

# 操業期間中における地層処分施設の 地震時空洞安定性に係る検討

2014年6月  
原子力発電環境整備機構



# 操業期間中における地層処分施設の 地震時空洞安定性に係る検討

2014年6月

原子力発電環境整備機構

2014年6月 初版発行

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記へお問い合わせください。

〒108-0014 東京都港区芝4丁目1番地23号 三田NNビル2階

原子力発電環境整備機構 技術部

電話 03-6371-4004 (技術部) FAX 03-6371-4102

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:

Science and Technology Department

Nuclear Waste Management Organization of Japan

Mita NN Bldg. 1-23, Shiba 4-chome, Minato-ku, Tokyo 108-0014 Japan

©原子力発電環境整備機構

(Nuclear Waste Management Organization of Japan) 2014

# 操業期間中における地層処分施設の地震時空洞安定性に係る検討

## 要 旨

本報告書は、地下深部における地震動特性や地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性等に関する、2011年東北地方太平洋沖地震後のNUMOの検討結果を取りまとめたものである。

地下深部における地震動特性については、東北地方太平洋沖地震を含む様々な地震観測記録を用いて、観測点間の地震動の深度方向分布と性状を明らかにした。また、原子力施設の耐震設計において基準地震動策定に用いられる距離減衰式を、地層処分施設の耐震性評価に適用するための補正方法について検討した。

地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性については、地震動の斜め入射の影響、立坑と水平坑道の交差部の影響、水平坑道同士の交差部の影響、水平坑道と交差する弱層の影響に着目し、三次元有限要素法解析によりこれらの影響を明らかにした。さらに、耐震設計に用いる静的地震力の設定に必要な地下深部に至る震度分布についても解析検討を行い、震度分布モデルの適用性と課題を明示した。

そして、東北地方太平洋沖地震の知見を踏まえ地層処分施設の耐震性について、その安全性を説明する技術的根拠を整備することを目的として、処分坑道を対象に同地震の観測波を用いた二次元地震応答解析を実施した。解析の結果、地震時の岩盤の最大せん断ひずみは常時と同程度で大きな変化はなく、処分坑道の安定性に対する地震動の影響が小さいことを確認した。

# **Seismic Stability of the Underground Facility for Geological Disposal during Operation Phase**

## **Summary**

This report describes results of NUMO's study conducted after the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, hereinafter referred to as "the Tohoku earthquake", on the ground motion characteristics in the deep underground and the seismic behavior taking consideration of the structural features of the geological disposal facility.

Regarding the ground motion characteristics in the deep underground, its distribution properties in depth profile between observation points were elucidated by using various seismic observation records including the records at the Tohoku earthquake. Applicability of the correcting method of the attenuation relation that is used in formatting the standard seismic ground motion for the seismic design of nuclear facilities was also examined for the seismic evaluation of underground facilities for the geological disposal.

Following impacts on the seismic behavior taking consideration of the structural features of the geological disposal facility were elucidated by using the three-dimensional finite element method analysis focusing with effects of obliquely incident of the ground motion, intersection of the vertical shaft and the drift, intersection of drifts and intersection of the drift and the weak geological layer. Furthermore, applicability of the distribution model for the seismic coefficient from the surface to the deep underground, which is used to determine a static seismic force for the seismic design, was studied analytically and some issues were pointed out.

Finally, toward the future development of technical arguments on the safety of geological disposal facility against the ground motion based on the knowledge from the Tohoku earthquake, two-dimensional seismic response analysis of the horizontal drifts was conducted using the actual observation records from the Tohoku earthquake. As a result, it was confirmed that there is no significant difference on the maximum shear strain between the both conditions at the excavation and the earthquake occurring and there is no significant effects by the ground motion on the underground facility.

## 目 次

第1章 はじめに .....	1
1.1 背景 .....	1
1.2 本報告書の目的と構成 .....	2
第2章 地層処分施設の耐震性評価のための検討用地震動の設定に関する検討 ..	5
2.1 地下深部の地震動の検討 .....	6
2.1.1 KiK-net 地震観測記録に基づく検討 .....	6
(1) 観測記録の収集 .....	6
(2) 地中と地表の最大加速度 .....	9
(i) 最大加速度比率と地震計設置位置の関係 .....	9
(ii) 最大加速度比率と地盤構造の関係 .....	12
(iii) 地中と地表の最大加速度の関係 .....	16
(iv) 最大加速度比率(地中/地表)が大きい記録 .....	18
(3) まとめ .....	24
2.1.2 一次元地震応答解析による地下深部の地震動分布の検討 .....	25
(1) 検討方法 .....	25
(2) 地盤物性の同定 .....	28
(i) 山方(IBRH16) .....	28
(ii) ひたちなか(IBRH18) .....	28
(iii) 小野田(MYGH05) .....	29
(iv) 三原(HRSH01) .....	29
(v) 玄海(FKOH09) .....	29
(3) 地盤同定解析と減衰定数のパラメータを再設定した解析との比較 .....	39
(i) 山方(IBRH16) .....	39
(ii) ひたちなか(IBRH18) .....	40
(iii) 小野田(MYGH05) .....	40
(iv) 三原(HRSH01) .....	40
(v) 玄海(FKOH09) .....	40
(4) 地下深部の地震動の分布 .....	55
(5) まとめ .....	59
2.2 距離減衰式に基づく応答スペクトルの適用性に関する検討 .....	60
2.2.1 KiK-net 地震観測記録の応答スペクトルと距離減衰式に基づく応答 スペクトルとの比較 .....	61

(1) 地中地震動と距離減衰式（基盤波）の比較 .....	61
(2) 内陸地殻内地震の検討結果 .....	62
(3) 内陸補正の検討 .....	64
(4) 海溝型地震の検討結果 .....	65
(5) 地震基盤からの増幅特性の比較 .....	70
(6) 震源タイプによる比較 .....	72
2.2.2 距離減衰式に基づく応答スペクトルによる地中地震動の評価 .....	74
(1) 検討方法 .....	74
(2) 防災科学技術研究所(2011)の断層面による検討 .....	77
(i) 検討条件 .....	77
(ii) 検討結果 .....	77
(3) 釜江・川辺(2011)の断層面による検討 .....	82
(i) 検討条件 .....	82
(ii) 検討結果 .....	82
2.2.3 まとめ .....	87
第3章 地層処分施設の構造的特徴を考慮した耐震設計手法の整備のための検討	88
3.1 地震動の斜め入射の影響 .....	89
3.1.1 解析条件 .....	89
3.1.2 解析結果 .....	97
(1) SV波入射 .....	97
(2) SH波入射 .....	97
3.1.3 まとめ .....	97
3.2 立坑と水平坑道の交差部の影響 .....	103
3.2.1 解析条件 .....	103
3.2.2 解析結果 .....	108
(1) 地震動の加振方向の検討 .....	108
(2) 交差部周辺の地震時挙動の検討 .....	108
3.2.3 まとめ .....	109
3.3 水平坑道同士の交差部の影響 .....	114
3.3.1 検討方法の概要 .....	114
(1) 検討対象 .....	114
(2) 応答震度法による静的解析 .....	115
(3) 地震応答解析 .....	115
(4) 解析パラメータ .....	116



3.3.2	地震動の加振方向の検討	119
(1)	検討方法	119
(2)	静的地震力の設定	119
(3)	応答震度法による静的解析	119
(4)	加振方向の設定	119
3.3.3	地震時の交差部の影響	125
(1)	三次元地震応答解析	125
(2)	解析結果	125
(i)	交差角度 30 度	125
(ii)	交差角度 60 度	126
(iii)	交差角度 90 度	127
(3)	考察	146
(i)	交差角度 30 度	146
(ii)	交差角度 60 度	147
(iii)	交差角度 90 度	148
3.3.4	まとめ	149
3.4	水平坑道と交差する弱層の影響	150
3.4.1	検討方法の概要	150
(1)	検討対象	150
(2)	応答震度法による静的解析	150
(3)	地震応答解析	150
(4)	解析パラメータ	153
3.4.2	地震動の加振方向の検討	159
(1)	検討方法	159
(2)	静的地震力の設定	159
(3)	応答震度法による静的解析	159
(4)	加振方向の設定	159
3.4.3	地震時の坑道と交差する弱層の影響	165
(1)	三次元地震応答解析	165
(2)	解析結果	165
(i)	交差角度 30 度	165
(ii)	交差角度 60 度	166
(iii)	交差角度 90 度	166
(3)	考察	177
(i)	交差角度 30 度	177

(ii) 交差角度 60 度 .....	178
(iii) 交差角度 90 度 .....	179
3.4.4 まとめ .....	180
3.5 まとめ .....	181
(1) 地震動の斜め入射の影響 .....	181
(2) 立坑と水平坑道の交差部の影響 .....	181
(3) 水平坑道同士の交差部の影響 .....	181
(4) 水平坑道と交差する弱層の影響 .....	181
第 4 章 静的震度法における地中震度分布に関する検討 .....	182
4.1 一次元地震応答解析に基づく基礎的検討 .....	182
4.1.1 検討方法 .....	182
4.1.2 検討条件 .....	184
(1) 地盤モデル .....	184
(2) 検討用地震動 .....	188
4.1.3 地盤の地震応答解析 .....	191
4.1.4 地盤の地震応答解析に基づく等価震度の算出 .....	197
4.1.5 静的震度法による地盤の最大せん断応力分布 .....	199
(1) 深さ方向に一様な震度を与えた場合 .....	199
(2) 深さ方向の低減特性を考慮した震度を用いた場合 .....	201
4.1.6 考察 .....	206
4.2 観測記録を用いた地震応答解析に基づく検討 .....	207
4.2.1 検討に用いた地震観測記録と検討結果 .....	207
4.3 まとめ .....	215
第 5 章 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測波を用いた耐震性評価 .....	217
5.1 入力地震動 .....	217
5.2 検討条件 .....	224
5.2.1 地盤条件 .....	224
5.2.2 構造条件 .....	226
5.3 検討方法 .....	227
5.3.1 検討手順 .....	227
5.3.2 解析モデル .....	227
(1) モデル化領域・境界条件 .....	227
(2) 岩盤のモデル化 .....	228

(3) 支保工のモデル化 .....	229
(4) 解析ステップ .....	229
5.3.3 耐震安全性評価指標 .....	230
5.4 検討結果 .....	231
5.4.1 最大応答値分布 .....	231
5.4.2 周辺地盤の安定性 .....	233
5.4.3 支保工の安定性 .....	233
5.5 まとめ .....	233
第6章 おわりに .....	236
6.1 第2章の結論 .....	236
(1) 地下深部の地震動の検討 .....	236
(2) 距離減衰式に基づく応答スペクトルの適用性に関する検討 .....	236
6.2 第3章の結論 .....	237
(1) 地震動の斜め入射の影響 .....	237
(2) 立坑と水平坑道の交差部の影響 .....	237
(3) 水平坑道同士の交差部の影響 .....	237
(4) 水平坑道と交差する弱層の影響 .....	237
6.3 第4章の結論 .....	238
6.4 第5章の結論 .....	238
参考文献 .....	239

## 附 録

### 附録 東北地方太平洋沖地震に関する知見

(1) 強震記録 .....	附-1
(2) 震源断層 .....	附-4
(3) 距離減衰式の適用性 .....	附-6
(4) 地震動の継続時間 .....	附-7

## 図目次

図 1-1 地層処分施設の地震時の力学的安定性評価フロー案 .....	3
図 1-2 地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動評価 .....	4
図 2-1 「第2次取りまとめ」に示されている地中地震動の分布図 .....	5
図 2-2 対象とする地震の震央位置と震源深さ .....	7
図 2-3 地中地震計設置位置が 250m 以深の Kik-net 観測地点（最大加速度 10Gal 以上の記録がある観測地点）（東北地方太平洋沖地震） .....	9
図 2-4 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（全記録） .....	10
図 2-5 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係 ( $M \geq 7$ ) .....	10
図 2-6 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係 （ $M \geq 7$ , 内陸地殻内地震） .....	11
図 2-7 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係 （ $M \geq 7$ , プレート間地震） .....	11
図 2-8 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係 （ $M \geq 7$ , 海洋プレート内地震） .....	11
図 2-9 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係 （東北地方太平洋沖地震） .....	12
図 2-10 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係 （全内陸地殻内地震） .....	12
図 2-11 最大加速度比率（地中/地表）と地震計設置位置の $V_s$ , $V_p$ の関係 .....	14
図 2-12 最大加速度比率（地中/地表）と等価 $V_s$ , $V_p$ の関係 .....	14
図 2-13 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係 .....	14
図 2-14 最大加速度比率（地中/地表）と地盤の固有周期の関係 .....	15
図 2-15 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係 （ $M \geq 7$ , 内陸地殻内地震） .....	15
図 2-16 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係 （ $M \geq 7$ , プレート間地震） .....	15
図 2-17 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係 （ $M \geq 7$ , 海洋プレート内地震） .....	16
図 2-18 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係 （東北地方太平洋沖地震） .....	16
図 2-19 地中と地表の最大加速度の関係（東北地方太平洋沖地震前後のデータの 比較） .....	17

図 2-20	地中と地表の最大加速度の関係(地中地震計の設置深度 250m 以深と 250m 以浅のデータの比較)	17
図 2-21	土質柱状図 (IBRH07, 江戸崎)	19
図 2-22	最大加速度比率(地中/地表)の大きい記録の例 (IBRH07 (江戸崎), 2005 年 2 月 16 日の地震, M5.4, EW 方向)	19
図 2-23	土質柱状図 (CHBH20; 鴨川南)	20
図 2-24	土質柱状図 (YMNH14; 都留南)	20
図 2-25	加速度波形及び擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較(1)	21
図 2-25	加速度波形及び擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較(2)	22
図 2-26	加速度波形及び擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (NS, EW, UD)	23
図 2-27	検討のフロー	26
図 2-28	対象地震の震央と観測地点の位置	27
図 2-29	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (山方 (IBRH16), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))	30
図 2-30	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (山方 (IBRH16), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))	31
図 2-31	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (山方 (IBRH16), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))	32
図 2-32	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (ひたちなか (IBRH18), 東北地方太平洋沖の地震(2011. 03. 11, 14:46))	33
図 2-33	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (ひたちなか (IBRH18), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))	34
図 2-34	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (小野田 (MYGH05), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))	35
図 2-35	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (小野田 (MYGH05), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))	36
図 2-36	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (三原 (HRSH01), 芸予地震 (2001. 03. 24, 15:28))	37
図 2-37	観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形 (玄海 (FKOH09), 福岡県西方沖地震 (2005. 03. 20, 10:53))	38
図 2-38	解析ケースの比較 (山方 (IBRH16), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))	42
図 2-39	解析ケースの比較 (山方 (IBRH16), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))	43

図 2-40	解析ケースの比較 (山方 (IBRH16), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))	44
図 2-41	解析ケースの比較 (ひたちなか (IBRH18), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))	46
図 2-42	解析ケースの比較 (ひたちなか (IBRH18), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))	47
図 2-43	解析ケースの比較 (小野田 (MYGH05), 東北地方太平洋沖地震 (2011. 03. 11, 14:46))	49
図 2-44	解析ケースの比較 (小野田 (MYGH05), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))	50
図 2-45	解析ケースの比較 (三原 (HRSH01), 芸予地震 (2001. 03. 24, 15:28))	52
図 2-46	解析ケースの比較 (玄海 (FKOH09), 福岡県西方沖地震 (2005. 03. 20, 10:53))	54
図 2-47	地表の最大加速度で基準化した最大加速度の分布	56
図 2-48	最深部の最大加速度で基準化した最大加速度の分布	57
図 2-49	最深部の最大加速度で基準化した最大せん断ひずみの分布	57
図 2-50	地表の SI で基準化した最大せん断ひずみの分布	58
図 2-51	最深部の SI で基準化した最大せん断ひずみの分布	58
図 2-52	距離減衰式 (耐専スペクトル) との比較の検討概要	61
図 2-53	応答スペクトル比 (内陸地殻内地震)	62
図 2-54	応答スペクトル比の平均値 (内陸地殻内地震)	63
図 2-55	応答スペクトル比の対数標準偏差 (内陸地殻内地震)	63
図 2-56	Noda et al. (2002) の内陸補正係数	64
図 2-57	応答スペクトル比の平均値 (内陸補正の有無による比較)	64
図 2-58	耐専スペクトルの検討対象とする海溝型地震の震央位置と震源深さ	65
図 2-59	応答スペクトル比 (海溝型地震) (1)	66
図 2-59	応答スペクトル比 (海溝型地震) (2)	67
図 2-59	応答スペクトル比 (海溝型地震) (3)	68
図 2-60	応答スペクトル比の平均値 (海溝型地震)	69
図 2-61	応答スペクトル比の対数標準偏差 (海溝型地震)	69
図 2-62	地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値 (内陸地殻内地震)	71
図 2-63	地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値 (海溝型地震)	71
図 2-64	地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値 (評価位置の違い)	73
図 2-65	耐専スペクトルとの比の対数標準偏差 (評価位置によらず共通)	73

図 2-66	地中観測点位置の耐専スペクトルとの比の平均値(海溝型地震)	75
図 2-67	地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値(海溝型地震)	75
図 2-68	耐専スペクトルとの比の対数標準偏差(海溝型地震)(耐専スペクトルの 評価位置によらず共通)	76
図 2-69	防災科学技術研究所(2011)による断層面と検討対象とする観測地点	78
図 2-70	地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較(1)	79
図 2-70	地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較(2)	80
図 2-70	地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較(3)	81
図 2-71	釜江・川辺(2011)による断層モデルと検討対象とする観測地点	83
図 2-72	地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較(1)	84
図 2-72	地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較(2)	85
図 2-72	地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較(3)	86
図 3-1	検討対象断面形状：硬質岩盤サイトの処分坑道	90
図 3-2	解析対象	91
図 3-3	一般的な境界処理	91
図 3-4	モデル幅を可変とした周波数領域における周期境界のイメージ	91
図 3-5	共通領域の設定	92
図 3-6	三次元有限要素法解析モデルの概念図	92
図 3-7	解析モデル(モデル幅 300m)	93
図 3-8	検討に用いる入力地震動	94
図 3-9	振動方向と入射角度	95
図 3-10	弾性波速度の深度分布(硬岩地盤モデル)	96
図 3-11	最大せん断応力の分布, リッカー波, SV 波入力	98
図 3-12	最大せん断応力と入射角度の関係, リッカー波, SV 波入力	98
図 3-13	最大主応力等の分布, 人工地震動, SV 波入力	99
図 3-14	最大せん断応力の分布, リッカー波, SH 波入力	100
図 3-15	最大主応力と入射角度の関係, リッカー波, SH 波入力	100
図 3-16	最大主応力等の分布, 人工地震動, SH 波入力	101
図 3-17	成分ごとのせん断応力の最大値の分布, 人工地震動, SH 波入力	101
図 3-18	成分ごとのせん断応力の最大値および, 最大せん断応力と入射角度の関 係, リッカー波, SH 波入力	102
図 3-19	検討対象断面形状：軟質岩盤サイトの処分坑道	104
図 3-20	検討の流れ	104
図 3-21	解析対象	105

図 3-22	解析モデル（交差部周辺）	105
図 3-23	検討に用いる入力地震動	106
図 3-24	弾性波速度の深度分布（軟岩地盤モデル）	107
図 3-25	載荷方向の検討方法の概念	110
図 3-26	載荷方向と坑道周辺岩盤の主応力の最大・最小値の関係（応答震度法による三次元静的解析）	111
図 3-27	水平坑道上下端間の水平相対変位の時刻歴	111
図 3-28	水平坑道周辺岩盤の最大主応力および最大せん断応力と交差部からの距離の関係（三次元地震応答解析，90 度方向に加振）	112
図 3-29	水平坑道の周辺岩盤における最大せん断応力の分布（三次元地震応答解析，90 度方向に加振）	112
図 3-30	水平坑道と立坑の交差部の縦断面における周辺岩盤応力の分布（三次元地震応答解析，0 度方向に加振）	113
図 3-31	検討対象断面形状：軟質岩盤サイトの処分坑道	114
図 3-32	解析対象	114
図 3-33	検討の流れ	115
図 3-34	交差角度ごとのそれぞれの解析ケースの概念（平面図）	116
図 3-35	検討に用いる入力地震動	117
図 3-36	弾性波速度の深度分布（軟岩地盤モデル）	118
図 3-37	解析モデル（応答震度法による三次元静的解析）	120
図 3-38	水平坑道の上下位置間での自由地盤の相対変位時刻歴波形	121
図 3-39	自由地盤におけるせん断応力と加速度の深度方向分布（ $t=14.79s$ ）	121
図 3-40	吹付けコンクリートの最小主応力分布（内空側）（交差角度 30 度／載荷方向 0～150 度）	122
図 3-41	周辺岩盤の局所安全係数分布（交差角度 30 度／載荷方向 0～150 度）	123
図 3-42	静的地震力の載荷方向による影響（交差角度 30 度）	124
図 3-43	吹付けコンクリートの主応力分布（交差角度 30 度，地震時増分）	128
図 3-44	周辺岩盤の主応力分布（交差角度 30 度，地震時増分）	129
図 3-45	坑道 A 断面の最大せん断応力分布（交差角度 30 度，地震時増分）	130
図 3-46	坑道 B 断面の最大せん断応力分布（交差角度 30 度，地震時増分）	131
図 3-47	吹付けコンクリートの主応力分布（交差角度 30 度）	132
図 3-48	坑道 A 断面の局所安全係数分布（交差角度 30 度）	133
図 3-49	吹付けコンクリートの主応力分布（交差角度 60 度，地震時増分）	134
図 3-50	周辺岩盤の主応力分布（交差角度 60 度，地震時増分）	135
図 3-51	坑道 A 断面の最大せん断応力分布（交差角度 60 度，地震時増分）	136



図 3-52	坑道B断面の最大せん断応力分布（交差角度 60 度, 地震時増分）	137
図 3-53	吹付けコンクリートの主応力分布（交差角度 60 度）	138
図 3-54	坑道 A 断面の局所安全係数分布（交差角度 60 度）	139
図 3-55	吹付けコンクリートの主応力分布（交差角度 90 度, 地震時増分）	140
図 3-56	周辺岩盤の主応力分布（交差角度 90 度, 地震時増分）	141
図 3-57	坑道 A 断面の最大せん断応力分布（交差角度 90 度, 地震時増分）	142
図 3-58	坑道 B 断面の最大せん断応力分布（交差角度 90 度, 地震時増分）	143
図 3-59	吹付けコンクリートの主応力分布（交差角度 90 度）	144
図 3-60	坑道 A 断面の局所安全係数分布（交差角度 90 度）	145
図 3-61	局所安全係数と坑道交差部中心からの距離の関係（交差角度 30 度）	146
図 3-62	局所安全係数と坑道交差部中心からの距離の関係（交差角度 60 度）	147
図 3-63	局所安全係数と坑道交差部中心からの距離の関係（交差角度 90 度）	148
図 3-64	検討対象断面形状：軟質岩盤サイトの処分坑道	151
図 3-65	解析対象	151
図 3-66	検討の流れ	152
図 3-67	交差角度ごとのそれぞれの解析ケースの概念（平面図）	152
図 3-68	検討に用いる入力地震動	153
図 3-69	弾性波速度の深度分布（軟岩地盤モデル）	155
図 3-70	岩石の静弾性係数と一軸圧縮強度の関係（核燃料サイクル開発機構, 1999）	157
図 3-71	岩石の粘着力と一軸圧縮強度の関係（核燃料サイクル開発機構, 1999）	157
図 3-72	岩石の内部摩擦角と一軸圧縮強度の関係（核燃料サイクル開発機構, 1999）	157
図 3-73	岩盤の弾性波速度と深度の関係（核燃料サイクル開発機構, 1999）	158
図 3-74	解析モデル（三次元応答震度法解析）	160
図 3-75	水平坑道の上下位置間での自由地盤の相対変位時刻歴波形	161
図 3-76	自由地盤におけるせん断応力と加速度の深度方向分布（ $t=14.79s$ ）	161
図 3-77	吹付けコンクリートの最小主応力分布（内空側）（弱層との交差角度 30 度／載荷方向 0～150 度）	162
図 3-78	周辺岩盤の局所安全係数分布（弱層との交差角度 30 度／載荷方向 0～ 150 度）	163
図 3-79	静的地震力の載荷方向による影響（弱層との交差角度 30 度）	164
図 3-80	坑道断面の最大せん断応力分布（弱層との交差角度 30 度, 地震時増分）	168
図 3-81	吹付けコンクリートの主応力分布（弱層との交差角度 30 度）	169
図 3-82	坑道断面の局所安全係数分布（弱層との交差角度 30 度）	170

図 3-83	坑道断面の最大せん断応力分布(弱層との交差角度 60 度, 地震時増分)...	171
図 3-84	吹付けコンクリートの主応力分布(弱層との交差角度 60 度) .....	172
図 3-85	坑道断面の局所安全係数分布(弱層との交差角度 60 度) .....	173
図 3-86	坑道断面の最大せん断応力分布(弱層との交差角度 90 度, 地震時増分)...	174
図 3-87	吹付けコンクリートの主応力分布(弱層との交差角度 90 度) .....	175
図 3-88	坑道断面の局所安全係数分布(弱層との交差角度 90 度) .....	176
図 3-89	局所安全係数と弱層と水平坑道の交差部中心からの距離の関係 (弱層との交差角度 30 度) .....	177
図 3-90	局所安全係数と弱層と水平坑道の交差部中心からの距離の関係 (弱層との交差角度 60 度) .....	178
図 3-91	局所安全係数と弱層と水平坑道の交差部中心からの距離の関係 (弱層との交差角度 90 度) .....	179
図 4-1	検討方法のイメージ .....	183
図 4-2	地盤物性値の深度分布(地盤モデル 1, 硬岩地盤モデル) .....	185
図 4-3	地盤物性値の深度分布(地盤モデル 2, 軟岩地盤モデル) .....	186
図 4-4	地盤物性値の深度分布(地盤モデル 3, IWK(いわき)) .....	187
図 4-5	検討に用いた地震動の加速度時刻歴 .....	189
図 4-6	検討に用いた地震動の加速度応答スペクトル .....	190
図 4-7	最大応答値の深度分布, 地盤モデル 1, 地震動 A .....	191
図 4-8	深度 1,000m での応答値の時刻歴, 地盤モデル 1, 地震動 A .....	192
図 4-9	応答値の深度分布(地盤モデル 1) .....	194
図 4-10	応答値の深度分布(地盤モデル 2) .....	194
図 4-11	応答値の深度分布(地盤モデル 3) .....	195
図 4-12	最大せん断応力の深度分布 .....	196
図 4-13	最大せん断ひずみの深度分布 .....	196
図 4-14	最大せん断応力分布を用いて評価した等価震度の深度分布 .....	198
図 4-15	等価震度を地表の値で正規化した正規化等価震度の深度分布 .....	198
図 4-16	一様な震度を作用させた場合の地盤のせん断応力分布 .....	200
図 4-17	水平正規化震度の分布形状モデル(電力中央研究所, 1988) .....	201
図 4-18	水平正規化震度の試算値 .....	202
図 4-19	深さ方向の低減を考慮した震度に基づくせん断応力の深度分布 .....	204
図 4-20	深部の等価震度の平均値を適用した場合のせん断応力の深度分布 .....	205
図 4-21	観測された地震動の加速度応答スペクトル .....	209
図 4-22	地盤の地震応答解析結果(山方, 東北地方太平洋沖) .....	210

図 4-23	地盤の地震応答解析結果（山方，宮城県沖）	210
図 4-24	地盤の地震応答解析結果（山方，福島県浜通り）	211
図 4-25	地盤の地震応答解析結果（ひたちなか，東北地方太平洋沖）	211
図 4-26	地盤の地震応答解析結果（ひたちなか，福島県浜通り）	212
図 4-27	地盤の地震応答解析結果（小野田，東北地方太平洋沖）	212
図 4-28	地盤の地震応答解析結果（小野田，宮城県沖）	213
図 4-29	地盤の地震応答解析結果（三原，芸予）	213
図 4-30	地盤の地震応答解析結果（玄海，福岡県西方沖）	214
図 4-31	「震源を特定せず策定する地震動」の応答スペクトル	216
図 5-1	選定対象の地震観測地点位置図	218
図 5-2	入力地震動の選定フロー	219
図 5-3	地震波の表層地盤での増幅イメージ	219
図 5-4	候補波（牡鹿(NS)，牡鹿(EW)，都路(EWx2)，岩瀬(NSx2))と NUMO-TR 検討 用地震動(水平成分)の応答スペクトル	221
図 5-5	入力地震波の時刻歴波形	222
図 5-6	入力地震波の応答スペクトル	223
図 5-7	岩盤モデル	224
図 5-8	検討フロー	227
図 5-9	高レベル放射性廃棄物処分施設の処分坑道解析モデル	228
図 5-10	岩盤剛性の非線形モデルの概要	229
図 5-11	限界ひずみと弾性係数の関係（桜井・足立，1988）	230
図 5-12	局所安全係数 $f_s$ の定義	230
図 5-13	モデル中心断面の最大加速度の深度方向分布（水平方向）	231
図 5-14	モデル中心断面の最大加速度の深度方向分布（鉛直方向）	232
図 5-15	モデル中心断面の最大せん断ひずみの深度方向分布	232
図 5-16	解析結果（局所安全係数）	234
図 5-17	解析結果（最大せん断ひずみ）	234
図 5-18	解析結果（支保工応力）	235

## 附 録

附図 1-1	最大加速度の分布（功刀ほか，2012）	附-1
附図 1-2	KiK-net 岩瀬（IBRH11）の観測記録（防災科研 Web サイト）	

	( <a href="http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/">http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/</a> ) より引用した図 に, 成分と最大値を加筆) .....	附-3
附図 1-3	最大加速度および最大速度の観測値と距離減衰式の比較 (功刀ほか, 2012) .....	附-3
附図 2-1	強震記録に見られる特徴的な波群 (Kurahashi and Irikura, 2011) ...	附-4
附図 2-2	強震動生成域の推定結果 .....	附-5
附図 3-1	強震動生成域に対応する断層に基づく距離減衰式の適用 (西村ほか, 2011) .....	附-6
附図 4-1	大地震の加速度波形の例 (左) と継続時間とマグニチュード (M) の関 係 (右) (翠川・三浦, 2011) .....	附-7

## 表目次

表 2-1	対象としたマグニチュード7以上の地震	7
表 2-2	KiK-net 地震観測記録の一覧（地中地震計設置位置が 250m 以深で、最大加速度 10Gal 以上の記録があるもの）	8
表 2-3	最大加速度比率（地中/地表）が 2 以上の記録	19
表 2-4	検討の対象とする地震と観測地点	27
表 2-5	一次元同定解析結果（山方（IBRH16）、東北地方太平洋沖の地震（2011. 03. 11, 14:46））	30
表 2-6	一次元同定解析結果（山方（IBRH16）、宮城県沖の地震（2011. 04. 07, 23:32））	31
表 2-7	一次元同定解析結果（山方（IBRH16）、福島県浜通りの地震（2011. 04. 11, 17:16））	32
表 2-8	一次元同定解析結果（ひたちなか（IBRH18）、東北地方太平洋沖の地震（2011. 03. 11, 14:46））	33
表 2-9	一次元同定解析結果（ひたちなか（IBRH18）、福島県浜通りの地震（2011. 04. 11, 17:16））	34
表 2-10	一次元同定解析結果（小野田（MYGH05）、東北地方太平洋沖の地震（2011. 03. 11, 14:46））	35
表 2-11	一次元同定解析結果（小野田（MYGH05）、宮城県沖の地震（2011. 04. 07, 23:32））	36
表 2-12	一次元同定解析結果（三原（HRSH01）、芸予地震（2001. 03. 24, 15:28））	37
表 2-13	一次元同定解析結果（玄海（FKOH09）、福岡県西方沖地震（2005. 03. 20, 10:53））	38
表 2-14	同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（山方（IBRH16））	41
表 2-15	同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（ひたちなか（IBRH18））	45
表 2-16	同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（小野田（MYGH05））	48
表 2-17	同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（三原（HRSH01））	51
表 2-18	同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（玄海（FKOH09））	53
表 2-19	地点および地震動の主な諸元	56
表 2-20	検討対象観測地点の等価震源距離ほか（防災科学技術研究所(2011)）	78
表 2-21	検討対象観測地点の等価震源距離ほか（釜江・川辺(2011)）	83
表 3-1	岩盤物性値（硬岩地盤モデル）	95
表 3-2	検討ケース（(a)と(b)の全ての組み合わせについて行う）	96

表 3-3	岩盤物性値（軟岩地盤モデル）	106
表 3-4	水平坑道支保工の吹付けコンクリートと立坑の覆工コンクリートの物性値	107
表 3-5	地盤物性値	117
表 3-6	水平坑道支保工の物性値	118
表 3-7	三次元地震応答解析における入力地震動の加振方向	124
表 3-8	地盤物性値	154
表 3-9	水平坑道支保工の物性値	154
表 3-10	原子炉建屋基礎地盤の耐震設計の検討で用いられた基礎地盤物性値（日本電気協会，1987）	156
表 3-11	弱層の物性値	158
表 3-12	三次元地震応答解析における入力地震動の加振方向（弱層と水平坑道の交差部）	164
表 4-1	検討に用いた地盤モデル	184
表 4-2	地盤物性値（地盤モデル 1，硬岩地盤モデル）	185
表 4-3	地盤物性値（地盤モデル 2，軟岩地盤モデル）	186
表 4-4	地盤物性値（地盤モデル 3，IWK（いわき））	187
表 4-5	検討に用いた地震動	188
表 4-6	地表面での等価震度	197
表 4-7	水平正規化震度のパラメータの設定方法	201
表 4-8	水平正規化震度の分布形状モデルの $H_2$ の値 [m]	202
表 4-9	地震応答解析結果から評価した深度 300m 以深の正規化等価震度の平均値	203
表 4-10	検討に用いた地震観測記録	208
表 4-11	水平正規化震度分布の折れ点の深度	208
表 5-1	選定対象地点（K-NET）	220
表 5-2	選定対象地点（KiK-net）	220
表 5-3	候補地の震央距離および観測波の最大加速度	221
表 5-4	岩盤物性値一覧（軟岩系岩盤）	225
表 5-5	高レベル放射性廃棄物処分坑道の諸元	226
表 5-6	最大せん断ひずみ	235

附 録

附表 1-1	3成分合成で 980Gal 以上の最大加速度を記録した観測点一覧（功刀ほか，2012） .....	附-2
附表 1-2	附表 1-1 のうち KiK-net 観測点における地中と地表の最大加速度の比較 .....	附-2





## 第1章 はじめに

### 1.1 背景

地層処分のための地下施設は、従来の原子力関連施設に比べて、地下深部に建設する構造物であること、大規模な連接坑道群を有する広い面積に設置される構造物であること、閉鎖後長期の安全性を確保する必要があることなどの特殊性を有している。地震が多く発生するわが国では、地震時における施設の安全確保は極めて重要であり、長期的な検討スケジュールを踏まえた上で、段階的かつ戦略的に検討を進めていく必要がある。

地層処分施設の耐震性については、高レベル放射性廃棄物および地層処分低レベル放射性廃棄物処分施設それぞれについて、「わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—、分冊2 地層処分の工学技術」(JNC, 1999) (以下、「第2次取りまとめ」という)、「TRU 廃棄物処分技術検討書—第2次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ—」(電事連・JNC, 2005) (以下、「第2次 TRU レポート」という)において検討が行われた。ここでは、操業中の空洞安定性に対して耐震性の評価が実施されており、第2次取りまとめでは、処分坑道(水平坑道)とアクセス坑道(立坑)が、第2次 TRU レポートでは処分坑道が検討対象とされた。調整された Imperial Valley 地震(1940)のエルセントロ波を入力地震波とした解析の結果から、いずれにおいても、岩盤の地震時増分応力は常時応力に比較して小さく、岩盤の最大せん断ひずみおよび局所安全係数分布は常時からほとんど変化しないこと、支保工の応力度は評価基準値以下であることが報告されている。したがって、掘削後の常時において十分な空洞安定性が確保されていれば、地震時にも空洞安定性は確保されると結論付けられている。

その後、2006年に「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」が改定され、原子力施設の設計に用いる地震動について、新しい基準地震動の考え方、策定方法が導入された(原子力安全委員会, 2006)。このため、NUMOでは地層処分施設の耐震性評価の観点から、最も厳しい耐震重要度であるSクラスに対して適用する基準地震動を新耐震指針に準じて模擬的に作成し、第2次取りまとめにおける岩盤モデルを参考にした処分坑道(水平坑道)とアクセス坑道(立坑)を対象として、予察的な解析検討を実施した。解析結果は、第2次取りまとめおよび第2次 TRU レポートの結論を支持するものであり、坑道の地震時の空洞安定性は確保できることを確認した(NUMO, 2011)。

しかしながら、この検討直後の2011年3月11日に、マグニチュード9.0というわが国観測史上最大規模の東北地方太平洋沖地震が発生した。このため、NUMOでは、前述の岩盤モデルを対象に、東北地方太平洋沖地震に対する空洞安定性の再確認を目的とした検討を、直ちに行った。また、東北地方太平洋沖地震の知見を踏まえつつ、地下深部における地震動特性や地層処分施設特有の地震時応答特性に関する検討を引き続き実施した。

## 1.2 本報告書の目的と構成

本報告書は、以下の目的で実施した地下深部における地震動特性や地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性等に関する、2011年東北地方太平洋沖地震後の NUMO の検討結果を取りまとめたものである。

- ・地層処分施設の耐震性について、東北地方太平洋沖地震の知見を踏まえ、その安全性を説明する技術的根拠を整備すること。
- ・地層処分施設の耐震設計手法を整備するにあたり、必要な検討を実施すること。
- ・地震動評価・耐震性評価に必要なデータ（深部地下構造、地下深部の地震観測記録、坑道の地震時挙動特性等）を明らかにし、概要調査計画へ適切に反映すること。

なお、地層処分施設の耐震性能は、坑道を埋め戻すまでの“操業期間中”の空洞安定性と、坑道を埋め戻した後の“閉鎖後長期”の人工バリア安定性の問題に分けて設定されることになるが、本報告書では、前者の操業期間中の空洞安定性の問題を対象とした検討を取り扱う。

図 1-1 は、原子力発電の耐震設計体系との整合性を図った、地層処分施設の地震時の力学的安定性評価フローの案を示したものであり、このフローにおける各章の検討内容との関連についても示した。ここで、地層処分施設の地下施設については、現時点において原子力規制委員会による規制基準が策定されておらず、耐震重要度分類をはじめとした耐震設計の考え方を規定するに至っていないが、操業期間中の耐震設計は静的解析による安定性評価が基本になると考えられる。ただし、地層処分施設の安全性や信頼性に対する重要性を鑑みて、基準地震動等の検討用地震動に対する安全性について確認することが必要となることも考えられる。このため、ここでは静的解析による応答値に基づく耐震設計に引き続き、必要に応じて動的解析により検討用地震動に対する応答値を求め、安定性評価を実施することも想定したフローとしている。

第1章（本章）では、本検討の背景を述べ、本報告書の目的と構成を記す。

第2章では、地層処分施設の耐震性評価の検討用地震動を設定するために必要な基礎的な技術について検討した結果について述べる。ここでは、地下深部の地震動強さが地表と比較して小さいことを、東北地方太平洋沖地震を含む地震観測記録から確認する。そして、観測点間の地震動の深度方向分布と性状を、解析的に評価した結果を示す。また、原子力施設の耐震設計において、基準地震動の策定方法の一つとして用いられる距離減衰式（耐専スペクトル）を、地層処分施設の耐震性評価に適用するための補正方法について検討し、東北地方太平洋沖地震の地中観測記録を対象に、その適用性を検証した結果を示す。

第3章では、地層処分施設の構造的特徴を考慮した耐震設計手法を整備するために実施した検討結果を示す。地層処分施設は大深度地下構造物であること、大規模な連接坑道群を有する広い面積に設置される構造物であること、多くの交差部を有することなどの点で

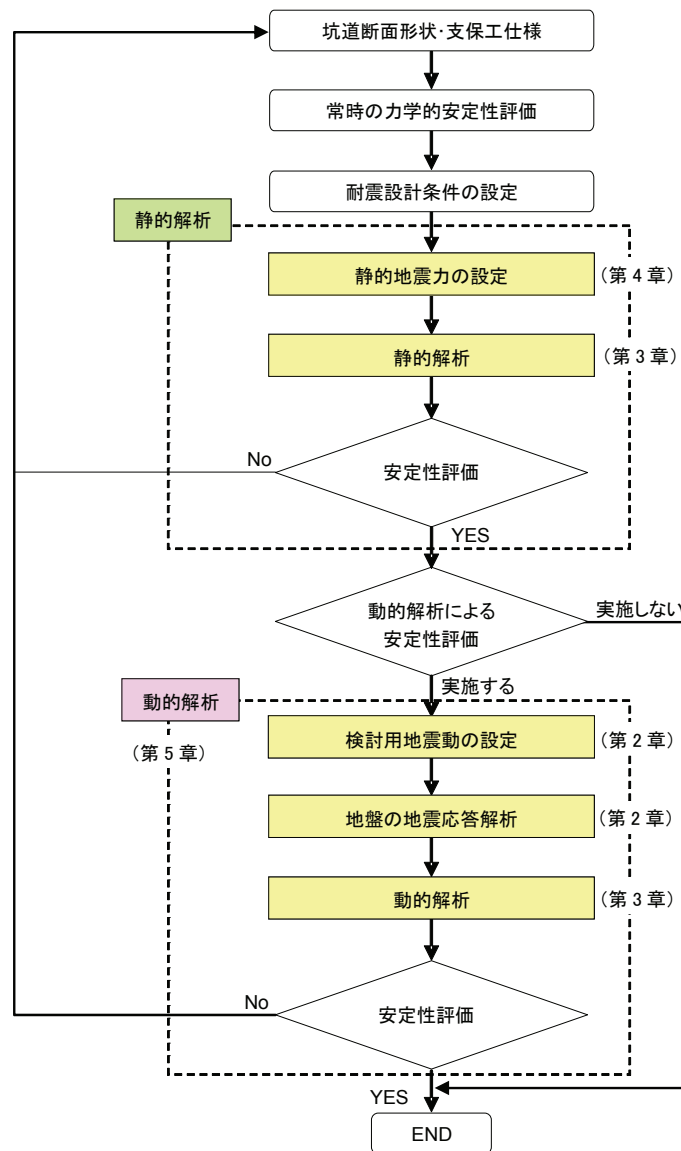


図 1-1 地層処分施設の地震時の力学的安定性評価フロー案

従来の地下構造物とは異なる特徴を有する。ここでは、地層処分施設の構造的特徴として、①地震動の斜め入射の影響、②立坑と水平坑道の交差部の影響、③水平坑道同士の交差部の影響、④水平坑道と交差する弱層の影響に着目し、地層処分施設の耐震設計においてどのように考慮すべきか三次元有限要素法解析を用いて検討し、耐震性評価を行う上で評価の対象となる部位の抽出や考慮すべき事項を整理する（図 1-2）。

第 4 章では、地層処分施設の地下施設を対象とした耐震設計にあたり、原子力発電所の耐震設計体系との整合性の観点から、静的解析に用いる震度の設定について検討した結果を示す。原子力発電所の耐震設計であるが、この中で施設は動的地震力と静的地震力による設計を行うこととされている。このため、それぞれの地震力に対する動的解析と静的解析を行うことになる（日本電気協会，2008）。静的地震力とは、本来は動的な交番荷重であ

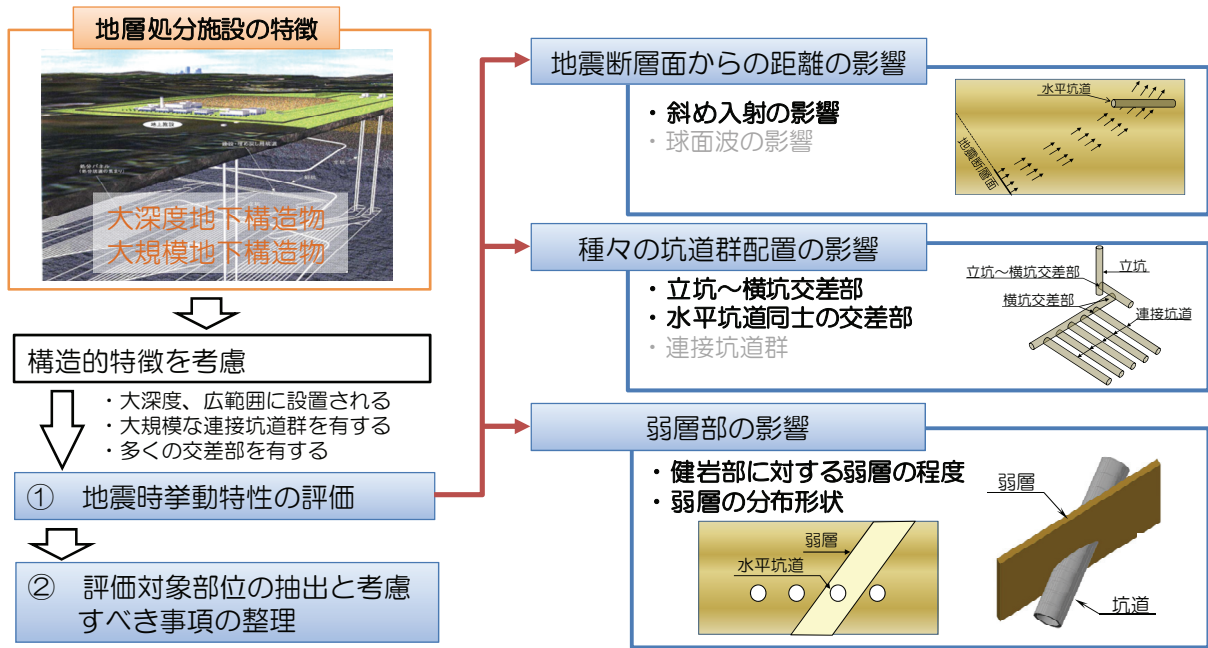


図 1-2 地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動評価

る地震力を、水平方向または鉛直方向に作用する一定の静的な力に置き換えた地震力で、設計では通常、設計震度から与えられることになる。地表から地層処分施設の対象となる地下深部にわたり、一定の震度分布となることは一般には考え難く、この場合には設計の合理性を著しく欠く可能性が高い。このため、今後、地層処分施設の耐震設計方法を規定していく上で、静的解析に用いる地下深部の震度を設定する方法については、慎重な検討を積み重ねておく必要があると考える。そこで、ここでは3つの地盤モデルと地震動を対象に一次元の地震応答解析を実施し、地層処分の地下施設の設置深度に対応する地下の低減を考慮した静的震度分布モデルの適用性について検討する。

第5章では、2011年東北地方太平洋沖地震による甚大な被害、原子力発電所の事故状況等を踏まえ、想定すべき事象とその対策に関して必要な情報収集及び分析の一環として、東北地方太平洋沖地震で観測された地震波を用いた二次元の地震応答解析により、処分坑道の耐震性を検討した結果を示す。

第6章では、各章で得られた知見を要約して結論とする。

## 第2章 地層処分施設の耐震性評価のための検討用地震動の設定に関する検討

第2章では、地層処分施設の耐震性評価のための検討用地震動を設定するために必要な基礎的な技術について検討した結果について述べる。

第2次取りまとめ（分冊1）（JNC，1999）では、釜石鉱山の地震観測データから、「地表部の最大加速度に比べて、概して地下深部では1/2～1/4になる。また、地表から深さ約150m以深の加速度振幅比はほとんど変化しない。」とし、図2-1を示している。佐々木ほか（1999）によれば、検討に用いた地震観測記録の最大加速度振幅は52Galであり、最近発生した大地震の観測記録を用いた、より大きな加速度振幅のデータによる検証が必要と考えられる。

一方、独立行政法人防災科学技術研究所（以下、「防災科研」という）によって、日本全国に地震動を観測するK-NET（Kyoshin Net：全国強震観測網）とKiK-net（Kiban-Kyoshin Net：基盤強震観測網）が整備され、強震記録が各地で観測されて、データの蓄積が進んでいる。そこで、これらの公開データを整理し、従来知見を補完することとした。

さらに、地下深部の地震動分布について把握するために、数値解析手法を用いて、地下深部の最大加速度や地中構造物の変形に影響を及ぼす最大せん断応力の地中分布について検討を行った。一次元地震応答解析により深度方向の分布を把握し、深い基盤構造の不整形性による平面的な分布を把握することとした。また、検討用地震動の評価方法の一つであり、経験的方法と呼ばれる距離減衰式に基づく応答スペクトルによる方法（耐専スペクトル）について、地中地震動への適用の観点から検討を行った。

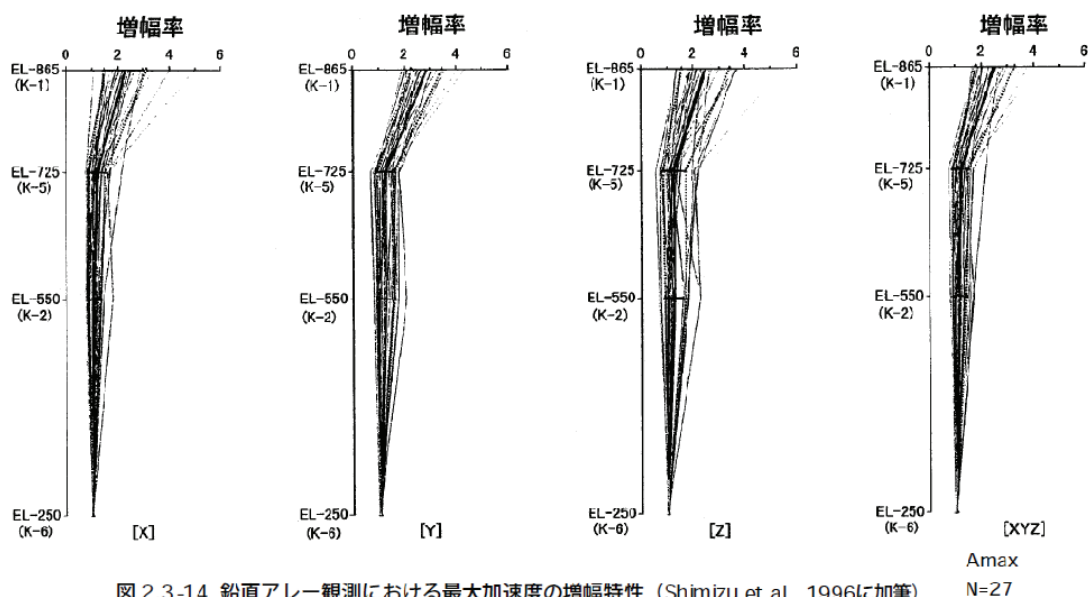


図 2.3-14 鉛直アレー観測における最大加速度の増幅特性（Shimizu et al., 1996に加筆）

鉛直アレーにおいて地中K-6点を基準とした場合のK-2，K-5，K-1点での最大化速度振幅の増幅率とその平均および標準偏差。K-6点における2.0ga以上の27個の地震の場合について示した。

図2-1 「第2次取りまとめ」に示されている地中地震動の分布図

## 2.1 地下深部の地震動の検討

### 2.1.1 KiK-net 地震観測記録に基づく検討

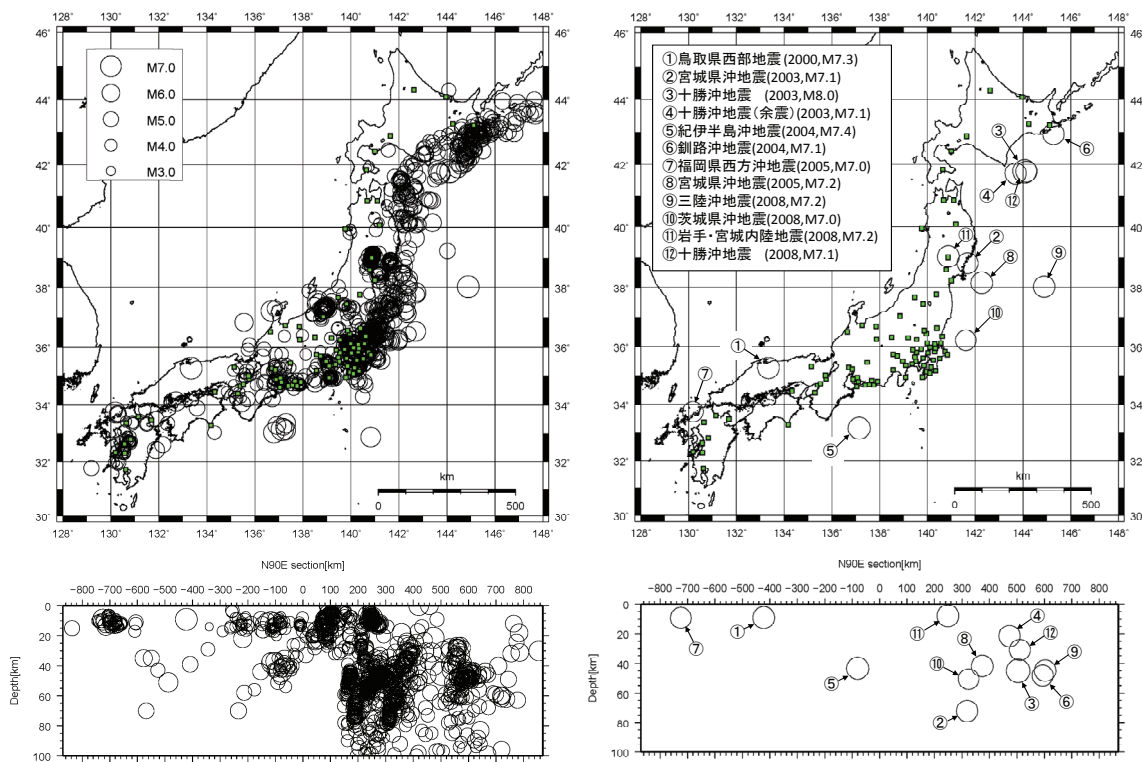
#### (1) 観測記録の収集

地下深部における地震動強さが地表と比較して小さいことを観測記録により確認することを目的として、KiK-net の地震計設置深度 250m 以深の地点の地震観測記録（1997 年 12 月～2010 年 10 月、最大加速度 10Gal 以上、東北地方太平洋沖地震の地震観測記録を含む）を収集し、分析を行った。

KiK-net では、2010 年 10 月時点において地下 250m より深い地震計設置深度を有する観測地点は 87 地点である。なお、このうち地盤データ（弾性波速度  $V_p$ ,  $V_s$  等）のデジタル値が公開されているものが 70 地点ある。

本検討では、これらの地点で観測された最大加速度が 10Gal 以上の地震観測記録を収集した。87 地点での地震観測記録総数は 2,873 個（全成分の合計：17,238 波）、地震個数は 1,232 地震である。東北地方太平洋沖地震(M9.0)の地震観測記録についても最大加速度が 10Gal 以上の地震観測記録（48 地点）を収集した。

対象とする地震の震央位置 ( $M \geq 7$  の地震について別に示す) を、図 2-2 に示す。図には東西方向の断面図により震源深さを示した。 $M \geq 7$  の地震は、表 2-1 に示す 12 地震の記録を収集した。また、東北地方太平洋沖地震(M9.0)における各観測地点の地表及び地中の最大加速度を、表 2-2 に示す。対象地点と東北地方太平洋沖地震の震央位置の関係を、図 2-3 に示す。



(a) 全地震 (b) マグニチュード  $M \geq 7$  の地震  
 図 2-2 対象とする地震の震央位置と震源深さ

表 2-1 対象としたマグニチュード 7 以上の地震

番号	地震名	発震日	震源深さ (km)	M	地震タイプ	観測サイト数
①	鳥取県西部地震	2000/10/6	9.0	7.3	内陸地殻内	4
②	宮城県沖地震	2003/5/26	72.0	7.1	海洋プレート内	28
③	十勝沖地震	2003/9/26	45.1	8.0	プレート間	10
④	十勝沖地震(余震)	2003/9/26	21.4	7.1	プレート間	8
⑤	紀伊半島沖地震	2004/9/5	43.5	7.4	プレート間	19
⑥	釧路沖地震	2004/11/29	48.2	7.1	プレート間	5
⑦	福岡県西方沖地震	2005/3/20	9.2	7.0	内陸地殻内	5
⑧	宮城県沖地震	2005/8/16	42.0	7.2	プレート間	28
⑨	三陸沖地震	2005/11/15	45.0	7.2	海洋プレート内	14
⑩	茨城県沖地震	2008/5/8	50.6	7.0	プレート間	19
⑪	岩手・宮城内陸地震	2008/6/14	7.8	7.2	内陸地殻内	10
⑫	十勝沖地震	2008/9/11	30.9	7.1	プレート間	4
					合計	154

注) マグニチュードと震源深さは気象庁による。

表 2-2 KiK-net 地震観測記録の一覧

(地中地震計設置位置が 250m 以深で、最大加速度 10Gal 以上の記録があるもの)

NO.	観測点 コード	観測点名	地震計設置 深度(m)	震央距離 (km)	震源距離 (km)	地中最大加速度 (Gal)			地表最大加速度 (Gal)			最大加速度比 (地中/地表)		
						NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD
1	SITH01	岩槻	3510	368.2	369.0	46.8	50.7	56.2	177.2	164.0	74.5	0.26	0.31	0.75
2	TKYH02	府中	2753	406.4	407.1	28.2	25.7	8.2	91.9	96.4	54.3	0.31	0.27	0.15
3	CHBH04	下総	2300	359.9	360.6	80.3	70.4	54.7	203.8	234.2	159.5	0.39	0.30	0.34
4	OSKH02	此花	2008	771.1	771.4	1.1	1.2	1.7	14.8	16.1	6.9	0.08	0.08	0.25
5	CHBH16	鴨川	2003	418.7	419.4	11.9	14.1	10.8	56.5	57.2	28.1	0.21	0.25	0.38
6	CHBH10	千葉	2000	367.6	368.3	41.1	37.1	27.2	106.5	131.4	88.4	0.39	0.28	0.31
7	CHBH11	養老	2000	395.2	395.9	17.3	21.7	12.1	41.8	47.3	36.8	0.42	0.46	0.33
8	CHBH12	富津	2000	407.1	407.8	17.9	29.3	14.8	91.7	74.5	28.6	0.20	0.39	0.52
9	GNMH05	伊勢崎	2000	381.9	382.7	71.8	84.4	38.4	172.2	199.7	58.0	0.42	0.42	0.66
10	KNGH10	横浜	2000	415.2	415.9	31.0	35.2	19.9	209.4	277.0	122.0	0.15	0.13	0.16
11	SITH04	所沢	2000	391.0	391.7	35.0	34.1	19.0	74.6	76.1	43.8	0.47	0.45	0.43
12	KNGH11	厚木	1800	433.3	433.9	15.9	16.2	11.6	139.1	123.6	40.0	0.11	0.13	0.29
13	SITH03	日高	1800	394.4	395.1	26.7	25.5	23.1	90.8	60.7	40.0	0.29	0.42	0.58
14	CHBH13	成田	1300	340.1	340.9	54.8	57.2	55.6	244.5	234.0	153.8	0.22	0.24	0.36
15	IBRH07	江戸崎	1200	328.1	329.0	110.4	124.1	100.7	165.4	191.5	236.7	0.67	0.65	0.43
16	SZOH28	浜松	996	596.5	597.0	2.8	4.0	3.0	13.5	12.3	4.8	0.21	0.33	0.63
17	IBRH21	つくば南	929	339.9	340.7	68.4	71.1	64.5	293.9	337.1	356.1	0.23	0.21	0.18
18	IBRH20	波崎2	923	315.7	316.5	62.2	60.4	39.8	216.1	187.6	73.7	0.29	0.32	0.54
19	IBRH10	石下	900	337.7	338.5	79.0	89.9	56.1	274.1	295.4	221.9	0.29	0.30	0.25
20	CHBH17	勝浦東	822	395.8	396.5	13.5	11.9	10.3	31.5	25.2	20.8	0.43	0.47	0.50
21	AICH13	清洲	741	625.3	625.7	2.7	2.0	3.2	16.1	15.9	6.3	0.17	0.13	0.52
22	IBUH06	室蘭	562	503.9	504.4	3.4	3.7	2.9	25.7	24.3	10.9	0.13	0.15	0.27
23	CHBH14	銚子中	525	319.5	320.4	31.6	26.7	21.4	170.4	122.3	48.8	0.19	0.22	0.44
24	IBRH17	霞ヶ浦	510	318.3	319.2	118.8	84.3	53.4	472.2	338.3	340.9	0.25	0.25	0.16
25	IBRH18	ひたちなか	504	277.2	278.2	156.5	113.5	84.8	442.0	591.9	341.4	0.35	0.19	0.25
26	AICH12	幡豆	401	633.4	633.9	2.4	2.3	2.8	15.6	16.6	4.8	0.16	0.14	0.58
27	GIFH28	中津川	400	563.5	564.0	5.7	7.2	7.6	23.4	30.1	12.0	0.24	0.24	0.63
28	NIGH14	塩沢	387	373.6	374.4	8.6	7.3	5.8	14.7	14.0	9.6	0.58	0.52	0.60
29	AICH09	豊橋	360	621.5	622.0	3.2	3.5	2.6	12.2	12.4	5.7	0.26	0.28	0.46
30	OSMH02	上磯	360	456.2	456.8	9.5	8.1	7.9	17.5	18.1	10.1	0.54	0.45	0.78
31	MYGH05	小野田	337	189.4	190.9	133.9	175.8	94.1	487.7	407.0	270.8	0.27	0.43	0.35
32	KSRH05	鶴居西	330	583.8	584.3	7.4	5.1	6.0	13.2	12.9	9.7	0.56	0.40	0.62
33	AOMH05	野辺地	312	341.0	341.9	18.5	20.7	16.4	120.5	99.8	38.0	0.15	0.21	0.43
34	AOMH04	青森	307	358.5	359.3	14.2	12.2	12.0	36.3	37.1	15.6	0.39	0.33	0.77
35	CHBH20	鴨川南	306	415.9	416.5	13.1	19.0	11.9	20.4	24.6	13.7	0.64	0.77	0.87
36	SZOH37	芝川	304	501.0	501.5	8.9	8.3	10.6	25.2	21.9	11.2	0.35	0.38	0.95
37	FKSH16	福島	300	221.6	222.9	71.1	87.8	52.8	204.4	325.6	97.0	0.35	0.27	0.54
38	IBRH16	山方	300	271.9	273.0	120.3	131.0	64.2	504.0	585.1	422.0	0.24	0.22	0.15
39	IWTH11	一戸	300	262.8	263.9	33.3	33.5	45.5	142.6	151.3	76.4	0.23	0.22	0.60
40	NIGH08	津川	300	302.6	303.5	24.1	28.9	16.5	79.3	79.7	37.6	0.30	0.36	0.44
41	SZOH35	伊東中	300	486.7	487.3	6.8	6.6	6.5	33.9	48.5	20.1	0.20	0.14	0.32
42	TCGH15	宇都宮	300	316.1	316.9	74.0	69.2	31.3	342.5	322.8	259.9	0.22	0.21	0.12
43	FKSH04	会津高田	268	278.1	279.1	33.1	26.1	28.4	170.7	177.2	68.2	0.19	0.15	0.42
44	YMNH16	甲府2	256	463.8	464.4	18.9	12.5	15.2	24.3	22.2	14.5	0.78	0.56	1.05
45	KSRH10	浜中	255	598.1	598.6	3.0	3.6	3.5	25.3	23.9	10.5	0.12	0.15	0.33
46	IKRH03	千歳	252	541.3	541.8	12.1	9.6	7.5	26.4	20.7	8.3	0.46	0.46	0.90
47	NGNH08	三郷	250	489.2	489.8	4.1	4.8	0.7	8.6	12.7	4.6	0.48	0.37	0.16
48	YMNH14	都留南	250	450.9	451.6	19.9	18.9	12.7	30.7	37.0	18.9	0.65	0.51	0.67



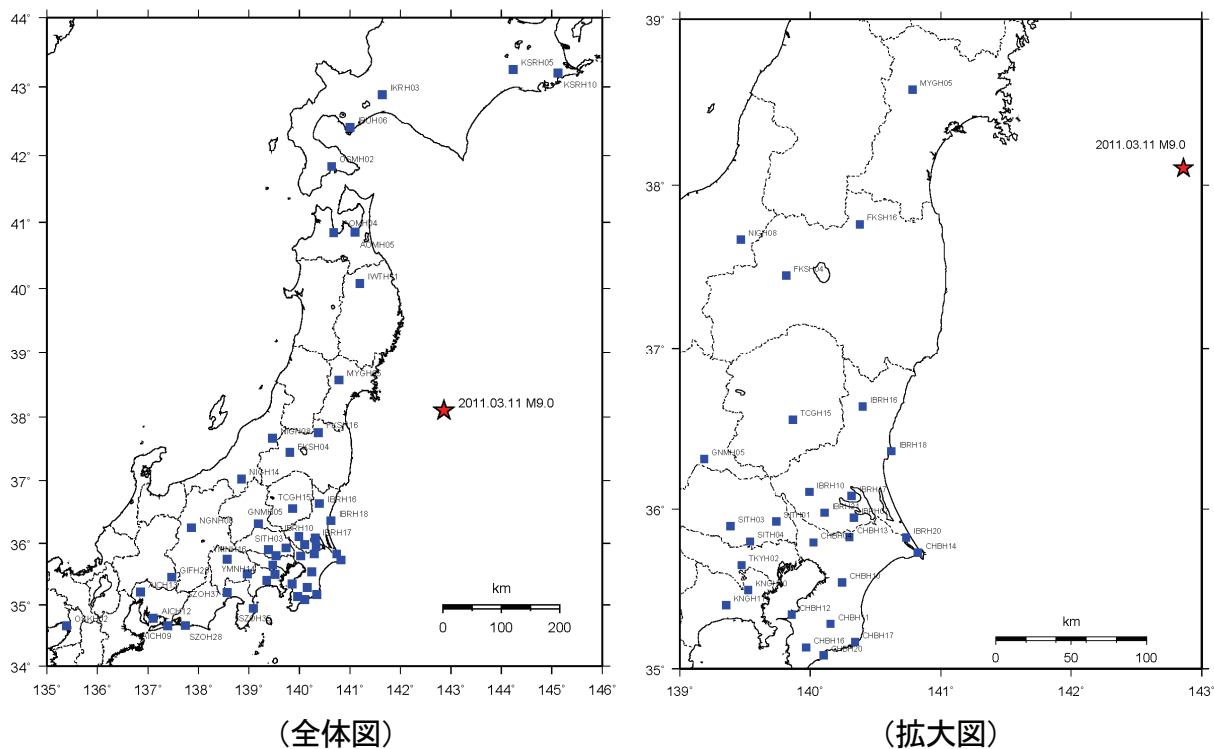


図 2-3 地中地震計設置位置が 250m 以深の KiK-net 観測地点  
(最大加速度 10Gal 以上の記録がある観測地点) (東北地方太平洋沖地震)

## (2) 地中と地表の最大加速度

### (i) 最大加速度比率と地震計設置位置の関係

収集した KiK-net の全観測記録を対象として、地表と地中の最大加速度比率と地震計設置深度、地盤条件との関係について検討した。

全記録を対象とした場合、図 2-4 に示す通り、地中の最大加速度は地表に対して平均的には水平方向で 0.21、上下方向で 0.29 であり、上下方向は水平方向と比較して最大加速度比率が 1.5 倍程度である。 $M \geq 7$  の地震を対象とした場合、図 2-5 に示す通り、水平方向では最大加速度比率が 1 を上回る記録は無く、上下方向も 2 個のみであった。また、最大加速度比率の平均は、水平方向では全地震を対象とした場合と同じで 0.21、上下方向はやや増加して 0.36 となった。

$M \geq 7$  の地震について、表 2-1 に示した地震タイプ別に最大加速度比率と地震計設置深度の関係を検討した結果を内陸地殻内地震について図 2-6 に、プレート間地震について図 2-7 に、海洋プレート内地震について図 2-8 にそれぞれ示す。図より、最大加速度比率の平均値は内陸地殻内地震では水平・上下とも全地震の平均よりやや大きめとなったが、プレート間、海洋プレート内地震は全地震の平均とほぼ同等であった。

東北地方太平洋沖地震( $M 9.0$ )を対象とした場合について、最大加速度比率と地震計設置深度の関係を、図 2-9 に示す。地中の最大加速度は地表に対して平均的には水平方向で 0.32、

上下方向で0.47であり、最大でも1を下回った。上下方向は水平方向と比較して最大加速度比率が1.5倍程度となった。

図2-10には、微小地震も含めた内陸地殻内地震の最大加速度比率を示す。図2-6の $M \geq 7$ の場合と比較すると水平方向はほぼ同等で上下方向ではやや小さくなり、全体の平均に近づいた。

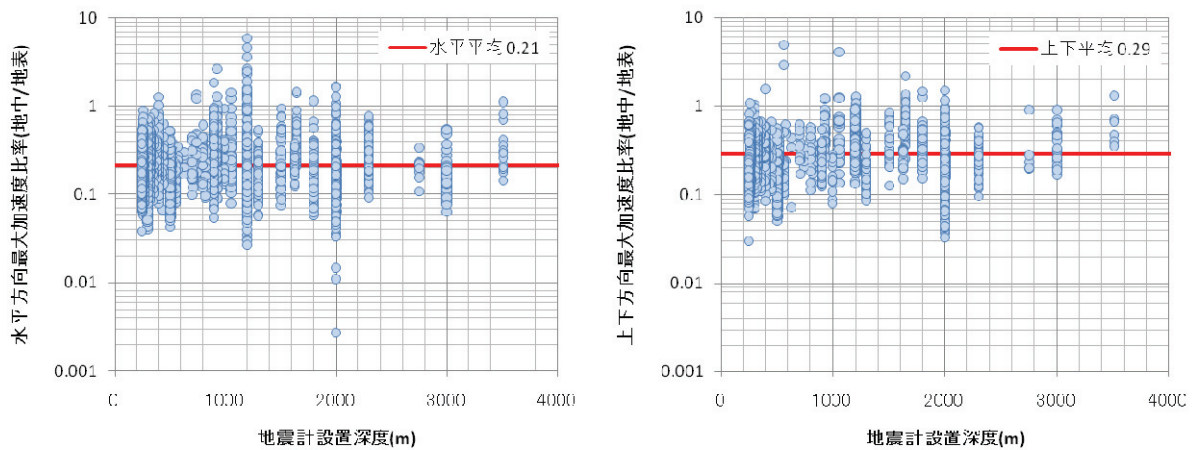


図2-4 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（全記録）

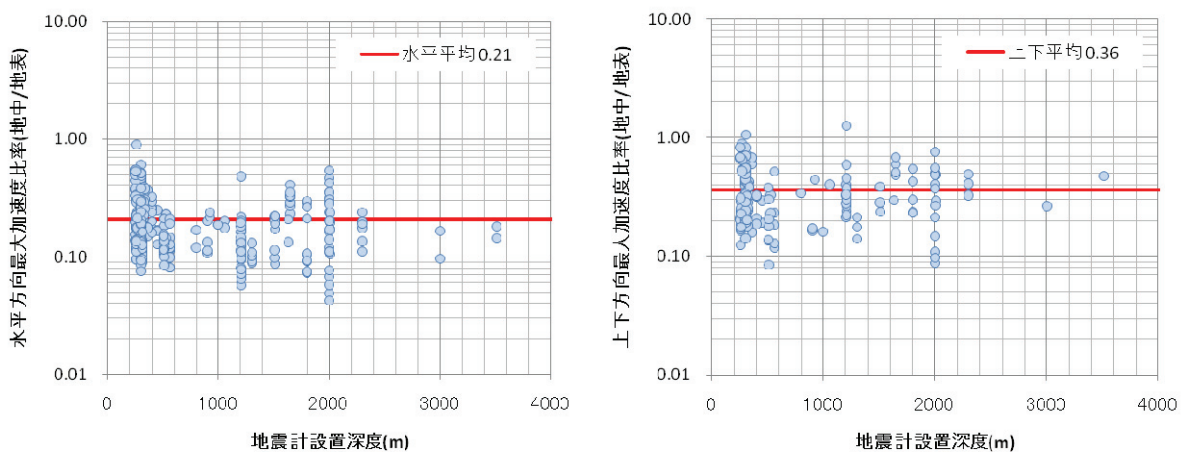


図2-5 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（ $M \geq 7$ ）

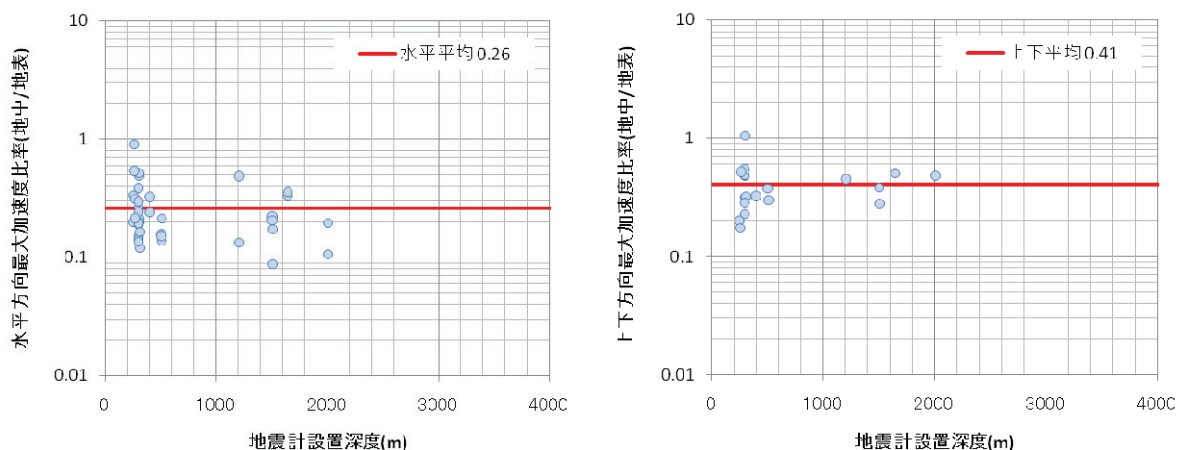


図 2-6 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（ $M \geq 7$ , 内陸地殻内地震）

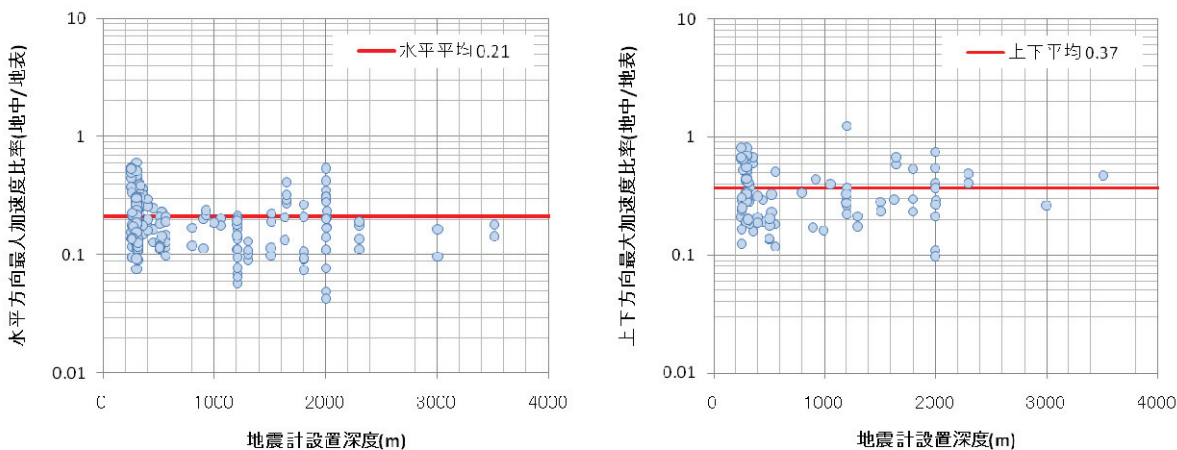


図 2-7 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（ $M \geq 7$ , プレート間地震）

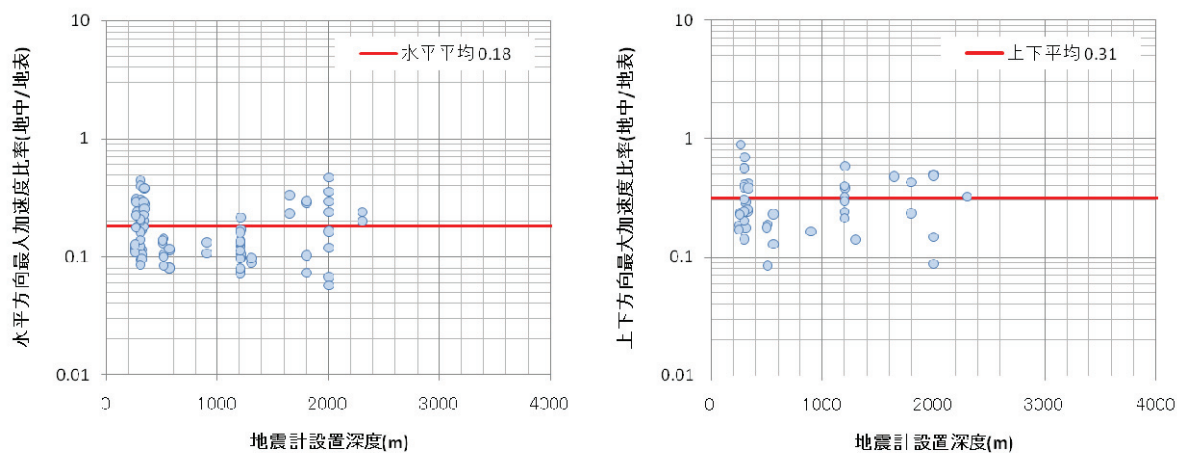


図 2-8 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（ $M \geq 7$ , 海洋プレート内地震）

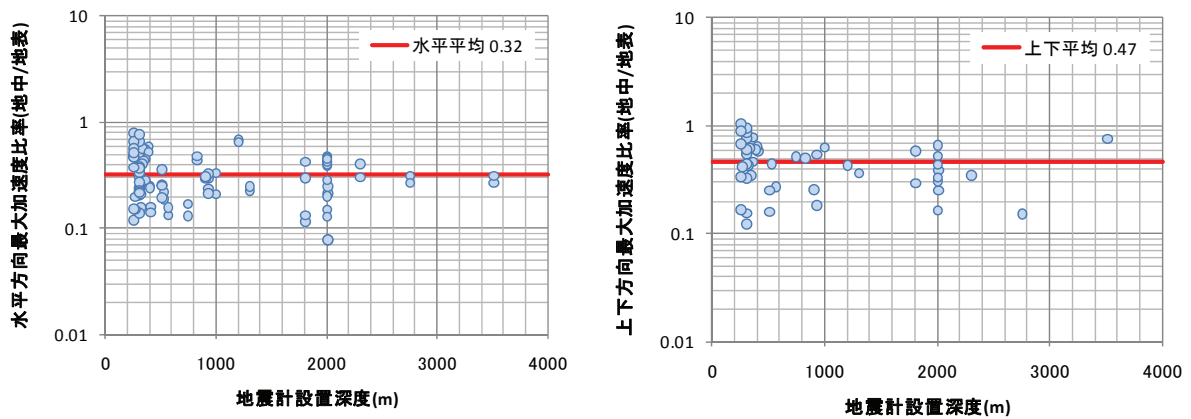


図 2-9 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（東北地方太平洋沖地震）

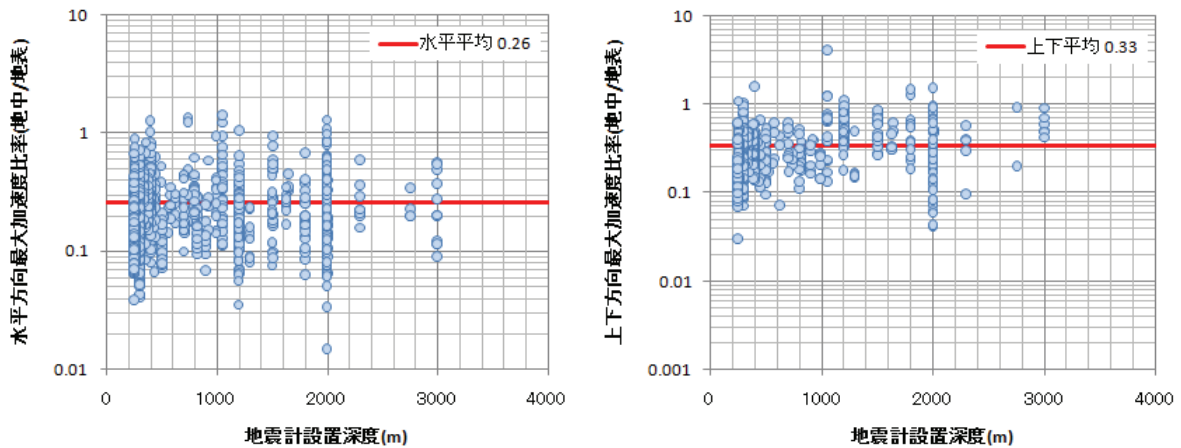


図 2-10 最大加速度比率（地中/地表）と地中深度の関係（全内陸地殻内地震）

(ii) 最大加速度比率と地盤構造の関係

最大加速度比率と地盤構造の関係について検討した。全記録を対象とし、最大加速度比率と以下の3つのパラメータとの関係を、図 2-11～図 2-13 に示す。

- ・地中地震計設置位置の S 波速度 ( $V_s$ ) , P 波速度 ( $V_p$ )
- ・等価  $V_s$ , 等価  $V_p$
- ・地中と地表の地盤のインピーダンス比

等価  $V_s$  ( $V_{seq}$ ), 等価  $V_p$  ( $V_{peq}$ ) は地中地震計設置位置～地表までの各層の  $V_s$  及び  $V_p$  を下式のように層厚で加重平均することにより求めた。

$$V_{S_{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^{NL} V_{S_i} L_i}{\sum_{i=1}^{NL} L_i} \quad (2-1)$$

$$V_{P_{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^{NL} V_{P_i} L_i}{\sum_{i=1}^{NL} L_i} \quad (2-2)$$

地中と地表の地盤のインピーダンス比は下式より求めた。

$$G_s = \sqrt{\frac{\rho_u V_{S_u}}{\rho_s V_{S_s}}} \quad (2-3)$$

$$G_p = \sqrt{\frac{\rho_u V_{P_u}}{\rho_s V_{P_s}}} \quad (2-4)$$

各記号の意味を以下に記す。

$V_{Seq}, V_{Peq}$  : 等価  $V_s$ , 等価  $V_p$

$NL$  : 地中地震計設置位置～地表までの層数

$V_{S_i}, V_{P_i}$  : 地中地震計設置位置～地表までの各層の  $V_s, V_p$

$L_i$  : 地中地震計設置位置～地表までの各層の層厚

$G_s, G_p$  :  $S$  波,  $P$  波のインピーダンス比

$\rho_s, \rho_u$  : 地表と地中の地盤密度

$V_{S_s}, V_{S_u}$  : 地表と地中の  $S$  波速度

$V_{P_s}, V_{P_u}$  : 地表と地中の  $P$  波速度

さらに、最大加速度比率と水平方向及び上下方向の地盤の固有周期との関係を、図 2-14 に示す。地盤の固有周期は地中観測点の深さの 4 倍を  $V_s$  または  $V_p$  で除することにより求めた。これらの図から、最大加速度比率と速度構造や固有周期の間には顕著な相関性は見られなかったが、インピーダンス比が大きいほど地中/地表の上下方向の最大加速度比率が小さくなる傾向が見られた。

$M \geq 7$  の地震について、地震発生様式毎にインピーダンス比と地中/地表の最大加速度比率を整理した結果を、図 2-15～図 2-17 に示す。これらの図より、地震発生様式によらず、インピーダンス比が大きいほど地中/地表の最大加速度比率が小さくなる傾向がわずかながら認められる。東北地方太平洋沖地震( $M 9.0$ )を対象とした場合の、最大加速度比率と地中と地表の地盤のインピーダンス比の関係を、図 2-18 に示す。インピーダンス比が大きいほど地中/地表の最大加速度比率が小さくなる傾向は認められない。

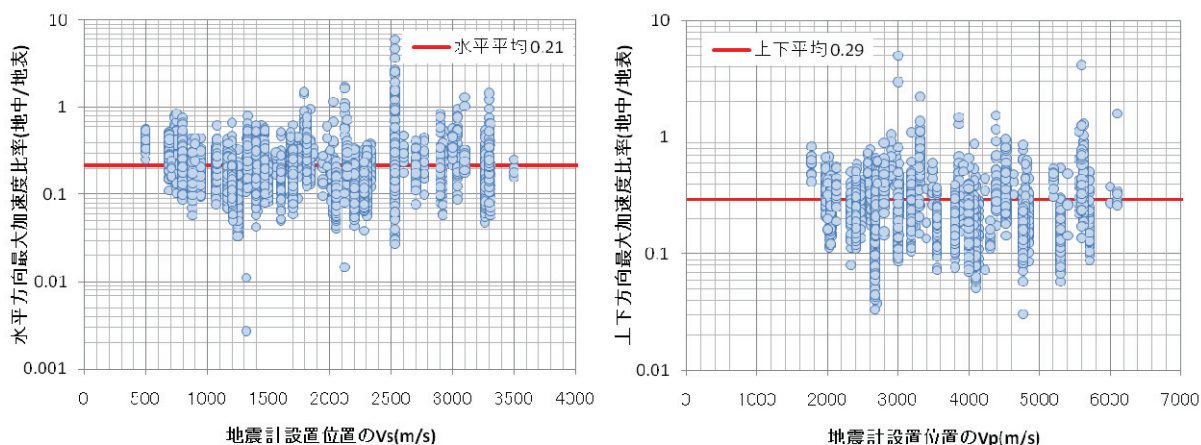


図 2-11 最大加速度比率（地中/地表）と地震計設置位置の Vs, Vp の関係

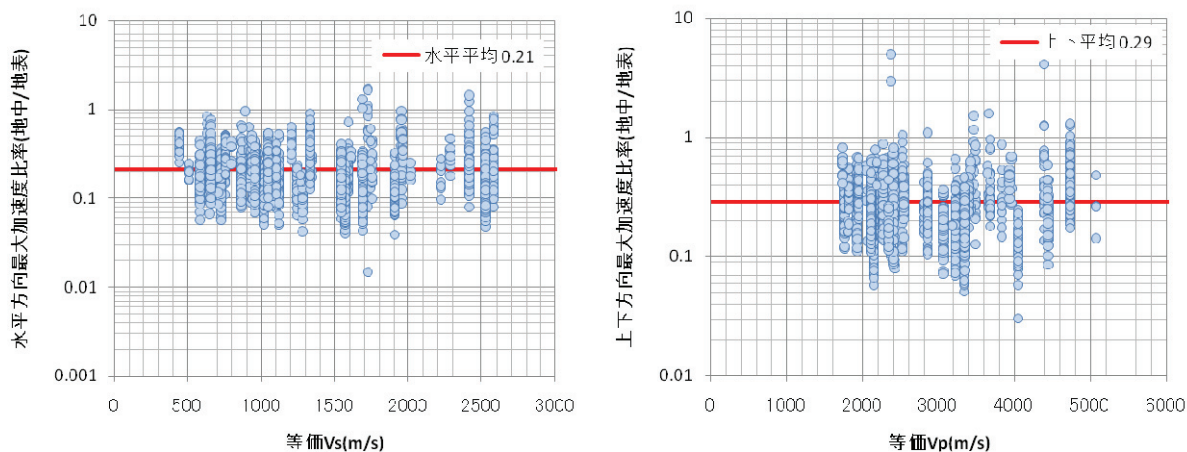


図 2-12 最大加速度比率（地中/地表）と等価 Vs, Vp の関係

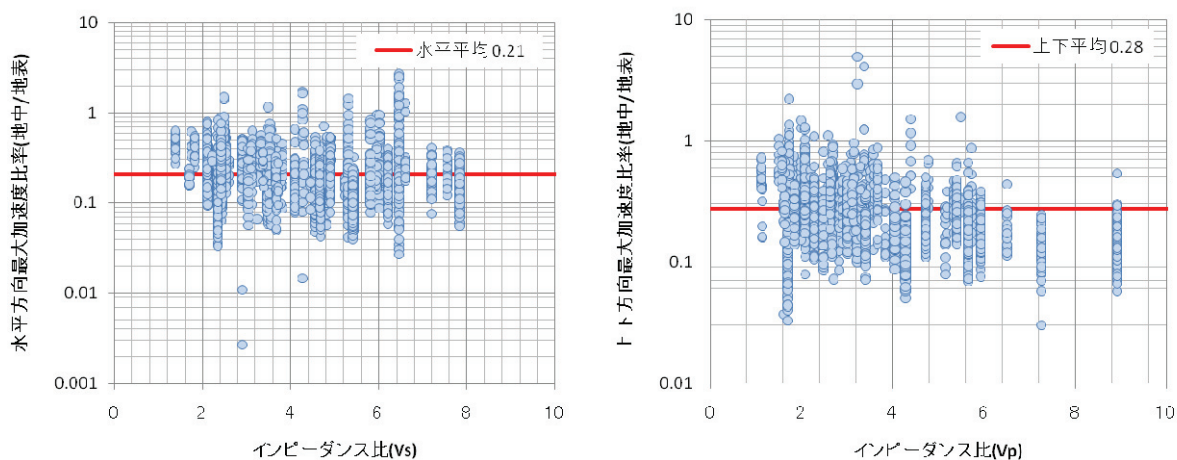


図 2-13 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係

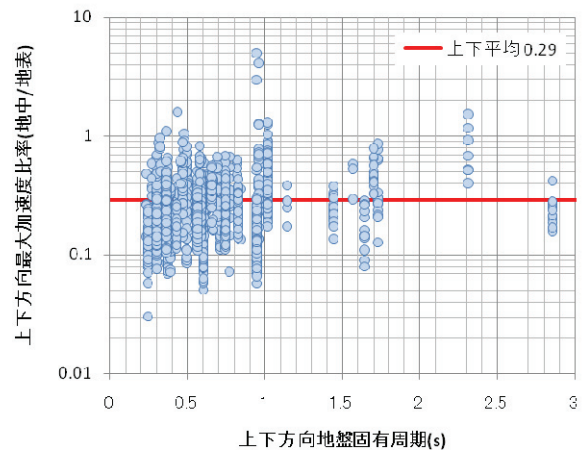
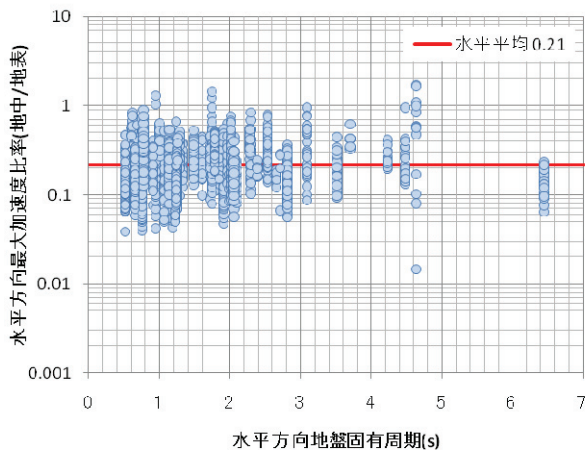


図 2-14 最大加速度比率（地中/地表）と地盤の固有周期の関係

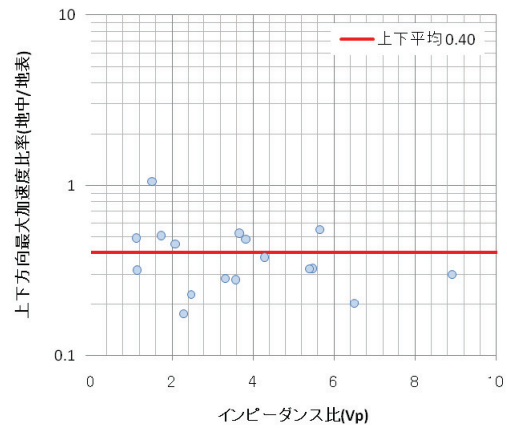
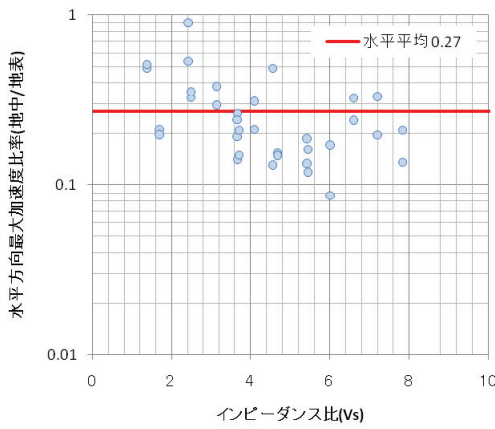


図 2-15 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係  
( $M \geq 7$ , 内陸地殻内地震)

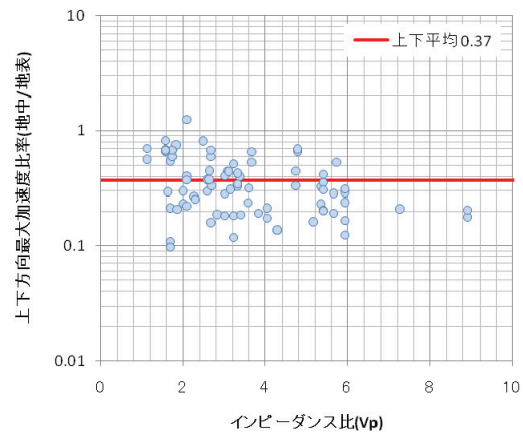
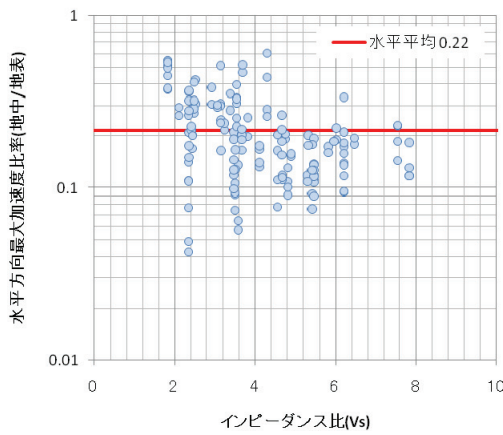


図 2-16 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係  
( $M \geq 7$ , プレート間地震)

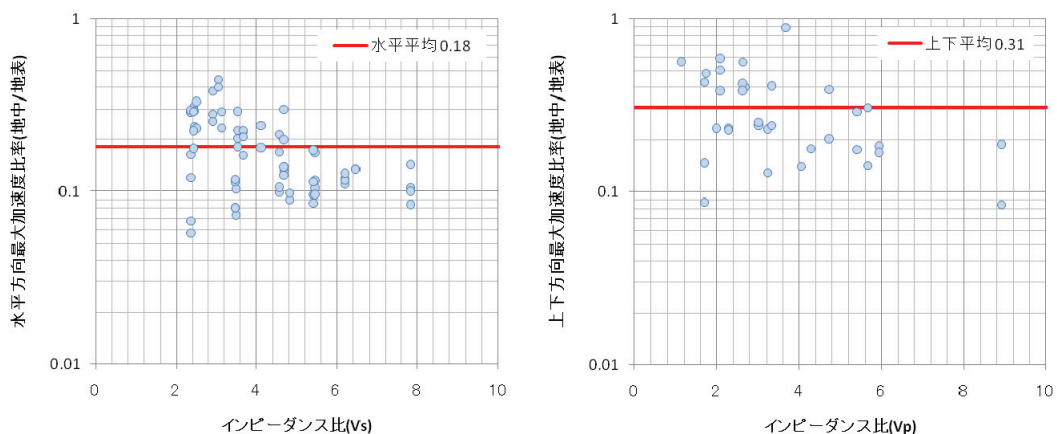


図 2-17 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係  
 ( $M \geq 7$ , 海洋プレート内地震)

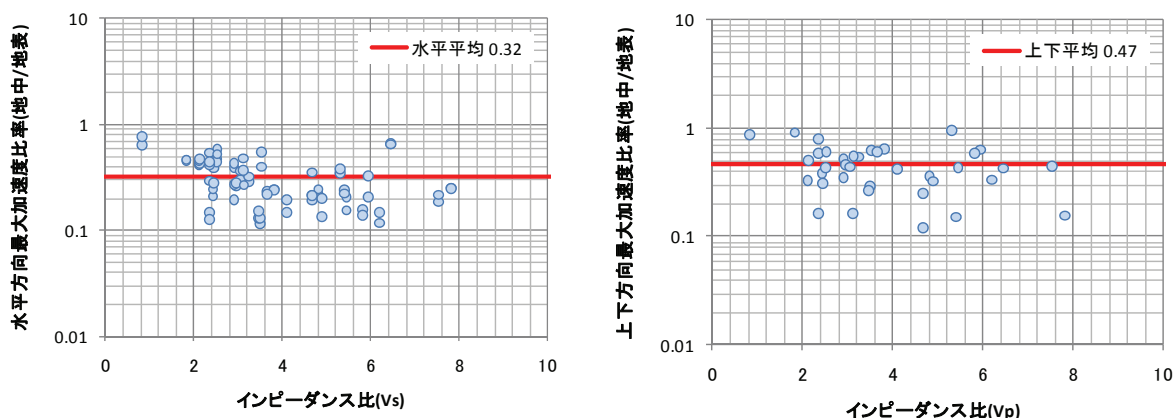


図 2-18 最大加速度比率（地中/地表）とインピーダンス比の関係  
 (東北地方太平洋沖地震)

(iii) 地中と地表の最大加速度の関係

地中と地表の最大加速度の関係について、東北地方太平洋沖地震の記録と東北地方太平洋沖地震以前の記録を比較して、図 2-19 に示す。なお、いずれも地中地震計設置位置が 250m 以深の観測地点の記録である。

東北地方太平洋沖地震( $M 9.0$ )を対象とした場合、地中と地表の最大加速度の関係を、地中地震計設置位置が 250m 以深の地点と 250m 以浅も含めた全地点を比較して、図 2-20 に示す。地中地震計設置位置が 250m 以浅の地点では、1,000Gal 以上の大加速度が記録されているが、地中と地表の最大加速度の比の傾向は 250m 以深の地点とほぼ同様である。



最大加速度が 100Gal を超える範囲では、地中の最大加速度は地表の最大加速度より小さく、東北地方太平洋沖地震とそれ以外の地震では傾向に違いは認められない。また、地中地震計設置位置が 250m 以浅の地点を含む全データではばらつきが大きいですが、平均的な傾向は 250m 以深の地点と違いは認められない。平均的な傾向では、地中の最大加速度は、地表の最大加速度の 1/3~1/5 程度である。

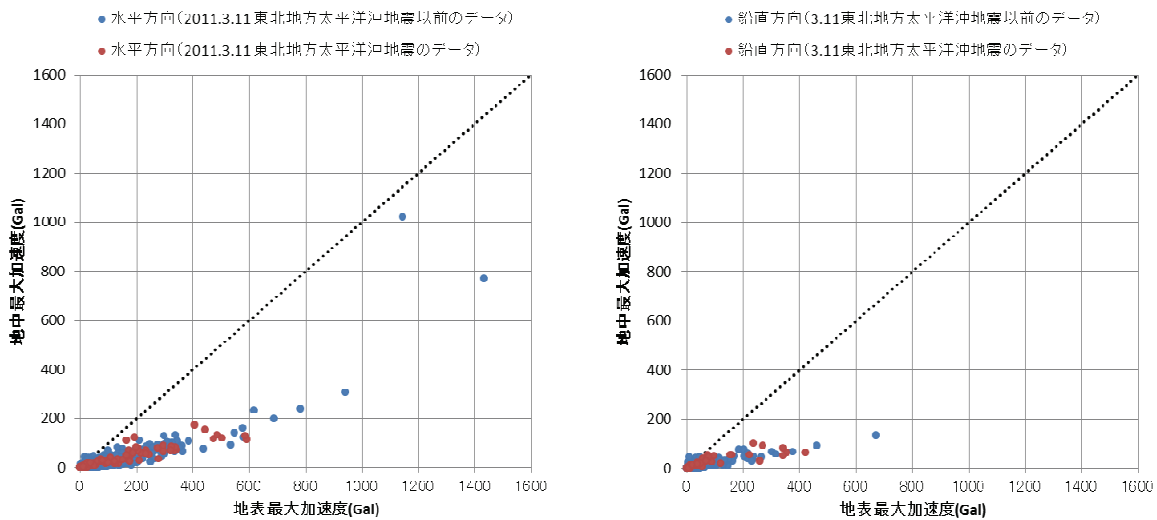


図 2-19 地中と地表の最大加速度の関係  
(東北地方太平洋沖地震前後のデータの比較)

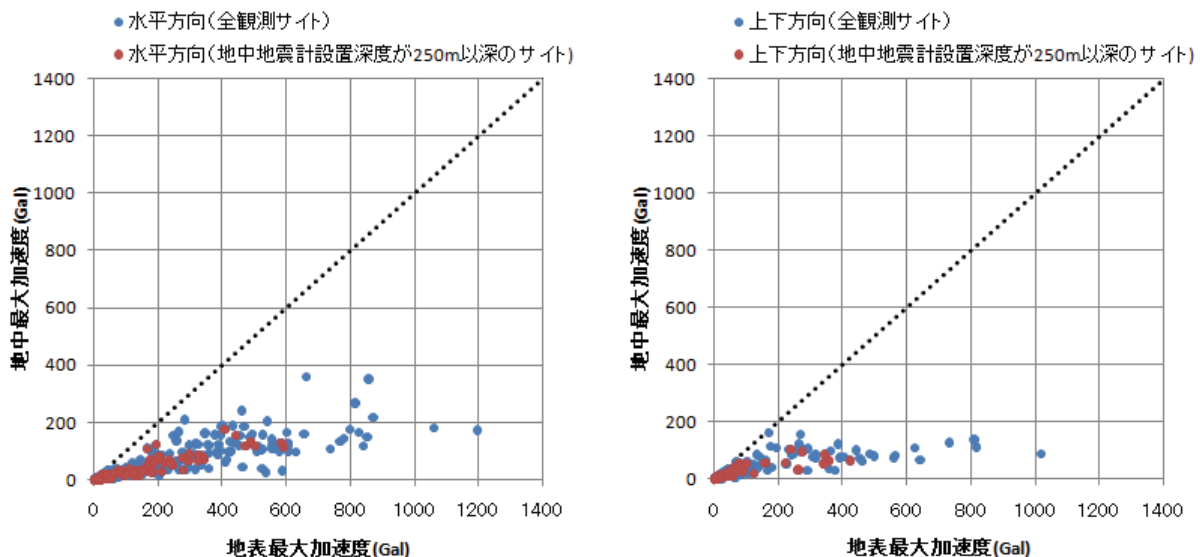


図 2-20 地中と地表の最大加速度の関係  
(地中地震計の設置深度 250m 以深と 250m 以浅のデータの比較)

(iv) 最大加速度比率（地中/地表）が大きい記録

地中の最大加速度は地表よりも小さくなるのが一般的であるが、収集した記録の中には最大加速度比率（地中/地表）が1を上回るものが見られた。ここでは、特に最大加速度比率が大きかった記録として、最大加速度比率が2を上回る記録を、表 2-3 に示した。記録の数は全記録 2,873 個に対して 9 個であり、極めて少ない。また、水平方向は 2 地点、上下方向は 3 地点で複数回生じており、特定の観測地点に見られる現象とも考えられる。なお、これらのデータは最大加速度比率が2を上回るものの、最大加速度の値は 100Gal 以下であるため、図 2-19 においては、ゼロ点付近にプロットされている。比率の大きさほどのインパクトはない。

特に IBRH07(江戸崎) において、水平方向の最大加速度比率が大きい記録が多く得られている。参考として、IBRH07 の土質柱状図 (KiK-net より) を図 2-21 に、水平方向でマグニチュードが最も大きい IBRH07(2005.2.16) の地震の EW 方向の加速度波形と擬似速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) を、図 2-22 に示した。地中の観測記録は短周期成分の卓越したパルス的な性状を示しており、地表でこの短周期成分が大幅に減衰したものと考えられる。

東北地方太平洋沖地震 ( $M 9.0$ ) の記録について、擬似速度応答スペクトルによる特性の検討を行った。水平方向で地中 (UG) と地表 (SURF) の最大加速度比率が 1.0 を超えた記録はないが、0.6 を超えた、IBRH07(江戸崎; NS,EW), CHBH20(鴨川南; NS,EW), YMNH14(都留南; NS) の記録について、観測地点の土質柱状図を図 2-21、図 2-23 及び図 2-24 に、地中と地表の加速度波形と擬似速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) を、図 2-25 に示す。

IBRH07 については、地表の  $V_s$  が小さく、地表の応答スペクトルにおいて周期が 0.3 秒以上で著しく増幅しており、表層では短周期成分が増幅していないことから表層部分が強く非線形化していると考えられ、結果的に地表の最大加速度は小さく、地中の最大加速度比率が大きくなったものと考えられる。この観測地点は、東北地方太平洋沖地震以前の記録においても、地中 (UG) / 地表 (SURF) の比率が大きかった。

CHBH20 については地表の  $V_s$ ,  $V_p$  が地中の地震計設置位置の  $V_s$ ,  $V_p$  より大きいことから、地表でほとんど増幅しなかったものと考えられる。

YMNH14 については表層の  $V_s$  は小さいものの、最大加速度は約 30Gal であり、非線形化したとは考えられない。擬似速度応答スペクトルでは周期 1.0 秒以下で地表が地中を完全に包絡していることから、最大加速度比率（地中/地表）が比較的大きいが目立った特徴は認められない。

表 2-3 最大加速度比率（地中/地表）が2以上の記録

サイト名	地震発生日	M	震源深さ (km)	震源距離 (km)	地中最大加速度(Gal)			地表最大加速度(Gal)			最大加速度比率		
					NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD
IBRH07	2005/2/16	5.4	45	60	39.51	45.93	29.68	47.30	17.26	32.33	0.84	<b>2.66</b>	0.92
IBRH07	2007/6/2	4.6	50	60	6.81	7.79	5.93	4.89	3.10	13.88	1.39	<b>2.52</b>	0.43
IBRH07	2008/8/20	4.6	45	61	11.47	14.49	9.66	4.93	3.11	16.10	<b>2.32</b>	<b>4.67</b>	0.60
IBRH07	2010/1/4	3.6	44	59	6.85	10.54	6.75	1.88	1.78	7.55	<b>3.65</b>	<b>5.92</b>	0.89
IBRH21	2010/1/4	3.6	44	48	18.15	7.15	9.56	6.79	9.23	7.87	<b>2.67</b>	0.77	1.22
TCGH06	2008/4/4	5.0	53	65	35.59	43.85	37.48	25.31	29.60	16.90	1.41	1.48	<b>2.22</b>
AICH04	1997/10/8	3.4	20	23	20.49	24.13	25.78	21.56	16.79	6.24	0.95	1.44	<b>4.13</b>
IBUH06	2004/12/6	6.9	46	361	2.54	3.26	45.83	17.89	14.70	9.24	0.14	0.22	<b>4.96</b>
IBUH06	2005/1/6	5.3	61	152	1.02	0.98	16.78	5.54	6.53	5.66	0.18	0.15	<b>2.96</b>

ボーリング柱状図(暫定版)

観測点名 : 江戸崎(えどさき) 観測点コード : IBRH07  
 緯度 : 35° 56' 56.0" 経度 : 140° 20' 0.2"  
 孔口標高 : +3m 掘削進長 : 1234.00m

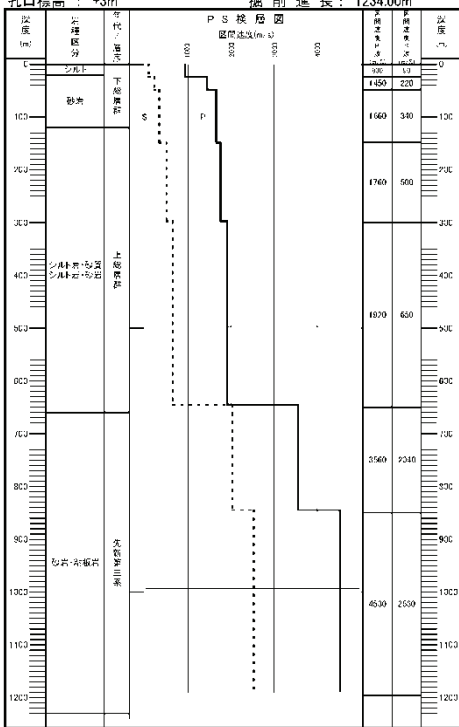


図 2-21 土質柱状図  
(IBRH07, 江戸崎)

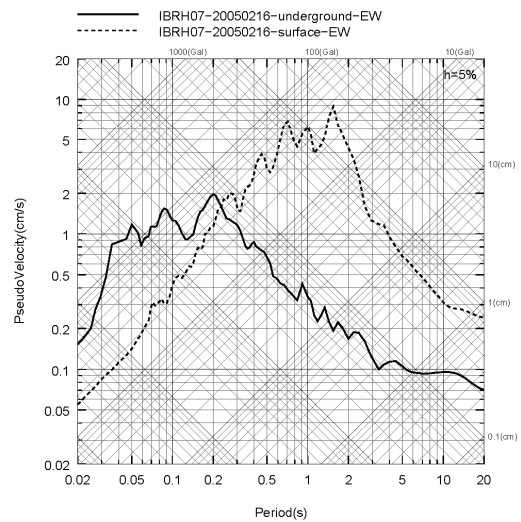
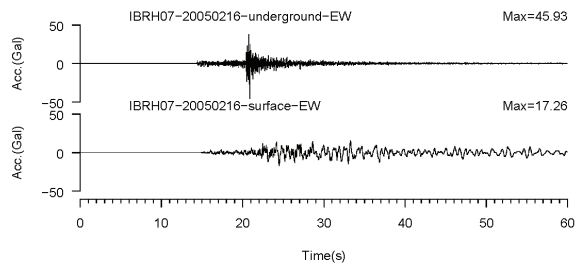
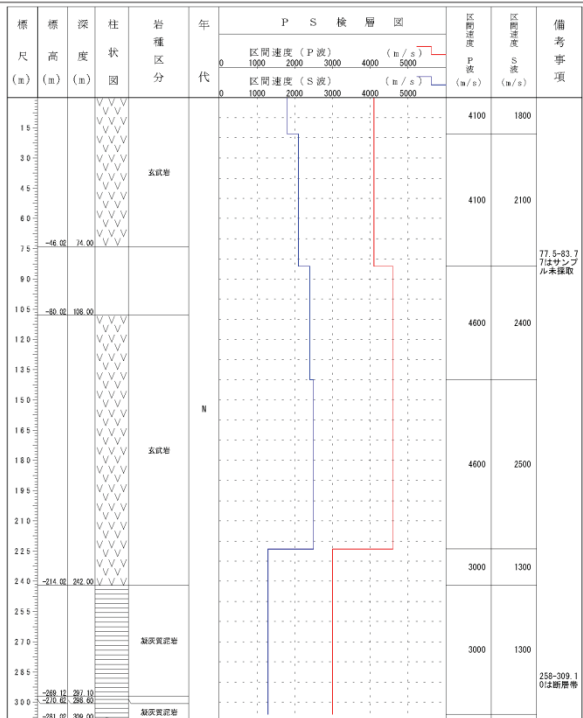


図 2-22 最大加速度比率（地中/地表）の大きい記録の例  
(IBRH07 (江戸崎), 2005年2月16日の地震, M5.4, EW方向)

ボーリング柱状図(暫定版)

観測点名：鴨川南(かもがわみなみ)  
 所在地：千葉県鴨川市大字地122-1 鴨川青年の家地内  
 緯度：35° 5' 17.5"  
 経度：140° 5' 58.9"  
 観測点コード：CHEH20  
 総掘進長：309.00m

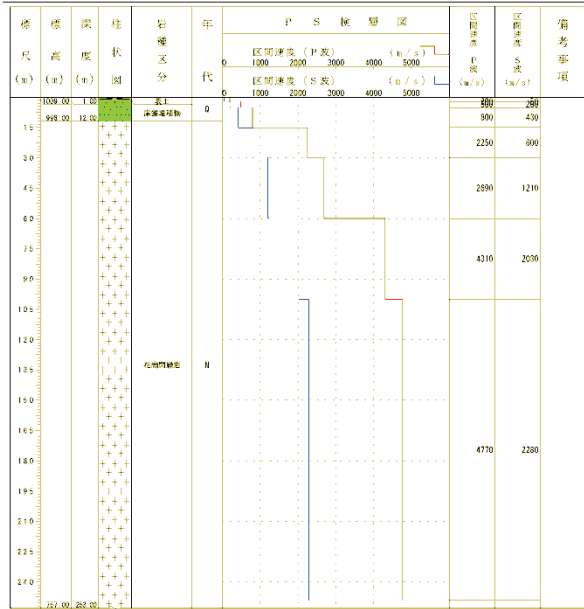


Copyright (c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. All Rights Reserved.

図 2-23 土質柱状図 (CHEH20; 鴨川南)

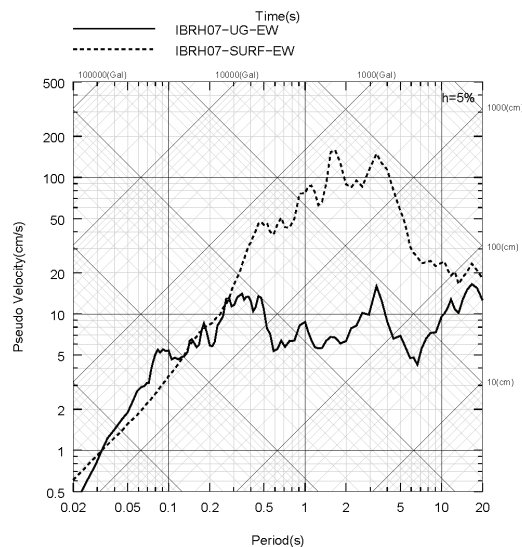
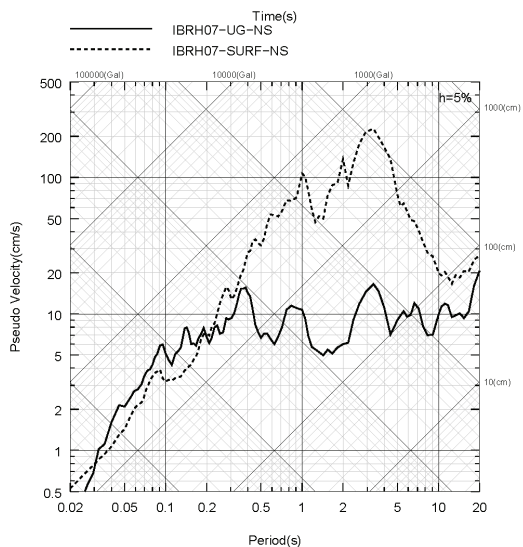
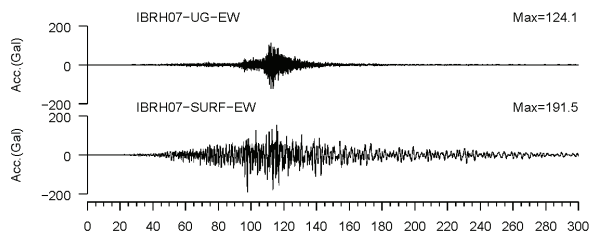
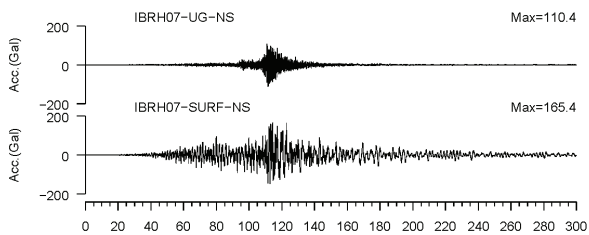
ボーリング柱状図(暫定版)

観測点名：都留南 (つるみなみ)  
 所在地：山梨県都留市大字大野字茨敷3911-1  
 緯度：35° 30' 29.5"  
 経度：138° 58' 14.5"  
 観測点コード：YMNH14  
 総掘進長：253.00m



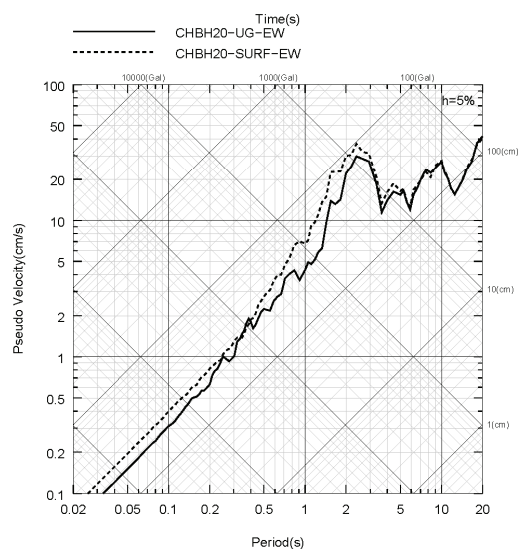
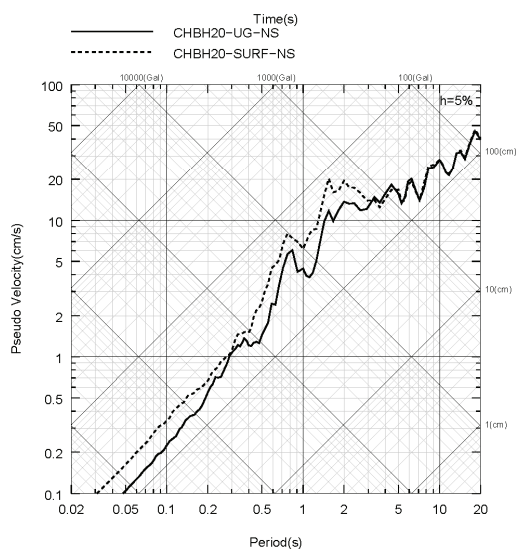
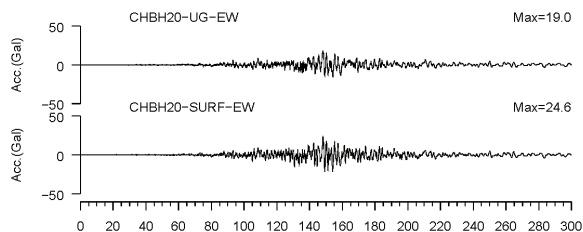
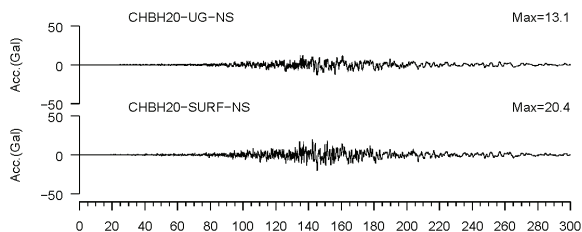
Copyright (c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. All Rights Reserved.

図 2-24 土質柱状図 (YMNH14; 都留南)



(IBRH07; 江戸崎, NS成分)

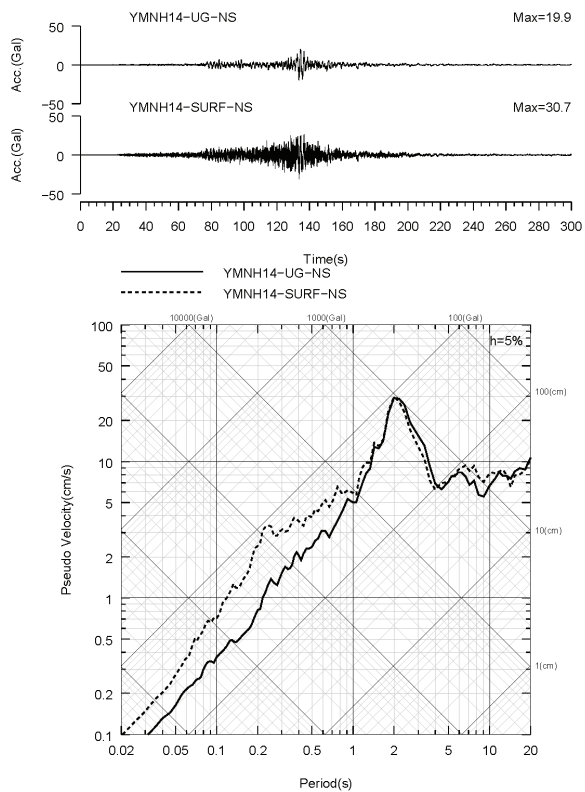
(IBRH07; 江戸崎, EW成分)



(CHBH20; 鴨川南, NS成分)

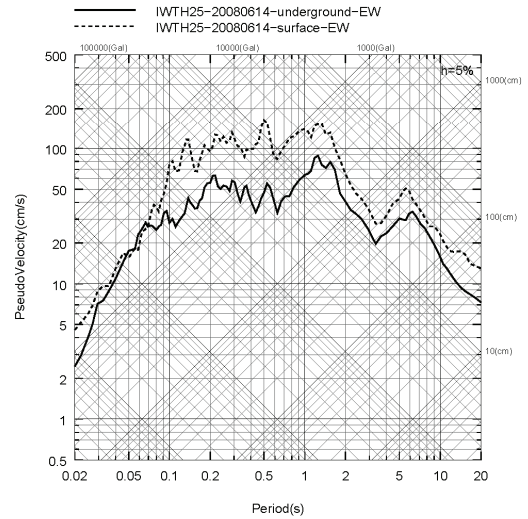
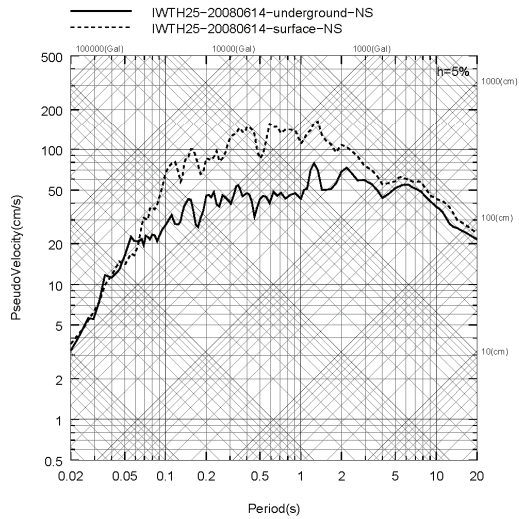
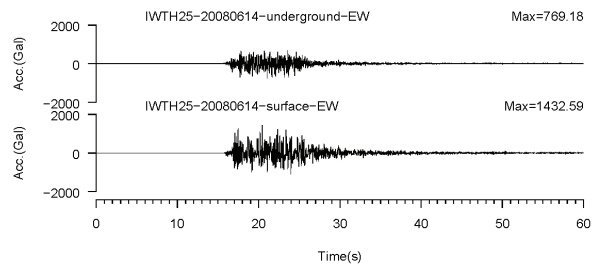
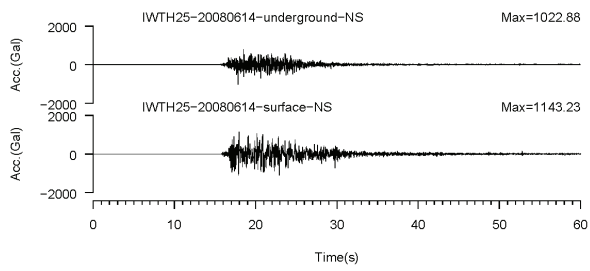
(CHBH20; 鴨川南, EW成分)

図 2-25 加速度波形及び擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (1)



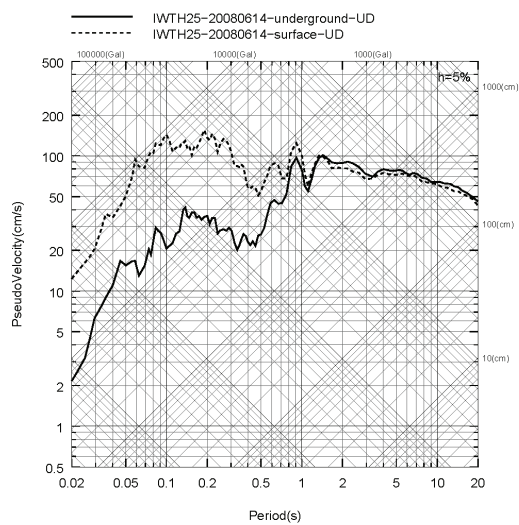
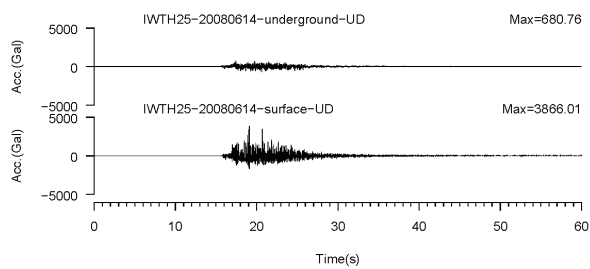
(YMNH14; 都留南, NS成分)

図 2-25 加速度波形及び擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (2)



(a) NS成分

(b) EW成分



(c) UD成分

図 2-26 加速度波形及び擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (NS, EW, UD)

(参考) 震源直上で得られた地震観測記録

表 2-1 に示した  $M \geq 7$  の地震で、震源近傍の地下深部で観測された地震記録として、2008 年 6 月 14 日の岩手・宮城内陸地震( $M7.2$ )における一関西(IWTH25) の記録がある。この観測地点は震央距離 3km、震源距離 8km の位置にあり、収集した記録の中では最も震源に近い記録であり、地中の最大加速度の水平動(NS 成分) が最も大きい (1,023Gal)。

地表において上下動が水平動を上回る約 3,900Gal を記録したが、水平方向については地中の最大加速度が地表の最大加速度を下回っており、地盤増幅特性としては平均的な傾向を示している。

本記録の加速度波形及び擬似速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を、地中と地表を比較して図 2-26 に示すが、ほぼ全周期帯にわたって地表の応答スペクトルが地中と比較して増幅している。上下動では特に、短周期域の地表での増幅が顕著である。これは、「トランポリン効果」(青井ほか, 2010) として知られる現象であり、上下動成分の非対称性が特徴である。

### (3) まとめ

防災科研の KiK-net の地中地震計設置深度が 250m 以深の観測地点で最大加速度 10Gal 以上の地震観測記録(東北地方太平洋沖地震本震( $M9.0$ )の地震観測記録を含む)を収集し、以下の知見が得られた。

- ・地中と地表の最大加速度比率は、東北地方太平洋沖地震を除く全記録を対象とした場合、水平方向で 0.21、上下方向で 0.36 であり、地震計設置深度等の依存性は小さかったが地中と地表の上下方向のインピーダンス比が大きいほど比率が小さくなる傾向が見られた。
- ・ $M7$  以上の地震の最大加速度比率を発生様式毎に検討した結果、内陸地殻内地震の平均値は全体の平均よりやや大きめであったが、プレート間、海洋プレート内地震は全体の平均と同等であった。
- ・東北地方太平洋沖地震を対象とした場合、地中と地表の最大加速度比率は、水平方向で 0.32、上下方向で 0.47 であった。ただし、インピーダンス比が大きいほど地中/地表の最大加速度比率が小さくなる傾向は認められなかった。
- ・最大加速度が 100Gal を超える範囲では、地中の最大加速度は地表の最大加速度より小さく、東北地方太平洋沖地震とそれ以外の地震では傾向に違いは認められなかった。平均的な傾向では、地中の最大加速度は、地表の最大加速度の  $1/3 \sim 1/5$  程度であった。



## 2.1.2 一次元地震応答解析による地下深部の地震動分布の検討

2.1.1 では、KiK-net 観測記録に基づき、地表の最大加速度と地中の最大加速度の違いを検討した。その結果、地中観測記録の最大加速度は、地表の観測記録の最大加速度に対して、平均的には水平動で 1/3～1/5 程度であることが明らかとなった。しかしながら、KiK-net 観測記録は地表と地中の 2 箇所のみで観測されており、その中間での地震動分布は不明である。そこで、地表と地中の観測記録に整合する一次元の地盤モデルを作成した上で、応答解析を実施し、地中の地震動分布を把握することを目的とする検討を実施した。

### (1) 検討方法

以下の手順で検討を行う（図 2-27）。

- ① KiK-net 観測地点から、地中観測点の深さ（200m 以深を対象）、地盤物性（S 波速度が 700m/s 以上の層がある）、地域性（特定の地域のみには偏らないように選定）、地震動のレベル（原則として地表の震度が 5 強以上）、地震タイプ（プレート間地震、海洋プレート内地震、内陸地殻内地震の 3 タイプを対象）を満たす観測記録を選定した。その結果、表 2-4 と図 2-28 に示す 5 地点の 9 つの地震観測記録を対象とした。
- ② 選定した地震動の前処理として、地中記録の方位補正（防災科学技術研究所の WEB サイトでずれが公表されている）、記録の対象部分の切り出しを行い、地中記録に対する地表記録のフーリエ振幅スペクトル比を算定した。このスペクトル比が、物性同定時のターゲットとなる。
- ③ 防災科研が公表している地盤情報に基づくモデルを初期モデルとし、観測記録のフーリエスペクトル比を最も説明できるように地盤物性（各層の S 波速度と減衰）を最適化した。この際、減衰は振動数  $f$  に依存する式(2-5)の形で表すと、 $h_0$  と  $\alpha$  が同定対象となるが、同定するパラメータの数に対して拘束する条件が少ないことから、佐藤・川瀬(2009)の「多くの研究では  $\alpha$  は 0.5～1.0 の間に推定されている」との記載を参考に、本検討では  $\alpha$  を 0.7 に固定して  $h_0$  のみを同定した。

$$h(f) = h_0 \times f^{-\alpha} \quad (2-5)$$

- ④ 同定された物性に基づいて一次元の地盤モデルを作成し、検討の対象とした地震時の応答解析を実施した。
- ⑤ 上記の応答解析結果に基づき、地中の地震動指標（最大加速度、最大ひずみ）の分布を評価した。
- ⑥ 複数の地点における応答解析結果に基づき、地中地震動の深さ方向の分布に関して、その特徴を把握した。

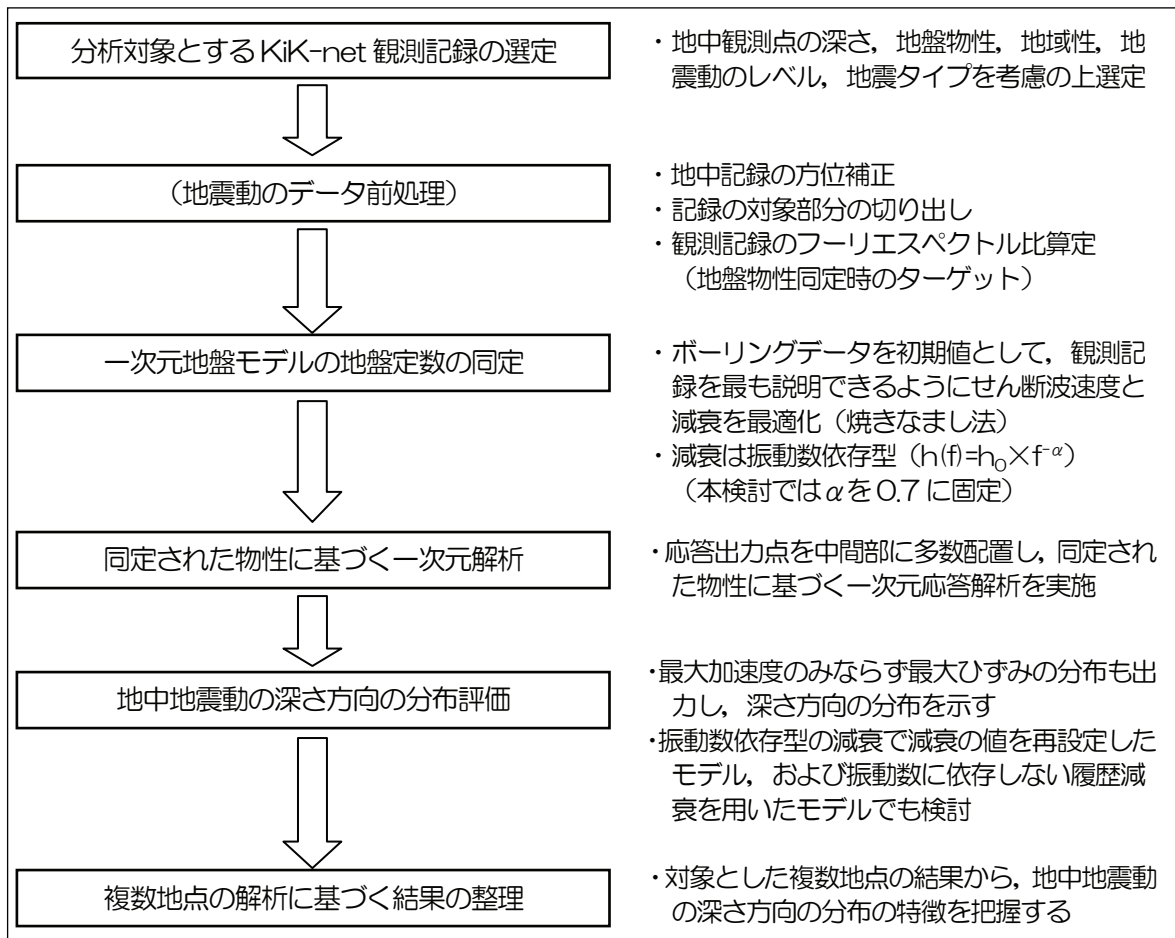


図 2-27 検討のフロー

表 2-4 検討の対象とする地震と観測地点

地震のタイプ	地震 (マグニチュード, 最大震度)	観測地点 (コード, 地中地震計設置深度)	地点の 震度
プレート間地震	2011 年東北地方太平洋沖地震 (Mw=9.0, 最大震度 7)	山方 (IBRH16, 300m)	6 弱
		ひたちなか (IBRH18, 504m)	6 弱
		小野田 (MYGH05, 337m)	5 強
海洋プレート内 地震	2001 年芸予地震 (M=6.7, 最大震度 6 弱)	三原 (HRSH01, 205m)	5 強
	2011 年 4 月 7 日宮城県沖 (M=7.2, 最大震度 6 強)	山方 (IBRH16, 300m) 小野田 (MYGH05, 337m)	4 5 強
内陸地殻内地震	2005 年福岡県西方沖地震 (M=7.0, 最大震度 6 弱)	玄海 (FKOH09, 200m)	5 弱
	2011 年 4 月 11 日福島県浜通 (M=7.0, 最大震度 6 弱)	山方 (IBRH16, 300m) ひたちなか (IBRH18, 504m)	5 弱 5 弱

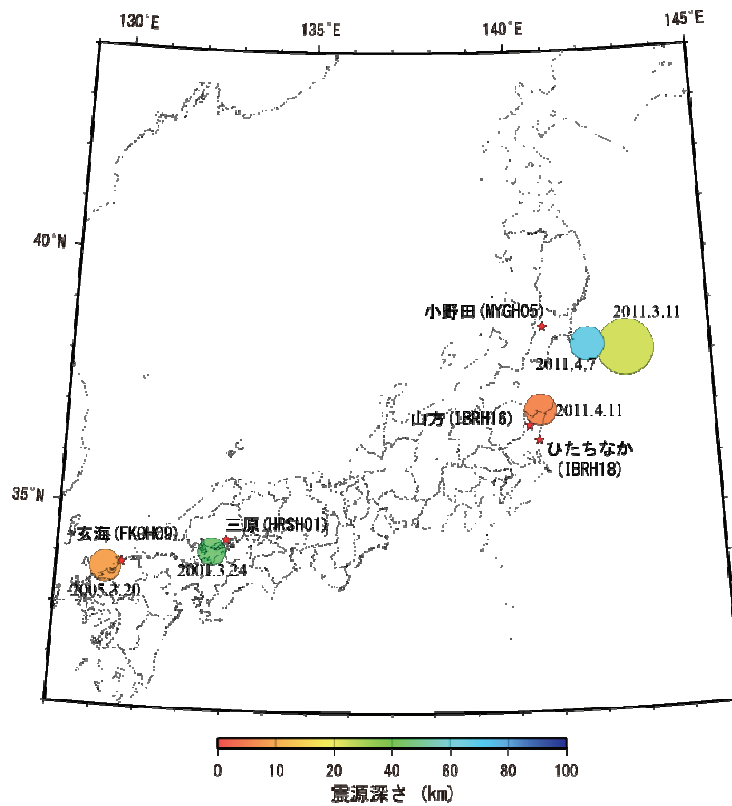


図 2-28 対象地震の震央と観測地点の位置

## (2) 地盤物性の同定

観測記録のフーリエスペクトル比（地表／地中）に解析結果の理論スペクトル比がフィッティングするように地盤パラメータを同定した。同定する地盤パラメータは、S波速度  $V_s$  と、次式で表される振動数依存型減衰  $h$  のパラメータの一つである  $\beta$  である。

$$h = h_0 \times f^{-\alpha}, h_0 = 10^{\beta/V_s} \quad (2-6)$$

上式で、 $f$ は振動数[Hz]、 $V_s$ はS波速度[m/s]、 $\alpha, \beta$ はパラメータである。

層の分割とS波速度については、P S 検層結果に基づいた。密度はP波速度から、Gardner et al.(1974)の関係式を用いて設定した。 $\alpha$ は既往の研究（例えば佐藤・川瀬(2009)）を参考に0.7とし、これを固定値とした。地盤同定解析の際の対象振動数範囲は、0.5～10Hzとした。地盤同定解析の入力地震動は、地中で得られた観測記録を用いた。このとき、観測記録を水平動の transverse 成分（震源と観測地点を結ぶ方向に直行する成分）に変換して用いた。以下に、観測地点ごとの地盤同定解析結果を示す。

### (i) 山方 (IBRH16)

地盤同定解析に用いた地盤パラメータの初期値と同定解析結果を、表 2-5 に示す。同表で色を付けたパラメータが同定する対象であり、青色のパラメータは同じ値になるような制約条件を与えている。東北地方太平洋沖地震の観測記録を対象とした場合の地盤同定解析結果を同表に示す。また、解析による理論スペクトル比と観測記録のスペクトル比、および解析による加速度波形と観測加速度波形を、図 2-29 に示す。同様に、宮城県沖の地震の観測記録を対象とした場合の結果を、表 2-6、図 2-30 に、および福島県浜通りの地震を対象とした場合の結果を、表 2-7、図 2-31 に示す。対象地震により観測スペクトル比のピーク振動数や振幅値がやや異なるため、同定されたパラメータの値も異なった結果となっている。スペクトル比からは、理論スペクトルと観測スペクトルの乖離が大きい振動数帯が共通してみられるが、地表観測波形と解析波形の比較からは、観測記録を概ねよく再現しているものと考えられる。

### (ii) ひたちなか (IBRH18)

地盤パラメータの初期値と同定解析結果を、表 2-8 に示す。同表で色を付けたパラメータが同定する対象であり、緑色と青色のパラメータは同じ値になるような制約条件を与えている。東北地方太平洋沖地震の観測記録を対象とした場合の地盤同定解析結果を同表に示す。また、解析による理論スペクトル比と観測記録のスペクトル比、および解析による加速度波形と観測加速度波形を、図 2-32 に示す。同様に、福島県浜通りの地震の観測記録を対象とした場合の結果を、表 2-9、図 2-33 に示す。地表加速度波形についての観測値と理論値の比較からは、同定解析結果は観測記録を比較的よく再現しているが、スペクトルの 5Hz 前後のピークの再現性がやや不十分な結果となっている。

(iii) 小野田 (MYGH05)

地盤パラメータの初期値と同定解析結果を、表 2-10 に示す。同表で色を付けたパラメータが同定する対象であり、青色のパラメータは同じ値になるような制約条件を与えている。東北地方太平洋沖地震の観測記録を対象とした場合の地盤同定解析結果を同表に示す。また、解析による理論スペクトル比と観測記録のスペクトル比、および解析による加速度波形と観測加速度波形を、図 2-34 に示す。同様に、宮城県沖の地震の観測記録を対象とした場合の結果を、表 2-11、図 2-35 に示す。地表加速度波形についての観測値と解析結果の比較からは、解析結果は観測記録を比較的よく再現している。ただし、スペクトル比の比較からは 6Hz 以上の短周期成分の再現性がやや不十分な結果となっている。

(iv) 三原 (HRSH01)

地盤パラメータの初期値と同定解析結果を、表 2-12 に示す。同表で色を付けたパラメータが同定する対象であり、青色と緑色のパラメータは同じ値になるような制約条件を与えている。また、解析による理論スペクトル比と観測記録のスペクトル比、および解析による加速度波形と観測加速度波形を、図 2-36 に示す。地表加速度波形についての観測値と解析結果の比較からは、解析結果は観測記録を比較的よく再現している。また、スペクトル比についても、解析結果は観測記録を非常によく再現している。

(v) 玄海 (FKOH09)

地盤パラメータの初期値と同定解析結果を、表 2-13 に示す。同表で色を付けたパラメータが同定する対象であり、青色と緑色のパラメータは同じ値になるような制約条件を与えている。また、解析による理論スペクトル比と観測記録のスペクトル比、および解析による加速度波形と観測加速度波形を、図 2-37 に示す。地表加速度波形、スペクトル比ともに、解析結果は観測記録を比較的良好に再現している。

表 2-5 一次元同定解析結果

(山方 (IBRH16), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		S波速度			Vs	β	h0
		ρ	Vs	Vp	α	β			
1	5	1.82	300	1200	0.7	2	120	1.5099	0.2696
2	7	1.82	650	1200	0.7	2	390	1.7629	0.1485
3	148	2.27	1400	2850	0.7	2	1539	2.1552	0.0929
4	20	2.32	1400	3150	0.7	2	1539	2.1552	0.0929
5	36	2.42	1600	3700	0.7	2	1539	2.1552	0.0929
6	87	2.47	2050	4000	0.7	2	2050	2	0.0488
7		2.47	2050	4000	0.7	2	2050	2	0.0488

※ 単位 : 層厚(m) , 密度 ρ (t/m<sup>3</sup>) , S 波速度 Vs(m/s) , P 波速度 Vp(m/s)

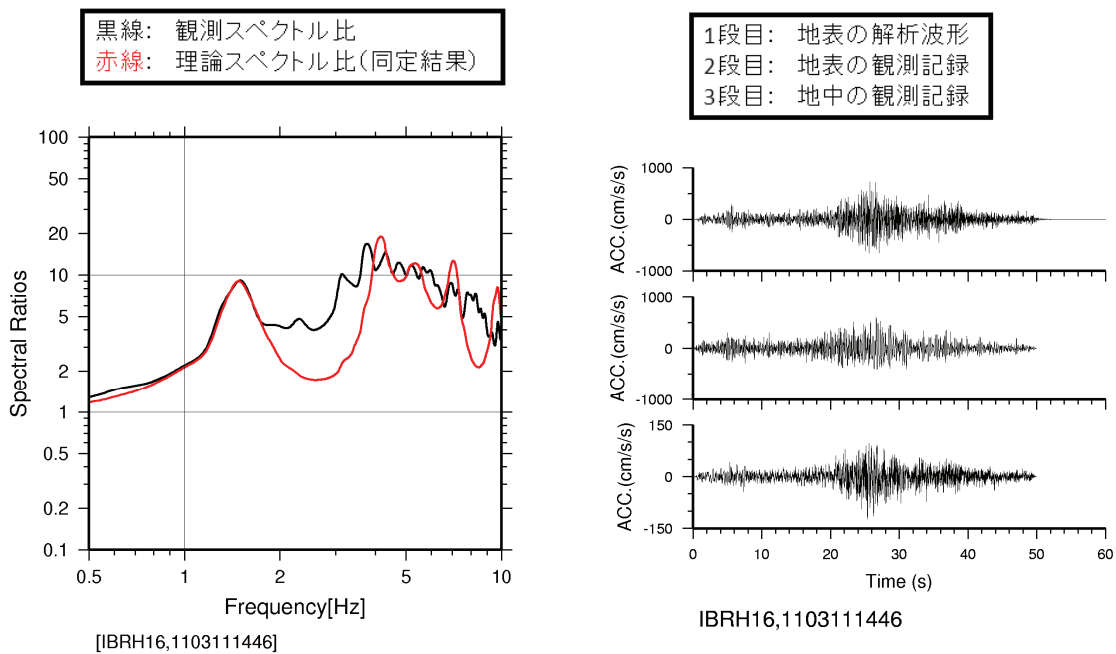


図 2-29 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(山方 (IBRH16), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

表 2-6 一次元同定解析結果  
 (山方 (IBRH16), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 $\rho$	S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度		
			$V_s$	$V_p$			$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	5	1.82	300	1200	0.7	2	127	0.0012	0.0079
2	7	1.82	650	1200	0.7	2	528	0.1426	0.0026
3	148	2.27	1400	2850	0.7	2	1418	2.2647	0.1297
4	20	2.32	1400	3150	0.7	2	1418	2.2647	0.1297
5	36	2.42	1600	3700	0.7	2	1418	2.2647	0.1297
6	87	2.47	2050	4000	0.7	2	2050	2	0.0488
7		2.47	2050	4000	0.7	2	2050	2	0.0488

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

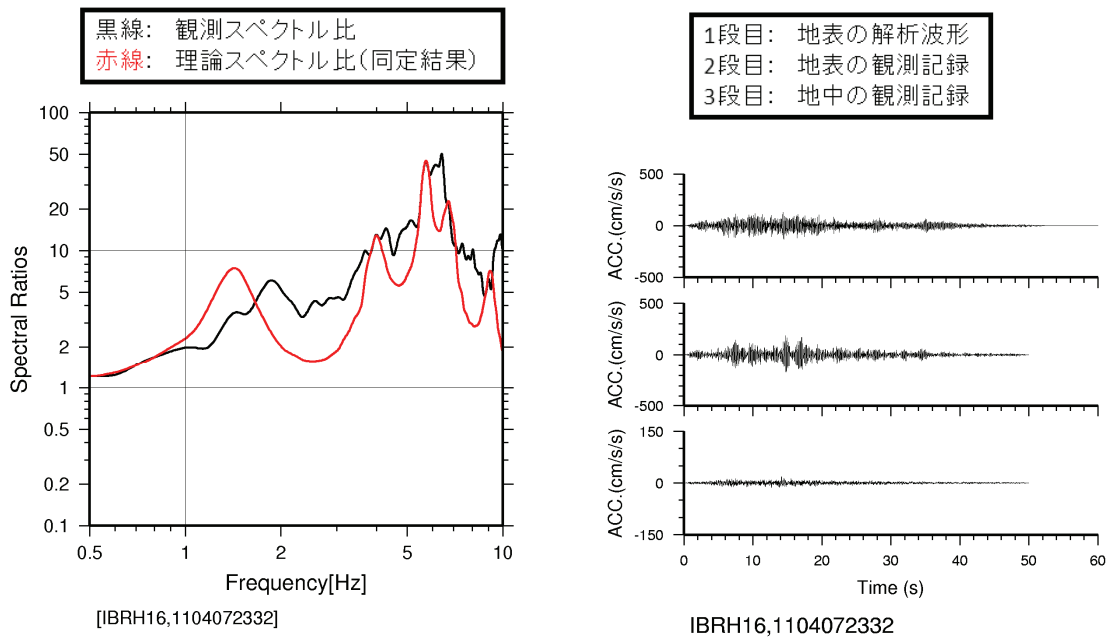


図 2-30 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
 (山方 (IBRH16), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))

表 2-7 一次元同定解析結果

(山方 (IBRH16), 福島県浜通りの地震 (2011.04.11, 17:16))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 $\rho$	S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度		
			$V_s$	$V_p$			$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	5	1.82	300	1200	0.7	2	134	0.9827	0.0717
2	7	1.82	650	1200	0.7	2	390	1.5608	0.0933
3	148	2.27	1400	2850	0.7	2	1960	2.4903	0.1578
4	20	2.32	1400	3150	0.7	2	1960	2.4903	0.1578
5	36	2.42	1600	3700	0.7	2	1960	2.4903	0.1578
6	87	2.47	2050	4000	0.7	2	2050	2	0.0488
7		2.47	2050	4000	0.7	2	2050	2	0.0488

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

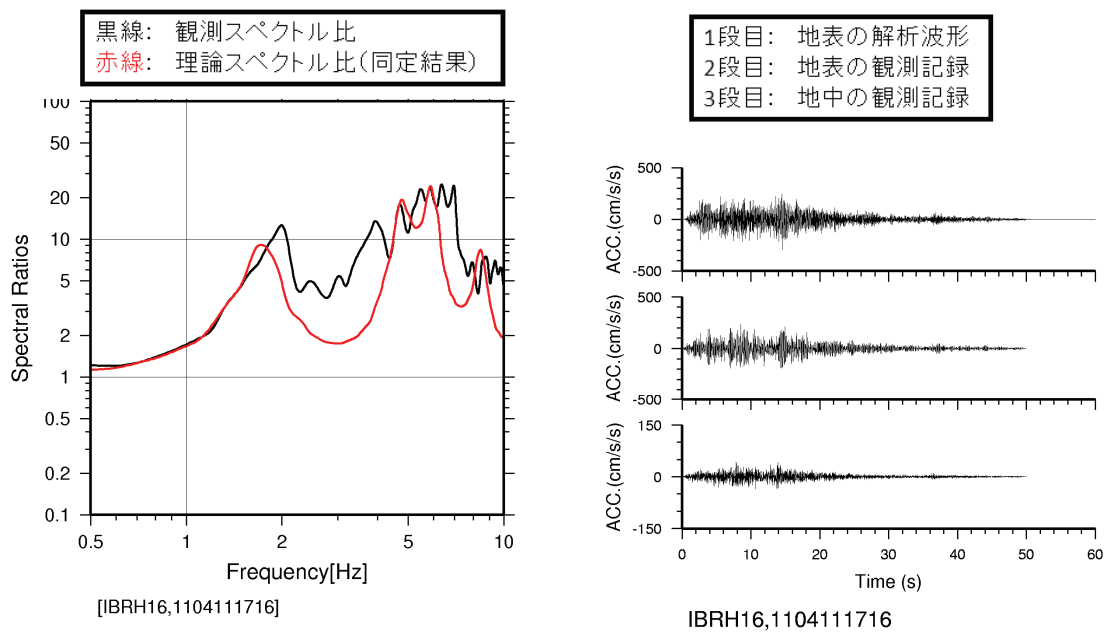


図 2-31 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(山方 (IBRH16), 福島県浜通りの地震 (2011.04.11, 17:16))



表 2-8 一次元同定解析結果

(ひたちなか (IBRH18), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度			
		$\rho$	$V_s$			$V_p$	$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	15	1.68	480	870	0.7	2	291	0.0752	0.0041
2	15	2.10	790	2100	0.7	2	622	1.1374	0.0221
3	35	2.26	1100	2800	0.7	2	886	2.7533	0.6395
4	120	2.37	1600	3400	0.7	2	1316	0.5522	0.0027
5	115	2.37	1700	3400	0.7	2	1316	0.5522	0.0027
6	90	2.37	1900	3400	0.7	2	2322	2.6173	0.1784
7	80	2.42	2000	3700	0.7	2	2322	2.6173	0.1784
8	37	2.48	2200	4100	0.7	2	2200	2	0.0455
9		2.48	2200	4100	0.7	2	2200	2	0.0455

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

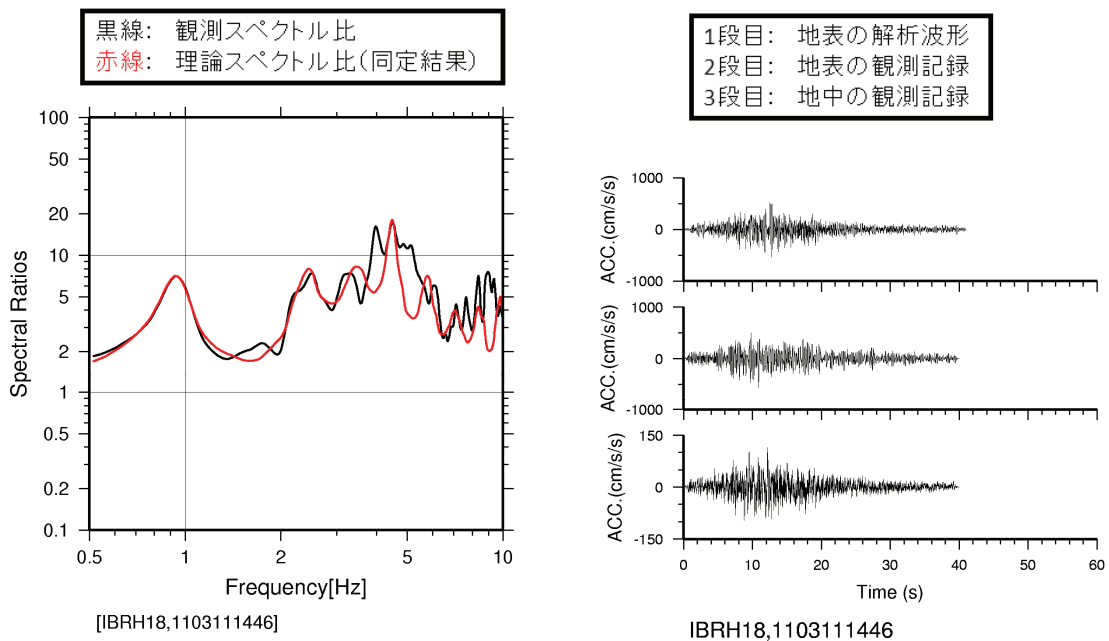


図 2-32 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(ひたちなか (IBRH18), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

表 2-9 一次元同定解析結果

(ひたちなか (IBRH18), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度			
		$\rho$	$V_s$			$V_p$	$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	15	1.68	480	870	0.7	2	303	0.0391	0.0036
2	15	2.10	790	2100	0.7	2	665	0.2919	0.0029
3	35	2.26	1100	2800	0.7	2	1068	0.2036	0.0015
4	120	2.37	1600	3400	0.7	2	1567	0.0914	0.0008
5	115	2.37	1700	3400	0.7	2	1567	0.0914	0.0008
6	90	2.37	1900	3400	0.7	2	1937	2.7470	0.2883
7	80	2.42	2000	3700	0.7	2	1937	2.7470	0.2883
8	37	2.48	2200	4100	0.7	2	2200	2	0.0455
9		2.48	2200	4100	0.7	2	2200	2	0.0455

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

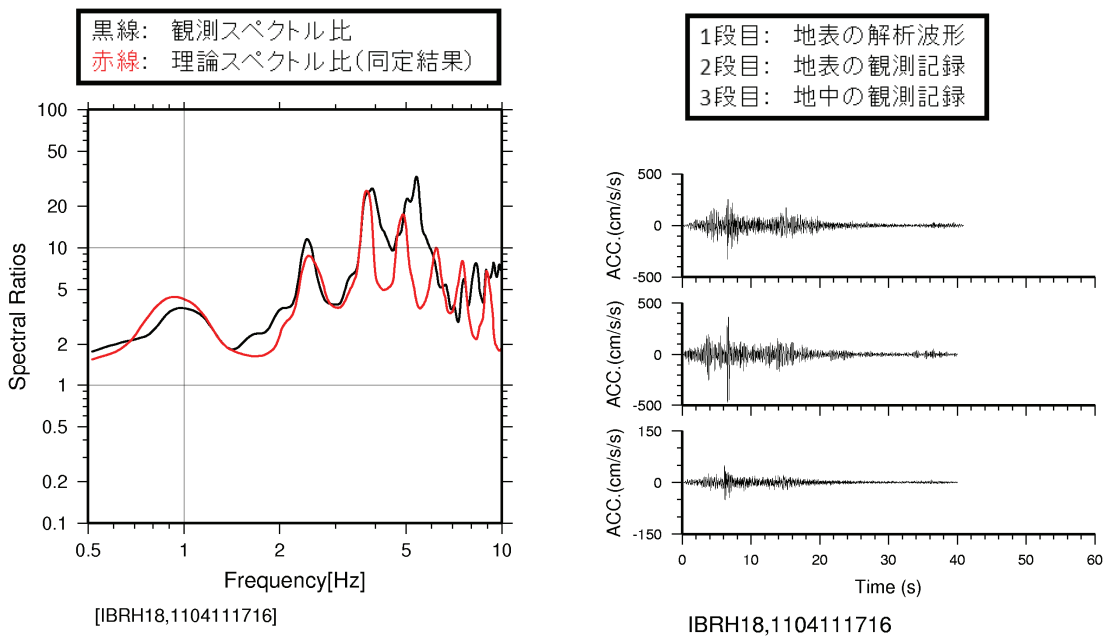


図 2-33 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(ひたちなか (IBRH18), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))

表 2-10 一次元同定解析結果

(小野田 (MYGH05), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度			$\alpha$	$\beta$	S波速度		
		$\rho$	$V_s$	$V_p$			$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	6	2.03	560	870	0.7	2	337	0.1667	0.0044
2	14	1.95	300	2100	0.7	2	352	0.2450	0.0050
3	16	1.95	360	2800	0.7	2	248	1.1873	0.0621
4	50	1.95	470	3400	0.7	2	327	1.5889	0.1187
5	84	2.05	780	3400	0.7	2	907	2.0733	0.1305
6	90	2.13	960	3400	0.7	2	1086	0.1794	0.0014
7	34	2.13	1080	3700	0.7	2	1494	2.6139	0.2751
8	46	2.07	690	4100	0.7	2	1494	2.6139	0.2751
9		2.07	690	4100	0.7	2	1494	2.6139	0.2751

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

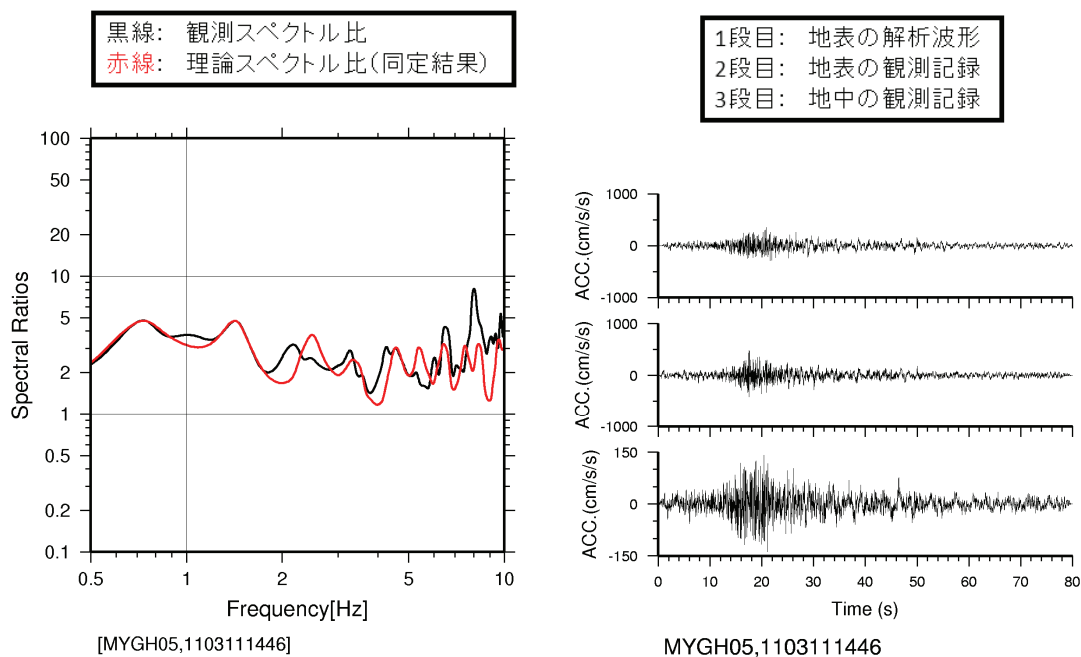


図 2-34 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(小野田 (MYGH05), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

表 2-11 一次元同定解析結果

(小野田 (MYGH05), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))

初期地盤モデル						地盤同定結果			
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度			
		$\rho$	$V_s$			$V_p$	$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	6	2.03	560	870	0.7	2	337	0.5340	0.0101
2	14	1.95	300	2100	0.7	2	277	0.1879	0.0056
3	16	1.95	360	2800	0.7	2	377	0.1534	0.0038
4	50	1.95	470	3400	0.7	2	361	1.4285	0.0743
5	84	2.05	780	3400	0.7	2	658	2.2251	0.2552
6	90	2.13	960	3400	0.7	2	969	0.6330	0.0044
7	34	2.13	1080	3700	0.7	2	1294	2.4659	0.2259
8	46	2.07	690	4100	0.7	2	1294	2.4659	0.2259
9		2.07	690	4100	0.7	2	1294	2.4659	0.2259

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

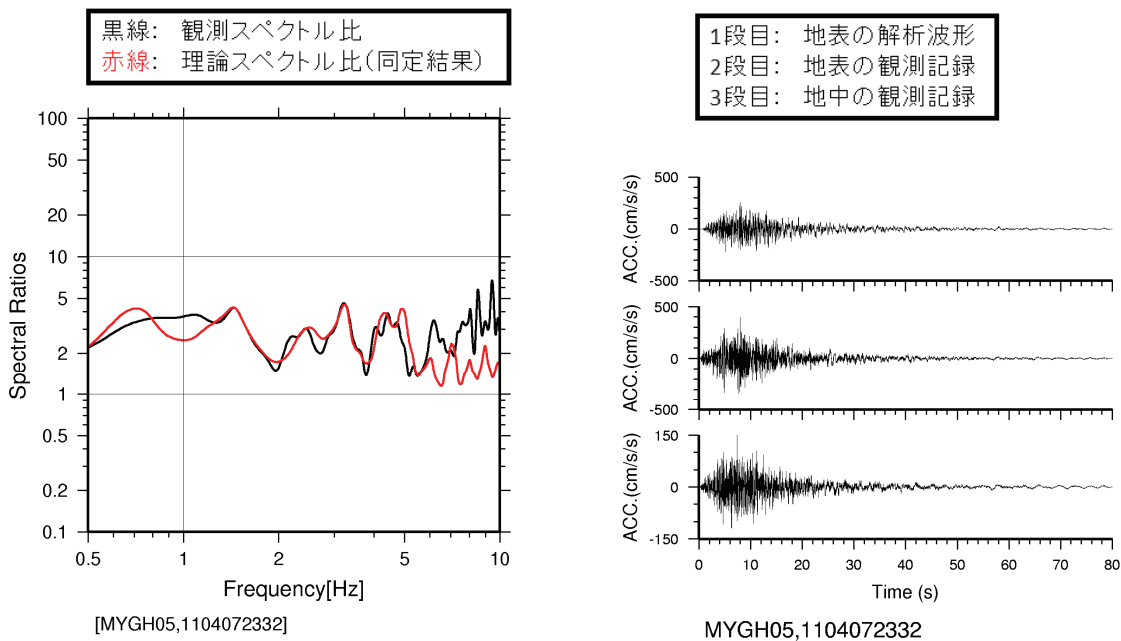


図 2-35 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(小野田 (MYGH05), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))

表 2-12 一次元同定解析結果

(三原 (HRSH01), 芸予地震 (2001.03.24, 15:28))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度			
		$\rho$	$V_s$			$V_p$	$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	8	1.57	180	665	0.7	2	181	1.7372	0.3017
2	16	2.30	696	3016	0.7	2	511	0.3315	0.0042
3	4	2.43	696	3749	0.7	2	511	0.3315	0.0042
4	28	2.43	1508	3749	0.7	2	1830	0.0582	0.0006
5	16	2.43	1962	3749	0.7	2	1392	2.8868	0.5536
6	24	2.51	1962	4330	0.7	2	1392	2.8868	0.5536
7	112	2.51	2523	4330	0.7	2	2523	2	0.0396
8		2.51	2523	4330	0.7	2	2523	2	0.0396

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度  $V_s$ (m/s) , P波速度  $V_p$ (m/s)

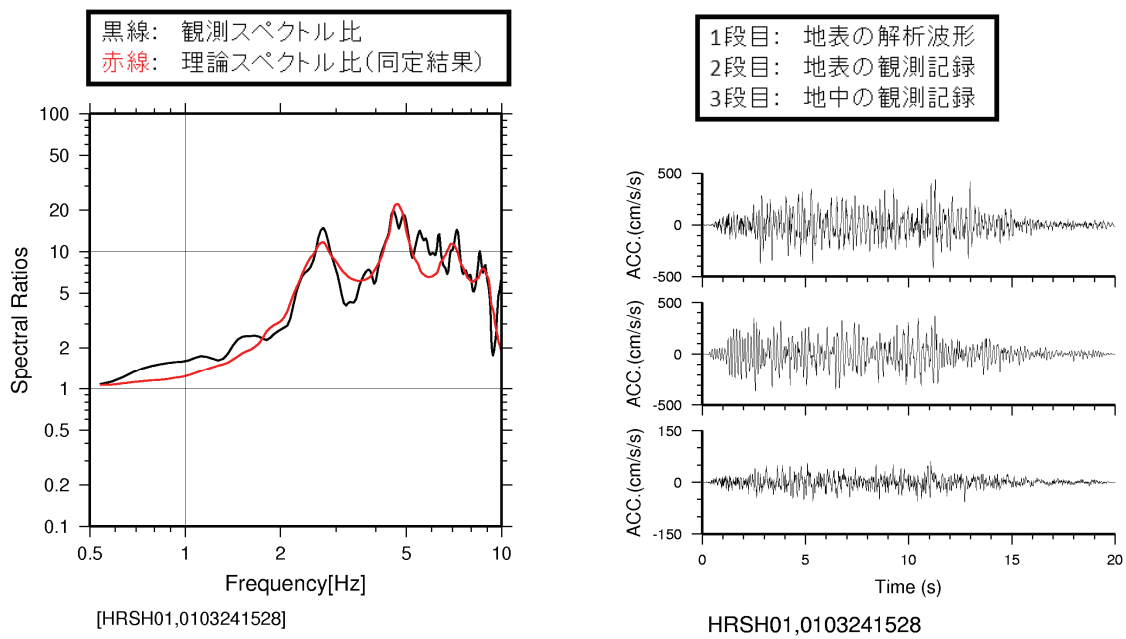


図 2-36 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形

(三原 (HRSH01), 芸予地震 (2001.03.24, 15:28))

表 2-13 一次元同定解析結果

(玄海 (FKOH09), 福岡県西方沖地震 (2005. 03. 20, 10:53))

初期地盤モデル							地盤同定結果		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		$\alpha$	$\beta$	S波速度			
		$\rho$	$V_s$			$V_p$	$V_s$	$\beta$	$h_0$
1	2	1.57	310	600	0.7	2	338	0.1004	0.0037
2	16	2.16	550	2350	0.7	2	338	0.1004	0.0037
3	18	2.16	690	2350	0.7	2	489	1.9919	0.2007
4	82	2.29	980	2980	0.7	2	918	2.1356	0.1489
5	32	2.37	1640	3400	0.7	2	2296	3.4584	1.2515
6	53	2.37	1220	3400	0.7	2	2296	3.4584	1.2515
7		2.37	1220	3400	0.7	2	2296	3.4584	1.2515

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S 波速度  $V_s$ (m/s) , P 波速度  $V_p$ (m/s)

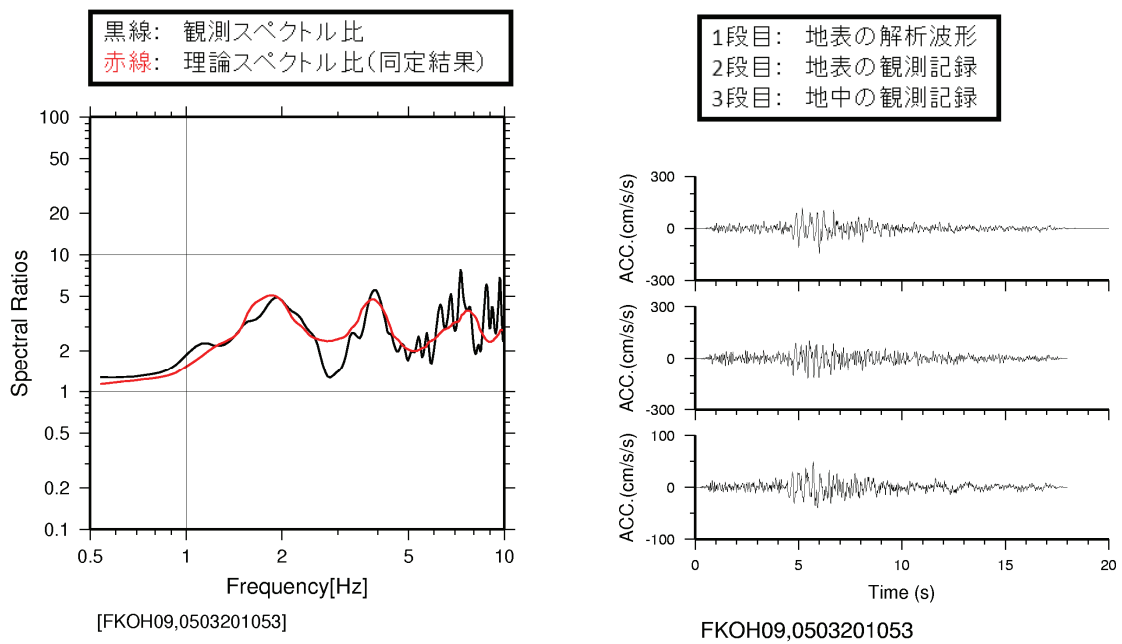


図 2-37 観測と同定解析によるスペクトル比および加速度波形  
(玄海 (FKOH09), 福岡県西方沖地震 (2005. 03. 20, 10:53))

### (3) 地盤同定解析と減衰定数のパラメータを再設定した解析との比較

前述の振動数依存型の減衰を用いて同定した地盤パラメータを用いた解析と、以下の考え方で減衰定数のパラメータを再設定した解析の結果を比較した。比較の対象とする解析ケースは以下の2ケースである。

- ① 一般的な値を用いた振動数依存型減衰： S波速度は同定解析結果（複数観測地震を対象とする地点はそれらの平均的な値）を用い、減衰は同定結果を参考に5Hzの減衰定数が2～8%の範囲になるように設定した値とした。地盤同定解析の結果、減衰定数のパラメータ $h_0$  ( $f=1\text{Hz}$ の減衰定数)が極端に大きい場合（例えば、玄海(FKOH09)のNo.5～6の層で $h_0=125\%$ 、表2-13参照)がみられた（フーリエスペクトルを合わせるために不自然に大きい減衰定数となったものと推定できる。）。そのため、根拠は明確ではないが、このように設定した。それでも、 $h_0$ が25% ( $f=5\text{Hz}$ で $h=8\%$ としたため、例えば、小野田(MYGH05)のNo.71～83の層、表2-16参照)のように、不自然な値が残る。なお、減衰の振動数依存の程度を表すパラメータ $\alpha$ は同定結果と同じ0.7とした。
- ② 履歴型減衰： S波速度は防災科研による地盤調査結果（初期地盤モデル）を用い、振動数に依存しない減衰（履歴型の減衰と呼ぶ）として、S波速度が1,000m/s未満の層は減衰5%、S波速度が1,000m/s以上の層は減衰3%と設定した。なお、実用的な解析コードSHAKEでは減衰定数は振動数に依存しない一定の値を与えるので、この方法を比較対象とした。

#### (i) 山方 (IBRH16)

地盤同定解析以外の2つの解析方法で用いた地盤パラメータを、表2-14に示す。解析では各層の分割数を増やして応答結果の出力点数を多くしている。

図2-38～図2-40には、この地点で対象とする3地震の解析結果を示す。東北地方太平洋沖地震のケースでは、スペクトル比の比較からはいずれの解析方法でも振動数2～3Hzの再現性が良くない。現状の初期地盤モデルの精度や、次元解析の限界があるものと考えられる。1.3Hz付近のスペクトル比のピークや4Hz以上の帯域では、同定解析が最も再現性がよい。履歴型減衰では高振動数領域で振幅が過小評価となっている。

地表加速度波形の定性的な再現性は、同定解析と一般的な振動数依存減衰の結果が比較的良い。最大加速度と最大せん断ひずみの地中分布は、解析手法で大きな差は見られない。同様に、宮城県沖の地震と福島県浜通りの地震のケースでは、同定解析のスペクトルと加速度波形の再現性がもっとも良い。

これらの解析手法の比較から、振動数依存型減衰の同定解析が記録の再現性がもっとも良く、履歴型減衰は特に高振動数側でスペクトル振幅が過小評価となる傾向がある。一般的な値を用いた振動数依存型減衰は、同定解析よりやや再現性が劣るものの、比較的再現性がよいと言える。

(ii) ひたちなか (IBRH18)

地盤同定解析以外の2つの解析方法で用いた地盤パラメータを、表 2-15 に示す。図 2-41, 図 2-42 には、この地点で対象とする2地震の解析結果を示す。東北地方太平洋沖地震のケースでは、スペクトル比に見られる解析手法の差はあまり大きくないが、履歴型減衰では3~5Hz 付近でやや過小評価となっており、加速度波形振幅がやや小さくなっている。最大加速度と最大せん断ひずみの地中分布は、解析手法で大きな差は見られない。福島県浜通りの地震のケースでは、相対的には同定解析結果が最もよいが、いずれの解析手法も記録の再現性があまり良くない。履歴型減衰では振幅をかなり過小評価している。

(iii) 小野田 (MYGH05)

地盤同定解析以外の2つの解析方法で用いた地盤パラメータを、表 2-16 に示す。図 2-43, 図 2-44 には、この地点で対象とする2地震の解析結果を示す。東北地方太平洋沖地震および宮城県沖の地震のケースとともに、同定解析結果と一般的な振動数依存減衰の結果の再現性が比較的良く、両者の差異はあまり大きくない。両手法とも、高振動数側の再現性はやや劣っている。履歴型減衰では3Hz 以上の高振動数側と1Hz 以下の低振動数側でスペクトルの再現性がよくない。

(iv) 三原 (HRSH01)

地盤同定解析以外の2つの解析方法で用いた地盤パラメータを、表 2-17 に示す。図 2-45 には、この地点で対象とする芸予地震の解析結果を示す。スペクトル、加速度波形ともに解析手法による差異は小さく、比較的良く記録を再現できている。履歴型減衰とした場合、最大加速度の地中分布は他の解析より小さく、最大せん断ひずみの地中分布は他の解析より大きくなる。履歴型減衰の解析ケースでは、最下層のS波速度 ( $V_s$ ) がすぐ上の層より小さくなっている(上下で逆転している)ためと考えられる。

(v) 玄海 (FKOH09)

地盤同定解析以外の2つの解析方法で用いた地盤パラメータを、表 2-18 に示す。図 2-46 には、この地点で対象とする福岡県西方沖地震の解析結果を示す。同定解析結果は最も記録の再現性がよい。一般的な振動数依存減衰は高振動数側でやや減衰が過小評価であり、加速度波形の振幅も記録に比べかなり大きくなっている。履歴型減衰も他の地点同様に再現性がよくない。



表 2-14 同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ (山方 (IBRH16))

Vs:初期モデル, h:履歴(0.05 or 0.03)						Vs:3地震同定丸め、h0:一般的な範囲		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度			履歴h	S波速度		
		$\rho$	Vs	Vp		Vs	h0	h(5Hz)
1	5	1.82	300	1200	0.05	130	0.0617	0.0200
2	7	1.82	650	1200	0.05	500	0.0926	0.0300
31	18	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
32	18	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
33	18	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
34	18	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
35	19	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
36	19	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
37	19	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
38	19	2.27	1400	2850	0.03	1500	0.1543	0.0500
4	20	2.32	1400	3150	0.03	1500	0.1543	0.0500
51	18	2.42	1600	3700	0.03	1500	0.1543	0.0500
52	18	2.42	1600	3700	0.03	1500	0.1543	0.0500
61	17	2.47	2050	4000	0.03	2050	0.0617	0.0200
62	17	2.47	2050	4000	0.03	2050	0.0617	0.0200
63	17	2.47	2050	4000	0.03	2050	0.0617	0.0200
64	18	2.47	2050	4000	0.03	2050	0.0617	0.0200
65	18	2.47	2050	4000	0.03	2050	0.0617	0.0200
7		2.47	2050	4000	0.03	2050	0.0617	0.0200

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S 波速度 Vs(m/s) , P 波速度 Vp(m/s)

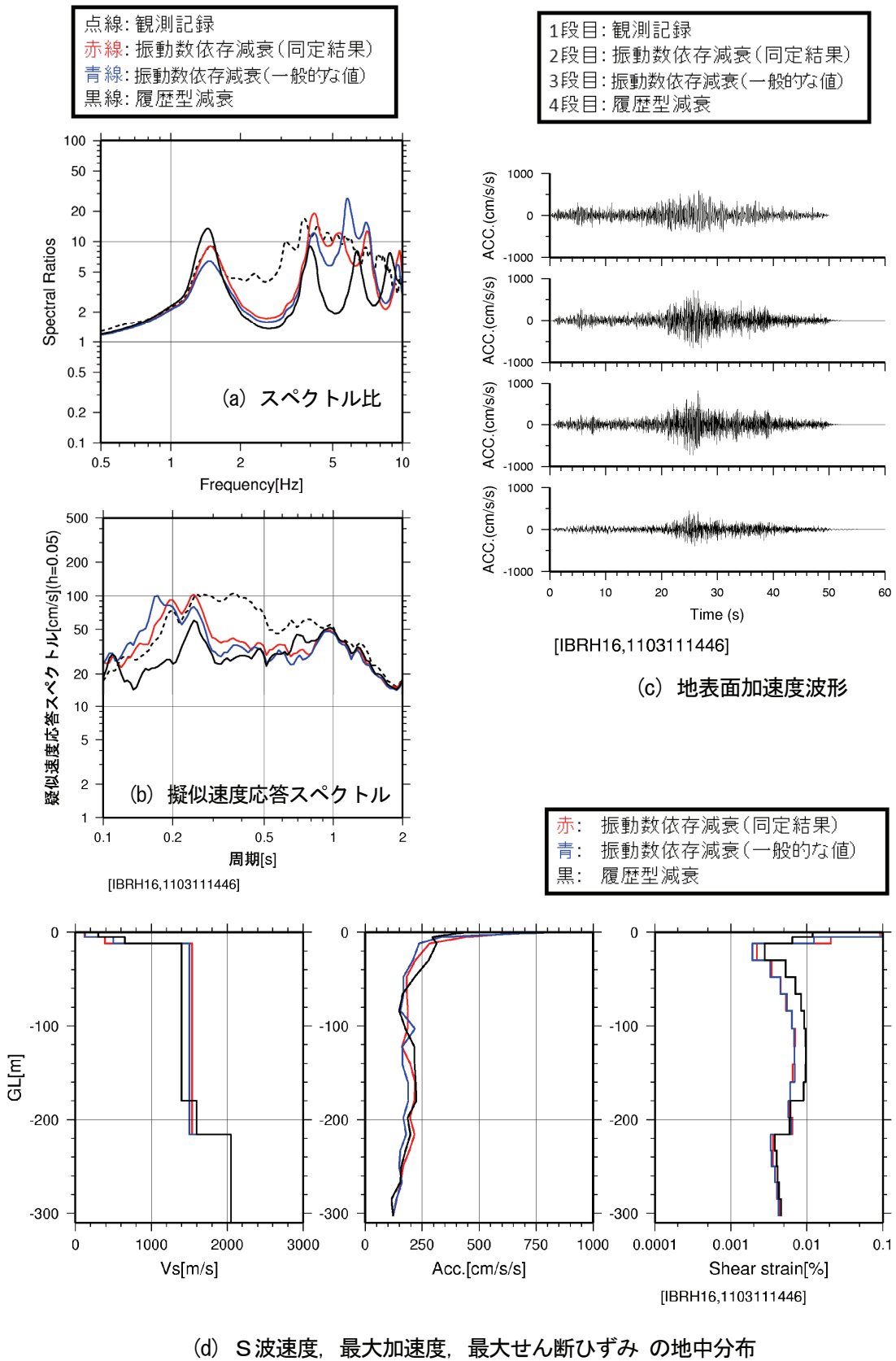
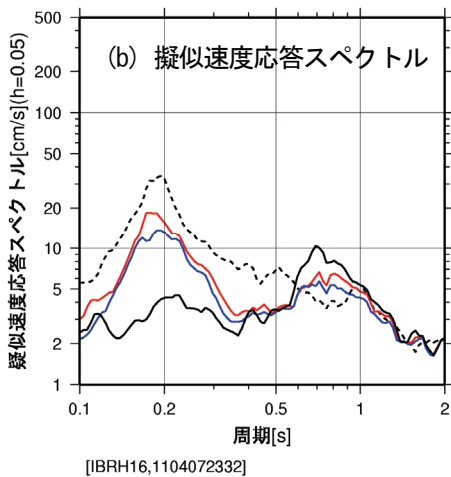
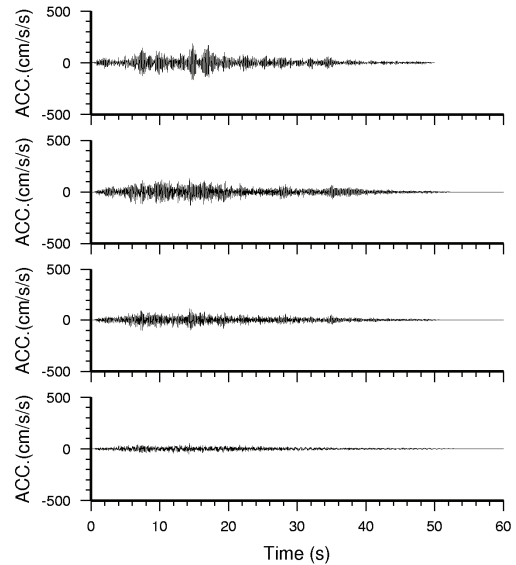
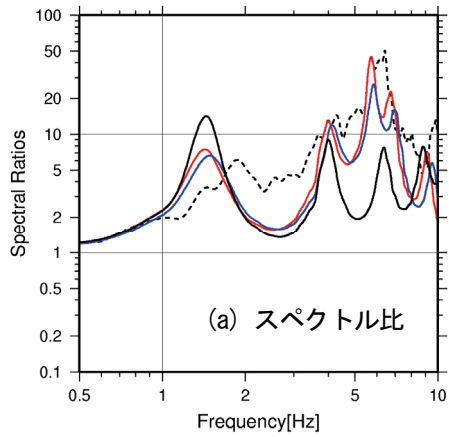


図 2-38 解析ケースの比較

(山方 (IBRH16), 東北地方太平洋沖の地震 (2011.03.11, 14:46))

点線: 観測記録  
 赤線: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青線: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒線: 履歴型減衰

1段目: 観測記録  
 2段目: 振動数依存減衰(同定結果)  
 3段目: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 4段目: 履歴型減衰



赤: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒: 履歴型減衰

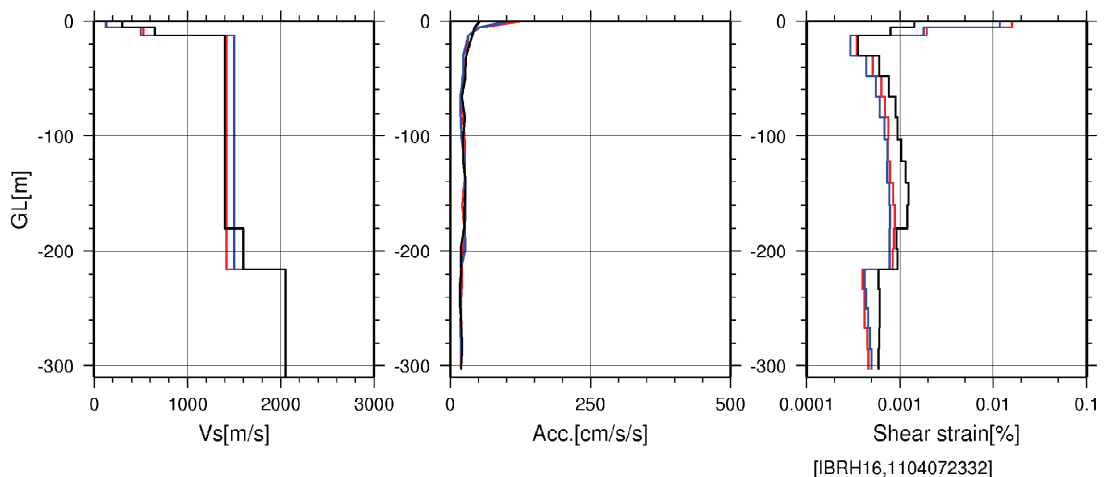
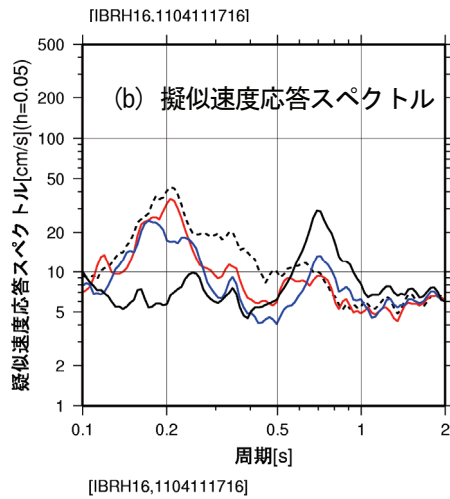
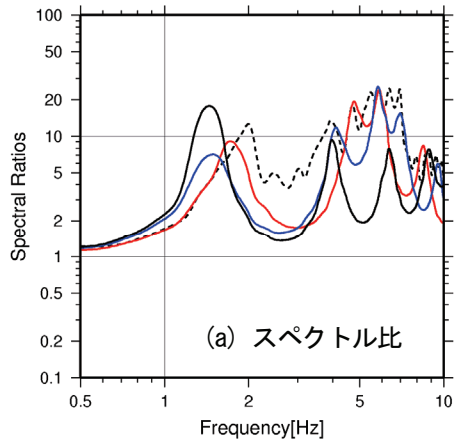
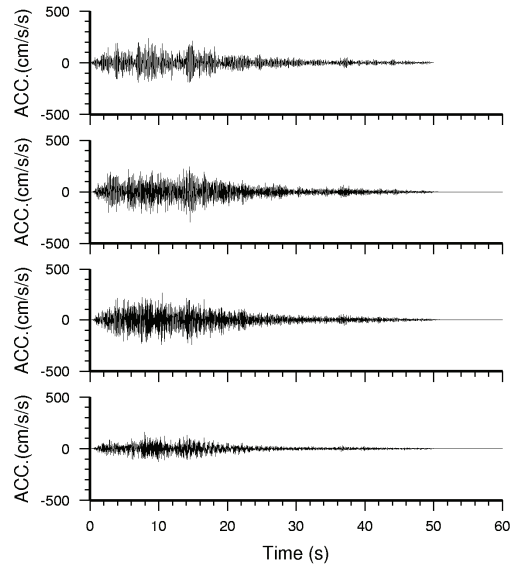


図 2-39 解析ケースの比較  
 (山方 (IBRH16), 宮城県沖の地震 (2011.04.07, 23:32))

点線: 観測記録  
 赤線: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青線: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒線: 履歴型減衰



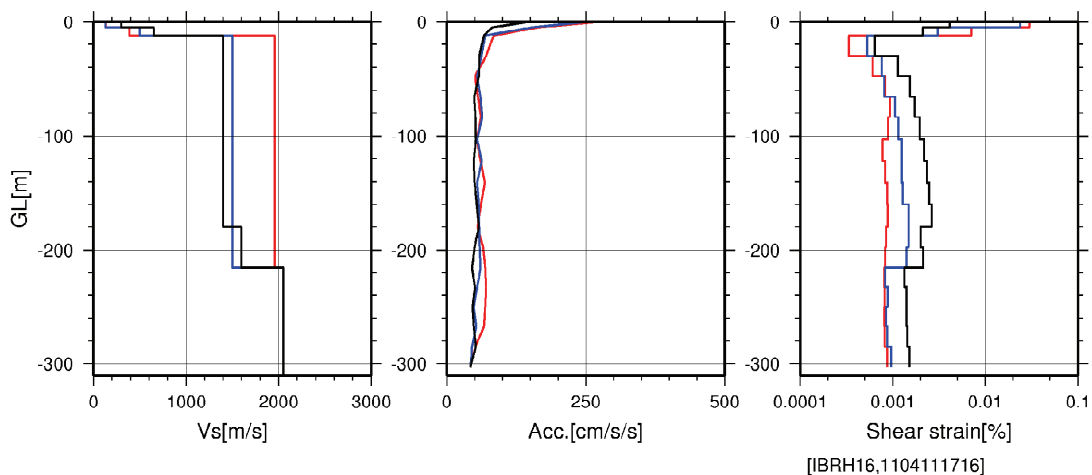
1段目: 観測記録  
 2段目: 振動数依存減衰(同定結果)  
 3段目: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 4段目: 履歴型減衰



[IBRH16,1104111716]

(c) 地表面加速度波形

赤: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒: 履歴型減衰



(d) S波速度, 最大加速度, 最大せん断ひずみ の地中分布

図 2-40 解析ケースの比較

(山方 (IBRH16), 福島県浜通りの地震 (2011.04.11, 17:16))

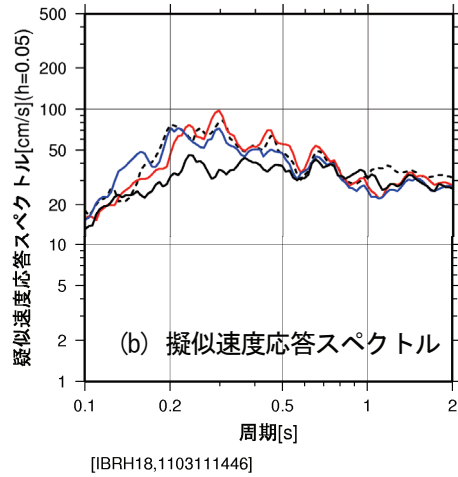
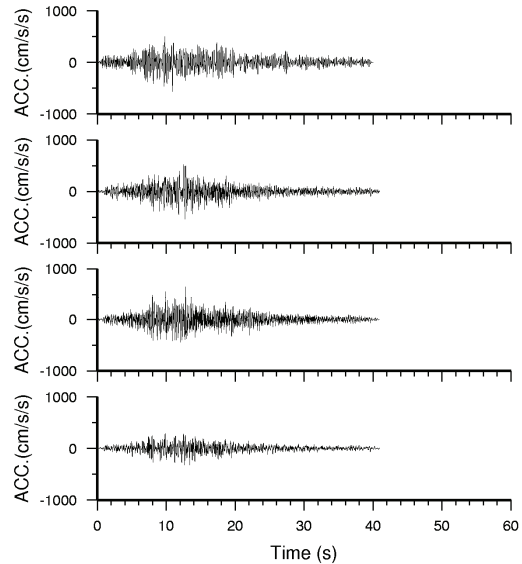
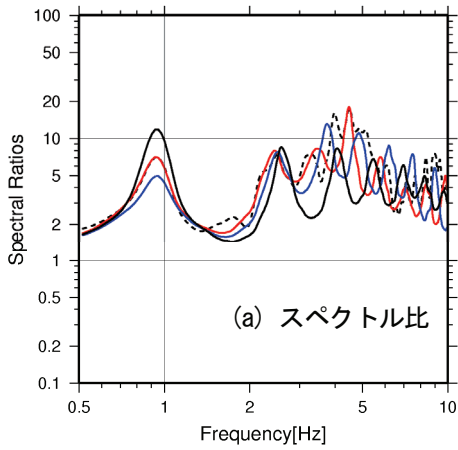
表 2-15 同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（ひたちなか（IBRH18））

Vs:初期モデル, h:履歴(0.05 or 0.03)						Vs:福島浜通、h0:一般的な範囲		
No	層厚	密度 $\rho$	S波速度 Vs	P波速度 Vp	履歴h	S波速度 Vs	h0	h(5Hz)
1	15	1.68	480	870	0.05	303	0.0617	0.0200
2	15	2.10	790	2100	0.05	665	0.0617	0.0200
31	17	2.26	1100	2800	0.03	1068	0.0617	0.0200
32	18	2.26	1100	2800	0.03	1068	0.0617	0.0200
42	20	2.37	1600	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
43	20	2.37	1600	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
44	20	2.37	1600	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
45	20	2.37	1600	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
46	20	2.37	1600	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
47	20	2.37	1600	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
51	19	2.37	1700	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
52	19	2.37	1700	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
53	19	2.37	1700	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
54	19	2.37	1700	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
55	19	2.37	1700	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
56	20	2.37	1700	3400	0.03	1567	0.0617	0.0200
61	18	2.37	1900	3400	0.03	1937	0.1543	0.0500
62	18	2.37	1900	3400	0.03	1937	0.1543	0.0500
63	18	2.37	1900	3400	0.03	1937	0.1543	0.0500
64	18	2.37	1900	3400	0.03	1937	0.1543	0.0500
65	18	2.37	1900	3400	0.03	1937	0.1543	0.0500
71	20	2.42	2000	3700	0.03	1937	0.1543	0.0500
72	20	2.42	2000	3700	0.03	1937	0.1543	0.0500
73	20	2.42	2000	3700	0.03	1937	0.1543	0.0500
74	20	2.42	2000	3700	0.03	1937	0.1543	0.0500
82	18	2.48	2200	4100	0.03	2200	0.0617	0.0200
83	19	2.48	2200	4100	0.03	2200	0.0617	0.0200
9		2.48	2200	4100	0.03	2200	0.0617	0.0200

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度 Vs(m/s) , P波速度 Vp(m/s)

点線: 観測記録  
 赤線: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青線: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒線: 履歴型減衰

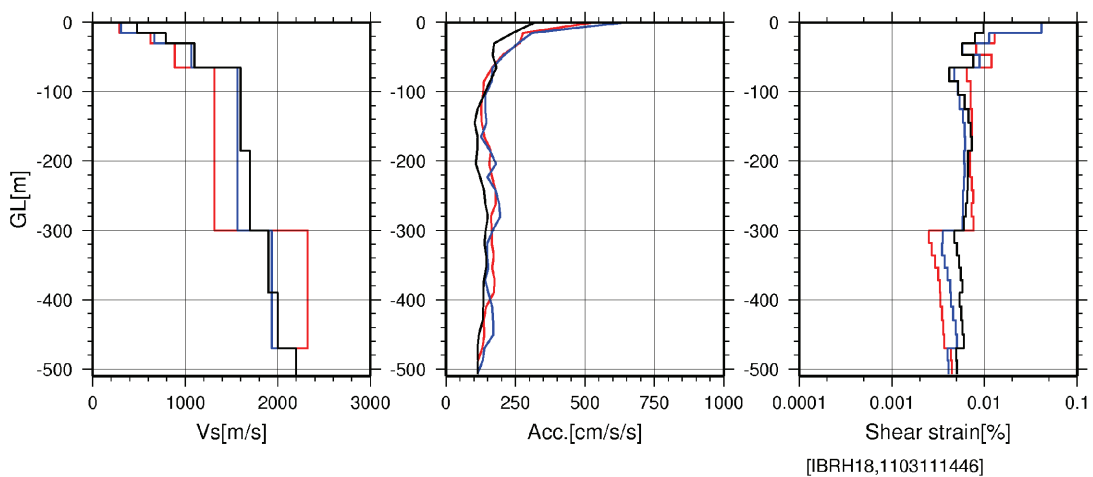
1段目: 観測記録  
 2段目: 振動数依存減衰(同定結果)  
 3段目: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 4段目: 履歴型減衰



[IBRH18,1103111446]

(c) 地表面加速度波形

赤: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒: 履歴型減衰



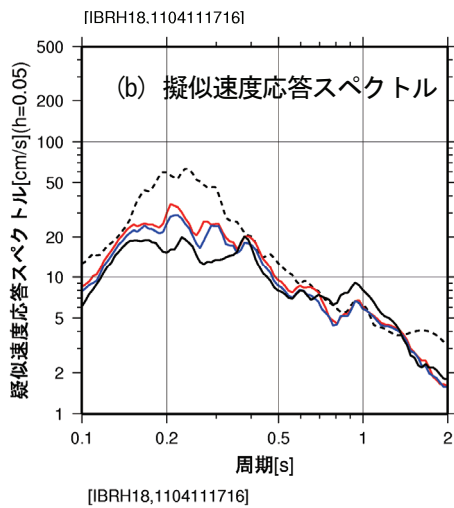
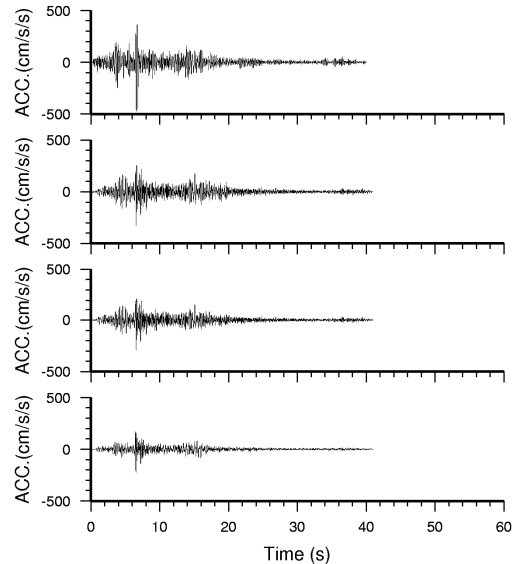
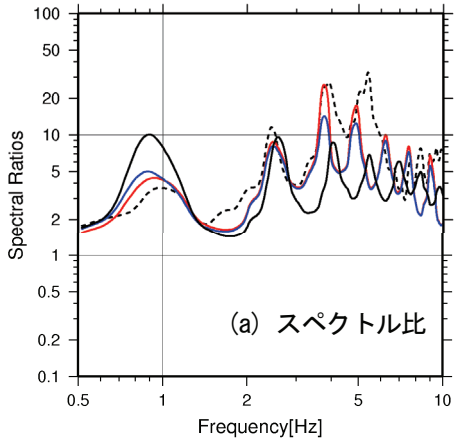
[IBRH18,1103111446]

図 2-41 解析ケースの比較

(ひたちなか (IBRH18), 東北地方太平洋沖の地震 (2011. 03. 11, 14:46))

点線: 観測記録  
 赤線: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青線: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒線: 履歴型減衰

1段目: 観測記録  
 2段目: 振動数依存減衰(同定結果)  
 3段目: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 4段目: 履歴型減衰



赤: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒: 履歴型減衰

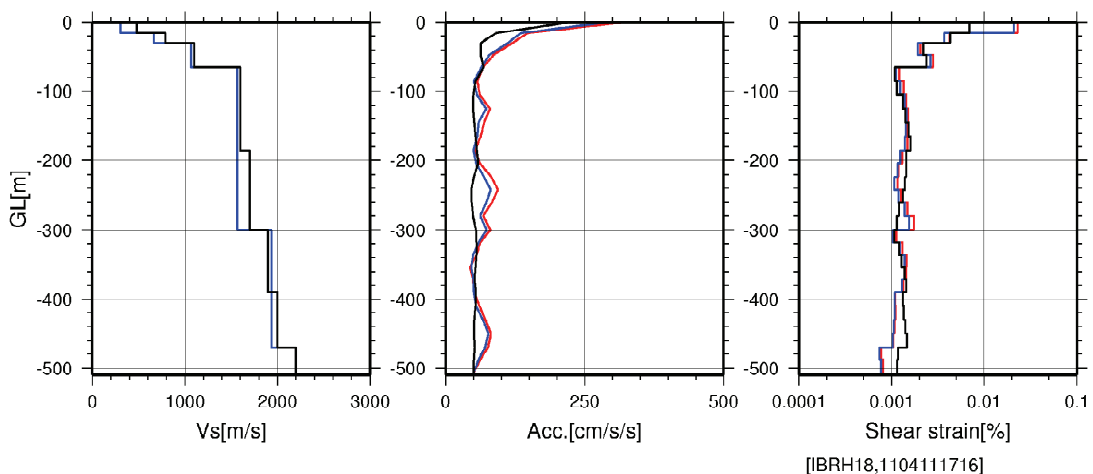


図 2-42 解析ケースの比較  
 (ひたちなか (IBRH18), 福島県浜通りの地震 (2011. 04. 11, 17:16))

表 2-16 同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ (小野田 (MYGH05))

Vs:初期モデル, h:履歴(0.05 or 0.03)						Vs:宮城県沖、h0:一般的な		
No	層厚	密度 $\rho$	S波速度 Vs	P波速度 Vp	履歴h	S波速度 Vs	h0	h(5Hz)
1	6	2.03	560	870	0.05	337	0.0617	0.0200
2	14	1.95	300	2100	0.05	277	0.0617	0.0200
3	16	1.95	360	2800	0.05	377	0.0617	0.0200
41	16	1.95	470	3400	0.05	361	0.0926	0.0300
42	17	1.95	470	3400	0.05	361	0.0926	0.0300
43	17	1.95	470	3400	0.05	361	0.0926	0.0300
51	16	2.05	780	3400	0.05	658	0.1543	0.0500
52	17	2.05	780	3400	0.05	658	0.1543	0.0500
53	17	2.05	780	3400	0.05	658	0.1543	0.0500
54	17	2.05	780	3400	0.05	658	0.1543	0.0500
55	17	2.05	780	3400	0.05	658	0.1543	0.0500
61	18	2.13	960	3400	0.05	969	0.0617	0.0200
62	18	2.13	960	3400	0.05	969	0.0617	0.0200
63	18	2.13	960	3400	0.05	969	0.0617	0.0200
64	18	2.13	960	3400	0.05	969	0.0617	0.0200
65	18	2.13	960	3400	0.05	969	0.0617	0.0200
71	17	2.13	1080	3700	0.03	1294	0.2468	0.0800
72	17	2.13	1080	3700	0.03	1294	0.2468	0.0800
81	15	2.07	690	4100	0.05	1294	0.2468	0.0800
82	15	2.07	690	4100	0.05	1294	0.2468	0.0800
83	16	2.07	690	4100	0.05	1294	0.2468	0.0800
9		2.07	690	4100	0.05	1294	0.2468	0.0800

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度 Vs(m/s) , P波速度 Vp(m/s)



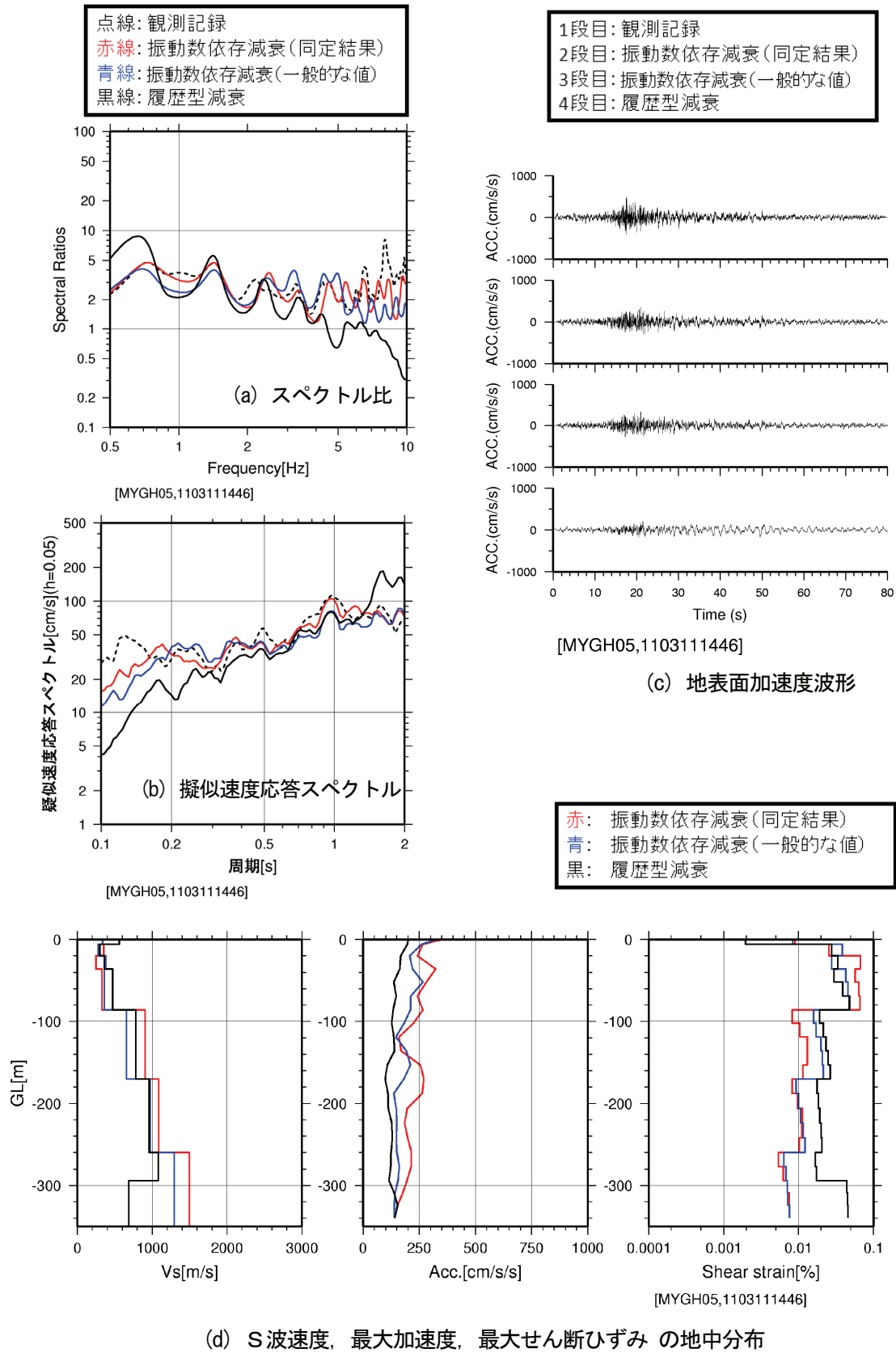
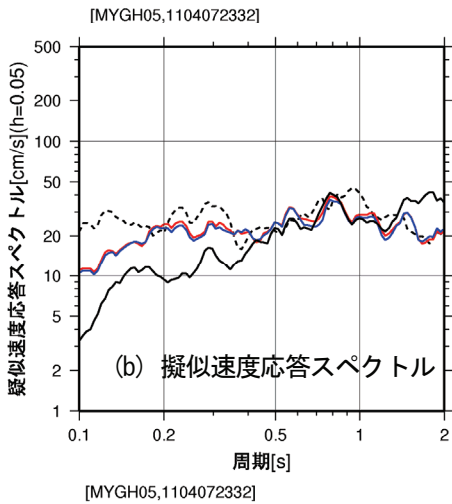
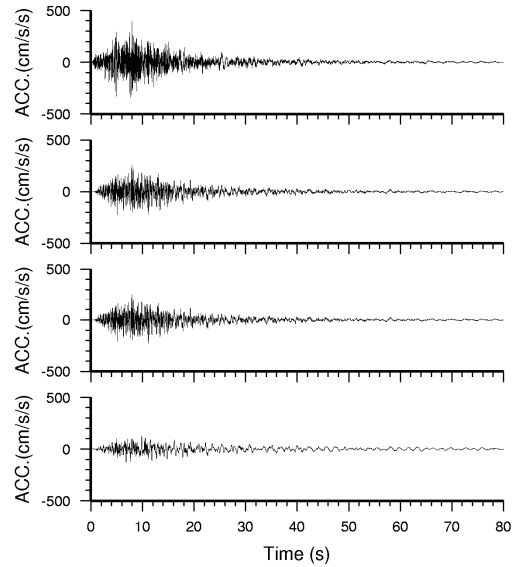
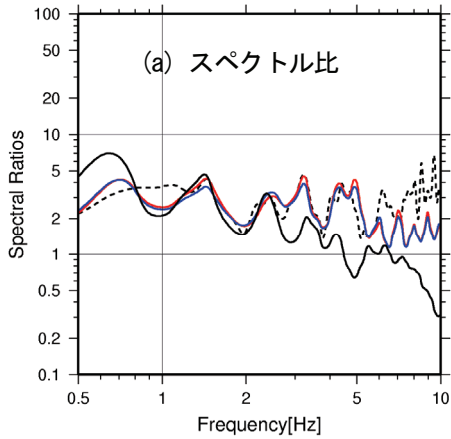


図 2-43 解析ケースの比較

(小野田 (MYGH05), 東北地方太平洋沖地震 (2011.03.11, 14:46))

点線: 観測記録  
 赤線: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青線: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒線: 履歴型減衰

1段目: 観測記録  
 2段目: 振動数依存減衰(同定結果)  
 3段目: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 4段目: 履歴型減衰



赤: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒: 履歴型減衰

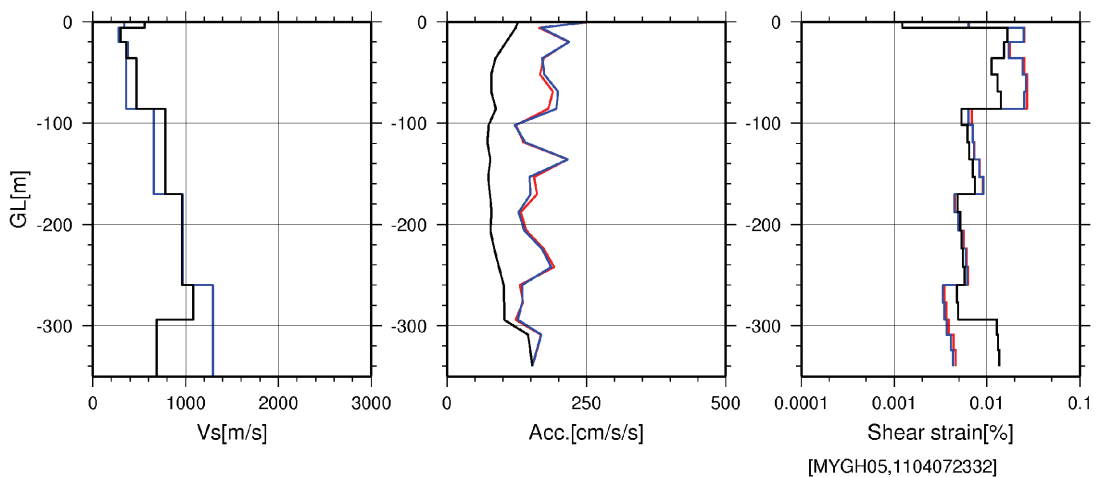


図 2-44 解析ケースの比較

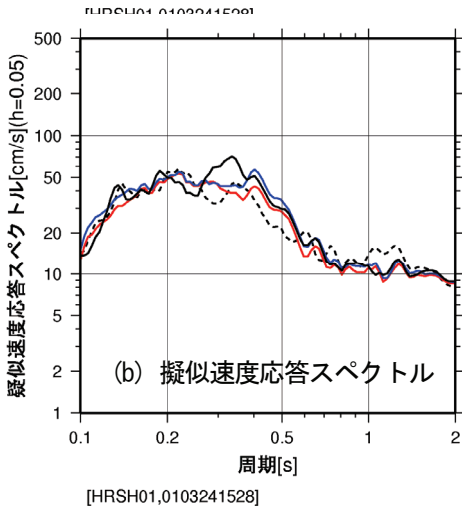
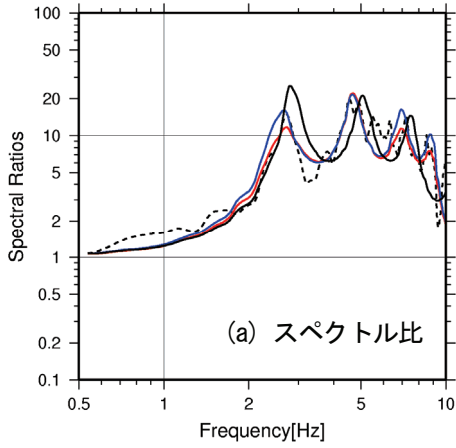
(小野田 (MYGH05), 宮城県沖の地震 (2011. 04. 07, 23:32))

表 2-17 同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ (三原 (HRSH01))

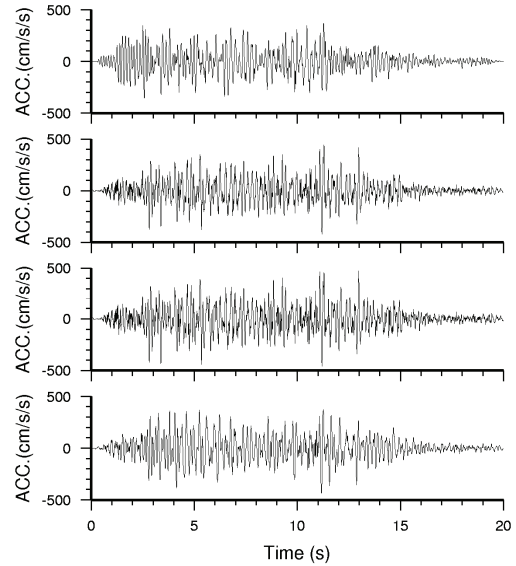
Vs:初期モデル, h:履歴(0.05 or 0.03)						Vs:同定結果、h0:一般的な範囲		
No	層厚	密度 S波速度 P波速度		履歴h	S波速度			
		$\rho$	Vs		Vp	Vs	h0	h(5Hz)
1	8	1.57	180	665	0.05	181	0.2468	0.0800
2	16	2.30	696	3016	0.05	511	0.0617	0.0200
3	4	2.43	696	3749	0.05	511	0.0617	0.0200
41	14	2.43	1508	3749	0.03	1830	0.0617	0.0200
42	14	2.43	1508	3749	0.03	1830	0.0617	0.0200
5	16	2.43	1962	3749	0.03	1392	0.2468	0.0800
61	12	2.51	1962	4330	0.03	1392	0.2468	0.0800
62	12	2.51	1962	4330	0.03	1392	0.2468	0.0800
71	17	2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200
72	19	2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200
73	19	2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200
74	19	2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200
75	19	2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200
76	19	2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200
8		2.51	2523	4330	0.03	2523	0.0617	0.0200

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度 Vs(m/s) , P波速度 Vp(m/s)

点線: 観測記録  
 赤線: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青線: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒線: 履歴型減衰

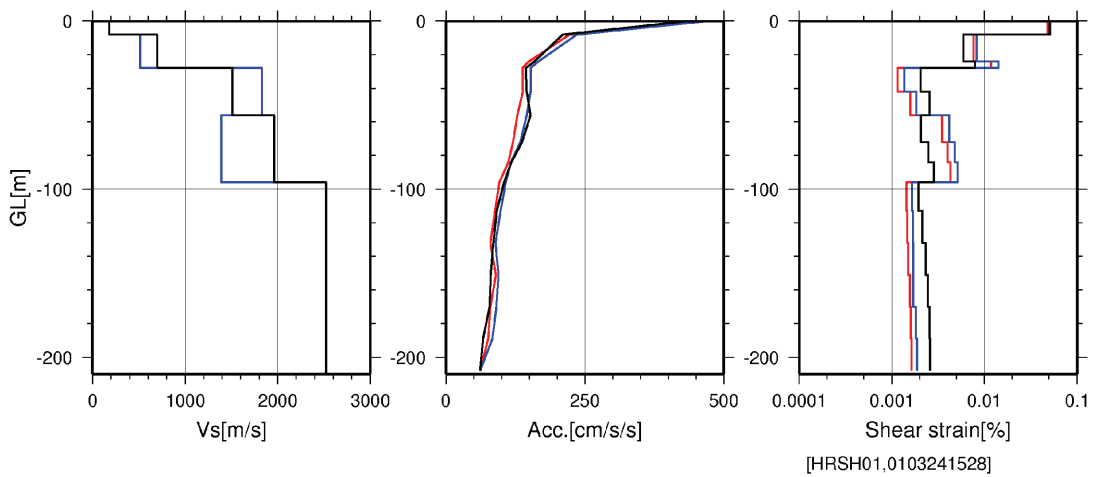


1段目: 観測記録  
 2段目: 振動数依存減衰(同定結果)  
 3段目: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 4段目: 履歴型減衰



[HRSH01,0103241528]  
 (c) 地表面加速度波形

赤: 振動数依存減衰(同定結果)  
 青: 振動数依存減衰(一般的な値)  
 黒: 履歴型減衰



(d) S波速度, 最大加速度, 最大せん断ひずみ の地中分布

図 2-45 解析ケースの比較  
 (三原 (HRSH01), 芸予地震 (2001.03.24, 15:28))

表 2-18 同定解析以外の解析に用いる地盤パラメータ（玄海（FK0H09））

Vs:初期モデル, h:履歴(0.05 or 0.03)						Vs:同定結果、h0:一般的な範囲		
No	層厚	密度 $\rho$	S波速度 Vs	P波速度 Vp	履歴h	S波速度		
						Vs	h0	h(5Hz)
1	2	1.57	310	600	0.05	338	0.0617	0.0200
2	16	2.16	550	2350	0.05	338	0.0617	0.0200
3	18	2.16	690	2350	0.05	489	0.1543	0.0500
41	16	2.29	980	2980	0.05	918	0.1543	0.0500
42	16	2.29	980	2980	0.05	918	0.1543	0.0500
43	16	2.29	980	2980	0.05	918	0.1543	0.0500
44	16	2.29	980	2980	0.05	918	0.1543	0.0500
45	18	2.29	980	2980	0.05	918	0.1543	0.0500
51	16	2.37	1640	3400	0.03	2296	0.2468	0.0800
52	16	2.37	1640	3400	0.03	2296	0.2468	0.0800
61	17	2.37	1220	3400	0.03	2296	0.2468	0.0800
62	18	2.37	1220	3400	0.03	2296	0.2468	0.0800
63	18	2.37	1220	3400	0.03	2296	0.2468	0.0800
7		2.37	1220	3400	0.03	2296	0.2468	0.0800

※ 単位 : 層厚(m) , 密度  $\rho$  (t/m<sup>3</sup>) , S波速度 Vs(m/s) , P波速度 Vp(m/s)

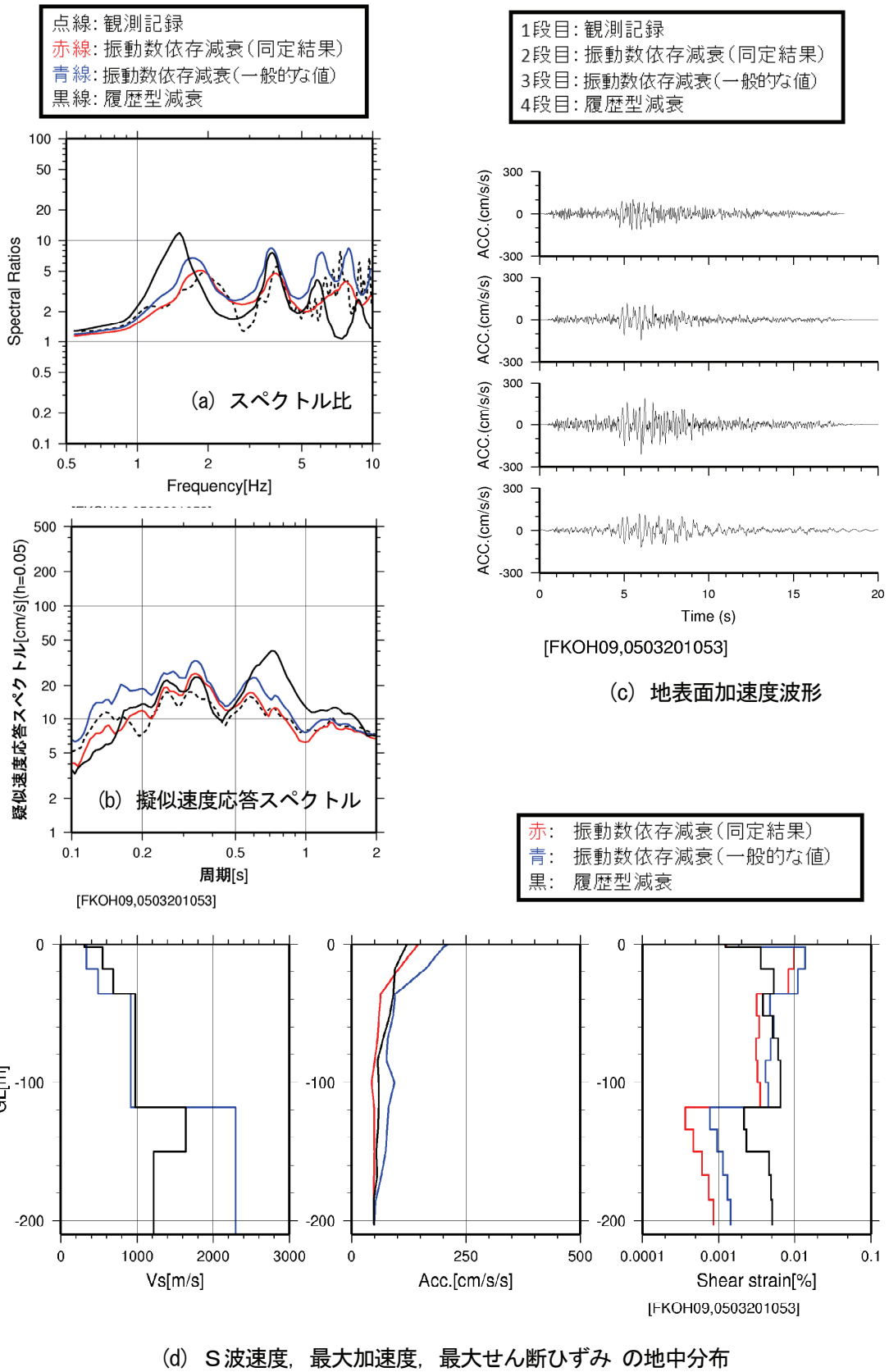


図 2-46 解析ケースの比較  
 (玄海 (FKOH09), 福岡県西方沖地震 (2005. 03. 20, 10:53))

#### (4) 地下深部の地震動の分布

前節では、複数の地盤モデルに基づき、KiK-net 観測点 5 地点の合計 9 地震に対する応答解析を実施した。ここでは、観測記録との整合が比較的良好であり、減衰が極端な値とならない「一般的な値を用いた振動数依存型減衰」モデルによる応答解析結果に基づき、地下深部の地震動の分布に関する定性的な特徴を抽出する。

実施した応答解析結果は、複数の地点（モデルの深さも地盤物性も異なる）における複数の地震動（地震動強さや周波数特性が異なる）に対するものであるため、相互に比較するために、次のような基準化を考える。深さ方向については、①地表からの地点ごとの深さをそのまま用いる、②S波速度が 700m/s 以上となる最も浅い層の上端を各地点で揃える、③最深部を-1、地表を 0 となるように深さのみを基準化して表示する、の 3 ケースとした。

次に、地震動の指標のうち、最大加速度については、①地表の最大加速度で基準化する、②最深部の最大加速度で基準化する、の 2 ケースとした。

最大せん断ひずみについては、①最深部の最大加速度で基準化する、②地表の  $SI$  で基準化する、③最深部の  $SI$  で基準化する、の 3 ケースとした。なお、 $SI$  は Spectrum Intensity で、周期 0.1 秒から 2.5 秒の減衰定数 20% の速度応答スペクトル  $S_v$  の平均値である。

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(t, h = 20\%) dt \quad (2-7)$$

表 2-19 には、各地点の地震動に関するパラメータを示す。図 2-47 には地表の最大加速度で、図 2-48 には最深部の最大加速度でそれぞれ基準化した場合の最大加速度の分布を示す。深さの表示は、上述の 3 種類としている。地表の最大加速度で基準化した図 2-47 では、赤い線で示されている小野田 (MYGH05) が他と異なる傾向を示しており、深さ方向の最大加速度の変動が少ない。この地点を除けば、地表から 100m 程度以深、あるいは S 波速度が 700m/s 以上の層の上端から 100m 以深では最大加速度がほぼ一定の値であるが、100m 以浅では最大加速度は主として地表付近で増幅する。これに対して、地中最深部の最大加速度で基準化した図 2-48 では、地下深部における最大加速度がほぼ一定で、地表付近でのみ大きく増幅する傾向がより明瞭になる。

最大せん断ひずみを最深部の最大加速度で基準化した図 2-49 では、最深部の最大加速度 1Gal あたりの地下深部の最大せん断ひずみは概ね  $10^{-5} \sim 10^{-4}$  % であり、すべての結果が 1 オーダーの範囲に収まる。

$SI$  により基準化した図 2-50、図 2-51 では、最大加速度で基準化した場合と比較して地中の最大せん断ひずみの分布の変動が小さい。地表の  $SI$  で基準化した地下深部 ( $V_s \geq 700\text{m/s}$  の層の上端から 100m 以上深いところ) の最大せん断ひずみは  $10^{-4}$  %/cm/s 前後、最深部の  $SI$  で基準化した場合には  $2 \times 10^{-4} \sim 10^{-3}$  %/cm/s 程度の範囲にある。

表 2-19 地点および地震動の主な諸元

地点	最深部 深さ (m)	Vs700m/s 以上 の層の上 端深さ(m)	地震 発生年月日	地表 Amax (Gal)	最深部 Amax (Gal)	地表 SI (cm/s)	最深部 SI (cm/s)
山方 IBRH16	303	12	2011.03.11	832.4	123.8	28.51	8.73
			2011.04.07	108.8	19.0	3.78	0.88
			2011.04.11	270.9	42.5	7.25	2.49
ひたちなか IBRH18	507	30	2011.03.11	650.4	114.6	30.91	10.03
			2011.04.11	294.3	50.4	9.60	1.89
小野田 MYGH05	340	170	2011.03.11	327.5	140.8	31.65	12.45
			2011.04.07	255.3	153.4	15.54	6.15
三原 HRSH01	208	28	2001.03.24	472.6	61.4	19.22	4.75
玄海 FKOH09	203	36	2005.03.20	211.9	49.1	12.58	3.82

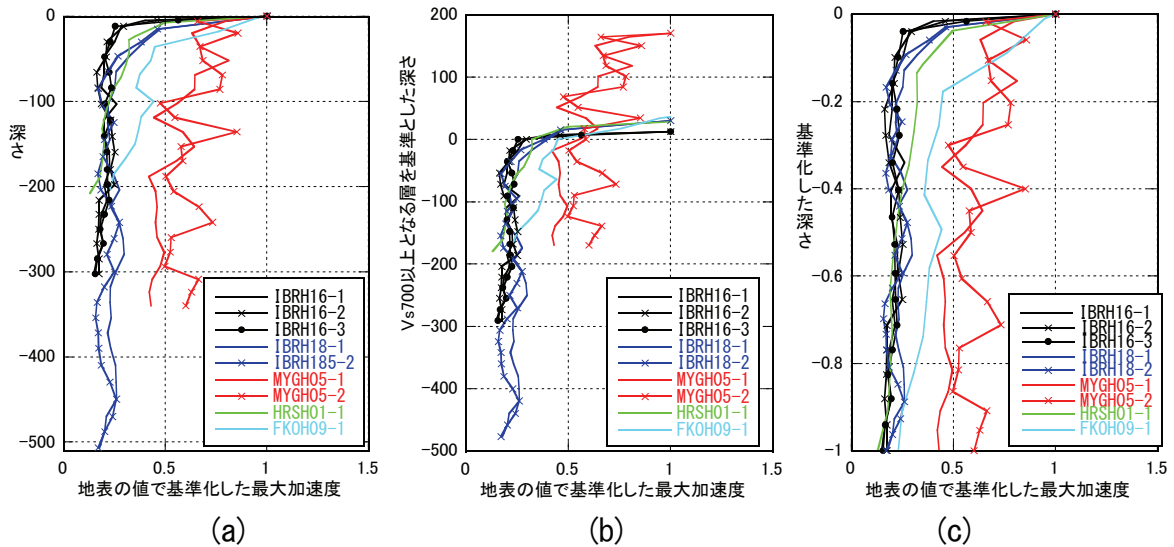


図 2-47 地表の最大加速度で基準化した最大加速度の分布

(a) 実際の深さ (b) Vs $\geq$ 700m/s の層上端を 0 とした場合 (c) 深さを基準化した場合



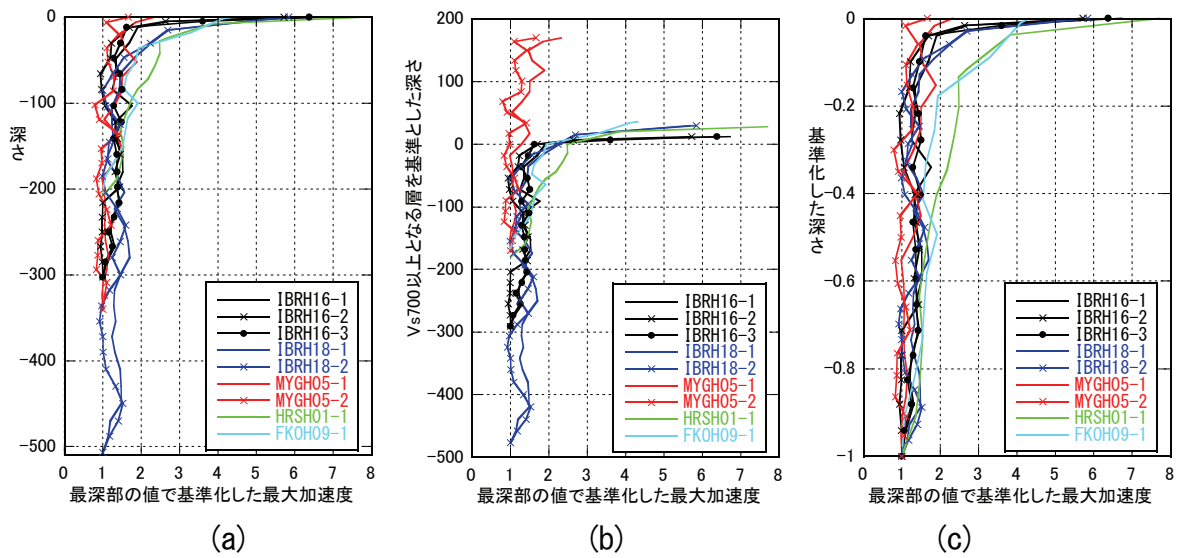


図 2-48 最深部の最大加速度で基準化した最大加速度の分布

(a) 実際の深さ (b)  $V_s \geq 700\text{m/s}$  の層上端を 0 とした場合 (c) 深さを基準化した場合

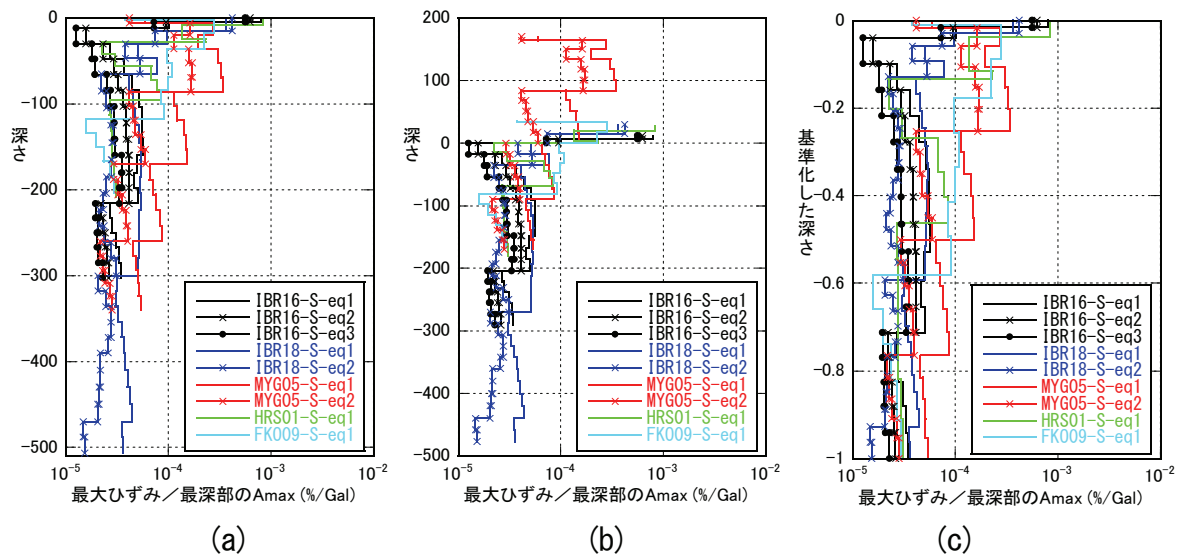


図 2-49 最深部の最大加速度で基準化した最大せん断ひずみの分布

(a) 実際の深さ (b)  $V_s \geq 700\text{m/s}$  の層上端を 0 とした場合 (c) 深さを基準化した場合

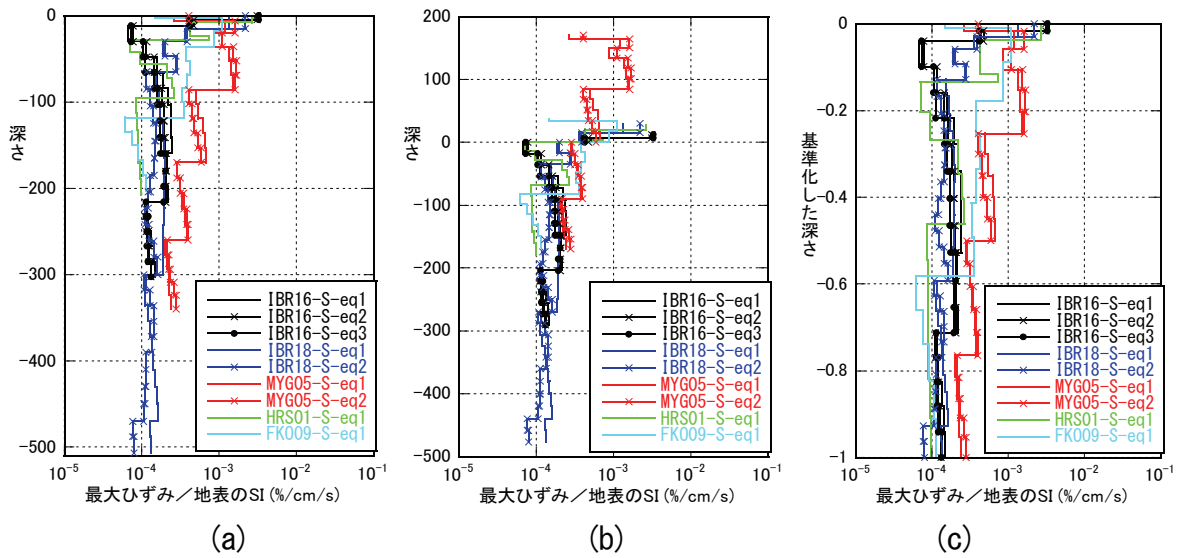


図 2-50 地表の SI で基準化した最大せん断ひずみの分布

(a) 実際の深さ (b)  $V_s \geq 700\text{m/s}$  の層上端を 0 とした場合 (c) 深さを基準化した場合

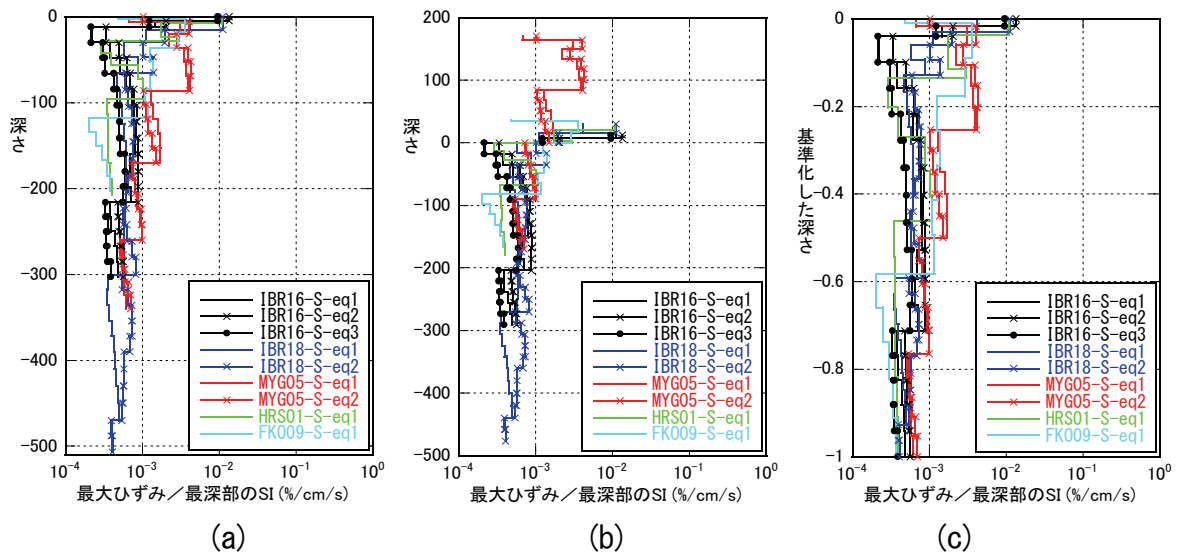


図 2-51 最深部の SI で基準化した最大せん断ひずみの分布

(a) 実際の深さ (b)  $V_s \geq 700\text{m/s}$  の層上端を 0 とした場合 (c) 深さを基準化した場合

## (5) まとめ

以上の検討結果に関する考察と得られた知見は以下のとおりである。

記録の地表加速度波形やスペクトル比の再現性は、振動数依存型の地盤同定解析が最も良好である。一般的な振動数依存型減衰は同定解析よりやや劣る傾向はあるが、概ね良好に記録を再現する。履歴型減衰は特に高振動数側で減衰を過大評価し、高振動数の振幅を過小に評価する傾向を示す。ただし、地盤同定解析では、減衰定数の地中での変動がやや大きくなる場合があり、地盤条件によっては、通常用いられる減衰の値に比べ過大となる場合があることに注意が必要である。また、S波速度の深度分布や最大せん断ひずみの分布に比べ、最大加速度の分布は解析手法間の差はあまり大きくない。ただし、地盤のS波速度が比較的小さい地点では、最大加速度分布の解析手法間の差がやや大きい。

地下深部の地震動の分布については、 $V_s \geq 700\text{m/s}$ の層の上端から100m以上深いところに着目すれば、地点や入力地震動の特性によらず、最大加速度や最大ひずみの分布は、一般化できそうである。

最大加速度の深さ方向の分布は、地下深部ではほぼ一定で、地表付近で大きく増幅している。特に、硬質地盤の上端から100m以上深いところでは、最大加速度の変化は小さい。

地下深部 ( $V_s \geq 700\text{m}$  の層内) における最大せん断ひずみの分布は、地下最深部の最大加速度、地表のSI、地下最深部のSIで基準化することにより地点や地震によらず1オーダー程度の範囲に収まる。

このように、地下最深部の地震動強さ等による基準化を試みたが、各地点の地盤条件は考慮していない。特にひずみについては、地盤の剛性と密接に関係するため、評価の対象とする深さにおける剛性を考慮した応力を評価することで、地点ごとの変化がさらに小さくなり、一般化できる可能性があるのではないかと考えられる。ただし、詳細な検討は今後の課題である。

## 2.2 距離減衰式に基づく応答スペクトルの適用性に関する検討

原子力施設の耐震設計において、基準地震動を評価する手法の一つとして、Noda *et al.*(2002)の距離減衰式に基づく応答スペクトル（以後、「耐専スペクトル」という）が用いられる。通常、S波速度 ( $V_s$ ) が 700m/s 以上の工学的基盤面の表層を取り除いた解放基盤面上において適用される。しかし、地層処分施設の地下施設は、300m 以上の深い岩盤内に設置されることから、解放基盤面より深くなることが考えられる。そのため、KiK-netの地中観測波を用いて、いわゆる「はぎとり解析」を行うことで、解放基盤波を推定すれば、耐専スペクトルを地中の地震観測記録によって検証することができる。

ところが、はぎとり解析を精度良く実施するためには、地震観測記録を良く説明できる地盤モデルを設定しなくてはならない。将来、地層処分施設の調査サイトではそのための地盤調査を実施することになるが、現在、KiK-netの地震観測記録を用いた耐専スペクトルの検証のために必要な精度良い地盤モデルがないので工夫が必要である。

そこで、KiK-netの地中地震波の観測記録の応答スペクトルに対する、その地震諸元を設定した耐専スペクトルの比を、過去の地震記録を用いて補正係数としてあらかじめ求めておき、東北地方太平洋沖地震の地中観測記録に、この補正係数を乗じて、東北地方太平洋沖地震の諸元を設定した耐専スペクトルとの比較を行うことにより、耐専スペクトルの適用性を検討することとした。

## 2.2.1 KiK-net 地震観測記録の応答スペクトルと距離減衰式に基づく応答スペクトルとの比較

### (1) 地中地震動と距離減衰式（基盤波）の比較

地中で定義された地震動を耐震性評価に用いる場合を想定し、収集した KiK-net の地中地震記録と耐専スペクトルとの比較を行った。KiK-net の地震観測地点ごとの地中地震動の応答スペクトルと耐専スペクトルの比（以下、「応答スペクトル比」という）を解放基盤と地中の地震動の増幅特性の補正係数と考え、解放基盤波と同様に地下深部の地中地震動を耐専スペクトルで評価する。

応答スペクトル比には地震観測地点の増幅特性の他に、地震発生様式（内陸地殻内、プレート間、海洋プレート内）による差が含まれるので、この分類ごとに整理した。本検討では耐専スペクトルを地中地震記録に適用した場合の評価精度（平均値、対数標準偏差）を把握して、地震発生様式ごとに極端に変動することがないかを検討した。地震観測地点ごとに地中地震記録と耐専スペクトルの応答スペクトル比を以下の手順により求めた。

- ① 収集した地表最大加速度 10Gal 以上の地震観測記録から、耐専スペクトルの適用範囲であるマグニチュード 5.5 以上の地震の記録を抽出した。
- ② 地震発生様式は、内陸地殻内地震( $M \geq 5.5$ )と震源深さが 30km~60km の海溝型地震に分類して検討した。
- ③ 抽出した地中地震記録の擬似速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を算定し、その地震に対応するマグニチュード、等価震源距離と地震観測地点ごとの地中地震計設置位置の  $V_s$  及び  $V_p$  から耐専スペクトルを求めた。なお、等価震源距離は震源距離とした。

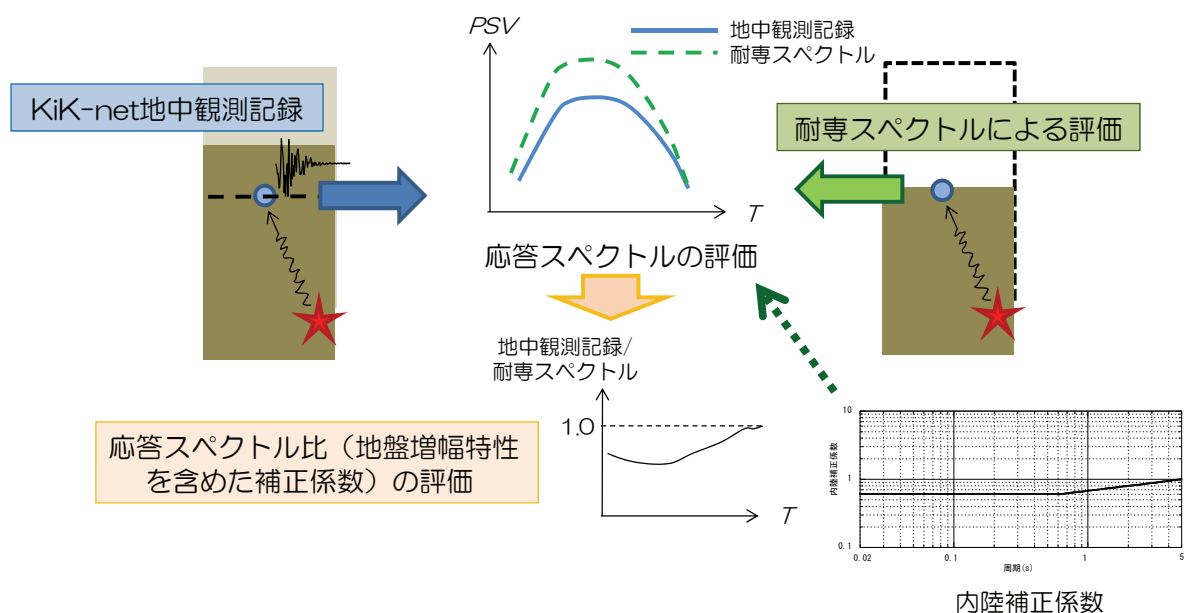


図 2-52 距離減衰式（耐専スペクトル）との比較の検討概要

④ 地中地震記録と耐専スペクトルの応答スペクトル比を算定し、地震観測地点ごとに  
 平均値とばらつき（対数標準偏差）を算定した。

検討概要をまとめて、図 2-52 に示す。

## (2) 内陸地殻内地震の検討結果

①②の条件で観測記録の抽出を行った結果、総記録数は 197 個となった。応答スペクトル比の算定例として、10 個以上の観測記録の得られた地点の結果を図 2-53 に、各地点の応答スペクトル比の平均値と対数標準偏差を、図 2-54、図 2-55 にそれぞれ示す。なお、耐専スペクトルの内陸補正係数に関しては、ここでは考慮していない。

応答スペクトル比の平均値については地震記録が 10 個以上の地点では津川ではほぼ全周期帯で 1 を下回ったが、山方、会津高田では周期 1 秒以上の長周期域で 1 を上回った。また、応答スペクトル比の対数標準偏差はほぼ 0.3~0.7 の範囲であった。

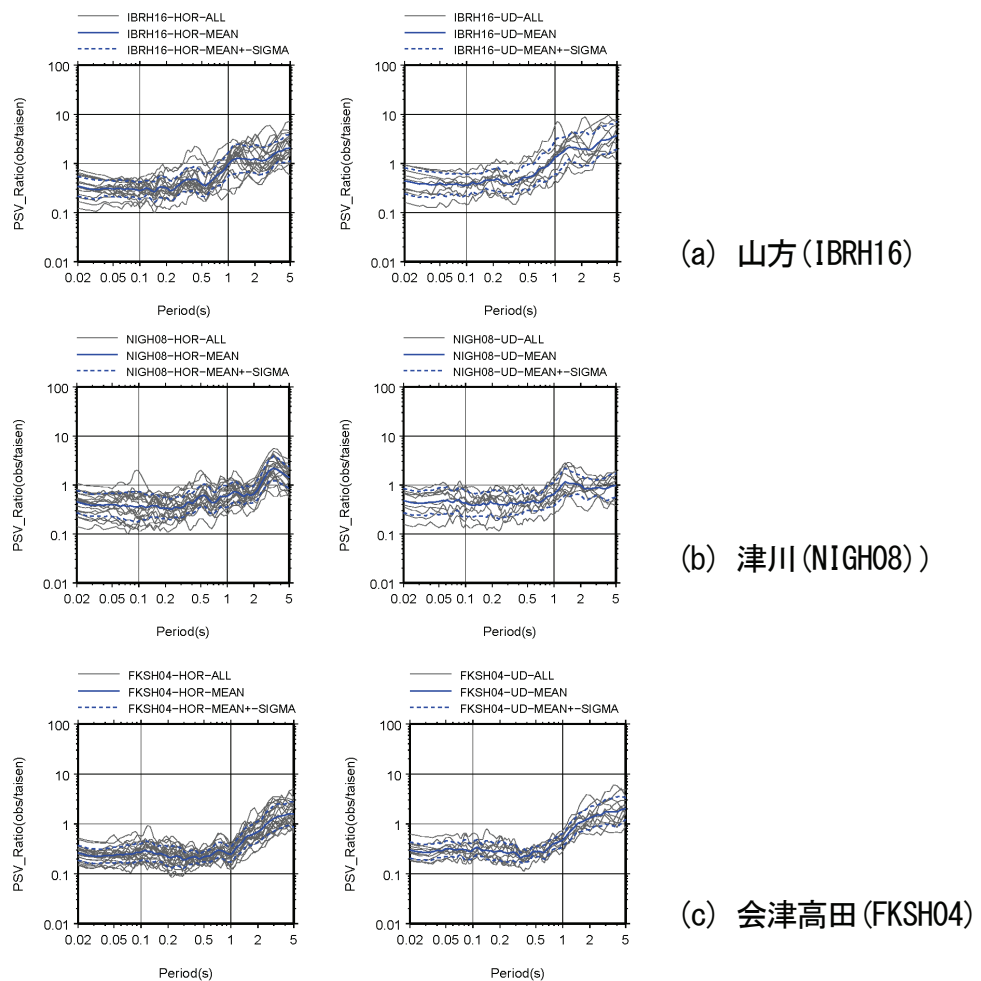
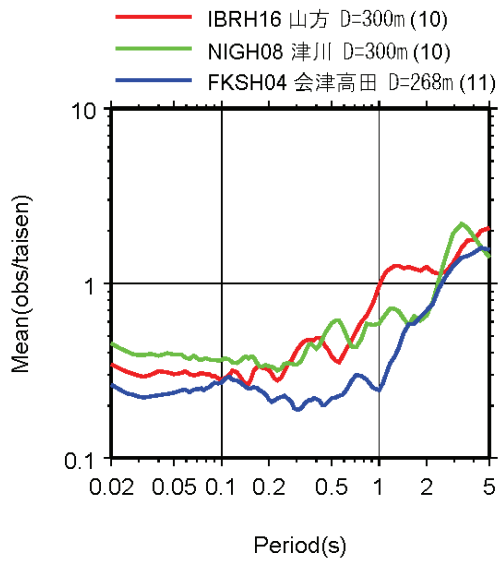
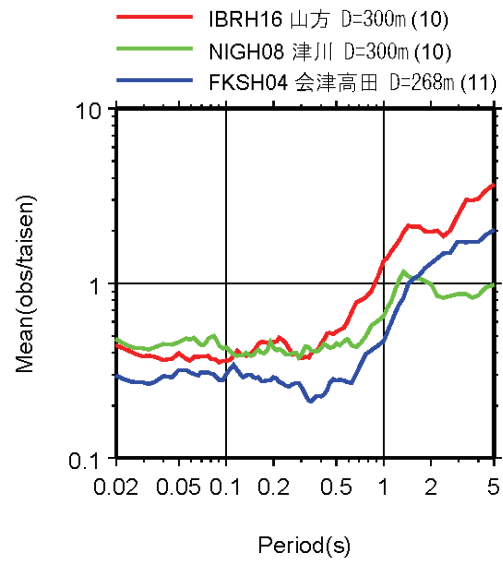


図 2-53 応答スペクトル比（内陸地殻内地震）



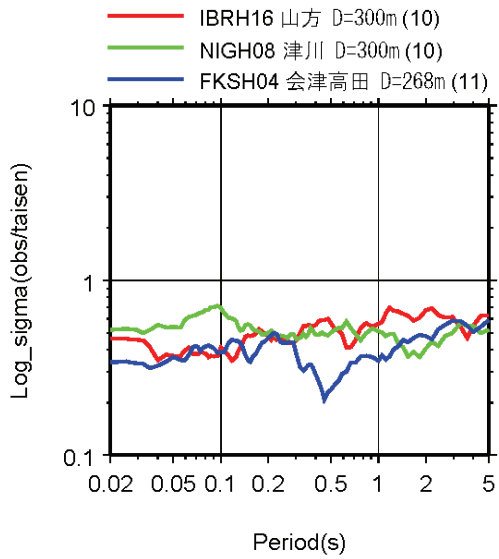
(a) 水平方向



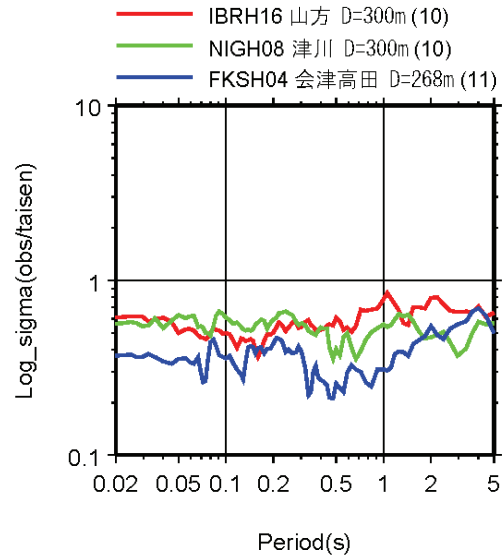
(b) 上下方向

注)D は観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-54 応答スペクトル比の平均値 (内陸地殻内地震)



(a) 水平方向



(b) 上下方向

注)D は観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-55 応答スペクトル比の対数標準偏差 (内陸地殻内地震)

### (3) 内陸補正の検討

これまで、内陸地震の地中地震動と耐専スペクトルの比率について示したが、Noda *et al.*(2002)では、内陸の浅い地震では図 2-53 に示す内陸補正係数を用いた検討を行っているため、本検討においても内陸補正係数を考慮した場合の検討を行った。同様に 3 箇所の地震観測地点について内陸補正の有無による応答スペクトル比の平均値比較を、図 2-56 に示す（対数標準偏差は同様）。

標準内陸補正係数は短周期成分で 0.6、長周期成分で 1.0 となっているため、これを考慮すると地中地震動と耐専スペクトルの比は短周期域で大きくなるものの、概ね周期 1 秒以下で 1 を下回った。

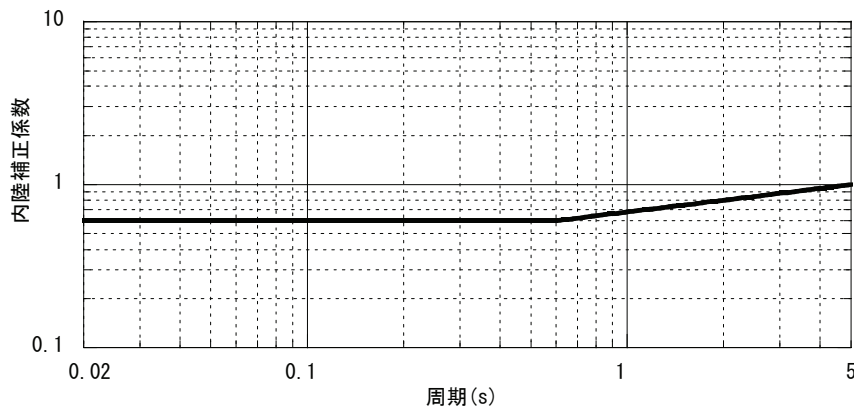
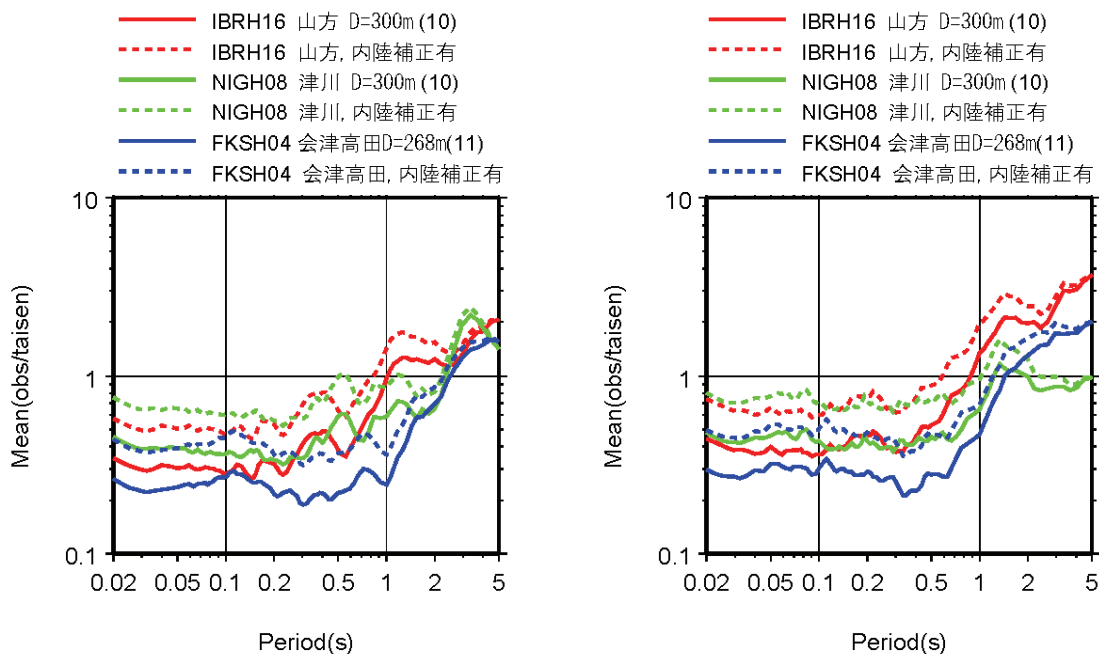


図 2-56 Noda et al. (2002) の内陸補正係数



(a) 水平方向

(b) 上下方向

注) D は観測点深さ、( )内は収集地震の数を示す

図 2-57 応答スペクトル比の平均値（内陸補正の有無による比較）



#### (4) 海溝型地震の検討結果

①②の条件で観測記録の抽出を行った結果、総記録数は387個となった。対象とした地震の震央位置と震源深さ分布を、図2-58に示す。応答スペクトル比の算定例として、10個以上の観測記録の得られた地点の結果を図2-59に、各地点の応答スペクトル比の平均値と対数標準偏差を図2-60、図2-61にそれぞれ示す。

応答スペクトル比の平均値については地震記録が10個以上の地点ではほぼ全周期帯で1を下回っており、周期5秒付近でほぼ1に収束している。また、応答スペクトル比の対数標準偏差はほぼ0.3~0.7の範囲であった。

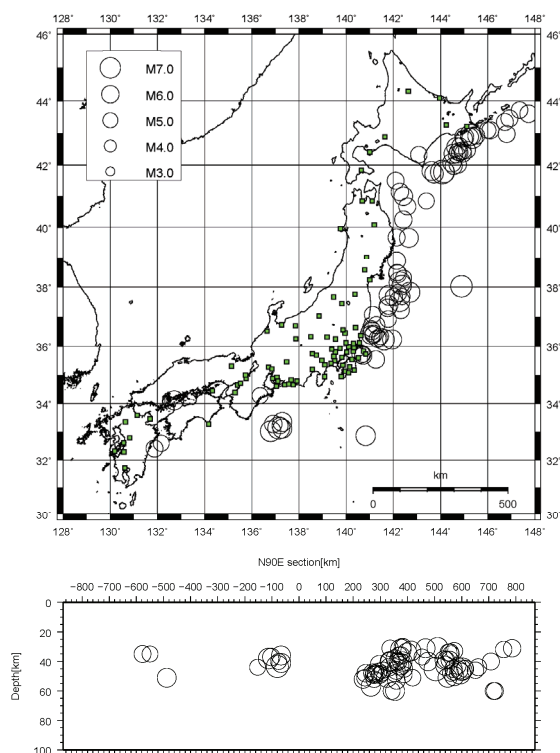
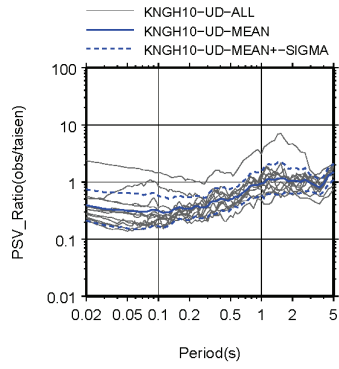
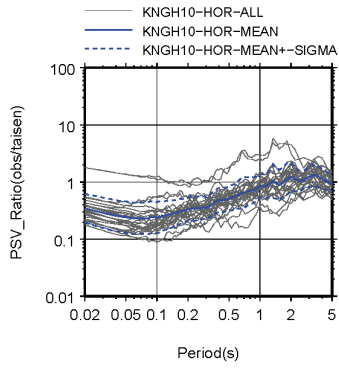
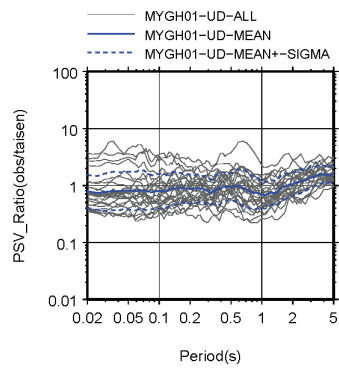
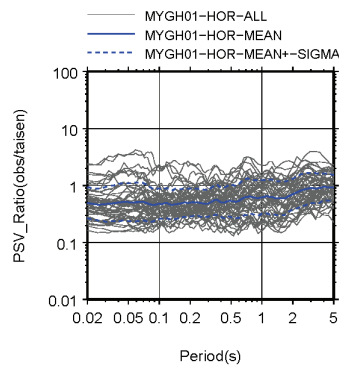


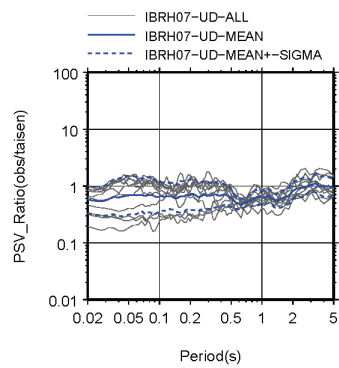
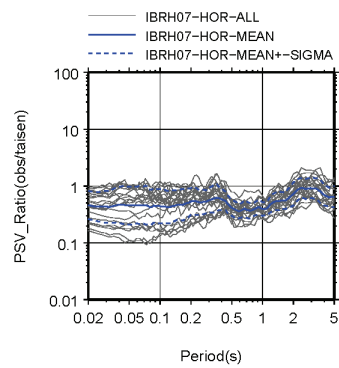
図2-58 耐専スペクトルの検討対象とする海溝型地震の震央位置と震源深さ



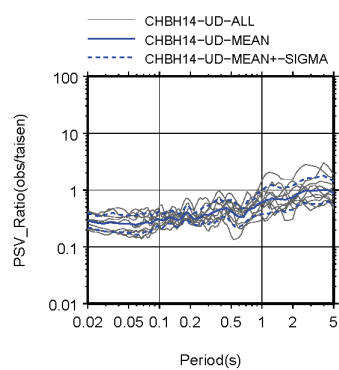
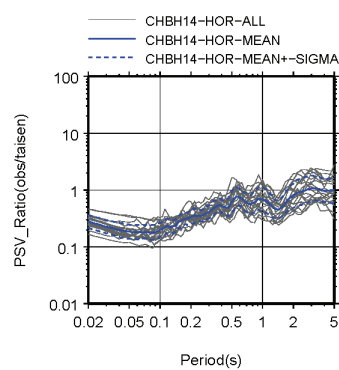
(a) 横浜(KNGH10)



(b) 仙台(MYGH01)

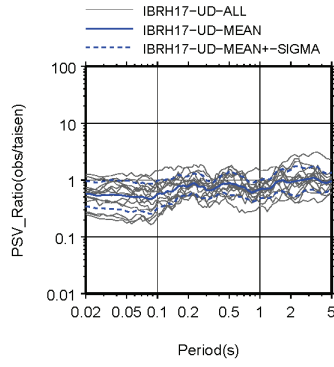
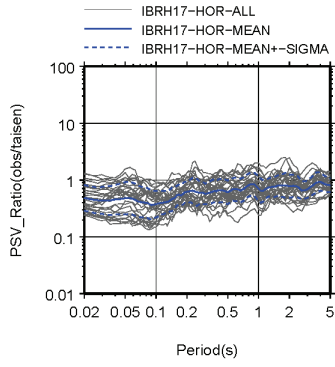


(c) 江戸崎(IBRH07)

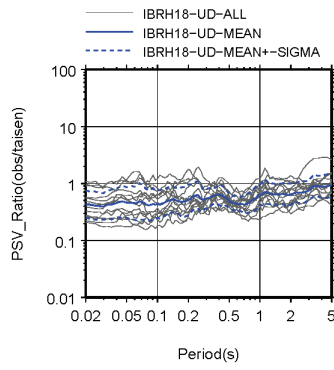
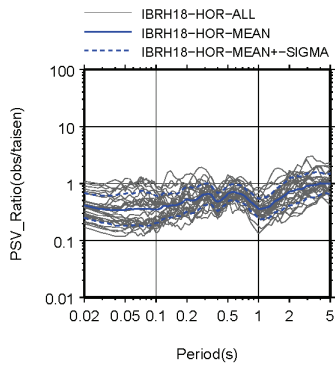


(d) 銚子中(CHBH14)

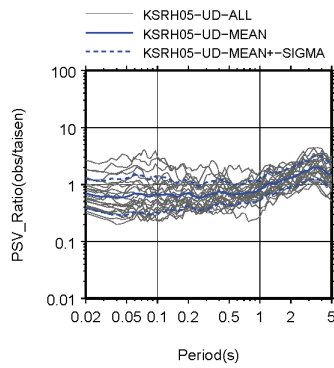
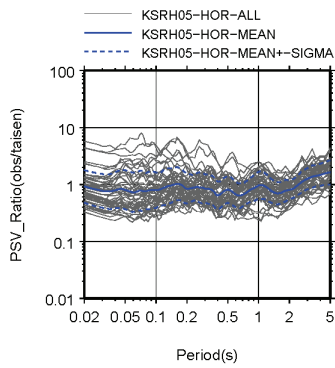
図 2-59 応答スペクトル比 (海溝型地震) (1)



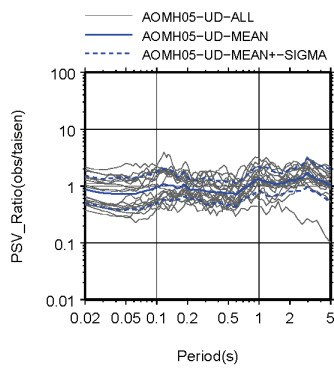
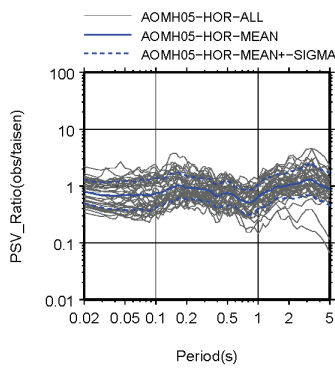
(e) 霞ヶ浦 (IBRH17)



(f) ひたちなか (IBRH18)

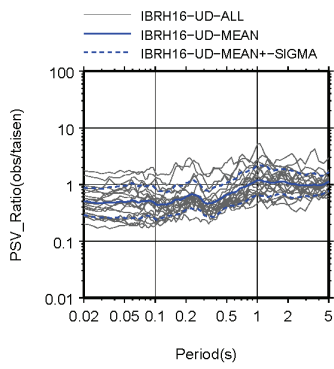
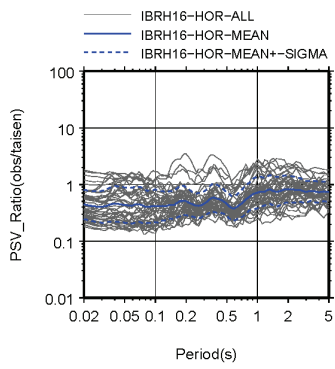


(g) 鴨居西 (KSRH05)

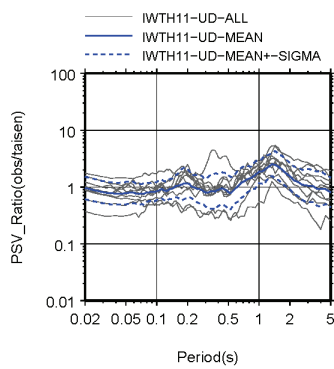
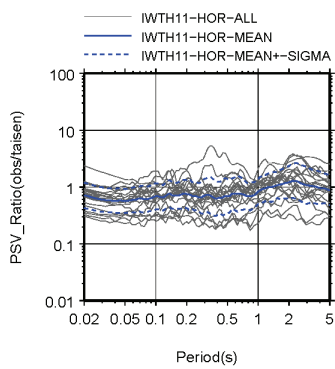


(h) 野辺地 (AOMH05)

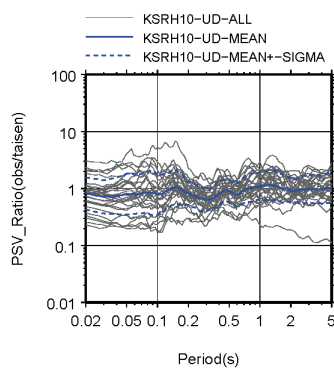
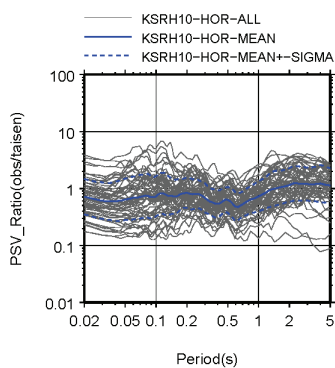
図 2-59 応答スペクトル比 (海溝型地震) (2)



(i) 山方 (IBRH16)

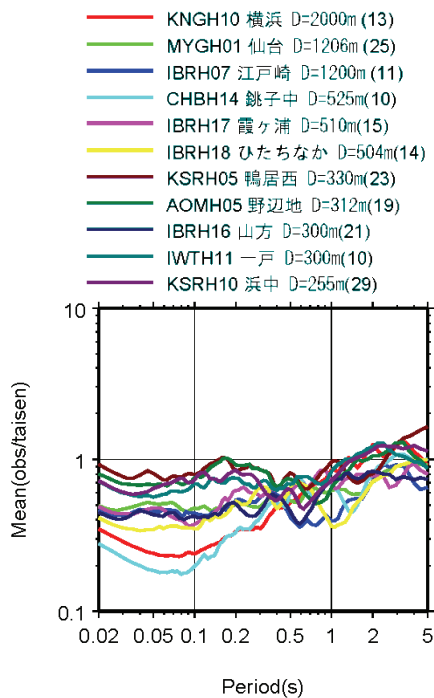


(j) 一戸 (IWTH11)

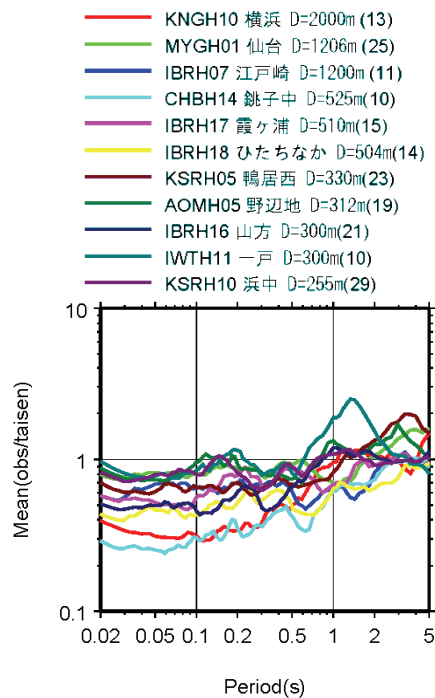


(k) 浜中 (KSRH10)

図 2-59 応答スペクトル比 (海溝型地震) (3)



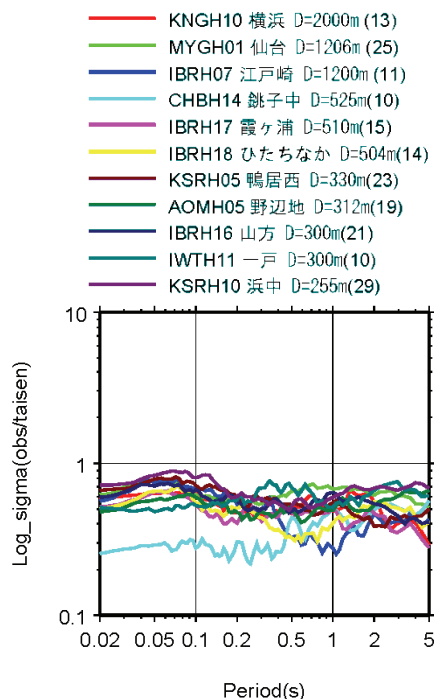
(a) 水平方向



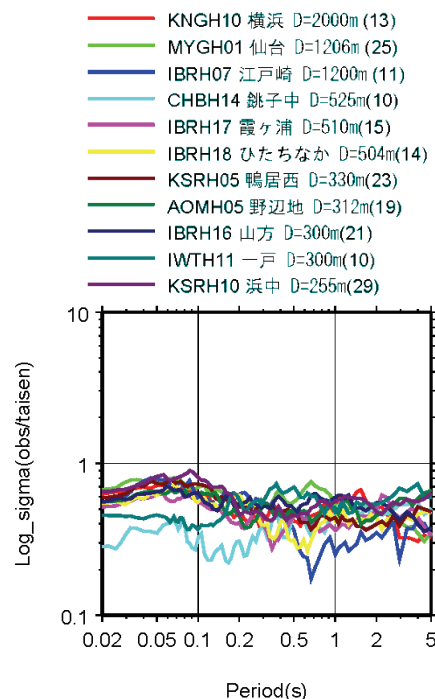
(b) 上下方向

注)Dは観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-60 応答スペクトル比の平均値 (海溝型地震)



(a) 水平方向



(b) 上下方向

注)Dは観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

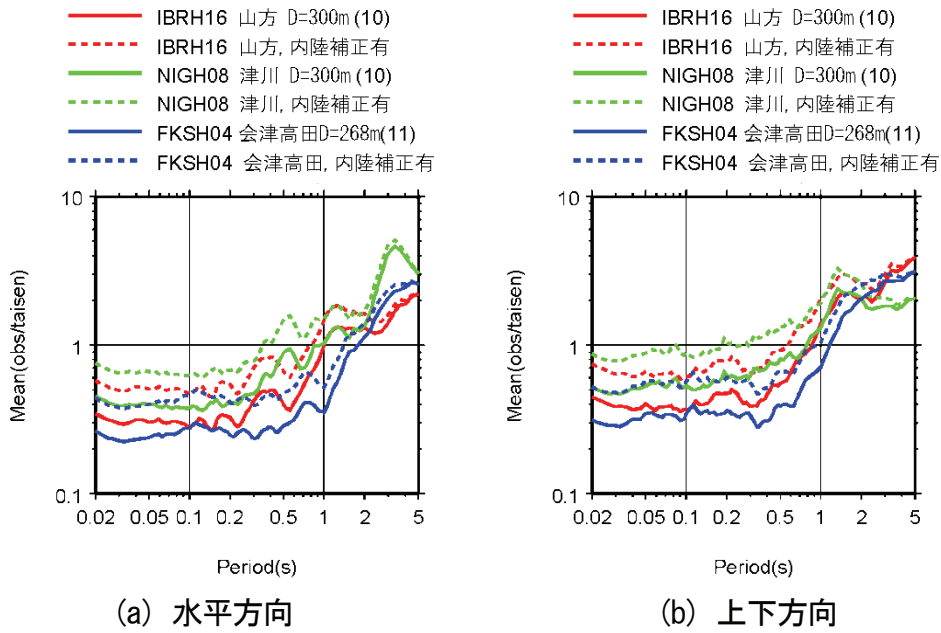
図 2-61 応答スペクトル比の対数標準偏差 (海溝型地震)

#### (5) 地震基盤からの増幅特性の比較

これまで、地中地震動と耐専スペクトルの応答スペクトル比について示したが、耐専スペクトルの地震動評価位置は地中地震計の設置位置を基準とした。地中地震計の設置位置は地下 300m 以深で十分堅固な地層であるが、地層処分の耐震性評価においては基準地震動を解放基盤または地震基盤で定義することも考えられる。そこで、本項では耐専スペクトルの地震動評価位置を地震基盤( $V_s=2.2\text{km/s}$ ,  $V_p=4.2\text{km/s}$ )として、地中地震動との比較を行った。

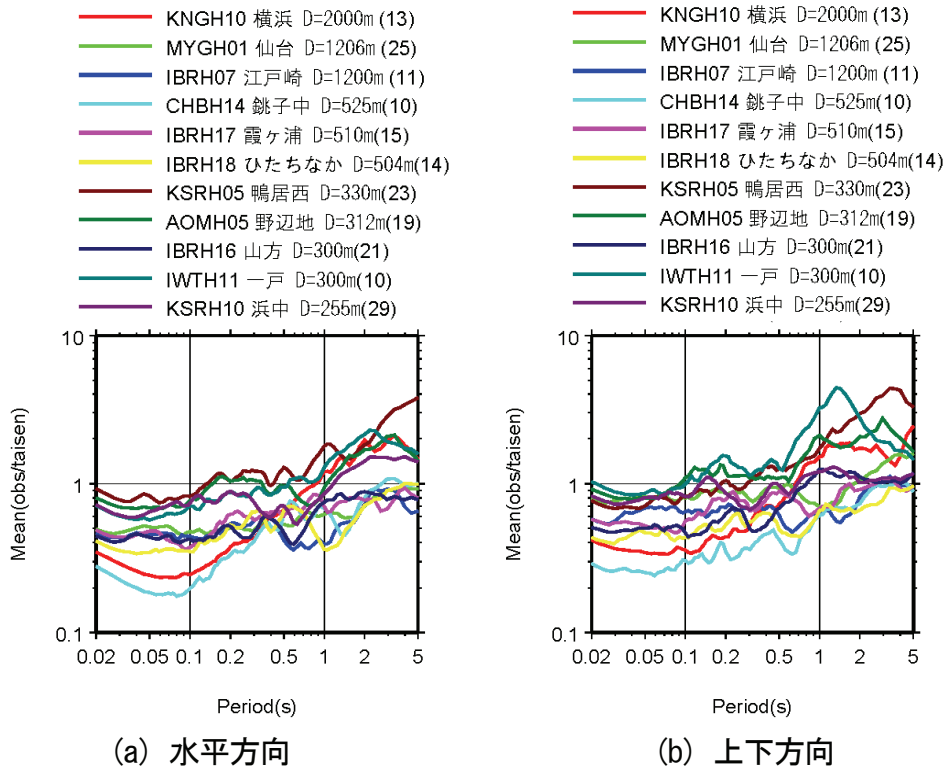
これまでの検討に用いた観測記録について、地中地震動と地震基盤における耐専スペクトルの応答スペクトル比の平均値を、図 2-62 (内陸地殻内地震)、図 2-63 (海溝型地震) に示す (対数標準偏差は同様)。

耐専スペクトルにおいては地震基盤から解放基盤までの地盤増幅率は長周期成分で考慮され、短周期成分で 1.0 に設定されているため、地震計設置位置の  $V_s$  が小さい地点では応答スペクトル比は長周期成分で増大しているが、短周期領域では 1 を下回っている。



注)Dは観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-62 地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値 (内陸地殻内地震)



注)Dは観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-63 地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値 (海溝型地震)

## (6) 震源タイプによる比較

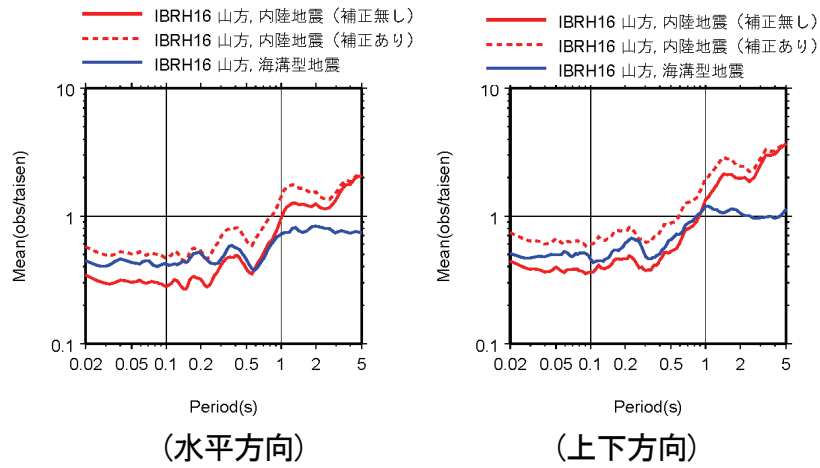
これまで、地中地震動と耐専スペクトルの応答スペクトル比について、内陸地震と海溝型地震に分類して示したが、各々には観測記録と耐専スペクトルの違いの要因として以下が含まれている。

- ① 地震基盤から解放基盤までの増幅特性（耐専スペクトル）と地震基盤から地震計設置位置までの増幅特性（観測記録）の差
- ② 震源タイプの地域性の差

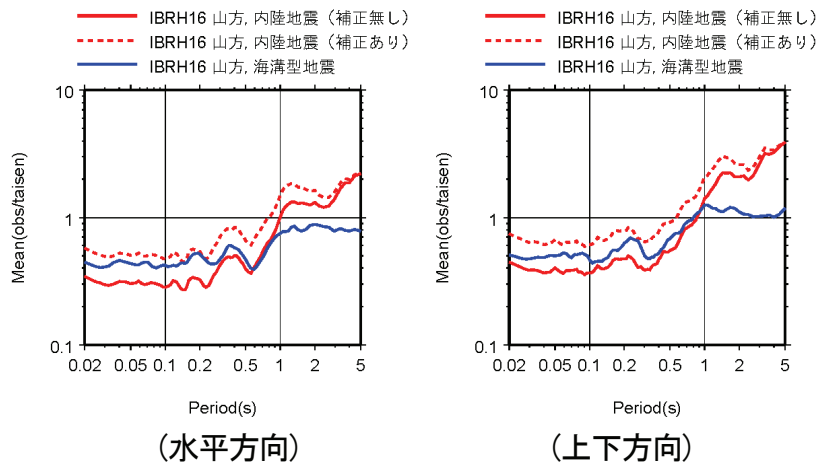
ここでは、②の震源タイプについて、内陸地震と海溝型地震の差を比較するため、両者に共通する地点（IBRH16, 山方）について応答スペクトル比の平均値の比較を行った結果を、耐専スペクトルを地震計設置位置で評価した場合と地震基盤で評価した場合について、図 2-64 に示す。内陸地震については内陸補正を考慮する場合としない場合を示した。また、対数標準偏差の比較（評価位置によらず共通）を、図 2-65 に示す。

なお、IBRH16 地点については地震計設置位置の P 波速度 ( $V_p$ ) が 4.0km/s、S 波速度 ( $V_s$ ) が 2.05km/s と、ほぼ地震基盤と同程度の硬さのため、図 2-64 における違いはほとんど認められない。IBRH16 地点は応答スペクトル比の平均は短周期域では内陸補正を考慮した内陸地震と海溝型地震がほぼ同レベルで、長周期域では内陸地震が海溝型地震を上回っている。また、対数標準偏差については震源タイプによらずほぼ同程度の値である。





(a) 耐専スペクトルを地震計設置位置で評価



(b) 耐専スペクトルを地震基盤で評価

図 2-64 地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値 (評価位置の違い)

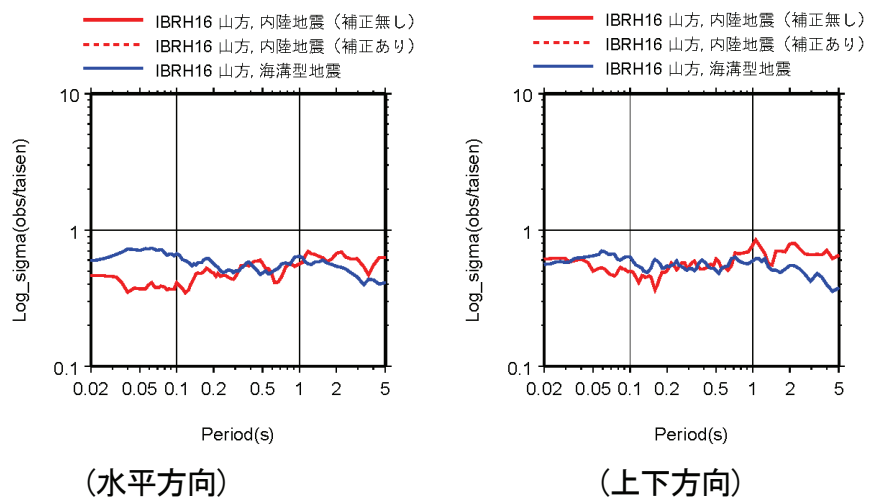


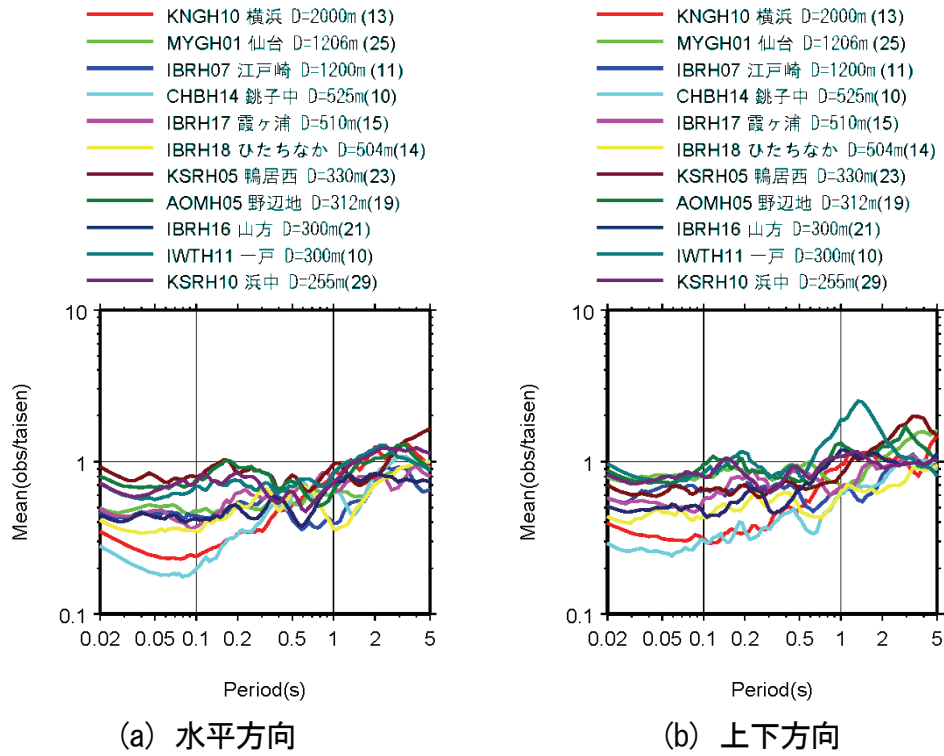
図 2-65 耐専スペクトルとの比の対数標準偏差 (評価位置によらず共通)

## 2.2.2 距離減衰式に基づく応答スペクトルによる地中地震動の評価

### (1) 検討方法

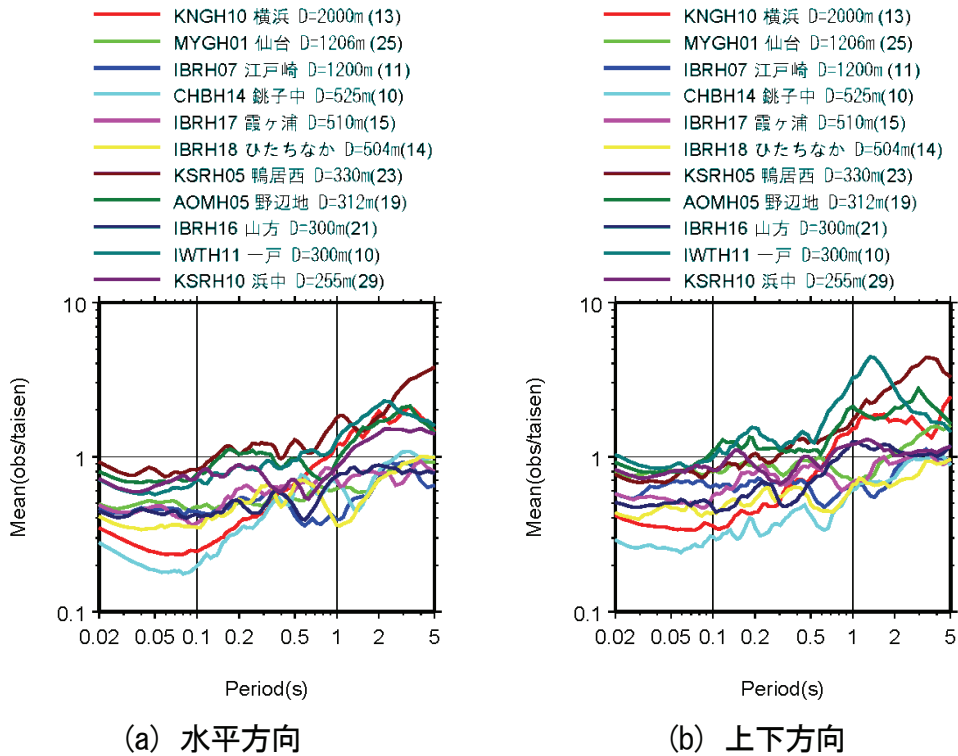
2.2.1 では、深度 250m 以深に地震計が設置され、地盤構造データの公開されている KiK-net の地震観測地点（観測記録数 $\geq 10$ ）について、地中地震計設置位置又は地震基盤に対する補正係数を地震発生タイプ毎に評価した。これらのうち、プレート間地震に対する耐専スペクトルの補正係数を用いて 2011 年東北地方太平洋沖地震に対する地中地震動の応答スペクトルを推定し、観測記録との比較を行う。

これまで検討したプレート間地震に対する耐専スペクトルの補正係数を算定した観測地点（観測記録数 $\geq 10$ ）は計 11 地点であった。これらの解放基盤に対する各地点の補正係数の平均値を図 2-66 に、地震基盤に対する補正係数の平均値を図 2-67 に、対数標準偏差を図 2-68 にそれぞれ示す。なお、日本原子力学会標準「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007」（(社)日本原子力学会，2007 年 9 月，p.228）によれば、解放基盤における耐専スペクトルの対数標準偏差は 0.53 である。



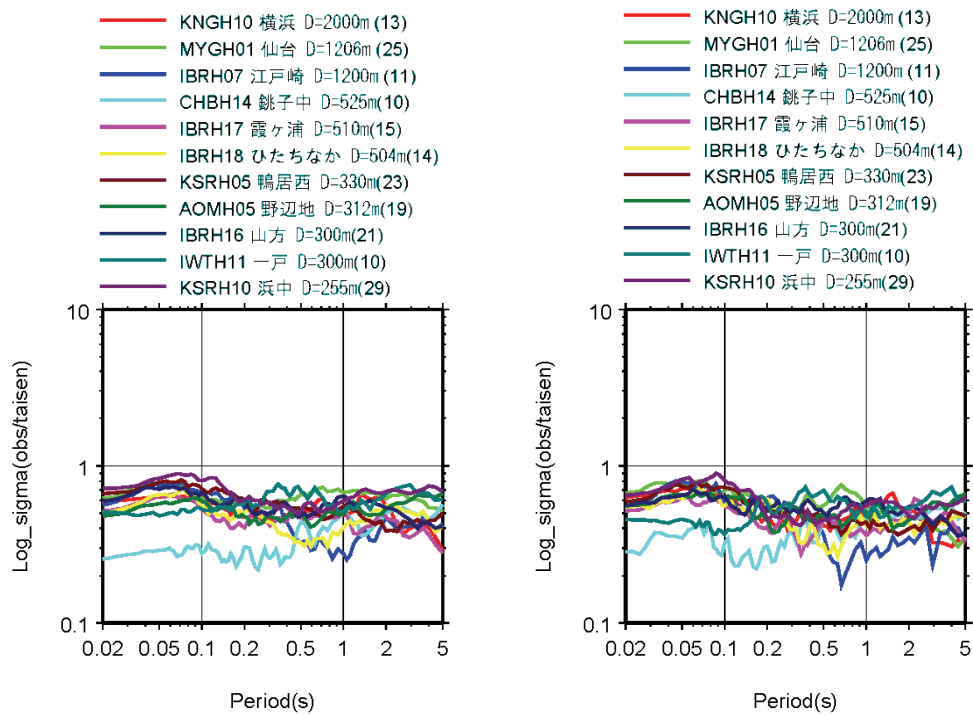
注)D は観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-66 地中観測点位置の耐専スペクトルとの比の平均値(海溝型地震)



注)D は観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-67 地震基盤の耐専スペクトルとの比の平均値(海溝型地震)



(a) 水平方向

(b) 上下方向

注) D は観測点深さ, ( )内は収集地震の数を示す

図 2-68 耐専スペクトルとの比の対数標準偏差(海溝型地震)

(耐専スペクトルの評価位置によらず共通)

## (2) 防災科学技術研究所(2011)の断層面による検討

### (i) 検討条件

耐専スペクトルの評価に際しては、地震規模（マグニチュード）と等価震源距離  $X_{eq}$  の設定が必要となる。このうち、マグニチュードについては、耐専スペクトルが気象庁マグニチュード  $M_j$  により定義されているため、 $M_j=8.4$  とするが、マグニチュードをモーメントマグニチュード  $M_w=9.0$  とした場合についても検討を行う。等価震源距離を設定するための断層モデルは、最も単純に、防災科学技術研究所(2011)による一様断層面を用いる。

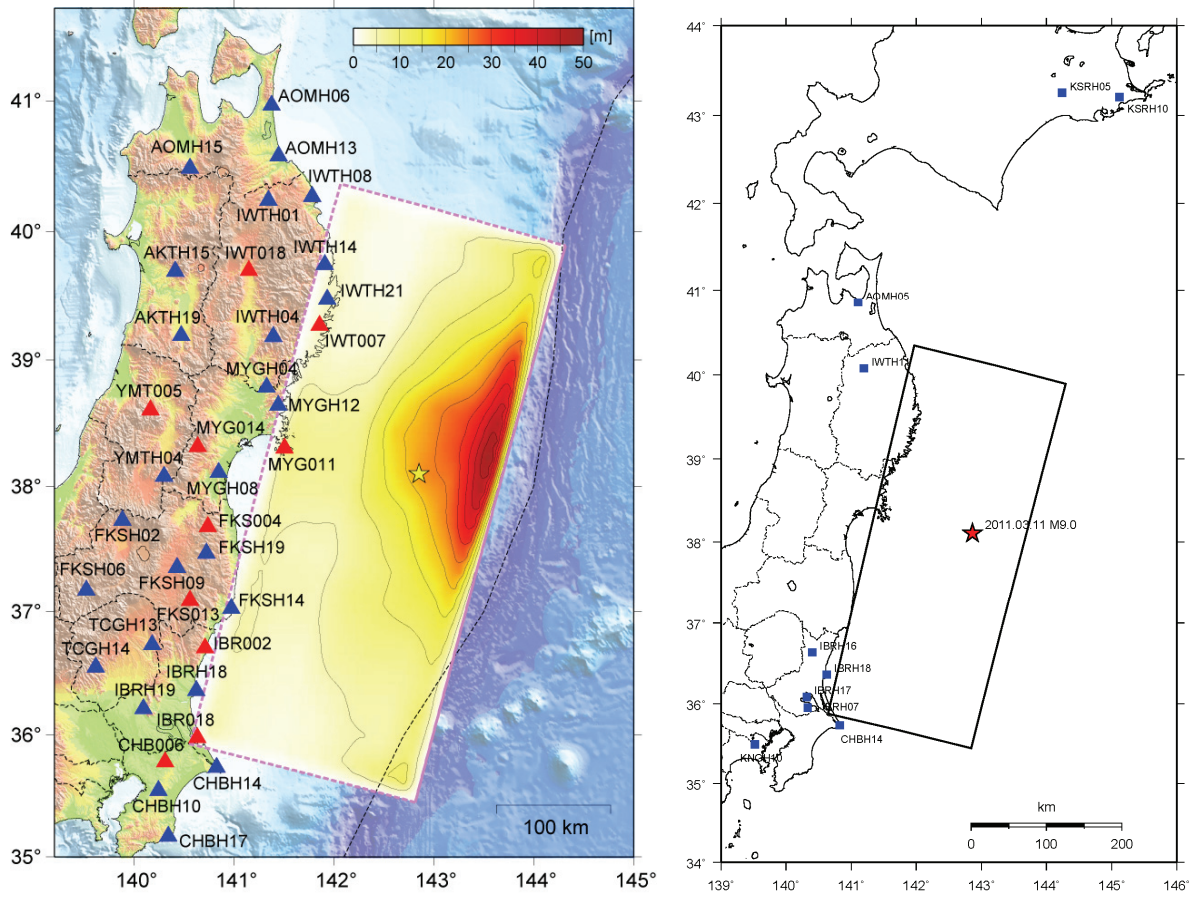
防災科研による断層面(参考文献)と、本検討で対象とする観測地点との位置関係を、図 2-69 に示す。なお、MYGH01(宮城)地点については観測記録が公開されていないため、これを除く 10 箇所の観測地点を対象とした。また、これにより算定した各地点の等価震源距離を、表 2-20 に示す。表には参考として断層最短距離も示した。

対象地点の等価震源距離は 160~590km であった。耐専スペクトルの適用範囲（データベースの範囲）は震源距離が約 200km 以下であるが、ここでは Noda *et al.*(2001)によるコントロールポイントを外挿することにより応答スペクトルの評価を行う。

### (ii) 検討結果

対象とする 10 地点について、地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較を、図 2-70 に示す。KNGH10 地点( $X_{eq}=313\text{km}$ )、IBRH07 地点( $X_{eq}=204\text{km}$ )、IBRH17 地点( $X_{eq}=199\text{km}$ )、IBRH18 地点( $X_{eq}=163\text{km}$ )、IBRH16 地点( $X_{eq}=180\text{km}$ )は、短周期成分に関しては耐専スペクトルによる評価結果は観測記録より小さめであったが、周期約 0.5 秒より長周期側では  $M=8.4$  による評価結果と観測記録はほぼ整合している。

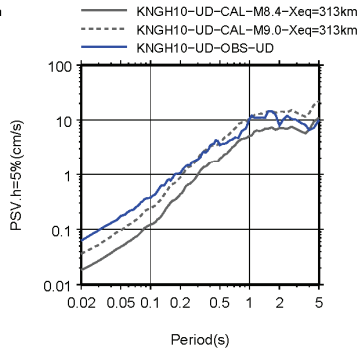
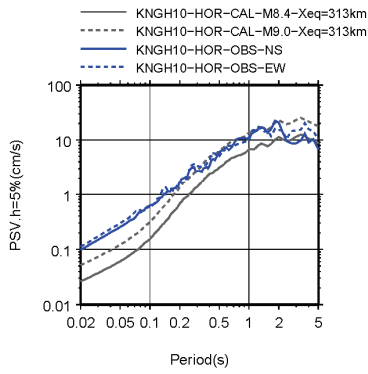
また、CHBH14 地点( $X_{eq}=179\text{km}$ )は短周期では  $M=9.0$ 、長周期側では  $M=8.4$  の評価結果と整合しており、KSRH05 地点( $X_{eq}=564\text{km}$ )、IWTH11 地点( $X_{eq}=214\text{km}$ )、AOMH05 地点( $X_{eq}=291\text{km}$ )は観測記録と  $M=8.4$  の評価結果が概ね一致している。これに対し KSRH10 地点( $X_{eq}=585\text{km}$ )では全体的に耐専スペクトルによる評価が観測記録を上回っている。



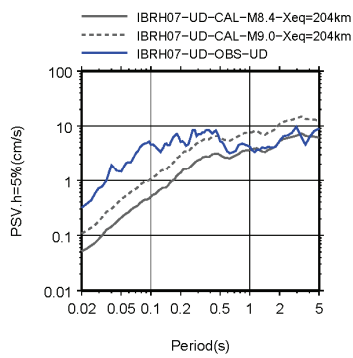
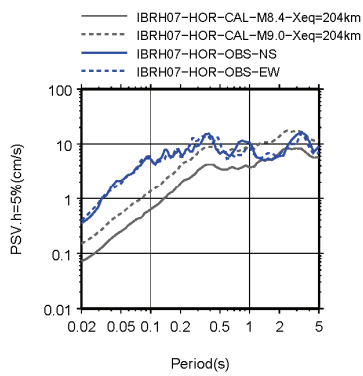
(a) 防災科学技術研究所(2011)による断層面 (b) 検討対象とする観測地点(KiK-net)  
 図 2-69 防災科学技術研究所(2011)による断層面と検討対象とする観測地点

表 2-20 検討対象観測地点の等価震源距離ほか  
 (防災科学技術研究所(2011))

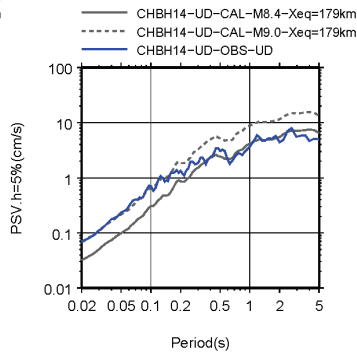
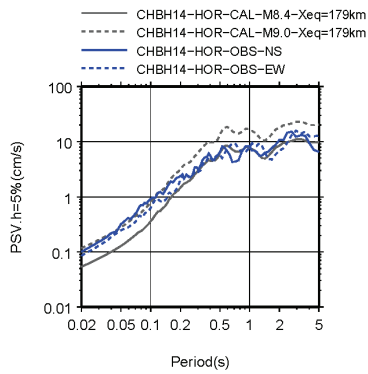
NO.	観測点 コード	観測点名	地震計設置 深度(m)	等価震源 距離 (km)	断層最短 距離 (km)
11	KNGH10	横浜	2000	312.5	116.9
24	IBRH07	江戸崎	1200	204.3	58.4
41	CHBH14	銚子中	525	179.3	49.6
42	IBRH17	霞ヶ浦	510	198.8	60.1
43	IBRH18	ひたちなか	504	162.8	55.0
58	KSRH05	鶴居西	330	564.3	360.8
59	AOMH05	野辺地	312	290.6	106.7
68	IBRH16	山方	300	180.2	63.5
69	IWTH11	一戸	300	214.5	79.4
83	KSRH10	浜中	255	584.8	373.8



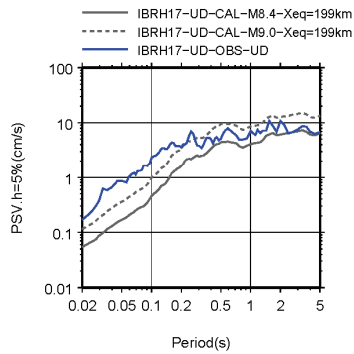
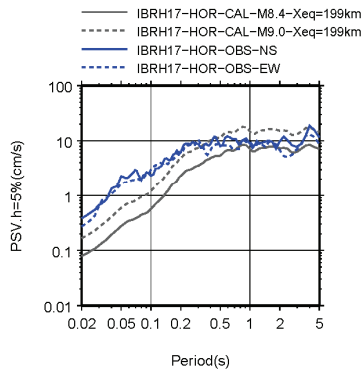
(a) 横浜 (KNGH10)



(b) 江戸崎 (IBRH07)

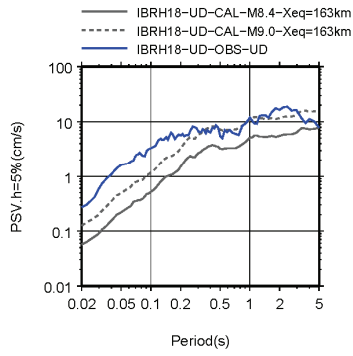
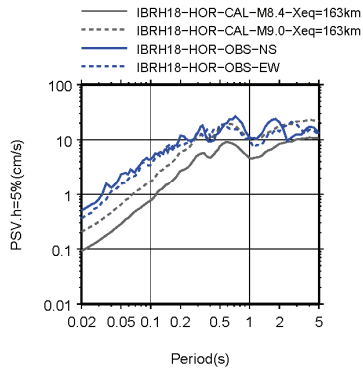


(c) 銚子沖 (CHBH14)

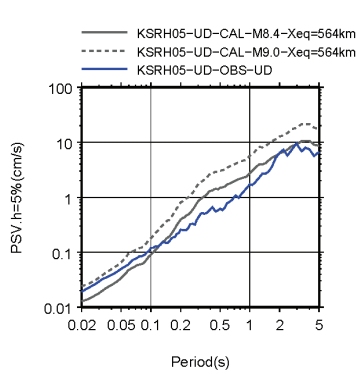
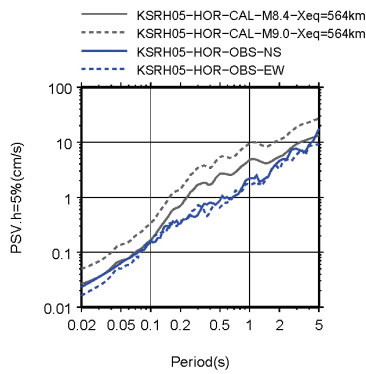


(d) 霞ヶ浦 (IBRH17)

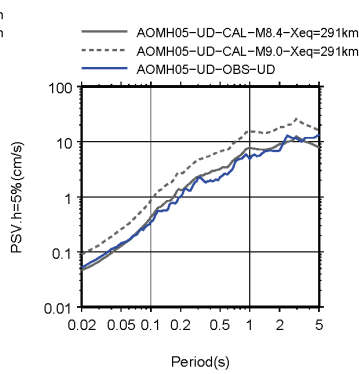
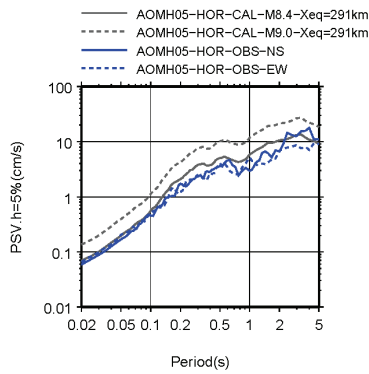
図 2-70 地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較 (1)



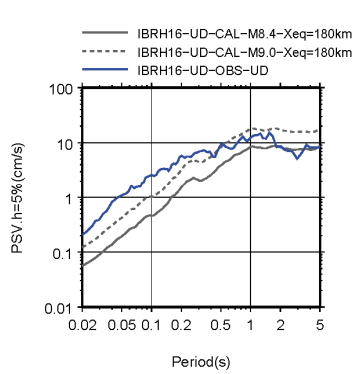
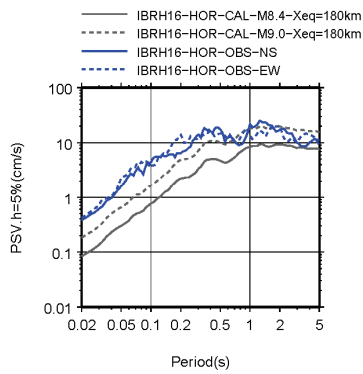
(e) ひたちなか (IBRH18)



(f) 鶴井西 (KSRH05)



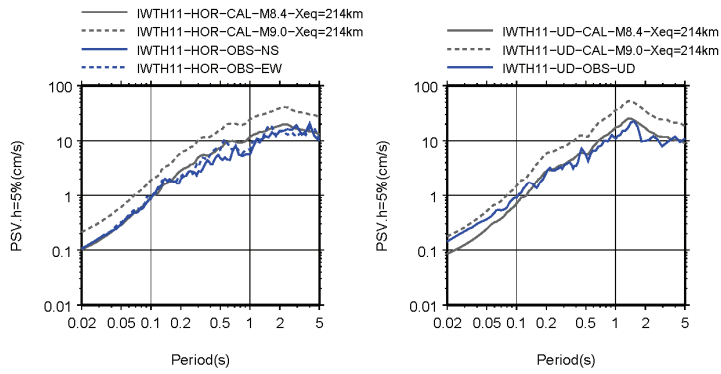
(g) 野辺地 (AOMH05)



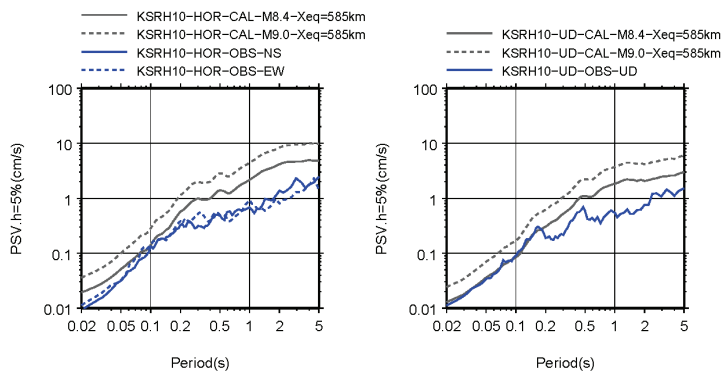
(h) 山方 (IBRH16)

図 2-70 地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較 (2)





(i) 一戸 (IWTH11)



(j) 浜中 (KSRH10)

図 2-70 地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較 (3)

### (3) 釜江・川辺(2011)の断層面による検討

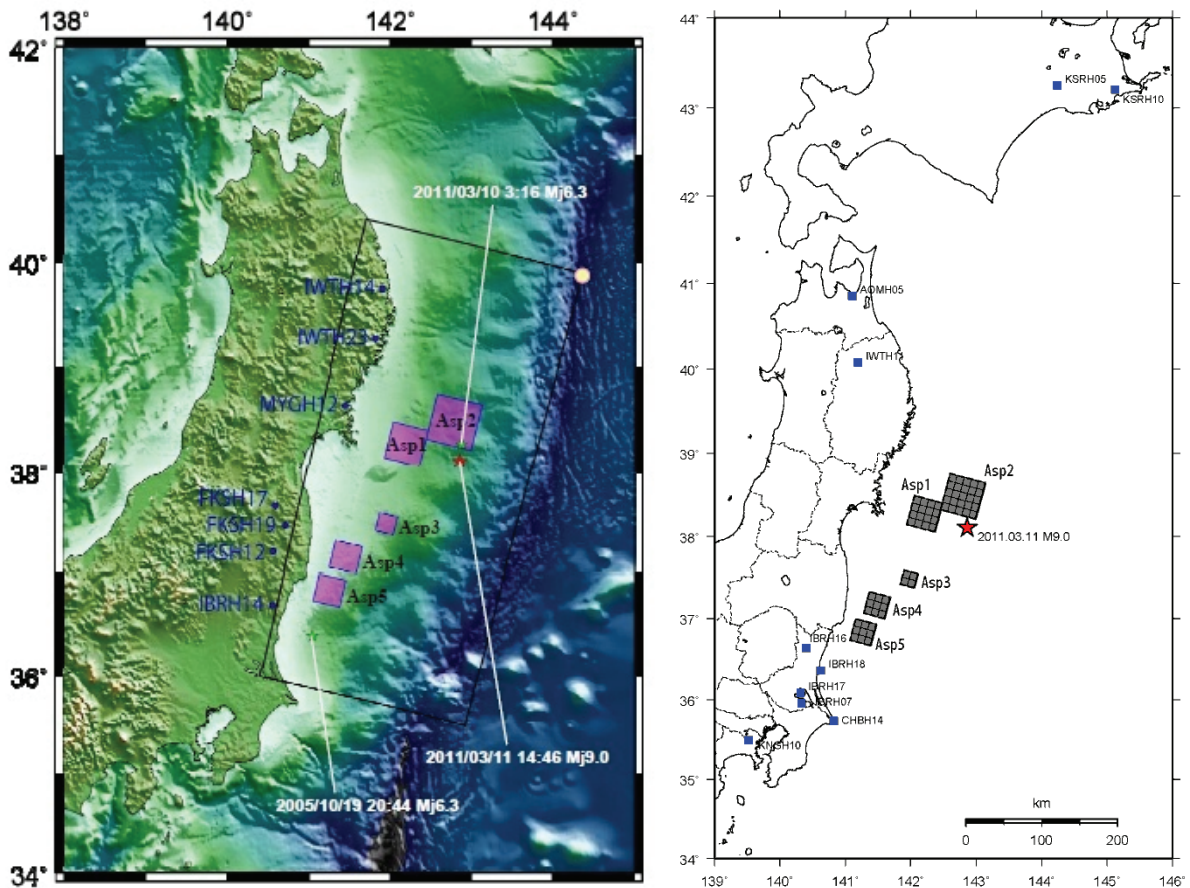
断層面を一様断層と仮定し、耐専スペクトルによる評価を行った結果、短周期成分については観測記録より小さめの評価となった。これは、短周期成分についてはアスペリティと呼ばれる短周期成分を多く発生させる固着域の大きさや位置の影響が大きいためと考えられる。そこで、アスペリティを考慮した断層モデルとして釜江・川辺(2011)による断層モデルを用いて、等価震源距離としてサイトに最も近いアスペリティとの距離を用いて耐専スペクトルによる評価を行った。

#### (i) 検討条件

釜江・川辺(2011)による断層モデルと、本検討で対象とする観測地点との位置関係を、図 2-71 に示す。また、各地点の等価震源距離を、表 2-21 に示す。各地点について、最も近いアスペリティの等価震源距離を検討に用いた。

#### (ii) 検討結果

対象とする 10 地点について、地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較を、図 2-72 に示す。KSRH05 地点、KSRH10 地点等、断層面から遠く離れた地点では評価結果に大きな差はなかったが、観測地点近傍にアスペリティのあるサイトでは観測記録が概ね耐専スペクトルによる短周期成分の  $M=8.4\sim M=9.0$  の範囲に含まれる結果となった。ただし、等価震源距離が 200km を超える場合は耐専スペクトルの適用範囲外であり、適合度は良くない場合がある。



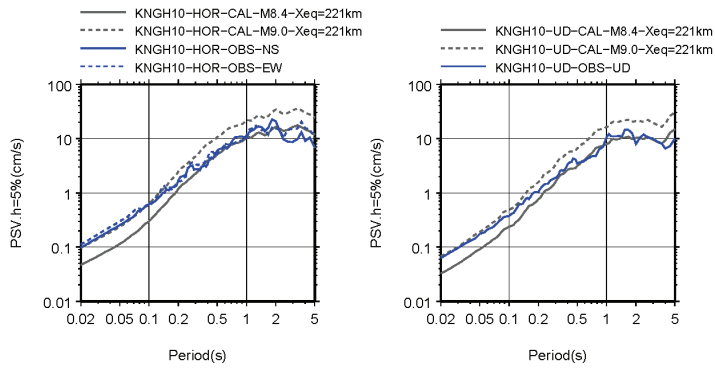
(a) 釜江・川辺(2011)による断層モデル (b) 検討対象とする観測地点(KiK-net)

図 2-71 釜江・川辺(2011)による断層モデルと検討対象とする観測地点

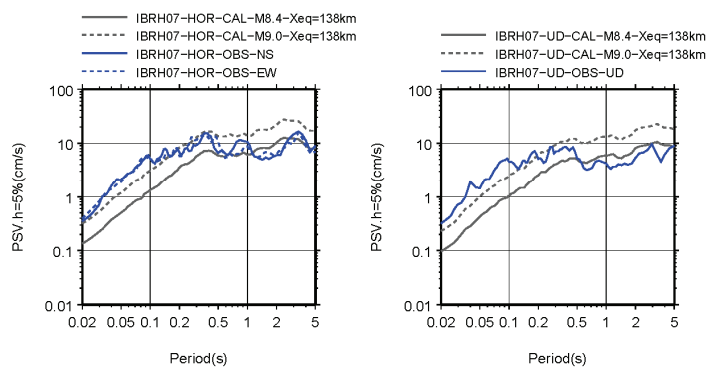
表 2-21 検討対象観測地点の等価震源距離ほか(釜江・川辺(2011))

NO.	観測点コード	観測点名	地震計設置深度(m)	等価震源距離(km)					
				Asp1	Asp2	Asp3	Asp4	Asp5	Asp1~5
11	KNGH10	横浜	2000	392.1	442.0	313.5	259.1	221.3	371.2
24	IBRH07	江戸崎	1200	309.3	357.0	227.8	175.2	137.5	270.5
41	CHBH14	銚子中	525	309.9	352.8	223.0	175.0	136.7	268.6
42	IBRH17	霞ヶ浦	510	297.7	346.1	217.8	164.9	128.3	257.6
43	IBRH18	ひたちなか	504	257.2	305.0	177.3	125.8	91.6	203.9
58	KSRH05	鶴居西	330	580.1	544.0	670.1	717.4	758.2	570.5
59	AOMH05	野辺地	312	304.1	301.1	383.7	413.7	449.4	313.7
68	IBRH16	山方	300	244.8	295.4	172.7	121.3	94.0	202.6
69	IWTH11	一戸	300	221.9	225.6	298.5	327.9	363.7	234.8
83	KSRH10	浜中	255	601.5	560.4	690.5	740.6	781.7	588.5

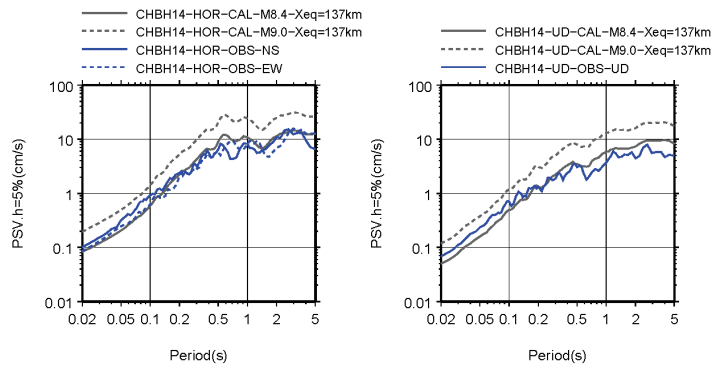
耐専スペクトルの計算に用いた値



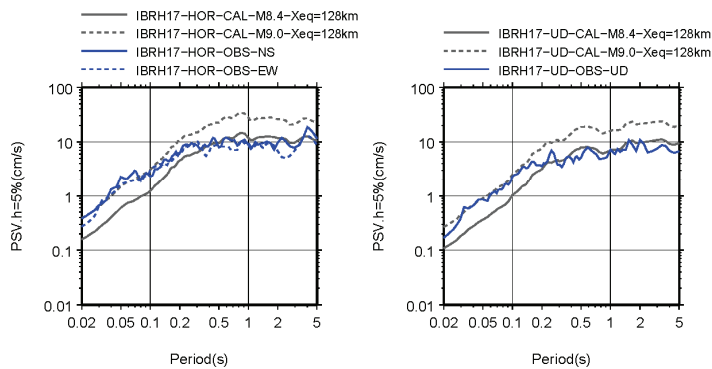
(a) 横浜 (KNGH10)



(b) 江戸崎 (IBRH07)

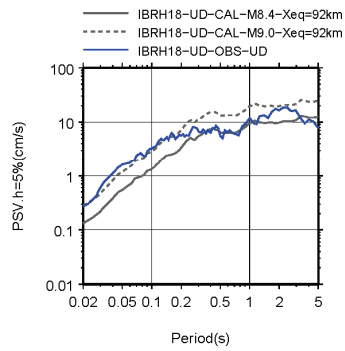
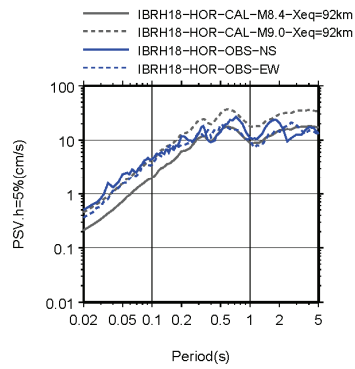


(c) 銚子沖 (CHBH14)

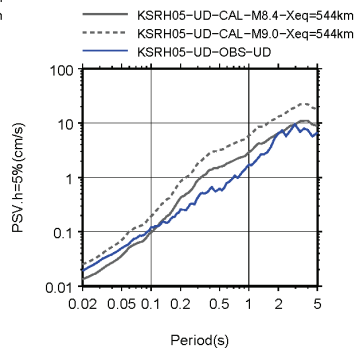
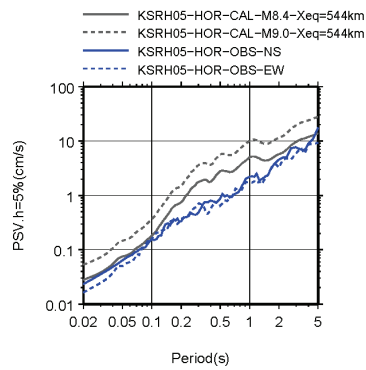


(d) 霞ヶ浦 (IBRH17)

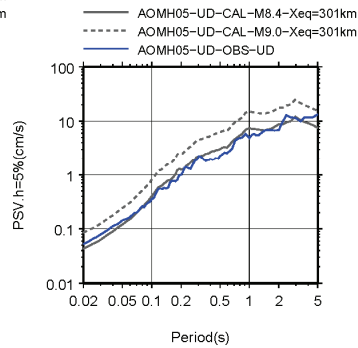
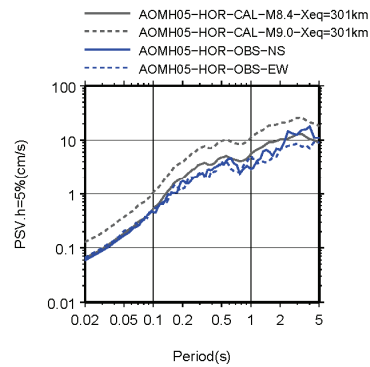
図 2-72 地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較 (1)



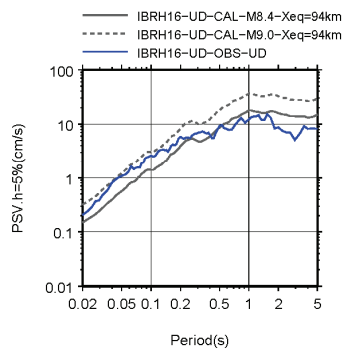
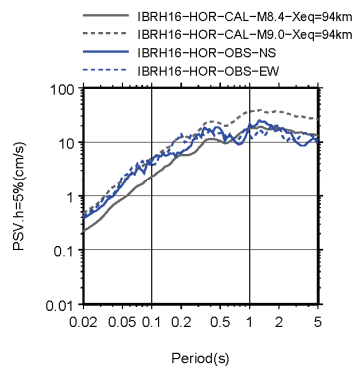
(e) ひたちなか (IBRH18)



(f) 鶴井西 (KSRH05)

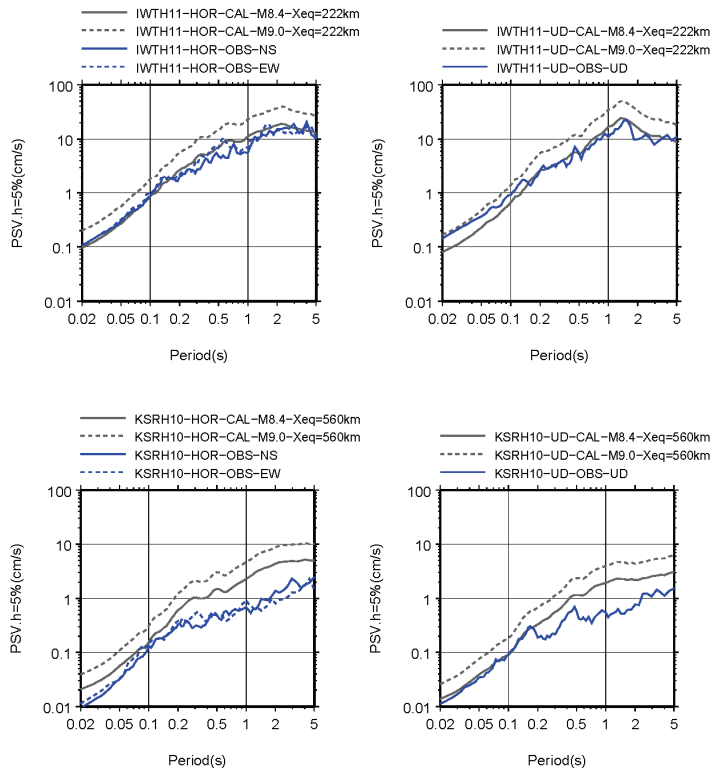


(g) 野辺地 (AOMH05)



(h) 山方 (IBRH16)

図 2-72 地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較 (2)



(i) 一戸 (IWTH11)

(j) 浜中 (KSRH10)

図 2-72 地中の観測記録と補正係数を考慮した耐専スペクトルの比較 (3)

### 2.2.3 まとめ

防災科研の地震観測網 KiK-net の地中地震計設置深度が 250m 以深の観測地点で最大加速度 10Gal 以上の地震観測記録を用いた耐専スペクトルの補正係数を設定し、東北地方太平洋沖地震本震(M9.0)の地中地震動の応答スペクトルを推定した。そして、耐専スペクトルとの比較検討を行った結果、以下の知見を得た。

- 地中地震記録と耐専スペクトルとの応答スペクトル比を求めた結果、平均値は短周期域では概ね各地点とも 1 を下回り、対数標準偏差は 0.3~0.7 程度であった。
- 耐専スペクトルを地震基盤で評価した場合は長周期域で応答スペクトル比は増大する。内陸地震に内陸補正を考慮した場合も応答スペクトル比は短周期域で増大するが、概ね周期 1 秒以下では 1 を下回った。
- 地中地震記録と耐専スペクトルの応答スペクトル比の対数標準偏差は、解放基盤における耐専スペクトルの対数標準偏差と同程度であり、地下深部の地中地震動も応答スペクトル比を補正係数として考慮することにより解放基盤における地震動と同様に耐専スペクトルで評価する見通しが得られた。
- 本震については震源域が広いことから耐専スペクトルによる地震動評価は困難と思われたが、アスペリティ位置や地震規模を適切に評価することにより観測記録を良く再現することができた。ただし、等価震源距離が 200km を超える地点の適合性は良くない。

### 第3章 地層処分施設の構造的特徴を考慮した耐震設計手法の整備のための検討

地層処分施設は、大深度地下構造物であること、大規模な連接坑道群を有する広い面積に設置される構造物であること、多くの交差部を有することなどの点で従来の地下構造物とは異なる特徴を有する。これまでに、高レベル放射性廃棄物処分施設の処分坑道と地層処分低レベル放射性廃棄物処分施設の処分坑道について、それらの代表的な断面を設定した耐震性評価を行っている。その際、基礎的な地震時の影響を評価することを目的とするため、二次元の横断面でモデル化しており、多くの交差部を有するなどの三次元的な構造的特徴については考慮していない。ただし、坑道の連接の影響を考慮するために、地震時の地盤モデルの側方を周期境界としている。

そこで、このような地層処分施設の三次元的な構造的特徴を耐震設計においてどのように考慮すべきか検討した。三次元有限要素法解析を用いて、耐震性評価を行う上で評価の対象となる部位の抽出や考慮すべき事項を整理した。本章では、高レベル放射性廃棄物処分施設を対象に、以下に示す観点で検討した結果について述べる。

- ① 地震動の斜め入射の影響
- ② 立坑と水平坑道の交差部の影響
- ③ 水平坑道同士の交差部の影響
- ④ 水平坑道と交差する弱層の影響



### 3.1 地震動の斜め入射の影響

一般に、地震動は深い岩盤内では鉛直方向に対して角度（入射角度）を有して伝播する。地層処分地下施設は 300m 以上の大深度に設置することから、入射角度を有する場合（斜め入射）があり、基盤面に到達する時間差（位相差）の影響によって、地中構造物に相対的な変位を与えることが考えられる。そのため、本検討では、三次元有限要素法解析を用いて、地震動が斜め下方から入射した際の水平坑道の長手方向応力やその周辺岩盤への影響について検討した。

#### 3.1.1 解析条件

検討は、地層処分施設のうち廃棄体を定置する処分パネルの中の処分坑道（水平坑道）を対象とした。坑道の仕様は、第2次取りまとめ等で設定された硬質岩盤サイトの施設を想定した。なお、第2次取りまとめ等では、硬質岩盤のほかに軟質岩盤モデルが設定されているが、地震動の入射を想定する基盤面が深く、岩盤の弾性波速度が高い方が入射角度が大きい可能性が高いことから、地盤モデルが深く、弾性波速度が大きい硬質岩盤モデルを用いた。坑道の断面形状を図 3-1 に示す。坑道の設置深度は、1,000m である。

検討には、周波数領域の三次元地震応答解析を用いた。半無限に連続する水平坑道に対して、地震波が、坑道の軸線を含む鉛直な平面内を坑道の軸線に対して斜め下方から入射する。解析対象領域を、図 3-2 に示す。

このような水平坑道の半無限連続性を対象とする問題を、有限要素法を用いて解析する場合には、その境界処理方法が重要である。地中構造物に鉛直上昇波が入射する通常のケースであれば、図 3-3(a)に示すように側方に自由地盤等を設けて側方粘性境界を用いることが多い。また、本ケースのように半無限性の地中線状構造物を対象に下方から鉛直に上昇波が伝播する問題では、図 3-3(b)に示すように、周期境界で処理することができる。しかし、斜め入射問題に関しては、そのような境界を設けることができない。

そこで本検討では、解析モデルの幅を周波数領域における解析振動数に応じて変更するように改良した周期境界を採用した。ある任意の振動数  $f$  における定常波加振問題においては、図 3-4 に示すように、モデル幅  $H$  をモデルの左端に対して右端で 1 波長の遅れとなるようにすることによって、左右境界位置における同一変位条件を満足することができる。また、周波数領域の応答解析では、各振動数を独立に解を求めることが可能であるため、任意の計算振動数で、モデル幅  $H$  を変更することが可能となる。

例えば、 $V_s=2600\text{m/s}$ 、 $\theta=45$  度、 $1.0\text{Hz}$  の定常波入射の場合には、地震波の見かけの水平方向進行波速度  $C$  は、

$$C = V_s / \sin \theta = 2600\sqrt{2} = 3676.96 \text{ [m/s]}$$

となり、左右の境界位置で同一変位となるには、モデル幅  $H$  を、

$$H = \frac{C}{f} = \frac{3676.96}{1.0} = 3676.96 \text{ [m]}$$

とすればよい。

同様に 2.0Hz 加振の場合には、モデル幅  $H$  を、

$$H = \frac{C}{f} = \frac{3676.96}{2.0} = 1838.48 \text{ [m]}$$

とすればよい。

また本検討では、図 3-5 に示すようにモデル中央位置でトンネル周辺地盤の応答等を評価するために全振動数で共通の領域（幅 30m）を設けることとし、最終的にはこの領域を対象に全振動数の解を重ね併せて、応答や応力を評価した。三次元有限要素法モデルの概念図を、図 3-6 に、モデル図を図 3-7 にそれぞれ示す。なお、解析には汎用解析プログラム SuperFLUSH 3D を用いた。

検討に用いる入力地震動は、リッカー波と人工地震動とした。リッカー波は、中心振動数 2Hz と 5Hz, 10Hz, 20Hz の 4 種類を用いる。2Hz と 10Hz のリッカー波を、図 3-8(a) に示す。人工地震動は、図 3-8(b) に示す既往の検討 (NUMO, 2011) で設定した耐専スペクトル ( $M_f=8.0$ ,  $X_{eq}=25 \text{ km}$ ) の適合波を用いた。人工地震動の時刻歴波形と応答スペクトルを、図 3-8(c) に示す。

入力地震動の振動方向は、坑道の軸線を含む鉛直な平面内で振動する SV 波と、水平方向成分のみの SH 波の二種類を検討した。入射角度は、鉛直方向に対して  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  の 4 種類設定した。入射方向のイメージを図 3-9 に示す。

地盤の条件は、既往の検討において設定された硬岩地盤モデルを用いた。岩盤物性値を表 3-1 に、弾性波速度の深度分布を図 3-10 に示す。

検討ケースは、入力地震動の種類と振動方向、入射角度をパラメータとした。検討ケース一覧を表 3-2 に示す。

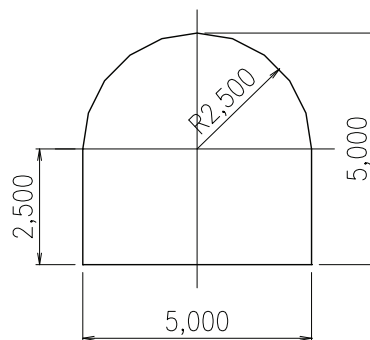
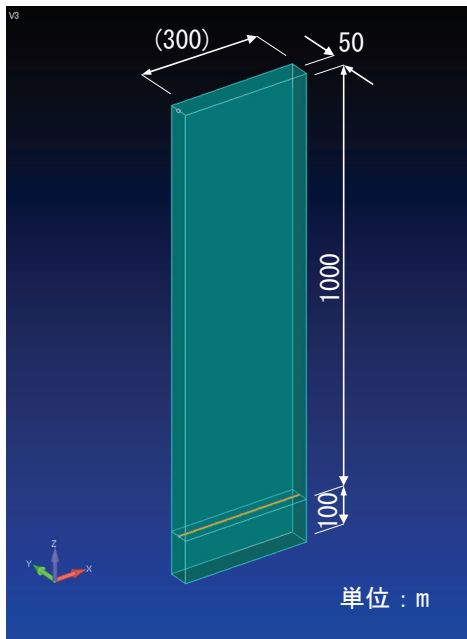
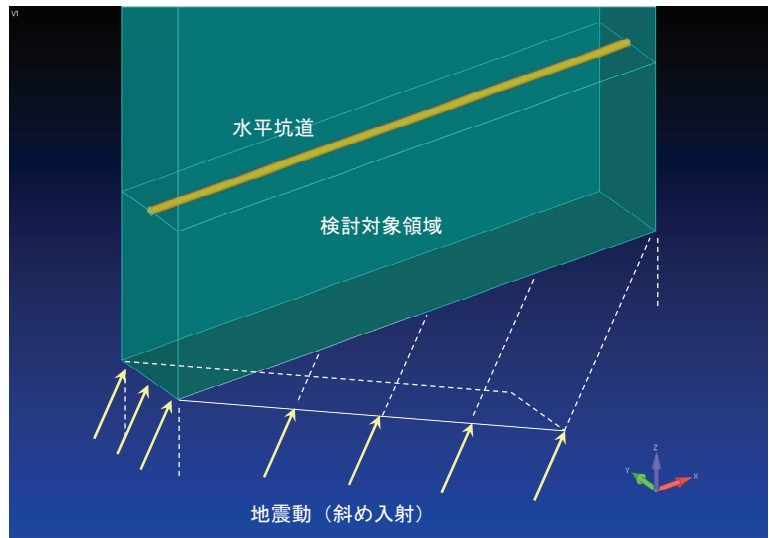


図 3-1 検討対象断面形状：硬質岩盤サイトの処分坑道

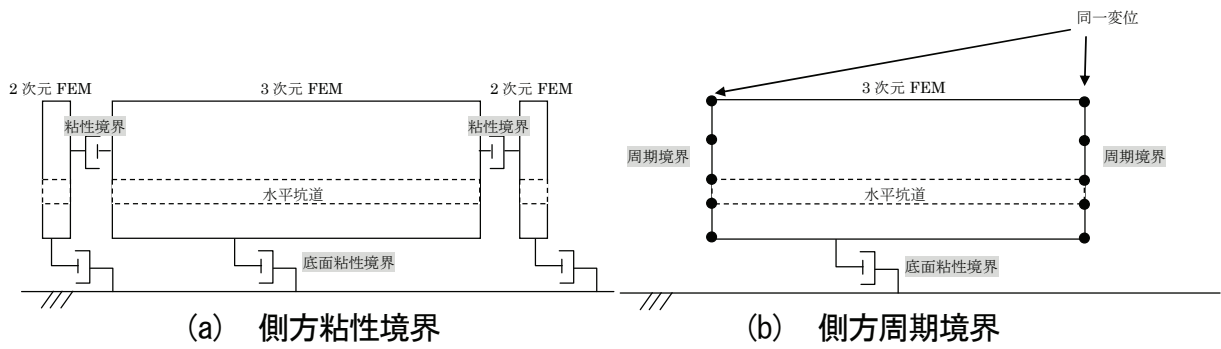


(a) 全体



(b) 水平坑道周辺

図 3-2 解析対象



(a) 側方粘性境界

(b) 側方周期境界

図 3-3 一般的な境界処理

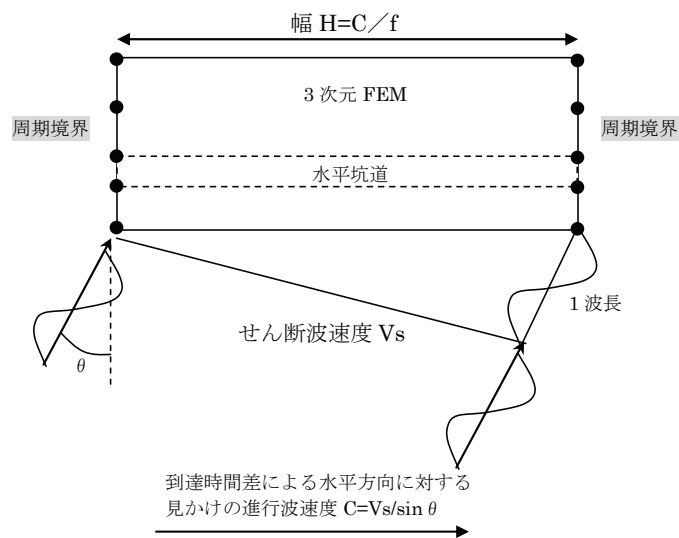


図 3-4 モデル幅を可変とした周波数領域における周期境界のイメージ

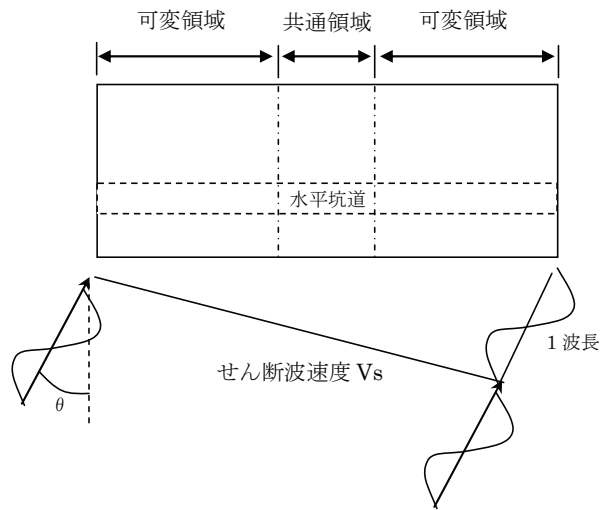


図 3-5 共通領域の設定

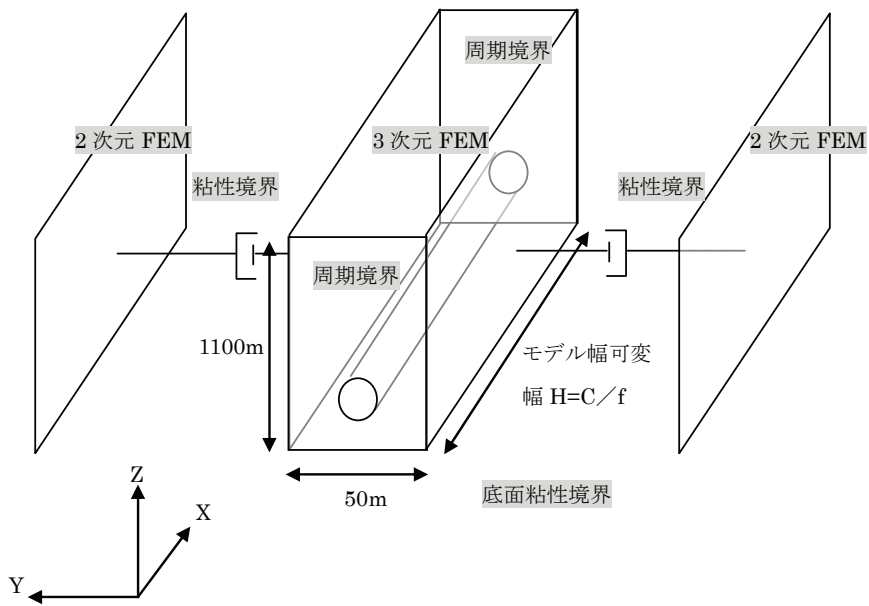
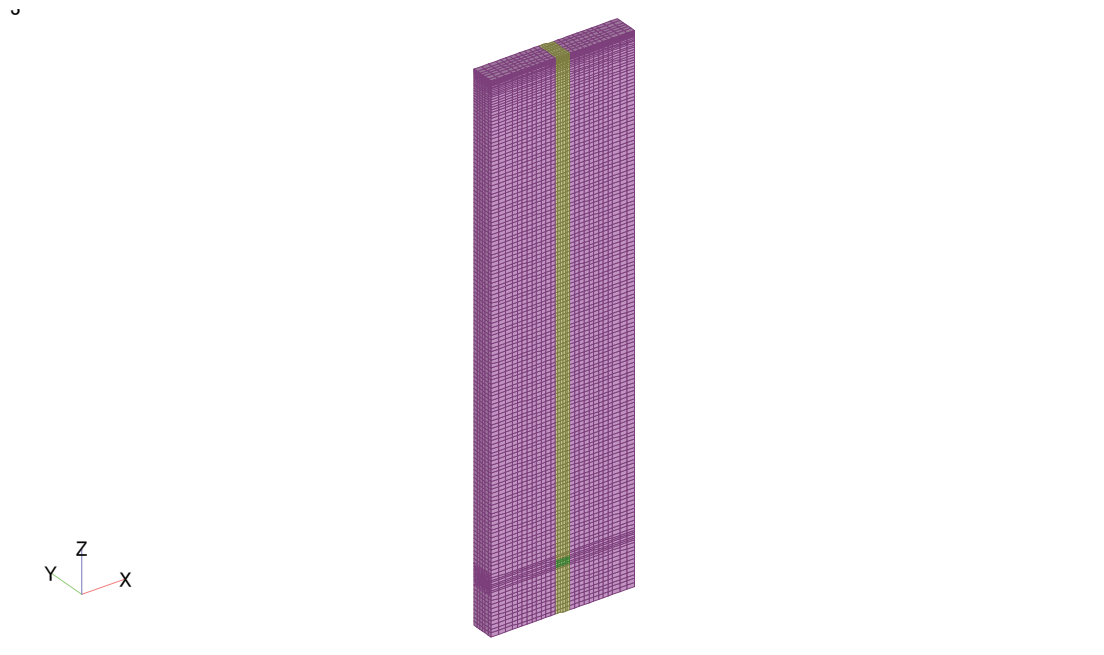
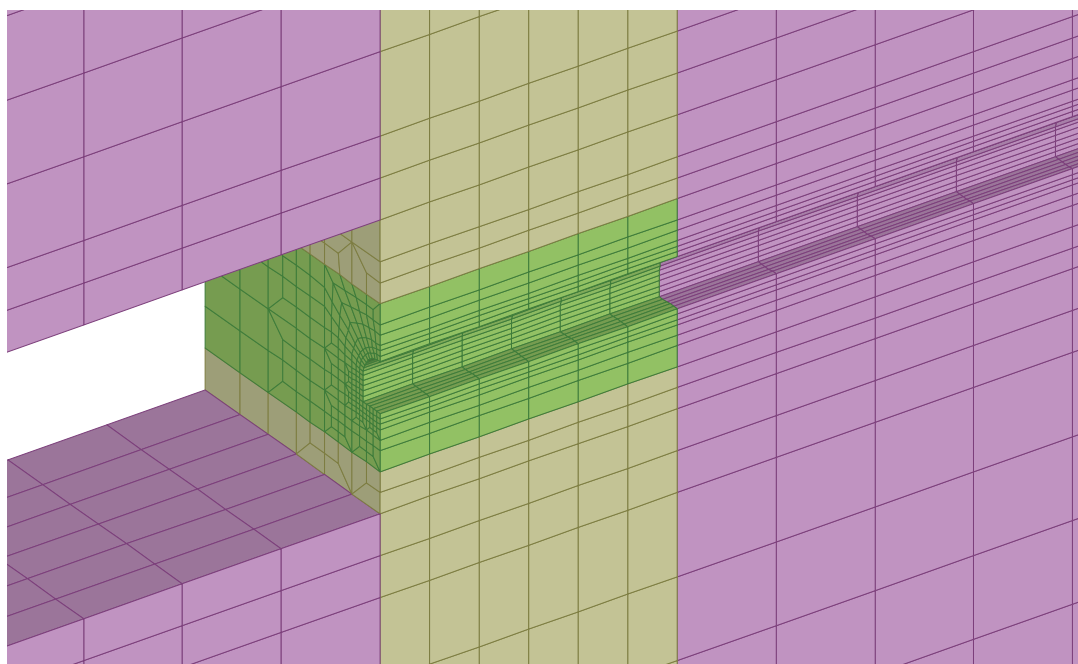


図 3-6 三次元有限要素法解析モデルの概念図



(a) 全体（寸法は図 3. 1. 1-2 を参照）



(b) 共通領域の坑道周辺

図 3-7 解析モデル（モデル幅 300m）

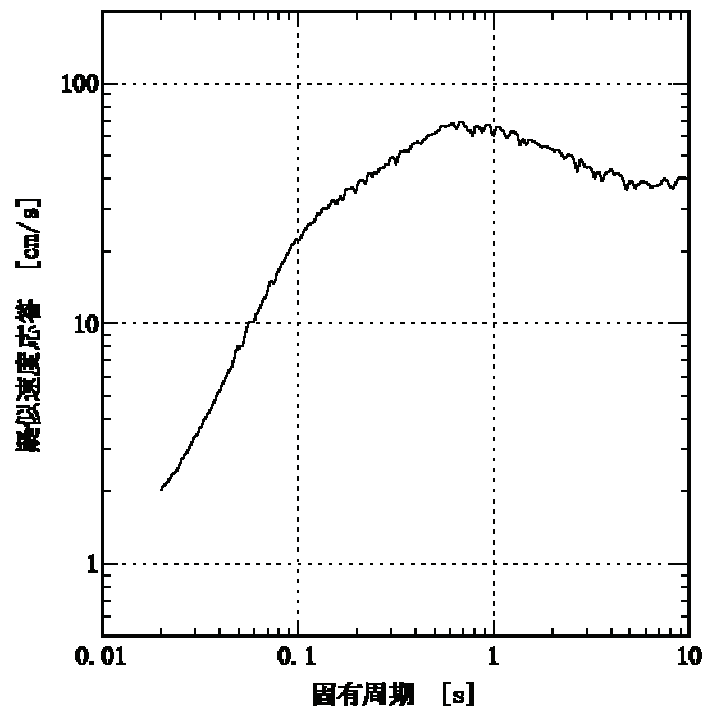
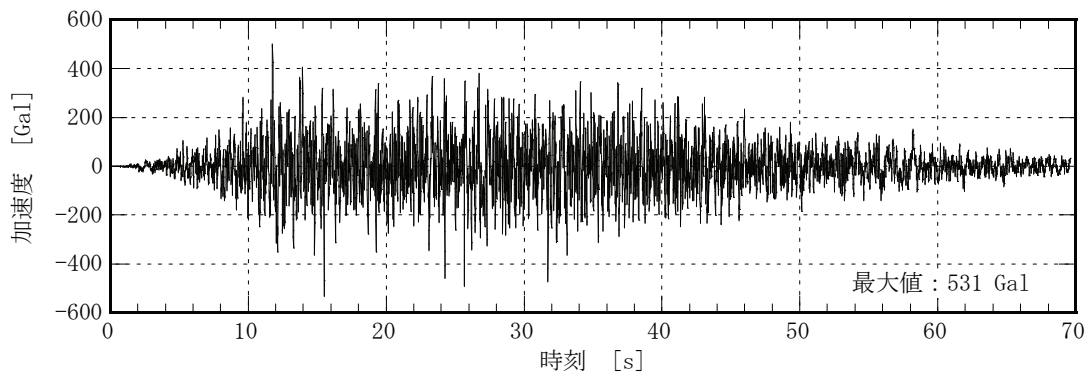
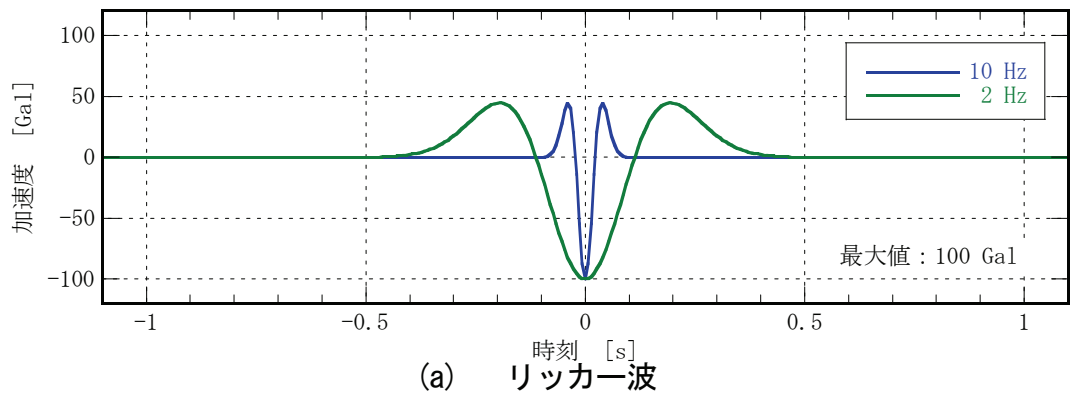


図 3-8 検討に用いる入力地震動

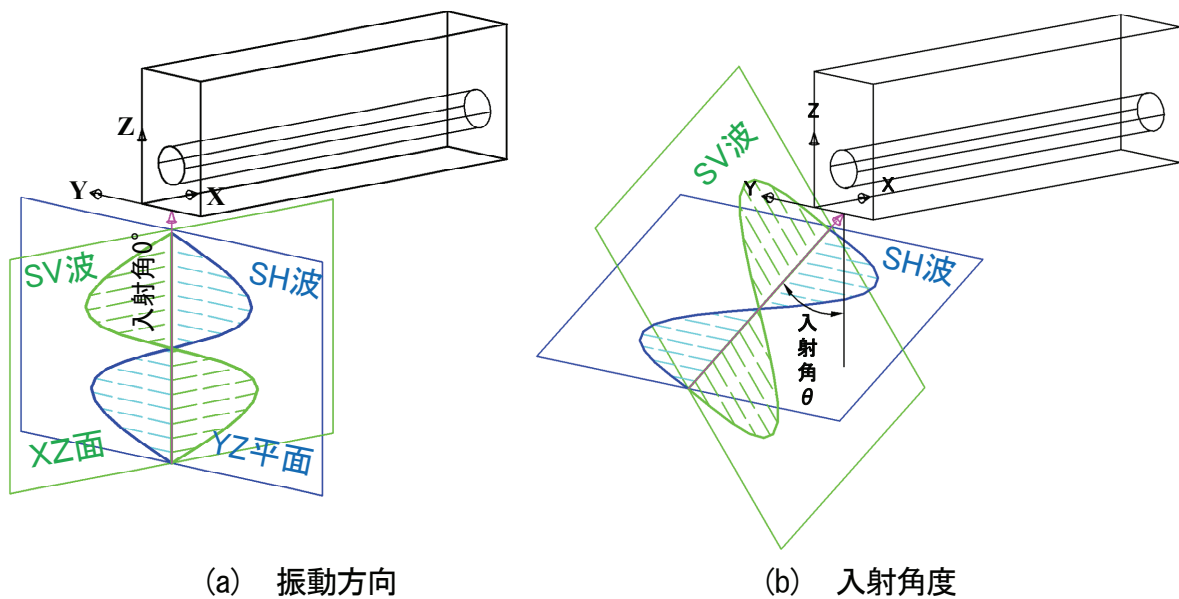


図 3-9 振動方向と入射角度

表 3-1 岩盤物性値（硬岩地盤モデル）

項目	記号	単位	値	設定根拠（出典）
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.67	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-25 表 A-9 より設定  H : 深度[m]
弾性波（P 波）速度	$V_p$	km/s	$2.1 + 2.9 \{1 - \exp(-0.00792\rho H)\}$	
弾性波（S 波）速度	$V_s$	km/s	$0.2 + 2.4 \{1 - \exp(-0.00788\rho H)\}$	
動せん断弾性係数	$G_d$	GPa	$G_d = \rho V_s^2$	
動ポアソン比	$\nu_d$	—	$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$	
減衰定数	$h$	—	0.02	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-21 より設定

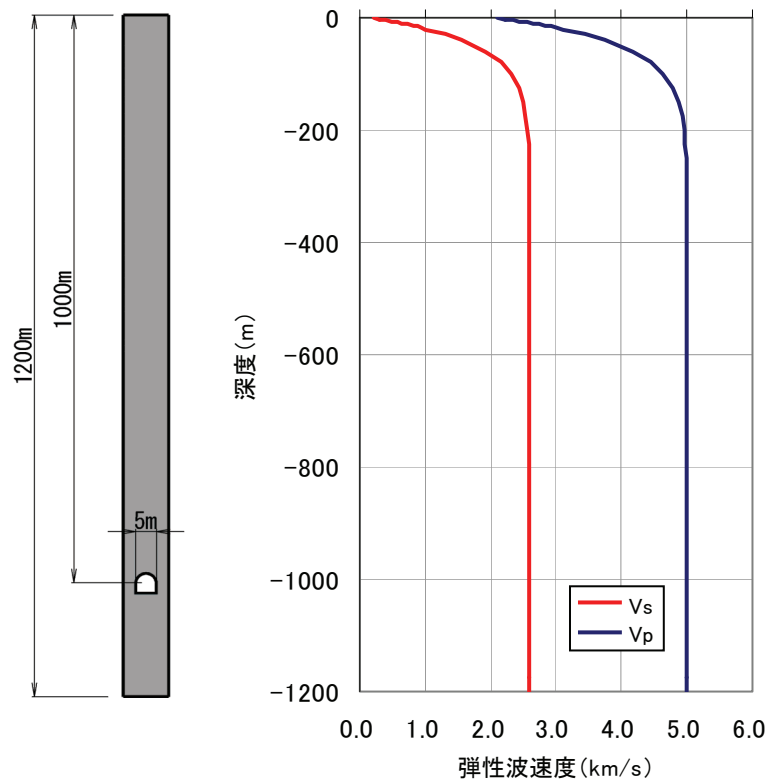


図 3-10 弾性波速度の深度分布（硬岩地盤モデル）

表 3-2 検討ケース（(a)と(b)の全ての組み合わせについて行う）

(a) 入力地震動とリッカー波の中心振動数

ケース番号	入力地震動	中心振動数( $f_c$ )
1	リッカー波	$F_c=2\text{Hz}$
2		$F_c=5\text{Hz}$
3		$F_c=10\text{Hz}$
4		$F_c=20\text{Hz}$
5	人工地震波（耐専スペクトル適合波）	

(b) 加振方向と入射角度

加振方向	SV 波
	SH 波
入射角度	$0^\circ$ （鉛直上昇波）
	$15^\circ$
	$30^\circ$
	$45^\circ$



### 3.1.2 解析結果

#### (1) SV 波入射

入力地震動がリッカー波の場合の、最大せん断応力の分布を図 3-11 に、最大せん断応力と入射角度の関係を図 3-12 に示す。また、入力地震動が人工地震動の場合の最大主応力等の分布を、図 3-13 に示す。

最大せん断応力や最大主応力の最大値は、坑道側壁下端部で発生する傾向が見られた。地震波の入射角度が  $0^\circ$  の鉛直上昇波の場合が最大であり、入射角度が大きくなると最大せん断応力は小さくなる傾向が認められた。

#### (2) SH 波入射

入力地震動がリッカー波の場合の、最大せん断応力の分布を図 3-14 に、最大主応力と入射角度の関係を図 3-15 に示す。入力地震動が人工地震動の場合の、最大主応力等の分布を図 3-16 に、成分ごとのせん断応力の最大値の分布を図 3-17 に、成分ごとのせん断応力の最大値および最大せん断応力と入射角度の関係を、図 3-18 に示す。

最大主応力の最大値は、坑道側壁下端部とアーチ肩部、底版端部で発生する傾向が見られた。入射角度の影響については、入射角度が大きくなると、発生する応力の最大値はやや小さくなる傾向が見られた。

入射角度の影響を詳しく調べるために、発生せん断応力を成分毎に検討した。二次元横断面の検討は入射角度  $0^\circ$  に相当するが、このとき  $\tau_z$  は最大となっており、入射角度が大きくなるにしたがって徐々に小さくなっていく。一方、長手方向に関連する  $\tau_{xy}$  と  $\tau_{xz}$  は、入射角度  $0^\circ$  では発生しないが、入射角度とともに徐々に大きくなる。最大値は、 $\tau_{xy}$  は坑道天端で、 $\tau_{xz}$  は側壁下端部で発生するが、その値は  $\tau_z$  の最大値より大きくなることはない。また、最大せん断応力  $\tau_{\max}$  の最大値を比較すると、入射角度が  $0^\circ$  の場合が最大で、徐々に小さくなっている。

### 3.1.3 まとめ

地層処分施設の水平坑道に対して、地震動が斜め下方から入射した際の坑道の長手方向応力やその周辺岩盤への影響について、三次元有限要素法解析を用いて検討した。

SV 波を入射した場合は、最大せん断応力は入射角度が  $0^\circ$  の鉛直上昇波の場合が最大であり、入射角度が大きくなると最大せん断応力は小さくなる傾向が認められた。

SH 波を入射した場合は、地震動の入射角度が大きくなると、長手方向にもせん断応力が発生するが、その最大値は坑道横断面内に発生するせん断応力よりも小さいこと、および最大せん断応力は徐々に小さくなることを確認した。SH 波に関しては、通常の二次元の横断面で検討している入射角度  $0^\circ$  の鉛直上昇波が最も厳しい状態になると考えられる。

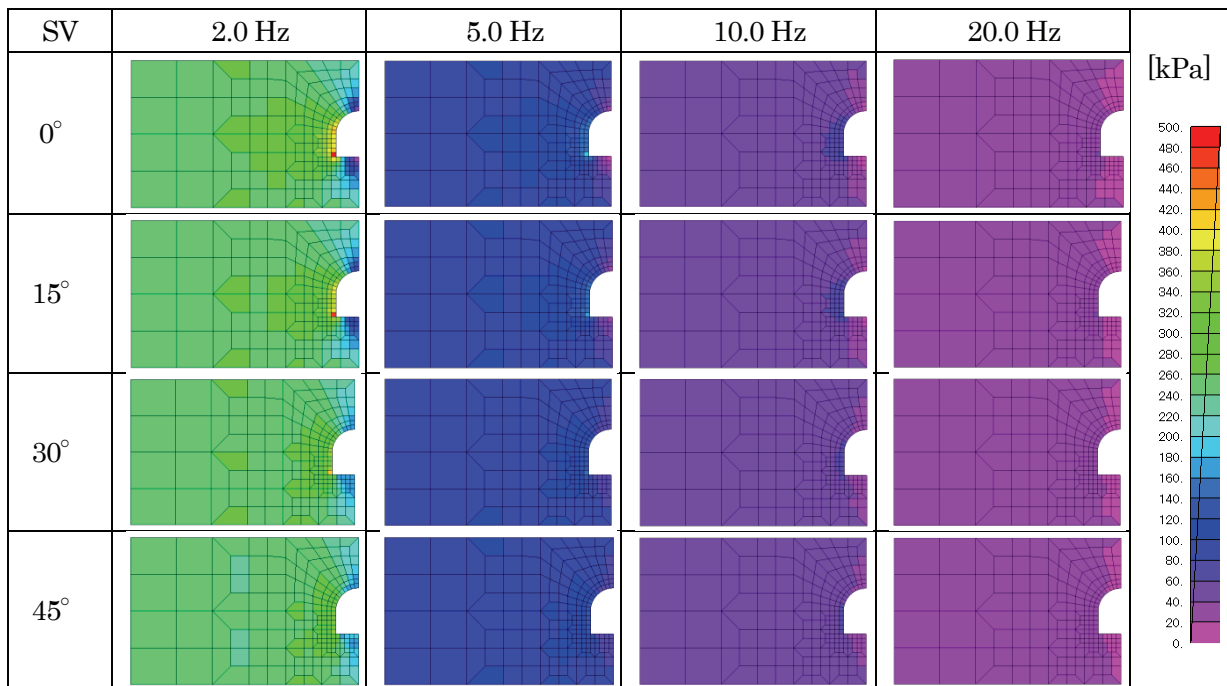


図 3-11 最大せん断応力の分布, リッカー波, SV 波入力

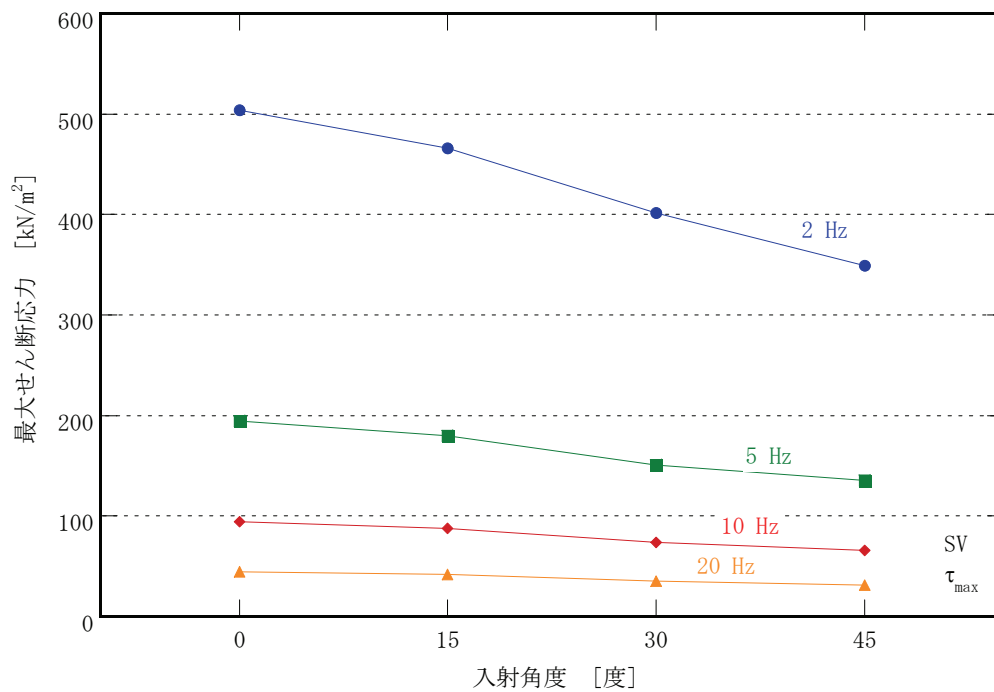


図 3-12 最大せん断応力と入射角度の関係, リッカー波, SV 波入力

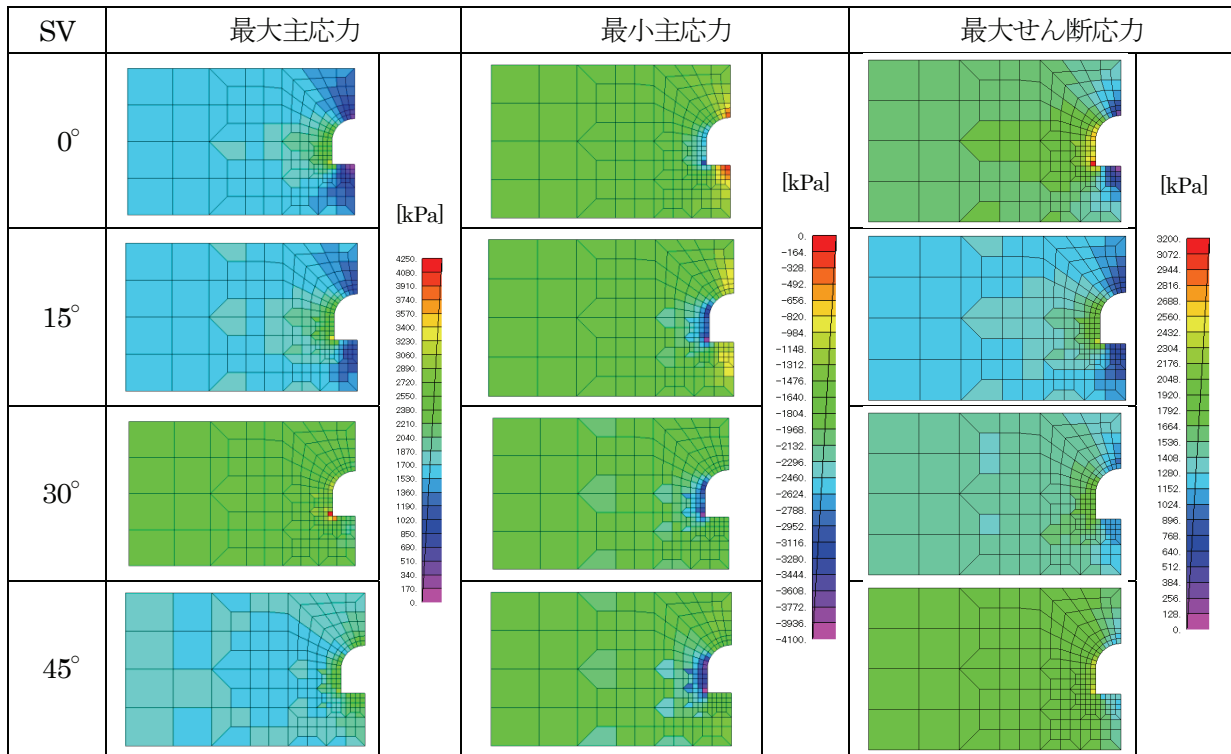


図 3-13 最大主応力等の分布, 人工地震動, SV 波入力

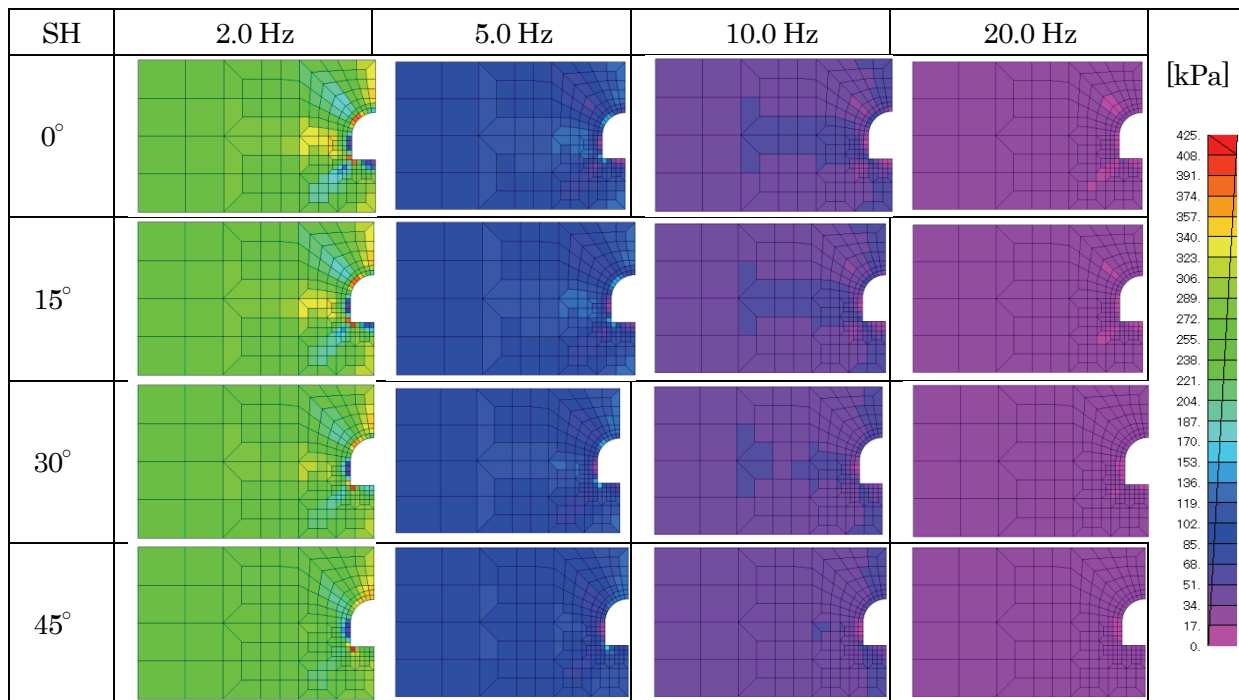


図 3-14 最大せん断応力の分布，リッカー波，SH 波入力

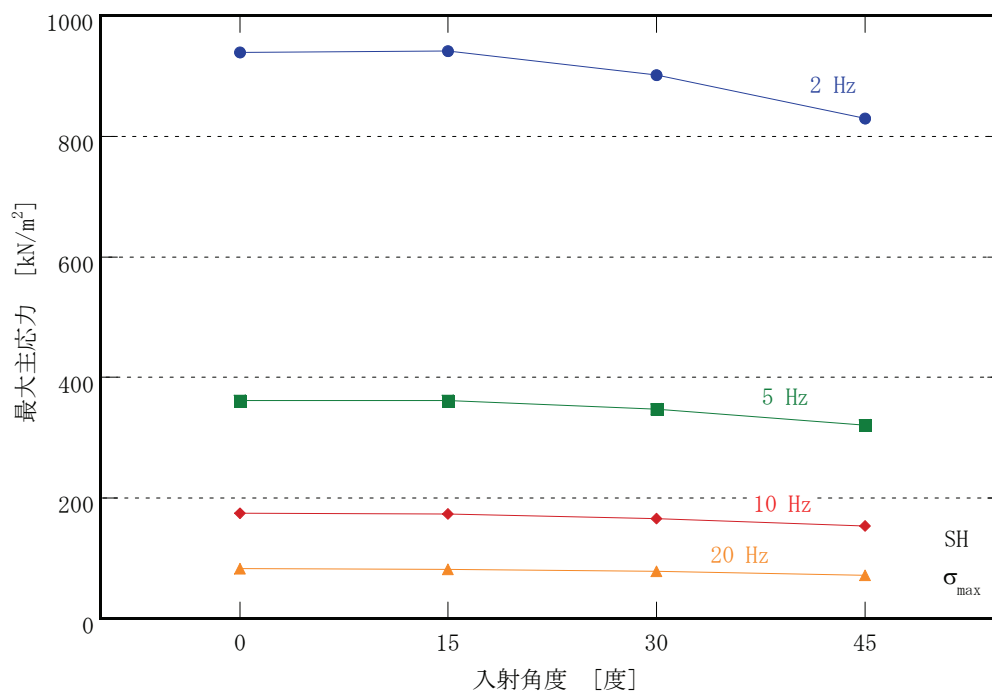


図 3-15 最大主応力と入射角度の関係，リッカー波，SH 波入力

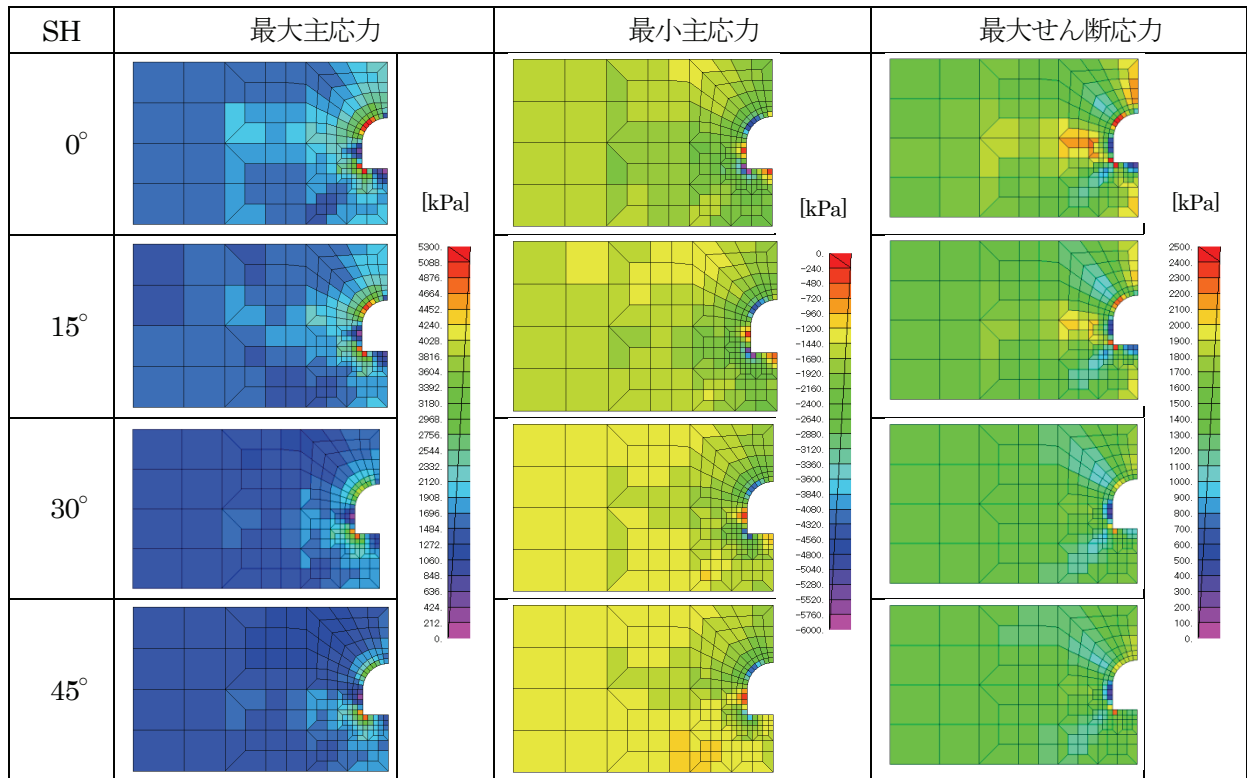


図 3-16 最大主応力等の分布, 人工地震動, SH 波入力

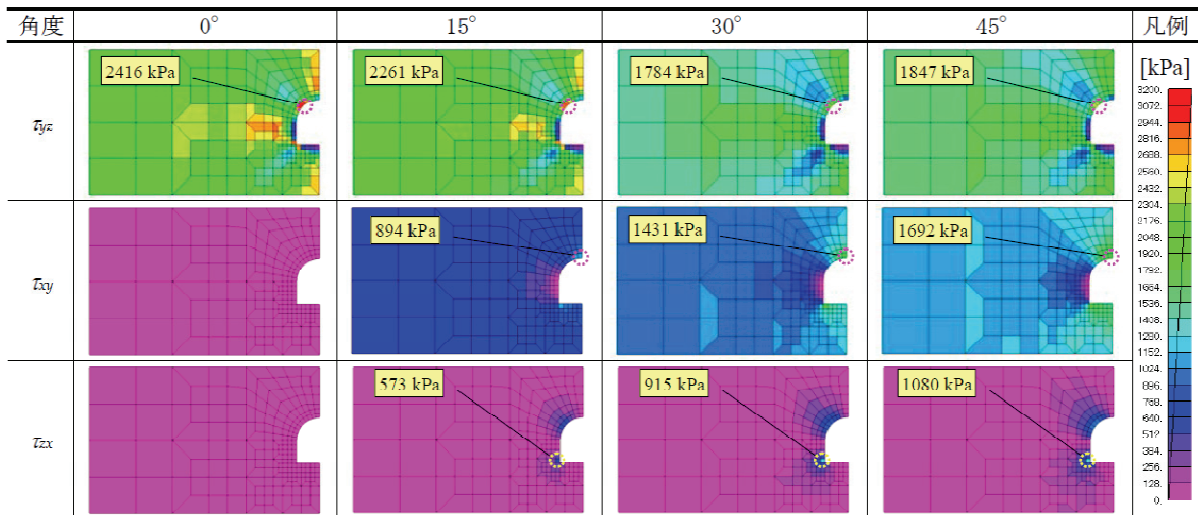


図 3-17 成分ごとのせん断応力の最大値の分布, 人工地震動, SH 波入力

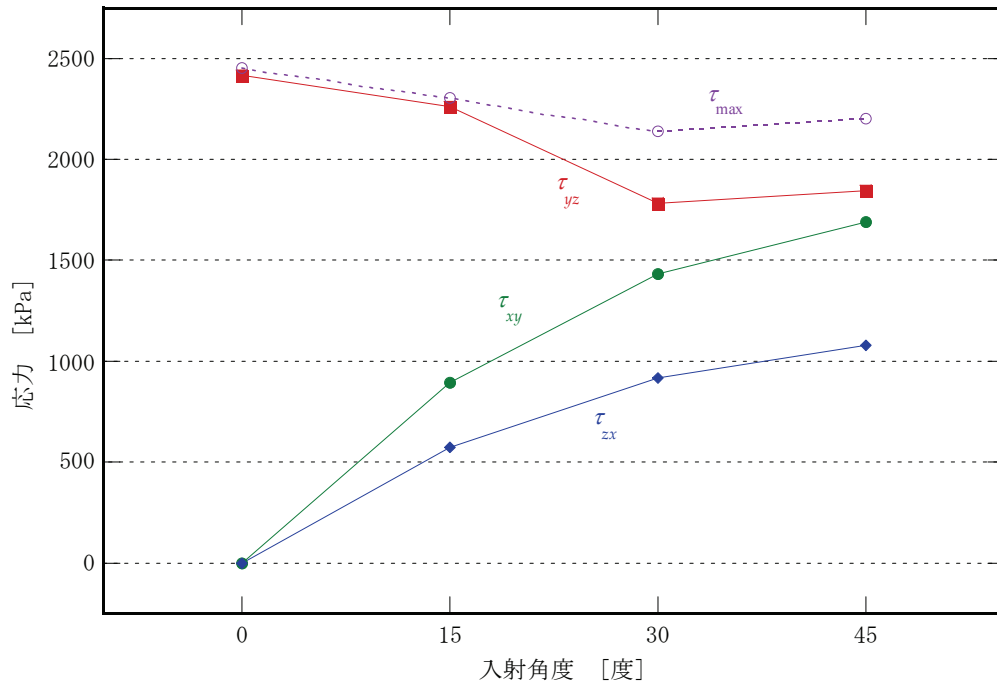


図 3-18 成分ごとのせん断応力の最大値および，最大せん断応力と入射角度の関係，リックー波，SH 波入力

## 3.2 立坑と水平坑道の交差部の影響

地上と地下を連係するアクセス坑道としての立坑と連絡坑道（水平坑道）は、地下で接続し、交差部を有する。鉛直方向に軸をもつ立坑と、水平方向に軸をもつ水平坑道は地震時に異なる挙動を呈することが推定できる。地震時挙動が異なる構造物の交差部において、二次元平面ひずみ状態を仮定した水平坑道の横断面の応答との違いが考えられる。そこで、このような地層処分施設の三次元的な構造的特徴を耐震設計においてどのように考慮すべきか検討した。三次元有限要素法解析を用いて、立坑の存在が水平坑道の応答に影響を及ぼす範囲について検討した。

### 3.2.1 解析条件

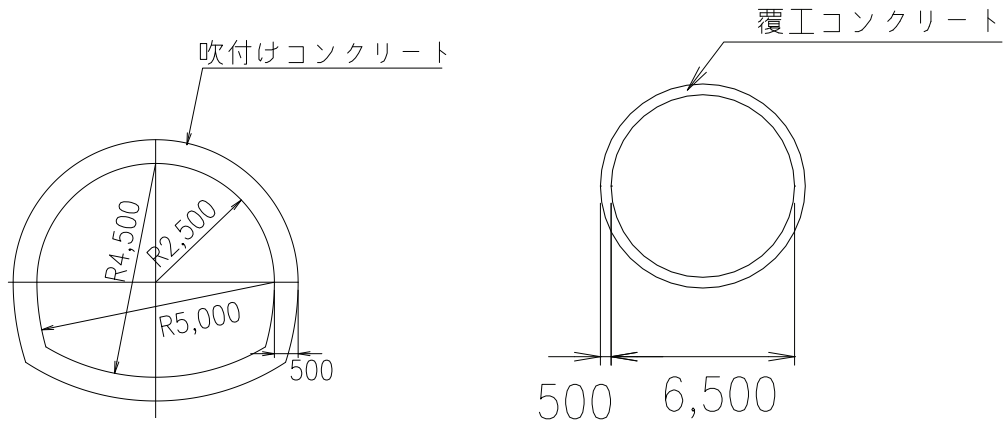
検討は、地層処分施設のうち立坑と水平坑道が交差する部分を対象とした。坑道の仕様は、第2次取りまとめ等で設定された軟質岩盤サイトの施設を想定した。坑道と立坑の断面形状を図3-19に示す。なお、第2次取りまとめ等では、軟質岩盤のほかに硬質岩盤モデルが設定されているが、第2次取りまとめの坑道の耐震安定性評価で、周辺岩盤の局所安全率、最大せん断ひずみ及び、支保工応力のいずれにおいても厳しい結果となった軟質岩盤モデル（互層構造モデル）を用いた。坑道の設置深度は500m、立坑の最大深度は520mとした。以下に述べる、検討の流れについて、図3-20に示す。

検討は三次元静的解析（応答震度法）により加振方向を選定して、三次元地震応答解析により行った。いずれも、汎用解析プログラムABAQUSを用いた。なお、応答震度法に用いる静的地震力は、一次元地盤モデルに対する地震応答解析により算定した。検討対象の領域を図3-21に、解析モデルを図3-22に示す。検討対象領域は、既往検討(NUMO, 2011)の立坑の検討と同じとした。岩盤は8節点1次ソリッド要素を基本としてモデル化した。要素の最大寸法は、25Hzまでの透過性を考慮して、S波速度1,000m/sで1波長40mを8分割で表現できるように5mとした。坑道の支保工( $t=0.5\text{m}$ )と立坑の覆工( $t=0.5\text{m}$ )は、4節点シェル要素を用いて軸芯でモデル化した。

加振方向は水平方向のみとした。検討に用いる入力地震動は、既往検討(NUMO, 2011)で設定した耐専スペクトル( $M_j=8.0$ ,  $X_{eq}=25\text{ km}$ )の適合波とした。入力地震動の時刻歴波形と応答スペクトルを、図3-23に示す。

既往検討(NUMO, 2011)では、立坑と水平坑道ともに、軟岩サイトを対象に検討されていた。本検討でも、同じくModel-1：砂質岩－泥質岩－砂質岩の三層構造モデルを用いた。岩盤物性値を表3-3に、弾性波速度の深度分布を図3-24に示す。

水平坑道の支保工に用いる吹付けコンクリートおよび立坑の覆工コンクリートの物性値は共通であり、それらを表3-4に示す。



(a) 水平坑道

(b) 立坑

図 3-19 検討対象断面形状：軟質岩盤サイトの処分坑道

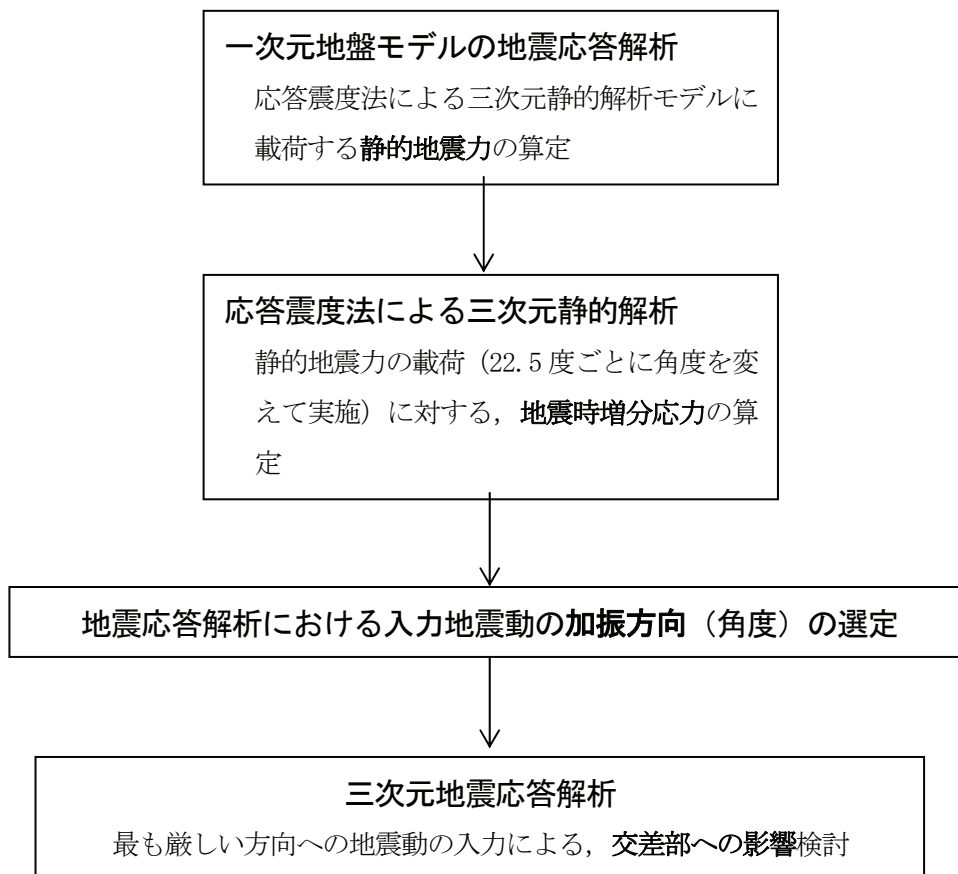
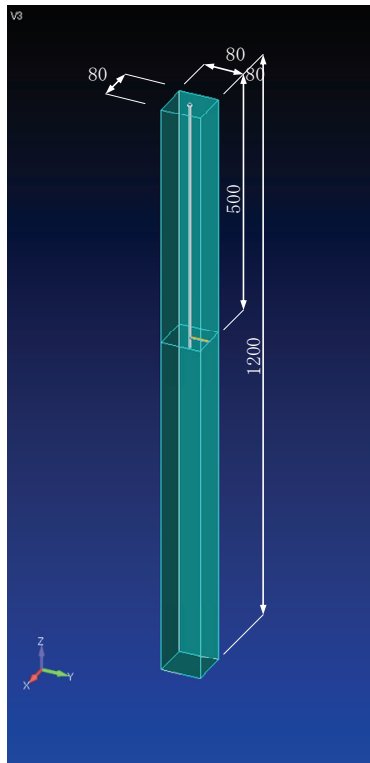
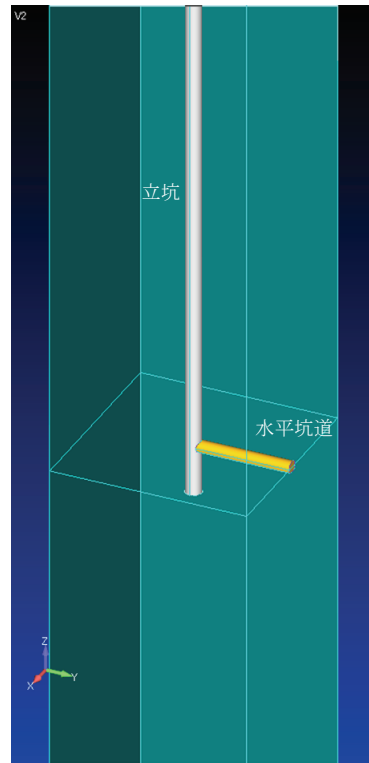


図 3-20 検討の流れ



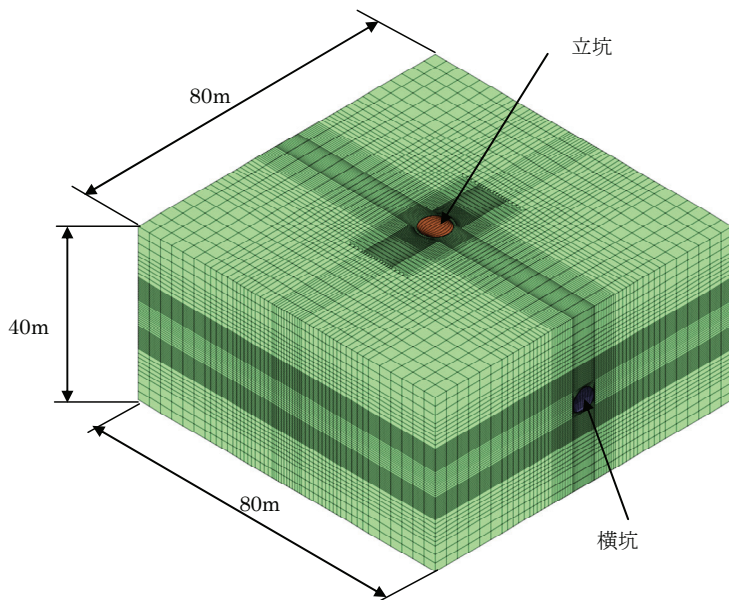


(a) 全体 (単位: m)

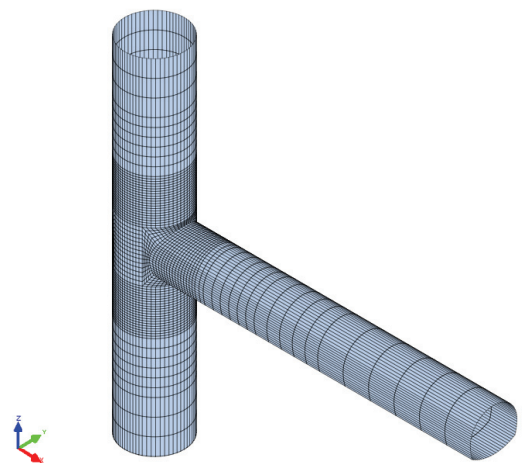


(b) 水平坑道と立坑の交差部付近

図 3-21 解析対象



(a) 水平坑道と立坑の交差部を含む部分



(b) 水平坑道と立坑の交差部付近の拡大

図 3-22 解析モデル (交差部周辺)

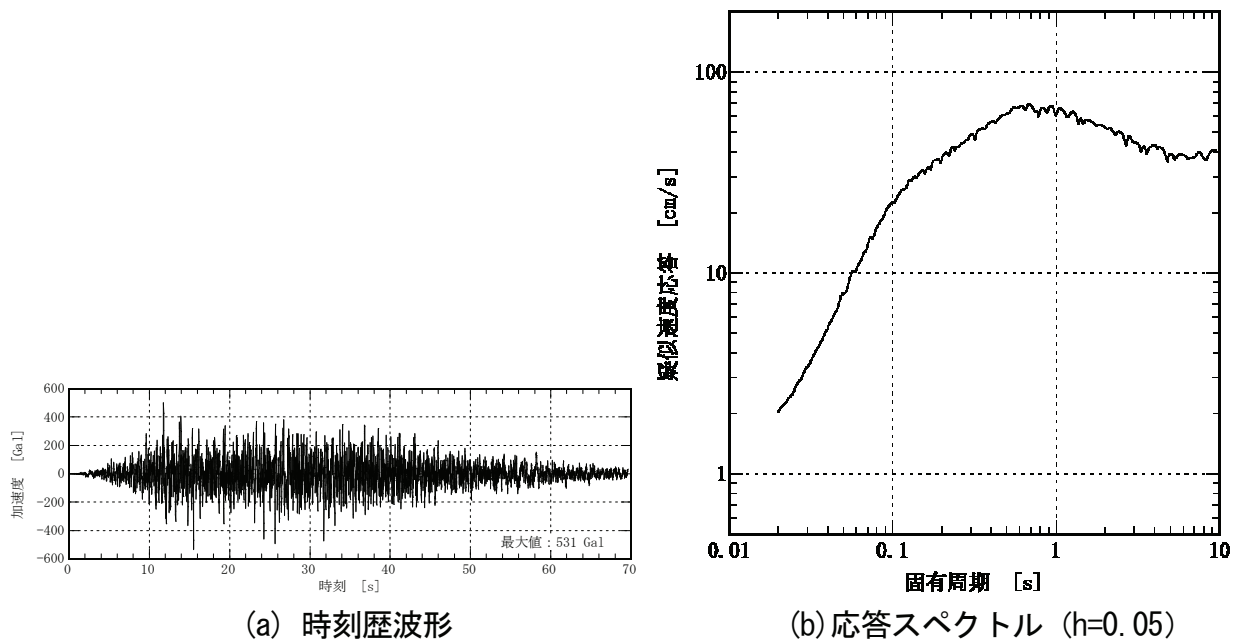


図 3-23 検討に用いる入力地震動

表 3-3 岩盤物性値 (軟岩地盤モデル)

項目	記号	単位	値	設定根拠 (出典)
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.20	第2次取りまとめ, 付録 A 岩盤特性の設定, p.A-25 表 A-9 より設定  H: 深度[m]
弾性波 (P 波) 速度	$V_P$	km/s	【泥質岩】 $1.8+1.4\{1-\exp(-0.000572\rho H)\}$ 【砂質岩】 $3.0+1.3\{1-\exp(-0.00120\rho H)\}$	
弾性波 (S 波) 速度	$V_S$	km/s	【泥質岩】 $0.6+1.0\{1-\exp(-0.000661\rho H)\}$ 【砂質岩】 $1.4+1.1\{1-\exp(-0.00128\rho H)\}$	
動せん断弾性係数	$G_d$	GPa	$G_d = \rho V_S^2$	
動ポアソン比	$\nu_d$	—	$\nu_d = \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{2(V_P^2 - V_S^2)}$	
減衰定数	$h$	—	0.02	第2次取りまとめ, 付録 A 岩盤特性の設定, p.A-21 より設定 時刻歴の解析では, レイリー減衰 (10Hz, 20Hz) で設定

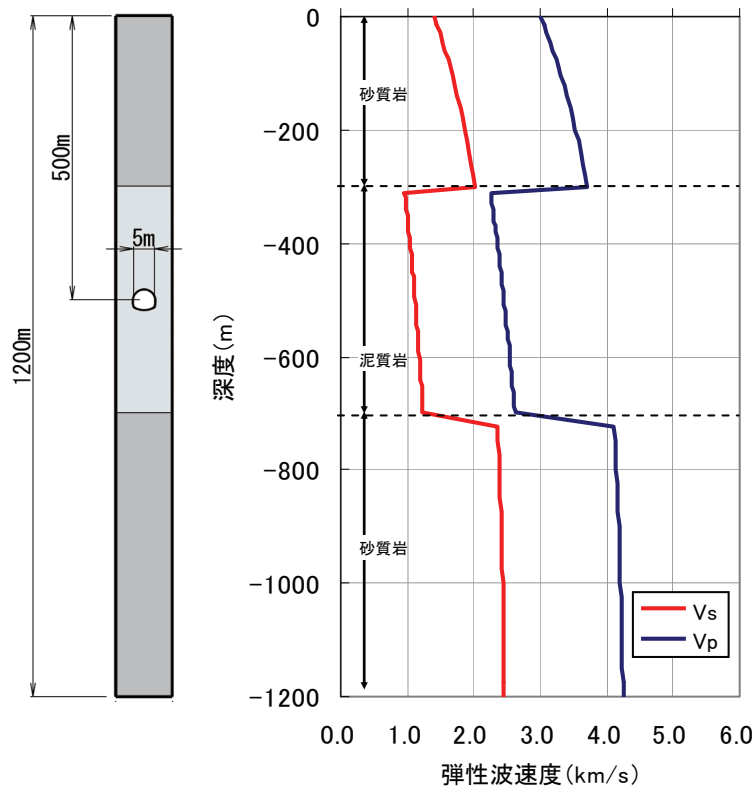


図 3-24 弾性波速度の深度分布（軟岩地盤モデル）

表 3-4 水平坑道支保工の吹付けコンクリートと立坑の覆工コンクリートの物性値

項目	記号	単位	値	設定根拠（出典）
設計基準強度	$f_{ck}$	MPa	40	第2次取りまとめ, IV処分場の設計に関する検討
弾性係数	$E$	GPa	31	
ポアソン比	$\nu$	—	0.2	
密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.3	
減衰定数	$h$	—	0.02	岩盤と同一値 レイリー減衰（10Hz, 20Hz）で設定

### 3.2.2 解析結果

#### (1) 地震動の加振方向の検討

三次元地震応答解析の実施にあたり、水平坑道交差部に対して、最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定した。全体系の解析モデルから交差部周辺の領域を抜き出した部分解析モデルを用いた応答震度法による静的解析を実施して、地震動の加振方向を選定した。

具体的には、一次元地盤モデルに対する地震応答解析(SHAKE)を実施し、水平坑道の上下端位置間で相対変位が最も大きい時刻のせん断応力と加速度の分布に基づいた静的な外力を作用させて、交差部周辺領域の部分解析モデルについて三次元静的解析を行った。その際、外力の作用方向の角度をパラメータ(0~90度, 22.5度ピッチ)として、外力の作用方向による影響を、交差部の周辺岩盤の応力に着目して検討した。図3-25に、この考え方を概念的に示す。

ケース毎に交差部の坑道周辺岩盤の要素に発生する最大主応力と最小主応力および最大せん断応力を、図3-26に示す。この結果より、地震動が水平坑道に対して90度方向に作用させた場合が、交差部周辺の岩盤で最も高い応力が発生することが認められた。

以上の検討結果より、地震応答解析では、最も影響が大きくなると考えられる90度方向に加振することとした。なお、0度方向の加振についても、参考のために地震応答解析を実施した。

#### (2) 交差部周辺の地震時挙動の検討

これまでの検討結果を受けて、水平坑道に対して0度と90度方向に地震動を入力する三次元地震応答解析を実施した。そして、坑道交差部における水平坑道の上端部と下端部の加振方向の水平相対変位(以後、「水平坑道上下端間の水平相対変位」という)が最大となる時刻の応力に着目した。水平坑道上下端間の水平相対変位の時刻歴を、立坑と水平坑道のそれぞれの単体の解析結果と比較して、図3-27に示す。交差部の相対変位は、水平坑道(横坑)や立坑だけの場合と比較して、位相は一致しているが、最大振幅はやや小さい。

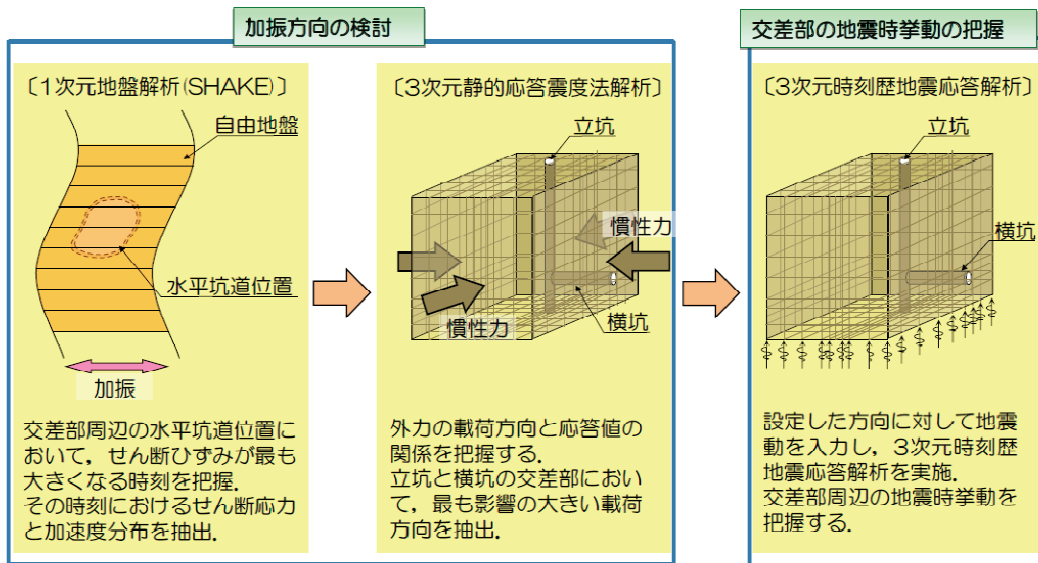
90度方向に加振した際の水平坑道上下端間の水平相対変位が最大になる時刻14.08sにおいて、交差部からの距離と周辺岩盤の最大主応力と最大せん断応力の関係を図3-28に示す。交差部付近の水平坑道の周辺岩盤に発生する最大主応力は、交差部から0.5D~2D離れた位置では最大で1.3MPa、水平坑道の一般部では1.2MPaであり、最大で約1.1倍大きい。また、最大せん断応力は、交差部から0.5D~2D離れた位置では最大で0.78MPa、水平坑道の一般部では0.74MPaであり約1.1倍大きい。水平坑道の横断面における周辺岩盤の最大せん断応力分布を、図3-29に示す。

一方、0度方向に加振した際の水平坑道上下端間の水平相対変位が最大になる時刻14.08sにおいて、交差部に発生する周辺岩盤の最大主応力の最大値は0.82MPa、立坑の一般部で

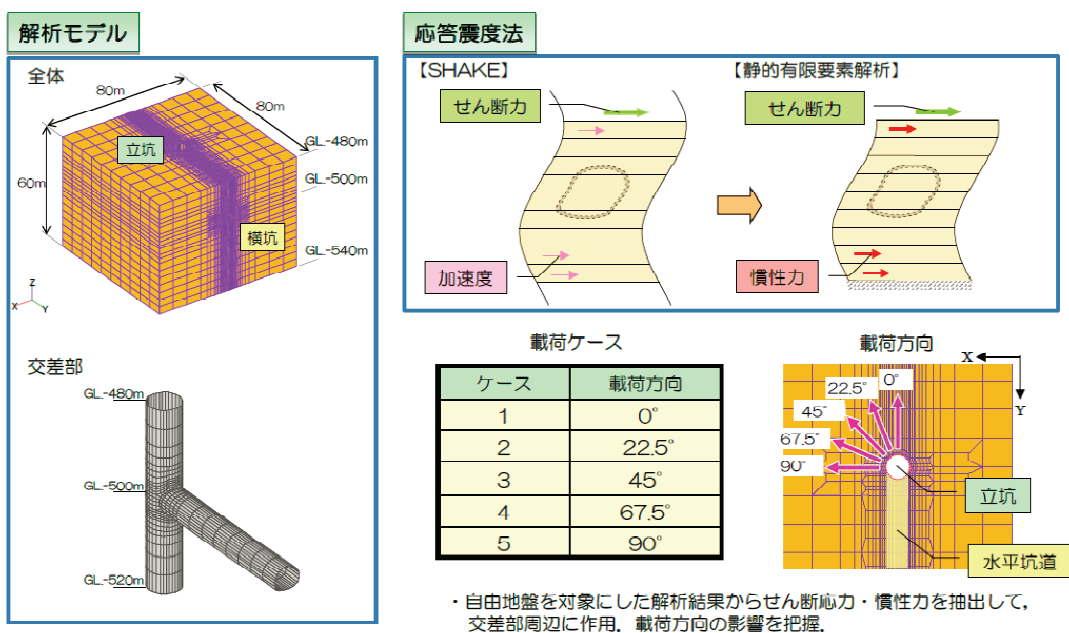
は 0.60MPa であり約 1.4 倍大きい。また、最大せん断応力の最大値は 0.62MPa、立坑の一般部では 0.58MPa であり約 1.1 倍大きい。しかし、地震動の加振方向の検討結果と同様に、90 度加振の際の最大値に比べ応力は小さく、影響は小さいと考えられる。水平坑道と立坑の交差部の縦断面における周辺岩盤の最大主応力分布と最大せん断応力分布を、図 3-30 に示す。

### 3.2.3 まとめ

立坑と水平坑道の交差部の影響について、三次元解析を用いて検討した。その結果、水平坑道の軸方向に直交（90 度方向）する水平方向に地震動が入射した場合に、周辺岩盤の地震時増分応力に最も影響が大きくなることがわかった。そして、交差部付近の水平坑道の周辺岩盤で発生する地震時の増分応力は、水平坑道の直径の 2 倍程度の範囲で、一般部に対して大きくなるが、最大で 1.1 倍であり、ほとんど差がないことがわかった。



(a) 一次元地震応答解析結果を応答震度法による三次元静的解析に反映させる概念



(b) 応答震度法による三次元静的解析において検討する荷重方向

図 3-25 荷重方向の検討方法の概念

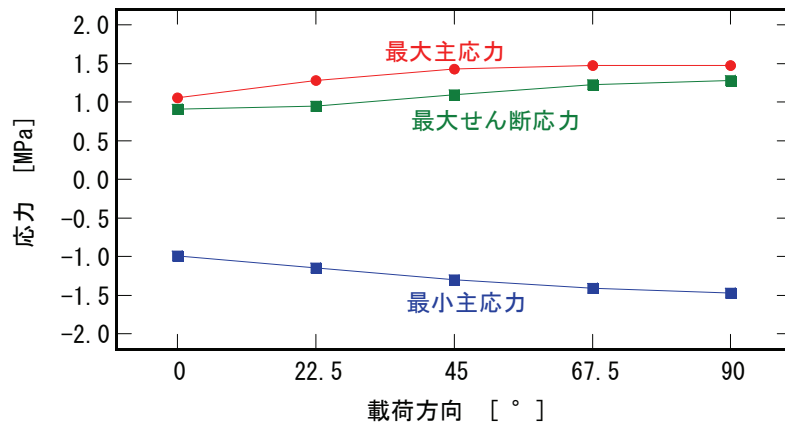


図 3-26 荷方向と坑道周辺岩盤の主応力の最大・最小値の関係  
(応答震度法による三次元静的解析)

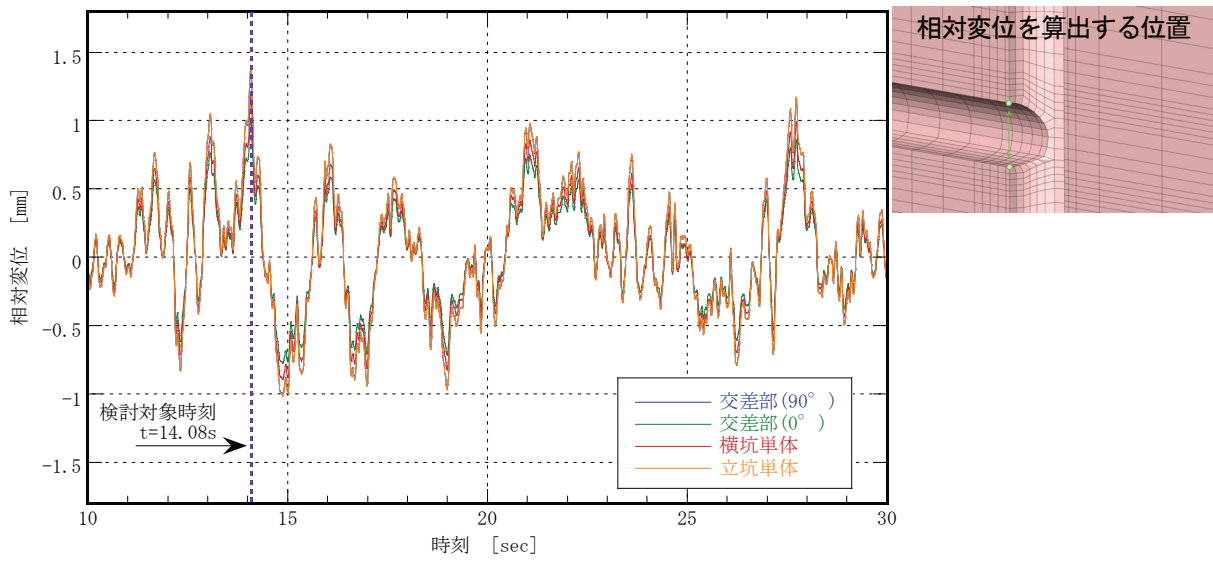


図 3-27 水平坑道上下端間の水平相対変位の時刻歴

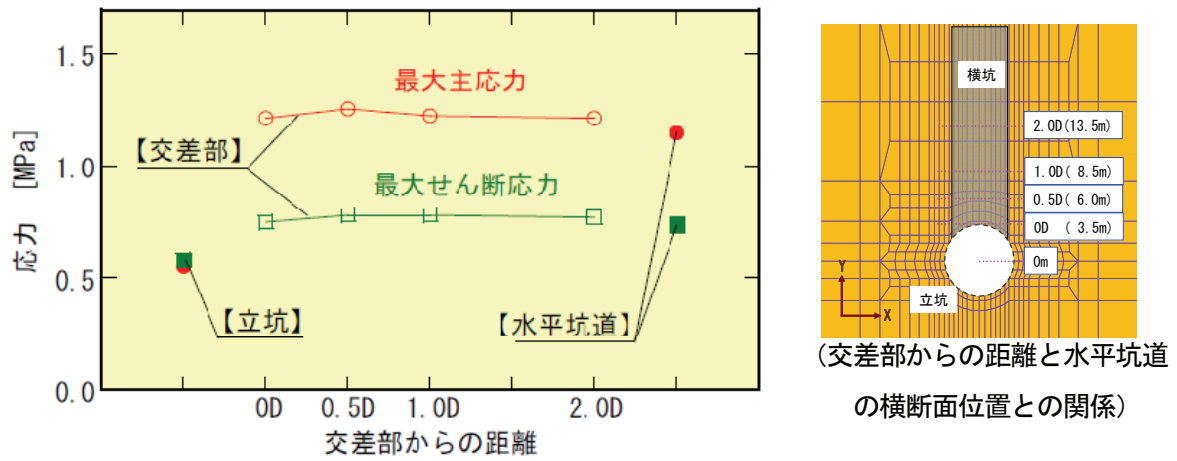


図 3-28 水平坑道周辺岩盤の最大主応力および最大せん断応力と交差部からの距離の関係（三次元地震応答解析，90 度方向に加振）

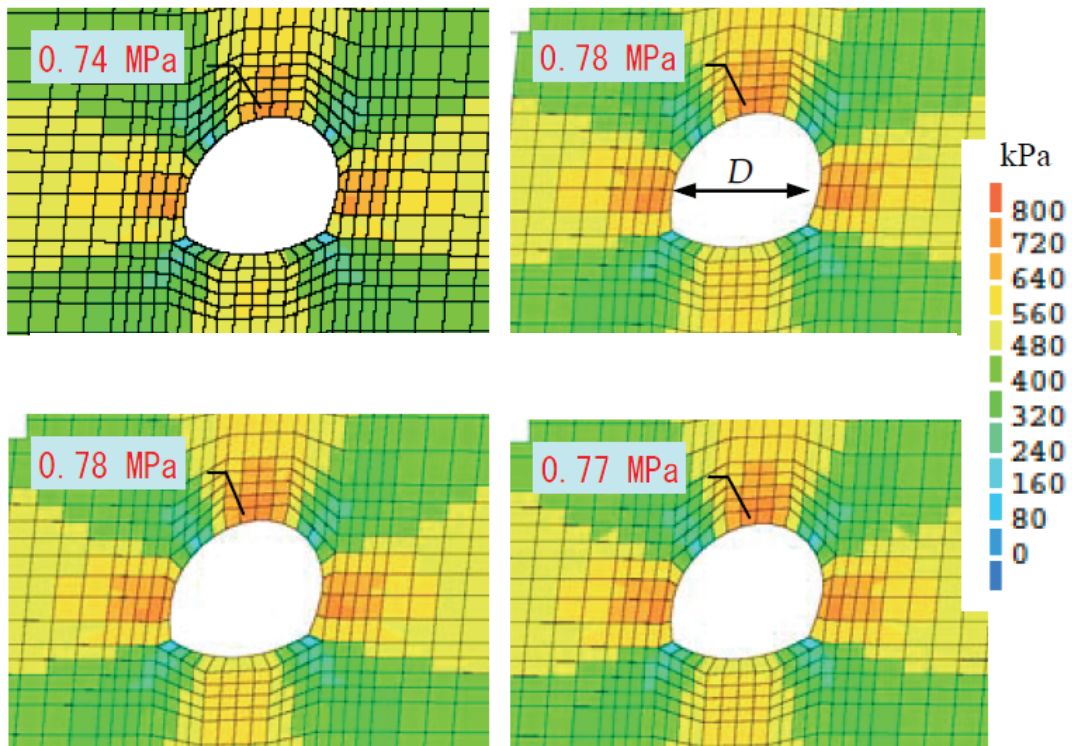
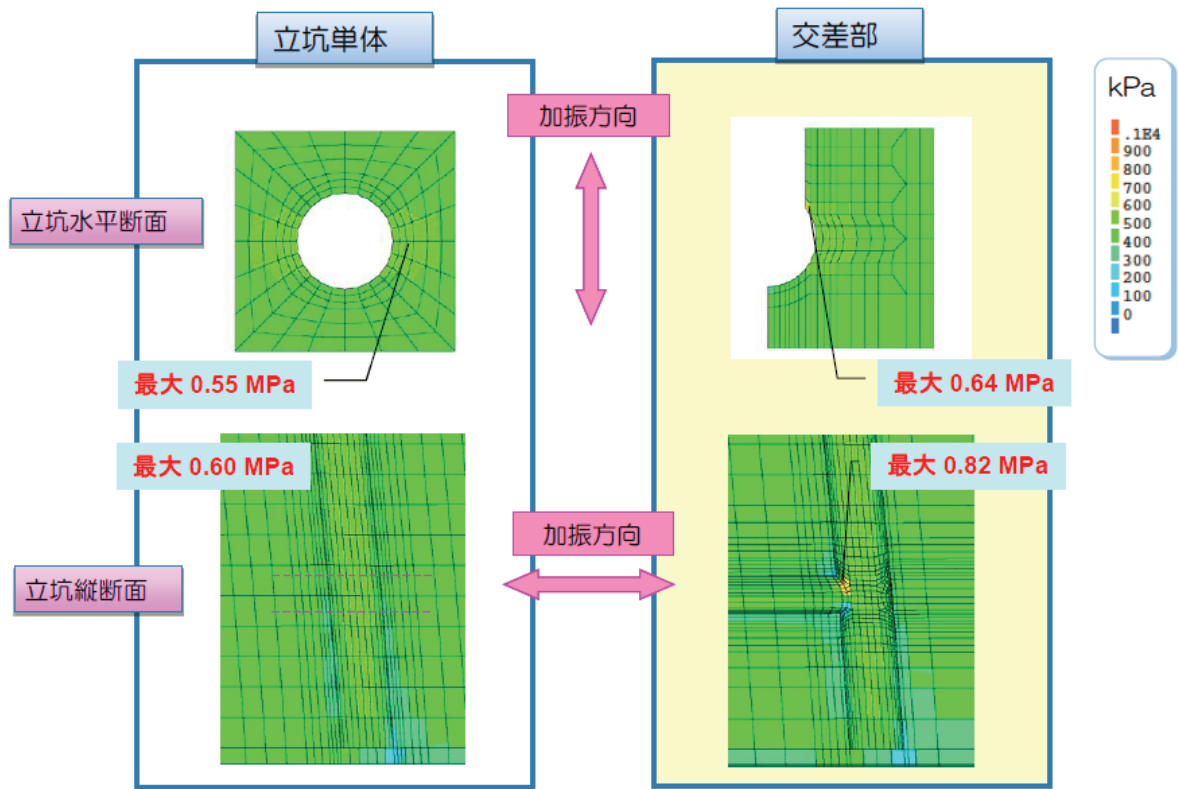
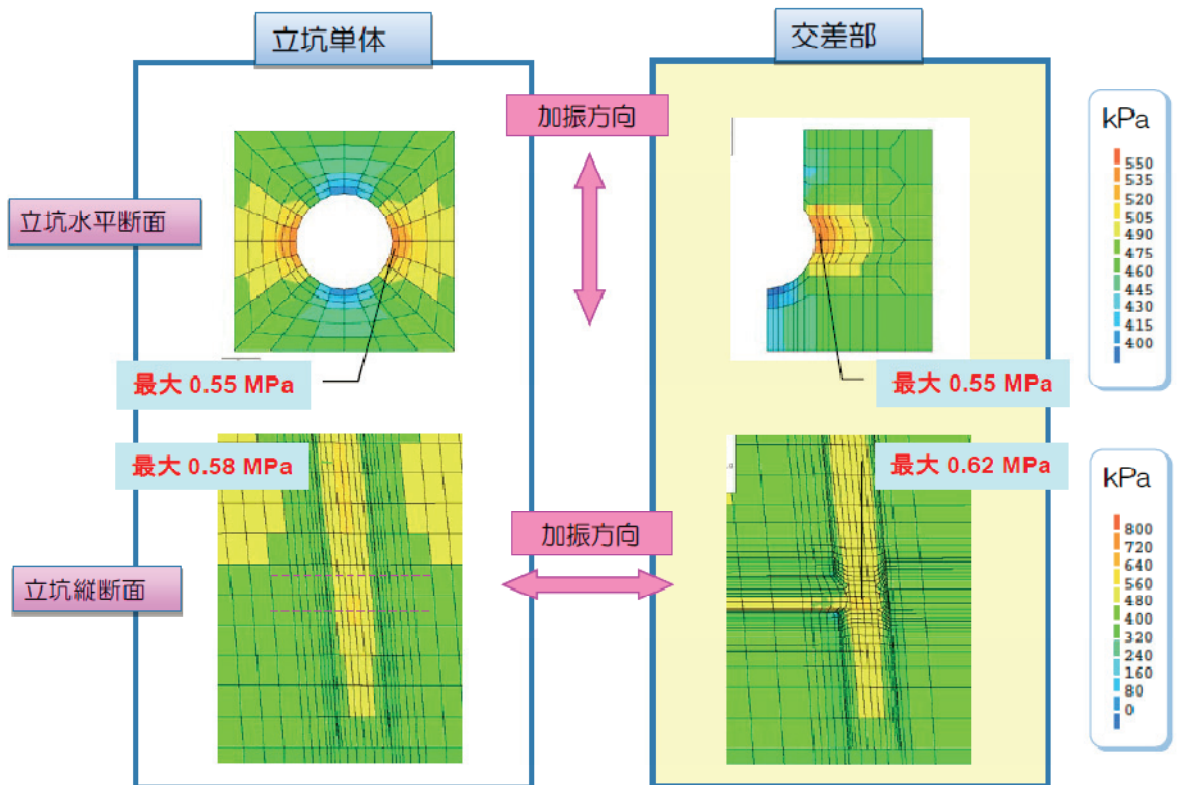


図 3-29 水平坑道の周辺岩盤における最大せん断応力の分布（三次元地震応答解析，90 度方向に加振）





(a) 最大主応力分布



(b) 最大せん断応力分布

図 3-30 水平坑道と立坑の交差部の縦断面における周辺岩盤応力の分布  
(三次元地震応答解析, 0度方向に加振)

### 3.3 水平坑道同士の交差部の影響

処分坑道は各処分パネルの外周を構成する主要坑道と水平面内において接続し、多くの交差部を有する。交差部においては、二次元平面ひずみ状態を仮定した処分坑道の横断面の応答との違いが考えられる。そこで、このような地層処分施設の三次元的な構造的特徴を耐震設計においてどのように考慮すべきか検討した。三次元有限要素法解析を用いて、交差部が処分坑道の応答に影響を及ぼす範囲について検討した。

#### 3.3.1 検討方法の概要

##### (1) 検討対象

本検討では、地層処分施設の水平坑道同士が交差する部分を対象に検討した。検討対象の施設は、前節と同様に、第2次取りまとめ等で設定された軟質岩盤サイトの施設とした。坑道の設置深度は500mで、坑道の断面形状を図3-31に示す。検討対象領域は、前節で述べた、立坑と水平坑道の交差部の影響で用いたモデルと同様に、深さ方向には地表から深度1,200mまで、水平方向には坑道交差部を中心に幅・奥行共に80mとした。検討対象領域を、図3-32に示す。以下に述べる、検討の流れについて、図3-33に示す。

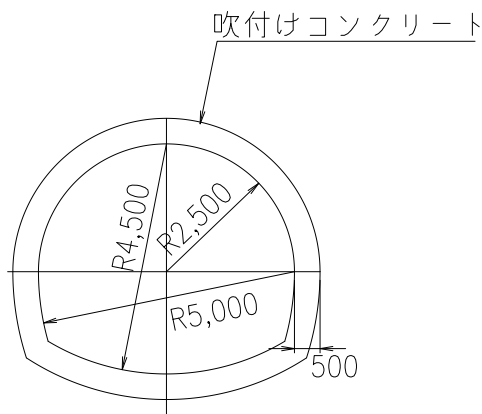


図 3-31 検討対象断面形状  
：軟質岩盤サイトの処分坑道

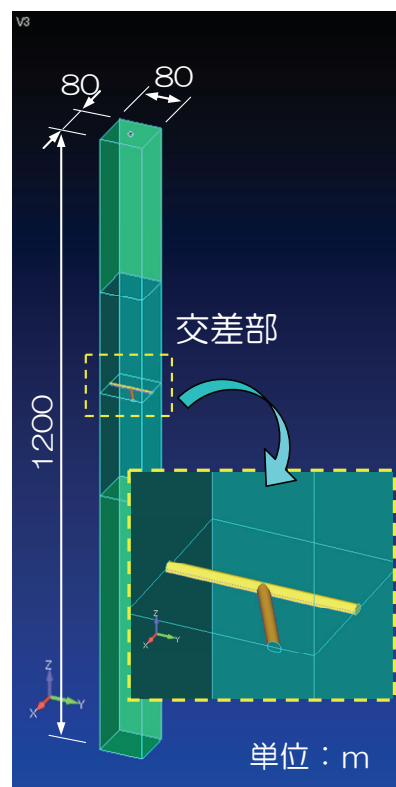


図 3-32 解析対象

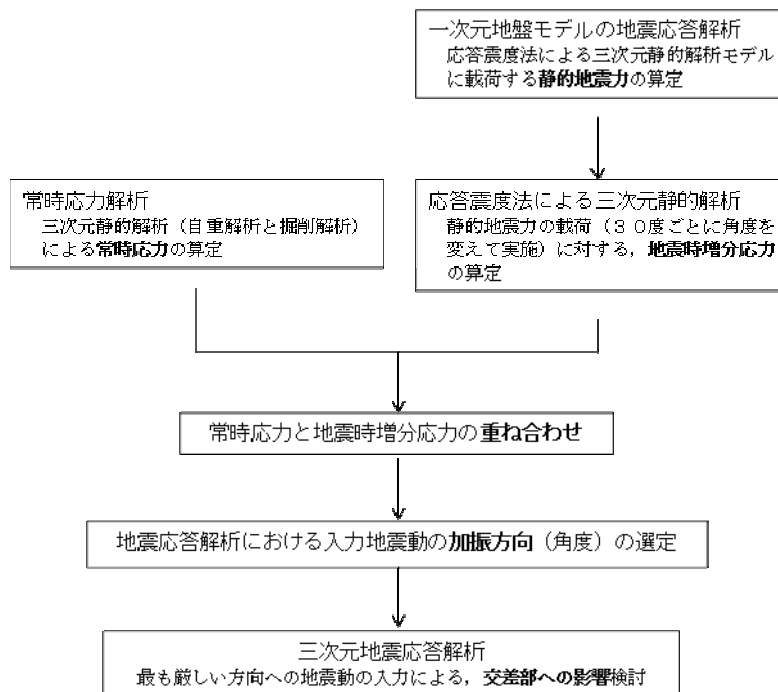


図 3-33 検討の流れ

## (2) 応答震度法による静的解析

三次元有限要素法解析モデルを作成し、自重解析と掘削解析を実施して、地震時の初期状態となる常時の応力状態を把握した。次に、交差点の応答に対して最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定するために、地震力を載荷する方向を30度ピッチで与え、前節と同様に、全体解析モデルから交差点周辺の領域を抜き出した部分解析モデルを用いた応答震度法による静的解析を実施した。なお、応答震度法に用いる静的地震力は、一次元地盤モデルに対する地震応答解析（SHAKE）により算定した。地震時増分応力と常時応力の重ね合わせを行い、交差点の応答に対して最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定した。そして、検討用地震動を入力した三次元地震応答解析を実施した。

## (3) 地震応答解析

水平坑道同士の交差点の検討は、主となる水平坑道 A に対して、枝分かれする水平坑道 B の交差角度が30度と60度、90度の3ケースを対象に実施する。それぞれ、三次元モデルを作成して、解析を実施する。水平坑道同士が交差する角度ごとのそれぞれの解析ケースの概念を、図 3-34 に示す。

地震応答解析の結果から、次の項目に着目して検討を行った。

- ・ 水平坑道交差部中心の上端と下端の応答加速度
- ・ 水平坑道交差部中心の上下間の相対変位
- ・ 吹付けコンクリートの表面の応力
- ・ 周辺岩盤の応力
- ・ 周辺岩盤の局所安全係数

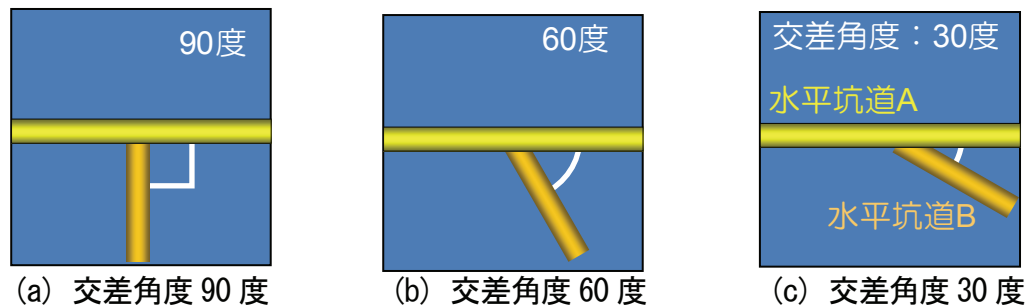


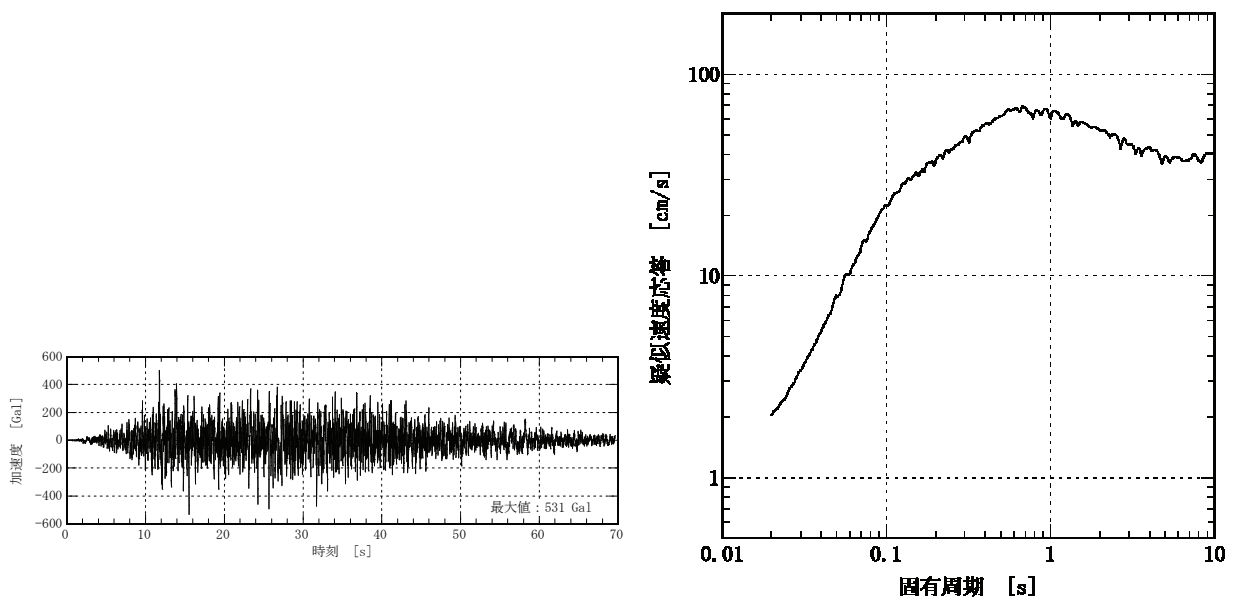
図 3-34 交差角度ごとのそれぞれの解析ケースの概念（平面図）

#### (4) 解析パラメータ

加振方向は水平方向のみとし、前節と同様に、既往検討（NUMO, 2011）で設定した耐専スペクトル（ $M_j=8.0, X_{eq}=25\text{km}$ ）の適合波とした。入力地震動の時刻歴と応答スペクトルを、図 3-35 に示す。

本検討では、第 2 次取りまとめ等で設定された軟質岩盤サイトを対象とし、砂質岩—泥質岩—砂質岩の三層構造の軟岩地盤モデルを用いた。地盤物性値を表 3-5 に、弾性波速度の深度分布を図 3-36 に示す。

水平坑道の支保工に用いる吹付けコンクリートの物性値を、表 3-6 に示す。支保工の弾性係数は、掘削解析時には若材齢に基づく値を、地震応答解析時には 28 日強度に基づく値を設定した。



(a) 時刻歴波形 (b) 応答スペクトル (h=0.05)

図 3-35 検討に用いる入力地震動

表 3-5 地盤物性値

項目	記号	単位	値	設定根拠 (出典)
引張強度	$\sigma_t$	MPa	2.1	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-25 表 A-9 より設定  $H$ : 深度[m]
粘着力	$c$	MPa	3.0	
内部摩擦角	$\phi$	°	28.0	
静弾性係数	$E$	GPa	3.5	
静ポアソン比	$\nu_s$	—	0.3	
初期側圧定数	$K_0$	—	Min(2.0, 164/H+0.74)	
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.20	
弾性波 (P 波) 速度	$V_p$	km/s	【泥質岩】 $1.8+1.4\{1-\exp(-0.000572\rho H)\}$ 【砂質岩】 $3.0+1.3\{1-\exp(-0.00120\rho H)\}$	
弾性波 (S 波) 速度	$V_s$	km/s	【泥質岩】 $0.6+1.0\{1-\exp(-0.000661\rho H)\}$ 【砂質岩】 $1.4+1.1\{1-\exp(-0.00128\rho H)\}$	
動せん断弾性係数	$G_d$	GPa	$G_d = \rho V_s^2$	
動弾性係数	$E_d$	GPa	$E_d = 2G_d(1 + \nu_d)$	
動ポアソン比	$\nu_d$	—	$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$	
減衰定数	$h$	—	0.02	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-21 より設定

表 3-6 水平坑道支保工の物性値

項目	記号	単位	値	設定根拠 (出典)
設計基準強度	$f_{ck}$	MPa	40	第2次取りまとめ, IV処分場の設計に関する検討
弾性係数	$E$	GPa	31 (地震応答解析時) 4.0 (掘削解析時)	
ポアソン比	$\nu$	—	0.2	
密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.3	
減衰定数	$h$	—	0.02	岩盤と同一値

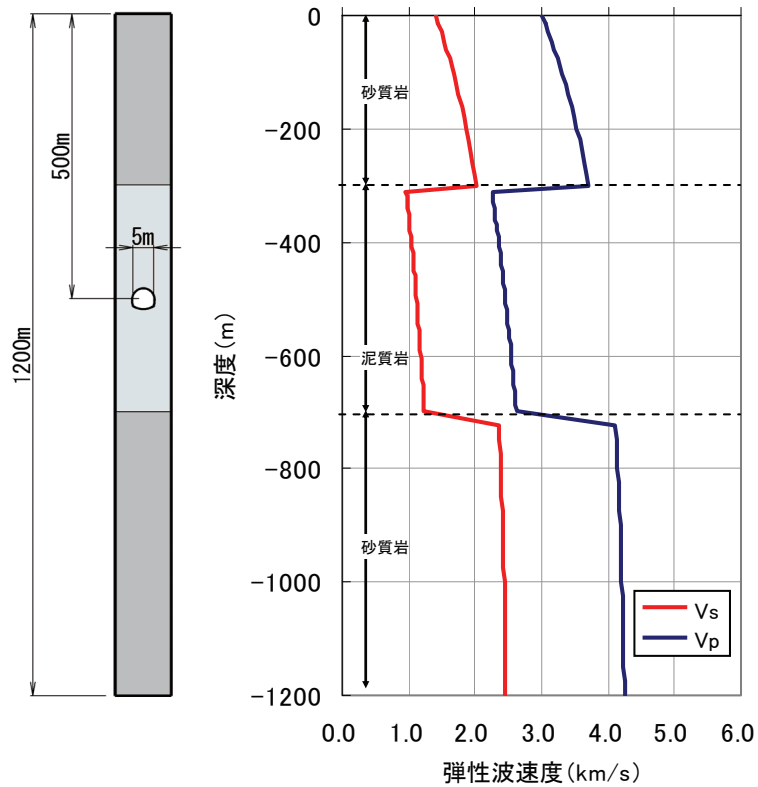


図 3-36 弾性波速度の深度分布 (軟岩地盤モデル)

### 3.3.2 地震動の加振方向の検討

#### (1) 検討方法

全体解析モデルから坑道交差部周辺の領域を抜き出した部分解析モデルを用いて、水平坑道交差部に対して、最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定した。既往検討（NUMO, 2011）によれば、水平坑道の常時の応力状態に対して力学的な安定が確保されていれば、地震時の安定性が確保できることを確認している。したがって、交差部においても常時の影響は大きいと考えられるので、地震動の加振方向を検討する際にも常時の応力状態を考慮することとした。応答震度法による静的解析を実施して地震時増分応力と常時応力の重ね合わせを行い、地震動の加振方向を選定した。

#### (2) 静的地震力の設定

常時応力解析（自重解析と掘削解析）では、境界条件は、解析モデル底面を固定とし、側面は鉛直ローラ、上面は自由とした。また、掘削解析では、既往検討（NUMO, 2011）と同様に、応力解放率を40%として支保工の効果を考慮した。

加振方向の検討に用いる応答震度法による静的解析モデルは、全体モデルのうち、水平坑道交差部を含むGL-480mからGL-540mまでの範囲を抜き出したモデルとした。境界条件は、底面を固定とし、側面は水平ローラ、上面は自由とした。荷重は、一次元地盤モデルに対する地震応答解析(SHAKE)から得られた着目時刻におけるせん断応力分布と応答加速度分布を用いて、上面にせん断力を、岩盤の深度に応じた慣性力を作用させた。応答震度法による三次元静的解析に用いる解析モデルを、図3-37に示す。

水平坑道の上下位置間での相対変位が最も大きくなる時刻に着目し、その着目時刻の状態から静的地震力を設定した。

水平坑道の上下位置間での相対変位時刻歴を図3-38に示す。相対変位は、時刻 $t=14.79s$ で最大となる。この時刻におけるせん断応力と加速度の分布を図3-39に示す。これらを、加振方向の検討の応答震度法による静的解析に用いる静的地震力とした。

#### (3) 応答震度法による静的解析

静的地震力を、交差部周辺を抜き出したモデルに載荷して地震時増分応力を評価した。その際、静的地震力の載荷方向の角度をパラメータ（0～330度、30度ピッチ）として、載荷方向による影響を把握する。そして、常時応力との重ね合わせを行い、吹付けコンクリートの応力と周辺岩盤の局所安全係数を評価した。

#### (4) 加振方向の設定

応答震度法による静的解析の結果から、以下の項目の載荷方向による影響に着目して、三次元地震応答解析の際の入力地震動の加振方向を選定した。

- ・吹付けコンクリートの最大主応力と最小主応力

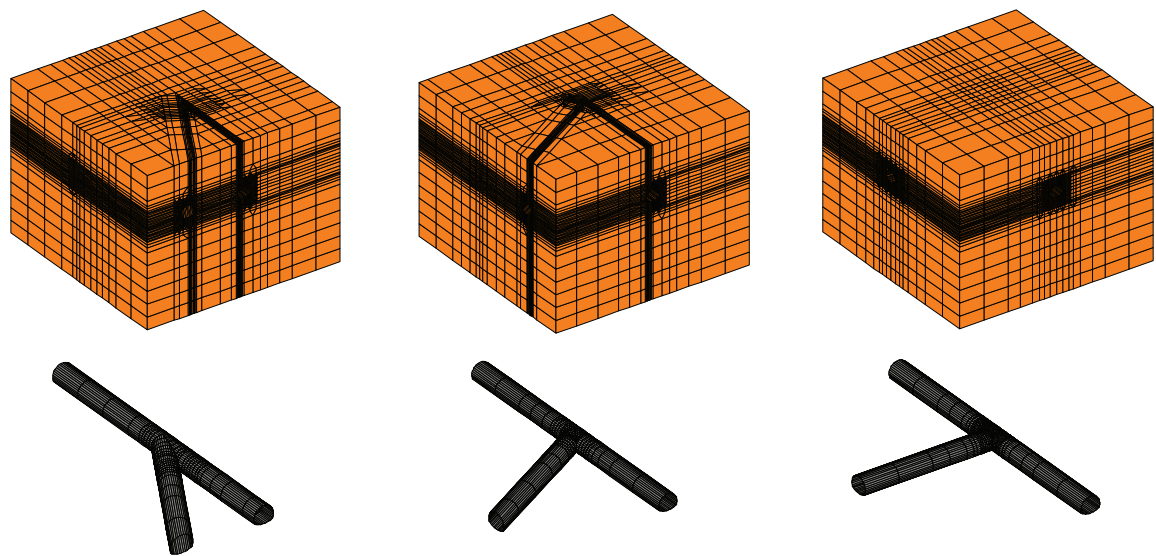
・周辺岩盤の局所安全係数

なお、吹付けコンクリート主応力については内空側表面と地山側表面の2つの出力値が存在するので、応力の高い値を使用した。

吹付けコンクリートの最小主応力分布と、周辺岩盤の局所安全係数の分布について、交差角度が30度の場合を以下に例示する。

吹付けコンクリートの最小主応力と周辺岩盤の局所安全係数について、载荷方向のケース毎に最小値が発生する要素に着目して、静的地震力の载荷方向との関係を、図3-40～図3-42に示す。吹付けコンクリートの最小主応力は载荷方向150度および240度において最小値が発生した。局所安全係数は、交差角度0度から60度と330度の間に最小値が発生した。したがって、交差角度30度のケースでは、吹付けコンクリートの最小主応力の最小値と周辺岩盤の局所安全係数の最小値から判断して、入力地震動の加振方向を150度-330度方向とした。

交差角度が30度以外の、60度と90度の場合についても同様に検討した結果、三次元地震応答解析における入力地震動の加振方向を、表3-7に示すとおりに設定した。



(a) 交差角度 30 度

(b) 交差角度 60 度

(c) 交差角度 90 度

図 3-37 解析モデル (応答震度法による三次元静的解析)



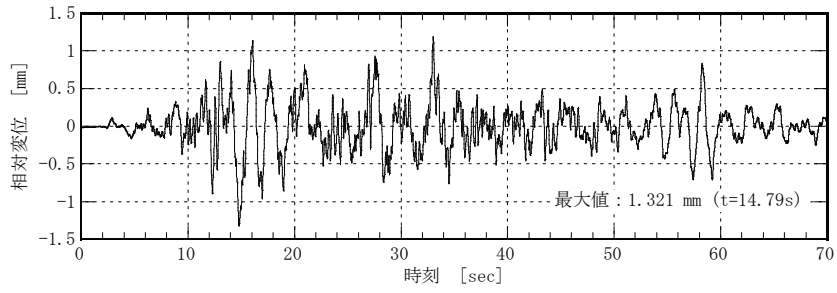


図 3-38 水平坑道の上下位置間での自由地盤の相対変位時刻歴波形

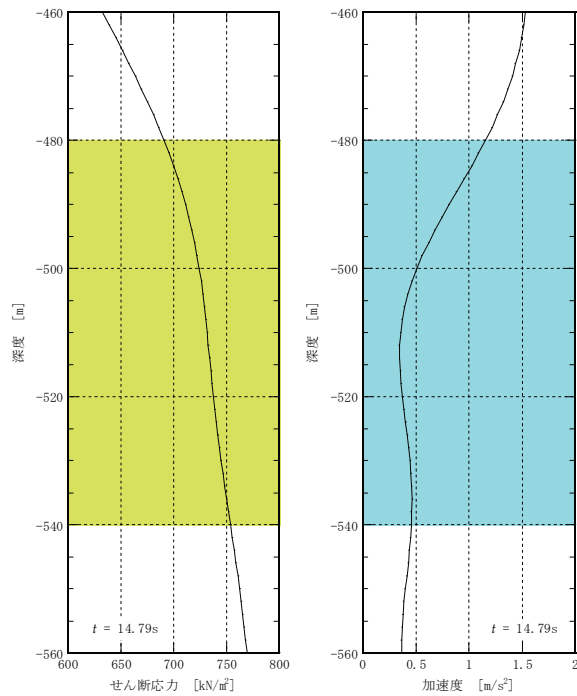


図 3-39 自由地盤におけるせん断応力と加速度の深度方向分布 (t=14.79s)

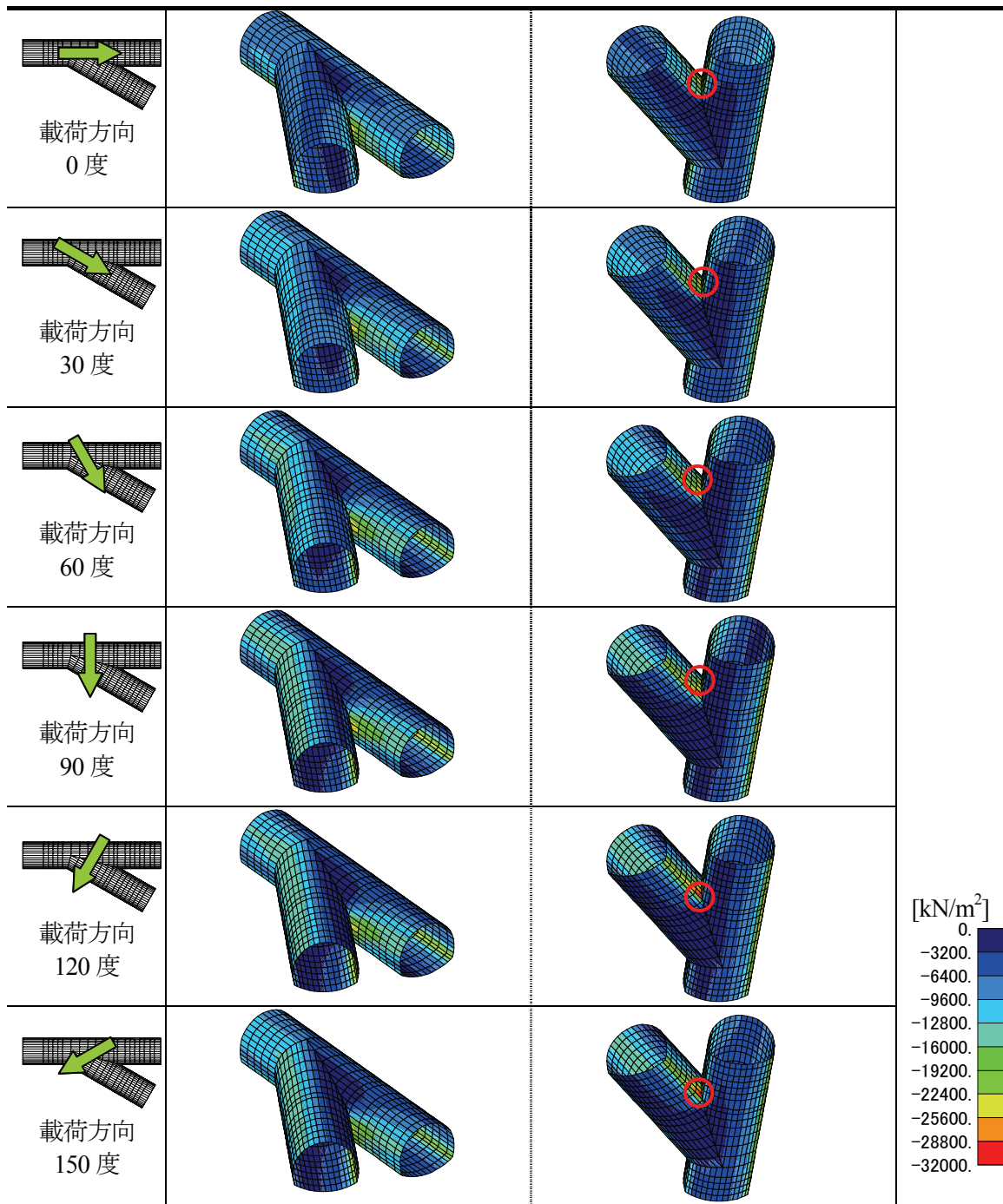


図 3-40 吹付けコンクリートの最小主応力分布（内空側）  
 （交差角度 30 度／載荷方向 0～150 度）

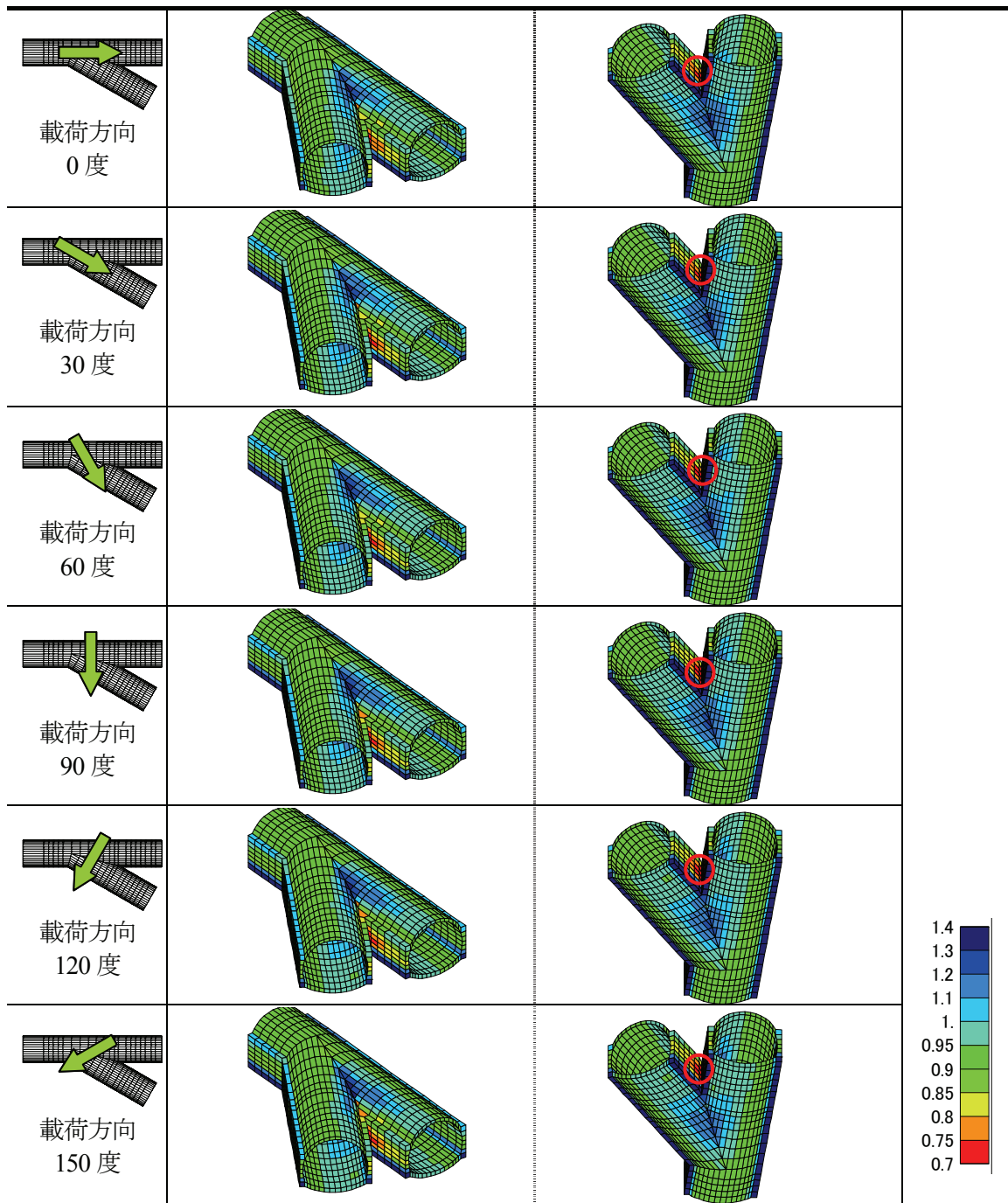
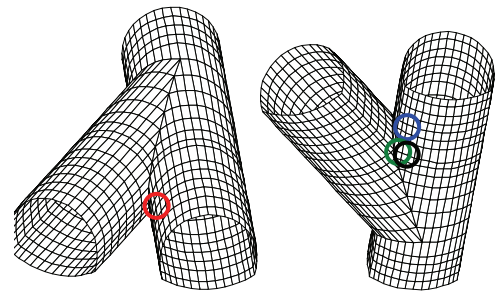
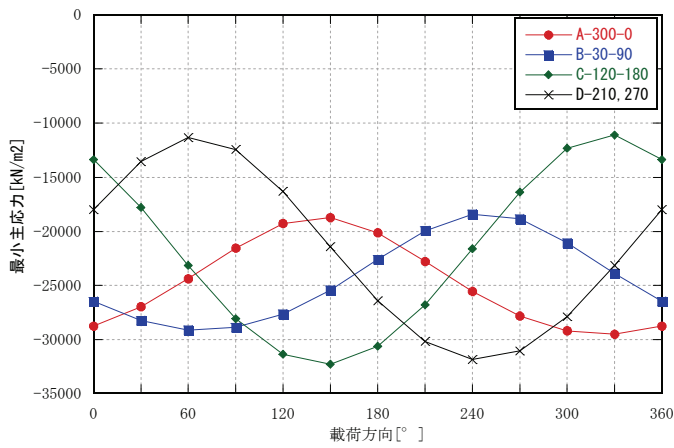
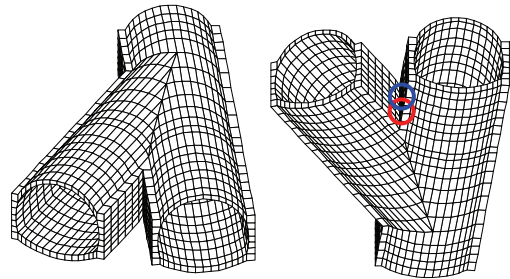
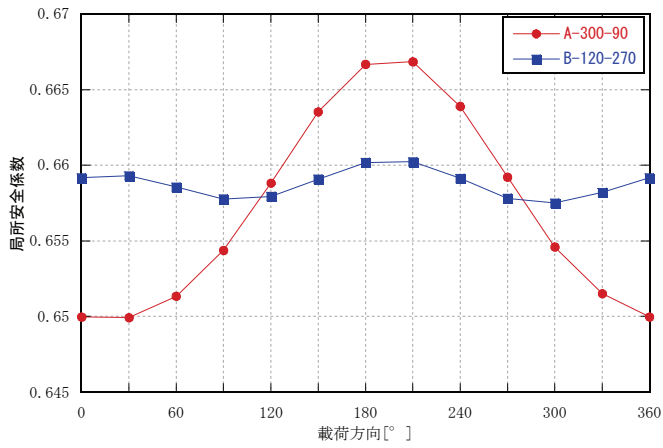


图 3-41 周边岩盤の局所安全係数分布  
(交差角度 30 度 / 载荷方向 0~150 度)



(a) 吹付けコンクリートの最小主応力



(b) 周辺岩盤局所安全係数

図 3-42 静的地震力の載荷方向による影響 (交差角度 30 度)

表 3-7 三次元地震応答解析における入力地震動の加振方向

交差角度	30 度	60 度	90 度
加振方向	150 度-330 度	0 度-180 度	60 度-240 度
平面図	<p>交差角度：30度 水平坑道A 水平坑道B</p>	<p>60度</p>	<p>90度</p>

### 3.3.3 地震時の交差部の影響

#### (1) 三次元地震応答解析

水平坑道交差部を対象に、三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

解析には、汎用構造解析プログラム ABAQUS を用いた。解析モデルは、岩盤は 8 節点 1 次ソリッド要素を用いることを基本とした。要素の最大寸法は、25Hz までの波動の透過性を考慮して、S 波速度 1,000m/s の場合の 1 波長 40m を 8 分割できるように 5m とした。水平坑道の支保工 ( $t=0.5\text{m}$ ) は、4 節点シェル要素を用いて軸心でモデル化した。

地震応答解析に用いる全体モデルは、解析対象領域全体をモデル化した。境界条件は、上面は自由とし、底面と側面は波動の逸散を考慮できる粘性境界とし、地盤の半無限性を考慮した。なお、側面は自由地盤との間での粘性境界とするが、側面に現れる坑道の断面の部分については、解析対象領域を水平方向に 80m 確保しているため、この側面の断面部分の処理が交差部の応答に及ぼす影響は小さいものと考え、特殊な処理は施していない。荷重となる入力地震動は、解析モデル下端の GL-1,200m に入力した。なお、内部減衰はレイリー減衰で設定し、比較的広い振動数領域で過剰な減衰が発生しないようにチューニングした結果、解析モデルの一次固有振動数 0.354Hz と 10Hz で減衰定数が 2%になるようにパラメータを設定した。

#### (2) 解析結果

水平坑道同士の交差角度が 30 度と 60 度、90 度の 3 ケースについて解析結果について以下に示す。

##### (i) 交差角度 30 度

吹付けコンクリートの地震時増分の主応力分布を、図 3-43 に示す。分布図には交差部と代表的な一般部の最大値または最小値が発生する要素の位置と値を示している。

内空側の最大主応力の最大値は、交差部の側壁下端で発生し、坑道交差部から離れた坑道一般部の約 1.75 倍である。また、最小主応力の最小値は、交差部の肩で発生し、坑道一般部の約 2.16 倍である。

次に、吹付けコンクリートに接する坑道周辺岩盤の地震時増分の主応力分布を、図 3-44 に示す。周辺岩盤においては、最大主応力の最大値は側壁下端で、最小主応力の最小値も側壁下端で発生し、一般部の約 1.1 倍以下である。なお、最大せん断応力の最大値は、交差部の側壁中央部で発生した。

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の応力分布の変化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定して、最大せん断応力分布(地震時増分)を検討した。坑道 A と坑道 B について、坑道交差部中心から坑道軸に沿って $-2.5D$  ( $D$ : 坑道径, 5.0m) から  $5.5D$  までの範囲で設定した断面での最大せん断応力分布を、図 3-45 と図 3-46 にそれぞれ示す。交差部から離

れた断面では、側壁中央と天端で大きい最大せん断応力が発生しており、交差部に近い断面では重ね合わさって側壁中央で最大値が発生した。

次に、常時の状態に地震時増分を重ね合わせた状態について検討した。

吹付けコンクリートの主応力分布を図 3-47 に示す。分布図には最大値または最小値が発生する要素の位置と値を示す。交差部鋭角側の坑道側壁中央部で大きい圧縮応力が生じた。

周辺岩盤の安定性について、自重解析と掘削解析より得られた常時応力と、地震応答解析の着目時刻の地震時増分応力を重ね合わせ、モール・クーロンの破壊基準に対する接近度である局所安全係数を用いて評価した。

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の局所安全係数分布の変化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定し、局所安全係数を検討した。

坑道 A と坑道 B について、坑道交差部中心から坑道軸に沿って $-2.5D$  ( $D$ :坑道径, 5.0m) から  $3.5D$  までの範囲で設定した断面での常時と地震時の局所安全係数分布を、図 3-48 に示す。局所安全係数の最小値は交差部中心から  $2.5D$  離れた坑道 A と坑道 B の交差部側壁下端で発生した。

## (ii) 交差角度 60 度

吹付けコンクリートの地震時増分の主応力分布を図 3-49 に示す。分布図には交差部と代表的な一般部の最大値または最小値が発生する要素の位置と値を示している。

内空側の最大主応力の最大値は、交差部の肩で発生し、坑道交差部から離れた坑道一般部の約 1.93 倍である。また、最小主応力の最小値は、交差部の側壁下端で発生し、坑道一般部の約 1.71 倍である。

次に、吹付けコンクリートに接する坑道周辺岩盤の地震時増分の主応力分布を、図 3-50 に示す。周辺岩盤においては、最大主応力の最大値は肩で、最小主応力の最小値は側壁下端で発生し、それぞれ一般部の約 1.80 倍、約 2.08 倍である。なお、最大せん断応力の最大値は、交差部の側壁中央部で発生した。

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の応力分布の変化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定して、最大せん断応力分布(地震時増分)を検討した。坑道 A と坑道 B について、坑道交差部中心から坑道軸に沿って $-2.5D$  ( $D$ :坑道径, 5.0m) から  $3.0D$  までの範囲で設定した断面での最大せん断応力分布を、図 3-51 と図 3-52 にそれぞれ示す。坑道 B では、鋭角側交差部で最も大きい最大せん断応力が発生した。

次に、常時の状態に地震時増分を重ね合わせた状態について検討した。

吹付けコンクリートの主応力分布を、図 3-53 に示す。分布図には最大値または最小値が発生する要素の位置と値を示す。坑道交差部下端で大きい圧縮応力が生じた。

周辺岩盤の安定性について、自重解析と掘削解析より得られた常時応力と、地震応答解

析の着目時刻の地震時増分応力を重ね合わせ、局所安全係数を用いて評価した。

坑道 A と坑道 B について、坑道交差部中心から坑道軸に沿って-2.5D (D:坑道径, 5.0m) から 1.0D までの範囲で設定した断面での常時と地震時の局所安全係数分布を、図 3-54 に示す。局所安全係数の最小値は、交差部中心から 1.0D 離れた坑道 A と坑道 B の鋭角側接続部で発生した。

### (iii) 交差角度 90 度

吹付けコンクリートの地震時増分の主応力分布を、図 3-55 に示す。分布図には交差部と代表的な一般部の最大値または最小値が発生する要素の位置と値を示している。

内空側の最大主応力の最大値は、交差部の肩で発生し、坑道交差部から離れた坑道一般部の約 1.67 倍である。また、最小主応力の最小値は、交差部の側壁下端で発生し、坑道一般部の約 1.74 倍である。

次に、吹付けコンクリートに接する坑道周辺岩盤の地震時増分の主応力分布を、図 3-56 に示す。周辺岩盤においては、最大主応力の最大値は交差部の肩で、最小主応力の最小値は側壁下端で発生し、それぞれ一般部の約 1.73 倍、約 2.17 倍である。なお、最大せん断応力の最大値は、交差部の側壁中央部で発生した。

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の応力分布の変化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定して、最大せん断応力分布(地震時増分)を検討した。坑道 A と坑道 B について、坑道交差部中心から坑道軸に沿って-2.5D (D:坑道径, 5.0m) から 3.0D までの範囲で設定した断面での最大せん断応力分布を、図 3-57 と図 3-58 に示す。交差部から離れた断面では、側壁中央と天端で大きい最大せん断応力が発生しており、交差部に近い断面では重ね合わさって側壁中央で最大値が発生した。

次に、常時の状態に地震時増分を重ね合わせた状態について検討した。

吹付けコンクリートの主応力分布を、図 3-59 に示す。分布図には最大値または最小値が発生する要素の位置と値を示す。坑道交差部下端で非常に大きい圧縮応力が生じた。

周辺岩盤の安定性について、自重解析と掘削解析より得られた常時応力と、地震応答解析の着目時刻の地震時増分応力を重ね合わせ、局所安全係数を用いて評価した。

坑道 A と坑道 B について、坑道交差部中心から坑道軸に沿って-2.5D (D:坑道径, 5.0m) から 2.5D までの範囲で設定した断面での常時と地震時の局所安全係数分布を、図 3-60 に示す。局所安全係数の最小値は交差部中心から 0.5D 離れた坑道 A と坑道 B の交差部側壁下端で発生した。

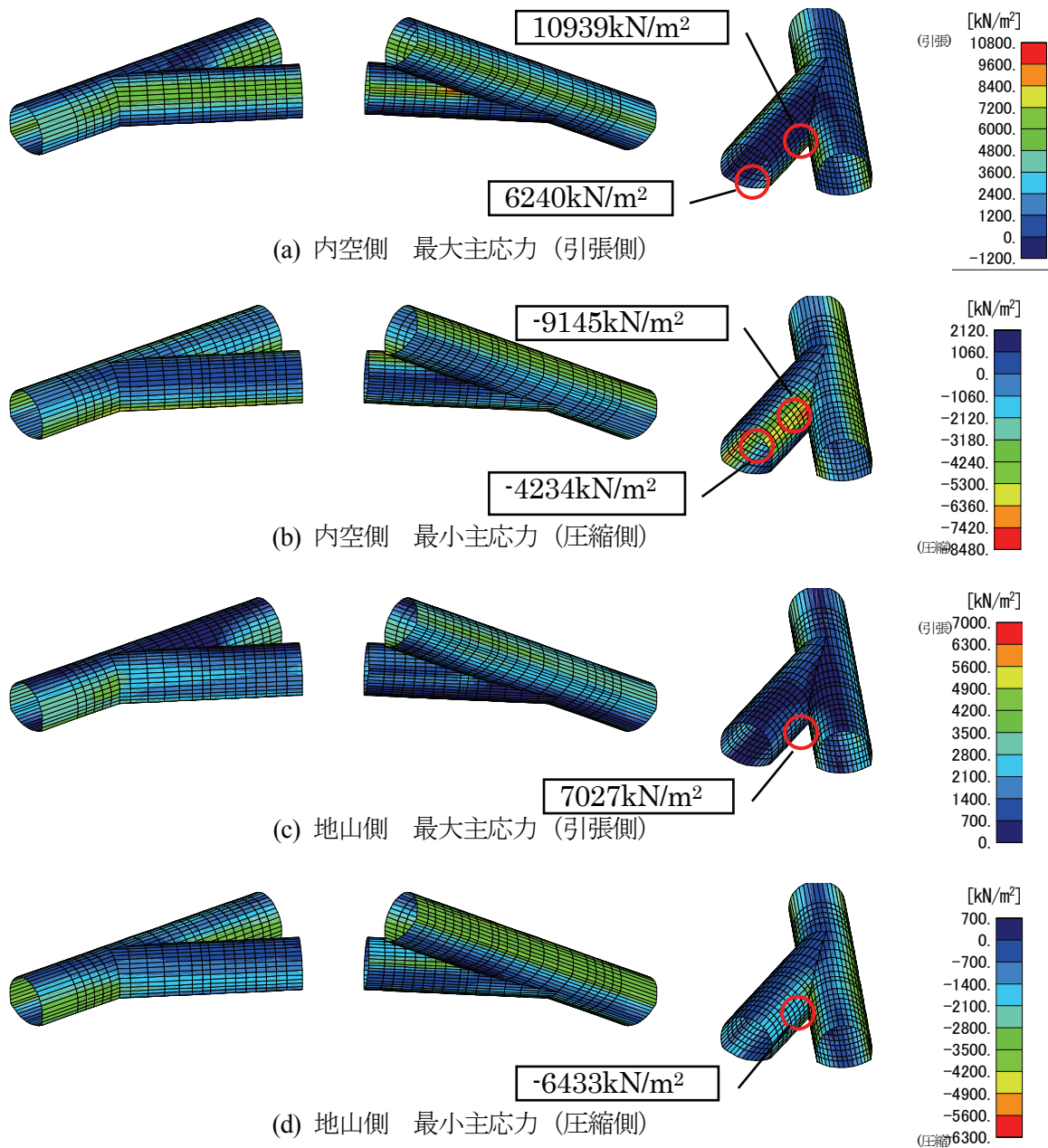


図 3-43 吹付けコンクリートの主応力分布 (交差角度 30 度, 地震時増分)



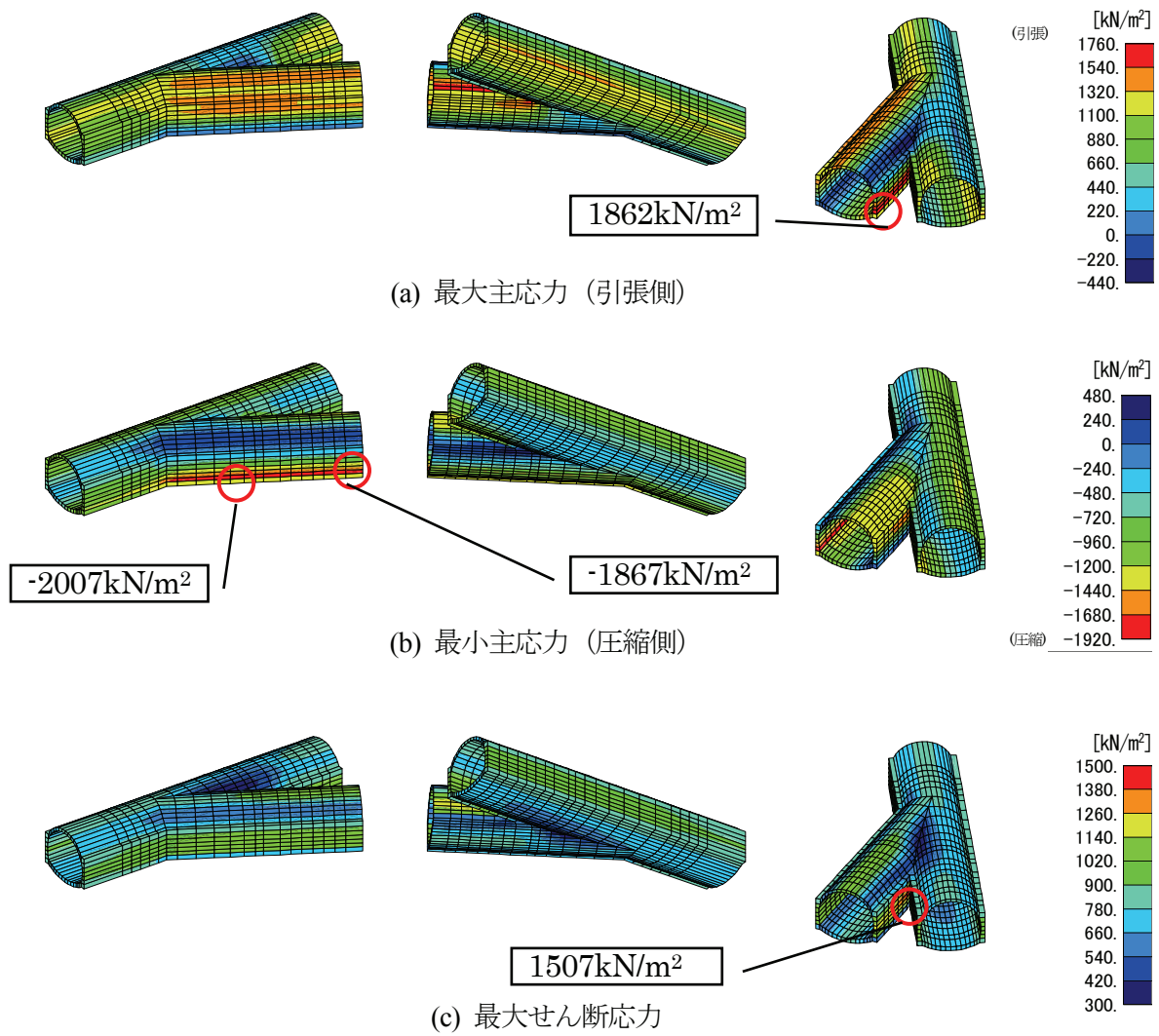


図 3-44 周辺岩盤の主応力分布 (交差角度 30 度, 地震時増分)

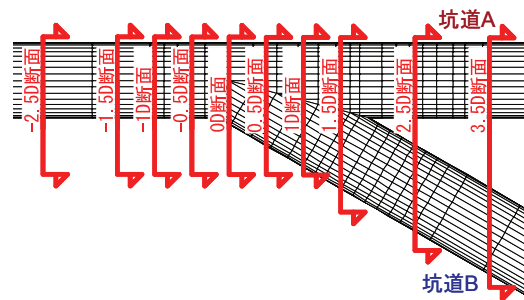
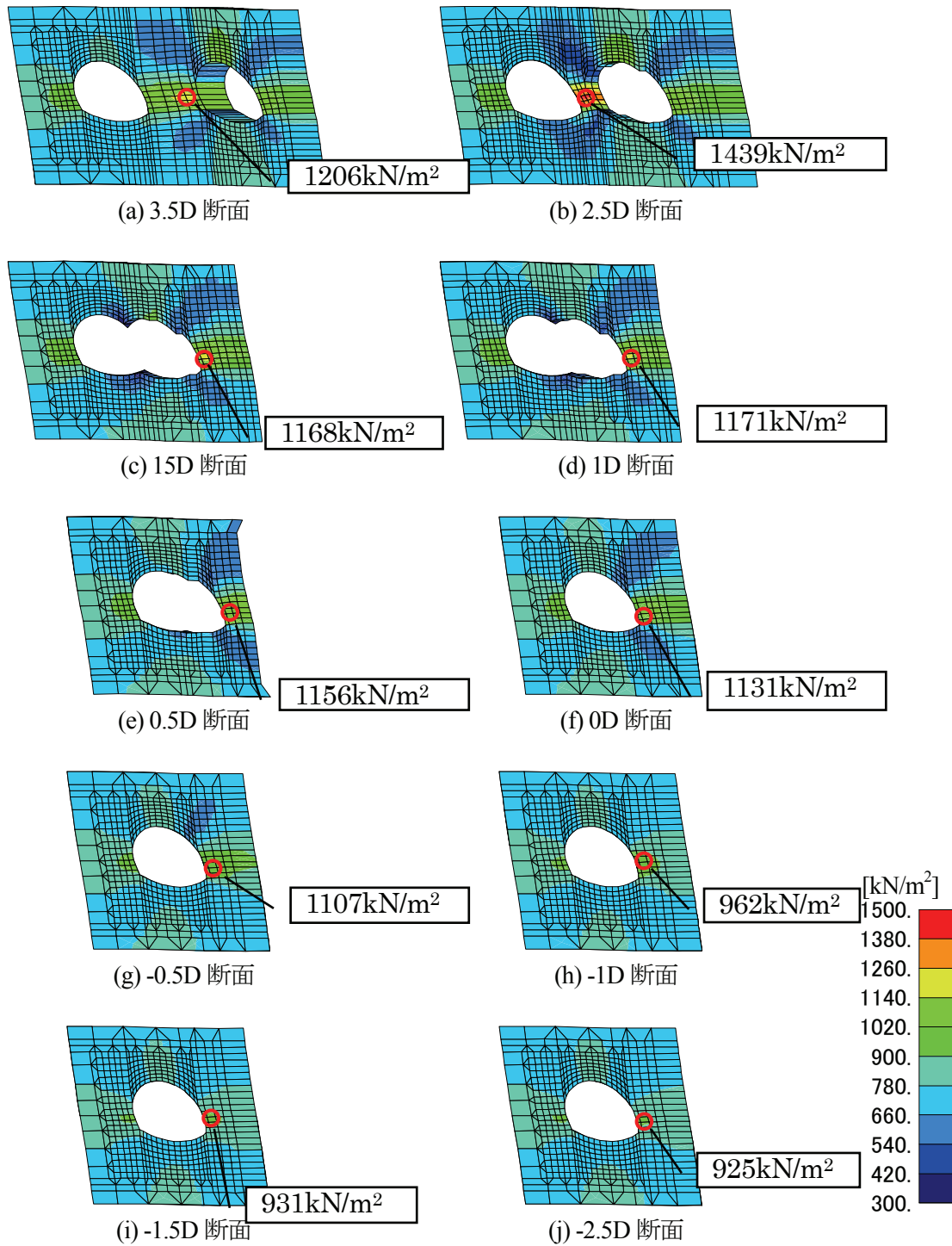


図 3-45 坑道A断面の最大せん断応力分布  
(交差角度 30 度, 地震時増分)

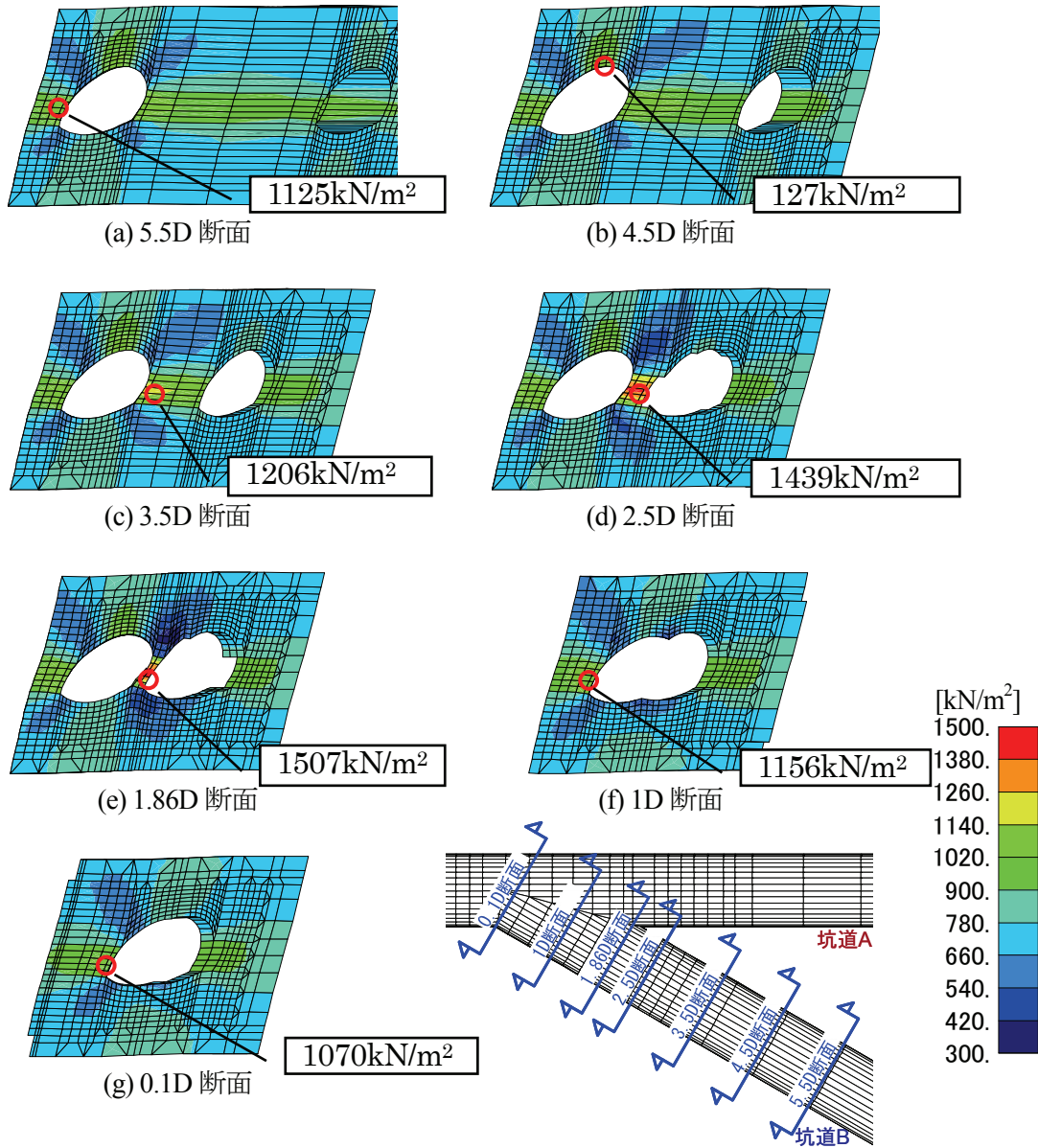
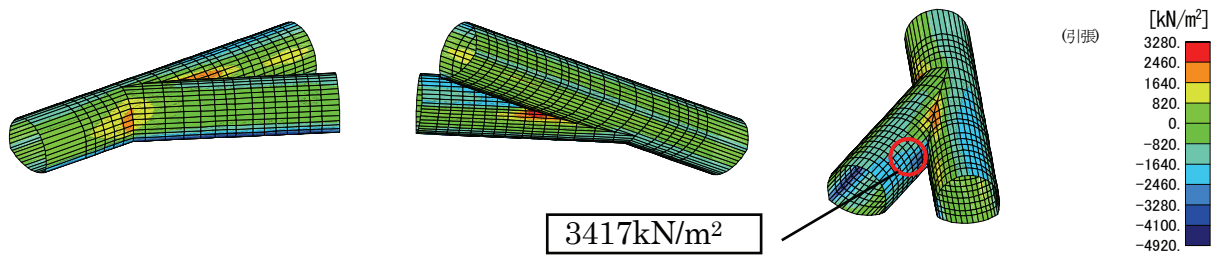
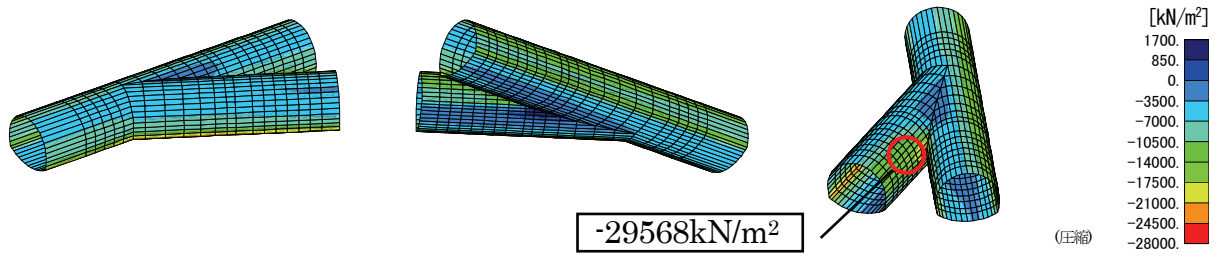


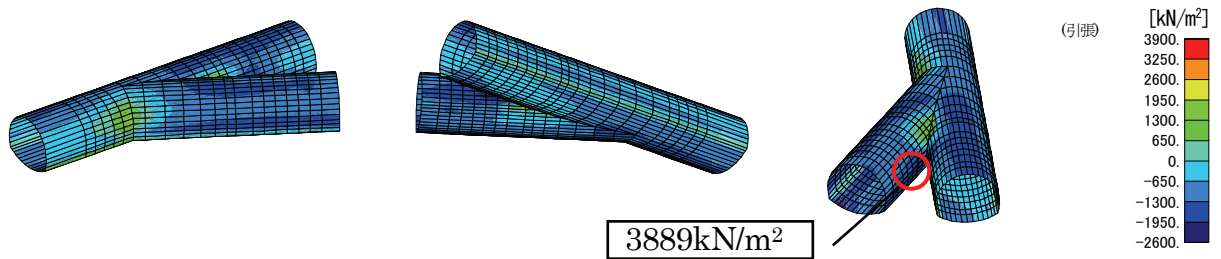
図 3-46 坑道B断面の最大せん断応力分布（交差角度 30 度，地震時増分）



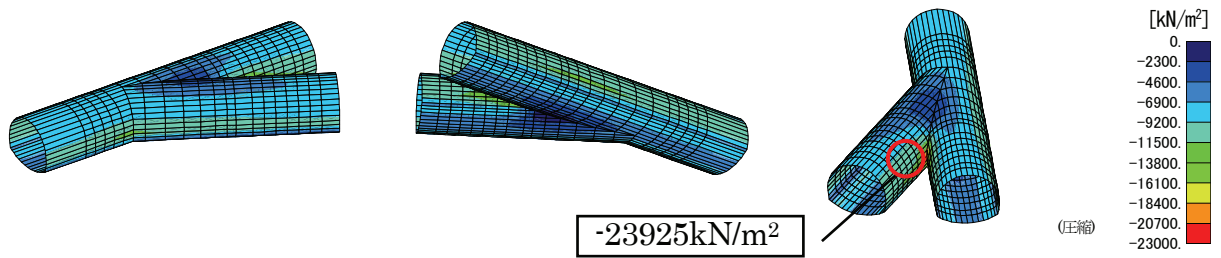
(a) 内空側 最大主応力 (引張側)



(b) 内空側 最小主応力 (圧縮側)



(c) 地山側 最大主応力 (引張側)



(d) 地山側 最小主応力 (圧縮側)

図 3-47 吹付けコンクリートの主応力分布 (交差角度 30 度)

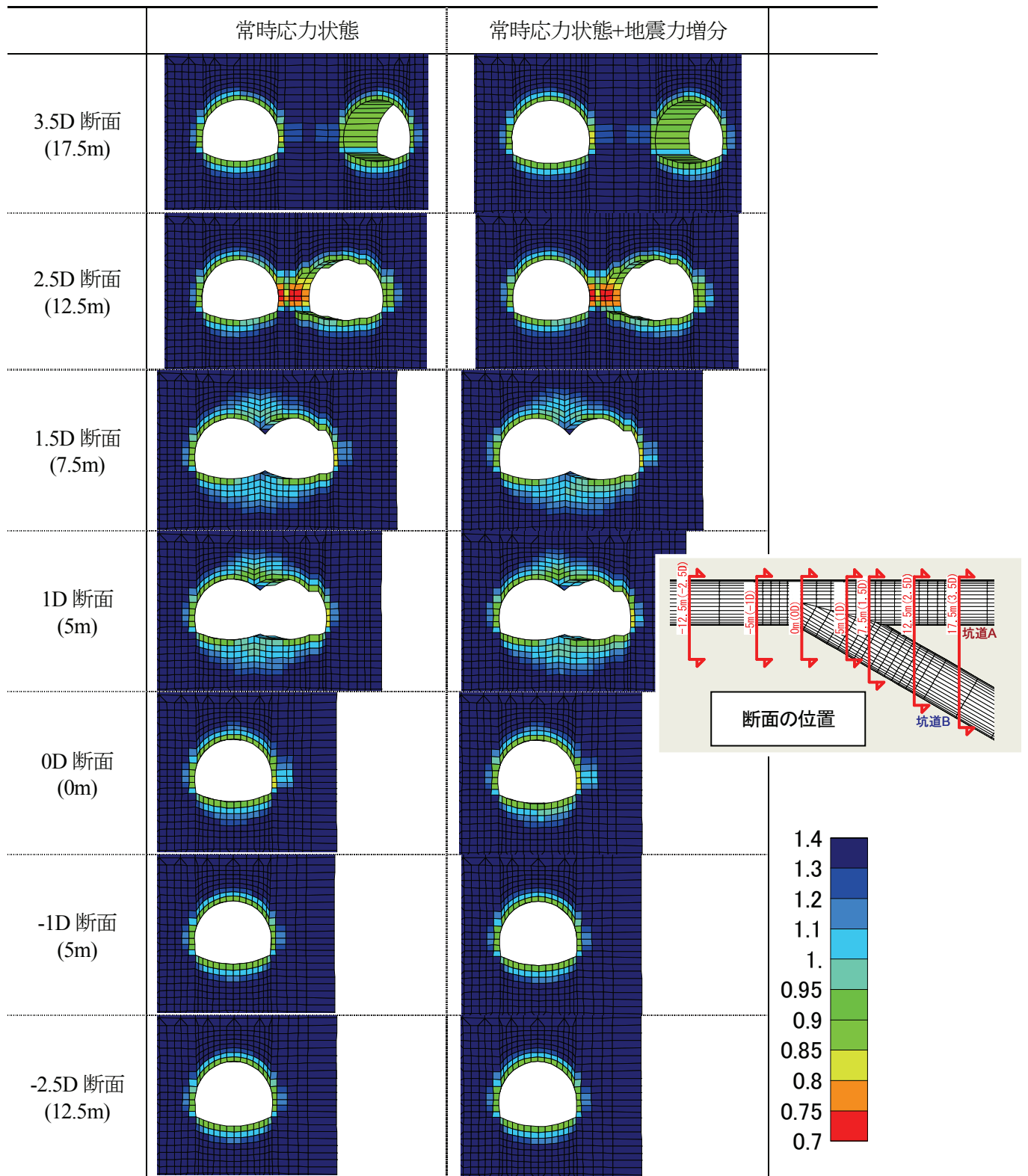
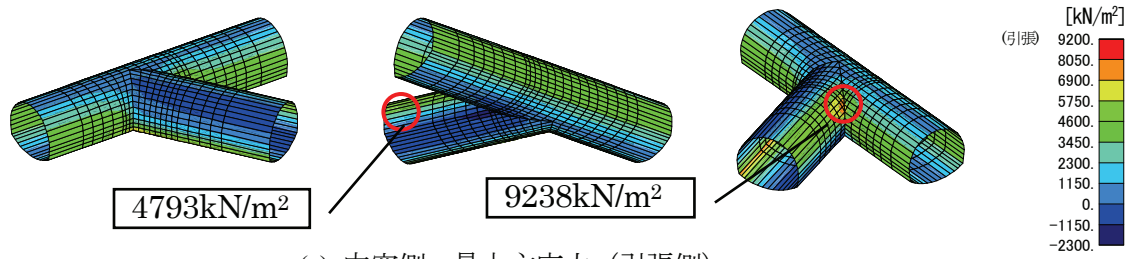
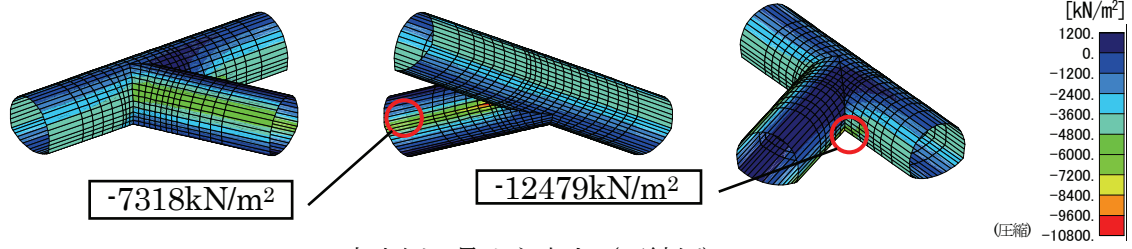


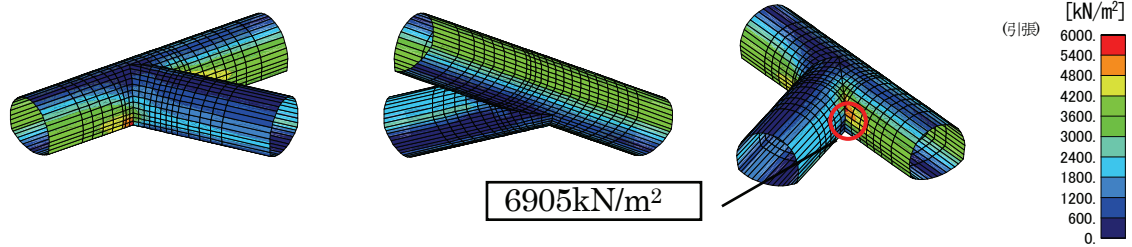
図 3-48 坑道 A 断面の局所安全係数分布 (交差角度 30 度)



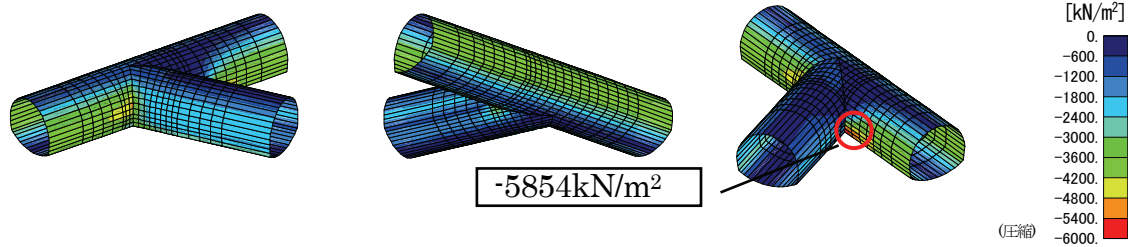
(a) 内空側 最大主応力 (引張側)



(b) 内空側 最小主応力 (圧縮側)



(c) 地山側 最大主応力 (引張側)



(d) 地山側 最小主応力 (圧縮側)

図 3-49 吹付けコンクリートの主応力分布 (交差角度 60 度, 地震時増分)

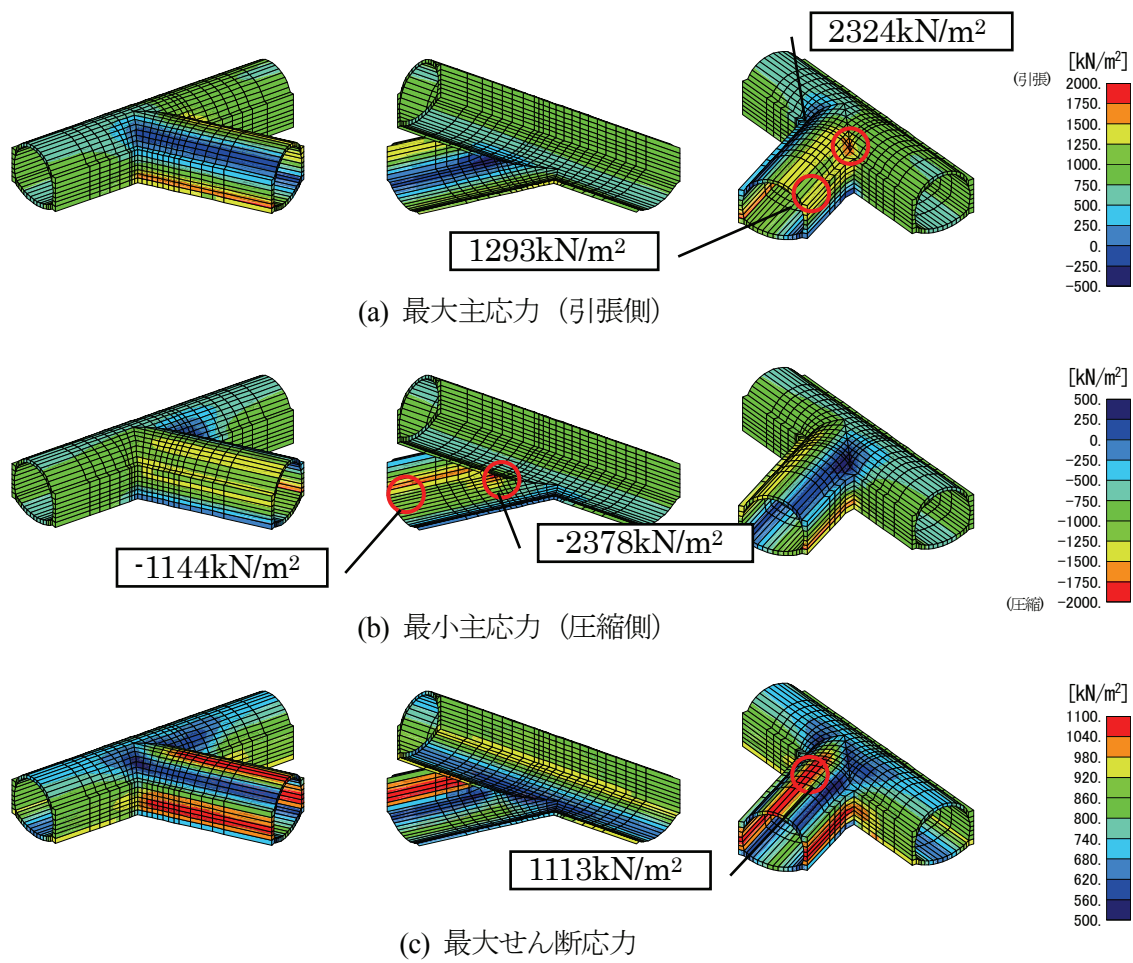


図 3-50 周辺岩盤の主応力分布 (交差角度 60 度, 地震時増分)

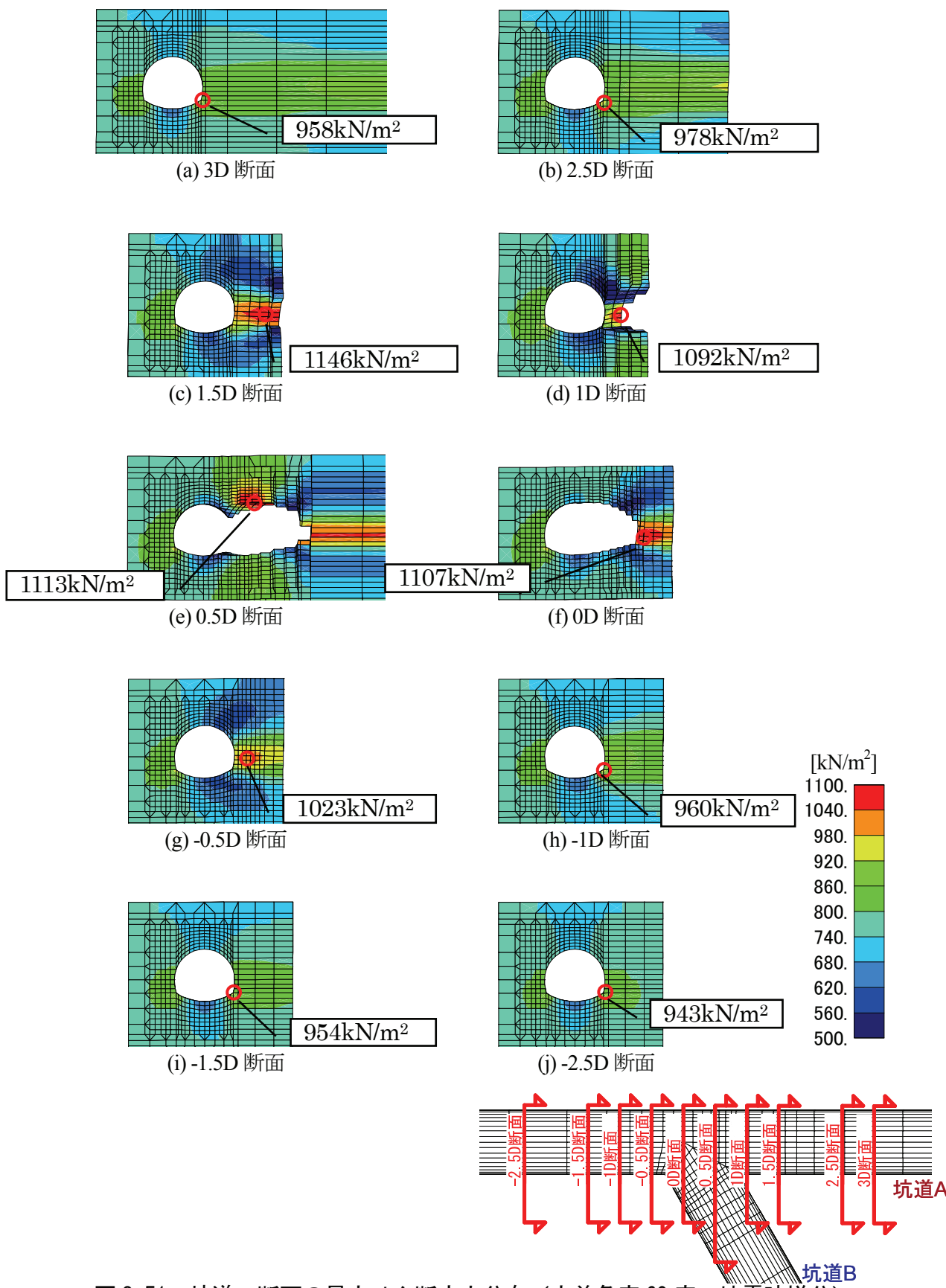


図 3-51 坑道 A 断面の最大せん断応力分布 (交差角度 60 度, 地震時増分)



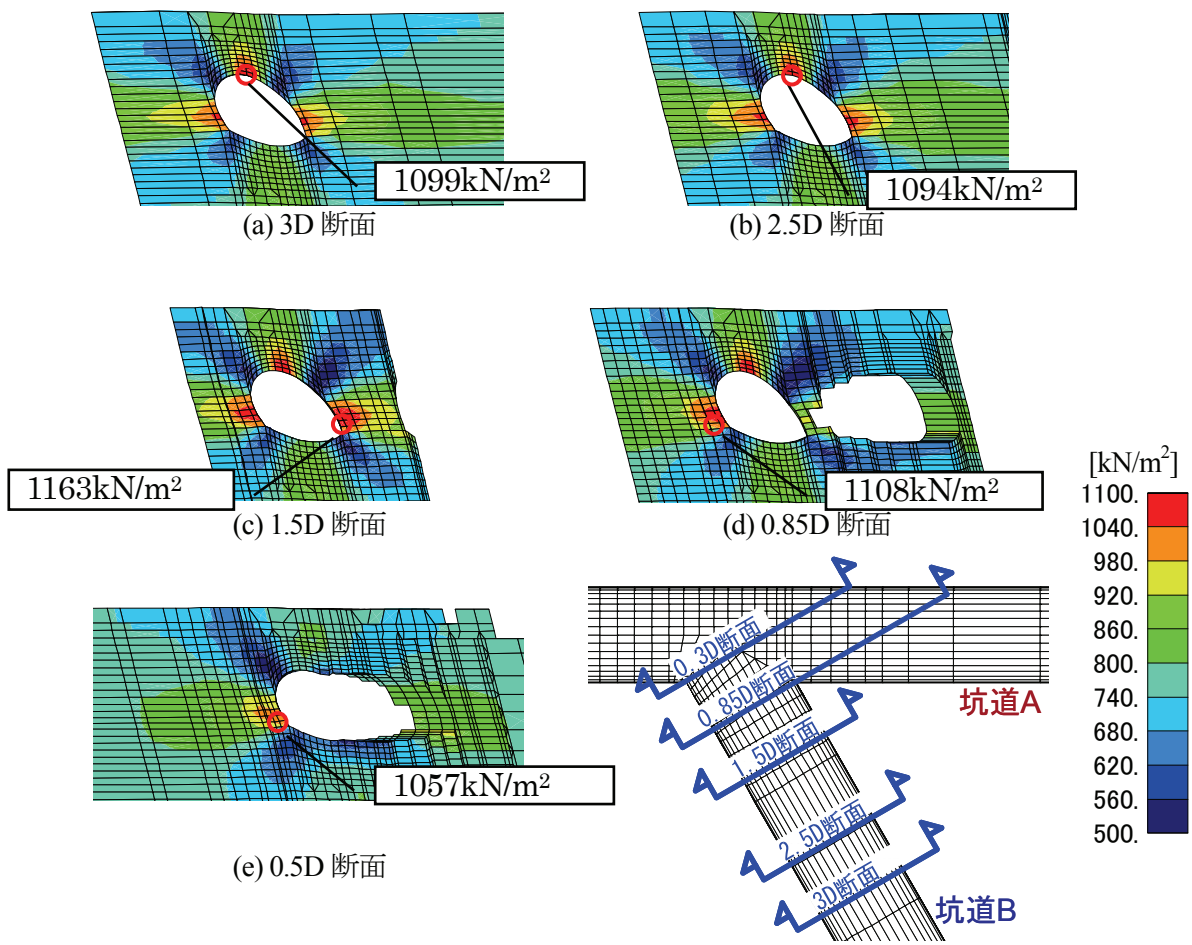


図 3-52 坑道B断面の最大せん断応力分布（交差角度 60 度，地震時増分）

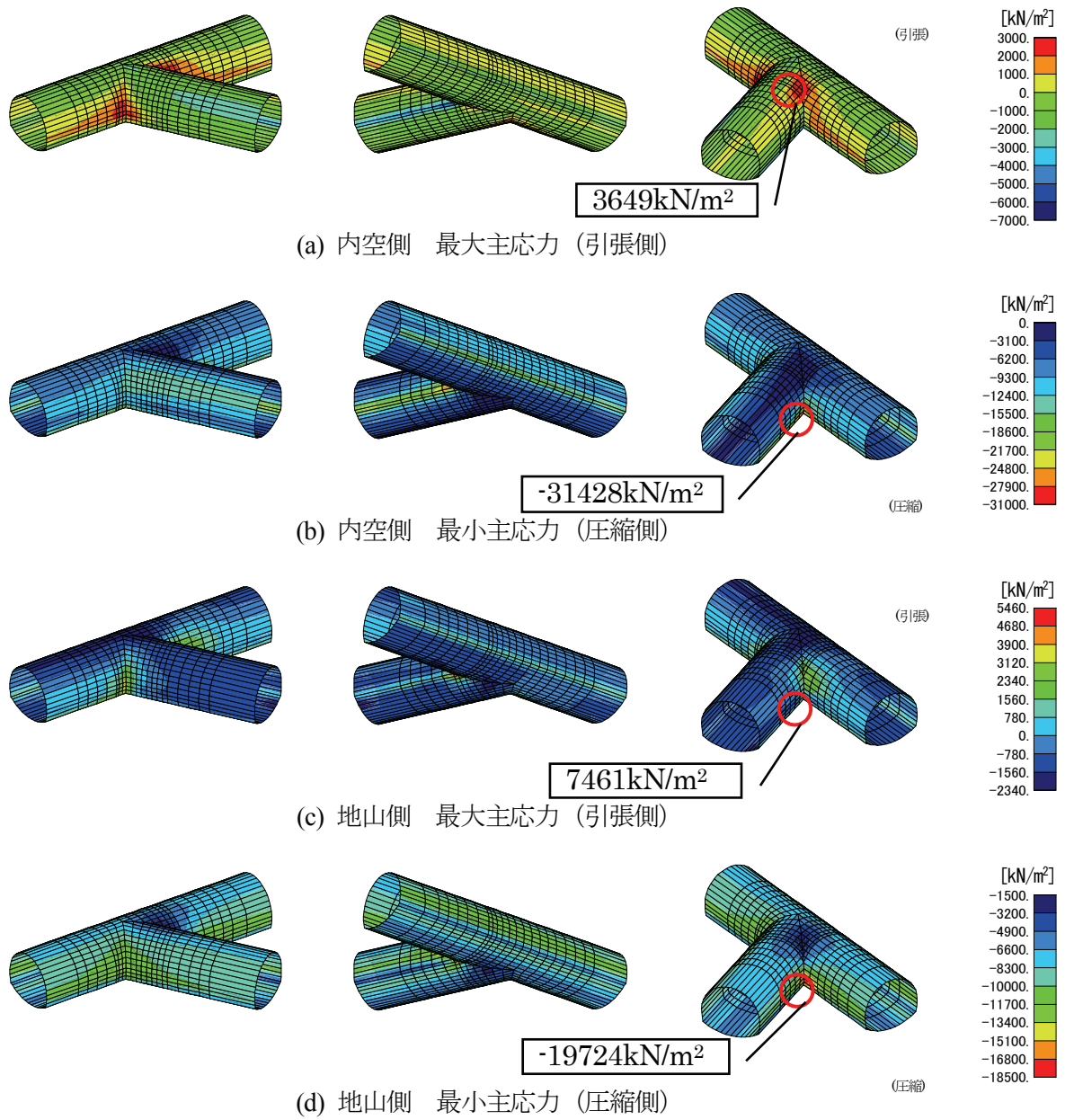


図 3-53 吹付けコンクリートの主応力分布 (交差角度 60 度)

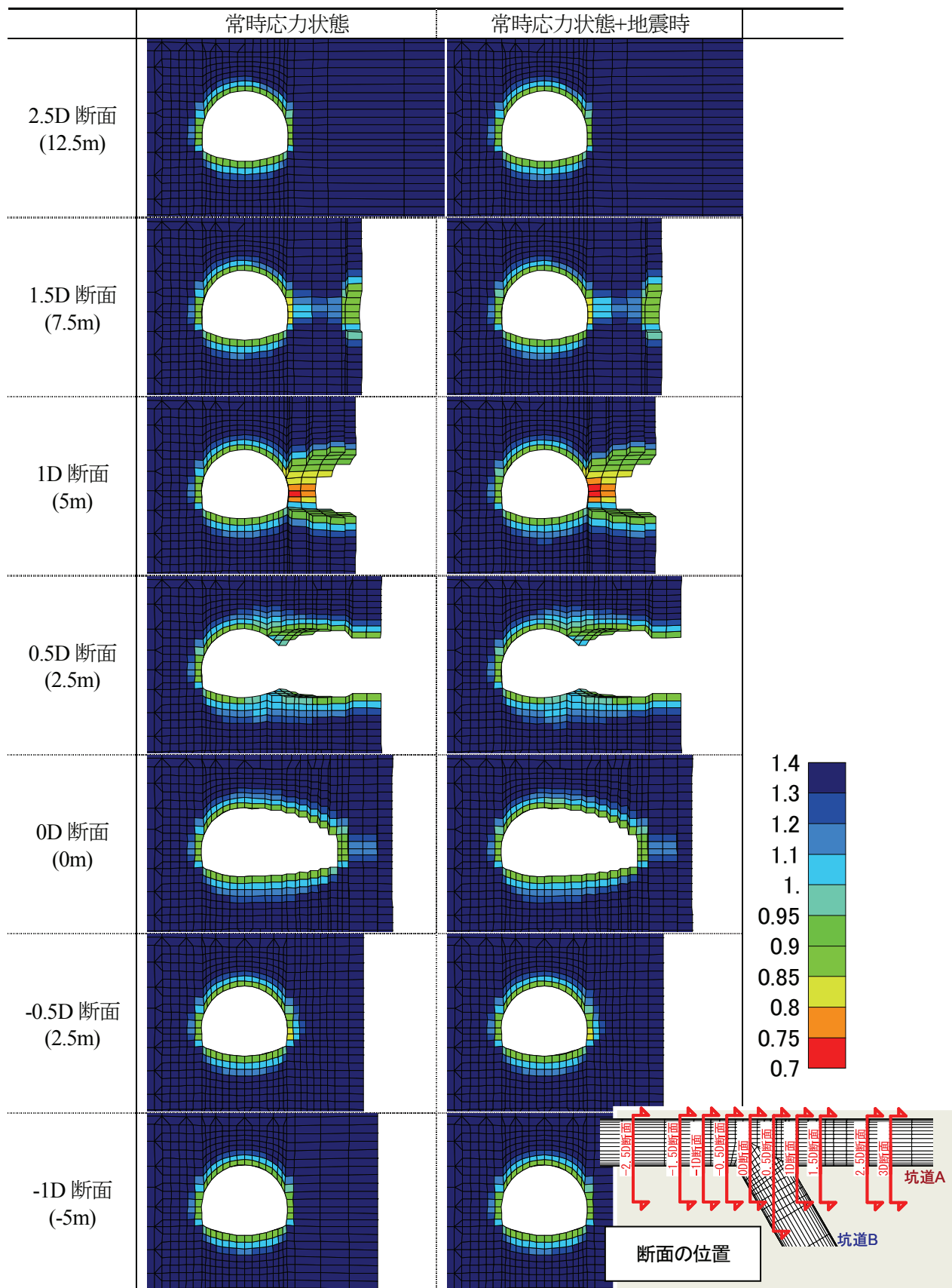


図 3-54 坑道 A 断面の局所安全係数分布 (交差角度 60 度)

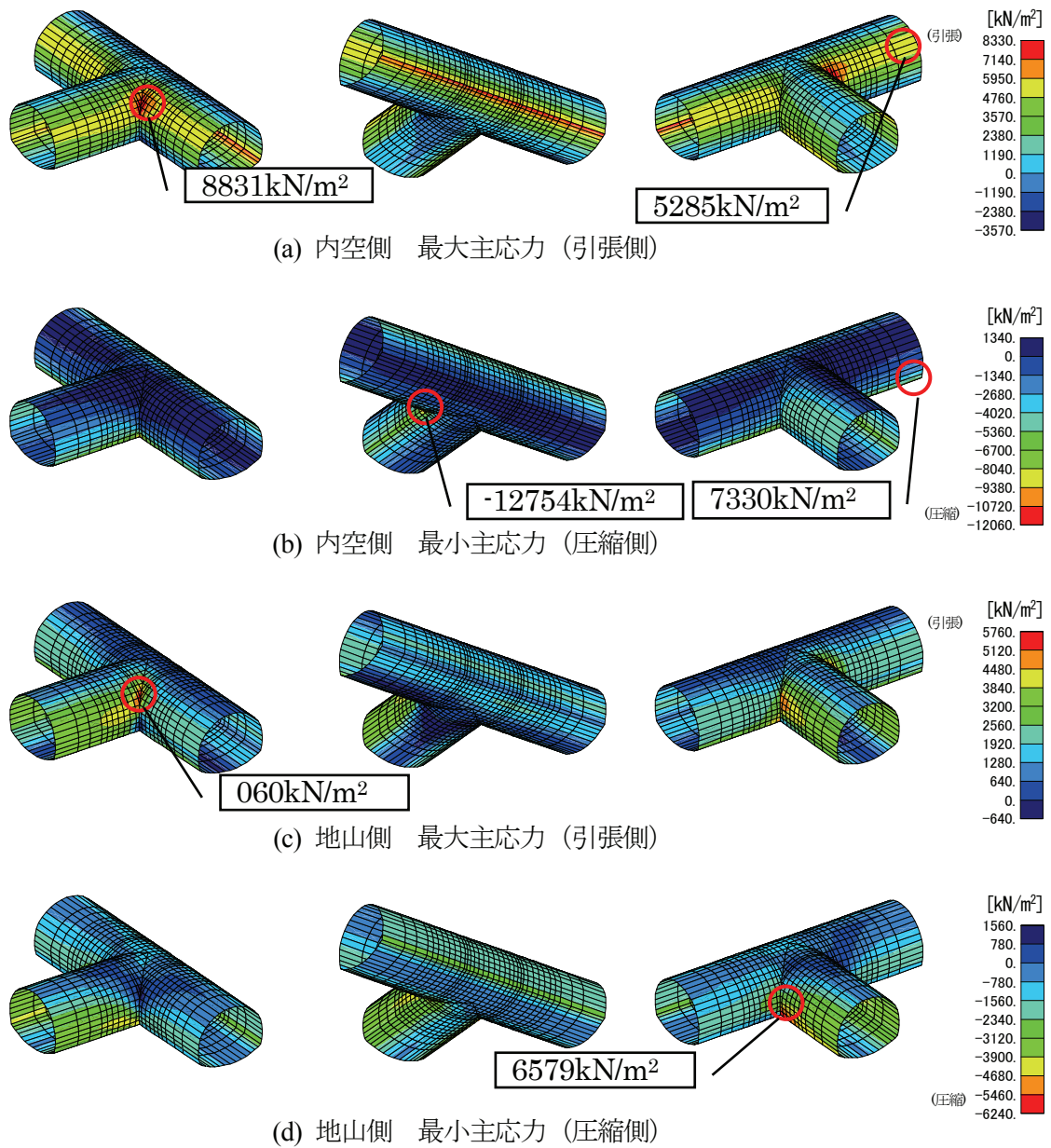


図 3-55 吹付けコンクリートの主応力分布 (交差角度 90 度, 地震時増分)

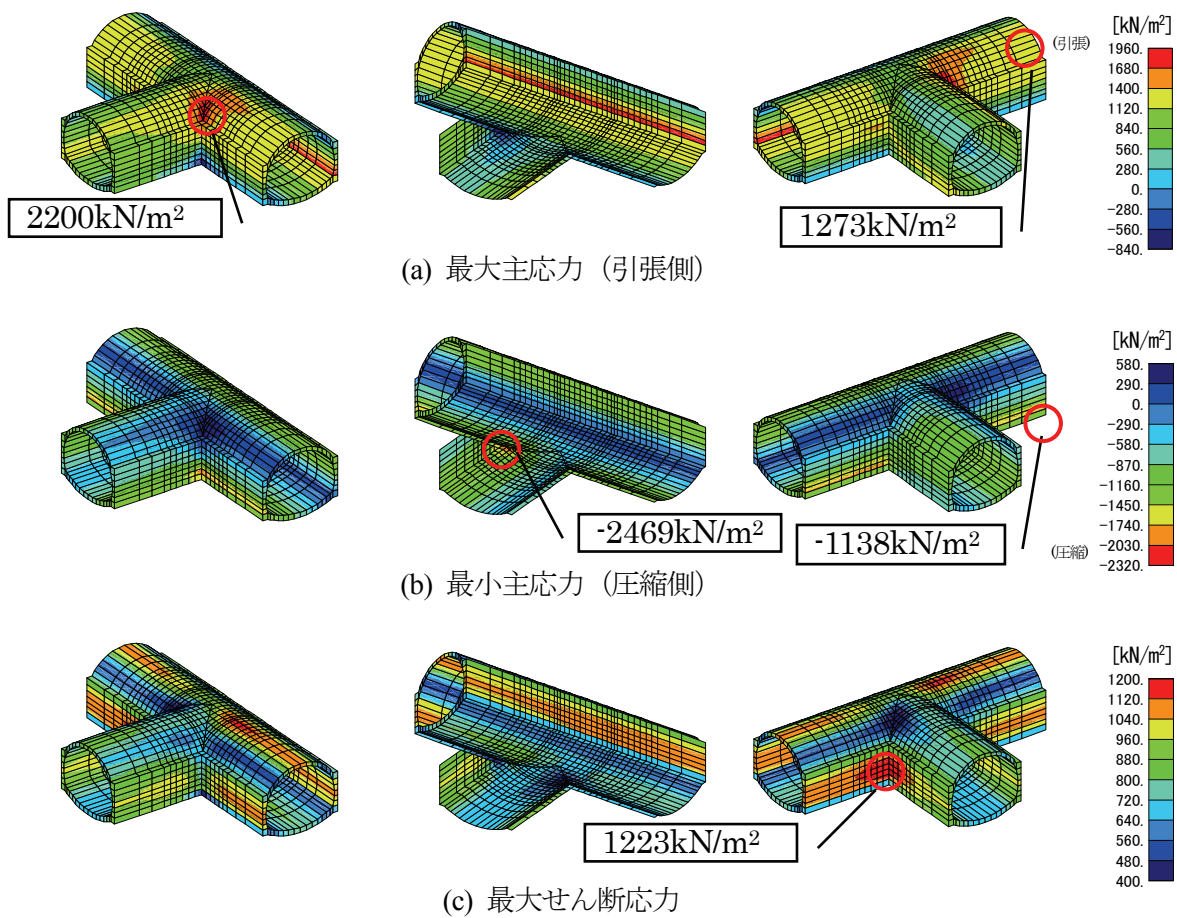


図 3-56 周辺岩盤の主応力分布 (交差角度 90 度, 地震時増分)

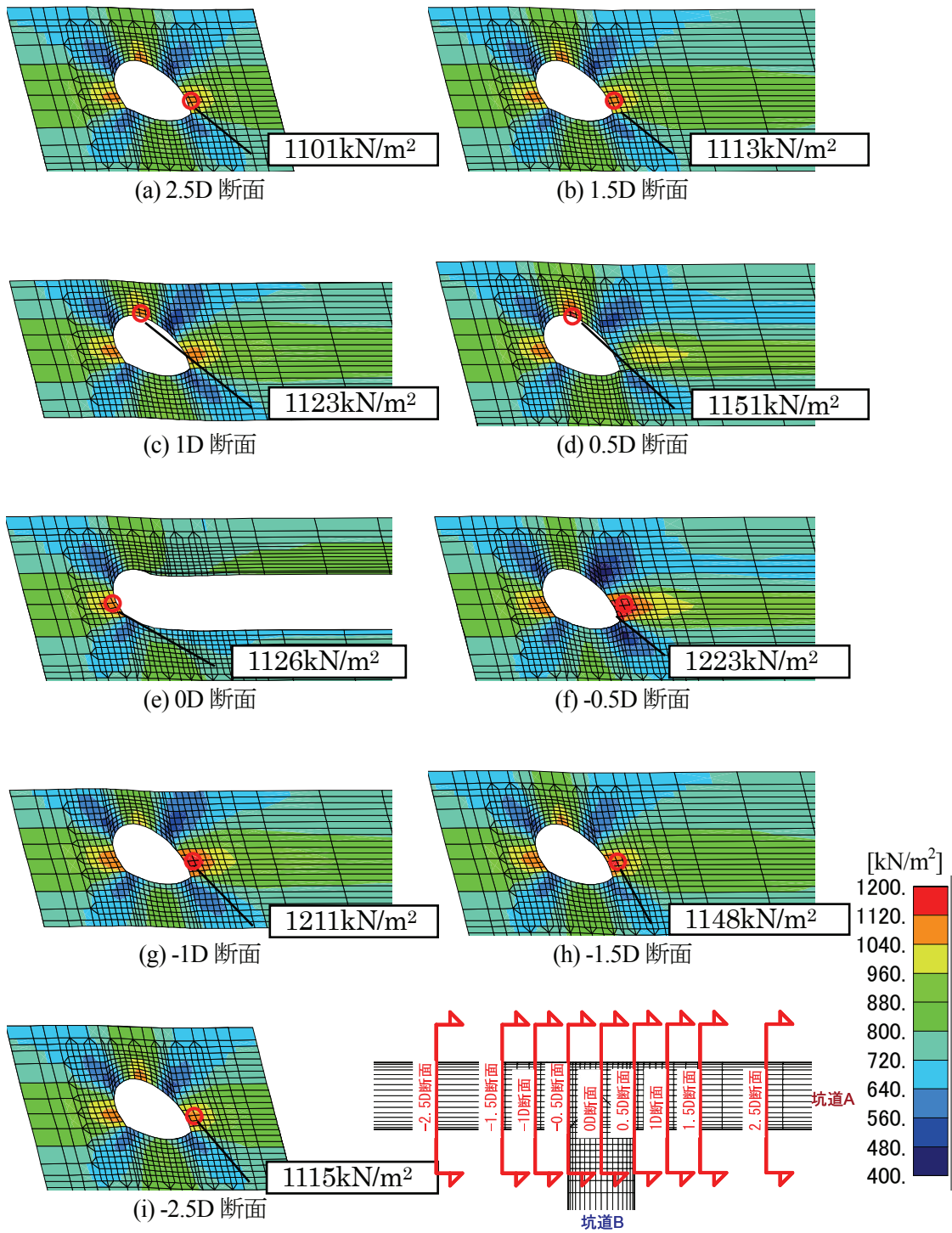


図 3-57 坑道 A 断面の最大せん断応力分布（交差角度 90 度，地震時増分）

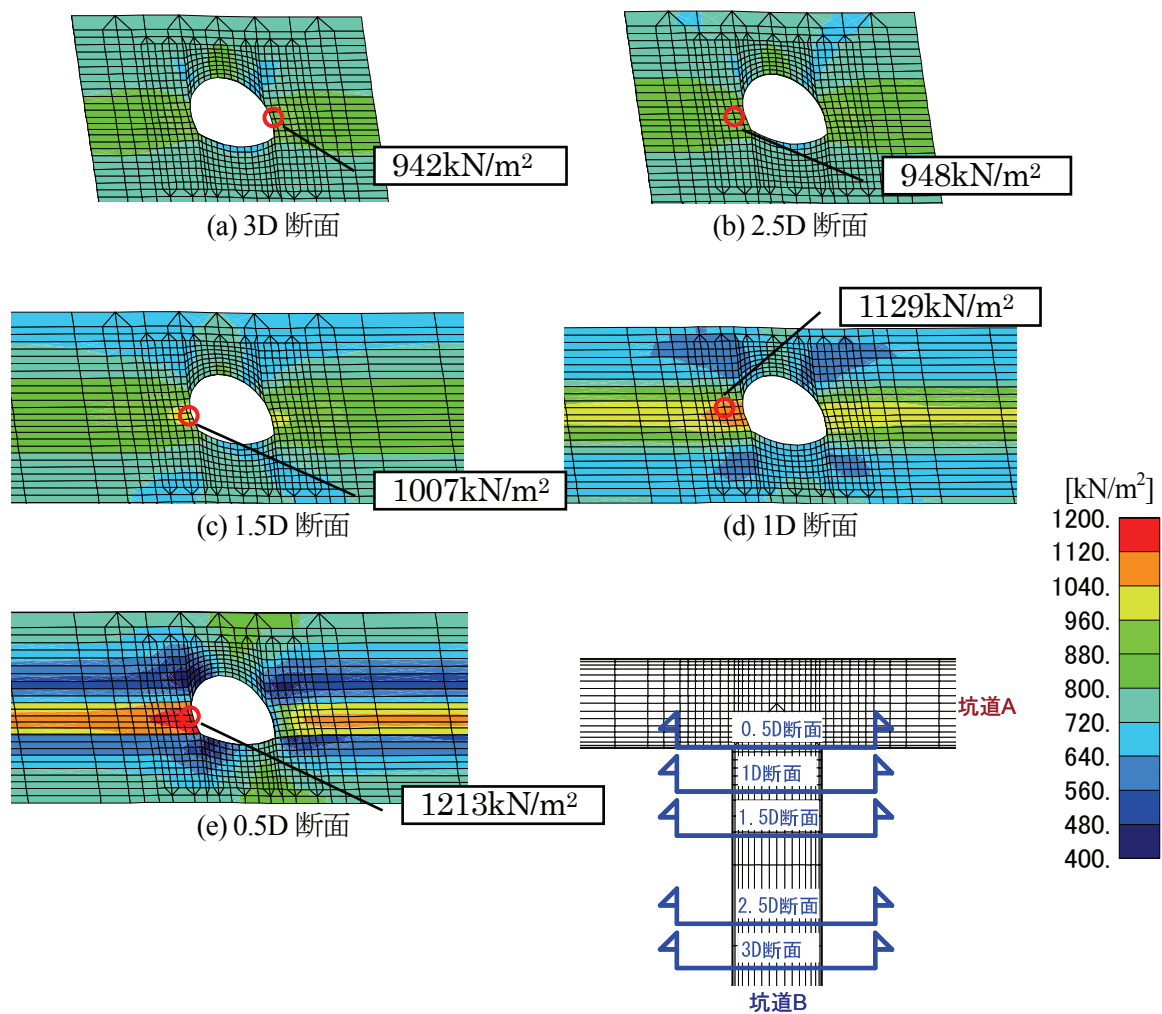
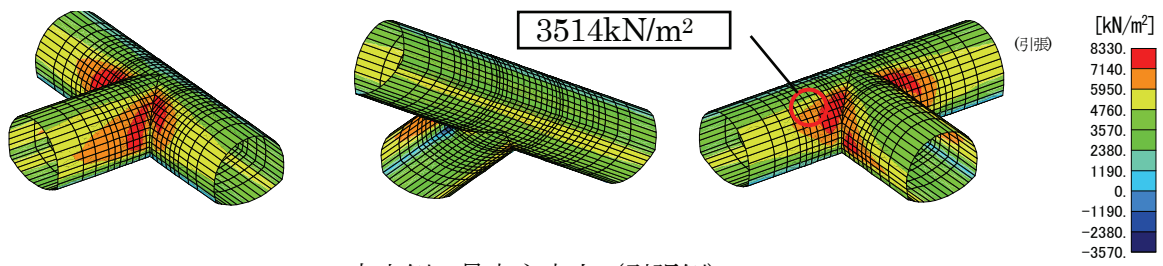
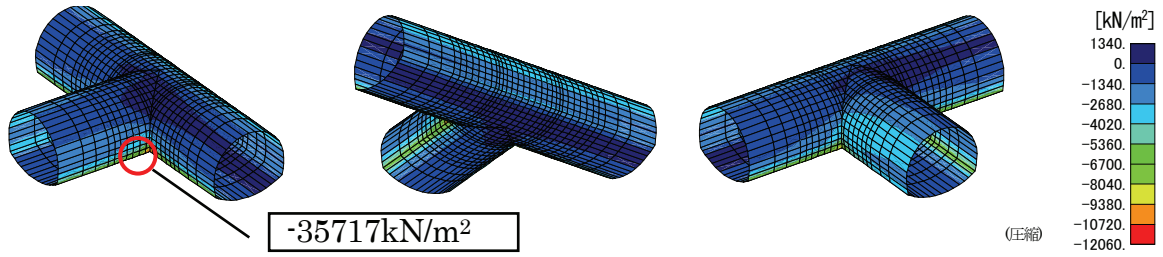


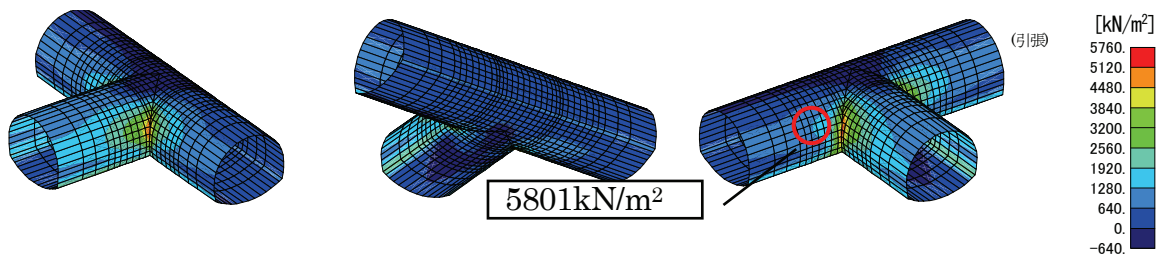
図 3-58 坑道B断面の最大せん断応力分布（交差角度 90 度，地震時増分）



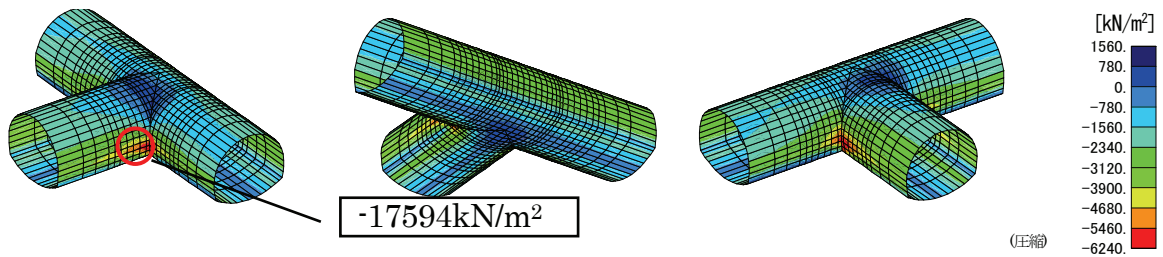
(a) 内空側 最大主応力 (引張側)



(b) 内空側 最小主応力 (圧縮側)



(c) 地山側 最大主応力 (引張側)



(d) 地山側 最小主応力 (圧縮側)

図 3-59 吹付けコンクリートの主応力分布 (交差角度 90 度)



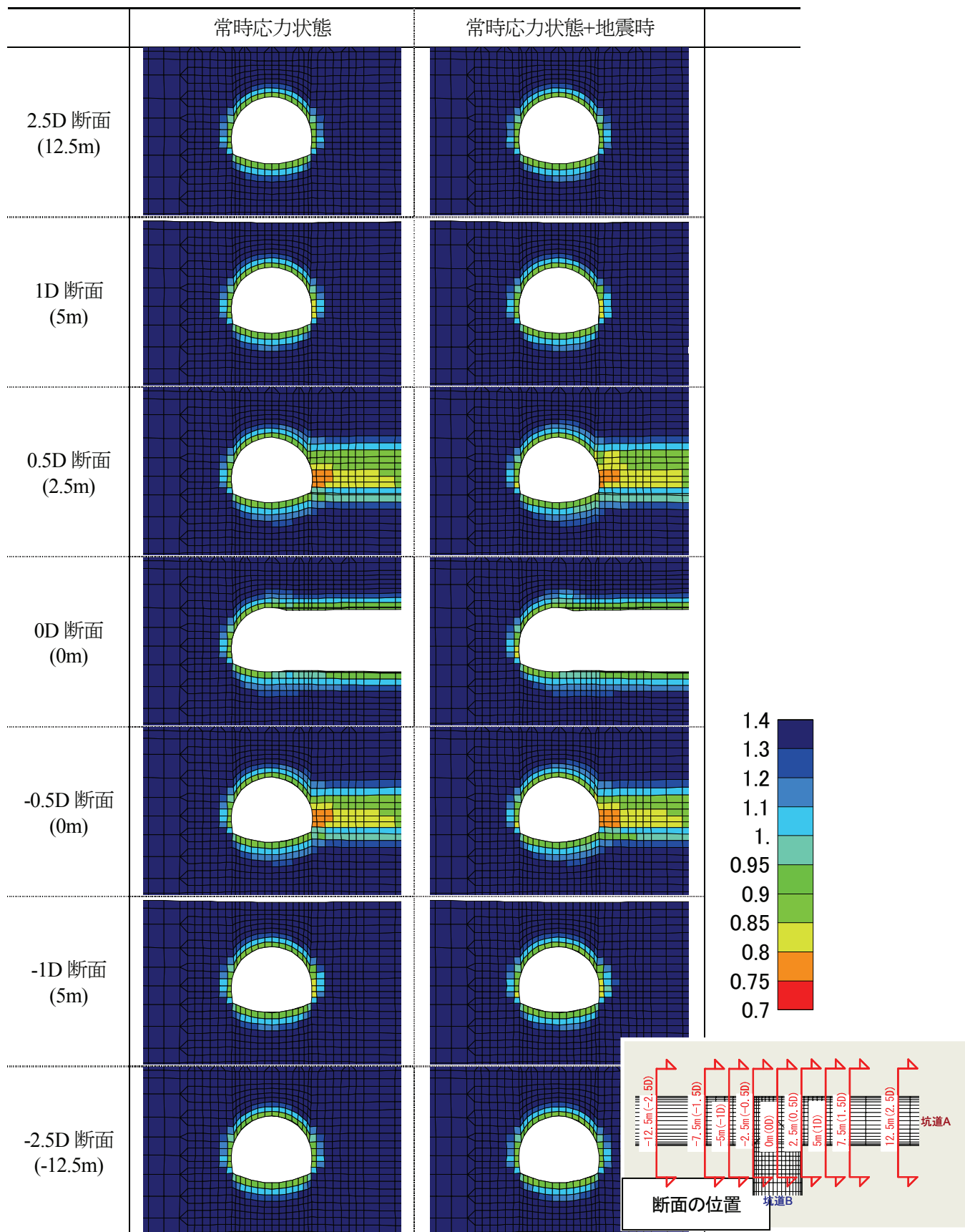


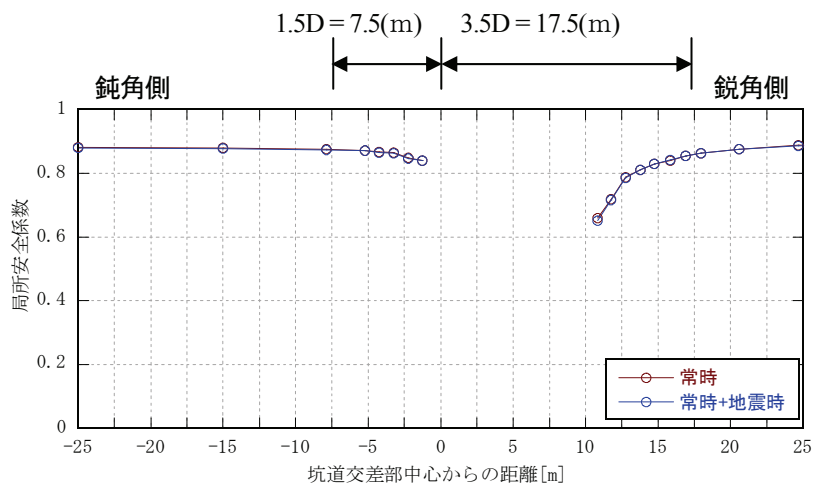
図 3-60 坑道 A 断面の局所安全係数分布 (交差角度 90 度)

(3) 考察

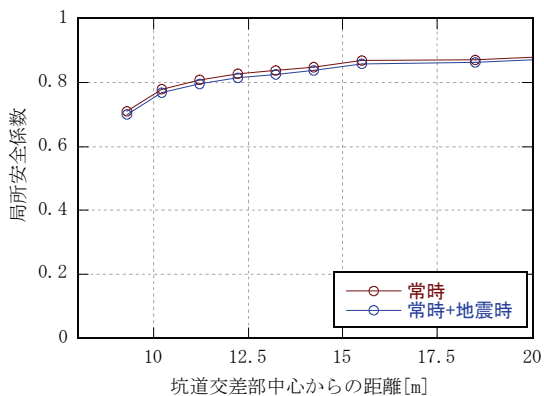
(i) 交差角度 30 度

水平坑道 A に対して地震動を 150-330 度方向へ入力する三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

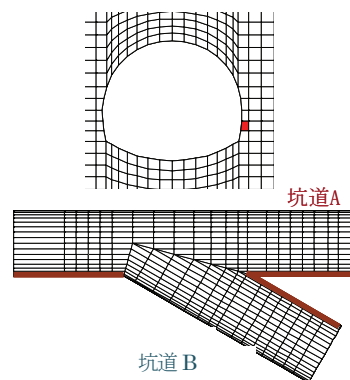
局所安全係数が最小となる右側側壁下端の要素を坑道軸に沿って着目し、局所安全係数の変化と交差部中心からの距離との関係を、図 3-61 に示す。交差部鈍角側に着目すると局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 1.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部鈍角側の影響範囲は交差部中心から 1.5D 程度であると考えられる。交差部鋭角側に着目すると局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 3.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部鋭角側の影響範囲は交差部中心から 3.5D 程度であると考えられる。常時と地震時を比較すると、交差部周辺の局所安全係数の差はごくわずかであることから、地震時増分応力は常時応力と比較して非常に小さいと考えられる。したがって、地震が坑道交差部周辺の岩盤の安定性に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる。



(a) 坑道 A



(b) 坑道 B



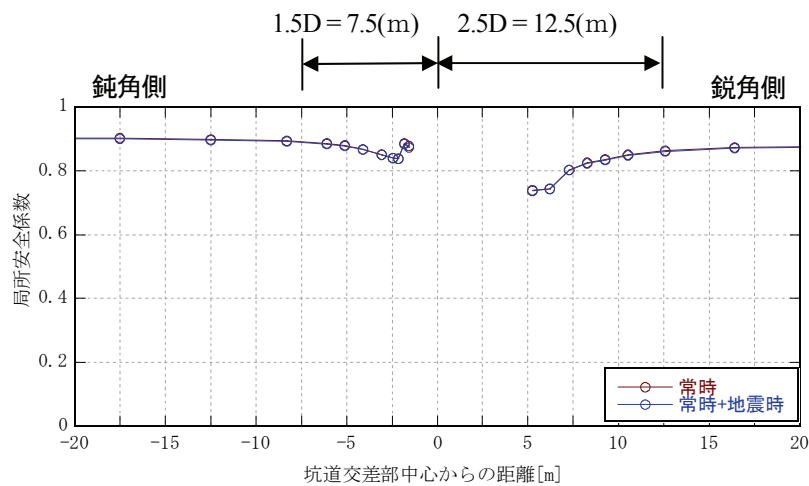
(c) 参照要素位置

図 3-61 局所安全係数と坑道交差部中心からの距離の関係 (交差角度 30 度)

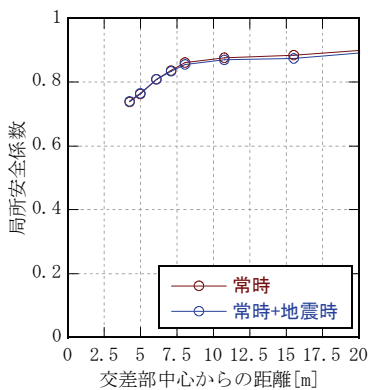
(ii) 交差角度 60 度

水平坑道 A に対して地震動を 0 度と 180 度方向へ入力する三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

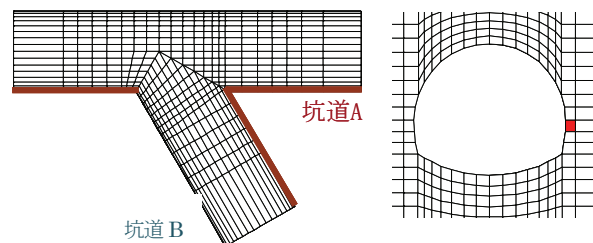
局所安全係数が最小となる右側側壁下端の要素を坑道軸に沿って着目し、局所安全係数の変化と交差部中心からの距離との関係を、図 3-62 に示す。交差部鈍角側に着目すると局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 1.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部鈍角側の影響範囲は交差部中心から 1.5D 程度であると考えられる。交差部鋭角側に着目すると局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 2.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部鋭角側の影響範囲は交差部中心から 2.5D 程度であると考えられる。また、交差角度 30 度の場合と同様に、交差部周辺の常時と地震時の局所安全係数の差はごくわずかであることから、地震が坑道交差部周辺の岩盤の安定性に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる。



(a) 坑道 A



(b) 坑道 B



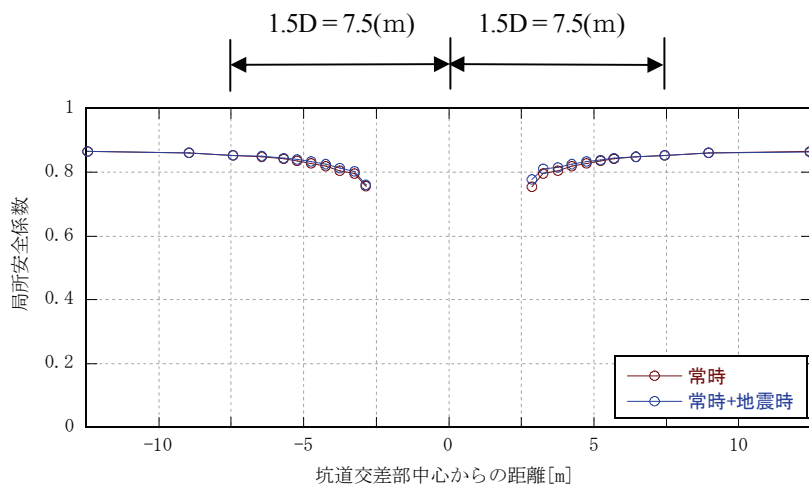
(c) 参照要素位置

図 3-62 局所安全係数と坑道交差部中心からの距離の関係 (交差角度 60 度)

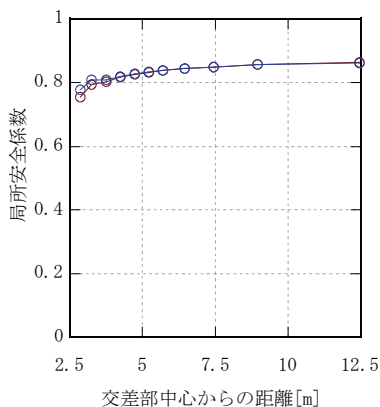
(iii) 交差角度 90 度

水平坑道 A に対して地震動を 60-240 度方向へ入力する三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

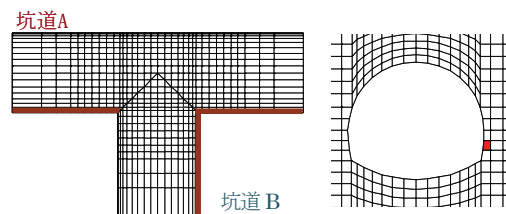
局所安全係数が最小となる右側側壁下端の要素を坑道軸に沿って着目し、局所安全係数の変化と交差部中心からの距離との関係を、図 3-63 に示す。局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 1.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部の影響範囲は交差部中心から 1.5D 程度であると考えられる。常時と地震時を比較すると、坑道交差部に近いところでわずかな差が見られるものの、ほぼ一致していることから、地震時増分応力は常時応力に比較して非常に小さいと考えられる。したがって、地震が坑道交差部周辺の岩盤の安定性に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる。



(a) 坑道 A



(b) 坑道 B



(c) 参照要素位置

図 3-63 局所安全係数と坑道交差部中心からの距離の関係 (交差角度 90 度)

### 3.3.4 まとめ

地層処分施設において、水平坑道同士が交差する部分の地震時応答を、三次元有限要素法解析を用いて評価した。交差角度が30度と60度、90度のケースを対象に、交差部で最も影響が大きいと考えられる方向に検討用人工地震動を入力して、三次元地震応答解析を実施し、地震時の応答を評価した。

坑道交差部中心の上下間で加振方向相対変位が最大になる時刻を対象に、吹付けコンクリートと周辺岩盤の地震時増分応力を検討した結果では、坑道交差部の角になるところで、断面の肩の部分と側壁下端で大きな応力が発生し、その大きさは一般部に比べて最大でも約2.2倍程度である。この結果は、地震時増分の評価であり、常時応力に比べて地震時増分応力は小さく、これらを重ね合わせた結果には、あまり影響を及ぼしていない。

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせて、周辺岩盤の安定性を局所安全係数で評価した検討では、常時も地震時も交差部の影響を受けて交差部周辺で局所安全係数が一般部よりも低下することが分かった。その範囲は交差角度に依存し、交差角度が90度の場合には交差部から1.5D程度の距離までであるが、60度の場合には2.5D程度、30度の場合には3.5D程度と、鋭角になるのに従って範囲が広がっていく。いずれの場合にも常時と地震時の差はわずかであり、地震が坑道交差部の空洞安定性に及ぼす影響は小さいという結果が得られた。

日本トンネル技術協会による「山岳トンネルの坑内交差部の設計・施工に関する研究報告書(1985)」や、それを参考にしたと考えられる東日本高速道路株式会社他による「設計要領 第三集 トンネル編 (2011.7)」によれば、交差部における地山応力が増加する範囲は、概ね、鋭角側で60度の場合、坑道径の2倍、30度の場合4倍である、としている。これらは、常時の地山応力に関する知見であるが、本検討はこれらと同程度の結果であった。

しかし、日本トンネル技術協会の研究報告書や本検討は線形弾性解析等に基づいていることから、交差部周辺の応力状態から判断すると、実際には周辺岩盤にゆるみが発生し、吹付けコンクリートにも許容値を上回る応力が発生して非線形性が生じているものと考えられるが、それらの影響をどのように考慮すべきかについては今後の課題である。

また、本検討で用いた坑道交差部の構造は、単純に一般坑道をそのままの断面で交差させて接合するものとしたが、実際には補強構造が採用されることが考えられるので、設計においては、そのような条件下で検討を実施することが有効である。

### 3.4 水平坑道と交差する弱層の影響

水平坑道は広い面積に設置され、総延長は非常に長くなるため、地質上の弱層と交差する可能性がある。交差部において、地震動による挙動は、健全な岩盤と弱層の剛性が違うことにより複雑になると考えられる。また、水平坑道と弱層が斜めに交差することも考えられる。そこで、このような地層処分施設の三次元的な特徴が耐震設計においてどのような影響を及ぼすか検討した。本検討では、水平坑道と弱層が交差する部分を対象に有限要素法を用いて、三次元時刻歴地震応答解析により坑道と弱層の交差部とその周辺岩盤の地震時の挙動を把握した。特に、交差部が処分坑道の挙動に影響を及ぼす範囲について着目した。

#### 3.4.1 検討方法の概要

##### (1) 検討対象

本検討では、地層処分施設の水平坑道と弱層が交差する部分を対象に検討した。検討対象の施設は、前節と同様に、第2次取りまとめ等で設定された軟質岩盤サイトの施設とした。坑道の設置深度は500mで、坑道の断面形状を図3-64に示す。検討対象領域は、前節で述べた、水平坑道同士の交差部の影響で用いたモデルと同様に、深さ方向には地表から深度1,200mまで、水平方向には坑道と弱層の交差部を中心に幅・奥行共に80mとする。検討対象領域を、図3-65に示す。以下に述べる、検討の流れについて、図3-66に示す。

##### (2) 応答震度法による静的解析

三次元有限要素法解析モデルを作成し、自重解析と掘削解析を実施して、地震時の初期状態となる常時の応力状態を把握した。次に、坑道の弱層との交差部の応答に対して最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定するために、地震力を載荷する方向を30°ピッチで与え、前節と同様に、全体解析モデルから交差部周辺の領域を抜き出した部分解析モデルを用いた応答震度法による静的解析を実施した。なお、応答震度法に用いる静的地震力は、一次元地盤モデルに対する地震応答解析(SHAKE)により算定した。地震時増分応力と常時応力の重ね合わせを行い、交差部の応答に対して最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定した。そして、検討用地震動を入力した三次元地震応答解析を実施した。

##### (3) 地震応答解析

水平坑道と弱層の交差部の検討は、水平坑道に対して、弱層の交差角度(走向)が30度と60度、90度の3ケースを対象に実施した。それぞれ、三次元モデルを作成して、解析を実施した。水平坑道と弱層が交差する角度ごとのそれぞれの解析ケースの概念を、図3-67に示す。

地震応答解析の結果から、次の項目に着目して検討を行った。

- ・水平坑道の弱層との交差部中心の上端と下端の応答加速度

- 水平坑道の弱層との交差部中心の上下間の相対変位
- 吹付けコンクリートの表面の応力
- 周辺岩盤の応力
- 周辺岩盤の局所安全係数

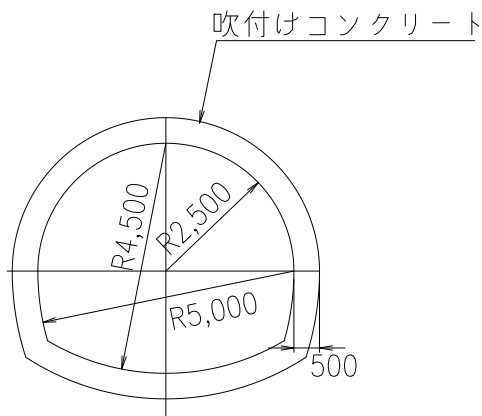


図 3-64 検討対象断面形状  
: 軟質岩盤サイトの処分坑道

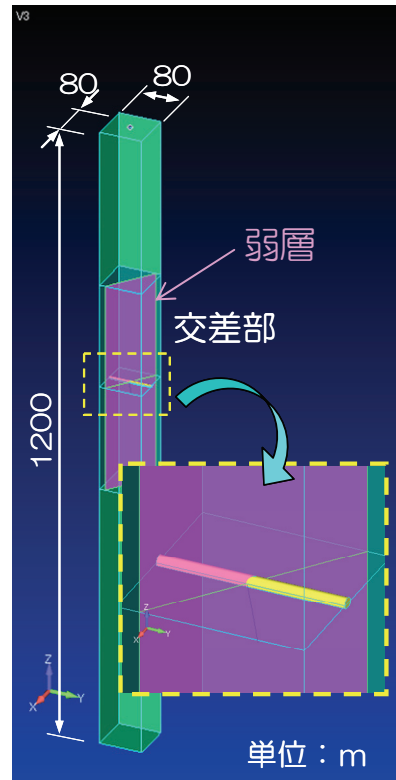


図 3-65 解析対象

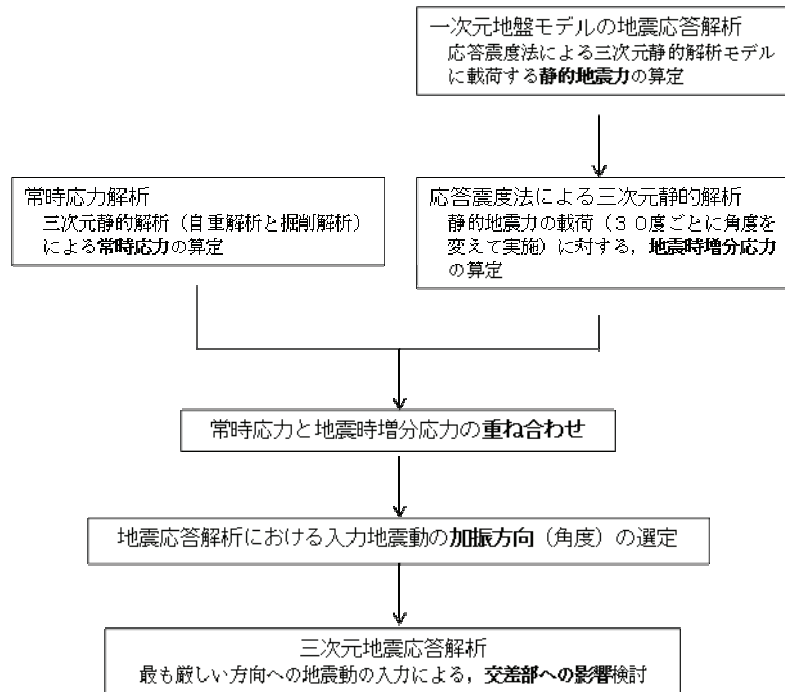


図 3-66 検討の流れ

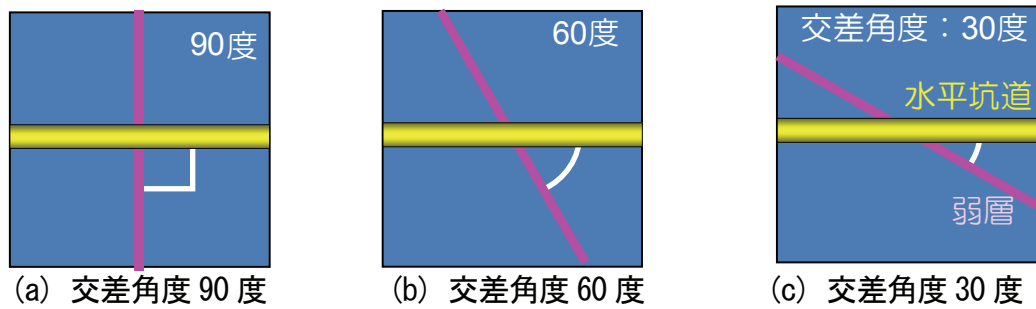


図 3-67 交差角度ごとのそれぞれの解析ケースの概念（平面図）



#### (4) 解析パラメータ

加振方向は水平方向のみとし、前節と同様に、既往の検討で設定した耐専スペクトル ( $M_f=8.0, X_{eq}=25\text{km}$ ) の適合波とした。入力地震動の時刻歴と応答スペクトルを、図 3-68 に示す。

本検討では、第2次取りまとめ等で設定された軟質岩盤サイトを対象とし、砂質岩—泥質岩—砂質岩の三層構造の軟岩地盤モデルを用いて検討した。地盤物性値を表 3-8 に、弾性波速度の深度分布を図 3-69 に示す。

水平坑道の支保工に用いる吹付けコンクリートの物性値を、表 3-9 に示す。支保工の弾性係数は、掘削解析時には若材齢に基づく値を、地震応答解析時には 28 日強度に基づく値を設定した。

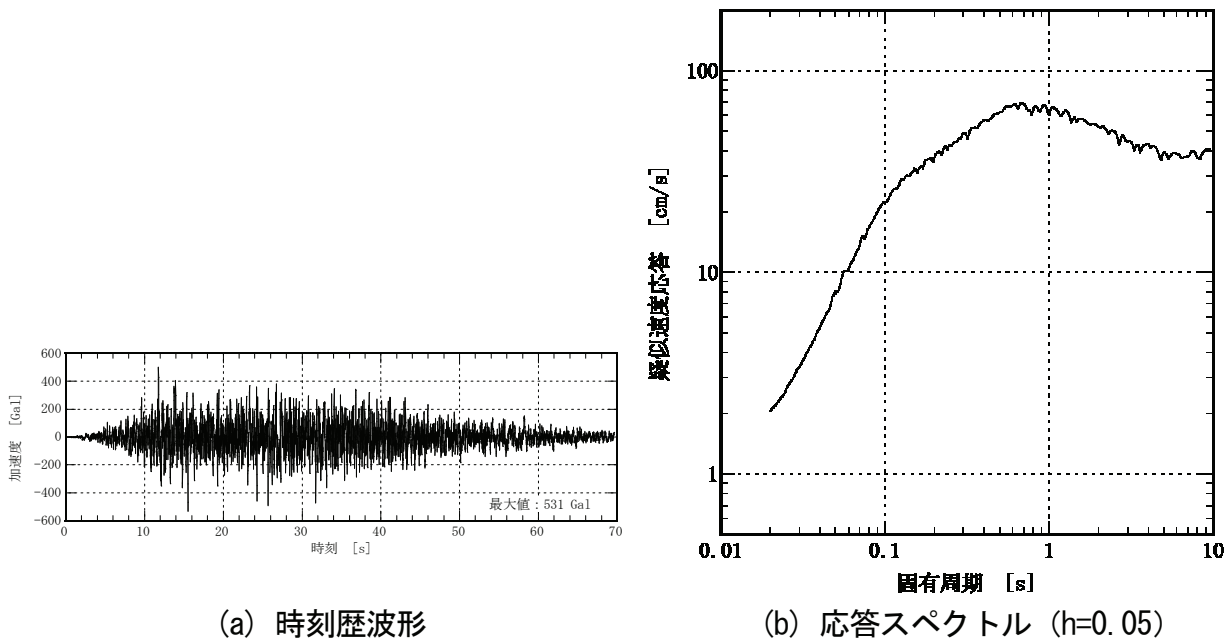


図 3-68 検討に用いる入力地震動

表 3-8 地盤物性値

項目	記号	単位	値	設定根拠 (出典)
引張強度	$\sigma_t$	MPa	2.1	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-25 表 A-9 より設定  $H$ : 深度[m]
粘着力	$c$	MPa	3.0	
内部摩擦角	$\phi$	°	28.0	
静弾性係数	$E$	GPa	3.5	
静ポアソン比	$\nu_s$	—	0.3	
初期側圧定数	$K_0$	—	Min(2.0, 164/H+0.74)	
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.20	
弾性波 (P 波) 速度	$V_p$	km/s	【泥質岩】 $1.8 + 1.4 \{1 - \exp(-0.000572\rho H)\}$ 【砂質岩】 $3.0 + 1.3 \{1 - \exp(-0.00120\rho H)\}$	
弾性波 (S 波) 速度	$V_s$	km/s	【泥質岩】 $0.6 + 1.0 \{1 - \exp(-0.000661\rho H)\}$ 【砂質岩】 $1.4 + 1.1 \{1 - \exp(-0.00128\rho H)\}$	
動せん断弾性係数	$G_d$	GPa	$G_d = \rho V_s^2$	
動弾性係数	$E_s$	GPa	$E_s = 2G_d(1 + \nu_d)$	
動ポアソン比	$\nu_d$	—	$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$	
減衰定数	$h$	—	0.02	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-21 より設定

表 3-9 水平坑道支保工の物性値

項目	記号	単位	値	設定根拠 (出典)
設計基準強度	$f_{ck}$	MPa	40	第2次取りまとめ, IV処分場 の設計に関する検討
弾性係数	$E$	GPa	31 (地震応答解析時) 4.0 (掘削解析時)	
ポアソン比	$\nu$	—	0.2	
密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.3	
減衰定数	$h$	—	0.02	岩盤と同一値

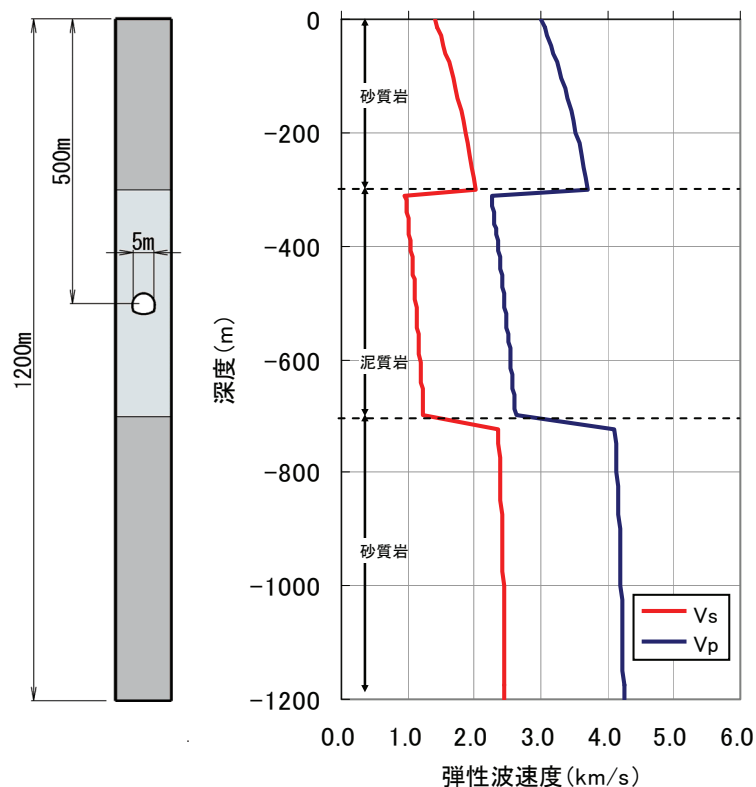


図 3-69 弾性波速度の深度分布（軟岩地盤モデル）

弱層の厚さは、その影響が坑道に対して局所的な影響で収まる程度のものとし、施工時に支保工の大幅な変更を必要としない程度の層厚として、坑道径（ $D=5.0\text{m}$ ）の1/2の2.5mとした。また、弱層は深度300mから700mまでの泥質岩部に、鉛直に切り立った平面（傾斜90度）として存在すると設定した。

物性値は、既往の検討に基づいて、次のように設定した。

弱層の物性値については、第2次取りまとめのデータセットを用いて設定した。静弾性係数は0.3GPaとした。これは、軟岩系グループ基本データセットの中でも低い値であることと、原子炉建屋基礎地盤の耐震設計の検討（日本電気協会、1987）で用いられた弱層の物性値（表3-10）に近い値であることに基づいた。静ポアソン比は、弱層の一般的な値として0.4と設定した。静弾性係数と一軸圧縮強度の関係（図3-70）から、一軸圧縮強度を0.6MPaとした。一軸圧縮強度との関係から、粘着力は0.1MPa（図3-71）、内部摩擦角は19度（図3-72）と設定した。

動的物性値は、弾性波速度に基づいて設定することとし、その弾性波速度は第2次取りまとめのデータセットを用いて設定した。軟岩系岩盤グループ基本データの深度と岩盤の弾性波速度の関係（図3-73）から、分布の中で坑道設置深度500mに対する最小値を参考

に設定した。なお、原子炉建屋基礎地盤の耐震設計の検討で用いられた値は、この設定値よりも小さいが、深度 200m までの浅い地盤を検討対象として設定されていることから、今回の設定値は妥当なものであると考えられる。

以上により設定した弱層の物性値を、表 3-11 に示す。なお、弱層の物性値は、深度に依存せず一定とした。

表 3-10 原子炉建屋基礎地盤の耐震設計の検討で用いられた基礎地盤物性値  
(日本電気協会, 1987)

項 目	単 位	表層地盤	弱層 1 (破碎帯)	弱層 2 (不均質部)	岩 盤			備 考
					上層部	中層部	下層部	
層 厚	m	10	(2)	(20)	50	60	80	
静 弾 性 係 数 ( $E_s$ )	kgf/cm <sup>2</sup>	1,940	2,350	9,400	22,000	38,400	58,700	動弾性係数と同じ値とする。
静ポアソン比 ( $\nu_s$ )	-	0.4	0.4	0.4	0.26	0.26	0.26	
単 位 体 積 重 量	tf/m <sup>3</sup>	1.7	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	
粘 着 力 (C)	kgf/cm <sup>2</sup>	0	0.4	0.4	5	5	5	
内部摩擦角 ( $\phi$ )	度	35	25	25	40	40	40	
S 波 速 度 ( $V_s$ )	m/s	200	200	400	600	800	1,000	
せん断弾性係数 (G)	kgf/cm <sup>2</sup>	690	820	3,270	7,700	13,700	21,400	
動弾性係数 ( $E_d$ )	kgf/cm <sup>2</sup>	1,940	2,350	9,400	22,000	38,400	58,700	
動ポアソン比 ( $\nu_d$ )	-	0.4	0.44	0.44	0.42	0.40	0.37	
減衰定数 (h)	%	2~20	2~20	5	5	5	5	
備 考		G, h のせん断ひずみ依存性を考慮。	G, h のせん断ひずみ依存性を考慮。					

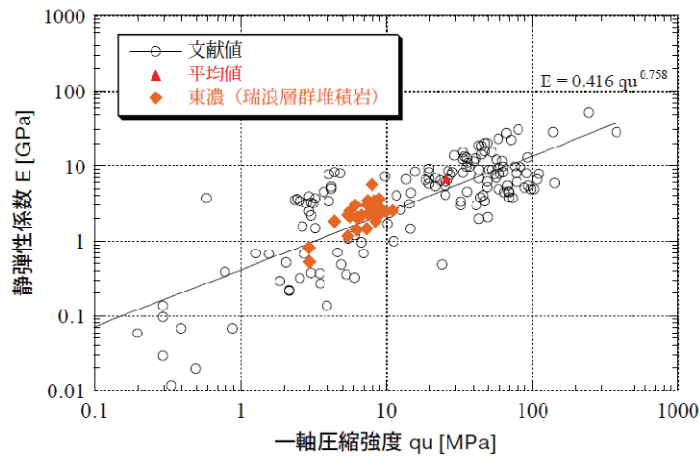


図 3-70 岩石の静弾性係数と一軸圧縮強度の関係（核燃料サイクル開発機構，1999）

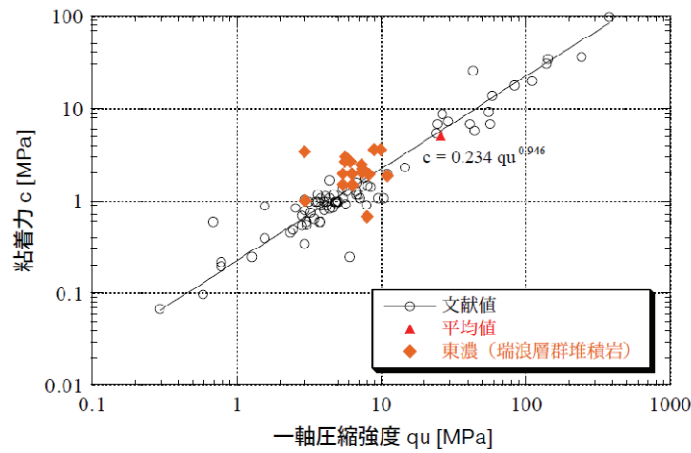


図 3-71 岩石の粘着力と一軸圧縮強度の関係（核燃料サイクル開発機構，1999）

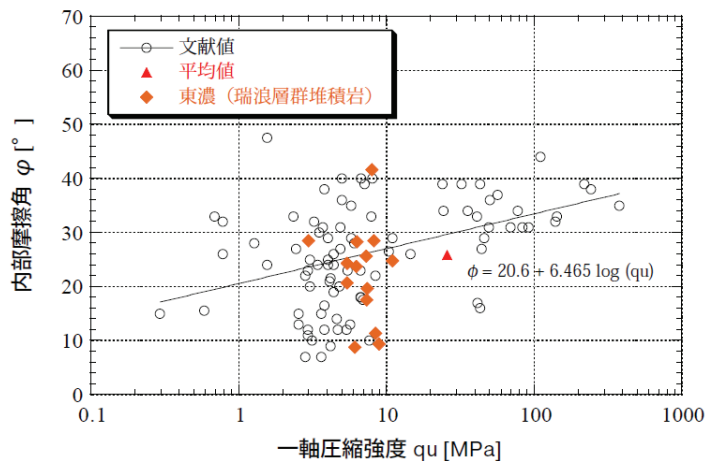
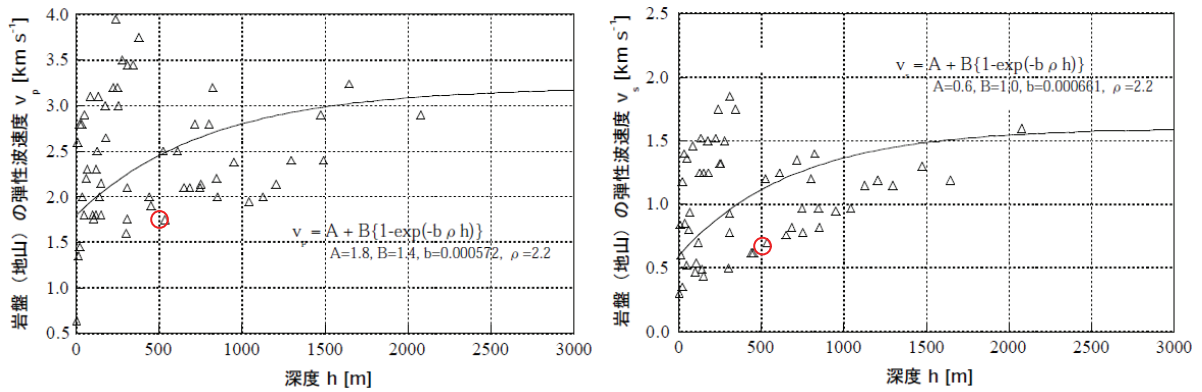


図 3-72 岩石の内部摩擦角と一軸圧縮強度の関係（核燃料サイクル開発機構，1999）



(a) 深度と岩盤のP波速度の関係                      (b) 深度と岩盤のS波速度の関係  
 図 3-73 岩盤の弾性波速度と深度の関係 (核燃料サイクル開発機構, 1999)

表 3-11 弱層の物性値

項目	記号	単位	値
静弾性係数	$E$	GPa	0.3
粘着力	$c$	MPa	0.1
内部摩擦角	$\phi$	°	19
静ポアソン比	$\nu_s$	—	0.4
初期側圧定数	$K_0$	—	Min(2.0, 164/H+0.74)
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.20
弾性波 (P 波) 速度	$V_p$	km/s	1.8
弾性波 (S 波) 速度	$V_s$	km/s	0.7
減衰定数	$h$	—	0.02
動せん断弾性係数	$G_d$	GPa	$G_d = \rho V_s^2 = 1.1$
動弾性係数	$E_d$	GPa	$E_d = 2G_d(1 + \nu_d) = 3$
動ポアソン比	$\nu_d$	—	$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} = 0.411$

### 3.4.2 地震動の加振方向の検討

#### (1) 検討方法

全体解析モデルから坑道の弱層との交差部周辺の領域を抜き出した部分解析モデルを用いて、坑道の弱層との交差部に対して、最も影響が大きいと考えられる加振方向を選定した。既往検討（NUMO, 2011）によれば、水平坑道の常時の応力状態に対して力学的な安定が確保されていれば、地震時の安定性が確保できることを確認している。したがって、前節と同様に、交差部においても常時の影響は大きいと考えられるので、地震動の加振方向を検討する際にも常時の応力状態を考慮することとした。応答震度法による静的解析を実施して地震時増分応力と常時応力の重ね合わせを行い、地震動の加振方向を選定した。

#### (2) 静的地震力の設定

常時応力解析（自重解析と掘削解析）では、境界条件は、解析モデル底面を固定とし、側面は鉛直ローラ、上面は自由とした。また、掘削解析では、既往検討（NUMO, 2011）と同様に、応力解放率を40%として支保工の効果を考慮した。

加振方向の検討に用いる応答震度法による静的解析モデルは、全体モデルのうち、弱層との交差部を含むGL-480mからGL-540mまでの範囲を抜き出したモデルとした。境界条件は、底面を固定とし、側面は水平ローラ、上面は自由とした。荷重は、一次元地盤モデルに対する地震応答解析（SHAKE）から得られた着目時刻におけるせん断応力分布と応答加速度分布を用いて、上面にせん断力を、岩盤の深度に応じた慣性力を作用させた。応答震度法による三次元静的解析に用いる解析モデルを、図3-74に示す。

水平坑道の上下位置間での相対変位が最も大きくなる時刻に着目し、その着目時刻の状態から静的地震力を設定した。

水平坑道の上下位置間での相対変位時刻歴を、図3-75に示す。相対変位は、時刻 $t=14.79s$ で最大となる。この時刻におけるせん断応力と加速度の分布を、図3-76に示す。これらを、加振方向の検討の応答震度法による静的解析に用いる静的地震力とした。

#### (3) 応答震度法による静的解析

静的地震力を、坑道の弱層との交差部周辺を抜き出したモデルに載荷して地震時増分応力を評価した。その際、静的地震力の載荷方向の角度をパラメータ（0～150度、30度ピッチ）として、載荷方向による影響を把握する。そして、常時応力との重ね合わせを行い、吹付けコンクリートの応力と周辺岩盤の局所安全係数を評価した。

#### (4) 加振方向の設定

応答震度法による静的解析の結果から、以下の項目の載荷方向による影響に着目して、三次元地震応答解析の際の入力地震動の加振方向を選定した。

- ・吹付けコンクリートの最大主応力と最小主応力

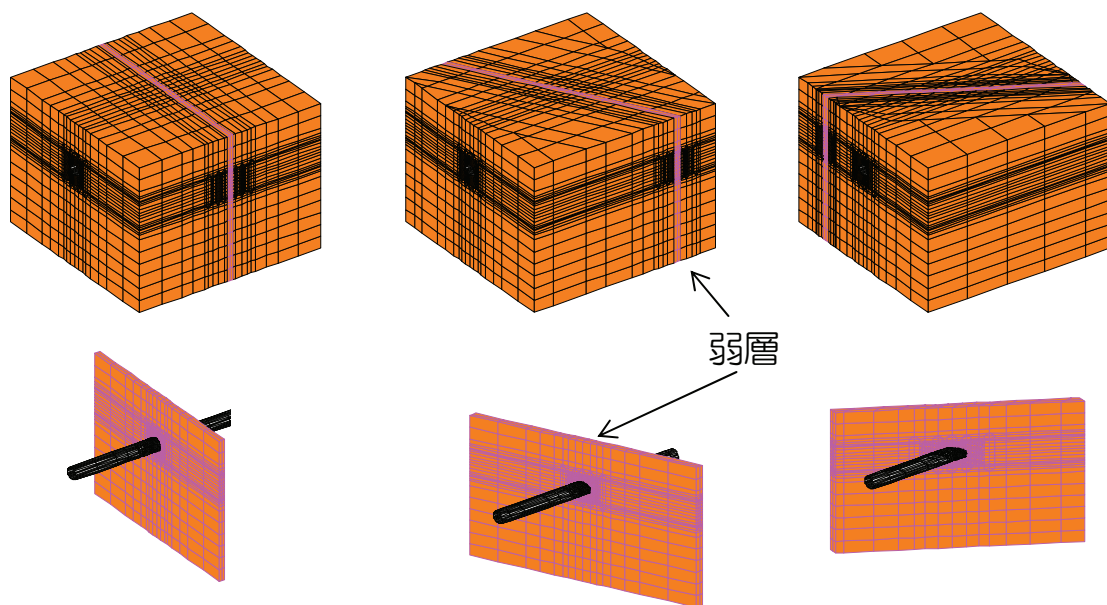
・周辺岩盤の局所安全係数

なお、吹付けコンクリート主応力については内空側表面と地山側表面の2つの出力値が存在するので、応力の高い値を使用した。

吹付けコンクリートの最小主応力と周辺岩盤の局所安全係数について、交差角度が30度の場合を以下に例示する。

吹付けコンクリートの最小主応力と周辺岩盤の局所安全係数について、载荷方向のケース毎に最大値または最小値が発生する要素に着目して、静的地震力の载荷方向との関係を、図3-77～図3-79に示す。吹付けコンクリートの最小主応力は载荷方向120度において最小値が発生した。局所安全係数も、载荷方向120度において最小値が発生した。したがって、交差角度30度のケースでは、吹付けコンクリートの最小主応力の最小値と周辺岩盤の局所安全係数の最小値から判断して、入力地震動の加振方向を120度-300度方向とした。

交差角度が30度以外の、60度と90度の場合についても同様に検討した結果、三次元地震応答解析における入力地震動の加振方向を、表3-12に示すとおりに設定した。



(a) 交差角度 90 度      (b) 交差角度 60 度      (c) 交差角度 30 度

図 3-74 解析モデル（三次元応答震度法解析）



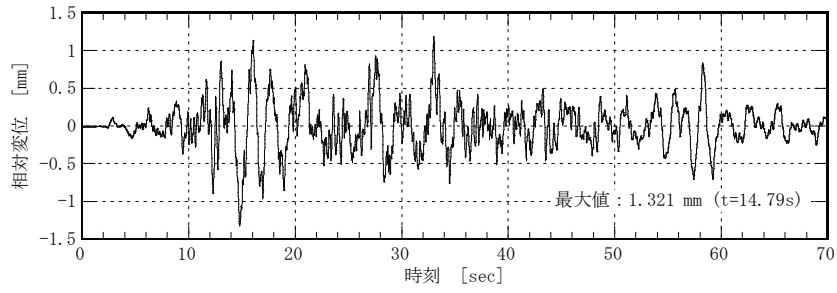


図 3-75 水平坑道の上下位置間での自由地盤の相対変位時刻歴波形

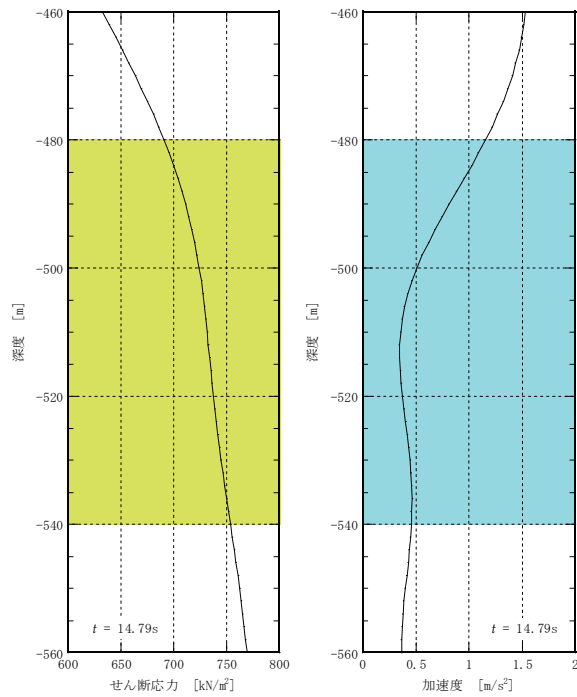


図 3-76 自由地盤におけるせん断応力と加速度の深度方向分布 (t=14.79s)

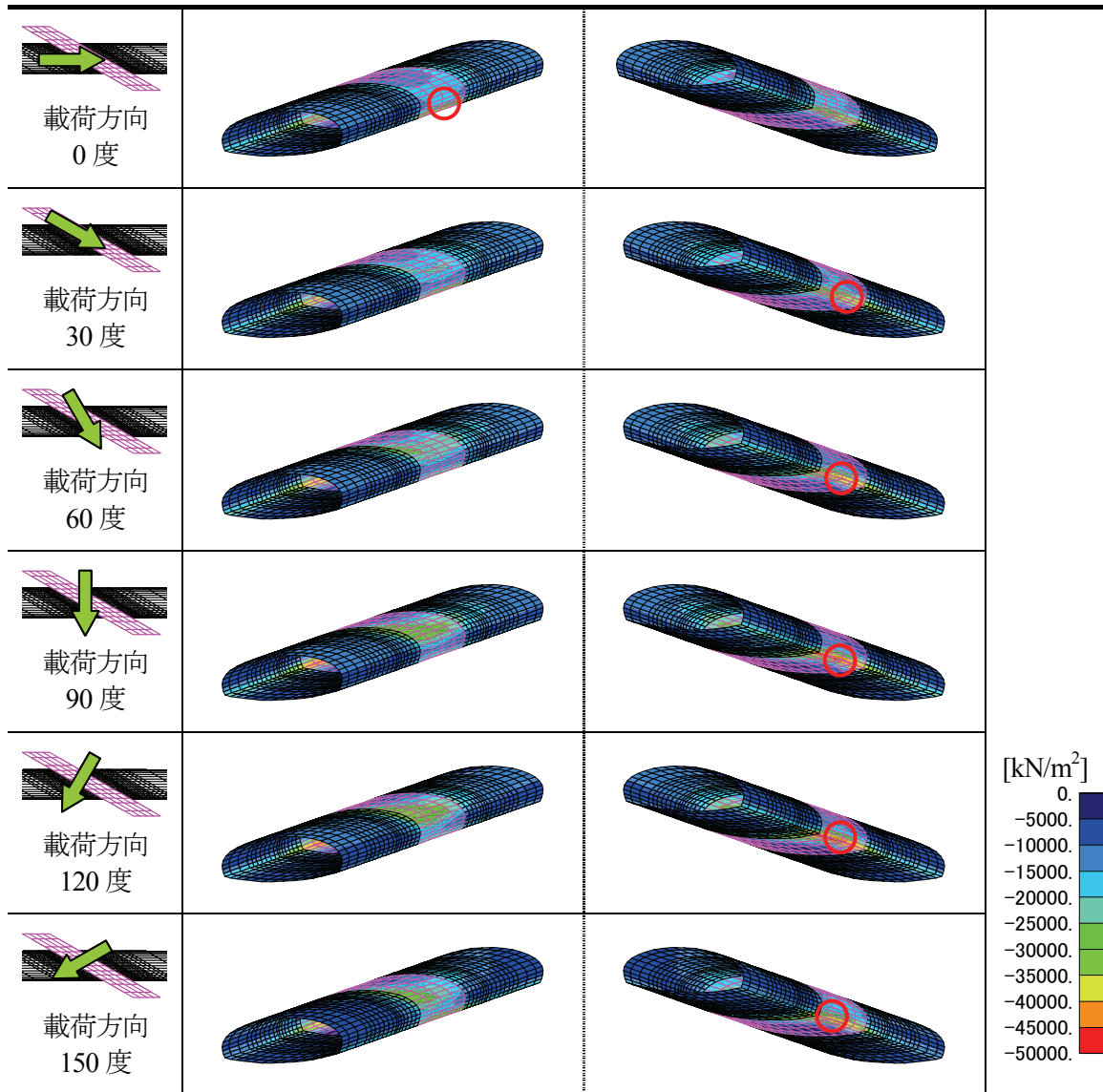


図 3-77 吹付けコンクリートの最小主応力分布（内空側）  
 （弱層との交差角度 30 度／載荷方向 0～150 度）

注記：軸方向に対して 30 度傾いた方向でメッシュを構成しているため、水平坑道が扁平に見える。

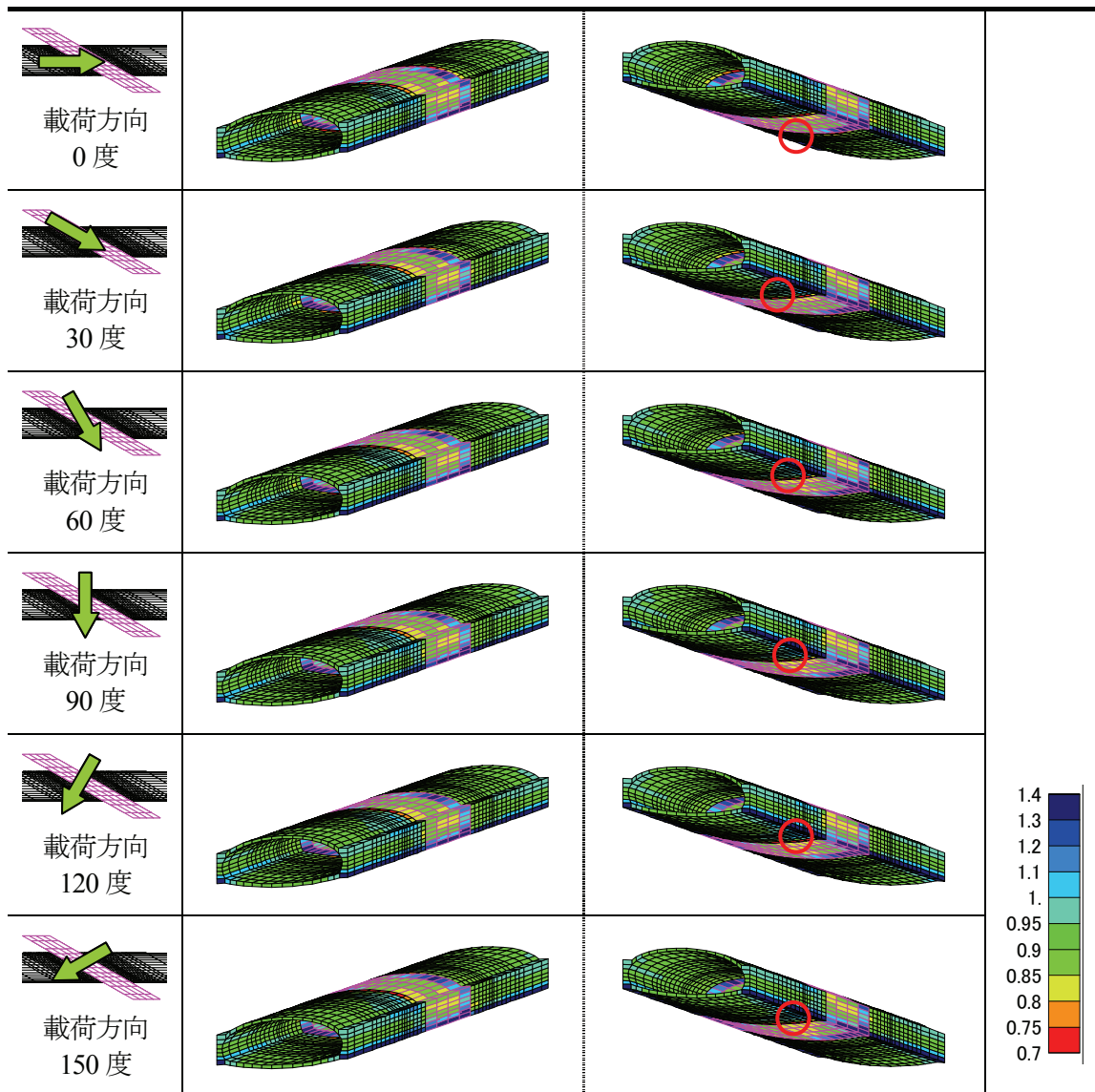
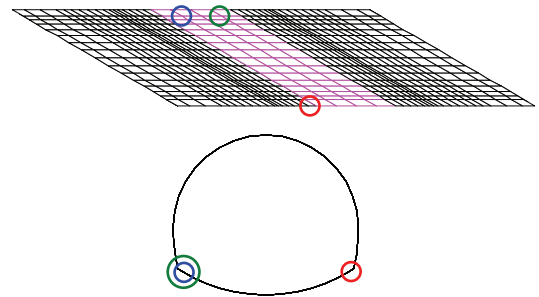
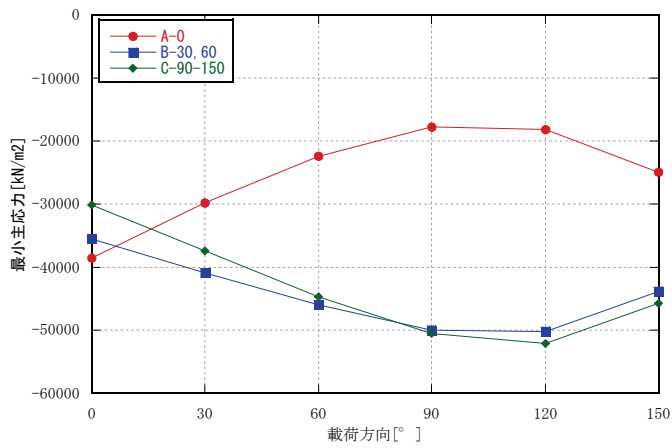
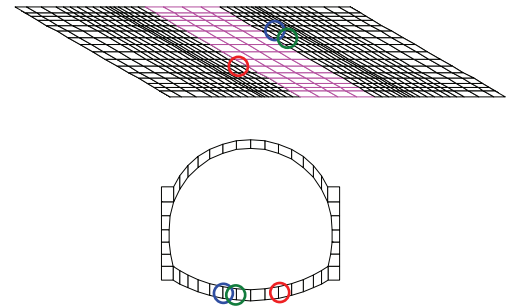
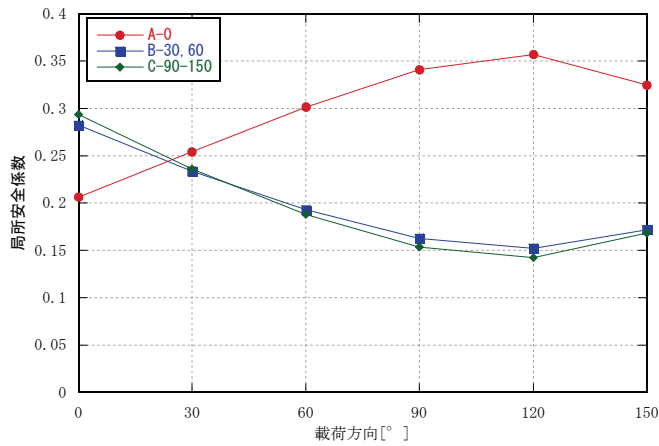


図 3-78 周辺岩盤の局所安全係数分布  
 (弱層との交差角度 30 度／載荷方向 0～150 度)

注記：軸方向に対して 30 度傾いた方向でメッシュを構成しているため、水平坑道が扁平に見える。



(a) 吹付けコンクリートの最小主応力



(b) 周辺岩盤局所安全係数

図 3-79 静的地震力の載荷方向による影響（弱層との交差角度 30 度）

表 3-12 三次元地震応答解析における入力地震動の加振方向  
（弱層と水平坑道の交差部）

弱層との交差角度	30 度	60 度	90 度
加振方向	120 度-300 度	120 度-300 度	0 度-180 度
平面図			

### 3.4.3 地震時の坑道と交差する弱層の影響

#### (1) 三次元地震応答解析

水平坑道の弱層との交差部を対象に、三次元地震応答解析を実施して、地震時応答を評価した。

解析には、汎用構造解析プログラム ABAQUS を用いた。解析モデルは、岩盤は 8 節点 1 次ソリッド要素を用いることを基本としてモデル化した。要素の最大寸法は、25Hz までの波動の透過性を考慮して、S 波速度 1,000m/s の場合の 1 波長 40m を 8 分割できるように 5m とした。水平坑道の支保工 ( $t=0.5\text{m}$ ) は、4 節点シェル要素を用いて軸心でモデル化した。

地震応答解析に用いる全体モデルは、解析対象領域全体をモデル化した。境界条件は、上面は自由とし、底面と側面は波動の逸散を考慮できる粘性境界とし、地盤の半無限性を考慮した。なお、側面は自由地盤との間での粘性境界とするが、側面に現れる坑道の断面の部分については、解析対象領域を水平方向に 80m 確保しているため、この側面の断面部分の処理が交差部の応答に及ぼす影響は小さいものと考え、特殊な処理は施していない。荷重となる入力地震動は、解析モデル下端の GL-1,200m に入力した。なお、内部減衰はレイリー減衰で設定し、比較的広い振動数領域で過剰な減衰が発生しないようにチューニングした結果、解析モデルの一次固有振動数 0.354Hz と 10Hz で減衰定数が 2%になるようにパラメータを設定した。

#### (2) 解析結果

水平坑道の弱層との交差角度が 30 度と 60 度、90 度の 3 ケースについて解析結果の詳細について以下に示す。

##### (i) 交差角度 30 度

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の応力分布の変化を、坑道の坑壁からの深度による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定して、最大せん断応力分布（地震時増分）を検討した。弱層との交差部中心から坑道軸に沿って  $-2D$  ( $D$ : 坑道径, 5.0m) から  $2D$  までの範囲で設定した断面での最大せん断応力分布を、図 3-80 に示す。弱層との接触延長が長いと広い範囲で大きい応力が発生した。

次に、常時の状態に地震時増分を重ね合わせた状態を対象に検討した。吹付けコンクリートの主応力分布を、図 3-81 に示す。分布図には最大値または最小値の発生する要素の位置と値を示す。弱層と接する坑道側壁下端で高い圧縮応力が生じた。

周辺岩盤の安定性について、自重解析と掘削解析より得られた常時応力と、地震応答解析の着目時刻の地震時増分応力を重ね合わせ、局所安全係数を用いて評価した。

弱層との交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の局所安全係数分布の変

化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定し、局所安全係数を検討した。弱層と坑道の交差部中心から坑道軸に沿って、 $-2D$  から  $2D$  までの範囲で設定した断面での常時と地震時の局所安全係数分布を、図 3-82 に示す。局所安全係数の最小値は、交差部中心から  $0.5D$  離れた坑道の底部中央で発生した。

#### (ii) 交差角度 60 度

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の応力分布の変化を、坑道の坑壁からの深度による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定して、最大せん断応力分布（地震時増分）を検討した。弱層との交差部中心から坑道軸に沿って、 $-1.5D$  ( $D$ : 坑道径,  $5.0\text{m}$ ) から  $1.5D$  までの範囲で設定した断面での最大せん断応力分布を、図 3-83 に示す。弱層と接する断面で大きい応力が発生した。

次に、常時の状態に地震時増分を重ね合わせた状態を対象に検討した。吹付けコンクリートの主応力分布を、図 3-84 に示す。分布図には最大値または最小値の発生する要素の位置と値を示す。弱層と接する坑道側壁下端で大きい圧縮応力が生じた。

周辺岩盤の安定性について、自重解析と掘削解析より得られた常時応力と、地震応答解析の着目時刻の地震時増分応力を重ね合わせ、局所安全係数を用いて評価した。

弱層との交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の局所安全係数分布の変化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定し、局所安全係数を検討した。弱層と坑道の交差部中心から坑道軸に沿って、 $-1.0D$  から  $1.0D$  までの範囲で設定した断面での常時と地震時の局所安全係数分布を、図 3-85 に示す。局所安全係数の最小値は、交差部中心から  $0.3D$  離れた坑道の底部中央で発生した。

#### (iii) 交差角度 90 度

交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の応力分布の変化を、坑道の坑壁からの深度による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定して、最大せん断応力分布（地震時増分）を検討した。弱層との交差部中心から坑道軸に沿って、 $-2.5D$  ( $D$ : 坑道径,  $5.0\text{m}$ ) から  $2.5D$  までの範囲で設定した断面での最大せん断応力分布を、図 3-86 に示す。各断面の最大値は底面両端で発生し、弱層と接する断面で大きい応力が発生した。

次に、常時の状態に地震時増分を重ね合わせた状態を対象に検討した。吹付けコンクリートの主応力分布を、図 3-87 に示す。分布図には最大値または最小値の発生する要素の位置と値を示す。弱層と接する坑道側壁下端で大きい圧縮応力が生じた。

周辺岩盤の安定性について、自重解析と掘削解析より得られた常時応力と、地震応答解析の着目時刻の地震時増分応力を重ね合わせ、局所安全係数を用いて評価した。

弱層との交差部中心から坑道軸に沿った距離による周辺岩盤の局所安全係数分布の変化を、坑道の坑壁からの距離による変化とあわせて把握するために、交差部周辺において坑道軸に直交する断面を設定し、局所安全係数を検討した。弱層と坑道の交差部中心から坑道軸に沿って、 $-1.5D$  から  $1.5D$  までの範囲で設定した断面での常時と地震時の局所安全係数分布を、図 3-88 に示す。局所安全係数の最小値は、交差部中心から  $0.3D$  離れた坑道の底部中央で発生した。

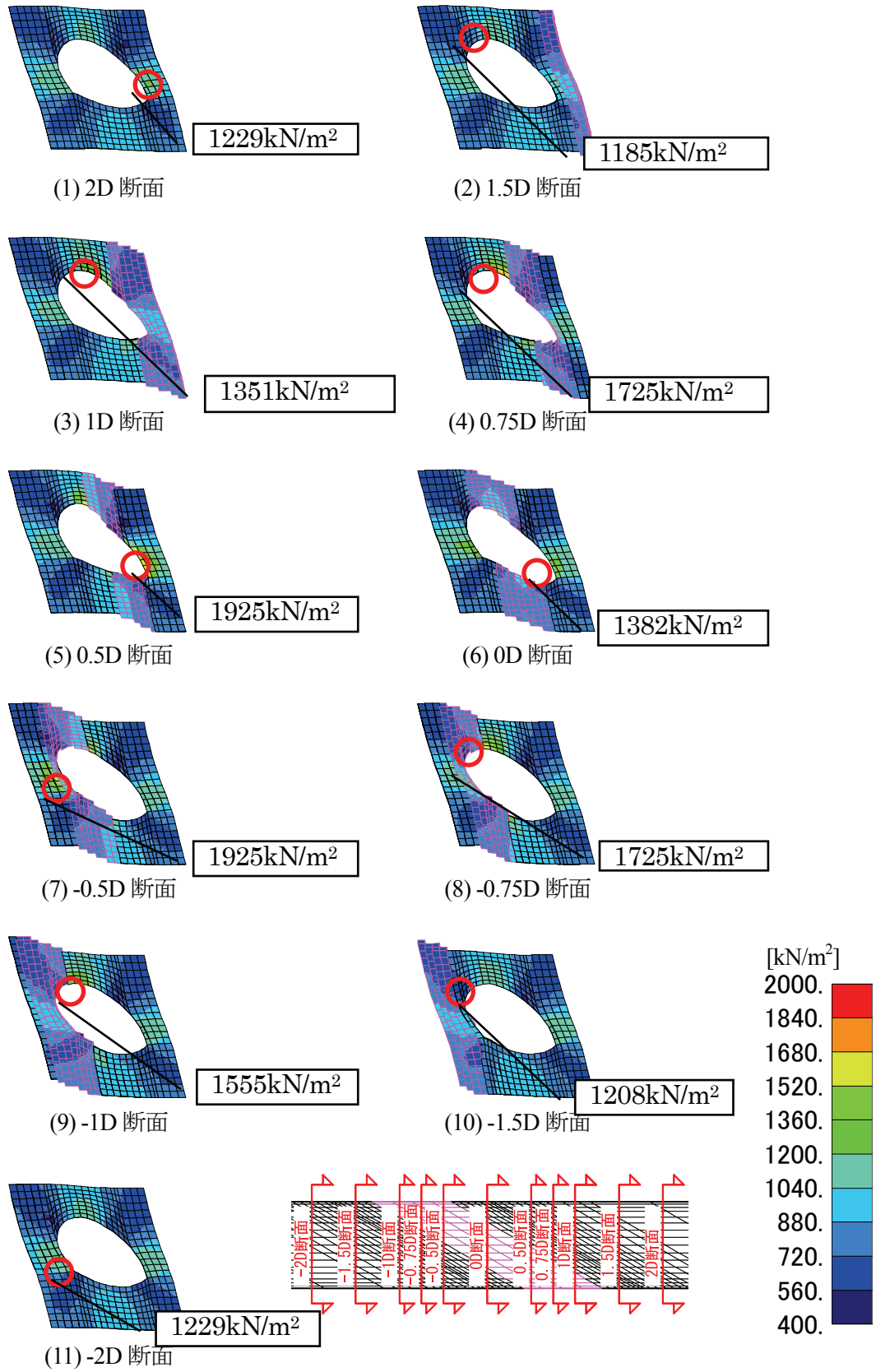


図 3-80 坑道断面の最大せん断応力分布（弱層との交差角度 30 度，地震時増分）



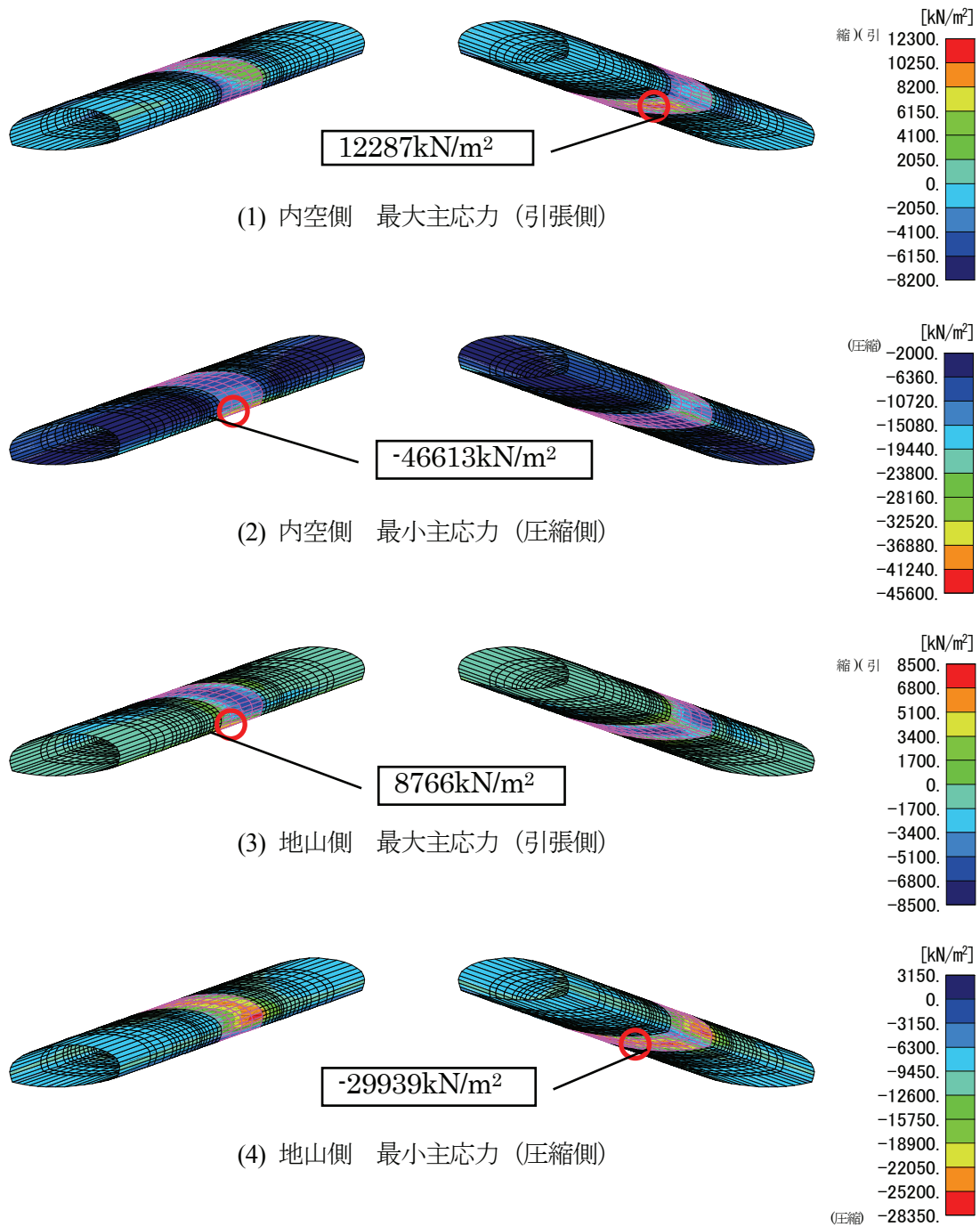


図 3-81 吹付けコンクリートの主応力分布 (弱層との交差角度 30 度)  
 注記 : 軸方向に対して 30 度傾いた方向でメッシュを構成しているため、水平坑道が扁平に見える。

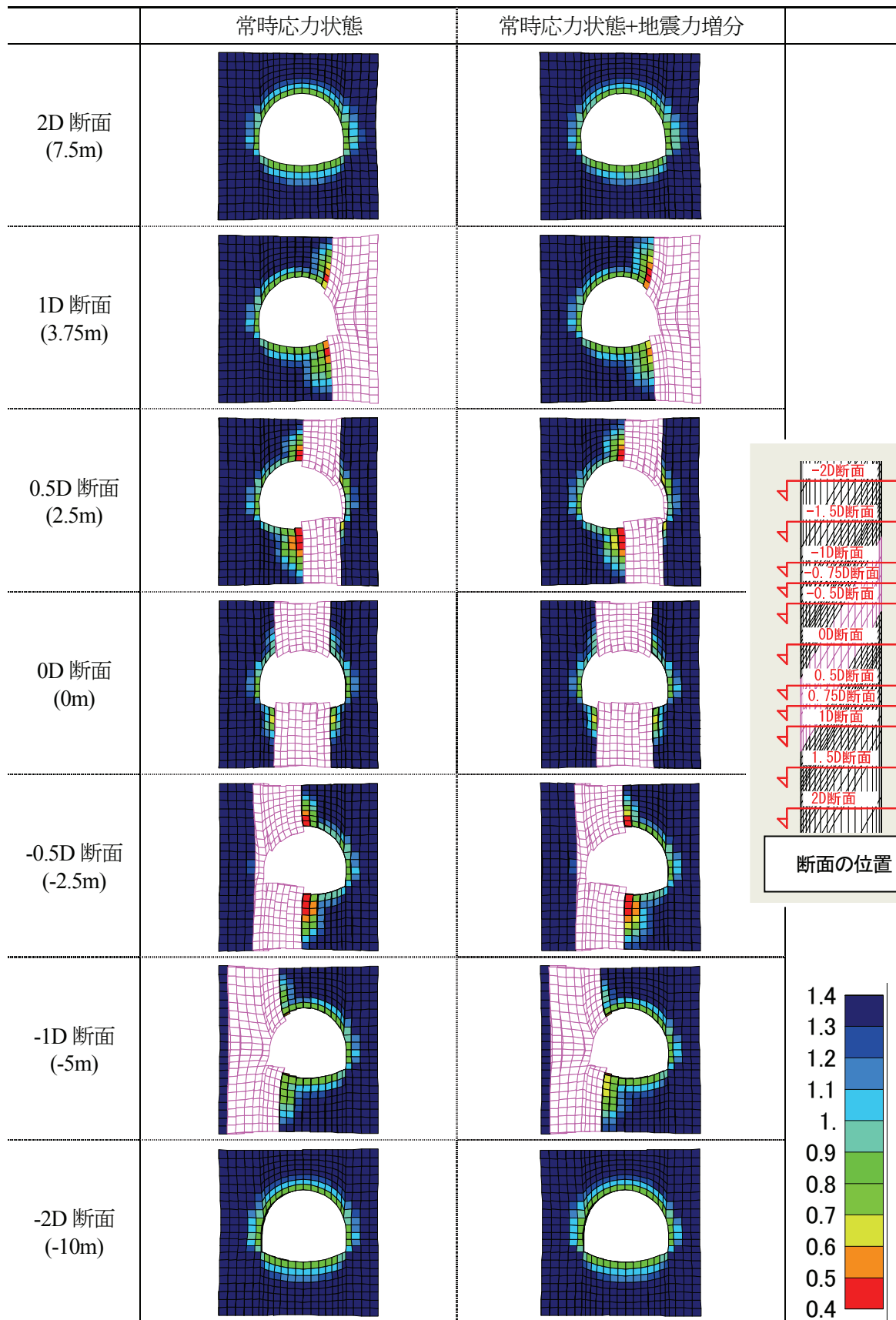


図 3-82 坑道断面の局所安全係数分布 (弱層との交差角度 30 度)

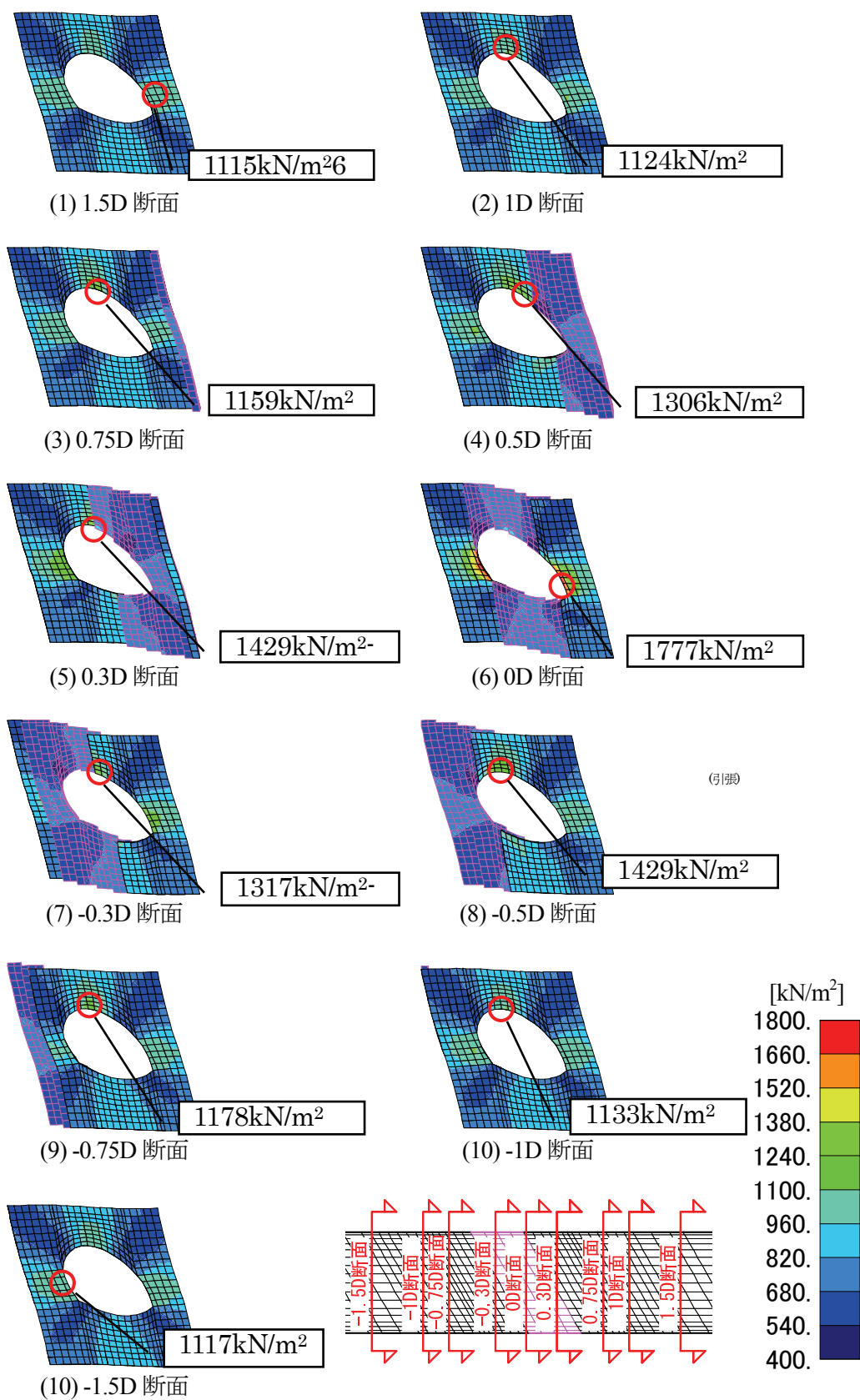


図 3-83 坑道断面の最大せん断応力分布（弱層との交差角度 60 度，地震時増分）

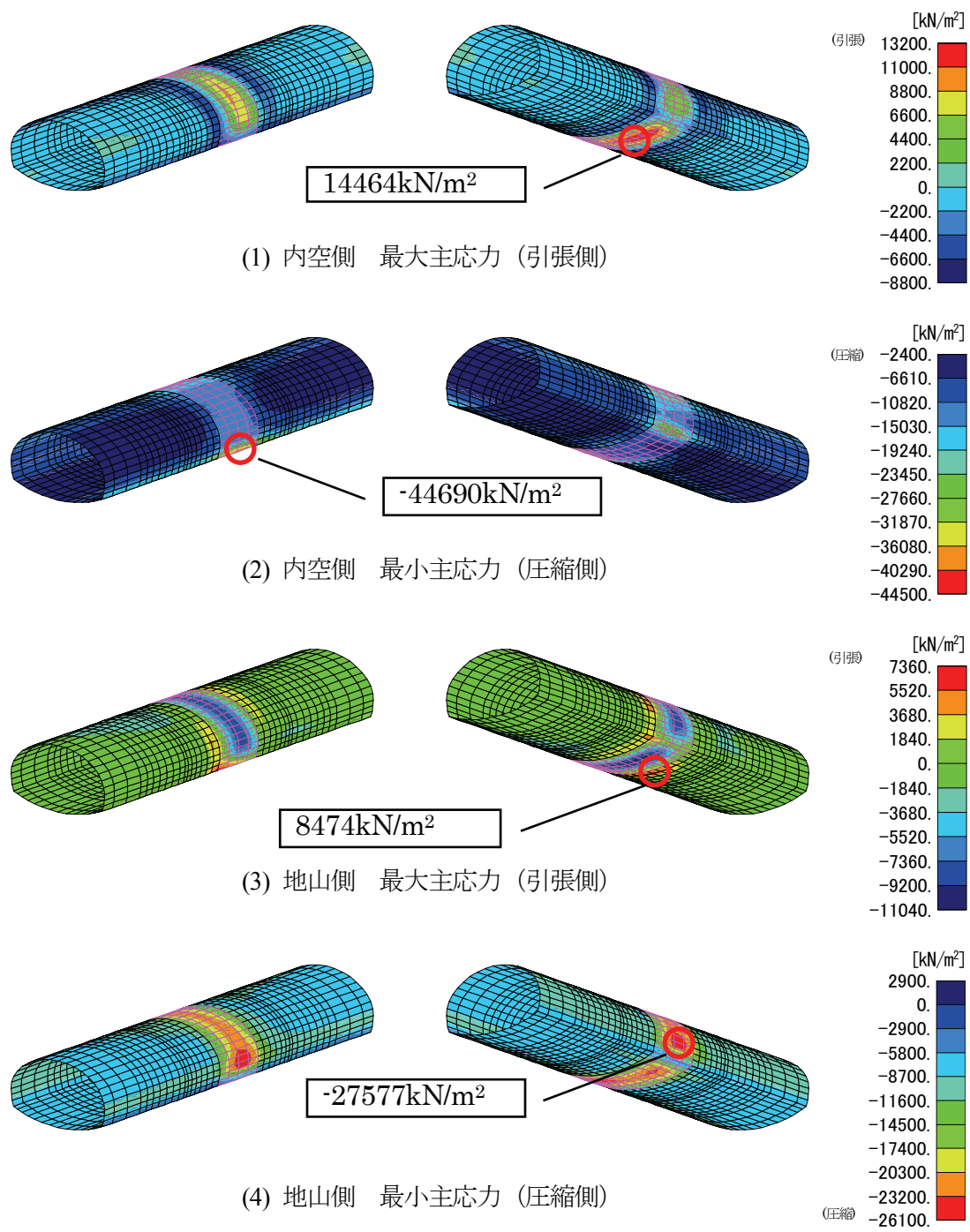


図3-84 吹付けコンクリートの主応力分布（弱層との交差角度 60 度）

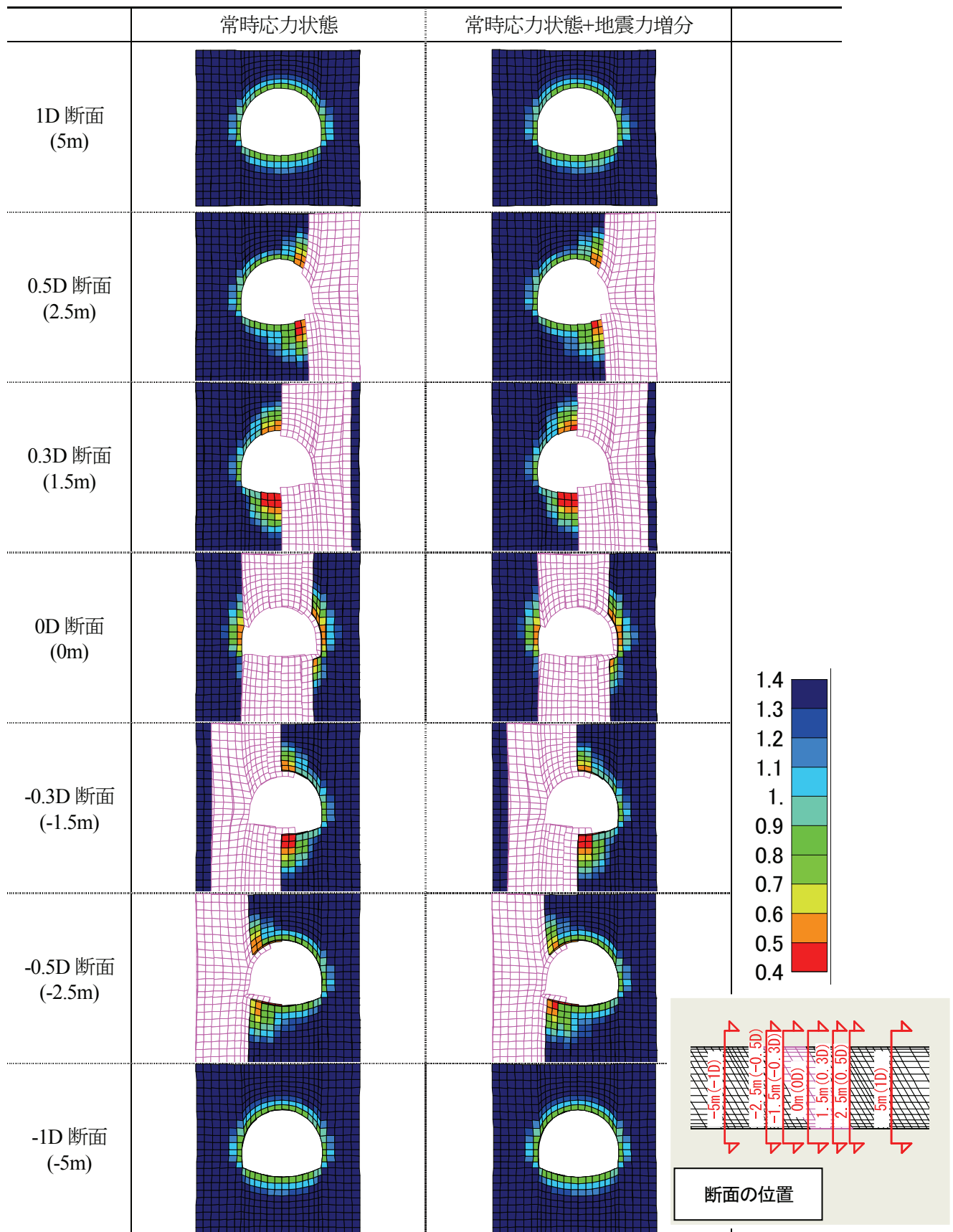


図 3-85 坑道断面の局所安全係数分布 (弱層との交差角度 60 度)

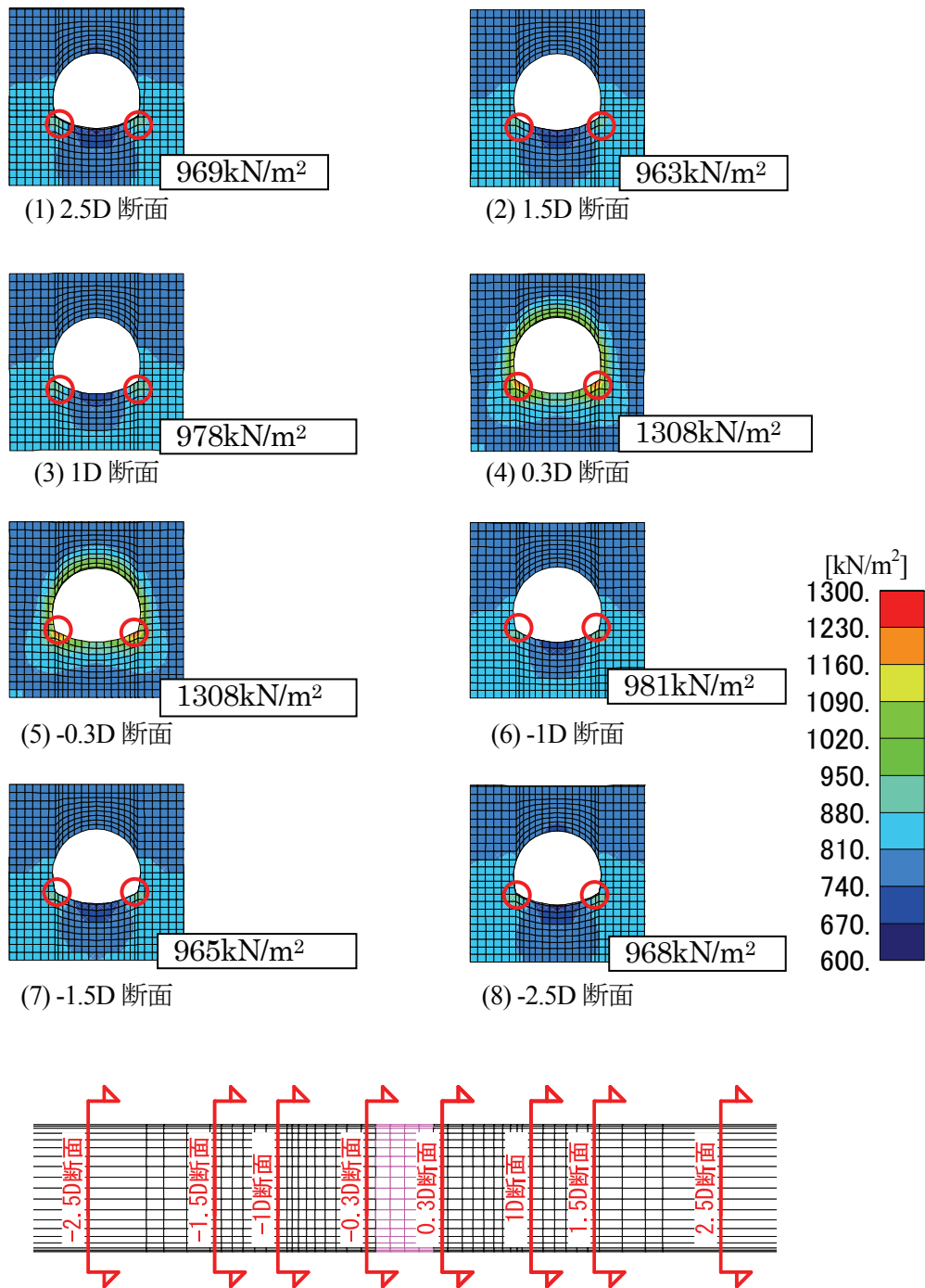


図 3-86 坑道断面の最大せん断応力分布（弱層との交差角度 90 度，地震時増分）

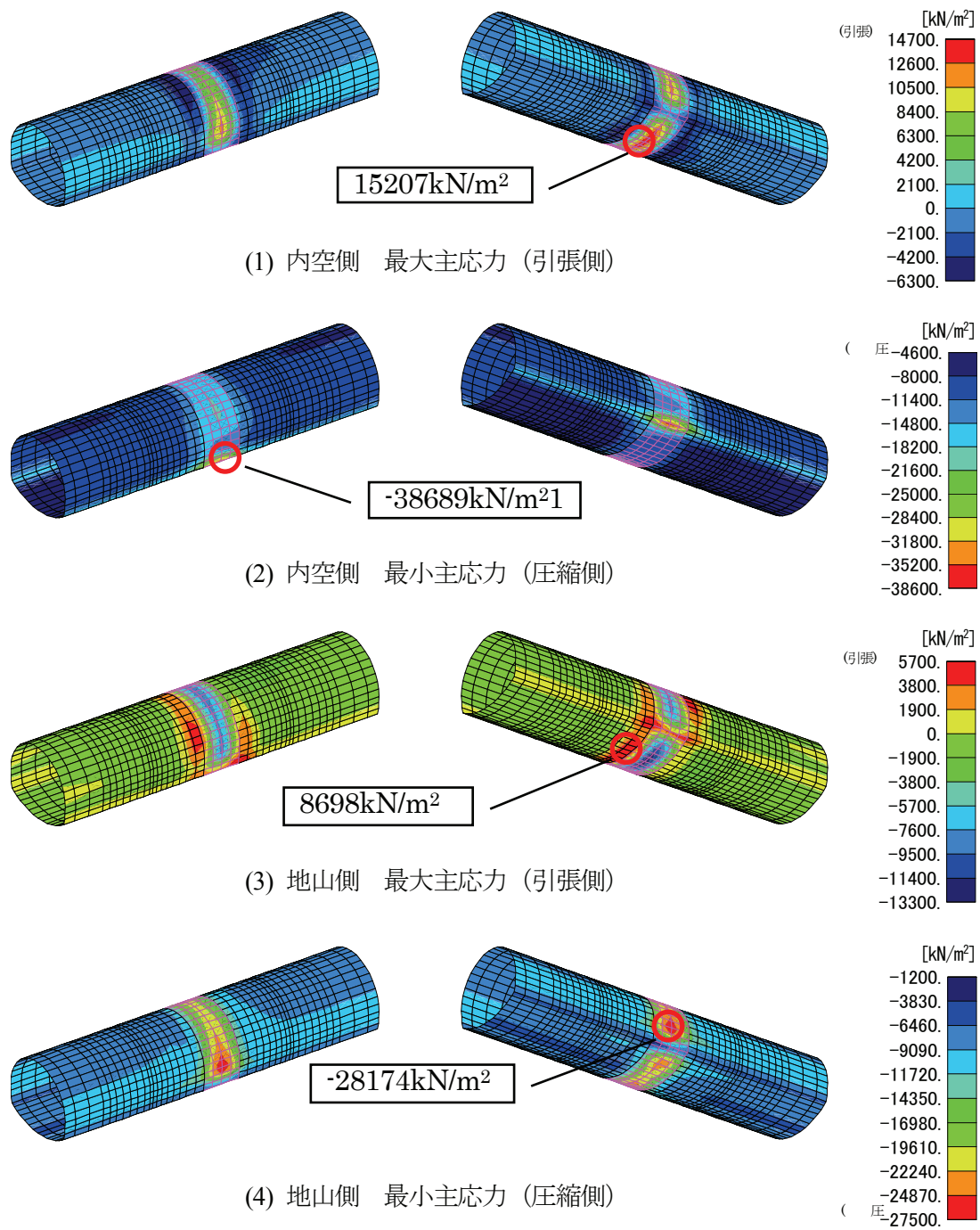


図 3-87 吹付けコンクリートの主応力分布 (弱層との交差角度 90 度)

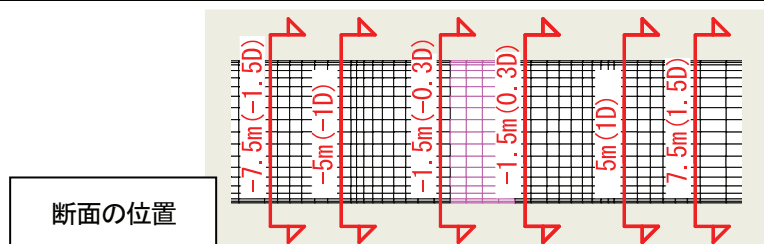
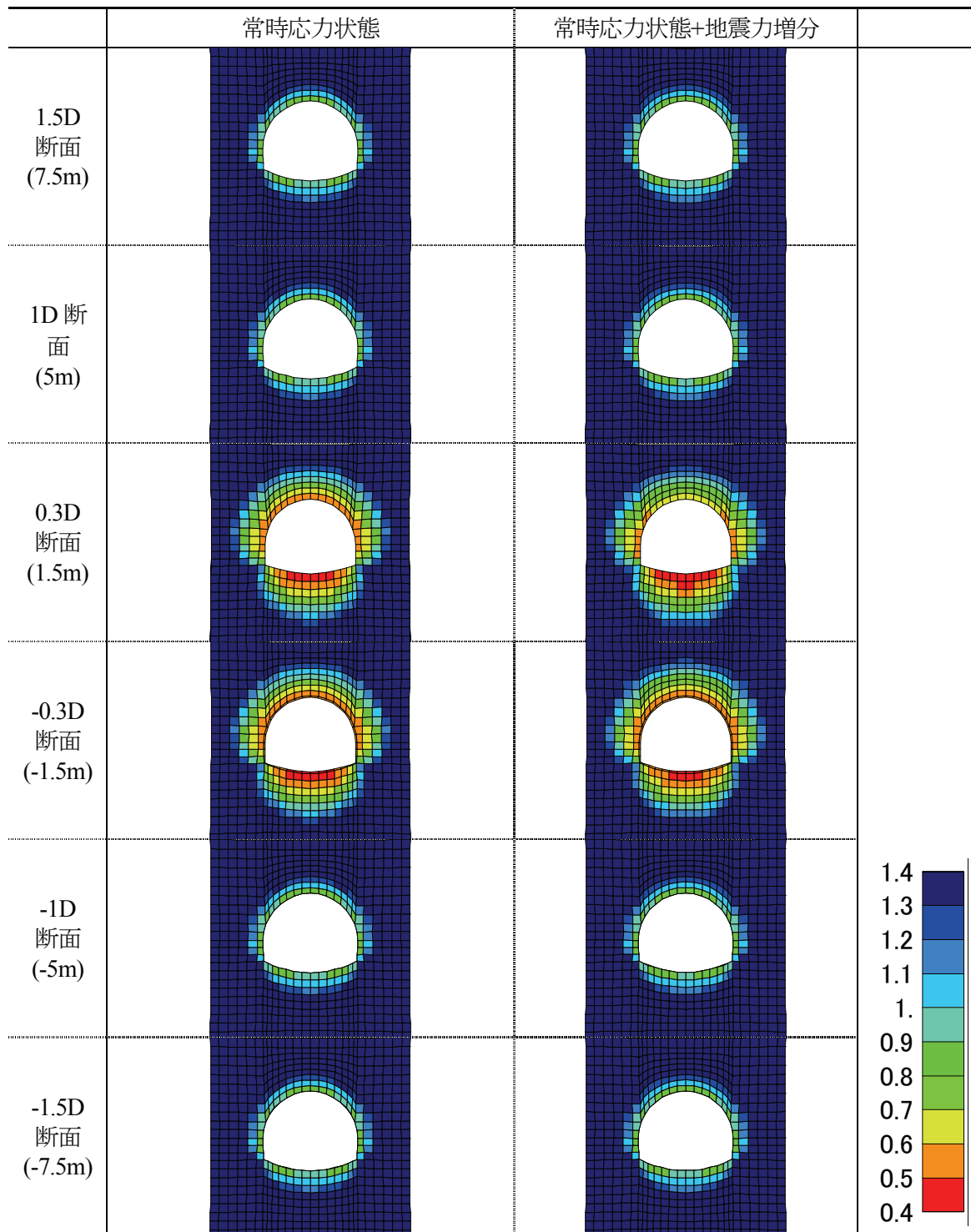


図 3-88 坑道断面の局所安全係数分布（弱層との交差角度 90 度）



(3) 考察

(i) 交差角度 30 度

水平坑道に対して地震動を 120-300 度方向へ入力する三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

局所安全係数が最小となる底部中央の要素を坑道軸に沿って着目し、局所安全係数の変化を交差部中心からの距離との関係で、図 3-89 に示す。局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 1.0D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部の影響範囲は交差部中心から 1.0D 程度であると考えられる。常時と地震時を比較すると、弱層との交差部に近いところでわずかな差が見られるものの、ほぼ一致していることから、地震時増分応力は常時応力に比較して非常に小さいと考えられる。したがって、本検討条件下では地震が坑道と弱層との交差部周辺の岩盤の安定性に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる。

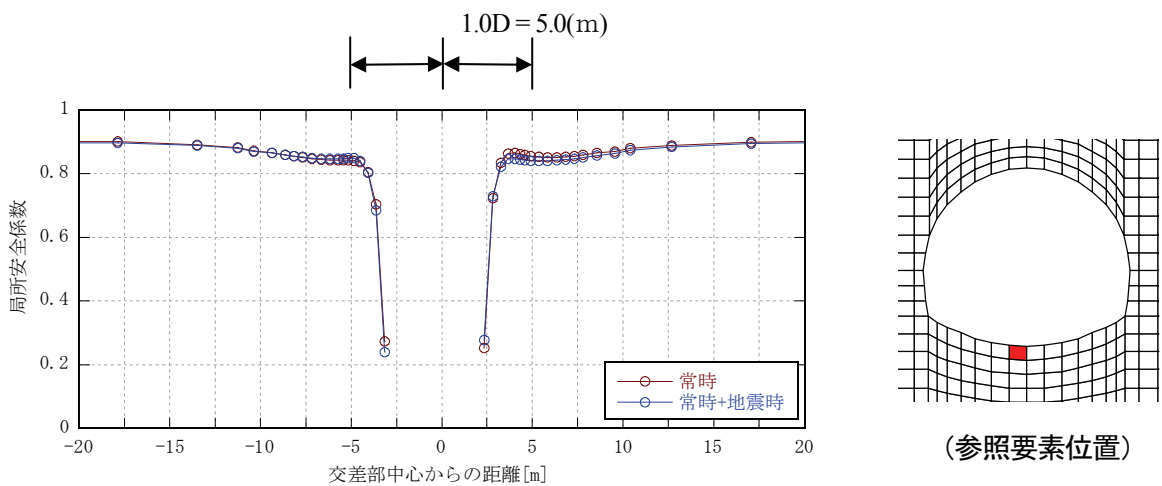


図 3-89 局所安全係数と弱層と水平坑道の交差部中心からの距離の関係  
(弱層との交差角度 30 度)

(ii) 交差角度 60 度

水平坑道に対して地震動を 120-300 度方向へ入力する三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

局所安全係数が最小となる底部中央の要素を坑道軸に沿って着目し、局所安全係数の変化を交差部中心からの距離との関係で、図 3-90 に示す。局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 0.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部の影響範囲は交差部中心から 0.5D 程度であると考えられる。また、交差角度 30 度の場合と同様に、交差部周辺の常時と地震時の局所安全係数の差は小さいことから、地震が坑道と弱層との交差部周辺の岩盤の安定性に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる。

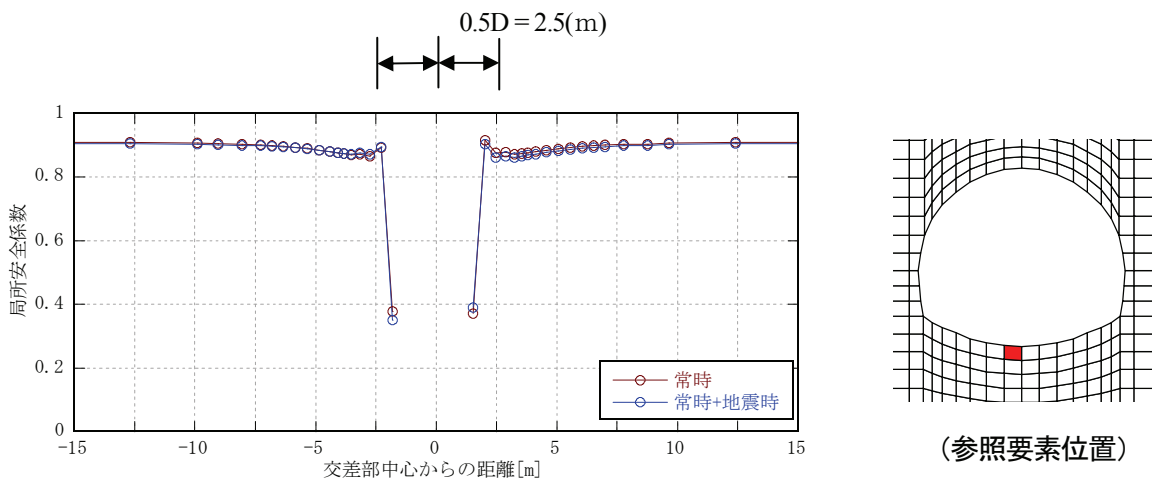


図 3-90 局所安全係数と弱層と水平坑道の交差部中心からの距離の関係  
(弱層との交差角度 60 度)

(iii) 交差角度 90 度

水平坑道に対して地震動を 0-180 度方向へ入力する三次元地震応答解析を実施し、地震時応答を評価した。

局所安全係数が最小となる底部中央の要素を坑道軸に沿って着目し、局所安全係数の変化を交差部中心からの距離との関係で、図 3-91 に示す。局所安全係数は、常時も地震時も、交差部中心から 0.5D 以上離れるとほぼ一定値に収束しており、交差部の影響範囲は交差部中心から 0.5D 程度であると考えられる。また、交差角度 30 度の場合と同様に、交差部周辺の常時と地震時の局所安全係数の差は小さいことから、地震が坑道と弱層との交差部周辺の岩盤の安定性に及ぼす影響は、非常に小さいと考えられる。

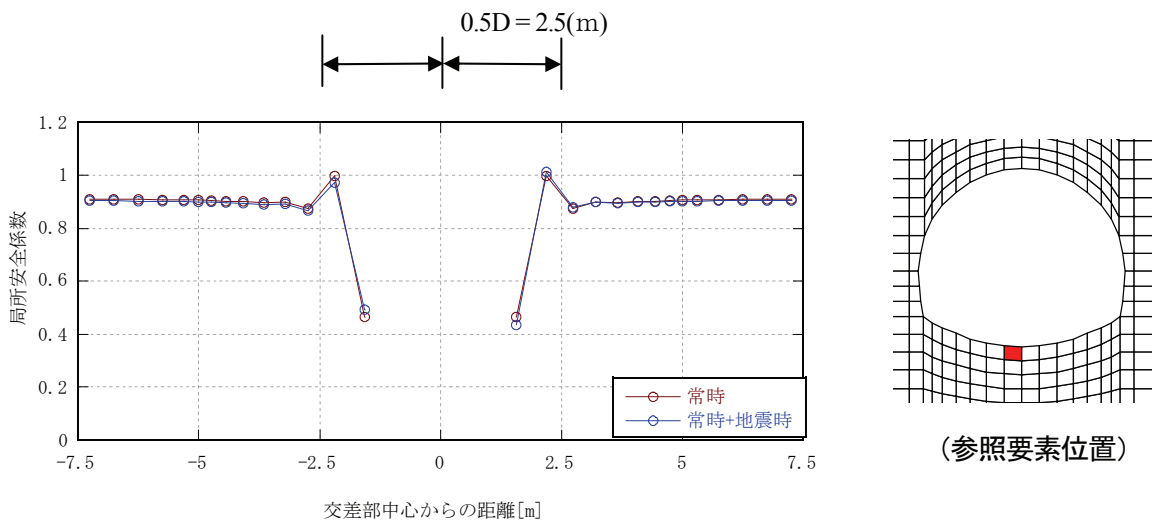


図 3-91 局所安全係数と弱層と水平坑道の交差部中心からの距離の関係  
(弱層との交差角度 90 度)

#### 3.4.4 まとめ

地層処分施設において、水平坑道が弱層と交差する部分の地震時応答を、三次元有限要素法解析を用いて評価した。交差角度が90度と60度、30度のケースを対象に、交差部で最も影響が大きいと考えられる方向に検討用人工地震動を入力して、三次元地震応答解析を実施し、地震時の応答を評価した。なお、弱層の厚さは0.5D、傾斜は90度とした。

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせて、周辺岩盤の安定性を局所安全係数で評価した検討では、常時も地震時（常時+地震時増分）も交差部の影響を受けて交差部周辺で局所安全係数が一般部よりも低下することが分かった。特に、弱層に隣接する健岩部で最小値が発生している。しかし、常時と地震時の差はごくわずかであり、地震が水平坑道と弱層との交差部の空洞安定性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

なお、本検討は線形弾性解析に基づいており、地盤の塑性や吹付けコンクリートのひび割れなどの非線形性は考慮していないが、それらの影響をどのように考慮すべきかが今後の課題であることは前節と同様である。

本検討で用いた交差部の断面形状は一般坑道と同じ断面としたが、実際には補強構造が採用されることも考えられるので、設計においては、そのような条件下で検討を実施することが有効であることも前節と同様である。

### 3.5 まとめ

本章にける、地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性に関する検討結果についてまとめると以下のとおりである。

#### (1) 地震動の斜め入射の影響

SV波を入射した場合、SH波を入射した場合共に、周辺岩盤に発生する最大せん断応力は入射角度が0度の鉛直上昇波の場合が最大となり、入射角度が大きくなると最大せん断応力は小さくなる傾向が認められた。

SH波を入射した場合は、地震動の入射角度が大きくなると、長手方向にもせん断応力が発生するが、その最大値は坑道横断面内に発生するせん断応力よりも小さい。

#### (2) 立坑と水平坑道の交差部の影響

水平坑道の軸方向に直交(90度方向)する水平方向に地震動を入射した場合に、交差部付近の周辺岩盤の地震時増分応力に最も影響が大きくなる。

交差部付近における、水平坑道の周辺岩盤で発生する地震時の増分応力は、水平坑道の直径の約2倍の範囲で、交差部から離れた一般部の応力より大きくなるが、最大で約1.1倍であり、ほとんど差がない。

#### (3) 水平坑道同士の交差部の影響

吹付けコンクリートと周辺岩盤の応力について、地震時増分だけを考えると、交差部の鋭角部において、断面の肩の部分と側壁下端で応力が大きく、交差部から離れた一般部に対して最大で約2.2倍程度である。しかし、常時応力を重ね合わせてもその差は小さく、地震時増分応力はあまり影響を及ぼさない。

周辺岩盤の局所安全係数は、常時も地震時(常時応力と地震時増分応力の重ね合わせ)も交差部付近では一般部よりも低下する。その範囲は交差角度に依存し、交差角度が90度の場合には交差部から約1.5Dの距離までであるが、60度の場合には約2.5D、30度の場合には約3.5Dのように、鋭角になるのに従って範囲が広がる。いずれの場合にも常時と地震時の差はわずかであり、地震が坑道交差部の空洞安定性に及ぼす影響は小さい。

#### (4) 水平坑道と交差する弱層の影響

水平坑道同士の交差部と同様に、地震時増分と常時応力を重ね合わせてもその差は小さく、地震時増分応力はあまり影響を及ぼさない。

周辺岩盤の局所安全係数は、常時も地震時(常時応力と地震時増分応力の重ね合わせ)も交差部付近では一般部よりも低下する。その範囲は交差角度に依存し、交差角度が90度の場合には交差部から約0.5Dの距離、60度の場合には約0.5D、30度の場合には約1.0Dである。

## 第4章 静的震度法における地中震度分布に関する検討

地層処分施設の操業期間中における空間保持の観点から求められる処分坑道の耐震性評価では、地震時応力の算定に静的解析を用いる方法と動的解析を用いる方法が考えられる。原子力発電所の耐震設計の体系において、施設は動的地震力と静的地震力による設計を行うこととされており、それぞれ、基準地震動等を用いる動的解析と静的震度を用いる静的解析を行う。ここでは、地層処分地下施設に適用する静的解析に用いる静的震度について検討した。

応答震度法（片山ほか、1985）は、地盤と地中構造物の連成系モデルによる動的解析より計算時間を短縮でき、等価な震度分布を適切に設定すれば地中構造物の応答特性をよく近似できるため、地中構造物の耐震設計において多用される。地盤だけをモデル化した一次元または二次元の地震応答解析により、地中の加速度分布を考慮して地中構造物にとって最も厳しい状態を想定した等価な慣性力分布を与えることで、地中構造物を考慮した二次元または、三次元の動的解析と等価な静的解析すなわち、応答震度法に置き換えるという方法である。この方法は、設計用地震動に対する応答を計算するという点で、動的解析の近似解法として有用である。

地上施設の場合に標準静的地震力（標準静的震度）を0.2と定めているように、通常、静的設計では設計用地震動と無関係に設計震度が設定されている。しかし、地層処分地下施設のような300mを超える大深度に適用する静的地震力の設定方法はない。

安全側の配慮から、地上構造物と同じ静的震度を地盤全体に一樣に作用させる方法が考えられるが、地盤に発生するせん断応力は地表から深くなるに従って徐々に増加することとなり、地下深部では過大評価になることが懸念される。このような問題に対して、地下の地震観測記録を用いて地下での地震動の深さ方向の低減特性を評価し、合理的な深さ方向の震度分布について検討がなされている（電力中央研究所、1988）。また、この方法を地下空洞の耐震性評価に適用した検討もなされている（土木学会、1996）。しかし、いずれも深度300m以浅の地盤を対象としており、地層処分施設の地下施設が設置される深度300m以上の大深度を対象とした検討はなされていない。

本検討では、深度300m以上の地下深部に設置される地層処分施設の地下施設を対象とした耐震性評価にあたり、静的解析によって応答値を算出する際に、地下の低減を考慮した静的震度分布を与えたモデルの適用性について検討する。

### 4.1 一次元地震応答解析に基づく基礎的検討

#### 4.1.1 検討方法

地層処分施設のような大深度の地下構造物の地震時の挙動は、地震動の加速度によって生じるそれ自体の慣性力の影響よりも、周辺地盤の挙動に支配され、地震によるせん断応力の変動と関係が深いと考えられることから、自由地盤を対象にせん断応力に着目して検

討した。

はじめに、地震による地盤の応答として、深さ方向の加速度やせん断応力の分布を把握するために、一次元の地盤モデルを用いて地震応答解析を実施した。複数の地盤モデルと地震動を用いた解析を実施して、それらの違いによる影響について検討した。

次に、地盤に発生する最大せん断応力の深さ方向の分布を把握し、これに基づき等価な地中震度を計算した。そして、深さ方向に一様な静的震度を与える方法と、既往の方法（電力中央研究所，1988）により深さ方向に静的震度の低減を考慮する方法を適用して、地震応答解析から得られる最大せん断応力分布との比較により静的震度の設定方法の適用性について検討した（図 4-1）。

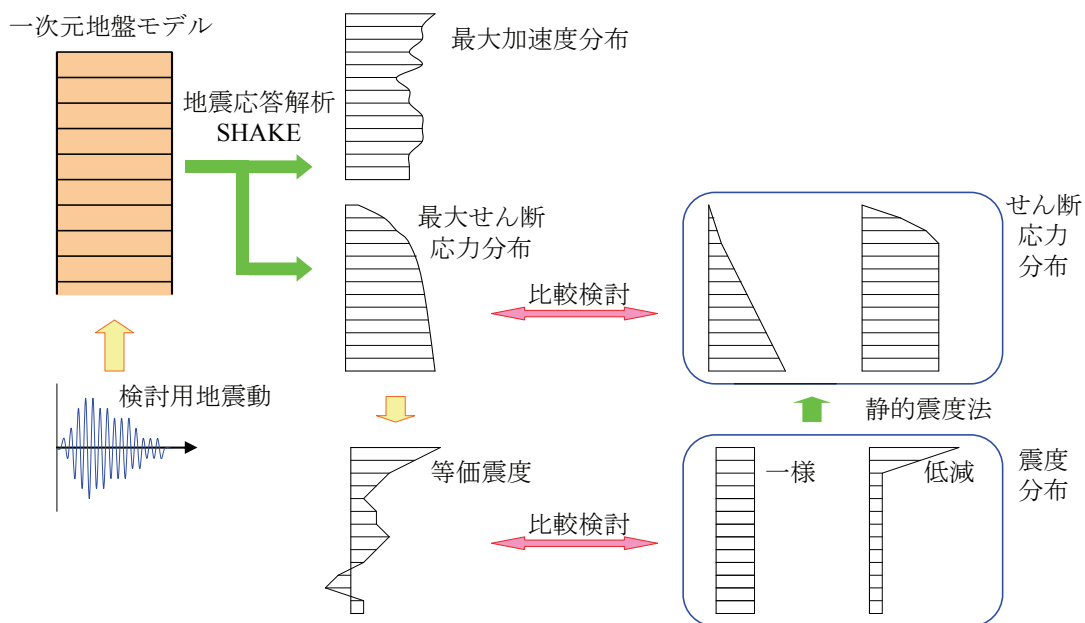


図 4-1 検討方法のイメージ

#### 4.1.2 検討条件

検討に用いる地盤モデルと検討用地震動を示す。

##### (1) 地盤モデル

検討に用いる地盤は、地表面から深度 1,200m までの範囲を対象とする。地盤モデルとして、表 4-1 に示すとおり地層構成が異なる 3 種類を設定した。地盤モデル 1 は、第 2 次取りまとめ (JNC, 1999) で検討対象とした硬岩地盤モデルで、地盤モデル 2 は第 2 次取りまとめと第 2 次 TRU レポート (電事連・JNC, 2005) で検討対象とした軟岩地盤モデルである。地盤モデル 3 は、参考文献 (電力中央研究所, 1988) に示された硬岩地盤で、地盤調査で得られた最も深い GL-301.6 m ~ -327.4 m の地層の物性値を深度 1,200m まで一様と仮定して延長したものである。

地盤モデルの物性値を、表 4-2 から表 4-4 に、S 波速度と密度の深度分布を、図 4-2 から図 4-4 に示す。

表 4-1 検討に用いた地盤モデル

記号	地盤モデル	備考
1	硬岩モデル	第 2 次取りまとめ
2	軟岩モデル	第 2 次取りまとめ, 第 2 次 TRU レポート
3	IWK (いわき)	参考文献 (電力中央研究所, 1988)



表 4-2 地盤物性値（地盤モデル 1，硬岩地盤モデル）

項目	記号	単位	値	設定根拠（出典）
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.67	第2次取りまとめ
弾性波（P波） 速度	$V_P$	km/s	$2.1 + 2.9 \{1 - \exp(-0.00792\rho H)\}$	付録 A 岩盤特性の設定 p.A-25 表 A-9 より設定
弾性波（S波） 速度	$V_S$	km/s	$0.2 + 2.4 \{1 - \exp(-0.00788\rho H)\}$	$H$ ：深度[m]
減衰定数	$h$	—	0.02	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-21 より設定

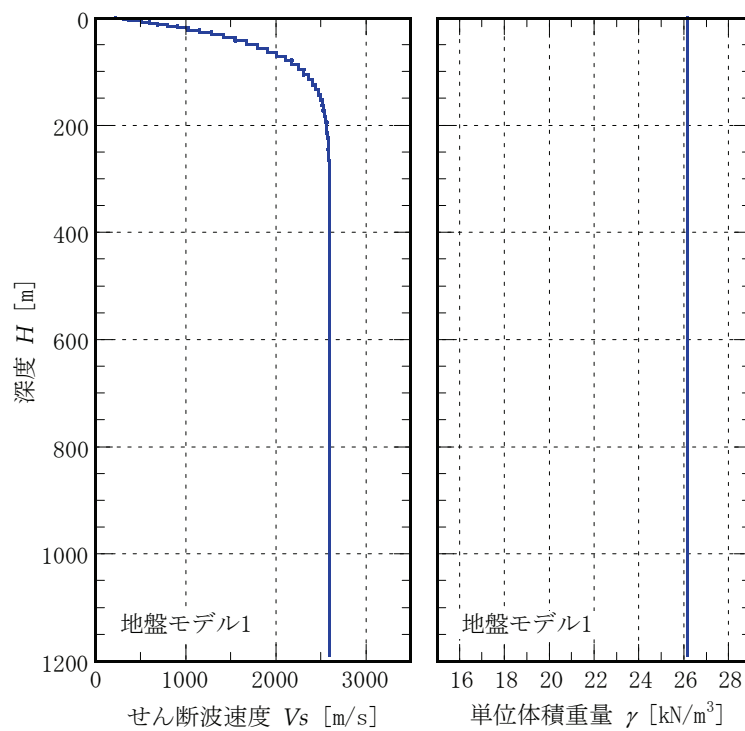


図 4-2 地盤物性値の深度分布（地盤モデル 1，硬岩地盤モデル）

表 4-3 地盤物性値（地盤モデル2，軟岩地盤モデル）

項目	記号	単位	値	設定根拠（出典）
飽和密度	$\rho$	Mg/m <sup>3</sup>	2.20	第2次取りまとめ 付録A 岩盤特性の設定 p.A-25 表 A-9 より設定
弾性波（P波） 速度	$V_P$	km/s	【泥質岩】 $1.8+1.4\{1-\exp(-0.000572\rho H)\}$ 【砂質岩】 $3.0+1.3\{1-\exp(-0.00120\rho H)\}$	
弾性波（S波） 速度	$V_S$	km/s	【泥質岩】 $0.6+1.0\{1-\exp(-0.000661\rho H)\}$ 【砂質岩】 $1.4+1.1\{1-\exp(-0.00128\rho H)\}$	
減衰定数	$h$	—	0.02	第2次取りまとめ 付録A 岩盤特性の設定 p.A-21 より設定

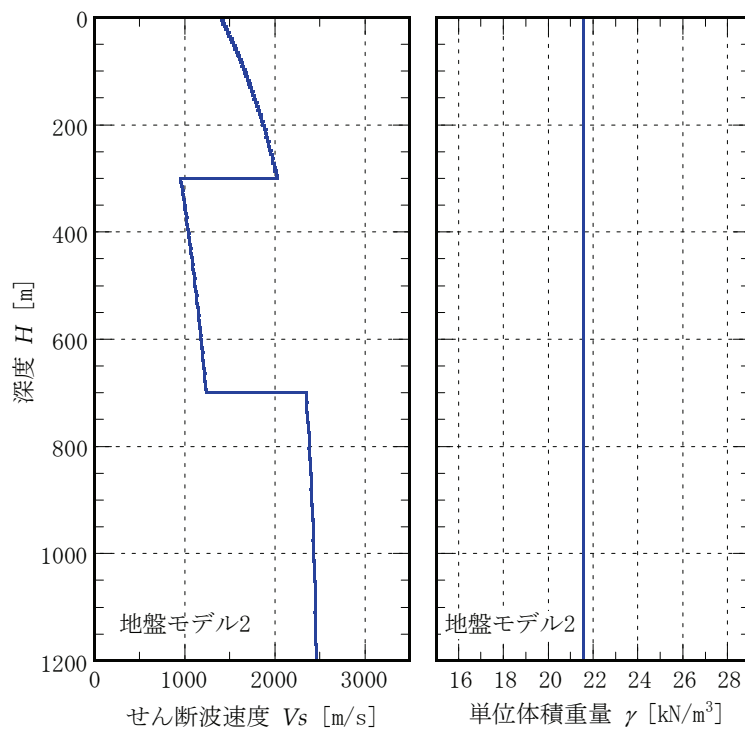


図 4-3 地盤物性値の深度分布（地盤モデル2，軟岩地盤モデル）

表 4-4 地盤物性値（地盤モデル3, IWK（いわき））

層	下面深度 [m]	S波速度 [m/s]	密度 [Mg/m <sup>3</sup> ]	減衰定数
1	0.6	323	1.60	0.02
2	16.0	887	1.95	0.02
3	21.1	1392	2.05	0.02
4	45.9	1389	2.05	0.02
5	70.7	1444	2.15	0.02
6	130.7	1411	2.23	0.02
7	148.7	1516	2.15	0.02
8	197.5	1516	2.25	0.02
9	211.6	1323	2.25	0.02
10	241.6	1588	2.25	0.02
11	256.6	1497	2.25	0.02
12	291.6	1587	2.33	0.02
13	301.6	2116	2.40	0.02
14	1200.0	2420	2.50	0.02

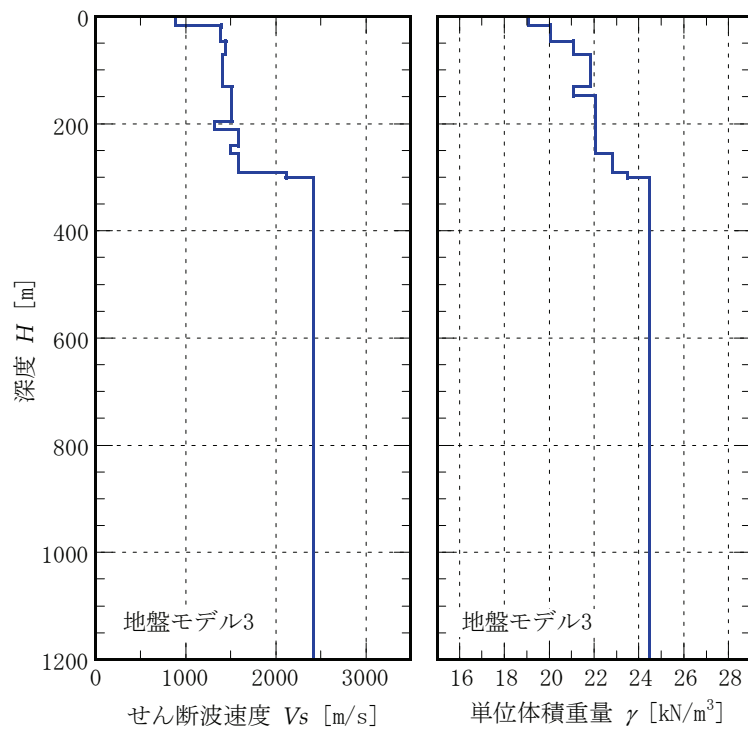


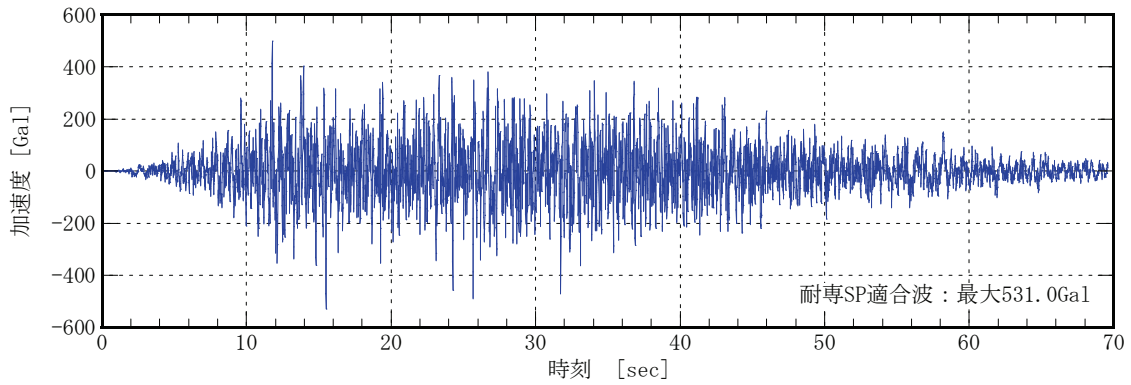
図 4-4 地盤物性値の深度分布（地盤モデル3, IWK（いわき））

## (2) 検討用地震動

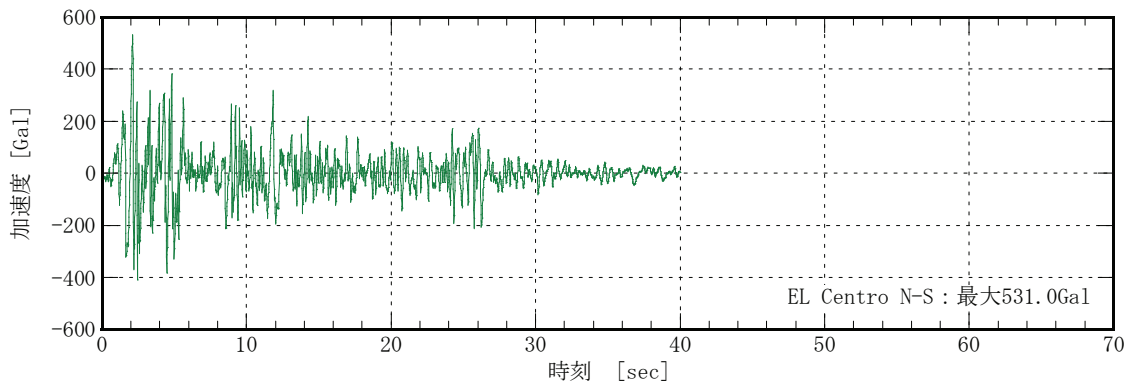
検討に用いる地震動は、表 4-5 に示す 3 種類とした。地震動 A は、耐専スペクトル ( $M_j=8.0$ ,  $X_{eq}=25$  km) に基づき作成した模擬地震動である。地震動 B と地震動 C は、それぞれ 1940 年 Imperial Valley 地震の EL Centro 観測記録の NS 成分と、1952 年 Kern County 地震の Taft 観測記録の EW 成分を、最大加速度が地震動 A と同じ 531.0 Gal になるように振幅を調整したものである。Taft 観測波は、建物の地下に設置された地震計での観測記録で、既往の検討（電力中央研究所，1988）でも用いられている。EL Centro 観測波は、Taft 観測波と並ぶ有名な観測記録で、発電所敷地内の建物基礎部に設置された地震計で観測された。これらの地震動の加速度時刻歴を図 4-5 に、加速度応答スペクトルを図 4-6 に示す。

表 4-5 検討に用いた地震動

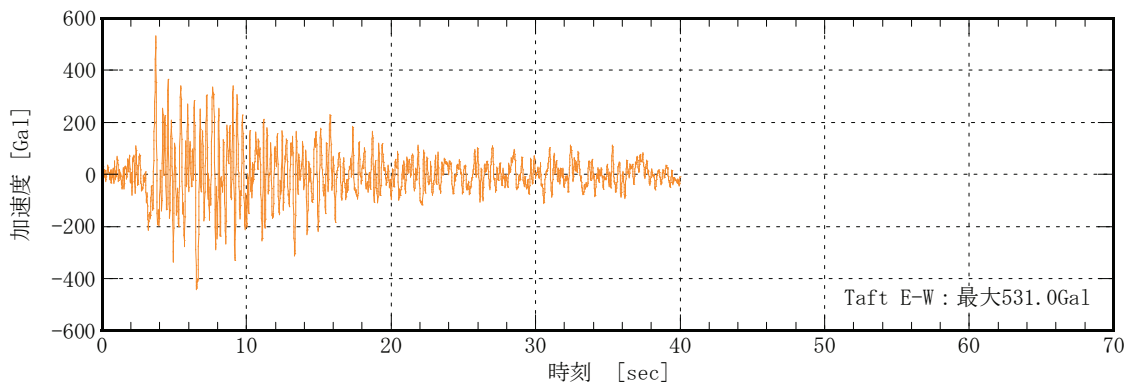
記号	地震動	備考
A	耐専スペクトル適合波	$M_j=8.0$ , $X_{eq}=25$ km 最大加速度 531.0 Gal
B	EL Centro 観測波, N-S 成分	最大加速度が 531.0 Gal になるように振幅調整 オリジナルの最大加速度は 341.70 Gal
C	Taft 観測波, E-W 成分	最大加速度が 531.0 Gal になるように振幅調整 オリジナルの最大加速度は 175.95 Gal



(a) 地震動 A, 耐専スペクトル適合波



(b) 地震動 B, EL Centro 観測波 NS 成分, 振幅調整



(c) 地震動 C, Taft 観測波 EW 成分, 振幅調整

図 4-5 検討に用いた地震動の加速度時刻歴

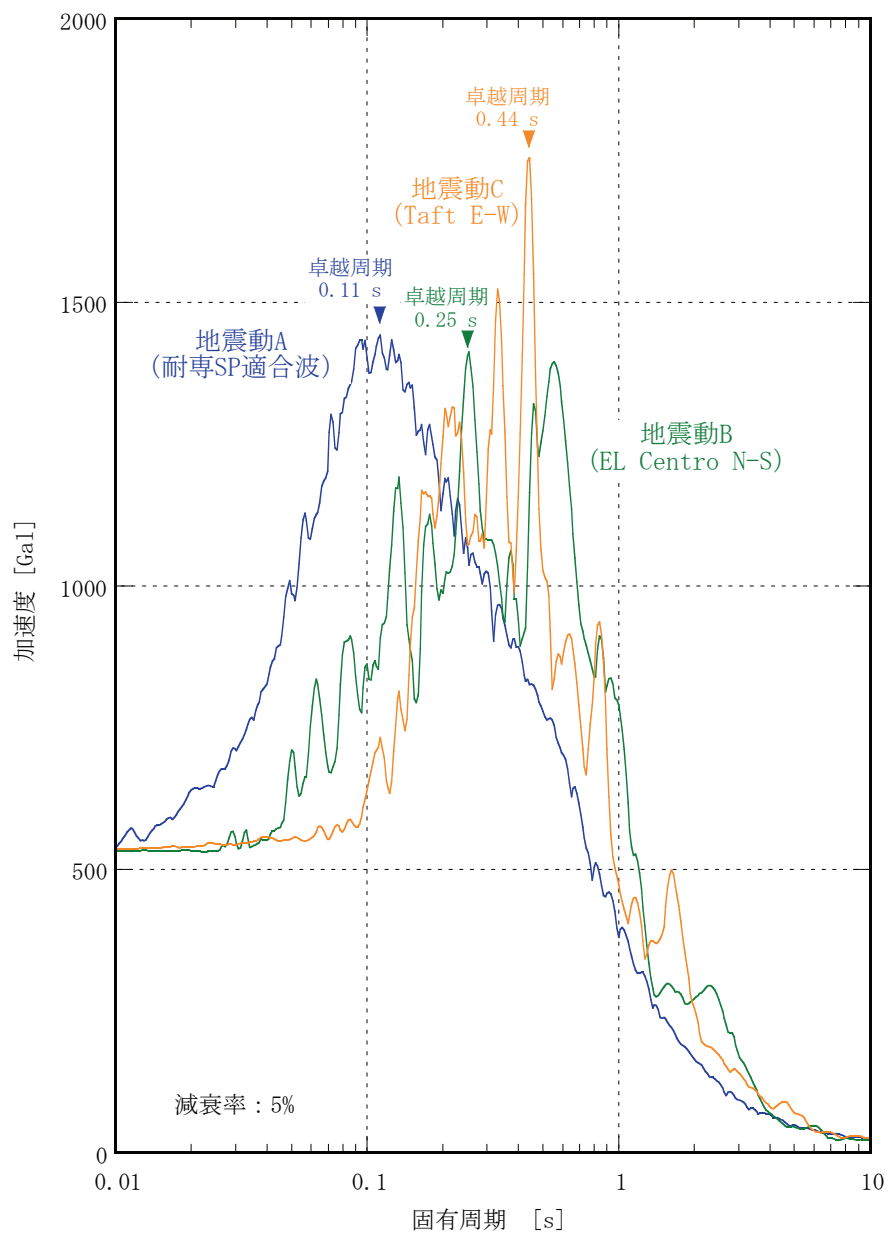


図 4-6 検討に用いた地震動の加速度応答スペクトル

### 4.1.3 地盤の地震応答解析

一次元の地盤モデルを対象に、検討用地震動を用いて一次元重複反射理論に基づく地震応答解析（SHAKE）を実施し、地震による自由地盤の応答を把握した。解析では、深度1,200mの解析モデル底面に、検討用地震動を解放基盤波として入力した。

はじめに、地盤モデル1（硬岩モデル）に対して、地震動A（耐専スペクトル適合波）を入力した際の結果を示す。

解析で得られた応答値から、応答加速度とせん断応力、せん断ひずみの履歴最大値の深度分布を、図4-7に示す。最大応答加速度は、地表面付近では増幅が見られるが深度50m以深では200～300Galの範囲に収まっており、大きな変動は見られない。最大せん断応力は、深くなるほど増加する傾向が見られるが、その増加量の勾配は深いほど緩やかになる。最大せん断ひずみは、せん断剛性が低い地表面付近で著しく大きくなるが、深度100m前後で極小となり、それ以深の剛性がほぼ一定となる部分では、深くなるほど増加する傾向がある。

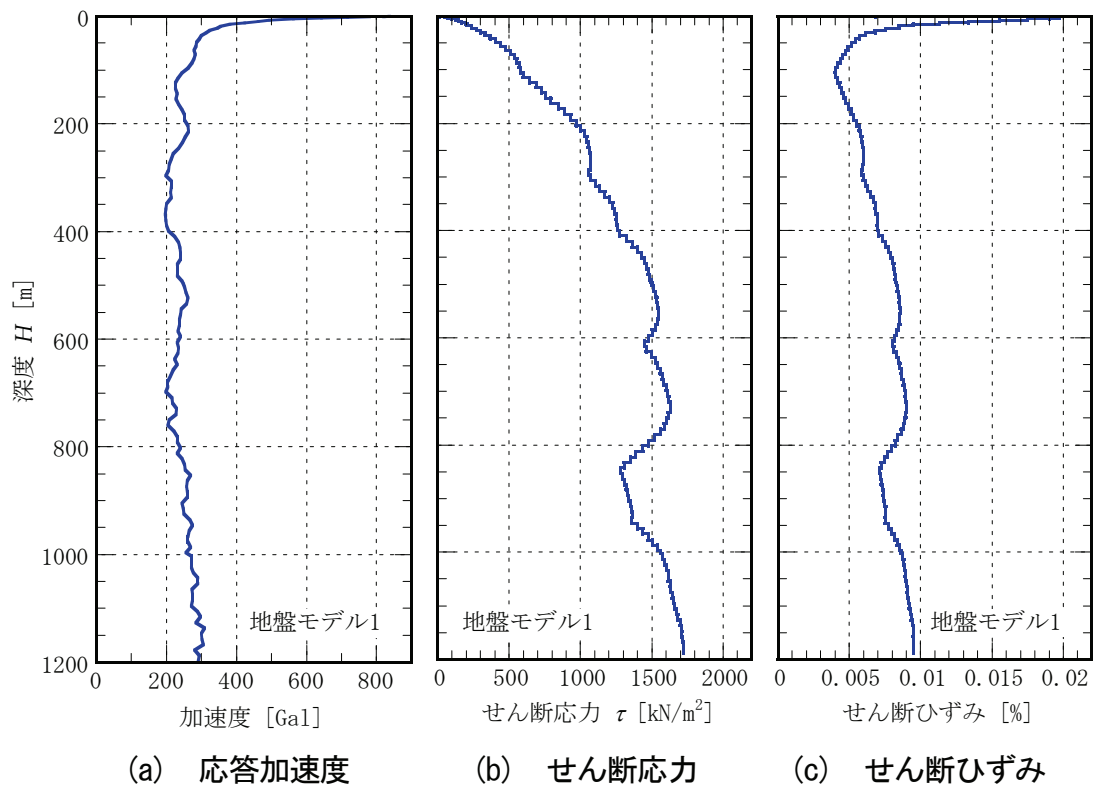
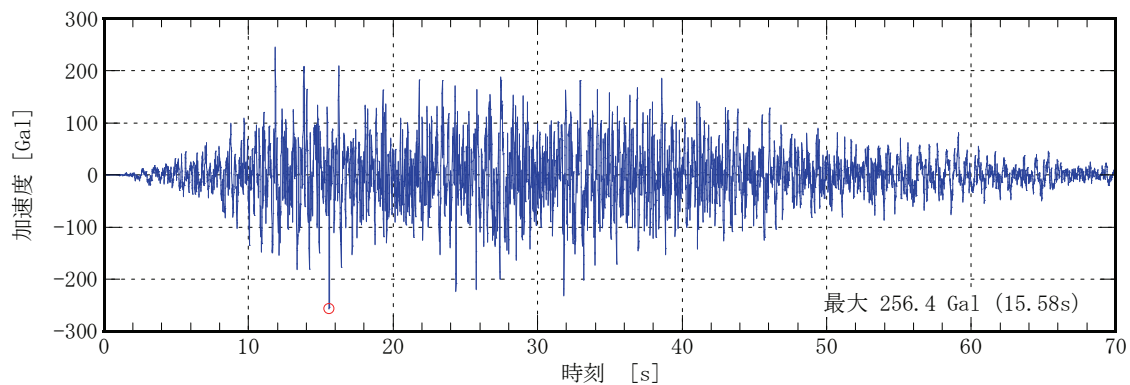
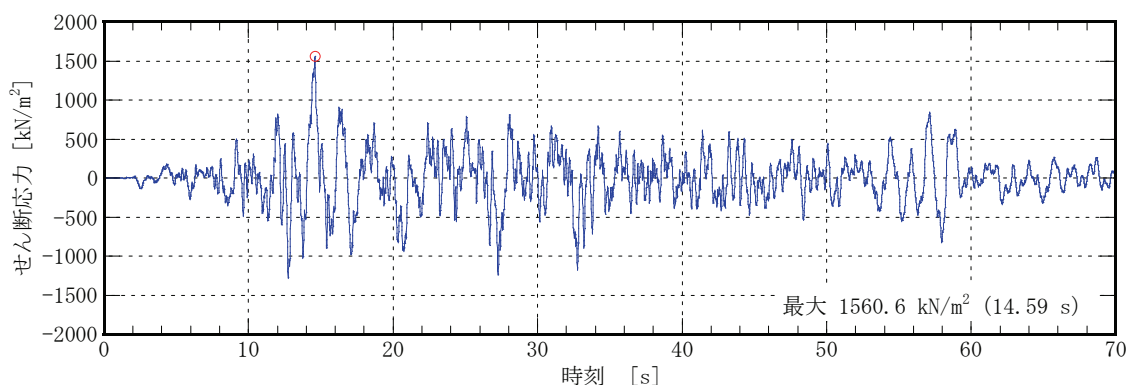


図4-7 最大応答値の深度分布，地盤モデル1，地震動A

硬岩地盤サイトでは、坑道の設置深度を 1,000m に想定して、深度 1,000m における応答加速度とせん断応力の時刻歴を、図 4-8 に示す。最大応答加速度が発生する時刻は  $t=15.58$  s であるのに対して、最大せん断応力が発生する時刻は  $t=14.59$  s であり、両者は一致していない。



(a) 加速度



(b) せん断応力

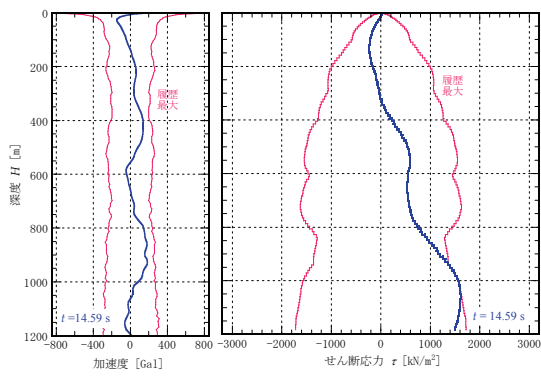
図 4-8 深度 1,000m での応答値の時刻歴, 地盤モデル 1, 地震動 A



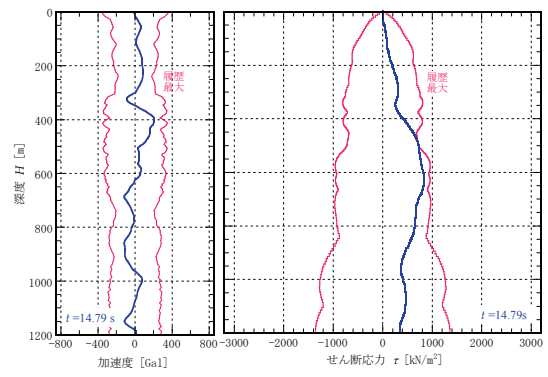
深度 1,000m においてせん断応力が最大になる時刻  $t=14.59$  s における、応答加速度とせん断応力の深度分布を図 4-9 に示す。図には、最大値の分布を正負の符号に対して示す。応答値を履歴最大値と比較すると、応答値のうち深度 1,000m 付近のせん断応力のみが最大であり、他の深度のせん断応力も加速度も最大値は別の時刻に発生している。また、加速度もせん断応力も一次の固有振動モードが卓越するような単純な応答ではなく、深度方向に複雑な分布形状を示しており、高次の固有振動モードの成分も多く含まれている。

地盤モデル 1 に対して、地震動 A の場合と同様に地震動 B と地震動 C を入力した解析結果について、深度 1,000m においてせん断応力が最大になる時刻における、応答加速度とせん断応力の深度分布についても、図 4-9 に地震動 A とあわせて示す。また、地盤モデル 2 と地盤モデル 3 に対しても、同様の結果を図 4-10 と図 4-11 に示す。なお、軟岩地盤モデルの地盤モデル 2 については、坑道の設置深度を 500m に想定して、深度 500m での最大せん断応力の発生時刻に着目した。地盤モデル 3 では、地盤モデル 1 と同じく硬岩を想定して、深度 1,000m での最大せん断応力の発生時刻に着目した。いずれの条件のもとでも、最大せん断応力の発生時刻では、応答加速度は最大にはならない。

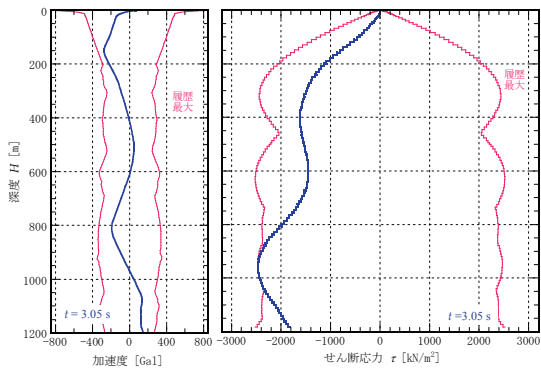
3 種類の地盤モデルと 3 種類の検討用地震動を用いて得られた解析結果から、最大せん断応力の深度分布を地盤モデルごとに図 4-12 に、同じく最大せん断ひずみの深度分布を図 4-13 に示す。最大せん断応力は、地表面から深くなるに従って徐々に増加するが、深度 200 ~ 300m 程度で一度、極大値となる。それより深いところでは、深度方向に増減が見られるが、深くなるほど徐々に増加する傾向がある。その増加量の勾配は深くなるほど緩やかである。一方、最大せん断ひずみの深度分布は、深度よりも地盤の剛性の影響を強く受けていると考えられ、せん断剛性の影響が表れている。



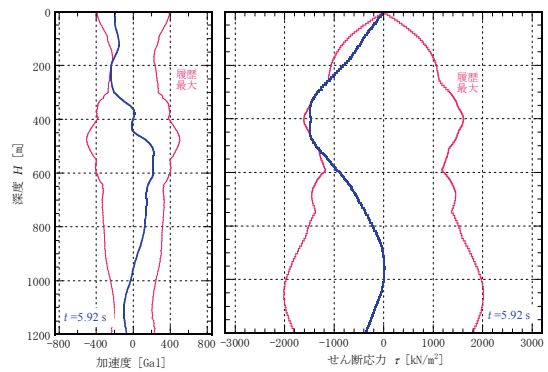
(加速度) (せん断応力)  
(a) 地震動 A, 時刻  $t=14.59$  s



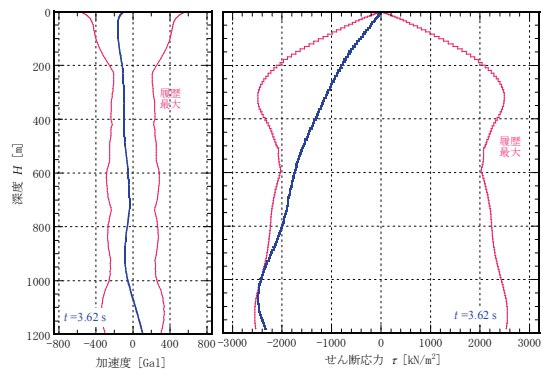
(加速度) (せん断応力)  
(a) 地震動 A, 時刻  $t=14.79$  s



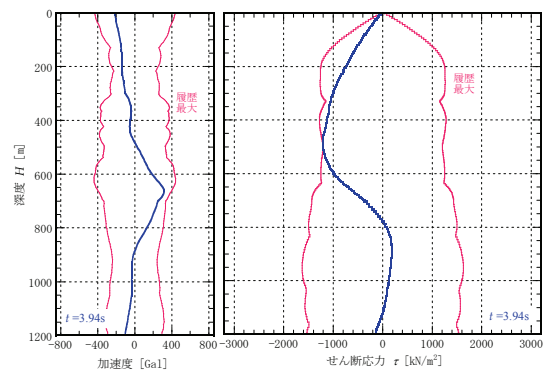
(加速度) (せん断応力)  
(b) 地震動 B, 時刻  $t=3.05$  s



(加速度) (せん断応力)  
(b) 地震動 B, 時刻  $t=5.92$  s



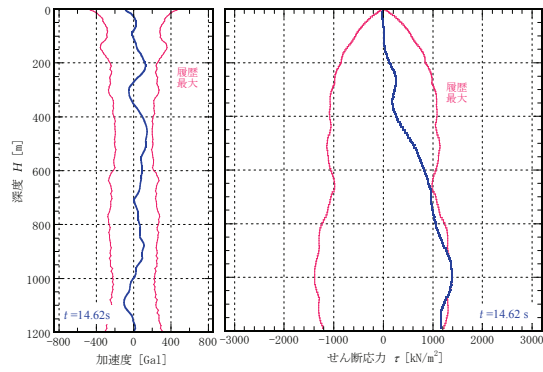
(加速度) (せん断応力)  
(c) 地震動 C, 時刻  $t=3.62$  s



(加速度) (せん断応力)  
(c) 地震動 C, 時刻  $t=3.94$  s

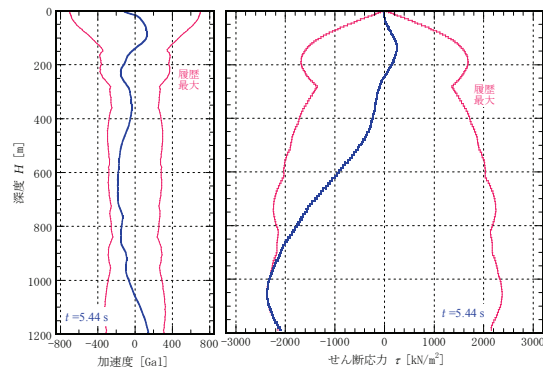
図 4-9 応答値の深度分  
(地盤モデル 1)

図 4-10 応答値の深度分布  
(地盤モデル 2)



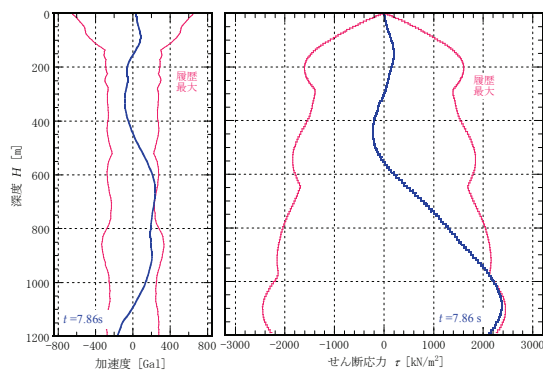
(加速度) (せん断応力)

(a) 地震動A, 時刻  $t=14.62$  s



(加速度) (せん断応力)

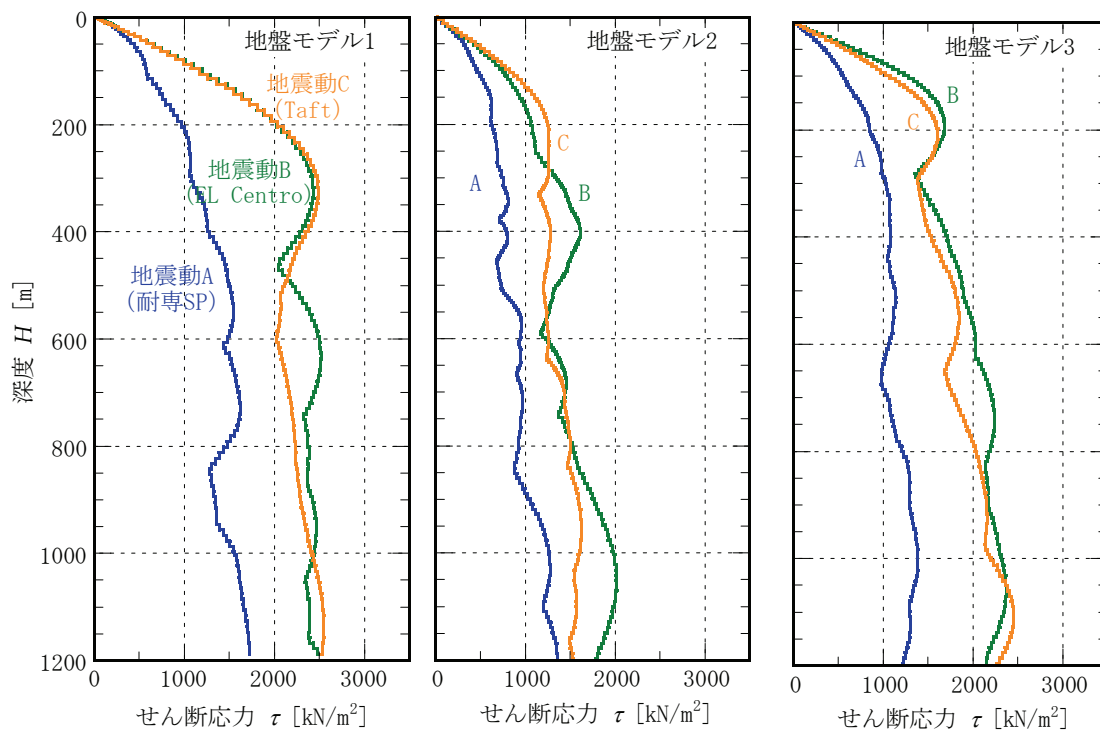
(b) 地震動B, 時刻  $t=5.44$  s



(加速度) (せん断応力)

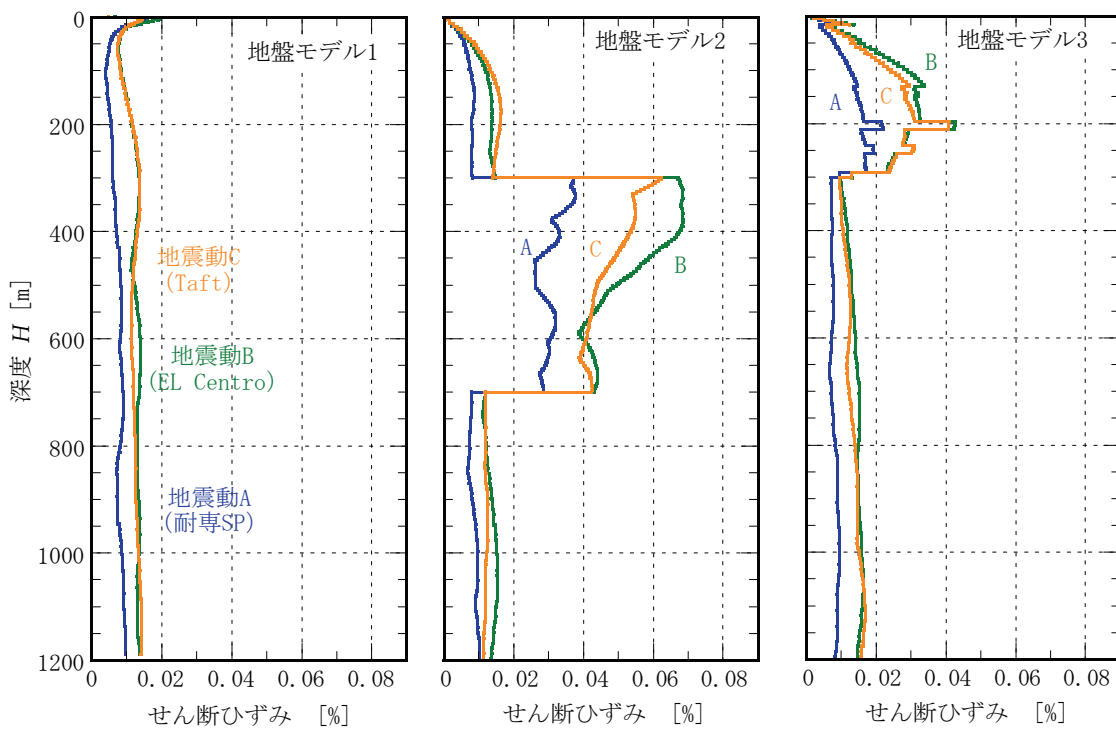
(c) 地震動C, 時刻  $t=7.86$  s

図4-11 応答値の深度分布  
(地盤モデル3)



(a) 地盤モデル1 (b) 地盤モデル2 (c) 地盤モデル3

図4-12 最大せん断応力の深度分布



(a) 地盤モデル1 (b) 地盤モデル2 (c) 地盤モデル3

図4-13 最大せん断ひずみの深度分布

#### 4.1.4 地盤の地震応答解析に基づく等価震度の算出

地下での震度低減の設定の参考とするために、先に示した自由地盤の地震応答解析で得られた結果から、等価震度を評価した。等価震度の評価方法は、最大加速度の深度分布に基づく方法や、ある着目時刻のせん断応力の深度分布に基づく方法等がある。しかし、本検討では前述のとおり地盤のせん断応力に着目しており、また、任意の深度でせん断応力が最大となる状態を想定することから、最大せん断応力の深度分布に基づく方法（日本電気協会，2008）を用いることとした。

最大せん断応力分布に基づく等価震度は、次式で算出される。

$$K_{Hi} = \frac{2(|\tau_i|_{\max} - |\tau_{i-1}|_{\max})}{h_i w_i + h_{i-1} w_{i-1}} \quad (4-1)$$

ここで、 $K_{Hi}$  :  $i$ 層における震度

$\tau_i$  :  $i$ 層のせん断応力

$w_i$  :  $i$ 層の単位体積重量

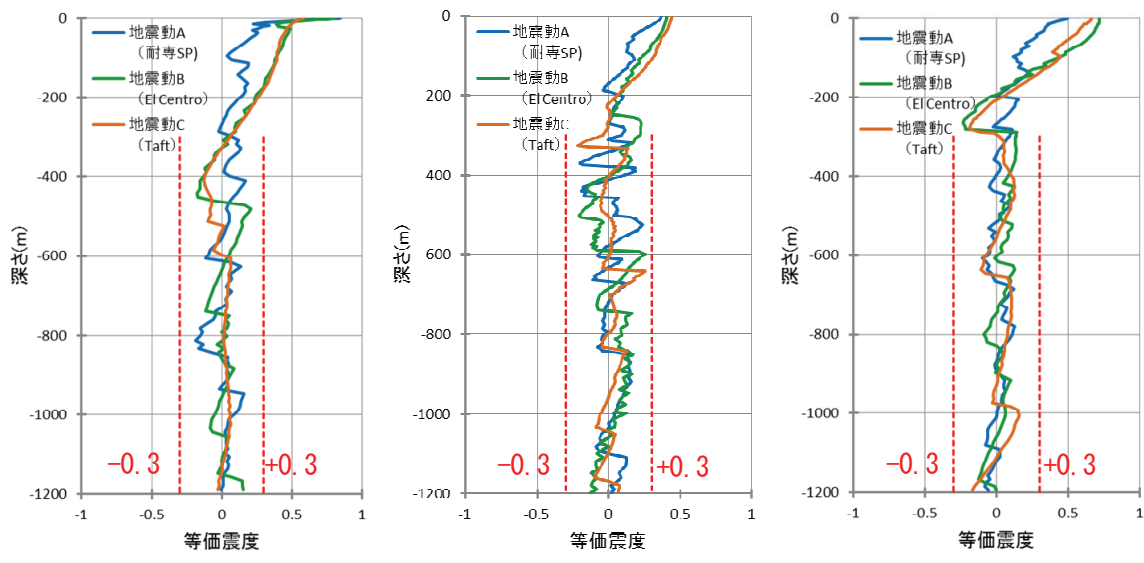
$h_i$  :  $i$ 層の層厚

評価した等価震度分布を、図 4-14 に示す。いずれの検討条件においても、等価震度は地表面で最大となり、地表面から深くなるにしたがって、深度 200~300m 程度までは、徐々に小さくなる。深度 300m より深いところでは、等価震度は±0.3 の範囲の値となる。地表面での等価震度を、表 4-6 に示す。

等価震度の分布形状に着目するために、等価震度を地表面の値で正規化した正規化等価震度を算出して、図 4-15 に示す。

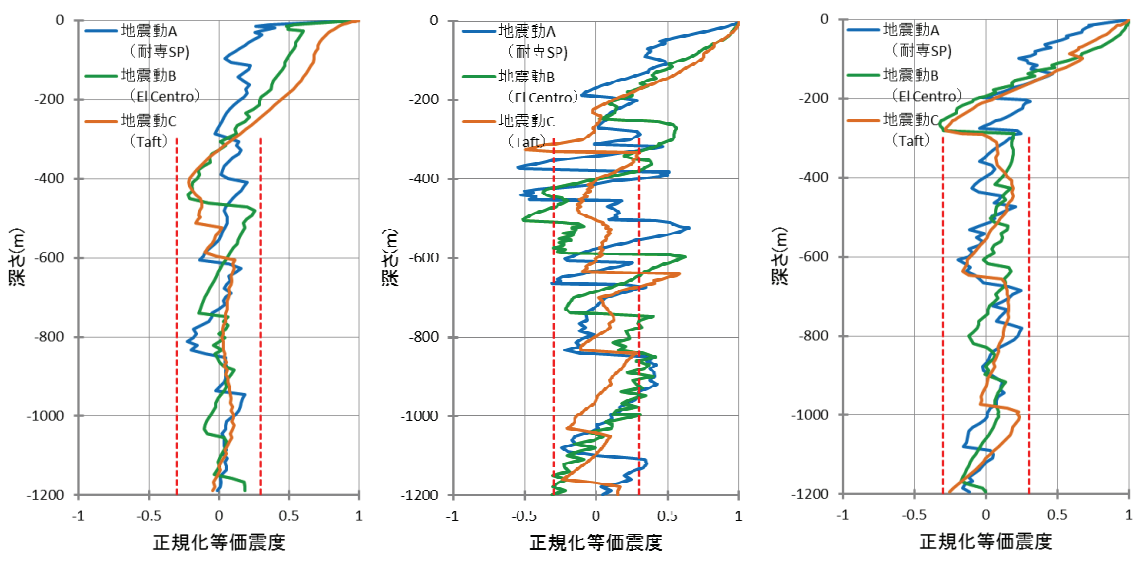
表 4-6 地表面での等価震度

地盤モデル 地震動	1	2	3
	硬岩	軟岩	IWK
A 耐専 SP 適合波	0.8507	0.3662	0.4949
B EL Centro N-S	0.8063	0.4049	0.7202
C Taft E-W	0.5833	0.4379	0.6658



(a) 地盤モデル1                      (b) 地盤モデル2                      (c) 地盤モデル3

図4-14 最大せん断応力分布を用いて評価した等価震度の深度分布



(a) 地盤モデル1                      (b) 地盤モデル2                      (c) 地盤モデル3

図4-15 等価震度を地表の値で正規化した正規化等価震度の深度分布

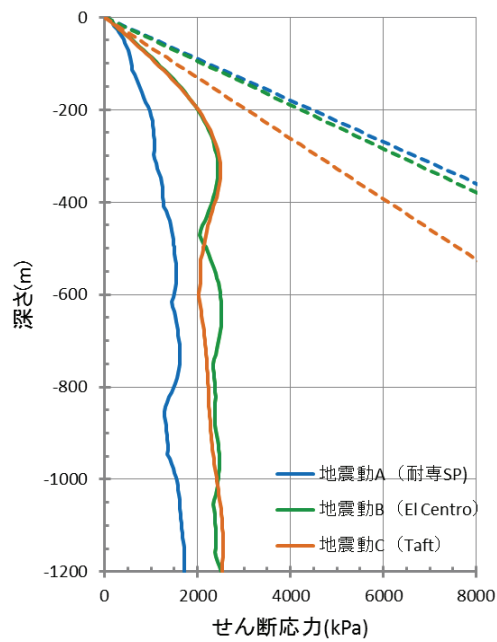
#### 4.1.5 静的震度法による地盤の最大せん断応力分布

静的地震力の評価に一様な震度分布を用いた場合と、深さ方向の低減を考慮した場合について、先に示した地盤モデルを用いて解析を行い、地盤に発生するせん断応力分布を比較して、適用性を検討した。

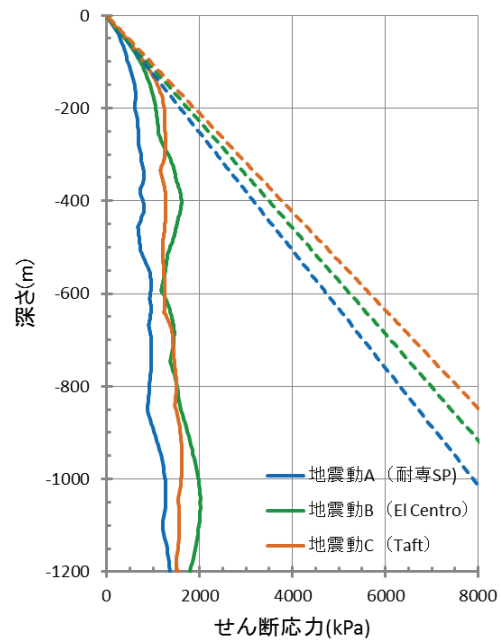
##### (1) 深さ方向に一様な震度を与えた場合

先に示した3種類の地盤モデルに対して、地表面での等価震度を一様に作用させた場合の地盤の深さ方向のせん断応力分布を、図4-16に示す。図中には比較のため、図4-12に示した地震応答解析で得られた最大せん断応力分布をあわせて示した。

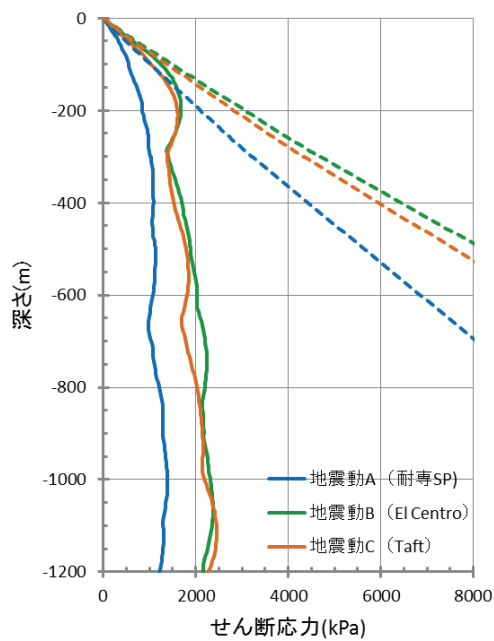
震度を深さ方向に一様な分布とした場合は、単位体積重量の分布にも依存するが、ほぼ深度に比例して増加する。その結果、地震応答解析で得られた最大せん断応力分布とは、全く異なる分布形状になっており、大深度になるほど乖離が大きくなり、せん断応力を著しく過剰に評価している。



(a) 地盤モデル1



(b) 地盤モデル2



(c) 地盤モデル3

図4-16 一様な震度を作用させた場合の地盤のせん断応力分布

注記：破線は一様な震度を作用させた場合の地盤のせん断応力分布を、

実線は地震応答解析による地盤のせん断応力分布（図4-12）を示す。



(2) 深さ方向の低減特性を考慮した震度を用いた場合

静的地震力の評価に、深さ方向の震度の低減を考慮した場合について、先に示した地盤モデルに対して検討用地震動を用いた地震応答解析で得られた地盤の最大せん断応力分布と比較した。

図 4-17 に示すように、地表面での震度を基準にして、深さ方向に震度が低減する分布形状（水平正規化震度）を用いた（電力中央研究所，1988）。そして、地表面で設定する震度を掛けて用いた。パラメータの設定方法を，表 4-7 に示す。基盤より表層の S 波速度と設計用地震動の卓越周期から，震度分布の折れ点の深度  $H_2$  を評価して，地表からその折れ点の深度までは線形で低減し，折れ点以深は一律 0.3 とするものである。

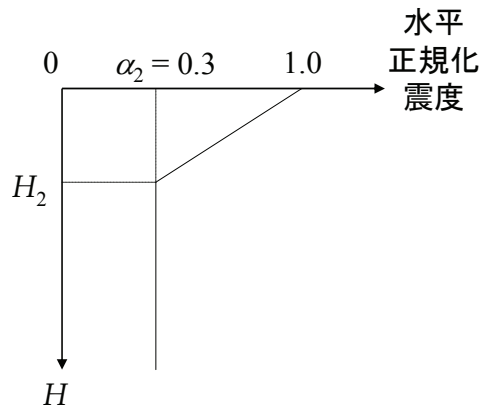


図 4-17 水平正規化震度の分布形状モデル（電力中央研究所，1988）

表 4-7 水平正規化震度のパラメータの設定方法

設定値	単位	算出方法
$H_1$	m	$\frac{1}{4}V_sT$
$H_2$	m	1.5 $H_1$ (硬岩) 1.3 $H_1$ (軟岩)
$\alpha_2$	—	0.3

$V_s$  : 基盤より表層の S 波速度 [m/s]

$T$  : 入射波の加速度応答スペクトルの卓越周期 [s]

分布形状モデルのパラメータ設定に必要となる「地盤のS波速度」と「入射波の加速度応答スペクトルの卓越周期」は、先に設定した条件に基づくものとして、水平正規化震度分布の折れ点の深度  $H_2$  を、表 4-8 のように算定した。このようにして設定した正規化震度分布を、図 4-18 に示す。

表 4-8 水平正規化震度の分布形状モデルの  $H_2$  の値 [m]

		地盤モデル	1	2	3
		表層の $V_s$ [m/s]	2,500	1,700	1,500
		硬岩・軟岩補正	1.5	1.5	1.5
地震動	卓越周期 [s]				
A 耐専 SP 適合波	0.11	103	70	62	
B EL Centro N-S	0.25	234	159	141	
C Taft E-W	0.44	413	281	248	

※ 地盤モデル2は、深度 GL-300m から GL-700m の泥岩層でS波速度が 1,000~1,200m/s であることから「軟岩モデル」と称しているが、地中震度が低下すると考えられる表層 300m 程度の範囲はS波速度が 1,400~2,000m/s の砂岩層であるので、ここでの補正は、「硬岩」と分類している。

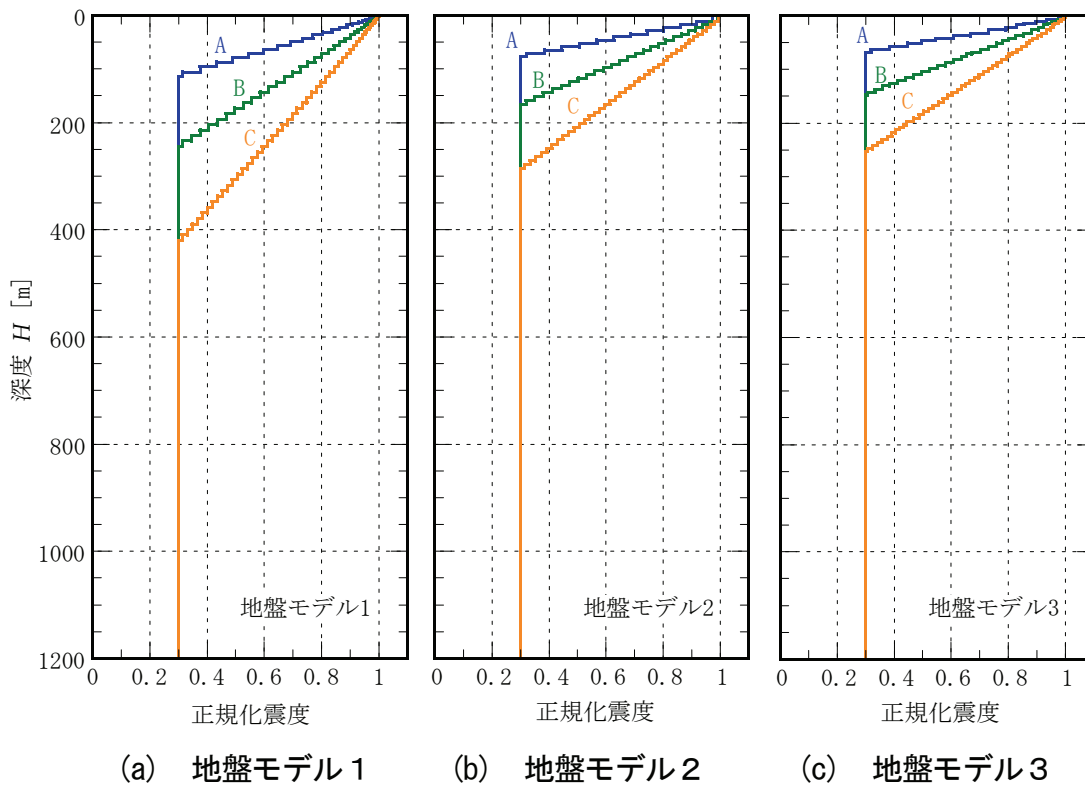


図 4-18 水平正規化震度の試算値

設定した水平正規化震度を用いて震度法解析を実施して、地盤のせん断応力分布を評価した。地表での震度を地震応答解析から評価した地表面の等価震度とした場合の解析結果を、図 4-19 に示す。図中には比較のため、図 4-12 に示した地震応答解析で得られた最大せん断応力分布をあわせて示した。深度が 200~300m 程度までの表層の浅い部分では、地震応答解析の結果とよく対応しているが、300m 以深では過大な評価になっており、深度が増すほど差が大きい。

深部の水平正規化震度  $\alpha_2$  は、0.3 である。一方で、図 4-15 に示した正規化等価震度分布において、深度 300m 以深の平均値を算定して、表 4-9 に示す。深部の正規化等価震度の平均値は最大でも 0.08 であり、水平正規化震度  $\alpha_2 (=0.3)$  の約 1/4 である。

深部の等価震度の平均値を適用した場合の、最大せん断応力分布を図 4-20 に示す。

深度 300m 以深の等価震度の平均値であることから、地震応答解析の結果とよく対応している。しかし、必ずしも地震応答解析の結果より大きな値になる安全側評価とならないので注意が必要である。

表 4-9 地震応答解析結果から評価した深度 300m 以深の  
正規化等価震度の平均値

地震動	地盤モデル		
	1 硬岩	2 軟岩	3 IWK
A 耐専 SP 適合波	0.033	0.080	0.019
B EL Centro N-S	0.007	0.050	0.049
C Taft E-W	0.003	0.033	0.061

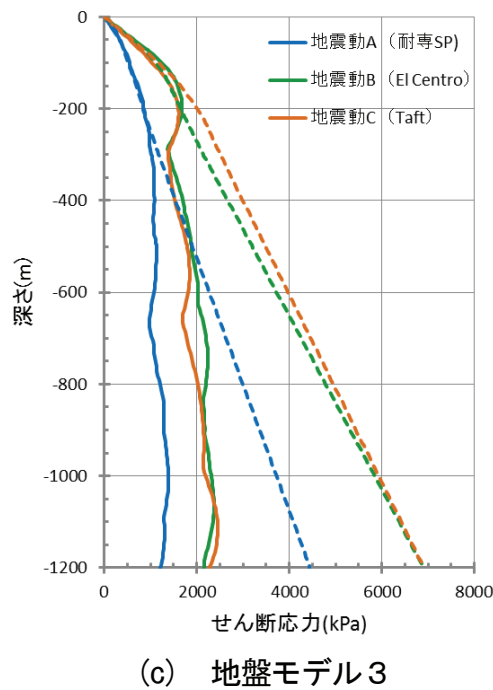
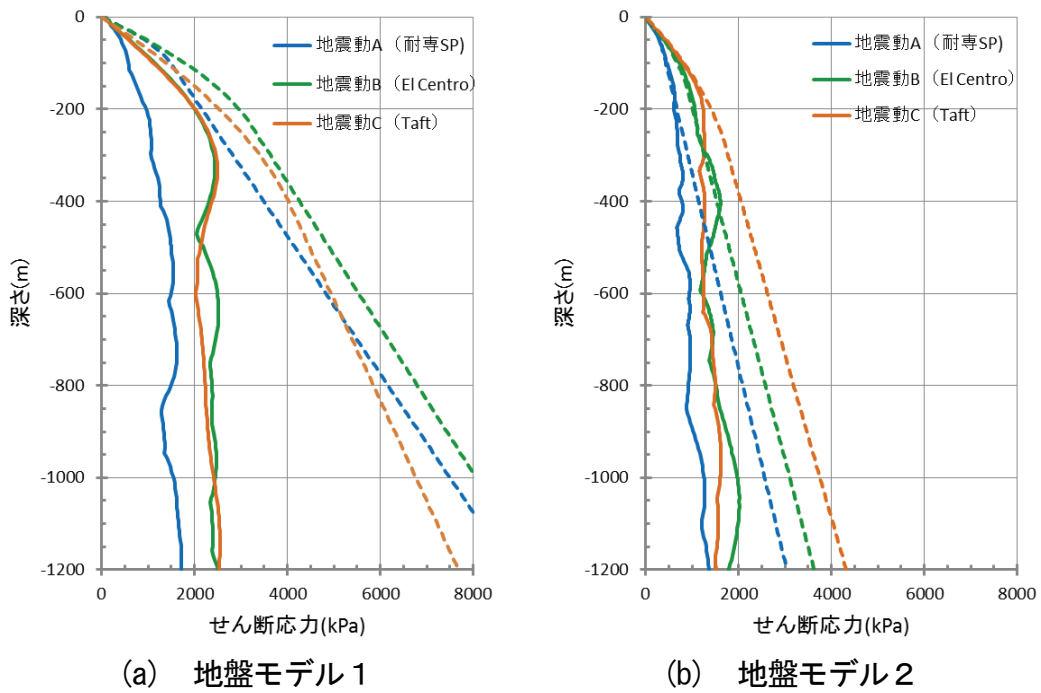


図 4-19 深さ方向の低減を考慮した震度に基づくせん断応力の深度分布  
 注記：破線は深さ方向の低減を考慮した震度を作用させた場合の  
 地盤のせん断応力分布を、  
 実線は地震応答解析による地盤のせん断応力分布（図 4-12）を示す。

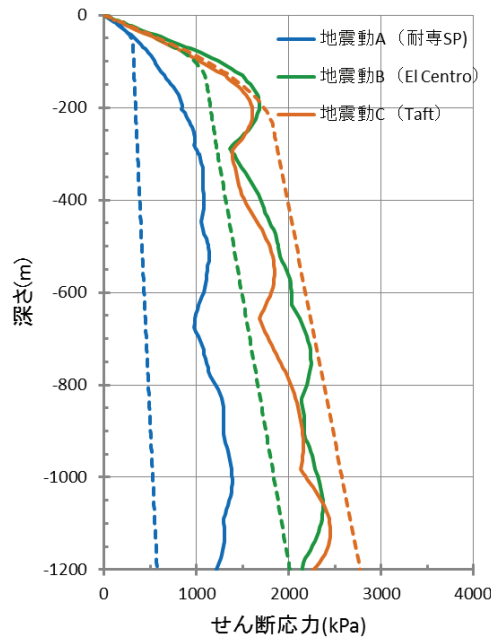
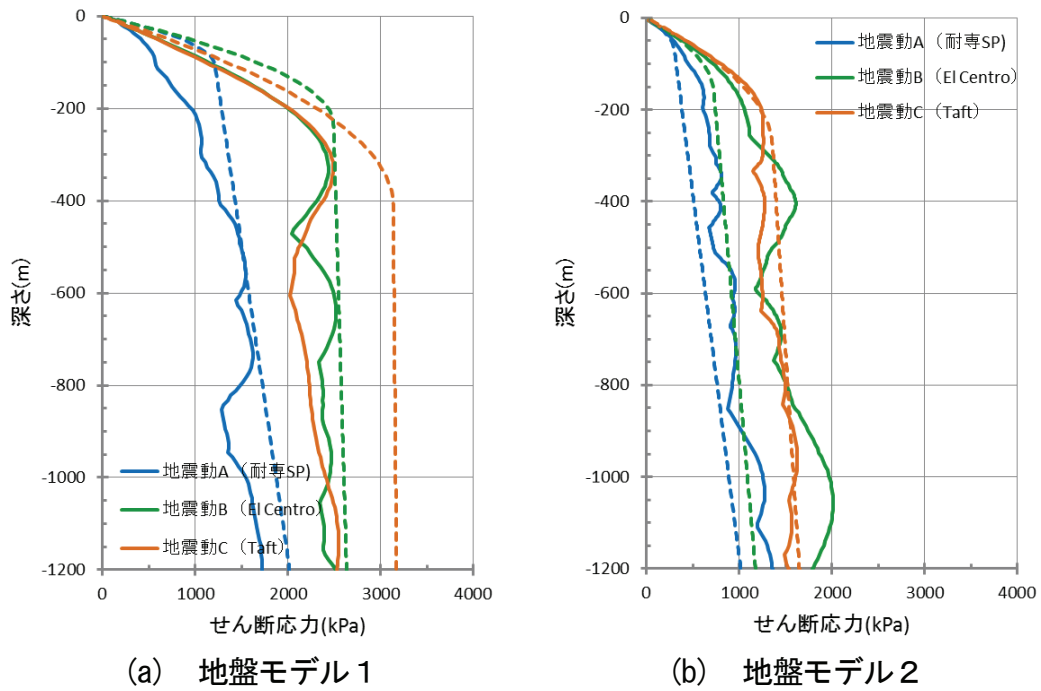


図 4-20 深部の等価震度の平均値を適用した場合のせん断応力の深度分布

注記：破線は深さ方向の低減を考慮した震度を作用させた場合の地盤のせん断応力分布を、

実線は地震応答解析による地盤のせん断応力分布（図 4-12）を示す。

#### 4.1.6 考察

地下深部に設置される地層処分施設の地下施設を対象とした耐震性評価にあたり、静的解析によって応答値を算出する際に、地下の低減を考慮した静的震度分布を与えたモデルの適用性について検討した。その結果、深さ方向の震度の分布を、地上構造物と同様な一様震度分布とした場合には、地震応答解析の結果と比較して地盤に発生するせん断応力を著しく過大に評価する不合理な結果になることを確認した。

一方、電力中央研究所(1988)による、深さ方向に震度を低減する方法については、一様震度分布の場合に比べて改善されたものの、300m 以深の大深度に適用しようとする、依然として過大評価になっていると判断できる。低減した震度分布はばらつきをほぼ包絡するような保守的な値であること、当時の検討に用いた観測記録等のデータが、深度 300m 程度までの地盤を対象としており、地層処分施設の地下施設が設置される大深度は対象になっていないことなどが過大評価となった原因と考えられる。

## 4.2 観測記録を用いた地震応答解析に基づく検討

第2章では、KiK-netの地震観測記録を用いて、観測地点の一次元地盤モデルについて一次元地震応答解析結果と観測記録との比較検討を行った。本検討では、その際の地震応答解析で得られた最大せん断応力分布を用いて、前節の検討と同様に、正規化等価震度分布の計算を試みた。モデル地盤による机上検討である前節の検討に対して、実際の地震観測記録に基づくデータと観測地点の地盤モデルを用いることにより、信頼性の向上を図ろうとするものである。

### 4.2.1 検討に用いた地震観測記録と検討結果

検討に用いた地震観測記録を表4-10に、観測された地震動の加速度応答スペクトルを図4-21に示す。また、深さ方向の震度の低減において、地震動の卓越周期と地盤のS波速度を用いて算定した水平正規化震度分布の折れ点の深度 $H_2$ を、表4-11に示す。

それぞれの地震観測記録に対応した解析で得られた結果から、最大せん断応力分布を用いて等価震度分布を評価した。それを地表面の等価震度で正規化した正規化等価震度と、震度の低減を考慮した水平方向正規化震度を比較した結果を、図4-22から図4-30に示す。正規化等価震度の分布は、深部ほど小さくなっている傾向があり、水平正規化震度の折れ点以深では0.3より十分小さく、より合理的な評価が可能になるものと考えられる。

表 4-10 検討に用いた地震観測記録

番号	観測点(KiK-net)		地震
	名前	記号	
1	山方	IBRH16	東北地方太平洋沖 (2011.03.11, 14:46)
2	山方	IBRH16	宮城県沖 (2011.04.07, 23:32)
3	山方	IBRH16	福島県浜通り (2011.04.11, 17:16)
4	ひたちなか	IBRH18	東北地方太平洋沖 (2011.03.11, 14:46)
5	ひたちなか	IBRH18	福島県浜通り (2011.04.11, 17:16)
6	小野田	MYGH05	東北地方太平洋沖 (2011.03.11, 14:46)
7	小野田	MYGH05	宮城県沖 (2011.04.07, 23:32)
8	三原	HRS01	芸予 (2001.03.24, 15:28)
9	玄海	FKOH09	福岡県西方沖 (2005.03.20, 10:53)

表 4-11 水平正規化震度分布の折れ点の深度

番号	観測点(KiK-net)		地震	平均 S波速度* [m/s]	卓越 周期 [s]	硬岩 軟岩 補正	$H_2$ [m]
1	山方	IBRH16	東北地方太平洋沖	1,400	0.25	1.5	131
2	山方	IBRH16	宮城県沖	1,400	0.23	1.5	121
3	山方	IBRH16	福島県浜通り	1,200	0.10	1.5	45
4	ひたちなか	IBRH18	東北地方太平洋沖	1,300	0.16	1.5	78
5	ひたちなか	IBRH18	福島県浜通り	480	0.14	1.3	22
6	小野田	MYGH05	東北地方太平洋沖	330	0.17	1.3	18
7	小野田	MYGH05	宮城県沖	330	0.13	1.3	14
8	三原	HRS01	芸予	400	0.15	1.3	20
9	玄海	FKOH09	福岡県西方沖	410	0.16	1.3	21

\*地表面から  $H_2$  までの平均S波速度の概算



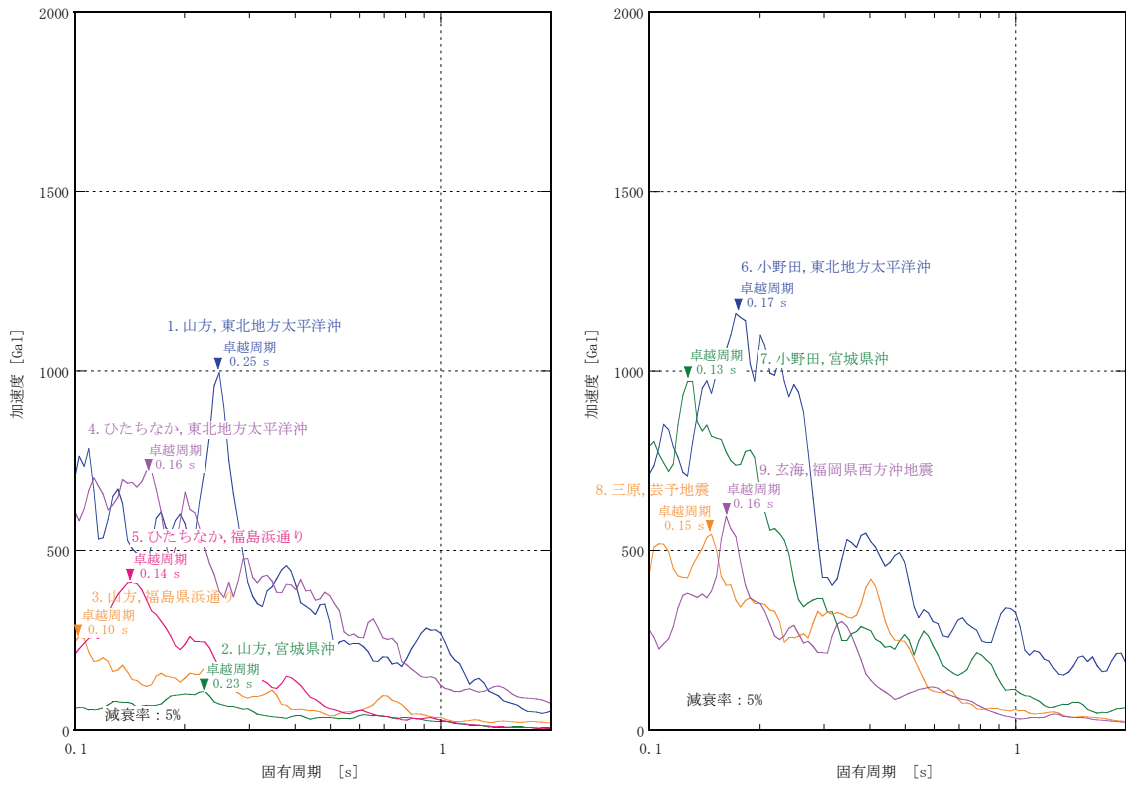


図 4-21 観測された地震動の加速度応答スペクトル

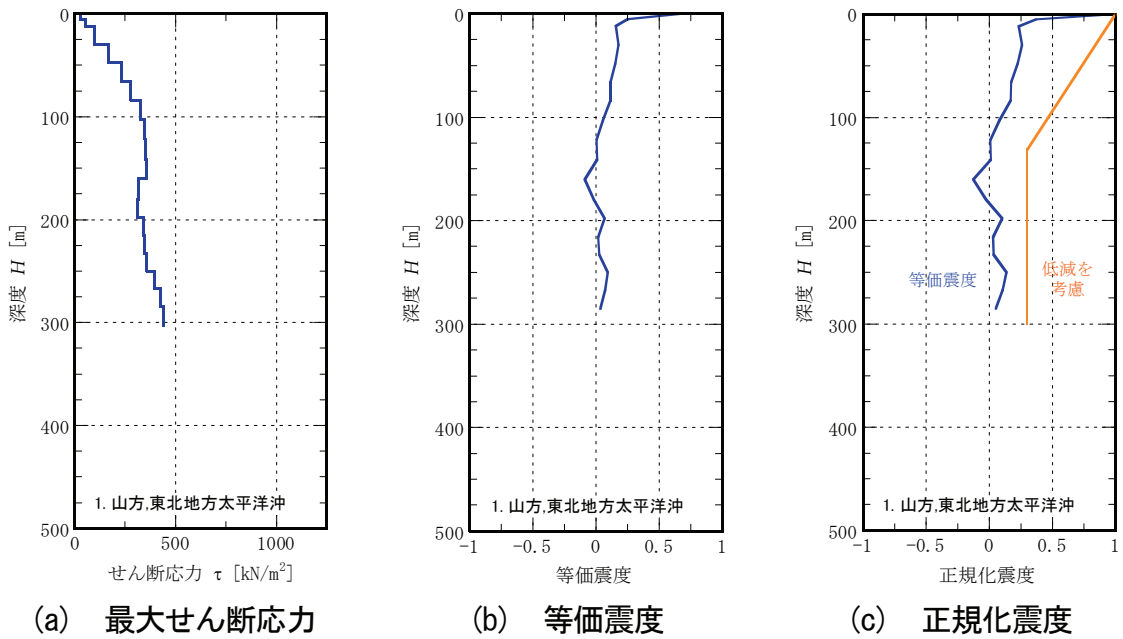


図 4-22 地盤の地震応答解析結果 (山方, 東北地方太平洋沖)

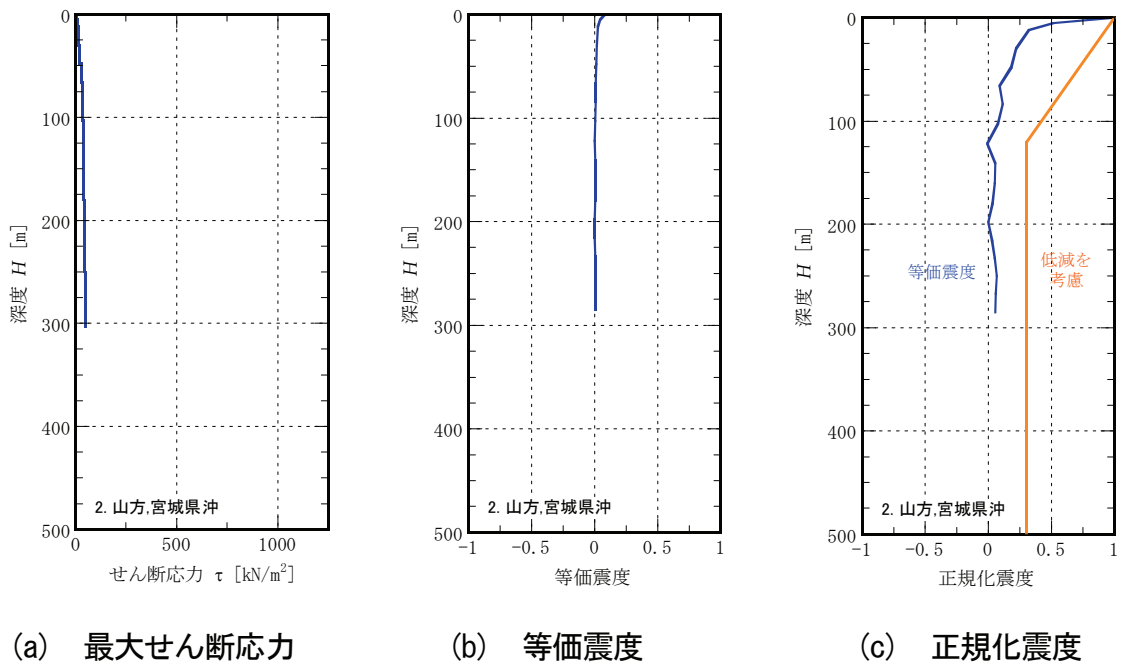


図 4-23 地盤の地震応答解析結果 (山方, 宮城県沖)

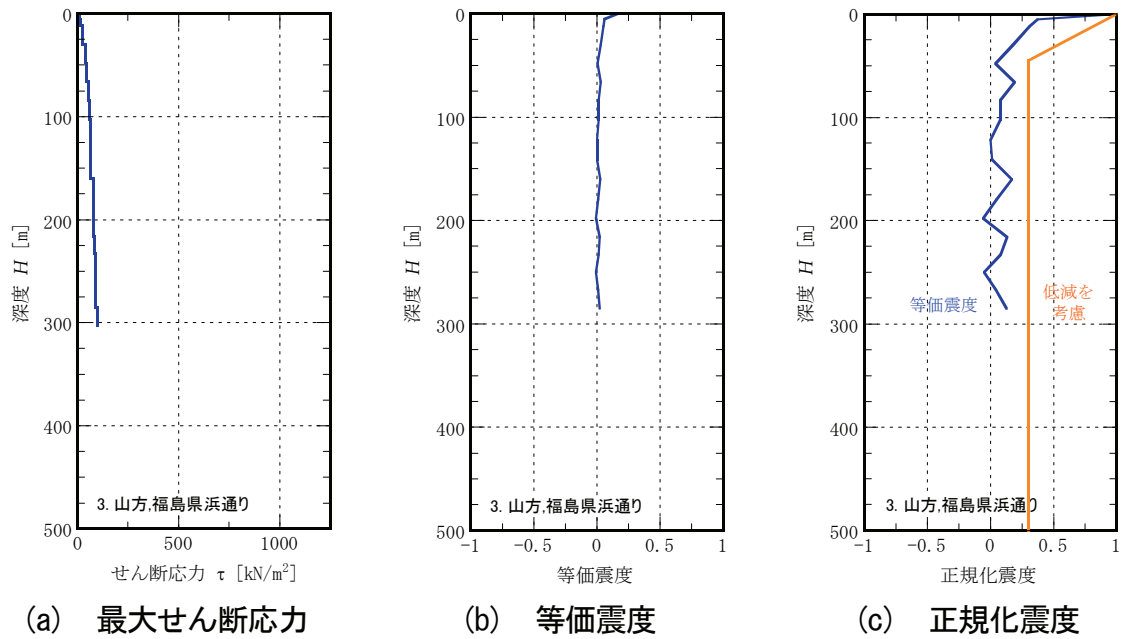


図 4-24 地盤の地震応答解析結果 (山方, 福島県浜通り)

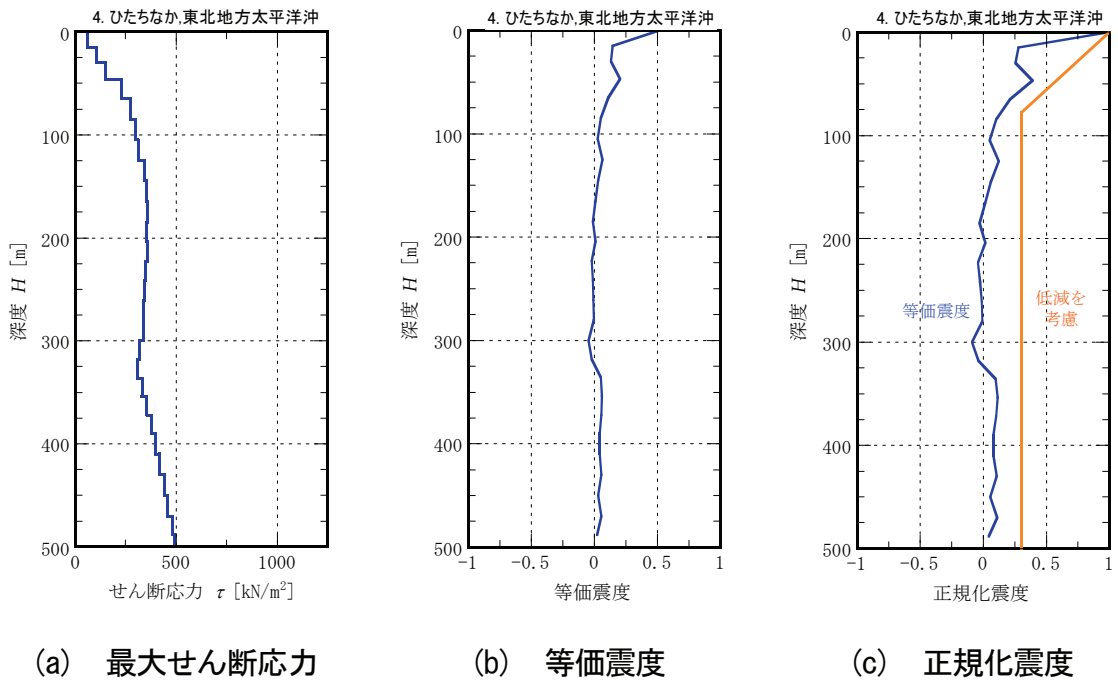


図 4-25 地盤の地震応答解析結果 (ひたちなか, 東北地方太平洋沖)

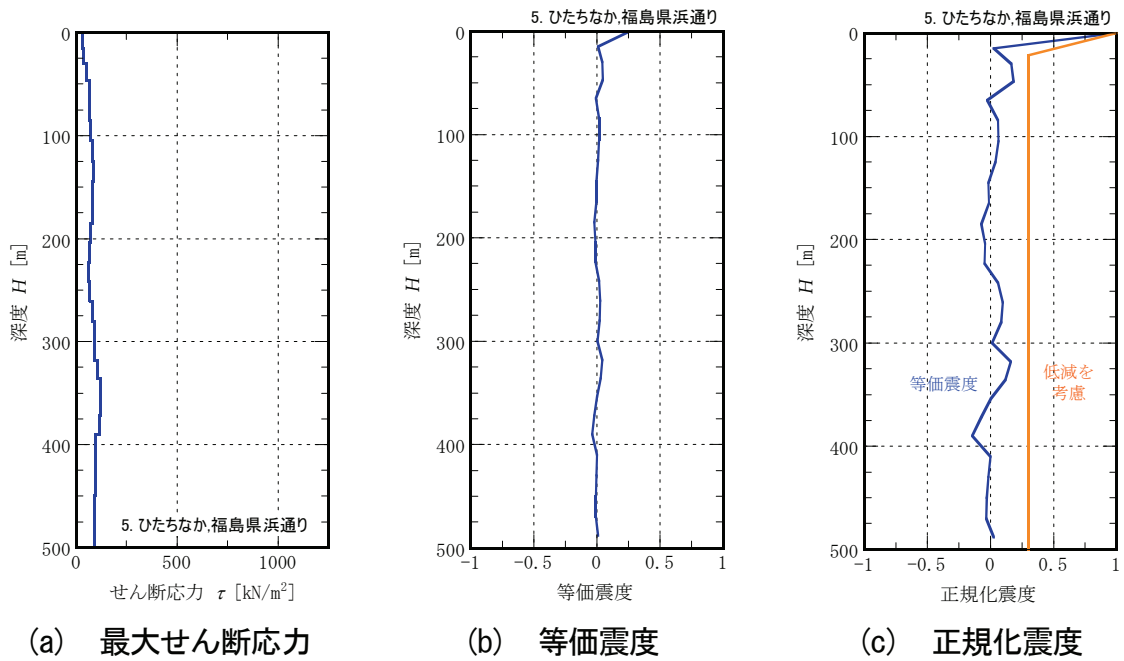


図 4-26 地盤の地震応答解析結果（ひたちなか，福島県浜通り）

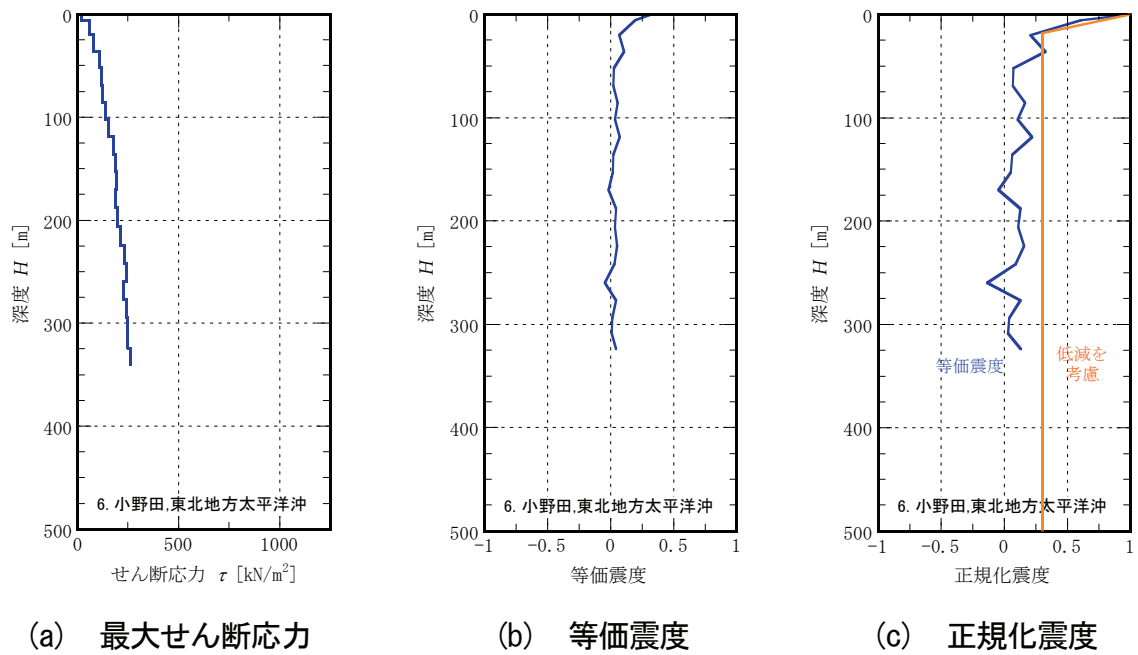


図 4-27 地盤の地震応答解析結果（小野田，東北地方太平洋沖）

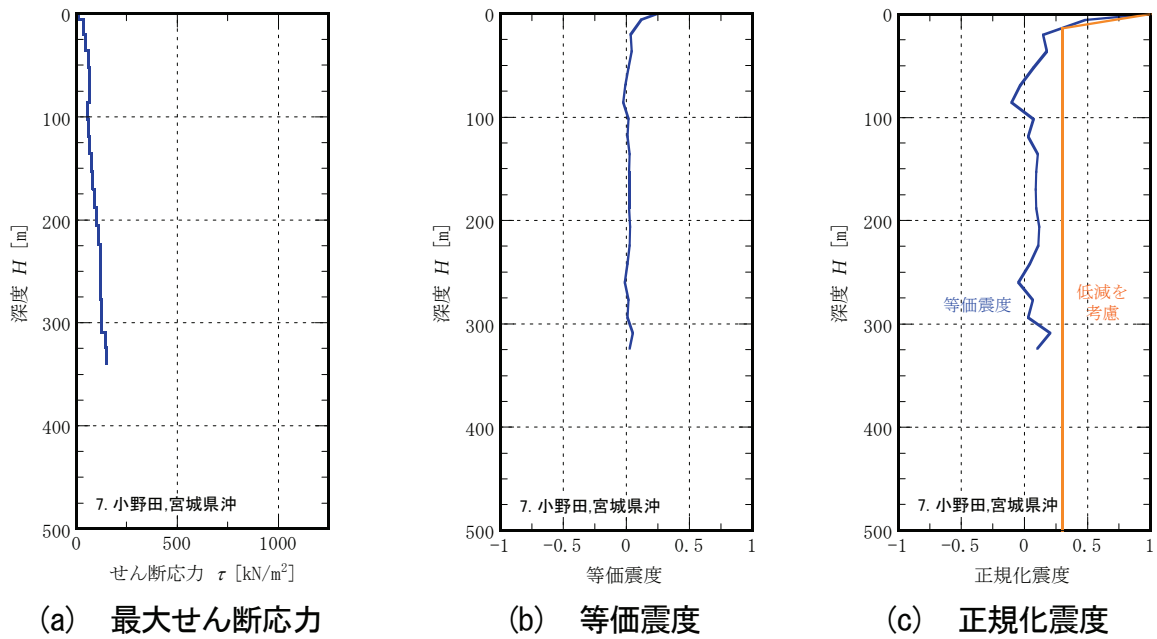


図 4-28 地盤の地震応答解析結果 (小野田, 宮城県沖)

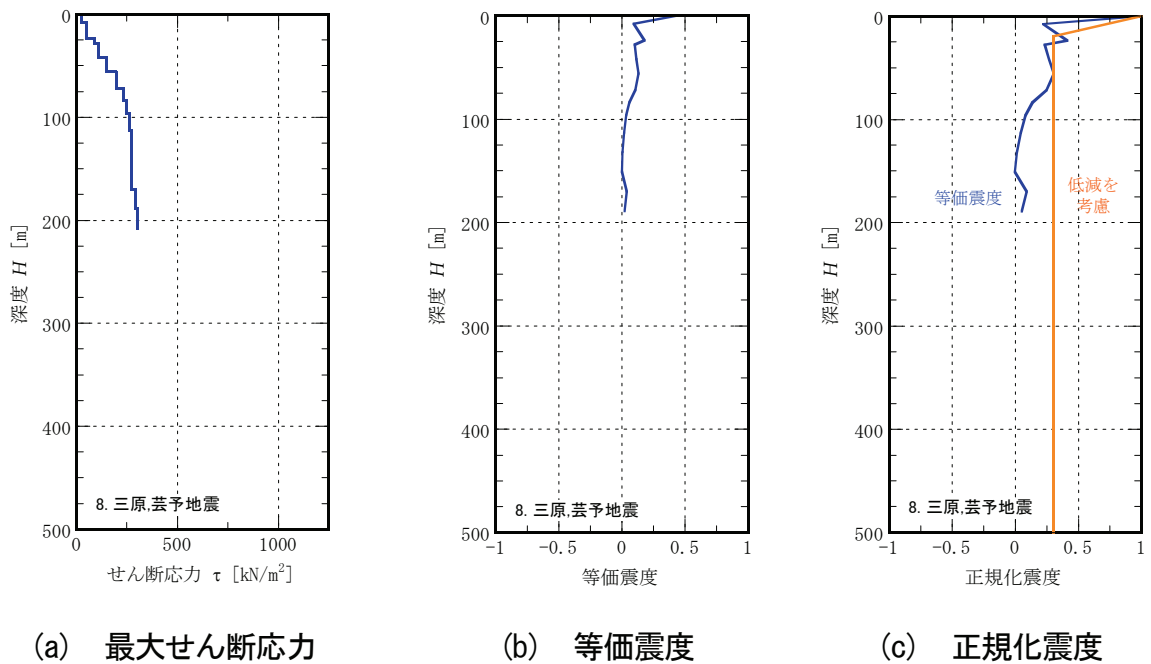


図 4-29 地盤の地震応答解析結果 (三原, 茨予)

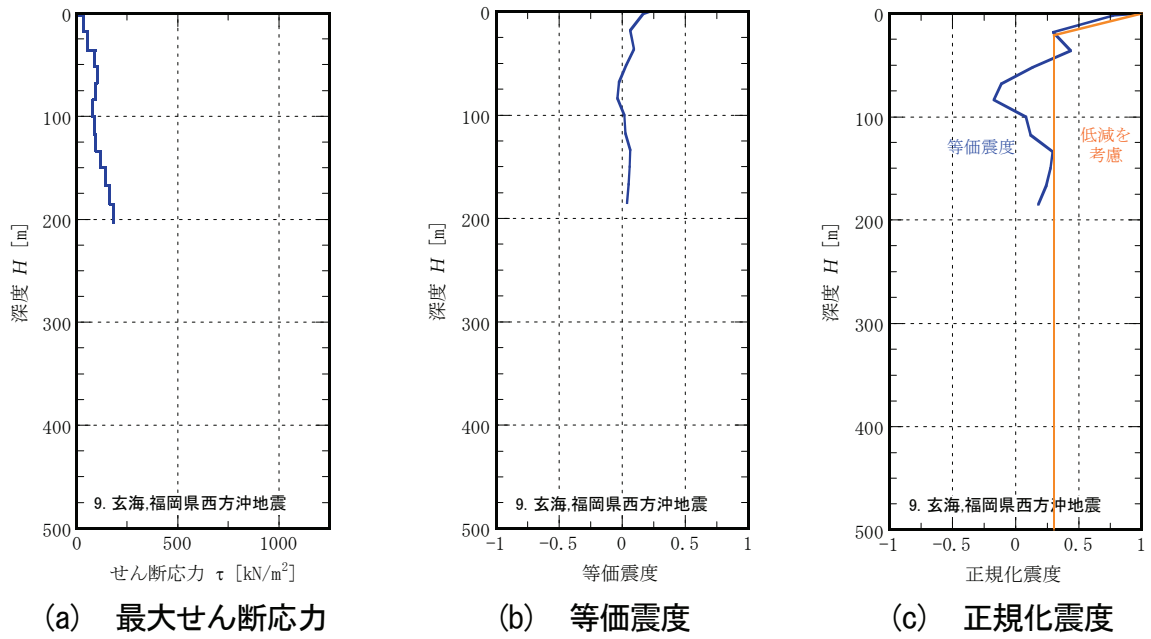


図 4-30 地盤の地震応答解析結果 (玄海, 福岡県西方沖)

### 4.3 まとめ

地下深部に設置される地層処分施設の地下施設を対象とした耐震性評価にあたり、静的解析によって応答値を算出する際に、地下の低減を考慮した静的震度分布を与えたモデルの適用性について検討した。深さ方向の震度の分布を、地上構造物と同様な一様震度分布とした場合には、地震応答解析の結果と比較して地盤に発生するせん断応力を著しく過大に評価する不合理な結果になることを確認した。

一方、電力中央研究所(1988)による、深さ方向に震度を低減する方法については、一様震度分布の場合に比べて改善されたものの、300m以深の大深度に適用しようとする、依然として過大評価になっていると判断できる。低減した震度分布はばらつきをほぼ包絡するような保守的な値であること、当時の検討に用いた観測記録等のデータが、深度300m程度までの地盤を対象としており、地層処分施設の地下施設が設置される大深度は対象になっていないことなどが過大評価となった原因と考えられる。

さらに検討を進めることで、最近のKiK-netのデータを用いた検討結果が示すように、より合理的な評価が可能になるものと考えられる。すなわち、地下深部の地震観測記録や数値解析を実施してデータを収集し、震度の低減の精度を高めるための検討が重要である。

ただし、実際に耐震性評価に適用するには、次のような課題がある。

- ・ 水平正規化震度の折れ点の深度の算出に地震動の卓越周期が必要となるため、適切な地震動のスペクトルを想定する必要がある。例えば、原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG-4601-2008) (日本電気協会, 2008) に示されている「震源を特定せず策定する地震動」の応答スペクトル (図4-31) を参考にすることも考えられる。
- ・ 折れ点以深の水平震度は、耐震重要度に応じて差別化することが合理的であるが、適切な考え方がない。地上施設では、地震層せん断力係数 $C_1$ に、重要度分類に応じた係数として、Sクラスの施設に対しては3.0以上を、Bクラスおよび、Cクラスには、それぞれ1.5以上、1.0以上と定められている。

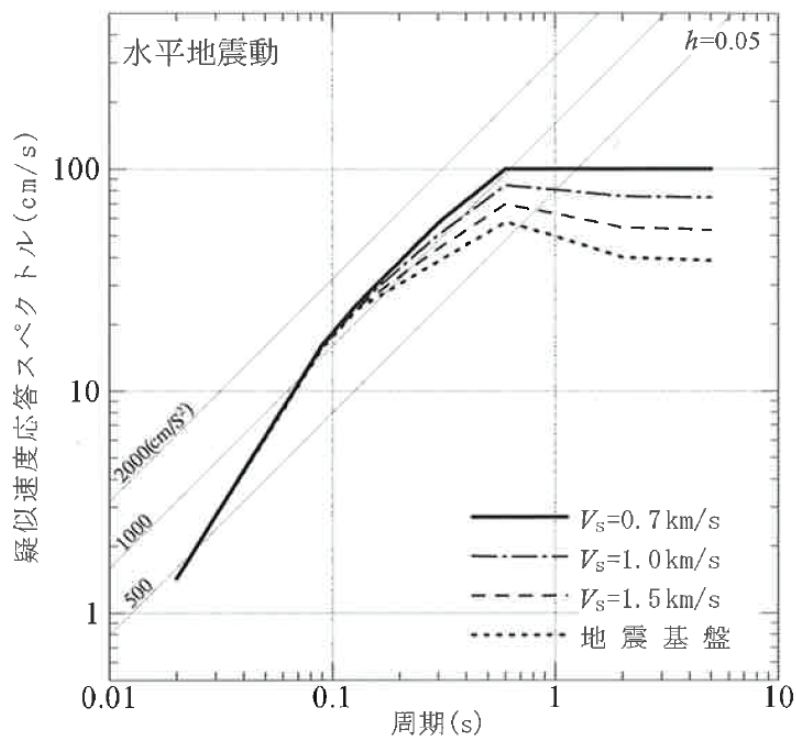


図 4-31 「震源を特定せず策定する地震動」の応答スペクトル



## 第5章 2011年東北地方太平洋沖地震の観測波を用いた耐震性評価

地層処分施設における処分坑道の耐震性については、概略検討の成果として技術報告書「地層処分施設の耐震性評価」(NUMO, 2011) (以下「技術報告書」) を公表した。2011年東北地方太平洋沖地震による甚大な被害、原子力発電所の事故状況等を踏まえ、想定すべき事象とその対策に関して必要な情報収集及び分析の一環として、東北地方太平洋沖地震で観測された地震波を用いて処分坑道の耐震性について検討した。

技術報告書では、建設サイトが特定されていないため、マグニチュード： $M_j=8.0$ 、等価震源距離： $X_{eq}=25\text{km}$  に相当する耐専スペクトルに基づき作成した地震動 (以下、検討用地震動という) を用いて耐震性評価を実施した。ここでは、東北地方太平洋沖地震の際に観測された地震波を用いて処分坑道の地震応答解析を実施し、検討用地震動による解析結果と比較した。

### 5.1 入力地震動

入力地震動は、東北地方太平洋沖地震における K-NET, KiK-net の観測波から選定した。選定対象の地震観測地点位置を、図 5-1 に示す。地表付近の増幅の影響が小さいと考えられる地震波と、観測地点の地盤剛性が高い地震波の中から、振幅の大きな地震波を選定した。その際の考え方について以下に示す (図 5-2)。

観測値の詳細な地盤条件や地震時における地盤の非線形の程度が明確でないため、観測波をそのまま入力波として用いることとし、剛性の高い地盤 (概ね  $V_s=2,000\text{ m/s}$  以上) で観測された地震波を選定した。但し、地表で観測された地震波については、剛性の高い地盤より表層での増幅の影響が小さいと考えられる地震波を選定した。

観測地点が地表面である場合、地表面での地震記録 (2E) をそのまま入力地震動 (2E) とした。そのため、岩盤が地表面近くまで存在しており、表層地盤における地震動の増幅の影響が小さいと考えられる地点の観測波を、入力地震動として選定した。地震波が表層地盤で増幅する様子を概念的に、図 5-3 に示す。

K-NET の観測記録のうち、地表面における水平方向の最大加速度が大きい 20 記録を、入力地震動の選定候補とした。表 5-1 に、K-NET の候補一覧を示す。

KiK-net の地中観測点は地中深くに設置されており、地表面からの反射波が小さいと考えられることから反射波を無視 ( $F=0$  と仮定) し、地中の地震記録 (E+F) の 2 倍を検討用地震動 (2E) とした。そのため、地盤剛性が高い観測地点の地中観測波を、入力地震動として選定した。

KiK-net の観測記録のうち、地中観測点における水平方向の最大加速度が大きい 10 記録を、入力地震動の選定候補とした。表 5-2 に、KiK-net の候補一覧を示す。

以上より、K-NET からは「牡鹿」の観測記録を入力地震動の候補とし、KiK-net の観測記録からは、「都路」、「岩瀬」の観測記録を入力地震動の候補とした。

図 5-4 に選定した K-NET 牡鹿観測波等の候補波と NUMO-TR 検討用地震動（技術報告書で用いた地震動）の応答スペクトルの比較を示す。

牡鹿(NS)を除く候補波の周期成分がほぼ同じであること、牡鹿(NS)の最大加速度が最も大きいこと、さらに、牡鹿観測地点は震源から最も近いことを考慮した結果、K-NET 牡鹿(NS, EW)（2成分ともに）の観測波を耐震解析の入力用地震動とした（表 5-3, 図 5-5, 図 5-6）。

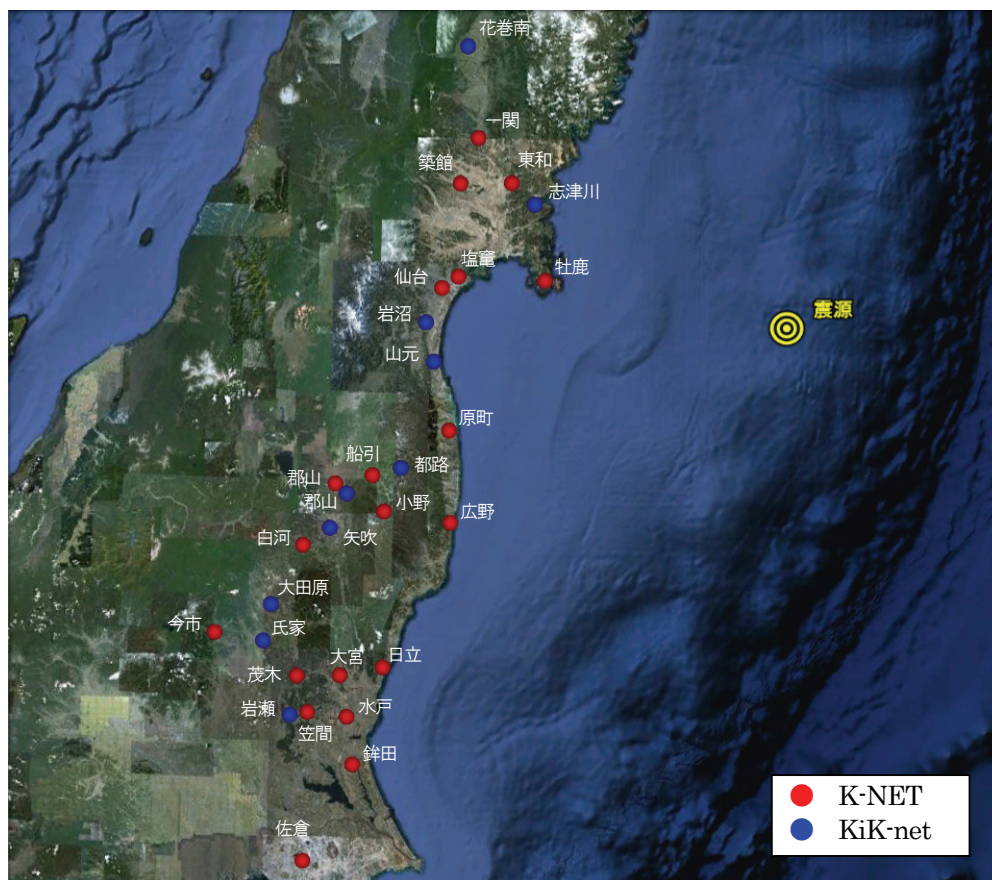


図 5-1 選定対象の地震観測地点位置図

【K-NETの場合】

地表面での地震記録(2E)をそのまま検討用地震動(2E)とする  
 → 岩盤が地表面近くまで存在しており、表層地盤における地震動の増幅が小さいと考えられる観測波を選定

【KiK-netの場合】

地中の地震記録(E+F)の2倍を検討用地震動(2E)とする  
 → KiK-netは観測点が深く、地表面からの反射波が小さいと考えられることから  $F \approx 0 \therefore (E+F) \times 2 \approx 2E$   
 → 地表面からの反射波が小さいと仮定しているため、観測点の地盤剛性が高い観測波を選定

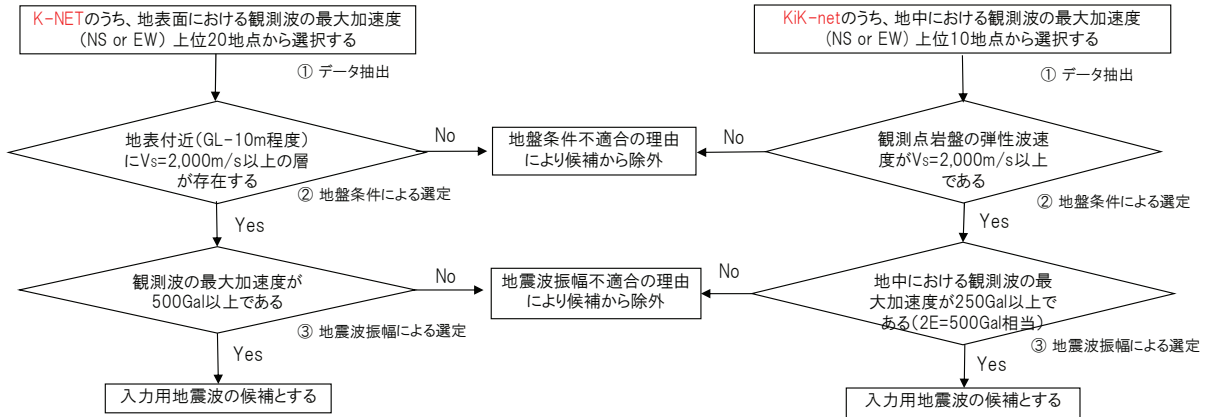
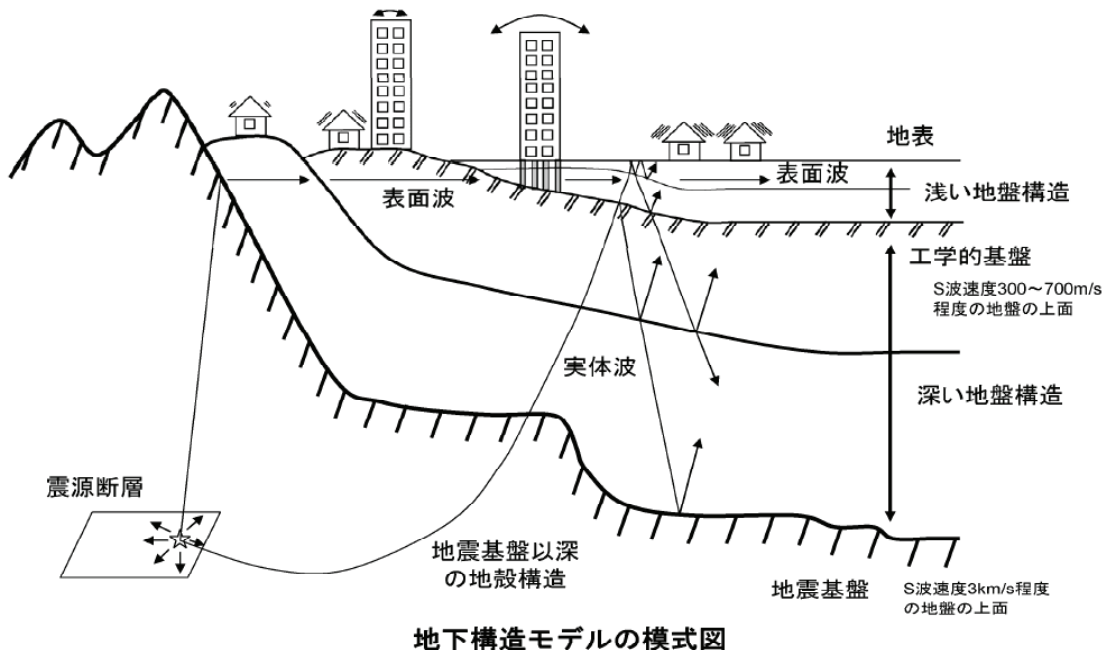


図 5-2 入力地震動の選定フロー



地下構造モデルの模式図

図 5-3 地震波の表層地盤での増幅イメージ (地震調査委員会, 2009)

表 5-1 選定対象地点 (K-NET)

計測地点	地名 <small>観測点--&gt; 北緯 東経</small>	K-NET																			
		筑館 <small>(MYG24)</small> <small>(MYG22)</small>	塩竈 <small>(BR03)</small> <small>(MYG12)</small>	日立 <small>(BR03)</small> <small>(MYG13)</small>	仙台 <small>(BR03)</small> <small>(MYG13)</small>	銚田 <small>(BR03)</small> <small>(MYG13)</small>	白河 <small>(FKS11)</small> <small>(BR04)</small>	大宮 <small>(TC014)</small> <small>(TC026)</small>	茂木 <small>(TC014)</small> <small>(TC026)</small>	今市 <small>(FKS11)</small> <small>(TC026)</small>	広野 <small>(FKS11)</small> <small>(TC026)</small>	郡山 <small>(FKS11)</small> <small>(TC026)</small>	佐倉 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	船引 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	一関 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	笠間 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	社鹿 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	小野 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	水戸 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	東和 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>	原町 <small>(FKS03)</small> <small>(FKS03)</small>
震央距離 (km)		175	163	258	170	301	259	277	294	317	190	234	353	215	178	301	121	217	287	152	173
地震計設置深度 (m)		(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)	(地表)
観測最大加速度 (Gal)	NS	2,699.9	758.4	1,597.6	1,517.2	1,354.6	1,295.1	1,283.1	711.3	1,016.9	1,115.9	745.5	1,036.2	1,011.8	997.8	967.4	921.0	491.9	778.9	570.3	734.6
	EW	1,268.5	1,969.2	1,185.9	982.3	1,070.3	948.8	1,006.8	1,204.6	1,185.8	892.3	1,069.3	490.5	735.7	852.1	595.8	688.2	793.2	786.5	781.3	445.2
	UD	1,879.9	500.8	1,165.7	290.2	811.2	440.7	775.3	493.6	493.4	436.3	457.4	200.3	327.4	352.7	464.9	253.9	300.8	427.5	302.7	264.4
深度 (m)	弾性波 (S波) 速度 (m/s)																				
1	100			70		50				100	130			140			220	80	110		170
2		140	100				130	225							430		1,100		190	210	
3	240			100	100	130			100							140					
4											260										
5						210								260							480
6		170	250	170							170						1,500		310		
7	550							290					175					380	360		
8					240																
9									205	225						310				670	650
10															340						
11				440																	
12							390														
13		880	320			510		500												340	
14																	2,000				
15												300	335								
16					450																
17									460												
18			530																	740	
19																					
20																					

表 5-2 選定対象地点 (KiK-net)

計測地点	地名 <small>観測点--&gt; 北緯 東経</small>	KiK-net										
		都路 <small>(FKS11)</small> <small>(FKS11)</small>	岩瀬 <small>(BRH11)</small> <small>(BRH11)</small>	志津川 <small>(MYGH12)</small> <small>(MYGH12)</small>	山元 <small>(MYGH10)</small> <small>(MYGH10)</small>	岩沼 <small>(MYGH08)</small> <small>(MYGH08)</small>	大田原 <small>(TCGH10)</small> <small>(TCGH10)</small>	花巻南 <small>(BWH20)</small> <small>(BWH20)</small>	郡山 <small>(FKSH03)</small> <small>(FKSH03)</small>	氏家 <small>(TCGH12)</small> <small>(TCGH12)</small>	矢吹 <small>(FKSH11)</small> <small>(FKSH11)</small>	
震央距離 (km)		201	309	137	174	177	286	209	230	299		
地震計設置深度 (m)		-100	-103	-102	-205	-100	-132	-156	-200	-120	-115	
観測最大加速度 (Gal)	地表 NS	605.8	814.9	526.5	870.8	282.9	541.3	374.0	424.4	466.2	492.3	
	地表 EW	856.6	827.0	459.8	852.7	256.0	600.3	399.4	433.2	345.4	394.4	
	地表 UD	729.2	815.0	264.9	622.2	173.3	480.8	166.7	238.8	315.0	262.3	
観測最大加速度 (Gal)	地中 NS	130.5	266.5	157.0	218.8	208.8	204.8	157.5	100.5	187.1	158.9	
	地中 EW	349.8	164.4	241.4	150.2	137.2	164.0	191.7	188.3	161.7	186.1	
	地中 UD	126.1	110.2	112.7	107.8	112.3	88.9	159.3	85.1	86.7	123.6	
深度 (m)	弾性波 (S波) 速度 (m/s)											
10	170	130	180	280	110	250	20	110	140	300	140	110
20	270	240		870			500	350				250
30		450	1,690	390			700	300	1,930	460		
40	970						590					1,200
50							610					
60												
70	3,060	2,100	2,670	590								490
80							760					
90							970	820				490
100												
110									2,540	570		
120												
130												
140												
150												
160						770						
170												
180												
190									1,960			
200												

▽: 観測点位置

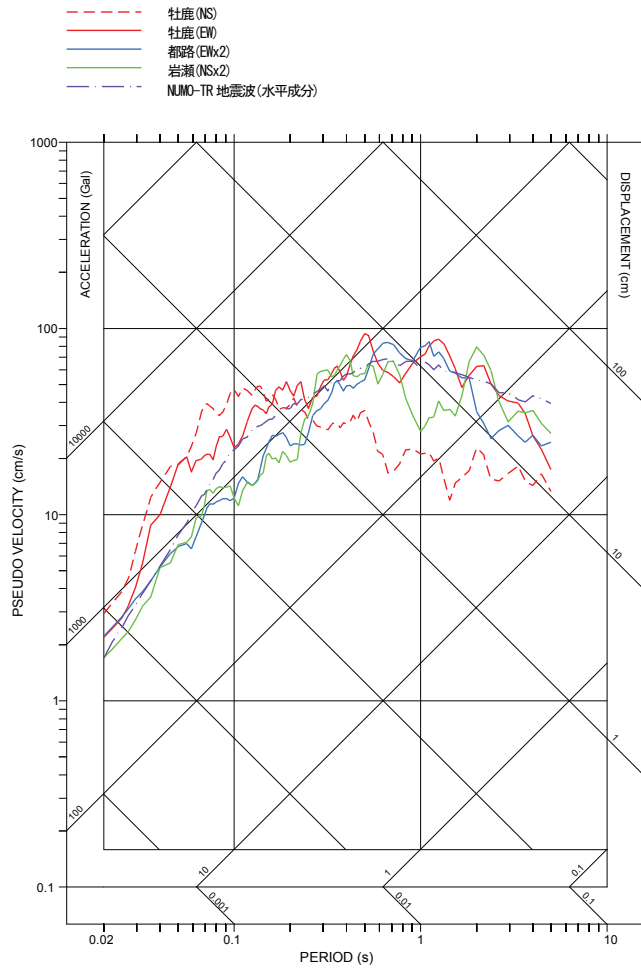
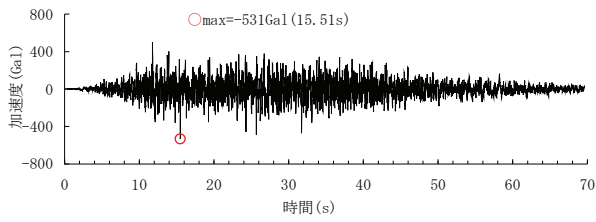


図5-4 候補波（牡鹿(NS)，牡鹿(EW)，都路(EWx2)，岩瀬(NSx2)）と NUMO-TR 検討用地震動(水平成分)の応答スペクトル

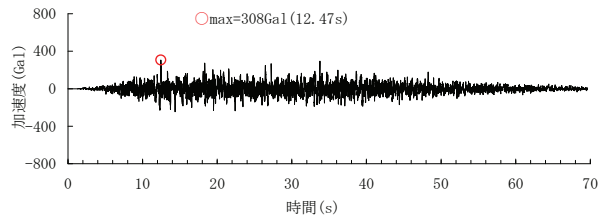
表 5-3 候補地の震央距離および観測波の最大加速度

地名		牡鹿	都路*	岩瀬*
震央距離 (km)		121	201	309
入力地震波 (Gal)	NS	921.0	261.0 (130.5)	533.0 (266.5)
	EW	688.2	699.6 (349.8)	328.8 (164.4)
	UD	253.9	252.2 (126.1)	220.4 (110.2)

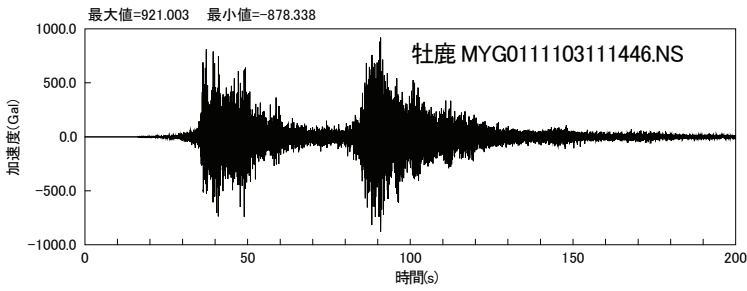
\* 都路，岩瀬は KiK-net 観測記録のため，観測値を 2 倍した値を示している（観測値は( )内に示す）。



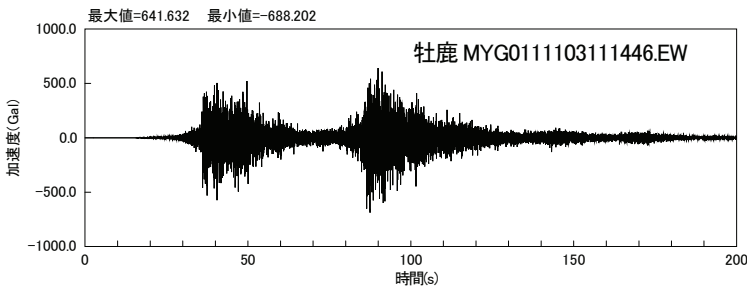
(a) 検討用地震動（水平方向）



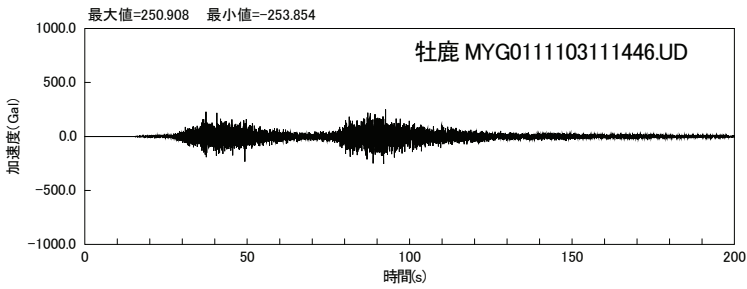
(b) 検討用地震動（鉛直方向）



(c) 牡鹿観測波 (NS)



(d) 牡鹿観測波 (EW)



(e) 牡鹿観測波 (UD)

図 5-5 入力地震波の時刻歴波形

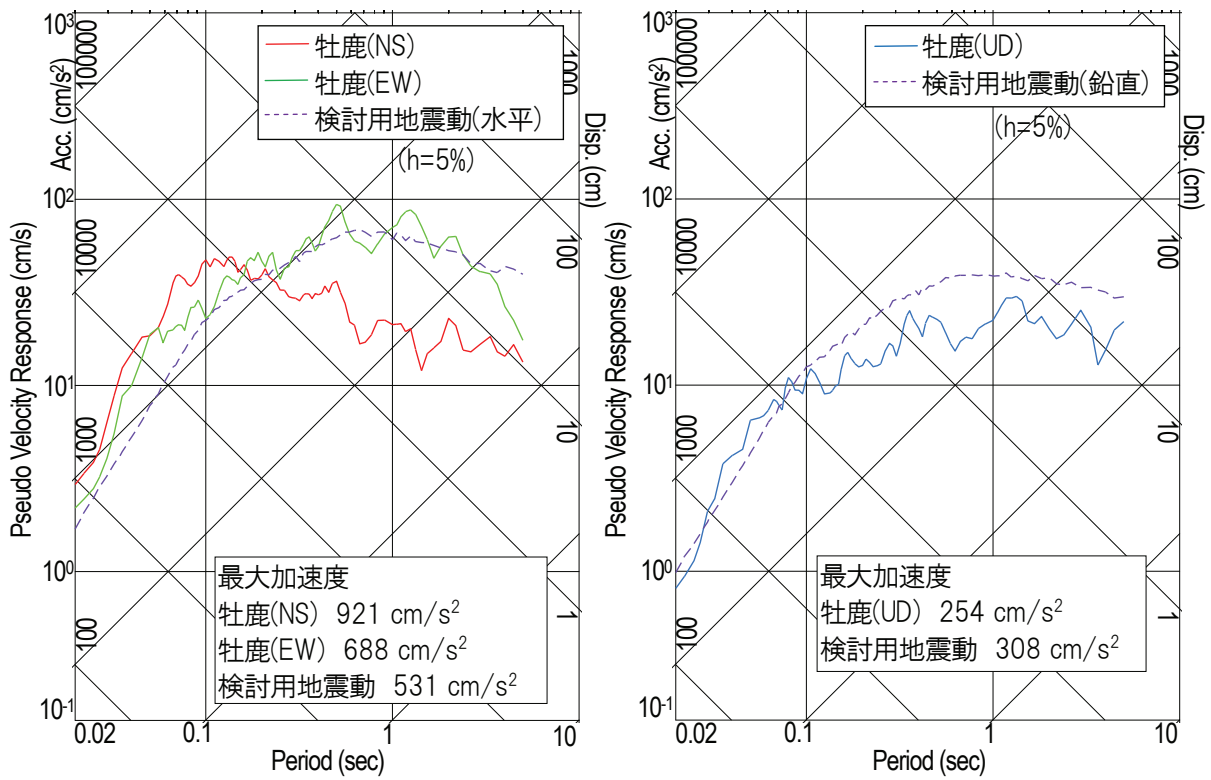


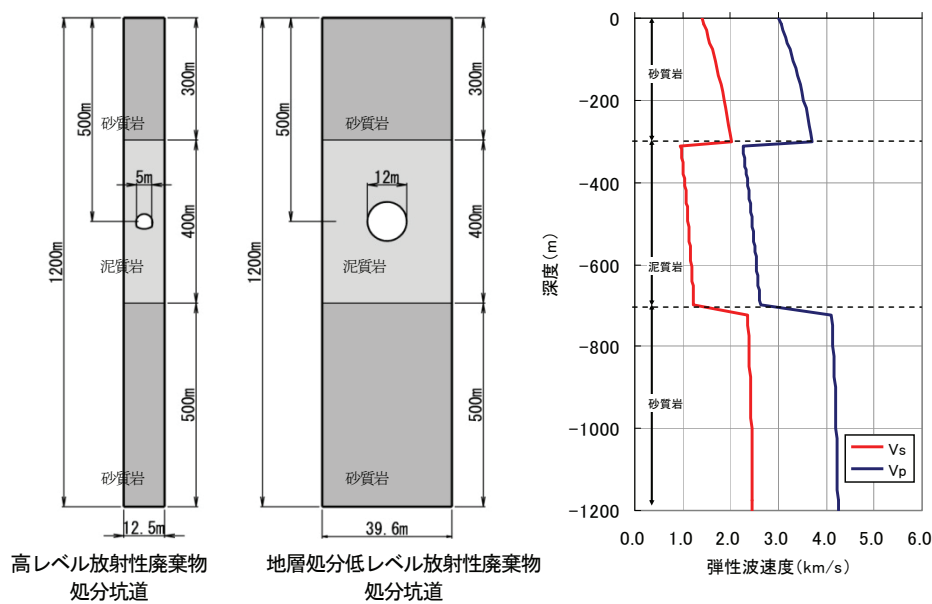
図 5-6 入力地震波の応答スペクトル

## 5.2 検討条件

### 5.2.1 地盤条件

処分場のサイトが特定できない现阶段では、既往検討と同様に、第2次取りまとめにおいて岩石・岩盤特性データベース（PNC, 1992）などに基づいて選定された岩盤モデル（軟岩系岩盤）を検討用の地盤とした。なお、第2次 TRU レポートでは、Model-1（砂質岩－泥質岩－砂質岩の三層構造）と Model-2（泥質岩の単層モデル）の2種類の地盤モデルが設定されている。Model-1 における空洞設置位置である泥質岩中の応答は、インピーダンス比の異なる砂質岩による反射波（下降波）の影響により Model-2 に比べて大きくなるという特徴がある。このため、地盤モデルには耐震安全性の評価結果が厳しくなる Model-1 を用いた。岩盤モデルを図 5-7 に、岩盤物性値一覧を表 5-4 に示す。

側圧係数  $K_0$  の評価式は岩石・岩盤データベースの近似式であり、地表付近で  $K_0$  が急激に大きくなるため、初期状態からせん断破壊が生じる不合理な設定となる。そこで、せん断破壊が生じないように  $K_0=2.0$  を上限値とした。



(a) 解析に用いたジオメトリ (b) 深度方向の弾性波速度の分布

図 5-7 岩盤モデル



表 5-4 岩盤物性値一覧（軟岩系岩盤）

項目		物性値	設定根拠（出典）	
飽和密度 $\rho$ (Mg/m <sup>3</sup> )		2.2	第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-25 表 A-9 より設定	
引張強度 $\sigma_t$ (MPa)		2.1		
粘着力 $c$ (MPa)		3.0		
内部摩擦角 $\phi$ (°)		28		
静弾性係数 $E$ (MPa)		3,500		
静ポアソン比 $\nu$		0.30		
初期側圧係数 $K_0$ (初期応力設定時に使用)		$164/h+0.74$ ( $h$ : 深度(m)) ただし, $K_0 \leq 2.0$		
泥質岩	弾性波(P波)速度 $V_p$ (km/s)	$1.8+1.4\{1-\exp(-0.000572\rho h)\}$	側圧係数 $K_0$ の評価式は岩石・岩盤データベースの近似式であり、地表付近で $K_0$ が急激に大きくなるため、初期状態からせん断破壊が生じる不合理な設定となる。そこで、せん断破壊が生じないよう $K_0=2.0$ を上限値とした。	
	弾性波(S波)速度 $V_s$ (km/s)	$0.6+1.0\{1-\exp(-0.000661\rho h)\}$		
砂質岩	弾性波(P波)速度 $V_p$ (km/s)	$3.0+1.3\{1-\exp(-0.00120\rho h)\}$		第2次 TRU レポート根拠資料集 3-7 処分坑道の地震時安定性評価 p.5 表-2 より設定
	弾性波(S波)速度 $V_s$ (km/s)	$1.4+1.1\{1-\exp(-0.00128\rho h)\}$		
動せん断弾性係数 $G_d$ (MPa)		$G_d = \rho V_s^2$		第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-3 式(A-6) より設定
動ポアソン比 $\nu_d$		$V_p, V_s$ から算定		第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-3 式(A-5) より設定
減衰定数 $h$		0.02		第2次取りまとめ 付録 A 岩盤特性の設定 p.A-21 より設定
限界せん断ひずみ $\gamma_0$		$1.34 \times 10^{-2}$	限界ひずみ $\varepsilon_0 = 1.03 \times 10^{-2}$	

## 5.2.2 構造条件

処分場のサイトが特定できていないため、第2次取りまとめと同じ坑道諸元（断面形状、支保工、坑道離間距離、深度）を設定した。

坑道諸元を、表 5-5 に示す。支保工の弾性係数は、掘削時は若材齢で荷重を受けることから若材齢強度に基づく値を、地震時は硬化後に荷重を受けることから材令 28 日強度に基づく値を設定した。

表 5-5 高レベル放射性廃棄物処分坑道の諸元

項目		諸元	設定根拠（出典）
断面形状		$R \approx 2.5 \text{ m}$ (三心円) 吹付けコンクリート 	第2次取りまとめ IV処分場の設計に関する検討 p.IV-252 より設定
支保工仕様	一次支保工	吹付けコンクリート $t=0.5 \text{ m}$ (掘削解放力(掘削時に受ける荷重)を考慮)	
	二次支保工		
設計基準強度 $f_{ck}$ (kN/m <sup>2</sup> )		40,000	第2次取りまとめ IV処分場の設計に関する検討 p.IV-260 表 4.2.2-27 より設定
弾性係数 $E$ (MPa)		4,000 (若材齢) 31,000 (材齢 28 日)	
ポアソン比 $\nu$		0.20	
密度 $\rho$ (Mg/m <sup>3</sup> )		2.3	
減衰定数 $h$		0.05	第2次 TRU レポートを参照し、一般的なコンクリート構造物の値として設定
坑道離間距離		ctc12.5 m	第2次取りまとめ IV処分場の設計に関する検討 p.IV-257 より設定
深度		500 m	第2次取りまとめ IV処分場の設計に関する検討 p.IV-252 より設定
支保工の評価基準値 $\sigma_{ca}$ (kN/m <sup>2</sup> )		30,909	第2次 TRU レポートを参照し、NATM 設計施工指針(日本鉄道建設公団, 1996)の仮設構造物の許容応力度より設定

## 5.3 検討方法

### 5.3.1 検討手順

ここでは、初期応力状態から掘削、支保工構築までの常時応力状態を二次元静的有限要素法解析により、地震時増分応力を二次元動的有限要素法解析により求めた。次いで、これらを重ね合わせた応力状態に対して地震時安全性検討を行うことを基本とした。なお、検討結果の説明は、適宜、足し合わせた応力、あるいは地震時増分応力により行った。また、検討対象時刻は、処分坑道にとって厳しい評価となるように坑道上下端間で相対変位が最大となる時刻とした。ここで、動的解析では、最新知見を反映して、水平動、および鉛直動を同時に入力した地震応答解析を実施した。検討フローを図 5-8 に示す。

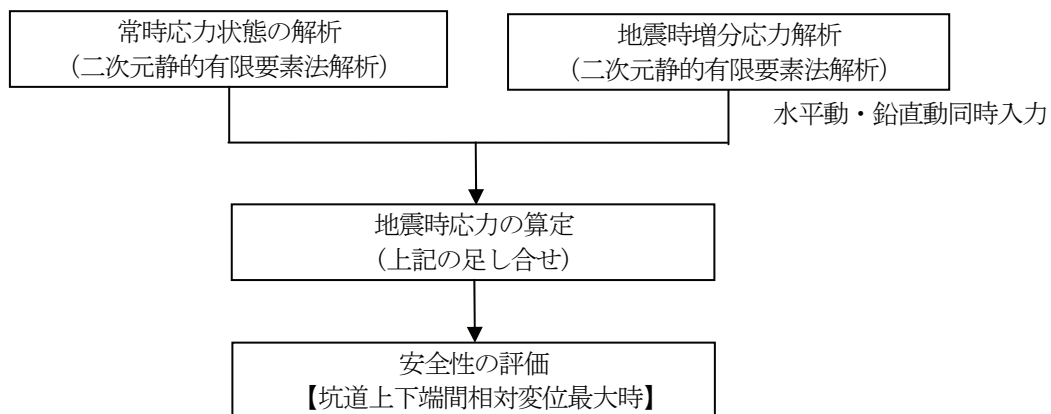


図 5-8 検討フロー

### 5.3.2 解析モデル

解析モデルは、常時応力状態の解析、および地震時増分応力解析で共通の解析モデルを用いることとし、以下の考え方に基づき設定した。高レベル放射性廃棄物処分坑道の解析モデル図を、図 5-9 に示す。

#### (1) モデル化領域・境界条件

水平方向のモデル化領域は、第 2 次取りまとめと同様に、対称条件を考慮して隣接坑道の中心間距離（高レベル放射性廃棄物処分坑道：12.5 m）とした。鉛直方向のモデル化領域は、第 2 次 TRU レポートと同様、地表面から GL-1,200 m の範囲とした。

常時応力状態の解析の境界条件は、第 2 次取りまとめと同様、モデル底面を固定境界、モデル側方を鉛直ローラーとした。この境界条件は、坑道が水平方向に同じ間隔で連続し

ている処分坑道の特徴を踏まえたものである。

地震応答解析の境界条件は、モデル底面を粘性境界とし、モデル側方は、坑道が水平方向に同じ間隔で連続していることを模擬するため、モデル左右端の節点の水平方向、鉛直方向の応答が同一となる境界とした。地震時解析は、牡鹿観測波の水平動（NS, EW）と鉛直動（UD）を解析モデル底面（GL-1,200m）に同時入力した。

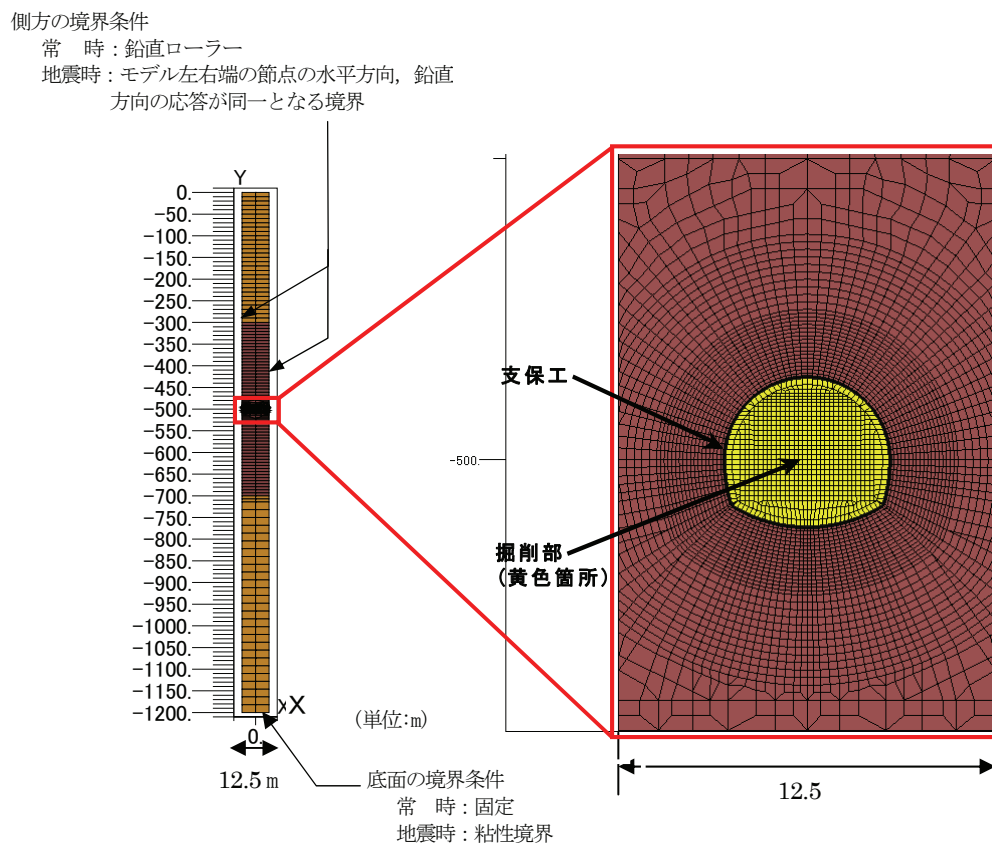


図 5-9 高レベル放射性廃棄物処分施設の処分坑道解析モデル

## (2) 岩盤のモデル化

常時応力状態の解析に用いる岩盤の剛性は、第2次取りまとめでは線形としているが、第2次 TRU レポートでは非線形特性を考慮している。ここでは、第2次 TRU レポートと同様に電中研式モデル（本島ほか、1978）を参考に、非線形特性を考慮した。岩盤剛性の非線形モデルの概要を、図 5-10 に示す。地震応答解析では、掘削により空洞周辺岩盤にゆるみ領域が生じるため、ゆるみ領域の剛性を低下させておく考え方もあるが、第2次 TRU レポートの際に実施された検討結果では、ゆるみ領域の剛性を低下させたケースより、低下させないケースの方が安全側の評価となっていたため、ゆるみ領域の剛性低下は考慮せず、岩盤の剛性は線形とした。

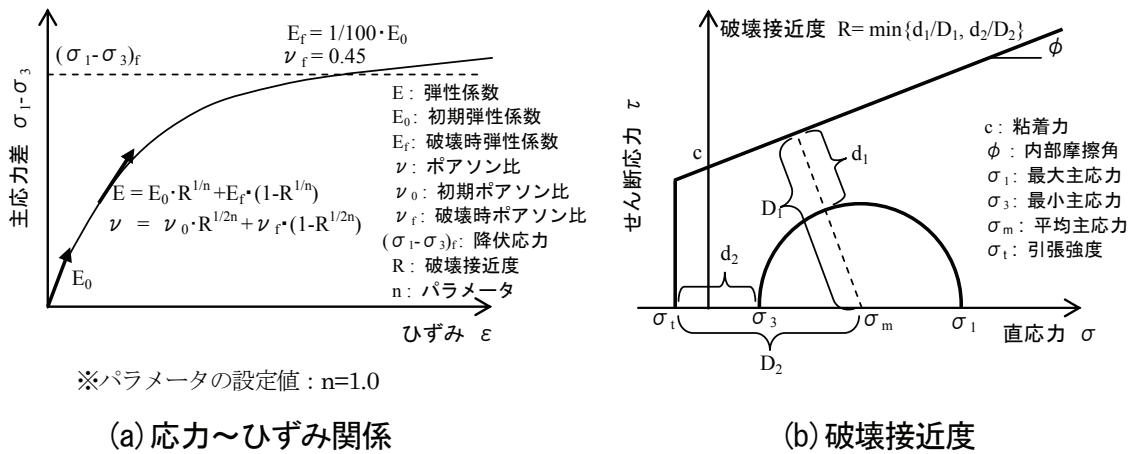


図 5-10 岩盤剛性の非線形モデルの概要

(3) 支保工のモデル化

高レベル放射性廃棄物処分坑道の支保工については、第2次取りまとめにおける坑道の耐震安定性評価においてビーム要素としてモデル化されていることから、本検討でもこれと同様とした。

(4) 解析ステップ

常時応力状態の解析では、地山の初期応力設定から、掘削、支保工構築までの施工ステップを再現した解析を行った。ここで、掘削時の掘削解放率は第2次取りまとめ、および第2次 TRU レポートと同様に 65 %とした。

### 5.3.3 耐震安全性評価指標

第2次取りまとめと同様に、岩盤については最大せん断ひずみおよび局所安全係数の分布を評価指標として耐震安全性を評価した。評価基準は、最大せん断ひずみが桜井ほか(1994)の限界せん断ひずみ(図5-11)を超える領域、および局所安全係数(図5-12)が1.2以下となる領域の広さが、「NATM 設計施工指針」(日本鉄道建設公団, 1996)に規定されている坑道掘削径の20%以下であることを目安とした。

また、支保工についても第2次取りまとめと同様に、最大圧縮応力度より耐震安全性を評価した。評価基準値は、「NATM 設計施工指針」に規定される仮設構造物の許容応力度とした。

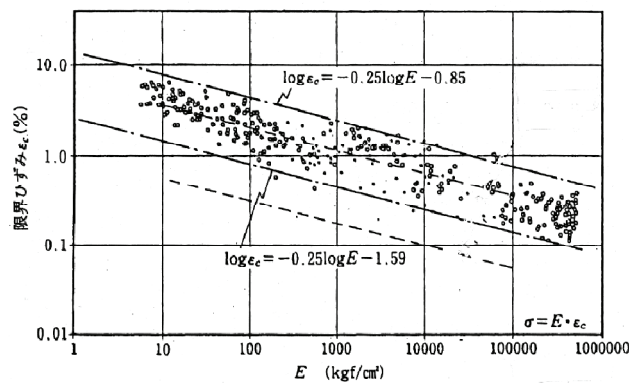


図5-11 限界ひずみと弾性係数の関係(桜井・足立, 1988)

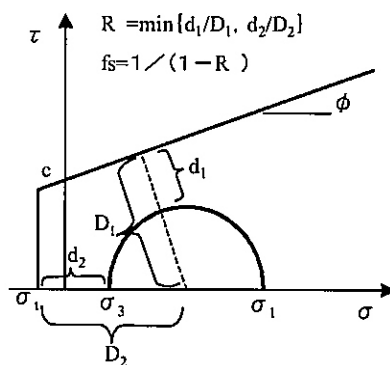


図5-12 局所安全係数  $f_s$  の定義

## 5.4 検討結果

### 5.4.1 最大応答値分布

地震応答解析の結果、得られたモデル中心断面の最大加速度（水平方向(NS, EW), 鉛直方向(UD)), および岩盤の最大せん断ひずみ(NS,EW)の深度方向分布図を、図 5-13～図 5-15 にそれぞれ示す。これらの図には、処分坑道がない地盤の応答と比較するため、図 5-7 に示す岩盤モデルに対して実施した一次元波動伝播解析（SHAKE）の結果を合わせて示す。

水平方向加速度(NS, EW), 鉛直方向加速度(UD)ともに一次元波動伝播解析との差は小さい。また、最大せん断ひずみは坑道の上部および下部で一次元波動伝播解析より大きくなっているが、他の深度では一次元波動伝播解析との差は小さい。一次元波動伝播解析との差が見られた坑道上部、および下部の最大せん断ひずみの最大値は $6 \times 10^4$ 程度であり、限界せん断ひずみ  $1.34 \times 10^2$  と比較して十分に小さい。すなわち、処分坑道は地震時に岩盤に追従するような挙動を示しており、処分坑道が地盤の応答性状に与える影響は小さいことが確認された。

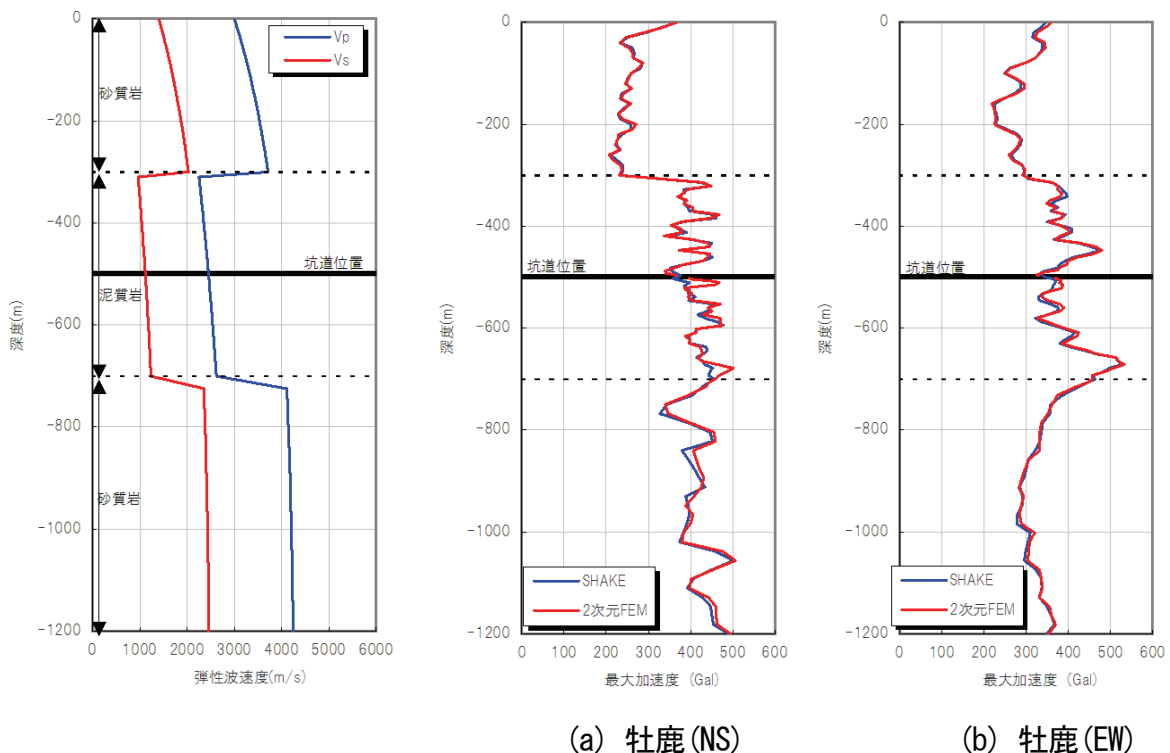
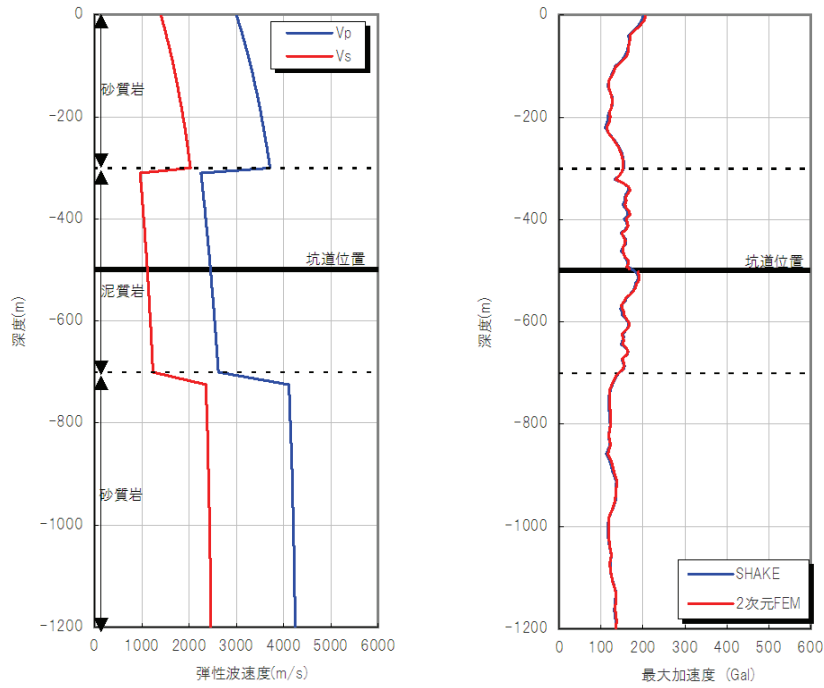
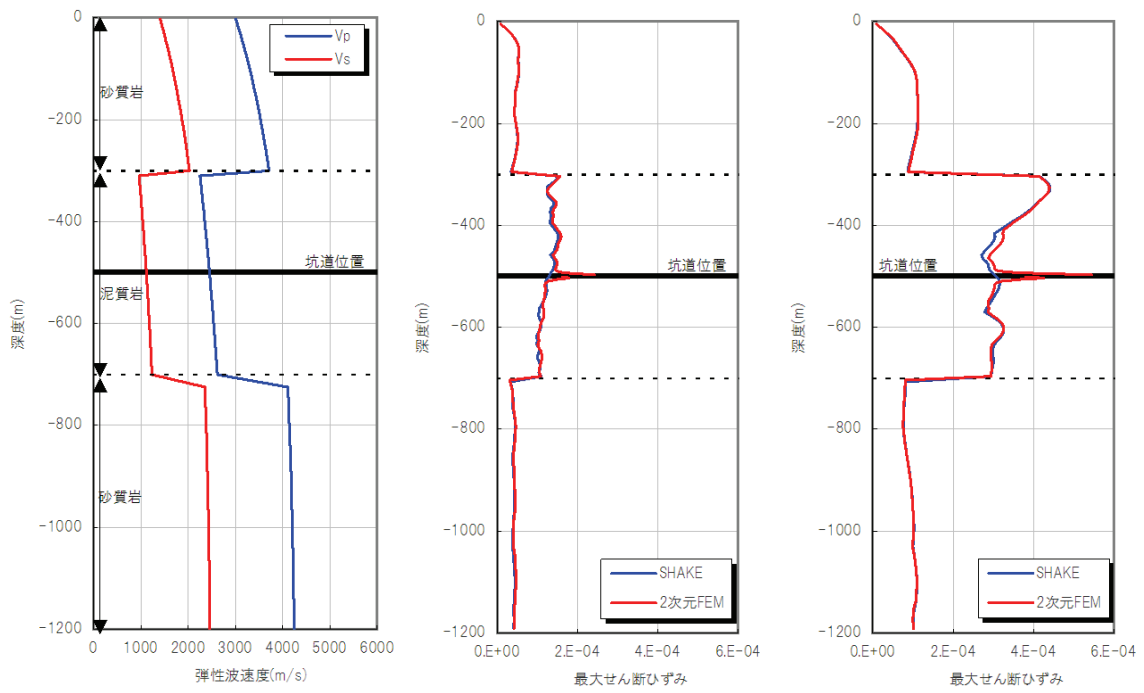


図 5-13 モデル中心断面の最大加速度の深度方向分布（水平方向）



牡鹿(UD)

図5-14 モデル中心断面の最大加速度の深度方向分布（鉛直方向）



(a) 牡鹿(NS)

(b) 牡鹿(EW)

図5-15 モデル中心断面の最大せん断ひずみの深度方向分布



#### 5.4.2 周辺地盤の安定性

図 5-16, 図 5-17 に, 地震時の周辺地盤の局所安全係数と最大せん断ひずみの分布を示す。いずれのケースも局所安全係数が 1.2 未満の領域及び最大せん断ひずみが限界せん断ひずみを超える領域は, 空洞安定性の指標となる掘削径の 20%未満である。表 5-6 に, 最大せん断ひずみの値の比較を示す。最大せん断ひずみの地震時増分は常時に比べて小さく, 地震の影響は小さい。

また, 牡鹿観測波の解析結果については, 最大加速度の小さな EW 波での解析結果の方が, NS 波での解析結果よりも地盤の最大せん断ひずみが大きい。

#### 5.4.3 支保工の安定性

図 5-18 に, 支保工応力の地震時増分を示す。支保工応力の地震時増分は, 検討用地震動を用いたケースと牡鹿観測波 (EW) を用いたケースで大差ない。また, 周辺地盤の安定性同様に, EW 波での解析結果の方が NS 波での解析結果よりもアーチ部の支保工応力の地震時増分が大きい。最大加速度は NS 波の方が EW 波よりも大きい, 周期 0.2 秒以上の成分が EW 波の方が大きいためと考えられる。

#### 5.5 まとめ

検討用地震動と東北地方太平洋沖地震の観測波を用いて比較解析を行った。その結果, 空洞周辺地盤の安定性は, 両解析結果で大きな差はなかった。また, 常時と比べて地震時の影響はやはり小さいことがわかった。支保工応力は, 検討用地震動及び観測波による解析結果共に許容限界以下であることを確認した。

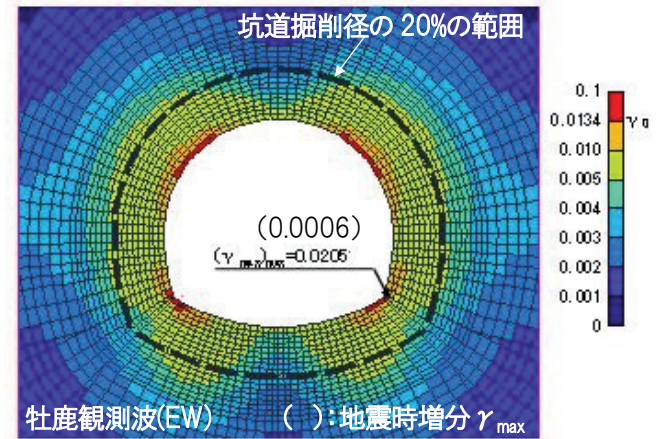
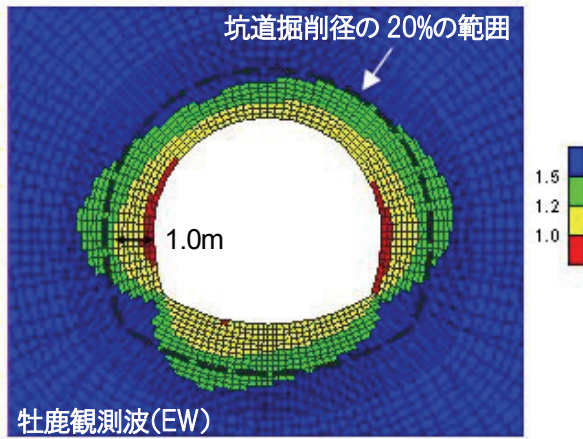
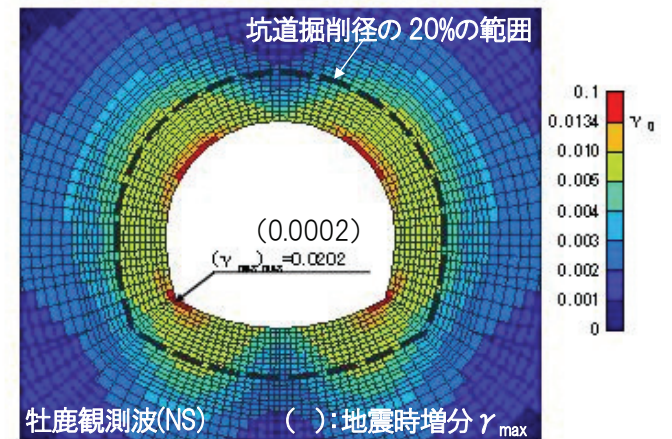
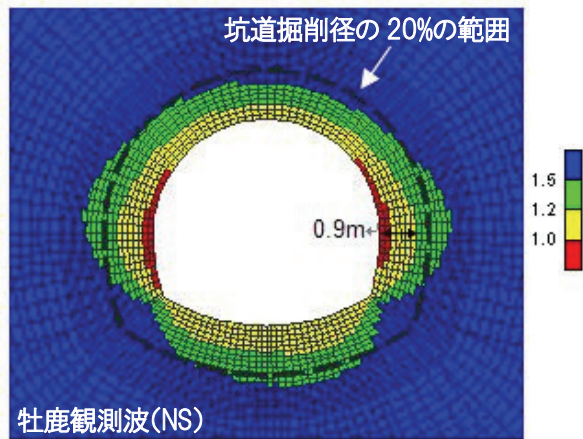
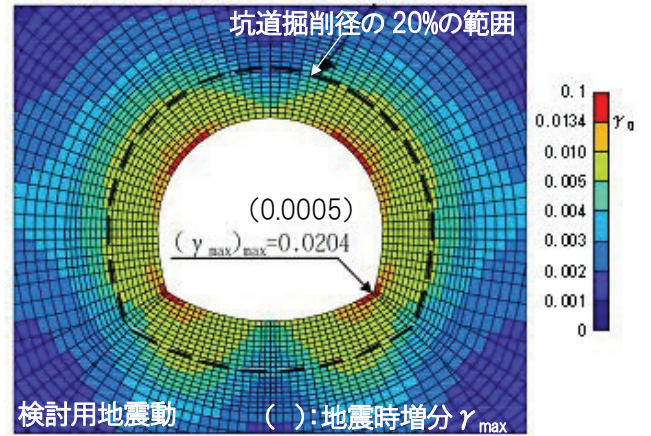
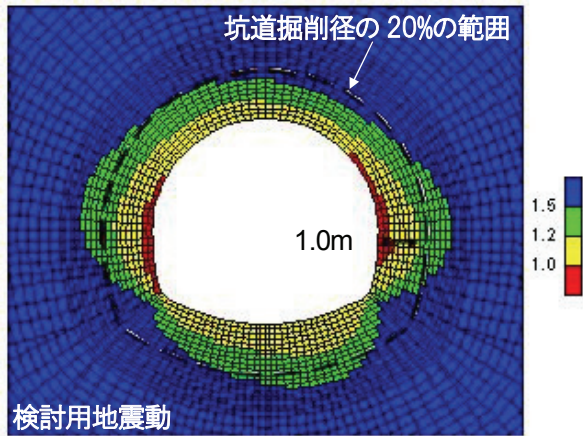


図 5-16 解析結果 (局所安全係数)

図 5-17 解析結果 (最大せん断ひずみ)

表 5-6 最大せん断ひずみ

	常時	地震時増分	地震時
検討用地震動	0.0202	0.0005	0.0204
牡鹿観測波(NS)	0.0202	0.0002	0.0202
牡鹿観測波(EW)	0.0202	0.0006	0.0205

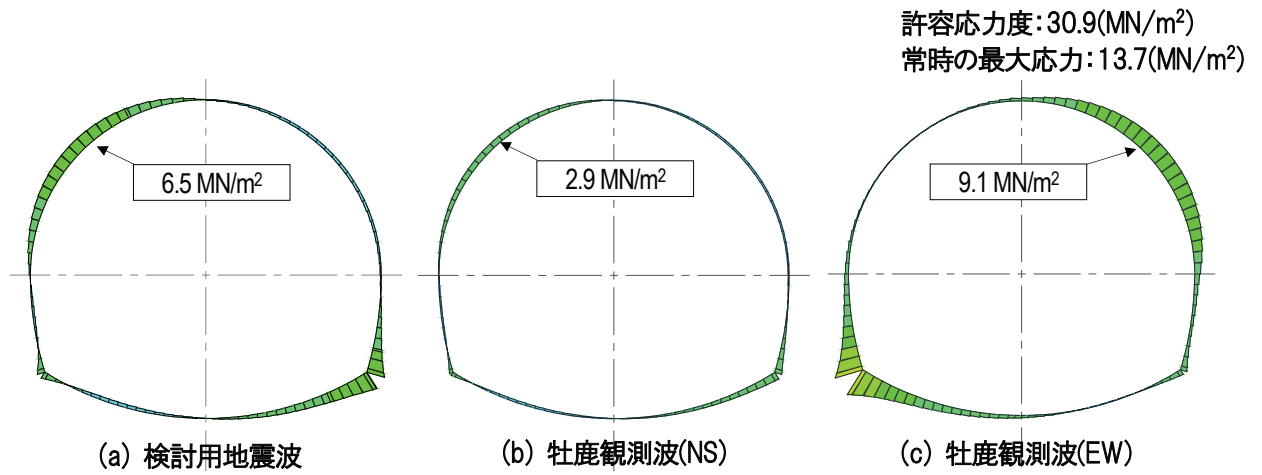


図 5-18 解析結果 (支保工応力)

## 第6章 おわりに

地層処分施設は、従来の原子力関連施設に比べて、大深度地下構造物であること、大規模な連接坑道群を有する広い面積に設置される構造物であること、閉鎖後超長期の安全性を確保する必要があること等の特殊性を有している。このことを踏まえて、これまでに、NUMOでは、地下深部の地震動や処分坑道等の耐震性について評価を行い、技術報告書（NUMO-TR-10-13）にとりまとめた。

本報告書では、その後の検討成果として、坑道同士の交差部や弱層との交差部のような地層処分施設の構造的特徴を考慮した、坑道等の耐震性に及ぼす影響についての考察と、2011年東北地方太平洋沖地震を含む地震観測記録を用いた、深部地震動の特性について得られた知見についてとりまとめた。

主な成果について整理すると、以下のとおりである。

### 6.1 第2章の結論

第2章では、地層処分施設の耐震性評価のための検討用地震動を設定するために必要な基礎的な技術について検討した結果について述べた。

#### (1) 地下深部の地震動の検討

KiK-netの地震観測記録を用いた地下深部の地震動について検討した結果、地中と地表の最大加速度比率は、東北地方太平洋沖地震本震の記録を用いた場合、水平方向は平均0.32、上下方向は平均0.47であった。それ以前の地震記録を用いた場合（ $M \geq 7$ ）、水平方向は平均0.21、上下方向は平均0.36であった。このように、水平方向の最大加速度が100Galを超える範囲では、地中の最大加速度は、地表の最大加速度の1/3～1/5程度であった。

一次元解析による地下深部の地震動の分布については、 $V_s \geq 700\text{m/s}$ の層の上端から100m以上深いところに着目すれば、地点や入力地震動の特性によらず、最大加速度や最大ひずみの分布は、一般化できそうである。最大加速度の深さ方向の分布は、地下深部ではほぼ一定で、地表付近で大きく増幅し、硬質地盤の上端から100m以上深いところでは、最大加速度の変化は小さい。地下深部における最大せん断ひずみの分布は、地下最深部の最大加速度、地表のSI、地下最深部のSIで基準化することにより地点や地震によらず1オーダー程度の範囲に収まる。

#### (2) 距離減衰式に基づく応答スペクトルの適用性に関する検討

東北地方太平洋沖地震本震以前の記録を用いてプレート間地震の地点ごとの補正係数をあらかじめ算出しておいて、地震のアスペリティ位置や地震規模を適切に評価すれば、この補正係数を耐専スペクトル（距離減衰式に基づく応答スペクトル）に乗ずることで、一部であるが、地中観測記録の応答スペクトルを良く再現することができた。ただし、等

価震源距離が 200km を超える地点の適合性は良くない。

## 6.2 第 3 章の結論

第 3 章では、地層処分施設の構造的特徴を踏まえた地震時挙動特性に関して、三次元有限要素法解析を用いて、耐震性評価の対象となる部位の抽出や考慮すべき事項について検討した結果について述べた。

### (1) 地震動の斜め入射の影響

SV 波を入射した場合、SH 波を入射した場合共に、周辺岩盤に発生する最大せん断応力は入射角度が 0 度の鉛直上昇波の場合が最大となり、入射角度が大きくなると最大せん断応力は小さくなる傾向が認められた。

SH 波を入射した場合は、地震動の入射角度が大きくなると、長手方向にもせん断応力が発生するが、その最大値は坑道横断面内に発生するせん断応力よりも小さい。

### (2) 立坑と水平坑道の交差部の影響

水平坑道の軸方向に直交（90 度方向）する水平方向に地震動が入射した場合に、交差部付近の周辺岩盤の地震時増分応力に最も影響が大きくなる。

交差部付近における、水平坑道の周辺岩盤で発生する地震時の増分応力は、水平坑道の直径の約 2 倍の範囲で、交差部から離れた一般部の応力より大きくなるが、最大で約 1.1 倍であり、ほとんど差がない。

### (3) 水平坑道同士の交差部の影響

吹付けコンクリートと周辺岩盤の応力について、地震時増分だけを考えると、交差部の角において、断面の肩の部分と側壁下端で応力が大きく、交差部から離れた一般部に対して最大で約 2.2 倍である。しかし、常時応力を重ね合わせてもその差は小さく、地震時増分応力はあまり影響を及ぼさない。

周辺岩盤の局所安全係数は、常時も地震時（常時応力と地震時増分応力の重ね合わせ）も交差部付近では一般部よりも低下する。その範囲は交差角度に依存し、交差角度が 90 度の場合には交差部から約 1.5D の距離までであるが、60 度の場合には約 2.5D、30 度の場合には約 3.5D のように、鋭角になるのに従って範囲が広がる。いずれの場合にも常時と地震時の差はわずかであり、地震が坑道交差部の安定性に及ぼす影響は小さい。

### (4) 水平坑道と交差する弱層の影響

水平坑道同士の交差部と同様に、地震時増分と常時応力を重ね合わせてもその差は小さく、地震時増分応力はあまり影響を及ぼさない。

周辺岩盤の局所安全係数は、常時も地震時（常時応力と地震時増分応力の重ね合わせ）も交差部付近では一般部よりも低下する。その範囲は交差角度に依存し、交差角度が 90 度の場合には交差部から約 0.5D の距離、60 度の場合には約 0.5D、30 度の場合には約 1.0D である。

### 6.3 第4章の結論

第4章では、地層処分施設の地下施設の耐震性評価において、静的解析によって応答値を算出する場合の、静的地震力（地中震度）をいかに適切に考えるべきかについて検討した。電力中央研究所による既往の方法(1988)の適用性については、300m 以深の大深度に対しては過大評価となることがわかった。さらに、地中震度の合理的評価が必要と考えているが、そのために今後は、KiK-net 等の多数の地震観測記録のうち、深い地中で観測されたデータを収集し、数値解析により分析を進める計画である。

### 6.4 第5章の結論

第5章では、2011年東北地方太平洋沖地震の観測波を用いた、処分坑道の耐震性評価について、既報告書(NUMO, 2011)と同様の方法により検討した結果について述べた。防災科学技術研究所の K-NET 等の地震観測地点のうち、地盤剛性が高く、地表付近の増幅の影響が小さいと考えられる中から最大加速度振幅の大きい地震波を記録した K-NET 牡鹿観測地点の観測波（NS,EW）を検討用入力地震動とした。

処分坑道の周辺岩盤の安定性と支保工の安定性の観点から評価した結果、既報告書で用いた検討用地震動より牡鹿観測波(EW)は短周期成分（0.1 秒以下）で大きいことから、既報告書の結果よりやや厳しめの結果となった。ただし、いずれにしても常時と比べて地震時の影響は小さかった。

## 参考文献

### 【第1章】

- 原子力安全委員会（2006）：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針.
- 原子力発電環境整備機構（2011）：地層処分施設の耐震性評価, NUMO-TR-10-13, 2011.3.
- JNC（核燃料サイクル開発機構）（1999）：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第2次取りまとめ－, 分冊2 地層処分の工学技術, JNC TN1400 99-022.
- 電事連・JNC（電気事業連合会・核燃料サイクル開発機構）（2005）：TRU 廃棄物処分技術検討書－第2次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ－, JNC TY1400 2005-013.
- 日本電気協会（2008）：JEAC4601-2008 原子力発電所耐震設計技術規程.

### 【第2章】

- 強震観測網（K-NET, KiK-net）：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>,（独）防災科学技術研究所.
- 青井真, 功刀卓, 藤原広行, 森川信之, 鈴木亘（2010）：2008年岩手・宮城内陸地震の地震動の特徴－非対称な地震動とトランポリン効果－, 防災科学技術研究所 主要災害調査 第43号.
- Noda, S., Yoshino, K., Takahashi, K., Takemura, M., Ohno, S., Tohdo, M., Watanabe, T.(2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis, Oct. 16-18, Istanbul.
- 防災科学技術研究所（2011）：近地強震記録を用いた2011年03月11日東北地方太平洋沖地震の震源インバージョン解析.  
([http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/topics/TohokuTaiheiyo\\_20110311/inversion/](http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/topics/TohokuTaiheiyo_20110311/inversion/))

- 釜江克宏・川辺秀憲（2011）：2011年東北地方太平洋沖地震（Mw9.0）の震源のモデル化。  
(<http://www.rri.kyoto-u.ac.jp/jishin/eq/tohoku1/Tohoku-ver1-rev20110601.pdf>)
- 佐藤智美・川瀬博（2009）：堆積層による地震動の増幅，地震 第2輯，第61巻特集号，pp. S455-S470.
- Gardner et al. (1974): Formation velocity and density - the diagnostic basics for stratigraphic traps, *Geophysics*, 39, pp.770-780.
- JNC（核燃料サイクル開発機構）（1999）：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—，分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022.
- 電事連・JNC（電気事業連合会・核燃料サイクル開発機構）（2005）：TRU廃棄物処分技術検討書—第2次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ—，JNC TY1400 2005-013.
- 佐々木俊二，佐藤清隆，駒田広也，川村淳，青木和弘（1999）：釜石鉱山の地下深部における地震動特性，電力中央研究所報告，U99029.
- 日本電気協会（2008）：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2008）.
- 日本原子力学会標準「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準:2007」，(社)日本原子力学会，2007年9月.
- 藤川智，奥村俊彦，岡田康男，窪田茂，末広俊夫，玉田潤一郎，藤崎淳（2012）：地下深部の地震動特性に関する基礎的検討，土木学会第67回年次学術講演会講演概要集 I -541，pp.1081-1082，2012.
- 奥村俊彦，藤川智，非会員 渡邊航平，窪田茂，末広俊夫，玉田潤一郎，藤崎淳（2012）：距離減衰式に基づく地下深部の地震動評価手法に関する検討，土木学会第67回年次学術講演会講演概要集 I -540，pp.1079-1080，2012.
- 奥村俊彦，藤川智，末広俊夫，山本陽一，窪田茂（2013）：地下深部の地震動分布に関する基礎的検討，土木学会第68回年次学術講演会講演概要集 I -006，pp.11-12，2013.



### 【第3章】

JNC（核燃料サイクル開発機構）（1999）：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—, 分冊2 地層処分の工学技術, JNC TN1400 99-022.

原子力発電環境整備機構（2011）：地層処分施設の耐震性評価, NUMO-TR-10-13, 2011.3.

日本電気協会（1987）：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1987）.

玉田潤一郎, 窪田茂, 高橋鉄一, 新美勝之, 新宮康之, 戸栗智仁（2011）：地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性の把握 立坑と水平坑道の交差部の検討, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集 I -507, pp.1013-1014, 2011.

小林望, 新美勝之, 戸栗智仁, 窪田茂, 玉田潤一郎, 高橋鉄一（2011）：地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性の把握 水平坑道に地震動が斜め下方から入射する場合の挙動の検討, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集 I -508, pp.1015-1016, 2011.

内海崇晴, 窪田茂, 末広俊夫, 玉田潤一郎, 藤崎淳, 新美勝之, 戸栗智仁, 小林伸司（2012）：地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性の把握 水平坑道同士の交差部の検討, 土木学会第67回年次学術講演会講演概要集 I -538, pp.1075-1076, 2012.

末広俊夫, 窪田茂, 玉田潤一郎, 藤崎淳, 新美勝之, 内海崇晴, 戸栗智仁, 小林伸司（2012）：地層処分施設の構造的特徴を考慮した地震時挙動特性の把握 水平坑道と弱層の交差部の検討, 土木学会第67回年次学術講演会講演概要集 I -539, pp.1077-1078, 2012.

日本トンネル技術協会（1985）：山岳トンネルの坑内交差部の設計・施工に関する研究報告書.

東・中・西日本高速道路株式会社（2011）：設計要領 第三集 トンネル編（1） トンネル本体工建設編 平成23年7月.

## 【第4章】

片山幾夫，足立正信，嶋田穰，都築富雄，瀬下雄一（1985）：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集 I-369，pp.737-738，1985.

JNC（核燃料サイクル開発機構）（1999）：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—，分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022.

電事連・JNC（電気事業連合会・核燃料サイクル開発機構）（2005）：TRU 廃棄物処分技術検討書—第2次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ—，JNC TY1400 2005-013.

電力中央研究所（1988）：地中地震動の深さ方向の低減特性とその定式化，電力中央研究所報告，U88022.

日本電気協会（2008）：JEAG4601-2008 原子力発電所耐震設計技術指針.

強震観測網（K-NET, KiK-net）：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>，（独）防災科学技術研究所.

土木学会（1996）：原子力発電所の立地多様化技術（第3編地下立地技術），pp.115-133.

末広俊夫，山本陽一，窪田茂，新美勝之，小林伸司，征矢雅宏，福田毅（2013）：地層処分施設の耐震性評価における静的地震力の設定方法に関する検討，土木学会第68回年次学術講演会講演概要集 I-008，pp.15-16，2013.

## 【第5章】

原子力発電環境整備機構（2011）：地層処分施設の耐震性評価，NUMO-TR-10-13，2011.3.

JNC（核燃料サイクル開発機構）（1999）：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—，分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022.

電事連・JNC（電気事業連合会・核燃料サイクル開発機構）（2005）：TRU 廃棄物処分技術検討書—第2次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ—，JNC

TY1400 2005-013.

窪田茂，末広俊夫，玉田潤一郎，藤崎 淳，新保弘，江崎太一（2012）：地層処分施設における処分坑道の耐震性検討，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集 I -537，pp.1073-1074，2012.

本島睦，日比野敏，林正夫（1978）：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所報告，No.377012.

日本電気協会（2008）：JEAG4601-2008 原子力発電所耐震設計技術指針.

日本鉄道建設公団（1996）：NATM 設計施工指針.

PNC（動力炉・核燃料開発事業団）（1992）：高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書－平成 3 年度－，PNC TN 1410-92-081.

桜井春輔，川嶋幾夫，大谷達彦，松村真一郎（1994）：トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ，土木学会論文集 No.493／Ⅲ-27，pp.185-188.

桜井春輔，足立紀尚（1988）：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会.

強震観測網（K-NET, KiK-net）：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>，（独）防災科学技術研究所.

地震調査委員会（2009）：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」），平成 21 年 12 月 21 日改訂。（[http://www.jishin.go.jp/main/p\\_hyoka03.htm](http://www.jishin.go.jp/main/p_hyoka03.htm)）

## 【第 6 章】

原子力発電環境整備機構（2011）：地層処分施設の耐震性評価，NUMO-TR-10-13，2011.3.

電力中央研究所（1988）：地中地震動の深さ方向の低減特性とその定式化，電力中央研究所報告，U88022.

## 附録

強震観測網（K-NET, KiK-net）：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>，（独）防災

科学技術研究所.

浅野公之・岩田知孝（2011）：2011年東北地方太平洋沖地震の広帯域強震動生成と震源破壊過程の関係，日本地震学会講演予稿集，2011年度秋季大会，A11-06.

地震調査委員会（2009）：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」），平成21年12月21日改訂。（[http://www.jishin.go.jp/main/p\\_hyoka03.htm](http://www.jishin.go.jp/main/p_hyoka03.htm)）

川辺秀憲・釜江克宏・上林宏敏（2011）：2011年東北地方太平洋沖地震の震源モデル，日本地震学会講演予稿集，2011年度秋季大会，B22-05.

功刀卓・青井真・鈴木亘・中村洋光・森川信之・藤原広行（2012）：2011年東北地方太平洋沖地震の強震動，防災科学技術研究所主要災害調査，第48号，2012年3月，pp. 63-72.

Kurahashi, S. and K. Irikura (2011) : Source model for generating strong ground motions during the 2011 off Pacific coast of Tohoku Earthquake, Earth Planets Space, 63, 571–576.

翠川三郎・三浦弘之（2011）：巨大地震による地震動の継続時間について，日本地震工学会・大会－2011梗概集，pp. 408-409.

西村利光・宮腰研・羽田浩二（2011）：2011年東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)の距離減衰特性，日本地震工学会・大会－2011梗概集，pp. 404-405.

佐藤智美（2011）：経験的グリーン関数法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震の震源モデルの推定と震源パラメータのスケーリング則の考察，日本地震学会講演予稿集，2011年度秋季大会，B22-04.

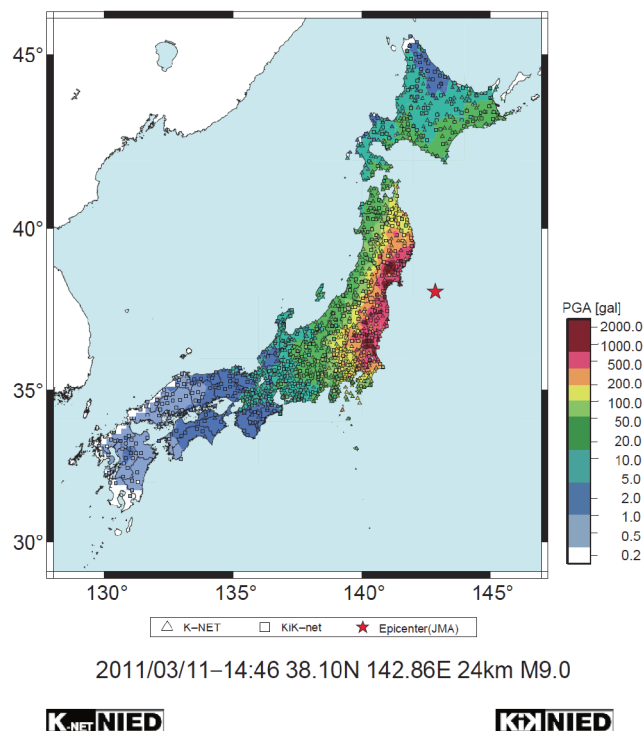
司宏俊・翠川三郎（1999）：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，523，pp. 63-70.

## 附録 東北地方太平洋沖地震に関する知見

### 附録(1) 強震記録

2011年3月11日14時46分に三陸沖で発生した東北地方太平洋沖地震は、わが国観測史上最大規模のモーメントマグニチュード9.0の巨大な地震であった。この地震に伴い、広い範囲で強い揺れが観測されるとともに、東北地方の太平洋岸を中心に大きな津波が到達し、未曾有の大災害がもたらされた。この地震による強震動は、防災科学技術研究所の観測網でとらえられ、全国1,000地点以上の記録が公開されている(附図1-1)。3成分合成の最大加速度が980Gal(重力加速度に相当)を超えた記録は、6県20地点で観測され、最大のものはK-NET 築館(宮城県)の2,933Galであった(附表1-1)。ただし、地表で大きな記録が観測されたこれらの地点でも、地中の最大加速度の最大値は、岩瀬観測点で267Galであり、地表と比較してかなり小さなものであった(附表1-2, 附図1-2)。

附図1-3は、防災科学技術研究所の強震観測網で観測された最大加速度および最大速度を、司・翠川(1999)による距離減衰式と比較したもの(功刀ほか, 2012)である。既往の距離減衰式ではマグニチュード9.0まで適用可能なものがないため、ここではマグニチュードを外挿して描画されている。図中、赤い実線が距離減衰式による推定値、点線が標準偏差の範囲である。最大加速度の距離が短い範囲を除けば、今回の観測記録は司・翠川式のマグニチュードを外挿して算定された値よりも全般に小さい傾向がある。



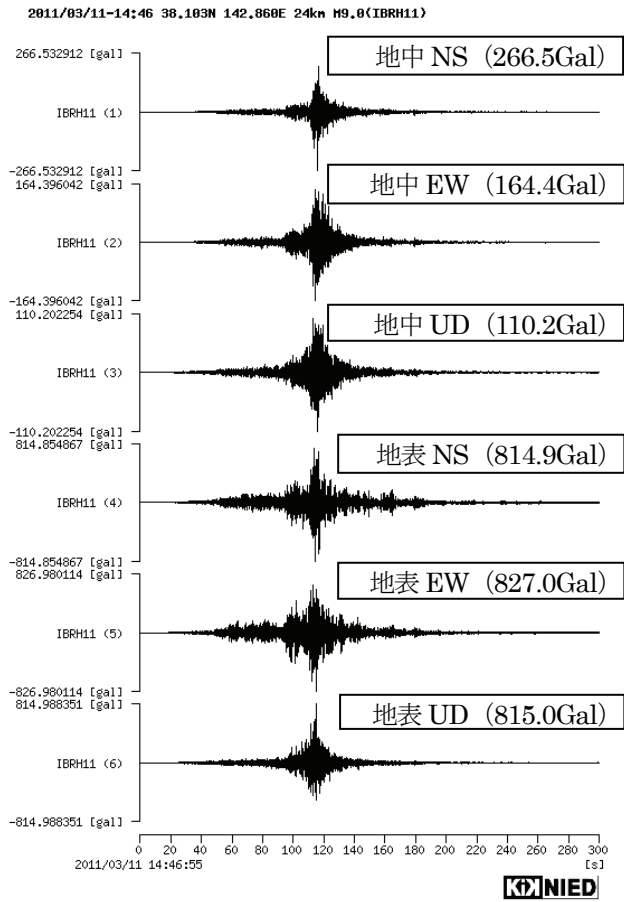
附図 1-1 最大加速度の分布(功刀ほか, 2012)

附表 1-1 3成分合成で980Gal以上の最大加速度を記録した観測点一覧(功刀ほか, 2012)

	コード	観測点名	PGA(gal)	PGV(cm/s)	計測震度
1	MYG004	築館	2933	107	6.6
2	MYG012	塩竈	2019	64	6.0
3	IBR003	日立	1845	74	6.4
4	MYG013	仙台	1808	82	6.3
5	IBR013	銚田	1762	70	6.4
6	TCG009	今市	1444	47	6.2
7	FKS016	白河	1425	63	6.1
8	FKSH10	西郷	1335	41	6.0
9	IBR004	大宮	1312	47	6.0
10	TCGH16	芳賀	1305	82	6.5
11	TCG014	茂木	1291	66	6.3
12	FKS010	広野	1240	65	5.9
13	IWT010	一関	1226	55	5.9
14	IBRH11	岩瀬	1224	64	6.2
15	MYGH10	山元	1137	62	6.0
16	FKS018	郡山	1110	53	5.9
17	FKS008	船引	1069	43	5.8
18	IBRH15	御前山	1062	36	5.7
19	CHB007	佐倉	1054	32	5.5
20	IBR005	笠間	996	59	6.1

附表 1-2 附表 1-1 のうち KiK-net 観測点における地中と地表の最大加速度の比較

観測点名 (コード)	成分	最大加速度(Gal)	
		地中	地表
西郷(FKSH10)	NS	180	1062
	EW	135	768
芳賀(TCGH16)	NS	177	799
	EW	173	1197
岩瀬(IBRH11)	NS	267	815
	EW	164	827
山元(MYGH10)	NS	219	871
	EW	150	853
御前山(IBRH15)	NS	100	606
	EW	144	781



附図 1-2 KiK-net 岩瀬 (IBRH11) の観測記録

(防災科研 Web サイト (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/>) より引用した図に、成分と最大値を加筆)

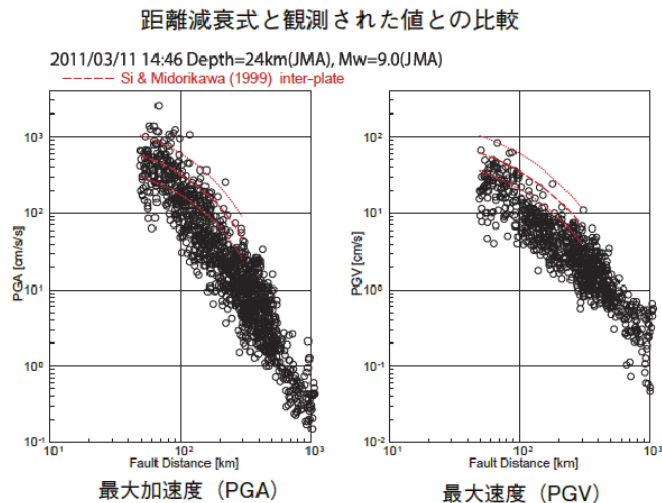


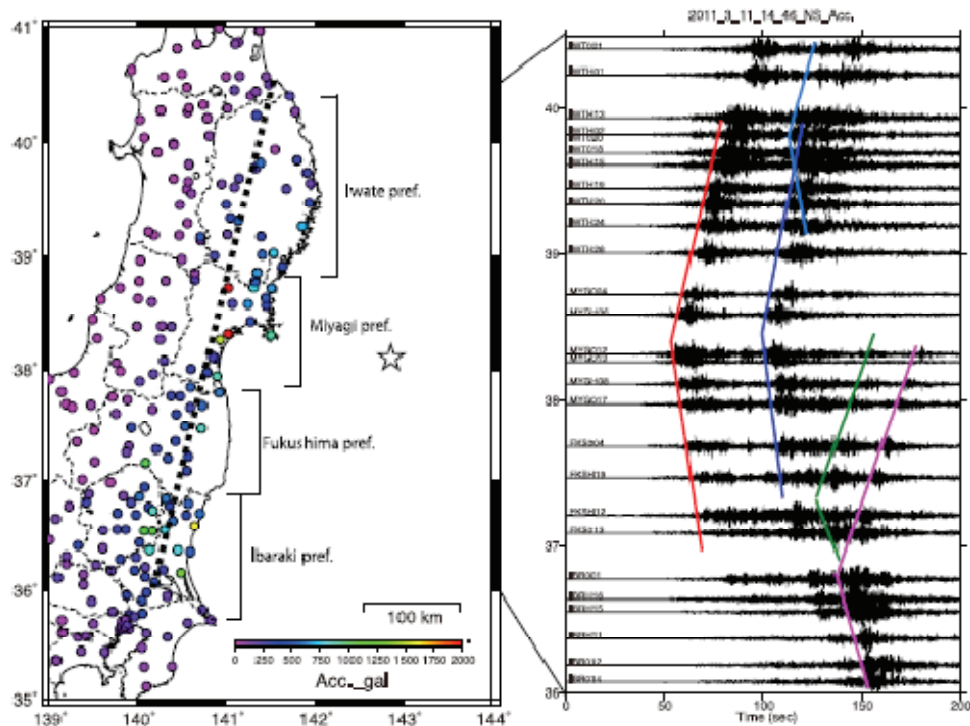
図 7 最大加速度および最大速度の観測値と距離減衰式(左図は地表における最大加速度、右図は S 波速度が 600 m/s の工学的基盤相当に変換した最大速度を示した。)

Fig. 7 The observed PGA and PGV versus the distance from the fault. PGVs are converted from the observed velocities on the ground surface into those on a stiff soil site, where  $V_{s30}$  is 600 m/s.

附図 1-3 最大加速度および最大速度の観測値と距離減衰式の比較 (功刀ほか, 2012)

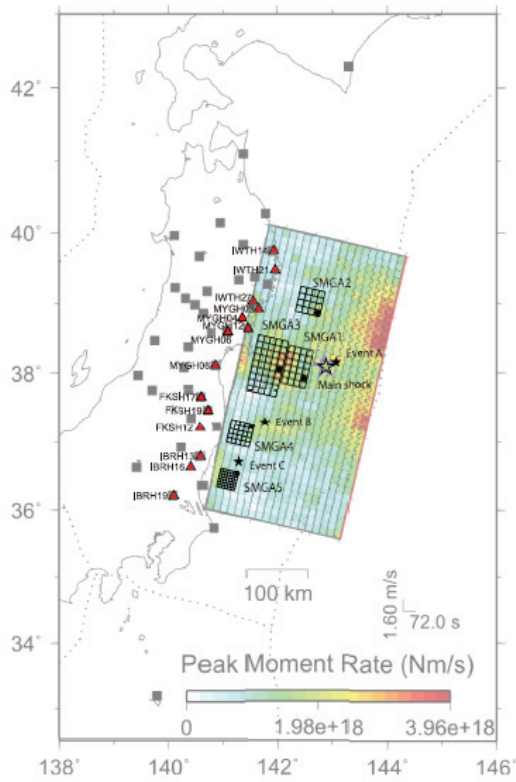
## 附録(2) 震源断層

東北地方太平洋沖地震を引き起こした震源断層については多くの研究グループによる推定が行われ、宮城県沖の海溝寄りに数十 m に達する非常に大きなすべりを生じた領域が推定されている。一方で、強震動波形に見られる複数の特徴的な波群（附図 2-1）からは、強震動を放出した場所（強震動生成域）が宮城県沖（震源付近とそれより陸側の 2 箇所）、福島県沖の陸寄り、茨城県沖の陸寄りなど 4~5 ヶ所に存在したと推定されている（附図 2-2）。このように、すべり量の大きい領域と強震動生成域の場所が異なっていることが本地震から得られた重要な知見の一つである。

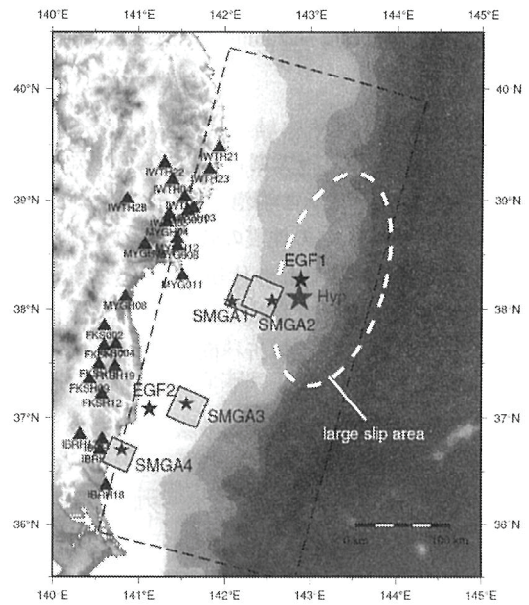


附図 2-1 強震記録に見られる特徴的な波群 (Kurahashi and Irikura, 2011)

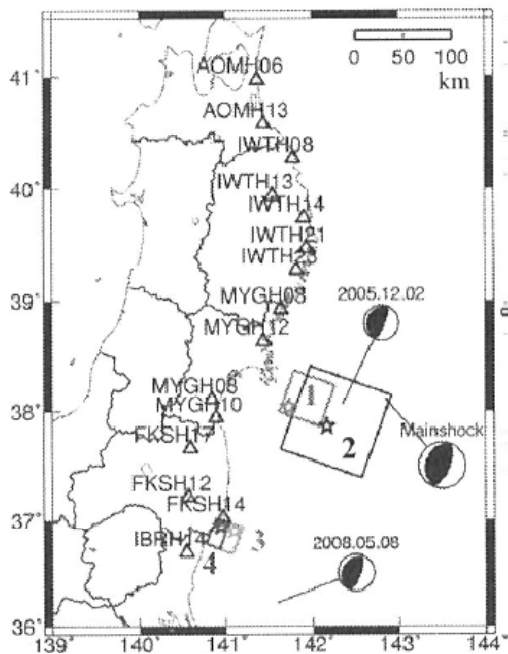




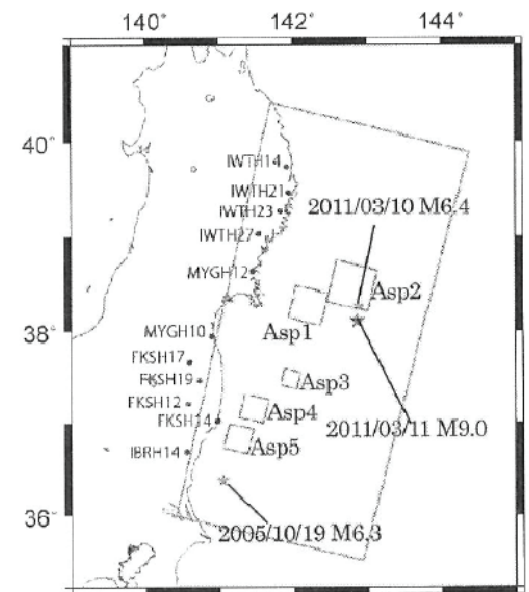
(a) Kurahashi and Irikura (2011)



(b) 浅野・岩田 (2011)



(c) 佐藤 (2011)



(d) 川辺ほか (2011)

附图 2-2 強震動生成域の推定結果

### 附録(3) 距離減衰式の適用性

簡便に地震動指標が予測可能な距離減衰式は観測記録に基づき作成されるため、マグニチュード9の地震に対しては適用範囲外となる。これまでに作成された距離減衰式と観測記録との比較からは、巨大地震の最大加速度および最大速度はマグニチュードがある程度（Mwで8.3~8.5程度）以上大きくなると飽和する傾向が示されている。距離減衰式の適用では、震源断層全体を考慮するのではなく、最も近い強震動生成域単独の規模と距離を用いることも試みられている（附図3-1）。

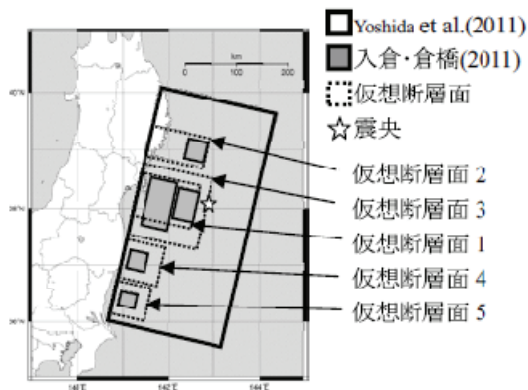


図1 仮想断層面と使用したモデルの位置

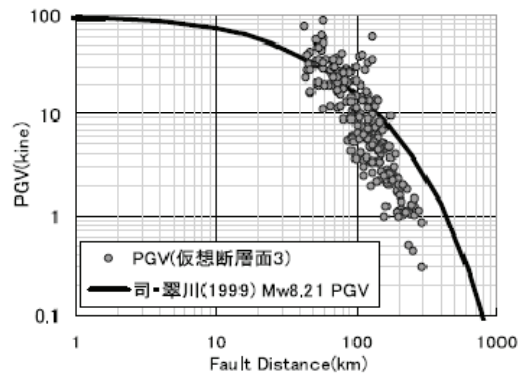
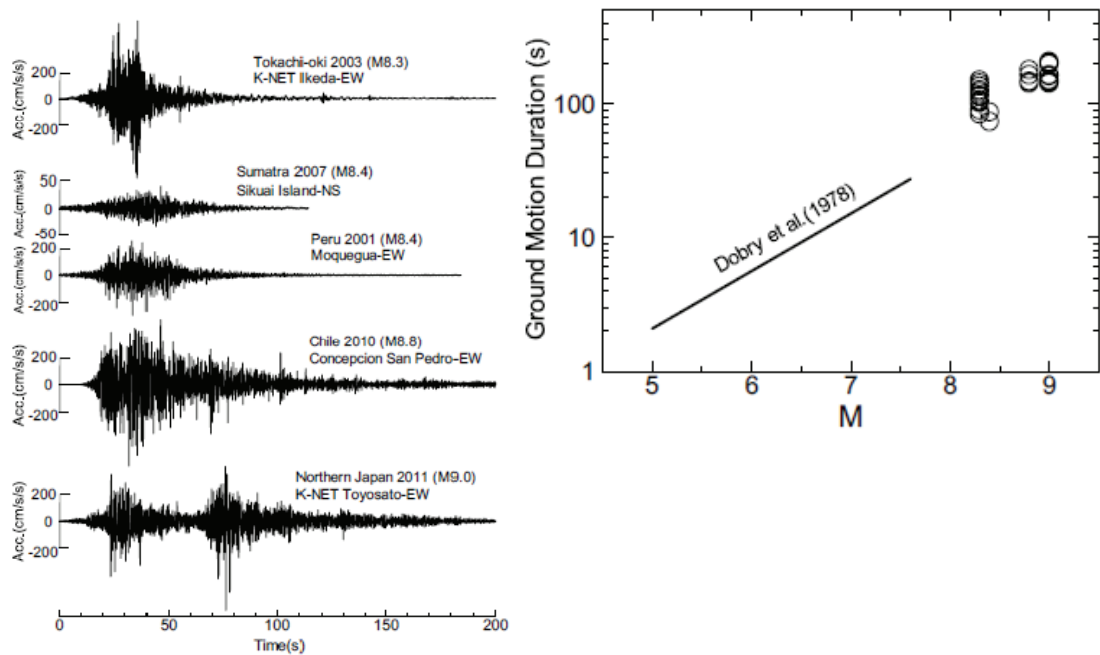


図2(a) カスケード的モデルによる距離減衰の例 (仮想断層面3)

附図 3-1 強震動生成域に対応する断層に基づく距離減衰式の適用（西村ほか，2011）

#### 附録(4) 地震動の継続時間

東北地方太平洋沖地震の地震動の特徴の一つとして継続時間が長いことが挙げられる。この地震を含む大規模な地震の加速度波形の継続時間に関する分析事例では、マグニチュードの増加とともに継続時間が長くなっていること、また、巨大地震のマグニチュードと継続時間の関係が、中規模地震に基づく既往の関係の延長上にあることが示されている(附図 4-1)。



附図 4-1 大地震の加速度波形の例 (左) と継続時間とマグニチュード (M) の関係 (右)  
(翠川・三浦, 2011)