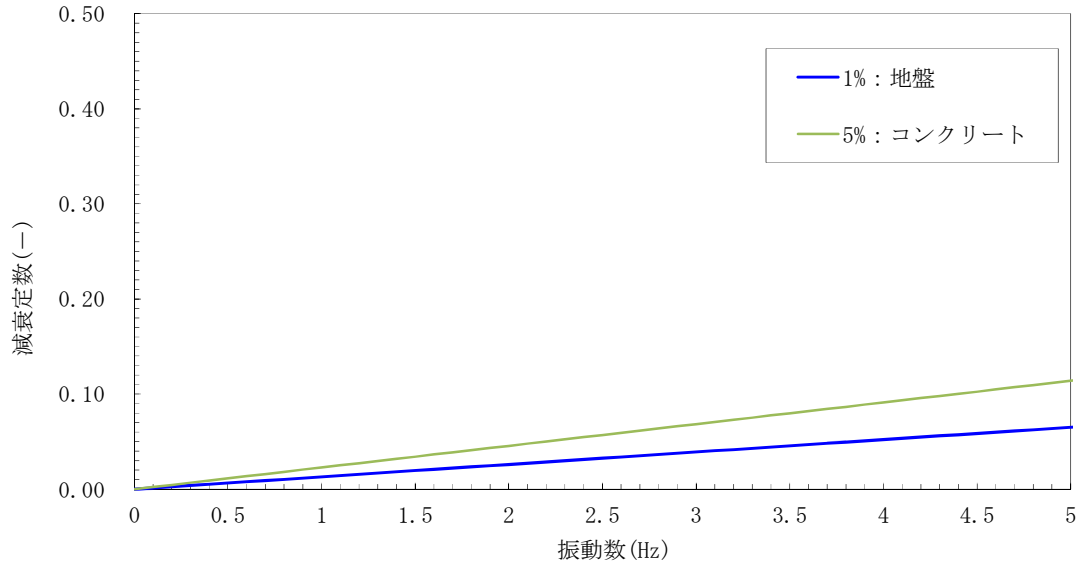
（東西方向断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



参考図 4－1（8） 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

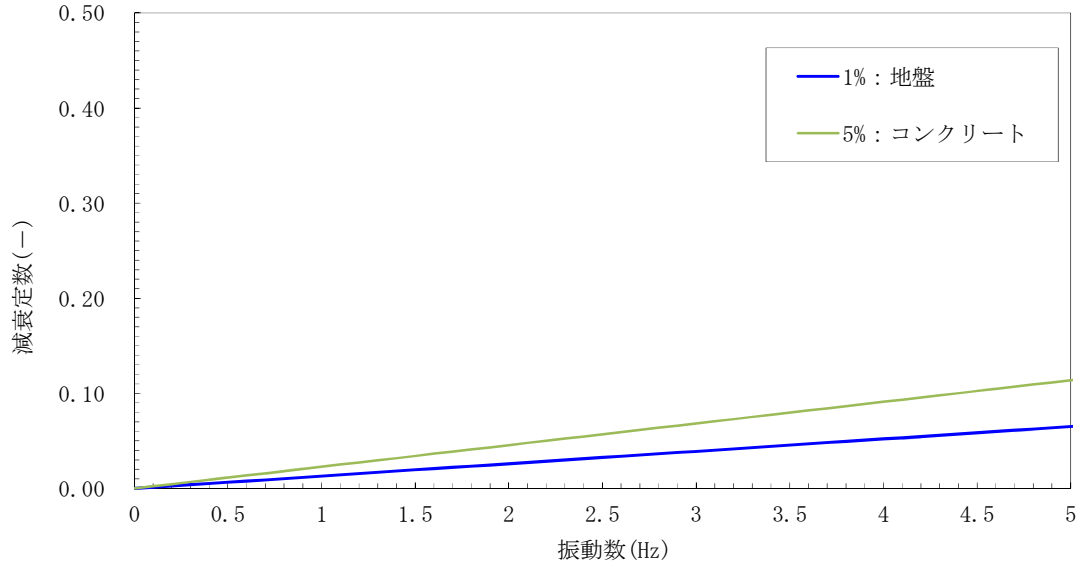
（東西方向断面

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



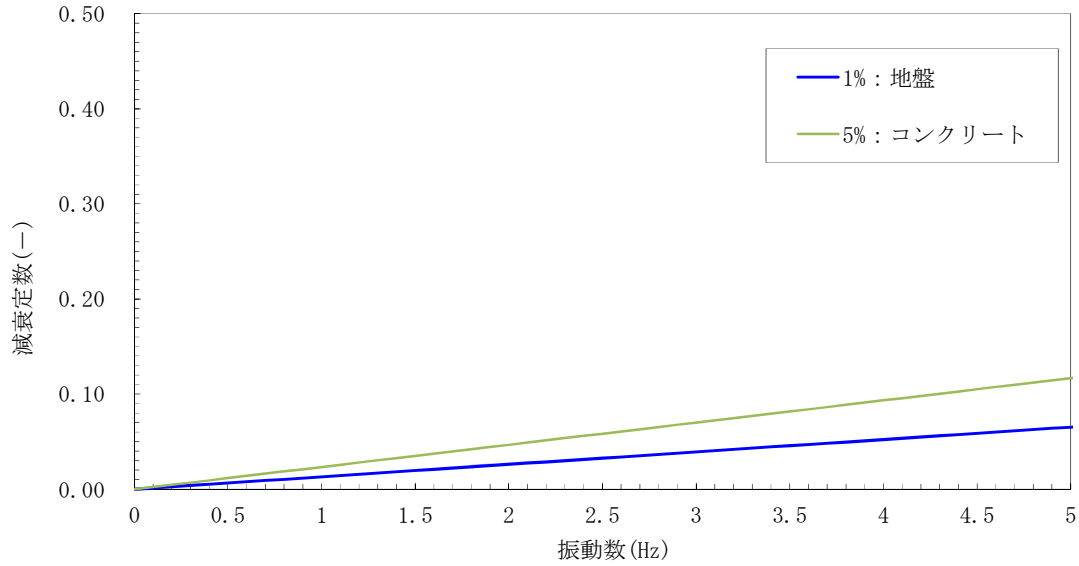
参考図 4－2（1）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



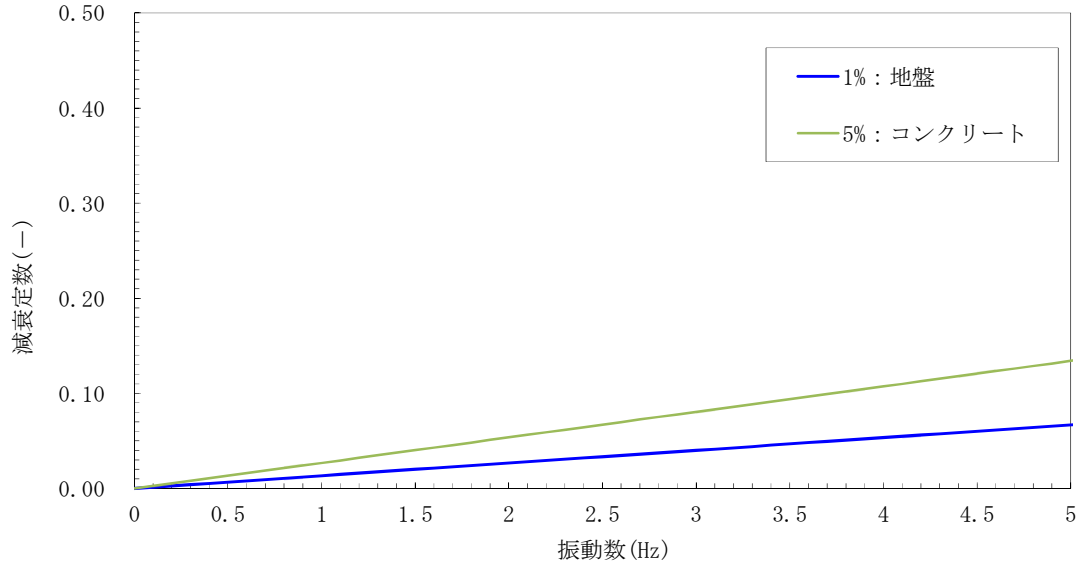
参考図 4－2（2）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



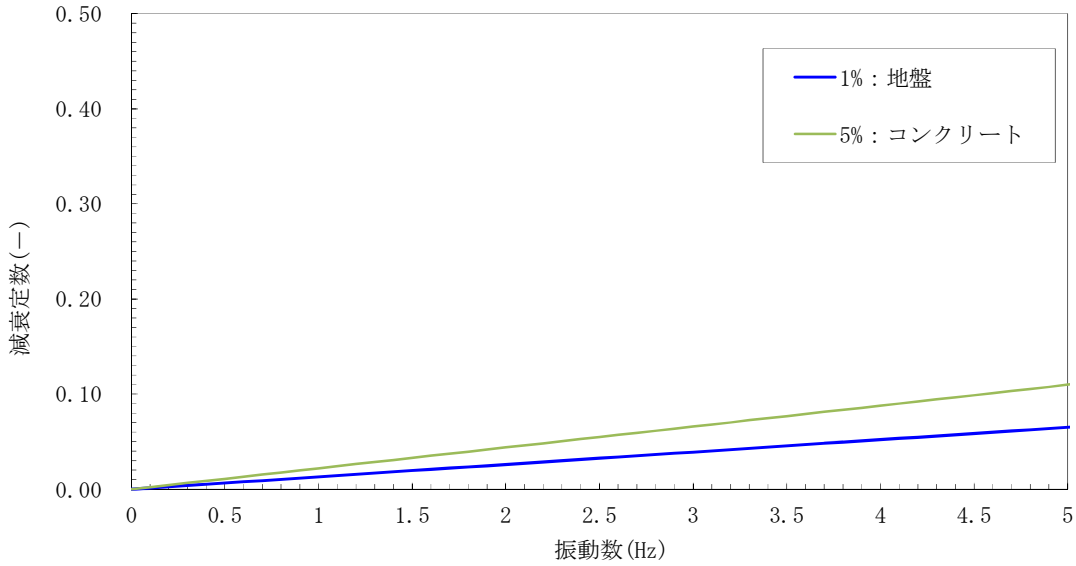
参考図 4－2（3）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



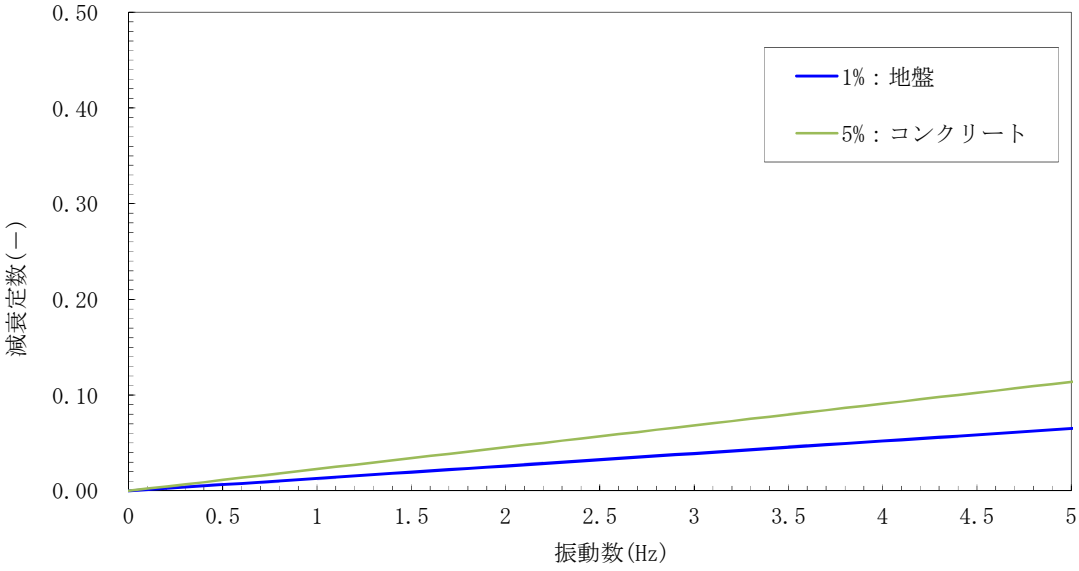
参考図 4－2（4）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



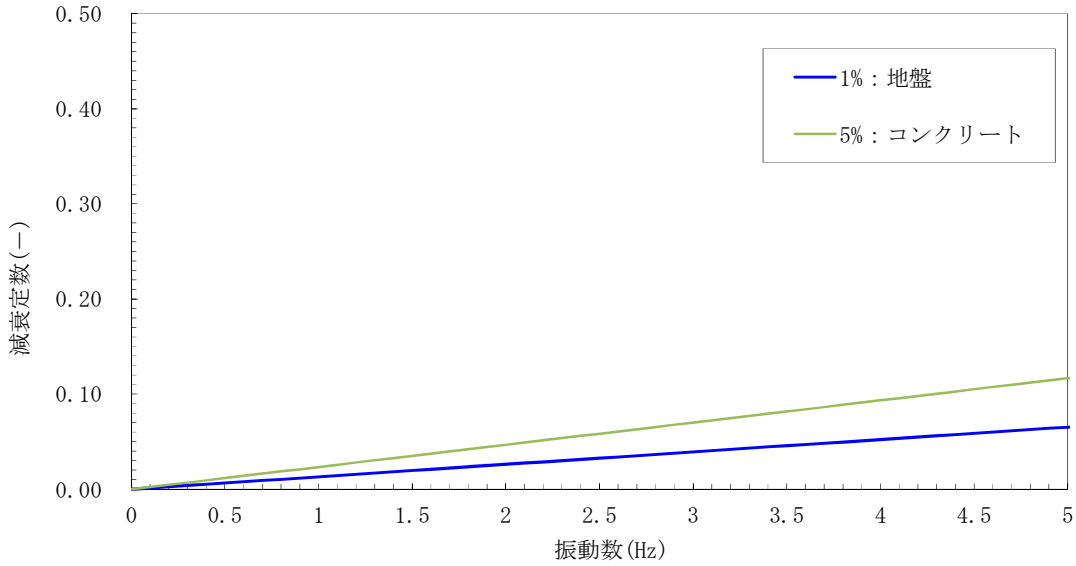
参考図 4－2（5）　設定した Rayleigh 減衰

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

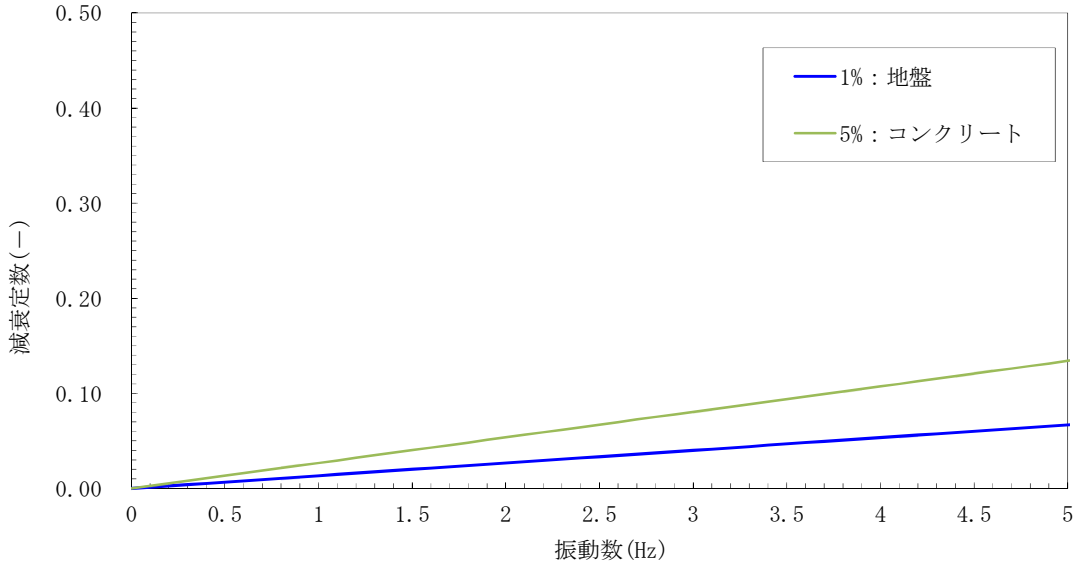


参考図 4－2（6）　設定した Rayleigh 減衰

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



参考図 4－2（7）　設定した Rayleigh 減衰
（東西方向断面　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



参考図 4－2（8）　設定した Rayleigh 減衰（東西方向断面
検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

2. 常設代替高圧電源装置置場の風荷重の影響について

常設代替高圧電源装置置場は地上に突出する構造であるため，変動荷重として風荷重の影響を受ける。したがって，風荷重を考慮した場合の照査結果に及ぼす影響の検討を行う。評価に使用する地震波は，照査結果が最も厳しい「検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」のＳｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）を用いる。

風荷重を考慮した地震応答解析は，参考表 4－1 に示す 2 ケースについて検討を行う。

参考表 4－1　風荷重の考慮方法

ケース	風荷重の作用位置
ケース 1（基本ケース）	作用させない
ケース 2-1	地上部左側に作用
ケース 2-2	地上部右側に作用

風荷重は「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）」により荷重値を算定し，地震時に構造物の地上部側壁に対して面直方向に分布荷重として作用させる。風荷重の方向は，水平右向きと左向きの 2 ケースを考慮する。

単位面積あたりの風荷重 p は，次式を用いて算定する。

$$p=\frac{1}{2}\rho U_d{}^2 C_d G$$

ここで，p ：単位面積あたりの風荷重，p = 1682(N/m^2) = 1.7(kN/m^2)

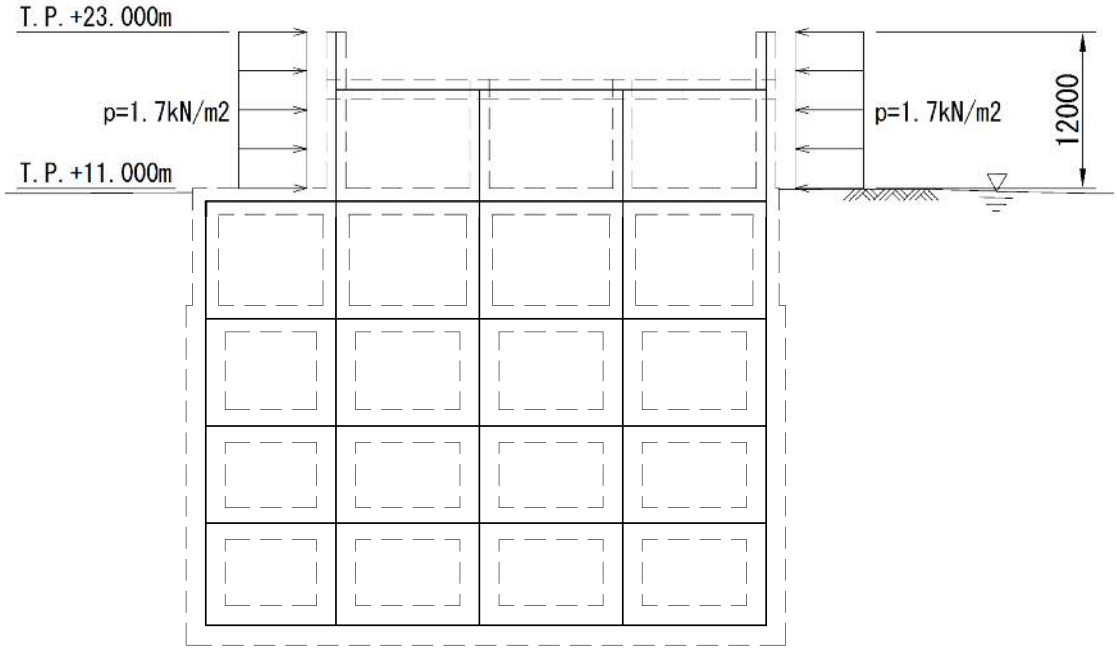
ρ ：空気密度，ρ = 1.23(kg/m^3)

U_d ：設計基準風速，U_d = 30(m/sec)

C_d ：抗力係数，C_d = 1.6（角形断面）

G ：ガスト応答係数，G = 1.9（標準値）

風荷重の荷重図を参考図 4－3 に示す。



参考図 4－3　風荷重の作用方法

コンクリートの圧縮，鉄筋の引張及びせん断に対する照査結果を参考表 4－2～参考表 4－4 に示す。

参考表 4－2　照査結果（コンクリートの圧縮照査値）

部位	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2
	作用させない	地上部左側	地上部右側
底版	0. 30	0. 30	0. 30
スラブ（B2F, B3F）	0. 52	0. 52	0. 52
スラブ（B1F）	0. 49	0. 49	0. 49
地上スラブ	0. 35	0. 35	0. 35
地上梁	0. 40	0. 39	0. 40
地中側壁（下部）	0. 25	0. 25	0. 25
地中側壁（上部）	0. 26	0. 25	0. 26
地中隔壁（下部）	0. 47	0. 47	0. 47
地中隔壁（上部）	0. 35	0. 35	0. 35
地上側壁	0. 20	0. 20	0. 21
地上隔壁	0. 25	0. 25	0. 26

参考表 4－3　照査結果（鉄筋の引張照査値）

部位	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2
	作用させない	地上部左側	地上部右側
底版	0.38	0.38	0.38
スラブ（B2F, B3F）	0.73	0.73	0.73
スラブ（B1F）	0.69	0.69	0.70
地上スラブ	0.62	0.61	0.62
地上梁	0.57	0.56	0.58
地中側壁（下部）	0.47	0.47	0.47
地中側壁（上部）	0.39	0.39	0.40
地中隔壁（下部）	0.52	0.52	0.52
地中隔壁（上部）	0.47	0.47	0.47
地上側壁	0.26	0.26	0.27
地上隔壁	0.43	0.42	0.44

参考表 4－4　照査結果（せん断照査値）

部位	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2
	作用させない	地上部左側	地上部右側
底版	0.45	0.45	0.45
スラブ（B2F, B3F）	0.68	0.68	0.68
スラブ（B1F）	0.61	0.61	0.62
地上スラブ	0.51	0.51	0.51
地上梁	0.43	0.43	0.44
地中側壁（下部）	0.59	0.59	0.59
地中側壁（上部）	0.48	0.48	0.48
地中隔壁（下部）	0.72	0.72	0.72
地中隔壁（上部）	0.64	0.64	0.64
地上側壁	0.19	0.18	0.19
地上隔壁	0.27	0.27	0.27

風荷重の影響を考慮した場合，コンクリートの圧縮，鉄筋の引張及びせん断照査値に顕著な変化は見られず，全てのケースで許容限界値以下であることを確認した。

以上のとおり，風荷重が，電源装置置場の耐震安全性評価に及ぼす影響は極めて軽微であることを確認した。

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 適用規格 ····· 5－2
5.2.2 耐震安全性評価フロー ····· 5－4
5.2.3 評価対象断面の方向 ····· 5－5
5.2.4 評価対象断面の選定 ····· 5－7
5.2.5 使用材料及び材料定数 ····· 5－9
5.2.6 評価構造物諸元 ····· 5－12
5.2.7 地下水位 ····· 5－13
5.2.8 地震応答解析手法 ····· 5－13
5.2.9 解析モデルの設定 ····· 5－14
5.2.10 減衰定数 ····· 5－22
5.2.11 荷重の組合せ ····· 5－26
5.2.12 地震応答解析の検討ケース ····· 5－28
5.3 評価内容 ····· 5－31
5.3.1 入力地震動の設定 ····· 5－31
5.3.2 許容限界の設定 ····· 5－48
5.4 評価結果 ····· 5－52
5.4.1 地震応答解析結果 ····· 5－52
5.4.2 トンネルの耐震評価結果 ····· 5－127
5.5 まとめ ····· 5－147
1. 減衰の設定について ····· 5－2
2. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）構造の解析モデルについて ····· 5－9
3. 保守的な配慮としての耐震評価 ····· 5－16

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$_s$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。

トンネルの地震応答解析においては，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

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

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

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

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　適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

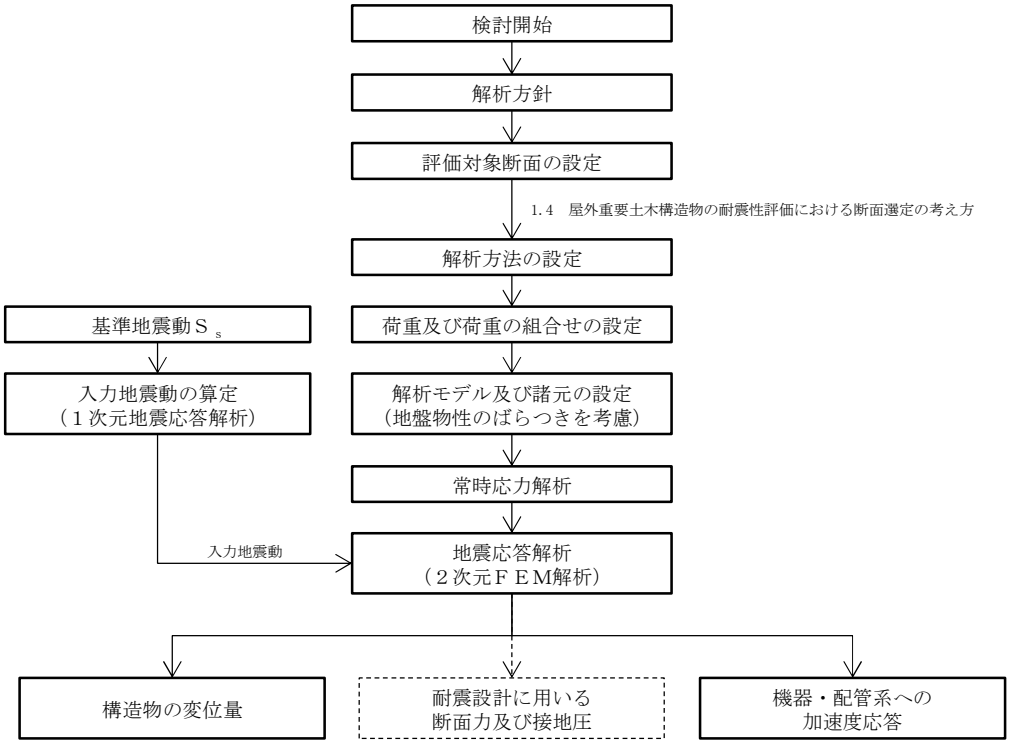
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）
・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）
・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

表 5.2－1　適用する規格，基準類

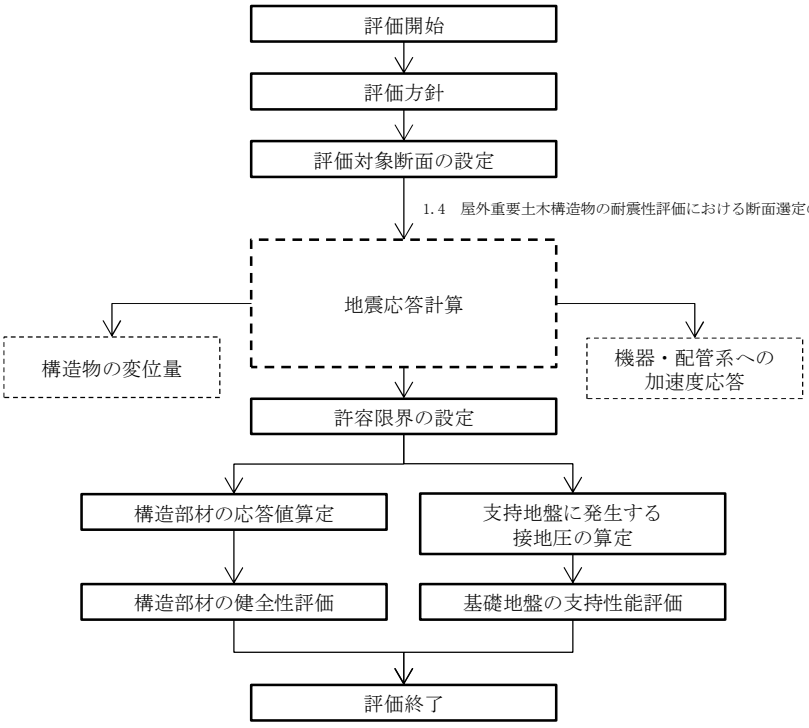
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	－
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・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。

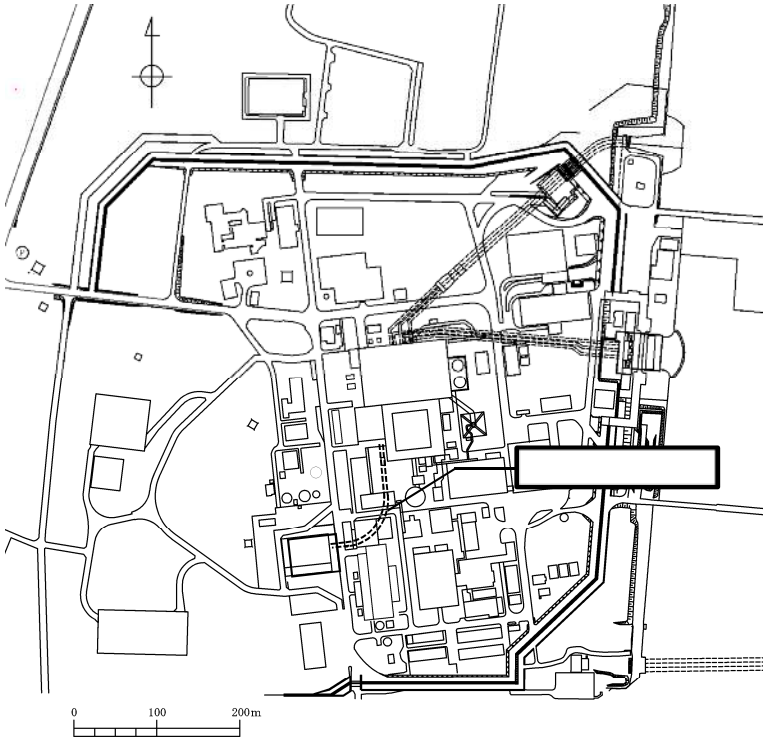


図 5.2－2　トンネルの位置図（全体平面図）

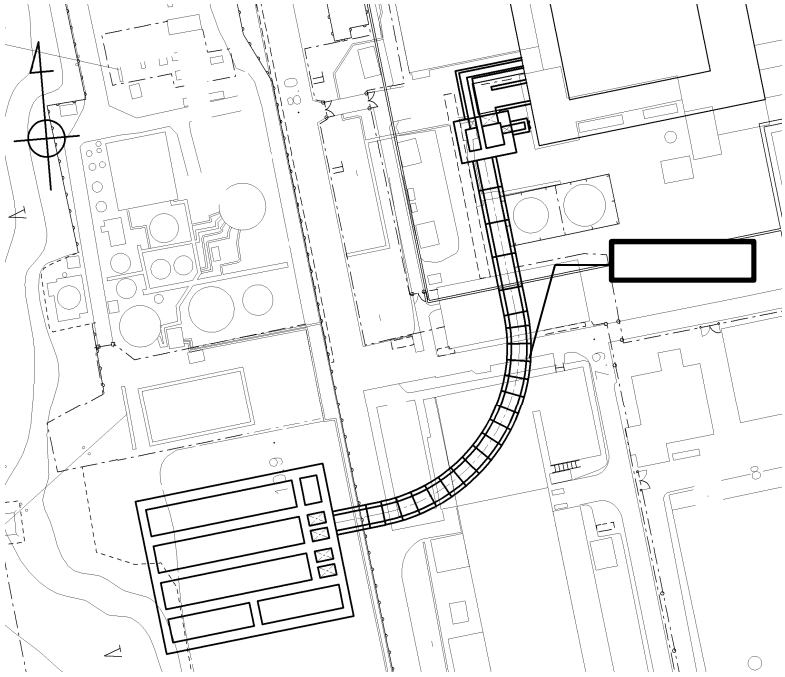
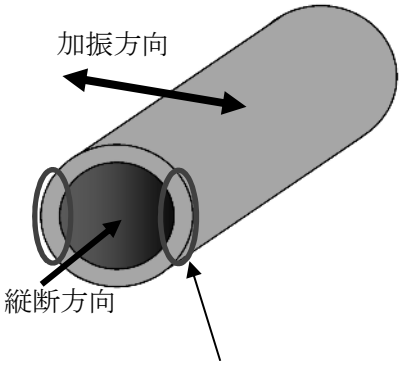
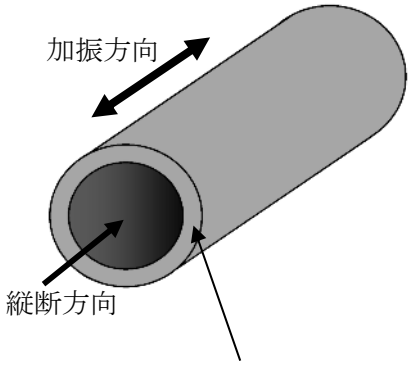


図 5.2－3　トンネルの位置図（拡大図）

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	 加振方向に平行な壁部材が少ない ⇒弱軸断面方向	 トンネル覆工が加振方向に抵抗する ⇒強軸断面方向

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，覆工厚 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。地震応答解析結果によると，トンネルの深さが深いほど，また埋戻土の層厚が薄いほど相対変位及び最大加速度が大きくなる傾向にある。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。

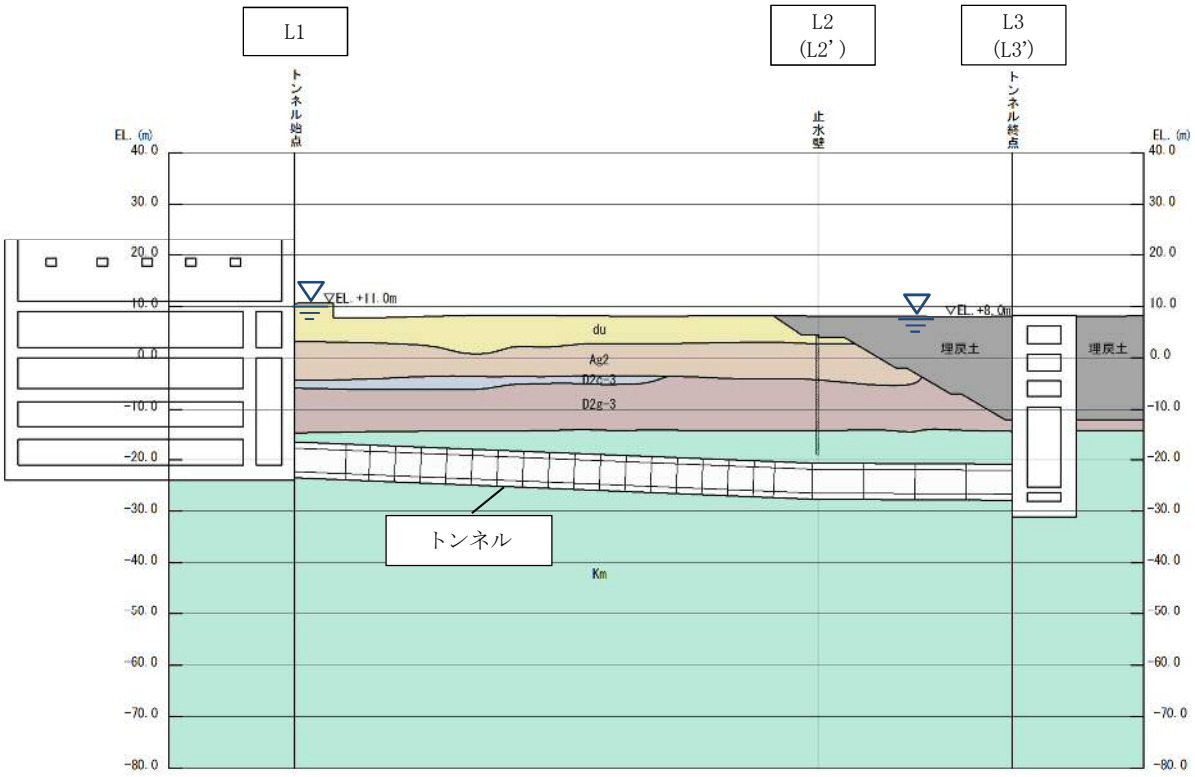


図 5.2－4　トンネルの縦断図

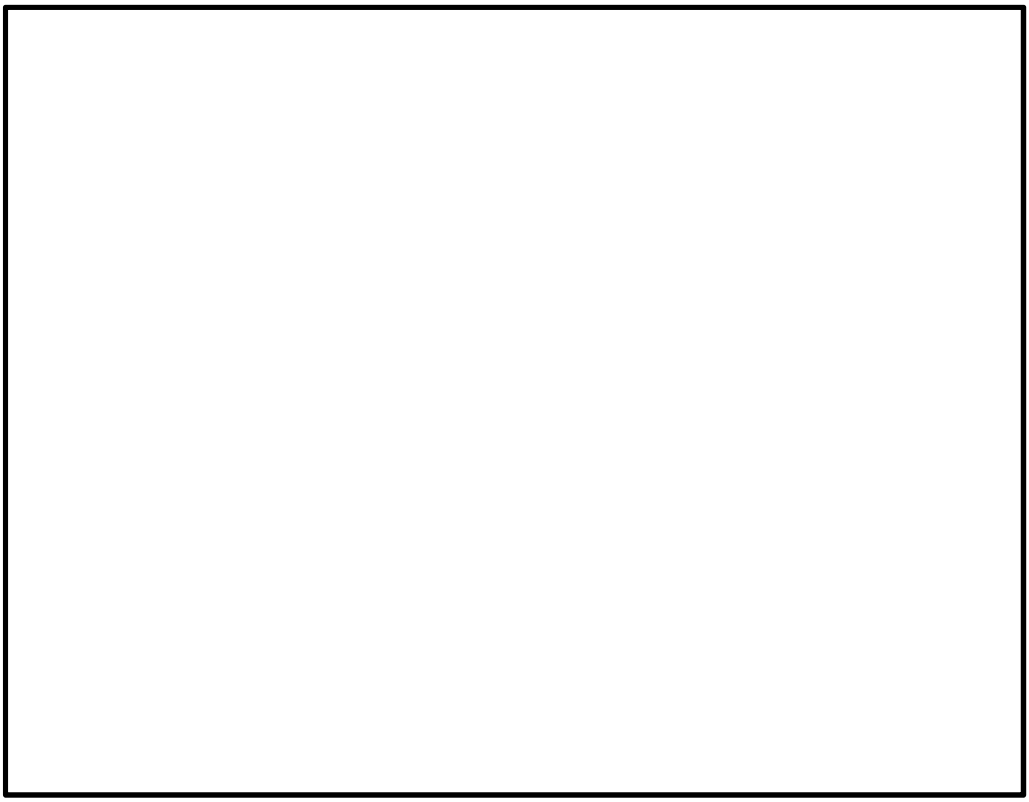


図 5.2－5　トンネルの標準断面図

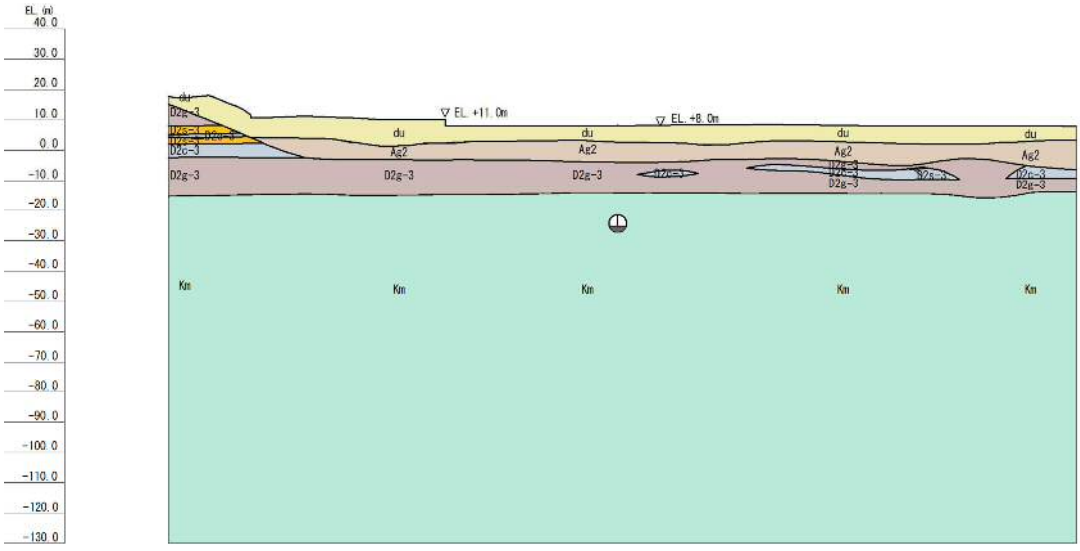


図 5.2－6　評価対象断面（L3’断面）

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	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度　30 N/mm^2 *1	24.5*1	2.8×10^4 *1	0.2*1	5*2

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

＊2：ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

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

表 5.2－5（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	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	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	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^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）

表 5.2－5（3）　地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

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

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
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm^2)	鉄筋	
RC トンネル覆工	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
RC 隔壁	1.000	0.600	30	SD345 SD490	
RC インバート	1.000	0.600	30	SD345 SD490	

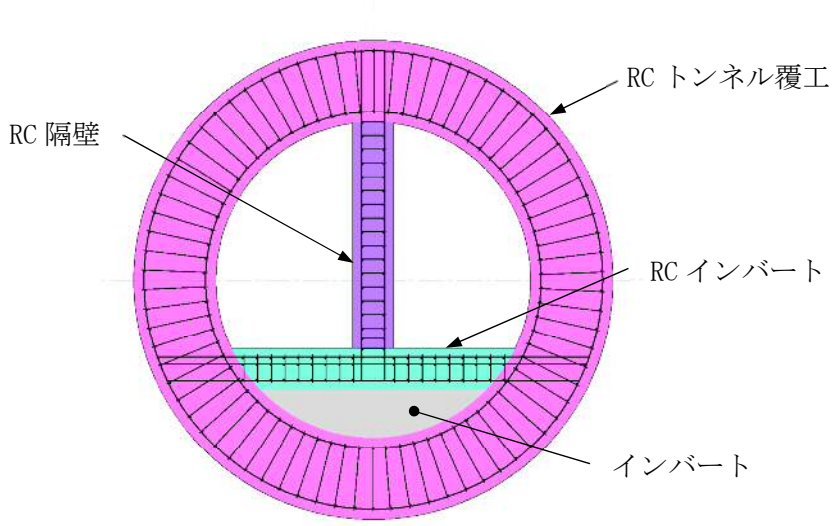


図 5.2－7　評価部位と配筋イメージ

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。

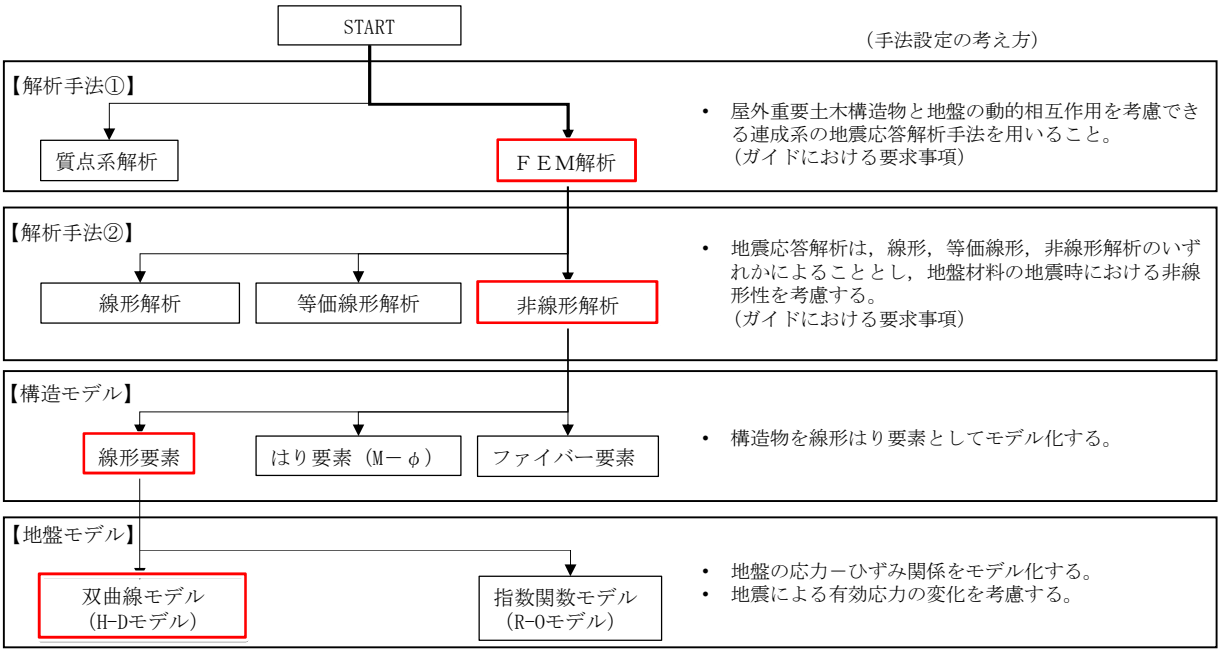


図 5.2－8　地震応答解析手法の選定フロー

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，ＪＥＡＧ４６０１－1987 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。

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

構造物の要素分割については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に，線材モデルの要素分割については，要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし，1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

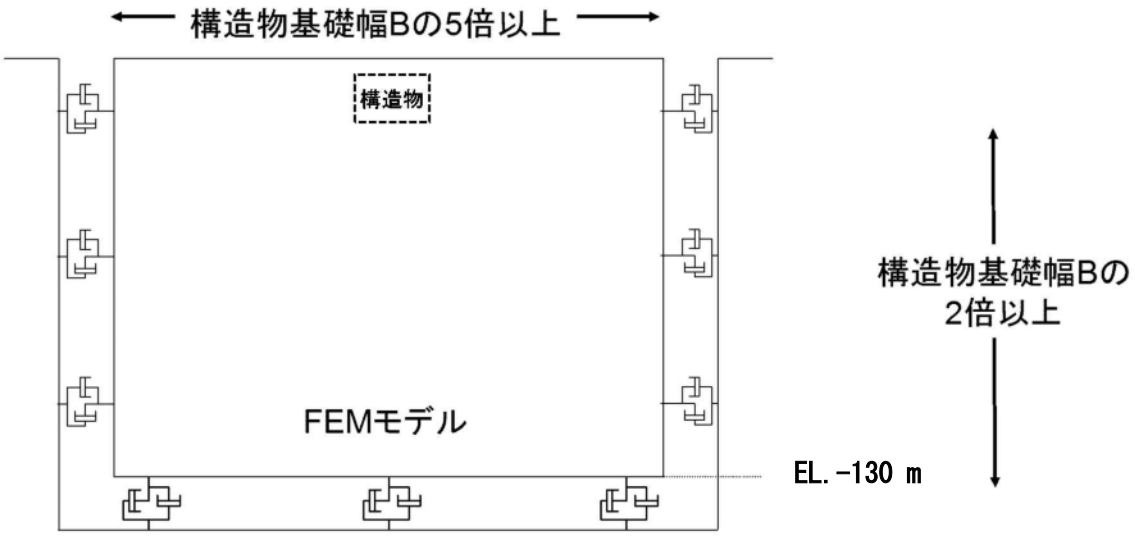


図 5.2－9　モデル範囲の考え方

２次元有効応力解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する１次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦１列の要素列と同じ地層構成で，水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。２次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 5.2－10 に示す。また，トンネル周辺の地質断面図を図 5.2－11 に示す。

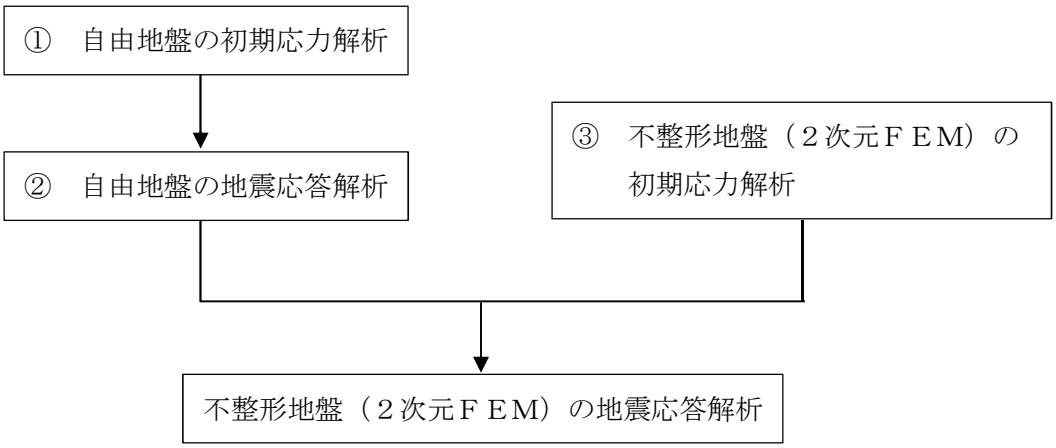


図 5.2－10　自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元ＦＥＭ）の地震応答解析までのフロー

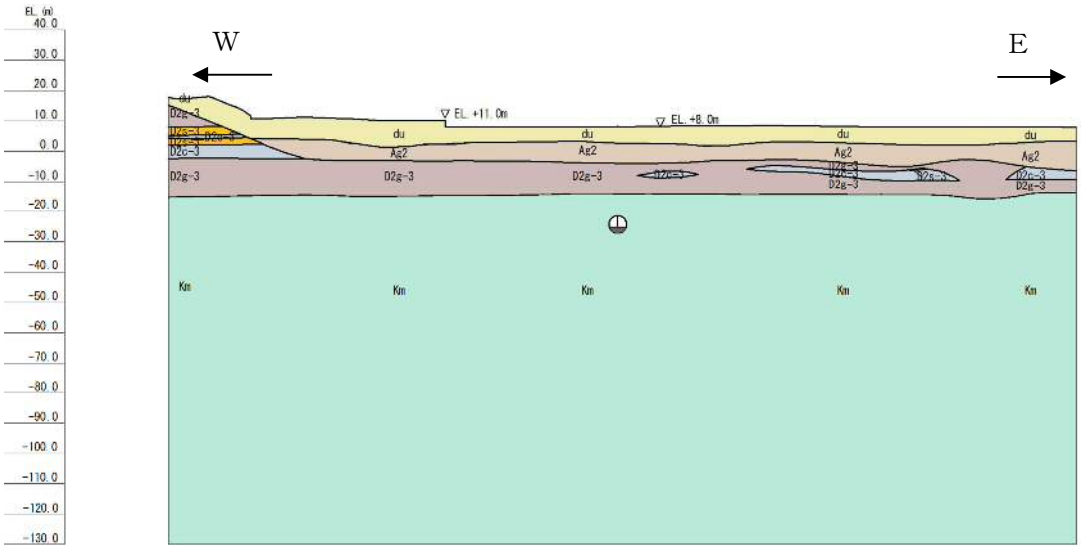


図 5.2－11　地質断面図

(2)　境界条件

a.　固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は，境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで，底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし，側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 5.2－12 に示す。

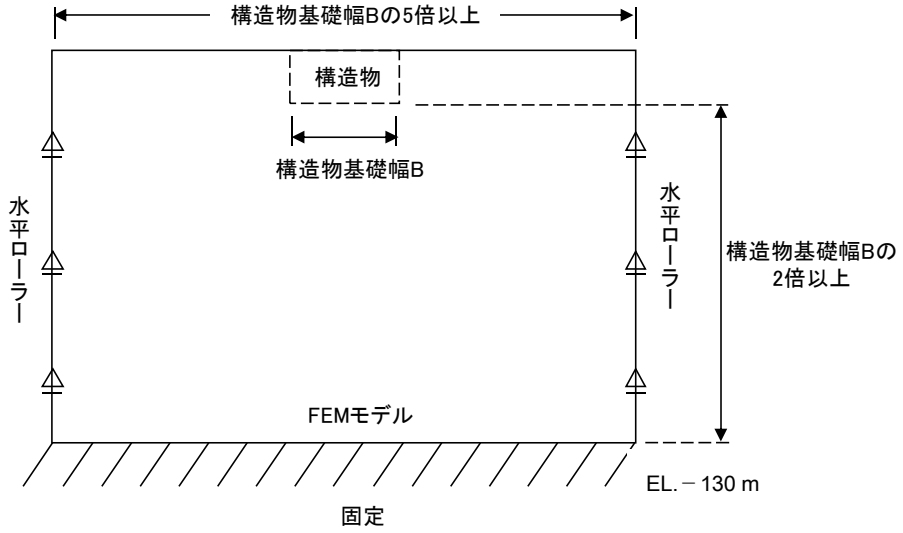


図 5.2－12　固有値解析における境界条件の概念図

b.　初期応力解析時

初期応力解析は，地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで，初期応力解析時の境界条件は底面固定とし，側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 5.2－13 に示す。

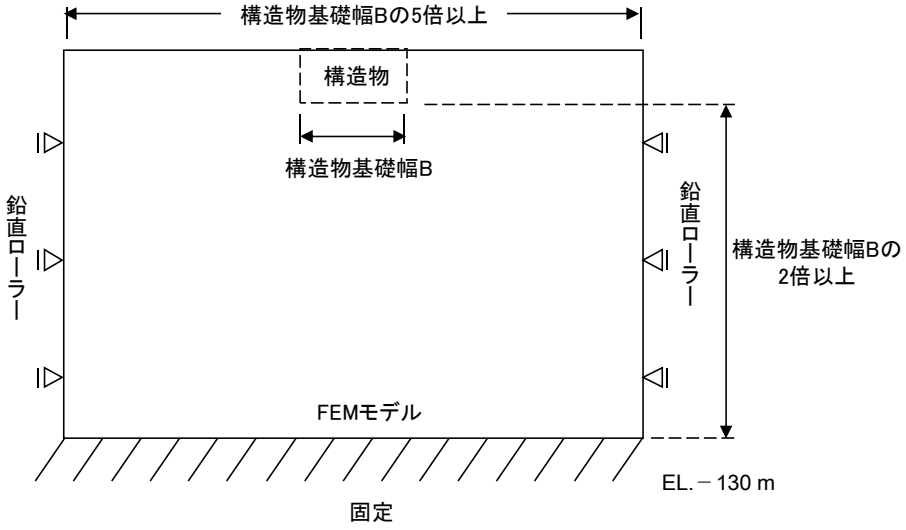


図 5.2－13　常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

地震応答解析モデルを図 5.2－14 に示す。

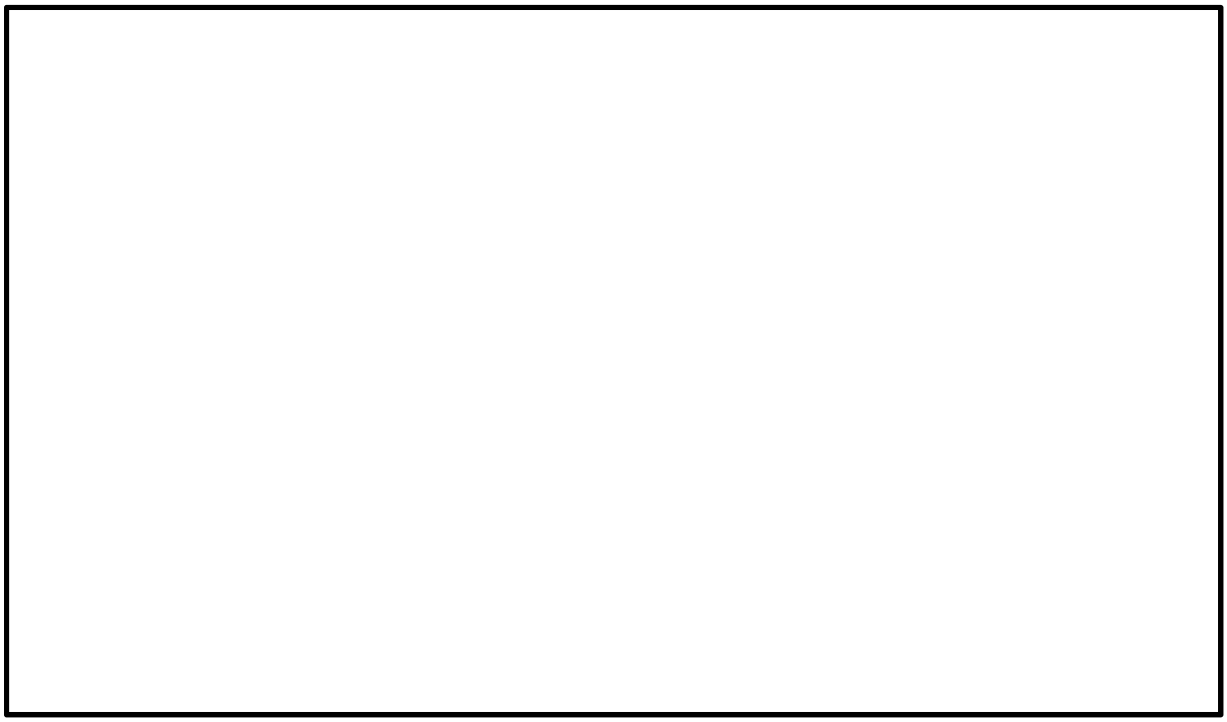


図 5.2－14　トンネルの地震応答解析モデル

(3)　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及び隔壁を，線形はり要素によりモデル化する。インバートは上部の鉄筋コンクリート部と下部の無筋コンクリート部を考慮し，線形はり要素及び平面ひずみ要素によりモデル化する。なお，インバートのモデル化の際には，鉄筋コンクリートインバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようにする。隔壁とインバート水平梁の交点には，「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）」に基づき，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 5.2-15 に示す。

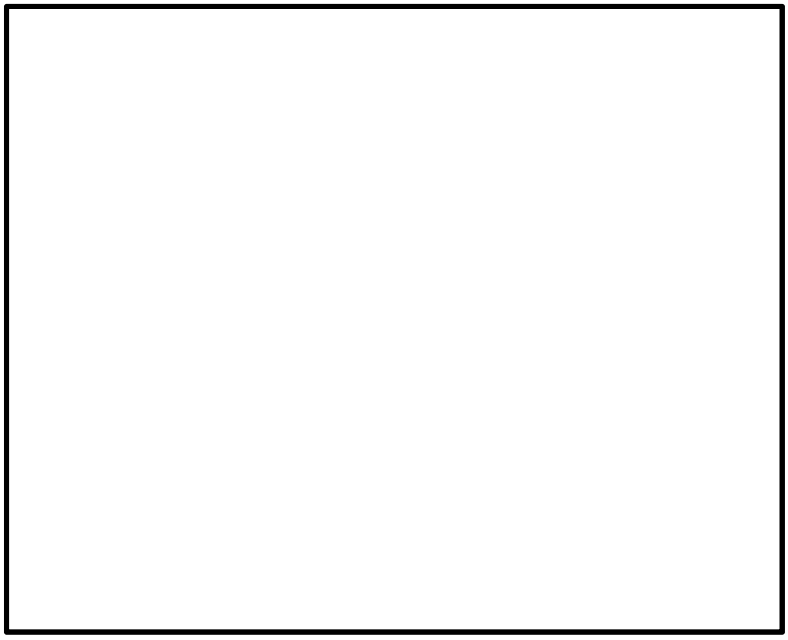


図 5.2-15　トンネルの解析モデル（構造物部分拡大図）

上記トンネルの解析モデルの平面ひずみ要素と線形はり要素で剛性及び質量が重複しないように，図 5.2-16 に示す平面ひずみ要素全域の面積と無筋部の面積の比率でインバートの平面ひずみ要素の剛性及び質量を設定する。

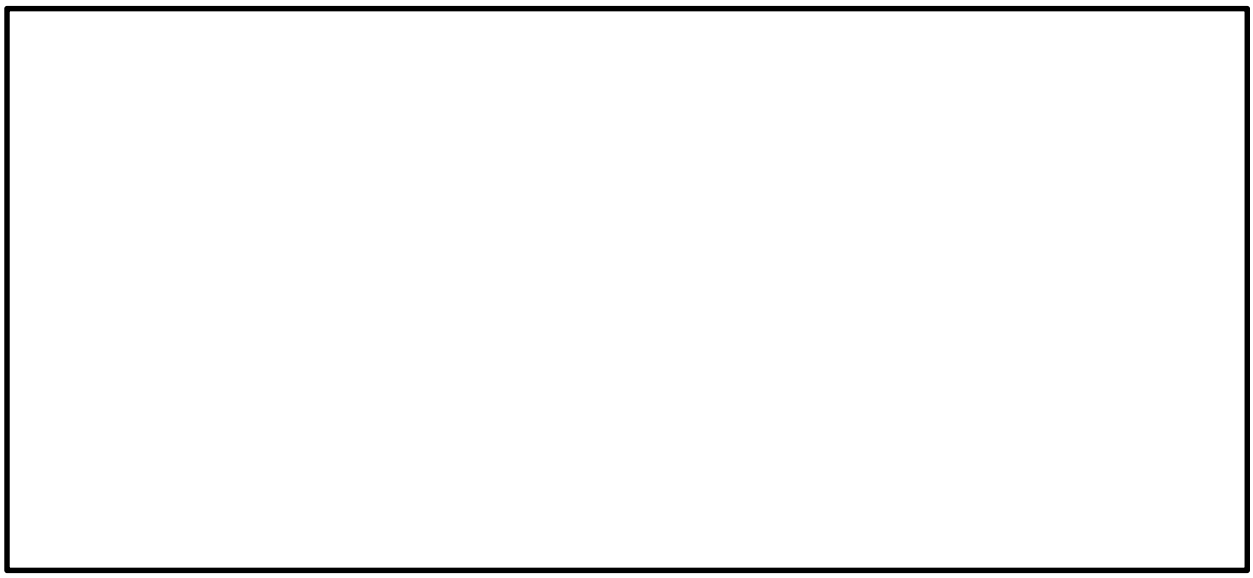


図 5.2-16　無筋コンクリートインバートの剛性及び質量の設定

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

(4) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 5.2－17 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

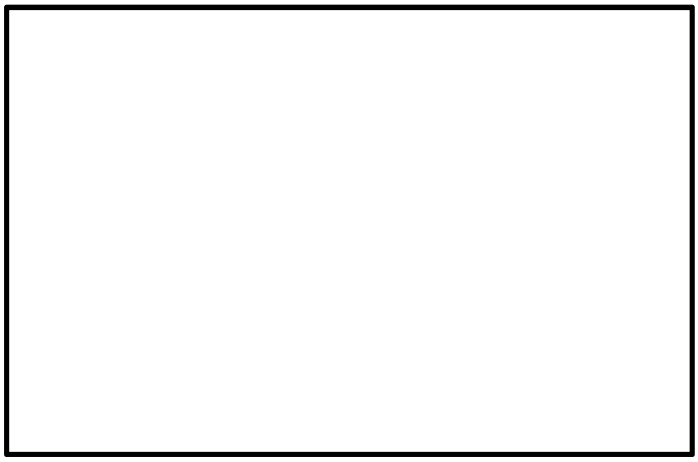
周辺の状況		粘着力ｃ（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
新第三系	Km 層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	φ＝23.2＋0.0990・ｚ	－

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（沿岸技術研究センター）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

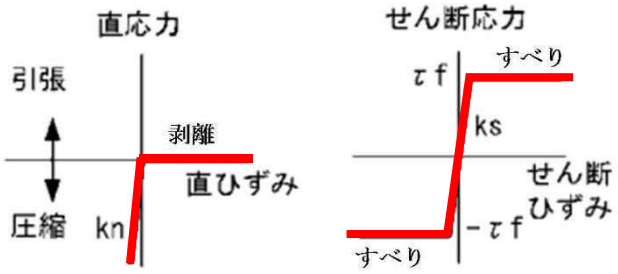


図 5.2－17　ジョイント要素の考え方

(5)　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によりモデル化する。

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%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図5.2－18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。

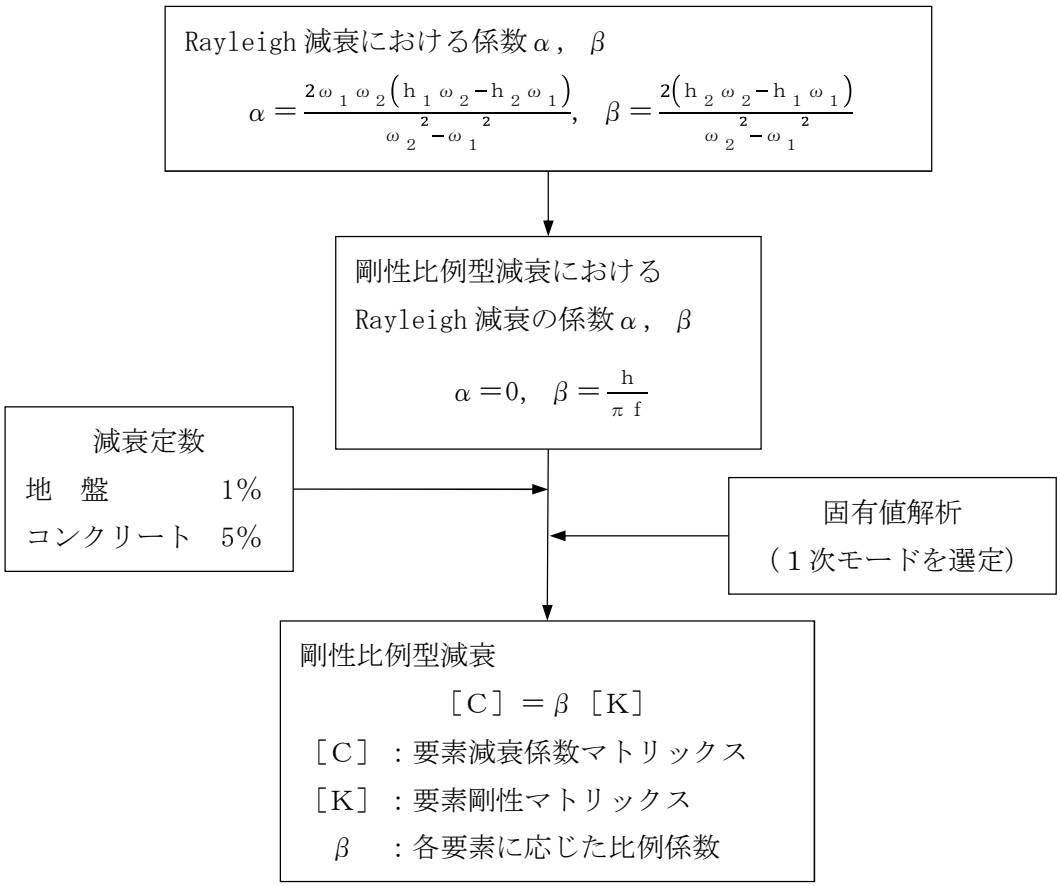


図 5.2－18　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 5.2－9（1）　固有値解析結果

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.714	243.38	１次として採用
2	1.131	5.13	
3	1.404	-2.83	
4	1.669	12.56	
5	1.717	-2.67	
6	1.940	19.67	
7	2.030	76.58	
8	2.173	-12.14	
9	2.359	4.29	

表 5.2－9（2）　固有値解析結果

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.716	243.64	１次として採用
2	1.142	4.70	
3	1.406	-2.53	
4	1.704	11.61	
5	1.726	-3.20	
6	2.021	-31.60	
7	2.070	74.06	
8	2.190	11.94	
9	2.462	-1.54	

表 5.2－9（3）　固有値解析結果

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.713	242.99	1次として採用
2	1.119	5.71	
3	1.402	-3.44	
4	1.623	13.98	
5	1.707	-3.09	
6	1.847	-17.17	
7	1.976	74.78	
8	2.150	-12.30	
9	2.240	8.51	

表 5.2－9（4）　固有値解析結果

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

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.702	236.46	1次として採用
2	1.048	21.83	
3	1.314	29.00	
4	1.434	-11.78	
5	1.485	-10.32	
6	1.582	-24.37	
7	1.631	66.28	
8	1.717	7.07	
9	1.831	3.63	

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 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		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 5.2－19 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。

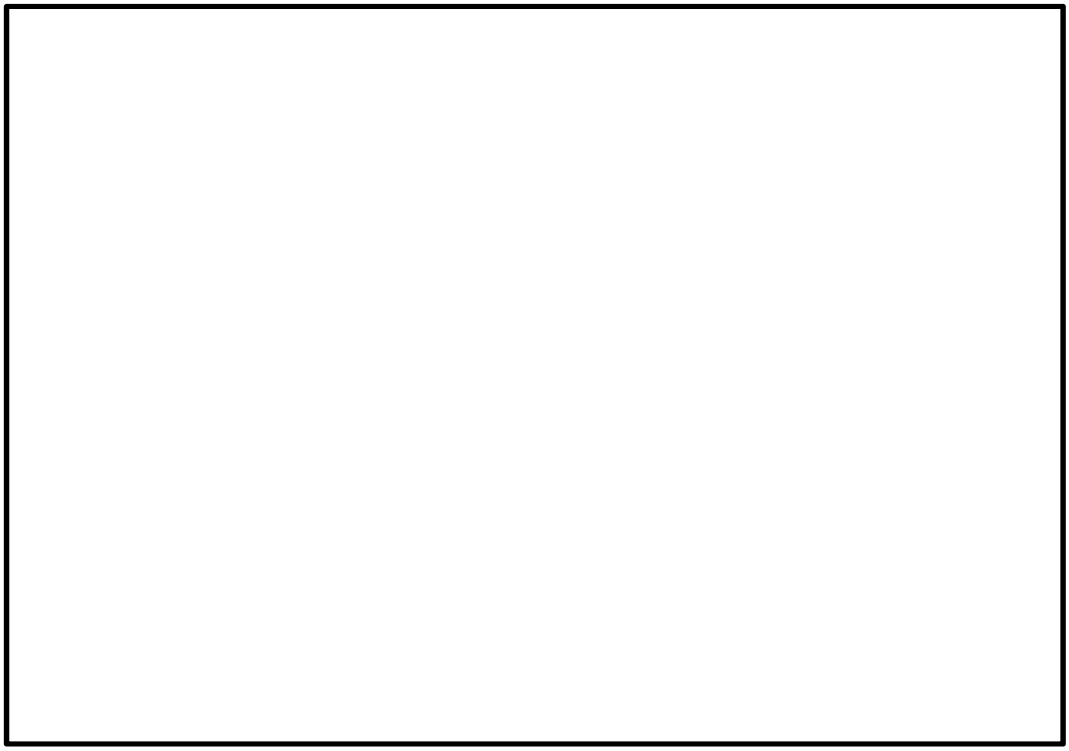


図 5.2－19　機器・配管荷重図

(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)　耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 5.2－11 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 5.2－20 に示す。

表 5.2－11　耐震評価における検討ケース

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

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

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

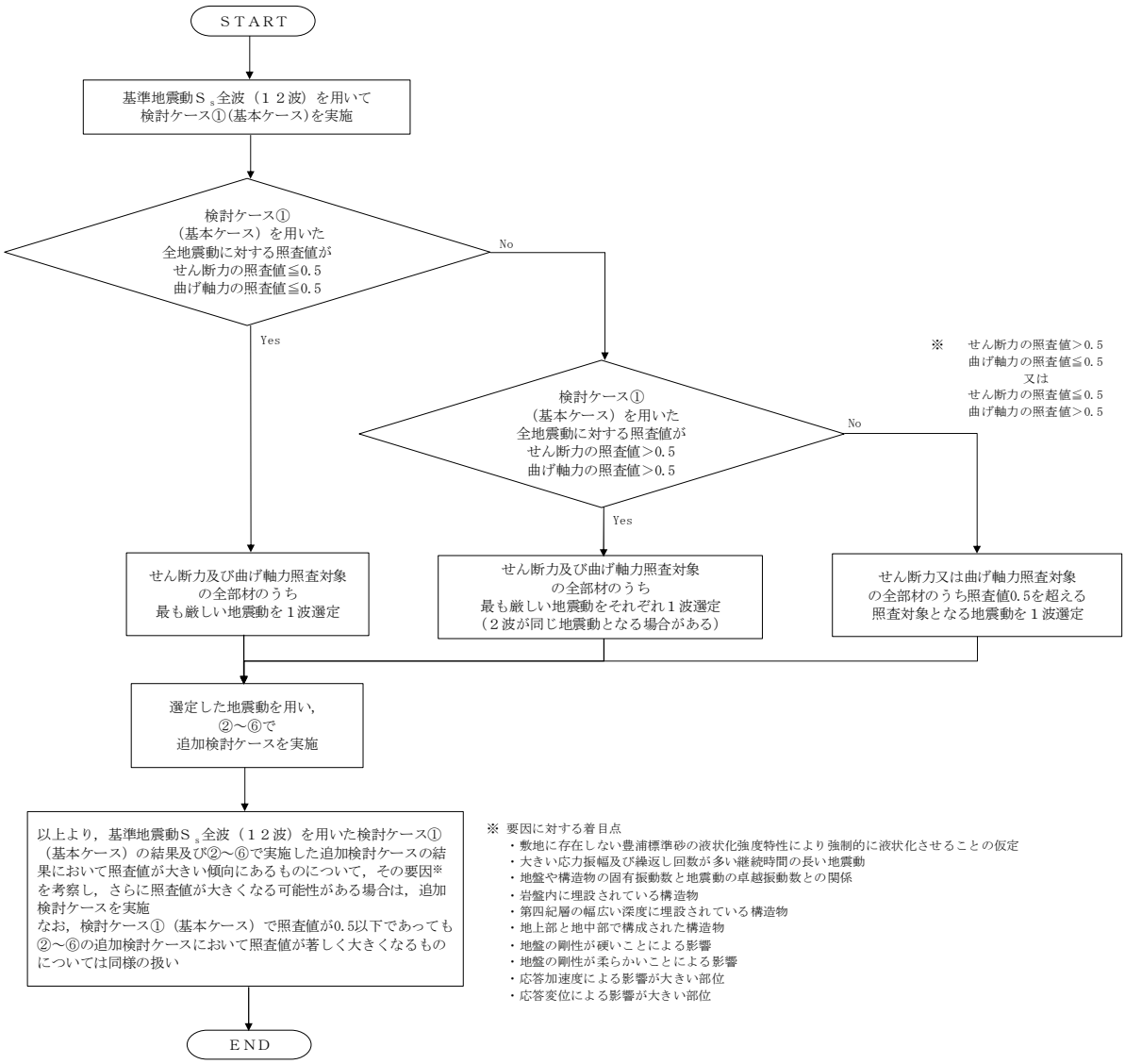


図 5.2－20　②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 5.2－12 に示す。

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

表 5.2－12　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>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</td><td>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</td><td>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</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="12">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓｓ－Ｄ１</td><td>(H＋V＋)</td><td rowspan="12">全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。</td><td>実施</td><td rowspan="12">全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。</td></tr>
<tr><td>(H＋V－)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>(H－V＋)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>(H－V－)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１１</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１２</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１３</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－１４</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－２１</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－２２</td><td></td><td>実施</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓｓ－３１</td><td>(H＋V＋)</td><td>実施</td></tr>
<tr><td>(H－V＋)</td><td>実施</td></tr>
</table>

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次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

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$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

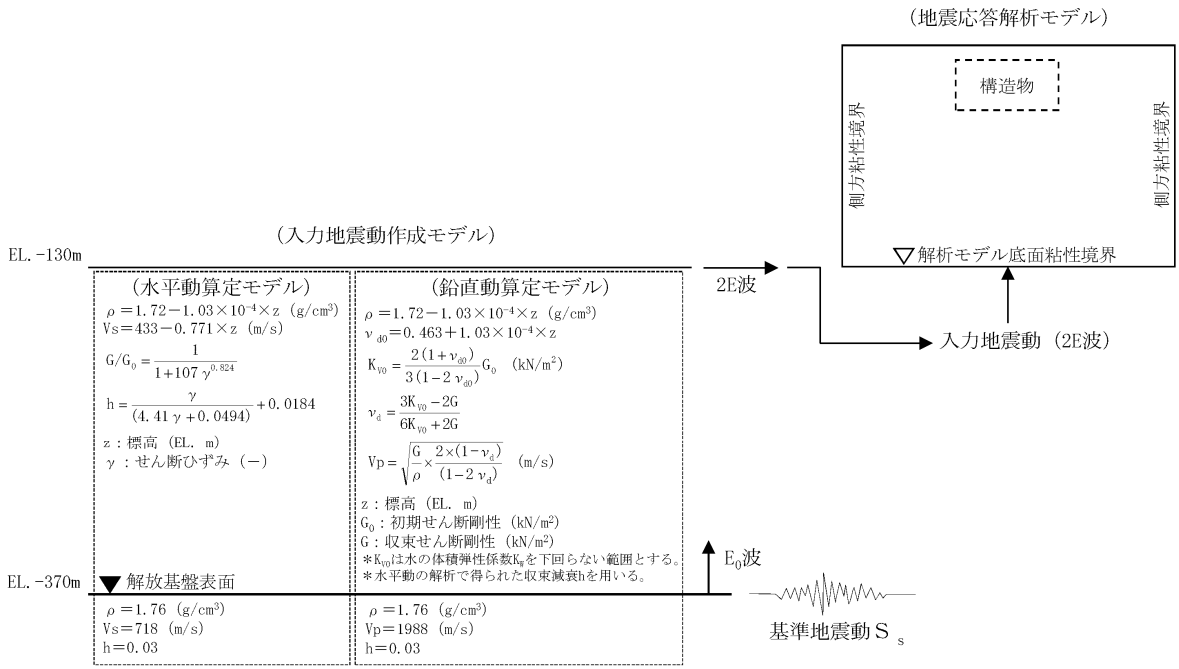
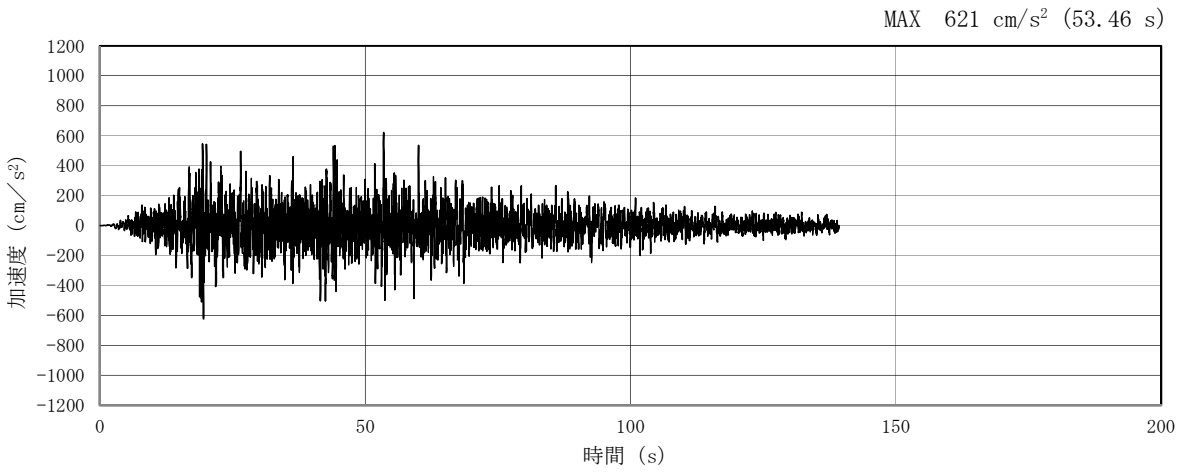
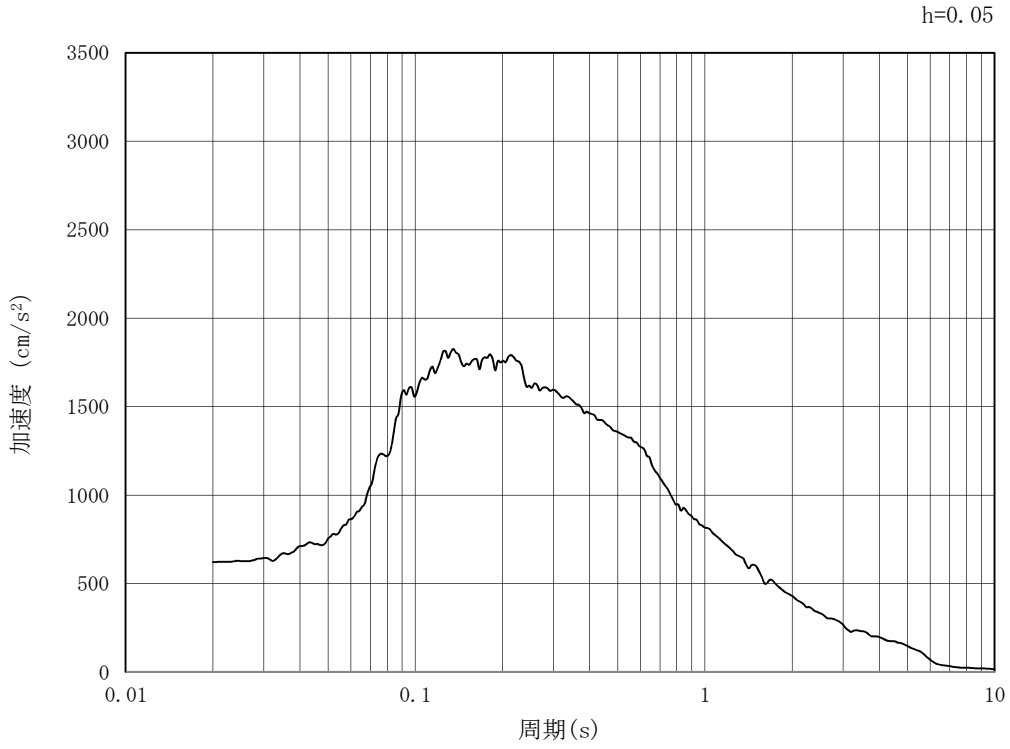


図 5.3－1　入力地震動算定の概念図

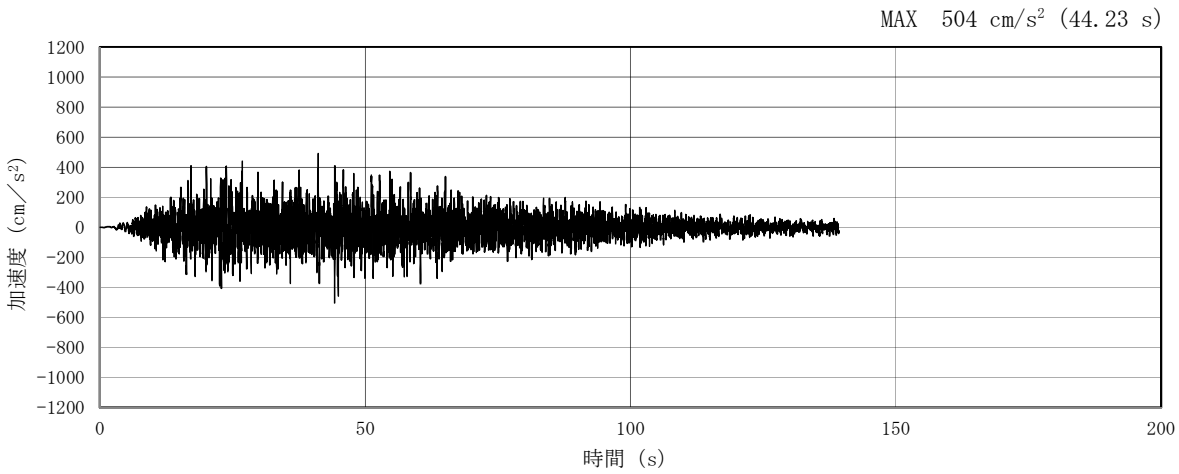


(a) 加速度時刻歴波形

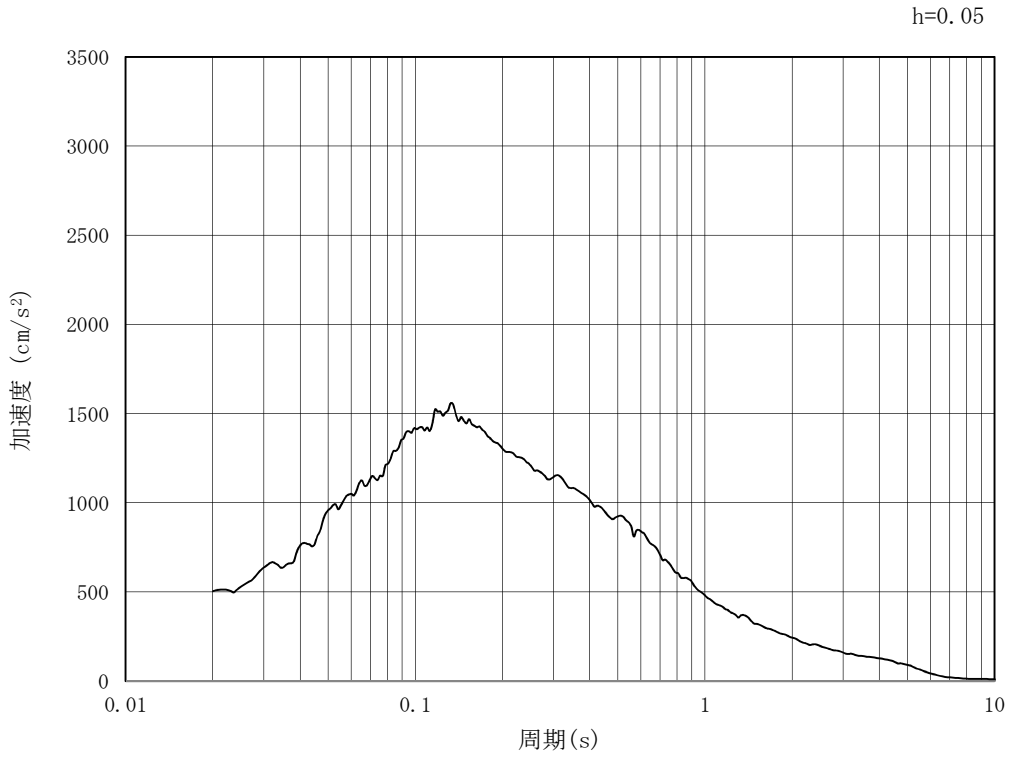


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－Ｄ１）

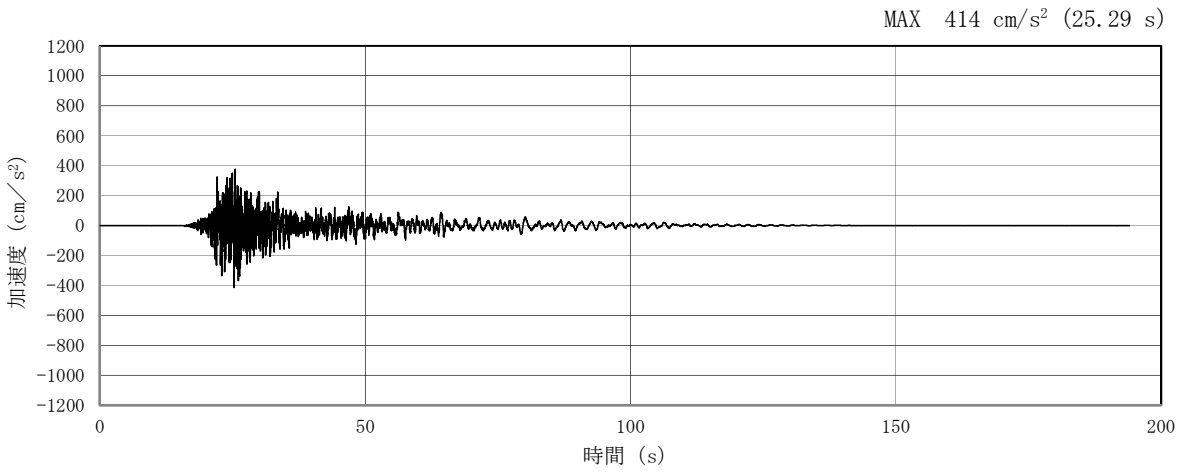


(a) 加速度時刻歴波形

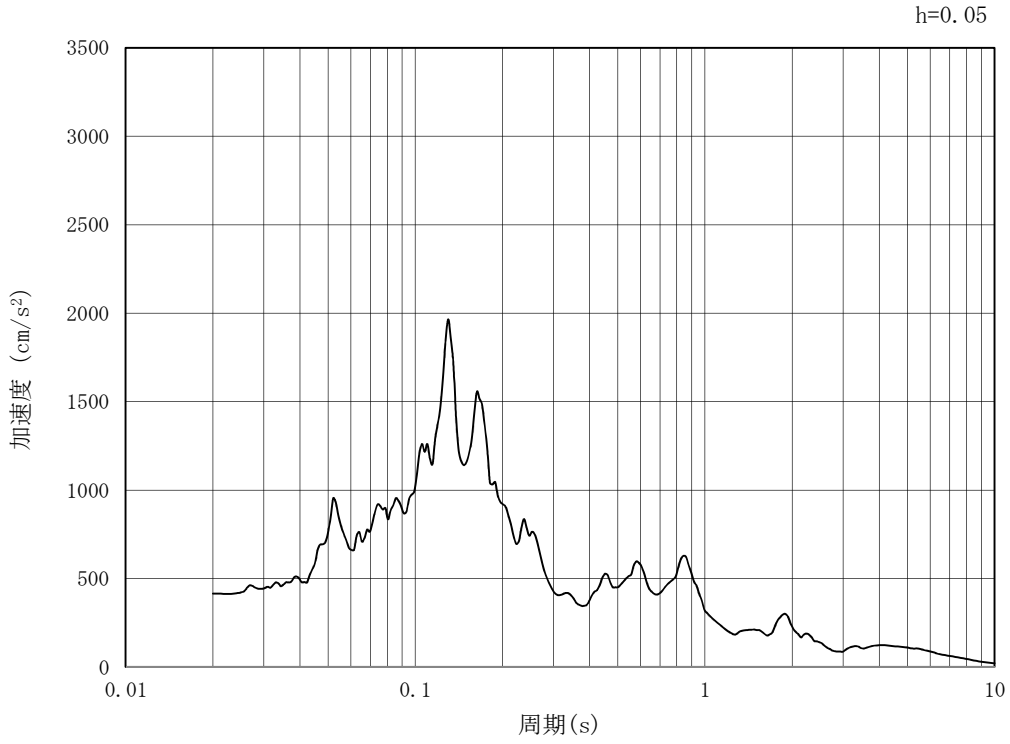


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－Ｄ１）

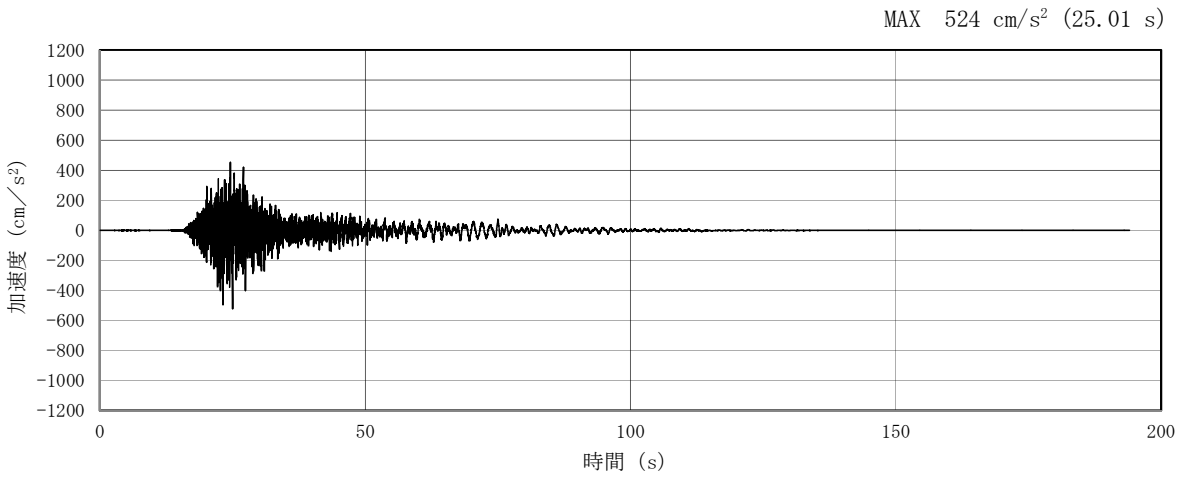


(a) 加速度時刻歴波形

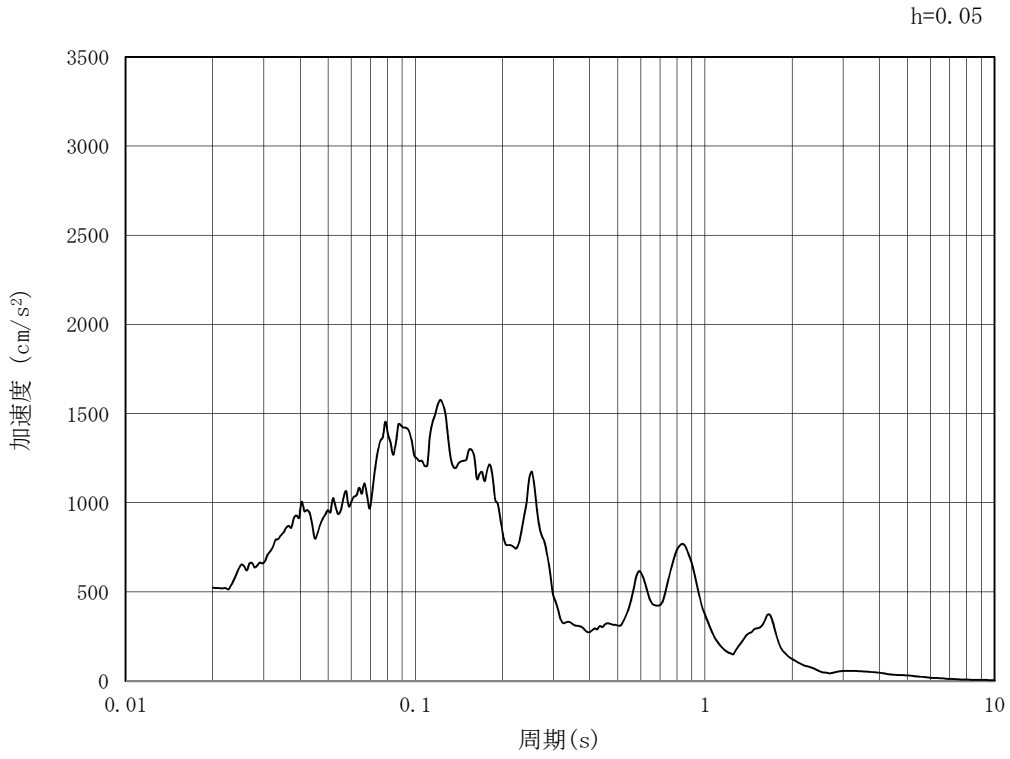


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１１）

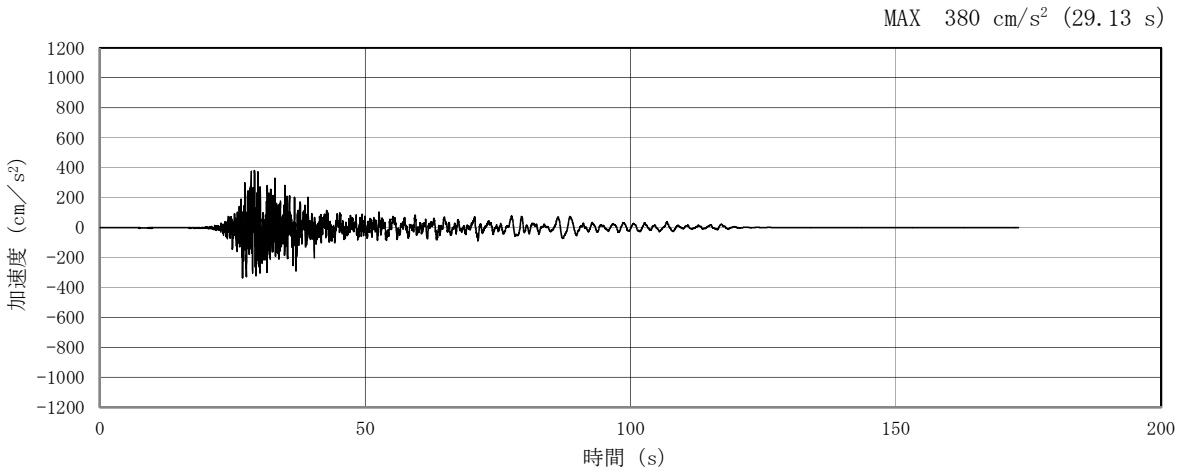


（a）加速度時刻歴波形

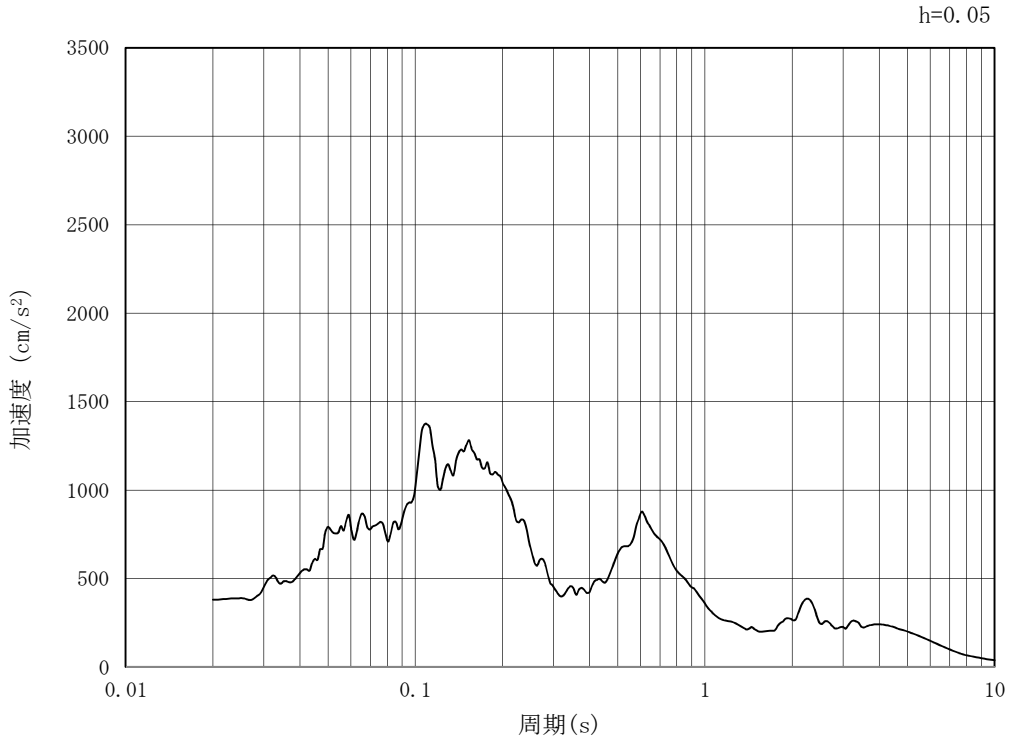


（b）加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１１）

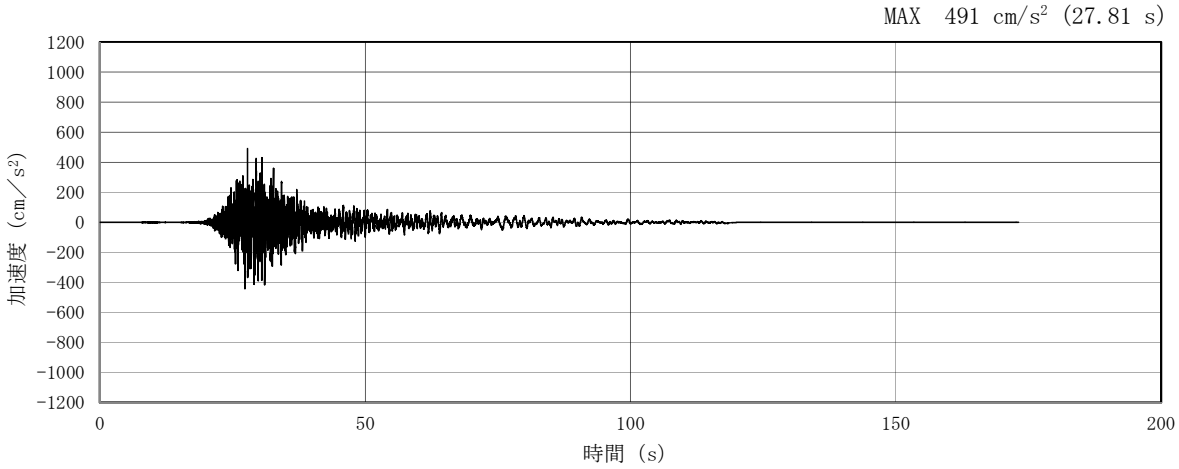


(a) 加速度時刻歴波形

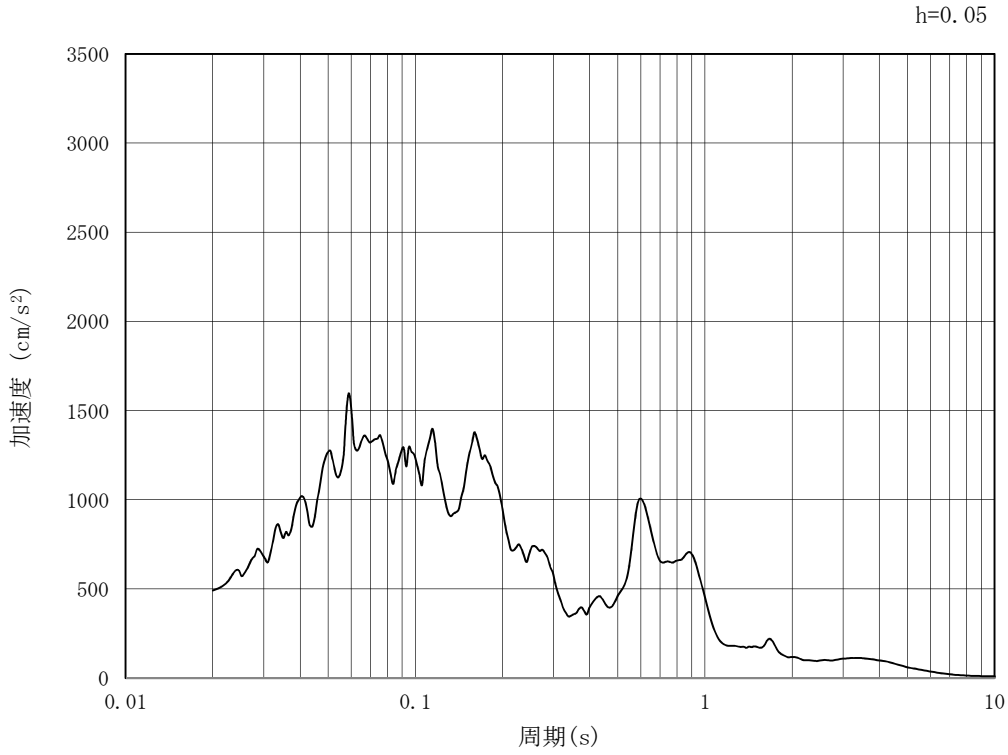


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１２）

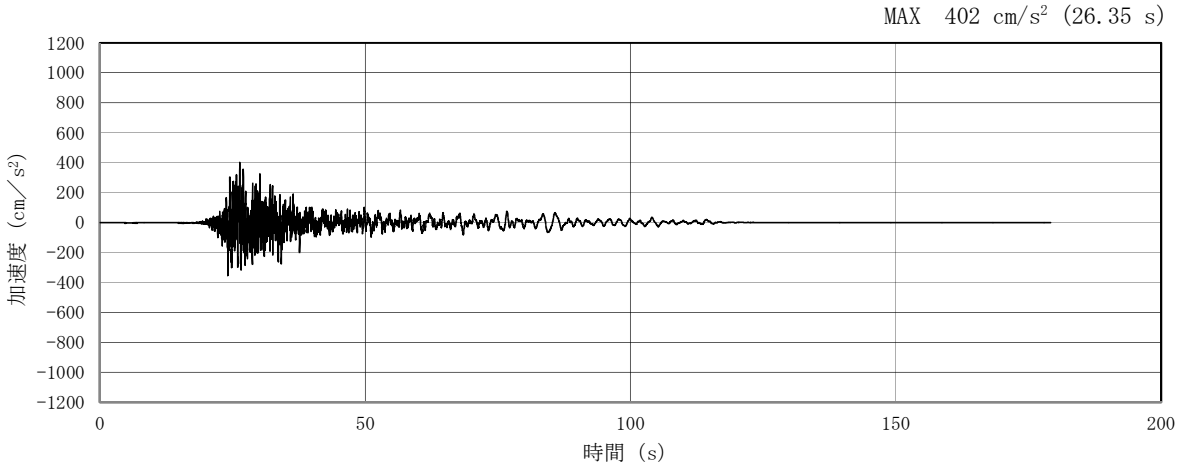


(a) 加速度時刻歴波形

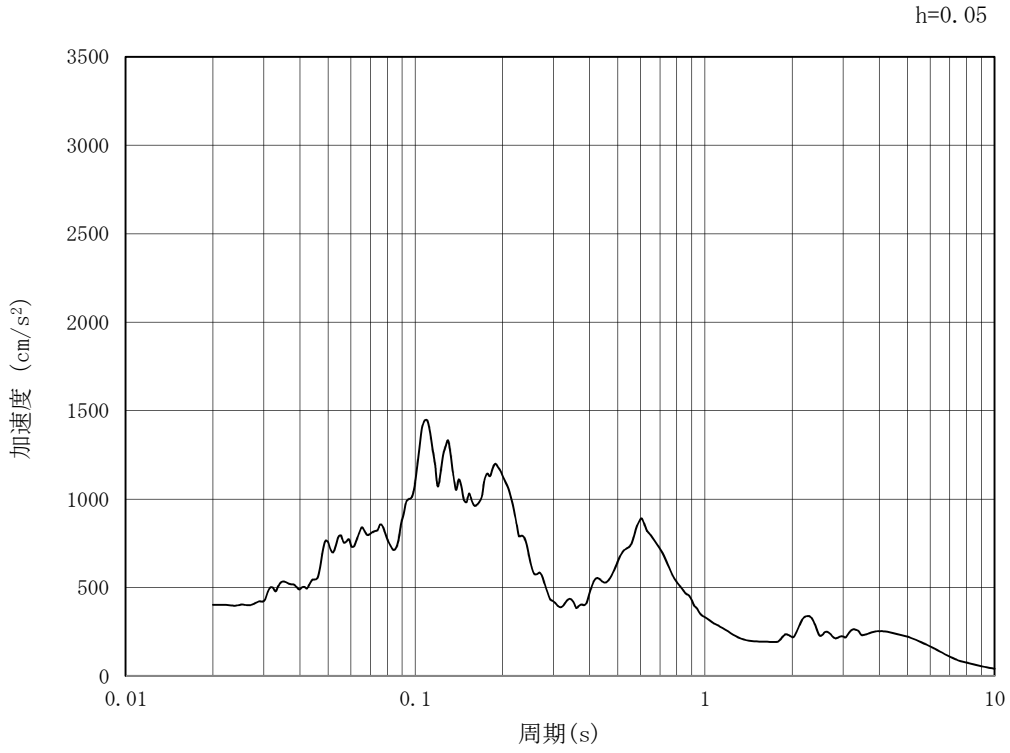


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１２）

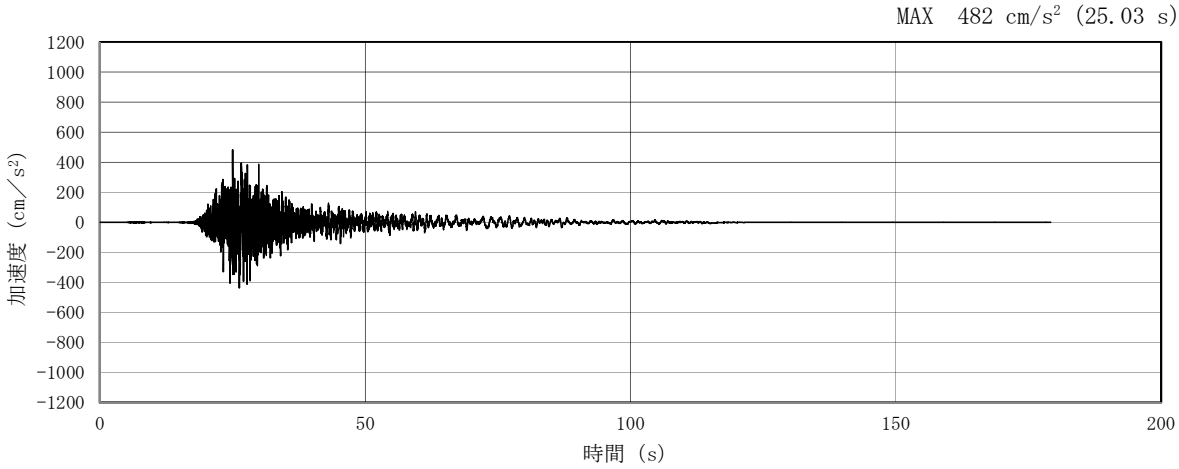


(a) 加速度時刻歴波形

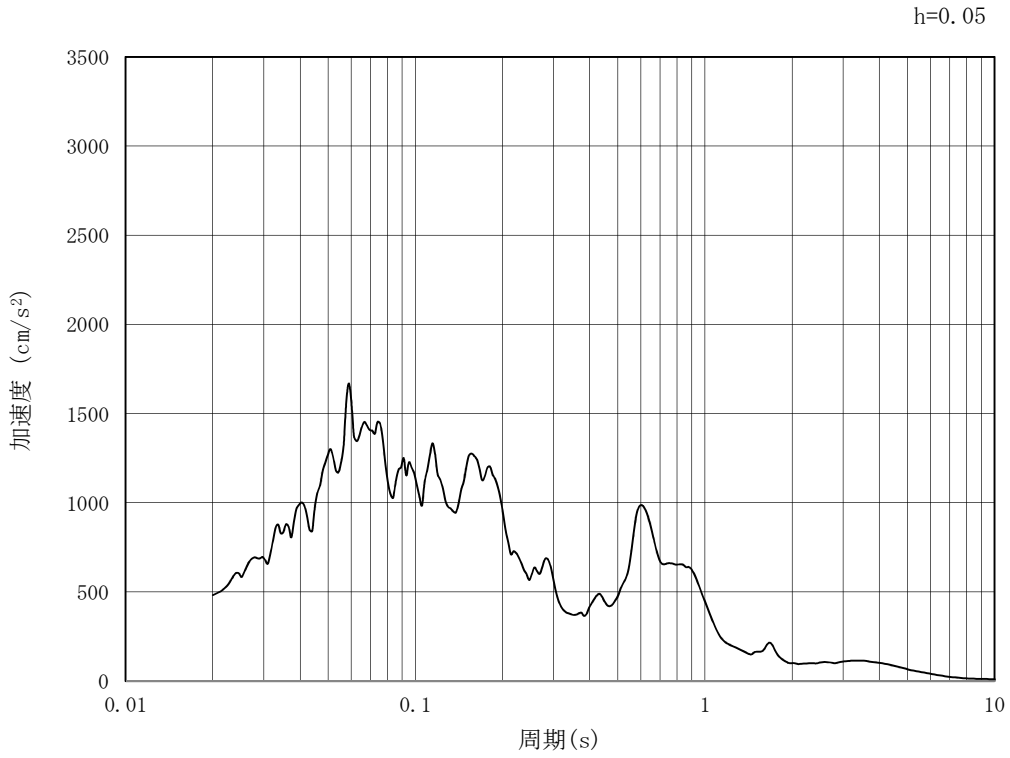


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１３）

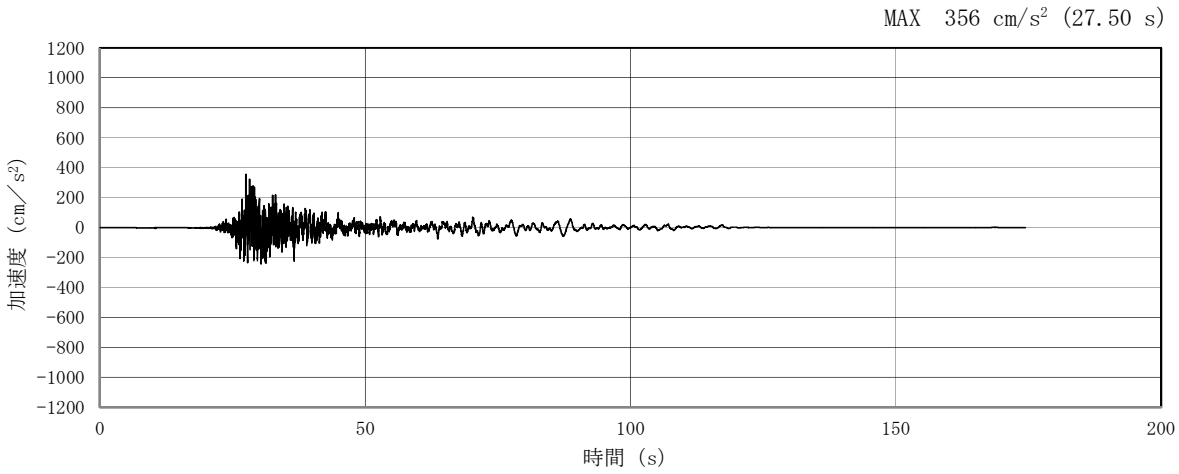


(a) 加速度時刻歴波形

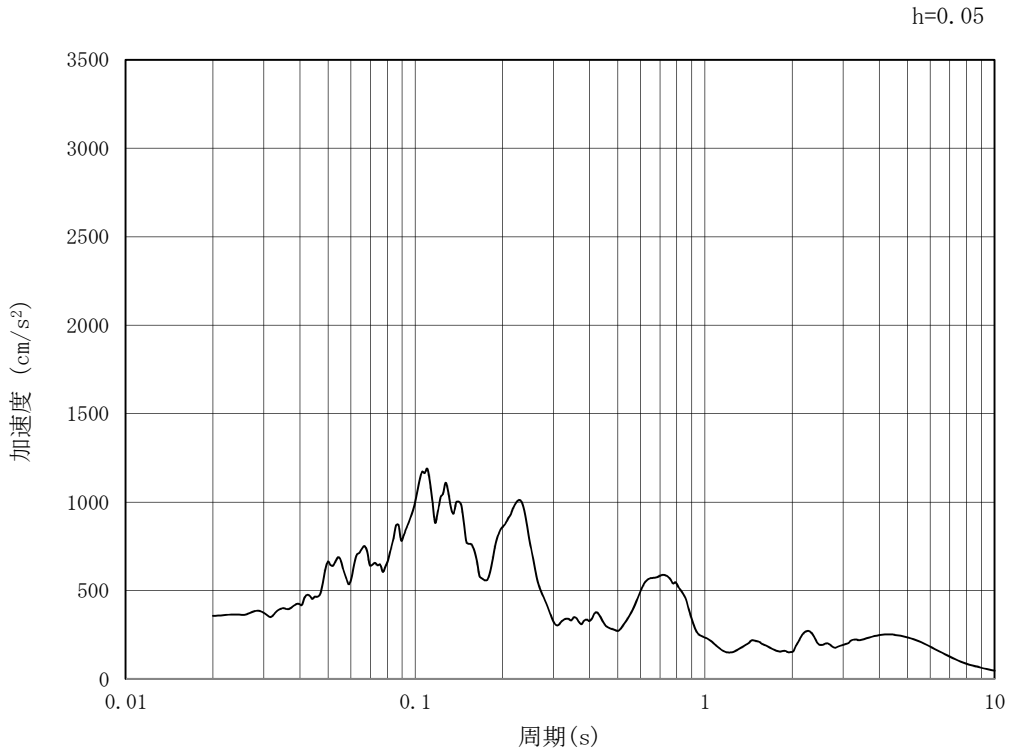


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１３）

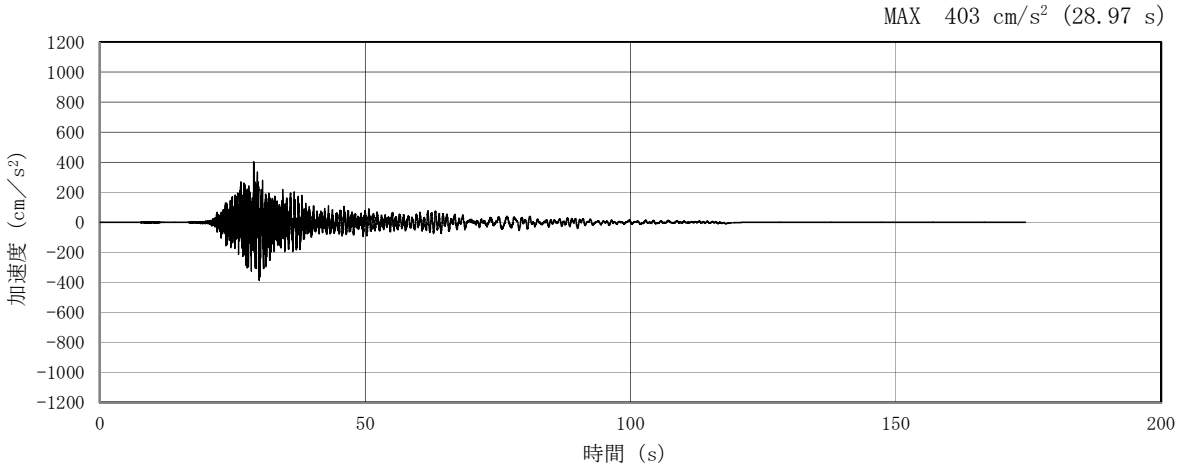


(a) 加速度時刻歴波形

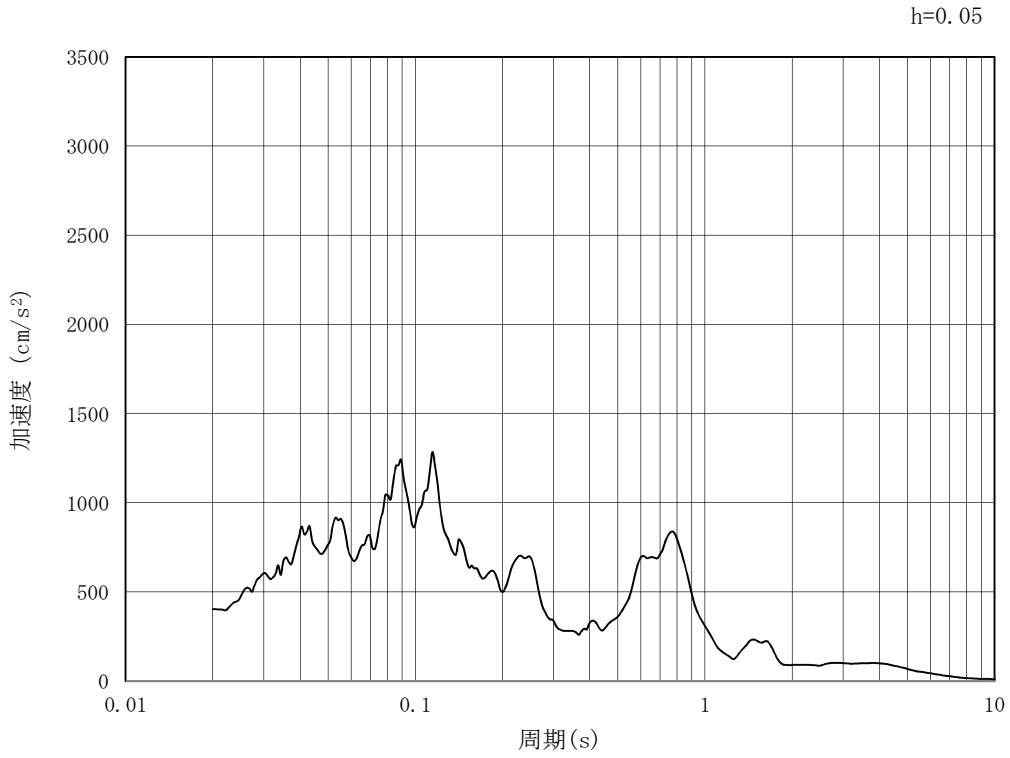


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－１４）

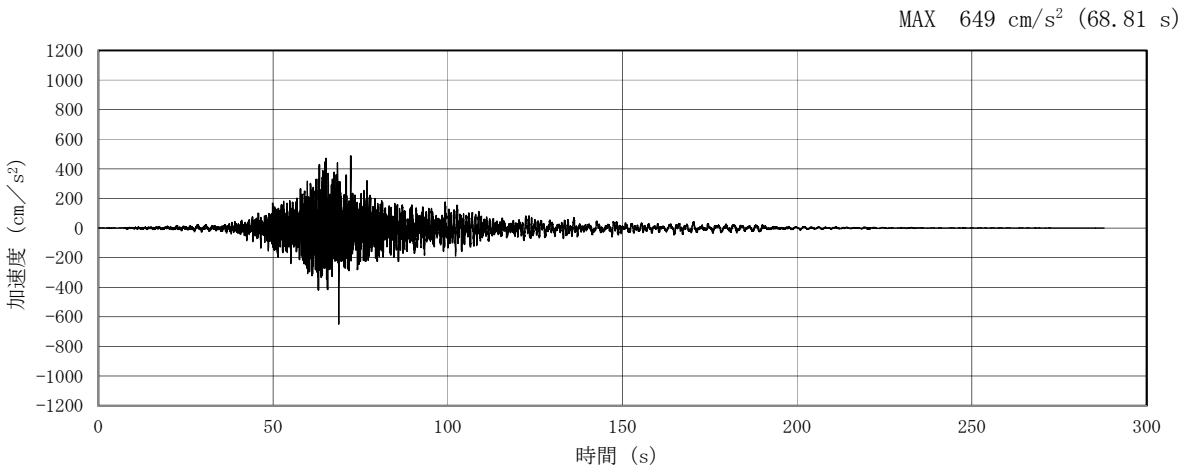


(a) 加速度時刻歴波形

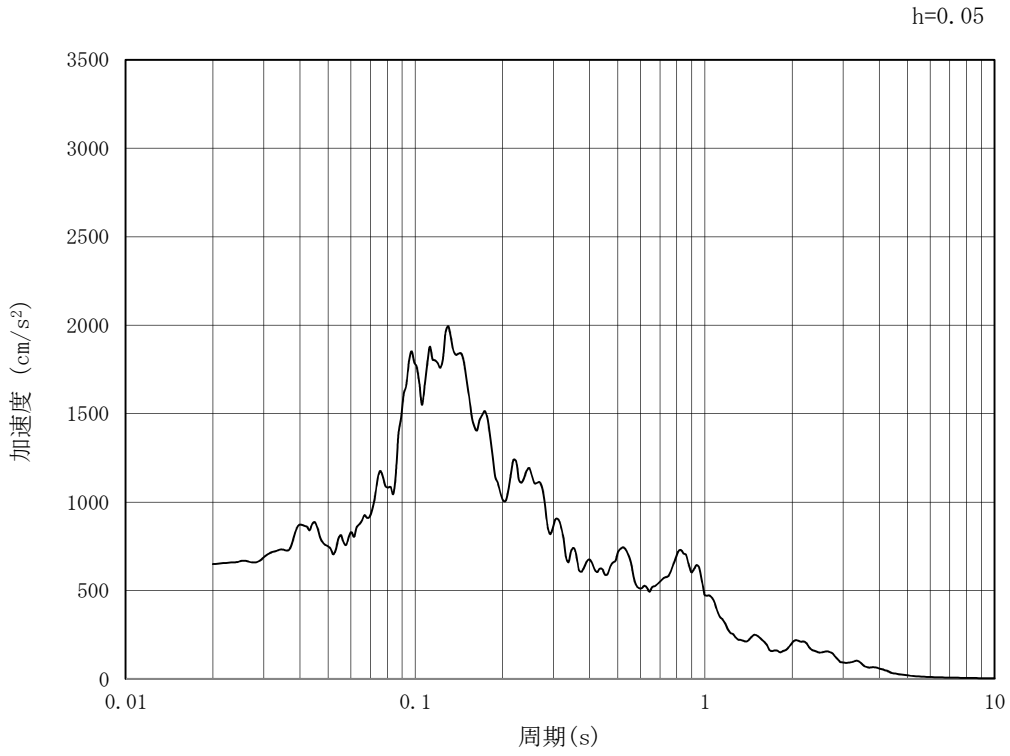


(b) 加速度応答スペクトル

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$_s$－１４）

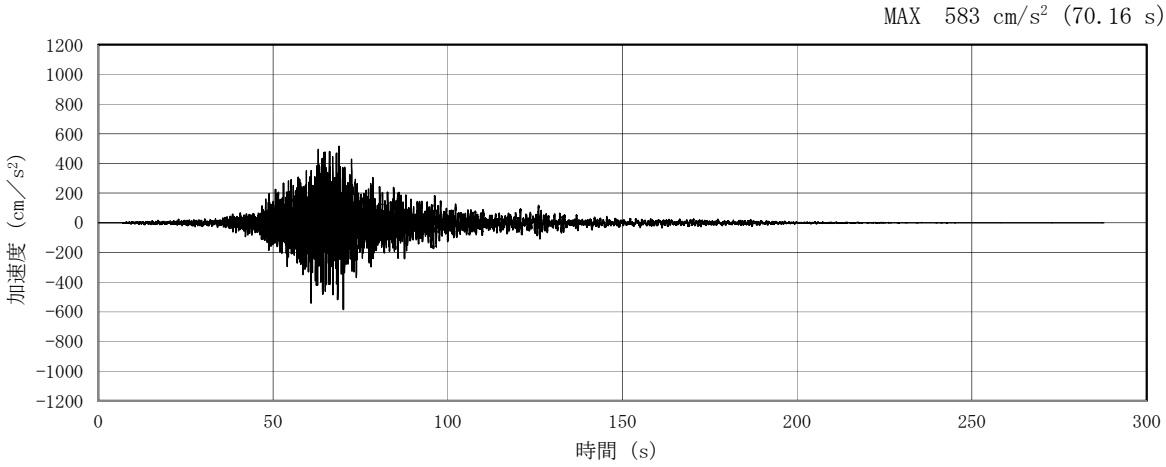


(a) 加速度時刻歴波形

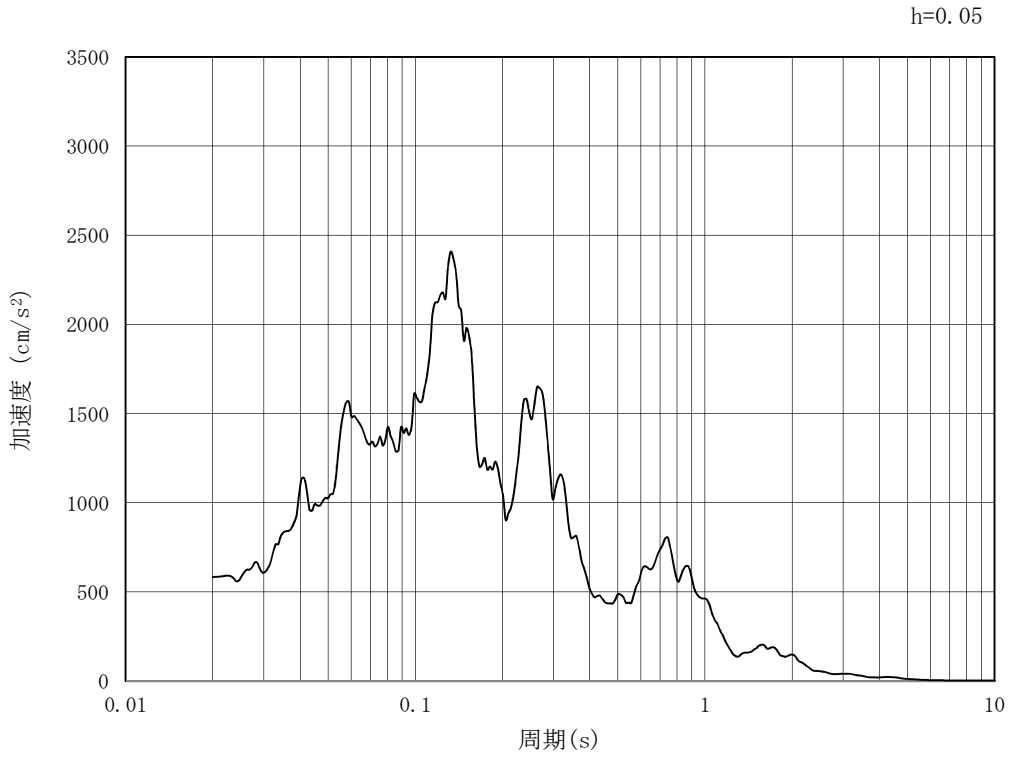


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２１）

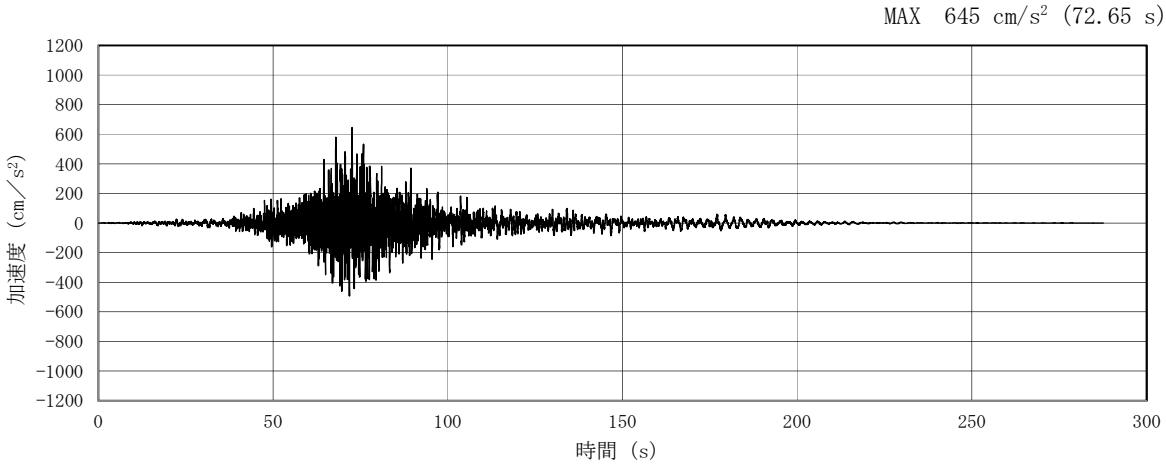


(a) 加速度時刻歴波形

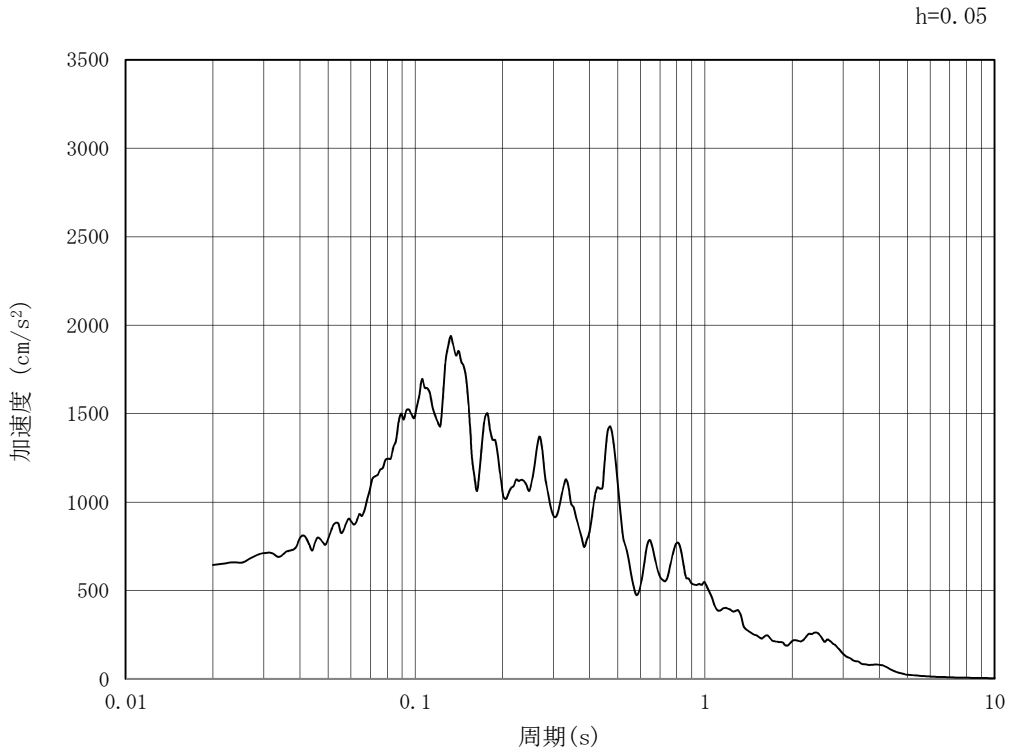


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２１）

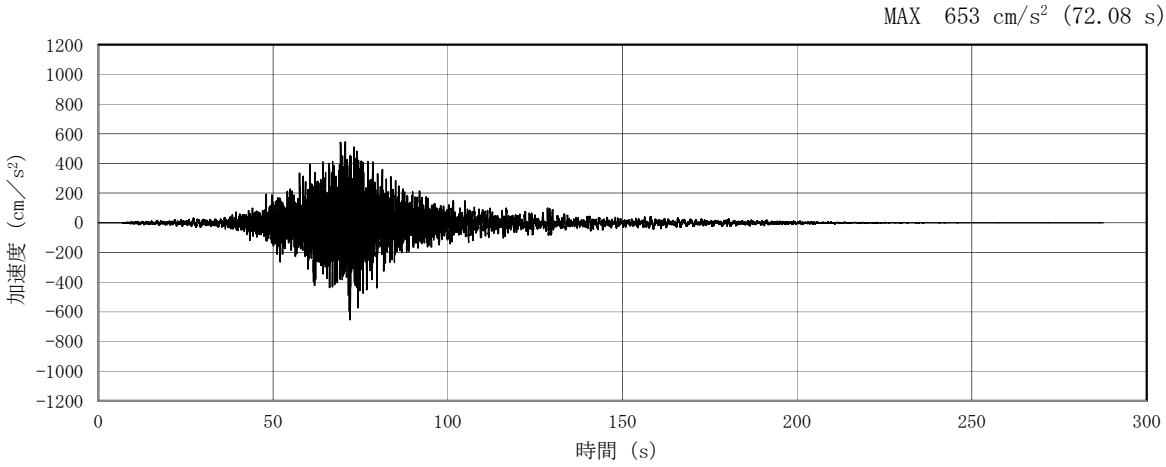


(a) 加速度時刻歴波形

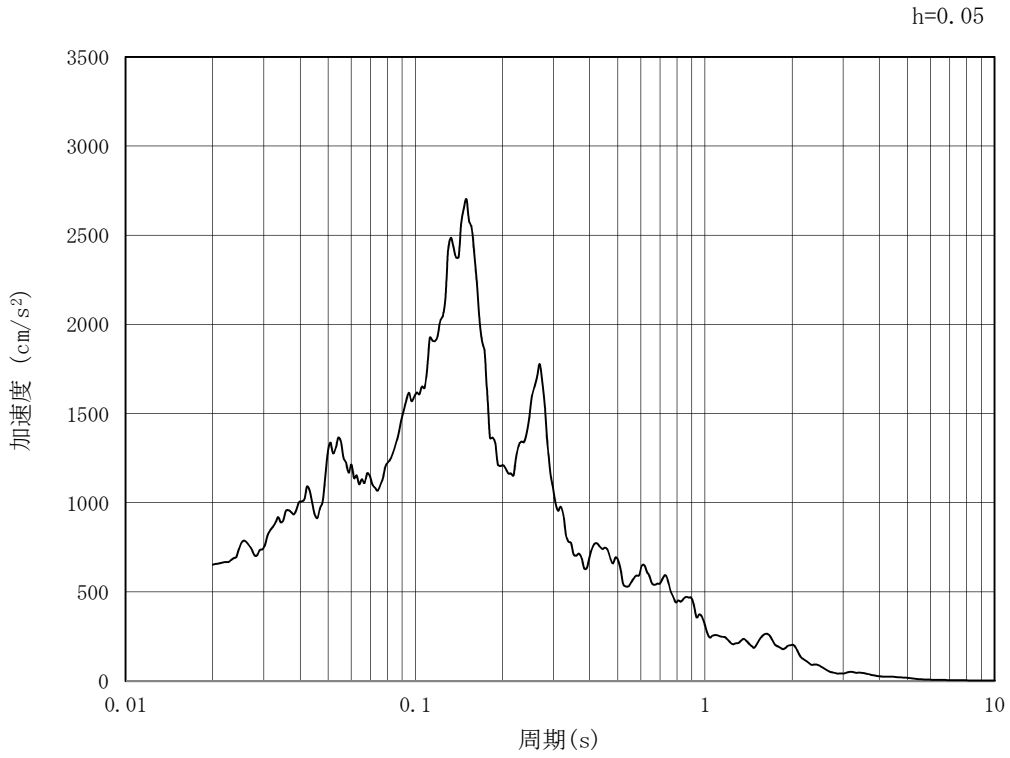


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２２）

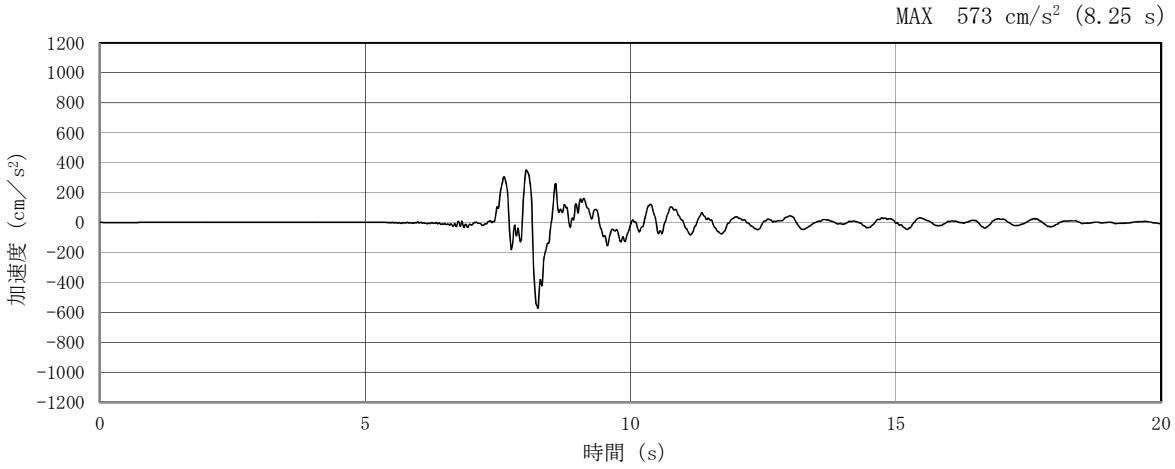


(a) 加速度時刻歴波形

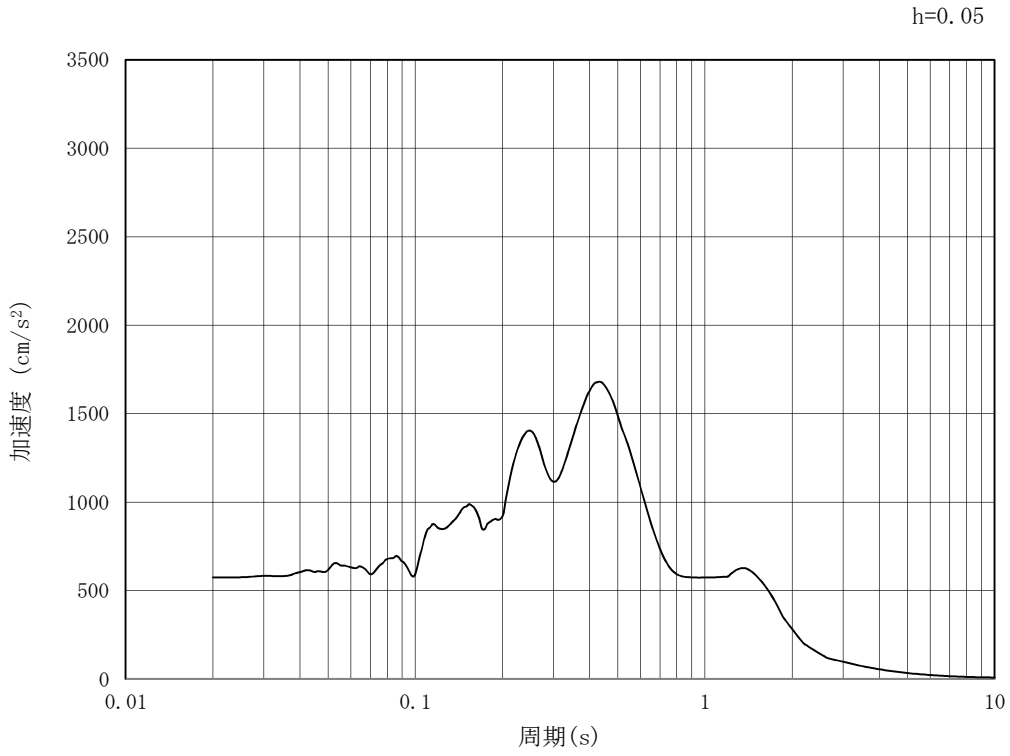


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－２２）

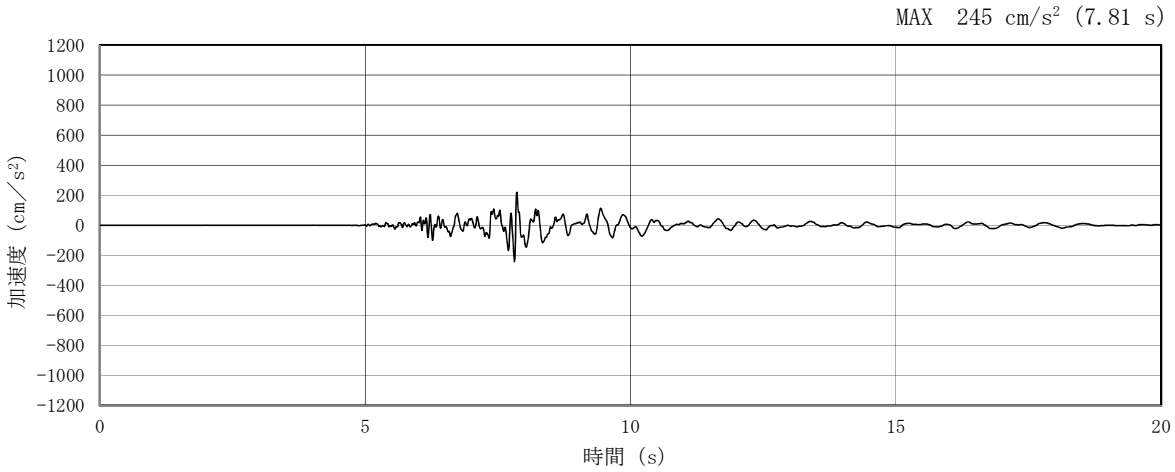


(a) 加速度時刻歴波形

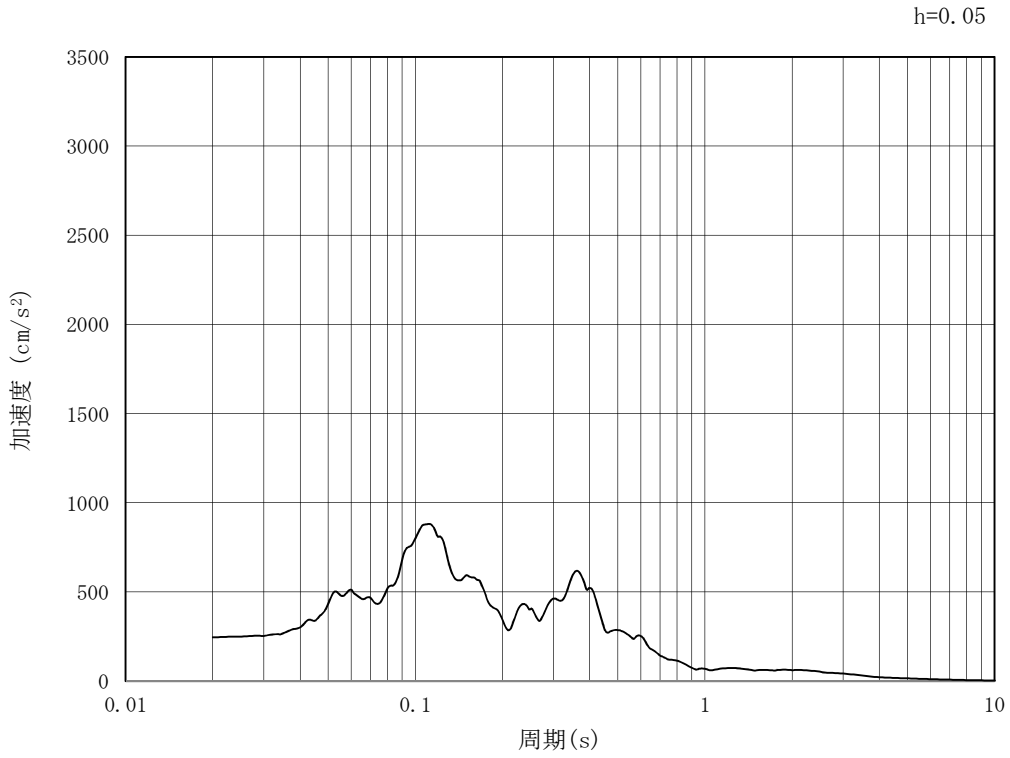


(b) 加速度応答スペクトル

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：Ｓｓ－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：Ｓｓ－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）」に基づき，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

(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/m^2）
c	：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2）
γ_1	：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする
γ_2	：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3）ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする
α，β	：表 5.3－2 に示す基礎底面の形状係数
B	：基礎幅（m）
D_f	：基礎の有効根入れ深さ（m）
N_c，N_q，N_γ	：図 5.3－3 に示す支持力係数

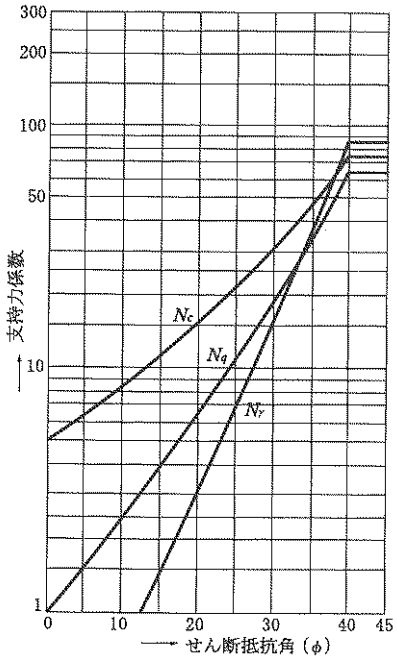
表 5.3－2　基礎底面の形状係数

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 5.3－3　支持力係数を求めるグラフ

トンネルの極限支持力の算定結果を表 5.3－3 に示す。

表 5.3－3　極限支持力の算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	4865	
$\alpha\ c N_c$ (kN/m^2)	4597	
$\frac{1}{2}\beta\ \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m^2)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m^2)	268	
粘着力 c (kN/m^2)	919	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m^3)	7.085	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m^3)	9.553	
形状係数 α	1.000	
形状係数 β	1.000	
基礎幅 B (m)	7.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	28.101	
N_c	5	図 5.3－3 より
N_γ	0	図 5.3－3 より
N_q	1	図 5.3－3 より

5.4　評価結果

5.4.1　地震応答解析結果

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

(1)　断面力分布（部材に着目した断面力図）

コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の 3 つの照査項目それぞれに対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。その際の検討ケース及び時刻をあわせて記載する。

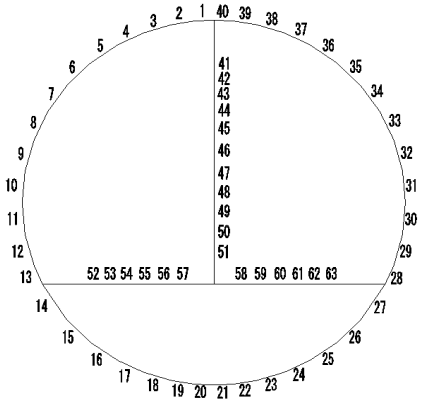
記載する断面力分布において部材毎に該当する照査値及び検討ケースの一覧表を表 5.4－1～表 5.4－3 に示す。図 5.4－3～図 5.4－5 にコンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の 3 つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。

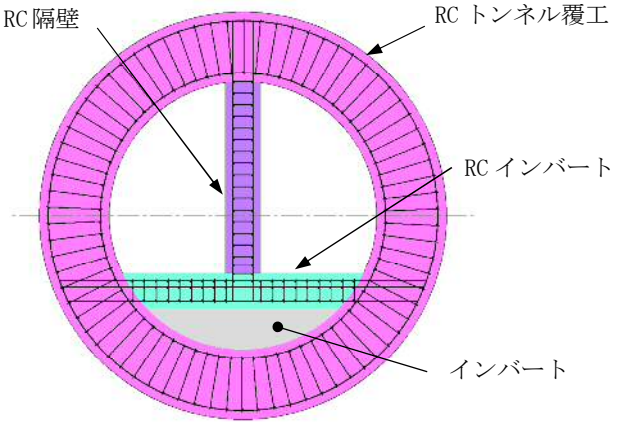
表 5.4－1　コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

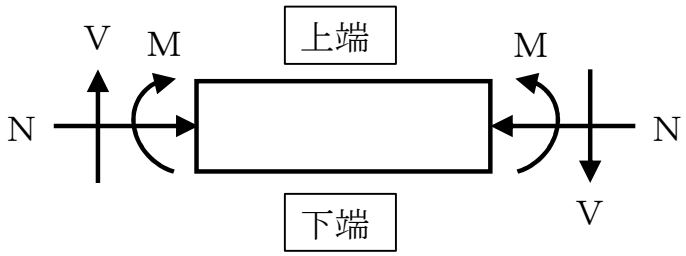
（各部材において最も厳しい照査値とその地震波）

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値	検討ケース
		部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋	（圧縮鉄筋）	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN・m/m）	軸力（kN/m）	σ_c（N/mm^2）	σ_{ca}（N/mm^2）	σ_c/σ_{ca}	
RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	（D29 @150）	902	2009	5.58	16.5	0.34	①Ｓｓ－３１（H－，V＋）
RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	（D25 @150）	−251	868	6.37	16.5	0.39	②Ｓｓ－３１（H＋，V＋）
RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	（2×D22 @150）	255	204	6.94	16.5	0.43	②Ｓｓ－３１（H＋，V＋）

＊　：評価位置は下図に示す







符号の説明

曲げモーメント　：M

軸力　　：N

せん断力　　：V

応力の符号

曲げモーメント（M）　正：上端が圧縮となる曲げモーメント

負：上端が引張となる曲げモーメント

軸力　　（N）　正：圧縮

負：引張

図 5.4－1　応力の方向

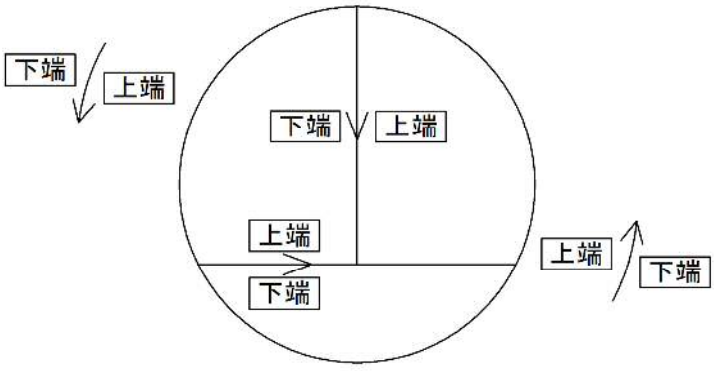
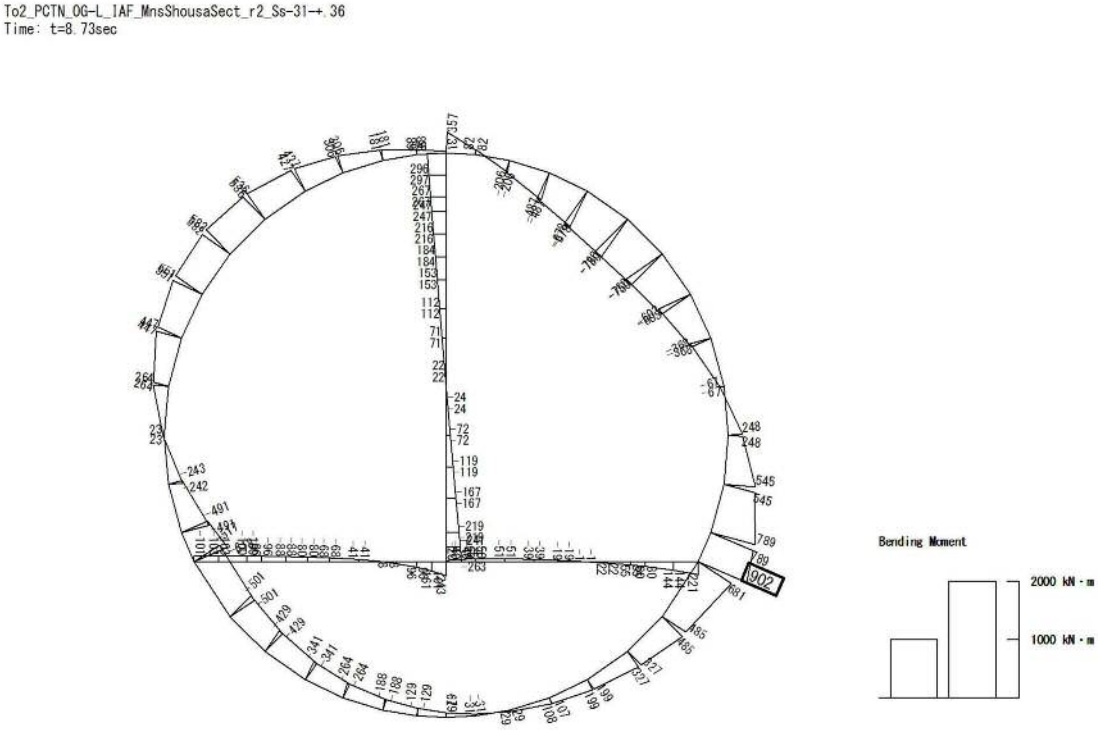
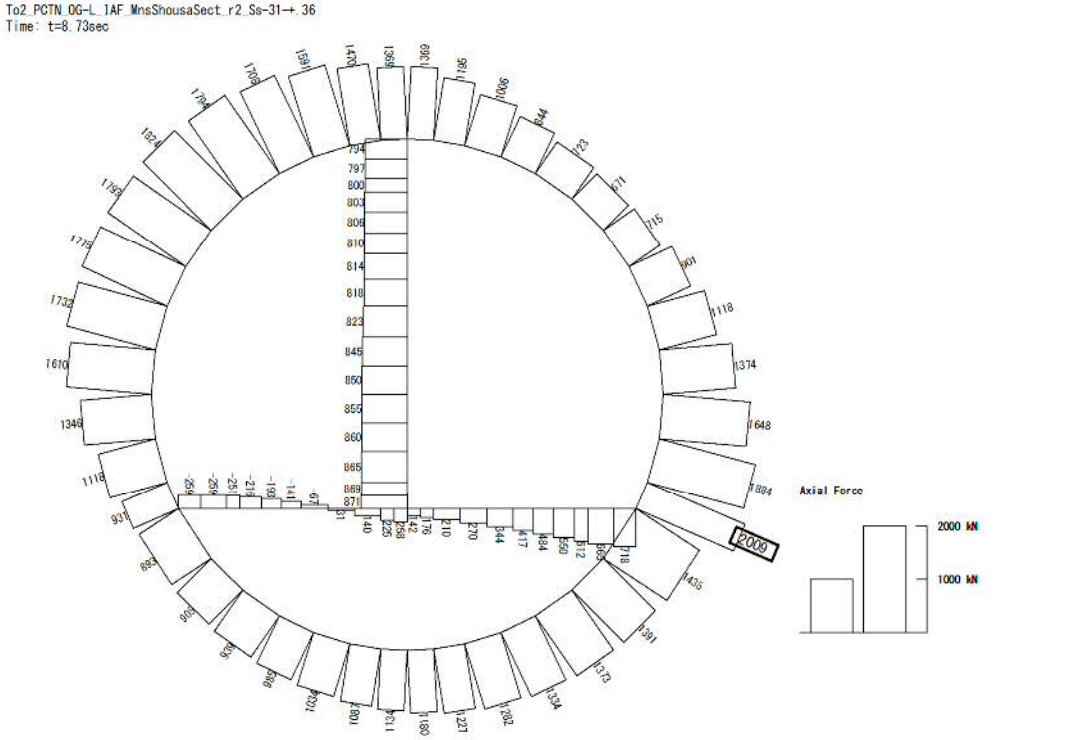


図 5.4－2　はり要素の方向



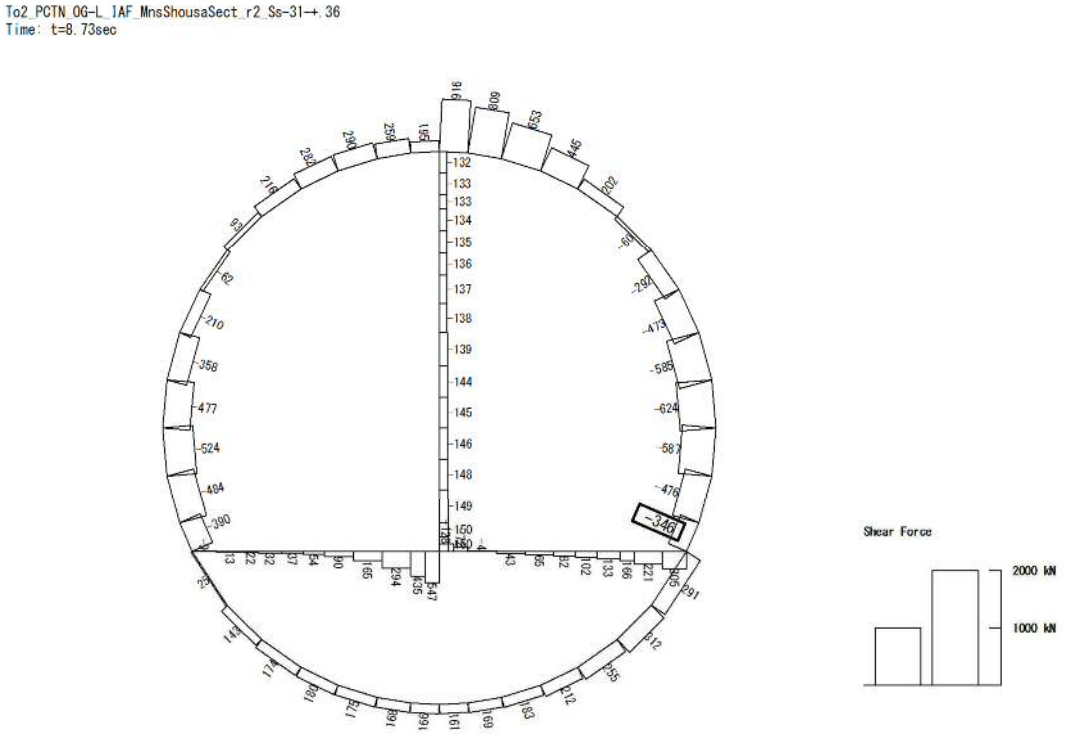
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

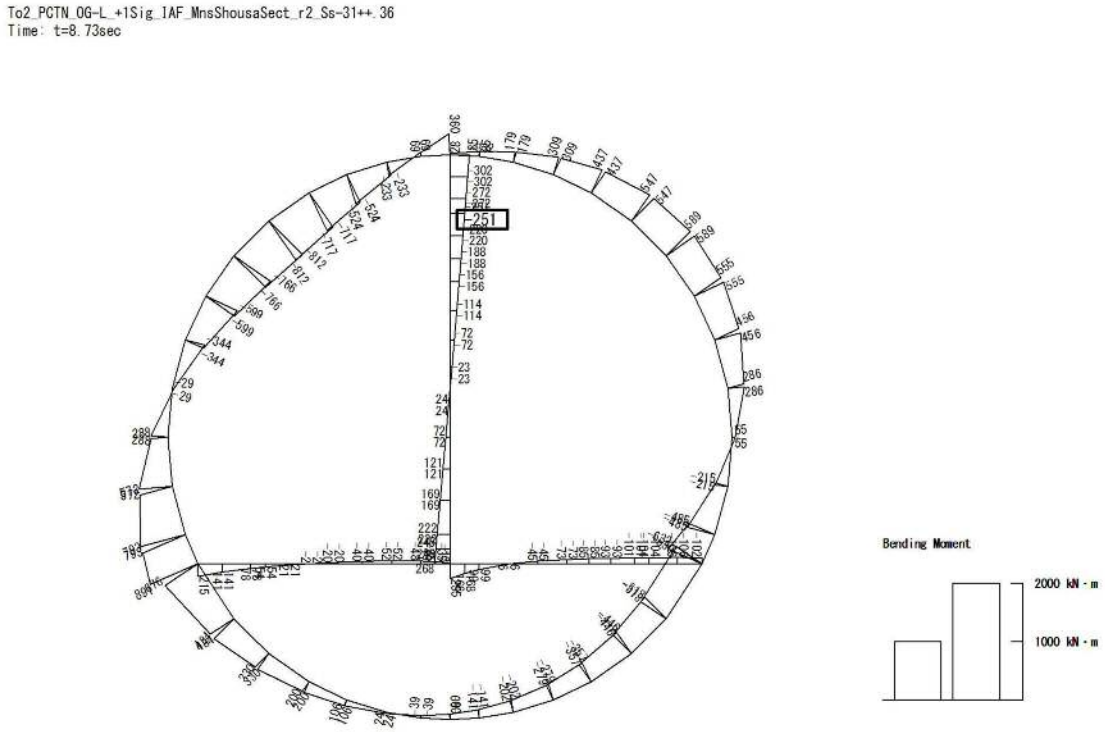
軸力（kN）

図 5.4－3（1）RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

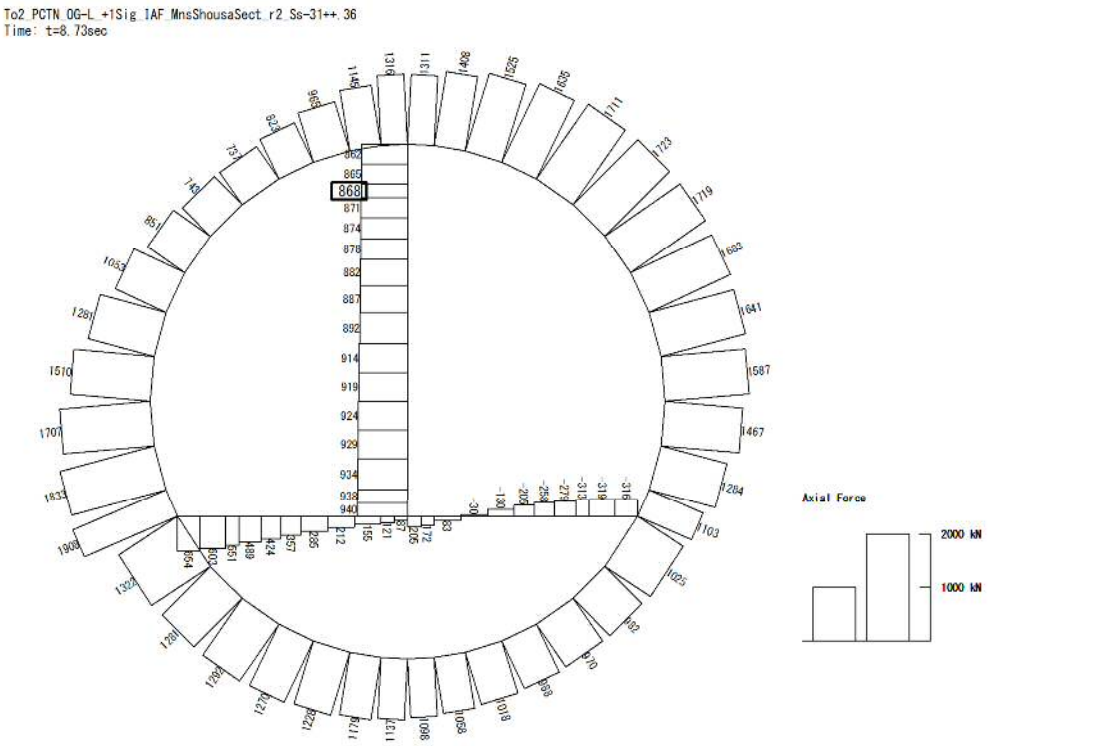


せん断力（kN）

図 5.4－3（2）　RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



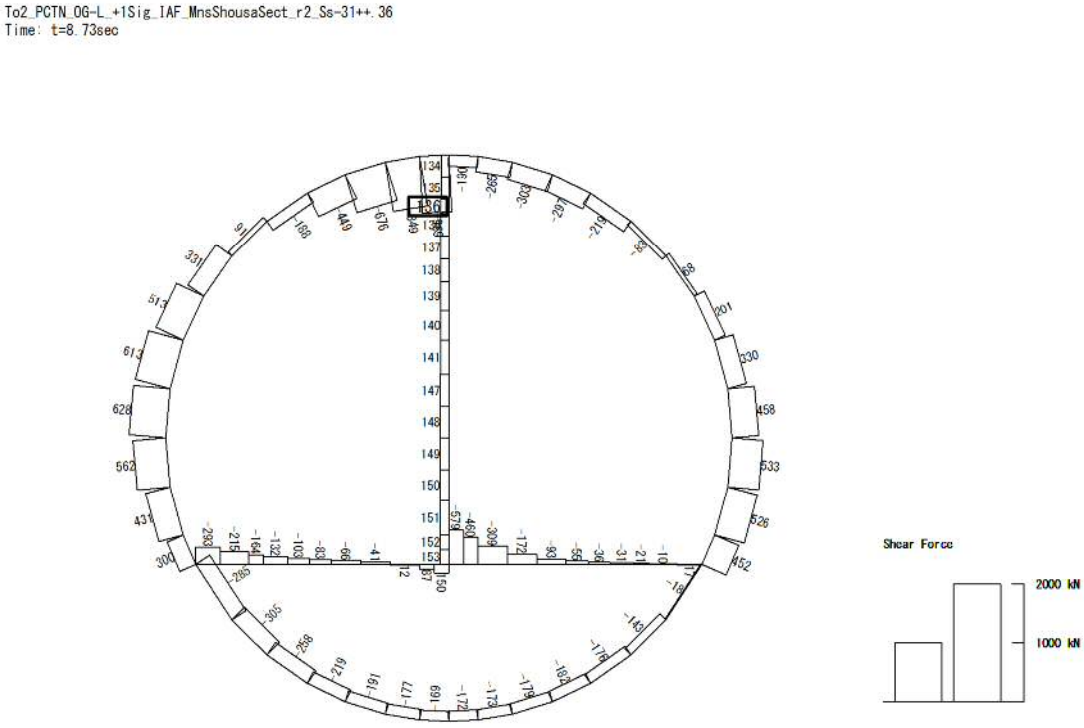
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

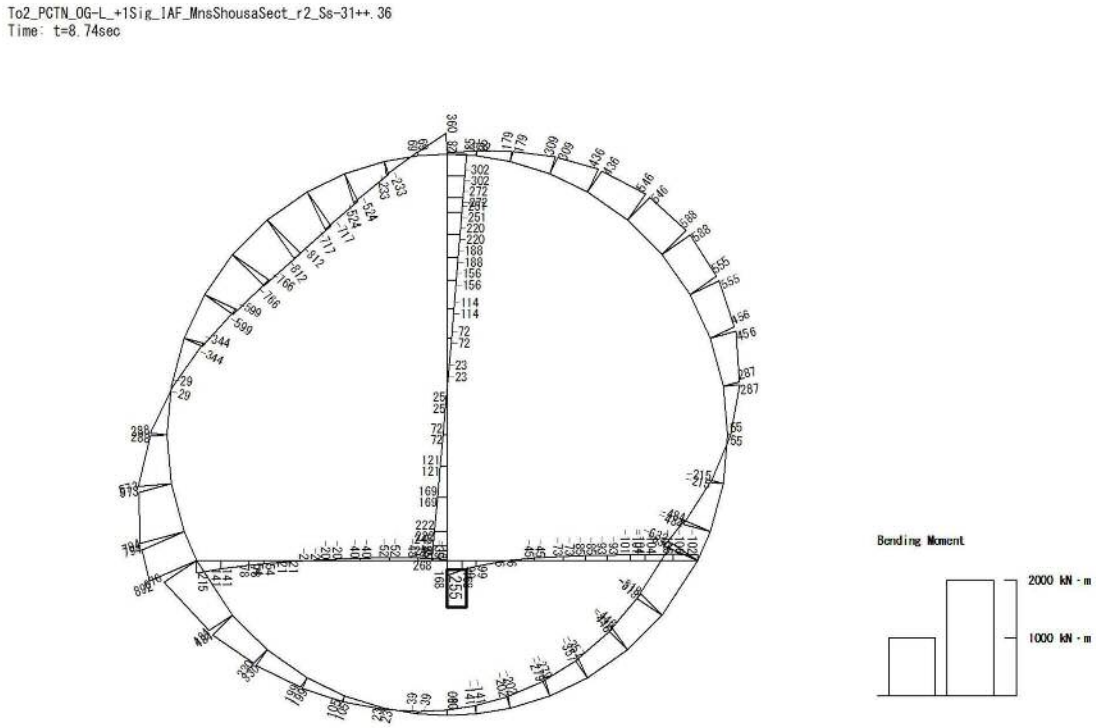
軸力（kN）

図 5.4－3（3）　RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

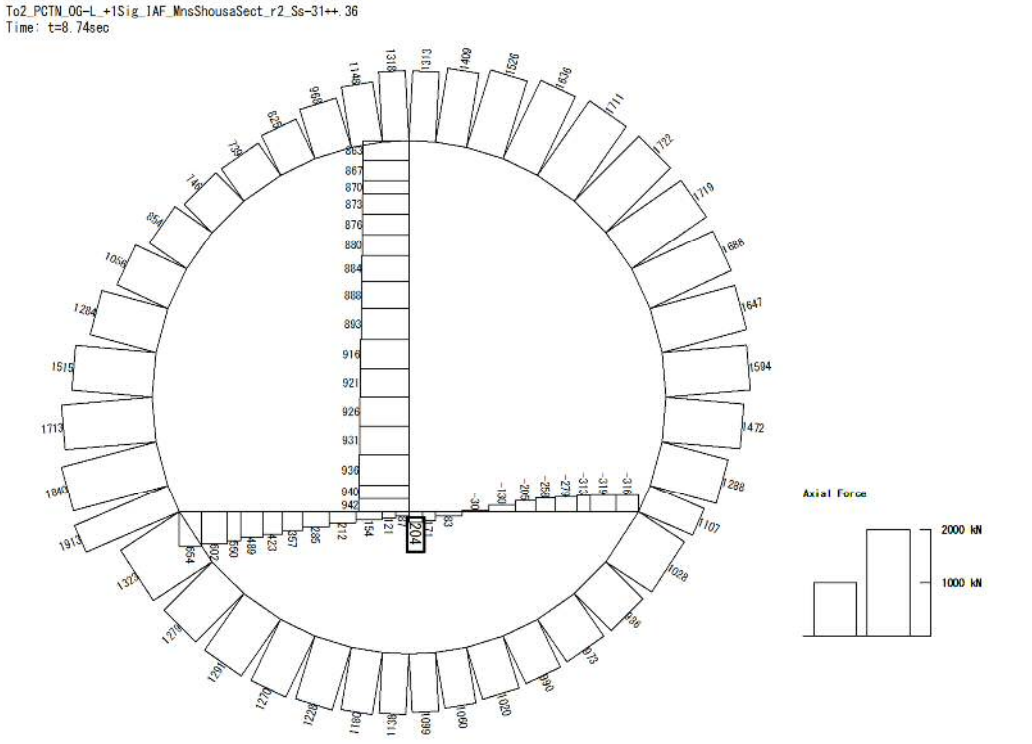


せん断力（kN）

図 5.4－3（4）　RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



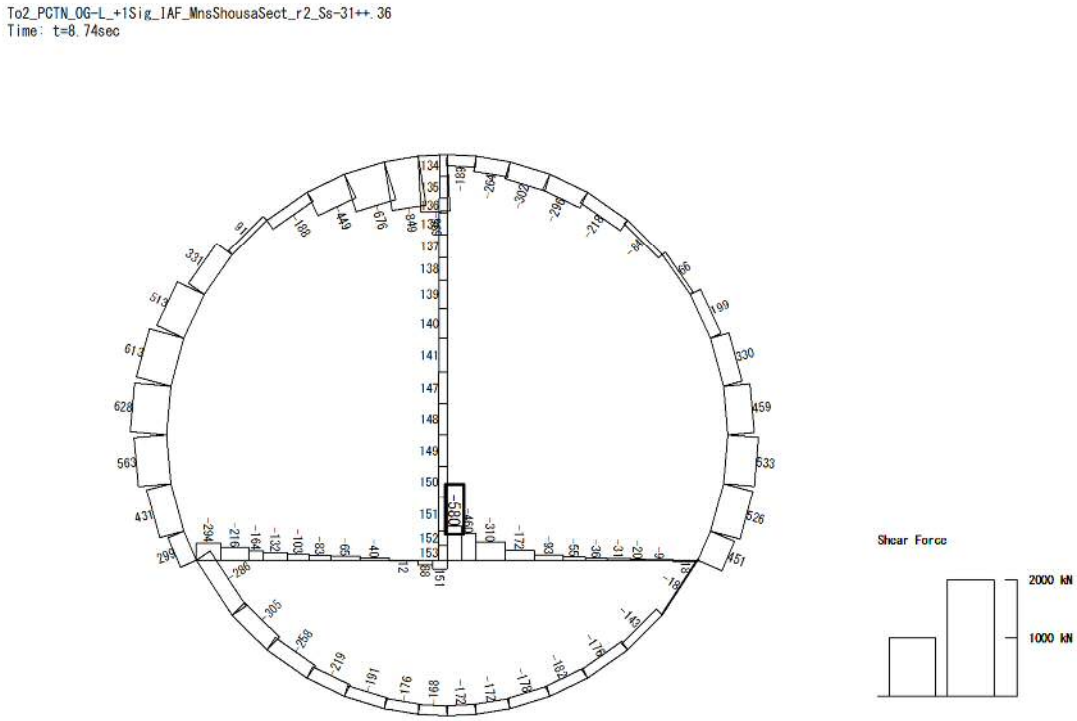
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 5.4－3（5）　RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.74s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



せん断力（kN）

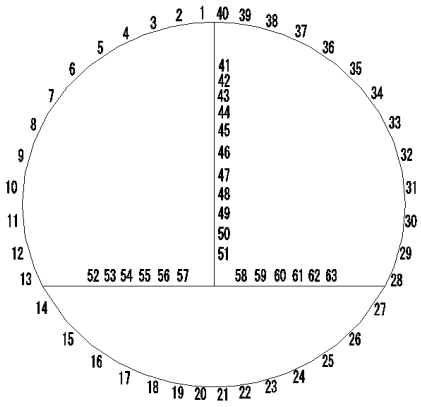
図 5.4－3（6）　RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.74s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

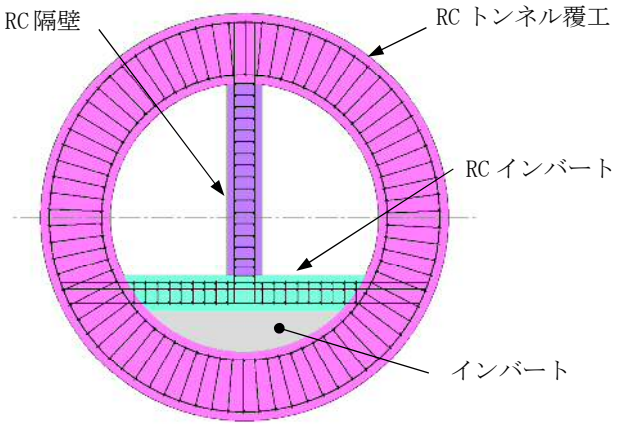
表 5.4－2　鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

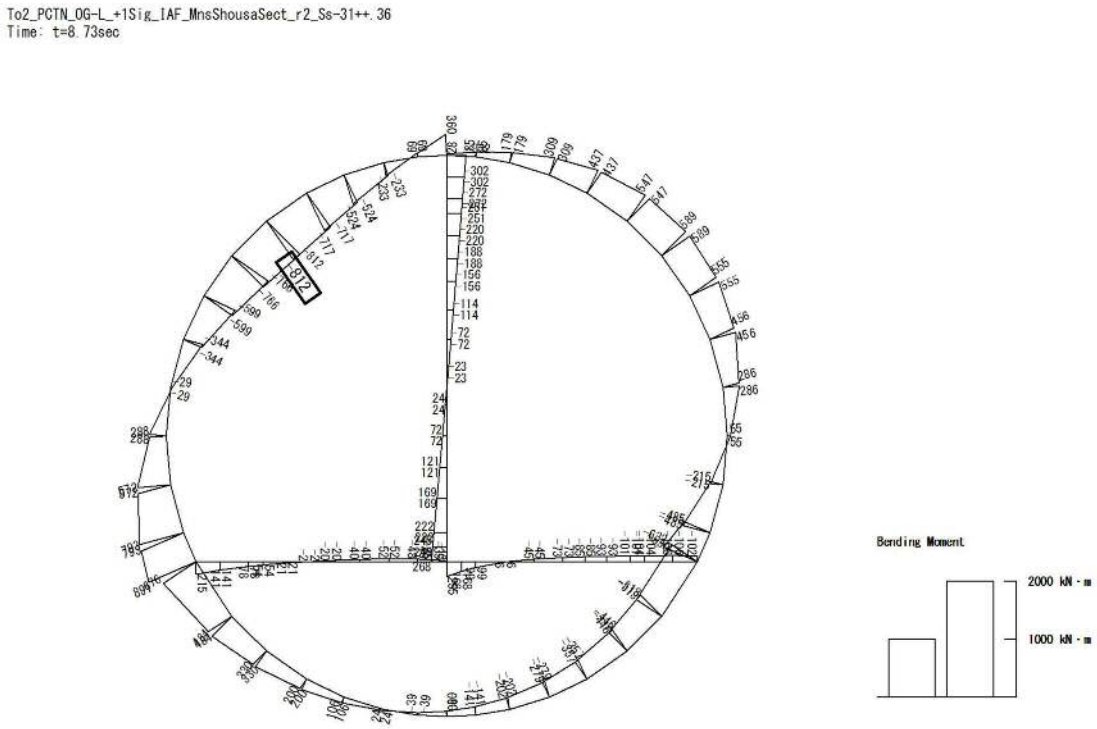
（各部材において最も厳しい照査値とその地震波）

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値	検討ケース
		部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	引張鉄筋	（圧縮鉄筋）	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}	
RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-812	737	122	435	0.29	② Ｓｓ－３１（H+，V+）
RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	247	800	68	435	0.16	① Ｓｓ－３１（H－，V+）
RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	244	137	151	435	0.35	① Ｓｓ－Ｄ１（H－，V+）

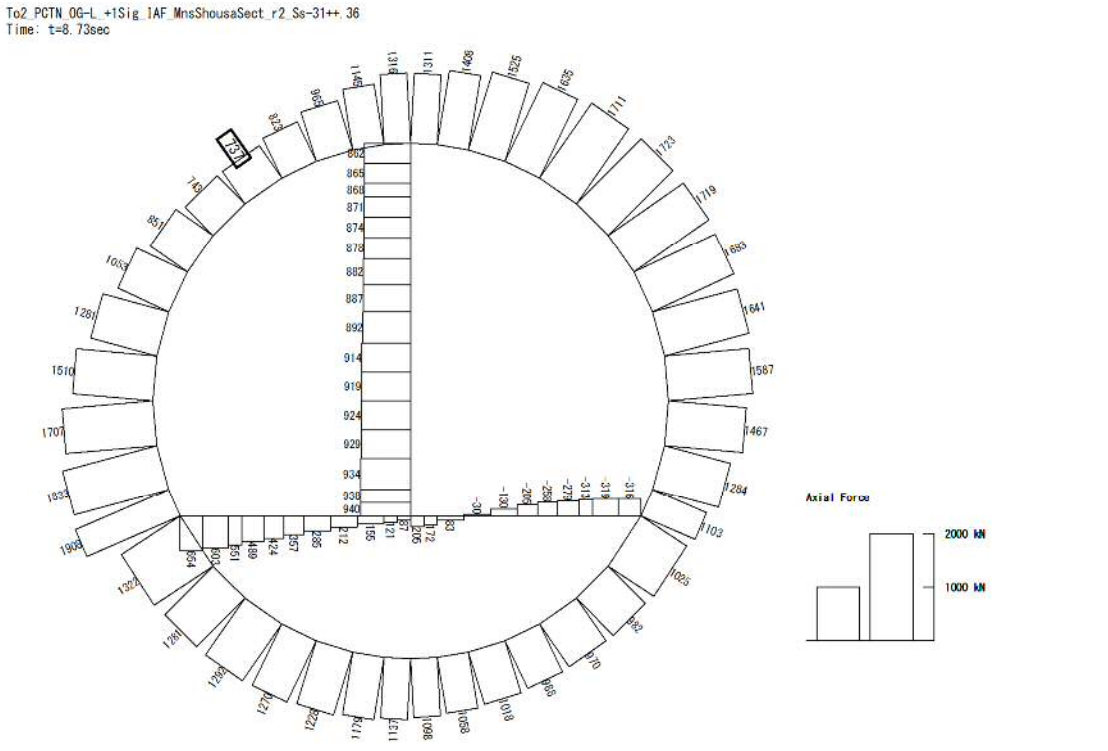
＊　：評価位置は下図に示す







曲げモーメント（kN・m）



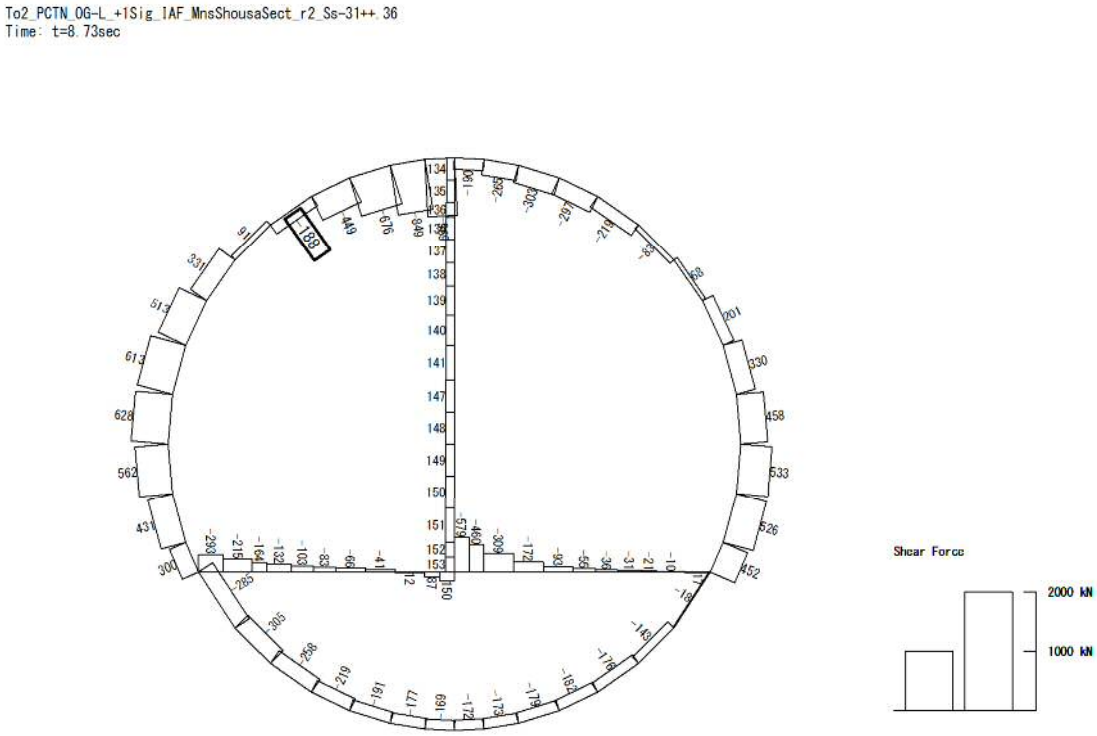
（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 5.4－4（1）　RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

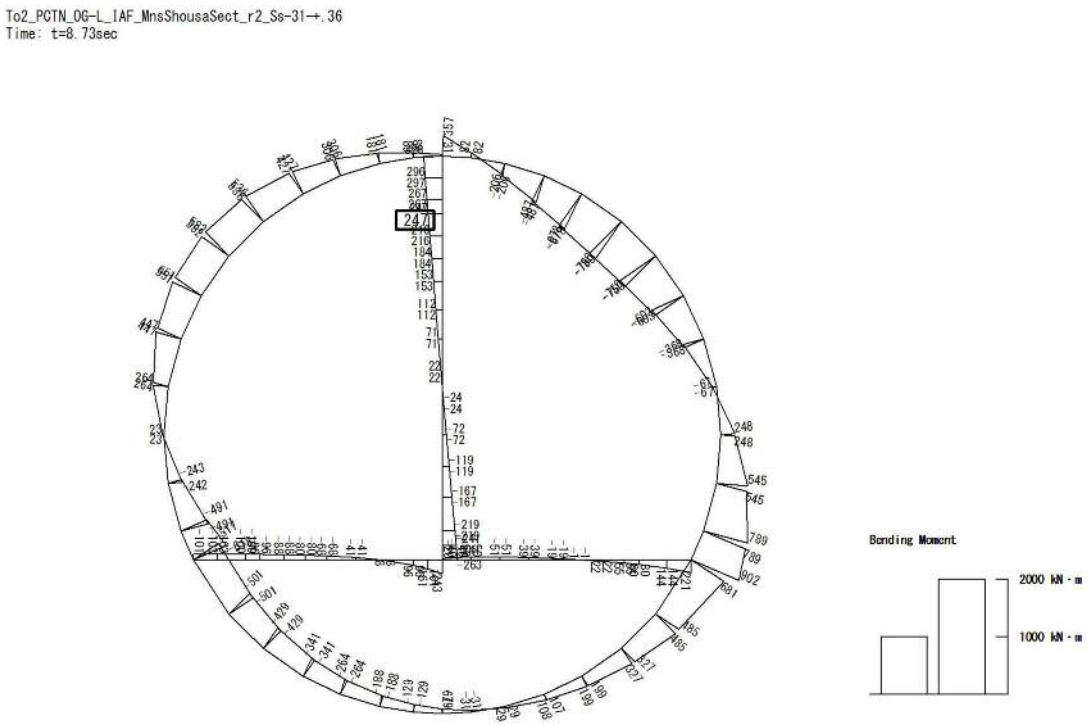
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

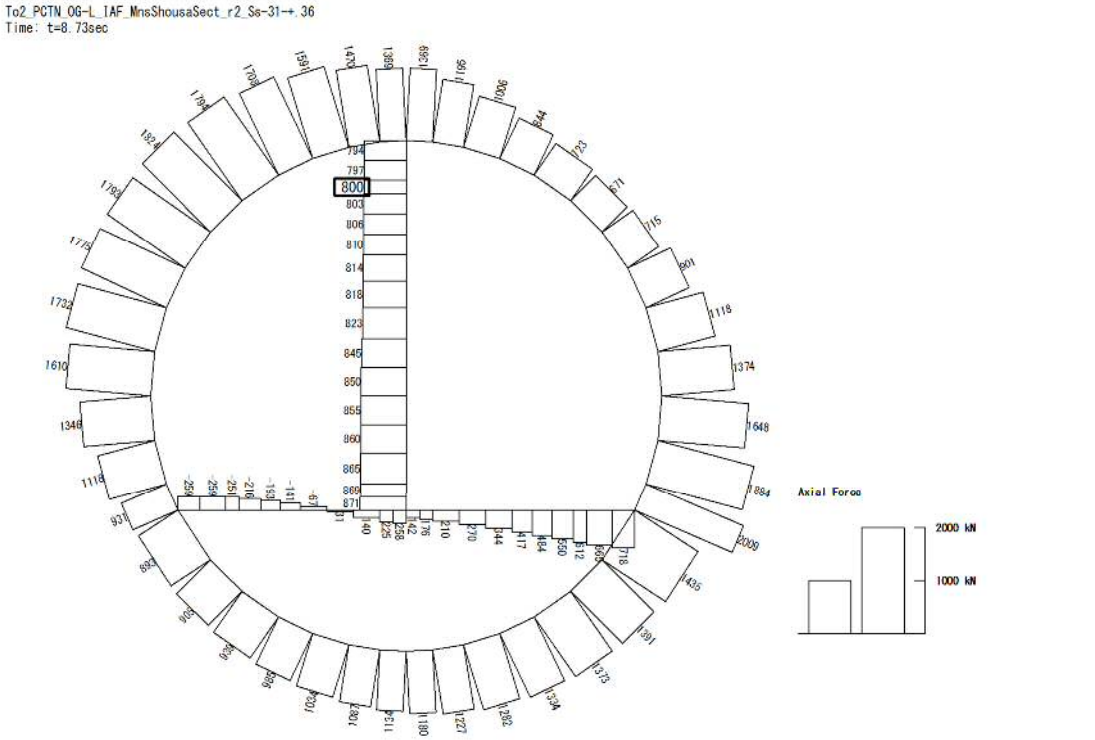


せん断力（kN）

図 5.4－4（2）　RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



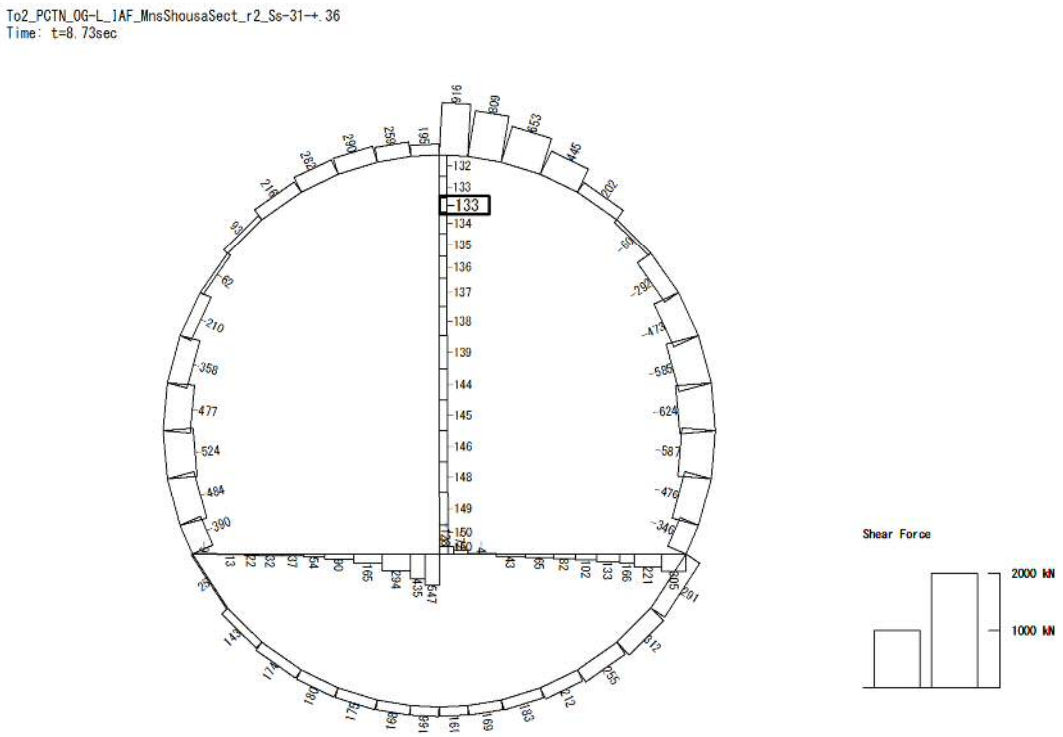
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

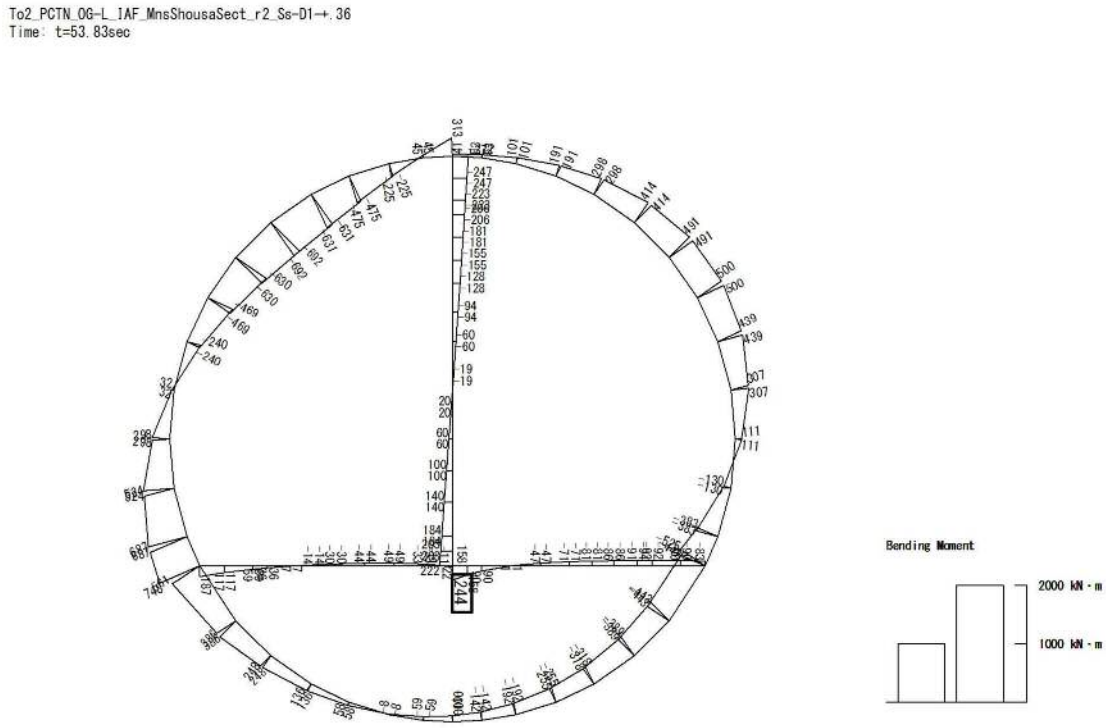
軸力（kN）

図 5.4－4（3）RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

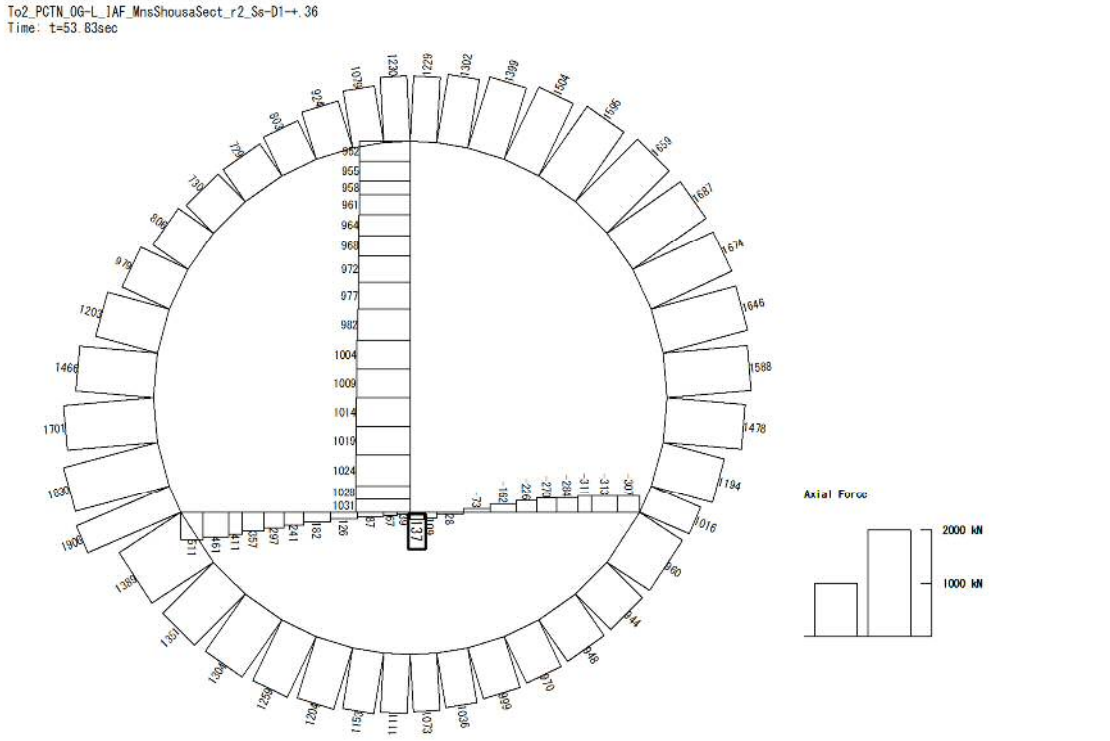


せん断力（kN）

図 5.4－4（4）　RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



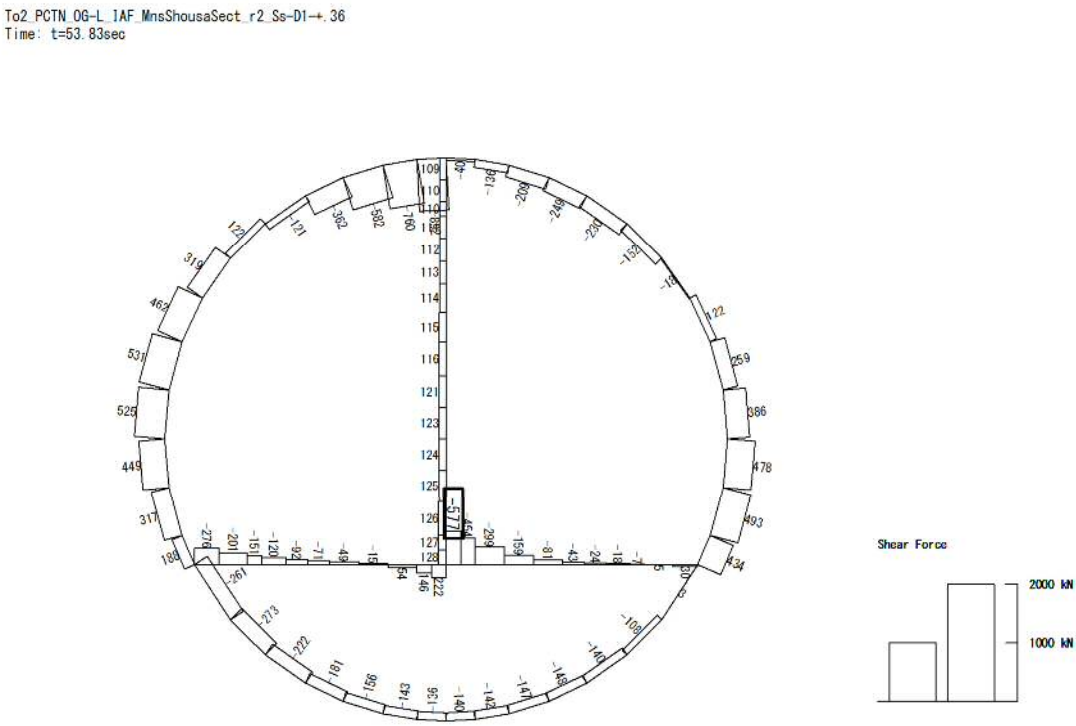
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 5.4－4（5）　RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V＋），ｔ＝53.83s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



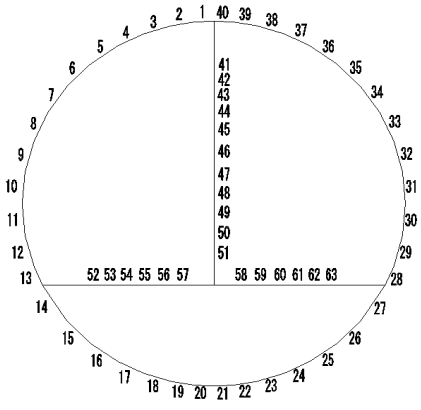
せん断力（kN）

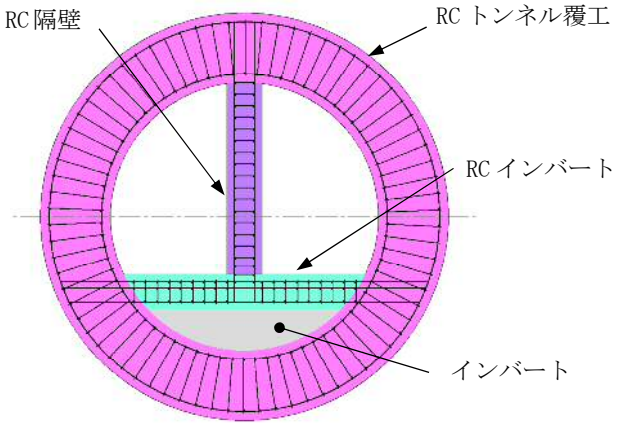
図 5.4－4（6）　RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V＋），ｔ＝53.83s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

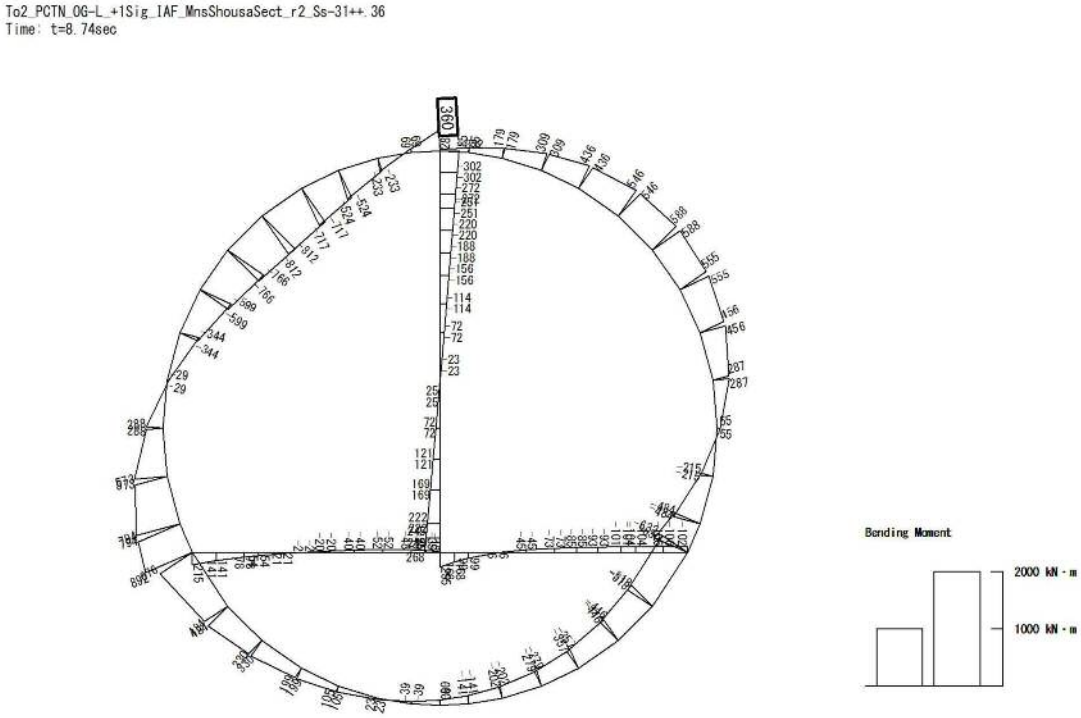
表 5.4－3　せん断力に対する照査結果
（各部材において最も厳しい照査値とその地震波）

評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va	検討ケース
RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	969	1496	0.65	② Ｓｓ－３１（H+，V+）
RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	151	406	0.38	② Ｓｓ－３１（H+，V+）
RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	296	1043	0.29	① Ｓｓ－Ｄ１（H－，V+）

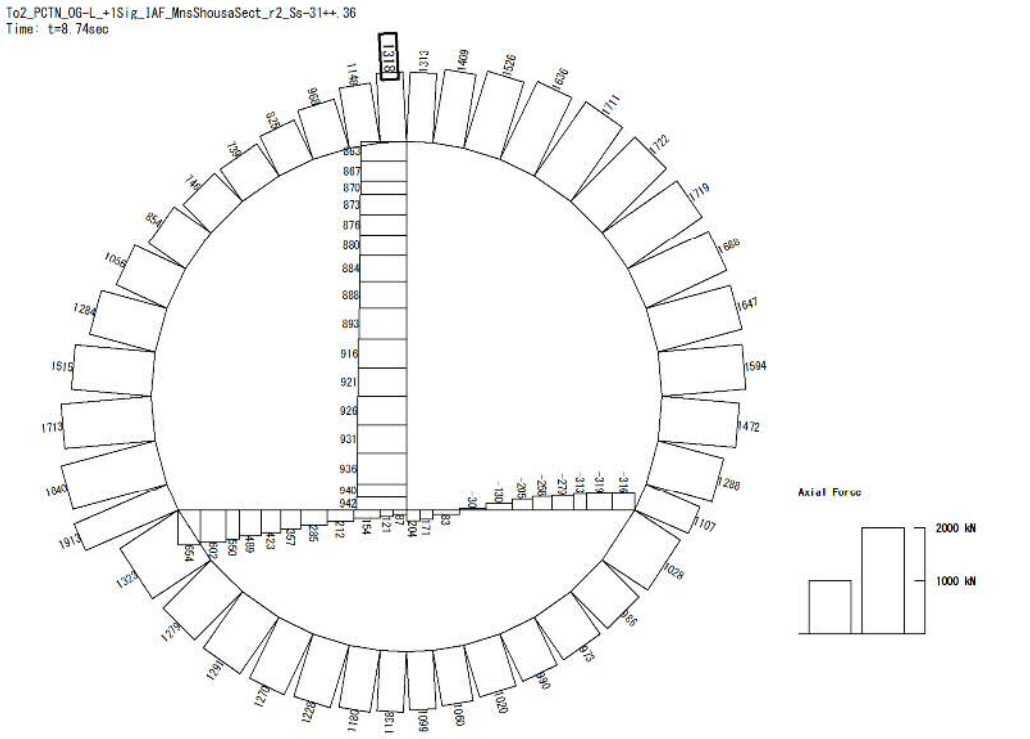
＊　：評価位置は下図に示す







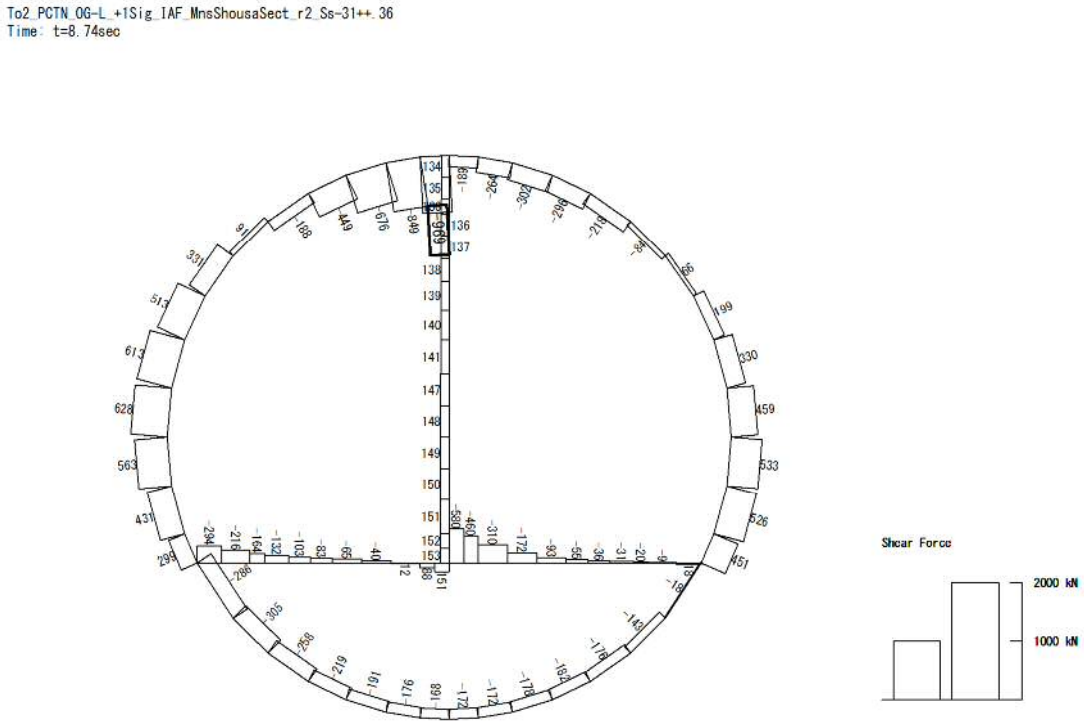
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

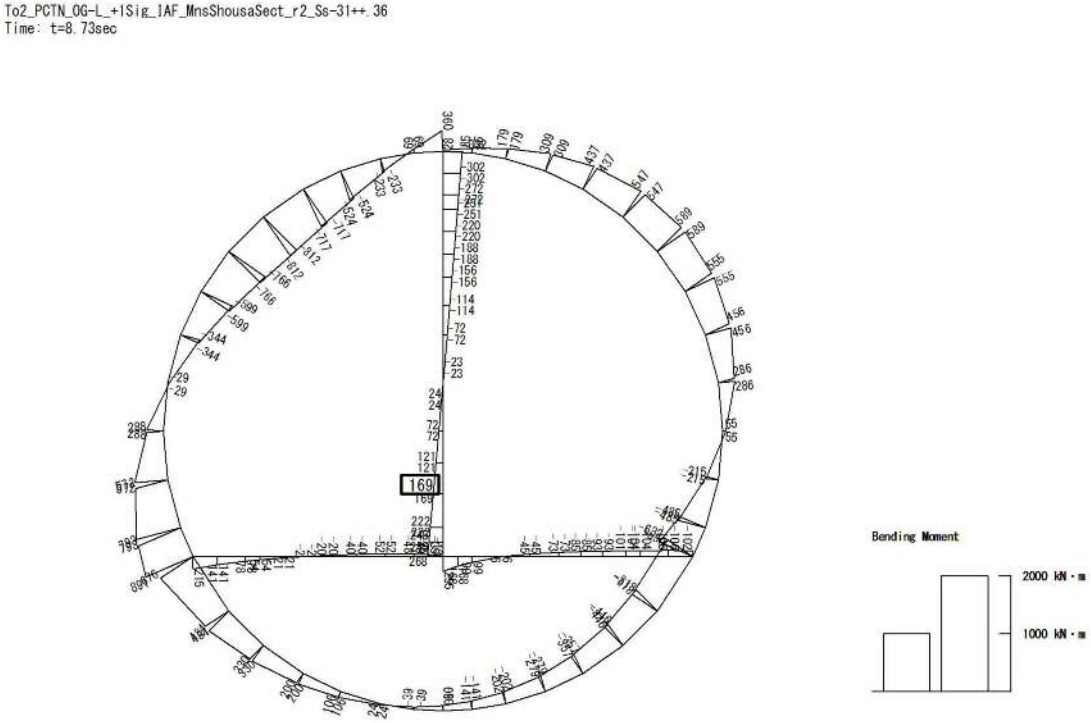
軸力（kN）

図 5.4－5（1）　RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.74s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

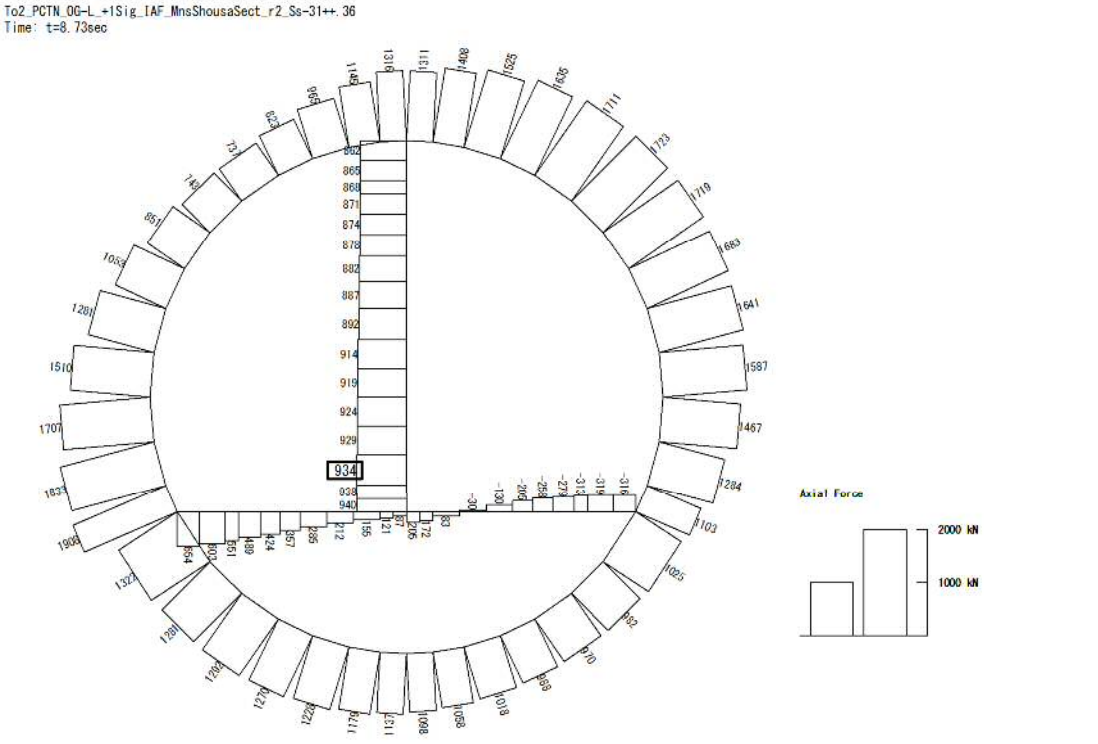


せん断力（kN）

図 5.4－5（2）　RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.74s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



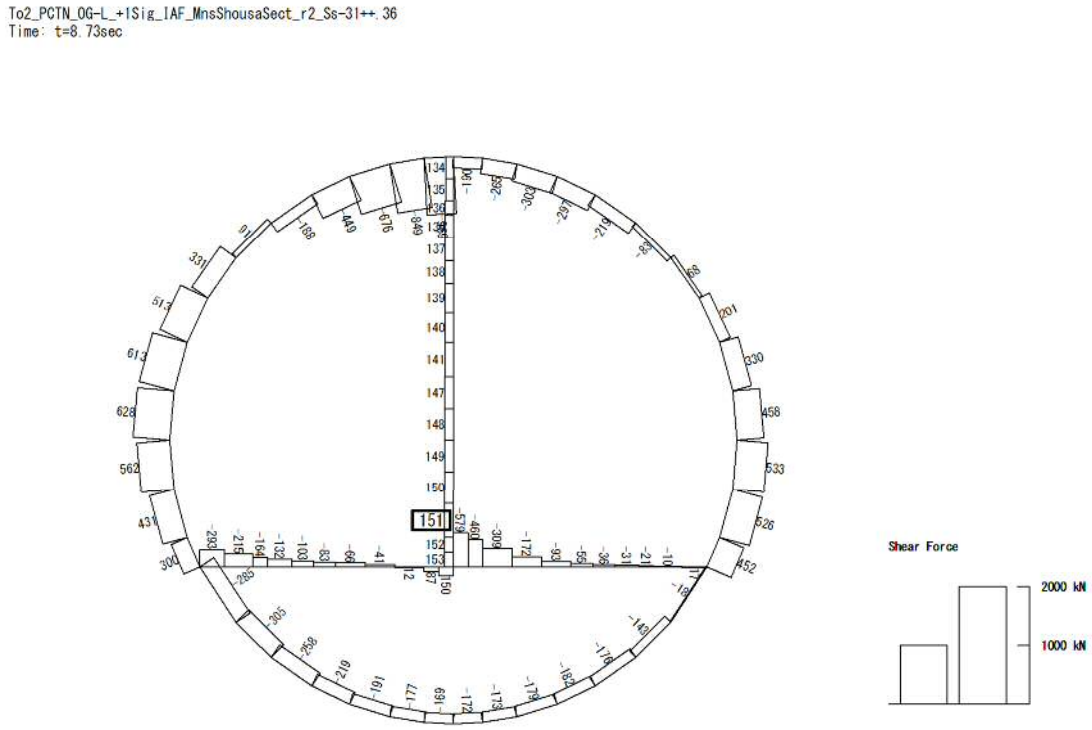
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

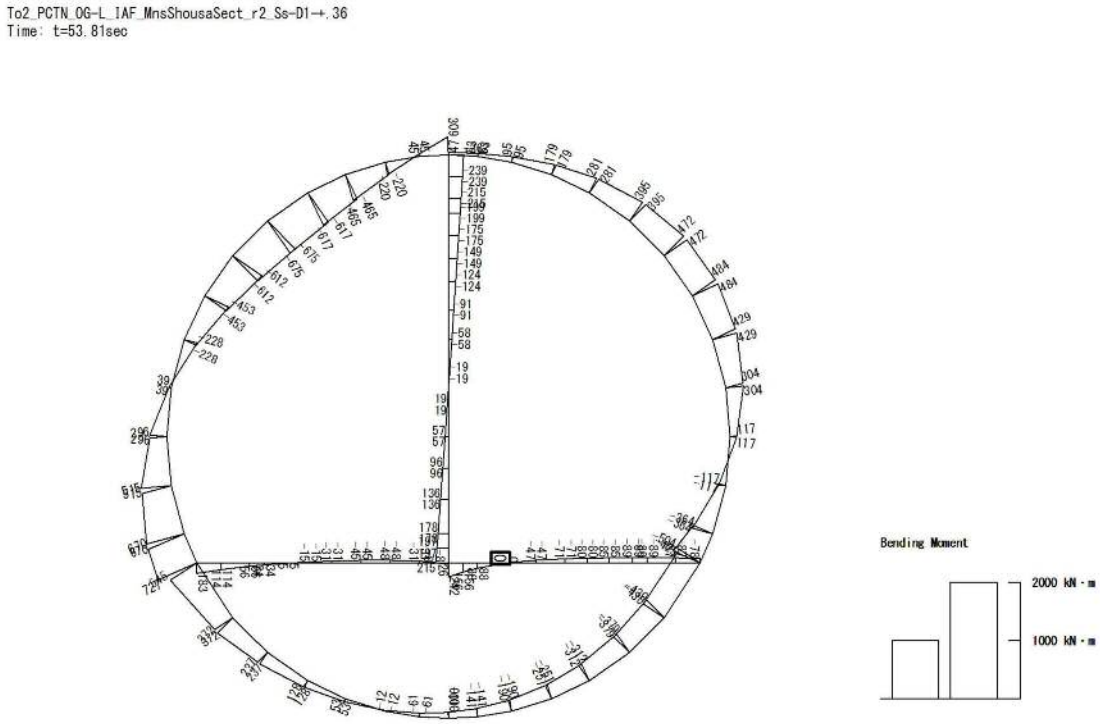
軸力（kN）

図 5.4－5（3）　RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

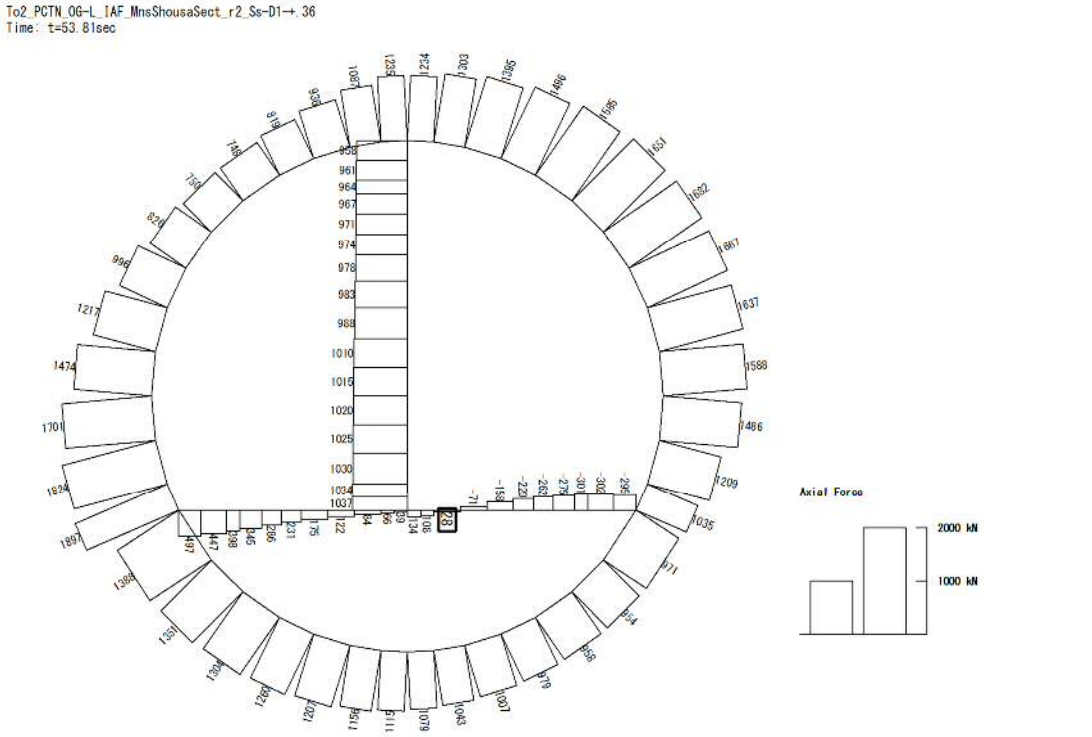


せん断力（kN）

図 5.4－5（4）　RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），ｔ＝8.73s）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



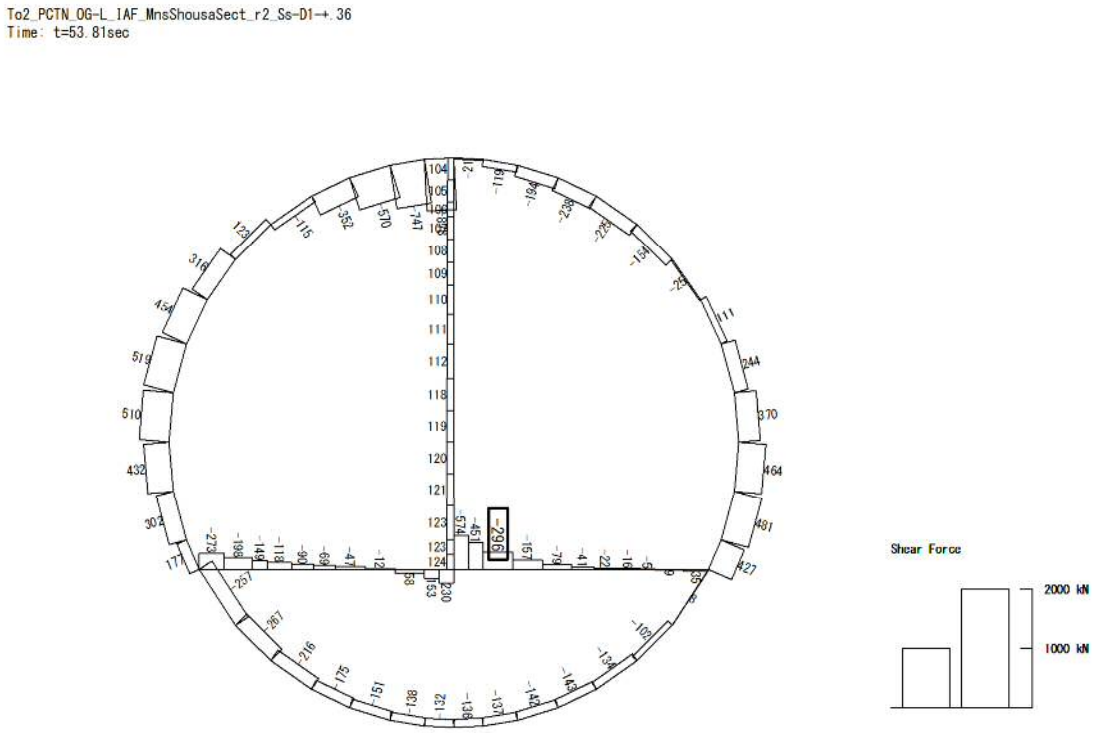
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 5.4－5（5）　RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（S_s－D１（H－，V＋），ｔ＝53.81s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



せん断力（kN）

図 5.4－5（6）　RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），ｔ＝53.81s）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

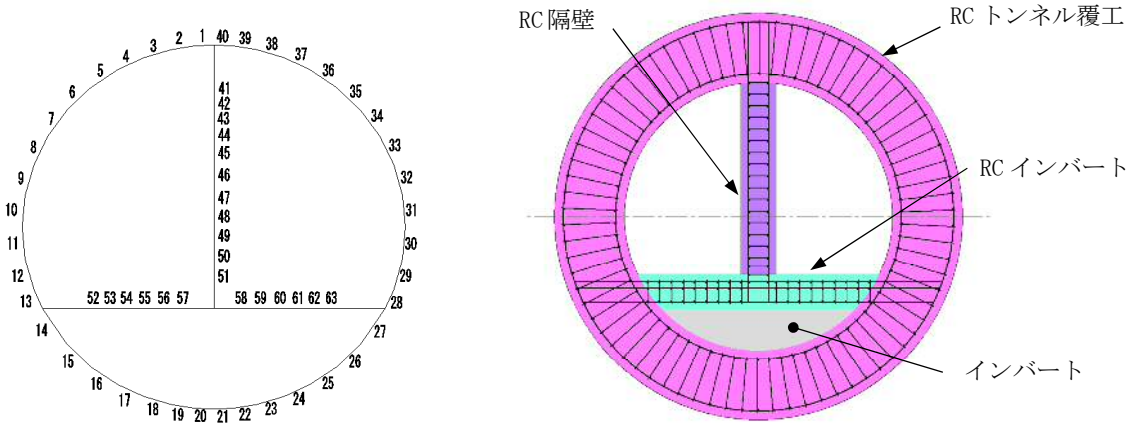
(2)　断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

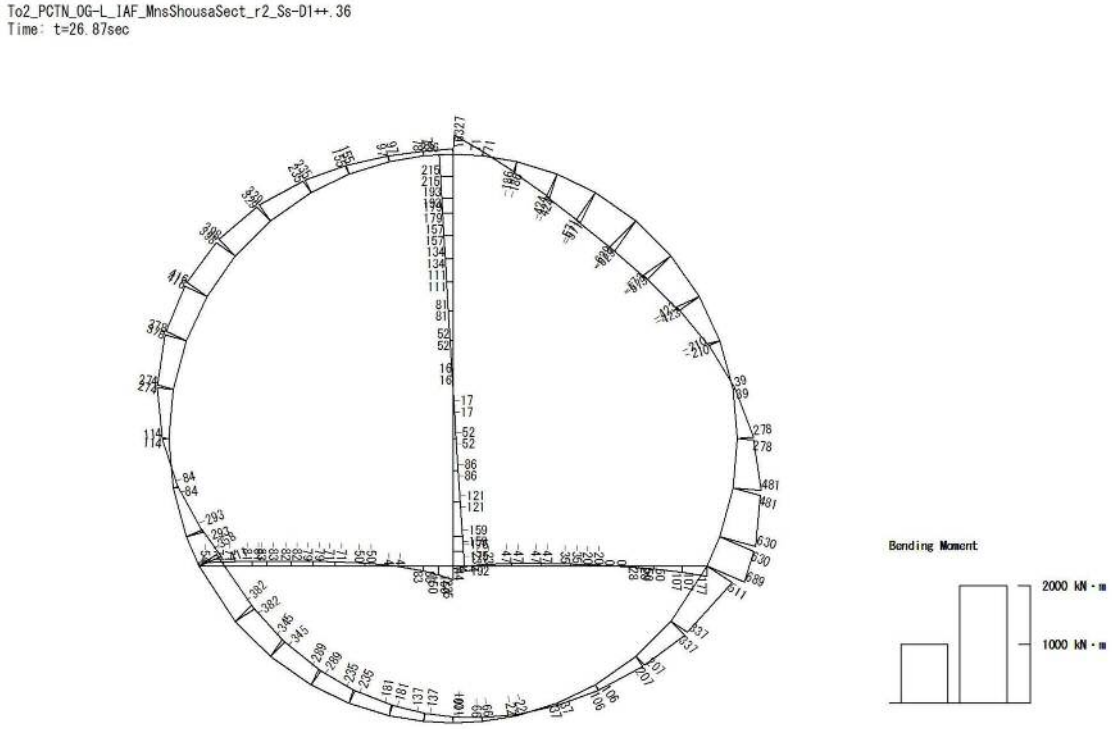
各基準地震動において，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査のうち，最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力分布を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 5.4－4 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し，図 5.4－6 に断面力分布を示す。

表 5.4－4　各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

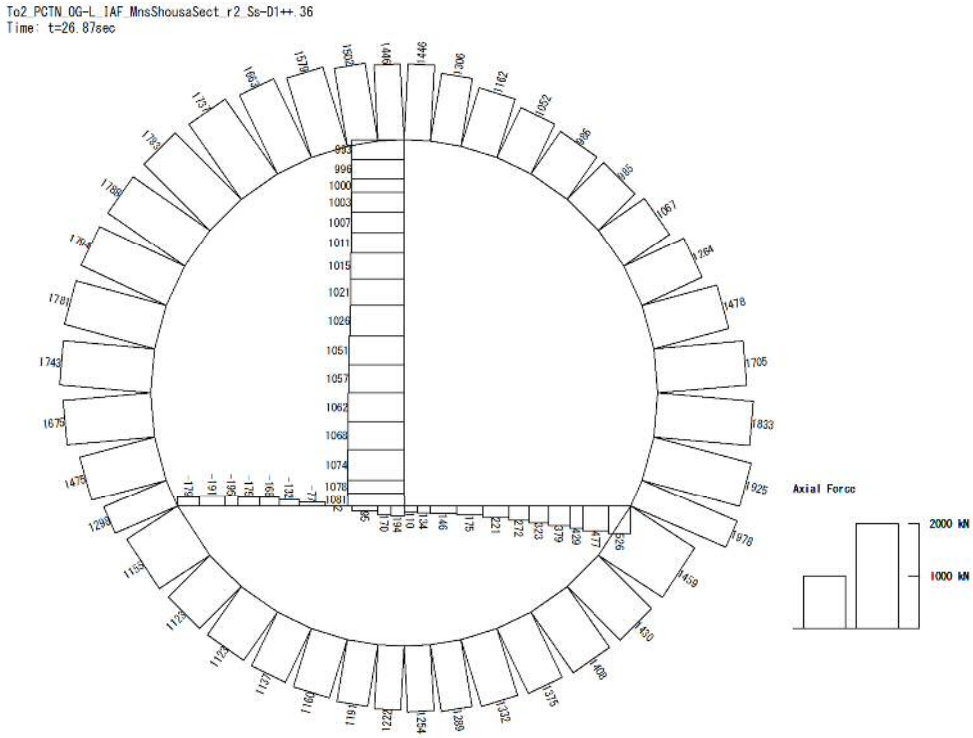
基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	
S_s－D１　（H＋，V＋）	0.57	せん断照査	RCトンネル覆工	40
S_s－D１　（H＋，V－）	0.53	せん断照査	RCトンネル覆工	40
S_s－D１　（H－，V＋）	0.60	せん断照査	RCトンネル覆工	1
S_s－D１　（H－，V－）	0.59	せん断照査	RCトンネル覆工	1
S_s－１１　（H＋，V＋）	0.44	せん断照査	RCトンネル覆工	1
S_s－１２　（H＋，V＋）	0.48	せん断照査	RCトンネル覆工	40
S_s－１３　（H＋，V＋）	0.48	せん断照査	RCトンネル覆工	40
S_s－１４　（H＋，V＋）	0.45	せん断照査	RCトンネル覆工	40
S_s－２１　（H＋，V＋）	0.48	せん断照査	RCトンネル覆工	1
S_s－２２　（H＋，V＋）	0.50	せん断照査	RCトンネル覆工	40
S_s－３１　（H＋，V＋）	0.64	せん断照査	RCトンネル覆工	1
S_s－３１　（H－，V＋）	0.62	せん断照査	RCトンネル覆工	40

＊　：評価位置は下図に示す





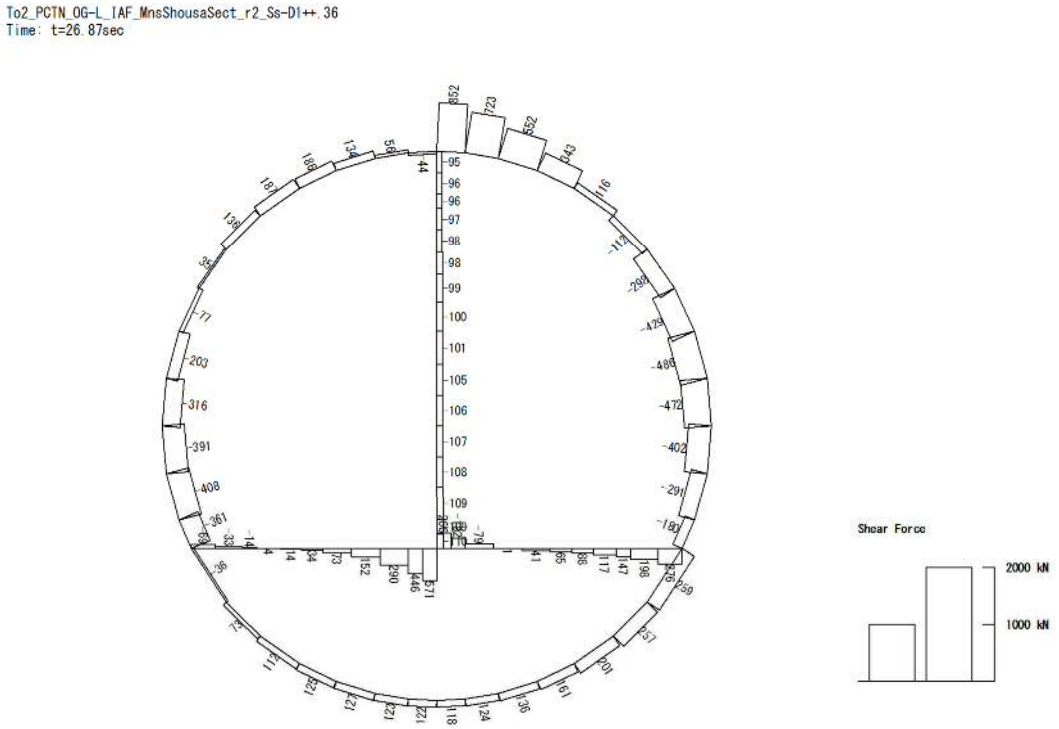
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

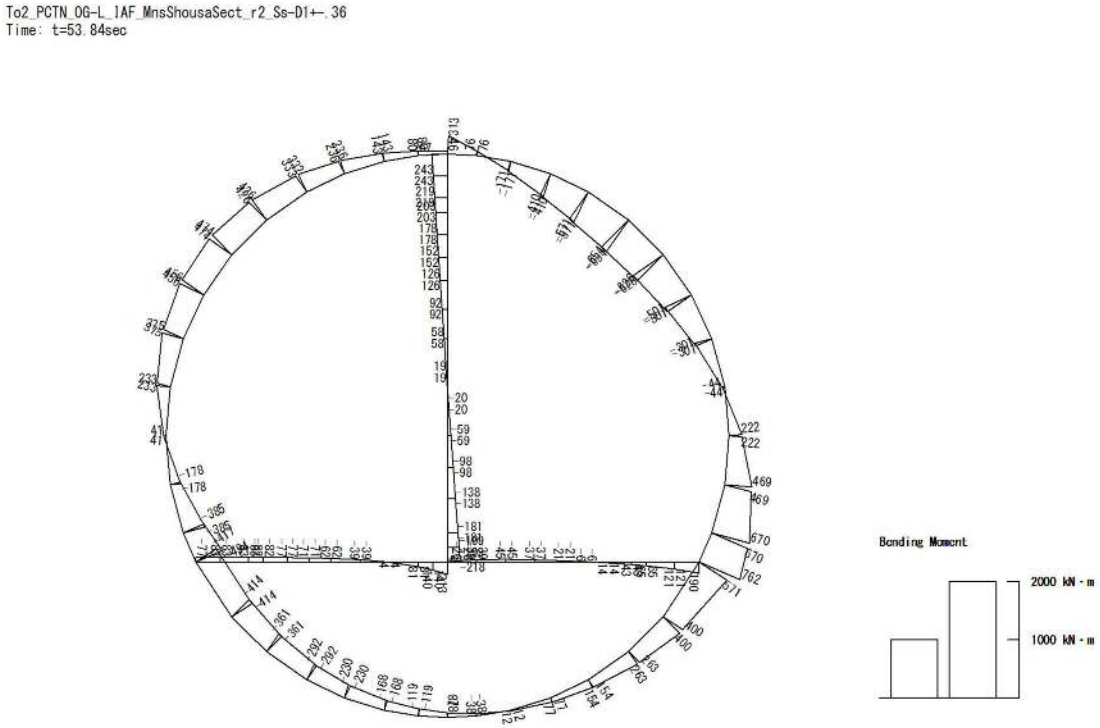
軸力（kN）

図 5.4－6（1）　S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝26.87s）

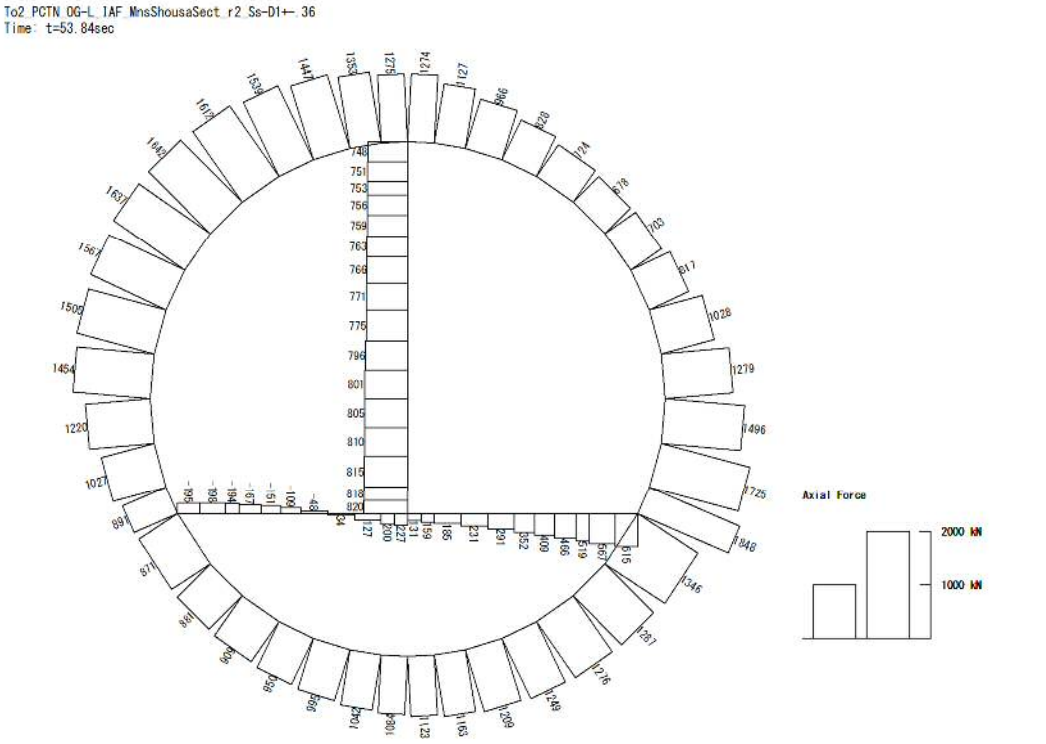


せん断力（kN）

図 5.4－6（2）　S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝26.87s）



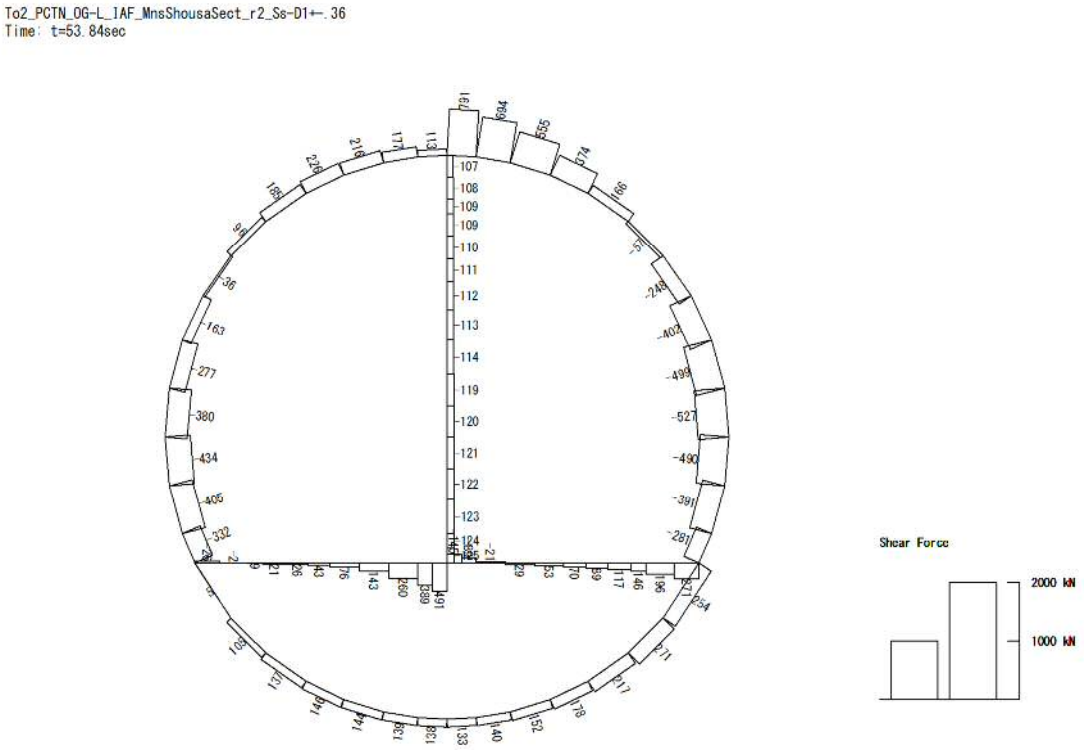
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

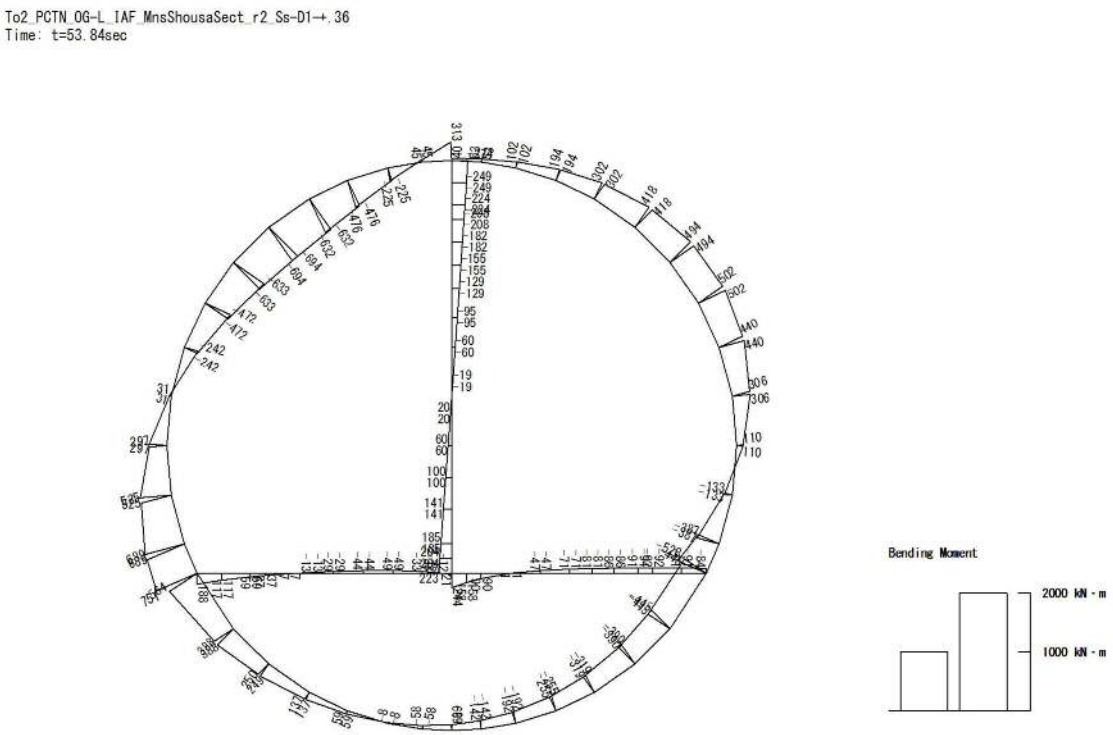
軸力（kN）

図 5.4－6（3）　S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.84s）

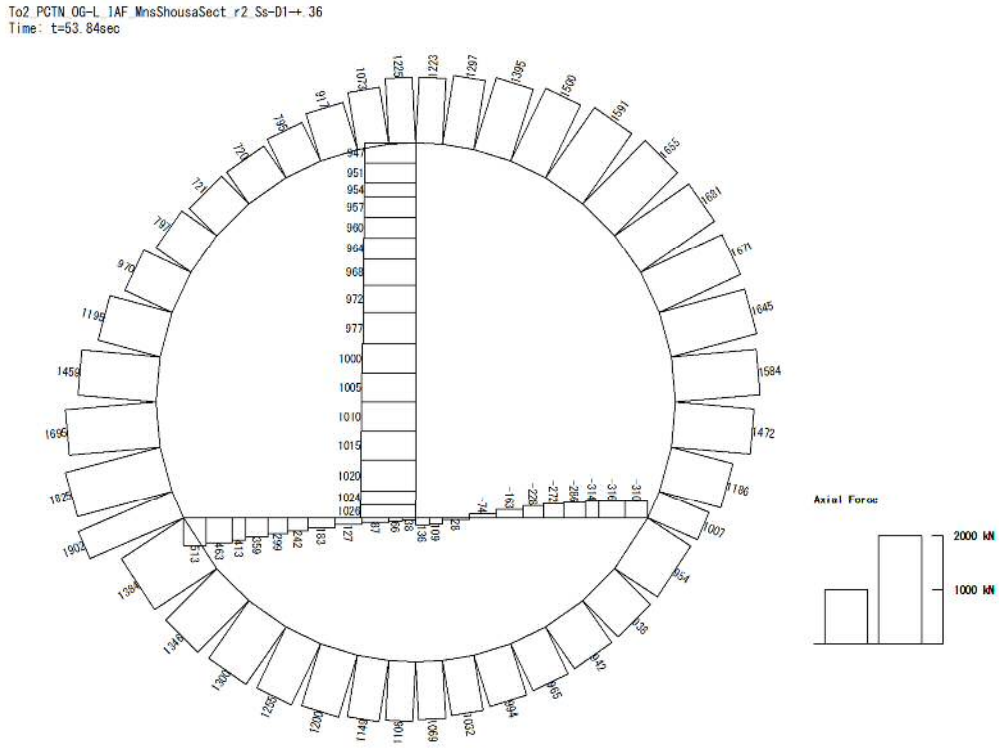


せん断力（kN）

図 5.4－6（4）　S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.84s）



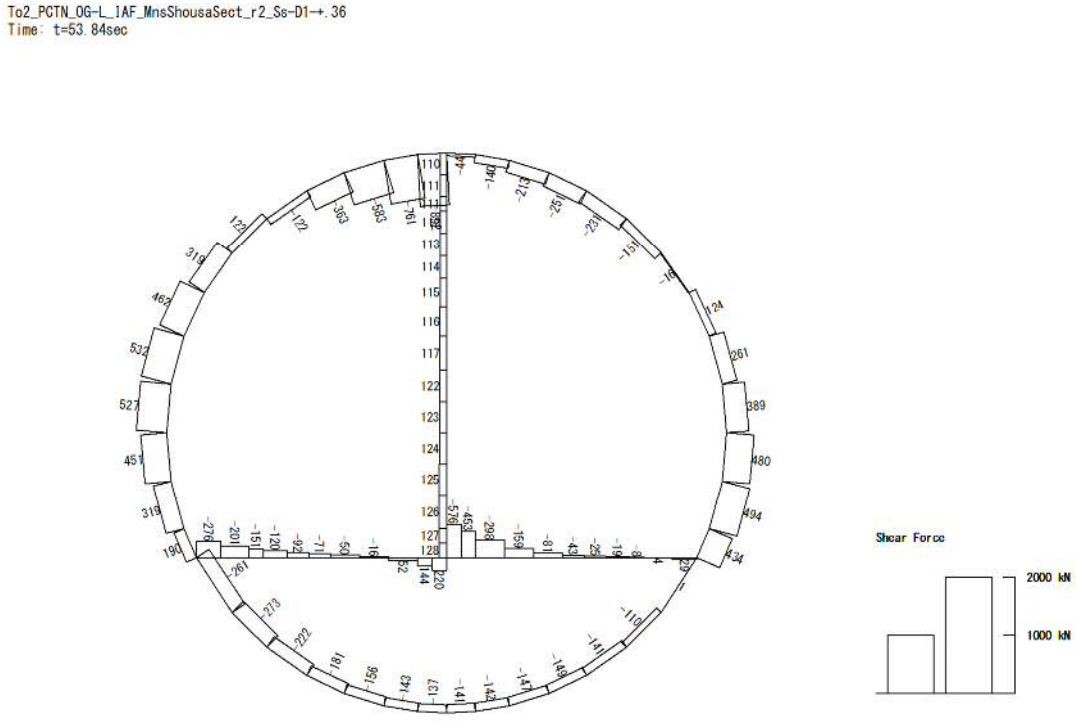
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

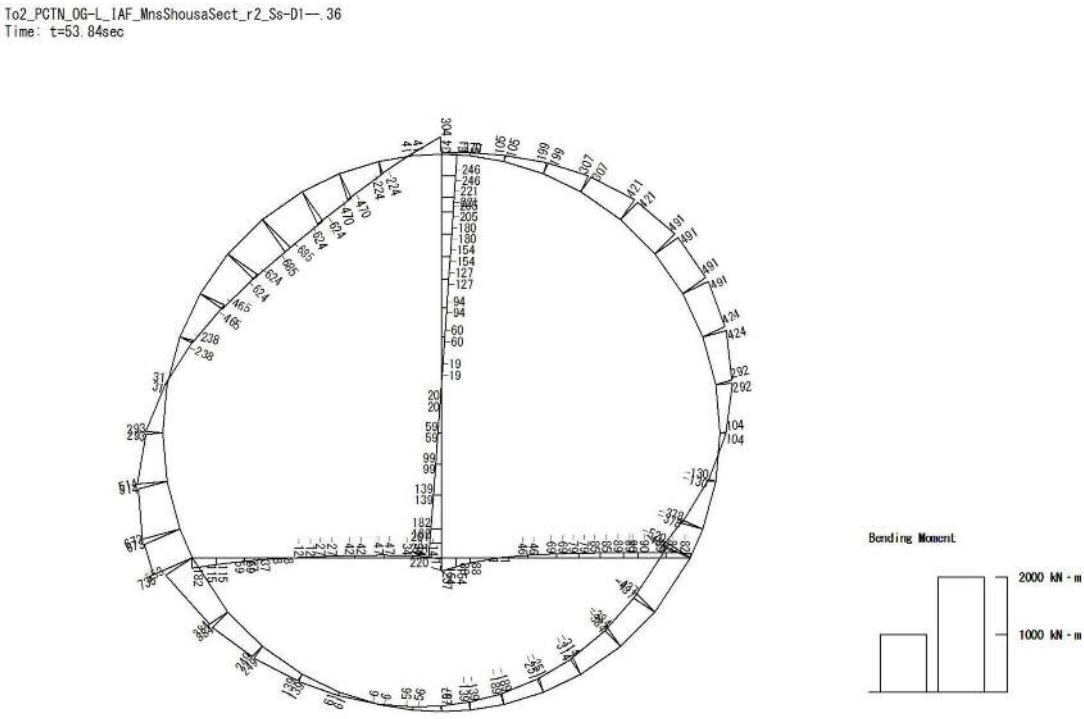
軸力（kN）

図 5.4－6（5）　S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.84s）

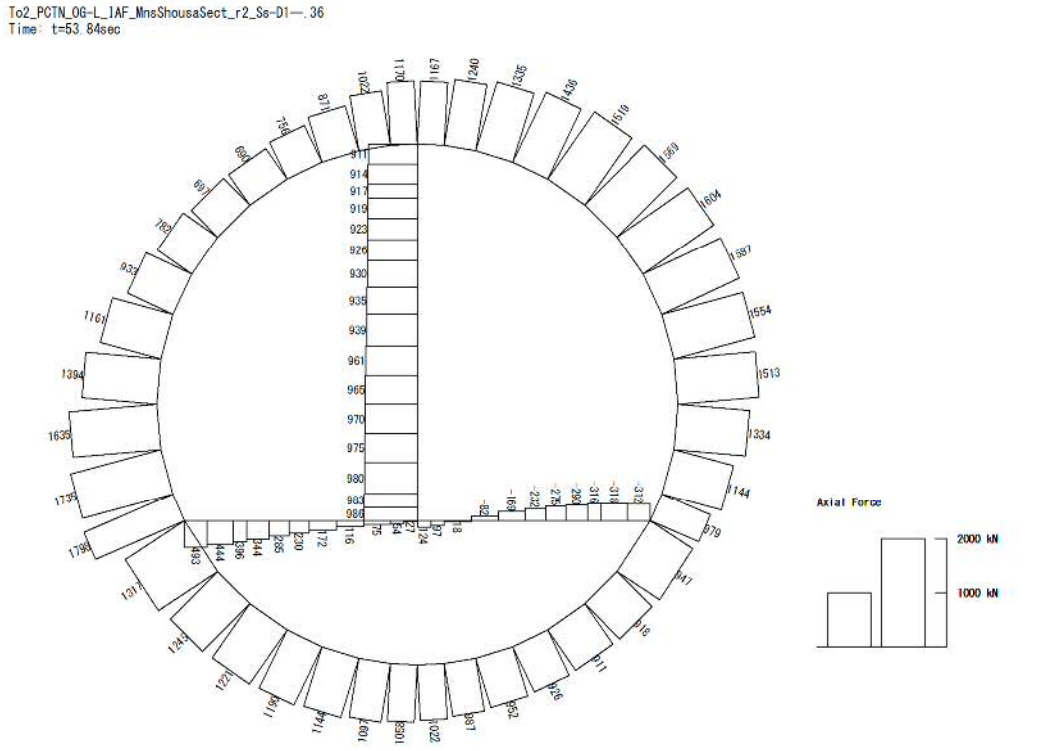


せん断力（kN）

図 5.4－6（6）　S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.84s）



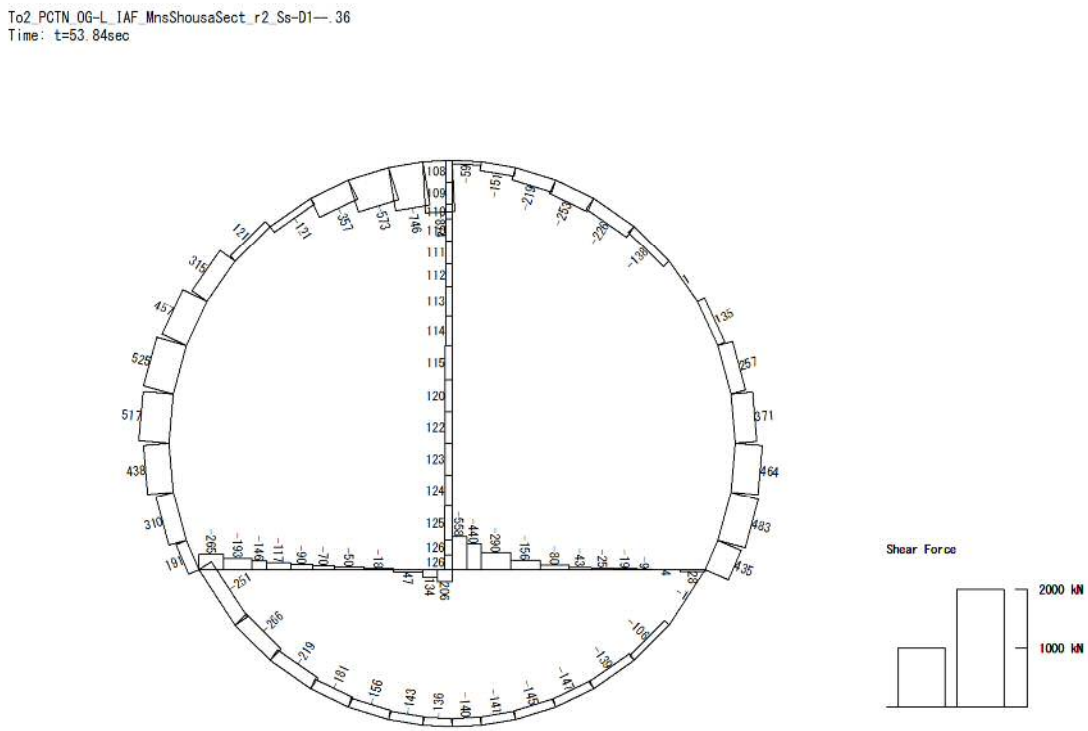
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

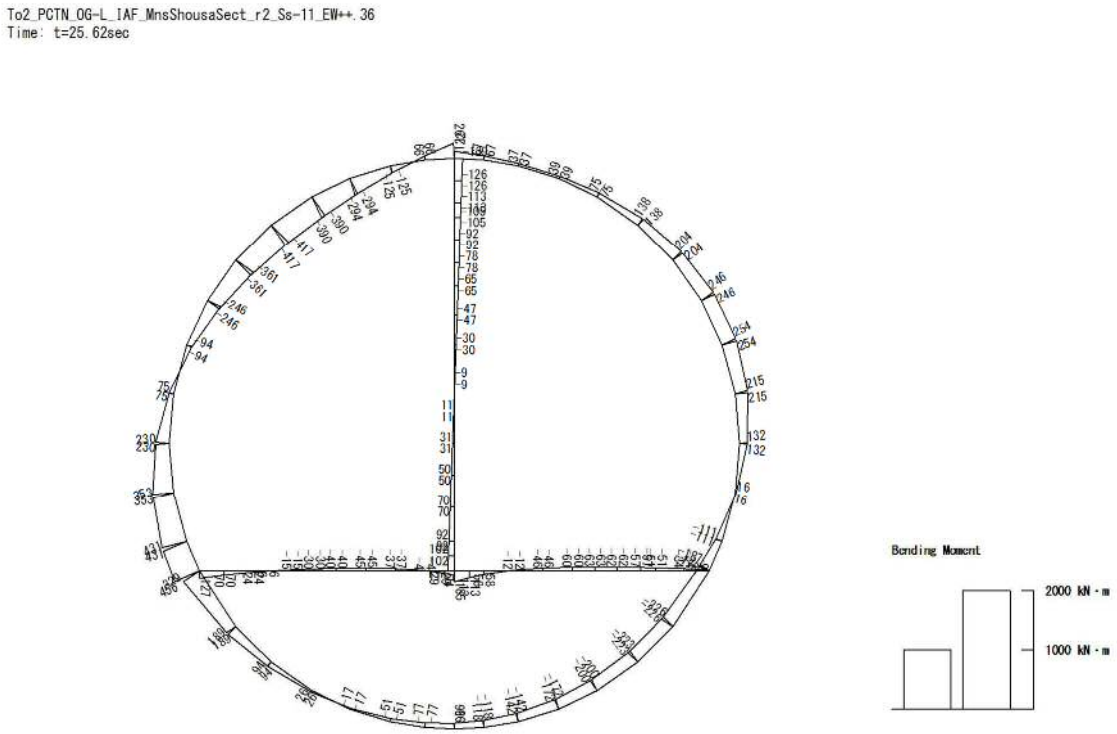
軸力（kN）

図 5.4－6（7）　S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝53.84s）

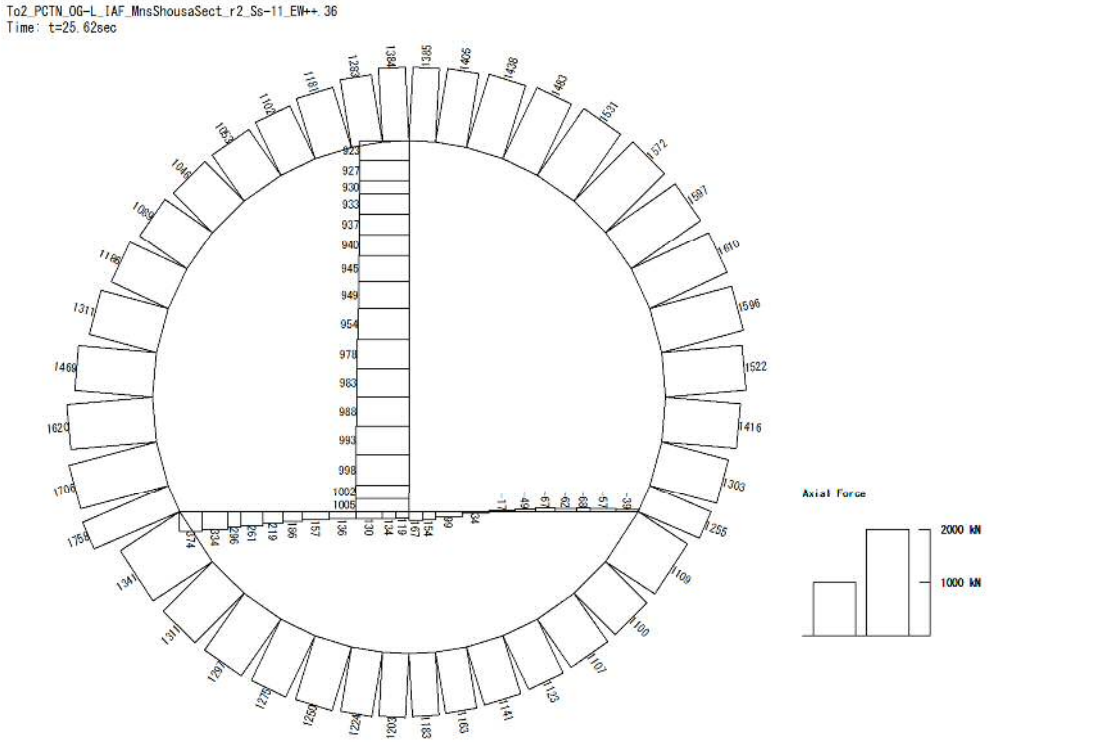


せん断力（kN）

図 5.4－6（8）　S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝53.84s）



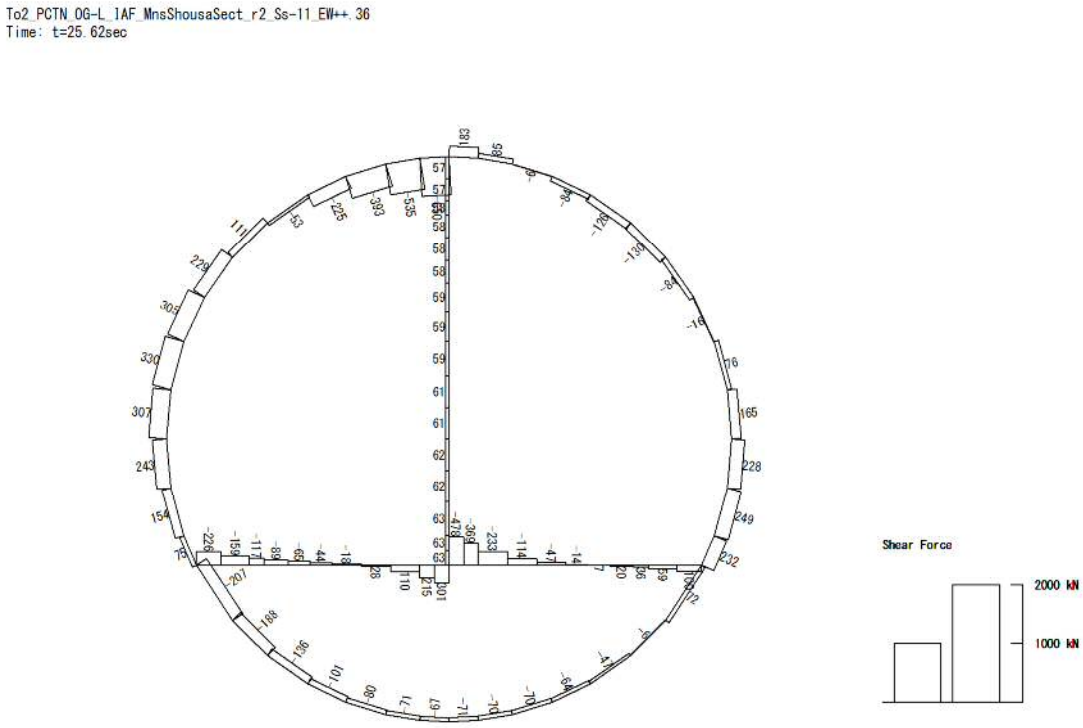
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

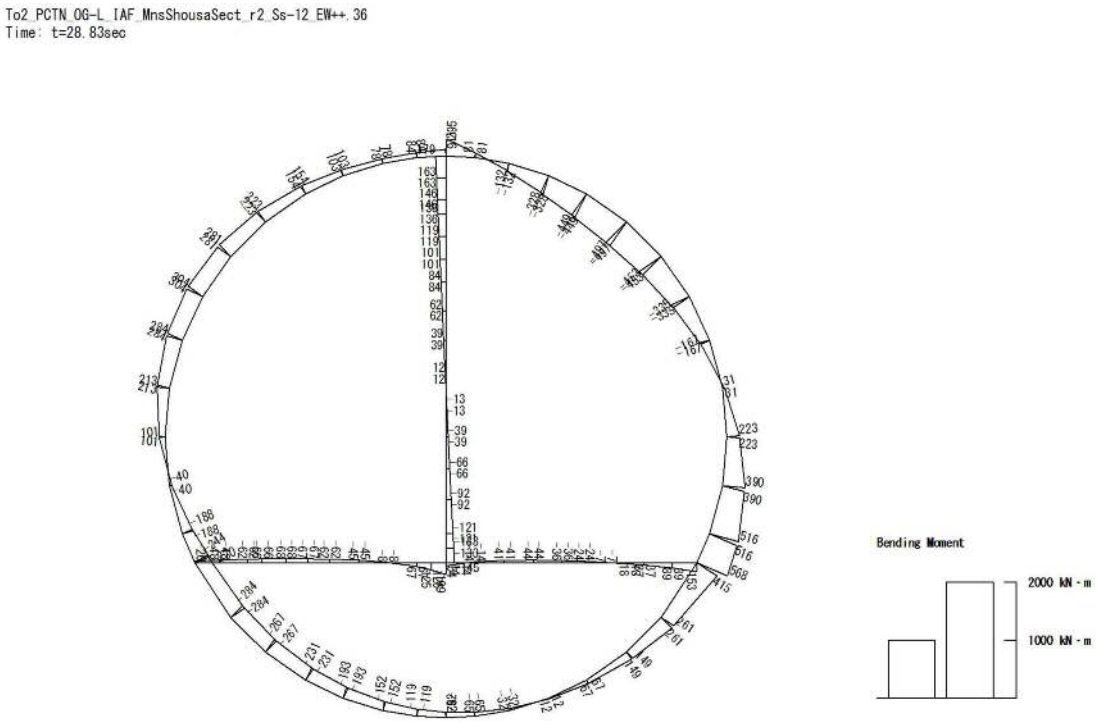
軸力（kN）

図 5.4－6（9）　S_s－１１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝25.62s）

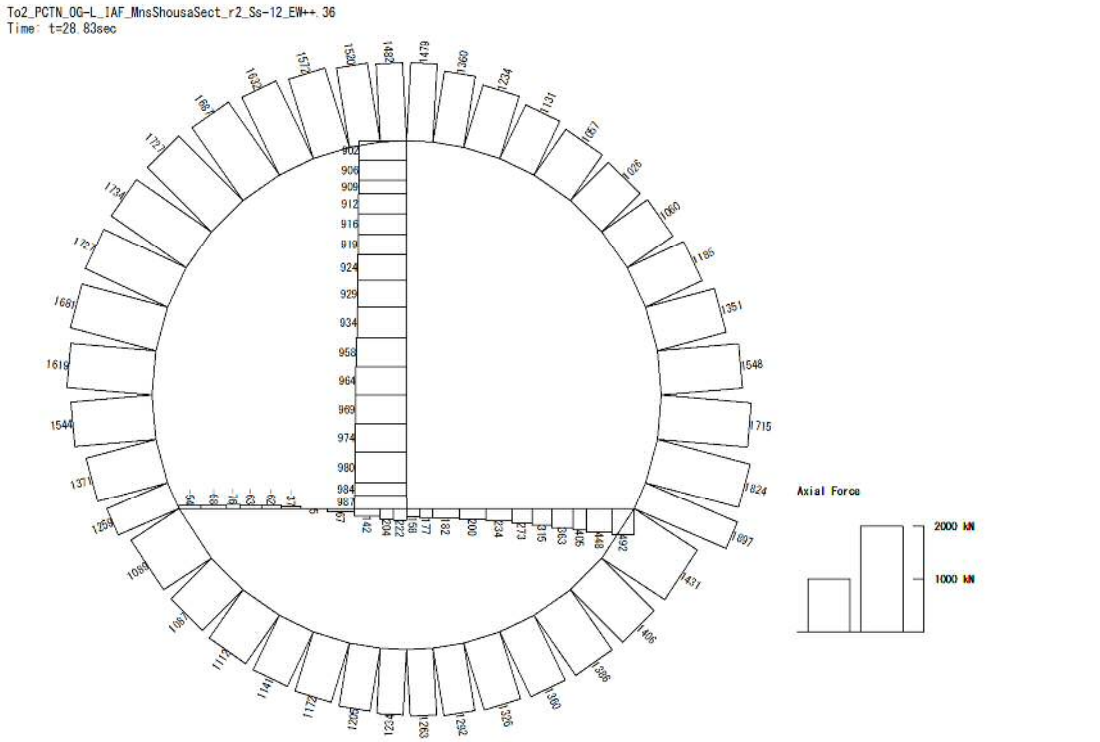


せん断力（kN）

図 5.4－6（10）　S_s－１１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝25.62s）



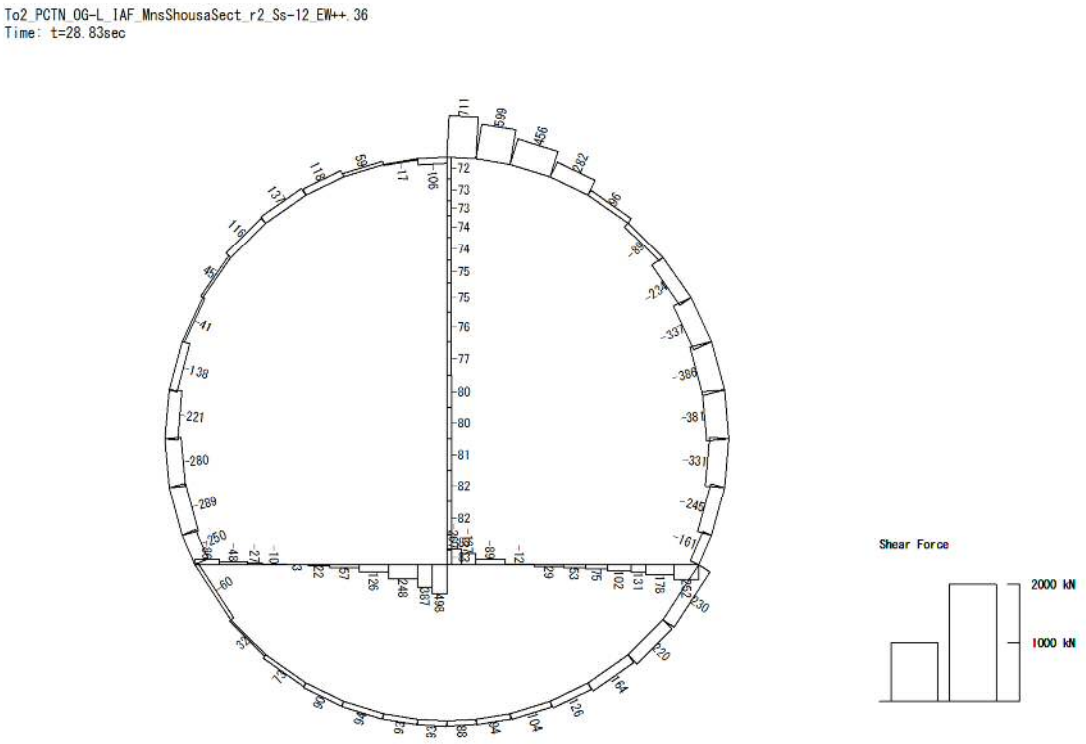
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

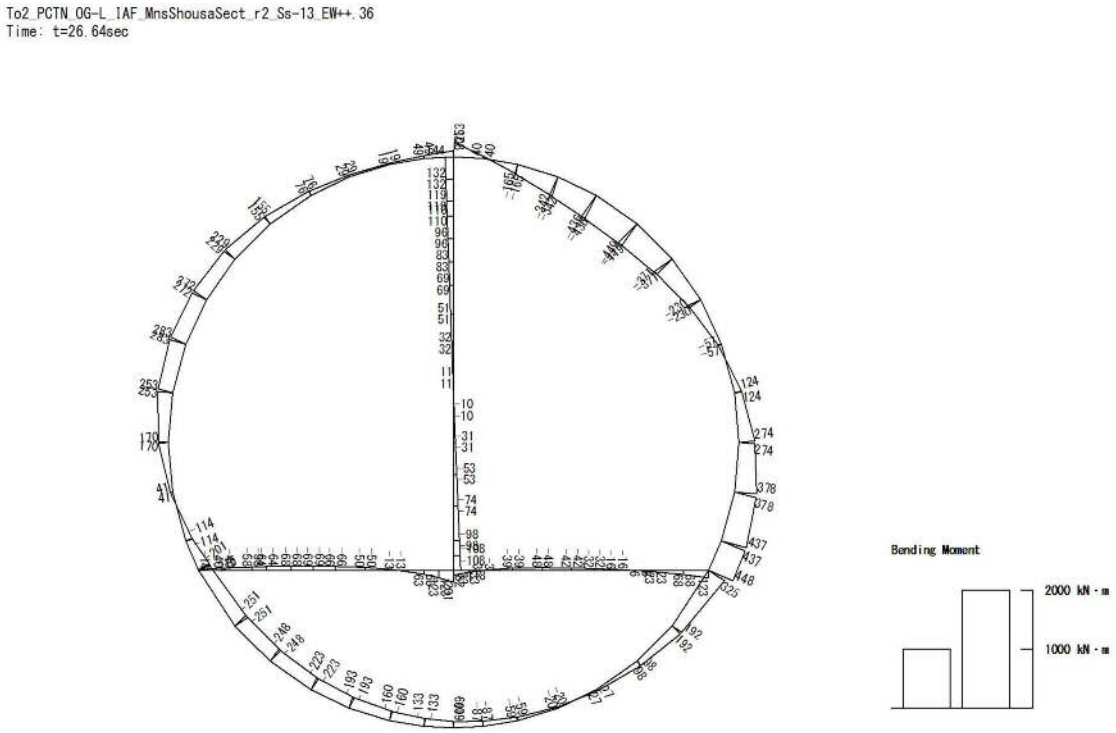
軸力（kN）

図 5.4－6（11）　Ｓs－１２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝28.83s）

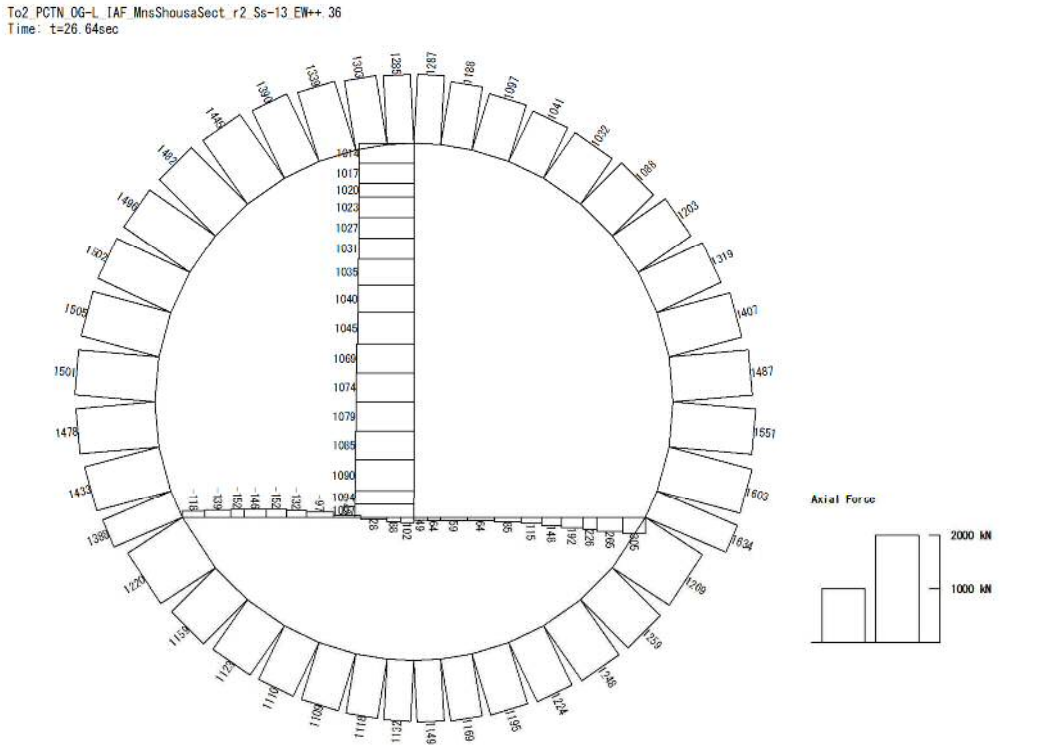


せん断力（kN）

図 5.4－6（12）　Ｓs－１２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝28.83s）



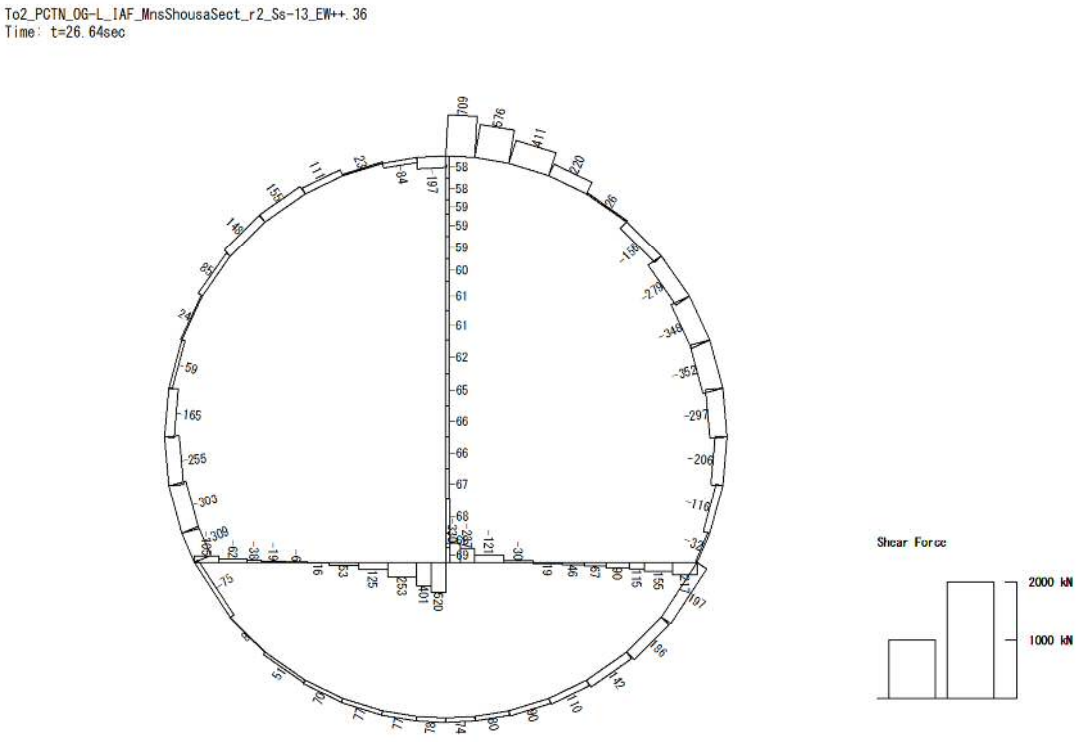
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

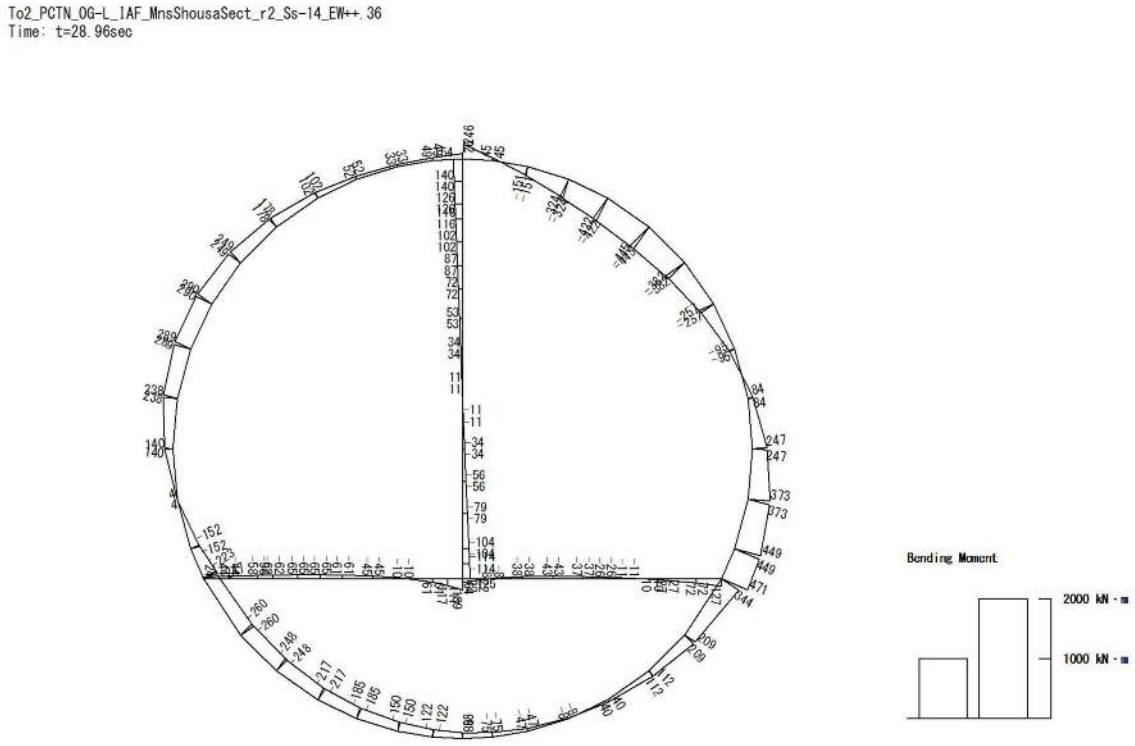
軸力（kN）

図 5.4－6（13）　Ｓs－１３（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝26.64s）

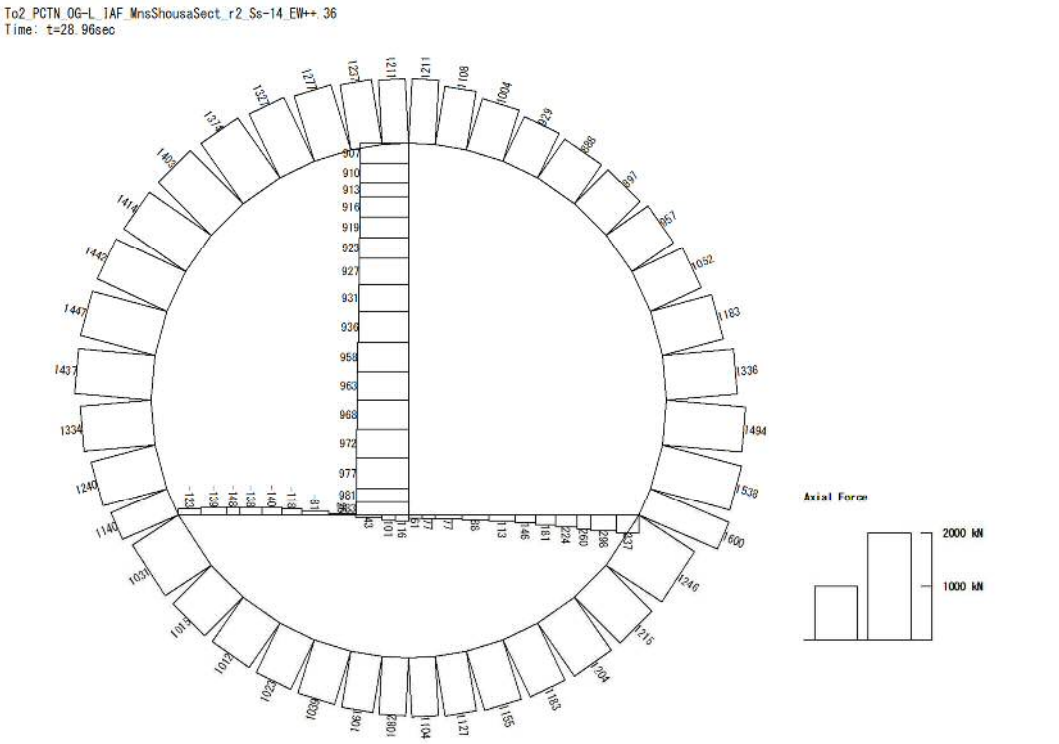


せん断力（kN）

図 5.4－6（14）　Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝26.64s）



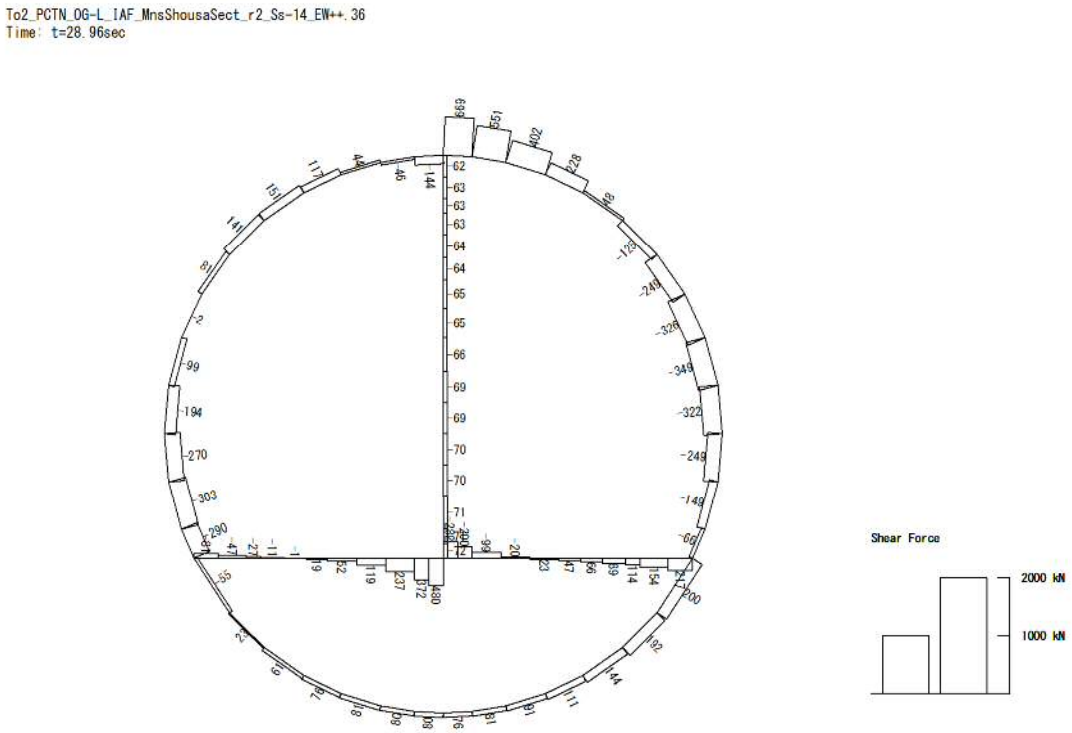
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

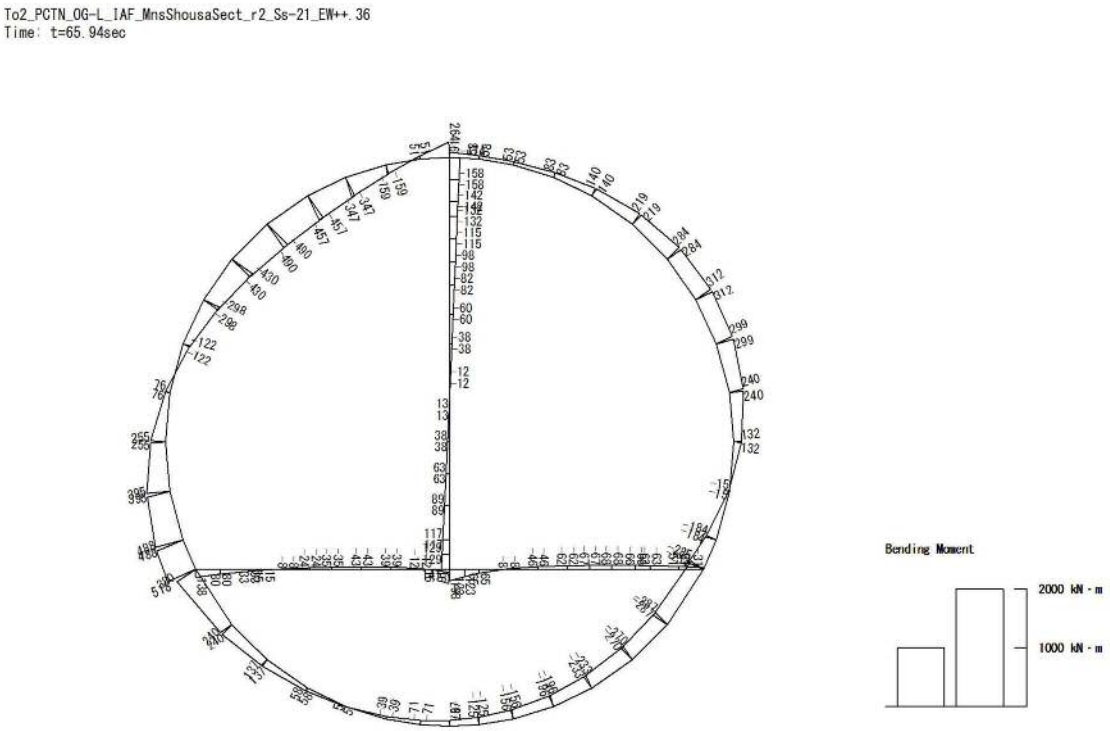
軸力（kN）

図 5.4－6（15）　Ｓs－１４（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝28.96s）

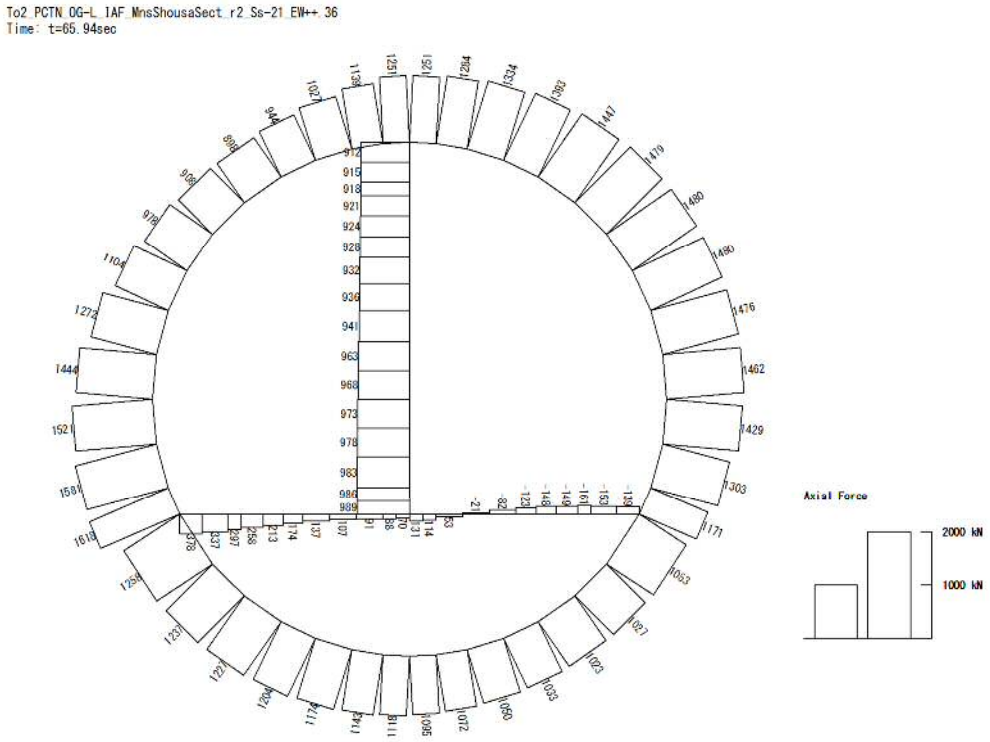


せん断力（kN）

図 5.4－6（16）　S_s－１４（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝28.96s）



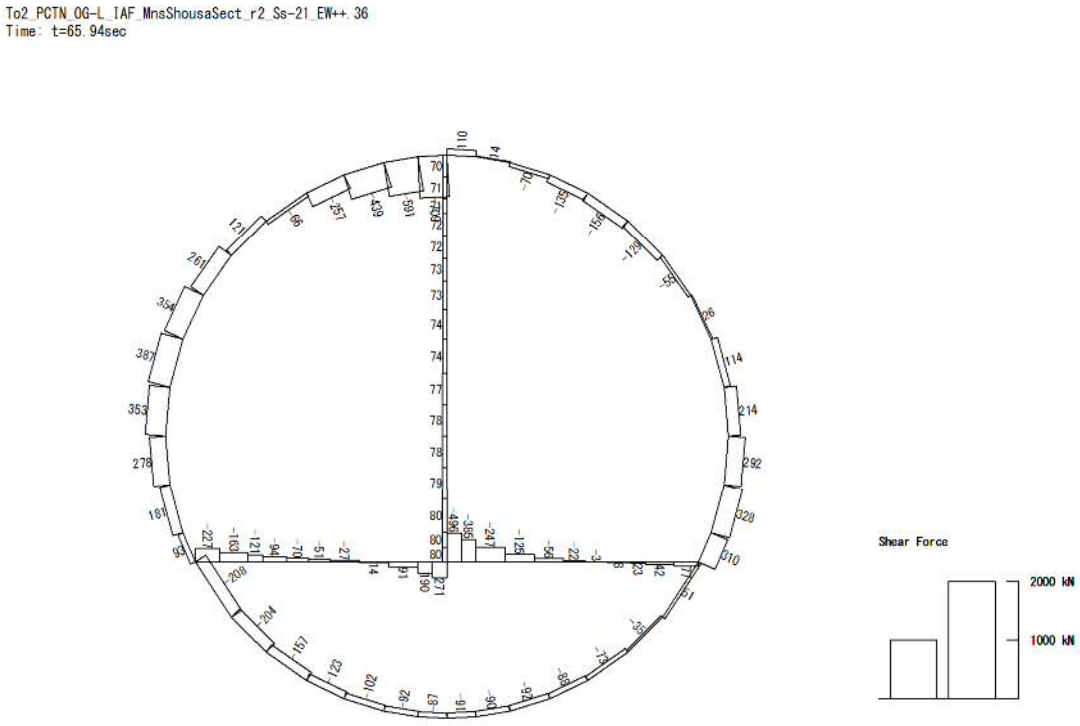
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

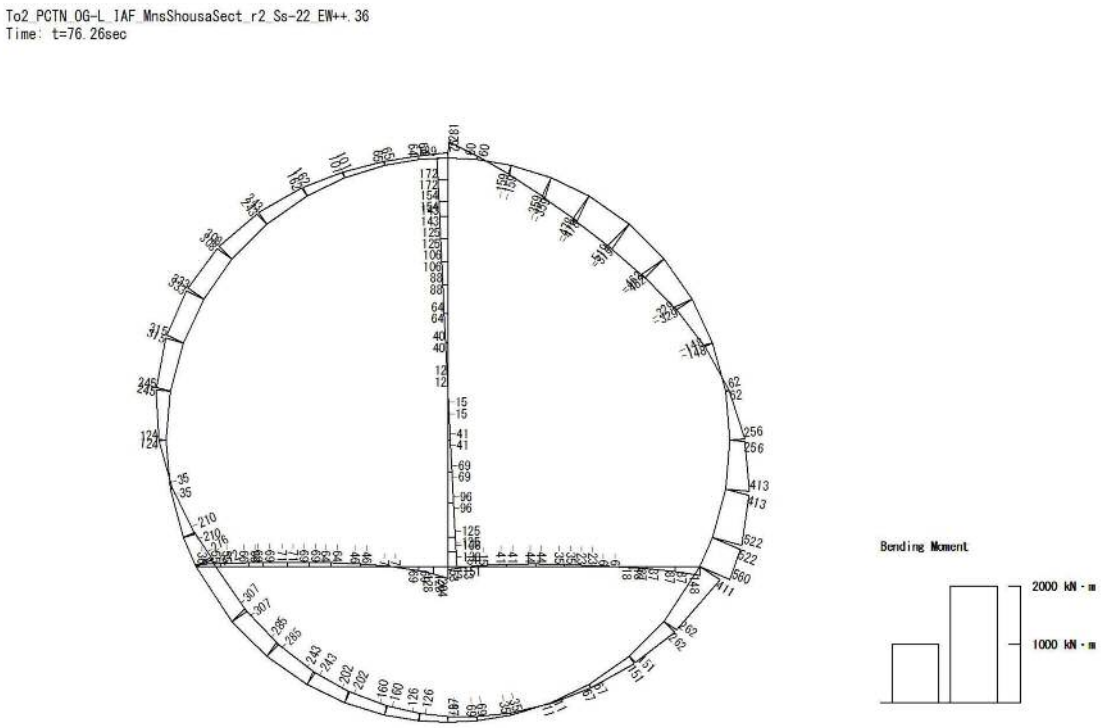
軸力（kN）

図 5.4－6（17）　Ｓs－２１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝65.94s）

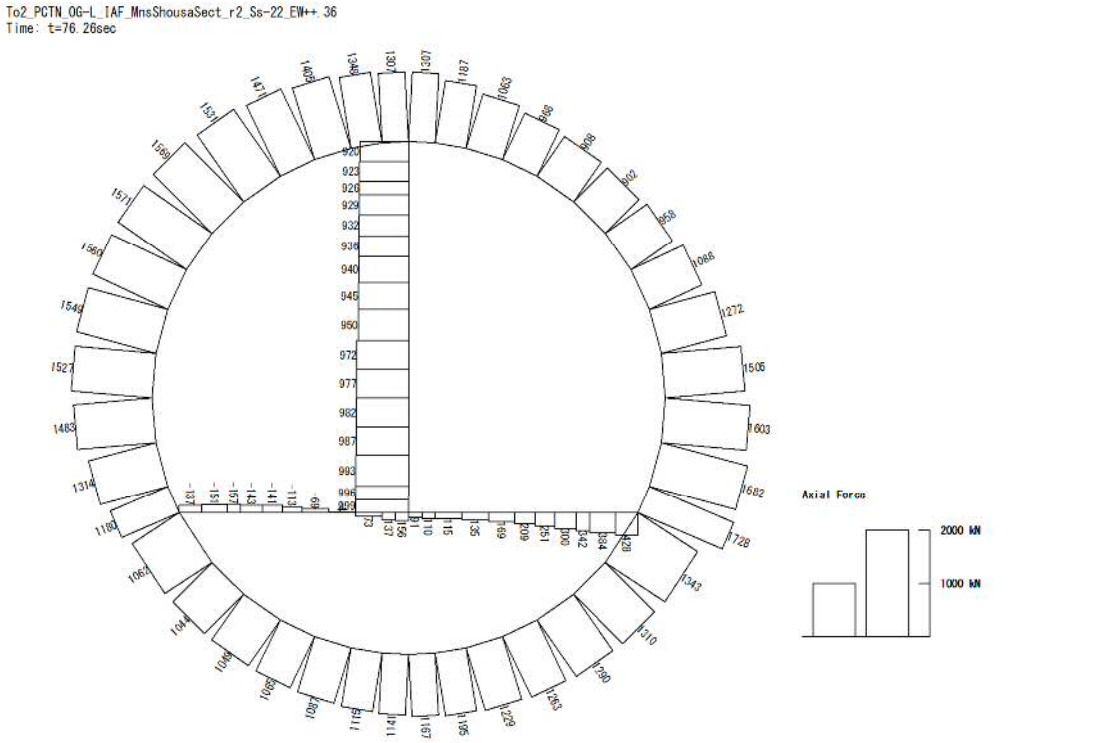


せん断力（kN）

図 5.4－6（18）　Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝65.94s）



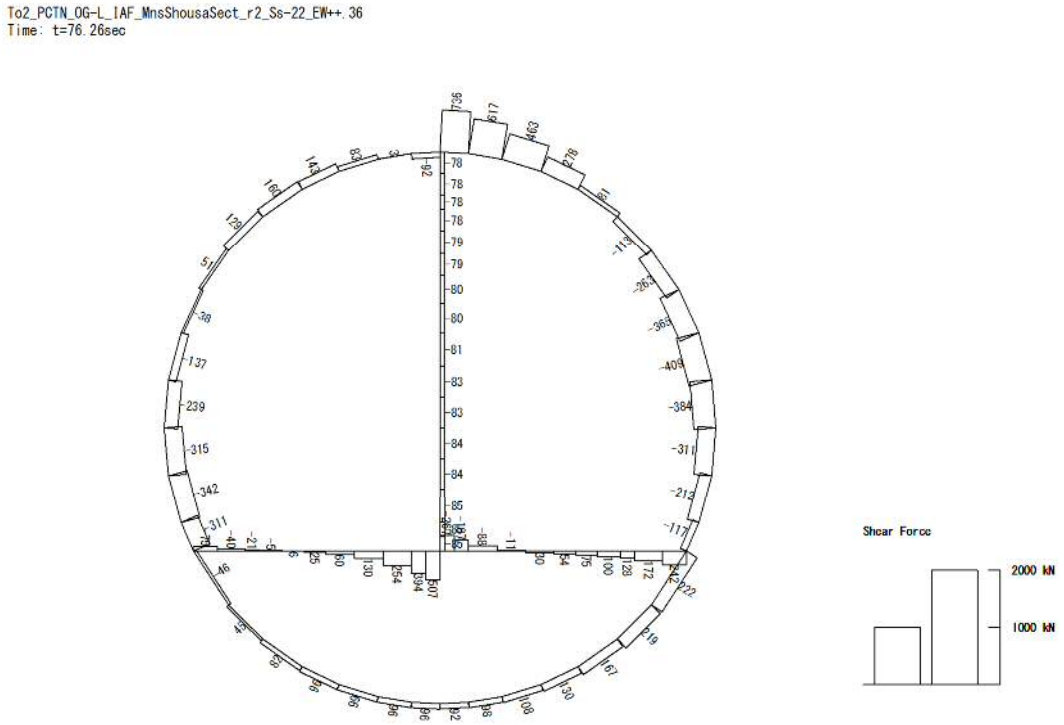
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

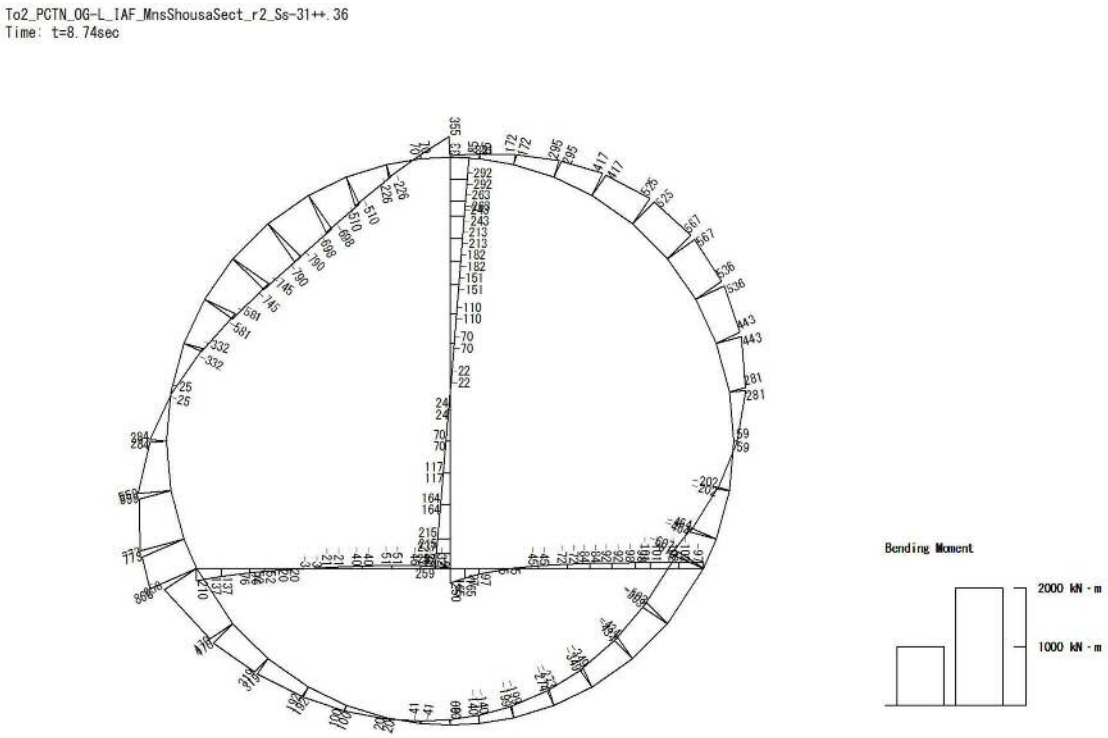
軸力（kN）

図 5.4－6（19）　Ｓs－２２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝76.26s）

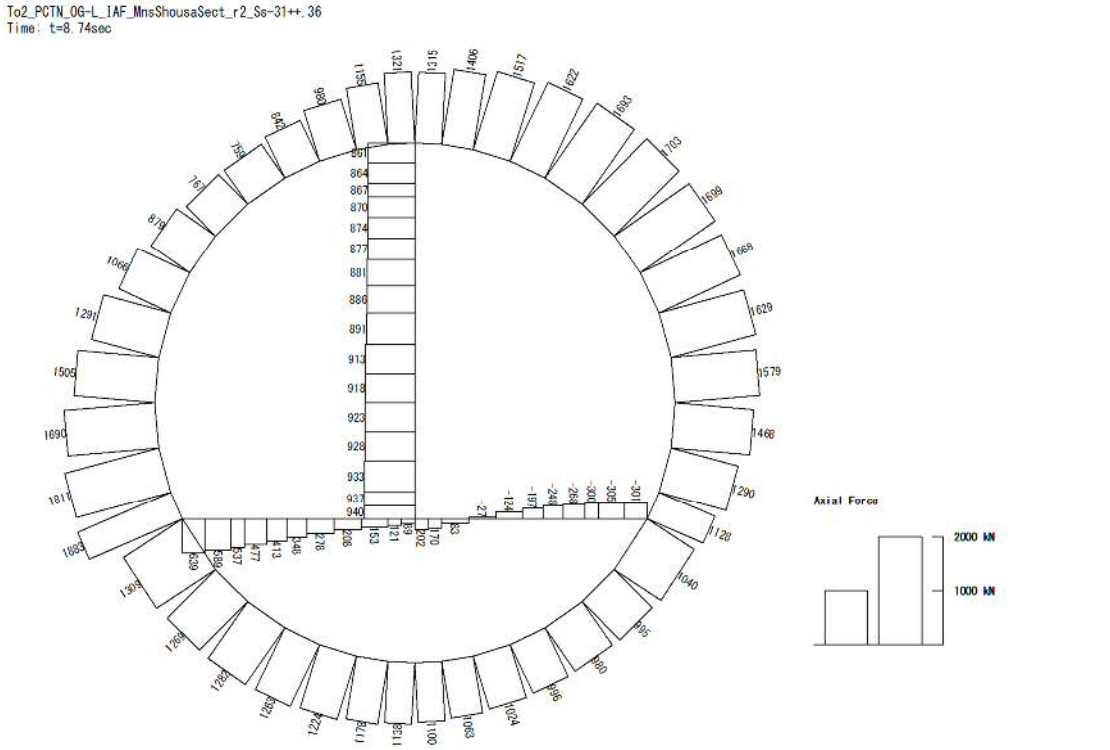


せん断力（kN）

図 5.4－6（20）　Ｓｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝76.26s）



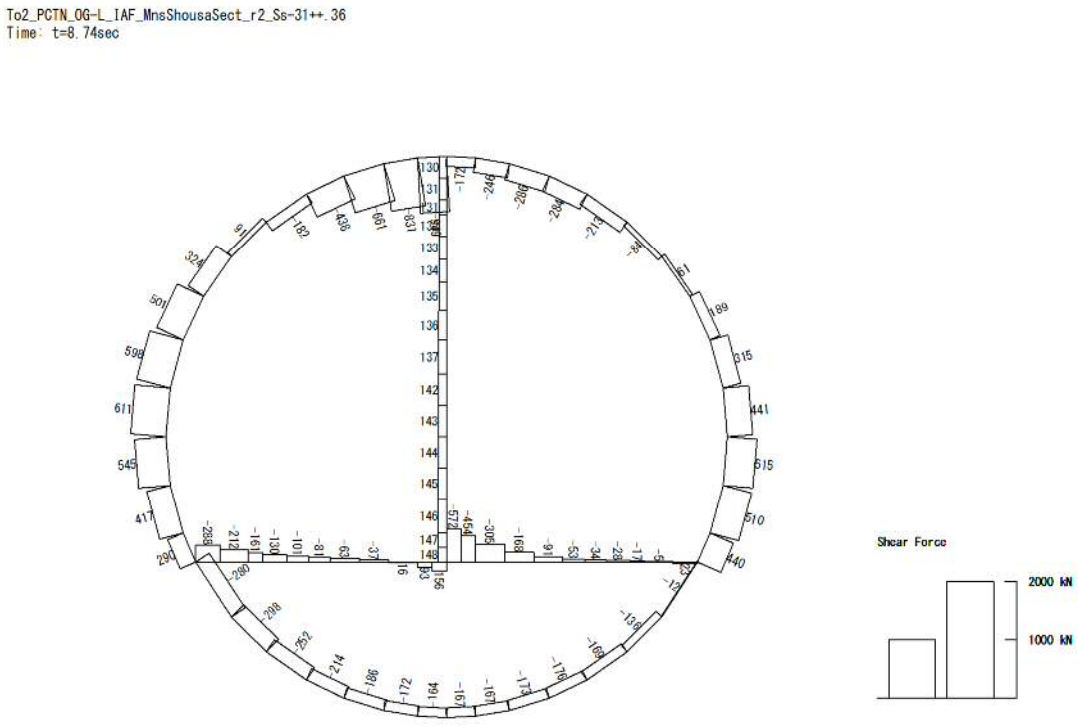
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

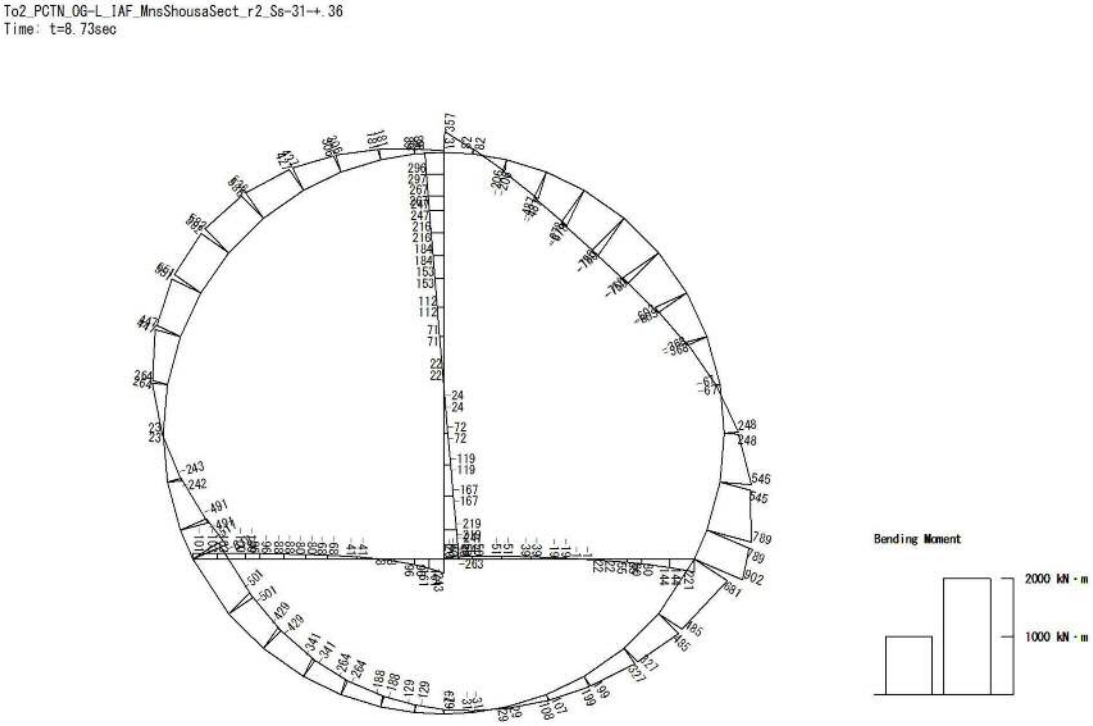
軸力（kN）

図 5.4－6（21）　Ｓs－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝8.74s）

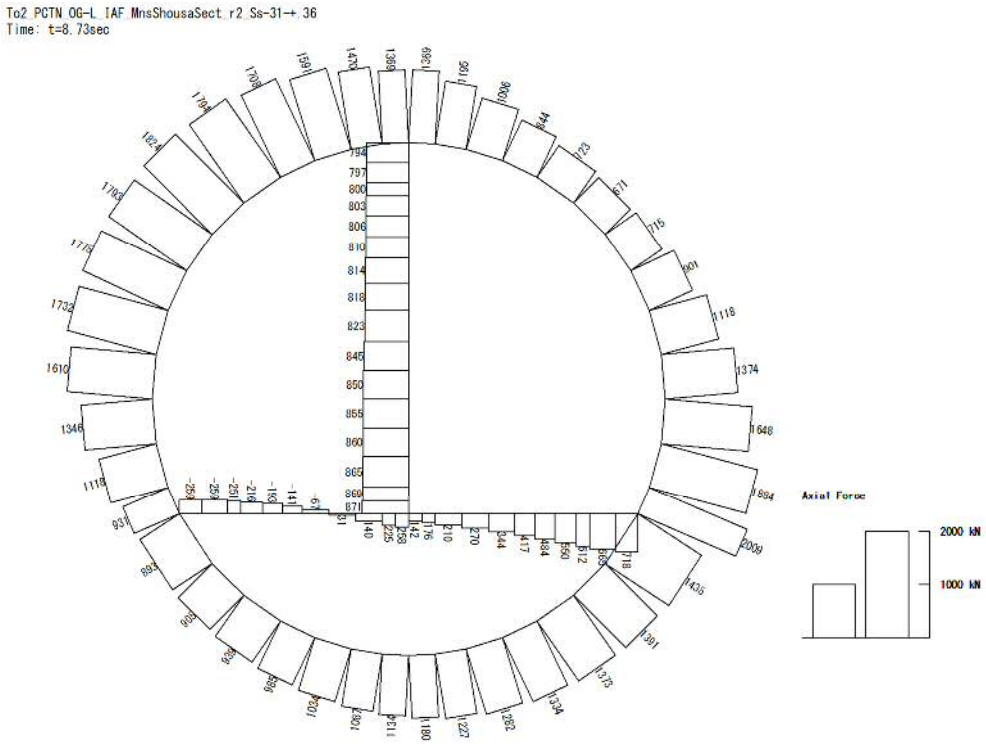


せん断力（kN）

図 5.4－6（22）　Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝8.74s）



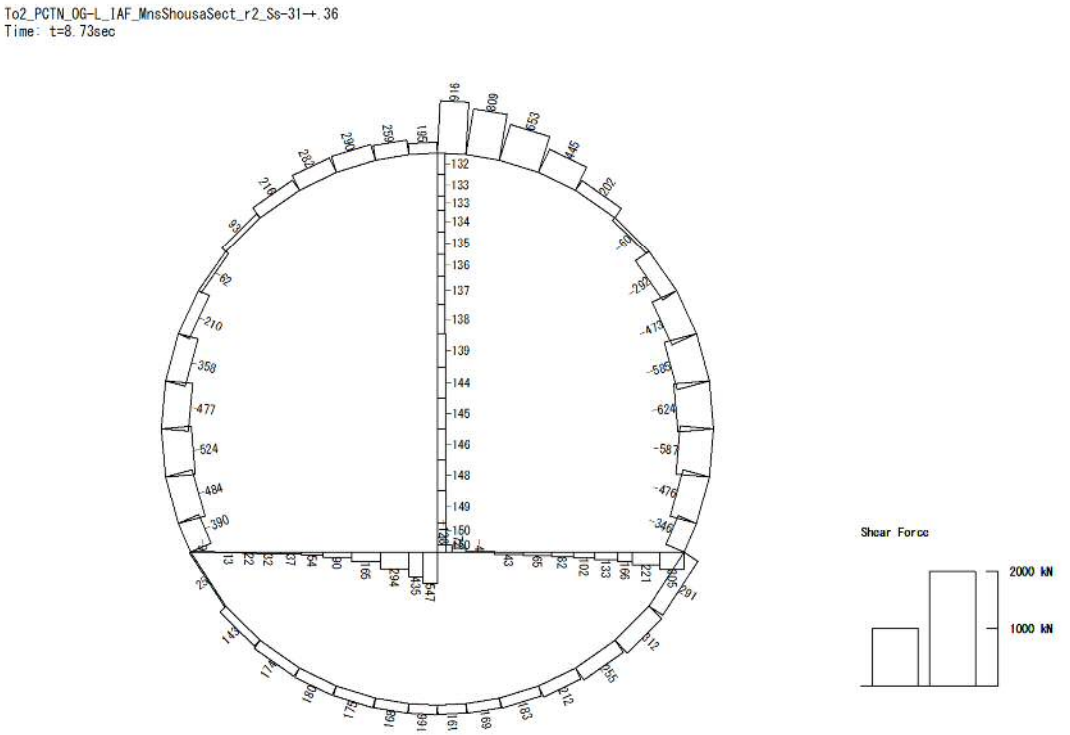
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

図 5.4－6（23）　S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
（ｔ＝8.73s）



せん断力（kN）

図 5.4－6（24）　S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力（ｔ＝8.73s）

(3)　最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため，地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。

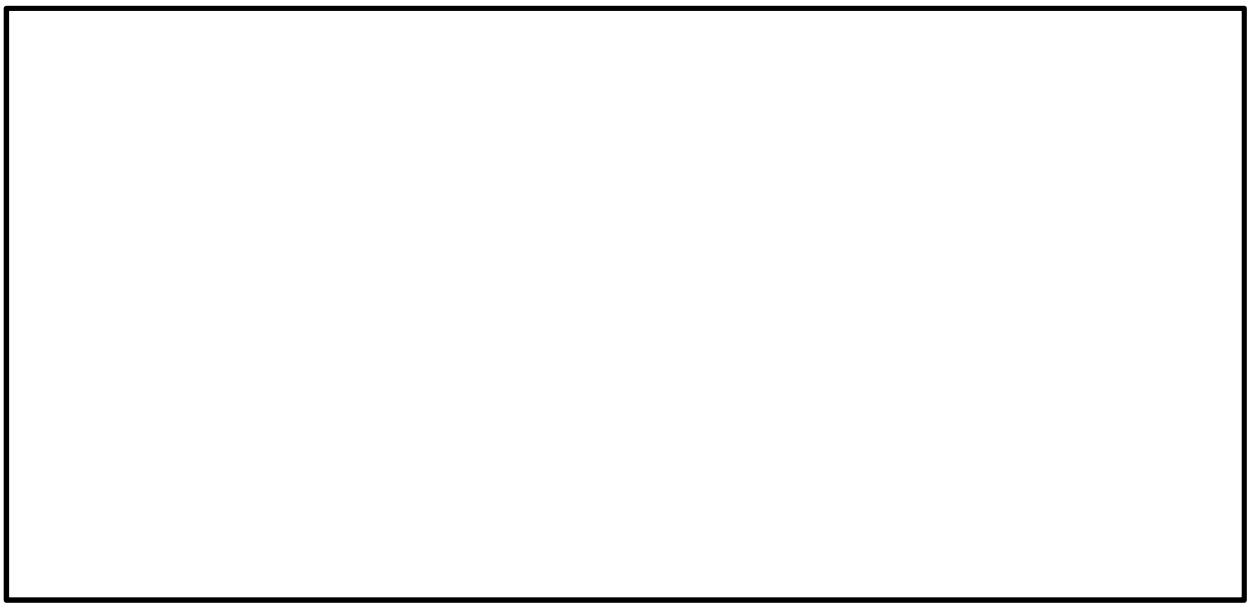


図 5.4－7（1）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

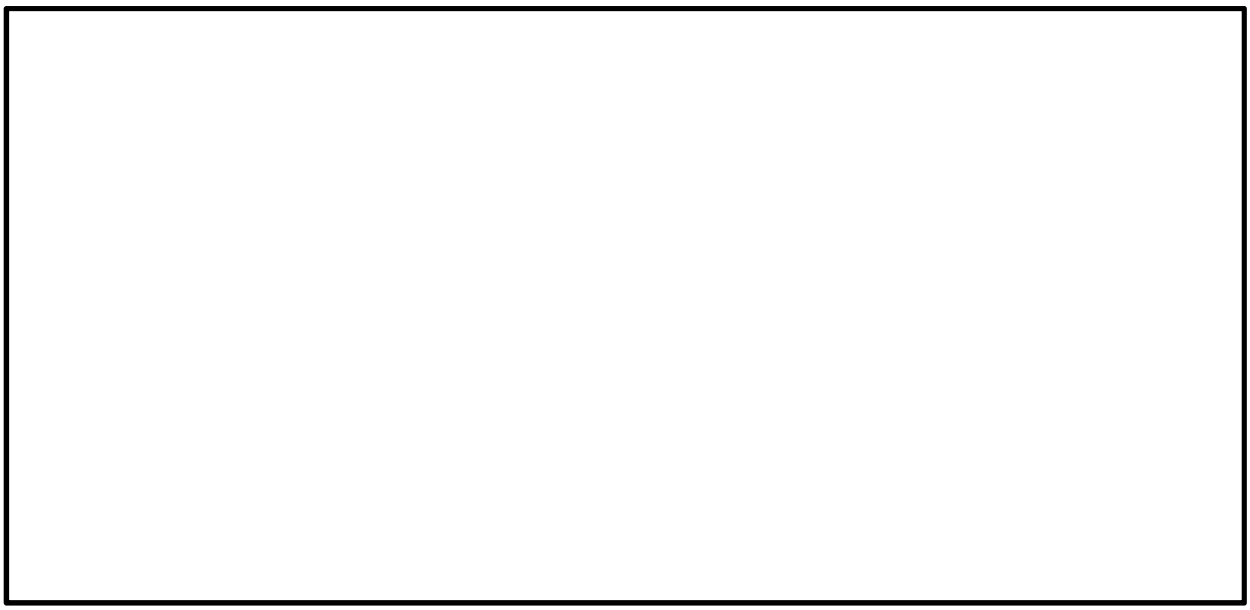


図 5.4－7（2）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

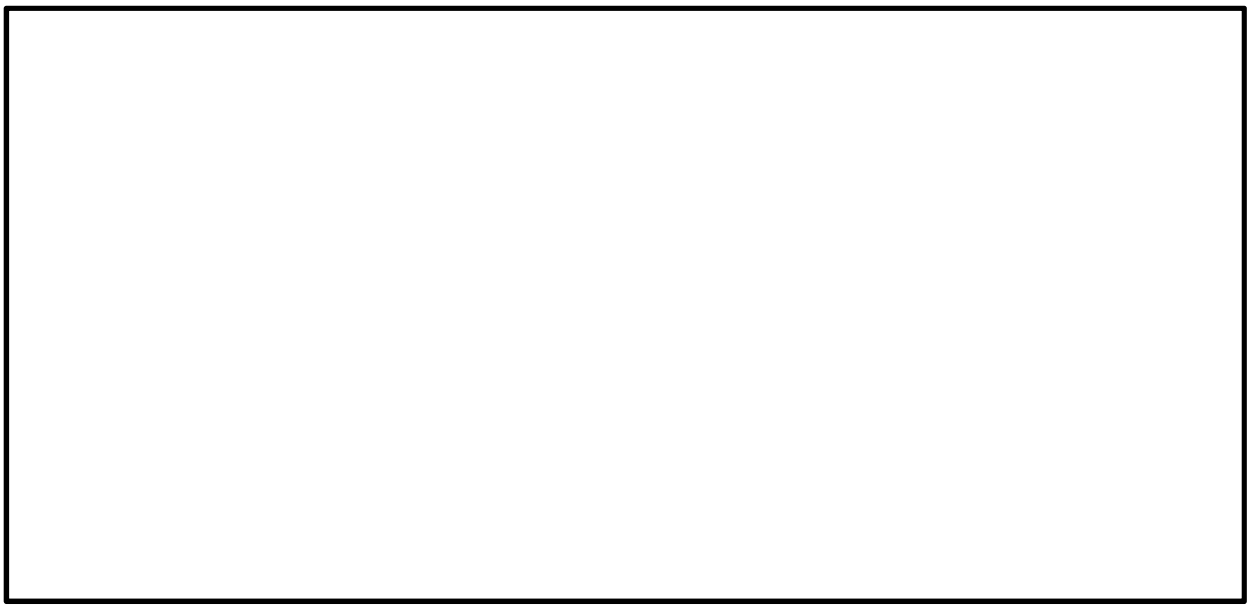


図 5.4－7（3）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

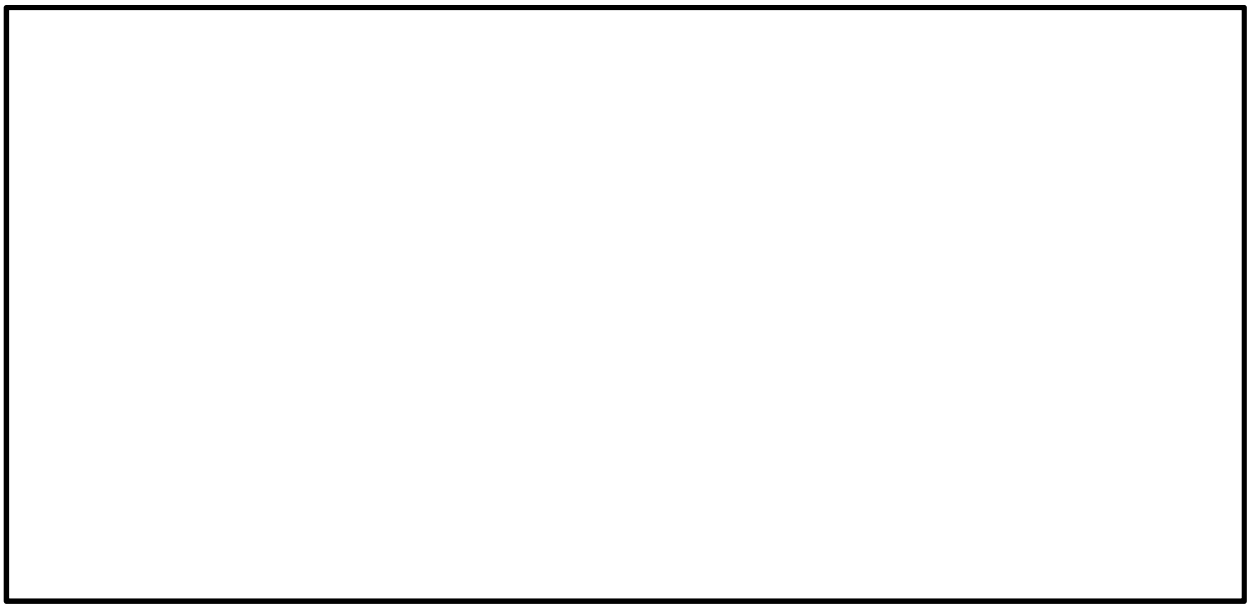


図 5.4－7（4）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

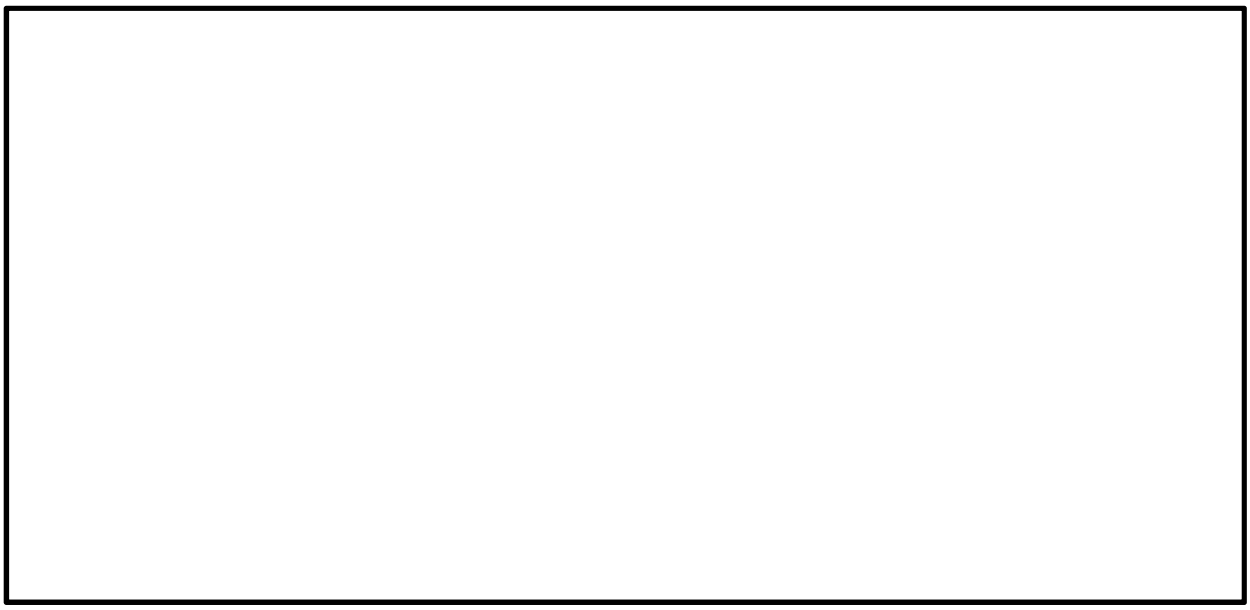


図 5.4－7（5）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

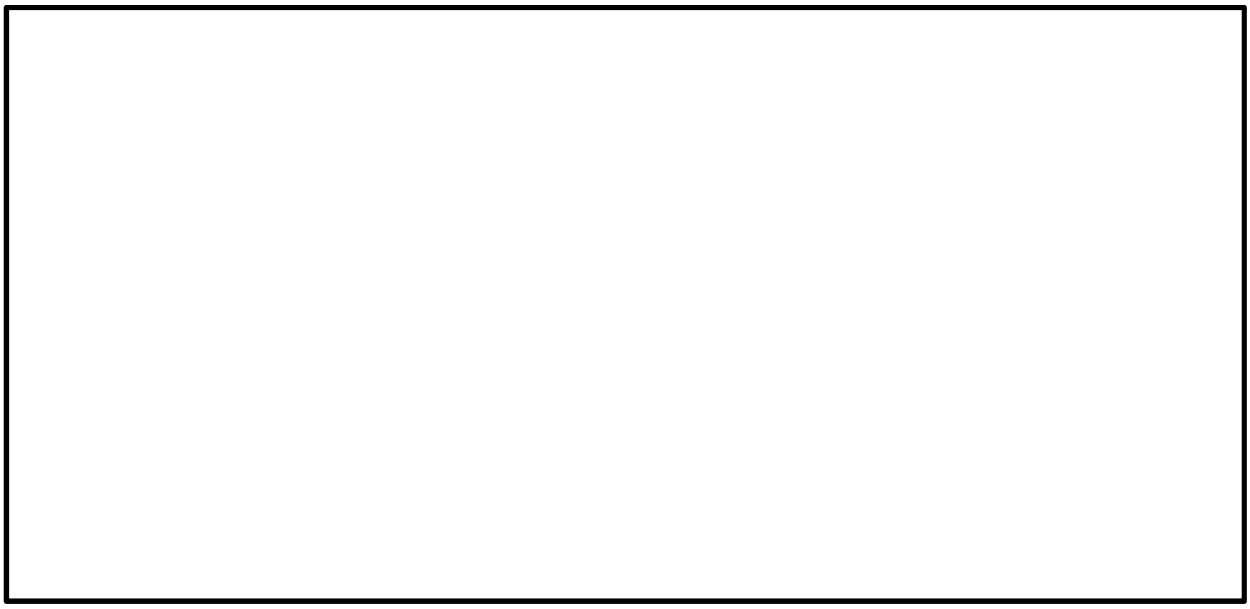


図 5.4－7（6）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

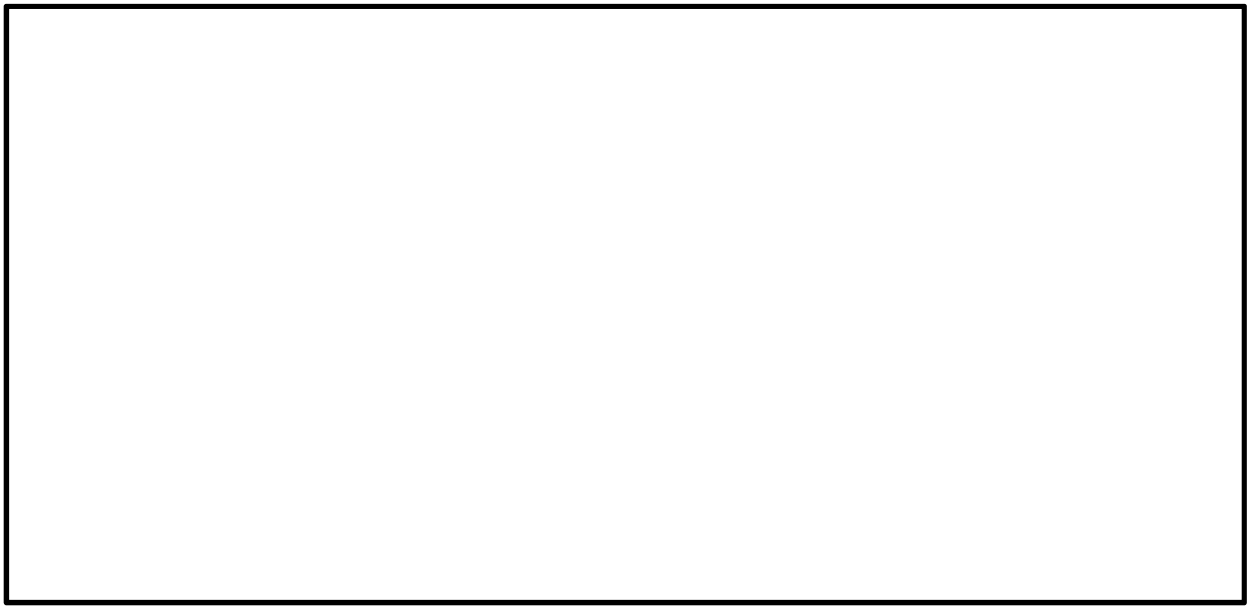


図 5.4－7（7）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

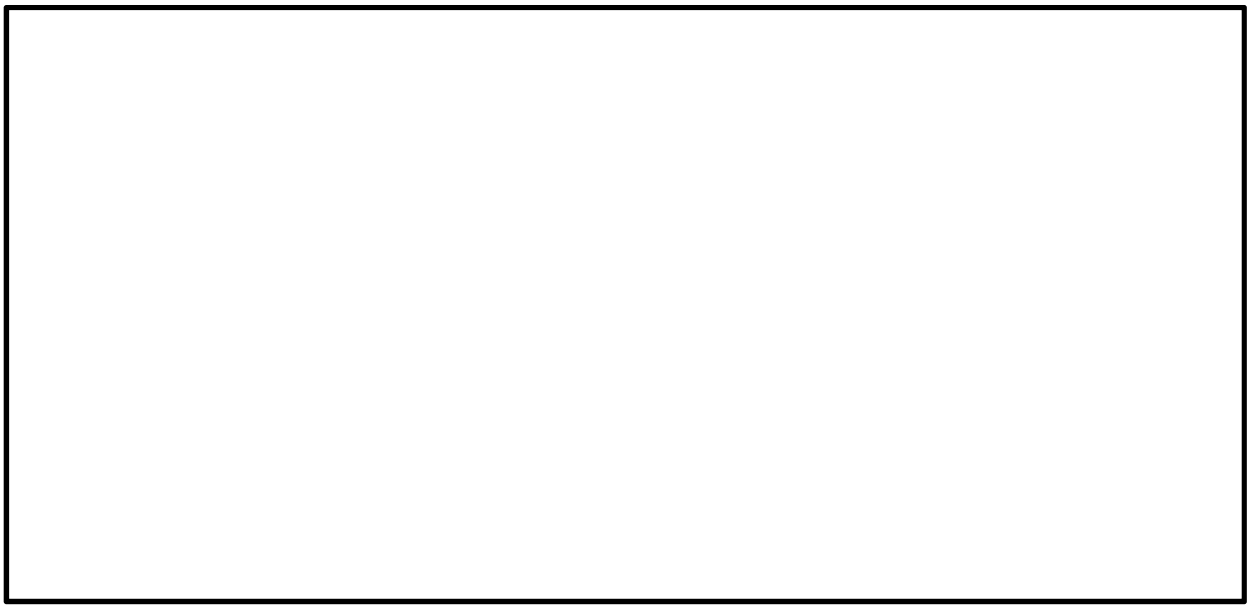


図 5.4－7（8）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－7（9）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

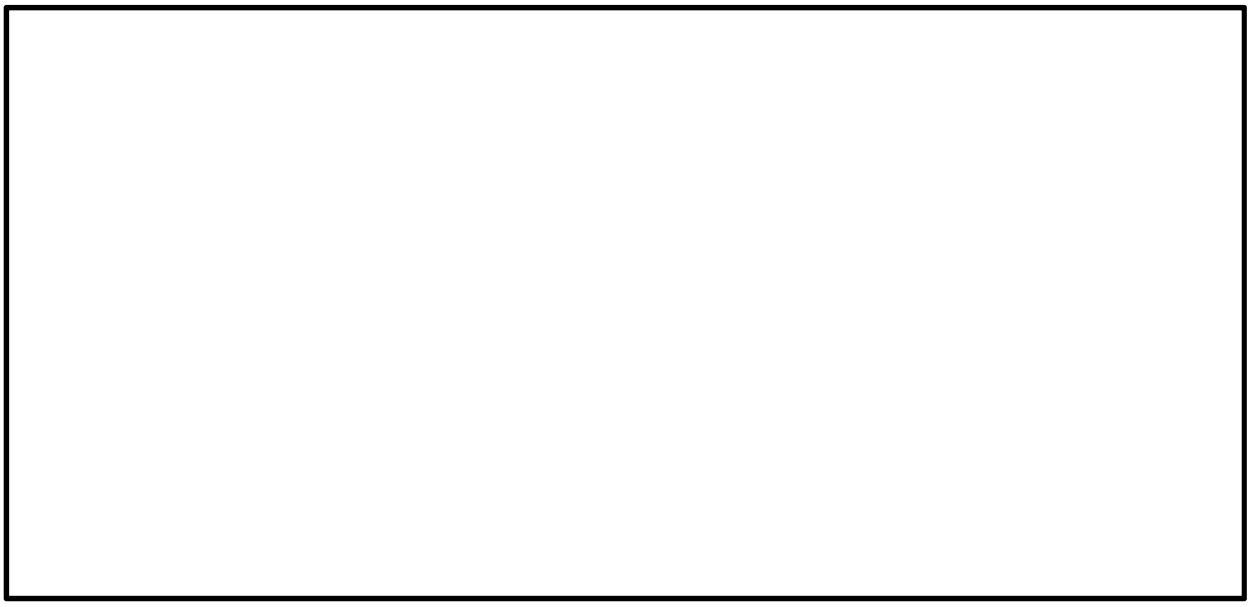


図 5.4－7（10）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

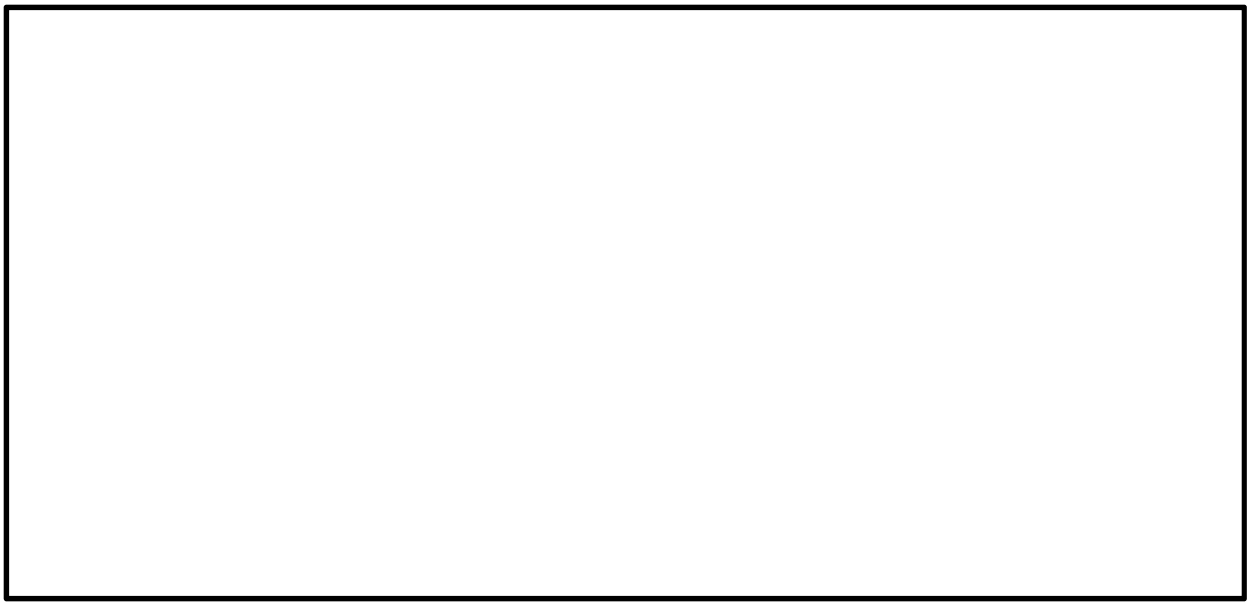


図 5.4－7（11）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

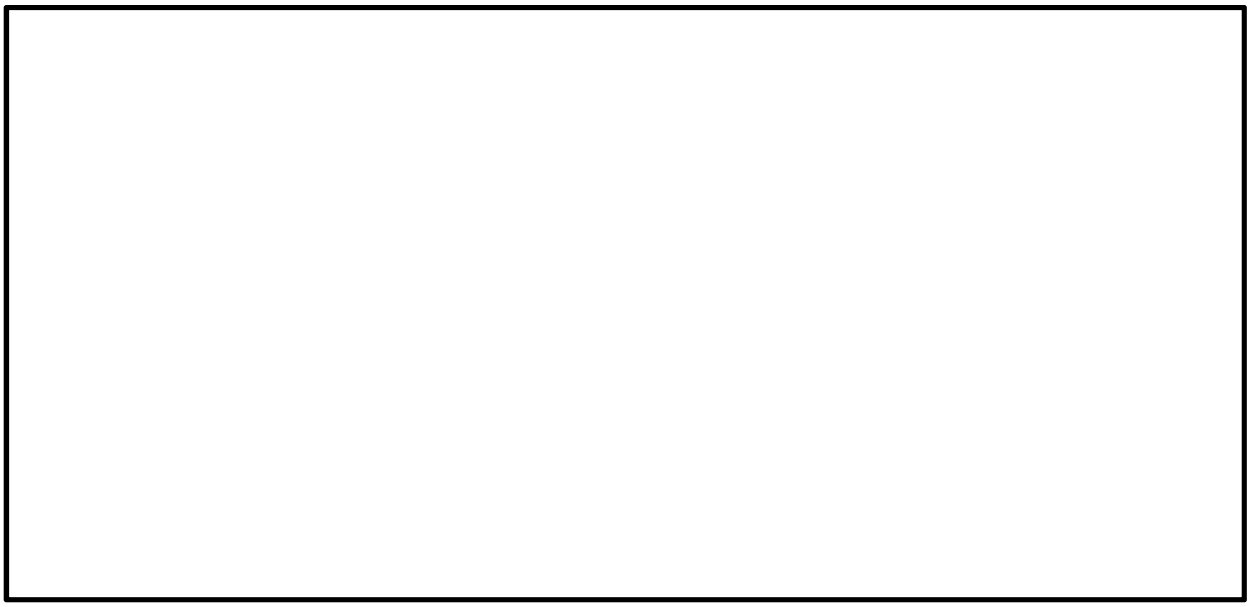


図 5.4－7（12）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－7（13）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

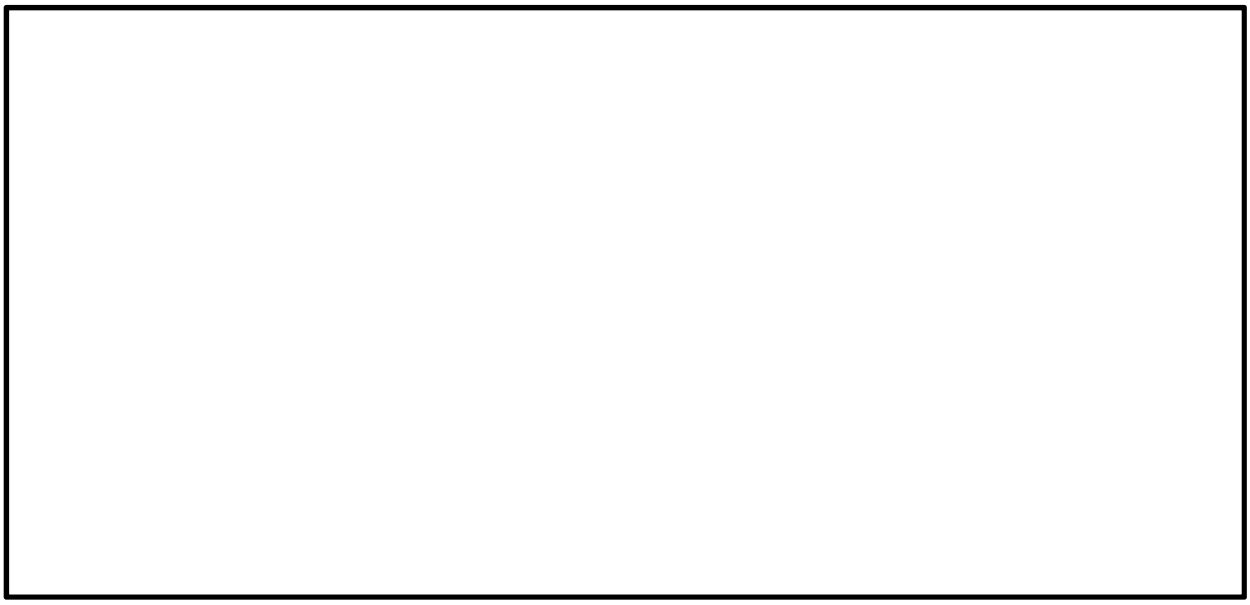


図 5.4－7（14）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 5.4－7（15）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（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）

図 5.4－7（16）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 5.4－7（17）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

(4)　過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため，地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を示す。

図 5.4－8（1）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

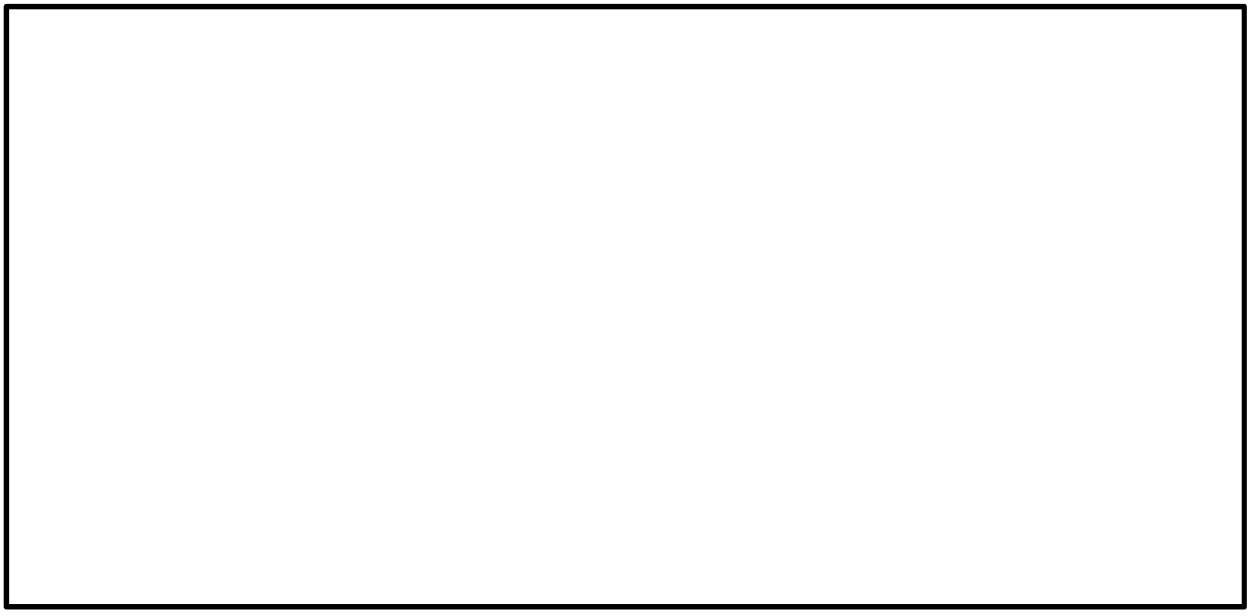


図 5.4－8（2）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

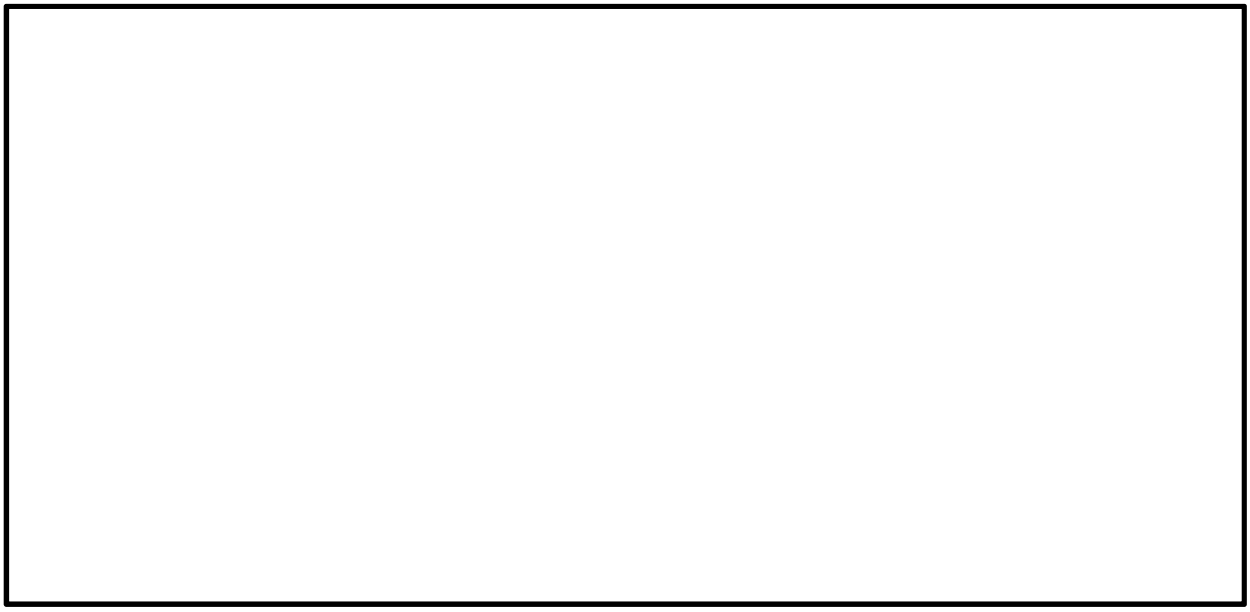


図 5.4－8（3）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

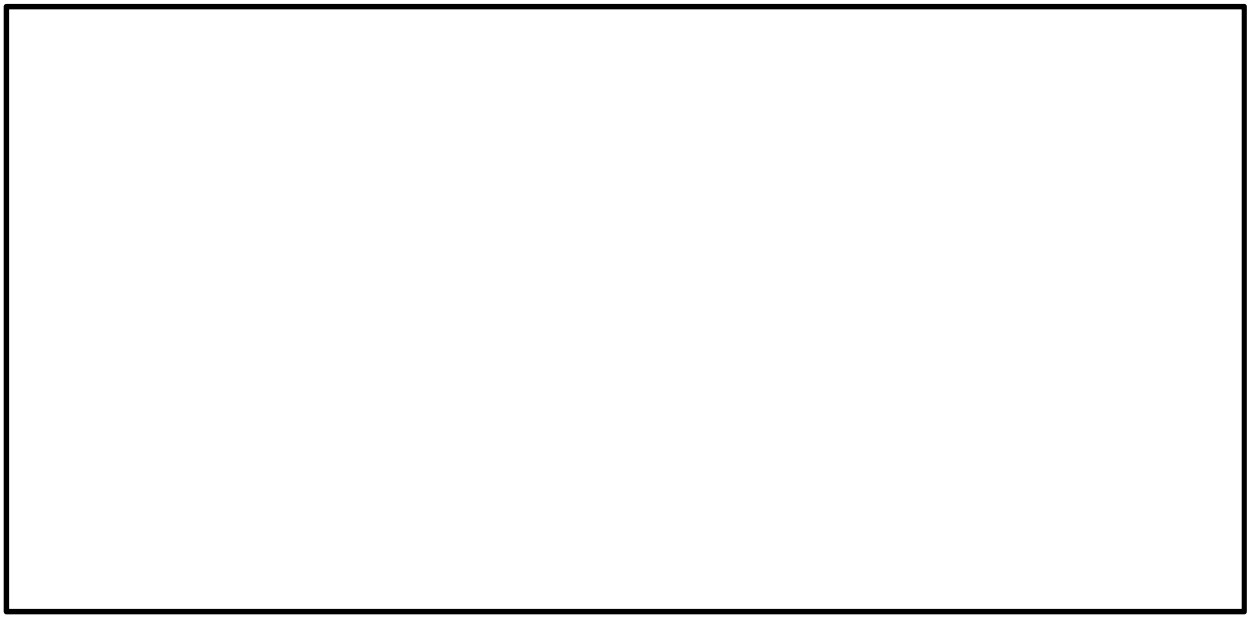


図 5.4－8（4）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

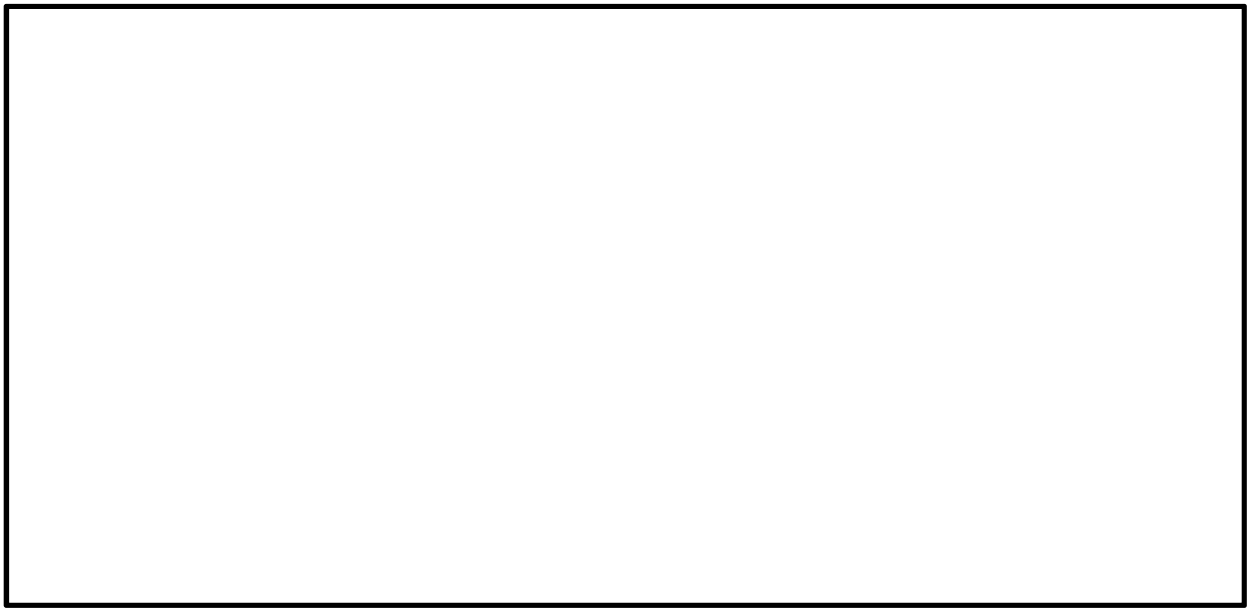


図 5.4－8（5）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

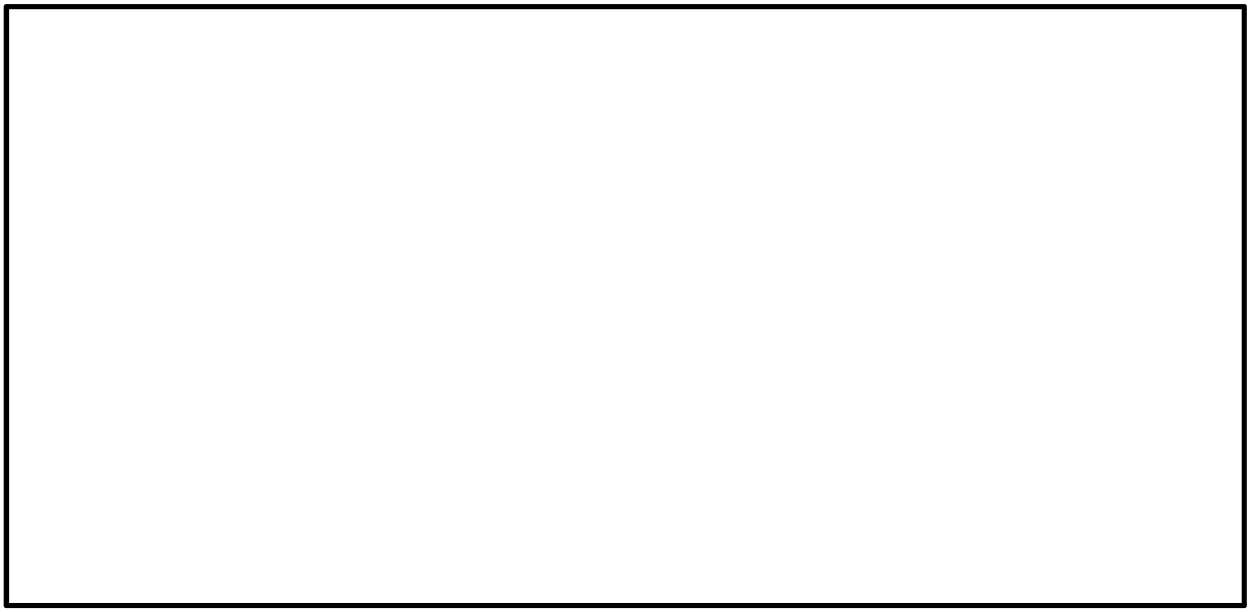


図 5.4－8（6）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－8（7）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

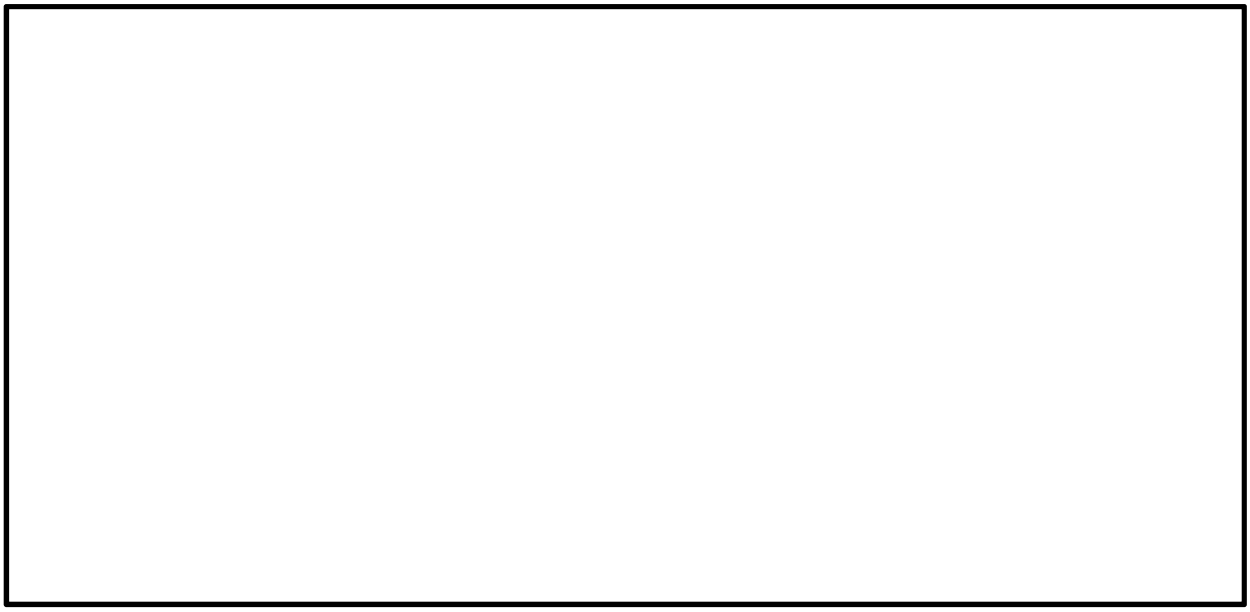


図 5.4－8（8）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

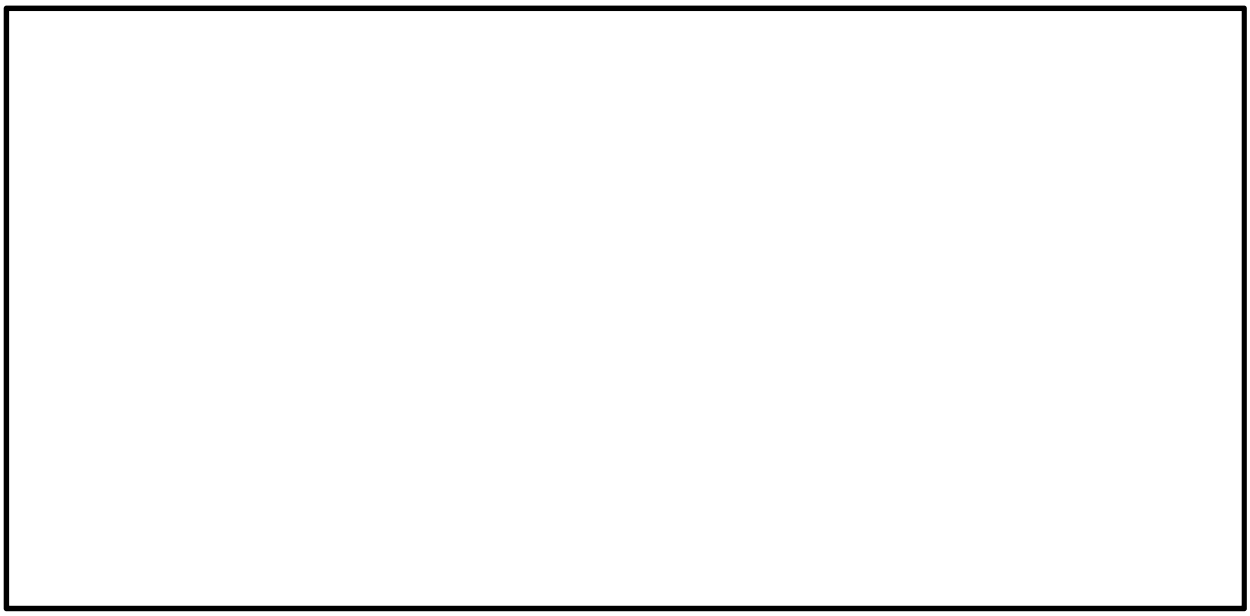


図 5.4－8（9）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

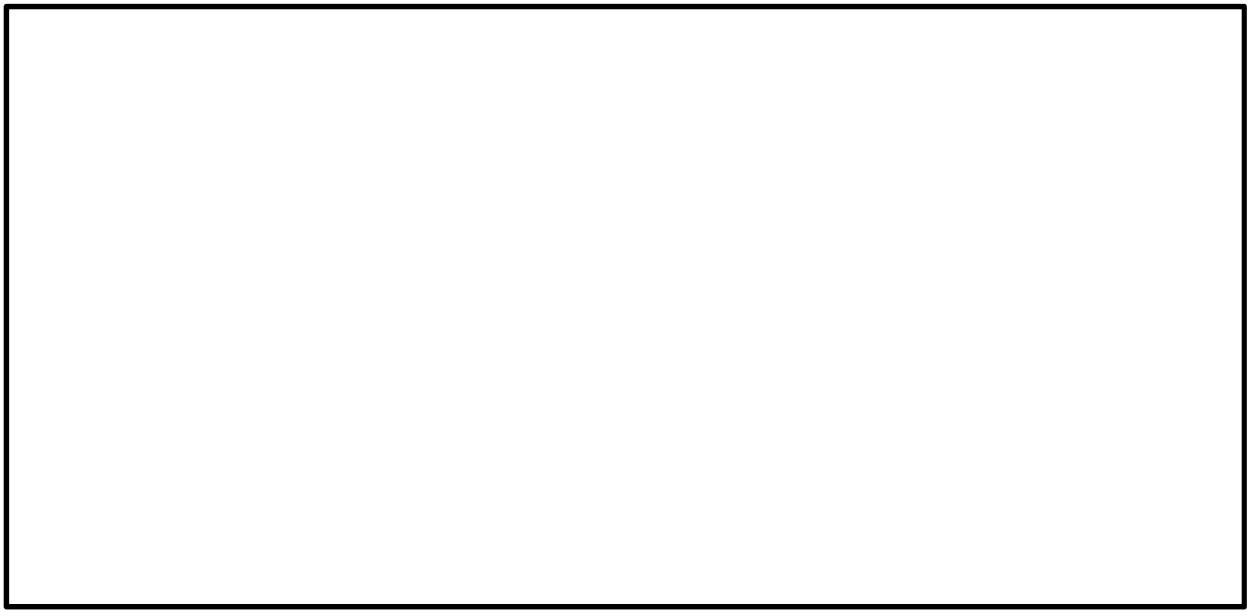


図 5.4－8（10）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

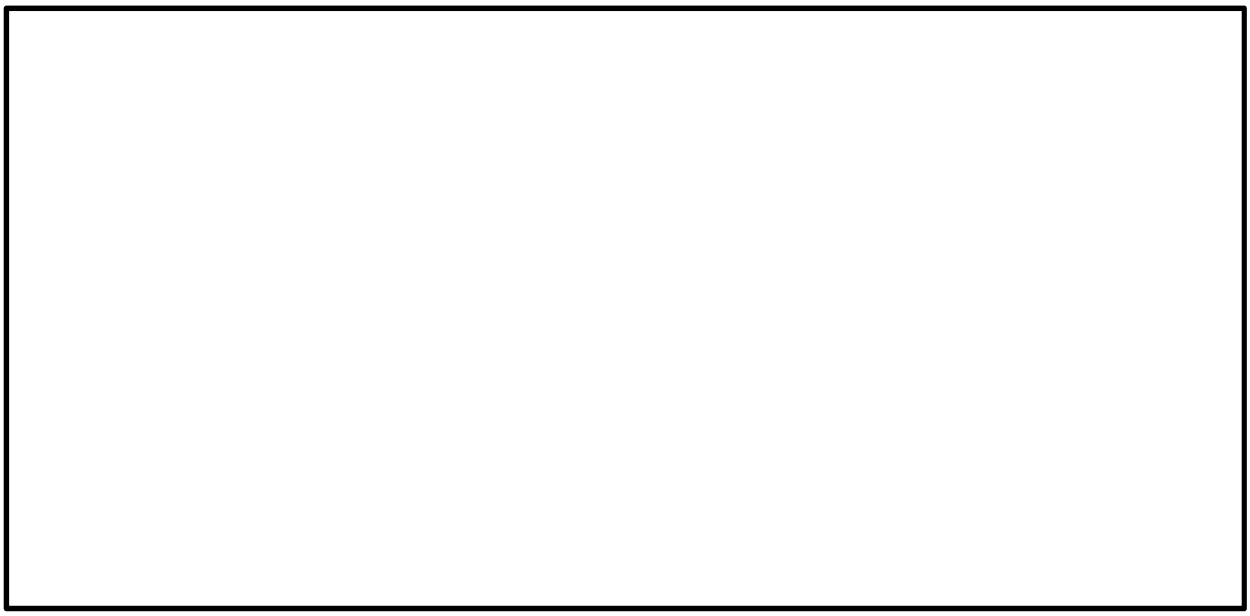


図 5.4－8（11）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

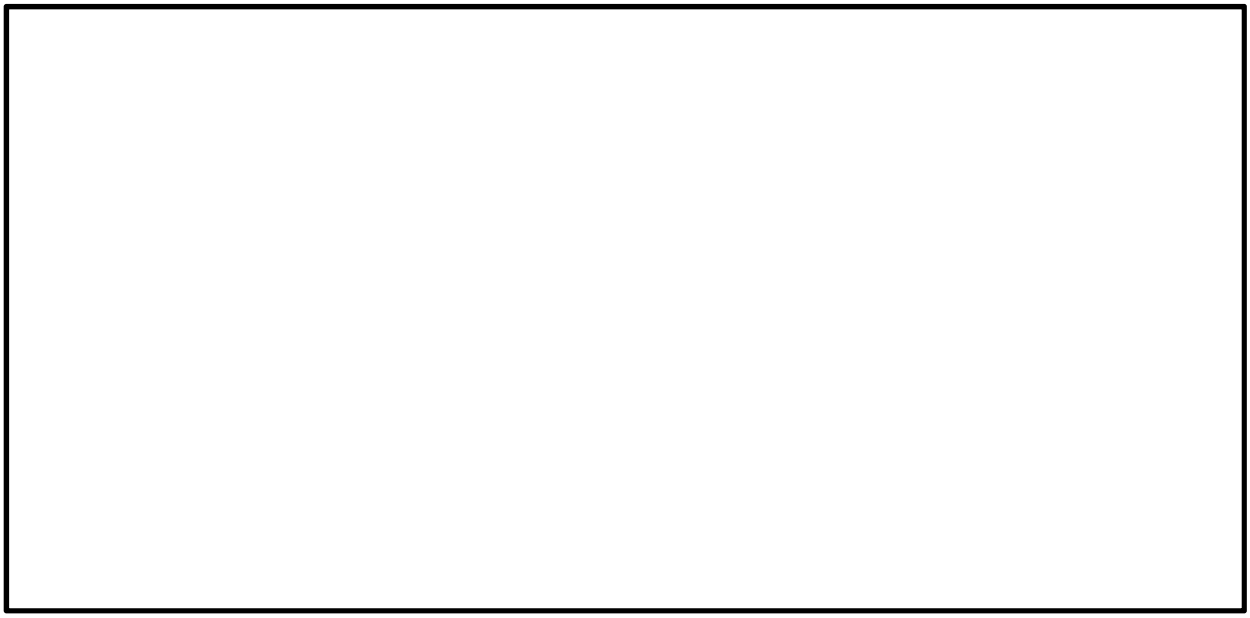


図 5.4－8（12）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

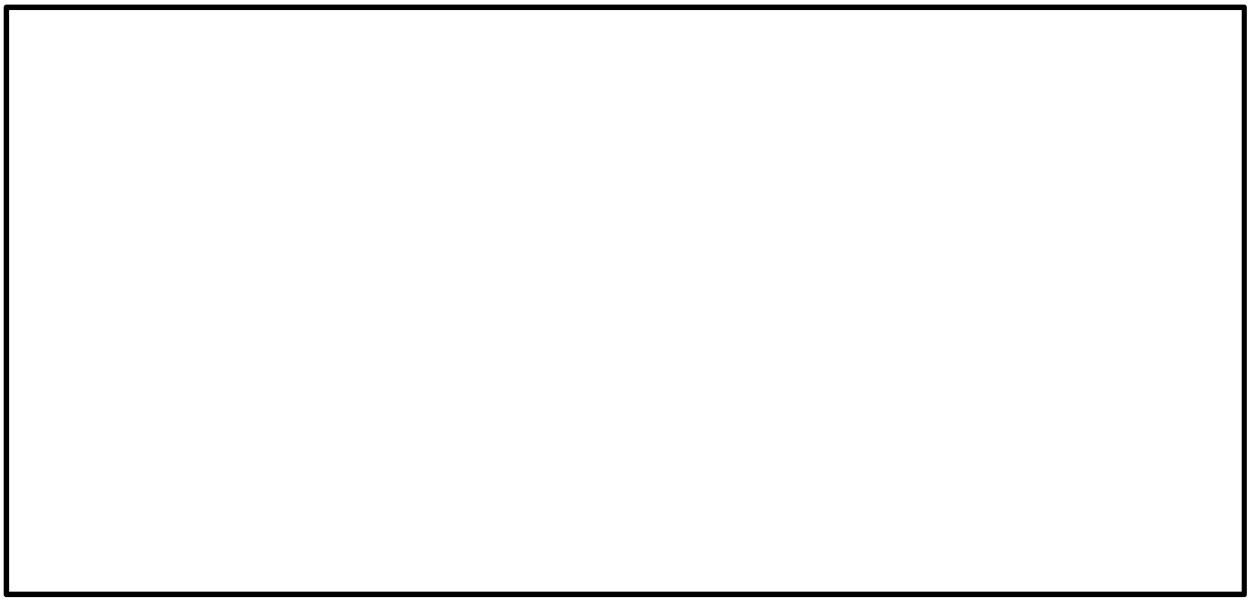


図 5.4－8（13）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 5.4－8（14）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 5.4－8（15）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（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）

図 5.4－8（16）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

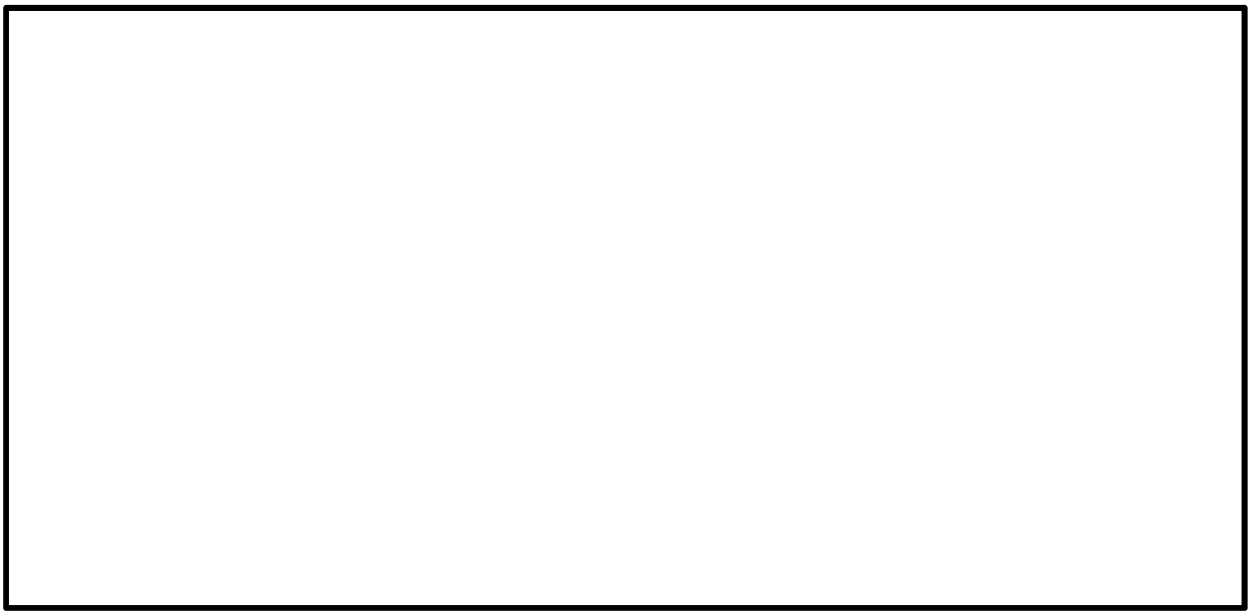


図 5.4－8（17）　トンネルの過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

(5)　最大加速度分布図

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため，各基準地震動における最大加速度分布を示す。

図 5.4－9（1）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－9（2）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－9（3）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

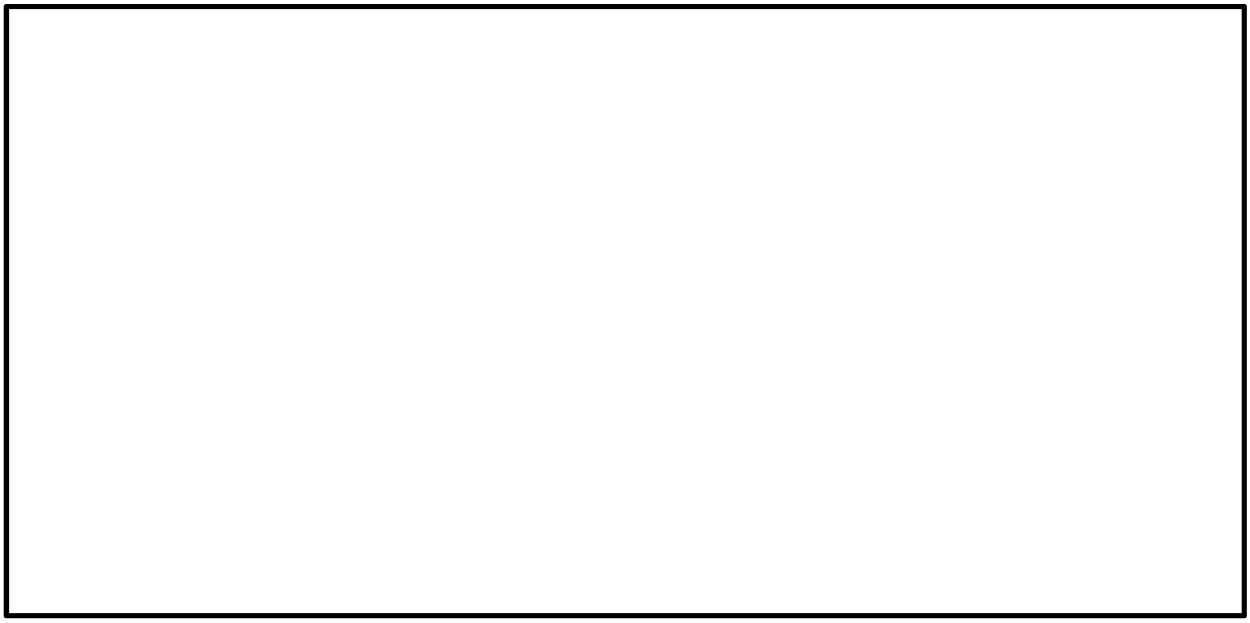


図 5.4－9（4）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

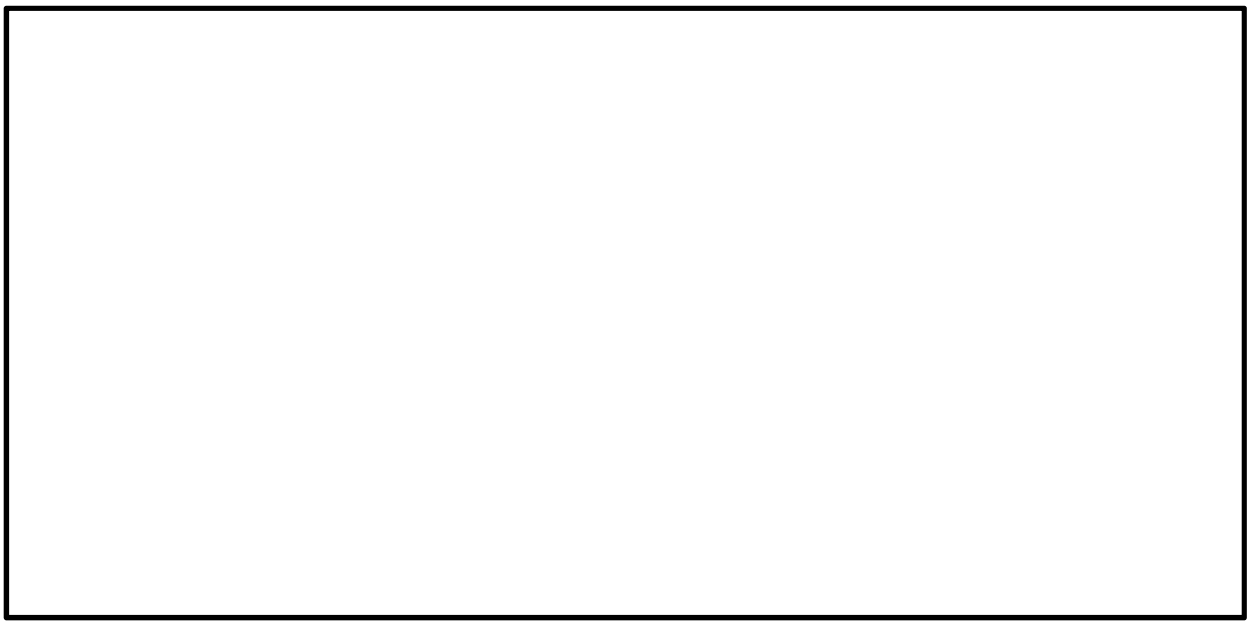


図 5.4－9（5）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－9（6）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

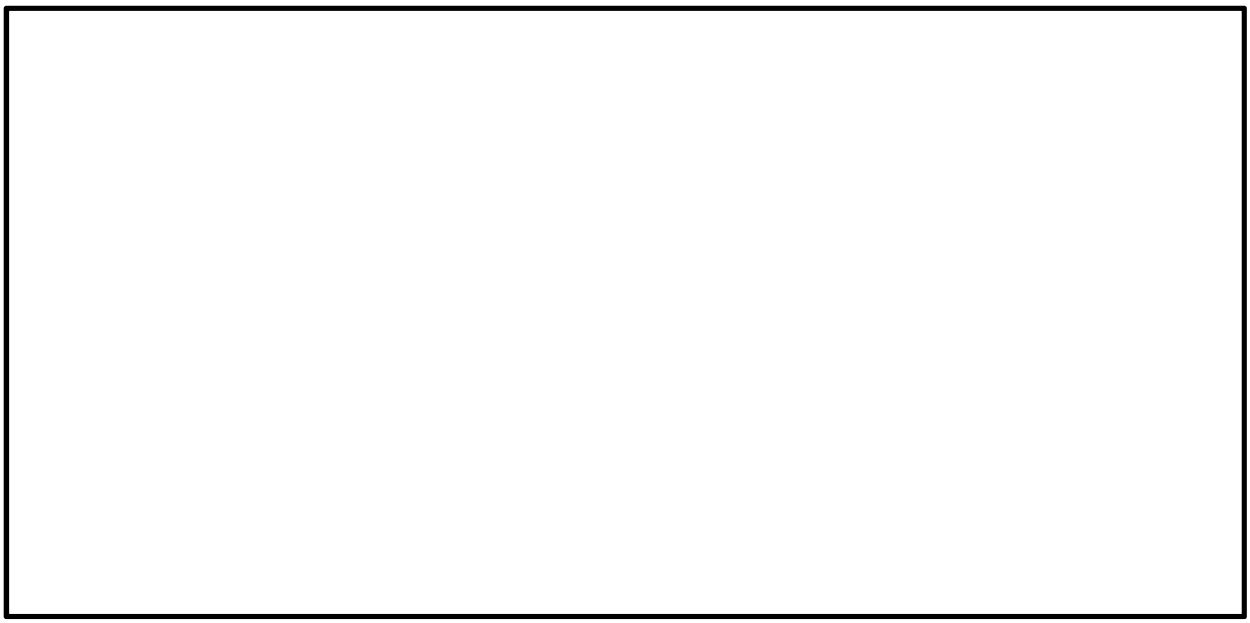


図 5.4－9（7）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

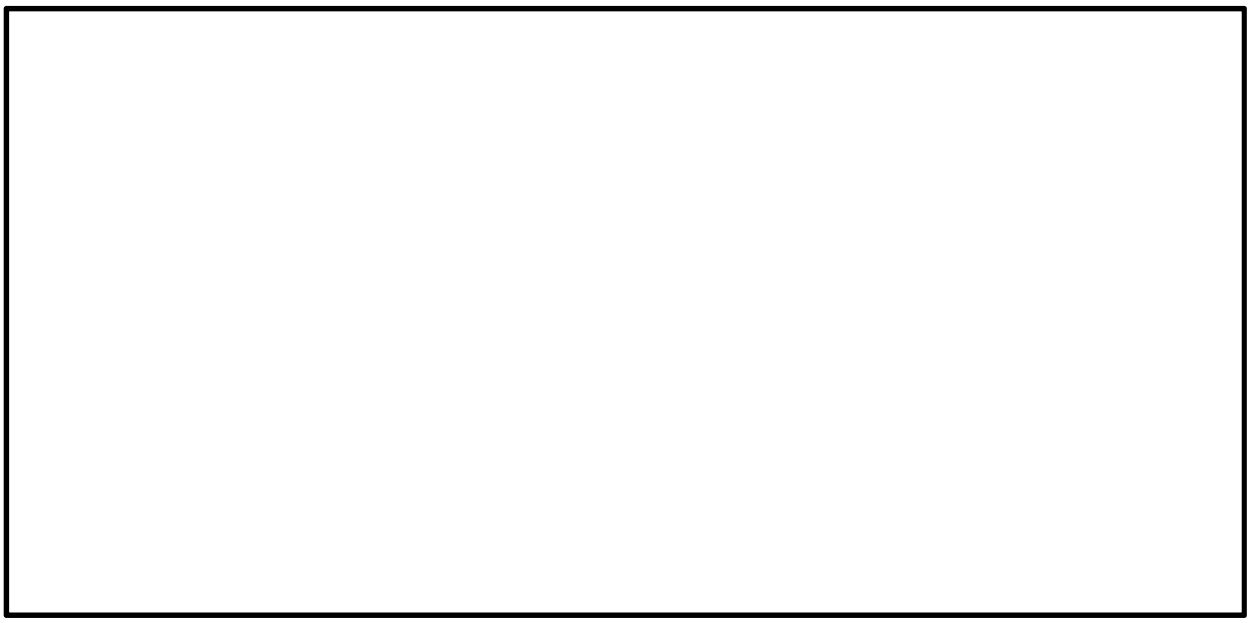


図 5.4－9（8）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－9（9）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

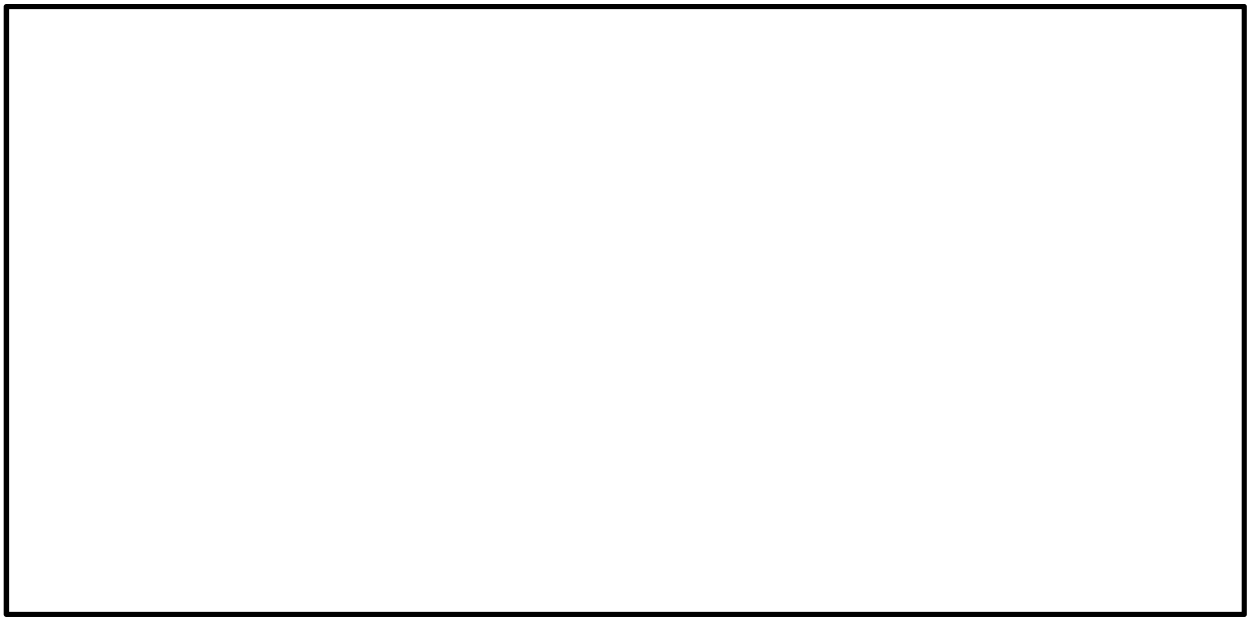


図 5.4－9（10）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

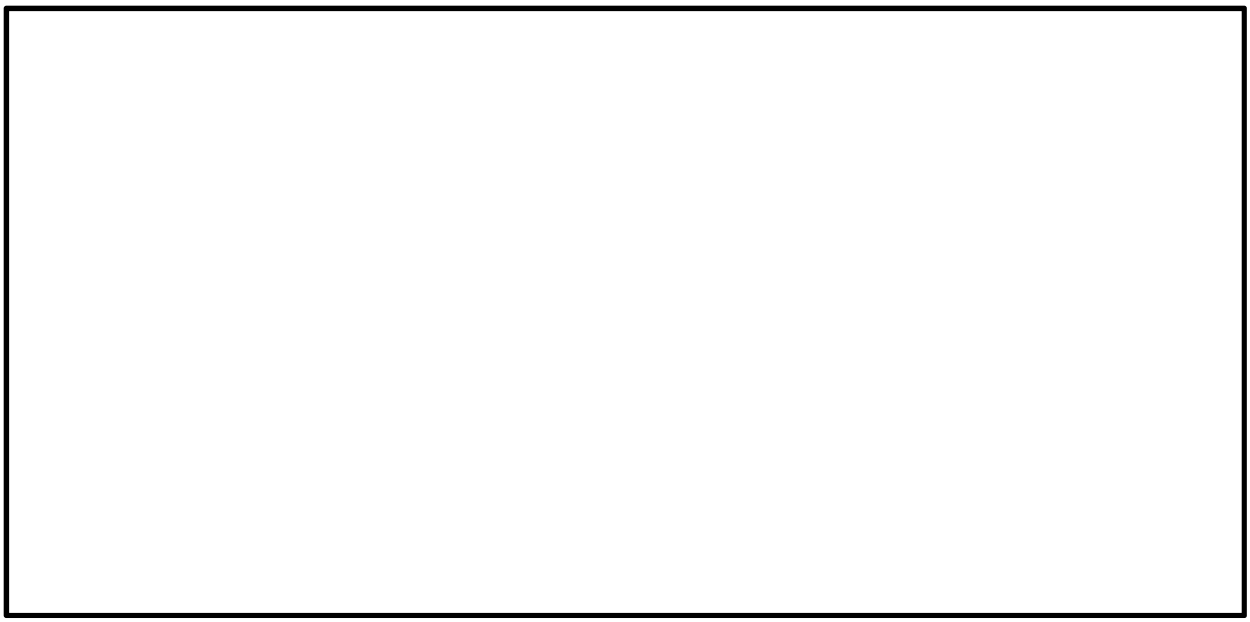


図 5.4－9（11）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

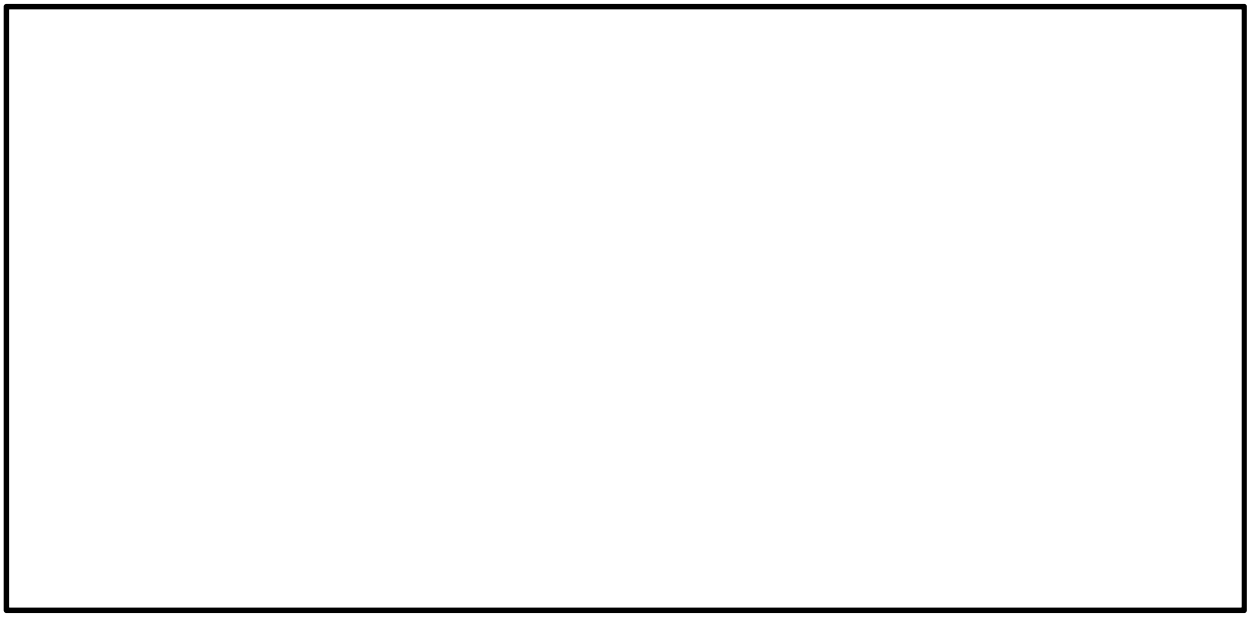


図 5.4－9（12）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 5.4－9（13）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

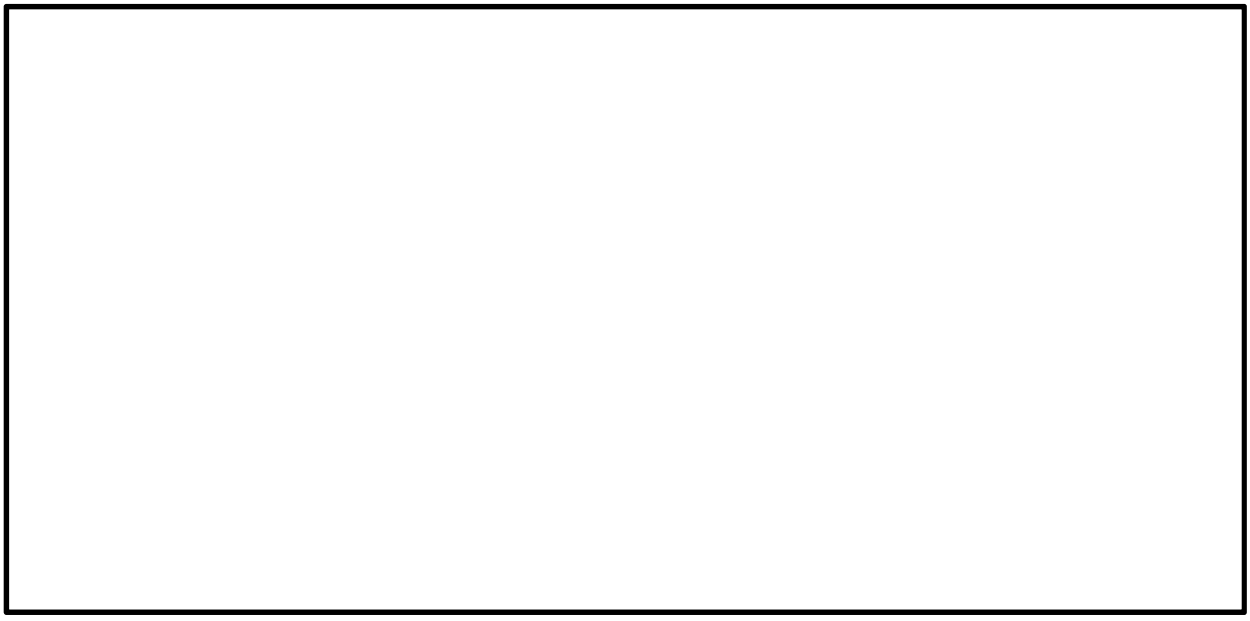


図 5.4－9（14）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

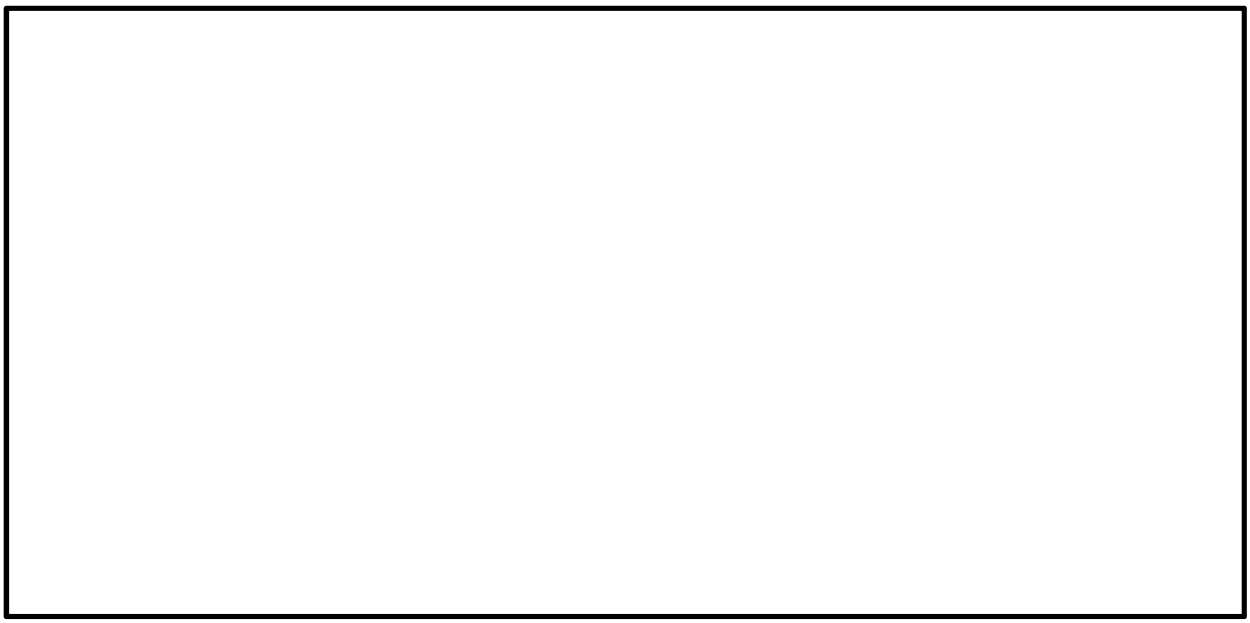


図 5.4－9（15）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

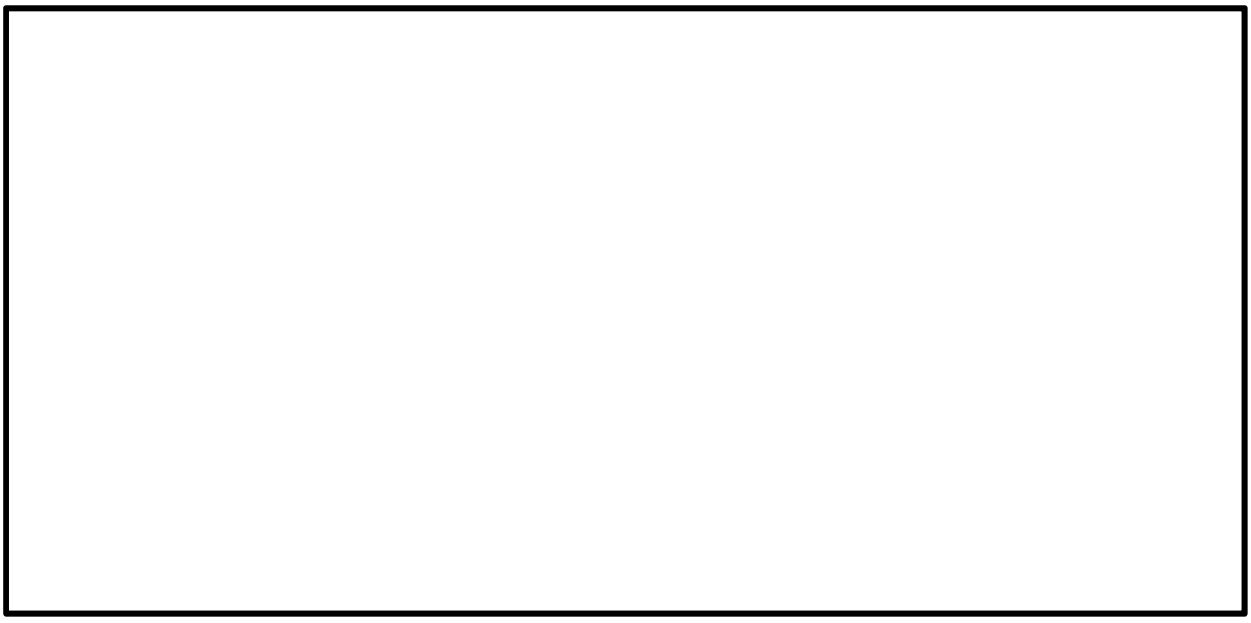


図 5.4－9（16）　最大加速度分布（Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 5.4－9（17）　最大加速度分布（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

5.4.2　トンネルの耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

表 5.4－5～表 5.4－8 に曲げ軸力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。

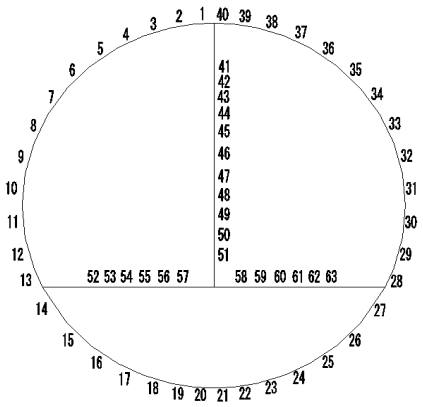
以上より，トンネルの構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 5.4－10 に概略配筋図を，表 5.4－11 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 5.4－5（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
①Ss－D1 (H+,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	765	1972	4.68	16.5	0.29
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	200	789	5.01	16.5	0.31
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	235	194	6.41	16.5	0.39
①Ss－D1 (H+,V−)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	762	1848	4.67	16.5	0.29
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	203	753	5.11	16.5	0.31
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	213	161	5.80	16.5	0.36
①Ss－D1 (H−,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	751	1902	4.59	16.5	0.28
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−208	954	5.14	16.5	0.32
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	244	137	6.67	16.5	0.41
①Ss－D1 (H−,V−)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	735	1798	4.51	16.5	0.28
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−205	917	5.09	16.5	0.31
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	237	124	6.49	16.5	0.40
①Ss－11 (H+,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	486	1801	3.11	16.5	0.19
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−105	926	2.85	16.5	0.18
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	185	167	5.02	16.5	0.31
①Ss－12 (H+,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	568	1907	3.55	16.5	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	136	908	3.40	16.5	0.21
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	199	101	5.45	16.5	0.34

＊　：評価位置は下図に示す



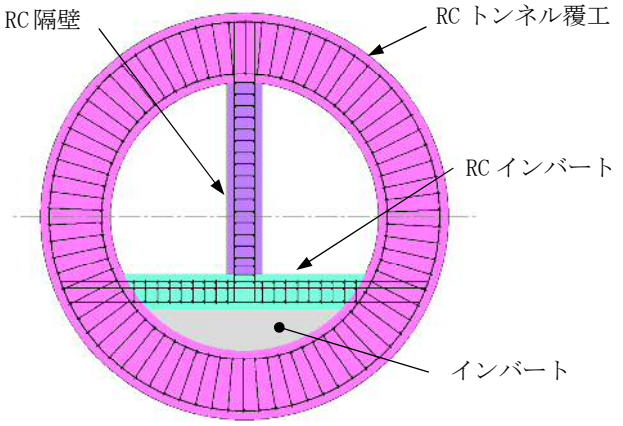
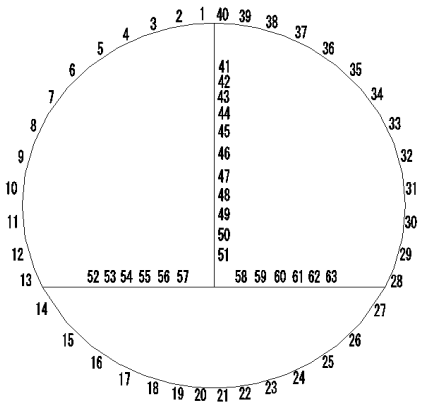


表 5.4－6（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋仕様 引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
①Ss－13 (H+,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	556	1777	3.44	16.5	0.21
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	135	835	3.34	16.5	0.21
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	201	102	5.49	16.5	0.34
①Ss－14 (H+,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	496	1538	3.06	16.5	0.19
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	124	813	3.08	16.5	0.19
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	193	156	5.25	16.5	0.32
①Ss－21 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	518	1618	3.19	16.5	0.20
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−132	921	3.32	16.5	0.21
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	198	131	5.39	16.5	0.33
①Ss－22 (H+,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	559	1850	3.48	16.5	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	143	929	3.56	16.5	0.22
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	206	197	5.61	16.5	0.34
①Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	868	1883	5.39	16.5	0.33
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−243	867	6.16	16.5	0.38
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	250	202	6.82	16.5	0.42
①Ss－31 (H−,V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	902	2009	5.58	16.5	0.34
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	247	800	6.29	16.5	0.39
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	243	258	6.60	16.5	0.40

＊　：評価位置は下図に示す



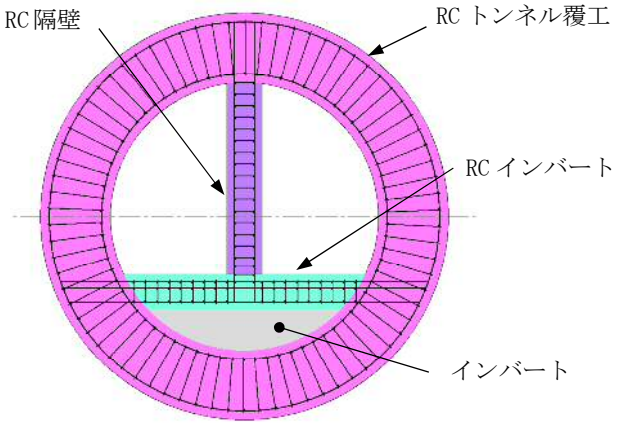
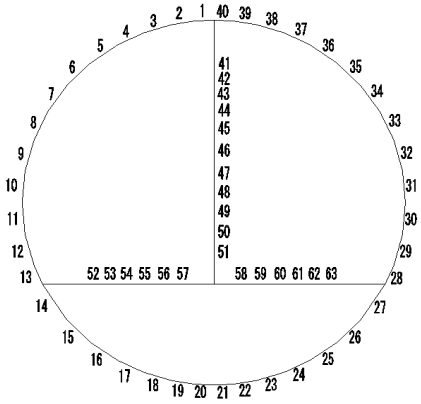


表 5.4－7（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
②Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	892	1913	5.54	16.5	0.34
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−251	868	6.37	16.5	0.39
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	255	204	6.94	16.5	0.43
③Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	838	1851	5.19	16.5	0.32
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−235	875	5.91	16.5	0.36
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	247	192	6.72	16.5	0.41
④Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	494	1544	3.05	16.5	0.19
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−126	902	3.19	16.5	0.20
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	195	110	5.34	16.5	0.33
⑤Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	813	1829	5.02	16.5	0.31
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−226	876	5.68	16.5	0.35
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	243	185	6.61	16.5	0.41
⑥Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	837	1855	5.18	16.5	0.32
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−234	872	5.89	16.5	0.36
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	246	191	6.71	16.5	0.41

＊　：評価位置は下図に示す



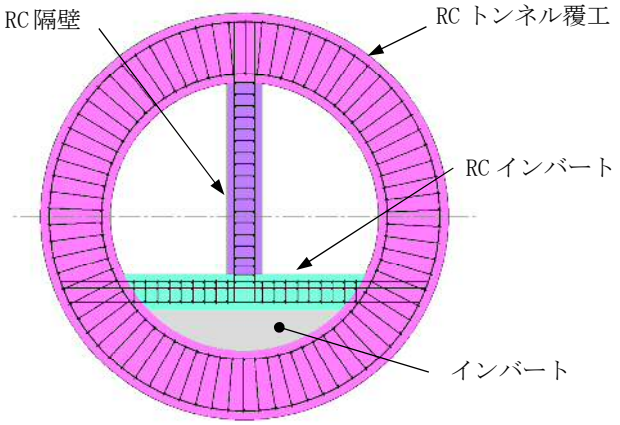
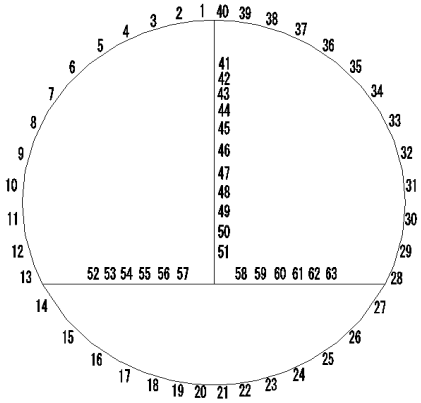


表 5.4－8（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
①S_s－D1 (H+,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−649	739	83	435	0.20
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	200	789	39	435	0.09
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	235	194	137	435	0.32
①S_s－D1 (H+,V−)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−597	499	94	435	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	202	748	45	435	0.11
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	208	101	131	435	0.31
①S_s－D1 (H−,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−694	720	95	435	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−208	954	28	435	0.07
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	244	137	151	435	0.35
①S_s－D1 (H−,V−)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−682	680	96	435	0.23
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−174	717	32	435	0.08
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	237	120	148	435	0.35
①S_s－11 (H+,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−370	819	18	435	0.05
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	97	741	0	435	0.00
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	185	167	106	435	0.25
①S_s－12 (H+,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−469	892	31	435	0.08
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	130	796	5	435	0.02
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	199	101	125	435	0.29

＊　：評価位置は下図に示す



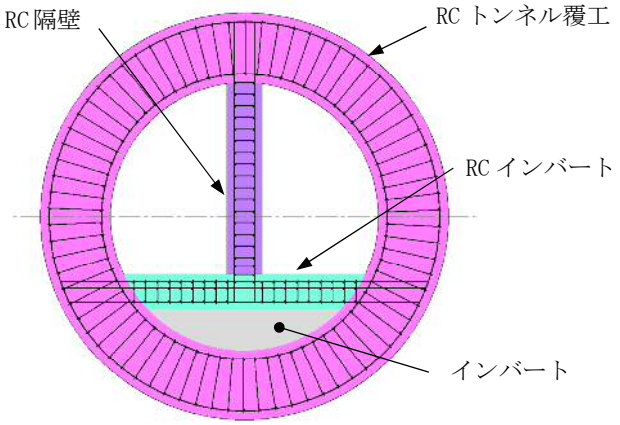
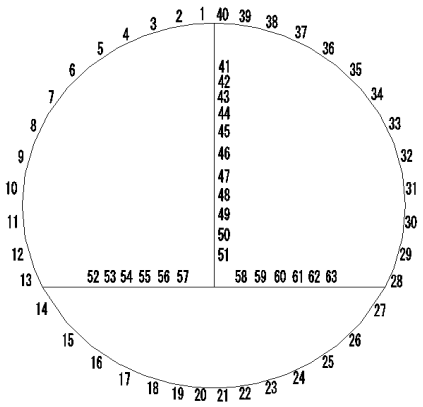


表 5.4－9（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
①Ss－13 (H+,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−466	846	34	435	0.08
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	130	785	5	435	0.02
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	201	102	126	435	0.29
①Ss－14 (H+,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−449	822	32	435	0.08
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	123	789	3	435	0.01
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	189	116	116	435	0.27
①Ss－21 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−479	829	38	435	0.09
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−129	879	1	435	0.01
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	198	131	120	435	0.28
①Ss－22 (H+,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−498	811	43	435	0.10
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	137	865	4	435	0.01
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	204	156	121	435	0.28
①Ss－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−790	757	114	435	0.27
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−243	867	58	435	0.14
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	249	194	147	435	0.34
①Ss－31 (H−,V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−780	671	121	435	0.28
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	247	800	68	435	0.16
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	243	256	134	435	0.31

＊　：評価位置は下図に示す



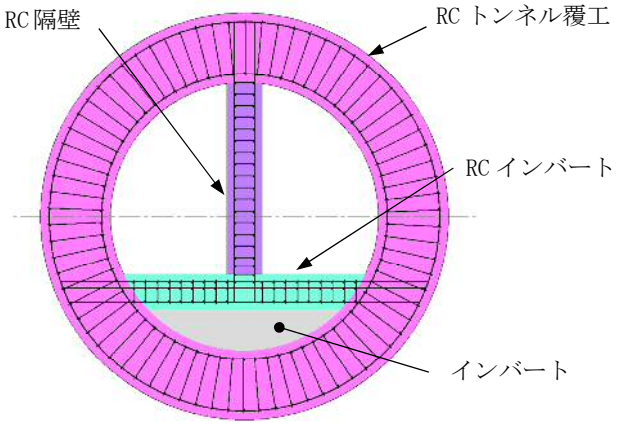
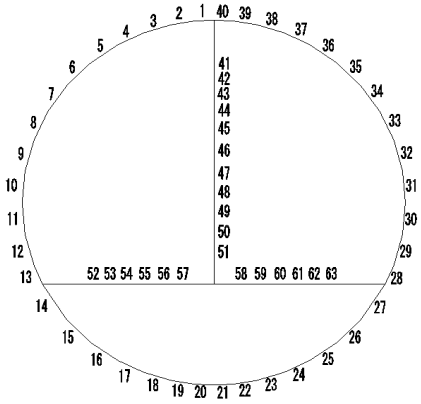
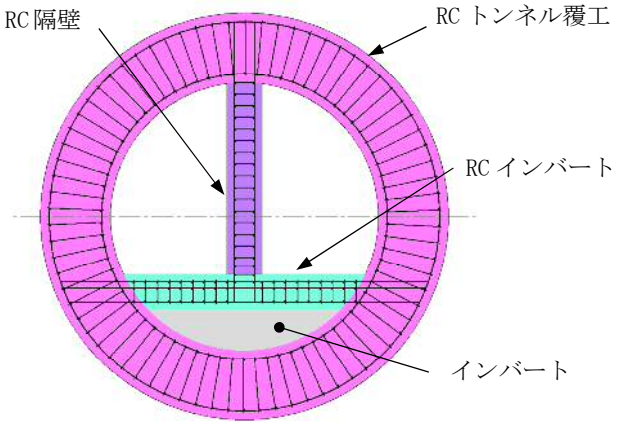


表 5.4－10（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
②S_g－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−812	737	122	435	0.29
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−251	868	63	435	0.15
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	255	204	149	435	0.35
③S_g－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−767	772	107	435	0.25
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−235	875	52	435	0.12
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	242	162	146	435	0.34
④S_g－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−477	853	36	435	0.09
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−126	898	0	435	0.00
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	195	109	121	435	0.28
⑤S_g－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−744	775	102	435	0.24
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−226	876	47	435	0.11
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	239	161	144	435	0.34
⑥S_g－31 (H+,V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	−765	762	108	435	0.25
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	−234	872	52	435	0.12
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	246	191	145	435	0.34

＊　：評価位置は下図に示す





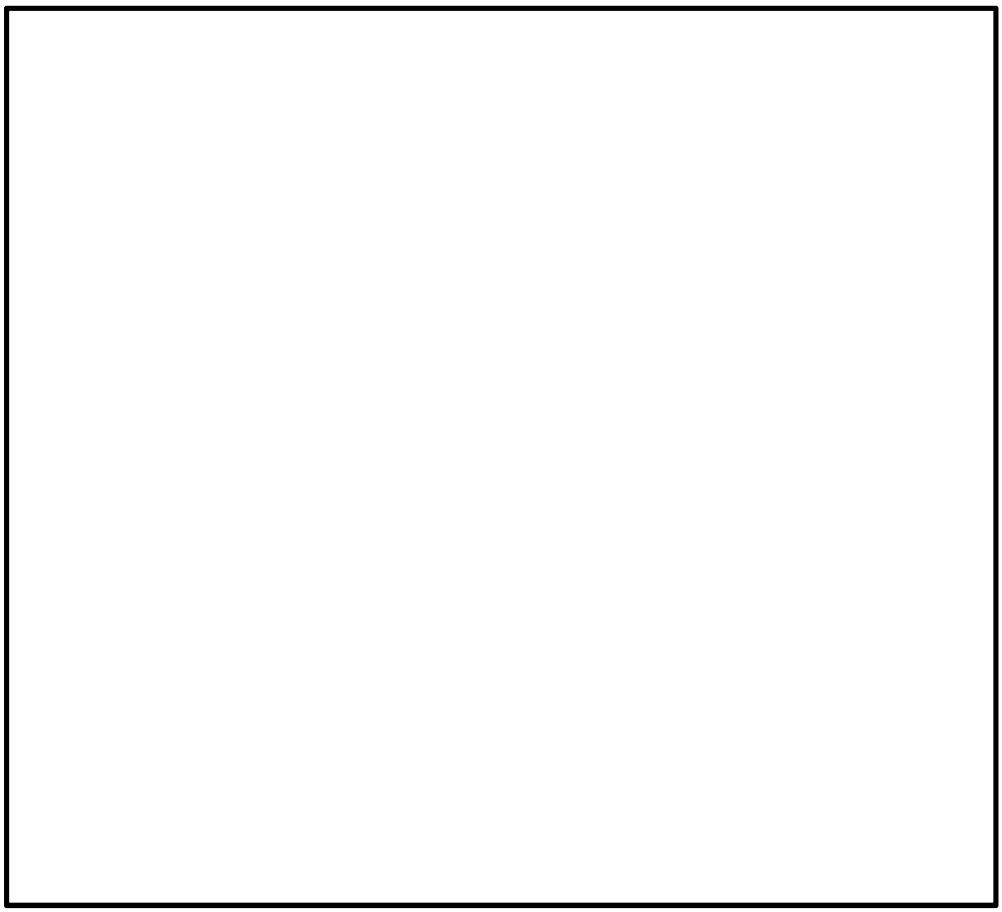
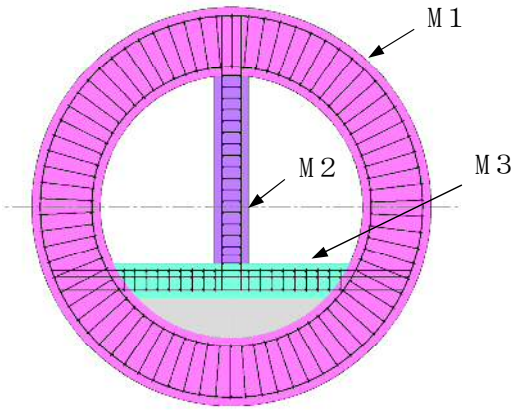


図 5.4－10　概略配筋図

表 5.4－11　断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

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)	(mm^2)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(mm^2)
RC トンネル覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD490	25	1	150	3378	SD490	29	1	150	4283
RC 隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD490	25	1	150	3378	SD490	25	1	150	3378
RC インバート	M3	1.000	0.600	0.130 (0.180)	0.470 (0.420)	SD490	22	2	150	5161	SD490	25	1	150	3378

＊()内は2段鉄筋側



(2)　構造部材のせん断力に対する評価結果

表 5.4－12 にせん断力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。（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）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。

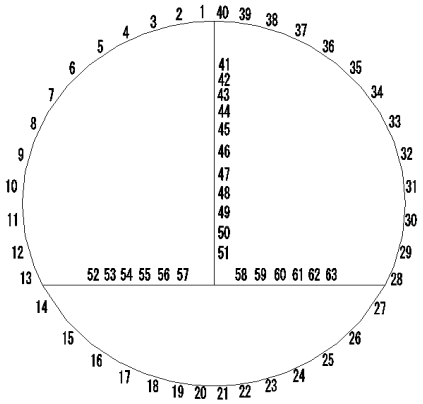
以上より，トンネルの構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 5.4－11 に概略配筋図を，表 5.4－15 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 5.4－12（1）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
①S_s－D1 (H+,V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	852	1496	0.57
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	122	406	0.31
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	290	1043	0.28
①S_s－D1 (H+,V−)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	791	1496	0.53
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	123	406	0.31
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	263	1043	0.26
①S_s－D1 (H−,V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	892	1496	0.60
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	126	406	0.32
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	296	1043	0.29
①S_s－D1 (H−,V−)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	874	1496	0.59
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	125	406	0.31
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	284	1043	0.28
①S_s－11 (H+,V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	650	1496	0.44
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	65	406	0.17
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	233	1043	0.23
①S_s－12 (H+,V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	711	1496	0.48
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	83	406	0.21
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	251	1043	0.25

＊　：評価位置は下図に示す。



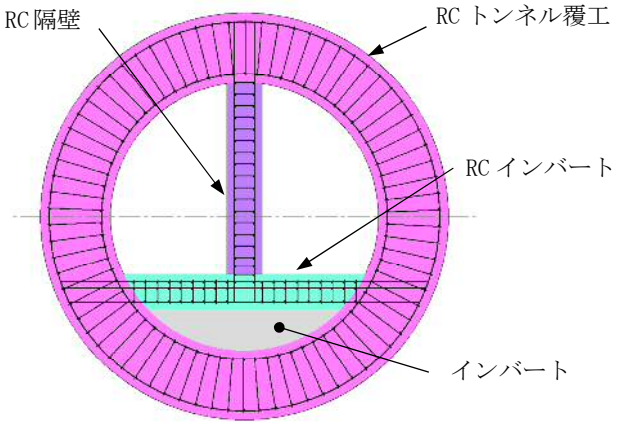
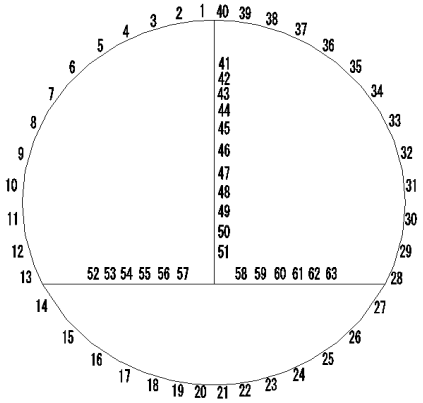


表 5.4－13（2）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
			部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）		V（kN/m）	Va（kN/m）	V/Va
①S_s－13（H＋,V＋）	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	709	1496	0.48
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	81	406	0.20
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	253	1043	0.25
①S_s－14（H＋,V＋）	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	669	1496	0.45
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	75	406	0.19
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	245	1043	0.24
①S_s－21（H＋,V＋）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	709	1496	0.48
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	80	406	0.20
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	250	1043	0.24
①S_s－22（H＋,V＋）	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	736	1496	0.50
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	85	406	0.21
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	258	1043	0.25
①S_s－31（H＋,V＋）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	949	1496	0.64
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	147	406	0.37
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	282	1043	0.28
①S_s－31（H－,V＋）	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	916	1496	0.62
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	149	406	0.37
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	271	1043	0.26

＊　：評価位置は下図に示す。



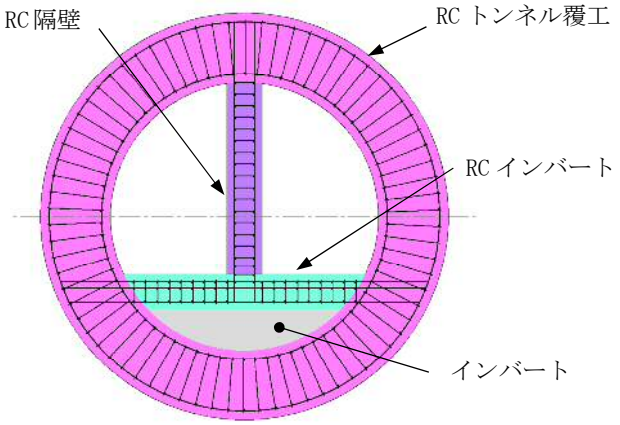
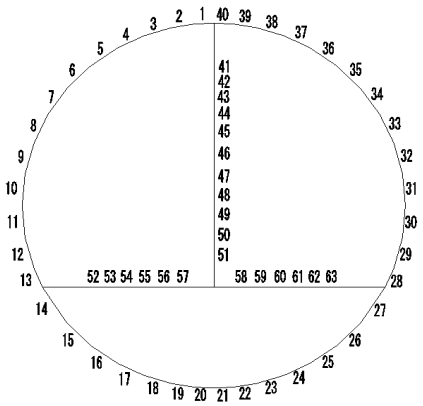


表 5.4－14（3）　せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状 部材幅 b（mm）	部材高 h（mm）	有効高さ d（mm）	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V（kN/m）	短期許容せん断力 Va（kN/m）	照査値 V/Va
②S_s－３１（H+,V+）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	969	1496	0.65
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	151	406	0.38
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	287	1043	0.28
③S_s－３１（H+,V+）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	933	1496	0.63
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	141	406	0.35
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	286	1043	0.28
④S_s－３１（H+,V+）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	694	1496	0.47
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	82	406	0.21
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	244	1043	0.24
⑤S_s－３１（H+,V+）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	913	1496	0.62
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	137	406	0.34
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	284	1043	0.28
⑥S_s－３１（H+,V+）	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	929	1496	0.63
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	141	406	0.35
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	283	1043	0.28

＊　：評価位置は下図に示す。



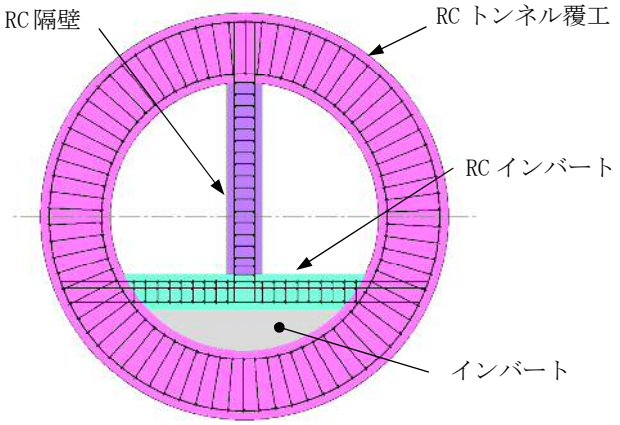
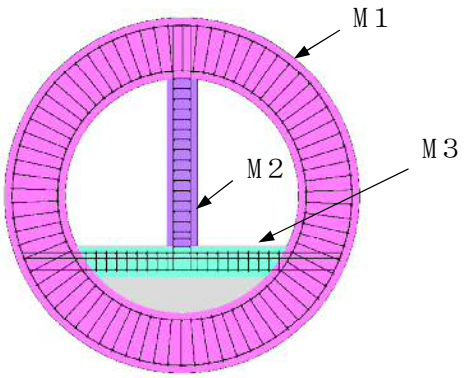


図 5.4－11　概略配筋図

表 5.4－15　断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

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)	(mm^2)
RC トンネル覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD345	22	300	300	1290
RC 隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD345	13	300	200	422
RC インバート	M3	1.000	0.600	0.130 (0.180)	0.470 (0.420)	SD345	25	300	200	1689

＊()内は2段鉄筋側



(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 5.4－16 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 5.4－12 に接地圧分布図を示す。

トンネルの最大接地圧は，①Ｓ$_s$－２２（Ｈ＋，Ｖ＋）で 734 kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度 4865 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 5.4－16　基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース			最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
①	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	696	4865
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	706	4865
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	708	4865
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	703	4865
	Ｓ$_s$－１１	Ｈ＋，Ｖ＋	672	4865
	Ｓ$_s$－１２	Ｈ＋，Ｖ＋	703	4865
	Ｓ$_s$－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	699	4865
	Ｓ$_s$－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	663	4865
	Ｓ$_s$－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	692	4865
	Ｓ$_s$－２２	Ｈ＋，Ｖ＋	734	4865
	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	639	4865
	Ｓ$_s$－３１	Ｈ－，Ｖ＋	639	4865
②	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	645	4865
③	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	633	4865
④	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	577	4865
⑤	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	630	4865
⑥	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	631	4865

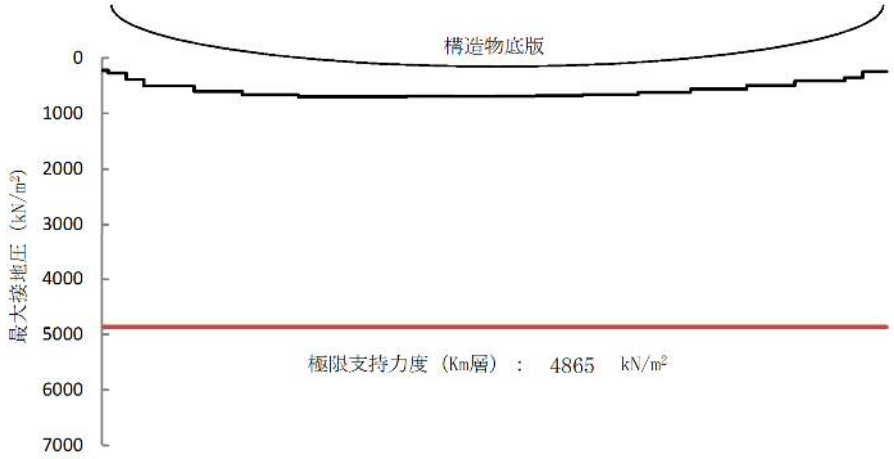


図 5.4－12（1） 接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

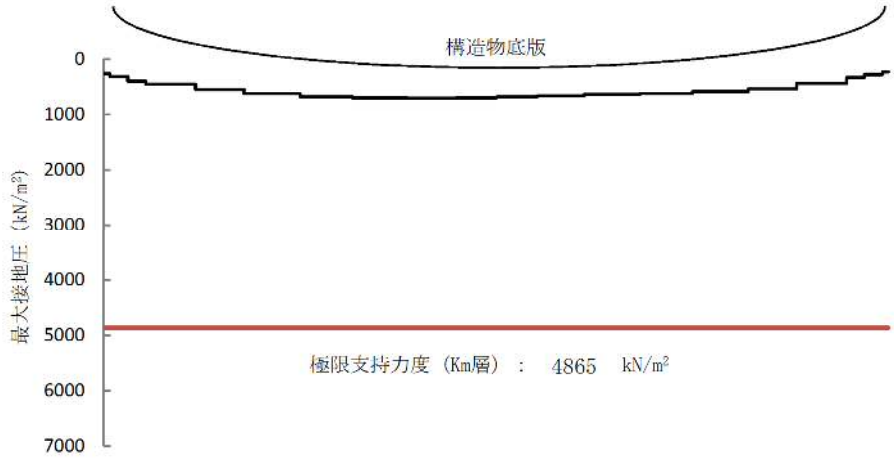


図 5.4－12（2） 接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

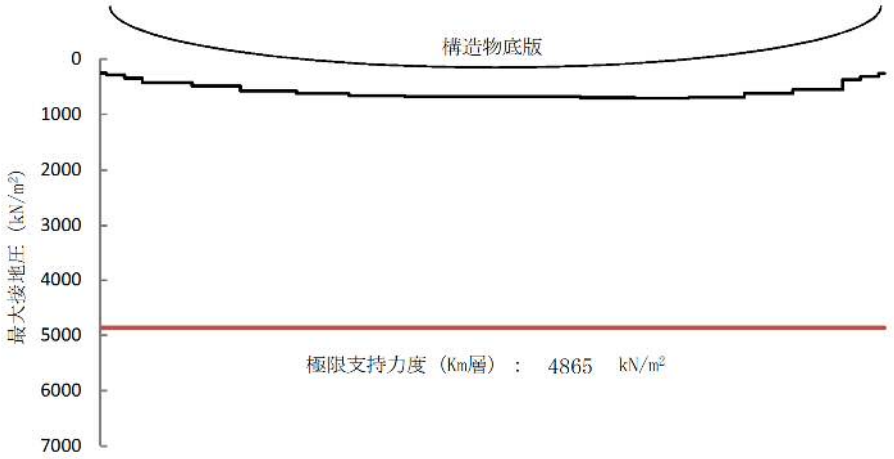


図 5.4－12（3） 接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

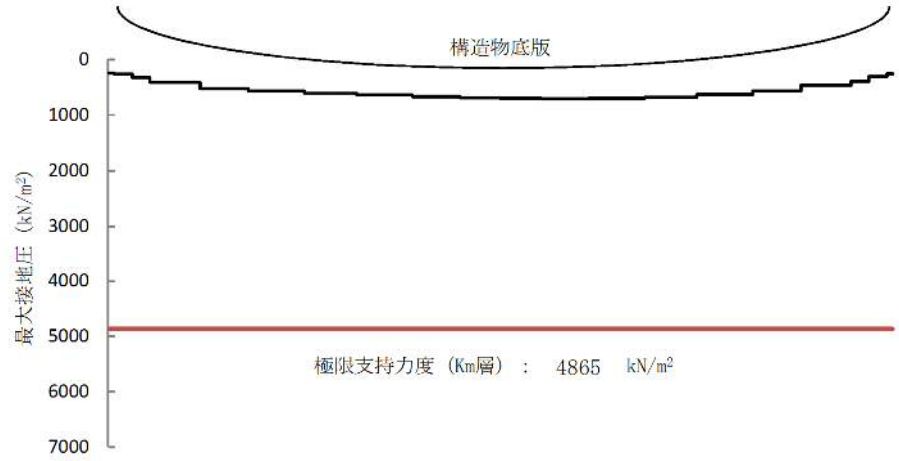


図 5.4－12（4） 接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

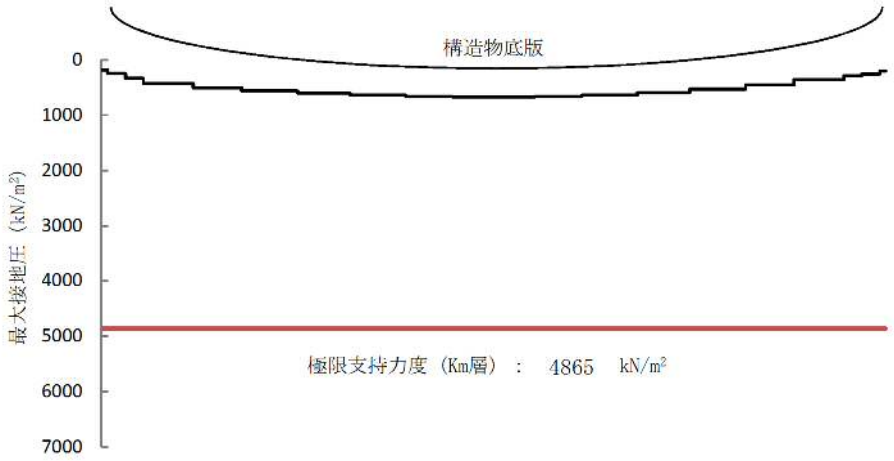


図 5.4－12（5） 接地圧分布図（Ｓｓ－１１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

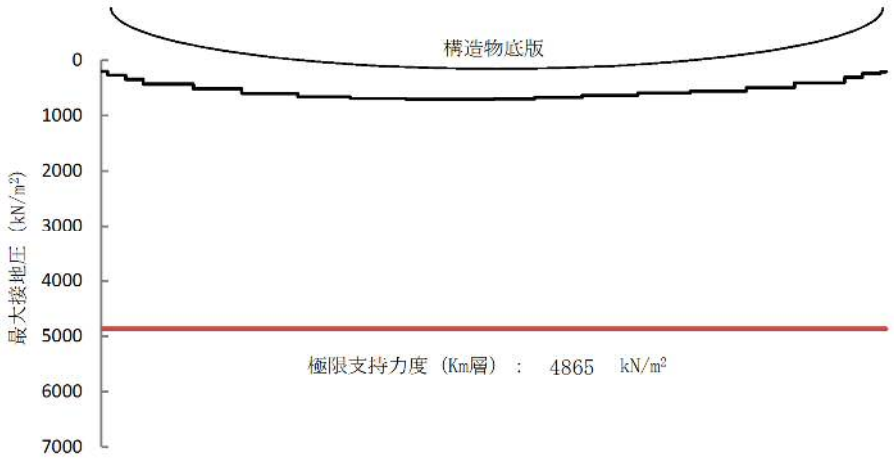


図 5.4－12（6） 接地圧分布図（Ｓｓ－１２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

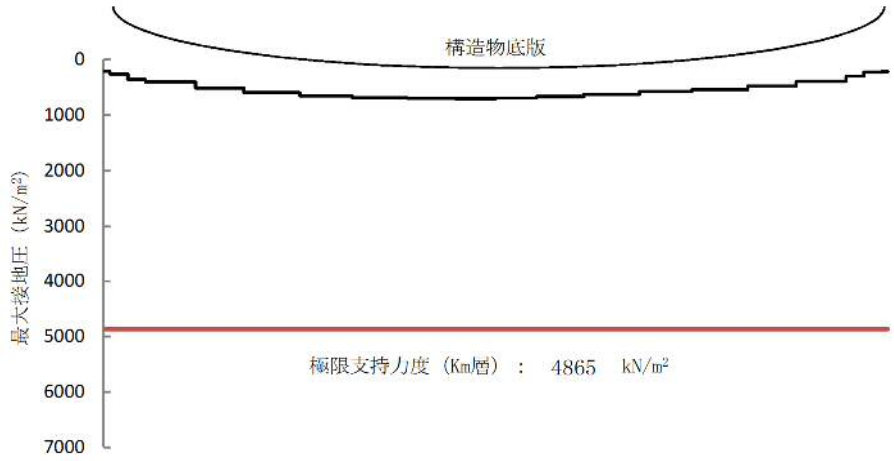


図 5.4－12（7） 接地圧分布図（Ｓｓ－１３（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

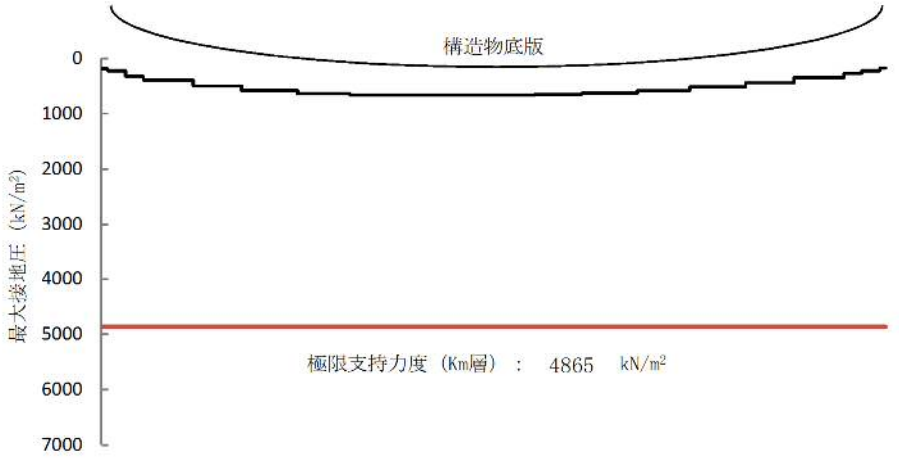


図 5.4－12（8） 接地圧分布図（Ｓｓ－１４（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

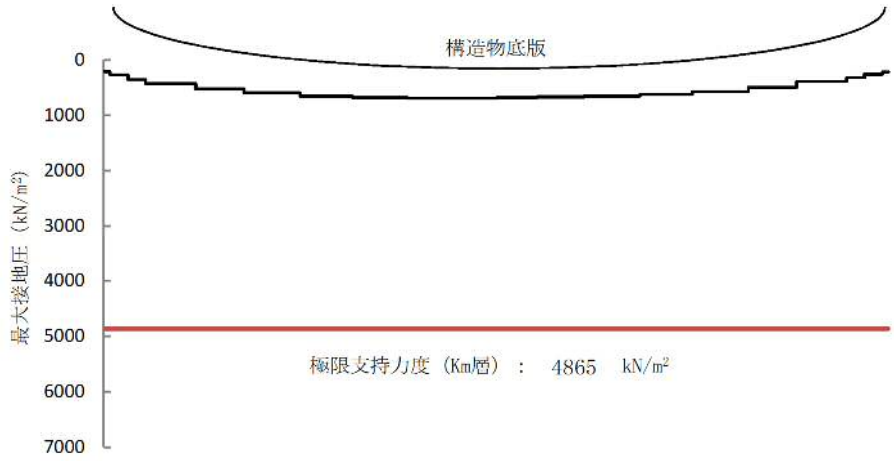


図 5.4－12（9） 接地圧分布図（Ｓｓ－２１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

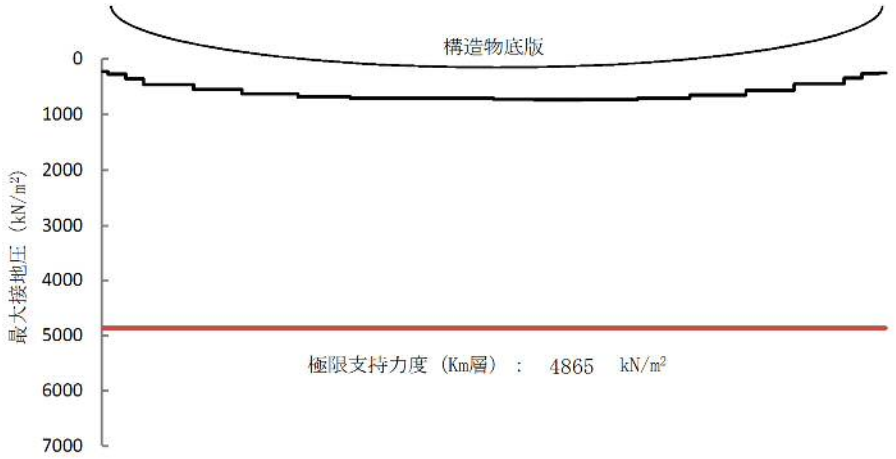


図 5.4－12（10）　接地圧分布図（Ｓｓ－２２（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

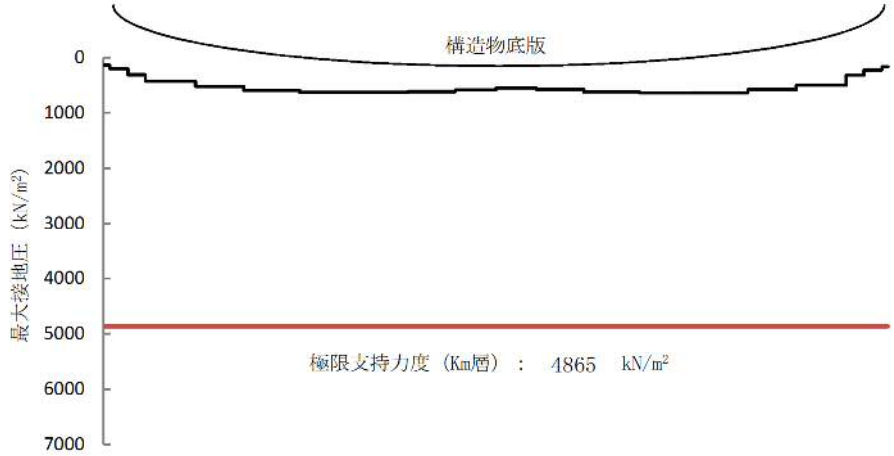


図 5.4－12（11）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

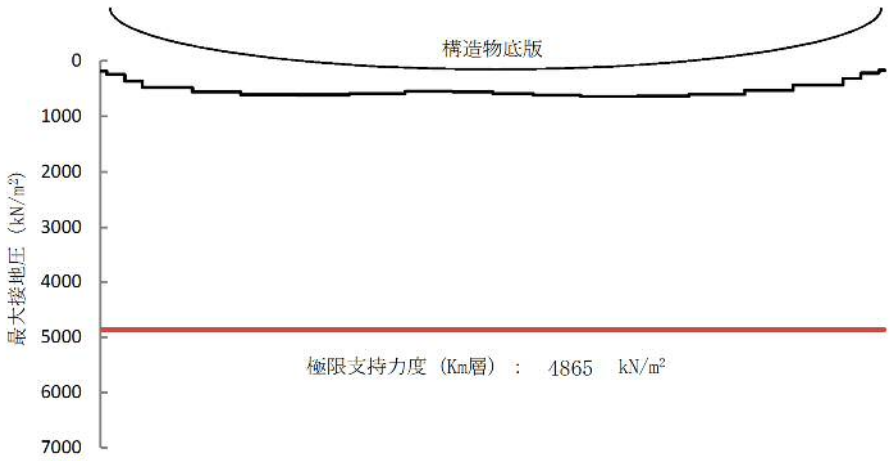


図 5.4－12（12）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋））
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

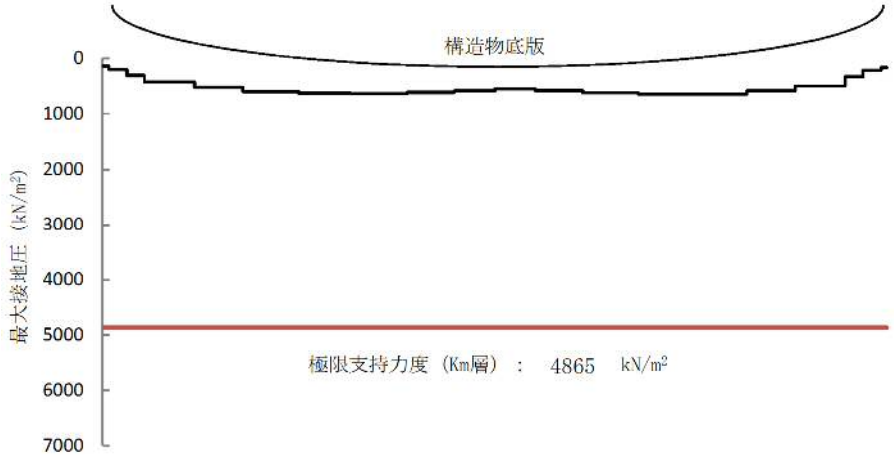


図 5.4－12（13）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

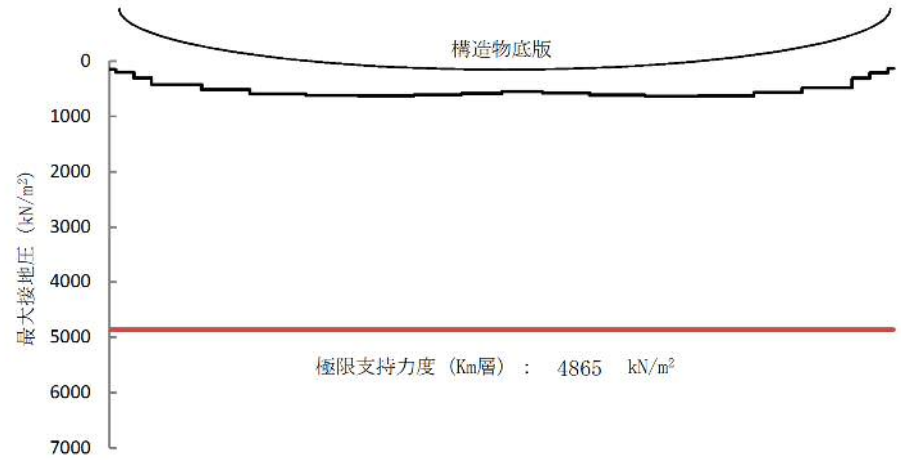


図 5.4－12（14）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）

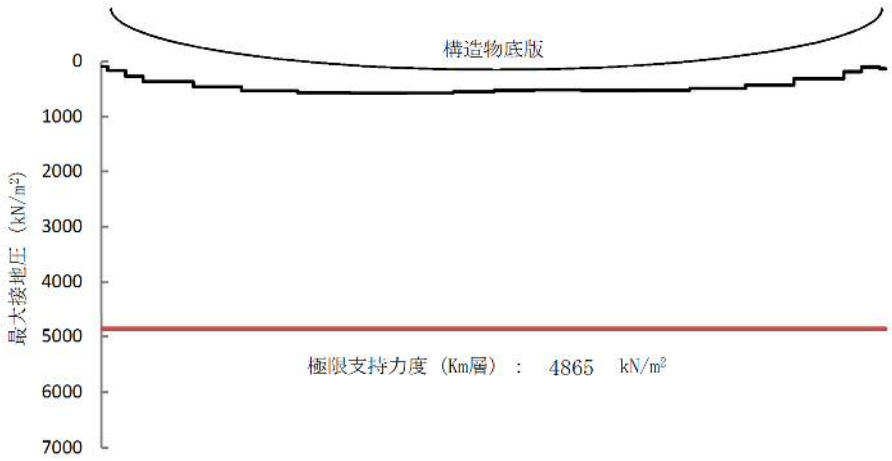


図 5.4－12（15）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

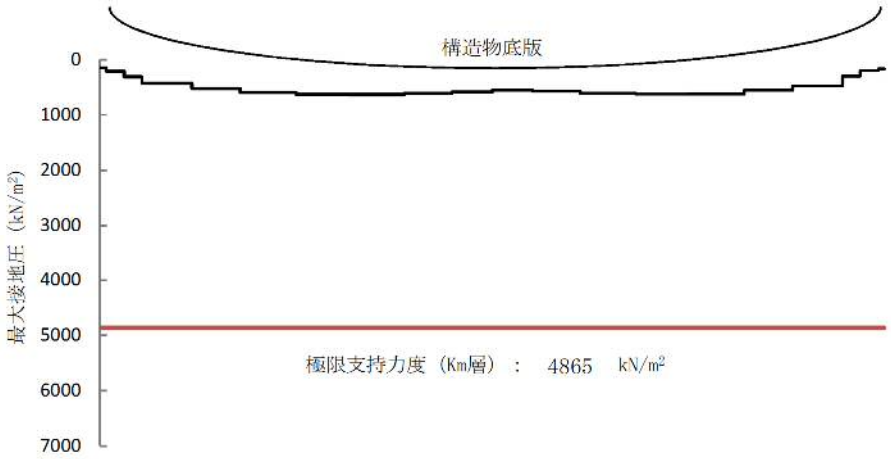


図 5.4－12（16）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース）

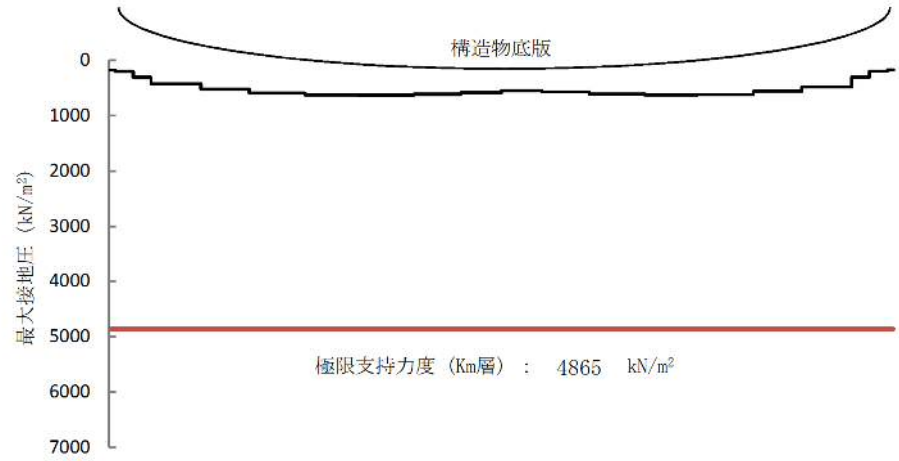


図 5.4－12（17）　接地圧分布図（Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

5.5　まとめ

トンネルは，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$_s$に対して，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した。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した。

以上のことから，トンネルは，基準地震動Ｓ$_s$による地震動に対して，間接支持機能を維持できる。

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価に関する参考資料

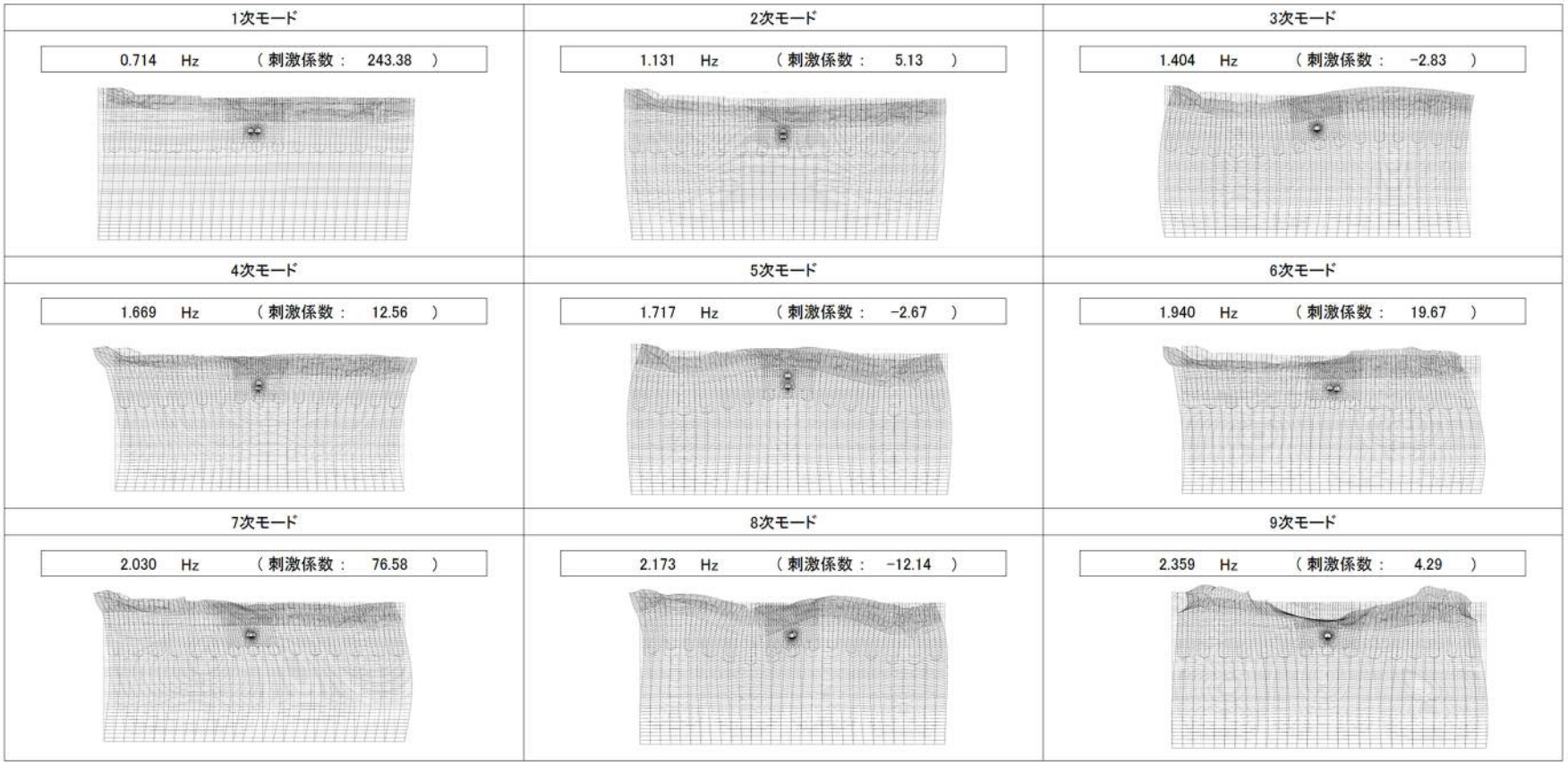
1. 減衰の設定について

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

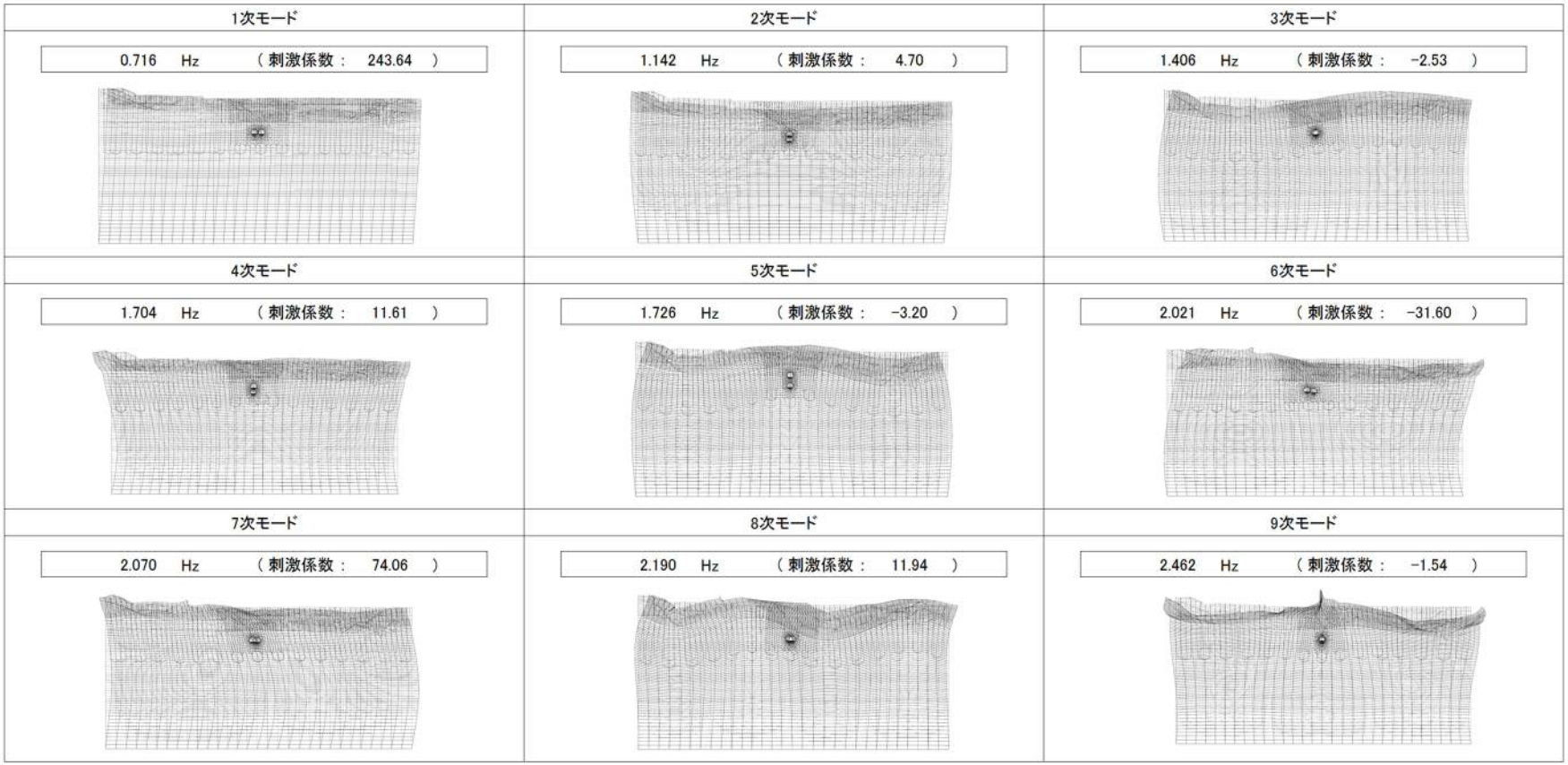
固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図　5－1 に示す。また，設定した Rayleigh 減衰を参考図 5－2 に示す。

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

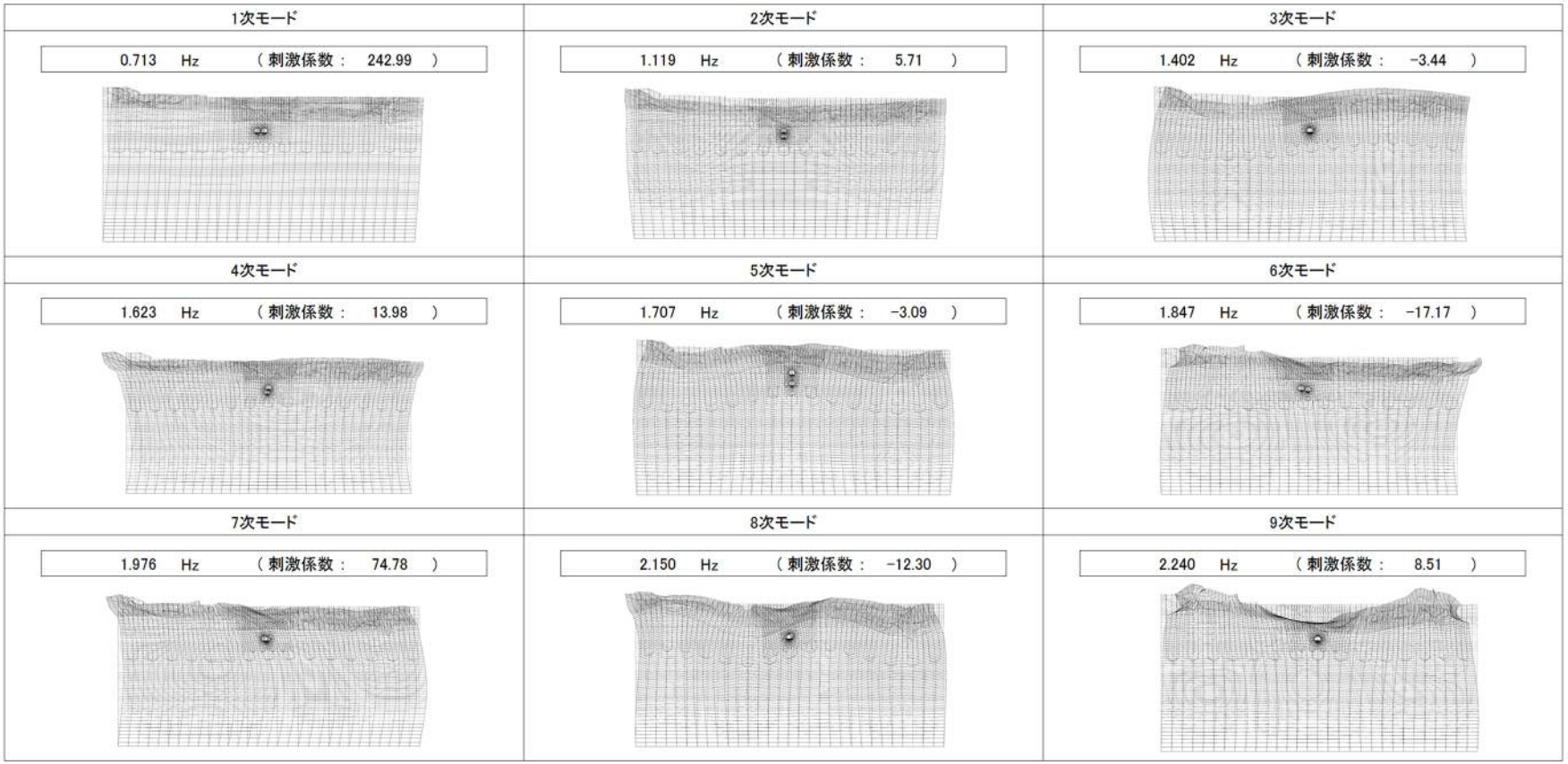
なお，初期減衰定数は，地盤については 1 ％（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため，解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 ％を採用している。）とする。また，線形材料としてモデル化する鋼材については 3 ％（道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とし，コンクリートの減衰定数は 5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。



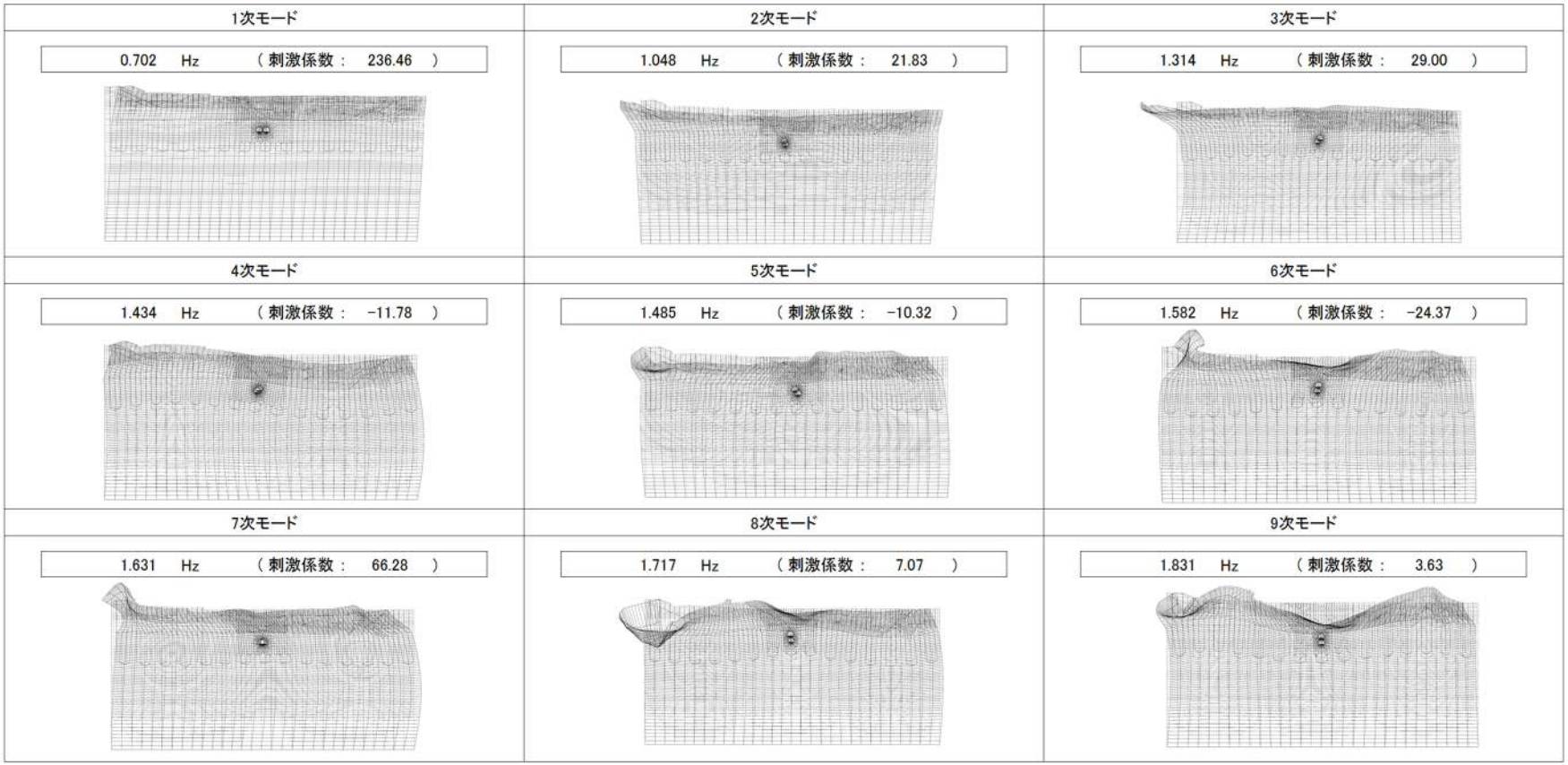
参考図 5－1（1）　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の固有値解析結果
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



参考図 5－1（2）　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の固有値解析結果
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）

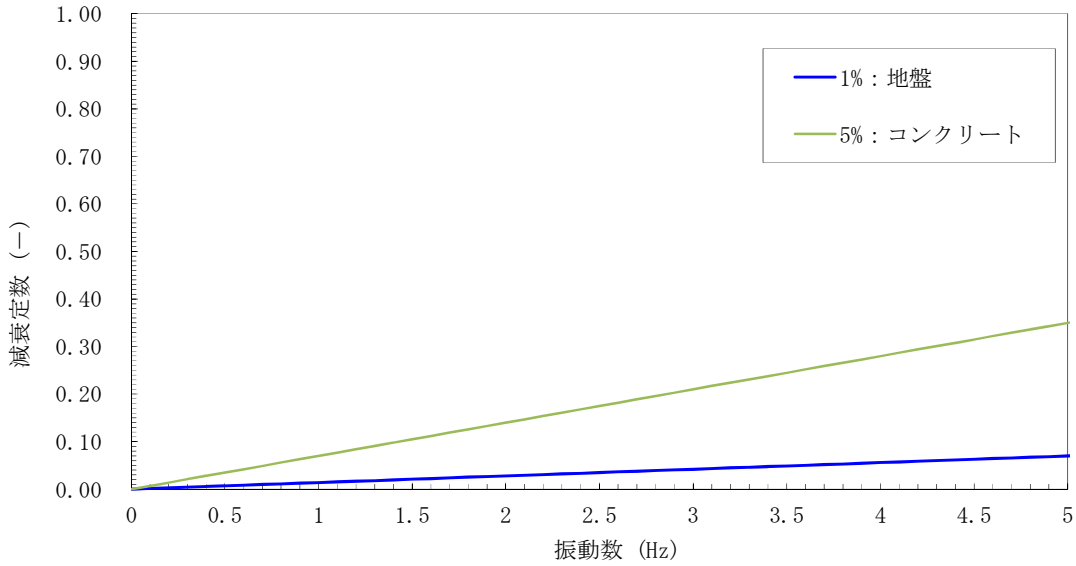


参考図 5－1（3） 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の固有値解析結果
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



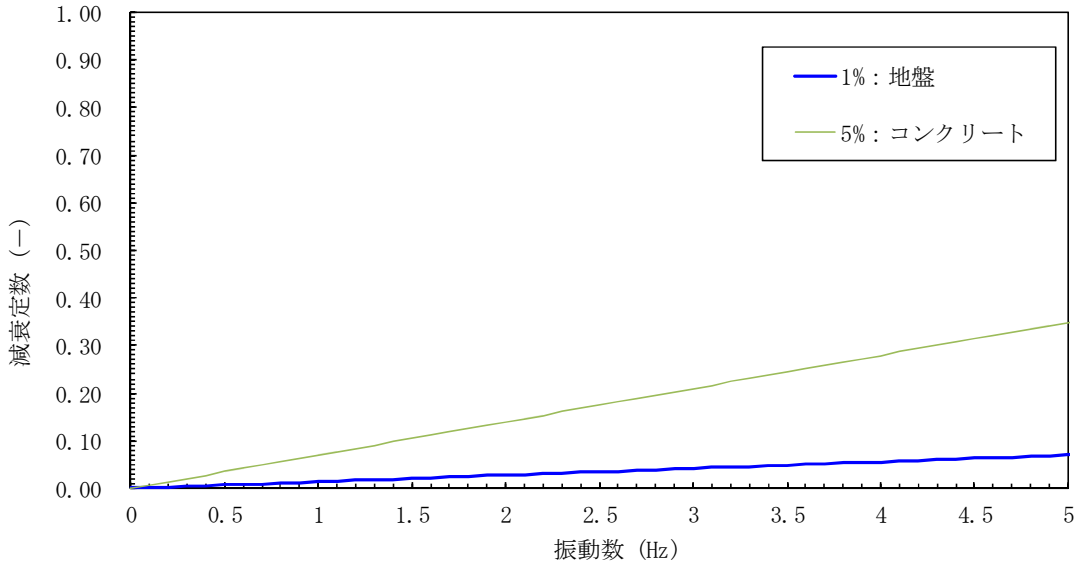
参考図 5－1（4）　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の固有値解析結果

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



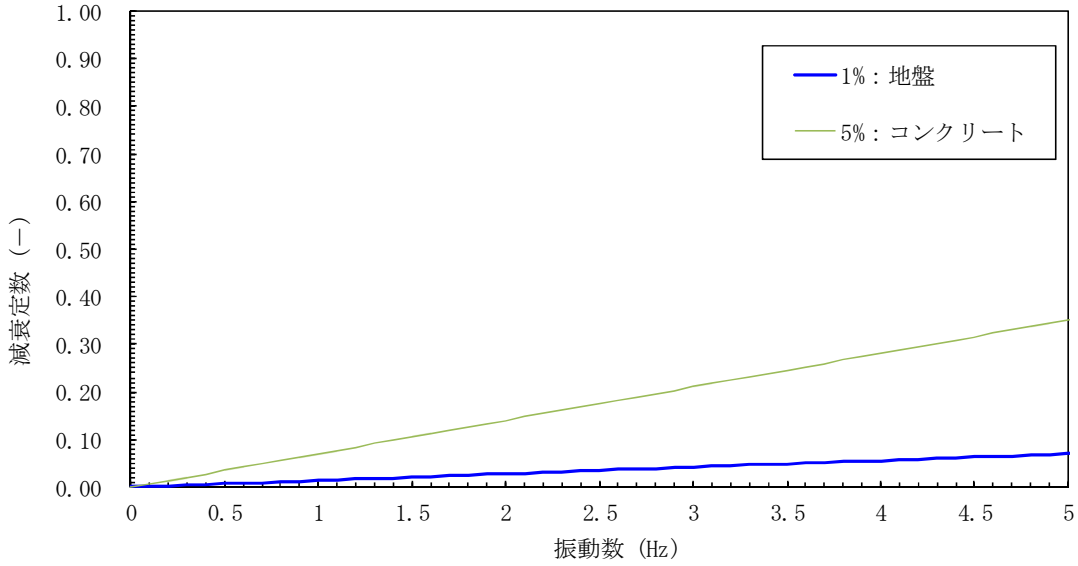
参考図 5－2（1）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



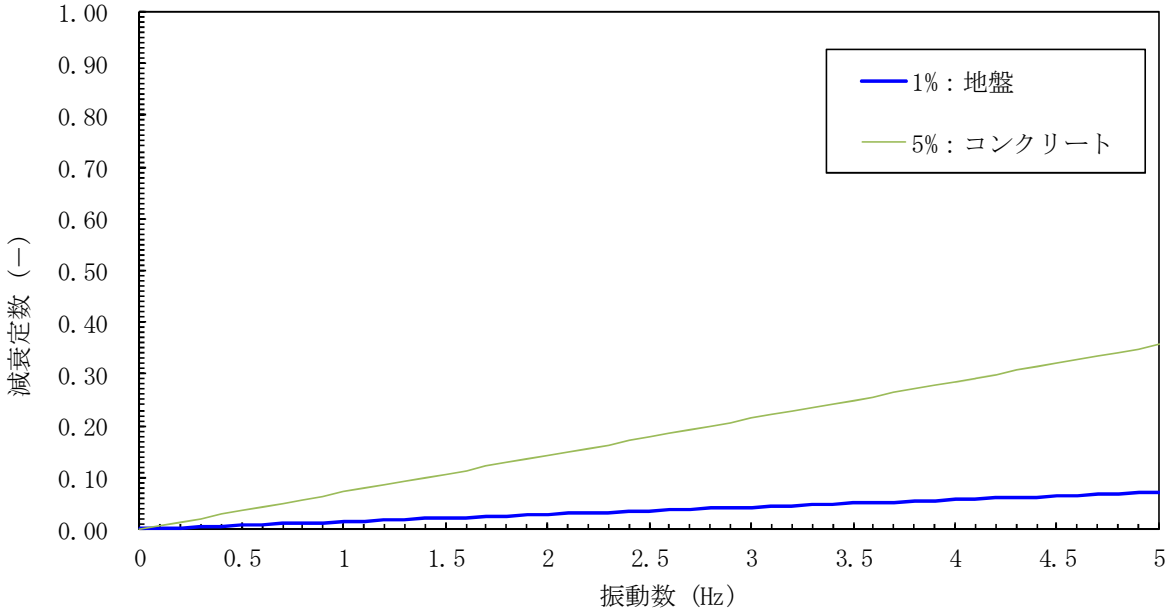
参考図 5－2（2）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



参考図 5－2（3）　設定した Rayleigh 減衰

（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



参考図 5－2（4）　設定した Rayleigh 減衰

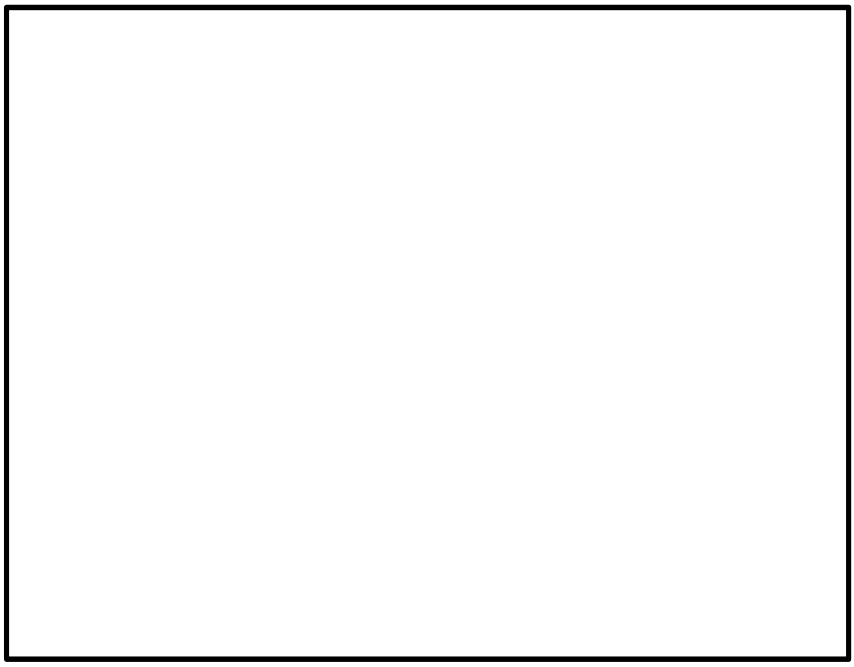
（南北方向⑤－⑤断面　検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

2. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）構造の解析モデルについて

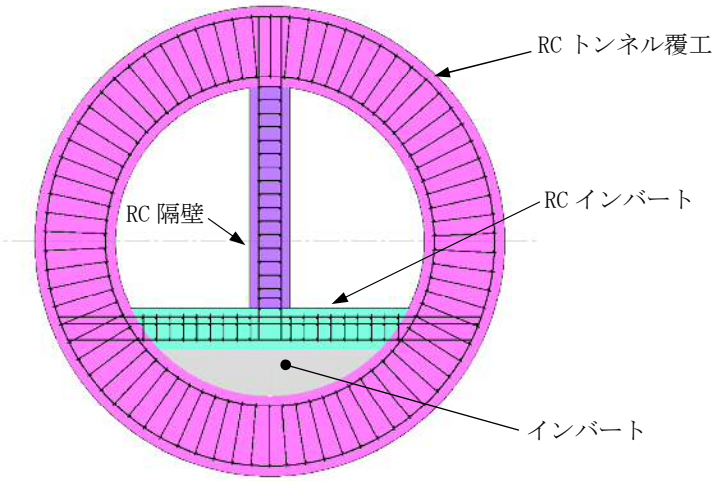
2.1　トンネル構造の解析モデル

(1)　トンネル構造の基本モデル

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の構造はトンネル覆工，隔壁及びインバートからなる。トンネルの断面の概要及び配筋イメージを参考図 5－3 に示す。

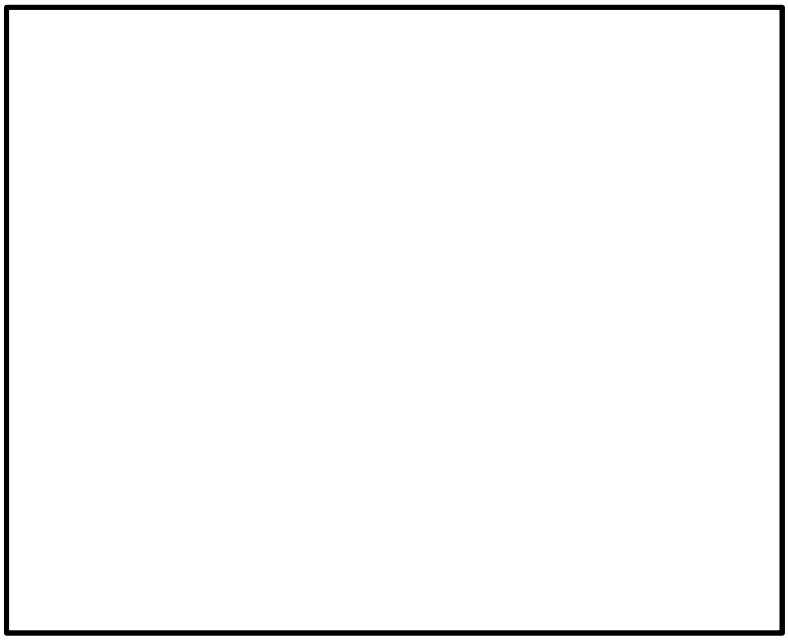


参考図 5－3（1）　トンネル断面の概要



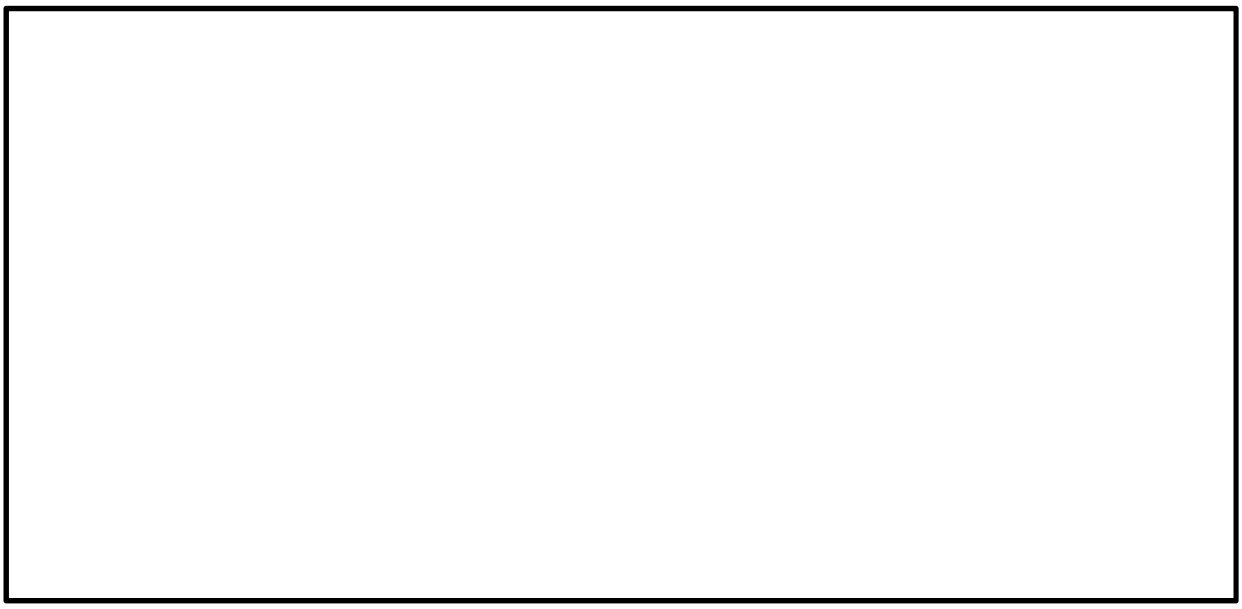
参考図 5－3（2）　トンネルの配筋イメージ

トンネルの構造部材のモデル化にあたり，鉄筋コンクリート部材であるトンネル覆工及び隔壁は，線形はり要素によりモデル化する。一方，インバートは上部の鉄筋コンクリート部と下部の無筋コンクリート部を考慮し，線形はり要素及び平面ひずみ要素によりモデル化する。基本とするトンネル構造の解析モデルを参考図 5－4 に示す。



参考図 5－4　トンネル構造の解析モデル（基本）

なお，上記構造モデルの平面ひずみ要素と線形はり要素で剛性及び質量が重複しないように，参考図　5－5 に示す平面ひずみ要素全域の面積と無筋部の面積の比率でインバートの平面ひずみ要素の剛性及び質量を設定する。



参考図 5－5　インバートの平面ひずみ要素の剛性及び質量の算定

(2)　トンネル構造の基本モデルと保守的な配慮として評価するモデルについて

インバートの剛性の設定方法が構造全体に与える影響を確認するため，基本のモデルに対しインバートの剛性を実際よりも硬く仮定したモデルと軟らかく仮定したモデルでケーススタディの地震応答解析を実施し，各部材に発生する応力を比較する。

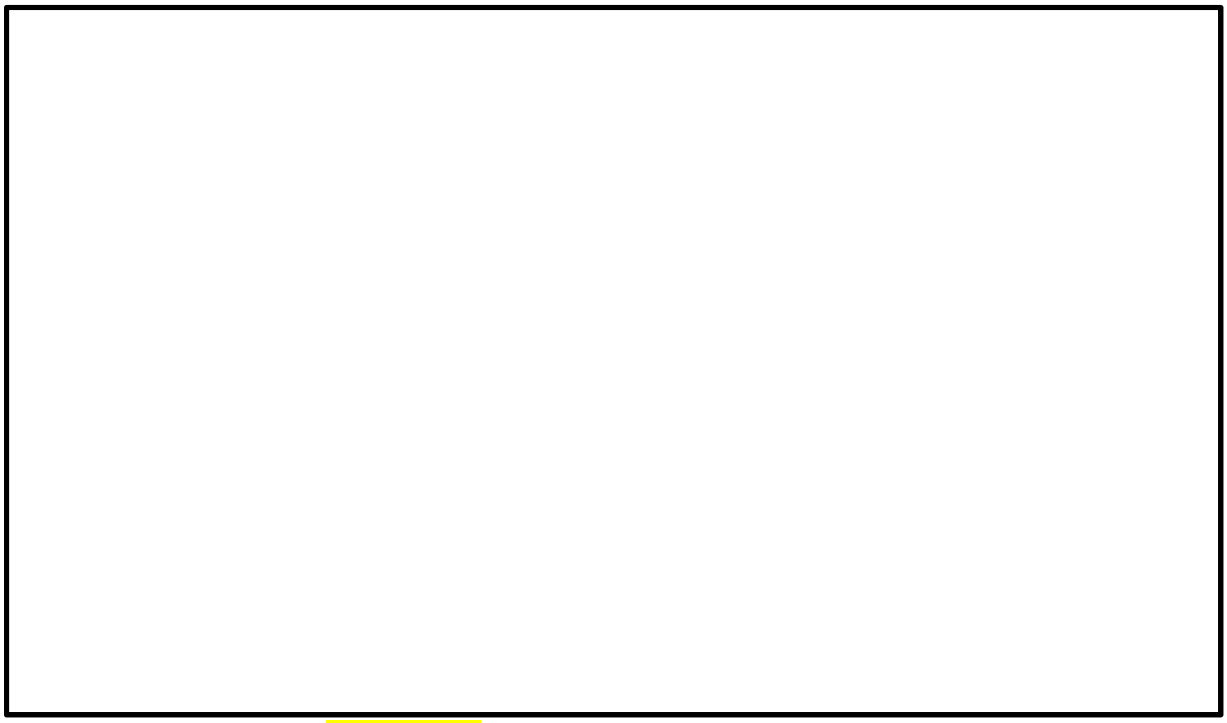
インバートの剛性の設定方法が構造全体に与える影響のケーススタディの地震応答解析には，解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」を使用する。

地盤物性値には，原地盤の物性値を用いた解析ケース（基本ケース）の解析用物性値を用いる。

地震動には，部材の照査に最も厳しい条件となったＳ$_s$－３１を用いる。

その他の解析条件は，この度の工事計画認可申請における耐震計算書と同じある。

トンネルを含む全体の地震応答解析モデルを参考図　5－6に，比較するトンネル構造解析モデルを参考表 5－1に示す。



参考図 5－6　トンネルの地震応答解析モデル

参考表 5－1　解析モデルの比較

解析モデル１（基本モデル）	・RC インバートを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化 ・RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようモデル化	
解析モデル２（インバートの剛性を実際よりも硬く仮定したモデル）	・RC インバートを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化 ・RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複があるモデル化	
解析モデル３（インバートの剛性を実際よりも軟らかく仮定したモデル）	・RC インバートのみを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートはモデル化せず，空洞と仮定 ・無筋コンクリートインバートの質量は RC インバートの中央に付加質量としてモデル化	

各モデルでの地震応答解析結果により求められた各部材の応力の照査値を参考表　5－2に示す。

参考表 5－2　部材の照査値の比較

		解析モデル１ （基本モデル）	解析モデル２ （インバートの剛性を実際よりも硬く仮定したモデル）	解析モデル３ （インバートの剛性を実際よりも軟らかく仮定したモデル）
インバートのモデル化		平面ひずみ，水平梁	平面ひずみ，水平梁	水平梁
入力地震動		Ｓｓ－３１（＋＋）	Ｓｓ－３１（＋＋）	Ｓｓ－３１（＋＋）
インバート無筋部の剛性		重複がない 現実的な剛性	重複した硬い 剛性と仮定	ゼロと仮定
RC トンネル覆工	コンクリートの圧縮	0.47	0.54	0.37
	内側鉄筋の引張	0.51	0.51	0.44
	外側鉄筋の引張	0.25	0.35	0.12
	せん断	0.69	0.69	0.56
RC 隔壁	コンクリートの圧縮	0.55	0.53	0.59
	右側鉄筋の引張	0.40	0.36	0.58
	左側鉄筋の引張	0.31	0.28	0.55
	せん断	0.51	0.49	0.57
RC インバート	コンクリートの圧縮	0.44	0.31	0.74
	上側鉄筋の引張	0.38	0.41	0.62
	下側鉄筋の引張	0.32	0.13	0.35
	せん断	0.30	0.34	0.44

注１　：照査値＝発生応力／許容限界

注２　：網掛けした照査値は各行の項目で最大のものを示す。

解析モデル１はインバートに現実に近い剛性を適切に考慮した基本となるモデルである。一方で，解析モデル２はインバートの剛性を実際よりも大きく考慮しており，解析モデル１と比較しトンネル覆工の照査値が厳しくなる傾向にある。解析モデル３はインバートの剛性を実際よりも小さく考慮しており，隔壁及びインバートの照査値が厳しくなる傾向にある。

以上より，常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震健全性評価においては，基本モデルである解析モデル１にて全地震動において地震応答解析を行い，構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

また，基本モデルの検討において最も厳しい照査値となる解析ケースについて，解析モデル２及び解析モデル３による照査も実施し，照査値が許容限界以内であることを確認する。

2.2　剛域の有無による影響について

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）」に基づき，剛域を設ける。ただし，インバートの線形はり要素については，平面ひずみ要素と節点を共有しているため，剛域を設けなくても十分に剛な状態にあると考えられる。そこで，基本モデルに対しインバート水平梁に剛域を設定したモデルで地震応答解析を実施し，各部材に発生する応力を比較する。

地震応答解析の条件及び地盤のモデルは，「2.1　トンネル構造の解析モデル」と同様である。比較するトンネル構造部材の解析モデルを参考表 5－3 に示す。

参考表 5－3　解析モデルの比較

解析モデル 1（基本モデル）	・RC インバートを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化 ・RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようモデル化 ・水平梁には剛域を設定しない	
解析モデル 4（剛域モデル）	・RC インバートを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化 ・RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようモデル化 ・水平梁に剛域を設定	

各モデルでの地震応答解析結果により求められた各部材の応力の照査値を参考表　5－4に示す。

参考表 5－4　部材の照査値の比較

		解析モデル１ （基本モデル）	解析モデル４ （剛域モデル）
インバートのモデル化		平面ひずみ，水平梁	平面ひずみ，水平梁
入力地震動		Ｓ$_s$－３１（＋＋）	Ｓ$_s$－３１（＋＋）
インバート無筋部の剛性		重複がない 現実的な剛性	重複がない 現実的な剛性
RC トンネル RC トンネル覆工	コンクリートの圧縮	0.47	0.50
	内側鉄筋の引張	0.51	0.50
	外側鉄筋の引張	0.25	0.29
	せん断	0.69	0.69
RC 隔壁	コンクリートの圧縮	0.55	0.55
	右側鉄筋の引張	0.40	0.39
	左側鉄筋の引張	0.31	0.33
	せん断	0.51	0.52
RC インバート	コンクリートの圧縮	0.44	0.38
	上側鉄筋の引張	0.38	0.44
	下側鉄筋の引張	0.32	0.17
	せん断	0.30	0.34

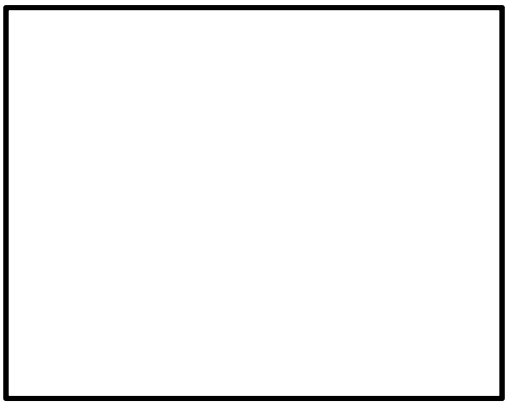
注　：照査値＝発生応力／許容限界

参考表　5－4 において，解析モデル１（基本モデル）と解析モデル４で全体的に各部材の照査値に大きな差はない。インバートの照査値でやや差があるのは，断面力の発生傾向の違いではなく，剛域の有無により部材端の照査に用いる断面力の位置が異なるためである。したがって，剛域の有無による解析結果への影響には有意な差がないことを確認した。

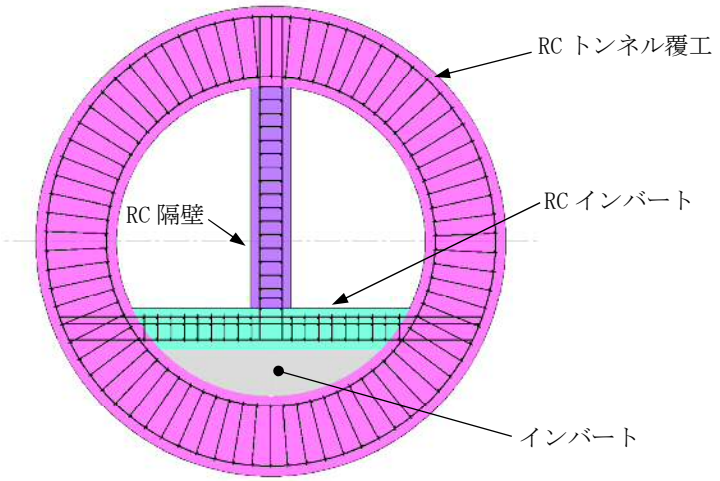
3. 保守的な配慮としての耐震評価

5.4.2(1)及び(2)の評価結果により，全地震動において構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。ここでは，構造部材であるトンネル覆工，隔壁及びインバートにおいてより保守的な評価となるモデルでの地震応答解析を実施し，構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。参考表 5－5 に検討するモデルを示す。

参考表 5－5　解析モデル

モデル名	解析モデル２	解析モデル３
インバートの剛性	現実に近いモデルよりも硬く仮定	現実に近いモデルよりも軟らかく仮定
主な仕様	・RC インバートを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化 ・RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複があるモデル化	・RC インバートのみを線形はり要素によりモデル化 ・無筋コンクリートインバートはモデル化せず，空洞と仮定 ・無筋コンクリートインバートの質量は RC インバートの中央に付加質量としてモデル化
モデル図		
備考	トンネル覆工の照査値が厳しくなる傾向にある。	隔壁及びインバートの照査値が厳しくなる傾向にある。

照査は，インバートに現実に近い剛性を適切に考慮した基本となるモデルの検討において最も厳しい照査値となる②地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケースについて実施した。各モデルでの地震応答解析結果により求められた各部材の応力の照査値（発生応力／許容限界）を参考表 5－6 に示す。

参考表 5－6　照査結果（照査値）

		解析モデル１（基本モデル）	解析モデル２	解析モデル３
入力地震動		Ｓｓ－３１（＋＋）	Ｓｓ－３１（＋＋）	Ｓｓ－３１（＋＋）
RC トンネル覆工	コンクリートの圧縮	0.34	0.39	0.30
	鉄筋の引張	0.29	0.28	0.21
	せん断	0.65	0.66	0.49
RC 隔壁	コンクリートの圧縮	0.39	0.37	0.44
	鉄筋の引張	0.15	0.12	0.34
	せん断	0.38	0.36	0.43
RC インバート	コンクリートの圧縮	0.43	0.22	0.71
	鉄筋の引張	0.35	0.32	0.69
	せん断	0.28	0.27	0.44