令和5年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業
（高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究）

報　告　書

令和6年3月

高圧ガス保安協会

まえがき

1995 年兵庫県南部地震以後、大規模地震が頻発し、地震活動が活発化しています。大都市直下で発生した 1995 年兵庫県南部地震や日本海溝沿いで発生した 2011 年東北地方太平洋沖地震では、未曾有の激甚災害が発生したことは言うまでもありません。本年 1 月 1 には、最大震度 7 を記録した能登半島地震が発生し、甚大な被害が発生しました。また、近い将来、南海トラフ巨大地震や首都直下地震の発生確率が高いとの見解が示されており、特に大規模地震に対する国土強靭化が我が国の喫緊の課題となっています。

国土強靭化において、我が国のエネルギー基盤の根幹を支えている高圧ガス関連設備の耐震性確保は極めて重要であり、安全、安心なエネルギー供給のために大規模地震に対する耐震性向上の意識が高まっています。

こうした情勢を踏まえ、当高圧ガス保安協会では、経済産業省からの委託事業として平成 25 年度より高圧ガス設備等耐震設計基準（耐震告示）の見直しについて調査研究を実施してまいりましたが、これまでの成果を踏まえ、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（新耐震告示）が制定されました（平成 30 年 11 月 14 日公布、令和元年 9 月 1 日施行）。新耐震告示は性能規定化されて、高圧ガス設備をサイトスペシフィック地震動（設置地点で予想される地震動）を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識されました。

この改正を踏まえ、経済産業省からの委託事業として平成 30 年度には高圧ガス設備のサイトスペシフィックの耐震設計方法の明確化、令和元年度にはサイトスペシフィックな耐震設計に係る耐震設計手法の標準化・高度化に関する調査研究を実施しました。また、高圧ガス設備の耐震性向上のためには、多くの課題が残されていることが指摘され、令和 2 年度～令和 4 年度には高圧ガス設備の耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を実施いたしました。

今年度は引き続き高圧ガス設備の耐震設計手法のさらなる高度化を図るため、昨年度に続く調査研究を実施いたしました。今年度の調査研究成果を取りまとめた本報告書が、高圧ガス設備にサイトスペシフィックな耐震設計が適用され、より合理的な耐震設計に資することができれば幸いです。さらに、高圧ガス設備の大規模地震に対する保安向上に供することができれば幸いです。

なお、本調査では有識者による委員会を設置し、指導、助言を得て調査を進めてまいりました。本委員会活動に当たっては、ご多忙のところ、熱心に取り組んでいただいた委員長及び委員の方々、ならびに関係機関および業界からの献身的なご協力をいただき、心からお礼申し上げる次第であります。

令和 6 年 3 月

高圧ガス保安協会

液状化対策に関する検討委員会　委員名簿

［委員長］
安田　進　　東京電機大学　名誉教授
［副委員長］
古関　潤一　　東京大学　名誉教授
　　ライト工業株式会社　R&D センター　テクニカルオフィサー
［委　員］
渡邉　健治　　東京大学大学院　工学系研究科　社会基盤学専攻　教授
上野　高志　　東洋エンジニアリング株式会社　エンジニアリング・技術統括本部
　　土木・建築エンジニアリング部
大友　敬三　　一般財団法人電力中央研究所　名誉研究アドバイザー
藤田　豊　　清水建設株式会社　原子力・火力本部　上席エンジニア
樋口　俊一　　株式会社大林組　技術本部　技術研究所　副所長
橋本　隆雄　　国士舘大学　理工学部　理工学科　まちづくり学系　特任教授
石川　敬祐　　東京電機大学　理工学部　理工学科　建築・都市環境学系　准教授
森本　巌　　基礎地盤コンサルタンツ株式会社　営業本部　地震防災室　室長
原田　健二　　株式会社不動テトラ　地盤事業本部　技術部　上級専門役
加藤　正史　　株式会社レゾナック　設備技術統括部　エンジニアリングセンター
　　土木建築部　部長　　※敬称略

サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討委員会　委員名簿

［委員長］
盛川　仁　　東京工業大学　環境・社会理工学院　教授
［委　員］
久田　嘉章　　工学院大学　建築学部　まちづくり学科　教授
香川　敬生　　鳥取大学大学院　工学研究科　社会基盤工学専攻　教授
糸井　達哉　　東京大学大学院　工学系研究科 建築学専攻　准教授
後藤　浩之　　京都大学　防災研究所　地震防災研究部門　耐震基礎研究分野　教授
坂井　公俊　　公益財団法人鉄道総合技術研究所　鉄道地震工学研究センター
　　地震応答制御研究室　研究室長
吉見　雅行　　国立研究開発法人産業技術総合研究所　活断層・火山研究部門
　　地震災害予測研究グループ　主任研究員
藤田　豊　　清水建設株式会社　原子力・火力本部　上席エンジニア
樋口　俊一　　株式会社大林組　技術本部　技術研究所　副所長
津田　一透　　茨城県　防災・危機管理部　消防安全課　産業保安室　主任
大﨑　祐希　　岡山県　消防保安課　主任
木下　和敬　　広島県　危機管理監　消防保安課　危険物・高圧ガスグループ　主査
西嶋　康行　　山口県　総務部　消防保安課　主任　　※敬称略

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討委員会　委員名簿

［委員長］
古屋　治　　東京電機大学　理工学部　機械工学系　教授
［委　員］
小林　英男　　東京工業大学　名誉教授
小林　信之　　青山学院大学　名誉教授
渡邉　鉄也　　埼玉大学大学院　理工学研究科　人間支援・生産科学部門　教授
因幡　和晃　　東京工業大学　環境・社会理工学院　准教授
池田　雅俊　　元 株式会社プラント耐震設計システムズ
安藤　文雄　　E&S コンサルタント　安藤　代表
堀野　聡　　川崎重工業株式会社 エネルギーソリューション&マリンカンパニー プラント
　　ディビジョン 産業プラント総括部 CN 技術部 貯槽技術課 担当課長
田附　英幸　　株式会社 IHI プラント　ライフサイクルビジネスセンター　設計部
　　機器設計 Gr. 主幹
吉岡　樹男　　ENEOS 株式会社 プロジェクトサービス部 プロジェクト技術グループ　主査
市川　雄策　　千代田化工建設株式会社 地球環境プロジェクト事業本部 O&M-X ソリュー
　　ション事業部 耐震・防災プロジェクトセクション 配管グループリーダー
中山美智枝　　神奈川県　くらし安全防災局　防災部　消防保安課
　　高圧ガス・コンビナートグループ　副技幹
森村　高幸　　三重県　防災対策部　消防・保安課　主幹兼係長　　※敬称略

オブザーバー

経済産業省産業保安グループ高圧ガス保安室、総務省消防庁危険物保安室、石油連盟、石油化学工業協会、一般社団法人日本化学工業協会、日本 LP ガス協会、一般社団法人日本産業・医療ガス協会、一般社団法人日本鉄鋼連盟、一般社団法人日本ガス協会

目　次

ページ

第Ⅰ章　調査概要 …… Ⅰ-1

1.　事業背景・目的 …… Ⅰ-2

2.　調査内容 …… Ⅰ-2

2.1　液状化対策に関する検討 …… Ⅰ-2

2.2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 …… Ⅰ-2

2.3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 …… Ⅰ-2

2.4　その他の検討 …… Ⅰ-3

3.　調査期間 …… Ⅰ-3

4.　調査方法 …… Ⅰ-3

第Ⅱ章　液状化対策に関する検討 …… Ⅱ-1

Ⅱ-1　大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定 …… Ⅱ-1-1

1.　検討概要 …… Ⅱ-1-2

2.　1995 年兵庫県南部地震の MC ターミナルの液状化被害 …… Ⅱ-1-2

2.1　地震被害の概要 …… Ⅱ-1-2

2.2　LP ガス貯蔵設備 …… Ⅱ-1-3

2.3　LP ガスの漏洩 …… Ⅱ-1-5

2.4　地震後の対応 …… Ⅱ-1-6

3.　2011 年東北地方太平洋沖地震の液状化被害 …… Ⅱ-1-7

3.1　地震被害の概要 …… Ⅱ-1-7

3.2　道路の突き上げ …… Ⅱ-1-7

3.3　埋設管路の継手の抜けや外れ・マンホールのずれ …… Ⅱ-1-8

3.4　地震後の対応 …… Ⅱ-1-8

4.　大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定 …… Ⅱ-1-9

参考文献 …… Ⅱ-1-10

Ⅱ-2　地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ（その 1）

：設備の沈下量低減効果に関する検討 …… Ⅱ-2-1

1.　検討概要 …… Ⅱ-2-2

2.　実地盤を想定した残留変形解析 …… Ⅱ-2-2

2.1　残留変形解析の概要 …… Ⅱ-2-2

2.2　解析工程 …… Ⅱ-2-3

2.3　解析条件 …… Ⅱ-2-5

2.3.1　縦置円筒形貯槽およびパイプラック、直接基礎の構造物の地盤定数 …… Ⅱ-2-5
2.3.2　非液状化層の地盤定数
（地下水位浅の F-1 層、Ac 層、Ds-1 層、Ds-2 層） …… Ⅱ-2-5
2.3.3　液状化層の地盤定数（地下水位深の F-1 層、F-2 層） …… Ⅱ-2-7
2.3.4　地震外力 …… Ⅱ-2-10
2.4　解析結果 …… Ⅱ-2-11
3.　モデル地盤を想定した残留変形解析 …… Ⅱ-2-19
3.1　解析条件 …… Ⅱ-2-19
3.1.1　縦置円筒形貯槽およびパイプラック、直接基礎の構造物の地盤定数 …… Ⅱ-2-19
3.1.2　非液状化層の地盤定数
（砂(1)層、地下水位浅の砂(2)層、シルト層、砂礫層） …… Ⅱ-2-19
3.1.3　液状化層の地盤定数（地下水位深の砂(2)層） …… Ⅱ-2-21
3.1.4　地震外力 …… Ⅱ-2-25
3.2　解析結果 …… Ⅱ-2-27
4.　まとめ …… Ⅱ-2-32
参考文献 …… Ⅱ-2-33
付録Ⅱ-2A　実地盤を想定した残留変形解析
付録Ⅱ-2B　モデル地盤を想定した残留変形解析
Ⅱ-3　地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ（その 2）
：基礎杭の断面力低減効果に関する検討 …… Ⅱ-3-1
1.　検討概要 …… Ⅱ-3-2
2.　解析条件 …… Ⅱ-3-3
2.1　解析モデル・定数 …… Ⅱ-3-3
2.2　荷重 …… Ⅱ-3-7
2.3　解析ケース …… Ⅱ-3-7
3.　解析結果 …… Ⅱ-3-8
4.　まとめ …… Ⅱ-3-10
参考文献 …… Ⅱ-3-10
付録Ⅱ-3A　杭周りの地盤せん断ひずみ（令和 4 年度調査研究）
付録Ⅱ-3B　鉄道構造物等設計標準・同解説による検討
Ⅱ-4　液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性検討 …… Ⅱ-4-1
1.　検討概要 …… Ⅱ-4-2
2.　液状化対策工法の適用性 …… Ⅱ-4-2
2.1　液状化の発生そのものを防止する対策工法 …… Ⅱ-4-2

2.2　液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）‥Ⅱ-4-5
2.3　岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法 ……Ⅱ-4-6
3.　まとめ ……Ⅱ-4-7
参考文献 ……Ⅱ-4-8

第Ⅲ章　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 ……Ⅲ-1
Ⅲ-1　コンビナート 7 地区におけるサイトスペシフィック地震動の標準波の検討 ……Ⅲ-1-1
1.　検討概要 ……Ⅲ-1-2
2.　検討条件 ……Ⅲ-1-2
2.1　標準波の位置付け・扱い……Ⅲ-1-2
2.2　対象コンビナート地区……Ⅲ-1-5
2.3　検討方針……Ⅲ-1-6
3.　鹿島コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-8
3.1　代表地点の検討……Ⅲ-1-8
3.2　地震学的・地質学的情報等の整理……Ⅲ-1-10
3.3　対象地震の選定……Ⅲ-1-20
3.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-30
3.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-30
3.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-40
3.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-45
4.　水島コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-57
4.1　代表地点の検討……Ⅲ-1-57
4.2　地震学的・地質学的情報等の整理……Ⅲ-1-59
4.3　対象地震の選定……Ⅲ-1-67
4.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-73
4.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-73
4.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-80
4.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-86
5.　岩国・大竹コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-101
5.1　代表地点の検討……Ⅲ-1-101
5.2　地震学的・地質学的情報等の整理……Ⅲ-1-105
5.3　対象地震の選定……Ⅲ-1-113
5.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-118
5.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-118

5.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-125
5.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-129
6.　周南コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-137
6.1　代表地点の検討 ……Ⅲ-1-137
6.2　地震学的・地質学的情報等の整理 ……Ⅲ-1-139
6.3　対象地震の選定 ……Ⅲ-1-146
6.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-152
6.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-152
6.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-159
6.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-165
7.　京浜コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-180
7.1　代表地点の検討 ……Ⅲ-1-180
7.2　地震学的・地質学的情報等の整理 ……Ⅲ-1-182
7.3　対象地震の選定 ……Ⅲ-1-189
7.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-192
7.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-192
7.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-203
7.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-207
8.　四日市コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-215
8.1　代表地点の検討 ……Ⅲ-1-215
8.2　地震学的・地質学的情報等の整理 ……Ⅲ-1-217
8.3　対象地震の選定 ……Ⅲ-1-223
8.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-227
8.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-227
8.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-235
8.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-239
9.　堺・高石コンビナート地区の標準波の検討 ……Ⅲ-1-247
9.1　代表地点の検討 ……Ⅲ-1-247
9.2　地震学的・地質学的情報等の整理 ……Ⅲ-1-250
9.3　対象地震の選定 ……Ⅲ-1-255
9.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-1-259
9.4.1　対象地震の断層モデルの設定 ……Ⅲ-1-259
9.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-268
9.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-272

10. まとめ ……Ⅲ-1-280
参考文献 ……Ⅲ-1-296
付録Ⅲ-1 地震観測記録に関する追加検討
Ⅲ-2 標準波の補正の例示 ……Ⅲ-2-1
1. 検討概要 ……Ⅲ-2-2
2. 地震観測記録に基づく標準波の補正の例示 ……Ⅲ-2-3
2.1 はじめに ……Ⅲ-2-3
2.2 地震観測記録を用いた標準波の補正方法の基本的な考え方 ……Ⅲ-2-6
2.3 サイト補正係数の算出 ……Ⅲ-2-7
2.4 標準波を補正して得られる事業所のサイトスペシフィック地震動 ……Ⅲ-2-9
2.5 事業所のサイトスペシフィック地震動の算定とサイト補正方法の検証 ……Ⅲ-2-12
2.5.1 KiK-net 波崎のサイトスペシフィック地震動の算定 ……Ⅲ-2-12
2.5.2 サイト補正方法の検証 ……Ⅲ-2-18
3. 微動観測記録に基づく標準波の補正の例示 ……Ⅲ-2-20
3.1 はじめに ……Ⅲ-2-20
3.2 微動観測記録を用いた標準波の補正方法の基本的な考え方 ……Ⅲ-2-20
3.3 微動観測に用いる機器等 ……Ⅲ-2-22
3.3.1 センサ ……Ⅲ-2-22
3.3.2 データロガーなど ……Ⅲ-2-25
3.4 微動の観測法 ……Ⅲ-2-27
3.5 観測記録の解析法 ……Ⅲ-2-29
3.5.1 記録の前処理 ……Ⅲ-2-29
3.5.2 位相速度の推定法 ……Ⅲ-2-31
3.5.3 速度構造の推定法 ……Ⅲ-2-32
3.6 微動観測記録に基づく補正関数の算出の実施例 ……Ⅲ-2-32
3.6.1 対象地点 ……Ⅲ-2-32
3.6.2 観測方法 ……Ⅲ-2-32
3.6.3 解析結果 ……Ⅲ-2-37
3.6.4 伝達関数 ……Ⅲ-2-41
3.6.5 伝達関数の妥当性の検討（ZKN） ……Ⅲ-2-42
3.6.6 伝達関数の妥当性の検討（HSK） ……Ⅲ-2-43
3.6.7 補正関数の算出 ……Ⅲ-2-45
3.7 微動観測記録に基づいて得られた補正関数の妥当性の検証 ……Ⅲ-2-47
3.7.1 検討方法 ……Ⅲ-2-47

3.7.2　地震観測記録を用いた補正関数と微動観測記録を用いた補正関数の比較 Ⅲ-2-47
3.7.3　KiK-net 波崎 2（HSK）における補正結果の比較 …… Ⅲ-2-48
3.7.4　神栖総合公園（KSS）における補正結果の比較 …… Ⅲ-2-51
4.　まとめ …… Ⅲ-2-55
参考文献 …… Ⅲ-2-58
付録Ⅲ-2A　予備観測での記録
付録Ⅲ-2B　本観測での記録

第Ⅳ章　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 …… Ⅳ-1
1.　検討概要 …… Ⅳ-2
2.　検討内容 …… Ⅳ-7
2.1　応力解析 …… Ⅳ-7
2.2　ノズル部評価 …… Ⅳ-13
2.3　接合部評価 …… Ⅳ-14
2.4　許容塑性率評価 …… Ⅳ-20
2.5　平底円筒形貯槽 …… Ⅳ-20
2.6　その他 …… Ⅳ-26
3.　まとめ …… Ⅳ-27
3.1　応力解析 …… Ⅳ-27
3.2　ノズル部評価 …… Ⅳ-29
3.3　接合部評価 …… Ⅳ-29
3.4　許容塑性率評価 …… Ⅳ-30
3.5　平底円筒形貯槽 …… Ⅳ-30
付録Ⅳ－1：平底円筒形貯槽の FEM 解析
付録Ⅳ－2：現行基準における基礎とアンカーボルトの接合部の規定
付録Ⅳ－3：自立式塔類のプッシュオーバー解析手法の構築
付録Ⅳ－4：球形貯槽のプッシュオーバー解析手法の構築

第Ⅴ章　その他の検討：免震・制振技術に関する検討 …… Ⅴ-1
1.　検討概要 …… Ⅴ-2
2.　検討計画 …… Ⅴ-3
2.1　実施目的 …… Ⅴ-3
2.2　検討項目 …… Ⅴ-3
2.3　検討内容 …… Ⅴ-4

2.3.1　解析対象となる架構および想定地震の設定 ……V-4
2.3.2　固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成 ……V-4
2.3.3　採用する制振装置の選定 ……V-5
2.3.4　制振装置の有用性および適正配置法 ……V-5
3.　検討結果 ……V-5
3.1　解析対象となる架構および想定地震の設定 ……V-5
3.2　固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成 ……V-7
3.3　採用する制振装置の選定……V-10
3.4　制振装置の有用性および適正配置法……V-11
3.5　長手方向の応答評価及び有限要素解析法を用いた制振装置の有用性評価 ……V-28
3.5.1　長手方向の応答評価 ……V-28
3.5.2　有限要素解析法を用いた制振装置の有用性評価 ……V-31
4.まとめ ……V-35
4.1　制振装置の有効性評価のまとめ……V-35
4,2　今後の課題……V-36

第Ⅵ章　まとめ……VI-1
1.　液状化対策に関する検討 ……VI-2
2.　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 ……VI-5
3.　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 ……VI-12
4.　その他の検討：免震・制振技術に関する検討 ……VI-14
5.　今後の課題 ……VI-15
5.1　液状化対策に関する検討……VI-15
5.2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 ……VI-16
5.3.　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 ……VI-18
5.4.　その他の検討：免震・制振技術に関する検討等……VI-20

第Ⅰ章　調査概要

1. 事業背景・目的

切迫している南海トラフ地震や首都直下地震等、大規模自然災害の発生に備え、平成２５年に防災・減災等に資する国土強靱化基本法が制定された。同基本法に基づき、平成２６年には国土強靱化基本計画が閣議決定され、平成３０年に見直しされている。

こうした情勢を踏まえ、平成２５年度より高圧ガス設備等耐震設計基準の見直しについて調査研究を実施してきた。一連の調査研究を通じて、高圧ガス設備を設置する各地点において予想される地震動（サイトスペシフィック地震動）を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識され、仕様規定の高圧ガス設備等耐震設計基準を廃止して性能規定化し、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示を制定した（平成３０年１１月１４日公布、令和元年９月１日施行)。

この制定を踏まえ、平成３０年度、令和元年度には、高圧ガス設備のサイトスペシフィックな耐震設計手法の明確化・標準化・高度化に関する調査研究を行ってきた。また、高圧ガス設備の耐震性向上のためには、多くの課題が残されていることが指摘され、令和２年度から令和４年度には、高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を行ったところである。

本事業においては、高圧ガス設備の耐震性向上及び耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を推進する。

2. 調査内容

2.1 液状化対策に関する検討

令和３年度調査研究からの液状化対策に関する検討成果を踏まえ、高圧ガス設備の関係事業者の液状化対策に参考となる指針の取りまとめに向けた検討を行う。

特に、液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性については、各工法の実効性や費用対効果などを新設・既設それぞれへの適用を念頭に具体的かつ詳細に整理するとともに、２０１１年東北地方太平洋沖地震以後、有効性が期待されるものの、高圧ガス設備への適用性が十分に確認されていない工法についても、最新の知見を反映したケーススタディを実施する。

2.2 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討する。

令和４年度調査研究では、３コンビナート地区を対象に標準波を作成したが、他のコンビナート地区について同様の検討を行う。また、令和４年度調査研究で作成した３コンビナート地区の標準波について、適宜見直しを行う。

2.3 高圧ガス設備のレベル２耐震性能評価法の見直しに関する検討

高圧ガス設備のレベル２耐震性能評価法（応力解析、ノズル部評価、接合部評価、許容塑性

率評価、平底円筒形貯槽）について、令和４年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行う。

2.4　その他の検討

その他の検討として、令和４年度調査研究で指摘された今後の課題（免震・制震技術に関する検討等）のうち、優先度の高い課題を抽出し、課題解決に向けた検討を行う。

3.　調査期間

令和 5 年 7 月 7 日（委託契約締結日）～令和 6 年 3 月 29 日

4.　調査方法

本調査では、以下に示す通り有識者による3つの委員会を設置し、指導、助言を得て調査を行った。各委員会の委員名簿は既掲の通りである。各委員会の開催実績を表4-1～表4-3に示す。各委員会ともそれぞれ全4回開催し、情報共有のため第2回委員会（令和5年11月29日）は合同で開催した。

①液状化対策に関する検討委員会

②サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討委員会

③高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討委員会

表 4-1　液状化対策に関する検討委員会の開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 5 年 8 月 3 日(木)	対面・オンライン併用
第 2 回	令和 5 年 11 月 29 日(水)	対面・オンライン併用
第 3 回	令和 6 年 1 月 25 日(木)	対面・オンライン併用
第 4 回	令和 6 年 3 月 8 日(金)	対面・オンライン併用

表 4-2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討委員会の開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 5 年 8 月 7 日(月)	対面・オンライン併用
第 2 回	令和 5 年 11 月 29 日(水)	対面・オンライン併用
第 3 回	令和 6 年 1 月 29 日(月)	対面・オンライン併用
第 4 回	令和 6 年 2 月 29 日(木)	対面・オンライン併用

表 4-3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討委員会の開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 5 年 8 月 22 日(火)	対面・オンライン併用
第 2 回	令和 5 年 11 月 29 日(水)	対面・オンライン併用
第 3 回	令和 6 年 1 月 22 日(月)	対面・オンライン併用
第 4 回	令和 6 年 3 月 1 日(金)	対面・オンライン併用

第Ⅱ章　液状化対策に関する検討

Ⅱ－1　大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定

1. 検討概要

1964 年新潟地震において、地盤の液状化現象が工学的に初めて認識され、1995 年兵庫県南部地震を始め、過去の歴史地震において地盤の液状化ならびに液状化に伴う流動化よる地震被害が数多く発生してきている。これらの地震被害を踏まえ、各種設計基準が改定されてきている。

ところで、地盤の液状化に起因した高圧ガス設備の大規模被害として、1995 年兵庫県南部地震におけるエム・シー・ターミナル(株)、神戸事業所（以下、MC ターミナルという）でのガスの漏洩事故が挙げられる。また、最近の 2011 年東北地方太平洋沖地震では、これまでの地震による液状化被害とは異なる新たな液状化被害が認識されている。

本検討では、両液状化被害の概要について紹介し、これらの液状化被害を踏まえ、今後予想されている南海トラフ地震等の大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害を想定する。

2. 1995 年兵庫県南部地震の MC ターミナルの液状化被害

2.1 地震被害の概要

1995 年兵庫県南部地震は大都市直下の地震（M7.3）で、都市機能が麻痺し、過密した近代都市の脆弱性が露呈した地震である。死者 6437 人の内陸型地震として戦後最悪の大震災（阪神・淡路大震災）となった。地震被害の詳細については他書[例えば 1)]に譲るが、高圧ガス設備については、MC ターミナル（兵庫県神戸市東灘区御影浜町）において、ガスの漏洩事故が発生した[2),3),4)]。高圧ガス設備としては初めてのガス漏洩事故であったが、幸いにして人的被害はなかったものの、周辺住民に対して避難勧告が発令され、約 70,000 人が避難した。

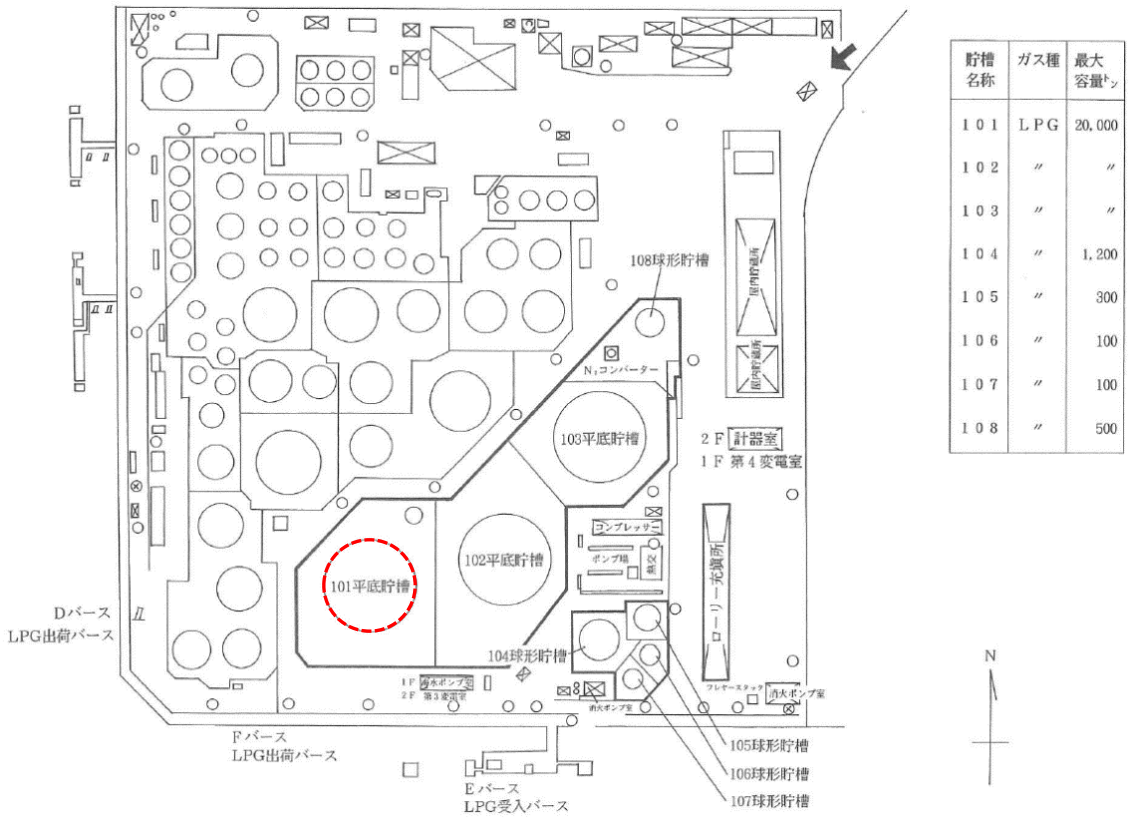
本事業所は、タンカーによる LP ガスの受払施設を備えた一次基地であり、昭和 30 年代に埋立により造成された人工島の一角に位置している。同地震により大規模な地盤の液状化が発生し、支持層まで打設した杭支持基礎または地盤改良を施した基礎が存在する場所を除き、液状化による地盤沈下や側方流動の被害が顕著であった。（文献 5)）に地震前後の航空写真測量から得られた事業所の地盤変位を示す[5)]。本事業所は南側及び西側が海に面しているが、地盤沈下量は西側護岸付近で最大約 2m、海側への側方流動量も非常に大きく、南側護岸付近では最大約 3.7m にも達しており、敷地全体が 1～2m 移動した。LP ガス漏洩の主原因は、この地盤の液状化及び側方流動によるものとされている。

2.2　LP ガス貯蔵設備

図 2.2-1 に本事業所内の LP ガス貯蔵設備の配置を示すが、3 基の平底貯槽（101～103）、5 基の球形貯槽（104～108）及び配管やポンプ室等の関連設備で構成されている。このうち海に面している南側と西側護岸近傍の 101 平底貯槽の受払配管系において、LP ガスが漏洩した。その他の設備の配管系においても LP ガスが漏洩したが、軽微であった。

101 平底貯槽は昭和 42 年に完成した二重殻平底円筒形（内径約 37m、高さ約 37m）の低温貯槽であり、その内容物は液化プロパンガスである。この貯槽の基礎は、直径 1,100mm、長さ 27m のベノト杭を支持層まで打設し、高床式コンクリートスラブで貯槽を支えた杭基礎である。なお、102 及び 103 平底貯槽ではバイブロフローテーション工法による地盤改良が行われ、直接基礎となっている。

一方、101 平底貯槽の配管系については、写真 2.2-1、写真 2.2-2、図 2.2-2 に構造を示すが、受払ノズルは、一方の端部が 101 平底貯槽の内槽に溶接され、他端はフランジが溶接されており、このフランジが受払元弁のフランジに接続されている。受払元弁は 101 平底貯槽の外槽から 2 本のロッドでスプリングハンガーを介して支えられている。受払元弁は受払短管に接続され、受払短管は受払緊急遮断弁に接続されている。受払緊急遮断弁は、貯槽本体の基礎とは同一基礎でなく独立した直接基礎を持つ支持架台からスプリングハンガーを介して支えられている。また、101 平底貯槽の受払配管は、他の配管系（他の設備含む）と異なり、防液堤（102 平底貯槽と共通）を貫通して敷設されている。LP ガスは、受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部から漏洩した。



貯槽名称	ガス種	最大容量ﾄﾝ
101	LPG	20,000
102	〃	〃
103	〃	〃
104	〃	1,200
105	〃	300
106	〃	100
107	〃	100
108	〃	500

図 2.2-1　MC ターミナルの LP ガス貯蔵設備の配置 [2)]

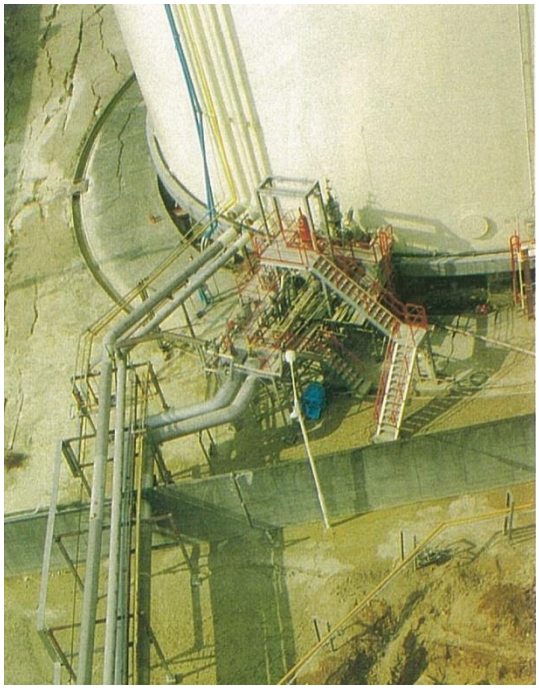


写真 2.2-1　101 平底貯槽の配管、支持架台及び防液堤 2)

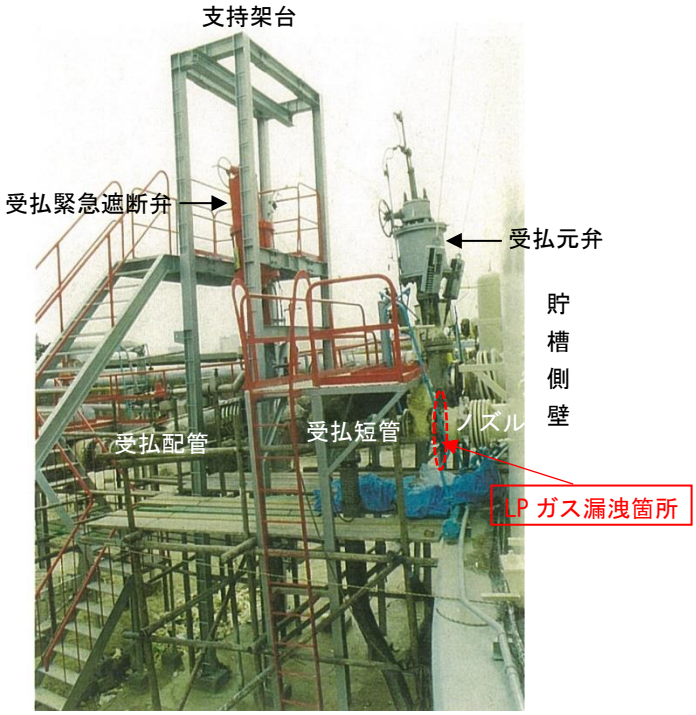


写真 2.2-2　101 平底貯槽の受払元弁、受払緊急遮断弁及び支持架台(北側水平方向)2 に加筆)

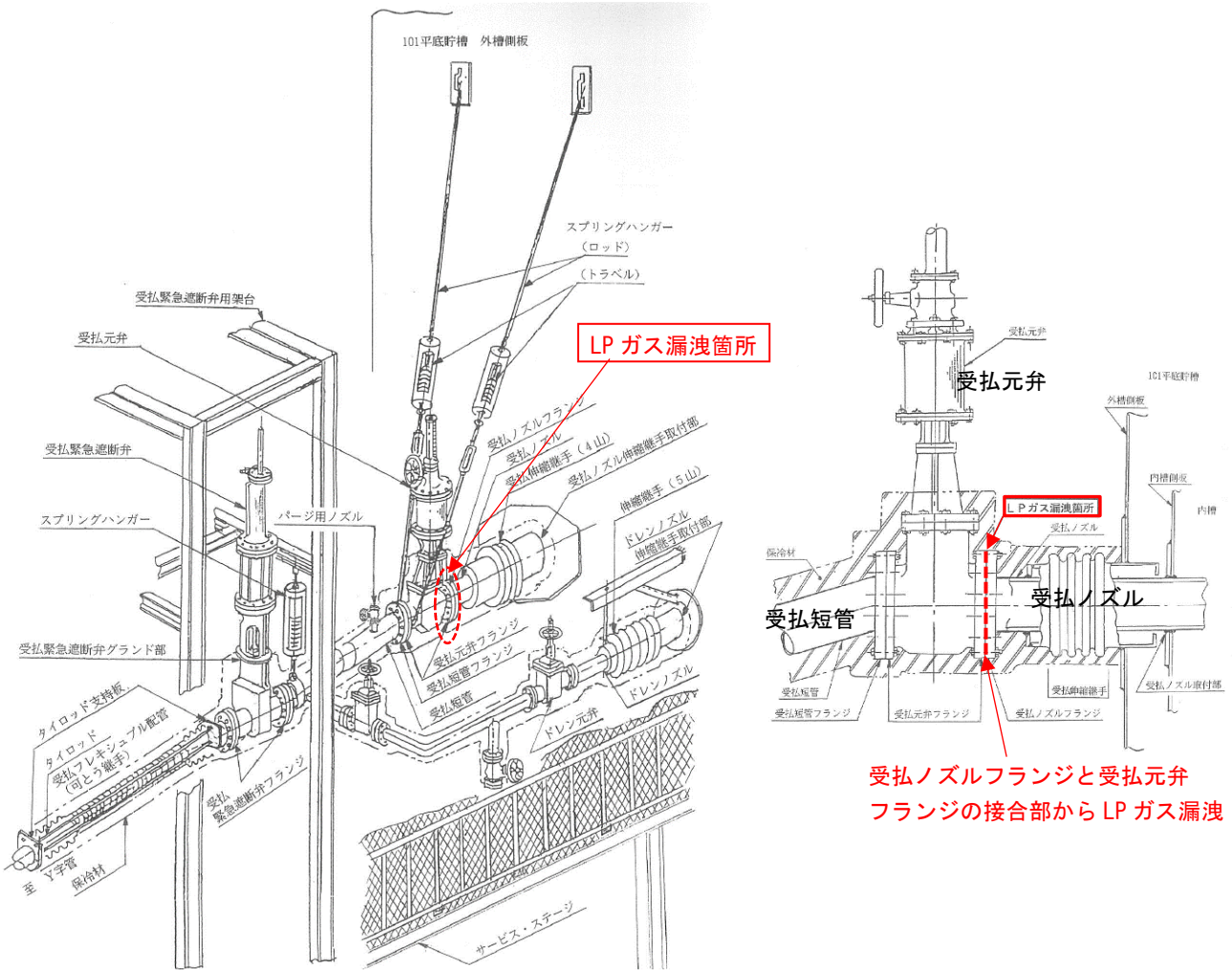


図 2.2-2　101 平底貯槽の受払元弁、受払緊急遮断弁及び支持架台 2)に加筆

2.3　LP ガスの漏洩

既述のように、LP ガスは 101 平底貯槽の受払配管系の受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部から漏洩した（写真 2.3-1 参照）。その原因は、地震の加速度による設備の損傷ではなく、地盤の大規模な液状化及び側方流動によるもので、以下のとおりとされている。

(1)　基礎形式

101 平底貯槽の基礎は、既述のように杭基礎である。目視観察では、基礎の損傷はほとんど見られなかった。基礎の沈下もほとんど見られなかったが、計測の結果、高床部が不同沈下率 0.21%で僅かに北側へ傾斜していた。

これに対し、受払配管系については、受払ノズル及び受払元弁は貯槽外槽により支持されているものの、受払短管以降の配管系の支持架台の基礎は、既述のように貯槽本体とは同一基礎でなく独立した直接基礎である。しかも液状化対策がなされておらず、地盤の鉛直及び水平方向の移動に大きく影響を受けた。図 2.3-1 に受払配管系の鉛直変位量を示すが、受払ノズルフランジで 45mm、受払短管以降の配管系では大きな変位が生じ、受払短管の受払元弁側フランジで 81mm、受払緊急遮断弁付近では 200mm にも及ぶ鉛直変位が生じた。ちなみに、受払緊急遮断弁を支える支持架台の移動量は、鉛直方向に約 75cm、水平方向（南護岸方向）に約 60cm であった。

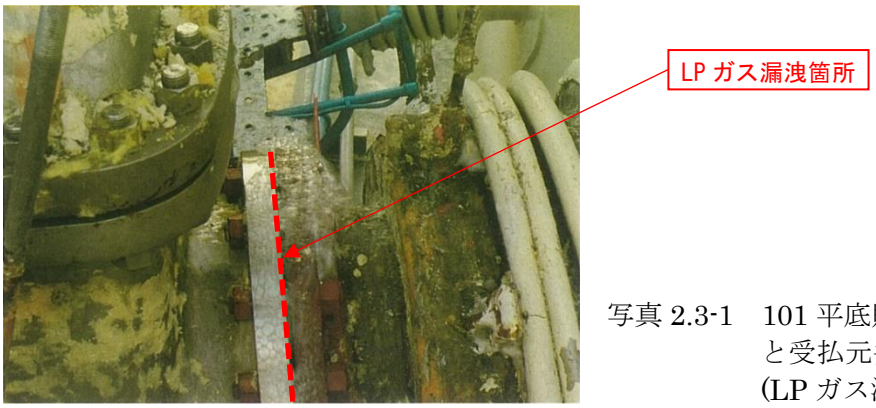


写真 2.3-1　101 平底貯槽の受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部（LP ガス漏洩箇所）[2]に加筆

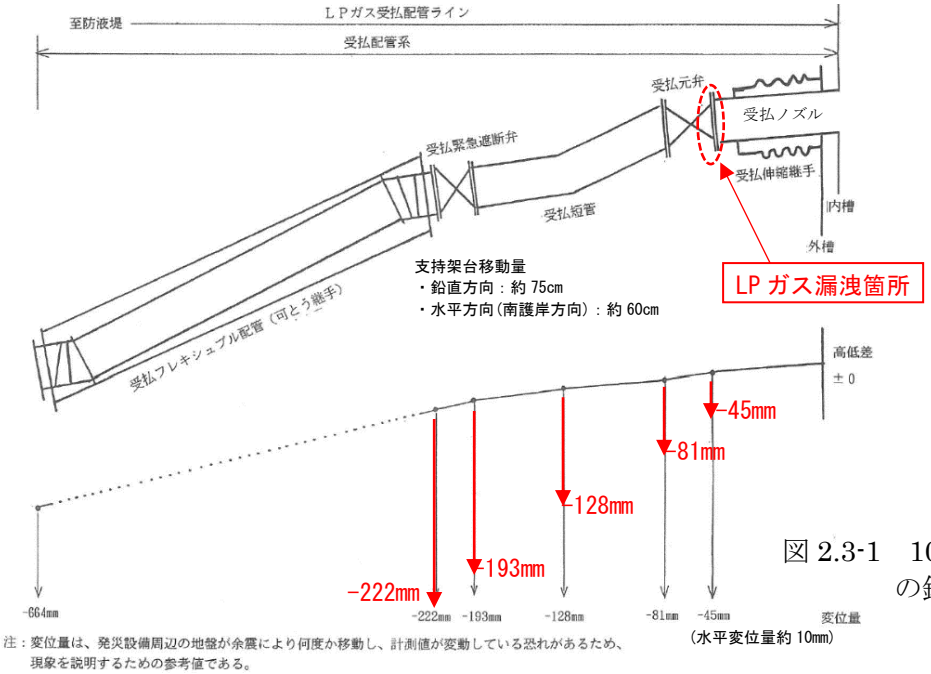


図 2.3-1　101 平底貯槽の受払配管系の鉛直変位量 [2]に加筆

注：変位量は、発災設備周辺の地盤が余震により何度か移動し、計測値が変動している恐れがあるため、現象を説明するための参考値である。

(2) 配管系の可撓性

101 平底貯槽の受払配管は、既述のように防液堤を貫通して敷設されている。このため、受払配管は地盤変位に伴う防液堤の移動により拘束され、可撓性が小さい構造であった。ちなみに、防液堤は鉛直方向に約 70cm 沈下し、水平方向は南側護岸方向に約 70cm 移動していた。

(3) LP ガス漏洩の原因

以上のことから、LP ガス漏洩の原因は、地盤の液状化により沈下や側方流動が生じたことによって、受払緊急遮断弁を支持する架台の基礎等が機能を失い、基礎の変位に追従して生じた受払配管系の変位が可撓性の小さい受払配管系自体に過大な荷重として作用し、受払ノズルと受払短管間を曲げ開く力が働いて、同部分が開口したためと結論付けられている。ちなみに、本結論は、受払配管系をモデル化した数値計算によって検証されている。

なお、102 及び 103 平底貯槽では、既述のように貯槽及びそれらの受払配管系をバイブロフローテーション工法により改良した共通の地盤で支持したことにより、貯槽の基礎の沈下量と、それらの受払配管系の架台の基礎の沈下量の差が 101 平底貯檀及びその配管系の場合に比べて小さかったため、緊急遮断弁の架台の支持機能が保持され、受払配管系が大きく変位せず元弁接続部に大きな曲げモーメントが発生せず、LP ガスの漏洩が避けられたと考えられている。また、102 及び 103 平底貯槽受払配管系には、101 平底貯槽受払配管系と比べて、可撓性の大きい曲がり管を有していること、防液堤による拘束を受けるような敷設がされてないことから、構造上の可撓性が十分あったことも効果があったと考えられている。

2.4 地震後の対応

1995 年兵庫県南部地震による甚大な被害を踏まえ、土木分野の耐震設計基準が大改正され、レベル 1 及びレベル 2 地震動を考慮した 2 段階設計法に移行し、地盤の液状化による側方流動に関する規定が導入された。なお、建築分野の耐震設計基準（建築基準法・同施行令）は 1978 年宮城県沖地震を受け、1981 年の改正で既に 2 段階設計法が導入されており（新耐震設計基準）、大改正は行われなかった。

高圧ガス分野でも既述のLPガス漏洩事故等を踏まえ、平成9年（1997年）に高圧ガス設備等耐震設計基準が改正され、2段階設計法や地盤の側方流動規定が導入された。また、配管が耐震設計の対象として追加され、重要度 I_a、I の配管系のレベル2耐震性能について、「耐震設計設備に接続される配管系のうち、地震防災遮断弁を超えて当該耐震設計設備の直近に設ける当該配管系に係る支持構造物（配管を溶接等により固定するものに限る。）については、当該耐震設計設備と同一の基礎に施すこと。ただし、当該配管系が十分な可とう性を有していることを確認した場合は、この限りでない。」（第2条第2項第2号ニ）といった規定が設けられた。

3. 2011 年東北地方太平洋沖地震の液状化被害

3.1 地震被害の概要

2011年東北地方太平洋沖地震は、我が国観測史上最大規模M_w9.0の地震で、世界4番目の規模の超巨大地震であった。津波被害も併せ、東北地方から関東地方の広域に及ぶ甚大な地震被害が発生したことは言うまでないが、地盤の液状化による住宅地、ライフライン（上下水道、低圧ガス導管)、河川堤防等々の被害も顕著であった。

液状化被害の詳細については他書[例えば6)]に譲るが、2011年東北地方太平洋沖地震ではこれまでの地震による液状化被害とは異なる新たな液状化被害が認識され、被害メカニズムの解明がなされている[7),8)]。新たな液状化被害の概要を次節に示す。

3.2 道路の突き上げ

一つは、道路の突き上げ被害である。地盤の液状化による道路の被害は（文献7)）に示す種類に分類されるが、従来の波打ち・ずれ、噴水・噴砂、路面沈下と建物との段差、陥没被害に対し、道路が突き上がる現象は過去の地震であまり目立たなかった特異な被害であった。（文献8)）に、千葉県浦安市での道路の突き上げ被害の一例を示す。

2011年東北地方太平洋沖地震は規模が非常に大きく、地震動の継続時間が300秒といった極端に長い地震動であった。このため、液状化が発生した後も液体状になった地盤がゆっくりと大きく揺すられ続けて特異な動的変位（揺動）が発生し、(文献8)）に示すように構造物の境界付近や液状化層下面が傾いている箇所で、生活道路や幹線道路が突き上がる現象が生じたものとされている。

3.3　埋設管路の継手の抜けや外れ・マンホールのずれ

もう一つは、埋設管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれの被害が多数発生したことである。過去の地震での埋設管路やマンホールの被害パターンとしては、浮き上がり被害が多かった。特に埋設管路やマンホールを設置するために掘削し埋め戻した土が液状化し、被害が続出してきた。2011年東北地方太平洋沖地震でも、同様の被害が東北地方などで発生した。ところが、東京湾岸では（文献7)、8)）に示すように、埋設管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれの被害が続出し、それらの中に液状化した泥水が入ったため浮き上りはあまり生じなかった。これも上述の揺動が原因と言われている。

3.4　地震後の対応

2011 年東北地方太平洋沖地震での大規模かつ広域に及ぶ液状化被害を受け、同年 11 月に国土交通省において都市防災推進事業（市街地液状化対策事業）が創設された。同事業では、液状化対策工法として地下水位低下工法が注目され、被災事例の分析、実証実験、解析が行われた。この成果を基に、地下水位低下工法が 6 つの市街地で戸建て住宅に適用され、得られた知見を取りまとめた市街地液状化対策推進ガイダンス [9)]が公表されている。

4. 大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定

1995 年兵庫県南部地震以降、我が国は地震活動期に入ったと言われており、2011 年東北地方太平洋沖地震等々、大規模地震が頻発している。また近い将来，南海トラフ巨大地震や首都直下地震等、巨大地震の発生が予想されている[10),11)]。ちなみに、両地震の発生確率は、今後 30 年で 70～80%と予想されている。

前節 2.、3. で示した液状化被害を踏まえ、今後予想されている南海トラフ地震等の大規模地震に対し、高圧ガス設備の液状化被害を想定する。高圧ガス設備の関連施設も含め、想定される液状化被害は、以下のとおりである。

(1) 1995年兵庫県南部地震のMCターミナルの液状化被害を踏まえた被害想定

①同地震後の平成9年（1997年）に高圧ガス設備等耐震設計基準が改正されたことから、改正基準に準拠した新設の高圧ガス設備及び配管系については地震防災遮断弁が機能し、大規模地震時に地盤の液状化による沈下や側方流動によりガスの漏洩事故が発生する可能性はほとんどないものと考えられる。

②ただし、上記①は重要度の高いⅠa、Ⅰの高圧ガス設備及び配管系が対象であり、重要度の低いⅡ、Ⅲの設備及び配管系については、地盤の液状化による沈下や側方流動により事業所内においてガスの漏洩事故が発生する可能性がある（事業所外へのガスの漏洩はない）。また、既存の耐震対策がなされていない高圧ガス設備及び配管系については、地盤の液状化による沈下や側方流動によりガスの漏洩事故が発生する可能性がある。

(2) 2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害を踏まえた被害想定

①高圧ガス設備を有する事業所において、一般に構内道路は液状化対策が施されておらず、大規模地震時には道路に突き上げ等による甚大な被害が発生することが予想される。このため、地震後の緊急対応、復旧作業に支障をきたすことになる。

②パイプラック、防液堤、ポンプ室等、小規模構造物の基礎形式は直接基礎であることが多く、液状化対策が施されていない事業所も多いことから、大規模地震時には地盤の液状化による沈下や側方流動により、また構造物の設置位置や基礎の規模によっては突き上げの影響を受ける可能性があり、直接基礎構造物に甚大な被害が発生することが予想される。突き上げ現象は、直接基礎構造物の耐震設計では考慮されていない。

③地下埋設管は法令上、耐震設計の対象外であるが、大規模地震時には管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれによる被害が発生することが予想される。なお、従来の地下埋設管やマンホールの浮き上がり被害の発生も予想される。地下埋設管の復旧には時間を要し、操業停止が長期間に及ぶ可能性がある。その他、耐震設計の対象外の設備について、大規模地震時には地盤の液状化による被害も含め甚大な地震被害が発生する可能性がある。

以上想定される地震被害は、いずれも事業所全体の広域に及ぶ被害である。液状化対策を施す場合、構造物毎に個々に対策を施すのではなく、2011 年東北地方太平洋沖地震以後に市街

地液状化対策事業で適用されたように、広域に一括して液状化対策が可能である地下水位低下工法の適用が有効であると考えられる。

参考文献

1) (社)土木学会，(社)日本建築学会，(社)地盤工学会，(社)日本地震学会，(社)日本機械学会：阪神・淡路大震災調査報告，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，1996～2000.
2) 高圧ガス保安協会：兵庫県南部地震に伴う LP ガス貯蔵設備・ガス漏洩調査中間報告書，1995.
3) 高圧ガス保安協会：兵庫県南部地震に伴う LP ガス貯蔵設備・ガス漏洩調査最終報告書，1995.
4) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震対策に係る基礎・液状化分科会報告書，平成 7 年度通商産業省委託・石油精製業保安対策調査，1996.
5) 濱田政則，樋口俊一，中村孝明，佐藤孝治，飯塚信夫，東京湾岸の地震防災対策－臨海コンビナートは大丈夫か，早稲田大学ブックレット「震災後」に考える，シリーズ37，p.8，2014.
6) (公社)土木学会，(一社)日本建築学会，(公社)地盤工学会，(公社)日本地震学会，(公社)日本地震工学会，(公社)日本都市計画学会，(一社)日本機械学会，(一社)日本原子力学会：東日本大震災合同調査報告，東日本大震災合同調査報告書編集委員会，2014～2017.
7) 安田　進：市街地の液状化対策について，日本地震工学会誌，No.28，pp.18-23，2016.
8) 安田　進，石川敬祐，五十嵐翔太，田中佑典，畑中哲夫，岩瀬伸朗，並木武史，斉藤尚登：東日本大震災における浦安市の水道管被害メカニズムの解明，日本地震工学会論文集，第 16 巻，第 3 号(特集号)，pp.183-200，2016.
9) 国土交通省都市局都市安全課：市街地液状化対策推進ガイダンス，本編，資料編，2019，2016.　https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_fr_000005.html
10)内閣府・中央防災会議・防災対策推進検討会議・南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ：南海トラフ巨大地震の被害想定(第一次・第二次報告)について，2012，2013.
https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_info.html
11)内閣府・中央防災会議・防災対策推進検討会議・首都直下地震対策検討ワーキンググループ：首都直下地震の被害想定と対策について(最終報告)，2013.
https://www.bousai.go.jp/jishin/syuto/taisaku_wg/

Ⅱ-2　地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ
（その 1）：設備の沈下量低減効果に関する検討

1. 検討概要

2011 年東北地方太平洋沖地震以後、液状化対策工法として注目されている地下水位低下工法を採り上げ、高圧ガス設備への適用性に関するケーススタディを実施した。

地盤モデルとして、実地盤とモデル地盤の 2 種類の水平成層地盤を想定した。実地盤は 1995 年兵庫県南部地震においてガスの漏洩事故が発生した既述の MC ターミナルの地盤を参考に想定し、モデル地盤は令和元年度調査研究で設定した緩い砂地盤を想定した。一方、高圧ガス設備については直接基礎構造物を念頭に、重量（接地圧）の異なる縦置円筒形貯槽とパイプラックの 2 種類の設備を想定した。

本検討では、各水平成層地盤モデル上に設備単体が設置される場合を想定した基礎的なケーススタディを行うこととし、地下水位低下レベルを変化させた残留変形解析を実施して、地盤の液状化に対する設備のめり込み沈下量低減効果について検討した。

2. 実地盤を想定した残留変形解析

2.1 残留変形解析の概要 [1)]

液状化は、地盤の破壊現象であり、液状化した場合の構造物のめり込み沈下量を解析するのは容易ではない。1995 年兵庫県南部地震以降、各種構造物の液状化に対する性能設計に移行しなくてはならなくなり、液状化に伴う変形量を求める方法の開発が近年急速に行われるようになってきた。現在、提案されている方法を大別すると表 2.2-1 となる。このうち動的解析方法が最も高度な検討手法であるが、同手法を用いた解析には多くの地盤定数を設定する必要があり、その定数の扱い方ひとつで解析結果が大きく変化するなど大変手間がかかるとともに非常に高度なスキルが必要となる。また、小規模構造物には経験に基づく手法は未だ提案されていない状況である。そこで、両者の中間的な手法に位置づけられる静的解析方法を用いることとした。本検討には、液状化に伴う流動解析プログラムとして“2 次元 FEM 液状化流動解析 ALID/win Ver.5.3” [2)]を用いた。なお、本手法は、河川堤防の耐震点検などで広く用いられている。

表 2.2-1　液状化による構造物や地盤の変形推定手法の種類

手法の分類		手法の概要	手法の特徴
経験にもとづいて推定する方法		過去の地震時における被災事例や模型実験などから経験式を導き出す方法	簡易であるが，精度は良くなく，また，適用できる構造物が限定される.
解析を行って推定する方法	静的解析方法	静的 FEM などを利用し，最終変形量だけを推定する方法	比較的簡易であり，ある程度の精度も有す.
	動的解析方法	時刻歴地震応答解析を利用し，時々刻々と変化する変形量を詳細に解析する方法	精度は高い．しかし，方法は複雑で，地盤定数を設定するためには高度なスキルが必要である.

液状化に伴う変位は、地震により土骨格の構造が壊される際と、その際に生じた過剰間隙水圧が消散することに伴う体積圧縮を生じる際に発生する。この他に、振動中にも変位は発生するが、液状化に伴う流動変位に比べて小さいと考えられるので無視することとしている。

地震による繰り返しせん断を受けた土は、骨格構造が壊され、せん断剛性やせん断強度は低下し、過剰間隙水圧が発生して有効応力が減少する。これに伴い生じる変位は、土が地震前に受けていた力を受け持つことができなくなった現象として解釈することができる。従って、この変位を求めるためには、地震前の応力状態を精度よく求めるとともに、地震によるせん断剛性やせん断強度の低下を求める必要があり、前者の過程を初期応力解析と呼び、後者は液状化解析で各要素の液状化安全率（F_L）を算出し、液状化後の応力–ひずみ関係を用いた液状化流動解析となる。

2.2 解析工程

(1) 初期応力解析の概要

液状化に伴う地盤の変形は、液状化層の土骨格が地震前に受けていた応力を駆動力として生じるので、その分布を適切に求めることが重要となる。本検討では、1995 年においてガスの漏洩事故が発生した既述の MC ターミナルの地盤を参考に想定した水平成層地盤上に、重量（接地圧）や構造物幅のことなる高圧ガス設備（縦置円筒形貯槽、パイプラック）を構築する各過程に対して自重解析を実施している。地下水位は、地下水位低下前の地表下－1.50m と地下水位低下後として地表面下－3.00m、－5.00m の 3 つの水位面を設定した。

(2) 地震応答解析の概要

初期応力解析で得られた各要素の応力状態を引き継いで、2 次元地震応答解析（FLUSH）を実施した。これは、水平成層地盤であると有効上載圧は水平方向に一定となるが、直接基礎構造物の構造物直下の地盤内では有効上載圧が大きくなる。これに伴い各要素のせん断剛性や後述の F_L を詳細に求めるためには、各要素の応力状態に応じた地震時最大水平せん断応力を算定することが重要となる。入力地震動は、ポートアイランドの GL－83.0m で観測された南北成分の地震記録とした。

(3) 液状化解析の概要

初期応力解析から液状化流動解析に移る過程の間に、液状化対象層に対して解析モデルの各要素の F_L の分布を算定する。F_L は液状化強度比 R_L に地震動特性による補正係数 C_W を乗じた動的せん断強度比 R を地震時せん断応力比 L で除した値である。なお本検討では、C_W をレベル 2 地震動タイプⅠ（C_W=1.0）とレベル 2 地震動タイプⅡ（C_W=3.3R_L+0.67）のそれぞれにて F_L を算定している[3)]。また、L は地震応答解析にて算出した各要素の地震時最大水平せん断応力を有効上載圧で除した値となる。

(4) 液状化流動解析の概要

液状化流動解析では、（文献 1)）の流動による変位を求める手順の模式図 [1)]に即して計算される。本解析は、平面ひずみ場で行っているので、図のτ やγ は平面ひずみ場の最大せん断応力、最大せん断ひずみと読み替える。本解析では、液状化に伴うせん断剛性の低下が急激に生じて図の点 A が点 C に移動すると考える。点 C のせん断応力τ_{m2}とすると、せん断剛性の低下によって負担し得なくなった不釣り合い応力$\Delta\tau_m$は解放され、それを駆動力として点 C は点 B に移動する。実際の解析では$\Delta\tau_m$に等価な節点力を載荷する。このプロセスの変形解析は非排水条件なので、地震前に作用していた有効上載圧相当の過剰間隙水圧が発生し、τ_{m1} の軸差成分が消失する点は実現象と一致する。そして、液状化後のせん断剛性 G_1 は（文献 4)）のせん断剛性比と F_L、R_L の経験チャート [4)]から算定する。このように、駆動力の大きさは初期応力状態に大きく影響するので、初期応力解析が極めて重要となる。

(5) 液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析

液状化流動解析で算定された過剰間隙水圧の消散に伴う体積ひずみε_vは、石原・吉嶺による実験式 [5)]を用いて算定している。そして、体積ひずみは鉛直方向にのみ生じるとして、一次元圧縮時のみかけのポアソン比をν=1/3 で一定と仮定している。

2.3 解析条件

本検討に用いた解析定数を表 2.2-2～2.2-3 に示す。また、各解析定数の設定根拠を以下に列記する。縦置円筒形貯槽の解析モデルを図 2.2-4 に示し、パイプラックの解析モデルを図 2.2-5 に示す。地盤構造は、高圧ガス設備等耐震対策に係る基礎・液状化分科会報告書 [6]に示されるボーリング柱状図（B-1）を用いて地層区分を行った。そして解析対象構造物となる縦置円筒形貯槽とパイプラックの接地圧は 35.0kN/m²、15.0kN/m² とし、構造物幅は 3.4m、2.0m である。

2.3.1 縦置円筒形貯槽およびパイプラック、直接基礎の構造物の地盤定数

- 変形特性：平面応力
- 非線形タイプ：線形弾性体
- せん断弾性係数：G(kN/m²)

$$G = 1.44 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_C}{60}\right)^{1/3} \times 1000$$

ここで、単位体積重量γ= 24.0kN/m² とし、設計基準強度 F_C=36.0N/mm² とした。

- ポアソン比：ν

コンクリートを想定し、0.2 と仮定した。

- 単位体積重量：γ(kN/m³)

基礎部は、一般値として 24.0kN/m³ と仮定した。なお、解析対象構造物の接地圧は基礎部に等分布荷重として作用させている。

2.3.2 非液状化層の地盤定数（地下水位浅の F-1 層、Ac 層、Ds-1 層、Ds-2 層）

(1) 地震応答解析

- 変形特性：平面ひずみ
- 非線形特性：G/G_0–γ、h–γ

F-1 層は、埋立地盤の異なる深度で実施された動的変形特性試験結果 [6]より、試験結果の平均値を用いた。

Ac 層、Ds-1 層、Ds-2 層は、平均粒径および平均有効主応力を用いて安田・山口の推定式 [7]を用いて変形特性を設定した。

- 初期せん断弾性係数：G_0 (kN/m²)

地震応答解析に用いる初期せん断弾性係数（γ=10^{-6}時）は、PS 検層で得られているせん断波速度 V_S[6]を用いて算定した。

$$G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \times {V_S}^2$$

  - 応力依存パラメーター：k、n

初期せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_0}{(\sigma'_m/98)^n}$$

なお、パラメーターnは砂質土であるため 0.5 とした。

- ポアソン比：ν

  非排水変形であるため、ν= 0.499とした。

- 単位体積重量：γ(kN/m³)

  一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料 8)を参考に設定した。

(2) 初期応力解析、液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析

- 変形特性：非排水変形

  液状化地盤の変形に追随して変形するものと仮定した。

- 非線形タイプ：改良 MC/DP モデル

- せん断弾性係数：G_i (kN/m²)

  初期応力解析および液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析に用いるせん断弾性係数（γ=10^{-3}時）は、G_0を用いて設定した。

$$G_i = \frac{1}{3} \times G_0$$

  - 応力依存パラメーター：k、n

    せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_i/(2 \times (1+\nu))}{(\sigma'_m/98)^n}$$

    なお、パラメーターnは砂質土であるため 0.5 とした。

- ポアソン比：ν

  初期応力解析、液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析時は、静止土圧係数K_0を1/2と仮定し、ν= 0.333とした。

- 単位体積重量：γ(kN/m³)

  一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料 8)を参考に設定した。

- 粘着力：c(kN/m2)

  F 層、Ds 層は砂層であり、粘着力は見込んでいない。Ac 層は、100 (kN/m²)とした。

- せん断抵抗角：ϕ(°)

  道路橋示方書に示されるせん断抵抗角の推定式を用いて算出した。

$$\phi = 4.8 \times \log N_1$$

$$N_1 = \frac{170 \times N}{\sigma'_m + 70}$$

平均有効主応力σ'_mは、各層の中心深度の要素の値を用いる。

2.3.3 液状化層の地盤定数（地下水位深の F-1 層、F-2 層）

(1) 地震応答解析

- 変形特性：平面ひずみ
- 非線形特性：G/G_0–γ、h–γ

  F-1、F-2 層は、埋立地盤の異なる深度で実施された動的変形特性試験結果[6]より、試験結果の平均値を用いた。
- 初期せん断弾性係数：G_0 (kN/m²)

  地震応答解析に用いる初期せん断弾性係数（γ=10^{-6}時）は、PS 検層で得られているせん断波速度 V_S[6]を用いて算定した。

$$G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \times {V_S}^2$$

  - 応力依存パラメーター：k、n

    初期せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_0}{(\sigma'_m/98)^n}$$

    なお、パラメーターnは砂質土であるため 0.5 とした。
- ポアソン比：ν

  非排水変形であるため、ν= 0.499とした。
- 単位体積重量：γ(kN/m³)

  一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料[8]を参考に設定した。

(2) 初期応力解析、液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析

- 変形特性：液状化流動変形
- 非線形タイプ：改良 MC/DP モデル（初期応力解析時）

  液状化流動変形解析では、各要素の F_L 値と R_L に応じて、図 2.2-2 の安田・稲垣の提案チャートによる低下せん断剛性 G_l を算出し、変形量を算定する。

  液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析では、各要素の F_L と相対密度に応じて、図 2.2-3 の石原・吉嶺の提案チャートによる体積ひずみを算出し、変形量を算定する。
- せん断弾性係数：G_l (kN/m²)

  初期応力解析および液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析に用いるせん断弾性係数（γ=10^{-3}時）は、G_0 を用いて設定した。

$$G_i = \frac{1}{3} \times G_0$$

➢ 応力依存パラメーター：k、n

せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_i/(2 \times (1+\nu))}{(\sigma'_m/98)^n}$$

なお、パラメーターnは砂質土であるため 0.5 とした。

- ポアソン比：ν

初期応力解析、液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析時は、静止土圧係数K_0を1/2と仮定し、ν= 0.333とした。

液状化流動解析時の剛性マトリックス D は、液状化時のせん断定数 G_1（あるいは G_2）と体積弾性係数 Kを用いて算定している。なお、液状化流動解析は、非排水条件であると仮定しているため体積弾性係数は無限大と仮定して計算している。

$$D = \begin{bmatrix} K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 \\ K-\frac{2}{3}G & K+\frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}$$

なお、ALID/win での流動解析時は非排水条件となるため、ポアソン比は 0.5 に近い値で計算していることになる。

- 単位体積重量：γ(kN/m^3)

一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料[8]を参考に設定した。

- 粘着力：c(kN/m2)

F 層は砂層であり、粘着力は見込んでいない。

- せん断抵抗角：ϕ(°)

道路橋示方書に示されるせん断抵抗角の推定式を用いて算出した。

$$\phi = 4.8 \times \log N_1$$

$$N_1 = \frac{170 \times N}{\sigma'_m + 70}$$

平均有効主応力σ'_mは、各層の中心深度の要素の値を用いる。

- 液状化強度比：R_L

F-1、F-2 層は、埋立地盤の異なる深度で実施された液状化試験結果[6]より、各層の試験結果の平均値を用いた。

➢ 地震動特性による補正係数：C_W

レベル 2 タイプ I の場合、C_W=1.0

レベル 2 タイプ II の場合、$C_W = 3.3R_L + 0.67$

- 相対密度：D_r(%)

液状化層の平均 N 値と細粒分含有率 F_C から相対密度を算定した。

$$D_r = 21\sqrt{\frac{N}{0.7+\sigma'_V/98}+\frac{\Delta N_f}{1.7}}$$

$$\Delta N_f = 1.2(F_C - 5)$$

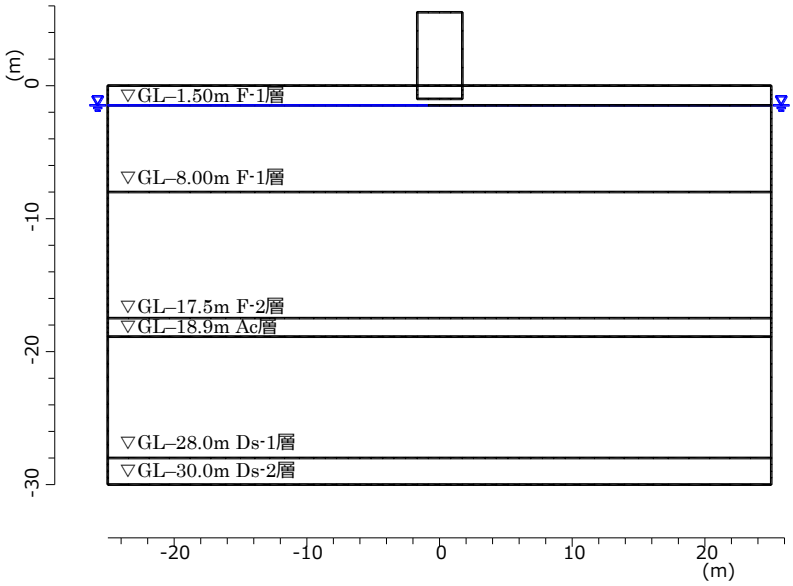
表 2.2-2　地震応答解析時の地盤物性値

地層	N (回)	Vs (m/s)	γ (kN/m^3)	ν	G0 (kN/m^2)	D50 (mm)	変形特性
F-1	11.0	110	18.0	0.499	22210	-	試験値
F-1	7.1	110	20.0	0.499	24670	-	同上
F-2	18.0	170	20.0	0.499	58920	-	同上
Ac	8.0	150	17.5	0.499	40140	0.025	安田山口
Ds-1	24.6	210	20.0	0.499	89910	0.600	同上
Ds-2	61.3	320	21.0	0.499	219210	2.000	同上

表 2.2-3　初期応力解析、液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析

地層	N (回)	Vs (m/s)	γ (kN/m^3)	ν	Gi (kN/m^2)	c (kN/m^2)	Φ (°)	R_L	Dr (%)
F-1	11.0	110	18.0	0.333	7.410E+03	0	36	-	86
F-1	7.1	110	20.0	0.333	8.230E+03	0	32	0.279	63
F-2	18.0	170	20.0	0.333	1.964E+04	0	34	0.271	73
Ac	8.0	150	17.5	0.333	1.338E+04	100	-	-	-
Ds-1	24.6	210	20.0	0.333	2.997E+04	0	34	-	-
Ds-2	61.3	320	21.0	0.333	7.307E+04	0	37	-	-

※ポアソン比は、初期応力解析および液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析で用いる。



［建物･地下水］
- 接地圧：35.0kN/m^2
- 建物幅：3.4m
- 基礎根入：GL–1.00m
- 地下水位：
  Case00　GL–1.50m
  Case01　GL–3.00m
  Case02　GL–5.00m

［境界条件］
- 側面境界：
  鉛直ローラー（付加地盤50m）
- 底面境界：
  鉛直･水平固定

図 2.2-4　縦置円筒形貯槽の解析モデル

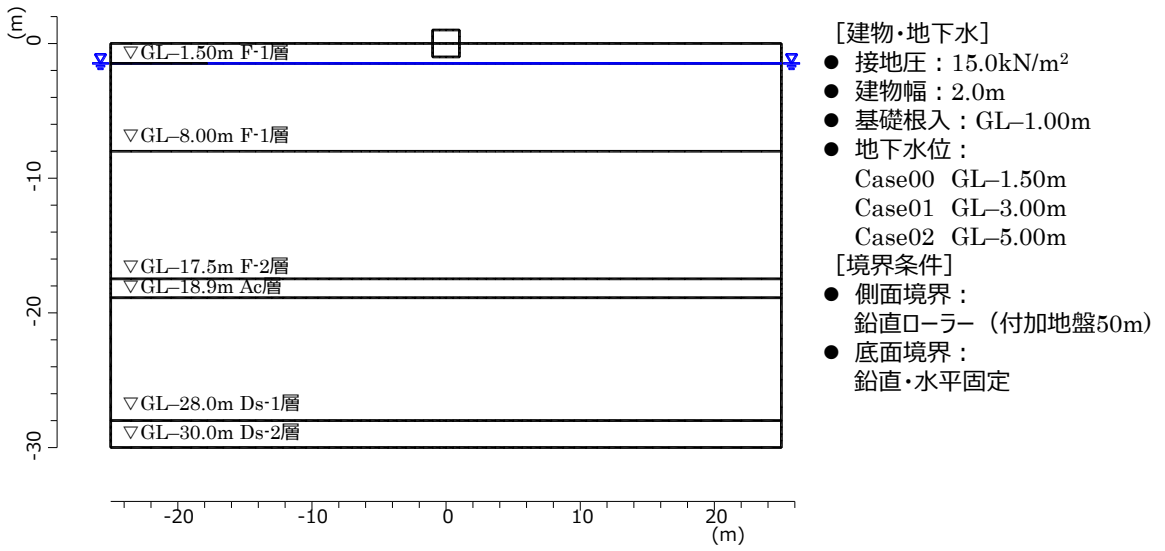


図 2.2-5　パイプラックの解析モデル

2.3.4　地震外力

地震応答解析に用いた地震外力は、1995 年兵庫県南部地震の際にポートアイランドの GL–83m で観測された地震動を入力波形とした。図 2.2-6 は、ポートアイランドの GL–83m で観測された各成分の地震動であり、図 2.2-7 は各成分のフーリエスペクトルである。入力地震動は、図 2.2-6 の各成分の地震動を比較し、最大加速度を観測した南北成分とした。なお、地震応答解析に用いた時刻歴波形は、図 2.2-8 に示すように 5 秒～55 秒までの 50 秒間とした。

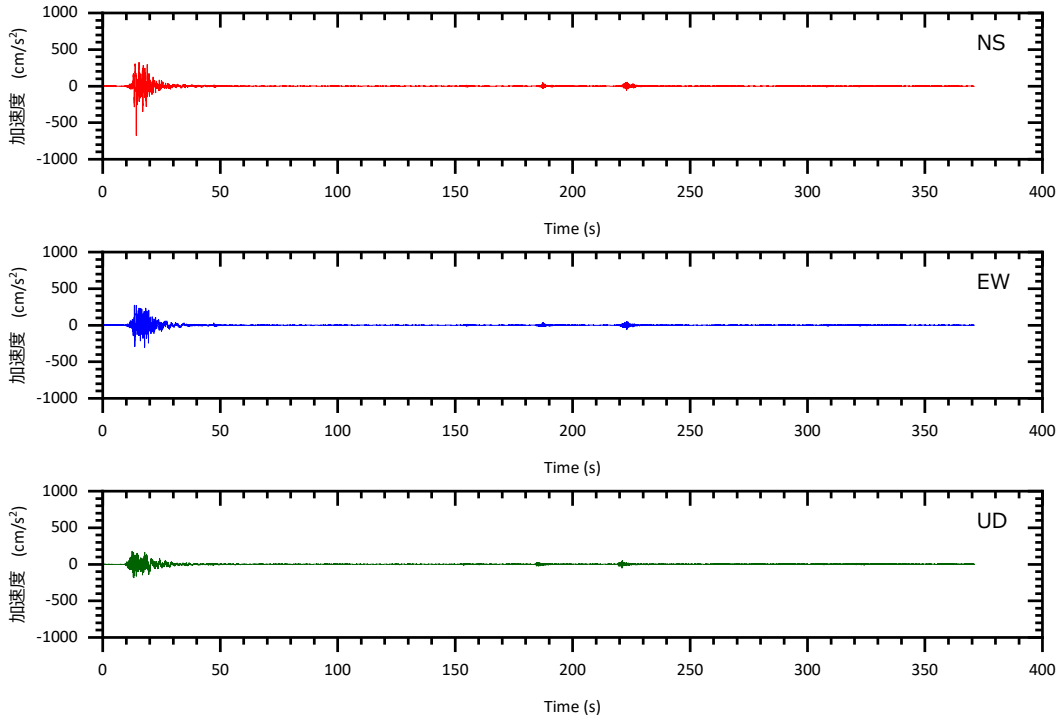


図 2.2-6　ポートアイランド　GL-83m の観測地震動 [9)]

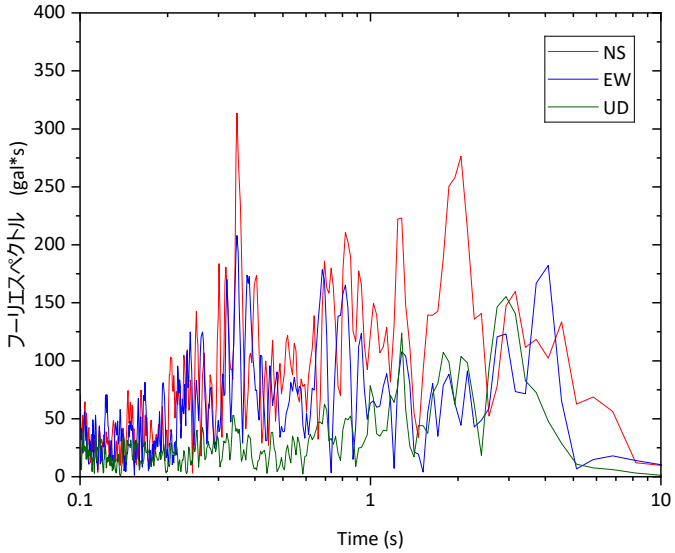


図 2.2-7　ポートアイランド　GL-83m の各成分のフーリエスペクトル

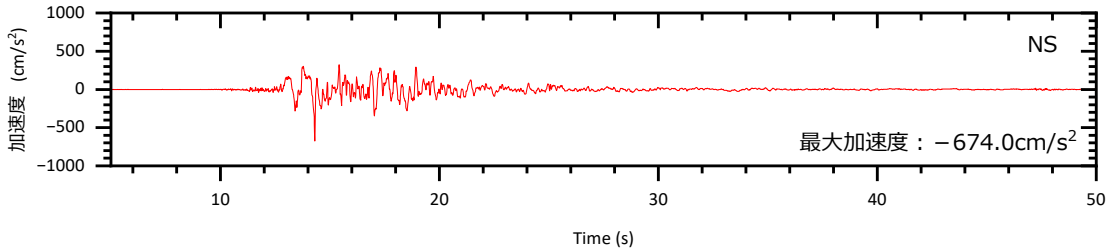


図 2.2-8　入力地震動 [9)]

2.4　解析結果

本検討で実施した各解析条件の絶対沈下量およびめり込み沈下量を表 2.2-4～2.2-5 に示す。めり込み沈下量は、解析モデルの側方端（25m）と建物位置の沈下量の差とし、構造物が地盤の液状化に伴い地盤中へどの程度沈下するのかを表している。また、めり込み沈下量は、液状化流動解析時と液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時のそれぞれに対して求めている。図 2.2-9～図 2.2-12 に縦置円筒形貯槽の各条件の地表面の沈下分布を示す。図 2.2-13～図 2.2-16 にパイプラックの各条件の地表面の沈下分布を示す。なお、各解析条件での解析結果（最大加速度分布、最大水平せん断応力分布、F_L 分布、低下せん断剛性 G_1 分布、変形図）は、付録Ⅱ-2A を参照とする。

地震動タイプをレベル 2 タイプⅠ（C_W=1.0）とした時の F_L 分布は、地下水位が GL–1.5m と浅い場合に GL–9.0m 付近まで F_L 値は 0.5 を下回るような深刻な状態となることがわかった。構造物直下の F_L 分布は接地圧の違いにより、縦置円筒形貯槽の方がパイプラックより F_L 値は

0.1 程度大きくなる。そして、液状化層の F-1 層の低下せん断剛性 G_1 は 5kN/m² を下回り、せん断剛性低下率は 1/4000 程度となる。これらの結果、構造物荷重の影響を受けて構造物直下の F-1 層のせん断変形が大きくなることでめり込み沈下が発生する。そして、液状化流動時の縦置円筒形貯槽およびパイプラックのめり込み沈下量は 163.3cm、136.8cm となり、接地圧の大きい縦置円筒形貯槽の方が液状化流動時の構造物の沈下量は大きくなる。

地震動タイプをレベル 2 タイプ II（C_W=1.6）とした時の F_L 分布は、地下水位が GL–1.5m と浅い場合に GL–9.0m 付近まで F_L 値は構造物の接地圧の違いによって変化し、縦置円筒形貯槽では 0.7 程度となり、パイプラックでは 0.5～0.6 程度となった。そして、液状化層の F-1 層の低下せん断剛性 G_1 は 10kN/m² を下回り、せん断剛性低下率は 1/800～1/1000 程度となる。これらの結果、構造物荷重の影響を受けて構造物直下の F-1 層がせん断変形することでめり込み沈下が発生する。そして、液状化流動時の縦置円筒形貯槽およびパイプラックのめり込み沈下量は 48.9cm、48.1cm となり、接地圧の違いによらずに縦置円筒形貯槽とパイプラックの液状化流動時の構造物の沈下量は同程度となった。これは、接地圧の違いによる構造物直下の F_L 値の違いが生じていることが影響していると考えられる。

次に、地下水位低下の効果として、各地震動タイプともに有効上載圧が増すことで液状化層の F_L 分布は大きくなる。そして、液状化層の低下せん断剛性 G_1 も大きくなる。加えて、地下水位浅の非液状化層の層厚が増すことで構造物のめり込み沈下量は大幅に低減することがわかった。

図 2.2-17 は、地震動タイプをレベル 2 タイプ I（C_W=1.0）とした時の液状化流動時および液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時のめり込み沈下と地下水位の関係である。これより、構造物の接地圧の違いにより、地下水位低下時の沈下抑制効果は異なることがわかる。縦置円筒形貯槽の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にすると GL–1.50m（無対策）に対して約 1/2 となり、地下水位を GL–5.0m にすると約 1/10 となる。一方、パイプラックの対策効果は、地下水位を GL–3.0m にすると GL–1.50m（無対策）に対して約 1/5 となり、地下水位を GL–5.0m にすると約 1/50 とほぼめり込み沈下は発生しない結果となった。そして、液状化流動解析時と液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時でめり込み沈下量に有意な差はないこともわかった。

図 2.2-18 は、地震動タイプをレベル 2 タイプ II（C_W=1.6）とした時の液状化流動変形時および液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時のめり込み沈下と地下水位の関係である。これより、構造物の接地圧の違いによる地下水位低下時の沈下抑制効果には大差がないことがわかる。各構造物の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にすると GL–1.50m（無対策）に対して約 1/3～1/10 となり、地下水位を GL–5.0m にすると約 1/20 とほぼめり込み沈下は発生しない結果となった。また、液状化流動解析時と液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時でめり込み沈下量に有意な差はないこともわかった。

なお、前章で述べられているように兵庫県南部地震時には、同施設内の 101 平底貯槽の受払緊急遮断弁を支える支持架台の変位量は、鉛直方向に約 75cm、水平方向（南護岸）に約 60cm である。図 2.2-12 および図 2.2-16 のレベル 2 タイプ II 時の各構造物の絶対沈下量は約 80cm

となり、実測値とほぼ同程度の沈下量となることを確認している。

表 2.2-4　液状化流動解析時の絶対沈下量およびめり込み沈下量

構造物	地下水位	地震動タイプ	絶対沈下量 (cm)		めり込み沈下量 (cm)
			建物位置 A	側方端 B	A－B
縦置円筒形貯槽	GL–1.50m	L2 タイプ I	152.2	–11.1	163.3
	GL–3.00m	同上	64.0	–13.6	77.6
	GL–5.00m	同上	14.1	–3.6	17.7
	GL–1.50m	L2 タイプ II	47.3	–1.7	49.0
	GL–3.00m	同上	13.6	–0.9	14.5
	GL–5.00m	同上	2.0	–0.2	2.2
パイプラック	GL–1.50m	L2 タイプ I	126.3	–10.4	136.7
	GL–3.00m	同上	20.3	–4.8	25.1
	GL–5.00m	同上	2.1	–0.8	2.9
	GL–1.50m	L2 タイプ II	47.2	–0.9	48.1
	GL–3.00m	同上	5.5	–0.4	5.9
	GL–5.00m	同上	0.4	–0.1	–0.5

表 2.2-5　液状化後の体積圧縮時の絶対沈下量およびめり込み沈下量

構造物	地下水位	地震動タイプ	絶対沈下量 (cm)		めり込み沈下量 (cm)
			建物位置 A	側方端 B	A－B
縦置円筒形貯槽	GL–1.50m	L2 タイプ I	188.4	25.6	162.8
	GL–3.00m	同上	96.4	19.0	77.4
	GL–5.00m	同上	41.1	23.6	17.5
	GL–1.50m	L2 タイプ II	80.8	33.4	47.4
	GL–3.00m	同上	41.0	27.8	13.2
	GL–5.00m	同上	21.5	20.6	0.9
パイプラック	GL–1.50m	L2 タイプ I	163.2	26.2	137.0
	GL–3.00m	同上	52.9	27.8	25.1
	GL–5.00m	同上	29.3	26.4	2.9
	GL–1.50m	L2 タイプ II	82.0	34.2	47.8
	GL–3.00m	同上	33.8	28.3	5.5
	GL–5.00m	同上	20.9	20.8	0.1

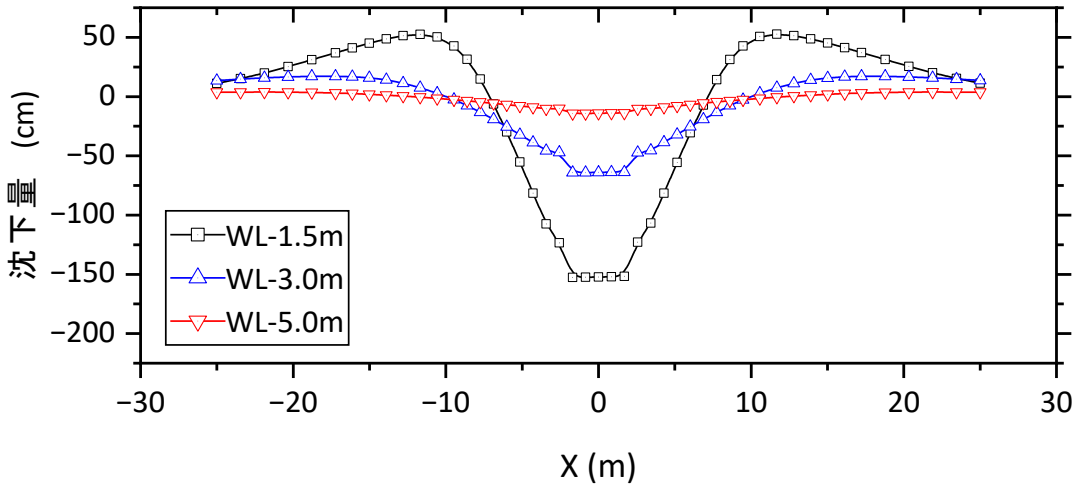


図 2.2-9　縦置円筒型貯槽、レベル 2 タイプⅠ、液状化流動時の地表面沈下量

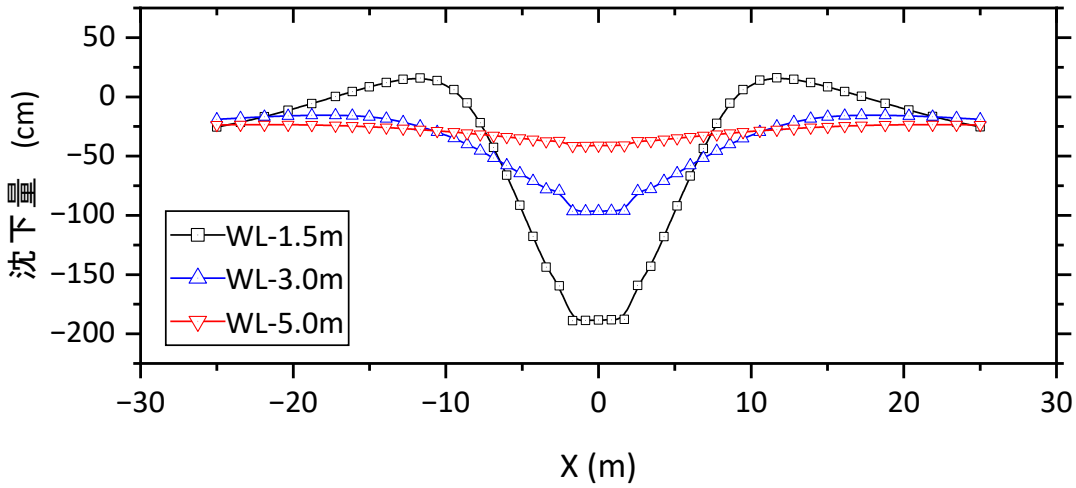


図 2.2-10　縦置円筒形貯槽、レベル 2 タイプⅠ、液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

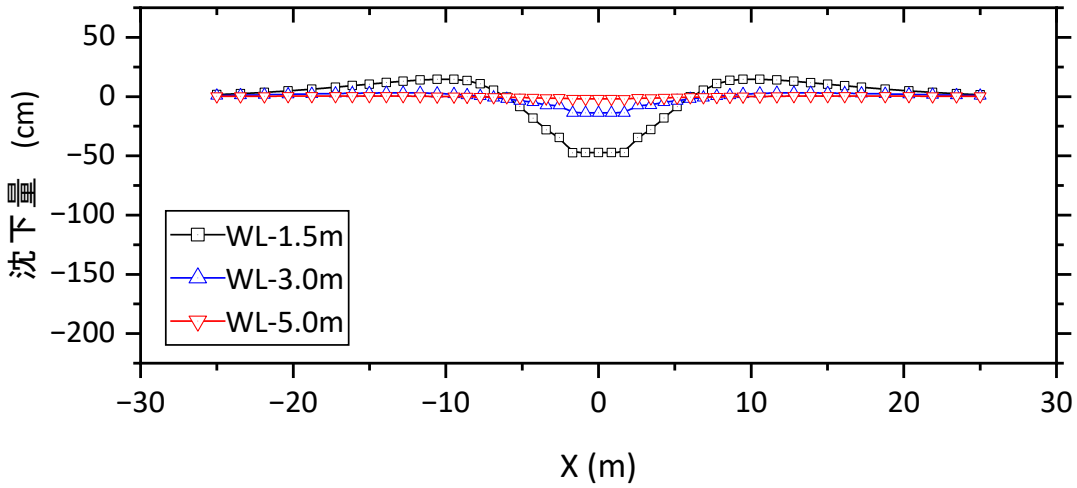


図 2.2-11　縦置円筒形貯槽、レベル 2 タイプ II、液状化流動時の地表面沈下量

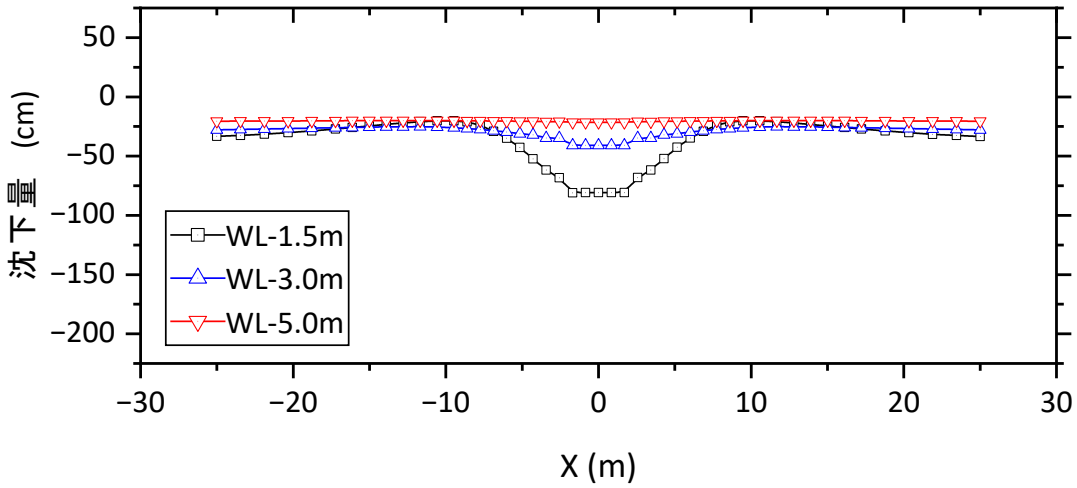


図 2.2-12　縦置円筒形貯槽、レベル 2 タイプ II、液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

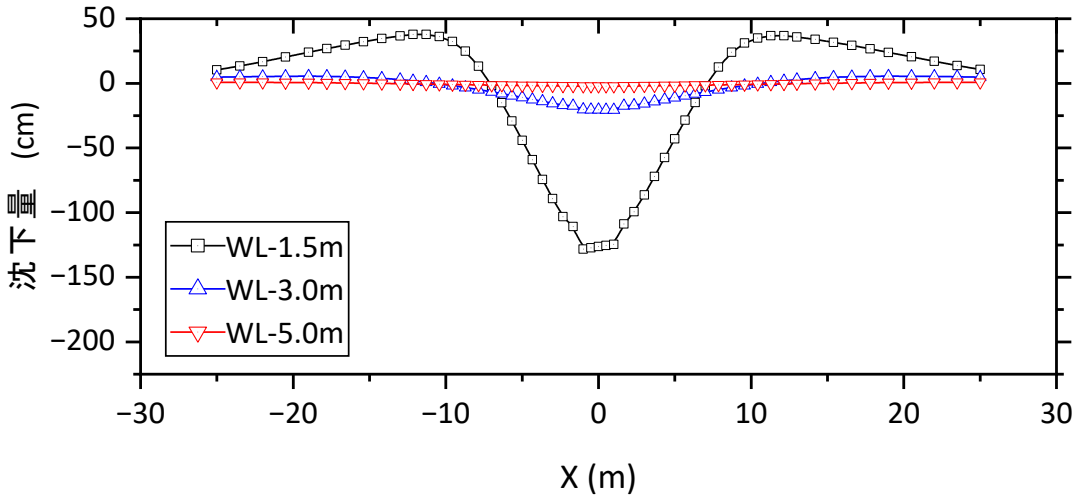


図 2.2-13　パイプラック、レベル 2 タイプ I、液状化流動時の地表面沈下量

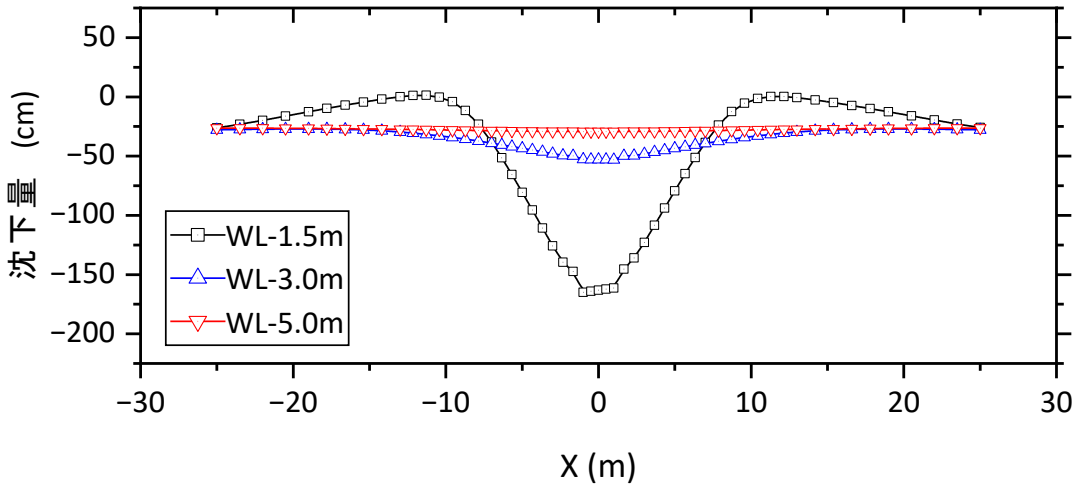


図 2.2-14　パイプラック、レベル 2 タイプ I、液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

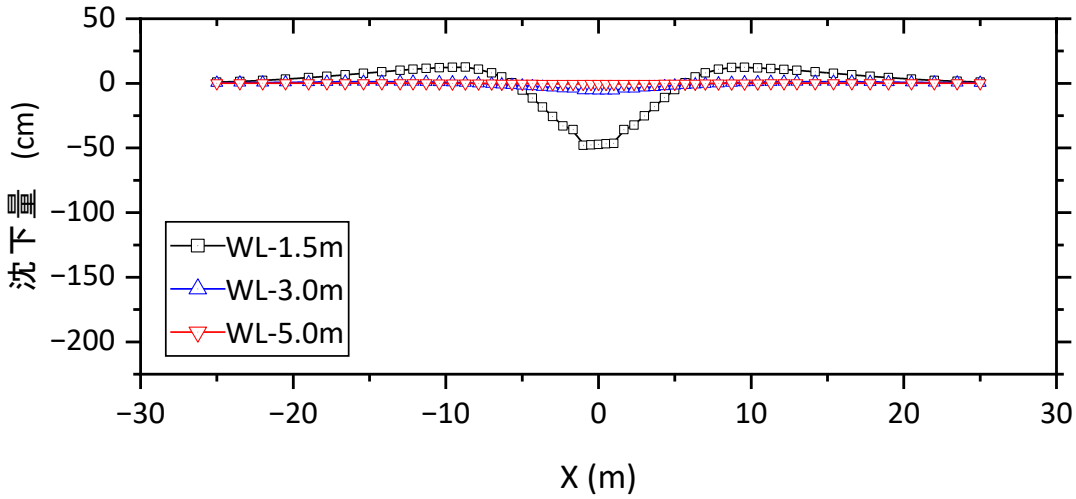


図 2.2-15　パイプラック、レベル 2 タイプ II、液状化流動時の地表面沈下量

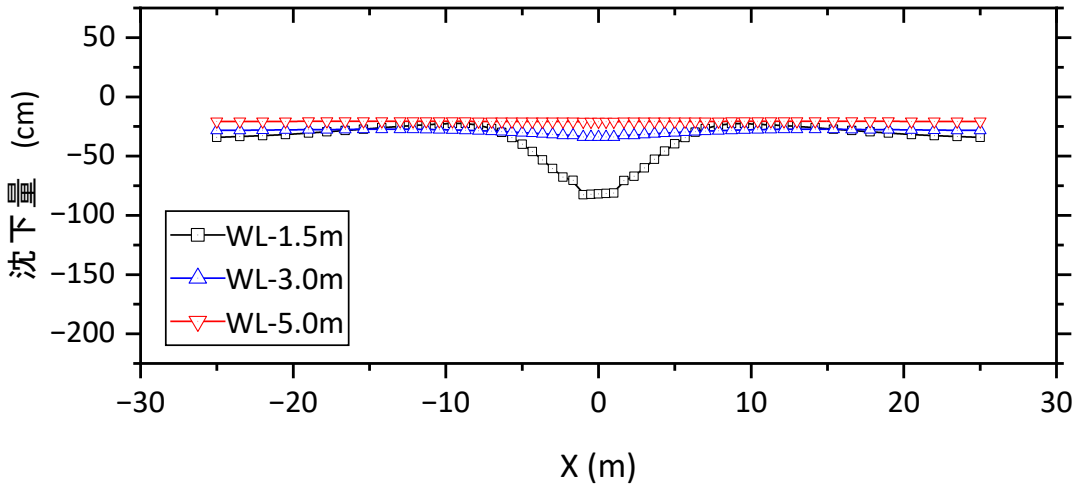


図 2.2-16　パイプラック、レベル 2 タイプ II、液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

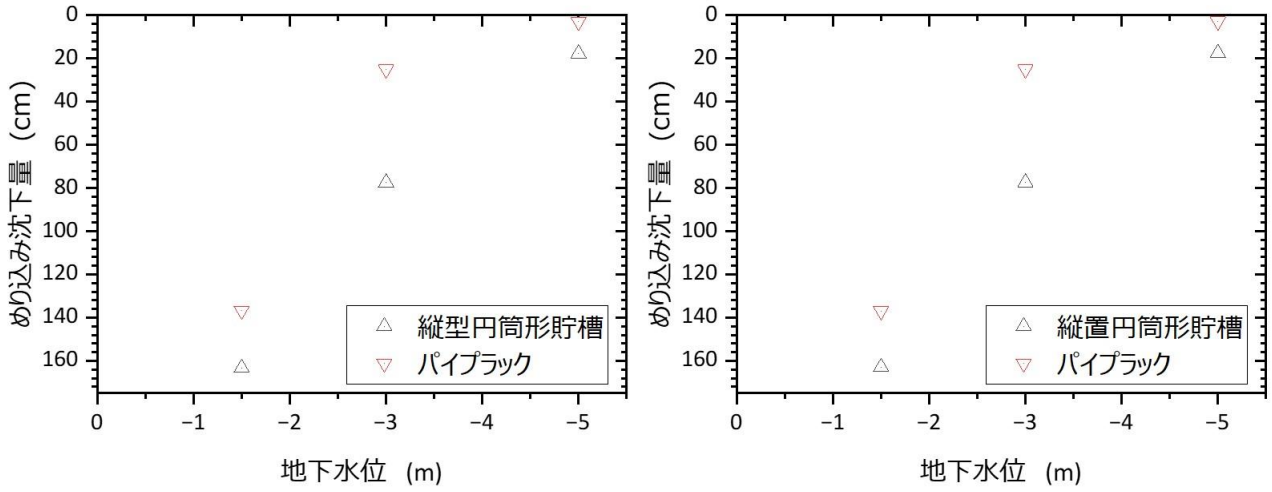


図 2.2-17　地下水位と各構造物のめり込み沈下量の関係（C_W=1.0）

（左図：液状化流動時、右図：液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時）

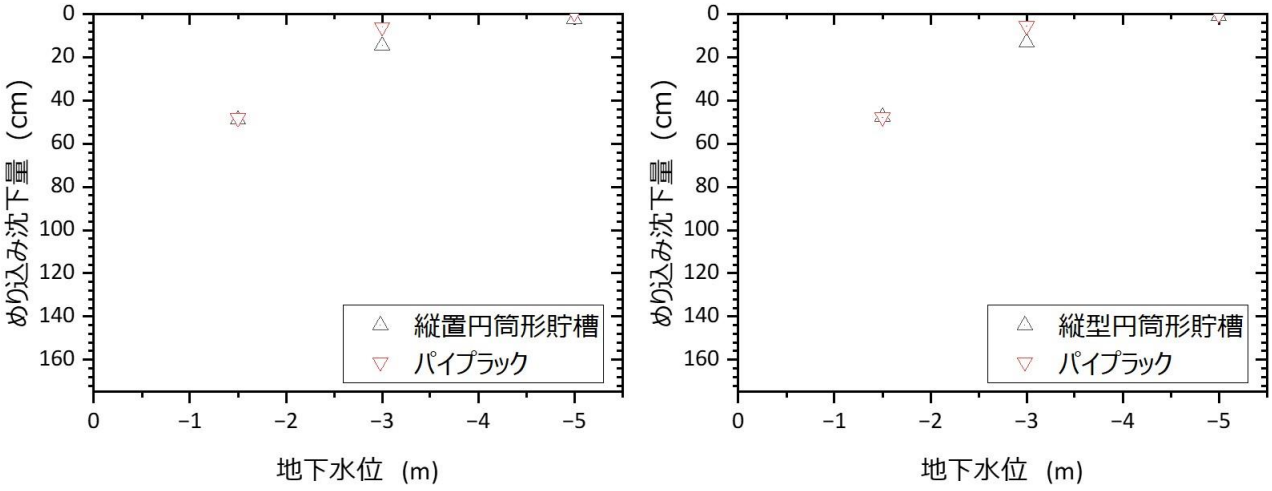


図 2.2-18　地下水位と各構造物のめり込み沈下量の関係（C_W=1.6）

（左図：液状化流動時、右図：液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時）

3. モデル地盤を想定した残留変形解析

3.1 解析条件

地盤構造は、令和元年度調査研究で設定された緩い地盤を想定したモデル地盤とした。表 2.2-6 に緩い地盤の地盤構造を示す。そして解析対象構造物となる縦置円筒形貯槽とパイプラックの接地圧は 35.0kN/m²、15.0kN/m² とし、構造物幅は 3.4m、2.0m である。縦置円筒形貯槽の解析モデルを図 2.2-19 に示し、パイプラックの解析モデルを図 2.2-20 に示す。

本検討に用いた解析定数を表 2.2-7～2.2-8 に示す。また、各解析定数の設定根拠を以下に列記する。

3.1.1 縦置円筒形貯槽およびパイプラック、直接基礎の構造物の地盤定数

- 変形特性：平面応力
- 非線形タイプ：線形弾性体
- せん断弾性係数：G (kN/m²)

$$G = 1.44 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_C}{60}\right)^{1/3} \times 1000$$

ここで、単位体積重量γ= 24.0kN/m² とし、設計基準強度 F_C=36.0N/mm² とした。

- ポアソン比：ν

コンクリートを想定し、0.2 と仮定した。

- 単位体積重量：γ (kN/m³)

基礎部は、一般値として 24.0kN/m³ と仮定した。なお、解析対象構造物の接地圧は基礎部に等分布荷重として作用させている。

3.1.2 非液状化層の地盤定数（砂(1)層、地下水位浅の砂(2)層、シルト層、砂礫層）

(1) 地震応答解析

- 変形特性：平面ひずみ
- 非線形特性：G/G_0–γ、h–γ

各層は、平均粒径および平均有効主応力を用いて安田・山口の推定式[7]を用いて変形特性を設定した。平均粒径 D_{50} は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料[8]を参考に設定した。

- 初期せん断弾性係数：G_0 (kN/m²)

地震応答解析に用いる初期せん断弾性係数（γ=10⁻⁶ 時）は、想定されたせん断波速度 V_S を用いて算定した。

$$G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \times {V_S}^2$$

- 応力依存パラメーター：k、n

初期せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_m に応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_0}{(\sigma'_m/98)^n}$$

なお、パラメーターnは砂(1)、砂(2)、砂礫は 0.5 とし、シルトは 0.8 とした。

- ポアソン比：ν

  非排水変形であるため、ν= 0.499とした。

- 単位体積重量：γ(kN/m³)

  一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料 8)を参考に設定した。

(2) 初期応力解析、液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析

- 変形特性：非排水変形

  液状化地盤の変形に追随して変形するものと仮定した。

- 非線形タイプ：改良 MC/DP モデル

- せん断弾性係数：G_i (kN/m²)

  初期応力解析および液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析に用いるせん断弾性係数（γ=10^{-3}時）は、G_0を用いて設定した。

$$G_i = \frac{1}{3} \times G_0$$

  - 応力依存パラメーター：k、n

    せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_i/(2 \times (1+\nu))}{(\sigma'_m/98)^n}$$

    なお、パラメーターnは砂(1)、砂(2)、砂礫は 0.5 とし、シルトは 0.8 とした。

- ポアソン比：ν

  初期応力解析、液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析時は、静止土圧係数K_0を1/2と仮定し、ν= 0.333とした。

- 単位体積重量：γ(kN/m³)

  一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料 8)を参考に設定した。

- 粘着力：c(kN/m²)

  砂(1)層、砂(2)層、砂礫層は砂層であり、粘着力は見込んでいない。シルト層は、25.0 (kN/m²)とした。

- せん断抵抗角：ϕ(°)

  道路橋示方書に示されるせん断抵抗角の推定式を用いて算出した。

$$\phi = 4.8 \times \log N_1$$

$$N_1 = \frac{170 \times N}{\sigma'_m + 70}$$

平均有効主応力σ'_mは、各層の中心深度の要素の値を用いる。

3.1.3 液状化層の地盤定数（地下水位深の砂(2)層）

(1) 地震応答解析

- 変形特性：平面ひずみ
- 非線形特性：G/G_0–γ、h–γ

  砂(2)層は、平均粒径および平均有効主応力を用いて安田・山口の推定式[7]を用いて変形特性を設定した。平均粒径D_{50}は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料[8]を参考に設定した。
- 初期せん断弾性係数：G_0 (kN/m²)

  地震応答解析に用いる初期せん断弾性係数（γ=10^{-6}時）は、想定されたせん断波速度V_Sを用いて算定した。

$$G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \times {V_S}^2$$

  - 応力依存パラメーター：k、n

    初期せん断弾性係数は、拘束圧に依存するため Janbu の応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_0}{(\sigma'_m/98)^n}$$

    なお、パラメーターnは砂質土であるため 0.5 とした。
- ポアソン比：ν

  非排水変形であるため、ν= 0.499とした。
- 単位体積重量：γ(kN/m³)

  一般的な値として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料[8]を参考に設定した。

(2) 初期応力解析、液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析

- 変形特性：液状化流動変形
- 非線形タイプ：改良 MC/DP モデル（初期応力解析時）

  液状化流動変形解析では、各要素のF_L値とR_Lに応じて、図 2.2-2 の安田・稲垣の提案チャートによる低下せん断剛性G_lを算出し、変形量を算定する。

  液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析では、各要素のF_Lと相対密度に応じて、図 2.2-3 の石原・吉嶺の提案チャートによる体積ひずみを算出し、変形量を算定する。
- せん断弾性係数：G_l (kN/m²)

初期応力解析および液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析に用いるせん断弾性係数（γ=10^{-3}時）は、G_0を用いて設定した。

$$G_i = \frac{1}{3} \times G_0$$

➢ 応力依存パラメーター：k、n

せん断弾性係数は、拘束圧に依存するためJanbuの応力依存剛性式を用いて、各要素の平均有効主応力σ'_mに応じたせん断弾性係数を算定している。

$$k = \frac{G_i/(2 \times (1+\nu))}{(\sigma'_m/98)^n}$$

なお、パラメーターnは砂質土であるため0.5とした。

- ポアソン比：ν

初期応力解析、液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析時は、静止土圧係数K_0を1/2と仮定し、ν= 0.333とした。

液状化流動解析時の剛性マトリックス Dは、液状化時のせん断定数 G_1（あるいはG_2）と体積弾性係数 Kを用いて算定している。なお、液状化流動解析は、非排水条件であると仮定しているため体積弾性係数は無限大と仮定して計算している。

$$D = \begin{bmatrix} K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 \\ K-\frac{2}{3}G & K+\frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}$$

なお、ALID/winでの流動解析時は非排水条件となるため、ポアソン比は0.5に近い値で計算していることになる。

- 単位体積重量：γ(kN/m^3)

一般的な値として、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に関する参考資料[8)]を参考に設定した。

- 粘着力：c(kN/m2)

砂(2)層は砂層であり、粘着力は見込んでいない。

- せん断抵抗角：ϕ(°)

道路橋示方書に示されるせん断抵抗角の推定式を用いて算出した。

$$\phi = 4.8 \times \log N_1$$

$$N_1 = \frac{170 \times N}{\sigma'_m + 70}$$

平均有効主応力σ'_mは、各層の中心深度の要素の値を用いる。

- 液状化強度比：R_L

砂(2)層は、道路橋示方書・同解説に示される液状化強度比の推定式を用いて算出した。なお、細粒分含有率 F_Cは、30.0%とした。

$$R_L = 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5}$$

$$N_a = C_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47$$

$$N_1 = 170N/(\sigma'_V + 70)$$

$$C_{FC} = (F_C + 20)/30$$

➢ 地震動特性による補正係数：C_W

レベル 2 タイプⅠの場合、C_W=1.0

● 相対密度：D_r(%)

液状化層の平均 N 値と細粒分含有率 F_C から相対密度を算定した。

$$D_r = 21\sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma'_V/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}}$$

$$\Delta N_f = 1.2(F_C - 5)$$

表 2.2-6　緩い地盤の想定地盤モデル

GL (m)	地層名	層厚 (m)	N 値	V_S (m/s)	ρ_t (t/m³)
–1.5	砂(1)	1.5	7	153	1.80
–10.0	砂(2)	8.5	7	153	2.00
–15.0	シルト	5.0	2	126	1.70
–25.0	砂礫	10.0	45	285	2.10
工学的基盤			50	300	2.10

※地下水位低下前の地下水位は、GL–1.50m に想定されている。

表 2.2-7　地震応答解析時の地盤物性値

地層	深度	層厚	N (回)	Vs (m/s)	γ (kN/m³)	ν	G_0 (kN/m²)	D_{50} (mm)	変形特性
砂(1)	-1.5	1.5	7.0	153	17.5	0.499	41760	0.15	安田山口
砂(2)	-10	8.5	7.0	153	19.5	0.499	46540	0.15	同上
シルト	-15	5.0	2.0	126	18.0	0.499	29140	0.04	同上
砂礫	-25	10.0	45.0	285	21.0	0.499	173880	2.00	同上

表 2.2-8　初期応力解析、液状化流動解析、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析

地層	N (回)	Vs (m/s)	γ (kN/m³)	v	G_i (kN/m²)	c (kN/m²)	Φ (°)	RL	Dr (%)
砂(1)	7.0	153	17.5	0.333	1.392E+04	0	34	–	–
砂(2)	7.0	153	19.5	0.333	1.552E+04	0	32	0.269	68
シルト	2.0	126	18.0	0.333	9.720E+03	25	0	–	–
砂礫	45.0	285	21.0	0.333	5.796E+04	0	37	–	–

※ポアソン比は、初期応力解析および液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析で用いる。

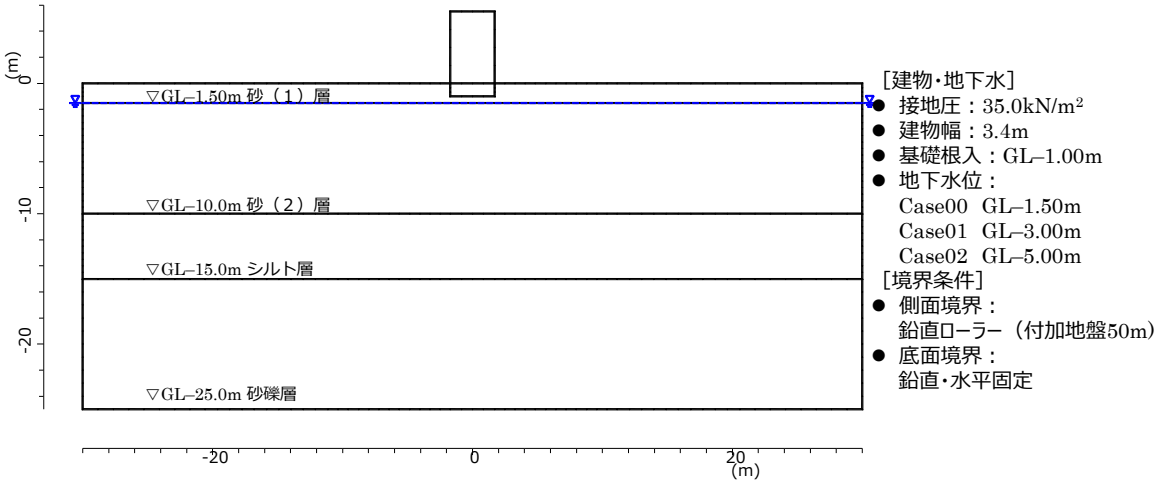


図 2.2-19　縦置円筒形貯槽の解析モデル

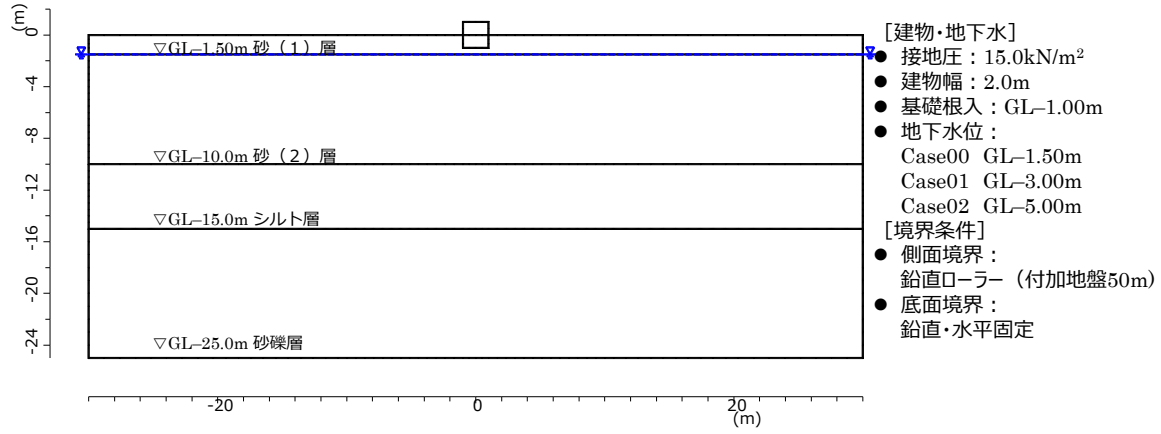


図 2.2-20　パイプラックの解析モデル

3.1.4　地震外力

地震応答解析に用いた地震外力は、コンビナート地区におけるサイトスペシフィック地震動の標準波として想定された四日市地区での南海トラフの地震（ケース 1）（第Ⅲ章、Ⅲ-1、8.、「8.4.3 標準波」参照）を入力波形とした。

図 2.2-21 は、南海トラフの地震波（ケース 1）の各成分の時刻歴と加速度応答スペクトルである。入力地震動は、図 2.2-21 の各成分の地震動を比較し、最大加速度を有する南北成分とした。なお、地震応答解析に用いた時刻的波形は、図 2.2-22 に示すように 70.00 秒～327.68 秒までの 257.68 秒間とした。

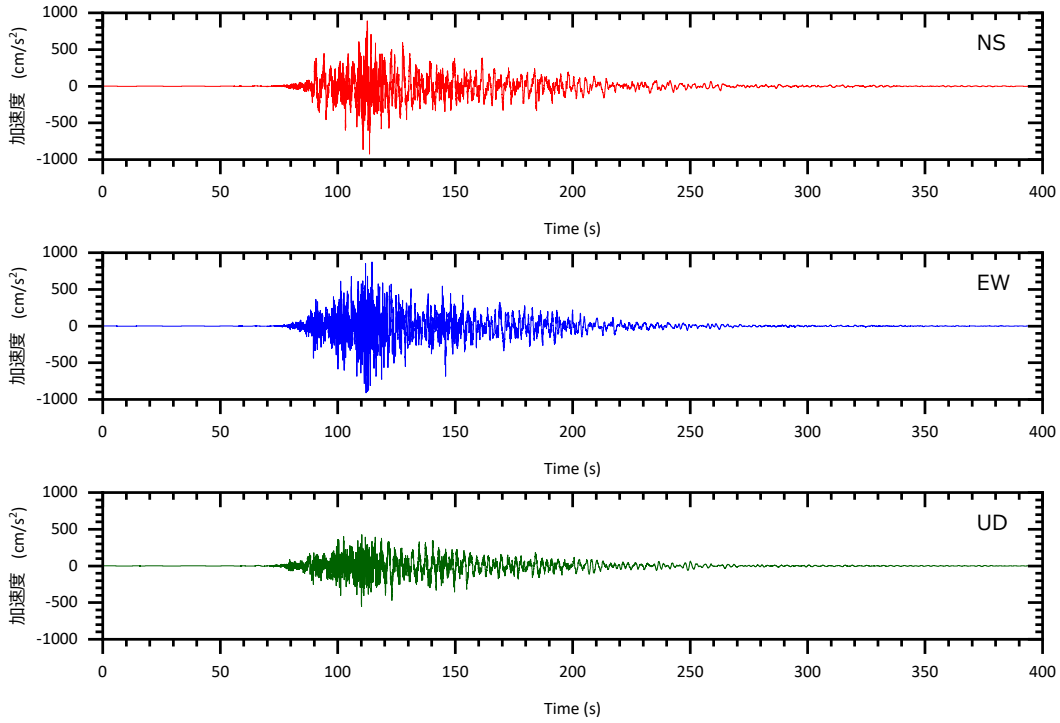


図 2.2-21　南海トラフの地震波（ケース 1）

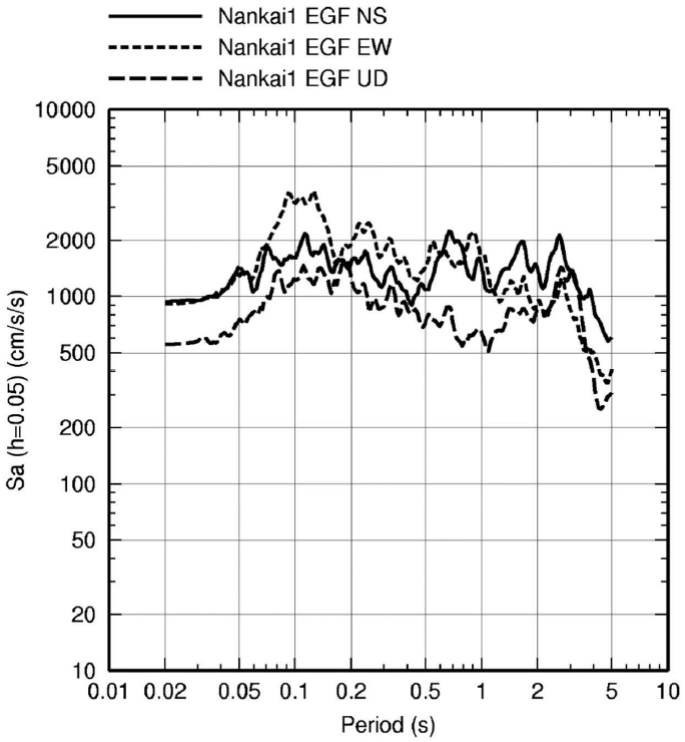


図 2.2-22　南海トラフの地震波（ケース１）の加速度応答スペクトル

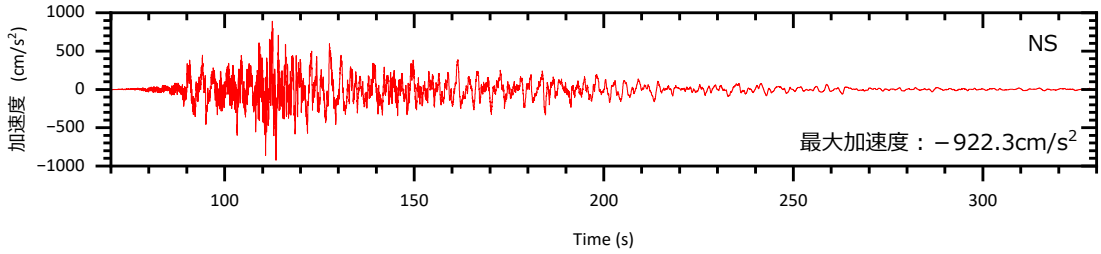


図 2.2-22　入力地震動

3.2　解析結果

本検討で実施した各解析条件およびめり込み沈下量を表 2.2-9～2.2-10 に示す。めり込み沈下量は、解析モデルの側方端（30m）と建物位置の沈下量の差とし、構造物が地盤の液状化に伴い地盤中へどの程度沈下するのかを表している。また、めり込み沈下量は、液状化流動解析時と液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時のそれぞれに対して求めている。図 2.2-23～図 2.2-24 に縦置円筒形貯槽の各条件の地表面の沈下分布を示す。図 2.2-25～図 2.2-26 にパイプラックの各条件の地表面の沈下分布を示す。なお、各解析条件での解析結果（最大加速度分布、最大水平せん断応力分布、F_L 分布、低下せん断剛性 G_1 分布、変形図）は、付録Ⅱ-2B を参照とする。

四日市地区での南海トラフの地震（ケース 1）で想定される入力地震動は、最大加速度が 922.3cm/s² と極めて大きいため、地下水位が GL–1.50m と浅い場合の F_L 分布は 0.1～0.3 と深刻な状態となることがわかった。構造物直下の F_L 分布は、縦置円筒形貯槽の F_L 値は 0.3～0.5 となり、パイプラックの F_L 値は 0.3～0.4 となった。構造物の接地圧が大きいほど、F_L 値やその領域は大きくなる。また、地下水位を低下させることで有効上載圧が増すため、液状化層の F_L 値は大きくなる。

液状化層の砂（２）層の低下せん断剛性 G_1 は、地下水位が GL–1.50m では 2kN/m² を下回り、せん断剛性低下率は 1/7500 程度となる。地下水位が深くなると F_L 値が若干大きくなることで液状化層下層の G_1 は 4～5kN/m² と若干大きくなり、せん断剛性低下率は 1/4000 程度となる。これらの結果、構造物荷重の影響を受けて構造物直下の液状化層である砂（2）層のせん断変形が大きくなることでめり込み沈下が発生する。

液状化流動時の縦置円筒形貯槽およびパイプラックのめり込み沈下量は、地下水位が GL–1.50m と浅い場合に 203.4cm、180.2cm となり、接地圧の大きい縦置円筒形貯槽の方が液状化流動時の構造物の沈下量は大きくなる。そして、地下水位を低下させることで地下水位浅の非液状化層の層厚が増すことで構造物のめり込み沈下量は大幅に低減することがわかった。

図 2.2-27 は液状化流動時の各構造物のめり込み沈下量と地下水位の関係であり、図 2.2-28 は液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時の同関係である。これより、構造物の接地圧の違いにより、地下水位低下時の沈下抑制効果は異なることがわかる。縦置円筒形貯槽の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にすると GL–1.50m（無対策）に対して約 1/2 となり、地下水位を GL–5.0m にすると約 1/10 となる。一方、パイプラックの対策効果は、地下水位を GL–3.0m にすると GL–1.50m（無対策）に対して約 1/5 となり、地下水位を GL–5.0m にすると約 1/50 とほぼめり込み沈下は発生しない結果となった。なお、液状化流動解析時と液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時でめり込み沈下量に有意な差はないこともわかった。

表 2.2-9　液状化流動解析時の絶対沈下量およびめり込み沈下量

構造物	地下水位	地震動タイプ	絶対沈下量 (cm)		めり込み沈下量 (cm)
			建物位置 A	側方端 B	A－B
縦置円筒形貯槽	GL–1.50m	L2 タイプⅠ	209.5	6.2	203.3
	GL–3.00m	同上	92.8	–17.0	109.8
	GL–5.00m	同上	14.1	3.7	10.4
パイプラック	GL–1.50m	L2 タイプⅠ	180.0	–0.2	180.2
	GL–3.00m	同上	24.6	–6.1	30.7
	GL–5.00m	同上	2.3	–0.9	3.2

表 2.2-10　液状化後の体積圧縮時の絶対沈下量およびめり込み沈下量

構造物	地下水位	地震動タイプ	絶対沈下量 (cm)		めり込み沈下量 (cm)
			建物位置 A	側方端 B	A－B
縦置円筒形貯槽	GL–1.50m	L2 タイプⅠ	229.3	25.8	203.5
	GL–3.00m	同上	109.3	–0.8	110.1
	GL–5.00m	同上	25.6	7.9	17.7
パイプラック	GL–1.50m	L2 タイプⅠ	200.2	19.5	180.7
	GL–3.00m	同上	40.8	10.1	30.7
	GL–5.00m	同上	13.9	10.7	3.2

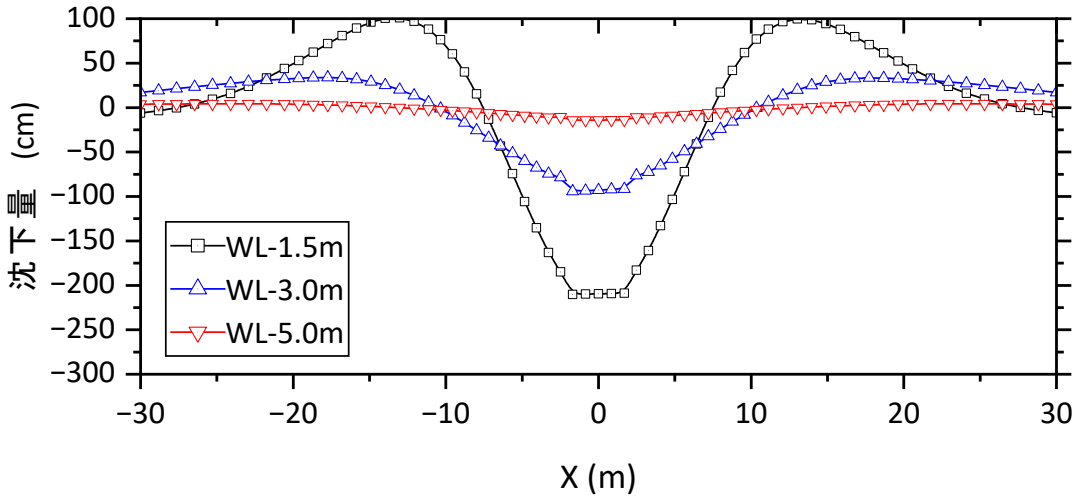


図 2.2-23　縦置円筒型貯槽、レベル 2 タイプⅠ、液状化流動時の地表面沈下量

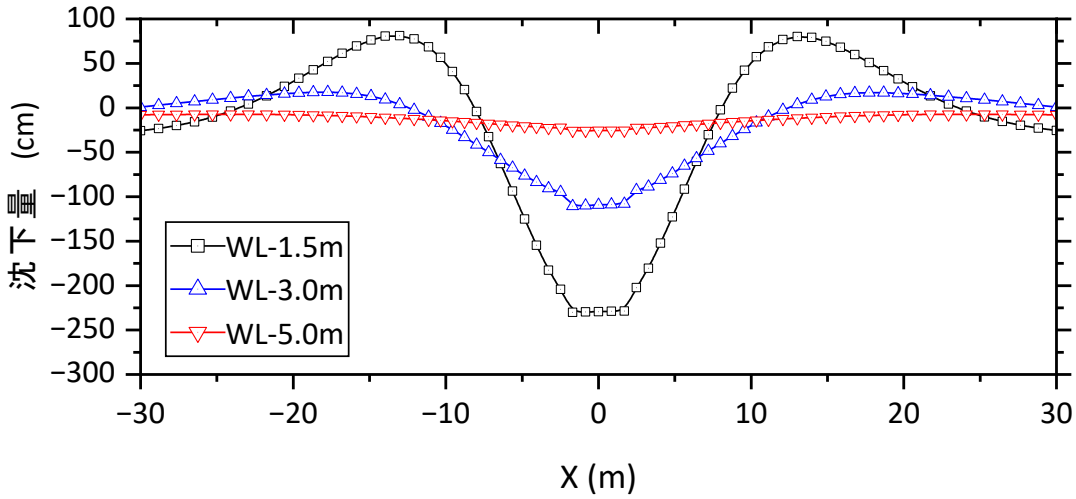


図 2.2-24　縦置円筒形貯槽、レベル 2 タイプⅠ、液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

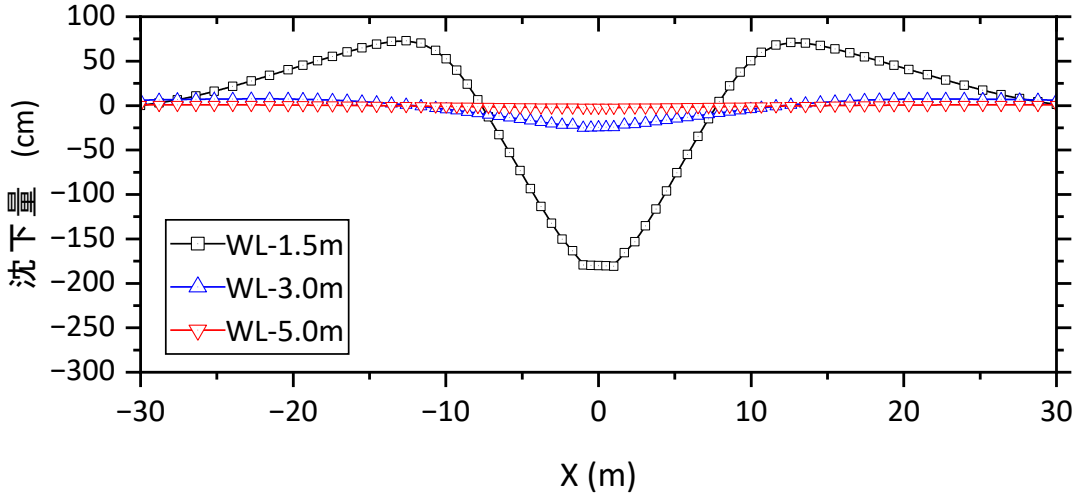


図 2.2-25　パイプラック、レベル 2 タイプ I、液状化流動時の地表面沈下量

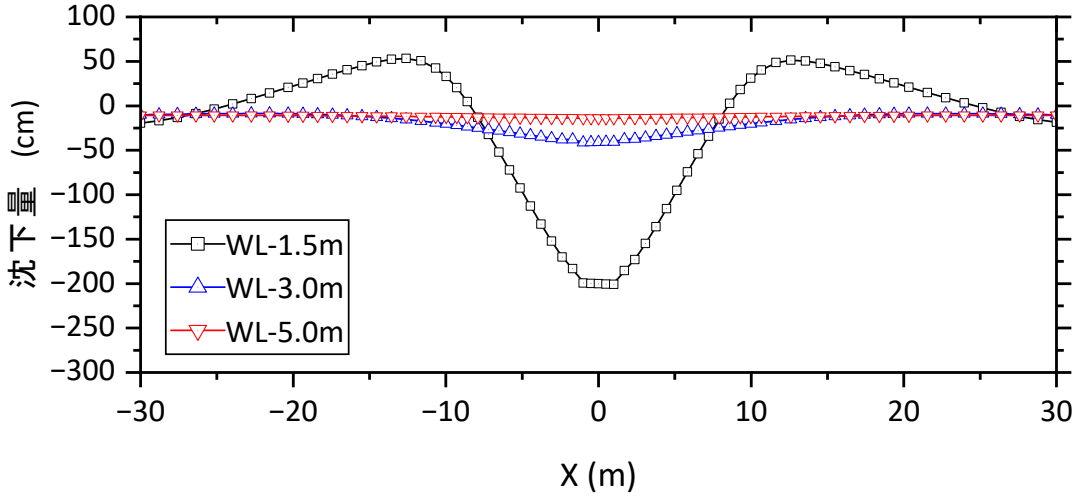


図 2.2-26　パイプラック、レベル 2 タイプ I、液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

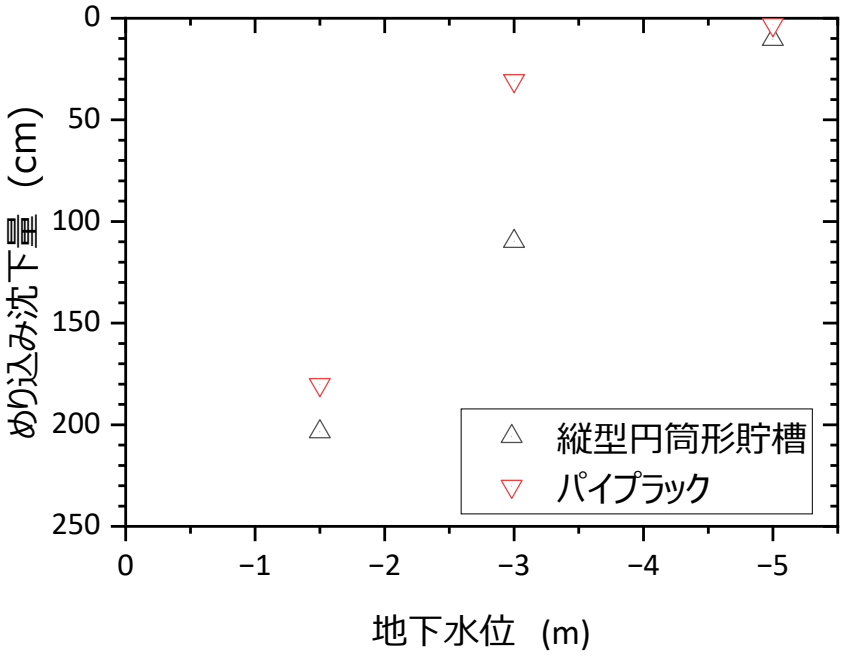


図 2.2-27　地下水位と各構造物のめり込み沈下量の関係（流動解析時）

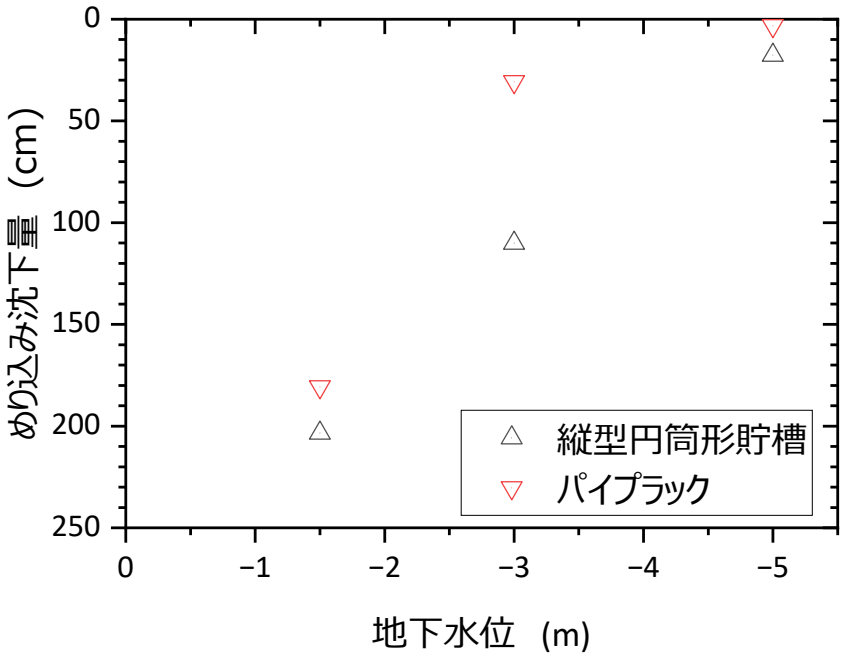


図 2.2-28　地下水位と各構造物のめり込み沈下量の関係（液状化後の体積圧縮時）

4. まとめ

本検討では、各水平成層地盤モデル上に設備単体が設置される場合を想定した基礎的な検討とし、地下水位低下レベルを変化させた残留変形解析を実施して、地盤の液状化に対する設備の沈下量低減効果について検討した。以下に得られた知見をまとめる。

①各地盤条件ともに、地下水位を低下させることで高圧ガス設備のめり込み沈下量を大幅に低減できることが確認された。
②めり込み沈下量は、高圧ガス設備の接地圧の違いにより変化し、パイプラックに比べて縦置円筒形貯槽の方がめり込み沈下量は大きくなる。従って、低下させる地下水位は、構造物荷重の規模に応じて検討する必要があると考えられる。
③縦置円筒形貯槽（接地圧：35kN/m²）の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にするとめり込み沈下量は約 1/2 に減少し、地下水位を GL–5.0m にするとめり込み沈下量は約 1/10 となる。
④パイプラック（接地圧：15kN/m²）の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にするとめり込み沈下量は約 1/5 に減少し、地下水位を GL–5.0m にするとめり込み沈下量は約 1/50 となる。

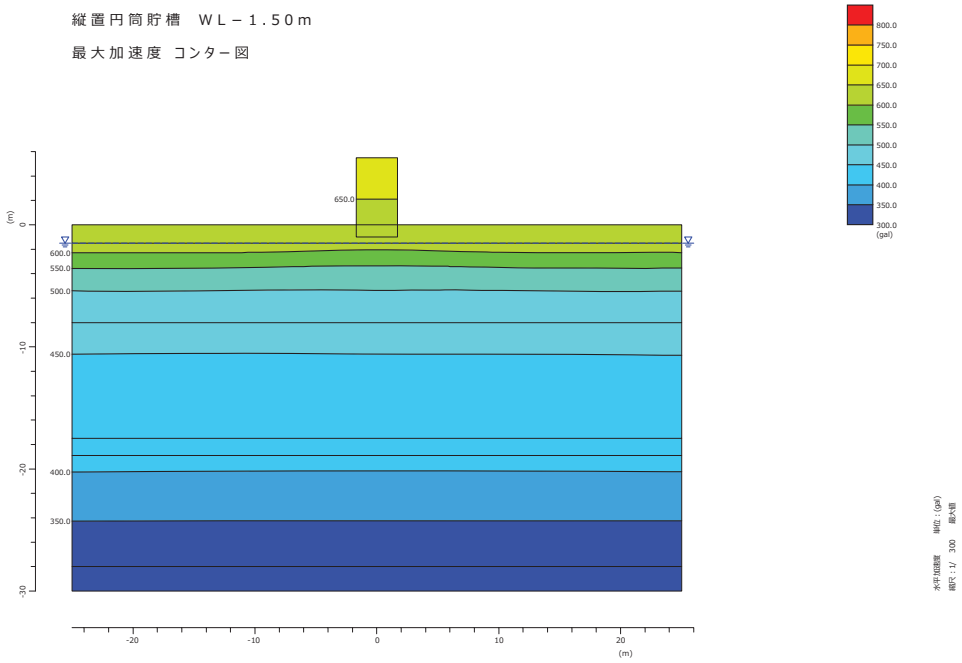
なお、本検討の各地盤条件ともに、液状化層の F_L 値は 0.5 を下回るような極めて深刻な液状化状態である試算結果であることに留意する必要がある。そして、各設備を 1 棟のみで配置した際のめり込み沈下量の試算結果であり、事業所全体を考えたときに各施設や設備の密集状況によって、めり込み沈下量や傾きは変化することが示唆される。

参考文献

1) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，石川敬祐：液状化に伴う残留変形の静的評価法，日本地震工学会論文集，第16巻，第10号，p.10_31-10_50，2016. https://doi.org/10.5610/jaee.16.10_31
2) ALID 研究会：2 次元液状化流動解析プログラム ALID/win，第 5 版，2016.
3) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V 耐震設計編，丸善，2017.
4) 豊田耕一，杉田秀樹，石原雅規：河川堤防の地震被災事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討，日本地震工学会・2005 大会梗概集，pp.226-227，2005.
5) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
6) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震対策に係る基礎・液状化分科会報告書，平成 7 年度通商産業省委託・石油精製業保安対策調査，1996.
7) 安田進，山口勇：種々の不かく乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会講演集，pp.539-542，1985.
8) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V 耐震設計編に関する参考資料，丸善，2016.
9) 港湾地域強震観測：https://www.eq.pari.go.jp/kyosin/　（2023.10.4 閲覧）

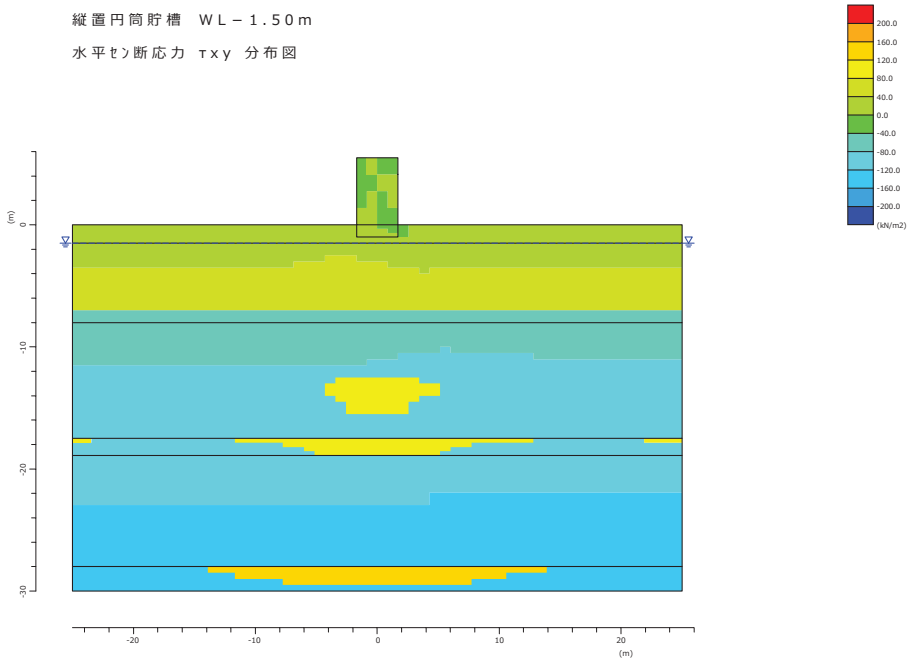
縦置円筒貯槽　ＷＬ－１.５０ｍ

最大加速度 コンター図



縦置円筒貯槽　ＷＬ－１.５０ｍ

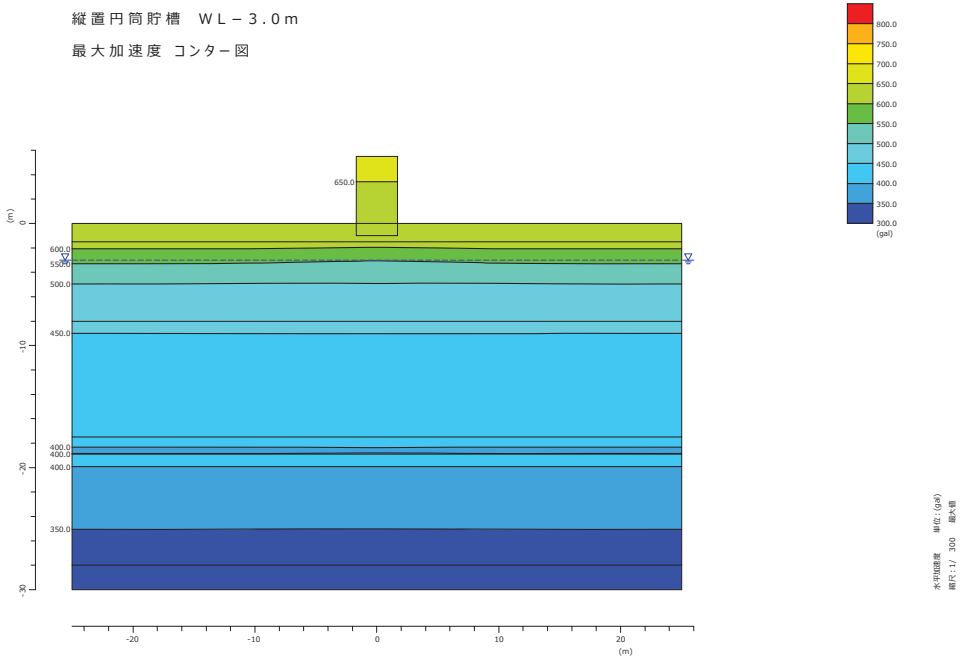
水平ｾﾝ断応力 τxy 分布図



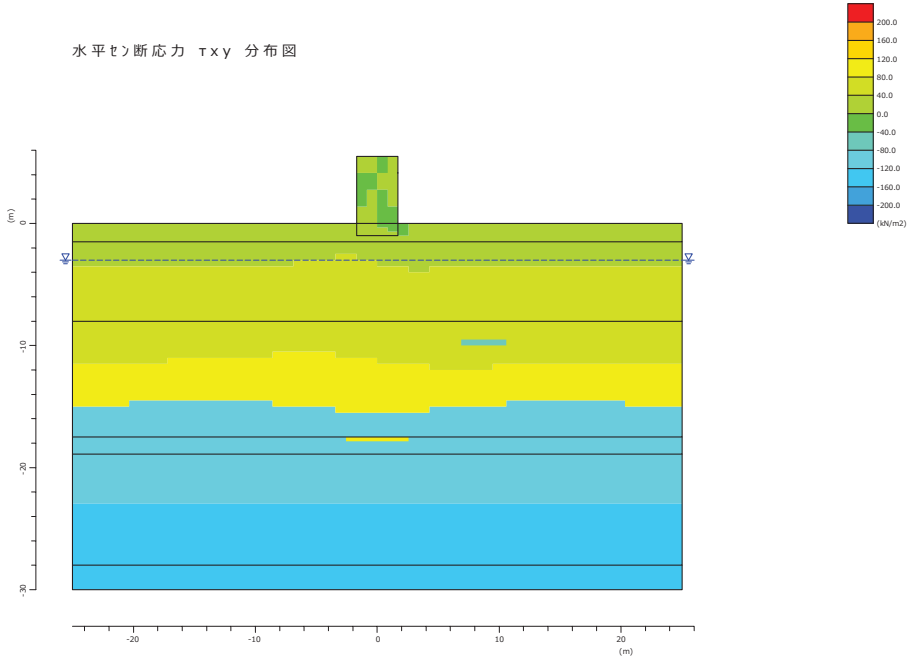
付録Ⅱ－2A　実地盤を想定した残留変形解析

縦置円筒貯槽　ＷＬ－３.０ｍ

最大加速度 コンター図

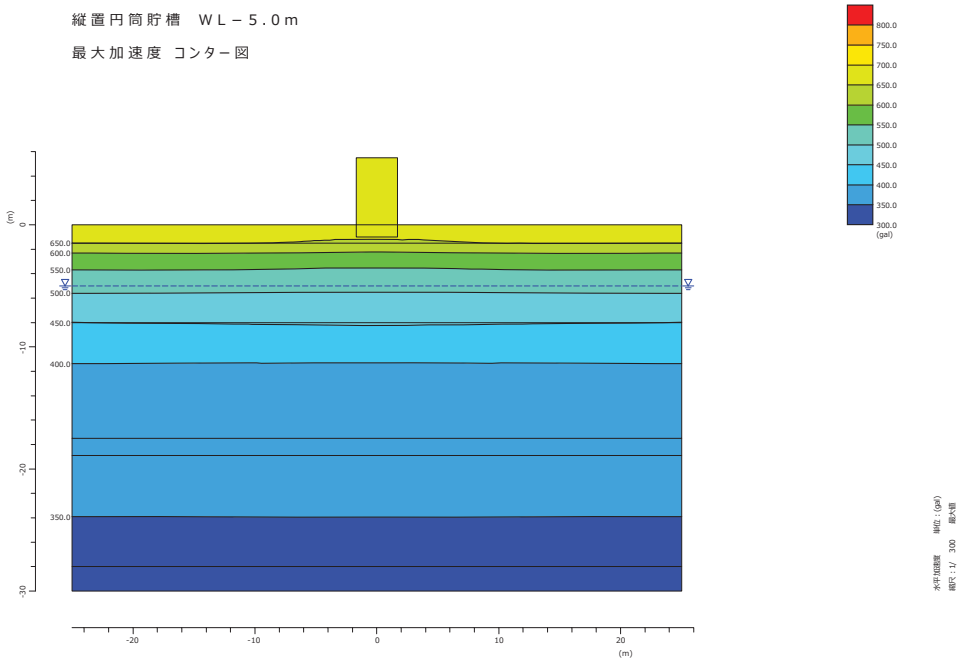


水平ｾﾝ断応力 τxy 分布図

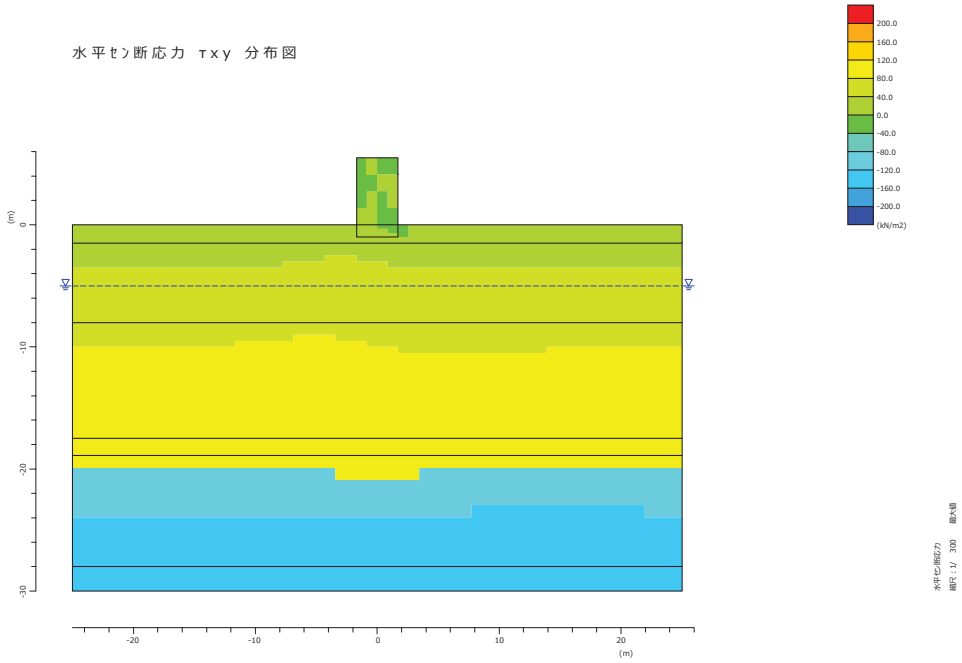


縦置円筒貯槽　ＷＬ－５.０ｍ

最大加速度 コンター図

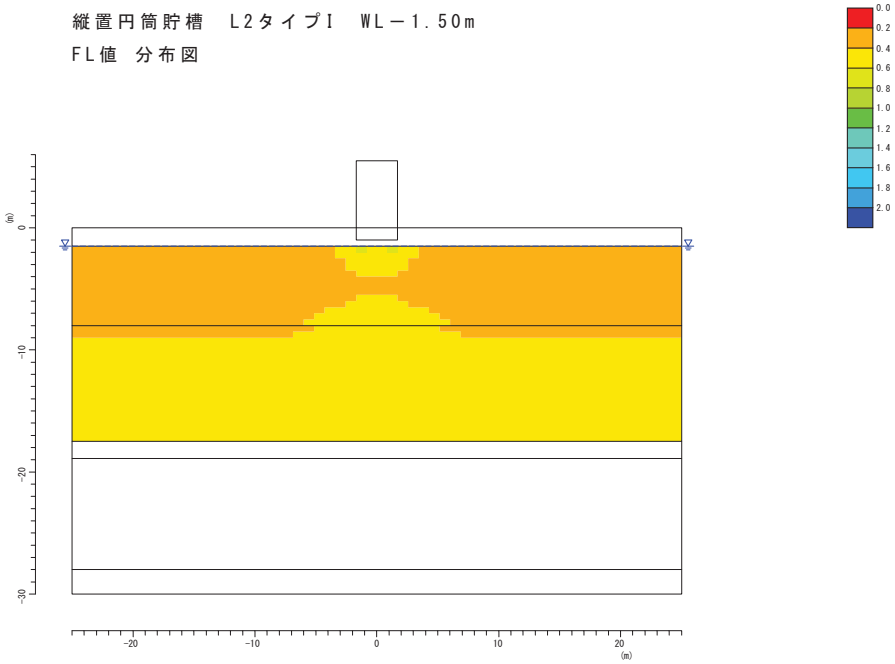


水平ｾﾝ断応力 τxy 分布図



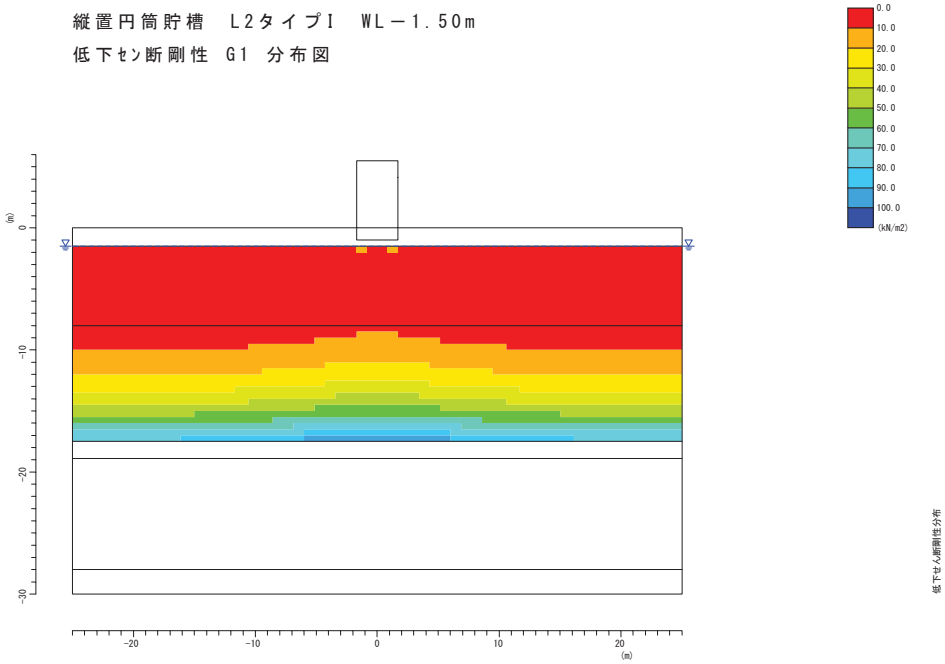
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

FL値　分布図



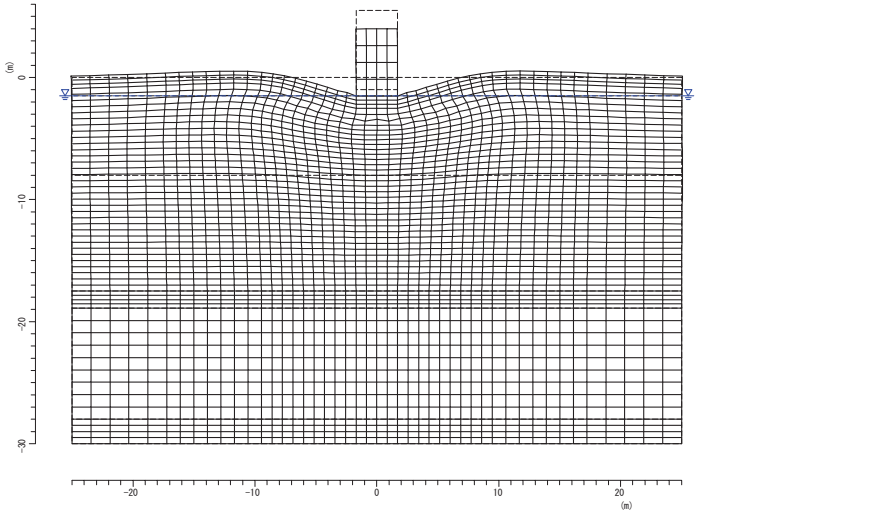
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

低下せん断剛性　G1　分布図



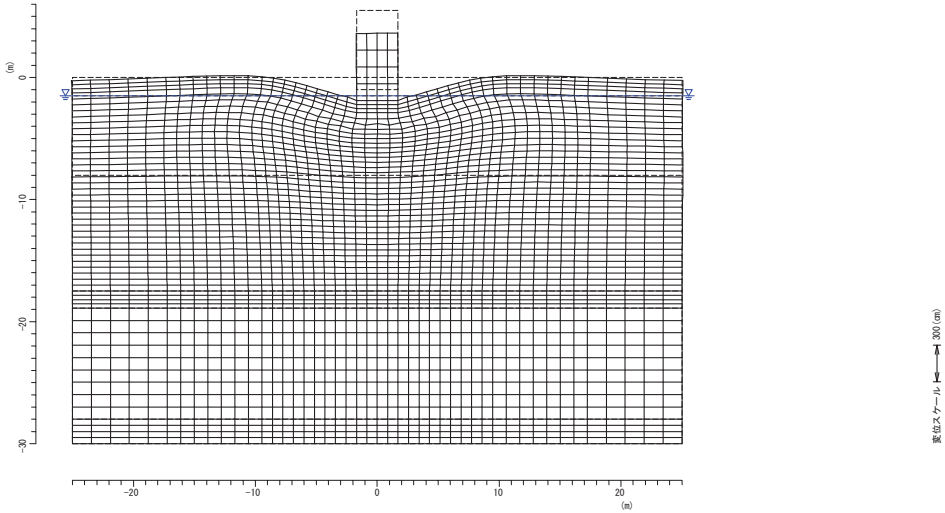
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

液状化流動時　変形図



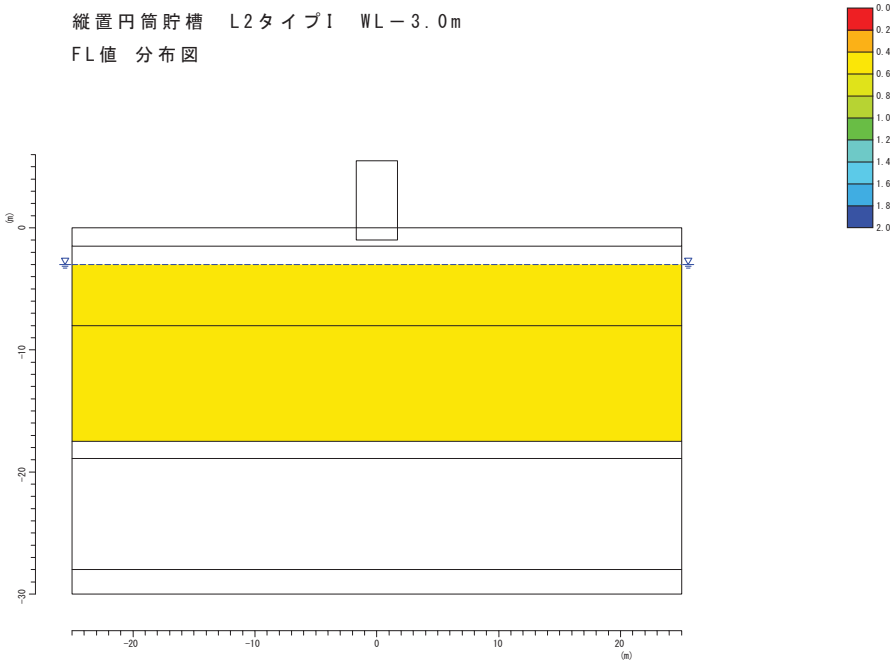
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

液状化後の体積圧縮時　変形図



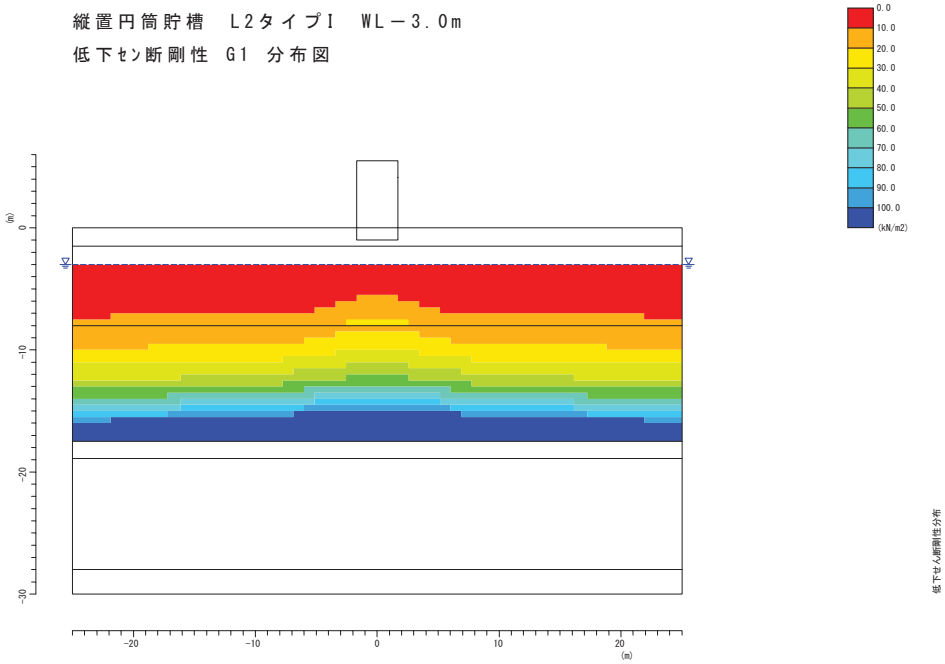
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

FL値　分布図



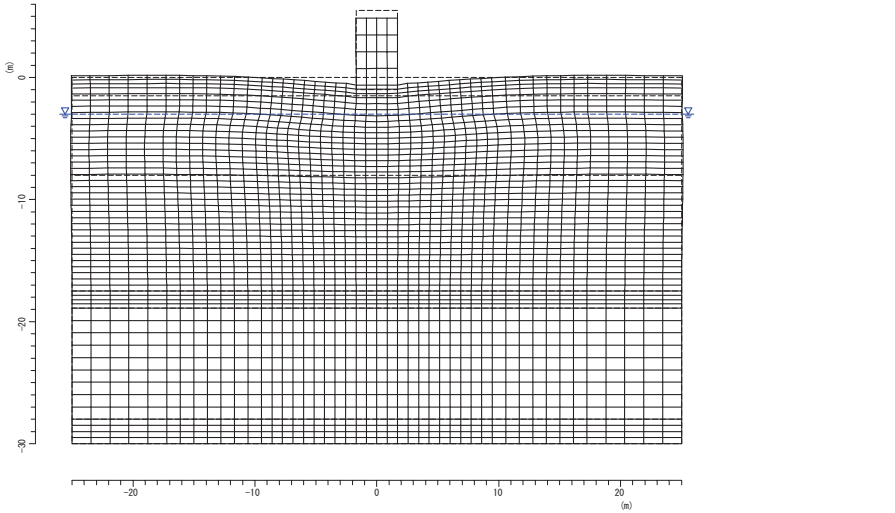
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

低下せん断剛性　G1　分布図



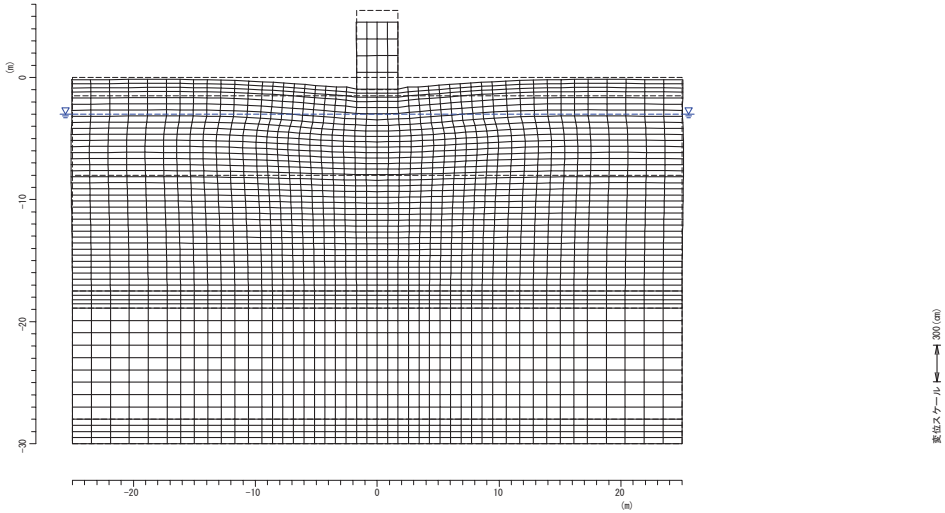
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

液状化流動時　変形図



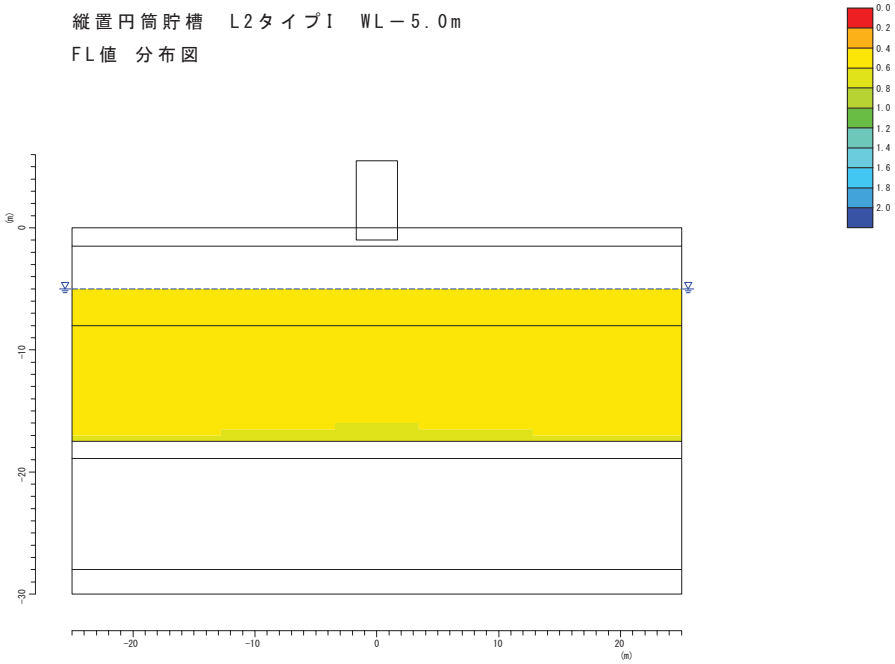
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



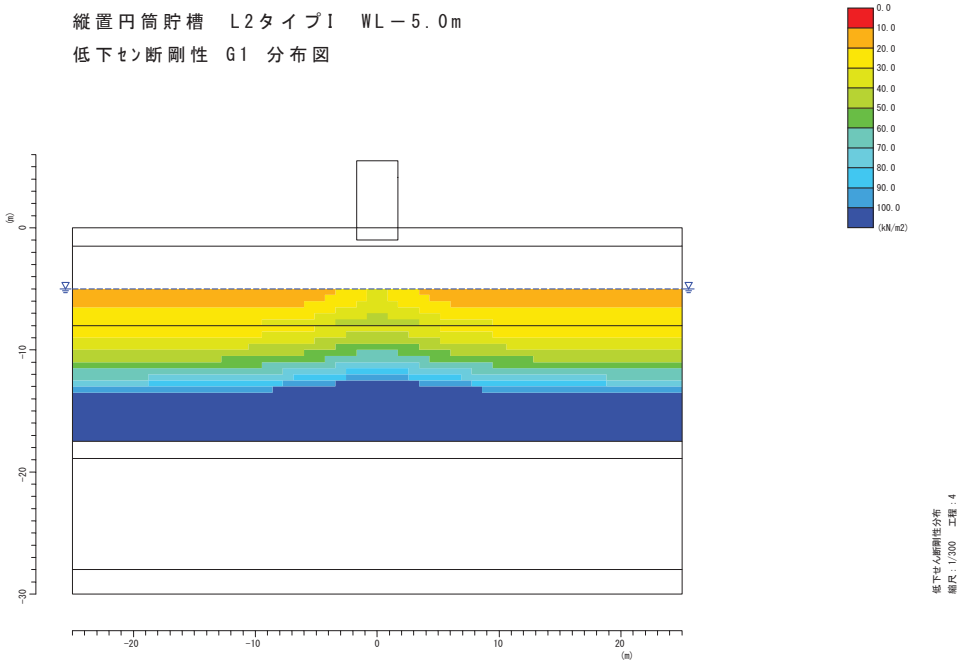
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－5.0m

FL値　分布図



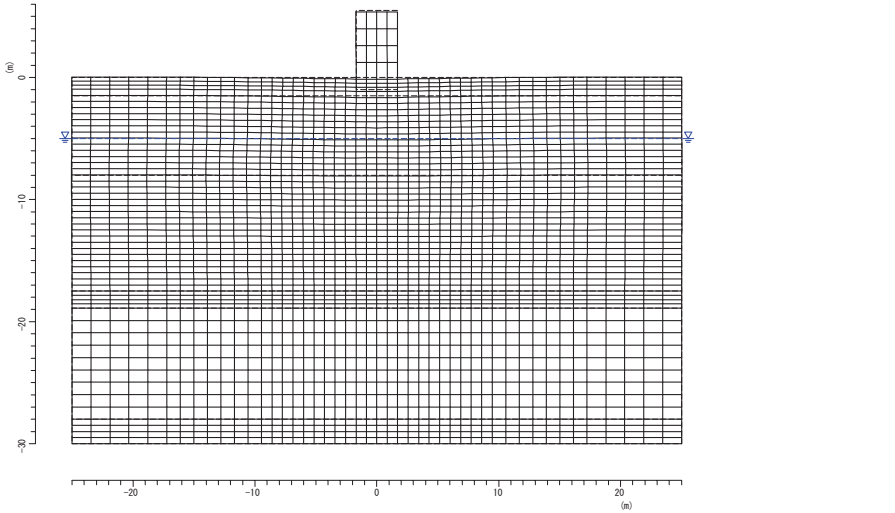
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－5.0m

低下せん断剛性 G1　分布図



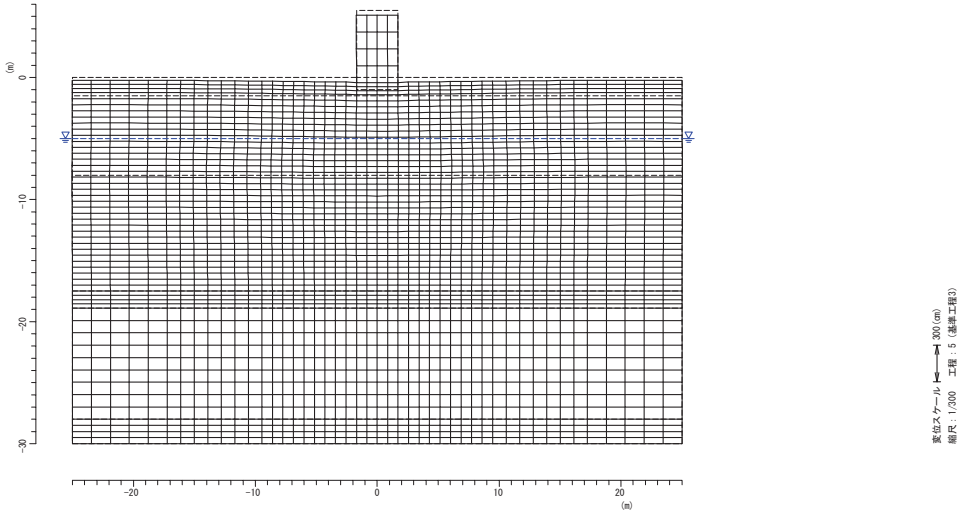
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－5.0m

液状化流動時　変形図



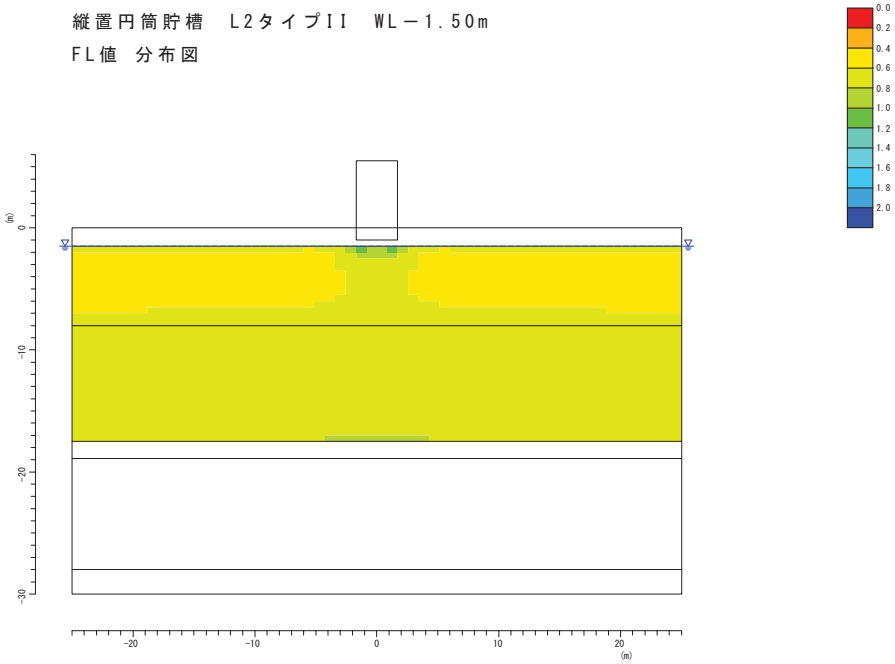
縦置円筒貯槽　L2タイプI　WL－5.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



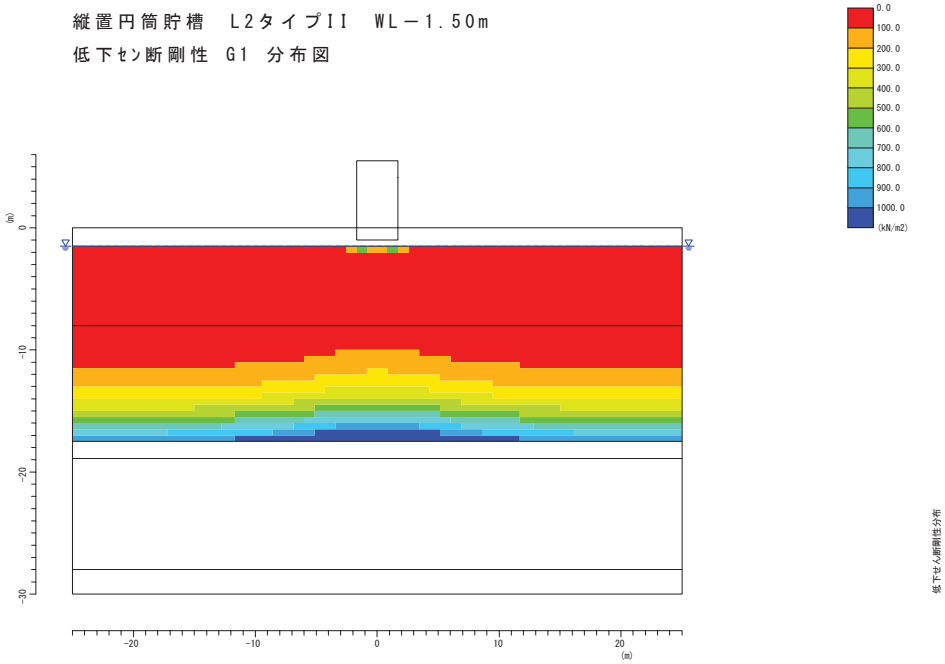
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－1.50m

FL値　分布図



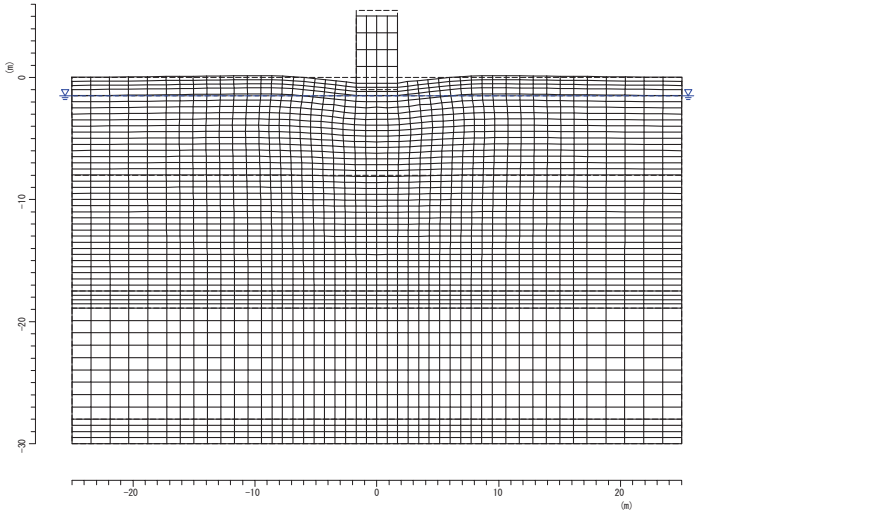
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－1.50m

低下せん断剛性　G1　分布図



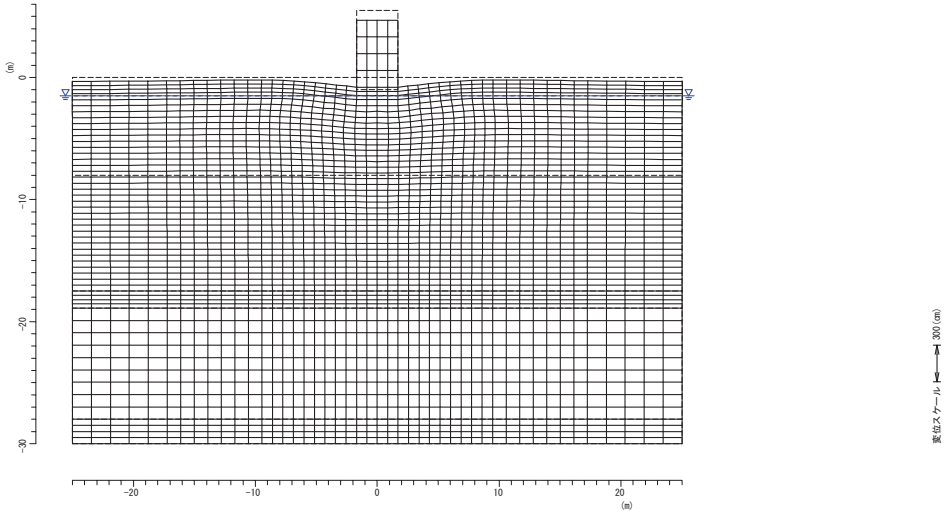
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－1.50m

液状化流動時　変形図



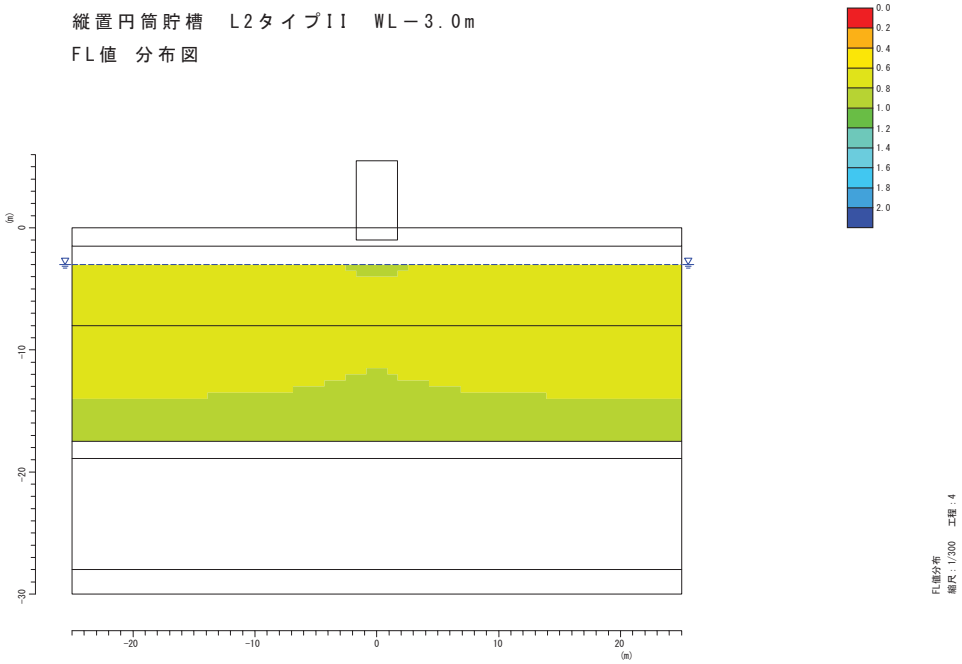
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－1.50m

液状化後の体積圧縮時　変形図



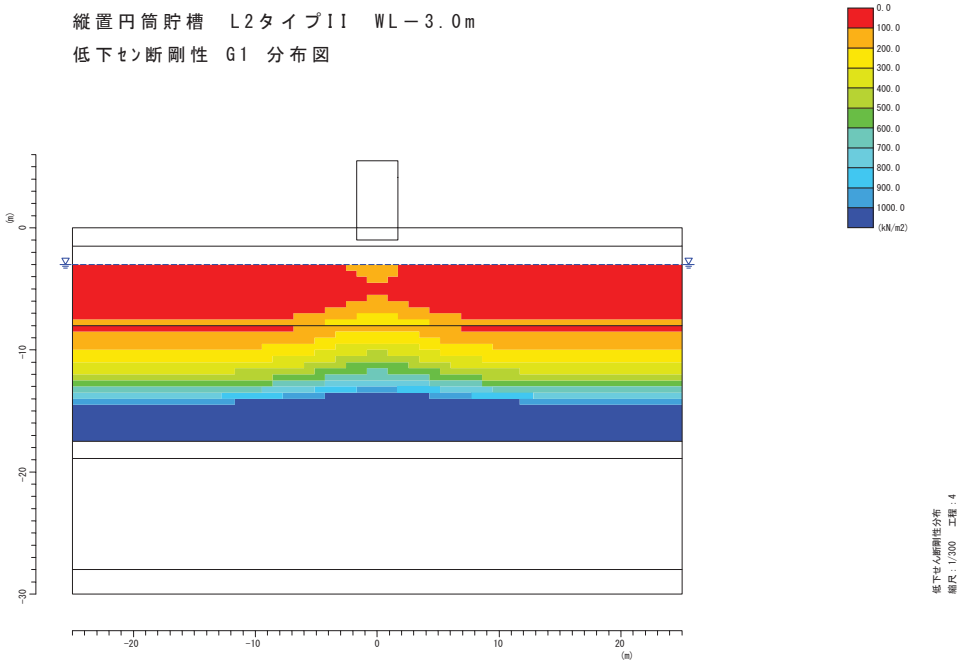
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－3.0m

FL値　分布図



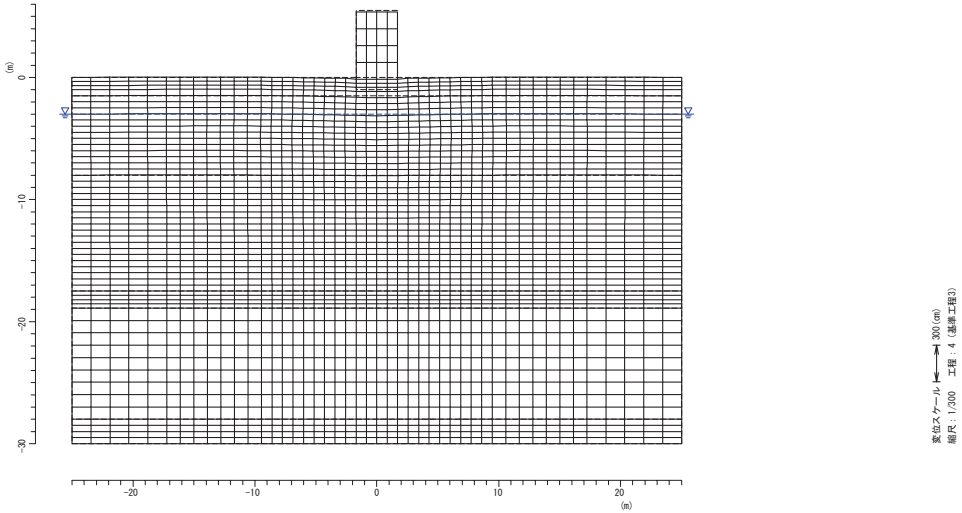
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－3.0m

低下せん断剛性 G1　分布図



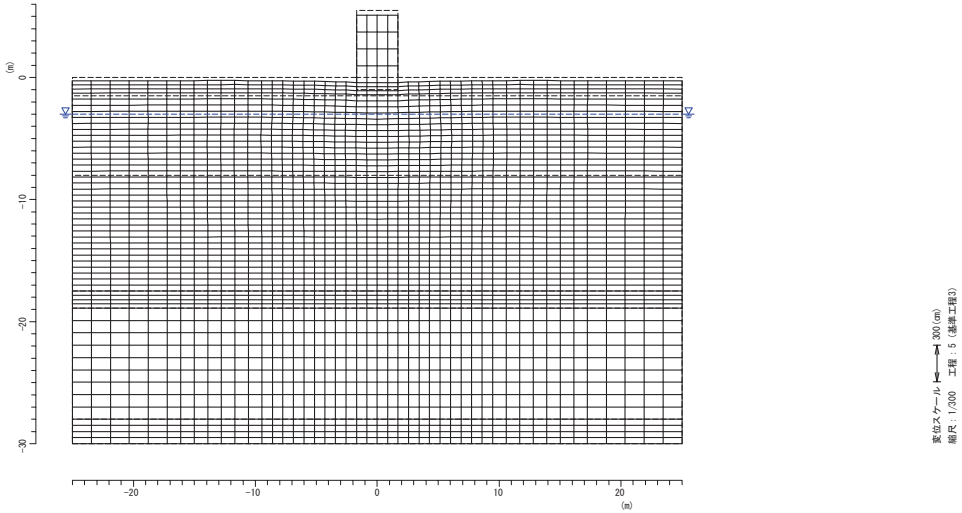
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－3.0m

液状化流動時　変形図



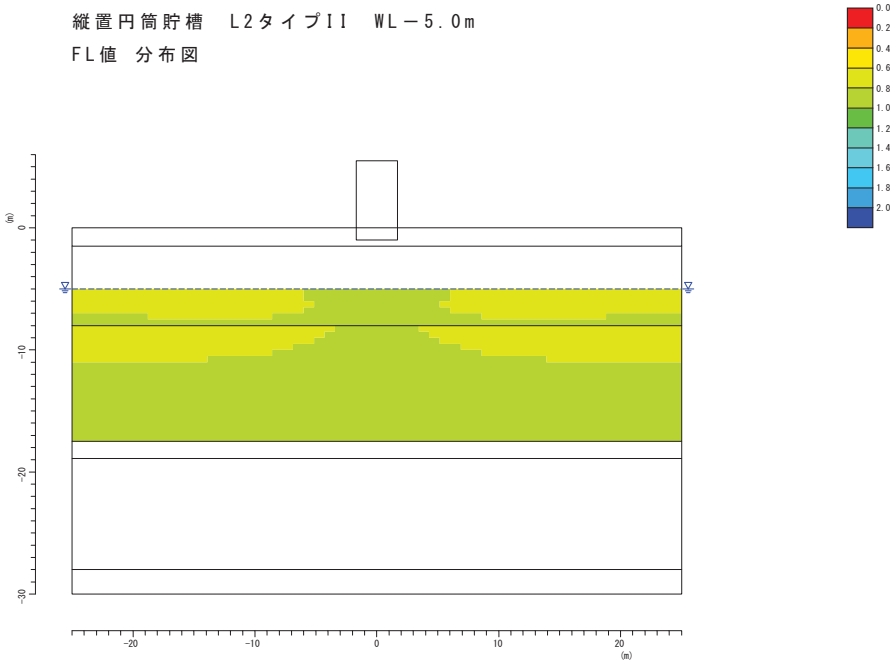
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－3.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



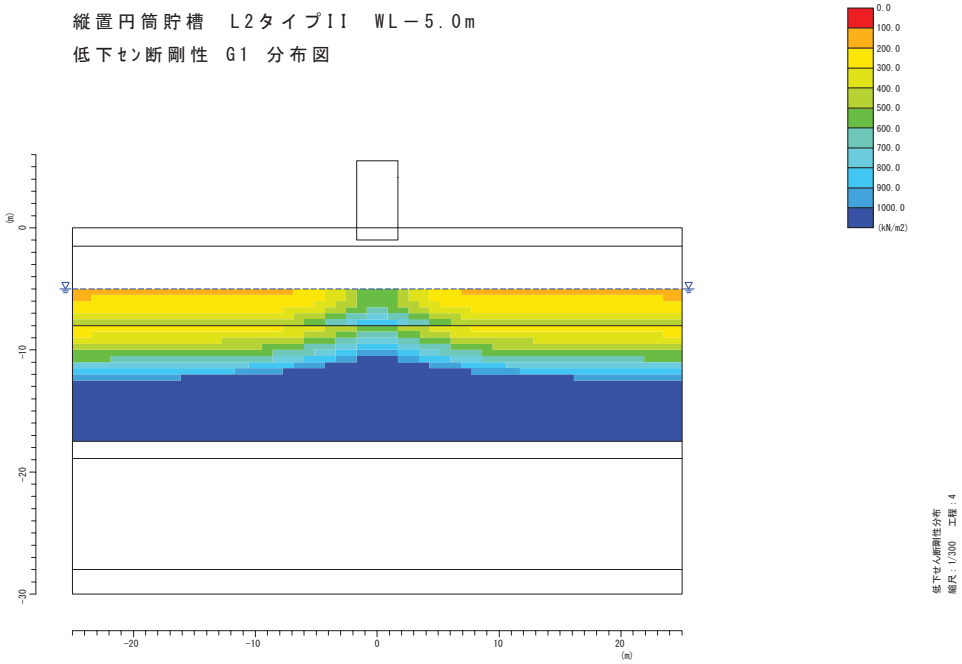
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－5.0m

FL値　分布図



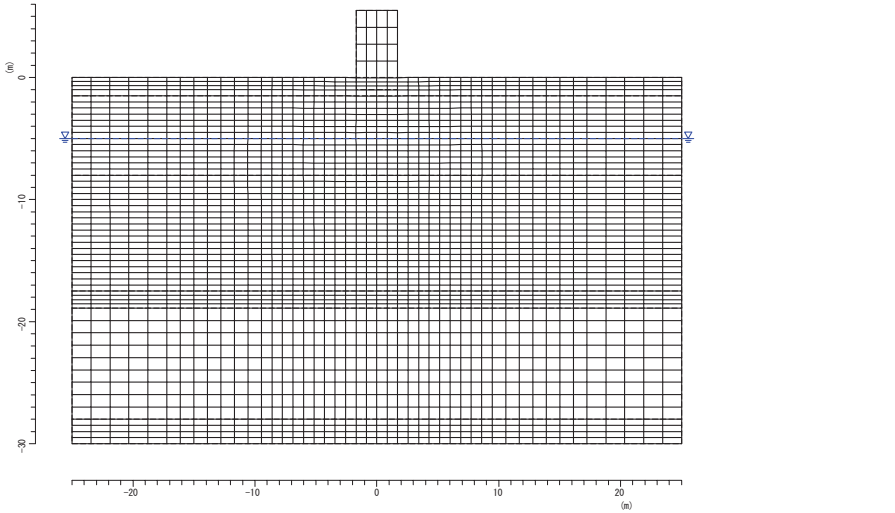
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－5.0m

低下せん断剛性 G1 分布図



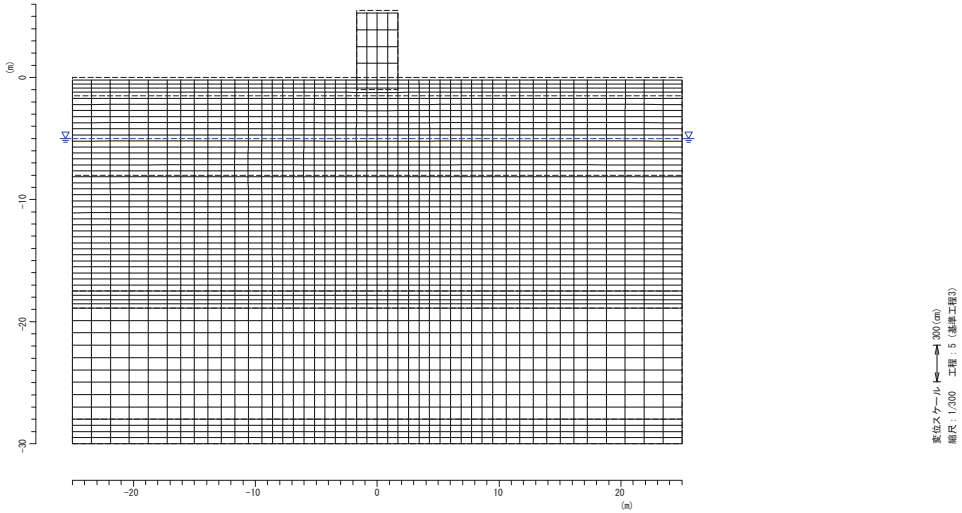
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－5.0m

液状化流動時　変形図



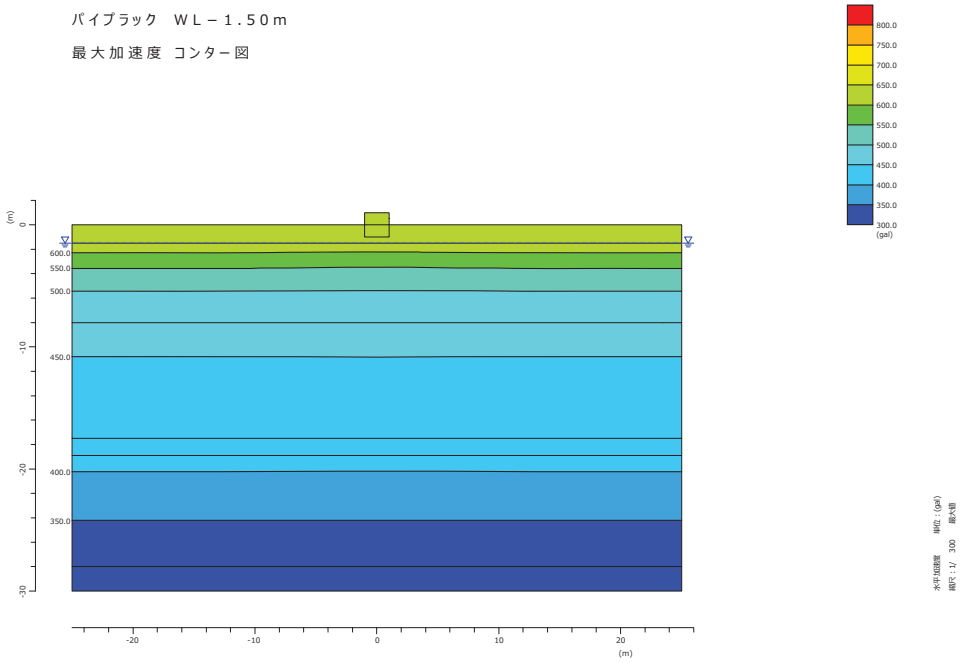
縦置円筒貯槽　L2タイプII　WL－5.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図

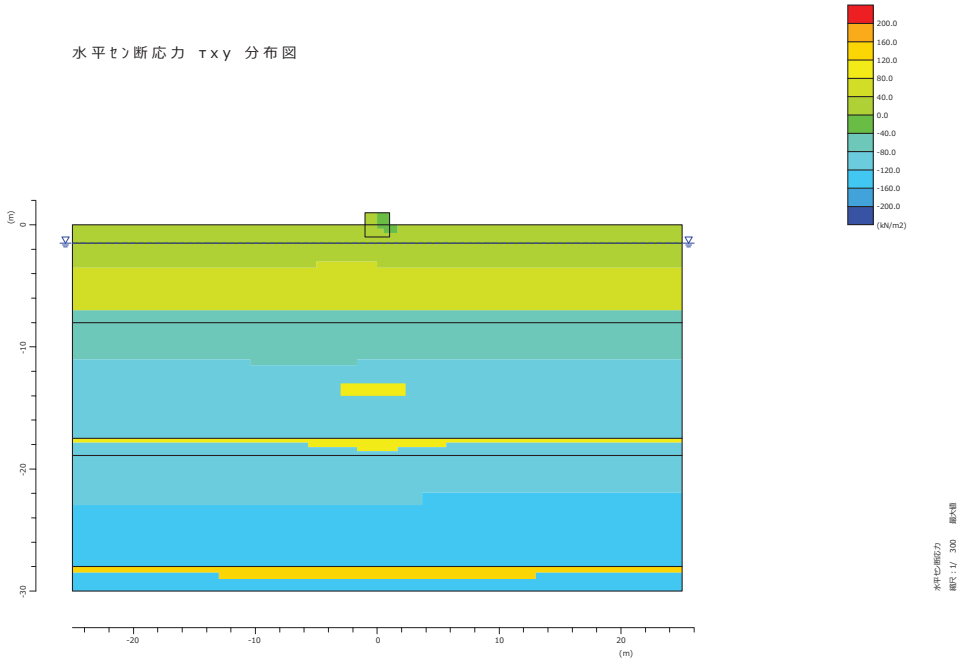


パイプラック　ＷＬ－１.５０ｍ

最大加速度 コンター図

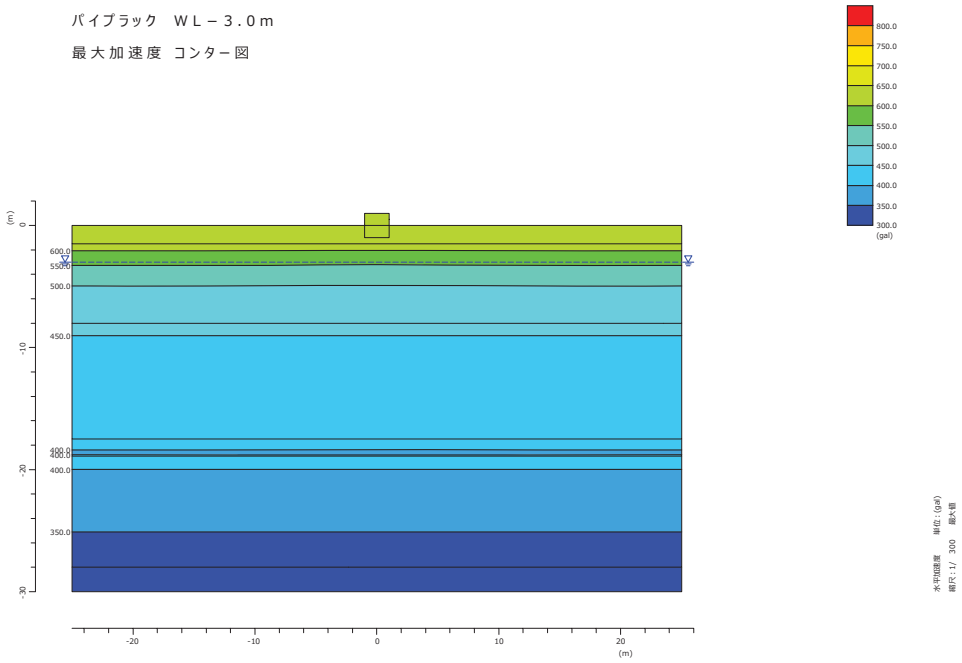


水平せん断応力 τxy 分布図



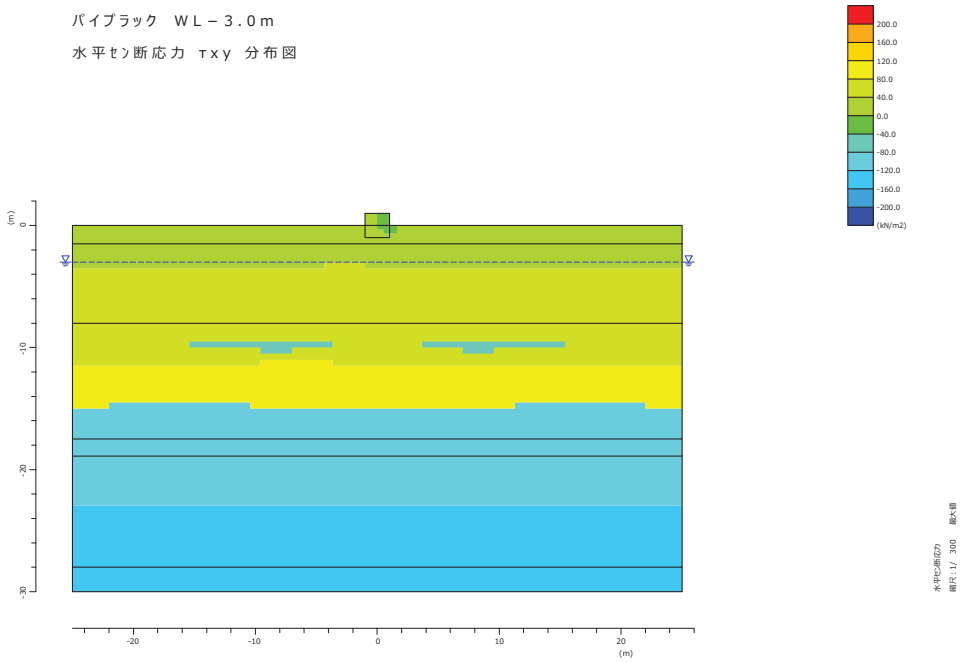
パイプラック　ＷＬ－３.０ｍ

最大加速度 コンター図



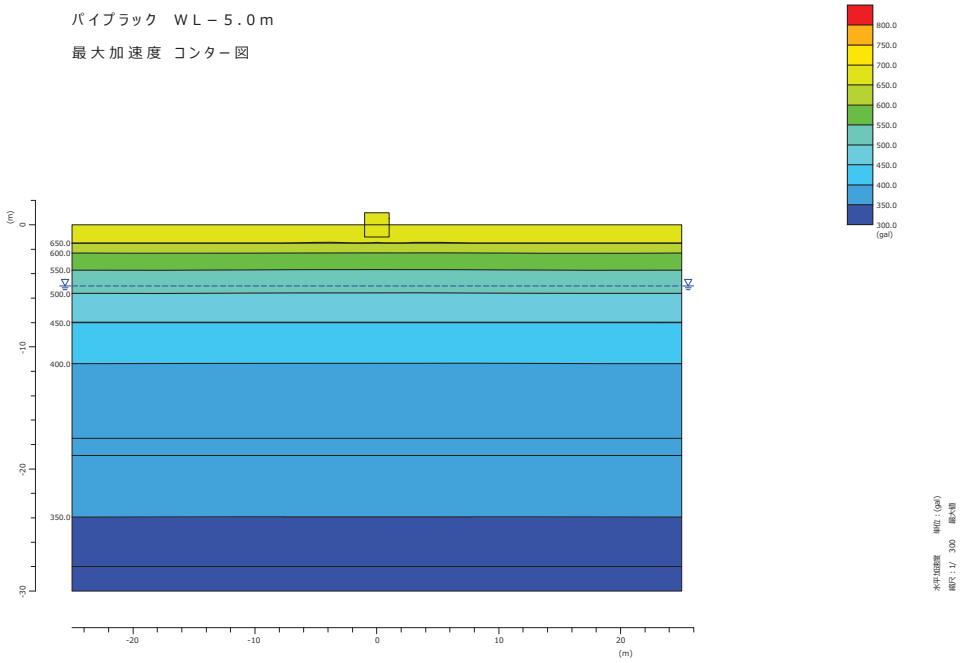
パイプラック　ＷＬ－３.０ｍ

水平せん断応力 τxy 分布図



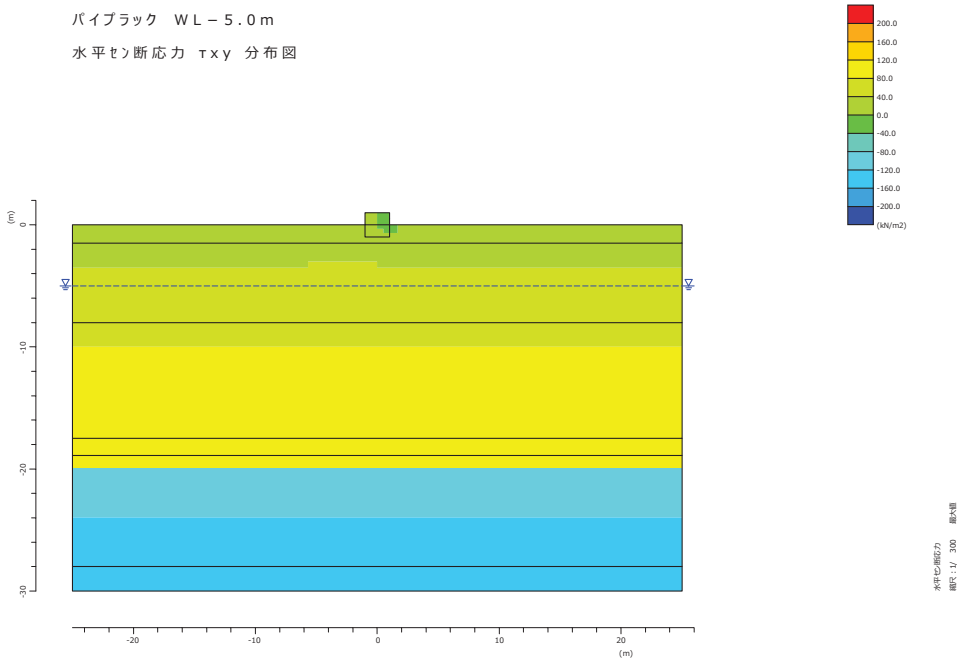
パイプラック　ＷＬ－５.０ｍ

最大加速度 コンター図



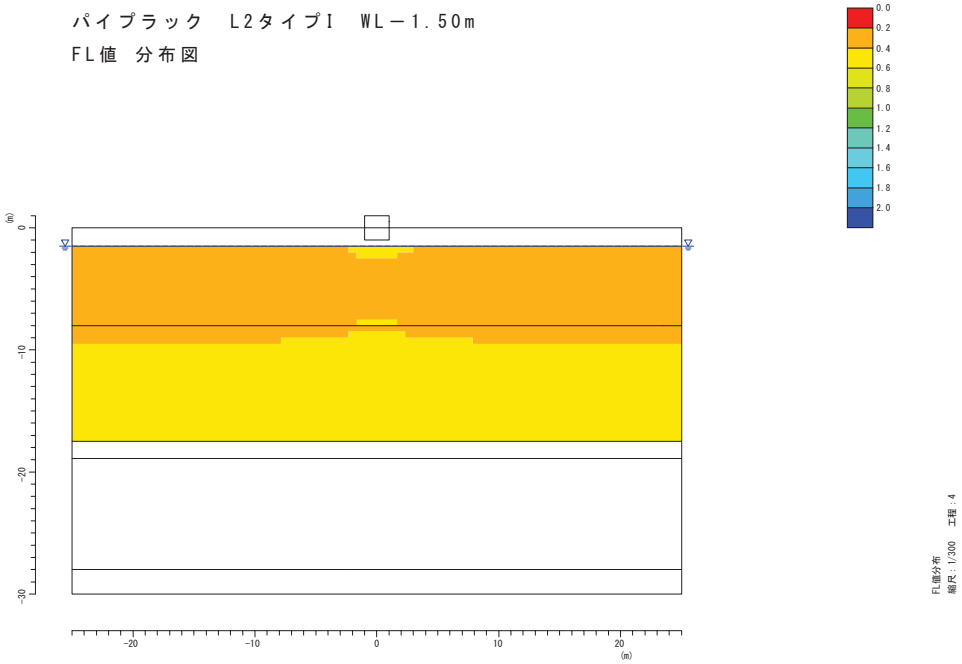
パイプラック　ＷＬ－５.０ｍ

水平ｾﾝ断応力 τxy 分布図



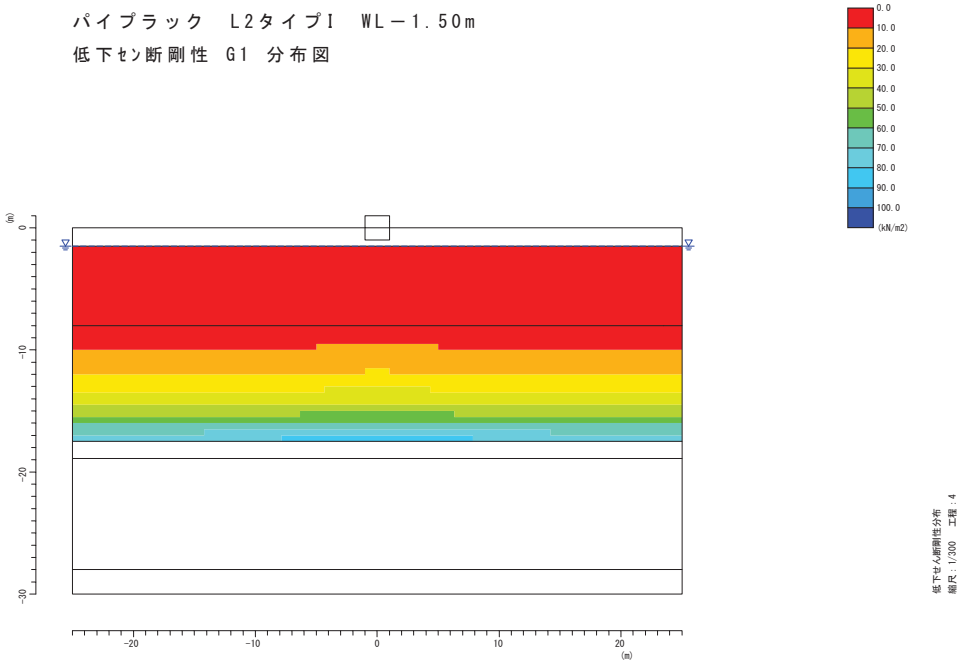
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

FL値　分布図



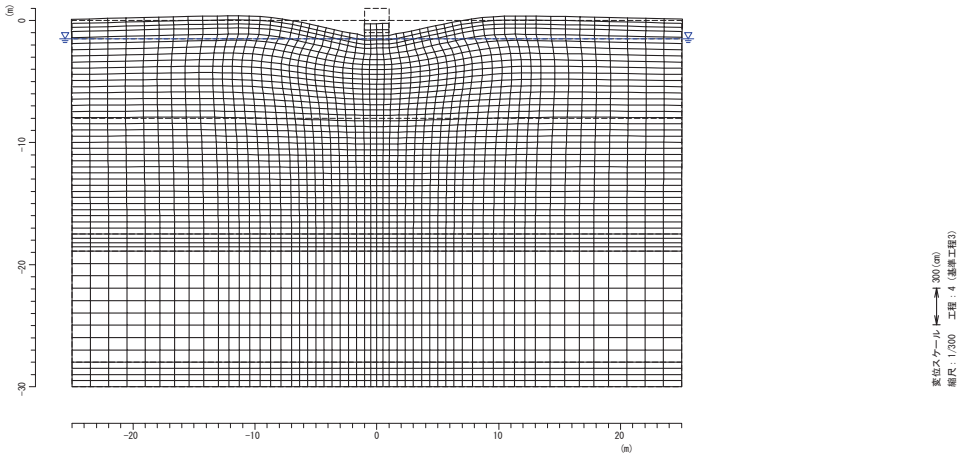
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

低下せん断剛性　G1　分布図



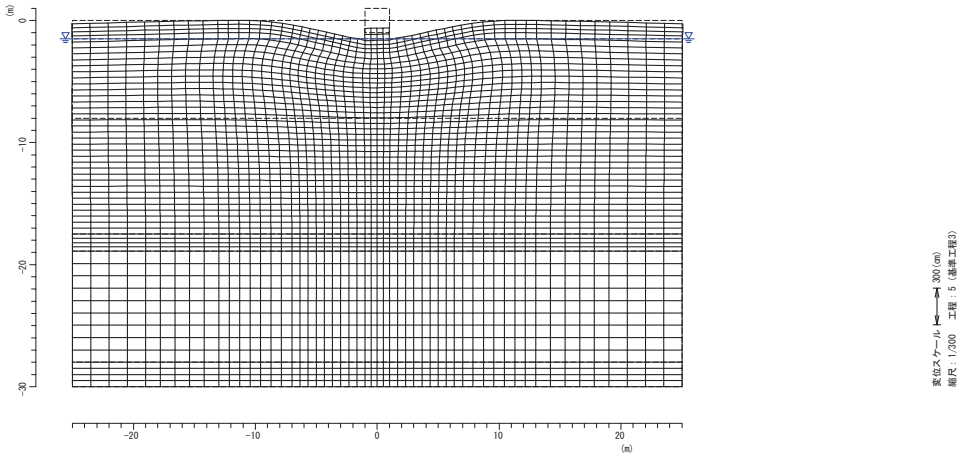
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

液状化流動時　変形図



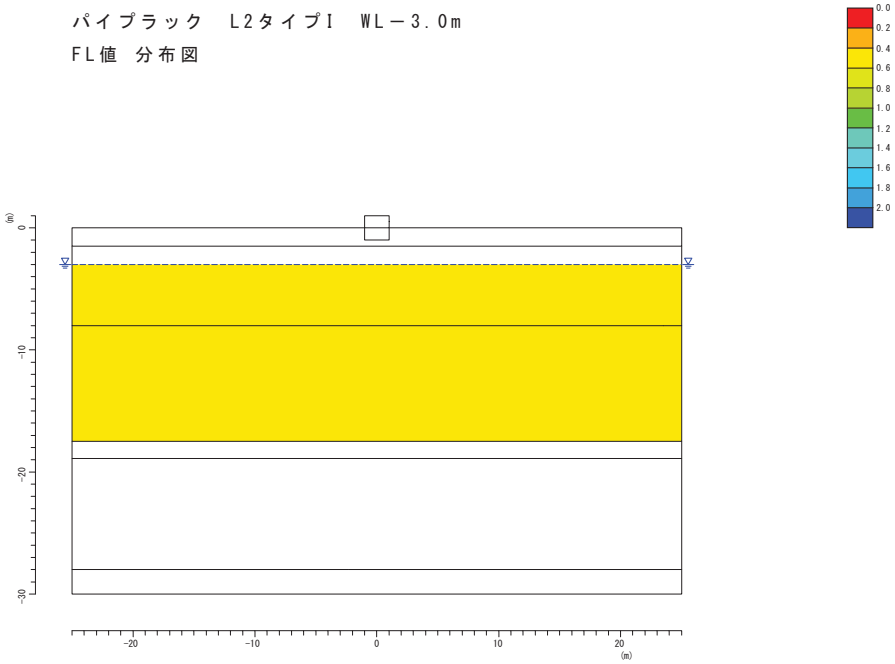
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

液状化後の体積圧縮時　変形図



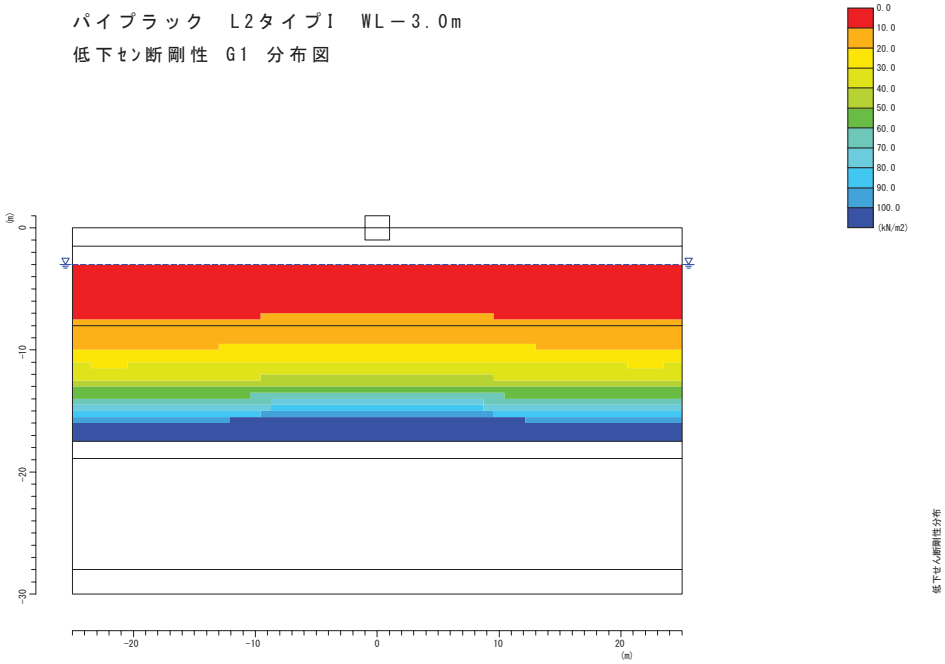
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

FL値　分布図



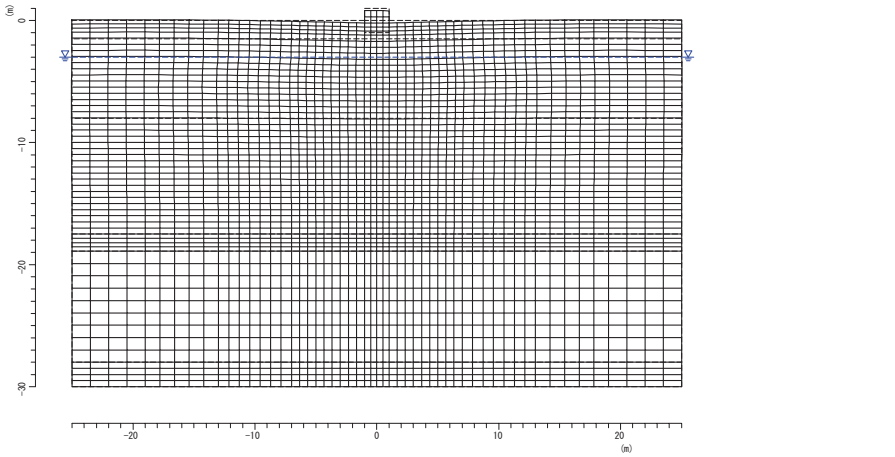
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



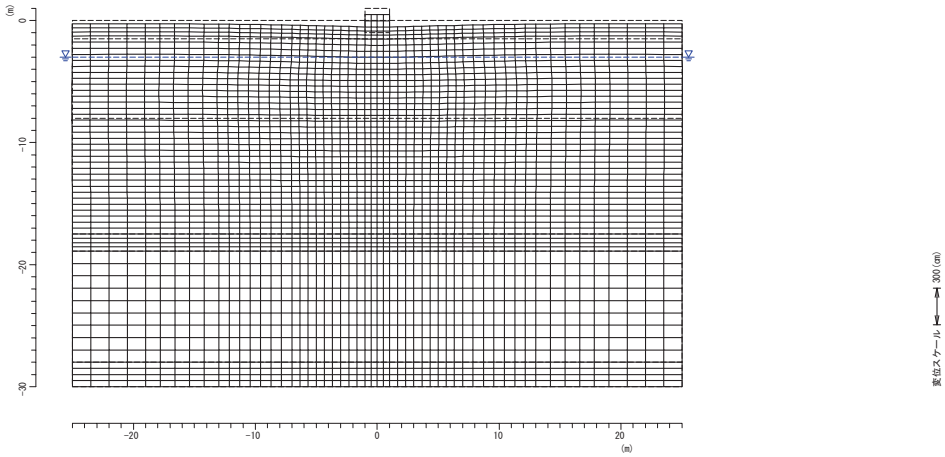
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

液状化流動時　変形図



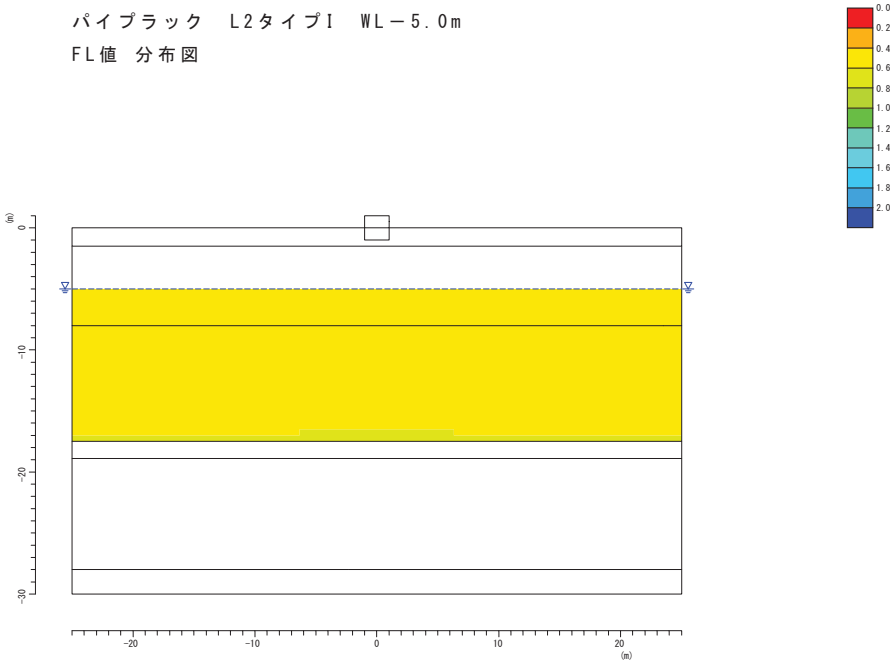
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



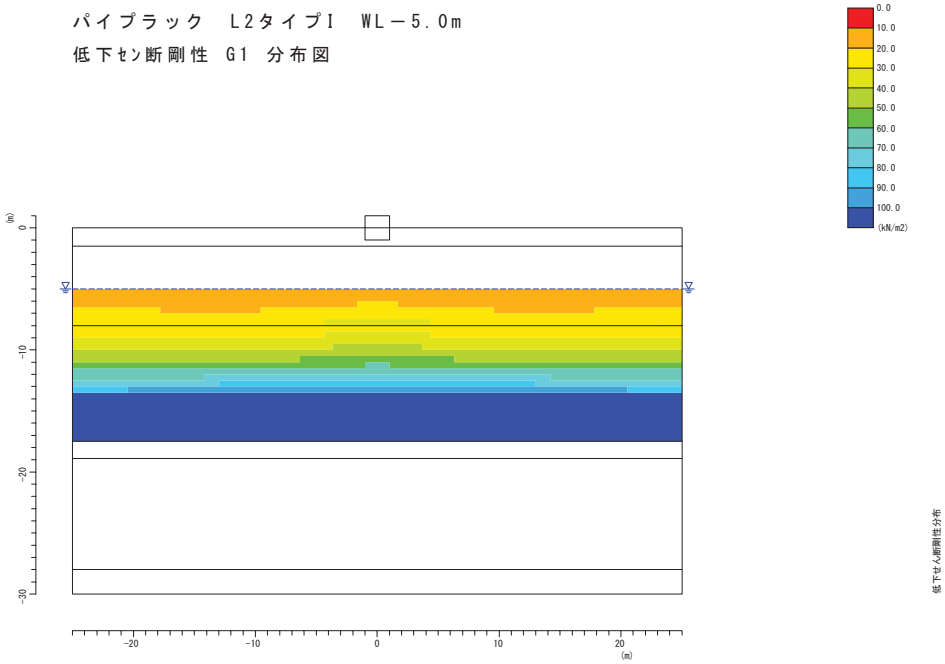
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

FL値　分布図



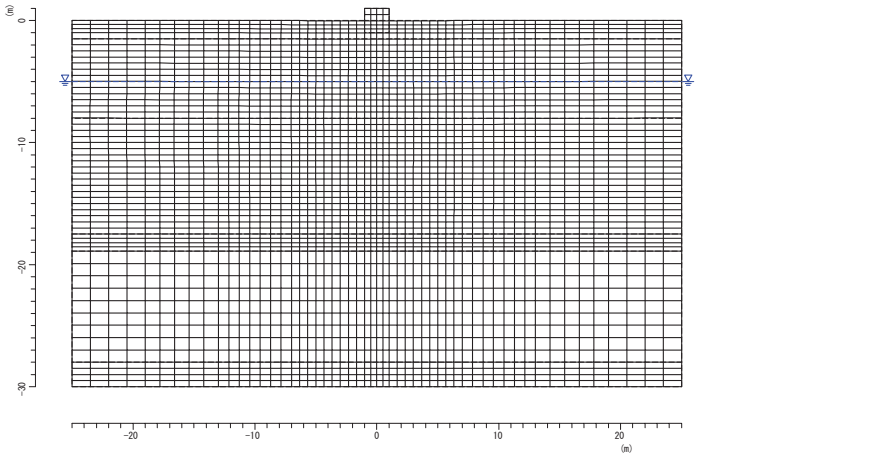
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

低下せん断剛性　G1　分布図



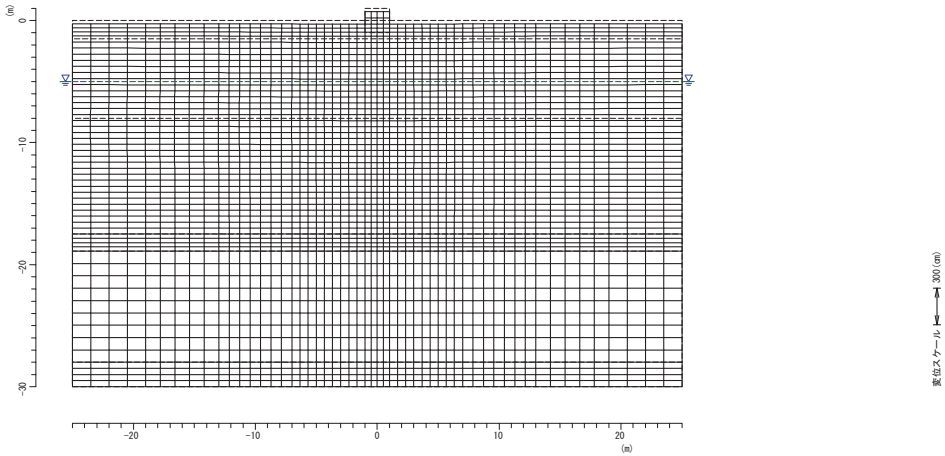
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

液状化流動時　変形図



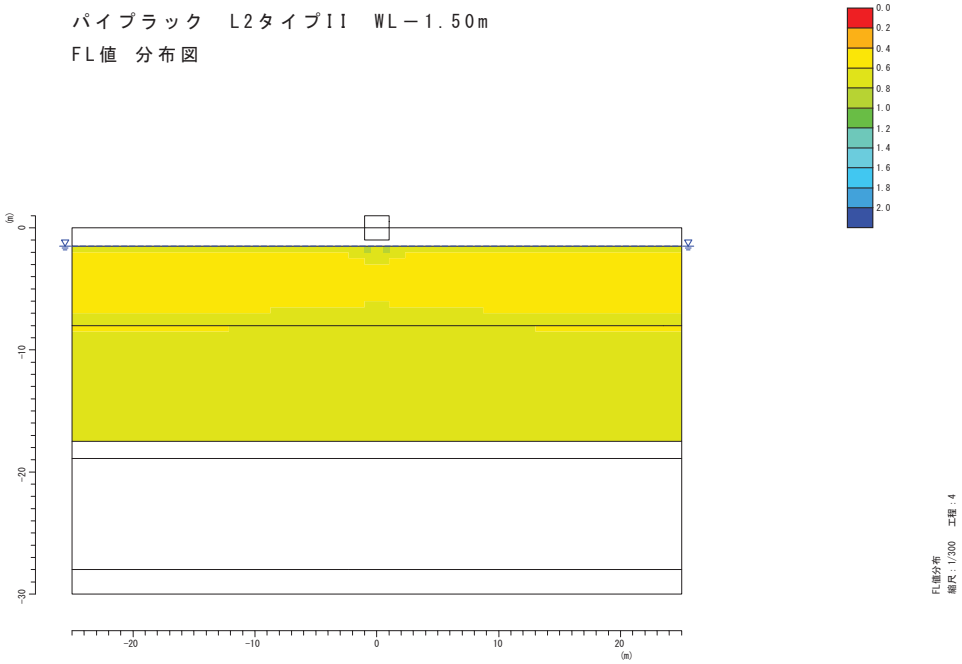
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



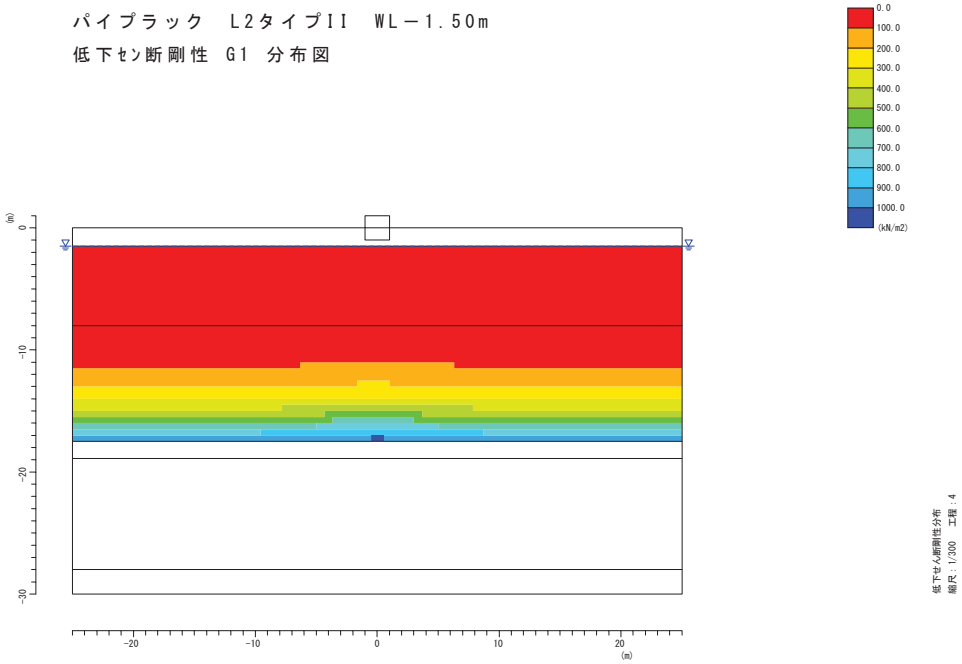
パイプラック　L2タイプII　WL－1.50m

FL値　分布図



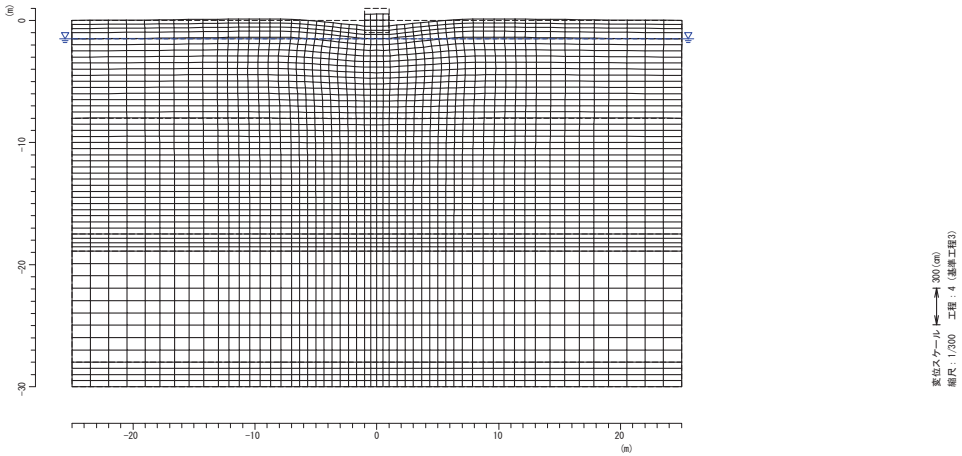
パイプラック　L2タイプII　WL－1.50m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



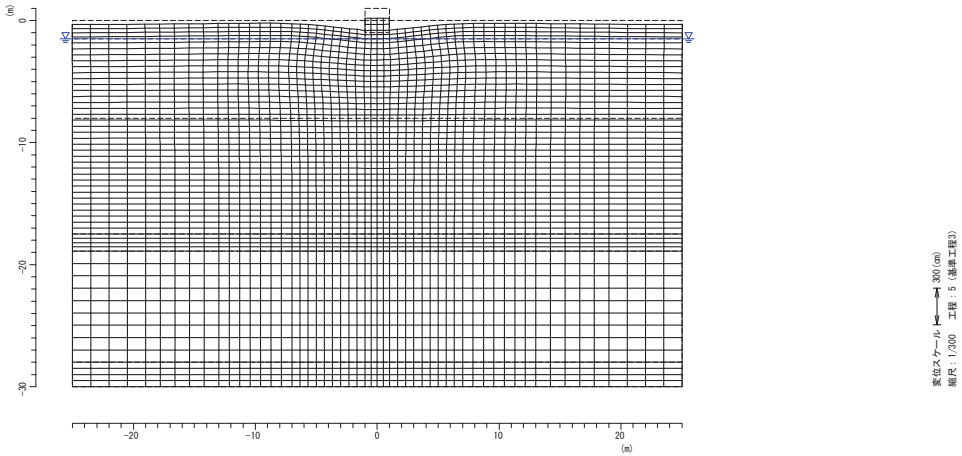
パイプラック　L2タイプII　WL－1.50m

液状化流動時　変形図



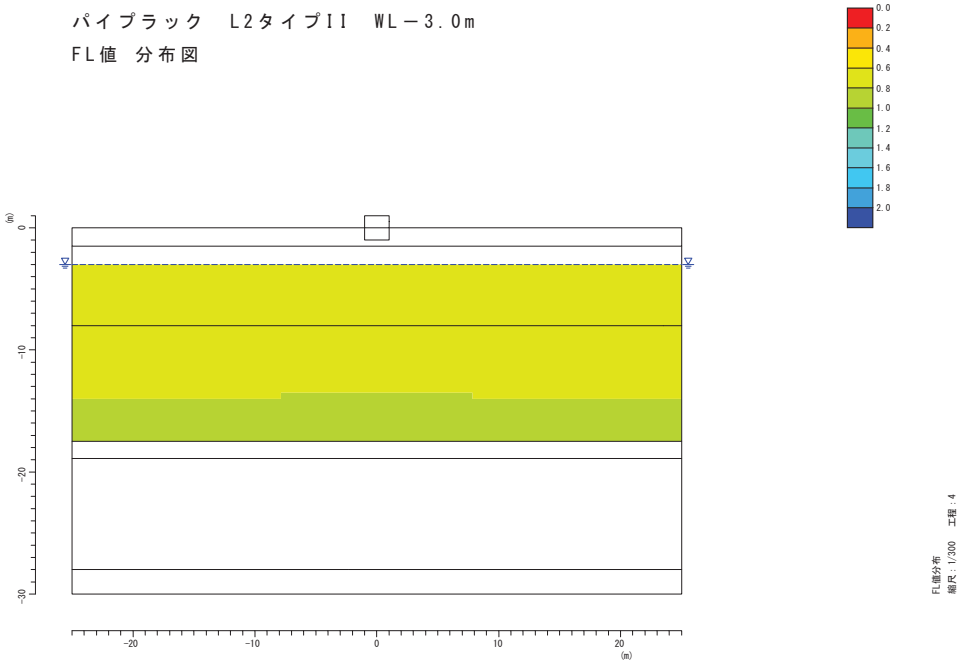
パイプラック　L2タイプII　WL－1.50m

液状化後の体積圧縮時　変形図



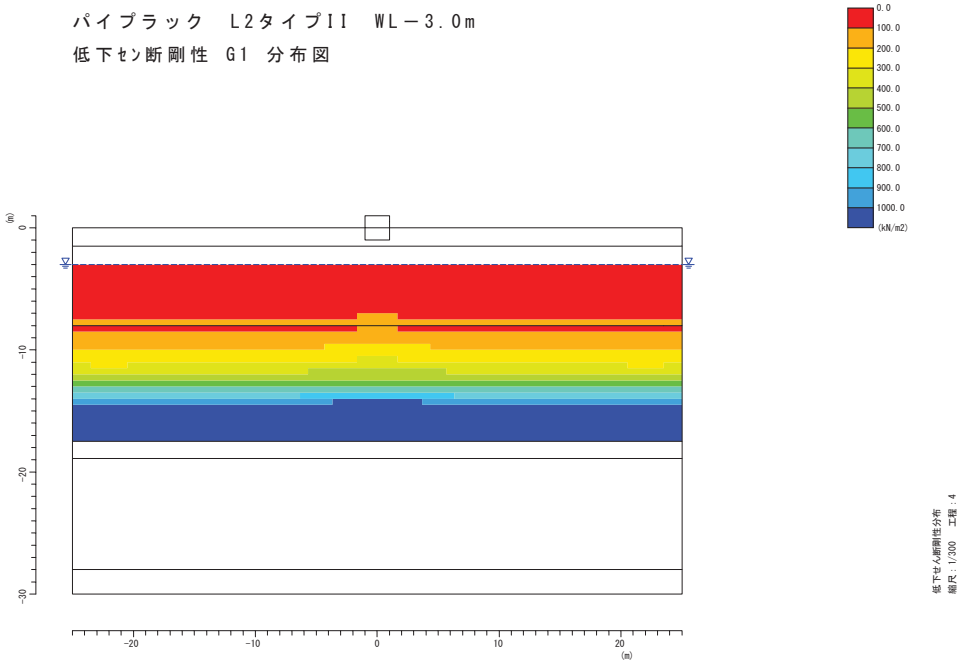
パイプラック　L2タイプII　WL－3.0m

FL値　分布図



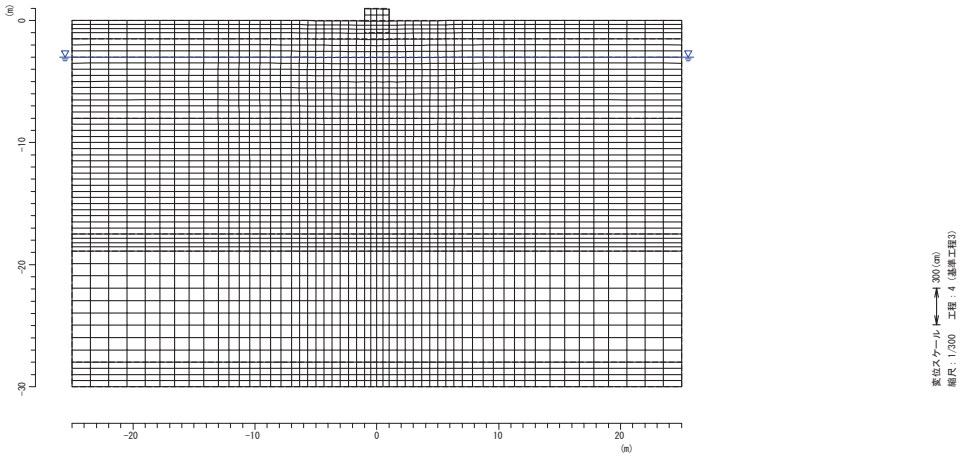
パイプラック　L2タイプII　WL－3.0m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



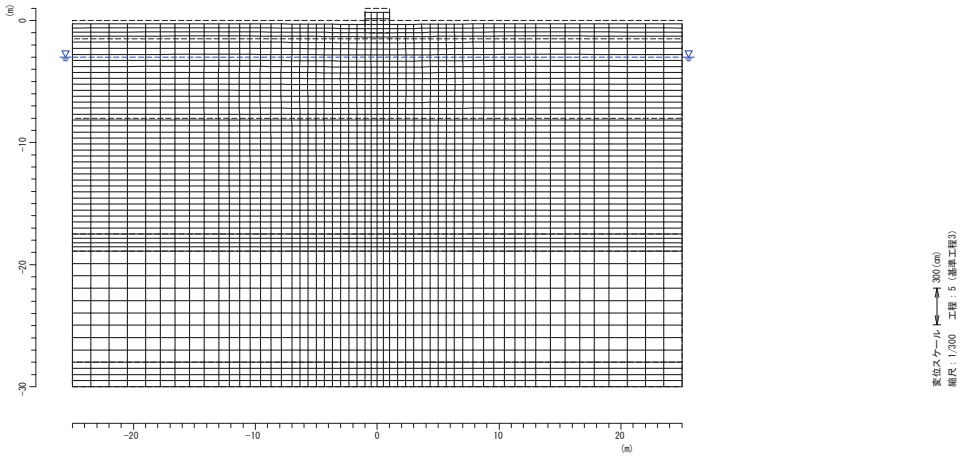
パイプラック　L2タイプII　WL－3.0m

液状化流動時　変形図



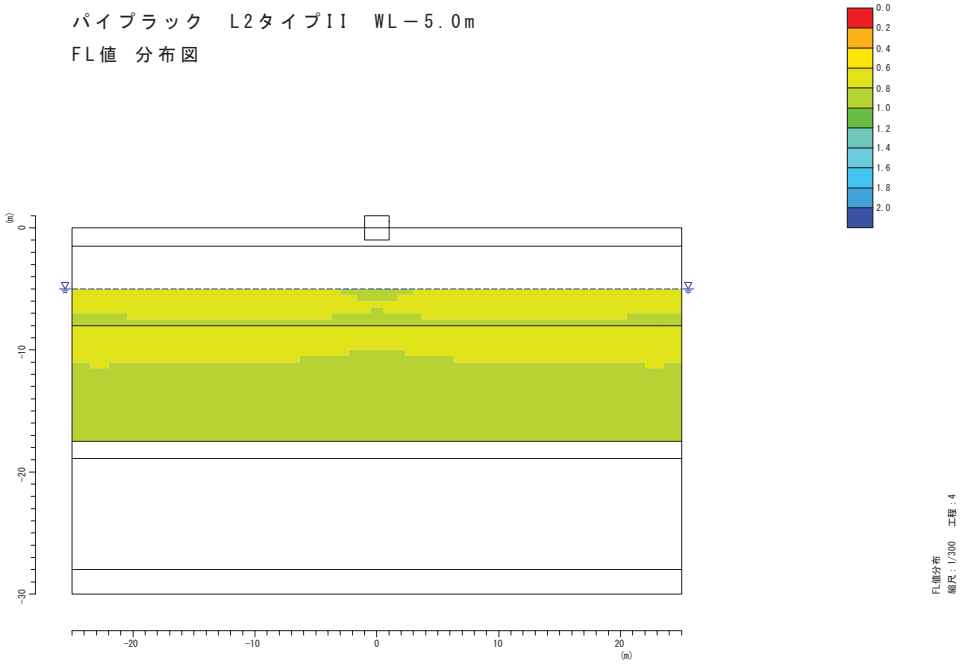
パイプラック　L2タイプII　WL－3.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



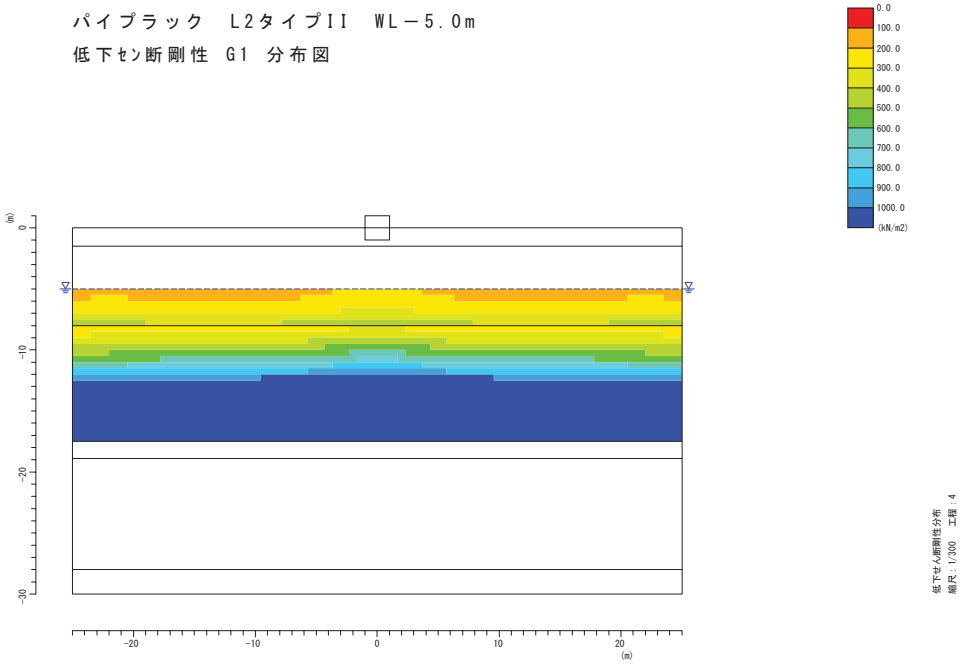
パイプラック　L2タイプII　WL－5.0m

FL値　分布図



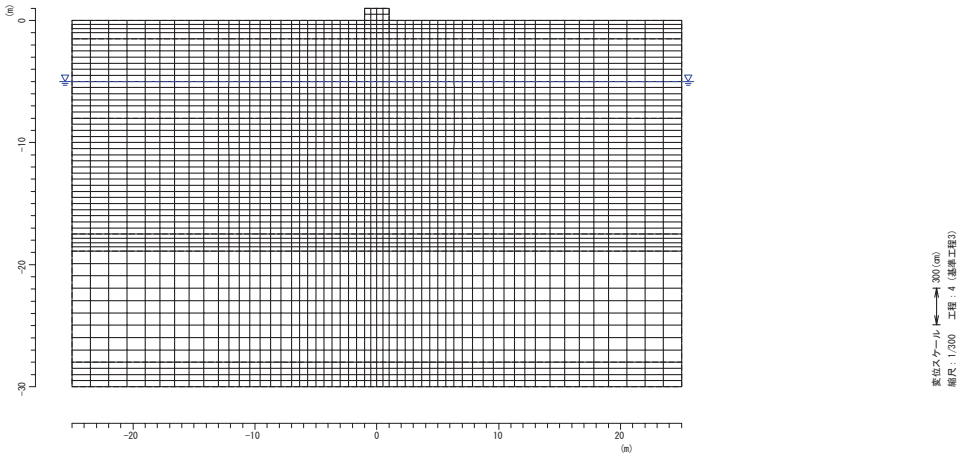
パイプラック　L2タイプII　WL－5.0m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



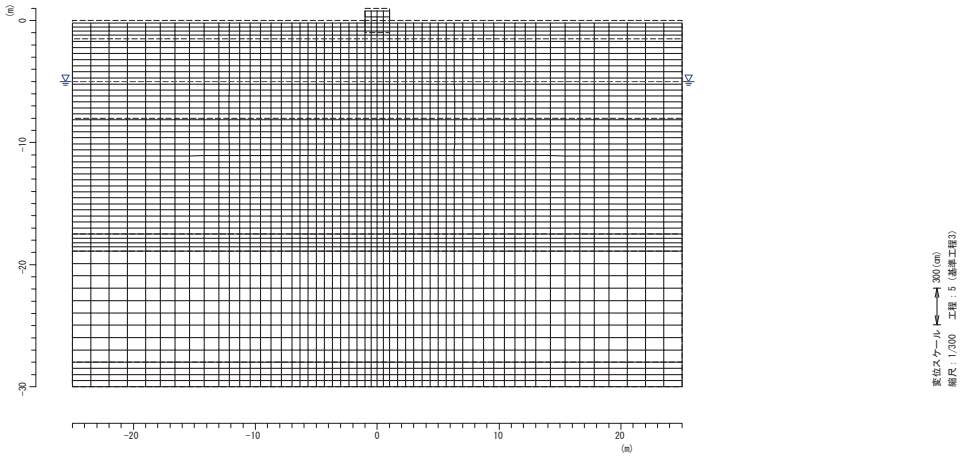
パイプラック　L2タイプII　WL－5.0m

液状化流動時　変形図



パイプラック　L2タイプII　WL－5.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



付録Ⅱ-2B　モデル地盤を想定した残留変形解析

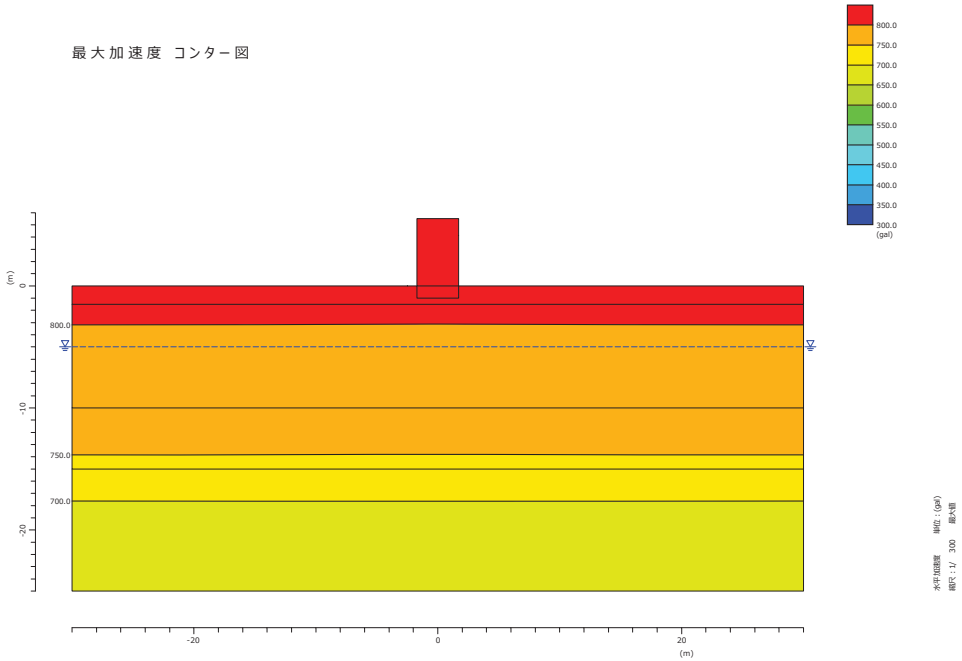
最大加速度 コンター図

水平せん断応力 τxy 分布図

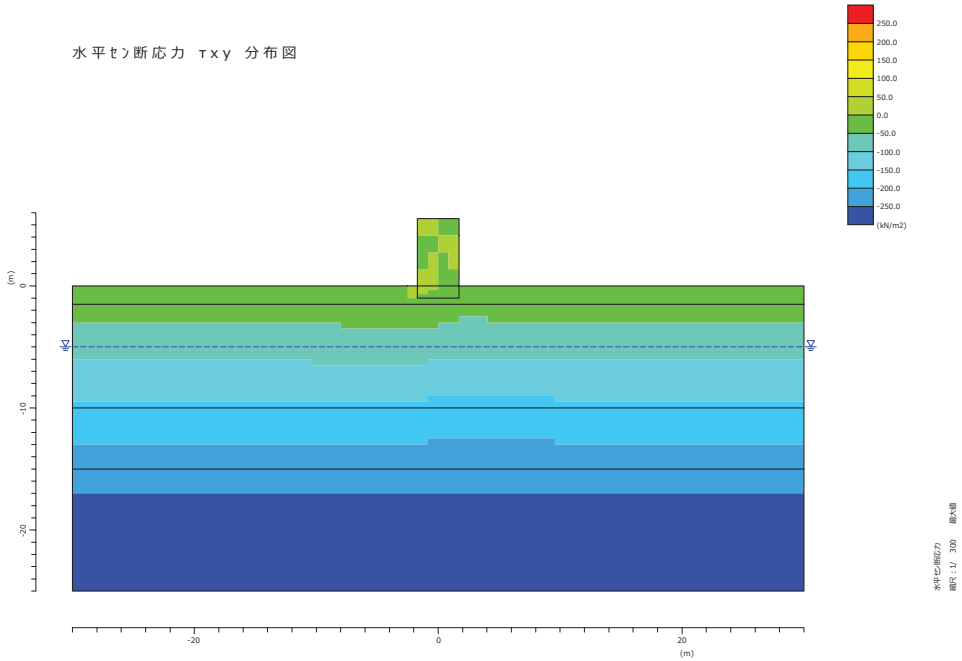
最大加速度 コンター図

水平せん断応力 τxy 分布図

最大加速度 コンター図

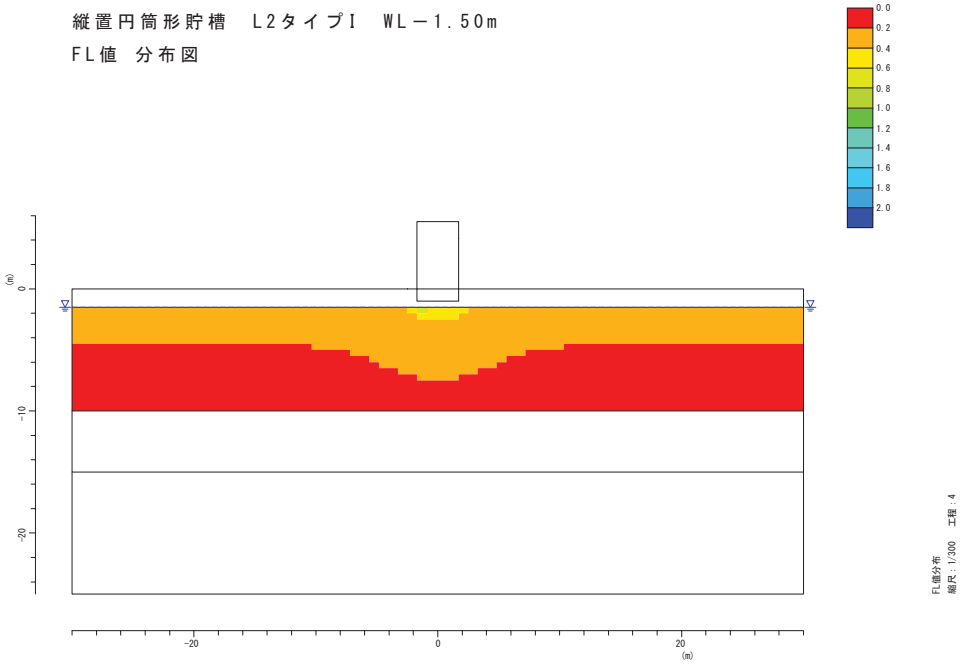


水平ｾﾝ断応力 τxy 分布図



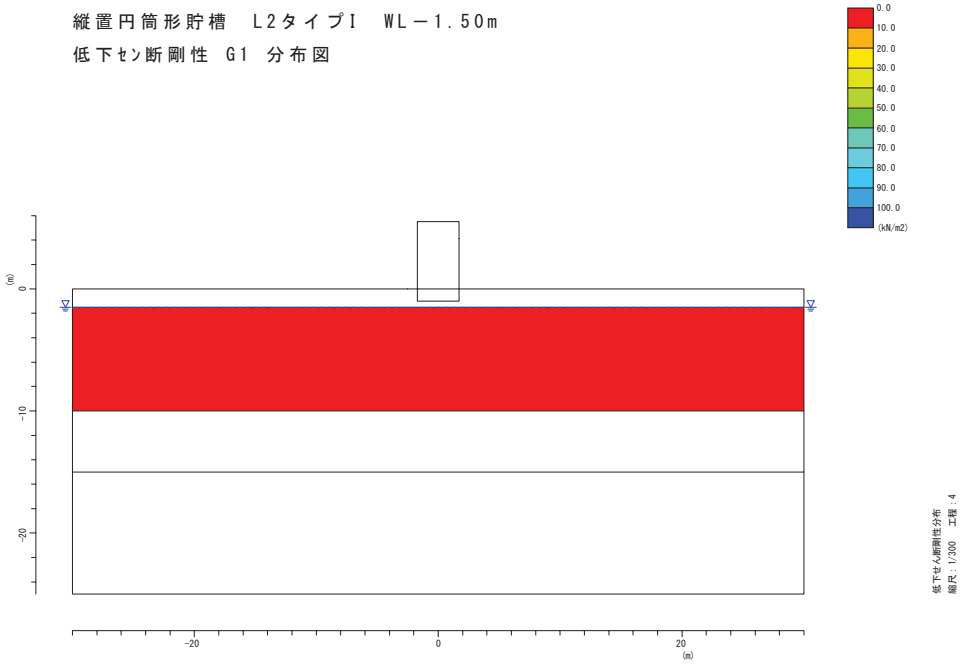
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

FL値　分布図



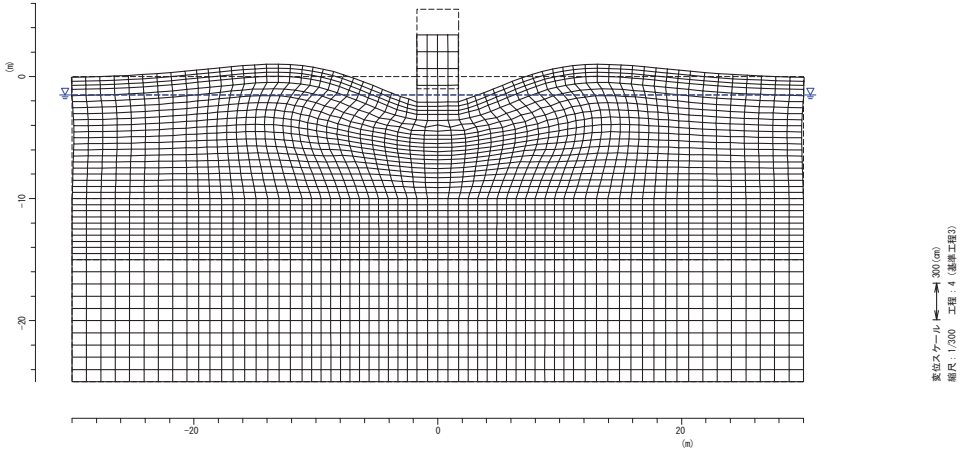
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

低下せん断剛性 G1 分布図



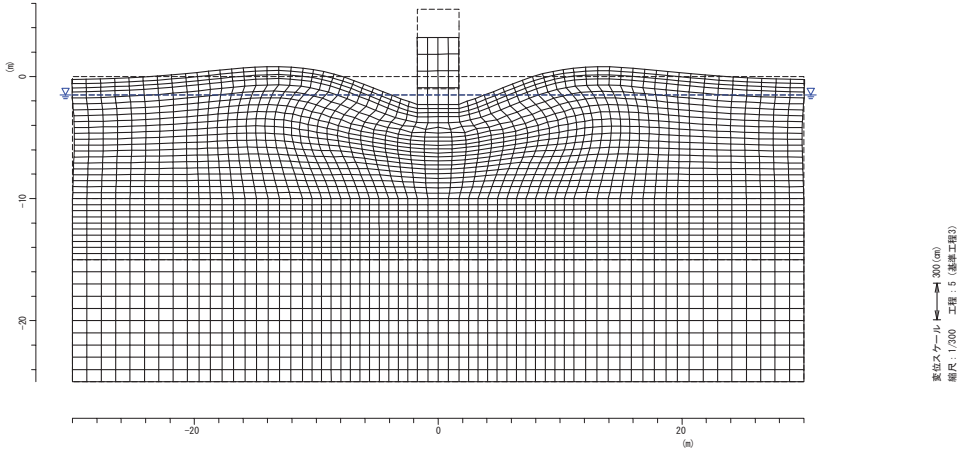
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

液状化流動時　変形図



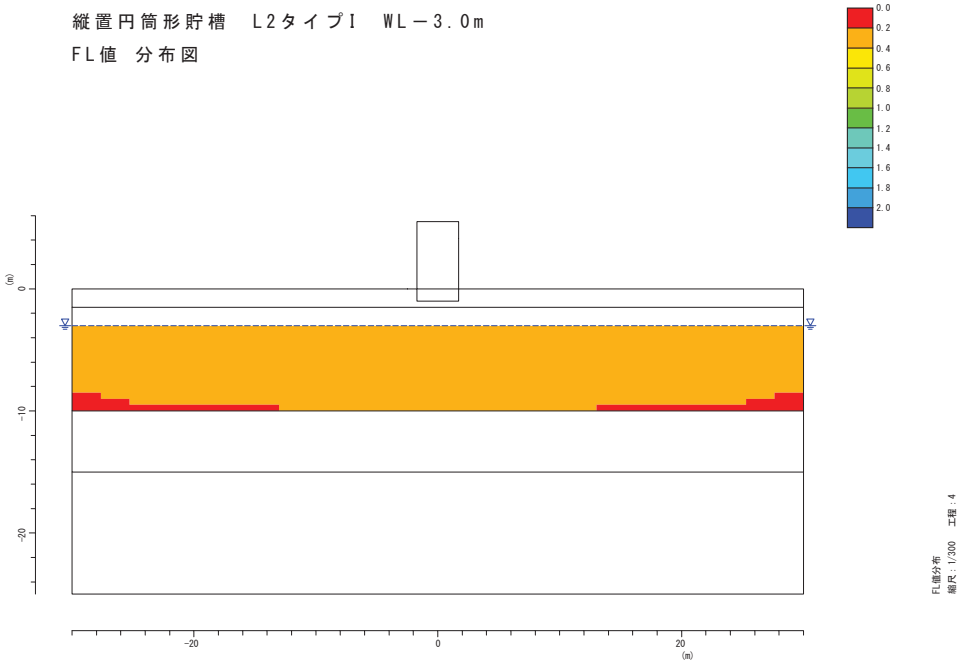
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－1.50m

液状化後の体積圧縮時　変形図



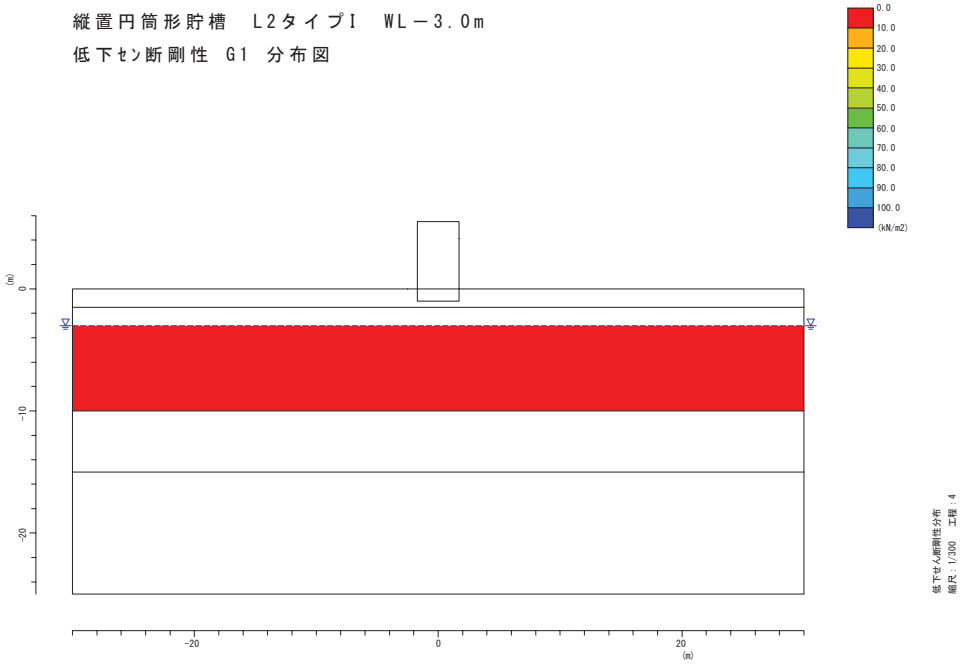
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

FL値　分布図



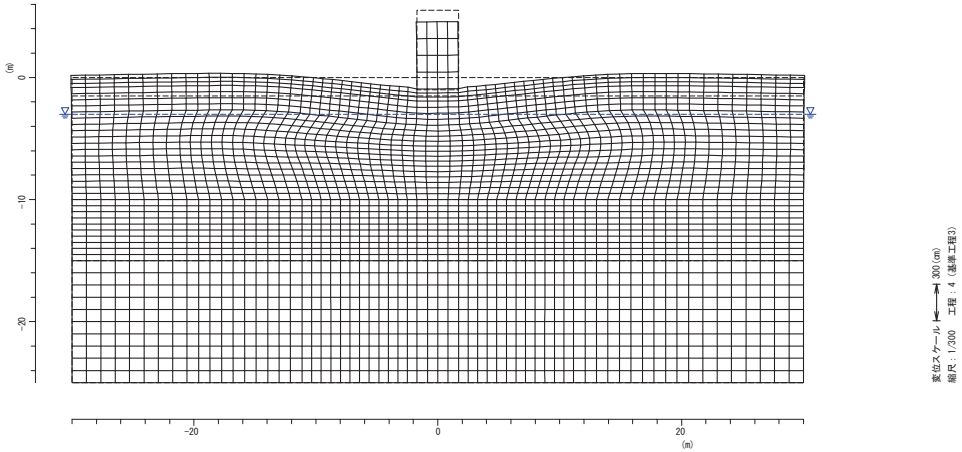
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

低下せん断剛性　G1　分布図



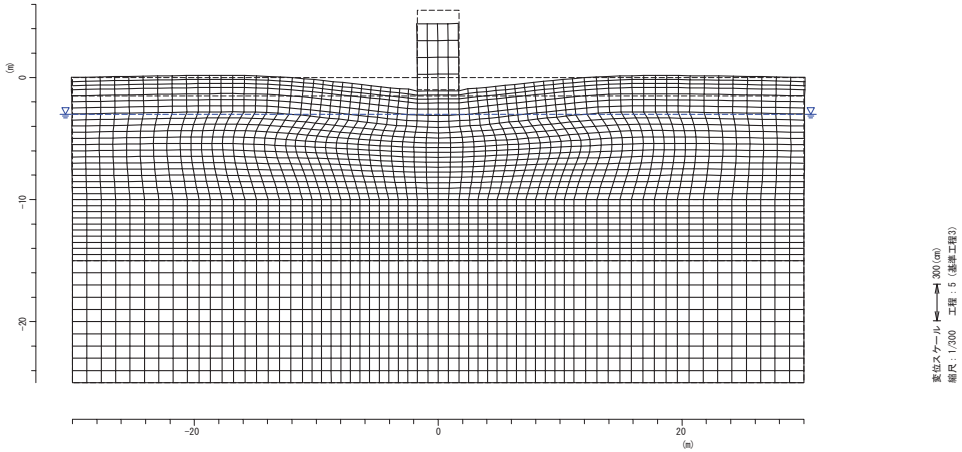
縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

液状化流動時　変形図

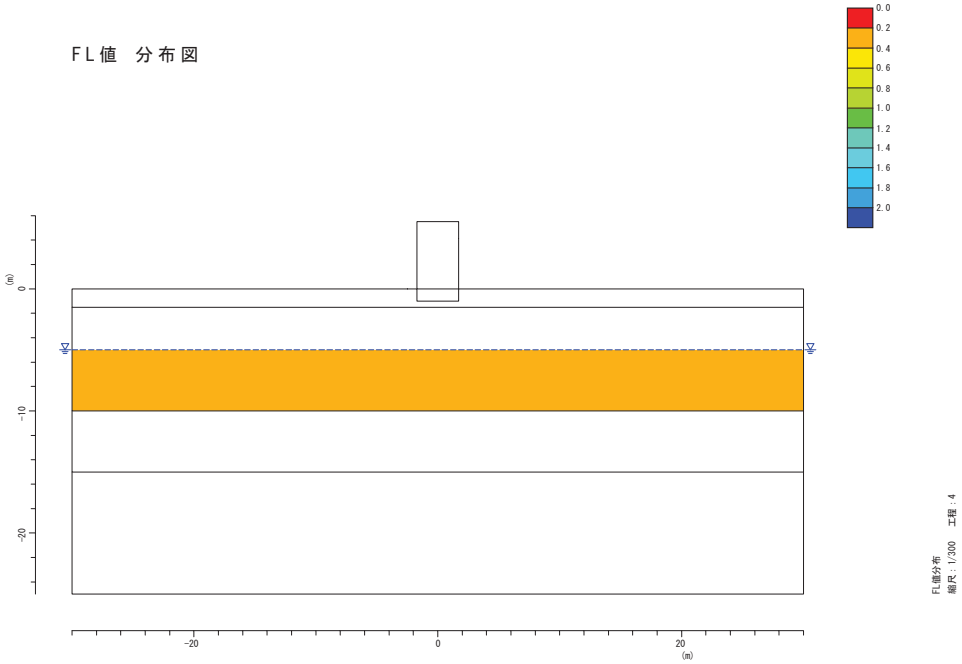


縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－3.0m

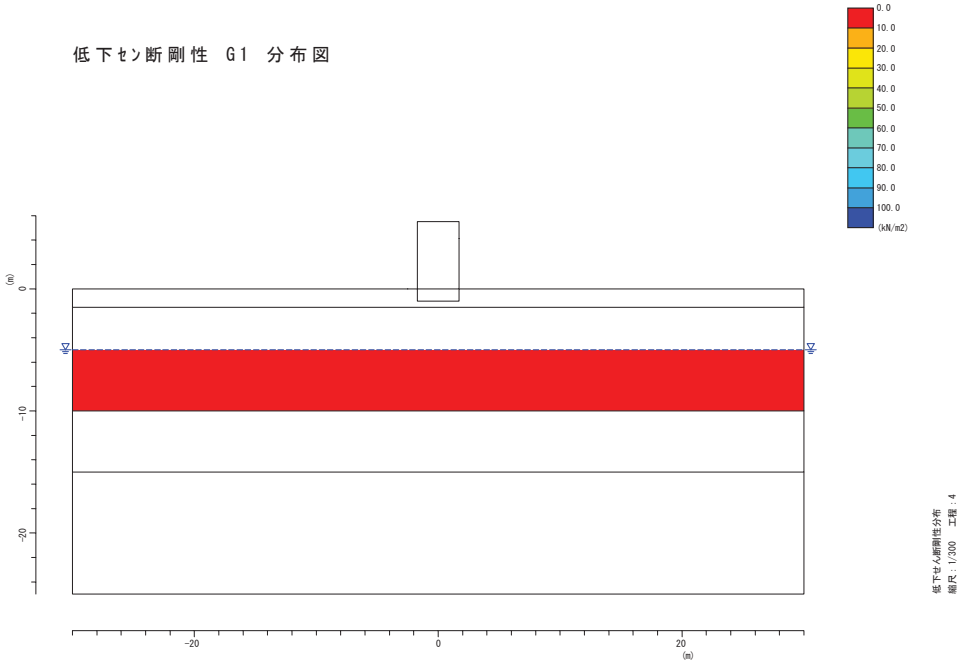
液状化後の体積圧縮時　変形図



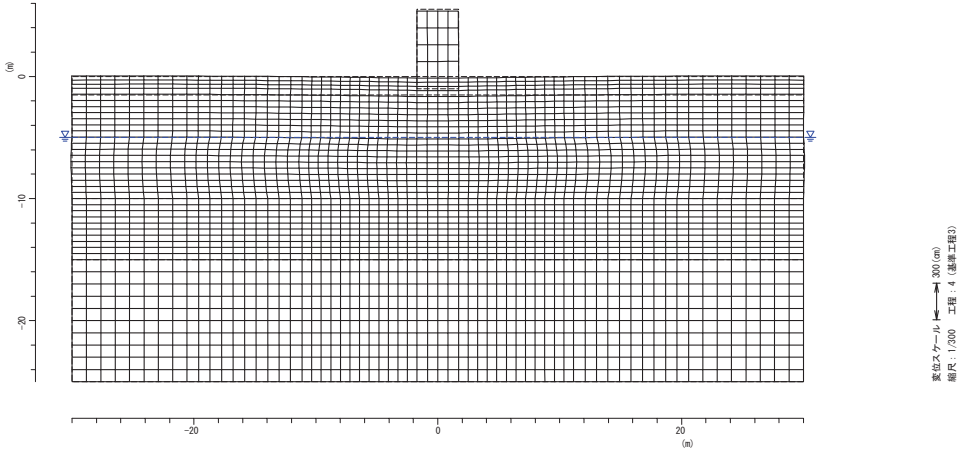
FL値　分布図



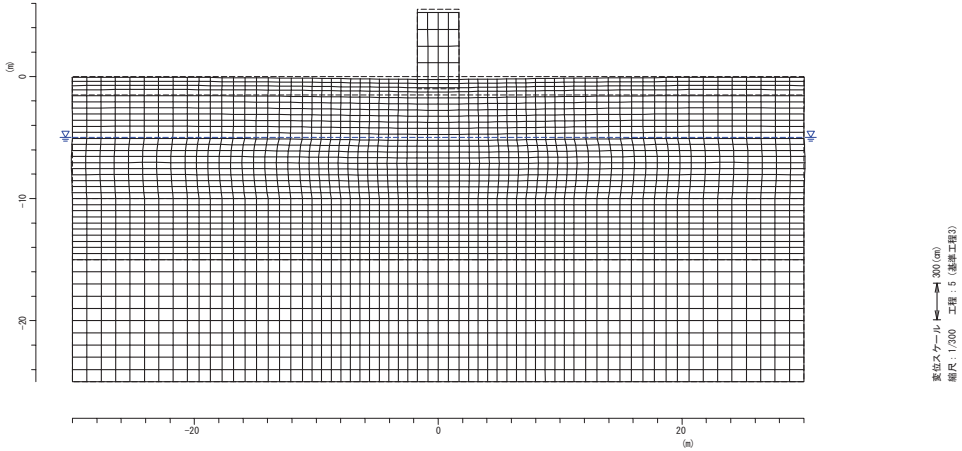
低下せん断剛性　G1　分布図



縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－5.0m
液状化流動時　変形図

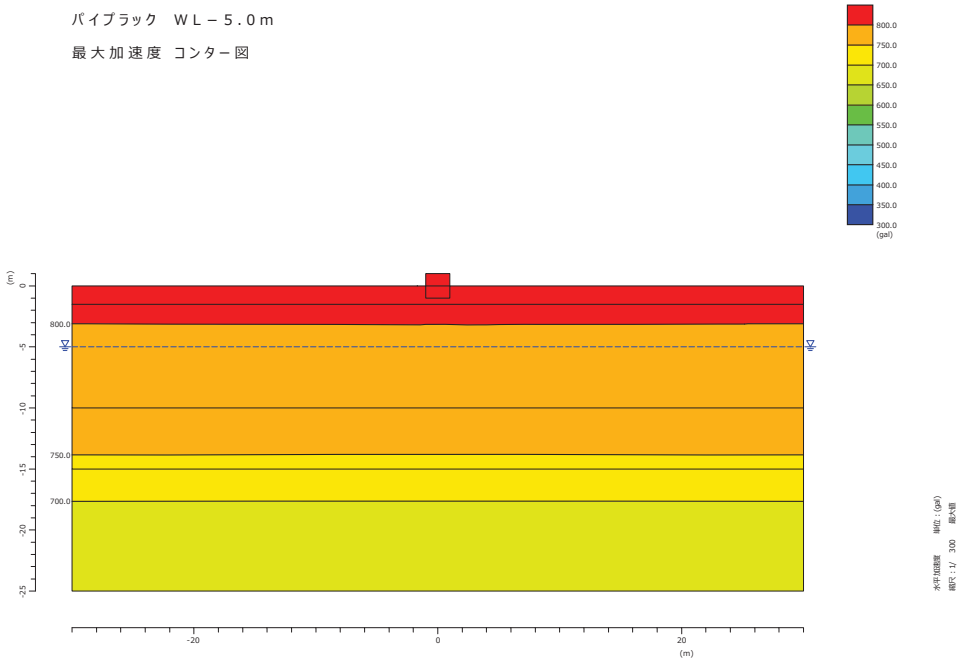


縦置円筒形貯槽　L2タイプI　WL－5.0m
液状化後の体積圧縮時　変形図



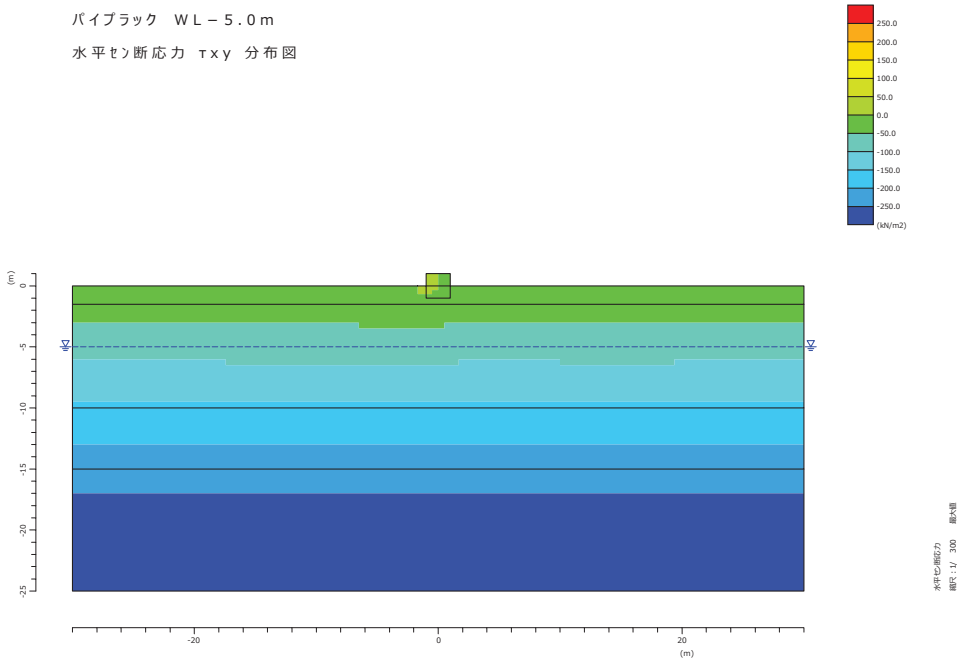
パイプラック　ＷＬ－５.０ｍ

最大加速度 コンター図



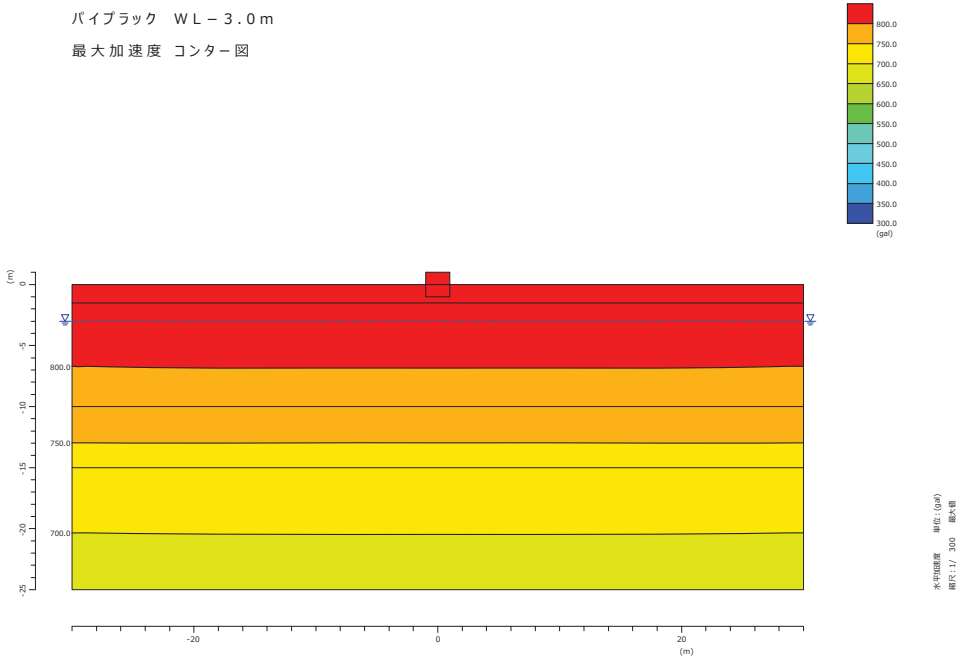
パイプラック　ＷＬ－５.０ｍ

水平せん断応力 τxy 分布図



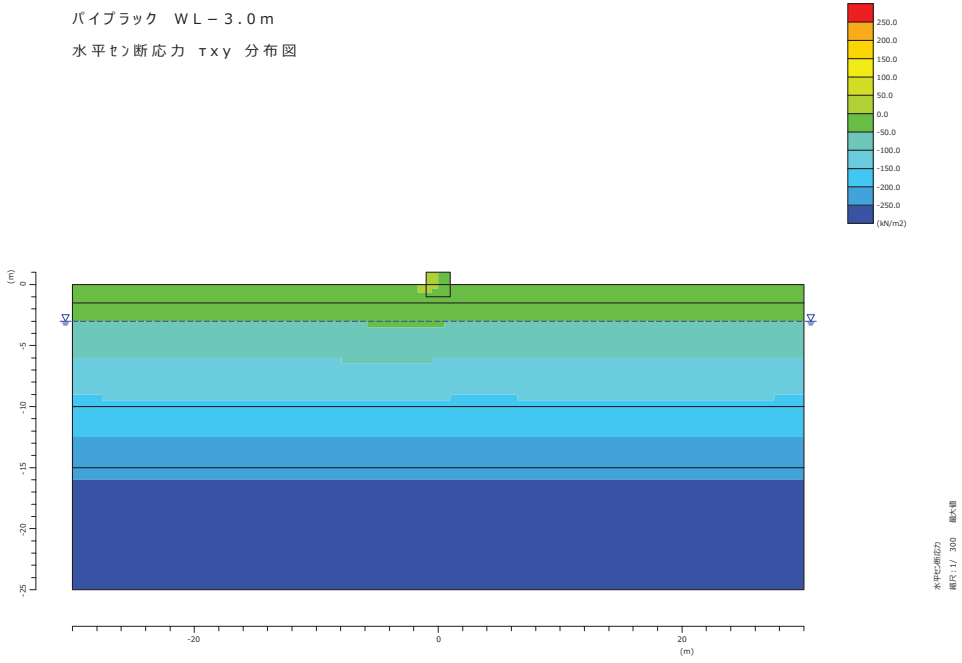
パイプラック　ＷＬ－３.０ｍ

最大加速度 コンター図



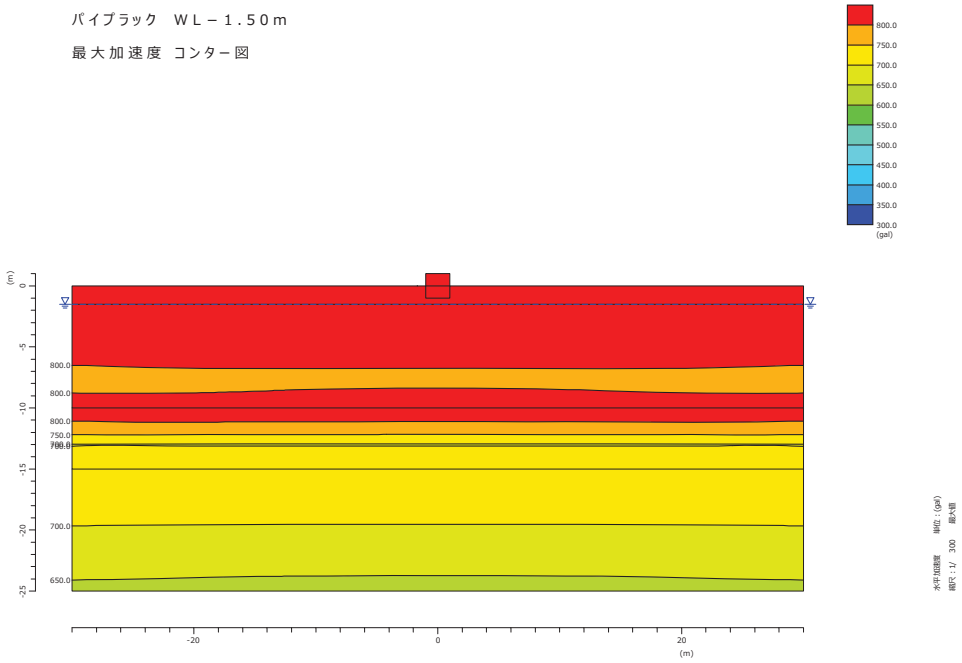
パイプラック　ＷＬ－３.０ｍ

水平せん断応力 τxy 分布図



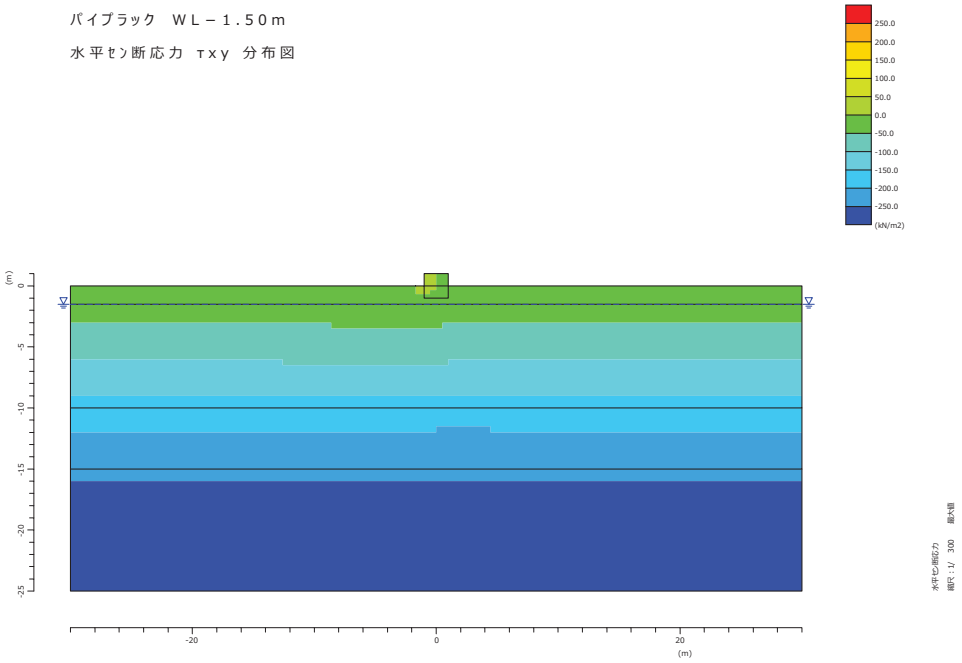
パイプラック　ＷＬ－１.５０ｍ

最大加速度 コンター図



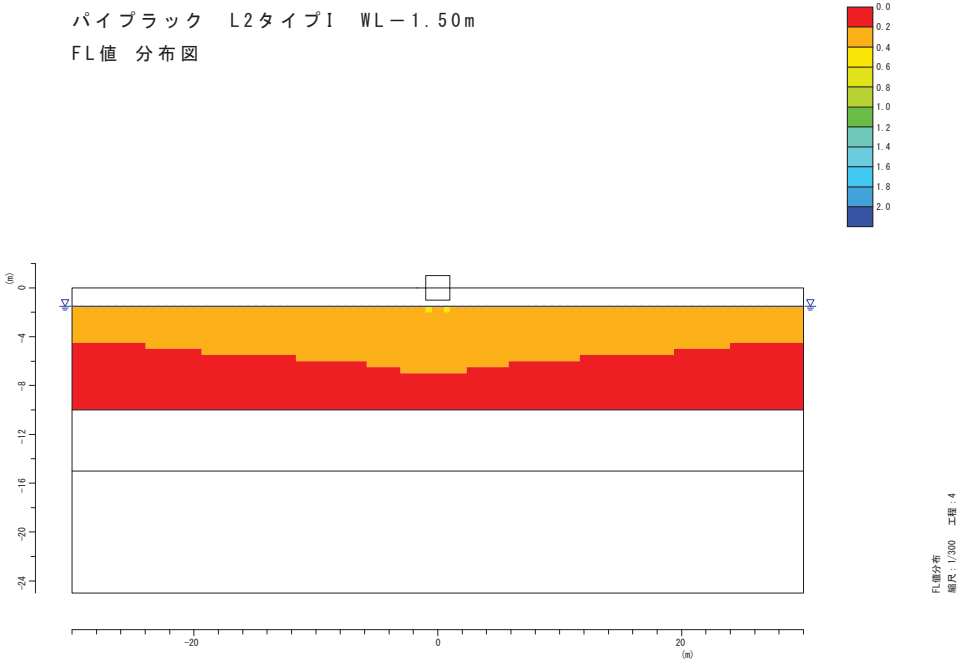
パイプラック　ＷＬ－１.５０ｍ

水平ｾﾝ断応力 τxy 分布図



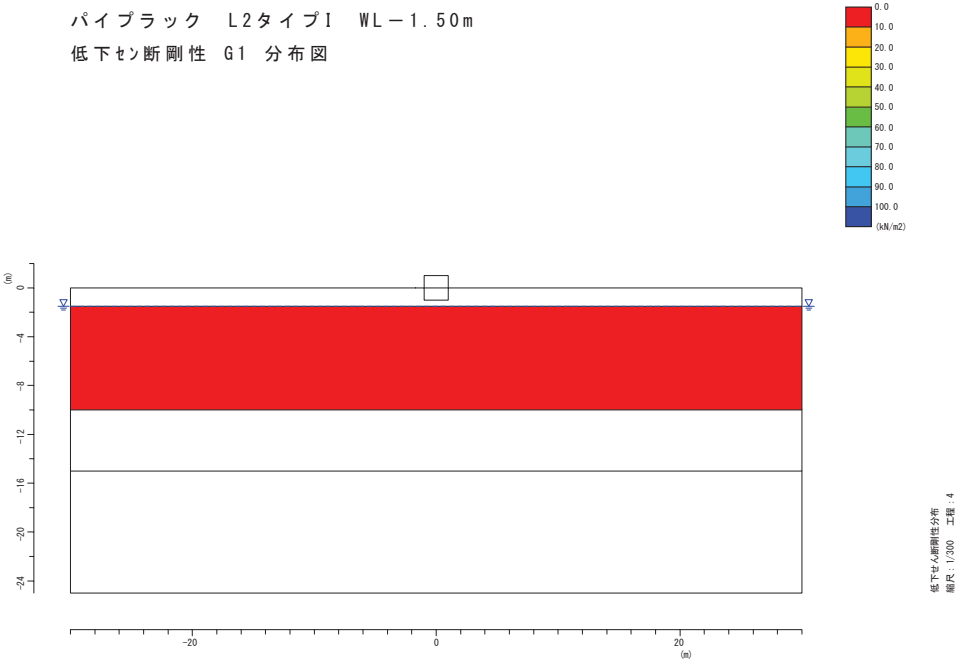
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

FL値　分布図



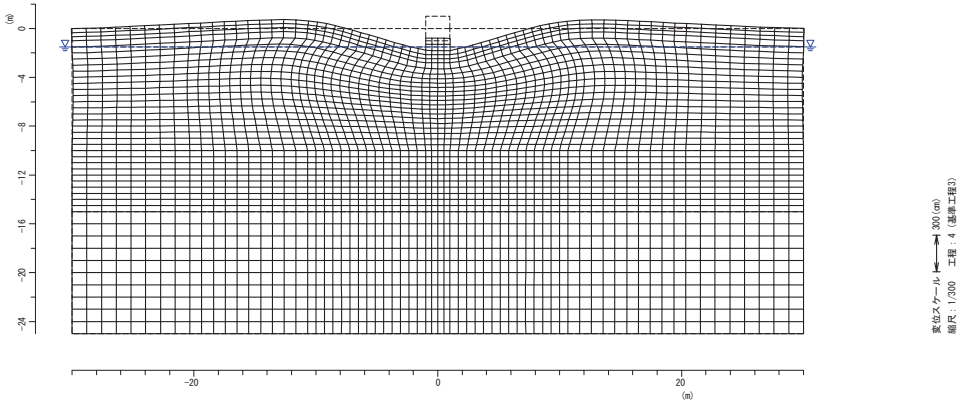
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



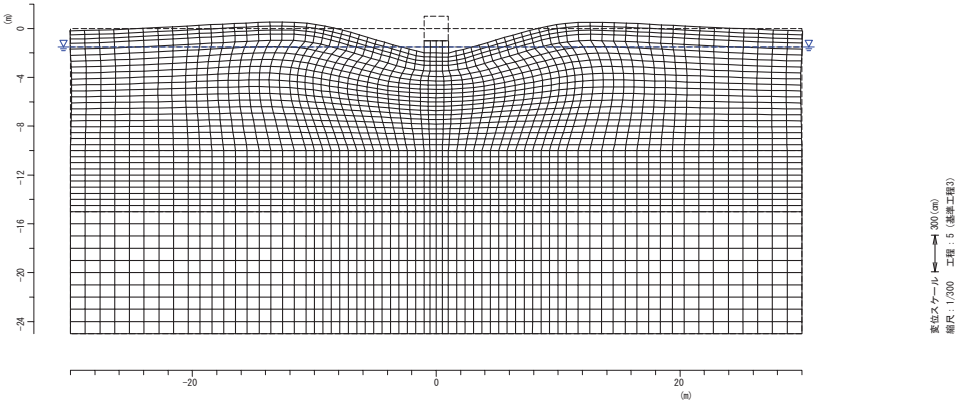
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

液状化流動時　変形図



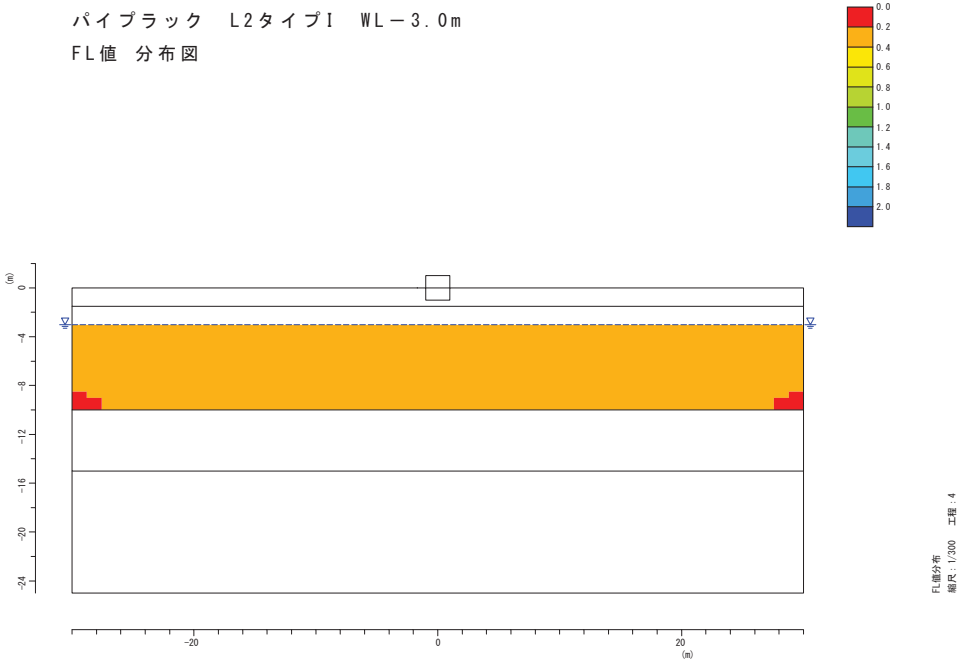
パイプラック　L2タイプI　WL－1.50m

液状化後の体積圧縮時　変形図



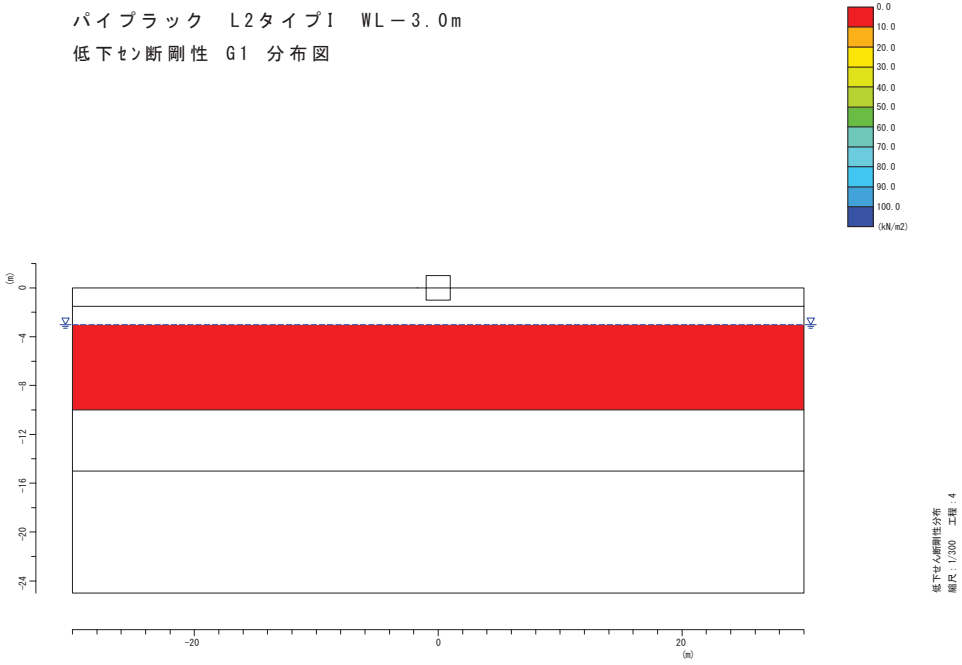
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

FL値　分布図



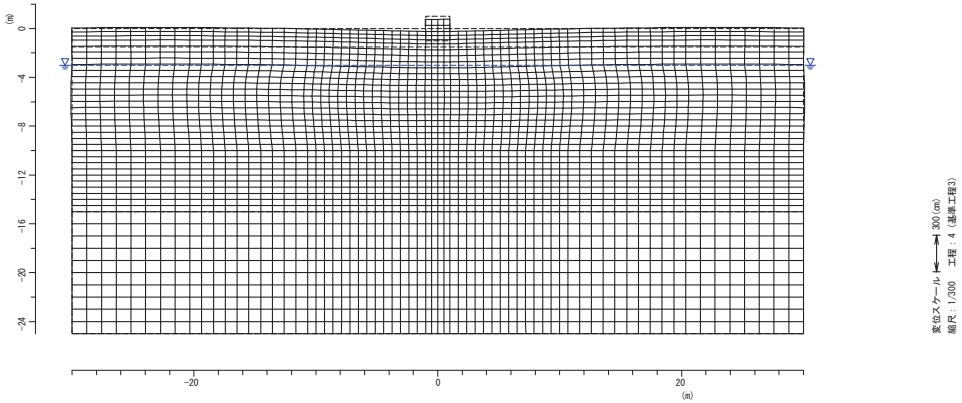
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



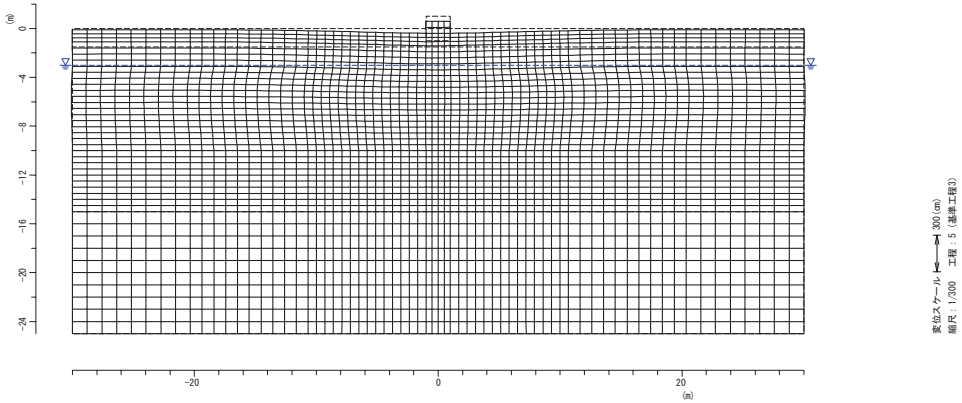
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

液状化流動時　変形図



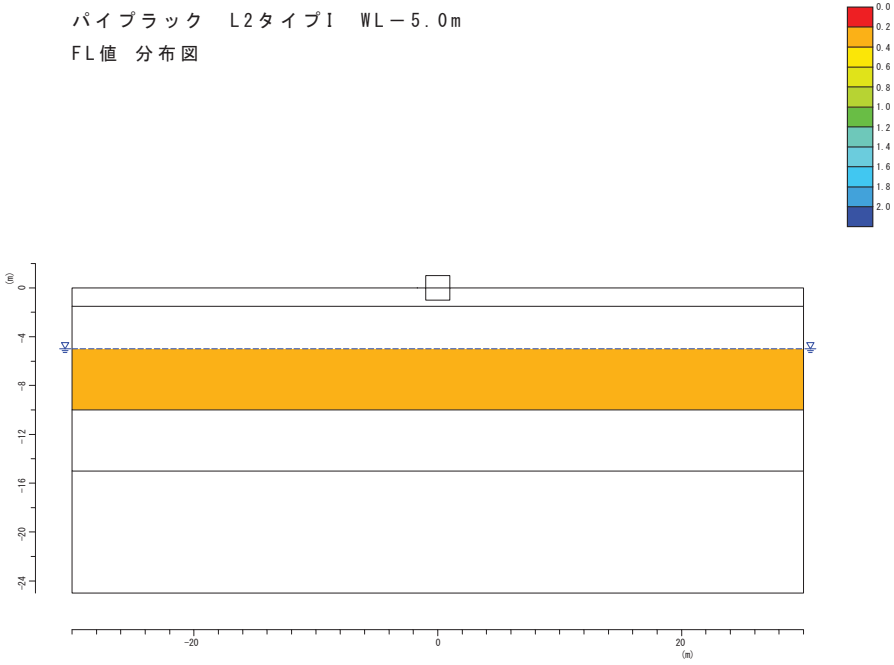
パイプラック　L2タイプI　WL－3.0m

液状化後の体積圧縮時　変形図



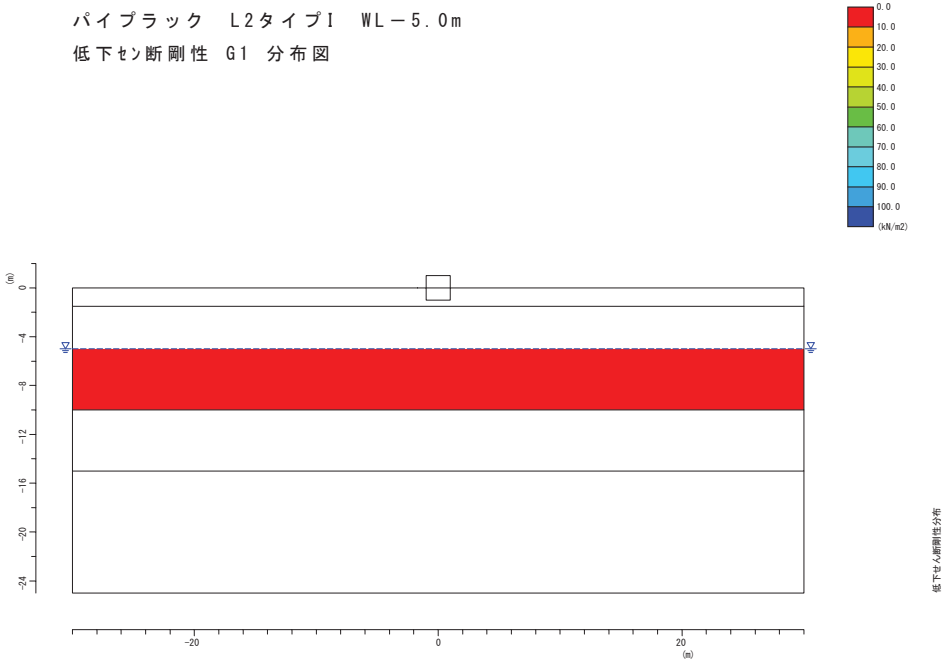
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

FL値　分布図



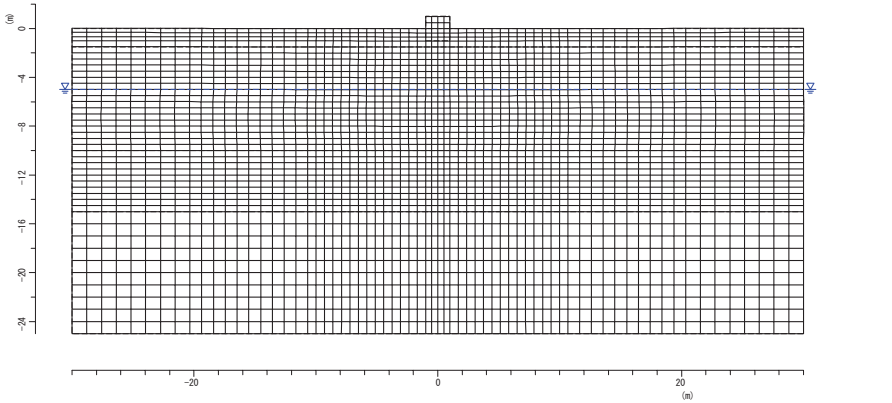
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

低下ｾﾝ断剛性　G1　分布図



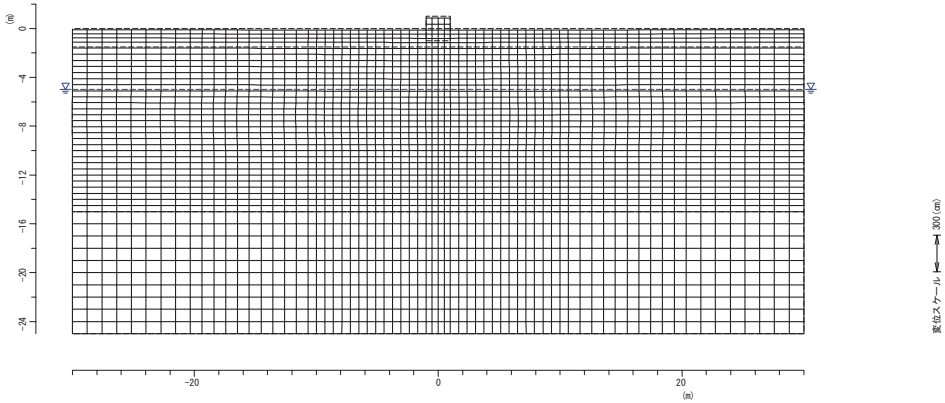
パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

液状化流動時　変形図



パイプラック　L2タイプI　WL－5.0m

液状化流動時　変形図



Ⅱ-3　地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ（その 2）：基礎杭の断面力低減効果に関する検討

1. 検討概要

杭基礎設計では、杭に作用する外力として構造物に生じた慣性力（杭頭慣性力）と地盤変位を考慮するが、地盤変位が小さいと予想される場合やサイトで地震動を定義していないために地盤変位を求めることが難しい場合、便宜的に地盤変位を無視して杭頭慣性力のみを考慮しているのが実情である。

杭頭慣性力を用いた杭設計の概念を図 1-1 に示す。地震時には杭周辺の地盤が杭の水平抵抗として機能するが、液状化地盤では杭の水平剛性や水平抵抗がかなり低減される。そのため、地下水位レベルをドレーンパイプ等で低下させることで表層の液状化を防止し、杭頭付近の杭の水平抵抗を確保できるような工夫も行われている。

以上より、液状化地盤において、表層にどの程度の厚さの非液状化層があれば杭の水平抵抗を確保できるかについて、地下水位レベルと杭断面力の関係から検討した。具体的には、令和 4 年度調査研究で扱った横置円筒形貯槽ならびに基礎、地盤を参考に、道路橋示方書 [1]に基づいて梁ばねモデルによる静的解析を行い、地下水位低下レベルを変化させた場合の地盤の液状化に対する基礎杭の断面力低減効果について検討した。

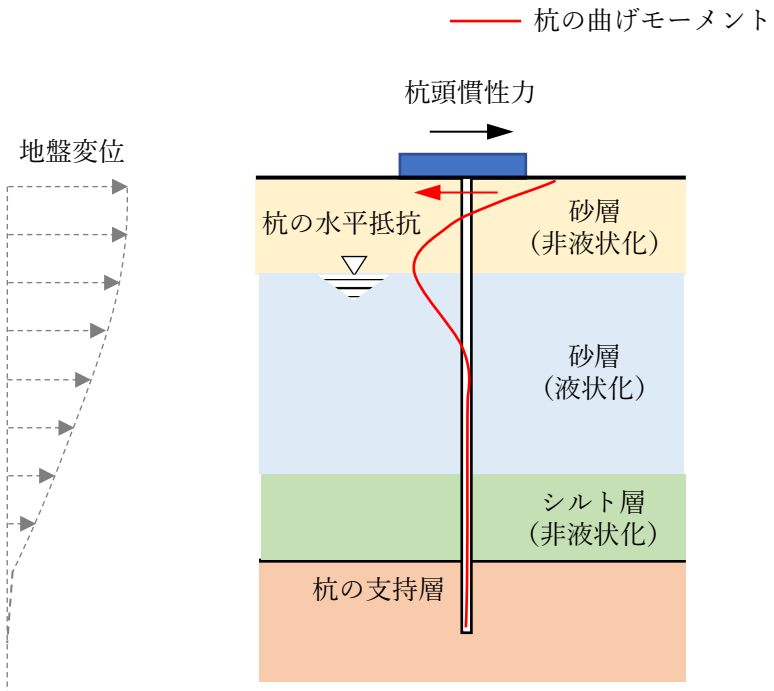


図 1-1　杭設計の概念

2. 解析条件

2.1 解析モデル・定数

令和 4 年度調査研究で扱った横置円筒形貯槽ならびに基礎、地盤（緩い地盤）を参考に、道路橋示方書に基づき作成した解析モデル（梁ばねモデル）を図 2.1-1 に示す。同図に示す杭体の断面性能及び非線形特性を表 2.1-1 及び図 2.1-2 に、地盤ばね評価に用いる地盤定数を表 2.1-2 に示すとともに、地下水位低下レベルは 3 ケース（GL-3.0m、GL-1.5m 及び GL±0.0m）を設定する。

杭周地盤ばね（杭の軸直角方向の地盤ばね）は、道路橋示方書に従い変位依存の非線形性ばねとし、地下水位以深の砂層では道路橋示方書による液状化判定結果 F_L から得られる耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E を用いて、液状化時の砂層の地盤剛性及び地盤強度を評価する。表 2.1-3 に液状化判定結果を示す。地震時せん断応力比 L は、入力地震動に令和 4 年度調査研究と同様、堺・高石コンビナート地区において上町断層帯に発生する地震のサイトスペシフィック地震動（NS 方向）を適用し、1 次元重複反射解析による等価線形解析から算定した。梁ばねモデルに採用した D_E の深さ方向分布を図 2.1-3 に、参考に道路橋示方書に規定されている D_E を表 2.1-4 に示す。この D_E は道路橋示方書とその他の設計基準で若干異なるので、その比較を参考として（文献 2)）に示す。同図の詳細については、安田の総説 [2)]を参照されたい。

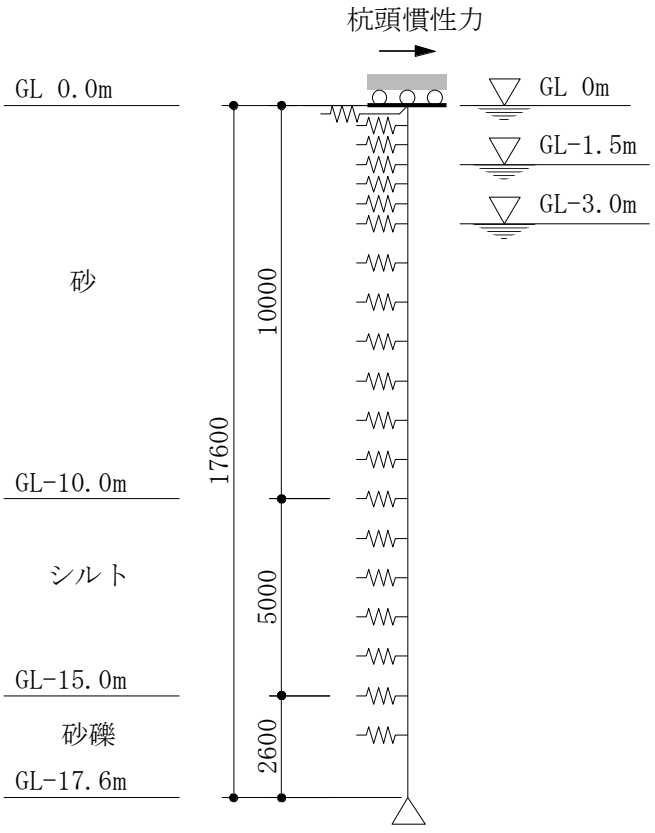


図 2.1-1　解析モデル

表 2.1-1　断面性能*2

部位	軸断面積 A (m^2)	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ I (m^4)	せん断断面積 As (m^2)
鋼管杭 φ400(t=10mm)*1	0.00975	0.000184	0.0048

注記　*1：材種は SKK400 で、解析に用いるヤング係数は $E=2.05\times10^5(N/mm^2)$、ポアソン比は v=0.3 とする。

*2：鋼管杭の断面性能は腐食代 2mm を減じた値とする。

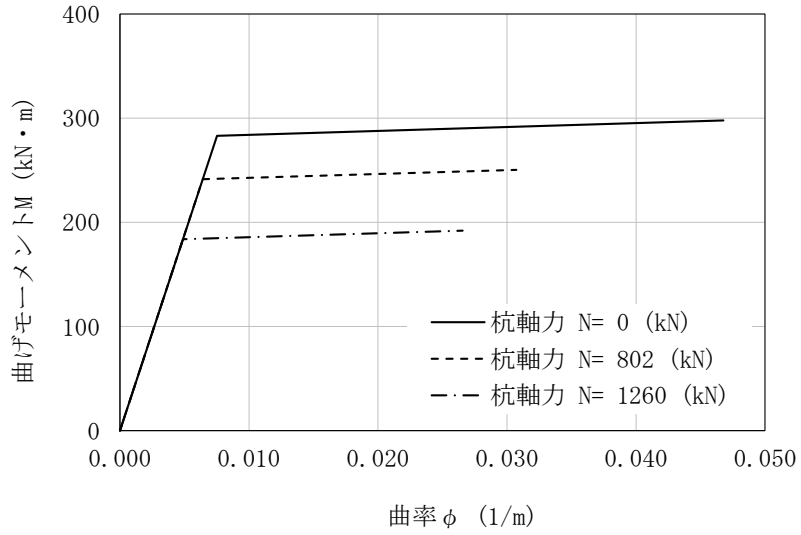


図 2.1-2　鋼管杭の曲げモーメント M-曲率 φ 関係

表 2.1-2　地盤定数（令和 4 年度調査研究、緩い地盤）

深度*1 GL(m)	層厚 (m)	地層名	N 値	単位体積重量*2 γ (kN/m³)	粘着力 C(kN/m²)
-10.0	10.0	砂	7	19.6（17.7）	－
-15.0	5.0	シルト	2	16.7	24.5
-25.0	10.0	砂礫（支持層）	45	20.6	－
工学的基盤			50	20.6	－

注記　*1：地下水位は GL-3.0m、GL-1.5m 及び GL±0m の 3 レベルとする。

注記　*2：（　）内は地下水位以浅の単位体積重量を示す。

表 2.1-3　道路橋示方書による液状化判定と耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

深さz	地層名	層厚	N値	地下水レベル											
				GL-3.0m				GL-1.5m				GL 0.0m			
GL(m)		(m)		$C_w \cdot R_L$	L	F_L	D_E	$C_w \cdot R_L$	L	F_L	D_E	$C_w \cdot R_L$	L	F_L	D_E
0															
-0.5	砂層	0.5	7				1				1	0.42	0.34	1.24	1.000
-1		0.5	7				1				1	0.40	0.50	0.80	1.000
-1.5		0.5	7				1				1	0.38	0.55	0.69	1.000
-2		0.5	7				1	0.33	0.33	1.00	1.000	0.37	0.57	0.64	0.667
-2.5		0.5	7				1	0.32	0.38	0.85	1.000	0.35	0.58	0.60	0.667
-3		0.5	7				1	0.31	0.41	0.76	1.000	0.34	0.59	0.57	0.667
-4		1	7	0.27	0.33	0.82	0.667	0.29	0.42	0.69	0.667	0.31	0.56	0.56	0.667
-5		1	7	0.26	0.37	0.70	0.667	0.27	0.45	0.61	0.333	0.29	0.57	0.51	0.333
-6		1	7	0.24	0.40	0.62	0.333	0.26	0.47	0.55	0.333	0.28	0.57	0.48	0.333
-7		1	7	0.23	0.41	0.57	0.333	0.25	0.48	0.51	0.333	0.26	0.57	0.46	0.333
-8		1	7	0.22	0.42	0.53	0.333	0.24	0.48	0.49	0.333	0.25	0.56	0.44	0.333
-9		1	7	0.21	0.43	0.50	0.333	0.23	0.48	0.47	0.333	0.24	0.55	0.43	0.333
-10		1	7	0.21	0.43	0.48	0.333	0.22	0.48	0.45	0.333	0.23	0.54	0.42	0.333
-11	シルト	1	2												
-12		1	2												
-13		1	2												
-14		1	2												
-15		1	2												
-16	砂礫	1	45	2.31	0.40	5.84	1.000	3.09	0.43	7.24	1.000	4.25	0.46	9.22	1.000
-17.6		1.6	45	1.61	0.37	4.33	1.000	2.05	0.40	5.15	1.000	2.69	0.43	6.31	1.000

注記：　表中の記号は以下の通り。

$C_w \cdot RL$：動的せん断抵抗比　　F_L：液状化に対する抵抗率（=Cw・RL/L）

L：地震時せん断応力比　　D_E：耐震設計上の土質定数の低減係数

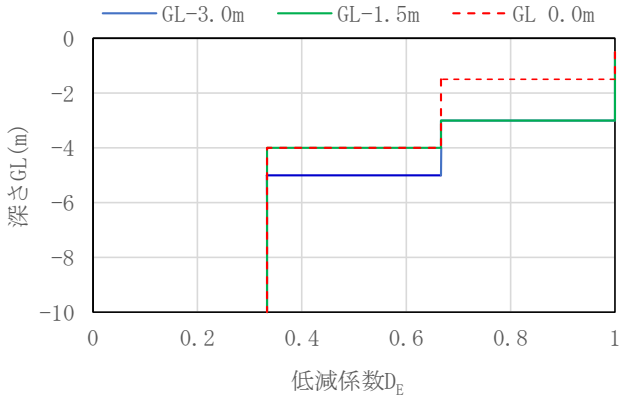


図 2.1-3　耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E の深さ方向分布

表 2.1-4　耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E（道路橋示方書）[1)]

F_L の範囲	地表面からの深さ x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leqq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leqq 1/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	0	1/6
	$10 < x \leqq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leqq 2/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leqq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leqq 1$	$0 \leqq x \leqq 10$	2/3	1
	$10 < x \leqq 20$	1	1

2.2　荷重

梁ばねモデルに加える載荷荷重として、杭頭慣性力を表 2.2-1 に示す。杭頭慣性力は、杭頭部に水平荷重として作用させる。令和 4 年度調査研究で扱った横置き円筒形貯槽を参考に、杭 1 本あたりの荷重を載荷する（下記、参照）。

基礎 2000kN（応答 250Gal）＋貯槽 2000kN（応答 350Gal）
→設計杭本数 8 本、地震力 1450kN→杭頭慣性力 185kN/本

表 2.2-1　杭頭慣性力

載荷位置	水平荷重(kN)	備考
杭頭部	185	杭頭部は回転拘束

2.3　解析ケース

解析ケースを表 2.3-1 に示す。既述のように地下水位低下レベルを変化させた 3 ケースとする。

表 2.3-1　解析ケース

解析ケース	地下水位低下レベル
1	GL-3.0m
2	GL -1.5m
3	GL±0.0m（低下なし）

3. 解析結果

地下水位低下レベルを変化させた 3 ケースの解析結果のうち、杭の水平変位、曲げモーメント及び塑性率の深度分布を図 3-1 に、杭頭及び杭中間部の塑性状態を曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係にプロットして図 3-2 に示す。地下水位が GL-3.0m 及び GL-1.5m の場合、杭頭水平変位は小さく、杭頭がわずかに塑性化しているのみである。一方、地下水位が GL±0.0m の杭頭水平変位は極端に大きくなり、杭の塑性率を見ると、杭頭で 2.0 程度になっており、地下水位が GL-3.0m 及び GL-1.5m に比べて塑性化の進行が著しい。

また、地下水位が GL-3.0m 及び GL-1.5m では、杭の水平変位、曲げモーメント及び塑性率にほとんど差異が見られない。これは、道路橋示方書の耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E が両者でほとんど差異がないことによるものと考えられ、D_E の設定が 3 段の階段状に表現されて、地盤の動的せん断強度比 R や F_L 値の微妙な違いを考慮できないためと考えられる。

参考に、地盤が液状化を生じないとして、簡易計算（林・Chang の式）により第 1 反曲点 ($=\pi/4\beta$) と港湾の施設の技術上の基準[3]に規定されている仮想固定点 ($=1/\beta$) を求めると表 3-1 のようになる。同表から、第 1 反曲点深さは GL-1.5m～GL-2.0m 程度、仮想固定点深さは GL-2.0m～GL-2.5m 程度となっており、この結果を梁ばねモデルの解析結果と対比すれば、地表から第 1 反曲点～仮想固定点程度まで地下水位を低下させ、液状化を防止して杭の水平抵抗を確保すれば、杭の断面力低減に効果があることがわかる。

ここで、実地盤の地下水位が GL±0.0m（地表面）であることはほとんどないが、基礎底面の杭頭レベル（GL-1.0m 前後）に地下水位があるとして、安全側の設定である GL±0.0m を杭頭レベルと置き換え、地下水位を 1.5m 程度低下させれば杭の変位、曲げモーメント及び塑性率が低下するといった本検討結果は同様に当てはまるものと考えられる。また、高圧ガス設備に採用される杭基礎において、杭径は 300mm～600mm 程度が主に用いられており、第 1 反曲点深さや仮想固定点深さは上記と類似となり、本検討結果はそのまま当てはまるものと考えられる。

表 3-1　簡易計算による第 1 反曲点

k_{HE} (kN/m³)	地盤剛性* 低下率 α	k'_{HE} ($=\alpha \times k_{HE}$) (kN/m³)	β (1/m)	杭頭 ﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	第 1 反曲点 ($=\pi/4\beta$) (m)	仮想固定点 ($=1/\beta$) (m)
62226	0.4	24890	4.815E-1	259.6	1.631	2.077
62226	0.3	18668	4.481E-1	279.0	1.753	2.232
62226	0.2	12445	4.049E-1	308.7	1.940	2.470

注記　*：3 次元有効応力解析による杭周りの地盤剛性低下率は付録Ⅱ-3A を参照のこと。

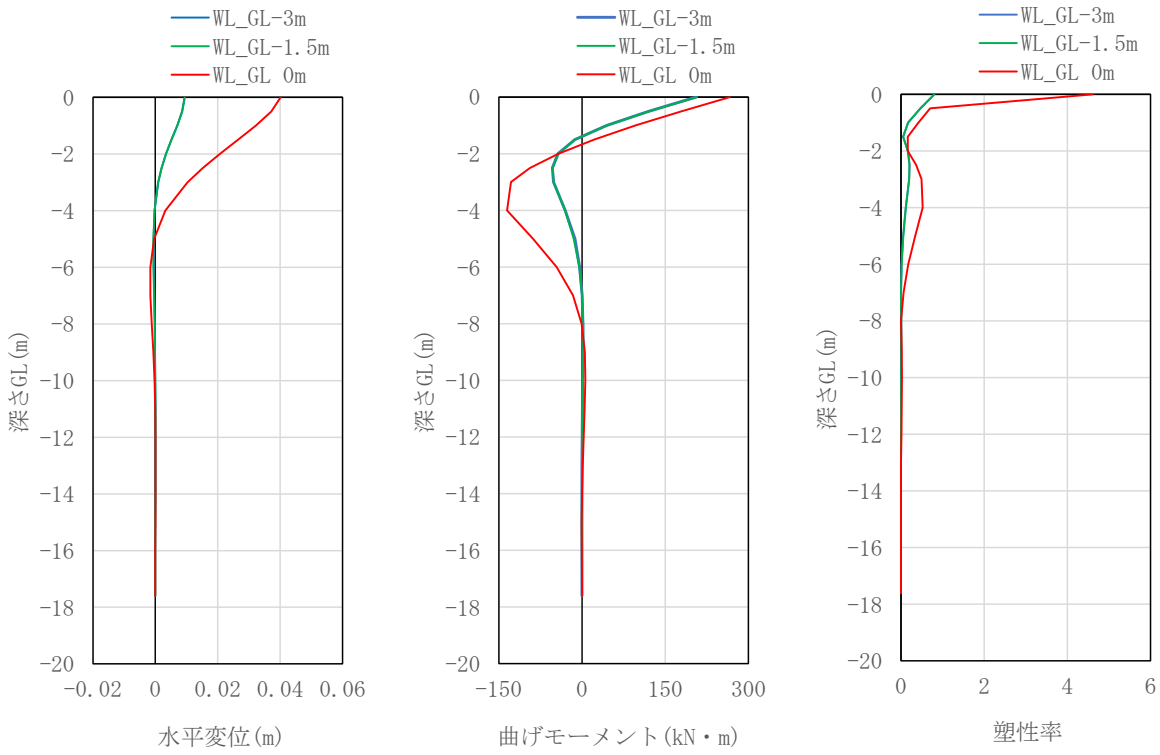


図 3-1　杭の水平変位、曲げモーメント及び塑性率の深度分布

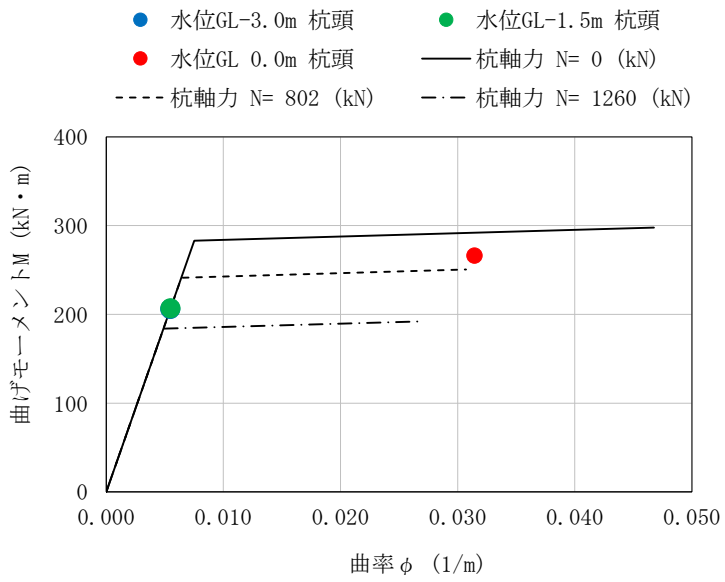


図 3-2　杭頭及び杭中間部の塑性状態（曲げモーメントＭ－曲率φ関係）

4. まとめ

令和 4 年度調査研究で扱った横置円筒形貯槽ならびに基礎、地盤を参考に、道路橋示方書に基づいて梁ばねモデルによる静的解析を行い、地下水位低下レベルを変化させた場合（GL±0.0m （低下なし）、GL-1.5m 、GL-3.0m）の地盤の液状化に対する基礎杭の断面力低減効果について検討した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①梁ばねモデルによる静的解析から、地下水位が GL±0.0m（低下なし）に対し、GL-1.5m、GL-3.0m に地下水位を低下させると、杭の水平変位、曲げモーメント及び塑性率は大きく低下する。なお、地下水位が GL-1.5m と GL-3.0m の結果には、ほとんど差異は見られなかった。

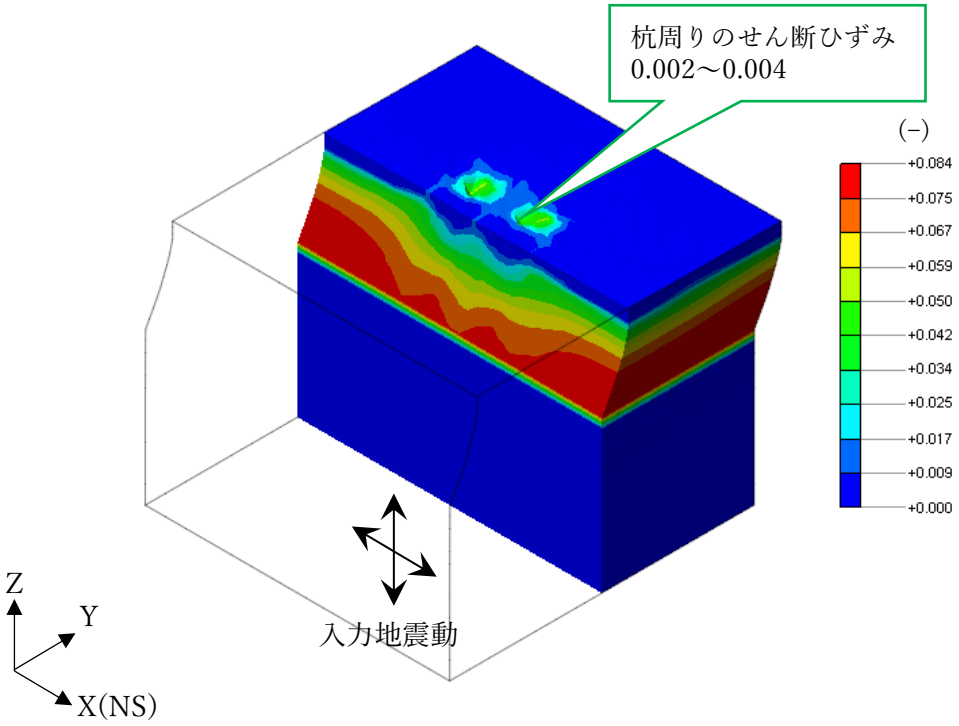
②簡易計算（林・Chang の式）から、第 1 反曲点深さは GL-1.5m～GL-2.0m 程度、仮想固定点深さは GL-2.0m～GL-2.5m 程度であり、上記①と併せ、地表から第 1 反曲点～仮想固定点程度まで地下水位を低下させ、液状化を防止して杭の水平抵抗を確保すれば、杭の断面力低減に効果がある。

③本検討結果は限られた条件下での静的解析による結果であり、特に上部構造の慣性力のみを考慮し、地盤震動の影響（地盤変位）を考慮していない。今後、地盤変位の考慮を含め、種々の条件下でのより詳細な検討が必要と考えられる。

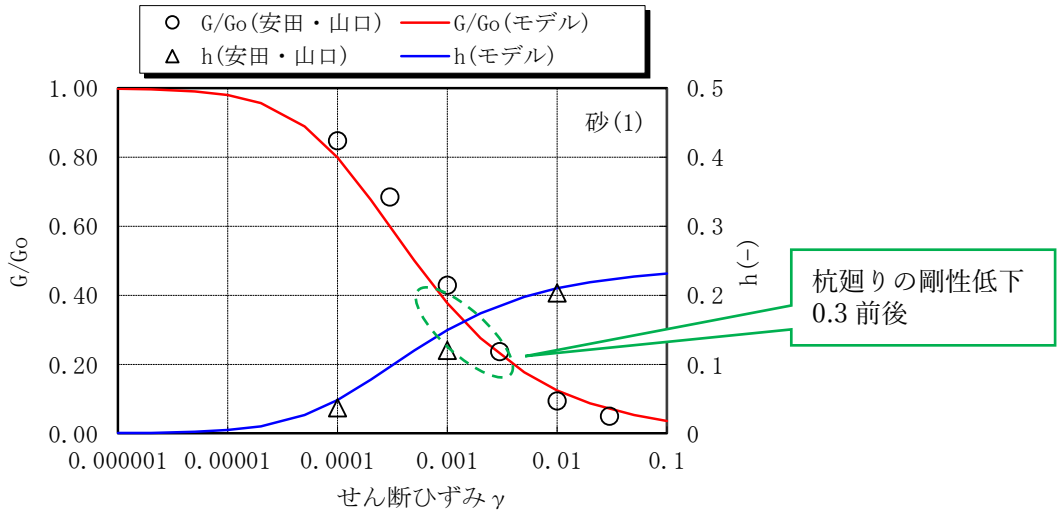
ここで、実地盤の地下水位が GL±0.0m（地表面）であることはほとんどないが、基礎底面の杭頭レベル（GL-1.0m 前後）に地下水位があるとして、安全側の設定である GL±0.0m を杭頭レベルと置き換え、地下水位を 1.5m 程度低下させれば杭の変位、曲げモーメント及び塑性率が低下するといった本検討結果は同様に当てはまるものと考えられる。また、高圧ガス設備に採用される杭基礎において、杭径は 300mm～600mm 程度が主に用いられており、第 1 反曲点深さや仮想固定点深さは上記と類似となり、本検討結果はそのまま当てはまるものと考えられる。

参考文献

1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅳ下部構造編，Ⅴ耐震設計編，平成 29 年 3 月.
2) 安田 進:設計基準類における液状化判定方法の導入･改定の経緯と留意事項, 基礎工, Vol.50, No.7，pp.63-66，2022.
3) (公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成 30 年 5 月.



付図 A-1　3 次元有効応力解析による地盤せん断ひずみ
（入力地震動：堺・高石コンビナート地区での上町断層帯に発生する地震の
サイトスペシフィック地震動（NS 方向））

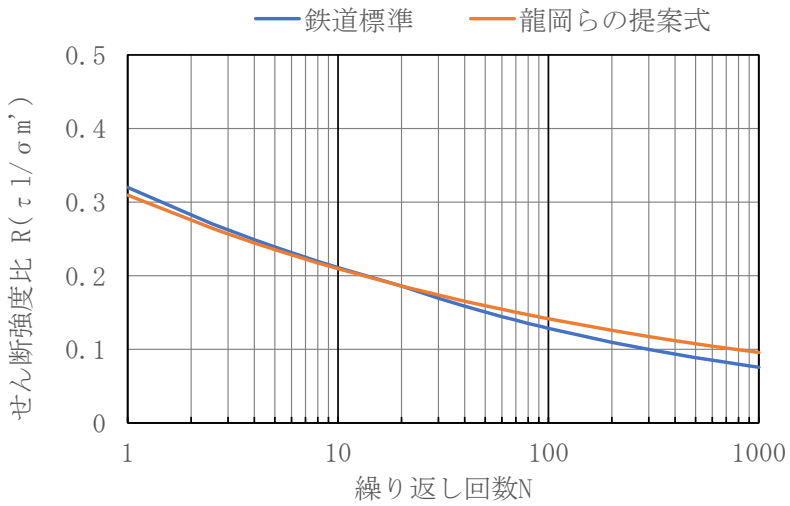


付図 A-2　砂のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

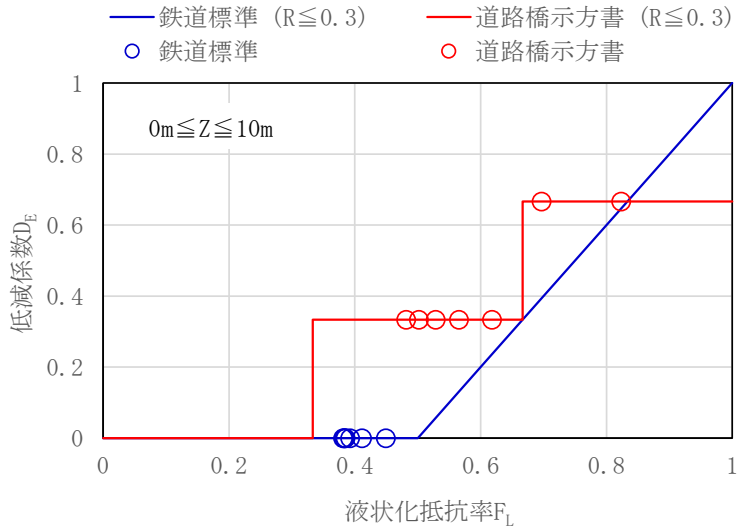
付録Ⅱ-3B　鉄道構造物等設計標準・同解説による検討

「(公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計、平成 24 年 9 月.」（以下、「鉄道標準」という）に準拠し、本編と同様の検討を行った。

付図 B-1 に示す R-N 曲線を適用し、累積損傷度計算から FL 値を算定して、耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E を求めた。道路橋示方書による結果と比較して、付図 B-2 に地下水位が GL-3.0m の場合の D_E を示す。同図によれば、道路橋示方書の FL 値と D_E は FL 値に対して階段状となるが、鉄道標準の D_E は道路橋示方書の D_E の下限に沿うように二直線化して表現される。鉄道標準によれば砂は D_E=0.0 となり、液状化地盤における地盤ばねは考慮しないことになる。

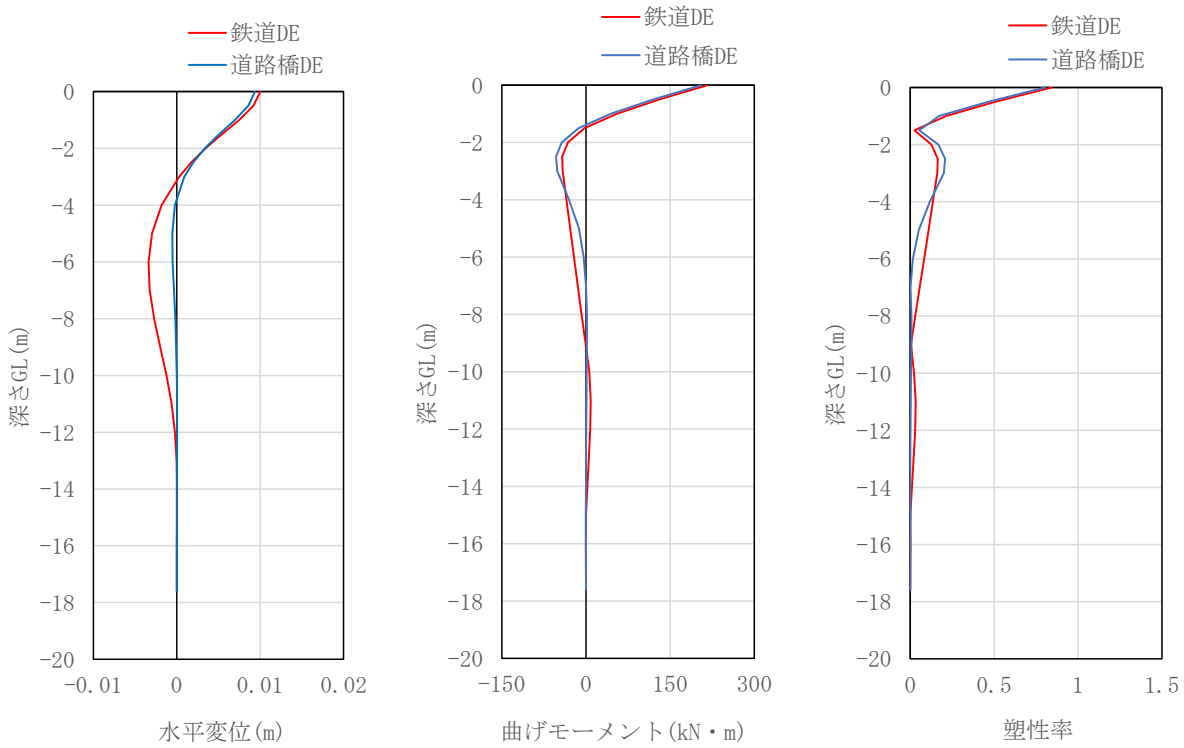


付図 B-1　累積損傷度計算に用いた R-N 曲線



付図 B-2　砂の耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E の比較

道路橋示方書と鉄道標準による D_E を用いた時の杭の水平変位、曲げモーメント及び塑性率の深度分布を付図 B-3 に示す。同図によれば、GL-3.0m 以深では道路橋示方書と鉄道標準による D_E による違いが顕著に現れるが、杭の部材断面が決定される杭頭では両設計基準で類似の値となっており、地表 GL-3.0m までの地盤が健全であれば、GL-3.0m 以深の地盤の液状化の程度に支配されていない。



付図 B-3　杭体の水平変位、曲げモーメント及び塑性率の深度分布
（道路橋示方書と鉄道標準による D_E の違い）

Ⅱ-4　液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性検討

1. 検討概要

液状化対策工法について、令和 3 年度調査研究の検討成果を見直しし、下記①～③の対策工法に大別して、高圧ガス設備への適用性を検討した。適用性の評価は、①の対策工法についてのみ行い、②、③の対策工法については対策事例の収集に留めた。

①液状化の発生そのものを防止する対策工法
②液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）
③岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法

2. 液状化対策工法の適用性

2.1 液状化の発生そのものを防止する対策工法

表 2.1-1 に液状化の発生そのものを防止する対策工法を示す。概要は以下のとおりである。

①原理、方法・工法名で整理し、分類した。
- 大分類は（文献 1)、2)）を基本とし、全体的には（文献 2)）を参考にした。
- 密度増大工法は（文献 4)）を、固結工法は（文献 2)）の深層混合処理工法を参考とした。
- グラベルドレーン工法については、1995 年兵庫県南部地震以降、レベル 2 地震動に対する効果に疑問が持たれ減少したが、「河川堤防の液状化対策の手引き」[4)]の改訂において再掲されており、液状化対策工法の一つとして扱うこととした。

②施工機の規模について整理した。
- （文献 1)）の最小作業空間の高さ、（文献 6)）を参考に、概ね 5m以下：小型、5-15m：中型、15m 以上：大型とした。

③一般的な項目として 1)経済性（コスト）、2)改良効果（信頼性、特にレベル 2 地震動に対する効果・信頼性）、3)設計法の確立、4)施工実績、既設設備への適用性に関わる項目として 5)施工による周辺への影響（振動・騒音・変位・環境汚染）、6)施工の可否（既設）について整理し、高圧ガス設備への適用性を評価した。1)～6)の評価基準は、以下のとおりである。

【一般的な項目】

1)経済性（コスト）　○：安い，△：中程度，×：高い
- （文献 7)）（施工面積が小さいほど対策費用は大きくなる）を参考とし、3 段階で評価した。

2)改良効果（信頼性、特にレベル 2 地震動に対する効果・信頼性）
◎：強い地震動に対しても効果有，○：効果有

・（文献 2)）のレベル 2 地震動に対する設計法（根拠）を参考にして、実地震による効果の実証事例などが示されている報文や資料等、最近の情報を加え、信頼性を含め、2 段階で評価した。

3)設計法の確立

○：確立されている(マニュアル有)，△：確立されている，×確立されていない

・専門書、手引きで取り上げられている、または技術評定・マニュアルが整備されているかで、3 段階で評価した。

4)施工実績　◎：特に多い，○：多い，△：中程度，▽：最近減，×：少ない

・（文献 1)）の施工実績を参考に、5 段階で評価した。

【既設設備への適用性に関わる項目】

5)施工による周辺への影響（振動・騒音・変位・環境汚染）

○：小さい(すべて小)，△：中程度(一部大)，×：大きい(すべて大)

・（文献 2)）の周辺に及ぼす影響、（文献 1)）の近接施工、環境を参考に、3 段階で評価した。

6)施工の可否（既設）　○：適用可能，△：条件付きで適用可能，×適用不可

④最近の情報を収集し、適用性評価の見直しが必要である（例えば振動棒による吸水型工法、バイブロフローテーション工法、生石灰杭工法等が現在使用されているか等）。なお、地下水位低下工法として過去にコンビナートで対策された事例は深さ 21m のディープウェルによる深い深度からの地下水の排水である。一方、東日本大震災以降住宅地で対策されている地下水位低下工法は、深さ 3m といった雨水に起因するごく浅い所の地下水を、その深度に水平方向に敷設した暗渠排水管で集めて排水している。したがって、敷地内の地下水が万一汚染されていてもその深さが重要であるため、今後、地下水汚染深さの測定事例調査を行い、適用性を詳細に検討することが必要である。

表 2.1-1　液状化の発生そのものを防止する対策工法

原理	方法・工法名				施工機規模	経済性(コスト)	改良効果(信頼性)	設計法確立	施工実績	周辺影響	施工可否(既設)	備考
密度の増大	密度増大	圧入締固め	サンドコンパクションパイル	動的締固め	大型	○	◎	○※	◎	×	×	
				静的締固め	大型	○	◎	○※	◎	△	×	
				砂圧入式静的締固め	小型	×	◎	○※	○	△	△	
			静的締固め圧入		小型	×	◎	◎	○	△	△	
		振動締固め	振動棒	通常型	大型	○	◎	△	▽	×	×	
				吸水型	大型	○	○	△	×	×	×	適用状況調査必要
			バイブロフローテーション		大型	○	○	△※	▽	×	×	適用状況調査必要
			バイブロタンパー		中型	○	○	△	▽	×	×	
		衝撃締固め	重錘落下締固め		大型	○	○	△	▽	×	×	
		その他締固め	生石灰杭		大型	○	○	△	×	△	×	適用状況調査必要
			脈状地盤改良		小型	×	○	△	○	△	△	
固結	固結	深層混合処理	機械攪拌式	スラリー攪拌式 粉体噴射攪拌式	大型	○	◎	○	◎	△	×	
			高圧噴射式	・単管(グラウト系) ・二重管(エアーグラウト系) ・三重管(水エアーグラウト系)	小型	×	◎	○	○	△	○	
		中層・浅層混合処理		パワーブレンダー等	中型	○	◎	○	○	△	△	
		注入固化（浸透固化）			小型	×	◎	○	○	○	○	
		事前混合処理			—	△	◎	△	×	△	×	
粒度の改良	置換				—	△	○	×	×	○	×	
飽和度低下 有効応力増大	地下水位低下	ウェル			—	△	○	○	○	○	○	・地盤沈下が懸念される場合あり ・地下水汚染サイトへの適用には注意が必要
		暗渠排水管			—	△	○	○	○	○	○	
間隙水圧の抑制・消散	間隙水圧消散	グラベルドレーン	通常式		大型	△	○	○	▽	○	×	
			締固め式		大型	△	○	△	▽	○	×	小型実績あり
		人工材料系ドレーン			大型	△	○	○	▽	○	×	
		排水機能付き鋼材			—	△	○	○	△	△	△	
せん断変形の抑制･間隙水圧の遮断	地中連続壁				—	×	○	×	×	○	△	
	固化改良体(格子状地盤改良等)				小−大型	○	◎	○	◎	△	△	
	鋼材使用	シートパイル			小型	○	○	○	×	○	△	サイレントパイラーの場合

※「(一社)日本建築学会：建築基礎構造物設計指針，2019.」において、変形照査法が示されている締固め工法。

2.2　液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）

表 2.2-1 に液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法(構造的対策工法)を示す。特に本対策は、既設設備の液状化対策に有用である。概要は以下のとおりである。

①原理、方法・工法名で整理し、分類した。
・大分類は（文献 1)、2)）を基本とし、(文献 1)）を参考にした。
②本対策工法に係わる事例を収集した（参考文献を表示)。
③高圧ガス設備への適用性評価は今後の課題とし、工法、対策事例を含めて最近の情報を収集し、適用性評価を行う。

表 2.2-1　液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）

原理	方法・工法名	対策事例（参考文献番号）
堅固な地盤による支持	杭基礎等	
基礎の強化	杭基礎(ﾏｲｸﾛﾊﾟｲﾙ)・布基礎・護岸の強化	9)鋼製巻立，10)地盤改良，11)ﾏｲｸﾛﾊﾟｲﾙ，12)布基礎補強
浮上り量の低減	地中構造物の浮上がり防止杭や矢板	13)矢板，14)地下水位低下，15)PBD，16)ｸﾞﾗﾍﾞﾙﾄﾞﾚｰﾝ，17)ｼﾞｵｸﾞﾘｯﾄﾞ
	地中構造物（マンホール等）の重量大	
地盤変位への追従	可撓継手による地盤変位吸収	
液状化後の変位の抑制	直接基礎のこま形基礎等の設置	18)-21)こま形基礎 22)-24)グラベルサポート
	直接基礎のジオグリッド補強	25)ｼﾞｵｸﾞﾘｯﾄﾞ，26)-28)堤防
	盛土のシートパイル締切工法	29)-32)鋼矢板リング

2.3　岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法

表 2.3-1 に岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法を示す。概要は以下のとおりである。

①原理、新設・既設、方法・工法名、で整理し、分類した。
・大分類は（文献 5)）を参考にした。
②本対策工法に係わる事例を収集した（参考文献を表示)。対策事例の概念図を（文献 35)）に示す。
③高圧ガス設備への適用性評価は今後の課題とし、工法、対策事例を含めて最近の情報を収集し、適用性評価を行う。また今後、傾斜地盤の流動に対する対策工法についても検討する必要がある[36]。

表 2.3-1　岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法

原理	新設 既設	方法・工法名	対策事例（参考文献番号）
液状化を発生させない	新設	締固め・固結による改良	33)阪神・淡路大震災後の復旧と対策事例 ①神戸港の岸壁に見る復旧工事 ②道路橋脚基礎に見る復旧工事 ③建築構造物基礎に見る復旧事例 ④河川堤防に見る復旧事例 事前対策事例 ①流動に着目した対策の事例 ②結果としての流動対策事例 34)既設構造物周辺の高圧噴射と石灰杭による対策事例
	既設	締固め・固結による改良	
液状化が発生しても大きな流動を発生させない	新設	岸壁・護岸自体を安定した構造にする	
	既設	岸壁・護岸を補強する	
		背後地盤の流動量を減少させる対策	
流動化が発生しても構造物の機能支障を生じさせない	新設	構造物自体の ・杭の本数を多くしたり断面を大きくする ・ケーソン式の剛な基礎にする ・締固め・固化による改良	
	既設	構造物周辺を ・増し杭をする ・連続地中壁や地盤改良により囲う	

3. まとめ

液状化対策工法について、令和 3 年度調査研究の検討成果を参考文献[1)-8)]を参照して見直しし、高圧ガス設備への適用性を検討した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①液状化の発生そのものを防止する対策工法

- 原理、方法・工法名で整理し、分類した。
- 施工機の規模について整理した。また、一般的な項目として 1)経済性（コスト）、2)改良効果（信頼性、特にレベル 2 地震動に対する効果・信頼性）、3)設計法の確立、4)施工実績、既設設備への適用性に関わる項目として 5)施工による周辺への影響、6)施工の可否（既設）について整理し、高圧ガス設備への適用性を評価した。
- 最近の情報を収集し、適用性評価の見直しが必要である（例えば振動棒による吸水型工法、バイブロフローテーション工法、生石灰杭工法等が現在使用されているか等）。なお、地下水位低下工法として過去にコンビナートで対策された事例は深さ 21m のディープウェルによる深い深度からの地下水の排水である。一方、東日本大震災以降住宅地で対策されている地下水位低下工法は、深さ 3m といった雨水に起因するごく浅い所の地下水を、その深度に水平方向に敷設した暗渠排水管で集めて排水している。したがって、敷地内の地下水が万一汚染されていてもその深さが重要であるため、今後、地下水汚染深さの測定事例調査を行い、適用性を詳細に検討することが必要である。

②液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）

③岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法

- 原理、方法・工法名で整理し、分類した。
- 本対策工法に係わる事例を収集した。
- 高圧ガス設備への適用性評価は今後の課題とし、工法、対策事例を含めて最近の情報を収集し、適用性評価を行う。また今後、傾斜地盤の流動に対する対策工法についても検討する必要がある。

参考文献

1) (社)地盤工学会：液状化対策工法，地盤工学・実務シリーズ 18，2004.

2) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備の液状化対策，2008.

3) 大島昭彦，川﨑哲人，新坂孝志，中西康晴，原田健二：地盤防災・環境保全に資する地盤改良技術の現状と展望，講座，1.液状化対策，材料，Vol.71，No.8，pp.719-726，2022.

4) (国研)土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き，土木研究所資料，第 4332 号，2016.

5) 佐藤 毅，金谷守，安田 進，岡田 進：委員会報告 5．地盤の流動に対する対策工，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.132-158，1998.

6) 原田健二，大林 淳：宅地地盤の液状化対策工法における改良効果の評価事例－締固め工法と排水工法－，地盤工学会誌 Vol.62，No.6，pp.15-18，2014.

7) (公社)地盤工学会・関東支部：液状化から戸建て住宅を守るための手引き，造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書，2013.

8) 橋本隆雄，安田 進，和田陽介，内田秀明：東日本大震災における地下水低下工法を用いた公共施設・宅地一体型液状化対策の検証，第 63 回地盤工学シンポジウム，2022.

9) 近藤賢治，上仲健治，三宅 浩，中條主也：港新橋における道路橋脚下部工の耐震補強対策，土木学会・既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集，pp.71-78，2002.

10)足立有史，浦野和彦，三原正哉：液状化時の杭基礎構造物の挙動及び補強方法に関する一検討，上木学会第 57 同年次学術講演会，pp.1263-1264，2002.

11)阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて，震災復旧工事誌，1997.

12)杉村義広：砂地盤の液状化と木造建築，昭和 58 年度秋季講演梗概集，建設省建築研究所，pp.57-69，1983.

13)鈴木仁規，小川泰司，富田正孝：新名古屋火力発電所 7 号系列取水工事における土留め鋼矢板の本体利用による合理化，電力土木，No.260，pp.35-43，1995.

14)中野雅弘，佐々木 康，吉川正昭：マンホールの浮上対策に関する実験的研究，土木学会論文集，410 号，I-12，pp.415-424，1989.

15)NTT プラスチックドレーン工法概要資料.

16)島田和行，濱本 隆：比治山共同溝の液状化に関する検討，第 38 回中国地方建設局管内技術研究会，pp.638-650，1982.

17)毛利栄征，藤田信夫，笠原和正，水上 徹：浅埋設パイプラインの土中挙動，農業土木学会論文集，第 207 号，第 68 巻，第 3 号，pp.39-48，2000.

18)安川郁夫，山田清臣，大西有三，斉藤 実：軟弱地塁におけるこま形基礎の支持特性，第 32 回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.19-54，1987.

19)土木研究センター・全国マイ独楽工業会：トップベース工法設計施工マニュアル-コマ型コンクリートブロック基礎工法，1990.

20)全国マイ独楽工業会：阪神大震災におけるトップベース工法，1995.

21)Yasuda,S.,Hakuno,M.,Nagase,K.,Kobayashi,S. and Yoshida,T. Effectiveness of

top-shaped concrete blocks in preventing settlement of foundations in liquified ground,Soils and Fondations,Vol.34,No.1, pp.65 -76,1994.
22)眞野英之，社本康広，石川 明，吉成勝美：構造物外周直下の礫置換による小規模構造物の液状化被害低減対策，日本地震工学会論文集，第 16 巻，第 1 号（特集号），pp.59-69，2016.
23)眞野英之，石川 明：表層礫置換による小規模構造物・外構の液状化被害低減工法－グラベルサポート工法－，基礎工，Vol.49，No.5，pp.36-39，2021.
24)石川 明，眞野英之，橋本三智雄，若林雅樹：2022年福島県沖地震における相馬LNG基地構内に敷設した グラベルサポートの液状化被害低減効果, 清水建設研究報告, 第 100 号，pp.55-62，2022.
25)二木幹夫，南坂貴彦：高強度繊維網（ポリマーグリッド）を用いた補強砂地盤における大型液状化実験，土質工学研究発表会講演集，1988.
26)金山義延，阿部知之，荒瀬義則，嘉松寿夫：ジオテキスタイルによる堤防耐震対策とその効果確認計測，地鎧と建設，Vol.15，1997.
27)佐々木 康，福渡 隆：ジオテキスタイルを敷設した堤防の鳥取県西部地震時の沈下，ジオセンセティックス技術情報, Vol.13, No.3, 国際ジオセンセティックス学会日本支部, 2001.
28)佐々木 康，加納誠二，辻 誠治：ジオグリットによる堤防の地震時変形抑制効果，土と基礎，Vol.51，No.3，pp28-30，2003.
29)加藤健治，大保直人：既設石油タンク基礎の液状化対策（鋼矢板工法による実験例），基礎工，Vol.23，No.12，pp.108-113，1995.
30)本田満彦，大保直人：鋼矢枚リング工法の液状化対策効果について－鋼矢板リングが不連続な場合を想定した動的遠心模型実験－，第 23 回地震工学研究発表会，pp.361-364，1995.
31)鄭 京哲，大保直人：3 次元有効応力解析による既設タンク液状化対策工法の検討，第 30 回土質工学研究発表会溝演集，pp.1039-1040, 1995.
32)酒見卓也, 田中 満, 湯浅欽史 : 地盤拘束工法による既設タンク液状化対策の沈下抑制効果，土木学会論文集，No.547/Ⅲ，pp.57-65，1996.
33)佐藤 毅，岡田 進 : 講座 液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響 6.地盤の流動に対する対策工（その 2），土と基礎，Vol.48，No.4，pp.39-43，2000.
34)金子 治，伊勢本昇昭，原田和幸，吉田藤子：歴史的建造物の基礎の耐震補強のための液状化対策，2003 年度日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.431-432，2003.
35)安田 進：総説 既設構造物のための液状化対策の考え方，基礎工，Vol.34，No.4，pp.5-7，2006.
36)大山丈吉，橋本隆雄，安田 進，石川敬祐：東海村緑ヶ丘団地における地下水位低下による液状化対策工法について，第 10 回地盤工学会関東支部発表会，2013.

第Ⅲ章　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

Ⅲ-1　コンビナート 7 地区におけるサイトスペシフィック地震動の標準波の検討

1. 検討概要

令和 4 年度調査研究より、高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討している。

今年度は、鹿島地区、水島地区、岩国・大竹地区、周南地区の 4 つのコンビナート地区を対象にサイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。また、令和 4 年度調査研究で検討した京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区の標準波について、見直しを行った。

2. 検討条件

2.1 標準波の位置付け・扱い

本検討で提示したサイトスペシフィック地震動の標準波の位置付けや扱いは、以下の通りである。

① 標準波はサイトスペシフィック地震動としての選択肢の一つであり、あくまでも参考波である。一般論として自然現象には未解明な点も多く、絶対的な正解ではない。

② 標準波の作成において、震源像のすべてを網羅したわけではではない（網羅できない）が、例えば下記のように平均的な地震動レベルより大きめの地震動が統計的にある程度含まれるよう配慮している。ただし、断層のずれによる永久変位等は考慮していない。

・特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きいが、本検討では設計として安全側となるよう点震源を仮定している。面震源として幾何学的減衰の補正を考慮すれば、短周期成分は抑制される。なお、標準波の工学的基盤入力による表層地盤の動的非線形解析を前提とすれば、地表面応答は一般に短周期成分が抑制されることが知られている。

・伏在断層地震の断層モデルは、断層の中心が標準波を算定する代表地点直下で上端深さを3kmと浅く設定している。また、伏在断層地震の断層モデルは周辺の地震環境を考慮して設定しており、想定する断層タイプや断層面の傾斜角によって震源距離が異なる。通常、内陸地殻内地震の地震発生層は5～15km程度であるが、設計での取り扱いに配慮して上端深さをやや浅く、結果として震源距離をやや短く設定することで安全側の地震動が得られるように設定している。なお、本検討では震源距離を3kmまたは7.1kmとしている。

③ 標準波は、今後の研究の進展や技術の進歩等により、適宜見直しし、更新されるべきものである。現状、本検討で作成した標準波に関し、具体的課題として以下が挙げられる。

・標準波の作成に当たっては、中小地震観測記録を用いた経験的グリーン関数法を適用することを基本としている。設計用地震動の作成には、他にも地震動予測式（距離減衰式）や統計的グリーン関数法、差分法等で理論解を数値的に求める方法等、種々の手法が考えられる。しかし震源特性、伝播経路特性、サイト特性をバランスよく反映でき、かつ

比較的広い周波数帯域でサイトスペシフィックな地震動波形を妥当なコストで作成できることを考慮し、本検討では経験的グリーン関数法を採用した。

・地震動予測式（距離減衰式）から得られる地震動のスペクトルには平均的な意味で震源特性やサイト特性が反映されており、ある特定の地点での地震動の特徴を表すものではない。一方、経験的グリーン関数法では、ある特定の地点で起こりうる地震動に含まれるべき震源特性や伝播経路特性、サイト特性を強く反映したサイトスペシフィックな地震動が得られる。このことは、サイトスペシフィック地震動が特定の地点の地震動の特徴を強く反映したもので、平均的な地震動像とは大きく異なるという点で極めて重要な意味を持つものである。

・ただし、地震動観測記録の蓄積の多寡、観測記録の精度（信号／ノイズ比等）、解析に用いる中小地震に特有の地震動特性の偏り等によって標準波には系統的なずれ（差異）が内包される。そのため、本検討で採用した手法が万能とは限らないことにも注意を要する。

・適用できる中小地震観測記録は限定され、現時点で最良と考えられる選択を行っているものの、十分な数や種々の震源メカニズムを持つ記録を使えるわけではない。今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。

・中小地震観測記録の精度を考慮すると、標準波に含まれる 5 秒程度より長周期成分の精度が十分ではない。上記のとおり今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。また、中小地震の震源メカニズムのバリエーションが十分に考慮されていないため、標準波のバリエーションが必ずしも十分と言えない可能性がある。中小地震の震源メカニズムが標準波に与える影響について検討する必要がある。

・上記②のとおり、標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しており、特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きくなる結果が得られた。そのため、内陸地殻内地震の震源モデルや断層モデルの設定に関して、より合理的な設定方法を検討する必要がある。また、長周期成分が卓越するプレート境界地震やスラブ内地震の地震動も大きいが、標準波の信頼性を担保するため、標準波全般について方位特性（NS 方向、EW 方向）の違いの有意性も含め、解析に用いた中小地震の特性によるものか、震源・サイト特性によるものか等、得られた地震動の特性について詳細な分析を行う必要がある。その際にはスペクトル特性のみに限らず、必要に応じて継続時間や包絡特性についても検討することが望ましい。

・標準波は各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成することとし、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮して、全ての断層モデルに対して 20～30 程度の地震動を作成することとした。これは、確定論的に決定できない条件と確率論的なばらつきを有するパラメータの組み合わせを考慮した幅のある地震動とし、ある程度のばらつきに対応するための配慮である。

・ある確率密度が正規分布に従う場合、20 個のサンプル（実現値）のうち少なくとも 1 個が平均＋標準偏差 σ より大きい確率は約 97%、平均＋1.5σ より大きい確率は約 75%である。また、30 個のサンプルがある場合は、それぞれ約 99%、約 87%である。地震動に関わるパラメータは必ずしも正規分布に従う確率変数ではないこと、母集団の採り方が単純に決められないこと等、統計的な枠組みに単純に当てはめることはできないが、標準波を 20～30 波作成することで、平均よりも標準偏差分だけ大きい地震動が高い確率で含まれるよう配慮した。標準波として必要な波の数については検討の余地があり、今後の課題である。

・大きな実地震観測記録を標準波に採用する場合、工学的基盤面での地震動を算定するため、表層地盤の影響を剥ぎ取ること（引戻し計算）が必要となる。引戻し計算は表層地盤の線形応答を仮定して行っているが、実際には地盤の非線形応答を考慮すべきである可能性が高く、非線形応答を考慮した引戻し計算法について検討する必要がある。なお、中小地震観測記録を用いて作成した標準波の長周期成分の精度が十分でないことを大きな実地震観測記録で補うという意味では、長周期成分における地盤の非線形応答の影響は必ずしも大きくないと考えられる。

④　代表地点で作成した標準波を各コンビナート事業所で実際にサイトスペシフィック地震動として利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する。この場合、事業所での地震観測記録を適用して補正することが合理的であり、各コンビナート事業者においては、地震観測を実施し、記録データの収集、保存を継続的に行っておくことが重要である。事業者自身で事業所のサイトスペシフィック地震動を作成する場合にも、地震観測記録データは有用である。

⑤　標準波の利用に当たっては、当該利用者が標準波の中から耐震設計構造物の特性等を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計に適用するサイトスペシフィック地震動として工学的に適切に選択するものとする。例えば、構造物の弾性加速度応答が大きくなる標準波を通例的に選択するのではなく、地震動の継続時間や波形の非定常性に伴う非線形挙動によって耐震性能が決定されるような構造物を対象とする場合には、これらの影響にも配慮した上で標準波を選択する必要がある。

選択したサイトスペシフィック地震動に対し、耐震設計構造物の技術基準への適合（「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」に規定されているレベル 2 地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、保有すべき耐震性能（気密性の保持）が確保されること）が前提であり、標準波の利用及び選択責任は利用者が負う[注 1),注 2)]。

注 1）免責事項の詳細については、標準波公開時に別途検討し、記載することとする。

注 2) 高圧ガス保安協会内の詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）において、標準波の扱いについて規定する必要がある。

2.2　対象コンビナート地区

図 2.1-1 に示す日本全国の 10 のコンビナート地区（コンビナート等保安規則）のうち、①鹿島地区、⑥水島地区、⑦岩国・大竹地区、⑧周南地区の 4 つのコンビナート地区を検討対象地区とし、標準波を作成する。また、令和 4 年度調査研究で検討対象とした地区は、③京浜地区、④四日市地区、⑤堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区であり、作成した標準波を見直しする。

No.	コンビナート地区
①	鹿島地区
②	京葉地区
③	京浜地区
④	四日市地区
⑤	堺・高石地区
⑥	水島地区
⑦	岩国・大竹地区
⑧	周南地区
⑨	新居浜地区
⑩	大分地区



図 2.1-1　コンビナート地区（コンビナート等保安規則）

2.3　検討方針

図 2.3-1 に示す令和元年度調査研究で検討した設計用の地震動の設定フローに従い、設計用の地震動としてサイトスペシフィック地震動の標準波を作成する。標準波作成の検討方針は以下の通りとする。

①サイトスペシフィック地震動の作成手法には半経験的手法のうち統計的グリーン関数法を用いることがあるが、本検討では標準波を作成することから、より厳密で広帯域の地震動を作成する必要があり、中小地震の観測記録を用いる半経験的手法のうちの経験的グリーン関数法を用いることを基本とする。

・中小地震の観測記録として、対象コンビナート地区近傍のK-NET等の強震観測地点の公開されている地震観測記録を用いる。

・対象コンビナート地区との位置関係や地盤特性等を勘案し、適宜複数の強震観測地点の地震観測記録を用いる。

②標準波は対象コンビナート地区近傍の地震観測記録の蓄積が豊富な強震観測地点（K-NET等）を代表地点とし、代表地点での工学的基盤位置の地震動とする。令和4年度調査研究で作成したコンビナート3地区の標準波については、代表地点を強震観測地点に変更し見直しする。

③標準波として複数の地震動を選択できるように、各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成する。

・地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮する。

・一つの断層モデルに対して20～30 程度の地震動を作成することが望ましい。本検討では全ての断層モデルに対して20～30 程度の地震動を作成することとし、地震タイプごとに地震動の数のバランスをとることとする。

・代表地点において大きな地震観測記録が得られている場合、作成した地震動と比較し、適宜標準波として追加する。

④代表地点で作成した標準波を各事業所で実際に利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する必要がある。

・事業所で地震観測が実施されている場合には、地震観測記録を適用してサイト増幅特性を評価し、補正する。

・事業所で地震観測が実施されていない場合には、ボーリング調査あるいは微動観測等によって、地盤の速度構造を同定したうえでサイト増幅特性を評価し、補正する。

・事業者の参考に資するため、事業所の地震観測記録を適用した場合および微動観測記録による場合について、今年度調査研究の対象コンビナート地区において標準波の補正の例示を行う（「Ⅲ-2 標準波の補正の例示」参照）。

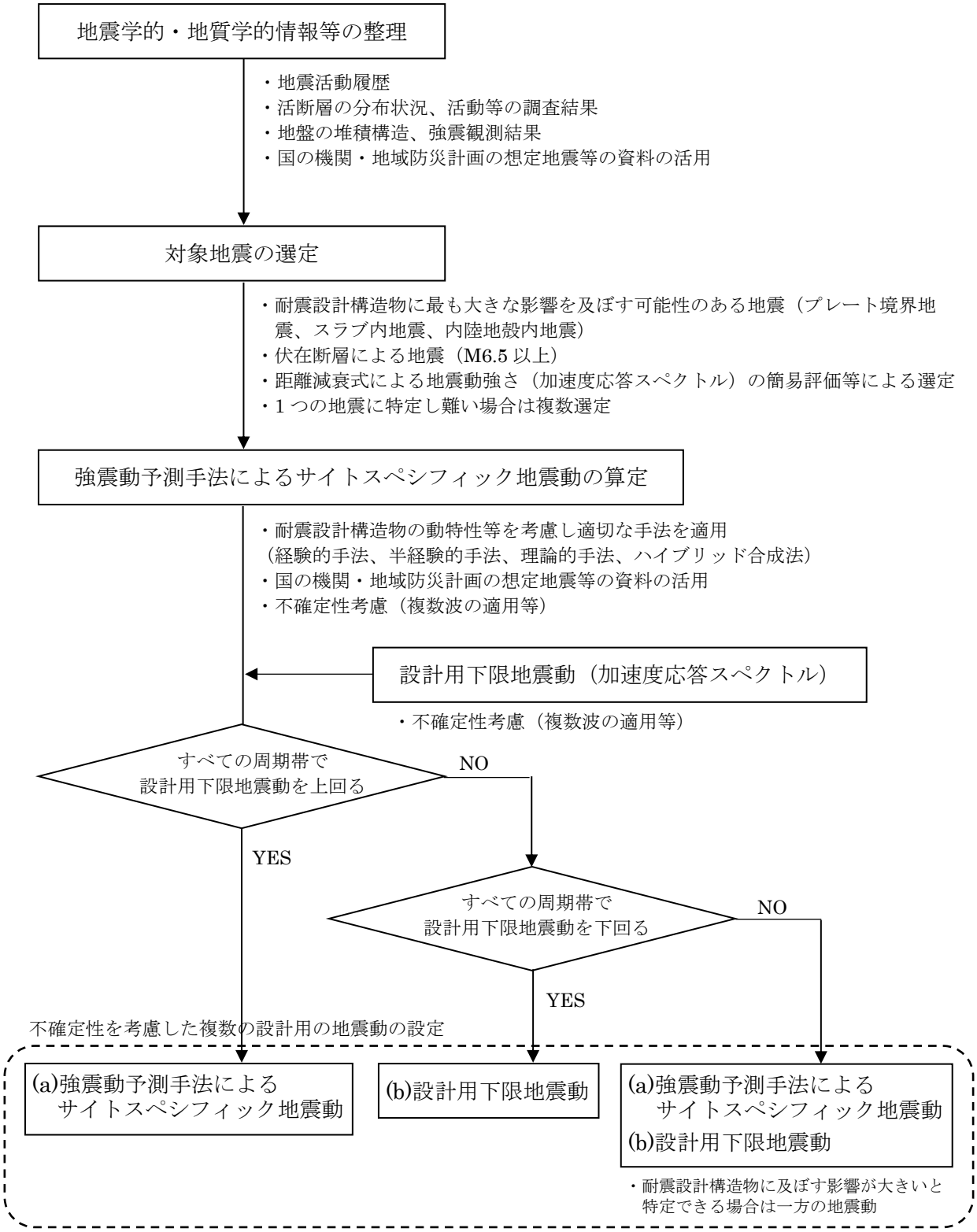


図 2.3-1　設計用の地震動の設定フロー（令和元年度調査研究）

3.　鹿島コンビナート地区の標準波の検討

3.1　代表地点の検討

鹿島コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、鹿島コンビナート地区近傍にある港湾空港技術研究所の鹿島造函 U とする。鹿島コンビナート地区と代表地点（鹿島造函 U）の位置を図 3.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を表 3.1-1 に示す。この地盤構造は港湾空港技術研究所に基づくものとする。ただし、最深部が Vs＝337m/s であるが、N 値が 50 以上あることと、Ⅲ-2-3 章で示す微動観測記録に基づく地盤構造を参考に、代表地点の工学的基盤の深さを GL-76m として、それ以深を Vs＝400m/s とする。



図 3.1-1　鹿島コンビナート地区の代表地点（鹿島造函 U）

表 3.1-1　鹿島コンビナート地区の代表地点（鹿島造函 U）の地盤構造

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	3.0	1457	175	1.950	観測点位置
2	3	1.0	1583	260	2.000	
3	4	5.0	1583	260	1.950	
4	9	5.0	1738	303	1.950	
5	14	3.0	1555	274	1.850	
5	17	3.0	1555	274	1.800	
6	20	8.0	1606	281	1.000	
7	28	10.0	1606	288	1.800	
8	38	9.0	1606	298	1.800	
9	47	1.0	1606	298	1.850	
10	48	6.0	1640	305	1.800	
11	54	3.0	1667	324	1.800	
12	57	6.0	1649	316	1.800	
13	63	1.0	1667	323	1.800	
14	64	2.0	1667	321	1.800	
15	66	10.0	1667	337	1.800	
16	76	ー	1600	400	1.850	工学的基盤

3.2　地震学的・地質学的情報等の整理

(1)　被害地震

茨城県に被害を及ぼした地震の一覧を表 3.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 3.2-1 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、鹿島コンビナート地区の周辺では、陸域の様々な深さの場所で発生する地震と、関東地方東方沖合や相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界付近で発生する地震がある。陸域で発生した被害地震では、1895 年の霞ケ浦付近の地震（M7.2)、1921 年の竜ケ崎付近の地震（M7.0）などが知られている。これらは、フィリピン海プレートや太平洋プレートに関係する地震である。関東地方東方沖合から福島県沖にかけてのプレート境界付近で発生する地震としては、1909 年の房総半島南東沖の地震（M6.7 と M7.5)、1938 年の茨城県沖の地震（M7.0）などが知られているが、これらの地震による大きな被害は知られていない。相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界付近の地震としては、1923 年関東地震（M7.9）が知られている。その他、1987 年の千葉県東方沖の地震（M6.7）など周辺地域で発生する地震や、東海沖などの太平洋側沖合で発生するプレート境界付近の地震によっても被害を受けたことがある。

表 3.2-1　茨城県に被害を及ぼした地震（地震調査研究推進本部, 2009）

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
818. . (弘仁9)	関東諸国	7.5 以上	(相模、武蔵、下総、常陸、上野、下野などで被害。圧死者多数。)
1677.11.4 (延宝5)	磐城・常陸・安房・上総・下総	8.0	磐城から房総にかけて津波。水戸領内で溺死者36人、家屋全壊189棟。
1855.11.11 (安政2)	((安政)江戸地震)	7.0～7.1	家屋全壊27棟。
1895.1.18 (明治28)	霞ヶ浦付近	7.2	鹿島、水戸、那珂、新治、行方などで被害。圧死者6人、負傷者34人、家屋全壊37棟。
1923.9.1 (大正12)	(関東地震)	7.9	死者・行方不明者5人、住家全壊517棟。
2005.2.16 (平成17)	茨城県南部	5.3	負傷者7人。

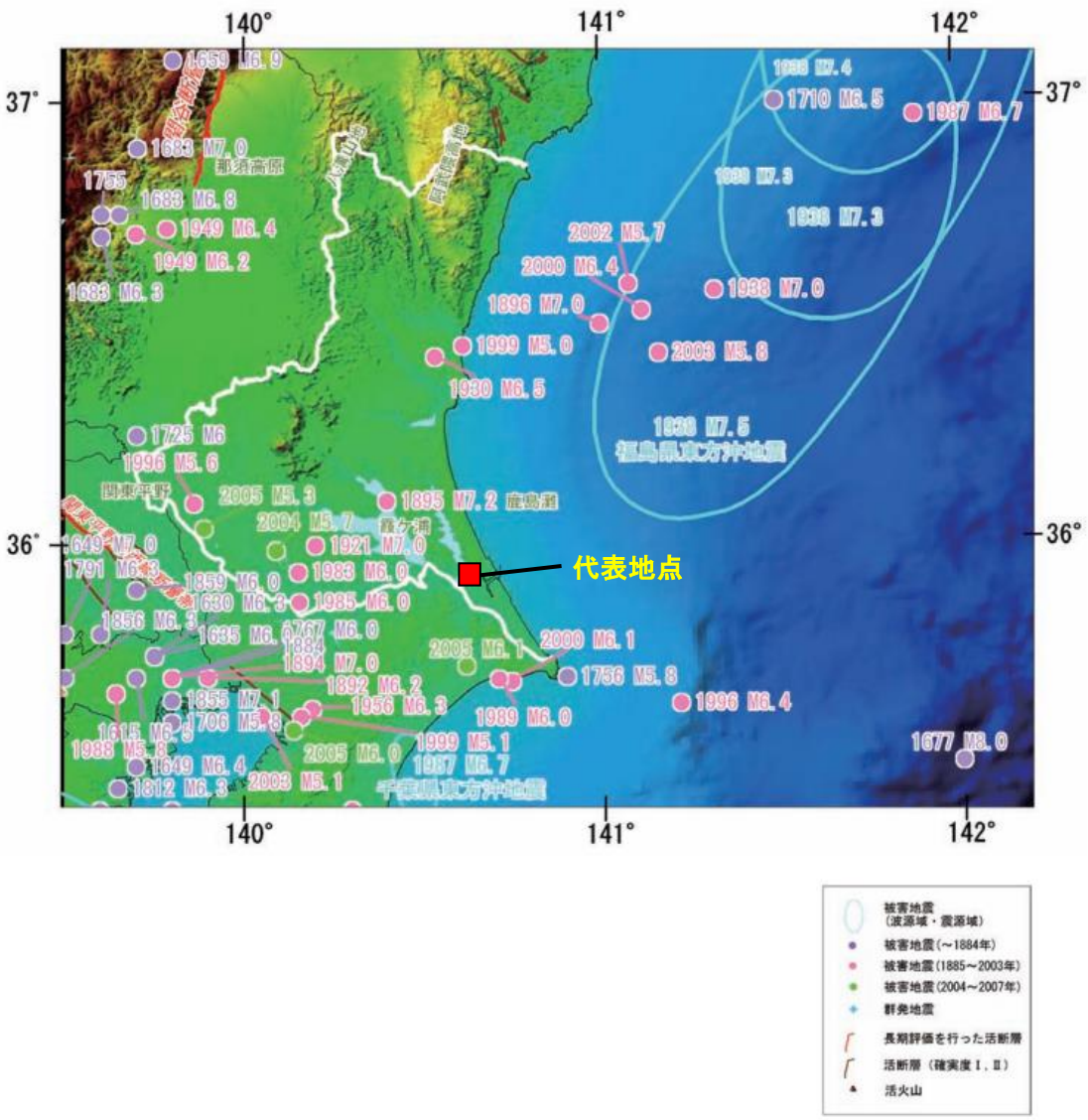
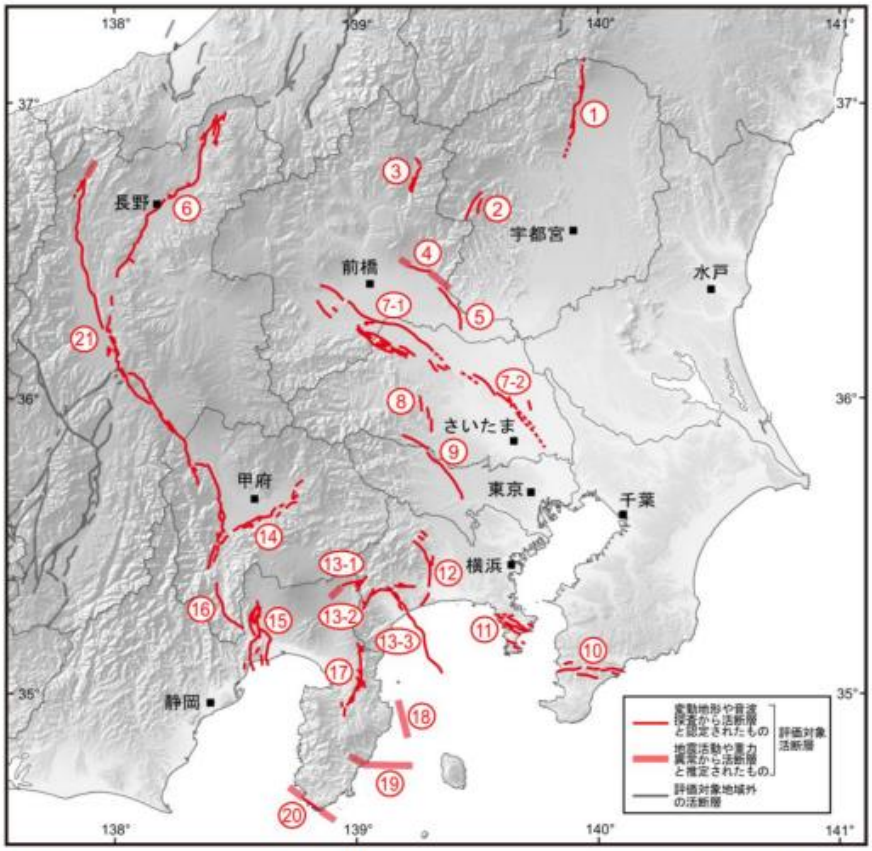


図 3.2-1　茨城県に被害を及ぼした地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2009)に加筆）

(2) 活断層

地震調査研究推進本部(2015)では、関東地域の活断層の長期評価が報告されている。図 3.2-2 に、検討対象とした活断層の位置を示す。図より、鹿島コンビナート地区の周辺では、活断層はないといえる。



1：関谷断層
2：内ノ籠断層
3：片品川左岸断層
4：大久保断層
5：太田断層
6：長野盆地西縁断層帯
7-1：深谷断層帯
7-2：綾瀬川断層
8：越生断層
9：立川断層帯
10：鴨川低地断層帯
11：三浦半島断層群
12：伊勢原断層
13-1：塩沢断層帯
13-2：平山－松田北断層帯
13-3：国府津－松田断層帯
14：曽根丘陵断層帯
15：富士川河口断層帯
16：身延断層
17：北伊豆断層帯
18：伊東沖断層
19：稲取断層帯
20：石廊崎断層
21：糸魚川－静岡構造線断層帯

図 3.2-2　関東地域において評価対象とした活断層の位置（地震調査研究推進本部, 2015）

(3) 内閣府

内閣府(2013)では、首都直下地震対策のための検討対象地震の設定と地震動評価が行われている。内閣府(2013)による検討対象地震を表 3.2-2 および図 3.2-3 に示す。鹿島コンビナート地区に近い検討対象地震として茨城県南部の地震（M7.3）がある。これは、フィリピン海プレートと陸側プレートの境界で発生する地震である。また、フィリピン海プレート内で発生する地震はどこの場所の直下でも発生する可能性があるとして、代表地点の直下に想定している。

表 3.2-2　内閣府(2013)による検討対象地震

地震の規模		想定場所	今回（2013年）検討での地震のタイプ	前回（2004年）検討での地震のタイプ
M7クラスの地震	地震の発生場所が想定が難しく、都区部及び首都地域の中核都市等の直下に想定する地震	都心南部直下	フィリピン海プレート内の地震（Mw7.3）	想定なし
		都心東部直下		地殻内の浅い地震（Mw6.6）
		都心西部直下		
		千葉市直下		
		市原市直下		
		立川市直下		
		川崎市直下		
		東京湾直下		想定なし
		羽田空港直下		地殻内の浅い地震（Mw6.6）
		成田空港直下		
		さいたま市直下	地殻内の浅い地震（Mw6.8）	
		横浜市直下		
	地震の発生場所が想定される地震	茨城県南部	プレート境界の地震（Mw7.3）※1	プレート境界の地震（Mw7.3）※1
		茨城・埼玉県境		想定なし
		東京湾北部	想定なし	プレート境界の地震（Mw7.3）※1
		多摩	想定なし	プレート境界の地震（Mw7.3）※1
		関東平野北西縁断層帯	活断層（Mw6.9）	活断層（Mw6.9）
		立川断層帯	活断層（Mw7.1）	活断層（Mw7.0）
		三浦半島断層群主部	活断層（Mw7.0）	活断層（Mw6.9）
		伊勢原断層帯	活断層（Mw6.8）	活断層（Mw6.7）
		神縄・国府津―松田断層帯	想定なし	活断層（Mw7.2）
		西相模灘	地殻内の浅い地震（横ずれ断層型Mw7.3）	想定なし
検討対象の地震数（M7クラス）			19地震	18地震
M8クラスの海溝型地震		大正関東地震タイプの地震	相模トラフ沿いの海溝型地震（Mw8.2※2）	想定なし
		元禄関東地震タイプの地震	相模トラフ沿いの海溝型地震（Mw8.5※2）	
		延宝房総沖地震タイプの地震	日本海溝沿いの海溝型地震（Mw8.5※2）	
		房総半島南東沖で想定されるタイプの地震	相模トラフ沿いの海溝型地震（不明）	
検討対象の地震数（M8クラス）			4地震	―
最大クラスの地震・津波		最大クラスの津波（西側モデル）（中央モデル）（東側モデル）	相模トラフ沿いの海溝型地震（Mw8.7※2）	想定なし
検討対象の地震数（最大クラス）			3地震（地震動は1ケース）	―

※1：この表において「プレート境界の地震」は、北米プレートとフィリピン海プレートの境界の地震をいう

※2：M8クラス及び最大クラスのモーメントマグニチュードは本検討会における津波断層モデルによるもの

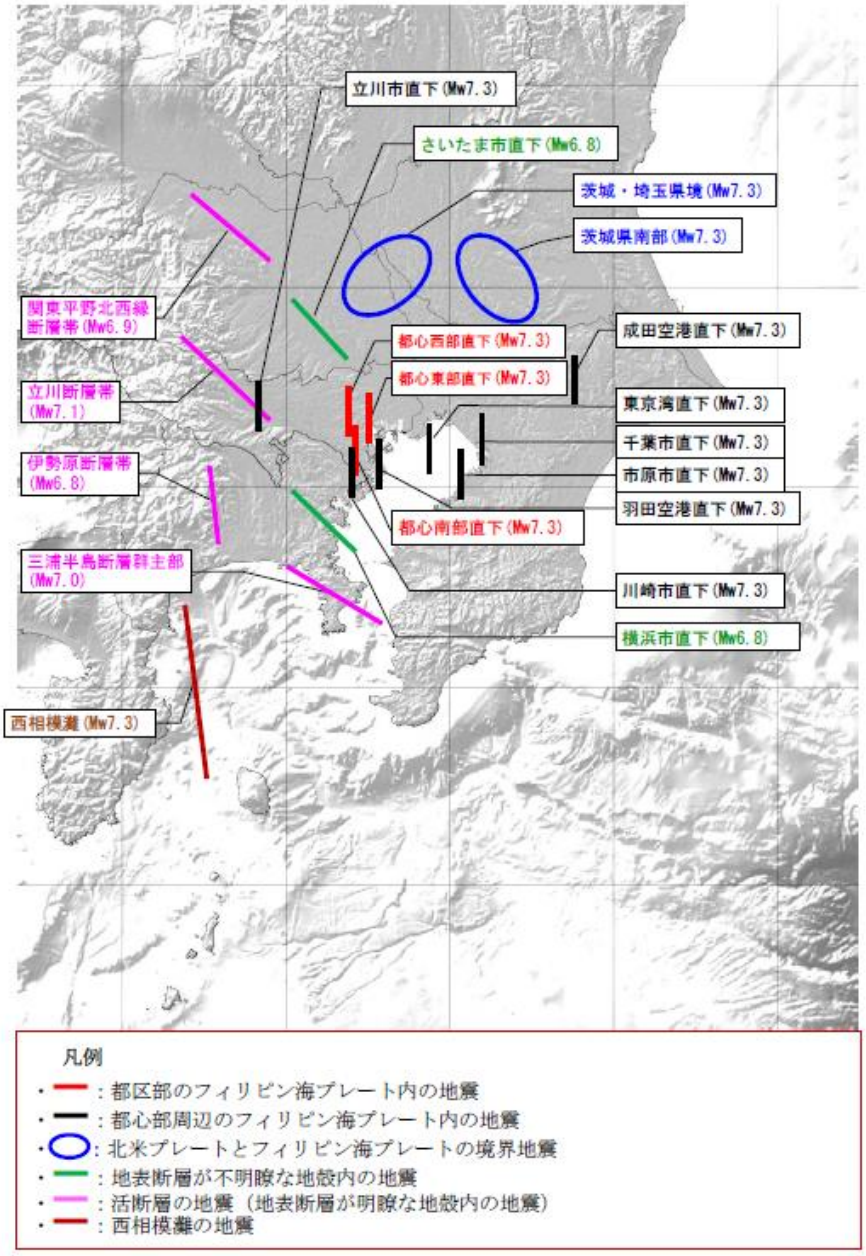


図 3.2-3　内閣府(2013)による検討対象地震の位置

(4) 茨城県

茨城県地震被害想定調査報告書（茨城県, 2018）では、表 3.2-3 に示す 7 つの想定地震を設定している。このうち、鹿島コンビナート地区に近い想定地震は、No.1 の茨城県南部の地震（M7.3）、No.6 の太平洋プレート内の地震（南部）（M7.5）である。なお No.1 の茨城県南部の地震は内閣府(2013)と同じ地震である。

表 3.2-3　茨城県(2018)による想定地震

No	地　震　名	地震規模	想定の観点	地震動評価法	参考モデル
1	茨城県南部の地震 （茨城県南部）	Mw7.3	首都直下の M7 クラスの茨城県南部地域に影響のある地震の被害	詳細法	内閣府 (2013)
2	茨城・埼玉県境の地震 （茨城・埼玉県境）	Mw7.3			内閣府 (2013)
3	Ｆ１断層、北方陸域の断層、塩ノ平地震断層の連動による地震 （Ｆ１断層）	Mw7.1	県北部の活断層による地震の被害		原子力規制委員会審査会合資料など
4	棚倉破砕帯東縁断層、同西縁断層の連動による地震 （棚倉破砕帯）	Mw7.0			
5	太平洋プレート内の地震（北部） （太平洋プレート（北部））	Mw7.5	プレート内で発生する地震の被害		地震調査委員会長期評価部会での議論
6	太平洋プレート内の地震（南部） （太平洋プレート（南部））	Mw7.5			
7	茨城県沖から房総半島沖にかけての地震 （茨城県沖～房総半島沖）	Mw8.4	津波による被害	簡便法	茨城県 (2012)

注１：Mw は、モーメントマグニチュード
注２：地震名の下段にあるカッコ内の名称は略称

(5) 地震調査研究推進本部

地震調査研究推進本部(2021)では、確率論的地震動予測地図の作成にために地震活動モデルを構築している。そのうち、鹿島コンビナート地区に影響の大きい地震として、太平洋プレートの震源断層をあらかじめ特定しにくい地震とフィリピン海プレートの震源断層をあらかじめ特定しにくい地震がある。それは、長期評価に基づいた設定された地域区分ごとに最大マグニチュードが設定されている。太平洋プレートの震源断層をあらかじめ特定しにくい地震の地域区分と最大マグニチュードを図 3.2-4 に、フィリピン海プレートの震源断層をあらかじめ特定しにくい地震の地域区分と最大マグニチュードを図 3.2-5 に、それぞれ示す。図より、太平洋プレートの地震のうちの領域 9 が、フィリピン海プレートの地震に対しては領域 6 が、代表地点の直下に位置する。最大マグニチュードは、太平洋プレートの領域 9 では、プレート境界地震で M8.5、スラブ内地震で M8.4 であり、フィリピン海プレートの領域 6 では、プレート境界地震で M7.8、スラブ内地震で M7.3 に設定されている。

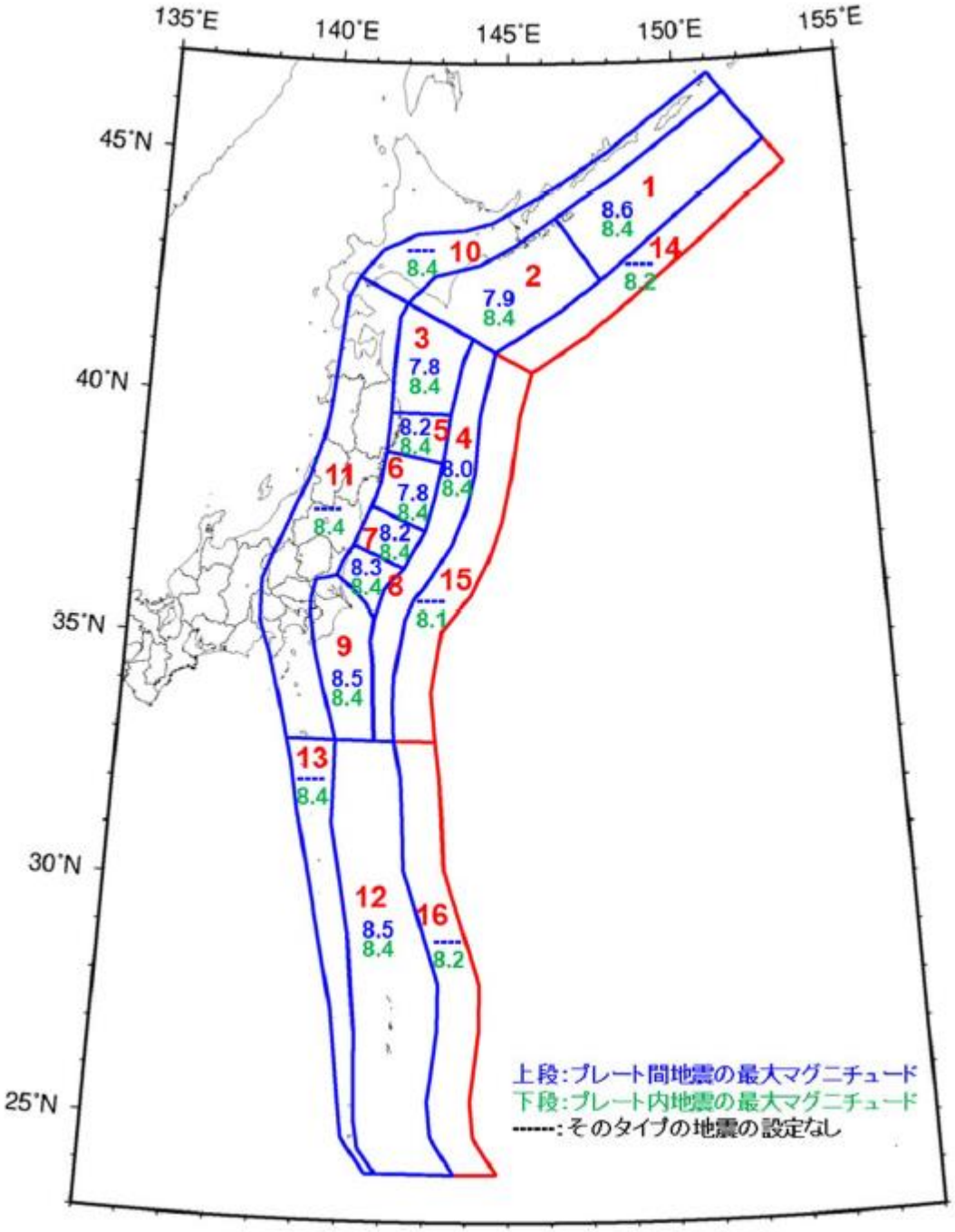


図 3.2-4　太平洋プレートの震源断層を予め特定しにくい地震の地域区分と最大マグニチュード（防災科学技術研究所, 2023）

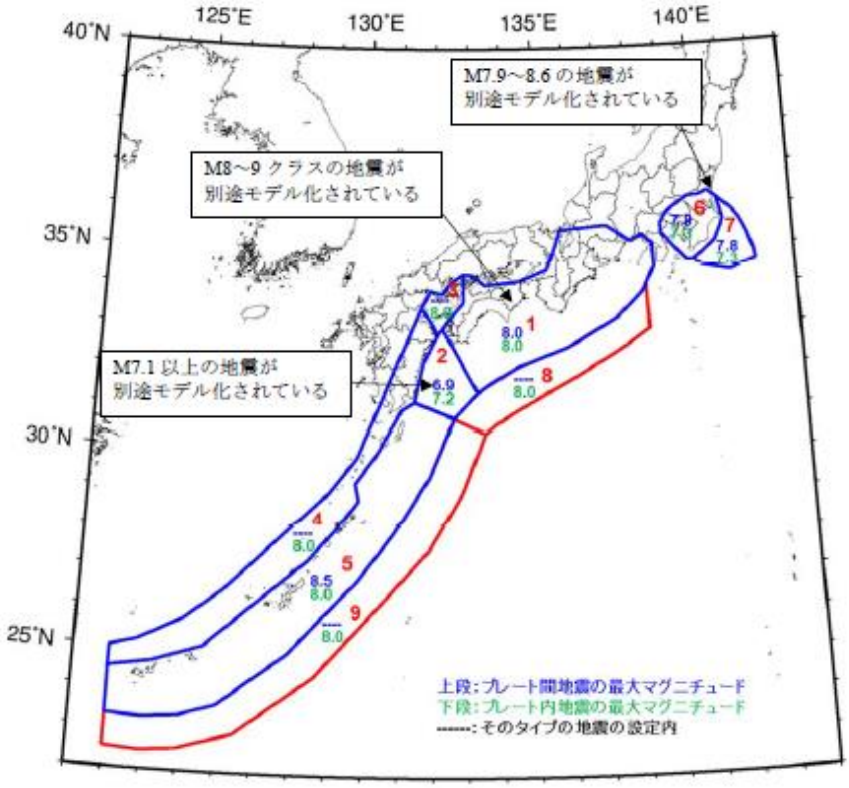


図 3.2-5　フィリピン海レートの震源断層を予め特定しにくい地震の地域区分と最大マグニチュード（防災科学技術研究所, 2023）

3.3　対象地震の選定

3.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、鹿島コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震およびスラブ内地震によって被害を受けてきており、内閣府や茨城県でも同様のタイプの想定地震を設定している。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、プレート境界地震およびスラブ内地震のタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震として、内閣府および茨城県で想定地震としたフィリピン海プレートと陸側プレートの境界で発生する茨城県南部の地震を設定する。断層モデルは内閣府(2013)に基づくものとし、断層モデルを図 3.3-1 に、断層パラメータを表 3.3-1 に示す。なお、この断層モデルは強震動生成域（SMGA）のみである。また、太平洋プレートのプレート境界地震は、図 3.2-4 に示した領域 9 でマグニチュード 8.5 の地震を設定する。

スラブ内地震の対象地震として、内閣府(2013)が設定したフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震）と、茨城県(2018)が設定した太平洋プレートのプレート内で発生する地震(太平洋プレートのスラブ内地震)の 2 つを設定する。フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルは内閣府(2013)に基づくものとし、代表地点の直下に配置する。断層パラメータを表 3.3-2 に示す。図 3.3-2 に示すフィリピン海プレートの上面の深度から断層上端を 32km に設定する。太平洋プレートのスラブ内地震は茨城県(2018)に基づくもとのし、断層モデルを図 3.3-3 に、断層パラメータを表 3.3-3 に示す。ただし、断層モデルの位置は、代表地点の直下に想定する。具体的には、図 3.3-4 に示す太平洋プレートの上面の深度から断層上端を 48km に設定し、図 3.3-5 に示す位置に断層モデルを設定する。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、走向は 315 度、傾斜角は 45 度とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定する。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 3.3-6 に示す。計算条件として、代表地点の工学的基盤を Vs＝400m/s、Vs=1,400m/s の層の上面深さを、J-SHIS の地盤モデルに基づいて 1116m とした。また、対象地震の地震規模 Mw と断層最短距離 X は、茨城県南部の地震は Mw7.3 と X＝58km、フィリピン海プレートのプレート境界地震は Mw7.8 と X＝32km、フィリピン海プレートのスラブ内地震は Mw7.3 と X＝32km、太平洋プレートのプレート境界地震は Mw8.5 と X＝52km、太平洋プレートのスラブ内地震は Mw7.5 と X＝52km、伏在断層による地震に対して Mw6.5 および断層最短距離 X=7.1km（令和元年度報告書参照）とする。図よ

り、周期 0.5 程度以下では太平洋プレートのスラブ内地震の地震動（青点線）が最も大きく、周期 0.5～3 秒程度では伏在断層による地震の地震動（赤実線）が最も大きく、周期 3 秒程度以上では太平洋プレートのプレート境界地震の地震動（青実線）が最も大きい。最終的な対象地震は、**太平洋プレートのプレート境界地震（領域 9）**、**太平洋プレートのスラブ内地震**、**伏在断層による地震**の 3 つとする。



茨城県南部の地震の断層モデル
（内閣府（2013））

茨城・埼玉県境の地震の断層モデル
（内閣府（2013））

※　□は、強震動生成域を示しており、特に強い地震波（強震動）を発生させる領域。★は破壊開始点。

図 3.3-1　茨城県南部の地震の断層モデル（茨城県, 2018）

表 3.3-1　茨城県南部の地震の断層モデル（内閣府, 2013）

	セグメント	埼玉・茨城県境	茨城県南部	備考
断層全体	面積(km^2)	2,151	2,114	
	平均応力降下量(MPa)	3	3	プレート間地震の平均的な値
	平均すべり量(m)	1.4	1.4	Mo=μ DS
	地震モーメント(Nm)	1.2E+20	1.2E+20	$0.41 \times \Delta\sigma \times S^{3/2}$
	Mw	7.3	7.3	
SMGA	応力パラメータ	25.0	25.0	
	面積(km^2)	323	317	
	面積比	15.0%	15.0%	
	平均すべり量(m)	4.49	4.45	Mo=μ DS
	地震モーメント(Nm)	5.9E+19	5.8E+19	$0.41 \times \Delta\sigma \times S^{3/2}$
	Mw	7.1	7.1	
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	
	fmax(Hz)	6	6	
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	

③プレート境界の地震の断層パラメータ

表 3.3-2　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータ（内閣府, 2013）

	セグメント	初期モデル	62MPa	備考
断層全体	面積(km^2)	900	900	岩田・浅野(2010)
	平均応力降下量(MPa)	5	10.3	面積と地震モーメントの関係より
	平均すべり量(m)	1.2	2.5	
	地震モーメント(Nm)	5.1E+19	1.1E+20	岩田・浅野(2010)
	Mw	7.1	7.3	
	長さ(km)	28.1	28.1	
	幅(km)	32.1	32.1	
	走向	0°	0°	南北走向
	傾斜	90°	90°	
	すべり角	0°	0°	横ずれ
SMGA	応力パラメータ	30	62	岩田・浅野(2010)
	面積(km^2)	150	150	
	面積比	16.7%	16.7%	
	平均すべり量(m)	2.4	5.1	平均すべり量×2
	地震モーメント(Nm)	1.7E+19	3.5E+19	Mos=μ DS
	Mw	6.8	7.0	⊿σ ×S/Ss
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.9	2.9	
	fmax(Hz)	6	6	
	剛性率(Nm^2)	4.6E+10	4.6E+10	

① プレート内地震の断層パラメータ（共通）

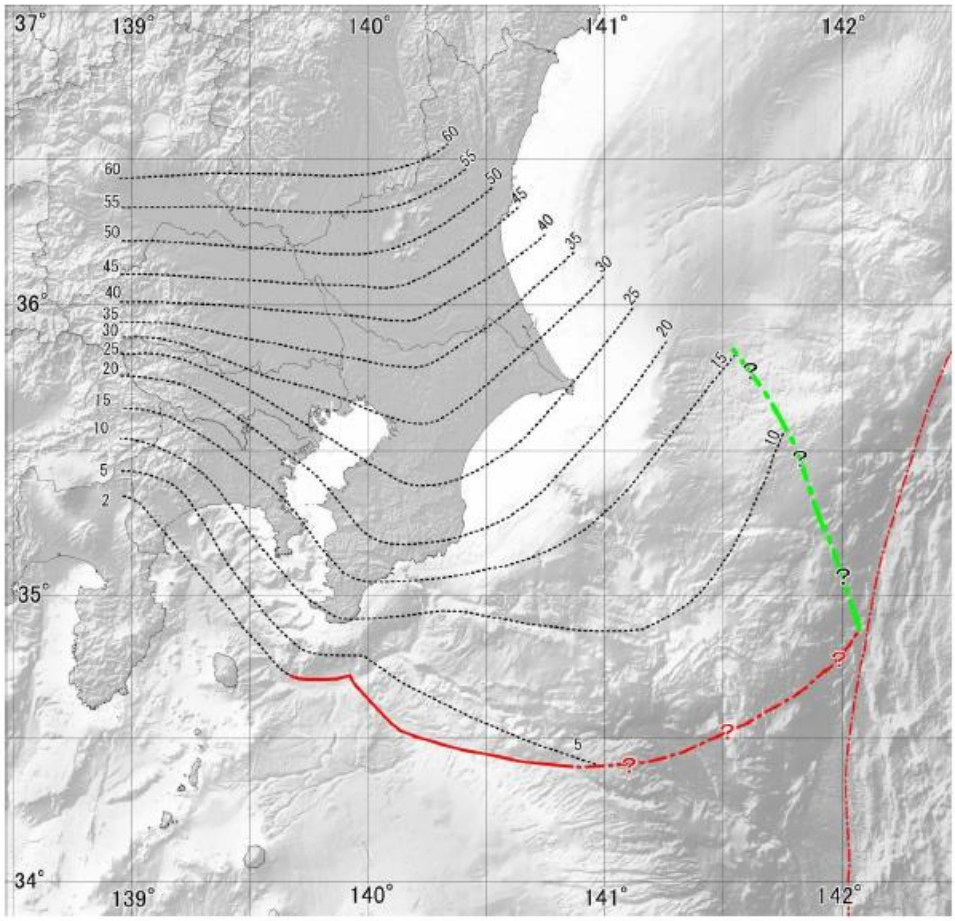
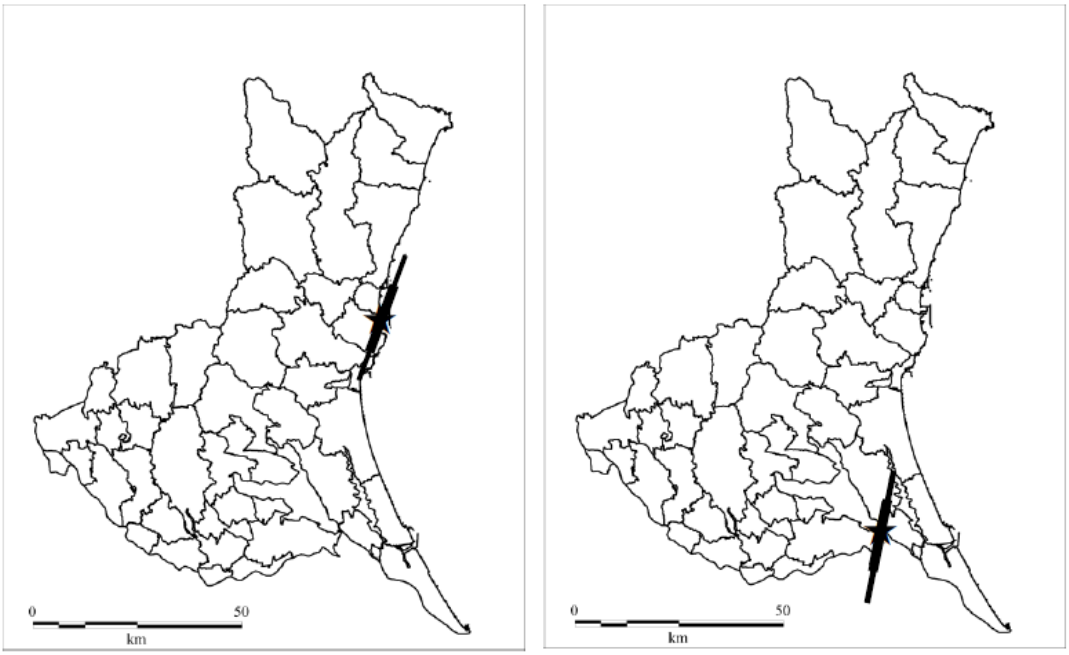


図 3.3-2　内閣府(2013)によるフィリピン海プレートの上面の形状



太平洋プレート内の地震
（北部）の断層モデル

太平洋プレート内の地震
（南部）の断層モデル

※　太平洋プレート内で想定断層面が垂直に立っており、太い部分が強震動生成域を示している。★は破壊開始点。

図 3.3-3　太平洋プレート内のスラブ地震の断層モデル（茨城県, 2018）

表 3.3-3　太平洋プレート内のスラブ地震の断層パラメータ

		設定方法	
巨視的震源パラメータ			
モーメントマグニチュード M_w			7.5
地震モーメント M_0		$M_w=(\log M_0-9.1)/1.5$	2.24E+20 Nm
断層モデル原点		プレート形状から設定	
走向 θ		プレート形状から設定	201 °
傾斜角 δ			90 or 0 °
すべり角 λ			90 °
S波速度 β		佐藤・巽(2002)	4.0 km/s
密度 ρ		佐藤・巽(2002)	3.00E+03 kg/m^3
剛性率 μ			4.80E+10 N/m^2
断層モデル面積 S		$S=7\pi^2\beta^2 M_0/(4A\gamma_{SMGA}{}^{0.5})$	1079.8 km^2
断層モデル上端深さ		プレート形状から設定	60 or 76 km
断層モデル長さ L_{model}			32 km
断層モデル幅 W_{model}			32 km
断層モデル面積 S_{model}		$S_{model}=L_{model}\times W_{model}$	1024 km^2
静的応力降下量 $\Delta\sigma$		$\Delta\sigma=7/16\cdot M_0/(S/\pi)^{1.5}$	15.4 MPa
平均すべり量 D		$D=M_0/(\mu\cdot S)$	4.3 m
微視的震源パラメータ			
短周期レベル A		$A=2.46\cdot 10^{17}\times M_0{}^{1/3}$	1.29E+20 Nm/s^2
全アスペリティ面積 S_a		$S_a=1.25\times 10^{-16}\times(M_0\times 10^7)^{2/3}$	213.9 km^2
SMGA面積比 γ_{SMGA}		$\gamma_{SMGA}=16A^2S_a{}^2/(49\pi^4\beta^4M_0{}^2)$	19.8 %
全アスペリティ実効応力 σ_a		$\sigma_a=(S/S_a)\cdot\Delta\sigma$	77.6 MPa
全SMGA	平均すべり量 D_a	$D_a=\xi\cdot D$, $\xi=2.0$	8.6 m
	地震モーメント M_{0a}	$M_{0a}=\mu\cdot D_a\cdot S_a$	8.87E+19 Nm
	計算用面積	2 kmメッシュサイズ	224 km^2
背景領域	面積 S_b	$S_b=S-S_a$	865.9 km^2
	平均すべり量 D_b	$D_b=M_{0b}/(\mu\cdot S_b)$	3.3 m
	実効応力 σ_b	$\sigma_b=(D_b/W_b)\cdot(\pi^{1/2}/D_a)\cdot r\cdot\Sigma\gamma_i{}^3\cdot\sigma_a$	10.3 MPa
	地震モーメント M_b	$M_{0b}=M_0-M_{0a}$	1.35E+20 Nm
	計算用面積	2 kmメッシュサイズ	800 km^2

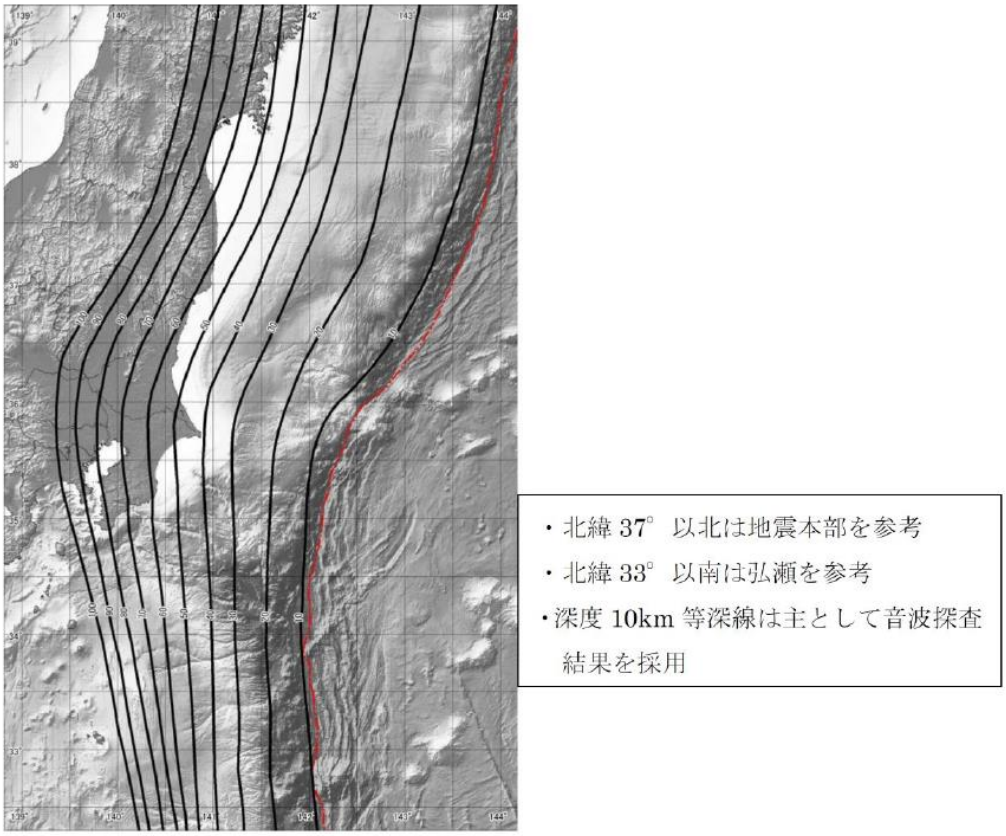


図 3.3-4　太平洋プレートの上面の形状

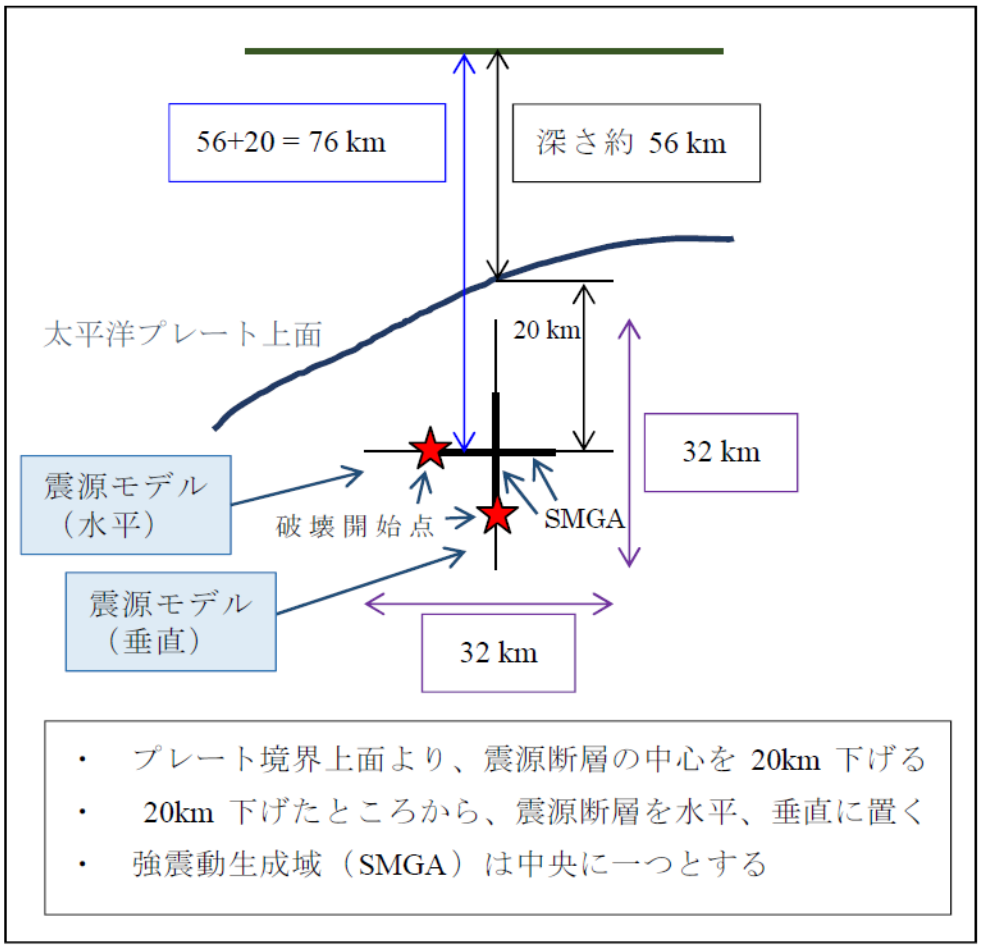


図 3.3-5　太平洋プレートのスラブ内地震の位置（茨城県, 2018）

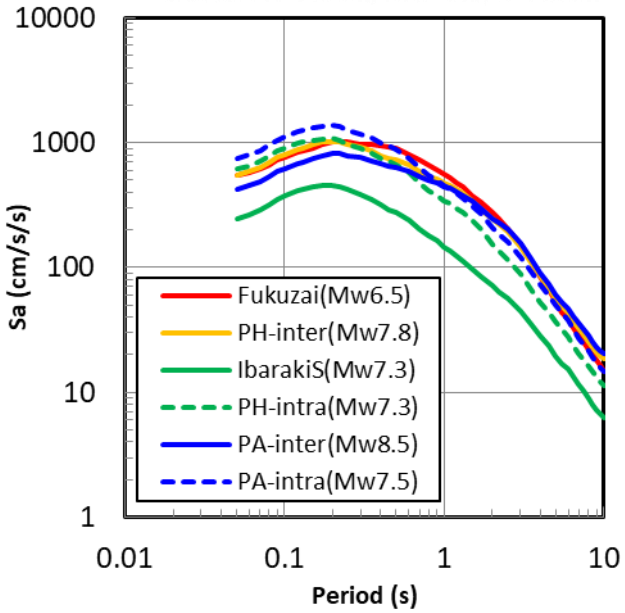


図 3.3-6　フィリピン海プレートのプレート境界地震（Mw7.8）茨城県南部の地震（Mw7.3）、フィリピン海プレートのスラブ内地震（Mw7.3）、太平洋プレートのプレート境界地震（領域 9、Mw8.5）、太平洋プレートのスラブ内地震（Mw7.5）、伏在断層による地震（Mw6.5）の地震動の比較

3.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

3.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　太平洋プレートのプレート境界地震

太平洋プレートのプレート境界地震の断層モデルは、Mw8.5 および応力降下量を 3MPa としたうで、強震動予測レシピに基づいて断層パラメータを設定した。断層モデルの位置は、領域 9 の平均的な走向と傾斜角を参考に、断層全体が領域 9 の中央付近に配置されるように設定した。設定した断層パラメータを表 3.4-1 に、図 3.4-1 に断層モデルを示す。

表 3.4-1　太平洋プレートのプレート境界地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	-	-	地震調査研究推進本部を参考に設定	E140.940° N36.180°
走向	-	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	170
傾斜角	-	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	23
断層上端深さ	-	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	22.0
断層長さ	L	km	$L=(2S)^{0.5}$	270
断層幅	W	km	W=L/2	120
断層面積	S	km^2	$S=(7\pi^{1.5}M0/16/\Delta\sigma)^{2/3}$	32400
密度	ρ	g/cm^3	設定	3.00
S波速度	β	km/s	設定	4.00
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	4.80E+10
気象庁マグニチュード	M_J	-	設定	8.5
モーメントマグニチュード	M_W	-	$M_W=M_J$	8.5
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=10^{(1.5*Mw+9.1)}$	7.08E+21
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=2.46*10^{10}*(M0*10^7)^{1/3}$ （壇・他, 2001）	1.02E+20
アスペリティ面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	6480
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	4.55
応力降下量	Δσ	MPa	設定	3.00
アスペリティ面積比	Sa/S	-	設定	0.20
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.88
Q値	Q	-	川瀬・松尾(2004)	$114f^{0.69}$
アスペリティ①				
面積	Sa1	km^2	Sa1=Sa*(2/6)	2160
地震モーメント	M0a1	Nm	M0a1=μSa1Da1	1.05E+21
応力降下量	Δσa1	MPa	Δσa1=Δσa=Δσ/(Sa/S)	15.00
平均すべり量	Da1	m	$Da1=(\gamma1/\Sigma\gamma j^3)*Da$ ($Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0))	10.09
アスペリティ②				
面積	Sa2	km^2	Sa2=Sa*(1/6)	1080
地震モーメント	M0a2	Nm	M0a2=μSa2Da2	3.70E+20
応力降下量	Δσa2	MPa	Δσa2=Δσa=Δσ/(Sa/S)	15.00
平均すべり量	Da2	m	$Da2=(\gamma2/\Sigma\gamma j^3)*Da$ ($Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0))	7.13
アスペリティ③				
面積	Sa1	km^2	Sa1=Sa*(2/6)	2160
地震モーメント	M0a1	Nm	M0a1=μSa1Da1	1.05E+21
応力降下量	Δσa1	MPa	Δσa1=Δσa=Δσ/(Sa/S)	15.00
平均すべり量	Da1	m	$Da1=(\gamma1/\Sigma\gamma j^3)*Da$ ($Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0))	10.09
アスペリティ④				
面積	Sa2	km^2	Sa2=Sa*(1/6)	1080
地震モーメント	M0a2	Nm	M0a2=μSa2Da2	3.70E+20
応力降下量	Δσa2	MPa	Δσa2=Δσa=Δσ/(Sa/S)	15.0
平均すべり量	Da2	m	$Da2=(\gamma2/\Sigma\gamma j^3)*Da$ ($Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0))	7.13
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S-Sa	25920
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0-M0a	4.25E+21
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	2.8
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	3.41

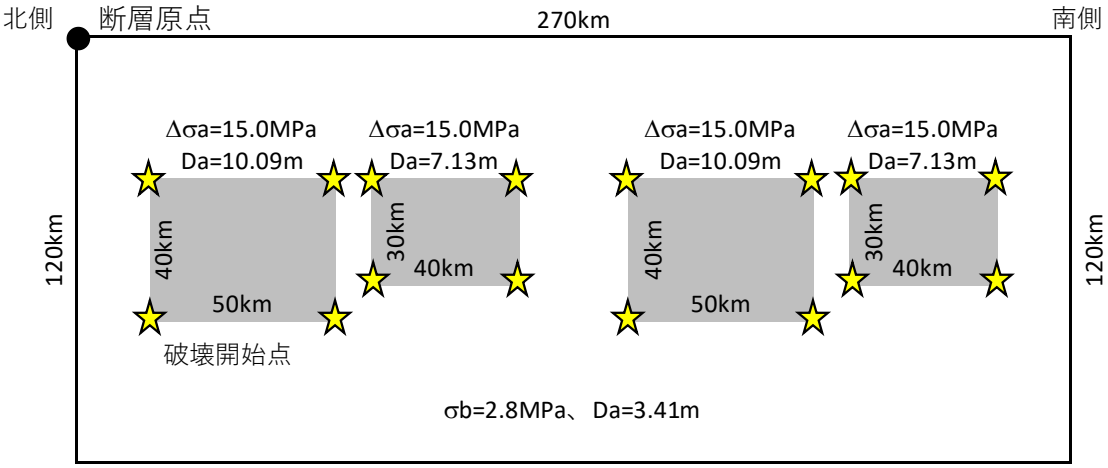


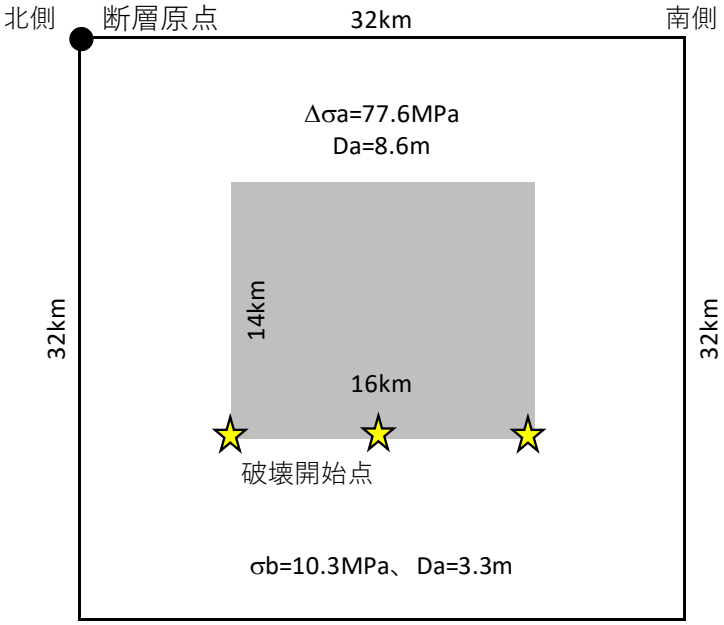
図 3.4-1　太平洋プレートのプレート境界地震の断層モデル

(2) 太平洋プレートのスラブ内地震

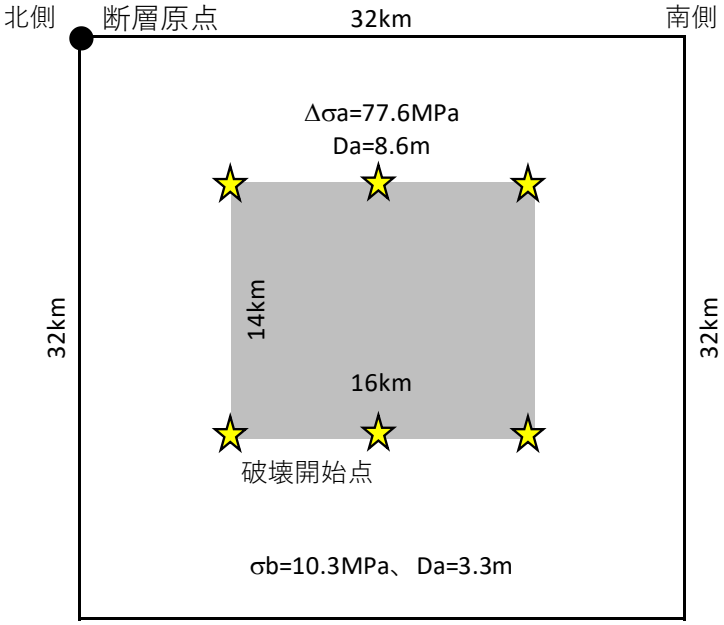
太平洋プレートのスラブ内地震の断層モデルは、茨城県(2018)の断層モデルのうち、茨城県の南部に配置した断層モデルに基づいて設定した。茨城県(2018)では、傾斜角 90 度の鉛直断層と傾斜角 0 度の水平断層の 2 つの断層モデルを設定していることから、本検討でも同様に 2 つの断層モデルを設定した。太平洋プレートのスラブ内地震の断層パラメータを表 3.4-2 に、図 3.4-2 に断層モデルを示す。

表 3.4-2　太平洋プレートのスラブ内地震の断層パラメータ

		設定方法	
巨視的震源パラメータ			
モーメントマグニチュード M_w			7.5
地震モーメント M_0		$M_w=(\log M_0-9.1)/1.5$	2.24E+20 Nm
断層モデル原点		プレート形状から設定	
走向 θ		プレート形状から設定	201 °
傾斜角 δ			90 or 0 °
すべり角 λ			90 °
S波速度 β		佐藤・巽(2002)	4.0 km/s
密度 ρ		佐藤・巽(2002)	3.00E+03 kg/m^3
剛性率 μ			4.80E+10 N/m^2
断層モデル面積 S		$S=7\pi^2\beta^2M_0/(4A\gamma_{SMGA}^{0.5})$	1079.8 km^2
断層モデル上端深さ		プレート形状から設定	60 or 76 km
断層モデル長さ L_{model}			32 km
断層モデル幅 W_{model}			32 km
断層モデル面積 S_{model}		$S_{model}=L_{model}\times W_{model}$	1024 km^2
静的応力降下量 $\Delta\sigma$		$\Delta\sigma=7/16\cdot M_0/(S/\pi)^{1.5}$	15.4 MPa
平均すべり量 D		$D=M_0/(\mu\cdot S)$	4.3 m
微視的震源パラメータ			
短周期レベル A		$A=2.46\cdot10^{17}\times M_0^{1/3}$	1.29E+20 Nm/s^2
全アスペリティ面積 S_a		$S_a=1.25\times10^{-16}\times(M_0\times10^7)^{2/3}$	213.9 km^2
SMGA面積比 γ_{SMGA}		$\gamma_{SMGA}=16A^2S_a^2/(49\pi^4\beta^4M_0^2)$	19.8 %
全アスペリティ実効応力 σ_a		$\sigma_a=(S/S_a)\cdot\Delta\sigma$	77.6 MPa
全SMGA	平均すべり量 D_a	$D_a=\xi\cdot D$, $\xi=2.0$	8.6 m
	地震モーメント M_{0a}	$M_{0a}=\mu\cdot D_a\cdot S_a$	8.87E+19 Nm
	計算用面積	2 kmメッシュサイズ	224 km^2
背景領域	面積 S_b	$S_b=S-S_a$	865.9 km^2
	平均すべり量 D_b	$D_b=M_{0b}/(\mu\cdot S_b)$	3.3 m
	実効応力 σ_b	$\sigma_b=(D_b/W_b)\cdot(\pi^{1/2}/D_a)\cdot r\cdot\Sigma\gamma_i^3\cdot\sigma_a$	10.3 MPa
	地震モーメント M_b	$M_{0b}=M_0-M_{0a}$	1.35E+20 Nm
	計算用面積	2 kmメッシュサイズ	800 km^2



(a)　鉛直断層のケース



(b)　水平断層のケース

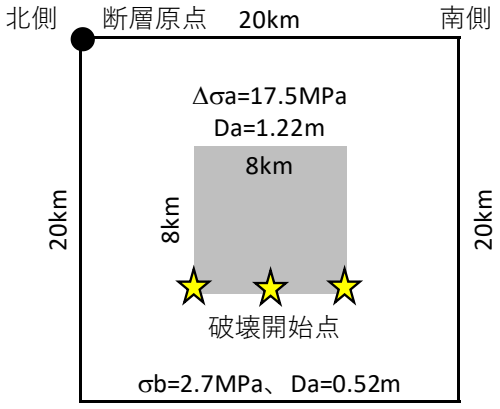
図 3.4-2　太平洋プレートのスラブ内地震の断層モデル

(3) 伏在断層による地震

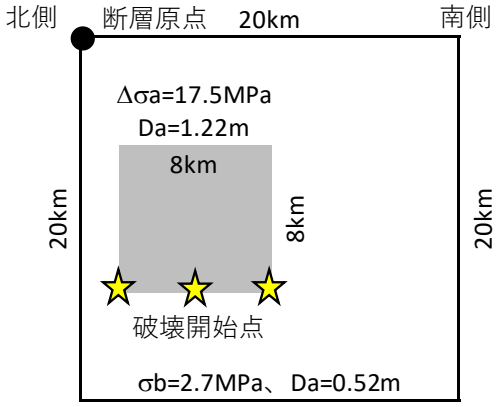
伏在断層による地震の断層モデルは、断層長さ 20km、断層幅 20km、Mw6.5 としたうで、強震動予測レシピに基づいて断層パラメータを設定した。断層モデルの位置は、茨城県(2018)による活断層の地震を参考に走向を 171 度、傾斜角 60 度としたうえで、断層中心の地表投影位置が代表地点になるように設定した。設定した断層パラメータを表 3.4-3 に、図 3.4-3 に断層モデルを示す。

表 3.4-3　伏在断層による地震の断層パラメータ

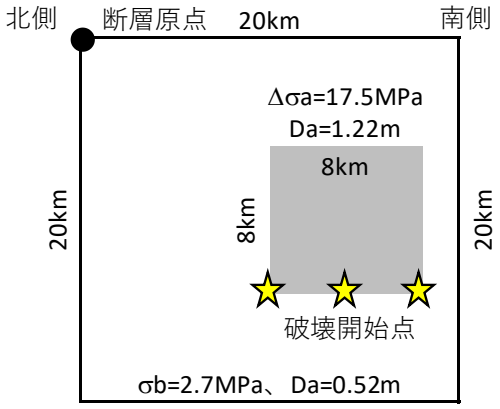
断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
走向	-	deg	設定	N171E
傾斜角	-	deg	設定	60
断層上端深さ	-	km	設定	3.00
震源断層長さ	L	km	設定	20
震源断層幅	W	km	設定	20
震源断層面積	S	km^2	S=LW	400
モーメントマグニチュード	M_W	-	Mw=(logM0-9.1)/1.5	6.5
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=(S/2.23\times10^{15})^{3/2}\times10^{-7}$	7.60E+18
断層位置（断層原点）	-	-	設定	–
密度	ρ	g/cm^3	設定	2.70
S波速度	β	km/s	設定	3.40
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	3.12E+10
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=2.46\times10^{10}\times(M0\times10^7)^{1/3}$	1.04E+19
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	0.61
応力降下量	Δσ	MPa	$\Delta\sigma=(7/16)M0/(S/\pi)^{1.5}$	2.3
アスペリティ面積比	Sa/S	-		0.13
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.4
Q値	Q	-	川瀬・松尾(2004)	$243f^{0.69}$
アスペリティ				
等価半径	r	km	$r=(7\pi/4)\times(M0/(AR))\times\beta^2$, $R=(S/\pi)^{0.5}$	4.1
面積	Sa	km^2	$Sa=\pi r^2$	53
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	2.01E+18
応力降下量	Δσa	MPa	$\Delta\sigma a=(S/Sa)\times\Delta\sigma$	17.5
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$, (γ_D=2.0)	1.22
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S-Sa	347
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0-M0a	5.58E+18
実効応力	σb	MPa	σb=(Db/Wb)/(Da/Wa)Δσa	2.7
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	0.52



(a)　アスペリティ中央のケース



(b)　アスペリティ北側のケース



(c)　アスペリティ南側のケース

図 3.4-3　伏在断層による地震の断層モデル

(4)　まとめ

鹿島コンビナート地区で設定した対象地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図3.4-4に示す。

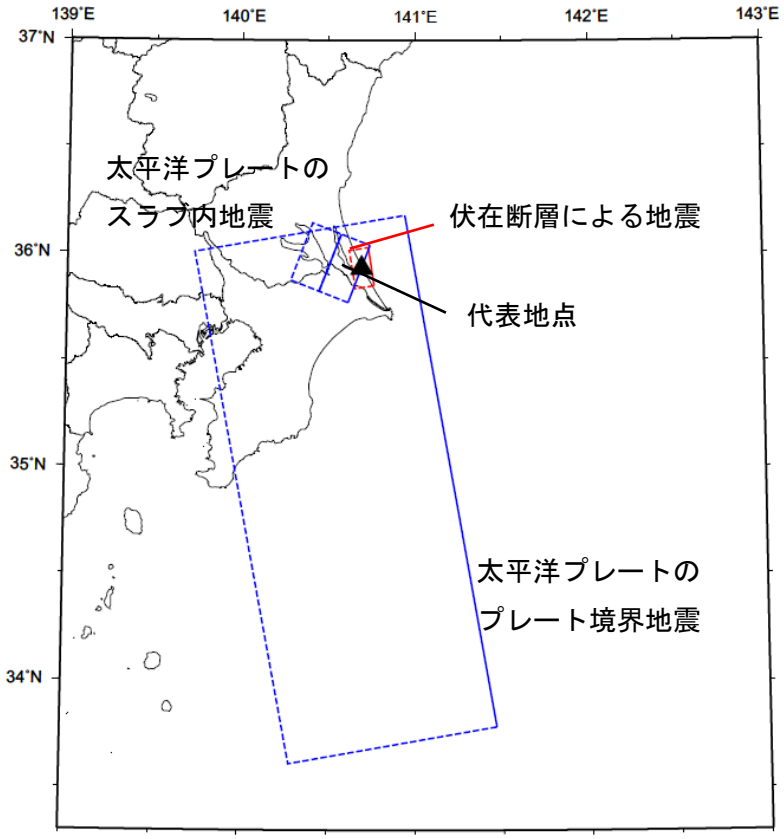


図 3.4-4　鹿島コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点

3.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、地震調査推進本部などで地震のタイプが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、太平洋プレートのプレート境界地震に対しては 2011 年 4 月 21 日 22 時 32 分の地震（M_J6.0）、太平洋プレートのスラブ内地震に対しては 2009 年 6 月 6 日の地震（M_J5.9）、伏在断層による地震に対しては 2011 年 4 月 21 日 09 時 36 分の地震（M_J3.8）とした。中小地震の断層パラメータは、地震モーメントを F-net の値とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 3.4-5 に、断層パラメータを表 3.4-4 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、2009 年 6 月 6 日の地震に対して図 3.4-6 に、2011 年 4 月 21 日 09 時 36 分の地震に対して図 3.4-7 に、2011 年 4 月 21 日 22 時 32 分の地震に対して図 3.4-8 に、それぞれ示す。地震動の計算には、3.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

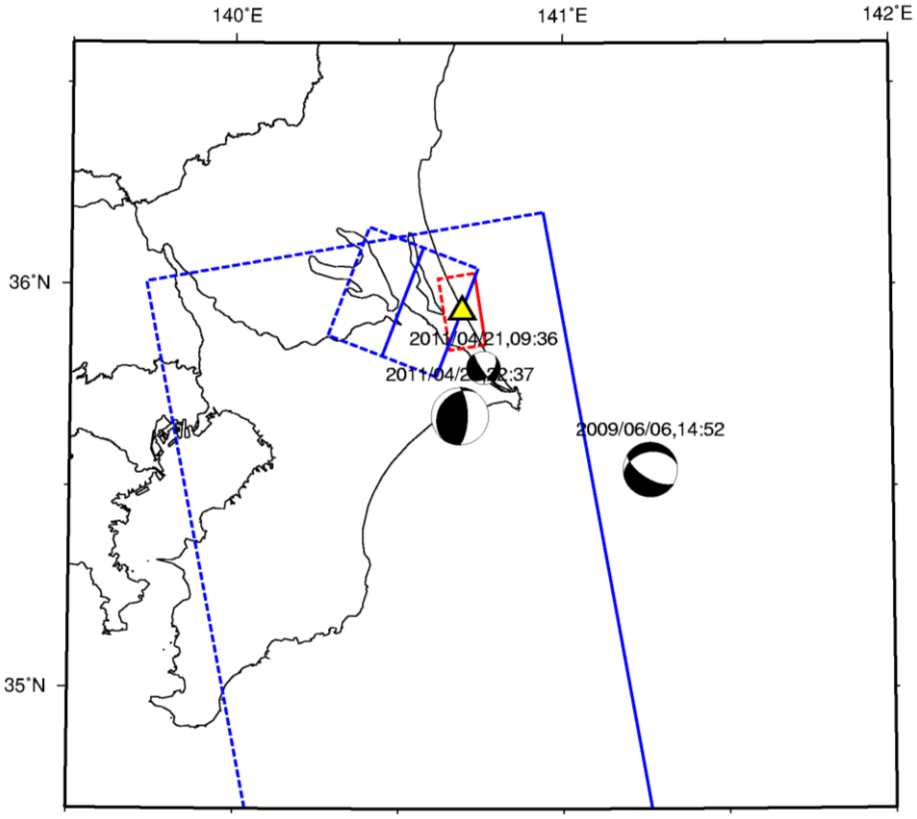


図 3.4-5　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点の位置（▲）

表 3.4-4　中小地震の断層パラメータ

発震時		東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
		[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2009年6月6日	14:52	141.263	35.542	42.0	5.9	5.8	5.48×10^{17}	3.0
2011年4月21日	09:36	140.713	35.887	6.0	3.8	3.6	2.60×10^{14}	1.0
2011年4月21日	22:32	140.685	35.675	46.0	6.0	6.1	1.65×10^{18}	3.0

※地殻内地震の媒質は$\mu=3.12\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.4$km/sとした。

※海溝型地震の媒質は$\mu=4.80\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.0$km/sとした。

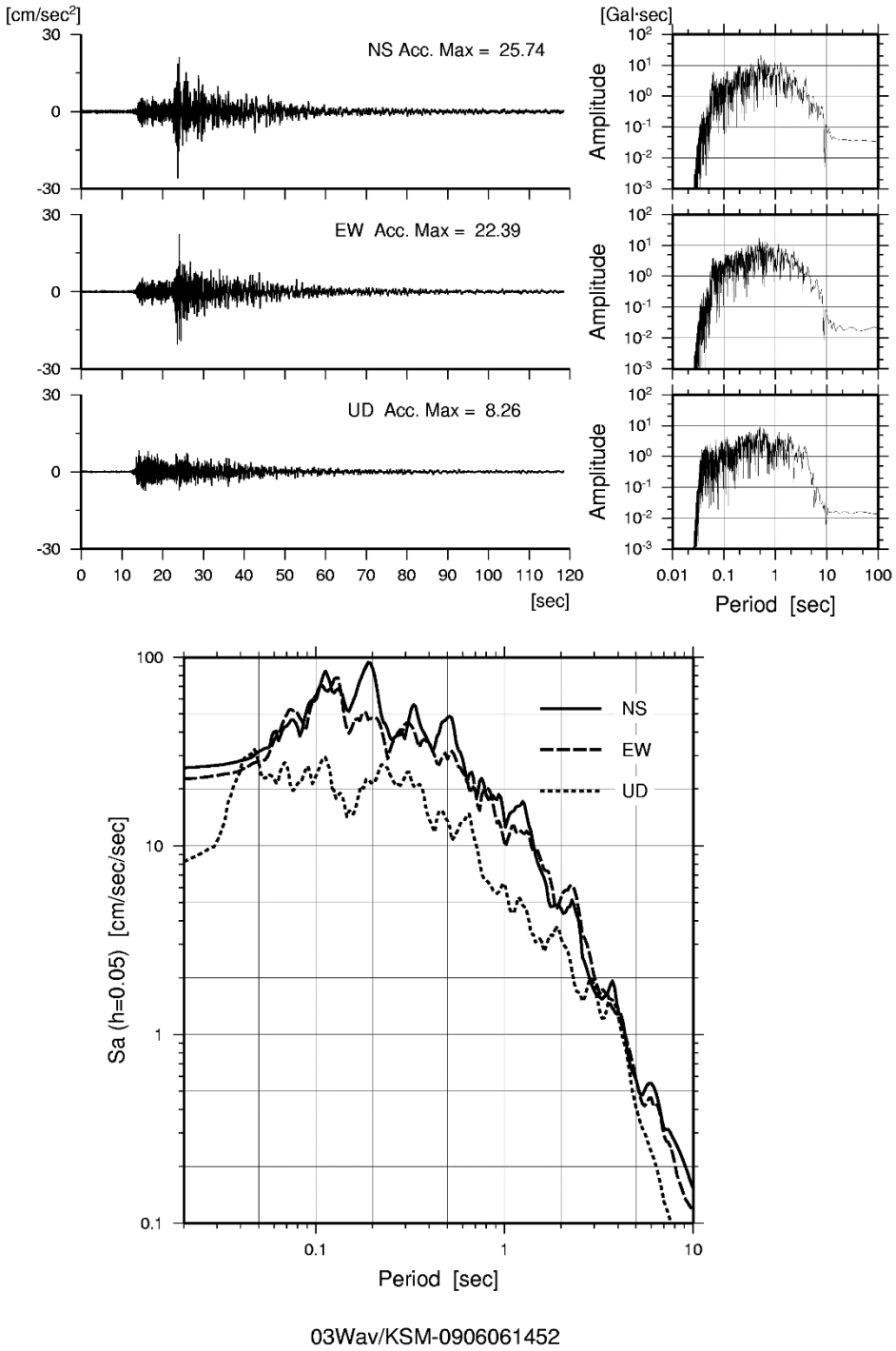


図 3.4-6　2009 年 6 月 6 日の地震の地震観測記録（鹿島造函 U、地表）

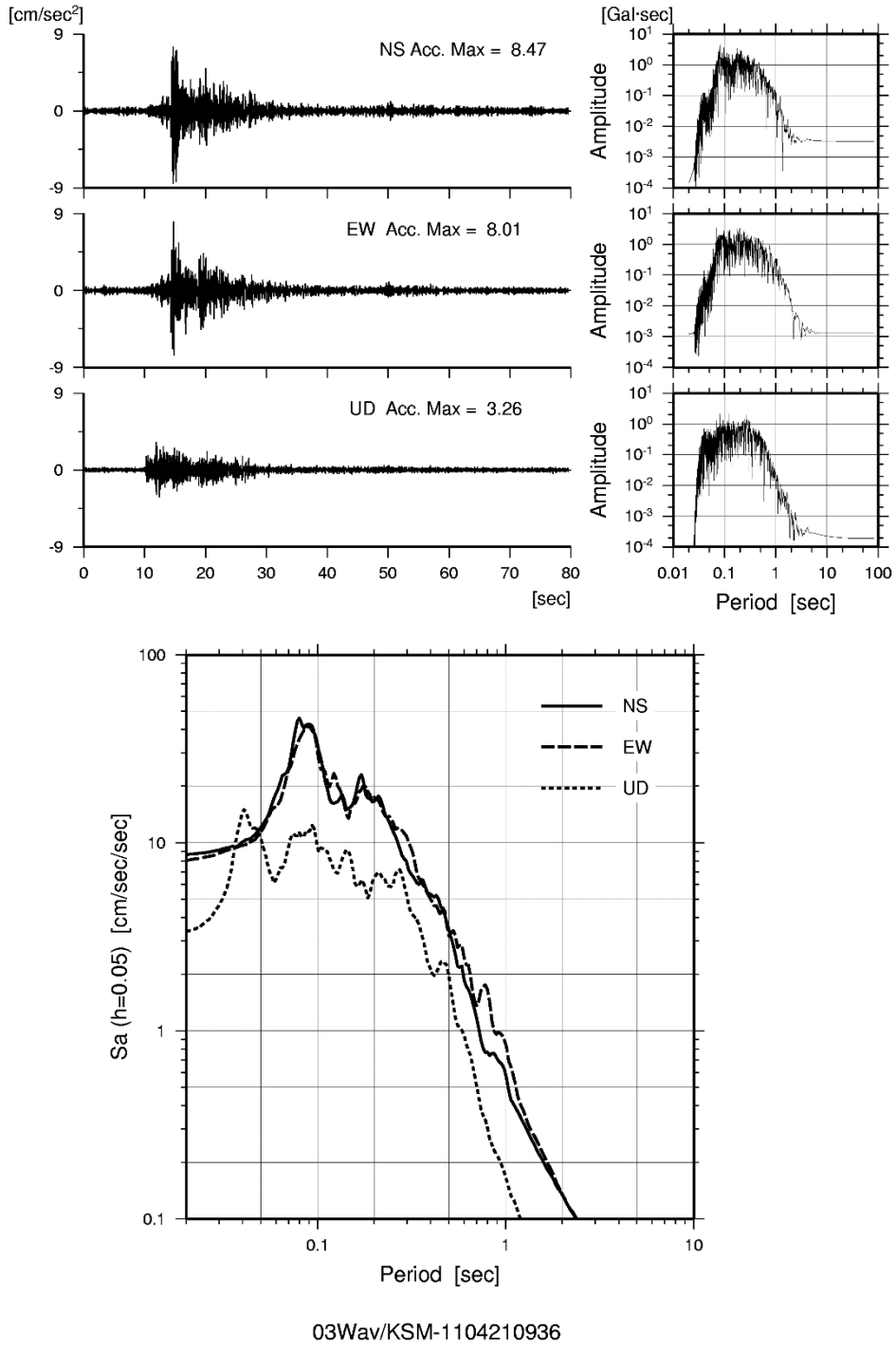


図 3.4-7　2011 年 4 月 21 日 09 時 36 の地震の地震観測記録（鹿島造函 U、地表）

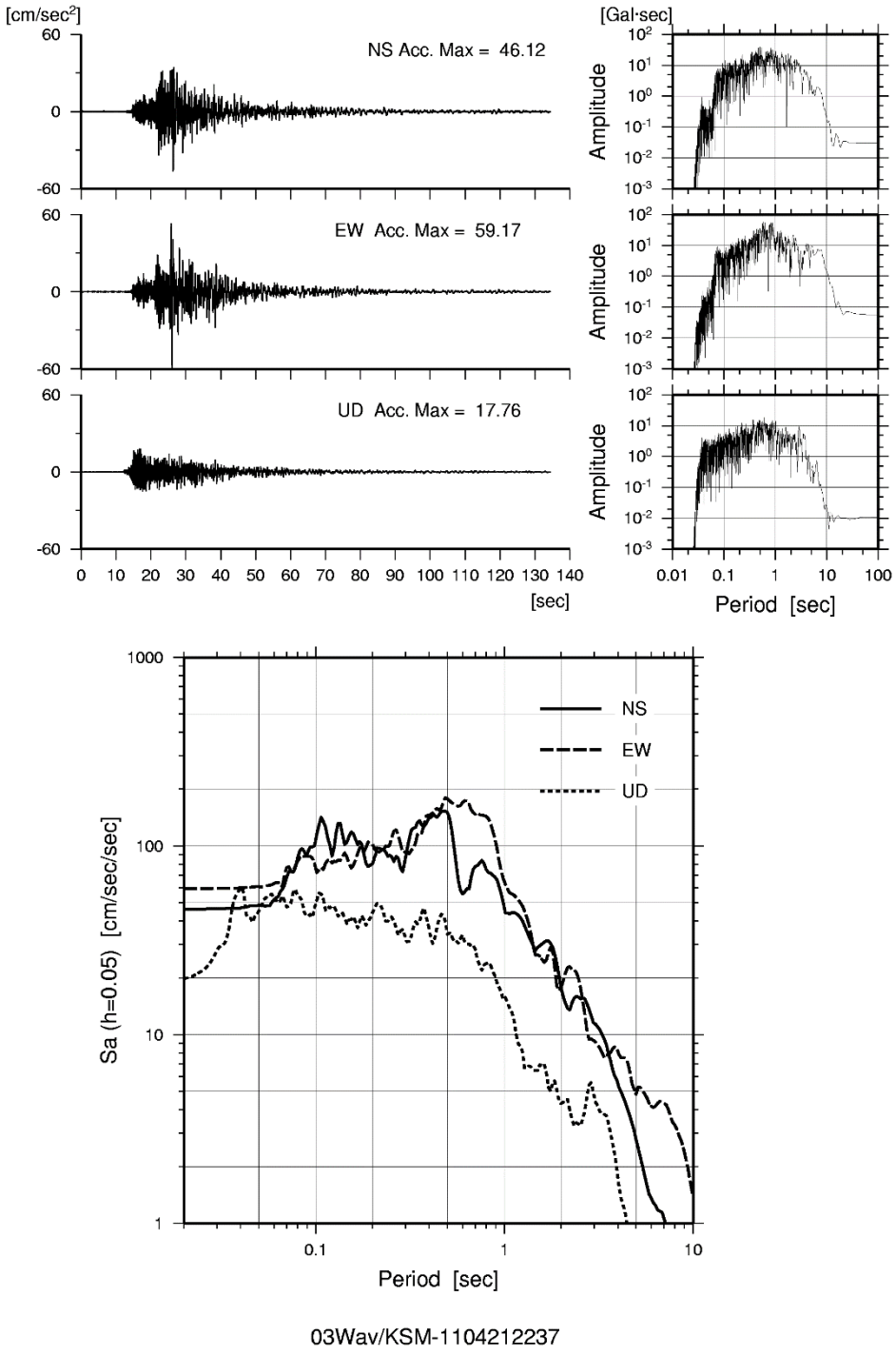


図 3.4-8　2011 年 4 月 21 日 22 時 37 分の地震の地震観測記録（鹿島造函 U、地表）

3.4.3　標準波

太平洋プレートのプレート境界地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-9 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 3.4-10 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-11 に示す。

太平洋プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 9 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-12 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 3.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-14 に示す。

伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 9 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-15 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 3.4-16 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-17 に示す。

鹿島コンビナート地区周辺では、2011 年 3 月 11 日の地震（M7.6）が発生しており、代表地点で地震観測記録が得られている。この地震の工学的基盤上面の地震動を計算し、サイトスペシフィック地震動と比較して図 3.4-18 に示す。図より、観測記録はサイトスペシフィック地震動の包絡されることから、この観測記録は標準波に追加はしないこととする。

最後に、太平洋プレートのプレート境界地震に対するサイトスペシフィック地震動 48 波（NS、EW、UD 成分の合計）、太平洋プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動 27 波（NS、EW、UD 成分の合計）、伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動 27 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 3.4-19 に示す。図より、周期 1.0 秒付近で、設計用下限地震動のレベルがサイトスペシフィック地震動のレベルを上回っている。これより、設計用下限地震動を標準波に追加する。設計用下限地震動は加速度応答スペクトルとして与えられており、時刻歴加速度波形を得るためには位相特性を適切に設定し、スペクトル適合波を作成する必要がある。位相特性の設定に関しては、令和元年度調査研究を参考にされたい。

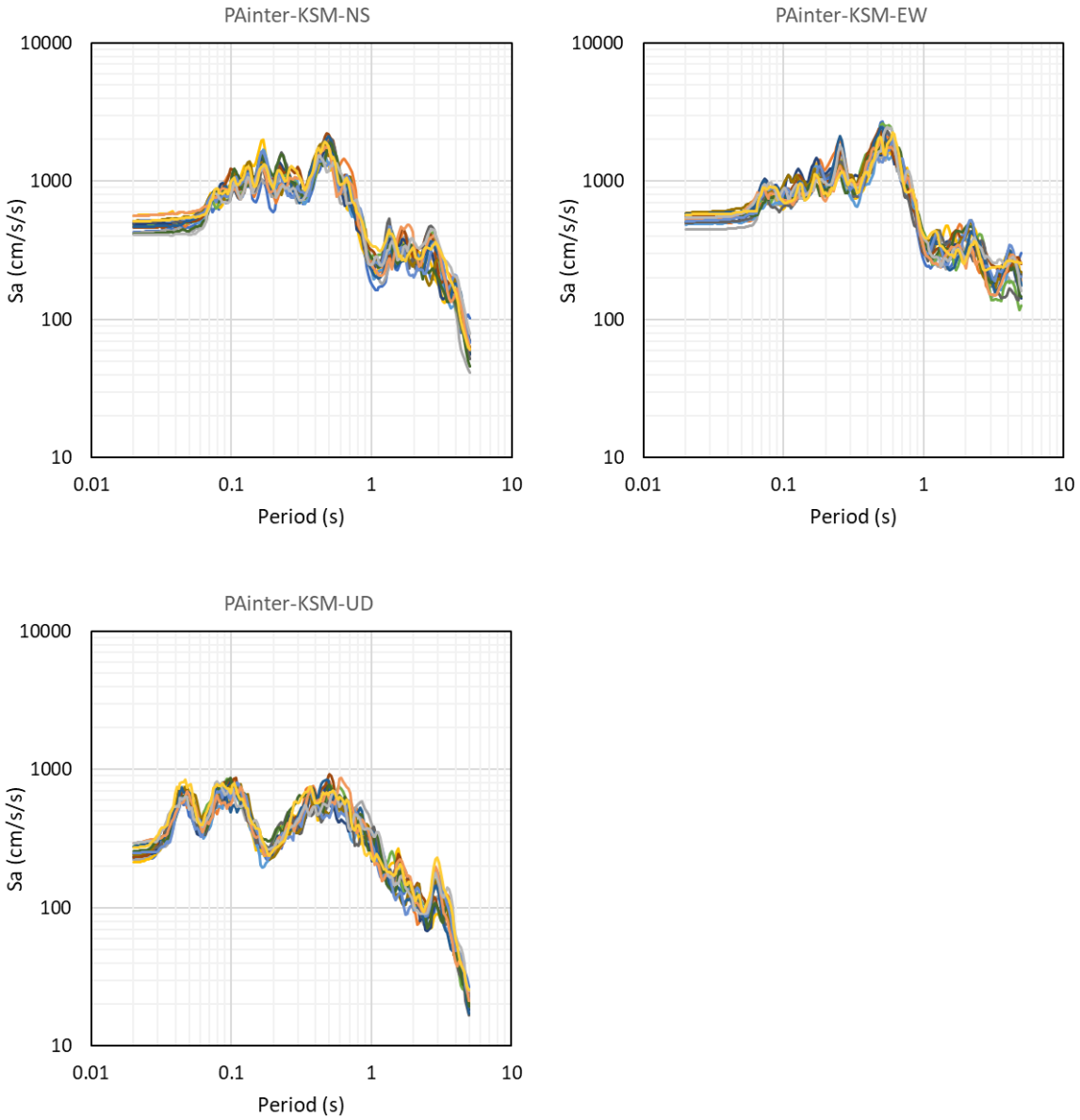
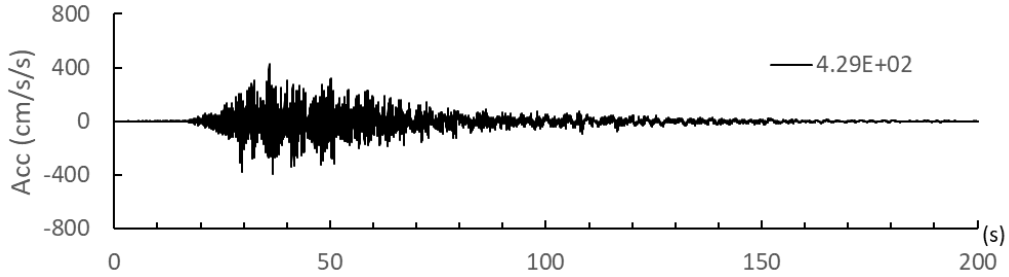
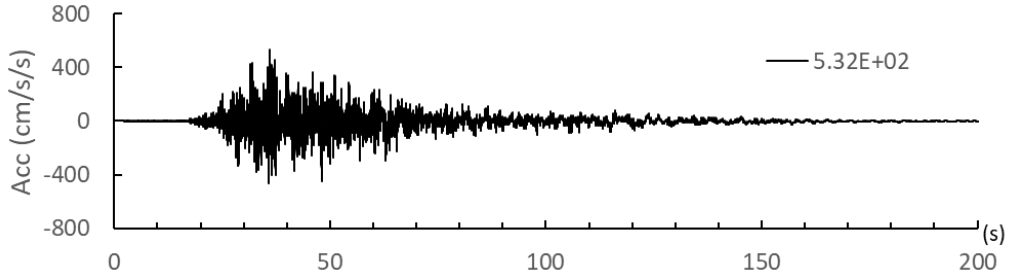


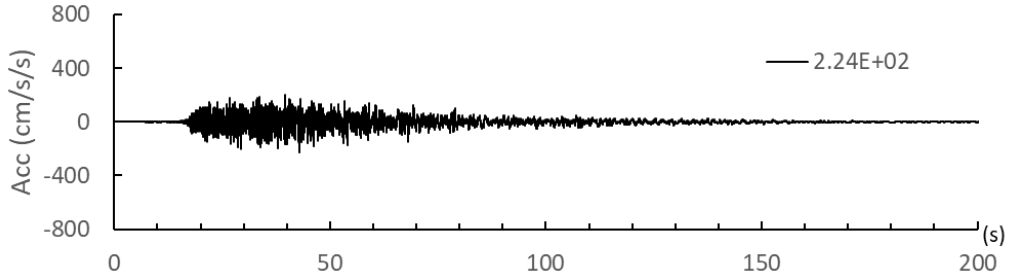
図 3.4-9　太平洋プレートのプレート境界地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

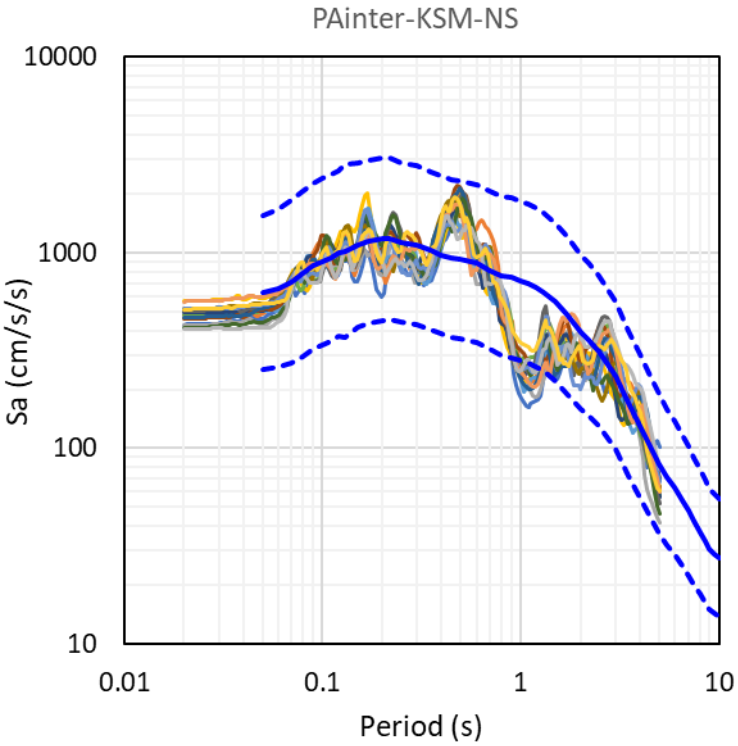


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 3.4-10　太平洋プレートのプレート境界地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



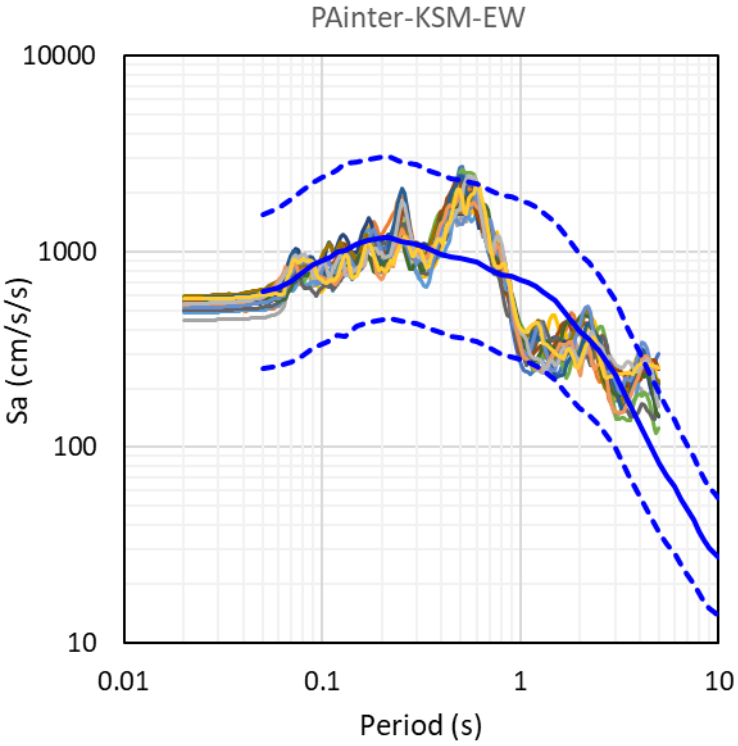


図 3.4-11　太平洋プレートのプレート境界地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

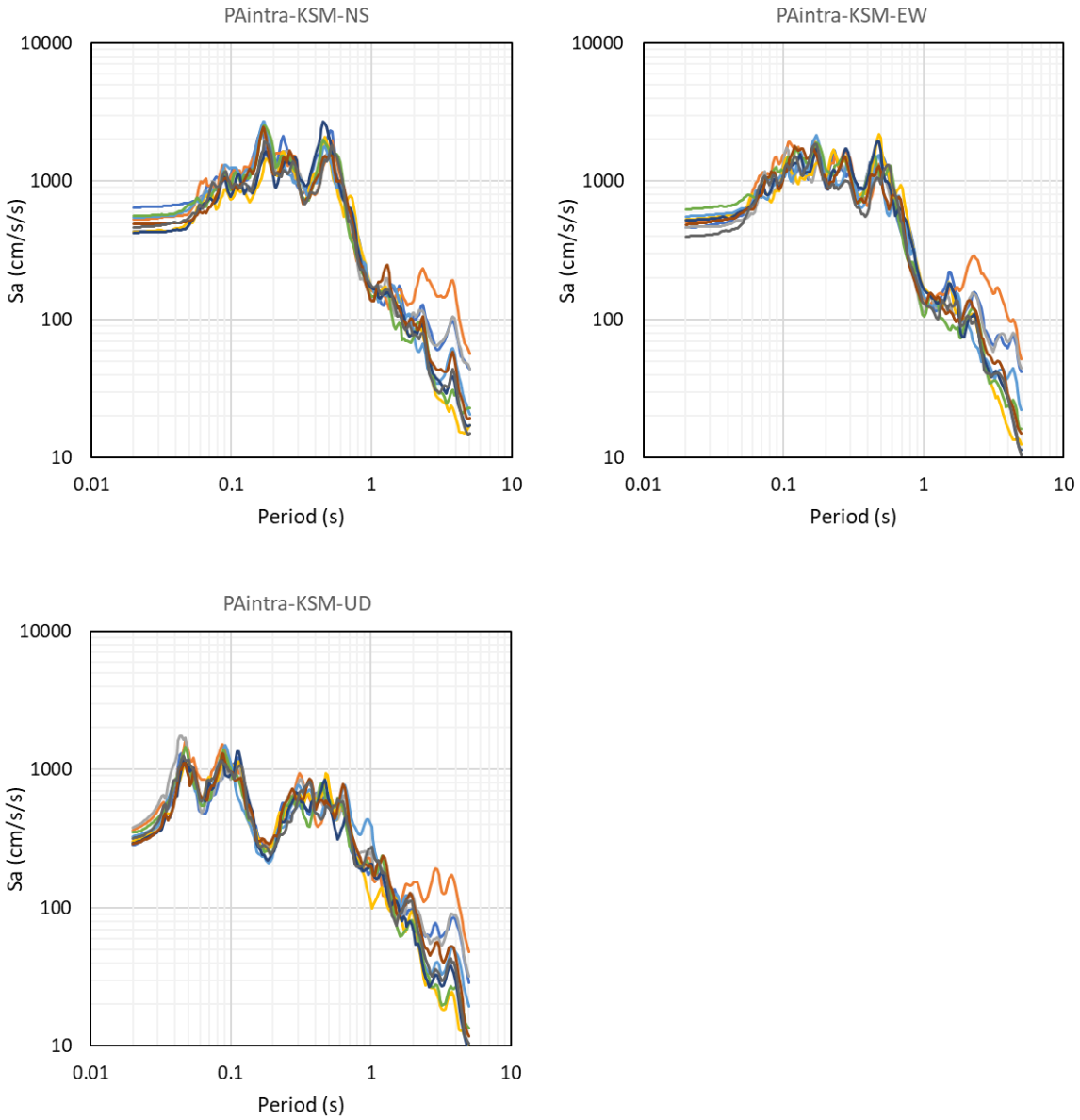
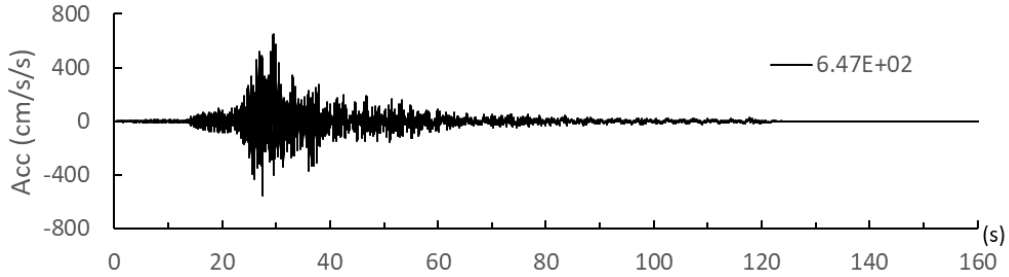
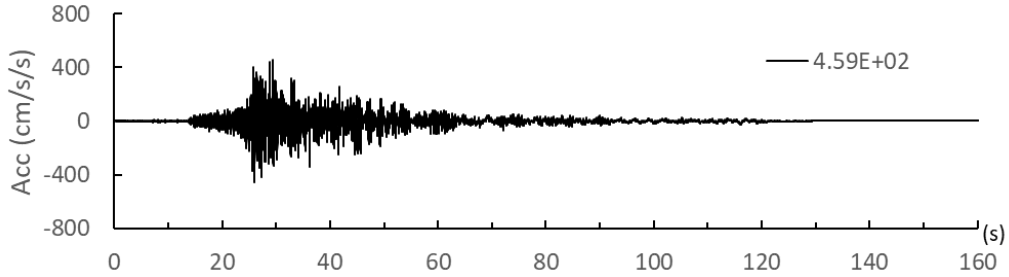


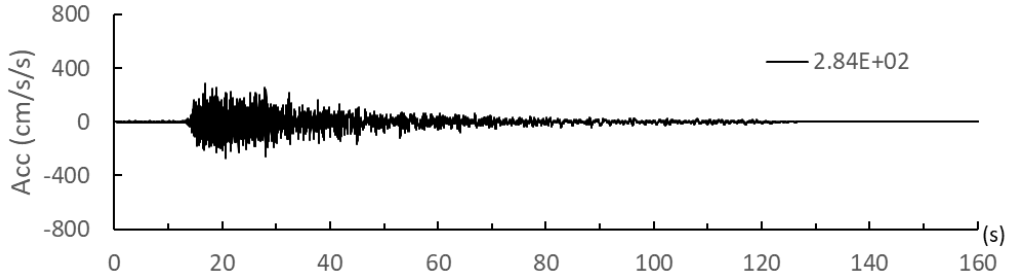
図 3.4-12　太平洋プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

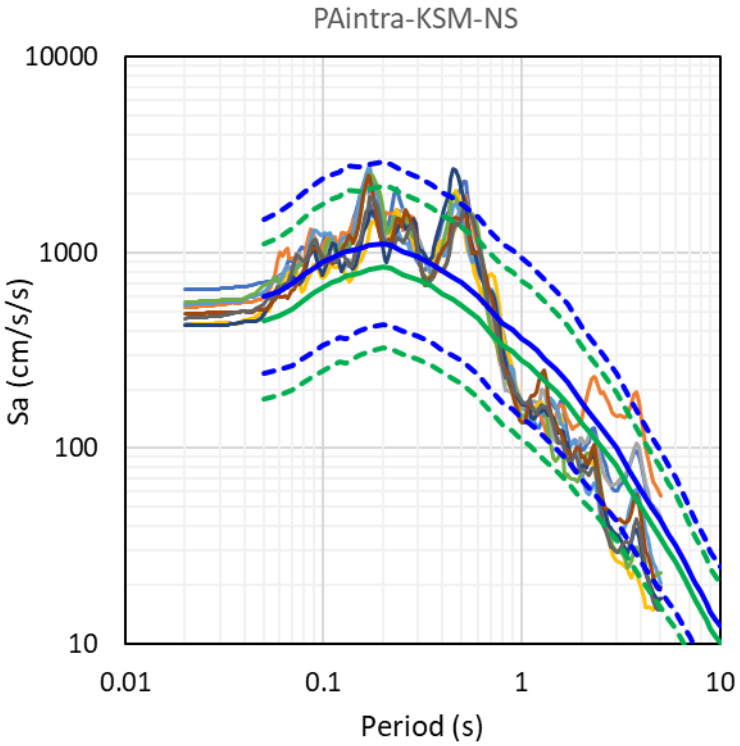


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 3.4-13　太平洋プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



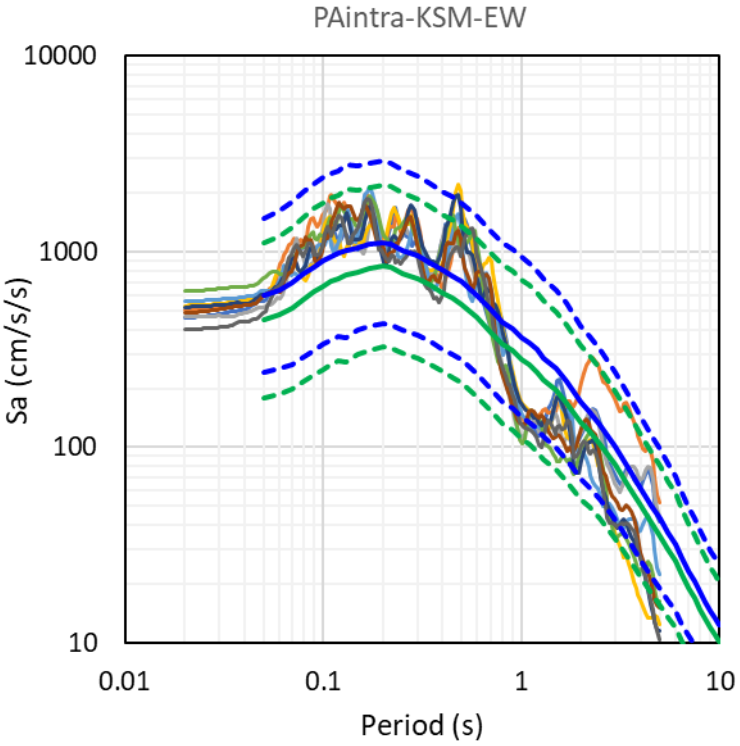


図 3.4-14　太平洋プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

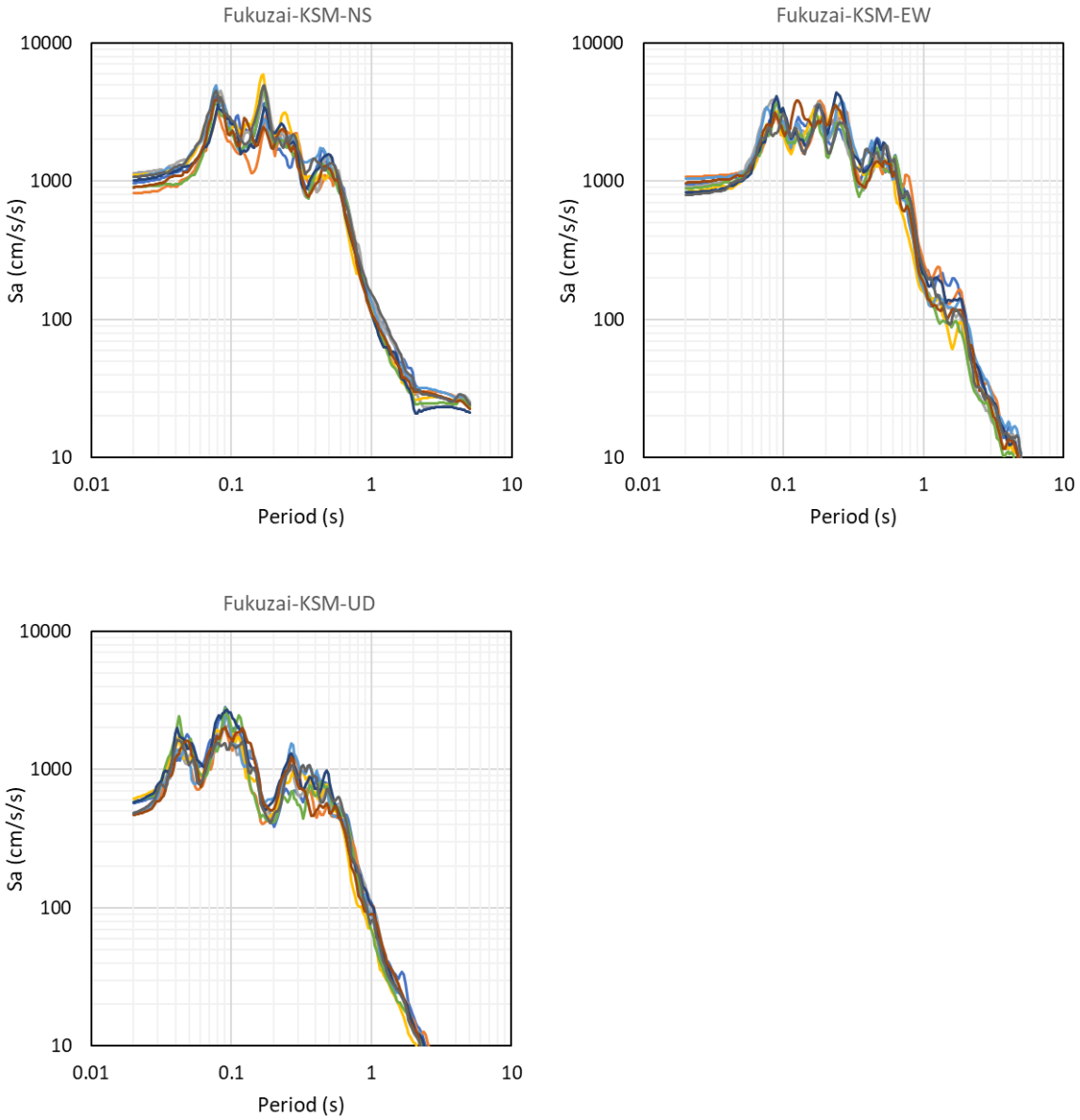
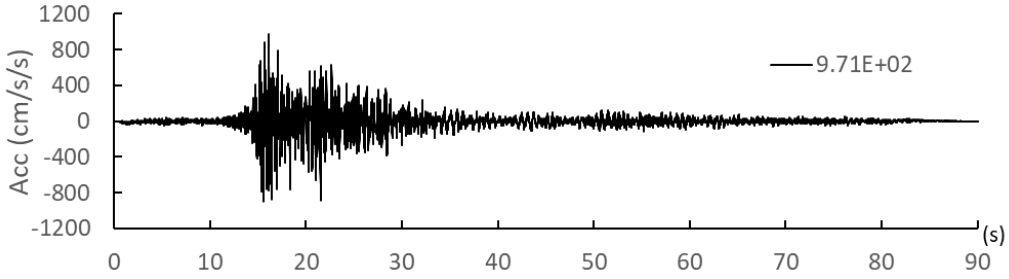
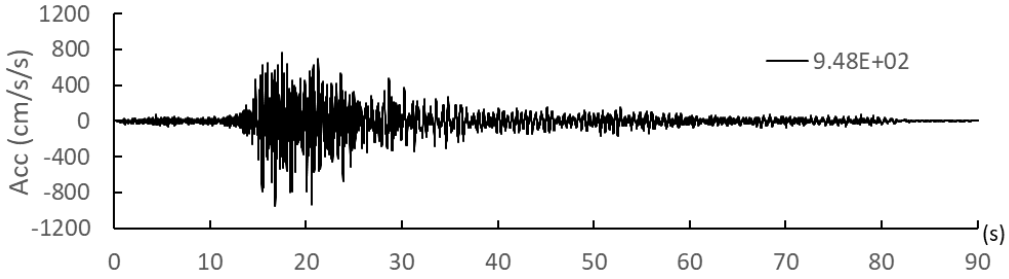


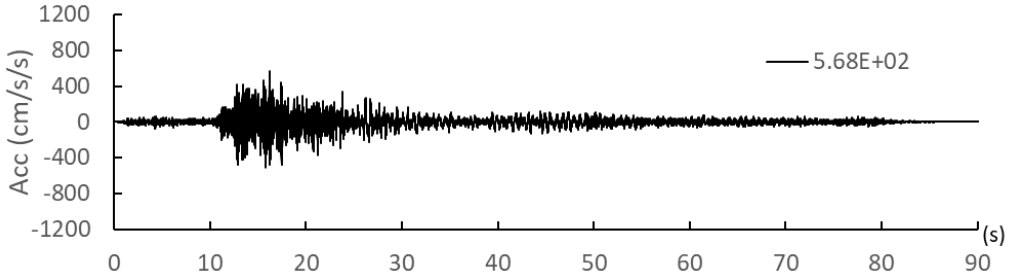
図 3.4-15　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

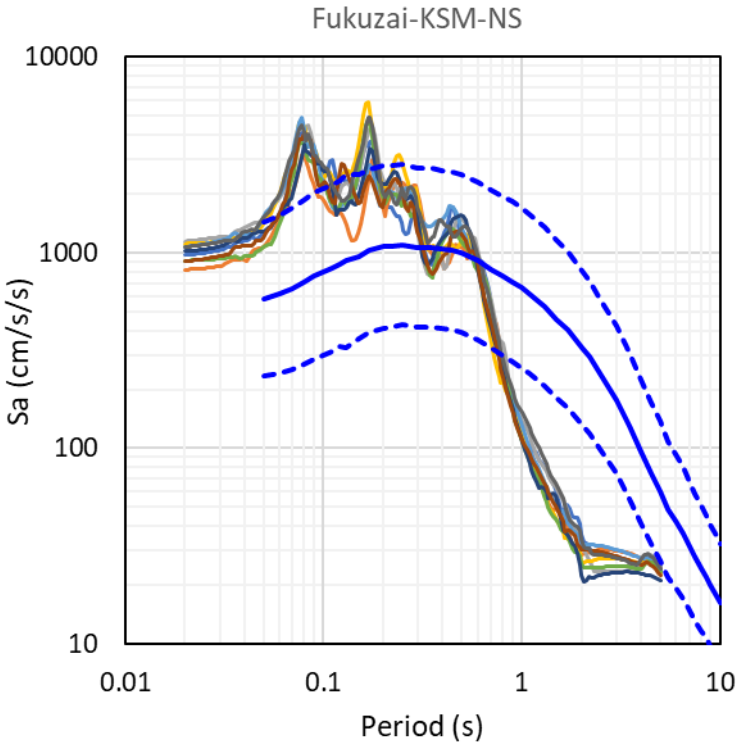


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 3.4-16　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



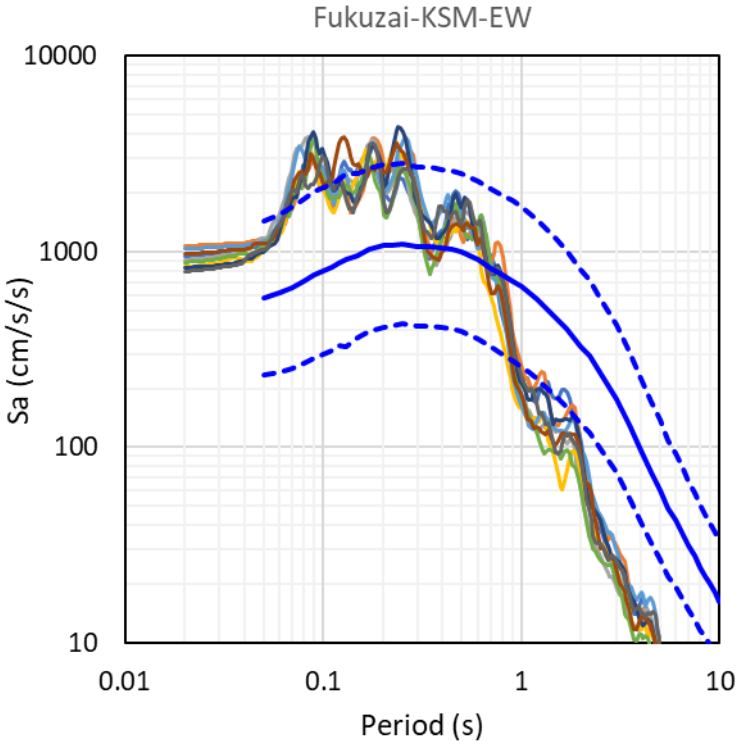


図 3.4-17　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

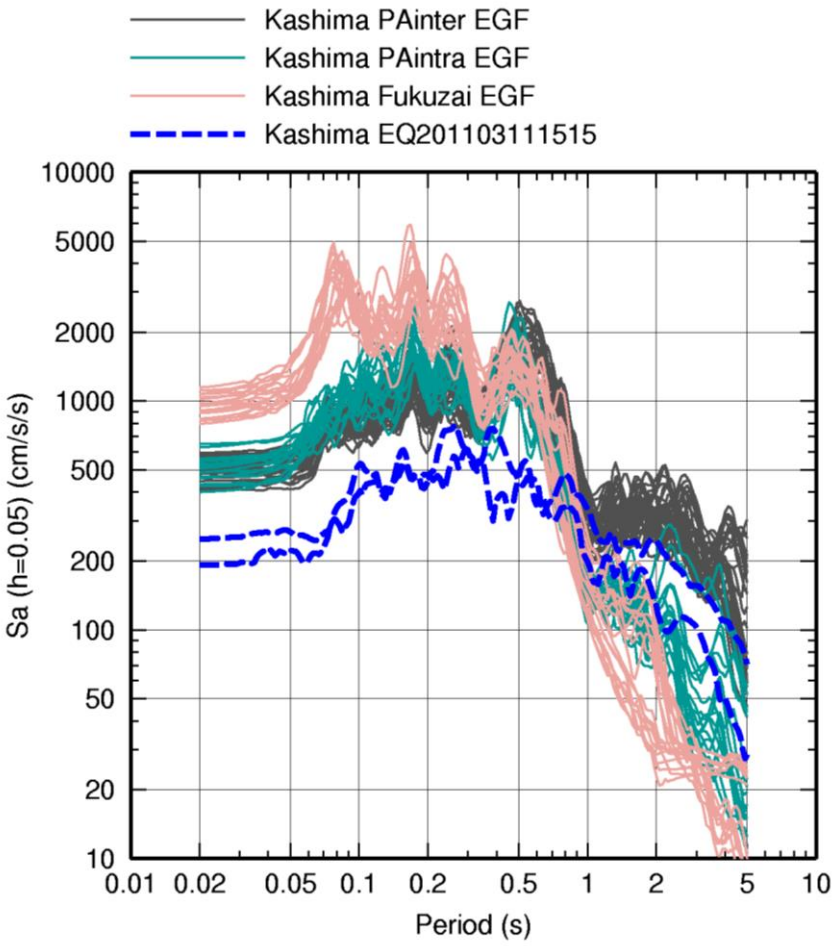


図 3.4-18　代表地点のサイトスペシフィック地震動と 2011 年 3 月 11 日の地震（M7.6）の観測記録の比較

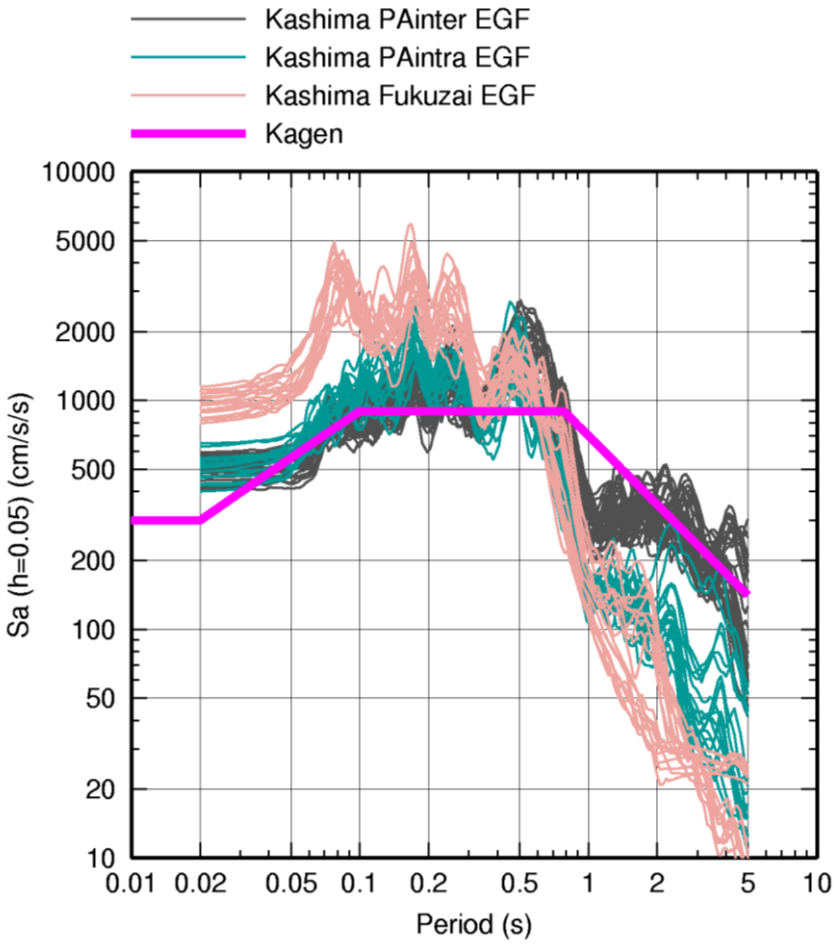


図 3.4-19　鹿島コンビナート地区における代表地点の標準波と設計用下限地震動の比較

4.　水島コンビナート地区の標準波の検討

4.1　代表地点の検討

水島コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、水島コンビナート地区近傍にある K-NET 倉敷（OKY012）と K-NET 下津井（OKY014）とし、前者を代表地点 1、後者を代表地点 2 とよぶ。水島コンビナート地区と代表地点（K-NET 倉敷、K-NET 下津井）の位置を図 4.1-1 に示す。水島コンビナート地区は水島港を挟んで東西に分かれており、西側の地区は K-NET 倉敷の地盤構造に近く、東側の地区は KiK-net 下津井の地盤構造に近いと推察される。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を、K-NET 倉敷に対して表 4.1-1(a)に、K-NET 下津井に対して表 4.1-1(b)に示す。これらは、防災科学技術研究所に基づいて設定する。K-NET 倉敷の工学的基盤は GL-10m の Vs＝480m/s の層の上面とし、K-NET 下津井の工学的基盤は GL-8m の Vs＝500m/s の層の上面とする。



図 4.1-1　水島コンビナート地区の代表地点（K-NET 倉敷、K-NET 下津井）

表 4.1-1　水島コンビナート地区の代表地点の地盤構造

(a)　代表地点 1（K-NET 倉敷）

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.0	490	110	1.56	観測点位置
2	1.0	1.0	490	110	1.72	
3	2.0	1.0	910	220	1.63	
4	3.0	1.0	910	220	1.70	
5	4.0	1.0	1700	310	1.76	
6	5.0	1.0	1700	310	1.97	
7	6.0	1.0	1700	310	2.09	
8	7.0	1.0	1700	310	1.94	
9	8.0	1.0	1700	140	1.52	
10	9.0	1.0	1700	140	2.01	
11	10.0	―	1700	480	2.04	工学的基盤

(b)　代表地点 2（K-NET 下津井）

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.0	770	150	1.75	観測点位置
2	1.0	1.0	770	150	1.78	
3	2.0	1.0	770	150	1.79	
4	3.0	1.0	770	150	1.79	
5	4.0	1.0	770	150	1.78	
6	5.0	1.0	1600	370	1.80	
7	6.0	1.0	1600	370	1.99	
7	7.0	1.0	1600	370	2.06	
7	8.0	―	1600	500	2.14	工学的基盤

4.2　地震学的・地質学的情報の整理

(1)　被害地震

岡山県に被害を及ぼした地震の一覧を表 4.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 4.2-1 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、岡山県に被害を及ぼす地震は、陸域の浅い場所で発生する震と南海トラフ沿いで発生する地震としている。このうち、1946 年南海地震 (M8.0) では、岡山県南部での被害が大きかった。

表 4.2-1　岡山県に被害を及ぼした地震（地震調査研究推進本部, 2020）

西暦（和暦）	地域（名称）	M	県内の主な被害（[]内は全国での被害）
868. 8. 3 （貞観 10）	播磨・山城	7. 1	[播磨諸郡の官舎、諸定額寺の堂塔ことごとくくずれ倒れた。]
1707. 10. 28 （宝永 4）	（宝永地震）	8. 6	大地震と大風浪あり。住家全壊あり。死者多数。（地震調査委員会，2009）
1711. 3. 19 （宝永 8）	美作・伯耆	6. 5～6. 8	家屋全壊 118 棟
1854. 12. 23 1854. 12. 24 （安政元）	（安政東海地震） （安政南海地震）	いずれも 8. 4	大地震の際に津波があった。（地震調査委員会，2009）
1909. 11. 10 （明治 42）	宮崎県西部	7. 6	家屋全壊 1 棟
1946. 12. 21 （昭和 21）	（昭和南海地震）	8. 0	死者 51 人、負傷者 187 人、住家全壊 478 棟。
2000. 10. 6 （平成 12）	（平成 12 年（2000 年） 鳥取県西部地震）	7. 3	負傷者 18 人（うち重傷 5 人）、住家全壊 7 棟。
2014. 3. 14 （平成 26）	伊予灘	6. 2	負傷者 5 人（うち重傷 1 人）。
2016. 10. 21 （平成 28）	鳥取県中部	6. 6	負傷者 3 人（うち重傷 1 人）。

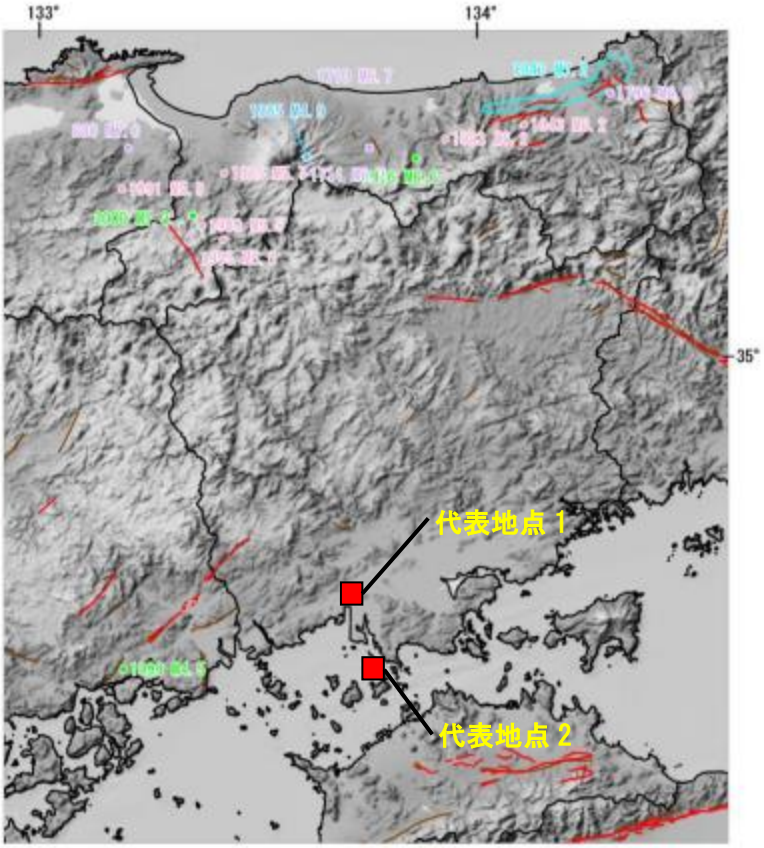


図 4.2-1　水島コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2020)に加筆）

(2) 活断層

地震調査研究推進本部(2016)では、中国地域の活断層の長期評価が報告されている。図 4.2-2 に、検討対象とした活断層の位置を示す。図より、水島コンビナート地区の周辺では、長者ヶ原－芳井断層（図中 7）がある。

地震調査研究推進本部(2017)では、四国地域の活断層の長期評価が報告されている。図 4.2-3 に、検討対象とした活断層の位置を示す。図より、水島コンビナート地区の周辺では、長尾断層（図中 2)、上法軍寺断層（図中 3)、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）（図中 1-6）がある。

これらの活断層の概要と地震発生確率を表 4.2-2 に示す。

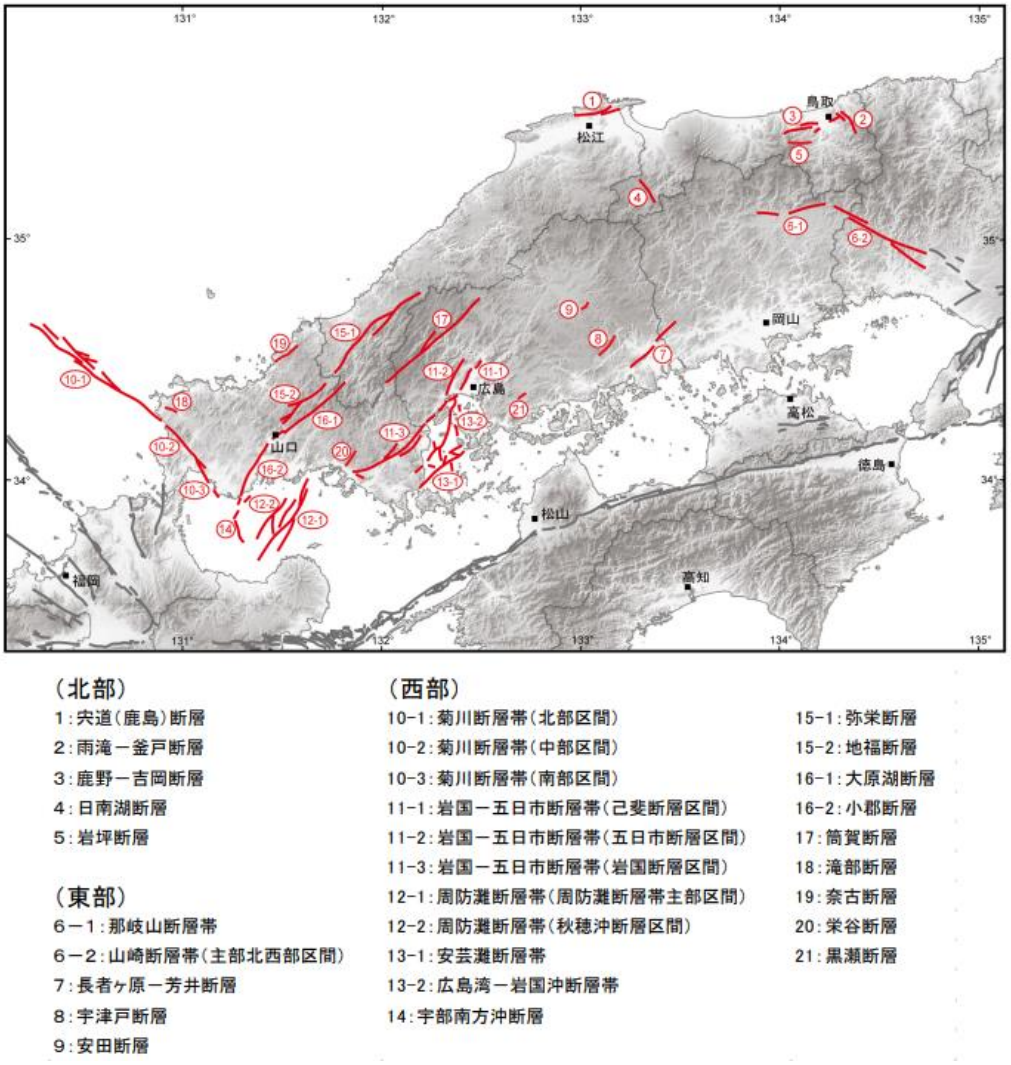
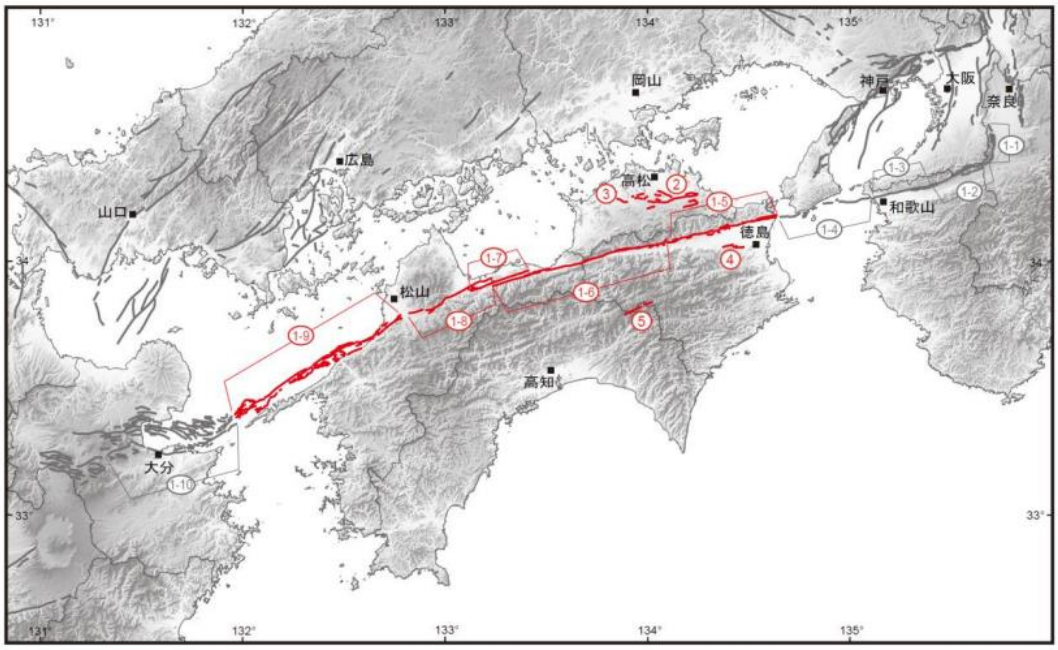


図 4.2-2　中国地域において評価対象とした活断層の位置（地震調査研究推進本部, 2016）



1－1：中央構造線断層帯（①金剛山地東縁区間）※
1－2：中央構造線断層帯（②五条谷区間）※
1－3：中央構造線断層帯（③根来区間）※
1－4：中央構造線断層帯（④紀淡海峡－鳴門海峡区間）※
1－5：中央構造線断層帯（⑤讃岐山脈南縁東部区間）
1－6：中央構造線断層帯（⑥讃岐山脈南縁西部区間）
1－7：中央構造線断層帯（⑦石鎚山脈北縁区間）
1－8：中央構造線断層帯（⑧石鎚山脈北縁西部区間）
1－9：中央構造線断層帯（⑨伊予灘区間）
1－10：中央構造線断層帯（⑩豊予海峡－由布院区間）※
2：長尾断層帯
3：上法軍寺断層
4：上浦－西月ノ宮断層
5：綱附森断層

図 4.2-3　四国地域において評価対象とした活断層の位置（地震調査研究推進本部, 2016）

表 4.2-2　水島コンビナート地区の周辺の活断層の概要と地震発生確率

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率（2023 年 1 月起点）		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
長者ヶ原－芳井断層	7.3 程度	不明	不明	不明
				不明
長尾断層帯	7.3 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	概ね 30,000 年程度
				8 世紀以後、16 世紀以前
上法軍寺断層帯	6.0 程度	不明	不明	不明
				不明
中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）	8.0 程度	ほぼ 0%～0.4%	ほぼ 0%～0.8%	約 1,000 年～1,500 年
				16 世紀以後、17 世紀以前

(3) 内閣府

内閣府(2012)では、南海トラフの巨大地震対策のために対象地震の設定と地震動評価が行われている。内閣府(2012)による南海トラフ巨大地震の断層モデル（基本ケース）を図 4.2-4 に示す。

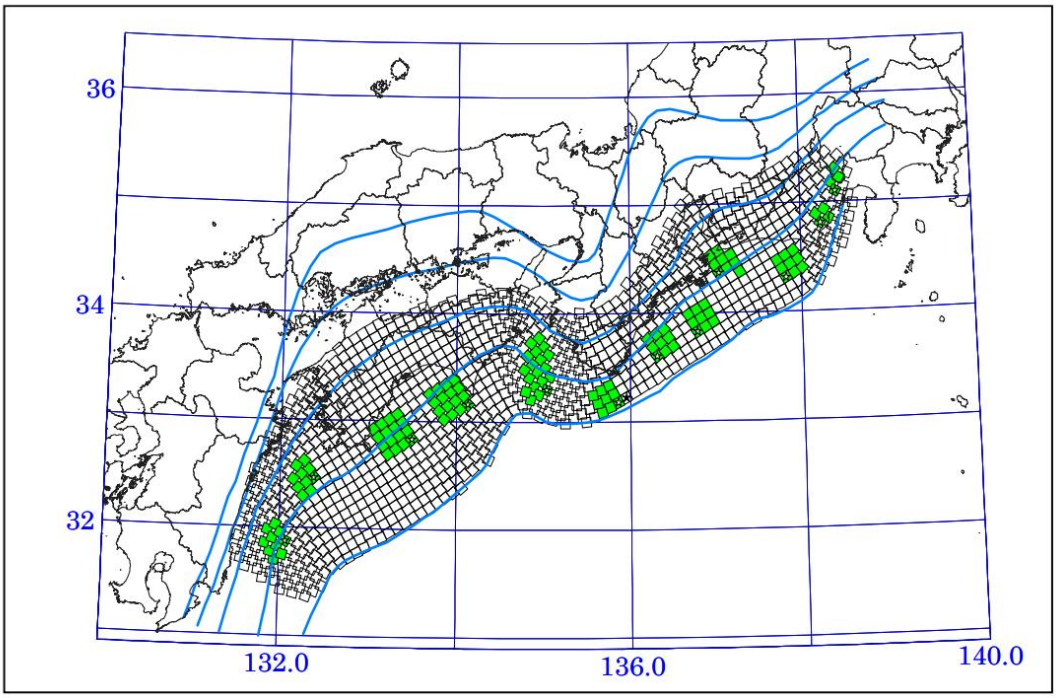


図 4.2-4　内閣府(2012)による南海トラフの巨大地震の断層モデル（基本ケース）
（緑：アスペリティ、白：背景領域）

(4)　岡山県

岡山県では、平成 25 年に南海トラフ巨大地震を対象とした「岡山県地震・津波被害想定調査」（岡山県, 2013）、平成 26 年に「断層型地震の被害想定について」（岡山県, 2014）が報告された。南海トラフ巨大地震に対しては内閣府(2012)の断層モデルを用いて検討を行っている。そのため、ここでは、「断層型地震の被害想定について」整理する。岡山県に被害の発生が懸念される断層型地震の一覧を図 4.2-5 に、それらの地震に対する震度 6 弱以上の地域図を図 4.2-6 に示す。水島コンビナート地区の周辺への影響の大きい活断層は長者ヶ原－芳井断層および中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部）である。

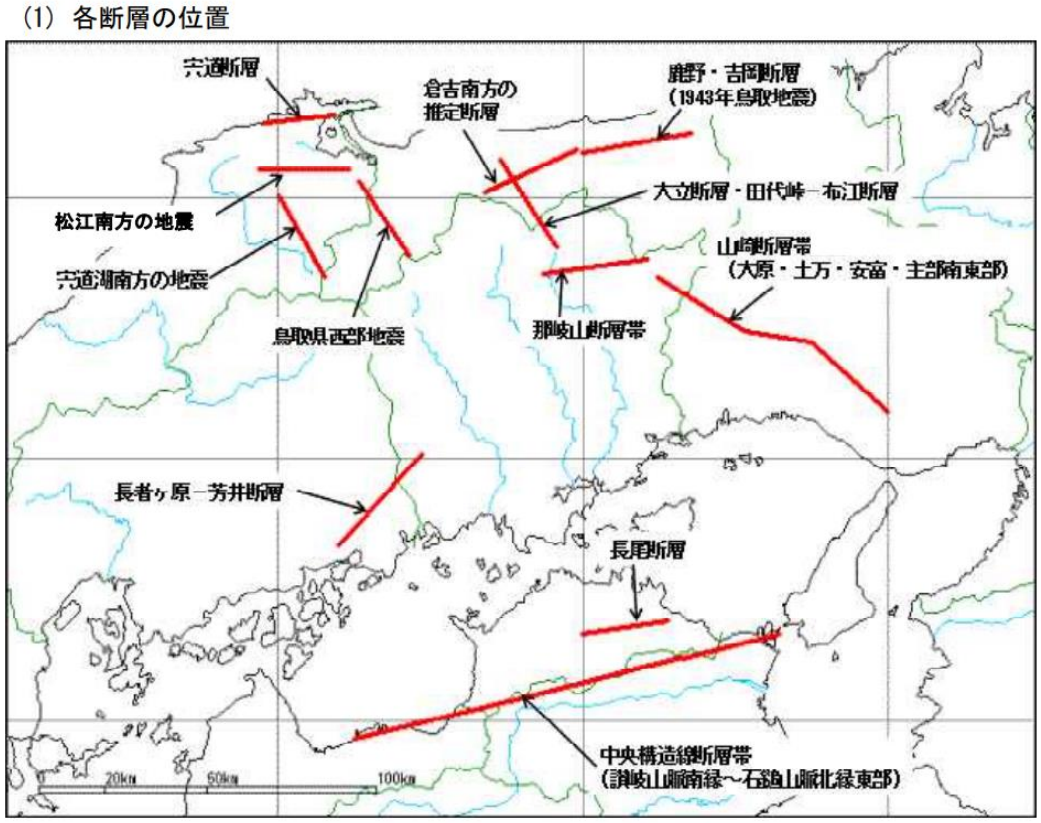


図 4.2-5　岡山県(2014)による断層型地震の位置

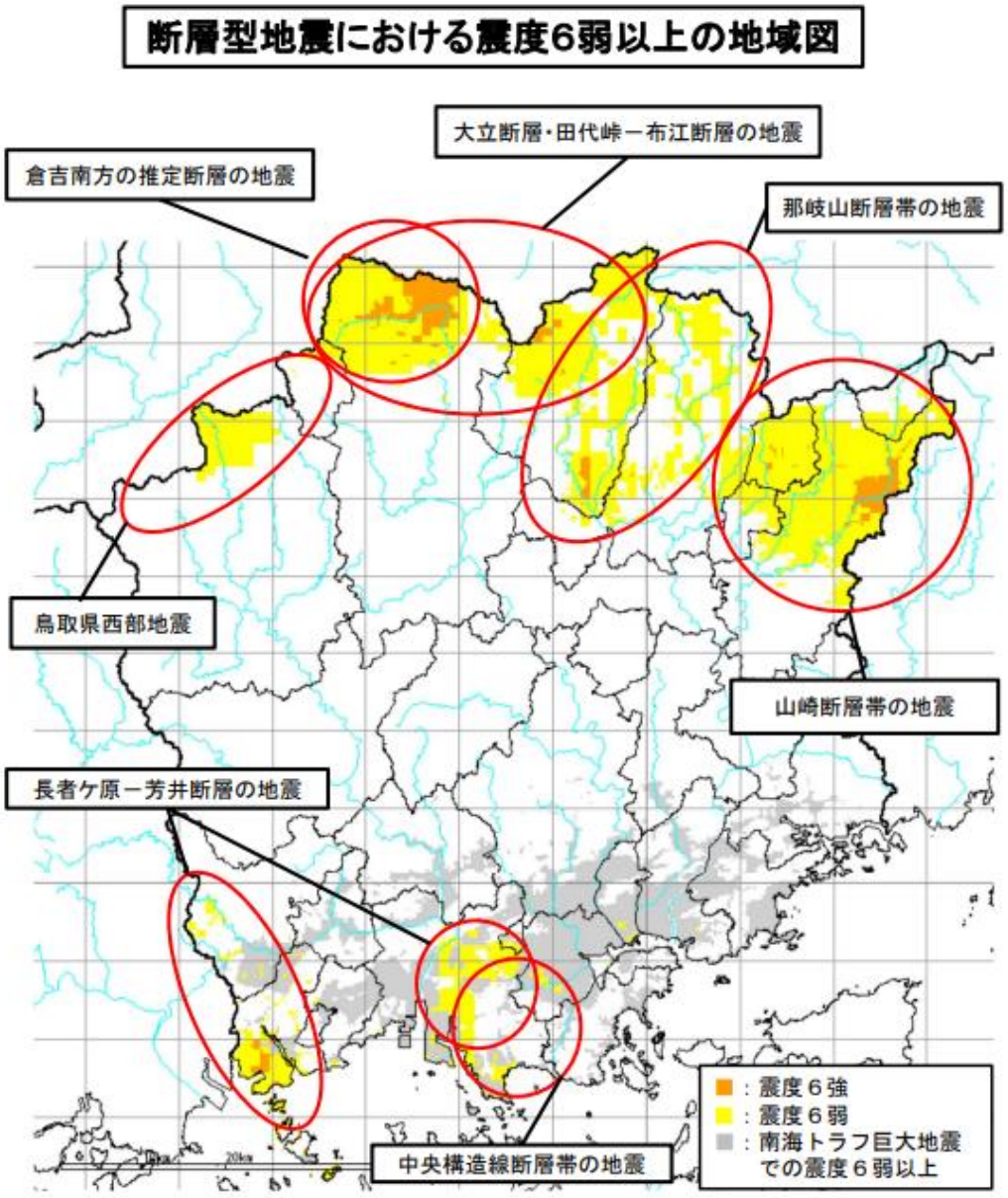


図 4.2-6　岡山県(2014)による断層型地震における震度６弱以上の地域図

4.3　対象地震の選定

4.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、水島コンビナート地区の周辺では、陸域の浅い場所で発生する地震（内陸地殻内地震）と南海トラフ沿いで発生する地震（プレート境界地震）によって被害を受けてきており、内閣府や岡山県でも同様のタイプの想定地震を設定している。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、内陸地殻内地震およびプレート境界地震のタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震として、内閣府および茨城県で想定地震とした南海トラフの巨大地震を設定する。断層モデルは内閣府(2012)に基づくものとし、断層モデルを図 4.3-1 に、断層パラメータを表 4.3-1 に示す。

内陸地殻内地震の対象地震は、水島コンビナート地区の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。4.2（２）で整理した活断層に対して、地震調査研究推進本部(2020)に基づいて地震ハザードステーション J-SHIS から公開されている断層モデルを用いて、地震動を算定する。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。対象とした活断層の位置と代表地点を図 4.3-2 に示す。代表地点で算定した地震動の最大値を表 4.3-2 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は、代表地点 1 に対しては長者ヶ原－芳井断層による地震､代表地点 2 に対しては中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部）による地震となる。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2]=2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、水島コンビナート地区周辺の地震環境を考慮して、長者ヶ原－芳井断層による地震の断層モデルを参考に、走向は 225 度、傾斜角は 90 度とする。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点の直下になる場合を想定する。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 4.3-3 に示す。計算条件として、工学的基盤を代表地点 1 で Vs＝480m/s、代表地点 2 で Vs＝500m/s とし、Vs=1,400m/s の層の上面深さを、J-SHIS の地盤モデルに基づいて、代表地点 1 で 88m、代表地点 2 で 92m とした。また、対象地震の地震規模 Mw と断層最短距離 X は、南海トラフの巨大地震は Mw9.0 で X＝64km と X＝51km、長者ヶ原－芳井断層による地震は Mw6.8 で X＝26km と X＝37km、中央構造

線断層帯(讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部)による地震はMw7.3でX＝46km とX＝32km、伏在断層による地震に対してはMw6.5で断層最短距離X=3kmとする。図より、長者ヶ原－芳井断層による地震と中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部）による地震の地震動は、代表地点1では同程度で、代表地点2では後者の地震動が全周期帯域で大きいが、どちらの代表地点でも、伏在断層による地震の地震動が全周期帯域で大きい。南海トラフの巨大地震の地震動は、地震のタイプが異なるが、長者ヶ原－芳井断層による地震や中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部）による地震の地震動よりも大きいが、伏在断層による地震の地震動よりは小さい。これより、最終的な対象地震は、**南海トラフの巨大地震**と**伏在断層による地震**の2つとする。ここで、南海トラフの巨大地震は、その地震動は伏在断層による地震の地震動よりも小さいが、地震のタイプが異なることから対象地震として選定することとした。

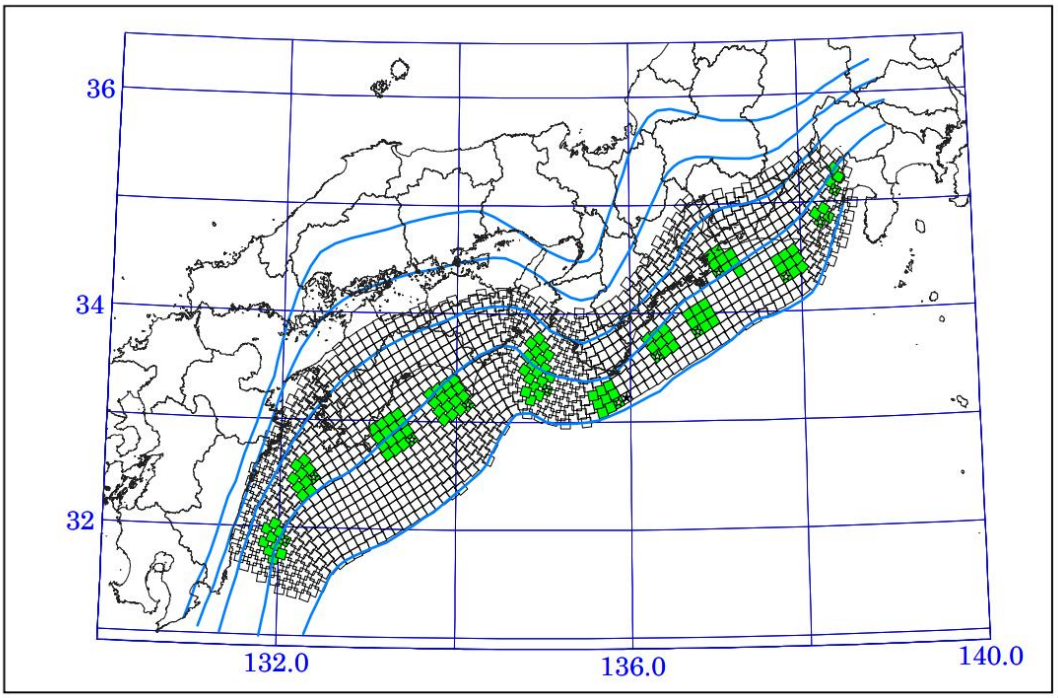


図 4.3-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 4.3-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa)	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa)	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

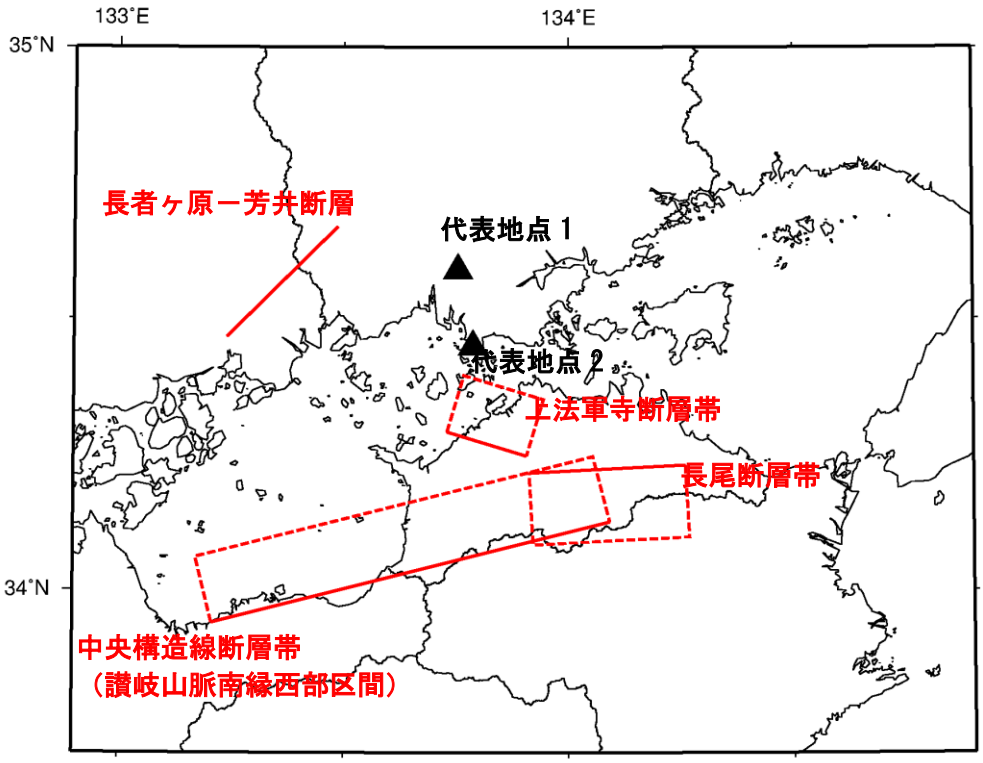


図 4.3-2　水島コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

表 4.3-2　司・翠川(1999)による代表地点で算定した活断層の地震動の一覧

(a)　代表地点 1

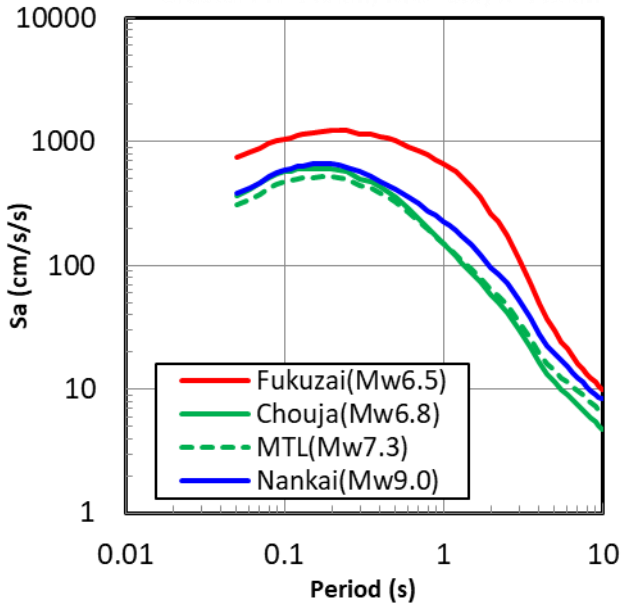
断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
長者ヶ原－芳井断層	7.3	6.8	26.1	2.0	11.0	170.5	13.3
長尾断層帯	7.3	6.8	44.0	2.0	10.0	103.0	7.9
上法軍寺断層帯	6.0	5.8	25.8	2.0	9.5	70.4	4.1
中央構造線断層帯 (讃岐山脈南縁西部区間)	8.0	7.3	46.4	4.0	10.5	147.5	13.2
伏在断層(直下)	6.9	6.5	3.0	3.0	13.0	451.0	41.8

※$Mw=0.78M_J+1.08$(武村, 1990)とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

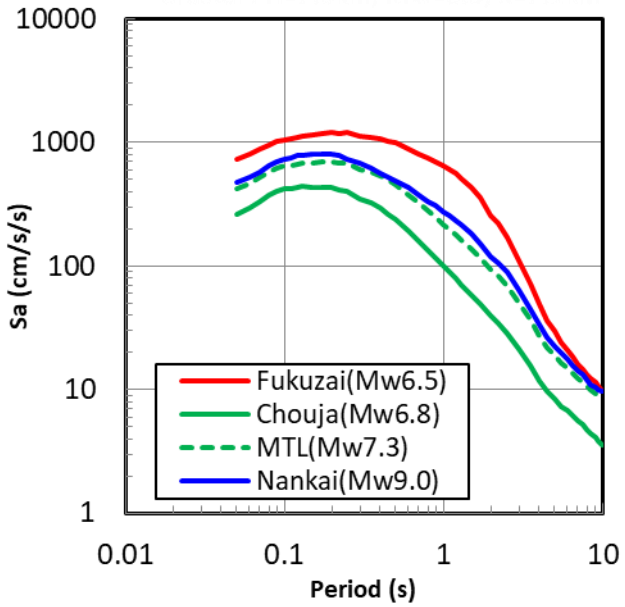
(b)　代表地点 2

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
長者ヶ原－芳井断層	7.3	6.8	37.0	2.0	11.0	124.2	9.5
長尾断層帯	7.3	6.8	28.3	2.0	10.0	157.6	12.2
上法軍寺断層帯	6.0	5.8	14.3	2.0	9.5	123.2	7.3
中央構造線断層帯 (讃岐山脈南縁西部区間)	8.0	7.3	31.9	4.0	10.5	204.9	18.7
伏在断層(直下)	6.9	6.5	3.0	3.0	13.0	451.0	41.8

※$Mw=0.78M_J+1.08$(武村, 1990)とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。



(a)　代表地点 1



(b)　代表地点 2

図 4.3-3　南海トラフの巨大地震、長者ヶ原－芳井断層による地震、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部）による地震、伏在断層による地震の地震動の比較

4.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定と標準波の検討

4.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　南海トラフの巨大地震

南海トラフの地震の断層モデルは、内閣府(2012)による南海トラフ沿いの巨大地震のうち基本ケースの断層モデルとする。南海トラフの地震の断層モデルを図 4.4-1 に、断層パラメータを表 4.4-1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。複数の破壊プロセスの設定を図 4.4-2 に示す。

表 4.4-1　南海トラフの巨大地震の断層パラメータ

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa)	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa)	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

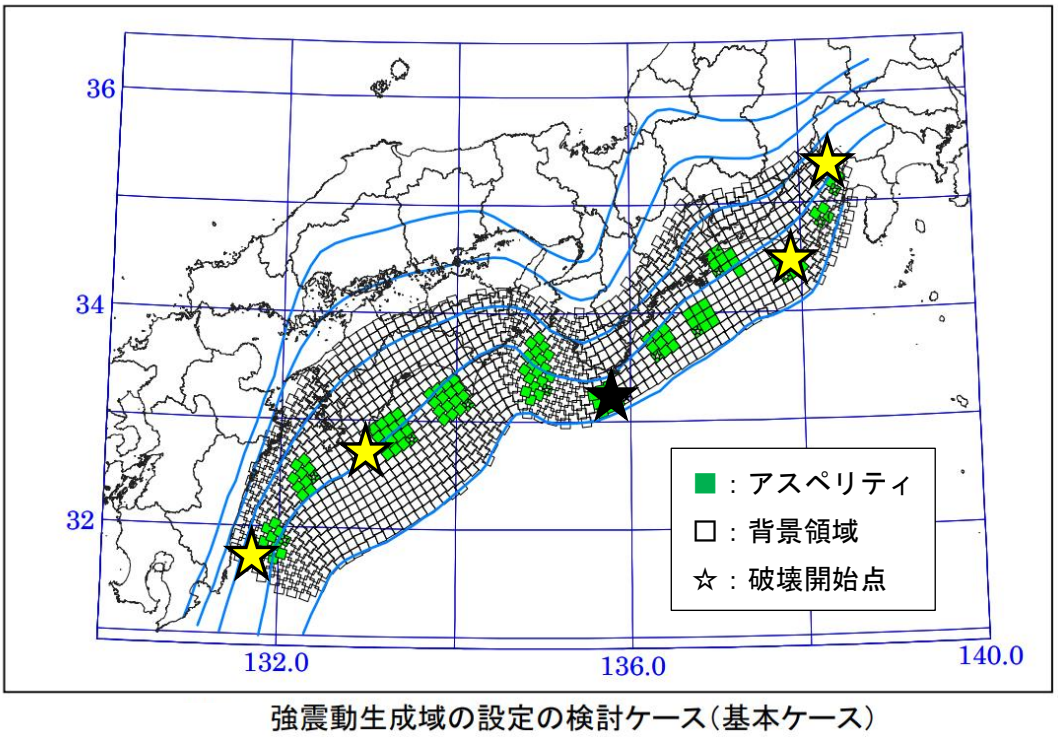


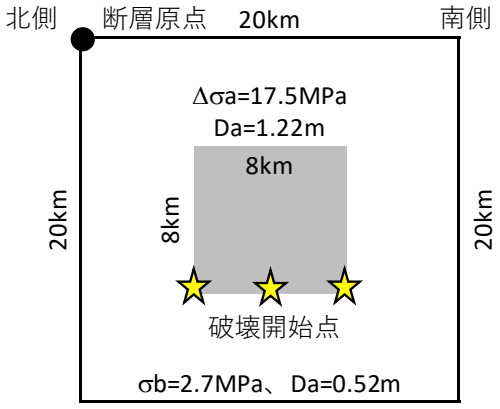
図 4.4-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル
（内閣府(2012)に加筆）

(2) 伏在断層による地震

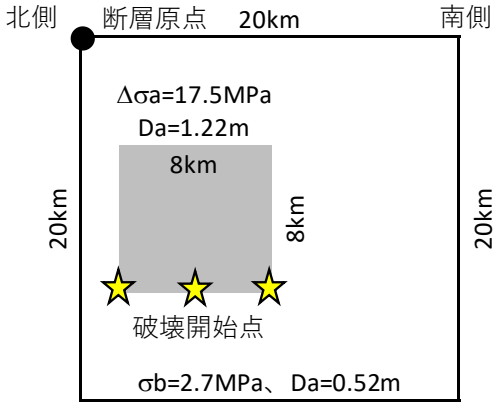
伏在断層による地震の断層モデルは、断層長さ 20km、断層幅 20km、Mw6.5 としたうで、強震動予測レシピに基づいて断層パラメータを設定した。断層モデルの位置は、代表地点周辺の活断層の地震を参考に走向を 225 度、傾斜角 90 度したうえで、断層中心の地表投影位置が代表地点になるように設定した。設定した断層パラメータを表 4.4-2 に、図 4.4-2 に断層モデルを示す。

表 4.4-2　伏在断層による地震の断層パラメータ

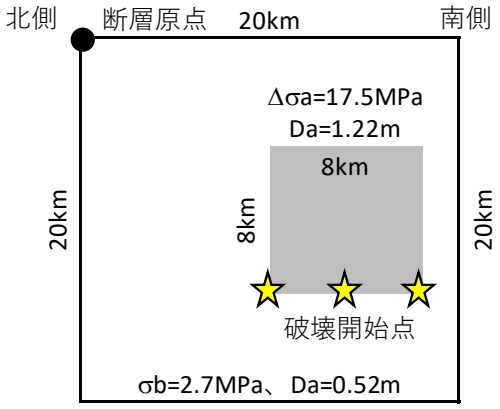
断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
走向	-	deg	設定	N225E
傾斜角	-	deg	設定	90
断層上端深さ	-	km	設定	3.00
震源断層長さ	L	km	設定	20
震源断層幅	W	km	設定	20
震源断層面積	S	km^2	S=LW	400
モーメントマグニチュード	M_W	-	Mw=(logM0-9.1)/1.5	6.5
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=(S/2.23\times10^{15})^{3/2}\times10^{-7}$	7.60E+18
断層位置（断層原点）	-	-	設定	–
密度	ρ	g/cm^3	設定	2.70
S波速度	β	km/s	設定	3.40
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	3.12E+10
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=2.46\times10^{10}\times(M0\times10^{7})^{1/3}$	1.04E+19
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	0.61
応力降下量	Δσ	MPa	$\Delta\sigma=(7/16)M0/(S/\pi)^{1.5}$	2.3
アスペリティ面積比	Sa/S	-		0.13
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.4
Q値	Q	-	川瀬・松尾(2004)	$204f^{0.65}$
アスペリティ				
等価半径	r	km	$r=(7\pi/4)\times(M0/(AR))\times\beta^2$, $R=(S/\pi)^{0.5}$	4.1
面積	Sa	km^2	$Sa=\pi r^2$	53
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	2.01E+18
応力降下量	Δσa	MPa	$\Delta\sigma a=(S/Sa)\times\Delta\sigma$	17.5
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$, (γ_D=2.0)	1.22
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S-Sa	347
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0-M0a	5.58E+18
実効応力	σb	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)/(Da/Wa)\Delta\sigma a$	2.7
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	0.52



(a)　アスペリティ中央のケース



(b)　アスペリティ北側のケース



(c)　アスペリティ南側のケース

図 4.4-2　伏在断層による地震の断層モデル

(3)　まとめ

水島コンビナート地区で設定した措定地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図4.4-3 に示す。

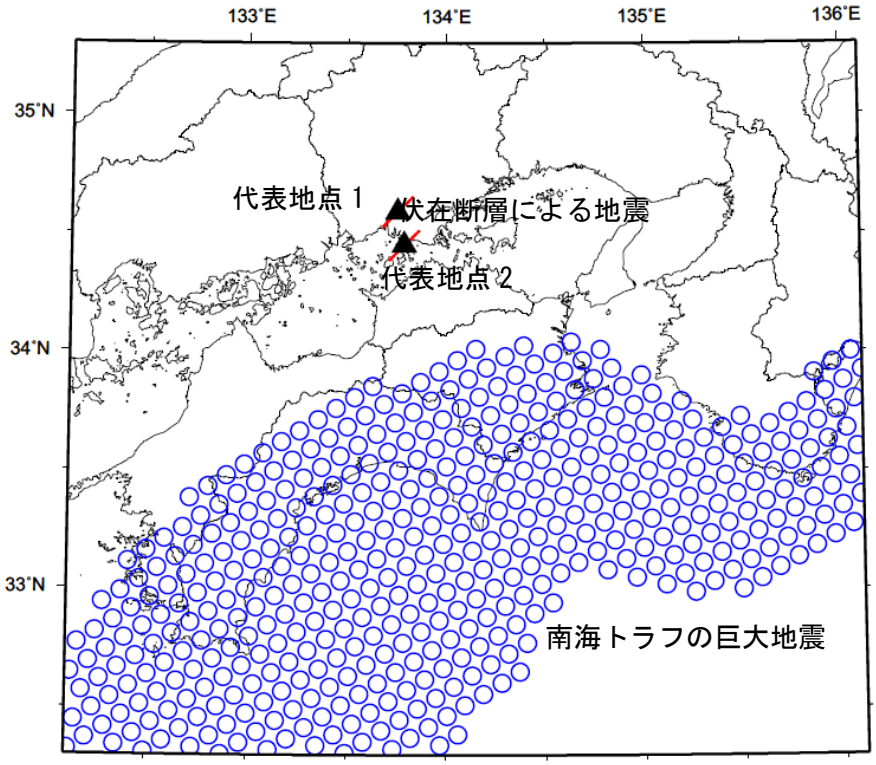


図 4.4-3　水島コンビナート地区の想定地震の断層モデルと代表地点

4.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、地震調査推進本部などで地震のタイプが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、南海トラフの巨大地震に対しては 2019 年 3 月 13 日の地震（M_J5.3）、伏在断層による地震に対しては 2010 年 9 月 19 日の地震（M_J3.6）とした。中小地震の断層パラメータは、地震モーメントを F-net の値とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 4.4-4 に、断層パラメータを表 4.4-3 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、2010 年 9 月 19 日の地震に対して図 4.4-5 に、2019 年 3 月 13 日の地震に対して図 4.4-6 に、それぞれ示す。地震動の計算には、4.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

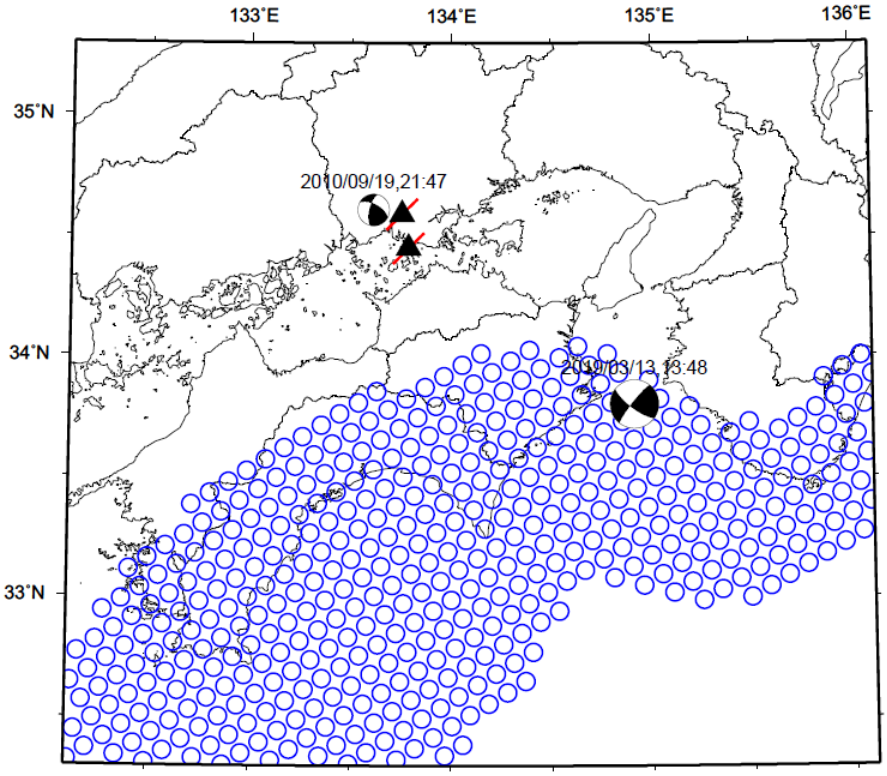


図 4.4-4　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点の位置（▲）

表 4.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁 マグニ チュード	モーメント マグニ チュード	地震 モーメント	応力 降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2010年9月19日	133.610	34.610	14.0	3.6	3.4	1.44×10^{14}	0.6
2019年3月13日	134.910	33.800	43.0	5.3	5.2	7.57×10^{16}	3.0

※地殻内地震の媒質は$\mu=3.12\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.4$km/sとした。

※スラブ内地震の媒質は$\mu=6.22\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.41$km/sとした。

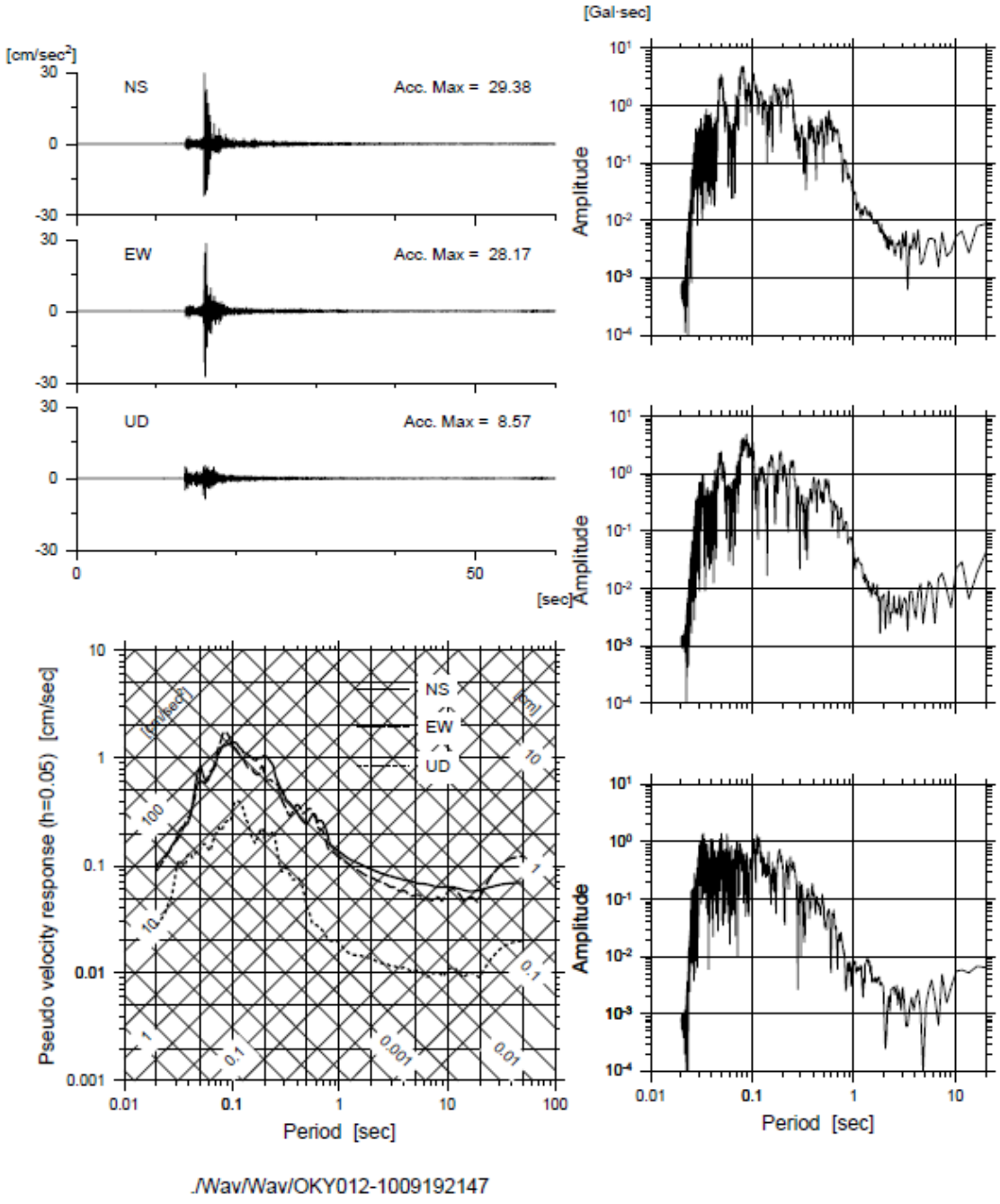


図 4.4-5　2010 年 9 月 19 日の地震の地震観測記録（K-NET 倉敷、地表）

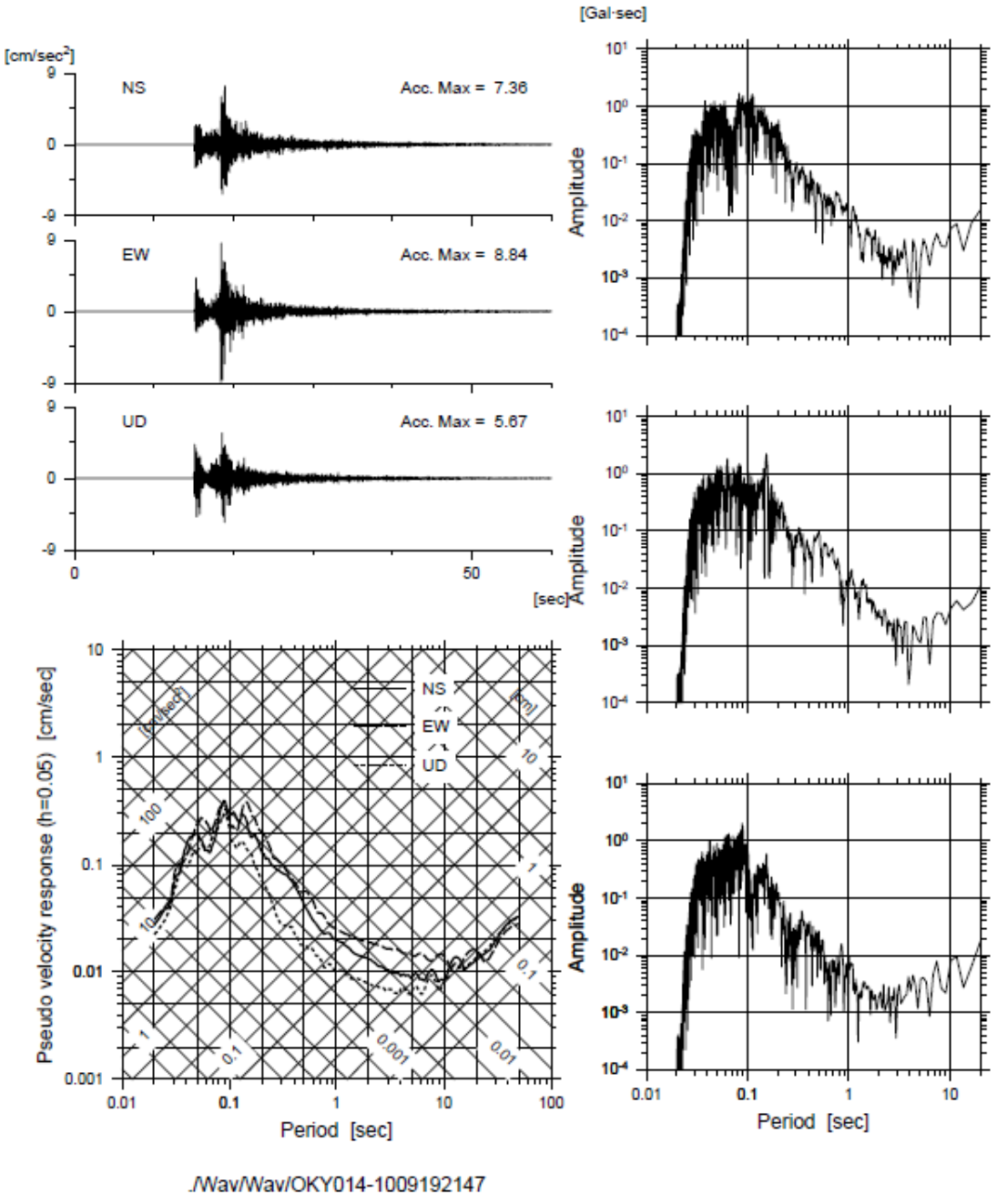


図 4.4-6　2010 年 9 月 19 日の地震の地震観測記録（K-NET 下津井、地表）

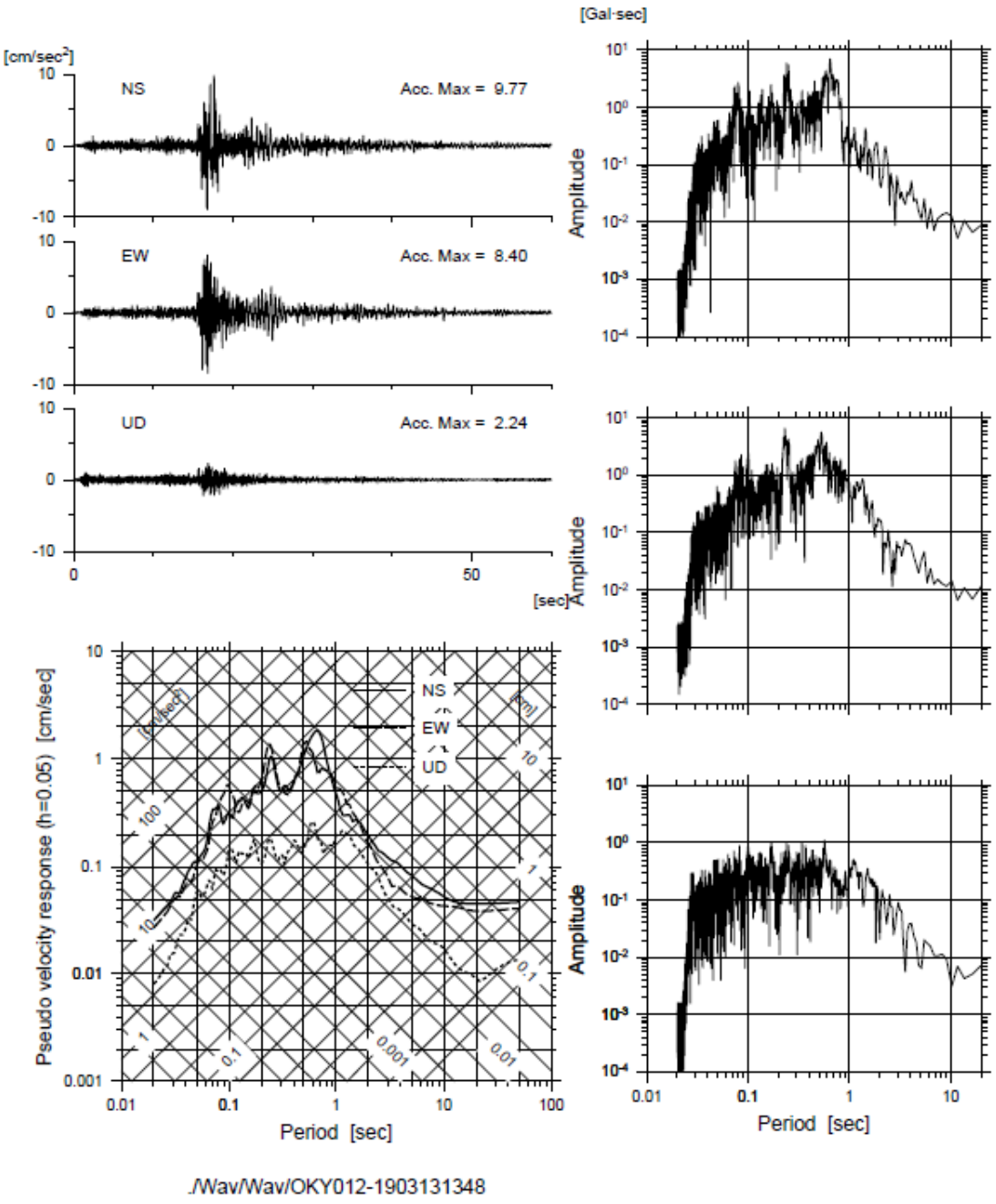


図 4.4-7　2019 年 3 月 13 日の地震の地震観測記録（K-NET 倉敷、地表）

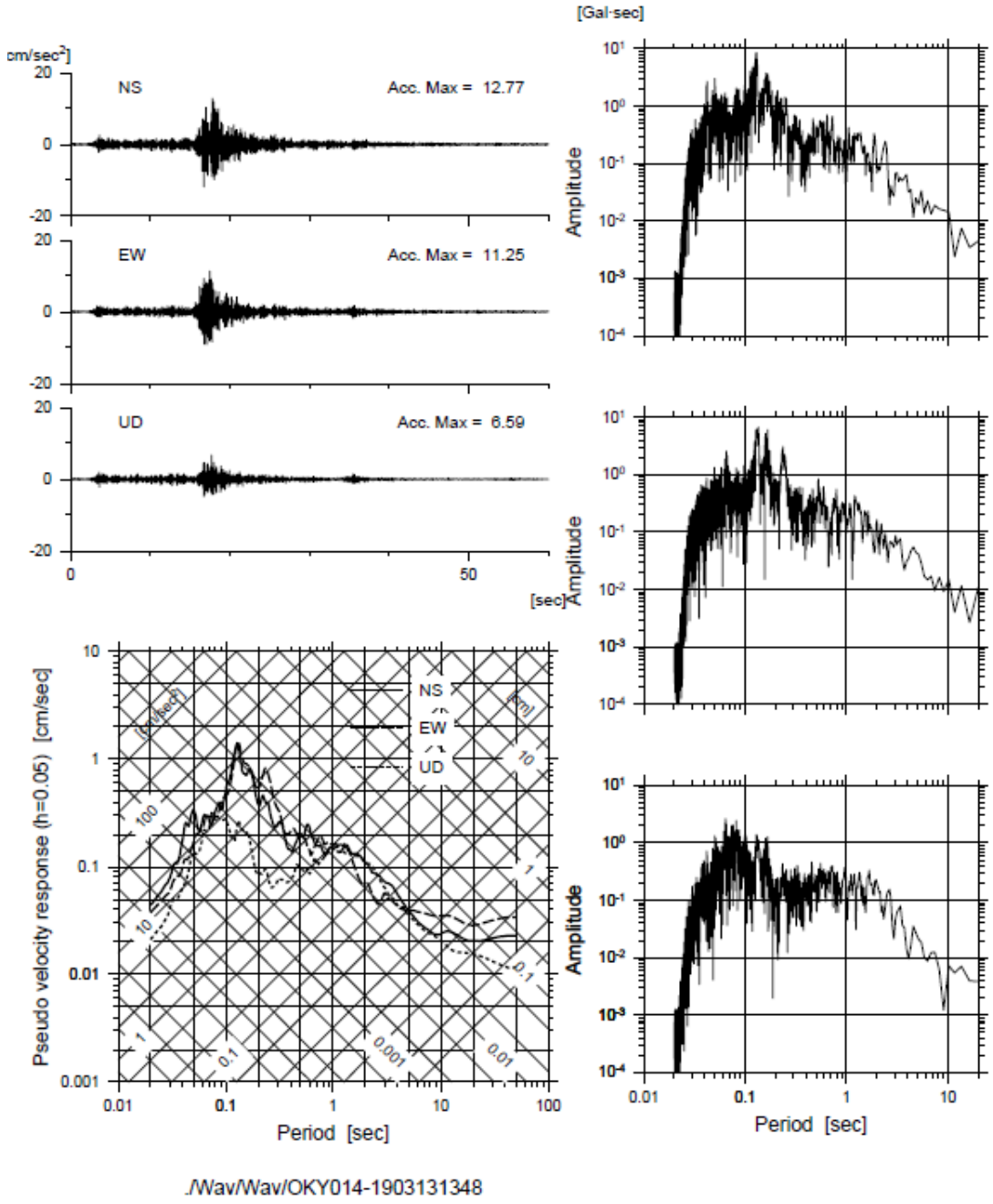


図 4.4-8　2019 年 3 月 13 日の地震の地震観測記録（K-NET 下津井、地表）

4.4.3 標準波

南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点 1（K-NET 倉敷）に対する全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 4.4-9 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 4.4-10 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-11 に示す。同様に、代表地点 2（K-NET 下津井）に対する全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 4.4-12 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 4.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-14 に示す。

伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点 1（K-NET 倉敷）に対する全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 4.4-15 に、例としてアスペリティ南側のケースの破壊開始点 1 の加速度波形を図 4.4-16 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-17 に示す。同様に、代表地点 2（K-NET 下津井）に対する全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 4.4-18 に、例としてアスペリティ南側のケースの破壊開始点 1 の加速度波形を図 4.4-19 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-20 に示す。

最後に、南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動 15 波（NS、EW、UD 成分の合計）、伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動 27 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して、代表地点 1（K-NET 倉敷）に対して図 4.4-21 に、代表地点 2（K-NET 下津井）に対して図 4.4-22 に、それぞれ示す。図より、代表地点 1 では周期 1.0 秒程度以上で、代表地点 2 では周期 0.3 秒程度以上で、設計用下限地震動のレベルがサイトスペシフィック地震動のレベルを上回っている。これより、代表地点 1 と代表地点 2 の両地点において、設計用下限地震動を標準波に追加する。設計用下限地震動は加速度応答スペクトルとして与えられており、時刻歴加速度波形を得るためには位相特性を適切に設定し、スペクトル適合波を作成する必要がある。位相特性の設定に関しては、令和元年度調査研究を参考にされたい。

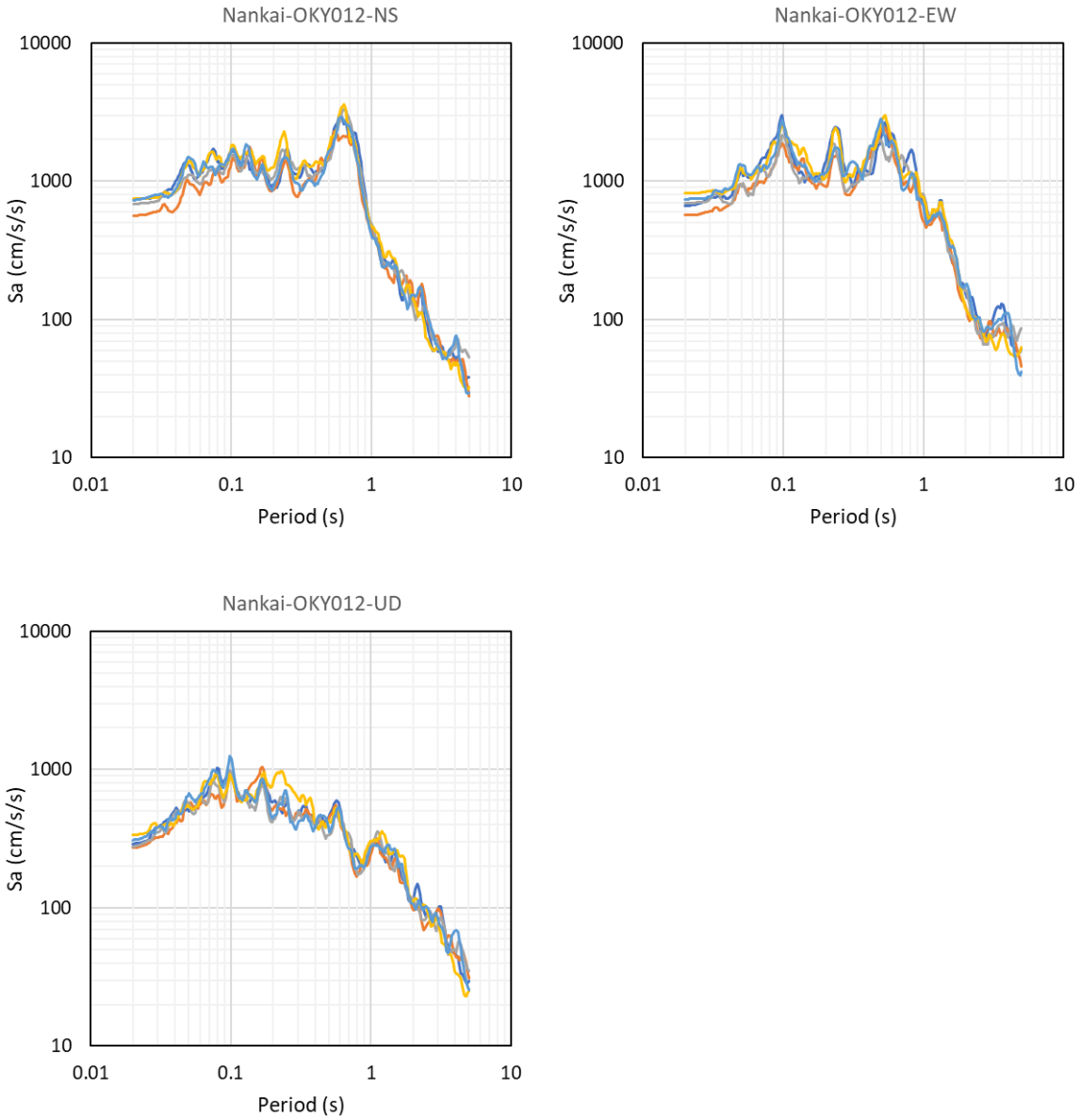
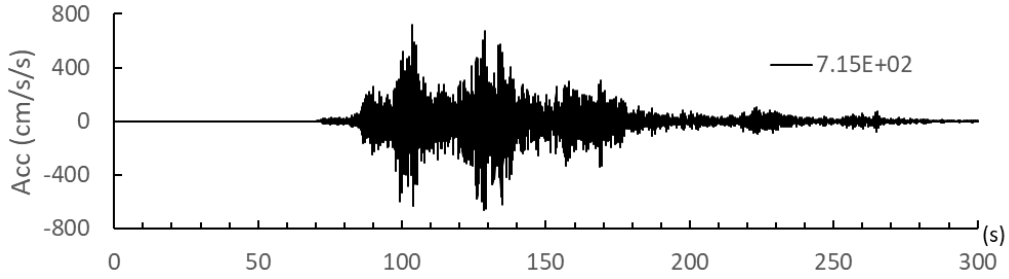
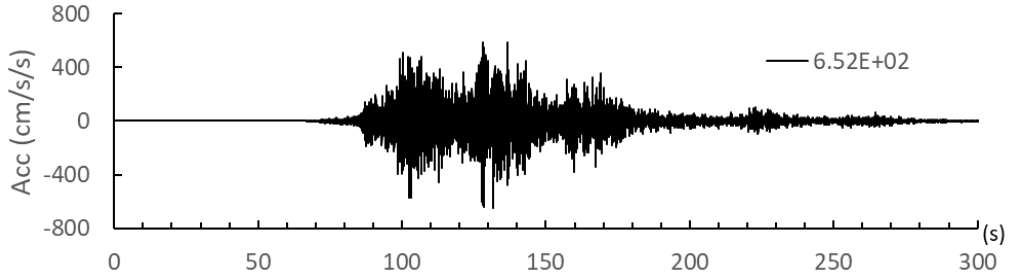


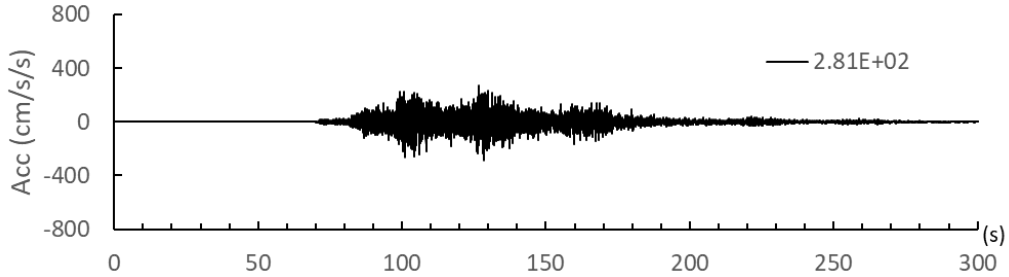
図 4.4-9　南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動（K-NET 倉敷）



(a)　NS 成分

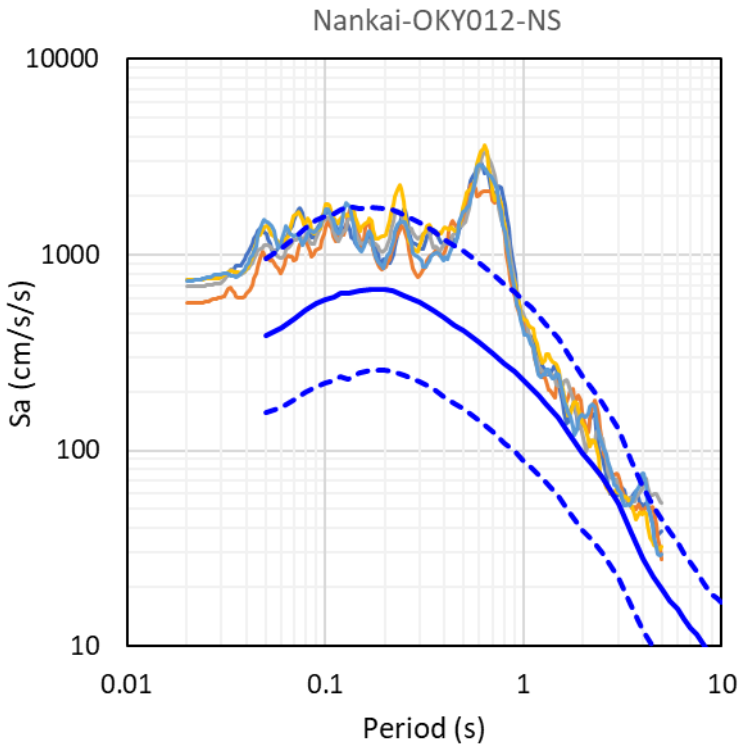


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 4.4-10　南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（K-NET 倉敷）



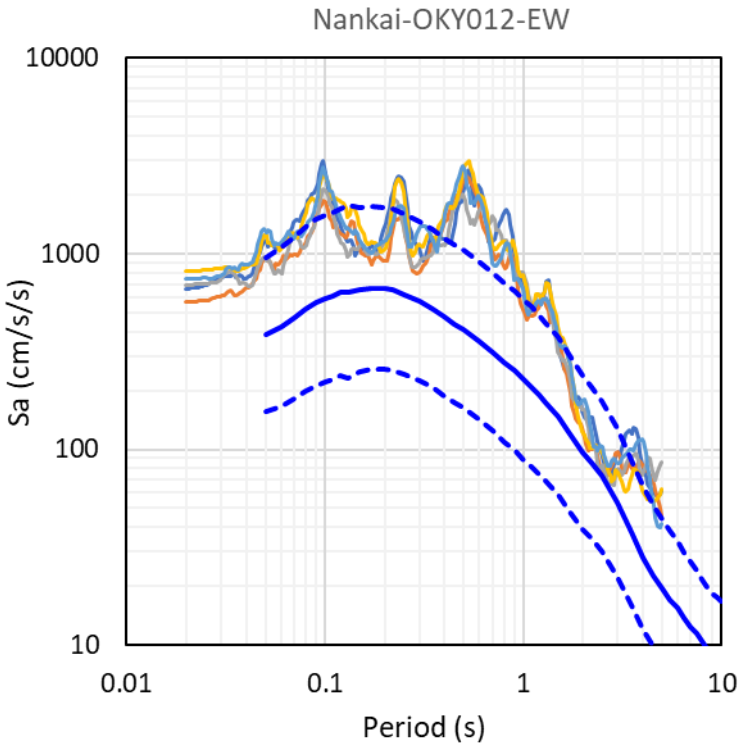


図 4.4-11　南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較（K-NET 倉敷）

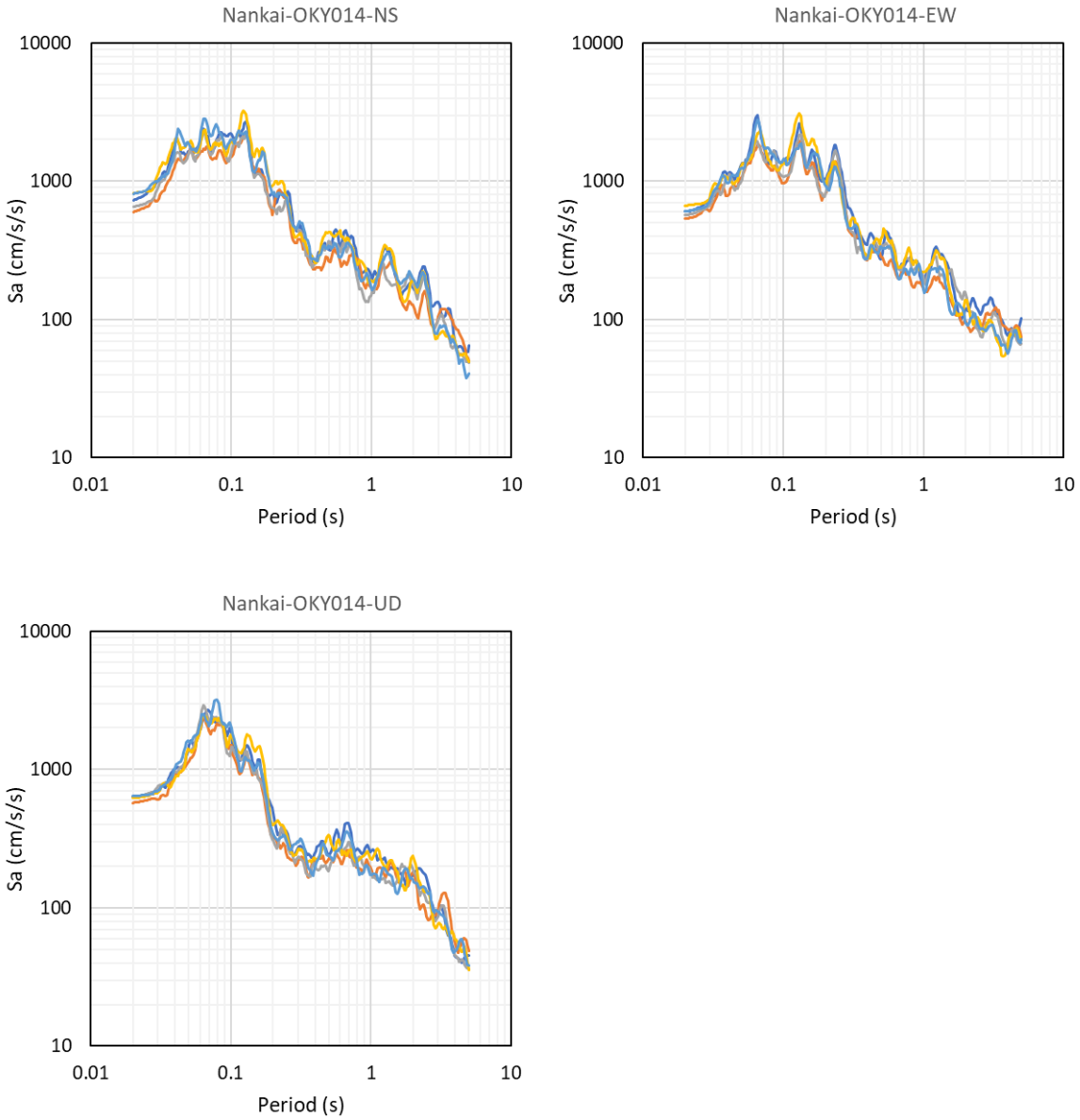
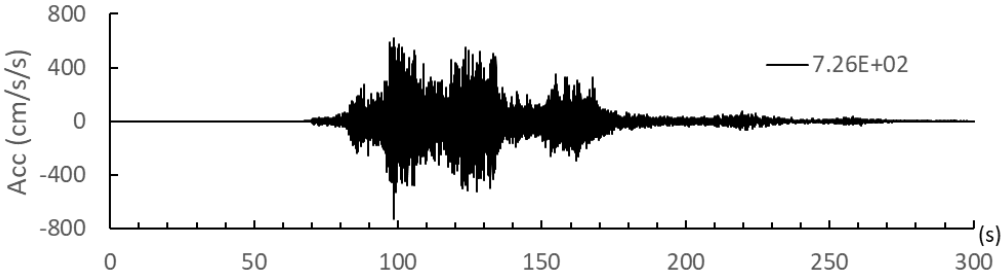
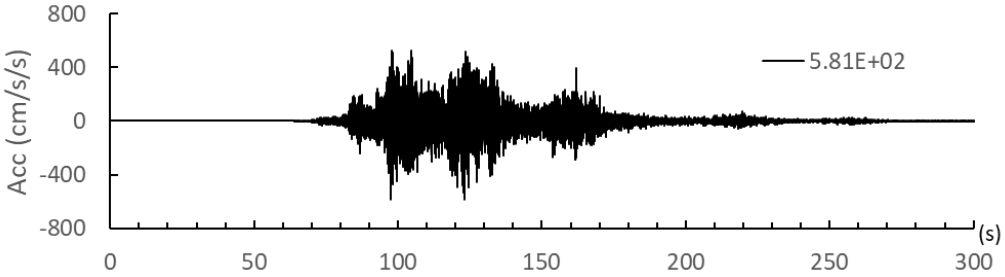


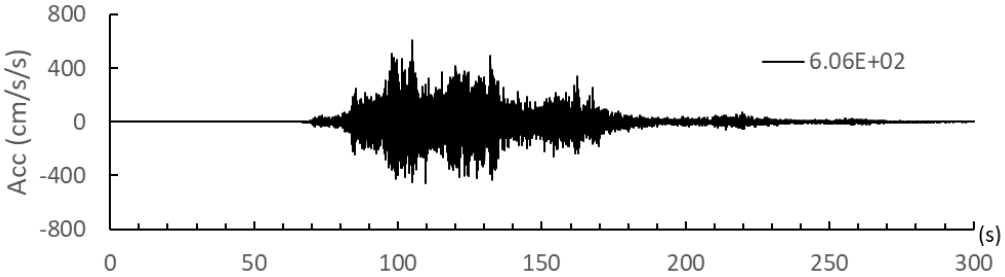
図 4.4-12　南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動
（K-NET 下津井）



(a)　NS 成分

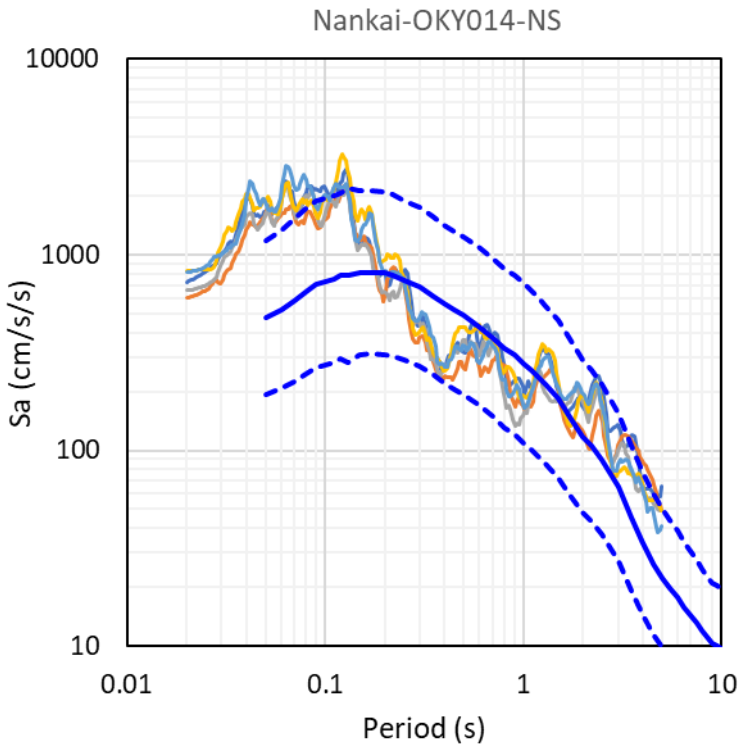


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 4.4-13　南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（K-NET 下津井）



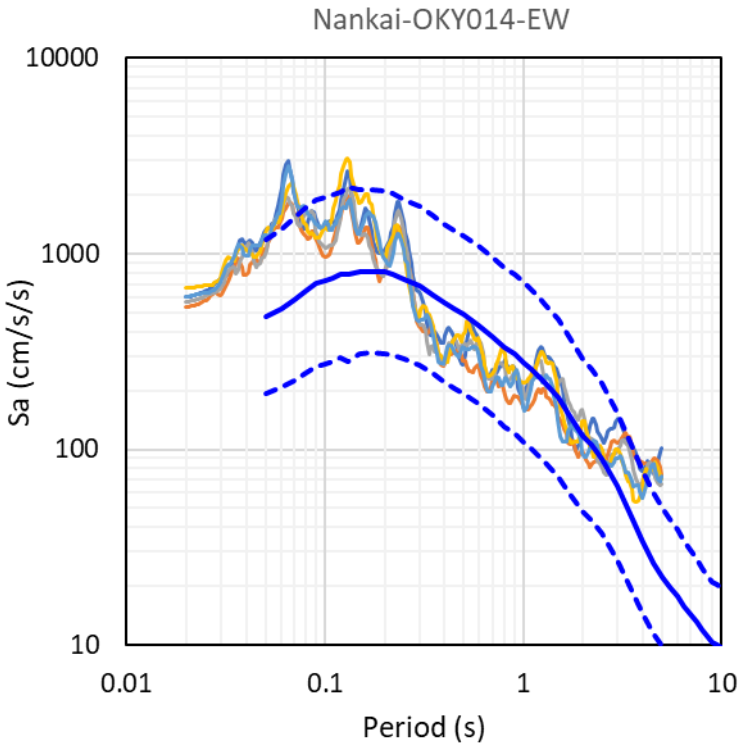


図 4.4-14　南海トラフの巨大地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較（K-NET 下津井）

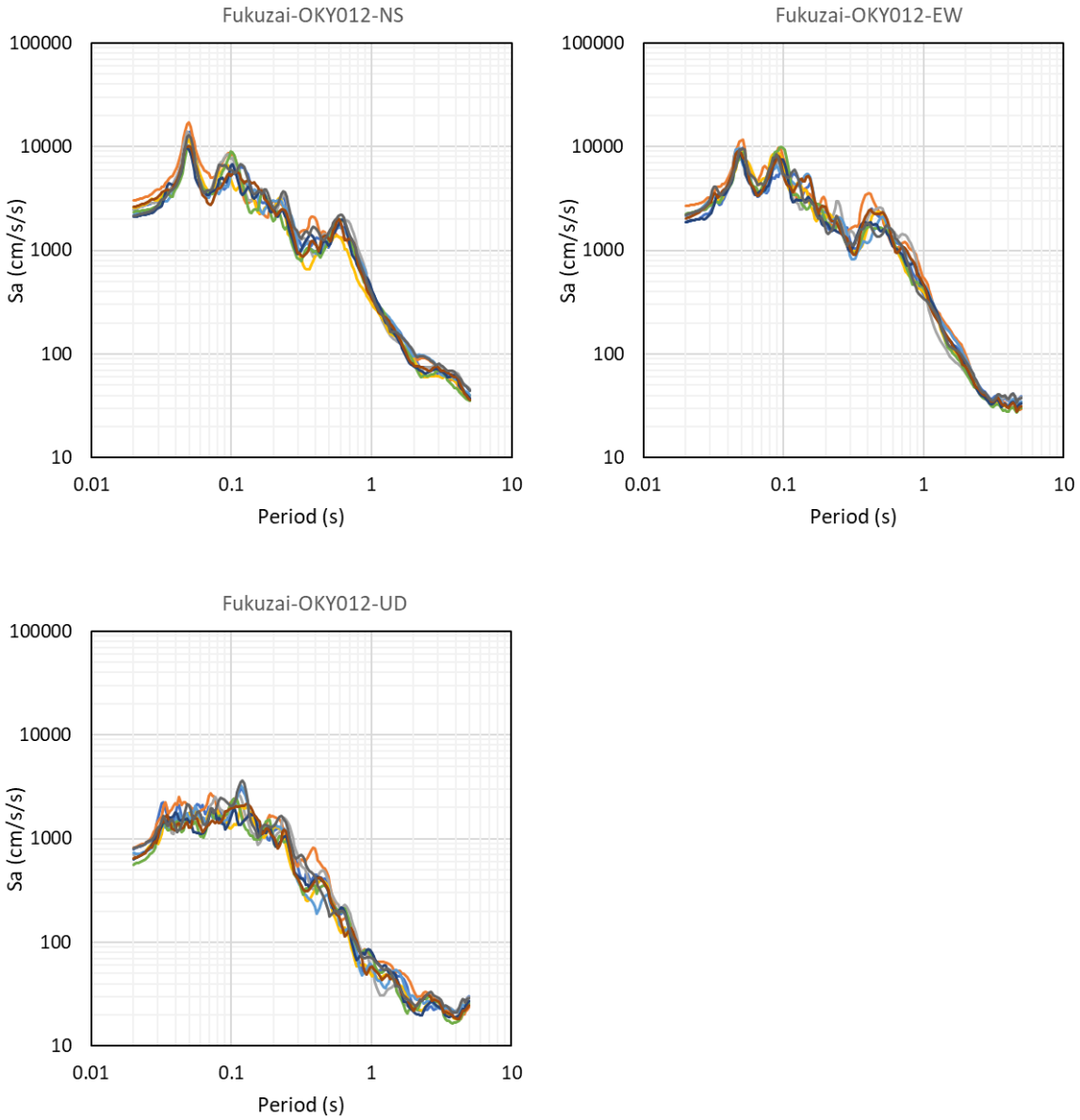
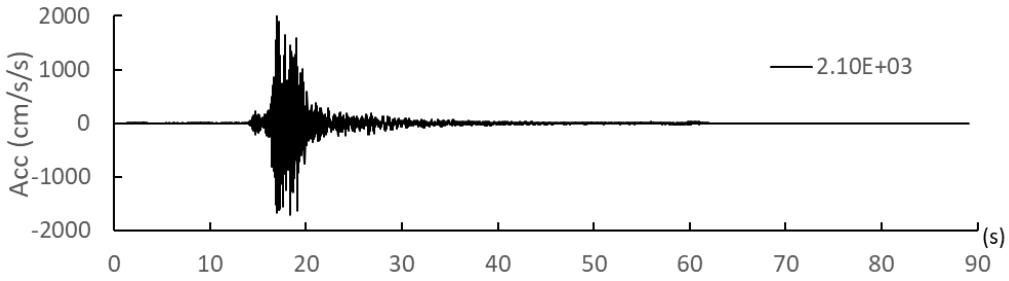
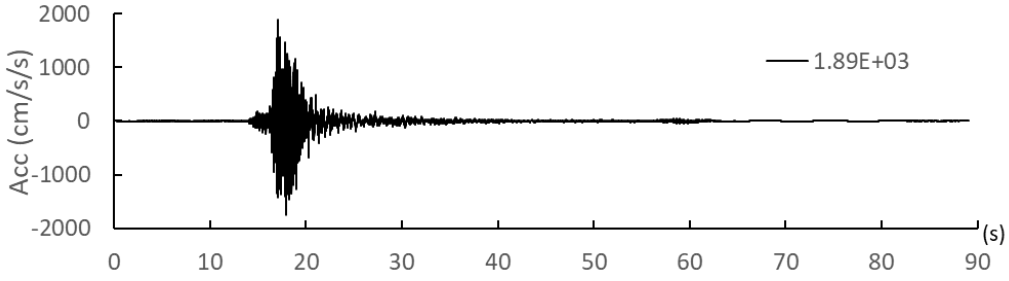


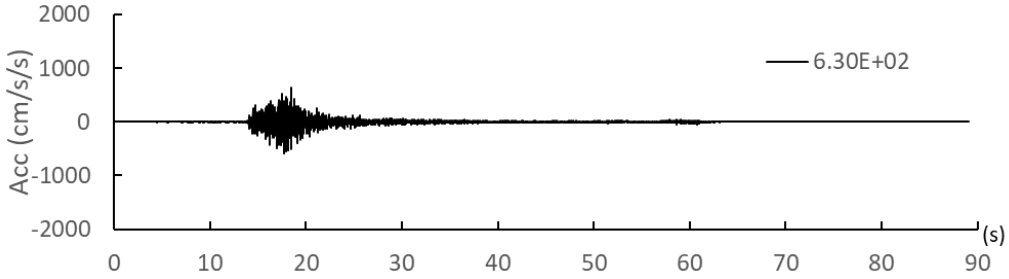
図 4.4-15　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動（K-NET 倉敷）



(a)　NS 成分

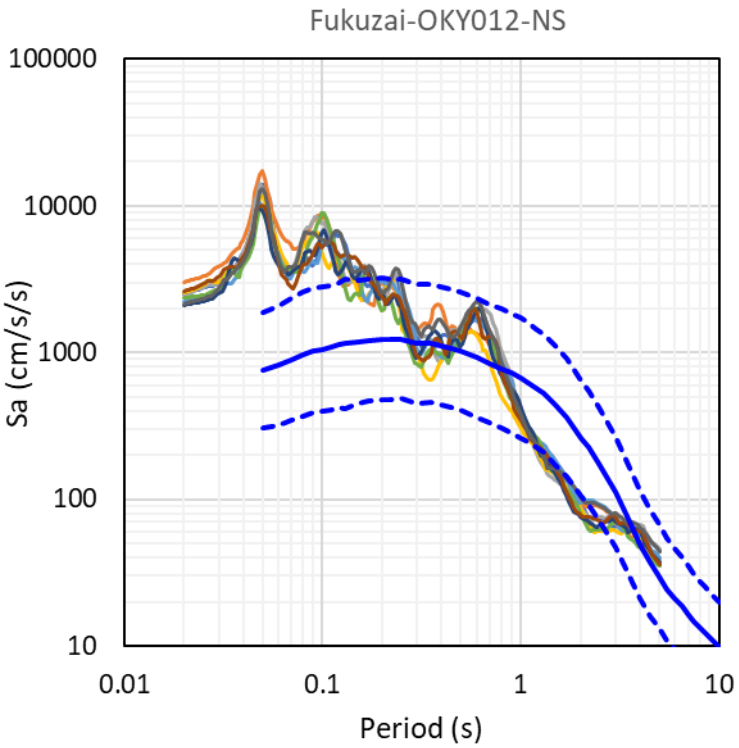


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 4.4-16　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（K-NET 倉敷）



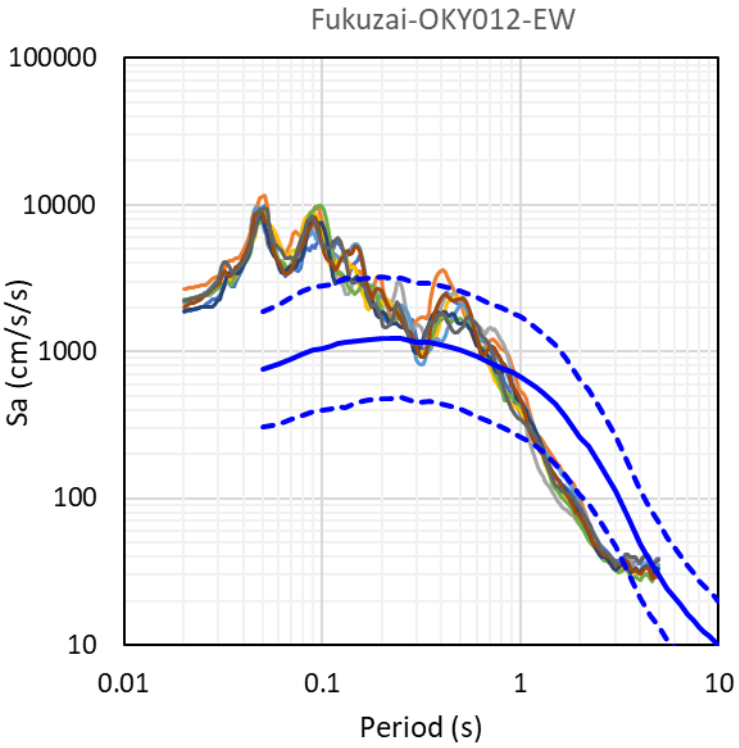


図 4.4-17　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較（K-NET 倉敷）

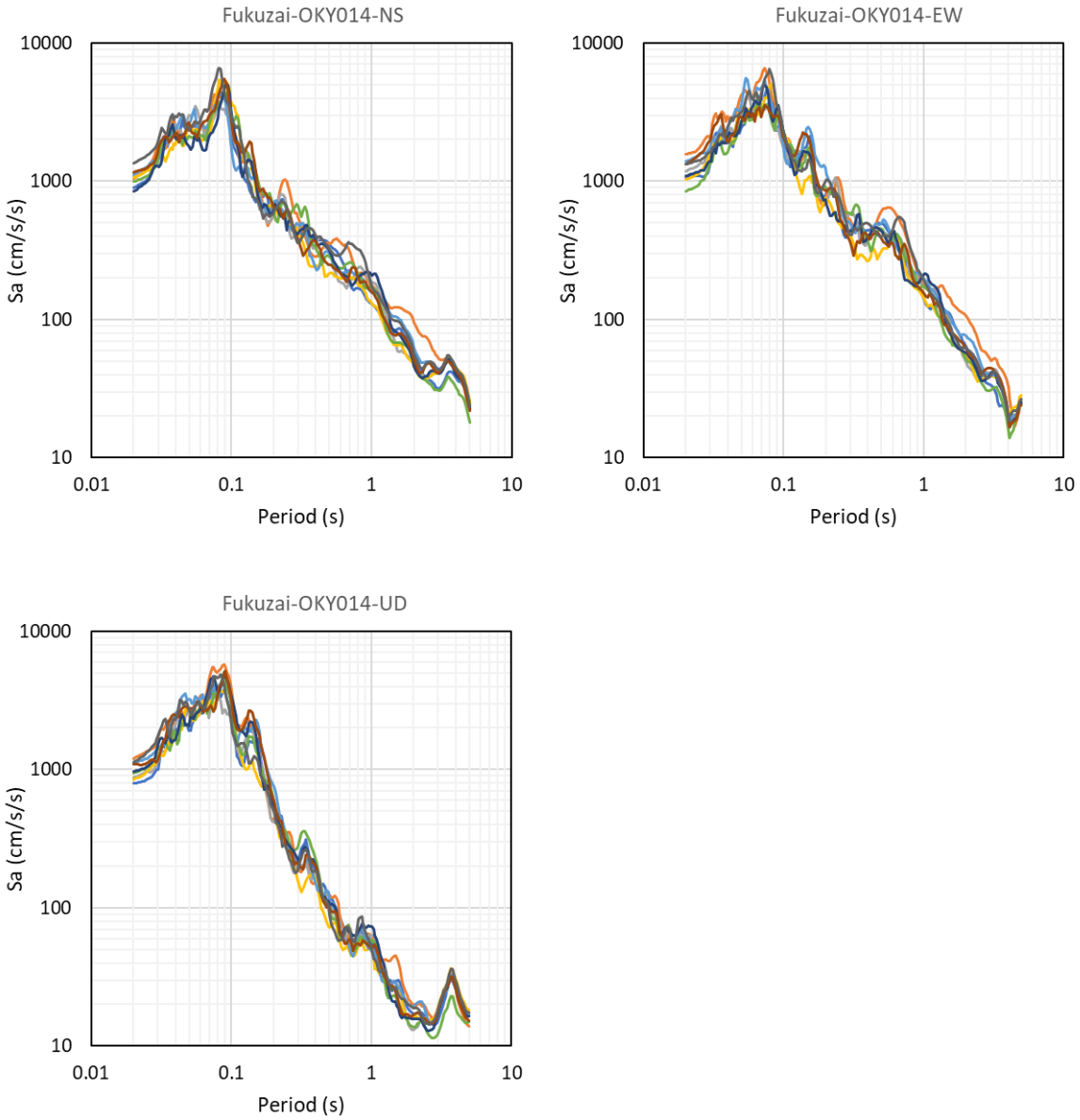
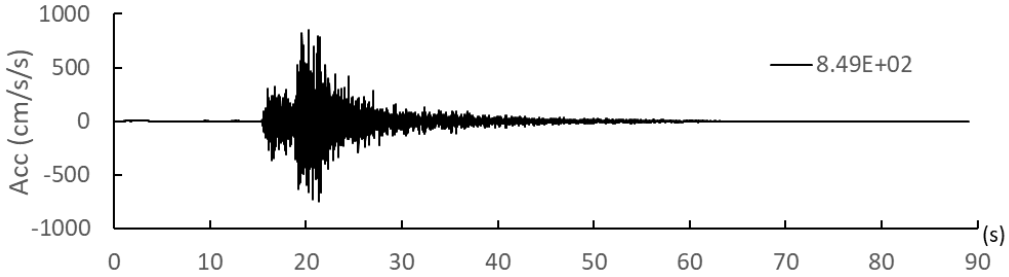
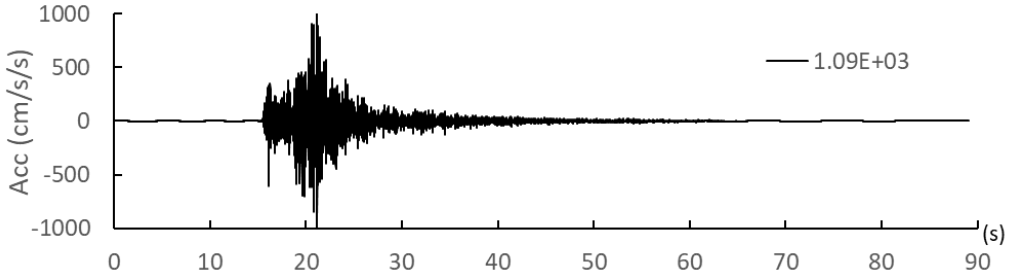


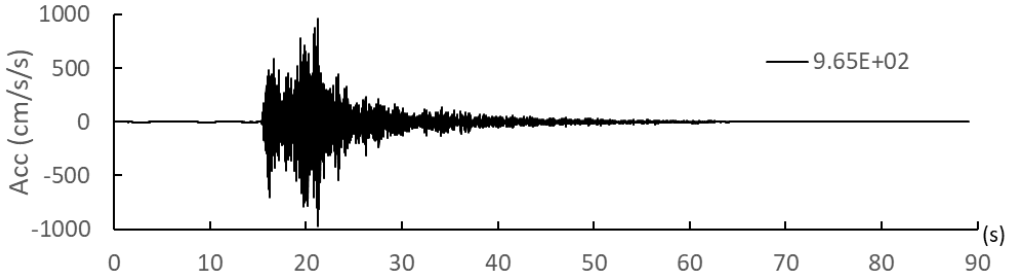
図 4.4-18　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動（K-NET 下津井）



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 4.4-19　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（K-NET 下津井）

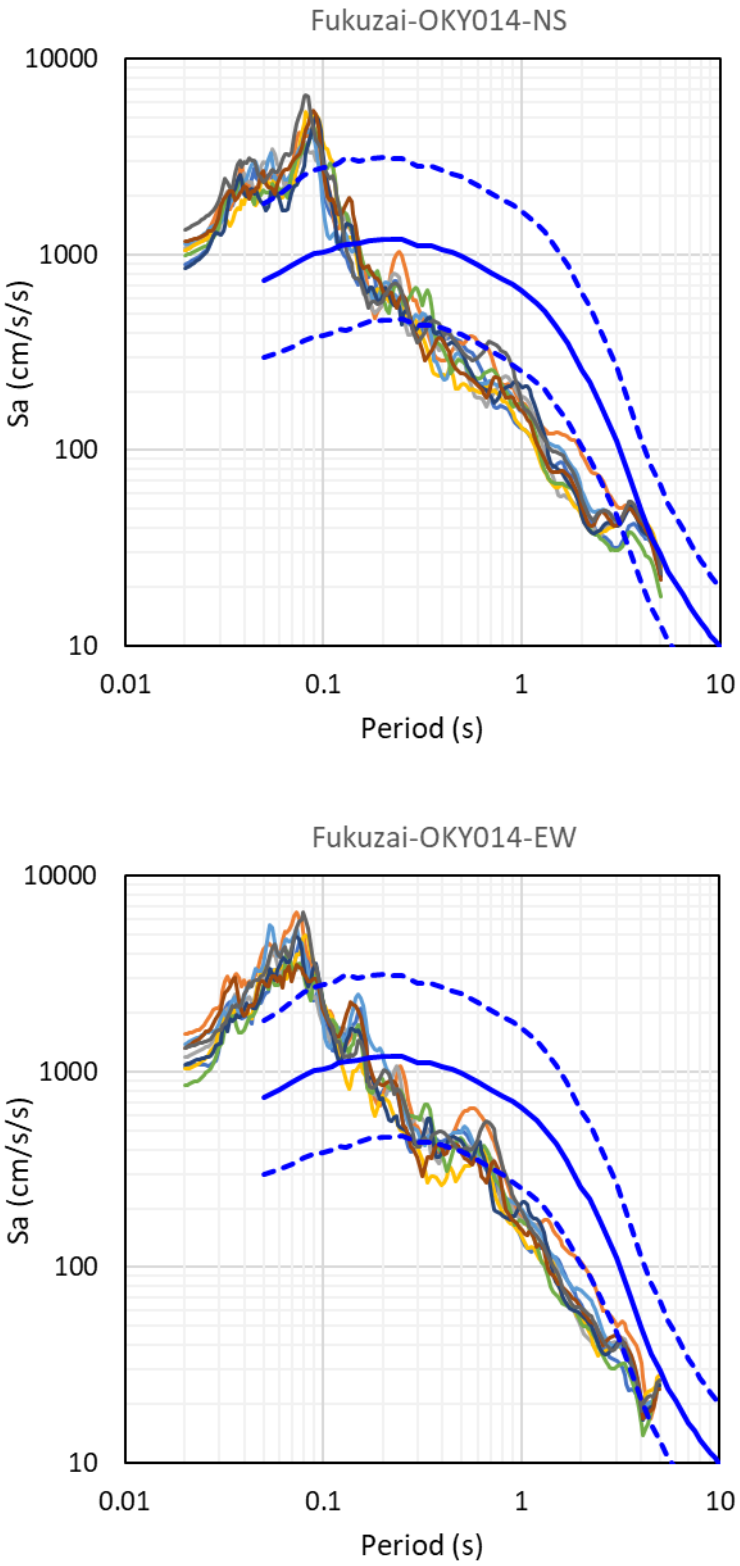


図 4.4-20　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較（K-NET 下津井）

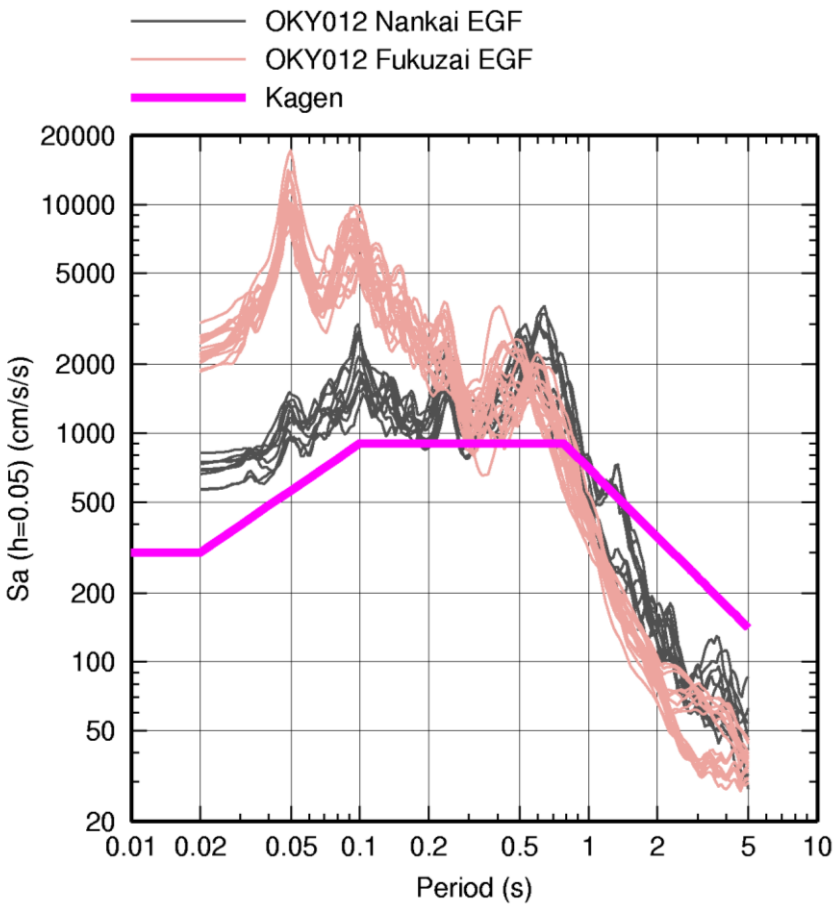


図 4.4-21　水島コンビナート地区における代表地点 1（K-NET 倉敷）の標準波と設計用下限地震動の比較

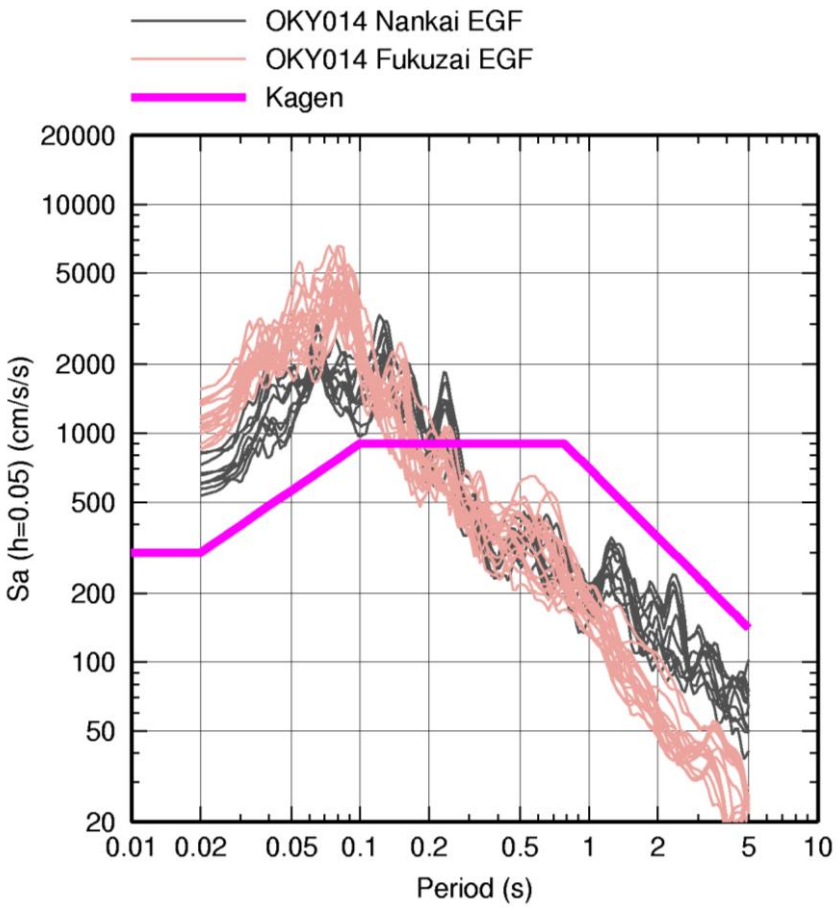


図 4.4-22　水島コンビナート地区における代表地点 2（K-NET 下津井）の標準波と設計用下限地震動の比較

5.　岩国・大竹コンビナート地区の標準波の検討

5.1　代表地点の検討

岩国・大竹コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、岩国・大竹コンビナート地区近傍にある JMA 岩国とする。岩国・大竹コンビナート地区と代表地点（JMA 岩国）の位置を図 5.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を表 5.1-1 に示す。この地盤構造は、JMA 岩国の地震計が設置されている岩国市役所の敷地内で、地震計設置位置に最も近いボーリング柱状図（図 5.1-2）から地層とその深さを設定し、各地層の物性値（P 波速度 Vp、S 波速度 Vs、密度）は敷地内の PS 検層結果（表 5.1-2）から設定したものである。

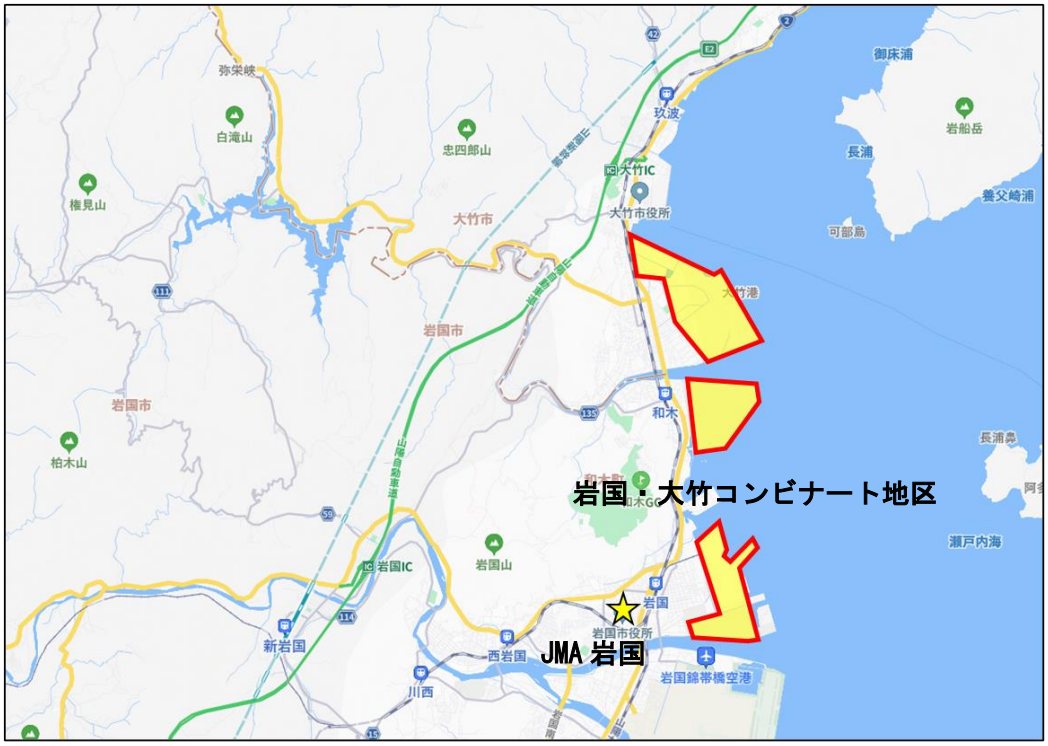


図 5.1-1　岩国・大竹コンビナート地区の代表地点（JMA 岩国）

表 5.1-1　岩国・大竹コンビナート地区の代表地点（JMA 岩国）の地盤構造

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.90	710	82	1.68	観測点位置
2	1.90	3.95	710	160	1.71	
3	5.85	17.95	1500	160	1.75	
4	23.80	5.70	1500	220	1.83	
5	29.50	4.50	2200	350	1.98	
6	34.00	ー	2200	600	1.98	工学的基盤

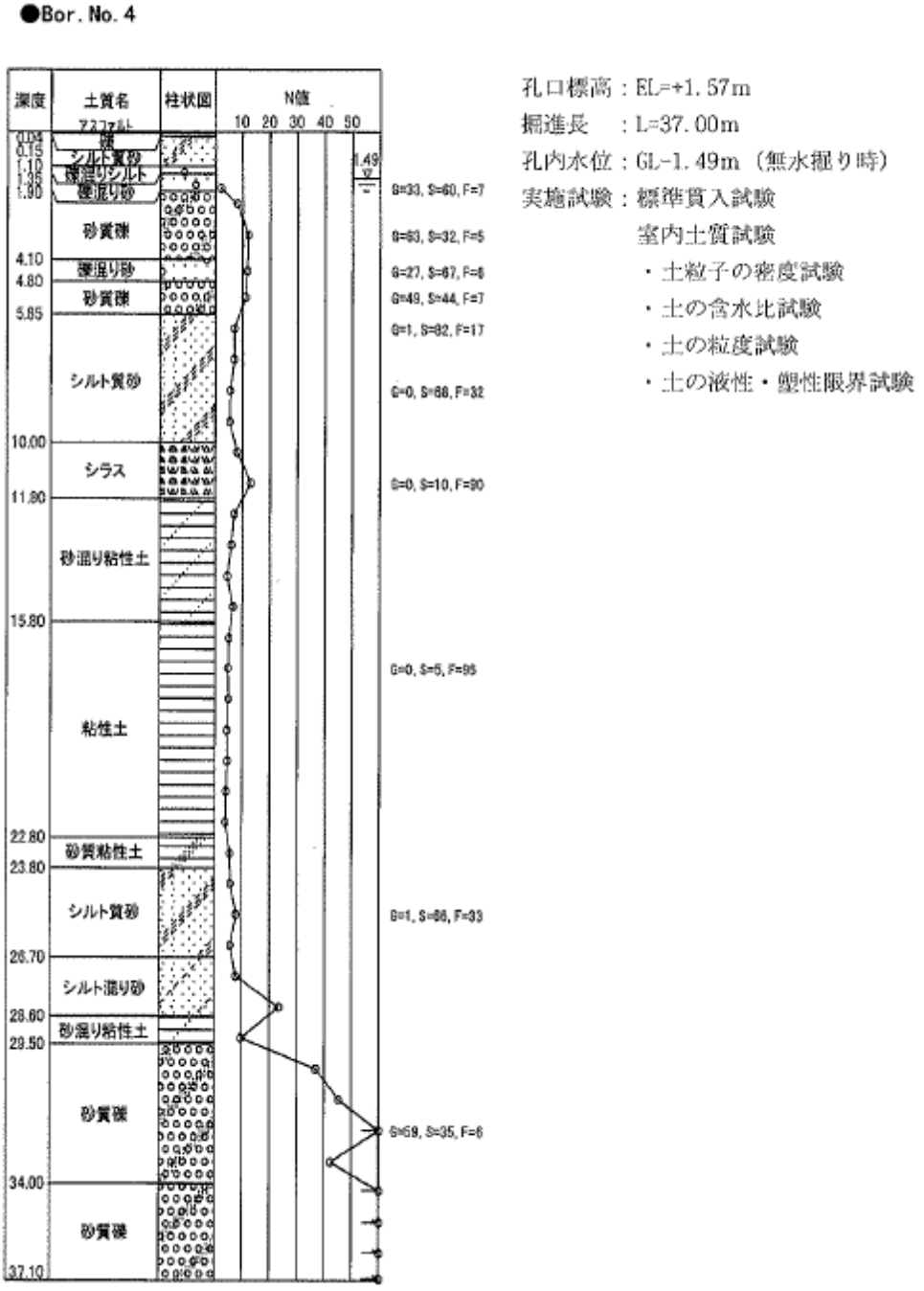


図 5.1-2　代表地点（JMA 岩国）の地震計設置位置に最も近いボーリング柱状図

表 5.1-2　代表地点（JMA 岩国）に近い PS 検層結果

深度(m)	主な土質区分	N値	Vp	Vs	ν	ρ	G	E
0.00～1.50	・礫混り砂	1	710	82	0.49	1.68	1.1×10^{4}	3.4×10^{4}
1.50～3.50	・礫混り砂 ・砂質礫	13～24		160	0.46	1.71	4.4×10^{4}	1.3×10^{5}
3.50～25.00	・粘性土 ・シルト質砂など	4.4～18	1500		0.49	1.75	4.5×10^{4}	1.3×10^{5}
25.00～30.00	・シルト質砂 ・礫混り砂など	6～25		220	0.48	1.83	8.9×10^{4}	2.6×10^{5}
30.00～36.00	・砂質礫	34.0～ 60 以上	2200	350	0.48	1.98	2.4×10^{5}	7.2×10^{5}
36.00～58.00	・砂質礫 ・風化花崗岩	概ね 60 以上		600	0.44	1.98	7.1×10^{5}	2.1×10^{6}

Vp：P 波速度(m/s)　Vs：S 波速度（m/s）　ν：ポアソン比

ρ：密度(g/cm^3)　G：剛性率(kN/m^2)　E：ヤング率(kN/m^2)

5.2　地震学的・地質学的情報の整理

(1)　被害地震

広島県に被害を及ぼした地震の一覧を表 5.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 5.2-1 に示す。地震調査研究推進本部(2020)によれば、広島県に被害を及ぼす地震は、陸域または沿岸域の浅い場所で発生する地震、フィリピン海プレートの内部で発生する地震、南海トラフ沿いで発生する地震としている。たとえば、安芸灘～伊予灘～豊後水道でのスラブ内地震として、1649 年の地震（M7.0 ）、1686 年の地震（M7.2）、1857 年の地震（M7.3）、1905 年の芸予地震（M7.2）がある。南海トラフ沿いで発生する地震としては 1946 年昭和南海地震（M8.0）がある。また、陸域または沿岸域の浅い場所で発生する地震は広島県北部でみられるが、広島県南部ではあまりない。

表 5.2-1　広島県に被害を及ぼした地震（地震調査研究推進本部, 2020）

西暦（和暦）	地域（名称）	M	県内の主な被害（[]内は全国での被害）
1649. 3. 17 （慶安 2）	安芸・伊予	7. 0	広島では家屋全壊あり。
1686. 1. 4 （貞享 2）	安芸・伊予	7. 2	死者 2 人、家屋破損 147 棟。宮島、三原などで被害。
1707. 10. 28 （宝永 4）	（宝永地震）	8. 6	家屋の倒壊多数。
1854. 12. 23 1854. 12. 24 （安政元）	（安政東海地震） （安政南海地震）	いずれも 8. 4	[安政東海地震と合わせた被害は、家屋の全壊・焼失 30, 000 棟、死者 2, 000～3, 000 人に達したと思われる]
1857. 10. 12 （安政 4）	伊予・安芸	7. 3	広島で家屋の破損、呉で石垣崩壊。
1872. 3. 14 （明治 5）	（浜田地震）	7. 0～7. 2	負傷者 3 人、家屋全壊 20 棟。
1905. 6. 2 （明治 38）	（芸予地震）	7. 2	死者 11 人、負傷者 160 人、家屋（含非住家）全壊 56 棟。
1946. 12. 21 （昭和 21）	（昭和南海地震）	8. 0	負傷者 3 人、住家全壊 19 棟。
1949. 7. 12 （昭和 24）	安芸灘	6. 2	呉で死者 2 人。下松市で負傷者 2 人。
2001. 3. 24 （平成 13）	（平成 13 年（2001 年）芸予地震）	6. 7	死者 1 人、負傷者 193 人（うち重傷 34 人）、住家全壊 65 棟。
2006. 6. 12 （平成 18）	大分県西部	6. 2	負傷者 4 人（うち重傷 1 人）。

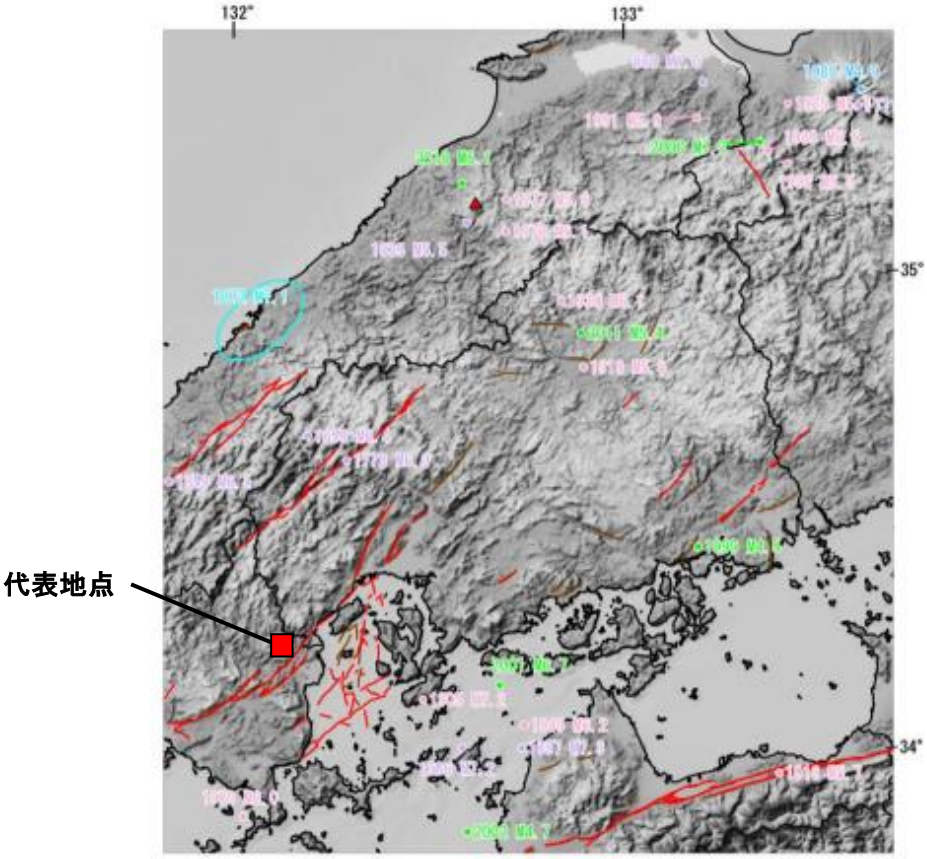
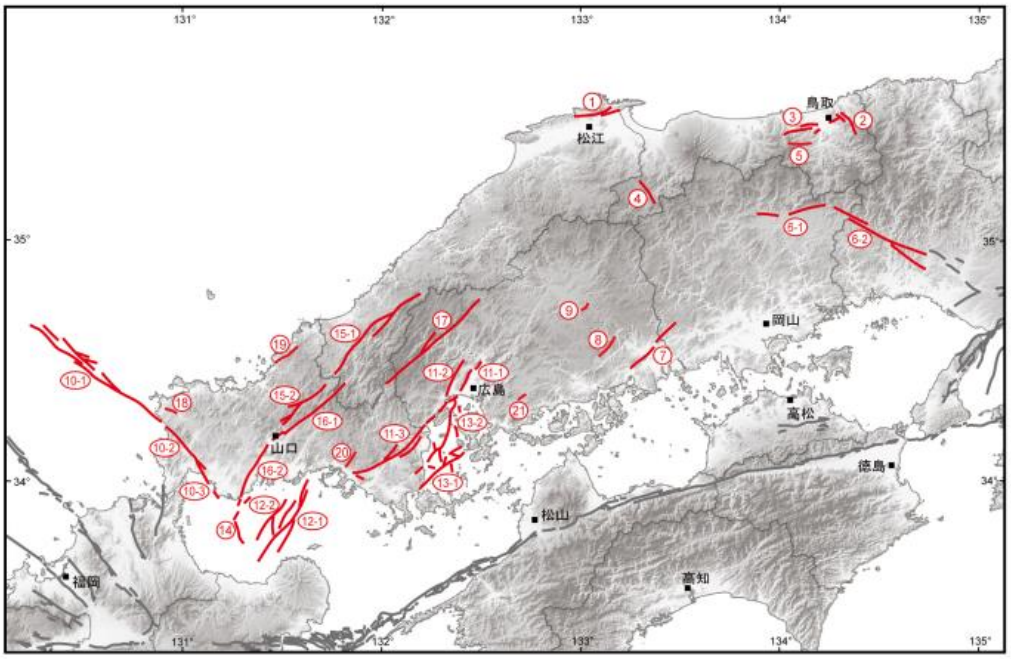


図 5.2-1　岩国・大竹コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2020)に加筆）

(2) 活断層

地震調査研究推進本部(2016)では、中国地域の活断層の長期評価が報告されている。図 5.2-2 に、検討対象とした活断層の位置を示す。図より、岩国・大竹コンビナート地区の周辺では、岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）（図中 11-3)、広島湾－岩国沖断層帯（図中 13-2）がある。これらの活断層の概要と地震発生確率を表 5.2-2 に示す。



（北部）
1：宍道（鹿島）断層
2：雨滝－釜戸断層
3：鹿野－吉岡断層
4：日南湖断層
5：岩坪断層

（東部）
6－1：那岐山断層帯
6－2：山崎断層帯（主部北西部区間）
7：長者ヶ原－芳井断層
8：宇津戸断層
9：安田断層

（西部）
10-1：菊川断層帯（北部区間）
10-2：菊川断層帯（中部区間）
10-3：菊川断層帯（南部区間）
11-1：岩国－五日市断層帯（己斐断層区間）
11-2：岩国－五日市断層帯（五日市断層区間）
11-3：岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）
12-1：周防灘断層帯（周防灘断層帯主部区間）
12-2：周防灘断層帯（秋穂沖断層区間）
13-1：安芸灘断層帯
13-2：広島湾－岩国沖断層帯
14：宇部南方沖断層

15-1：弥栄断層
15-2：地福断層
16-1：大原湖断層
16-2：小郡断層
17：筒賀断層
18：滝部断層
19：奈古断層
20：栄谷断層
21：黒瀬断層

図 5.2-2　中国地域において評価対象とした活断層の位置（地震調査研究推進本部, 2016）

表 5.2-2　岩国・大竹コンビナート地区の周辺の活断層の概要と地震発生確率

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率（2023 年 1 月起点）		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）	7.6 程度	0.03%～2%	0.05%～3%	約 9,000 年～18,000 年
				約 10,000 年前～11,000 年前
広島湾－岩国沖断層帯	7.5 程度	不明	不明	不明
				不明

(3) 内閣府

内閣府(2012)では、南海トラフの巨大地震対策のために対象地震の設定と地震動評価が行われている。内閣府(2012)による南海トラフ巨大地震の断層モデル（基本ケース）を図 5.2-3 に示す。

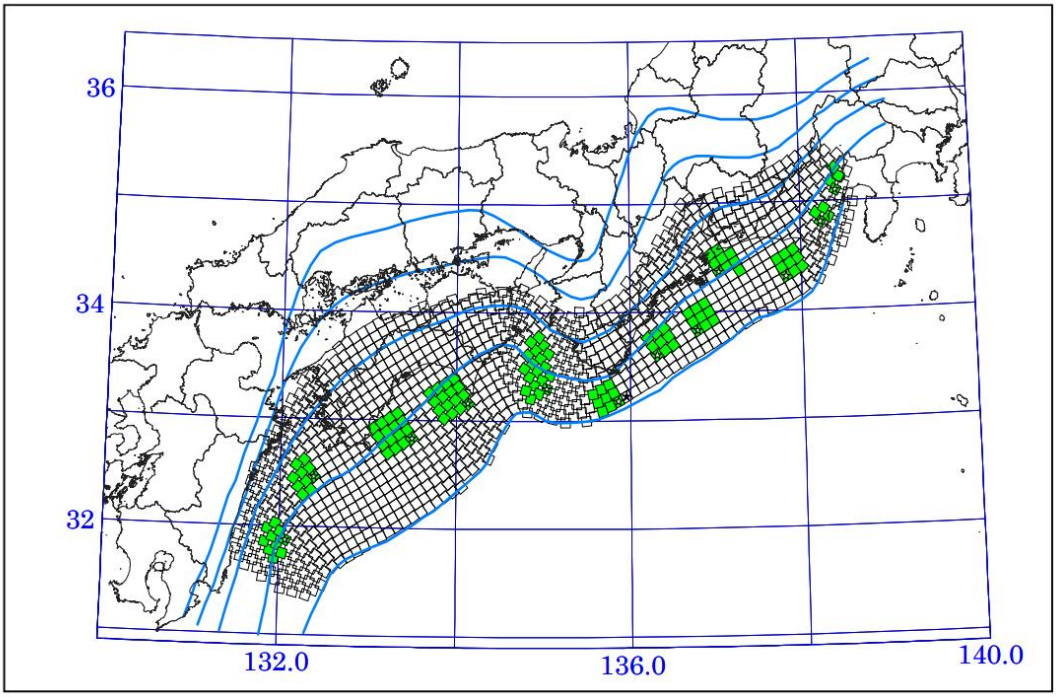


図 5.2-3　内閣府(2012)による南海トラフの巨大地震の断層モデル（基本ケース）
（緑：アスペリティ、白：背景領域）

(4) 広島県

広島県では、平成 25 年に南海トラフ巨大地震および既に明らかになっている断層等を震源とする地震を対象とした「広島県地震被害想定調査報告書」(広島県, 2013) が報告されている。南海トラフ巨大地震に対しては内閣府(2012)の断層モデルを用いて検討を行っている。そのため、ここでは、既に明らかになっている断層等を震源とする地震について整理する。広島県(2013)で選定された想定地震を表 5.2-3 に、その位置を図 5.2-4 に示す。図より、岩国・大竹コンビナート地区の周辺への影響が大きい地震は、安芸灘～伊予灘～豊後水道のスラブ内地震（M7.4）と、岩国断層帯（地震調査研究推進本部による岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）と同じ）の地震、安芸灘断層群（広島湾－岩国沖断層帯）の地震である。

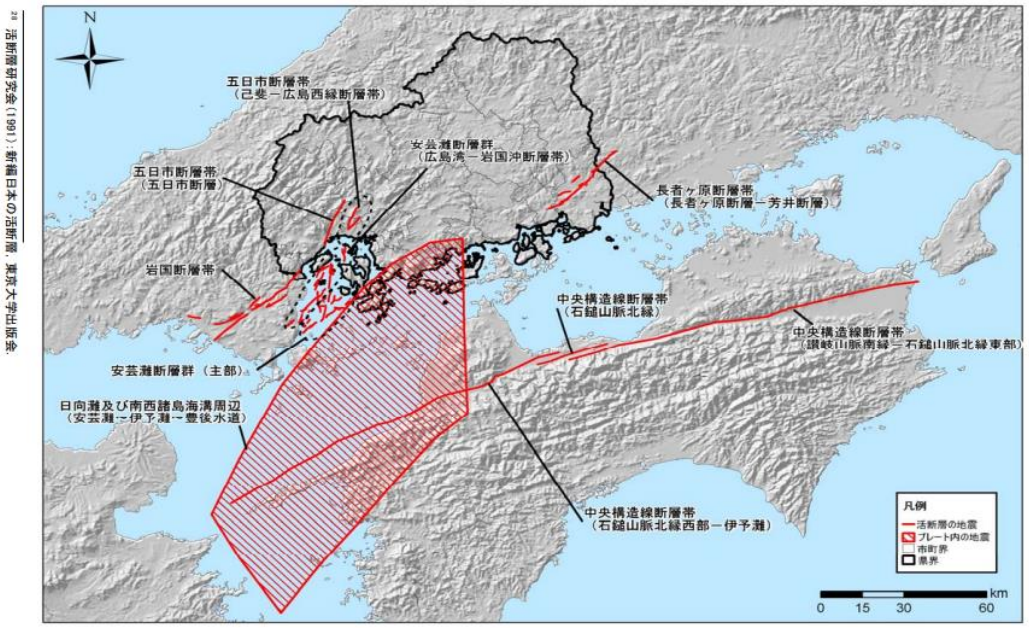


図 5.2-4　広島県(2013)による想定地震の位置

表 5.2-3　広島県(2013)による想定地震

想定地震	選定基準※			想定対象		参考
	①	②	③	地震	津波	広島県に被害を及ぼした主な地震
1　プレート間の地震 南海トラフ巨大地震						昭和 21 年（1946 年）南海地震 安政元年（1854 年）安政南海地震 宝永 4 年（1707 年）宝永地震
1)南海トラフ巨大地震	○	○	○	○	○	
2　プレート内の地震 日向灘及び南西諸島海溝周辺						平成 13 年（2001 年）芸予地震 昭和 24 年（1949 年）安芸灘 明治 38 年（1905 年）芸予地震 安政 4 年(1857 年)芸予地震
2)安芸灘～伊予灘～豊後水道	○	○	○	○	○	
3　地殻内の地震 中央構造線断層帯						平成 12 年（2000 年）鳥取県西部地震 明治 5 年（1872 年）浜田地震
3)讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部		○	○	○	○	
4)石鎚山脈北縁		○	○	○	－	
5)石鎚山脈北縁西部－伊予灘		○	○	○	○	
五日市断層帯						
6)五日市断層		○	○	○		
7)己斐－広島西縁断層帯		○	○	○		
岩国断層帯						
8)岩国断層帯		○	○	○	－	
安芸灘断層群						
9)主部		○	○	○	○	
10)広島湾－岩国沖断層帯		○	○	○	○	
長者ヶ原断層帯						
11)長者ヶ原断層－芳井断層	－	－	○	○	－	
どこでも起こりうる直下の地震						
どこでも起こりうる直下の地震 （23 市町役場直下に震源を配置）	－	－	○	○	－	

※選定基準
①歴史的に繰返し発生し，将来発生する可能性が高い地震
②地震調査研究推進本部が長期評価を行っている「主要活断層帯」による地震
③地震規模及び本県と震源との距離から，発生した際に本県に及ぼす被害が甚大となる可能性が高い地震

(5) 地震調査研究推進本部

地震調査研究推進本部(2020)では、確率論的地震動予測地図の作成にために地震活動モデルを構築している。そのうち、岩国・大竹コンビナート地区に影響の大きい地震として、安芸灘～伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震が想定されている。そこでは、複数の断層モデルを設定して、最大で M8.0 を想定している。断層モデルを図 5.2-5 に示す。

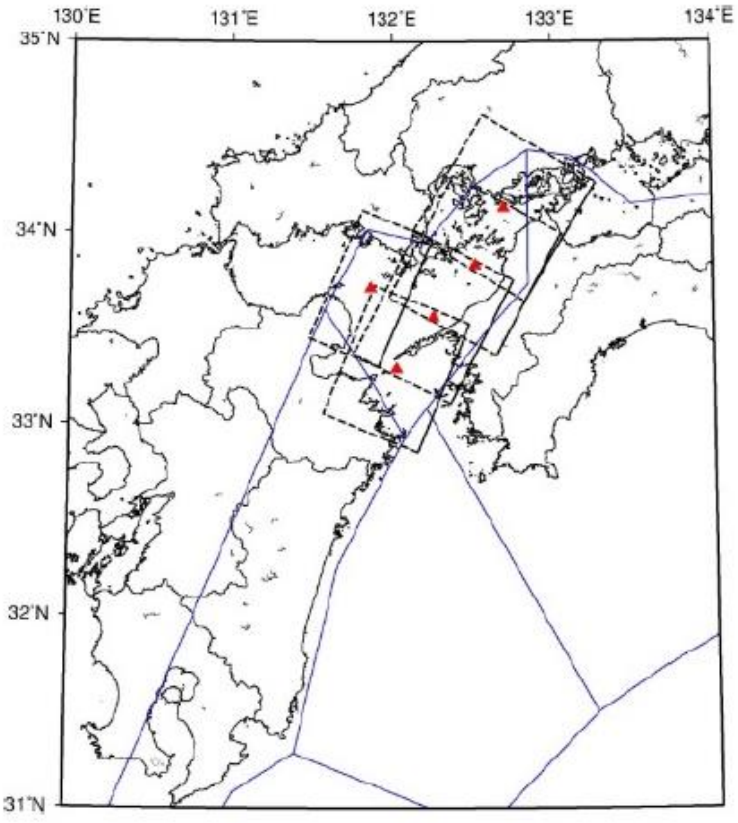


図 5.2-5　地震調査研究推進本部(2021)による、安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震の断層モデル（▲：断層中心）

5.3　対象地震の選定

5.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、岩国・大竹コンビナート地区の周辺では、南海トラフ沿いで発生する地震（プレート境界地震）、フィリピン海プレートの内部で発生する地震（スラブ内地震）によって被害を受けてきており、また、活断層も存在しており、内閣府や広島県でも同様のタイプの想定地震を設定している。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震として、内閣府および広島県で想定地震とした南海トラフの巨大地震を設定する。断層モデルは内閣府(2012)に基づくものとし、断層モデルを図 5.3-1 に、断層パラメータを表 5.3-1 に示す。

スラブ内地震の対象地震として、広島県で想定地震とした安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震を設定する。断層モデルは、より規模大きい地震を想定している地震調査研究推進本部(2020)に基づくものとし、複数ある断層モデル（図 5.2-5 参照）から代表地点に最も近いものを選定する。

内陸地殻内地震の対象地震は、岩国・大竹コンビナート地区の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。5.2（２）で整理した活断層に対して、地震調査研究推進本部(2020)に基づいて地震ハザードステーション J-SHIS から公開されている断層モデルを用いて、地震動を算定する。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。対象とした活断層の位置と代表地点を図 5.3-2 に示す。代表地点で算定した地震動の最大値を表 5.3-2 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は広島湾－岩国沖断層帯である。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、岩国・大竹コンビナート地区周辺の地震環境を考慮して、広島湾－岩国沖断層帯に発生する地震の断層モデルを参考に、走向は 210 度、傾斜角は 90 度とする。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定する。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 5.3-3 に示す。計算条件として、工学的基盤を Vs＝720m/s、Vs=1,400m/s の層の上面深さを J-SHIS の地盤モデルに基づいて 20m とした。また、対象地震の地震規模 Mw と断層最短距離 X は、南海トラフの巨大地震は Mw9.0 で X＝

76km、フィリピン海プレートのスラブ内地震は Mw8.0 で X＝60km、広島湾－岩国沖断層帯による地震は Mw7.0 で X＝3.5km、伏在断層による地震は Mw6.5 で X=3km とする。図より、南海トラフの巨大地震の地震動はフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動に全周期帯域で包絡される。一方、広島湾－岩国沖断層帯による地震の地震動は伏在断層による地震の地震動を全周期帯域で包絡する。これより、様々なタイプの地震を設定するという観点から、最終的な対象地震は、**フィリピン海プレートのスラブ内地震、広島湾－岩国沖断層帯による地震**の 2 つとする。

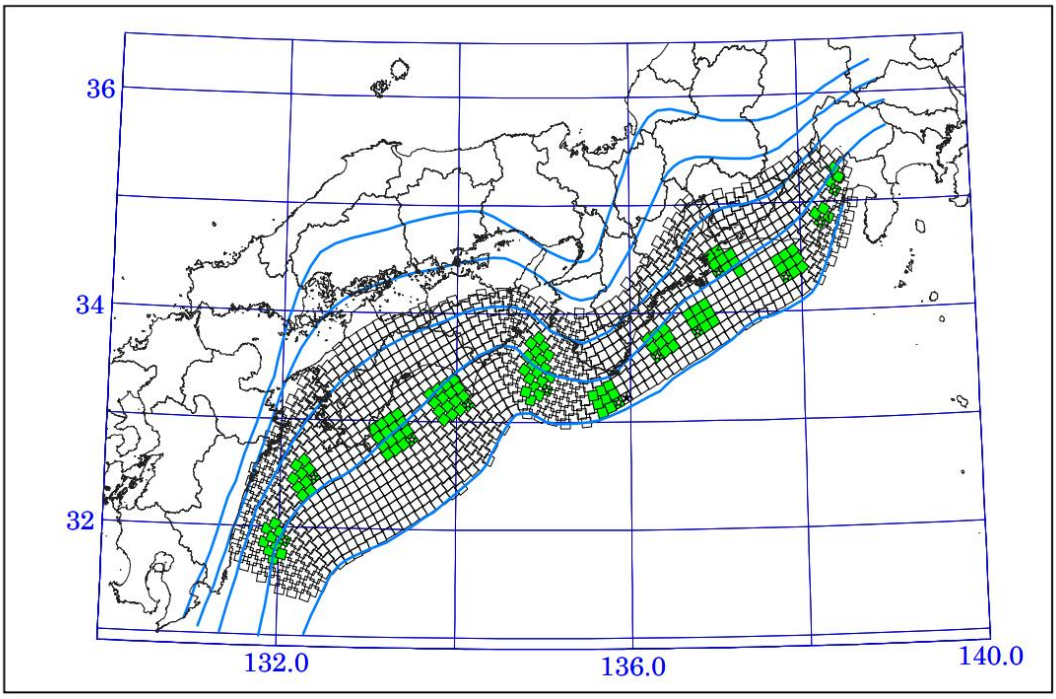


図 5.3-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 5.3-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa)	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa)	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

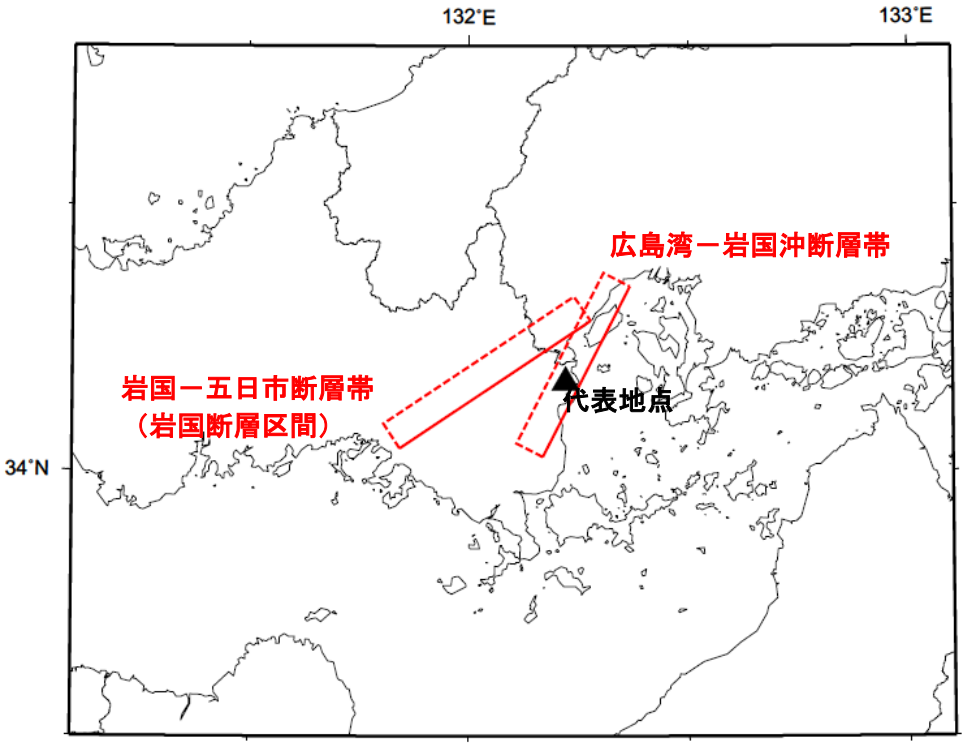


図 5.3-2　岩国・大竹コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

表 5.3-2　司・翠川(1999)による代表地点で算定した活断層の地震動の一覧

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）	7.6	7.0	12.3	2.0	11.0	317.4	29.0
広島湾－岩国沖断層帯	7.5	6.9	3.5	2.0	11.0	469.8	49.0
伏在断層（直下）	6.9	6.5	3.0	3.0	13.0	451.0	41.8

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村, 1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

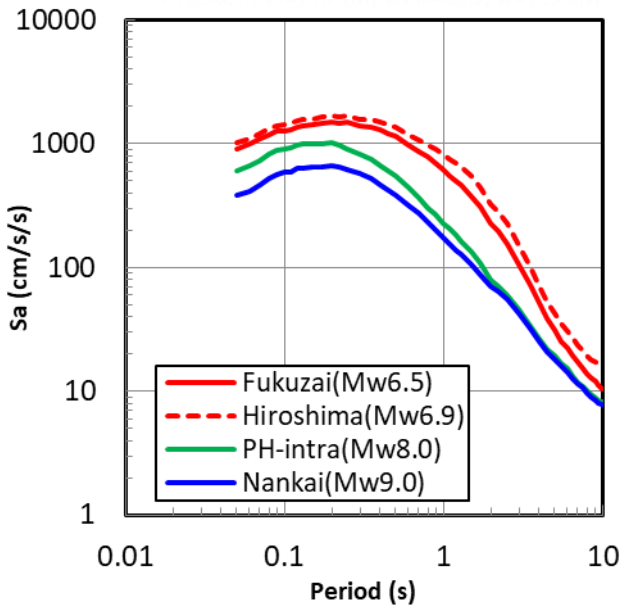


図 5.3-3　南海トラフの巨大地震、安芸灘～伊予灘～豊後水道のスラブ地震、
広島湾－岩国沖断層帯による地震、伏在断層による地震の地震動の比較

5.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定と標準波の検討

5.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　フィリピン海プレートのスラブ地震

フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルは、モーメントマグニチュードを Mw8.0 としたうえで、強震動予測レシピに基づいて断層パラメータを設定した。断層モデルの位置は、地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図で設定している断層モデルのうち、代表地点に最も近いものとした。フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータを表 5.4-1 に、図 5.4-1 に断層モデルを示す。

表 5.4-1　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	-	-	地震調査研究推進本部を参考に設定	E133.277° N34.262°
走向	-	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	211
傾斜角	-	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	18
断層上端深さ	-	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	38.2
断層長さ	L	km	$L=S^{0.5}$	83
断層幅	W	km	W=L	83
断層面積	S	km^2	$S=(7\pi^2\beta^2M0)/(4A(Sa/S)^{0.5})$	6829
密度	ρ	g/cm^3	設定	3.00
S波速度	β	km/s	設定	4.00
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	4.80E+10
気象庁マグニチュード	M_J	-	設定	8.0
モーメントマグニチュード	M_W	-	$M_W=M_J$	8.0
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=10^{(1.5*Mw+9.1)}$	1.26E+21
短周期レベル（面積比計算用）	A*	Nm/s^2	$A^*=9.48*10^{10}*(M0*10^7)^{1/3}$ （笹谷・他, 2006）	2.29E+20
アスペリティ面積（面積比計算用	Sa*	km^2	$Sa^*=1.25*10^{-16}*(M0*10^7)^{2/3}$ （笹谷・他, 2006）	676
短周期レベル（フィリピン海プレ	A	Nm/s^2	A=0.5*A*	1.14E+20
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	3.84
応力降下量	Δσ	MPa	$\Delta\sigma=(7/16)M0/(S/\pi)^{1.5}$	5.43
アスペリティ面積比	Sa/S	-	$Sa/S=16*(9.84*1.25*10^7)^2/(49\pi^4\beta^4)$	0.20
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.88
Q値	Q	-	川瀬・松尾(2004)	$114f^{0.69}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	1353
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	4.99E+20
応力降下量	Δσa	MPa	Δσa=(Sa/S)*S	27.43
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	7.68
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/4	338
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/4	1.25E+20
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	27.4
平均すべり量	Dai	m	Dai=M0ai/(μSai)	7.68
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S-Sa	5476
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0-M0a	7.60E+20
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	2.3
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	2.89

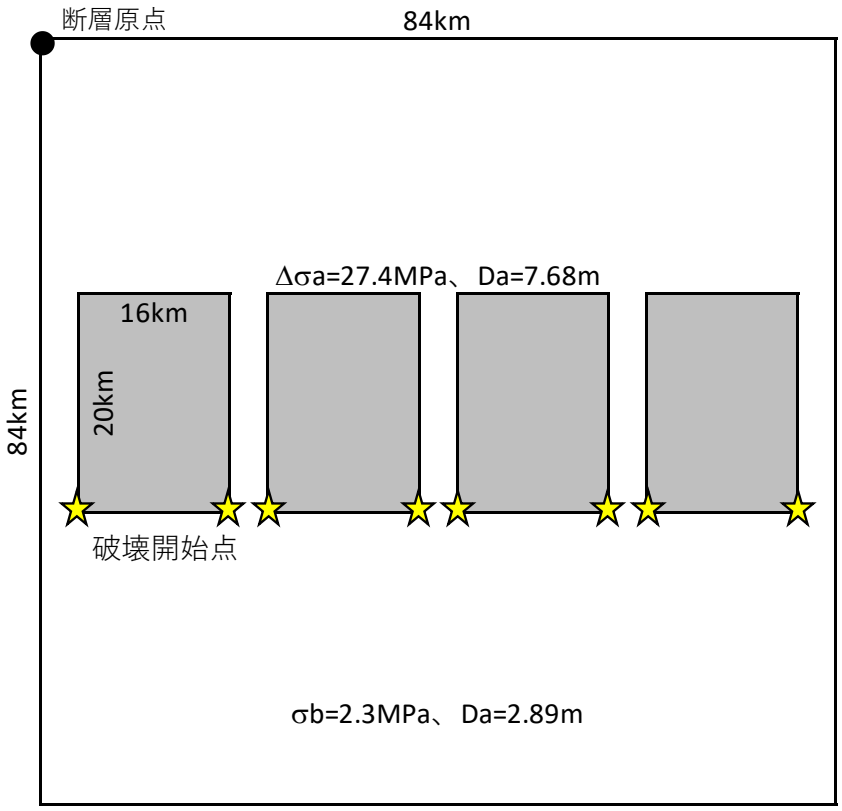


図 5.4-1　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデル

(2) 広島湾－岩国沖断層帯による地震

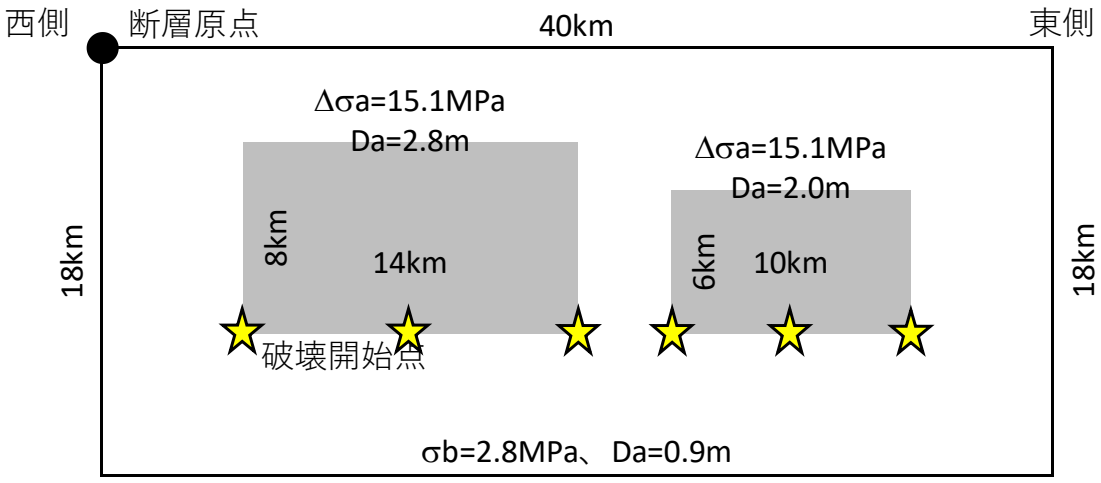
広島湾－岩国沖断層帯による地震の断層モデルは、地震調査研究推進本部で設定しているモデルとした。そこでは、アスペリティ位置を破壊開始点の異なる 4 ケースを設定しているが、ここでは破壊開始点を更に 8 ケース設定して、合計 12 ケースとした。広島湾－岩国沖断層帯による地震の断層パラメータを表 5.4-2 に、図 5.4-2 に断層モデルを示す。

表 5.4-2　広島湾－岩国沖断層帯による地震の断層パラメータ

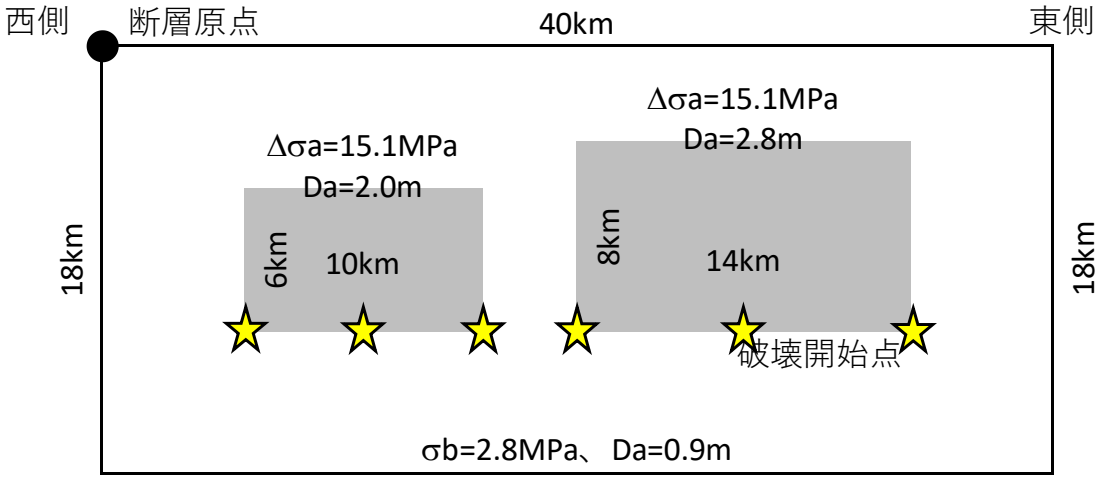
震源断層を特定した地震動予測地図（シナリオ地震動予測地図）
広島湾－岩国沖断層帯

強震動予測のための震源パラメータ（2017 年版提示モデル）

巨視的震源パラメータ		「長期評価」または設定方法	設定値
断層長さ L [km]		「約38km」	38
地震規模 M		$M = \{\log(L) + 2.9\} / 0.6$	7.5
地震モーメント M_0 [Nm]		$\log M_0 = 1.17 \cdot M + 10.72$	2.85E+19
モーメントマグニチュード M_w		$M_w = \{\log(M_0) - 9.1\} / 1.5$	6.9
断層モデル原点（地中）[°N]		地中における端	34.347
断層モデル原点（地中）[°E]			132.366
走向 θ [度]		長期評価の端点を結んだ方向	207.0
傾斜角 δ [度]		長期評価に基づく	70
すべり角 λ [度]		「右横ずれ断層」	180
地震発生層上限深さ H_s [km]		地震基盤と2kmの深い方	2
地震発生層下限深さ H_d [km]		長期評価に基づく	20
断層モデル上端深さ D_{top} [km]		$D_{top} = H_s$	2
断層モデル長さ L_{model} [km]		「レシピ」の（イ）の手順に従う	40
断層モデル幅 W_{model} [km]		「レシピ」の（イ）の手順に従う	18
断層モデル面積 S_{model} [km^2]		$S_{model} = L_{model} \times W_{model}$	720
静的平均応力降下量 $\Delta\sigma$ [MPa]		$\Delta\sigma = 7/16 \cdot (M_0 / R^3), R = (S_{model}/\pi)^{1/2}$	3.6
平均滑り量 D [m]		$D = M_0 / (\mu \cdot S_{model})$	1.3
微視的震源パラメータ		設定方法	ケース1～4
短周期レベル A [Nm/s^2]		$A = 2.46 \times 10^{10} \times (M_0 \times 10^7)^{1/3}$	1.62E+19
全アスペリティ	面積 S_a [km^2]	$S_a = \pi r^2, r = (7\pi/4) \cdot \{M_0 / (A \cdot R)\} \cdot \beta^2$	172.0
	実効応力 σ_a [MPa]	$\sigma_a = \Delta\sigma_a = (S / S_a) \cdot \Delta\sigma$	15.1
	平均すべり量 D_a [m]	$D_a = \gamma_D \cdot D, \gamma_D = 2.0$	2.5
	地震モーメント M_{0a} [Nm]	$M_{0a} = \mu \cdot D_a \cdot S_a$	1.36E+19
アスペリティ1	面積 S_{a1} [km^2]	$S_{a1} = S_a \cdot (2/3)$	114.7
	実効応力 σ_{a1} [MPa]	$\sigma_{a1} = \sigma_a$	15.1
	平均すべり量 D_{a1} [m]	$D_{a1} = (\gamma_1 / \Sigma\gamma_i^3) \cdot D_a$	2.8
	地震モーメント M_{0a1} [Nm]	$M_{0a1} = \mu \cdot D_{a1} \cdot S_{a1}$	1.01.E+19
	計算用面積 $L_{a1} \times W_{a1}$ [km×km]	2kmメッシュサイズ	14 × 8
アスペリティ2	面積 S_{a2} [km^2]	$S_{a2} = S_a \cdot (1/3)$	57.3
	実効応力 σ_{a2} [MPa]	$\sigma_{a2} = \sigma_a$	15.1
	平均すべり量 D_{a2} [m]	$D_{a2} = (\gamma_2 / \Sigma\gamma_i^3) \cdot D_a$	2.0
	地震モーメント M_{0a2} [Nm]	$M_{0a2} = \mu \cdot D_{a2} \cdot S_{a2}$	3.56.E+18
	計算用面積 $L_{a2} \times W_{a2}$ [km×km]	2kmメッシュサイズ	10 × 6
背景領域	面積 S_b [km^2]	$S_b = S_{model} - S_a$	548.0
	実効応力 σ_b [MPa]	$\sigma_b = (D_b/W_b) \cdot (\pi^{1/2} / D_a) \cdot r \cdot \Sigma\gamma_i^3 \cdot \sigma_a$	2.8
	平均すべり量 D_b [m]	$D_b = M_{0b} / (\mu \cdot S_b)$	0.9
	地震モーメント M_{0b} [Nm]	$M_{0b} = M_0 - M_{0a}$	1.49E+19



(a)　ケース A



(b)　ケース B

図 5.4-2　広島湾－岩国沖断層帯による地震の断層モデル

(3)　まとめ

岩国・大竹コンビナート地区で設定した措定地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図 5.4-3 に示す。

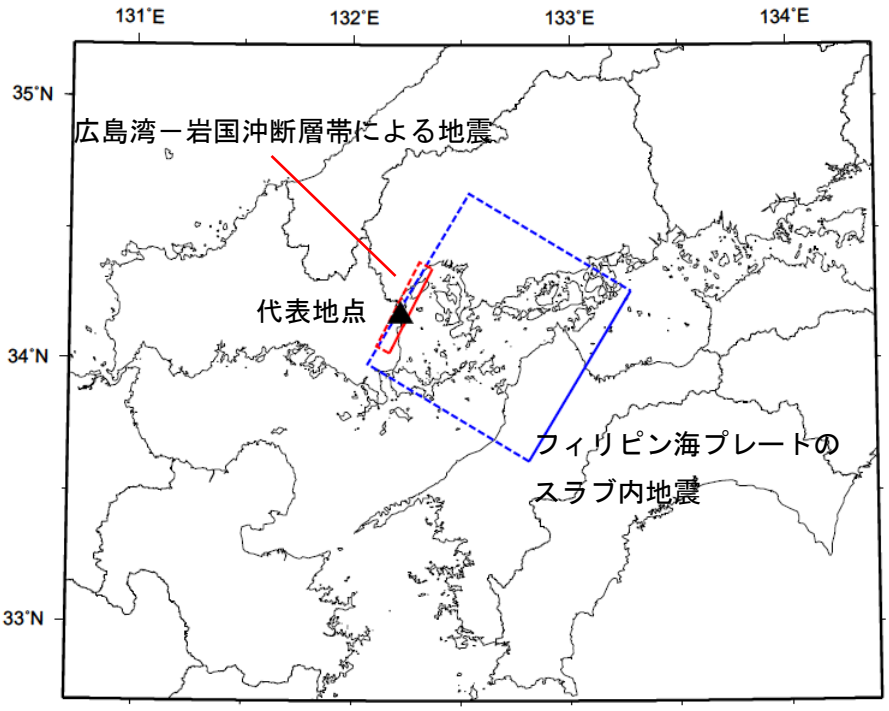


図 5.4-3　岩国・大竹コンビナート地区の想定地震の断層モデルと代表地点

5.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、地震調査推進本部などで地震のタイプが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては 2014 年 3 月 14 日の地震（M_J6.2）、広島湾－岩国沖断層帯による地震に対しては 2010 年 2 月 21 日の地震（M_J4.5）とした。中小地震の断層パラメータは、地震モーメントを F-net の値とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 5.4-4 に、断層パラメータを表 5.4-3 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、2010 年 2 月 21 日の地震に対して図 5.4-5 に、2014 年 3 月 14 日の地震に対して図 5.4-6 に、それぞれ示す。地震動の計算には、5.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

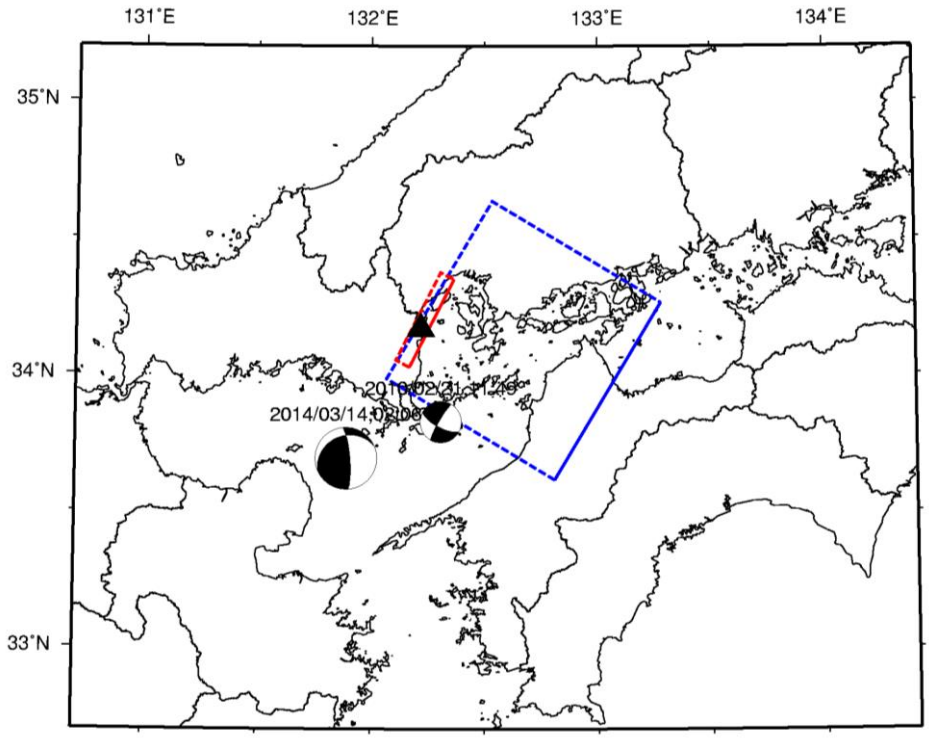


図 5.4-4　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点の位置（▲）

表 5.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2010年2月21日	132.307	33.825	8.0	4.5	4.2	2.57×10^{15}	1.5
2014年3月14日	131.890	33.692	78.0	6.2	6.3	3.54×10^{18}	3.7

※地殻内地震の媒質は$\mu=3.12\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.4$km/sとした。

※スラブ内地震の媒質は$\mu=4.80\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.0$km/sとした。

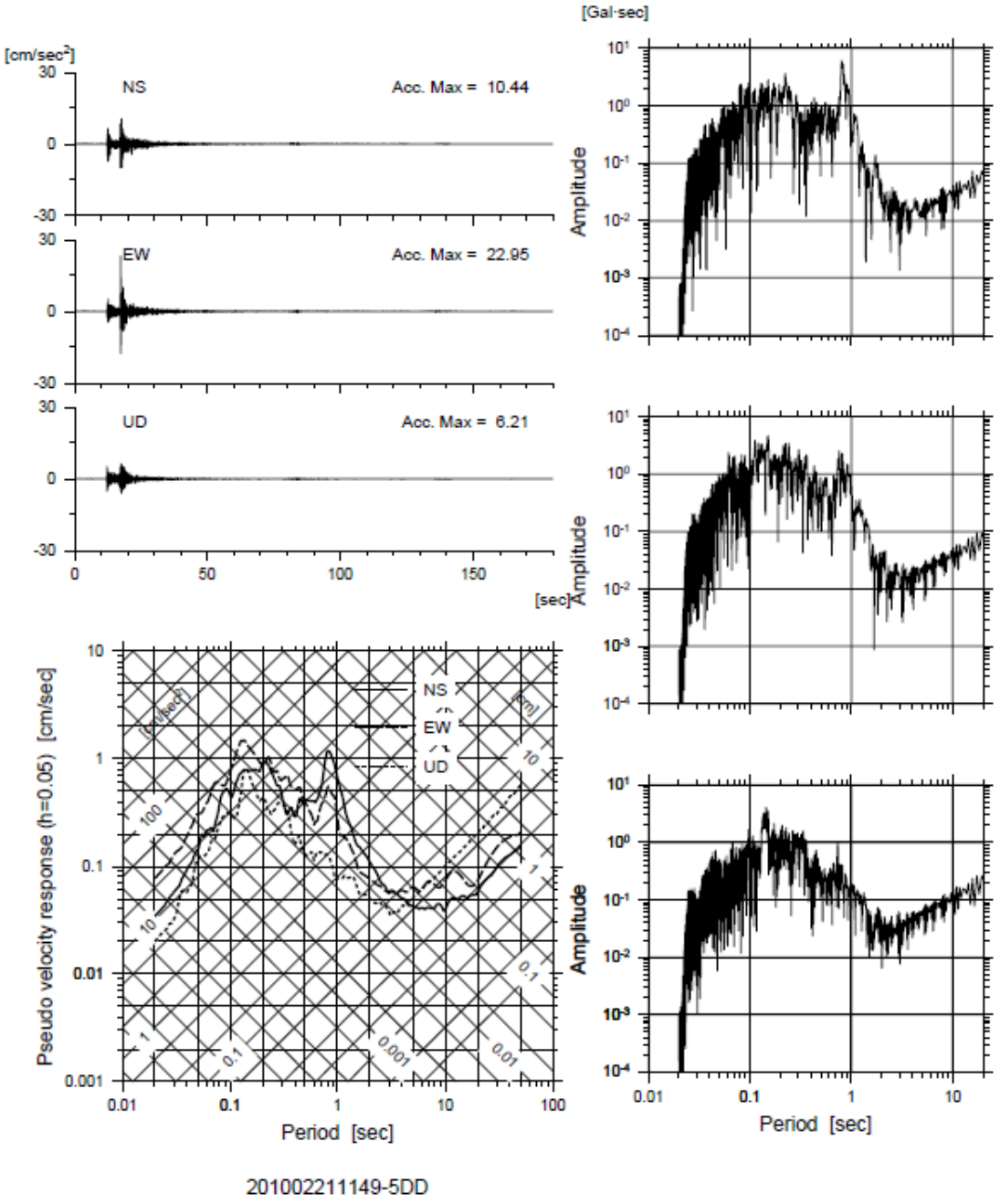


図 5.4-5　2010 年 2 月 21 日の地震の地震観測記録（JMA 岩国、地表）

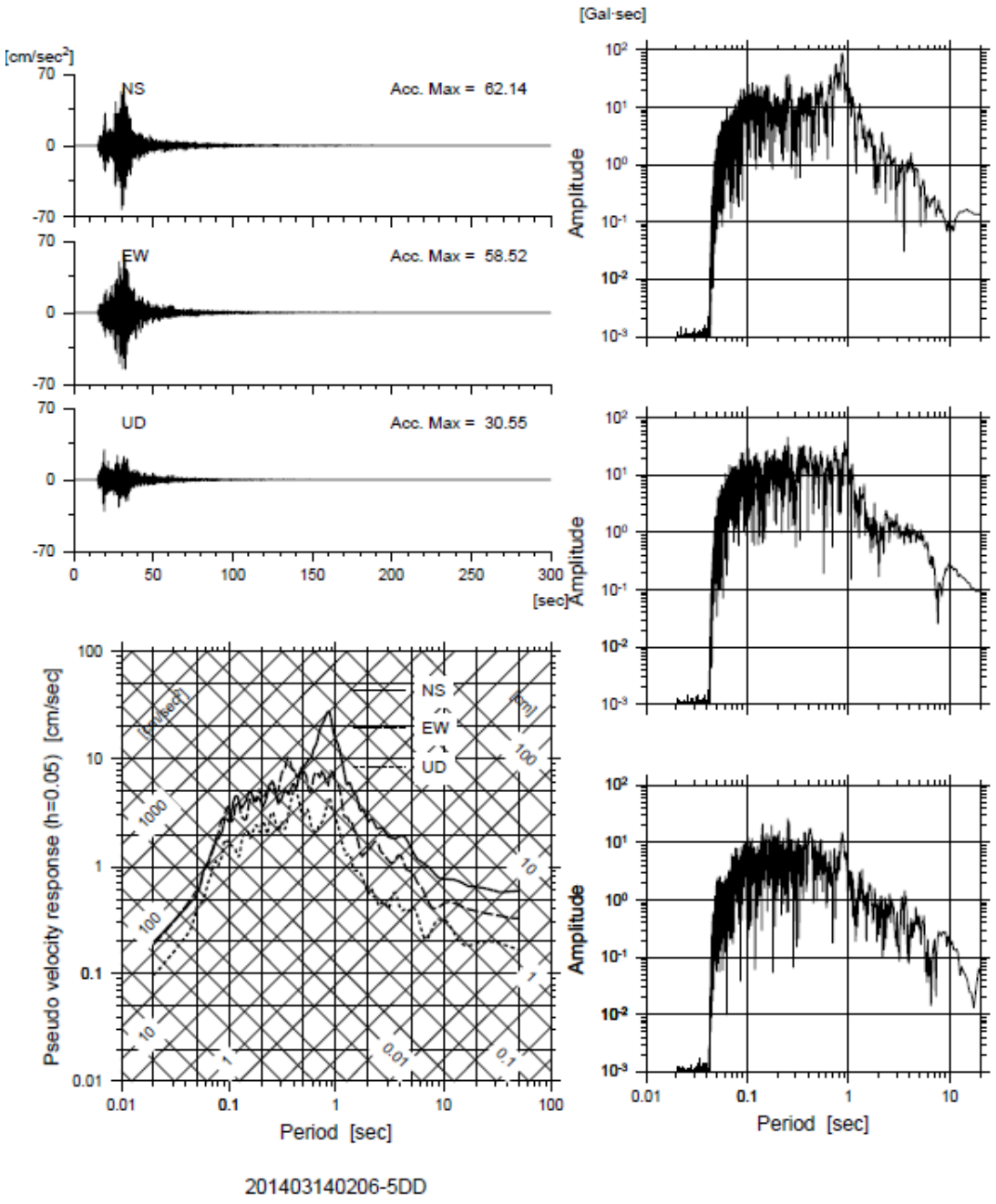


図 5.4-6　2014 年 3 月 14 日の地震の地震観測記録（JMA 岩国、地表）

5.4.3　標準波

フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 8 ケースの加速度応答スペクトルを図 5.4-7 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 5.4-8 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 5.4-9 に示す。

広島湾－岩国沖断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 12 ケースの加速度応答スペクトルを図 5.4-10 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 5.4-11 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 5.4-12 に示す。

最後に、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動 24 波（NS、EW、UD 成分の合計）、広島湾－岩国沖断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動 36 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 5.4-13 に示す。図より、周期 1.0 秒程度以上で、設計用下限地震動のレベルがサイトスペシフィック地震動のレベルを上回っている。これより、設計用下限地震動を標準波に追加する。設計用下限地震動は加速度応答スペクトルとして与えられており、時刻歴加速度波形を得るためには位相特性を適切に設定し、スペクトル適合波を作成する必要がある。位相特性の設定に関しては、令和元年度調査研究を参考にされたい。

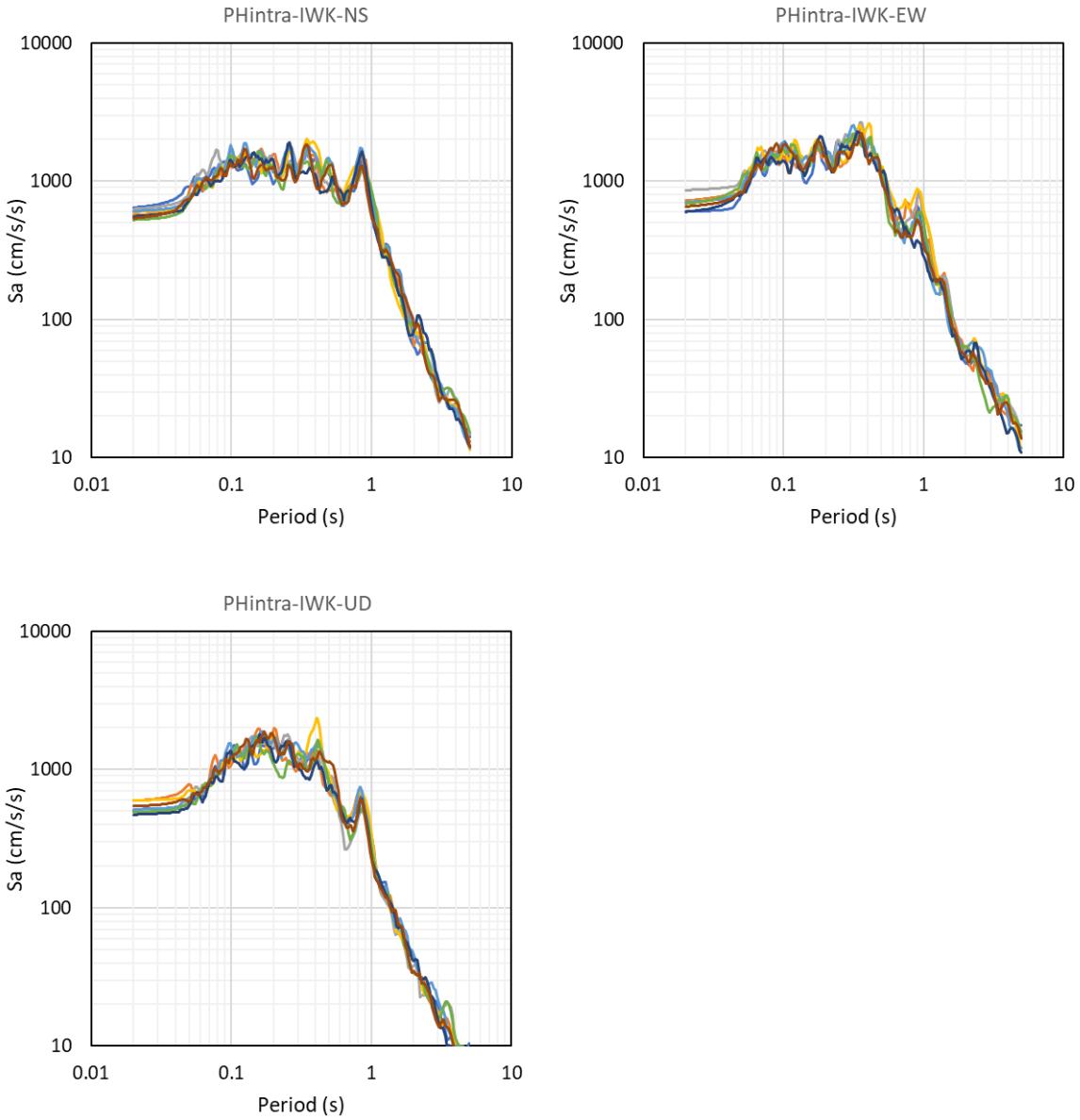
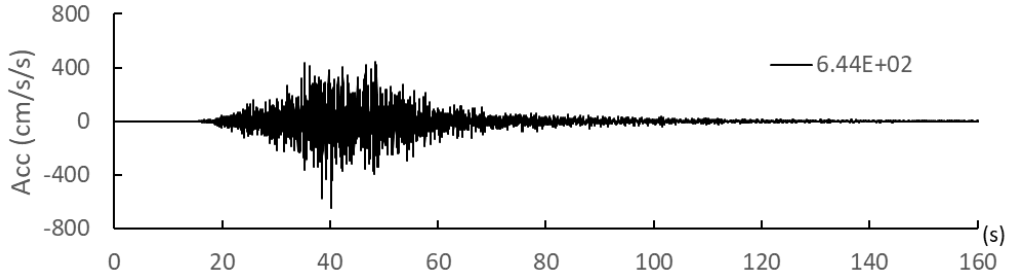
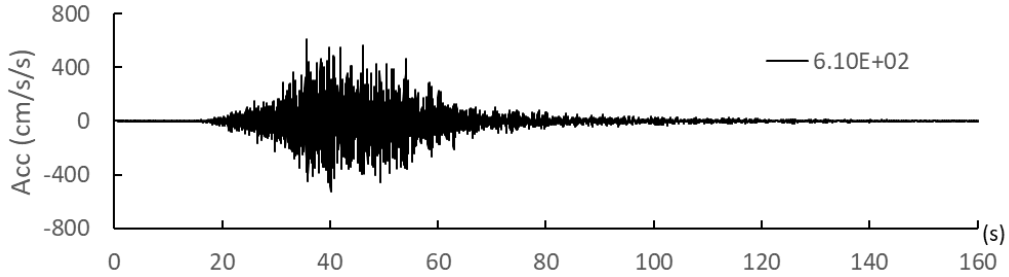


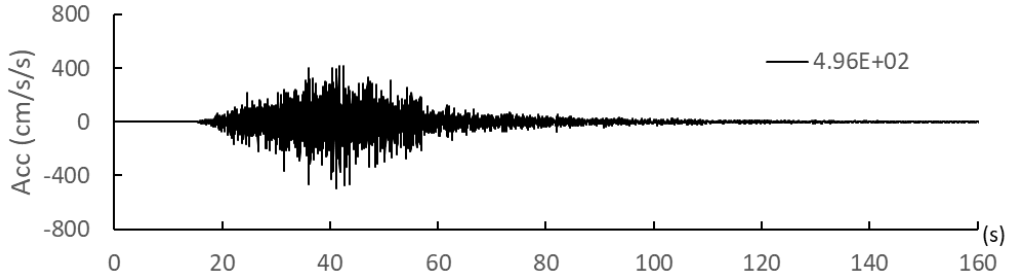
図 5.4-7　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

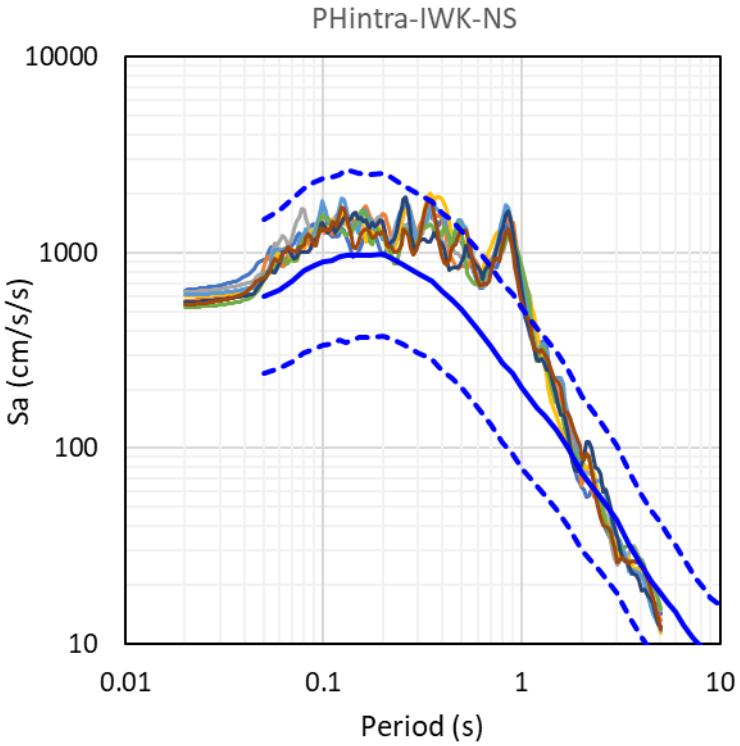


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 5.4-8　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



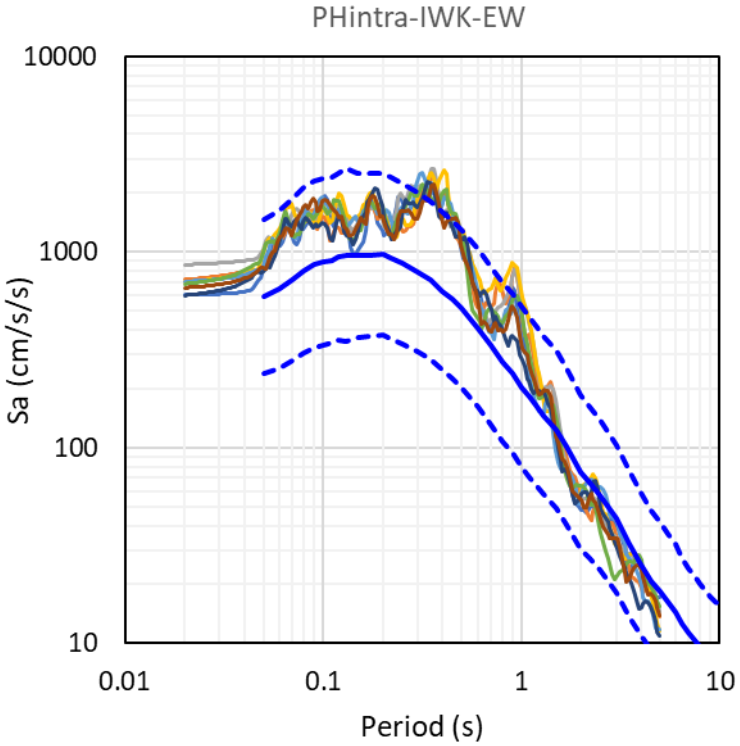


図 5.4-9　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

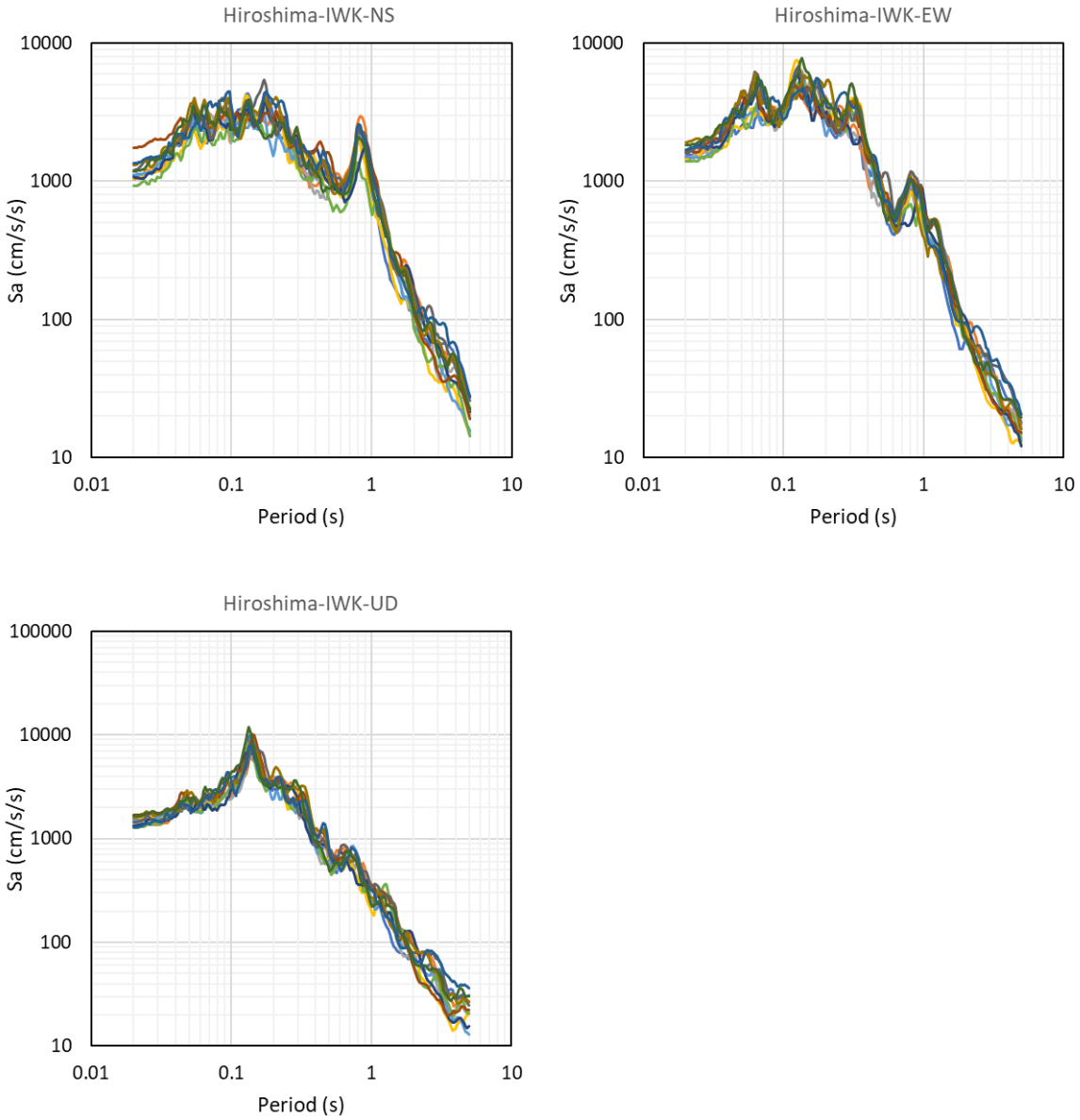
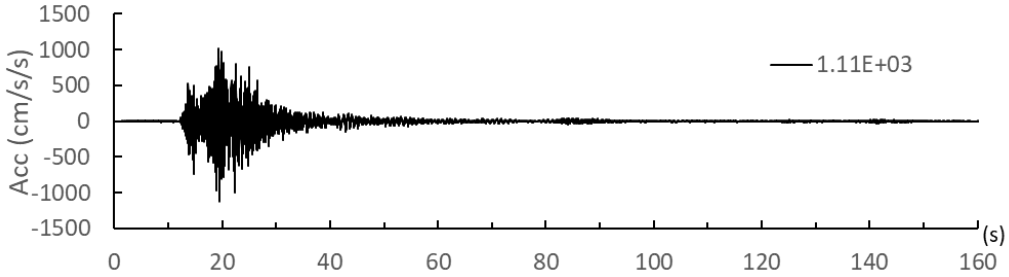
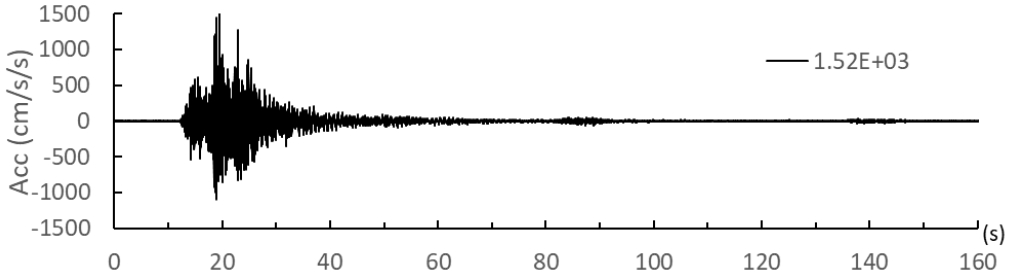


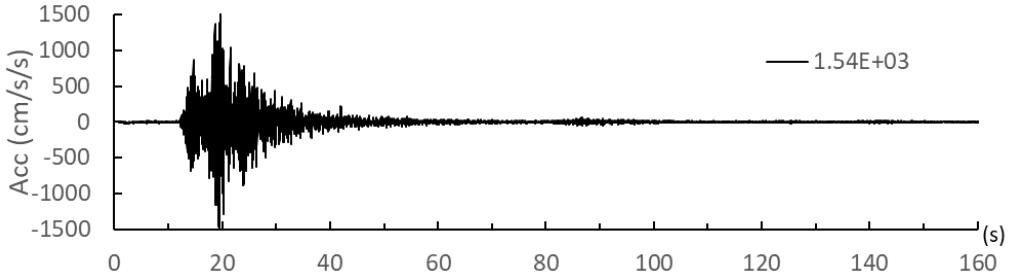
図 5.4-10　広島湾－岩国沖断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 5.4-11　広島湾－岩国沖断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例

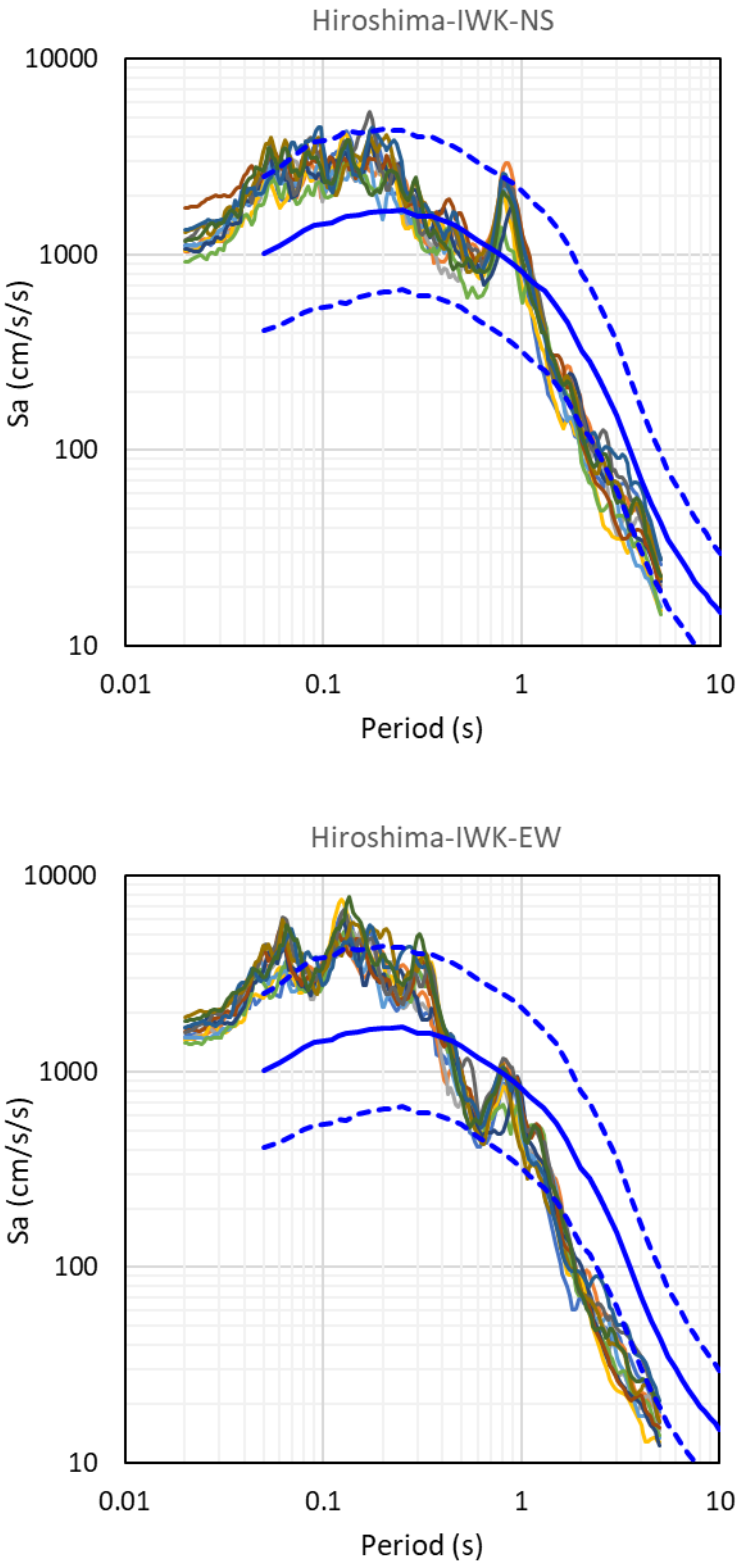


図 5.4-12　広島湾－岩国沖断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

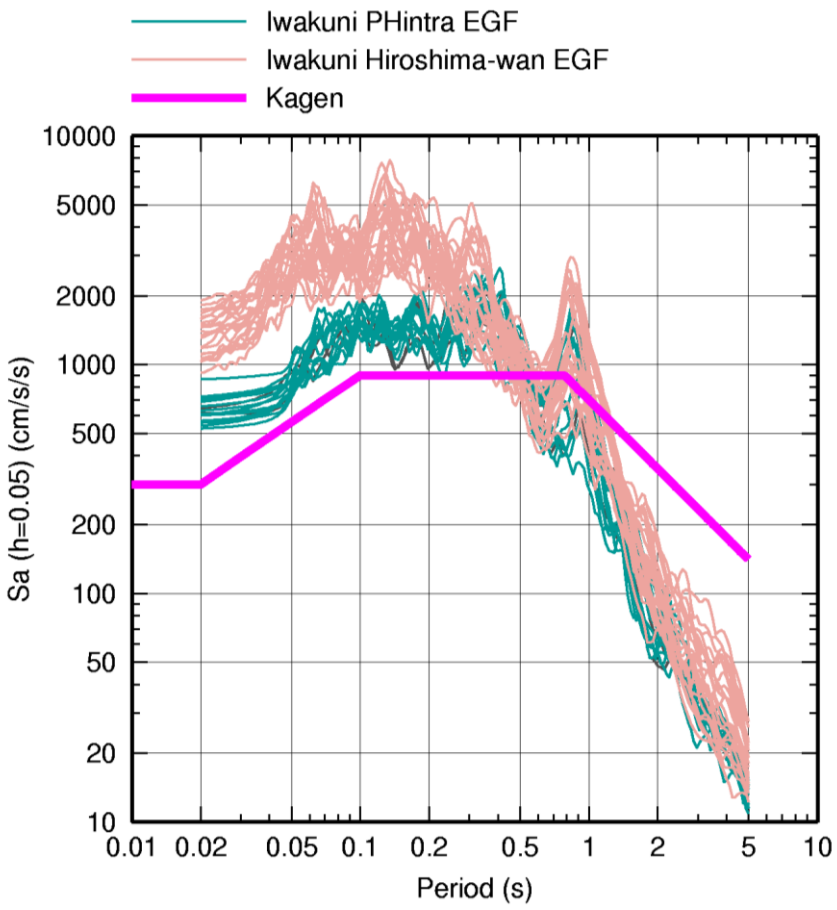


図 5.4-13　岩国・大竹コンビナート地区における代表地点の標準波と
設計用下限地震動の比較

6.　周南コンビナート地区の標準波の検討

6.1　代表地点の検討

周南コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、周南コンビナート地区近傍にある K-NET 徳山（YMG014）と KiK-net 徳山（YMGH15）とし、前者を代表地点 1、後者を代表地点 2 とよぶ。周南コンビナート地区と代表地点（K-NET 徳山、KiK-net 徳山）の位置を図 6.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を、代表地点 1（K-NET 徳山）に対して表 6.1-1(a)に、代表地点 2（KiK-net 徳山）に対して表 6.1-1(b)に示す。これらの地盤構造は、防災科学技術研究所に基づくものとする。ただし、代表地点 1 に対して、工学的基盤を周辺のボーリングデータも参考にして GL-13m の礫層上面とした。また、K-NET 徳山の工学的基盤以浅の媒質が不明瞭であるため、N 値から太田・後藤(1976)により S 波速度 Vs を算定した。P 波速度は KiK-net 徳山の値を参考に設定した。代表地点 2 に対して、工学的基盤を GL-8m の Vs＝600m/s の層の上面とした。

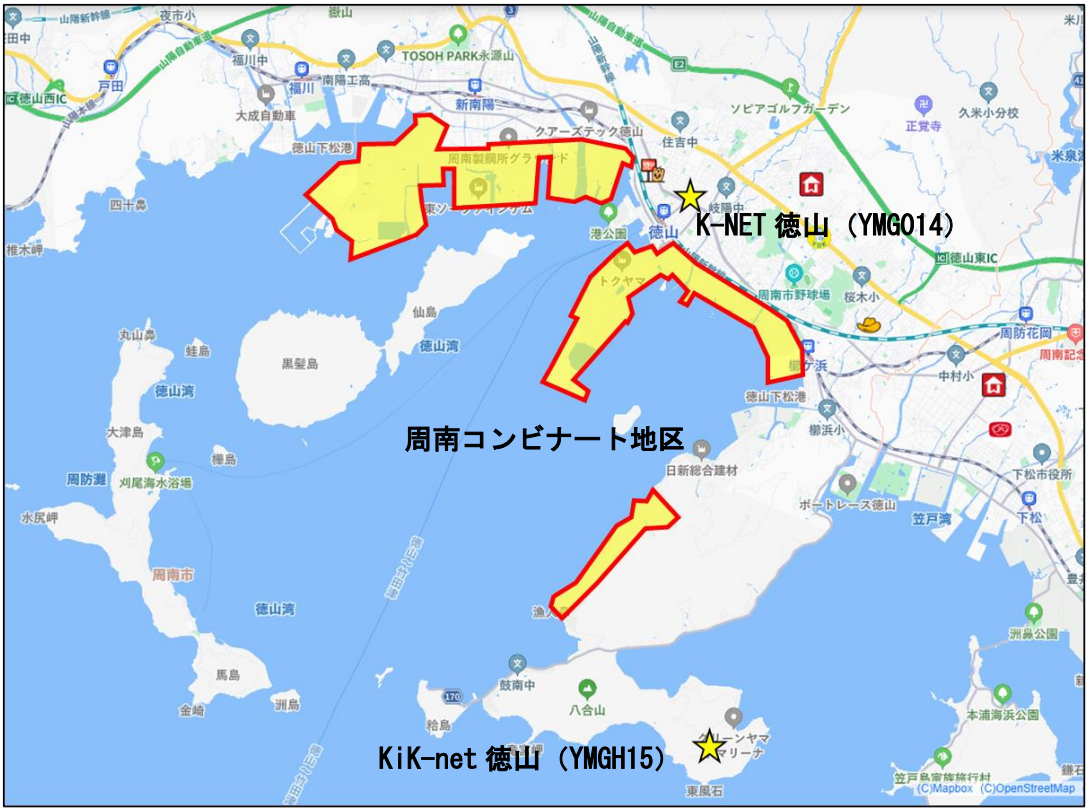


図 6.1-1　周南コンビナート地区の代表地点（K-NET 徳山、KiK-net 徳山）

表 6.1-1　周南コンビナート地区の代表地点の地盤構造

(a)　代表地点 1（K-NET 徳山）

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	2.5	300	120	1.65	観測点位置
2	2.5	4.0	300	180	1.83	
3	6.5	1.5	300	140	1.80	
4	8.0	5.0	700	220	1.92	
5	13.0	ー	1200	400	1.92	工学的基盤

(b)　代表地点 2（KiK-net 徳山）

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.0	300	150	1.80	観測点位置
2	1.0	7.0	700	300	1.92	
3	8.0	ー	1200	600	1.92	工学的基盤

6.2　地震学的・地質学的情報の整理

(1)　被害地震

山口県に被害を及ぼした地震の一覧を表 6.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 6.2-1 に示す。地震調査研究推進本部(2020)によれば、山口県に被害を及ぼす地震は、陸域または沿岸域の浅い場所で発生する地震、フィリピン海プレートの内部で発生する地震、南海トラフ沿いで発生する地震としている。たとえば、陸域または沿岸域の浅い場所で発生する地震として、1857 年の萩の地震（M6.0）、1898 年の見島の地震（M6.2）、1941 年の須佐付近の地震（M6.2）、1991 年の周防灘（M6.0）、1997 年の山口・島根県境の地震（M6.6）がある。また、安芸灘～伊予灘～豊後水道でのスラブ内地震としては 2001 年芸予地震（M6.7）、南海トラフ沿いで発生する地震としては 1946 年昭和南海地震（M8.0）がある。

表 6.2-1　山口県に被害を及ぼした地震（地震調査研究推進本部, 2020）

西暦（和暦）	地域（名称）	M	県内の主な被害（[]内は全国での被害）
1707. 11. 21 （宝永 4）	防長	5. 5	佐波郡上徳地村で死者 3 人、負傷者 15 人、家屋倒壊 289 棟。
1793. 1. 13 （寛政 4）	長門・周防	6 1/4 ～6 1/2	防府で住家の損壊多数。
1997. 6. 25 （平成 9）	山口・島根県境	6. 6	負傷者 2 人、住家全壊 1 棟。
2001. 3. 24 （平成 13）	（平成 13 年（2001 年）芸予地震）	6. 7	負傷者 12 人（うち重傷 1 人）、家屋全壊 3 棟。
2006. 6. 12 （平成 18）	大分県西部	6. 2	負傷者 2 人（うち重傷 2 人）。
2014. 3. 14 （平成 26）	伊予灘	6. 2	負傷者 2 人（うち重傷 1 人）。

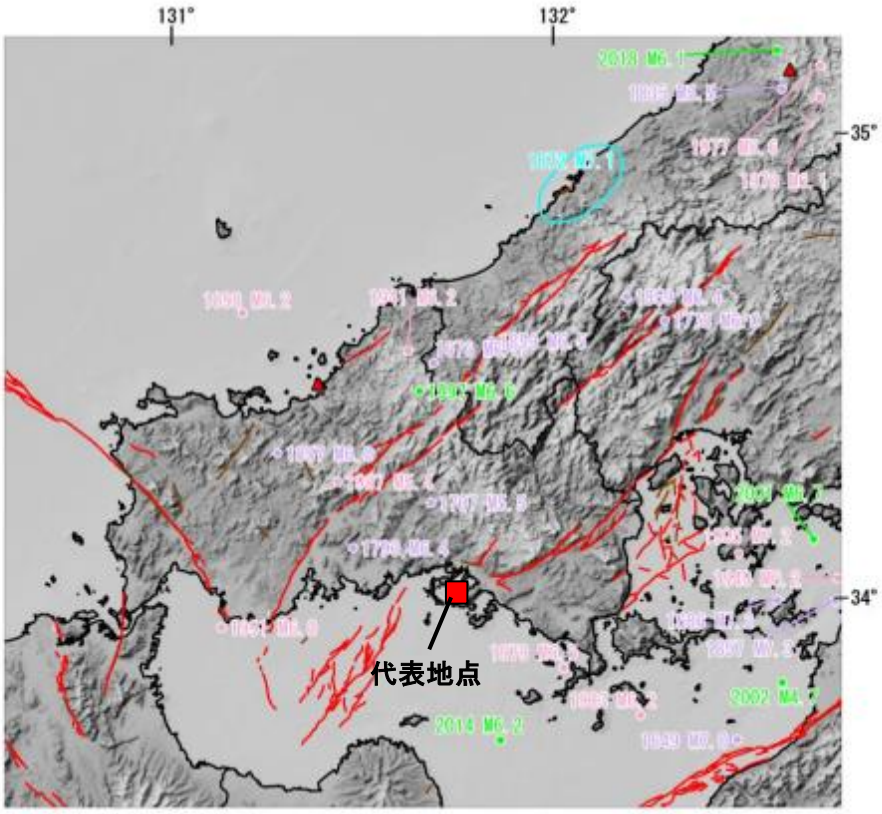
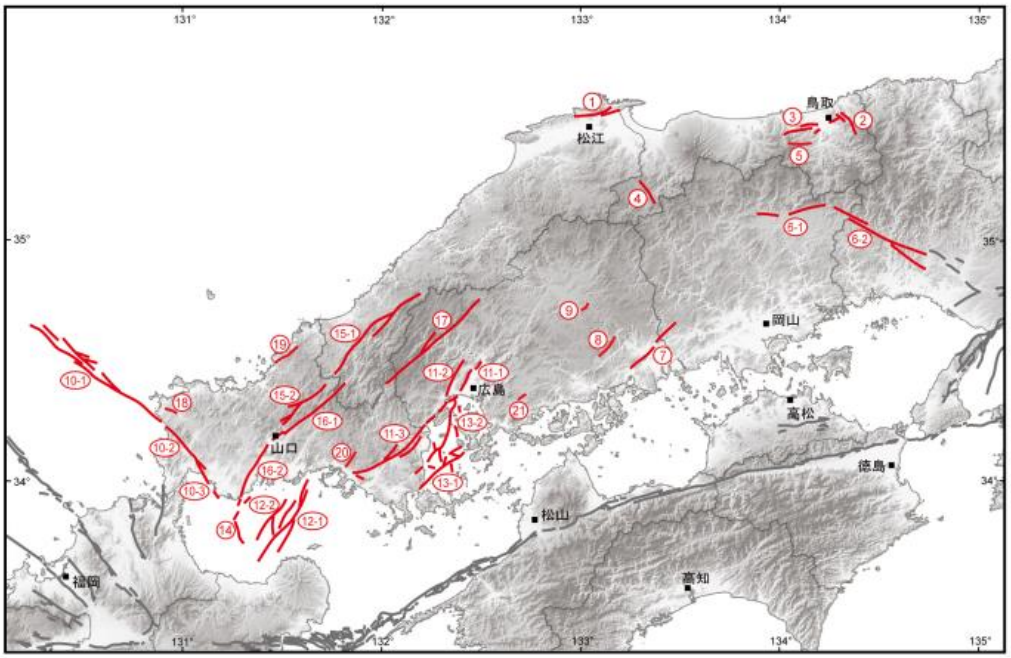


図 6.2-1　周南コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2020)に加筆）

(2) 活断層

地震調査研究推進本部(2016)では、中国地域の活断層の長期評価が報告されている。図 6.2-2 に、検討対象とした活断層の位置を示す。図より、周南コンビナート地区の周辺では、岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）（図中 11-3)、栄谷断層（図中 20)、周防灘断層帯（周防灘断層帯主部区間）（図中 12-1）がある。これらの活断層の概要と地震発生確率を表 6.2-2 に示す。



（北部）
1：宍道（鹿島）断層
2：雨滝－釜戸断層
3：鹿野－吉岡断層
4：日南湖断層
5：岩坪断層

（東部）
6－1：那岐山断層帯
6－2：山崎断層帯（主部北西部区間）
7：長者ヶ原－芳井断層
8：宇津戸断層
9：安田断層

（西部）
10-1：菊川断層帯（北部区間）
10-2：菊川断層帯（中部区間）
10-3：菊川断層帯（南部区間）
11-1：岩国－五日市断層帯（己斐断層区間）
11-2：岩国－五日市断層帯（五日市断層区間）
11-3：岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）
12-1：周防灘断層帯（周防灘断層帯主部区間）
12-2：周防灘断層帯（秋穂沖断層区間）
13-1：安芸灘断層帯
13-2：広島湾－岩国沖断層帯
14：宇部南方沖断層

15-1：弥栄断層
15-2：地福断層
16-1：大原湖断層
16-2：小郡断層
17：筒賀断層
18：滝部断層
19：奈古断層
20：栄谷断層
21：黒瀬断層

図 6.2-2　中国地域において評価対象とした活断層の位置（地震調査研究推進本部, 2016）

表 6.2-2　周南コンビナート地区の周辺の活断層の概要と地震発生確率

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率（2023 年 1 月起点）		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
岩国－五日市断層帯(岩国断層区間)	7.6 程度	0.03%～2%	0.05%～3%	約 9,000 年～18,000 年
				約 10,000 年前～11,000 年前
栄谷断層	6.3 程度	不明	不明	不明
				不明
周防灘断層帯（周防灘断層帯主部区間）	7.6 程度	2%～4%	4%～6%	概ね 5,800 年～7,500 年
				約 11,000 年前以後、約 10,000 年前以前

(3) 内閣府

内閣府(2012)では、南海トラフの巨大地震対策のために対象地震の設定と地震動評価が行われている。内閣府(2012)による南海トラフ巨大地震の断層モデル（基本ケース）を図 6.2-3 に示す。

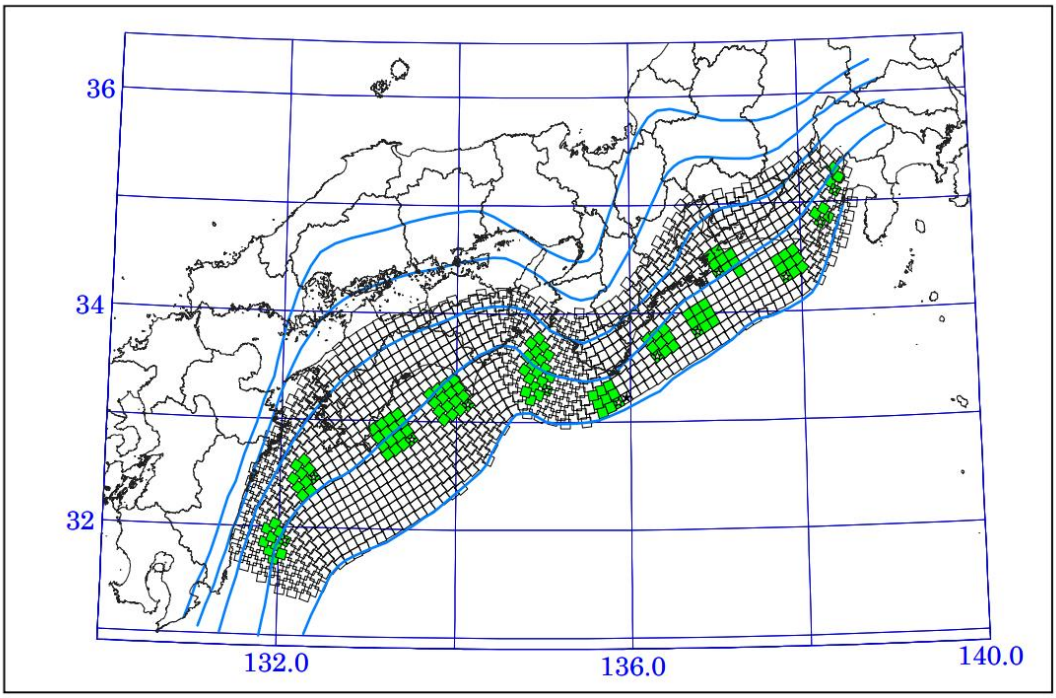


図 6.2-3　内閣府(2012)による南海トラフの巨大地震の断層モデル（基本ケース）
（緑：アスペリティ、白：背景領域）

(4) 山口県

山口県では、平成 26 年に「山口県地震・津波被害想定調査報告書」（山口県, 2014）が報告されている。そこでは、地震と津波の両者の被害想定を行うことを目的として、南海トラフ巨大地震と海域の活断層である周防灘断層帯主部による地震を想定地震としている。南海トラフ巨大地震に対しては内閣府(2012)の断層モデルを、周防灘断層帯主部による地震は地震調査推進本部による震源断層を特定した地震動予測地図の断層モデルを用いている。想定地震の断層モデルを図 6.2-4 に示す。





図 6.2-4　山口県(2014)による想定地震の位置

(5) 地震調査研究推進本部

地震調査研究推進本部(2020)では、確率論的地震動予測地図の作成にために地震活動モデルを構築している。そのうち、周南コンビナート地区に影響の大きい地震として、安芸灘～伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震が想定されている。そこでは、複数の断層モデルを設定して、最大で M8.0 を想定している。断層モデルを図 6.2-5 に示す。

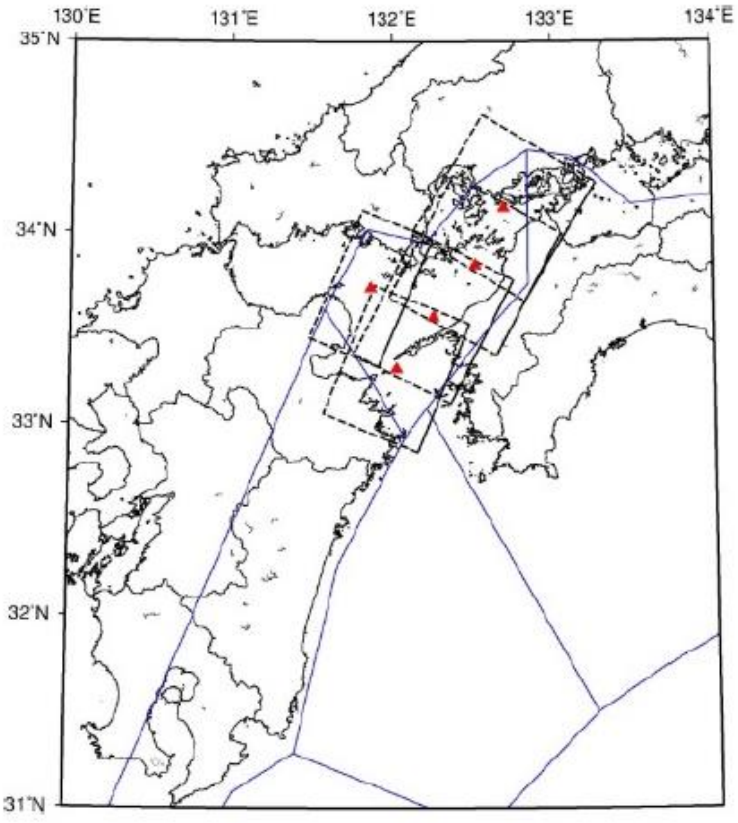


図 6.2-5　地震調査研究推進本部(2020)による、安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震の断層モデル（▲：断層中心）

6.3　対象地震の選定

6.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、周南コンビナート地区の周辺では、南海トラフ沿いで発生する地震（プレート境界地震）、フィリピン海プレートの内部で発生する地震（スラブ内地震）によって被害を受けてきており、また、活断層も存在しており、内閣府や山口県でも同様のタイプの想定地震を設定している。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震として、内閣府および山口県で想定地震とした南海トラフの巨大地震を設定する。断層モデルは内閣府(2012)に基づくものとし、断層モデルを図 6.3-1 に、断層パラメータを表 6.3-1 に示す。

スラブ内地震の対象地震として、地震調査研究推進本部(2020)に基づいて安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震（M8.0）を設定する。複数ある断層モデル（図 6.2-6 参照）から代表地点に最も近いものを選定する。

内陸地殻内地震の対象地震は、周南コンビナート地区の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。6.2（２）で整理した活断層に対して、地震調査研究推進本部(2020)に基づいて地震ハザードステーション J-SHIS から公開されている断層モデルを用いて、地震動を算定する。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。対象とした活断層の位置と代表地点を図 6.3-2 に示す。代表地点で算定した地震動の最大値を表 6.3-2 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）および栄谷断層である。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、周南コンビナート地区周辺の地震環境を考慮して、周防灘断層帯に発生する地震の断層モデルを参考に、走向は 225 度、傾斜角は 90 度とする。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定する。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 6.3-3 に示す。計算条件は、代表地点 1（K-NET 徳山）に対しては工学的基盤を Vs＝400m/s、Vs=1,400m/s の層の上面深さを J-SHIS の地盤モデルに基づいて 25m とした、代表地点 2（KiK-net 徳山）に対しては工学的基盤を Vs＝

600m/s、Vs=1,400m/s の層の上面深さを J-SHIS の地盤モデルに基づいて 34m とした。また、対象地震の地震規模 Mw と断層最短距離 X は、代表地点 1 に対して、南海トラフの巨大地震は Mw9.0 で X＝94km、フィリピン海プレートのスラブ内地震は Mw8.0 で X＝70km、岩国－五日市断層帯（岩国断層帯区間）による地震は Mw7.0 で X=4.1km、栄谷断層による地震は Mw6.4 で X=2.1km、伏在断層による地震は Mw6.5 で X=3km とする。同様に、代表地点 2 に対しては、南海トラフの巨大地震は Mw9.0 で X＝87km、フィリピン海プレートのスラブ内地震は Mw8.0 で X＝69km、岩国－五日市断層帯（岩国断層帯区間）による地震は Mw7.0 で X=8.4km、栄谷断層による地震は Mw6.4 で X=7.9km、伏在断層による地震は Mw6.5 で X=3km とする。図より、代表地点 1 および代表地点 2 ともに、南海トラフの巨大地震の地震動はフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動に全周期帯域で包絡される。一方、岩国－五日市断層帯（岩国断層帯区間）は、栄谷断層による地震および伏在断層による地震の地震動を全周期帯域で包絡する。これより、様々なタイプの地震を設定するという観点から、最終的な対象地震は、代表地点 1 および代表地点 2 ともに、**フィリピン海プレートのスラブ内地震、岩国－五日市断層帯による地震**の 2 つとする。

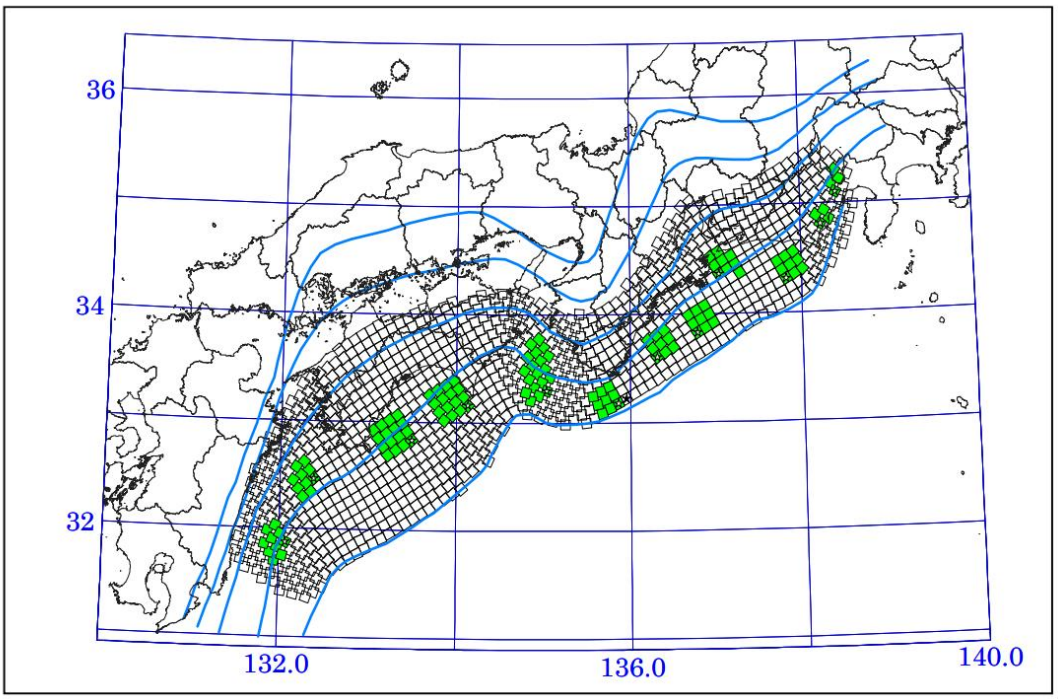


図 6.3-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 6.3-1　南海トラフの巨大地震の断層モデル（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa)	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa)	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

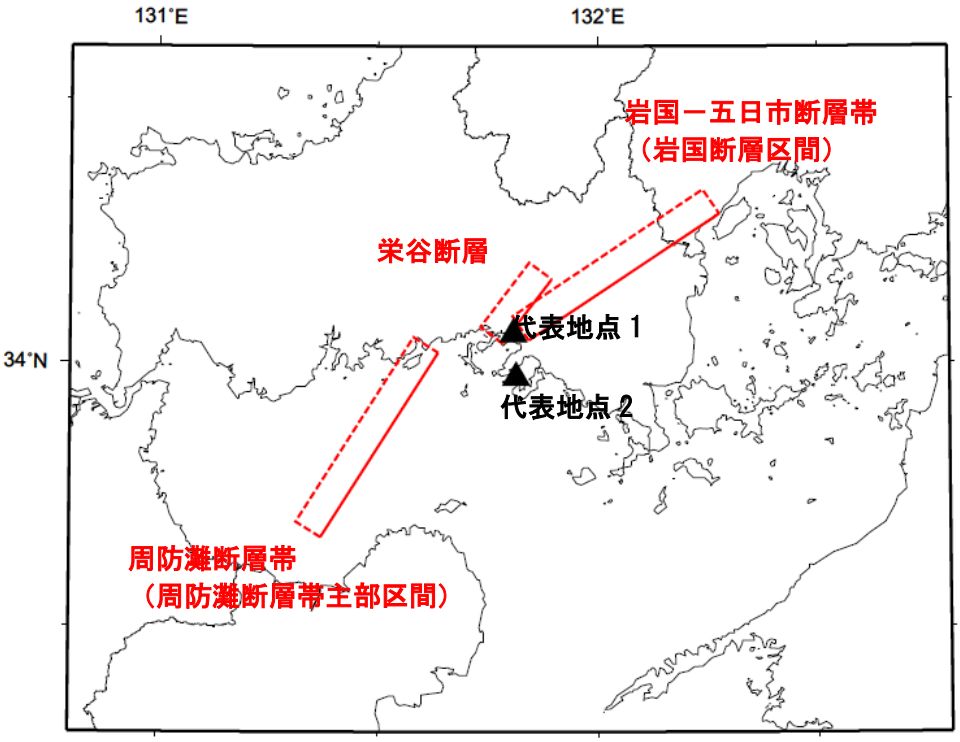


図 6.3-2　周南コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

表 6.3-2　司・翠川(1999)による代表地点で算定した活断層の地震動の一覧

(a)　代表地点 1（K-NET 徳山）

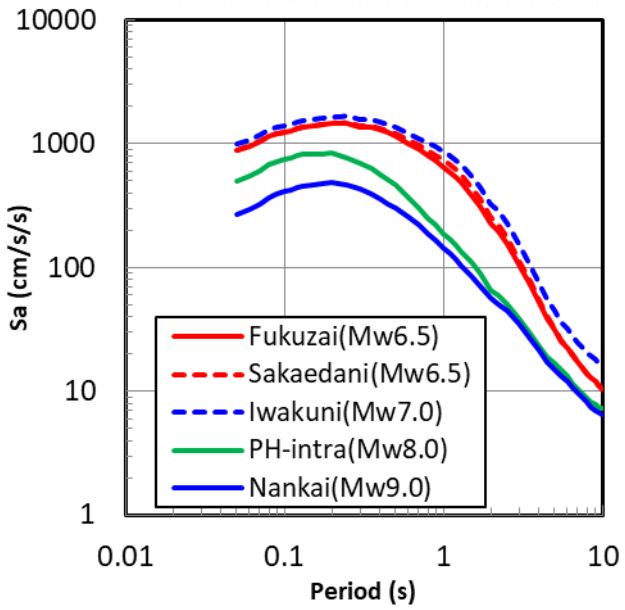
断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）	7.6	7.0	4.1	2.0	11.0	464.1	49.1
栄谷断層	6.8	6.4	2.1	2.0	11.0	468.6	44.1
周防灘断層帯（主部）	7.6	7.0	16.4	2.0	11.0	271.1	23.8
伏在断層（直下）	6.9	6.5	3.0	3.0	13.0	451.0	41.8

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村, 1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

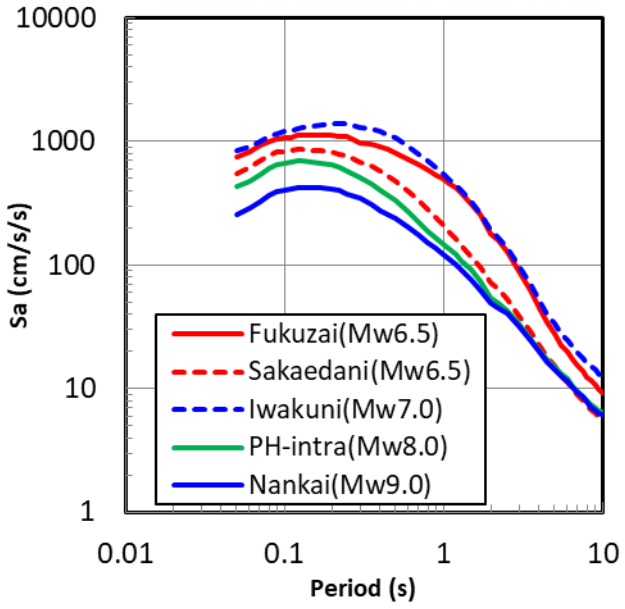
(b)　代表地点 2（KiK-net 徳山）

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
岩国－五日市断層帯（岩国断層区間）	7.6	7.0	8.4	2.0	11.0	375.4	36.1
栄谷断層	6.8	6.4	7.9	2.0	11.0	293.8	22.8
周防灘断層帯（主部）	7.6	7.0	17.3	2.0	11.0	262.4	22.9
伏在断層（直下）	6.9	6.5	3.0	3.0	13.0	451.0	41.8

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村, 1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。



(a)　代表地点 1（K-NET 徳山）



(b)　代表地点 2（KiK-net 徳山）

図 6.3-3　南海トラフの巨大地震、安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震、岩国－五日市断層帯による地震、栄谷断層による地震、伏在断層による地震の地震動の比較

6.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定と標準波の検討

6.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　フィリピン海プレートのスラブ内地震

フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルは、モーメントマグニチュードを Mw8.0 としたうえで、強震動予測レシピに基づいて断層パラメータを設定した。断層モデルの位置は、地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図で設定している断層モデルのうち、代表地点に最も近いものとした。フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータを表 6.4-1 に、図 6.4-1 に断層モデルを示す。

表 6.4-1　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	-	-	地震調査研究推進本部を参考に設定	E133.277° N34.262°
走向	-	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	211
傾斜角	-	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	18
断層上端深さ	-	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	38.2
断層長さ	L	km	$L=S^{0.5}$	83
断層幅	W	km	W=L	83
断層面積	S	km^2	$S=(7\pi^2\beta^2M0)/(4A(Sa/S)^{0.5})$	6829
密度	ρ	g/cm^3	設定	3.00
S波速度	β	km/s	設定	4.00
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	4.80E+10
気象庁マグニチュード	M_J	-	設定	8.0
モーメントマグニチュード	M_W	-	$M_W=M_J$	8.0
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=10^{(1.5*Mw+9.1)}$	1.26E+21
短周期レベル（面積比計算用）	A*	Nm/s^2	$A^*=9.48*10^{10}*(M0*10^7)^{1/3}$ （笹谷・他, 2006）	2.29E+20
アスペリティ面積（面積比計算用	Sa*	km^2	$Sa^*=1.25*10^{-16}*(M0*10^7)^{2/3}$ （笹谷・他, 2006）	676
短周期レベル（フィリピン海プレ	A	Nm/s^2	A=0.5*A*	1.14E+20
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	3.84
応力降下量	Δσ	MPa	$\Delta\sigma=(7/16)M0/(S/\pi)^{1.5}$	5.43
アスペリティ面積比	Sa/S	-	$Sa/S=16*(9.84*1.25*10^7)^2/(49\pi^4\beta^4)$	0.20
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.88
Q値	Q	-	川瀬・松尾(2004)	$114f^{0.69}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	1353
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	4.99E+20
応力降下量	Δσa	MPa	Δσa=(Sa/S)*S	27.43
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	7.68
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/4	338
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/4	1.25E+20
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	27.4
平均すべり量	Dai	m	Dai=M0ai/(μSai)	7.68
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S-Sa	5476
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0-M0a	7.60E+20
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	2.3
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	2.89

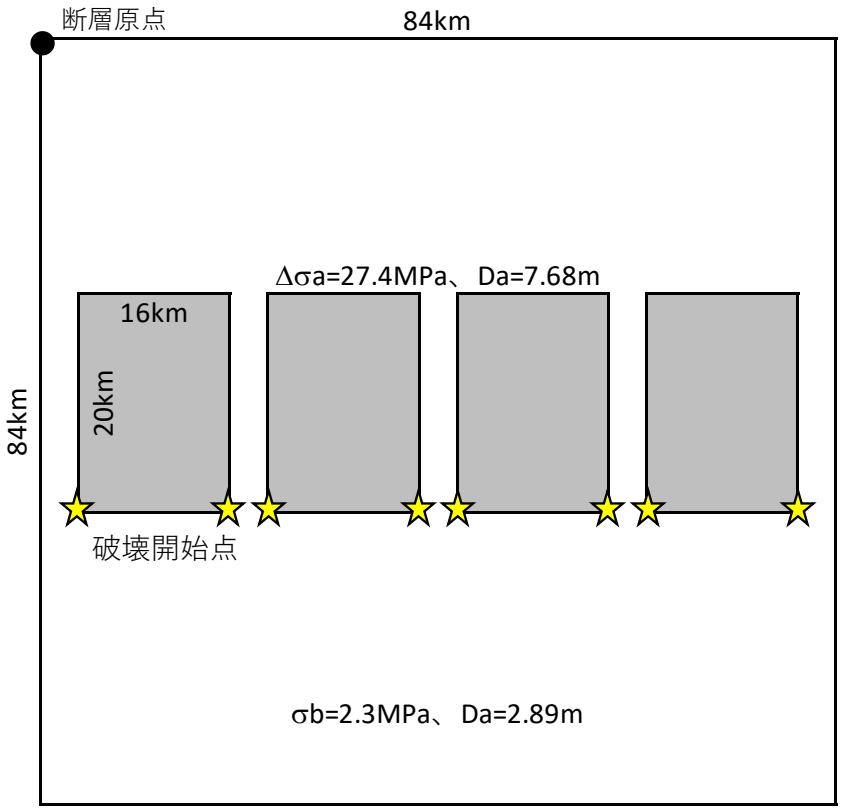


図 6.4-1　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデル

(2) 岩国－五日市断層帯による地震

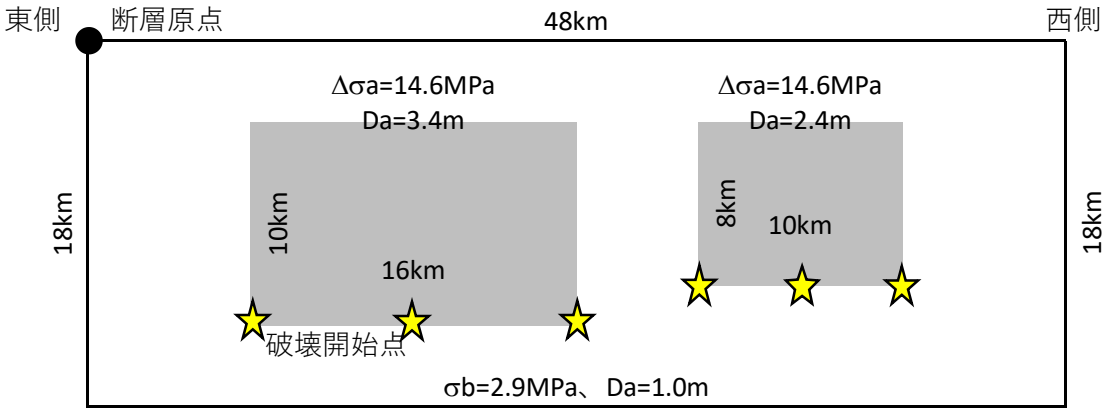
岩国－五日市断層帯による地震の断層モデルは、地震調査研究推進本部で設定しているモデルとした。そこでは、アスペリティ位置を破壊開始点の異なる 4 ケースを設定しているが、ここでは破壊開始点を更に 8 ケース設定して、合計 12 ケースとした。岩国－五日市断層帯による地震の断層パラメータを表 6.4-2 に、図 6.4-2 に断層モデルを示す。

表 6.4-2　岩国－五日市断層帯による地震の断層パラメータ

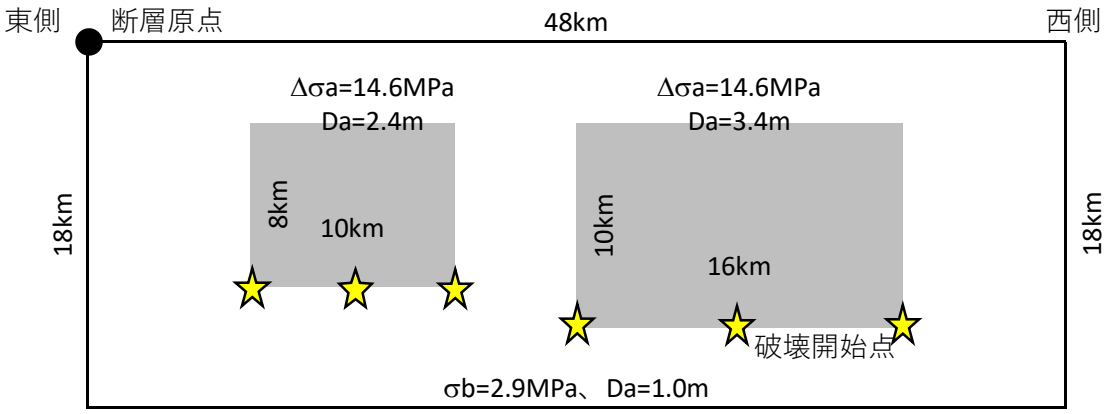
震源断層を特定した地震動予測地図（シナリオ地震動予測地図）
岩国－五日市断層帯岩国断層区間

岩国－五日市断層帯岩国断層区間（F018103）の震源パラメータ

巨視的震源パラメータ		「長期評価」または設定方法	設定値
断層長さ L [km]		「約46km」	46
地震規模 M		$M = \{\log(L) + 2.9\} / 0.6$	7.6
地震モーメント M_0 [Nm]		$\log M_0 = 1.17 \cdot M + 10.72$	4.14E+19
モーメントマグニチュード M_w		$M_w = \{\log(M_0) - 9.1\} / 1.5$	7.0
断層モデル原点（地中）[°N]		地中における端	34.282
断層モデル原点（地中）[°E]			132.277
走向 θ [度]		長期評価の端点を結んだ方向	236.3
傾斜角 δ [度]		長期評価に基づく	70
すべり角 λ [度]		「右横ずれ断層」	180
地震発生層上限深さ H_s [km]		地震基盤と2kmの深い方	2
地震発生層下限深さ H_d [km]		長期評価に基づく	20
断層モデル上端深さ D_{top} [km]		$D_{top} = H_s$	2
断層モデル長さ L_{model} [km]		「レシピ」の（イ）の手順に従う	48
断層モデル幅 W_{model} [km]		「レシピ」の（イ）の手順に従う	18
断層モデル面積 S_{model} [km^2]		$S_{model} = L_{model} \times W_{model}$	864
静的平均応力降下量 $\Delta\sigma$ [MPa]		$\Delta\sigma = 7/16 \cdot (M_0 / R^3), R = (S_{model}/\pi)^{1/2}$	4.0
平均滑り量 D [m]		$D = M_0 / (\mu \cdot S_{model})$	1.5
微視的震源パラメータ		設定方法	ケース1～4
短周期レベル A [Nm/s^2]		$A = 2.46 \times 10^{10} \times (M_0 \times 10^7)^{1/3}$	1.83E+19
全アスペリティ	面積 S_a [km^2]	$S_a = \pi r^2, r = (7\pi/4) \cdot \{M_0 / (A \cdot R)\} \cdot \beta^2$	235.5
	実効応力 σ_a [MPa]	$\sigma_a = \Delta\sigma_a = (S / S_a) \cdot \Delta\sigma$	14.6
	平均すべり量 D_a [m]	$D_a = \gamma_D \cdot D, \gamma_D = 2.0$	3.1
	地震モーメント M_{0a} [Nm]	$M_{0a} = \mu \cdot D_a \cdot S_a$	2.26E+19
1アスペリティ	面積 S_{a1} [km^2]	$S_{a1} = S_a \cdot (2/3)$	157.0
	実効応力 σ_{a1} [MPa]	$\sigma_{a1} = \sigma_a$	14.6
	平均すべり量 D_{a1} [m]	$D_{a1} = (\gamma_1 / \Sigma\gamma_i^3) \cdot D_a$	3.4
	地震モーメント M_{0a1} [Nm]	$M_{0a1} = \mu \cdot D_{a1} \cdot S_{a1}$	1.67.E+19
	計算用面積 $L_{a1} \times W_{a1}$ [km×km]	2kmメッシュサイズ	16 × 10
2アスペリティ	面積 S_{a2} [km^2]	$S_{a2} = S_a \cdot (1/3)$	78.5
	実効応力 σ_{a2} [MPa]	$\sigma_{a2} = \sigma_a$	14.6
	平均すべり量 D_{a2} [m]	$D_{a2} = (\gamma_2 / \Sigma\gamma_i^3) \cdot D_a$	2.4
	地震モーメント M_{0a2} [Nm]	$M_{0a2} = \mu \cdot D_{a2} \cdot S_{a2}$	5.90.E+18
	計算用面積 $L_{a2} \times W_{a2}$ [km×km]	2kmメッシュサイズ	10 × 8
背景領域	面積 S_b [km^2]	$S_b = S_{model} - S_a$	628.5
	実効応力 σ_b [MPa]	$\sigma_b = (D_b/W_b) \cdot (\pi^{1/2} / D_a) \cdot r \cdot \Sigma\gamma_i^3 \cdot \sigma_a$	2.9
	平均すべり量 D_b [m]	$D_b = M_{0b} / (\mu \cdot S_b)$	1.0
	地震モーメント M_{0b} [Nm]	$M_{0b} = M_0 - M_{0a}$	1.88E+19



(a)　ケース A



(b)　ケース B

図 6.4-2　岩国－五日市断層帯による地震の断層モデル

(3)　まとめ

周南コンビナート地区で設定した措定地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図5.4-3に示す。

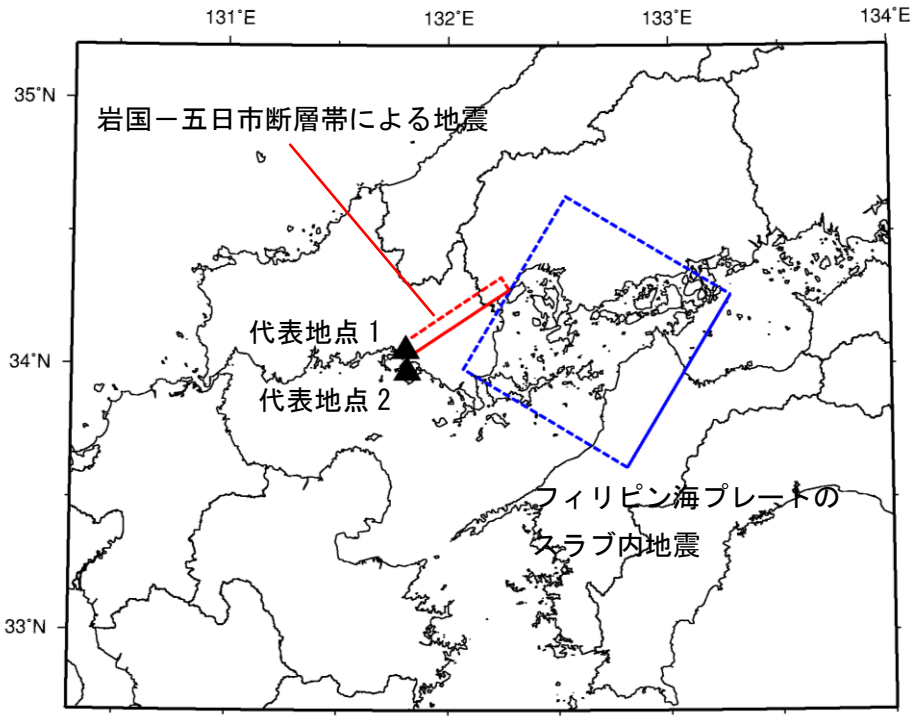


図 6.4-4　周南コンビナート地区の想定地震の断層モデルと代表地点

6.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、地震調査推進本部などで地震のタイプが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては 2014 年 3 月 14 日の地震（M_J6.2）、広島湾－岩国沖断層帯による地震に対しては 2022 年 4 月 23 日の地震（M_J4.2）とした。中小地震の断層パラメータは、地震モーメントを F-net の値とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 6.4-5 に、断層パラメータを表 6.4-4 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、2014 年 3 月 14 日の地震に対して図 6.4-6 および図 6.4-7 に、2022 年 4 月 23 日の地震に対して図 6.4-8 および図 6.4-9 に、それぞれ示す。地震動の計算には、6.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

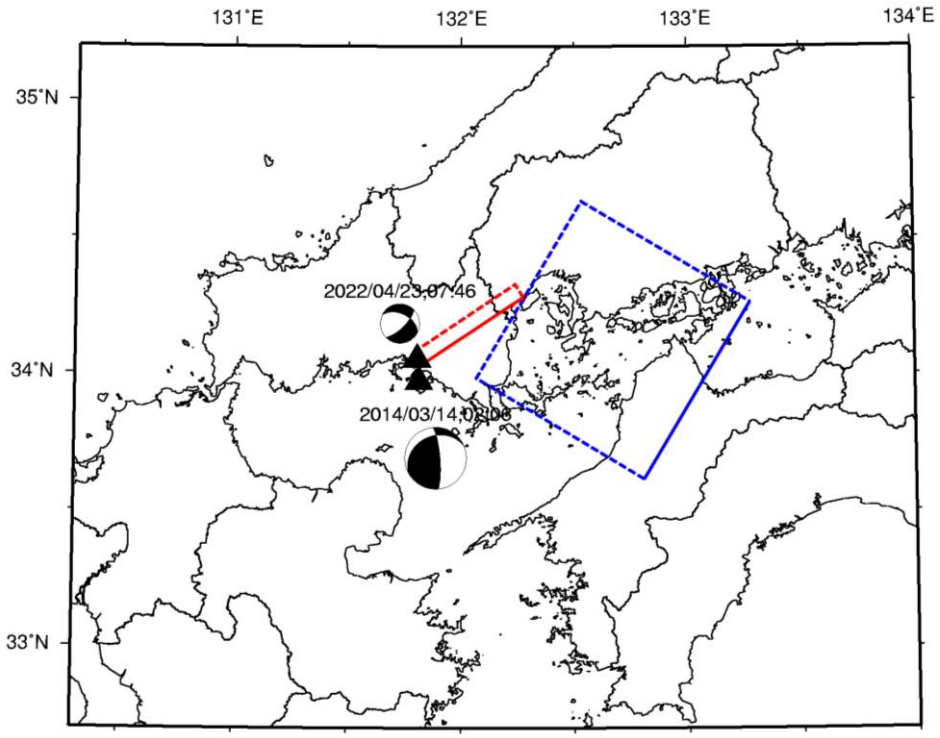


図 6.4-5　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点の位置（▲）

表 6.4-4　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2014年3月14日	131.890	33.692	78.0	6.2	6.3	3.54×10^{18}	3.7
2022年4月23日	131.730	34.180	8.0	4.2	4.0	1.32×10^{15}	3.0

※地殻内地震の媒質は$\mu=3.12\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.4$km/sとした。

※スラブ内地震の媒質は$\mu=4.80\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.0$km/sとした。

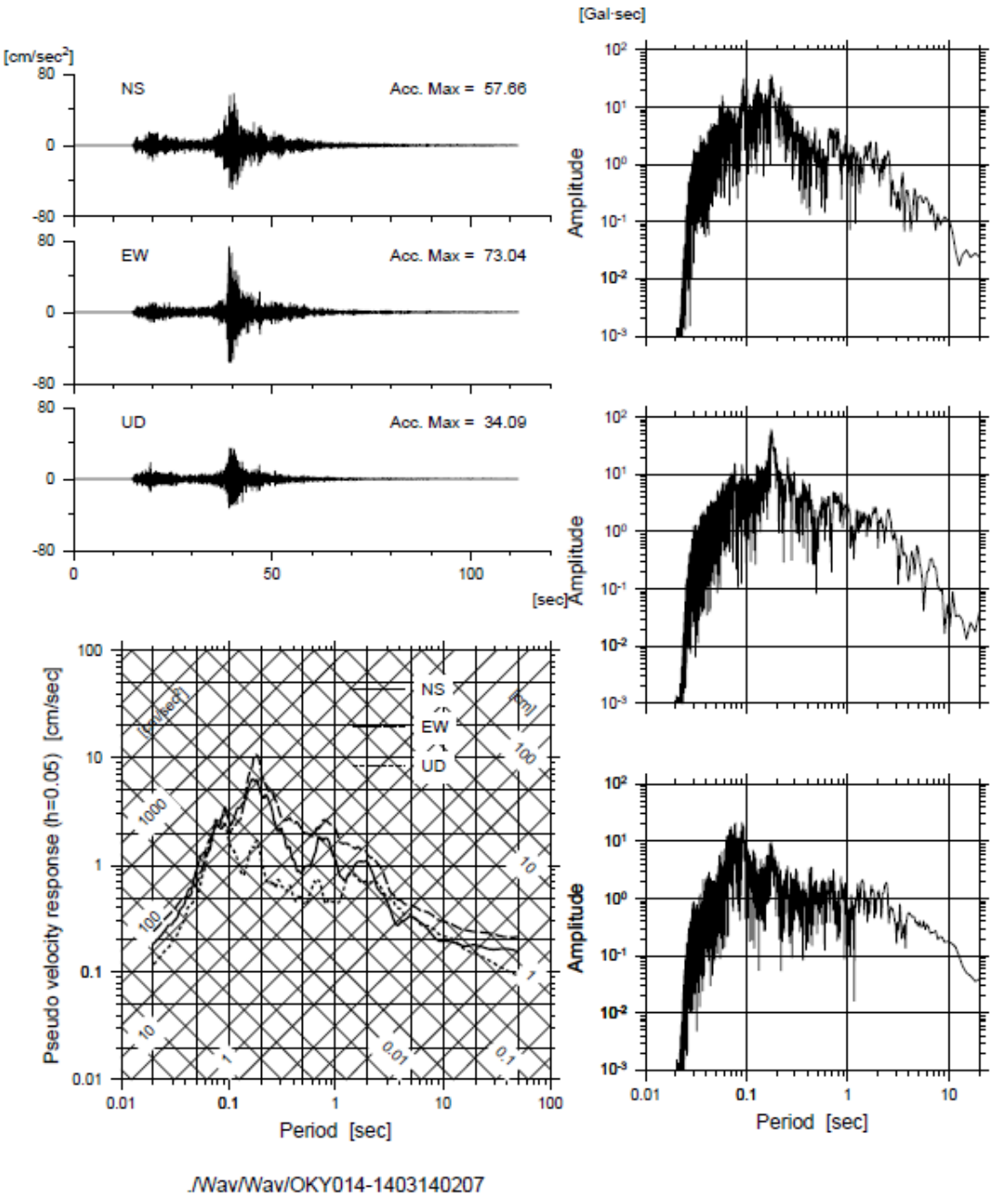


図 6.4-6　2014 年 3 月 14 日の地震の地震観測記録（K-NET 徳山、地表）

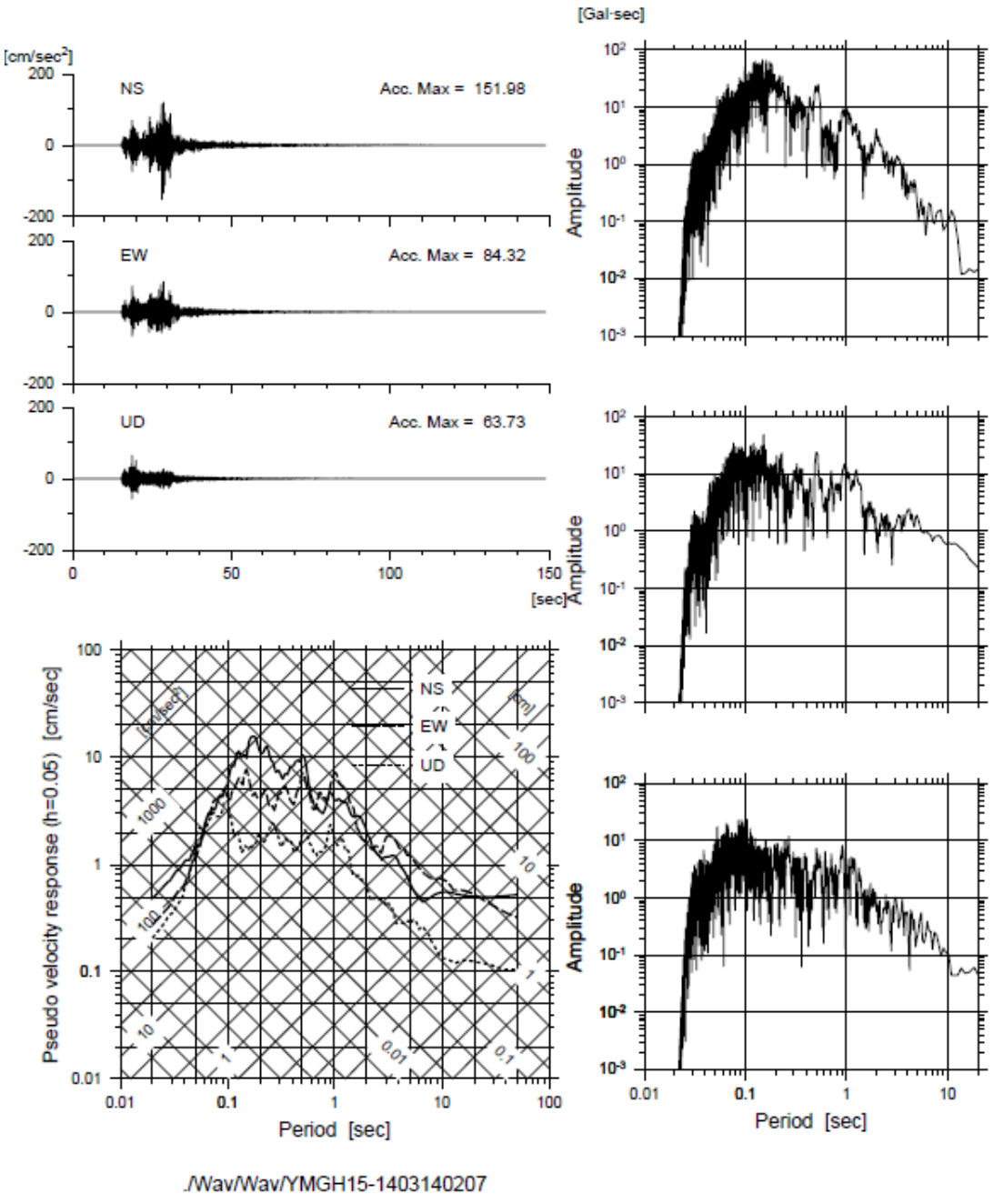


図 6.4-7　2014 年 3 月 14 日の地震の地震観測記録（KiK-net 徳山、地表）

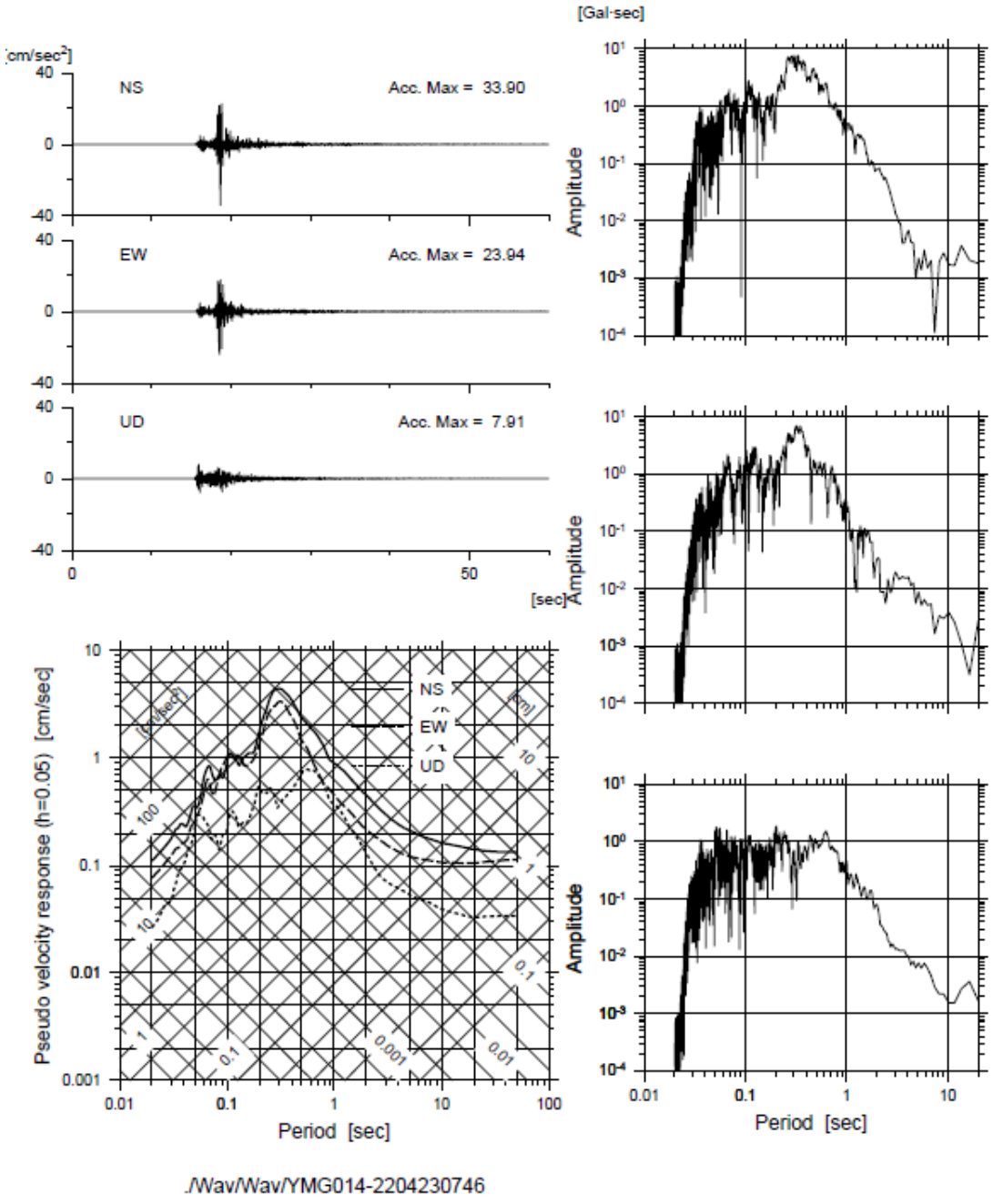


図 6.4-8　2022 年 4 月 23 日の地震の地震観測記録（K-NET 徳山、地表）

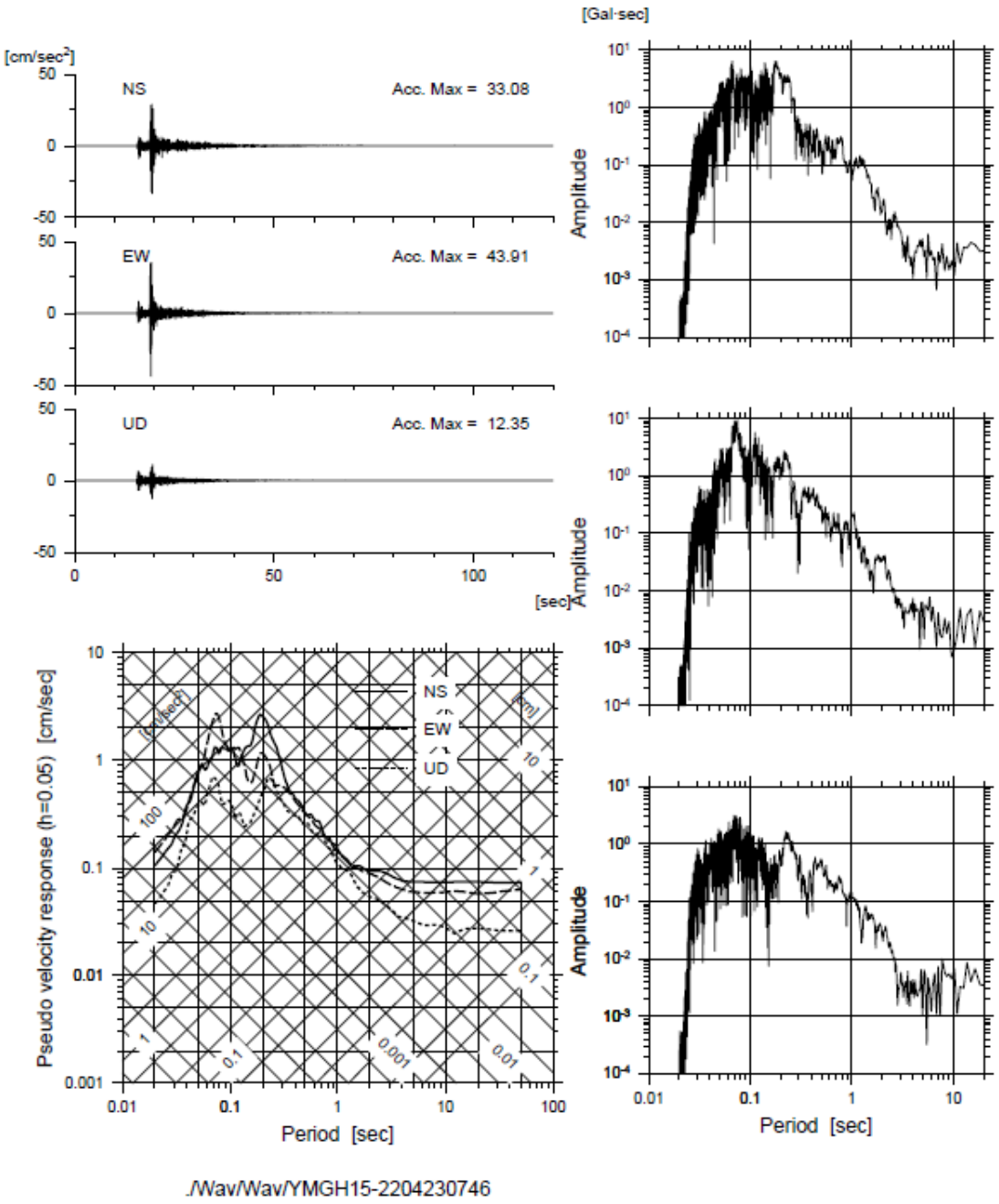


図 6.4-9　2022 年 4 月 23 日の地震の地震観測記録（KiK-net 徳山、地表）

6.4.3 標準波

フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点 1（K-NET 徳山）に対する全 8 ケースの加速度応答スペクトルを図 6.4-9 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 6.4-10 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 6.4-11 に示す。同様に、代表地点 2（KiK-NET 徳山）に対する全 8 ケースの加速度応答スペクトルを図 6.4-12 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 6.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 6.4-14 に示す。

岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点 1（K-NET 徳山）に対する全 12 ケースの加速度応答スペクトルを図 6.4-15 に、破壊開始点 1 の加速度波形を図 6.4-16 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 6.4-17 に示す。同様に、代表地点 2（KiK-NET 徳山）に対する全 12 ケースの加速度応答スペクトルを図 6.4-18 に、例として破壊開始点 1 の加速度波形を図 6.4-19 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 6.4-20 に示す。

最後に、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動 24 波（NS、EW、UD 成分の合計）、岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動 36 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して、代表地点 1（K-NET 徳山）に対して図 6.4-21 に、代表地点 2（KiK-NET 徳山）に対して図 6.4-22 に、それぞれ示す。図より、代表地点 1 では周期 1.5 秒程度以上で、代表地点 2 では周期 0.5 秒程度以上で、設計用下限地震動のレベルがサイトスペシフィック地震動のレベルを上回っている。これより、代表地点 1 と代表地点 2 の両地点において、設計用下限地震動を標準波に追加する。設計用下限地震動は加速度応答スペクトルとして与えられており、時刻歴加速度波形を得るためには位相特性を適切に設定し、スペクトル適合波を作成する必要がある。位相特性の設定に関しては、令和元年度調査研究を参考にされたい。

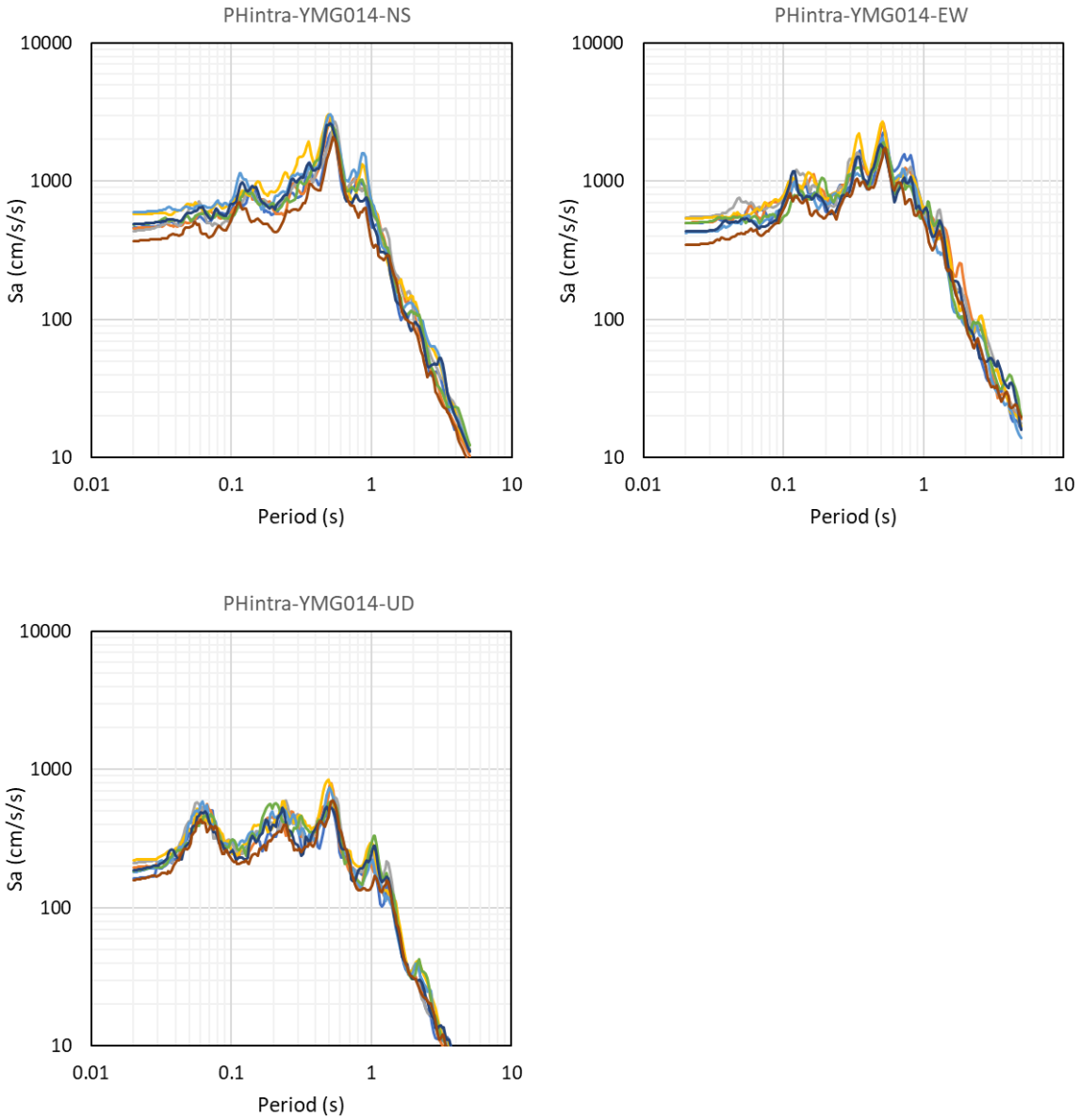
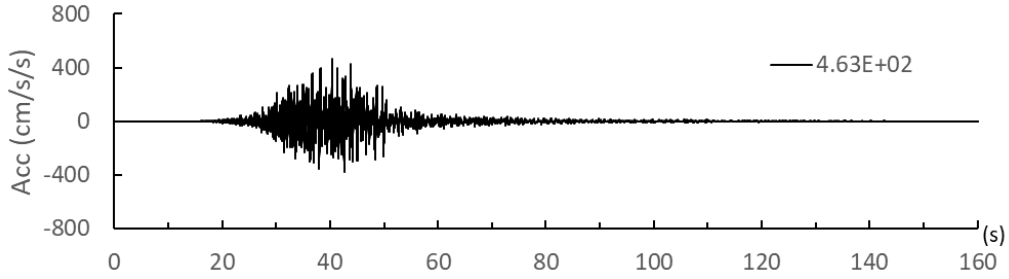
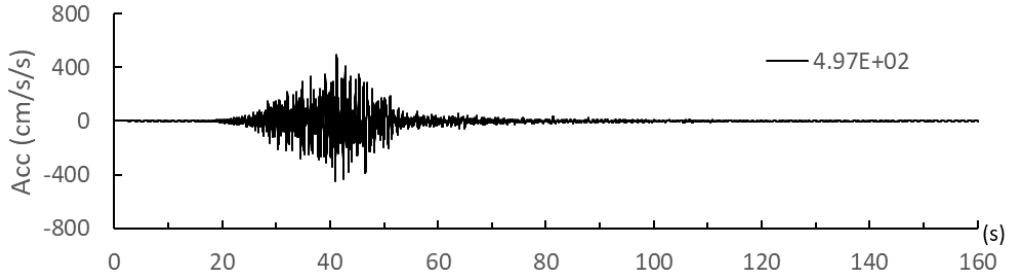


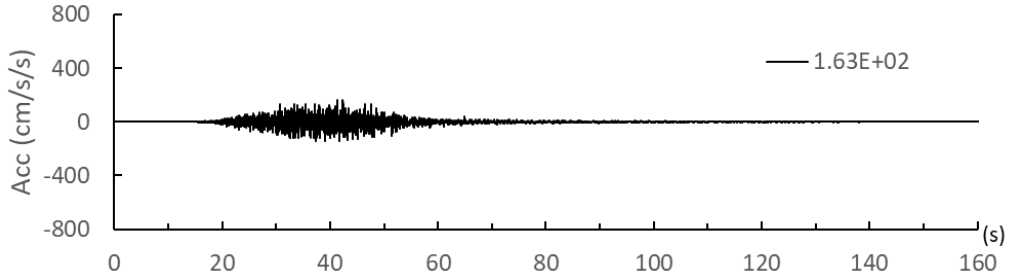
図 6.4-9　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動
（K-NET 徳山）



(a)　NS 成分

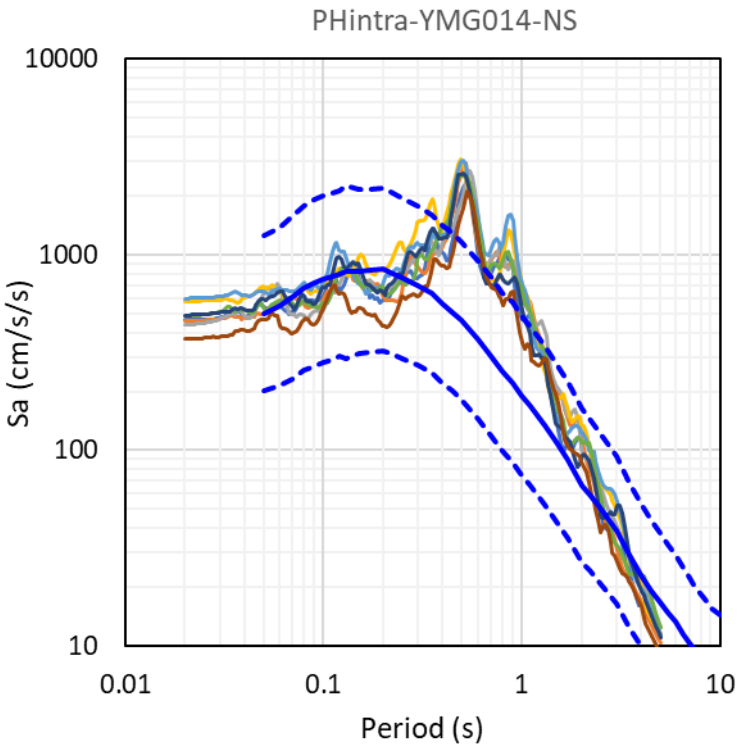


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 6.4-10　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（K-NET 徳山）



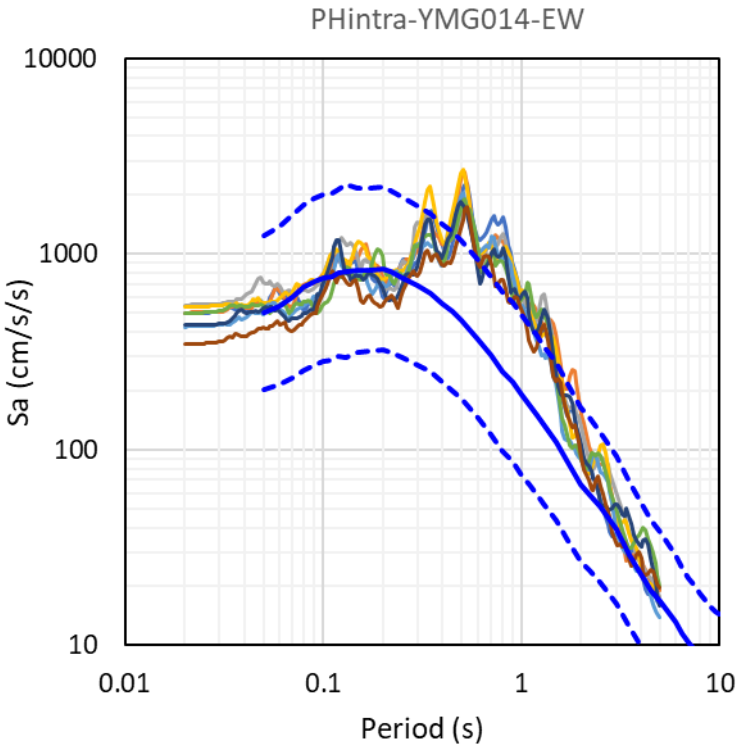


図 6.4-11　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較（K-NET 徳山）

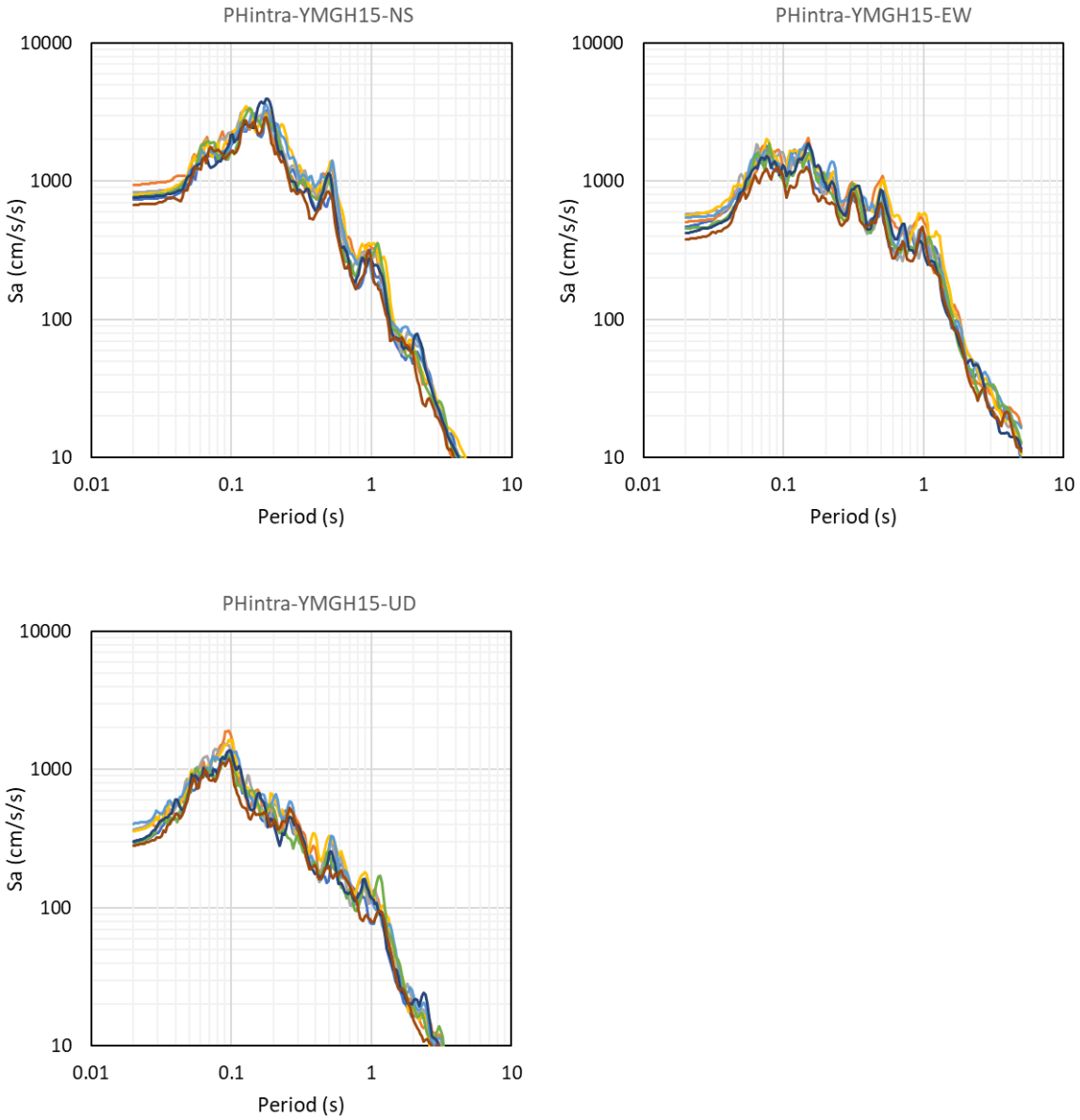
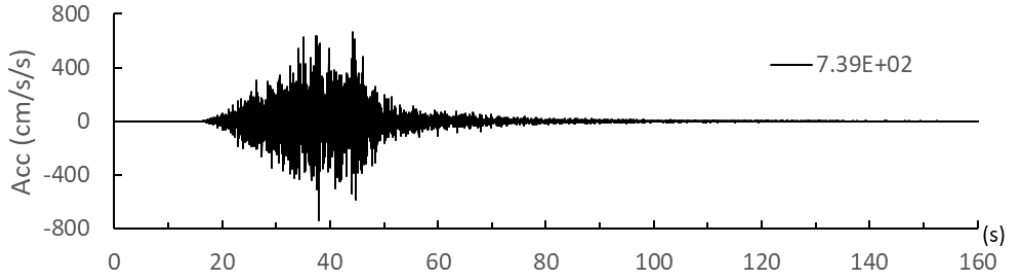
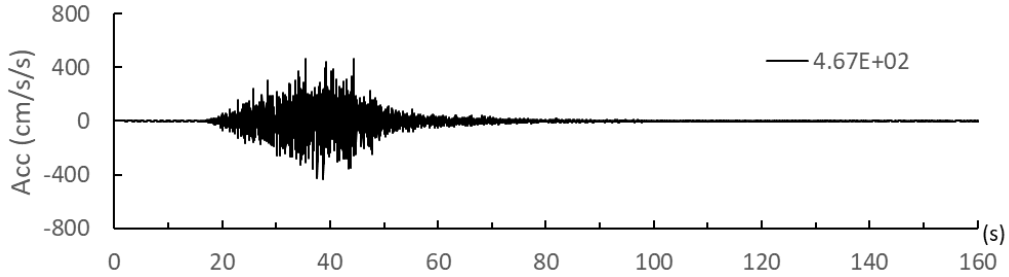


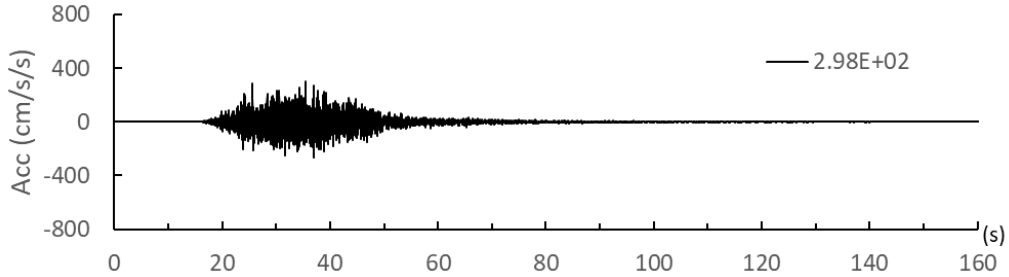
図 6.4-12　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動
（KiK-net 徳山）



(a)　NS 成分

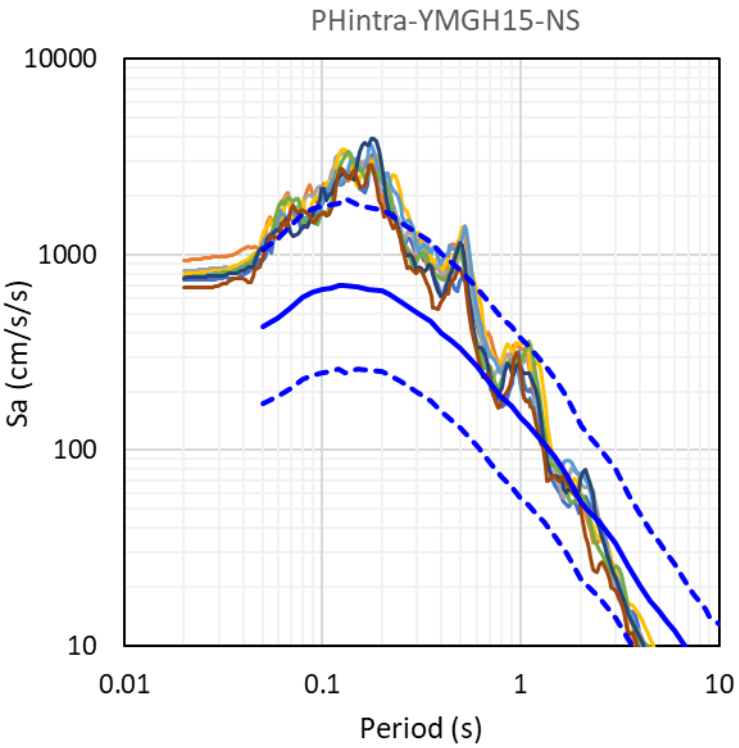


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 6.4-13　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（KiK-net 徳山）



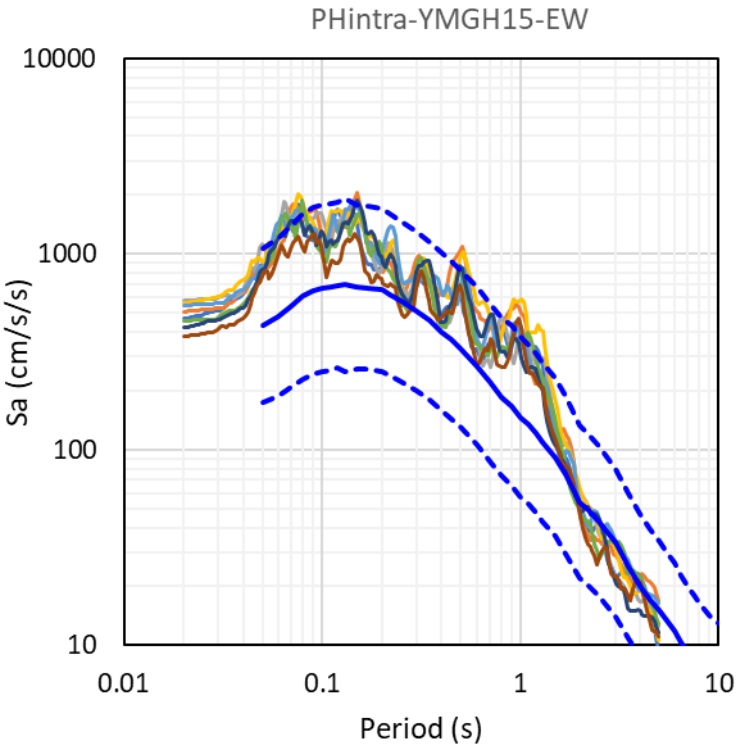


図 6.4-14　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較（KiK-net 徳山）

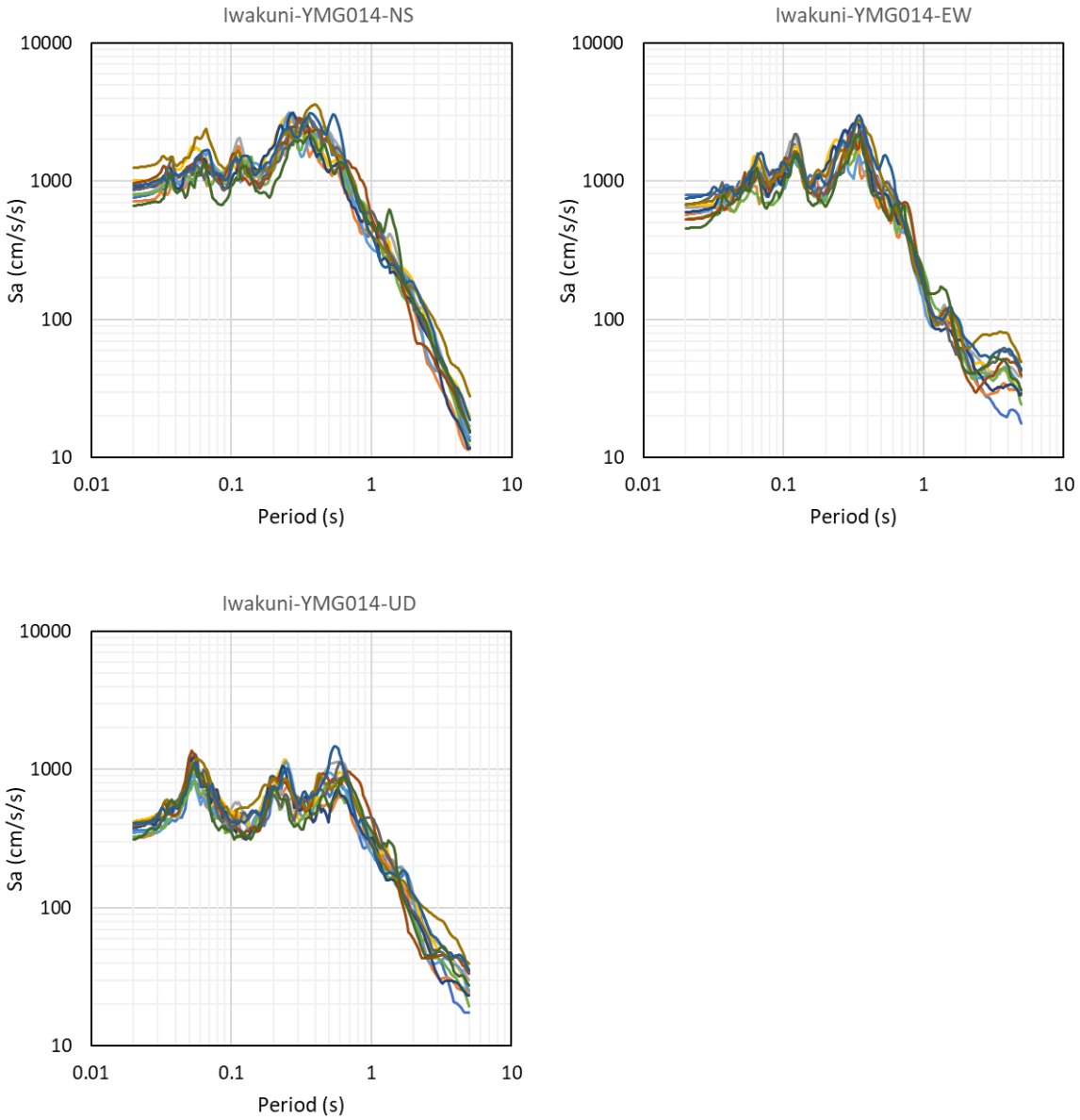
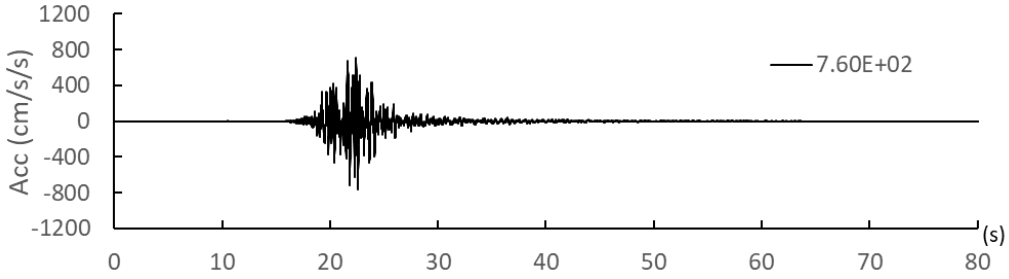
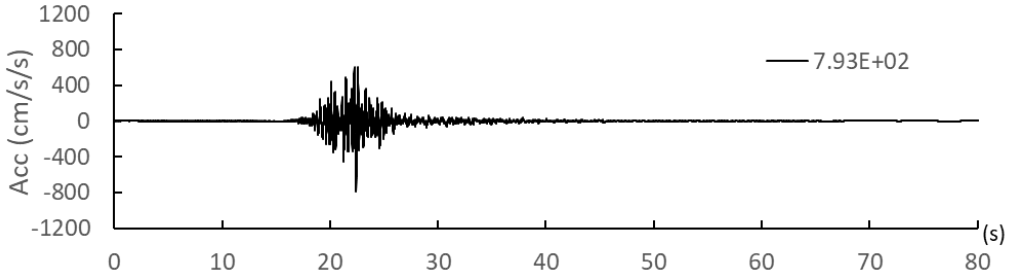


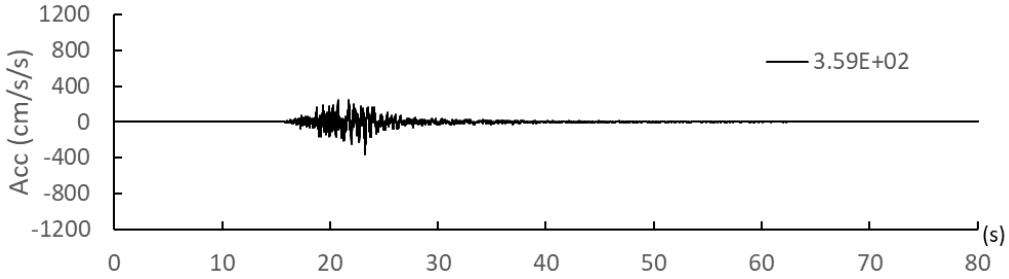
図 6.4-15　岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動
（K-NET 徳山）



(a)　NS 成分

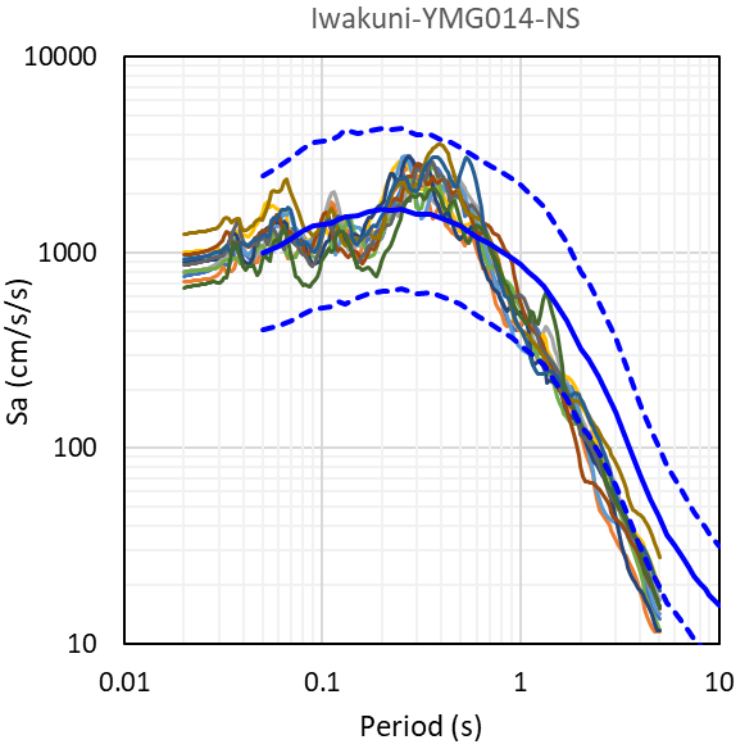


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 6.4-16　岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（K-NET 徳山）



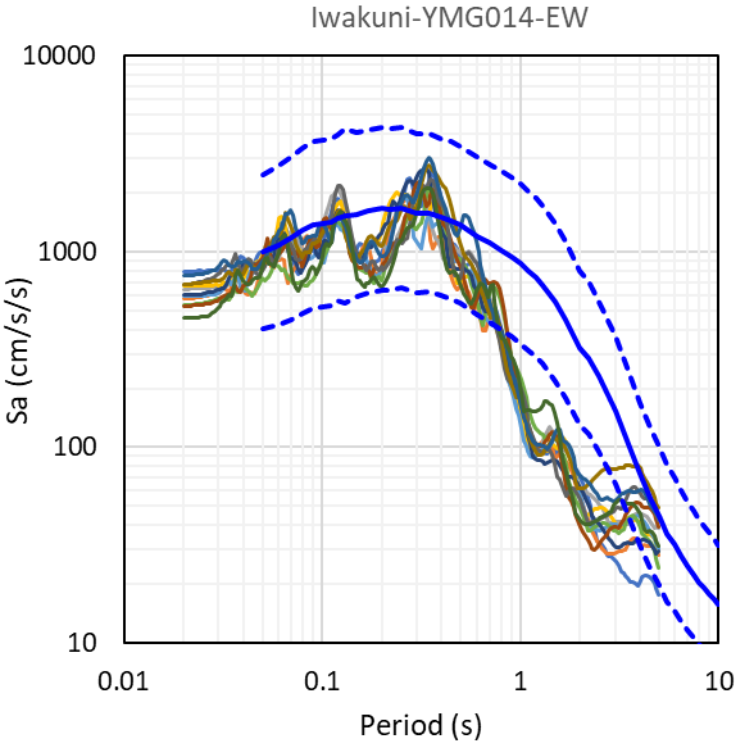


図 6.4-17　岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較（K-NET 徳山）

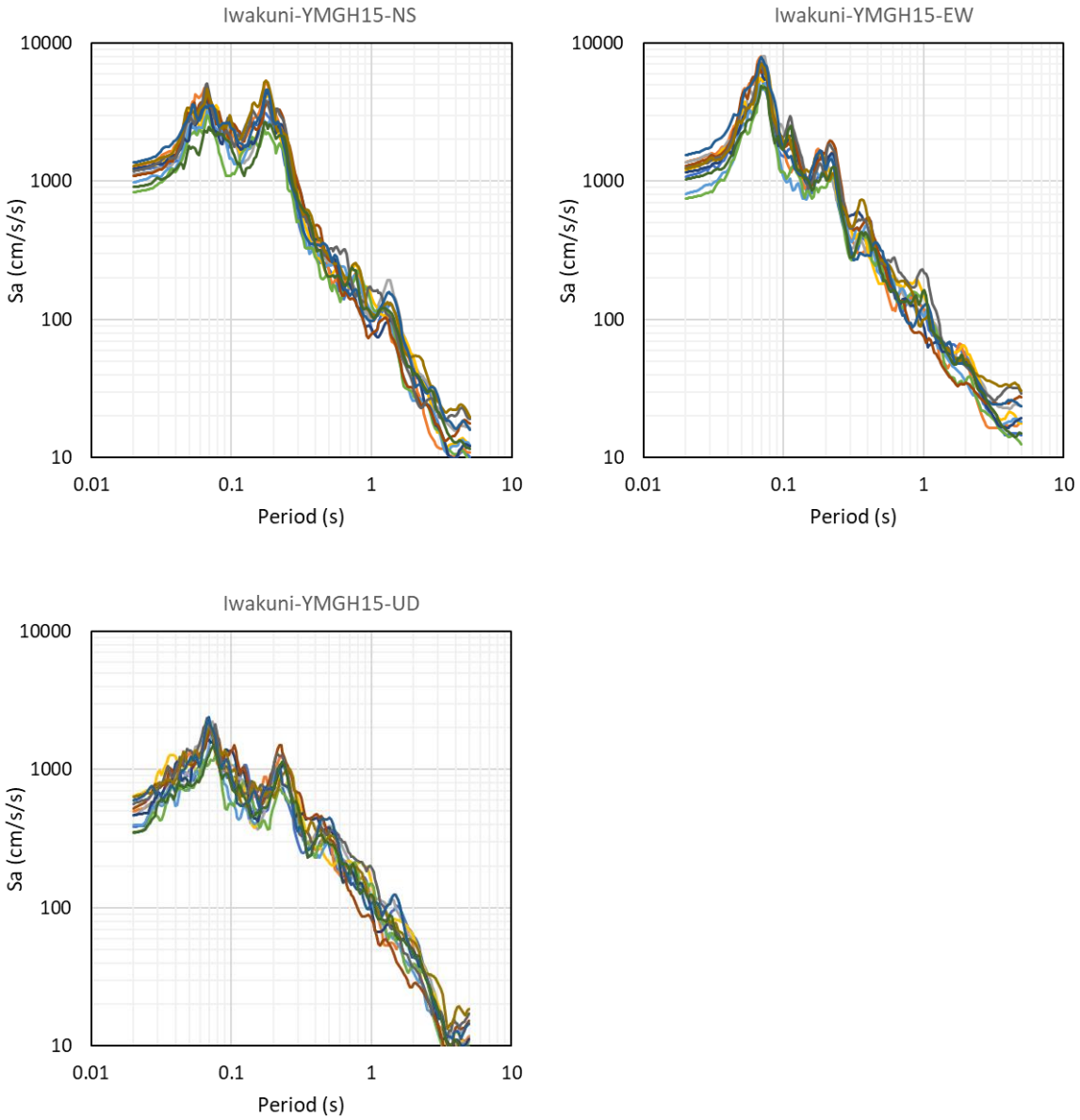
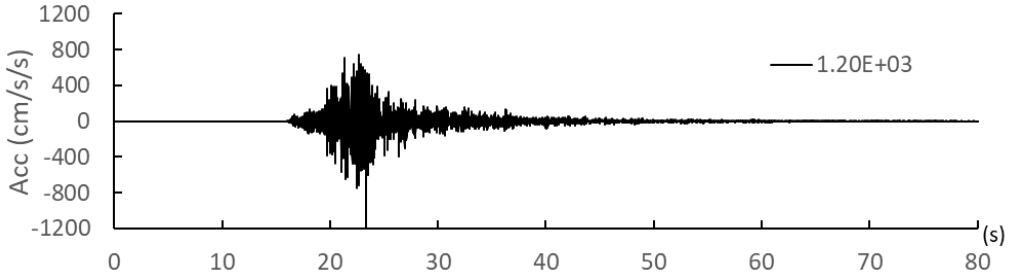
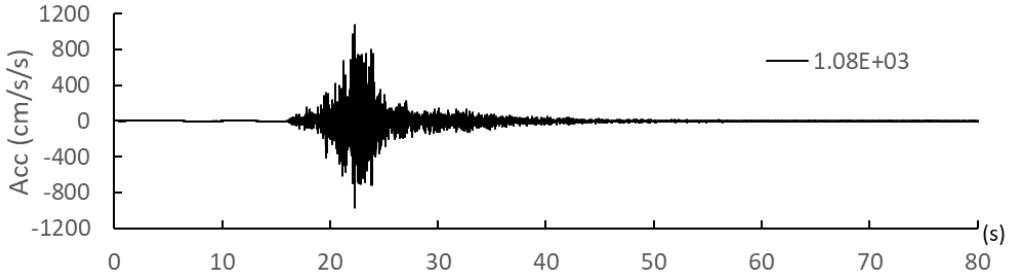


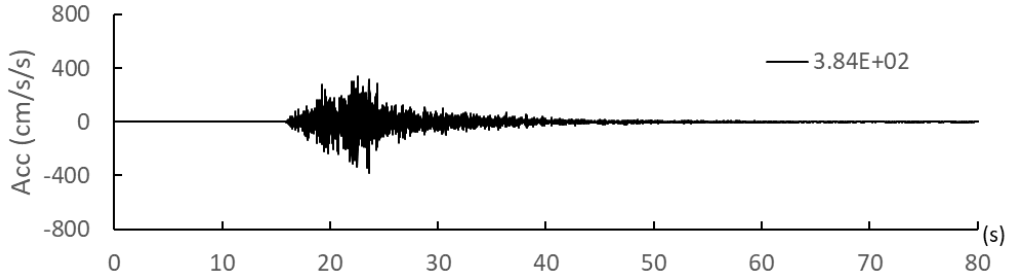
図 6.4-18　岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動
（KiK-net 徳山）



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 6.4-19　岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例
（KiK-net 徳山）

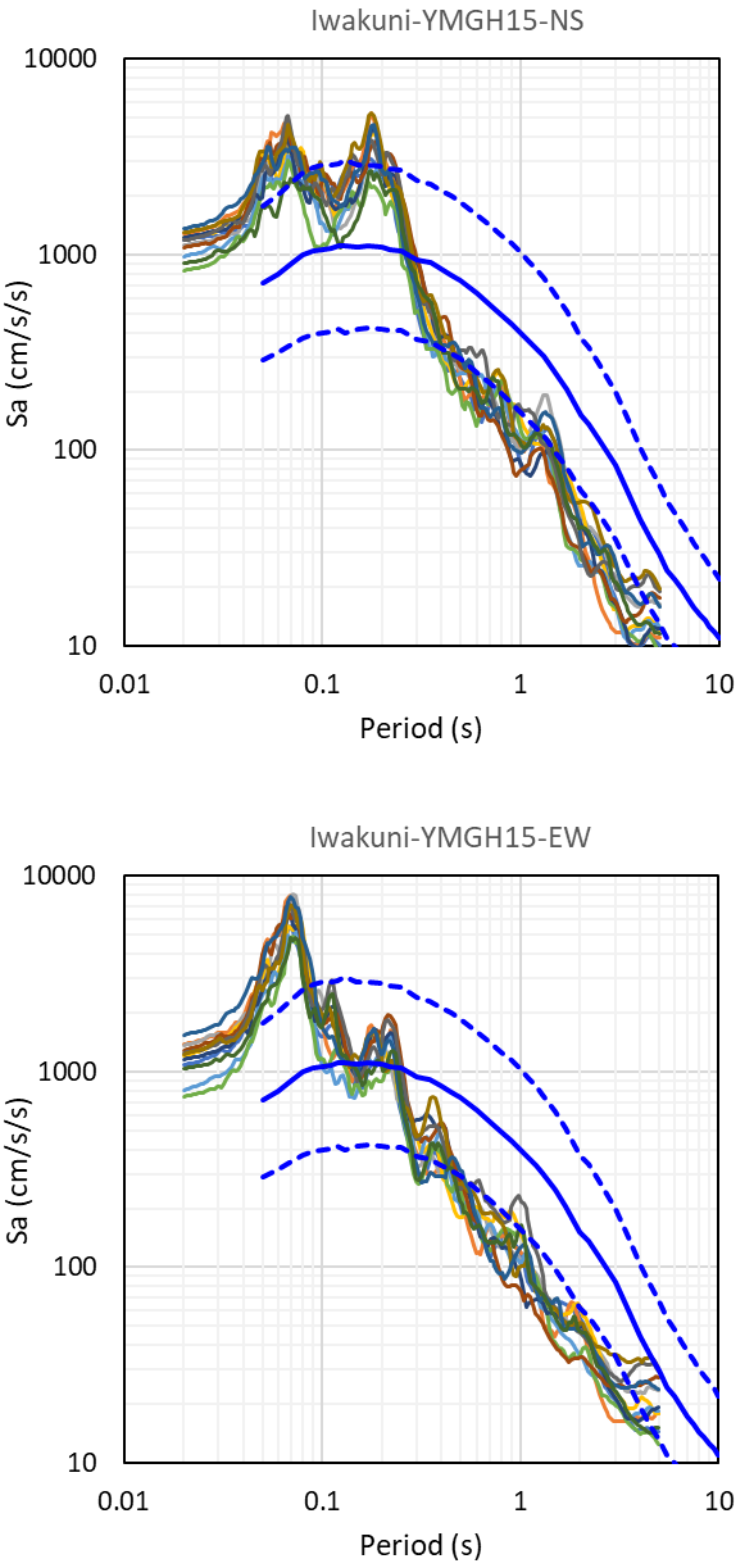


図 6.4-20　岩国－五日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較（KiK-net 徳山）

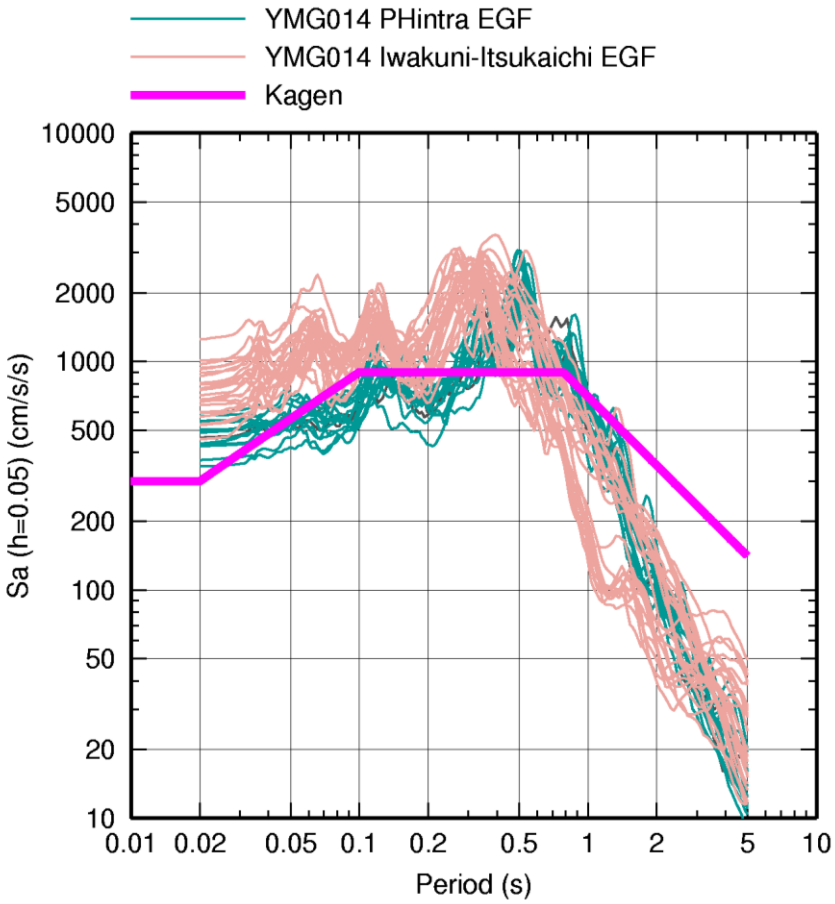


図 6.4-21　周南コンビナート地区における代表地点 1（K-NET 徳山）の標準波と設計用下限地震動の比較

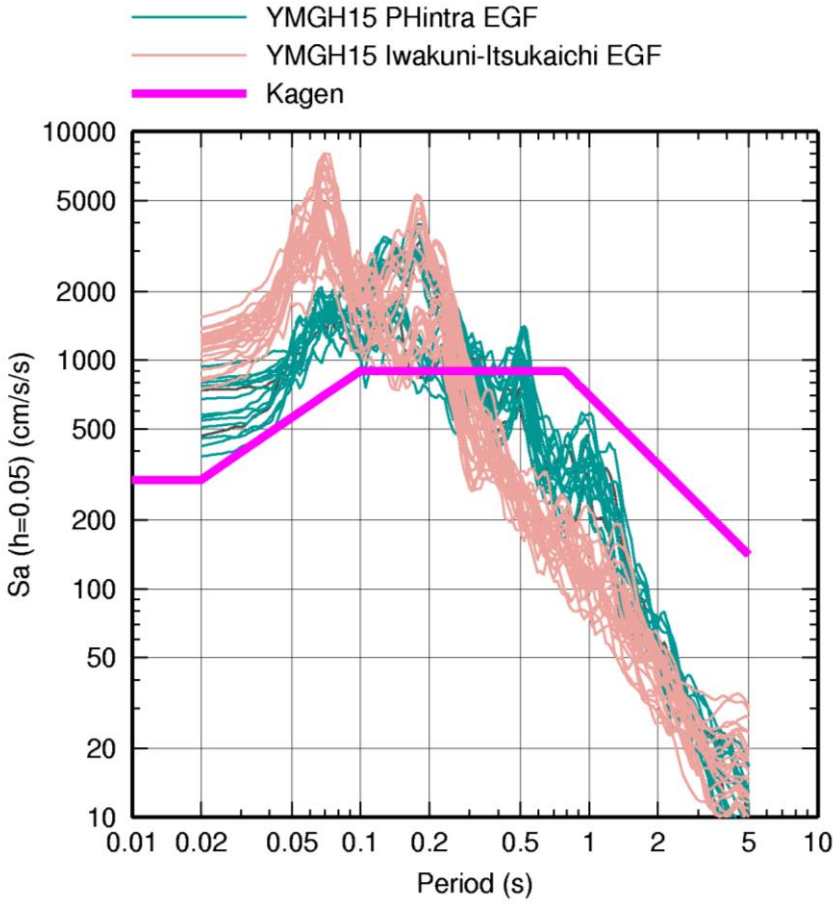


図 6.4-22　周南コンビナート地区における代表地点 2（KiK-net 徳山）の標準波と設計用下限地震動の比較

7.　京浜コンビナート地区の標準波の検討

7.1　代表地点の検討

京浜コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、京浜コンビナート地区近傍にある K-NET 横浜（KNG002）とする。京浜コンビナート地区と代表地点（K-NET 横浜）の位置を図 7.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を表 7.1-1 に示す。この地盤構造は防災科学技術研究所に基づくものとする。工学的基盤は GL-18m の Vs＝445m/s の層の上面とする。

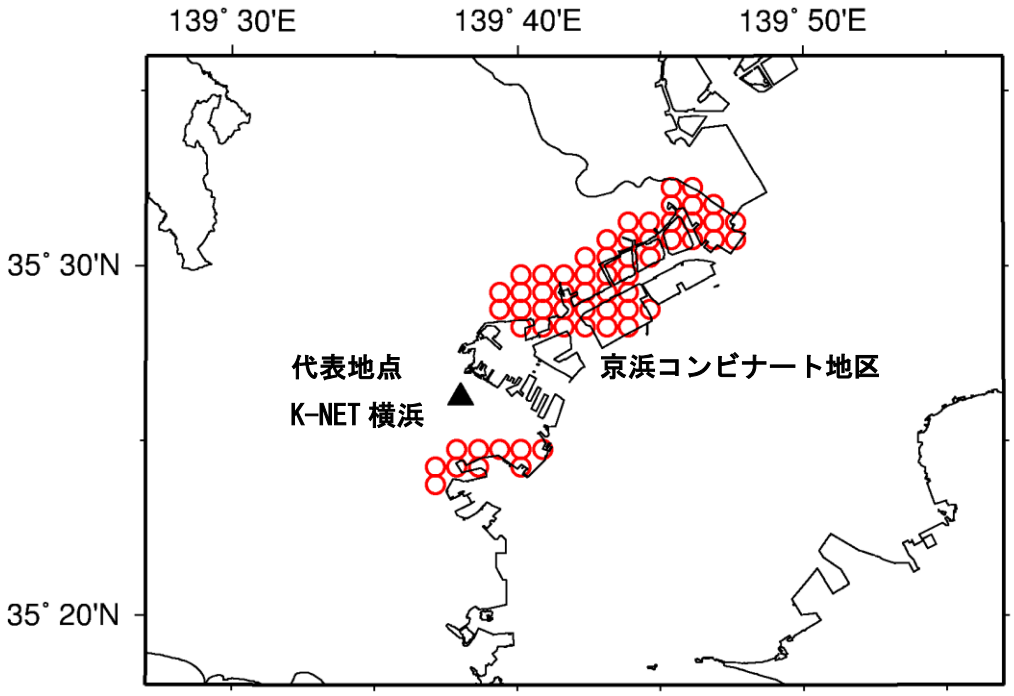


図 7.1-1　京浜コンビナート地区の代表地点（K-NET 横浜）

表 7.1-1　京浜コンビナート地区の代表地点（K-NET 横浜）の地盤構造

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.0	385	135	2.14	観測点位置
2	1	1.0	385	135	2.16	
3	2	1.0	385	135	1.78	
4	3	1.0	975	85	1.69	
5	4	1.0	975	85	1.57	
6	5	1.0	975	85	1.58	
7	6	1.0	975	85	1.65	
8	7	1.0	975	85	1.70	
9	8	1.0	975	85	1.68	
10	9	1.0	975	85	1.68	
11	10	1.0	975	85	1.65	
12	11	1.0	975	85	1.63	
13	12	1.0	975	85	1.64	
14	13	1.0	975	85	1.64	
15	14	1.0	975	85	1.67	
16	15	1.0	975	110	1.69	
17	16	1.0	975	110	1.81	
18	17	1.0	975	110	1.97	
19	18	1.0	1830	445	1.94	工学的基盤
20	19	―	1830	445	2.01	

7.2 地震学的・地質学的情報等の整理

(1) 被害地震

京浜コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の一覧を表 7.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 7.2-1 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、代表地点周辺では、陸域の浅い場所（深さ約 20km 以浅）で発生する地震と、太平洋側沖合の相模トラフ沿いのプレート境界で発生する M8 クラス地震、プレート境界地震かスラブ内地震か明確ではないが南関東直下で発生する M7 クラスの地震がある。陸域の浅い場所で発生した主な被害地震は、878 年の相模・武蔵の地震（M7.4）がある。相模トラフ沿いのプレート間地震の例としては、1703 年元禄関東地震（M7.9～8.2）、1923 年大正関東地震（M7.9）があり、大きな被害を生じた。南関東直下で発生する M7 クラスの地震の例としては、1992 年の東京湾南部（浦賀水道付近）の地震(M5.7、深さ 92km)、1855 年の安政江戸地震(M7.0～7.1)、1894 年の明治東京地震(M7.0)がある。

ここで、相模トラフ沿いの地震に対する、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 7.2-2 に示す。これより、相模トラフ沿いの M8 クラスの地震の今後 30 年の地震発生確率はほぼ 0%～6%であるが、プレートの沈み込みに伴う M7 程度の地震の今後 30 年の地震発生確率は 70%で高い値である。

過去の被害地震ではないが、将来被害が想定される地震の一つに、南海トラフ沿いの巨大地震がある。内閣府(2015)では、南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動の評価を行っている。それによれば、関東平野では長周期地震動が卓越し、長周期構造物への影響について注意が必要である。参考として、想定した南海トラフ沿いの巨大地震のうち、宝永地震、安静東海地震、最大クラスの地震に対する、周期 6 秒の減衰定数 5%擬似速度応答スペクトルの分布図を図 7.2-2 に示す。

表 7.2-1　京浜コンビナート地区周辺で発生した被害地震（地震調査研究推進本部, 2009）

表5-7　神奈川県に被害を及ぼした主な地震

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
818. .（弘仁9）	関東諸国	7 .5以上	（相模、武蔵、下総、常陸、上野、下野などで被害。圧死者多数。）
878.11.1（元慶2）	関東諸国	7.4	（相模、武蔵を中心に被害。圧死者多数。）
1257.10.9（正嘉1）	関東南部	7.0 ～ 7.5	鎌倉で山崩れ、社寺・家屋倒壊などの被害。
1293.5.27（永仁1）	鎌倉	7.0	鎌倉で社寺・家屋倒壊、焼失などの被害。死者数、数千から23,000人余の諸説あり。
1498.9.20（明応7）	東海道全般	8.2 ～ 8.4	鎌倉で津波により、溺死者200人。
1633.3.1（寛永10）	相模・駿河・伊豆	7.0	小田原で最も被害が大きく、小田原市内で死者150人、家屋全壊多数。箱根でも死者あり。
1648.6.13（慶安1）	相模・江戸	7.0	小田原領内で家屋全壊多数。箱根で死者１人。
1649.9.1（慶安2）	川崎・江戸	6.4	川崎で民家140 ～ 150軒などが倒壊。付近の村でも家屋倒壊あり。死傷者多数。
1697.11.25（元禄10）	相模・武蔵	6.5	鎌倉で家屋全壊あり。
1703.12.31（元禄16）	（元禄地震）	7.9 ～ 8.2	沿岸部を中心に甚大な被害。小田原領内で、死者2,291人、家屋全壊8,007棟。津波による被害もあり。
1782.8.23（天明2）	相模・武蔵・甲斐	7.0	箱根、小田原で被害が大きく、住家約800棟破損。
1812.12.7（文化9）	武蔵・相模	6 1/4	横浜で家屋全壊22棟。付近でも死者、家屋全壊あり。
1853.3.11（嘉永6）	小田原付近	6.7	小田原を中心に被害。死者24人、負傷者13人、家屋全壊1,088棟。
1855.11.11（安政2）	((安政)江戸地震)	7.0 ～ 7.1	県東部を中心に被害。死者37人、負傷者75人、家屋全壊64棟。
1894.6.20（明治27）	東京湾北部((明治）東京地震とも呼ばれる。）	7.0	横浜市、橘樹郡を中心に被害。死者7人、負傷者40人、建物全半壊40棟。
1923.9.1（大正12）	(関東地震)	7.9	死者・行方不明者33,067人、住家全壊62,887棟、住家焼失68,569棟、住家流出埋没136棟。
1924.1.15（大正13）	丹沢山塊(丹沢地震とも呼ばれる。）	7.3	関東地震の余震。死者13人、負傷者466人、住家全壊561棟。
1930.11.26（昭和5）	(北伊豆地震)	7.3	死者13人、負傷者6人、住家全壊88棟。
2005.2.16（平成16）	茨城県南部	5.3	負傷者1人。
2005.7.23（平成17）	千葉県北西部	6.0	負傷者9人。

表 7.2-2　相模トラフ沿いの地震の地震規模と地震発生確率

（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
M8 クラスの地震	8 クラス（7.9～8.6）	ほぼ 0%～6%	ほぼ 0%～10%	180～590 年 98.3 年前
プレートの沈み込みに伴う M7 程度の地震	7 程度（6.7～7.3）	70%程度	80%程度	27.5 年 －

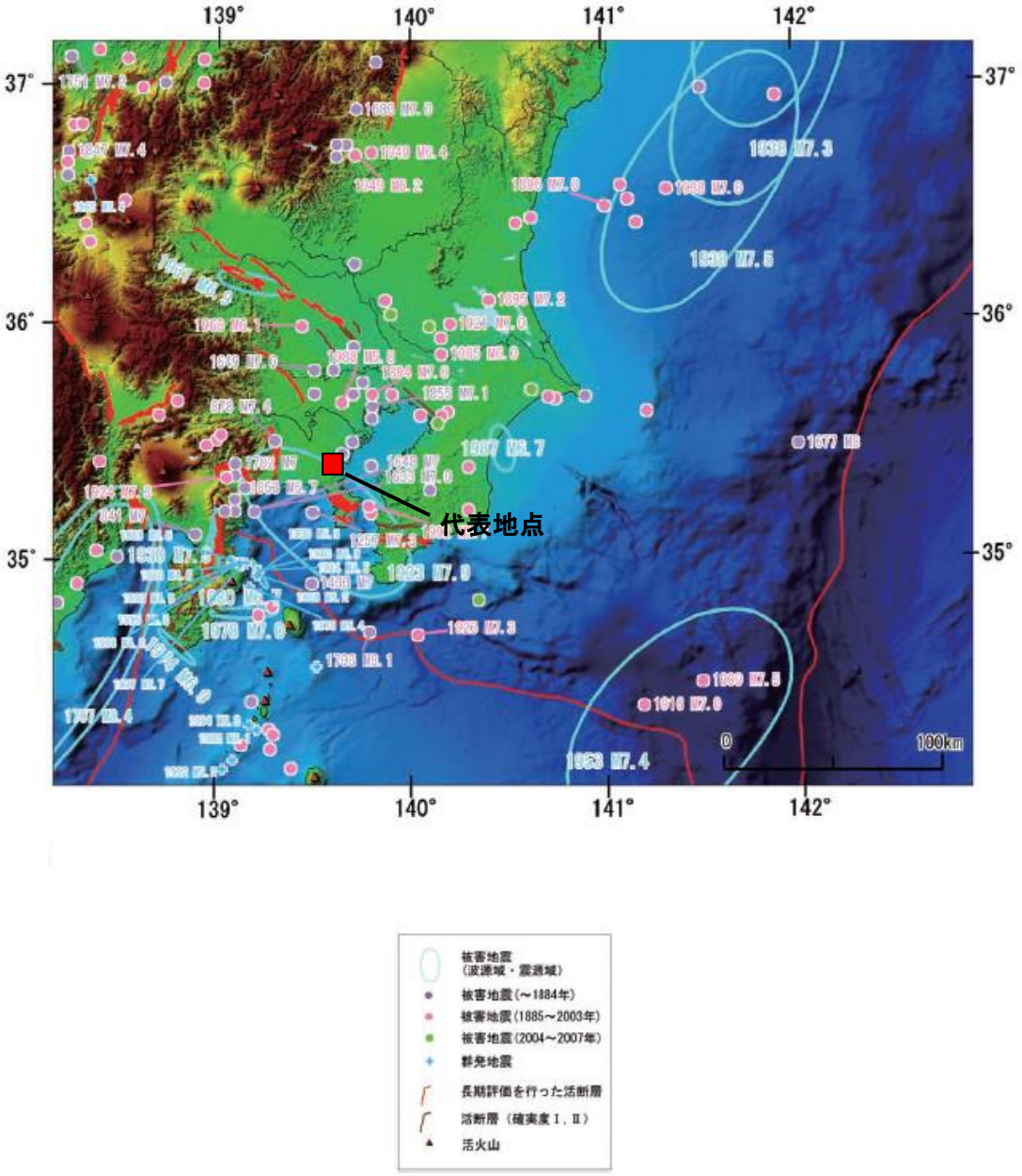
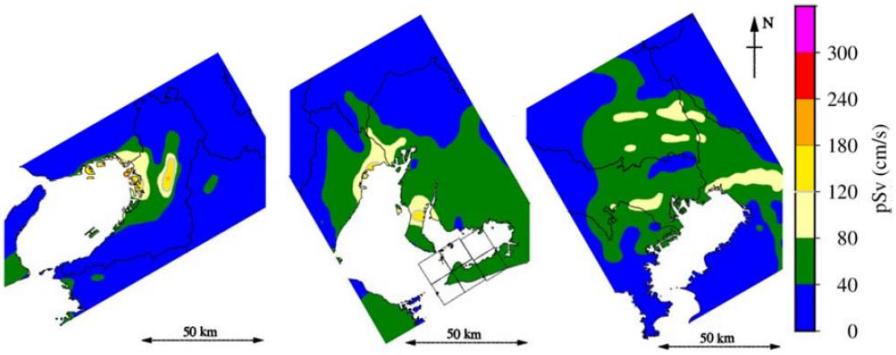
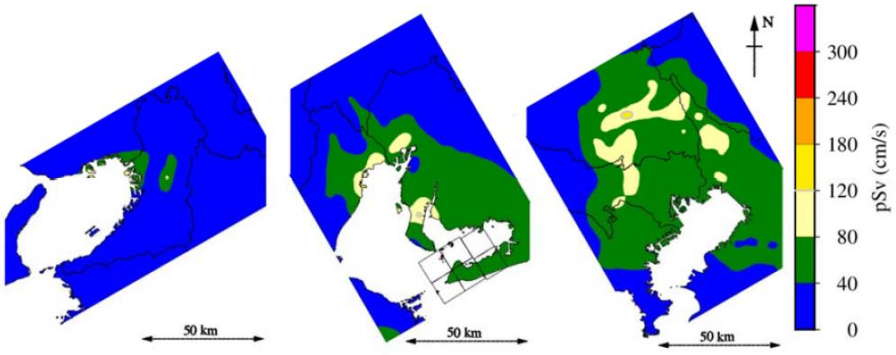


図 7.2-1　京浜コンビナート地区周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2009)に加筆）



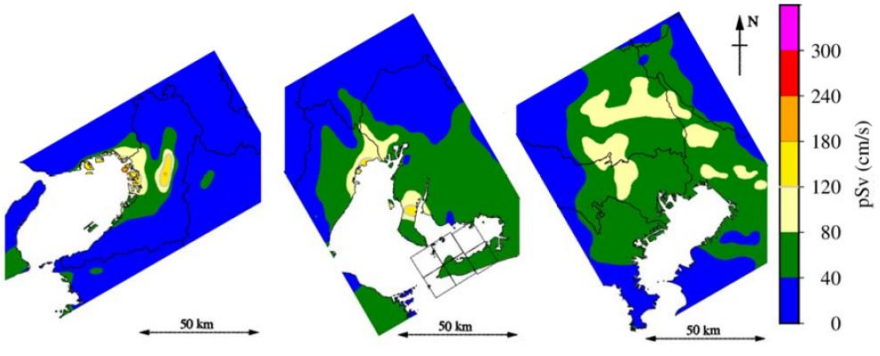
周期 6 秒

(a)　宝永地震



周期 6 秒

(b)　安静東海地震



周期 6 秒

(c)　最大クラスの地震

図 3.2-2　内閣府(2015)による南海トラフ沿いの巨大地震に対する減衰定数 5%擬似速度応答スペクトルの分布図

(2) 活断層

京浜コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 7.2-3 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、代表地点のごく近傍には活断層はないが、周辺には、北西部には立川断層帯、北部には深谷断層帯および綾瀬川断層帯、南部には三浦半島断層帯群、西部には伊勢原断層帯がある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 3. 2-3 に示す。表より、今後の地震発生確率が最も高いのは三浦半島断層群（武山断層帯）で、ついで三浦半島断層群（衣笠・北武断層帯)、立川断層帯であることがわかる。

表 7.2-3　京浜コンビナート地区周辺の活断層の地震規模と地震発生確率
（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
立川断層帯	7.4 程度	0.5～2%	0.8～4%	10,000 年～15,000 年程度
				約 20,000 年前～13,000 年前
深谷断層帯	7.9 程度	ほぼ 0%～0.1%	ほぼ 0%～0.2%	10,000 年～25,000 年程度
				約 6,200 年前～約 5,800 年前
綾瀬川断層帯（鴻巣－伊那）	7.0 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	45,000 年～71,000 年程度
				約 15,000 年前～約 9,000 年前
綾瀬川断層帯（伊那－川口）	7.0 程度	不明	不明	不明
				不明
三浦半島断層 断層群主部（衣笠・北武）	6.7 程度もしくはそれ以上	ほぼ 0%～3%	ほぼ 0%～5%	1,900 年～4,900 年程度
				6～7 世紀
三浦半島断層 断層群主部（武山）	6.6 程度もしくはそれ以上	6%～11%	10%～20%	1,600 年～1,900 年程度
				約 2,300 年前～1,900 年前
伊勢原断層	7.0 程度	ほぼ 0%～0.003%	ほぼ 0%～0.005%	4,000 年～6,000 年程度
				5 世紀～18 世紀初頭

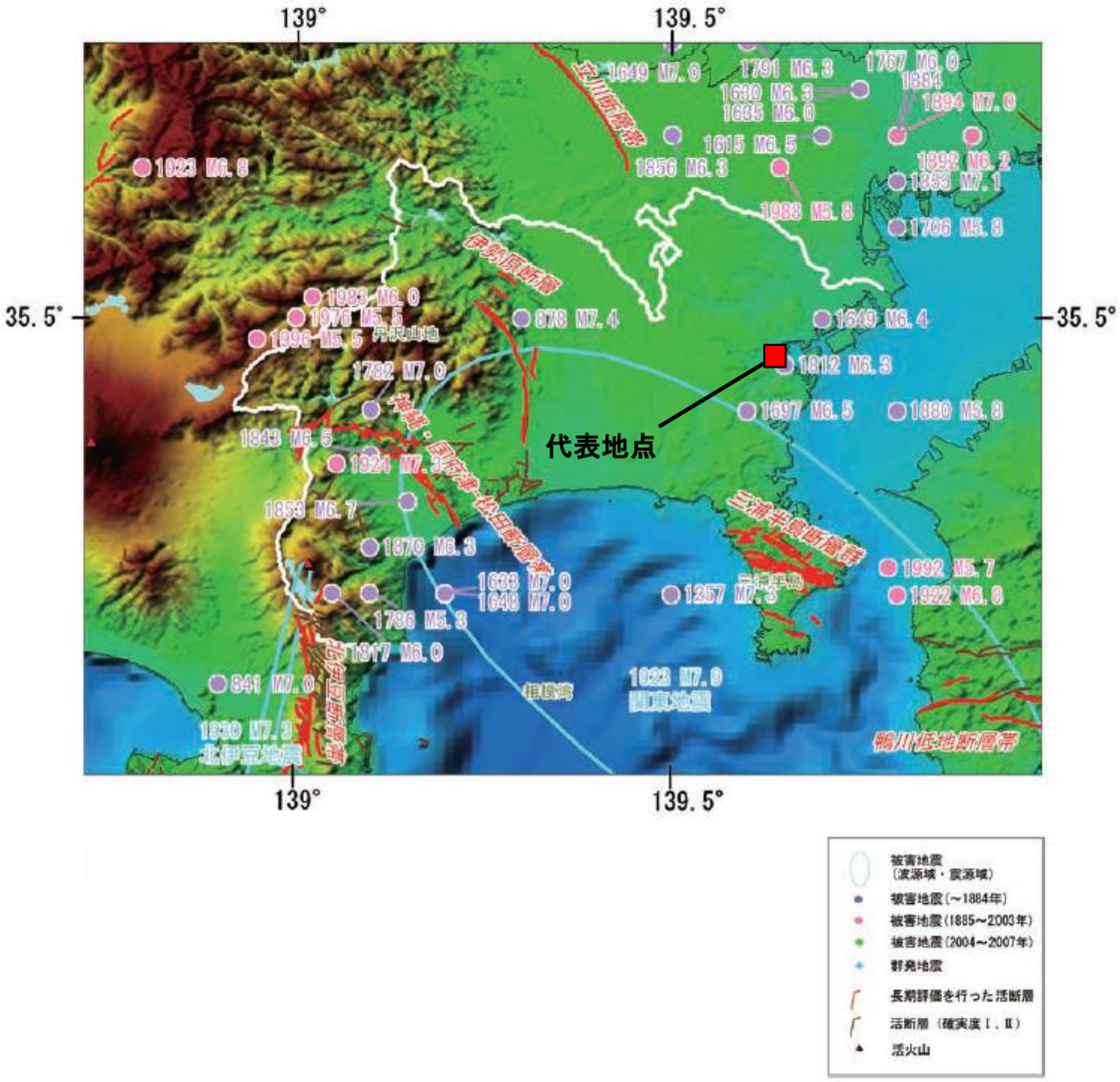


図 7.2-3　京浜コンビナート地区周辺の活断層の分布（地震調査研究推進本部, 2009）

7.3　対象地震の選定

7.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、京浜コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震、スラブ内地震、内陸地殻内地震のそれぞれのタイプの地震によって被害を受けてきた。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震は、代表地点に影響の大きい南関東のフィリピン海プレートのプレート境界で発生する相模トラフの地震（相模トラフの地震とよぶ）とする。なお、本検討では対象地震とはしないが、将来の発生が懸念される南海トラフ沿いの巨大地震について。内閣府(2015)によって長周期地震動の評価を行っている。それによれば、関東平野では長周期地震動が卓越することが示されており、長周期構造物への影響については別途検討が必要であるが。

スラブ内地震の対象地震は、代表地点に影響の大きい南関東のフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震とよぶ）とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、代表地点の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。まず、地表の活断層の位置と地震規模（気象庁マグニチュード）を、地震調査研究推進本部による活断層の長期評価に基づいてモデル化した。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは司・翠川(1999)式から算定される最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。検討対象としたのは、代表地点に近い立川断層帯、三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯と武山断層帯、深谷断層帯、綾瀬川断層帯の伊奈－川口区間と鴻巣－伊奈区間、伊勢原断層の 7 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 7.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 7.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯である。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、走向は 315 度、傾斜角は 45 度（右横ずれ断層）とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定した。この断層モデルから断層最短距離を計算し、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定し、表 7.3-1 にあわせて示す。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 7.3-2 に示す。計算条件として、代表地点の工学的基盤を Vs＝445m/s、Vs=1,400m/s の層の上面深さを、J-SHIS の地盤モデルに基づいて 972m とした。また、対象地震の地震規模 Mw と断層最短距離 X は、相模トラフの地震に対して Mw7.9 および断層最短距離 X=15.7km、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対して Mw7.3 および断層最短距離 X=19.4km、三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯による地震に対して Mw6.7 および断層最短距離 X=13.4km、伏在断層による地震に対して Mw6.5 および断層最短距離 X=7.1km（令和元年度報告書参照）とする。図より、周期 0.2 程度以下ではフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動（緑実線）が最も大きく、周期 0.2 秒程度以上では相模トラフの地震の地震動（青実線）が最も大きい。これより、最終的な対象地震は、**相模トラフの地震**と**フィリピン海プレートのスラブ内地震**の 2 つとする。

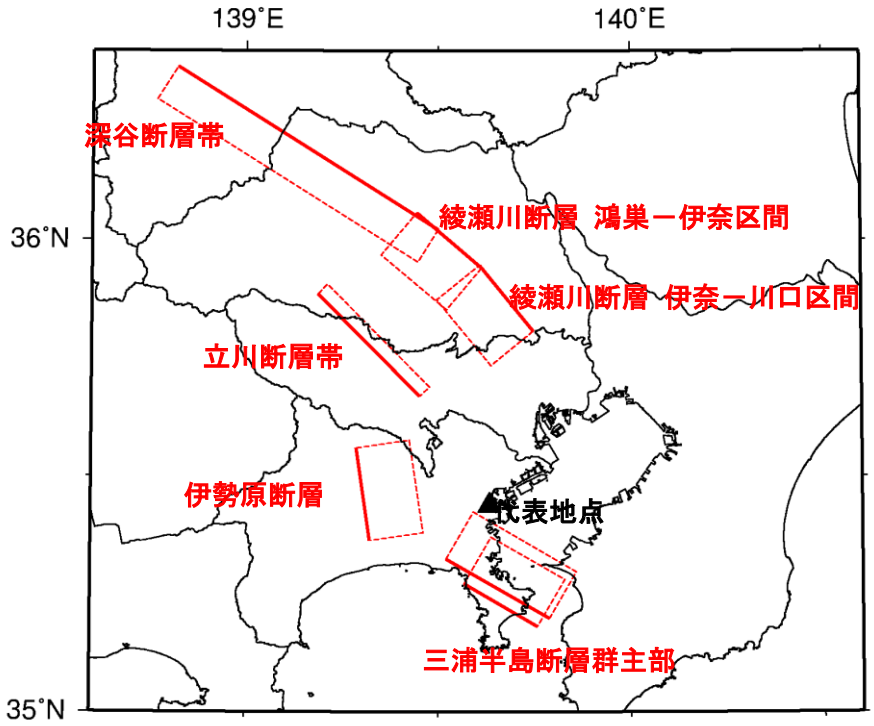


図 7.3-1　京浜コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

表 7.3-1　司・翠川(1999)による代表地点で算定した活断層の地震動の一覧

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
三浦半島断層群主部 衣笠・北武断層帯	―	6.7	13.4	3	9.4	253.5	20.5
三浦半島断層群主部 武山断層帯	―	6.5	16.0	3	9.4	197.2	14.5
立川断層帯	7.4	6.9	30.5	2	10.9	160.9	12.8
伊勢原断層	6.6	6.2	26.7	2	8.4	98.5	6.4
深谷断層帯	7.9	7.2	63.1	5	12.8	100.0	8.7
綾瀬川断層 伊奈－川口区間	7.0	6.5	38.6	5	12.7	92.9	6.5
綾瀬川断層 鴻巣－伊奈区間	7.0	6.5	51.4	5	12.7	67.2	4.7
伏在断層（直下）	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.6	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村, 1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

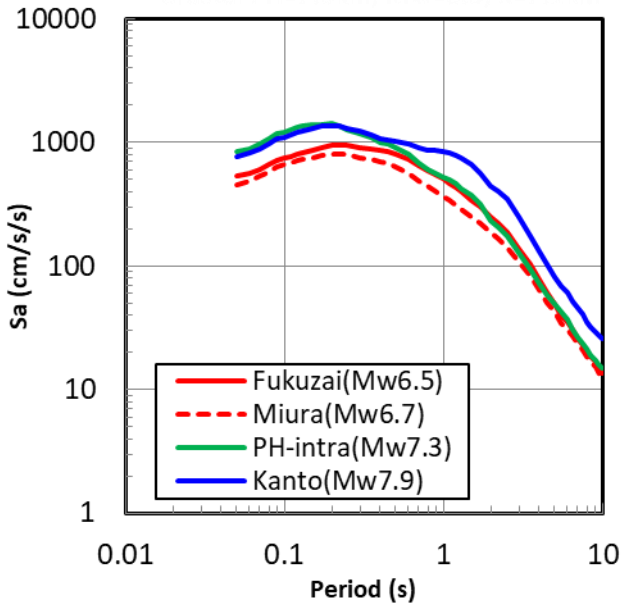


図 7.3-2　相模トラフの地震（Mw7.9）、フィリピン海プレートのスラブ内地震（Mw7.3）、三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯による地震（Mw6.7）、伏在断層による地震（Mw6.5）の地震動の比較

7.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

7.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　相模トラフの地震

地震調査研究推進本部(2014)による相模トラフ沿いの地震の長期評価では、それまで、1707 年の元禄型関東地震と 1923 年の大正型関東地震が繰返し発生するとしていたものを、2 つのタイプに類型化するのが困難であるとして、2 つのタイプの地震を含む M7.9～M8.6 までの多様なパターンの地震が発生するように改訂された。また、改訂された相模トラフ沿いの地震の長期評価に基づいて、地震調査研究推進本部(2016)により長周期地震動予測地図が公表された。そこでは、大正型関東地震と元禄型関東地震の 2 つのタイプの地震に対する結果が示された。一方、内閣府(2013)では、防災対策のための被害想定のために、相模トラフ沿いのプレート境界地震の地震動を評価している。そこでも、大正型関東地震と元禄型関東地震の 2 つのタイプの地震を対象としている。ここで、大正型関東地震の震源域は代表地点の直下に位置し、その震源域は元禄型関東地震とも共通であること、1923 年関東地震は少ないながらも地震観測記録が残されており、その震源特性がある程度把握されていること、対象構造物の周期帯域が比較的短周期であることから、本検討では、大正型関東地震を相模トラフの地震として想定し、その断層モデルを設定する。

大正型関東地震を対象とした断層モデルは数多く提案されているが、最新の知見が反映されていると考えられ、半経験的手法を用いて特性化震源モデルを提案している佐藤(2016a)による断層モデルを用いることとする。佐藤(2016a)による断層モデルを図 7.4-1 に、断層パラメータを表 7.4-1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。複数の破壊プロセスの検討に関する既往研究として、地震調査研究推進本部(2016)および宮腰・小穴(2021)がある。地震調査研究推進本部(2016)では、相模トラフ地震の長周期地震動予測地図の検討のために、1 つの断層モデルに対して、アスペリティ位置と破壊開始点を変更した複数ケースの破壊プロセスを設定している（図 7.4-2)。宮腰・小穴(2021)では、建物の耐震性能評価に用いる大振幅地震動の算定のために、相模トラフ地震に対してアスペリティ位置と破壊開始点を変更した複数ケースの破壊プロセスを設定している（図 7.4-3)。本検討では、これらの既往研究を参考に、アスペリティ位置と破壊開始点を変更した複数ケースの破壊プロセスを設定する。複数の破壊プロセスの設定を図 7.4-4 に示す。

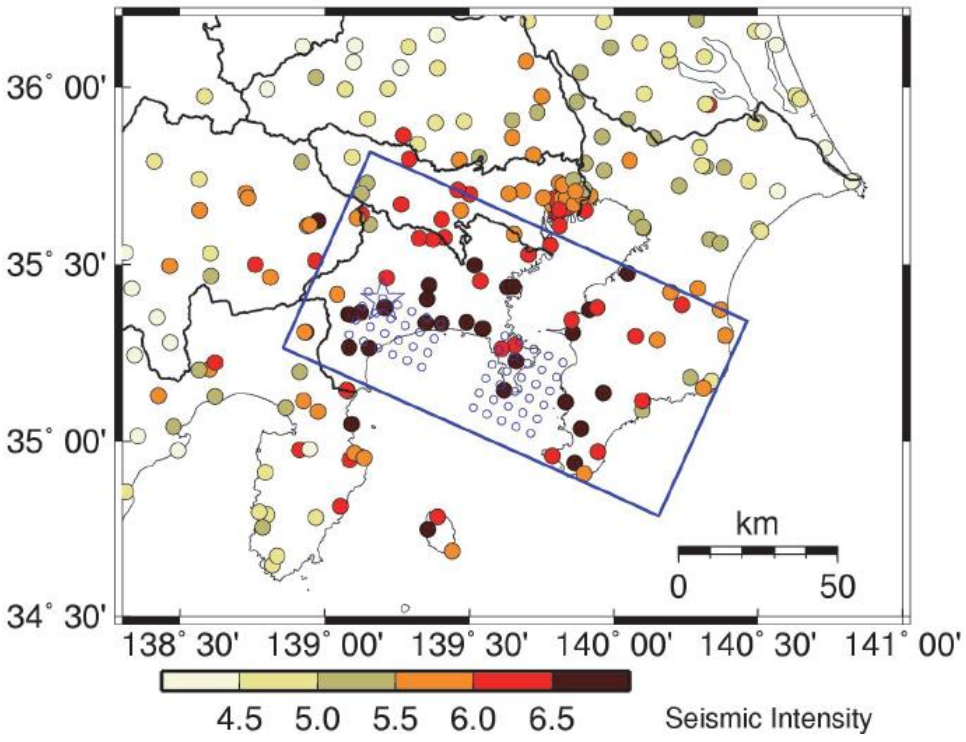
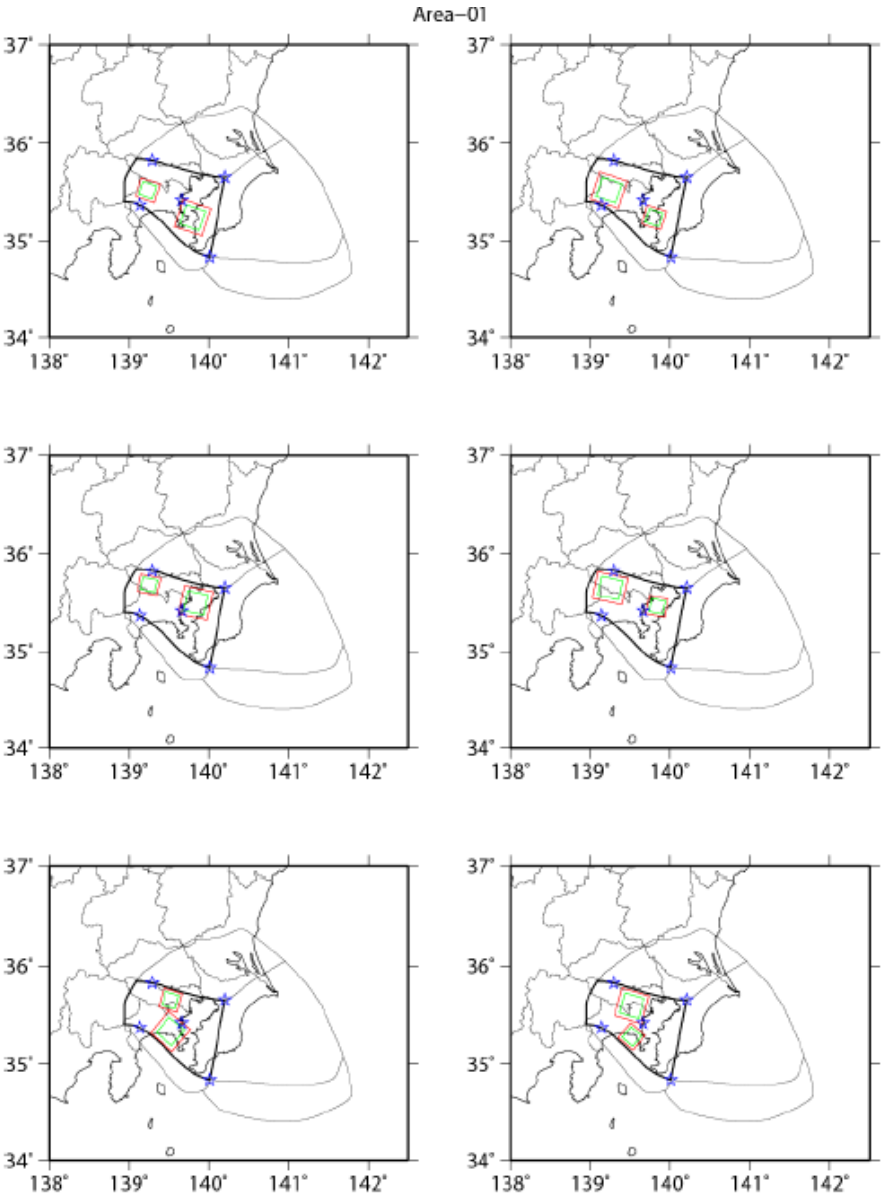


図 7.4-1　相模トラフの地震の断層モデル（佐藤, 2016a）

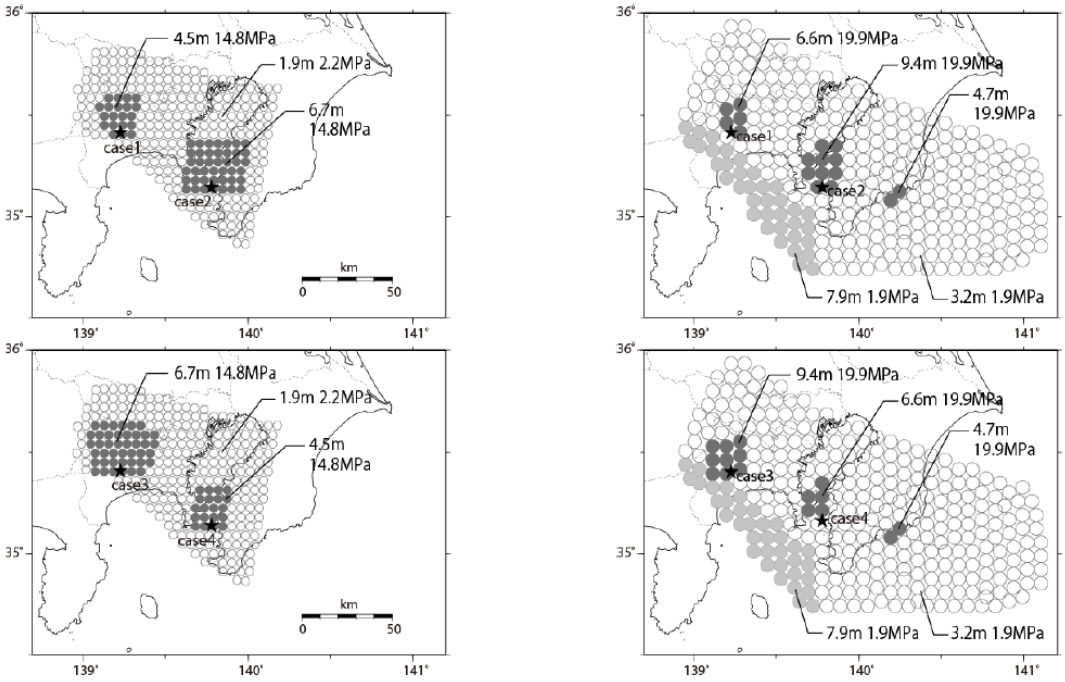
表 7.4-1　相模トラフの地震の断層パラメータ（佐藤, 2016a）

SMGA1(west)				SMGA2(east)				Background	
Length	Width	M_0	Δσ	Length	Width	M_0	Δσ	M_0	Δσ
km	km	Nm	MPa	km	km	Nm	MPa	Nm	Mpa
30.0	20.0	1.24E+20	14.5	25.0	30.0	1.73E+21	21.8	7.03E+20	2.9



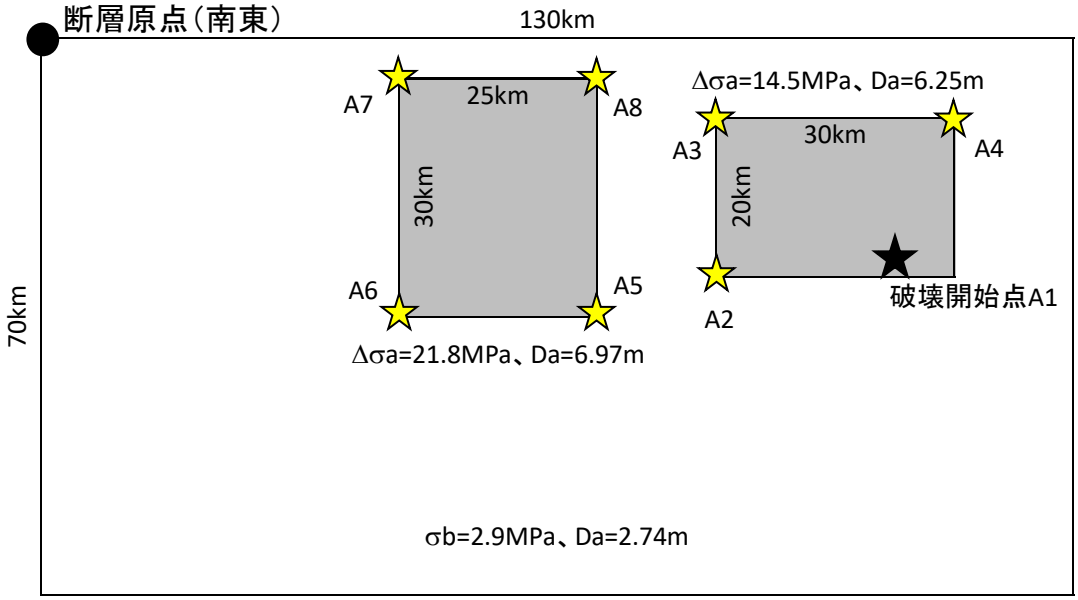
T1 タイプ（黒太線）における基本ケースのアスペリティ（赤および緑）と破壊開始点（青の星印）。

図 7.4-2　地震調査研究推進本部(2016)による相模トラフの地震の断層モデルに対する破壊プロセス



(a) 震源域 TK（大正関東地震相当）　(b) 震源域 GK（元禄関東地震相当）

図 7.4-3　宮腰・小穴(2021)による相模トラフの地震の断層モデルに対する破壊プロセス



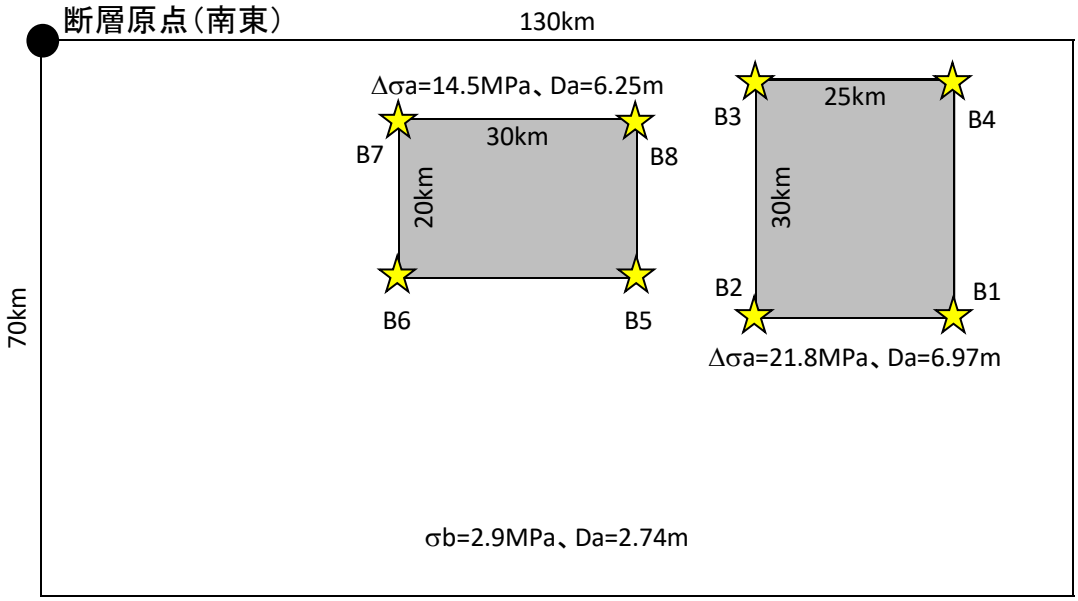


図 7.4-4　相模トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

(2) フィリピン海プレートのスラブ内地震

フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルのパラメータは、新井・他(2015)に基づいて設定する。新井･他(2015)に基づくプレート内地震の特性化震源モデルの設定手順を図 7.4-5 に示す。図より、地震モーメント（または地震規模）およびアスペリティの位置を設定することで、断層モデルのパラメータを設定することができる。

地震規模は、地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図 2020 年版に基づいて、代表地点に近い南関東の領域におけるフィリピン海プレートのスラブ内地震の最大規模と同じ気象庁マグニチュード MJ7.3 とした。本検討では、気象庁マグニチュードとモーメントマグニチュードが等しいとし、モーメントマグニチュード Mw7.3 を与条件として、図 7.4-5 に示す設定手順に従って断層パラメータを設定した。このとき､震源域における S 波速度を 4.0km/s、密度を 3.0g/cm3 とした。なお、Mw7.3 は、内閣府(2013)による首都直下の M7 クラスの地震として想定したフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震規模と同じ値である。設定した断層パラメータを表 7.4-2 に示す。なお、表より巨視的断層面は 37km 四方となるが、4km 四方の要素断層でモデル化するため、実際の計算に用いる断層モデルは断層長さ 40km、断層幅 40km とした。巨視的断層面の位置は、確率論的地震動予測地図 2020 年版において想定している気象庁マグニチュード MJ7.1～7.3 の地震の断層面（断層長さ 28km、断層幅 32km、図 7.4-6）を参考に、代表地点に近い位置に配置した。アスペリティは、個数を 2 つとし、断層長さ方向は均等に、断層幅方向は中央に配置した。破壊伝播速度は S 波速度の 0.72 倍（Geller, 1976）の 2.88km/s とした。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。複数の破壊プロセスは、相模トラフの地震の設定を参考に、破壊開始点を変更したケースに加えて、断層面の位置を複数設定した。複数の破壊プロセスの設定を図 7.4-7 に示す。

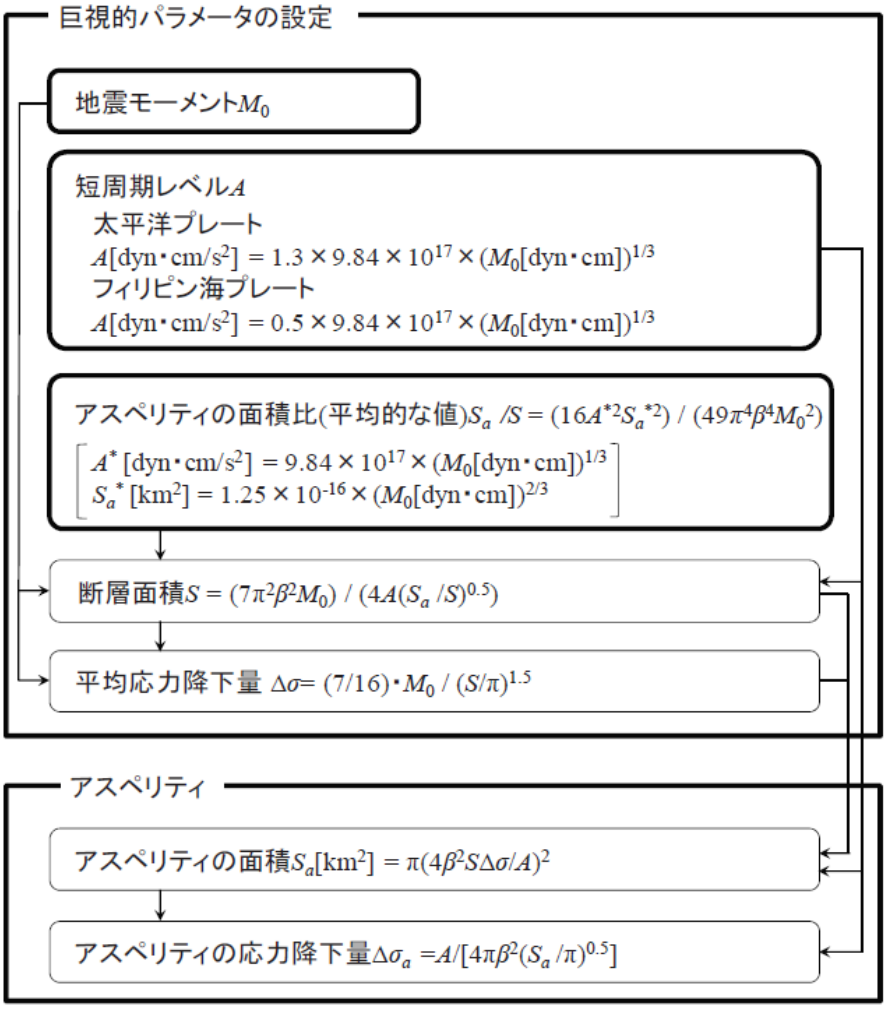
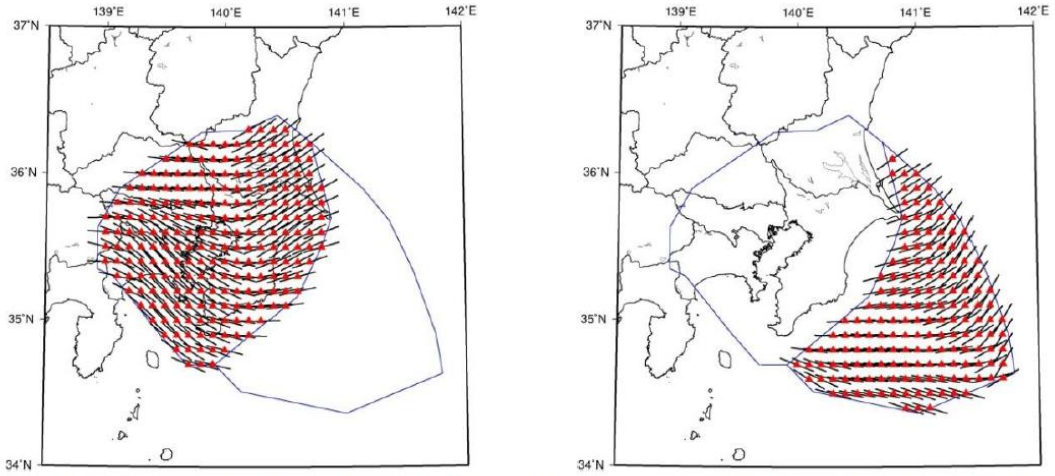


図 7.4-5　スラブ内地震の特性化震源モデルの設定手順（新井・他, 2015）

表 7.4-2　設定したフィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	−	−	地震調査研究推進本部を参考に設定	E139.513° N35.596°
走向	−	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	122
傾斜角	−	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	90
断層上端深さ	−	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	23.0
断層長さ	L	km	$L=S^{0.5}$	37
断層幅	W	km	W=L	37
断層面積	S	km^2	$S=(7\pi^2\beta^2M0)/(4A(Sa/S)^{0.5})$	1363
密度	ρ	g/cm^3	設定	3.00
S波速度	β	km/s	設定	4.00
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	4.80E+10
気象庁マグニチュード	M_J	−	設定	7.3
モーメントマグニチュード	M_W	−	$M_W=M_J$	7.3
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=10^{(1.5*Mw+9.1)}$	1.12E+20
短周期レベル（面積比計算用）	A*	Nm/s^2	$A*=9.48*10^{10}*(M0*10^7)^{1/3}$（笹谷・他, 2006）	1.02E+20
アスペリティ面積（面積比計算用）	Sa*	km^2	$Sa*=1.25*10^{-16}*(M0*10^7)^{2/3}$（笹谷・他, 2006）	135
短周期レベル（フィリピン海プレート）	A	Nm/s^2	A=0.5*A*	5.11E+19
平均すべり量	D	m	$D=M0/(\mu S)$	1.72
応力降下量	Δσ	MPa	$\Delta\sigma=(7/16)M0/(S/\pi)^{1.5}$	5.43
アスペリティ面積比	Sa/S	−	$Sa/S=16*(9.84*1.25*10^7)^2/(49\pi^4\beta^4)$	0.20
破壊伝播速度	Vr	km/s	$Vr=0.72\beta$ (Geller,1976)	2.88
Q値	Q	−	佐藤(2016b)	$107f^{0.51}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	270
地震モーメント	M0a	Nm	$M0a=\mu SaDa$	4.45E+19
応力降下量	Δσa	MPa	Δσa=(Sa/S)*S	27.43
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	3.43
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/2	135
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/2	2.22E+19
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	27.4
平均すべり量	Dai	m	$Dai=M0ai/(\mu Sai)$	3.43
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S−Sa	1093
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0−M0a	6.77E+19
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	3.3
平均すべり量	Db	m	$Db=M0b/(\mu Sb)$	1.29



(a) プレート内地震　*M*7.1～*M*7.3（西側）　(b) プレート内地震　*M*7.1～*M*7.3（東側）

南関東の *M*≧7.1 のプレート内地震の断層面（▲：断層中心）
（断層上端がプレート上面に沿うように配置）

図 7.4-6　地震調査研究推進本部による南関東の M7.1～7.3 のフィリピン海プレートのスラブ内地震の断層面（地震調査研究推進本部, 2014）

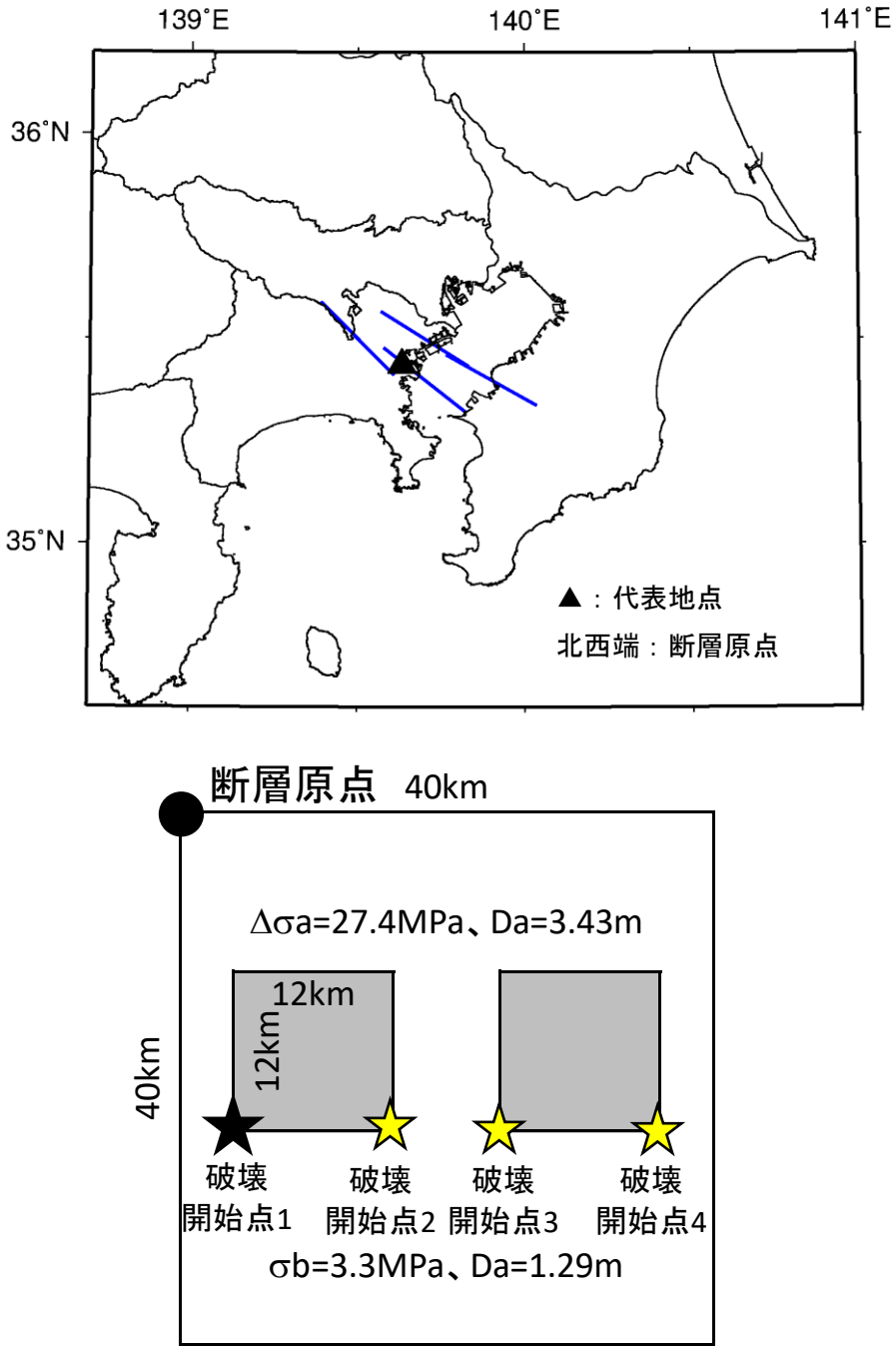


図 7.4-7　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

(3)　まとめ

京浜コンビナート地区で設定した対象地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図7.4-8に示す。

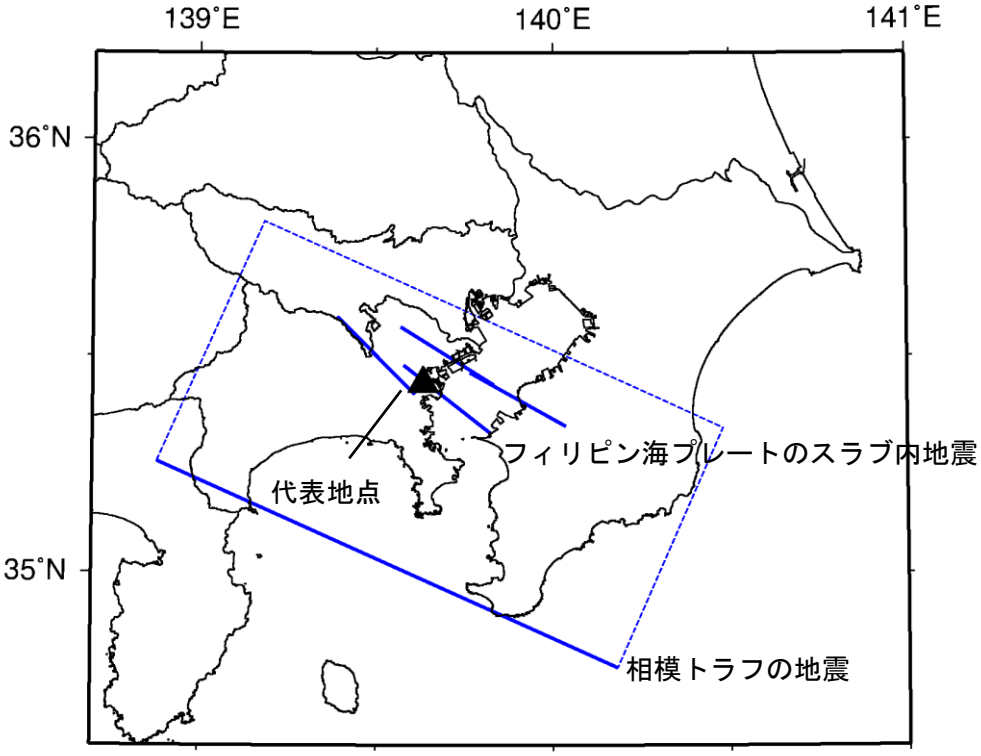


図 7.4-8　京浜コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点（▲）

7.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、既往文献などで断層パラメータが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、相模トラフの地震に対しては 2007 年 10 月 1 日の地震（M_J4.9）、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては 2005 年 7 月 23 日の地震（M_J6.0）とした。前者の地震の断層パラメータは佐藤(2014)による値とし、後者の地震の断層パラメータは佐藤(2016b)による値とした。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 7.4-9 に、断層パラメータを表 7.4-3 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、2005 年 7 月 23 日の地震に対して図 7.4-10 に、2007 年 10 月 1 日の地震に対して図 7.4-11 に、それぞれ示す。地震動の計算には、7.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

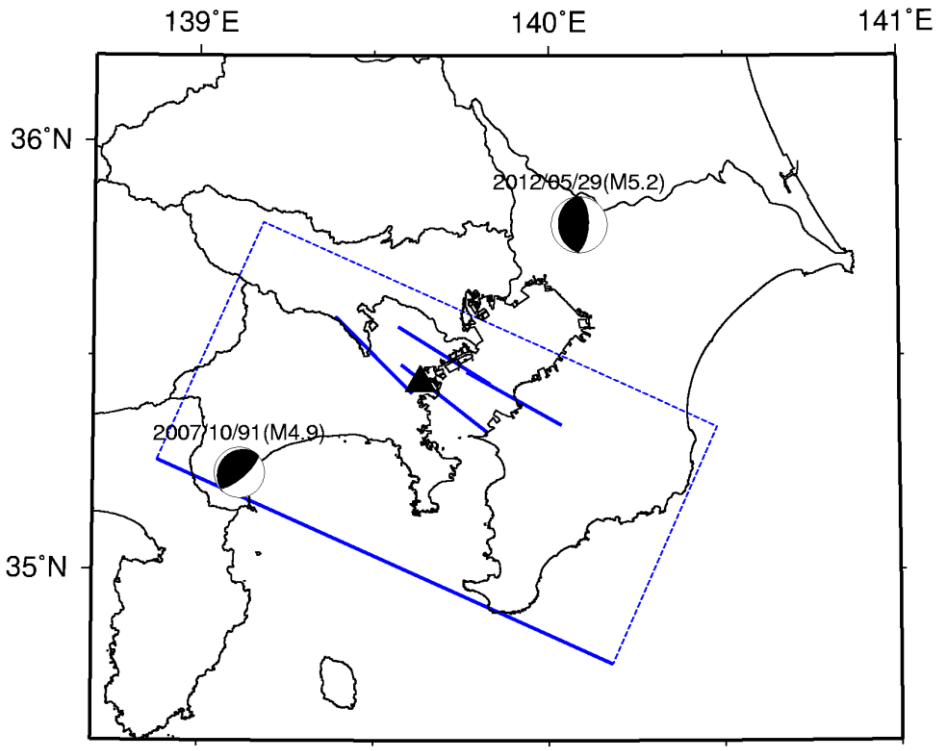


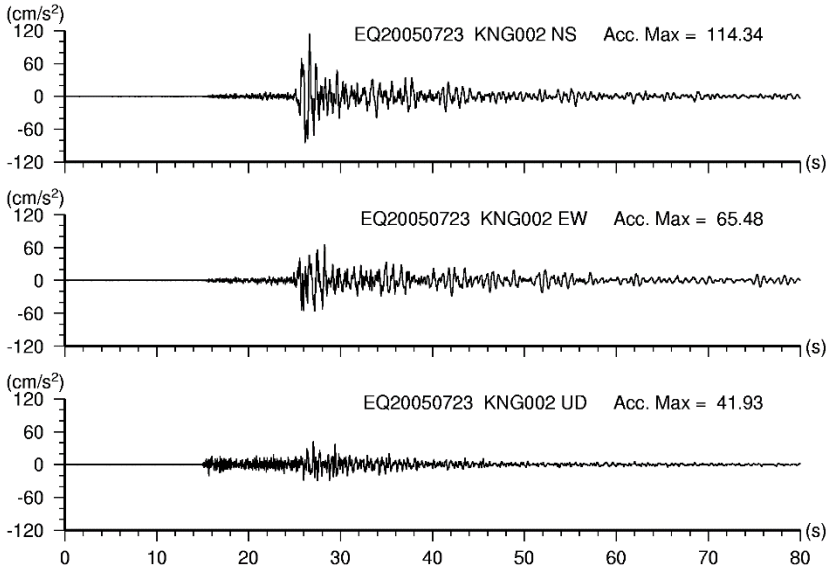
図 7.4-9　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点（▲）

表 7.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2007年10月1日	139.1185	35.2255	12.9	4.9	4.7	1.37×10^{16}	3.5
2005年7月23日	140.1385	35.5817	73.1	6.0	5.9	9.11×10^{17}	25.1

※プレート間地震の媒質は$\mu=3.31\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.5$km/sとした。

※スラブ内地震の媒質は$\mu=4.80\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.0$km/sとした。



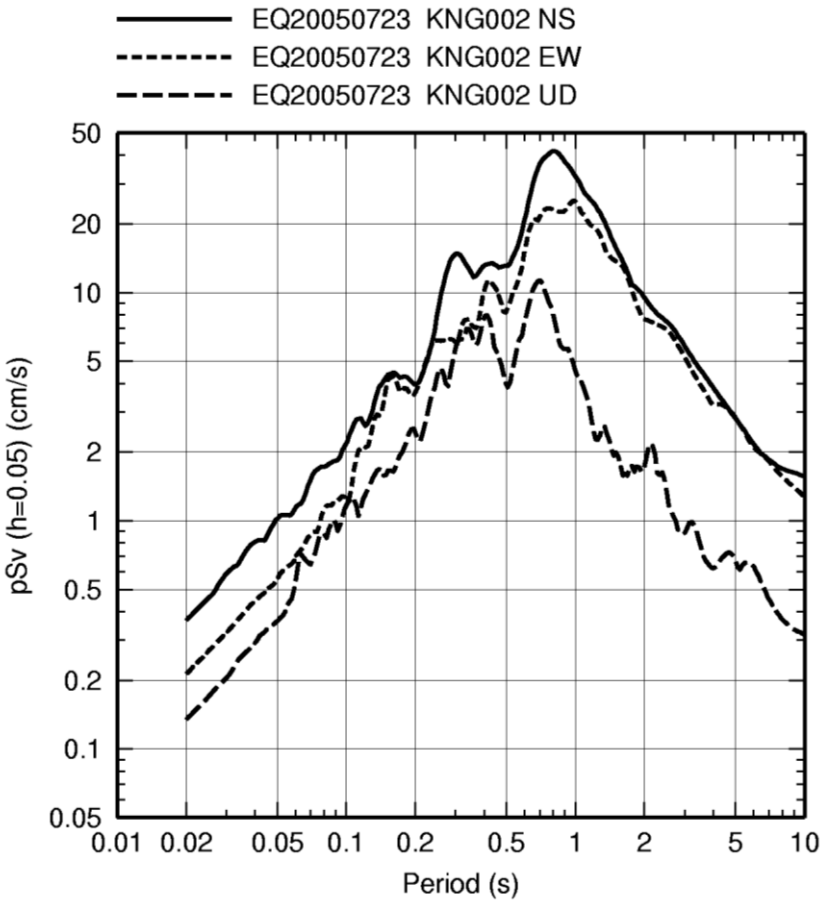


図 7.4-10　2005 年 7 月 23 日の地震の地震観測記録（K-NET 横浜、地表）

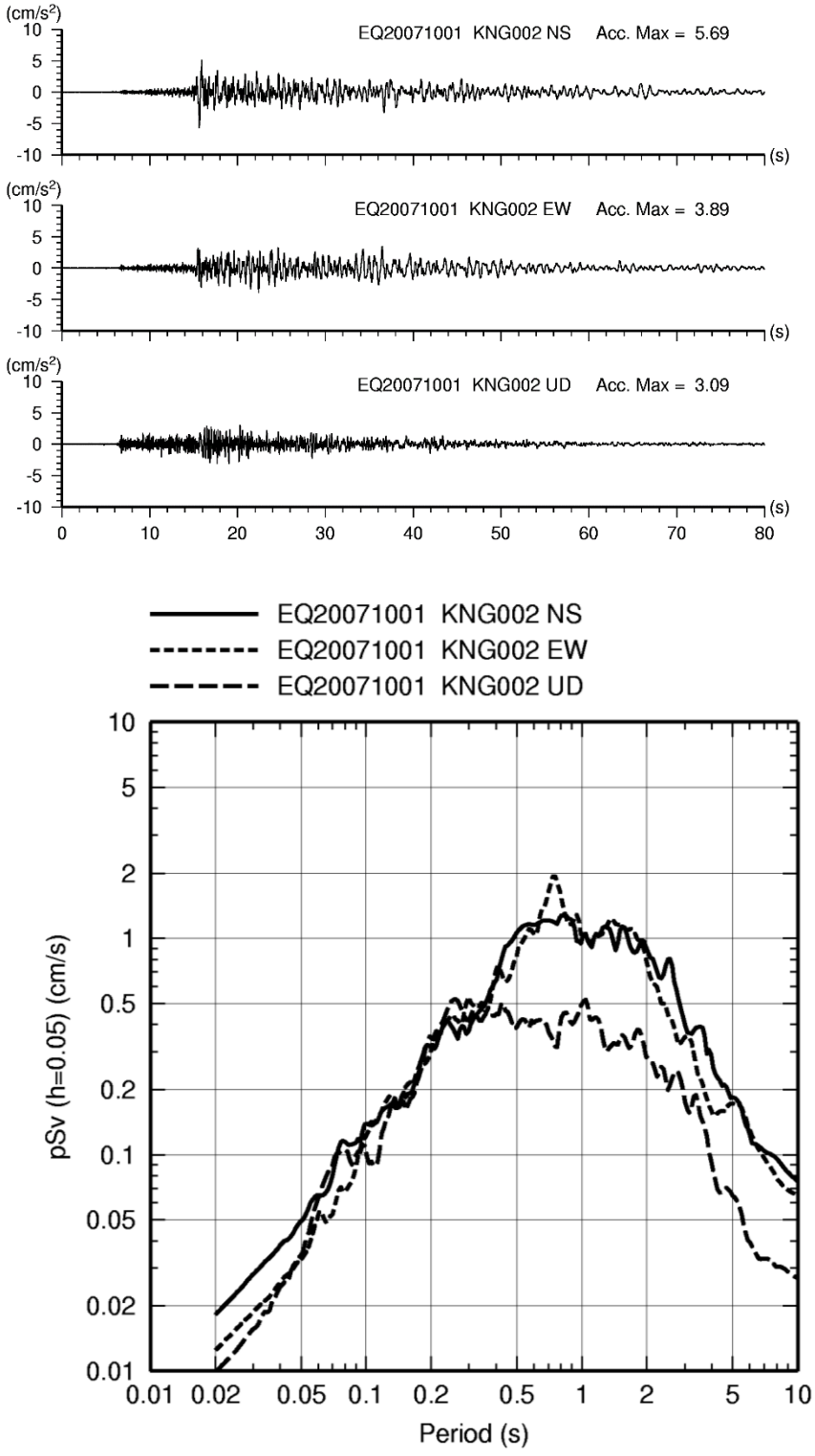


図 7.4-11　2007 年 10 月 1 日の地震の地震観測記録（K-NET 横浜、地表）

7.4.3 標準波

相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 7.4-12 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 7.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 7.4-14 に示す。

フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 7.4-15 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 7.4-16 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 7.4-17 に示す。

最後に、相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動 48 波（NS、EW、UD 成分の合計)、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動 48 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 7.4-18 に示す。図より、設計用下限地震動のレベルは、全周期帯においてサイトスペシフィック地震動のレベルを下回っている。これより、設計用下限地震動は標準波に追加しないこととする。

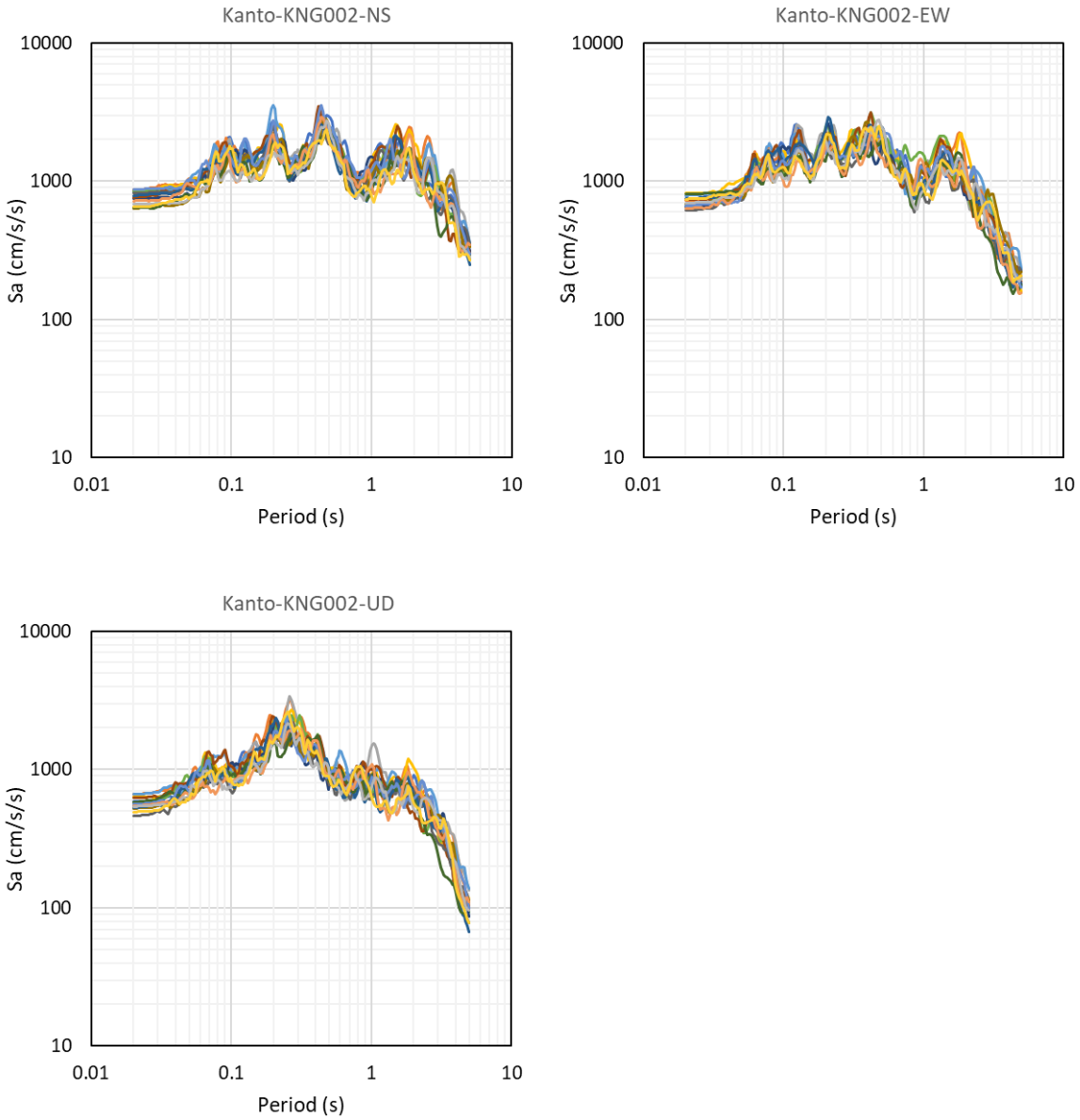
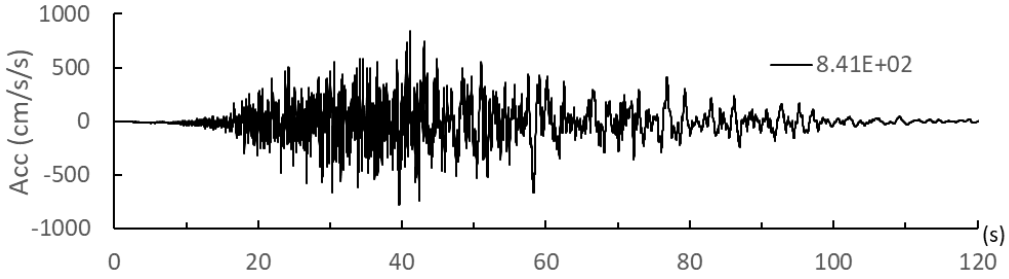
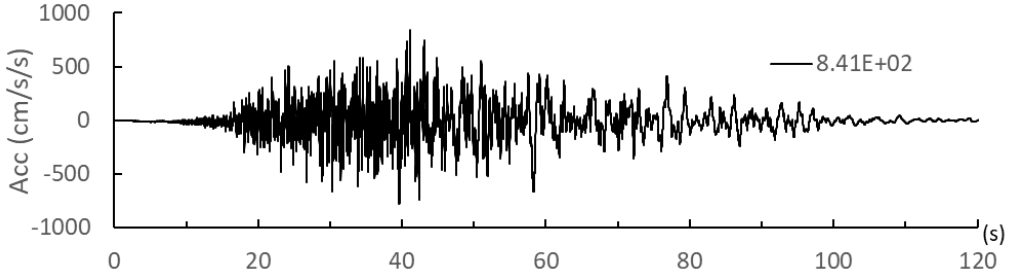


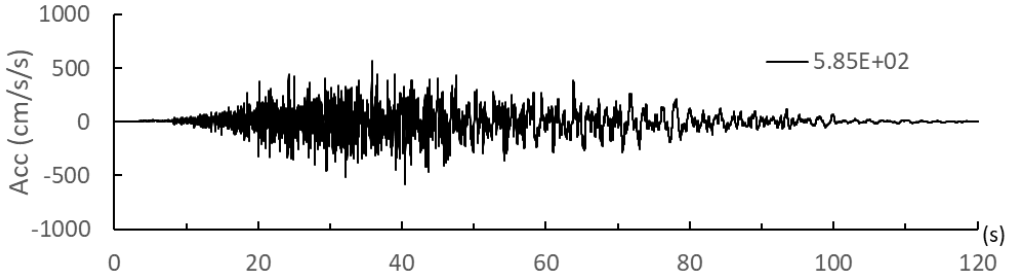
図 7.4-12　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

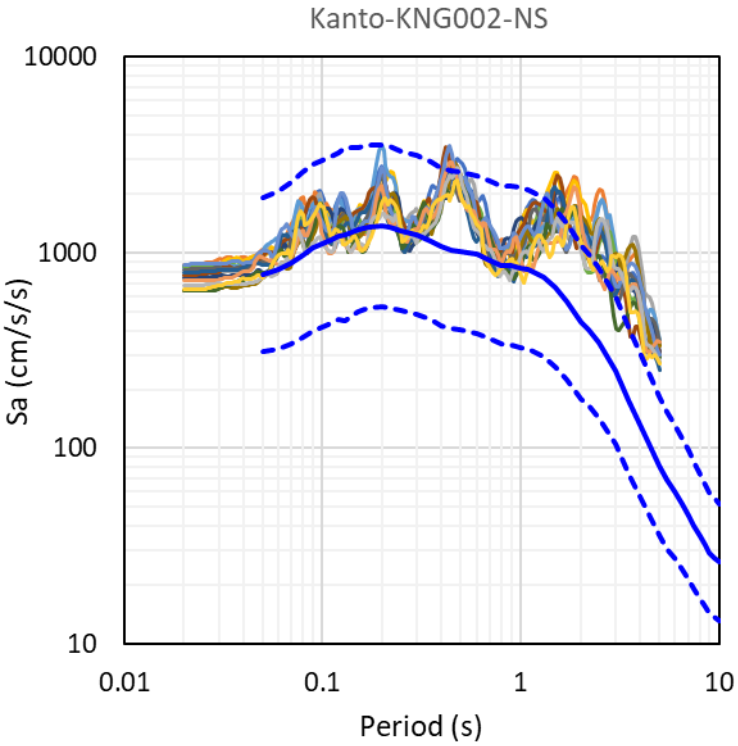


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 7.4-13　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



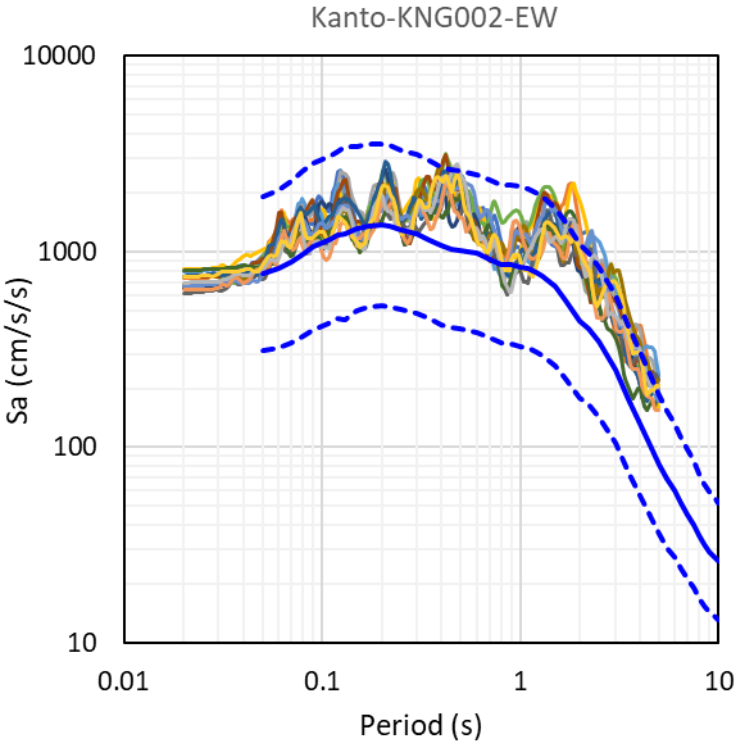


図 7.4-14　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較

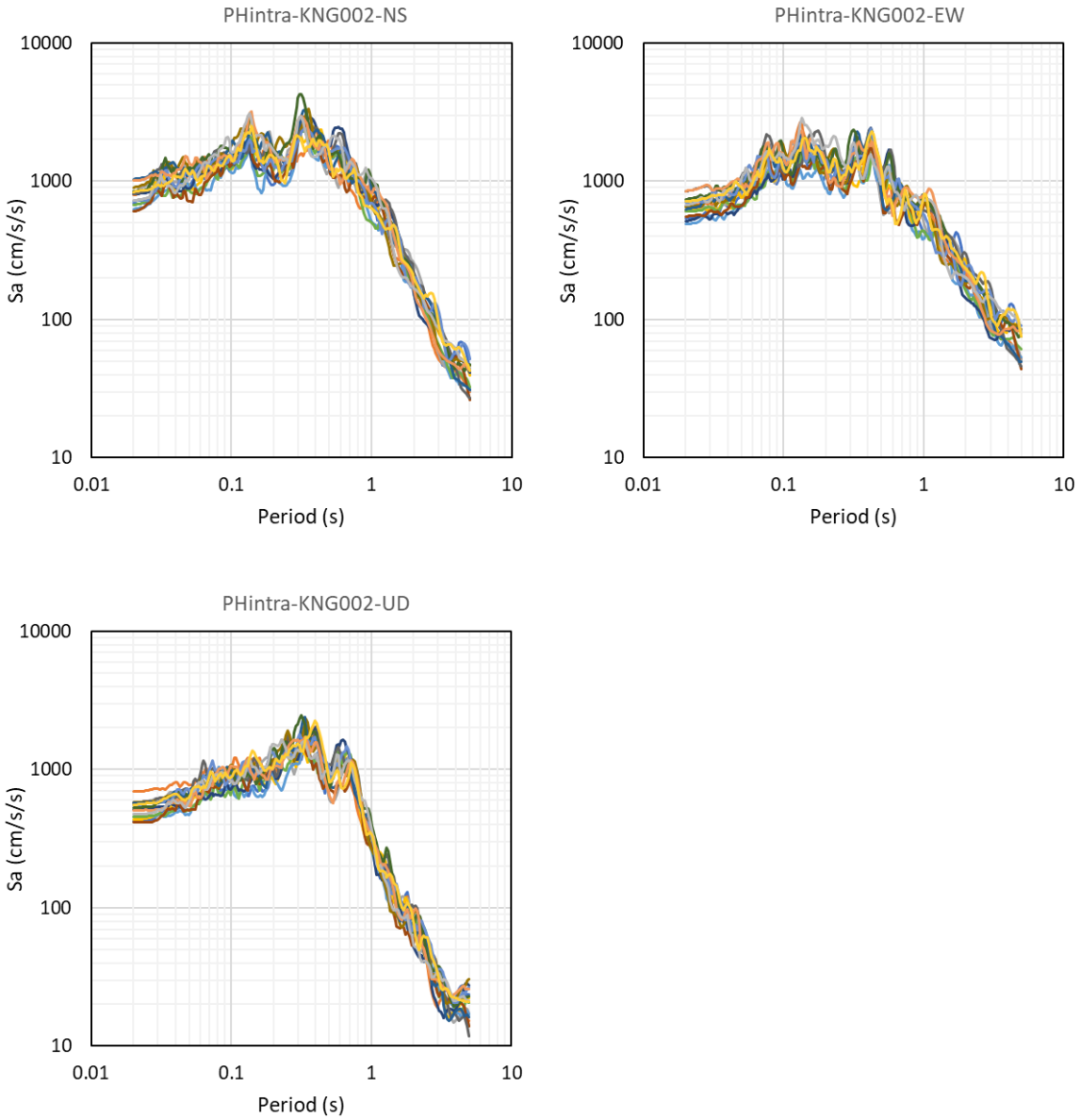
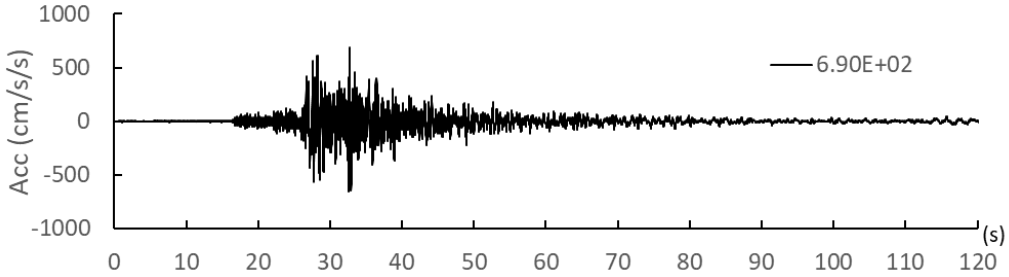
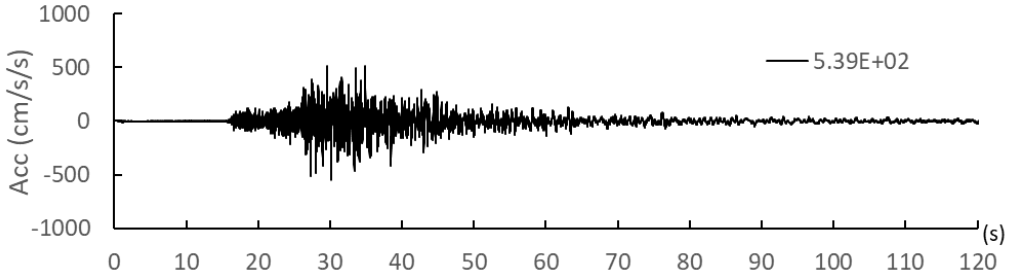


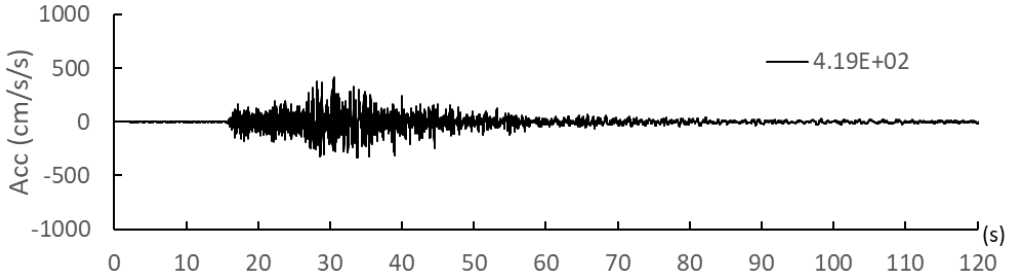
図 7.4-15　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

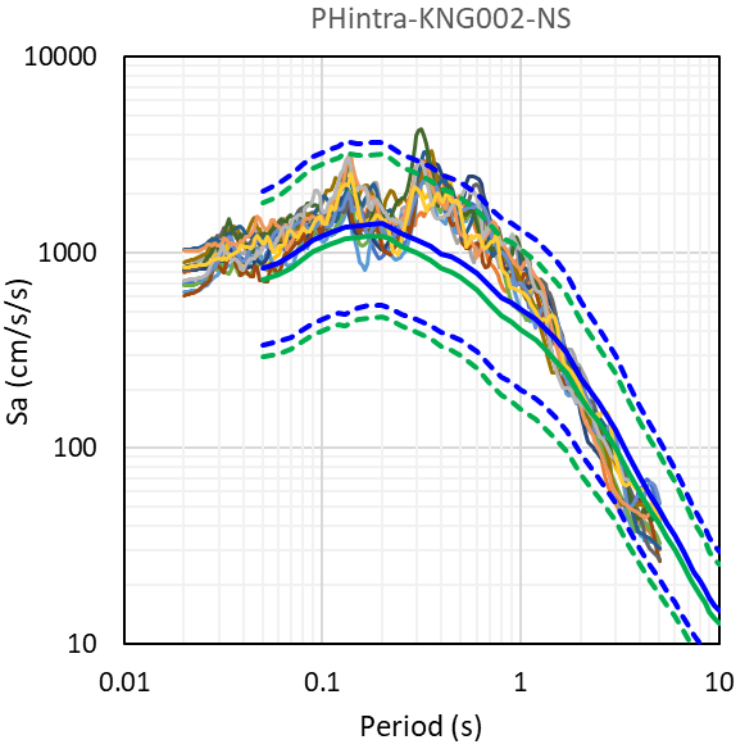


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 7.4-16　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



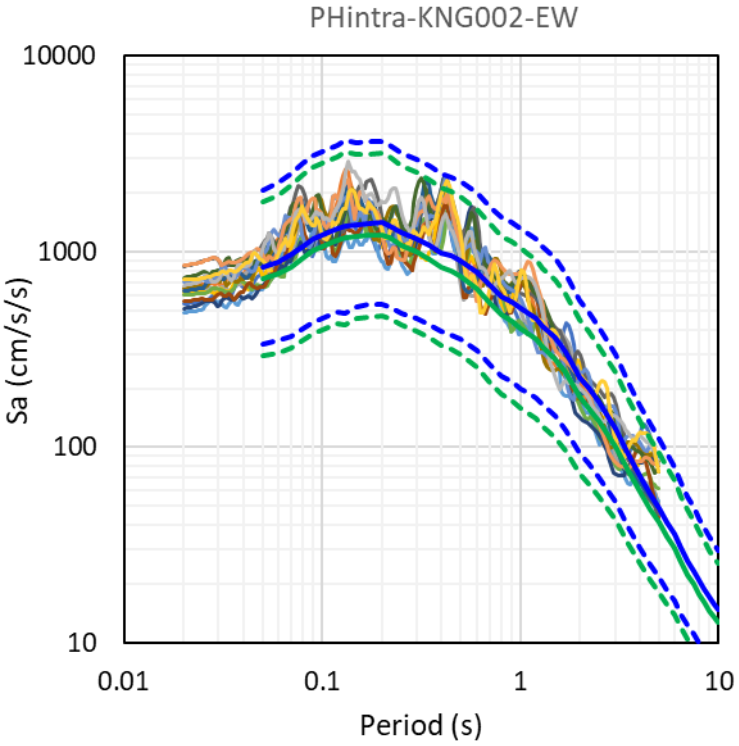


図 7.4-17　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

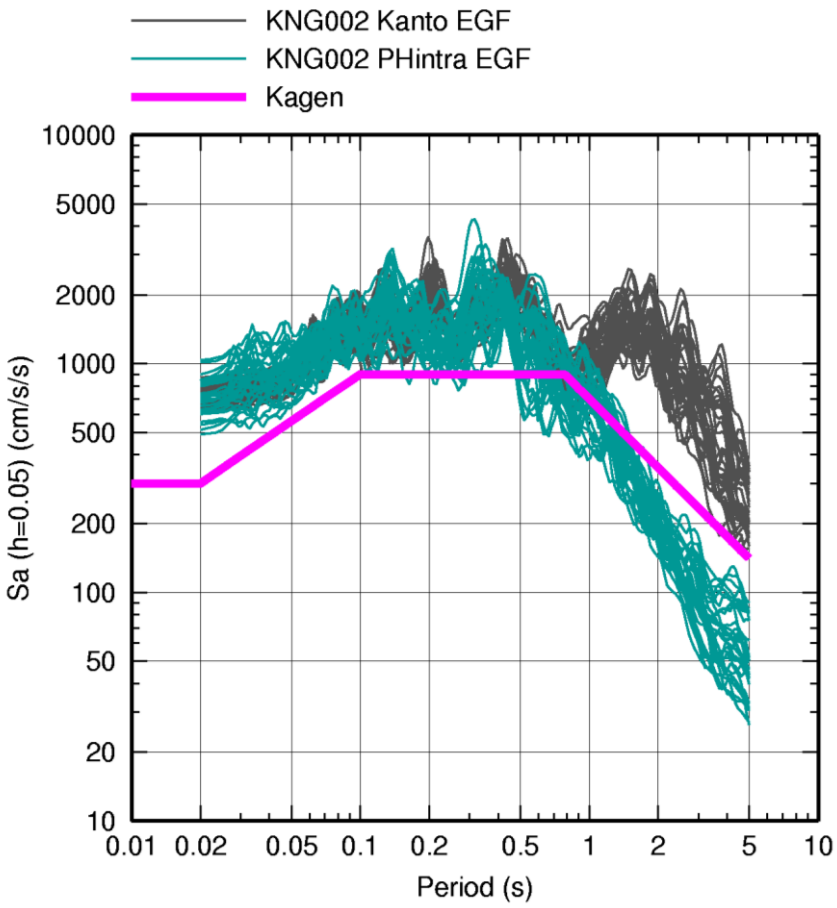


図 7.4-18　京浜コンビナート地区における代表地点の標準波と設計用下限地震動の比較

8.　四日市コンビナート地区の標準波の検討

8.1　代表地点の検討

四日市コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、四日市コンビナート地区近傍にある K-NET 四日市（MIE003）とする。四日市コンビナート地区と代表地点（K-NET 四日市）の位置を図 8.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を表 8.1-1 に示す。この地盤構造は、四日市コンビナート地区内のボーリング柱状図などを参考に、GL-30m の層の上面を工学的基盤とし、防災科学技術研究所から公表されている MIE003 の表層 20m の地盤モデルの最下層が 30m まで続いているものとして設定した。

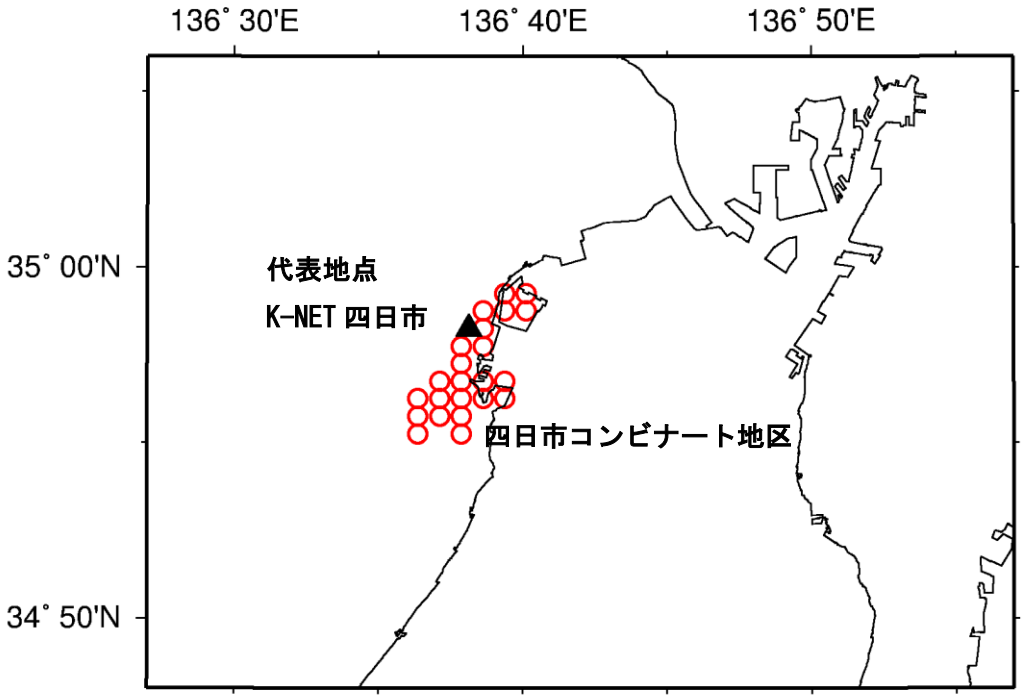


図 8.1-1　四日市コンビナート地区の代表地点（K-NET 四日市）

表 8.1-1　四日市コンビナート地区の代表地点（K-NET 四日市）の地盤構造

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.0	480	130	1.62	観測点位置
2	1	1.0	480	130	1.88	
3	2	1.0	480	130	2.08	
4	3	1.0	1570	190	2.17	
5	4	1.0	1570	190	2.10	
6	5	1.0	1570	190	2.00	
7	6	1.0	1570	190	1.93	
8	7	1.0	1570	190	1.76	
9	8	1.0	1570	190	1.80	
10	9	1.0	1570	190	2.16	
11	10	1.0	1570	190	2.05	
12	11	1.0	1570	190	1.81	
13	12	1.0	1570	190	1.77	
14	13	1.0	1570	270	1.97	
15	14	1.0	1570	270	2.05	
16	15	1.0	1570	270	2.09	
17	16	1.0	1570	270	2.09	
18	17	1.0	1570	270	2.01	
19	18	1.0	1570	270	1.86	
20	19	11.0	1570	270	1.75	
21	30	―	1570	400	2.00	工学的基盤

8.2　地震学的・地質学的情報等の整理

(1)　被害地震

四日市コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の一覧を表 8.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 8.2-1 に示す。地震調査研究推進本部（2009)によれば、代表地点周辺では、陸域の浅い場所（深さ約 20km 以浅）で発生する地震と、太平洋側沖合の南海トラフ沿いのプレート境界で発生する地震、沈み込んだフィリピン海プレート内部で発生する地震（スラブ内地震）がある。陸域の浅い場所で発生した主な被害地震は、1854 年の伊賀上野付近の地震（M7 1/4）がある。この地震は木津川断層帯で発生したと考えられている。南海トラフ沿いの巨大地震の例としては、1707 年宝永地震（M8.6)、1854 年安政東海地震（M8.4)、1944 年東南海地震（M7.9)、1946 年南海地震（M8.0）があり、これらの地震で被害を生じた。フィリピン海スラブ内部で発生する地震の例としては、1899 年の紀伊大和地震（M7.0、深さ 40～50km）や 2004 年の紀伊半島沖の地震（M7.4）がある。

ここで、南海トラフ沿いの地震に対する、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 8.2-2 に示す。これより、南海トラフ沿いの巨大地震の今後 30 年の地震発生確率は 70%～80%で、非常に高い値である。

表 8.2-1　代表地点周辺で発生した被害地震（地震調査研究推進本部, 2009）

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
684.11.29 (天武13)	土佐その他南海・東海・西海地方	8 1/4	(南海トラフ沿いの巨大地震。諸国で家屋の倒壊、津波あり、死傷者多数。)
887. 8.26 (仁和 3)	五畿・七道	8.0～8.5	(南海トラフ沿いの巨大地震。京都で家屋倒壊多く、圧死者多数。沿岸部で津波による溺死者多数。)
1096.12.17 (永長 1)	畿内・東海道	8.0～8.5	東海沖の巨大地震と考えられる。伊勢で津波被害あり。
1099. 2.22 (康和 1)	南海道・畿内	8.0～8.3	(南海沖の巨大地震と考えられる。興福寺、摂津天王寺などで被害。)
1361. 8. 3 (正平16)	畿内・土佐・阿波	8 1/4～8.5	(南海トラフ沿いの巨大地震。各地で、強い揺れ、津波により、死者多数。)
1498. 9.20 (明応 7)	東海道全般	8.2～8.4	南海トラフ沿いの巨大地震。沿岸部で津波被害。伊勢大湊で溺死者5,000人など。
1605. 2. 3 (慶長 9)	(慶長地震)	7.9	南海トラフ沿いの巨大地震。沿岸部に津波来襲。
1707.10.28 (宝永4)	(宝永地震)	8.6	南海トラフ沿いの巨大地震。尾鷲付近で、死者1,070人以上、家屋流失1,510棟。その他県内で、死者57人、負傷者73人、家屋全壊2,333棟、同流失601棟。
1854. 7. 9 (安政 1)	伊賀・伊勢・大和および隣国(伊賀上野地震とも呼ばれる。)	7 1/4	伊賀上野付近で死者約600人、家屋全壊2,000棟余、周辺でも被害あり。
1854.12.23 (安政1)	(安政東海地震)	8.4	(東海沖の巨大地震。強い揺れ及び津波により、関東から近畿にかけて被害。住家全壊・焼失約30,000棟、死者2,000～3,000 人。)
1891.10.28 (明治24)	(濃尾地震)	8.0	北部を中心に被害。死者1人、負傷者17人、家屋全壊625棟。
1899. 3. 7 (明治32)	紀伊半島南東部(紀伊大和地震とも呼ばれる。)	7.0	南部を中心に被害。木ノ本・尾鷲で死者7人、負傷者62人、家屋全壊35棟。
1944.12. 7 (昭和19)	(東南海地震)	7.9	強い揺れ及び津波により被害。死者・行方不明者406人、負傷者607人、住家全壊1,826棟、同流失2,238棟。
1946.12.21 (昭和21)	(南海地震)	8.0	強い揺れ及び津波により被害。死者11人、負傷者35人、住家全壊65棟、同流失23棟。
1952. 7.18 (昭和27)	(吉野地震)	6.7	(死者9人、負傷者136人、住家全壊20棟。)
1960. 5.23 (昭和35)	(チリ地震津波)	9.5 注)	津波により被害。住家全壊2棟、同流失1棟。
2004. 9. 5 (平成16)	紀伊半島南東沖	7.4	負傷者8人。

注)「チリ地震津波」のマグニチュードはKanamori(1977)によるモーメントマグニチュード(Mw)で、他の地震のマグニチュードと異なります。

表 8.2-2　南海トラフ沿いの地震の地震規模と地震発生確率
(地震調査研究推進本部(2022)より作成)

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
南海トラフ	8～9 クラス	70～80%	90%程度もしくはそれ以上	88.2 年 次回までの標準的な値
				73.0 年前

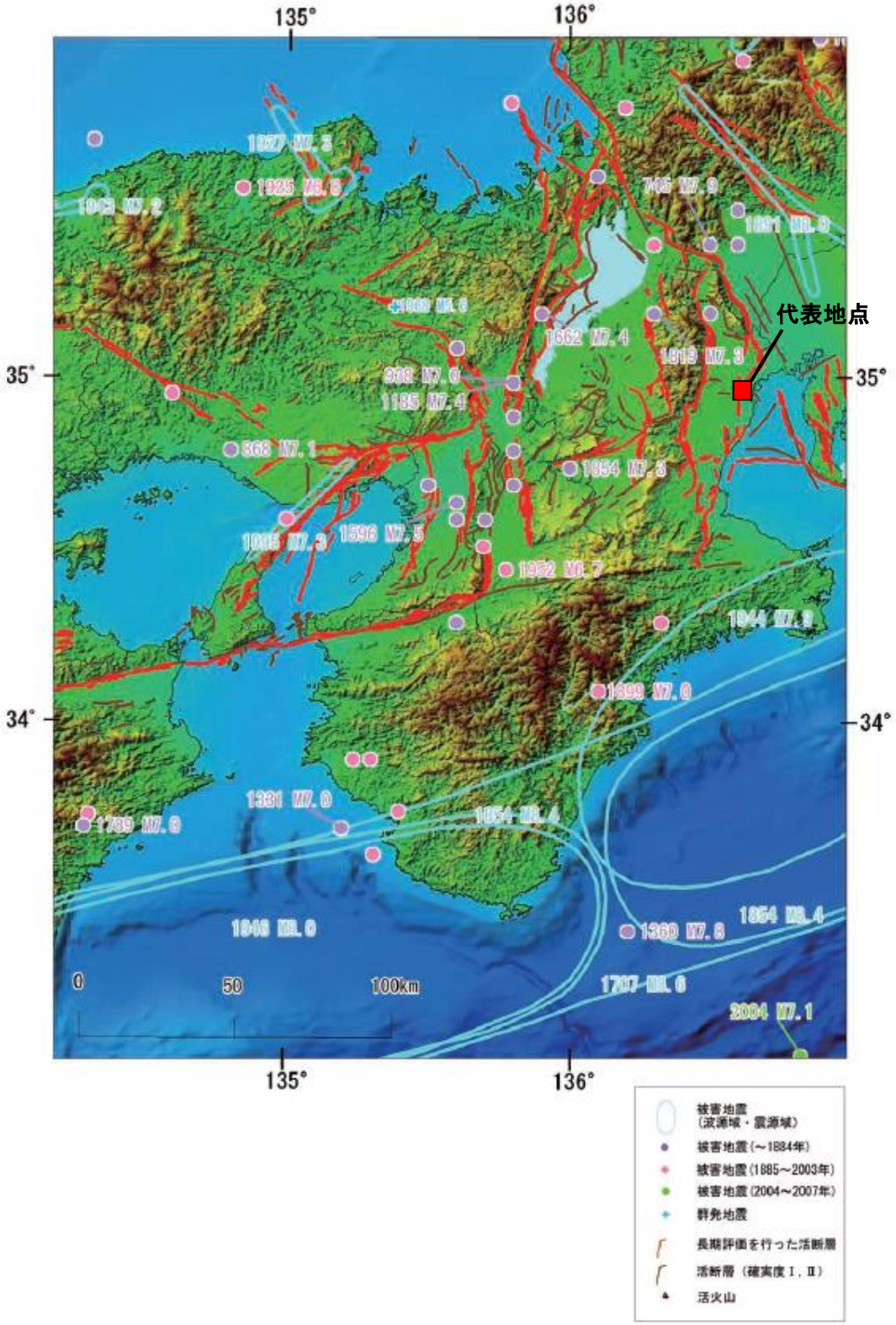


図 8.2-1　代表地点周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2009)に加筆）

(2) 活断層

四日市コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 8.2-2 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、代表地点のごく近傍には、養老－桑名－四日市断層帯があり、その周辺には、西部には鈴鹿東縁断層帯、南部には布引山地東縁断層帯、東部および南部には伊勢湾断層帯がある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 8.2-3 に示す。表より、今後の地震発生確率が最も高いのは布引山地東縁断層帯（西部）で、ついで伊勢湾断層帯（白子－野間断層）、養老－桑名－四日市断層帯であることがわかる。

表 8.2-3　代表地点周辺の活断層の地震規模と地震発生確率
（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
養老－桑名－四日市断層帯	8 程度	ほぼ 0～0.7%	ほぼ 0～1%	1,400 年～1,900 年
				13～16 世紀
鈴鹿東縁断層帯	7.5 程度	ほぼ 0%～0.07%	ほぼ 0%～0.1%	約 6,500 年～12,000 年
				約 3,500 年前～2,8s00 年前
布引山地東縁断層帯（東部）	7.6 程度	0.001%	0.002%	25,000 年程度
				11,000 年前頃
布引山地東縁断層帯（西部）	7.4 程度	ほぼ 0%～1%	ほぼ 0%～2%	17,000 年程度
				約 28,000 年前～400 年前
伊勢湾断層帯（主部/北部）	7.2 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	10,000 年～15,000 年程度
				概ね 1,000 年前～500 年前
伊勢湾断層帯（白子－野間）	7.0 程度	0.2～0.8%	0.3～1%	8,000 年程度
				概ね 6,500 年前～5,000 年前

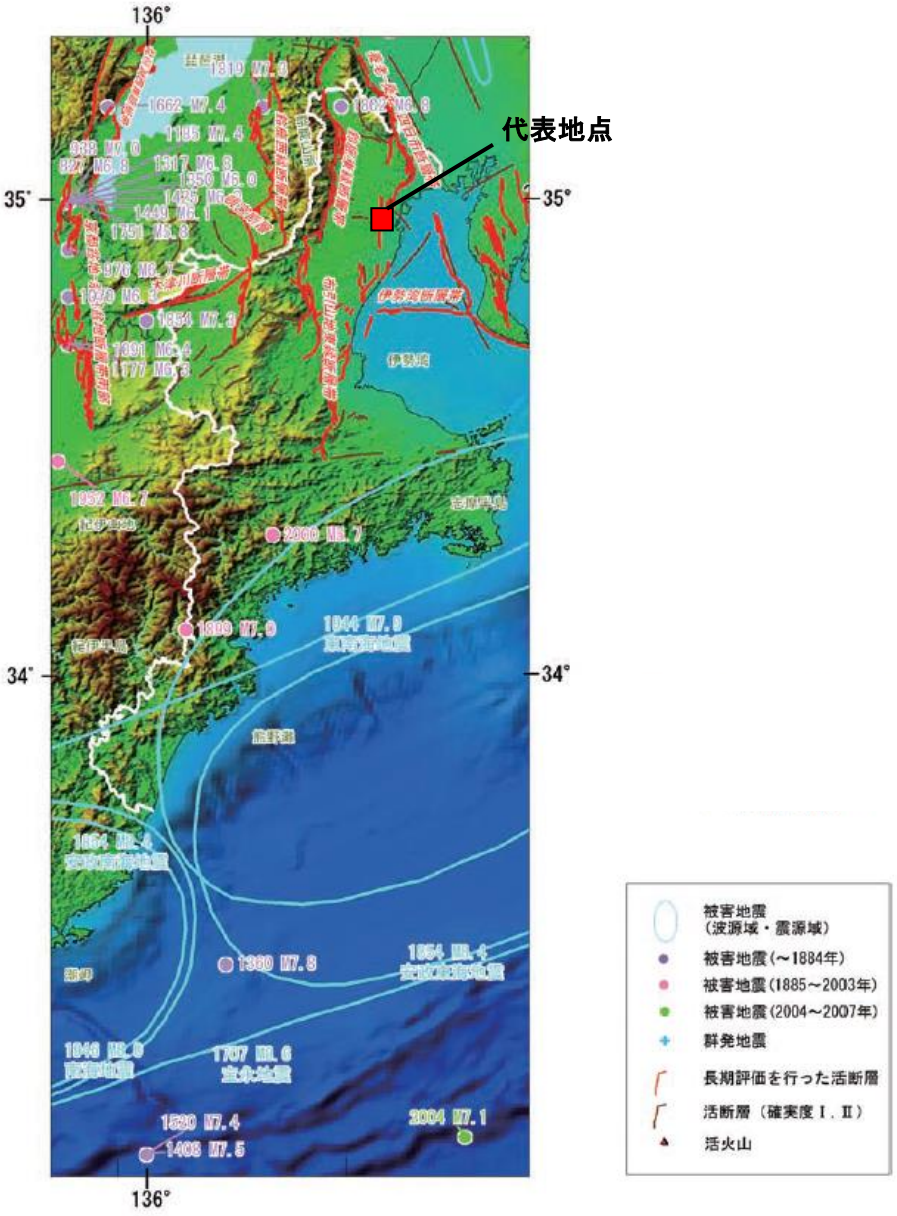


図 8.2-2　代表地点周辺の活断層の分布（地震調査研究推進本部, 2009）

8.3　対象地震の選定

8.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、四日市コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震、スラブ内地震、内陸地殻内地震のそれぞれのタイプの地震によって被害を受けてきた。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震は、代表地点に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート境界で発生する南海トラフの地震（南海トラフの地震とよぶ）とする。

スラブ内地震の対象地震は、代表地点に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震とよぶ）とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、代表地点の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。まず、地表の活断層の位置と地震規模（気象庁マグニチュード）を、地震調査研究推進本部による活断層の長期評価に基づいてモデル化した。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。検討対象としたのは、代表地点に近い養老－桑名－四日市断層帯、伊勢湾断層帯主部北部、白子－野間断層、鈴鹿東縁断層帯、布引山地東縁断層帯東部、布引山地東縁断層帯西部の 6 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 8.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 8.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は養老－桑名－四日市断層帯である。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2]=2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルを参考に、走向は 180 度、傾斜角は 45 度（西側隆起の逆断層）とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定した。この断層モデルから断層最短距離を計算し、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定し、表 8.3-1 にあわせて示す。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 8.3-2 に示す。計算条件は、南海トラフの地震に対して、内閣府による南海トラフ巨大地震の断層モデルに基づいて Mw9.0 および断層最短距離 X=33.2km とした。フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては、図 8.3-2 に示す地

震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図 2017 年版による複数の断層モデルのうち、代表地点に最も近い位置の断層モデルを設定し、気象庁マグニチュード M_J8.0 および断層最短距離 X=53.7km とした。このとき、モーメントマグニチュードは気象庁マグニチュードと同じ Mw8.0 とした。また、養老－桑名－四日市断層帯による地震に対して Mw7.2 および断層最短距離 X=4.2km、伏在断層による地震に対して Mw6.5 および断層最短距離 X=7.1km（令和元年度報告書参照）とする。図より、養老－桑名－四日市断層帯による地震がすべての周期帯において最も大きい。海溝型地震では、南海トラフの地震がフィリピン海プレートのスラブ内地震をすべての周期帯において上回る。これより、最終的な対象地震は、**南海トラフの地震**と**養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震**の 2 つとする。

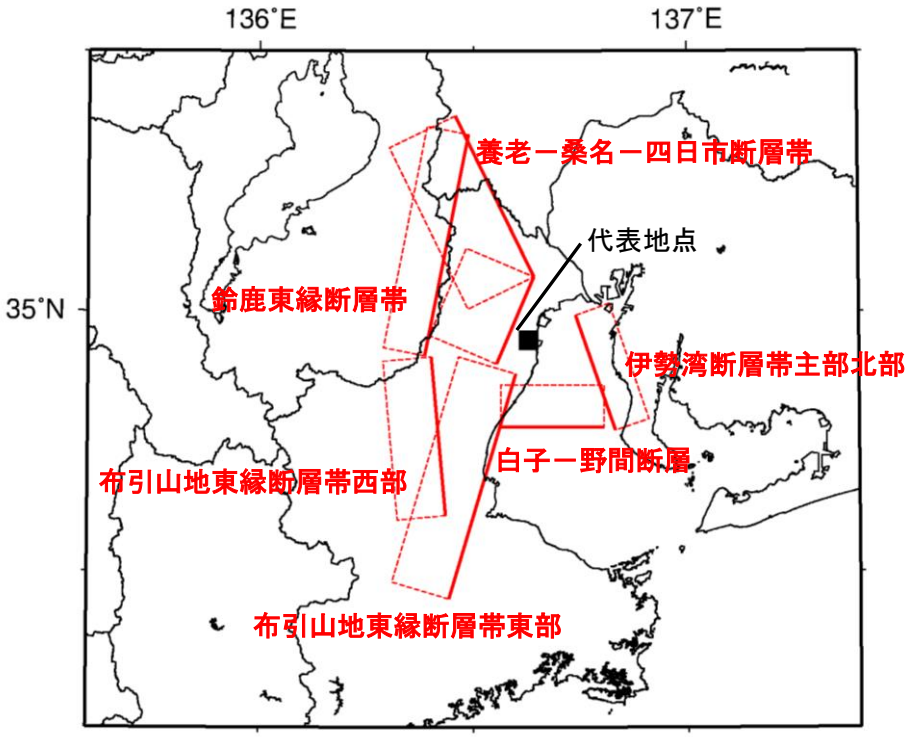


図 8.3-1　代表地点と周辺の活断層の位置

表 8.3-1　代表地点で算定した活断層による地震動の最大値の一覧

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
養老－桑名－四日市断層帯	7.8	7.2	4.2	2	6.5	459.9	52.0
伊勢湾断層帯主部北部	7.2	6.7	10.2	3	11.2	301.3	25.2
布引山地東縁断層帯東部	7.6	7	10.9	2	8.4	327.8	30.5
鈴鹿東縁断層帯	7.6	7	21.1	2	9.8	227.7	19.4
布引山地東縁断層帯西部	7.4	6.9	22.4	2	9.4	203.4	16.7
白子－野間断層	7.0	6.5	19.6	2	9.8	169.5	12.2
伏在断層（直下）	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.1	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村，1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

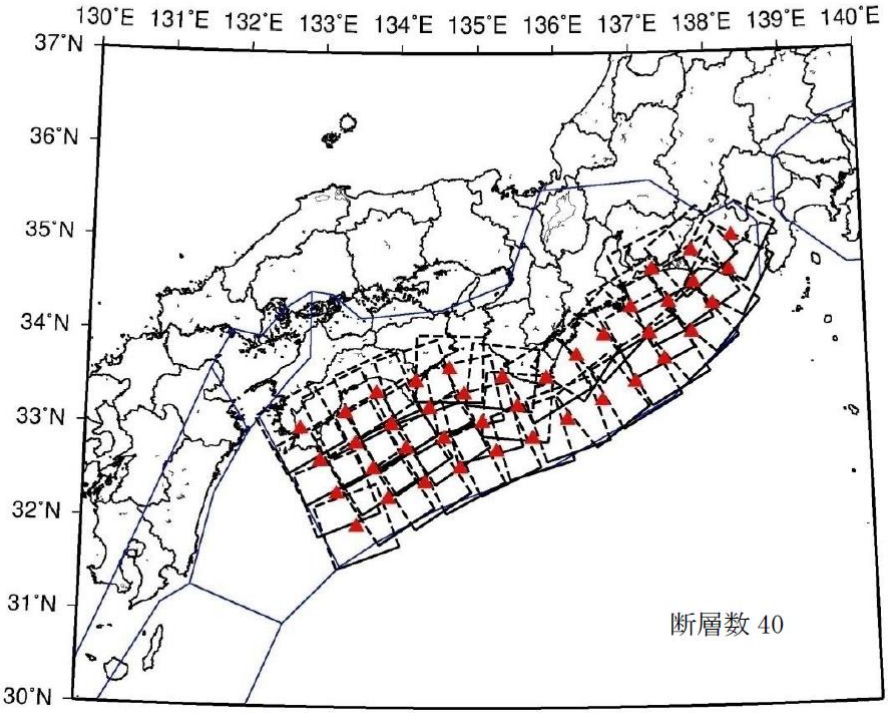


図 8.3-2　地震調査研究推進本部(2014)による M7.6 以上の南海トラフの地震の断層面

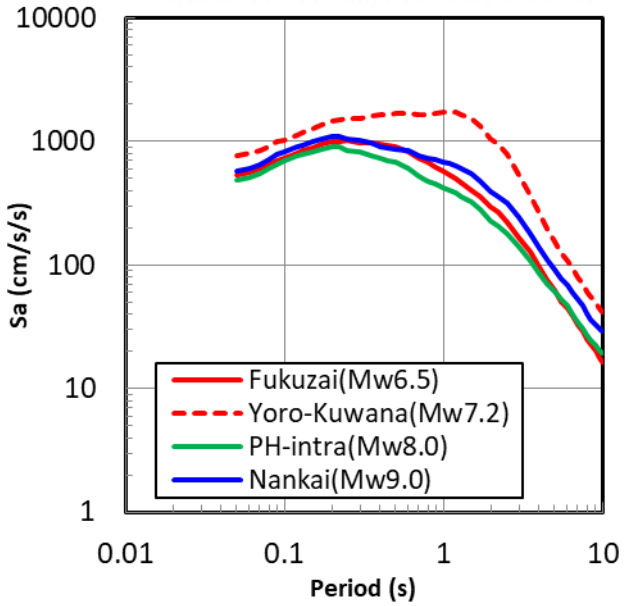


図 8.3-3　南海トラフの地震（Mw9.0）、フィリピン海プレートのスラブ内地震（Mw8.0）、養老－桑名－四日市断層帯による地震（Mw7.2）、伏在断層による地震（Mw6.5）の地震動の比較

8.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

8.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　南海トラフの地震

南海トラフの地震の断層モデルは、内閣府(2012)による南海トラフ沿いの巨大地震のうち基本ケースの断層モデルとする。南海トラフの地震の断層モデルを図 8.4-1 に、断層パラメータを表 8.4-1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、7.4.1 項に示した相模トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスを参考に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。複数の破壊プロセスの設定を図 8.4-2 に示す。

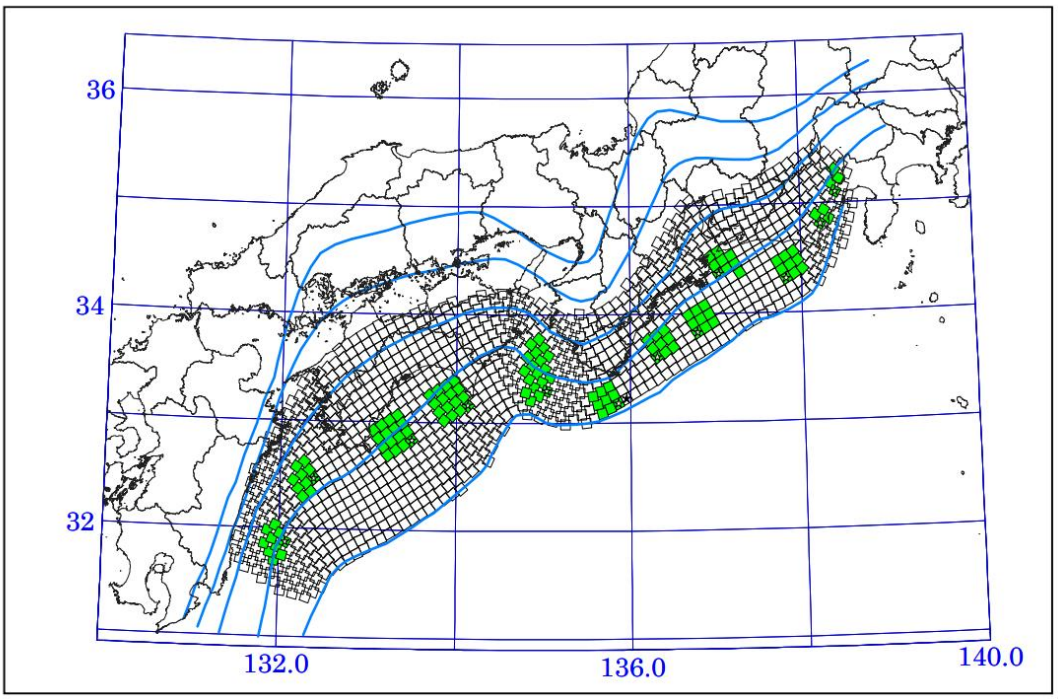


図 8.4-1　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 8.4-1　南海トラフの地震の断層パラメータ（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa)	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa)	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

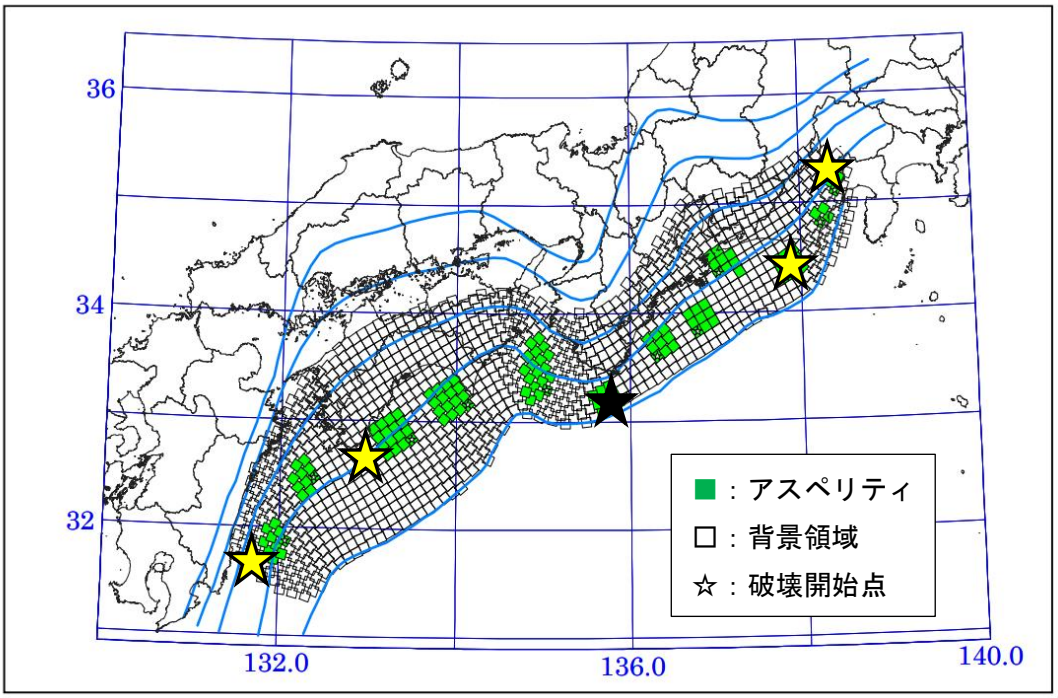


図 8.4-2　南海トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（内閣府(2012)に加筆）

(2) 養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震

養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルのパラメータは、壇・他(2015)に基づいて設定する。壇・他(2015)は、長大な逆断層の内陸地震の断層モデルのパラメータの設定方法を提案しているものであり、長大な活断層だけでなく、活断層長さが 50km 程度でも適用可能であるため、本検討で用いることとした。壇・他(2015)による断層パラメータの設定手順を図 8.4-3 に示す。図より、与条件は、活断層長さ、傾斜角、地震発生層深さである。

養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルに関する既往文献として、養老－桑名－四日市断層帯の長期評価（地震調査研究推進本部, 2001）に基づく断層モデル（地震調査研究推進本部, 2009）と中央防災会議(2006)による断層モデルがある。中央防災会議(2006)の断層モデルは、養老－桑名－四日市断層帯の長期評価の情報に独自の判断を加えて設定されているため、基本的な情報は、地震調査研究推進本部(2009)と異ならないと考えられる。そこで、本検討では、地震調査研究推進本部(2009)の断層モデルを参考に巨視的断層面を設定する。まず、活断層長さは、北側の断層（北断層）40km、南側の断層（南断層）20km の合計 60km とし、傾斜角は 30 度とする。地表の活断層の位置および震源断層の位置は地震調査研究推進本部(2009)の断層モデルを参考に設定する。地震発生層の上端深さを 2km、震源断層幅を 18km とした。これらを与条件として、図 8.4-3 に示す設定手順に従って断層パラメータを設定した。このとき、震源域における媒質は、S 波速度を 3.46km/s、密度を 2.7g/cm^3 とした。設定した断層パラメータを表 8.4-2 に示す。アスペリティは 3 個とし、同じ面積のアスペリティを北断層に 2 つ、南断層に 1 つ配置した。破壊伝播速度は S 波速度の 0.72 倍（Geller, 1976）の 2.5km/s とした。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、南海トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスを参考に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。設定した断層モデルと複数の破壊プロセスの設定を図 8.4-4 に示す。

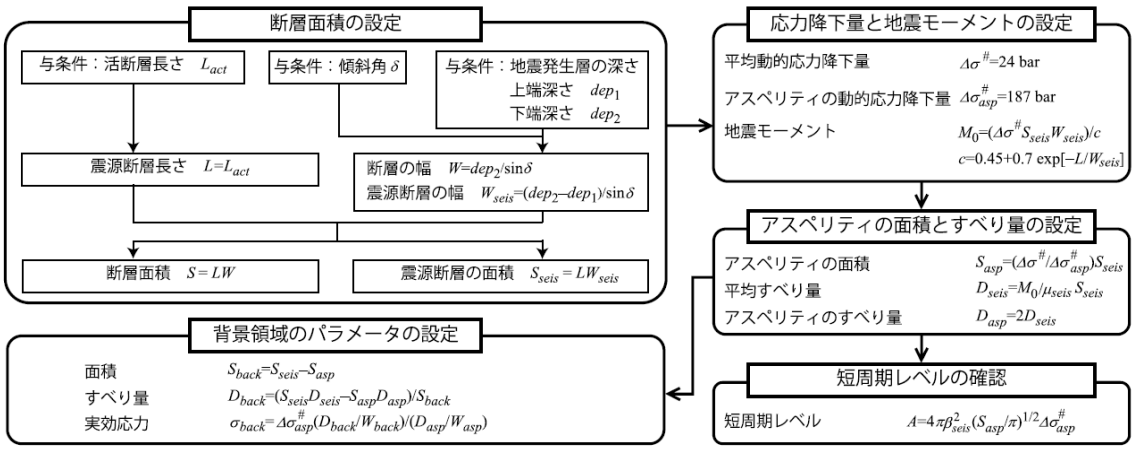


図 8.4-3　逆断層の断層モデルのパラメータの設定手順（壇・他, 2015）

表 8.4-2　設定した養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	－	－	地震調査研究推進本部を参考に設定	E136.641° N35.066°
走向（北断層）	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	334.0
走向（南断層）	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	203.0
傾斜角	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	30
断層上端深さ	－	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	2.00
活断層長さ	Lact	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	60
震源断層長さ	L	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	60
断層幅	W	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	19
震源断層幅	Wseis	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	18
震源断層面積	Sseis	km^2	Sseis=L*Wseis	1080
密度	ρ	g/cm^3	設定	2.70
S波速度	β	km/s	設定	3.46
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	3.23E+10
モーメントマグニチュード	M_W	－	Mw=(logM0−9.1)/1.5	7.3
地震モーメント	M_0	Nm	M0=Δσ#*Sseis*Wseis/c	9.82E+19
形状係数	c	－	c=0.45+0.7*EXP[−L/Wseis]	0.47
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=4*\pi*\beta^2*(Sa/\pi)^{0.5}*\Delta\sigma a\#$	1.87E+19
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	2.81
応力降下量	Δσ#	MPa	壇・他(2015)	2.40
アスペリティ面積比	Sa/S	－	Sa/S=Δσ/Δσa	0.13
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.5
Q値	Q	－	川瀬・松尾(2004)	$204f^{0.65}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	139
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	2.52E+19
応力降下量	Δσa	MPa	壇・他(2015)	18.70
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	5.63
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/3	46
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/3	8.40E+18
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	18.70
平均すべり量	Dai	m	Dai=M0ai/(μSai)	5.63
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S−Sa	941
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0−M0a	7.30E+19
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	2.9
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	2.40

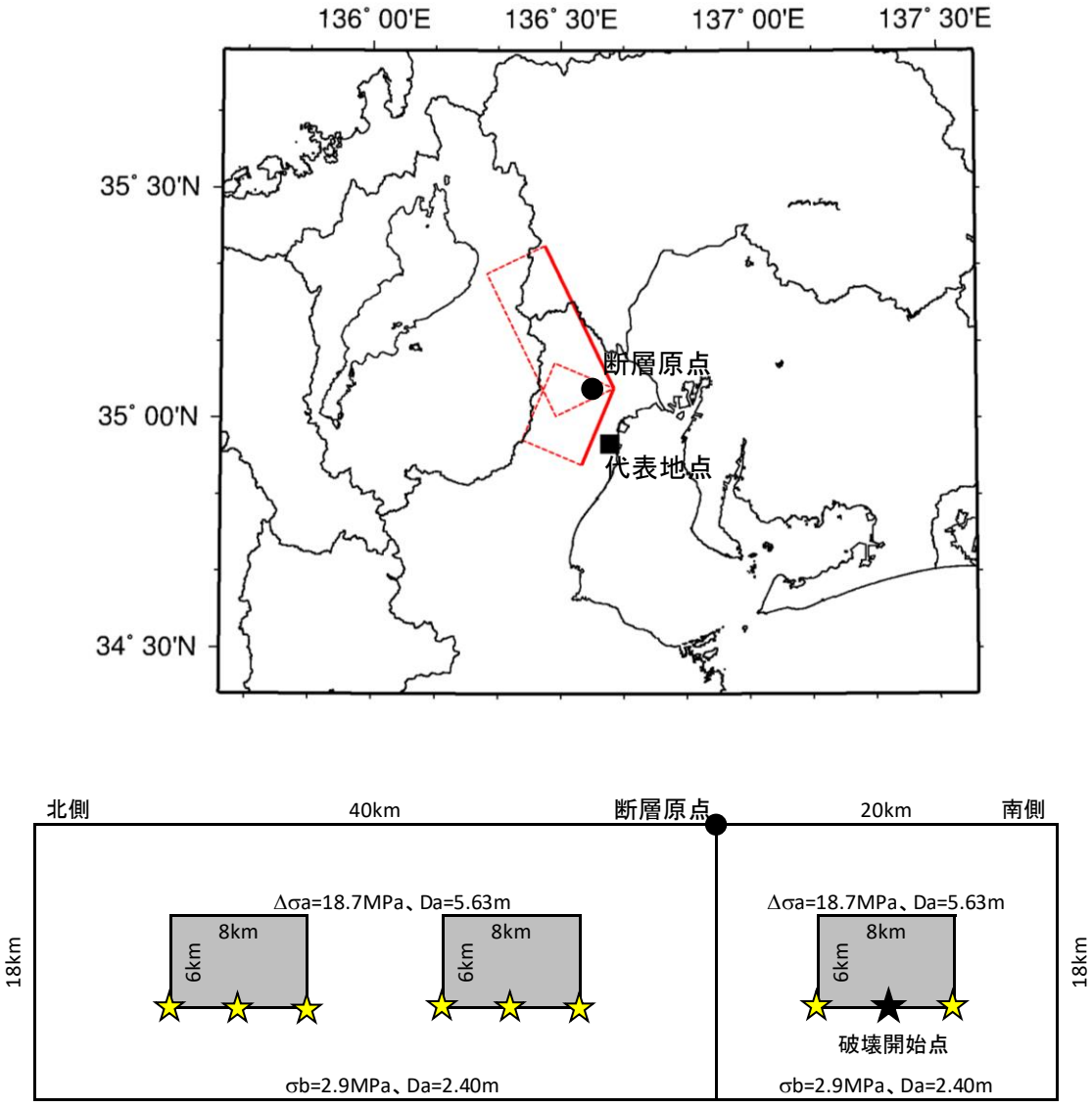


図 8.4-4　設定した養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデル

(3)　まとめ

四日市コンビナート地区で設定した対象地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図 8.4-5 に示す。

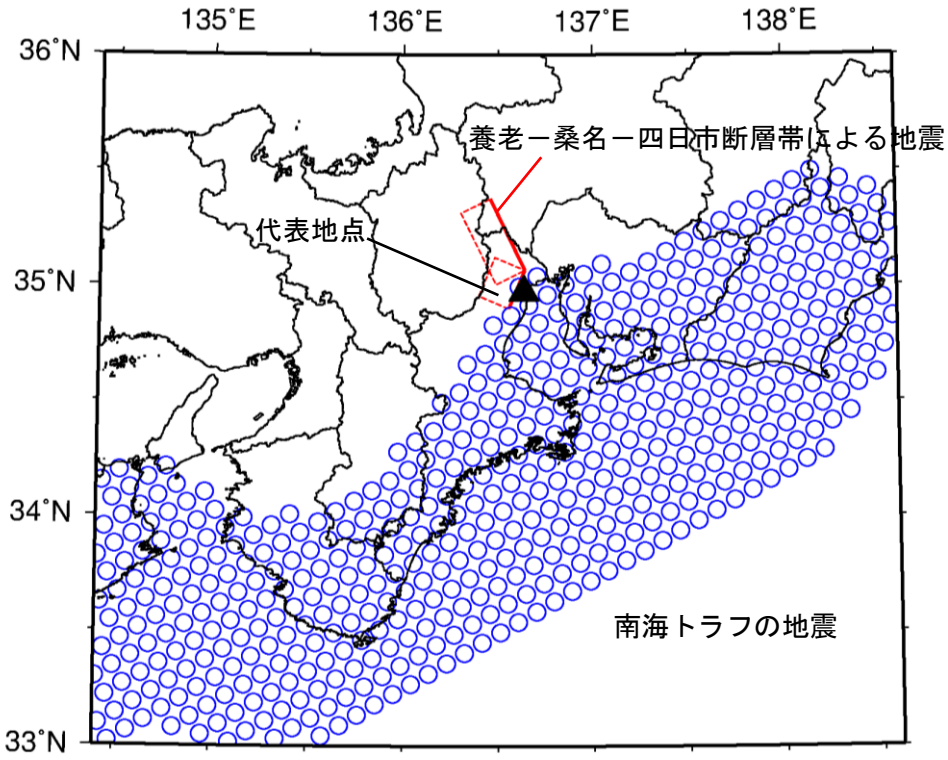


図 8.4-5　四日市コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点

8.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、主に既往文献などで断層パラメータが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、南海トラフの地震に対しては宮腰・他(2018)で用いている地震のうち、2000 年 10 月 31 日の地震（M_J5.7）の地震とし、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に用いる中小地震は、養老－桑名－四日市断層帯の周辺で発生した陸域浅部の地震のうち 1998 年 4 月 22 日の地震（M_J5.5）とした。中小地震の断層パラメータは、南海トラフの地震の計算に用いる中小地震は宮腰・他(2018)による値とし、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の計算に用いる中小地震は地震モーメントを F-net の値（6.74×10^{16} Nm）とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。なお、2000 年 10 月 31 日の地震の地震は、フィリピン海プレート内地震であるため、媒質補正（S 波速度 4.41km/s、密度 3.2g/cm^3 ⇒ S 波速度 3.82km/s、密度 2.8g/cm^3）を行ったうえで、地震動を計算する。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 8.4-6 に、断層パラメータを表 8.4-3 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、1998 年 4 月 22 日の地震に対して図 8.4-7 に、2000 年 10 月 31 日の地震に対して図 8.4-8 に、それぞれ示す。地震動の計算には、8.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

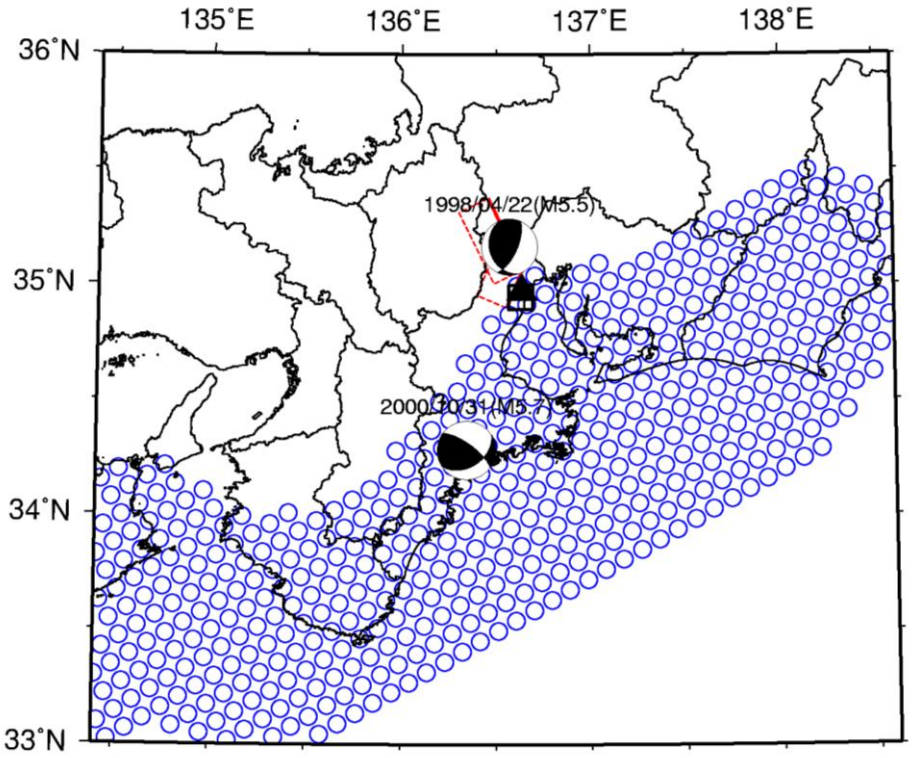


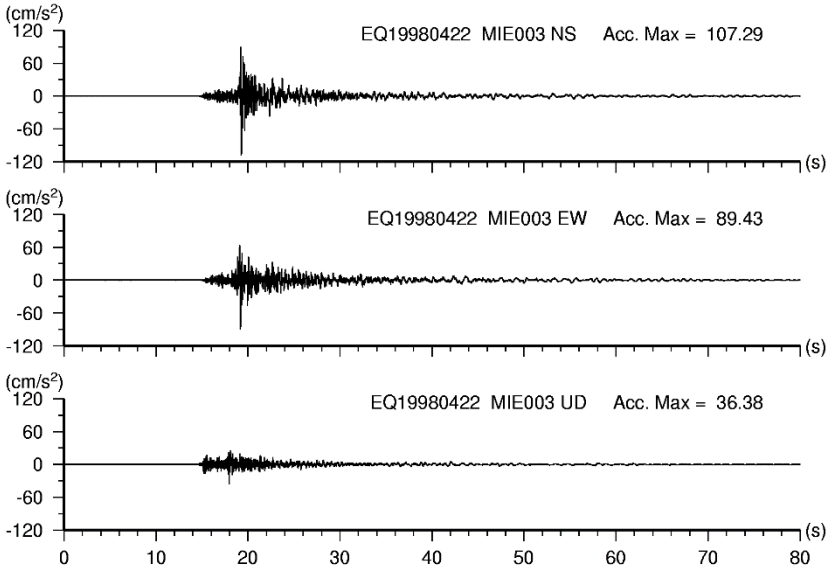
図 8.4-6　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点

表 8.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
1998年4月22日	136.6	35.2	5	5.5	5.2	6.74×10^{16}	6.0
2000年10月31日	136.4	34.2	38	5.7	5.4	1.70×10^{17}	41.3

※1998年4月22日の地震の媒質は$\mu=3.23\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.46$km/sとした。

※2000年10月31日の地震の媒質は$\mu=6.22\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.41$km/sとした。



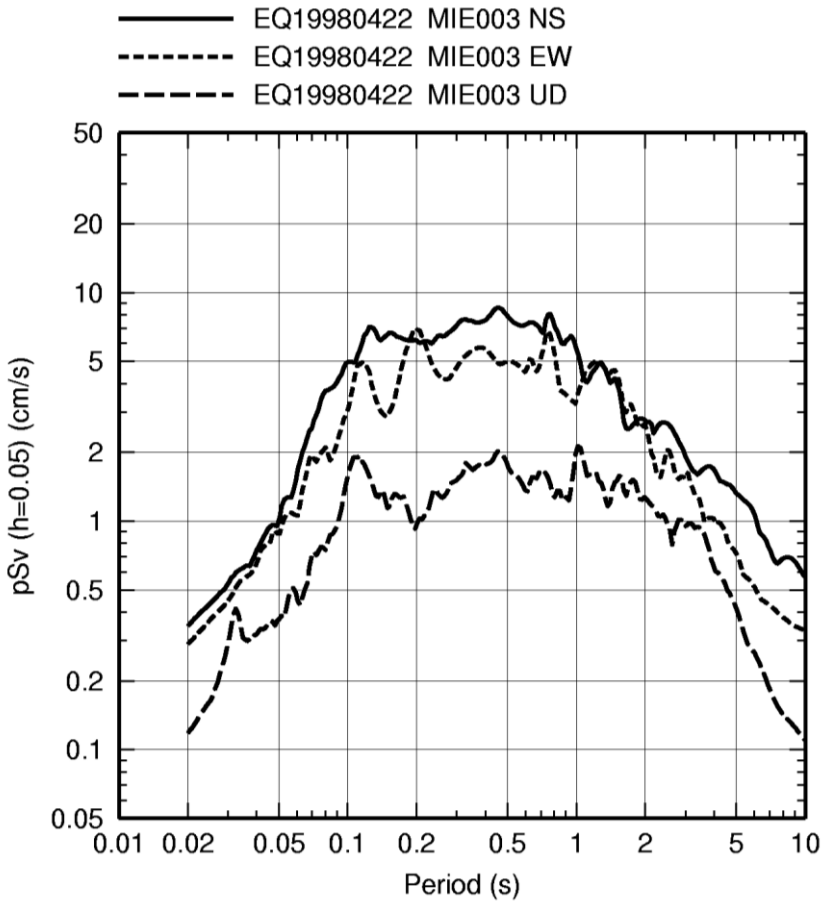
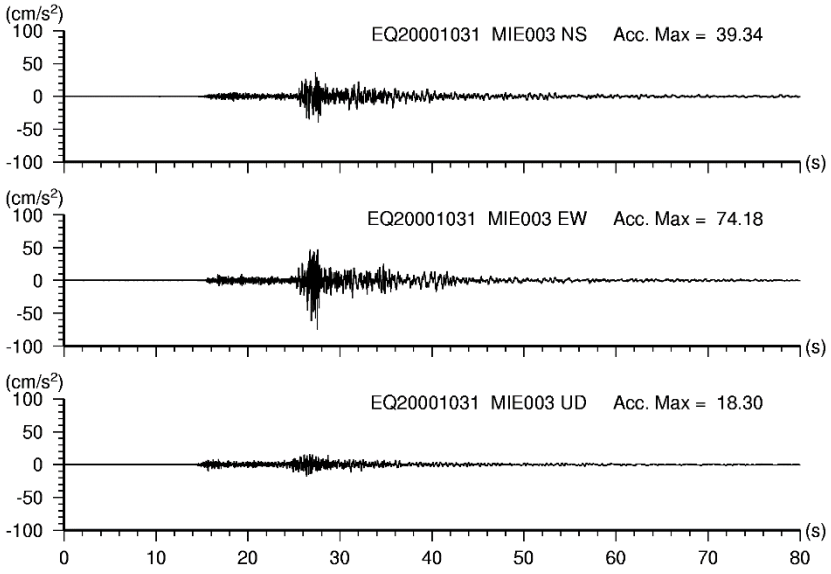


図 8.4-7　1998 年 4 月 22 日の地震の地震観測記録（MIE003、地表）



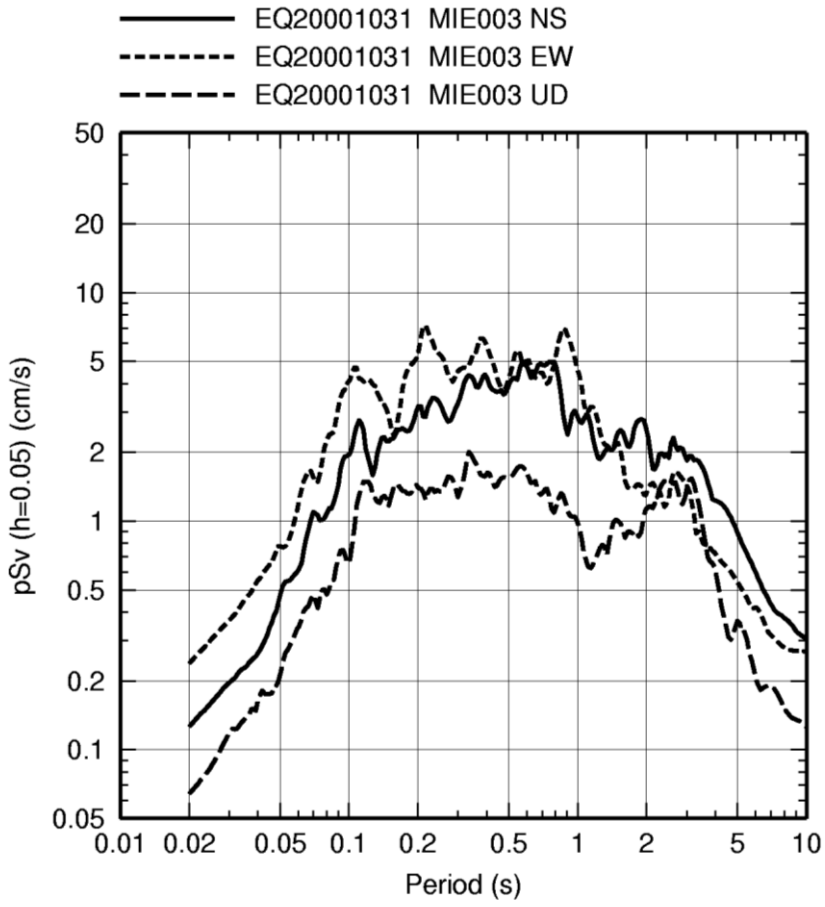


図 8.4-8　2000 年 10 月 31 日の地震の地震観測記録（MIE003、地表）

8.4.3　標準波

南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 8.4-9 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 8.4-10 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 8.4-11 に示す。

同様に、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 9 ケースの加速度応答スペクトルを図 8.4-12 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 8.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 8.4-14 に示す。

最後に、南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動 15 波（NS、EW、UD 成分の合計）および養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動 27 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 8.4-15 に示す。図より、設計用下限地震動のレベルは、全周期帯においてサイトスペシフィック地震動のレベルを下回っている。これより、設計用下限地震動は標準波に追加しないこととする。

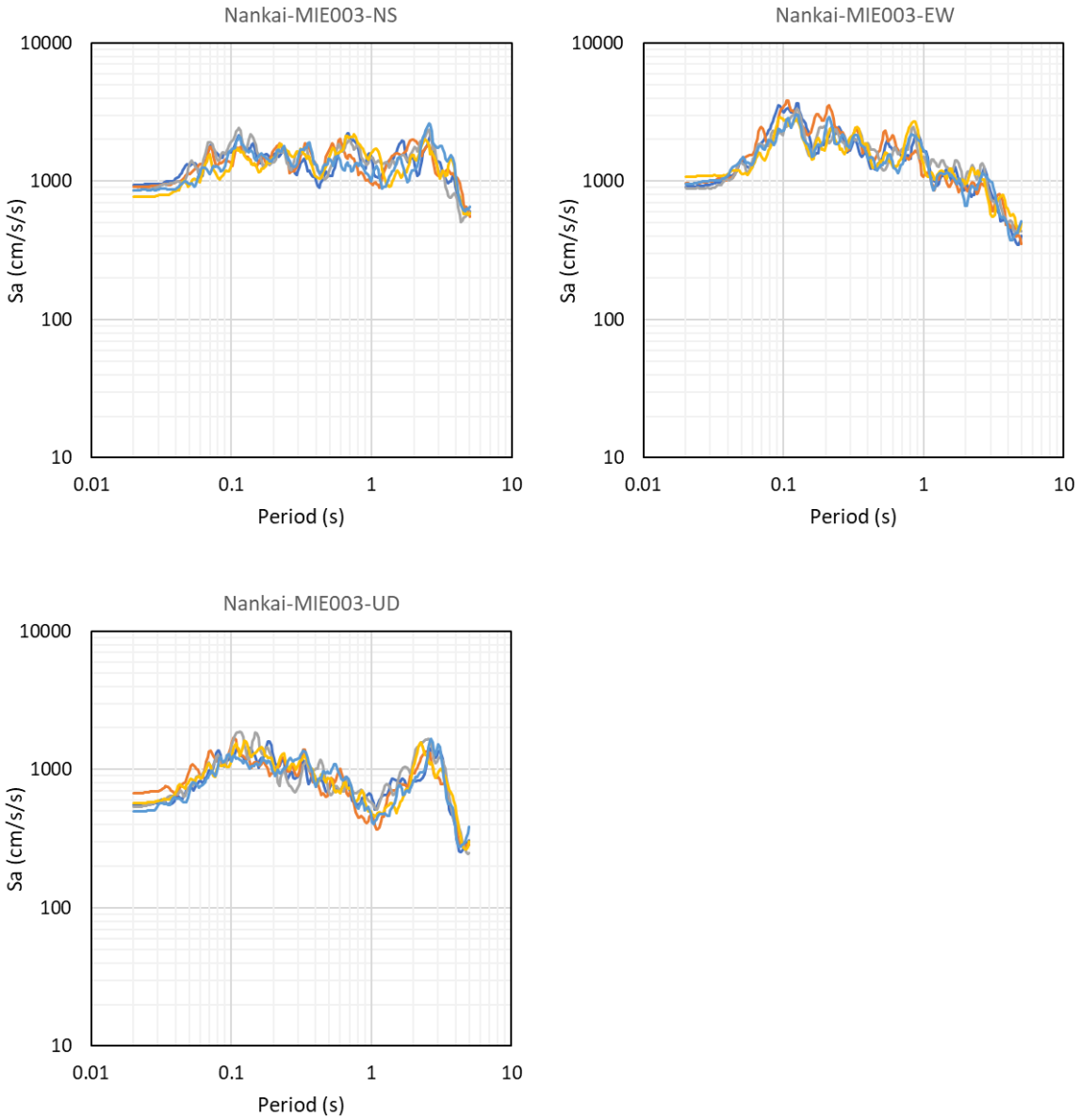
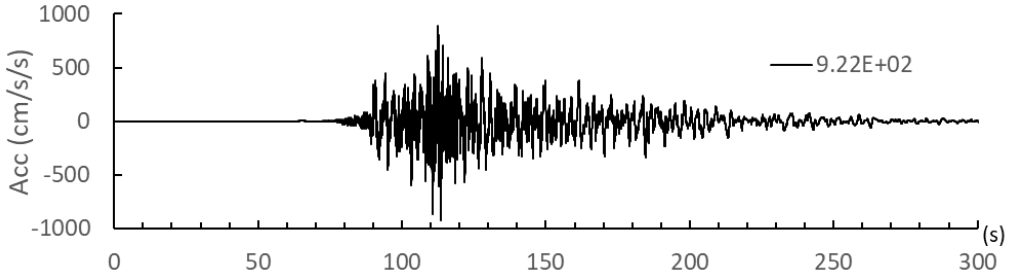
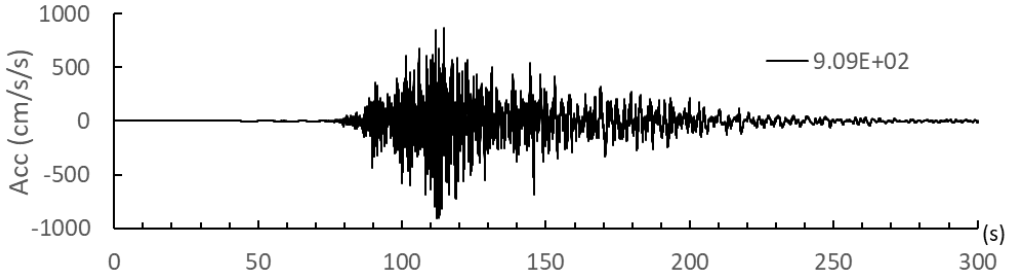


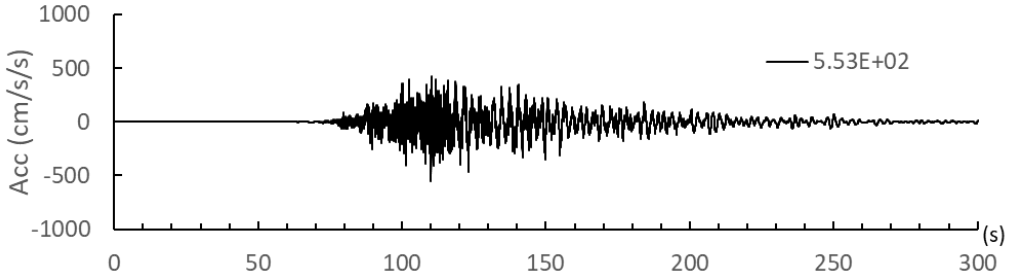
図 8.4-9　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

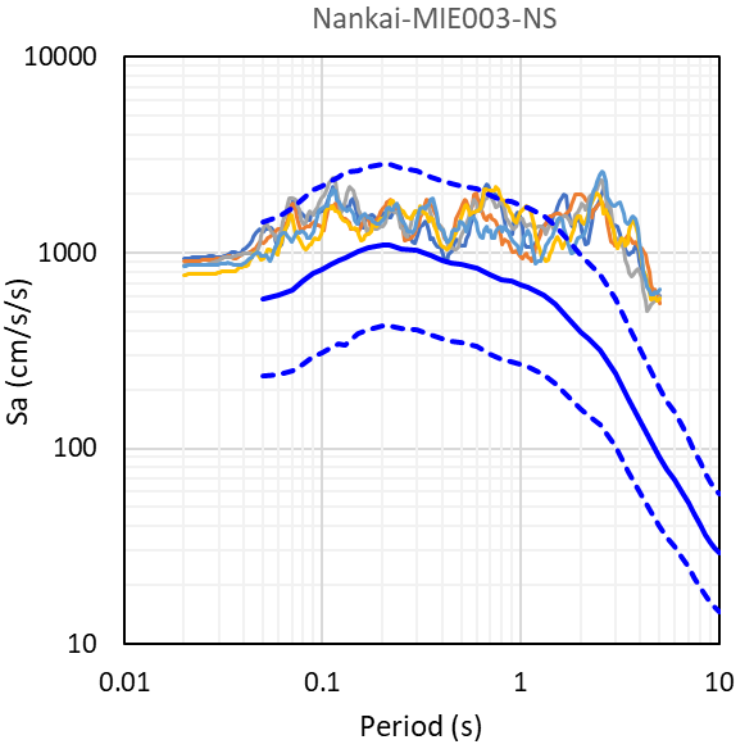


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 8.4-10　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



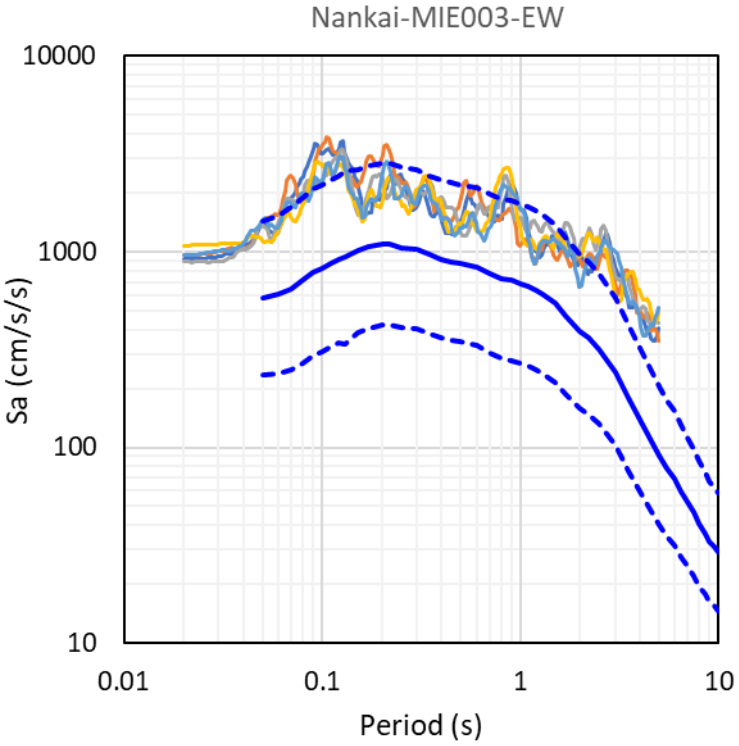


図 8.4-11　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較

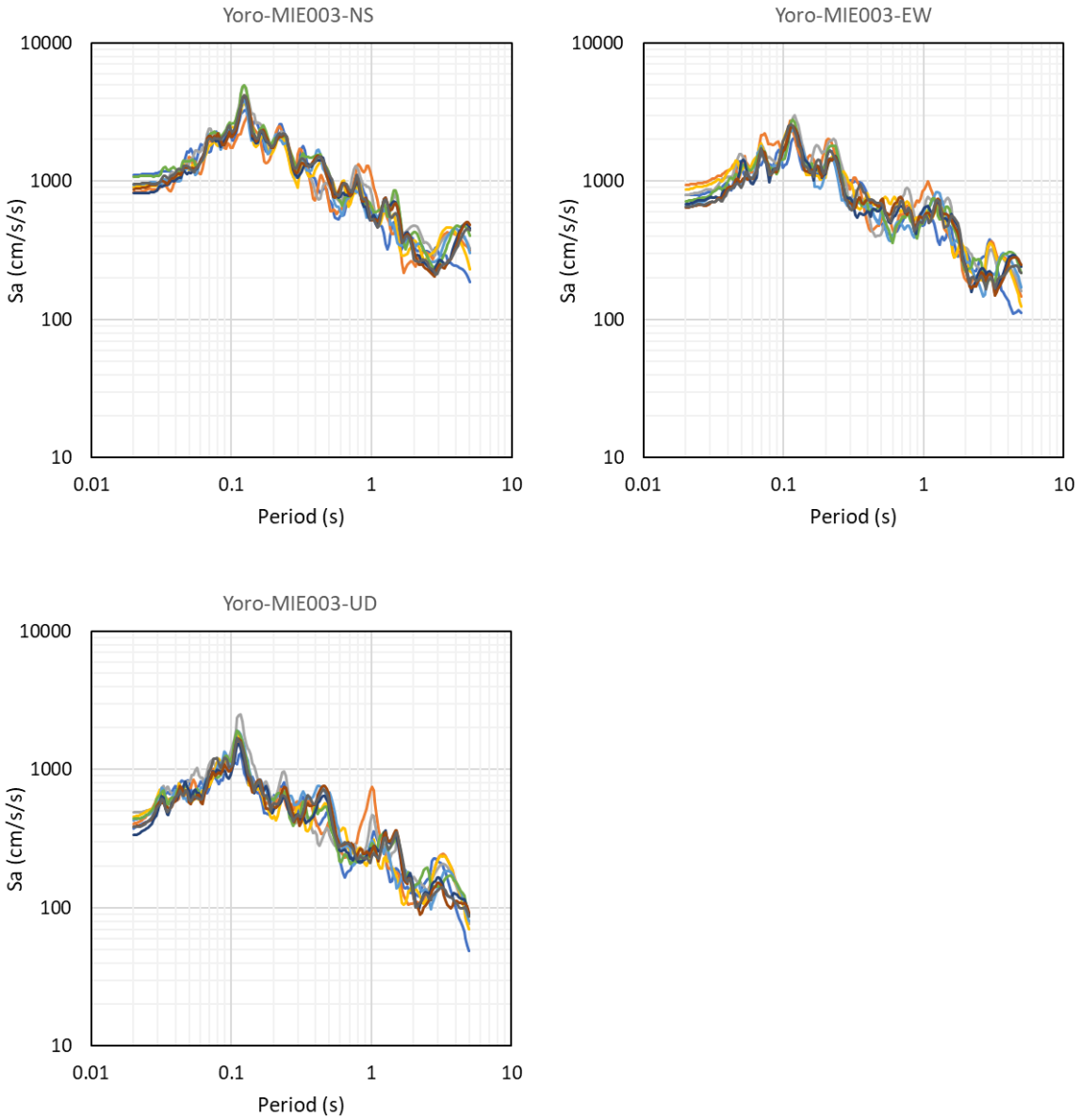


図 8.4-12　養老－桑名－四日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動

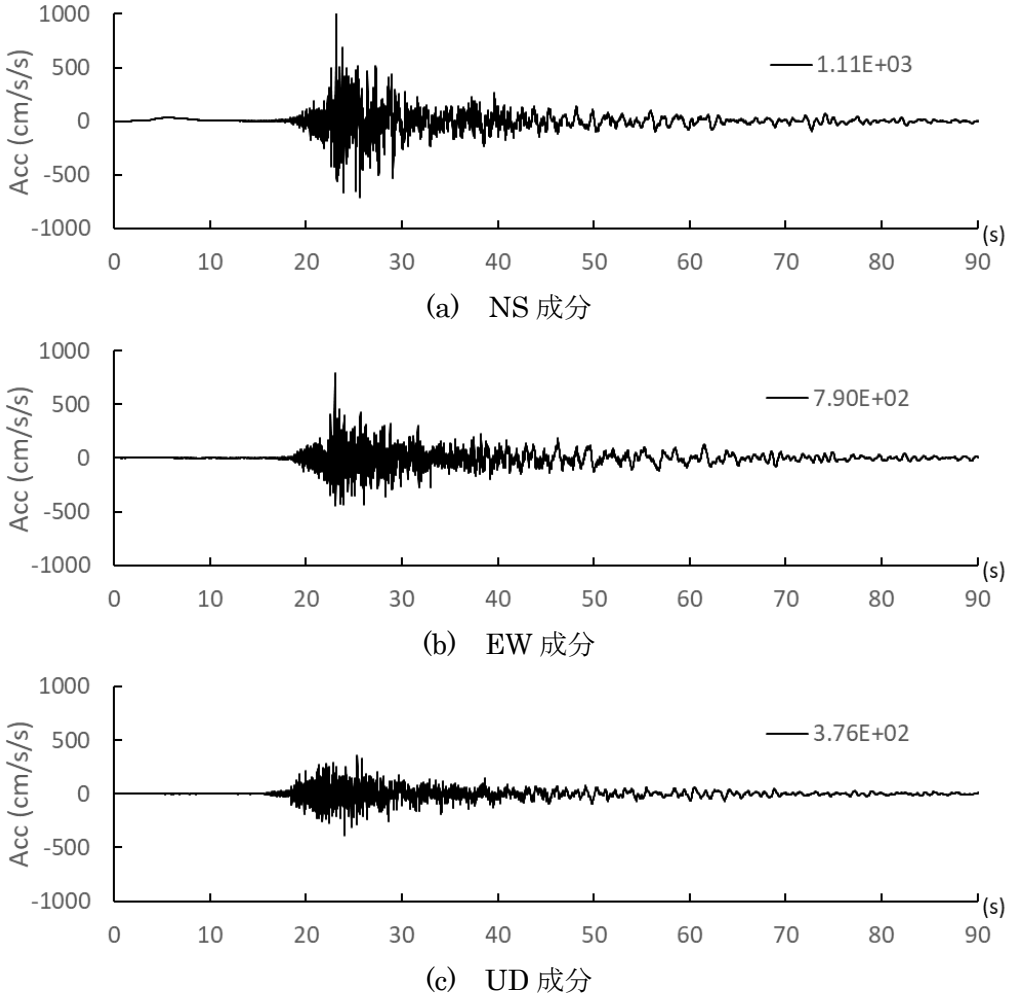
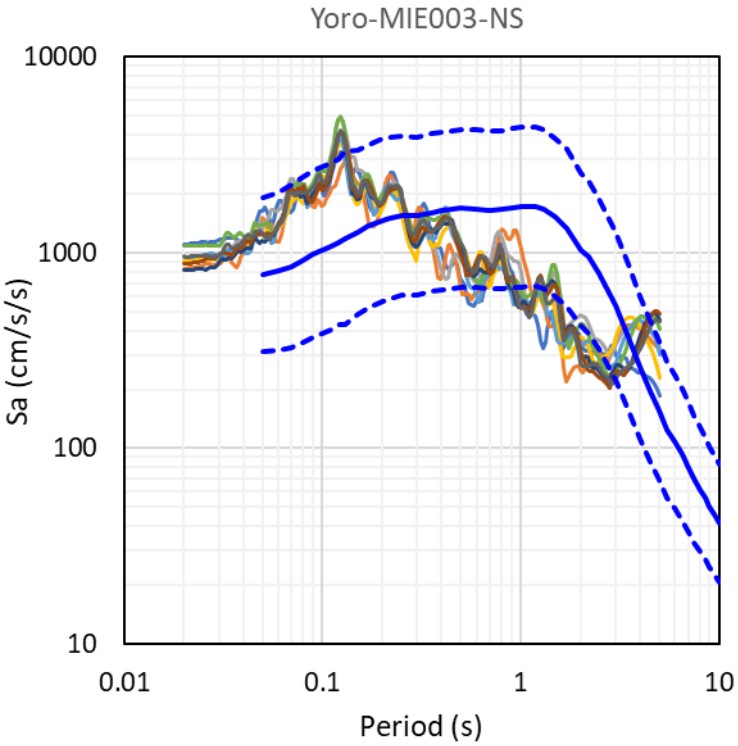


図 8.4-13　養老－桑名－四日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



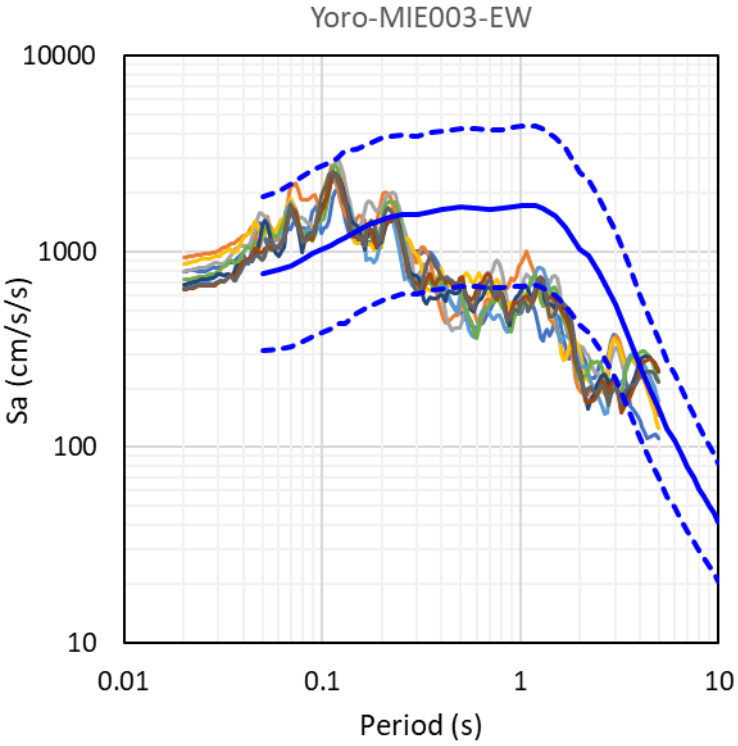


図 8.4-14　養老－桑名－四日市断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

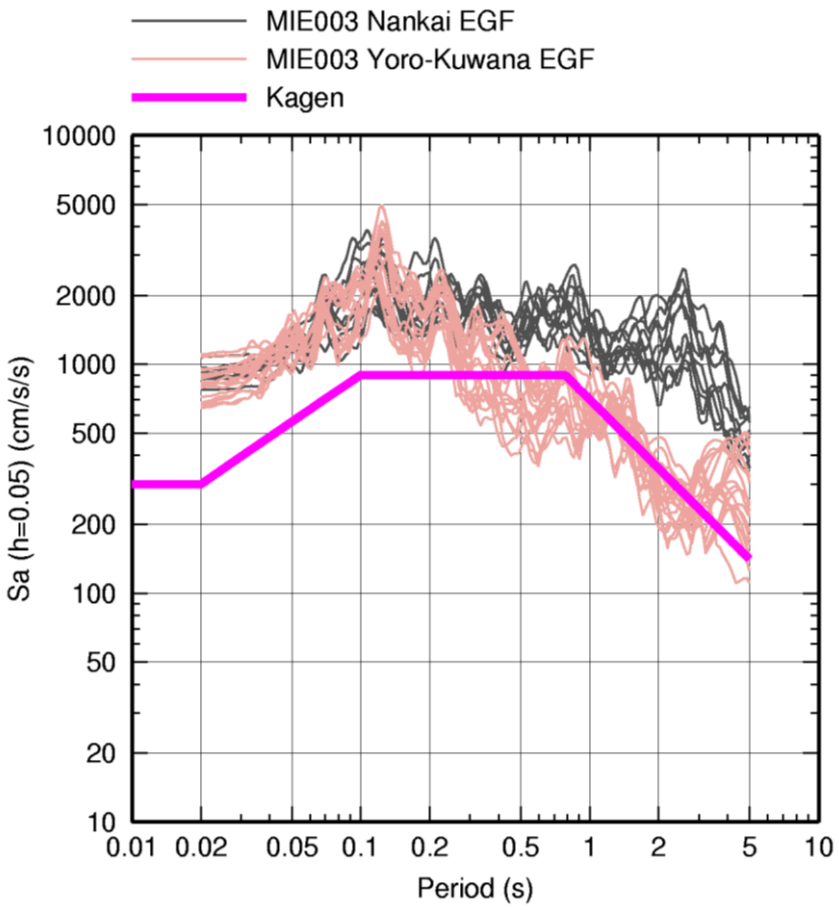


図 8.4-15　四日市コンビナート地区における代表地点の標準波と設計用下限地震動の比較

9.　堺・高石コンビナート地区の標準波の検討

9.1　代表地点の検討

堺・高石コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、堺・高石コンビナート地区近傍にある K-NET 堺（OSK006）とする。堺・高石コンビナート地区と代表地点（K-NET 堺）の位置を図 9.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造を表 9.1-1 に示す。この地盤構造は次のように設定した。まず、吉田・他(2006)による大阪堆積盆地の浅層地盤構造モデルの下面にあたる Ma12 層の下面を工学的基盤とした。具体的には、図 9.1-2 に示す吉田・他(2006)による Ma12 層の上面深さと Ma12 層の層厚から、K-NET 堺（OSK006）の位置の工学的基盤の深さを GL-25m とし、その深さを工学的基盤の上面とした。つぎに、工学的基盤以浅の地盤モデルは、防災科学技術研究所から公表されている K-NET 堺（OSK006）の表層 20m の地盤モデルの最下層が 25m まで続いているものとして設定した。

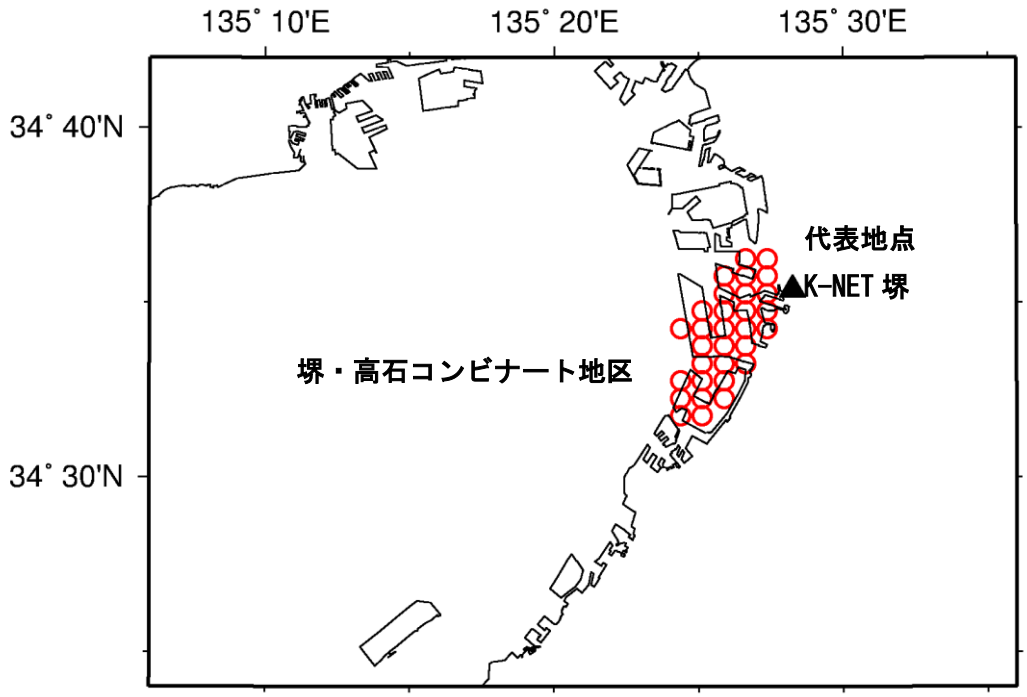
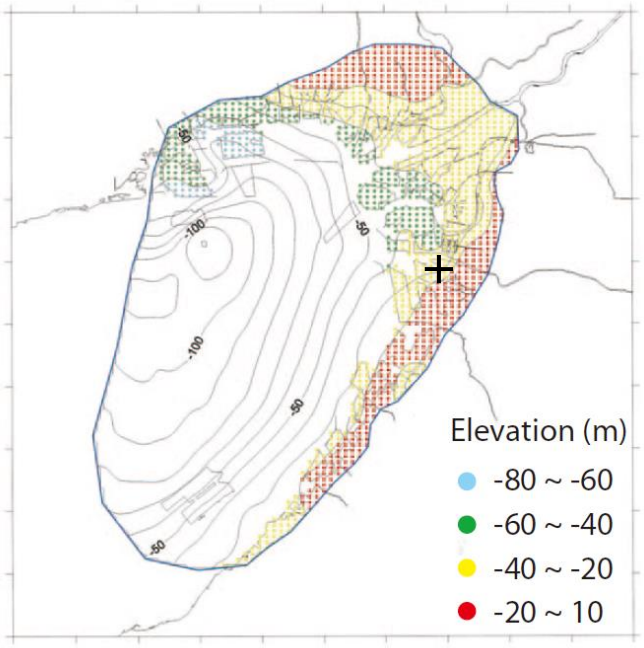


図 9.1-1　堺・高石コンビナート地区の代表地点（K-NET 堺）

表 9.1-1　堺・高石コンビナート地区の代表地点（K-NET 堺）の地盤構造

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	1.0	230	110	1.33	観測点位置
2	1	1.0	920	110	1.69	
3	2	1.0	920	110	1.67	
4	3	1.0	920	110	1.67	
5	4	1.0	920	110	1.64	
6	5	1.0	920	110	1.66	
7	6	1.0	1600	190	1.76	
8	7	1.0	1600	190	1.74	
9	8	1.0	1600	190	1.63	
10	9	1.0	1600	190	1.51	
11	10	1.0	1600	190	1.58	
12	11	1.0	1600	190	1.71	
13	12	1.0	1600	290	1.81	
14	13	1.0	1600	290	1.79	
15	14	1.0	1600	290	1.81	
16	15	1.0	1600	290	1.81	
17	16	1.0	1600	290	1.82	
18	17	1.0	1600	290	2.09	
19	18	1.0	1600	290	2.05	
20	19	6.0	1600	290	1.99	
21	25	―	1600	400	2.00	工学的基盤



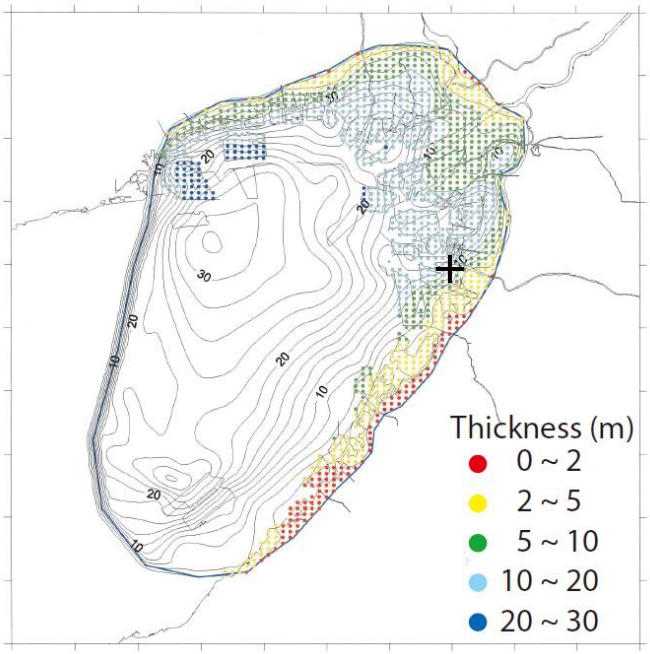


図 9.1-2　吉田・他(2006)による Ma12 層の上面深さ（上図）と Ma12 層の層厚（下図）
（吉田・他(2006)に加筆、＋印が K-NET 堺の位置）

9.2　地震学的・地質学的情報等の整理

(1)　被害地震

対象コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の一覧を表 9.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 9.2-1 に示す。地震調査研究推進本部 (2009)によれば、代表地点周辺では、陸域の浅い場所（深さ約 20km 以浅）で発生する地震と、太平洋側沖合の南海トラフ沿いのプレート境界で発生する地震、沈み込んだフィリピン海プレート内部で発生する地震（スラブ内地震）がある。陸域の浅い場所で発生した主な被害地震は、1596 年の慶長伏見地震（M7 1/2)、1936 の河内大和地震（M6.4）があり、大阪府周辺では、1927 年北丹後地震（M7.3)、1995 年兵庫県南部地震（M7.3）などがある。南海トラフ沿いの巨大地震の例としては、1854 年安政南海地震（M8.4)、1944 年東南海地震（M7.9)、1946 年南海地震（M8.0）で大きな被害を生じた。フィリピン海プレート内部で発生する地震の例としては、1952 年吉野地震（M6.7、深さ約 60km）や 2004 年の紀伊半島沖の地震（M7.4）がある。

ここで、南海トラフ沿いの地震に対する、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 9.2-2 に示す。これより、南海トラフ沿いの巨大地震の今後 30 年の地震発生確率は 70%～80%で、非常に高い値である。

表 9.2-1　代表地点周辺で発生した被害地震（地震調査研究推進本部, 2009）

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
887. 8.26 (仁和 3)	五畿・七道	8.0 ～ 8.5	津波による死者多数。(南海トラフ沿いの巨大地震)
1361. 8. 3 (正平16)	畿内・土佐・阿波	8 1/4 ～ 8.5	四天王寺倒壊により、圧死者5人。津波による被害あり。(南海トラフ沿いの巨大地震)
1510. 9.21 (永正 7)	摂津・河内	6.5 ～ 7.0	寺社倒壊。死者あり。
1596. 9. 5 (慶長 1)	畿内(慶長伏見地震とも呼ばれる。)	7 1/2	堺で死者600人余。
1662. 6.16 (寛文2)	山城・大和・河内・和泉・摂津・丹後・若狭・近江・美濃・伊勢・駿河・三河・信濃	7 1/4 ～ 7.6	大阪城、高槻城、岸和田城破損、大阪で若干の死者あり。
1707.10.28 (宝永 4)	(宝永地震)	8.6	大阪で、死者約750人、家屋全壊1, 000棟余、他に津波による死者多数。
1854.12.23 (安政1)	(安政東海地震)	8.4	(東海沖の巨大地震。強い揺れ及び津波により、関東から近畿にかけて被害。住家全壊・焼失約30,000棟、死者2,000～3,000 人。)
1854.12.24 (安政 1)	(安政南海地震)	8.4	(南海沖の巨大地震。安政東海地震の被害と区別するのが難しい。)
1891.10.28 (明治24)	(濃尾地震)	8.0	死者24人、負傷者94人、家屋全壊1,011棟。
1927. 3. 7 (昭和 2)	(北丹後地震)	7.3	死者21人、負傷者126人、住家・非住家全壊127棟。
1936. 2.21 (昭和11)	(河内大和地震)	6.4	死者8人、負傷者52人、住家全壊4 棟。
1944.12. 7 (昭和19)	(東南海地震)	7.9	死者14人、負傷者135人、住家全壊199棟。
1946.12.21 (昭和21)	(南海地震)	8.0	死者32人、負傷者46人、住家全壊234棟。
1952. 7.18 (昭和27)	(吉野地震)	6.7	死者2人、負傷者75人、住家全壊9棟。
1995. 1.17 (平成 7)	(平成7年(1995年)兵庫県南部地震)	7.3	(死者6,434人、行方不明3人、負傷者43,792人、住家全壊104,906棟。)
2000.10. 6 (平成12)	(平成12年(2000年)鳥取県西部地震)	7.3	負傷者4人。
2004. 9. 5 (平成16)	紀伊半島南東沖	7.4	負傷者10人。

表 9.2-2　南海トラフ沿いの地震の地震規模と地震発生確率

(地震調査研究推進本部(2022)より作成)

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
南海トラフ	8～9 クラス	70～80%	90%程度もしくはそれ以上	88.2 年 次回までの標準的な値
				73.0 年前

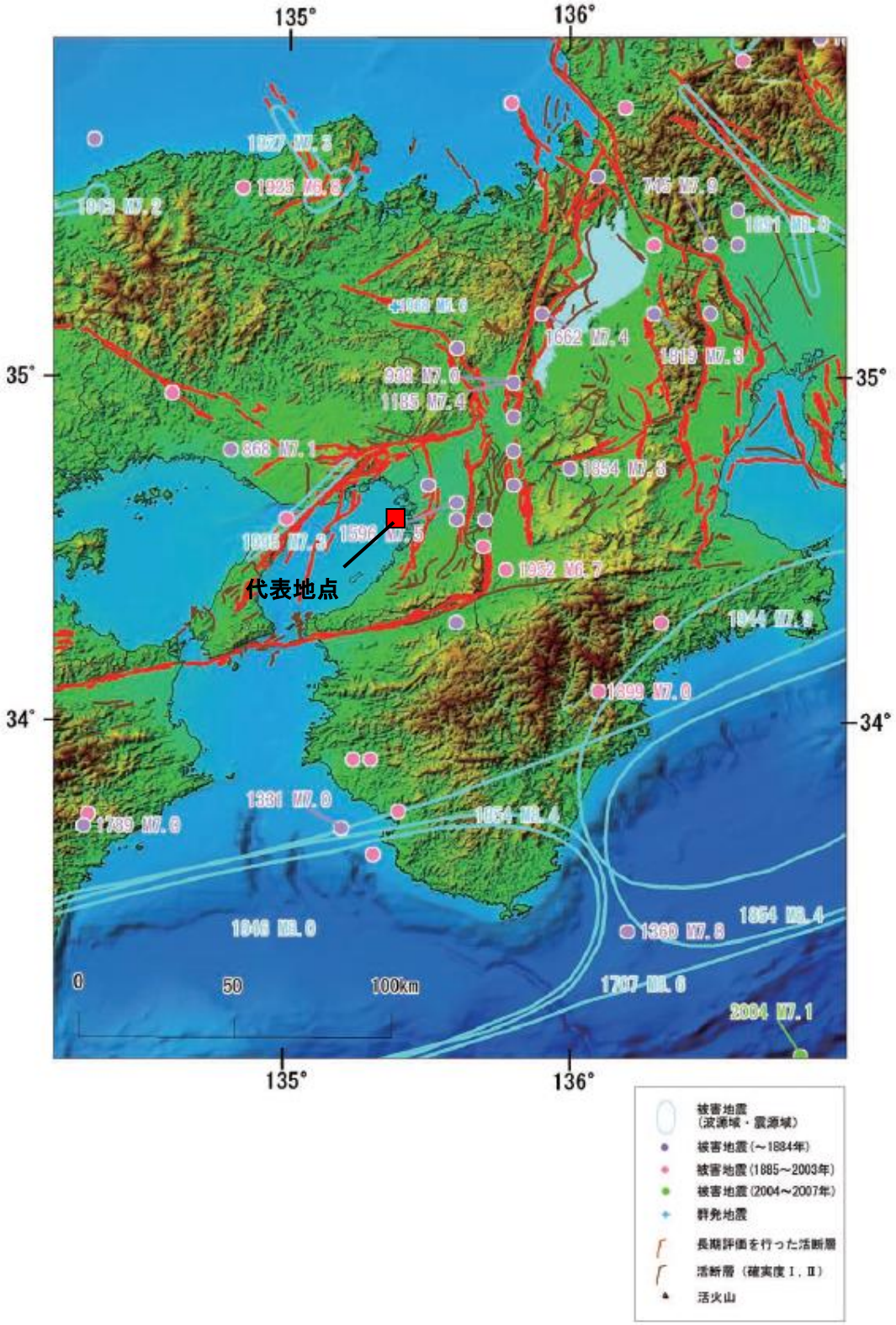


図 9.2-1　代表地点周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2009)に加筆）

(2) 活断層

堺・高石コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 9.2-2 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、代表地点のごく近傍には、上町断層帯があり、その周辺には、北部には有馬－高槻断層帯や六甲・淡路断層帯、東部には大阪湾断層帯、南部には中央構造線断層帯がある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 9.2-3 に示す。表より、今後の地震発生確率が最も高いのは上町断層帯であることがわかる。

表 9.2-3　代表地点周辺の活断層の地震規模と地震発生確率
（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
上町断層帯	7.5 程度	2～3%	3～5%	8,000 年程度 約 28,000 年前～9,000 年前
有馬－高槻断層帯	7.5 程度	ほぼ 0%～0.03%	ほぼ 0%～0.08%	1,000 年～2,000 年程度 1596 年慶長伏見地震
六甲・淡路断層帯主部（六甲山地南縁－淡路島東岸）	7.9 程度	ほぼ 0%～1%	ほぼ 0%～2%	900 年～2,800 年程度 16 世紀
大阪湾断層帯	7.5 程度	0.004%以下	0.008%以下	約 3,000 年～7,000 年 9 世紀以後
中央構造線断層帯（五条谷）	7.3 程度	不明	不明	不明 約 2,200 年前以後～7 世紀以前
中央構造線断層帯（根来）	7.2 程度	0.007%～0.3%	0.01%～0.5%	約 2,500 年～2,900 年 7 世紀以後～8 世紀以前

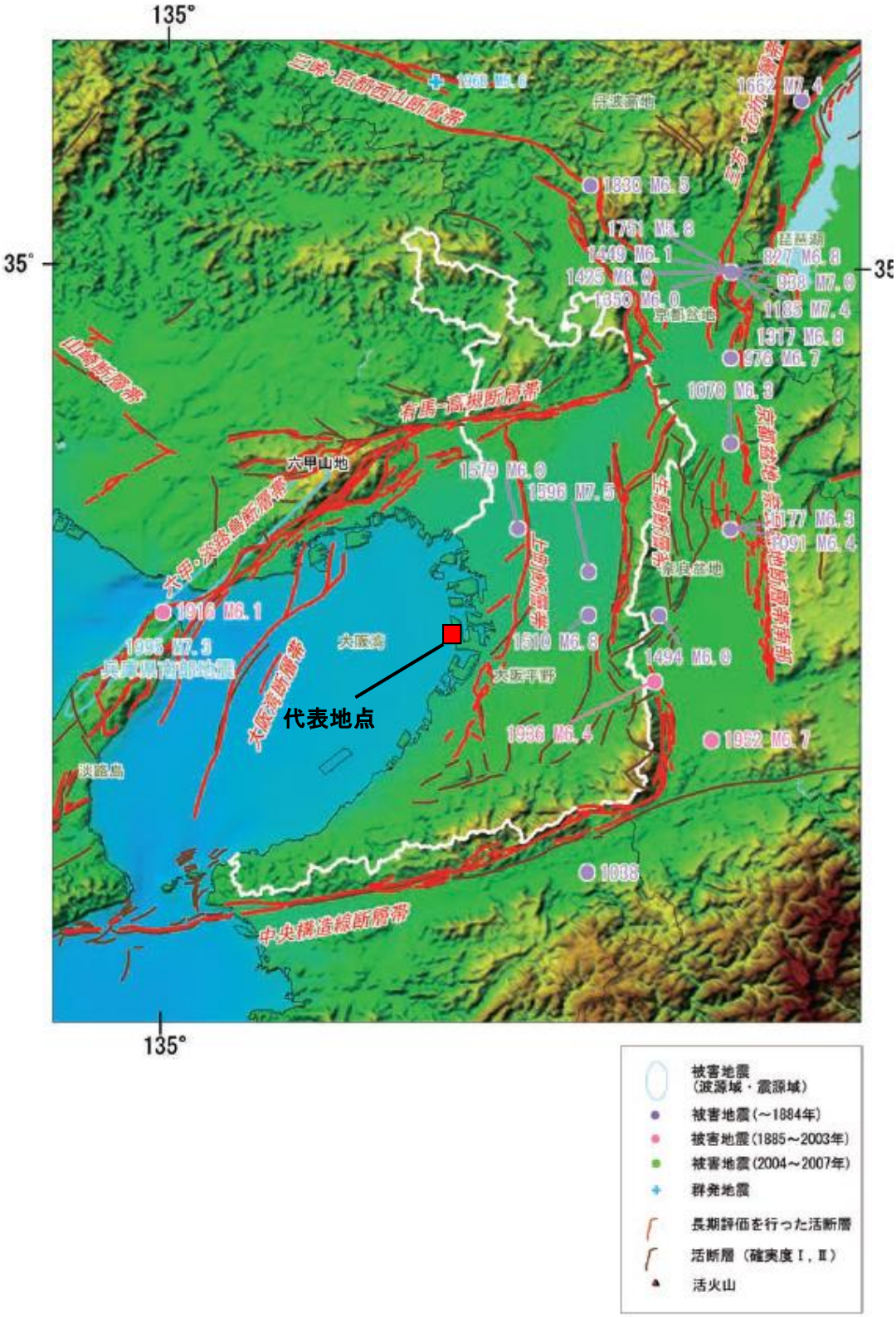


図 9.2-2　代表地点周辺の活断層の分布（地震調査研究推進本部, 2009）

9.3　対象地震の選定

9.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、堺・高石コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震、スラブ内地震、内陸地殻内地震のそれぞれのタイプの地震によって被害を受けてきた。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震は、代表地点に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート境界で発生する南海トラフの地震（南海トラフの地震とよぶ）とする。

スラブ内地震の対象地震は、代表地点に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震とよぶ）とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、代表地点の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。まず、地表の活断層の位置と地震規模（気象庁マグニチュード）を、地震調査研究推進本部による活断層の長期評価に基づいてモデル化した。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。検討対象としたのは、代表地点に近い上町断層帯、六甲・淡路断層帯主部、大阪湾断層帯、有馬－高槻断層帯の 4 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 9.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 9.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は上町断層帯である。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、上町断層帯による地震の断層モデルを参考に、走向は 0 度、傾斜角は 45 度（東側隆起の逆断層）とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定した。この断層モデルから断層最短距離を計算し、司・翠川(1999)を用いて代表地点の地震動の最大値を算定し、表 9.3-1 にあわせて示す。

それぞれの地震のタイプごとに設定した対象地震に対して、Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式を用いて算定した結果を図 9.3-2 に示す。計算条件は、南海トラフの地震に対して、内閣府による南海トラフ巨大地震の断層モデルに基づいて Mw9.0 および断層最短距離 X=67.9km とした。フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては、図 9.3-2 に示す地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図 2017 年版による複数の断層モデルのうち、代

表地点に最も近い位置の断層モデルを設定し、気象庁マグニチュード MJ8.0 および断層最短距離 X=87.6km とした。このとき、モーメントマグニチュードは気象庁マグニチュードと同じ Mw8.0 とした。また、上町断層帯による地震に対して Mw6.9 および断層最短距離 X=3.2km、伏在断層による地震に対して Mw6.5 および断層最短距離 X=7.1km（令和元年度報告書参照）とする。図より、上町断層帯による地震がすべての周期帯において最も大きい。海溝型地震では、南海トラフの地震がフィリピン海プレートのスラブ内地震をすべての周期帯において上回る。これより、最終的な対象地震は、**南海トラフの地震**と**上町断層帯による地震**の 2 つとする。

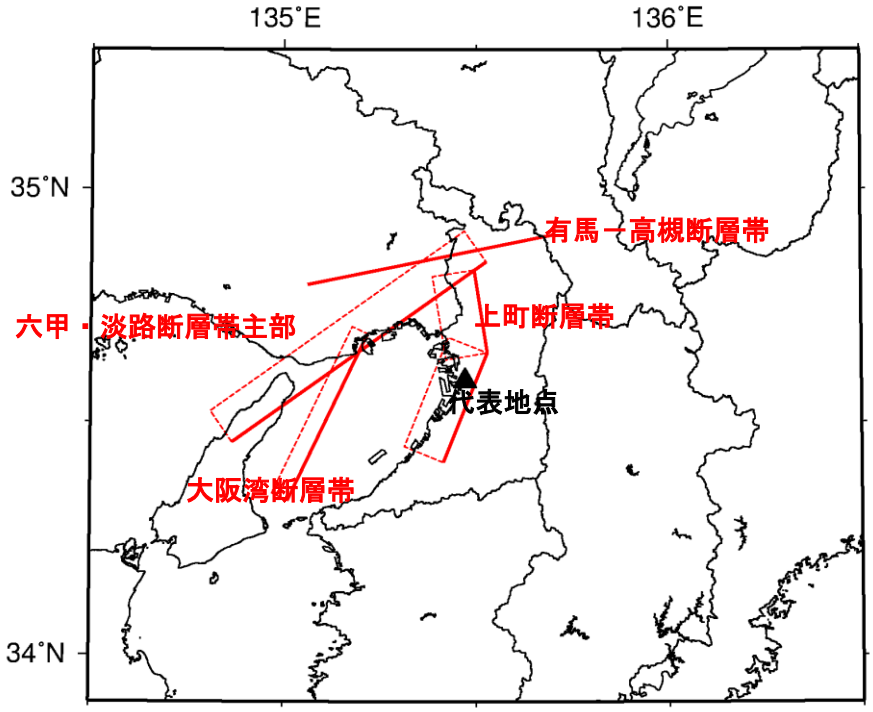


図 9.3-1　代表地点と周辺の活断層の位置

表 9.3-1　代表地点で算定した活断層による地震動の最大値の一覧

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
上町断層帯	7.5	6.9	3.2	2	10.7	476.9	50.3
六甲・淡路断層帯	7.9	7.2	20.2	1	8.8	261.1	24.1
大阪湾断層帯	7.5	6.9	26.0	4	9.6	181.6	14.7
有馬－高槻断層帯	7.7	7.1	29.9	1	9	185.8	15.9
伏在断層（直下）	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.1	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村，1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

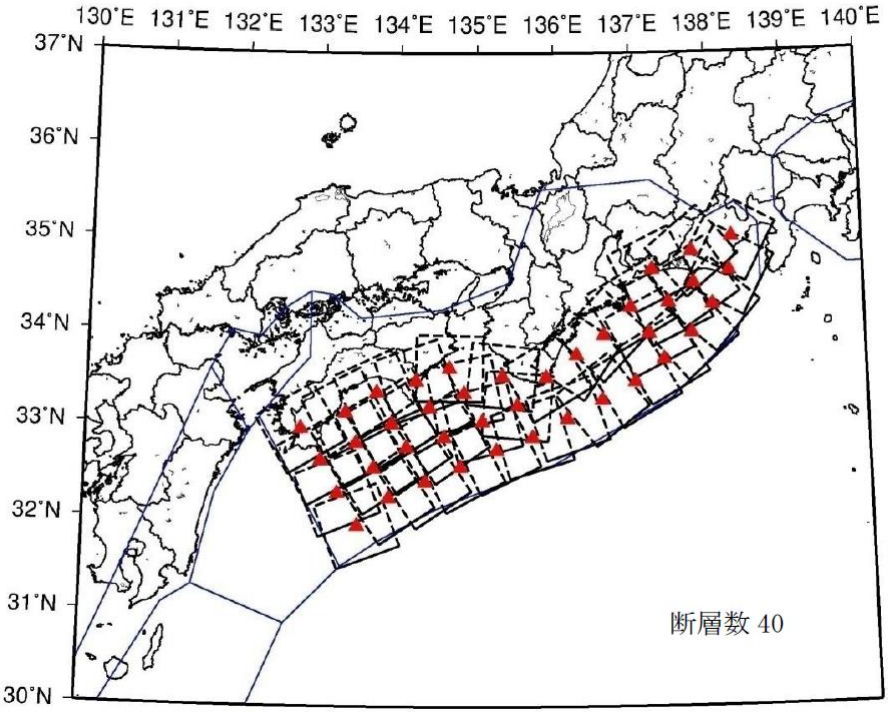


図 9.3-2　地震調査研究推進本部(2014)による M7.6 以上の南海トラフの地震の断層面

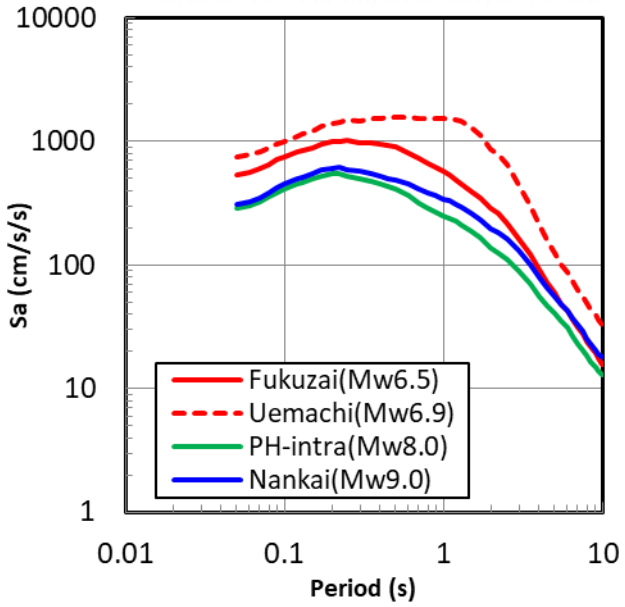


図 9.3-3　南海トラフの地震（Mw9.0）、フィリピン海プレートのスラブ内地震（Mw8.0）、上町断層帯による地震（Mw6.9）、伏在断層による地震（Mw6.5）の地震動の比較

9.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

9.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　南海トラフの地震

南海トラフの地震の断層モデルは、内閣府(2012)による南海トラフ沿いの巨大地震のうち基本ケースの断層モデルとする。南海トラフの地震の断層モデルを図 9.4-1 に、断層パラメータを表 9.4-1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、8.4.1 項に示した南海トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスと同様に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。複数の破壊プロセスの設定を図 9.4-2 に示す。

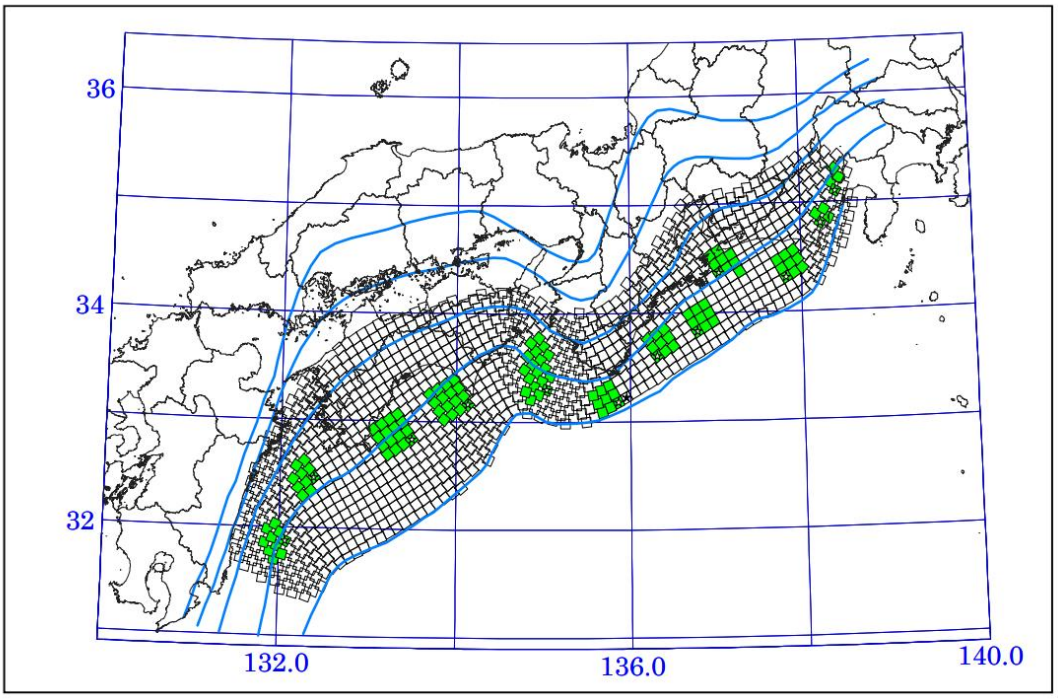


図 9.4-1　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 9.4-1　南海トラフの地震の断層パラメータ（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa)	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa)		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa)	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

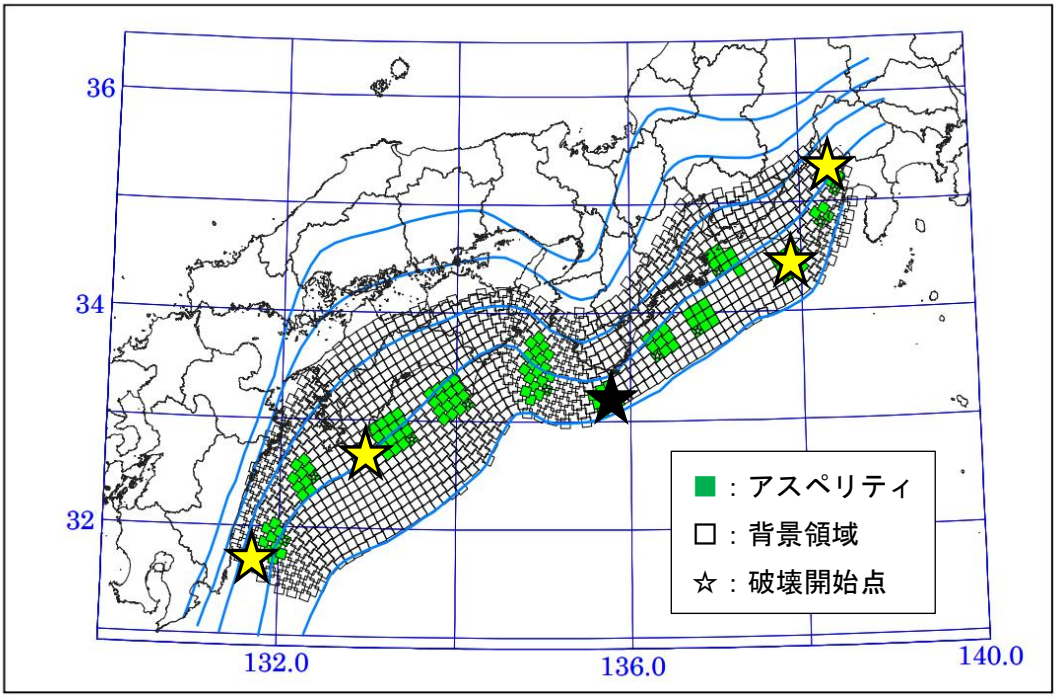


図 9.4-2　南海トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（内閣府(2012)に加筆）

(2) 上町断層帯に発生する地震

上町断層帯に発生する地震の断層モデルのパラメータは、壇・他(2015)に基づいて設定する。壇・他(2015)は、長大な逆断層の内陸地震の断層モデルのパラメータの設定方法を提案しているものであり、長大な活断層だけでなく、活断層長さが 50km 程度でも適用可能であるため、本検討で用いることとした。壇・他(2015)による断層パラメータの設定手順を図 5.4-3 に示す。図より、与条件は、活断層長さ、傾斜角、地震発生層深さである。

上町断層帯の断層モデルに関する既往文献として、上町断層帯の長期評価（地震調査研究推進本部, 2004）に基づく断層モデル（地震調査研究推進本部, 2009b）と文部科学省・京都大学防災研究所(2013)による断層モデルがある。本検討では、基本的には、文部科学省・京都大学防災研究所(2013)の断層モデルを参考に設定するが、断層モデルが曲面となっていることなどから、必要に応じて地震調査研究推進本部(2009b)も参考にして設定することとした。まず、活断層長さおよび傾斜角は、文部科学省・京都大学防災研究所(2013)の断層モデルの断層長さと同じ 48km および傾斜角 60 度とした。地表の活断層の位置については、詳細な位置は異なるが、全体としての位置はそれほど異ならないことから、地震調査研究推進本部(2009b)による屈曲ありの断層モデルを参考に設定する。具体的には、北側と南側の 2 つの矩形断層でモデル化することとして、地表の屈曲点と北側と南側の走行は地震調査研究推進本部(2009b)と同じとした。活断層長さは、北側を 20km、南側を 28km とした。地震発生層の上端深さを 2km、震源断層幅を 20km とした。これらを与条件として、図 9.4-3 に示す設定手順に従って断層パラメータを設定した。このとき、震源域のおける媒質は、文部科学省・京都大学防災研究所(2013)と同じ、S 波速度を 3.46km/s、密度を 2.7g/cm^3 とした。設定した断層パラメータを表 9.4-2 に示す。アスペリティは 2 個とし、同じ面積のアスペリティを北側と南側の断層面の中央に 1 つずつ配置した。破壊伝播速度は S 波速度の 0.72 倍（Geller, 1976）の 2.5km/s とした。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、南海トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスを参考に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。設定した断層モデルと複数の破壊プロセスの設定を図 9.4-4 に示す。

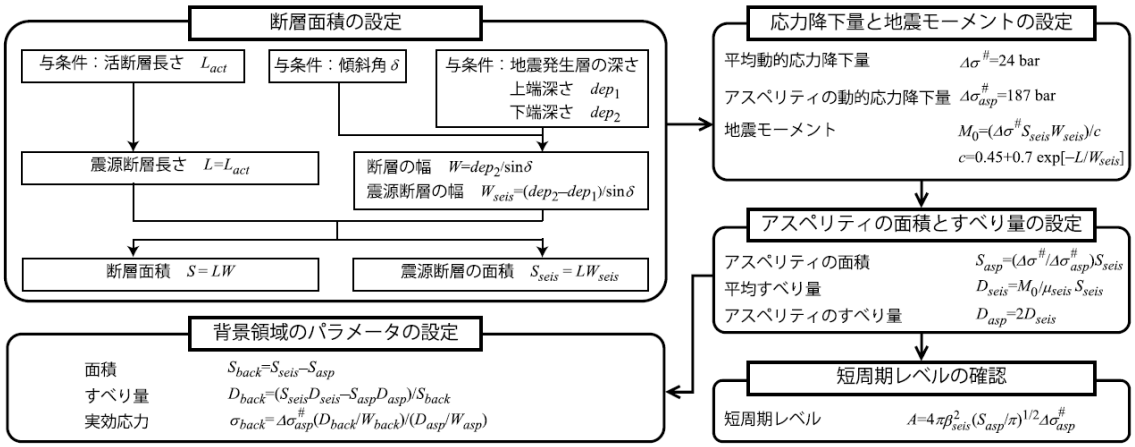


図 9.4-3　逆断層の断層モデルのパラメータの設定手順（壇・他, 2015）

表 9.4-2　設定した上町断層帯に発生する地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	−	−	地震調査研究推進本部を参考に設定	E135.529° N34.649°
走向（北断層）	−	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	350.8
走向（南断層）	−	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	201.8
傾斜角	−	deg	文科省・京大防災研を参考に設定	60
断層上端深さ	−	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	2.00
活断層長さ	Lact	km	文科省・京大防災研を参考に設定	48
震源断層長さ	L	km	文科省・京大防災研を参考に設定	48
断層幅	W	km	文科省・京大防災研を参考に設定	22
震源断層幅	Wseis	km	文科省・京大防災研を参考に設定	20
震源断層面積	Sseis	km^2	Sseis=L*Wseis	960
密度	ρ	g/cm^3	文科省・京大防災研を参考に設定	2.70
S波速度	β	km/s	文科省・京大防災研を参考に設定	3.46
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	3.23E+10
モーメントマグニチュード	M_W	−	Mw=(logM0−9.1)/1.5	7.2
地震モーメント	M_0	Nm	M0=Δσ#*Sseis*Wseis/c	8.97E+19
形状係数	c	−	c=0.45+0.7*EXP[−L/Wseis]	0.51
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=4*\pi*\beta^2*(Sa/\pi)^{0.5}*\Delta\sigma a\#$	1.76E+19
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	2.89
応力降下量	Δσ#	MPa	壇・他(2015)	2.40
アスペリティ面積比	Sa/S	−	Sa/S=Δσ/Δσa	0.13
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.5
Q値	Q	−	川瀬・松尾(2004)	$204f^{0.65}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	123
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	2.30E+19
応力降下量	Δσa	MPa	壇・他(2015)	18.70
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	5.78
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/2	62
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/2	1.15E+19
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	18.70
平均すべり量	Dai	m	Dai=M0ai/(μSai)	5.78
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S−Sa	837
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0−M0a	6.67E+19
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	5.8
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	2.47

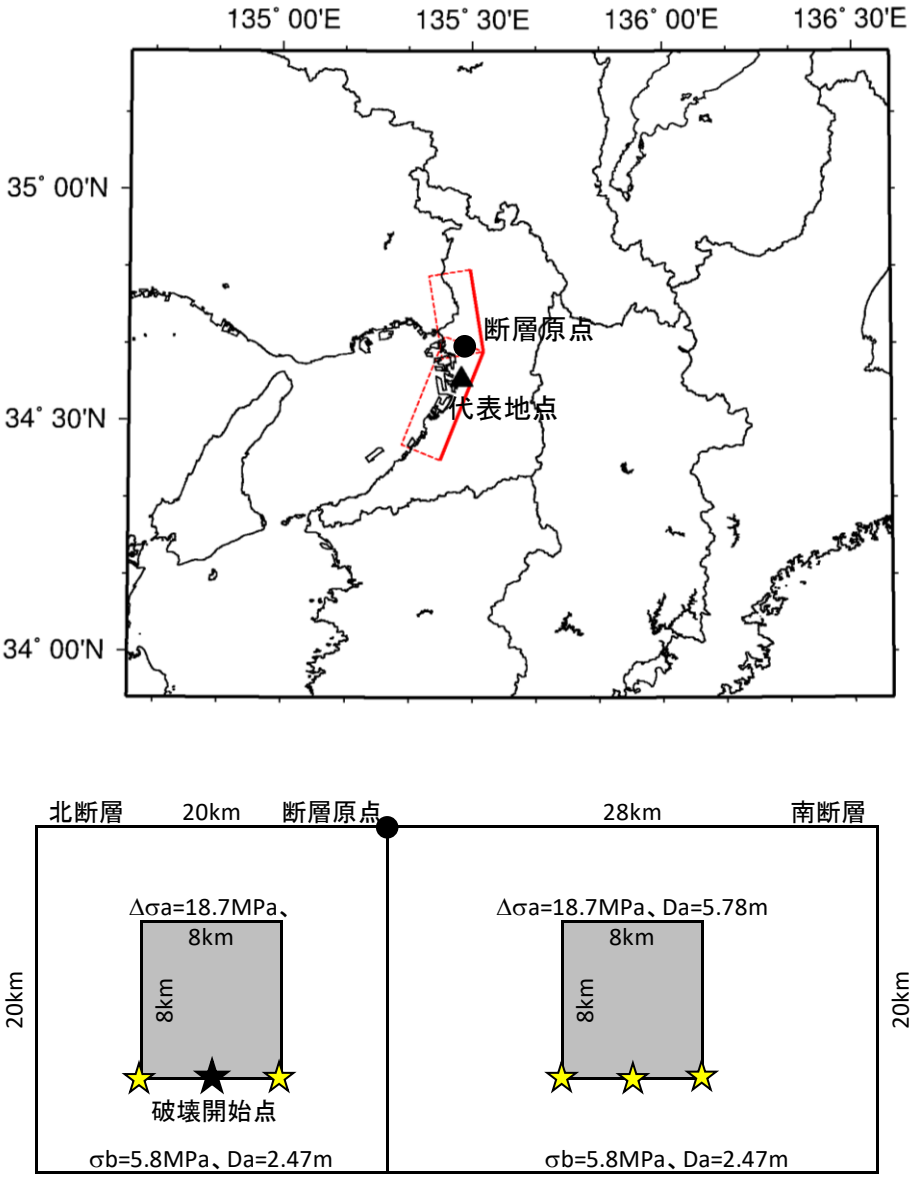


図 9.4-4　設定した上町断層帯に発生する地震の断層モデル

(3) まとめ

堺・高井石コンビナート地区で設定した対象地震の断層モデルと代表地点の位置をまとめて図 9.4-5 に示す。

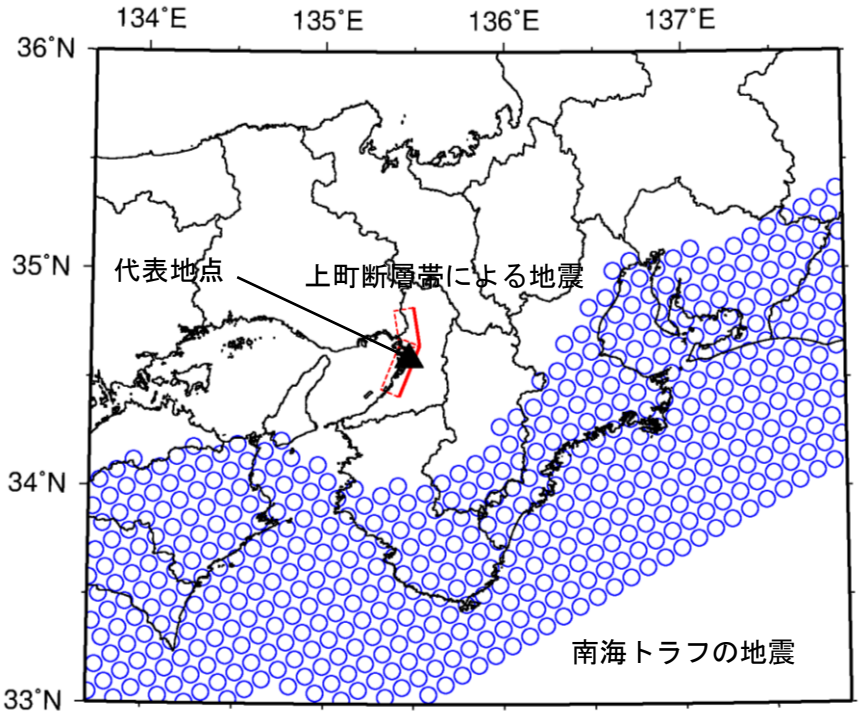


図 9.4-5　堺・高石コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点（▲）

9.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、主に既往文献などで断層パラメータが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、南海トラフの地震に対しては宮腰・他(2018)で用いている地震のうち、2000 年 10 月 31 日の地震（M_J5.7）の地震とし、上町断層帯による地震に用いる中小地震は、上町断層帯の周辺で発生した陸域浅部の地震のうち 2013 年 12 月 15 日の地震（M_J3.8）とした。中小地震の断層パラメータは、南海トラフの地震の計算に用いる中小地震は宮腰・他(2018)による値とし、上町断層帯による地震の計算に用いる中小地震は地震モーメントを F-net の値（3.35×10^{14} Nm）とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。なお、2000 年 10 月 31 日の地震は、フィリピン海プレートのスラブ内地震であるため、媒質補正（S 波速度 4.41km/s、密度 3.2g/cm^3 ⇒ S 波速度 3.82km/s、密度 2.8g/cm^3）を行ったうえで、地震動を計算する。選定した中小地震の震源位置を図 9.4-5 に、断層パラメータを表 9.4-3 に示す。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する代表地点の地表観測記録を、2000 年 10 月 31 日の地震に対して図 9.4-7 に、2013 年 12 月 15 日の地震に対して図 9.4-8 に、それぞれ示す。地震動の計算には、9.1 節で示した代表地点の地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

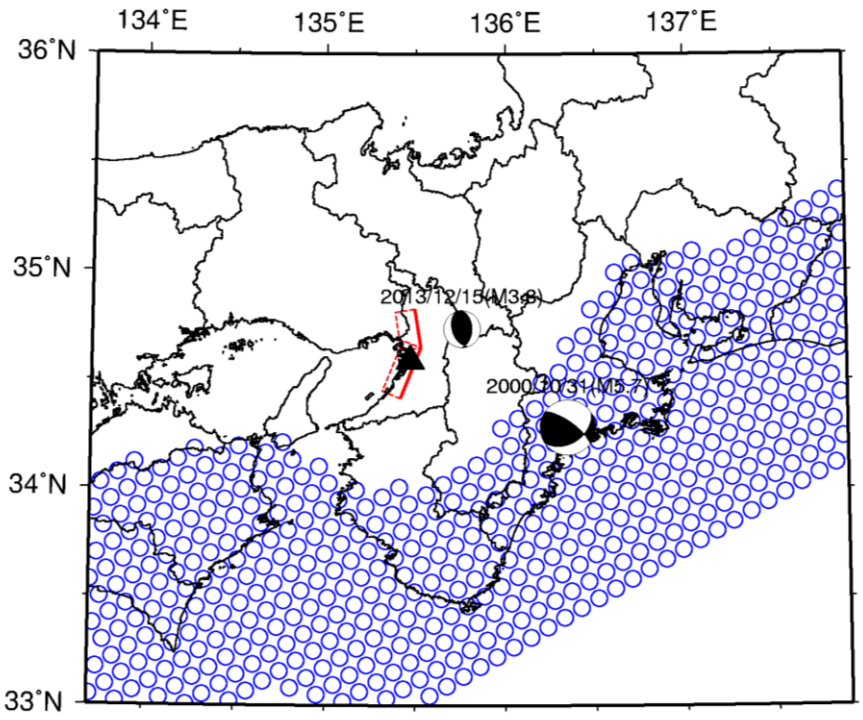


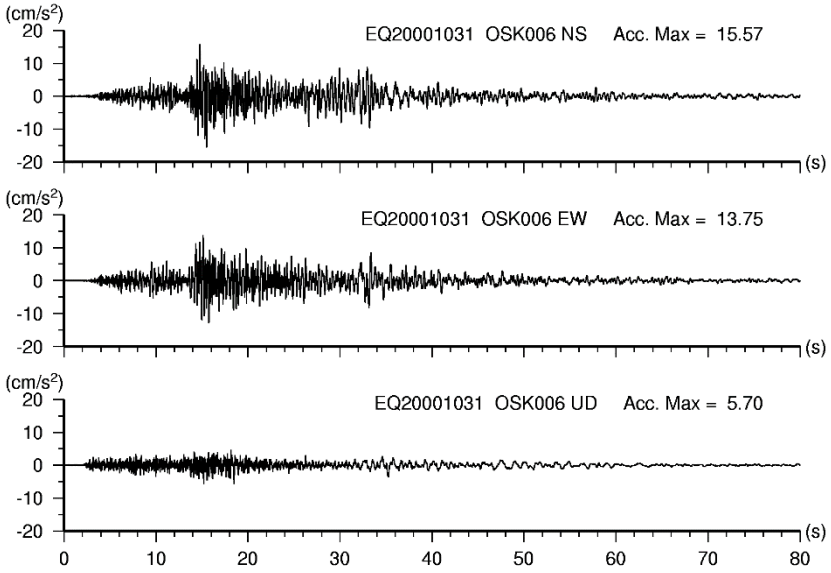
図 9.4-6　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点（▲）

表 9.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2000年10月31日	136.4	34.2	38	5.7	5.4	1.70×10^{17}	41.3
2013年12月15日	135.758	34.739	13.9	3.8	3.6	3.35×10^{14}	15.0

※2000年10月31日の地震の媒質は$\mu=6.22\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.41$km/sとした。

※2013年12月15日の地震の媒質は$\mu=3.23\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.46$km/sとした。



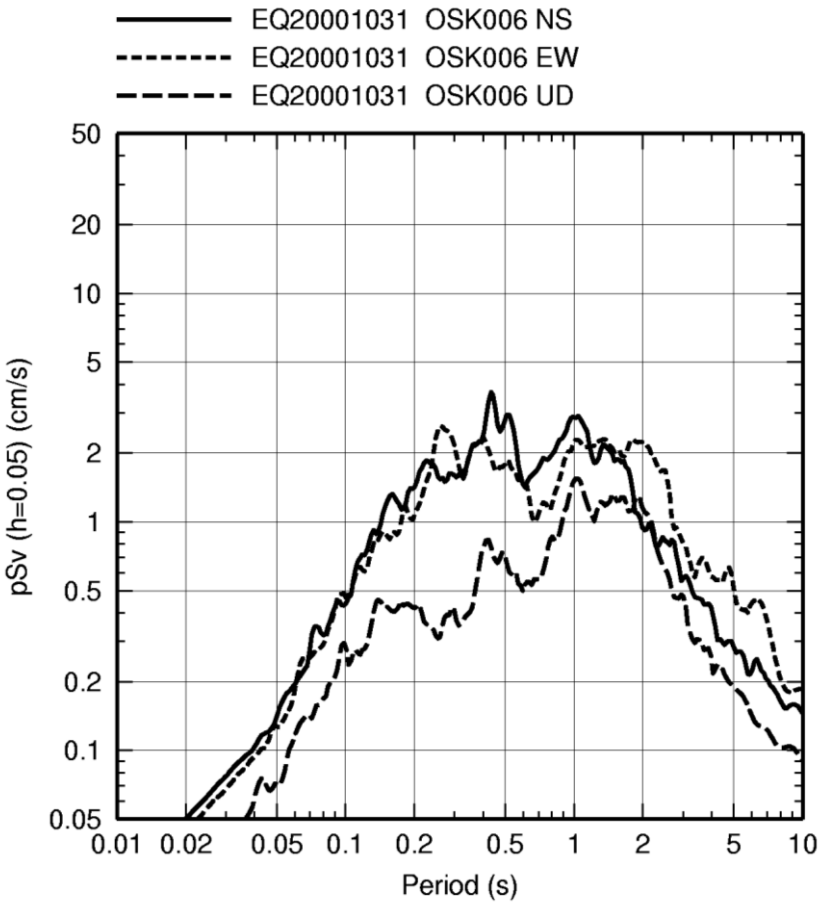
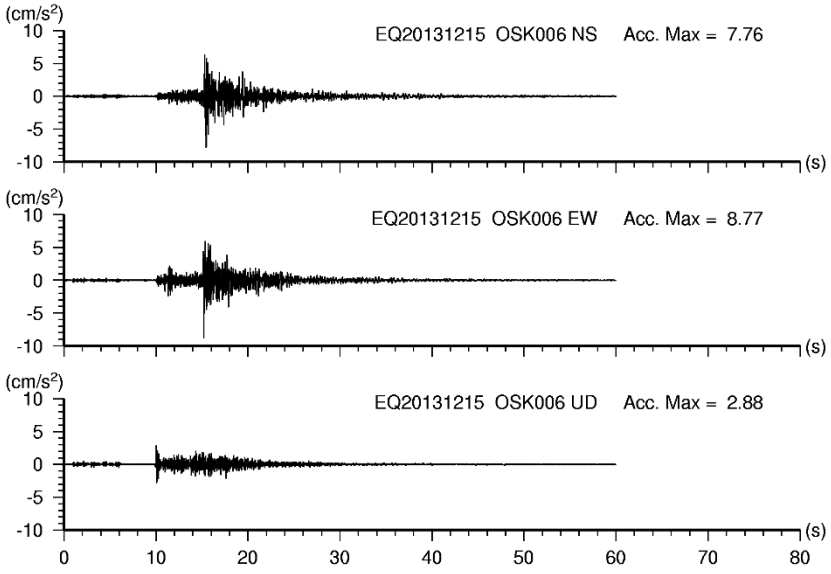


図 9.4-7　2000 年 10 月 31 日の地震の地震観測記録（OSK006、地表）



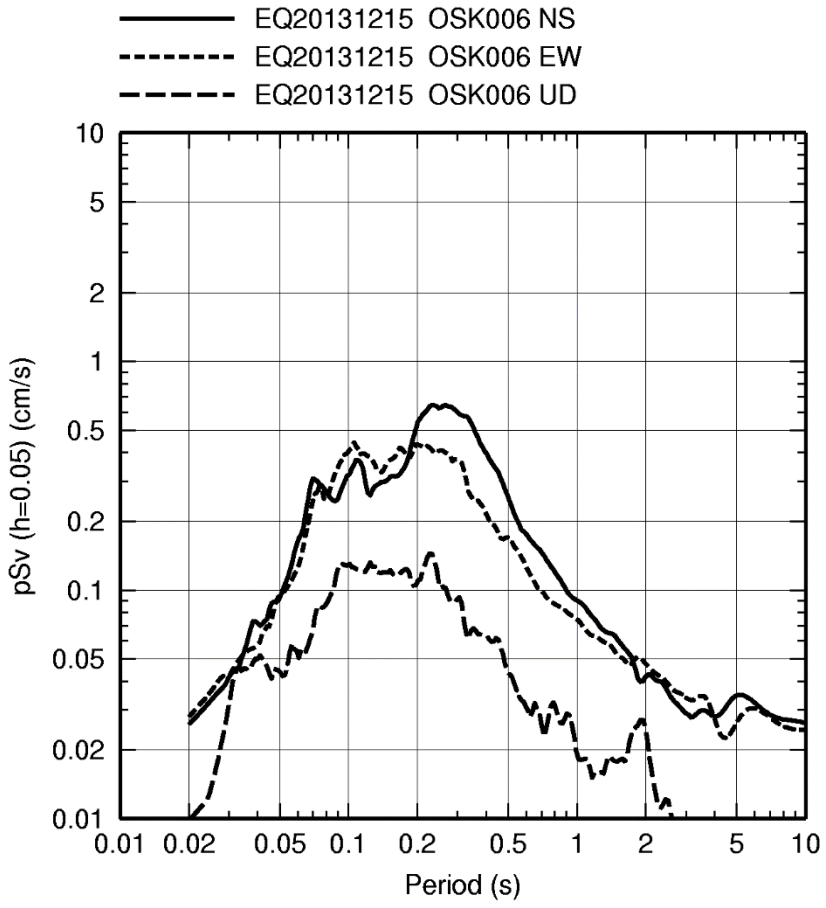


図 9.4-8　2013 年 12 月 15 日の地震の地震観測記録（OSK006、地表）

9.4.3　標準波

南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 9.4-9 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 9.4-10 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 9.4-11 に示す。

同様に、上町断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 6 ケースの加速度応答スペクトルを図 9.4-12 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 9.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 9.4-14 に示す。

最後に、南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動 15 波（NS、EW、UD 成分の合計）および上町断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動 18 波（NS、EW、UD 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 9.4-15 に示す。図より、設計用下限地震動のレベルは、全周期帯においてサイトスペシフィック地震動のレベルを下回っている。これより、設計用下限地震動は標準波に追加しないこととする。

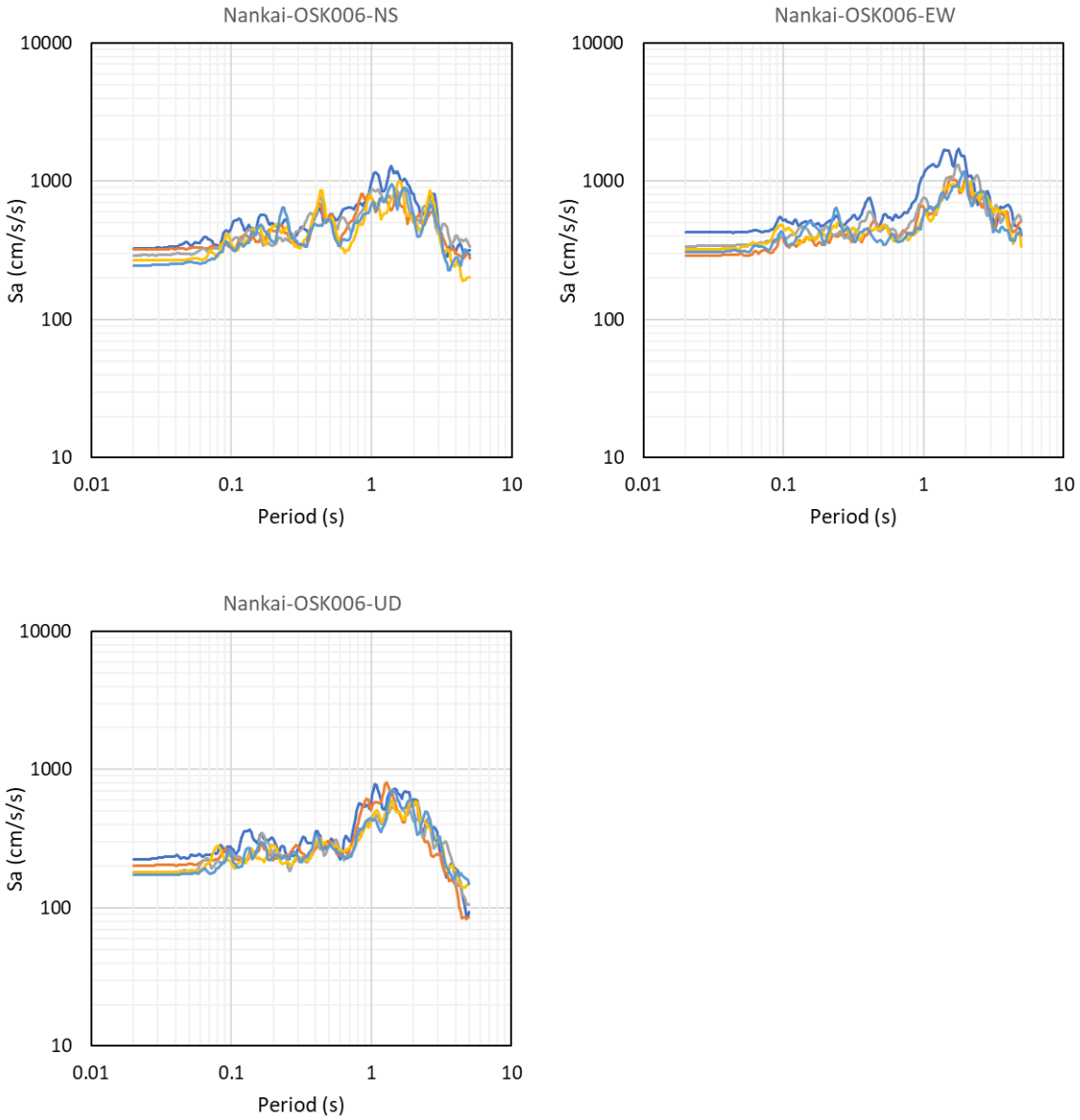
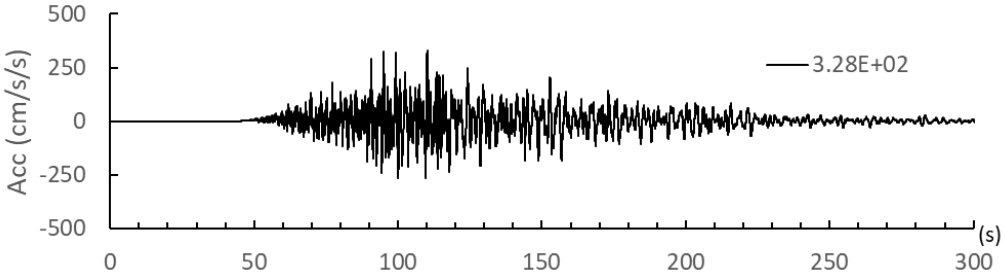
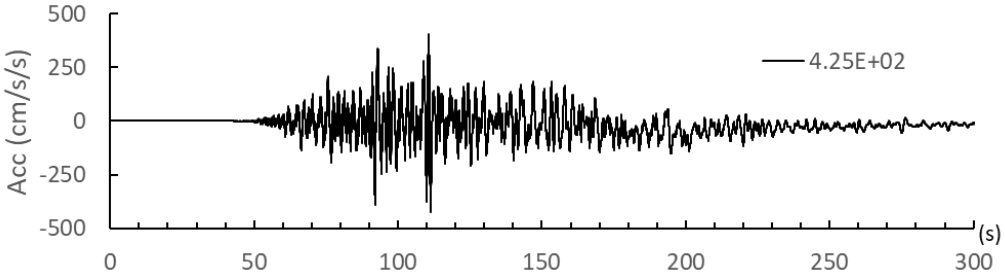


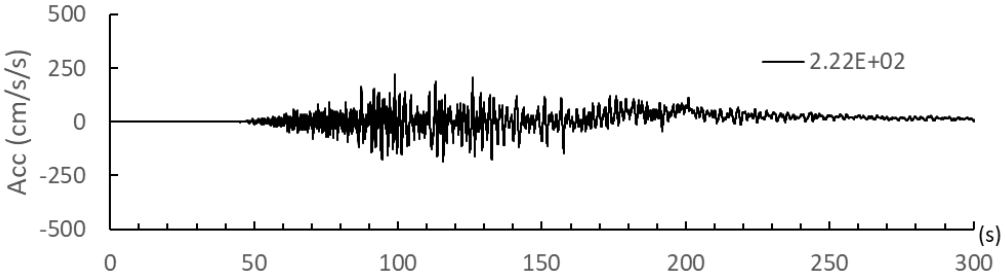
図 9.4-9　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

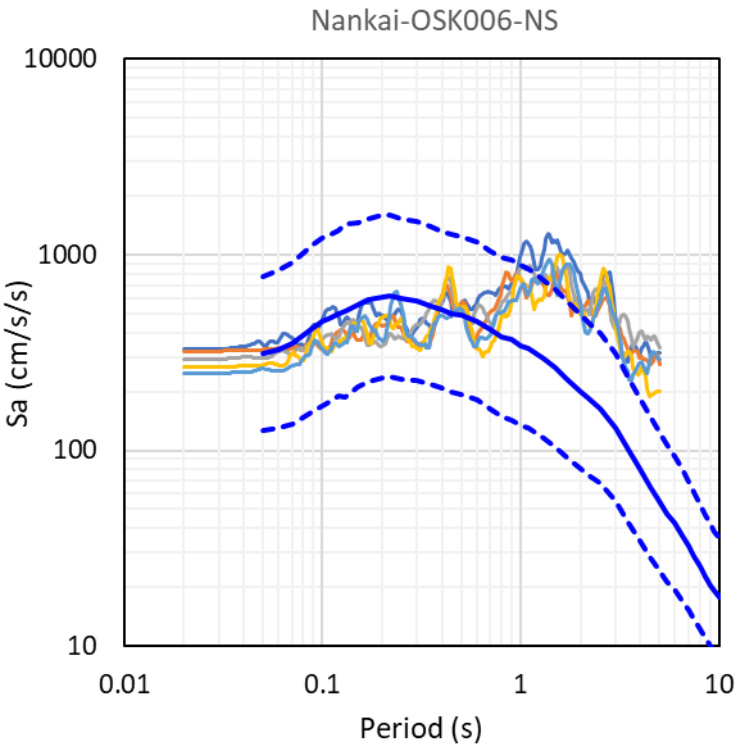


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 9.4-10　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



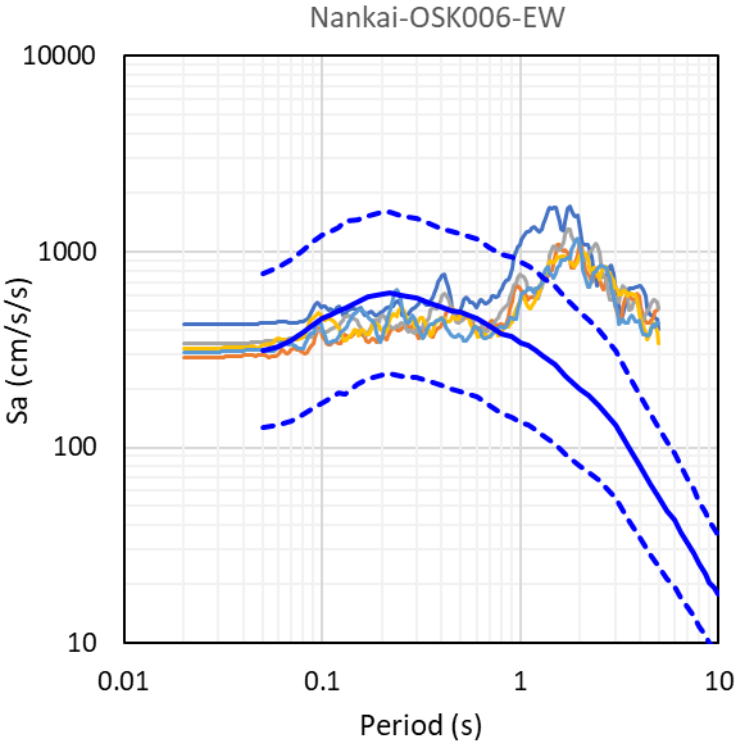


図 9.4-11　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較

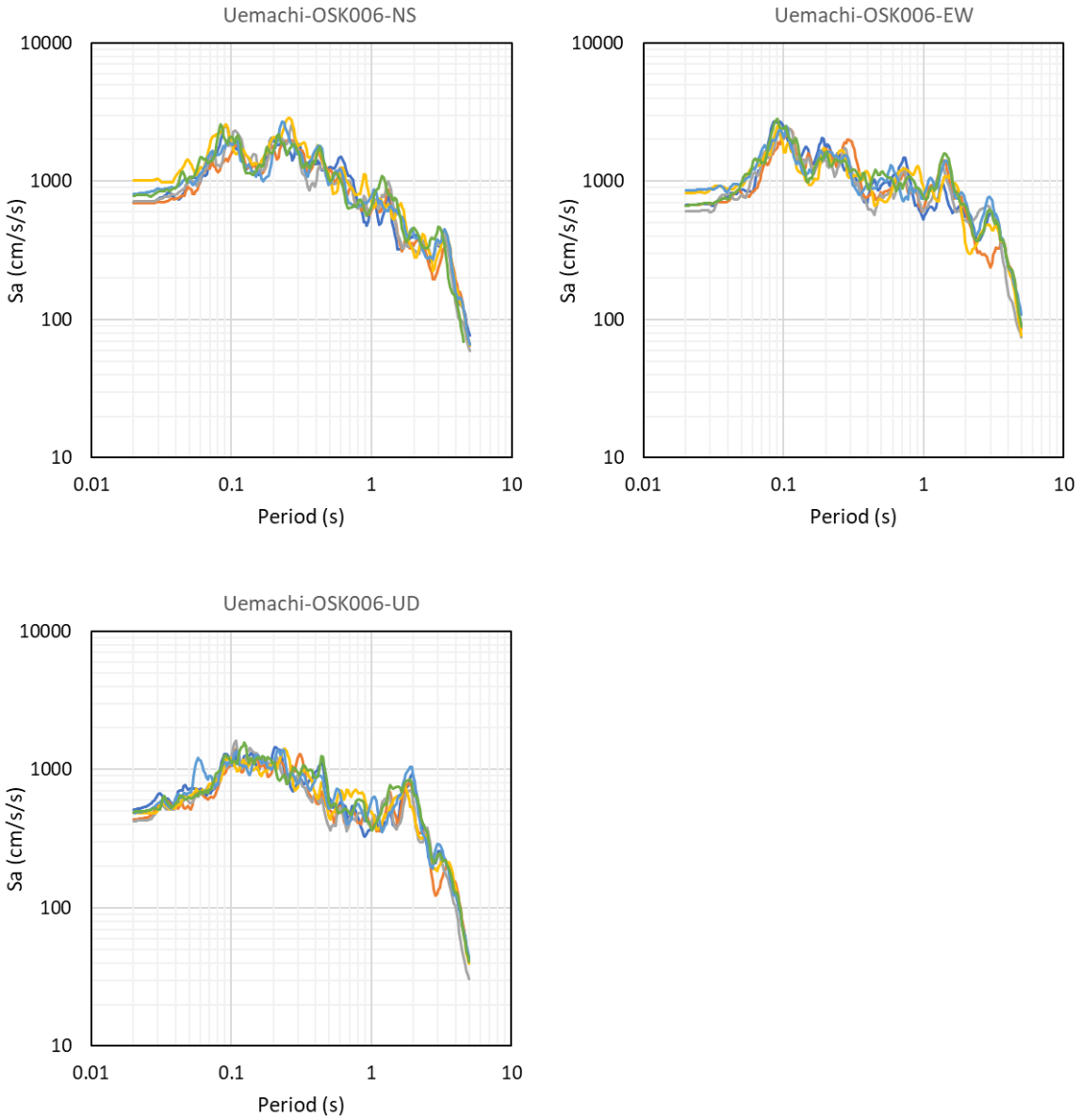
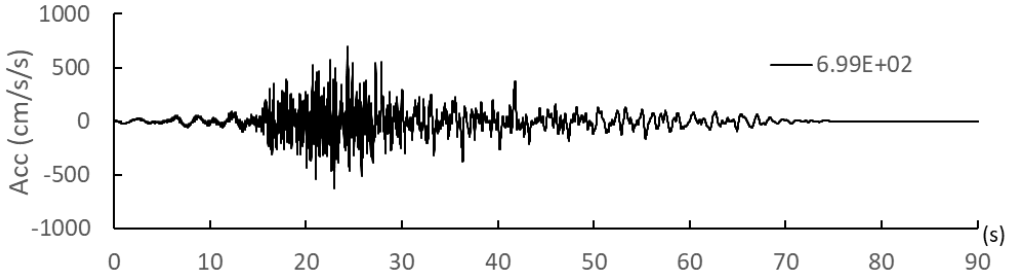
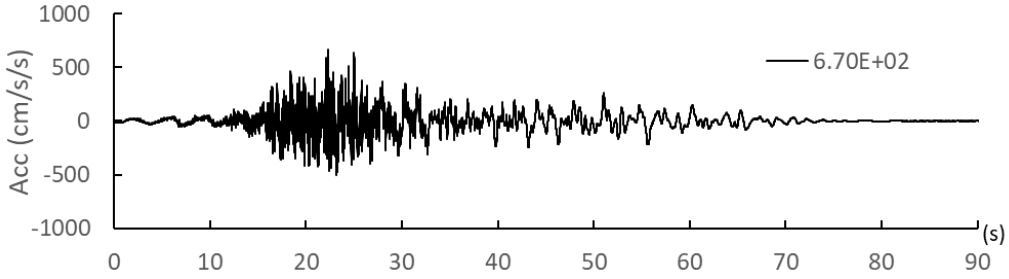


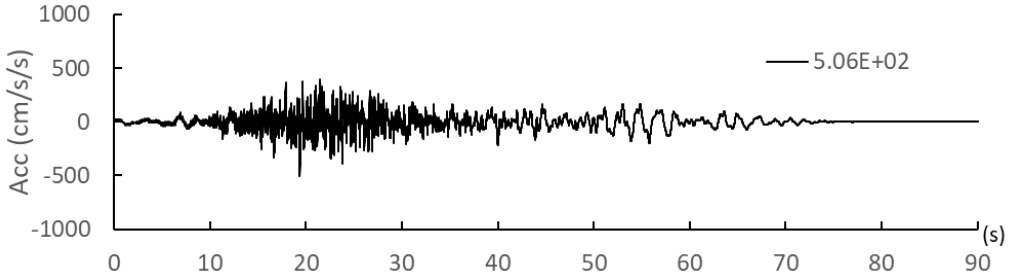
図 9.4-12　上町断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

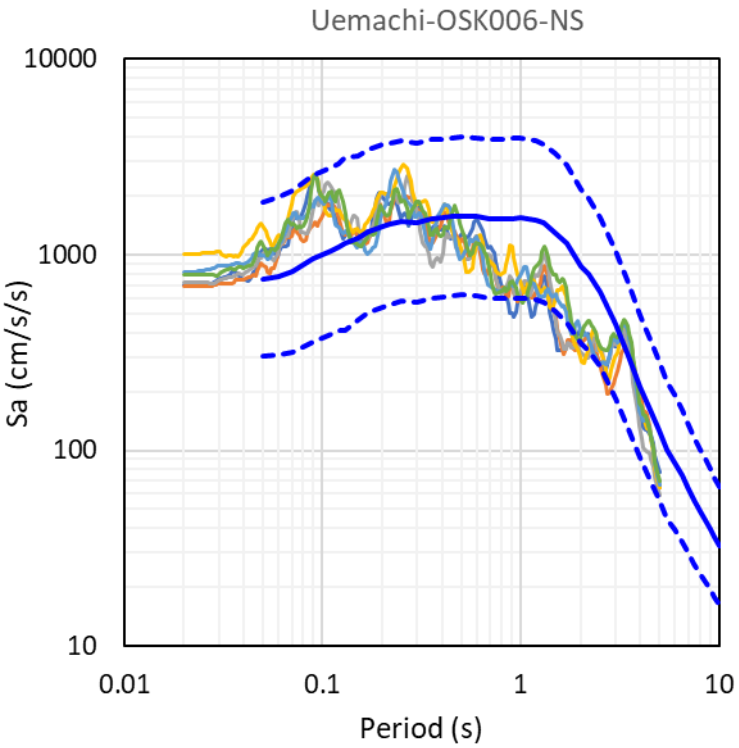


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 9.4-13　上町断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動の例



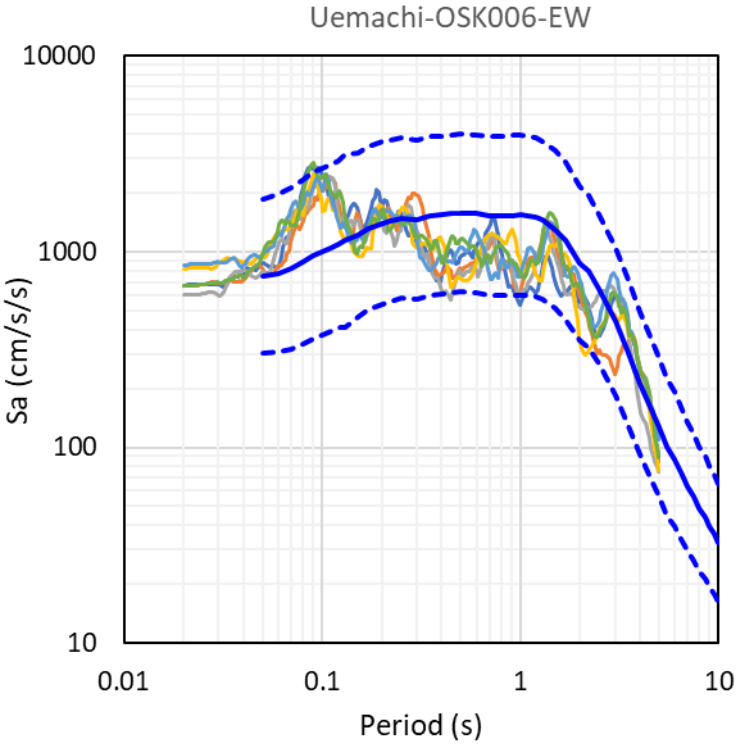


図 9.4-14　上町断層帯による地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

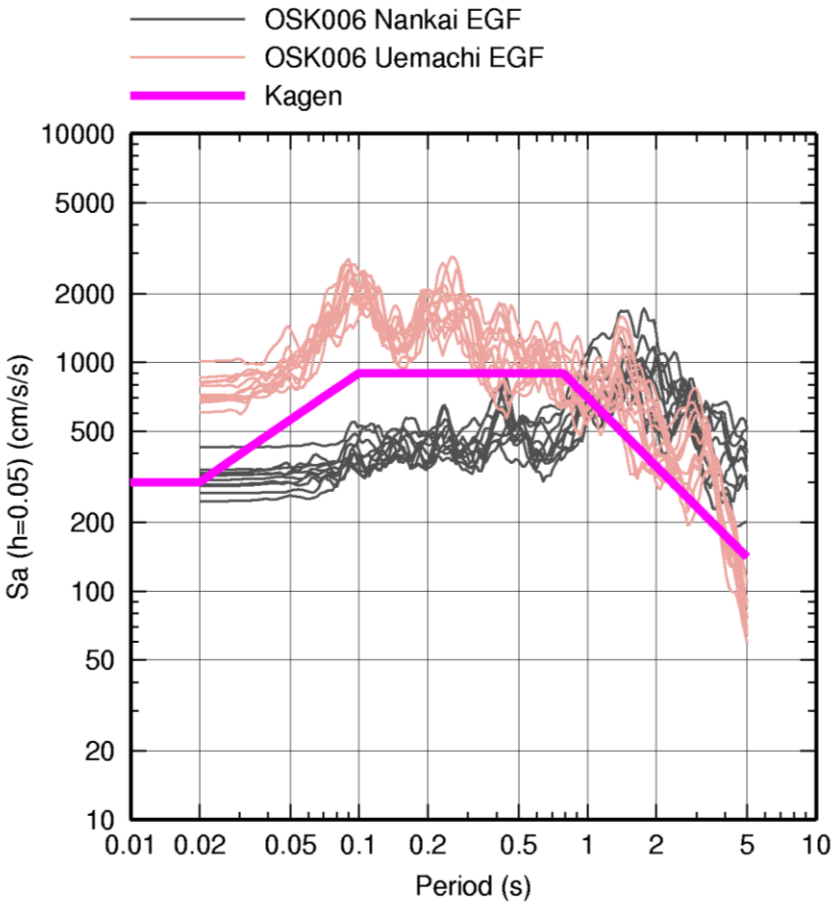


図 9.4-15　堺・高石コンビナート地区における代表地点の標準波と
設計用下限地震動の比較

10. まとめ

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。

標準波の位置付けや扱いについて検討し、鹿島地区、水島地区、岩国・大竹地区、周南地区の4つのコンビナート地区を対象に標準波を作成した。また、令和4年度調査研究で検討した京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の３つのコンビナート地区の標準波について、見直しを行った。検討結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 標準波の位置付け・扱い

① 標準波はサイトスペシフィック地震動としての選択肢の一つであり、あくまでも参考波である。一般論として自然現象には未解明な点も多く、絶対的な正解ではない。

② 標準波の作成において、震源像のすべてを網羅したわけではではない（網羅できない）が、例えば下記のように平均的な地震動レベルより大きめの地震動が統計的にある程度含まれるよう配慮している。ただし、断層のずれによる永久変位等は考慮していない。

・特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きいが、本検討では設計として安全側となるよう点震源を仮定している。面震源として幾何学的減衰の補正を考慮すれば、短周期成分は抑制される。なお、標準波の工学的基盤入力による表層地盤の動的非線形解析を前提とすれば、地表面応答は一般に短周期成分が抑制されることが知られている。

・伏在断層地震の断層モデルは、断層の中心が標準波を算定する代表地点直下で上端深さを3kmと浅く設定している。また、伏在断層地震の断層モデルは周辺の地震環境を考慮して設定しており、想定する断層タイプや断層面の傾斜角によって震源距離が異なる。通常、内陸地殻内地震の地震発生層は5～15km程度であるが、設計での取り扱いに配慮して上端深さをやや浅く、結果として震源距離をやや短く設定することで安全側の地震動が得られるように設定している。なお、本検討では震源距離を3kmまたは7.1kmとしている。

③ 標準波は、今後の研究の進展や技術の進歩等により、適宜見直しし、更新されるべきものである。現状、本検討で作成した標準波に関し、具体的課題として以下が挙げられる。

・標準波の作成に当たっては、中小地震観測記録を用いた経験的グリーン関数法を適用することを基本としている。設計用地震動の作成には、他にも地震動予測式（距離減衰式）や統計的グリーン関数法、差分法等で理論解を数値的に求める方法等、種々の手法が考えられる。しかし震源特性、伝播経路特性、サイト特性をバランスよく反映でき、かつ比較的広い周波数帯域でサイトスペシフィックな地震動波形を妥当なコストで作成できることを考慮し、本検討では経験的グリーン関数法を採用した。

・地震動予測式（距離減衰式）から得られる地震動のスペクトルには平均的な意味で震源特性やサイト特性が反映されており、ある特定の地点での地震動の特徴を表すものでは

ない。一方、経験的グリーン関数法では、ある特定の地点で起こりうる地震動に含まれるべき震源特性や伝播経路特性、サイト特性を強く反映したサイトスペシフィックな地震動が得られる。このことは、サイトスペシフィック地震動が特定の地点の地震動の特徴を強く反映したもので、平均的な地震動像とは大きく異なるという点で極めて重要な意味を持つものである。

・ただし、地震動観測記録の蓄積の多寡、観測記録の精度（信号／ノイズ比等）、解析に用いる中小地震に特有の地震動特性の偏り等によって標準波には系統的なずれ（差異）が内包される。そのため、本検討で採用した手法が万能とは限らないことにも注意を要する。

・適用できる中小地震観測記録は限定され、現時点で最良と考えられる選択を行っているものの、十分な数や種々の震源メカニズムを持つ記録を使えるわけではない。今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。

・中小地震観測記録の精度を考慮すると、標準波に含まれる 5 秒程度より長周期成分の精度が十分ではない。上記のとおり今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。また、中小地震の震源メカニズムのバリエーションが十分に考慮されていないため、標準波のバリエーションが必ずしも十分と言えない可能性がある。中小地震の震源メカニズムが標準波に与える影響について検討する必要がある。

・上記②のとおり、標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しており、特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きくなる結果が得られた。そのため、内陸地殻内地震の震源モデルや断層モデルの設定に関して、より合理的な設定方法を検討する必要がある。また、長周期成分が卓越するプレート境界地震やスラブ内地震の地震動も大きいが、標準波の信頼性を担保するため、標準波全般について方位特性（NS 方向、EW 方向）の違いの有意性も含め、解析に用いた中小地震の特性によるものか、震源・サイト特性によるものか等、得られた地震動の特性について詳細な分析を行う必要がある。その際にはスペクトル特性のみに限らず、必要に応じて継続時間や包絡特性についても検討することが望ましい。

・標準波は各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成することとし、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮して、全ての断層モデルに対して 20～30 程度の地震動を作成することとした。これは、確定論的に決定できない条件と確率論的なばらつきを有するパラメータの組み合わせを考慮した幅のある地震動とし、ある程度のばらつきに対応するための配慮である。

・ある確率密度が正規分布に従う場合、20 個のサンプル（実現値）のうち少なくとも 1 個が平均＋標準偏差 σ より大きい確率は約 97%、平均＋1.5σ より大きい確率は約 75%である。また、30 個のサンプルがある場合は、それぞれ約 99%、約 87%である。地震動に関わるパラメータは必ずしも正規分布に従う確率変数ではないこと、母集団の採り方

が単純に決められないこと等、統計的な枠組みに単純に当てはめることはできないが、標準波を 20～30 波作成することで、平均よりも標準偏差分だけ大きい地震動が高い確率で含まれるよう配慮した。標準波として必要な波の数については検討の余地があり、今後の課題である。

・大きな実地震観測記録を標準波に採用する場合、工学的基盤面での地震動を算定するため、表層地盤の影響を剥ぎ取ること（引戻し計算）が必要となる。引戻し計算は表層地盤の線形応答を仮定して行っているが、実際には地盤の非線形応答を考慮すべきである可能性が高く、非線形応答を考慮した引戻し計算法について検討する必要がある。なお、中小地震観測記録を用いて作成した標準波の長周期成分の精度が十分でないことを大きな実地震観測記録で補うという意味では、長周期成分における地盤の非線形応答の影響は必ずしも大きくないと考えられる。

④　代表地点で作成した標準波を各コンビナート事業所で実際にサイトスペシフィック地震動として利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する。この場合、事業所での地震観測記録を適用して補正することが合理的であり、各コンビナート事業者においては、地震観測を実施し、記録データの収集、保存を継続的に行っておくことが重要である。事業者自身で事業所のサイトスペシフィック地震動を作成する場合にも、地震観測記録データは有用である。

⑤　標準波の利用に当たっては、当該利用者が標準波の中から耐震設計構造物の特性等を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計に適用するサイトスペシフィック地震動として工学的に適切に選択するものとする。例えば、構造物の弾性加速度応答が大きくなる標準波を通例的に選択するのではなく、地震動の継続時間や波形の非定常性に伴う非線形挙動によって耐震性能が決定されるような構造物を対象とする場合には、これらの影響にも配慮した上で標準波を選択する必要がある。

選択したサイトスペシフィック地震動に対し、耐震設計構造物の技術基準への適合（「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」に規定されているレベル 2 地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、保有すべき耐震性能（気密性の保持）が確保されること）が前提であり、標準波の利用及び選択責任は利用者が負う[注 1),注 2)]。

注 1）免責事項の詳細については、標準波公開時に別途検討し、記載することとする。

注 2) 高圧ガス保安協会内の詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）において、標準波の扱いについて規定する必要がある。

(2)　検討方針・作成した標準波

標準波は令和元年度調査研究で検討した設計用の地震動の設定フローに従い、以下の検討方針により作成した。作成した各コンビナート地区の標準波の概要は表10-1に示す通りであり、加速度応答スペクトルを図10-1～図10-7に示す。

①サイトスペシフィック地震動の作成手法には半経験的手法のうち統計的グリーン関数法を用いることがあるが、本検討では標準波を作成することから、より厳密で広帯域の地

震動を作成する必要があり、中小地震の観測記録を用いる半経験的手法のうちの経験的グリーン関数法を用いることを基本とする。

・中小地震の観測記録として、対象コンビナート地区近傍のK-NET等の強震観測地点の公開されている地震観測記録を用いる。

・対象コンビナート地区との位置関係や地盤特性等を勘案し、適宜複数の強震観測地点の地震観測記録を用いる。

②標準波は対象コンビナート地区近傍の地震観測記録の蓄積が豊富な強震観測地点（K-NET等）を代表地点とし、代表地点での工学的基盤位置の地震動とする。令和4年度調査研究で作成したコンビナート3地区の標準波については、代表地点を強震観測地点に変更し見直しする。

③標準波として複数の地震動を選択できるように、各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成する。

・地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮する。

・一つの断層モデルに対して20～30 程度の地震動を作成することが望ましい。本検討では全ての断層モデルに対して20～30 程度の地震動を作成することとし、地震タイプごとに地震動の数のバランスをとることとする。

・代表地点において大きな地震観測記録が得られている場合、作成した地震動と比較し、適宜標準波として追加する。

④代表地点で作成した標準波を各事業所で実際に利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する必要がある。

・事業所で地震観測が実施されている場合には、地震観測記録を適用してサイト増幅特性を評価し、補正する。

・事業所で地震観測が実施されていない場合には、ボーリング調査あるいは微動観測等によって、地盤の速度構造を同定したうえでサイト増幅特性を評価し、補正する。

・事業者の参考に資するため、事業所の地震観測記録を適用した場合および微動観測記録による場合について、今年度調査研究の対象コンビナート地区において標準波の補正の例示を行う（「Ⅲ-2 標準波の補正の例示」参照）。

(3) 今後の課題

今後の課題は、上記の標準波の位置付けや扱いにも一部を示したが、以下の通りである。

①令和 4 年調査研究より 7 つのコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討したが、全国に 10 のコンビナート地区があり、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、他の 3 つのコンビナート地区（京葉地区、新居浜地区、大分地区）についても同様の検討が必要である。

②標準波は、今後の研究の進展や技術の進歩等により、適宜見直しし、更新されるべきものである。現状、本検討で作成した標準波に関し、具体的課題として以下が挙げられる。

・標準波の作成に当たっては、中小地震観測記録を用いた経験的グリーン関数法を適用す

ることを基本としている。設計用地震動の作成には、他にも地震動予測式（距離減衰式）や統計的グリーン関数法、差分法等で理論解を数値的に求める方法等、種々の手法が考えられる。しかし震源特性、伝播経路特性、サイト特性をバランスよく反映でき、かつ比較的広い周波数帯域でサイトスペシフィックな地震動波形を妥当なコストで作成できることを考慮し、本検討では経験的グリーン関数法を採用した。

・地震動予測式（距離減衰式）から得られる地震動のスペクトルには平均的な意味で震源特性やサイト特性が反映されており、ある特定の地点での地震動の特徴を表すものではない。一方、経験的グリーン関数法では、ある特定の地点で起こりうる地震動に含まれるべき震源特性や伝播経路特性、サイト特性を強く反映したサイトスペシフィックな地震動が得られる。このことは、サイトスペシフィック地震動が特定の地点の地震動の特徴を強く反映したもので、平均的な地震動像とは大きく異なるという点で極めて重要な意味を持つものである。

・ただし、地震動観測記録の蓄積の多寡、観測記録の精度（信号／ノイズ比等）、解析に用いる中小地震に特有の地震動特性の偏り等によって標準波には系統的なずれ（差異）が内包される。そのため、本検討で採用した手法が万能とは限らないことにも注意を要する。

・適用できる中小地震観測記録は限定され、現時点で最良と考えられる選択を行っているものの、十分な数や種々の震源メカニズムを持つ記録を使えるわけではない。今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。

・中小地震観測記録の精度を考慮すると、標準波に含まれる 5 秒程度より長周期成分の精度が十分ではない。上記のとおり今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。また、中小地震の震源メカニズムのバリエーションが十分に考慮されていないため、標準波のバリエーションが必ずしも十分と言えない可能性がある。中小地震の震源メカニズムが標準波に与える影響について検討する必要がある。

・標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しており、特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きくなる結果が得られた。そのため、内陸地殻内地震の震源モデルや断層モデルの設定に関して、より合理的な設定方法を検討する必要がある。また、長周期成分が卓越するプレート境界地震やスラブ内地震の地震動も大きいが、標準波の信頼性を担保するため、標準波全般について方位特性（NS 方向、EW 方向）の違いの有意性も含め、解析に用いた中小地震の特性によるものか、震源・サイト特性によるものか等、得られた地震動の特性について詳細な分析を行う必要がある。その際にはスペクトル特性のみに限らず、必要に応じて継続時間や包絡特性についても検討することが望ましい。

・標準波は各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成することとし、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮して、全ての断層モデルに対して 20～30

程度の地震動を作成することとした。これは、確定論的に決定できない条件と確率論的なばらつきを有するパラメータの組み合わせを考慮した幅のある地震動とし、ある程度のばらつきに対応するための配慮である。

・ある確率密度が正規分布に従う場合、20 個のサンプル（実現値）のうち少なくとも 1 個が平均＋標準偏差 σ より大きい確率は約 97%、平均＋1.5σ より大きい確率は約 75%である。また、30 個のサンプルがある場合は、それぞれ約 99%、約 87%である。地震動に関わるパラメータは必ずしも正規分布に従う確率変数ではないこと、母集団の採り方が単純に決められないこと等、統計的な枠組みに単純に当てはめることはできないが、標準波を 20～30 波作成することで、平均よりも標準偏差分だけ大きい地震動が高い確率で含まれるよう配慮した。標準波として必要な波の数については検討の余地があり、今後の課題である。

・大きな実地震観測記録を標準波に採用する場合、工学的基盤面での地震動を算定するため、表層地盤の影響を剥ぎ取ること（引戻し計算）が必要となる。引戻し計算は表層地盤の線形応答を仮定して行っているが、実際には地盤の非線形応答を考慮すべきである可能性が高く、非線形応答を考慮した引戻し計算法について検討する必要がある。なお、中小地震観測記録を用いて作成した標準波の長周期成分の精度が十分でないことを大きな実地震観測記録で補うという意味では、長周期成分における地盤の非線形応答の影響は必ずしも大きくないと考えられる。

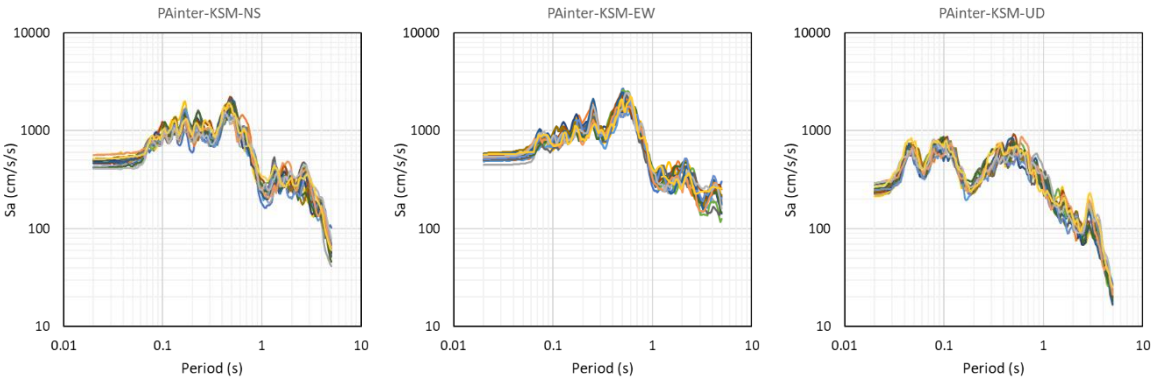
③平底円筒形貯槽の液面揺動等に対する耐震性能評価の観点から、対象地点に対して遠方で発生する巨大地震による長周期地震動についても必要に応じて検討する必要がある。具体的には、京浜地区を含む関東平野の地点における南海トラフ巨大地震の地震動などが挙げられる。

④将来的に標準波を公開する場合、高圧ガス設備の耐震設計に適用されることを念頭に、免責事項等の詳細について検討する必要がある。また、現状、サイトスペシフィック地震動については、高圧ガス保安協会での詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）に依ることとなっているが、公開時には標準波の扱いについて規程類を見直す必要がある。

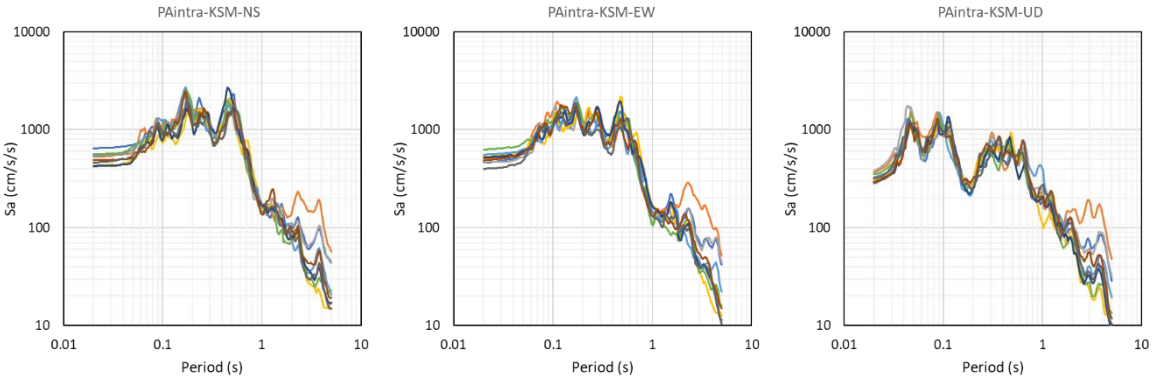
表10-1　各コンビナート地区の標準波の概要

No.	コンビナート地区	代表地点 (強震観測地点)	対象地震	標準波：断層ケース× 破壊開始点ケース=総数[注)]
1	鹿島地区	鹿島造函U	太平洋プレート境界	1×16=16
			太平洋プレートスラブ内	2×3又は6=9
			伏在断層	3×3=9
			設計用下限地震動	1
2	水島地区	K-NET倉敷	南海トラフ	1×5=5
			伏在断層	3×3=9
			設計用下限地震動	1
		K-NET下津井	南海トラフ	1×5=5
			伏在断層	3×3=9
			設計用下限地震動	1
3	岩国・大竹地区	JMA岩国	フィリピン海プレートスラブ内	1×8=8
			広島湾-岩国沖断層帯	2×6=12
			設計用下限地震動	1
4	周南地区	K-NET徳山	フィリピン海プレートスラブ内	1×8=8
			岩国-五日市断層帯	2×6=12
			設計用下限地震動	1
		KiK-net徳山	フィリピン海プレートスラブ内	1×8=8
			岩国-五日市断層帯	2×6=12
			設計用下限地震動	1
5	京浜地区	K-NET横浜	相模トラフ	2×8=16
			フィリピン海プレートスラブ内	1×4=4
6	四日市地区	K-NET四日市	南海トラフ	1×5=5
			養老-桑名-四日市断層帯	1×9=9
7	堺・高石地区	K-NET堺	南海トラフ	1×5=5
			上町断層帯	1×6=6

注）NS、EW、UD成分の地震波形を1セットとする。

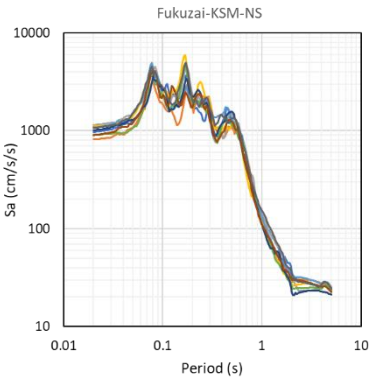


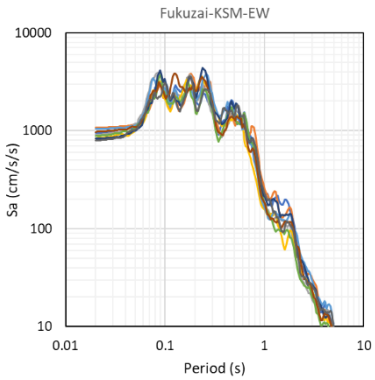
(a)　太平洋プレートのプレート境界地震

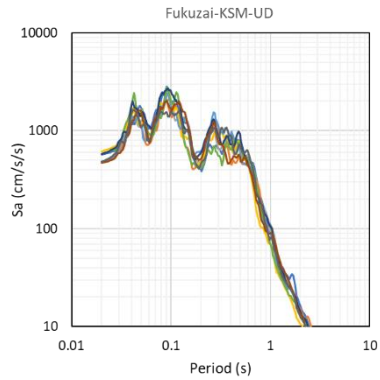


(b)　太平洋プレートのスラブ内地震

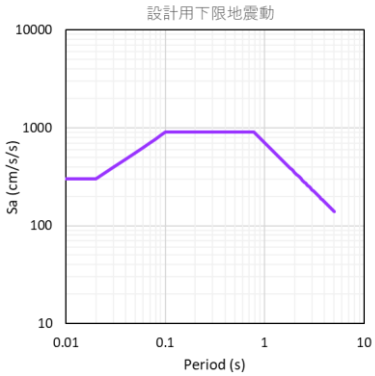
図 10-1(1)　鹿島コンビナート地区の標準波





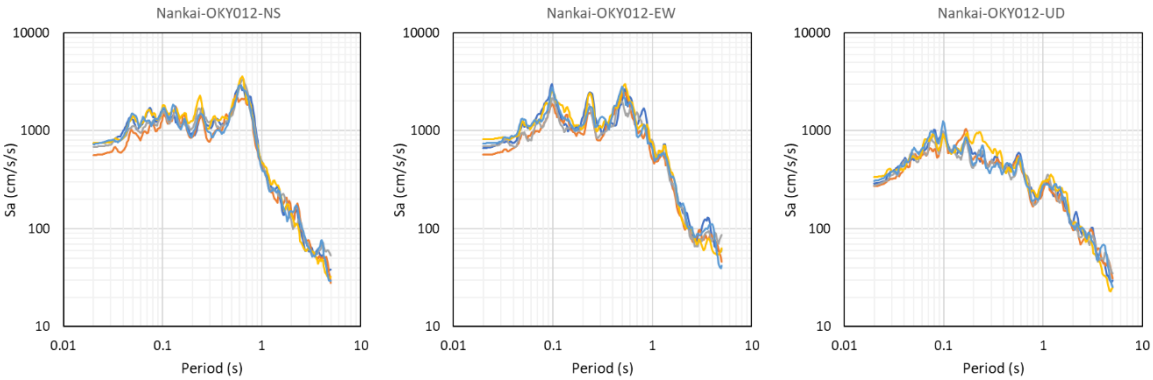


(c)　伏在断層による地震

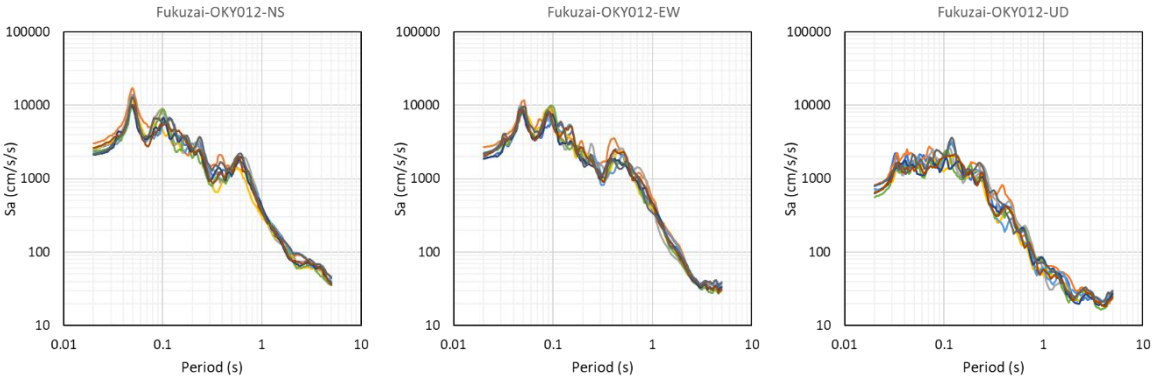


(d)　設計用下限地震動

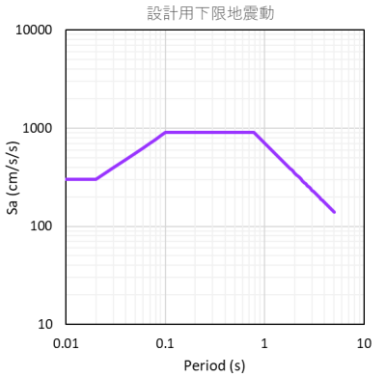
図 10-1(2)　鹿島コンビナート地区の標準波（続き）



(a)　南海トラフの地震（K-NET 倉敷）

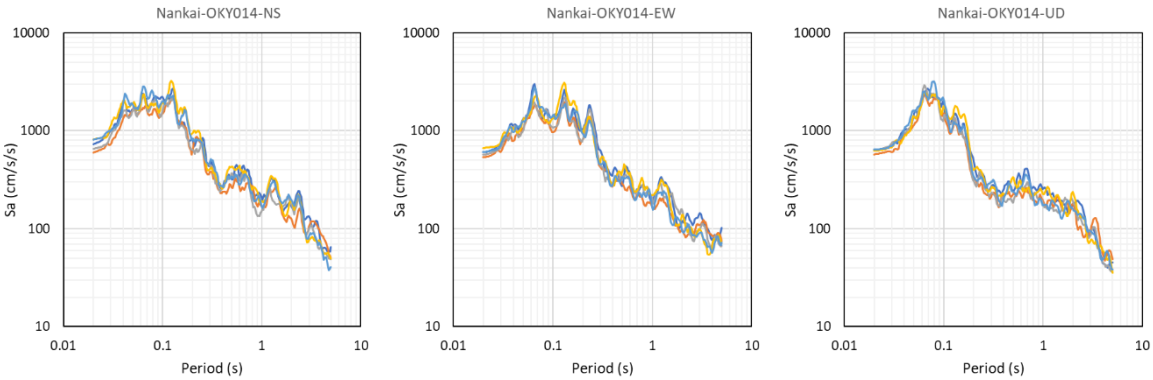


(b)　伏在断層による地震（K-NET 倉敷）

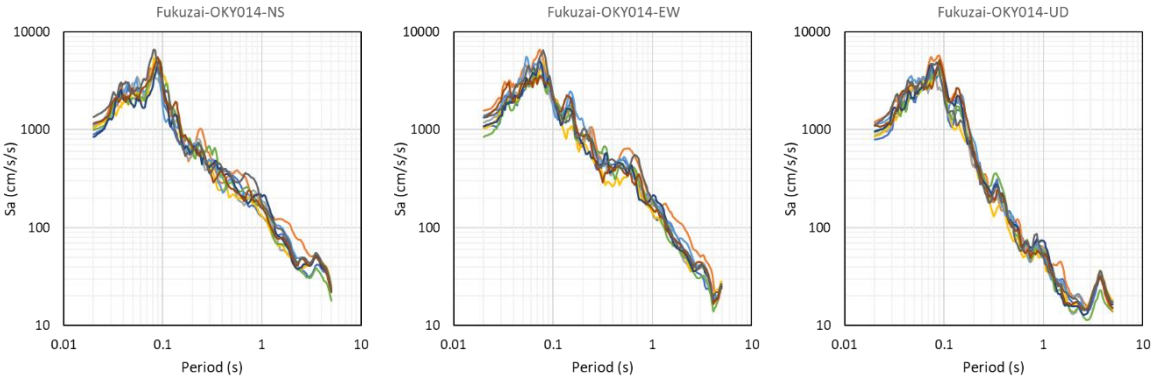


(c)　設計用下限地震動

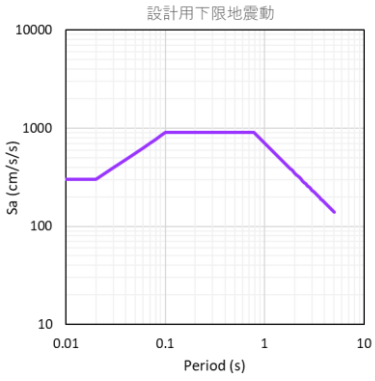
図 10-2(1)　水島コンビナート地区（K-NET 倉敷）の標準波



(a)　南海トラフの地震（K-NET 下津井）

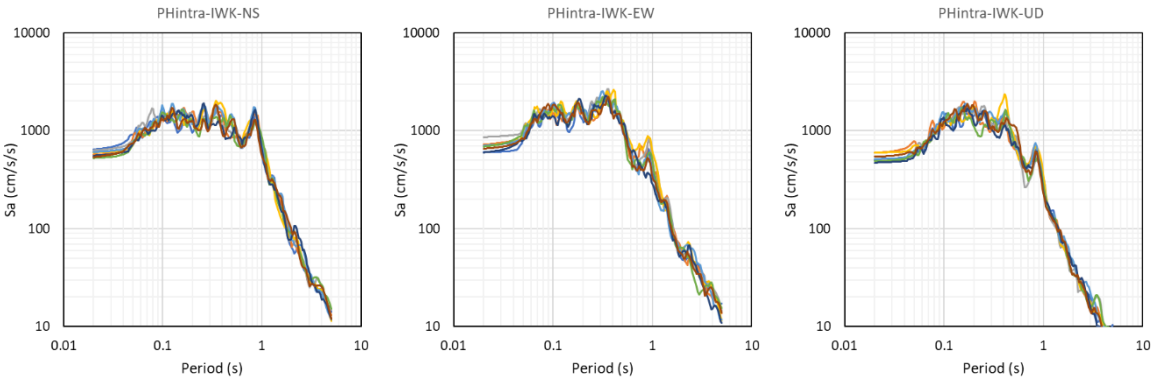


(b)　伏在断層による地震（K-NET 下津井）

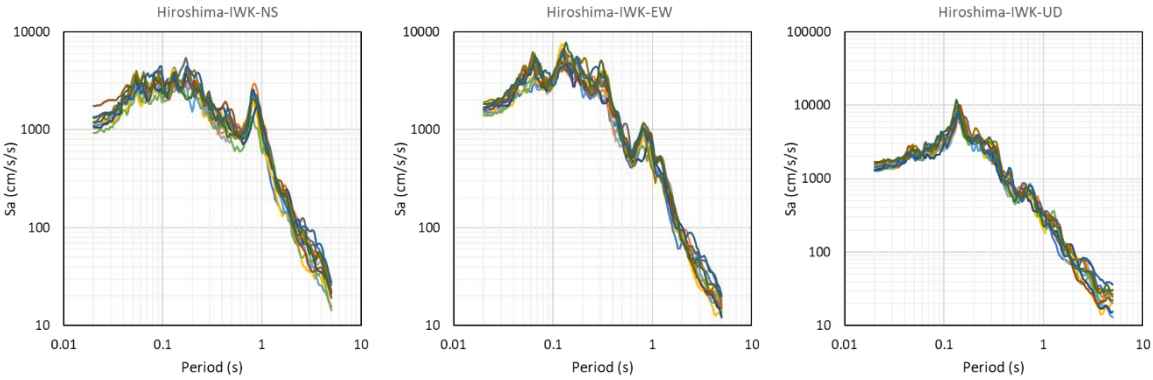


(c)　設計用下限地震動

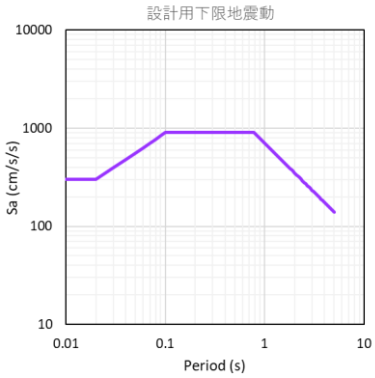
図 10-2(2)　水島コンビナート地区（K-NET 下津井）の標準波



(a)　フィリピン海プレートのプレート内地震

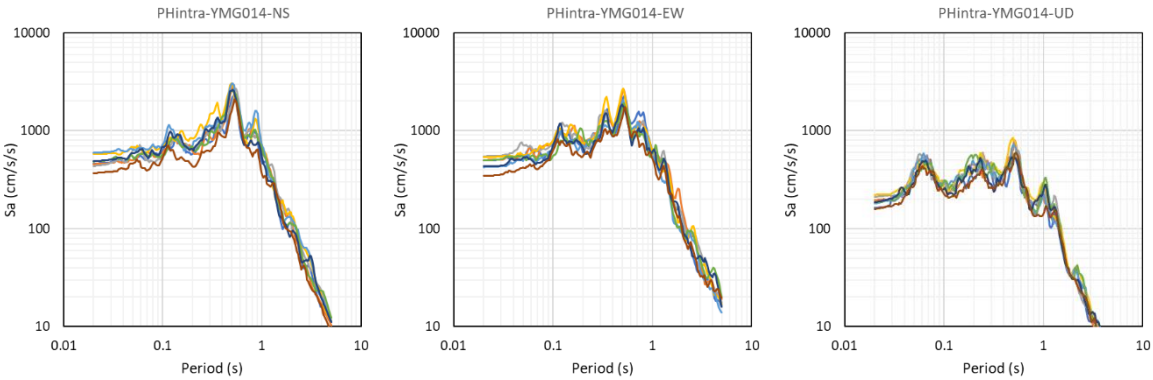


(b)　広島湾－岩国沖断層帯による地震

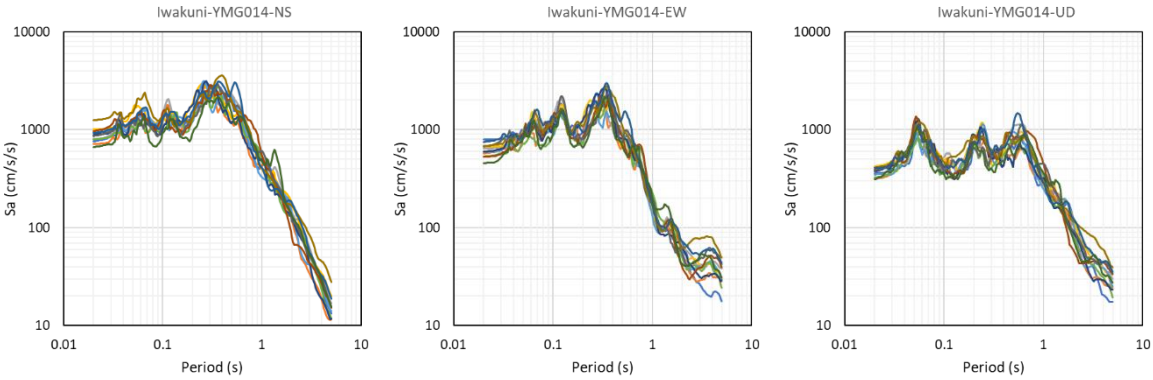


(c)　設計用下限地震動

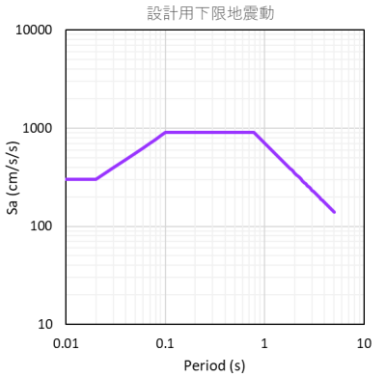
図 10-3　岩国・大竹コンビナート地区の標準波



(a)　フィリピン海プレートのプレート内地震（K-NET 徳山）

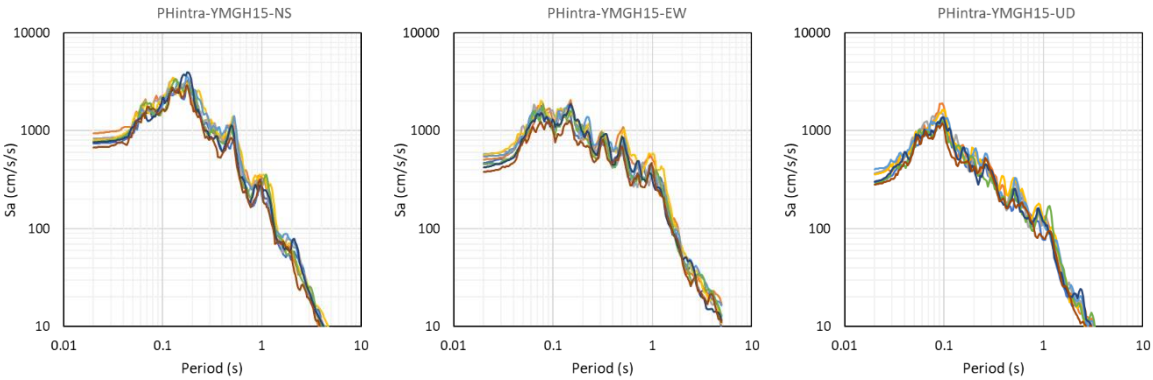


(b)　岩国－五日市断層帯による地震（K-NET 徳山）

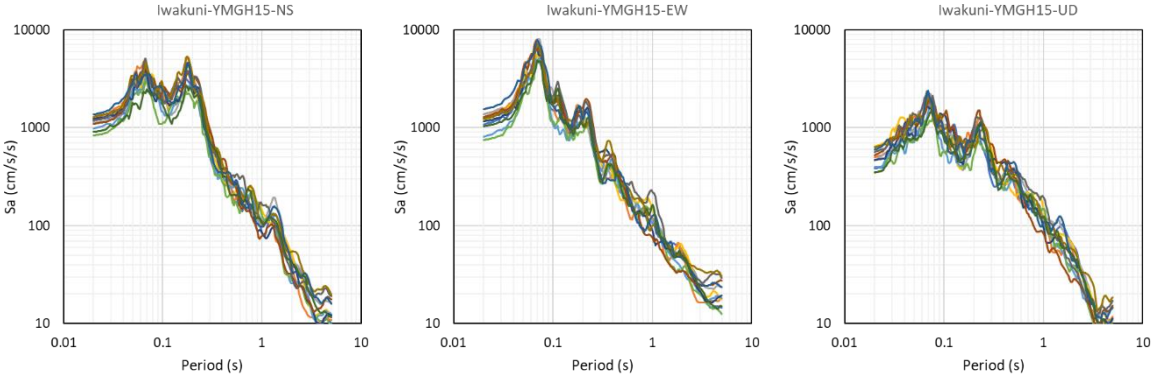


(c)　設計用下限地震動

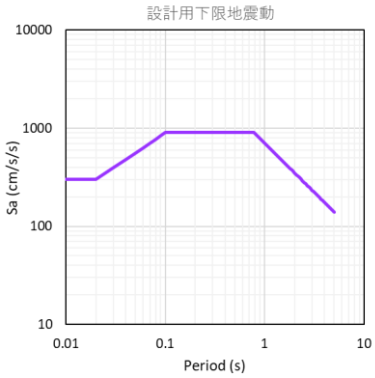
図 10-4(1)　周南コンビナート地区（K-NET 徳山）の標準波



(a)　フィリピン海プレートのプレート内地震（KiK-net 徳山）

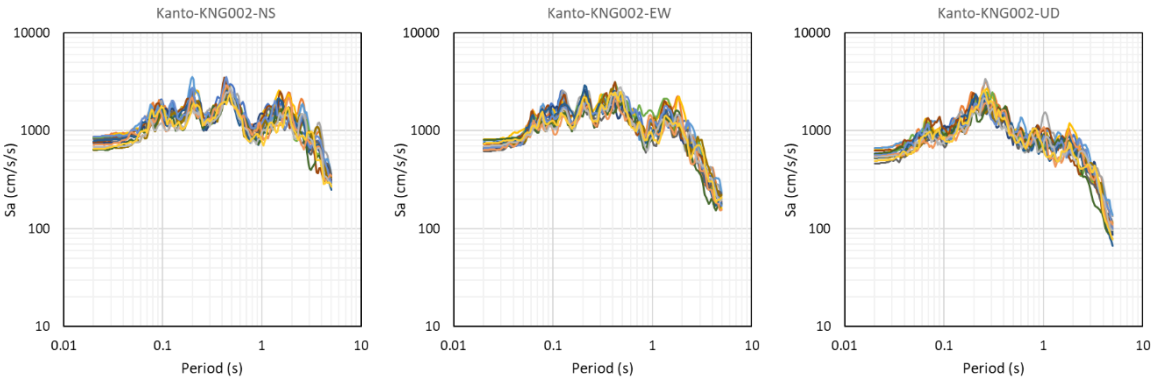


(b)　岩国－五日市断層帯による地震（KiK-net 徳山）

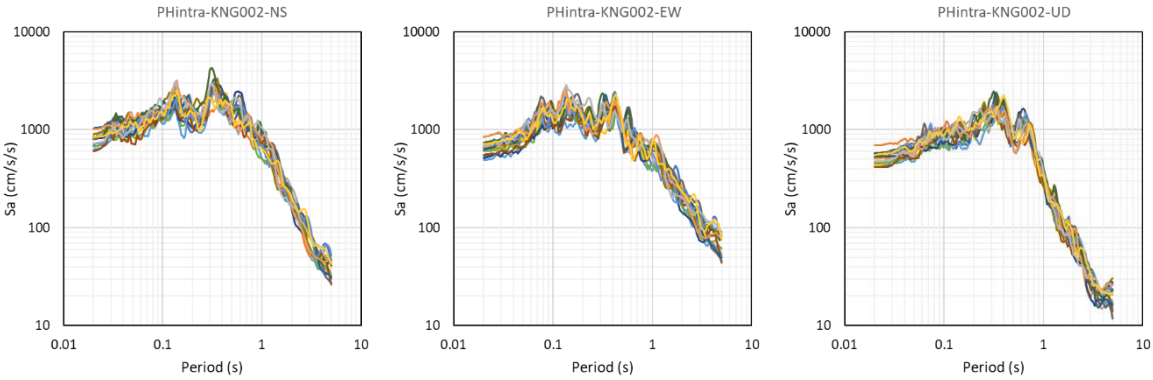


(c)　設計用下限地震動

図 10-4(2)　周南コンビナート地区（KiK-net 徳山）の標準波

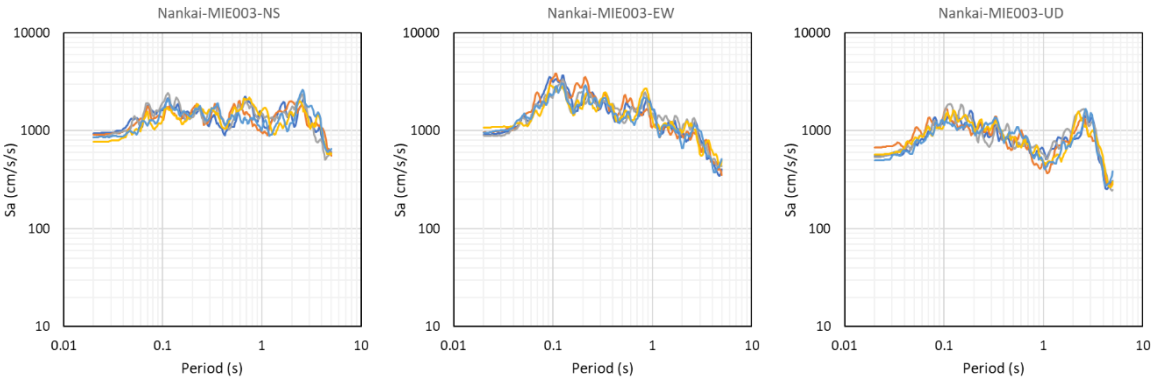


(a)　相模トラフの地震

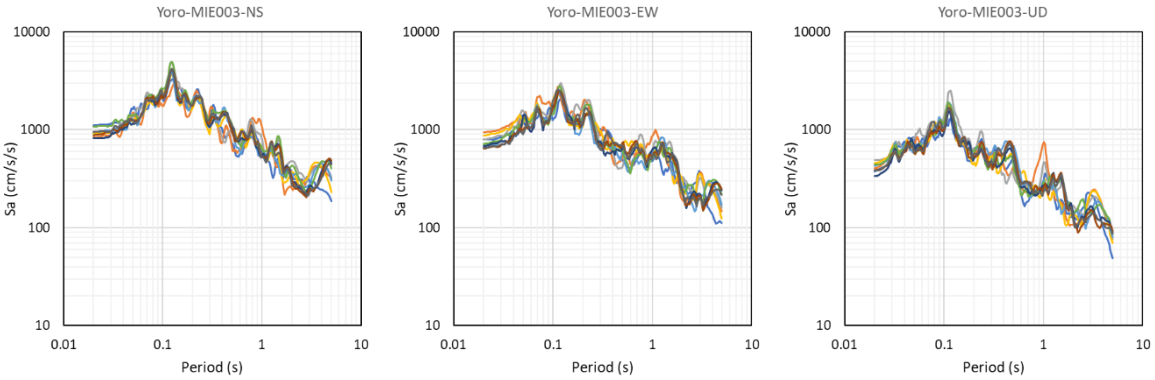


(b)　フィリピン海プレートのスラブ内地震

図 10-5　京浜コンビナート地区の標準波

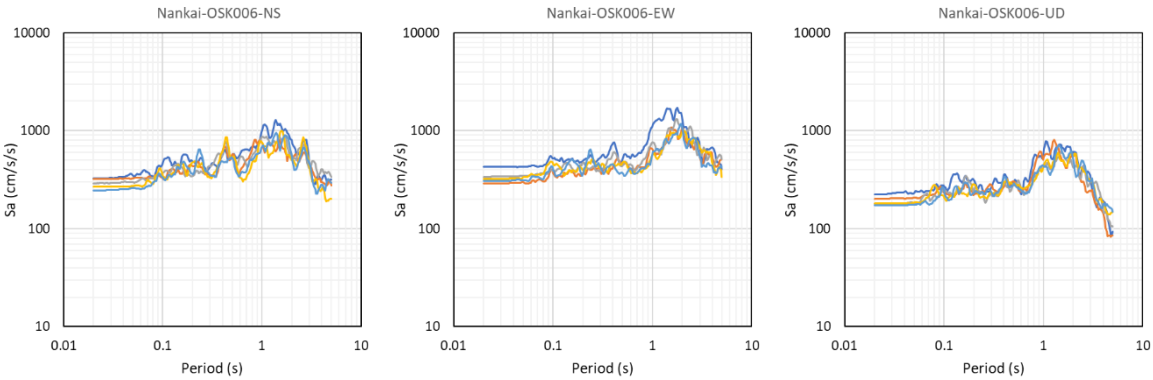


(a)　南海トラフの地震

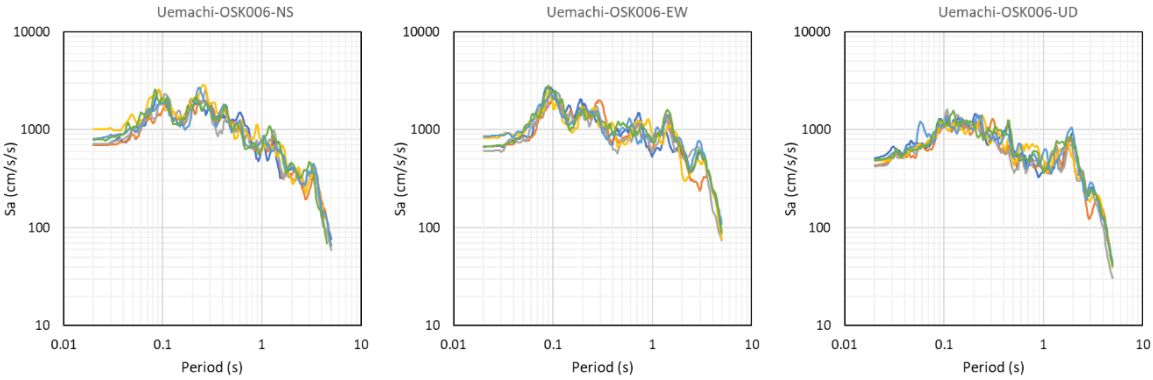


(b)　養老－桑名－四日市断層帯による地震

図 10-6　四日市コンビナート地区の標準波



(a)　南海トラフの地震



(b)　上町断層帯による地震

図 10-7　堺・高石コンビナート地区の標準波

参考文献

1) 新井健介・壇　一男・石井　透・花村正樹・藤原広行・森川信之 (2015)：強震動予測のためのスラブ内地震の断層パラメータ設定方法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 716 号, pp.1537-1547.
2) 防災科学技術研究所 (2023)：東日本大震災を踏まえた地震動ハザード評価の改良（その 2）, 防災科学技術研究所研究資料, 第 489 号.
3) 中央防災会議 (2006)：中部圏・近畿圏の内陸地震の震度分布等について, 「東南海、南海地震等に関する専門調査会」(第２６回), 資料 1, 平成 18 年 12 月 7 日.
4) 壇　一男・入江紀嘉・具典淑・島津奈緒未・鳥田晴彦 (2015)：長大な逆断層による内陸地震の断層モデルのパラメータの設定方法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 707 号, pp.47-57.
5) Geller, R.J. (1976)：Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, Bulletin of the Seismological Society of America, 66, 1501-1523.
6) 広島県 (2013)：広島県地震被害想定調査報告書, 平成 25 年 10 月.
7) 茨城県 (2018)：茨城県地震被害想定調査報告書, 平成 30 年 12 月.
8) 地震調査研究推進本部 (2001)：養老－桑名－四日市断層帯の評価, 平成 13 年 11 月 14 日.
9) 地震調査研究推進本部 (2004)：上町断層帯の長期評価について, 平成 16 年 3 月 10 日.
10) 地震調査研究推進本部 (2009)：日本の地震活動－被害地震から見た地域別の特徴－第 2 版, 平成 21 年 3 月.
11) 地震調査研究推進本部 (2020)：日本の地震活動－被害地震から見た地域別の特徴－改訂版, 令和 2 年 3 月.
12) 地震調査研究推進本部 (2014)：全国地震動予測地図 2014 年版～全国の地震動ハザードを概観して～, 平成 26 年 12 月 19 日.
13) 地震調査研究推進本部 (2015)：関東地域の活断層の地域評価（第一版）, 平成 27 年 4 月 24 日.
14) 地震調査研究推進本部 (2016a)：中国地域の活断層の地域評価（第一版）, 平成 28 年 7 月 1 日.
15) 地震調査研究推進本部 (2016b)：長周期地震動評価 2016 年試作版－相模トラフ巨大地震の検討－, 平成 28 年 10 月 12 日.
16) 地震調査研究推進本部 (2017)：四国地域の活断層の地域評価（第一版）, 平成 29 年 12 月 19 日.
17) 地震調査研究推進本部 (2021)：全国地震動予測地図 2020 年版, 令和 3 年 3 月 26 日.
18) 地震調査研究推進本部 (2022)：今までに公表した活断層及び海溝型地震の長期評価結果一覧, 令和 4 年 1 月 13 日現在.
19) 地震調査研究推進本部 (2023)：今までに公表した活断層及び海溝型地震の長期評価結果一覧, 令和 5 年 1 月 15 日現在.
20) 川瀬　博・松尾秀典 (2004)：K-NET, KiK-net, JMA 震度計観測網による強震動波形を用

いた震源・パス・サイト各特性の分離解析, 日本地震工学会論文集, 第 4 号, pp.33-52.
21) 内閣府 (2012) : 南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）, 強震断層モデル編－強震断層モデルと震度分布についてー, 平成 24 年 8 月 29 日.
22) 内閣府 (2013)：首都直下の M7 クラスの地震及び相模トラフ沿いの M8 クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書, 首都直下地震モデル検討会, 平成 25 年 12 月.
23) 内閣府 (2015)：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告, 南海トラフの巨大地震モデル検討会・首都直下地震モデル検討会, 平成 27 年 12 月.
24) 宮腰淳一・小穴温子 (2021)：断層モデルによる南海トラフ地震・相模トラフ地震の地震動評価, シンポジウム「大振幅地震動に対する耐震性能評価」, 日本建築学会, pp.5-16.
25) Morikawa, N. and H. Fujiwara (2013) : A New Ground Motion Prediction Equation for Japan Applicable up to M9 Mega-Earthquake, Journal of Disaster Research, Vol.8, No.5, pp.878-888.
26) 森川信之・藤原広行 (2015)：海溝型プレート内地震のための地震動予測式の補正項に関する検討, 日本地球惑星科学連合 2015 年大会, SSS25-14.
27) 小穴温子・壇　一男・宮腰淳一・石井やよい」・高橋広人・護　雅史・福和伸夫 (2018)：南海トラフ地震を想定した東海地域における設計用入力地震動の策定　その２：断層モデルの設定と要素地震, 日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）, 構造 II, pp.797-798.
28) 岡山県 (2013)：南海トラフ巨大地震における浸水想定と被害想定等について, 平成 25 年 7 月 29 日.
29) 岡山県 (2014)：岡山県に被害の発生が懸念される断層型地震の被害想定について, 平成 26 年 5 月.
30) 太田　裕・後藤典俊 (1976)：S 波速度を他の土質的諸指標から推定する試み, 物理探鉱, 第 29 巻, 第 4 号, pp.31-41.
31) 佐藤智美 (2014)：相模トラフ沿いの中規模地震の観測記録に基づく表面波と散乱波を考慮した統計的グリーン関数生成方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 705 号, pp.1589-1599.
32) 佐藤智美 (2016a)：改良統計的グリーン関数法に基づく 1923 年関東地震の強震動生成域と強震動の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 719 号, pp.39-49.
33) 佐藤智美 (2016b)：経験的グリーン関数法に基づく 1855 年安政江戸地震の広帯域震源モデルと首都圏及び広域での強震動の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 727 号, pp.1423-1433.
34) Somerville, P.G., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith, and A. Kowada (1999) : Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seismological Research Letters, 70, pp.59-80.
35) 笹谷　努・森川信之・前田宜浩 (2006)：スラブ内地震の震源特性, 北海道大学地球物理学

研究報告, 69, pp.123-134.
36) 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, 第 523 号, pp.63-70.
37) 武村雅之（1990）：日本列島およびその周辺地域に起こる浅発地震のマグニチュードと地震モーメントの関係, 地震, 第 2 輯, 第 43 巻, pp.257-265.
38) 山口県（2014）：山口県地震・津波被害想定調査報告書, 平成 26 年 3 月.
39) 吉田邦一・山本浩司・関口春子（2006）：強震動予測のための大阪堆積分地の浅層地盤構造モデル, 活断層・古地震研究報告, No.6, pp.123-141.

付録Ⅲ-1　地震観測記録に関する追加検討

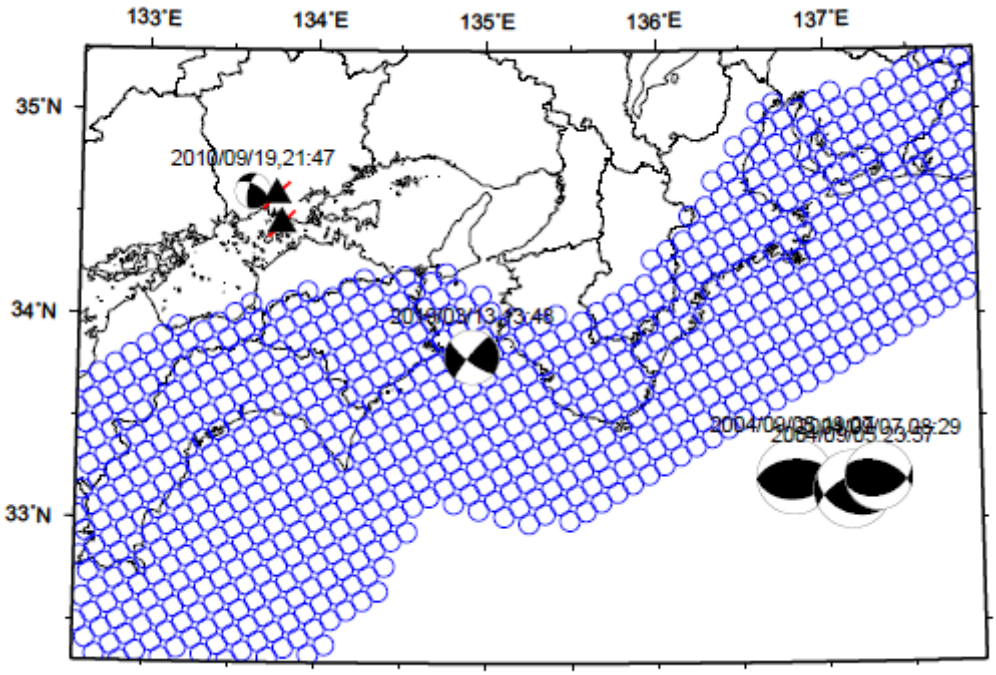
水島コンビナート地区の代表地点（K-NET 倉敷、K-NET 下津井）では、2004 年 9 月に紀伊半島沖で発生したマグニチュード 6 以上の地震の観測記録が得られている。ここでは、その観測記録を示すとともに、4 章で示した標準波との比較を行う。

2004 年 9 月に紀伊半島沖で発生した地震は 3 つあり、それらの諸元を付表-1 に示す。また、4 章の標準波の検討に用いた中小地震の震源位置および対象地震の震源モデルを付図-1 に示す。2004 年 9 月の地震の震源位置は、南海トラフの地震の断層モデルの外側にある。参考として、南海トラフの地震のアスペリティ位置を付図-2 に示す。

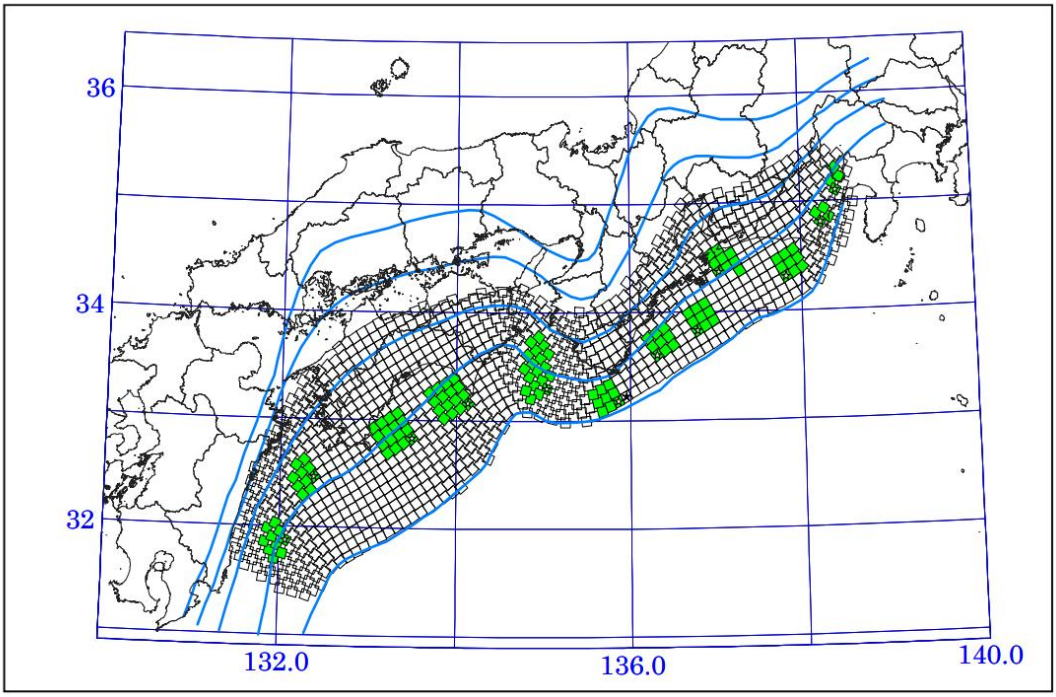
2004 年 9 月に紀伊半島沖で発生した 3 つの地震の観測記録を、K-NET 倉敷に対して付図-3～付図-5 に、K-NET 下津井に対して付図-6～付図-8 に、それぞれ示す。ここで、南海トラフの地震（Mw9.0）と観測記録を比較する。本来ならば、想定地震と同様に面震源を考えるべきであるが、ここでは簡単な分析として、2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分の地震を点震源とし、その観測記録に対して地震規模を Mw9.0、断層最短距離を南海トラフの地震の最も近いアスペリティ位置に補正する。補正方法は、Morikawa and Fujiwara (2013)の地震動予測式を用いて紀伊半島の地震の地震規模と震源位置との比率を観測記録に乗じる。比較した結果を付図-9 および付図-10 に示す。図より、観測記録を補正した地震動のレベルと比較すると、南海トラフの地震のサイトスペシフィック地震動のレベルは、周期 0.3～0.5 秒程度以下で同程度、周期 0.3～0.5 秒程度以上で大きくなっている。なお、観測記録に対する補正前後の地震動のレベルを比較すると、周期 1.0 秒程度以上の長周期帯域に比べて周期 0.5 秒程度以下の短周期帯域の方が補正の倍率が大きい。今回の検討では、紀伊半島沖の地震を点震源とみなして地震規模と断層最短距離のみを補正したことに加えて、本検討の補正に用いた地震動予測式の特徴として、マグニチュードの頭打ちの効果を考慮していること、および地震規模よりも断層最短距離の補正の効果が大きいためと考えられる。

付表-1　2004 年 9 月に紀伊半島沖で発生した地震の諸元

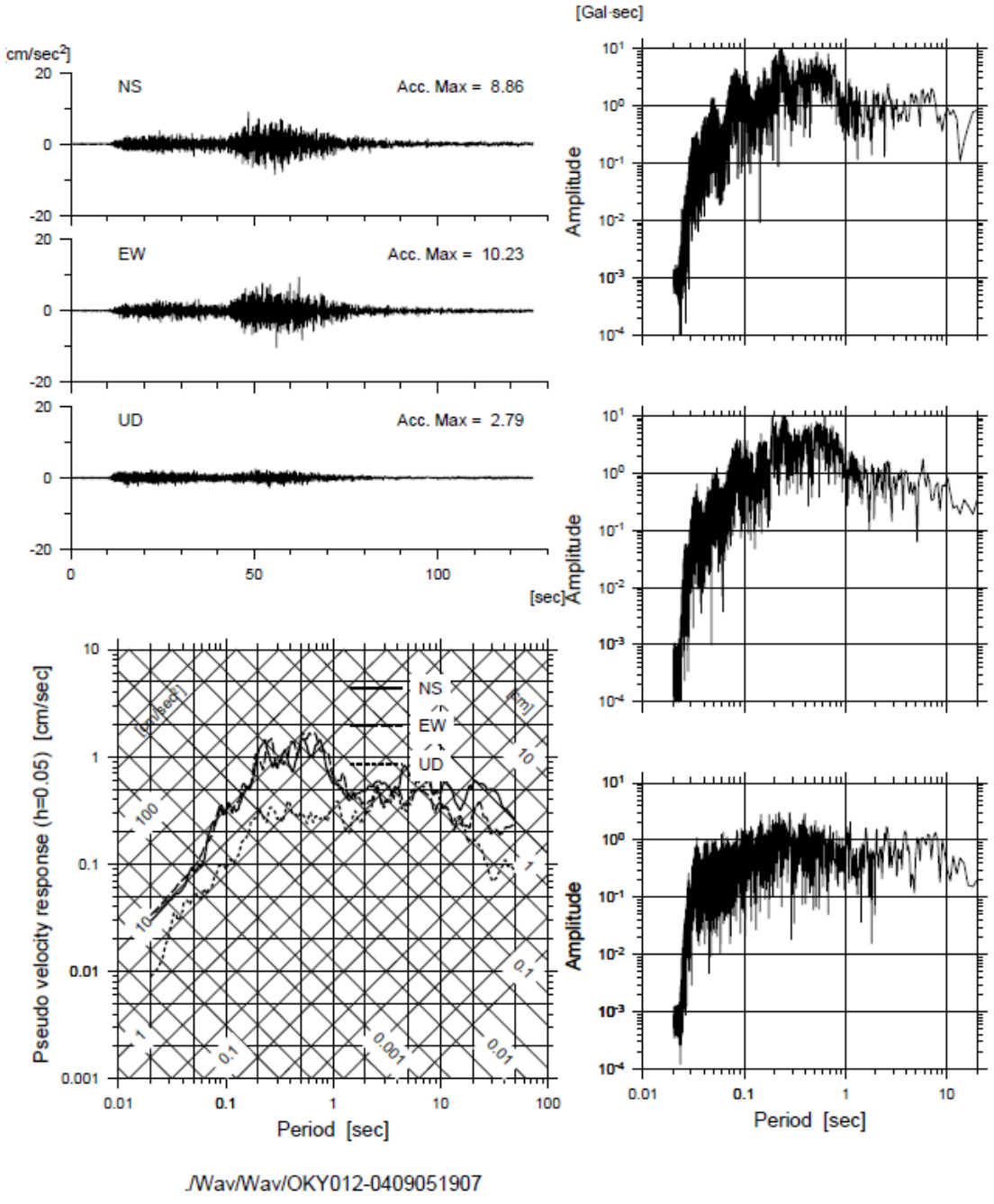
発震時	東経	北緯	深さ [km]	M_J	M_w	地震モーメント [Nm]
2004 年 9 月 5 日 19 時 07 分	136.7977	33.0332	37.6	7.1	7.2	7.59E19
2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分	137.1413	33.1375	43.5	7.4	7.5	1.69E20
2004 年 9 月 7 日 08 時 29 分	137.2928	33.2092	41.0	6.5	6.5	6.00E18



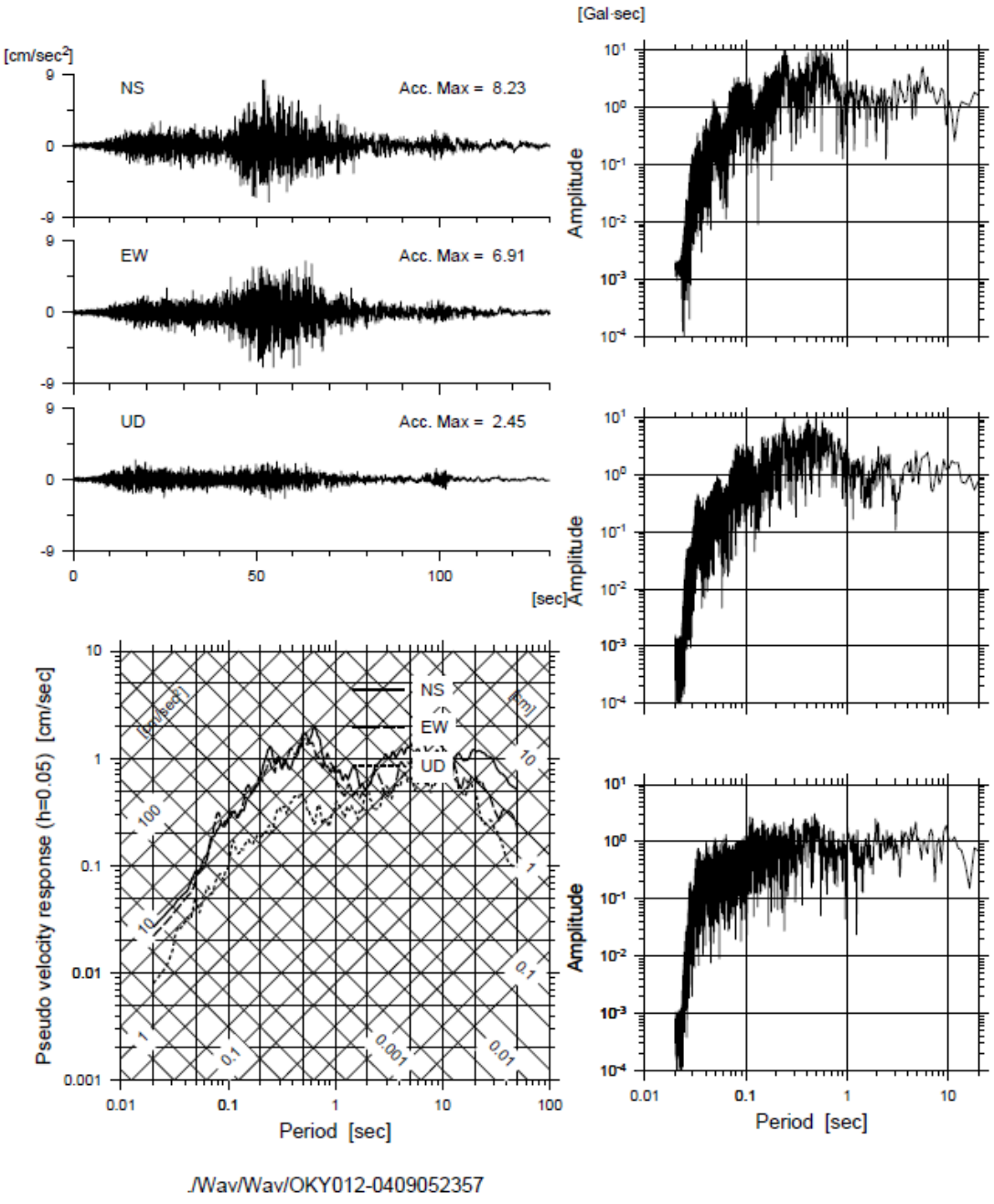
付図-1　水島コンビナート地区の標準波の検討に用いた中小地震の新現位置と対象地震の断層モデル、および 2004 年 9 月に紀伊半島沖で発生した地震の震源位置



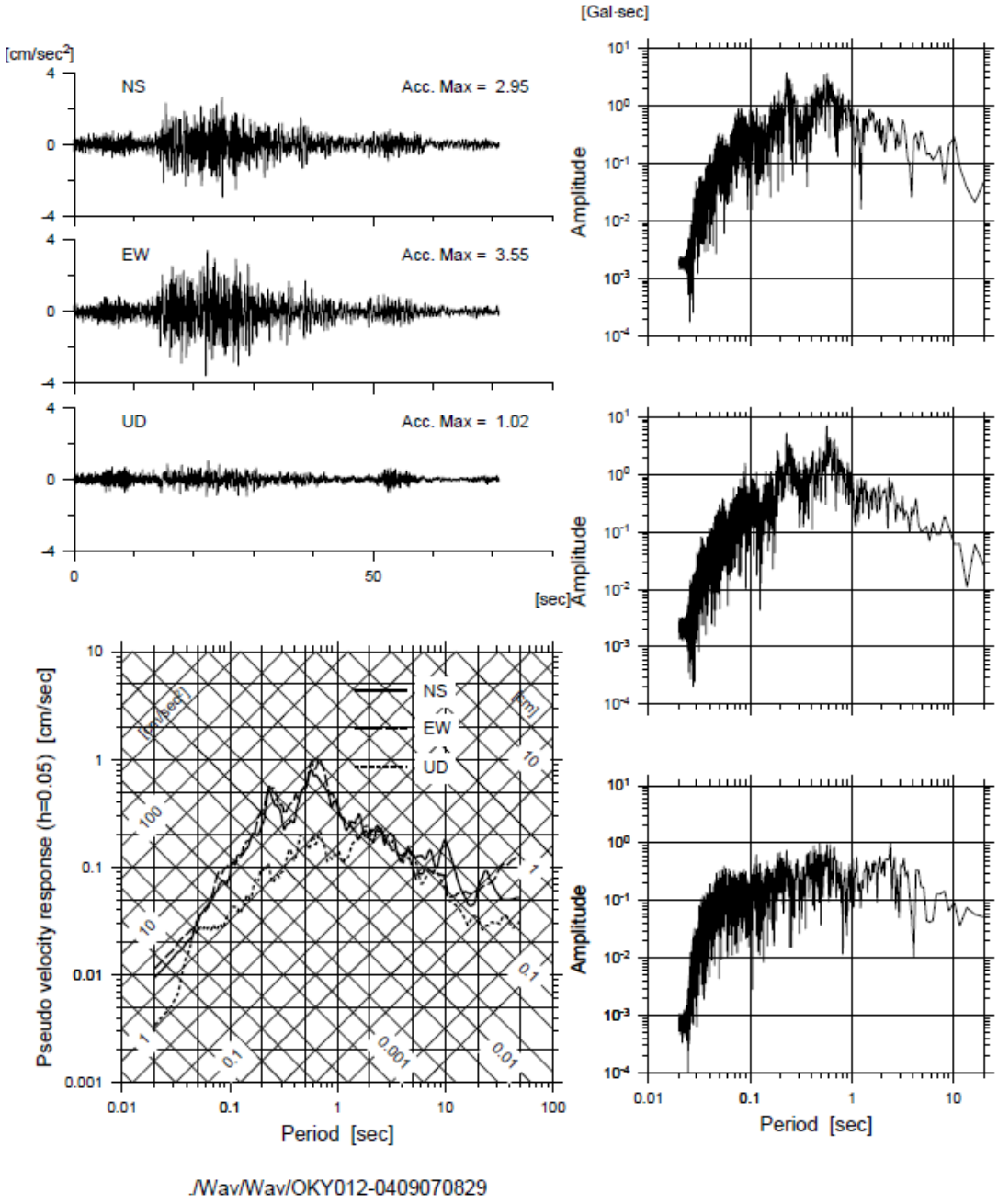
付図-2　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）



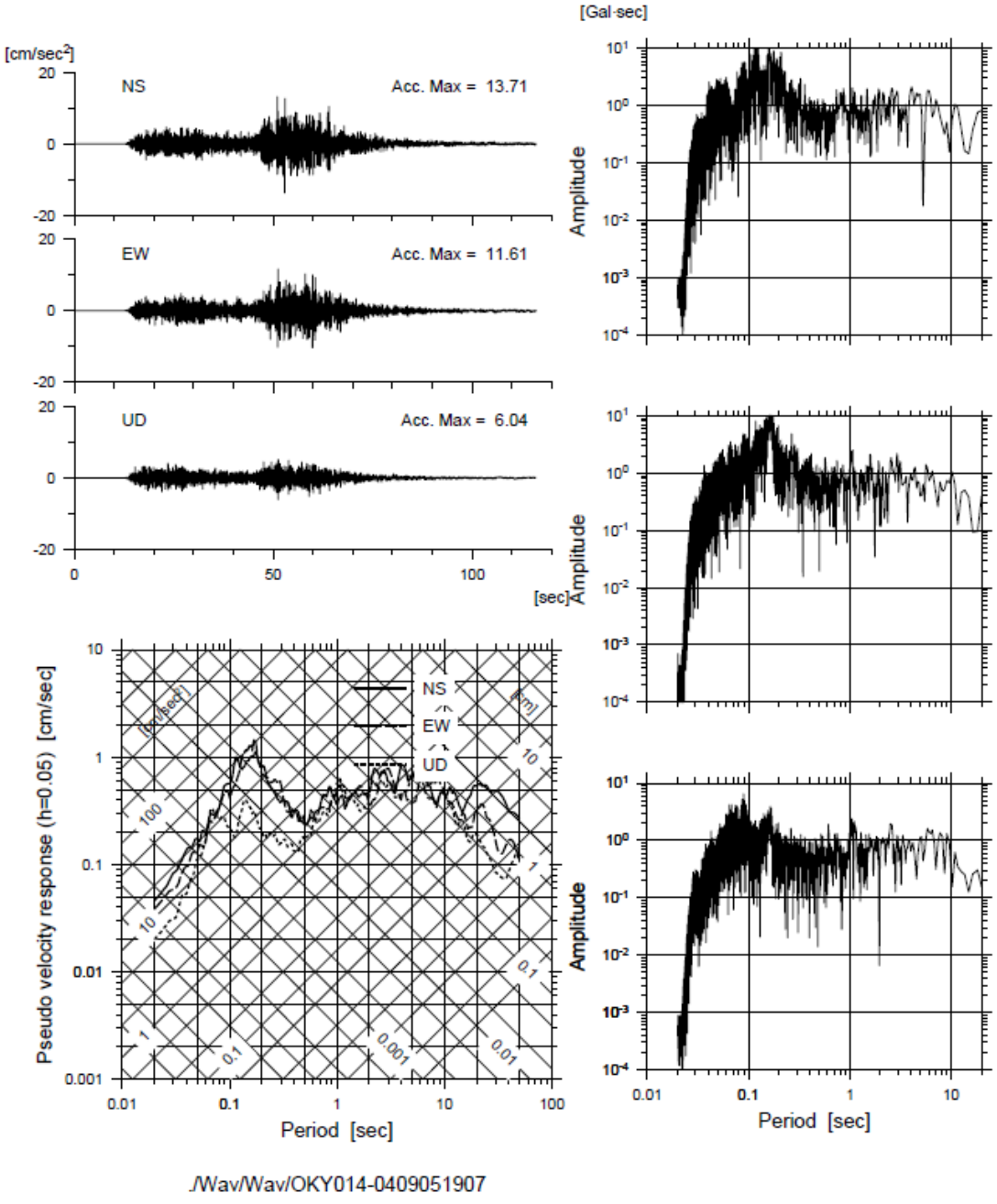
付図-3　2004 年 9 月 5 日 19 時 07 分の地震の観測記録（K-NET 倉敷）



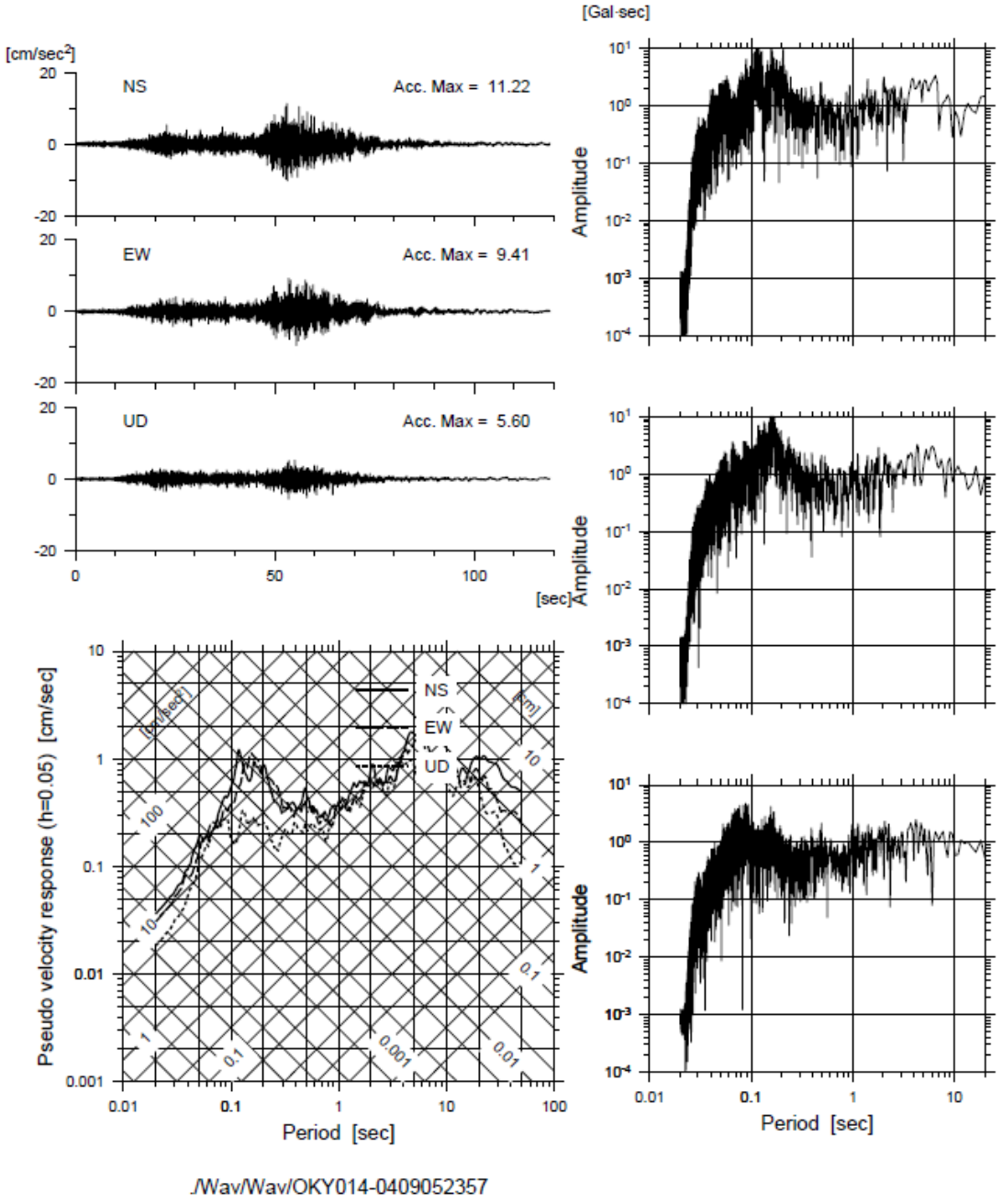
付図-4　2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分の地震の観測記録（K-NET 倉敷）



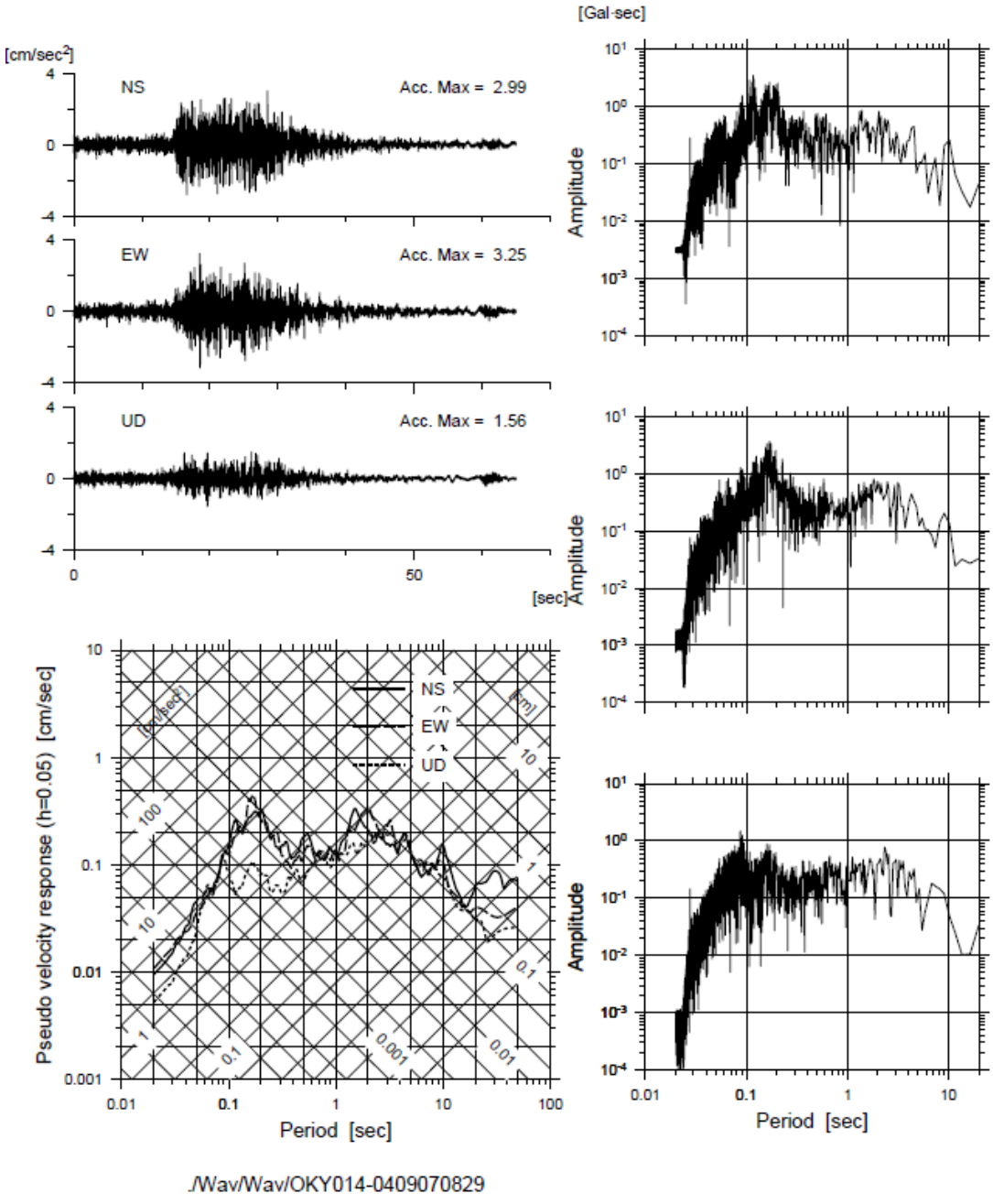
付図-5　2004 年 9 月 7 日 08 時 29 分の地震の観測記録（K-NET 倉敷）



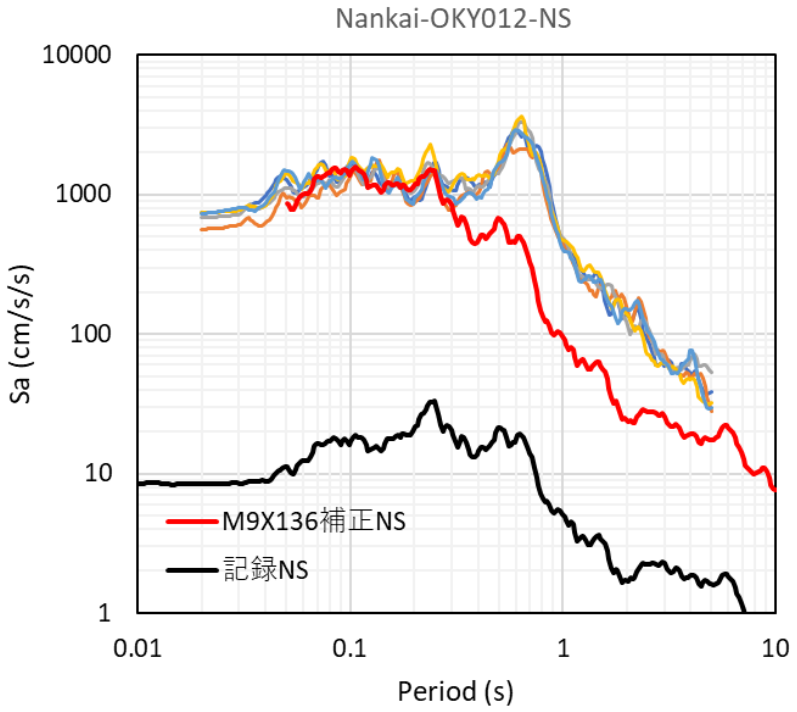
付図-6　2004 年 9 月 5 日 19 時 07 分の地震の観測記録（K-NET 下津井）

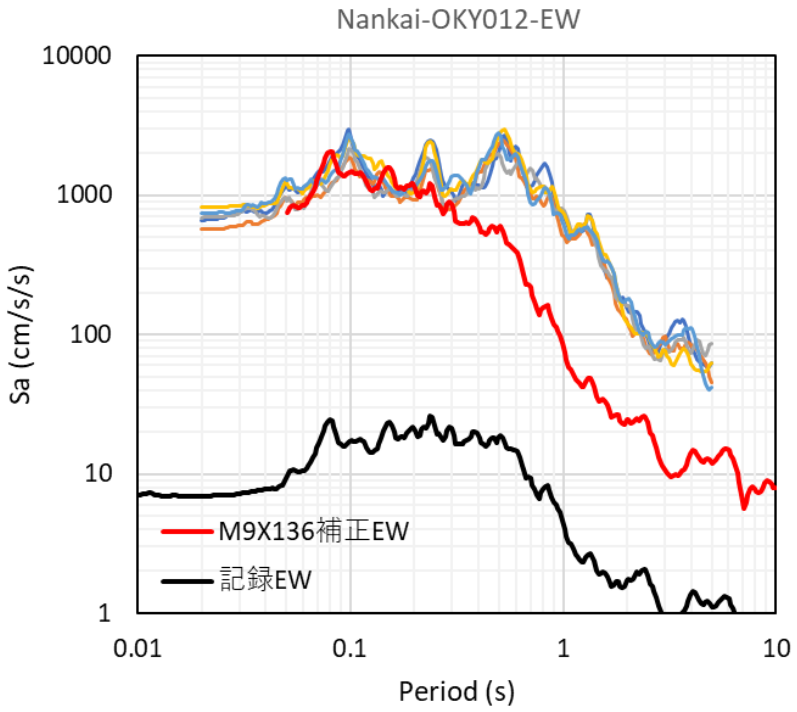


付図-7　2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分の地震の観測記録（K-NET 下津井）

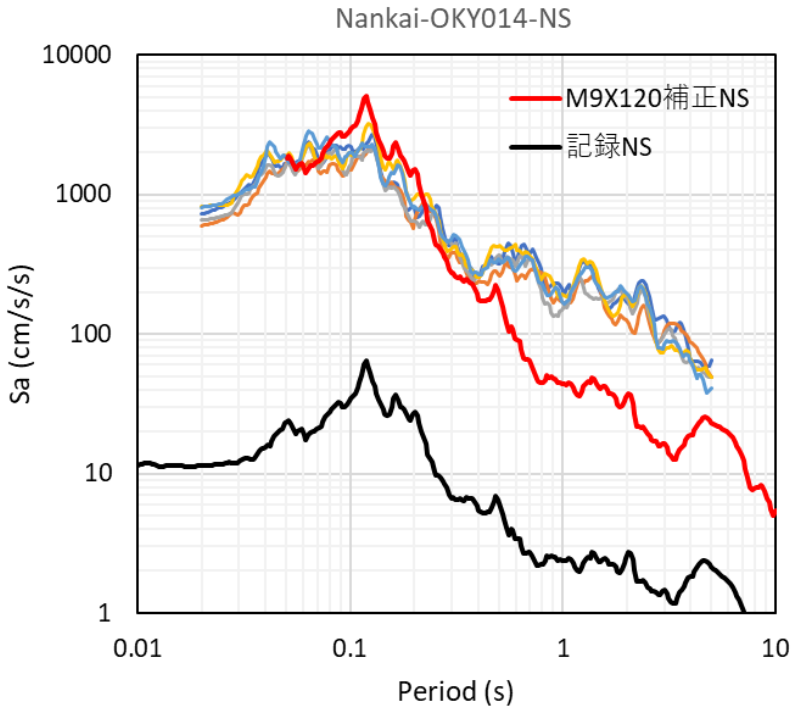


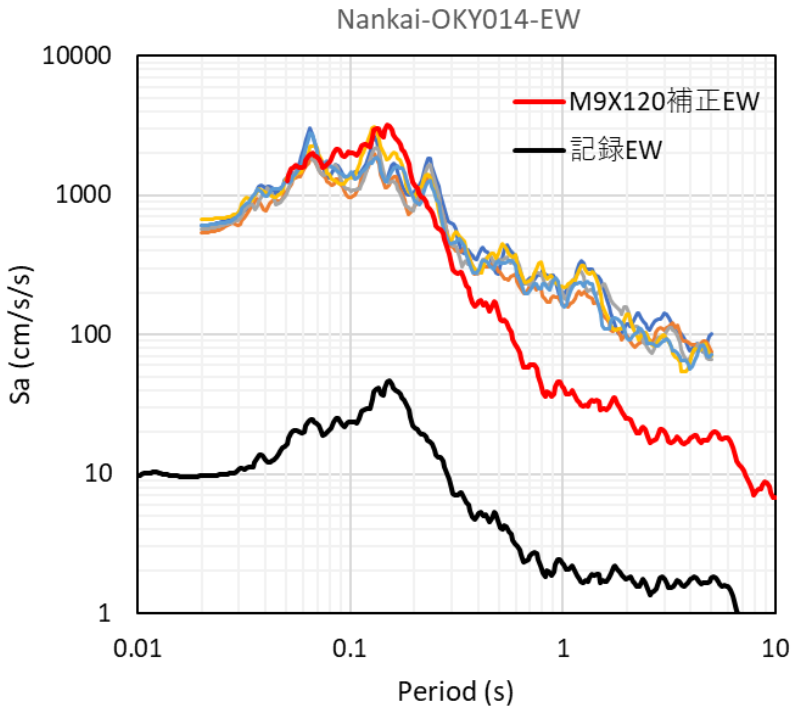
付図-8　2004 年 9 月 7 日 08 時 29 分の地震の観測記録（K-NET 下津井）





付図-9　2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分の地震（M7.4）の観測記録を補正した結果（地表）と南海トラフの地震の標準波（5 ケース）との比較（K-NET 倉敷）





付図-10　2004 年 9 月 5 日 23 時 57 分の地震（M7.4）の観測記録を補正した結果（地表）と南海トラフの地震の標準波（5 ケース）との比較（K-NET 下津井）

Ⅲ-2　標準波の補正の例示

1. 検討概要

代表地点で作成した標準波を各事業所で実際に利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する必要がある。サイト増幅特性の補正の方法として以下が考えられる。

①事業所で地震観測が実施されている場合には、地震観測記録を適用してサイト増幅特性を評価し、補正する。

②事業所で地震観測が実施されていない場合には、ボーリング調査あるいは微動観測等によって、地盤の速度構造を同定したうえでサイト増幅特性を評価し、補正する。

本検討では、事業者の参考に資するため、鹿島コンビナート地区で事業所を想定し、地震観測記録を適用した場合について、標準波の補正の例示を行った。また、鹿島コンビナート地区を対象に微動観測を実施し、標準波の補正の例示を行った。

2. 地震観測記録に基づく標準波の補正の例示

2.1 はじめに

本検討では、鹿島コンビナート地区を対象として、地震観測記録に基づく標準波の補正の例示について検討する。代表地点は、Ⅲ-1 と同様に、鹿島コンビナート地区の周辺の地震観測点である港湾空港技術研究所の鹿島造函とする。一方、事業所の地震観測記録は入手していないため、ここでは、KiK-net 波崎（IBRH20）を事業所の地震観測点とみなして検討する。2 つの地震観測点の位置を図 2.1-1 に示す。なお、図 2.1-1 には、鹿島コンビナート地区内で微動観測を行った神栖総合公園の位置も示している。

また、鹿島造函の工学的基盤以浅の地盤構造を表 2.1-1 に、KiK-net 波崎の工学的基盤以浅の地盤構造を表 2.1-2 に示す。鹿島造函の工学的基盤はⅢ-1 と同様に GL-76m として、Vs=400m/s とする。KiK-net 波崎の工学的基盤は、Vs=430m/s の層の上面の GL-60m とする。なお、減衰定数は各層一律で 0.005 とした。


鹿島造函
鹿島コンビナート地区
神栖総合公園
KiK-net 波崎
大川農園もち工房
高松緑地公園
鹿島港魚釣園
ホテルルートイン鹿嶋
スーパーホテル鹿嶋
水郷トンボ公園
コンフォートイン鹿島
居切
県立港公園
東和田
神栖
鹿島セントラルホテル
タイヨー 神栖店
大野原
神栖市役所
息栖神社
息栖
サーキットの狼ミュージアム
溝口
ホテルルートイン神栖
神栖済生会病院
日川浜海水浴場
柳川
知手
日川
すばる書店 TSUTAYA 神栖店
ワイルドダック カントリークラブ
神栖市
砂山
小見川
小見川城山公園
平塚製菓 ファクトリーショップ
玉善旅館
万心旬菜いなよし
笹川
新宿
南原地新田
須田浜海岸
神栖市矢田部サッカー場
神栖市かみす聖苑
神栖市1000人画廊
Google

図 2.1-1　検討対象地点

表 2.1-1　鹿島造函の地盤構造と工学的基盤の位置

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	3.0	1457	175	1.950	観測点位置
2	3	1.0	1583	260	2.000	
3	4	5.0	1583	260	1.950	
4	9	5.0	1738	303	1.950	
5	14	3.0	1555	274	1.850	
5	17	3.0	1555	274	1.800	
6	20	8.0	1606	281	1.000	
7	28	10.0	1606	288	1.800	
8	38	9.0	1606	298	1.800	
9	47	1.0	1606	298	1.850	
10	48	6.0	1640	305	1.800	
11	54	3.0	1667	324	1.800	
12	57	6.0	1649	316	1.800	
13	63	1.0	1667	323	1.800	
14	64	2.0	1667	321	1.800	
15	66	10.0	1667	337	1.800	
16	76	―	1600	400	1.850	工学的基盤

表 2.1-2　 KiK-net 波崎の地盤構造と工学的基盤の位置

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	密度 [g/cm^3]	備考
1	0	4.0	430	180	1.70	観測点位置
2	4	4.0	1500	180	1.70	
3	8	52.0	1500	280	1.75	
4	60	―	1700	430	1.85	工学的基盤

2.2　地震観測記録を用いた標準波の補正方法の基本的な考え方

地震観測記録を用いた標準波の補正方法の基本的な考え方を図 2.2-1 に示す。具体的には、対象コンビナート地区の周辺の地震観測点である標準波算定地点と事業所で共通する地震の観測記録を抽出する。つぎに、それぞれの地点に対して、工学的基盤から地表の地盤モデルを用いた線形解析に基づいて地表の観測記録から工学的基盤の地震波を算出する。標準波算定地点に対する事業所の工学的基盤の地震波のフーリエ振幅のスペクトル比を算出し、サイト補正係数とする。このとき、工学的基盤の地震波が複数ある場合は、その平均値をサイト補正係数とする。最後に、標準波にサイト補正係数を乗じることで事業所の地震動（工学的基盤）を算出する。

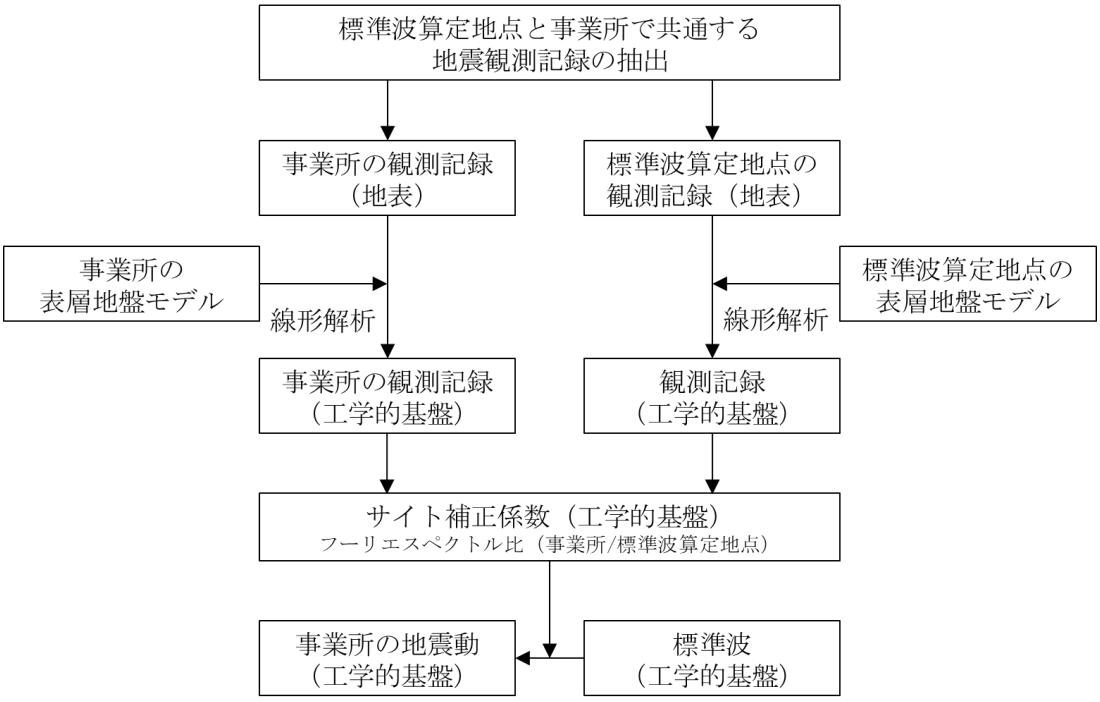


図 2.2-1　地震観測記録を用いた標準波の補正のフロー

2.3　サイト補正係数の算出

鹿島造函と KiK-net 波崎で共通に観測されている地震（M4.0 以上、震央距離 200km 以内、震源深さ 20km 以深、最大加速度 5cm/s/s 以上）は 187 地震あり、その震央位置を図 2.3-1 に示す。

両地点で共通に観測されている 187 地震の地表の観測記録を、それぞれ地点の工学的基盤から地表まで地盤構造を用いて工学的基盤の地震波にした上で、各地震のフーリエ振幅スペクトル比（KiK-net 波崎／鹿島造函）を算出し、その平均値をサイト補正係数とした。地震観測記録から算出したサイト補正係数を図 2.3-2 に示す。図には、187 地震のフーリエ振幅スペクトル比を灰色で、その平均値であるサイト補正係数を赤色で示す。

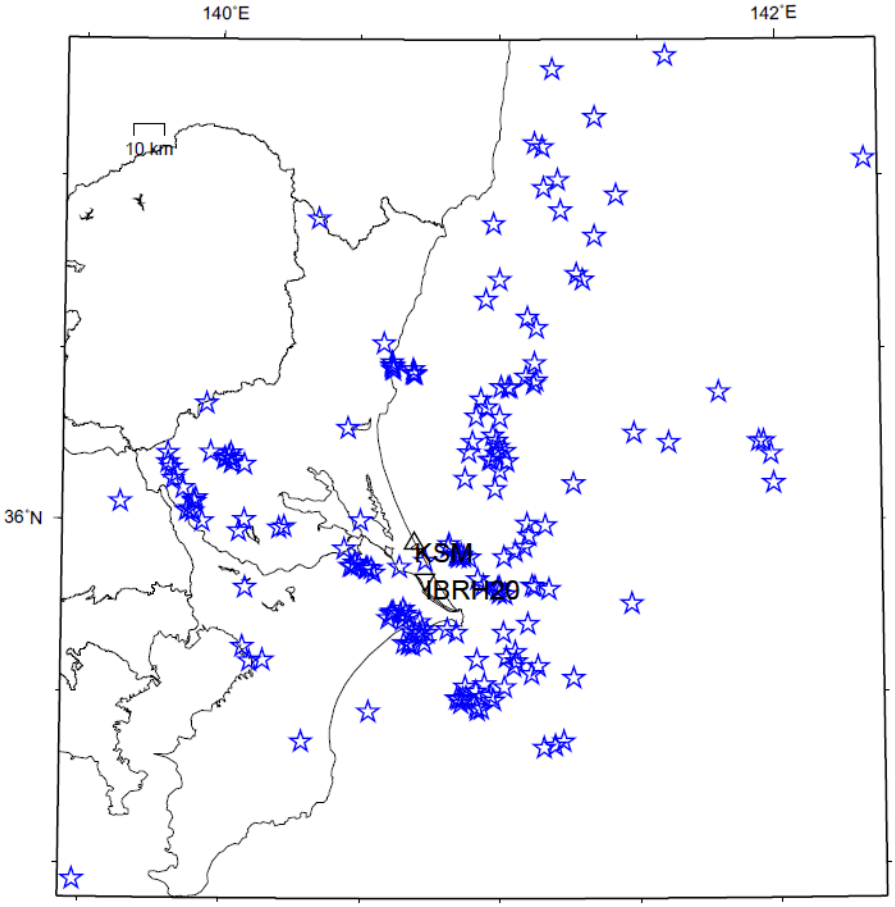
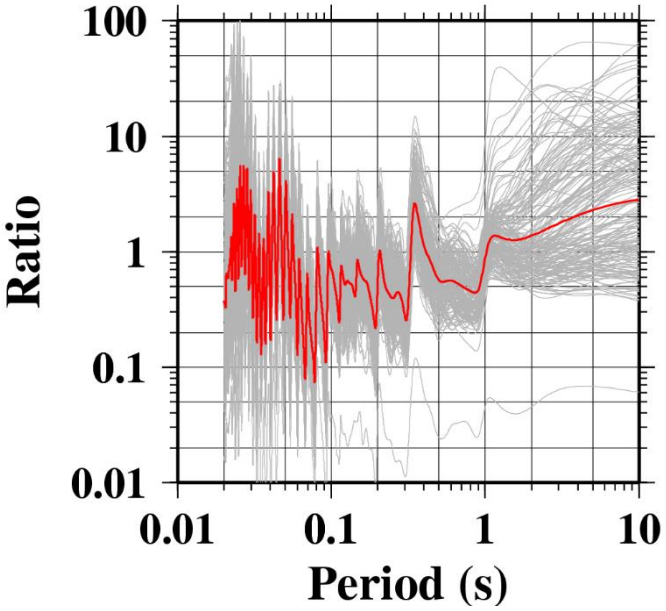
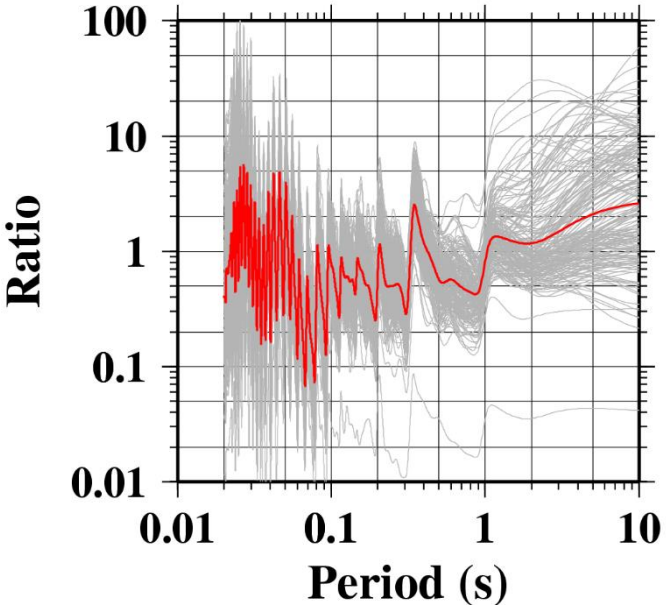


図 2.3-1　サイト補正係数の算出に用いた地震の震央位置



(a)　NS 成分

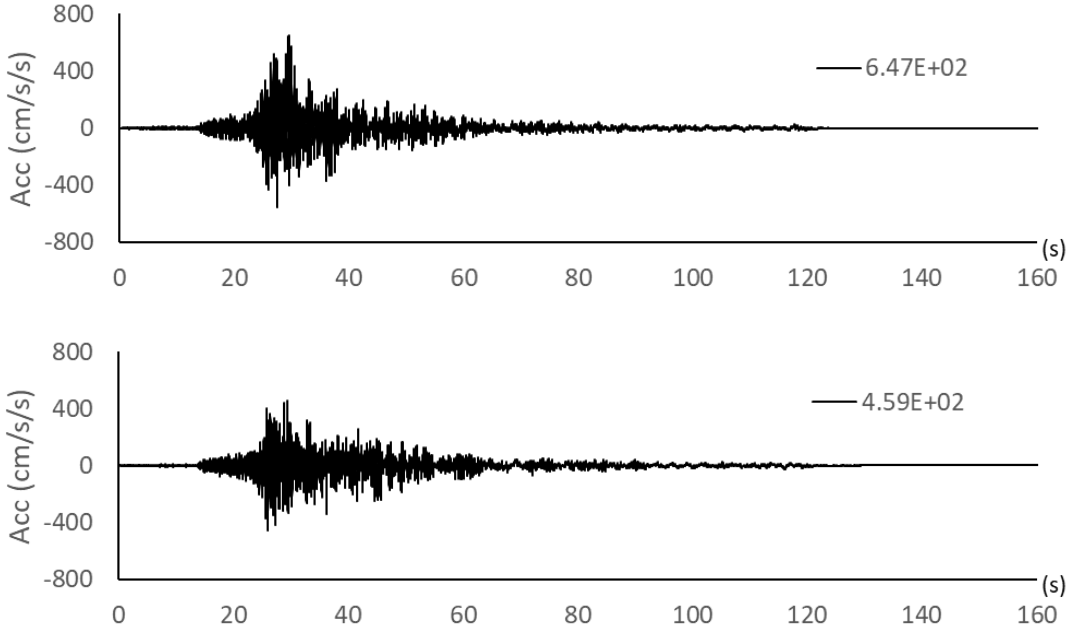


(b)　EW 成分

図 2.3-2　算出した地震観測記録に基づくサイト補正係数

2.4　標準波を補正して得られる事業所のサイトスペシフィック地震動

代表地点（鹿島造函）の標準波を補正して得られる事業所（KiK-net 波崎）のサイトスペシフィック地震動について検討する。多数の標準波のうち、太平洋プレートのスラブ内地震の鉛直断層のなかのアスペリティの北側下端から破壊するケースを例に検討する。検討対象としたケースの代表地点（鹿島造函）の標準波を図 2.4-1 に示す。また、2.3 節に示したサイト補正係数を用いて標準波を補正した事業所（KiK-net 波崎）のサイトスペシフィック地震動を図 2.4-2 に示す。



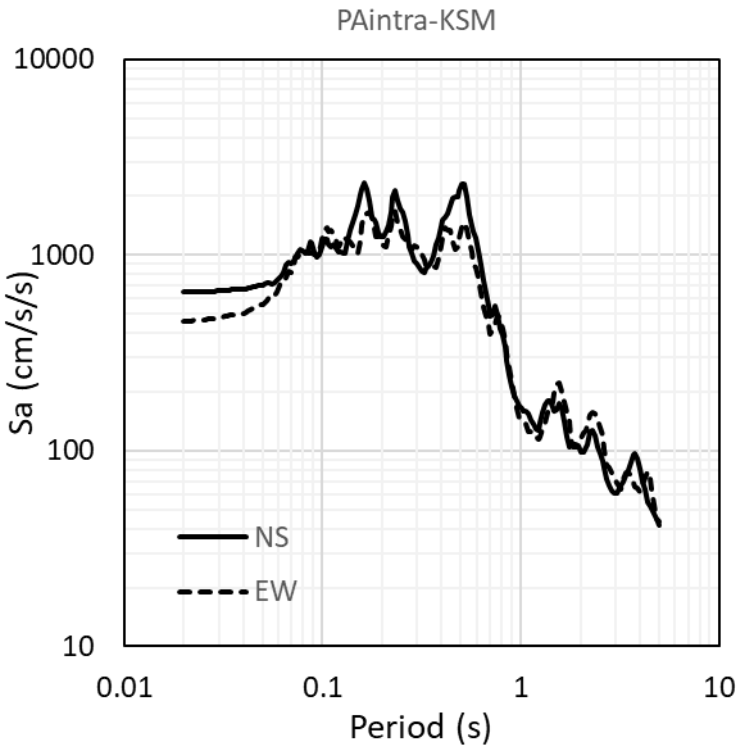


図 2.4-1　代表地点の標準波の例（太平洋プレートのスラブ内地震）

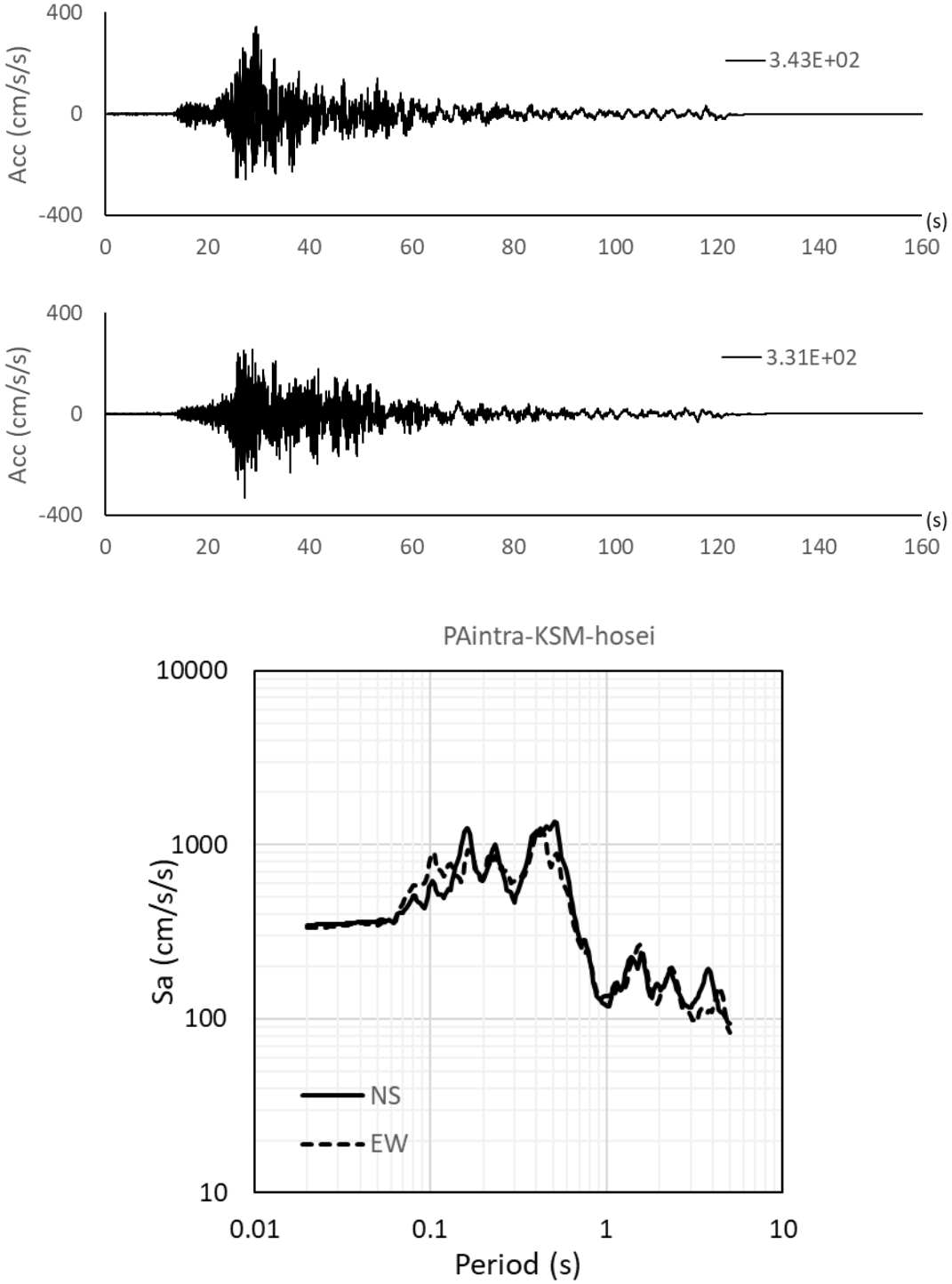


図 2.4-2　標準波を補正して得られる事業所のサイトスペシフィック地震動の例
（太平洋プレートのスラブ内地震）

2.5　事業所のサイトスペシフィック地震動の算定とサイト補正方法の検証

2.4 節では、代表地点（鹿島造函）の標準波のサイト増幅特性を補正した事業所（KiK-net 波崎）のサイトスペシフィック地震動を算出した。ここでは、KiK-net 波崎における地震観測記録を用いて経験的グリーン関数法によりサイトスペシフィック地震動を計算し、2.4 節で算出したサイトスペシフィック地震動を比較することで、サイト補正方法の検証を行う。

2.5.1　KiK-net 波崎のサイトスペシフィック地震動の算定

KiK-net 波崎におけるサイトスペシフィック地震動をつぎのように算定した。対象地震はⅢ-1 で選定した地震のうち太平洋プレートのスラブ内地震とし、断層パラメータと断層モデルもⅢ-1 と同じとする。断層パラメータを表 2.5-1 に、断層モデルを図 2.5-1 に示す。なお、本検討では破壊開始点の 1 ケースについて検討することとする。

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、代表地点の標準波の算出に用いたものと同じ 2009 年 6 月 6 日の地震（MJ5.9）とする。中小地震の断層パラメータは、Ⅲ-1 と同様に、地震モーメントを F-net の値とし、応力降下量は観測記録を説明できるように設定した。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 2.5-2 に、断層パラメータを表 2.5-2 に示す。経験的グリーン関数法に用いる中小地震に対する KiK-net 波崎点の地表観測記録を図 2.5-3 に示す。地震動の計算には、2.1 節で示した地盤構造を用いて、地表の地震動を工学的基盤上面に引き戻した地震動を用いる。

経験的グリーン関数法により計算した、KiK-net 波崎におけるサイトスペシフィック地震動を図 2.5-4 に示す。

表 2.5-1　太平洋プレートのスラブ内地震の断層パラメータ

		設定方法	
巨視的震源パラメータ			
モーメントマグニチュード M_w			7.5
地震モーメント M_0		$M_w=(\log M_0-9.1)/1.5$	2.24E+20 Nm
断層モデル原点		プレート形状から設定	
走向 θ		プレート形状から設定	201 °
傾斜角 δ			90 or 0 °
すべり角 λ			90 °
S波速度 β		佐藤・巽(2002)	4.0 km/s
密度 ρ		佐藤・巽(2002)	3.00E+03 kg/m^3
剛性率 μ			4.80E+10 N/m^2
断層モデル面積 S		$S=7\pi^2\beta^2M_0/(4A\gamma_{SMGA}^{0.5})$	1079.8 km^2
断層モデル上端深さ		プレート形状から設定	60 or 76 km
断層モデル長さ L_{model}			32 km
断層モデル幅 W_{model}			32 km
断層モデル面積 S_{model}		$S_{model}=L_{model}\times W_{model}$	1024 km^2
静的応力降下量 $\Delta\sigma$		$\Delta\sigma=7/16\cdot M_0/(S/\pi)^{1.5}$	15.4 MPa
平均すべり量 D		$D=M_0/(\mu\cdot S)$	4.3 m
微視的震源パラメータ			
短周期レベル A		$A=2.46\cdot10^{17}\times M_0^{1/3}$	1.29E+20 Nm/s^2
全アスペリティ面積 S_a		$S_a=1.25\times10^{-16}\times(M_0\times10^7)^{2/3}$	213.9 km^2
SMGA面積比 γ_{SMGA}		$\gamma_{SMGA}=16A^2S_a^2/(49\pi^4\beta^4M_0^2)$	19.8 %
全アスペリティ実効応力 σ_a		$\sigma_a=(S/S_a)\cdot\Delta\sigma$	77.6 MPa
全SMGA	平均すべり量 D_a	$D_a=\xi\cdot D$, $\xi=2.0$	8.6 m
	地震モーメント M_{0a}	$M_{0a}=\mu\cdot D_a\cdot S_a$	8.87E+19 Nm
	計算用面積	2 kmメッシュサイズ	224 km^2
背景領域	面積 S_b	$S_b=S-S_a$	865.9 km^2
	平均すべり量 D_b	$D_b=M_{0b}/(\mu\cdot S_b)$	3.3 m
	実効応力 σ_b	$\sigma_b=(D_b/W_b)\cdot(\pi^{1/2}/D_a)\cdot r\cdot\Sigma\gamma_i^3\cdot\sigma_a$	10.3 MPa
	地震モーメント M_b	$M_{0b}=M_0-M_{0a}$	1.35E+20 Nm
	計算用面積	2 kmメッシュサイズ	800 km^2

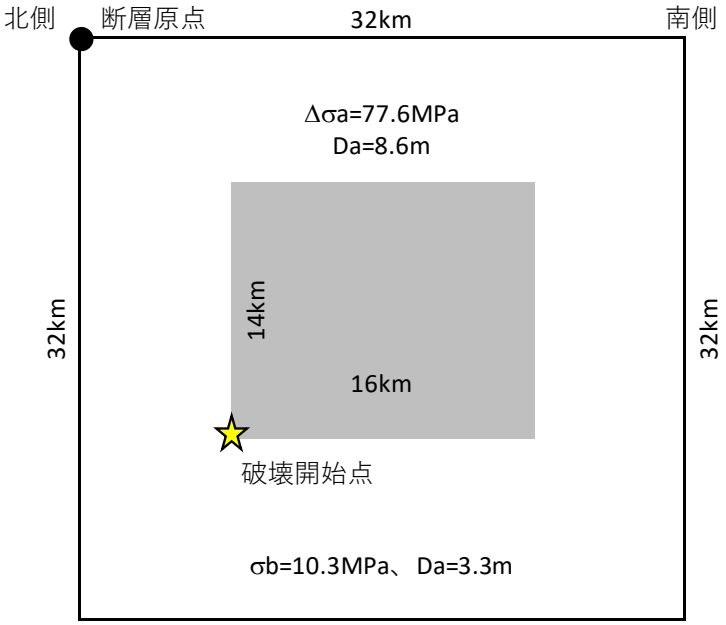


図 2.5-1　太平洋プレートのスラブ内地震の断層モデル

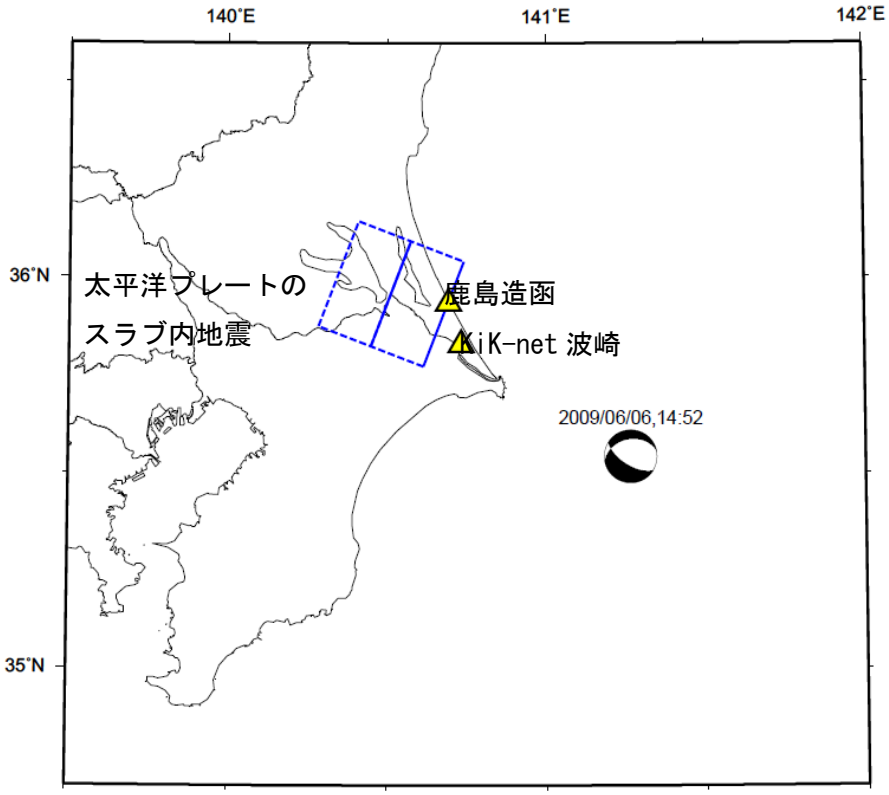


図 2.5-2　計算に用いる中小地震の震源位置と KiK-net 波崎の位置

表 2.5-2　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁 マグニ チュード	モーメント マグニ チュード	地震 モーメント	応力 降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2009年6月6日	141.263	35.542	42.0	5.9	5.8	5.48×10^{17}	3.0

※海溝型地震の媒質はμ=4.80×10^{10} N/m^2、β=4.0km/sとした。

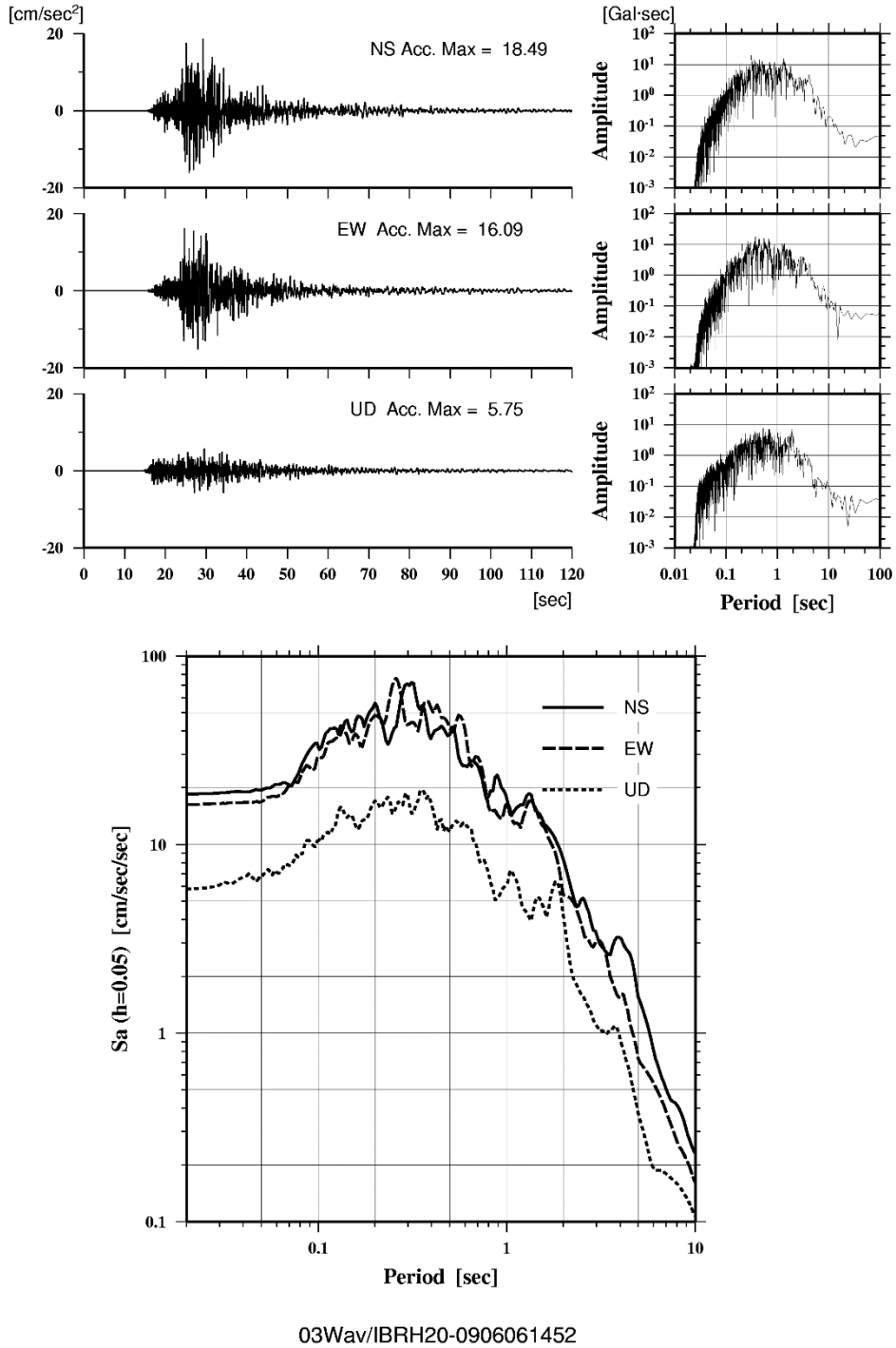
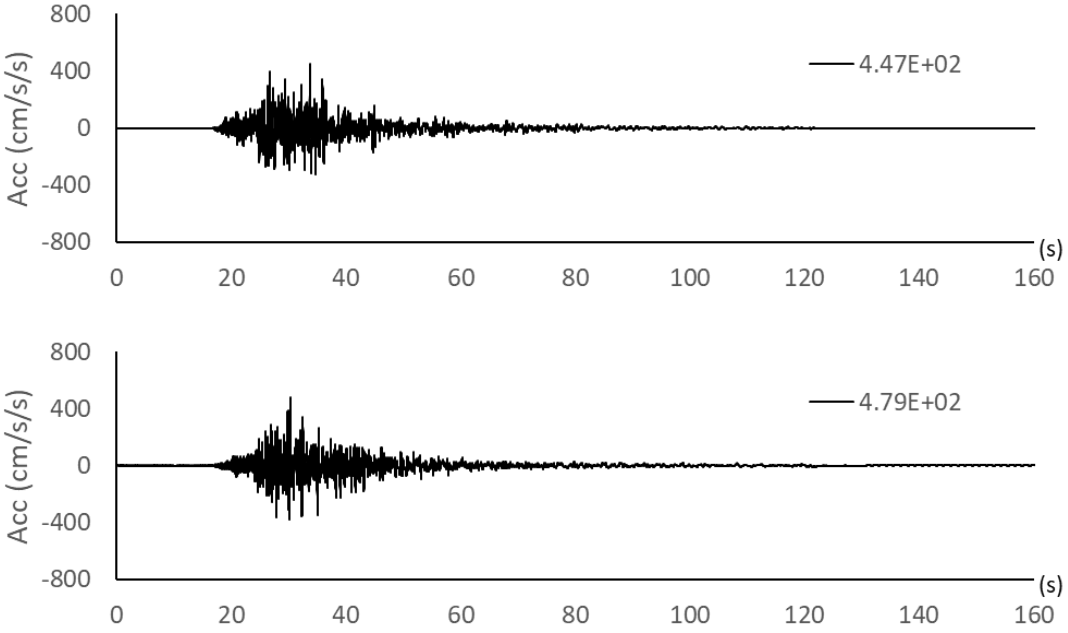


図 2.5-3　2009 年 6 月 6 日の地震の観測記録（KiK-net 波崎、地表）



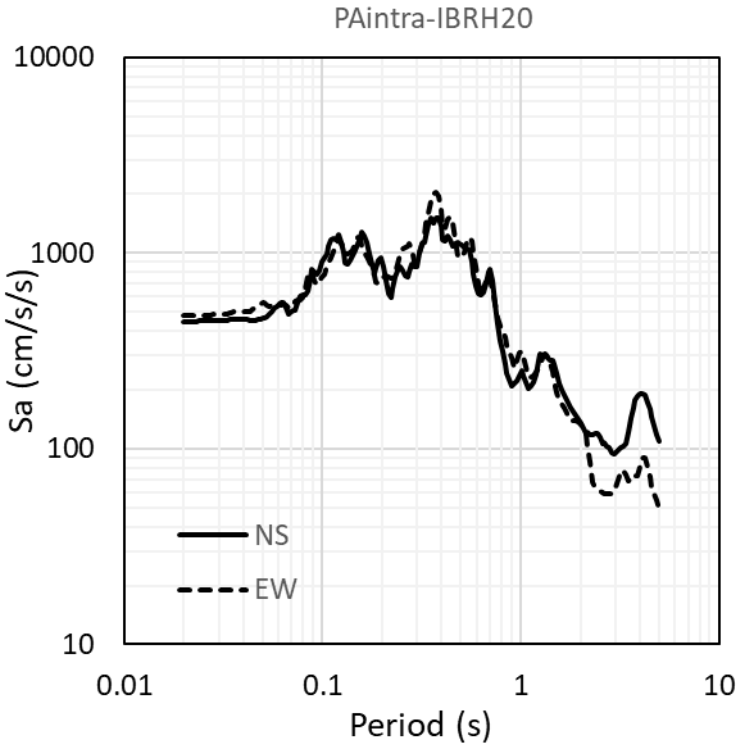


図 2.5-4　KiK-net 波崎における太平洋プレートのスラブ内地震に対する
サイトスペシフィック地震動

2.5.2　サイト補正方法の検証

2.4 節で示した標準波を補正した事業所のサイトスペシフィック地震動と、2.5.1 項で示した経験的グリーン関数法により計算した事業所のサイトスペシフィック地震動を比較して図 2.5-5 に示す。

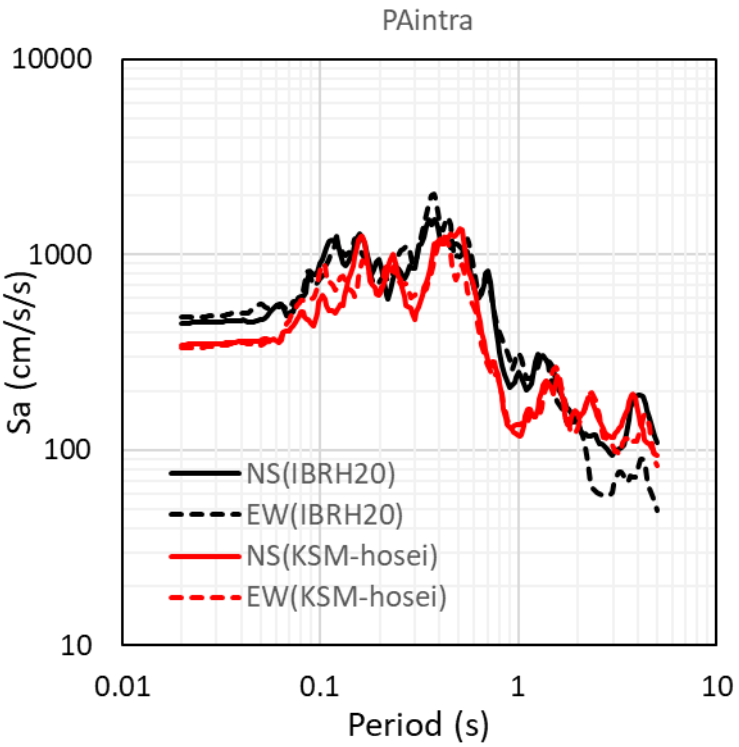


図 2.5-5　標準波を補正した事業所のサイトスペシフィック地震動と経験的グリーン関数法により計算した事業所のサイトスペシフィック地震動の比較

3. 微動観測記録に基づく標準波の補正の例示

3.1　はじめに

高圧ガス設備の耐震設計における設計用入力地震動として，サイトスペシフィック地震動を用いる場合，設計対象構造物を設置する場所において得られている適切な地震観測記録を用いて経験的グリーン関数法によってサイトスペシフィック地震動を作成することが望ましい。しかし，地震観測の期間が十分でないなどの理由により，レベル 2 地震動の対象とすべき断層等近傍で発生した小地震の記録が得られていないことも少なくない。そのような場合，統計的グリーン関数法，差分法等の理論的手法等を採用してサイトスペシフィック地震動を作成することが考えられる。

また，設計対象地点の地盤構造を考慮して近隣の強震観測点を対象として作成された標準波を補正したうえで用いることも可能である。設計対象地点において地震観測が行われていれば，得られた地震観測記録を用いて補正を行うことができる場合がある。地震観測記録を用いた標準波の補正方法については別項に示す。本稿では，設計対象地点で適切な地震観測記録が得られていない場合に，標準波を補正する方法の一例として微動観測記録に基づく標準波の補正方法について述べる。微動とは地面の極めて微小な震動で高感度の地震計を用いることで常時観測可能な地盤震動であり，長周期から短周期まで広帯域の周波数特性を有することが知られている。一般に微動の周波数特性や位相特性は地盤構造の影響を強く受けていると考えられており，微動を観測することで地盤の速度構造を推定することが可能である。

しかし，微動観測とその記録の処理には多大な手間がかかるにもかかわらず，微動を用いた速度構造の推定精度は弾性波の波長に規定されるため，深い構造の推定精度は工学的な観点からは十分に高いとは言えない。したがって微動観測に基づく補正手法は地震観測に基づく手法を置き換えるものではなく，地震観測記録が得られないなど，やむを得ない場合に採用すべき手法の一例であって，高圧ガス設備の設計用入力地震動の設定において，推奨される手法ではないことには注意を要する。

3.2　微動観測記録を用いた標準波の補正方法の基本的な考え方

高圧ガス設備の耐震設計においては，設計用入力地震動は工学的基盤面で設定することとしている。そのため，標準波も工学的基盤面における波形として作成する。また，標準波を作成する地点 (以下,「基準地点」または「代表地点」と呼ぶ) は長期間の地震観測が行われていて地震動記録の十分な蓄積がある地点 (例えば，K-NET などの強震観測点) を選ぶこととしているため，設計対象構造物を設置する地点 (以下,「対象地点」) とは異なることが一般的である。対象地点における設計用入力地震動を作成するにあたって標準波を用いる場合は，基準地点と対象地点の地盤の違いによる地震応答の違いを考慮することが必要となる。

対象地点での工学的基盤面での地震動を作成するためには基準地点における工学的基盤面における標準波を補正しなくてはならない。以下では，補正に用いる関数を「補正関数」と呼ぶ

ことにする。対象地点において地震観測を行って得られた複数の地震観測記録を用いて補正関数を作成することが適切であるが，地震観測記録が十分に蓄積されていない場合や地震観測が行われていない場合，地震観測によらずに補正関数を作成する代替手法が必要となる。微動観測記録を用いて標準波の補正方法を行う場合の基本的な方針を以下に示す。

- 標準波の補正は工学的基盤面で行う。
- 基準地点から対象地点への補正関数は，必然的に工学的基盤面より深い構造の影響を反映したものとなる。
- 微動観測によって対象地点および基準地点で地震基盤までの速度構造を同定したうえで，地震基盤から工学的基盤上面までの 1 次元伝達関数を理論的に求める。両地点での理論伝達関数の絶対値の比をもって補正関数とする。なお，理論的には伝達関数は位相情報を含む複素数関数として得られるが，位相情報のモデル化は必ずしも容易ではないため，位相情報の取扱い方法が確立するまでの間は，振幅特性の補正に限ることとする。
- 地震基盤としてせん断波速度 (Vs) が 3 km/s 程度の層を想定する。
- 工学的基盤としては，標準波を作成するにあたって設定される層を対象とし，Vs がおよそ 400 m/s 程度の層を想定する。
- 基準地点において地震基盤までの速度構造が既知の場合は，基準地点における微動観測を省略してよい。

  (注) 必ずしも既知の速度構造が正しいとは限らないため，対象地点における微動観測とあわせて基準地点においても微動観測を実施して，地震基盤までの速度構造を推定して既存情報の妥当性を検証しておくことが望ましい。

- 上下動成分の微動を観測して Rayleigh 波の位相速度を推定する。

  (注) 直交する水平動 2 成分を加えた 3 成分観測により Love 波の位相速度もあわせて推定することで，制約条件を増やし，より精度の高い速度構造の推定が可能となる。

  (注) Love 波の位相速度の推定は困難であることが多い。

- 対象地点 (および，必要ならば基準地点) において微動のアレイ観測を実施し，適切な解析方法を用いて位相速度を推定し，得られた位相速度を説明可能な速度構造を推定する。

  (注) 観測から得られた位相速度を説明可能な速度構造は無限に存在する。既知の地盤情報や重力異常 (ブーゲー異常) 図，J-SHIS (地震ハザードステーション https://www.j-shis.bosai.go.jp/) の深部地盤構造モデルなどを活用して，既存の知見と矛盾が少なく，かつ合理的と考えられる速度構造モデルを適切に選択する必要がある。

  (注) 解析では水平成層構造を仮定する。しかし，一般に，実際の地盤は水平成層ではないことが考えられるため，地震基盤の 3 次元形状の影響について配慮が必要となることがある。

  (注) 地震基盤の 3 次元形状については，重力異常図などを参照することで概略の形状を推測することができる。必要に応じて，公開されている重力異常のデータを用いて，(地震基盤に相当すると考えられる) 重力基盤の 3 次元形状を推定し，地震波動場への

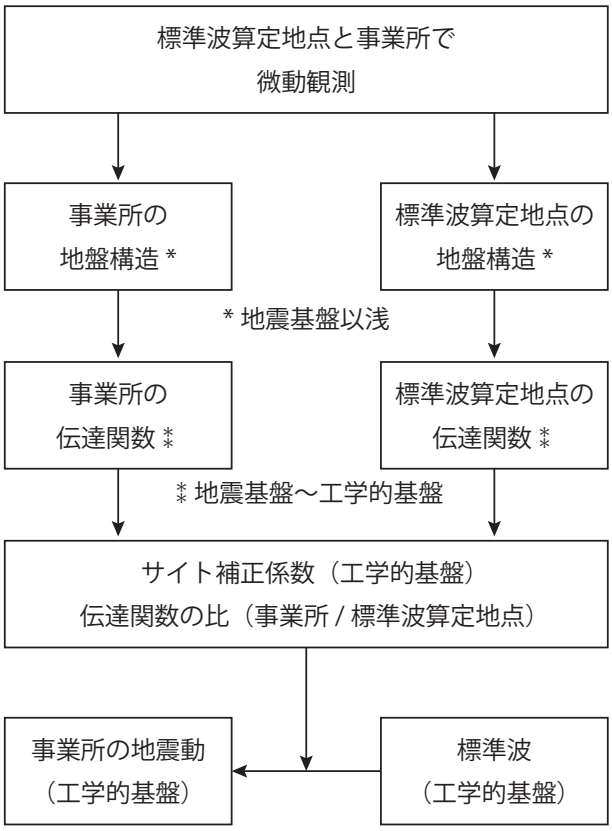


図 3.2-1 微動記録に基づく標準波の補正のフロー

3 次元形状の影響について検討することが望まれる。

- 十分に長周期まで位相速度を推定できるようなアレイ配置とする。

  (注) 位相速度を推定すべき周期帯は (未知の) 速度構造に依存するが，1 秒以下の短周期領域はもとより，少なくとも 5 秒程度以上，10 秒程度までの周期帯においても精度よく微動を測定せねばならないことが多いと考えられる。

- 観測によって十分に長周期まで位相速度が推定できなかった場合は，観測された水平動/上下動スペクトル比 (H/V) のもっとも長周期のピーク (山) とディップ (谷) の周期を活用する。

  (注) Rayleigh 波の理論楕円率の山・谷の周期を H/V のそれと比較して地震基盤の深度を推定することができるが，推定精度はそれほど高くない。

上記の方針に基づいて標準波を補正する手順を図 3.2-1 に示す。なお，次項以降に述べる通り，微動観測およびその解析においては，微動の特性をよく理解した上で適切な観測装置を用いて適切な解析を行うことが不可欠である。

3.3 微動観測に用いる機器等

3.3.1 センサ

微動観測に用いることができるセンサには大きく分けて加速度計と速度計がある。工学分野における微動観測では加速度計が用いられることが多い。理論的には直流 (DC) 成分までフラッ

トな応答特性であるが，DC まで感度があるわけではないことに注意が必要である。特に，加速度計の多くは長周期領域での位相特性が安定しないため，位相速度を推定する目的には必ずしも適しているとは言えない。日本国内で微動観測をする場合，周期 1 秒前後で微動レベルが著しく低くなるため，加速度計を用いて微動のアレイ観測をすると 1 秒より長周期領域では位相速度を正しく推定できないことが多い。

なお，工学的基盤面より表層の速度構造推定を目的としてセンサ間距離が数 m から数十 m 程度のアレイ観測を実施するような目的であれば加速度計は有効な選択である。

本稿で扱うように，工学的基盤から地震基盤までの速度構造を同定する目的には 1 秒以下の短周期領域から 10 秒程度までのやや長周期領域の微動の位相を高い精度で測定する必要がある。そのため，本稿で扱う微動観測においては速度計を用いることが適切である。

微動観測に用いることができる速度計には動コイル型，フィードバック型などいくつかのタイプがある。

動コイル型速度計はセンサに外部電源を必要とせず電子回路に起因するノイズがないという長所がある反面，出力インピーダンスが高いため信号線を長く引き回せず信号線を通して外部のノイズが混入することがあるといった短所がある。また，動コイル型速度計を接続するデータロガー (記録装置) が高い入力インピーダンスを備えている必要があり，センサだけでなく記録装置を含めた観測システム全体を動コイル型センサにあわせて最適化しなくてはならない。動コイル型速度計はセンサの構造は単純であるが，振り子の機械的精度に大きく依存しており，性能を維持するためには適切な設置や継続的なメンテナンスなどが重要となる。

動コイル型速度計は，振り子の固有周期によってセンサが応答する周期帯が規定されるが，後処理で計器補正を行うことで固有周期の 5〜10 倍程度の周期帯まで高精度な観測が可能である。センサを設置した際に，振り子の固有周期は必ずしも仕様どおりにはならないため (厳密な水平をとれないため)，観測にあたっては必ず設置状態での固有周期と減衰定数を記録して計器補正を行った上で解析をおこなわなくてはならない。設置時の固有周期の仕様からのずれは固有周期が長いセンサほど顕著となるため長周期領域の微動観測に動コイル型速度計を用いる際には注意が必要である。

動コイル型速度計の例として，以下のようなものがある。

- 固有周期 8〜10 秒：PELS-73 (振動技研製；廃業，図 3.3-1)
- 固有周期 1 秒：PK-110 タイプ (勝島製作所製，図 3.3-2 やイセヤ製など)，PMK-110 (勝島製作所製，図 3.3-3)
- 固有周期 0.5 秒：L-22D (Sercel 製，旧 Mark Products 製)，KVS-300 (近計システム製，図 3.3-4)

PELS-73 であれば，条件によっては周期 80 秒程度まで高い精度で微動を観測可能である。PK-110 と PMK-110 はいずれも固有周期 1 秒であるが，両者の振り子の質量が大きく異なり，より重い振り子を有する PK-110 のほうが長周期領域での感度が高く 8 秒程度まで十分な精度で微動を記録できる。一方の PMK-110 は 5 秒程度より長周期領域では十分な精度が得られない場合が多い。

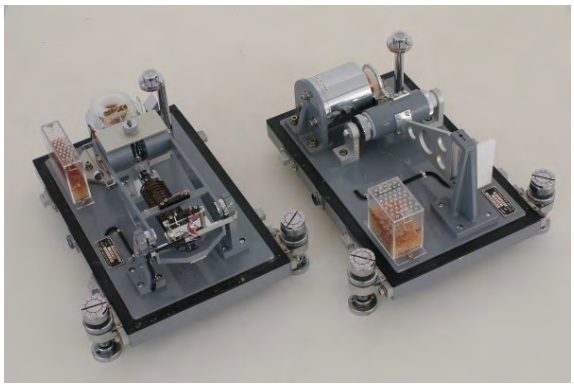


図 3.3-1 PELS-73 (振動技研製) の内部。左が上下動，右が水平動。

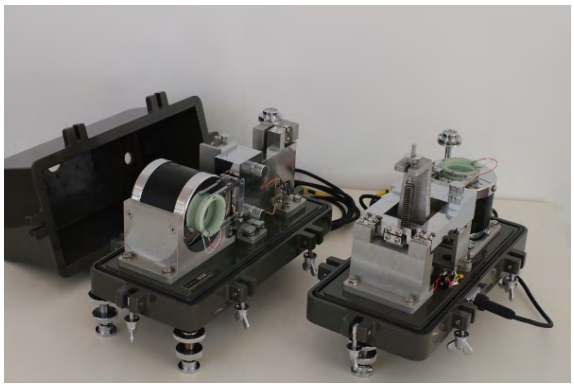
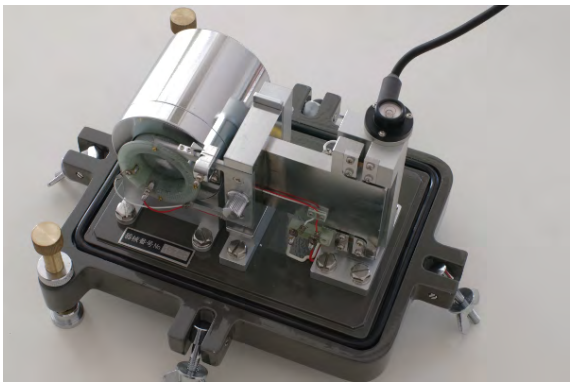


図 3.3-2 PK-110 (勝島製作所製) の内部。左が水平動，右が上下動。



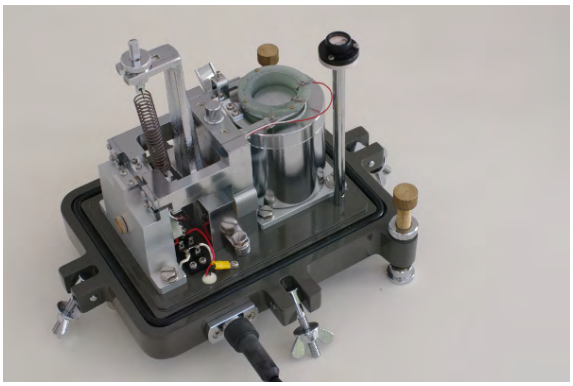


図 3.3-3 PMK-110 (勝島製作所製；特注で固有周期を 2 秒としたもの) の内部。左が水平動，右が上下動。

また，動コイル型速度計の特長を持ちながら計器補正などの後処理を不要とした速度計がある。比較的短い固有周期をもつ振り子に大きな減衰を与えることでセンサの応答がフラットな領域を振り子の固有周期よりも長周期側へ延ばして，感度が低下した分を高い S/N 比をもつアンプ (増幅器) で補って出力するタイプのものがある。厳密には設置状態での固有周期や減衰定数を記録して計器補正を行わなくてはならないが，短周期の振り子を用いることで固有周期などの設置時のずれの影響を小さくしていること，製造時点で振り子の特性を厳しく選別していることなどで実用上は計器補正を不要とすることができる。また，アンプを介して信号を出力するため出力インピーダンスが低く，信号線由来のノイズが入りにくくデータロガーの制約がない，という点でも優れている。設置が容易で解析において計器補正などの後処理を必要としない，あるいは計器補正をするとしても仕様上の値を用いることができるため観測と解析の効率を高めることができる。一方，センサ内部の振り子の機械精度，出力回路の精度などにおいて高い精度が必要となるため高価である。

このタイプの速度計はそれほど多くないが，LE-3D Lite (図 3.3-5) や LE-3D/5s (1 秒および 5 秒までフラット，Lennartz Electronic 製) が有名で広く使われている。LE-3D Lite は振り子としては固有周期が 0.222 秒 (4.5 Hz) のものが，LE-3D/5s は 0.5 秒 (2 Hz) のものが用いられているようである。なお，以前には 20 秒までフラットな LE-3D/20s もあったが，2023 年 11 月時点でカタログから落ちている。なお，Lennartz の LE-3D シリーズの場合，フラットレベルよりも長周期領域 (の一部) までは動コイル型速度計と (ほぼ) 同様の応答特性を示すため動コイル型速度計と同



図 3.3-4　KVS-300 (近計システム製；透明ケースに納められたデモンストレーション用)。



図 3.3-5　LE-3D Lite (Lennartz Electronic 製；左)。右奥はシリコンオーディオ製高感度加速度計

じ方法で計器補正をすることができ，より長周期領域まで正しく微動記録を解析できる。

フィードバック型速度計は動コイル型速度計の欠点の多くを克服し，より広い周期帯でフラットな応答特性を実現している。しかし，センサ内部のフィードバック回路や電子部品の精度などがセンサの性能を決定するため，高価であるとともに，経年劣化にも配慮が必要となる。フィードバック型速度計は，長周期領域の地震動を観測することを目的として開発されているため，非常に広い周期帯域で高精度に観測ができる一方で微動のアレイ観測のように，移動しながら臨時観測を行う，という観測スタイルにはあまり適合しないものも少なくない。例えば，(1) センサの設置後フィードバック回路が安定するまでに比較的長い時間を要する，(2) センサ出力が外気温の変化に敏感で大きな影響をうける，(3) フィードバック回路の 1/f ゆらぎと長周期領域の信号 (微動) を分離できない，などの特長があげられる。そのため，微動アレイ観測において広帯域のフィードバック型速度計を用いる場合には十分にセンサ固有の特性を理解しておかなくてはならない。

フィードバック型速度計の例として，例えば，VSE-15D-6 (10 秒程度までフラット；微動観測を念頭においたセンサ，東京測振製)，Trillium compact 20s や同 120s (20 秒および 120 秒程度までフラット，Nanometrics 製) などがある。これらは，フィードバックを変位制御によっていると考えられるが，SD-203 (勝島製作所製) のように速度フィードバックによって制御をするものもある。

3.3.2　データロガーなど

データを記録するためにはデータロガー (記録装置) が必要であるが，微動アレイ観測を用いて位相速度を推定するためには複数の観測点で同時観測をしてその位相ずれを同定しなくてはならない。そのため，観測点間の時刻が厳密に同期していることが必要である。時刻同期のためには，センサから長い信号線をひいて多チャンネルのロガーに全てのセンサ出力を接続する方法と，各観測点では個別に観測をするが時計信号によって同期をとる方法がある。

現在では，GPS (global positioning system) が一般的になってきたため，GPS にすべてのデータロガーを同期させて時刻精度を確保する方法が普通である。GPS を用いた時刻同期にあたっては，GPS 受信機が GPS 衛星に同期した 1 PPS (pulse per second) 信号を出力でき，1 PPS 信号にロ

ガー側の時計が同期するような構成とする。ネットワークを介して時刻同期を行う NTP (network time protocol) を用いた時刻同期システムを実装したロガーもあるが，NTP はサーバーからの論理的な距離が離れるほど同期精度が劣るため，位相速度の推定に必要な同期精度が得られないことが多い。NTP を用いて同期をとる場合は，観測システムのローカルなネットワーク内に NTP サーバーをたてて全てのロガーがルータを超えることなく直接 NTP サーバーに同期する，という観測システムを構築しなくてはならない。

季節や天候などにより微動の波動場の振幅レベルは大きく変動するものの，微動の信号レベルは一般に極めて小さく数 mkine ($\times 10^{-5}$ m/s) 程度で，高感度の速度計を用いてもセンサ出力は数 mV から十数 mV 程度であることが多い。地震観測の場合と異なり，広いダイナミックレンジは不要であるが，微動観測では微小信号を高精度に (高分解能で) 記録しなくてはならない。そのために一般にはアンプ (増幅器) で信号を増幅してから ADC (アナログ/デジタル変換器) に入力し，ADC における量子化の際の誤差を排除しなくてはならない。さらに動コイル型センサをデータロガーに接続する場合は，アンプの入力インピーダンスを十分に高くしておかなくてはならない。特に，ADC の IC に内蔵されている増幅回路は入力インピーダンスが低くて動コイル型センサを接続するには不適切なものも少なくない。その様な場合には，ADC の前段に少なくともゲイン 0 dB (増幅倍率 1 倍) の高い S/N 比をもつバッファアンプを挿入するなどの回路設計上の工夫が必要である。

データロガーに必要な回路は基本的にはアンプと ADC のみであるため非常に単純な構成である。アンプや ADC をはじめとするアクティブな素子や，コンデンサや抵抗などのパッシブな素子のいずれも温度の変化にともなって特性が変化する。動作中はアンプや ADC が発する熱により回路の温度変化は避けられないため，温度補償回路を挿入するなど，たとえ回路構成が単純であったとしても，回路設計 (特にアナログ回路設計) の基本的な作法に従って設計しなくてはならない。アンプに用いる IC についても，観測時間を確保するために消費電力を抑えると，特に長周期領域において 1/f ノイズが大きくなって S/N 比が大幅に悪化するため，S/N 比と消費電力のバランスを考慮した設計が肝要である。

観測者が自らデータロガーを設計してそれを用いて微動観測をするということは現在ではほとんどないものと考えられ，通常はなんらかのデータロガーを購入して利用することになる。このような場合でも，自らが用いているデータロガーがデータロガーに求められる上記の最低限の性能を満たしているかどうかについては常に注意を払わなくてはならない。そうでなければ，意図しないノイズ等を信号と誤認して間違った結果を得るばかりか，そもそも，結果が間違っていることに気が付かない，というリスクが伴うことになる。

観測に動コイル型速度計を用いる場合は，設置状態での振り子の固有周期と減衰定数を同定して後処理で計器補正を行う必要がある。そのために，通常はセンサの設置後にステップ応答を記録しておく。ステップ応答の記録には，コイル両端に外部から電圧をかけて振り子を釣り合い位置から少し移動させ，振り子が安定したのちに電圧を 0 V とすることで振り子を減衰自由振動させるのが簡単である。ステップ応答をとるために便利に使える回路と使用例が参考文献 [1] に記載されているので参考になるであろう。



図 3.4-1 RTK-GNSS 測量による観測地点の設定例 (ギョロマン製 GG-2)。奥にみえる端末が基準局，手前に見える端末が移動局 (右の写真では基準局が見えにくいが画面奥に写っている)。移動局の位置をコントローラでモニタしながら正三角形を構成する位置を決定 (杭打ち) する。

3.4 微動の観測法

観測方法はどのような解析法を用いて位相速度を推定しようとするかに依存する。空間自己相関法によって解析するならば，アレイでは正三角形の頂点と重心にセンサを設置する。一般に観測点間の距離が数百 m になるような大きなアレイにおいて精確な正三角形を構成することは容易ではない。道路上のさまざまな障害物や埋設物，または観測地点が私有地に入るような場合はセンサを設置できないため，事前に地図や航空写真を使ってセンサを設置できるかどうかを十分に検討しておく必要がある。

観測対象地点においてセンサの設置場所を適切に決定するための測量が必要となるが，近年では RTK-GNSS 測量を用いることで大幅な効率化を行うことができる。しかし，大きなアレイでは GNSS 基準局からの無線通信において免許を必要としない特定小電力無線局を用いていると電波が移動局まで届かないこともある。そのような場合には，必要に応じて無線免許を必要とする無線通信を使うか，ネットワーク RTK を使うことができる。図 3.4-1 に RTK-GNSS 測量によってセンサの位置決めを行っている様子を示す。

観測に必要とされるアレイのサイズは当該地点の位相速度 (波長) に依存する。同定可能な波長は，数十 m 程度までの小さいアレイでは観測点間距離の 10 倍から 50 倍程度，100m を超える大きいアレイでは 2 倍から 10 倍程度である。このことを考慮した上で異なるサイズのアレイを構成し，広い周期帯域で位相速度を推定できるようにする。

センサの設置にあたっては，埋設管，共同溝，暗渠，貯水槽などの埋設物がないことを確認し，盛土や切土の法肩や法尻のように震動が地形の影響を受けやすい場所を避け，平らな場所に置く。周囲に大きな木や電柱があるとそれらが風にゆすられて地面を揺らすため微動を正しく観測できない。電柱に設置されている変圧器などは，大きな電磁ノイズを発していてセンサの信号線を通して記録されることがあるため，埋設物や地形だけでなくセンサ上空にまで気を配って設置場所を決めなくてはならない。

やや長周期領域まで微動を測定する場合，風によってセンサが吹かれるとそれが弱い微風で

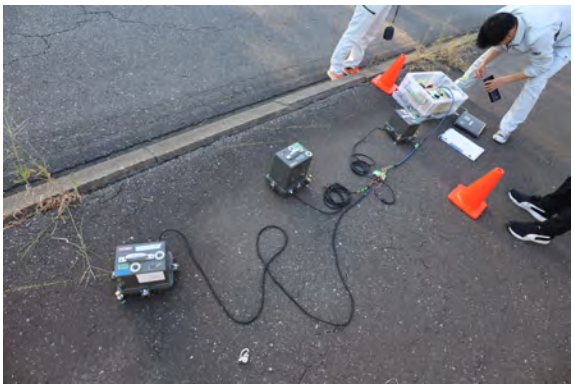



図 3.4-2 センサの設置例。左は手前から水平動，上下動，水平動の 3 成分の PMK-110 の設置が完了した状態。右はこれらのセンサに段ボール箱をかぶせて風よけとした状態。この状態で微動を記録する。




図 3.4-3 風よけとして段ボール箱を用いた例。信号線は段ボール箱の隙間を通して箱の外へ出し，段ボール箱にはレンガを置いて動かないように固定している。

あっても，高感度のセンサに直接風があたることでセンサが振動し，記録されてしまう。風による振動は周期が 2, 3 秒から数秒のものが多く，深い構造を知るために必要な微動の周期帯域と一致するうえ，観測記録からは微動と風の区別がつかないため正しい解析ができなくなる。そのため，段ボール箱などをセンサにかぶせて風よけをする。センサからの信号線が段ボール箱や周囲の草木などと接触しないように配置するとともに風よけにはレンガなどの重しを置いて風によって動かないようにする。図 3.4-2 に本稿の実施例として示した微動観測において用いた PMK-110 の設置例を，風よけの例を図 3.4-3 に示す。

動コイル型速度計を用いている場合はセンサを設置後，ステップ応答を記録する。その他のタイプのセンサを用いている場合はセンサの設置後に観測を開始する。観測中は，観測者は外乱ノイズがはいらないようにセンサから離れて静止していなくてはならない。観測時間は対象とする周期帯に依存するが，解析対象とする周期帯の 10 倍程度の解析区間が 100〜200 区間とれる時間とし，大きなアレイでは 2〜3 時間程度は必要である。なお，記録にあたって，サンプリングレートは 100〜200 sps (samples per second) 程度とする。

なお，アレイ観測を実施するにあたっては，センサとロガー等の動作確認をかねてハドルテストを行うことが望ましい。ハドルテストとは，観測に用いる全てのセンサを近接して並べて同時に記録をとって，全てのセンサ出力が同じであることを確認するものである。センサによっては運搬中に故障をすることもあり，全ての機材が正しく動作することをアレイ観測を実施す



図 3.4-4 ハドルテストの様子。手前の細長いケースの 8 台が LA-352，その奥の立方体の 4 台が吉見式速度計，さらに右奥の 9 台が PMK-110，左奥の小さな立方体の 3 台が KVS-300。吉見式速度計の周囲に置かれた小さな透明ケース内にはデータロガーの LS-8800 が，PMK-110 と KVS-300 の周囲におかれた透明コンテナ内にはデータロガーの AK-002，バッテリなどが格納されている。

る前に確認しておくことは重要である。また，アレイ観測記録を解析した結果，通常では考えにくい不自然な結果が得られた場合，それがセンサやロガーに起因するものなのか，地盤構造に依存する本質的なものであるか，を客観的に判断する根拠が必要になる。ハドルテストの記録を調べることでセンサやロガーに異常がなかったかを判断することができ，問題の切り分けに極めて有効である。図 3.4-4 に本稿の実施例として示した微動観測に先だって神栖総合公園内の駐車場において行ったハドルテストの様子を示す。

3.5 観測記録の解析法

3.5.1 記録の前処理

観測において動コイル型速度計を用いた場合は，観測時に記録した振り子のステップ応答の波形を用いて，振り子の固有振動数と減衰定数を同定する。速度計の振り子のステップ応答は 1 自由度系のインパルス応答関数そのものであるから関数形は以下の式で表わされる。

$$y(t) = A\exp[-h\omega t]\cos(\omega' t - \phi) \tag{3.5.1}$$

ここで，y はステップ応答波形で，t は時刻，ω は振り子の非減衰固有円振動数，h は減衰定数，A, ϕ は振幅と位相ずれで初期変位と初速度によって決まる。また，$\omega' = \sqrt{1-h^2}$，振り子の固有周期を T とすると $\omega = 2\pi/T$ である。初速度，初期変位は未知なので T, h, A, ϕ を未知変数と

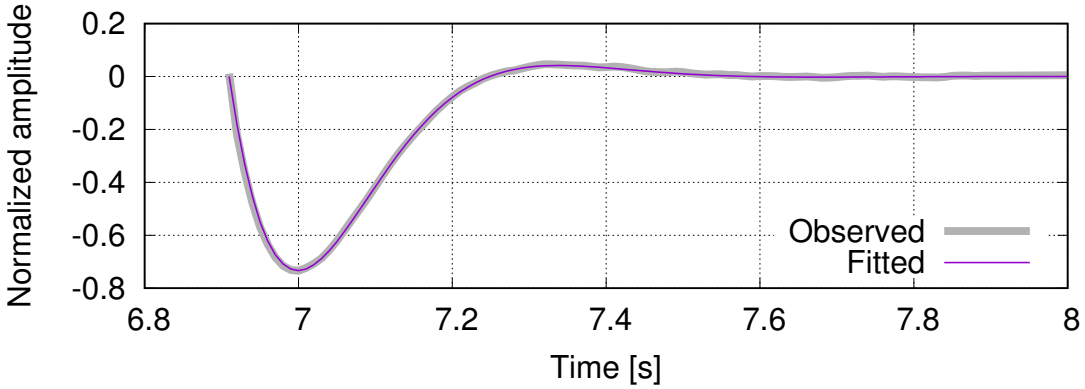


図 3.5-1　ステップ応答の例 (ZKN の Z8 観測点の上下動成分，センサは KVS-300)。このときの固有周期と減衰定数の最適解は $T = 0.500$ 秒, $h = 0.675$ であった。

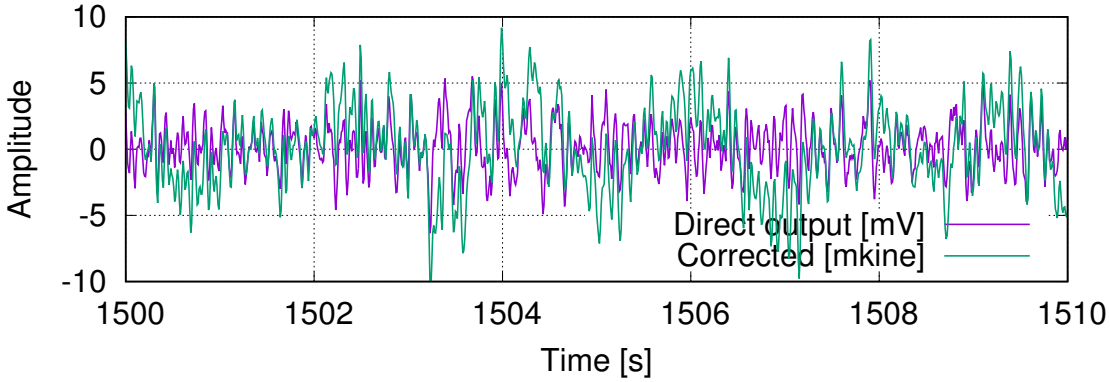


図 3.5-2　ステップ応答から同定された固有周期と減衰定数を用いて計器補正をした波形の例。観測点，センサは図 3.5-1 と同じ。計器補正によって長周期成分が強調され (顕在化し) ている。ただし，1/f ノイズによる長周期ノイズも拡大さ れていることに注意が必要である。なお，補正前の波形は記録された電圧値のまま，補正後の波形は地動速度であるため，振幅の絶対値は直接比較できない。

してステップ応答の波形 $y(t)$ とあうようにこれら 4 つのパラメータを同定すればよい。図 3.5-1 にステップ応答の記録とそれに式 (3.5.1) をフィッティングさせて得られた応答関数の例を示す。固有周期 T と減衰定数 h の最適値を用いて時間領域または振動数領域で計器補正をすればよい [1]。図 3.5-2 に計器補正を行う前後の波形の例を示す。

位相速度を推定するためにどのような手法を用いるかにも依存する部分があるものの，次項で述べる空間自己相関法か振動数-波数スペクトル法を用いて位相速度を求めるのが一般的である。これらの手法では振動数領域で解析するためフーリエ変換を適用する。フーリエ変換にあたっては時系列記録を適当な長さの区間に分割してフーリエ変換したうえで，記録のエルゴード性を仮定して平均を取ることでフーリエスペクトルを求める。観測記録には自動車などが通過したことによる非定常な外乱ノイズが含まれていることが多い。アレイを構成する全ての観測地点でそのようなノイズが含まれていない区間を選定する。長時間の観測をしても，外乱ノイズが多い場合は解析に使える区間が非常に少ないこともしばしばである。解析に用いる区間の数は少なくとも 10 区間程度は確保し，どうしても十分に解析区間を確保できないような場合には観測を深夜に実施するなどの対策が必要である。

各区間ごとのフーリエスペクトルを全て調べて特異な周波数特性の区間がないことを確認する。もし，全体の傾向から大きくずれる区間があった場合はそのような区間を取り除いたうえ

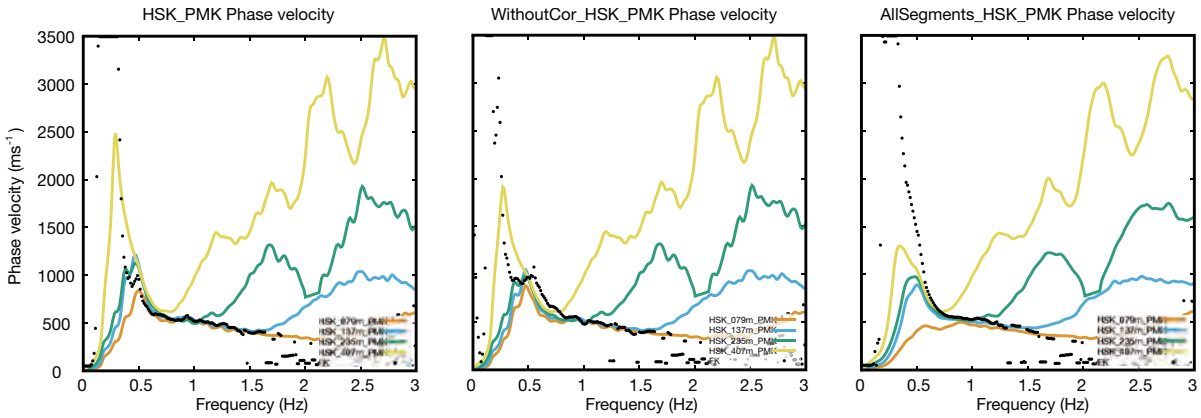


図 3.5-3 フーリエ変換に用いる区間の選定の有無，計器補正の有無の違いによる位相速度の推定結果の違い。この例では HSK での PMK によるアレイの記録を用いている。左から順に，(a) 解析に用いる区間をよく選定して計器補正をした場合，(b) 解析に用いる区間はよく選定されているが計器補正なしの場合，(c) 機械的に記録を分割してノイズの有無による区間の選定をしないで全区間を用いて計器補正も行っていない場合，を示す。最も大きなアレイである黄色の線をみると，推定される位相速度の周波数の範囲が左の図ほど低周波数領域に広がっている。一方，最も小さなアレイである橙色の線をみると，右図では 1Hz 以下の位相速度が推定出来ていないことがわかる。

で改めて平均をとってフーリエスペクトルとする。ある程度は自動処理で異常区間を除去できるが，最終的には目視によって手作業で解析に用いる区間を選択する必要がある。したがって，適切な解析区間を選択する作業には多くの時間と手間が必要となるのが普通である。

図 3.5-3 に計器補正の有無，解析区間の選定の有無による位相速度の推定結果の違いを示す。全区間を用いた場合 (右の図)，局所的な震動 (たとえば自動車の通過) によって，観測点間の相関が大きく損ねられるため位相速度が正しく求められない。特に，橙色のアレイ (観測点間距離が 79m) では 1 Hz 以下で位相速度が求まっていない。また，中央の図と左の図において黄色のアレイ (観測点間距離が 407m) を見ると，交通ノイズ等を含む区間を排除して解析区間を選定したという点は同じである。しかし，計器補正をしない場合 (中央の図) と計器補正をした場合 (左の図) を比較すると，計器補正によって 0.5 Hz 以下の位相速度が大きく求められていることがわかる。これはセンサの固有周期が約 0.5 Hz であり，0.5 Hz 以下ではセンサごとの応答特性の違いが顕在化することが原因である。センサごとの応答特性の違いによって，本来あるべき相関が過小評価されるために位相速度が小さく求められている (空間自己相関法を用いて位相速度を推定した場合)。真の位相速度は不明であるため，図 3.5-3 のなかのどの図が正しいか，を客観的に示すことは本質的に不可能である。しかし，図 3.5-3 のなかでは左の図ほど妥当性が高いと考えることには論理的な不自然さはないであろう。

3.5.2 位相速度の推定法

位相速度の推定方法は，主に周波数-波数スペクトル (frequency-wave number; FK) 法，空間自己相関関数 (spacial auto-correlation method; SPAC) 法が用いられる。SPAC 法は観測の際のアレイ形状が正三角形でなくてはならないという厳しい制約がある一方で解析は非常に容易である。

正三角形を構成する観測点のうち，観測点間距離が等しく r であるような 3 組のペアを構成する観測点での記録の相互スペクトル $S_{0i}(\omega)$ $(i=1,2,3)$ を求め，その実部をペアを構成する 2 地点 0 と i におけるパワースペクトル $S_0(\omega), S_i(\omega)$ の相乗平均で正規化し，$i=1,2,3$ について平均したものが位相速度の関数となることを用いる。すなわち，

$$J_0\left(\frac{r\omega}{c(\omega)}\right)=\frac{1}{3}\sum_{i=1}^{3}\frac{\Re[S_{0i}(\omega)]}{\sqrt{S_0(\omega)S_i(\omega)}} \tag{3.5.2}$$

なる関係において，観測記録から右辺の値が得られるため，これを満足する $c(\omega)$ を探索すればよい。ここで，$\Re[\cdot]$ は複素数の実部，$c(\omega)$ は位相速度，$J_0(\cdot)$ は第 1 種 0 次ベッセル関数である。詳細は参考文献 [1] などを参照されたい。

3.5.3 速度構造の推定法

微動の観測記録から得られた位相速度を説明できる速度構造を探索する。速度構造が決まれば，Rayleigh 波の分散曲線 (位相速度) は一意に決まるが [1]，観測された位相速度を満足する速度構造は無限に存在する。そのため，既知の情報を参照して矛盾のない適切な速度構造モデルを決定する。既存の情報としては J-SHIS の深部地盤モデルや KiK-net 観測地点でのボーリングデータを用いることができる。しかし，J-SHIS の深部地盤モデルは，既知の情報を補間して作成されているため，基準地点や対象地点のローカルな条件を精確に反映しているわけではない。また PS 検層も検層記録の読み取りによってせん断波速度や層厚にバラツキが生ずるため必ずしも絶対に正しいとは限らない。これらの情報を参考にして，既存の情報にあまりとらわれず，かつ大きな矛盾が生じないモデルとすることが望ましい。

速度構造の推定には遺伝的アルゴリズム (GA) など種々の逆解析法を適用することも可能である。

3.6 微動観測記録に基づく補正関数の算出の実施例

3.6.1 対象地点

鹿島コンビナート地区を対象とする。鹿島コンビナート地区の周辺の強震観測点は港湾空港研究所による鹿島造函-U (サイトコード：ZKN，以下同) および防災科学技術研究所による KiK-net 波崎 2 (IBRH20) (HSK) である。実施例では耐震設計を行う構造物の設置地点を仮想的に神栖総合公園 (KSS) とし，この地点を「みなし対象地点」とした。図 3.6-1 にこれらの観測点の位置を示す。

3.6.2 観測方法

観測は，2023 年 10 月 24 日から 26 日にかけて行い，24 日に KSS，25 日に ZKN，26 日に HSK でそれぞれ観測を実施した。いずれの地点でも一辺 400m 程度の正三角形を基本としてその 1/3 の正三角形を内側にとって，7 地点で同時に記録をとった。一辺 400m 程度の正三角形の重心位

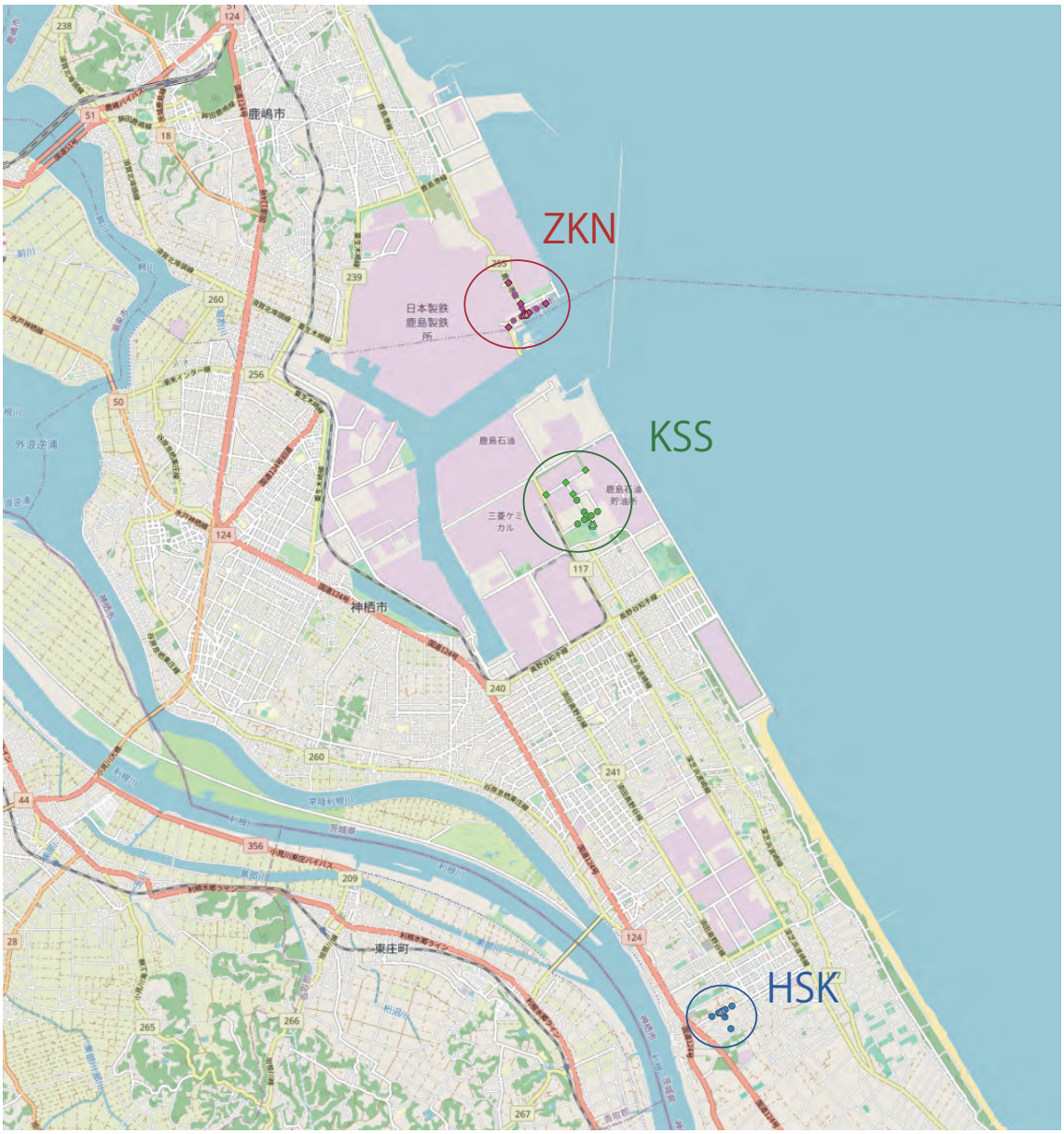


図 3.6-1　各観測点の位置

置のみ上下動，水平動 2 成分の 3 成分を観測し，それ以外の地点は上下動のみのとしている。また，一辺数 m 程度の小アレイを MEMS センサ (加速度計) を用いて設定した。KSS と ZKN では 400m 程度の正三角形の外側に 700～800m 程度の大アレイも設定している。

さらに，10 月 8 日に予備観測として 1 辺 50m の正三角形とその重心位置の 4 地点でのアレイ観測を 3 地点において行い，解析に用いた。

各地点における観測点配置の詳細を図 3.6-2～3.6-4 に示す。図中の丸の地点は PMK-110 + AK-002 による最大一辺約 400m のアレイ，三角の地点は KVS-300 + AK-002 による予備観測での一辺 50m のアレイ，菱形の地点は吉見式速度計+ LS-8800 による一辺 700～800m のアレイを構成していることを示している。PMK-110 以外のセンサは直交水平 2 成分と上下動成分の 3 成分を観測した。また，PMK-110 については約 400m のアレイの中心点 (Z4, K4, H4) のみ 3 成分を観測し，それ以外の観測点では上下動成分のみ観測した。Z4 における 3 成分の PMK-110 の設置状況

表 3.6-1　観測一覧

サイト名	アレイ辺長 [m]	センサ	ロガー	日時	記録時間 [分]
ZKN	4	A352	LA-352	10/25 14:00	30
	50	KVS-300	AK-002	10/08 09:55	60
	151	PMK-110	AK-002	10/25 12:28	212
	450	PMK-110	AK-002	10/25 12:28	212
	753	吉見式	LS-8800	10/25 09:45	120
KSS	4	A352	LA-352	10/24 18:30	30
	50	KVS-300	AK-002	10/08 13:15	70
	130	PMK-110	AK-002	10/24 17:00	250
	390	PMK-110	AK-002	10/24 17:00	250
	801	吉見式	LS-8800	10/24 14:55	377
HSK	3.5	A352	LA-352	10/26 14:40	30
	50	KVS-300	AK-002	10/08 16:05	15
	137	PMK-110	AK-002	10/26 12:00	180
	407	PMK-110	AK-002	10/26 12:00	180



図 3.6-2　鹿島造函 (ZKN) アレイ

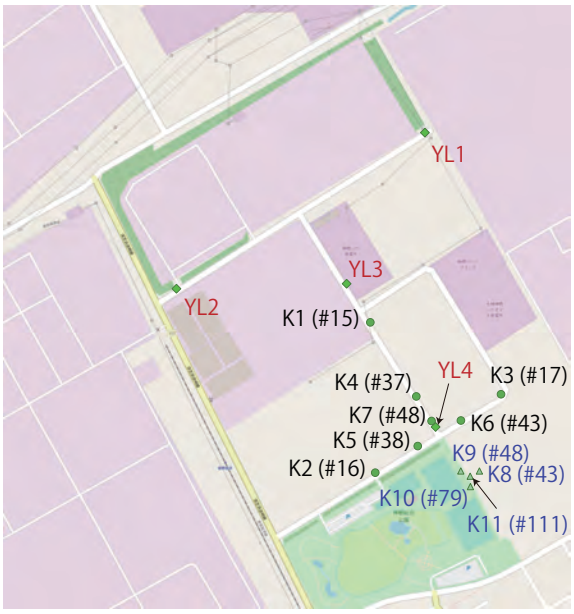


図 3.6-3　神栖総合公園 (KSS) アレイ

を図 3.4-2 に示す。

表 3.6-1 に観測地点ごとの観測内容の一覧を，また，以下に各地点での観測内容を北側のサイトから順に列挙する。

- 予備観測
  - 日時：2023 年 10 月 8 日
  - 場所：KSS，ZKN，HSK
  - アレイ構成：一辺 50m の正三角形とその重心位置の 4 地点
  - センサ：KVS-300 *



図 3.6-4 KiK-net 波崎 2 IBRH20 (HSK) アレイ

  - データロガー：AK-002 †
  - 記録時間：各地点それぞれ約 1 時間 (KSS のみ 15 分)
  - すべての地点で 3 成分を記録

- 本観測 (ZKN；図 3.6-2)
  - 日時：2023 年 10 月 25 日 12 時半から
  - 場所：ZKN
  - アレイ構成：一辺 753m，450m，151m，4m の正三角形
  - センサ：PMK-110 ‡ (450m と 151m アレイ)，吉見式速度計 § (753m アレイ)，LA-352 ¶ (4m アレイ)
  - データロガー：AK-002 † (450m と 151m アレイ)，LS-8800 ** (753m アレイ)
  - 記録時間：約 3.5 時間 (151m 以上のアレイ)，30 分 (4m の小アレイ)
  - PMK-110 は Z4 のみで 3 成分を記録しそれ以外の地点は上下動成分のみ記録。その他のセンサはすべての地点で 3 成分を記録
- 本観測 (KSS；図 3.6-3)
  - 日時：2023 年 10 月 24 日 17 時
  - 場所：KSS
  - アレイ構成：一辺 801m，390m，130m，4m の正三角形
  - センサ：PMK-110 ‡ (390m と 130m アレイ)，吉見式速度計 § (801m アレイ)，LA-352 ¶ (4m アレイ)
  - データロガー：AK-002 † (390m と 130m アレイ)，LS-8800 ** (801m アレイ)

  - 記録時間：約 4 時間 (130m 以上のアレイ)，30 分 (4m の小アレイ)
  - PMK-110 は K4 のみで 3 成分を記録しそれ以外の地点は上下動成分のみ記録。その他のセンサはすべての地点で 3 成分を記録

- 本観測 (HSK；図 3.6-4)
  - 日時：2023 年 10 月 26 日 12 時から
  - 場所：HSK
  - アレイ構成：一辺 407m，137m，3.5m の正三角形
  - センサ：PMK-110 ‡ (407m と 137m アレイ)，LA-352 ¶ (3.5m アレイ)
  - データロガー：AK-002 †
  - 記録時間：約 3 時間 (137m 以上のアレイ)，30 分 (3.5m の小アレイ)
  - PMK-110 は H4 のみで 3 成分を記録しそれ以外の地点は上下動成分のみ記録。その他のセンサはすべての地点で 3 成分を記録

∗ 近計システム製；固有周期 0.5 秒の動コイル型速度計
† aLab 製；100sps, 24bit，ゲイン 256 倍
‡ 勝島製作所製；固有周期 2 秒の特注仕様の動コイル型速度計
§ 東京測振製；Lennartz LE-3D/20s タイプの速度計
¶ クローバテック製；Epson 製の MEMS センサ A352 を用いたデータロガー一体型の加速度計
∗∗ 白山工業製；200sps, 24bit，ゲイン 1 倍

表 3.6-2 鹿島造函 (ZKN) の速度構造モデル

	密度 [t/m^3]	V_P [m/s]	V_S [m/s]	層厚 [m]	上面深さ [m]
1	1.950	1457	175.0	3.0	0
2	1.958	1583	260.0	6.0	3
3	1.950	1738	303.0	5.0	9
4	1.825	1555	274.0	6.0	14
5	1.800	1606	281.0	8.0	20
6	1.800	1606	288.0	10.0	28
7	1.805	1606	298.0	10.0	38
8	1.800	1640	305.0	6.0	48
9	1.800	1667	324.0	3.0	54
10	1.800	1649	316.0	6.0	57
11	1.800	1667	321.7	3.0	63
12	1.800	1667	337.0	10.0	66
13	1.850	1600	400.0	55.0	76
14	1.900	1800	500.0	254.0	131
15	2.000	2100	700.0	650.0	385
16	2.050	2400	900.0	500.0	1035
17	2.250	3200	1500.0	50.0	1535
18	2.650	5500	3200.0	∞	1585

表 3.6-3 神栖総合公園 (KSS) の速度構造モデル

	密度 [t/m^3]	V_P [m/s]	V_S [m/s]	層厚 [m]	上面深さ [m]
1	1.90	1400	195	7.5	0
2	1.93	1500	215	5.0	7.5
3	1.95	1500	280	4.0	12.5
4	1.85	1600	350	120.0	16.5
5	1.85	1600	400	40.0	136.5
6	1.90	1800	500	310.0	176.5
7	2.00	2100	700	350.0	486.5
8	2.05	2400	900	200.0	836.5
9	2.25	3200	1500	250.0	1036.5
10	2.55	4600	2900	90.0	1286.5
11	2.65	5500	3200	∞	1376.5

表 3.6-4 KiK-net 波崎 2 (HSK) の速度構造モデル

	密度 [t/m^3]	V_P [m/s]	V_S [m/s]	層厚 [m]	上面深さ [m]
1	1.70	430	180	4.0	0
2	1.70	1500	180	4.0	4
3	1.75	1500	280	52.0	8
4	1.85	1700	430	70.0	60
5	1.90	1700	510	135.0	130
6	1.90	1800	600	185.0	265
7	2.10	2300	970	70.0	450
9	2.15	2600	1200	410.0	520
10	2.45	4400	2500	200.0	930
11	2.65	5500	3200	∞	1130

3.6.3 解析結果

解析にあたっては 81.92 秒の区間を切り出してフーリエ変換をおこなった。ただし，HSK の予備観測は記録時間が短かったため 40.96 秒，MEMS 加速度計 (LA-352) の記録は 10.24 秒とした。予備観測では解析に用いた区間は HSK で 8 区間，それ以外は 10 区間以上，10/24 からの本観測の記録はいずれも 30 区間程度以上を選んだ。選択された各区間のフーリエ振幅スペクトルは付録に示す通り，いずれも似たような周波数特性を示しており，大きなノイズを含む区間は選ばれていない。

得られたフーリエスペクトルに空間自己相関法を適用し，各地点での空間自己相関係数 (式

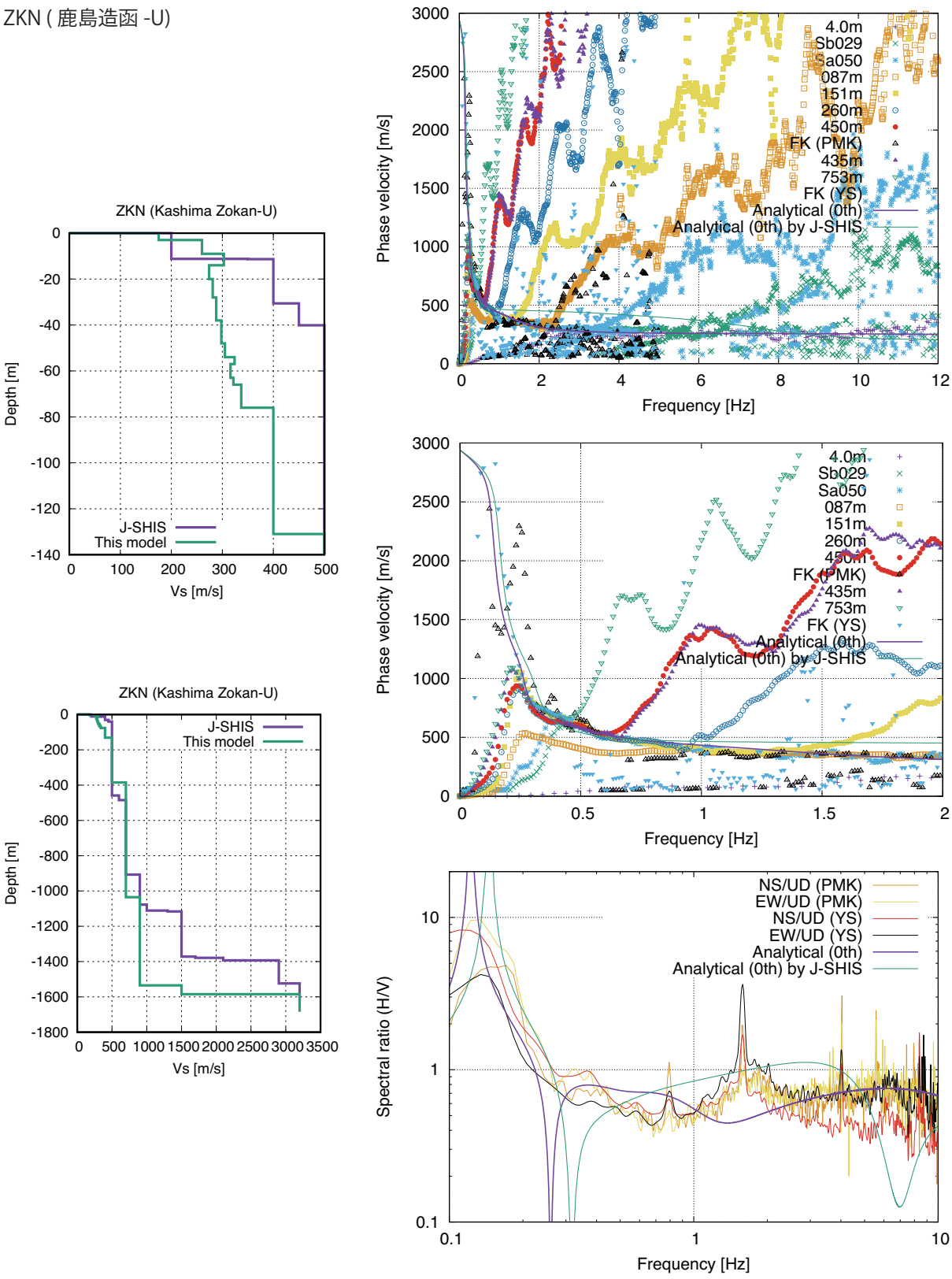


図 3.6-5 ZKN における位相速度，楕円率，せん断波速度プロファイル

(3.5.2) の右辺) を求め，これを満足する位相速度を求めた。得られた空間自己相関係数は付録に示す。

得られた位相速度を満足すると思われる地盤構造モデルを表 3.6-2～3.6-4 に示す。これらの図

KSS (神栖総合公園)

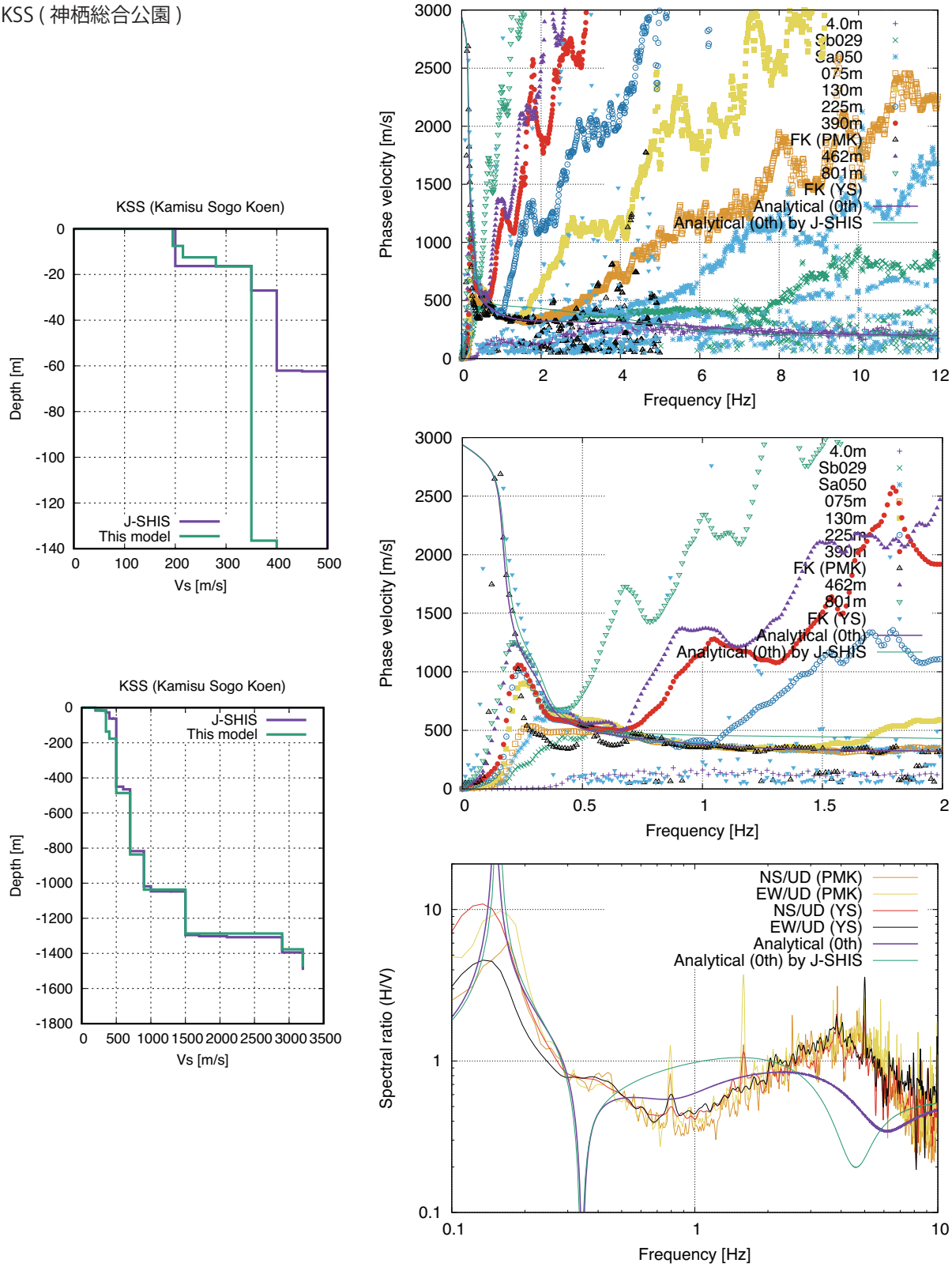


図 3.6-6　KSS における位相速度，楕円率，せん断波速度プロファイル

中の位相速度は 0〜12 Hz (右上の図) と 0〜2 Hz を拡大したもの (右中央の図)，せん断波速度プロファイルは表層から工学的基盤面までを拡大したもの (左上の図) と地震基盤面まで (左下の図) をそれぞれ示している。

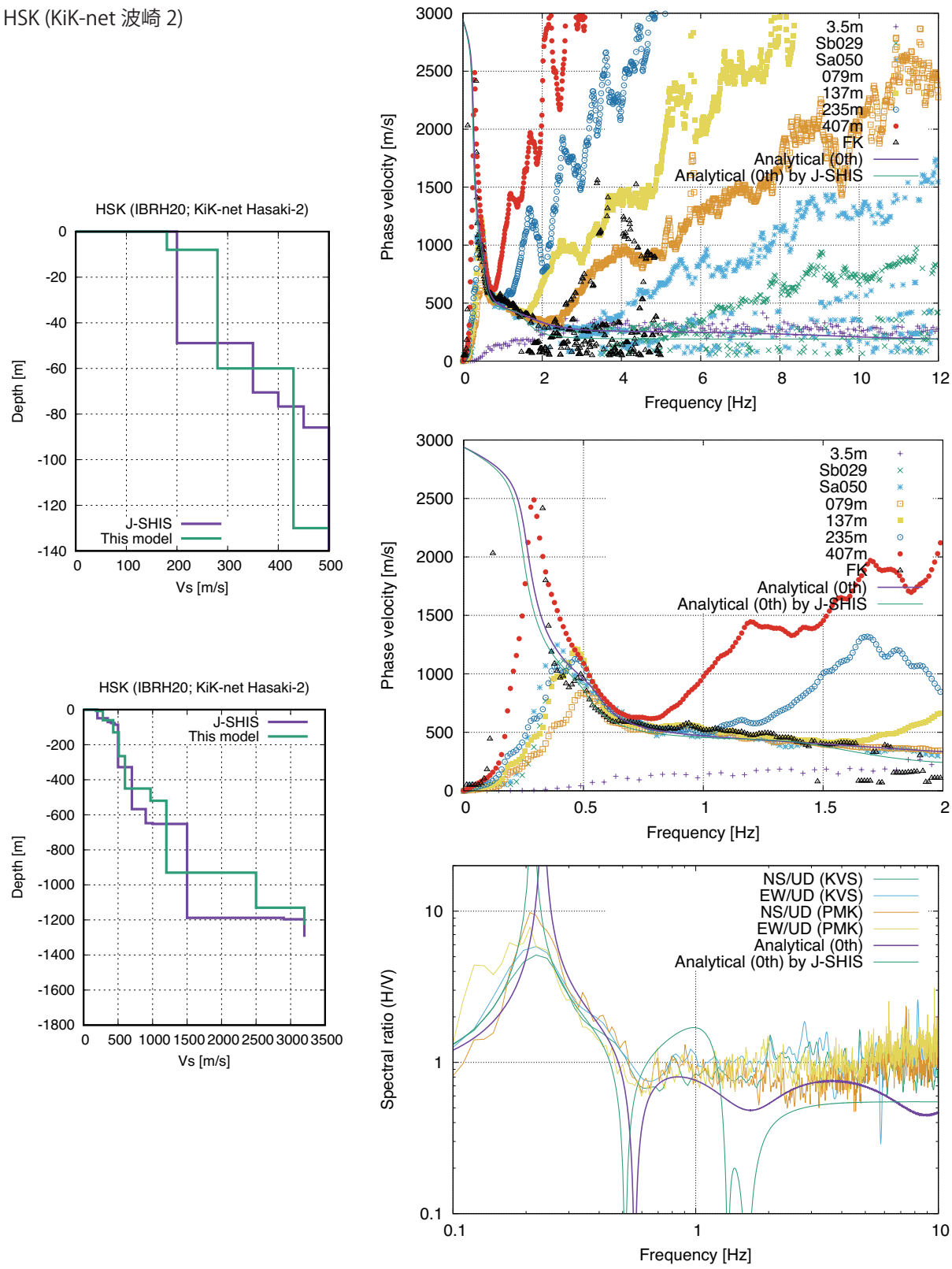


図 3.6-7　HSK における位相速度，楕円率，せん断波速度プロファイル

ZKN は表層約 70m まで PS 検層の結果があるため，PS 検層の結果をそのまま用いている。HSK は地表に加えて GL-930m に地中地震計が設置されており，GL-930m までの PS 検層結果がある。KSS は東側の海寄りの場所に複数のボーリングデータがあるものの，いずれも深さは 5m 程度で

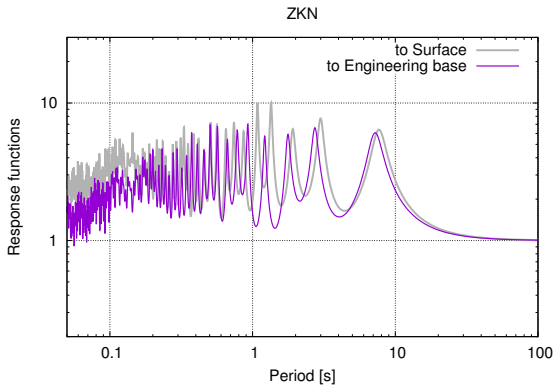


図 3.6-8　ZKN における地震基盤からの伝達関数

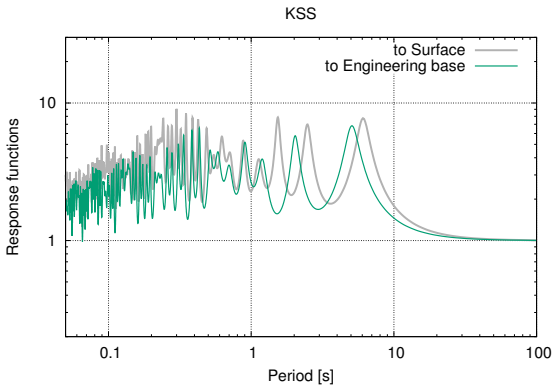


図 3.6-9　KSS における地震基盤からの伝達関数

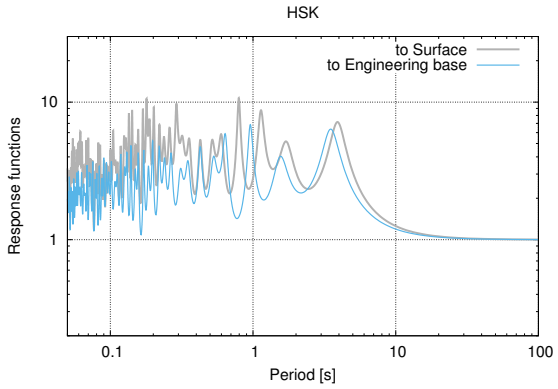


図 3.6-10　HSK における地震基盤からの伝達関数

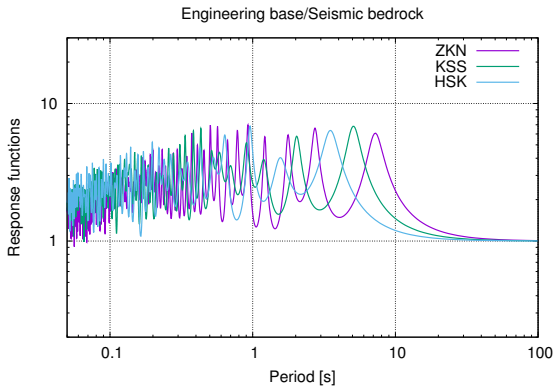


図 3.6-11　各地点での地震基盤から工学的基盤上面までの伝達関数の比較

2〜3m までは N 値が 0〜1，その下は N 値が 0〜1 が続く場合と N 値が 50 を超える場合があり，系統だった傾向がみられない。

また，各地点の速度構造を決めるにあたって，J-SHIS の深部基盤モデルを参照した。図 3.6-5〜3.6-7 に示すせん断波速度プロファイルには，J-SHIS によるモデルと微動観測から推定された位相速度を用いて求めたモデルを示している。位相速度と水平動/上下動スペクトル比 (H/V) の図には，これら 2 つのモデルから求められる Rayleigh 波の基本モードの理論分散曲線と理論楕円率をそれぞれ示している。

3.6.4　伝達関数

表 3.6-2〜3.6-4 に示す速度構造モデルを用いて，各地点での伝達関数を求める。1 次元成層構造を仮定し，地震基盤から地表までおよび，地震基盤から工学的基盤上面までの SH 波の伝達関数を求める。伝達関数は地震基盤に 2E 波が入力されたときの地表および工学的基盤上面での 2E 波の応答倍率として求めた*。したがって，周期無限大において伝達関数は 1 に収束する。また，減衰定数は地層によらず全て一律として，後述する HSK での伝達関数と観測記録の比較から $h = 0.25\%$ (Q 値 $= 200$) としている。得られた伝達関数を図 3.6-8〜3.6-11 に示す。

*1 次元成層構造を伝播する実体波には上昇波と下降波があるが，伝統的に上昇波を E，下降波を F を表現することが多い。地表面では上昇波が全反射するため地表面での振幅は上昇波の 2 倍となるため 2E と表わす。また，ボーリング孔内に設置された地震計で観測される波形は上昇波と下降波の両方が含まれるため，E+F と表わす。

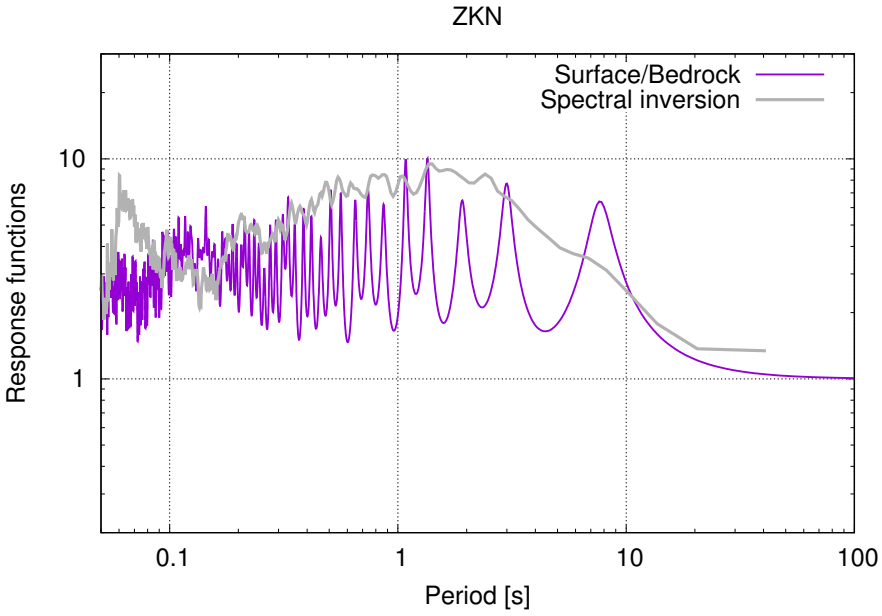


図 3.6-12 ZKN における地震基盤から地表までの伝達関数とスペクトルインバージョンによって求められたサイト特性の比較

3.6.5 伝達関数の妥当性の検討 (ZKN)

野津・長尾 [2] は全国の強震動観測地点におけるサイト特性をスペクトルインバージョンを用いて求めており，鹿島造函-U のサイト特性も求められている (Kik-net 波崎 2 のサイト特性は求められていない)。野津・長尾によるサイト特性は地震基盤から地表までの伝達関数であると考えることができるため，表 3.6-2 に示す構造モデルから求められた伝達関数と比較する (図 3.6-12)。図 3.6-12 を見るとスペクトルインバージョンによって求められたサイト特性には地層境界における重複反射による明確な山谷ははっきりしないことがわかる。このことは，単純な 1 次元構造では実際の地震動に含まれているサイト特性を十分に説明できない可能性が高いことを示唆している。どのような構造を考えるべきかについて，例えば図 3.6-13 に示す重力異常 (ブーゲー異常) を見ると ZKN は局所的なすり鉢状の低重力異常の底部に近いことがわかる。ブーゲー異常は地殻よりも深い密度構造の影響もうけているため，そのまま地震基盤の 3 次元形状に対応するわけではないものの，およその形状を想像することは可能である。ZKN における地震動は局所的な基盤の 3 次元形状の影響により，単純な 1 次元成層構造モデルでは十分にモデル化できない可能性が高いことは十分に推察できる。このように地震基盤の 3 次元形状の影響が考えられる場合は必要に応じてより詳細な検討 (3 次元の地震応答解析など) をすべきであることを付記しておく。

また，0.1 秒前後では理論伝達関数とサイト特性は山谷が完全に逆になっている。高い周波数における齟齬であるため，ごく浅い部分の構造の影響によるものと推察されるが，ごく表層部分については，鹿島造函-U における PS 検層の結果を用いて地盤構造をモデル化しているため，PS 検層結果から大きく逸脱するモデルとすることも適切ではないと考えて，PS 検層結果を採用している。スペクトルインバージョンの結果と理論伝達関数の整合性はあまり芳しくない。

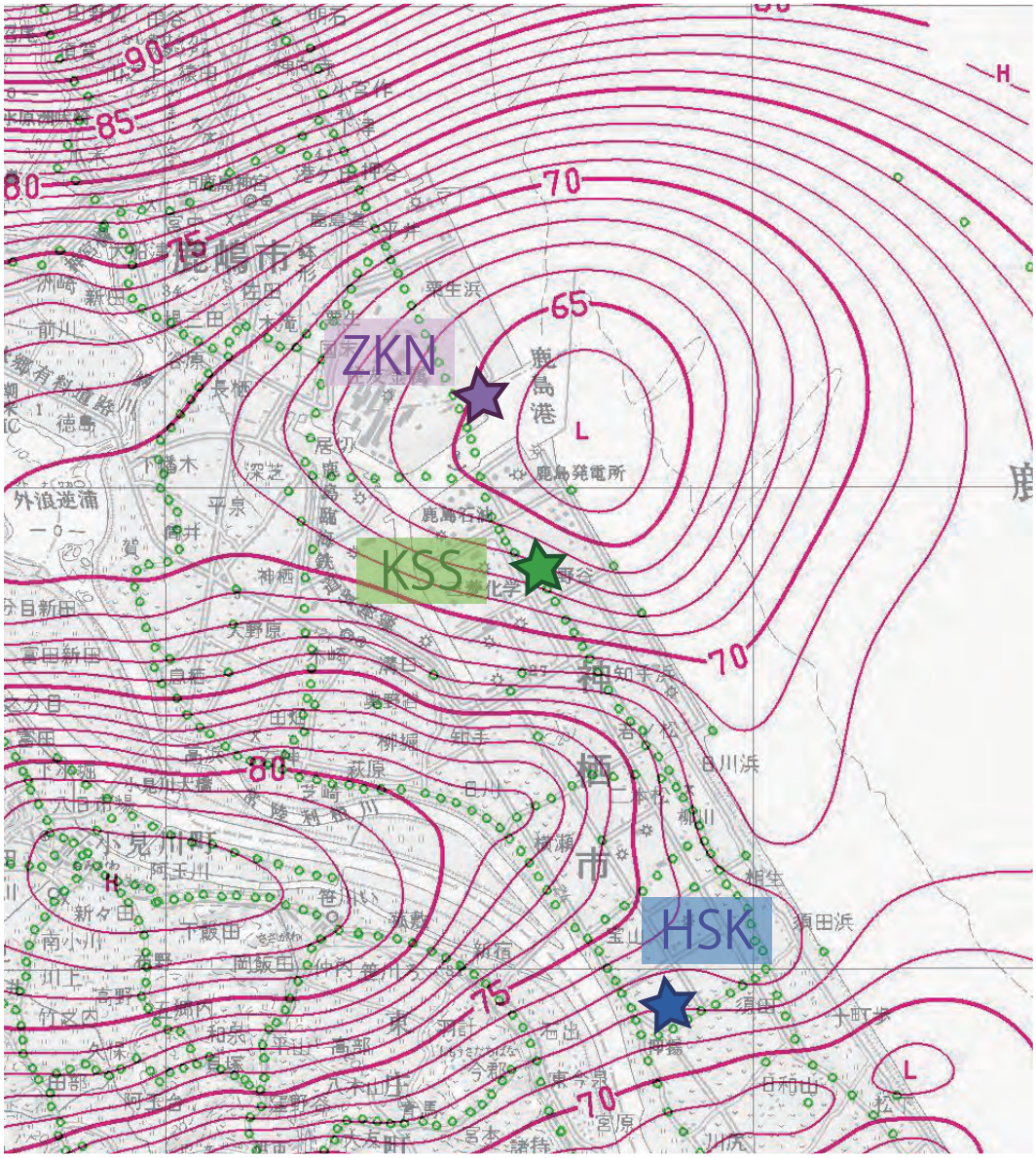


図 3.6-13 観測対象地域の重力異常 (ブーゲー異常) 図 (仮定密度 2.0 [g/cm^3]，コンター間隔 1 [mGal]，参考文献 [3] から対象地域を切り出して加筆)

3.6.6 伝達関数の妥当性の検討 (HSK)

KiK-net 波崎 2 では，GL-930m と地表での地震観測が行われている。地震動記録から求められる地表/地下のスペクトル比と理論伝達関数とを比較する。地震動記録を用いる場合は，地下では E+F 波が観測されているため，理論伝達関数も GL-930m の位置に E+F 波を入力した場合の地表での 2E 波との比を求めて比較する。

比較に用いる地震記録は遠地の大きな地震か，比較的近い地震については震源深さが 40 km 以上の深い地震による表 3.6-5 に示す 11 個の地震の記録を選んだ。SH 波の理論伝達関数と比較するため，地震動記録のなかの S 波部分を用いてフーリエ変換するべきであるが，本稿では記録の全区間を用いてフーリエ変換してフーリエ振幅スペクトルを求めている。フーリエ振幅スペクトルに対して振動数領域で Hanning ウィンドウによる平滑化を 4 回くりかえした。得られた

表 3.6-5 HSK における地表/地下スペクトル比の計算に用いた地震

発震時刻	緯度 [度]	経度 [度]	震源深さ [km]	マグニチュード	震央距離 [km]	震源距離 [km]	最大加速度 [Gal] (NS)	(EW)
2008/05/08 01:45:00	36.227	141.607	51	7.0	90.397	103.792	37.263	42.119
2011/05/01 10:27:00	35.895	140.853	39	4.5	13.170	41.164	11.183	58.021
2011/05/22 07:06:00	35.728	140.643	48	5.5	13.758	49.933	34.561	38.072
2012/01/06 05:55:00	35.888	140.852	40	4.5	12.674	41.960	16.908	66.508
2014/06/28 16:11:00	35.892	140.890	41	4.5	15.896	43.974	19.117	70.125
2017/02/19 18:19:00	35.730	140.663	52	5.4	12.588	53.502	27.983	34.256
2020/04/12 00:44:00	36.198	139.960	53	5.0	80.803	96.634	15.206	25.296
2020/05/04 22:07:00	35.730	140.610	48	5.6	15.539	50.453	28.496	38.997
2021/02/13 23:08:00	37.728	141.698	55	7.3	227.751	234.298	29.297	39.753
2022/03/16 23:36:00	37.697	141.622	57	7.4	222.060	229.259	41.304	39.486
2023/02/28 12:55:00	35.895	140.870	40	4.5	14.467	42.536	20.655	73.425

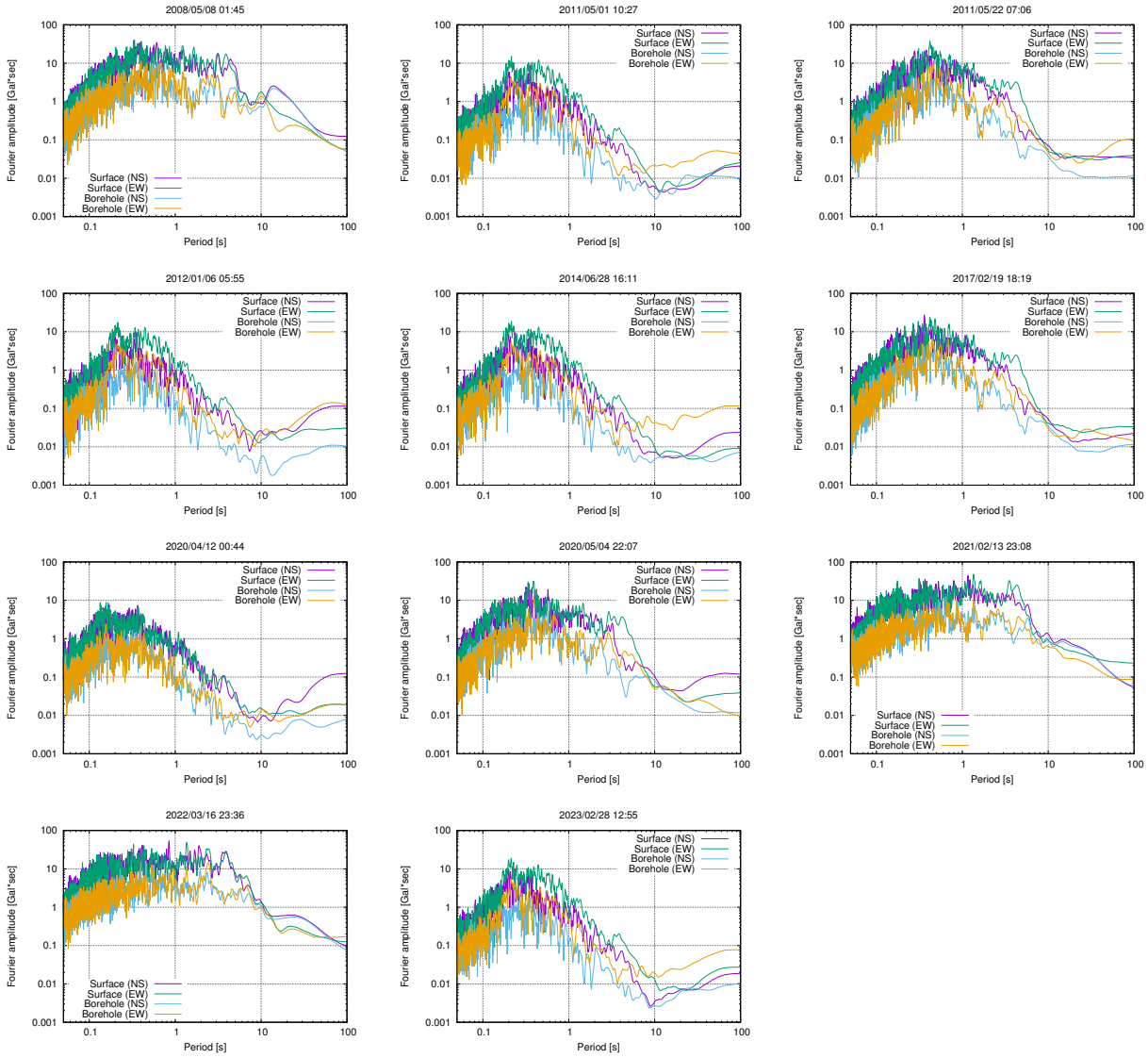


図 3.6-14 HSK における地表および地下の地震動記録のフーリエ振幅スペクトル

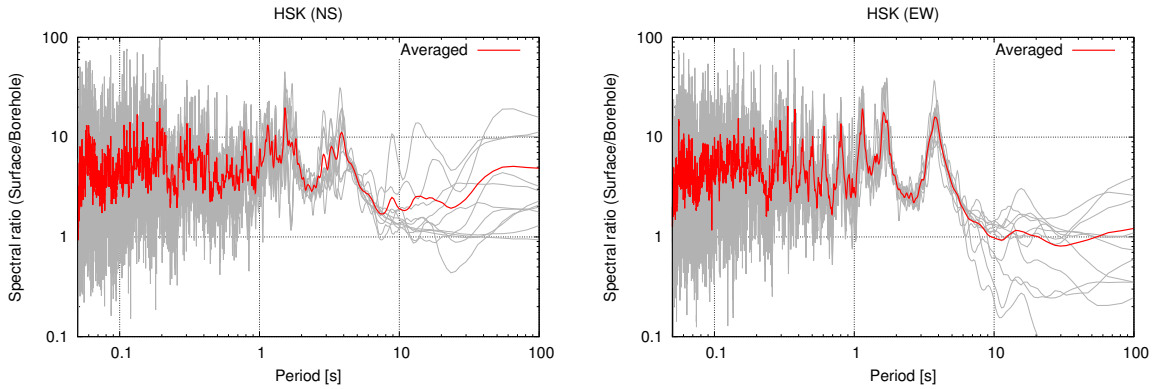


図 3.6-15　HSK における地表/地下スペクトル比。左：NS 成分，右：EW 成分

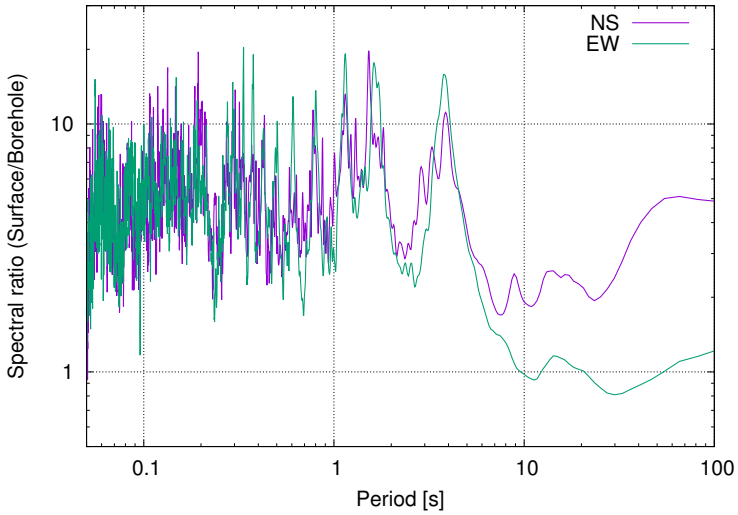


図 3.6-16　HSK における地表/地下スペクトル比の平均

地震ごとのフーリエ振幅スペクトルを図 3.6-14 に示す。

これらのフーリエ振幅スペクトルから地表/地下のスペクトル比を求め (図 3.6-15)，NS, EW 成分それぞれについて算術平均をとったものを図 3.6-16 に示す。

以上のようにして観測記録から得られた地表/地下のスペクトル比と E+F 波入力に対する地表での 2E 波の伝達関数を比較したものを図 3.6-17 に示す。図 3.6-7 からわかるとおり，HSK では 0.5Hz 以下 (2 秒以上) で観測記録から得られた位相速度と理論分散曲線はまったくあっていないが，図 3.6-17 の伝達関数はよく一致しているようにみえる。特に，EW 成分は NS 成分に比べて理論伝達関数との整合性がより高いことがわかる。このことは重力異常の分布 (図 3.6-13) を見ると，HSK では重力異常のコンターラインが東西方向に平行になっており，NS 成分は基盤の傾斜の影響を受けやすく，EW 成分はその影響を受けにくいと推察されることからも尤もらしい傾向を示していると言えよう。

3.6.7　補正関数の算出

3 地点において，地震基盤から工学的基盤上面までの伝達関数が求められたので (図 3.6-11)，これらの比をもって補正関数とする。その結果を図 3.6-18～3.6-20 に示す。

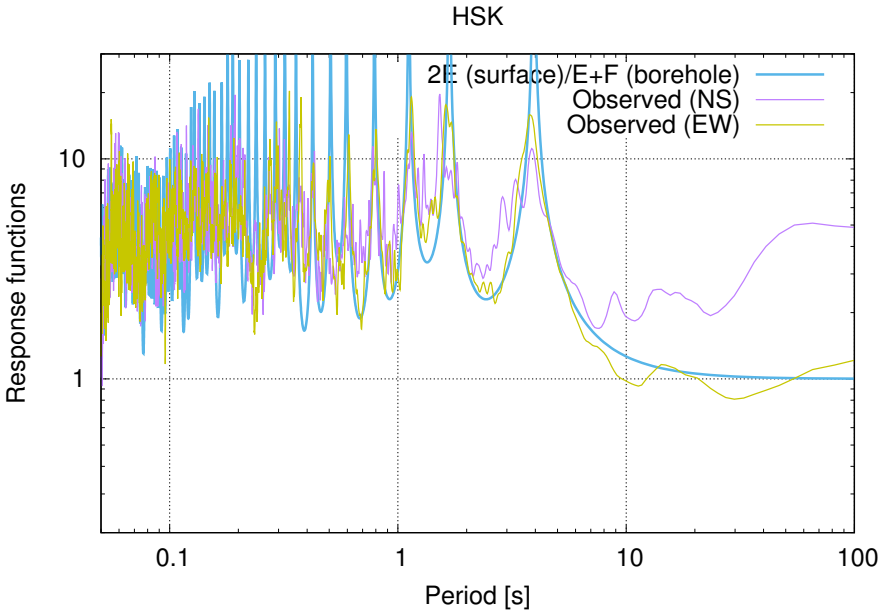


図 3.6-17 HSK における GL-930 m から地表までの理論伝達関数 (GL.-930 m での E+F 波に対する地表での 2E 波の応答倍率) と KiK-net 波崎 2 での地震観測記録の地表/地下のスペクトル比の比較。

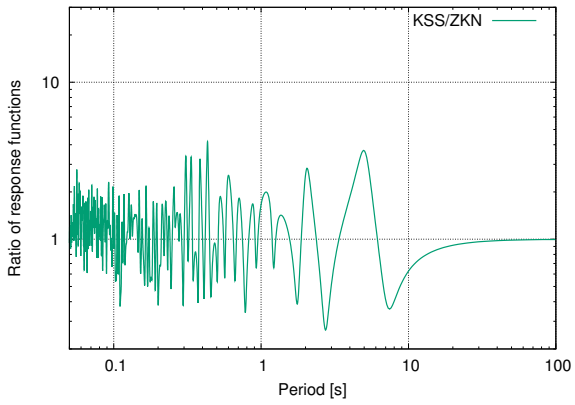


図 3.6-18 ZKN に対する KSS の補正関数

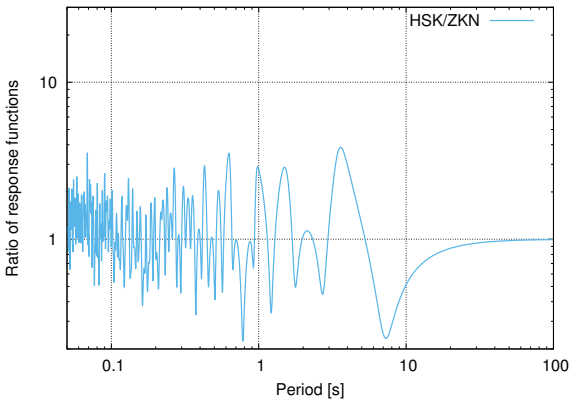


図 3.6-19 ZKN に対する HSK の補正関数

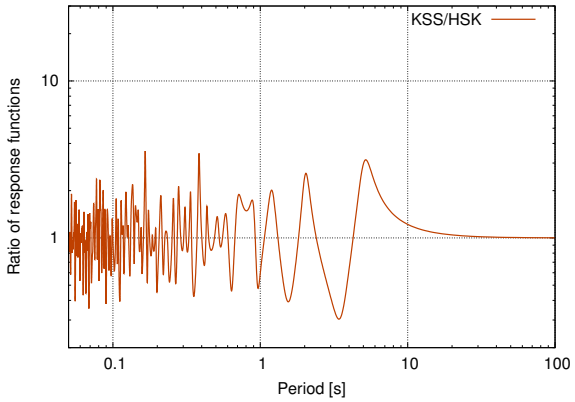


図 3.6-20 HSK に対する KSS の補正関数

3.7 微動観測記録に基づいて得られた補正関数の妥当性の検証

3.7.1 検討方法

サイトスペシフィック地震動を求めた基準地点から設計対象構造物を設置する対象地点での地震動を求めるための補正関数の妥当性について検証する。検討にあたって，以下の 3 つの観点から検討を行う。文中の ZKN，HSK，KSS はそれぞれ地点のコードネームで，それぞれ，鹿島造函-U (港湾空港技術研究所の強震観測点)，波崎 2 (防災科学技術研究所の KiK-net 観測網の観測点のひとつで KiK-net 網でのコードネームは IBRH20)，神栖総合公園 (鹿島コンビナート地区内の公園) を示している。

- 地震動記録を用いて得られた補正関数と微動観測記録を用いて得られた補正関数の比較
  → 2.3 項に示したとおり，長期間の地震観測記録がある 2 地点，ZKN と HSK のそれぞれの地点で同時に観測された地震動記録の比を用いて得られた補正関数を，同じ 2 地点で観測された微動記録を用いて得られた補正関数と比較する。
- 長期間の地震観測記録がある 2 地点のうち，一方を基準地点 (代表地点) とし，他方を設計対象地点と見做して基準地点から補正関数を用いて対象地点の地震動を求める。それとは別に，対象地点における地震動記録を用いて対象地点でのサイトスペシフィック地震動を求め，これと補正関数を用いて得られた地震動と比較する。
  → 2.5 項において地震動記録を用いて得られた補正関数の妥当性の検証を行っているが，まったく同じことを微動観測記録を用いて得られた補正関数を適用して検証する。
  → 具体的には，ZKN を基準地点，HSK を対象地点と見做して，微動を用いて得られた補正関数 (HSK/ZKN，図 3.6-19) を ZKN におけるサイトスペシフィック地震動に乗じたものと，2.5 項で求められた HSK におけるサイトスペシフィック地震動を比較する。
- 長期間の地震観測記録がある 2 地点をそれぞれ基準地点として，それらとは別の地点を対象地点として選び，異なる基準地点から求められた対象地点における地震動を比較する。
  → ZKN を基準地点として，KSS を対象地点として微動観測から得られた補正関数 (KSS/ZKN，図 3.6-18) を適用して KSS における地震動を求める。
  → HSK を基準地点として，KSS を対象地点として微動観測から得られた補正関数 (KSS/HSK，図 3.6-20) を適用して KSS における地震動を求める。
  → 異なる基準地点から求められた同一対象地点での上記 2 つの地震動を比較する。

3.7.2 地震動記録を用いた補正関数と微動観測記録を用いた補正関数の比較

鹿島造函-U (ZKN) と KiK-net 波崎 2 (HSK) で同時に観測された地震動波形を用いて ZKN に対する HSK のサイト補正関数 (HSK/ZKN) は図 2.3-2 に示すものが得られた。また，微動観測記録を用いた ZKN に対する HSK のサイト補正関数は，前項の図 3.6-19 に示した通りである。これら

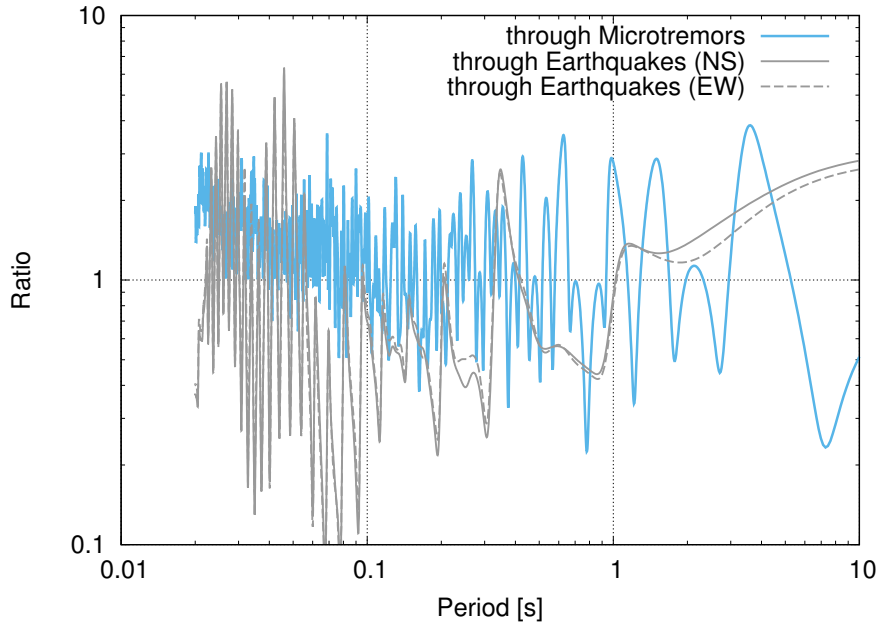


図 3.7-1 地震動記録を用いた補正関数と微動観測記録を用いた補正関数の比較 (HSK/ZKN)

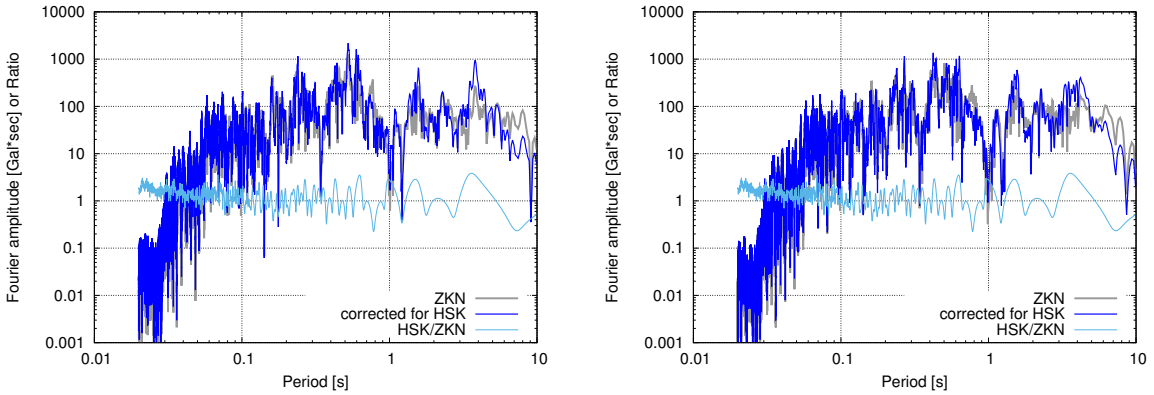
は物理的には同じ意味を持つ関数であるから，両者の関数形が一致することが理想である。両者を比較したものを図 3.7-1 に示す。

この図からわかるとおり，両者は大きく異なる結果となった。微動観測記録を用いた補正関数は SH 波の 1 次元重複反射を仮定して求められており，地震基盤の三次元構造の影響などが考慮されていない。一方，地震観測記録から求められた補正関数は周辺の地盤構造の 3 次元的な不整形性に起因する地震動の違いも含んだ平均的な地盤震動特性の比として得られている。このような物理的背景の違いが反映された結果，大きく異なる結果となったと考えられる。当然ながら，地盤構造に関する仮定の制約が非常に大きい微動観測記録を用いた補正関数よりも現実に即した結果が得られることが期待できる地震観測記録を用いた補正関数の方が実際の現象をより良く反映していると考えるべきであろう。

3.7.3 KiK-net 波崎 2 (HSK) における補正結果の比較

まず，鹿島造函-U (ZKN) における地震観測記録を用いて経験的グリーン関数 (EGF) 法を用いて求められたサイトスペシフィック地震動に補正関数 (HSK/ZKN) を適用して KiK-net 波崎 2 (HSK) での地震動を求める。以下の検討では ZKN で求められた標準波のうち太平洋プレートのスラブ内地震を想定した地震動のうちの 1 つの波形を用いる。解析に用いた ZKN における加速度波形は 2.4 項の図 2.4-1 に示したものであり，その地震の断層パラメータなどの詳細は 2.5 項で示したものである。2.5 項では HSK におけるサイトスペシフィック地震動の計算のためのパラメータについて記載されているが，補正関数の検証にあたっては，ZKN と HSK において同じ地震を想定するので，2.5 項に記載されている地震のパラメータは以下の解析で用いる ZKN における波形の作成にもまったく同じものが用いられている。

ZKN でのサイトスペシフィック地震動に補正関数 (HSK/ZKN) を適用して得られた HSK での



(a) NS 成分　　(b) EW 成分

図 3.7-2　ZKN でのサイトスペシフィック地震動から HSK での地震動に補正されたフーリエ振幅スペクトル

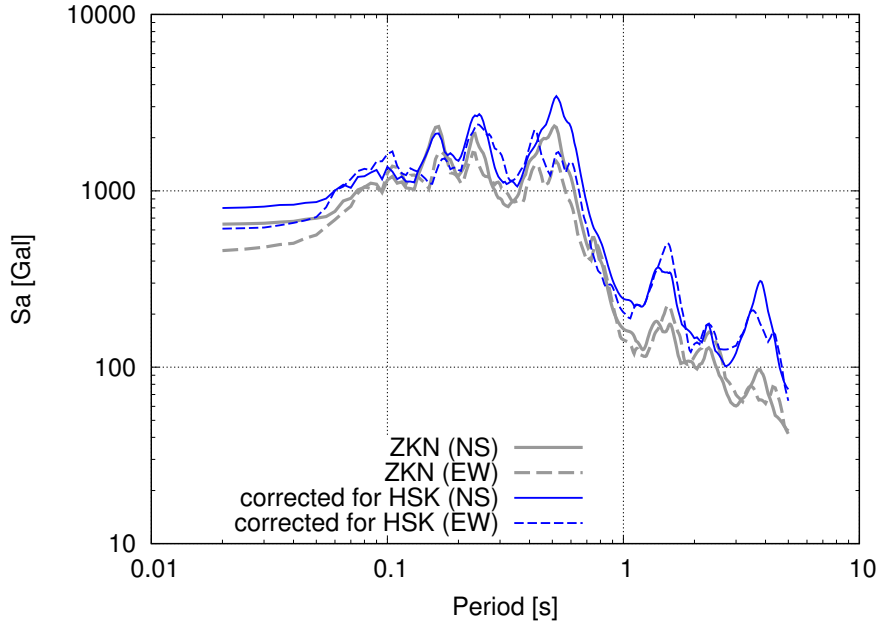
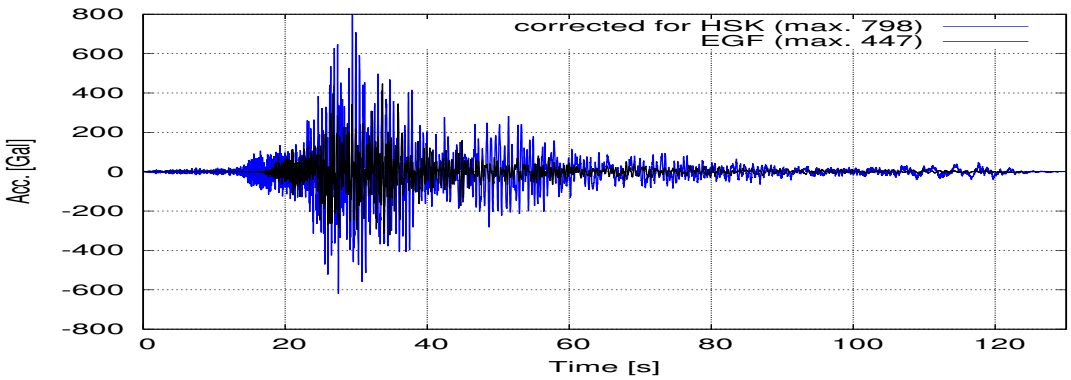


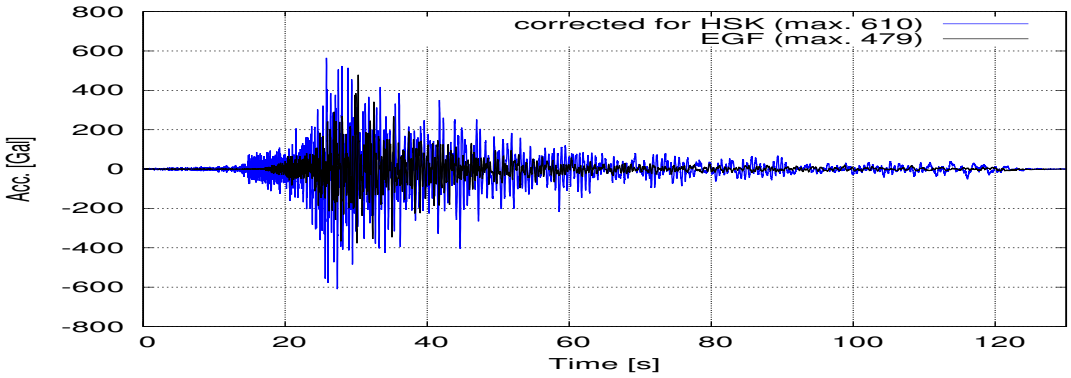
図 3.7-3　ZKN で経験的グリーン関数法で求められたサイトスペシフィック地震動 (灰色) とそれを補正して得られた HSK での地震動 (青色) の絶対加速度応答スペクトル

地震動のフーリエ振幅スペクトルを図 3.7-2 に示す。図中の灰色と青色の線はそれぞれ ZKN でのサイトスペシフィック地震動とそれを補正して得られた HSK での地震動のフーリエ振幅スペクトル，水色は補正関数 (HSK/ZKN) である。図 3.7-2 は両対数軸で表示しているので灰色と青色の線のフーリエ振幅スペクトルの違いはあまり顕著には見えないが，補正関数の値は周期帯によって 1/3 から 3 倍程度の範囲にあり (水色の線)，灰色と青色の線は相応に異なっている。

補正によって得られた HSK での地震動のフーリエ振幅スペクトルと補正前の ZKN での地震動のフーリエ位相スペクトルを用いてフーリエ逆変換によって HSK における地震動の加速度時刻歴波形を求める。得られた加速度時刻歴波形は図 3.7-4 に青線で示している。得られた時刻歴波形を用いて ZKN と ZKN の波形を補正して得られた HSK の絶対加速度応答スペクトルを図 3.7-3 に示す。灰色の線が ZKN でのサイトスペシフィック地震動，それを補正して得られた HSK での



(a) NS 成分



(b) EW 成分

図 3.7-4　ZKN で経験的グリーン関数法で求められたサイトスペシフィック地震動を補正して得られた HSK での加速度波形 (青色) と HSK で経験的グリーン関数法で求められたサイトスペシフィック地震動 (黒色)

地震動が青色の線で描かれている。フーリエ振幅スペクトルの比較では縦軸の範囲が広いためにあまり違いがはっきりしなかったが，応答スペクトルでは補正関数の山にあたる周期帯域で値が大きくなっている一方で補正関数の谷にあたる周期帯域ではもとの ZKN の応答スペクトルの値とあまり変わらない値となっている。そのため，もとの ZKN の応答スペクトルに対して，補正によって得られた HSK の応答スペクトルは全周期帯でより大きくなっている。

2.5 項において，KiK-net 波崎 2 (HSK) での地震観測記録を用いて経験的グリーン関数 (EGF) 法を用いて HSK におけるサイトスペシフィック地震動を求めている (図 2.5-4) ので，上記で得られた補正波形と比較する。図 3.7-4 に 2.5 項で求めた波形 (黒線，図 2.5-4 と同じ) と ZKN のサイトスペシフィック地震動を補正して得られた波形 (青線) を示す。また，それらの絶対加速度応答スペクトルを図 3.7-5 に示す。図中の灰色，青色の線はそれぞれ図 3.7-4 の黒線と青線に対応する。

図 3.7-4 より，ZKN でのサイトスペシフィック地震動 (図 2.4-1) の振幅が HSK でのサイトスペシフィック地震動 (図 3.7-4 の黒線) に比べて大きく，補正関数 (HSK/ZKN) も 1 より大きい周期帯が少なくないため，結果として ZKN の波形から補正によって得られた HSK の波形 (図 3.7-4 の青線) は HSK でのサイトスペシフィック地震動よりも大きな振幅の波形となっている。最大加速度も NS 成分で約 1.8 倍，EW 成分で約 1.3 倍，補正によって得られた波形 (青線) のほうが大きい。

補正によって得られた波形が大きな振幅をもつことは図 3.7-5 の応答スペクトルの青線が灰色線を大きく上回っていることからも明確にわかる。特に，0.1 から 0.4 秒の周期帯域では青線と

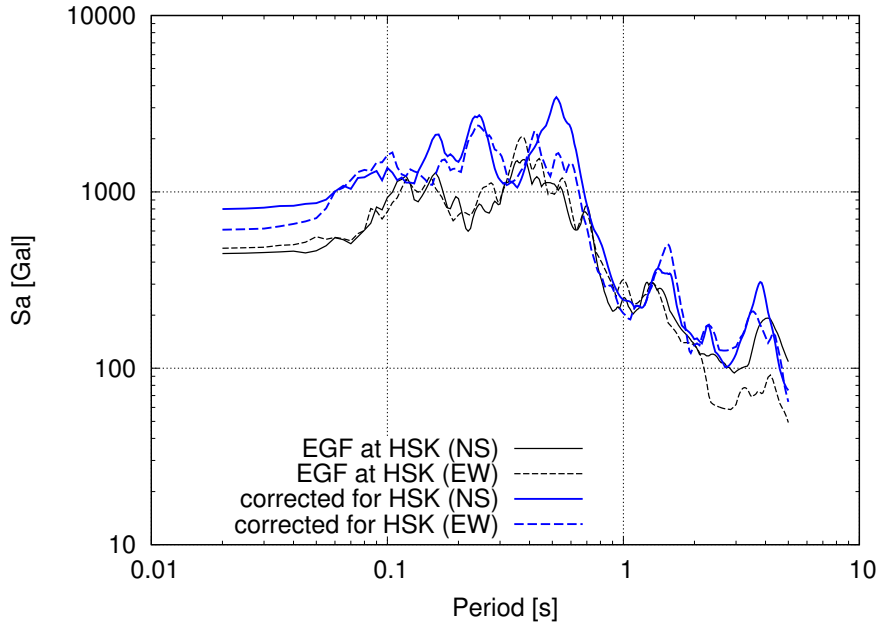


図 3.7-5　HSK で経験的グリーン関数法で求められたサイトスペシフィック地震動 (灰色) と ZKN のサイトスペシフィック地震動を補正して得られた HSK での地震動 (青色) の絶対加速度応答スペクトル

灰色線ではスペクトルの周波数特性が全く異なっており (山谷が逆になっている)，補正関数から求められた地震動が HSK における地震動の特性を必ずしも適切に表現できていないことがわかる。

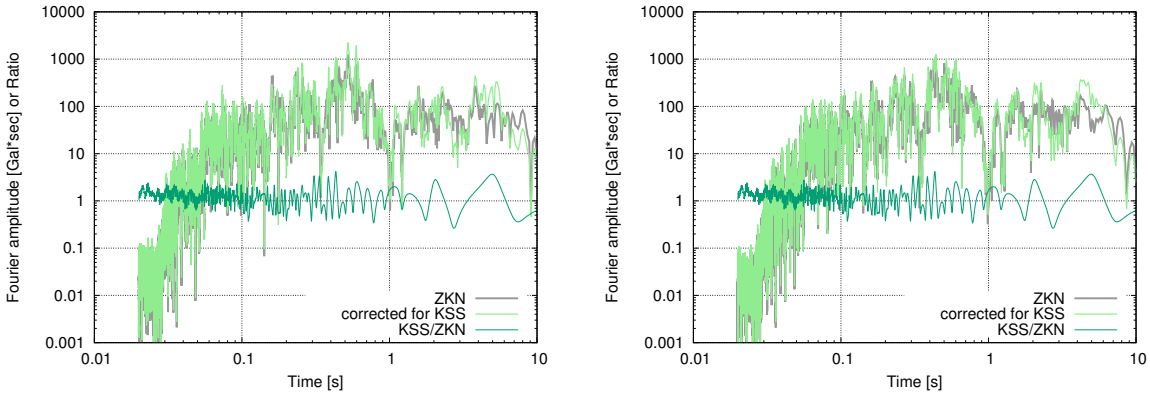
前項 (3.6.5) で示した重力異常図 (図 3.6-13) から想起される通り，ZKN はすり鉢状の地震基盤の内側に位置しているのに対して，HSK は比較的ゆるやかな傾斜面の上にあるという地震基盤の 3 次元形状の違いがあると考えられる。それにもかかわらず，微動観測記録から求められた補正関数はそれぞれの地点で 1 次元成層構造を仮定して求められているため，ZKN と HSK における地震波の伝播特性の違いをうまく反映できていないためだと考えるのが適切であろう。

一方，地震動記録を用いて作成された補正関数を適用して同様の比較を行った図 2.5-5 を見ると ZKN でのサイトスペシフィック地震動を補正して得られた応答スペクトル (赤線) は HSK で経験的グリーン関数法を用いて得られたサイトスペシフィック地震動 (黒線) と比較的よく整合している。地震動記録を用いて作成された補正関数は多数の地震記録を用いているため，基準地点と対象地点周辺の地盤構造の影響をまんべんなく反映して両地点の平均的な相対比を表わしており，地盤構造が複雑な場合でも解析にあたって導入される理論的な仮定による実現象との乖離をある程度は回避できる可能性があることを示唆している。

基準地点および対象地点周辺の地盤において水平成層構造を仮定できないような場合には，対象地点において地震観測を実施して多くの地震動記録を蓄積し，地震動記録に基づいて両地点間の補正関数を求めることが，現時点では，有効かつ現実的な方法であると考えられる。

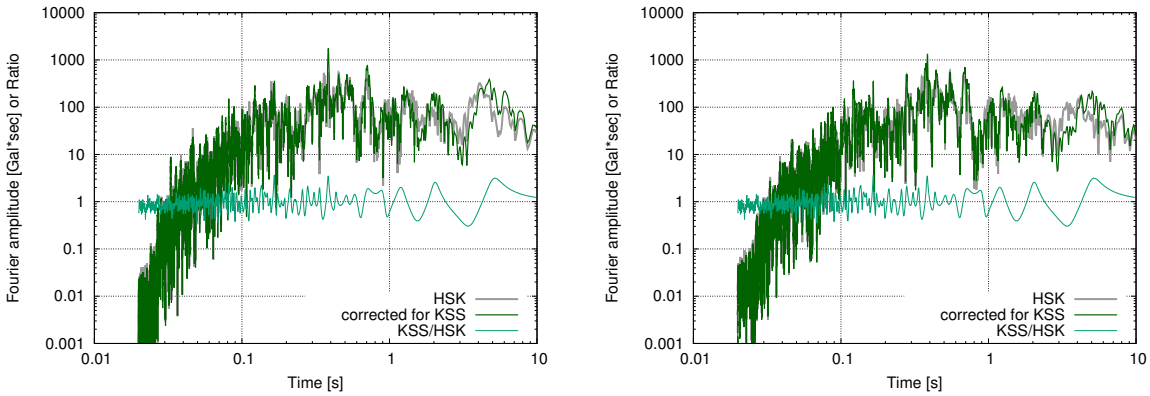
3.7.4　神栖総合公園 (KSS) における補正結果の比較

経験的グリーン関数法によって同じ想定地震 (2.5 項) について，鹿島造函-U (ZKN) と KiK-net 波崎 2 (HSK) におけるサイトスペシフィック地震動が推定されているので (図 2.4-1 と図 2.5-4),



(a) NS 成分　　(b) EW 成分

図 3.7-6　ZKN でのサイトスペシフィック地震動から KSS での地震動に補正されたフーリエ振幅スペクトル



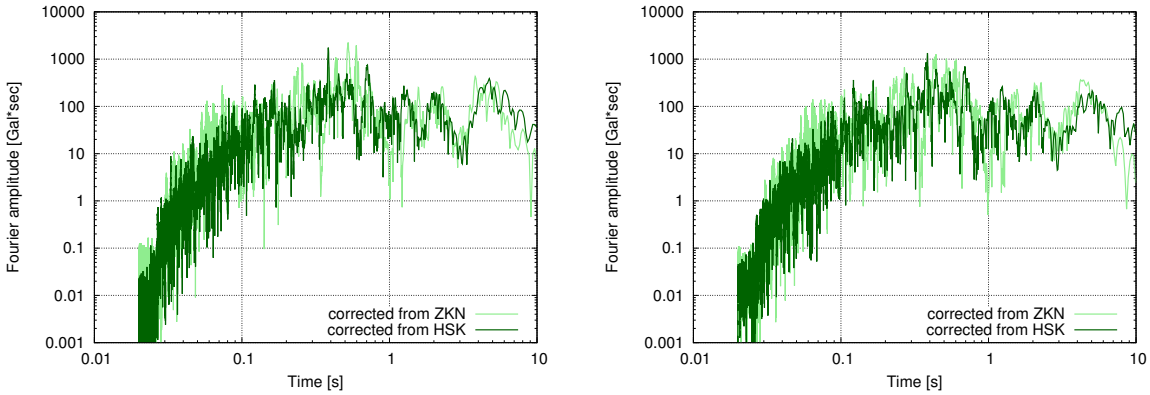
(a) NS 成分　　(b) EW 成分

図 3.7-7　HSK でのサイトスペシフィック地震動から KSS での地震動に補正されたフーリエ振幅スペクトル

微動観測記録から求められた補正関数 (図 3.6-18 の KSS/ZKN および図 3.6-20 の KSS/HSK) をこれらのサイトスペシフィック地震動に適用して神栖総合公園 (KSS) における地震動を求める。理想的には，ZKN の波形を補正して得られた KSS の波形と HSK の波形を補正して得られた KSS の波形は同一であることが期待される。

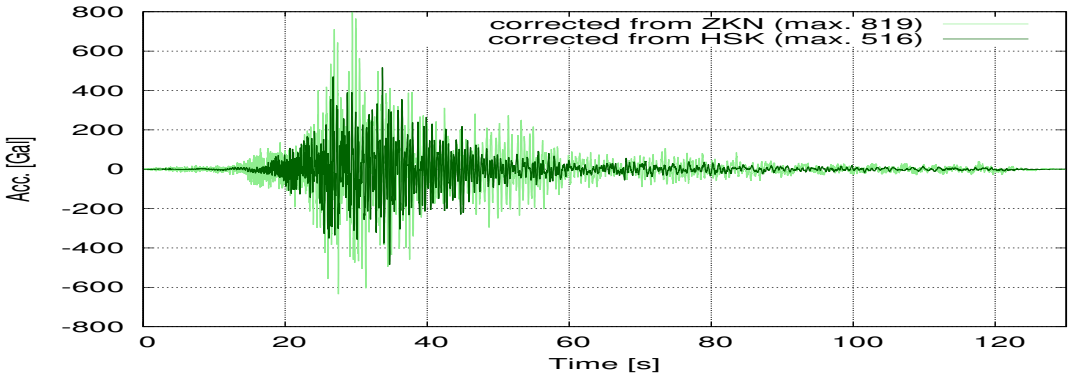
図 3.7-6，図 3.7-7 にそれぞれ ZKN および HSK のサイトスペシフィック地震動を補正して求められた KSS における地震動のフーリエ振幅スペクトルを示す。図中の灰色の線はそれぞれの基準地点でのサイトスペシフィック地震動，それに重なっている緑色の線は補正によって得られた KSS での地震動，1 付近にある緑色の線は補正関数を示している。

異なる基準地点 (ZKN, HSK) から補正によって得られた KSS における地震動のフーリエ振幅スペクトルを成分ごとに重ね描きをしたものを図 3.7-8 に示す。図中の 2 本の線は理想的には一致すべきでものである。1 秒より長周期側の周波数特性 (凹凸) は比較的整合しているように見えるが，短周期領域では大きく異なっている。補正関数 (KSS/ZKN，KSS/HSK) を見ると 1 秒より長周期領域での形状は互いに大きく異なっているが，KSS での地震動として比較すると整合しているように見えるのは，深い構造に起因する地震動の補正は少しは成功している，という可能性を示すものである。

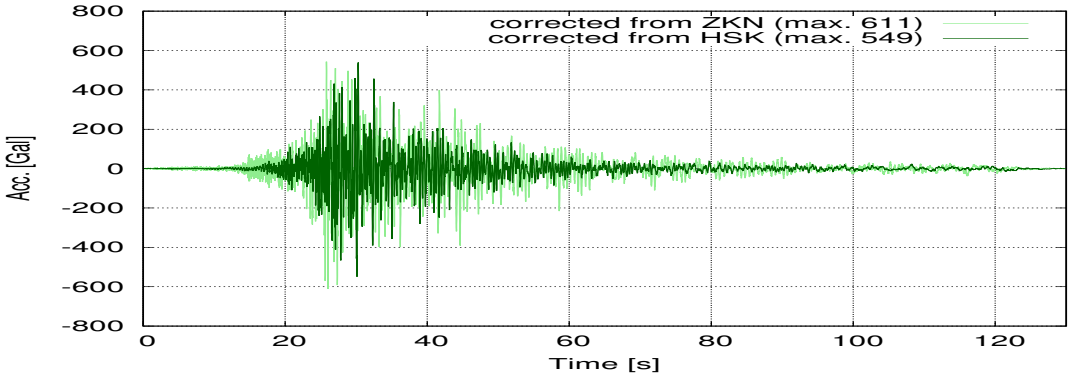


(a) NS 成分　　(b) EW 成分

図 3.7-8　KSS における地震動に補正されたフーリエ振幅スペクトル



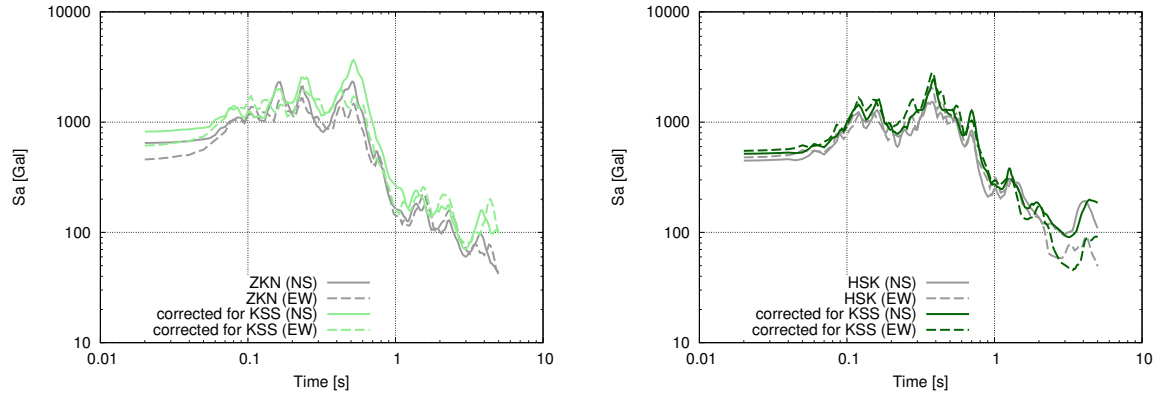
(a) NS 成分



(b) EW 成分

図 3.7-9　ZKN および HSK で経験的グリーン関数法で求められたサイトスペシフィック地震動を補正して得られた KSS での加速度波形

図 3.7-8 に示す KSS におけるフーリエ振幅スペクトルと 2 つの基準点それぞれのサイトスペシフィック地震動のフーリエ位相スペクトルを用いて，フーリエ逆変換によって加速度時刻歴波形を求めた結果を図 3.7-9 に示す。ZKN のサイトスペシフィック地震動を補正して得られた波形は，HSK のそれを補正して得られた波形に比べて全体的に振幅が大きく，最大加速度は NS 成分で約 1.6 倍，EW 成分で約 1.1 倍である。この違いは 1 次元成層構造を仮定した補正では十分に表現ができない ZKN と HSK におけるローカルな地盤震動特性の違いが反映された結果であると考えられる。



(a) ZKN を基準地点とした場合　　(b) HSK を基準地点とした場合

図 3.7-10　ZKN および HSK でのサイトスペシフィック地震動とそれぞれ補正して得られた KSS での絶対加速度応答スペクトル

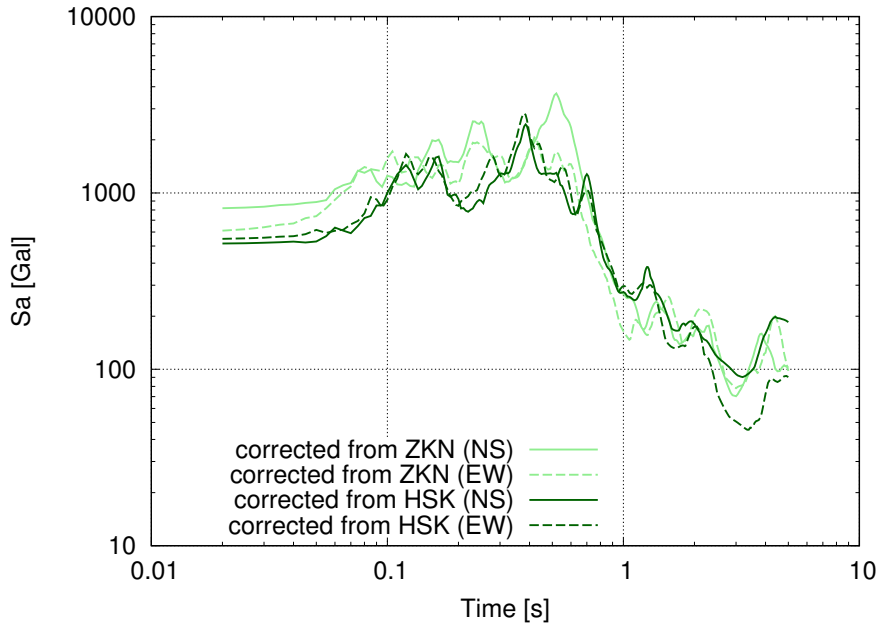


図 3.7-11　ZKN および HSK で経験的グリーン関数法で求められたサイトスペシフィック地震動から補正して得られた KSS での絶対加速度応答スペクトル

基準地点と対象地点の絶対加速度応答スペクトルを図 3.7-10 に示す。灰色の線が基準地点 (ZKN, HSK) の地震動 (標準波)，緑色の線が補正によって得られた対象地点 (KSS) の地震動である。KSS における地震動の絶対加速度応答スペクトルを重ね描きしたものが図 3.7-11 である。理想的には図 3.7-11 の実線どうし，破線どうしが一致すべきであるが，0.2 から 0.6 秒の周期帯域では周波数特性 (凹凸) が大きく異なっている。この違いは図 3.7-5 で見られた違いと同様の傾向を示している。このことは，ZKN と HSK のローカルな地盤震動特性の違いを 1 次元成層構造モデルでは完全には表現できていない，ということを示すものと考えられる。

4. まとめ

コンビナート地区近傍の代表地点において求められたサイトスペシフィック地震動の標準波を耐震設計対象地点での設計に供するために，標準波等を対象地点での地震動に補正する方法の例示を行った。

補正方法として，地震動記録を用いる方法と微動観測記録を用いる方法を例としてとりあげ，その補正方法の妥当性を検証した。以下に，検証の課程で得られた知見を含めて標準波等の補正方法についてとりまとめる。

(1) 地震観測記録に基づく補正方法

- 設計対象地点において経験的グリーン関数法を用いて設計用地震動を作成できるほどの地震観測記録の蓄積はなくても，代表地点において観測されたものと同じ地震の記録がある程度蓄積されていれば適用可能。
- 代表地点および対象地点におけるローカルな地盤震動特性の影響を平均的に評価するためには，種々の震源タイプや震源位置を含む多くの観測記録を用いて補正関数を作成することが望ましい。
- 補正関数の作成にあたっては，記録の S/N (signal-to-noise) 比に配慮し，特に長周期領域でのノイズに注意が必要である。
- 適切な数の適切な地震記録を選ぶことができれば，工学的基盤上面でのフーリエ振幅スペクトル比の平均をもって，補正関数とする。
- 工学的基盤面での観測が行われておらず，地表面でのみ地震観測が行われている場合は，工学的基盤上面よりも表層の速度構造を用いて工学的基盤上面まで引き戻す。
- 代表地点では表層の速度構造としてどのようなモデルを用いたかが明記されているのでそのモデルを用いる。対象地点では，ボーリングやなんらかの物理探査手法等によって工学的基盤上面までの速度構造を明らかにしておくことが必要である。
- 位相特性の補正方法については適切な方法が提案され，妥当性の検証が行われるまでは，高圧ガス設備の設計においては位相特性は補正をしないこととする。
- 時系列波形や応答スペクトルの算出にあたっては，補正関数を用いて振幅特性のみを補正したうえで，代表地点における標準波等の位相特性をそのまま用いる。
- 鹿島コンビナート地区近傍の強震観測点の地震動記録を用いて補正関数を作成し，補正関数を用いた補正の妥当性を検証した結果，当該地点に限って言えば，比較的妥当な補正を行うことができた。
- 本例示では当該地点を囲む種々の震源からの非常に多くの地震動記録を用いて補正関数を作成した。多くの地震動記録があるならば，補正関数を作らずとも耐震設計対象地点におけるサイトスペシフィック地震動を直接求める方が合理的かつ高精度である。地震動記録を用いた標準波の補正は耐震設計対象地点における地震観測は行っているものの，地震動記録の蓄積が不十分で経験的グリーン関数法を適用するには十分ではない場合に適用され

るべきものである。

- 地震動記録を用いた補正関数を作成するにあたってどのくらいの数の地震記録があれば十分か，は，基準地点 (代表地点) と対象地点の周辺の 3 次元的な地盤構造に大きく依存するため簡単には決められない。しかし，実務においては両地点の地震動特性の平均的な違いを評価するにあたって適切な地震記録の数や震源配置についてのある程度の目安が必要になると考えられ，今後の検討が望まれる。
- 多くの地震動記録を用いて作成した補正関数はある程度の精度を有することが示されたことより，耐震設計において有効に活用できる可能性が高いことがわかった。
- 地震動記録の蓄積には時間がかかるため，事業所における高圧ガス設備の将来の設計のために事業所内で地震観測を実施し，地震観測記録を適切に蓄積していくことが強く望まれる。

(2) 微動観測記録に基づく補正方法

- 耐震設計対象地点において地震観測記録がまったくない場合に緊急避難的手法の一つとして採用すべきもの。
- 代表地点と対象地点の両方で微動のアレイ観測を実施し，位相速度を求めたうえで，水平成層構造を仮定して観測された位相速度を満足する地盤の速度構造を推定する。
- 推定された速度構造を用いて 1 次元重複反射理論に基づいて，代表地点と対象地点において地震基盤上面から工学的基盤上面までの S 波の理論伝達関数を求める。両地点の伝達関数の比をもって補正関数とする。
- 微動観測にあたっては，地震基盤までの速度構造を推定できるように十分に大きなアレイを設定する。周期 10 秒程度までの微動を精度良く観測できるように十分に高感度のセンサを用いる。
- 微動観測記録の解析にあたっては，適切な前処理を行い，センサ周辺で発生したローカルなノイズ (自動車の通過による震動など) を含まない記録を用いる。ノイズを含まない記録を選択することができるように，観測時間を十分に長く確保するとともに，周囲のノイズ環境によってはノイズが少ない深夜に観測をするなどの工夫が必要である。
- 代表地点と対象地点直下で 1 次元成層構造を仮定して求められた補正関数は地震基盤等の 3 次元的形状によるローカルな地盤震動特性の違いを反映することができない。
- 鹿島コンビナート地区近傍の強震観測点とコンビナート地区内で微動のアレイ観測を実施し，速度構造を推定したうえで補正関数を作成した。補正関数を用いた補正の妥当性を検証した結果，補正結果は代表地点におけるローカルな地盤震動特性の影響を強くうけることが示唆され，必ずしも精度の高い補正が行えるとは限らないことが明らかとなった。
- 微動観測のために必要となるコストに見合った適切な補正関数が得られるかどうかについては，代表地点と対象地点の地盤環境に大きく依存するため，一般的な見解を示すことはできない。しかし，解析の過程で多くの仮定や理想化を導入せざるを得ないため，それに伴う実現象との乖離が生じ誤差が含まれやすい，というリスクを常に意識する必要がある。
- 本例示では代表地点と対象地点周辺において複雑な地震基盤の 3 次元形状が推察され，微

動観測結果を用いた補正関数は必ずしも精度の高いものではなかった。しかし，両地点の地盤構造に大きな違いがなく，水平成層構造をある程度仮定できるような場合には，微動観測結果と 1 次元成層構造モデルに基づいて算定された補正関数は両地点の違いを適切に表現できることが期待される。ただし，その適用限界等については今後の研究成果を待たねばならない。

- 水平成層構造が仮定できる理想的な地盤環境においては微動観測から適切な補正関数が得られることが期待される一方で，地盤の 3 次元構造等に関する先験的な情報が全くないような地点では補正関数の精度に関する予測不能なリスクを回避するためにも，地震観測に基づいて補正関数を作成することが，より望ましいと言わざるを得ない。

参考文献

[1] 盛川仁・山中浩明：地盤と地盤震動，朝倉書店，2019.

[2] 野津厚・長尾毅：スペクトルインンバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性，港湾空港技術研究所資料，No.112, 2005.

[3] 産業技術総合研究所 地質調査総合センター：重力データベース (GALILEO)，DVD 版，https://gbank.gsj.jp/gravdb/ (アクセス：2024 年 1 月 26 日)

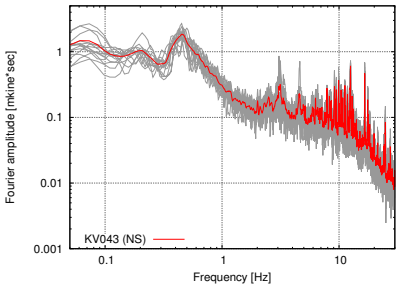
付録 III-2A 予備観測での記録

2023 年 10 月 8 日に KVS-300+AK-002 を用いて実施した予備観測による記録のクオリティのチェックと空間自己相関 (SPAC) 係数および位相速度。

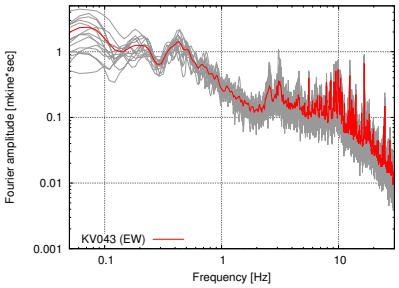
- 解析区間ごとのフーリエ振幅スペクトルとその平均
  - ハドルテスト (ZKN アレイに隣接する新浜緑地公園 SHR)
  - ZKN 50m アレイ
  - KSS 50m アレイ
  - HSK 50m アレイ
- SHR でのハドルテストの結果
  - 各センサの時刻歴波形
  - 各センサのフーリエ振幅スペクトル
  - 各センサの水平動/上下動スペクトル比 (H/V)
- SPAC 係数と位相速度
  - ZKN センサ間距離が 50m と 29m
  - KSS センサ間距離が 50m と 29m
  - HSK センサ間距離が 50m と 29m
- HSK における KiK-net の PS 検層データに基づく予備解析結果

Fourier spectra of data observed on 231008

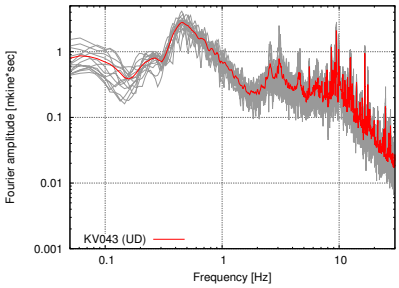
(1) SHR_HDL_H01



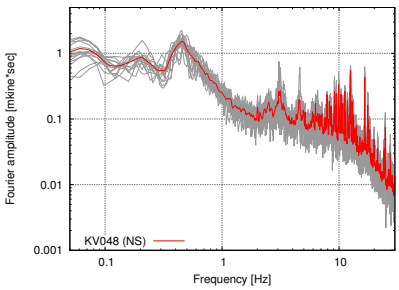
SHR_HDL_H01_KV043_NS



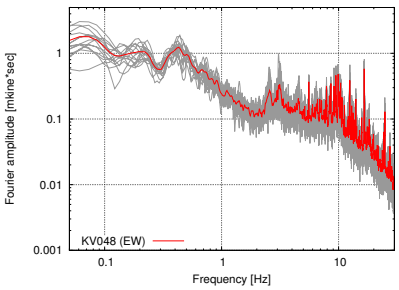
SHR_HDL_H01_KV043_EW



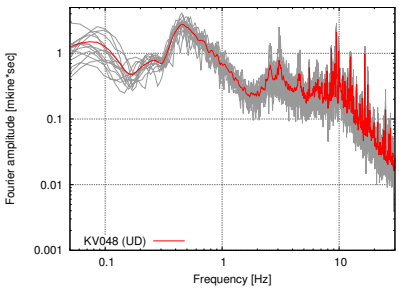
SHR_HDL_H01_KV043_UD



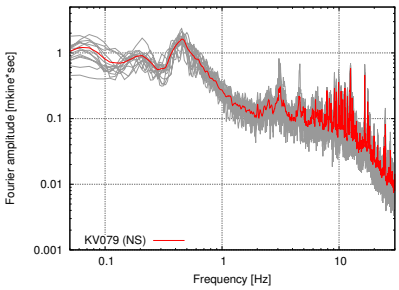
SHR_HDL_H01_KV048_NS



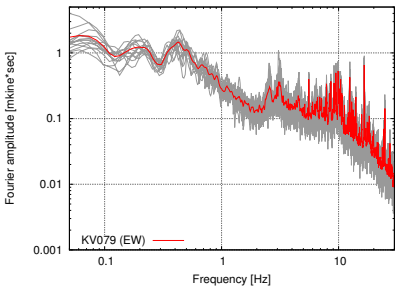
SHR_HDL_H01_KV048_EW



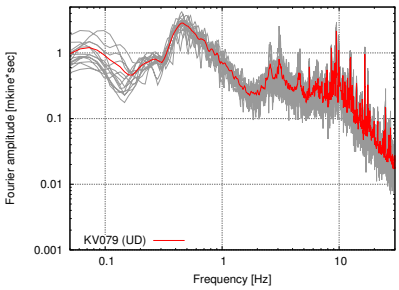
SHR_HDL_H01_KV048_UD



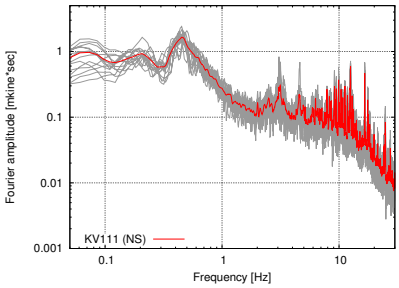
SHR_HDL_H01_KV079_NS



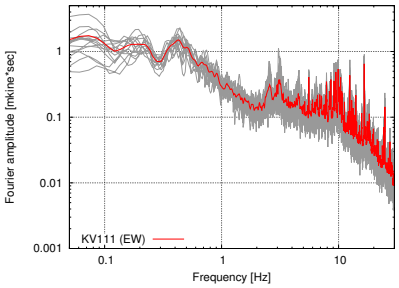
SHR_HDL_H01_KV079_EW



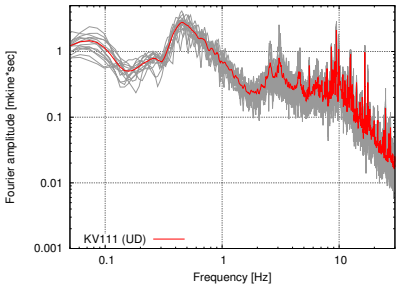
SHR_HDL_H01_KV079_UD



SHR_HDL_H01_KV111_NS

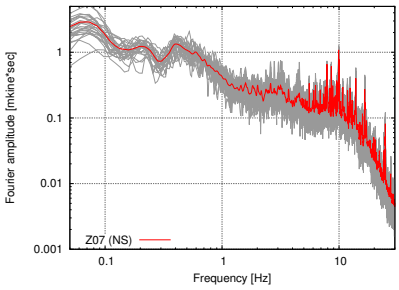


SHR_HDL_H01_KV111_EW

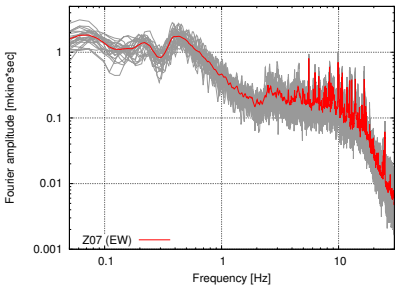


SHR_HDL_H01_KV111_UD

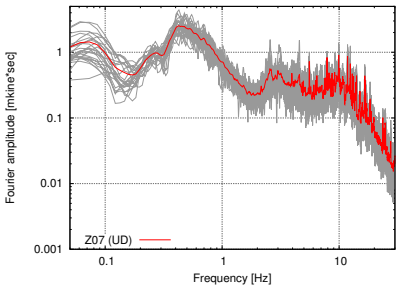
(2) ZKN_A50_H01



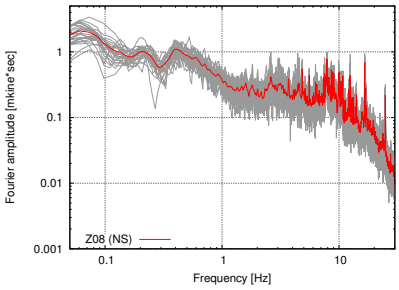
ZKN_A50_H01_Z07_NS



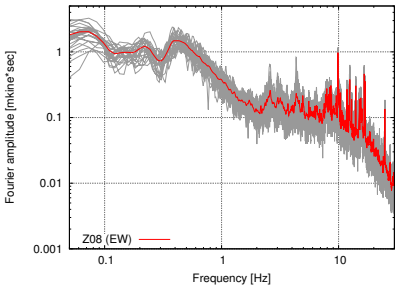
ZKN_A50_H01_Z07_EW



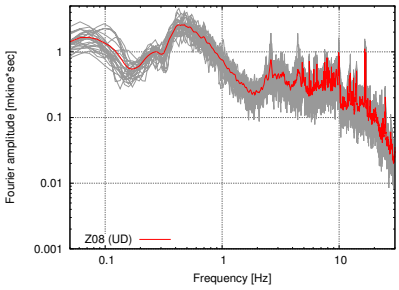
ZKN_A50_H01_Z07_UD



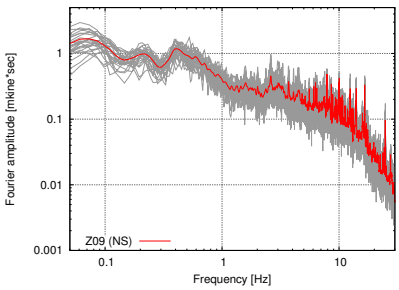
ZKN_A50_H01_Z08_NS



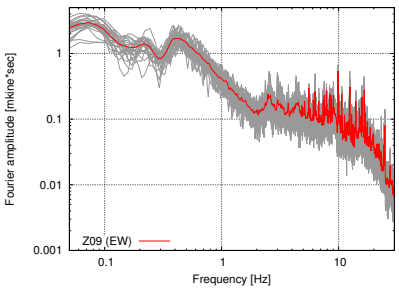
ZKN_A50_H01_Z08_EW



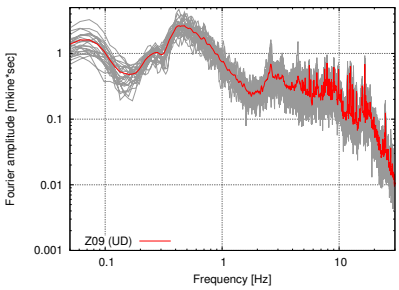
ZKN_A50_H01_Z08_UD



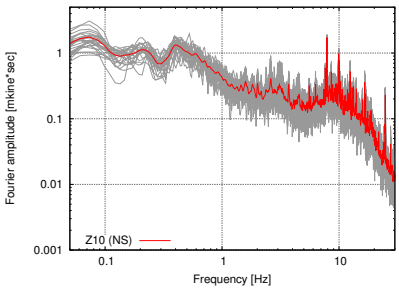
ZKN_A50_H01_Z09_NS



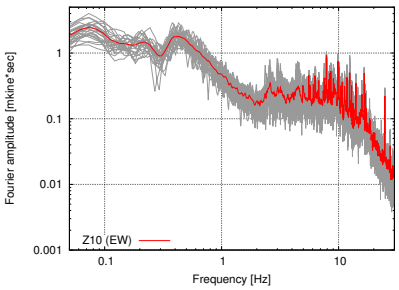
ZKN_A50_H01_Z09_EW



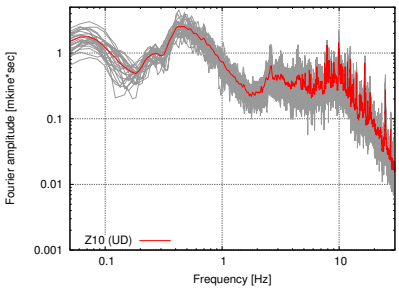
ZKN_A50_H01_Z09_UD



ZKN_A50_H01_Z10_NS

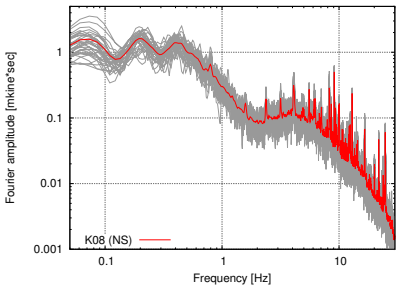


ZKN_A50_H01_Z10_EW

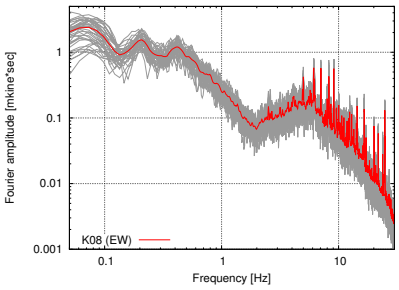


ZKN_A50_H01_Z10_UD

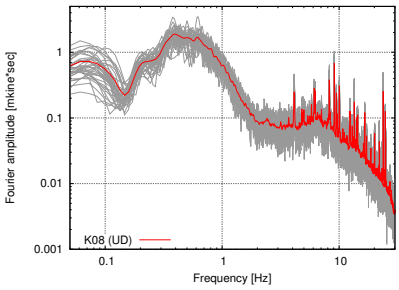
(3) KSS_A50_H01



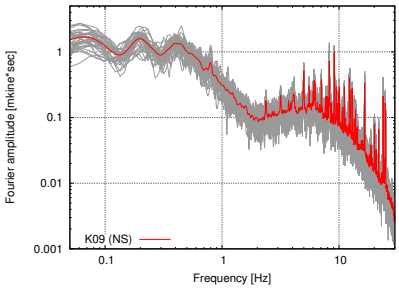
KSS_A50_H01_K08_NS



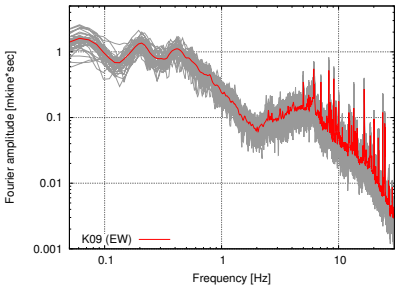
KSS_A50_H01_K08_EW



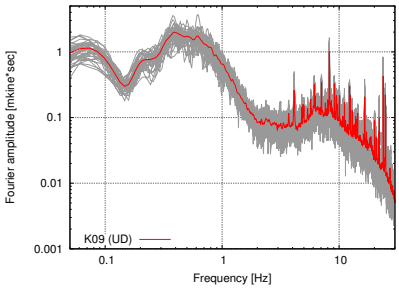
KSS_A50_H01_K08_UD



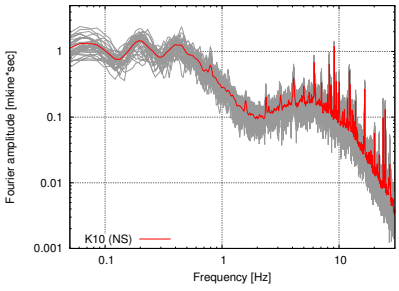
KSS_A50_H01_K09_NS



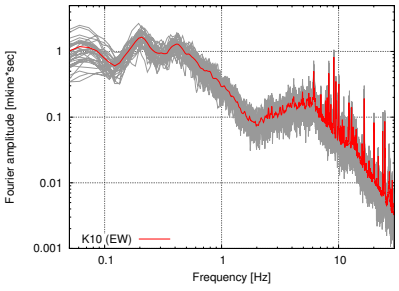
KSS_A50_H01_K09_EW



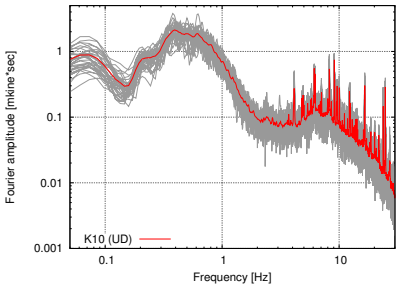
KSS_A50_H01_K09_UD



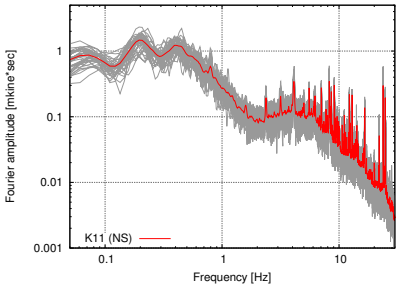
KSS_A50_H01_K10_NS



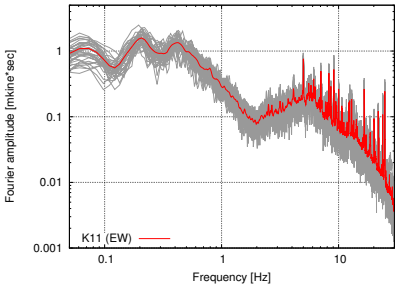
KSS_A50_H01_K10_EW



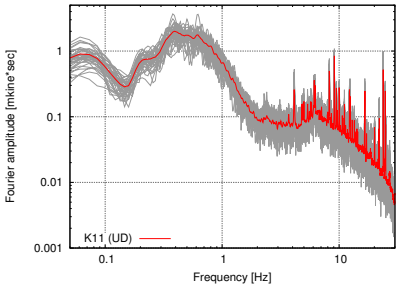
KSS_A50_H01_K10_UD



KSS_A50_H01_K11_NS

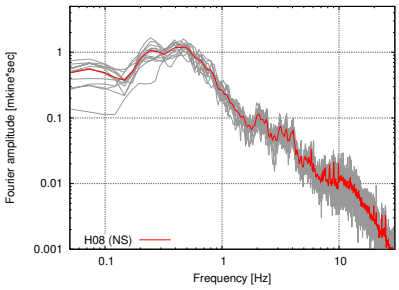


KSS_A50_H01_K11_EW

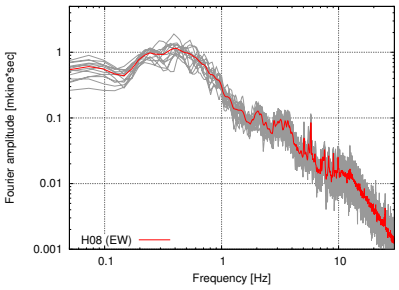


KSS_A50_H01_K11_UD

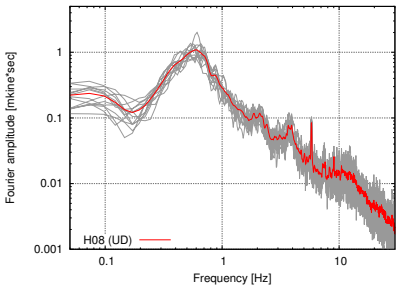
(4) HSK_A50_H01



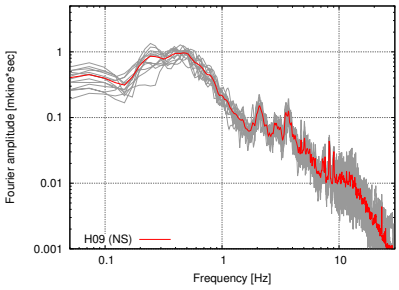
HSK_A50_H01_H08_NS



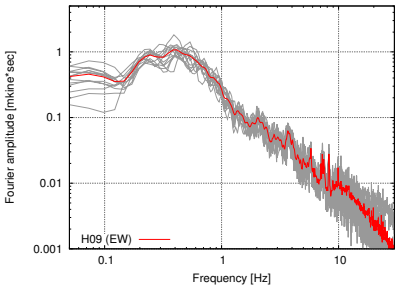
HSK_A50_H01_H08_EW



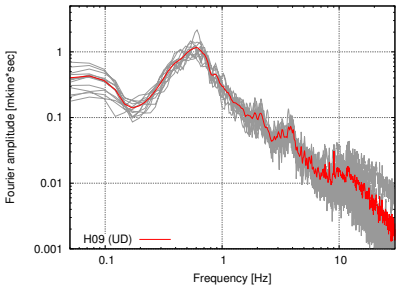
HSK_A50_H01_H08_UD



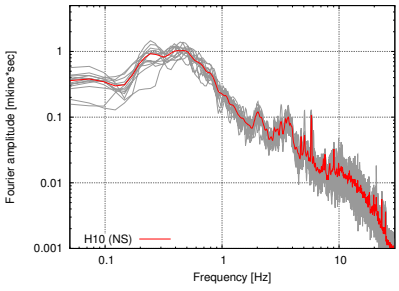
HSK_A50_H01_H09_NS



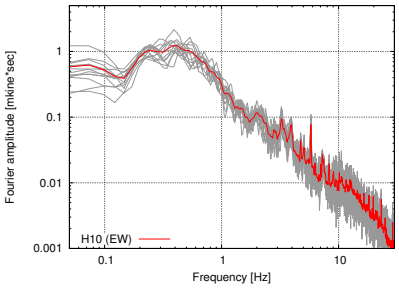
HSK_A50_H01_H09_EW



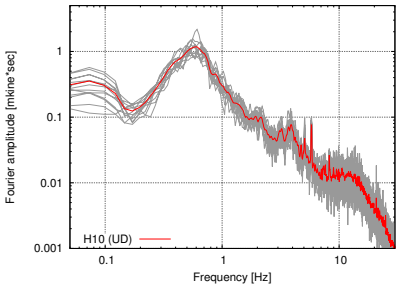
HSK_A50_H01_H09_UD



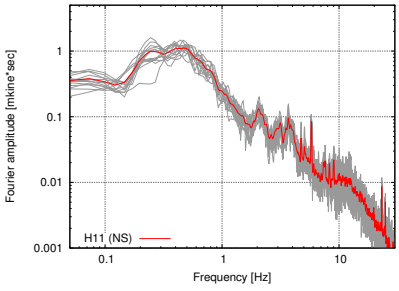
HSK_A50_H01_H10_NS



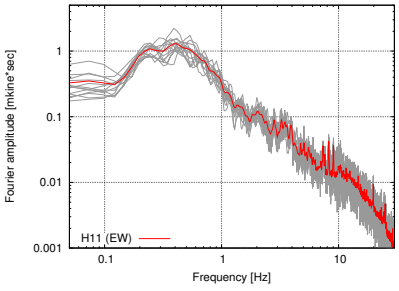
HSK_A50_H01_H10_EW



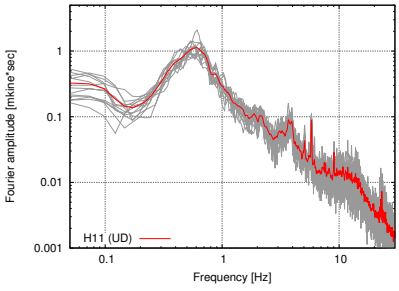
HSK_A50_H01_H10_UD



HSK_A50_H01_H11_NS



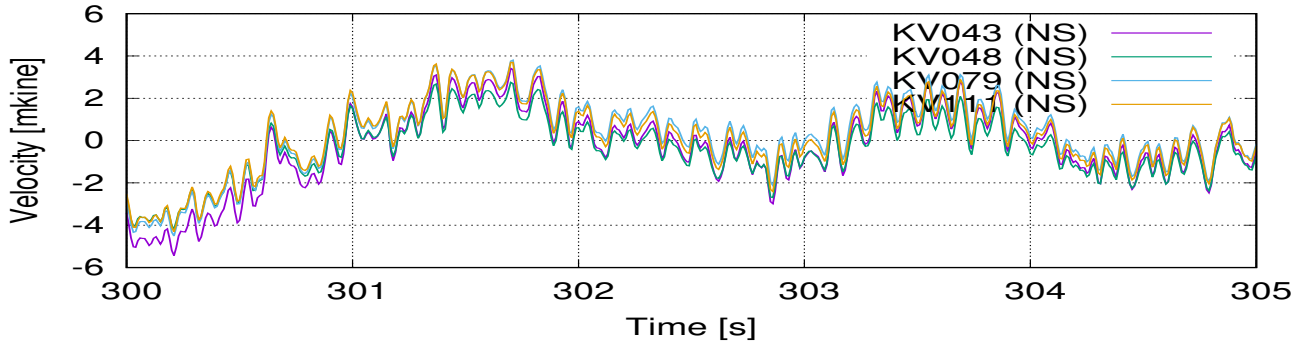
HSK_A50_H01_H11_EW



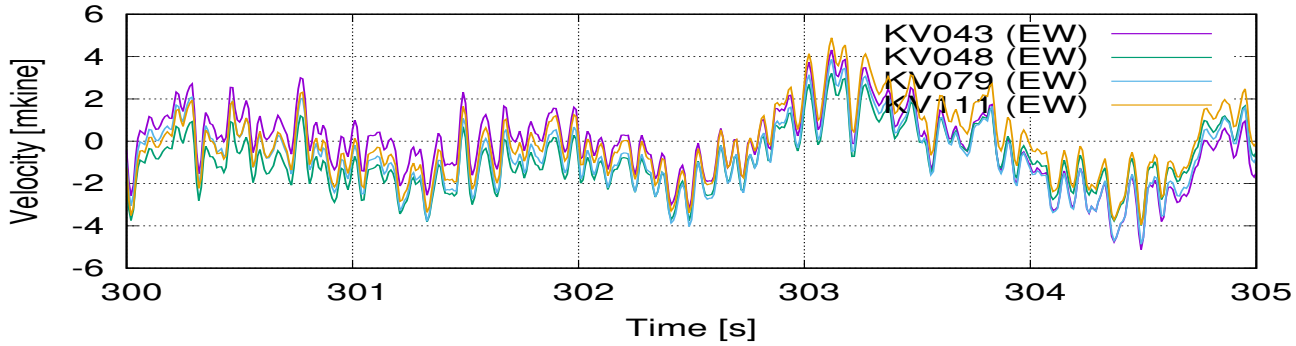
HSK_A50_H01_H11_UD

Comparison of time histories (HDL)

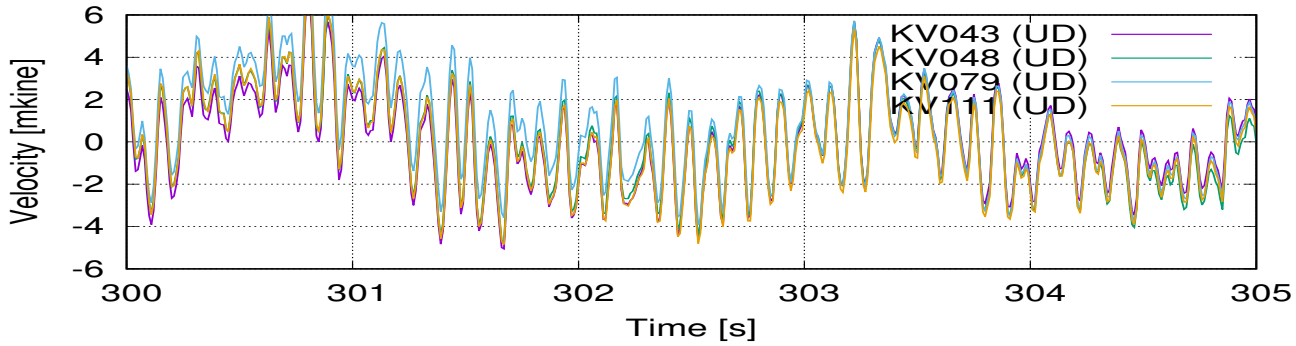
SHR_HDL_H01



NS



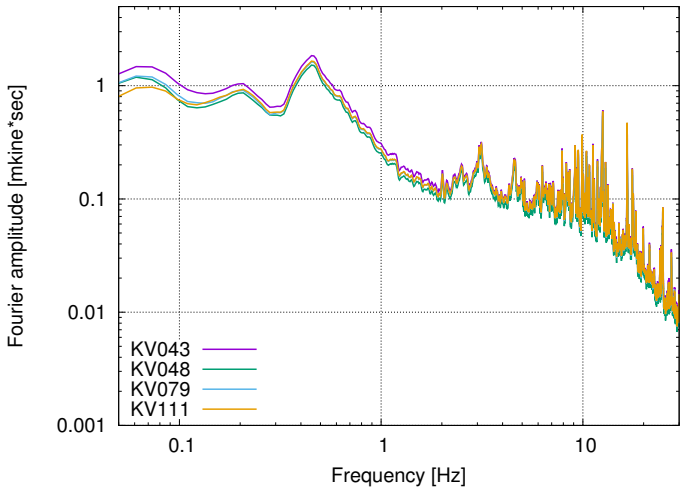
EW



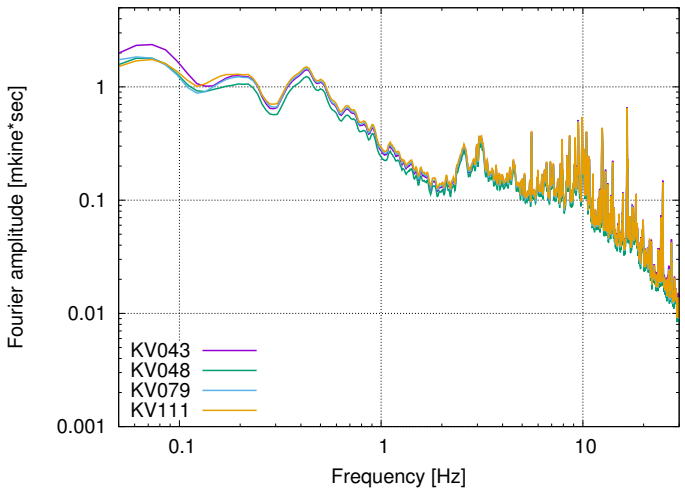
UD

Comparison of Fourier spectra for all the sensors (HDL)

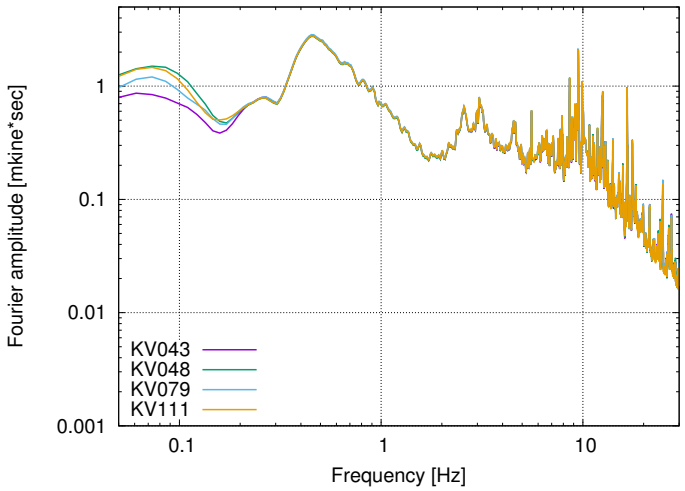
SHR_HDL_H01



NS



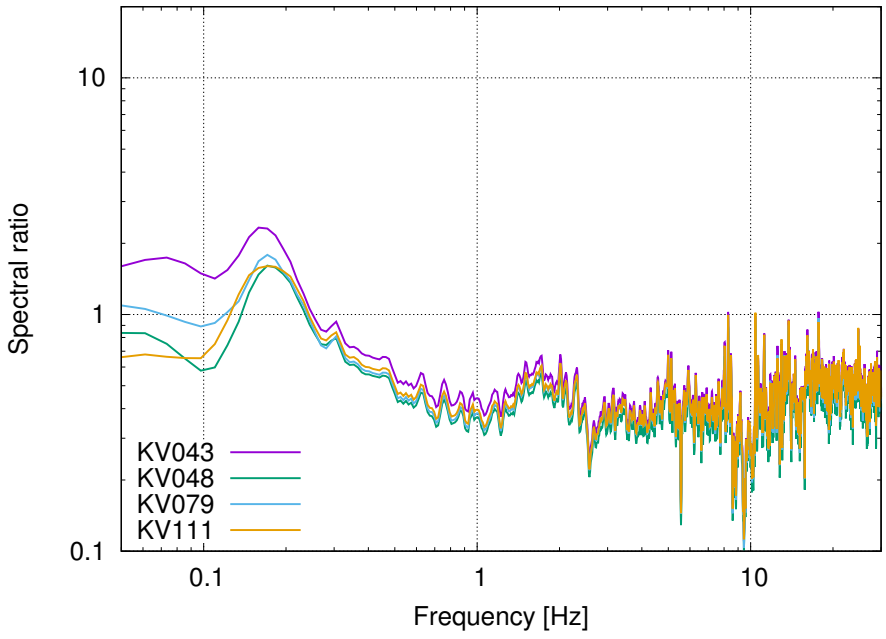
EW



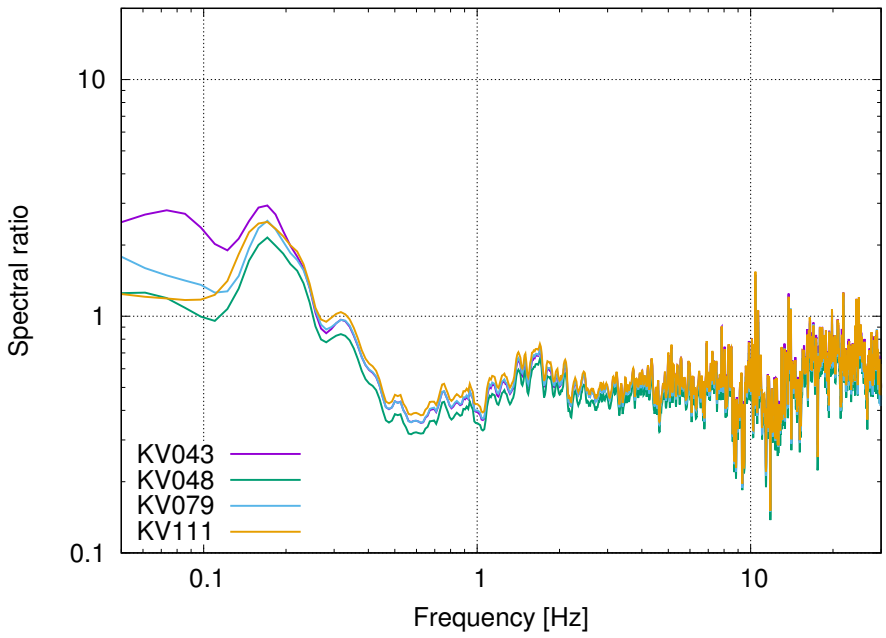
UD

H/V spectral ratio obtained through all the sensors

SHR_HDL_H01



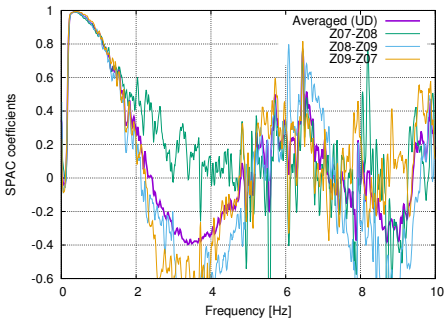
NS/UD



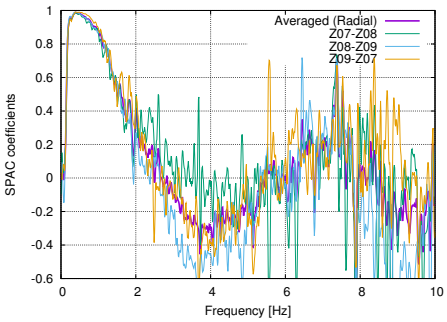
EW/UD

SPAC coefficients and estimated phase velocities (ZKN)

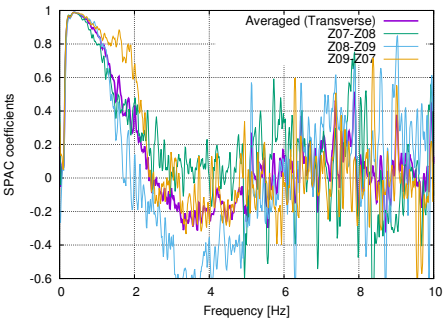
(1) A50_Sa050



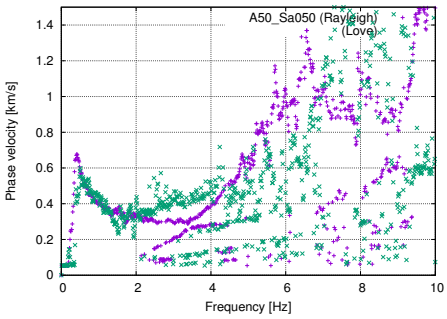
UD



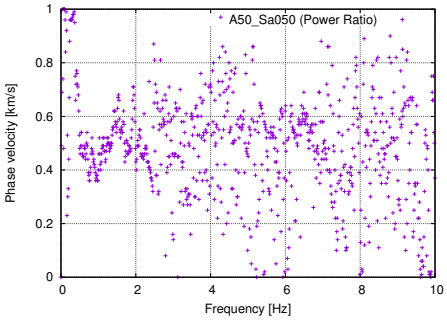
Radial



Transverse

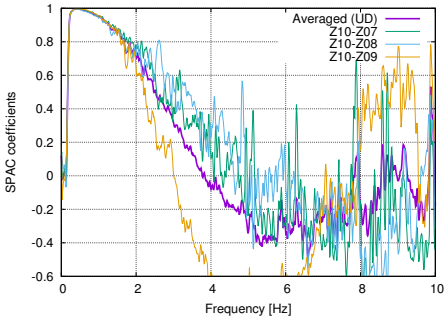


Phase velocity

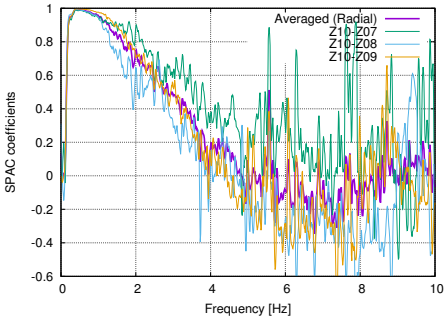


Power ratio

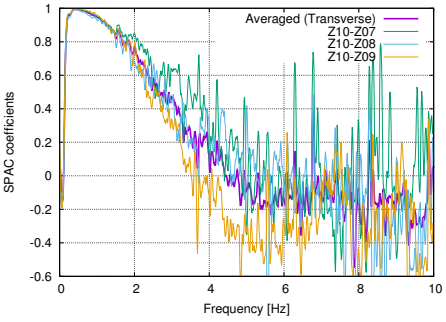
(2) A50_Sb029



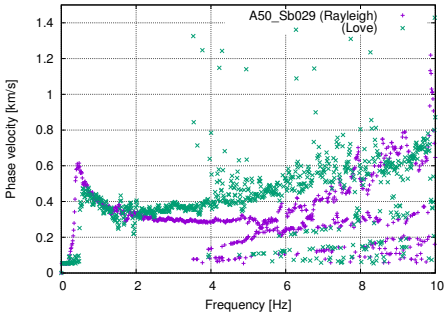
UD



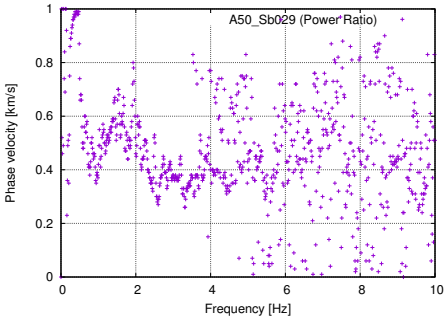
Radial



Transverse



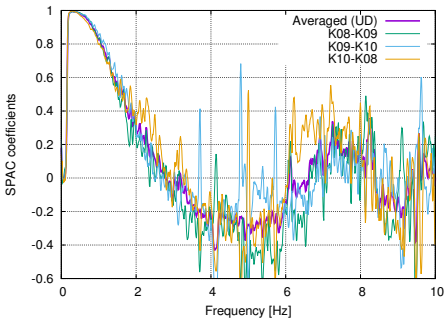
Phase velocity



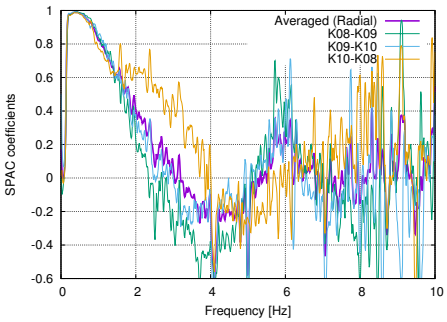
Power ratio

SPAC coefficients and estimated phase velocities (KSS)

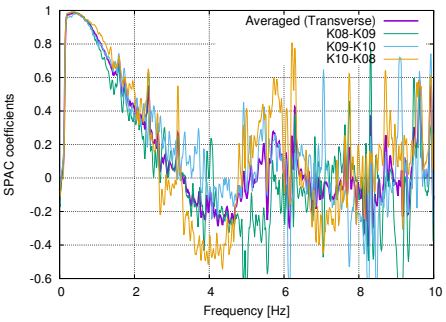
(1) A50_Sa050



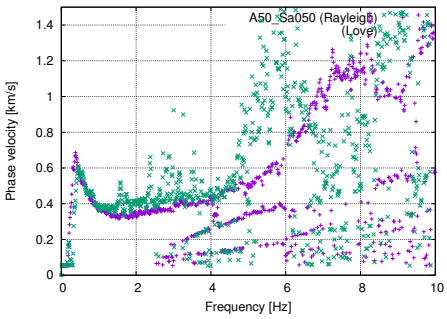
UD



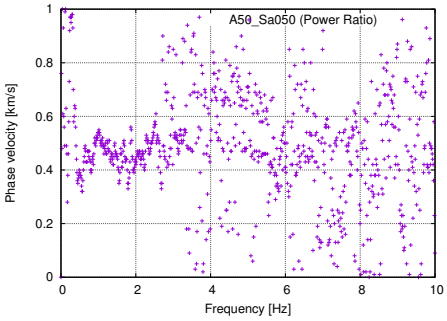
Radial



Transverse

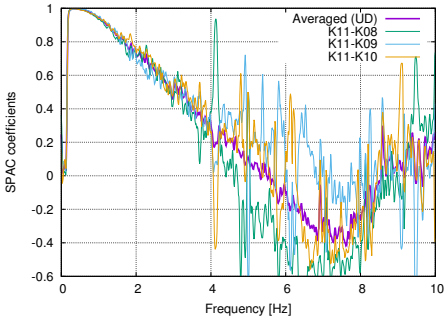


Phase velocity

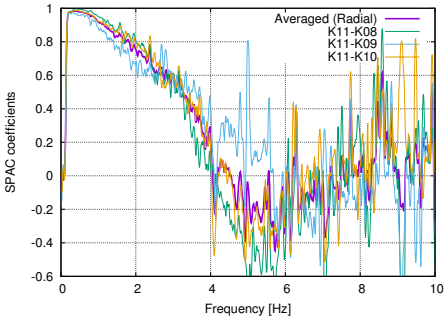


Power ratio

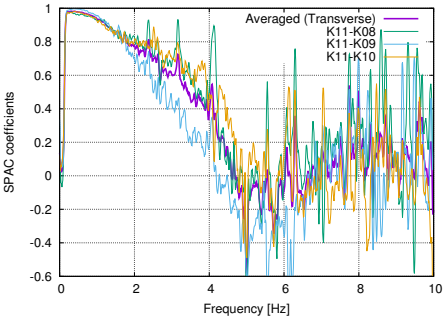
(2) A50_Sb029



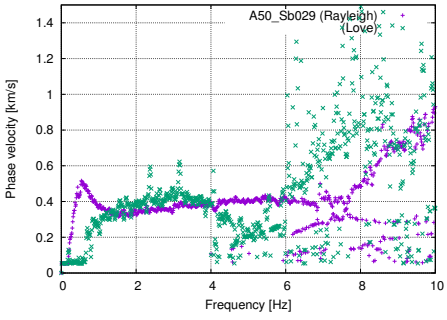
UD



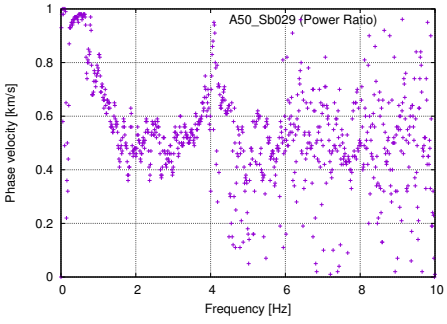
Radial



Transverse



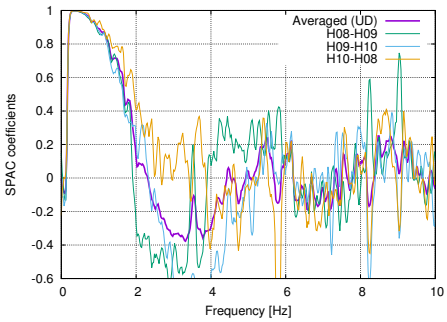
Phase velocity



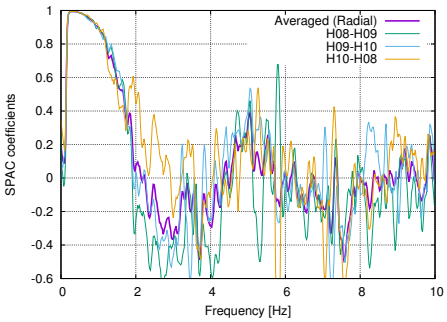
Power ratio

SPAC coefficients and estimated phase velocities (HSK)

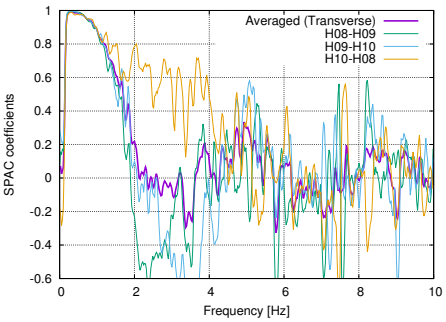
(1) A50_Sa050



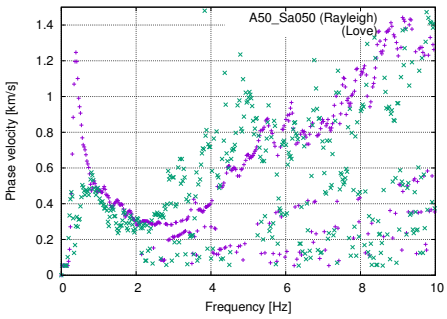
UD



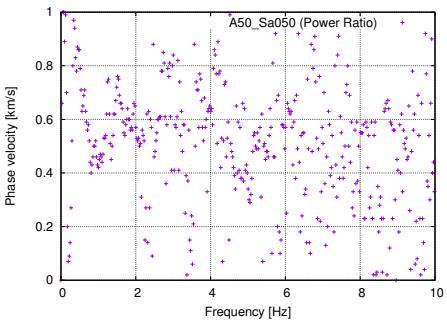
Radial



Transverse

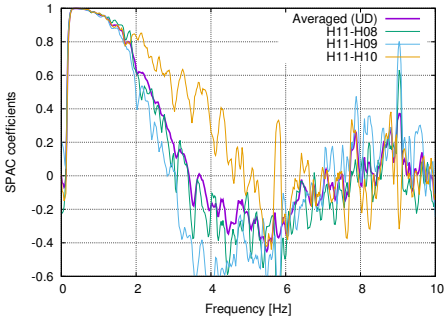


Phase velocity

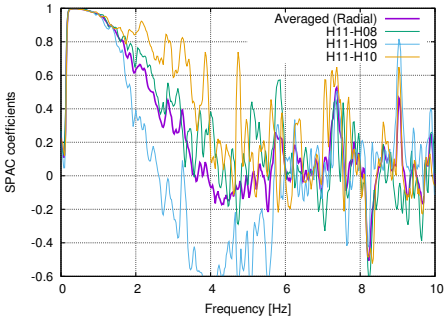


Power ratio

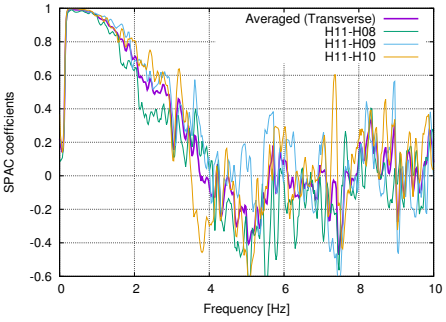
(2) A50_Sb029



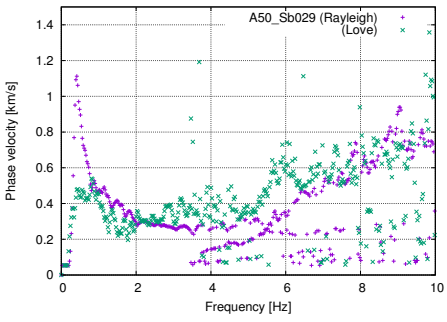
UD



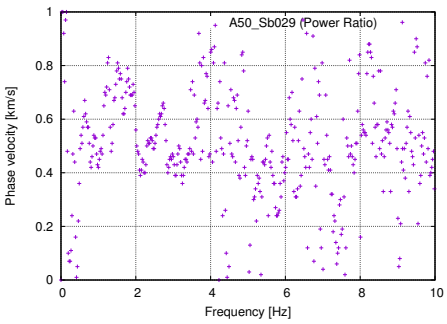
Radial



Transverse



Phase velocity



Power ratio

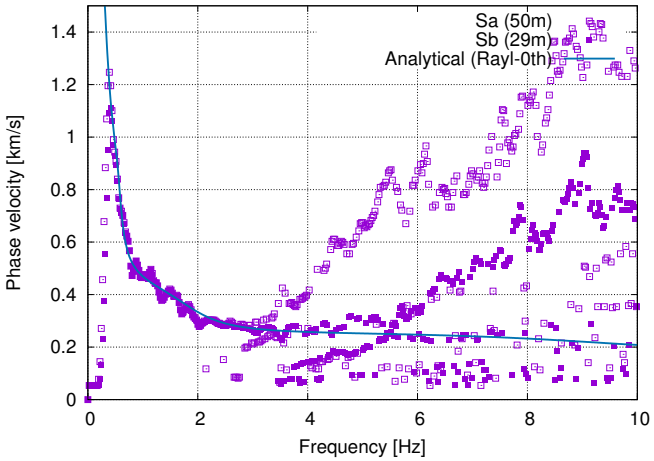
Comparison of analytical dispersion curve and ellipticity (HSK)

(1) Model of velocity structure

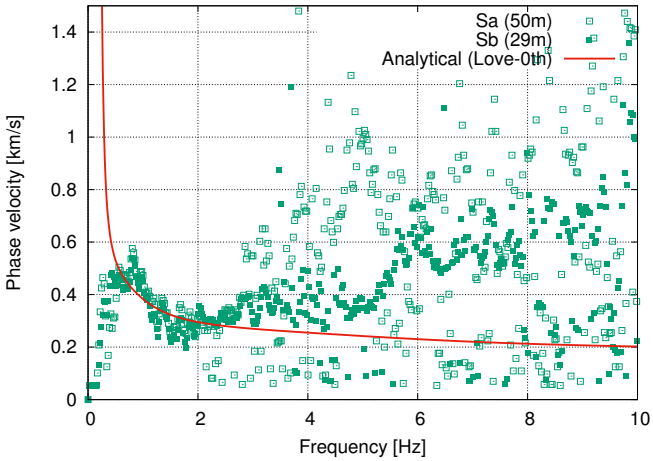
KiK-net Hasaki2

Density (t/m^3)	Vs (km/s)	Vp (km/s)	Thickness (km)
1.5	0.43	0.18	4.0
1.5	1.50	0.18	4.0
1.5	1.50	0.28	52.0
1.6	1.70	0.43	70.0
1.6	1.70	0.51	135.0
1.7	1.80	0.60	185.0
1.9	2.30	0.97	130.0
2.1	2.90	1.50	140.0
2.1	2.60	1.20	120.0
2.1	2.90	1.50	360.0
2.3	3.70	3.20	∞

(2) Dispersion curves

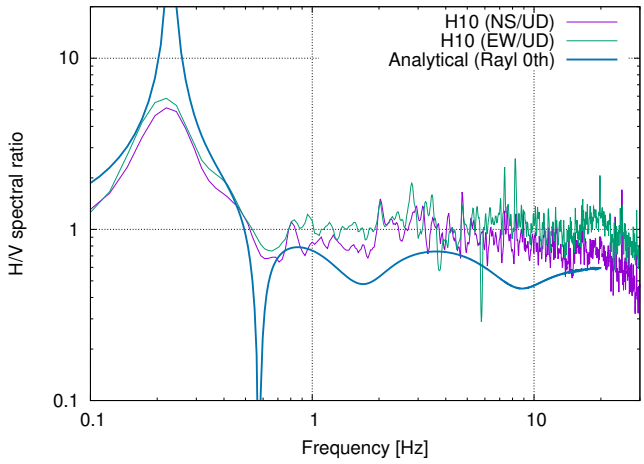


Rayleigh wave (fundamental mode)



Love wave (fundamental mode)

(3) Ellipticity



付録 III-2B 本観測での記録

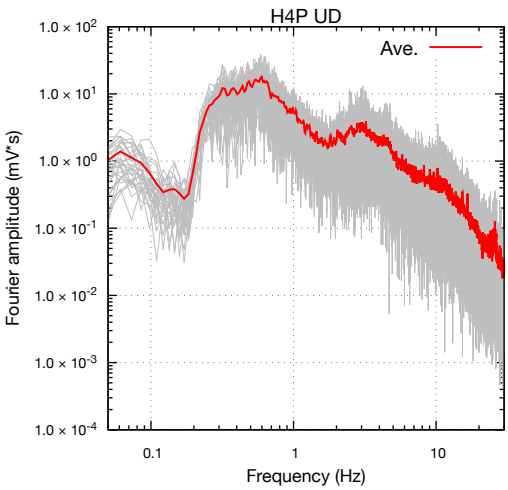
2023 年 10 月 24 日〜26 日に実施した本観測による記録のクオリティのチェックと空間自己相関 (SPAC) 係数および位相速度。なお，太字は各ページのタイトル。

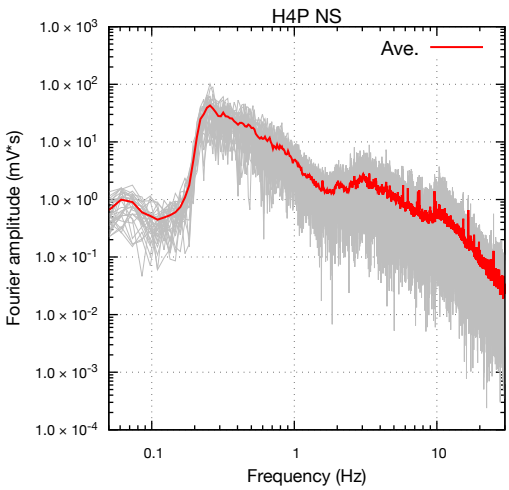
- 解析区間ごとのフーリエ振幅スペクトルとその平均
  - HSK
    - **HOV_HSK_PMK**: PMK-110 3 成分 (H4 地点)
    - **HSK_PMK**: PMK-110 上下動成分 (全地点)
  - ZKN
    - **HOV_ZKN_PMK**: PMK-110 3 成分 (Z4 地点)
    - **ZKN_PMK**: PMK-110 上下動成分 (全地点)
    - **ZKN_YS_[L,M,S]**: 吉見式速度計 3 成分 (L/M/S アレイ；本文では L アレイのみ用いた)
  - KSS
    - **HOV_KSS_PMK**: PMK-110 三成分 (K4 地点)
    - **KSS_PMK**: PMK-110 上下動成分 (全地点)
    - **KSS_YS**: 吉見式速度計 3 成分 (YL アレイ全地点)
- パワースペクトルと H/V (平均)
  - **HOV_HSK_PMK**: HSK H4 地点での PMK-110 によるパワースペクトルの平均と H/V
  - **HOV_KSS_PMK**: KSS K4 地点での PMK-110 によるパワースペクトルの平均と H/V
  - **HOV_ZKN_PMK**: ZKN Z4 地点での PMK-110 によるパワースペクトルの平均と H/V
  - **HSK_PMK**: HSK での PMK-110 の上下動成分のパワースペクトル (全地点)
  - **ZKN_PMK**: ZKN での PMK-110 の上下動成分のパワースペクトル (全地点)
  - **ZKN_YS_[L,M,S]**: ZKN での吉見式速度計の 3 成分 (L/M/S アレイ) のパワースペクトルの平均と H/V
  - **KSS_PMK**: KSS での PMK-110 の上下動成分のパワースペクトル (全地点)
  - **KSS_YS**: KSS での吉見式速度計の 3 成分 (YL アレイ) のパワースペクトルの平均と H/V
  - **AllSegments_HSK_PMK**: HSK での PMK-110 の上下動成分のパワースペクトル (全地点)。ただし，解析区間の取捨選択をせず全ての記録を用いた場合。
  - **WithoutCor_HSK_PMK**: HSK での PMK-110 の上下動成分のパワースペクトル (全地点)。ただし，計器補正を行っていない場合。

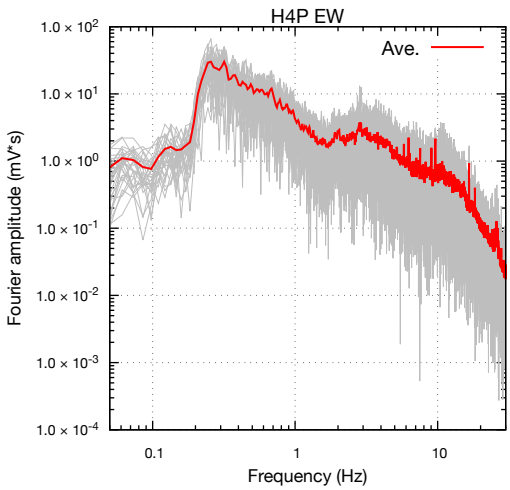
- **WithoutCor_ZKN_PMK**: ZKN での PMK-110 の上下動成分のパワースペクトル (全地点)。ただし，計器補正を行っていない場合。

- 各地点での位相速度と SPAC 係数
  - **HSK_PMK**: HSK での PMK-110 による記録から得られた位相速度と SPAC 係数
  - **ZKN_PMK**: ZKN での PMK-110 による記録から得られた位相速度と SPAC 係数
  - **ZKN_YS_[L,M,S]**: ZKN での吉見式速度計による記録から得られた位相速度と SPAC 係数
  - **KSS_PMK**: KSS での PMK-110 による記録から得られた位相速度と SPAC 係数
  - **KSS_YS**: KSS での吉見式速度計による記録から得られた位相速度と SPAC 係数
  - **AllSegments_HSK_PMK**: HSK での PMK-110 の記録から得られた位相速度と SPAC 係数。ただし，解析区間の取捨選択をせず全ての記録を用いた場合。
  - **WithoutCor_HSK_PMK**: HSK での PMK-110 の記録から得られた位相速度と SPAC 係数。ただし，計器補正を行っていない場合。
  - **WithoutCor_ZKN_PMK**: ZKN での PMK-110 の記録から得られた位相速度と SPAC 係数。ただし，計器補正を行っていない場合。
  - **WithoutCor_KSS_PMK**: KSS での PMK-110 の記録から得られた位相速度と SPAC 係数。ただし，計器補正を行っていない場合。

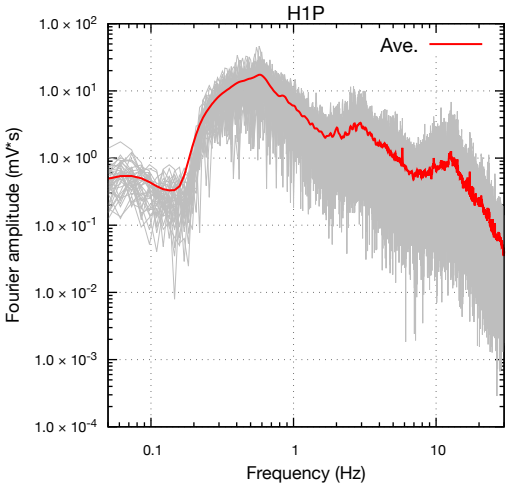
HOV_HSK_PMK

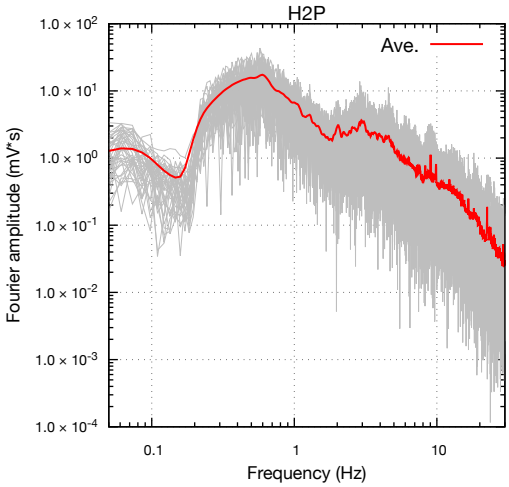

H4P UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

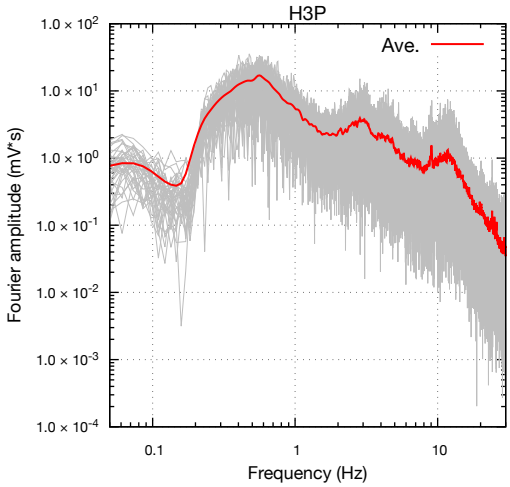

H4P NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

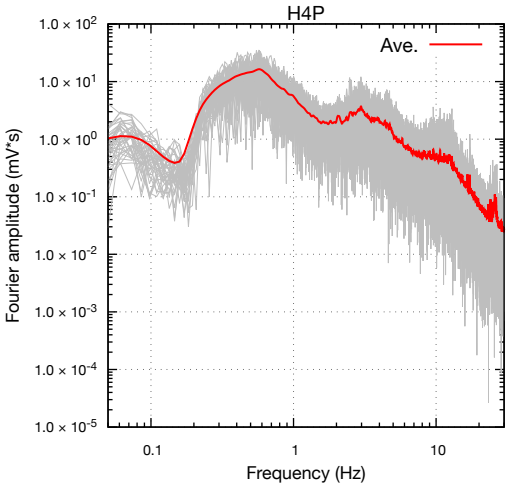

H4P EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

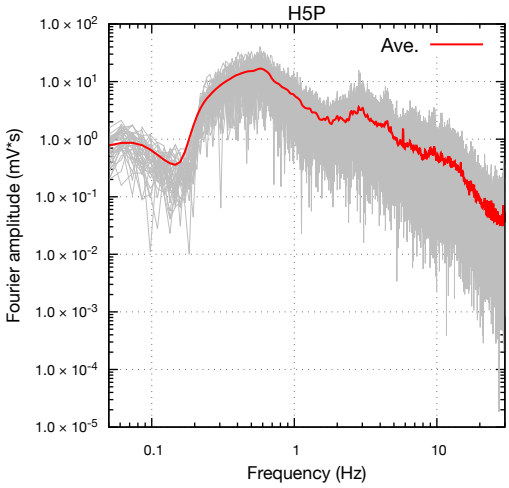
HSK_PMK

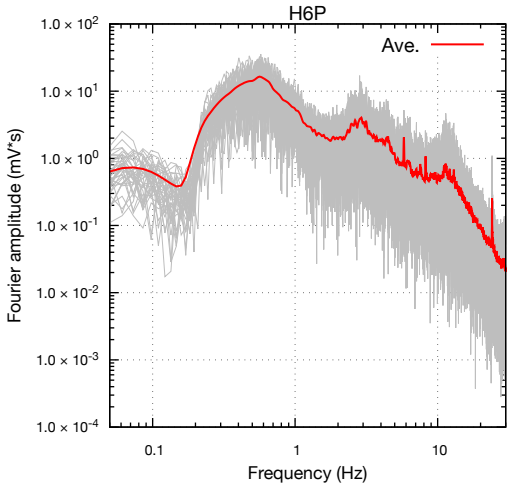

H1P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

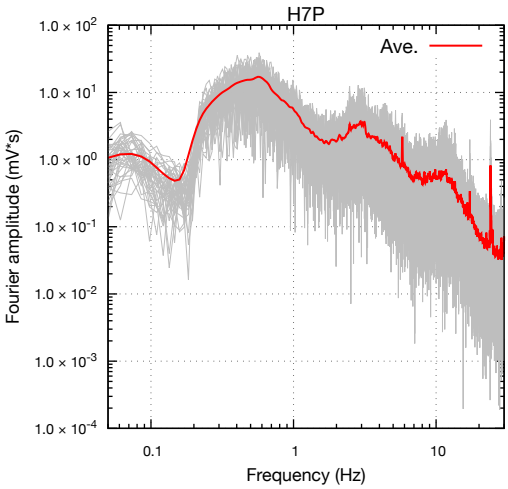

H2P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


H3P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

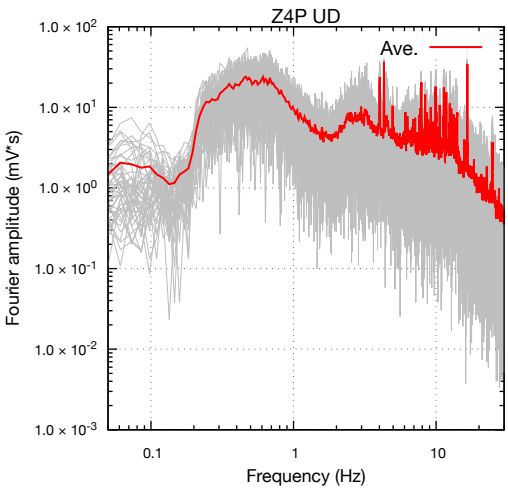

H4P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

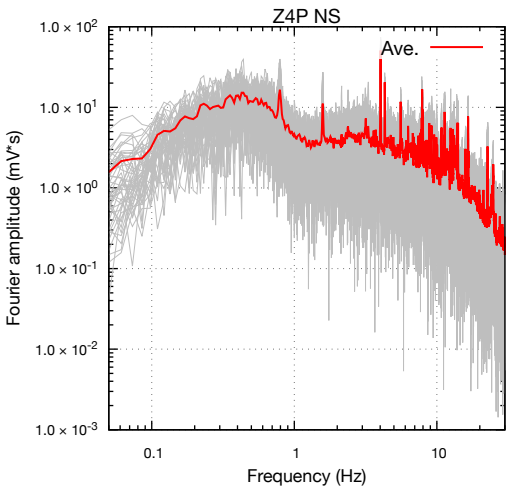

H5P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

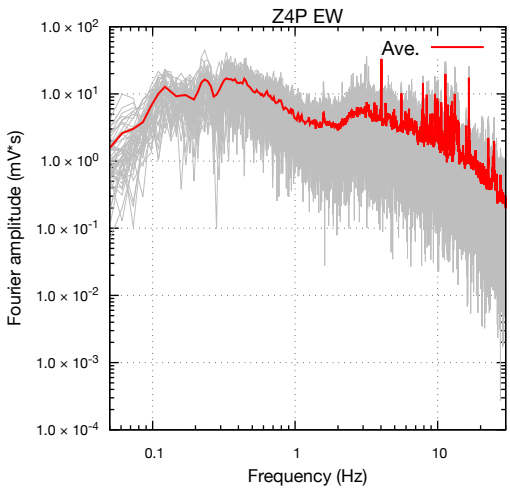

H6P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


H7P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

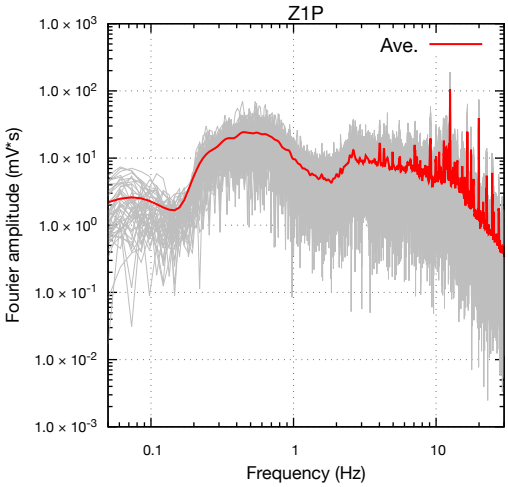
HOV_ZKN_PMK

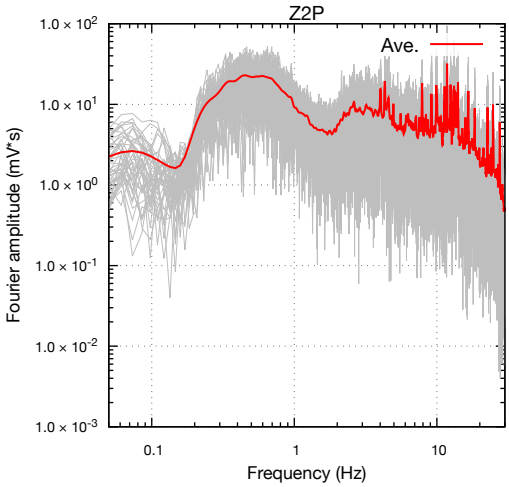

Z4P UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

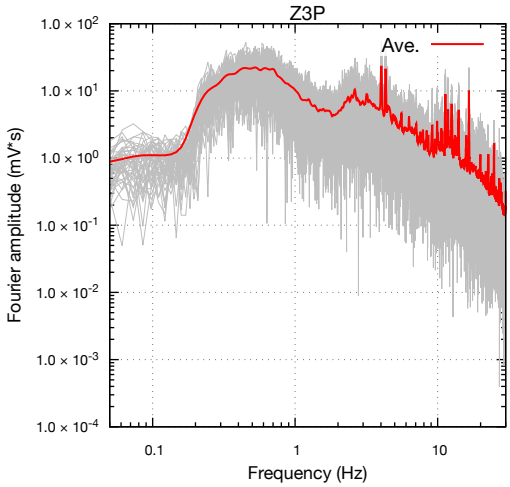

Z4P NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

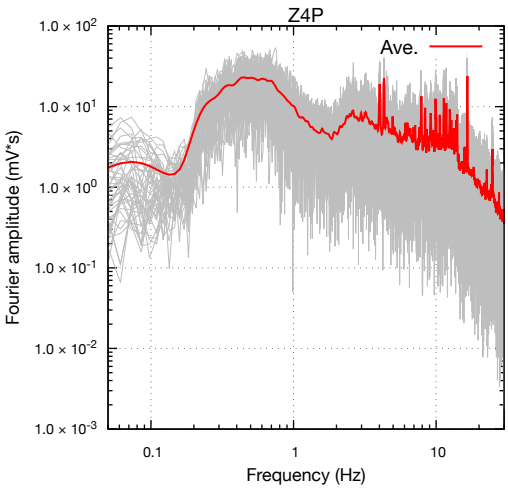

Z4P EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

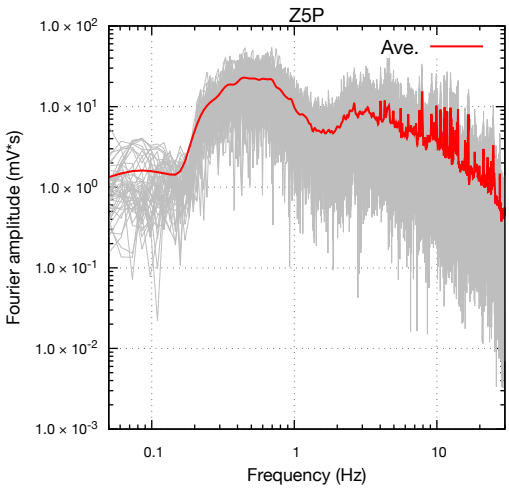
ZKN_PMK

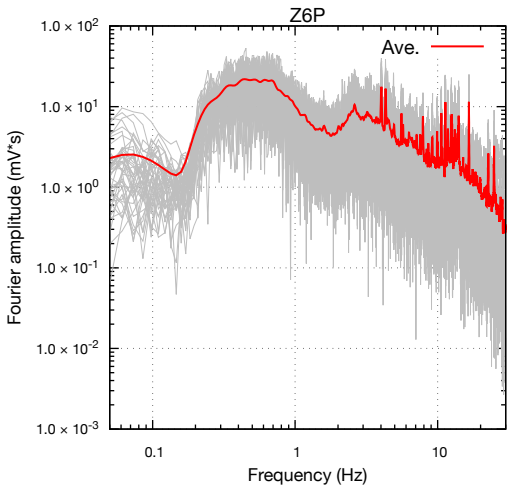

Z1P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

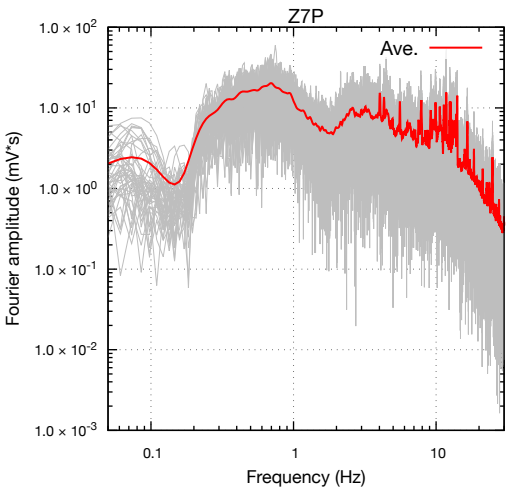

Z2P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


Z3P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

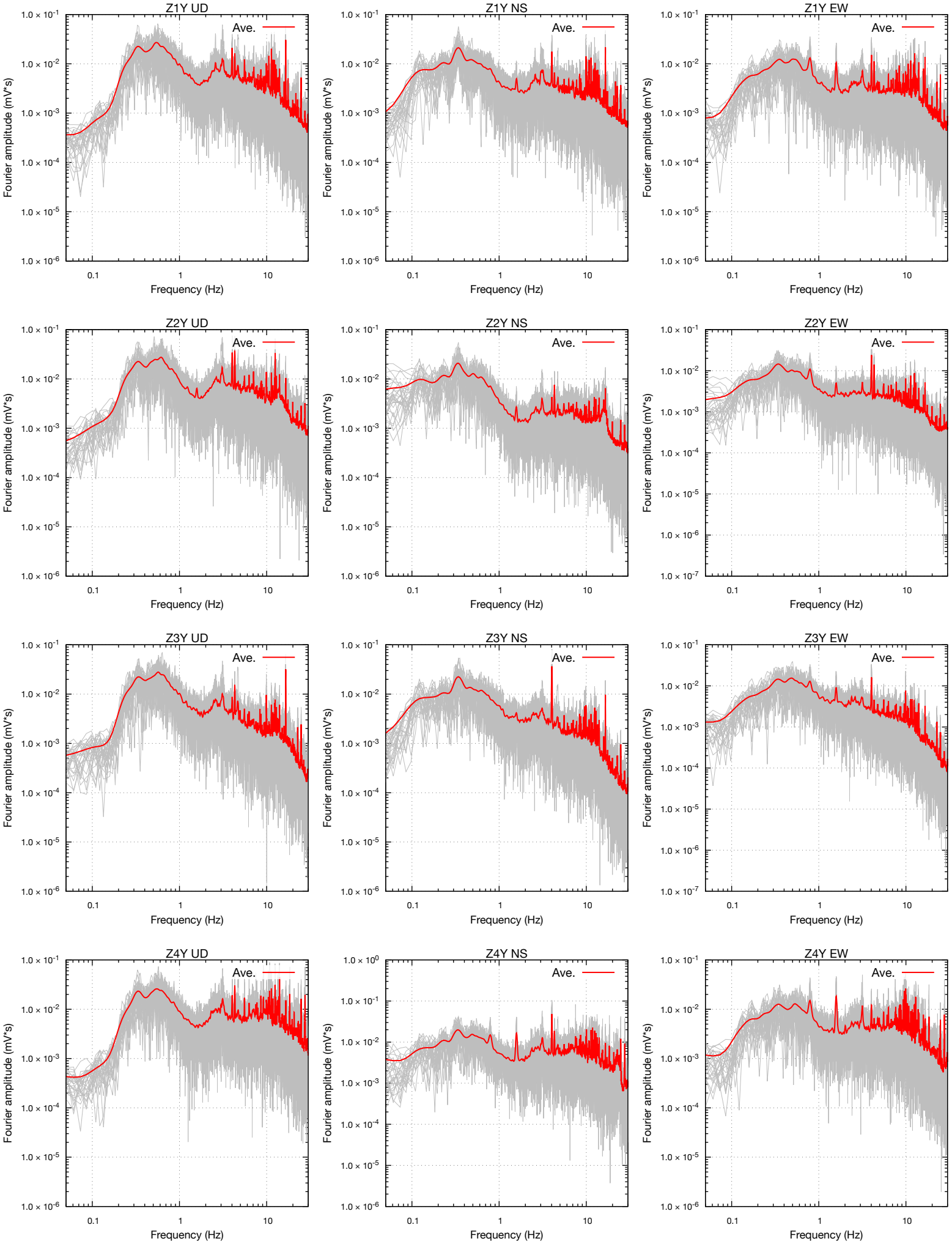

Z4P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


Z5P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

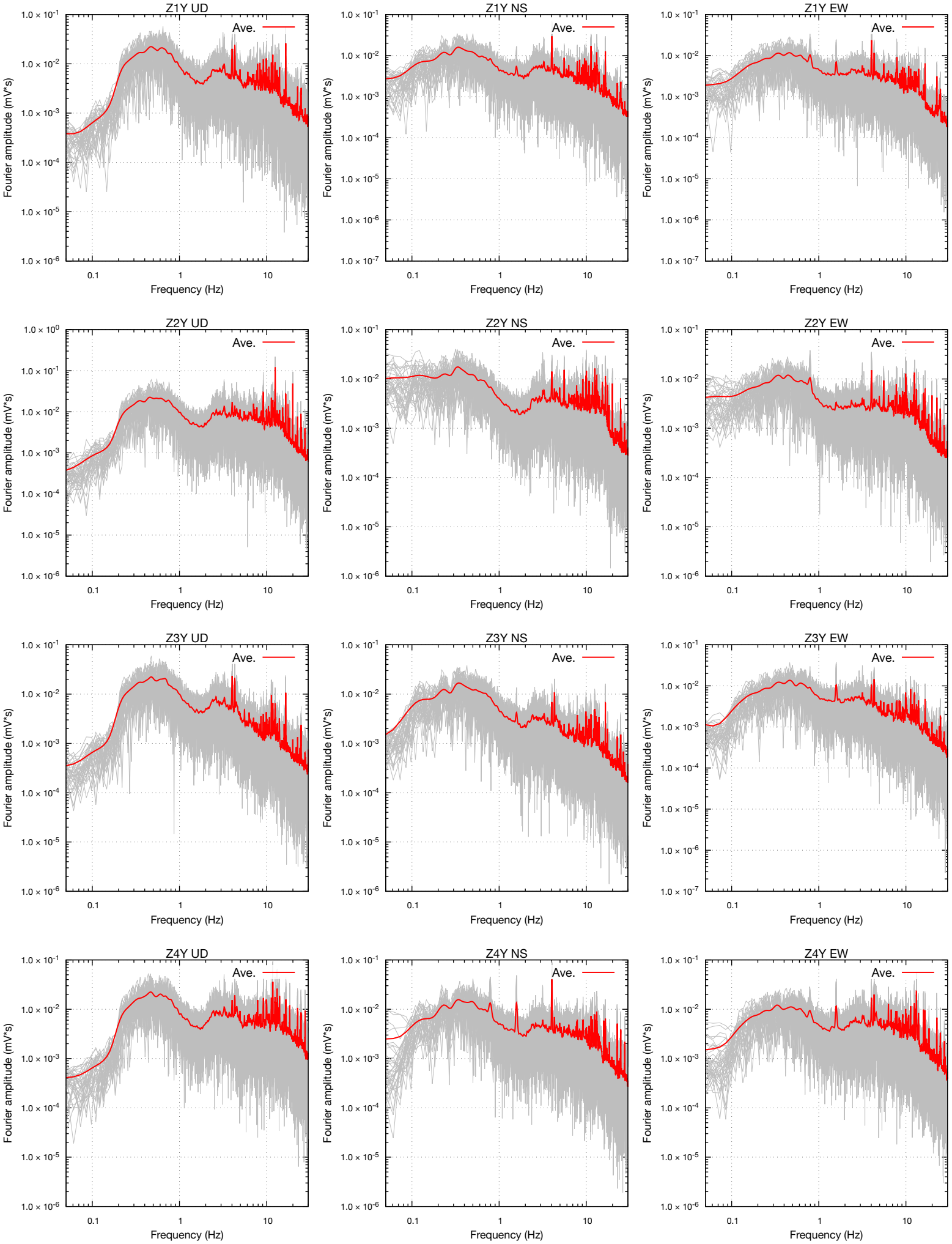

Z6P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


Z7P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

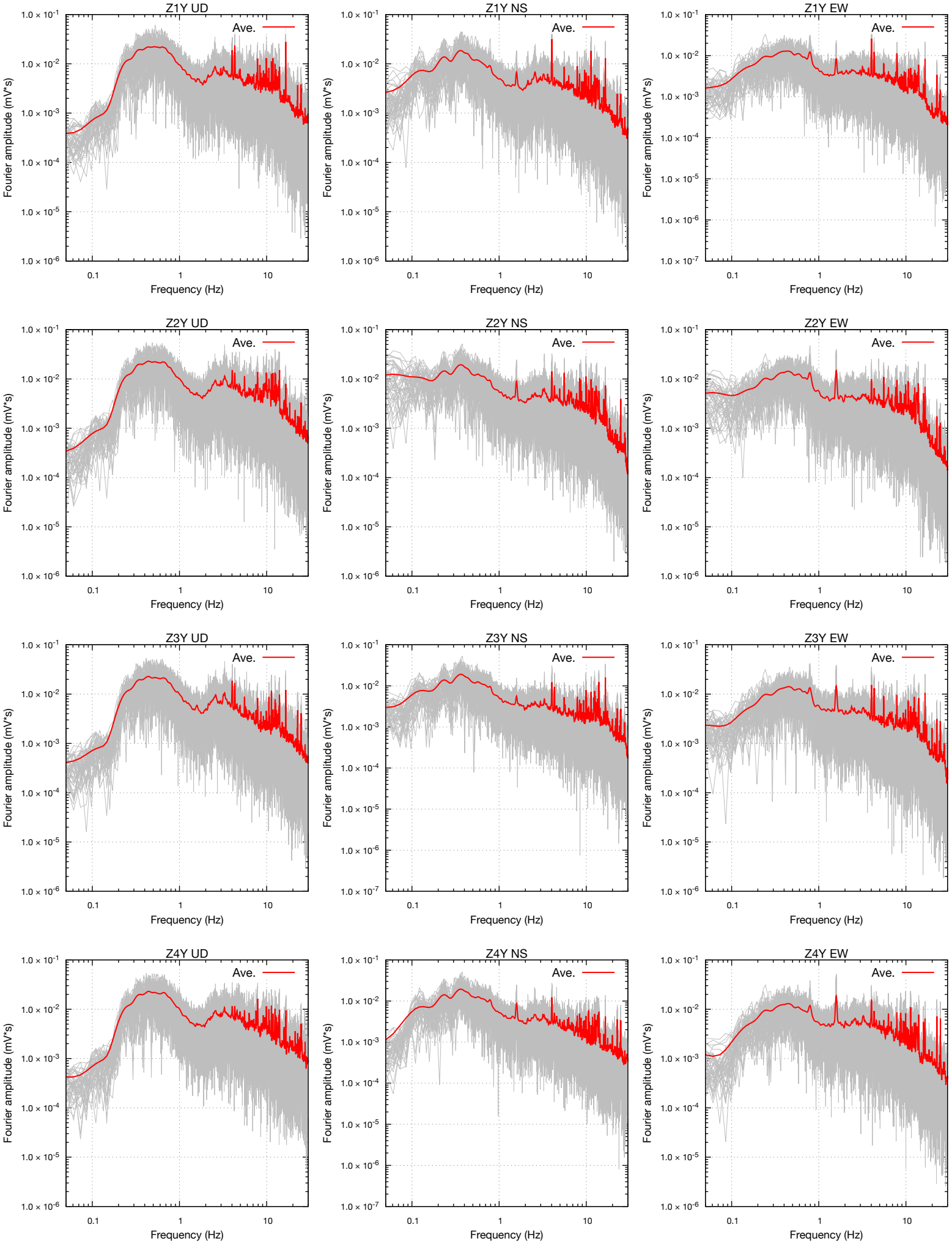
ZKN_YS_L


Z1Y UD
Z1Y NS
Z1Y EW
Z2Y UD
Z2Y NS
Z2Y EW
Z3Y UD
Z3Y NS
Z3Y EW
Z4Y UD
Z4Y NS
Z4Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)
0.1
1
10

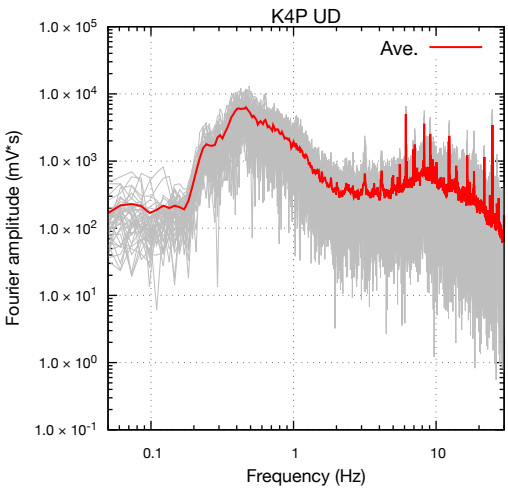
ZKN_YS_M

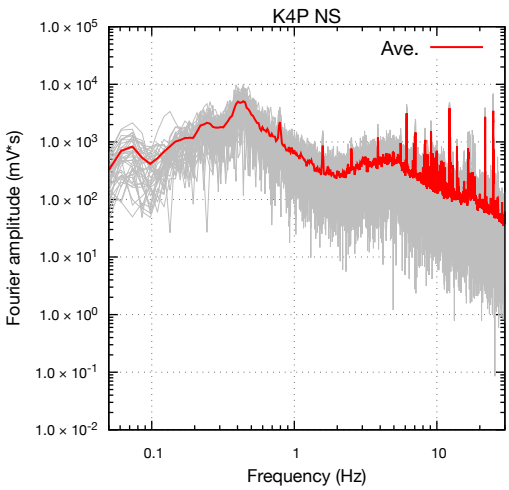

Z1Y UD
Z1Y NS
Z1Y EW
Z2Y UD
Z2Y NS
Z2Y EW
Z3Y UD
Z3Y NS
Z3Y EW
Z4Y UD
Z4Y NS
Z4Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

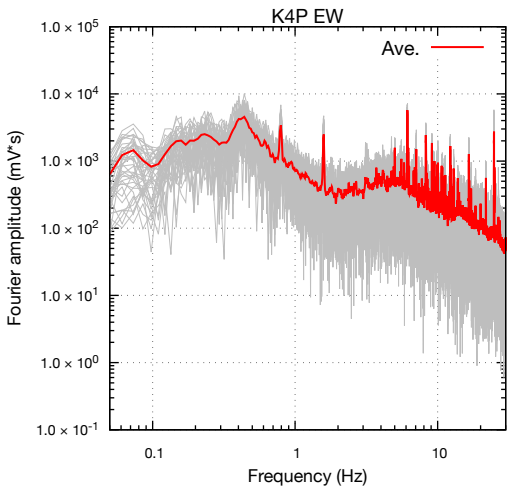
ZKN_YS_S


Z1Y UD
Z1Y NS
Z1Y EW
Z2Y UD
Z2Y NS
Z2Y EW
Z3Y UD
Z3Y NS
Z3Y EW
Z4Y UD
Z4Y NS
Z4Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)
0.1
1
10

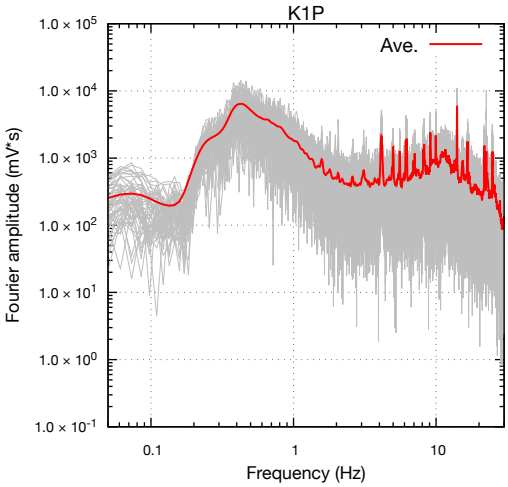
HOV_KSS_PMK

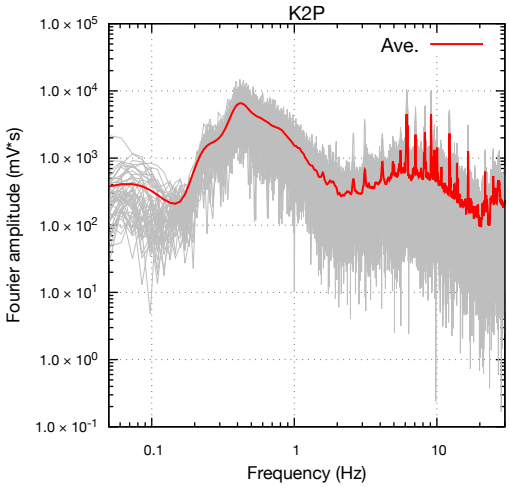

K4P UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

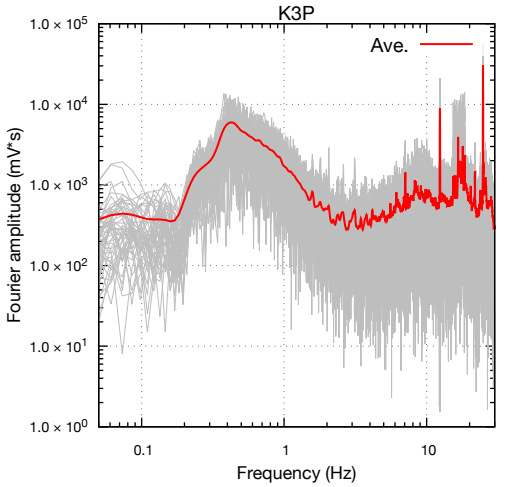

K4P NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

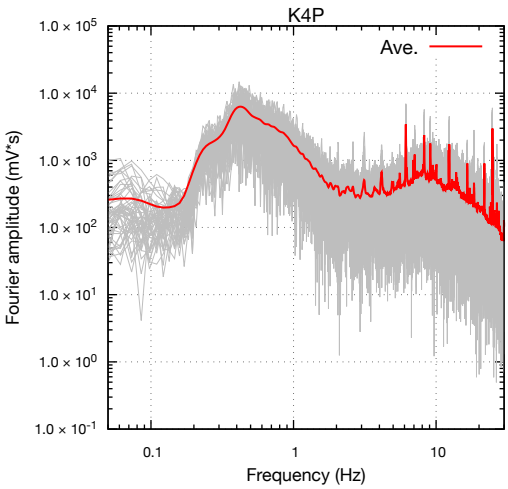

K4P EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

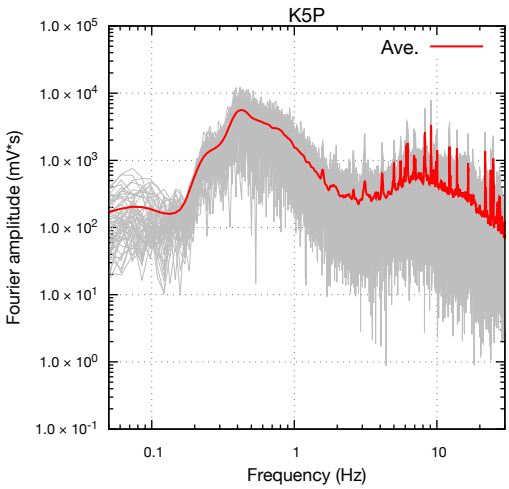
KSS_PMK

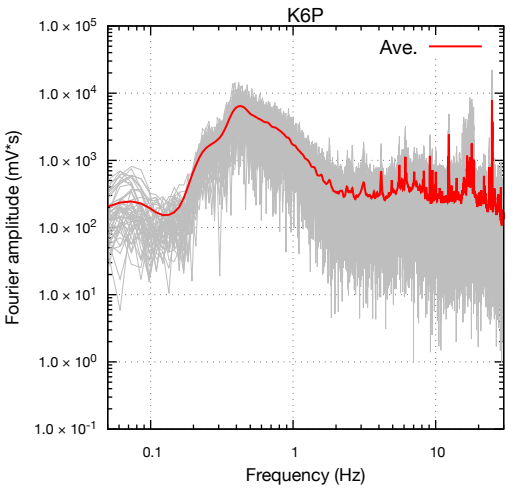

K1P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

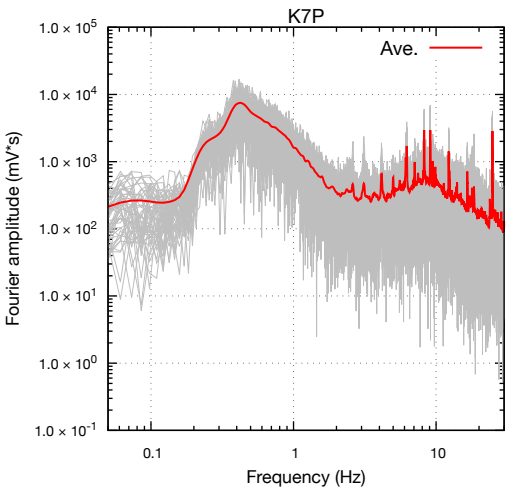

K2P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


K3P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

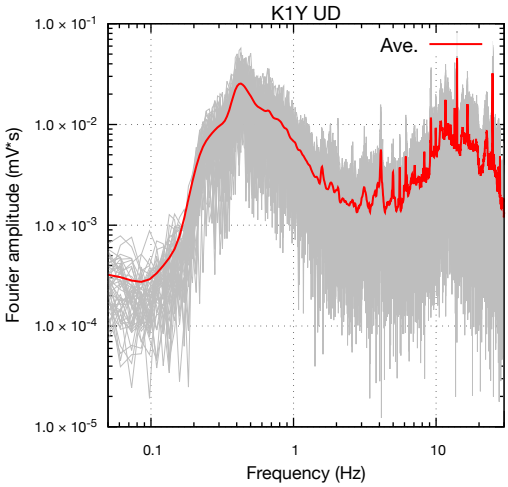

K4P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

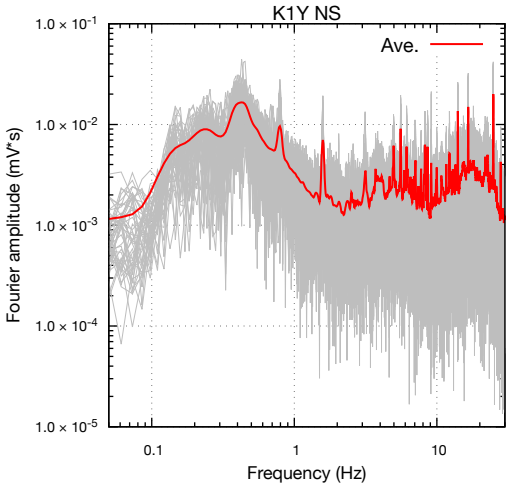

K5P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

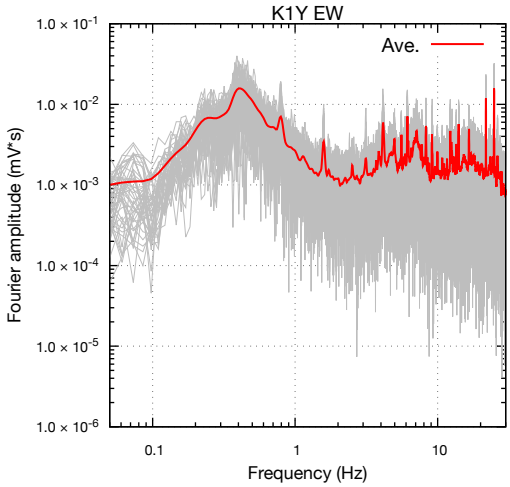

K6P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

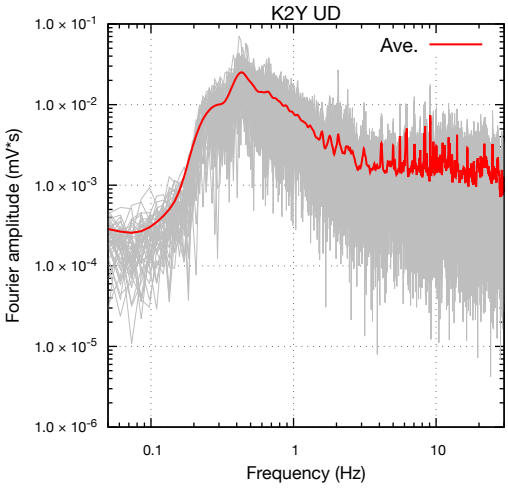

K7P
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

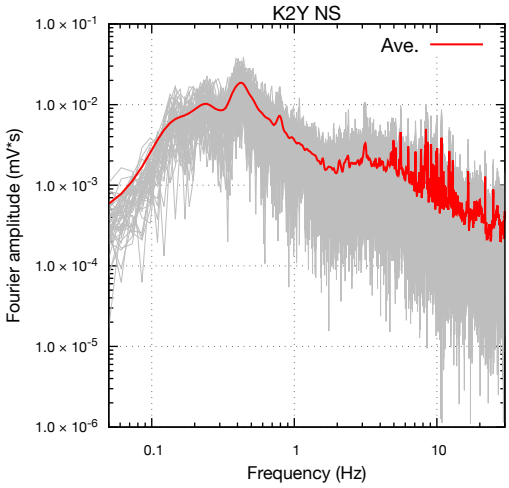
KSS_YS

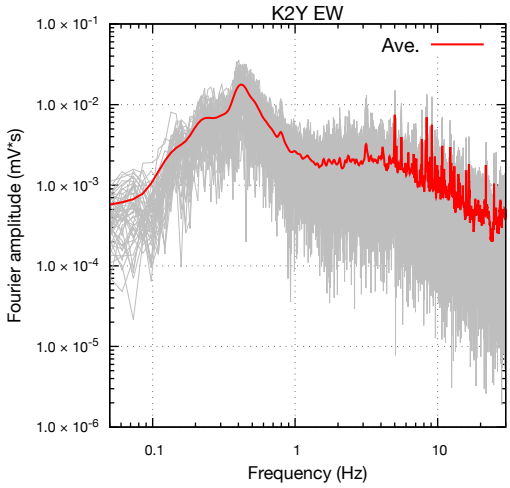

K1Y UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

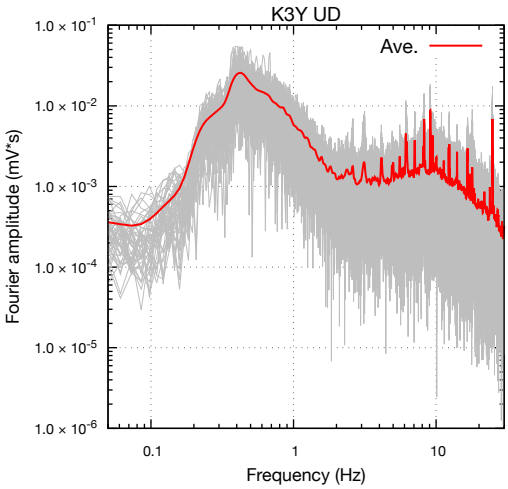

K1Y NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

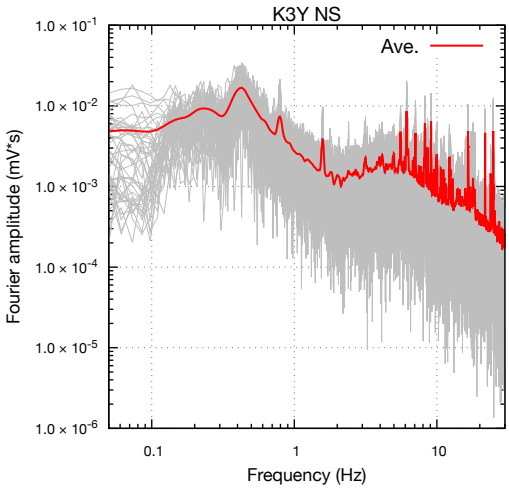

K1Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

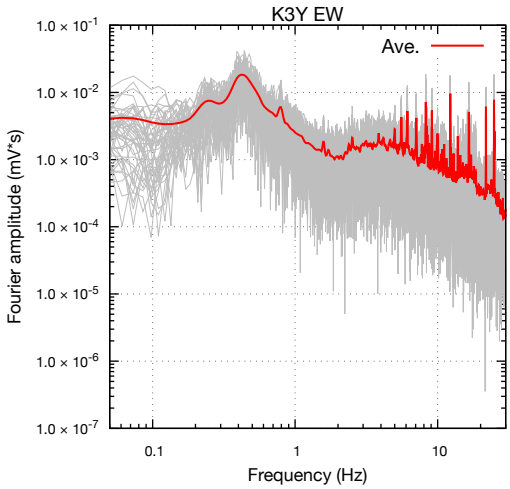

K2Y UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

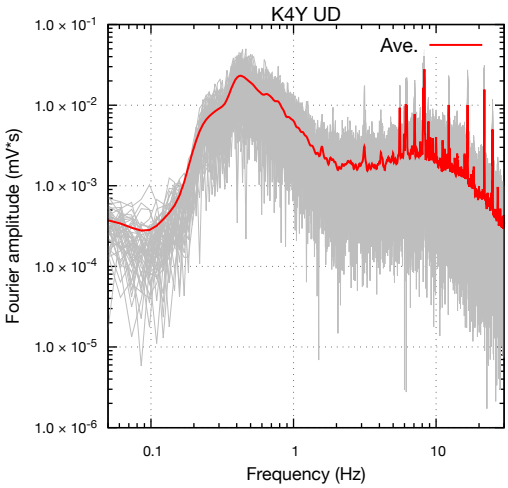

K2Y NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

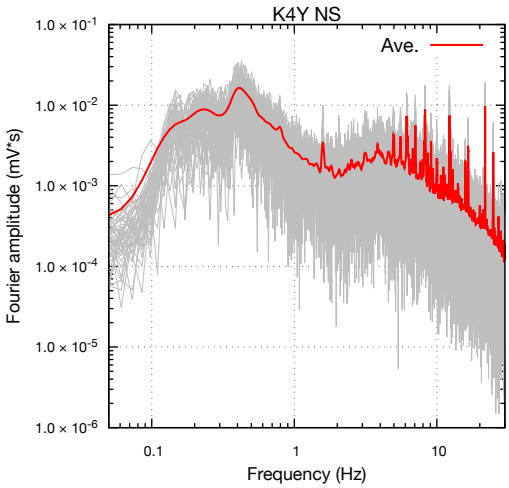

K2Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

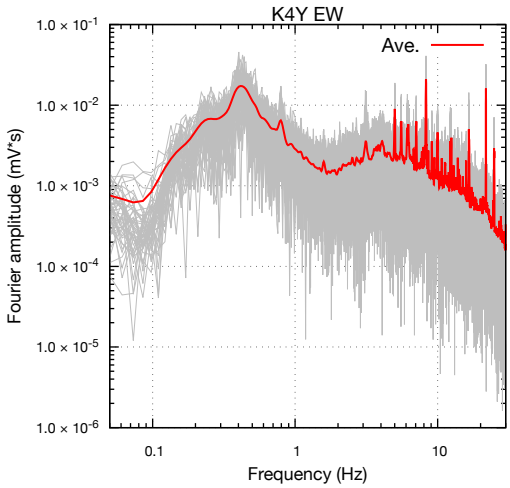

K3Y UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

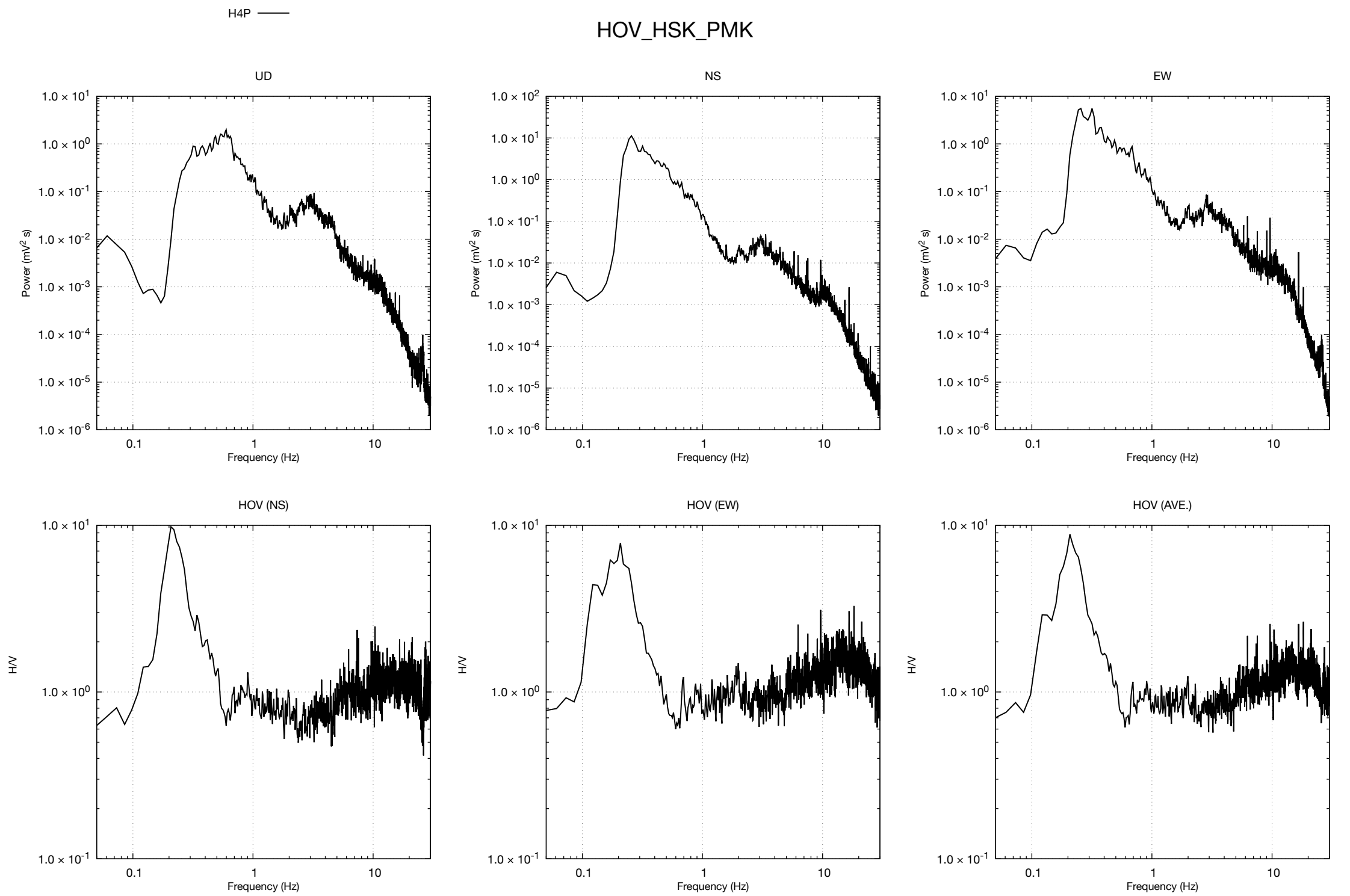

K3Y NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


K3Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)


K4Y UD
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

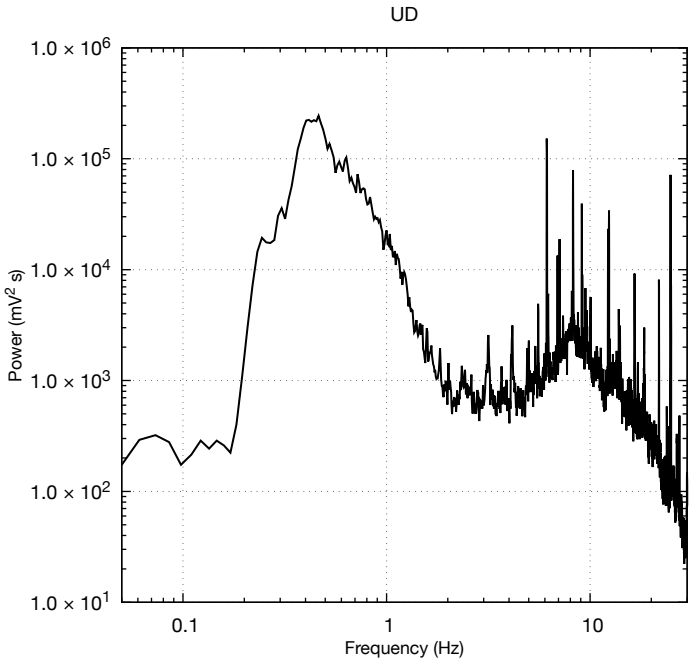

K4Y NS
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

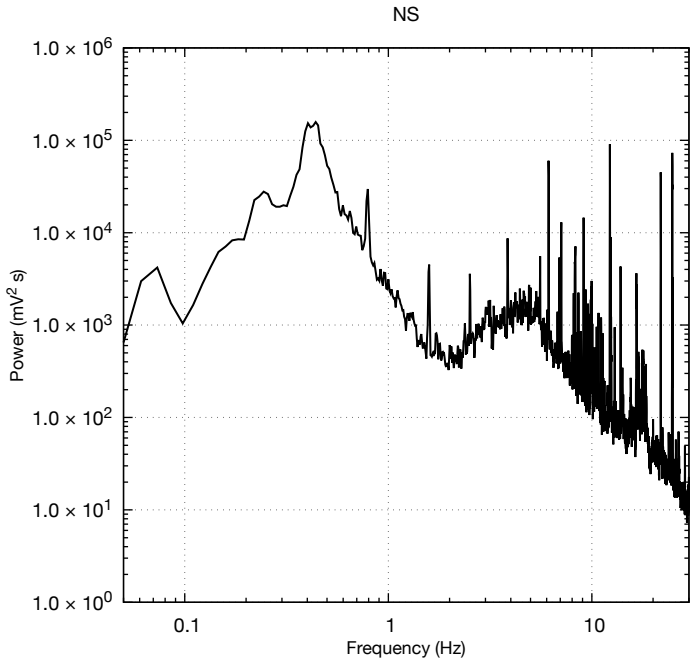

K4Y EW
Ave.
Fourier amplitude (mV*s)
Frequency (Hz)

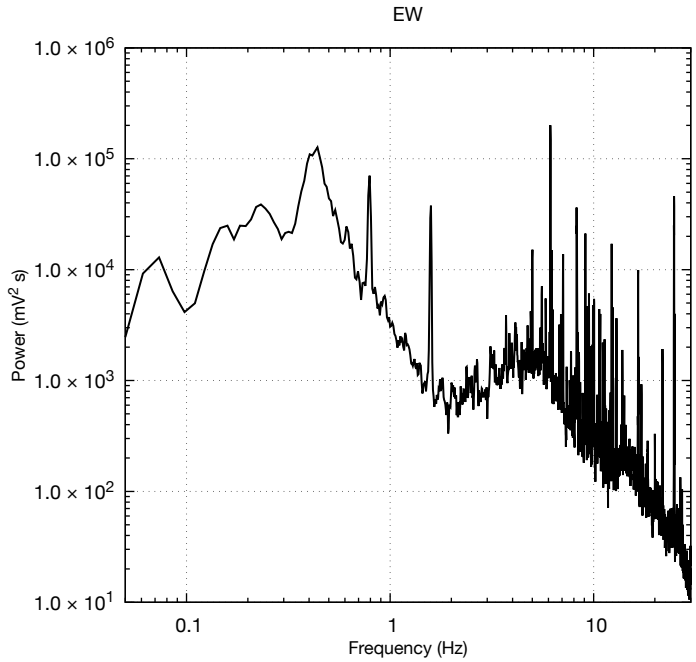

H4P
HOV_HSK_PMK
UD
NS
EW
Power (mV² s)
Frequency (Hz)
HOV (NS)
HOV (EW)
HOV (AVE.)
H/V

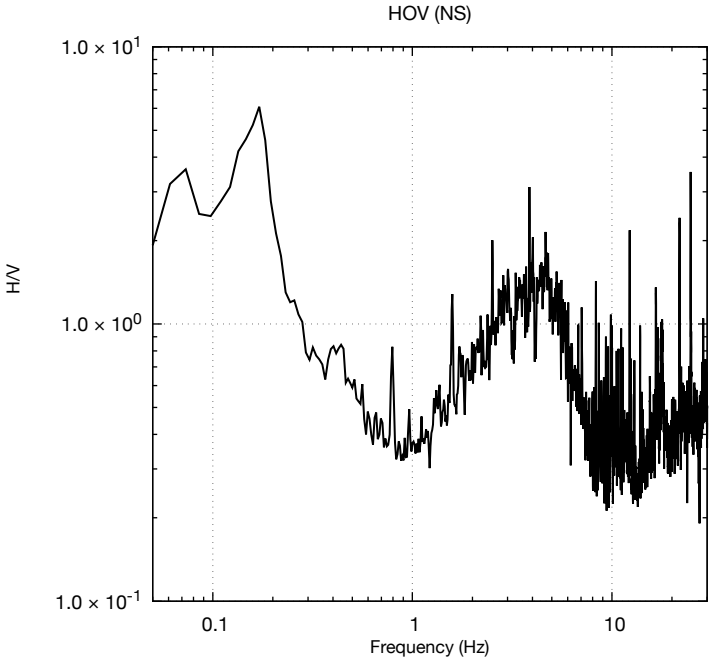
K4P

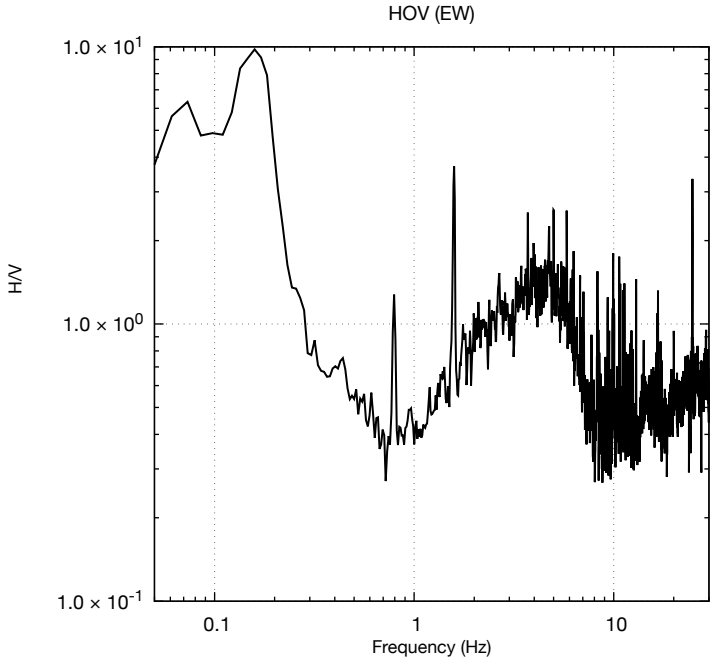
HOV_KSS_PMK

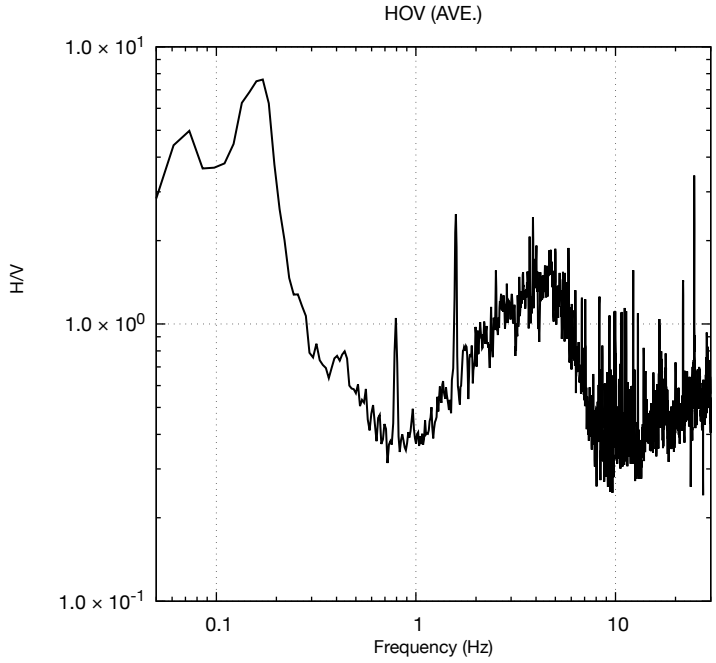






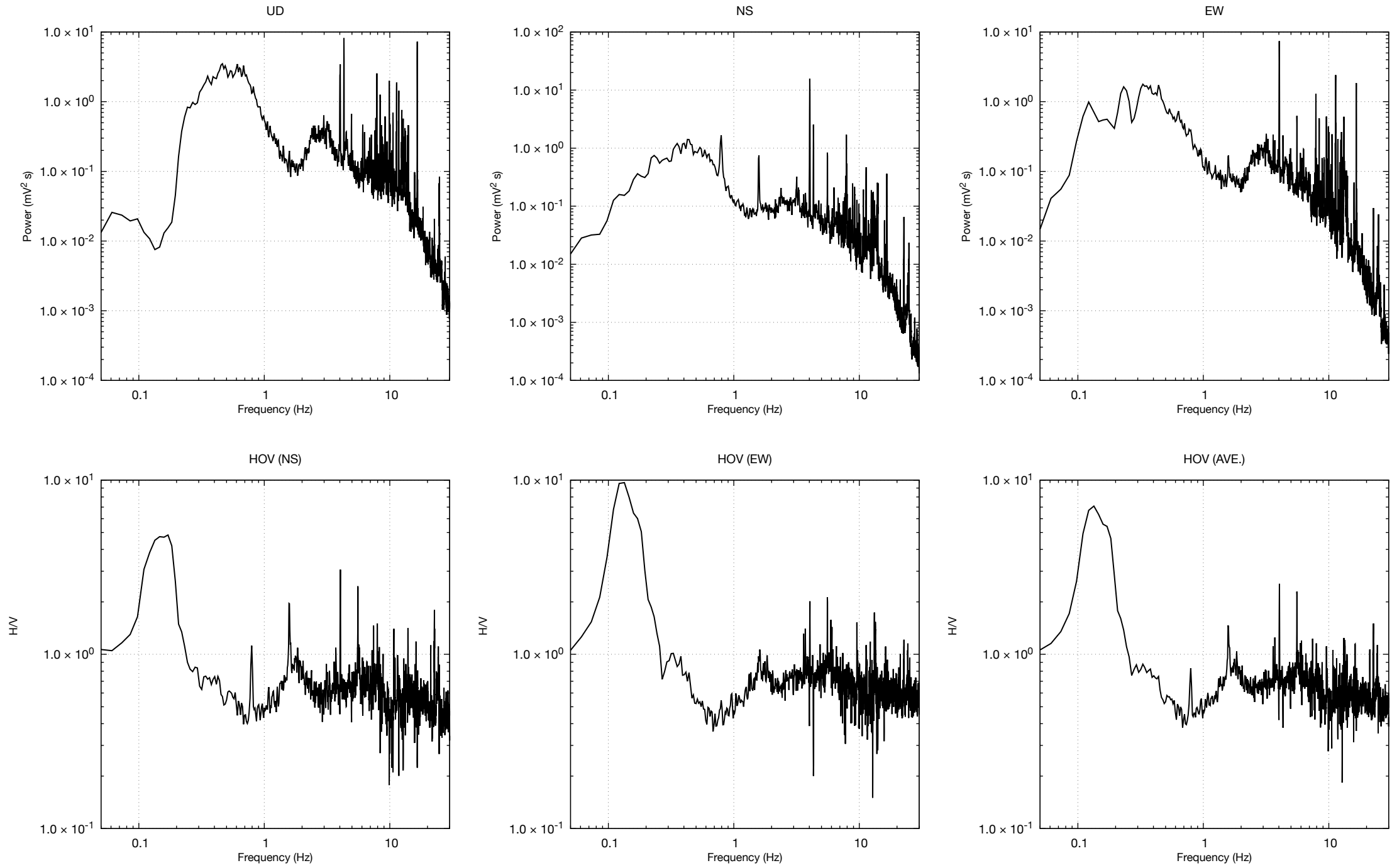


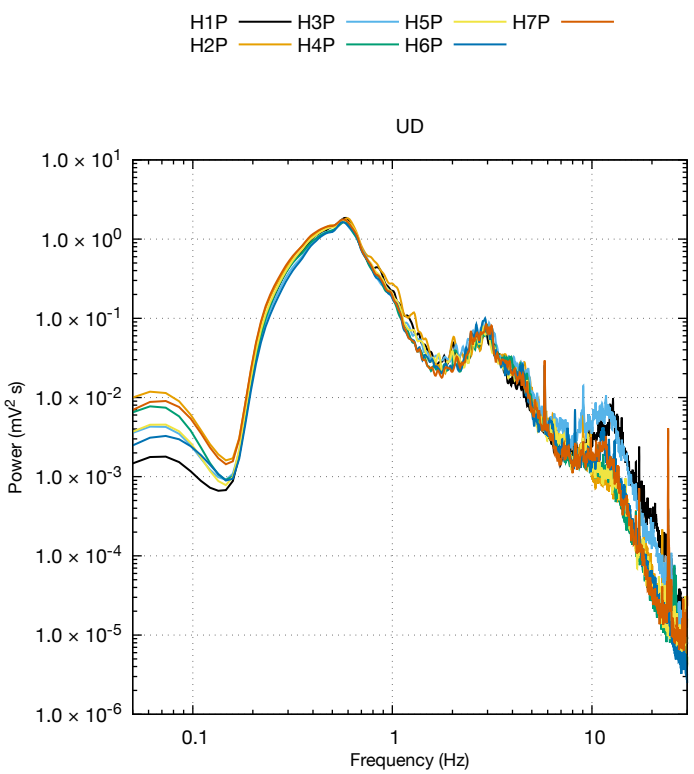




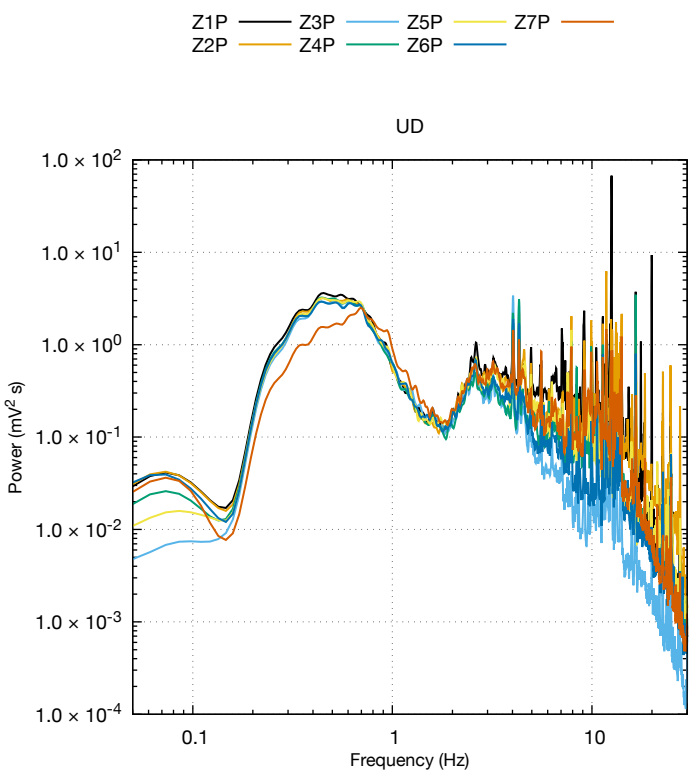
Z4P

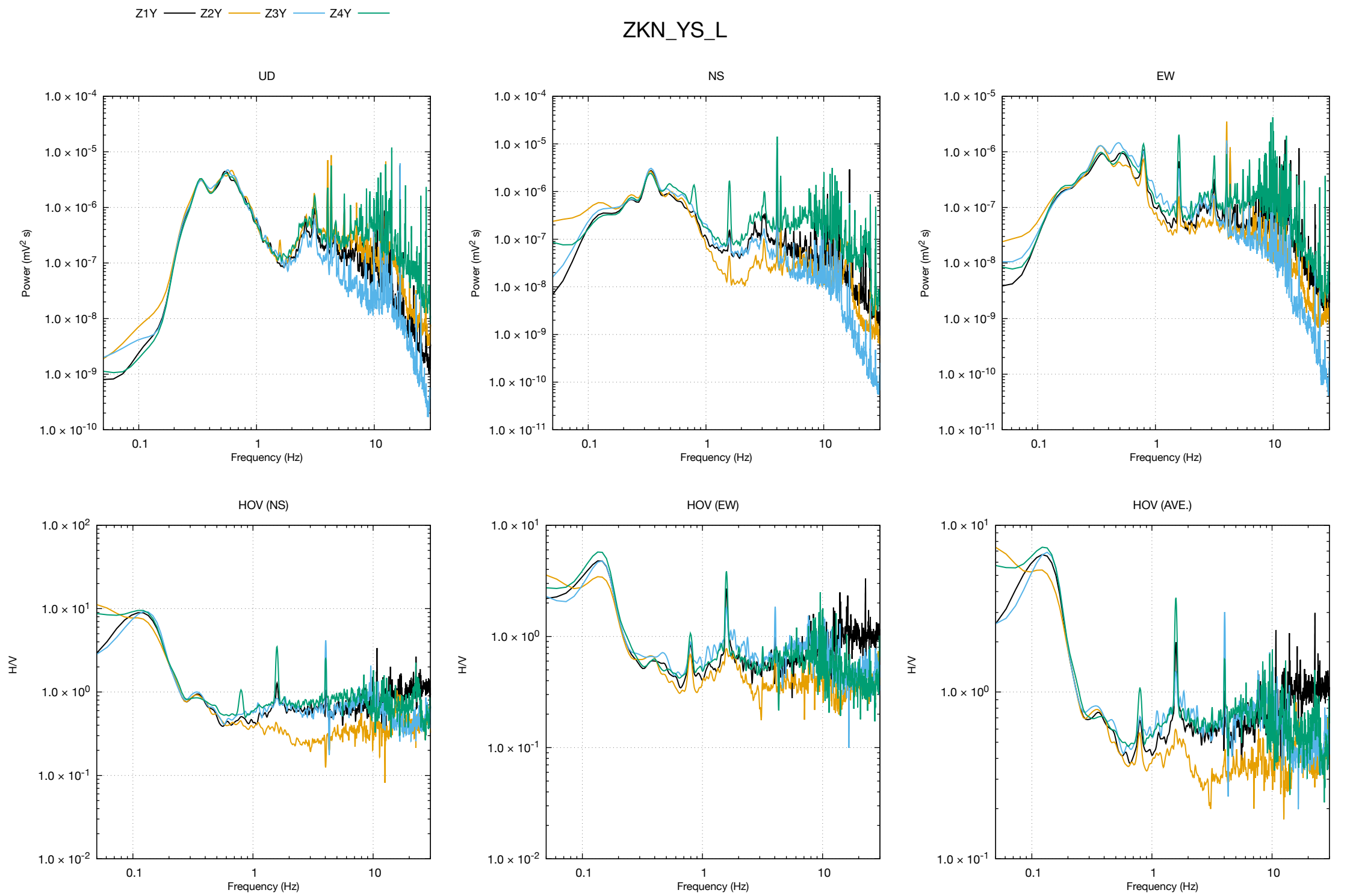
HOV_ZKN_PMK

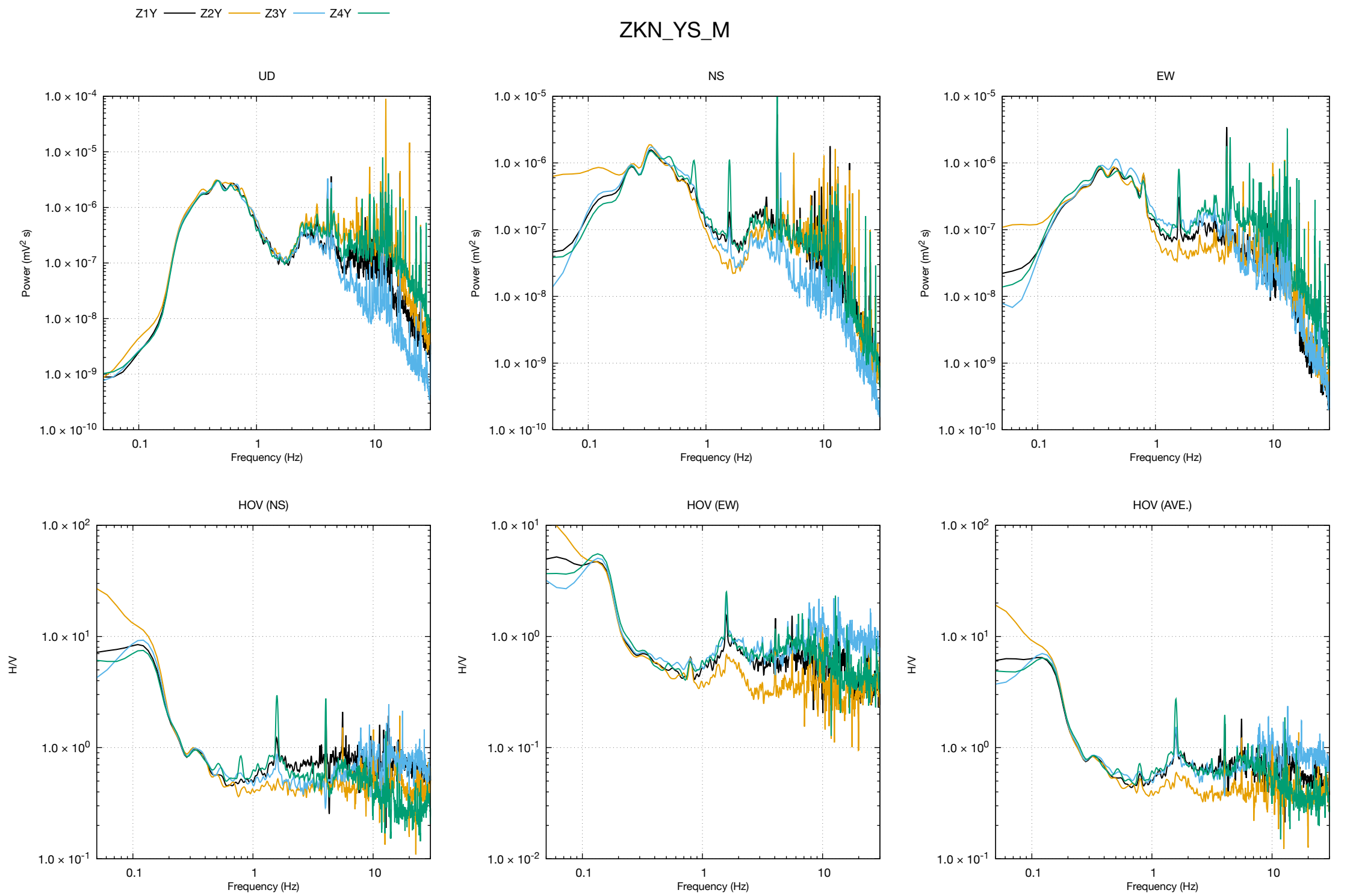


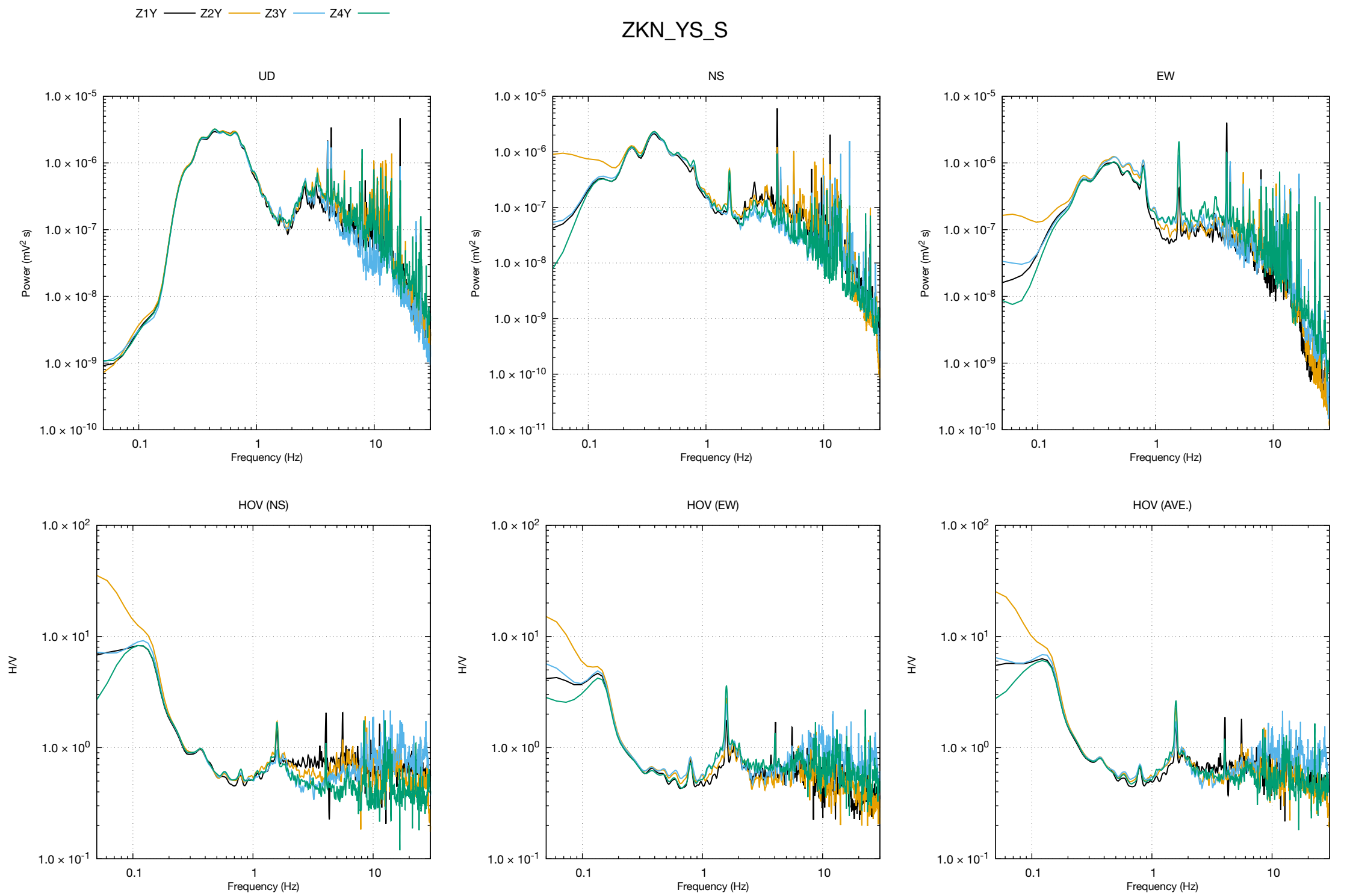

H1P
H2P
H3P
H4P
H5P
H6P
H7P
UD
Power (mV² s)
Frequency (Hz)
1.0 × 10¹
1.0 × 10⁰
1.0 × 10⁻¹
1.0 × 10⁻²
1.0 × 10⁻³
1.0 × 10⁻⁴
1.0 × 10⁻⁵
1.0 × 10⁻⁶
0.1
1
10

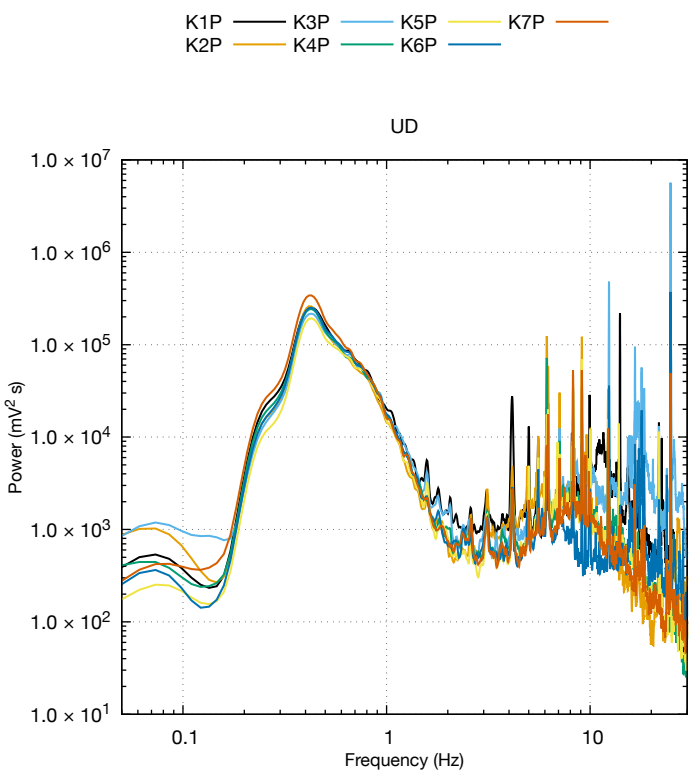
ZKN_PMK

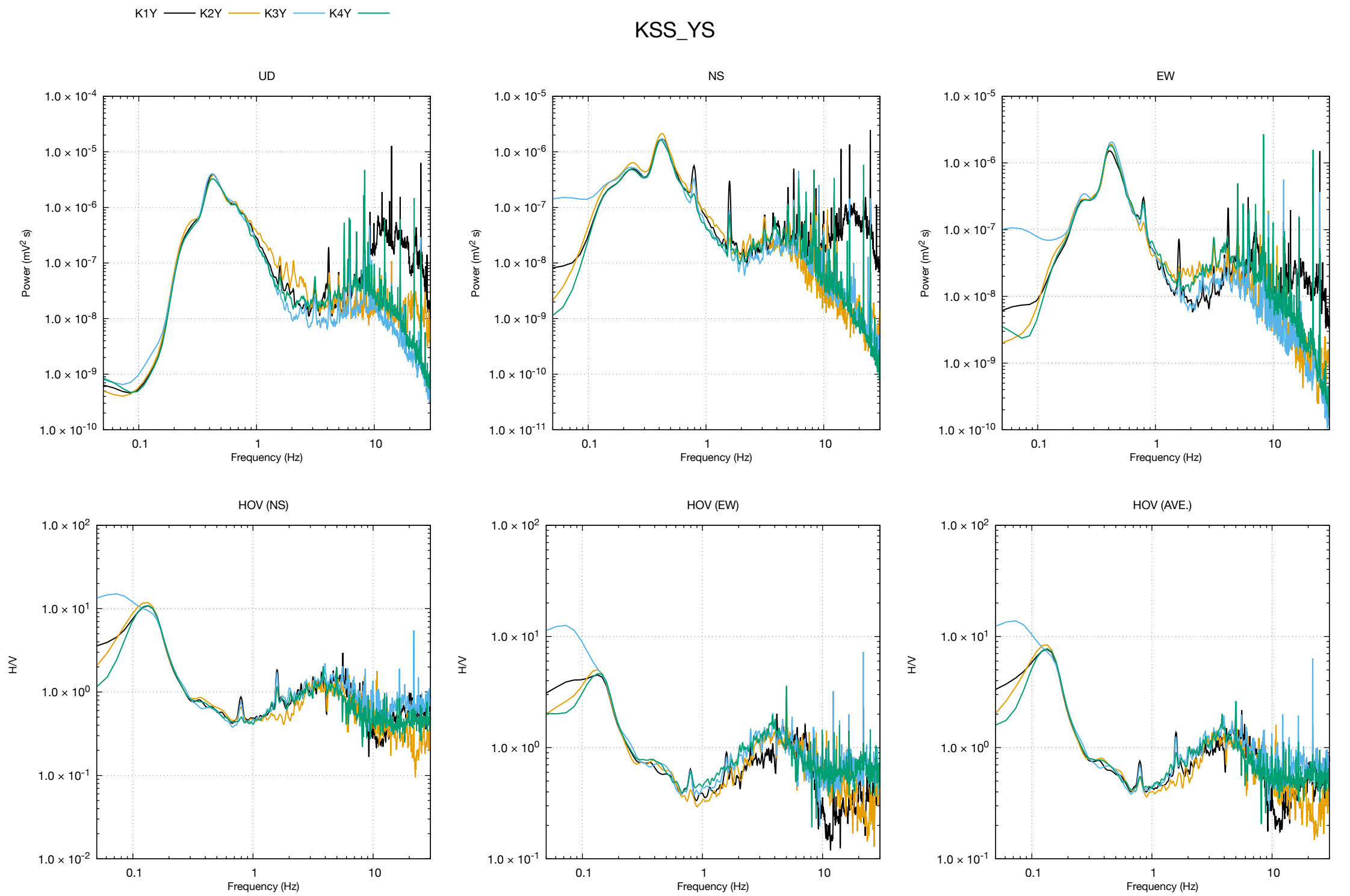

Z1P
Z2P
Z3P
Z4P
Z5P
Z6P
Z7P
UD
Power (mV² s)
1.0 × 10²
1.0 × 10¹
1.0 × 10⁰
1.0 × 10⁻¹
1.0 × 10⁻²
1.0 × 10⁻³
1.0 × 10⁻⁴
0.1
1
10
Frequency (Hz)


Z1Y
Z2Y
Z3Y
Z4Y
ZKN_YS_L
UD
NS
EW
HOV (NS)
HOV (EW)
HOV (AVE.)
Power (mV² s)
H/V
Frequency (Hz)

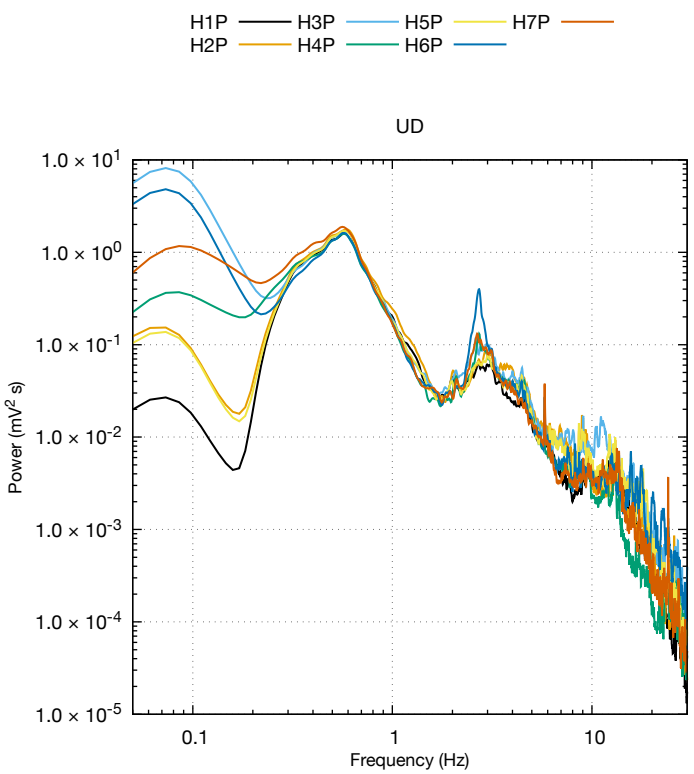

Z1Y
Z2Y
Z3Y
Z4Y
ZKN_YS_M
UD
NS
EW
HOV (NS)
HOV (EW)
HOV (AVE.)
Power (mV² s)
H/V
Frequency (Hz)


Z1Y
Z2Y
Z3Y
Z4Y
ZKN_YS_S
UD
NS
EW
HOV (NS)
HOV (EW)
HOV (AVE.)
Power (mV² s)
H/V
Frequency (Hz)

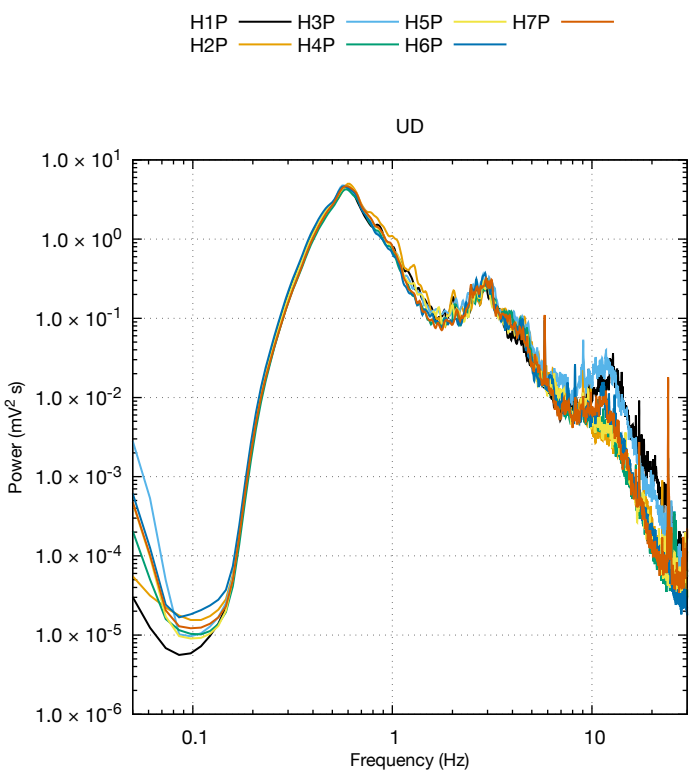

K1P
K2P
K3P
K4P
K5P
K6P
K7P
UD
Power (mV² s)
1.0 × 10⁷
1.0 × 10⁶
1.0 × 10⁵
1.0 × 10⁴
1.0 × 10³
1.0 × 10²
1.0 × 10¹
0.1
1
10
Frequency (Hz)

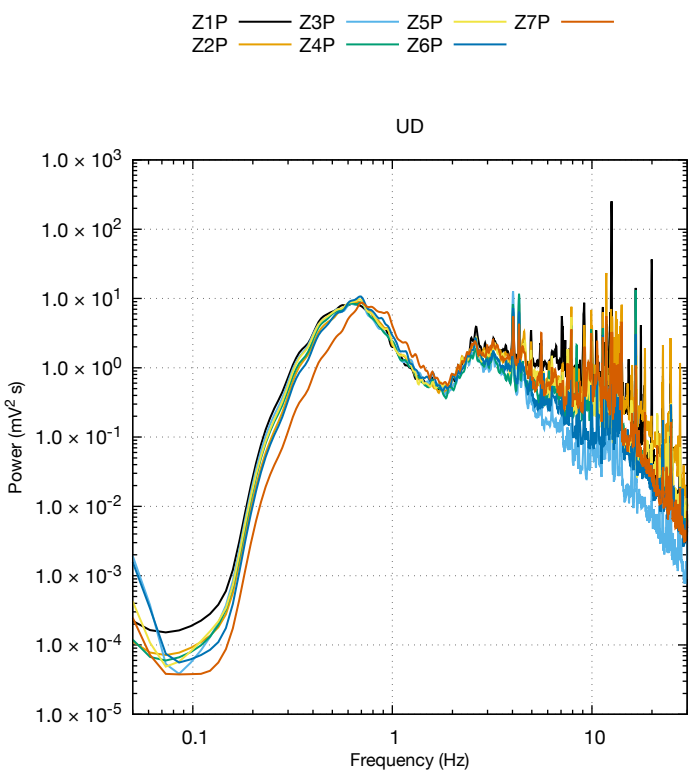

K1Y
K2Y
K3Y
K4Y
KSS_YS
UD
NS
EW
HOV (NS)
HOV (EW)
HOV (AVE.)
Power (mV² s)
H/V
Frequency (Hz)

AllSegments_HSK_PMK



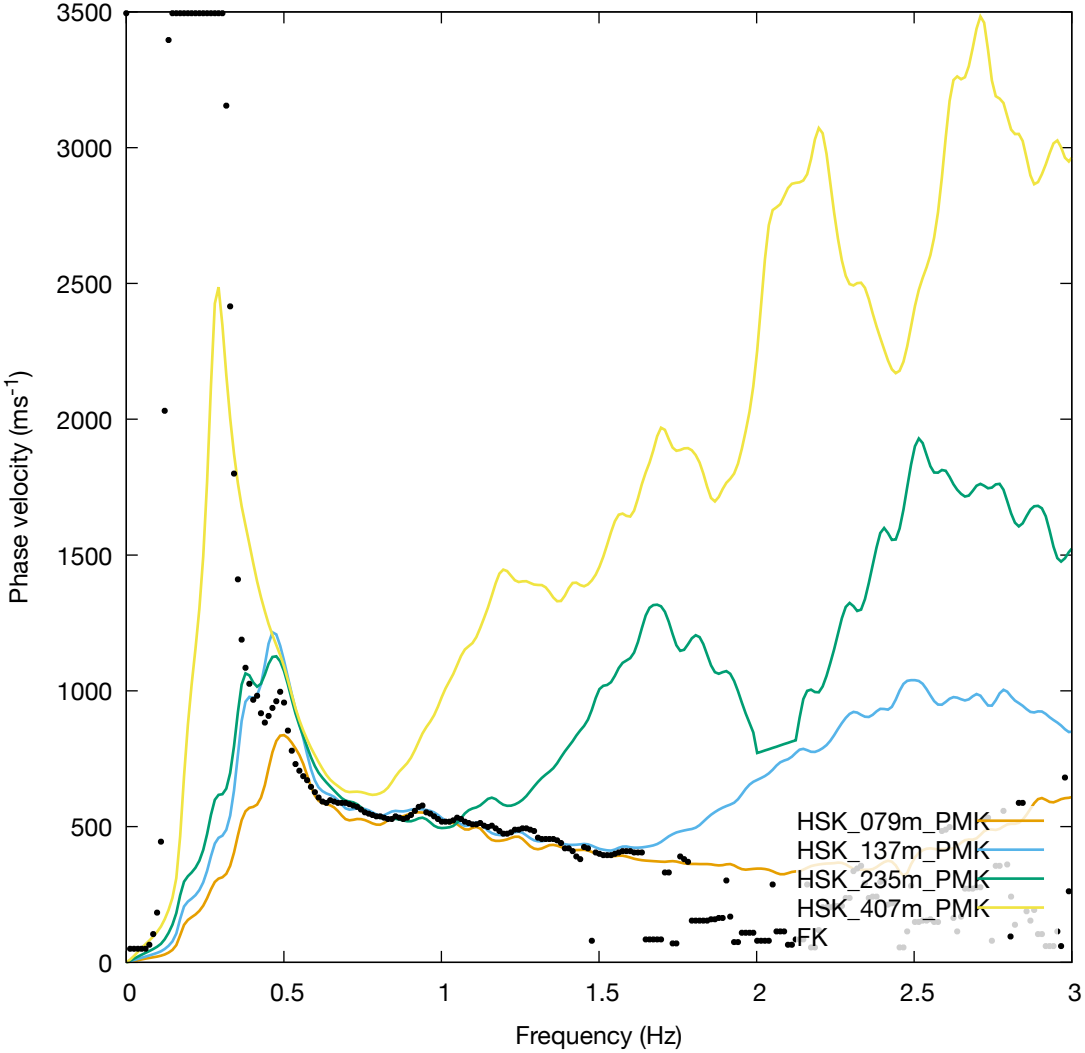
WithoutCor_HSK_PMK



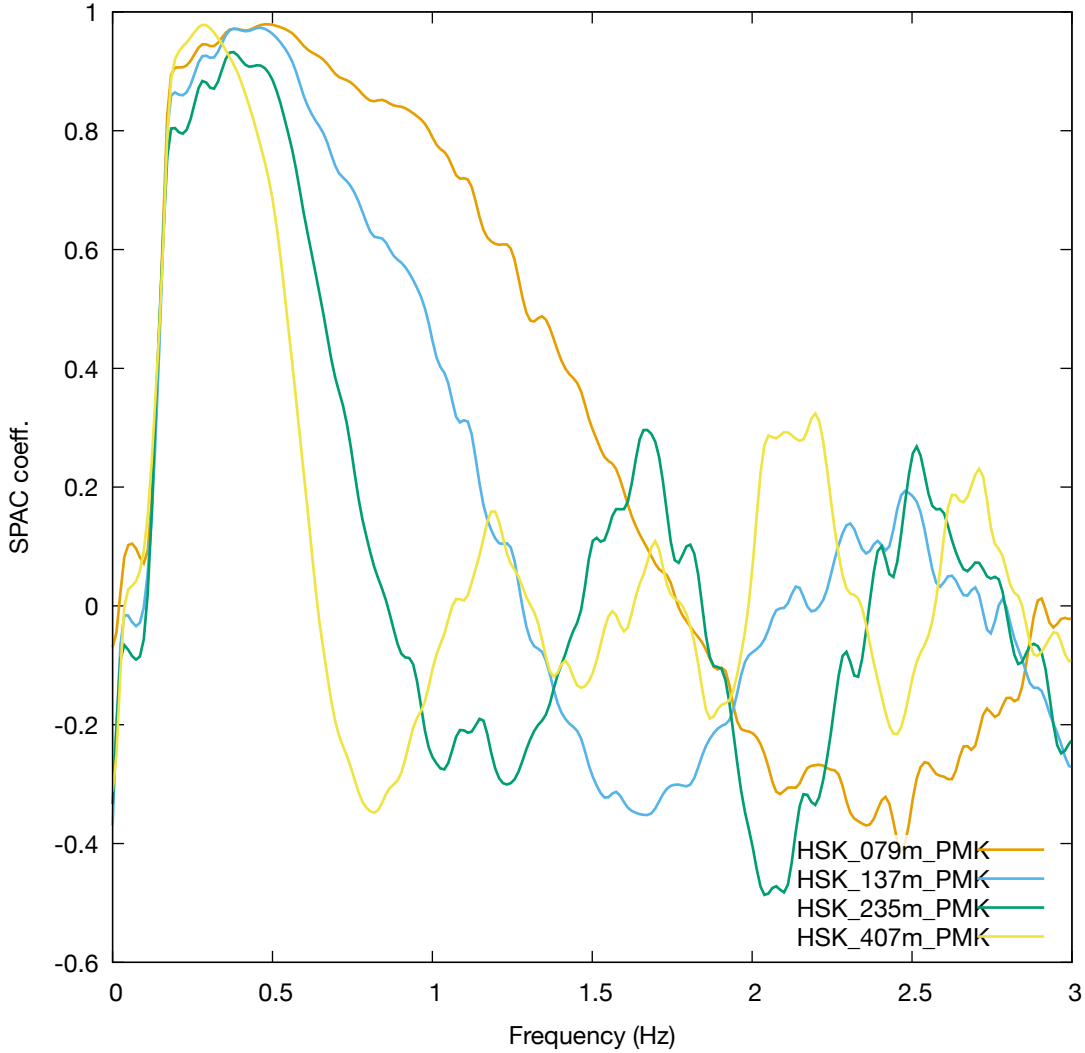


WithoutCor_ZKN_PMK

(a) HSK_PMK Phase velocity



(b) HSK_PMK SPAC coeff.



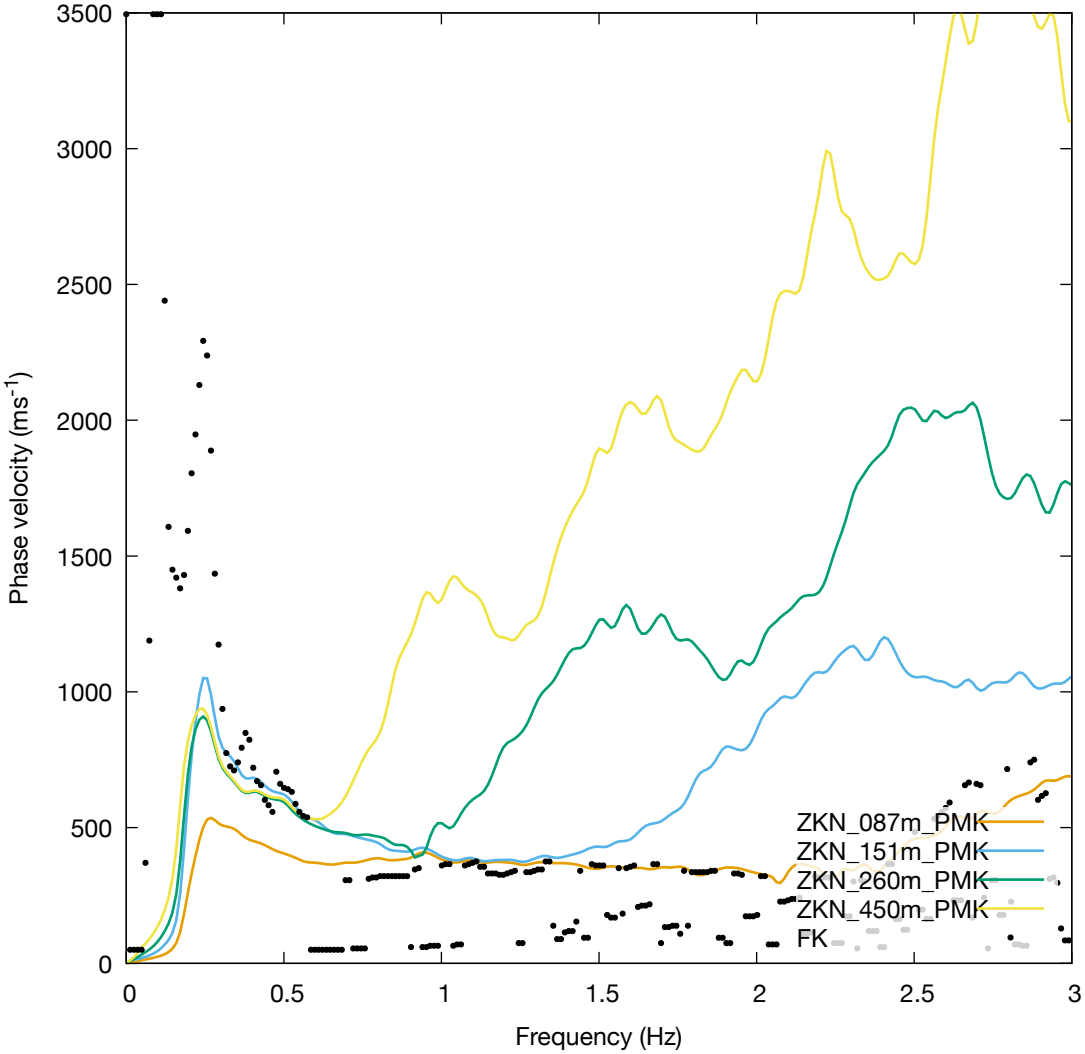
HSK_407m_PMK: H1P H2P H3P

HSK_235m_PMK: H1P H2P H3P H4P

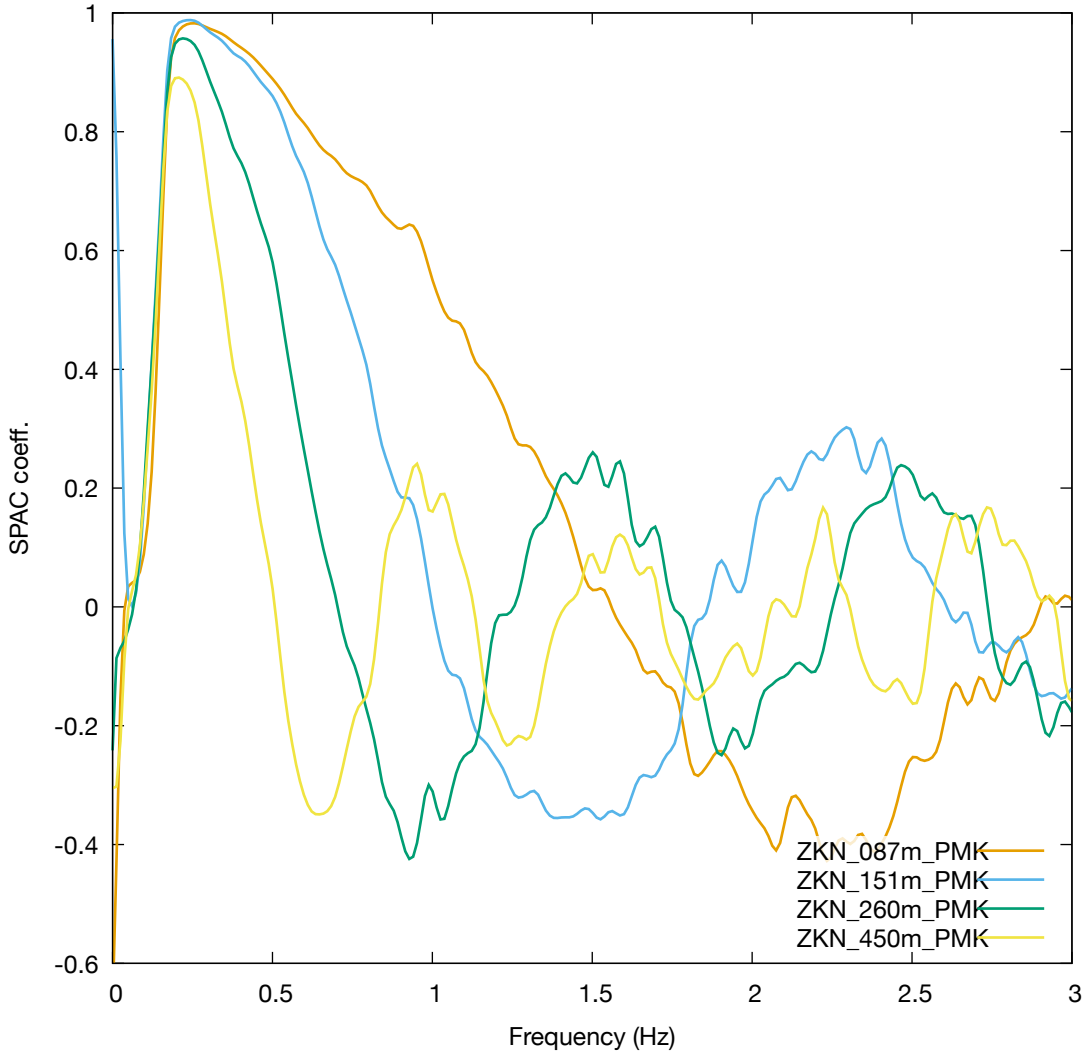
HSK_137m_PMK: H4P H5P H6P

HSK_079m_PMK: H4P H5P H6P H7P

(a) ZKN_PMK Phase velocity



(b) ZKN_PMK SPAC coeff.



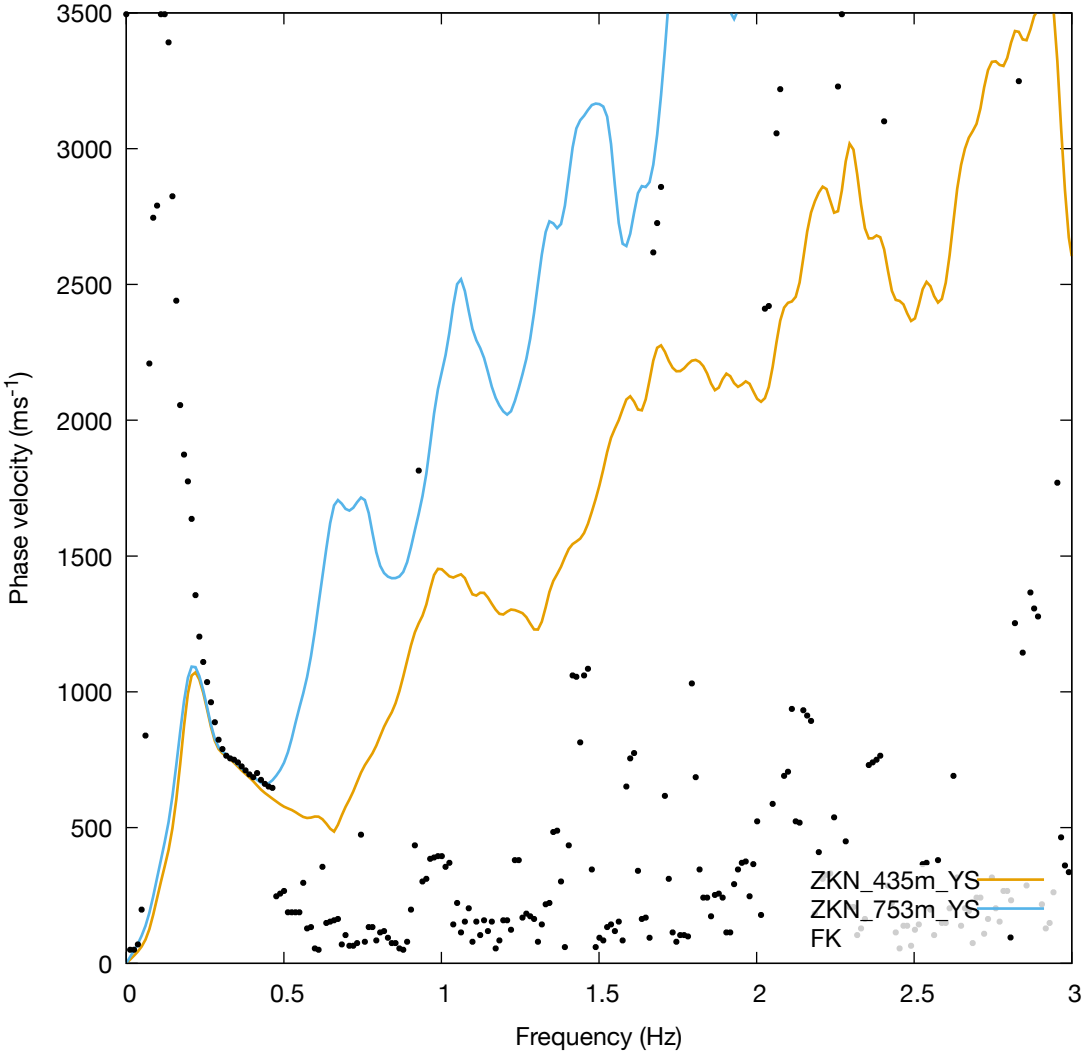
ZKN_450m_PMK: Z1P Z2P Z3P

ZKN_260m_PMK: Z1P Z2P Z3P Z4P

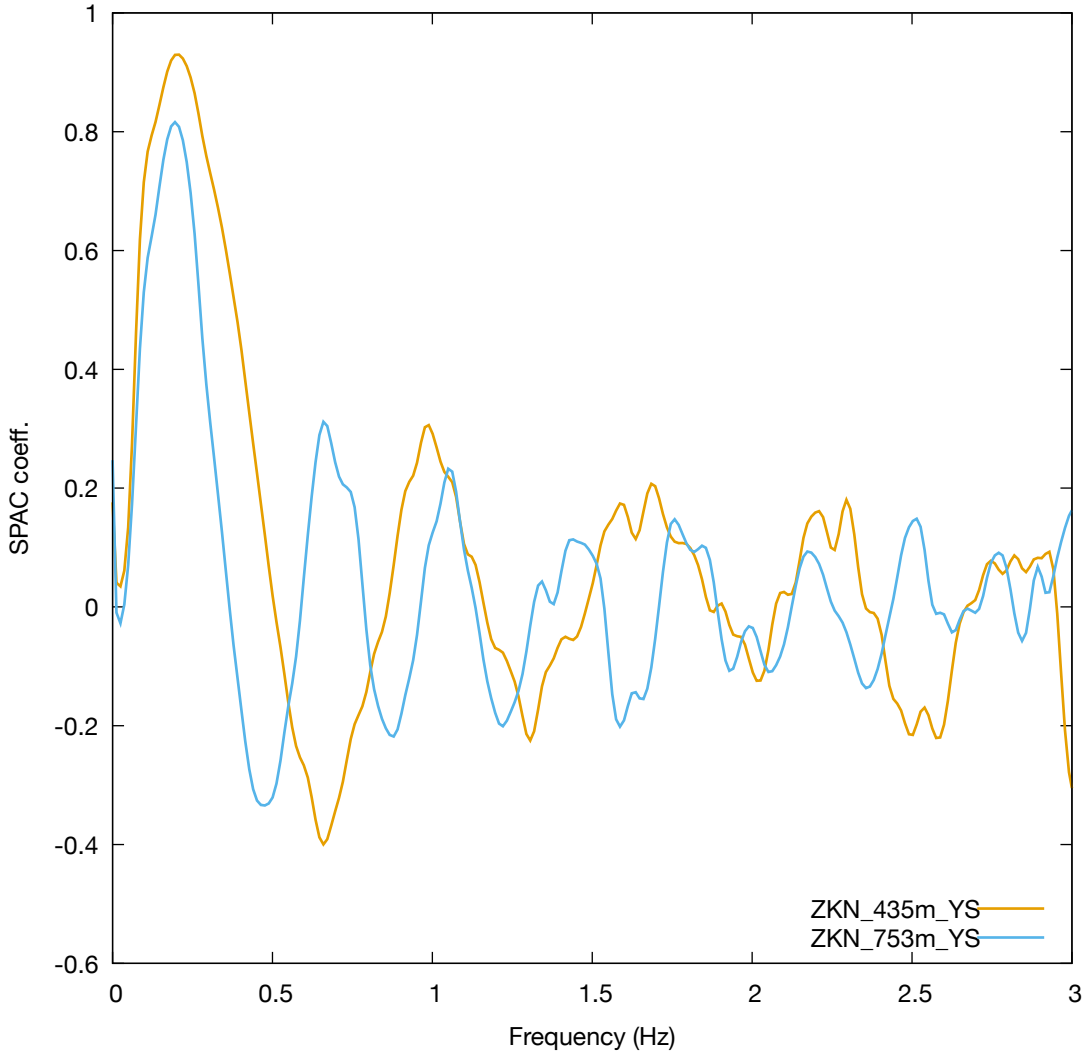
ZKN_151m_PMK: Z4P Z5P Z6P

ZKN_087m_PMK: Z4P Z5P Z6P Z7P

(a) ZKN_YS_L Phase velocity



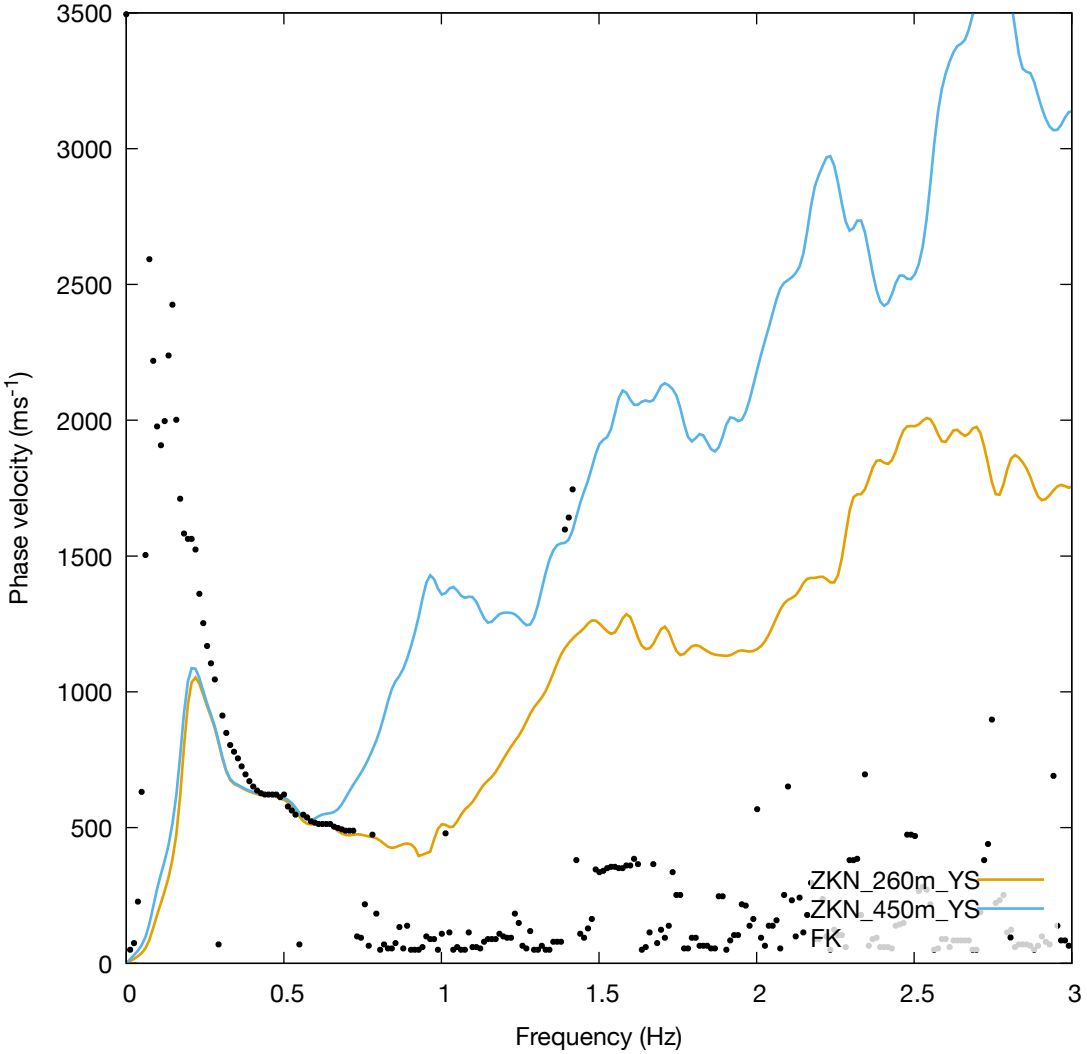
(b) ZKN_YS_L SPAC coeff.



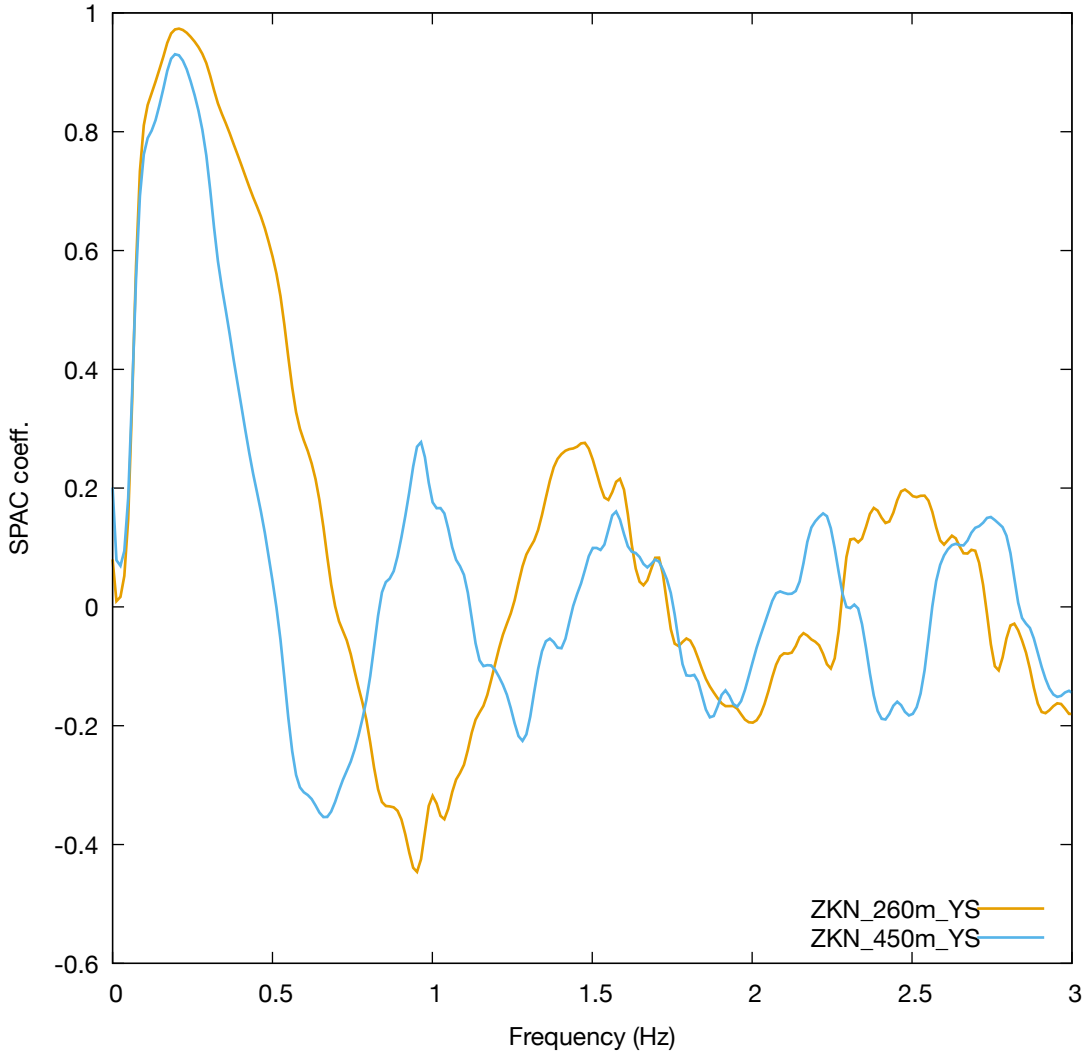
ZKN_753m_YS: Z2Y Z3Y Z4Y

ZKN_435m_YS: Z1Y Z2Y Z3Y Z4Y

(a) ZKN_YS_M Phase velocity



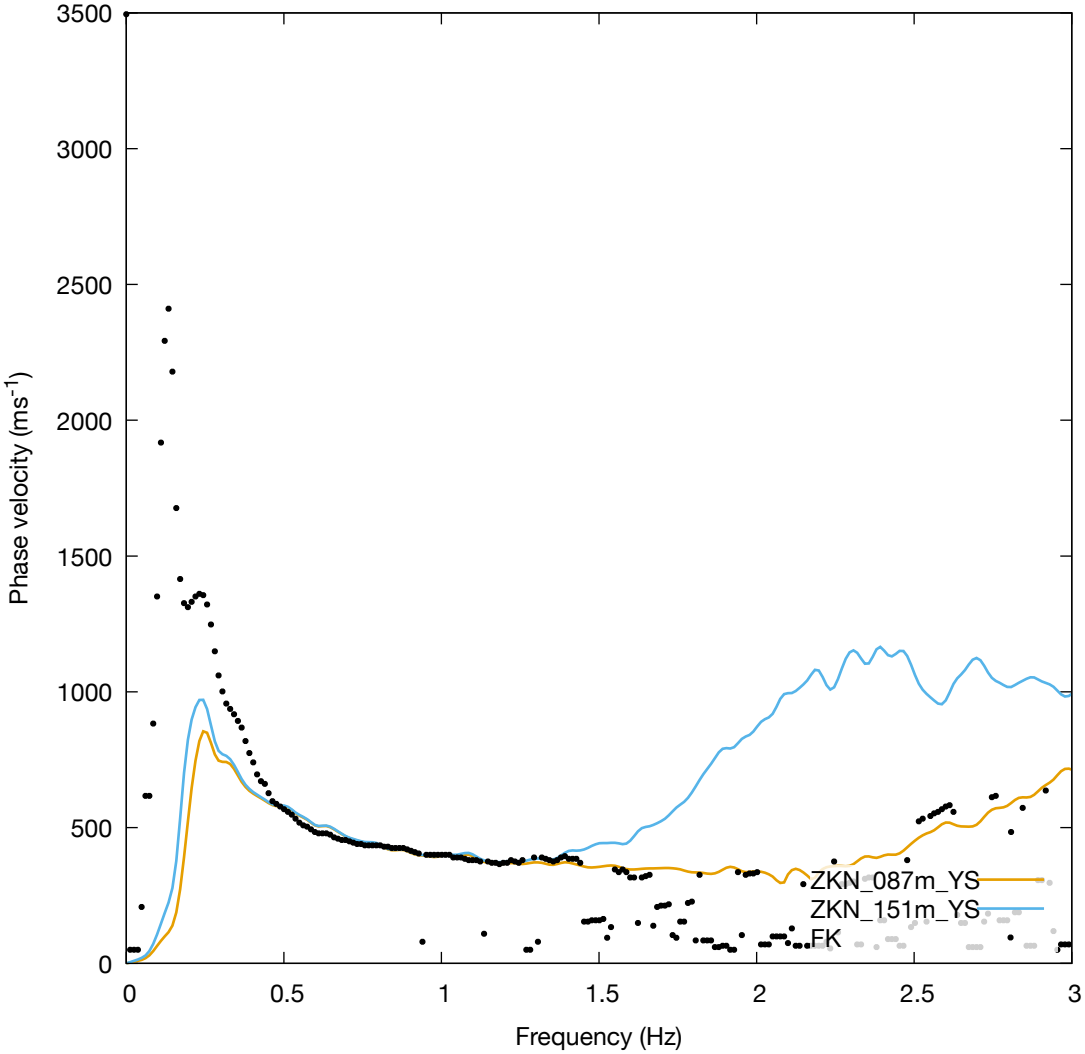
(b) ZKN_YS_M SPAC coeff.



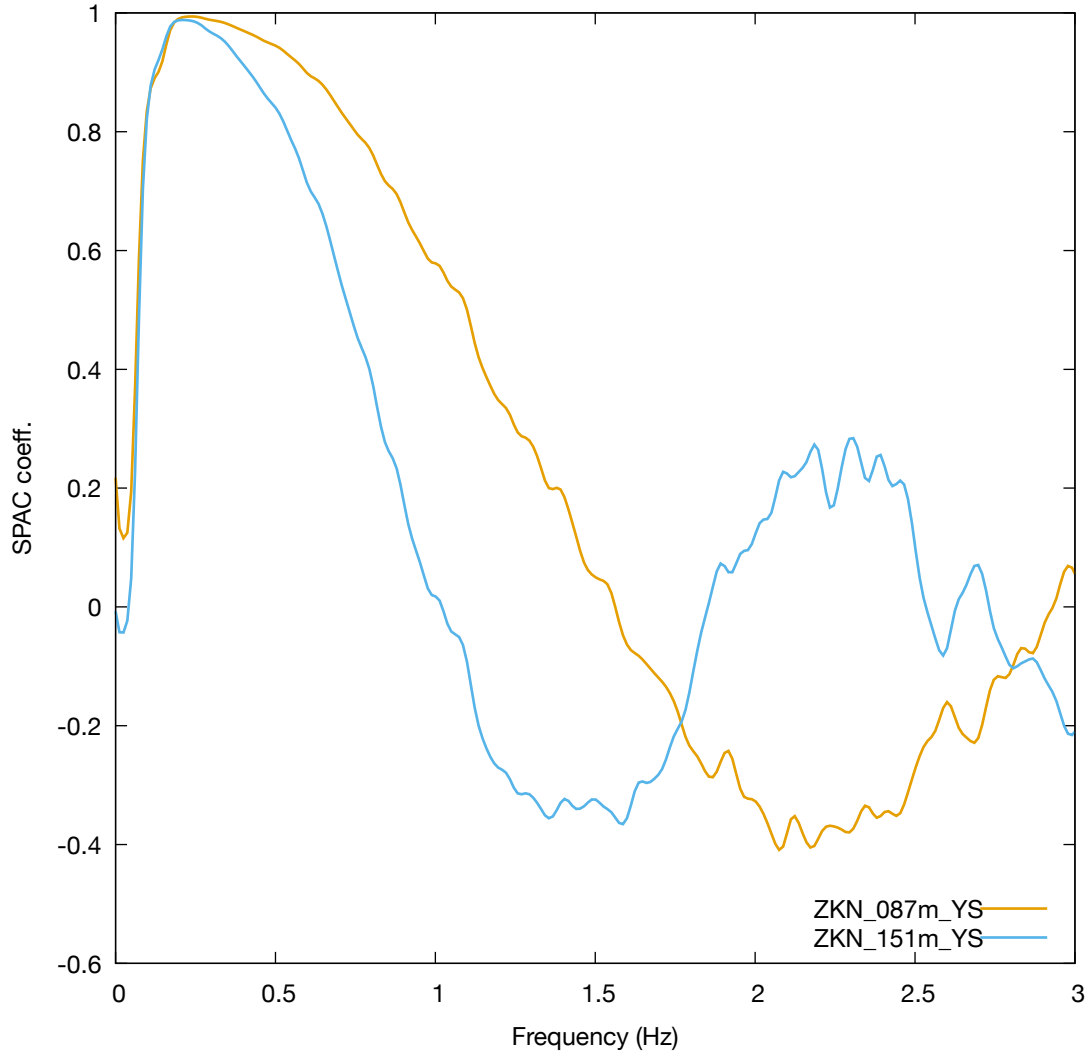
ZKN_450m_YS: Z2Y Z3Y Z4Y

ZKN_260m_YS: Z1Y Z2Y Z3Y Z4Y

(a) ZKN_YS_S Phase velocity



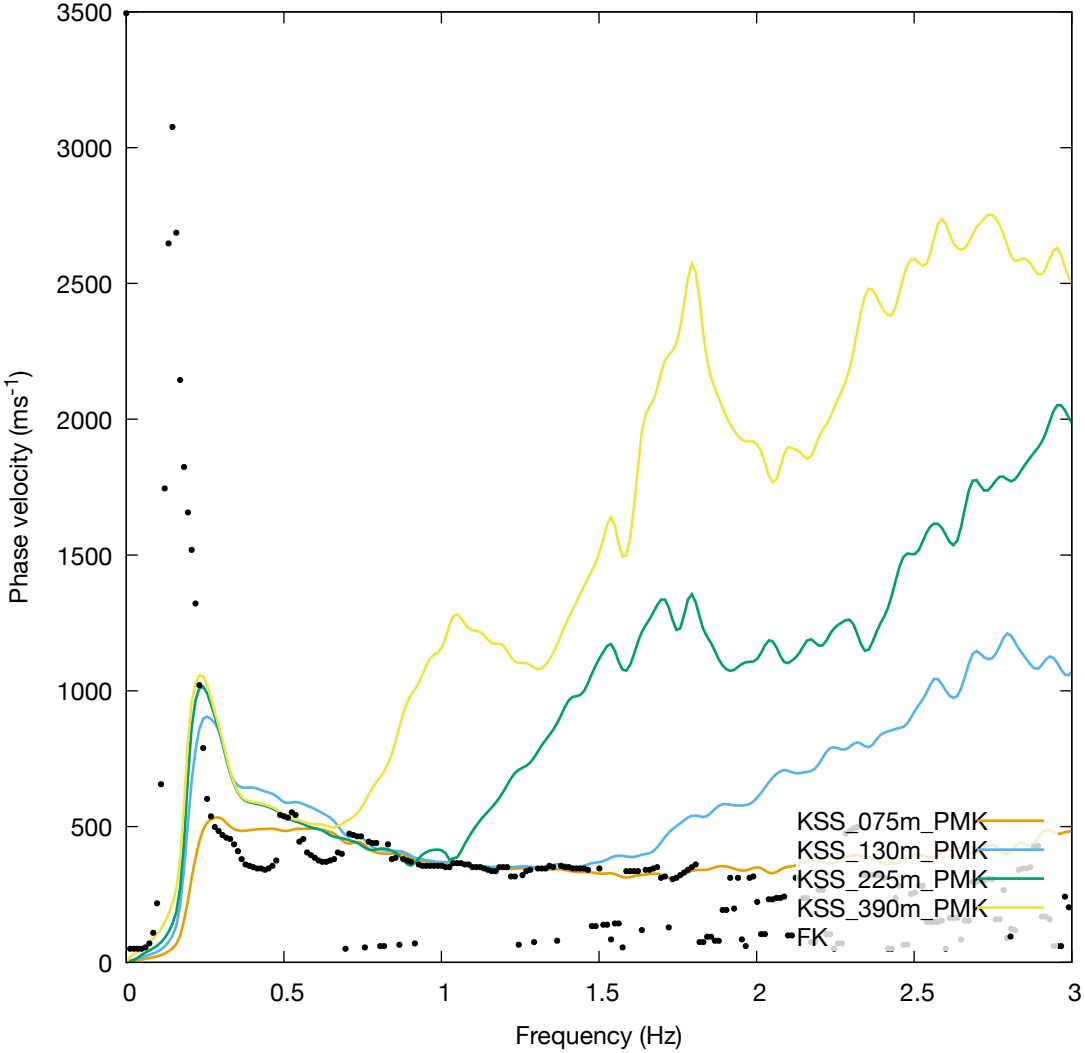
(b) ZKN_YS_S SPAC coeff.



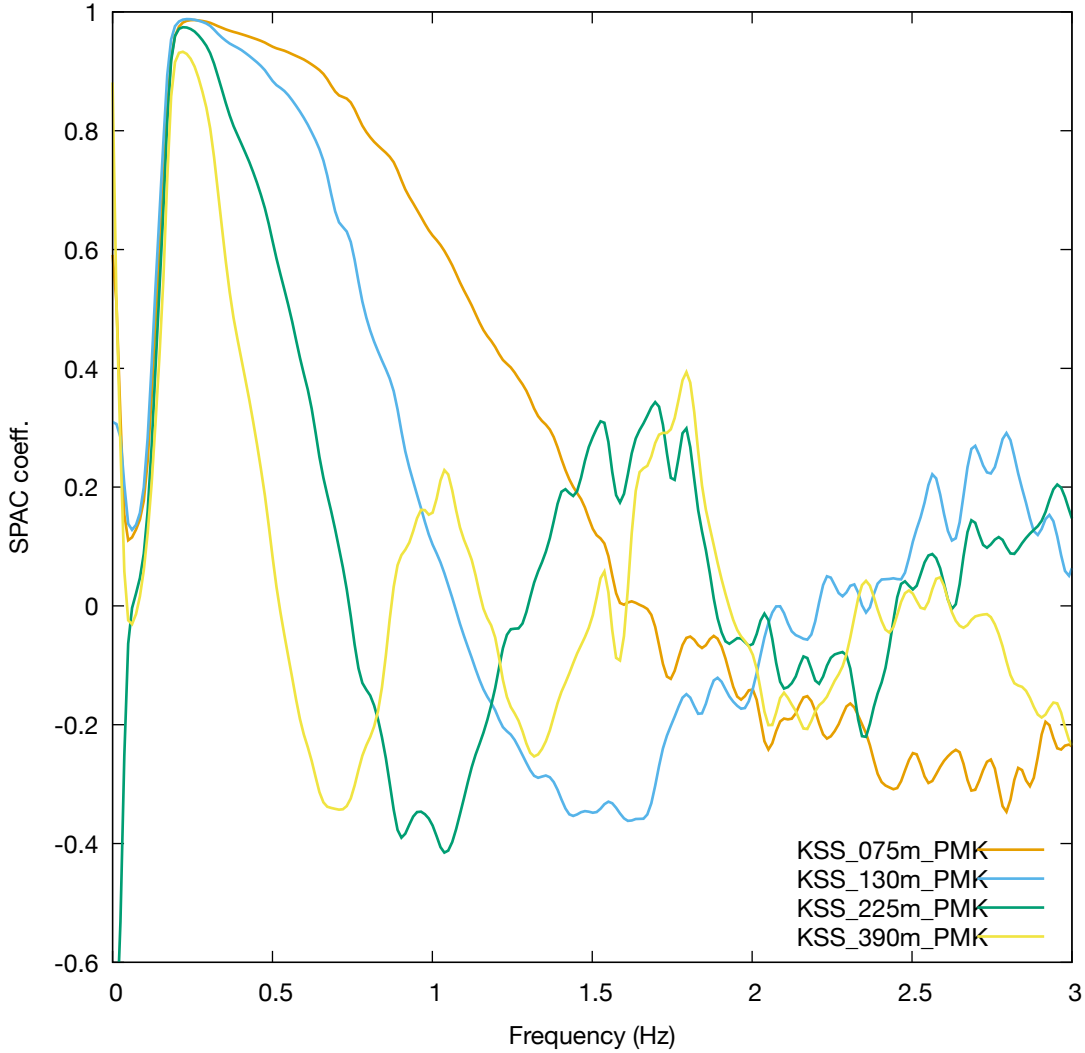
ZKN_151m_YS: Z1Y Z3Y Z4Y

ZKN_087m_YS: Z1Y Z2Y Z3Y Z4Y

(a) KSS_PMK Phase velocity



(b) KSS_PMK SPAC coeff.



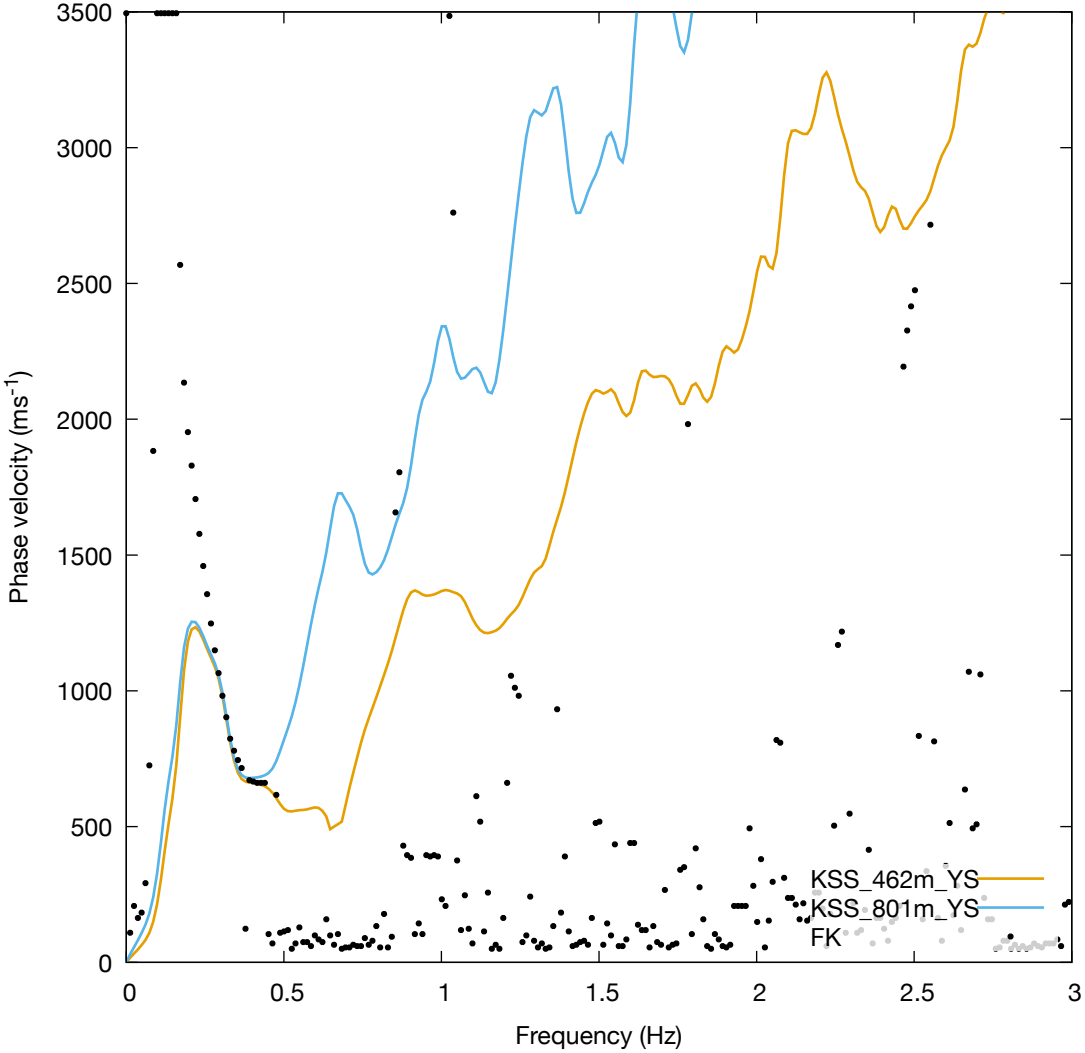
KSS_390m_PMK: K1P K2P K3P

KSS_225m_PMK: K1P K2P K3P K4P

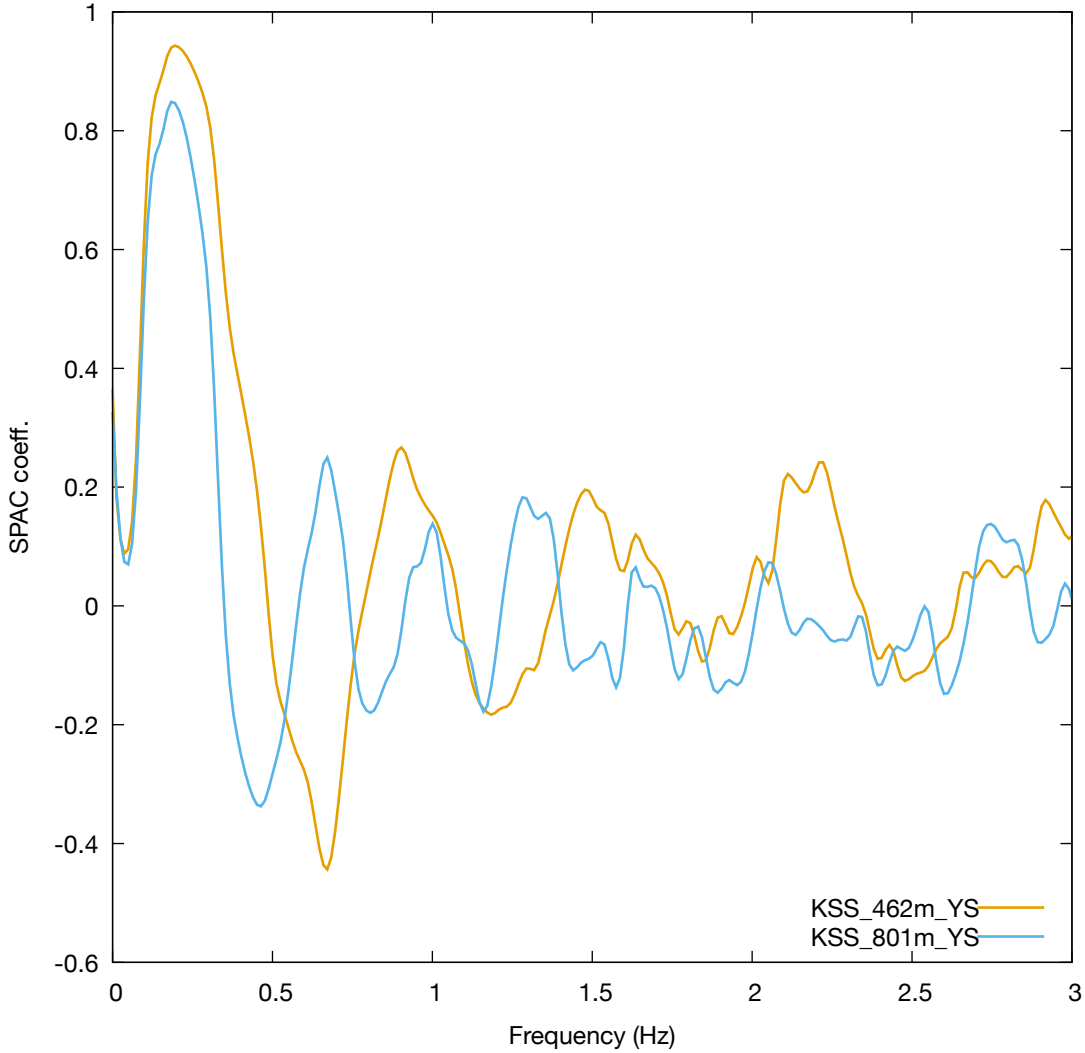
KSS_130m_PMK: K4P K5P K6P

KSS_075m_PMK: K4P K5P K6P K7P

(a) KSS_YS Phase velocity

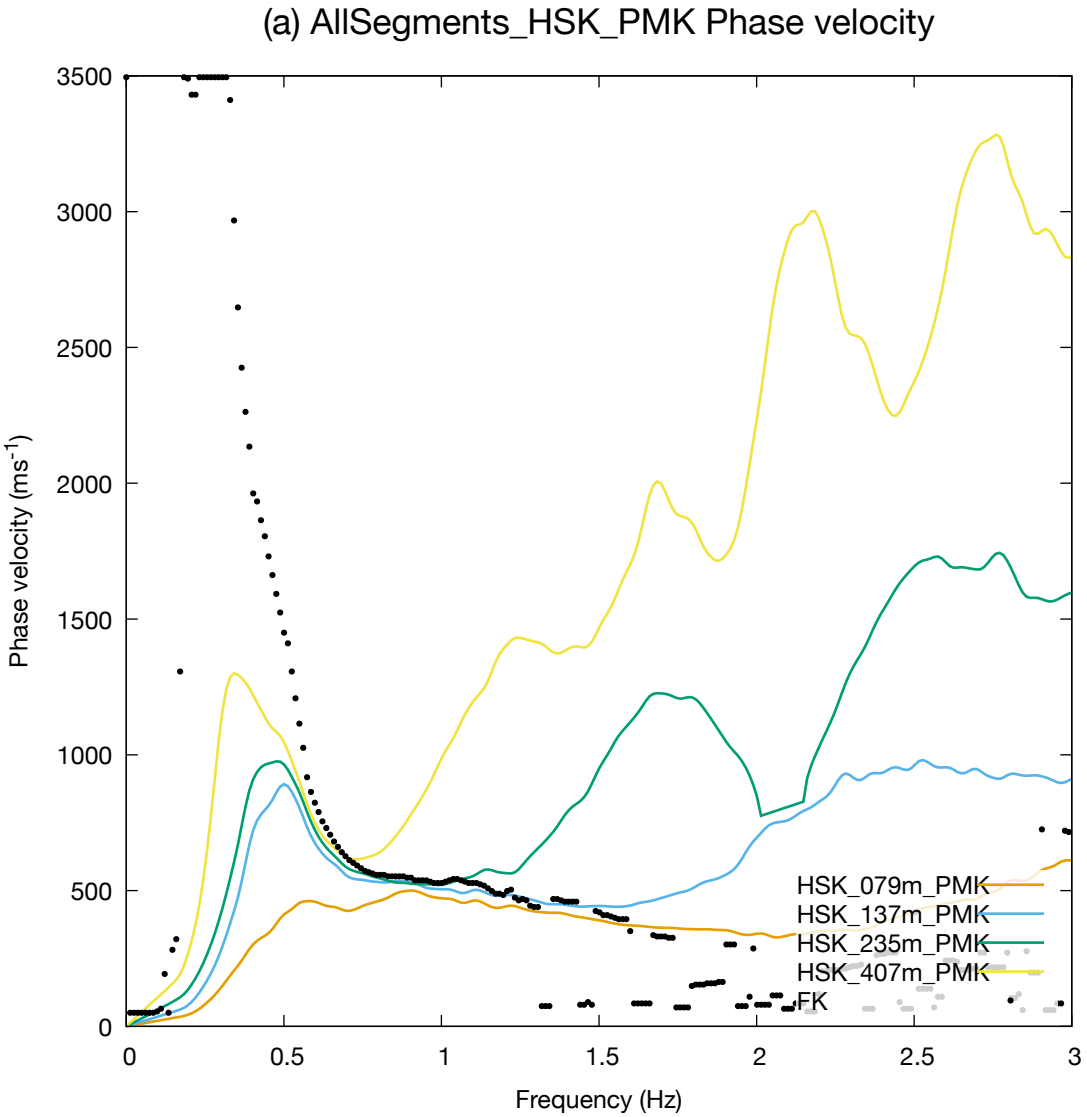


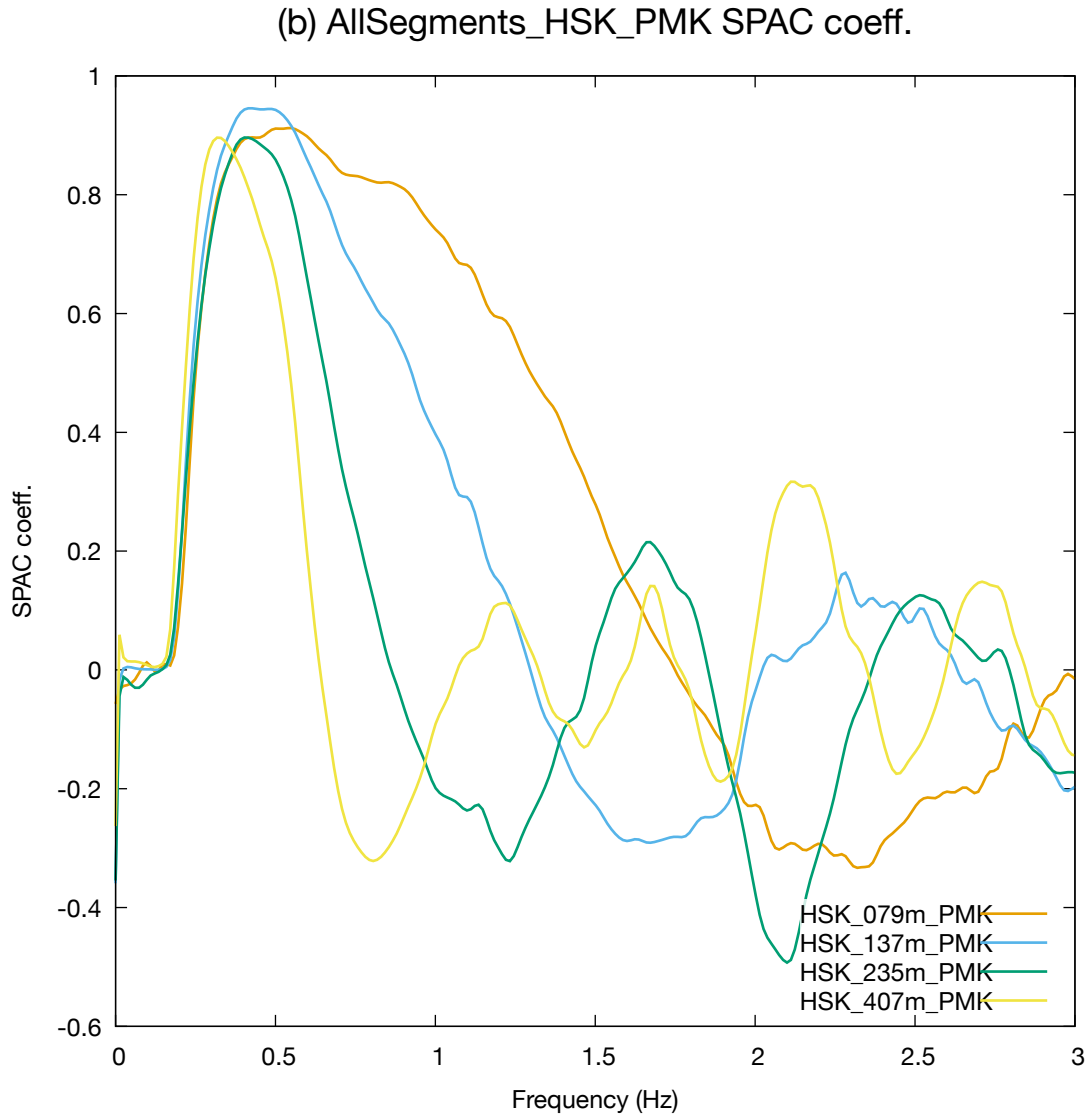
(b) KSS_YS SPAC coeff.



KSS_801m_YS: K2Y K3Y K4Y

KSS_462m_YS: K1Y K2Y K3Y K4Y





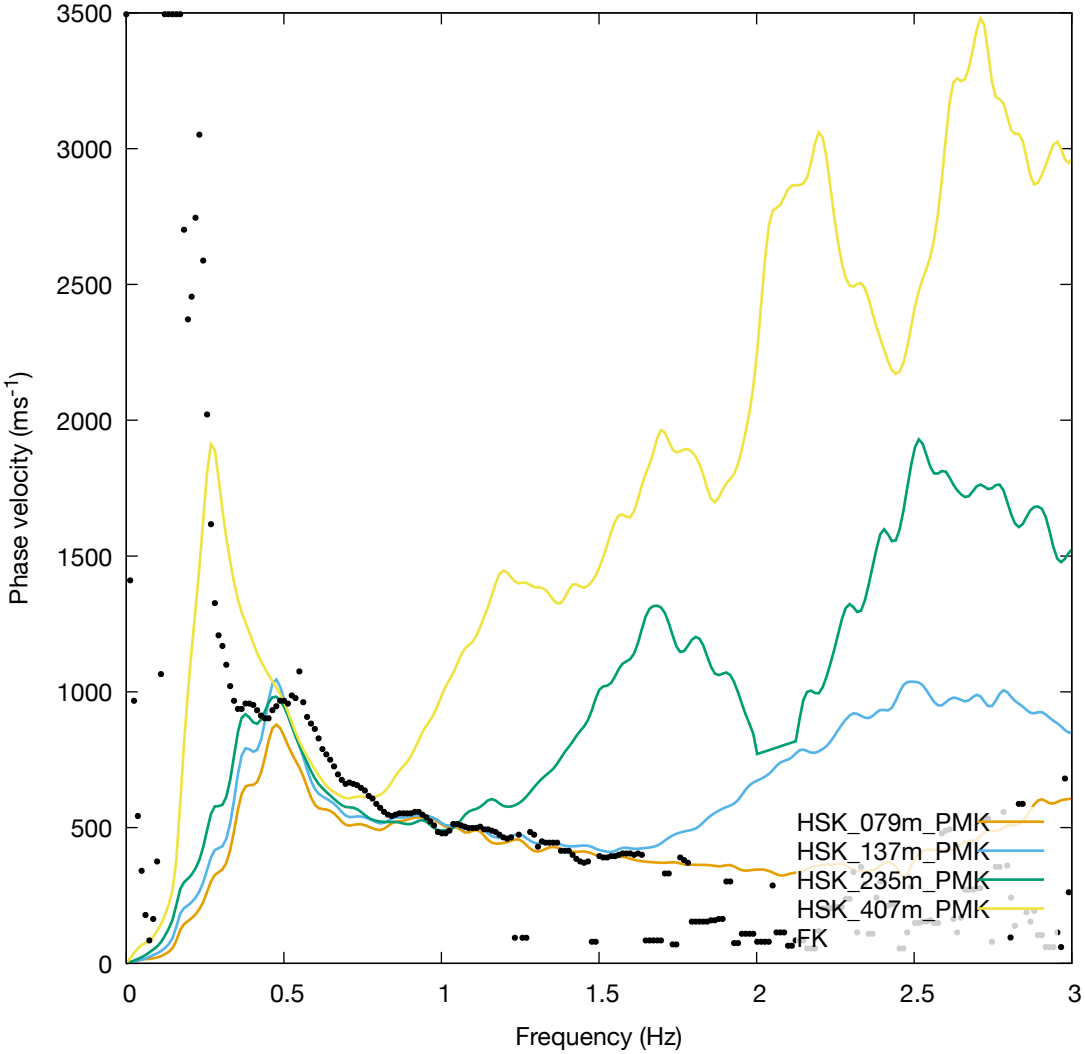
HSK_407m_PMK: H1P H2P H3P

HSK_235m_PMK: H1P H2P H3P H4P

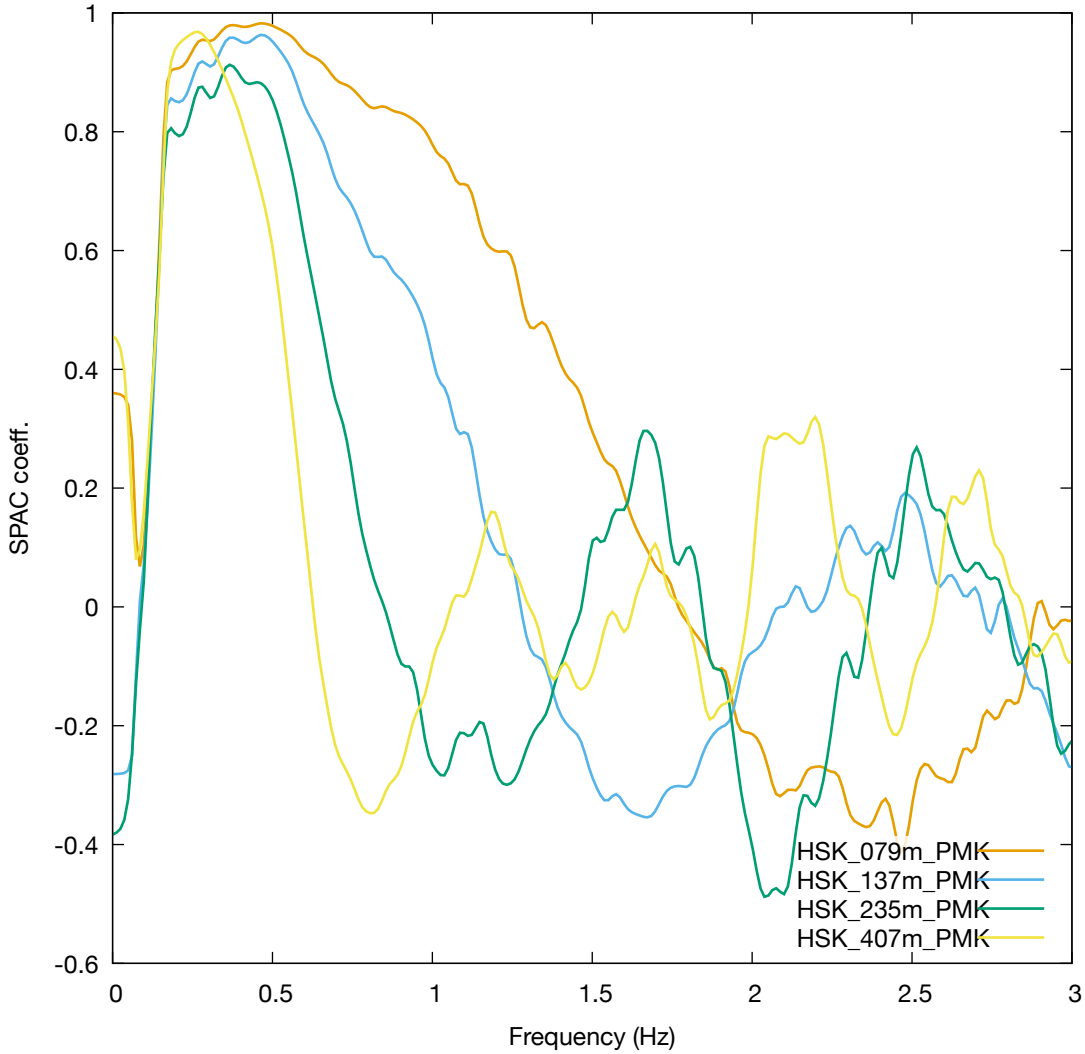
HSK_137m_PMK: H4P H5P H6P

HSK_079m_PMK: H4P H5P H6P H7P

(a) WithoutCor_HSK_PMK Phase velocity



(b) WithoutCor_HSK_PMK SPAC coeff.



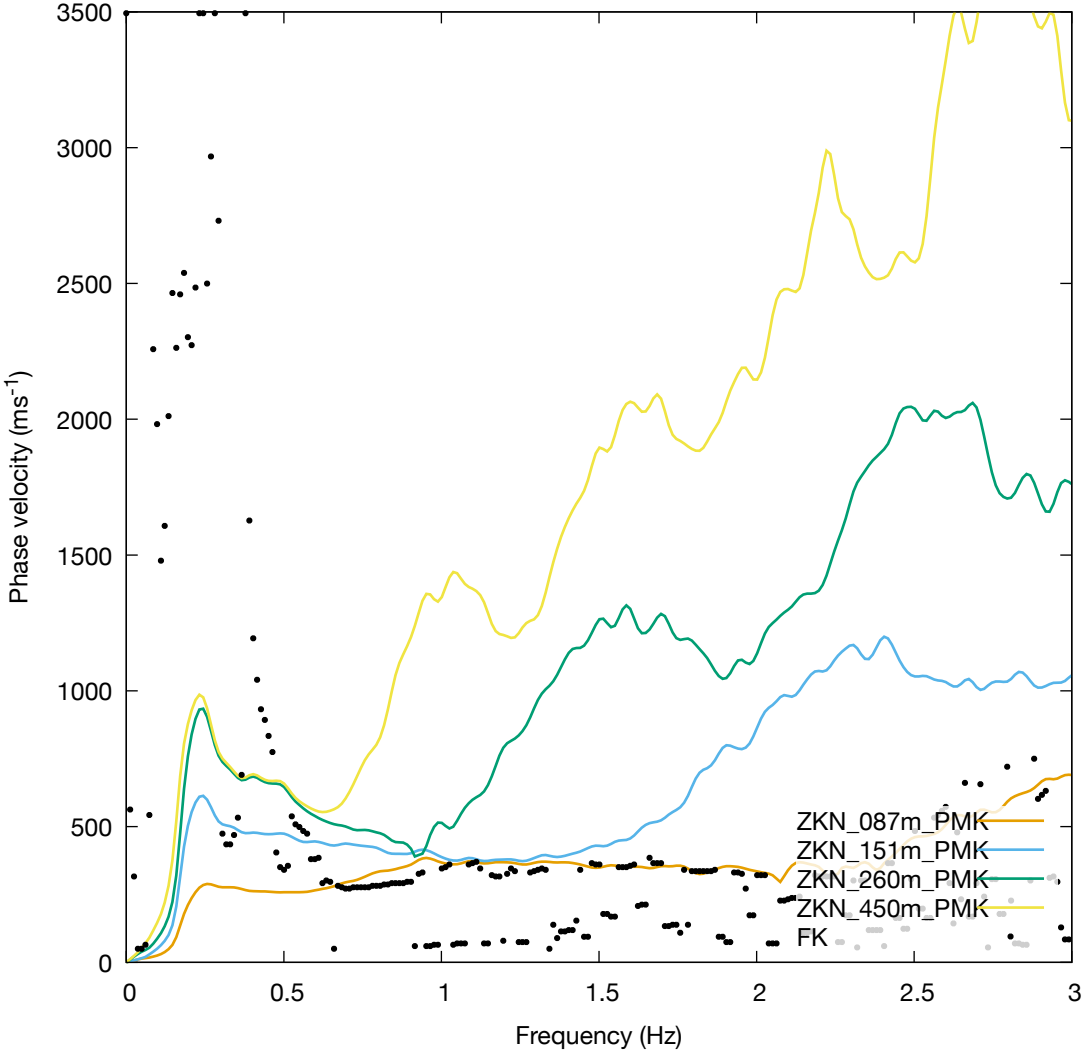
HSK_407m_PMK: H1P H2P H3P

HSK_235m_PMK: H1P H2P H3P H4P

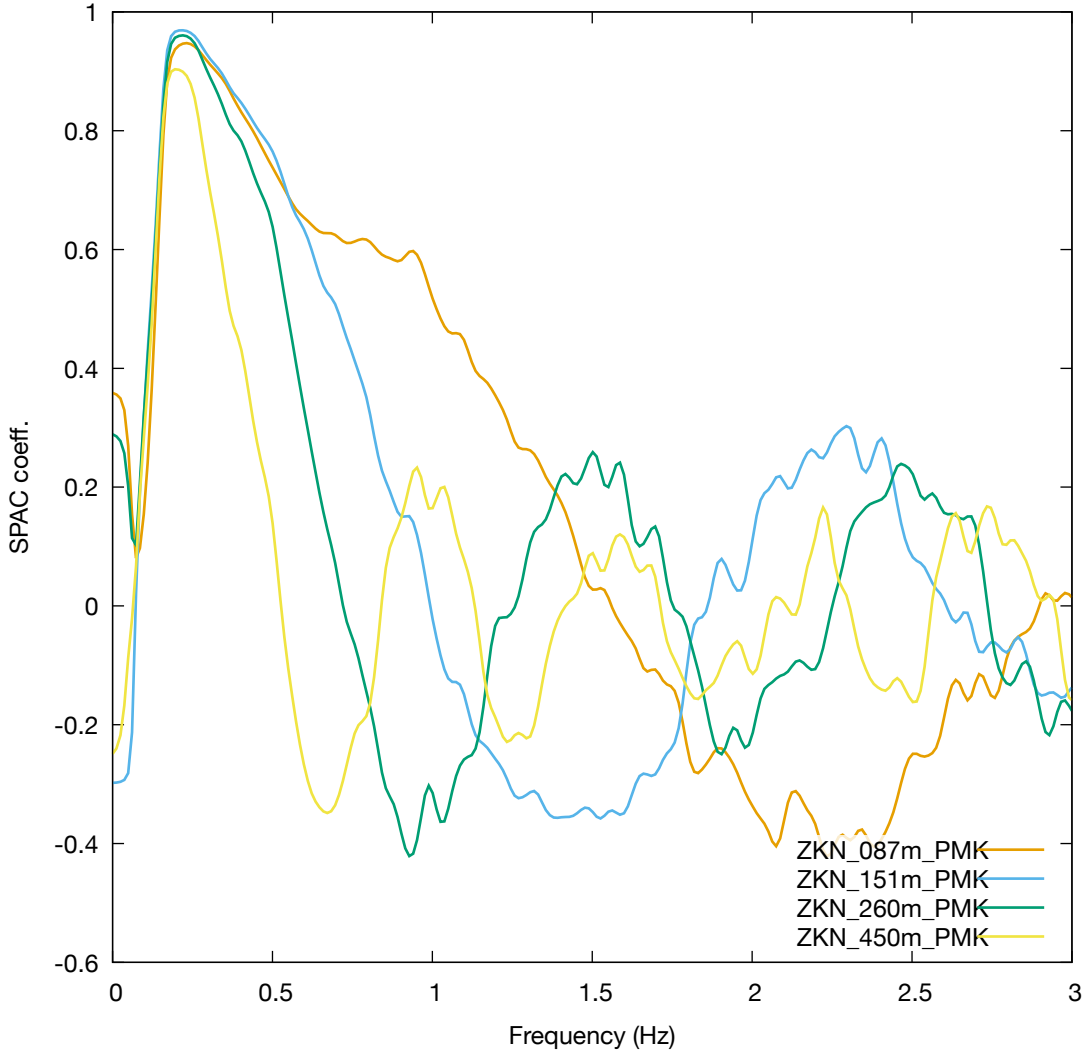
HSK_137m_PMK: H4P H5P H6P

HSK_079m_PMK: H4P H5P H6P H7P

(a) WithoutCor_ZKN_PMK Phase velocity



(b) WithoutCor_ZKN_PMK SPAC coeff.

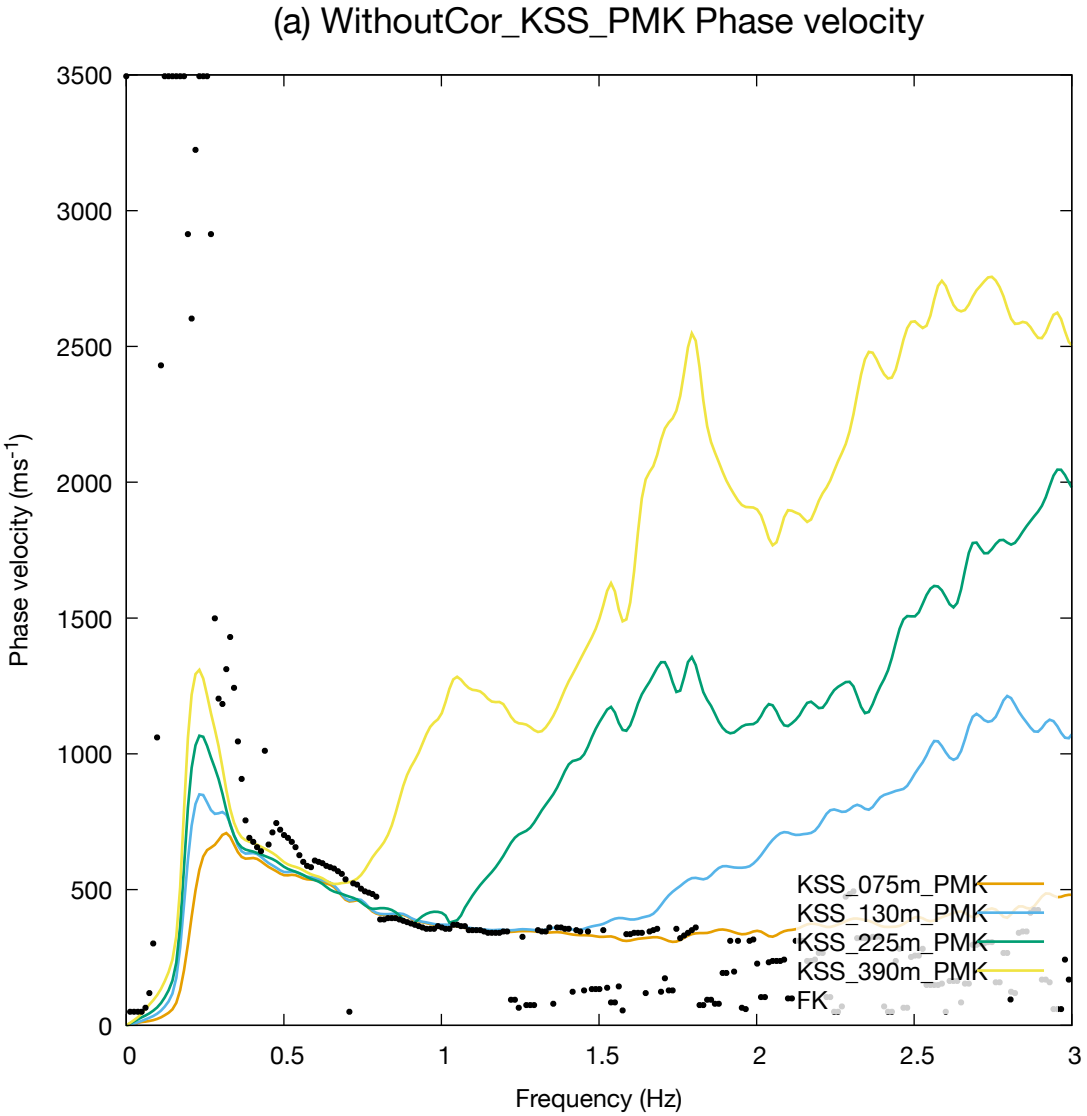


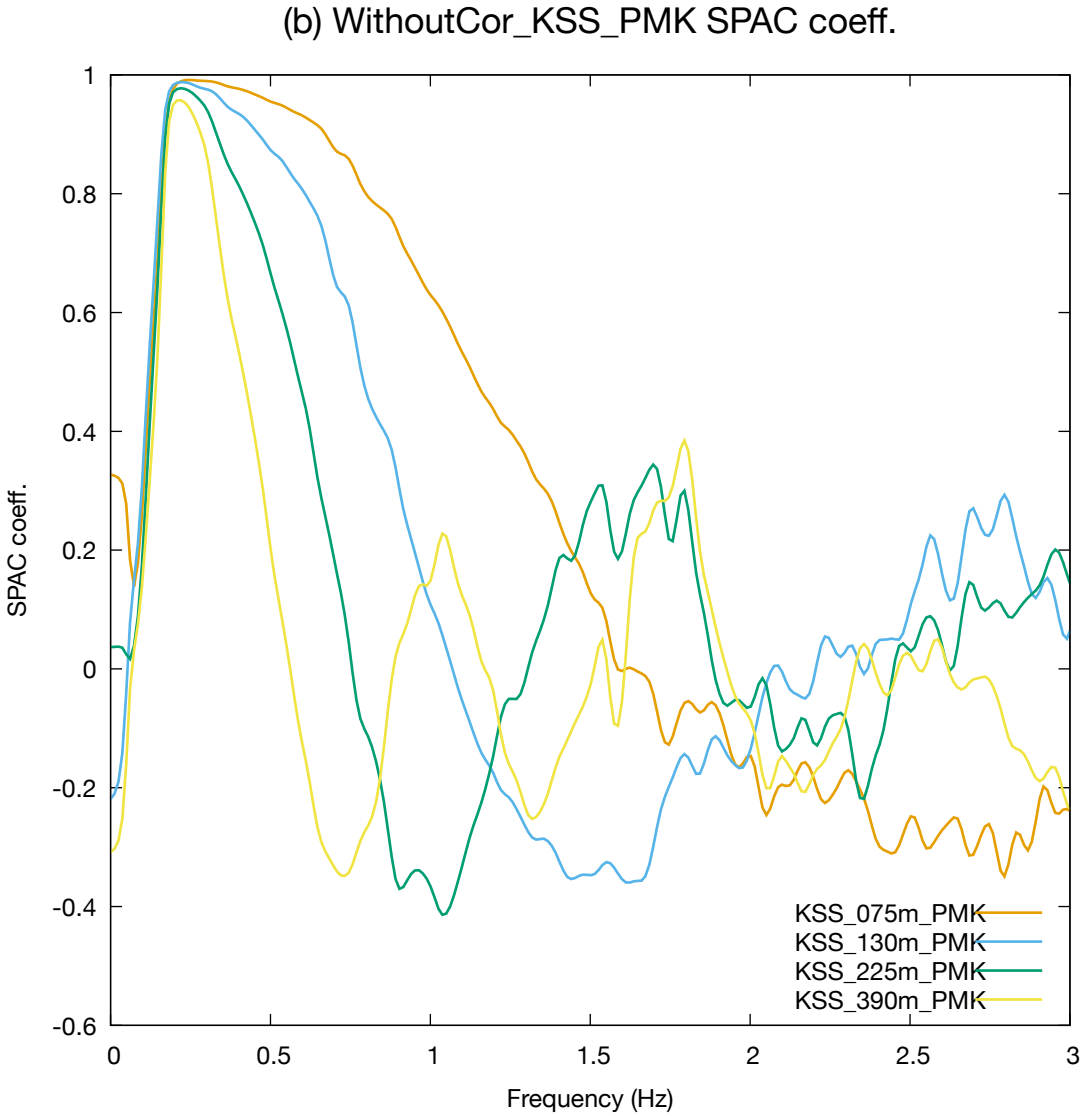
ZKN_450m_PMK: Z1P Z2P Z3P

ZKN_260m_PMK: Z1P Z2P Z3P Z4P

ZKN_151m_PMK: Z4P Z5P Z6P

ZKN_087m_PMK: Z4P Z5P Z6P Z7P





KSS_390m_PMK: K1P K2P K3P

KSS_225m_PMK: K1P K2P K3P K4P

KSS_130m_PMK: K4P K5P K6P

KSS_075m_PMK: K4P K5P K6P K7P

第Ⅳ章　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

1. 検討概要

高圧ガス設備のレベル２耐震性能評価法（応力解析、ノズル部評価、接合部評価、許容塑性率評価、平底円筒形貯槽）について、令和４年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行った。

【参考】令和4年度調査研究　実施内容（令和4年度報告書 Ⅴ章まとめ 3.より抜粋）

高圧ガス設備のレベル２耐震性能評価法について、令和３年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行った。

令和３年度事業の今後の課題を踏まえ、①応力解析、②ノズル部評価、③接合部評価、④許容塑性率評価、⑤平底円筒形貯槽について、以下の検討を実施した。

①　応力解析

令和３年度調査研究で作成した応力解析の規定案たたき台について、今年度は、検証の前段階として、平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)において実施した９種類の設備の FEM 解析結果を具体例として応力解析を適用し、問題点等の有無を確認した。また細部について可能な範囲で適用性の確認と課題の抽出を行い、今後の FEM 解析等の実施の必要性について検討を行った。

②　ノズル部評価

令和３年度調査研究で示したノズル許容荷重の算定式により、比較的簡易に評価可能であると考えられる一方、圧力容器の設計においてノズル部評価を実施するためには現状の検査体制に変更が必要となるため、今年度は、その課題を議論して取りまとめ、ノズル部評価の設計検査における取扱いについて方向性を取りまとめた。

③　接合部評価

スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部について、既存の補強方法と評価方法を調査したうえ、今後耐震設計対象とすべきかについて議論した。

④　許容塑性率評価

令和３年度調査研究において構築した球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法について計算プログラムを作成し、FEM 解析結果との比較による妥当性の検証を実施した。

⑤　平底円筒形貯槽

平底円筒形貯槽のレベル２耐震性能評価法の見直しの第１段階として、令和３年度調査研究に引き続き動液圧の見直しに関する検討を行った。令和３年度調査研究では兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波を用いた時刻歴応答解析を実施したが、本年度は更に釧路沖地震釧路地方気象台観測波を用いた時刻歴応答解析を実施し、動液圧の評価方法の見直しの検討を更に進め、動液圧の評価法の見直しの方向性を示した。

【参考】令和4年度調査研究　課題（令和4年度報告書 Ⅴ章まとめ 5.3より抜粋）

①応力解析

令和 3 年度調査研究で作成した応力解析規定案を平成 27 年度調査研究で実施した FEM 解析の結果に適用し、規定案の精査をおこなった。得られた課題と今後の方針は以下の通り。

- 「座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。」の規定については、FEM解析により弾性座屈を判定することは困難であることから、別途弾性座屈を評価するよう以下の通り修正し、具体案を示す。

応力解析規定（案）修正案

レベル 1：JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増係数 1.35 とする。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい~~。~~**が、圧縮応力が生じる構造では、限界座屈応力を計算し、座屈に対し安全であることは示さなければならない。**

「座屈を生じる場合には、適切な評価」の具体案

① FEM 解析で得られた軸圧縮応力が許容座屈応力以下であることを確認する。

② 座屈解析を行い、構造物全体の挙動に影響を及ぼす座屈モードを用いて、座屈を考慮した FEM 解析を実施する。この場合、初期不整を適切に考慮する。

(例えば、ASME Sec.VIII Div.2 の 5.4 PROTECTION AGAINST COLLAPSE FROM BUCKLING)

- 令和3年度案において割り増し係数を1.35としたが、KHS0861（2018）と比較すると許容応力、許容応力強さが小さく保守的な値となる。以下の通り修正する。

応力解析規定（案）修正案

レベル1：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増係数**を原則**1.35と~~する~~**し、KHKS0861(2018)に準じて設定してよい**。ただし、設備全が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。

- 令和3年度案の「圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施する」、「塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する」の規定については、設計震度において塑性変形、塑性ヒンジが生じていなければ不要とする。また、レベル2地震動による交番負荷の繰り返しに対して、大きなひずみが発生する場合には疲労の検討は困難であることから、適切な評価を実施するものとし、詳細については今後検討が必要である。

応力解析規定（案）修正案

接合部・構造不連続部：**塑性ひずみが集中する**~~塑性ヒンジが形成される~~ような局部的な部分~~で~~は、~~塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する適切な評価を実施するものとする~~。

- 接合部・構造不連続部分は、応力が高く分布が複雑であり、FEM解析の場合、全域が弾性範囲内となることはほぼなく、応力分布が複雑なため応力強さを分類することが難しく評価が容易ではない。JSME NC-CC005のKe法の採用など今後検討することが望ましい。
- 平成27年度調査研究の平底円筒形貯槽の解析結果において、崩壊荷重≧設計地震力であるが、設計地震力において、EFB（塑性座屈）が生じているため、ただし書きの「座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする」が必要となる。塑性座屈の判定基準についての方針は以下とし、詳細については今後検討が必要である。

  (平底円筒形貯槽の EFB 評価の方針)
  ・倒壊判定はプッシュオーバー解析により行う。
- 平成27年度調査研究の横置き円筒形貯槽の解析結果において、サドルホーン部に塑性変形が生じているが、サドルホーン部については例外とせず、原則どおり「レベル2評価においても耐圧部は原則弾性変形にとどめる」こととする。なお、KHK指針において許容値を2Sy未満としていることについては、危険側の設定と思われることから今後修正を検討する。また、平底円筒形貯槽、配管等で同様に2Sy未満を採用しているところについては、3S未満とすることを検討する。
- 平成27年度調査研究の平底円筒形貯槽はH/D>1.0の小型であることから、H/D≦0.5の大型の平底円筒形貯槽についても、今後解析を行い適用性の検討を実施する必要がある。

②ノズル部評価

塔槽類としてノズル部評価を行う場合の検査上の課題について議論を行った。ノズル部評価の取り扱い方針は以下の通りとし、KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)の見直し案を作成した。

- ノズル部の評価は、塔槽類で行うこととし、特定設備検査の対象とはせず、配管設計が済んだ後、完成検査にて強度計算書を確認することとする
- 対象とするノズル部は重要度Ia及びIの配管系に接続されるものに限る。（重要度II、IIIに関しては、許容スパン法の場合、荷重算定が行われないため評価できないため。ただし、重要度Ⅱ、Ⅲであってもノズルの損傷により大規模流出につながるおそれがあるもの、重要度Ia、Iでも大規模流出のおそれが低いものも考えられることから、今後、配管系の耐震対象の見直し検討が必要と考えられる。）

③接合部評価

スカートとペデスタル、基礎とアンカーボルトの締結部、フランジ（ボルト接合)、ノズル、フランジ接合、配管サポート接合部等について、既存の補強方法と評価方法を調査したうえ、今後耐震設計対象とすべきかについて議論した。その結果、基礎とアンカーボルトの接合部の規定（現状、付着力評価のみ。コンクリートのコーン破壊等の規定化等を追加）について詳細検討が必要と考えられる。その他の部分については一般的な要求事項の

み示す形を基本とし、補強例等がある場合には適宜参考例の位置づけで追加する方針とする。

④許容塑性率評価

令和３年度事業において構築した球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法について、プログラム化を行い、プッシュオーバー曲線（荷重－変位曲線）を計算した。また、梁モデル、3 次元シェルモデルの FEM 解析を実施し、両者の結果と比較し妥当性を検証した。

プッシュオーバー解析プログラムによる計算結果は梁モデル、3次元シェルモデルのFEM解析と同等であり、令和３年度調査研究において検討したプッシュオーバー解析方法は妥当な計算方法であることを確認した。

今後、令和2年度事業において検討した許容塑性率法の見直し案（耐震性能スペクトル法を用いた許容塑性率評価法）を例示基準として運用するためには、球形貯槽（鋼管ブレース）と同様にその他設備についても解析手法の構築とプログラム化が必要となる。

⑤平底円筒形貯槽

動液圧の算定方法の見直しにあたり、令和３年度調査研究において実施した兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波（Kobe NS波）を入力とした時刻歴応答解析より得られた知見をもとに、釧路沖地震の釧路地方気象台観測波（KSR EW波）を入力とした時刻歴応答解析を実施し動液圧の算定方法の見直しについて検討を行った。

KHKS0861(2018)がベースとしている Housner 理論値と本年度及び令和３年度調査研究の時刻歴応答解析結果の動液圧を比較すると、解析結果は概ね小さい値となっているが、KSR 波の結果では一部 Housner の理論値を超えるタイミングもみられた。これより、バルジング振動による大きな動液圧が一時的に発生することが考えられ、今後、他基準を参考に動液圧の評価方法を見直すことが望ましいと考えられる。

また、今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討したが、平底円筒形貯槽の耐震性能評価については今後以下についても検討を実施する必要がある。

- 内外槽間の底部保冷材の評価
- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべり発生の有無
- タンク内部配管の評価（特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管）
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

【参考】応力解析規定案（令和4年度調査研究）

【応力解析　規定案たたき台】

①モデル化：圧力容器及び支持構造物をモデル化する。（設備の種類に応じて適切にモデル化（使用要素、要素分割、境界条件等）すること。）

②応答解析

適切に設備の応答を表現できるモデルを用いる。

レベル 1：線形応答解析とする。

レベル 2：線形応答解析または非線形応答解析とする。

③強度評価・許容基準：

レベル 1：

JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数を原則 1.35 とし、KHKS0861(2018)に準じて設定してよい。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよいが、圧縮応力が生じる構造では、限界座屈応力を計算し、座屈に対して安全であることは示さなければならない。

（座屈を生じる場合の評価の具体例）

① FEM 解析で得られた軸圧縮応力が許容座屈応力以下であることを確認する。

② 座屈解析を行い、構造物全体の挙動に影響を及ぼす座屈モードを用いて、座屈を考慮した FEM 解析を実施する。この場合、初期不整を適切に考慮する。
(例えば、ASME Sec.VIII Div.2 の 5.4 PROTECTION AGAINST COLLAPSE FROM BUCKLING)

レベル 2：

JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数 1.35 とし、2.5 c)中の「崩壊荷重の 2/3 を超えない場合には」を「崩壊荷重未満の場合には」と読み替えるものとする。

ただし、

- 圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。
- 座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。
- 崩壊荷重は、附属書 8 図 7 崩壊荷重の決定法（2 倍勾配法）による場合、荷重の極大点が 2 倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005 による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）

(平底円筒形貯槽において、座屈（EFB）が生じる場合の評価の方針)

・倒壊判定はプッシュオーバー解析により行う。

材料モデル：
降伏点を 1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2 次勾配は 1/1000 としてもよい。)

接合部・構造不連続部：
塑性ヒンジが集中するような局部的な部分は、適切な評価を実施するものとする。

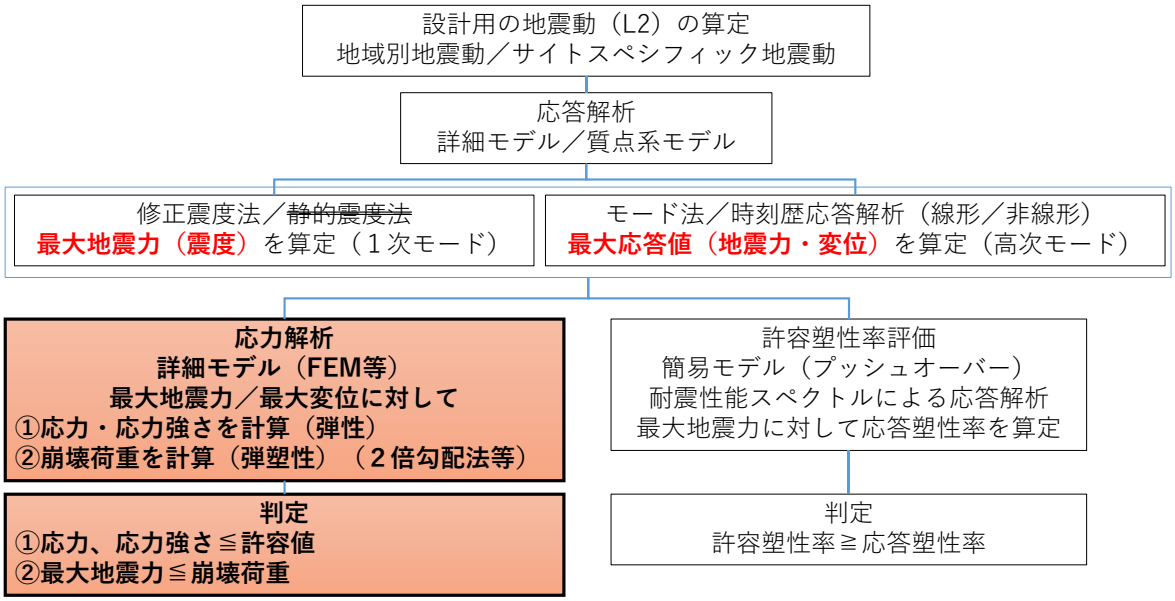


図　応力解析の位置づけ

2.　検討内容

令和 5 年度事業の今後の課題を踏まえ、①応力解析、②ノズル部評価、③接合部評価、④許容塑性率評価、⑤平底円筒形貯槽について、以下の検討を実施する。

2.1　応力解析

2.1.1　塑性ひずみのクライテリアの検討

「圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。」について、クライテリアの検討を行った。昨年度方針として、疲労解析は不要とし、塑性ひずみまたは応力のクライテリア（例えば、KHK 指針の変動範囲が 4Sy 未満、相当塑性ひずみ２％（地盤変状５％）など）について検討した。クライテリアの決定方針は以下の通り。

各設備のプッシュオーバーFEM 解析において、荷重－変位関係における塑性ひずみ（0、2、5%等）の発生タイミングを整理。（なお、FEM 解析では破断は判定不可能）

- 主部材の全断面降伏（塑性化）または座屈が構造全体系の崩壊に相関があると予想される。

- 接合部等の局所塑性ひずみの大きさと全体系の崩壊に相関があるかは不明であり、定量的に塑性ひずみをクライテリアに用いるのは困難。
- 接合部の全断面降伏（塑性化）は接合部での破壊が予想される。

[構造不連続部以外]

(耐圧部材)

JISB8266 附属書 8 に従い評価したうえで、シェークダウンが成立すること及び局部崩壊しないこと（部分的であっても全断面降伏は許容しない）を確認すること。

(支持構造部材)

構造全体系が崩壊荷重未満であることを確認すること。また、各部材の塑性率が KHK S0862(2018)で規定する許容塑性率を超えないこと確認するか、もしくは、各々の部材ごとが崩壊荷重未満であることを確認すること。

[構造不連続部（接合部等）]

(耐圧部材)

JISB8266 附属書 8 に従い評価したうえで、耐圧部材の構造不連続部が局部崩壊しないこと（部分的であっても全断面降伏は許容しない）を確認すること。

(支持構造部材)

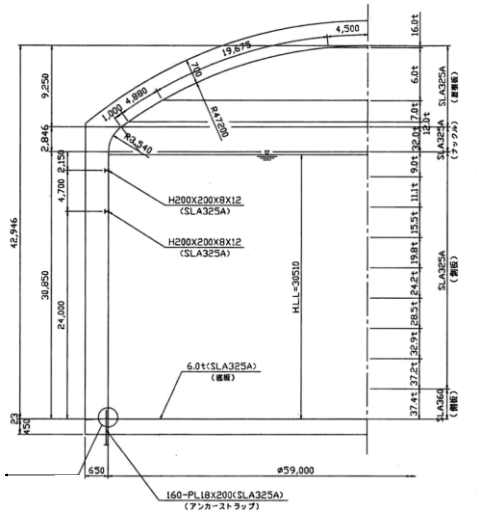
支持構造部材の構造不連続部が局部崩壊しないこと（構成する各部材の全断面降伏は許容しない)。ただし、接合部に適切な補強をする場合（例えば、「鋼構造設計指針」（建築学会）等の構造仕様に従う場合）にあっては、構造不連続部（接合部等）の評価を省略してよい。

2.1.2　応力解析の規定案の適用性検討

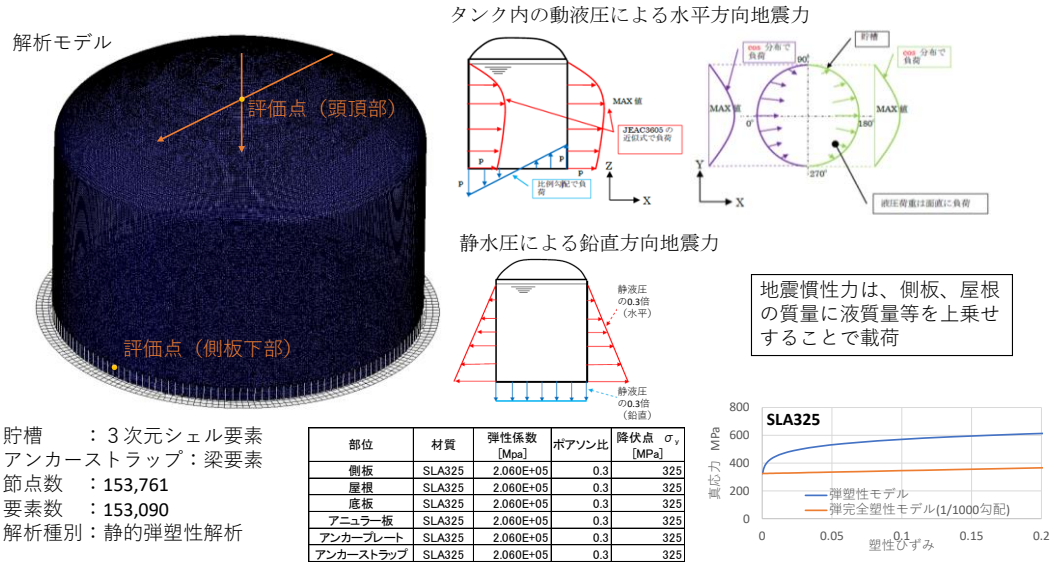
令和 4 年度調査研究において、各種高圧ガス設備（9 種類）の FEM 解析の結果から応力解析の規定案の適用性を検討した。

令和 4 年度調査研究において実施していない大型の平底円筒形貯を対象に、静的弾塑性 FEM 解析を実施し、同様に適用性の検討を実施した。

大型の平底円筒形貯槽の仕様は、令和 3 、 4 年度調査研究で時刻歴解析実施した 80,000m^3 の平底円筒形貯槽（H_l/D≒0.5）と同仕様とした。（FEM 解析の詳細は付録Ⅳ－1 を参照。）



解析は、材料モデルを実材料に近い弾塑性体と設計時の応力解析で使用する弾完全塑性体の 2 つのケースについて実施した。解析モデル及び解析条件を以下に示す。



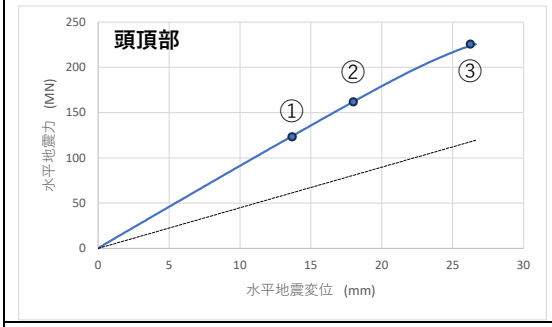
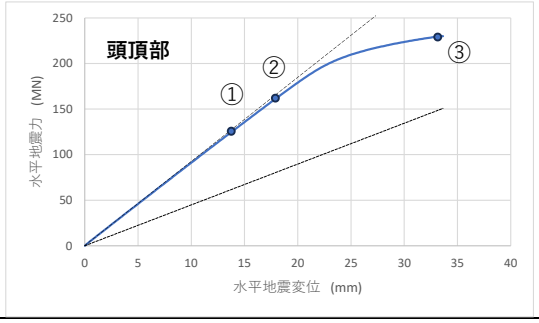
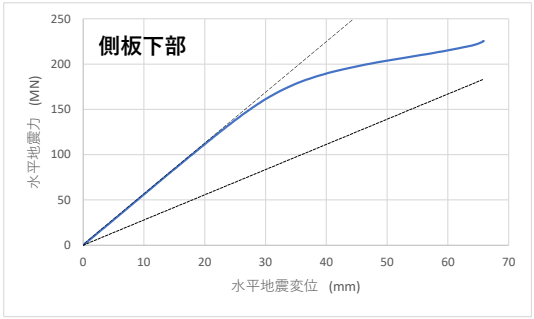
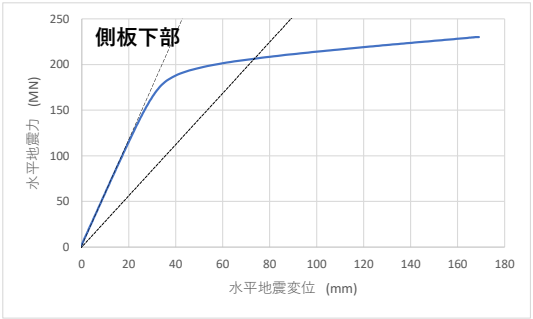
貯槽　　：３次元シェル要素
アンカーストラップ：梁要素
節点数　：153,761
要素数　：153,090
解析種別：静的弾塑性解析

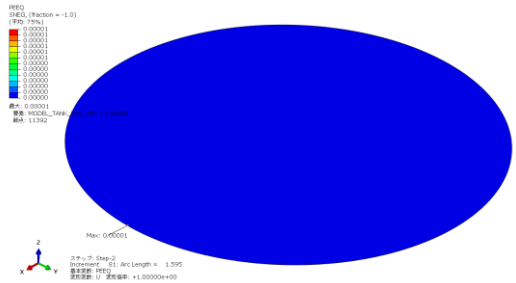
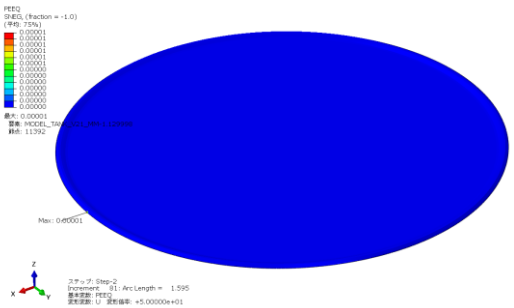
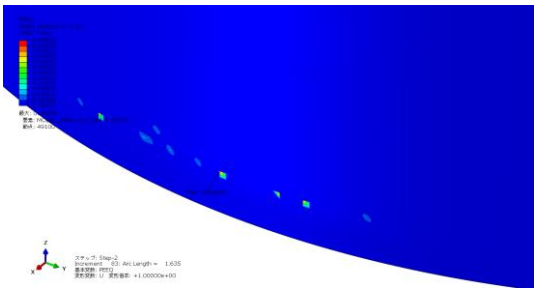
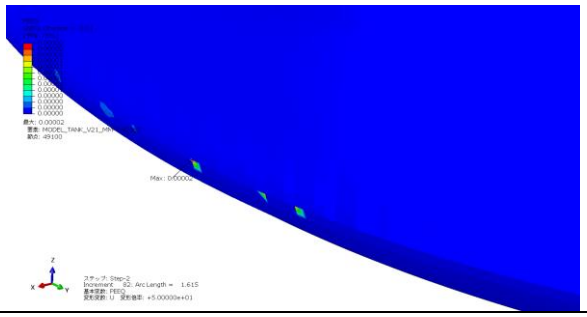
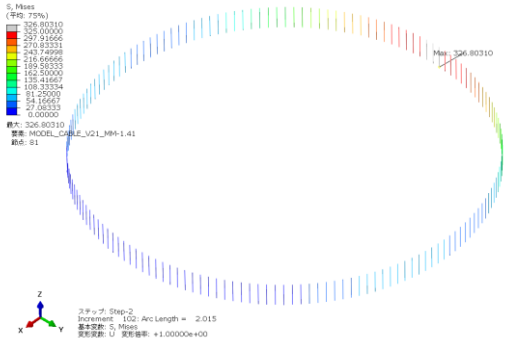
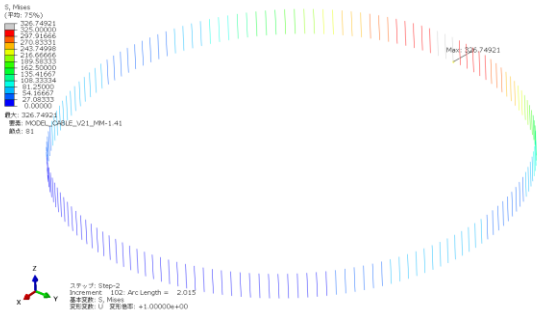
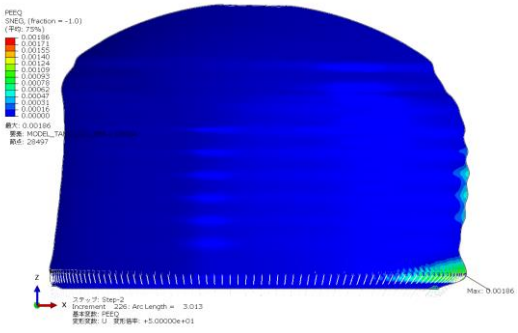
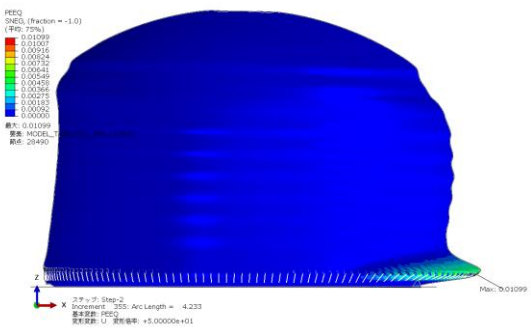
部位	材質	弾性係数 [Mpa]	ポアソン比	降伏点 σ_y [MPa]
側板	SLA325	2.060E+05	0.3	325
屋根	SLA325	2.060E+05	0.3	325
底板	SLA325	2.060E+05	0.3	325
アニュラー板	SLA325	2.060E+05	0.3	325
アンカープレート	SLA325	2.060E+05	0.3	325
アンカーストラップ	SLA325	2.060E+05	0.3	325

図　解析モデル及び解析条件

解析で得られた構造全体（頭頂部）及び側板下部の荷重－変位曲線と各部材の降伏（塑性ひずみ発生）、崩壊荷重時の塑性ひずみ分布、Mises 応力分布を以下に示す。

解析結果

弾塑性体モデル	弾完全塑性体モデル
荷重－変位曲線（全体）	荷重－変位曲線（全体）
	
荷重－変位曲線（側板 EFB 部）	荷重－変位曲線（側板 EFB 部）
	

① アニュラー降伏 塑性ひずみ分布 	① アニュラー降伏 塑性ひずみ分布 
① 側板アンカーストラップ間降伏 塑性ひずみ分布 	① 側板アンカーストラップ間降伏 塑性ひずみ分布 
② アンカーストラップ降伏 Mises 応力分布 	② アンカーストラップ降伏 Mises 応力分布 
③ 崩壊荷重（下界漸近法）時 塑性ひずみ分布 	③ 崩壊荷重（下界漸近法）時 塑性ひずみ分布 

弾塑性体と弾完全塑性体で、降伏のタイミングに差は見られないが、同じ荷重での変位、崩壊荷重時の変形は弾完全塑性体のほうが大きな変形、塑性ひずみを生じる。そのため、全断面降伏や弾完全塑性体でのモデル化は実際より安全側の評価となる。

弾完全塑性体の解析結果を用いて、令和 4 年度調査研究で検討した応力解析規定案及び 2.1.1 項で検討した塑性ひずみのクライテリアの適用性の検討を行った。検討結果を以下に示す。

応力解析適用例　平底円筒形貯槽（80,000m³）

（レベル 1 設計震度）

- 設計修正水平震度　K_{MH}=0.395
- 設計修正鉛直震度　K_{MV}=0.240

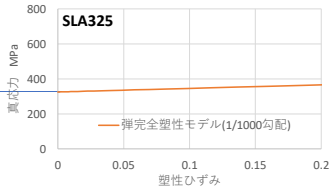
（注）
K_{MH}とK_{HV}の比率がレベル 1 とレベル 2 で異なり、別々に解析が必要だが、レベル 1 の比率で計算を実施。（レベル 2 を安全サイドで評価）

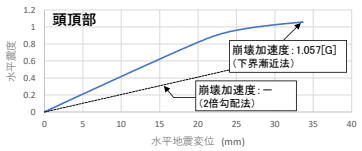
（レベル 2 設計震度）

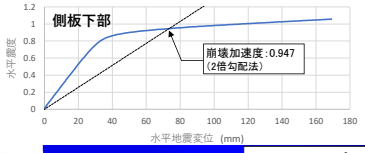
- 設計修正水平震度　K_{MH}=0.90（代替評価法0.45）
- 設計修正鉛直震度　K_{MV}=0.48（代替評価法0.24）

材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。
(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

σy=325MPa





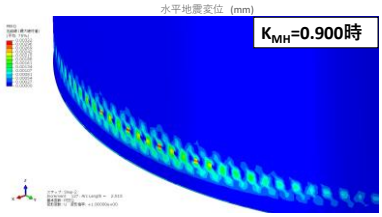


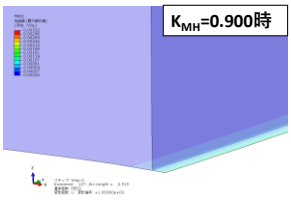
レベル 2 評価

崩壊荷重は、附属書8図7 崩壊荷重の決定法（2倍勾配法）による場合、荷重の極大点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）

レベル2：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数1.35とし、2.5 c)中の「**崩壊荷重の2/3を超えない場合には**」を「**崩壊荷重未満の場合には**」**と読み替える**ものとする。

崩壊震度：1.057（下界漸近法：頭頂部）
0.947（2倍勾配法：側板下部）
崩壊判定：崩壊震度 ＞K_{MH}=0.900　OK

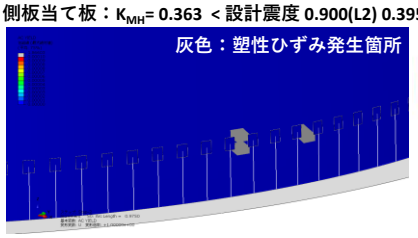




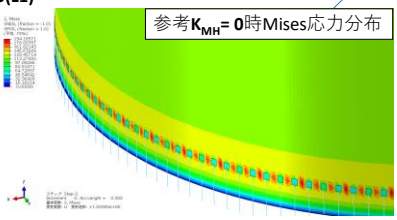
側板にEFB、隅角部に塑性ひずみが発生。

耐圧部材は原則弾性変形内とし、塑性変形が生じる場合は適切な評価（全断面降伏が生じていないかの確認）が必要。

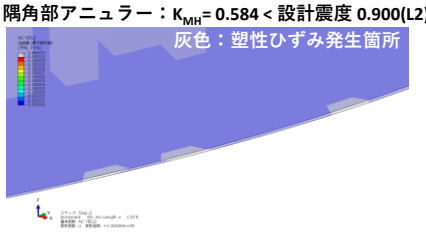
構造不連続部（耐圧部材）に塑性変形が生じる
側板当て板：K_{MH}= 0.363 ＜設計震度 0.900(L2) 0.395(L1)



通常の運転状態でも高い応力が発生



隅角部アニュラー：K_{MH}= 0.584 ＜設計震度 0.900(L2)

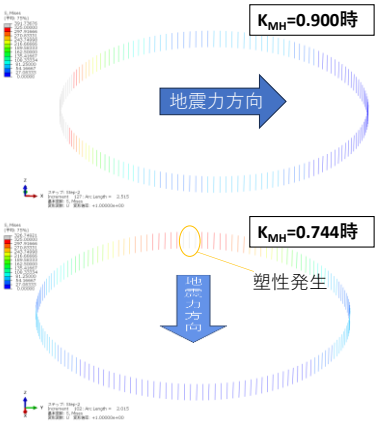


圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

塑性ひずみの発生部分について全断面降伏の有無の確認

シェルモデルでのFEM解析では確認が難しい。
ソリッドモデルのFEM解析等での確認が必要。

支持構造部材（アンカーストラップ）：K_{MH}=0.744時塑性変形（降伏応力以上の応力が発生）が生じる



アンカーストラップは弾性体でモデル化

2倍勾配法による判定が不可

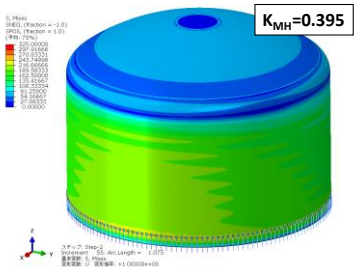
KHKS0862(2018)の塑性率評価

$$\mu_p = \frac{1}{4C}\left\{\left(\frac{K_{MH}}{K_y}\right)^2 - 1\right\}$$

$$= \frac{1}{4\times 1.0}\left\{\left(\frac{0.900}{0.744}\right)^2 - 1\right\}$$

$$= 0.116 \quad \leqq \quad (0.75 \leqq \mu_{pa} \leqq 2.5)$$

レベル1評価：設計修正震度K_{MH}=0.395

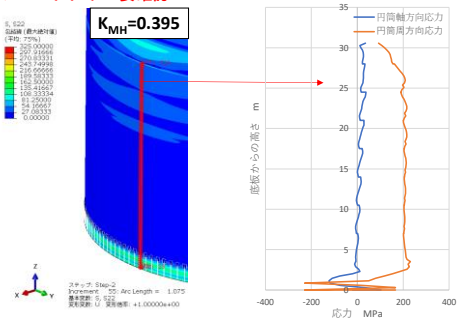


座屈を生じる場合の評価
FEM解析で得られた軸圧縮応力が許容座屈応力以下であることを確認する。

EFB発生（L2） ⇒座屈を考慮した圧縮許容応力（S'=Et/3D=27.4～54.9N/mm²）を超える

設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

K_{MH} = 0.363時に側板のアンカーストラップ接合部間で塑性ひずみ発生
⇒ シェークダウン要確認



大型の平底円筒形貯槽の応力解析として、一般に通常行われる FEM 解析結果に対して、応力解析規定案及び 2.1.1 項で検討した塑性ひずみのクライテリアの適用した結果、規定案の適用性は概ね問題はないと考えられるものの、以下の課題が挙げられる。

- 平底円筒形貯槽は通常状態で側板下部の応力レベルが高く、地震時の応力を弾性範囲内に収めることは容易ではないと予想される。
- 圧力容器本体に塑性変形が生じる場合の圧力容器本体に対して適切な評価については全断面降伏が生じていないかの確認が必要となるが、シェル要素でモデル化した解析では評価が難しい。
- 令和 4 年度研究で実施した 9 設備の適用性検討結果も考慮すると、構造不連続部に塑性変形が生じる場合の適切な評価についても、全断面降伏が生じていないかの確認が必要となり、シェル要素モデルした解析では評価が難しい。
- 全断面降伏の確認はソリッド要素でモデル化した FEM 解析結果により、比較的簡単に確認可能であるものの、計算コストがかかる。もしくは、弾性解析により板厚方向の応力分布を求め、内面または外面の応力値から全断面降伏を評価する。現実的な計算コストで可能な方法について検討が必要である。

2.2 ノズル部評価

令和 4 年度調査研究において、ノズル部の評価は塔槽類で行うこととし、特定設備検査の対象とはせず、配管設計が済んだ後、完成検査にて強度計算書を確認することし、KHKS0861 (2018)及び KHKS0862 (2018)の見直し案を作成した。「重要度Ⅱ、Ⅲであってもノズルの損傷により大規模流出につながるおそれがあるもの、重要度 Ia、I でも大規模流出のおそれが低いものも考えられることから、今後、配管系の耐震対象の見直し検討が必要と考えられる」という課題については、ノズル部評価のみならず、配管の重要度全般にかかる問題であり、方向性を議論した。

得られた現時点での方針は以下の通り。

- ノズル部が塑性変形（局部崩壊）するかどうかというのが本質的な問題であり、重要度の見直しについては将来的な課題とする。今後、設計体系の大枠の見直しとして、信頼性設計法の導入などの議論も必要であると考えられ、重要度の見直しについてはそれに合わせて見直しを検討する方針とする。
- R3FY 調査研究において、局部崩壊までの破壊モードの検討は実施していないが、PL+Pb+Q＜3S の評価は実施し、限界荷重の算定式を検討しており、ノズル部が局部崩壊しないような KHKS の見直し案（レベル 2 であっても原則、塑性変形を許容せず、応力集中部もシェークダウンまで）としており、局部崩壊は生じないと考えられる。
- 配管系の耐震設計の考え方について、現行の基準とは別の切り口で機械学会のＷＧにおいて検討されている。今後、必要に応じて現行基準の見直し検討を行う必要がある。
- 塔槽類のノズルについては、これまでノズルに接続する配管が耐震設計構造物である場合（外径 45mm 以上の高圧ガス配管）に配管系として耐震性能評価が要求されている。

塔槽類のノズルを塔槽類として耐震性能評価を要求する場合、ノズルに接続する配管の仕様に関わらず、ノズル部を評価することとなる。

2.3 接合部評価

基礎とアンカーボルトの接合部の規定（現状、付着力評価のみ。コンクリートのコーン破壊等の規定化等を追加）について詳細検討を実施した。具体的には他基準の規定を調査し、規定案（KHKS、KHKTD の見直し案）を作成した。

2.3.1 現行基準の基礎ボルトに関する規定の整理

KHKS0861、KHKS0862 及び KHKTD における基礎ボルトに関する規定は付録Ⅳ－２のとおり。概要を下表に示すとおりであり、塔槽類のボルト本体は KHKS で計算式及び許容値を規定し、その他の支持構造物と基礎については、建築関係の基準を準用している。なお、基礎ボルトは先付けアンカーを対象としており、後付けアンカー（ケミカルアンカーなど）は対象としていない。

レベル 1 評価では、ボルト本体の応力とボルトの付着力のみを計算し許容値以内であることを確認する。KHKS で付着力の計算式は明示していないが、KHKTD の計算例は各種合成構造設計指針と同様の計算である。

レベル 2 評価では、ボルト本体の塑性率を計算し、許容塑性率（引張 1.8、せん断 0.35）以内であることを確認する。付着力等の規定は KHKS にないが、球形貯槽の計算例において各種合成構造設計指針に準じた引抜きに対するコンクリートのコーン状破壊の評価、横置き円筒形貯槽において、各種合成構造設計指針に準じた引抜き・せん断に対するコンクリートのコーン状破壊の評価及び保有水平耐力評価（コンクリートのコーン破壊／支圧破壊における引張／せん断に対して、D_S=0.5、μ_{pa}=1.5）がある。

各種合成構造設計指針においては、アンカーが引張／せん断を受ける場合の許容引張力／せん断力、コンクリートの支圧強度に対する許容せん断力、コンクリートのコーン破壊に対する許容引張力／せん断力のうち、最小値を用いて評価を行う。また、有効埋め込み長さ（付着力）の評価も行う。レベル 1、レベル 2 の区別はないが、基礎ボルトの降伏を保証する設計が要求される場合は降伏強度について 1.25 倍の割り増し係数を考慮するとされている。

現行耐震基準ではアンカーボルトの材質に関する規定はないが、規則の例示基準において、JIS G3101 (1995)：SS 材、JIS G3112 (1995)：SR 材・SD 材、JIS G4105 (1979)：SCM 材、JIS G4108 (1994)：SNB 材、JIS G4303 (1998)：SUS 材等に限定している。KHKTD の計算例では SS400 が多く用いられている。建築分野では、阪神淡路大震災においてアンカーボルトの破断例が多く報告されたことを契機に、アンカーボルトセットの規格（JIS B 1220 (2015)において、材質を SNR400B：JIS G 3138、SNR490B：JIS G 3138、SUS304A の 3 種類を規定）をつくり塑性変形能力を確保している（ただし、建築基準法に紐づいたものではない。）。各種合成構造設計指針では、アンカーボルトの材質は JIS B 1198：頭付きスタッド、JIS G 3106、JIS G3112、JIS G 3138 等が規定されている。

設備	レベル 1、2	ボルト本体	基礎 （コンクリート付着力）
スカート支持	L1	KHKS で計算式を規定	建築指針等を準用
	L2	KHKS で計算式を規定	なし
レグ支持	L1	KHKS で計算式を規定	建築指針等を準用
	L2	KHKS で計算式を規定	なし
球形貯槽	L1	KHKS で計算式を規定	建築指針等を準用
	L2	KHKS で計算式を規定	KHKTD に計算例あり* 各種合成構造設計指針を準用
横置円筒形貯槽	L1	KHKS で計算式を規定	建築指針等を準用
	L2	KHKS で計算式を規定	KHKTD に計算例あり** 各種合成構造設計指針を準用 保有水平耐力計算にて D_S を考慮
架構	L1	建築指針等を準用	建築指針等を準用
	L2	なし（代替法のみ）	なし
配管支持構造物	L1	建築指針等を準用	建築指針等を準用
	L2	なし（代替法のみ）	なし
許容応力等	L1	KHKS で許容応力を規定	KHKS で付着力を規定
	L2	KHKS で許容塑性率を規定	KHKTD に参考値あり***

*KHKTD レベル２評価例編より抜粋（球形貯槽）

(4)　基礎ボルト定着部の照査

ボルトの引抜き、シアープレートのせん断及びベースプレートの押込みに対するコンクリートの照査を行う。

(a)　基礎ボルトの引抜きに対する照査

「各種合成構造設計指針・同解説」（1985年2月　日本建築学会）による。

(i)　コンクリートのコーン状破壊

基礎ボルト4本あたりの引抜力で照査する

$$P_{a1} = \phi_1 \sqrt{F_C} \cdot A_c$$

ここに、P_{a1}　：コーン状破壊により決まるボルト4本あたりの許容引張力（kgf）

ϕ_1　：低減係数（＝0.6：短期許容値）

F_c　：設計基準強度（＝210 kgf/cm^2）

A_c　：コーン状破壊面の有効水平投影面積（＝160^2－4×12－4×18^2＝24256 cm^2）

$P_{a1}=0.6\times\sqrt{210}\times24256=210902\ \text{kgf}=2068\ \text{kN}$

B'柱の基礎ボルトに作用する引抜き力$P_{B'}$は、

$P_{B'}=711\ \text{kN} \quad < \quad P_{a1}=2068\ \text{kN}$　　合格

（ⅱ） アンカープレートの支圧破壊

アンカープレート4枚あたりの引抜力で照査する

$P_{a3}=\phi_3\cdot f_n\cdot A_0$

ここで、P_{a3} ：支圧により決まるボルト4本あたりの許容引張力(kN)

ϕ_3 ：低減係数（＝2/3：短期許容値）

f_n ：コンクリートの支圧強度（kN/cm^2）

$\left(=\sqrt{(A_c/A_0)}\cdot F_C=\frac{7}{8}=9.05\ \text{kN/cm}^2\right)$

A_0 ：アンカープレートの支圧面積

$\left(=4\times(18^2-\frac{\pi}{4}\times3.6^2)=1255\ \text{cm}^2\right)$

$P_{a3}=2/3\times9.05\times1255=7572\ \text{kN}$

B'柱の基礎ボルトに作用する引抜き力$P_{B'}$は、

$P_{B'}=711\ \text{kN} \quad < \quad P_{a3}=7572\ \text{kN}$　　合格

**KHKTD レベル２評価例編より抜粋（横置円筒形貯槽）

E.3.3　その他部位の検討

(a)　基礎ボルト定着部の引張

(i)　地震荷重による基礎ボルトの引張力

引張応力　$\sigma_{tA}=\frac{1}{nA_b}\left(\frac{F_HH_V}{C_b}+\frac{F_V}{2}\right)$

引張力　$P_{tA}=\frac{1}{n}\left(\frac{F_HH_V}{C_b}+\frac{F_V}{2}\right)=\frac{1}{4}\times\left(\frac{675550\times1850}{1615}+\frac{632550}{2}\right)=272531N=272.53\text{kN}$

$A_b=\pi d^2/4=\pi\times31.670^2/4=787.55\ \text{mm}^2$

$C_b=(C_{b1}+C_{b2})/2=(2310+920)/2=1615\ \text{mm}$

(ii)　基礎ボルトの許容引張力

コンクリートのコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張力は下式で求める。

$P_{a1}=0.6\times\sqrt{F_C}\times A_C=0.6\times\sqrt{244.73}\times5547.5=52071\ \text{kgf}=510.64\ \text{kN}$

F_C：コンクリートの設計基準強度（kgf/cm^2）　$F_C=24\ \text{N/mm}^2=244.73\ \text{kgf/cm}^2$

Ac：コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積

$Ac=B\times L_t=70\times(44.5+69.5/2)=5547.5\ \text{cm}^2$

基礎ボルト頭部に接するコンクリートの支圧により決まる許容引張力

$P_{a2}=0.75\alpha\times F_C\times A_0=0.75\times10\times24\times2042.8=37495\ \text{kgf}=367.70\ \text{kN}$

A_0：基礎ボルト頭部の支圧面積　$=\pi\times5.1^2/4=20.428\ \text{cm}^2$

α ：コンクリートの支圧強度を求める為の係数で$\sqrt{A_c/A_0}$とする。

但し10を超える場合は10とする。

$\sqrt{A_c/A_0}=\sqrt{(70\times(44.5+69.5/2))/20.428}=16.479\ >\ 10$

第6回高圧設計規格分会 2023.06 Draft

(iii) 許容塑性率の算定

許容引張力 P_{a2}＝367.70 kN ＞ 地震荷重による引張力 P_{tA}＝272.53 kN のため、保有水平耐力の算定を行うまでもなく健全である

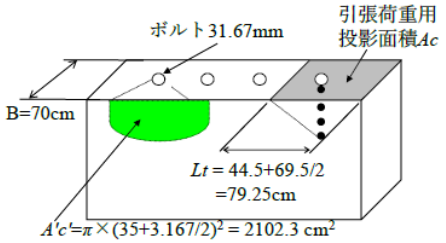
(b) 基礎ボルト定着部のせん断

(i) 地震荷重による基礎ボルトへのせん断力

せん断力 $Q=\dfrac{F_H}{n}=\dfrac{1309.6}{4}=327.41$ kN

(ii) 基礎ボルトへの許容せん断力

へりあき部コンクリート側方へのコーン状破壊により決まる許容せん断力



$q_{a1}=0.6\times\sqrt{F_C}\times A'_C=0.6\times\sqrt{244.73}\times 2102.3=19.733$ kgf $=193.51$ kN

F_C ：コンクリートの設計基準強度（kgf/cm²）

F_C＝24 N/mm²＝244.73 kgf/cm²

A'_C ：コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積；

$A'_C=\pi\times(35+3.167/2)^2/2=2102.3$ cm²

基礎ボルト周辺コンクリートの支圧破壊により決まる許容せん断力

$q_{a2}=0.8\times(0.5\times S_{ca}\times\sqrt{F_C\times E_C}=0.8\times0.5\times7.8755\times\sqrt{244.73\times227630}=23,5188$kgf

$=230.64$kN

S_{ca} ：基礎ボルトの軸部断面積とネジ部有効断面積のうち小さい方の値

S_{ca}＝7.8755 cm²

E_C ：コンクリートのヤング率 E_C＝227630 kgf/cm²

ただし $5000\leqq\sqrt{F_C\times E_C}\leqq9000$

(iii) 保有耐力の算定

基礎ボルトの必要保有水平耐力

基礎ボルトの構造特性係数D_Sは、コーン状破断面内に配筋が存在する条件で0.5となる。

従って、必要保有水平耐力Q_{un}は

Q_{un}＝D_S×地震荷重によるせん断力Q

＝0.5×327.41 kN＝163.71 kN＜q_{a1}＝193.51 kN 合格

(c) 基礎ボルト定着部の引張力とせん断力の組合せ

(i) 引張力

構造特性係数を乗じた作用力：P＝0.5×272.53 kN＝136.27 kN

許容引張力（最小） ：P_a＝ 367.70 kN

(ii) せん断力

構造特性係数を乗じた作用力：q＝0.5×327.41 kN＝163.71 kN

許容せん断力（最小） ：q_a＝193.51 kN

(iii) 組合せの算定

$$\left(\frac{P}{P_a}\right)^2+\left(\frac{q}{q_a}\right)^2=\left(\frac{136.27}{367.70}\right)^2+\left(\frac{163.71}{193.51}\right)^2=0.85307<1.0$$ 合格

第2回耐震設計規格委員会
2023001(Rev.1)

***KHKTD レベル 2 解説編より抜粋

(1) 許容塑性率

本書では、許容塑性率は必要に応じて、地震慣性力に対する場合を μ_{pa1}、地盤流動に対する場合を μ_{pa2} とし、区別して表記している。地震慣性力による基礎の許容塑性率 μ_{pa1} は、地盤の変状による基礎の移動による場合と異なり、地震動の履歴ループによるエネルギー吸収性から設定される。10.4.1.4 で扱われる地盤変状による基礎の移動に係る許容塑性率 μ_{pa2} は、単調載荷における変位追随性から設定される。

本書における許容塑性率 μ_{pa1} の基本的な値を表 10.3.3(1)に示す。

表 10.3.3(1)　耐震設計設備の基礎の構造部材の損傷検討一覧表

検討項目	検討部位	検討内容		評価内容	構造特性係数 *Ds*	許容塑性率 μ_{pa1}
基礎ボルト	定着部コンクリート	引張	コンクリートのコーン状破壊 コンクリートの支圧破壊	せん断 支圧	0.5[1)]	1.5[1)]
		せん断	コンクリートのコーン状破壊 ボルト周辺コンクリートの支圧破壊	せん断 支圧		
		組合せ	引張ーせん断組合せ	組合せ		

2.3.2　現行基準の基礎ボルトに関する規定の見直し方針（案）

現行基準の基礎ボルトに関する規定を整理した結果、ボルトの本体強度とコンクリートの付着力、コーン状破壊の強度のバランスを考慮した上で、レベル 2 評価におけるコンクリートの付着力、コーン状破壊の規定を拡充する必要があると考えられる。現行基準でも引用している「各種合成構造設計指針」の 2023 年版を参考に、現行規定の見直しの方針を検討した。見直しの方針は以下の通り。

基礎ボルトに関する規定見直しの方針（案）

現在の基礎ボルトに関する規定は、以下の課題がある。

・KHKS0861（レベル 1 基準）、KHKS0862（レベル 2 基準）及び KHKTD（解説・評価例）においては、基礎ボルト定着部に対する評価規定・評価例が不足している。

・レベル 2 評価において、保有水平耐力評価の際の *Ds* 値を決定するために、引張／せん断による定着部コンクリートのコーン破壊／支圧破壊に対して、許容塑性率を設定している（ボルト締結部において、ボルト本体の塑性変形によるエネルギー吸収を考慮している）が、コンクリートに塑性を許容しているように誤解を招くおそれがある。

・先付アンカーのみを対象としており、一定数需要があると考えられる後付けアンカーが対象外。

上記から、

・ボルト締結部のコンクリートについては、レベル 1 及びレベル 2 とも各種合成構造設計指針に準じた評価（ただし、レベル 2 評価においては、アンカーボルトの降伏を保証する設計を要求することとし、アンカーロッド（ボルト）の材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割り増し係数（各種合成構造設計指針では 1.25 倍以上）は現状の KHKS0862 で規定する許容塑性率に応じた倍率以上とする）とする。なお、アンカーボルトの降伏を保証する設計を要求される場合、「コンクリートのコーン

状破壊により定まるアンカーの許容引張力 P_{a2}＞アンカーボルトの降伏により定まるアンカーの許容引張力 P_{a1}」とする必要があり、許容引張力は $\min(P_{a1}, P_{a2}) = P_{a1}$ となる。

・アンカーボルト本体の評価は KHKS0861 及び KHKS0862 による。

・後付けアンカーについても各種合成構造設計指針に準じて規定を追加し選択可とする。（各種合成構造設計指針では、S 種（先付けの主体構造に用いる定着部と同等の構造性能を有する後付け工法によるアンカー）は適用範囲外となっている。）

・アンカーボルトの材質は塑性変形能力が高い SNR 材が望ましい。

の方針で規定を見直す方針とする。

2.3.3 KHKS0861(2018)、KHKS0862(2018)見直し（案）

2.3.2 の見直し方針に基づき、以下のとおり KHKS 0861(2018)の見直し（案）を作成した。なお、KHKS 0862(2018)は基礎ボルト定着部のコンクリートに関して詳細規定を設けておらず、ペデスタル、フーチング、基礎杭等も同様に詳細規定を設けていないことから、規定は追加せず現行のままとし、KHKTD0862「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）の解説」及び KHKTD0864「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）の評価例」において、2.3.2 の見直し方針に従い、解説、評価例を修正することとし、KHKS 0862(2018)は現行のままとする。また、アンカーボルトの材質については KHKTD0861 及び 0862 解説において SNR 材が望ましい旨を記載し、KHKTD0863 及び 0864 評価例のアンカーボルトの材質を SNR 材に変更することとする。なお、各規則の例示基準のアンカーボルトの規定において、JIS G 3138 が追加されることが必要である。

【KHKS 0861(2018)見直し（案）】

19 基礎の算定応力等

基礎は、耐震設計設備及び配管系から基礎に作用するモーメント、せん断力及び鉛直荷重並びに基礎の設計地震力に基づき、基礎の種類に応じ、次に掲げる応力等を算定する[1)]。この場合において、16.1 に掲げる平底円筒形貯槽にあっては、設計地震力[2)]の作用する位置の貯槽底面からの高さは、最高液面高さに次の図により求められる係数 h_3 を乗じた値とする。（中略）

19.1 直接基礎の応力等

a) 基礎ボルト又はアンカーストラップの引抜力によりコンクリートに生じる応力[3)]
b) ベースプレートからの支圧力によりコンクリートに生じる圧力
c) 接地圧
d) 基礎本体に生じる応力

19.2 くい基礎の応力等[34)]

a) 19.1 a)、b)及び d)に掲げる応力
b) くいが支持すべき鉛直荷重
c) 鉛直荷重及びくい頭に作用する水平地震力によりくいに生じる応力

注 1)応力等の算定については、(社)日本建築学会の「建築基礎構造設計指針（1988 年）」によるものとする。この場合において、19.1 の直接基礎の応力等については同指針「第Ⅱ編 5 章 直接基礎の設計」の規定、19.2 のくい基礎の応力等については同指針「第Ⅱ編 6 章 杭基礎の設計」の規定によるものとする。

注 2) 平底円筒形貯槽の基礎に作用する荷重を計算する場合の次に掲げる部分の設計震度は次によるものとする。

・外槽及び側部保冷材　　β_4、β_5 又は β_6 をそれぞれ 1.5 として計算する。

・内槽底板、外槽底板及び底部保冷材　　β_4、β_5 又は β_6 をそれぞれ 1.0 として計算する。

注 3) (一社)建築学会の「各種合成構造設計指針（2023）」第 4 編　各種アンカー設計指針によるものとし、耐震設計用許容応力等もこれによる。

注 34)群ぐいによる支持力は、**注** 1)にかかわらず次によるものとする。

(1)　軸方向押込力に対する群ぐいによる支持力は、くい基礎全体を仮想ケーソンと考え、そのケーソンの許容支持力を超えないものとする。

(2)　軸直角方向力に対する群ぐいによる支持力は、くい中心間隔に応じて、水平地盤反力係数に次の補正係数 μ を乗ずるものとする。

①　$L<2.5D$　$\mu=1-0.2(2.5-L/D)$

L：くい中心間隔（m）

D：くい径（m）

③　$L \geqq 2.5D$　$\mu=1.0$

2.4　許容塑性率評価

令和 3 年度に検討した許容塑性率法の見直し案（耐震性能スペクトル法）の実用（特定設備検査での運用）に向け、令和 4 年度に球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析プログラムの構築を行った。今年度はスカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース式）についてプッシュオーバー解析プログラムの構築を行った。構築したプログラムは付録Ⅳ－3 及び付録Ⅳ－4 のとおり。今後、FEM 解析結果等との比較を行い、有効性を検証する必要がある。

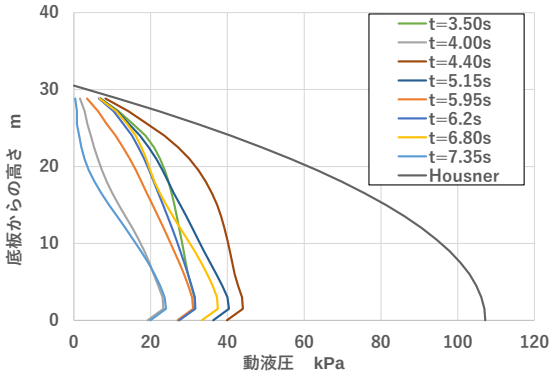
また、レグ支持塔、ラグ支持塔、横置き円筒形貯槽、平底円筒形貯槽についても同様にプッシュオーバー解析プログラムの構築が今後必要である。なお、架構は汎用プログラムで計算が可能であると考えられ、配管系は構造が多岐にわたることから FEM 解析等で個別評価が必要であると考えられる。

2.5　平底円筒形貯槽

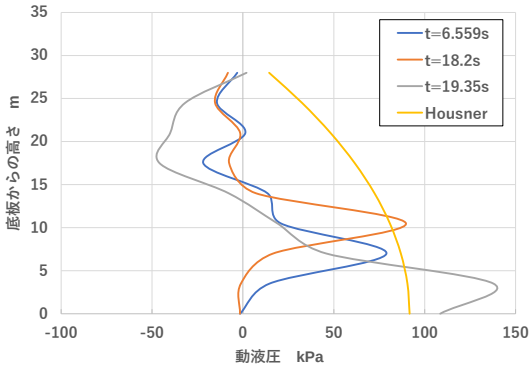
平底円筒形貯槽のレベル 2 耐震性能評価法にあたっては、以下の見直しが課題である。

- 動液圧の評価法
- 内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価
- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべり発生の有無
- タンク内部配管の評価（特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管）
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

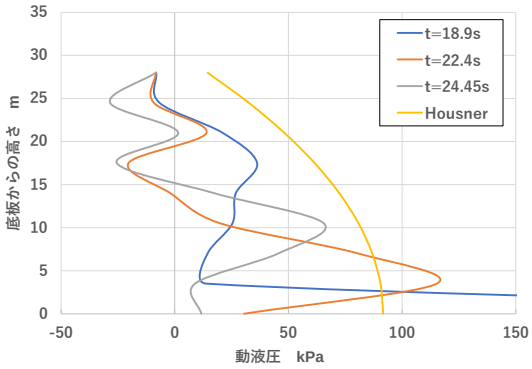
令和3、4年度、動液圧の算定方法の見直しにあたり、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波（Kobe NS波）、釧路沖地震の釧路地方気象台観測波（KSR EW波）を入力とした時刻歴応答解析を実施し、現行基準KHKS0861(2018)がベースとしているHousner理論値との比較（下図参照）を行い、動液圧の算定方法の見直しについて検討を実施した。



（Kobe NS 波）



（KSR EW 波）Euler 流体要素



（KSR EW 波）Lagrange 流体要素

図　動液圧分布

KHKSS0861(2018)がベースとしている Housner 理論値と解析結果の動液圧を比較すると、Kobe NS 波（やや長周期）の結果では Housner 理論値の半分以下と小さく、KSR EW 波（短周期）の結果では概ね小さい値となっているが、一部 Housner の理論値を超えるタイミングもみられる。

Kobe NS 波の場合、スロッシングに伴うタンクの弾性変形により、動液圧が小さくなっている可能性が考えられ、KSR 波の場合、本解析に用いている平底タンクの固有周期と卓越周期が近く、短周期型の地震動であることから、バルジング振動が生じ、一時的に大きな動液圧が発生することによるものと考えられる。

現在、KHKSS0861(2018)がベースとしている Housner 理論では、

・動液圧は衝撃圧とスロッシングの 1 次モードの振動圧の和

・側板を剛体として仮定した場合の動液圧（側板変形による変形圧を考慮できない）

・スロッシングに 2 次モード以上を無視

としており、概ね保守的に動液圧を一方で、バルジング振動による大きな動液圧を評価できない。

本年度は、他基準の動液圧の算定式を調査・整理した上で、動液圧の評価方法の見直しを検討した。

2.5.1 各分野の耐震基準における動液圧の算定方法

消防法、ガス事業法及び電気授業法（火力発電所）の耐震基準における動液圧の算定方法を下表にまとめる。

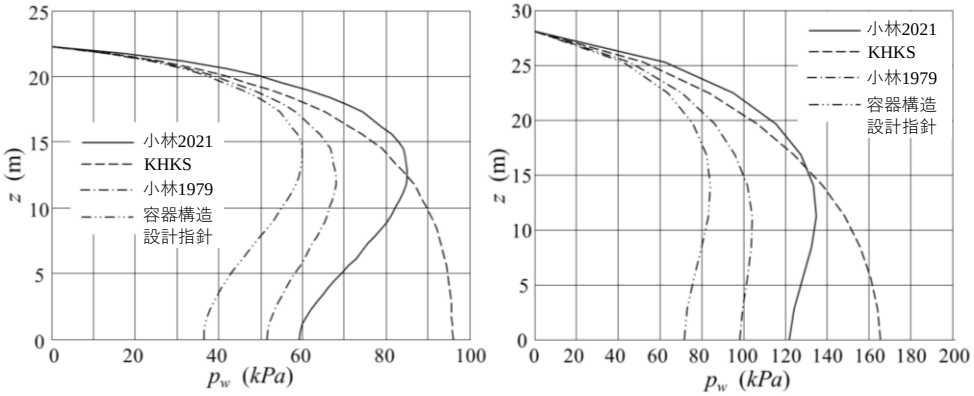
表　各分野の耐震基準における動液圧の算定方法

法令	基準	短周期（バルジング）	長周期（スロッシング）
高圧ガス保安法	KHKS0861(2018)	直径20m以下：Housnerベース 直径20m超　：適切な方法	直径20m以下：Housnerベース 直径20m超　：適切な方法
	KHKS0862(2018)		
消防法	昭和58年 消防危第44号	$Ph = Ph_0 + Ph_1$ $Ph_0 = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{0i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\frac{Kh_1}{\nu_3}$ $Ph_1 = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{1i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\left(1-\frac{1}{\nu_3}\right)Kh_1$	$P_S = \frac{9.80665\rho\eta_{\max}}{1000}\frac{\cosh(3.68Z/D)}{\cosh(3.68H/D)}$ $\eta_{\max} = 0.42DKh_2$
ガス事業法	動液圧(波頭衝撃圧、腰掛圧) 製造設備等耐震設計指針JGA指-101-14	適切な方法 例　Housner理論、速度ポテンシャル理論、Velestos、小林、坂井など	適切な方法 $P_W = \frac{1}{10{,}000}\rho g\eta\frac{\cosh(1.841x/R)}{\cosh(1.841x/R)}\cos\theta$ 1次モードのスロッシング応答のみでよいとしている
	LNG地上式貯槽指針 JGA指-108-19	算定応力は弾性変形（弾塑性）すると仮定して求める。 軸対称回転殻要素を用いたFEM等の適切な構造解析手法による。	
電気事業法	JEAC3605-2019	石油燃料燃焼設備：消防法と同じ 液化ガス用燃焼設備：LNG地上式貯槽指針 JGA指-108-19と同じ	

その他、下表のような動液圧の計算方法が提案されている。

高圧ガス設備等の 耐震設計に関する基準	$p_w = \rho_l a P_r \beta_a \alpha_H$ $F_{wr} = B_r m_l \beta_a \alpha_H$
容器構造設計指針	$p_w = \rho_l a\sqrt{(P_S\beta_a)^2 + (P_r - P_S)^2}\,\alpha_H$
小林ら（1979）	$p_w = \rho_l a\{P_S(\beta_a - 1) + P_r\}\alpha_H$ $F_w = \{B_S(\beta_a - 1)\}m_l\beta_a\alpha_H$
小林ら（2021）	$p_w = \rho_l a\{P_S(\beta_a - 1)\beta_p + P_r\}\alpha_H$ $F_w = \{B_S(\beta_a - 1)\beta_p + B_r\}m_l\alpha_H$

p_w：動液圧、ρ_l：液密度、a：貯槽半径、β_a：加速度応答倍率、a_H：設計地表面加速度、F_{wr}：剛体圧分のベースシャー、B_r：無次元化したベースシャー係数、m_l：貯蔵液質量、P_r、P_S：剛体圧と連成圧の付加水質量、F_w：ベースシャー、β_p：刺激係数



高圧ガス保安法では、直径 20m 以下（H/D≦1.25）の比較的小型のタンクは KHKS で明示はされていないが Housner 理論 [1)]をベースとしており、それ以上の大型のタンクは適切な方法として、各社の開発した耐震構造計算プログラムで計算されており、計算方法は公開されていない。なお、小型タンクの Housner については、元々の Housner は地表面加速度を用いて動液圧を計算するが、KHKS では応答加速度を用いて動液圧を算定する。

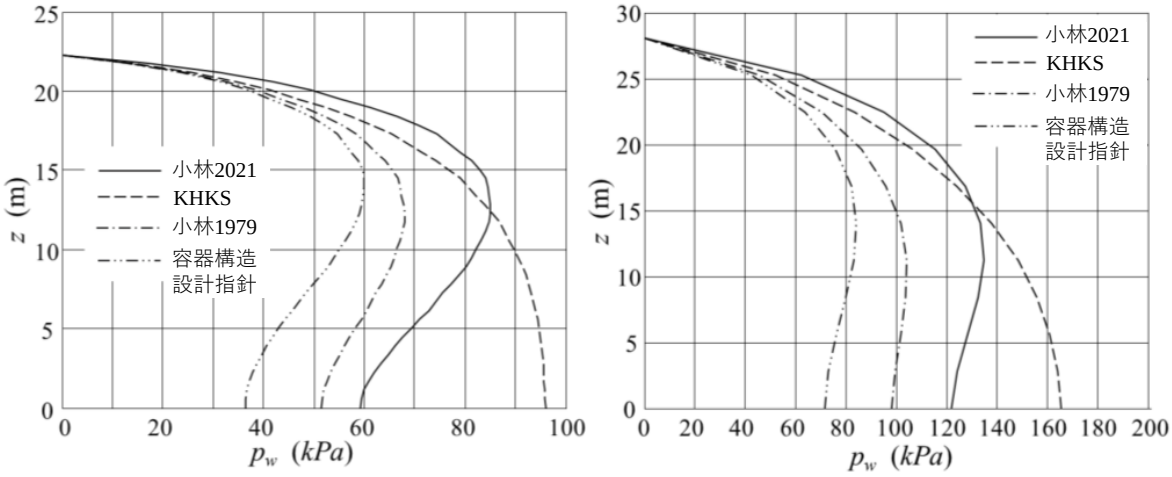
消防法の通達において、動液圧の上表の算定式が規定されている。ここで、Ph は動液圧、Ph0 は剛体移動による動液圧、Ph1 はタンクの弾性変形による動液圧であり、剛体移動文と弾性変形分の和として動液圧を求めている。なお、定式は FEM 解析のパラメトリックサーベイに基づく簡便式とされている。

ガス事業法では、適切な方法と規定し、Housner 理論や速度ポテンシャル理論、後述する提案式等の種々の算定式を例に挙げている。

1) G.W.Housner, Dynamic Pressure on Accelerated Fluid Containers Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.47, pp.15-35, 1957

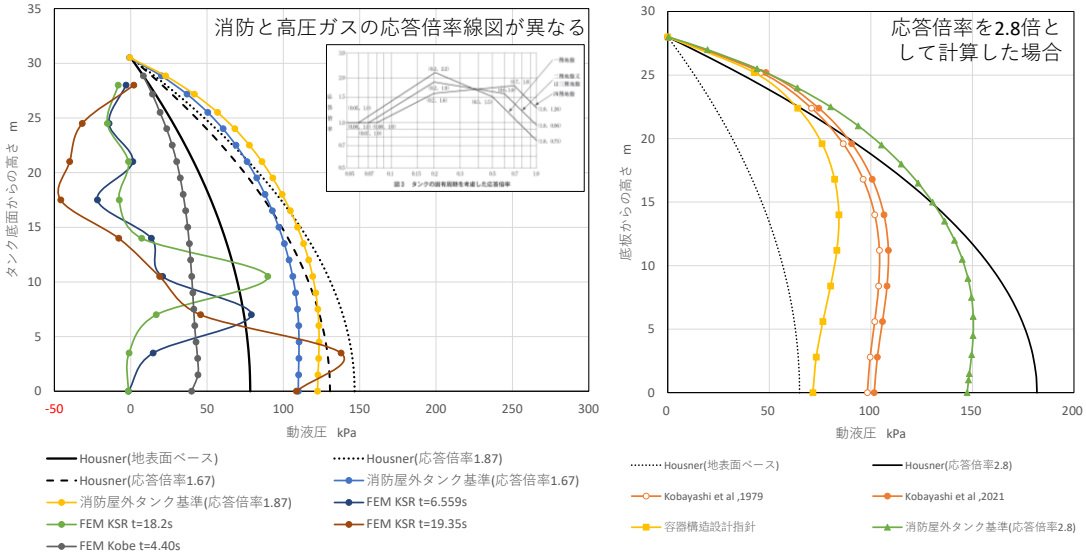
2.5.2 動液圧の算定の既存の提案式

2.5.1 の各分野で採用されている算定式のほかに、容器構造設計指針 [1)]、Veletsos[2)]、坂井・他(1975)[3)]、小林・他(1979)[4)]らの提案式、小林・他(2021)[5)]の提案式がある。各提案式、各基準の算定式による動液圧の算定結果を下図に示す。

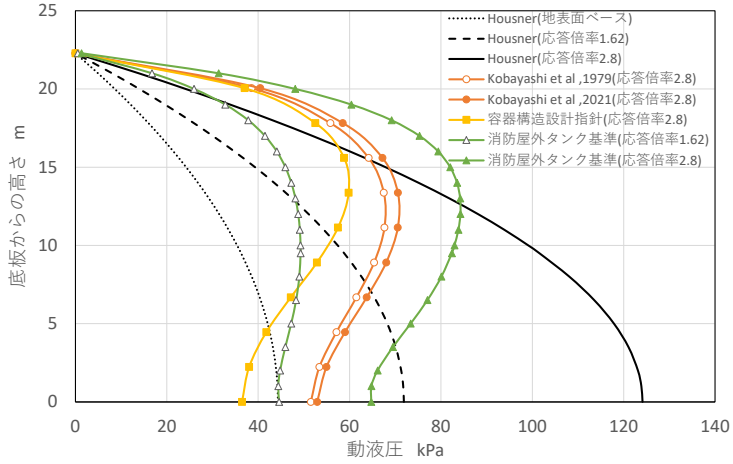


(a)直径 20m タンク　　(b)直径 50m タンク

図　各提案式における動液圧の比較



(a)直径 59m タンク　　(b)直径 56m タンク



(c)直径 20m タンク

図　各基準、各提案式、FEM における各タンクの動液圧の比較

1) 容器構造設計指針・同解説、建築学会、2010
2) A.S.Veletsos & J.Y.Yang, Dynamics of Fixed-Base Liquid-Storage Tanks, U.S-japan Seminar for Earthquake Engineering Research with Emphasis on Life Line System, Tokyo, pp.317-341, 1976.
3) 岡田統夫、坂井藤一、迫田治之、多田文三、有限要素法による大型液体タンクの地震応答解析（第 1 報）川崎重工技報、No.59、pp.69-74、1975.12 （続報）川崎重工技報、No.61、pp.120-125、1976.8
4) 浅井修、内藤潔、石田和雄、越智義夫、小林信之；固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計（第 1 報）圧力技術、Vol.17、No.13、pp.113-120、1979.3
5) 小林 信之、大野 卓志、平底円筒タンクに作用する地震時動液圧の評価、圧力技術、Vol.59、No.1、pp.15-23、2021

2.5.2 動液圧の算定方法の見直し(案)

各基準、各提案式の動液圧算定値は、地表面加速度ベースの Housner 理論より大きく（容器構造設計指針を除く)、応答加速度ベースの Housner 理論より概ね小さい（側板上部側は Housner 理論の動液圧は小さい)。

動液圧の算定式の構築根拠、これまでの実績を勘案すると

・消防法の算定式：実績多数
・Veletsos の提案式：構築理論は妥当
・小林（2021）らの提案式：構築理論は妥当（小林（1979）からの更新版と考えられるので 2021 を採用）
・容器構造設計指針：実績不明、構築理論は動液圧分布の導出過程が不明

であり、消防法の算定式、Veletsos の提案式、小林（2021）らの提案式はいずれも採用可能であると考えられる。

見直し案としては、直径 20m 以下のタンクについて動液圧の算定方法は「適切の方法による」とし、例として、上記算定式を記載することとする。

なお、現状、動液圧の算定方法としては以下のように側板の応力算定式に有効液重量として包含された形になっていることから、側板の応力算定式を修正する必要がある。

（参考） KHKS0861(2018)の側板の応力算定式（抜粋）

a) 側板に生じる応力

1)設計地震動による応力

$$\sigma_c = -\frac{P_0 D}{4t} + \frac{(1+K_{MV})(W_S' + W_r)}{\pi D t} + \frac{4M_1}{\pi D^2 t} \qquad \text{[式 16.1]}$$

この算式において σ_c、t、P_0、D、K_{MV}、W_S'、W_r 及び M_1 は、それぞれ次の値を表すものとする。

⋮

M_1　応力を算定する位置に生じるモーメントであって、次の算式により得られる値（単位　N・mm）

$$M_1 = K\left(1-\frac{h}{H_l}\right)^2\left(W_S H_S + W_r H_r + W_1 H_1\right) \qquad [式\ 16.2]$$

この算式において K、H_l、h、W_S、H_S、H_r、W_1 及び H_1 は、それぞれ次の値を表すものとする。

⋮

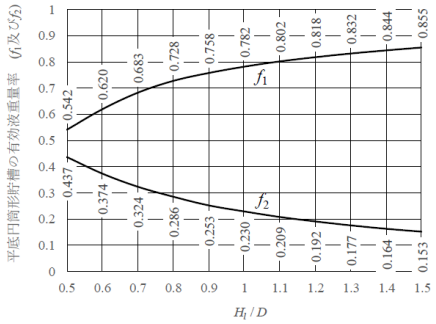
W_1　設計地震動に対する有効液重量であって、次の算式により得られる値（単位　N）

$$W_1 = f_1 W_l \qquad [式\ 16.3]$$

この算式において f_1 及び W_l は、それぞれ次の値を表すものとする。

f_1　H_l/D の値に応じ、次の図(a)により求められる有効液重量率

W_l　内容液の重量（単位　N）



図(a)

2.6　その他

その他、令和 3 年度課題として検討した内容は以下の通りであり、今後、必要に応じて検討を実施することが望ましいと考えられる。

・　静的震度法（修正震度法への一本化も含めて検討）

静的震度法は、剛体として取り扱えるような構造物について、2.0 もしくは高さに応じた応答倍率を簡易に設定し設計震度を計算する。応答スペクトルを用いないことから、地震や設備の周期特性を全く考慮しないことから、サイトスペシフィック地震動の概念とマッチしない。

固有周期の計算等が必要になるものの修正震度法への移行が比較的容易に可能であり、修正震度法に一本化することが望ましいと考えられる。

・　代替法（Ds の取り扱い）

代替法については、旧耐震告示にレベル 2 耐震性能評価が導入された際に暫定的に導入されたものと考えられる。レベル 2 耐震性能評価が導入され、20 年以上経過しており、3.5 節の許容塑性率法の見直しに併せて、許容塑性率評価法に一本化することが望ましいと考えられる。

・ 設計修正震度を算出後、当該震度で部品に係る崩壊・座屈が生じないことを確認することが必要。

現行の許容塑性率評価においては、圧縮をうける部材について 0 超の許容塑性率を設定している。圧縮部材については、塑性変形を生じる前に弾性座屈が生じる恐れがあることあることから、現行の許容塑性率の見直しまたはレベル 2 耐震性能評価にレベル 1 耐震性能評価と同様に座屈判定の追加が必要であると考えられる。

・ 構造系崩壊についての検証
  - 1/2 勾配法　$(\omega/\omega_e)^2=2$
  - 累積損傷係数 $W_p/W_e=3$ として $(\omega/\omega_e)^2=2.5$
  - 代表変位＜全高/100、又は、頂部の揺れ＜全高/50

現行基準においては、一部を除き崩壊については安全側で許容値を設定していると考えられ、構造系の崩壊については詳細な検証がなされていない。

耐震告示が性能規定化され、レベル 2 耐震性能として気密性を保持する性能要求となったことを踏まえ、構造系の崩壊については、今後、実験や解析等による詳細な検討を実施した上での議論が必要であると考えられる。

・ エネルギー吸収をおこなう部材や機構（制振装置）などの基準採用

これまでの検討結果と今後の更なる検討を踏まえ、免震、制振に関する規定を現行基準に取り込むことが望ましい。

・ 基礎地盤の連成効果の規定化（地盤増幅係数の見直し）
  - •上部構造と基礎との連成系：SR モデル
    計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定
  - •地盤：1 次元成層地盤、重複反射理論など基準らしく
    計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定
  - •地表と整合する基盤の地震動：応答スペクトル又はフーリエスペクトル

これまでの検討結果と今後の更なる検討を踏まえ、基礎地盤の連成効果の規定を現行基準に取り込むことが望ましい。

3. まとめ

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法（応力解析、ノズル部評価、接合部評価、許容塑性率評価、平底円筒形貯槽）について、令和 4 年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行った結果は以下の通り。

3.1 応力解析

「圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。」について、クライテリアの検討を行い、以下の決定方針を取りまとめた。

各設備のプッシュオーバーFEM 解析において、荷重－変位関係における塑性ひずみ（0、2、5%等）の発生タイミングを整理。（なお、FEM 解析では破断は判定不可能）

- 主部材の全断面降伏（塑性化）または座屈が構造全体系の崩壊に相関があると予想される。
- 接合部等の局所塑性ひずみの大きさと全体系の崩壊に相関があるかは不明であり、定量的に塑性ひずみをクライテリアに用いるのは困難。
- 接合部の全断面降伏（塑性化）は接合部での破壊が予想される。

[構造不連続部以外]

(耐圧部材)

JISB8266 附属書 8 に従い評価したうえで、シェークダウンが成立すること及び局部崩壊しないこと（部分的であっても全断面降伏は許容しない）を確認すること。

(支持構造部材)

構造全体系が崩壊荷重未満であることを確認すること。また、各部材の塑性率が KHK S0862(2018)で規定する許容塑性率を超えないこと確認するか、もしくは、各々の部材ごとが崩壊荷重未満であることを確認すること。

[構造不連続部（接合部等）]

(耐圧部材)

JISB8266 附属書 8 に従い評価したうえで、耐圧部材の構造不連続部が局部崩壊しないこと（部分的であっても全断面降伏は許容しない）を確認すること。

(支持構造部材)

支持構造部材の構造不連続部が局部崩壊しないこと（構成する各部材の全断面降伏は許容しない)。ただし、接合部に適切な補強をする場合（例えば、「鋼構造設計指針」（建築学会）等の構造仕様に従う場合）にあっては、構造不連続部（接合部等）の評価を省略してよい。

大型の平底円筒形貯槽の応力解析として、一般に通常行われる FEM 解析結果に対して、応力解析規定案及び 2.1.1 項で検討した塑性ひずみのクライテリアの適用した結果、規定案の適用性は概ね問題はないと考えられるものの、以下の課題が挙げられる。

- 平底円筒形貯槽は通常状態で側板下部の応力レベルが高く、地震時の応力を弾性範囲内に収めることは容易ではないと予想される。
- 圧力容器本体に塑性変形が生じる場合の圧力容器本体に対して適切な評価については全断面降伏が生じていないかの確認が必要となるが、シェル要素でモデル化した解析では評価が難しい。

・　令和 4 年度研究で実施した 9 設備の適用性検討結果も考慮すると、構造不連続部に塑性変形が生じる場合の適切な評価についても、全断面降伏が生じていないかの確認が必要となり、シェル要素モデルした解析では評価が難しい。
・　全断面降伏の確認はソリッド要素でモデル化した FEM 解析結果により、比較的簡単に確認可能であるものの、計算コストがかかる。もしくは、弾性解析により板厚方向の応力分布を求め、内面または外面の応力値から全断面降伏を評価する。現実的な計算コストで可能な方法について検討が必要である。

3.2　ノズル部評価

今後の配管系の耐震対象の見直し検討の方向性を議論した。得られた現時点での方針は以下の通り。

・　ノズル部が塑性変形（局部崩壊）するかどうかというのが本質的な問題であり、重要度の見直しについては将来的な課題とし、信頼性設計法の導入等の設計体系の見直し時に検討する。
・　配管系の耐震設計の考え方について、現行の基準とは別の切り口で機械学会のＷＧにおいて検討されている。今後、必要に応じて現行基準の見直し検討を行う必要がある。
・　塔槽類のノズルについては、これまでノズルに接続する配管が耐震設計構造物である場合（外径 45mm 以上の高圧ガス配管）に配管系として耐震性能評価が要求されている。塔槽類のノズルを塔槽類として耐震性能評価を要求する場合、ノズルに接続する配管の仕様に関わらず、ノズル部を評価することとする。

3.3　接合部評価

基礎とアンカーボルトの接合部の規定の見直しのため、高圧ガスの現行基準の規定を整理し、他基準の規定を調査した上で、現行基準の見直し案を作成した。現行基準の見直しの方針と概要は以下の通り。

（見直しの方針）

・　ボルトの本体強度とコンクリートの付着力、コーン状破壊の強度のバランスを考慮した上で、レベル 2 評価におけるコンクリートの付着力、コーン状破壊の規定を拡充する必要がある。
・　現行基準でも引用している「各種合成構造設計指針」の 2023 年版を参考に、現行規定の見直す方針とした。
・　ボルト締結部のコンクリートについては、レベル 1 及びレベル 2 とも各種合成構造設計指針に準じた評価とする。
・　レベル 2 評価においては、アンカーボルトの降伏を保証する設計を要求することとし、アンカーロッド（ボルト）の材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割り増し係数（各種合成構造設計指針では 1.25 倍以上）は現状の KHKS0862 で規定する許容塑性率に応じた倍率以上とする）とする。

・　アンカーボルト本体の評価は KHKS0861 及び KHKS0862 による。
・　後付けアンカーについても各種合成構造設計指針に準じて規定を追加し選択可とする。
・　アンカーボルトの材質は塑性変形能力の評価は塑性変形能力が高い SNR 材が望ましい。

（見直し案の概要）

・　現行のレベル 1 評価基準の KHKS 0861(2018)は「各種合成構造設計指針」に準じる旨規定を追加。
・　現行のレベル 2 評価基準の KHKS 0861(2018)は詳細規定を設けていないことから原稿のままする。（KHKS の解説・評価例である KHKTD に「各種合成構造設計指針」に準じる旨、アンカーボルトの材質は SNR 材が望ましい旨を記載しする。）

なお、上記規定の見直しに合わせて、今後、レベル 1 評価及びレベル 2 評価の解説、評価例を作成する必要がある。また、各規則の例示基準における「高圧ガス設備等の基礎」の規定は見直される必要がある。

3.4　許容塑性率評価

スカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース式）についてプッシュオーバー解析プログラムの構築を行った（構築したプログラムは付録Ⅳ－3 及び付録Ⅳ－4 を参照）。

今後、FEM 解析結果等との比較を行い、有効性を検証する必要がある。

3.5　平底円筒形貯槽

令和3、4年度調査研究で実施した流体―構造連成の時刻例応答解析で得られた動液圧の結果を踏まえ、他基準や文献で提案されている動液圧の算定方法を調査し、各種算定式による動液圧の算定結果を比較した。消防法の算定式、Veletsos、小林らの提案式による動液圧算定値は、地表面加速度ベースのHousner理論より大きく、応答加速度ベースのHousner理論より概ね小さい値となり、算定式の構築根拠、これまでの実績を勘案するといずれも採用可能であると考えられた。

よって、動液圧の算定方法の見直し案は、直径20m以下のタンクについて動液圧の算定方法は「適切の方法による」とし、例として、上記算定式を記載することとした。ただし、現行基準では、動液圧の算定方法は側板の応力算定式に有効液重量に包含された形になっていることから、側板の応力算定式を修正する必要がある。

また、平底円筒形貯槽のレベル2耐震性能評価法にあたっては、今後、以下の見直しが課題である。

・　内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価
・　ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
・　応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべり発生の有無

・　タンク内部配管の評価（特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管）
・　スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

付録Ⅳ―１　平底円筒形貯槽の FEM 解析

1. 解析内容

平底円筒形貯槽の 3 次元静的大変形弾塑性 FEM 解析を実施し、タンクの応力分布、座屈耐力を計算した。また、設計震度に対する安全率を評価した。

本解析で作成した解析モデルデータは、Abaqus2021 インプットデータ形式である。

1）解析モデル

Fig.1-1 に全体解析モデル図を示す。タンク本体はシェル要素でモデル化し、タンク直径（内径）59m、側面部高さ 30.85m、全高 42.73m のサイズとなっている。また、各層には異なる板厚を定義している。

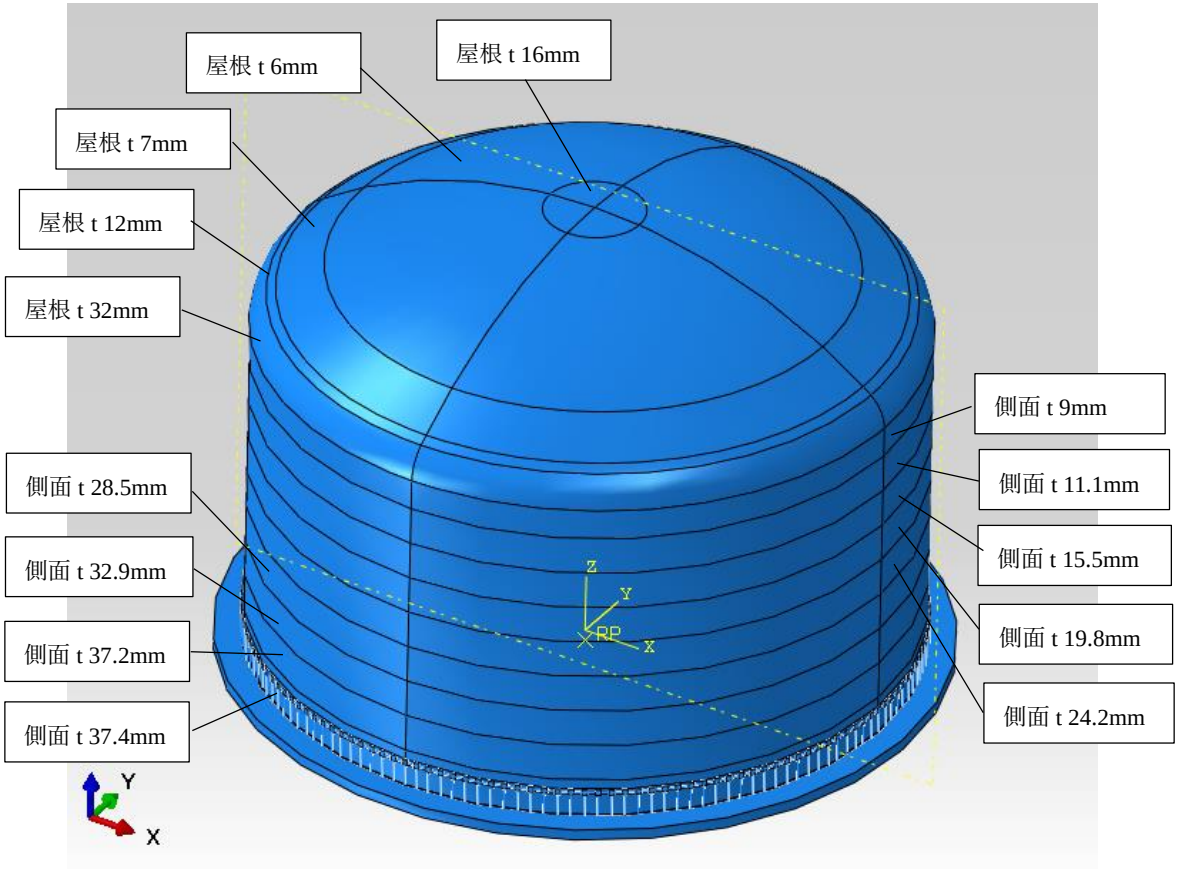


Fig.1-1 全体解析モデル図

Fig.1-2 にタンク底面部のモデル図を示す。タンク底面は t 6mm、底面外周には内幅 1500mm+外フランジ幅 100mm、t 23mm のアニュラー板を付けている。

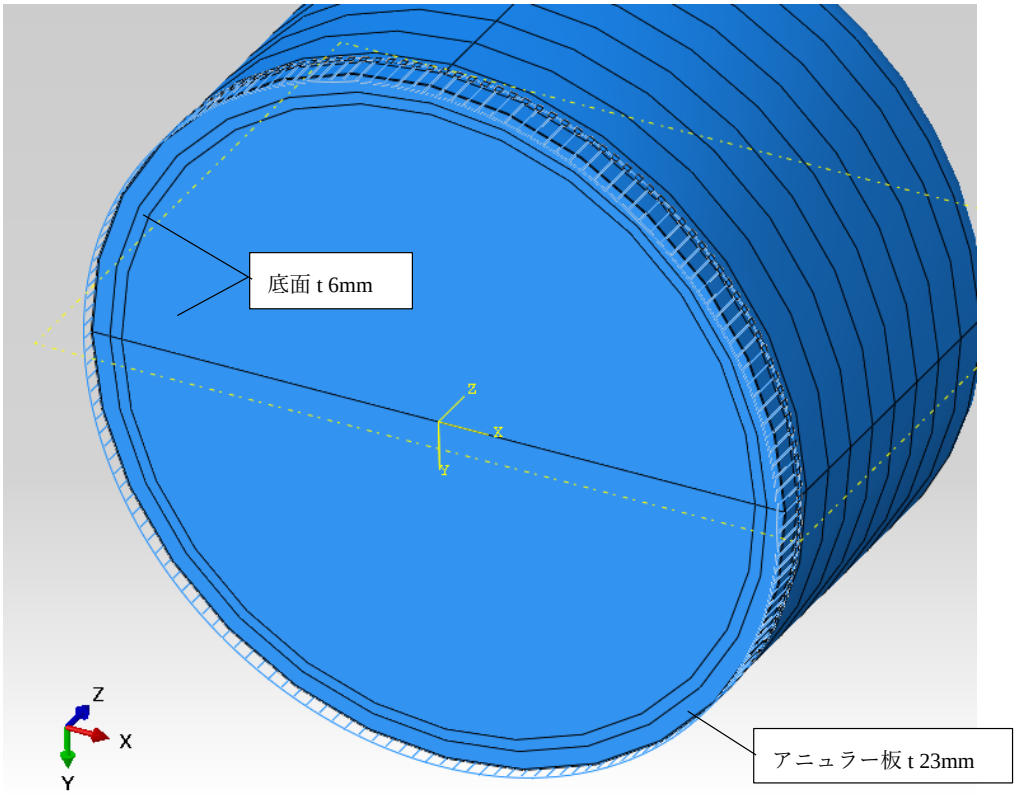


Fig.1-2 タンク底面部解析モデル図

Fig.1-3 にアンカー部のモデル図を示す。アンカープレートはシェル要素、幅 480mm、高さ 550mm、t 32mm でタンク側面外側に付いているものとする。また、アンカーストラップはトラス要素で幅 200mm、t 18mm の断面積を与え、アンカープレートの中央位置で付いているものとする。トラス要素は、引張のみ効く（圧縮なし）非線形トラス要素としている。このアンカープレートとアンカーストラップを等間隔で、160 カ所/全周配置している。

また、タンク底面、及び、アニュラー板は、モデル上作成した地盤面（剛体パーツ）との接触（摩擦係数 0.1）を定義している。

また、Fgi.1-4 に FEM モデル全体メッシュ図、Fgi.1-5 にアンカー部メッシュ図を示す。

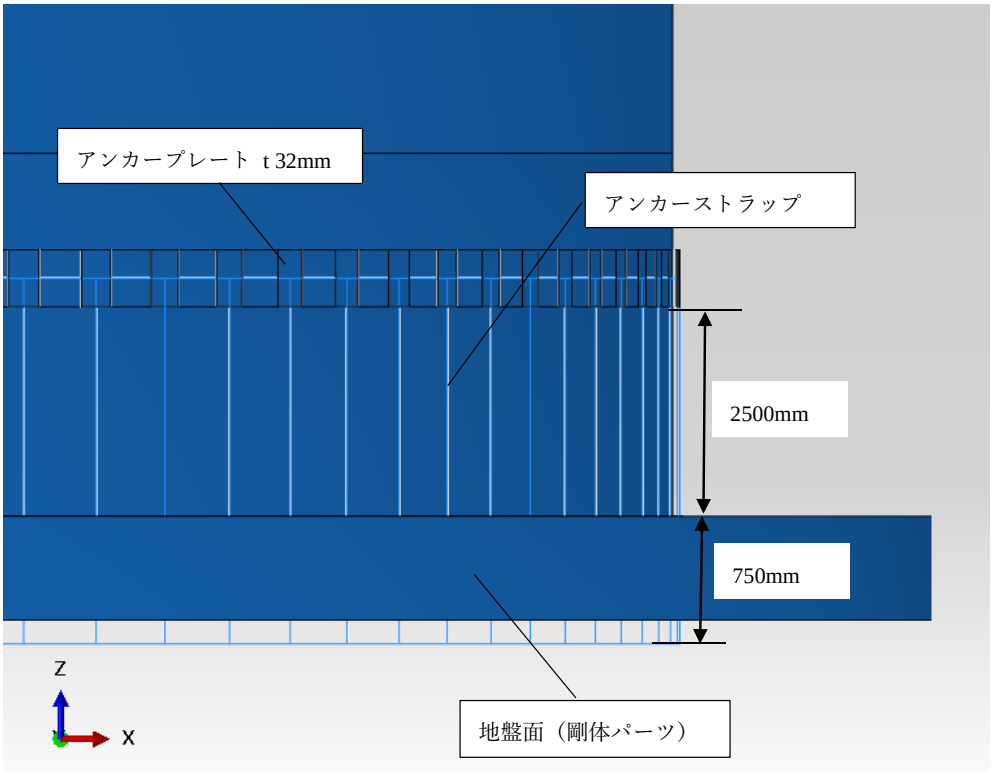
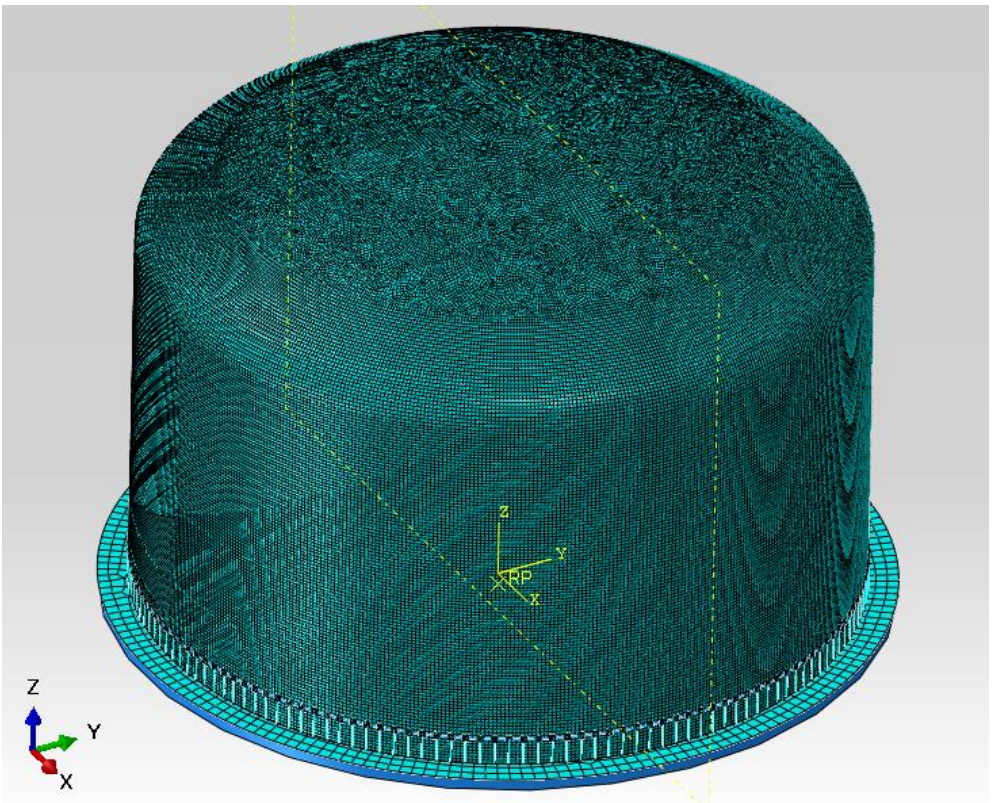
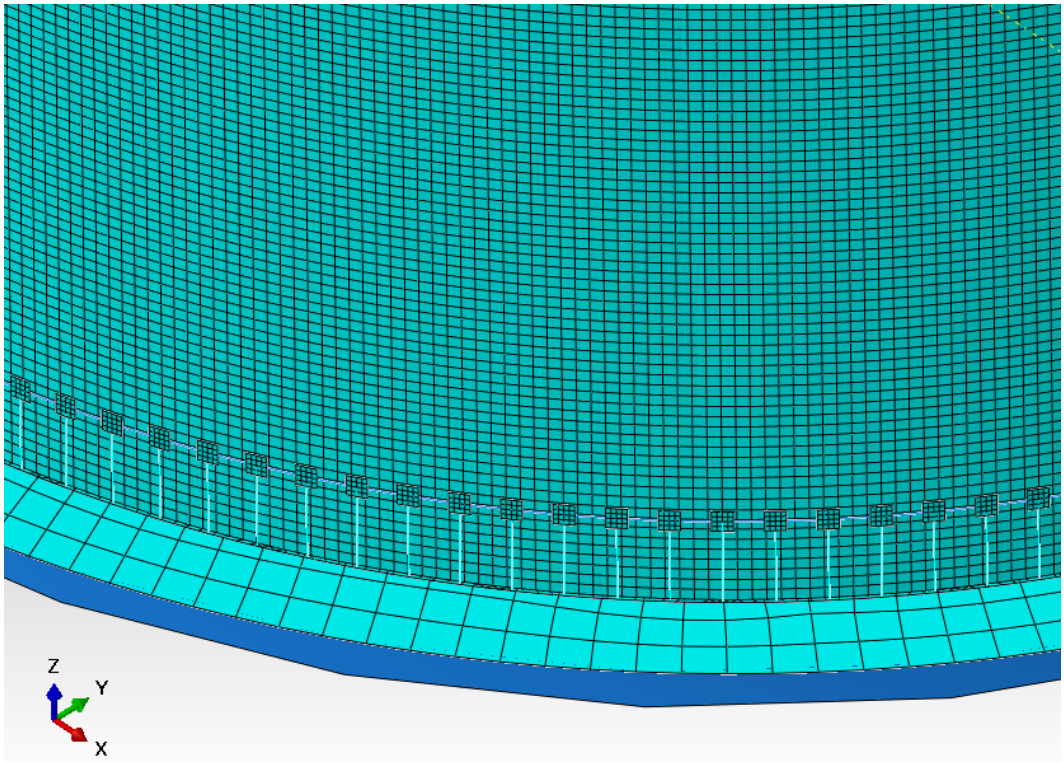


Fig.1-3 アンカー部解析モデル図



Fgi.1-4　FEM 全体メッシュ図



Fgi.1-5　FEM アンカー部メッシュ図

2.　材料物性

部材物性値は、SLA325（ヤング率 2.06×10^5 MPa、ポアソン比 0.3、密度 7800kg/m^3）とし、応力ひずみ線図は、Ramberg-Osgood の関係式（Fig.2-1）を使用した。入力データは真応力-真ひずみ値（Fig.2-2）で定義した。降伏点は 325MP となっている。

その他重量分については、タンク屋根部分（体積 38.193m^3）については、屋根材、ナックルプレート、保冷剤等を含めて総重量が 630ton となるように付加質量（332.1ton）を定義している。また、タンク側面についても保冷剤重量 145ton を付加マスとして分布させている。

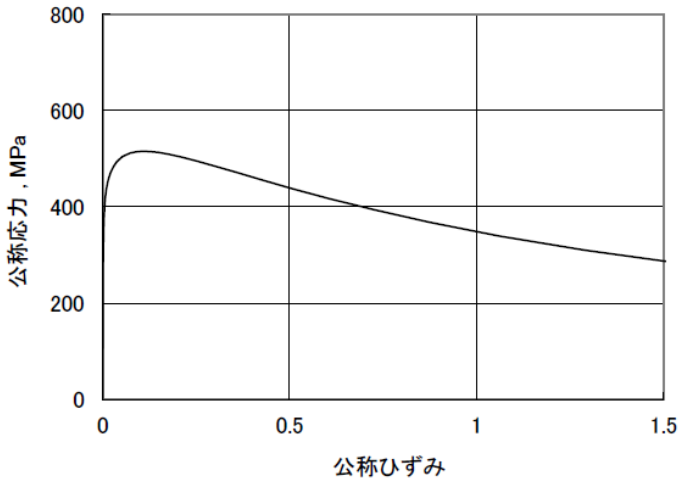


Fig.2-1　SLA325 材　公称応力-公称ひずみ線図（Ramberg-Osgood 関係式）

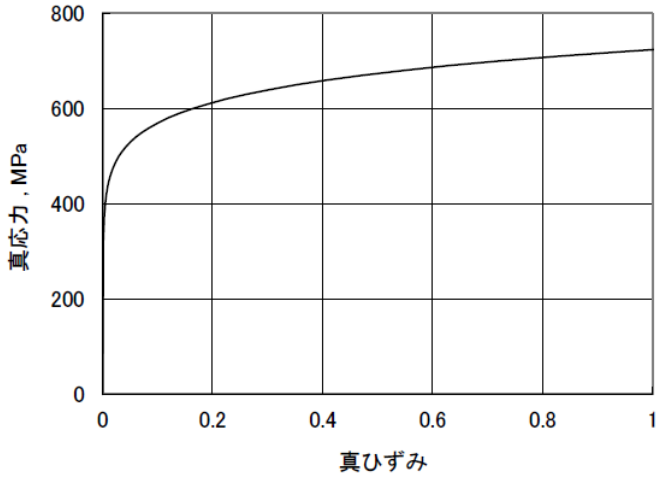


Fig.2-2　SLA325 材、真応力-真ひずみ線図

3.　荷重条件、境界条件

運転条件の荷重として、解析 Step1 で内圧（0.015MPa）、静液圧、及び、鉛直方向自重荷重を定義する。その後、運転条件の荷重をかけたまま、解析 Step2 で地震荷重を作用させる。タンク内の動液圧による水平方向地震力は、JEAC 3605-2009（電気技術規定火力編 火力発電所の耐震設計規定）による算出式を用いた。

また、拘束は、タンク底面の t 6mm の面を固定とする。

・静液圧分布

静液圧は、0.1779MPa（貯槽する危険物の密度 588kg/m^3×最大液面高さ 30.85×重力加速度 9.807）を Fig.3-1 の様に分布させる。

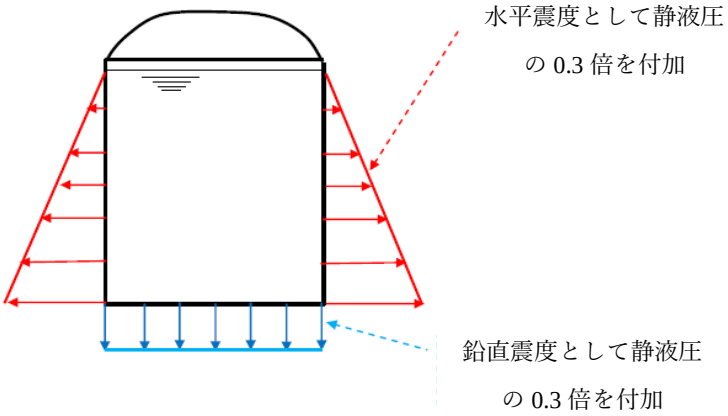


Fig.3-1　静液圧分布

・動液圧分布

JEAC 3605-2009（電気技術規定火力編 火力発電所の耐震設計規定）による算出式により求めた高さ Z 方向の動液圧分布を、Fig.3-2 様にタンク側面に定義する。Y 方向の分布は Fig.3-3 の様に COS 分布で与える。タンク底面については、線形分布として定義している。

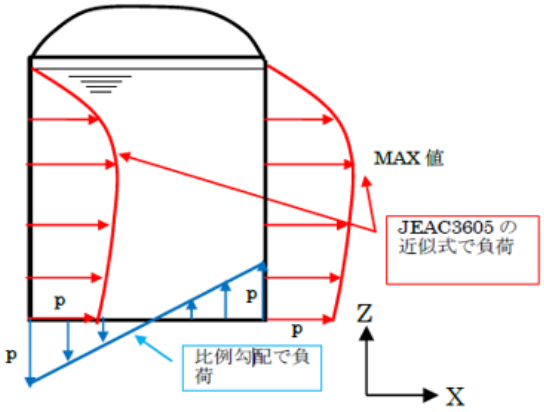


Fig.3-2　動液圧分布（側面、底面）

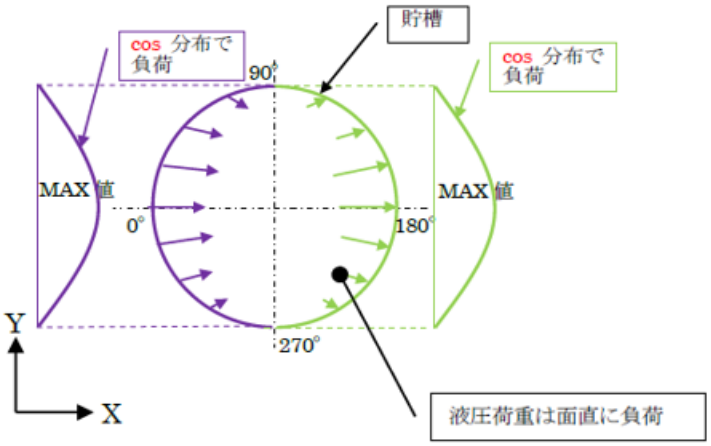


Fig.3-3　動液圧分布（側面円周方向）

動液圧は、設計水平地震震度 K_{MH}=0.395 とし、その時の最大値は 0.04873MPa（タンク底面で 0.04841MPa）となっている。また、動液圧付加分として、Fig.3-1 に示すように静水圧分布の 0.3 倍を増分的に付加する。Step2 として、動液圧荷重を比例増分で荷重増分解析（Riks 弧長法）を行う。

JEAC 3605-2009（電気技術規定火力編 火力発電所の耐震設計規定）による算出式を Fig.3-4 に示す。

タンク内の動液圧による水平方向地震力

水平方向地震動による側板部に作用する動液圧 Ph は、

Ph = Ph0 + Ph1　　(2)

$$Ph_0 = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{0i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\frac{K_{MH}}{\beta_5}(MPa)$$

$$Ph_1 = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{1i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\left(1-\frac{1}{\beta_5}\right)K_{MH}(MPa)$$

ρ (=0.588)	：貯槽する危険物の比重
H(=22.282)	：最高液面高さ(m)
Z	：底部からの高さ(m)
K_{MH}	：設計水平震度
β_5(=1.78)	：屋外貯槽タンクの固有周期を考慮した応答倍率
C_{0i}、C_{1i}	：H/Dに応じた係数

*出典：JEAC3605-2009(火力発電所の耐震設計規定)

Fig.3-4　JEAC 3605-2009（電気技術規定火力編 火力発電所の耐震設計規定）

係数 C は、昭和 58 年消防危険第 44 号の施工通知より参照した。Fig.3-5 に使用した係数表を示す。

C_{0i} / H/D	C_{00}	C_{01}	C_{02}	C_{03}	C_{04}	C_{05}
0.15	0.811	−0.130	0.688	−4.21	5.70	−2.85
0.20	0.824	−0.132	0.688	−4.24	5.71	−2.85
0.30	0.826	−0.133	0.703	−4.26	5.74	−2.87
0.40	0.794	−0.129	0.706	−4.11	5.54	−2.79
0.50	0.724	−0.132	0.811	−4.22	5.65	−2.85
0.60	0.684	−0.133	0.892	−4.23	5.65	−2.86
0.70	0.626	−0.131	0.952	−4.21	5.62	−2.86
0.80	0.572	−0.132	1.03	−4.24	5.66	−2.88
1.00	0.481	−0.133	1.13	−4.26	5.73	−2.94
1.20	0.410	−0.134	1.20	−4.33	5.87	−3.02
1.40	0.356	−0.136	1.26	−4.42	6.06	−3.12
1.60	0.313	−0.140	1.32	−4.56	6.30	−3.23
1.80	0.279	−0.144	1.37	−4.71	6.54	−3.34
2.00	0.252	−0.148	1.43	−4.87	6.79	−3.45

C_{1i} / H/D	C_{10}	C_{11}	C_{12}	C_{13}	C_{14}	C_{15}
0.15	0.807	0.234	−1.45	0.547	−0.197	0.0626
0.20	0.813	0.267	−1.48	0.588	−0.217	0.0287
0.30	0.792	0.277	−1.15	−0.0335	0.418	−0.305
0.40	0.731	0.241	−0.472	−1.30	1.70	−0.900
0.50	0.644	0.193	0.265	−2.62	3.05	−1.52
0.60	0.551	0.133	1.01	−3.98	4.47	−2.17
0.70	0.462	0.0810	1.61	−5.06	5.63	−2.72
0.80	0.385	0.0377	2.08	−5.92	6.62	−3.19
1.00	0.267	−0.0301	2.67	−7.05	8.05	−3.90
1.20	0.188	−0.0772	2.97	−7.72	9.09	−4.44
1.40	0.136	−0.112	3.12	−8.18	9.92	−4.88
1.60	0.100	−0.139	3.19	−8.50	10.6	−5.24
1.80	0.0753	−0.162	3.23	−8.79	11.2	−5.55
2.00	0.0580	−0.184	3.27	−9.09	11.8	−5.83

Fig.3-5　昭和 58 年消防危険第 44 号の施工通知より抜粋

本条件で計算した動液圧分布を Fig.3-6 に示す。

貯槽する危険物の比重 ρ	0.588
最高液面高さ H (m)	30.85
設計水平震度 K_{MH}	0.395
応答倍率 β	1.78
H/D=0.5	0.508

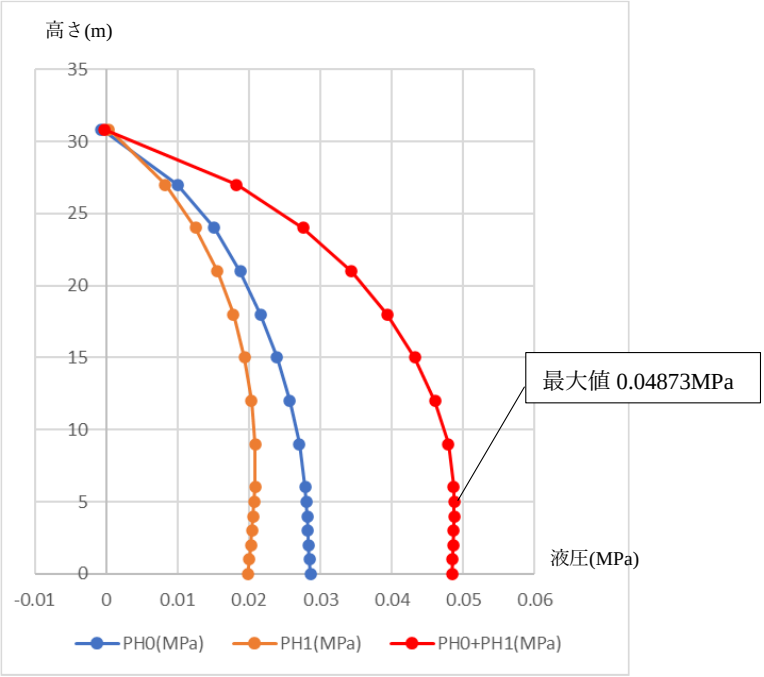


Fig.3-6 高さ方向の動液圧分布

4. 解析結果

Fig.4-1 に運転状態(静液圧荷重時)のタンクの変位分布図、及び、応力分布図を示す。弾性範囲内の応答となっている。

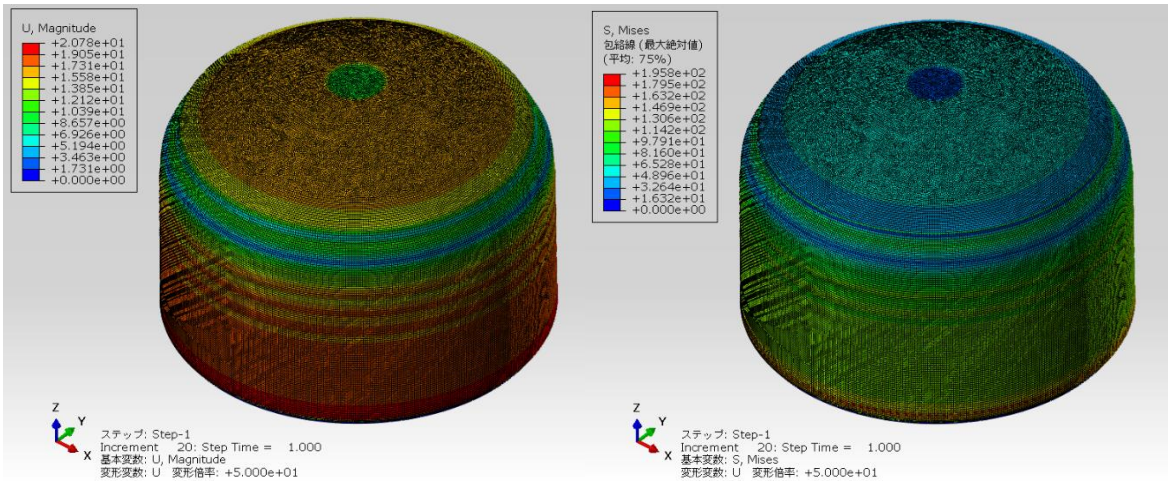


Fig.4-1 運転状態(静液圧荷重時)の変形図、及び、応力分布図
(最大変位量 20.78mm、最大応力値 195.8MPa) 変形スケール 50 倍

Fig.4-2 に設計水平震度(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 1.0 倍)の変位分布図、及び、応力分布図を示す。弾性範囲内の応答となっている。

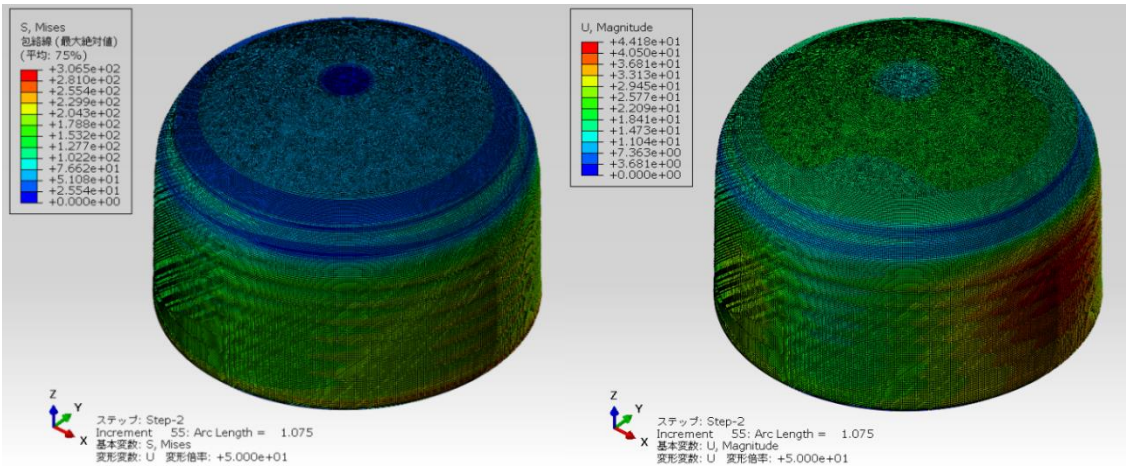


Fig.4-2 設計水平震度(静液圧＋動液圧荷重時)の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 44.18mm、最大応力値 306.5MPa）変形スケール 50 倍

Fig.4-3 に限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 2.618 倍)の変位分布図、及び、応力分布図を示す。正圧を受ける側で、タンク側面、および、下部で塑性域に入っている。

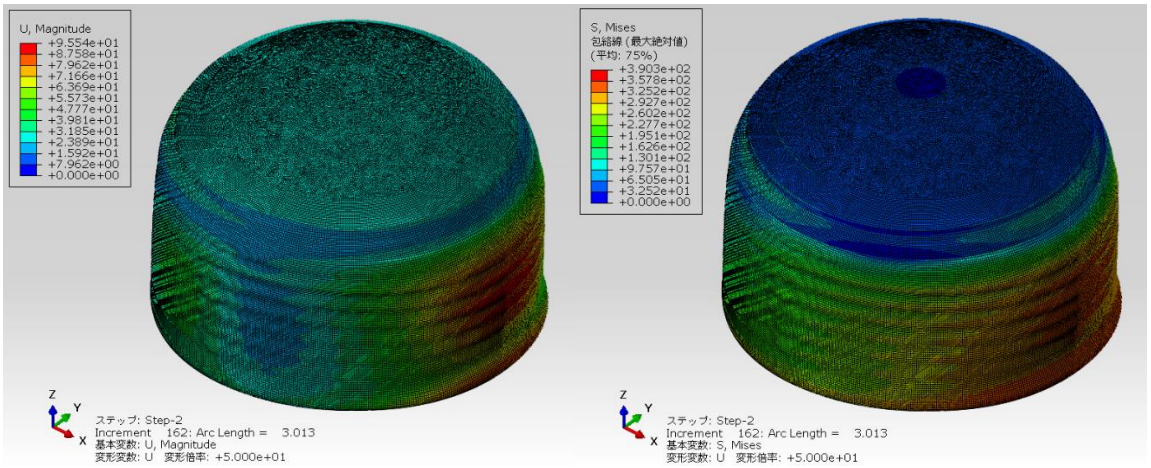


Fig.4-3 限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時)の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 95.54mm、最大応力値 390.3MPa）変形スケール 50 倍

Fig.4-4 に限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 2.618 倍)の水平変位分布図、及び、鉛直変位分布図を示す。正圧を受ける側で、タンク側面の波打ち、および、下部での象足変形が出ている。

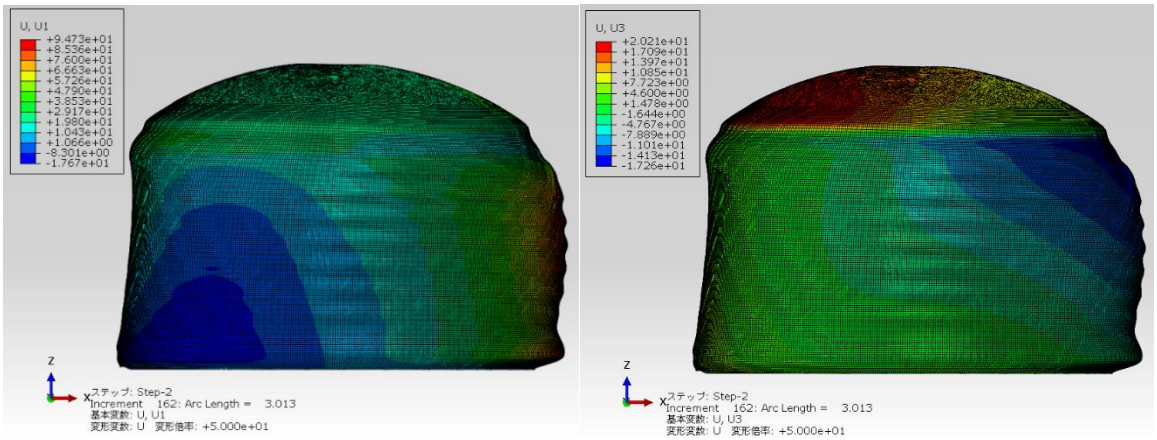


Fig.4-4 限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時)の水平変形図、及び、鉛直変位分布図
（最大水平変位量-17.67~94.73mm、最大鉛直変位-17.26~20.21mm）変形スケール 50 倍

Fig.4-5 に限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 2.618 倍)のタンク底部の鉛直変位分布図を示す。引張側での浮き上がり、および、圧縮側でも象足に変形することにより側面内側で浮き上がりが生じている。

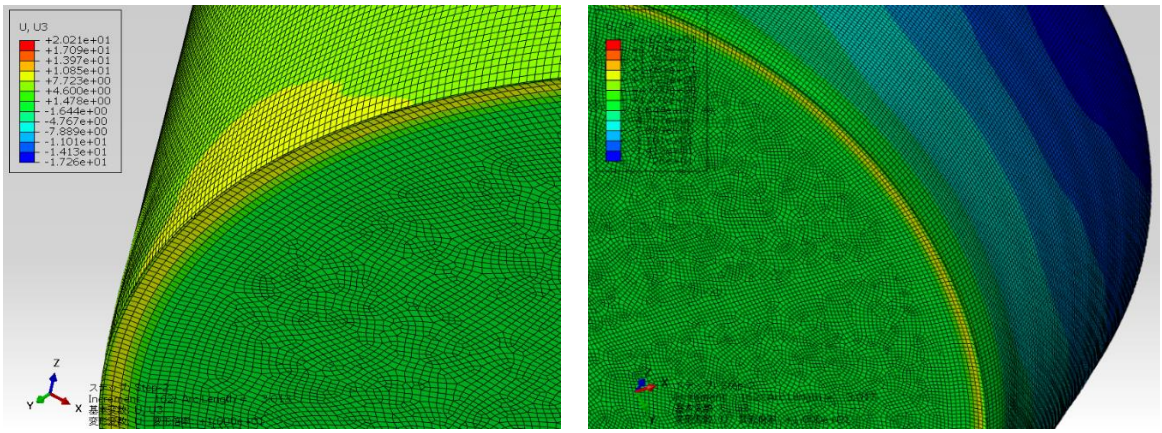


Fig.4-5 限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時)の水平変形図、及び、鉛直変位分布図
（左下端 浮き上がり量 8.57mm、右下端 浮き上がり量 9.73mm）
変形スケール 10 倍

Fig.4-6 に限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 2.618 倍)のタンク底部の相当塑性ひずみ分布図を示す。弾性域を超える領域に塑性ひずみが生じている。

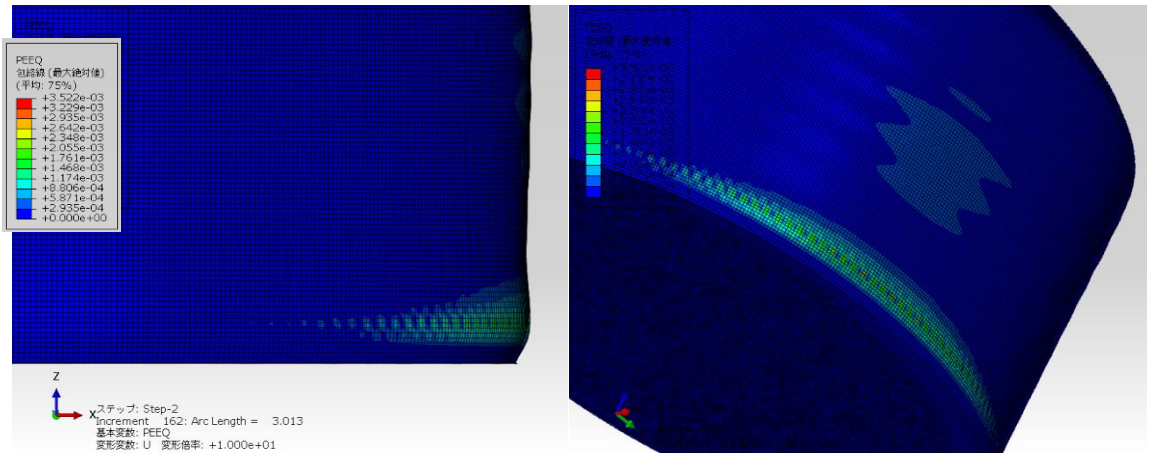


Fig.4-6 限界時水平震度(静液圧＋動液圧荷重時)の相当塑性ひずみ分布図
（最大値 3.522×10^{-3}） 変形スケール 10 倍

Fig.4-7 に設計水平震度時と限界時水平震度のアンカーストラップの軸応力分布図を示す。引張のみに効く部材のため、浮き上がり側のストラップに引張軸応力が生じている。設計震度時では弾性域だが、限界時水平震度ではアンカーストラップも弾性域を超えている。

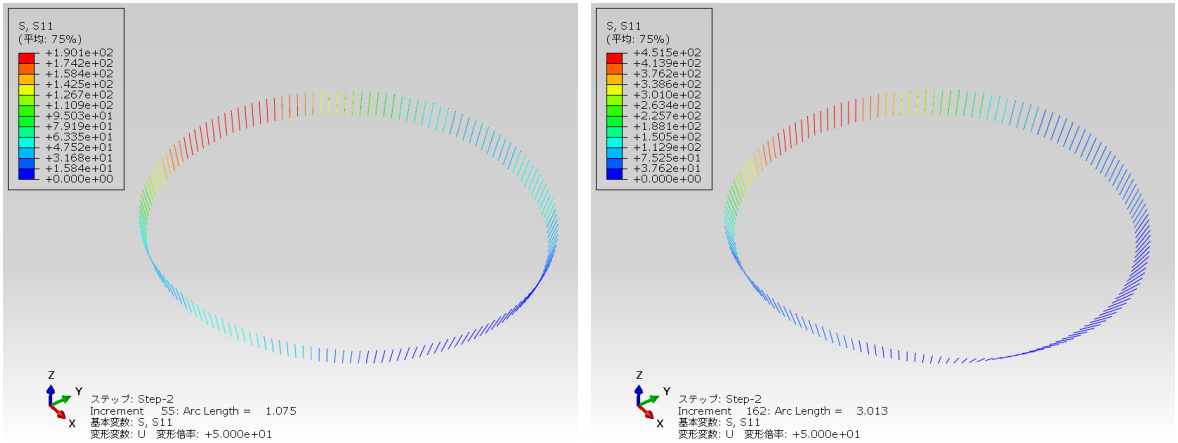


Fig.4-7 設計震度時、及び、限界時水平震度の軸方向応力分布図
（最大値 設計震度時 190.1MPa、限界震度時 451.5MPa） 変形スケール 50 倍

アンカーストラップが弾性域を超えるステップを調べると、K_{MH} の 1.868 倍の荷重レベルとなっている。この時、タンク本体も弾性域を超えている。Fig.4-8 に荷重倍率 1.868 時のアンカーストラップの軸方向応力分布図、および、タンクの応力分布図を示す。

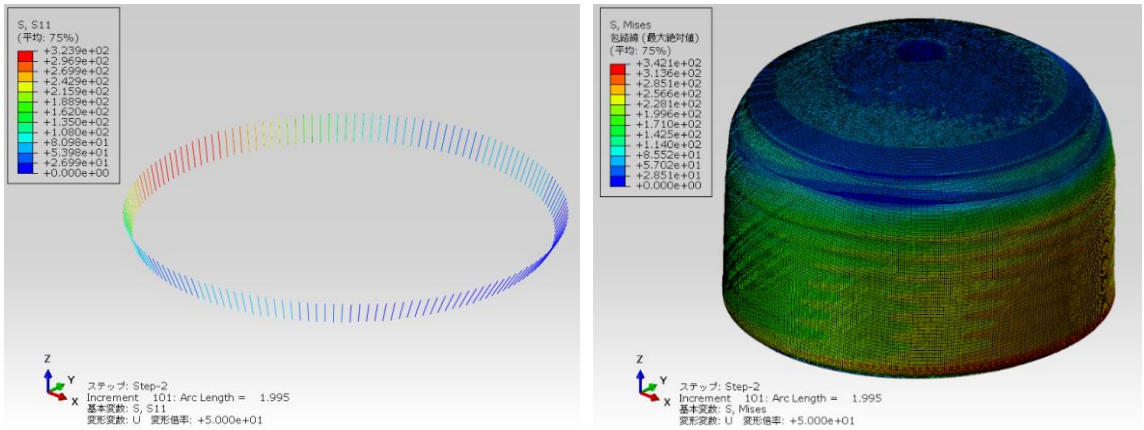


Fig.4-8 ストラップ軸方向応力分布図、及び、タンク応力分布図（荷重倍率 1.868 時）
（ストラップ軸応力 324MPa、タンク応力 342MPa） 変形スケール 50 倍

Fig.4-9 水平方向地震力（水平方向反力）の推移グラフを示す。ArcLength3.01（荷重係数では 2.618 倍)、最大反力値 2.255×10^{8} N レベルで荷重が上げられない状況を示している。

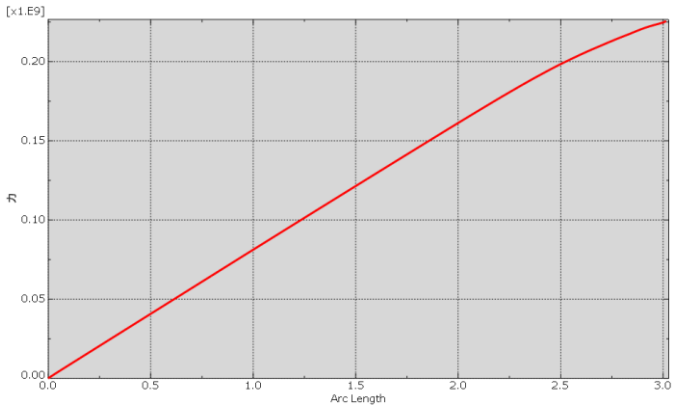


Fig.4-9 水平方向地震力 最大耐力 2.255×10^{8} N（荷重係数 2.618 倍）

Fig.4-10 に水平変位出力位置を示す。

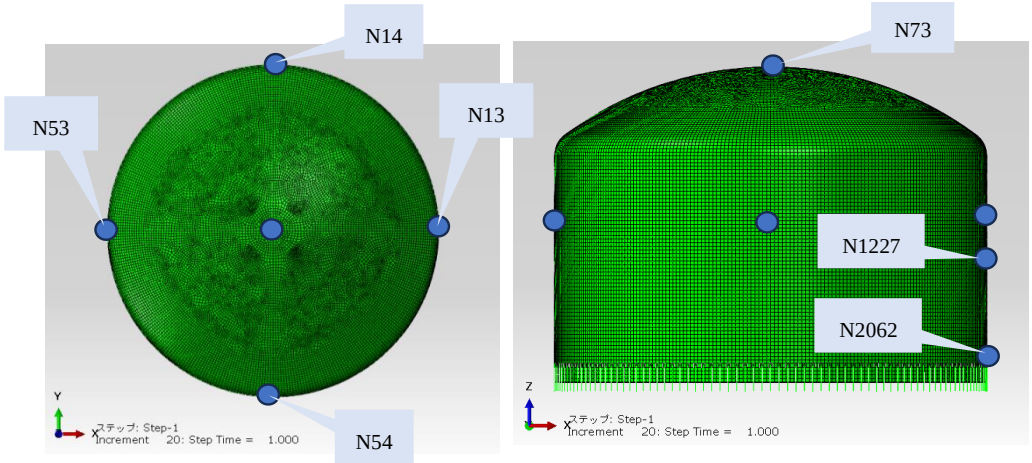


Fig.4-9 水平変位出力位置

Fig.4-11~Fig.4-17 に各点の水平変位と水平地震力グラフを示す。

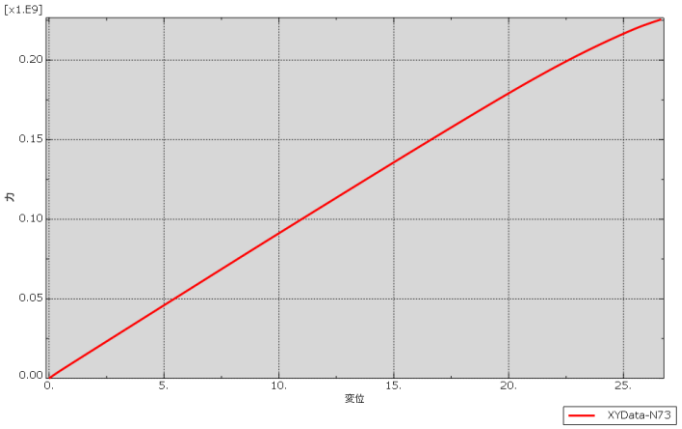


Fig.4-11　N73 水平変位 vs 水平地震力（N73 最大変位 26.62mm）

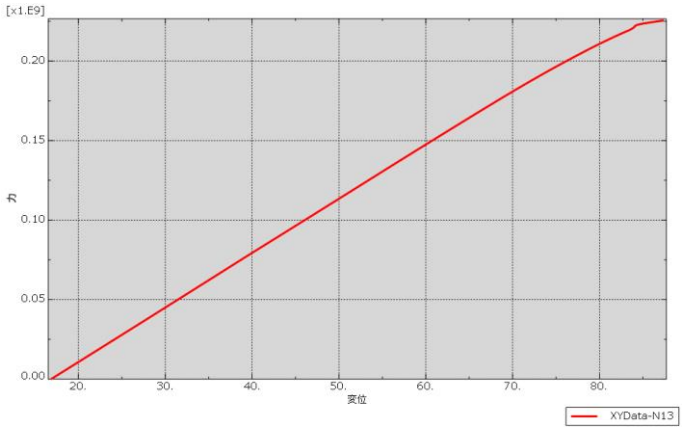


Fig.4-12　N13 水平変位 vs 水平地震力（N13 最大変位 87.37mm）

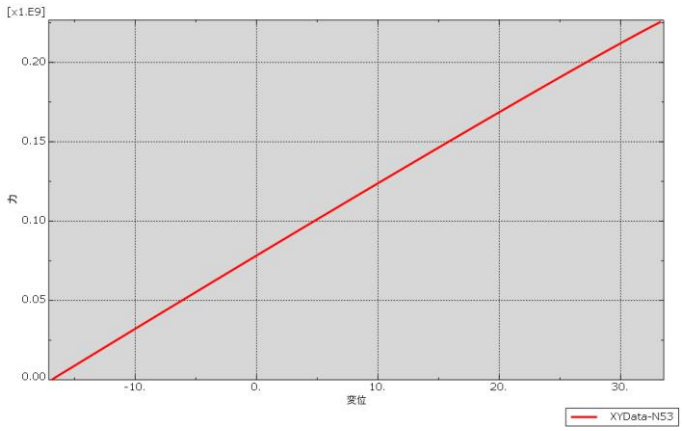


Fig.4-13　N53 水平変位 vs 水平地震力（N53 最大変位 33.31mm）

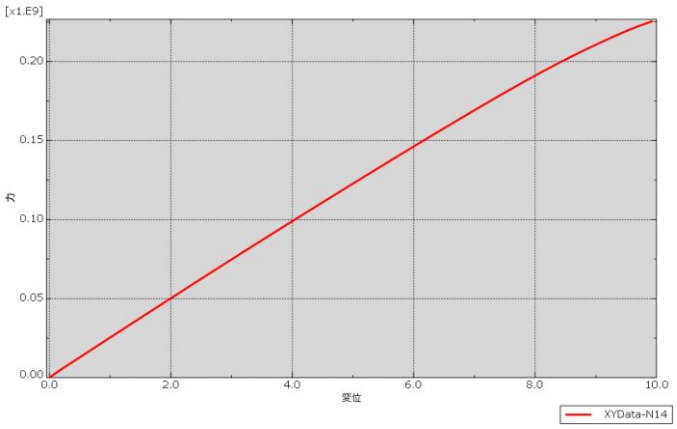


Fig.4-14　N14 水平変位 vs 水平地震力（N14 最大変位 9.93mm）

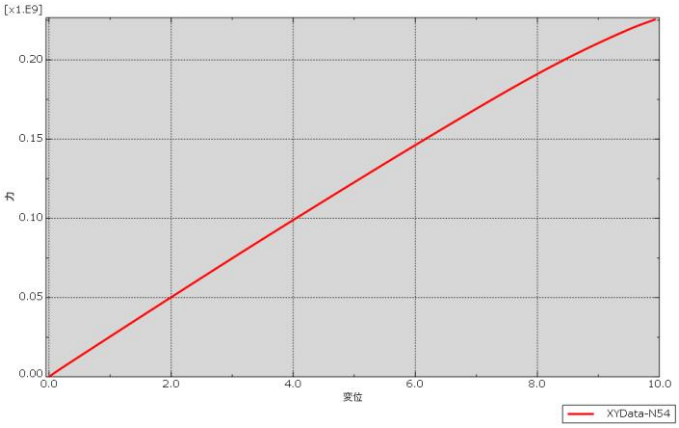


Fig.4-15　N54 水平変位 vs 水平地震力（N54 最大変位 9.93mm）

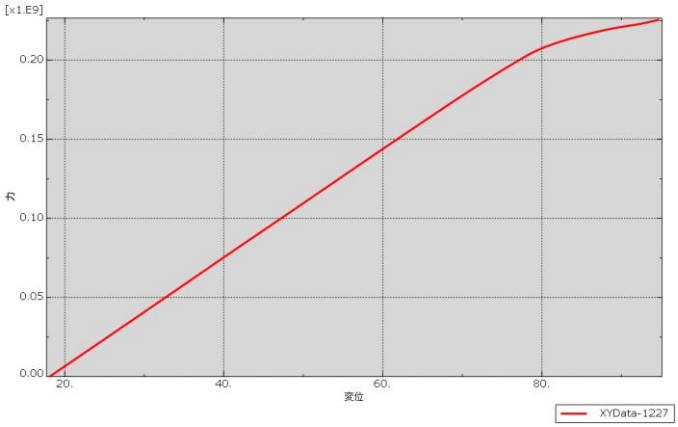


Fig.4-16　N1227 水平変位 vs 水平地震力（N1227 最大変位 94.73mm）

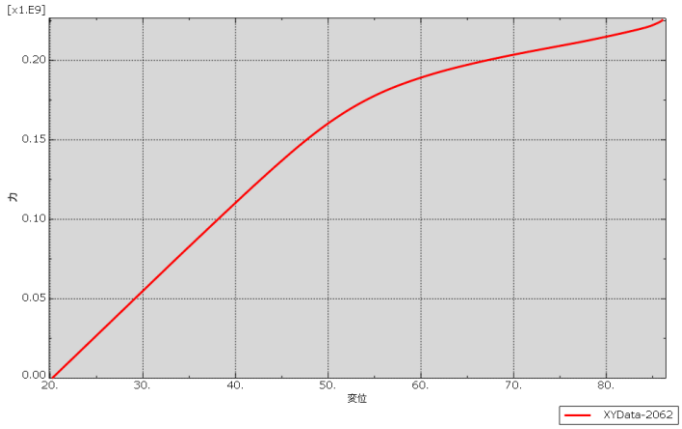


Fig.4-17　N2062 水平変位 vs 水平地震力（N2062 最大変位 86.10mm）

5. まとめ

運転時の静液圧荷重時では、タンクに発生する最大変位量 20.78mm、最大応力値 195.8MPa となっており、弾性域の応答となる。

設計水平震度 K_{MH}0.395(静液圧＋動液圧荷重時)時では、最大変位量 44.18mm、最大応力値 306.5MPa となり、やはり弾性域の状態となっている。

弧長増分法での増分解析を行うと ArcLength 3.013（荷重倍率 K_{MH} で 2.618 倍）で荷重が頭打ちとなり水平反力も 2.255×10^{8} N で最大値となる。これが地震耐力値と推定される。この時、タンクに発生する最大変位量 95.54mm、最大応力値 390.3MPa となっており、タンク下部、および、アンカーストラップが塑性に入っている。また、塑性域の生じる荷重レベルは荷重倍率 K_{MH} で 1.868 倍程度となっている。

よって、最大耐力に対する安全率は 2.618、弾性応答に対する安全率は 1.868 程度と推定される。

付録Ⅳ―２　現行基準における基礎とアンカーボルトの接合部の規定

KHKS0861(2018) スカート支持

c) 基礎ボルトに生じる応力

$$\sigma_t = \frac{1}{NA}\left(-W_V + F_V + \frac{4M}{D}\right) \qquad \text{[式 13.4]}$$

この算式において σ_t、N、A、D、W_V、F_V 及び M は、それぞれ次の値を表すものとする。

σ_t　　基礎ボルトに生じる引張応力（単位　N/mm²）

N　　基礎ボルトの本数

A　　基礎ボルトの有効断面積（単位　mm²）

D　　基礎ボルトの中心からなる円の直径（単位　mm）

W_V、F_V 及び M　それぞれ a) 1)に規定する値

KHKS0861(2018) レグ支持

c) 基礎ボルトに生じる応力

1) 引張応力

(i) $P \geqq 0$　の場合

$$\sigma_t = \frac{e + \frac{a}{2} - c}{a - 2c} \cdot \frac{2}{n_a A_b} \cdot \frac{P}{n} \qquad \text{[式 13.11]}$$

(ii) $P < 0$　の場合

$$\sigma_t = \frac{0.48\left(e + \frac{a}{6} + \frac{c}{3}\right)}{a - c}\left\{\frac{15}{b(a-c)} + \frac{2}{n_a A_b}\right\}\frac{P}{n} \qquad \text{[式 13.12]}$$

(i) 及び (ii) の算式において、σ_t、a、b、c、n、n_a、A_b、P 及び e は、それぞれ次の値を表すものとする。

σ_t　　基礎ボルトに生じる引張応力。ただし、得られた値が負の場合はこれを 0 とする。（単位　N/mm²）

a、b 及び c　それぞれ次の図に示す寸法（単位　mm）

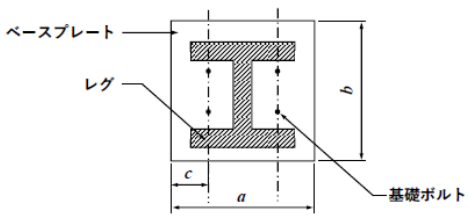


図 13.2

n　　b)1)に規定する値

n_a　　レグ 1 本当たりの基礎ボルト本数

A_b　　基礎ボルトの有効断面積（単位　mm²）

P　　b)1)に規定する値

e　　次の算式により得られる値（単位　mm）

$$e = \frac{1}{P} \cdot \frac{1.2 I_1}{I_1 + I_2} \cdot F_H H_1 \qquad \text{[式 13.13]}$$

この算式において、I_1、I_2、H_1 及び F_H は、それぞれ次の値を表すものとする。

I_1、I_2 及び H_1　　それぞれ b)3)に規定する値

F_H　　b)1)に規定する値

2)　せん断応力

$$\tau = \frac{F_H}{n m_a A_b} \qquad \text{[式 13.14]}$$

この算式において τ、n、F_H、n_a 及び A_b は、それぞれ次の値を表すものとする。

τ　　基礎ボルトに生じるせん断応力（単位　N/mm²）

n 及び F_H　　それぞれ b)1)に規定する値

n_a 及び A_b　　それぞれ 1)に規定する値

KHKS0861(2018) 球形貯槽

14.4　基礎ボルトに生じる応力

a)　引張応力

1)　14.2a)1)の図に示す A'柱（以下「A'柱」という。）

$$\sigma_{tA'} = \frac{P_{A'}}{n_a A_b} \qquad \text{[式 14.21]}$$

この算式において $\sigma_{tA'}$、n_a、A_b 及び $P_{A'}$は、それぞれ次の値を表すものとする。

$\sigma_{tA'}$　A'柱の基礎ボルトに生じる引張応力（単位　N/mm²）

n_a　支柱 1 本当たりの基礎ボルトの本数

A_b　基礎ボルトの有効断面積（単位　mm²）

$P_{A'}$　A'柱の基礎ボルトに作用する引抜力であって、次の算式により得られる値。ただし、得られた値が負の場合は、これを 0 とする。（単位　N）

$$P_{A'} = \frac{1}{n}\left(-W_V + F_V + \frac{4 F_H H_C L}{D_B^2}\right) + 0.4 C_4 S_H \tan\theta \qquad \text{[式 14.22]}$$

この算式において n、W_V、F_V、D_B、F_H、H_C、L、S_H、θ 及び C_4 は、それぞれ次

の値を表すものとする。

n、W_V、F_V、D_B、F_H、H_C及びL　それぞれ 14.1 a)に規定する値

S_H　14.1 b)に規定する値

θ　14.2 a) 1)に規定する値

C_4　9.1.2 c) 2)に規定する値

2)　14.2 a) 1)の図に示すB'柱（以下「B'柱」という。）

$$\sigma_{tB'} = \frac{P_{B'}}{n_a A_b} \qquad \text{[式 14.23]}$$

この算式において$\sigma_{tB'}$、n_a、A_b及び$P_{B'}$は、それぞれ次の値を表すものとする。

$\sigma_{tB'}$　B'柱の基礎ボルトに生じる引張応力（単位　N/mm^2）

n_a及びA_b　それぞれ 1)に規定する値

$P_{B'}$　B'柱の基礎ボルトに作用する引抜力であって、次の算式により得られる値。ただし、得られた値が負の場合は、これを 0 とする。

$$P_{B'} = \frac{1}{n}\left(-W_V + F_V + \frac{4F_H H_C}{D_B}\right) \qquad \text{[式 14.24]}$$

この算式においてn、W_V、F_V、D_B、F_H及びH_Cは、それぞれ 14.1 a)に規定する値を表すものとする。

b)　せん断応力

1)　A'柱

$$\tau_{A'} = \frac{Q_{A'}}{n_a A_b} \qquad \text{[式 14.25]}$$

この算式において$\tau_{A'}$、n_a、A_b及び$Q_{A'}$は、それぞれ次の値を表すものとする。

$\tau_{A'}$　A'柱の基礎ボルトに生じるせん断応力（単位　N/mm^2）

n_a及びA_b　それぞれ a) 1)に規定する値

$Q_{A'}$　A'柱の基礎ボルトに作用するせん断力であって、次の算式により得られる値（単位　N）

$$Q_{A'} = S_H + \frac{K_C F_H}{K} \qquad \text{[式 14.26]}$$

この算式においてF_H、S_H、K及びK_Cは、それぞれ次の値を表すものとする。

F_H　14.1 a)に規定する値

S_H　14.1 b)に規定する値

K 及び K_C　それぞれ 9.1.2 c) 2)に規定する値

2)　B'柱

$$\tau_{B'} = \frac{Q_{B'}}{n_a A_b} \qquad [式\ 14.27]$$

この算式において $\tau_{B'}$、n_a、A_b 及び $Q_{B'}$は、それぞれ次の値を表すものとする。

$\tau_{B'}$　B'柱の基礎ボルトに生じるせん断応力（単位　N/mm^2）

n_a 及び A_b　それぞれ a) 1)に規定する値

$Q_{B'}$　B'柱の基礎ボルトに作用するせん断力であって、次の算式により得られる値（単位　N）

$$Q_{B'} = 2C_3 S_H \sin^2\left(\frac{180°}{n}\right) + \frac{K_C F_H}{K} \qquad [式\ 14.28]$$

この算式において C_3、K、K_C、S_H、n 及び F_Hは、それぞれ次の値を表すものとする。

C_3、K 及び K_C　それぞれ 9.1.2 c) 2)に規定する値

S_H　14.1 b)に規定する値

n 及び F_H　それぞれ 14.1 a)に規定する値

b)　基礎ボルトに作用する引抜力による曲げ応力

$$\sigma_{b2} = \frac{6P_{B'}L'}{n_a(D_a + 2L')t^2} \qquad [式\ 14.34]$$

この算式において σ_{b2}、D_a、L'、t、n_a 及び $P_{B'}$は、それぞれ次の値を表すものとする。

σ_{b2}　基礎ボルトに作用する引抜力によりベースプレートに生じる曲げ応力（単位　N/mm^2）

D_a　基礎ボルト穴の径（単位　mm）

L'　次の図に示す寸法（単位　mm）

t　a)に規定する値

n_a　14.4 a) 1)に規定する値

$P_{B'}$　14.4 a) 2)に規定する値

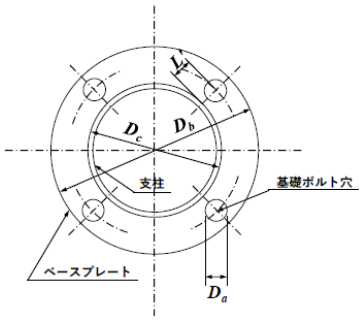


図 14.6

KHKS0861(2018)　横置円筒形貯槽

15.5　基礎ボルトに生じる応力

a)　引張応力

$$\sigma_t = \frac{F_H H_V}{n A_b C_b} - \frac{W_V - F_V}{2 n A_b} \qquad \text{[式 15.17]}$$

この算式において σ_t、n、A_b、C_b、F_H、H_V、W_V及びF_Vは、それぞれ次の値を表すものとする。

σ_t　　基礎ボルトに生じる引張応力（単位　N/mm^2）

n　　サドル 1 個当たりの基礎ボルトの本数

A_b　　基礎ボルトの有効断面積（単位　mm^2）

C_b　　基礎ボルトの軸直角方向の間隔（単位　mm）

F_H、H_V、W_V及びF_V　それぞれ 15.1 a)に規定する値

b)　せん断応力

1)　片方のサドルが固定式の場合

$$\tau = \frac{F_H - 0.2(W_V - F_V)}{n A_b} \qquad \text{[式 15.18]}$$

2)　両方のサドルが固定式の場合

$$\tau = \frac{F_H - 0.3(W_V - F_V)}{2 n A_b} \qquad \text{[式 15.19]}$$

1)及び 2)の算式において τ、n、A_b、F_H、W_V及びF_Vは、それぞれ次の値を表すものとする。

τ　　固定側サドルの基礎ボルトに生じるせん断応力（単位　N/mm^2）

n　　固定側サドルの基礎ボルトの本数

A_b　　a)に規定する値

F_H、W_V及びF_V　それぞれ 15.1 a)に規定する値

KHKS0861(2018)　架構

17　架構の算定応力等

架構は、架構等の重量及びこれらに作用する設計地震力に基づき、次に掲げる部分に生じる応力を算定[1)]する。

a)　支柱

b)　はり

c)　ブレース

d)　基礎ボルト

e)　その他耐震上特に重要な部分[2)]

注 [1)]応力の算定については、(社)日本建築学会の「鋼構造設計規準（1973 年）」、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1991 年）」及び「鉄筋鉄骨コンクリート構造計算規準（1987 年）」によるものとする。

注 [2)]その他耐震上特に重要な部分とは、仕口のうち重要なもの及びベースプレートをいう。

KHKS0861(2018)　配管支持構造物

18.6　配管支持構造物（塔槽類及び架構等に支持される配管支持構造物を除く。）

配管支持構造物の重量及びこれらに作用する設計地震力に基づき、次の a)から e)に掲げる部分に生じる応力を算定する [1]。

a)　支柱

b)　はり

c)　ブレース

d)　基礎ボルト

e)　その他耐震上特に重要な部分 [2]

注 [1]応力の算定については、(社)日本建築学会の「鋼構造設計規準（1973 年）」、「鉄筋コンクリート構造計算規準（1991 年）」及び「鉄筋鉄骨コンクリート構造計算規準（1987 年）」によるものとする。

注 [2]その他耐震上特に重要な部分とは、仕口のうち重要なもの及びベースプレートをいう。

KHKS0861(2018)　基礎

19　基礎の算定応力等

基礎は、耐震設計設備及び配管系から基礎に作用するモーメント、せん断力及び鉛直荷重並びに基礎の設計地震力に基づき、基礎の種類に応じ、次に掲げる応力等を算定する [1]。この場合において、16.1 に掲げる平底円筒形貯槽にあっては、設計地震力 [2] の作用する位置の貯槽底面からの高さは、最高液面高さに次の図により求められる係数 h_3 を乗じた値とする。

19.1　直接基礎の応力等

a)　基礎ボルト又はアンカーストラップの引抜力によりコンクリートに生じる応力

b)　ベースプレートからの支圧力によりコンクリートに生じる圧力

c)　接地圧

d)　基礎本体に生じる応力

19.2　くい基礎の応力等 [3]

a)　19.1 a)、b)及び d)に掲げる応力

b)　くいが支持すべき鉛直荷重

c)　鉛直荷重及びくい頭に作用する水平地震力によりくいに生じる応力

注 [1]応力等の算定については、(社)日本建築学会の「建築基礎構造設計指針（1988 年）」によるものとする。この場合において、19.1 の直接基礎の応力等については同指針「第Ⅱ編 5 章 直接基礎の設計」の規定、19.2 のくい基礎の応力等については同指針「第Ⅱ編 6 章 杭基礎の設計」の規定によるものとする。

KHKS0861(2018)　許容応力等

応力の種類	耐　震　設　計　用　許　容　応　力
引張応力	F
せん断応力	$\dfrac{F}{\sqrt{3}}$

引張応力及びせん断応力の組合せ （基礎ボルトに限る。）	$\frac{\sigma_t + 1.6\tau}{1.4} \leq f_t$

応力の種類	耐震設計用許容応力			
圧縮応力	$\frac{2F_c}{3}$			
せん断応力	$F_c \leqq 21$	$\frac{F_c}{15}$		
	$F_c > 21$	$0.98 + \frac{F_c}{50}$		
付着応力	丸鋼	はりの上端	1.4	
		はりの上端以外の位置	1.4	
	異形鉄筋	はりの上端	$F_c \leqq 22.5$	$\frac{2F_c}{15}$
			$F_c > 22.5$	$1.8 + \frac{4F_c}{75}$
		はりの上端以外の位置	$F_c \leqq 22.5$	$\frac{F_c}{5}$
			$F_c > 22.5$	$2.7 + \frac{2F_c}{25}$

KHKTD レベル 1 解説

横置円筒形貯槽

(iii)　基礎ボルトの埋込み長さ

KHKS0861(2018)には規定されていないが、定着強度をコンクリートの付着に期待する場合には次の算式によって検討する。

$$l_{min} = \frac{\sigma_{tY} A_{b1}}{\pi d f_a} \leqq l_3 \qquad \text{（式 7.27）}$$

ここに、l_{min}　：基礎ボルトの埋込み長さの必要な最小長さ（mm）

σ_{tY}　：KHKS0861(2018) [式 15.17]により Y 方向の地震力に対して算定される引張応力（N/mm²）

A_{b1}　：ねじの谷の径を円とする円の面積（mm）

l_3　：基礎ボルトの埋込み長さ（mm）

f_a　：KHKS0861(2018) 表 20.5(a)により算定される付着応力（N/mm²）

d　：基礎ボルトの軸直径（mm）

設計上の注意事項

7.1.7　**基礎ボルト**

(1)　基礎ボルトの有効断面積

基礎ボルトの有効断面積は、引張応力に対しては安全側の扱いとしてねじの谷の径 D を直径とする円の断面積 (mm²) としてよい。せん断応力に対してはボルトの軸径の断面積 (mm²) とする。

(2)　設計ならびに施工上注意すべき事項

基礎ボルトにせん断力を負担させるように設計する場合は、次の各点に注意をしなければならない。

(a)　ナットが十分に締め付けられた状態において、ねじ部が完全にない軸の部分がベースプレートの厚さの 1/3 以上ベースプレートの厚さの内にあること。（ねじ部でせん断力を受けてはならない。）

(b)　完全ねじ部から不完全ねじ部への切上げは 30° 以下とする。

(c)　ベースプレートに設けるボルト穴径は JIS B 1001 (1985)ボルト穴径及びざぐり径に規定する 3 級以上とする。

(d)　ゆるみを防止するため 2 重ナットとすること。

第6回耐震設計 2024 draft

備考 1　軸径がねじの外径より大きい基礎ボルトを用いる場合には、不完全ねじ部が長くなり完全な軸部をベースプレートの厚さの内に納めることが困難となる。この場合には座金を用い、ベースプレートの穴径は軸径をねじの呼びと見なしてボルト穴径 α'を定める。

2　軸径とねじの外径が等しい基礎ボルトを用いる場合には、軸径の許容差は JIS B 1001 の規定による。

3　基礎ボルトの制作者は、据付けとねじ部との関係を示す詳細な図面を作成し発注者の承認を受けることが望ましい。

(3)　基礎ボルトの定着強度

コンクリートとの付着に期待する場合の定着強度の検討は 7.1.4(5)(f)（iii）による。また、コンクリートのコーン破壊に期待する場合の定着強度の検討は日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説(1985)」等の規定に準拠してよい。

KHKS0862(2018)　スカート支持塔

[C.1.2.3]　基礎ボルトの損傷モードに係る降伏震度

(1)基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

$$K_{ytB} = K_{MH}\frac{S_y + \sigma_{tO}}{\sigma_{tH} + \sigma_{tV}} \qquad \text{[式 C.1-16]}$$

ここで、

K_{ytB}　：基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

σ_{tO}　：常時荷重により基礎ボルトに生じる応力で、次の算式で得られる値。（単位 N/mm^2）

$$\sigma_{tO} = \frac{W_V}{NA} \qquad \text{[式 C.1-17]}$$

σ_{tH}　：設計水平地震力により基礎ボルトに生じる応力で、次の算式で得られる値。（単位　N/mm^2）

$$\sigma_{tH} = \frac{1}{NA}\frac{4M}{D} \qquad \text{[式 C.1-18]}$$

σ_{tV}　：設計鉛直地震力により基礎ボルトに生じる応力で、次の算式で得られる値。（単位　N/mm^2）

$$\sigma_{tV} = \frac{F_V}{NA} \qquad \text{[式 C.1-19]}$$

N　：基礎ボルトの本数

A　：基礎ボルトの有効断面積（単位　mm^2）

D　：基礎ボルトの中心からなる円の直径（単位　mm）

S_y　：基礎ボルト材の降伏点（単位　N/mm^2）

K_{MH}、M、F_V及び W_V　：それぞれ[C.1.2.1](1)に規定する値

$$\mu_p = \frac{1}{4C}\left\{\left(\frac{K_{MH}}{K_y}\right)^2 - 1\right\} \qquad \text{[式 C.1-24]}$$

(3)　基礎ボルトの損傷

①　基礎ボルトの引張降伏に係る損傷　　C=1.0

①基礎ボルトの引張降伏に係る損傷　　μ_{pa}=　1.8

KHKS0862(2018)　レグ支持塔

(1)基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

$$K_{ytB} = K_{MH}\frac{F + \sigma_{BO}}{\sigma_{tBE}} \qquad \text{[式 C.2-21]}$$

ここで、

K_{ytB}　：当該検討位置における基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

K_{MH}　：附属書 B[B.3.1](1)による当該耐震設計構造物に係る設計修正水平震度

F　：ボルトの降伏応力（単位　N/mm^2）

σ_{BO}　：運転重量による基礎ボルト応力で、次の算式より得られる値。

$$\sigma_{BO} = j_B W_V \qquad \text{[式 C.2-22]}$$

σ_{tBE}　：設計地震力による基礎ボルトの引き抜き力

$$\sigma_{tBE} = j_B\left(F_V + \frac{4F_H H_2}{D}\right) \qquad \text{[式 C.2-23]}$$

W_V、F_V、F_H、H_2及びD：　それぞれ[C.2.2.2](1)に規定する値

j_B　：次の算式から得られる値

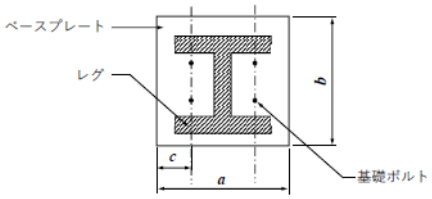
i) P≧0 の場合

$$j_B = \frac{e + \frac{a}{2} - c}{a - 2c} \cdot \frac{2}{n n_a A_b} \qquad \text{[式 C.2-24]}$$

ii) P＜0 の場合

$$j_B = \frac{1}{n}\frac{0.48\left(e + \frac{a}{6} + \frac{c}{3}\right)}{a - c}\left\{\frac{15}{b(a-c)} + \frac{2}{n_a A_b}\right\} \qquad \text{[式 C.2-25]}$$

a、b及びc　：それぞれ[図 C.2-1]に示す寸法（単位　mm）



[図 C.2-1]

n　　：[C.2.2.2](1)に規定する値

n_a　　：レグ１本当たりの基礎ボルト本数

A_b　　：基礎ボルトの有効断面積（単位　mm^2）

e　　：次の算式により得られる値（単位　mm）

$$e = \frac{1}{P} \cdot \frac{1.2I_1}{I_1 + I_2} \cdot F_H H_1 \qquad \text{[式 C.2-26]}$$

P　　：ベースプレートに作用する引抜力で、次の算式により得られる値（単位　N）

$$P = -W_V + F_V + \frac{4F_H H_2}{D} \qquad \text{[式 C.2-27]}$$

I_1、I_2及びH_1　：それぞれ[C.2.2.2](3)に規定する値

(2)基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

$$K_{ysB} = K_{MH} \frac{F/\sqrt{3}}{\sigma_{sBE}} \qquad \text{[式 C.2-28]}$$

ここで、

K_{ysB}　：当該検討位置における基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

σ_{sBE}　：次の算式から得られる値

$$\sigma_{sBE} = \frac{F_H}{n n_a A_b} \qquad \text{[式 C.2-29]}$$

n及びF_H　　：それぞれ[C.2.2.2](1)に規定する値

n_a及びA_b　　：それぞれ(1)に規定する値

K_{MH}及びF　　：それぞれ(1)に規定する値

(3)基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

$$K_{ytsB} = K_{MH} \frac{1.4F + \sigma_{BO}}{\sigma_{tBE} + \sigma_{sBE}} \qquad \text{[式 C.2-30]}$$

K_{ytsB}　：基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

K_{MH}、F_b、σ_{BO}及びσ_{tBE}　：それぞれ(1)に規定する値

σ_{sBE}　　：それぞれ(2)に規定する値

(3)基礎ボルトの損傷

①基礎ボルトの引張降伏に係る損傷　　C=1.0

②基礎ボルトのせん断降伏に係る損傷　　C=2.0

③基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る損傷　　C=1.0

①レグの引張降伏に係る損傷　　μ_{pa}＝1.8

②レグのせん断降伏に係る損傷　　μ_{pa}＝1.0

③基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る損傷　　μ_{pa}＝1.8

[C.3.2.5]　基礎ボルトの損傷モードに係る降伏震度

(1)基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度 K_{ytB} は次式のうちの小さい方の値とする。

$$K_{ytA'} = K_{MH}\frac{F+\sigma_N}{\sigma_{tA'E}} \qquad \text{[式 C.3-48]}$$

$$K_{ytB'} = K_{MH}\frac{F+\sigma_N}{\sigma_{tB'E}} \qquad \text{[式 C.3-49]}$$

ここで、

$K_{ytA'}$　：[図 C.3-3]の A'柱の基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

$K_{ytB'}$　：[図 C.3-3]の B'柱の基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

F　：基礎ボルトの材料の降伏点又は 0.2%耐力（単位　N/mm^2）

σ_N　：基礎ボルトの通常時荷重による圧縮応力で、次の算式による値（単位　N/mm^2）

$$\sigma_N = \frac{W_V}{n \cdot n_a A_b} \qquad \text{[式 C.3-50]}$$

$\sigma_{tA'E}$　：地震荷重による A'柱の基礎ボルトの引張応力で、次の算式による値（単位　N/mm^2）

$$\sigma_{tA'E} = \frac{1}{n_a A_b}\left\{\frac{1}{n}\left(F_V + \frac{4F_H H_C L}{D_B{}^2}\right) + 0.4C_4 S_H \tan\theta\right\} \qquad \text{[式 C.3-51]}$$

$\sigma_{tB'E}$　：地震荷重による B'柱の基礎ボルトの引張応力で、次の算式により得られる値（単位　N/mm^2）

$$\sigma_{tB'E} = \frac{1}{n \cdot n_a A_b}\left(F_V + \frac{4F_H H_C}{D_B}\right) \qquad \text{[式 C.3-52]}$$

n_a　：支柱 1 本あたりの基礎ボルトの本数

A_b　：基礎ボルトの有効断面積（単位　mm^2）

K_{MH}、W_V、n、F_V、F_H、H_C、L、D_B、C_4、S_H 及び θ：それぞれ[C.3.2.1]に規定する値

(2)基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度 K_{ysB} は次式のうちの小さい方の値とする。

$$K_{ysA'} = K_{MH}\frac{F/\sqrt{3}}{\tau_{A'E}} \qquad [式\ C.3\text{-}53]$$

$$K_{ysB'} = K_{MH}\frac{F/\sqrt{3}}{\tau_{B'E}} \qquad [式\ C.3\text{-}54]$$

ここで、

$K_{ysA'}$ ：[図 C.3-3]の A'柱の基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

$K_{ysB'}$ ：[図 C.3-3]の B'柱の基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

$\tau_{A'E}$ ：地震荷重による A'柱のせん断応力で、次の算式により得られる値（単位 N/mm^2）

$$\tau_{A'E} = \frac{Q_{A'}}{n_a A_b} \qquad [式\ C.3\text{-}55]$$

$Q_{A'}$ ：A'柱の基礎ボルトに作用するせん断力であって、次の算式により得られる値（単位 N）

$$Q_{A'} = S_H + \frac{K_C F_H}{K} \qquad [式\ C.3\text{-}56]$$

$\tau_{B'E}$ ：地震荷重による B'柱のせん断応力で、次の算式により得られる値（単位 N/mm^2）

$$\tau_{B'E} = \frac{1}{n_a A_b}\left\{2C_3 S_H \sin^2\left(\frac{180°}{n}\right) + \frac{K_C F_H}{K}\right\} \qquad [式\ C.3\text{-}57]$$

K_{MH}、F、C_3、S_H、n、K_C、F_H及び K：それぞれ[C.3.2.1]に規定する値

n_a 及び A_b：それぞれ(1)に規定する値

(3)基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度 K_{ymA} は次式のうちの小さい方の値とする。

$$K_{ymA'} = K_{MH}\frac{1.4F + \sigma_N}{\sigma_{tA'E} + 1.6\tau_{A'E}} \qquad [式\ C.3\text{-}58]$$

$$K_{ymB'} = K_{MH}\frac{1.4F + \sigma_N}{\sigma_{tB'E} + 1.6\tau_{B'E}} \qquad [式\ C.3\text{-}59]$$

ここで、

$K_{ymA'}$ ：A'柱の基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

$K_{ymB'}$ ：B'柱の基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

K_{MH} ：[C.3.2.1]に規定する値

F、σ_N、$\sigma_{tA'E}$、$\tau_{A'E}$、$\sigma_{tB'E}$ 及び $\tau_{B'E}$：それぞれ(1)及び(2)に規定する値

(5) 基礎ボルトの損傷

①引張降伏に係る損傷	C=1.0	
②せん断降伏に係る損傷	C=2.0	
③引張応力及びせん断応力の組合せ応力に係る降伏	C=1.0	
①引張降伏に係る損傷		μ_{pa}=1.8
②せん断降伏に係る損傷		μ_{pa}=0.35
③引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る損傷		μ_{pa}=1.8

KHKS0862(2018)　横置円筒形貯槽

[C.4.2.3]　基礎ボルトの損傷に係る降伏震度

(1)基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

$$K_{ytB} = K_{MH}\frac{F + \sigma_{tBO}}{\sigma_{tBE}} \qquad \text{[式 C.4-34]}$$

ここで、

K_{ytB}　：基礎ボルトの引張降伏に係る降伏震度

F　：基礎ボルトの材料の降伏点又は 0.2%耐力（単位　N/mm^2）

σ_{tBO}　：通常荷重による基礎ボルトの圧縮応力で、次の算式により得られる値（単位　N/mm^2）

$$\sigma_{tBO} = \frac{W_V}{2nA_b} \qquad \text{[式 C.4-35]}$$

n　：サドル 1 個当たりの基礎ボルト本数

A_b　：基礎ボルトの有効断面積（単位　mm^2）

σ_{tBE}　：地震荷重による基礎ボルトの引張応力で、次の算式により得られる値（単位　N/mm^2）

$$\sigma_{tBE} = \frac{1}{nA_b}\left(\frac{F_H H_V}{C_b} + \frac{F_V}{2}\right) \qquad \text{[式 C.4-36]}$$

C_b　：基礎ボルトの軸直角方向の間隔（単位　mm）

K_{MH}、F_V、F_H、W_V及びH_V：それぞれ[C.4.2.1](1)に規定する値

(2)基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

a)片方のサドルが固定式の場合

$$K_{ysB} = K_{MH}\frac{\frac{F}{\sqrt{3}} + 0.4\sigma_{tBO}}{\tau_{BE}} \qquad \text{[式 C.4-37]}$$

ここで、

K_{ysB}　：基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

τ_{BE}　：地震荷重による基礎ボルトのせん断応力で、次の算式により得られる値（単位　N/mm^2）

$$\tau_{BE} = \frac{F_H + 0.2F_V}{nA_b} \qquad \text{[式 C.4-38]}$$

σ_{tBO}、F、n 及び A_b：それぞれ(1)に規定する値

K_{MH}、F_V 及び F_H：それぞれ[C.4.2.1](1)項に規定する値

b)両方のサドルが固定式の場合

$$K_{ysB} = K_{MH}\frac{\frac{F}{\sqrt{3}} + 0.3\sigma_{tBO}}{\tau_{BE}} \qquad \text{[式 C.4-39]}$$

ここで、

K_{ysB}　：基礎ボルトのせん断降伏に係る降伏震度

τ_{BE}　：地震荷重による基礎ボルトのせん断応力で、次の算式により得られる値（単位　N/mm^2）

$$\tau_{BE} = \frac{F_H + 0.3F_V}{2nA_b} \qquad \text{[式 C.4-40]}$$

σ_{tBO}、F、n 及び A_b：それぞれ(1)に規定する値

K_{MH}、F_V 及び F_H：それぞれ[C.4.2.1](1)項に規定する値

(3)基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

a)片方のサドルが固定式の場合

$$K_{yB} = K_{MH}\frac{1.4F + 1.64\sigma_{tBO}}{\sigma_{tBE} + 1.6\tau_{BE}} \qquad \text{[式 C.4-41]}$$

ここで、

K_{yB}　：基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

σ_{tBE}、σ_{tBO} 及び F：それぞれ(1)に規定する値

τ_{BE}　：(2) a)に規定する値

K_{MH}　：[C.4.2.1](1)に規定する値

b) 両方のサドルが固定式の場合

$$K_{yB} = K_{MH}\frac{1.4F + 1.64\sigma_{tBO}}{\sigma_{tBE} + 1.6\tau_{BE}} \qquad \text{[式 C.4-42]}$$

ここで、

K_{yB}　：基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る降伏震度

σ_{tBE}、σ_{tBO} 及び F：それぞれ(1)に規定する値

τ_{BE}　：(2) b)に規定する値

K_{MH}　：[C.4.2.1](1)に規定する値

(3) 基礎ボルトの損傷

①基礎ボルトの引張降伏に係る損傷	C=1.0
②基礎ボルトのせん断降伏に係る損傷	C=2.0
③基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力による降伏に係る損傷	C=1.0

①基礎ボルトの引張降伏に係る損傷	$\mu_{p\alpha}$=1.8
②基礎ボルトのせん断降伏に係る損傷	$\mu_{p\alpha}$=0.35
③基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の組合せ応力に係る降伏に係る損傷	$\mu_{p\alpha}$=1.8

KHKS0862(2018)　架構

[C.6.5]　柱脚の保有耐力評価

(1)　柱脚は、架構の保有耐力時の応力状態を適切に評価し、この際に柱脚に作用する力に対して破壊しないよう十分な耐力及び変形能力を確保するものとする。

(2)　柱脚の基礎ボルトは伸び能力のある材質を用いる。

(3)　柱脚の形式は原則として露出柱脚とする。

KHKS0862(2018)　基礎

[E.3]　地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価

[E.3.1]　耐震性能評価の手順

地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価は、次の部位の損傷に関して、[E.3.2]に定める応答解析を行い、[E.3.3]に定める許容塑性率等に対して、[E.3.4]に定めるところにより耐震性能評価を行う。この地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価は、附属書 B[B.3.3]に規定する代替評価法による評価に替えることができる。

(1) 基礎ボルト定着部

(2) ペデスタル

(3) フーチング

(4) 基礎ぐい

(5) その他耐震設計上必要な部位

[E.3.3] 許容塑性率等

許容塑性率 μ_{pa} 又は保有耐力は、[E.2]に定める地震動及び地盤変状に際して、当該基礎に係る上載構造物内の高圧ガスの気密性が保持されるよう定めるものとする。なお、許容塑性率 μ_{pa} は詳細な検討によらない場合は既往の研究成果や関連基準を準用して定めてもよい。

KHKTD レベル２解説

（1）許容塑性率

本書では、許容塑性率は必要に応じて、地震慣性力に対する場合を μ_{pa1}、地盤流動に対する場合を μ_{pa2} とし、区別して表記している。地震慣性力による基礎の許容塑性率 μ_{pa1} は、地盤の変状による基礎の移動による場合と異なり、地震動の履歴ループによるエネルギー吸収性から設定される。10.4.1.4 で扱われる地盤変状による基礎の移動に係る許容塑性率 μ_{pa2} は、単調載荷における変位追随性から設定される。

本書における許容塑性率 μ_{pa1} の基本的な値を表 10.3.3(1)に示す。

表 10.3.3(1)　耐震設計設備の基礎の構造部材の損傷検討一覧表

検討項目	検討部位	検討内容		評価内容	構造特性係数 Ds	許容塑性率 μ_{pa1}
基礎ボルト	定着部 コンクリート	引張	コンクリートのコーン状破壊 コンクリートの支圧破壊	せん断 支圧	0.5[1)]	1.5[1)]
		せん断	コンクリートのコーン状破壊 ボルト周辺コンクリートの支圧破壊	せん断 支圧		
		組合せ	引張－せん断組合せ	組合せ		

1) コーン状破断面内に配筋が存在しない場合は、コーン状破壊に対する D_S は 0.7、μ_{pa1} は 0.52 とする。

KHKTD レベル２評価例

球形貯槽

(4) 基礎ボルト定着部の照査

ボルトの引抜き、シアープレートのせん断及びベースプレートの押込みに対するコンクリートの照査を行う。

(a) 基礎ボルトの引抜きに対する照査

「各種合成構造設計指針・同解説」（1985年2月　日本建築学会）による。

(i) コンクリートのコーン状破壊

基礎ボルト4本あたりの引抜力で照査する

$$P_{a1} = \phi_1 \sqrt{F_C} \cdot A_c$$

ここに、P_{a1} ：コーン状破壊により決まるボルト4本あたりの許容引張力（kgf）

ϕ_1 ：低減係数（＝0.6：短期許容値）

F_c ：設計基準強度（＝210 kgf/cm^2）

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積（＝$160^2-4\times12-4\times18^2=24256$ cm^2）

P_{a1}＝0.6×$\sqrt{210}$×24256＝210902 kgf＝2068 kN

B'柱の基礎ボルトに作用する引抜き力$P_{B'}$は、

$P_{B'}$＝711 kN　＜　P_{a1}＝2068 kN　　合格

(ⅱ)　アンカープレートの支圧破壊

アンカープレート4枚あたりの引抜力で照査する

$P_{a3}=\phi_3 \cdot f_n \cdot A_0$

ここで、P_{a3}　：支圧により決まるボルト4本あたりの許容引張力(kN)

ϕ_3　：低減係数（＝2/3：短期許容値）

f_n　：コンクリートの支圧強度（kN/cm²）

$\left(=\sqrt{(A_c / A_0)} \cdot F_C = \frac{7}{8} = 9.05 \text{ kN/cm}^2\right)$

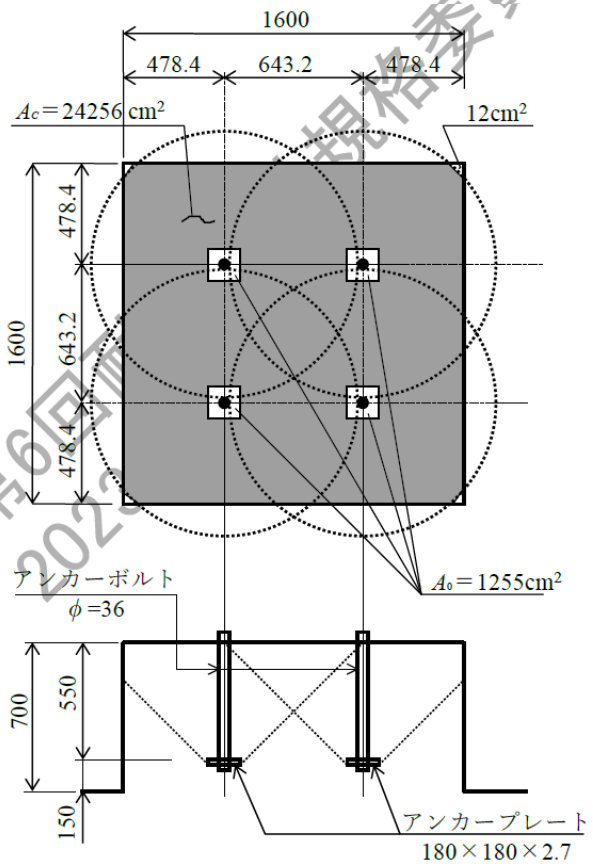
A_0　：アンカープレートの支圧面積

$\left(=4\times(18^2-\frac{\pi}{4}\times 3.6^2)=1255 \text{ cm}^2\right)$

P_{a3}＝2 / 3×9.05×1255＝7572 kN

B'柱の基礎ボルトに作用する引抜き力$P_{B'}$は、

$P_{B'}$＝711 kN　＜　P_{a3}＝7572 kN　　合格



（図 A.4）基礎ボルト形状

第6回 [illegible] 規格委員会
2023

横置円筒形貯槽

E.3.3　その他部位の検討

(a)　基礎ボルト定着部の引張

(i)　地震荷重による基礎ボルトの引張力

引張応力　$\sigma_{tA}=\dfrac{1}{nA_b}\left(\dfrac{F_H H_V}{C_b}+\dfrac{F_V}{2}\right)$

引張力　$P_{tA}=\dfrac{1}{n}\left(\dfrac{F_H H_V}{C_b}+\dfrac{F_V}{2}\right)=\dfrac{1}{4}\times\left(\dfrac{675550\times1850}{1615}+\dfrac{632550}{2}\right)=272531N=272.53\text{kN}$

$A_b=\pi d^2/4=\pi\times31.670^2/4=787.55\ \text{mm}^2$

$C_b=(C_{b1}+C_{b2})/2=(2310+920)/2=1615\ \text{mm}$

(ii)　基礎ボルトの許容引張力

コンクリートのコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張力は下式で求める。

$P_{a1}=0.6\times\sqrt{F_C}\times A_C=0.6\times\sqrt{244.73}\times5547.5=52071\ \text{kgf}=510.64\ \text{kN}$

F_C：コンクリートの設計基準強度（kgf/cm²）　$F_C=24\ \text{N/mm}^2=244.73\ \text{kgf/cm}^2$

Ac：コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積

$Ac=B\times L_t=70\times(44.5+69.5/2)=5547.5\ \text{cm}^2$

基礎ボルト頭部に接するコンクリートの支圧により決まる許容引張力

$P_{a2}=0.75\alpha\times F_C\times A_0=0.75\times10\times24\times2042.8=37495\ \text{kgf}=367.70\ \text{kN}$

A_0：基礎ボルト頭部の支圧面積　$=\pi\times5.1^2/4=20.428\ \text{cm}^2$

α　：コンクリートの支圧強度を求める為の係数で$\sqrt{A_c/A_0}$とする。

但し10を超える場合は10とする。

$\sqrt{A_c/A_0}=\sqrt{(70\times(44.5+69.5/2))/20.428}=16.479>10$

第6回耐震設計規 20230106 ドラフト

(iii) 許容塑性率の算定

許容引張力 P_{a2}＝367.70 kN ＞ 地震荷重による引張力 P_{tA}＝272.53 kN のため、保有水平耐力の算定を行うまでもなく健全である

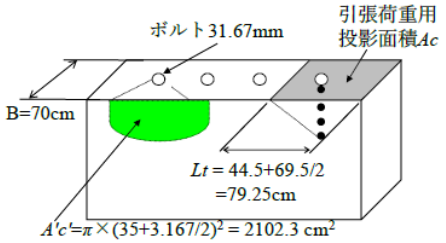
(b) 基礎ボルト定着部のせん断

(i) 地震荷重による基礎ボルトへのせん断力

せん断力 $Q=\dfrac{F_H}{n}=\dfrac{1309.6}{4}=327.41$ kN

(ii) 基礎ボルトへの許容せん断力

へりあき部コンクリート側方へのコーン状破壊により決まる許容せん断力



$q_{a1}=0.6\times\sqrt{F_C}\times A'_C=0.6\times\sqrt{244.73}\times 2102.3=19.733$ kgf $=193.51$ kN

F_C ：コンクリートの設計基準強度（kgf/cm²）

F_C＝24 N/mm²＝244.73 kgf/cm²

A'_C ：コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積；

$A'_C=\pi\times(35+3.167/2)^2/2=2102.3$ cm²

基礎ボルト周辺コンクリートの支圧破壊により決まる許容せん断力

$q_{a2}=0.8\times(0.5\times S_{ca}\times\sqrt{F_C\times E_C}=0.8\times0.5\times7.8755\times\sqrt{244.73\times227630}=23,5188$kgf

$=230.64$kN

S_{ca} ：基礎ボルトの軸部断面積とネジ部有効断面積のうち小さい方の値

S_{ca}＝7.8755 cm²

E_C ：コンクリートのヤング率 E_C＝227630 kgf/cm²

ただし $5000\leqq\sqrt{F_C\times E_C}\leqq9000$

(iii) 保有耐力の算定

基礎ボルトの必要保有水平耐力

基礎ボルトの構造特性係数D_Sは、コーン状破断面内に配筋が存在する条件で0.5となる。

従って、必要保有水平耐力Q_{un}は

Q_{un}＝D_S×地震荷重によるせん断力Q

＝0.5×327.41 kN＝163.71 kN＜q_{a1}＝193.51 kN 合格

(c) 基礎ボルト定着部の引張力とせん断力の組合せ

(i) 引張力

構造特性係数を乗じた作用力：P＝0.5×272.53 kN＝136.27 kN

許容引張力（最小） ：P_a＝ 367.70 kN

(ii) せん断力

構造特性係数を乗じた作用力：q＝0.5×327.41 kN＝163.71 kN

許容せん断力（最小） ：q_a＝193.51 kN

(iii) 組合せの算定

$$\left(\frac{P}{P_a}\right)^2+\left(\frac{q}{q_a}\right)^2=\left(\frac{136.27}{367.70}\right)^2+\left(\frac{163.71}{193.51}\right)^2=0.85307<1.0$$ 合格

審査用耐震設計規格委員会
2023001Draft

一般高圧ガス保安規則規則例示基準　10．高圧ガス設備等の基礎

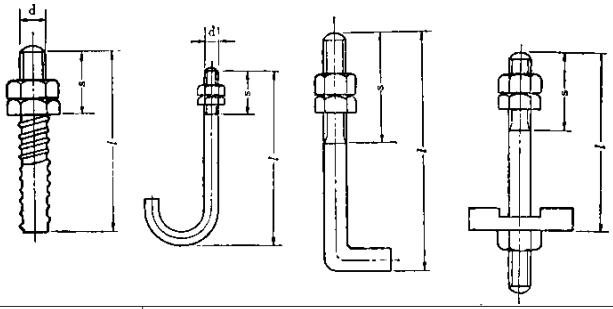
8.2 貯槽を基礎に緊結する方法は、次の基準の例によるものとする。

(1) 緊結は、アンカーボルト（基礎中の鉄筋に溶接し、又はコンクリートにより基礎に固定したものに限る。）又はアンカーストラップ（基礎中の鉄筋に溶接し、若しくはコンクリートにより基礎に固定したもの又は基礎を貫通させて基礎の底面に固定したものに限る。）により行う。

(2) アンカーボルト、ナット、座金及びアンカーストラップの材料は、その使用温度に応じ次に掲げる規格に適合するものとする。

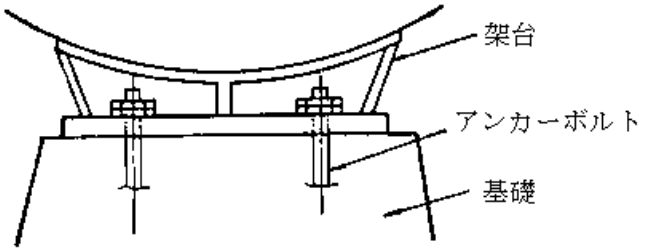
JIS Ｂ1181(1993)六角ナット
JIS Ｂ1256(1998)平座金
JIS Ｇ3101(1995)一般構造用圧延鋼材
JIS Ｇ3112(1987)鉄筋コンクリート用棒鋼
JIS Ｇ3126(1990)低温圧力容器用炭素鋼鋼板
JIS Ｇ3127(1990)低温圧力容器用ニッケル鋼鋼板
JIS Ｇ4105(1979)クロムモリブデン鋼鋼材
JIS Ｇ4108(1994)特殊用途合金鋼ボルト用棒鋼
JIS Ｇ4303(1998)ステンレス鋼棒
JIS Ｇ4304(1991)熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯

(3) アンカーボルトの形状、寸法及び所要数の一例を次の図及び表に示す。ただし、その寸法及び所要数は、アンカーボルトの直径及び強さ（引張強さ及びせん断強さ）とこれに加わる荷重との関係について強度計算をして求めた場合にあっては、その求めた寸法及び数とすることができる。



寸法			貯蔵能力（T）別アンカーボルトの呼径別の所要数										
呼径 d	ねじ長さ S	全長 l	1T	6T	10T	15T	20T	30T	40T	50T	60T	70T	80T
M20	50	250	4	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
M24	63	315	—	8	8	—	—	—	—	—	—	—	—
M30	80	400	—	—	—	8	8	8	8	—	—	—	—
M36	90	500	—	—	—	—	—	—	—	8	8	8	8

(4) 横置円筒形貯槽の前側のアンカーボルトは、図に示す例により固定する。

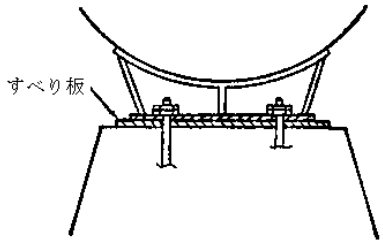


(5) 横置円筒形貯槽の架台の支持間隔（スパン）が５m以上のものにあっては、当該貯槽の遊動側の架台に対し基礎据付面と架台底面との間に次のイ、ロ、ハに定める滑り板を設けること。

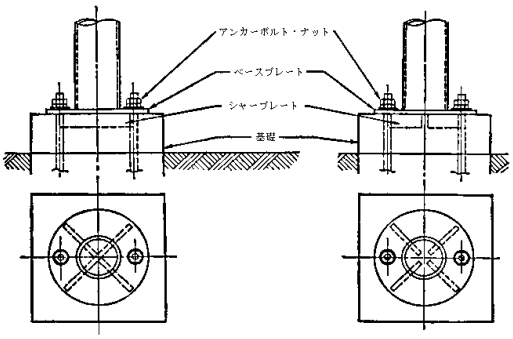
イ．滑り板は基礎に対し強固に固定され、かつ、架台を貯槽の前後方向に容易にスライドできる構造のものとする。この場合において滑り板は架台の底面より小さなものであってはならない。

ロ．滑り板（低温貯槽のものを除く。）の材料は、JIS G3101(1995)一般構造用圧延鋼材とし、厚さ12mm又は16mmを標準とする。

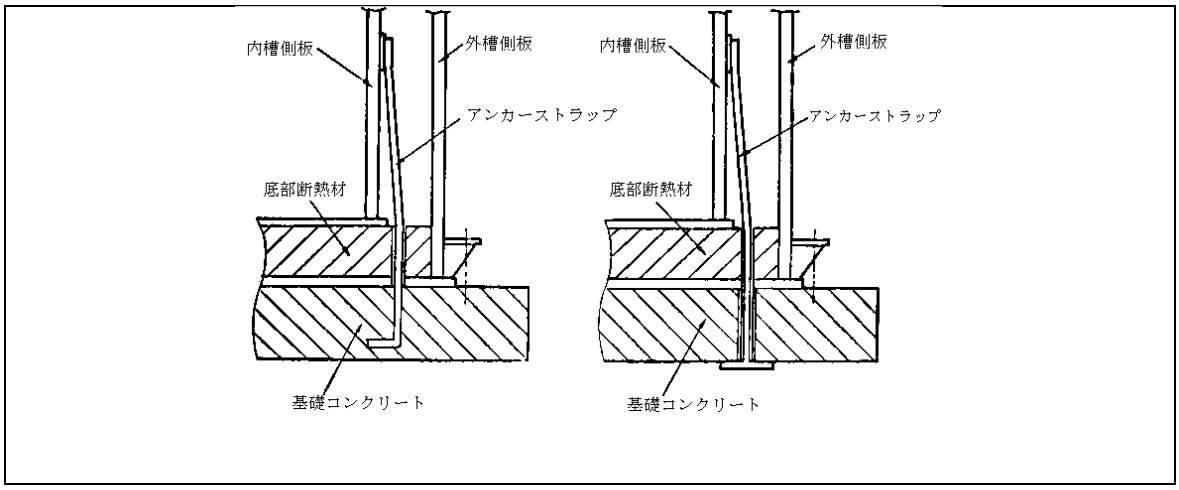
ハ．滑り板のスライド面にはそり、かえり等がないこと。



(6) 球形貯槽のアンカーボルトの取付けは、次の図に示す例により行う。



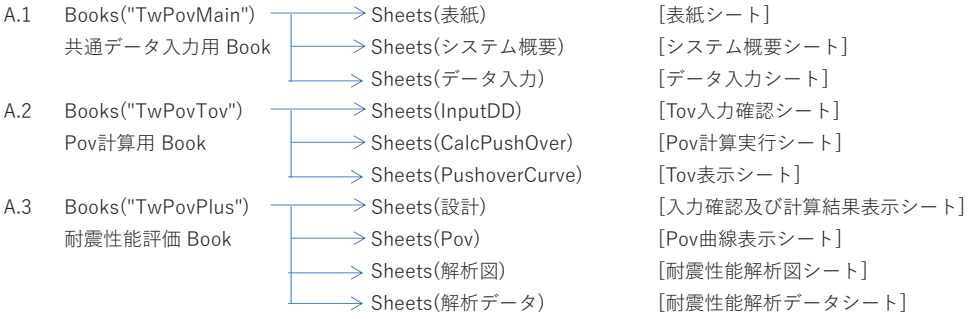
(7) 平底円筒形貯槽のアンカーストラップの取付けは、次の図に示す例により行う。


内槽側板
外槽側板
アンカーストラップ
底部断熱材
基礎コンクリート
内槽側板
外槽側板
アンカーストラップ
底部断熱材
基礎コンクリート

付録Ⅳ―３　自立式塔類のプッシュオーバー解析手法の構築

システムの概要

A　本システムは、4 Books で構成され、 それぞれのBooksにはSheets が次の通りに構成されている。



A.4　Books("TwPovManual")

B　システム利用方法

B.1　A項のBook filesは同一ホルダーに保存しておくこと。

B.2　本システムの起動は、SpPovMain.xlsmを実行することによる。他のすべてのBooksは自動的にロードされる。

B.3　本システムの停止は、SpPovMain.xlsm内のSheets(InputDD)に配置されているCommand "Close"によること

B.4　Books間、Sheets間の移動は、それぞれに配置されているgotoまたはbacktoコマンドボタンによります。

B.5　利用者の必要に応じて手動で印刷を行うものとする。

B.5　Excel システムからのコメントについて

B.5.1　本システムの起動時に他のBooksへのリンク確認がでるときは、「Link」するを選択すること。

B.5.2　「アクティビティが無効にされました」とセキュリティ警告が出る場合は、コンテンツの有効化ボタンを押す。

C　収束性について

C.1　プッシュオーバ曲線が水平に近くなると外力に応じた変形量の収束計算が困難になることがある。
このため、変形量が大きくなると計算結果が異常なものとなるときは、実用上は問題がないが
計算結果を考慮して計算範囲を狭めるなどの設定をしてやる考慮が必要である。

C.1.1　計算範囲の設定は、変位量が異常とならない範囲で最大の水平加速を設定する。
限界塑性化率μa以下となるときは、プッシュオーバ曲線が限界加速度以上で
水平を仮定して耐震性能評価を行うなどの考慮が必要である。

C.1.2　プッシュオーバ曲線解析図においても、最大変位量、最大加速度値を設定する必要がある。

C.2　C.1.1およびC.1.2の設定は現状では手動による設定となっている。
自動的に設定して、本システムの利用者に便宜を図るバージョンアップが好ましい。

1. 自立式塔槽類のプッシュオーバ解析システム

1.1. Booksの構成

入力は1.1.1による。入力後1.1.2により計算実行のあと 1.1.3にて耐震性能解析を行う。

1.1.1 Books("TwPovMain") : データの入力又は修正を行いデータの取り込みを行う。

1.1.2 Books("TwPovTov") : プッシュオーバ曲線(Pov)を算出する。

1.1.3 Books("TwPovPlus") : プシュオーバ曲線による自立式塔類の耐震性能解析を行う。

1.1.4 Books("TwPovManual") :本解析システムの概要、用語の定義、計算理論及び評価方法、参考資料等を示す。

1.2. 自立式塔類の耐震構造インプットデータ

1.2.1. 基本条件データ

重要度	*IpCode*	(-)	I
地域区分	*ArCode*	(-)	特A地区
地表水平加速度	*acch*	(m/s^2)	4.80
地表鉛直加速度	*accv*	(m/s^2)	2.40
応答スペクトル	*Sa*	(m/s^2)	A4
限界ねばり	*Mue*	(-)	2.00
減衰定数(弾性)	*he*	(-)	0.030
γ値	*Gam*	(-)	0.25

1.2.2. 材料データ

	材料呼称 mID	JIS規格等 JIS-Code (-)	縦弾性係数 E (N/m^2)	降伏応力 ySig (N/m^2)	許容応力 aSig (N/m^2)
1	mat-01	SB410-dsgT	1.900E+11	1.950E+08	1.755E+08
2	mat-t01	SB410-rT	2.000E+11	2.000E+08	1.800E+08
3	mat-03	SB410-b	2.060E+11	2.060E+08	2.000E+08
4	mat-04	SS400-dsgT	2.000E+11	2.000E+08	1.800E+08
5	mat-05	SS400-rT	2.060E+11	2.060E+08	2.000E+08
6	mat-06	S400-b	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	mat-07	S400-F	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	mat-08	0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	mat-09	0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
10	mat-10	0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
11	mat-11	0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
12	mat-12	0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
13	mat-13	0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

1.2.3. 基礎データ

ボルトサイズ	bM	(-)	M90
有効径	bDe	(m)	0.083505
軸径	bD	(m)	0.09
長さ	bLen	(m)	1.2
本数	bN	(-)	28
P.C.D	bpD	(m)	3.972
材質	bmID	(-)	mat-07

1.2.4. 支持構造体

	層呼称	層厚	内径	外径	水平質量	鉛直質量	材料(常温)ID	材料(運転時)ID	溶接効率	圧力
	nam	Len(j)	Di(j)	Do(j)	mh(j)	mv(ID)	mtn(j)	mtt(j)	Wef(j)	Prs(j)
層	10	(m)	(m)	(m)	(kg)	(kg)	(-)	(-)	(-)	(N/m^2)
10	L-01	3.600	3.500	3.518	9775	15908	mat-01	mat-01	0.95	3.50E+05
9	L-02	3.600	3.500	3.518	12318	12312	mat-01	mat-01	0.95	3.50E+05
8	L-03	3.600	3.500	3.520	13128	13280	mat-01	mat-01	0.95	3.50E+05
7	L-04	3.600	3.500	3.524	12953	13260	mat-01	mat-01	0.95	3.50E+05
6	L-05	3.600	3.500	3.526	14069	14210	mat-01	mat-01	0.95	3.50E+05
5	L-06	3.600	3.500	3.530	13888	14200	ma-t01	ma-t01	0.95	3.50E+05
4	L-07	3.600	3.500	3.532	15014	15160	mat-01	mat-01	0.95	3.50E+05
3	L-08	3.600	3.500	3.536	26941	15140	ma-t01	ma-t01	0.95	3.50E+05
2	L-09	3.100	3.500	3.534	28594	35911	mat-05	mat-05	1.00	non
1	L-10	3.100	3.500	3.536	5004	4391	mat-05	mat-05	1.00	non
0	L-11	0.070	3.200	3.972	11703	9500	mat-05	mat-05	1.00	non

2. 自立式塔類のプシュオーバ曲線

2.1. Sheets 構成および説明

Install TovData　：Tov計算用入力データを読み込む。入力データの変更はBook(PovMai n)に戻ること。　Install TovData

Calc Pov Curve　：転倒モード・プッシュオーバカーブを作成・図示する。　Calc Pov Curve

CalcPushOver　：保有耐震性能スペクトルデータの計算の詳細を表示する。(現在非表示)

2.2. Common Sheet function ：cell 内で使用できる関数(「プッシュオーバ曲線作成」後、使用可能です。)

fMatprop(j,property)　第 j 層の物性

- **property：**

		サンプル	j = 5
"e"	縦弾性係数	fmatprop(1,"e")	= 0.0000.E+00
"y"	降伏応力	fmatprop(1,"y")	= 0.0000.E+00
"t"	引張応力	fmatprop(1,"t")	= 0.0000.E+00
"a"	許容応力	fmatprop(1,"a")	= 0.0000.E+00
"b"	座屈応力	fmatprop(1,"b")	= #VALUE!
"c"	圧縮応力	fmatprop(1,"c")	= #VALUE!

fLayProp(j,"di")：　第 j 層の断面特性

- **property：**

		サンプル　j =	8
"di"	内径	fLayProp(j,"di") =	0
"do"	外径	fLayProp(j,"do") =	0
"t"	肉厚	fLayProp(j,"t") =	0
"r"	平均半径	fLayProp(j,"r") =	0
"I"	断面2次モーメント	fLayProp(j,"I") =	0
"z"	断面係数	fLayProp(j,"z") =	#VALUE!
"zp"	塑性モーメント係数	fLayProp(j,"zp") =	0

2.3. 共有関数

荷重特性

N	fTabN(j, α v)	
M	fTabM(j,ah,av)	
S	fTabS(j,ah,av)	

変形特性

Dn =	fDn(Ln,Lm)	
Dm =	fDm(Ln,Lm)	

プッシュオーバ曲線

δ(SDOF) =	fSeisCapacity(α h, α v)	
Yield =	fYield(α v)	(プシュオーバ曲線でみられる降伏加速度)
AlpYield =	fAlpyield(α v)	(断面最外側で降伏応力に達したときの加速度)

2.4. 解説

av：球殻中心における鉛直設計加速度(自重のみの計算の時 av=0.0)　(m/s^2)

ah：球殻中心における水平設計加速度　(m/s^2)

Dn：鉛直変形係数 at height = h　$\frac{dz}{dh} = D_N \frac{\sigma_y}{E}$

Dm：水平変形係数 at height = h　$\frac{d\delta}{dh} = D_M \frac{\sigma_y}{E}$

Ln：鉛直荷重係数　at height = h　$L_N = {}^{N}/_{A\sigma_y}$

Lm：水平荷重係数　at height = h　$L_M = {}^{M}/_{Z\sigma_y}$

Displacement(Top)：設計加速度に対する球殻中心における水平変位量

α(Yield)　：降伏時設計加速度

2.5. 自立式塔類のの転倒モーメントに関するプッシュオーバ曲線

2.5.1 塑性化率 (Ductility factor)

塑性化率		T= 0.52 (s)		
		μ		
		1.0	2.0	3.0
降伏倍率	α (m/s^2)	δ (m)		
0	0.00	**0.00**	**0.00**	**0.00**
1	9.53	**0.07**	**0.13**	**0.20**
2.0986	20.00	**0.14**	**0.28**	**0.41**

Exec

降伏震度： $\alpha h = fAlpYield(\alpha v) =$ 9.53018

降伏変形： $\delta = fSeisCapability(\alpha h, \alpha v) =$ 0.06579

固有周期 Te = 0.522

目盛上端： tB = 20

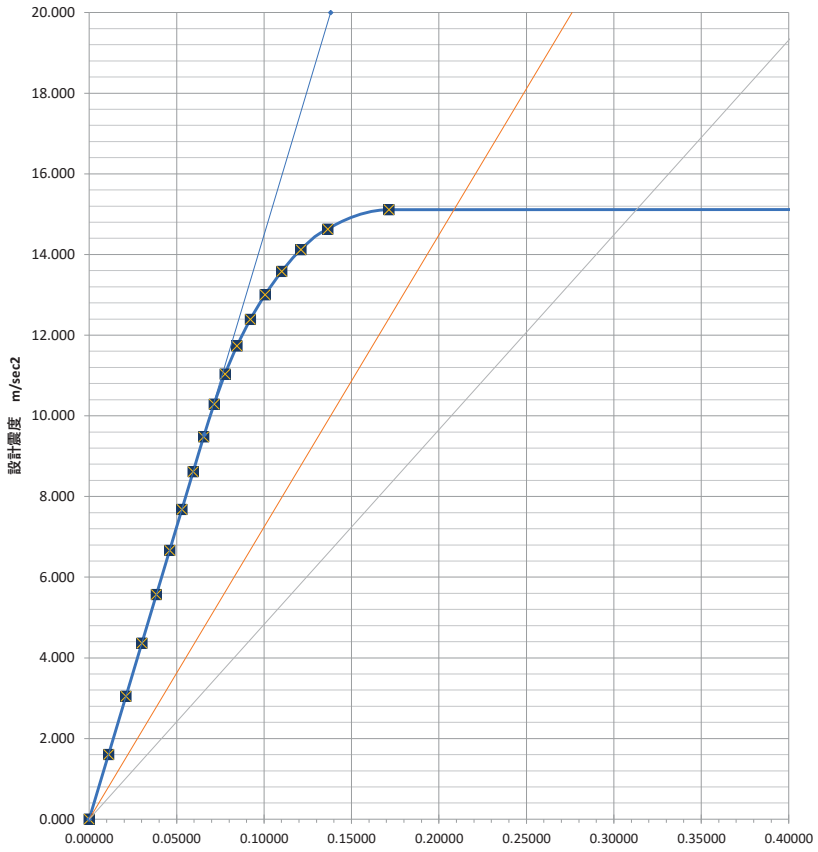
目盛右端： rB = 0.4

水平加速度の上限値： zz = 16

2.5.2 構造スペクトル

(Pushover Curve)

	α_v	3.60 (m/s^2)
	α_h	δ_h (m)
1	0.00000	0.00000
2	1.60000	0.01104
3	3.04762	0.02104
4	4.36364	0.03012
5	5.56522	0.03842
6	6.66667	0.04602
7	7.68000	0.05302
8	8.61538	0.05947
9	9.48148	0.06545
10	10.28571	0.07141
11	11.03448	0.07767
12	11.73333	0.08455
13	12.38710	0.09213
14	13.00000	0.10057
15	13.575758	0.11008
16	14.117647	0.12097
17	14.628571	0.13646
18	15.111111	0.17142
19	15.567568	6753.99382
20	16.000000	2793.19069



3. プッシュオーバ曲線及びその解析

BackTo TwPovMain

Exec 計算 & 解析

3.1 Sheets 構成および説明

Goto 設計

Goto Pov

Goto 解析図

設計　　：計算条件及び解析結果を示している。

Pov　　：統合プッシュオーバ曲線を図示す。

解析データ　：統合プッシュオーバ曲線の解析データ（非表示に設定しています）

解析図　　：統合プッシュオーバ曲線の解析図

3.2 設計条件の読み込み

地震データ	入力震度 α_g	4.8
	$S_0(T)$	A4
構造データ	固有周期 T_y (s)	0.522
	δ_y(m)	0.066
	α_y (m/s^2)	9.530
応答特性	限界ねばり	2.00
	γ 値	0.25
	減衰定数 h_y	0.03
	減衰定数 h_μ	0.010

S_0(T) = KHKS 0861(2018) 9.11 図9.1.1(a),(b)

$\bar{\mu}$ = 2　　（2 倍勾配法相当）

γ = 0.25　　ラーメン鋼構造：0.25, トラス鋼構造：0.2

hy = KHKS 0861(2018) 9.11 表(a)

$$h_\mu = \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)$$

3.3 解析結果

		設計 D	安全限界 S
1	応答変位 δ_μ(m)	0.094	0.210
2	修正震度 α_μ(m/s^2)	12.51	15.11
3	応答ねばり μ	1.09	2.00
4	弾性震度 α (m/s^2)	13.59	23.13
5	代替震度 α_{alt}(m/s^2)	5.60	9.53
6	入力地表震度 α_H(m/s^2)	4.80	8.17

評価基準

評価1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

評価2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

評価3： $\mu \le \bar{\mu}$　　(塑性率法)

ただし、 $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$;　 $\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

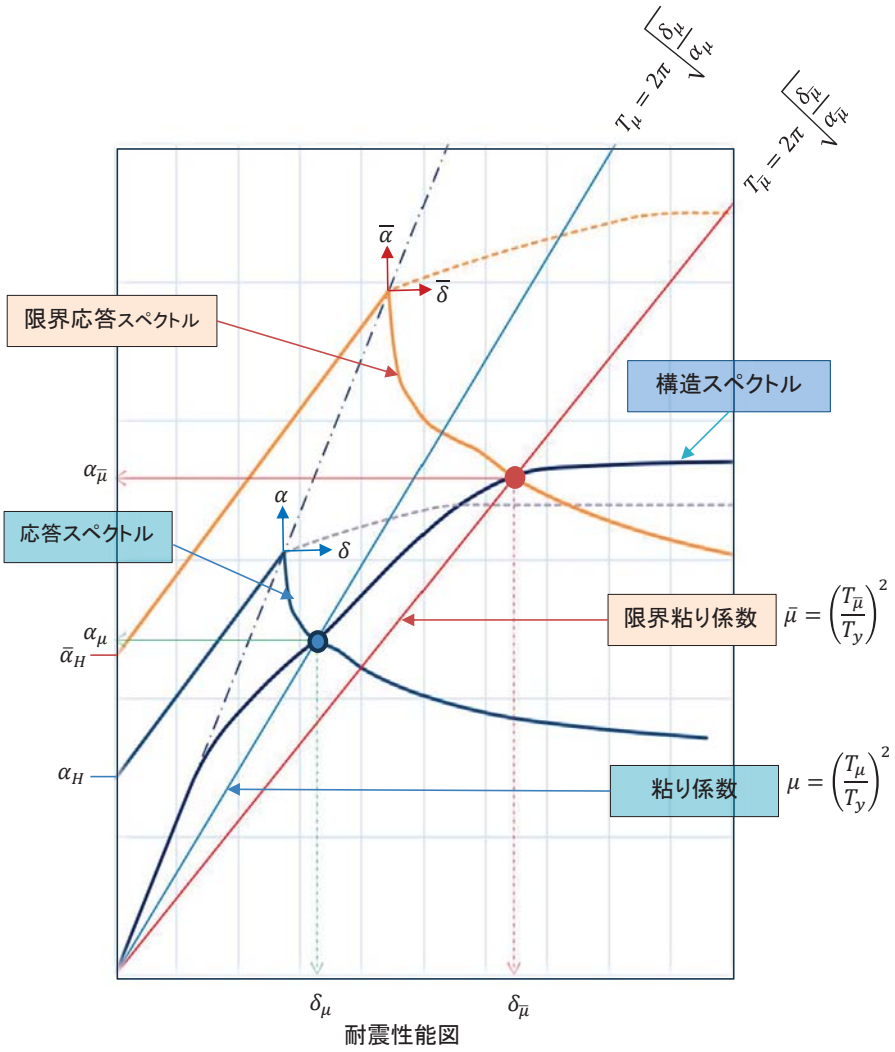
評価4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

評価5： $D_s\alpha \le \alpha_y$　　(代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$

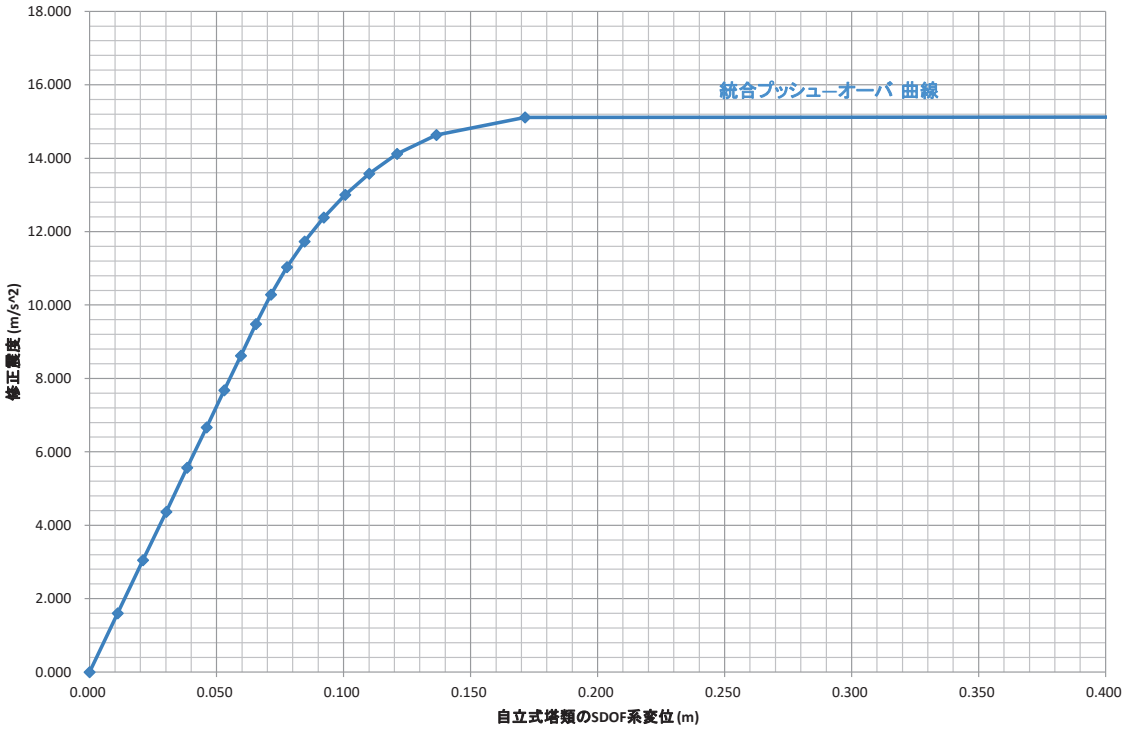
ただし、 $D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

評価6: $\alpha_H \le \bar{\alpha}_H$


$T_\mu = 2\pi\sqrt{\delta_\mu / \alpha_\mu}$
$T_{\bar{\mu}} = 2\pi\sqrt{\delta_{\bar{\mu}} / \alpha_{\bar{\mu}}}$
$\bar{\alpha}$
$\bar{\delta}$
限界応答スペクトル
構造スペクトル
$\alpha_{\bar{\mu}}$
α
δ
応答スペクトル
α_μ
$\bar{\alpha}_H$
限界粘り係数
$\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$
α_H
粘り係数
$\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$
δ_μ
$\delta_{\bar{\mu}}$
耐震性能図

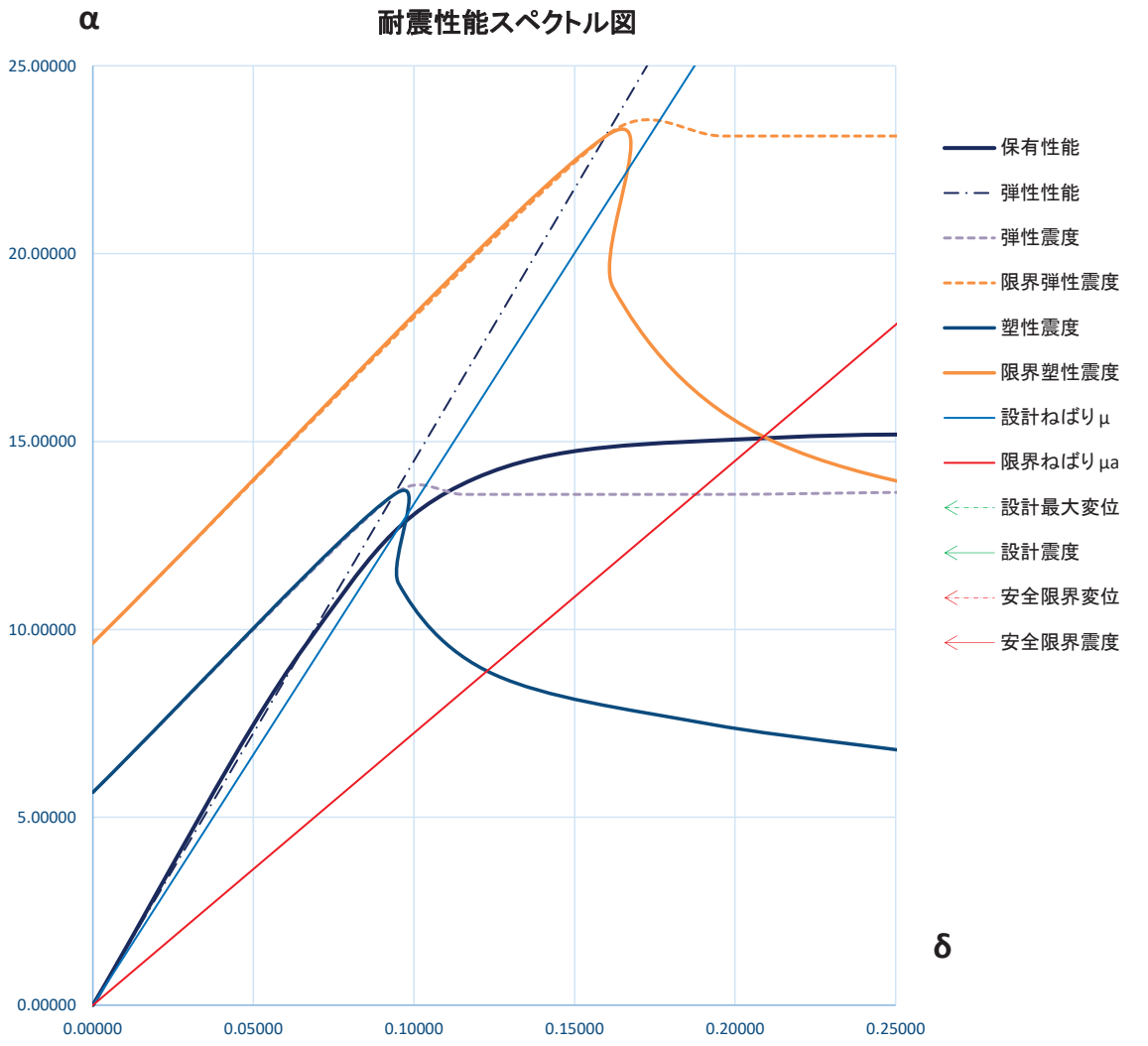
3.4　自立式塔類のプッシュオーバ曲線

Return Sheets List



3.5.　自立式塔類のプッシュオーバ解析

Return Sheets List



4. 自立式塔類プッシュオーバ解析プログラム（解説編）

高圧ガス耐震設計設備自立式塔類のプッシュオーバ解析プログラムは、非線形応答計算及びその評価を簡易的に行うものである。耐震性能評価を適切におこなう助けとなるよう参考となる事柄を示す。

Return to TwPovMain

下記の内容をそれぞれのSheetsにて解説している。

4.1.	用語の定義および適用	自立式塔類プシュオーバ解析システムで使用する用語の定義	goto 定義
4.2.	耐震設計の目標	耐震設計構造物の目標とする耐震性能及び、プッシュオーバ解析の内容を規定している。	goto 目標
4.3.	自立塔応答理論	高さ方向に質量の分布する自立式塔類に関して、L2地震動を想定して、修正震度法（適切な静的地震力を考慮して耐震設計を行う方法）により耐震性能を評価する方法を説明している。	goto 自立塔応答理論
4.4.	TwPov 実行フローチャート	全体の計算の流れを説明している。	goto FlowTotal
4.5.	Structure Spectrum作成	自立式塔類のもつ耐震性能を地震力の大きさに応じて変形量を算出して作成した構造スペクトルの形で表現している。	goto FlowAB
4.6.	Response Spectrum作成	構造物の塑性変形の大きさに応じた応答スペクトルの作成方法を示している。	goto FlowBC
4.7.	応答スペクトルと構造スペクトルの交点	構造スペクトルと応答スペクトルの交点が非線形構造物の応答となる。	goto FlowCD
4.8.	プッシュオーバ解析	多質点系と一次の振動モードと等価な1質点系の加速度と非線形変位の関係式をプッシュオーバ曲線という。その作り方を示すとともに、構造物全体の耐震性能の評価を行う。	Goto FlowDE
4.9.	耐震性能評価(FlowEF)	プッシュオーバ曲線（構造スペクトル）と応答スペクトルの交点から得られる修正震度で自立式塔類に損傷とがないことを確認することを求めている。	goto Flow EF
4.10.	塑性応答スペクトル	自立式塔類に要求される耐震性能を示すスペクトルの作成法を示す。	goto 塑性応答スペクトル
4.11.	耐震性能解析	自立式塔類の耐震性能解析評価法を解説	goto 構造スペクトル
4.12.	円筒梁要素の塑性曲げモデル	薄肉円筒の軸力および曲げモーメントが作用したときの非線系変位を算出する方法を示している。	goto 塑性曲げ梁
4.13.	等価減衰系	自立式塔類の耐震能力を示すスペクトルの作成法を示す。	goto 等価減衰系
4.14	等価減衰定数	復元力曲線によるエネルギー吸収を1質点系の等価な減衰定数に置き換える方法を示す。	goto 等価減衰定数

4.1. 用語の定義および適用

Return to Index

	用　語	定　義	備考
4.1.1	プシュオーバ曲線	耐震設計構造物を1質点系に置き換えて、 質点に静的外力Fを付加させた時の質点の静的変位量をδとする時、 横軸に変位δ、縦軸に外力Fとする曲線をいう。 修正震度法による耐震設計のための基本構造データである。	
4.1.2	震度	質点に作用する静的設計地震力Fを当該質点の質量Mで除した値を 震度（又は設計加速度）という。単位はm/s^2	
4.1.3	耐震性能図	耐震設計構造物を1質点系に置き換えた系に関して、 縦軸に横軸に変位δ、震度αとする座標図をいう。 座標図上の各点（δ、α）は、耐震設計構造物の地震時の状態を表している。 （ねばり係数μ値参照）	
4.1.4	保有耐震性能スペクトル	プシュオーバ曲線において、 外力Fを地震力とし、震度に換算した値をαとして、 縦軸をα、横軸は変位δとする耐震性能図上の曲線をいう。 耐震設計構造物は地震時に当該スペクトル上のポイント（耐震設計性能）にある。	
4.1.5	要求耐震性能スペクトル	固有振動数f（又は固有周期T＝1/f, 固有回転振動数$\omega=2\pi f$）、及び 粘性減衰定数hを有する1質点振動系に地震波a_gが入力するときの 応答変位の最大値を応答変位S_Dとし、応答加速度$S_A=\omega^2 \cdot SD$とする。 横軸を変位S_D、縦軸をS_Aとする耐震性能図上の曲線をいう。 地震波a_gを耐震設計構造物の設置地点において発生すると想定される 地震動のうち最大規模の地震動であるとすると、耐震設計構造物は 要求耐震性能スペクトルを超える耐震性能は要求しない。（限界耐震性能）	
4.1.6	塑性化率	耐震性能図上の点（δ, α）に関して、$\mu=(T/T_y)^2$ ただし、$T^2=4\pi^2 \cdot (\delta/\alpha)$, T_yは降伏点に関するTの値	
4.1.7	耐震性能解析	耐震性能図上に保有耐震性能スペクトル及び要求耐震性能スペクトルを 会わせて表示する。両者を比較して耐震性を評価する。 耐震性能とは’ねばり係数μ’で代表させる。	
4.1.8	転倒変形系	水平地震力にい生じる転倒モーメントにより水平方向に変位構造系	
4.1.9	せん断変形系	水平地震力により水平方向に変位する構造系	
4.1.10	単独支柱・ブレース系		
4.1.11	直列結合による合成	異なるモードの変形が生じる場合、同じ外力による変位を足し合わせ外力ー変位 の関係を算出する。 転倒変形モードとせん断変形モードは直列結合による合成を行い、 統合系$\delta-\alpha$保有性能スペクトルを得る。	
4.1.12	並列結合による合成	異なるモードの変形が生じる場合、同じ変位による外力を足し合わせ外力ー変位 の関係を算出する。 単独支柱・ブレース系の同じ変位に対する外力の総和合成を行い、 せん断系$\delta-\alpha$保有性能スペクトルを得る。	
4.1.13	座標系	部材変形、部分系変形及び全体系変形は適切な座標系が採用して、 相互の座標系の変換公式を示している。 球形貯槽の解析に関しては、地震動の方向、支柱の方向、ブレースの構面などを 考慮して4種類の座標系を必要に応じて変換して利用している。	
4.1.14	損傷又は終局強度	梁部材の場合、曲げモーメントに関して接合部の全断面降伏、軸応力に関して 引張降伏又は座屈が生じる場合を損傷（または、終局強度）と定義する。	
4.1.15	崩壊	構造物が地震動をうけたとき、復元力特性を維持できなくなる状態をいう。	
4.1.16	損傷モード	構造系全体で見る時、部材の損傷の組合せを損傷モードという。 損傷モードに応じて、崩壊となる場合と崩壊とならない場合がある。 地震荷重の増加とともに損傷部材が増加し、損傷に至る。（損傷のメカニズム）	
4.1.17	等価減衰定数	減衰係数 hをパラメターとする粘性減衰系は、その応答特性がよく知られている。 耐震設計では減衰係数 h値に応じてさだめられる応答スペクトルを利用している。 塑性変形がある系について、定常的な変位特性によるエネルギー吸収量（面積） に等しい減衰定数hを有する粘性減衰系と等価であるとみなして、応答評価を行っ	

4.2. 耐震設計の目標

Return to Manual Index

4.2.1. 耐震設計構造物の目標とする耐震性能

(1) 耐震構造物は,設計地震力に対して適切な強度及びエネルギー吸収力を確保すること。
  (a) 耐震設計構造物は十分な延性をもつこと。
  (b) 構造要素は延性の低下挙動がないこと。
    (座屈、接合部破断、せん断力による損傷及び脆性破壊)
  (c) 繰り返し荷重による復元力特性の劣化がないこと。

(2) 耐震設計構造物全体挙動を考慮すること。
  (a) 部材の損傷モード
  (b) 耐震構造物全体の崩壊メカニズム
  (c) 上限地動における基礎部の挙動

(3) 耐震設計構造物全体挙動の検討では部材の余剰耐震性能を考慮すること。
部材の余剰耐震性能とは、解析時の設定性能より高い部材性能(強度・延性)をいう。

4.2.2. プッシュオーバ解析

(1) 非線形静的解析により、地震動により引き起こされる設計水平地震力を構造物が崩壊するまで徐々に増加させてえられる耐震設計構造物の性能評価をプッシュオーバ解析という。
なお、崩壊とは、構造物が不安定状態あるいは全体の構造変形が所定の値になる状態をいう。

(2) 設計水平地震力の分布は耐震構造物ごとに定められる設計地震力分布や基本モードによる分布とする。

(3) 設計水平地震力に応じて、構造要素や継手部において生じる非線形状態及び物性を考慮することとする。

(4) プッシュオーバ解析により、設計水平地震力ごとの耐震設計構造物の非線形耐震性能を検討することとする。
非線形耐震性能とは、
  (1) 非線形変位量
  (2) ねばり係数
  (3) 非線形ヒンジの生成
  (4) 降伏状態の生成
  (5) 崩壊のメカニズム(崩壊に至るヒンジ・降伏部材の分布及びその推移)

(5) 保有耐震性能スペクトルと要求耐震性能スペクトルを比較することにより、耐震設計構造物の耐震性能評価をおこなう。
保有耐震性能スペクトルとは、プッシュオーバ解析の結果から得られる力・変形分布をSDOF系の曲線(震度・変位曲線)に変換 した曲線をいう。
要求耐震性能スペクトルとは、SDOF系の応答スペクトルいう。この場合の減衰定数は耐震設計構造物の復元力特性を考慮して適切に定めるものとする。

4.3. 自立塔応答理論

Return to Manual Index

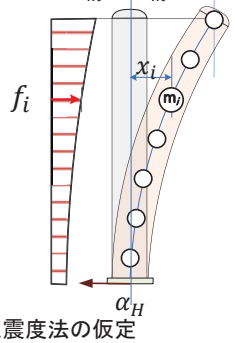
静解析

静解析式：$\mathcal{K}\overrightarrow{\Delta_m} = \overrightarrow{F_m}$

地震力　：$\overrightarrow{F_m} \equiv \mathcal{M}(\alpha\vec{e})$

静的加速度方向：$\vec{e}$

レーレー式：$\omega_m{}^2 = \dfrac{\overrightarrow{\Delta_m}{}^t \overrightarrow{F_m}}{\overrightarrow{\Delta_m}{}^t \mathcal{M} \overrightarrow{\Delta_m}} = \dfrac{\sum_i m_i x_i}{\sum_i m_i x_i{}^2}\alpha$



修正震度法の仮定

$\overrightarrow{\Delta_m} \equiv \overrightarrow{u_1}$

$\overrightarrow{\Delta_m} \equiv \beta_1\overrightarrow{u_1}\cdot S_d(\omega_1)$

$\omega_m \equiv \omega_1 = \omega$

プシュオーバ曲線：(δ_m, α_m)

$\delta_m = S_d(\omega_m) = {}^1/_{\beta_1} = \dfrac{\sum_i m_i x_i{}^2}{\sum_i m_i x_i}$

$\alpha_m = S_a(\omega_m) = \omega_m{}^2\delta_m = \alpha$

モーダル解析

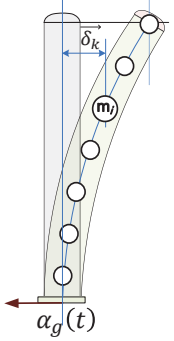
固有方程式：$\mathcal{K}\overrightarrow{u_k} = \omega_k{}^2\mathcal{M}\overrightarrow{u_k}$

k 次固有振動数：$\omega_k{}^2 = \dfrac{\overrightarrow{u_k}{}^t\mathcal{K}\overrightarrow{u_k}}{\overrightarrow{u_k}{}^t\mathcal{M}\overrightarrow{u_k}}$

K 次振動モード：$\overrightarrow{u_k}$

時刻歴応答：

k 次応答関数：$R_k(t) = R(t, \omega_k, h_k)$



k 次励振係数：$\beta_k = \dfrac{\overrightarrow{u_k}{}^t\mathcal{M}\vec{e}}{\overrightarrow{u_k}{}^t\mathcal{M}\overrightarrow{u_k}}$

k 次応答変位：$\overrightarrow{\delta_k}(t) = \beta_k\overrightarrow{u_k}\alpha_H R_k$

最大応答：

1 次変位：$\overrightarrow{\Delta_1} = \beta_1\overrightarrow{u_1}S_d(\omega_1)$

1 次加速度：$\overrightarrow{\mathrm{A}_1} = \beta_1\overrightarrow{u_1}S_a(\omega_1)$

動特性解析

$\ddot{R} + 2h\omega\dot{R} + \omega^2 R = -{}^{\alpha_g}/_{\alpha_H}$

時刻歴応答：

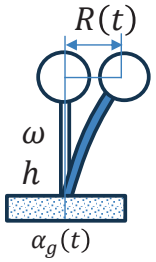
$R(t, \omega, h)$：応答倍率

ω：固有振動数

h：減衰定数

α_g(t)：地動加速度

α_{H}：地動最大加速度



応答スペクトル：$(\mathrm{S}_d, \mathrm{S}_a)$

$\mathrm{S}_d(\omega, h, \alpha_H) = \max_t \alpha_H R(t)$

$\mathrm{S}_a(\omega, h, \alpha_H) = \omega^2 S_d$

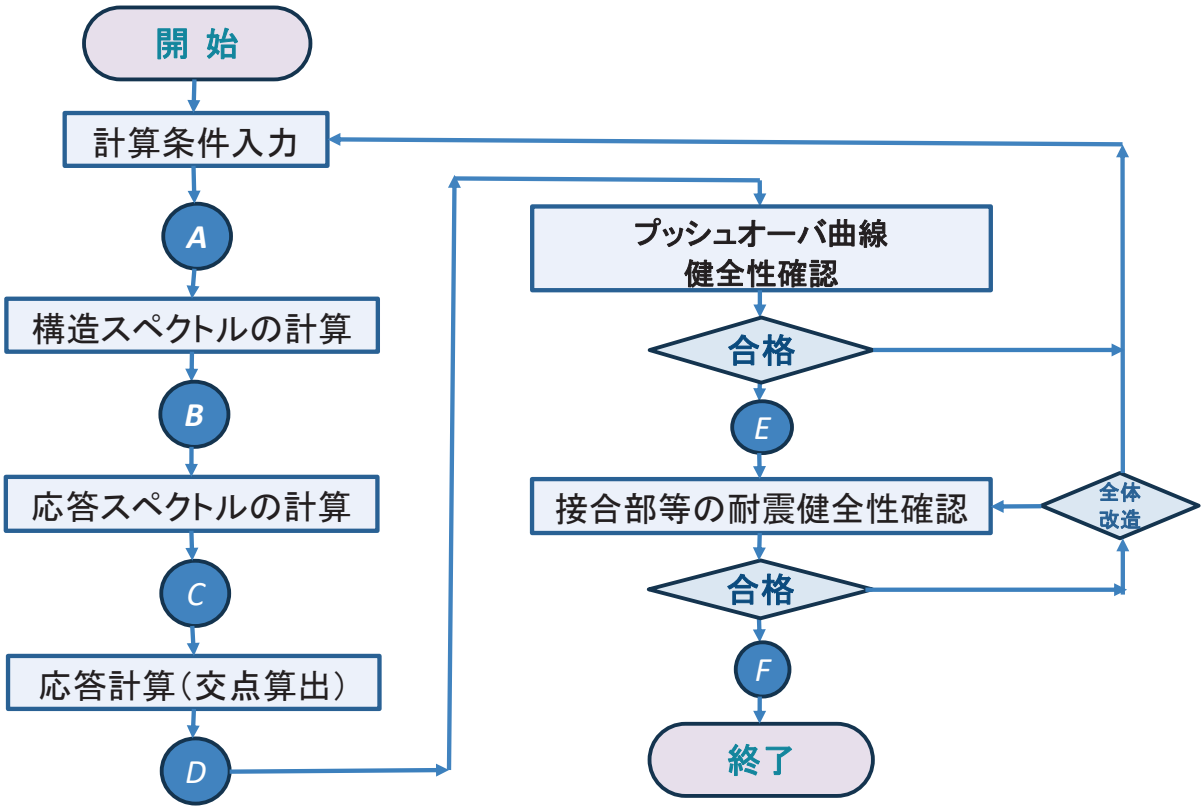
$\omega^2\alpha_H R = -(\alpha_H\ddot{R} + \alpha_g + 2h\omega\alpha_H\dot{R})$

$\cong -(\alpha_H\ddot{R} + \alpha_g)$

絶対加速度

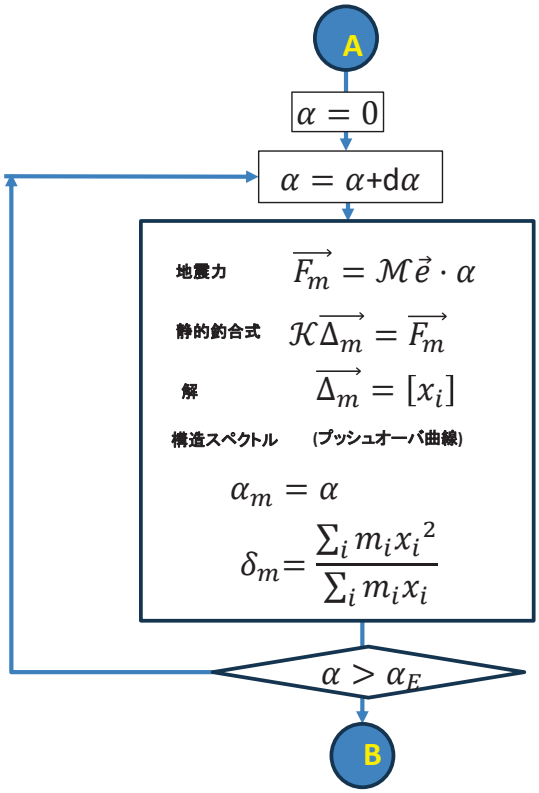
4.4. TwPov 実行フローチャート

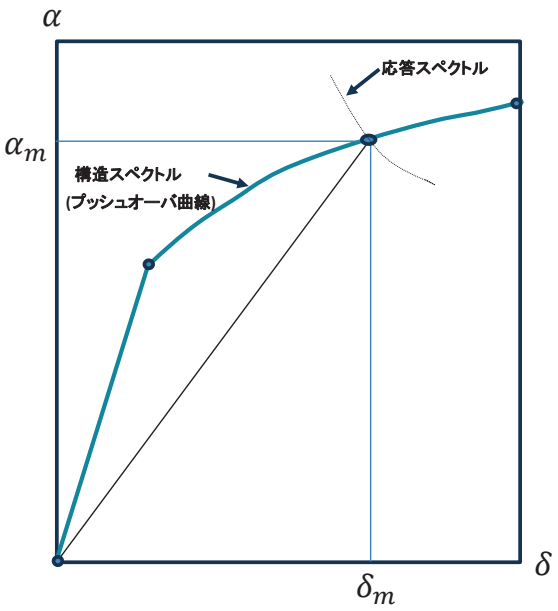
Return to manual Index



4.6. Structure Spectrum作成

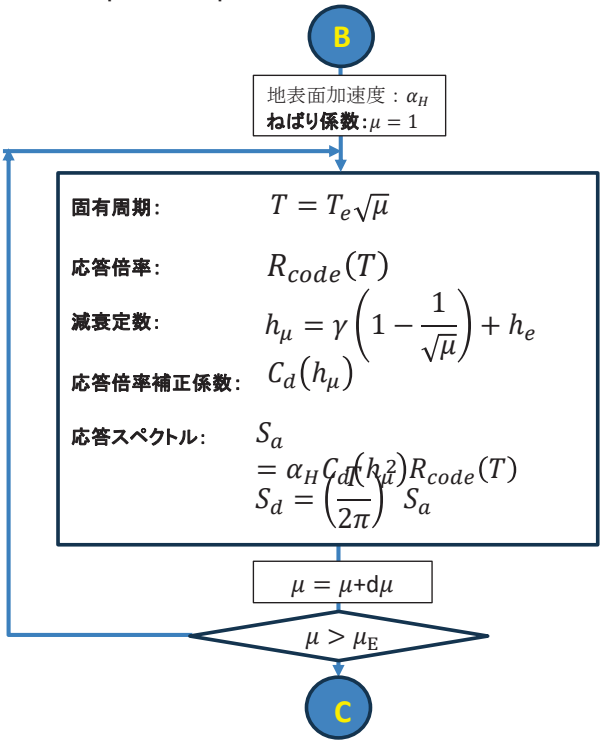
Return to manual Index



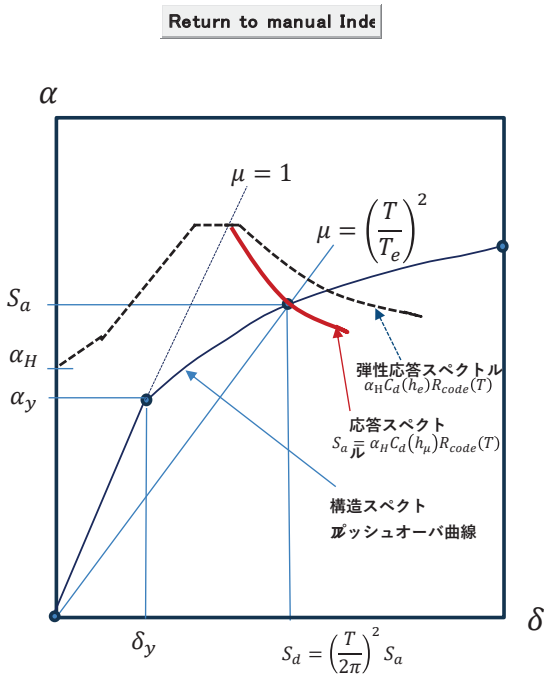


耐震性能スペクトル

4.5. Response Spectrum作成



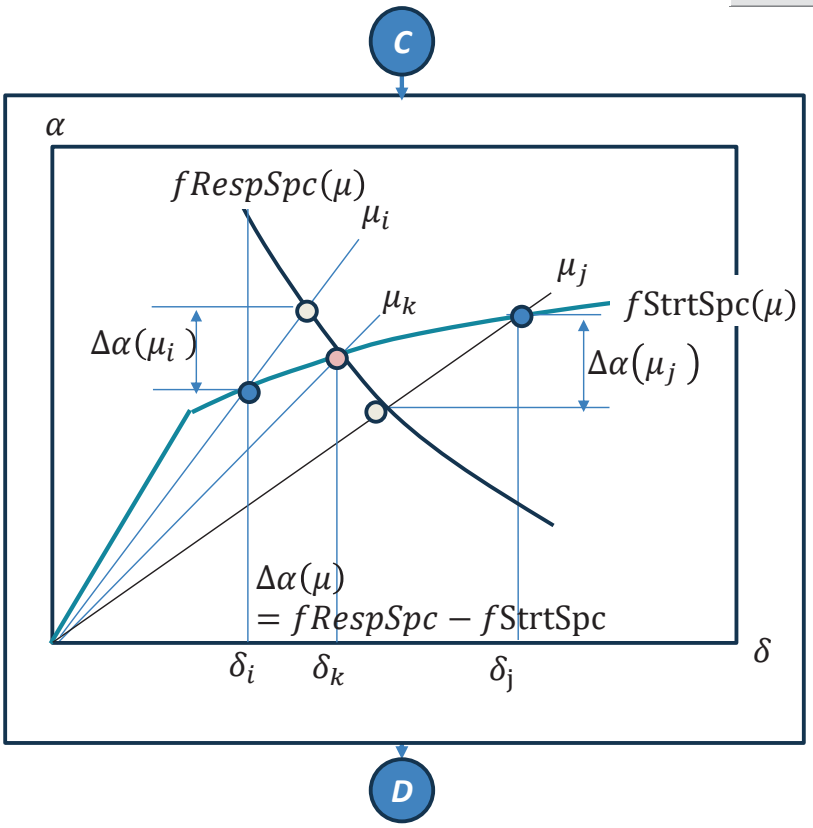
応答スペクトル *Response Spectrum*

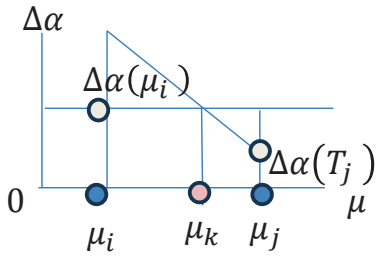


耐震性能スペクトル図

4.7. 応答スペクトルと構造スペクトルの交点

Return to manual Index





$$\frac{\Delta\alpha(\mu_i) - \Delta\alpha(\mu_j)}{\mu_i - \mu_j} = \frac{\Delta\alpha(\mu_i)}{\mu_i - \mu_k}$$

$$\mu_k = \frac{\Delta\alpha(\mu_i)\mu_j - \Delta\alpha(\mu_j)\mu_i}{\Delta\alpha(\mu_i) - \Delta\alpha(\mu_j)}$$

断面特性に関する基礎式

定義

無次元力
無次元変位
力・変位関係
曲げ角（無次元）
材料（無次元）
変位特性関数

（式4.12..1.1）

（式4.12..1.2）

（式4.12..1.3）

積分範囲の設定

4.8. プッシュオーバ解析

4.8.1. 構造要素

Return to manual Index

		設計 D	安全限界 S
1	応答変位 δ_μ(m)	0.004	0.033
2	修正震度 α_μ(m/s^2)	15.78	22.44
3	応答ねばり μ	1.00	2.00
4	弾性震度 α (m/s^2)	9.02	30.11
5	代替震度 α_{alt}(m/s^2)	4.73	15.78
6	入力地表震度 α_H(m/s^2)	6.00	20.02

評価基準

評価1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

評価2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

評価3： $\mu \le \bar{\mu}$ (塑性率法)

ただし、 $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$； $\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

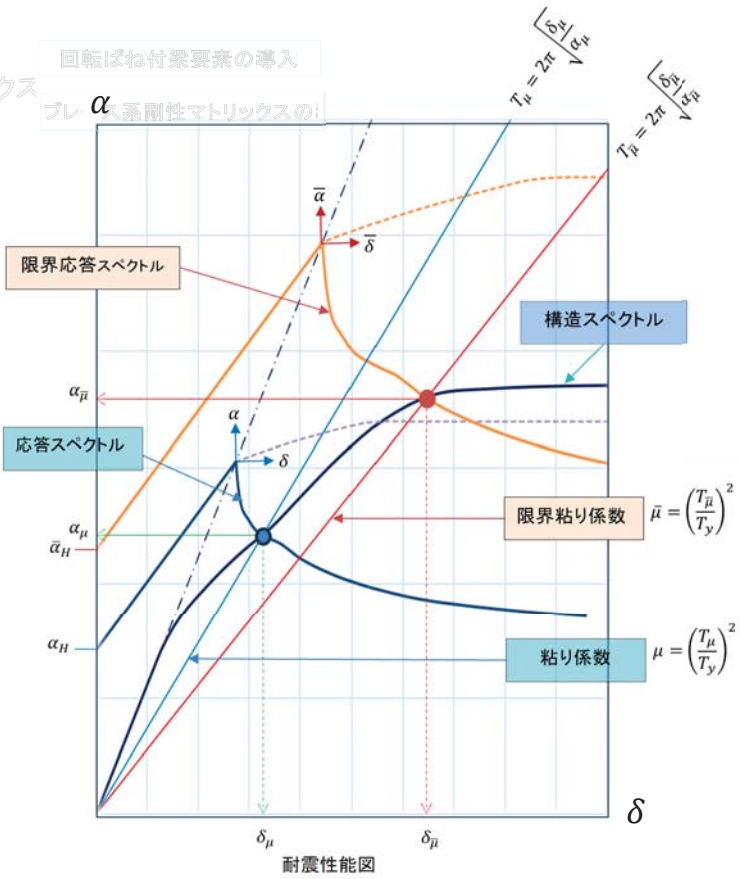
評価4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

評価5： $D_s\alpha \le \alpha_y$ (代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$

ただし、 $D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

評価6: $\alpha_H \le \bar{\alpha}_H$



耐震性能図

4.9. 耐震性能評価(FlowEF)

E

構造物の作用する静的地震力：

$$\vec{F}_m = \mathcal{M}\vec{b} \cdot \alpha_m(T, h_\mu, \alpha_H)$$

α_m: 応答スペクトルと構造ペクトルの交点の修正震度

h_μ : 減衰定数

$$h_\mu = \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_e$$

$\vec{b}$: **静的荷重分布数**

静的釣合方程式：

$$\mathcal{K}\overrightarrow{\delta_m} = \vec{F}_m$$

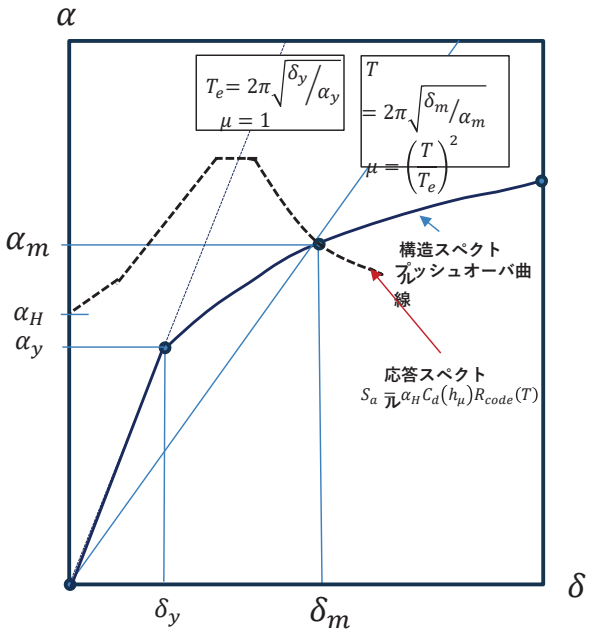
$\overrightarrow{\delta_m}$: 質点の静的変位

$\mathcal{K}$: n質点構造体の非線形剛性マトリックス

ねばり部材を除く耐震部材(接合部等)の健全性評価を行う。

F

Return to manual Index

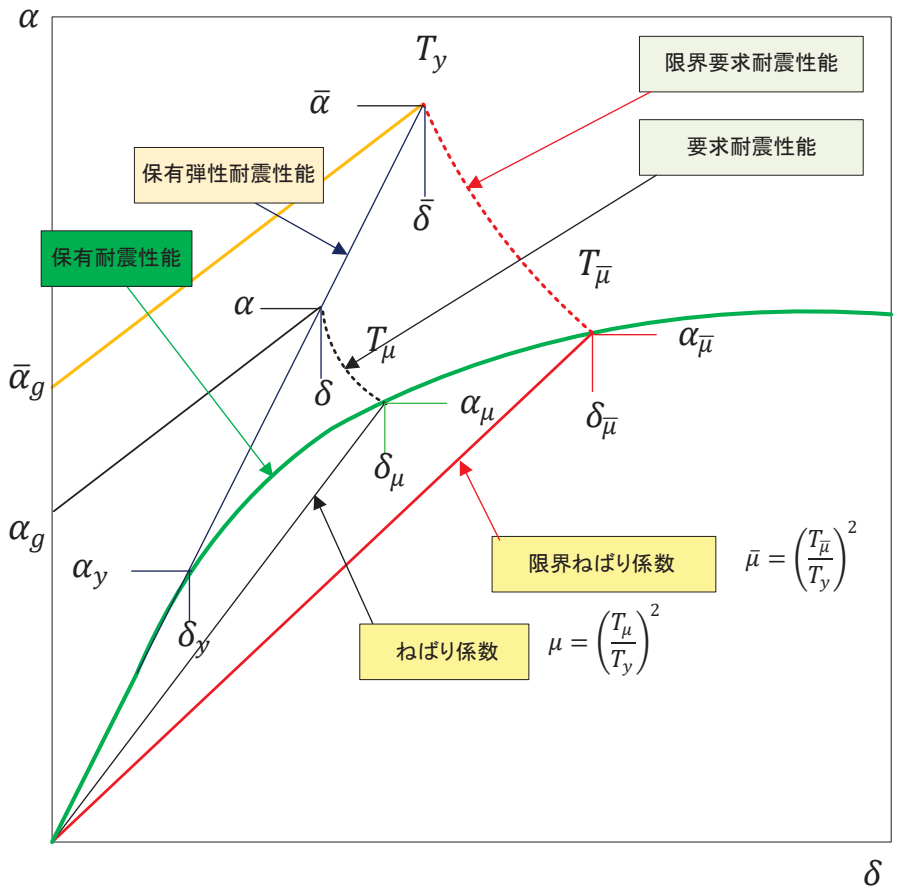


耐震性能スペクトル図

4.11. 耐震性能解析

Retuen to manual Index

4.11. 1. 構造スペクトル



4.11. 2. 評価基準

評価（耐震性の確認）は次の5種類が考えられる。いずれも等価である。

1.) 評価－1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

2.) 評価－2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

3) 評価－3： $\mu \le \bar{\mu}$ (塑性化率, Ductility factor)

ただし, $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$; $\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

4.) 評価－4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

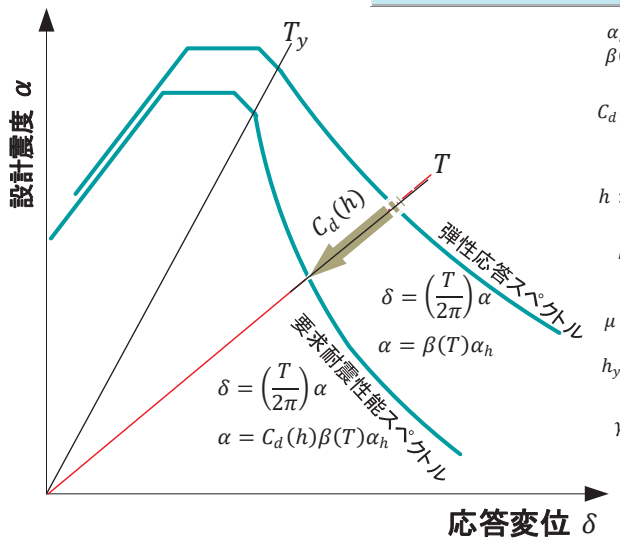
5) 評価－5： $D_s\alpha \le \alpha_y$ (代替法) ただし、$D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$

6) 評価－6: $\alpha_g \le \bar{\alpha}_g$

4.10. 塑性応答スペクトル

goto等価減衰定数　Return To manual Index



α_h：地表最大加速度
$\beta(T)$：基準応答倍率
KHKS 0861(2018)9.11 図$(a),(b)$
$C_d(h)$：基準応答倍率補正係数
KHKS 0861(2018)9.11 図(c)

h：等価減衰定数

$$h = \begin{cases} \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_y & \mu > 1 \\ h_y & \mu \le 1 \end{cases}$$

$\mu = \left(\frac{T}{T_y}\right)^2$　：ねばり係数

h_y：耐震設計構造物の減衰定数
KHKS 0861(2018)9.11 表$(a),(b)$
γ：減衰特性値で、
$\gamma = 0.25$
ただし、耐震性能上,座屈が
支配的な場合は、$\gamma = 0.20$

要求耐震性能スペクトルは、SDOF（1質点ばね）系の応答スペクトルいう。
この場合の減衰定数は耐震設計構造物の復元力特性を考慮して適切に定めるものとする。
ここで示した等価減衰定数 ***h*** の算定式は平成12年建設省告示第1475号に規定されている式を準用した。
等価減衰定数の導入に関して参考となる資料をSheets(″等価減衰定数″)示す。

4.12. 円筒梁要素の塑性曲げモデル

Return to Mnual Index

4.12..1 定義

$$A = \pi 2rt \qquad Z = \pi r^2 t$$

$$\bar{L}_N = \frac{N/A}{\sigma_y} \qquad \bar{D}_N = \frac{E}{\sigma_y}\frac{dz}{dh} \qquad a\theta = \int d\theta = \theta|_{l\theta}^{u\theta}$$

$$s\theta = \int cos\theta d\theta = sin\theta|_{l\theta}^{u\theta}$$

$$\bar{L}_M = \frac{M/Z}{\sigma_y} \qquad \bar{D}_M = \frac{E}{\sigma_y}\frac{rd\varphi}{dh} \qquad q\theta = \int cos^2\theta d\theta = \frac{\theta + sin\theta cos\theta}{2}\Big|_{l\theta}^{u\theta}$$

$$\bar{L}_N = \bar{D}_N - \frac{1}{\pi}[\bar{D}_M s\theta + (\bar{D}_N - \bar{\sigma}_c)a\theta]_{l\theta_b}^{u\theta_b} - \frac{1}{\pi}[\bar{D}_M s\theta + (\bar{D}_N + \bar{\sigma}_t)a\theta]_{l\theta_y}^{u\theta_y}$$

$$\bar{L}_M = \bar{D}_M - \frac{2}{\pi}[\bar{D}_M q\theta + (\bar{D}_N - \bar{\sigma}_c)s\theta]_{l\theta_b}^{u\theta_b} - \frac{2}{\pi}[\bar{D}_M q\theta + (\bar{D}_N + \bar{\sigma}_t)s\theta]_{l\theta_y}^{u\theta_y}$$

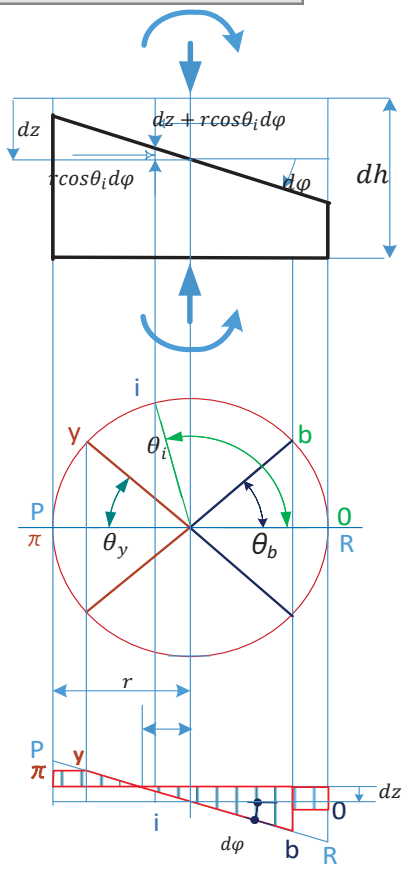
4.12..2 基礎式

式(4.12.1) $\bar{L}_N = \bar{F}_N(\bar{D}_N, \bar{D}_M)$

式(4.12.2) $\bar{L}_M = \bar{F}_M(\bar{D}_N, \bar{D}_M)$

4.12..3 積分範囲の設定

$if\ \eta_b > \eta_y$	$if\ \eta_b{}^2 < 1$	${}_l\theta_b$=0	${}_u\theta_b = cos^{-1}\eta_b$
	$if\ \eta_b{}^2 > 1$	${}_l\theta_b$=0	${}_u\theta_b = 0$
	$if\ \eta_y{}^2 < 1$	${}_l\theta_y = cos^{-1}\eta_y$	${}_u\theta_y = \pi$
	$if\ \eta_y{}^2 > 1$	${}_l\theta_y = \pi$;	${}_u\theta_y = \pi$
$if\ \eta_b < \eta_y$	$if\ \eta_b{}^2 < 1$	${}_l\theta_b = cos^{-1}\eta_b$	${}_u\theta_b = \pi$
	$if\ \eta_b{}^2 > 1$	${}_l\theta_b = \pi$	${}_u\theta_b = \pi$
	$if\ \eta_y{}^2 < 1$	${}_l\theta_y$=0	${}_u\theta_y = cos^{-1}\eta_y$
	$f\ \eta_y{}^2 > 1$	${}_l\theta_y$=0	${}_u\theta_y = 0$



ただし、 $\eta_b = (\bar{\sigma}_b - \bar{D}_N)/\bar{D}_M \quad \eta_y = (-\bar{\sigma}_y - \bar{D}_N)/\bar{D}_M$

$\bar{\sigma}_b = {}^{\sigma_b}/_{\sigma_y} \quad \bar{\sigma}_y = {}^{\sigma_y}/_{\sigma_y} \quad \bar{\sigma}_c = {}^{\sigma_c}/_{\sigma_y} \quad \bar{\sigma}_t = {}^{\sigma_t}/_{\sigma_y}$

4.12.3 支柱の変形特性の計算

式(4.12.1)および式(4.12.2)を満た す$\bar{D}_N(h)$ 及 $\bar{D}_M(h)$ を算出して

(式3.3.1)により変形特性値： dz(h,α_H)/dh 及 dφ(h,α_H)/dh を算定する。

式(4.12.3) $$\frac{dz(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E}\bar{D}_N(h,\alpha_H)$$

式(4.12.4) $$\frac{d\varphi(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E}\frac{\bar{D}_M(h,\alpha_H)}{r}$$

4.12.4. Pushuover Curve

式(4.12.5)積分して得られるαH−δ curveがPushover曲線である

式(4.12.5) $$\delta(\alpha_H) = \frac{1}{r}\frac{\sigma_y}{E}\int_0^H\int_0^h \bar{D}_M(h,\alpha_H)dh\,dh$$

なお、 全長にわたりにAc,Icが一定で弾性状態となるとき、積分すると、

$$\frac{dz}{dh} = \frac{mg}{EA_c}\left(1+\frac{\alpha_v}{g}\right) \quad \rightarrow z(h) = \frac{mg}{EA_c}\left(1+\frac{\alpha_v}{g}\right)h \quad \rightarrow z(H) = \frac{H}{EA_c}mg\left(1+\frac{\alpha_v}{g}\right)$$

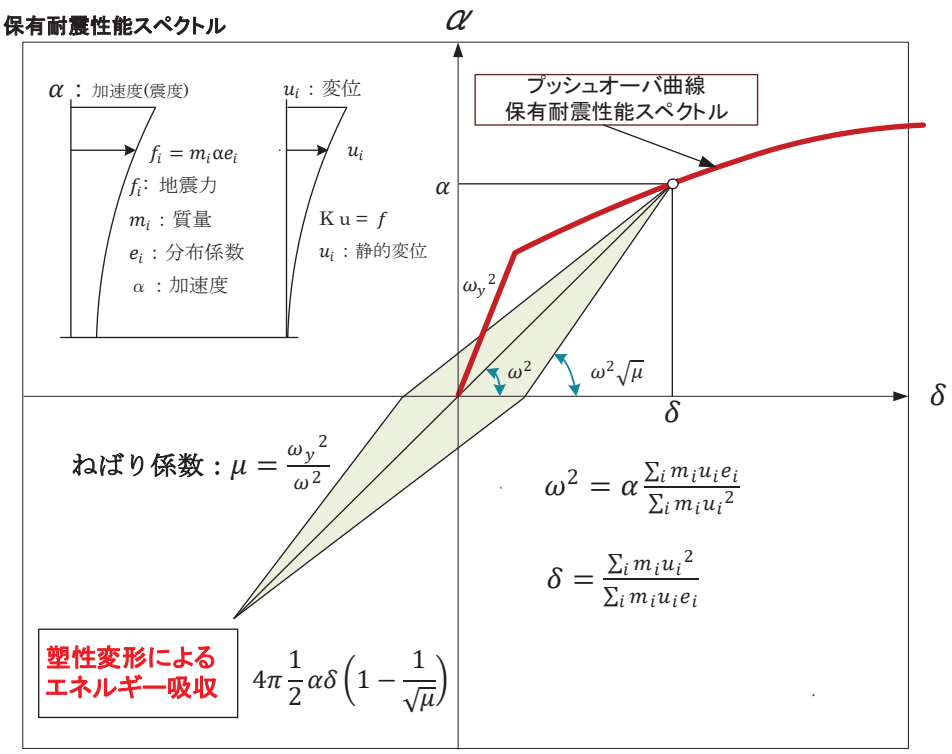
$$\frac{d\varphi}{dh} = \frac{m\alpha_H}{EI_c}(H-h) \quad \rightarrow \varphi(h) = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(Hh-\frac{1}{2}h^2\right) \quad \rightarrow \varphi(H) = \frac{1}{2}\frac{H^2}{EI_c}m\alpha_H$$

$$\frac{d\delta}{dh} = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(Hh-\frac{1}{2}h^2\right) \quad \rightarrow \delta(h) = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(\frac{1}{2}Hh^2-\frac{1}{6}h^3\right) \quad \rightarrow \delta(H) = \frac{1}{3}\frac{H^3}{EI_c}m\alpha_H$$

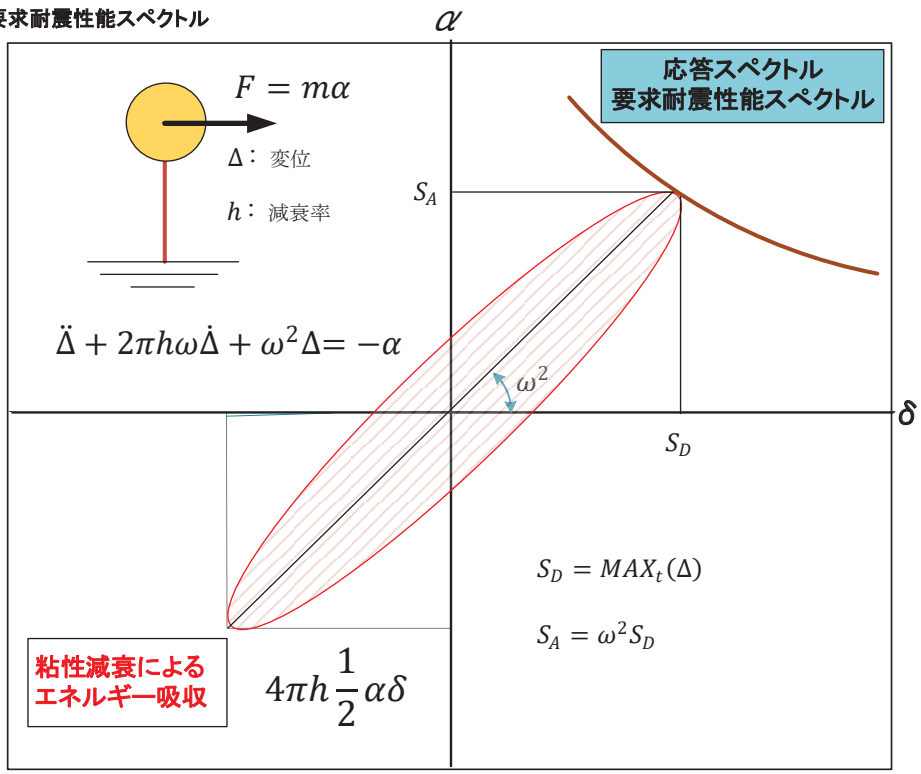
4.13. 等価減衰系

Retuen to Sheets List

4.13.1. 保有耐震性能スペクトル

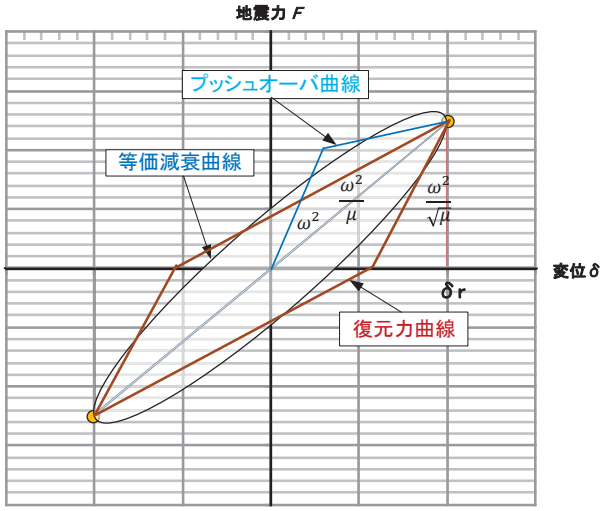


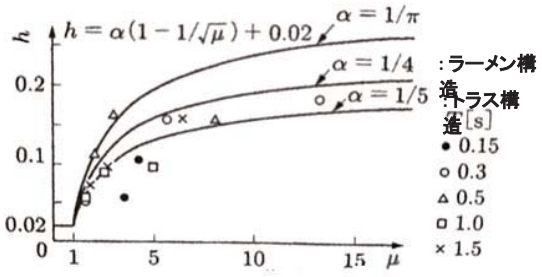
4.13.2. 要求耐震性能スペクトル



4.14 等価減衰定数

Return to Demand Spectrun　Return to Sheets List





(1) 最新構造解析(第3版)、柴田明徳、p139
(2) Gulkan,P. and M.A Sozen, Inelastic Response to
Earthquake Motion,ACI,Vol.71,No.12,1974

(1) 等価減衰曲線のループの面積: $4\pi h_\mu \frac{1}{2} \mathrm{F_r} \cdot \delta_r$

(2) 復元力曲線のループの面積: $4\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)\frac{1}{2}\mathrm{F_r} \cdot \delta_r$

(3) 等価減衰曲線のループの面積: $4\pi h_y \frac{1}{2} \mathrm{F}_y \cdot \delta_y$

---

(1)＝(2)+(3) として、等価減衰定数h_μを算出すると、

$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)+h_y & :\mu>1 \\ h & :\mu<1 \end{cases}$$

ここで、h_y：弾性応答ペクトルの減衰定数

剛性低下型復元力を持つ弾塑性系の応答波形に対して左図の結果が得られている。

等価減衰定数h_μは、

$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)+h_y & :\mu>1 \\ h & :\mu<1 \end{cases}$$

ねばり係数鉄骨構造　$\gamma = 0.25$
座屈が支配的　$\gamma = 0.2$

付録Ⅳ―４　球形貯槽のプッシュオーバー解析手法の構築

システムの構成と注意事項

Goto データ入力

Goto 表紙

A　本システムの5 Books 及び Sheets の構成は次の通り。

A.1　Books("SpPovMain")　共通データ入力用 Book
- Sheets(表紙)　(表紙シート)
- Sheets(システム構成)　(システム構成表示シート)
- Sheets(データ入力)　(共通データ入力シート)

A.2　Books("SpPovTov")　転倒計算用 Book
- Sheets(InputDD)　(Tov入力設定シート)
- Sheets(CalcPushOver)　(TovPov計算シート)
- Sheets(PushoverCurve)　(Tov計算結果表示シート)

A.3　Books("SpPovShear")　せん断変形計算用 Book
- Sheets(DataIn)　(Shear入力設定シート)
- Sheets(TotalPov)
- Sheets(Manage)
- Sheets(LocalPov)

A.4　Books("SpPovPlus")
- Sheets(設計)
- Sheets(Pov)
- Sheets(解析データ)
- Sheets(解析図)

A.5　Books("SpPovManual")

B　システム利用方法

B.1　A項のBook filesは同一ホルダーに保存しておくこと。

B.2　本システムの起動は、SpPovMain.xlsmを実行することによる。他のすべてのBooksは自動的にロードされる。

B.3　本システムの停止は、SpPovMain.xlsm内のSheets(InputDD)に配置されているCommand "Close"によること

B.4　その他

B.4.1　本システムの起動時に他のブックへのリンク確認がでるときは、「Link」するを選択すること。

B.4.2　アクティビティが無効にされましたとセキュリティ警告が出る場合は、コンテンツの有効化ボタンを押すこと

B.4.3　利用者の必要に応じて手動（Ctrl＋P）で印刷を行ってください。

B.4.4　自重のみで強度が不足する場合、座屈する場合などにはプッシュオーバ計算ができない場合があります。

1. 球形貯槽のプッシュオーバ解析システム

Close

Goto システム構成

1.1. Booksの構成

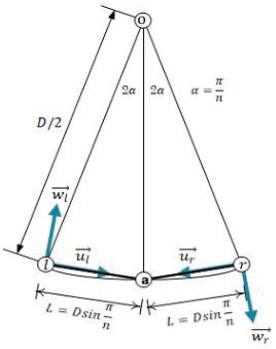
入力は1.1.1による。入力後1.1.2及び1.1.3により計算実行のあと 1.1.4にて耐震性能解析を行う。

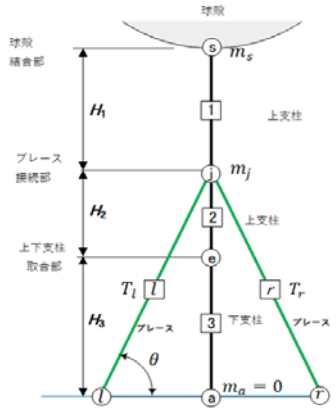
1.1.1	Books("SpPovMain")	:データの入力又は修正および取り込みはすべてこのBookにおいて行う。	toSet Data
1.1.2	Books("SpPovTov")	:転倒変位モードによるプッシュオーバ曲線(PovTov)を算出する。	toCalc Tov
1.1.3	Books("SpPovShear")	:せん断変位モードによるプッシュオーバ曲線(PovShear)を算出する。	toCalc Shear
1.1.4	Books("SpPovPlus")	:転倒(Tov)及びせん断(Shear)計算実行後に実行すること。球形貯槽の耐震性能解析を行う。	toCalc PovPlus
1.1.5	Books("SpPovManual")	:本解析システムの概要、用語の定義、計算理論及び評価方法、参考資料等を示す。	Goto Manual

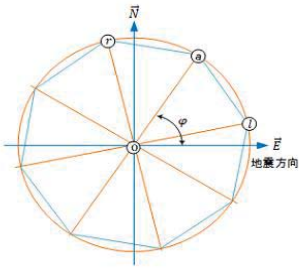
1.2. Input Data

ID: rod00　　InputData管理： 保存 呼出 削除

1.2.1. 基本条件	重要度	*IpCode*	I	(-)	表示用のみ（参考）
	地域区分	*ArCode*	A地区	(-)	表示用のみ（参考）
	地表最大加速度	*acch*	3.84	(m/s^2)	
	基本応答スペクトル	*Sa*	A4	(m/s^2)	$S_0(T)$ = KHKS 0861(2018) 9.11 図9.1.1(a),(b)
	限界ねばり	*Mue*	2.00	(-)	*Mue* = 2　(許容塑性率1.0 ； 2倍勾配法相当)
	γ値	*Gam*	0.25	(-)	*Gam* = 0.250　座屈が支配的な場合 0.2
	弾性ベース減衰定数	***he***	0.050	(-)	*he* = 0.030　KHKS 0861(2018) 9.11 表(a)
1.2.2. 本体	貯槽内径	*sDD*	12.410	(m)	
	肉厚	*sTh*	0.0200	(m)	表示用のみ（参考）
	降伏点	*sYield*	4.9000.E+08	(-)	表示用のみ（参考）
	気相圧力	*sP*	1.800.E+06	Pa	表示用のみ（参考）
	液比重	*sRho*	4.700.E+02	(kg/m^3)	表示用のみ（参考）
	全質量	*sMass*	4.5108.E+05	(kg)	設備質量+有効液質量
	重心高	*Hg*	8.000	(m)	重心高さは球殻中心高さと見なす。
1.2.3. 支持構造体	本数	*nn*	8	(-)	
(1) 支柱高	ブレース接続部	*Hb*	6.000	(m)	
	上下支柱取合点	*Hc*	5.000	(m)	
	基礎部取合	*Ha*	0.000	(m)	
(2) 上部支柱	外径	*uD*	0.4064	(m)	
	肉厚	*uTh*	0.00950	(m)	
	降伏点	*uSigy*	4.900.E+08	(N/m^2)	
	縦弾性係数	*uYng*	2.060.E+11	(N/m^2)	
(3) 下部支柱	外径	*lD*	0.406	(m)	
	肉厚	*lTh*	0.010	(m)	
	降伏点	*lSigy*	2.350.E+08	(N/m^2)	
	縦弾性係数	*lYng*	2.050.E+11	(N/m^2)	
(4) ブレース	ブレースタイプ	*bTyp*	ロッド	(-)	
	外径	*bD*	0.070	(m)	
	肉厚	*bTh*	0.035	(m)	
	降伏点	*bSigy*	2.350.E+08	(N/m^2)	
	縦弾性係数	*bYng*	2.050.E+11	(N/m^2)	







2. 球形貯槽の転倒計算によるプシュオーバ曲線

Return to Books List

2.1. Sheets 構成および説明

toCalc Tov

toShow Tov Drawing

toShow Calc Detail

InputDD ：表示計算条件にてTov計算を実行する。計算条件の変更はBook(PovMai n)による。

PushoverCurve：転倒モード・プッシュオーバカーブを作成・図示する。

CalcPushOver ：保有耐震性能スペクトルデータの計算の詳細を表示する。

2.2. 計算条件データ

(1)	m	Total mass	4.5108.E+05	kg
(2)	Hg	height of weigth Center	8.0000.E+00	m
(3)	rs	rdius of pitch circle	6.2050.E+00	m
(4)	Hc	Effective Height of column	7.2060.E+00	–
(5)	Ac	area single column	1.1846.E-02	m^2
(6)	nc	number of column	8.0000.E+00	–
(7)	ndiv	devided number	1.0000.E+01	(—)
(8)	σ_y	sigYield	2.3500.E+08	N/m^2
(9)	σ_B	sigBuckling	2.3500.E+08	N/m^2
(10)	σ_t	sigTensileHold	2.3500.E+08	N/m^2
(11)	σ_C	sigCompresiveHold	2.3500.E+08	N/m^2
(12)	E	Youg's coeficient	2.0500.E+11	N/m^2
(13)	⊿h	=Hc/ndiv	7.2060.E-01	m
(14)	As	= nc・Ac	9.4764.E-02	m^2
(15)	Is	= As*r^2/2	1.8243.E+00	m^4
(16)	Zs	= As*r/2	2.9401.E-01	m^3
(17)	Gg	Weight acc	9.8067.E+00	m/s^2

2.3. 共有関数

：cell 内で使用できる関数(「プッシュオーバ曲線作成」後、使用可能です。)

荷重特性

Ln = fLn(α v)

Lm = fLm(α h,h)

変形特性

Dn = fDn(Ln,Lm)

Dm = fDm(Ln,Lm)

プッシュオーバ曲線

δ (Top)= fPushover(α h, α v)

α (Colaps) = fColaps(α v)

α (Yield) = fYield(α v)

2.4. 解説

av ： 球殻中心における鉛直設計加速度(自重のみの計算の時 av=0.0) (m/s^2)

ah ： 球殻中心における水平設計加速度 (m/s^2)

Dn ： 鉛直変形係数 $\frac{dz}{dh} = D_N \frac{\sigma_y}{E}$

Dm ： 水平 at height = h $\frac{rd\varphi}{dh} = D_M \frac{\sigma_y}{E}$

Ln ： 鉛直 at height = h $L_N = N/A\sigma_y$

Lm ： 水平 at height = h $L_M = M/Z\sigma_y$

Displacement(Top) ： 設計加速度に対する球殻中心における水平変位量

α (Colaps) ： 崩壊時設計加速度

α (Yield) ： 降伏時設計加速度

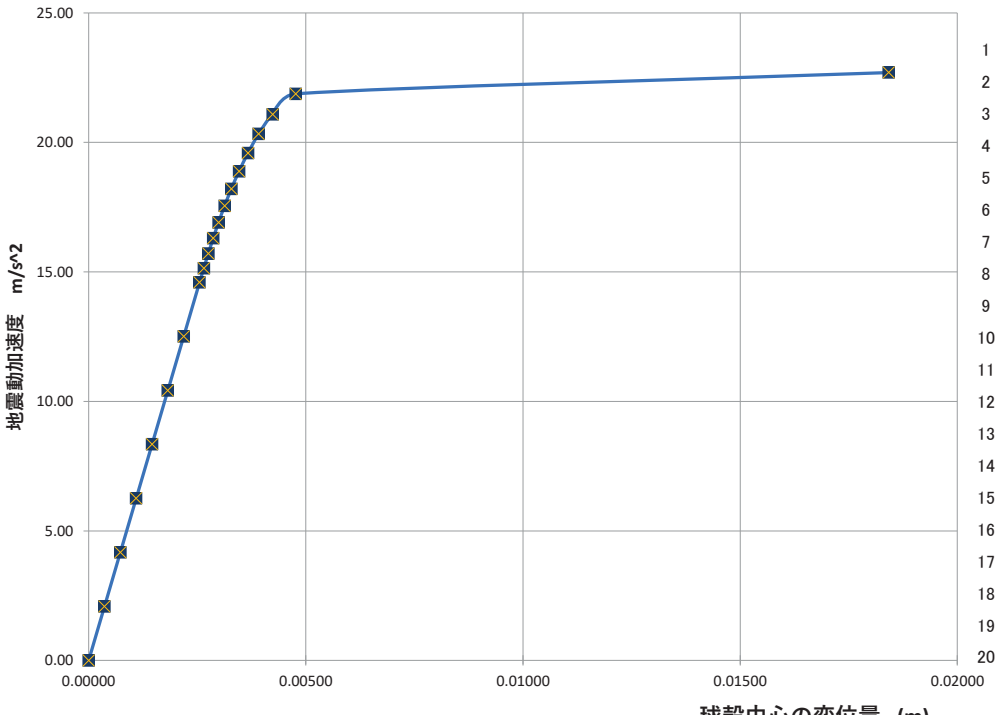
2.5 参考

Err＝Ln − fRn(Dn,Dm) ： axial load calc Error for Dn, Dm

Err = Lm − fRm(Dn,Dm) ： horizontal load Calc Error for Dn, Dm

2.5. 球形貯槽の転倒モーメントに関するプッシュオーバ曲線

Goto CalcDetail　Return Sheets Lis



2.6. 耐震性能スペクトルを算出

(Pushover Curve)

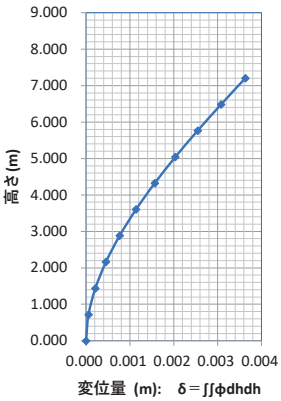
	α_h (m/s^2)	δ top (m)	
	α_v	1.92	(m/s^2)
1	0.00	0.00000	
2	2.09	0.00036	
3	4.17	0.00073	
4	6.26	0.00109	
5	8.34	0.00146	
6	10.43	0.00182	
7	12.51	0.00219	
8	14.60	0.00255	(Yield)
9	15.15	0.00265	
10	15.71	0.00276	
11	16.30	0.00287	
12	16.91	0.00299	
13	17.55	0.00313	
14	18.20	0.00328	
15	18.88	0.00346	
16	19.59	0.00367	
17	20.33	0.00391	
18	21.09	0.00423	
19	21.88	0.00477	
20	22.70	0.01842	(Colaps)

2.7. 設計震度ごとの応答変位の計算内訳

Return Sheets List | Return to DrawPov

	αv	αh
加速度 m/s^2	1.9	19.83

Layer	h	Ln	Lm	Dn	Dm	z	φ	δ
10	7.2060	0.238	0.103	0.260	0.105	2.29E−03	0.000778	**0.00363**
9	6.4854	0.238	0.196	0.260	0.195	2.07E−03	7.58E−04	0.003080
8	5.7648	0.238	0.289	0.260	0.285	1.86E−03	7.26E−04	0.002545
7	5.0442	0.238	0.383	0.260	0.375	1.64E−03	6.82E−04	0.002038
6	4.3236	0.238	0.476	0.260	0.464	1.43E−03	6.26E−04	0.001567
5	3.6030	0.238	0.569	0.260	0.554	1.21E−03	5.58E−04	0.001140
4	2.8824	0.238	0.662	0.260	0.644	9.96E−04	4.79E−04	0.000766
3	2.1618	0.238	0.756	0.260	0.734	7.81E−04	3.87E−04	0.000454
2	1.4412	0.238	0.849	0.275	0.853	5.60E−04	2.81E−04	0.000214
1	0.7206	0.238	0.942	0.324	1.033	3.12E−04	1.56E−04	0.000056
0	0.0000	0.238	1.036	0.432	1.307	0.00E+00	0.00E+00	0.000000



注記 **青色着色Layerは、弾性域を超えていることを示す。**

表の各数値は下式（1～10式）による。

1 Ln = m(g+αv)/Ac/σy = fLn(αv)

2 Lm=mαH*(H−h)/Zc/σ = fLm(αh, h)

3 Dn = fDn(Ln, Lm)

4 Dm = fDm(Ln, Lm)

5 $z(h+\Delta h,\alpha_H) = z(h,\alpha_H) + \frac{\bar{D}_N(h+\Delta h,\alpha_H)+\bar{D}_N(h,\alpha_H)}{2}\frac{\sigma_y}{E}\Delta h$ $\frac{\sigma_y}{E}\Delta h$ = 8.26E−04

6 $\varphi(h+\Delta h,\alpha_H) = \varphi(h,\alpha_H) + \frac{\bar{D}_M(h+\Delta h,\alpha_H)+\bar{D}_M(h,\alpha_H)}{2}\frac{\sigma_y}{E}\Delta h/r$ $\frac{\sigma_y}{E}\Delta h/r$= 1.33E−04

7 $\delta(h+\Delta h,\alpha_H) = \delta(h,\alpha_H) + \frac{\varphi(h+\Delta h,\alpha_H)\varphi(h,\alpha_H)+\varphi(h,\alpha_H)}{2}\Delta h$ Δh = 7.21.E−01

8 δtop = fPushOver(αh, αv)

9 α(Colaps) = fColaps(αv)

10 α(Yield) = fYield(αv)

3. 球形貯槽のせん断変位プシュオーバ曲線

Exec Make Pushover　Return to Books List

Goto DataIn
Goto TotalPov
Goto LocalPov
Goto Manage

3.1. Sheets 構成

DataIn　：計算条件を表示している。データの変更はBooks(SpMain)にて行う。　ここでは、変更しないこと。

TotalPov　：計算結果の横変位モード・プシュオーバ曲線を図示する。

Manage　：横変位モード・プシュオーバ曲線の計算過程を支柱iColumn及び構造状態iSTP毎に表示する。

LocalPov　：支柱(iColumn)毎のプシュオーバ曲線を表示

3.2. 計算条件表示

3.2.1. 本体	貯槽内径	*sDi*	1.241.E+01	(m)
	肉厚	*sTh*	2.000.E-02	(m)
	降伏点	*sYield*	4.900.E+08	(-)
	気相圧力	*sP*	1.800.E+06	Pa
	液比重	*sRho*	4.700.E+02	(kg/m^3)
	全質量	*sMass*	4.511.E+05	(kg)
	重心高	*Hg*	8.000.E+00	(m)
3.2.2. 耐震条件	重要度	*IpCode*	I	(-)
	地域区分	*ArCode*	A地区	(-)
	地表最大加速度	*acch*	3.840.E+00	(m/s^2)
3.2.3. 支柱	本数	*nn*	8.000.E+00	(-)
	支柱配置円径	*Dpc*	1.241.E+01	(m)
・支柱高	球殻結合部	*Hs*	7.206.E+00	(m)
	ブレース接続部	*Hb*	6.000.E+00	(m)
	上下支柱取合点	*Hc*	5.000.E+00	(m)
	基礎部取合	*Ha*	0.000.E+00	(m)
・上部支柱	外径	*uD*	4.064.E-01	(m)
	肉厚	*uTh*	9.500.E-03	(m)
	降伏点	*uSigy*	4.900.E+08	(N/m2)
	縦弾性係数	*uYng*	2.060.E+11	(N/m2)
・下部支柱	外径	*lD*	4.064.E-01	(m)
	肉厚	*lTh*	9.500.E-03	(m)
	降伏点	*lSigy*	2.350.E+08	(N/m2)
	縦弾性係数	*lYng*	2.050.E+11	(N/m2)
・ブレース	ブレースのタイプ	*bTyp*	ロッド	(-)
	外径	*bD*	7.000.E-02	(m)
	肉厚	*bTh*	3.500.E-02	(m)
	降伏点	*bSigy*	2.350.E+08	(N/m2)
	縦弾性係数	*bYng*	2.050.E+11	(N/m2)

3.2.4. その他	重力加速度	*gw*	9.80665	(m/s^2)
	円周率	*pi*	3.14159	(-)
	支柱１長	*H_1*	1.206.E+00	(m)
	支柱２長	*H_2*	1.000.E+00	(m)
	支柱３長	*H_3*	5.000.E+00	(m)
	支柱１剪断係数	*btr_1*	4.696.E-02	(-)
	支柱２剪断係数	*btr_2*	6.830.E-02	(-)
	支柱３剪断係数	*btr_3*	2.732.E-03	(-)
	支柱１曲げ係数	*spgC_1*	2.741.E+07	(N/m)
	支柱２曲げ係数	*spgC_2*	4.808.E+07	(N/m)
	支柱３曲げ係数	*spgC_3*	3.828.E+05	(N/m)
	ブレース有効剛性	*spgBb*	3.991.E+07	(N/m)
	支柱軸有効剛性	*spgBc*	4.051.E+08	(N/m)
	支柱間角度	*alp*	0.392699082	(radian)
	ブレース角	*tht*	0.901249454	(radian)
	支柱間長さ	*L*	4.749.E+00	(m)
	終局曲げ強度	*uM*	7.3344.E+05	(N・m)
	終局軸力	*uT*	4.5219.E+05	(N)
	軸座屈応力	*uB*	4.5219.E+05	(N)

$$btr = \kappa \frac{E}{G} \cdot \frac{I}{A} \frac{1}{L^2}$$

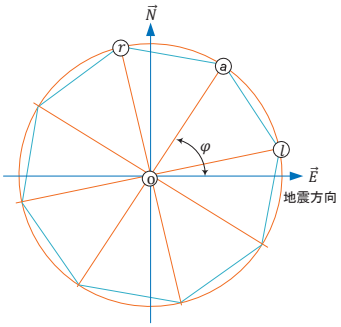
$$spgC = \frac{EI}{H^3}$$

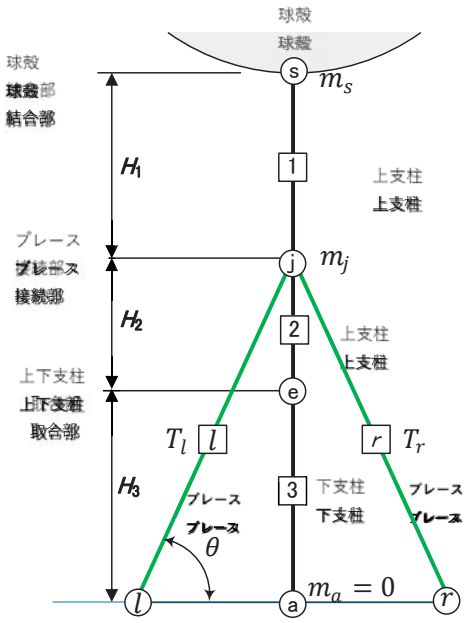
$$spgBb = \frac{E_B A_B \cos^3\theta}{L}$$

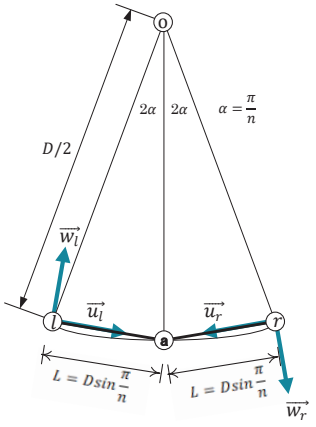
$$spgBc = \frac{1}{\frac{H_2}{E_{C2} A_{OC2}} + \frac{H_3}{E_{C3} A_{C3}}}$$

$$uM = uSigY \cdot Zp$$

$$uT = bSigY \cdot A$$

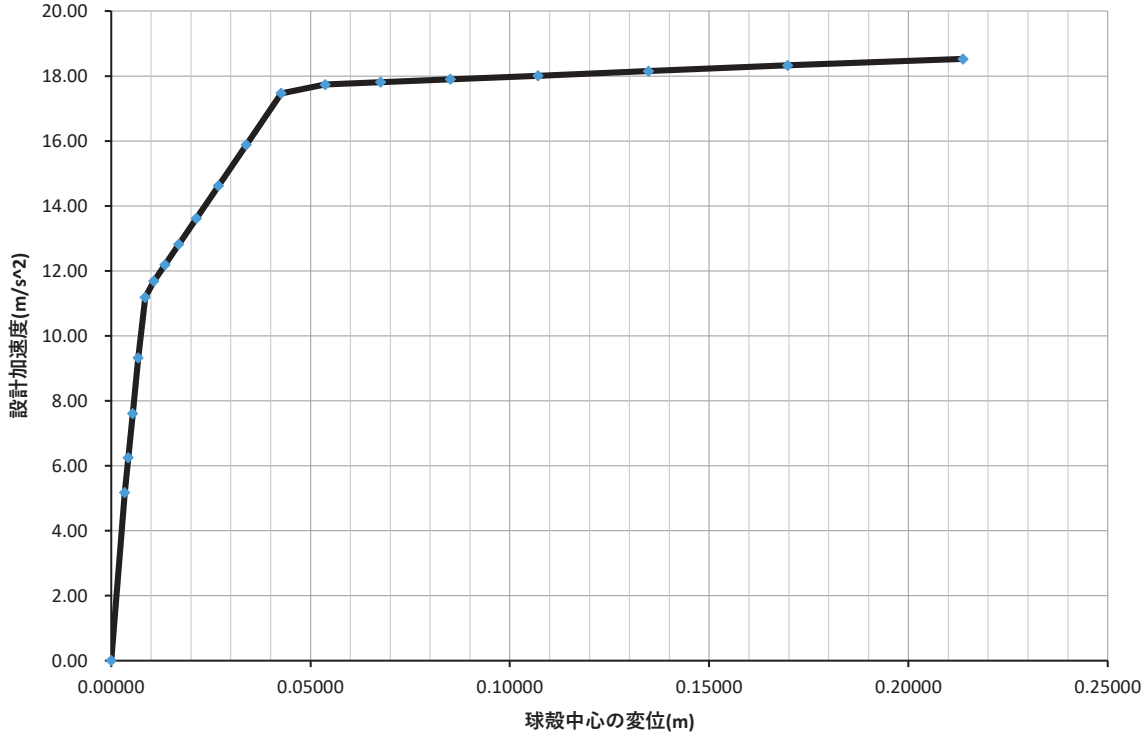






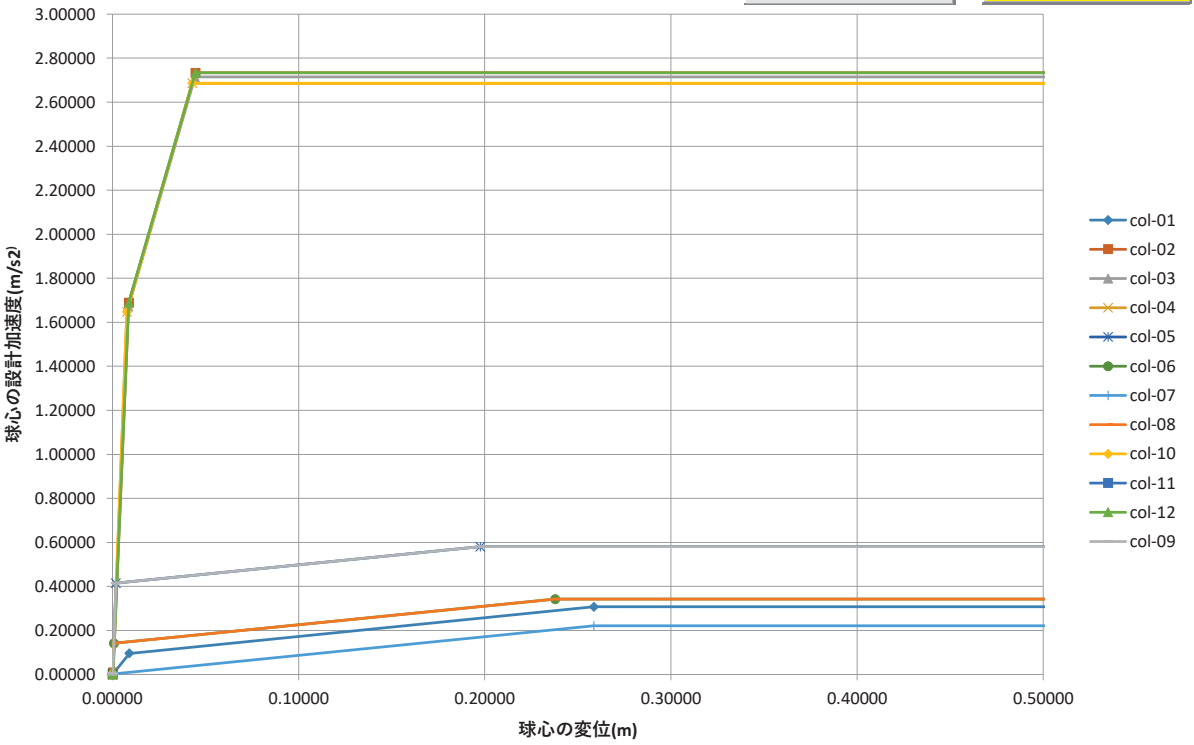
3.3. 球形貯槽のせん断変位モード・プッシュオーバ曲線

Return to Manage　Return Sheets List



3.6. 支柱毎のせん断変位モード・プッシュオーバ曲線

Return manage　Return Sheets List



3.4. 支柱(iCol) に関する構造状態(iSTP)の表示

Return Sheets List

istp ：構造状態の進展順
istp ＝0 ：自重計算
istp ≧ 1 ：強制変位計算
column ：計算対象支柱番号
acc (m/s^2) ：計算震度＝Fs/sMass ：x-方向 , y-方向
def (m) ：球殻中心の変位 ：x-方向 , y-方向
ms (N・m) ：支柱上端の曲げモーメント
mj (N・m) ：ブレース接合部における支柱曲げモーメント
tl (N) ：ブレース張り軸力
tr (N) ：ブレース圧縮軸力
a(m/s^2) ：地震方向の設計震度
d(m) ：地震方向の応答変位
TRUE ：当該モーメント・軸力が健全
FALSE ：当該モーメント・軸力が損傷
損傷モード ：goto 損傷モードとは

構造状態			損傷モード	
istp	6			
column	12			collapse
acc (m/s2)	1.2922.E+00	-2.4098.E+00	a(m/s^2)	2.7330
def (m)	1.0223.E+00	-1.7706.E+00	d(m)	2.0445
ms (N・m)	6.4665.E+05	3.4609.E+05	ms	FALSE
mj (N・m)	6.4076.E+05	3.5687.E+05	mj	FALSE
tl (N)	4.1161.E+04		Tl	TRUE
tr (N)	-8.3056.E+04		Tr	FALSE

goto 計算詳細

次 構造状態			損傷モード	
istp	7			
column	12			collapse
acc (m/s2)	1.292.E+00	-2.410.E+00	a(m/s^2)	-2.6177
def (m)	3.152.E-01	-1.063.E+00	d(m)	-0.9748
ms (N・m)	6.466.E+05	3.461.E+05	ms	FALSE
mj (N・m)	6.408.E+05	3.569.E+05	mj	FALSE
tl (N)	4.116.E+04		Tl	TRUE
tr (N)	-8.306.E+04		Tr	FALSE

calc Total POV | calc Local POV | Change Column | move to Prev STP | move to Next STP

Total POV ：支柱ごとのPOVの直列和を計算するコマンド
Local POV ：支柱ごとのPOVを計算するコマンド
Change Column ：表示支柱を指定するコマンド
Next STP ：次の構造状態へ進めるコマンド
Prev STP ：前の構造状態へ戻るコマンド
Detail Calc 計算詳細 ：構造状態の計算詳細を表示するコマンド

3.5. 支柱(iCol) に関する構造状態(iSTP)の計算の詳細

本シートはロックされていませんので、セルの式等の変更は慎重に行ってください

return 支柱:構造状態選択画面

3.5.1 梁要素剛性マトリックス E(i,j,ie,ix)
3.5.2 支柱系剛性マトリックス G(17,17)
3.5.3 ブレース系剛性マトリックス B(3,3)
3.5.4 ブレース・支柱合成系 Q=iQfG(G+B)
3.5.5 損傷評価
3.5.5.1. 支柱部評価
3.5.5.2. ブレース張力評価
3.5.6 応答増分
3.5.6.1. Tab. 変位入力増分評価
3.5.6.2. Tab. 球殻部地震力負荷（地震力・地震変位）
3.5.6.3. 部材地震力
3.5.6.4. Next State Vector

3.5.1 梁要素剛性マトリックス E(i,j,ie,ix)

Formula3.5.1-1 計算公式

$$[R(i,j)]=\frac{EI}{\psi H^3}\begin{bmatrix} (1+r_i+r_j) & \left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & -(1+r_i+r_j) & \left(\frac{1}{2}+r_i\right)L \\ \left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_j\right)L^2 & -\left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & \left(\frac{1}{6}-\beta\right)L^2 \\ -(1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & (1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right)L \\ \left(\frac{1}{2}+r_i\right)L & \left(\frac{1}{6}-\beta\right)L^2 & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right)L & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right)L^2 \end{bmatrix}$$

ただし、

$$\psi=\left(\frac{1}{3}+\beta\right)(1+r_i+r_j)+r_ir_j-\frac{1}{4}$$

ix=1 → L= H
ix=2 → L= - H

Tab-3.5.1-2 計算条件

iE=1	ψ =	1E+16	ri=	100000000
	H =	1.206005038	rj=	100000000
	spgC =	2.741.E+07	beta=	0.046960725
	spgC/ ψ =	2.741.E-09		
i E=2	ψ =	0.151635273	ri=	0
	H =	1	rj=	0
	spgC =	4.808.E+07	beta=	0.068301939
	spgC/ ψ =	3.171.E+08		
iE=3	ψ =	0.086065411	ri=	0
	H =	5	rj=	0
	spgC =	3.828.E+05	beta=	0.002732078
	spgC/ ψ =	4.447.E+06		

E(i,j,ie,ix) ie=要素番号、ix=変位・回転方向 fE(ir,ie,ix)=Σ$_{ic}$E(ir,ic,ie,ix)*dE(ic,ie,ix) ;dE(ic,ie,ix)=dG(iGfE(ic,ie,ix))

Tab-3.5.1-3 ix=1 (x方向変位；y方向回転)

端末力		fE(ir,ie,ix)	ic=1	ic=2	ic=3	ic=4	dE(ic,ie,ix)	変位	ic	ie	ix	iGonE(ic,ie,ix)	iQonG(i)
E(ir,ic,1,1)	Fx1	-3.876.E-01	0.548182764	3.306.E-01	-5.482.E-01	3.306.E-01	-7.071.E-01	x1	1	1	1	1	12
	My1	-2.337.E-01	3.306.E-01	3.987.E-01	-3.306.E-01	4.772.E-10	0.000.E+00	ty1	2	1	1	2	13
	Fx2	3.876.E-01	-5.482.E-01	-3.306.E-01	5.482.E-01	-3.306.E-01	4.673.E-10	x2	3	1	1	3	1
	My2	-2.337.E-01	3.306.E-01	4.772.E-10	-3.306.E-01	3.987.E-01	-7.012.E-09	ty2	4	1	1	4	2
E(ir,ic,2,1)	Fx2	-2.755.E-02	3.171.E+08	1.585.E+08	-3.171.E+08	1.585.E+08	4.673.E-10	x2	1	2	1	3	1
	My2	-1.653.E-01	1.585.E+08	1.273.E+08	-1.585.E+08	3.119.E+07	-7.012.E-09	ty2	2	2	1	4	2
	Fx3	2.755.E-02	-3.171.E+08	-1.585.E+08	3.171.E+08	-1.585.E+08	-4.882.E-09	x3	3	2	1	5	3
	My3	1.377.E-01	1.585.E+08	3.119.E+07	-1.585.E+08	1.273.E+08	-3.861.E-09	ty3	4	2	1	6	4
E(ir,ic,3,1)	Fx3	-2.755.E-02	4.447.E+06	1.112.E+07	-4.447.E+06	1.112.E+07	-4.882.E-09	x3	1	3	1	5	3
	My3	-1.377.E-01	1.112.E+07	3.736.E+07	-1.112.E+07	1.823.E+07	-3.861.E-09	ty3	2	3	1	6	4
	Fx4	2.755.E-02	-4.447.E+06	-1.112.E+07	4.447.E+06	-1.112.E+07	0.000.E+00	x4	3	3	1	7	14
	My4	0.000.E+00	1.112.E+07	1.823.E+07	-1.112.E+07	3.736.E+07	3.336.E-09	ty4	4	3	1	8	5

Tab-3.5.1-4 ix=2(y方向変位；x方向回転)

端末力		fE(ir,ie,ix)	ic=1	ic=2	ic=3	ic=4	dE(ic,ie,ix)	変位	ic	ie	ix	iGonE(ic,ie,ix)	iQonG(i)
E(ic,ir,1,2)	Fy1	3.876.E-01	5.482.E-01	-3.306.E-01	-5.482.E-01	-3.306.E-01	7.071.E-01	y1	1	1	2	9	15
	Mx1	-2.337.E-01	-3.306.E-01	3.987.E-01	3.306.E-01	4.772.E-10	0.000.E+00	θ x1	2	1	2	10	16
	Fy2	-3.876.E-01	-5.482.E-01	3.306.E-01	5.482.E-01	3.306.E-01	-2.520.E-10	y2	3	1	2	11	6
	Mx2	-2.337.E-01	-3.306.E-01	4.772.E-10	3.306.E-01	3.987.E-01	-1.205.E-08	θ x2	4	1	2	12	7
E(ic,ir,2,2)	Fy2	4.771.E-02	3.171.E+08	-1.585.E+08	-3.171.E+08	-1.585.E+08	-2.520.E-10	y2	1	2	2	11	6
	Mx2	-2.863.E-01	-1.585.E+08	1.273.E+08	1.585.E+08	3.119.E+07	-1.205.E-08	θ x2	2	2	2	12	7
	Fy3	-4.771.E-02	-3.171.E+08	1.585.E+08	3.171.E+08	1.585.E+08	8.921.E-09	y3	3	2	2	13	8
	Mx3	2.386.E-01	-1.585.E+08	3.119.E+07	1.585.E+08	1.273.E+08	-6.594.E-09	θ x3	4	2	2	14	9
E(ic,ir,3,2)	Fy3	4.771.E-02	4.447.E+06	-1.112.E+07	-4.447.E+06	-1.112.E+07	8.921.E-09	y3	1	3	2	13	8
	Mx3	-2.386.E-01	-1.112.E+07	3.736.E+07	1.112.E+07	1.823.E+07	-6.594.E-09	θ x3	2	3	2	14	9
	Fy4	-4.771.E-02	-4.447.E+06	1.112.E+07	4.447.E+06	1.112.E+07	0.000.E+00	y4	3	3	2	15	17
	Mx4	0.000.E+00	-1.112.E+07	1.823.E+07	1.112.E+07	3.736.E+07	5.871.E-09	θ x4	4	3	2	16	10

3.5.2 支柱系剛性マトリックス G(17,17)

makeG

Formula3.5.2-1

$$G(iG,jG) = \sum_{ie} {}_{ix}E(ir,ic,ie,ix)$$
ただし iG=iGonE(ir,ie,ix)
jG=iGonE(ic,ie,ix)

Tab-3.5.2-2 G(iG,jG) x 軸方向地震力: 1≦iG≦8 1≦jG≦8 ←Formula3.5.2-1

端末力			jx1: jG=1	θy1: jG=2	x2: jG=3	θy2: jG=4	x3: jG=5	θy3: jG=6	x4: jG=7	θy4: jG=8	変位		iG	iQonG(iG)
Fsx	Fx1	-3.876.E-01	5.482.E-01	3.306.E-01	-5.482.E-01	3.306.E-01					(0.707107)	x1	1	12
Msy	My1	-2.337.E-01	3.306.E-01	3.987.E-01	-3.306.E-01	4.772.E-10					0.000000	ty1	2	13
Fjx	Fx2	3.601.E-01	-5.482.E-01	-3.306.E-01	3.171.E+08	1.585.E+08	-3.171.E+08	1.585.E+08			0.000000	x2	3	1
0.00	My2	-3.990.E-01	3.306.E-01	4.772.E-10	1.585.E+08	1.273.E+08	-1.585.E+08	3.119.E+07			(0.000000)	ty2	4	2
0.00	Fx3	0.000.E+00			-3.171.E+08	-1.585.E+08	3.215.E+08	-1.474.E+08	-4.447.E+06	1.112.E+07	(0.000000)	x3	5	3
0.00	My3	0.000.E+00			1.585.E+08	3.119.E+07	-1.474.E+08	1.647.E+08	-1.112.E+07	1.823.E+07	(0.000000)	ty3	6	4
Fax	Fx4	2.755.E-02					-4.447.E+06	-1.112.E+07	4.447.E+06	-1.112.E+07	0.000000	x4	7	14
0.00	My4	0.000.E+00					1.112.E+07	1.823.E+07	-1.112.E+07	3.736.E+07	0.000000	ty4	8	5

Tab-3.5.2-3 G(iG,jG) y 軸方向地震力 9≦iG≦16 9≦jG≦16 ←Formula3.5.2-1

端末力			jy1: jG=9	θx1: jG=10	y2: jG=11	θx2: jG=12	y3: jG=13	θx3: jG=14	y4: jG=15	θx4: jG=16	変位		iG	iQonG(iG)
Fsy	Fy1	3.876.E-01	5.482.E-01	-3.306.E-01	-5.482.E-01	-3.306.E-01					0.707107	y1	9	15
Msx	Mx1	-2.337.E-01	-3.306.E-01	3.987.E-01	3.306.E-01	4.772.E-10					0.000000	tx1	10	16
Fjy	Fy2	-3.399.E-01	-5.482.E-01	3.306.E-01	3.171.E+08	-1.585.E+08	-3.171.E+08	-1.585.E+08			0.000000	y2	11	6
0	Mx2	-5.200.E-01	-3.306.E-01	4.772.E-10	-1.585.E+08	1.273.E+08	1.585.E+08	3.119.E+07			0.000000	tx2	12	7
0	Fy3	1.943.E-16			-3.171.E+08	1.585.E+08	3.215.E+08	1.474.E+08	-4.447.E+06	-1.112.E+07	0.000000	y3	13	8
0	Mx3	0.000.E+00			-1.585.E+08	3.119.E+07	1.474.E+08	1.647.E+08	1.112.E+07	1.823.E+07	0.000000	tx3	14	9
Fay	Fy4	-4.771.E-02					-4.447.E+06	1.112.E+07	4.447.E+06	1.112.E+07	0.000000	y4	15	17
0	Mx4	0.000.E+00					-1.112.E+07	1.823.E+07	1.112.E+07	3.736.E+07	0.000000	tx4	16	10

3.5.3 ブレース系剛性マトリックス B(3,3)

makeB B(i,j) = ***B(i,j)*** ←Formula-3.5.3-2 計算公式

Tab-3.5.3-1 計算条件

spgBb =	6.1830.E+07	θ =	1.0591
spgBc =	5.9432.E+08	α =	0.2618
ηl =	1	cos α =	0.9659
ηr =	0	sin α =	0.2588
ηp=ηl+ηr=	1	tan θ =	1.7808
ηm=ηl-ηr=	1	cos θ =	0.4896

Tab-3.5.3-4 ***fB(i)= ΣjB(i,j)*dG(iGonB(j))***

i	端末力		fB(i)	j=1	j=2	j=3	dG(iGonB(j))	変位	Dlab(iGonB(j))	j
1	FBx	Fx2	3.02.E-01	5.7688.E+07	-1.1202.E+09	1.0635.E+08	4.673.E-10	δx	x2	1
2	FBy	Fy2	-5.22.E-01	-1.1202.E+09	4.1418.E+06	-2.8497.E+07	-2.520.E-10	δy	y2	2
3	FBz	Fz2	-2.29.E-16	1.0635.E+08	-2.8497.E+07	7.9039.E+08	-7.196.E-11	δz	z2	3

Formula-3.5.3-2 計算公式 ブレース系剛性 B(I,J)

$$\{\boldsymbol{B(i,j)}\} = spgB_b \begin{Bmatrix} \eta_p cos^2\alpha & -\eta_m sinacos\alpha & \eta_m cosatan\theta \\ -\eta_m sinacos\alpha & \eta_p sin^2\alpha & -\eta_p sinatan\theta \\ \eta_m cosatan\theta & -\eta_p sinatan\theta & \eta_p tan^2\theta + \frac{spgB_c}{spgB_b} \end{Bmatrix}$$

3.5.4　　ブレース・支柱合成系　Q=iQfG(G+B)

Tab-3.5.4-1 計算条件

球形貯槽全質量	4.5108.E+05	(kg)
球殻の地震変位	1.0000.E+00	(m)
鉛直力（自重）	0.000.E+00	(N)
解析対象支柱n=	12	(-)
$\phi=2\pi*(i-1)/n$	8.6394.E+00	(radian)
x1 =	-0.7071	(N)
y1 =	0.7071	(N)

初期（自重:istp=0）計算では、変位入力はない、istp≧１では、単位変位(1.0 m)入力
初期（自重:istp=0）計算では、-1 G 計算、istp≧１では、鉛直荷重なし計算

3.5.4-2 境界条件　　*SetBoundary*

Tab-3.5.4-2 境界条件 (1) 変位拘束

	Flab(iG)		fG(iG)	Dlab(iG)		dG(iG)	iG	iQ
球殻部変位拘束	Fsx	Fx1	-3.8762.E-01	xs	x1	-7.071.E-01	1	12
	Msy	My1	-2.3374.E-01	fix	ty1	0.000.E+00	2	13
	Fsy	Fy1	3.8762.E-01	ys	y1	7.071.E-01	9	15
	Msx	Mx1	-2.3374.E-01	fix	tx1	0.000.E+00	10	16
基礎部変位拘束	Fax	Fx4	2.7546.E-02	xa	x4	0.000.E+00	7	14
	Fay	Fy4	-4.7712.E-02	ya	y4	0.000.E+00	15	17

Tab-3.5.4-2 境界条件 (2) 外荷重負荷

	Flab(iG)		fG(iG)	Dlab(iG)	0	dG(iG)	iG	iQ
ブレース接続部	Ws	Fz2	0.0000.E+00	δz	z2	-7.196.E-11	17	11
基礎部	May	M4y	0.0000.E+00	θay	θ4y	3.336.E-09	8	5
	Max	M4x	0.0000.E+00	θax	θ4x	5.871.E-09	16	10

Tab-3.5.4-3　変位方程式 及 び 解　　*makeQ*　　$Q(i,j)=G(iGonQ(i),iGonQ(j))$　　i=1 → nQ, j=2 → nQ　　$fQ(i)=\Sigma_j Q(i,j)*dQ(j)$　　i=1 → nuQ, j=2 → nuQ　　$fQ(i)=fG(iGonQ(i))-\Sigma_{j=nu+1}^{nQ} G(iGon(i),iGonQ(j))*dG(iGonQ(j))=\Sigma_{j=1}^{nu} Q(I,j)*dQ(j)$

				x2	θy2	x3	θy3	θy4	y2	θx2	y3	θx3	θx4	z2	x1	ty1	x4	y1	tx1	y4	変位		外力	
iQ	iGonQ(i)	Flab(iGonQ(i))	fG(iGonQ(i))	3	4	5	6	8	11	12	13	14	16	17	1	2	7	9	10	15				
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	dQ(j)	Dlab(iGonQ(j))	fQ(j)	Flab(iGonQ(j))
1	3	Fx2	0.000.E+00	3.747.E+08	1.585.E+08	-3.171.E+08	1.585.E+08	0.000.E+00	-1.120.E+09					1.064.E+08	-5.482.E-01	-3.306.E-01	0.000.E+00				4.673.E-10	x2	-3.876.E-01	Fx2
2	4	My2	0.000.E+00	1.585.E+08	1.273.E+08	-1.585.E+08	3.119.E+07	0.000.E+00							3.306.E-01	4.772.E-10	0.000.E+00				-7.012.E-09	ty2	2.337.E-01	My2
3	5	Fx3	0.000.E+00	-3.171.E+08	-1.585.E+08	3.215.E+08	-1.474.E+08	1.112.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	-4.447.E+06				-4.882.E-09	x3	0.000.E+00	Fx3
4	6	My3	0.000.E+00	1.585.E+08	3.119.E+07	-1.474.E+08	1.647.E+08	1.823.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	-1.112.E+07				-3.861.E-09	ty3	0.000.E+00	My3
5	8	My4	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00	1.112.E+07	1.823.E+07	3.736.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	-1.112.E+07				3.336.E-09	ty4	0.000.E+00	My4
6	11	Fy2	0.000.E+00	-1.120.E+09					3.212.E+08	-1.585.E+08	-3.171.E+08	-1.585.E+08	0.000.E+00	-2.850.E+07				-5.482.E-01	3.306.E-01	0.000.E+00	-2.520.E-10	y2	3.876.E-01	Fy2
7	12	Mx2	0.000.E+00						-1.585.E+08	1.273.E+08	1.585.E+08	3.119.E+07	0.000.E+00					-3.306.E-01	4.772.E-10	0.000.E+00	-1.205.E-08	tx2	2.337.E-01	Mx2
8	13	Fy3	0.000.E+00						-3.171.E+08	1.585.E+08	3.215.E+08	1.474.E+08	-1.112.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	-4.447.E+06	8.921.E-09	y3	0.000.E+00	Fy3
9	14	Mx3	0.000.E+00						-1.585.E+08	3.119.E+07	1.474.E+08	1.647.E+08	1.823.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	1.112.E+07	-6.594.E-09	tx3	0.000.E+00	Mx3
10	16	Mx4	0.000.E+00						0.000.E+00	0.000.E+00	-1.112.E+07	1.823.E+07	3.736.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	1.112.E+07	5.871.E-09	tx4	0.000.E+00	Mx4
11	17	Fz2	0.000.E+00	1.064.E+08					-2.850.E+07					7.904.E+08							-7.196.E-11	z2	0.000.E+00	Fz2
12	1	Fx1	-3.876.E-01	-5.482.E-01	3.306.E-01	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00							5.482.E-01	3.306.E-01	0.000.E+00				-7.071.E-01	x1	-2.574.E-09	Fx1
13	2	My1	-2.337.E-01	-3.306.E-01	4.772.E-10	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00							3.306.E-01	3.987.E-01	0.000.E+00				0.000.E+00	ty1	-1.545.E-10	My1
14	7	Fx4	2.755.E-02	0.000.E+00	0.000.E+00	-4.447.E+06	-1.112.E+07	-1.112.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	4.447.E+06				0.000.E+00	x4	2.755.E-02	Fx4
15	9	Fy1	3.876.E-01						-5.482.E-01	-3.306.E-01	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00					5.482.E-01	-3.306.E-01	0.000.E+00	7.071.E-01	y1	4.122.E-09	Fy1
16	10	Mx1	-2.337.E-01						3.306.E-01	4.772.E-10	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00					-3.306.E-01	3.987.E-01	0.000.E+00	0.000.E+00	tx1	-8.331.E-11	Mx1
17	15	Fy4	-4.771.E-02						0.000.E+00	0.000.E+00	-4.447.E+06	1.112.E+07	1.112.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	4.447.E+06	0.000.E+00	y4	-4.771.E-02	Fy4

3.5.5 損傷評価

3.5.5.1. 支柱部評価 *CalcM* :fE(i,ie,ix)=Σ$_j$ E(i,j,ie,ix)*dG(iGfE(j,ie,ix))

Tab-3.5.5.1.1 発生モーメント荷重

My1	ms1.y	fE(2,1,1)	-2.337.E-01
My2	mj1.y	fE(4,1,1)	-2.337.E-01
Mx1	ms1.x	fE(2,1,2)	-2.337.E-01
Mx2	mj1.x	fE(4,1,2)	-2.337.E-01

3.5.5.2. ブレース張力評価 *CalcT* :Tl = Σ$_j$T(1,j)*dG(iGfT(j)) Tr = Σ$_j$T(2,j)*dG(iGfT(j))

Formula-3.5.5.2.1 計算公式 （ブレース張力）

$$\{T(i,j)\} = spgBb \begin{Bmatrix} \eta_l \frac{cos\alpha}{cos\theta} & -\eta_l \frac{sin\alpha}{cos\theta} & \eta_l \frac{tan\theta}{cos\theta} \\ -\eta_r \frac{cos\alpha}{cos\theta} & -\eta_r \frac{sin\alpha}{cos\theta} & \eta_r \frac{tan\theta}{cos\theta} \end{Bmatrix}$$

Tab-3.5.5.2.1 ブレース張力

i	ブレース張力		*T(I,j)*			変位		j
			x2	y2	z2	dG(iGfT(j))	Dlab(iGfT(j))	
1	*Tl1*	0	1.220.E+08	-3.2683.E+07	2.2487.E+08	4.673.E-10	x2	1
2	*Tr1*	0.000.E+00	0.000.E+00	0.0000.E+00	0.0000.E+00	-2.520.E-10	y2	2
						-7.196.E-11	z2	3

3.5.6 応答増分

3.5.6.1. Tab. 変位入力増分評価 *IncrLoad(xa, ia)*

	目 標 式	Δ δ	損傷モード	failure Joint	Colapse
ms1	(ms.x+Δ δ ・ms1.x)^2+(ms.y+Δ δ ・ms 1 .y)^2 = uM^2	1.00.E+07	FALSE	0	TRUE
mj1	(mj.x+Δ δ ・mj1.x)^2+(mj.y+ Δ δ ・mj 1 .y)^2 = uM^2	1.00.E+06	FALSE	0	FALSE
Tl1	Tl+Δ δ *Tl1 = IF(Tl1>=0,uT,-uB)	8.38.E+06	TRUE	0	FALSE
Tr1	Tr+Δ δ ・Tr1 = IF(Tr1>=0,uT,-uB)	1.00.E+06	FALSE	0	TRUE

変位入力増分 xa = 1.0.E+00

ia = 0

3.5.6.2. Tab. 球殻部地震力負荷（地震力・地震変位） nxtAcc(xa, ia)

	節点		isp-地震負荷	地震負荷の増分	(isp+1)-地震負荷
球殻部 地震力負荷	xs	x1	1	-1	0
	ys	y1	-1.771.E+00	7.071.E-01	-1.063.E+00
	Fsx/sMass	Fx1/sMss	1.292.E+00	-8.593.E-07	1.292.E+00
	Fsy/sMass	Fy1/sMass	-2.410.E+00	8.593.E-07	-2.410.E+00

地震方向変位加速度	isp	istp+1	
δ E	-1.9748.E+00	-9.7485.E-01	Collapse
α E	9.9255.E-01	-2.6177.E+00	

3.5.6.3. 部材地震力

	節点		isp-地震負荷	地震負荷の増分	(isp+1)-地震負荷
支柱端部 降伏	Mx1	ms1.x	6.47.E+05	-2.34.E-01	6.47.E+05
	My1	ms1.y	3.46.E+05	-2.34.E-01	3.46.E+05
	Mx2	mj1.x	6.41.E+05	-2.34.E-01	6.41.E+05
	My2	mj1.y	3.57.E+05	-2.34.E-01	3.57.E+05
ブレース部材 降伏・座屈	*Tl1*		4.12.E+04	4.91.E-02	4.12.E+04
	Tr1		-8.31.E+04	0.00.E+00	-8.31.E+04

3.5.6.4. Next State Vector （自動生成される） *NxtStp*

7				istp
12			collapse	ic
1.2922	-2.4098	a(m/s^2)	-2.6177.E+00	acc
0.3152	-1.0635	d(m)	-9.7485.E-01	def
646649	346094	ms	FALSE	ms
640762	356874	mj	FALSE	mb
41161		Tl	TRUE	tl
-83056		Tr	FALSE	tr

4. 統合プッシュオーバ曲線及びその解析

4.1 Sheets 構成および説明

Exec 計算 & 解析　Return to Books List

Goto 設計　Goto Pov　Goto 解析データ　Goto 解析図

設計　：計算条件及び解析結果を示している。

Pov　：統合プッシュオーバ曲線を図示す。

解析データ　：統合プッシュオーバ曲線の解析データ

解析図　：統合プッシュオーバ曲線の解析図

4.2 設計条件

地震データ	入力震度 α_g	3.8
	$S_0(T)$	A4
構造データ	固有周期 T_y (s)	0.38
	δ_y(m)	0.022
	α_y (m/s^2)	6.1
応答特性	限界ねばり $\bar{\mu}$	2.00
	γ 値 $\bar{\mu}$	0.25
	減衰定数 h_y $\bar{\mu}$	0.05
	減衰定数 h_μ $\bar{\mu}$	0.046

$S_0(T)$ = KHKS 0861(2018) 9.11 図9.1.1(a),(b)

$\bar{\mu}$= 2　　(2 倍勾配法相当)

γ = 0.25　　ラーメン鋼構造:0.25, トラス鋼構造:0.2

h_y = KHKS 0861(2018) 9.11 表(a)

$$h_\mu = \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)$$

4.3 解析結果

		設計 D	安全限界 S
1	応答変位 δ_μ(m)	0.065	0.129
2	修正震度 α_μ(m/s^2)	12.11	17.96
3	応答ねばり μ	1.50	2.00
4	弾性震度 α (m/s^2)	15.26	24.69
5	代替震度 α_{alt}(m/s^2)	3.77	6.10
6	入力地表震度 α_g(m/s^2)	6.00	9.71

評価基準

評価1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

評価2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

評価3： $\mu \le \bar{\mu}$　　(塑性率法)

ただし, $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$; $\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

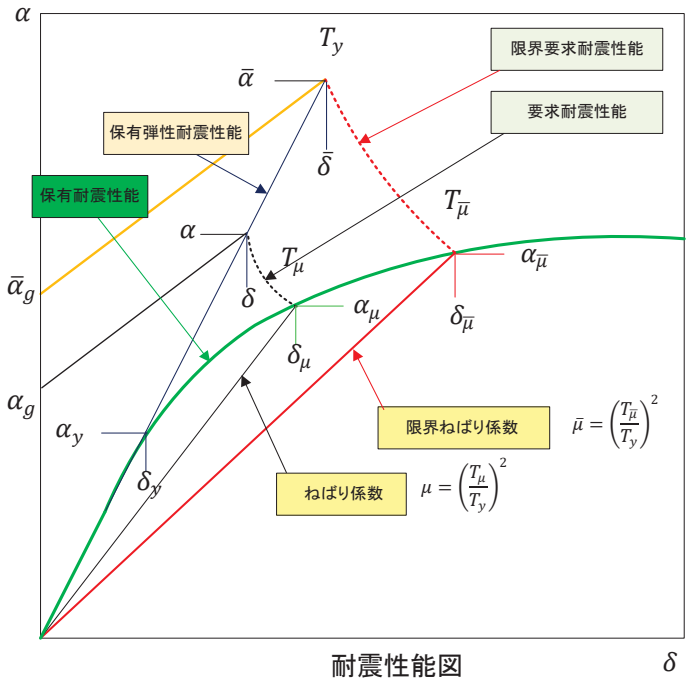
評価4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

評価5： $D_s\alpha \le \alpha_y$　　(代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$

ただし、$D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

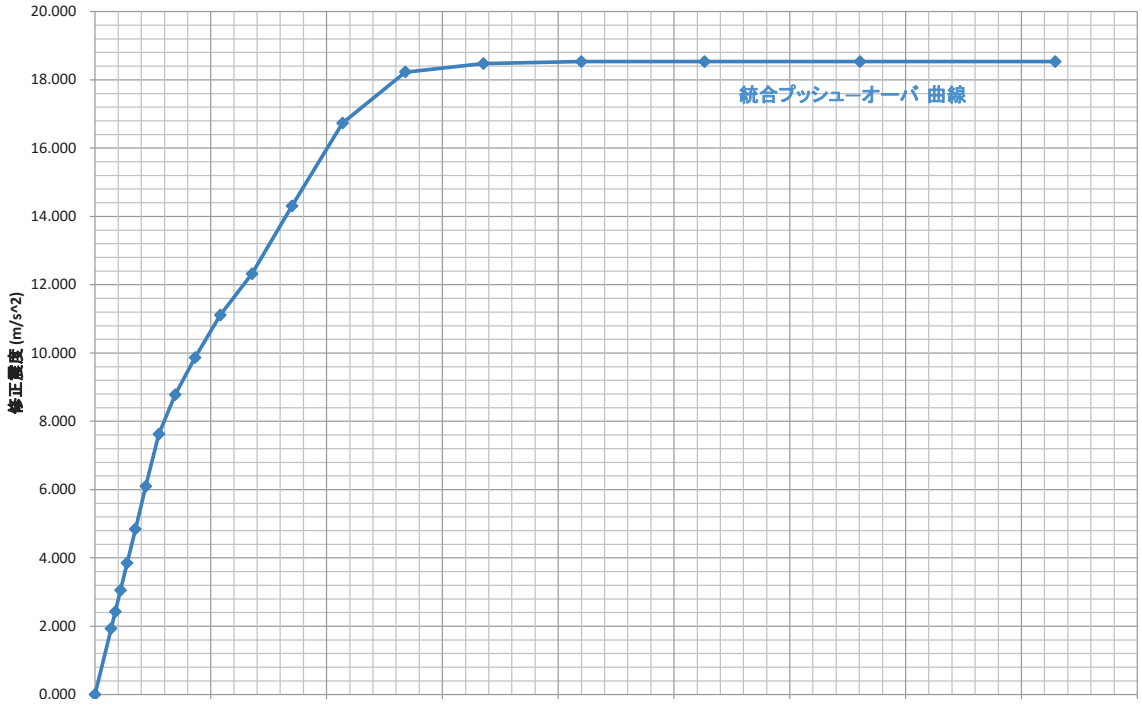
評価6: $\alpha_g \le \bar{\alpha}_g$



耐震性能図

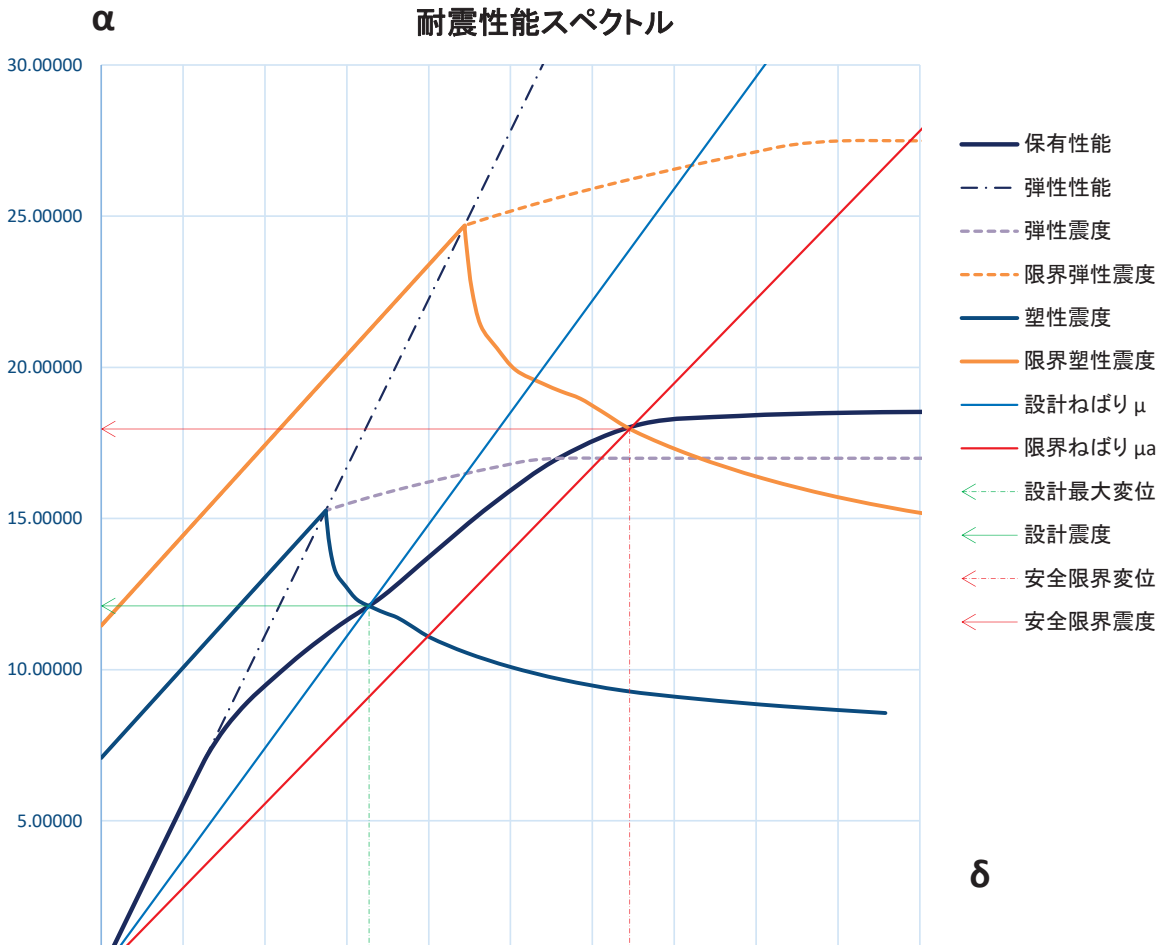
4.4　統合プッシュオーバ曲線

Return Sheets List



4.5.　球形貯槽の統合プッシュオーバ解析

数値データ　Return Sheets List



4.6. 球形貯槽の統合プッシュオーバ解析データ

解析図 | Return Sheets List

CapaSpectrum		Pov	弾性	μa線	μ線
dspstp	δ	α	αe	αmua	αmu
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.02194	6.10424	6.10424	3.05212	4.06044
3	0.02583	7.14899	7.18689	3.59344	4.78060
4	0.03042	8.09109	8.46156	4.23078	5.62849
5	0.03581	8.93484	9.96231	4.98116	6.62676
6	0.04216	9.72720	11.72924	5.86462	7.80209
7	0.04964	10.59406	13.80955	6.90477	9.18588
8	0.05844	11.49012	16.25882	8.12941	10.81510
9	0.06881	12.43344	19.14250	9.57125	12.73327
10	0.08101	13.83721	22.53763	11.26882	14.99166
11	0.09538	15.45445	26.53493	13.26746	17.65059
12	0.11230	17.03499	31.24119	15.62059	20.78112
13	0.13221	18.13030	36.78216	18.39108	24.46688
14	0.15566	18.38961	43.30587	21.65294	28.80634
15	0.18327	18.50009	50.98665	25.49332	33.91546
16	0.21578	18.53589	60.02969	30.01484	39.93074
17	0.25405	18.53589	70.67661	35.33830	47.01290
18	0.29911	18.53589	83.21188	41.60594	55.35115
19	0.35216	18.53589	97.97042	48.98521	65.16828
20	0.41462	18.53589	115.34654	57.67327	76.72659

	設計耐震性能		限界耐震性能	
	δ	α	δ	α
変位	0.065	0	0.129	0
	0.065	12.11	0.129	17.96
加速度	0	12.11	0	17.96
	0.065	12.11	0.129	17.96

Demand Spectrum(設計)

	period	線形応答		塑性応答	
		Sa	Sd	Sa	Sd
1	0.00000	7.08000	0.00000	7.08000	
2	0.37671	15.25949	0.05485	15.25949	0.05485
3	0.37770	15.27483	0.05520	15.19164	0.05490
4	0.38523	15.38992	0.05785	14.70097	0.05526
5	0.39778	15.57854	0.06244	13.96146	0.05596
6	0.41366	15.81218	0.06854	13.21919	0.05730
7	0.43009	16.04811	0.07519	12.75341	0.05976
8	0.44811	16.30048	0.08291	12.30616	0.06259
9	0.46742	16.56404	0.09167	12.03389	0.06660
10	0.48076	16.74228	0.09802	11.86787	0.06948
11	0.49361	16.91098	0.10437	11.72170	0.07234
12	0.51015	16.99200	0.11201	11.46186	0.07556
13	0.53656	16.99200	0.12391	11.04996	0.08058
14	0.57808	16.99200	0.14383	10.55349	0.08933
15	0.62538	16.99200	0.16833	10.08984	0.09996
16	0.67792	16.99200	0.19781	9.66944	0.11256
17	0.73558	16.99200	0.23289	9.30518	0.12754
18	0.79816	16.99200	0.27419	9.03092	0.14573
19	0.86605	16.99200	0.32283	8.78533	0.16691
20	0.93972	16.99200	0.38008	8.56490	0.19158

Demand Spectrum(限界)

period	線形応答		塑性応答	
	Sa	Sd	Sa	Sd
0.00000	11.45466	0.00000	11.45466	0.00000
0.37671	24.68817	0.08874	24.68817	0.08874
0.37770	24.71299	0.08930	24.57839	0.08882
0.38523	24.89918	0.09360	23.78455	0.08941
0.39778	25.20435	0.10102	22.58810	0.09053
0.41366	25.58236	0.11088	21.38718	0.09270
0.43009	25.96406	0.12166	20.63361	0.09668
0.44811	26.37237	0.13414	19.91001	0.10127
0.46742	26.79878	0.14831	19.46951	0.10775
0.48076	27.08715	0.15859	19.20090	0.11242
0.49361	27.36009	0.16886	18.96441	0.11704
0.51015	27.49118	0.18123	18.54401	0.12225
0.53656	27.49118	0.20048	17.87761	0.13037
0.57808	27.49118	0.23271	17.07437	0.14453
0.62538	27.49118	0.27234	16.32424	0.16172
0.67792	27.49118	0.32003	15.64408	0.18212
0.73558	27.49118	0.37679	15.05474	0.20634
0.79816	27.49118	0.44362	14.61103	0.23577
0.86605	27.49118	0.52230	14.21368	0.27004
0.93972	27.49118	0.61493	13.85707	0.30996

5. 球形貯槽のプッシュオーバ解析プログラム（解説編）

高圧ガス耐震設計設備球形貯槽のプッシュオーバ解析法プログラムは
非線形応答計算及びその評価を簡易的に行うものである。
耐震性能評価を適切におこなう助けとなるよう参考となる事柄を示す。

Return to Books List

下記の内容をそれぞれのSheetsにて解説している。

5.1.	用語の定義	球形貯槽のプシュオーバ解析システムで使用する用語の定義	goto 定義
5.2.	目標とする耐震性能	耐震設計構造物の目標とする耐震性能及び、プッシュオーバ解析の内容ををを規定している。	goto 目標
5.3.	球形貯槽の変形様式	球形貯槽の変形モードには、転倒変位モード（Tov）とせん断変位モード(Shear)がある。	goto 変形モード
5.4.	変形モード合成	TovとShearの合成は直列列結合による	goto 変形モード合成
5.5.	プログラム構成	プログラムは、Main, Str, Tov, Shea及びPlusから構成される。	goto プログラム構成
5.6.	転倒変位モード処理フロー	球形貯槽の転倒変位モード処理フローを示す	goto TovFlow
5.7.	せん断変位モード処理フロー	球形貯槽の水平方向せん断変形モード処理フローを示す	goto ShearFlow
5.8.	耐震性能スペクトル	球形貯槽の耐震能力を示すスペクトルの作成法を示す。	goto 耐震性能スペクトル
5.9.	要求耐震性能スペクトル	球形貯槽に要求される耐震性能を示すスペクトルの作成法を示す。	goto 要求スペクトル
5.10.	耐震性能解析	球形貯槽の耐震性能解析評価法を解説	Goto 性能解析
5.11.	転倒変形計算モデル	球形貯槽の転倒変形系の解析式の導入方法を解説	goto TovModel
5.12.	せん断変形計算モデル	球形貯槽の水平方向せん断変形系の解析式の導入方法を解説	goto ShearModel
5.13.	支柱系剛性マトリックス	支柱(梁材)の剛性マトリックスの導入方法を示す。	Goto 梁要素
5.14.	ブレース系剛性モデル	ブレースの剛性マトリックスの導入方法を示す。	goto ブレース
5.15.	座標系	個別の算定式で使用する異なる座標系を地震方向を示す座標系に統一する方法を示す。	Goto 座標
5.16.	損傷モード	地震力の増大に応じた損傷拡大(崩壊メカニズム)を追跡する方法を示	goto 損傷モード
5.17.	終局強度	支柱は接合部の全断面降伏、ブレースは引張・圧縮降伏を終局強度としている。	goto 終局強度
5.18.	等価減衰定数	復元力曲線によるエネルギー吸収を1質点系の等価な減衰定数に置き換える方法を示す。	goto 等価減衰定数
5.19.	妥当性検証	3次元シェル要素および梁要素でモデル化したFEM計算結果と比較し、本計算プログラムの妥当性を検証した	goto 妥当性検証

5.1. 用語の定義および適用

Return to Sheets List

	用　語	定　義	備考
5.1.1	プシュオーバ曲線	耐震設計構造物を1質点系に置き換えて、 質点に静的外力Fを付加させた時の質点の静的変位量をδとする時、 横軸に変位δ、縦軸に外力Fとする曲線をいう。 修正震度法による耐震設計のための基本構造データである。	
5.1.2	震度	質点に作用する静的設計地震力Fを当該質点の質量Mで除した値を 震度（又は設計加速度）という。単位はm/s^2	
5.1.3	耐震性能図	耐震設計構造物を1質点系に置き換えた系に関して、 縦軸に横軸に変位δ、震度αとする座標図をいう。 座標図上の各点（δ、α）は、耐震設計構造物の地震時の状態を表している。 （ねばり係数μ値参照）	
5.1.4	保有耐震性能スペクトル	プシュオーバ曲線において、 外力Fを地震力とし、震度に換算した値をαとして、 縦軸をα、横軸は変位δとする耐震性能図上の曲線をいう。 耐震設計構造物は地震時に当該スペクトル上のポイント（耐震設計性能）にある。	
5.1.5	要求耐震性能スペクトル	固有振動数 f（又は固有周期T＝1/f, 固有回転振動数$\omega=2\pi f$）、及び 粘性減衰定数hを有する 1質点振動系に地震波 a_gが入力するときの 応答変位の最大値を応答変位S_Dとし、応答加速度 $S_A=\omega^2 \cdot SD$とする。 横軸を変位 S_D、縦軸を S_Aとする耐震性能図上の曲線をいう。 地震波 a_gを耐震設計構造物の設置地点において発生すると想定される 地震動のうち最大規模の地震動であるとすると、耐震設計構造物は 要求耐震性能スペクトルを超える耐震性能は要求しない。（限界耐震性能）	
5.1.6	ねばり係数	耐震性能図上の点（δ, α）に関して、$\mu=(T/T_y)^2$ ただし、$T^2=4\pi^2 \cdot (\delta/\alpha)$, T_yは降伏点に関するTの値	
5.1.7	耐震性能解析	耐震性能図上に保有耐震性能スペクトル及び要求耐震性能スペクトルを 会わせて表示する。両者を比較して耐震性を評価する。 耐震性能とは’ねばり係数μ’で代表させる。	
5.1.8	転倒変形系	水平地震力にい生じる転倒モーメントにより水平方向に変位構造系	
5.1.9	せん断変形系	水平地震力により水平方向に変位する構造系	
5.1.10	単独支柱・ブレース系		
5.1.11	直列結合による合成	異なるモードの変形が生じる場合、同じ外力による変位を足し合わせ外力ー変位の関係を算出する。 転倒変形モードとせん断変形モードは直列結合による合成を行い、 統合系$\delta-\alpha$保有性能スペクトルを得る。	
5.1.12	並列結合による合成	異なるモードの変形が生じる場合、同じ変位による外力を足し合わせ外力ー変位の関係を算出する。 単独支柱・ブレース系の同じ変位に対する外力の総和合成を行い、 せん断系$\delta-\alpha$保有性能スペクトルを得る。	
5.1.13	座標系	部材変形、部分系変形及び全体系変形は適切な座標系が採用して、 相互の座標系の変換公式を示している。 球形貯槽の解析に関しては、地震動の方向、支柱の方向、ブレースの構面などを考慮して4種類の座標系を必要に応じて変換して利用している。	
5.1.14	損傷又は終局強度	梁部材の場合、曲げモーメントに関して接合部の全断面降伏、軸応力に関して引張降伏又は座屈が生じる場合を損傷（または、終局強度）と定義する。	
5.1.15	崩壊	構造物が地震動をうけたとき、復元力特性を維持できなくなる状態をいう。	
5.1.16	損傷モード	構造系全体で見る時、部材の損傷の組合せを損傷モードという。 損傷モードに応じて、崩壊となる場合と崩壊とならない場合がある。 地震荷重の増加とともに損傷部材が増加し、損傷に至る。（損傷のメカニズム）	
5.1.17	等価減衰定数	減衰係数 hをパラメターとする粘性減衰系は、その応答特性がよく知られている。 耐震設計では減衰係数 h値に応じてさだめられる応答スペクトルを利用している。 塑性変形がある系について、定常的な変位特性によるエネルギー吸収量（面積）に等しい減衰定数hを有する粘性減衰系と等価であるとみなして、応答評価を行っている。	

5.2. 目標とする耐震性能

Return to Sheets Li

5.2.1. 耐震設計構造物の目標とする耐震性能

(1) 耐震構造物は,設計地震力に対して適切な強度及びエネルギー吸収力を確保すること。
(1) 耐震設計構造物は十分な延性をもつこと。
(2) 構造要素は延性の低下挙動がないこと。
（座屈、接合部破断、せん断力による損傷及び脆性破壊）
(3) 繰り返し荷重による復元力特性の劣化がないこと。

(2) 耐震設計構造物全体挙動を考慮すること。
(1) 部材の損傷モード
(2) 耐震構造物全体の崩壊メカニズム
(3) 上限地動における基礎部の挙動

(3) 耐震設計構造物全体挙動の検討では部材の余剰耐震性能を 考慮すること。
部材の余剰耐震性能とは、解析時の設定性能より高い部材性能（強度・延性）

5.2.2. プッシュオーバ解析

(1) 非線形静的解析により、地震動により引き起こされる設計水平地震力を構造物が崩壊するまで徐々に増加させてえられる耐震設計構造物の性能評価をプッシュオーバ解析という。
なお、崩壊とは、構造物が不安定状態あるいは全体の構造変形が所定の値になる状態をいう。

(2) 設計水平地震力の分布は耐震構造物ごとに定められる設計地震力分布や基本モードによる分布とする。

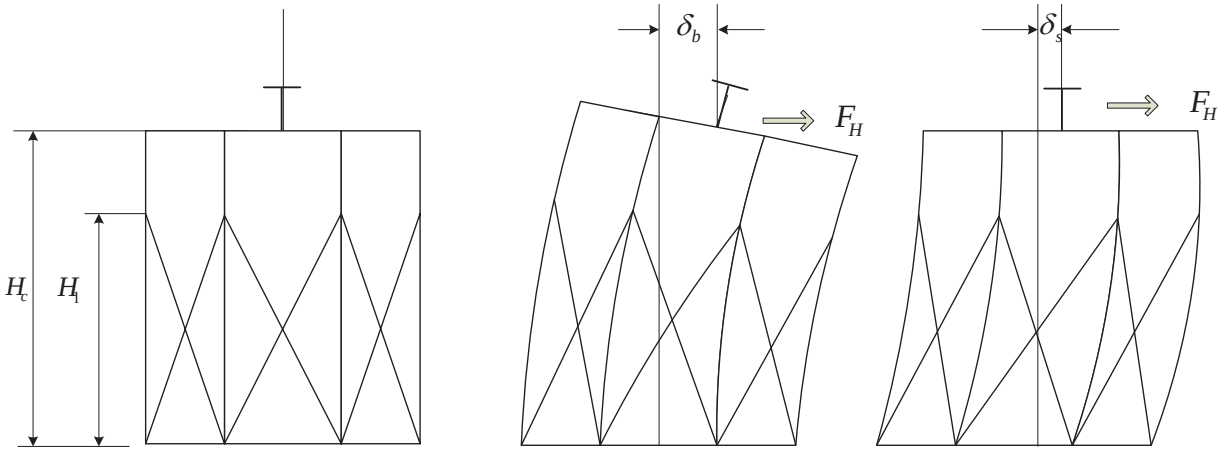
(3) 設計水平地震力に応じて、構造要素や継手部において生じる非線形状態及び物性を考慮することとする。

(4) プッシュオーバ解析により、設計水平地震力ごとの耐震設計構造物の非線形耐震性能を検討することとする。
非線形耐震性能とは、
(1) 非線形変位量
(2) ねばり係数
(3) 非線形ヒンジの生成
(4) 降伏状態の生成
(5) 崩壊のメカニズム（崩壊に至るヒンジ・降伏部材の分布）

(5) 保有耐震性能スペクトルと要求耐震性能スペクトルを比較することにより、耐震設計構造物の耐震性能評価をおこなう。
保有耐震性能スペクトルとは、プッシュオーバ解析の結果から得られる力・変形分布をSDOF系の曲線（震度・変位曲線）に変換 した曲線をいう。
要求耐震性能スペクトルとは、SDOF系の応答スペクトルいう。この場合の減衰定数は耐震設計構造物の復元力特性を考慮して適切に定めるものとする。

5.3. Deformation Modes of Spherocal Tank

Return to Sheets List

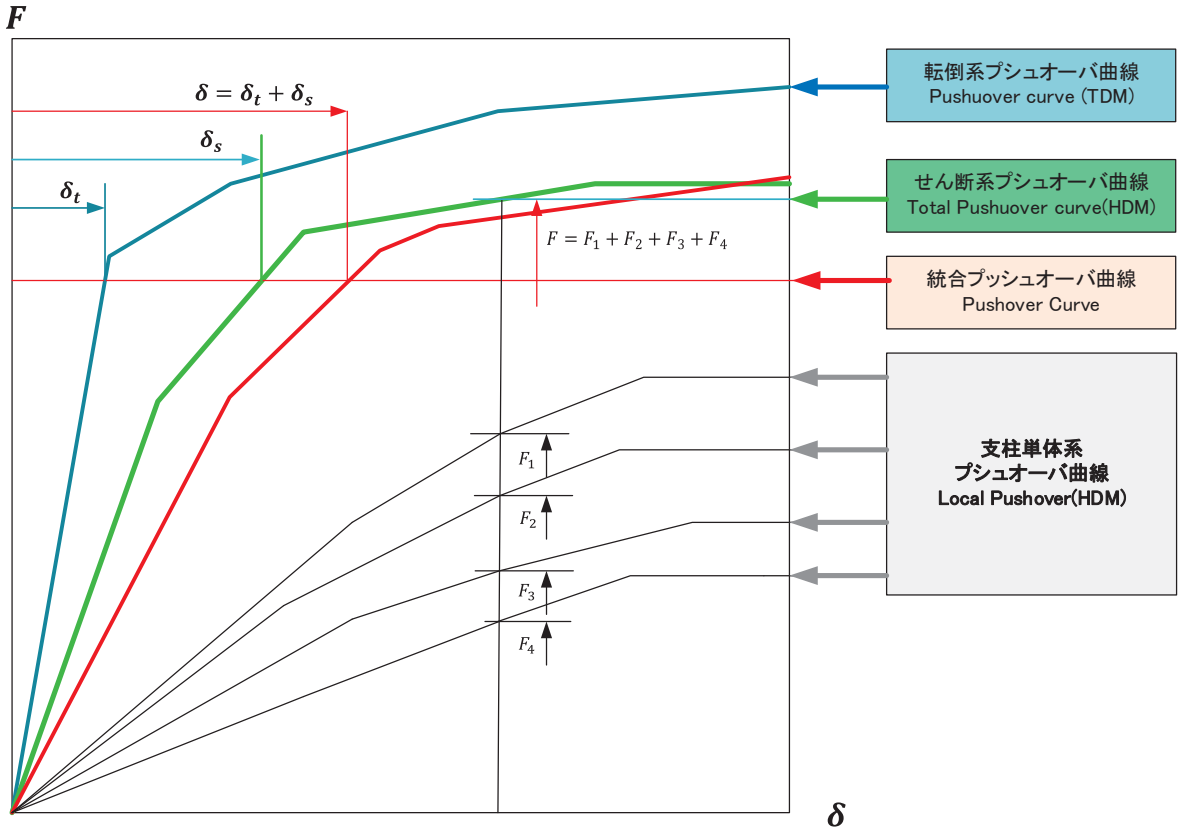


a) 変形前　　b) 転倒変形モード (TDM)　　c) せん断変形モード (HDM)

地震力 F_H による全変形: $\delta = \delta_b + \delta_s$

5.4. Total Deformation of Modes

Return to Sheets List



球形貯槽のプッシュオーバ曲線

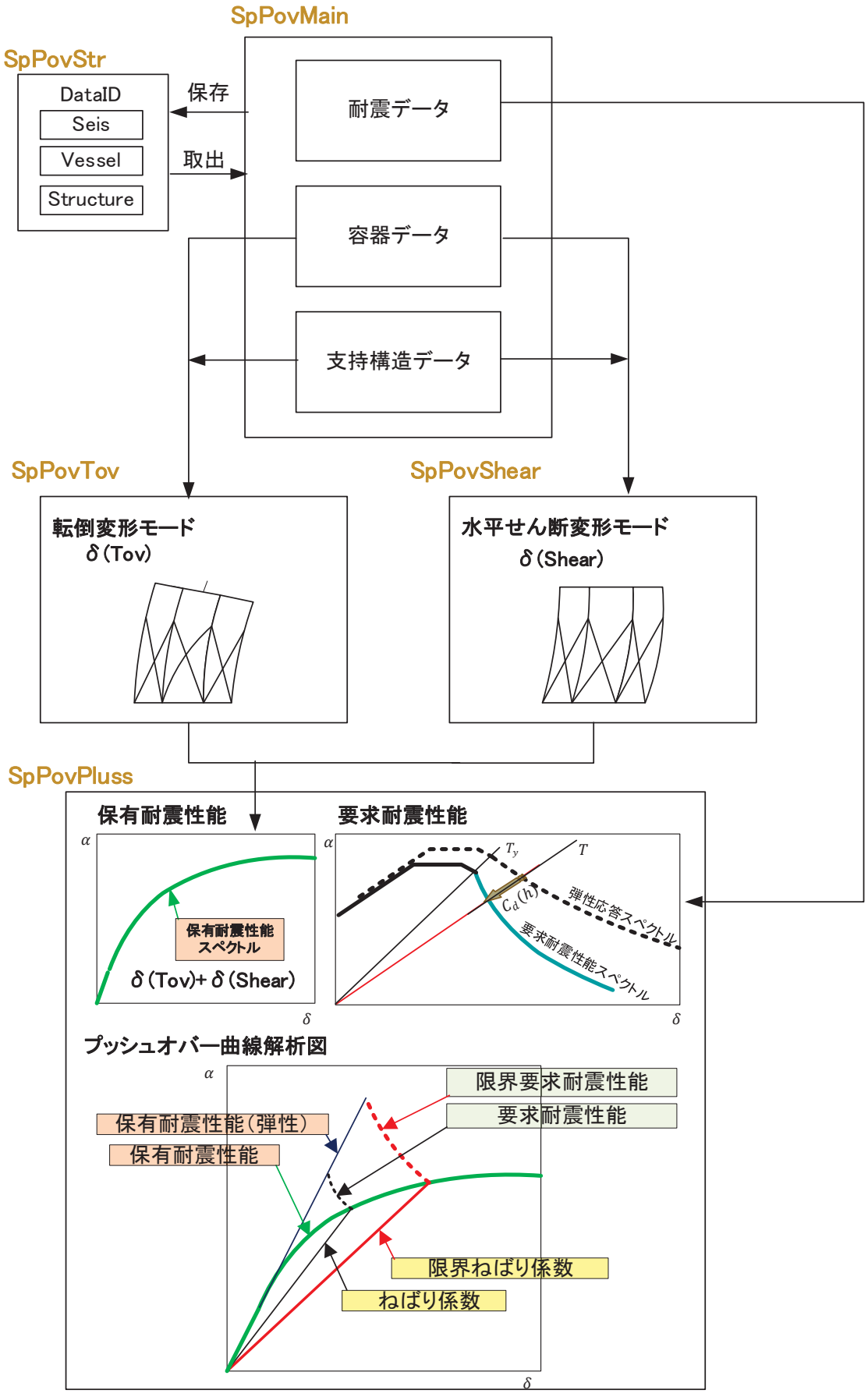
1) 横軸を変位量δ、縦軸を作用力Fとする曲線をプッシュオーバ曲線という。

2) せん断系の作用力は、変位量一定のもとに、支柱単体系の作用力の総和
この結合方式を並列結合系という。

3) 統合系の変形は、作用力一定のもとに、せん断系と転倒系の変形量の総和
この結合系を直列結合系という。

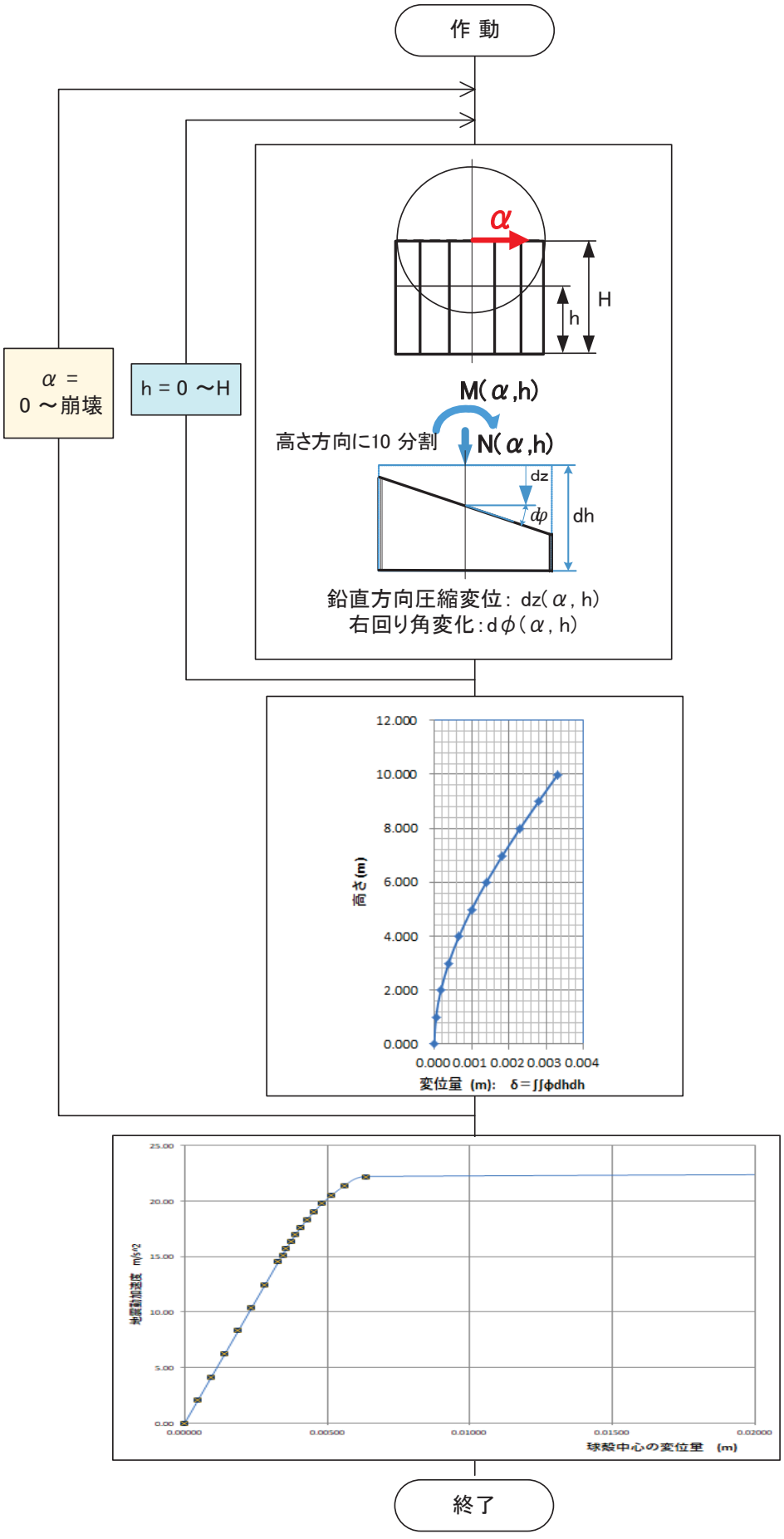
5.5. Program System & Books

Return to Sheets List



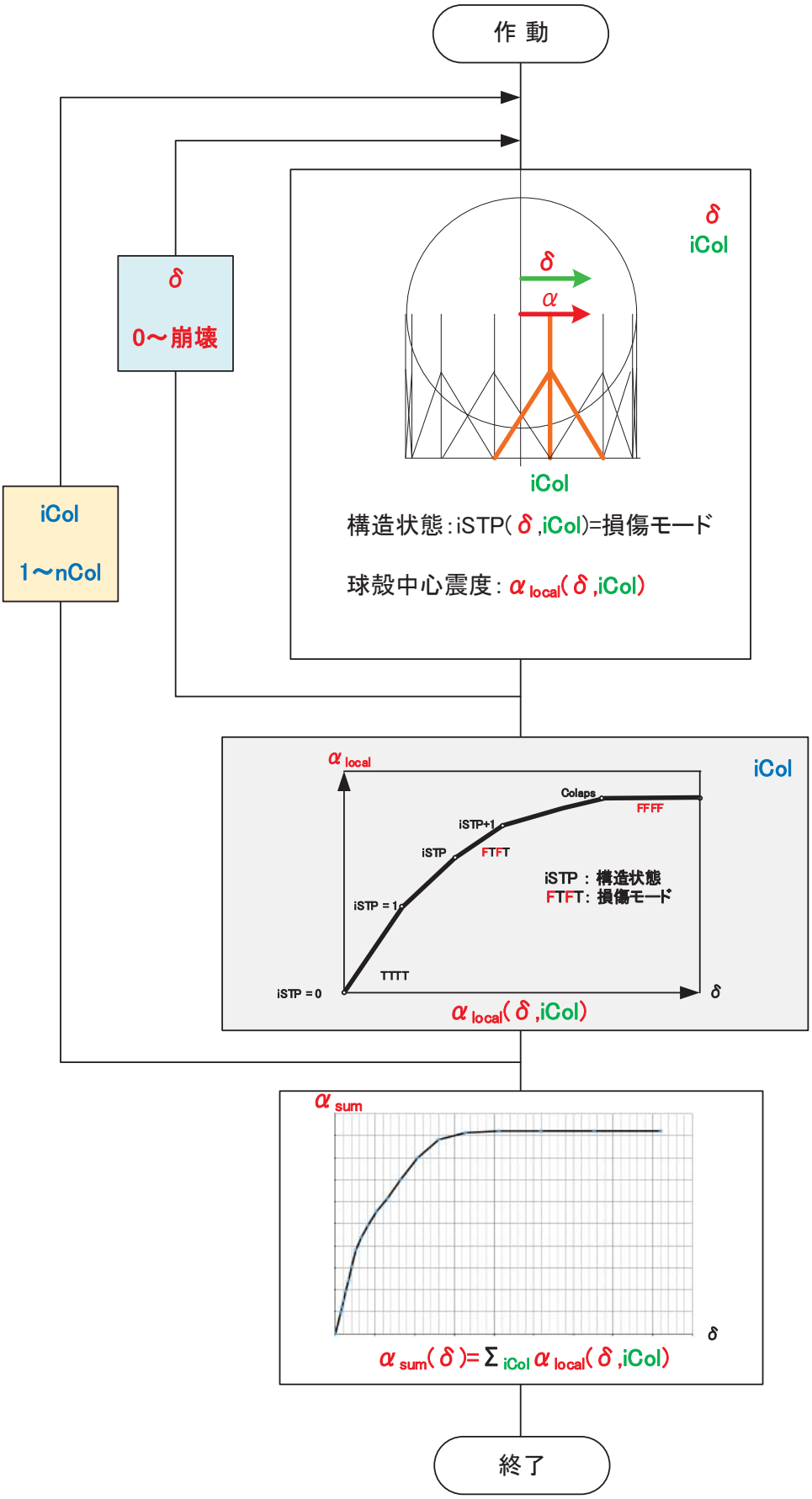
5.6. Program Flow Chart – SpPovTo

Return to Sheets Lis



5.7. Program Flow Chart – SpPovShear

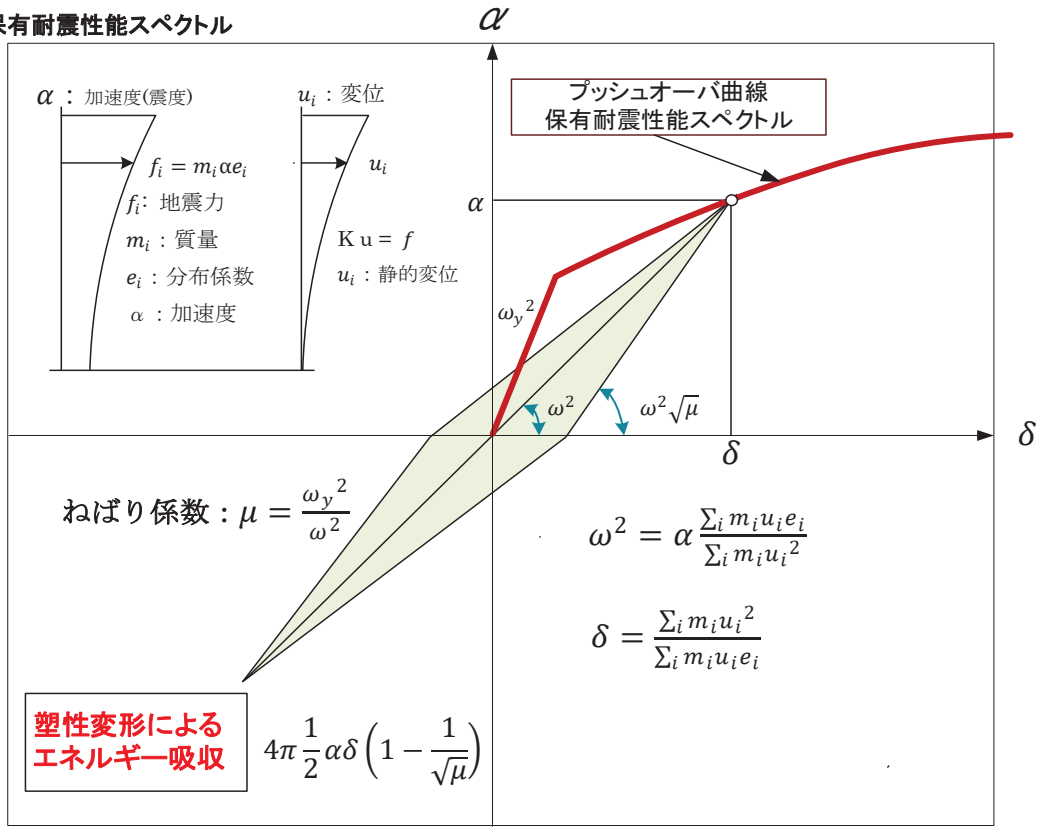
Return to Sheets List



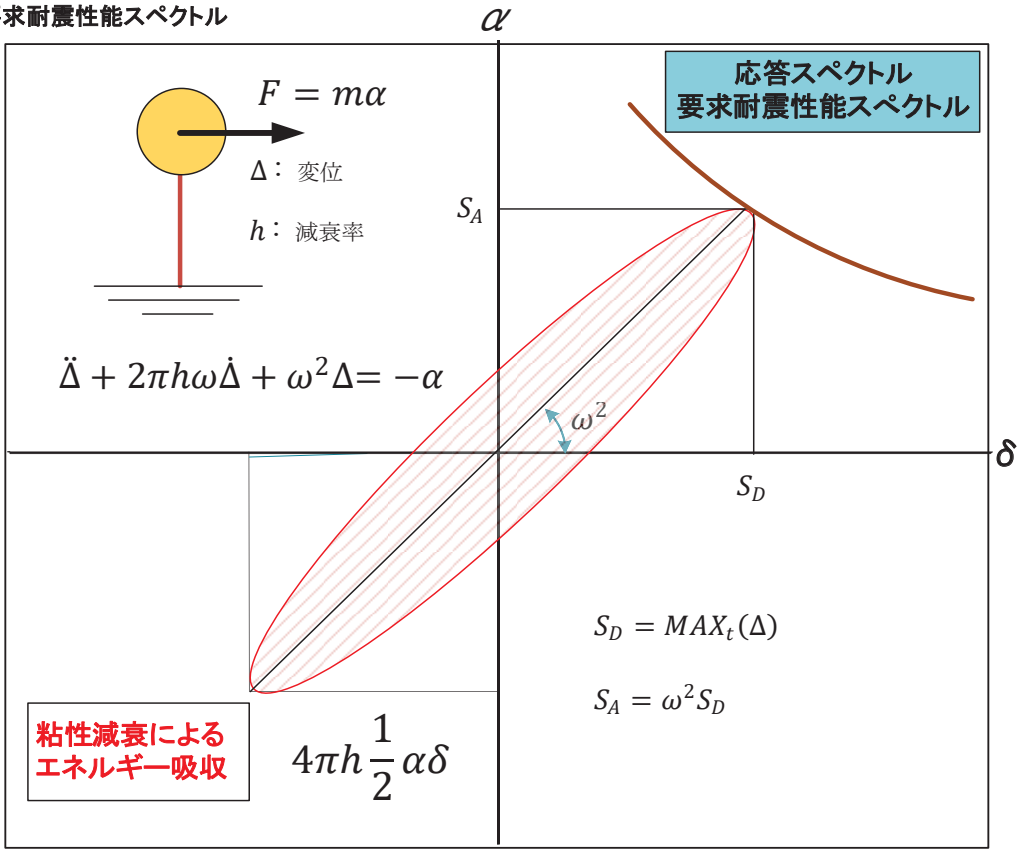
5.8. 耐震性能スペクトル

Retuen to Sheets List

5.8.1. 保有耐震性能スペクトル

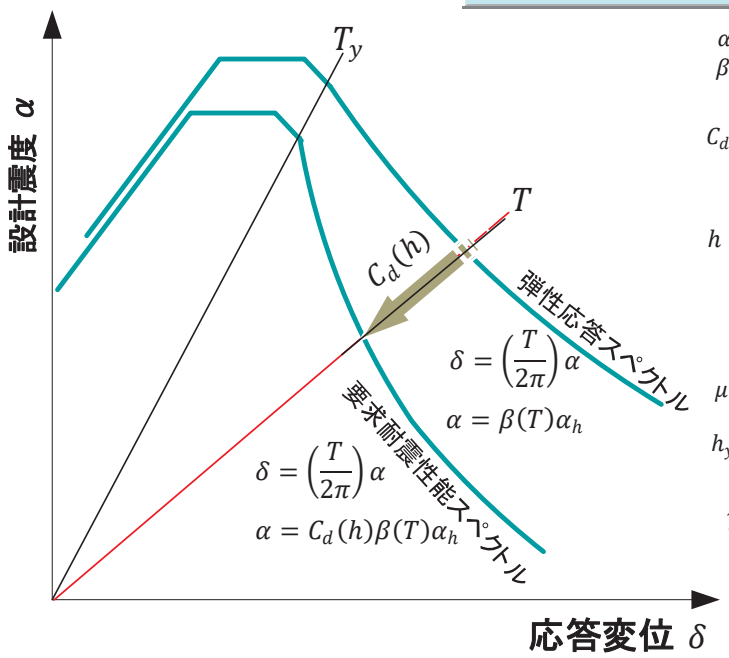


5.8.2. 要求耐震性能スペクトル



5.9. 要求耐震性能スペクトル

goto等価減衰定数 | Return To Sheets List



α_h：地表最大加速度

$\beta(T)$：基準応答倍率

KHKS 0861(2018)9.11 図$(a),(b)$

$C_d(h)$：基準応答倍率補正係数

KHKS 0861(2018)9.11 図(c)

h：等価減衰定数

$$h = \begin{cases} \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_y & \mu > 1 \\ h_y & \mu \leq 1 \end{cases}$$

$\mu = \left(\frac{T}{T_y}\right)^2$ ：ねばり係数

h_y：耐震設計構造物の減衰定数

KHKS 0861(2018)9.11 表$(a),(b)$

γ：減衰特性値で、

$\gamma = 0.25$

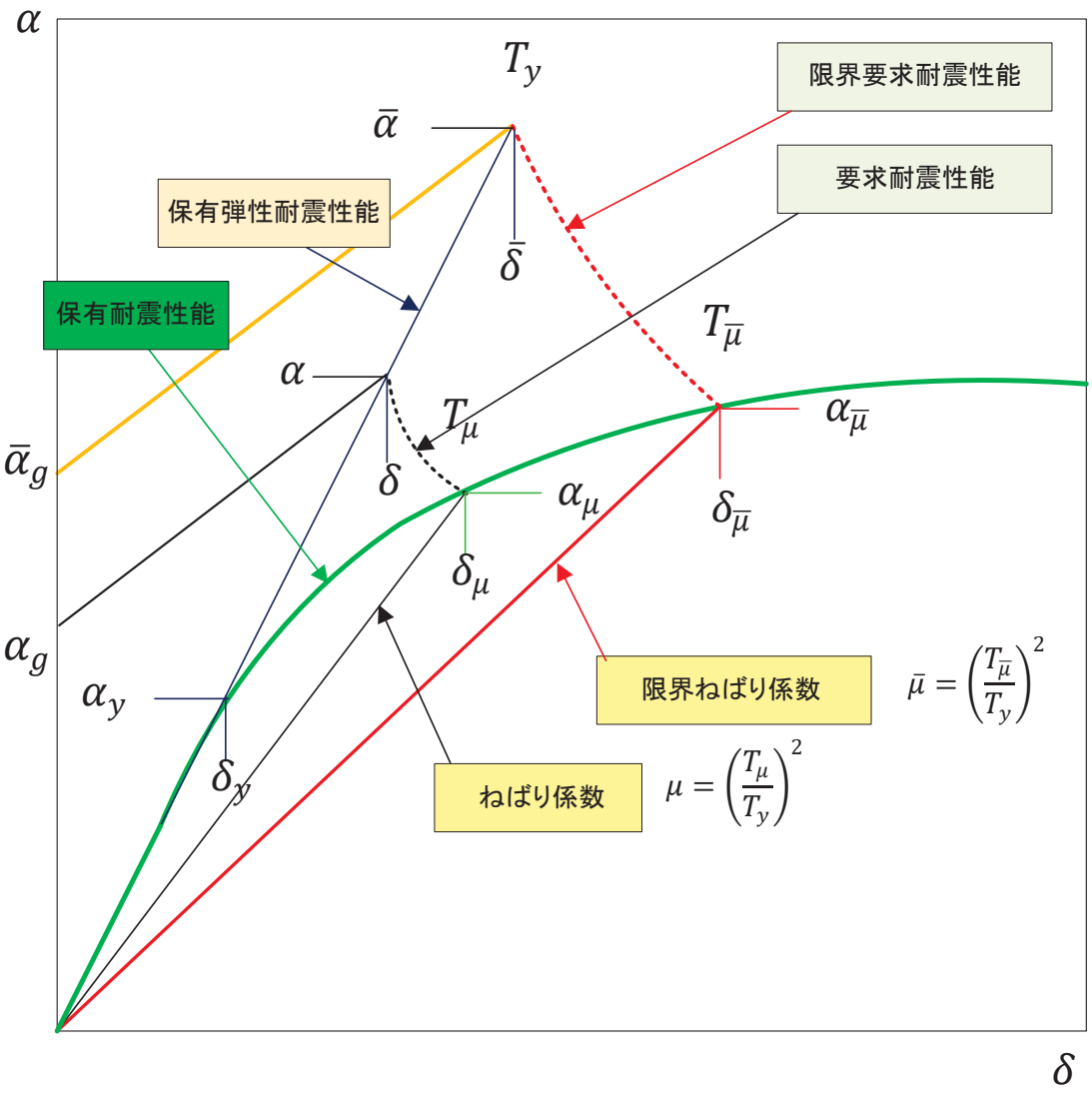
ただし、耐震性能上,座屈が支配的な場合は、$\gamma = 0.20$

要求耐震性能スペクトルは、SDOF（1質点ばね）系の応答スペクトルいう。
この場合の減衰定数は耐震設計構造物の復元力特性を考慮して適切に定めるものとする。
ここで示した等価減衰定数 h の算定式は平成12年建設省告示第1475号に規定されている式を準用した。
等価減衰定数の導入に関して参考となる資料をSheets(″等価減衰定数″)示す。

5.10. 耐震性能解析

Retuen to Sheets List

5.10. 1. 耐震性能スペクトル



5.10. 2. 評価基準

評価（耐震性の確認）は次の5種類が考えられる。いずれも等価である。

1.) 評価－1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

2.) 評価－2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

3) 評価－3： $\mu \le \bar{\mu}$ (ねばり係数, 塑性率, Ductility factor)

ただし, $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$; $\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

4.) 評価－4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

5) 評価－5： $D_s\alpha \le \alpha_y$ (代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$ ただし、$D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

6) 評価－6: $\alpha_g \le \bar{\alpha}_g$

5.11. 球形貯槽の転倒変形モード解析式

Retuen to Sheets List

5.11.1. 定義及び計算仮定

A	支柱の断面積/本		
E	支柱の縦弾性係数(引張圧縮共)		
σ_y	支柱の降伏応力	σ_b	支柱の座屈応力
σ_t	支柱の下降伏応力	σ_C	支柱の座屈下耐力
n	支柱の本数		
H	重心高さ、地震荷重の作用高さ		
h	検討高さ		
dh	高さhにおける微小長さ		
r	支柱配置円半径		
φ	高さhにおける平断面傾き角度	(時計周りを正)	(平面保持の仮定)
z	高さhにおける平断面降下量	(圧縮方向を正)	(圧縮力を正)
N	高さhにおける鉛直力 $N = mg\left(1 + {}^{\alpha_V}/_{g}\right)$	貯槽本体の自重、鉛直地震力 支柱・ブレース全重量をも含む (下向きを正方向)	
M	高さhにおける転倒モーメント $M = m\alpha_H(H-h)$	(時計周りを正)	
$d\zeta_i$	高 h における i 点 の伸縮量	$d\zeta_i = dz + r\mu_i \cdot d\varphi$	
$d\zeta_y$	降伏限界 における伸縮量	$d\zeta_y = -\frac{\sigma_y}{E}dh$	
$d\zeta_b$	座屈限界 における伸縮量	$d\zeta_b = \frac{\sigma_b}{E}dh$	
μ_i	i 点 の曲げモーメント・アーム係数	$[\leftarrow d\zeta_i = dz + r\mu_i \cdot d\varphi]$	
dF	i 点 の応力	{座屈変形範囲} $dF = \sigma_C \cdot trd\theta$	
		{弾性変形範囲} $dF = E\,{}^{d\zeta_i}/_{dh} \cdot trd\theta$	
		{降伏変形範囲} $dF = -\sigma_t \cdot trd\theta$	

座屈限界係数 $\mu_b = \left(\varepsilon_b - \frac{dz}{dh}\right)\Big/\frac{rd\varphi}{dh}$ 座屈限界角度 $\theta_b = cos^{-1}\mu_b if\ {\mu_b}^2 < 1$

降伏限界係数 $\mu_y = -\left(\varepsilon_y + \frac{dz}{dh}\right)\Big/\frac{rd\varphi}{dh}$ 降伏限界角度 $\theta_y = cos^{-1}\mu_y\ if\ {\mu_y}^2 < 1$

	$if\ \mu_b > \mu_y$ ($\equiv: \frac{rd\varphi}{dh}>0$)	$if\ \mu_b < \mu_y$ ($\equiv: \frac{rd\varphi}{dh}<0$)
{座屈変形範囲}	$0 \le \theta \le \theta_b$	$\theta_b \le \theta \le \pi$
{降伏変形範囲}	$\theta_y \le \theta \le \pi$	$0 \le \theta \le \theta_y$

$$F_e = 2trE\left|\frac{dz}{dh}\int d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos\theta d\theta\right| = 2\pi rtE\frac{dz}{dh} \quad M_e = 2tr^2E\left|\frac{dz}{dh}\int cos\theta d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos^2\theta d\theta\right| = \pi r^2 tE\frac{rd\varphi}{dh}$$

$$F_b = -2trE\left|\left(-\frac{\sigma_C}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos\theta d\theta\right| \quad M_b = -2tr^2E\left|\left(-\frac{\sigma_C}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int cos\theta d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos^2\theta d\theta\right|$$

$$F_y = -2trE\left|\left(\frac{\sigma_t}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos\theta d\theta\right| \quad M_y = -2tr^2E\left|\left(\frac{\sigma_t}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int cos\theta d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos^2\theta d\theta\right|$$

5.11.2 断面特性に関する基礎式

5.11.2.1 基礎式

(式5.11.2.1) $$\bar{L}_N = \bar{D}_N - \frac{1}{\pi}\left[\bar{D}_M \mathrm{s}\theta + \left(\bar{D}_N - \bar{\sigma}_c\right)\mathrm{a}\theta\right]_{{}_l\theta_b}^{{}^u\theta_b} - \frac{1}{\pi}\left[\bar{D}_M \mathrm{s}\theta + \left(\bar{D}_N + \bar{\sigma}_t\right)\mathrm{a}\theta\right]_{{}_l\theta_y}^{{}^u\theta_y}$$

(式5.11.2.2) $$\bar{L}_M = \bar{D}_M - \frac{2}{\pi}\left[\bar{D}_M \mathrm{q}\theta + \left(\bar{D}_N - \bar{\sigma}_c\right)\mathrm{s}\theta\right]_{{}_l\theta_b}^{{}^u\theta_b} - \frac{2}{\pi}\left[\bar{D}_M \mathrm{q}\theta + \left(\bar{D}_N + \bar{\sigma}_t\right)\mathrm{s}\theta\right]_{{}_l\theta_y}^{{}^u\theta_y}$$

(式5.11.2.3) $$\mu_b = \left(\bar{\sigma}_b - \bar{D}_N\right)/\bar{D}_M \qquad \mu_y = \left(-\bar{\sigma}_y - \bar{D}_N\right)/\bar{D}_M$$

$if\ \mu_b > \mu_y$	$if\ {\mu_b}^2 < 1$	${}_l\theta_b$=0 ; ${}_l\theta_b = cos^{-1}\mu_b$	$if\ {\mu_b}^2 > 1$ ${}_l\theta_b$=0 ; ${}_l\theta_b = 0$
	$if\ {\mu_y}^2 < 1$	${}_l\theta_y$=$cos^{-1}\mu_y$; ${}_l\theta_y = \pi$	$if\ {\mu_y}^2 > 1$ ${}_l\theta_y$=π ; ${}_l\theta_y = \pi$
$if\ \mu_b < \mu_y$	$if\ {\mu_b}^2 < 1$	${}_l\theta_b$=$cos^{-1}\mu_b$; ${}_l\theta_b = \pi$	$if\ {\mu_b}^2 > 1$ ${}_l\theta_b$=π ; ${}_l\theta_b = \pi$
	$if\ {\mu_y}^2 < 1$	${}_l\theta_y$=0 ; ${}_l\theta_y =$	$if\ {\mu_y}^2 > 1$ ${}_l\theta_y$=0 ; ${}_l\theta_y = 0$

5.11.2.2 定義

圧縮力(無次元)	$\bar{L}_N = {N}/{A}\,/\sigma_y$	A = $\pi 2rt$
曲げモーメント(無次元)	$\bar{L}_M = {M}/{Z}\,/\sigma_y$	$Z = \pi r^2 t$
変位(無次元)	$\bar{D}_N = \frac{E}{\sigma_y}\frac{dz}{dh}$	
曲げ角(無次元)	$\bar{D}_M = \frac{E}{\sigma_y}\frac{rd\varphi}{dh}$	
材料(無次元)	$\bar{\sigma}_b = {\sigma_b}/{\sigma_y}$ $\bar{\sigma}_y = {\sigma_y}/{\sigma_y}$ $\bar{\sigma}_c = {\sigma_c}/{\sigma_y}$ $\bar{\sigma}_t = {\sigma_t}/{\sigma_y}$	
変位特性関数	$\mathrm{a}\theta = \int d\theta = \theta|_{{}_l\theta}^{{}^u\theta}$ $\mathrm{s}\theta = \int cos\theta d\theta = sin\theta|_{{}_l\theta}^{{}^u\theta}$ $\mathrm{q}\theta = \int cos^2\theta d\theta = \frac{\theta + sin\theta cos\theta}{2}\Big|_{{}_l\theta}^{{}^u\theta}$	

5.11.3 支柱の変形特性の計算

(式5.11.2.1) 満たす $\bar{D}_N(h)$ 及 $\bar{D}_M(h)$ から、(式3.3.1)により変形特性値: $\frac{dz(h,\alpha_H)}{dh}$ 及 $\frac{d\varphi(h,\alpha_H)}{dh}$ を算定する。

(式5.11.3.1) $$\frac{dz(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E}\bar{D}_N(h,\alpha_H)$$

(式5.11.3.2) $$\frac{d\varphi(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E}\frac{\bar{D}_M(h,\alpha_H)}{r}$$

5.11.4. Pushuover Curve

(式5.11.4.1) $$\delta(\alpha_H) = \frac{1}{r}\frac{\sigma_y}{E}\int_0^H\int_0^h \bar{D}_M(h,\alpha_H)dh\,dh$$

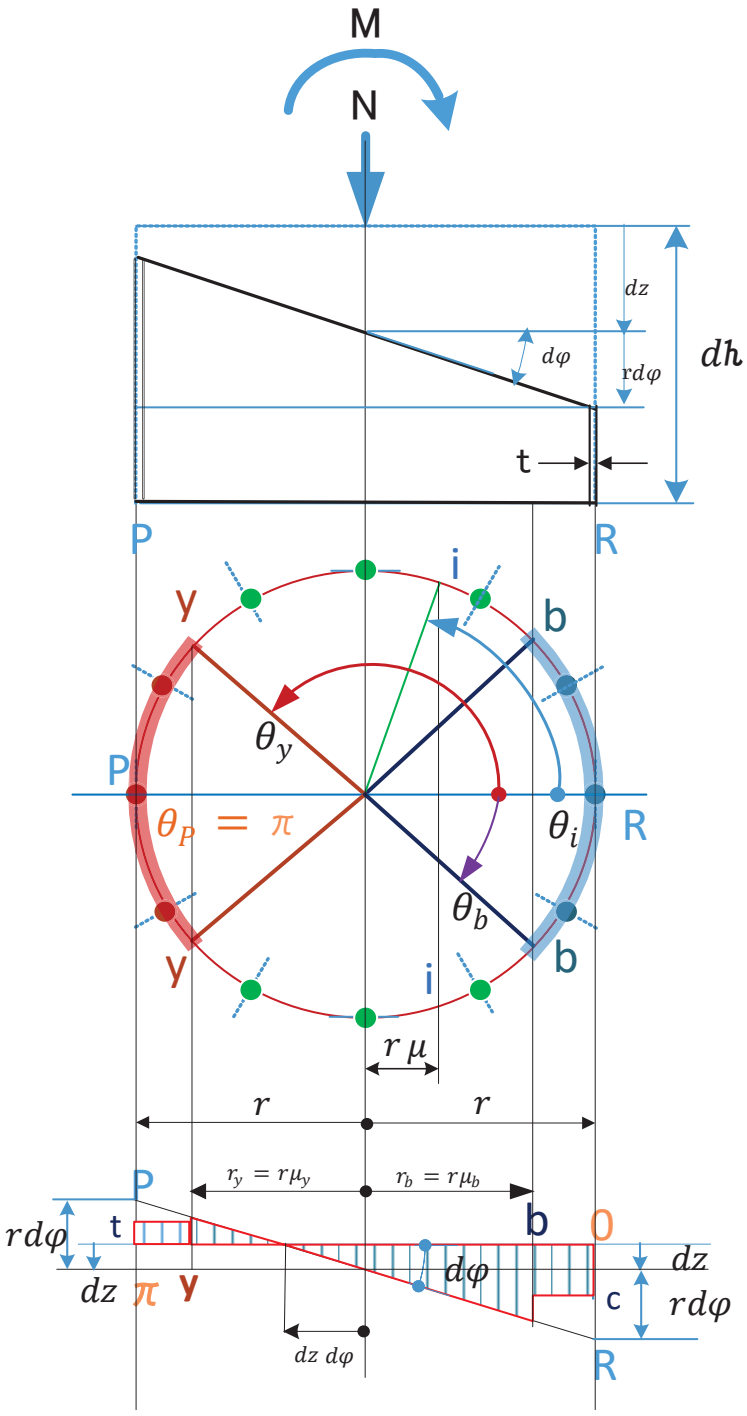
pushover curve： $\bar{D}_M(h,\alpha_H)$ から得られる $\alpha_H - \delta$ 曲線

なお、 $h = 0$ で線形条件を満たす($\alpha_H \leq \alpha_y$)とき、支柱全長にわたりに弾性状態となるので、積分すると、

$$\frac{dz}{dh} = \frac{mg}{EA_c}\left(1 + \frac{\alpha_v}{g}\right) \rightarrow z(h) = \frac{mg}{EA_c}\left(1 \rightarrow z(H) = \frac{H}{EA_c}mg\left(1 + \frac{\alpha_v}{g}\right)\right.$$

$$\frac{d\varphi}{dh} = \frac{m\alpha_H}{EI_c}(H - h) \rightarrow \varphi(h) = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(Hh - \frac{1}{2}h^2\right) \rightarrow \varphi(H) = \frac{1}{2}\frac{H^2}{EI_c}m\alpha_H$$

$$\frac{d\delta}{dh} = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(Hh - \frac{1}{2}h^2\right) \rightarrow \delta(h) = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(\frac{1}{2}Hh^2 \rightarrow \delta(H) = \frac{1}{3}\frac{H^3}{EI_c}m\alpha_H\right.$$


M
N
dz
dφ
rdφ
dℏ
t
P
R
i
y
b
θ_y
P
θ_P = π
θ_i
R
θ_b
y
b
i
r μ
r
r
P
r_y = rμ_y
r_b = rμ_b
b
0
rdφ
t
dz
dφ
dz
π
y
c
rdφ
dz dφ
R

5.12. 球形貯槽の水平せん断変形モード解析式

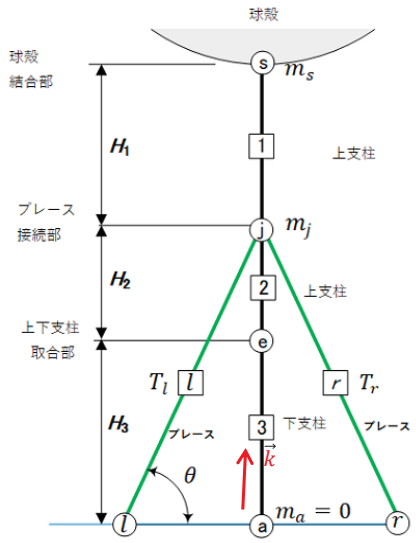
Return to Sheets List

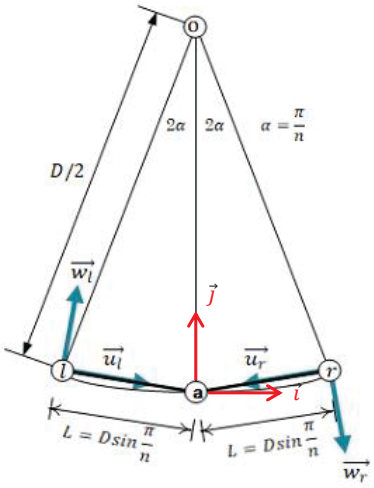
5.12.1. 構造要素

部材 1，2，3　　回転ばね付梁要素

部材 l、r　　軸要素

5.12.2. 構造系





5.12.3. 回転ばね付梁要素の剛性マトリックス

回転ばね付梁要素の導入

$$\begin{bmatrix} \vec{F_l}\cdot\vec{\imath} \\ \vec{M_l}\cdot\vec{j} \\ \vec{F_r}\cdot\vec{\imath} \\ \vec{M_r}\cdot\vec{j} \end{bmatrix} = EI\frac{1}{\psi}\frac{\langle L\rangle}{L^3}\begin{bmatrix} (1+r_l+r_r) & \left(\frac{1}{2}+r_r\right) & -(1+r_l+r_r) & \left(\frac{1}{2}++r_l\right) \\ \left(\frac{1}{2}+r_r\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_r\right) & -\left(\frac{1}{2}+r_r\right) & \left(\frac{1}{6}-\beta\right) \\ -(1+r_l+r_r) & -\left(\frac{1}{2}+r_r\right) & (1+r_l+r_r) & -\left(\frac{1}{2}+r_l\right) \\ \left(\frac{1}{2}+r_l\right) & \left(\frac{1}{6}-\beta\right) & -\left(\frac{1}{2}+r_l\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_l\right) \end{bmatrix}$$

ただし、 $\psi = \left(\frac{1}{3}+\beta\right)(1+r_l+r_r)+r_l r_r-\frac{1}{4}$　　$\langle L\rangle = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L \end{bmatrix}$

せん断変形係数

$$\beta = \kappa\frac{E}{G}\cdot\frac{I}{A}\frac{1}{L^2} \qquad \kappa = 4/3$$

回転ばね係数 r　　構造状態(下記)に応じてr値を設定して、構造解析をおこなう。

F: ピン接・全断面降伏　$r=\infty$　(1.e+6)

T:剛接・弾性　　$r=0$

5.12.4.

ブレース系剛性マトリックス

$$\begin{Bmatrix} \vec{F}_B \cdot \vec{i} \\ \vec{F}_B \cdot \vec{j} \\ \vec{F}_B \cdot \vec{k} \end{Bmatrix} = spgB_b \begin{bmatrix} \eta_p cos^2\alpha & -\eta_m sin\alpha cos\alpha & \eta_m cos\alpha tan\theta \\ -\eta_m sin\alpha cos\alpha & \eta_p sin^2\alpha & -\eta_p sin\alpha tan\theta \\ \eta_m cos\alpha tan\theta & -\eta_p sin\alpha tan\theta & \eta_p tan^2\theta + \frac{spgB_c}{spgB_b} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} T_{Bl} \\ T_{Br} \end{Bmatrix} = spgBb \frac{cos\alpha}{cos\theta} \begin{bmatrix} \eta_l & -\eta_l tan\alpha & \eta_l \frac{tan\theta}{cos\alpha} \\ -\eta_r & -\eta_r tan\alpha & \eta_r \frac{tan\theta}{cos\alpha} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

ただし、

$$spgB_b = \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L}$$

$$spgB_C = \frac{1}{\frac{H_2}{E_{C2}A_{C2}} + \frac{H_3}{E_{C3}A_{C3}}}$$

ブレース系剛性マトリックスの

$\eta_l = 1$ (l 弾性)、0 (l 降伏)

$\eta_r = 1$ (r 弾性)、0 (r 降伏)

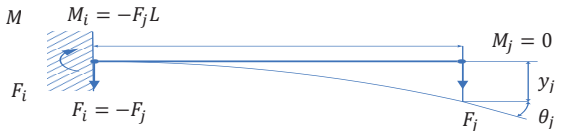
$\eta_p = \eta_l + \eta_r$

$\eta_m = \eta_l - \eta_r$

5.13. 梁要素の曲げ剛性マトリックスの導入

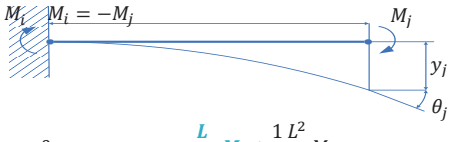
Return to ShearModel | Return to Sheets List

5.13.1. 単純梁



$y_j = 0 \qquad y_j = \left(\frac{1}{3}\frac{L^3}{EI} + \frac{\kappa L}{GA} + \frac{L^2}{K_{iR}}\right) F_j$

$\theta_i = 0 \qquad \theta_j = \left(\frac{1}{2}\frac{L^2}{EI} + \frac{L}{K_{iR}}\right) F_j$



$y_j = 0 \qquad y_j = \frac{L}{K_{iR}} M_j + \frac{1}{2}\frac{L^2}{EI} M_j$

$\theta_i = 0 \qquad \theta_j = \frac{L}{EI} M_j + \frac{M_j}{K_{iR}} + \frac{M_j}{K_{iR}}$

$$y_j = \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) F_j + \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) {M_j}/{L_j}$$

$$L\theta_j = \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) F_j + \frac{L^3}{EI}\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) {M_j}/{L}$$

$$\begin{bmatrix} y_j \\ L\theta_j \end{bmatrix} = \frac{L^3}{EI}\begin{bmatrix} \frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i} & \frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i} \\ \frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i} & \boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3}\frac{1}{\psi}\begin{bmatrix} \left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) \\ -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) & \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_j \\ L\theta_j \end{bmatrix}$$

ただし、 $\psi = \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right)\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) - \left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right)^2 = \left(\frac{1}{3} + \beta\right)\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) + \left(\boldsymbol{r_i r_j} - \frac{1}{4}\right)$

5.13.2. 回転ばねとせん断変形ばねの定義

両端の回転ばね

$\frac{\boldsymbol{\theta}}{\boldsymbol{M}} = \frac{\boldsymbol{1}}{\boldsymbol{K_R}} = \boldsymbol{r}\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{EI}}$

回転ばね係数　ピン接(F): $r = \infty$ (1.e+6)　（接合部変形大）

剛接(T): $r = 0$　（接合部変形なし）

梁のせん断変形ばね

$\frac{y}{F} = \frac{\kappa}{GA}L = \beta\frac{L^3}{EI}$

せん断変形形状係数 $\beta = \kappa\frac{E}{G}\cdot\frac{I}{A}\frac{1}{L^2}$

$\kappa = 6/5$	=	1.2	矩形
$\kappa = 3/2$	=	1.5	形鋼
$\kappa = 8/3$	=	2.66666667	I 形鋼
$\kappa = 4/3$	=	1.33333333	円筒

左端部に変位 0→ yi、角度 0 →θ iがあり、平行移動・全体回転があるとすると、

$$\begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3}\frac{1}{\psi}\begin{bmatrix} \left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) \\ -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) & \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_j - (y_i + L\theta_i) \\ L(\theta_j - \theta_i) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_i \\ {M_i}/{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_j \\ -{M_j}/{L} - F_j L \end{bmatrix}$$

5.13.3. 梁要素曲げ剛性マトリックス

書き換えて

$$\begin{bmatrix} F_i \\ M_i \\ F_j \\ M_j \end{bmatrix} = EI\frac{1}{\psi}\frac{\langle L\rangle}{L^3}\begin{bmatrix} \left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & \left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & \left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) \\ \left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_j}\right) & \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_j}\right) & \left(\frac{1}{6} - \beta\right) \\ -\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_j}\right) & \left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) \\ \left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) & \left(\frac{1}{6} - \beta\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) & \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) \end{bmatrix} \langle L\rangle \begin{bmatrix} y_i \\ \theta_i \\ y_j \\ \theta_j \end{bmatrix}$$

ただし、 $\psi = \left(\frac{1}{3} + \beta\right)\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) + \boldsymbol{r_i r_j} - \frac{1}{4}$ $\quad \langle L\rangle = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L \end{bmatrix}$

5.14. ブレース系の剛性マトリックス

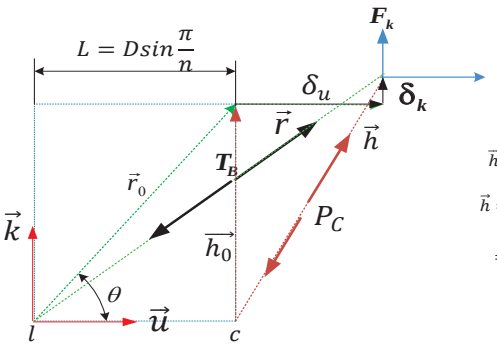
Return to ShearModel | Return to Sheets List

5.14.1. ブレースの荷重・変位特性

$$\vec{r_0} = L\vec{u} + Ltan\theta \cdot \vec{k}$$

$$\vec{r} = \vec{r_0} + \delta_u.\vec{u} + \delta_w\vec{w} + \delta_k.\vec{k}$$

$$= \{\vec{u} \quad \vec{w} \quad \vec{k}\}\begin{Bmatrix} L+\delta_u \\ \delta_w \\ L\cdot tan\theta + \delta_k \end{Bmatrix}$$



$$\overrightarrow{h_0} = Ltan\theta \cdot \vec{k}$$

$$\vec{h} = \overrightarrow{h_0} + \delta_u.\vec{u} + \delta_w\vec{w} + \delta_k.\vec{k}$$

$$= \{\vec{u} \quad \vec{w} \quad \vec{k}\}\begin{Bmatrix} \delta_u \\ \delta_w \\ L\cdot tan\theta + \delta_k \end{Bmatrix}$$

5.14.2. ブレースの伸縮変形と軸力

$$\|\vec{r}\| = \sqrt{(L+\delta_u)^2 + (L\cdot tan\theta + \delta_k)^2 + \delta_k{}^2}$$

$$= \frac{L}{cos\theta}\sqrt{1 + 2\frac{\delta_u + tan\theta\cdot\delta_k}{L/cos^2\theta} + \frac{\delta_u{}^2 + \delta_w{}^2 + \delta_k{}^2}{(L/cos\theta)^2}}$$

$$\cong \frac{L}{cos\theta}\left[1 + \frac{cos^2\theta}{L}(\delta_u + tan\theta\cdot\delta_k)\right]$$

$$\|\vec{r_0}\| = \frac{L}{cos\theta}$$

$$T_B = E_BA_B\frac{\|\vec{r}\| - \|\vec{r_0}\|}{\|\vec{r_0}\|} = \frac{E_BA_B}{L}cos^2\theta(\delta_u + \delta_k tan\theta)$$

$$\vec{F} = T_B\cdot\frac{\vec{r}}{\|\vec{r}\|}$$

$$F_u = T_B\cdot\frac{L+\delta_u}{\|\vec{r}\|} \cong \frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}(\delta_u + tan\theta\cdot\delta_k)$$

$$F_w = T_B\cdot\frac{\delta_w}{\|\vec{r}\|} \cong 0$$

$$F_k = T_B\cdot\frac{L\cdot tan\theta + \delta_k}{\|\vec{r}\|} \cong \frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}tan\theta\cdot(\delta_u + tan\theta\cdot\delta_k)$$

5.14.3. 支柱の伸縮変形と軸力

$$\|\vec{h}\| = \sqrt{\delta_u{}^2 + (L\cdot tan\theta + \delta_k)^2 + \delta_w{}^2}$$

$$= Ltan\theta\sqrt{1 + \frac{2Ltan\theta\cdot\delta_k}{(Ltan\theta)^2} + \frac{\delta_u{}^2 + \delta_w{}^2 + \delta_k{}^2}{(Ltan\theta)^2}}$$

$$\cong Ltan\theta\left[1 + \frac{\delta_k}{Ltan\theta}\right]$$

$$\|\overrightarrow{h_0}\| = Ltan\theta$$

$$T_C = E_CA_C\frac{\|\vec{h}\| - \|\overrightarrow{h_0}\|}{\|\overrightarrow{h_0}\|} = \frac{E_CA_C}{\lambda H}\delta_k$$

$$\vec{P} = T_C\cdot\frac{\vec{h}}{\|\vec{h}\|}$$

$$P_u = T_C\cdot\frac{\delta_u}{\|\vec{h}\|} \cong 0$$

$$P_w = T_C\cdot\frac{\delta_w}{\|\vec{h}\|} \cong 0$$

$$P_k = T_C\cdot\frac{L\cdot tan\theta + \delta_k}{\|\vec{h}\|} \cong \frac{E_CA_C}{\lambda H}\delta_k$$

5.14.4. ブレース系剛性マトリックス（節点力と変位の関係）

$$\begin{Bmatrix} \vec{F_B}\cdot\vec{i} \\ \vec{F_B}\cdot\vec{j} \\ \vec{F_B}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix} = spgB_b\begin{bmatrix} \eta_p cos^2\alpha & -\eta_m sin\alpha cos\alpha & \eta_m cos\alpha tan\theta \\ -\eta_m sin\alpha cos\alpha & \eta_p sin^2\alpha & -\eta_p sin\alpha tan\theta \\ \eta_m cos\alpha tan\theta & -\eta_p sin\alpha tan\theta & \eta_p tan^2\theta + \frac{spgB_c}{spgB_b} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} T_{Bl} \\ T_{Br} \end{Bmatrix} = spgBb\frac{cos\alpha}{cos\theta}\begin{bmatrix} \eta_l & -\eta_l tan\alpha & \eta_l\frac{tan\theta}{cos\alpha} \\ -\eta_r & -\eta_r tan\alpha & \eta_r\frac{tan\theta}{cos\alpha} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

ただし、 $\eta_l = 1$ （弾性）、0 （降伏）

$\eta_r = 1$ （弾性）、0 （降伏）

$\eta_p = \eta_l + \eta_r$

$\eta_m = \eta_l - \eta_r$

ただし、 $spgB_b = \frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}$

$$spgB_C = \frac{1}{\frac{H_2}{E_{C2}A_{C2}} + \frac{H_3}{E_{C3}A_{C3}}}$$

参考）

$$\begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{u_l} \\ \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{w_l} \\ \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{k_l} \end{Bmatrix} = \eta_l\frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}\begin{Bmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{Bmatrix}\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{u_l} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{w_l} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k_l} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_l\frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}T(\alpha)\begin{Bmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{Bmatrix}T(-\alpha)\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{F_l}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_l\frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}\begin{Bmatrix} cos^2\alpha & -sin\alpha cos\alpha & cos\alpha tan\theta \\ -sin\alpha cos\alpha & sin^2\alpha & -sin\alpha tan\theta \\ cos\alpha tan\theta & -sin\alpha tan\theta & tan^2\theta \end{Bmatrix}\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

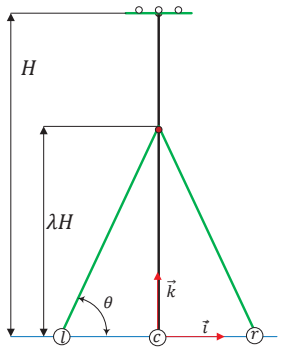
$$\begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{u_r} \\ \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{w_r} \\ \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{k_r} \end{Bmatrix} = \eta_r\frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}\begin{Bmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{Bmatrix}\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{u_r} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{w_r} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k_r} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_r\frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}T(-\alpha)\begin{Bmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{Bmatrix}T(\alpha)\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

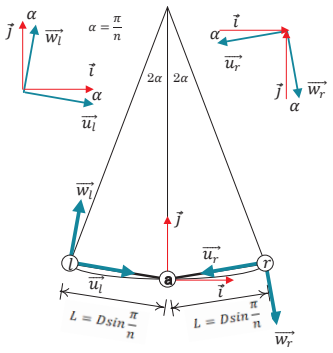
$$\begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{F_r}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_r\frac{E_BA_Bcos^3\theta}{L}\begin{Bmatrix} cos^2\alpha & sin\alpha cos\alpha & -cos\alpha tan\theta \\ sin\alpha cos\alpha & sin^2\alpha & -sin\alpha tan\theta \\ -cos\alpha tan\theta & -sin\alpha tan\theta & tan^2\theta \end{Bmatrix}\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{i} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{j} \\ \boldsymbol{\delta}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

5.15. 座標系

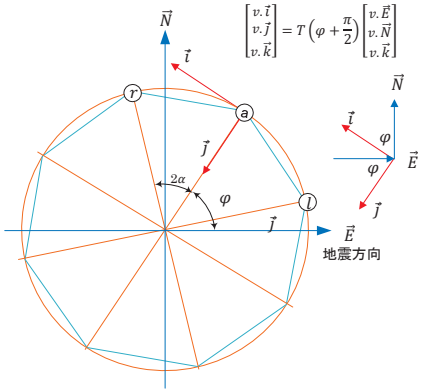
Return to Sheets List



$$\begin{bmatrix} v.\vec{u_l} \\ v.\vec{w_l} \\ v.\vec{k_l} \end{bmatrix} = T(-\alpha) \begin{bmatrix} v.\vec{\imath} \\ v.\vec{\jmath} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix} \qquad \begin{bmatrix} v.\vec{u_r} \\ v.\vec{w_r} \\ v.\vec{k_r} \end{bmatrix} = -T(\alpha) \begin{bmatrix} v.\vec{\imath} \\ v.\vec{\jmath} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix}$$

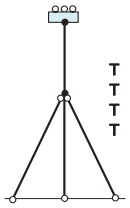
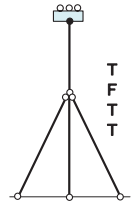
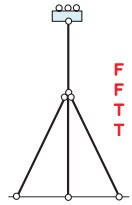
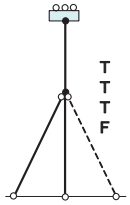
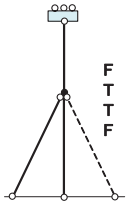
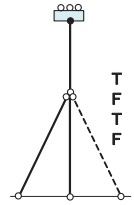
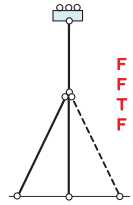
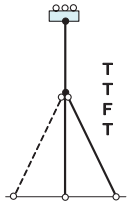
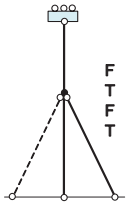
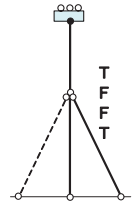
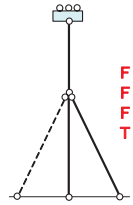
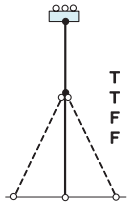
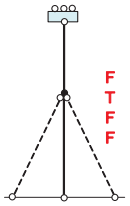
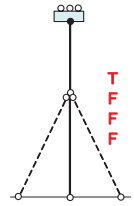
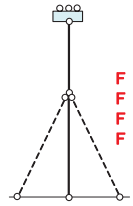


$$\begin{bmatrix} v.\vec{\imath} \\ v.\vec{\jmath} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix} = T\left(\varphi + \frac{\pi}{2}\right) \begin{bmatrix} v.\vec{E} \\ v.\vec{N} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix}$$



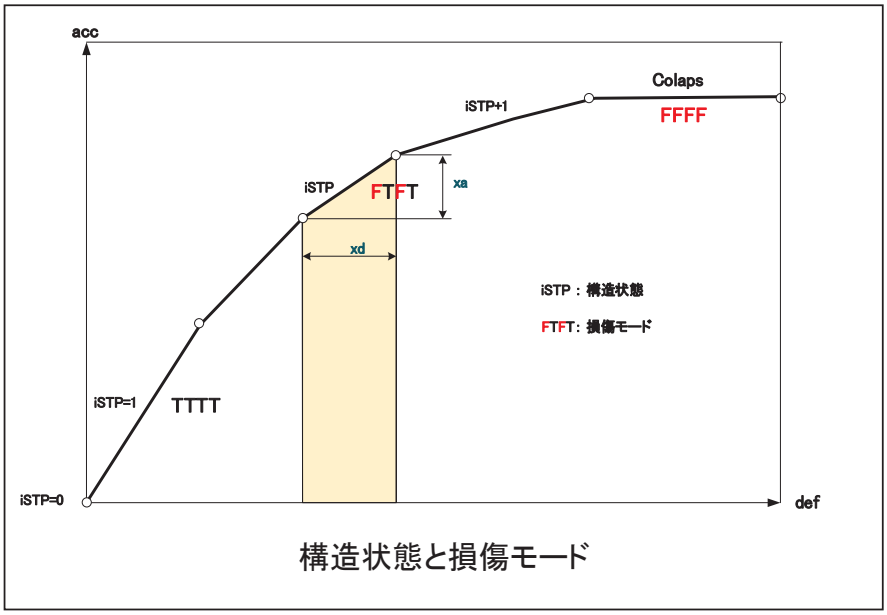
座標変換公式 $T(\vartheta) = \begin{bmatrix} cos\vartheta & sin\vartheta & 0 \\ -sin\vartheta & cos\vartheta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$ $T(\vartheta_1 + \vartheta_2) = T(\vartheta_1) \cdot T(\vartheta_2)$ $T^{-1}(\vartheta) = T(-\vartheta)$

5.16.1. 損傷モード

		支柱の曲げ降伏			
		pff	*pfp*	*ppf*	*ppp*
ブレースの軸伸び降伏	*LR*	 T T T T	 F T T T	 T F T T	 F F T T
	LO	 T T T F	 F T T F	 T F T F	 F F T F
	RO	 T T F T	 F T F T	 T F F T	 F F F T
	OO	 T T F F	 F T F F	 T F F F	 F F F F

5.16.2. 構造状態と損傷モード

Return to Manage | Return to Sheets List



構造状態と損傷モード

（1）設計震度αを漸増させると、支柱で曲げ降伏、ブレースで軸引張又は圧縮降伏を生じ、変形状態（iSTP構造状態という）が変動し屈曲する。次の状態までは線形に変形する。
（2）次の状態まで1回計算すれば、次の屈曲点（震度の増分）を計算できる。
（3）屈交点の荷重状態から損傷モードが設定できる。iSTP+1を決めることができる。
（4）最小の計算α増分で正しい結果を得ることができる

5.17. 終局強度

5.17.1. Brace 座屈応力

Return to Sheets List

5.17.1.1. 座屈式

$\lambda \le \Lambda$ $\quad {}_b f_c = \dfrac{1 - 0.4\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}{\dfrac{3}{2} + \dfrac{2}{3}\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2} F$

$\lambda > \Lambda$ $\quad {}_b f_c = \dfrac{0.277}{\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2} F$

5.17.1.2. 細長比

$$\lambda = \frac{l_k}{\sqrt{I/A}}$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6\mathrm{F}}}$$

5.17.1.3. 限界細長比(ブレース)

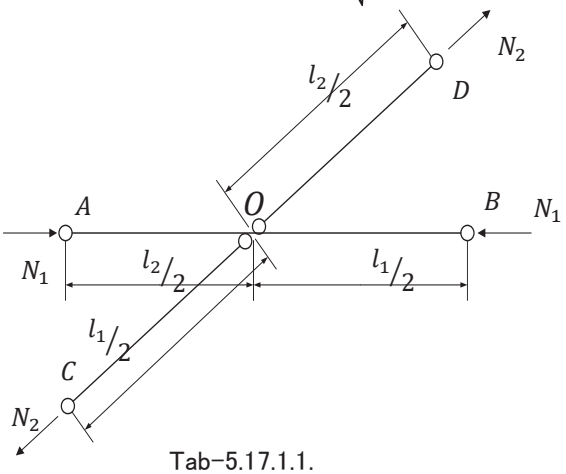
(建築学会:鋼構造設計基準　11.4.4式　DIN 4144:Blatt 2,Ri 6・4)

(1.) 交点 O でピン支持されている場合 (Tab-5.17.1.1.)

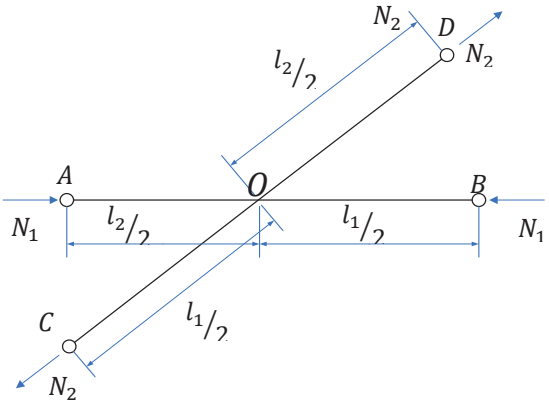
$$l_k = l_1 \sqrt{1 - 0.75 \frac{N_2}{N_1} \cdot \frac{l_1}{l_2}} \ge 0.5\, l_1$$

(2.) 交点 O で剛接支持されている場合 (Tab-5.17.1.2.)

$$l_k = l_1 \sqrt{1 - \frac{N_2}{N_1} \cdot \frac{l_1}{l_2}\left(0.75 + \frac{\pi^2 E I_2}{{l_2}^2 N_2}\right)} \ge 0.5\, l_1$$



Tab-5.17.1.1.



Tab-5.17.1.2.

5.17.1.4. 限界細長比（H型断面）

移動に対する条件	拘　束			自　由	
回転に対する条件	両端自由	両端拘束	1端自由 他端拘束	両端拘束	1単自由 他端拘束
l_k	l	$0.5l$	$0.7l$	l	$2l$

5.17.2. 全塑性モーメントM_PC

5.17.2.1. H 型断面

$$M_P = \left\{ A_f(d - t_f) + \frac{1}{4} A_w(d - 2t_f) \right\} \sigma_Y$$

$$N_Y = A\,\sigma_Y$$

$$N_{wY} = A_w \sigma_Y$$

軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合、全塑性モーメントM_{PC}は、

(1) 曲げモーメントがH 型断面の強軸回 りに作用するとき

a) $\frac{\mathrm{N}}{N_Y} \leq \frac{A_w}{2A}$ のとき　　$M_{PC} = M_P$

b) $\frac{\mathrm{N}}{N_Y} \geq \frac{A_w}{2A}$ のとき　　$M_{PC} = 1.14\left(1 - \frac{\mathrm{N}}{N_Y}\right) M_P$

(2) 曲げモーメントがH 型断面の弱軸回 りに作用するとき

a) $\frac{\mathrm{N}}{N_Y} \leq \frac{A_w}{2A}$ のとき　　$M_{PC} = M_P$

b) $\frac{\mathrm{N}}{N_Y} \geq \frac{A_w}{2A}$ のとき　　$M_{PC} = \left\{1 - \left(\frac{\mathrm{N} - N_{wY}}{N_Y - N_{wY}}\right)^2\right\} M_P$

5.17.2.2. 円形の中空断面

$$M_P = Z_p \sigma_Y$$

$$N_Y = A\,\sigma_Y$$

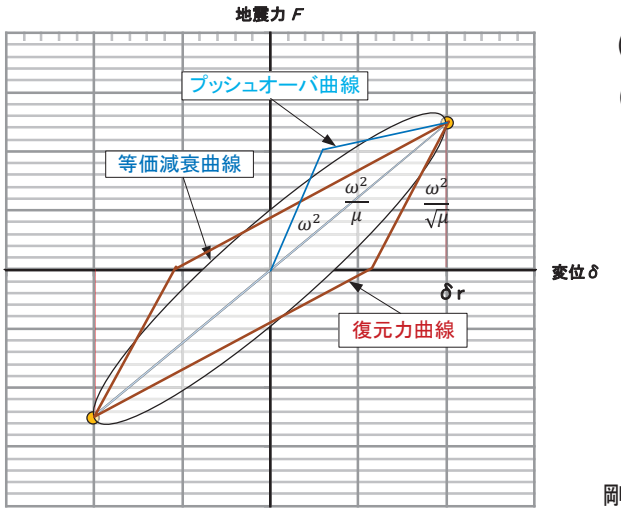
軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合、全塑性モーメントM_{PC}は、

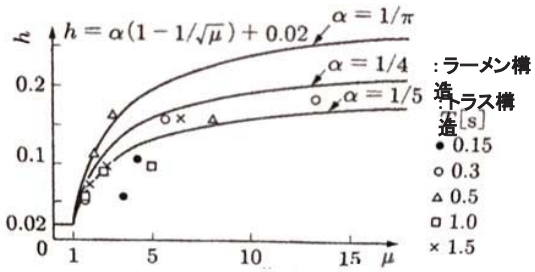
a) $\frac{\mathrm{N}}{N_Y} \leq 0.2$ のとき　　$M_{PC} = M_P$

b) $\frac{\mathrm{N}}{N_Y} \geq 0.2$ のとき　　$M_{PC} = 1.25\left(1 - \frac{\mathrm{N}}{N_Y}\right) M_P$

5.18. 等価減衰定数

Return to Demand Spectrum　Return to Sheets List





(1) 最新構造解析(第3版)、柴田明徳、p139
(2) Gulkan,P. and M.A Sozen, Inelastic Response to
Earthquake Motion,ACI,Vol.71,No.12,1974

(1) 等価減衰曲線のループの面積: $4\pi h_\mu \frac{1}{2} \mathrm{F_r} \cdot \delta_r$

(2) 復元力曲線のループの面積: $4\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)\frac{1}{2} \mathrm{F_r} \cdot \delta_r$

(3) 等価減衰曲線のループの面積: $4\pi h_y \frac{1}{2} \mathrm{F}_y \cdot \delta_y$

---

(1)＝(2)+(3) として、等価減衰定数h_μを算出すると、

$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_y & : \mu > 1 \\ h & : \mu < 1 \end{cases}$$

ここで、h_y：弾性応答ペクトルの減衰定数

剛性低下型復元力を持つ弾塑性系の応答波形に対して左図の結果が得られている。

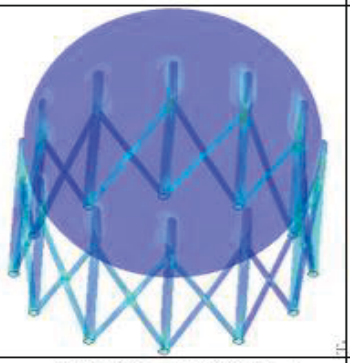
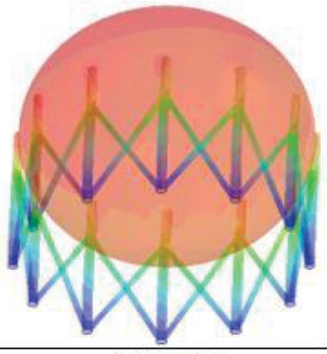
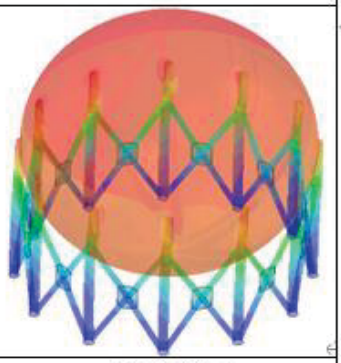
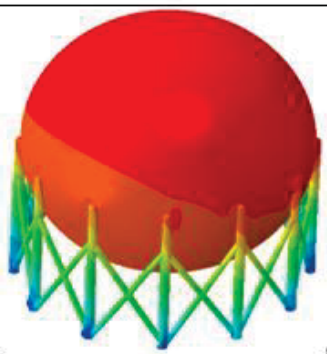
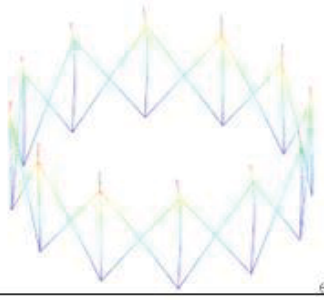
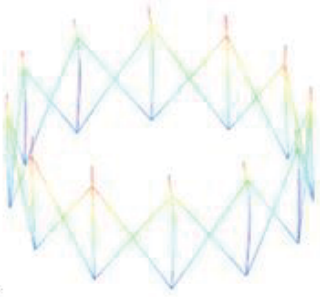
等価減衰定数h_μは、

$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_y & : \mu > 1 \\ h & : \mu < 1 \end{cases}$$

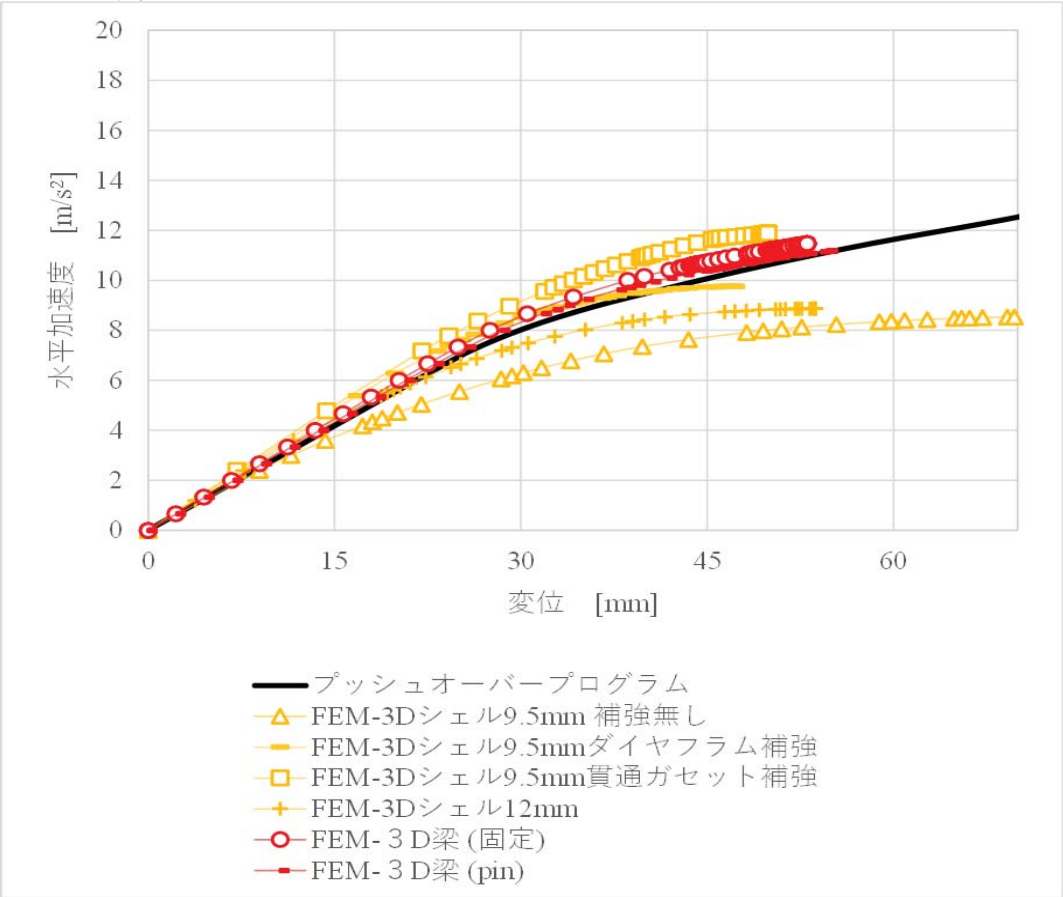
ねばり係数 鉄骨構造　$\gamma =$ 0.25
　　座屈が支配的　$\gamma =$ 0.2

5.19. 妥当性検証

5.19.1. プログラムで計算した球形貯槽と同一寸法の球形貯槽について、
3次元シェル要素及び梁要素でモデル化し、FEM解析を実施した。
ただし、鋼管ブレース交差部分に補強がない場合は、
ブレースの肉厚が9.5mmのケースでは、KHKS0861(2018) による評価で不合格となること から、
ブレースの肉厚を12.0mmとしたケース（交差部補強なし）も解析を行った。

3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm 補強無し	3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm ダイヤフラム補強	3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm 貫通ガセット補強
		
3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=12.0mm 補強無し	梁モデル 鋼管ブレースt=9.5mm 下部支柱下端完全固定	梁モデル 鋼管ブレースt=9.5mm 下部支柱下端ピン固定
		

5.19.2. プッシュオーバー解析プログラムで計算した荷重-変位曲線とFEM解析で得られた荷重ー 変位曲線
次図に示す。



5.19.3. プッシュオーバー解析プログラム、梁モデルの結果を比較する
両者はほぼー致してい る。
3次元シェルモデルは、ダイヤフラム補強または貫通ガセット補強モデルについては、プッシュオーバー解析プログラム及び梁モデルとほぼー致しており、プッシュオーバー解析プログラムの計算結果は概ね安全側の結果を与えている。
一方、補強無しモデルについては、
ブレー肉厚 9.5mmの場合は低剛性及び低強度であり、
ブレース肉厚 12.0mmの場合は低強度の結果となっており、Pushオーバー解析プログラムの計算結果は危険側の結果となる。
ブレース交差部分に補強がない場合、ブレース交差部分の局所的に大きな変形が全体の変形に影響を及ぼしていると考えられ、プッシュオ ーバー解析プログラム及び梁モデルではこれを考慮できないためと

5.19.4. 結論:
プッシュオ ーバー解析プログラムによる計算結果は
梁モデル、3次元シェルモデルのFEM解析と同等であり、令和3年度調査研究において検討した
プッシュオーバー解析方法は妥当な計算方法であるといえる。
ブレース交差部分に補強がないものについては適用ができない。
接合部の全強設計規定を明確にすべきである。
その設計法や規定を策定する必要がある。

第Ⅴ章　その他の検討：免震・制振技術に関する検討

1. 検討概要

免震制震技術に関する検討として、令和４年度調査研究で指摘された今後の課題のうち、優先度の高い課題を抽出し、課題解決に向けた検討を行う。

【参考】令和4年度　実施内容（令和4年度報告書 Ⅴ章まとめ 4.（4）より抜粋）

①基本的な制振効果の検討結果のまとめ

建築・土木構造物で適用実績のある代表的な制振装置を高圧ガス設備に適用するための基本的な考え方について集中質量モデル及び有限要素モデルを用いた非線形時刻歴応答解析から検討した。ここでは、速度依存型制振装置としてオイルダンパー、変位依存型制振装置として弾塑性ダンパーを用いて検討した。また、検討においては次の項目について検討した。

1）高圧ガス設備・構造物に適した制振装置の検討

2）高圧ガス設備・構造に適した制振装置仕様の選定

3）基本的な制振効果の検討

今後、多構面モデルによる解析を実施し、適用条件等の整理を行う必要がある。

②オイルダンパーを用いた非線形時刻歴応答解析のまとめ

- 対象フレーム構造物にブレースを設置した状態でオイルダンパー２種類を設置する場合での応答評価を構造計画研究所の RESP および MATLAB の集中質量系モデルの２つの解析モデルにて実施した。
- RESP および MATLAB での応答解析では、定量的にやや異なるものの応答変位、応答加速度とも制振効果が期待できる結果を確認した。
- １層と２層に同じ型式の制振装置を設置したが、２層の応答低減効果は、１層の応答低減効果よりも小さくなる傾向にある。
- 応答解析で用いた入力レベルに対して、制振対象構造物の応答を概ね弾性範囲内に収めることが可能となることを確認した。

③弾塑性ダンパーを用いた非線形時刻歴応答解析のまとめ

- 対象フレーム構造物のブレース部材を除いた状態に弾塑性ダンパーを設置する場合での応答評価を構造計画研究所の RESP および MATLAB の集中質量系モデルの２つの解析モデルにて実施した。
- RESP および MATLAB での応答解析では、定量的にやや異なるものの応答変位、応答加速度とも非制振時から応答を増大する場合が生じる結果を確認した。
- 弾塑性ダンパーの適用にあたっては、降伏軸力と最大応答との関係から適切な弾塑性型制振装置の性能仕様の選定が必要である。

令和4年度　実施内容（令和4年度報告書 Ⅴ章まとめ 5.4（3）より抜粋）

今年度の検討結果が示すように、高圧ガス設備への制振装置の適用については、制振効果を確保するための適切な剛性の与え方と制振装置仕様のバランスや多構面構造物での適正な配置方法を踏まえたさらな

る現実的観点での検討が必要である。また、高圧ガス設備を含む構造物の応答低減効果と構造物を支持する杭への影響など構造システムとしての評価を実施する必要がある。さらに、制振装置を高圧ガス設備に適用するための設計手法・留意事項、制振効果の評価手法及び規格基準類の整備についても実施することが重要となる。

2. 検討計画

2.1 実施目的

令和４年度調査研究に引き続き、既存の高圧ガス設備に制振装置を導入するための検討を実施することを目的とする。令和４年度調査研究でに用いた２層１構面架構モデルよりも現実的な観点で応答を評価可能な多構面架構モデルを対象とし、制振装置適用の有用性や適正な制振装置の配置法について検討する。具体的には、制振装置の有無等を条件とする３層１構面架構モデルの地震波入力による時刻歴応答解析を実施し、制振装置の基本的な効果を検討する。

2.2 検討項目

解析において実施する検討項目を次に示す。

(1) 解析対象となる架構および想定地震の設定
(2) 固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成
(3) 採用する制振装置の選定
(4) 想定地震に対する地震応答解析による制振装置の有用性および適正配置法
　【STEP1】制振装置の設置有無での架構モデルを用いた時刻歴応答解析
　【STEP2】対象構造物に適した制振装置仕様の検討
　【STEP3】制振装置の適正配置法の検討

2.3 検討内容

解析において実施する項目について実施内容を次に示す。

2.3.1 解析対象となる架構および想定地震の設定

(1) 解析対象となる架構の設定

時刻歴応答解析に用いる架構は、令和４年度に用いた 2 層 1 構面架構モデルをベースに多構面架構モデルを検討する。構面数については、必要になる作業量や取り扱うデータ量などから総合的に判断して設定する。なお、解析モデルは、実架構長辺もしくは短編方向 2 次元解析モデルとする。

(2) 想定地震の設定

地震応答解析に採用する地震波は、表 2.1 に示すように耐震設計で従来から良く用いられる代表的な 3 種類の観測地震波、および、高圧ガス保安協会「高圧ガス指針」スペクトル適合波（重要度 Ia、特 A 地区、第 3 種地盤、減衰定数 3%、位相特性調整中）を入力地震動として用いる。

表 2.3.1 代表的な観測地震波の最大加速度・最大速度・最大変位

		加速度 Gal	速度 kine	変位 cm
		最大値	最大値	最大値
El Centro 1940 (1)発生日時:1940 年 5 月 18 日 20 時 37 分 (2)マグニチュード:6.4 (3)位置:32.7N、115.5W(Imperial Valley 地震) (4)地震計:USGS スタンダード型	NS	341.2	33.5	10.9
	EW	210.1	36.9	19.8
	UD	206.3	10.8	5.6
Hachinohe 1968 (1)発生日時:1968 年 5 月 16 日 9 時 47 分 55 秒頃 (2) マグニチュード:7.8(深さ 20km) (3)位置:N40°42’、E143°42’(十勝沖地震) (4)地震計:SMAC-B2 型(運輸省港湾技術研究所所管、TH029)	NS	231.0	33.1	10.8
	EW	181.2	37.1	13.4
	UD	113.8	10.5	9.1
JMA Kobe 1995 (1)発生日時:1978 年 6 月 12 日午後 5 時 14 分ごろ (2)マグニチュード:7.4(深さ 40km) (3)位置:N38°09’、E142°10’(宮城県沖地震) (4)地震計:SMAC-M 型(建設省建築研究所所管、TH030-1)	NS	817.9	90.6	19.7
	EW	617.2	75.2	18.1
	UD	332.3	40.1	12.1

スペクトル適合波は、重要度 Ia、特 A 地区、第 3 種地盤、減衰定数 3%、位相特性は、El Centro NS 波を用いて入力地震動を検討する。図 3.1.2(d)に作成した地震波を示す。

2.3.2 固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成

検討対象架構の想定地震動に対する動特性を確認するため次の作業を実施する。

(1) 架構モデルについて、固有値解析を実施し固有周期と固有モードを確認する。

(2) 想定地震動について、加速度応答スペクトルを作成する。なお、応答スペクトルについては、制振装置設置時を模擬する 3 種類程度の等価粘性減衰定数を考える。

2.3.3　採用する制振装置の選定

令和４年度では、既存のオイルダンパーと弾塑性ダンパーの 2 種類の制振装置を選定した。令和５年度では、解析対象となる多構面架構モデルに適した制振装置仕様について質点系振動解析モデルを用いた予備的解析からあらかじめ検討し、2 種類程度の制振装置仕様を採用する。なお、制振装置の架構への設置方法は、鉛直ブレース位置への装着を仮定する。

2.3.4　制振装置の有用性および適正配置法

制振装置の設置有無において、4 種類の地震波を用いた時刻歴応答解析を実施する。

具体的には、次の 3 つの STEP により時刻歴応答解析を実施し、振装置の有用性および適正配置法について検討する。

【STEP1】制振装置の設置有無での架構モデルを用いた時刻歴応答解析

制振装置がない場合の時刻歴応答解析、および、制振装置がある場合の時刻歴応答解析を実施し、各層の応答加速度および応答変位等について結果をまとめる。解析では、数種類の汎用解析ソフトを使用する。

【STEP2】対象構造物に適した制振装置仕様の検討

制振装置がない場合とある場合の時刻歴応答解析における各層の最大応答加速度および最大応答層間変位を比較し、対象構造物に適した制振装置仕様について検討する。

【STEP3】制振装置の適正配置法の検討

STEP2 で実施した対象構造物に適した制振装置仕様をベースに制振装置の適正配置法を検討する。ここでは、適正配置に関して、最大応答値、RMS 値、制振装置消費エネルギー等の観点から評価基準を定め検討する。

3.　検討結果

3.1　解析対象となる架構および想定地震の設定

(1)　解析対象となる架構の設定

時刻歴応答解析に用いる架構は、 3 層 8 構面架構モデルとし、現実的な観点で応答を検討できるよう調整した。具体的には、振動モード、及び、各層の質量、剛性バランス等を考慮し、図 3.1.1 に示すような全長 70 m、総高さ 20 m、奥行き 9 m の鉄骨造で構成した。また、層数及び構面の増加は、必要になる作業量や取り扱うデータ量、および、制振装置の適正配置の組み合わせ数などから総合的に判断して設定した。時刻歴応答解析に用いる質点系解析モデルは、当該架構の長辺もしくは短辺方向に着目した集中質量系せん断型建物解析モデルとする。表 3.1.1 に質量および層間剛性をまとめる。対象構造物の荷重変位関係は、２直線近似でのバイリニア型復元力特性でモデル化する。モデル化で必要になる諸定数（1 剛性 [MN/m]、バイリニア係数、降伏変位 [mm]）を同じく表 3.1.1 に示す。

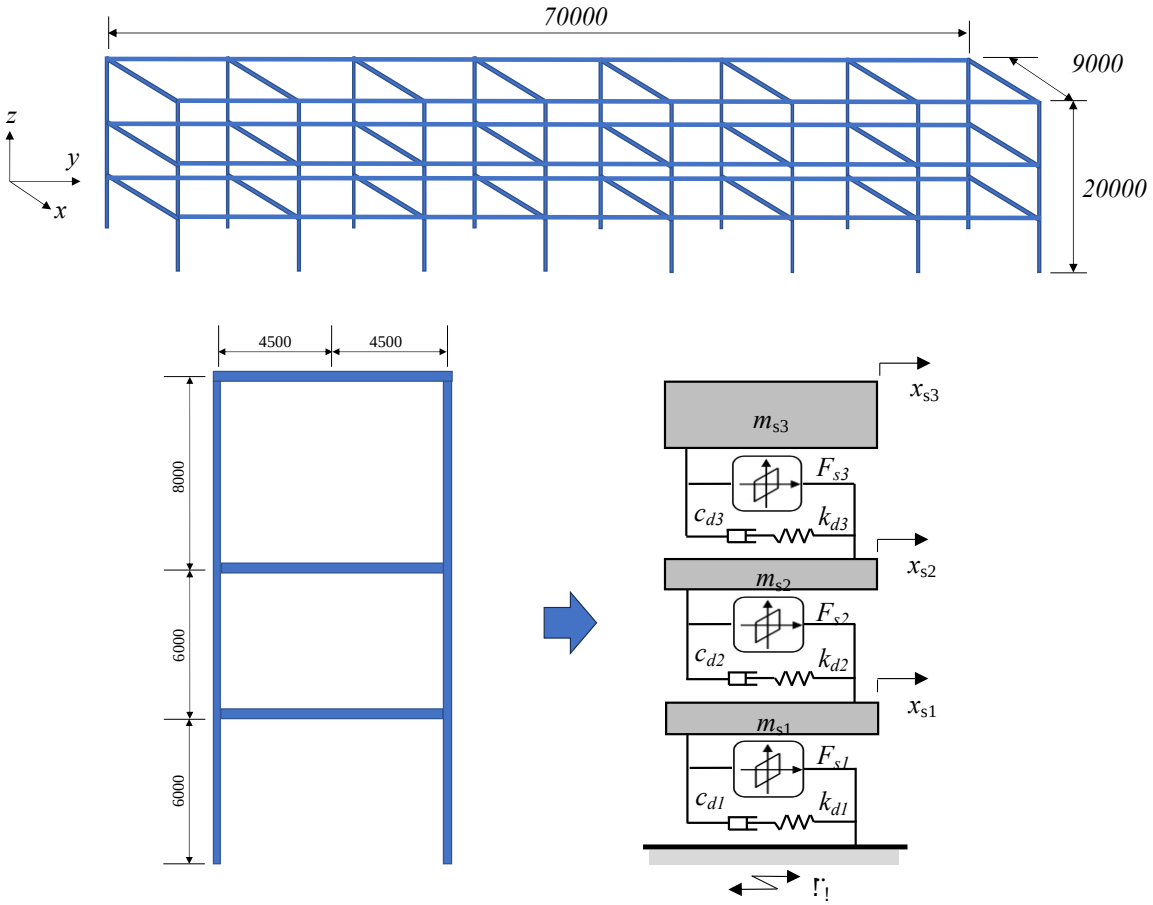


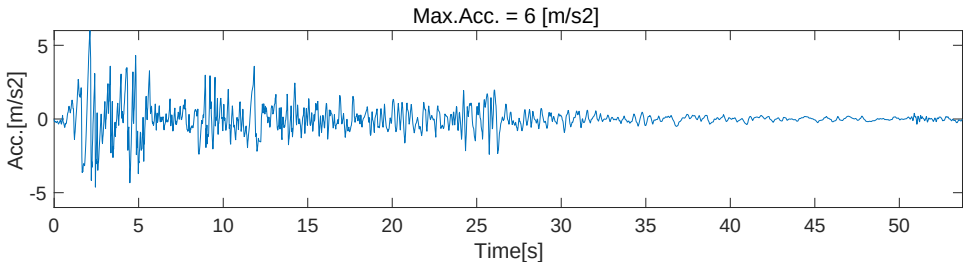
図 3.1.1 時刻歴応答解析に用いる架構解析モデル

表 3.1.1 架構解析モデルの仕様

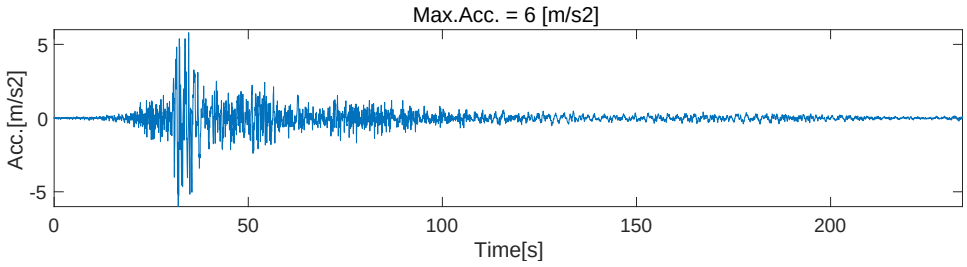
	質量 [ton]	1 剛性 [MN/m]	バイリニア係数	降伏変位 [mm]
1 層	300	400	1/5	50.0
2 層	600	250	1/15	50.0
3 層	600	50.0	1/5	150

(2)　想定地震の設定

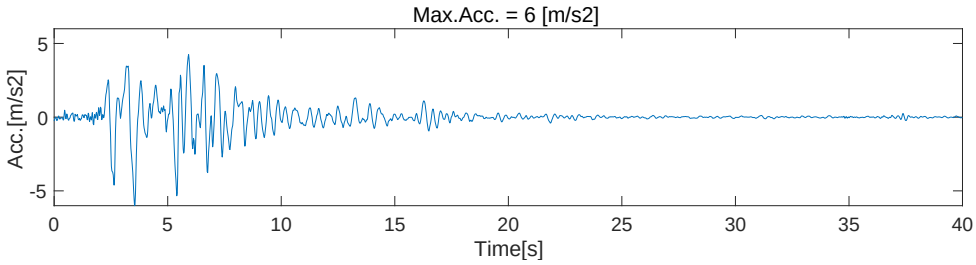
地震応答解析に採用する地震波は、表 2.3.1 に示すような耐震設計で従来から良く用いられる代表的な 3 種類の観測地震波、および、KHKS0862(2018)スペクトル適合波（重要度 Ia、特 A 地区、第 3 種地盤、減衰定数 3%、El Cnetro NS 波の位相特性）を入力地震動として用いる。代表的な観測地震波では、地表面加速度を 600gal と設定し、表 2.1 に示したそれぞれの地震波の最大加速度を基準化して入力地震波とする。時刻歴応答解析で用いる入力地震動の時刻歴波形を図 3.1.2 に示す。図は、上から El Centro NS 波、Hachinohe EW 波、JMA Kobe NS 波、スペクトル適合波である。



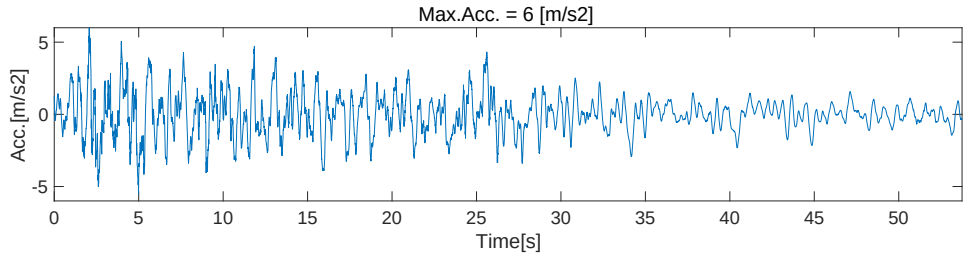
(a)El Centro NS 波（地表面加速度 600gal 相当）



(b)Hachinohe EW 波（地表面加速度 600gal 相当）



(c)JMA Kobe NS 波（地表面加速度 600gal 相当）



(d)スペクトル適合波（地表面加速度 600gal 相当）

図 3.1.2 時刻歴応答解析で用いた入力地震動

3.2 固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成

検討対象架構の想定地震動に対する動特性を確認するため次の作業を実施する。

(1) 架構モデルについて、固有値解析を実施し固有周期と固有モードを確認する。

固有値解析の結果は、次のようになる。

一次固有周期：0.82 秒

二次固有周期：0.34 秒

三次固有周期：0.13 秒

固有モードを図 3.2.1 に示す。結果が示すように、今回設定した架構モデルの質量および剛性分布により、一次モード形状の 3 層部分に特徴が現れるモデルの設定であることを確認できる。

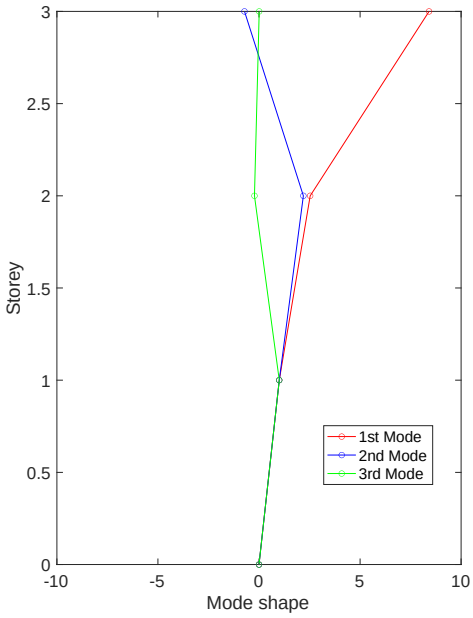
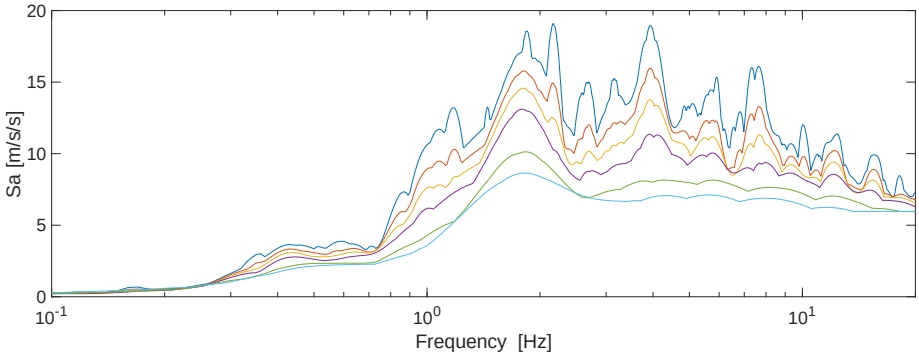
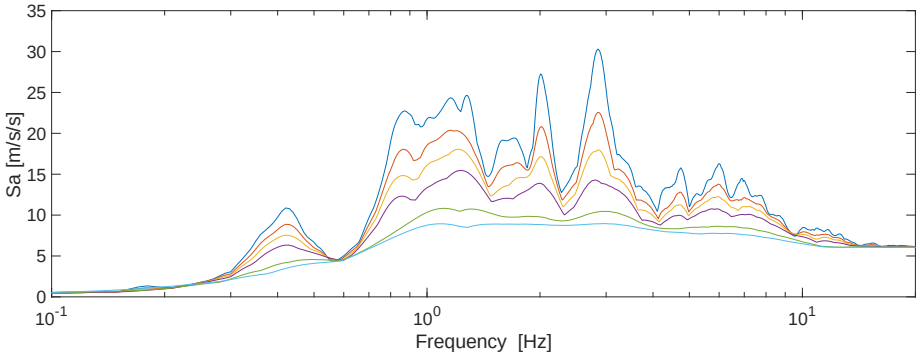


図 3.2.1 時刻歴応答解析用いた 3 層集中質量系モデルの固有振動モード形状

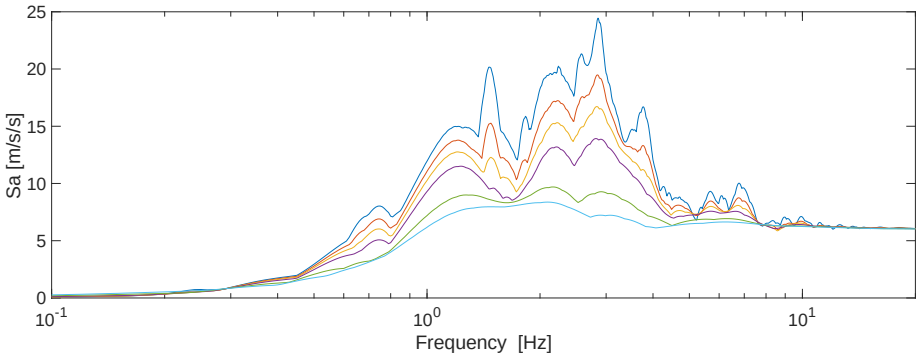
(3) 想定地震動について、加速度応答スペクトルを作成する。なお、応答スペクトルについては、制振装置設置時を模擬するため 0.03 から 0.3 まで 6 種類の減衰比で評価した。結果を図 3.2.2 に示す。結果として、令和 4 年度調査研究の検討結果でも得られていたように、一次モード減衰比で 20%から 30%程度の減衰付加により安定した応答低減効果が期待できることを確認した。



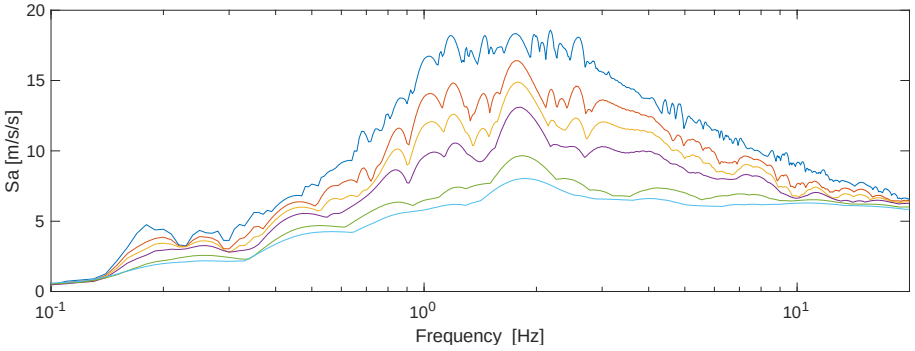
(a)El Centro NS 600gal



(b)Hachinohe EW 600gal



(c)JMA Kobe NS 600gal



(d)スペクトル適合波

図 3.2.2 時刻歴応答解析に用いる入力地震動の応答スペクトル

3.3　採用する制振装置の選定

解析対象となる 3 層 8 構面架構モデルに適した制振装置仕様について質点系振動解析モデルを用いた予備的解析から検討する。ここでは、令和 4 年度調査研究の検討結果、および、図 3.3.1 に示した各種地震波入力時の応答スペクトルより一次モード減衰比で 20%から 30%程度の減衰付加について検討する。

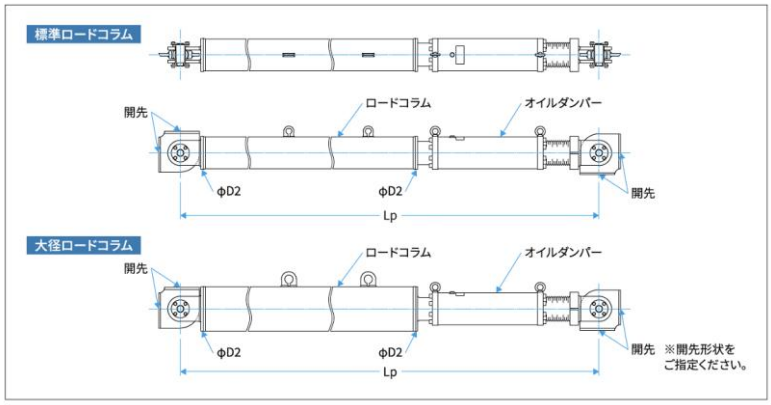


図 3.3.1　制振時の時刻歴応答解析のためのオイルダンパー

表 3.3.1 オイルダンパー仕様（1）

型式	記号	最大速度 V max (mm/s)	最大減衰力 F max (kN)	リリーフ速度 V1 (mm/s)	リリーフ減衰力 F1 (kN)	1次減衰係数 C1 (kN･s/mm)	2次減衰係数 C2 (kN･s/mm)
SD250kN-160	15C	150	250	32	200	6.25	0.424
	30C	300					0.187
SD500kN-160	15C	150	500	32	400	12.5	0.847
	30C	300					0.373
SD750kN-160	15C	150	750	32	600	18.75	1.271
	30C	300					0.560
SD1000kN-120 -160 -200	15A	150	1000	20	800	40	1.538
	15B			25		32	1.600
	15C			32		25	1.695
	30A	300		20		40	0.714
	30B			25		32	0.727
	30C			32		25	0.746
SD1500kN-120 -160 -200	15A	150	1500	20	1200	60	2.308
	15B			25		48	2.400
	15C			32		37.5	2.542
	30A	300		20		60	1.071
	30B			25		48	1.091
	30C			32		37.5	1.119
SD2000kN-120 -160 -200	15A	150	2000	20	1600	80	3.077
	15B			25		64	3.200
	15C			32		50	3.390
	30A	300		20		80	1.429
	30B			25		64	1.455
	30C			32		50	1.493

表 3.3.1 オイルダンパー仕様（2）

型式	ストローク S (mm)	最大速度 V max (mm/s)	最大減衰力 F max (kN)	リリーフ速度 V1 (mm/s)	リリーフ減衰力 F1 (kN)	本体剛性 Kd (kN/mm)
SD250kN	160 (±80)	150 300	250	32	200	110
SD500kN	160 (±80)	150 300	500	32	400	140
SD750kN	160 (±80)	150 300	750	32	600	190
SD1000kN	120 (±60)	150 300	1000	20 25 32	800	250
	160 (±80)					220
	200 (±100)					180
SD1500kN	120 (±60)	150 300	1500	20 25 32	1200	420
	160 (±80)					370
	200 (±100)					290
SD2000kN	120 (±60)	150 300	2000	20 25 32	1600	470
	160 (±80)					400
	200 (±100)					320

3.4　制振装置の有用性および適正配置法

制振装置の設置有無において、3 種類の地震波を用いた時刻歴応答解析を実施する。

【STEP1】制振装置の設置有無での架構モデルを用いた時刻歴応答解析

制振装置がない場合の時刻歴応答解析、および、制振装置がある場合の時刻歴応答解析を実施し、各層の応答加速度および応答変位等について結果をまとめる。解析では、MATLAB を使用する。

非制振時を想定した時刻歴応答解析では、1 次モード減衰比を 0.03 とすることで模擬し、制振時の 1 次モード減衰比を 0.05 から 0.3 までで仮定する。図 3.4.1 から図 3.4.6 に短手方向に対して、El Centro NS 波 600gal 入力時、図 3.4.7 から図 3.4.12 に Hachinohe EW 波 600gal 入力時、図 3.4.13 から図 3.4.18 に JMA Kobe NS 波 600gal 入力時、図 3.4.19 から図 3.4.24 にスペクトル適合波入力 600gal 時の時刻歴応答波形を示す。図は、左列上から入力地震波、1 層応答加速度、1 層応答変位、1 層荷重変位関係、中列上から 2 層応答加速度、2 層応答層間変位、2 層荷重変位関係、右列上から 3 層応答加速度、3 層応答層間変位、3 層荷重変位関係である。また、各層の最大応答を図 3.4.25 に示す。結果として、一次モード減衰比で 20%から 30%程度の減衰付加により良好かつ安定した制振効果が期待できるものと考えられる。

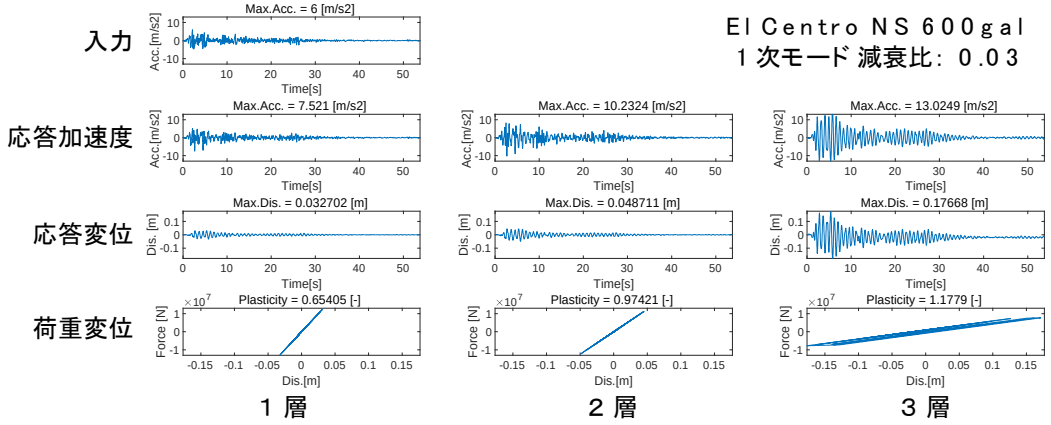


図 3.4.1 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.03、El Centro NS 600gal 入力）

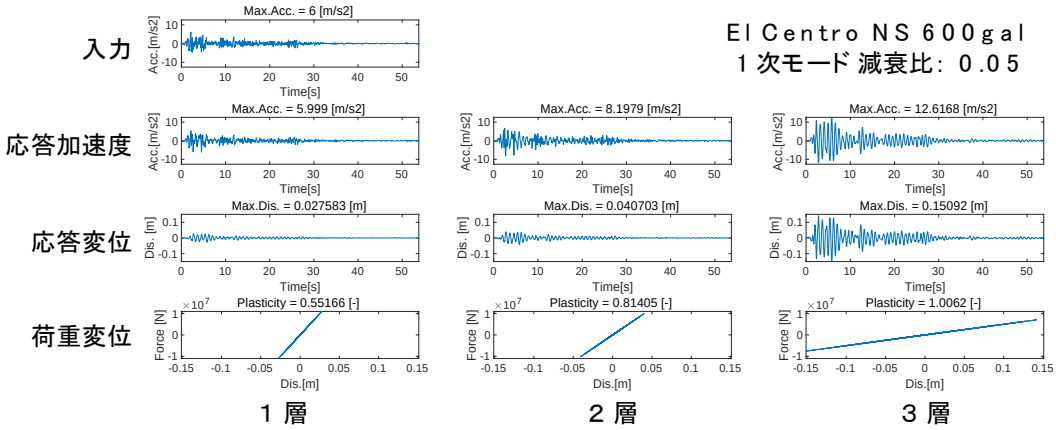


図 3.4.2 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.05、El Centro NS 600gal 入力）

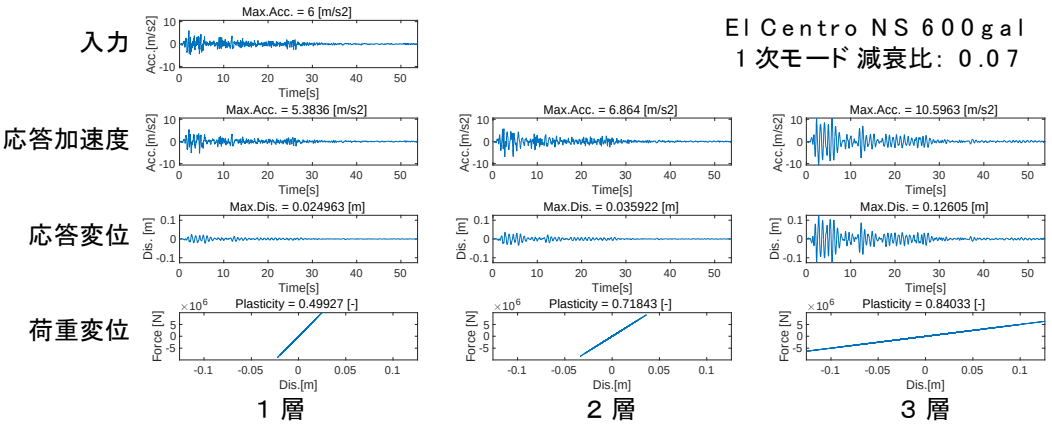


図 3.4.3 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.07、El Centro NS 600gal 入力）

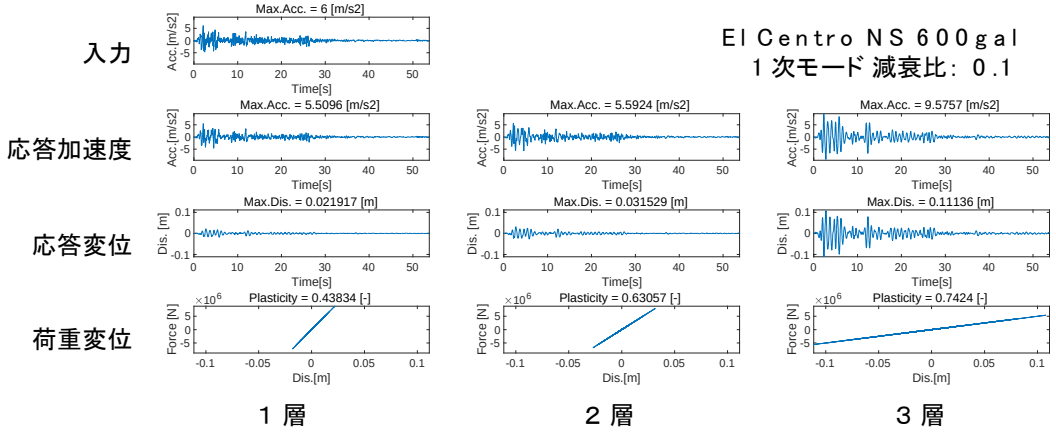


図 3.4.4 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.1、El Centro NS 600gal 入力）

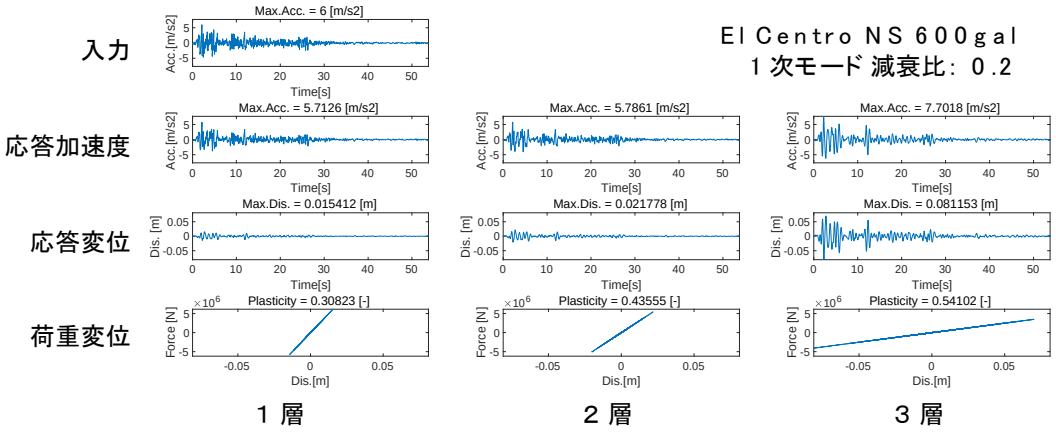


図 3.4.5 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.2、El Centro NS 600gal 入力）

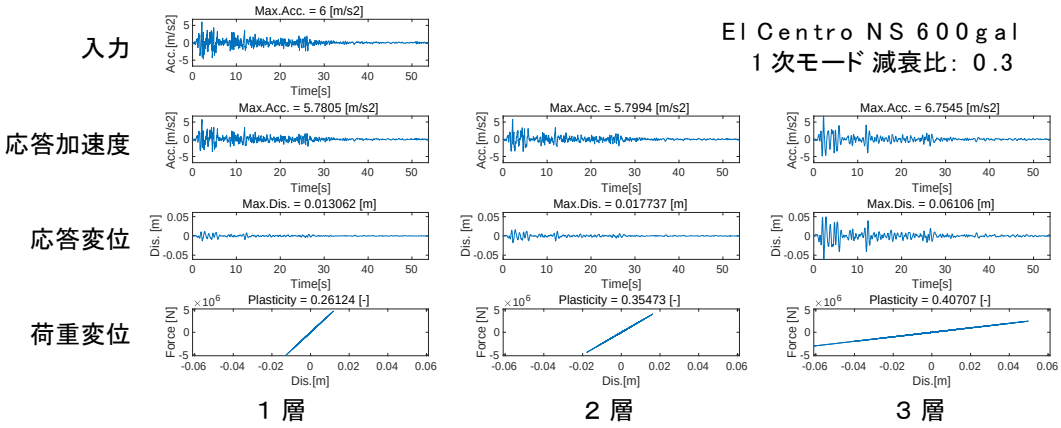


図 3.4.6 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.3、El Centro NS 600gal 入力）

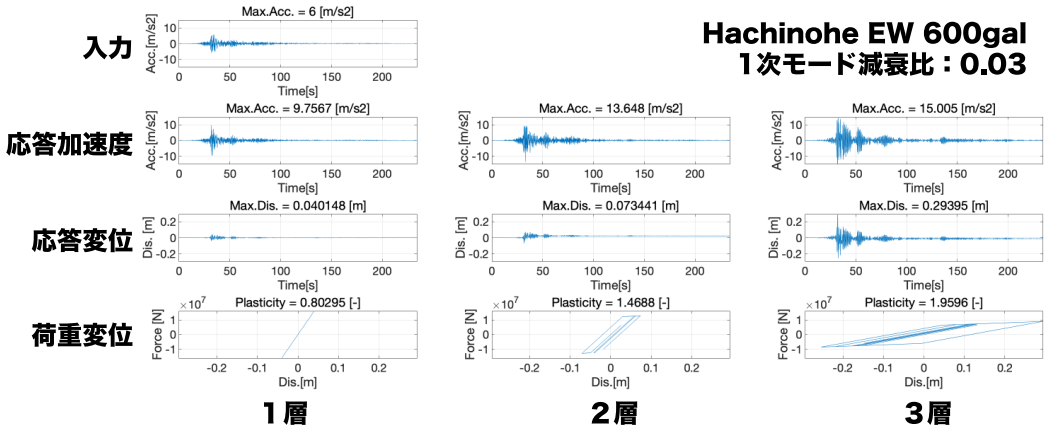


図 3.4.7 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.03、Hachinohe EW 600gal 入力）

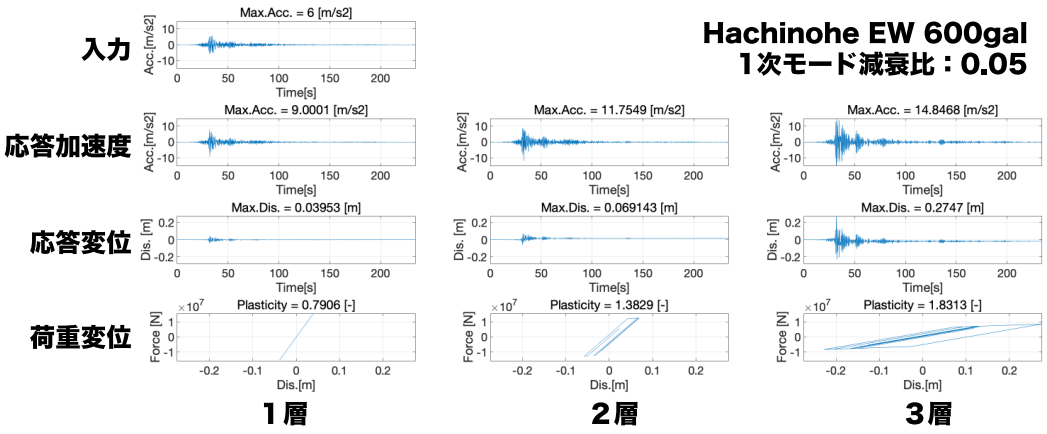


図 3.4.8 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.05、Hachinohe EW 600gal 入力）

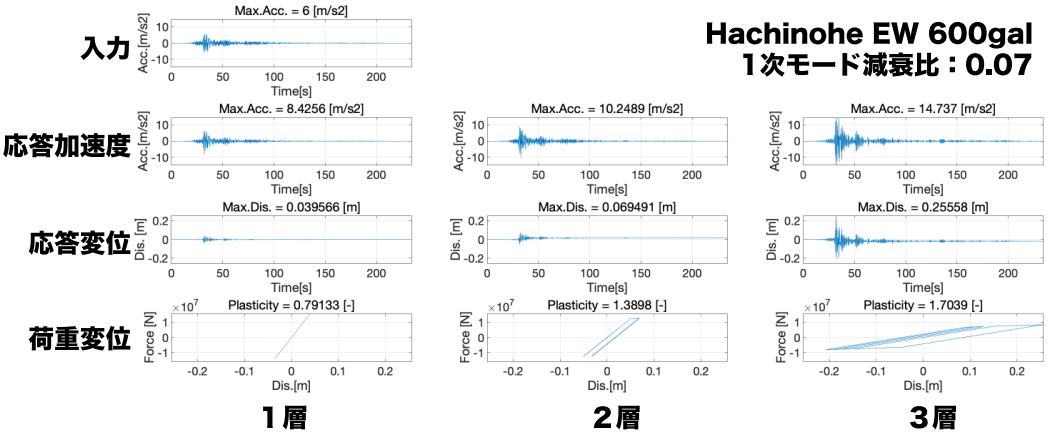


図 3.4.9 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.07、Hachinohe EW 600gal 入力）

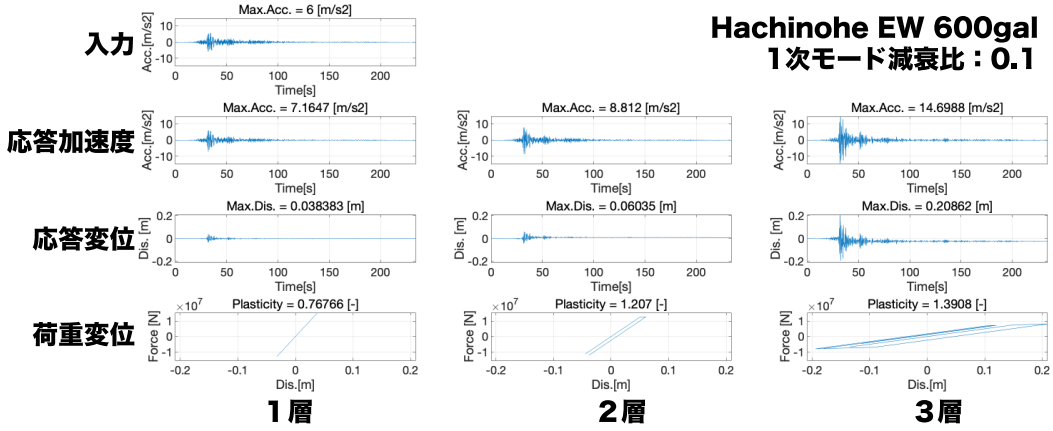


図 3.4.10 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.1、Hachinohe EW 600gal 入力）

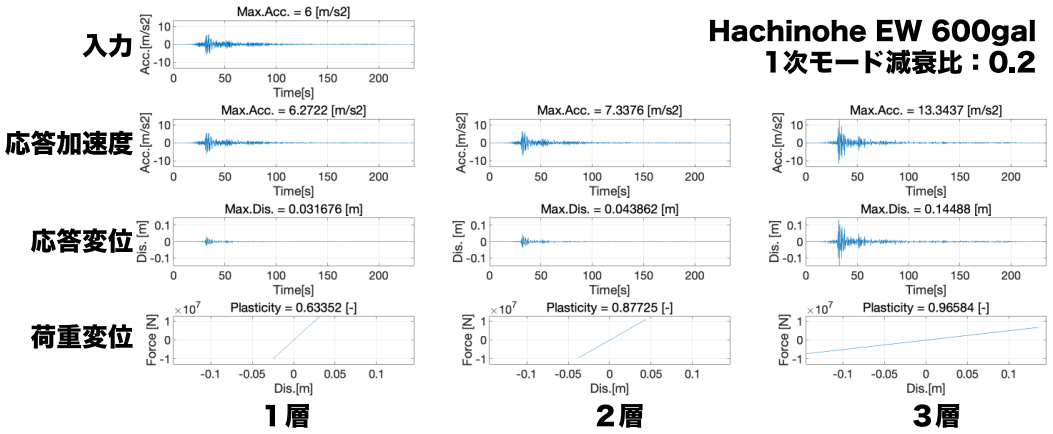


図 3.4.11 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.2、Hachinohe EW 600gal 入力）

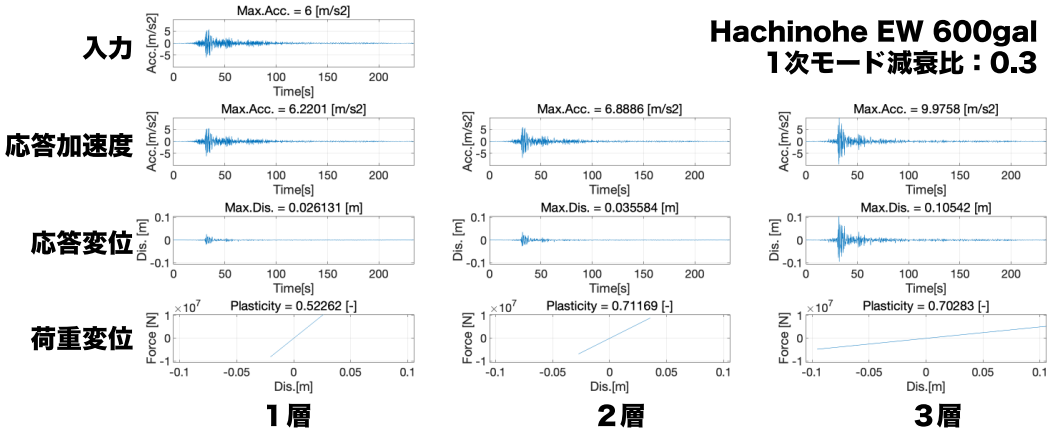


図 3.4.12 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.3、Hachinohe EW 600gal 入力）

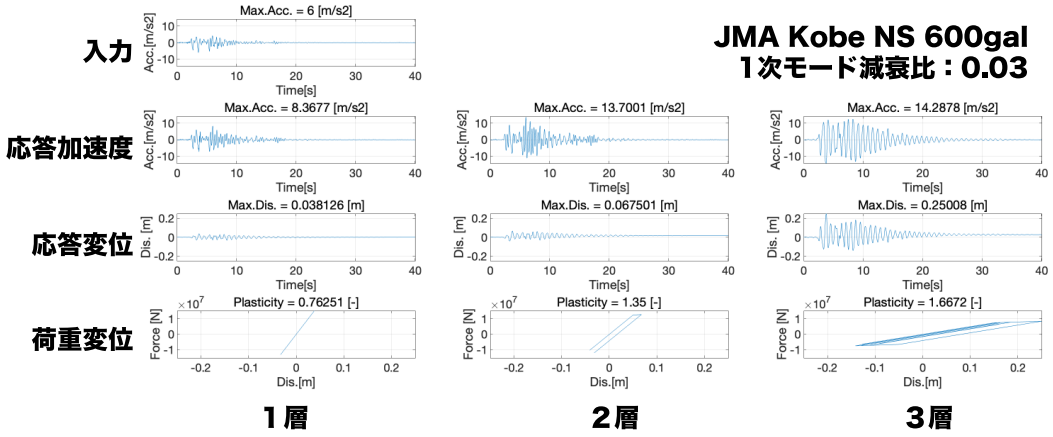


図 3.4.13 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.03、JMA Kobe NS 600gal 入力）

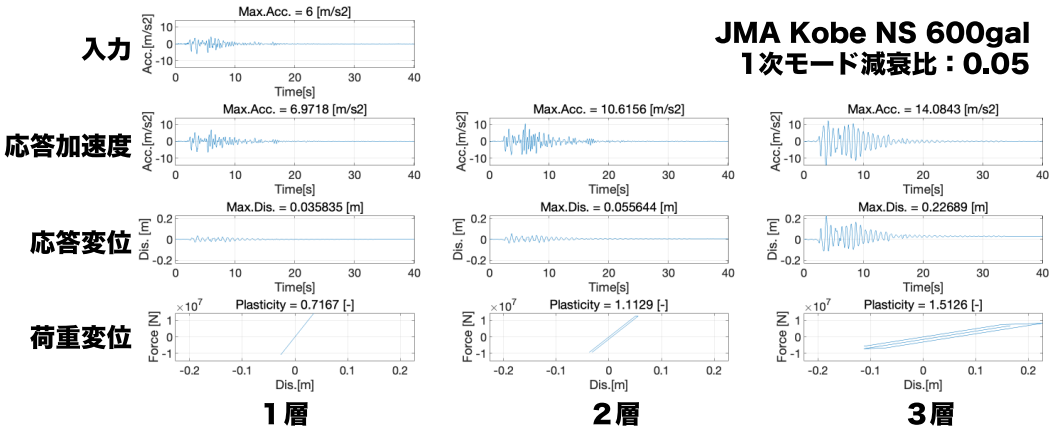


図 3.4.14 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.05、JMA Kobe NS 600gal 入力）

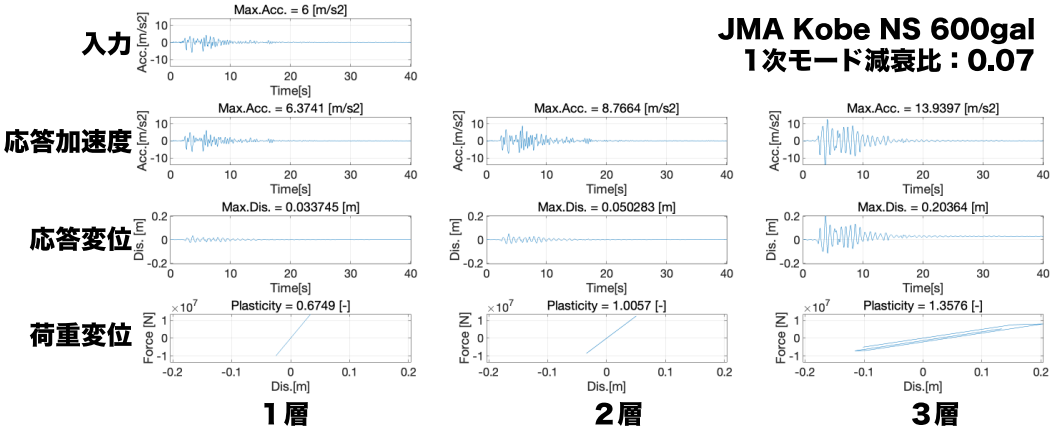


図 3.4.15 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.07、JMA Kobe NS 600gal 入力）

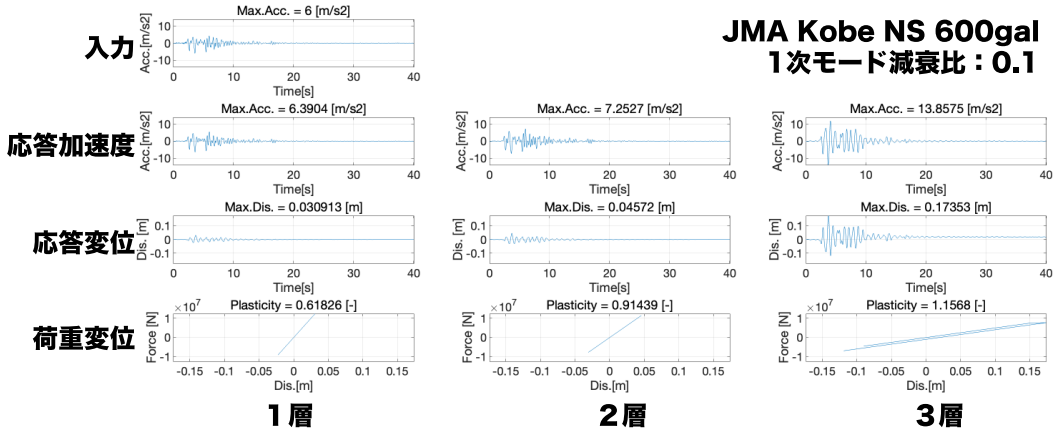


図 3.4.16 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.1、JMA Kobe NS 600gal 入力）

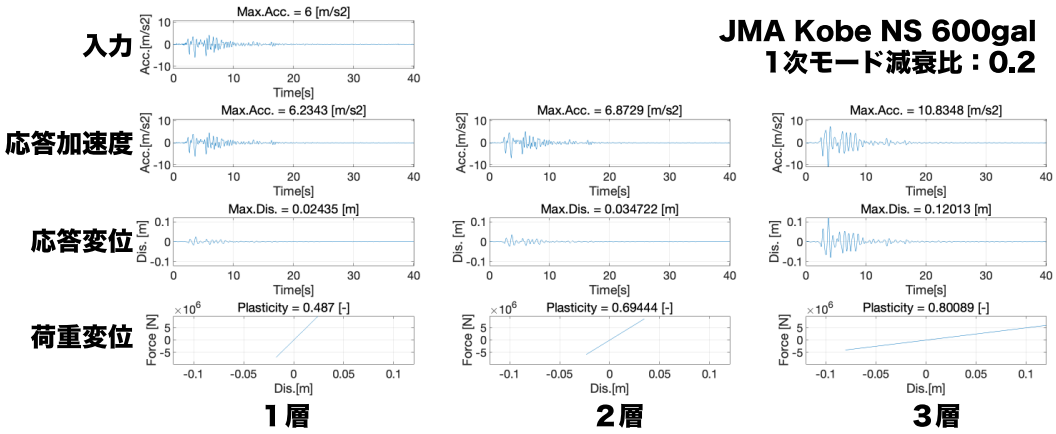


図 3.4.17 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.2、JMA Kobe NS 600gal 入力）

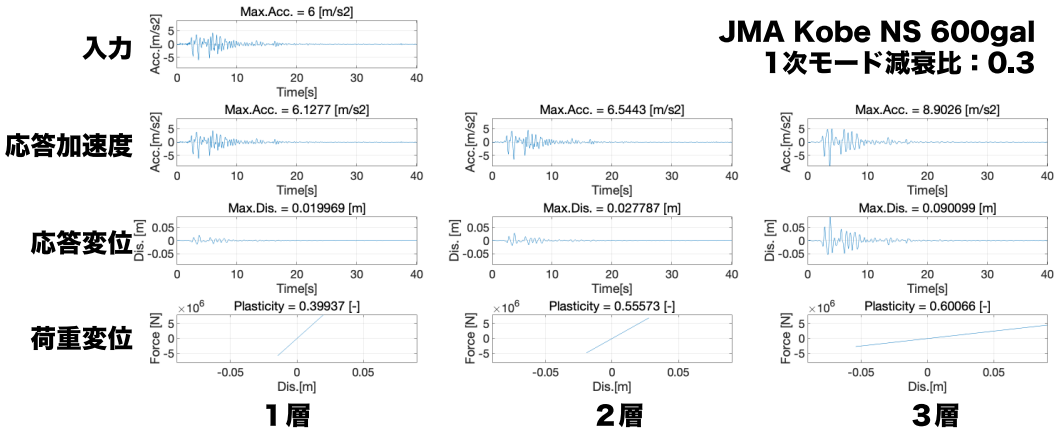


図 3.4.18 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.3、JMA Kobe NS 600gal 入力）

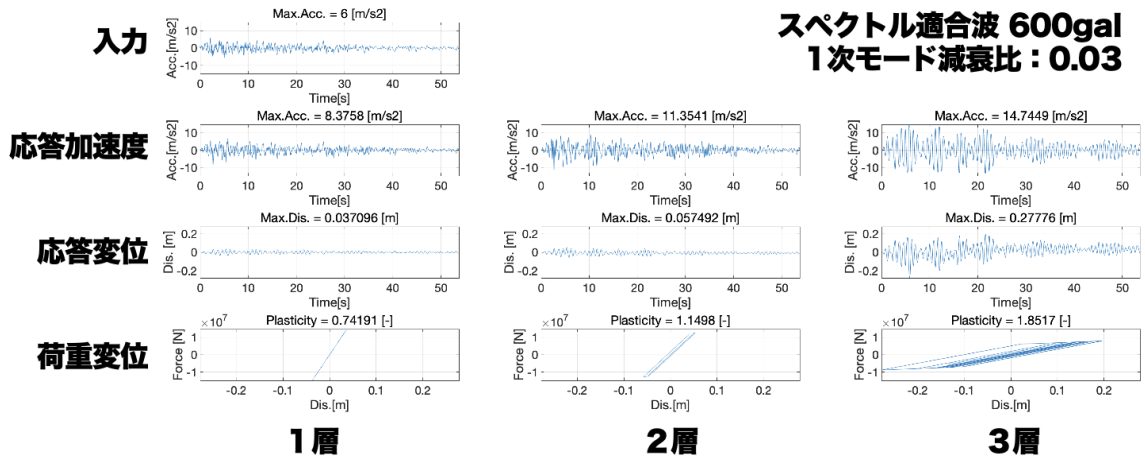


図 3.4.19 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.03、スペクトル適合波入力）

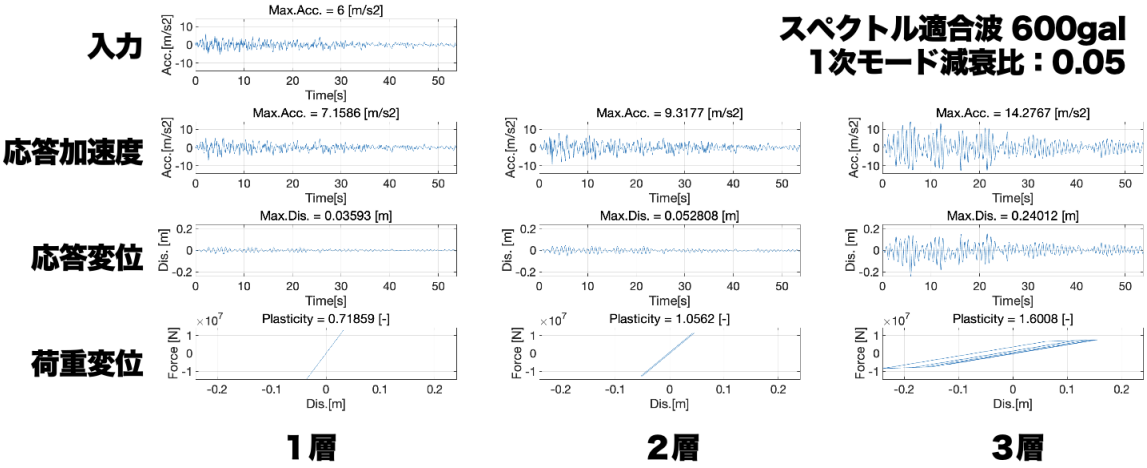


図 3.4.20 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.05、スペクトル適合波入力）

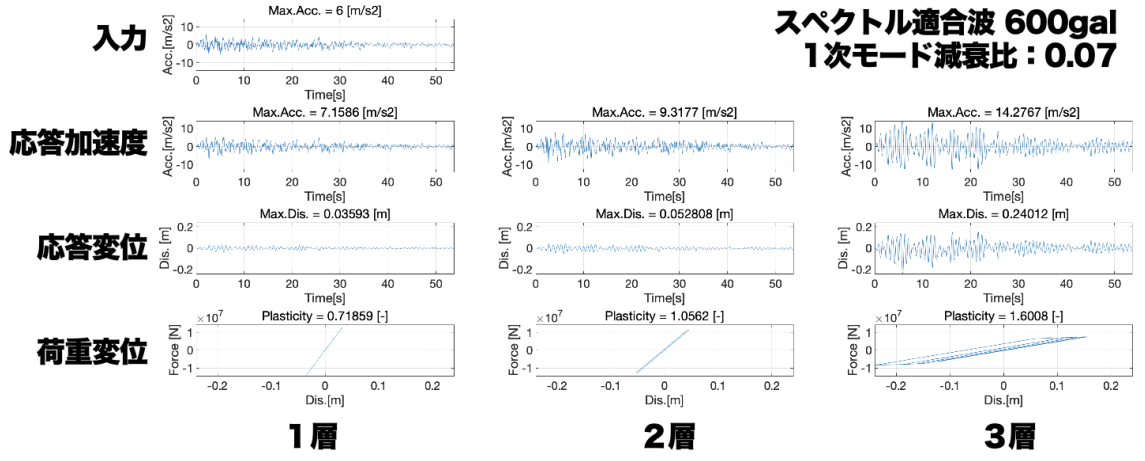


図 3.4.21 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.07、スペクトル適合波入力）

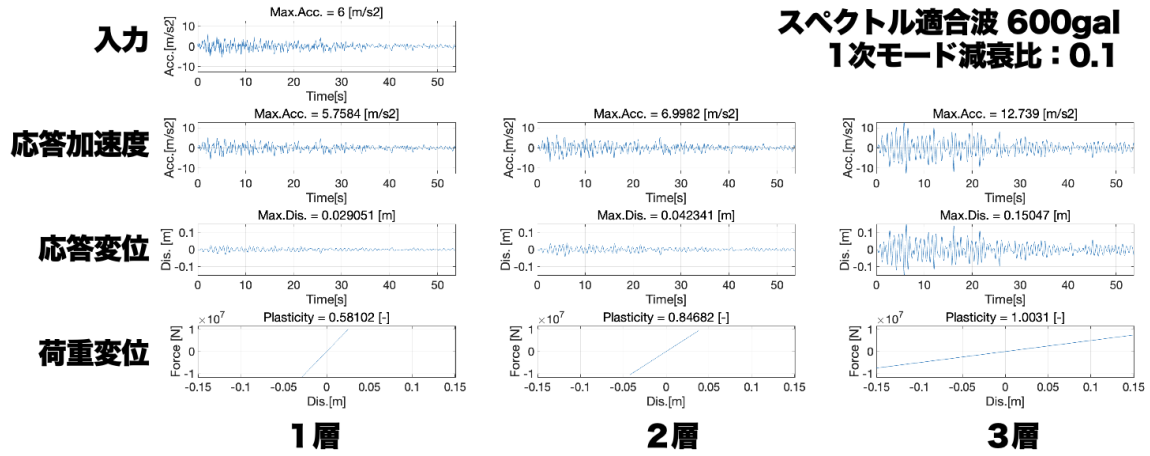


図 3.4.22 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.1、スペクトル適合波入力）

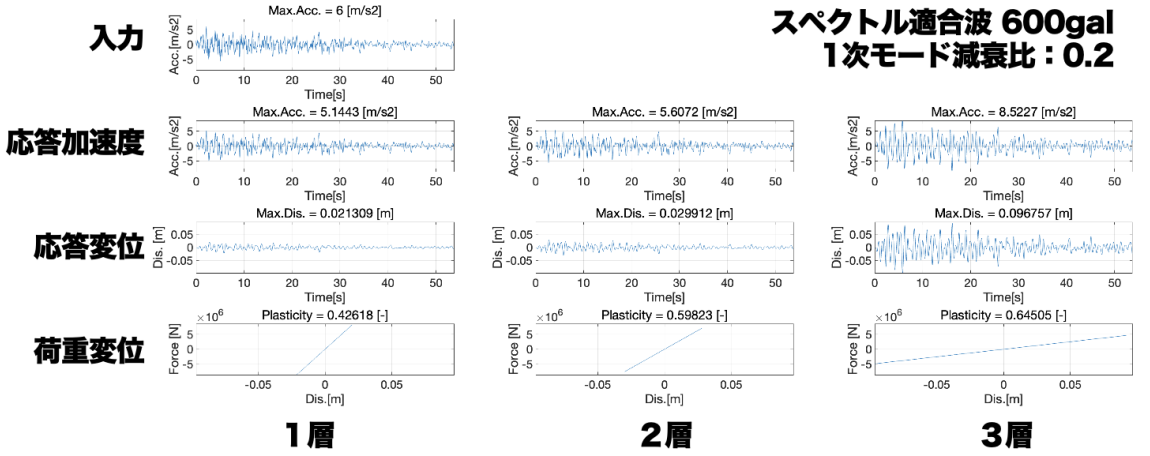


図 3.4.23 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.2、スペクトル適合波入力）

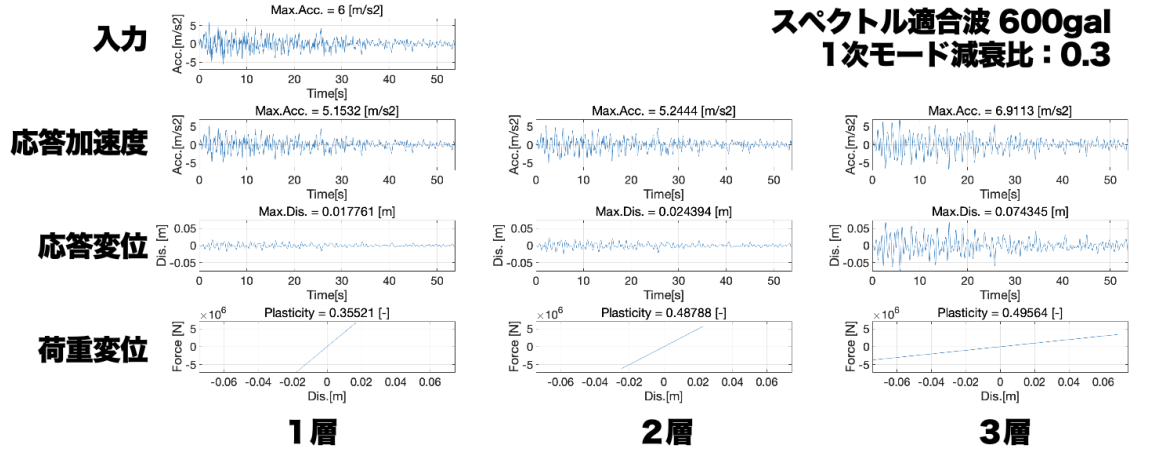
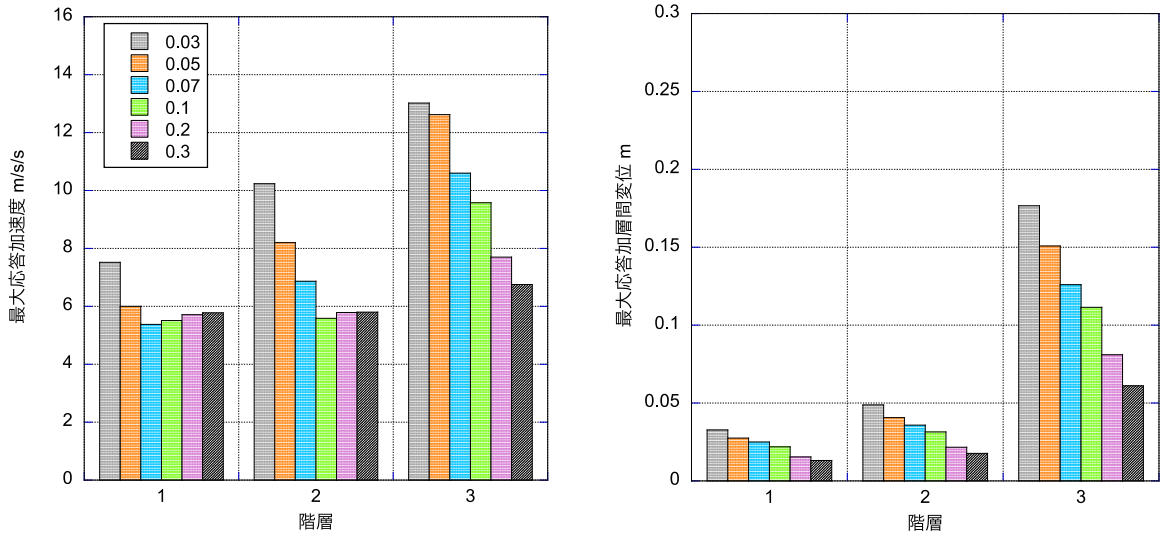
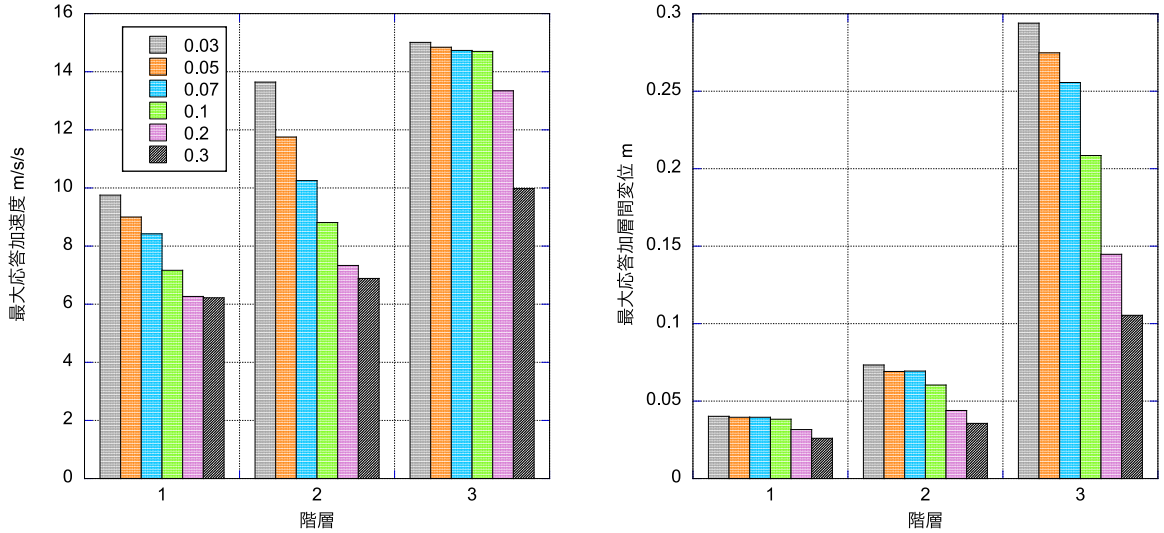


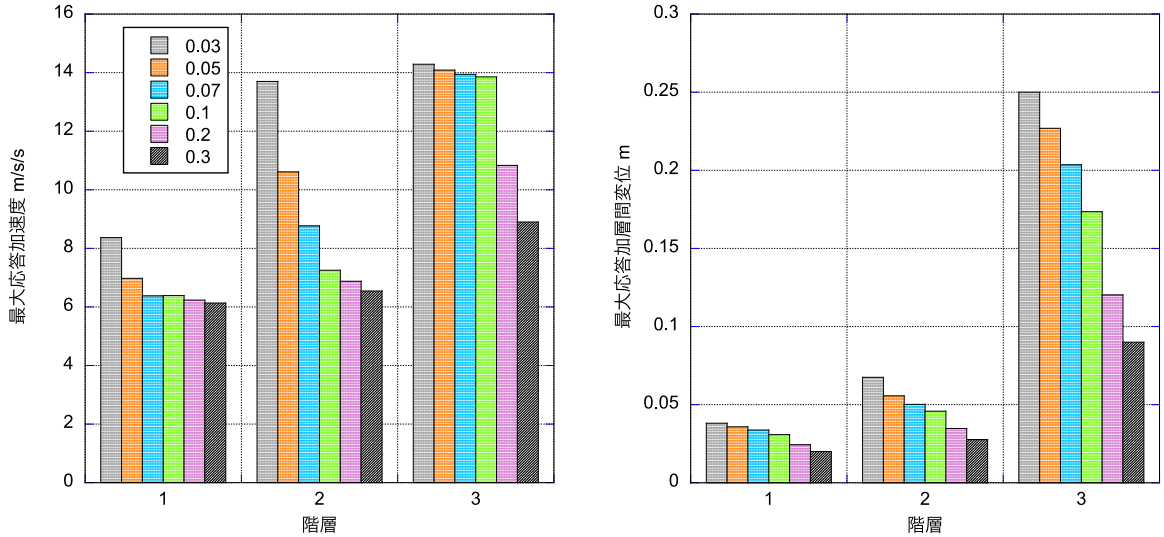
図 3.4.24 減衰比と時刻歴応答の関係（減衰比：0.3、スペクトル適合波入力）



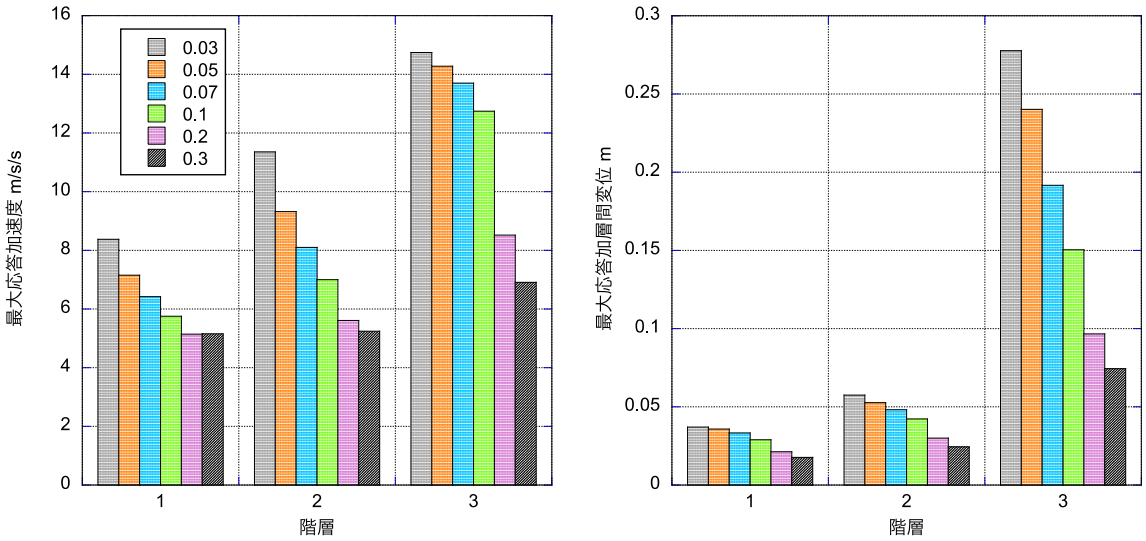
(a) 減衰比と最大応答の関係（El Centro NS）



(b) 減衰比と最大応答の関係（Hachinohe EW）



(c) 減衰比と最大応答の関係（JMA Kobe NS）



(d) 減衰比と最大応答の関係（スペクトル適合波）

図 3.4.25 減衰比と最大応答の関係

【STEP2】対象構造物に適した制振装置仕様の検討

制振装置がない場合とある場合の時刻歴応答解析における各層の最大応答加速度および最大応答層間変位を比較し、対象構造物に適した制振装置仕様について検討する。

ここでは、表 3.2 に示す制振装置の性能仕様をもとに応時刻歴答解析を実施する。制振装置選定の目安は、これまでに検討しているように対象構造物の一次モード減衰比を 30%と仮定する際の各層の減衰係数である。一次モード減衰比を設定した際の減衰行列より、次のように各層の相当減衰係数を求める。

1 層の減衰係数：51.1 [MNs/m]

2 層の減衰係数：23.6 [MNs/m]

3 層の減衰係数：3.93 {MNs/m]

求めた各層の減衰係数と表 3.2 を参照し、各層均等に同じ仕様の制振装置を各層高さと 4.5m 幅に対してブレース状に設置することを仮定する。制振装置を対象構造物へブレース状に設置することを想定する場合、図 3.4.26 に示すように、水平方向成分とダンパー軸方向成分の幾何学的関係は、図のようになる。

図の幾何学的条件より、

$$dL = \frac{b}{L}dx \tag{3.1}$$

となるため、必要になる軸方向減衰係数 c_D は、水平方向減衰係数 c_H に対して、次のようになる。

$$c_D = \frac{b^2 + h^2}{b^2} c_H \tag{3.2}$$

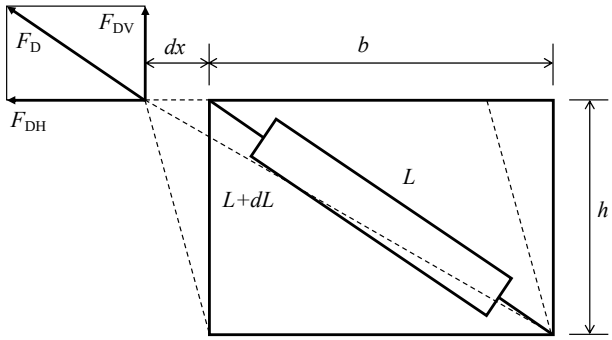


図 3.4.26 制振装置ブレース状設置による水平方向成分とダンパー軸方向成分の幾何学的関係

ここでは、各層に 8 体の制振装置の設置を考える。1 構面に 2 体の制振装置を配置することを想定すると図 3.1.1 の対象構造物では 4 構面に設置することとなる。検討する制振装置の最大減衰力を次のように選定する。

最大減衰力：250kN、500kN、1000kN、1500kN

選定した制振装置の使用を表 3.4.1 に示す。

表 3.4.1 選定したオイルダンパー仕様

	250kN 仕様	500kN 仕様	1000kN 仕様	1500kN 仕様
最大減衰力	250 kN	500 kN	1000 kN	1500kN
最大速度	150mm/s			
リリーフ速度	32mm/s			
減衰係数	6.25 MNs/m	12.5 MNs/m	25.0 MNs/m	37.5 MNs/m
減衰係数低下率	0.0678			
ダンパ剛性	110 MN/m	140 MN/m	220 MN/m	370 MN/m

応答解析では、図 3.4.27 に示すように装置剛性とブレース部剛性の直列ばねと粘性減衰係数から構成される Maxwell モデルによりモデル化する。また、オイルダンパーは、任意の速度でリリーフバルブが開く形式とする。

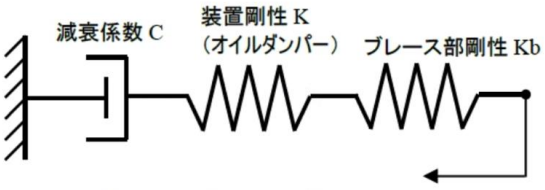
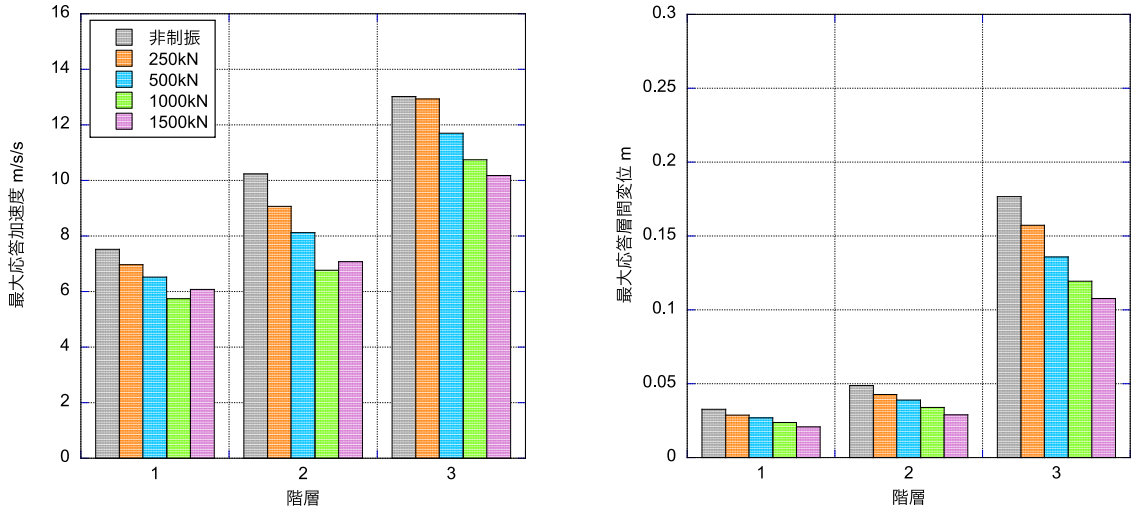


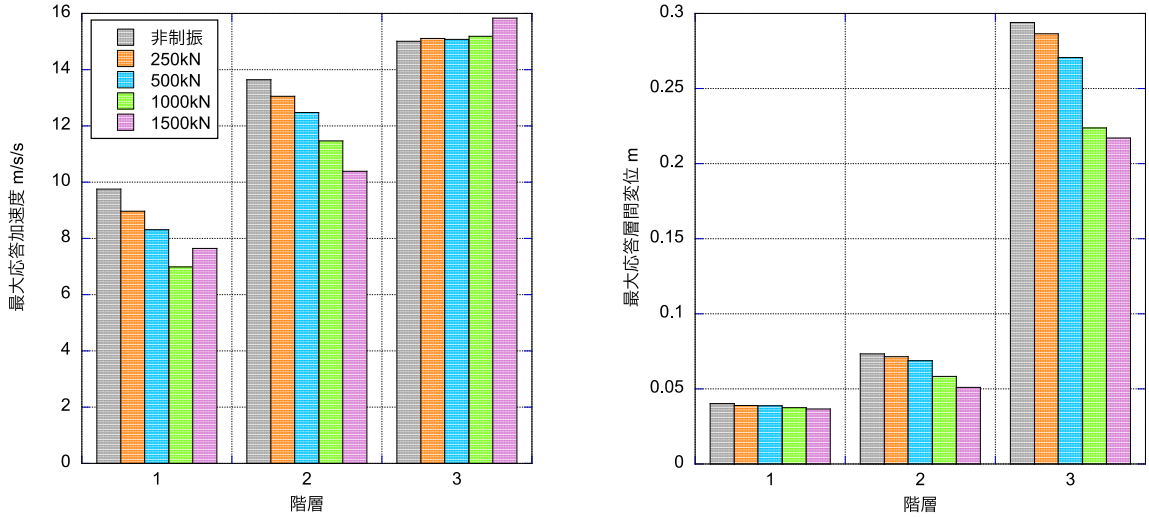
図 3.4.27　オイルダンパーの解析モデルの考え方

図 3.4.28 に非制振時の場合と最大減衰力の異なる制振装置を設置した際の最大応答比較をまとめる。基本的には、制振装置の最大減衰量が増大するに従い、各層の応答加速度、応答変位ともに減少する傾向にある。しかしながら、入力地震動によっては、応答を増大させる場合も

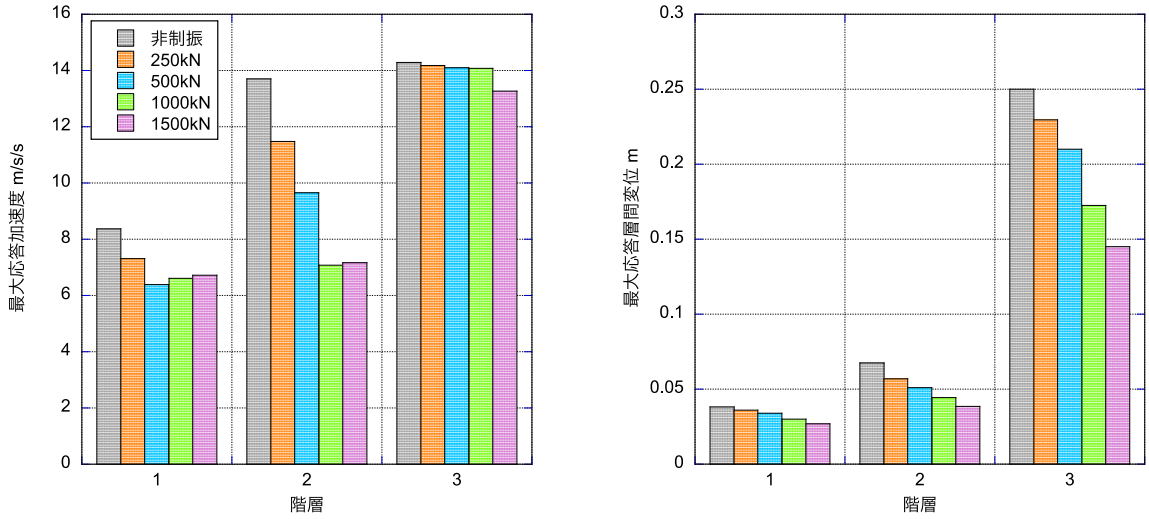
あることから設置方法については対象構造物のモード形状等も踏まえて適正な配置を検討する必要がある。



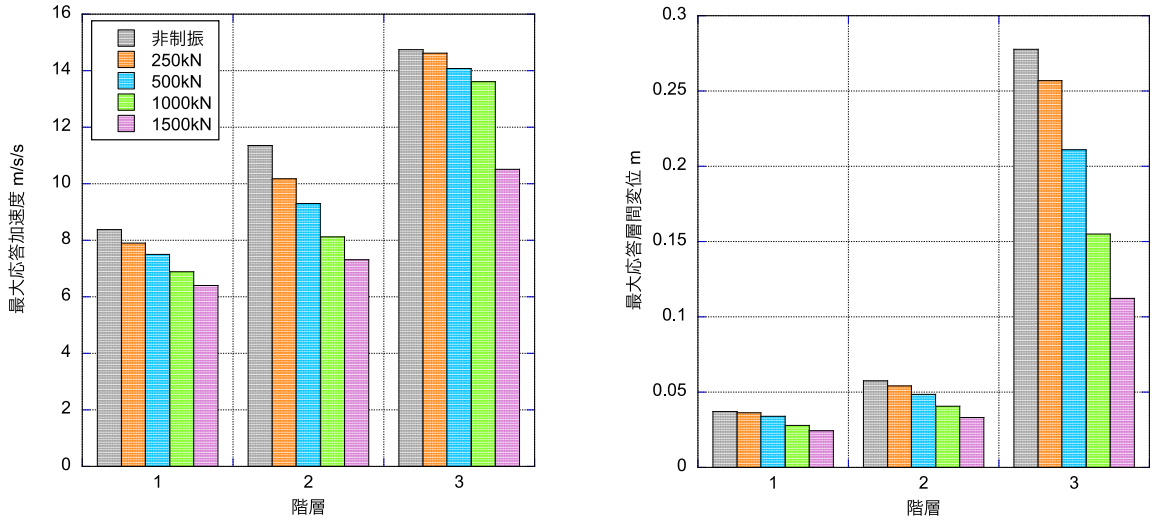
(a) 制振装置最大減衰力と最大応答の関係（El Centro NS）



(b) 制振装置最大減衰力と最大応答の関係（Hachinohe EW）



(c) 制振装置最大減衰力と最大応答の関係（JMA Kobe NS）



(d) 制振装置最大減衰力と最大応答の関係（スペクトル適合波）

(e) 図 3.4.28 制振装置最大減衰力と最大応答の関係

【STEP3】制振装置の適正配置法の検討

STEP2 で実施した対象構造物に適した制振装置仕様をベースに制振装置の適正配置法を検討する。ここでは、適正配置に関して、最大応答値と RMS 値から評価基準を定め検討する。入力地震波はスペクトル適合波とし、制振装置仕様は 1500kN とする。

(1) 配置条件

適正配置に関する解析ケースを次のように設定する。

CASE1：下層 1 層のみ制振配置による応答評価

CASE2：中層 1 層のみ制振配置による応答評価

CASE3：上層 1 層のみ制振配置による応答評価

CASE4：下層・中層 2 層のみ制振配置による応答評価

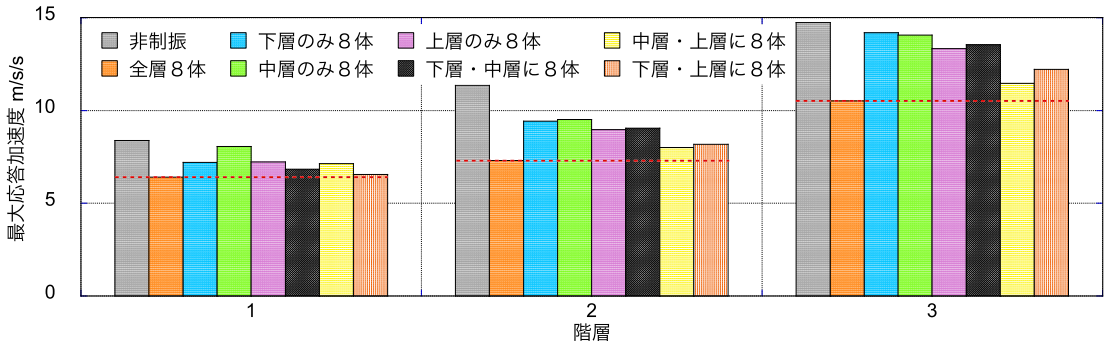
CASE5：中層・上層 2 層のみ制振配置による応答評価

CASE6：下層・上層 2 層のみ制振配置による応答評価

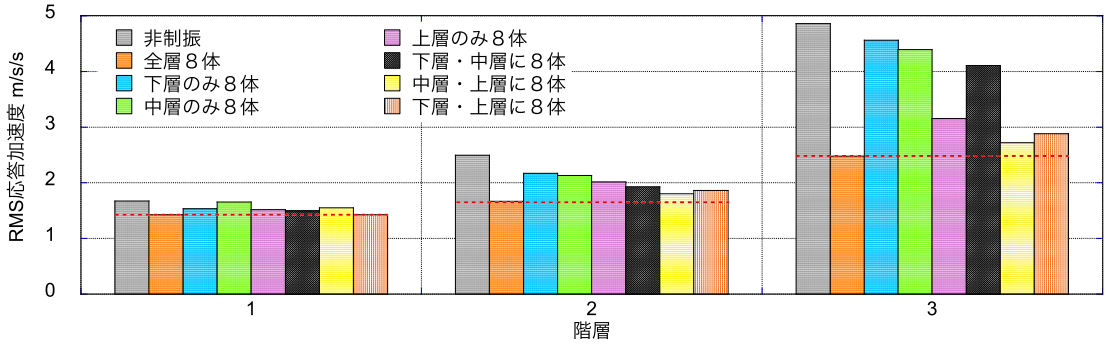
(2) 応答評価

適正配置について CASE1 から CASE6 について比較した結果を図 3.4.29 に最大応答と制振装置配置の関係としてまとめる。ここでは、比較対象として、非制振、および、１層から３層まで全層８体の制振装置を配置した結果も記載し、全層８体の制振装置を配置した結果を基準とし赤点線で応答を示す。

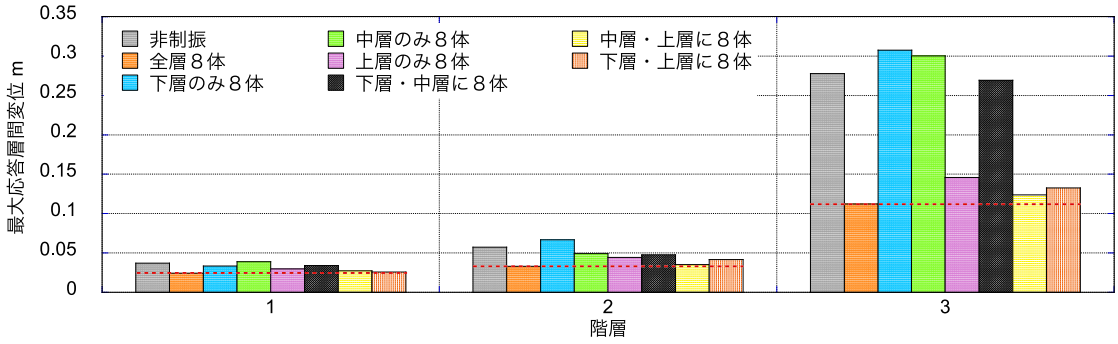
全層８体を基準とした場合、今回の対象構造物の振動性状では、各 CASE における低層での差異は大きくないものの上層にいくに従って各 CASE の特徴が現れている。結果として、中層・上層に制振装置を集中して配置することで最大応答値、 RMS 値ともに全層８体設置と概ね同等の制振効果が得られている。特に、制振効果の観点では、応答変位に適正配置の特徴が現れていることを確認できる。



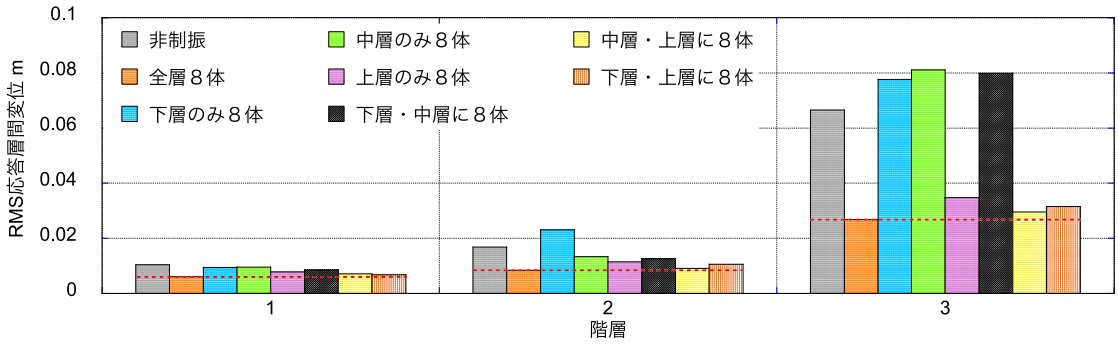
(a) 最大応答加速度と制振装置配置との関係



(b) RMS 応答加速度と制振装置配置との関係



(c) 最大応答変位と制振装置配置との関係



(d) RMS 応答変位と制振装置配置との関係

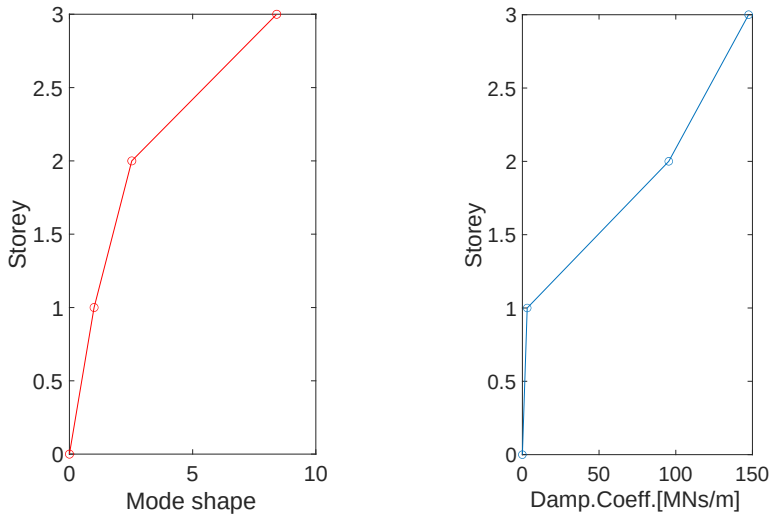
図 3.4.29 最大応答と制振装置配置の関係

(3) 適正配置指標

制振装置の適正配置については、遺伝的アルゴリズムを用いた手法など様々な手法が検討されているものの、一般的な建築構造物とは異なる高重心と特徴的な剛性分布より、従来確立されている適正配置法とは異なる指標について検討を有することが想定される。

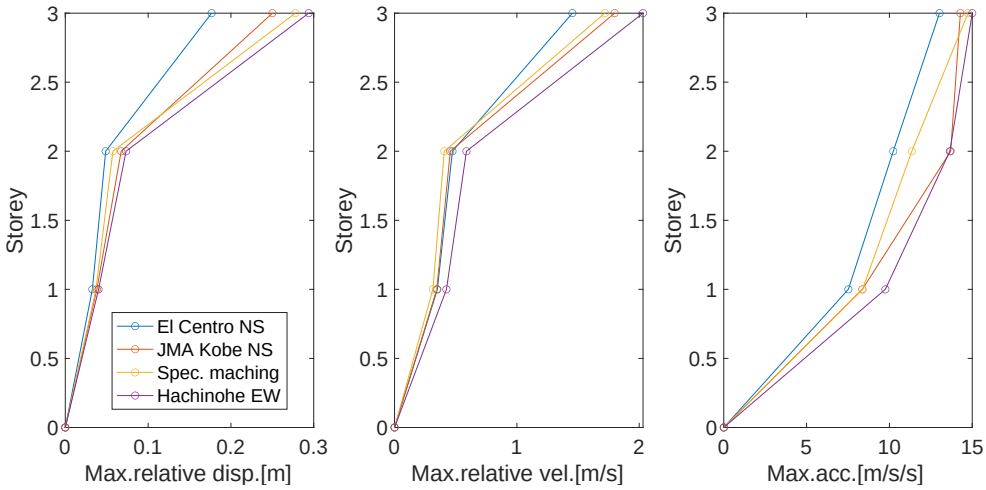
今回用いた架構モデルは、質量分布と剛性分布の関係から３層部の応答が低層部よりも過大に生じることが図 3.4.30(a)のモード形状から判断できる。中層・上層に制振装置を設置した際の減衰の分布を同図(b)に示す。その配置結果による各入力波での対象構造物の最大応答を図 3.4.31 に非制振時、図 3.4.32 に制振時としてまとめる。

入力地震動の振動性状により応答にばらつきは生じるものの制振装置の動的挙動に大きく寄与する層間変位、及び、層間速度は、概ねモード形状に沿った傾向になり、制振装置の適正配置の指標になることが確認できる。しかしながら、入力地震動によって制振効果にはばらつきが生じる。このため、適正配置指標として、制振装置でのエネルギー量を考慮することが考えられる。



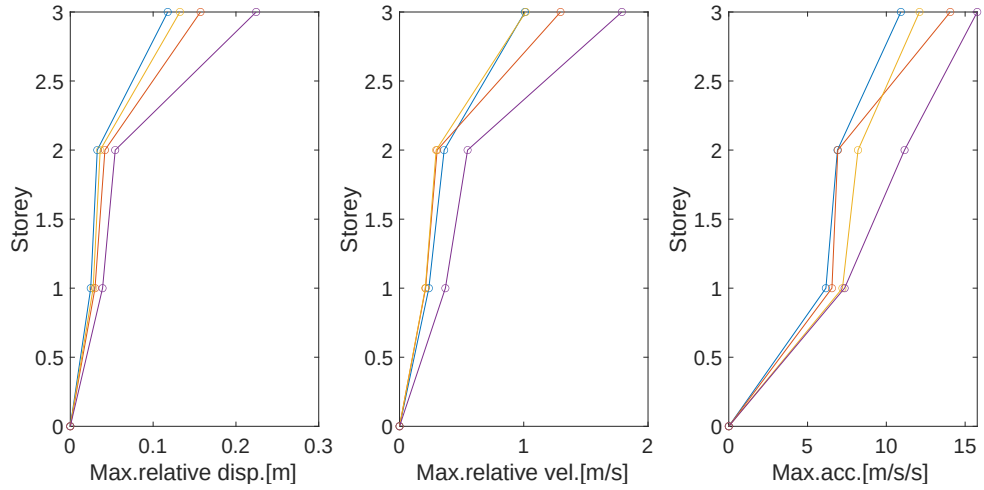
(a) モード形状　　(b) 各層への減衰付加

図 3.4.30 対象構造物のモード形状と制振装置付加との関係



(a) 最大応答層間変位　　(b) 最大応答層間速度　　(c)最大応答加速度

図 3.4.31 対象構造物の最大応答（非制振）



(a) 最大応答層間変位　(b) 最大応答層間速度　(c)最大応答加速度

図 3.4.32 対象構造物の最大応答（制振）

3.5 長手方向の応答評価及び有限要素解析法を用いた制振装置の有用性評価

3.5.1 長手方向の応答評価

ここまでの時刻歴応答解析については、対象構造物の短手方向のみの解析であり、長手方向についてもいくつかの特徴的解析条件にて最大応答を評価する。表 3.5.1 に質量および層間剛性をまとめる。短手方向と同様に荷重変位関係を２直線近似でのバイリニア型復元力特性でモデル化する。

表 3.5.1 架構解析モデルの仕様

	質量 [ton]	1 剛性 [MN/m]	バイリニア係数	降伏変位 [mm]
1 層	300	400	1/10	30.0
2 層	600	150	1/20	60.0
3 層	600	400	1/25	35.0

架構モデルについて、固有値解析を実施し固有周期と固有モードを確認する。固有値解析の結果は、次のようになる。

一次固有周期：0.70 秒
二次固有周期：0.19 秒
三次固有周期：0.14 秒

固有モードを図 3.5.1 に示す。結果が示すように、短手方向とは異なる傾向を確認できる。

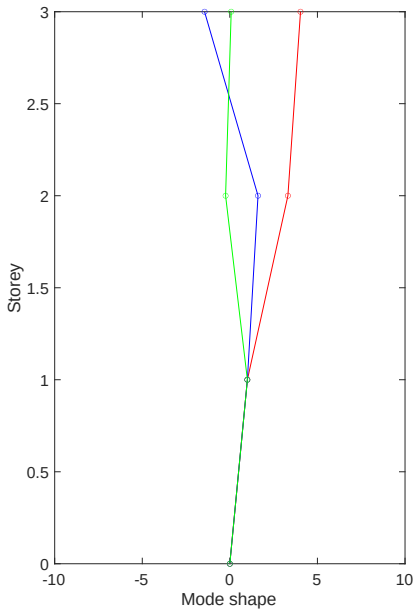
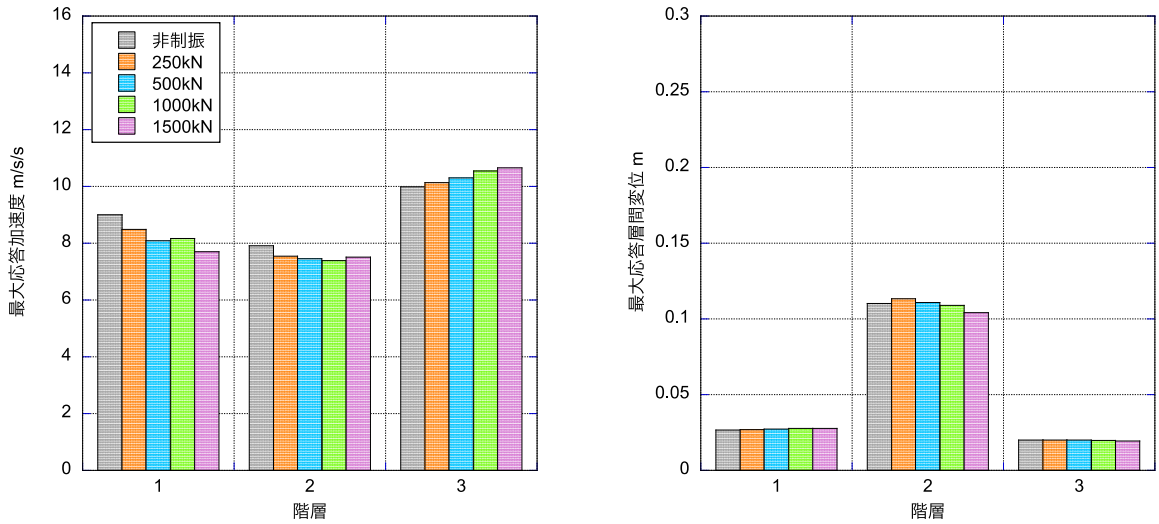
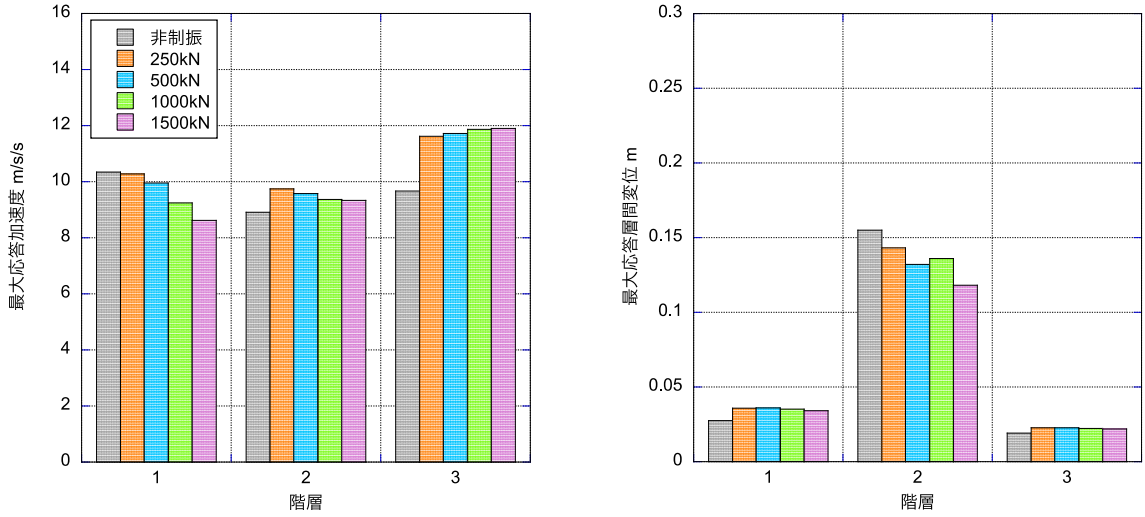


図 3.5.1 時刻歴応答解析用いた 3 層集中質量系モデルの固有振動モード形状

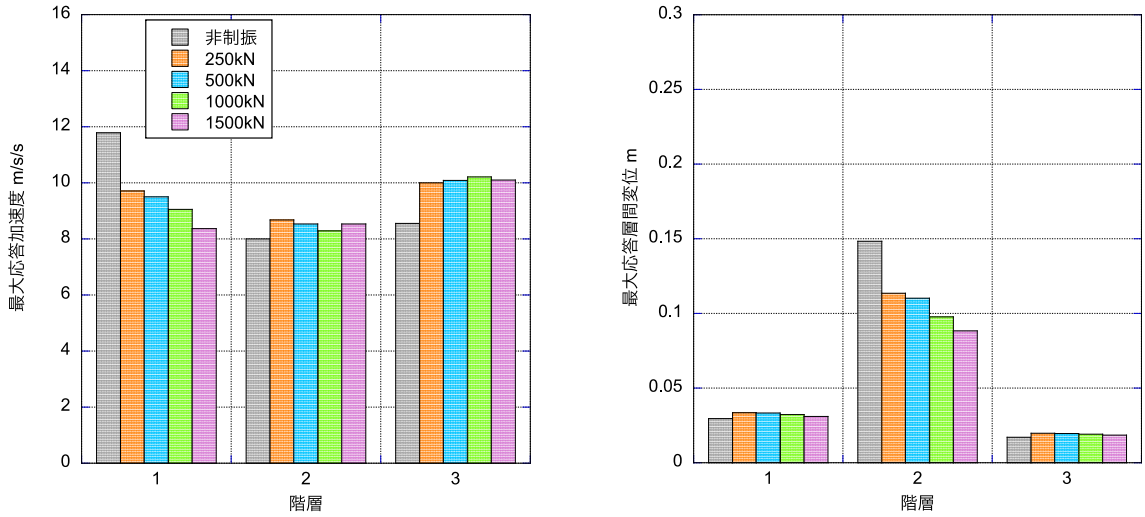
図 3.5.2 に非制振時の場合と最大減衰力の異なる制振装置を設置した際の最大応答比較をまとめる。基本的には、短手方向同様に制振装置の最大減衰量が増大するに従い、各層の応答加速度、応答変位ともに減少する傾向にある。しかしながら、2 層や 3 層では、入力地震動により応答が増大する場合も生じており、設置方法については対象構造物のモード形状等も踏まえて適正な配置を検討する必要があることが改めて示された。



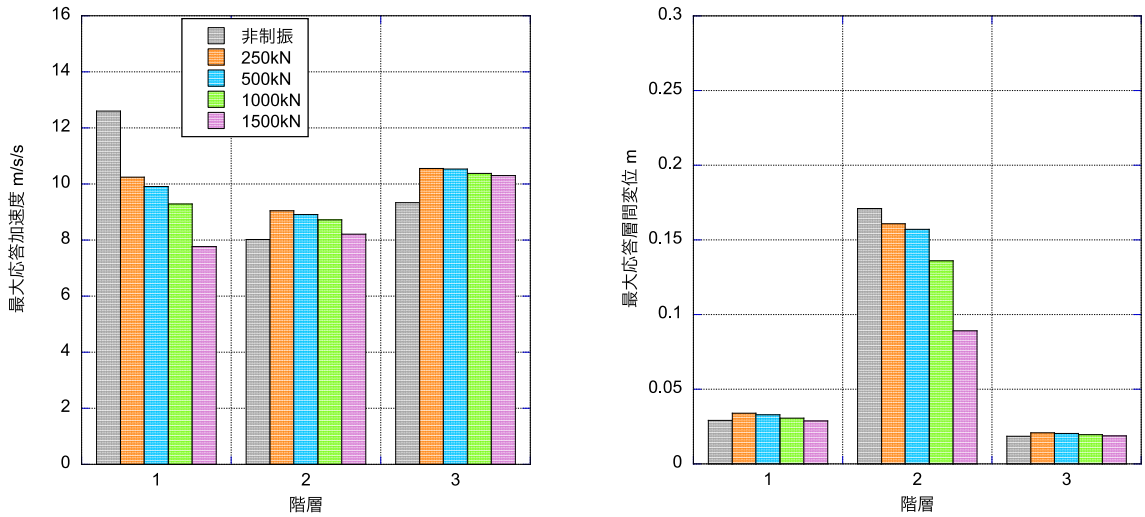
(a) 制振装置最大減衰力と最大応答の関係（El Centro NS）



(a)　制振装置最大減衰力と最大応答の関係（Hachinohe EW）



(b)　制振装置最大減衰力と最大応答の関係（JMA Kobe NS）

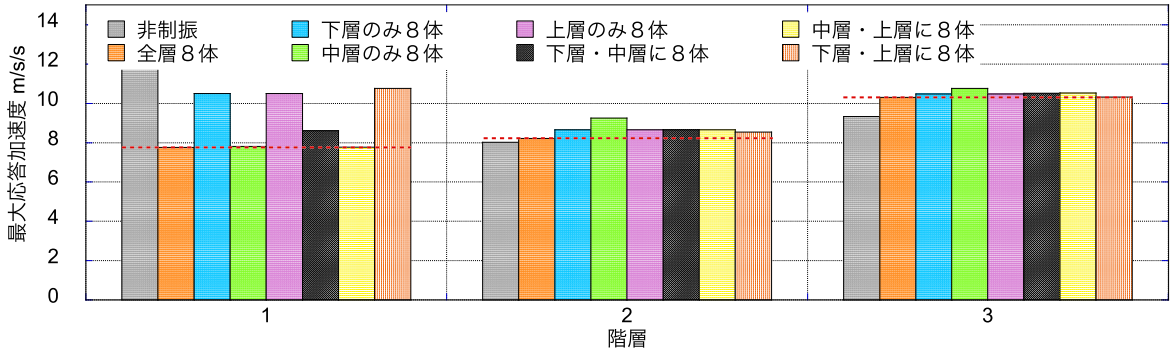


(c)　制振装置最大減衰力と最大応答の関係（スペクトル適合波）

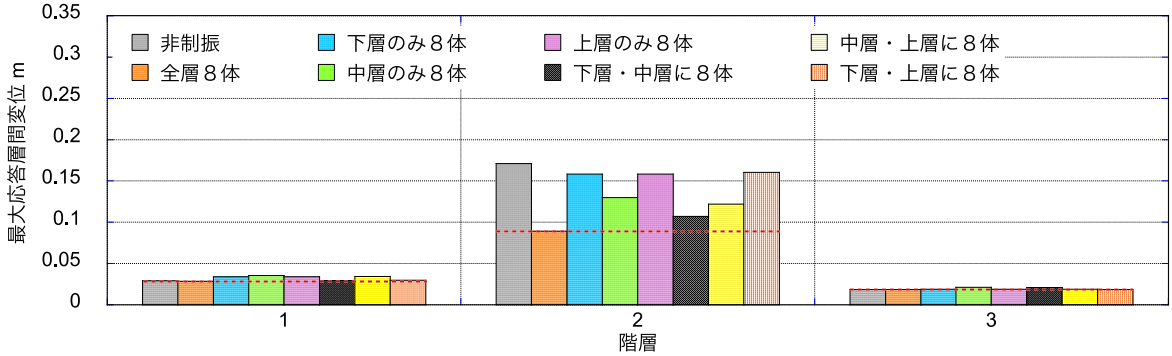
図 3.5.2 制振装置最大減衰力と最大応答の関係

適正配置について CASE1 から CASE6 について比較した結果を図 3.5.3 に最大応答と制振装置配置の関係としてまとめる。ここでは、比較対象として、非制振、および、1 層から 3 層まで全層 8 体の制振装置を配置した結果も記載し、全層 8 体の制振装置を配置した結果を基準とし赤点線で応答を示す。

全層 8 体を基準とした場合、長手方向としては、加速度については下層、変位については中層で特徴が現れる結果となった。このように、制振装置の配置については、対象構造物の剛性や質量分布から求まるモード形状が制振装置の適正配置の指標になることが改めて確認できる。



最大応答加速度と制振装置配置との関係



最大応答変位と制振装置配置との関係

図 3.5.3 最大応答と制振装置配置の関係

3.5.2 有限要素解析法を用いた制振装置の有用性評価

ここまでの時刻歴応答解析は、集中質量での質点系解析モデルを用いた最大応答評価であった。このため、同様の解析条件のもとで有限要素解析モデルを用いた時刻歴応答解析による最大応答の評価も検討した。

有限要素解析モデルでは、長手方向 3 層目に鉛直ブレースを追加しており、短手方向と長手方向で異なる振動特性に対する制振装置の有用性を検討した。

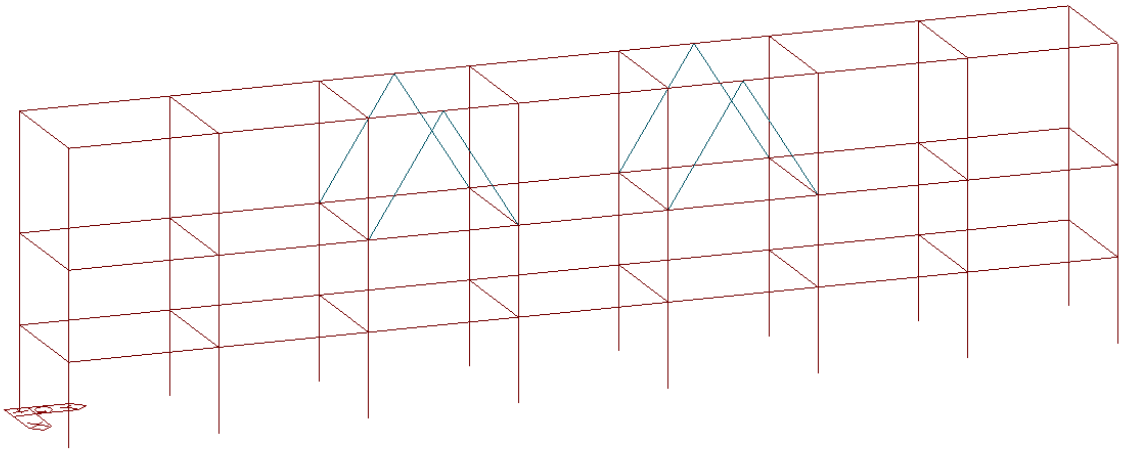


図 3.5.4　解析モデル図

(1) 配置条件

制振装置の配置条件は、質点系解析モデルでの「【STEP3】制振装置の適正配置法の検討」と同様の設定とし、地震波はスペクトル適合波、制振装置仕様は 1500kN とする。

CASE1：下層 1 層のみ制振配置による応答評価

CASE2：中層 1 層のみ制振配置による応答評価

CASE3：上層 1 層のみ制振配置による応答評価

CASE4：下層・中層 2 層のみ制振配置による応答評価

CASE5：中層・上層 2 層のみ制振配置による応答評価

CASE6：下層・上層 2 層のみ制振配置による応答評価

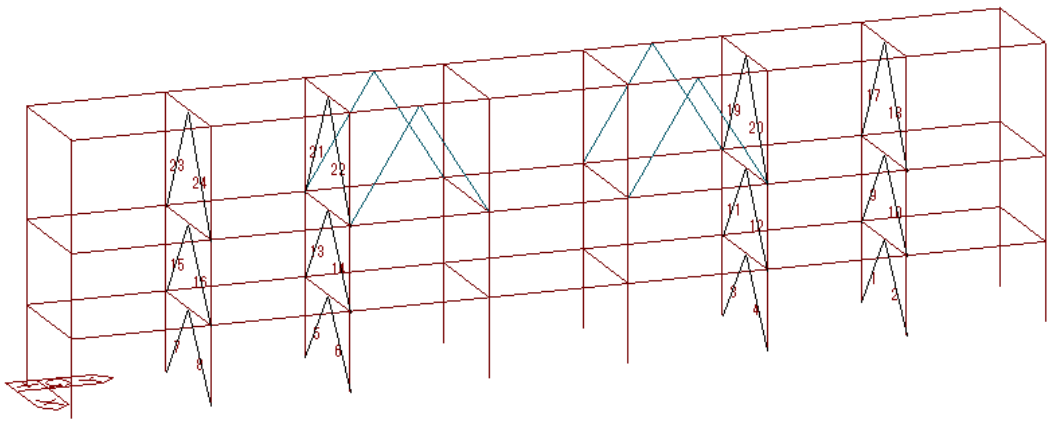


図 3.5.5　短手方向　制振装置配置

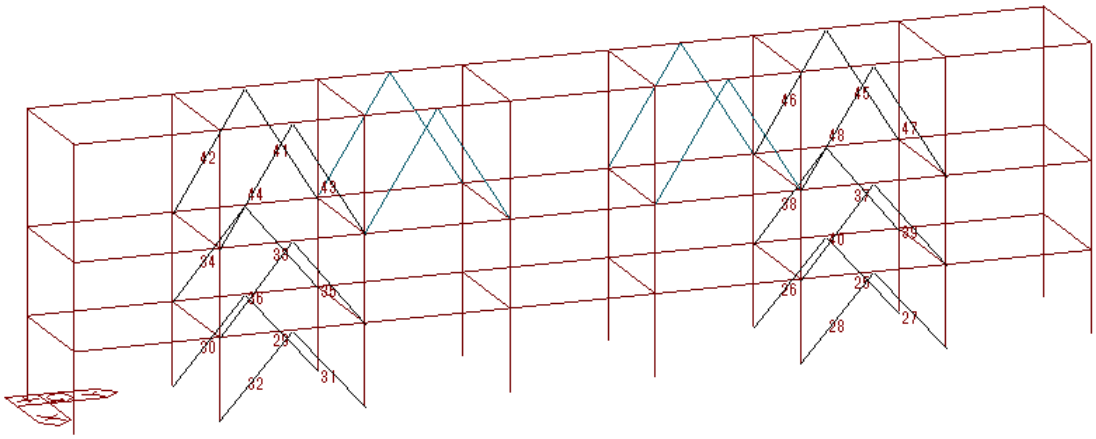
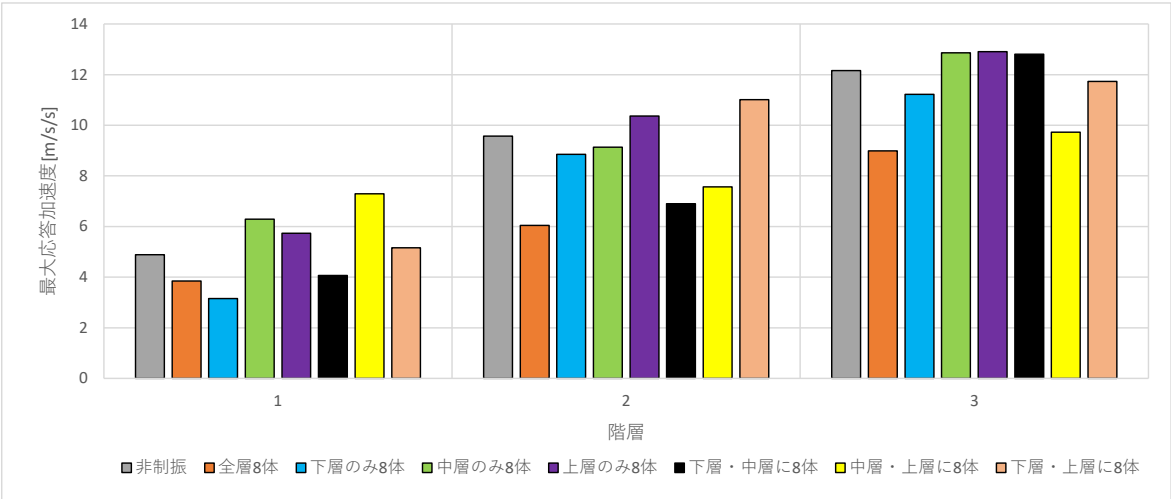


図 3.5.6　長手方向　制振装置配置

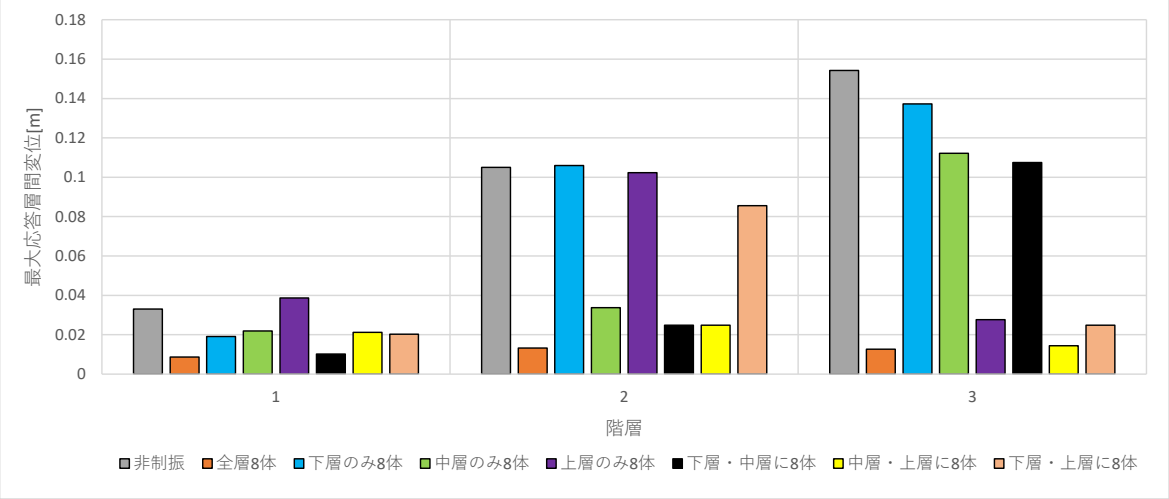
(2) 応答評価

質点系解析モデルと同様に、適正配置について CASE1 から CASE6 について比較した結果を図 3.5.7、図 3.5.8 に最大応答と制振装置配置の関係としてまとめる。比較対象として、非制振、および、1 層から 3 層まで全層 8 体の制振装置を配置した結果も記載した。

短手方向では、概ね質点系解析モデルの結果と同様の傾向であることが確認できる。中層又は上層に制振装置を配置した場合、応答加速度はで応答変位が小さくなっており、効果的に制振効果が得られている。長手方向では、短手方向と異なり 3 層にブレースが配置されていることから、低層での応答に各 CASE の特徴が表れている。下層・中層に制振装置を集中して配置することで、全層 8 体設置と概ね同等の制振効果が得られている。

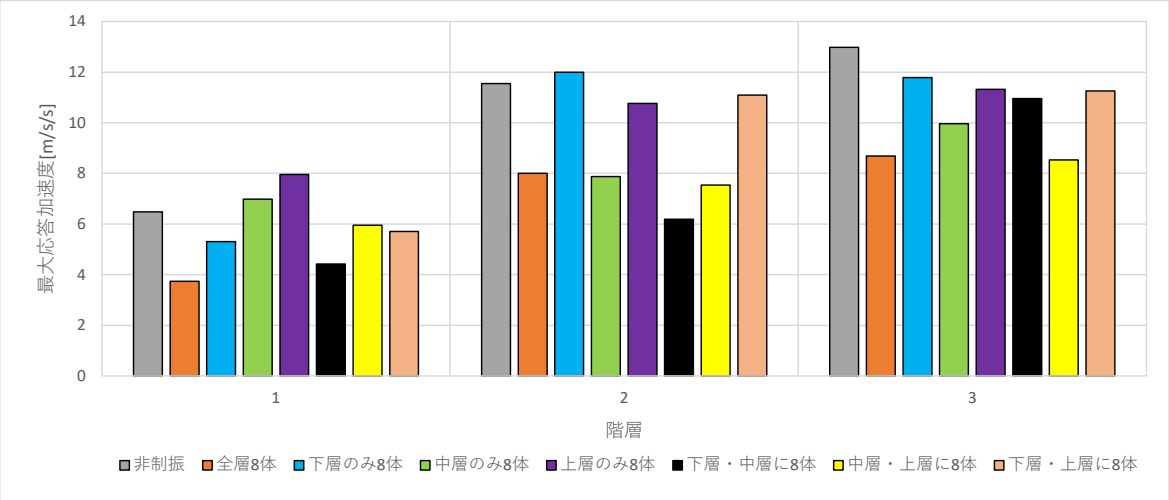


(a) 最大応答加速度

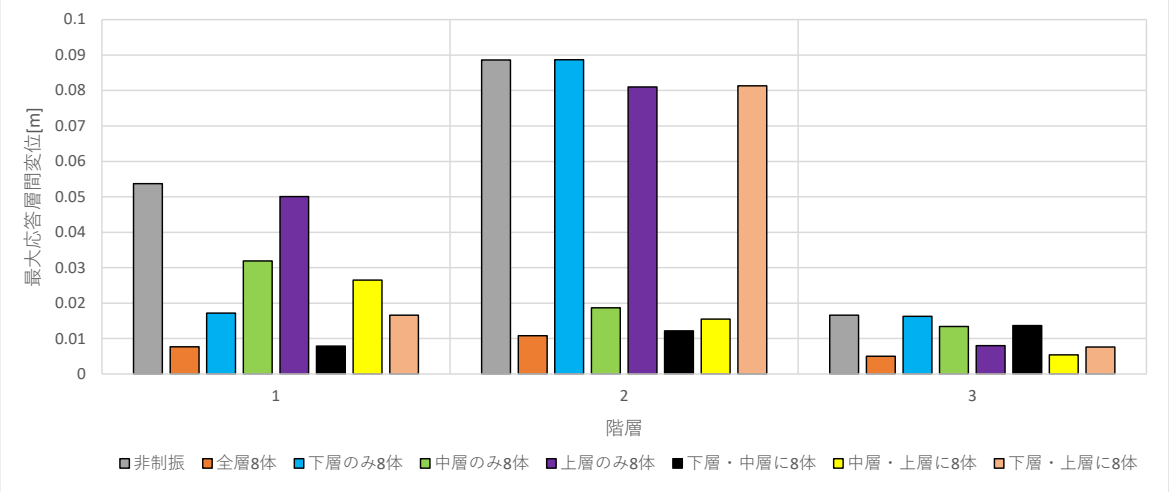


(b) 最大応答層間変位

図 3.5.7 最大応答と制振装置配置の関係（短手方向）



(a) 最大応答加速度



(b) 最大応答層間変位

図 3.5.8 最大応答と制振装置配置の関係（長手方向）

4. まとめ

4.1　制振装置の有効性評価のまとめ

高圧ガス設備への制振装置の適用有効性評価について、令和 4 年度調査研究の 2 層 1 構面架構モデルよりも現実的な観点で応答を評価可能な多構面架構モデルとして 3 層 8 構面モデルを構築し、非線形応答解析を実施し、制振装置適用の有用性や適正な制振装置の配置法について検討した。

地震応答解析で採用した入力地震波は、耐震設計で従来から良く用いられる代表的な 3 種類の観測地震波と KHKS0862(2018)スペクトル適合波（重要度 Ia、特 A 地区、第 3 種地盤、減衰定数 3%、El Cnetro NS 波の位相特性）とした。

選定した地震動について、制振装置設置時を模擬した 0.03 から 0.3 まで 6 種類の減衰比で加速度応答スペクトルを作成した。結果として、令和 4 年度調査研究の検討結果でも得られていたように、一次モード減衰比で 20%から 30%程度の減衰付加により安定した応答低減効果が期待できることを確認した。

当該結果を踏まえて、制振装置をオイルダンパーとして制振装置の設置有無における時刻歴応答解析での応答を評価した。オイルダンパーの選定では、対象構造物の一次モード減衰比を 30%と仮定する際の各層の減衰係数を指標とし、ブレース状設置を想定するため、応答解析時の制振装置に加わる応答速度と応答変位に対して幾何学的な条件を加えた。また、各層 3 構面で合計 8 体の制振装置の設置を考え、最大減衰力を 250kN、500kN、1000kN、1500kN の 4 種類の仕様から評価することとした。応答解析結果より、基本的には、制振装置の最大減衰量が増大するに従い、各層の応答加速度、応答変位ともに減少する傾向にある。しかしながら、入力地震動によっては、応答を増大させる場合も生じることを確認し、対象構造物への制振装置の設置方法について適正な配置を検討する必要があることを確認した。

制振装置の適正配置については、一般的な建築構造物とは異なり、高重心と特徴的な剛性分布より、従来確立されている適正配置法とは異なる指標の検討が必要と想定された。適正配置問題は、様々な設計条件を考慮する必要があるが、ここでは、汎用性の高い配置法の検討準備として、対象構造物のモード形状をベースに設置条件を複数用意し配置法について検討した。入力地震動の振動性状により応答にばらつきは生じるものの制振装置の動的挙動に大きく寄与する層間変位、及び、層間速度は、概ねモード形状に沿った傾向になり、制振装置の適正配置の指標になることを確認した。しかしながら、入力地震動によって制振効果にはばらつきが生じるため、適正配置指標として、制振装置でのエネルギー量も併せて考慮することが重要になると考えられる。

これらの評価項目について、長手方向、及び、有限要素解析法においても同じように検討を加えた結果、制振装置適用による応答低減効果は共通するものの、制振装置の配置方法により応答低減効果に顕著な差異が生じることを確認した。

4.2　今後の課題

高圧ガス設備を模擬した架構モデルによる制振装置の適用有効性を解析的に評価し、令和４年度調査研究より現実的な観点から 3 層 8 構面の多構面構造物解析モデルから適正配置方法の基本的な考え方までをまとめた。

高圧ガス設備への制振装置の適正配置は、設備の剛性分布、重心位置、モード形状などを踏まえたうえで、制振装置（減衰）の適切な設置方法を決定する必要がある。また、汎用性の高い適正配置法を検討していくうえで対象構造物の種類を増やしていく必要がある。このため、次の今後の課題としては球形貯槽などその他の高圧ガス設備について評価することが必要である。さらに、制振装置を高圧ガス設備に適用するための設計事例、留意事項、制振効果の評価手法、及び、規格基準類の整備についても整理する必要がある。

第Ⅵ章　まとめ

令和4年度調査研究に続き、高圧ガス設備の耐震設計手法の高度化を図るため、大規模地震を念頭に液状化対策に関する検討、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討、高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討及びその他の検討を行った。

以下に、検討結果をまとめ、今後の課題を示した。

1. 液状化対策に関する検討

1.1 大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定

既往の大規模地震での液状化被害を踏まえ、今後予想されている南海トラフ地震等の大規模地震に対し、高圧ガス設備の液状化被害を想定した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 1995年兵庫県南部地震のMCターミナルの液状化被害を踏まえた被害想定

①同地震後の平成9年（1997年）に高圧ガス設備等耐震設計基準が改正されたことから、改正基準に準拠した新設の高圧ガス設備及び配管系については地震防災遮断弁が機能し、大規模地震時に地盤の液状化による沈下や側方流動によりガスの漏洩事故が発生する可能性はほとんどないものと考えられる。

②ただし、上記①は重要度の高いⅠ$_a$、Ⅰの高圧ガス設備及び配管系が対象であり、重要度の低いⅡ、Ⅲの設備及び配管系については、地盤の液状化による沈下や側方流動により事業所内においてガスの漏洩事故が発生する可能性がある（事業所外へのガスの漏洩はない）。また、既存の耐震対策がなされていない高圧ガス設備及び配管系については、地盤の液状化による沈下や側方流動によりガスの漏洩事故が発生する可能性がある。

(2) 2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害を踏まえた被害想定

①高圧ガス設備を有する事業所において、一般に構内道路は液状化対策が施されておらず、大規模地震時には道路に突き上げ等による甚大な被害が発生することが予想される。このため、地震後の緊急対応、復旧作業に支障をきたすことになる。

②パイプラック、防液堤、ポンプ室等、小規模構造物の基礎形式は直接基礎であることが多く、液状化対策が施されていない事業所も多いことから、大規模地震時には地盤の液状化による沈下や側方流動により、また構造物の設置位置や基礎の規模によっては突き上げの影響を受ける可能性があり、直接基礎構造物に甚大な被害が発生することが予想される。突き上げ現象は、直接基礎構造物の耐震設計では考慮されていない。

③地下埋設管は法令上、耐震設計の対象外であるが、大規模地震時には管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれによる被害が発生することが予想される。なお、従来の地下埋設管やマンホールの浮き上がり被害の発生も予想される。地下埋設管の復旧には時間を要し、操業停止が長期間に及ぶ可能性がある。その他、耐震設計の対象外の設備について、大規模地震時には地盤の液状化による被害も含め甚大な地震被害が発生する可能性がある。

以上想定される地震被害は、いずれも事業所全体の広域に及ぶ被害である。液状化対策を施す場合、構造物毎に個々に対策を施すのではなく、2011 年東北地方太平洋沖地震以後に市街地液状化対策事業で適用されたように、広域に一括して液状化対策が可能である地下水位低下工法の適用が有効であると考えられる。

1.2 地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ（その 1）
：設備の沈下量低減効果に関する検討

2011 年東北地方太平洋沖地震以後、液状化対策工法として注目されている地下水位低下工法を採り上げ、高圧ガス設備への適用性に関するケーススタディを実施した。

地盤モデルとして、実地盤とモデル地盤の 2 種類の水平成層地盤を想定した。実地盤は 1995 年兵庫県南部地震においてガスの漏洩事故が発生した既述の MC ターミナルの地盤を参考に想定し、モデル地盤は令和元年度調査研究で設定した緩い砂地盤を想定した。一方、高圧ガス設備については直接基礎構造物を念頭に、重量（接地圧）の異なる縦置円筒形貯槽とパイプラックの 2 種類の設備を想定した。

本検討では、各水平成層地盤モデル上に設備単体が設置される場合を想定した基礎的なケーススタディを行うこととし、地下水位低下レベルを変化させた残留変形解析を実施して、地盤の液状化に対する設備のめり込み沈下量低減効果について検討した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①各地盤条件ともに、地下水位を低下させることで高圧ガス設備のめり込み沈下量を大幅に低減できることが確認された。

②めり込み沈下量は、高圧ガス設備の接地圧の違いにより変化し、パイプラックに比べて縦置円筒形貯槽の方がめり込み沈下量は大きくなる。従って、低下させる地下水位は、構造物荷重の規模に応じて検討する必要があると考えられる。

③縦置円筒形貯槽（接地圧：35kN/m²）の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にするとめり込み沈下量は約 1/2 に減少し、地下水位を GL–5.0m にするとめり込み沈下量は約 1/10 となる。

④パイプラック（接地圧：15kN/m²）の対策効果は、地下水位を GL–3.0m にするとめり込み沈下量は約 1/5 に減少し、地下水位を GL–5.0m にするとめり込み沈下量は約 1/50 となる。

なお、本検討の各地盤条件ともに、液状化層の F_L 値は 0.5 を下回るような極めて深刻な液状化状態である試算結果であることに留意する必要がある。そして、各設備を 1 棟のみで配置した際のめり込み沈下量の試算結果であり、事業所全体を考えたときに各施設や設備の密集状況によって、めり込み沈下量や傾きは変化することが示唆される。

1.3　地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ（その 2）
：基礎杭の断面力低減効果に関する検討

令和 4 年度調査研究で扱った横置円筒形貯槽ならびに基礎、地盤を参考に、道路橋示方書に基づいて梁ばねモデルによる静的解析を行い、地下水位低下レベルを変化させた場合（GL±0.0m （低下なし）、GL-1.5m 、GL-3.0m）の地盤の液状化に対する基礎杭の断面力低減効果について検討した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①梁ばねモデルによる静的解析から、地下水位が GL±0.0m（低下なし）に対し、GL-1.5m、GL-3.0m に地下水位を低下させると、杭の水平変位、曲げモーメント及び塑性率は大きく低下する。なお、地下水位が GL-1.5m と GL-3.0m の結果には、ほとんど差異は見られなかった。

②簡易計算（林・Chang の式）から、第 1 反曲点深さは GL-1.5m～GL-2.0m 程度、仮想固定点深さは GL-2.0m～GL-2.5m 程度であり、上記①と併せ、地表から第 1 反曲点～仮想固定点程度まで地下水位を低下させ、液状化を防止して杭の水平抵抗を確保すれば、杭の断面力低減に効果がある。

③本検討結果は限られた条件下での静的解析による結果であり、特に上部構造の慣性力のみを考慮し、地盤震動の影響（地盤変位）を考慮していない。今後、地盤変位の考慮を含め、種々の条件下でのより詳細な検討が必要と考えられる。

ここで、実地盤の地下水位が GL±0.0m（地表面）であることはほとんどないが、基礎底面の杭頭レベル（GL-1.0m 前後）に地下水位があるとして、安全側の設定である GL±0.0m を杭頭レベルと置き換え、地下水位を 1.5m 程度低下させれば杭の変位、曲げモーメント及び塑性率が低下するといった本検討結果は同様に当てはまるものと考えられる。また、高圧ガス設備に採用される杭基礎において、杭径は 300mm～600mm 程度が主に用いられており、第 1 反曲点深さや仮想固定点深さは上記と類似となり、本検討結果はそのまま当てはまるものと考えられる。

1.4　液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性検討

液状化対策工法について、令和 3 年度調査研究の検討成果を見直しし、高圧ガス設備への適用性を検討した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

(1)　液状化の発生そのものを防止する対策工法

①原理、方法・工法名で整理し、分類した。

②施工機の規模について整理した。また、一般的な項目として 1)経済性（コスト）、2)改良効果（信頼性、特にレベル 2 地震動に対する効果・信頼性）、3)設計法の確立、4)施工実績、既設設備への適用性に関わる項目として 5)施工による周辺への影響、6)施工の可否（既設）について整理し、高圧ガス設備への適用性を評価した。

③最近の情報を収集し、適用性評価の見直しが必要である（例えば振動棒による吸水型工法、バイブロフローテーション工法、生石灰杭工法等が現在使用されているか等）。なお、地下水位低下工法として過去にコンビナートで対策された事例は深さ 21m のディープウェルによる深い深度からの地下水の排水である。一方、東日本大震災以降住宅地で対策されている地下水位低下工法は、深さ 3m といった雨水に起因するごく浅い所の地下水を、その深度に水平方向に敷設した暗渠排水管で集めて排水している。したがって、敷地内の地下水が万一汚染されていてもその深さが重要であるため、今後、地下水汚染深さの測定事例調査を行い、適用性を詳細に検討することが必要である。

(2) 液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）・岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法

①原理、方法・工法名で整理し、分類した。

②本対策工法に係わる事例を収集した。

③高圧ガス設備への適用性評価は今後の課題とし、工法、対策事例を含めて最近の情報を収集し、適用性評価を行う。また今後、傾斜地盤の流動に対する対策工法についても検討する必要がある。

2. サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

2.1 コンビナート7地区におけるサイトスペシフィック地震動の標準波の検討

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。

標準波の位置付けや扱いについて検討し、鹿島地区、水島地区、岩国・大竹地区、周南地区の4つのコンビナート地区を対象に標準波を作成した。また、令和4年度調査研究で検討した京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の３つのコンビナート地区の標準波について、見直しを行った。検討結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 標準波の位置付け・扱い

① 標準波はサイトスペシフィック地震動としての選択肢の一つであり、あくまでも参考波である。一般論として自然現象には未解明な点も多く、絶対的な正解ではない。

② 標準波の作成において、震源像のすべてを網羅したわけではではない（網羅できない）が、例えば下記のように平均的な地震動レベルより大きめの地震動が統計的にある程度含まれるよう配慮している。ただし、断層のずれによる永久変位等は考慮していない。

・特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きいが、本検討では設計として安全側となるよう点震源を仮定している。面震源として幾何学的減衰の補正を考慮すれば、短周期成分は抑制される。なお、標準波の工学的基盤入力によ

る表層地盤の動的非線形解析を前提とすれば、地表面応答は一般に短周期成分が抑制されることが知られている。

・伏在断層地震の断層モデルは、断層の中心が標準波を算定する代表地点直下で上端深さを3kmと浅く設定している。また、伏在断層地震の断層モデルは周辺の地震環境を考慮して設定しており、想定する断層タイプや断層面の傾斜角によって震源距離が異なる。通常、内陸地殻内地震の地震発生層は5～15km程度であるが、設計での取り扱いに配慮して上端深さをやや浅く、結果として震源距離をやや短く設定することで安全側の地震動が得られるように設定している。なお、本検討では震源距離を3kmまたは7.1kmとしている。

③　標準波は、今後の研究の進展や技術の進歩等により、適宜見直しし、更新されるべきものである。現状、本検討で作成した標準波に関し、具体的課題として以下が挙げられる。

・標準波の作成に当たっては、中小地震観測記録を用いた経験的グリーン関数法を適用することを基本としている。設計用地震動の作成には、他にも地震動予測式（距離減衰式）や統計的グリーン関数法、差分法等で理論解を数値的に求める方法等、種々の手法が考えられる。しかし震源特性、伝播経路特性、サイト特性をバランスよく反映でき、かつ比較的広い周波数帯域でサイトスペシフィックな地震動波形を妥当なコストで作成できることを考慮し、本検討では経験的グリーン関数法を採用した。

・地震動予測式（距離減衰式）から得られる地震動のスペクトルには平均的な意味で震源特性やサイト特性が反映されており、ある特定の地点での地震動の特徴を表すものではない。一方、経験的グリーン関数法では、ある特定の地点で起こりうる地震動に含まれるべき震源特性や伝播経路特性、サイト特性を強く反映したサイトスペシフィックな地震動が得られる。このことは、サイトスペシフィック地震動が特定の地点の地震動の特徴を強く反映したもので、平均的な地震動像とは大きく異なるという点で極めて重要な意味を持つものである。

・ただし、地震動観測記録の蓄積の多寡、観測記録の精度（信号／ノイズ比等）、解析に用いる中小地震に特有の地震動特性の偏り等によって標準波には系統的なずれ（差異）が内包される。そのため、本検討で採用した手法が万能とは限らないことにも注意を要する。

・適用できる中小地震観測記録は限定され、現時点で最良と考えられる選択を行っているものの、十分な数や種々の震源メカニズムを持つ記録を使えるわけではない。今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。

・中小地震観測記録の精度を考慮すると、標準波に含まれる 5 秒程度より長周期成分の精度が十分ではない。上記のとおり今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。また、中小地震の震源メカニズムのバリエーションが十分に考慮されていないため、標準波のバリエーションが必ずしも

十分と言えない可能性がある。中小地震の震源メカニズムが標準波に与える影響について検討する必要がある。

・上記②のとおり、標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しており、特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きくなる結果が得られた。そのため、内陸地殻内地震の震源モデルや断層モデルの設定に関して、より合理的な設定方法を検討する必要がある。また、長周期成分が卓越するプレート境界地震やスラブ内地震の地震動も大きいが、標準波の信頼性を担保するため、標準波全般について方位特性（NS 方向、EW 方向）の違いの有意性も含め、解析に用いた中小地震の特性によるものか、震源・サイト特性によるものか等、得られた地震動の特性について詳細な分析を行う必要がある。その際にはスペクトル特性のみに限らず、必要に応じて継続時間や包絡特性についても検討することが望ましい。

・標準波は各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成することとし、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮して、全ての断層モデルに対して 20～30 程度の地震動を作成することとした。これは、確定論的に決定できない条件と確率論的なばらつきを有するパラメータの組み合わせを考慮した幅のある地震動とし、ある程度のばらつきに対応するための配慮である。

・ある確率密度が正規分布に従う場合、20 個のサンプル（実現値）のうち少なくとも 1 個が平均＋標準偏差 σ より大きい確率は約 97%、平均＋1.5σ より大きい確率は約 75%である。また、30 個のサンプルがある場合は、それぞれ約 99%、約 87%である。地震動に関わるパラメータは必ずしも正規分布に従う確率変数ではないこと、母集団の採り方が単純に決められないこと等、統計的な枠組みに単純に当てはめることはできないが、標準波を 20～30 波作成することで、平均よりも標準偏差分だけ大きい地震動が高い確率で含まれるよう配慮した。標準波として必要な波の数については検討の余地があり、今後の課題である。

・大きな実地震観測記録を標準波に採用する場合、工学的基盤面での地震動を算定するため、表層地盤の影響を剥ぎ取ること（引戻し計算）が必要となる。引戻し計算は表層地盤の線形応答を仮定して行っているが、実際には地盤の非線形応答を考慮すべきである可能性が高く、非線形応答を考慮した引戻し計算法について検討する必要がある。なお、中小地震観測記録を用いて作成した標準波の長周期成分の精度が十分でないことを大きな実地震観測記録で補うという意味では、長周期成分における地盤の非線形応答の影響は必ずしも大きくないと考えられる。

④　代表地点で作成した標準波を各コンビナート事業所で実際にサイトスペシフィック地震動として利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する。この場合、事業所での地震観測記録を適用して補正することが合理的であり、各コンビナート事業者においては、地震観測を実施し、記録データの収集、保存を継続的に行っておくことが重要である。事業者自身で事業所のサイトスペシフィック地震動を作成する場合にも、地震観測記録データは有用である。

⑤　標準波の利用に当たっては、当該利用者が標準波の中から耐震設計構造物の特性等を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計に適用するサイトスペシフィック地震動として工学的に適切に選択するものとする。例えば、構造物の弾性加速度応答が大きくなる標準波を通例的に選択するのではなく、地震動の継続時間や波形の非定常性に伴う非線形挙動によって耐震性能が決定されるような構造物を対象とする場合には、これらの影響にも配慮した上で標準波を選択する必要がある。

選択したサイトスペシフィック地震動に対し、耐震設計構造物の技術基準への適合（「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」に規定されているレベル 2 地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、保有すべき耐震性能（気密性の保持）が確保されること）が前提であり、標準波の利用及び選択責任は利用者が負う[注 1),注 2)]。

注 1）免責事項の詳細については、標準波公開時に別途検討し、記載することとする。

注 2) 高圧ガス保安協会内の詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）において、標準波の扱いについて規定する必要がある。

(2)　検討方針・作成した標準波

標準波は令和元年度調査研究で検討した設計用の地震動の設定フローに従い、以下の検討方針により作成した。作成した各コンビナート地区の標準波の概要は表2.1-1に示す通りである。

①サイトスペシフィック地震動の作成手法には半経験的手法のうち統計的グリーン関数法を用いることがあるが、本検討では標準波を作成することから、より厳密で広帯域の地震動を作成する必要があり、中小地震の観測記録を用いる半経験的手法のうちの経験的グリーン関数法を用いることを基本とする。

・中小地震の観測記録として、対象コンビナート地区近傍のK-NET等の強震観測地点の公開されている地震観測記録を用いる。

・対象コンビナート地区との位置関係や地盤特性等を勘案し、適宜複数の強震観測地点の地震観測記録を用いる。

②標準波は対象コンビナート地区近傍の地震観測記録の蓄積が豊富な強震観測地点（K-NET等）を代表地点とし、代表地点での工学的基盤位置の地震動とする。令和4年度調査研究で作成したコンビナート3地区の標準波については、代表地点を強震観測地点に変更し見直しする。

③標準波として複数の地震動を選択できるように、各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成する。

・地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮する。

・一つの断層モデルに対して20～30 程度の地震動を作成することが望ましい。本検討では全ての断層モデルに対して20～30 程度の地震動を作成することとし、地震タイプごとに地震動の数のバランスをとることとする。

・代表地点において大きな地震観測記録が得られている場合、作成した地震動と比較し、適宜標準波として追加する。

④代表地点で作成した標準波を各事業所で実際に利用する場合、事業者がサイト増幅特性を評価し適切に補正して適用する必要がある。

・事業所で地震観測が実施されている場合には、地震観測記録を適用してサイト増幅特性を評価し、補正する。

・事業所で地震観測が実施されていない場合には、ボーリング調査あるいは微動観測等によって、地盤の速度構造を同定したうえでサイト増幅特性を評価し、補正する。

・事業者の参考に資するため、事業所の地震観測記録を適用した場合および微動観測記録による場合について、今年度調査研究の対象コンビナート地区において標準波の補正の例示を行う。

表2.1-1　各コンビナート地区の標準波の概要

No.	コンビナート地区	代表地点 (強震観測地点)	対象地震	標準波：断層ケース× 破壊開始点ケース=総数[注)]
1	鹿島地区	鹿島造函U	太平洋プレート境界	1×16=16
			太平洋プレートスラブ内	2×3又は6=9
			伏在断層	3×3=9
			設計用下限地震動	1
2	水島地区	K-NET倉敷	南海トラフ	1×5=5
			伏在断層	3×3=9
			設計用下限地震動	1
		K-NET下津井	南海トラフ	1×5=5
			伏在断層	3×3=9
			設計用下限地震動	1
3	岩国・大竹地区	JMA岩国	フィリピン海プレートスラブ内	1×8=8
			広島湾-岩国沖断層帯	2×6=12
			設計用下限地震動	1
4	周南地区	K-NET徳山	フィリピン海プレートスラブ内	1×8=8
			岩国-五日市断層帯	2×6=12
			設計用下限地震動	1
		KiK-net徳山	フィリピン海プレートスラブ内	1×8=8
			岩国-五日市断層帯	2×6=12
			設計用下限地震動	1
5	京浜地区	K-NET横浜	相模トラフ	2×8=16
			フィリピン海プレートスラブ内	1×4=4
6	四日市地区	K-NET四日市	南海トラフ	1×5=5
			養老-桑名-四日市断層帯	1×9=9
7	堺・高石地区	K-NET堺	南海トラフ	1×5=5
			上町断層帯	1×6=6

注）NS、EW、UD成分の地震波形を1セットとする。

2.2　標準波の補正の例示

コンビナート地区近傍の代表地点において求められたサイトスペシフィック地震動の標準波を耐震設計対象地点での設計に供するために、標準波等を対象地点での地震動に補正する方法の例示を行った。

補正方法として、地震動記録を用いる方法と微動観測記録を用いる方法を例としてとりあげ、その補正方法の妥当性を検証した。以下に、検証の課程で得られた知見を含めて標準波等の補正方法についてとりまとめる。

(1)　地震観測記録に基づく補正方法

①設計対象地点において経験的グリーン関数法を用いて設計用地震動を作成できるほどの地震観測記録の蓄積はなくても、代表地点において観測されたものと同じ地震の記録がある程度蓄積されていれば適用可能。

②代表地点および対象地点におけるローカルな地盤震動特性の影響を平均的に評価するためには、種々の震源タイプや震源位置を含む多くの観測記録を用いて補正関数を作成することが望ましい。

③補正関数の作成にあたっては、記録のS/N (signal-to-noise) 比に配慮し、特に長周期領域でのノイズに注意が必要である。

④適切な数の適切な地震記録を選ぶことができれば、工学的基盤上面でのフーリエ振幅スペクトル比の平均をもって、補正関数とする。

⑤工学的基盤面での観測が行われておらず、地表面でのみ地震観測が行われている場合は、工学的基盤上面よりも表層の速度構造を用いて工学的基盤上面まで引き戻す。

⑥代表地点では表層の速度構造としてどのようなモデルを用いたかが明記されているのでそのモデルを用いる。対象地点では、ボーリングやなんらかの物理探査手法等によって工学的基盤上面までの速度構造を明らかにしておくことが必要である。

⑦位相特性の補正方法については適切な方法が提案され、妥当性の検証が行われるまでは、高圧ガス設備の設計においては位相特性は補正をしないこととする。

⑧時系列波形や応答スペクトルの算出にあたっては、補正関数を用いて振幅特性のみを補正したうえで、代表地点における標準波等の位相特性をそのまま用いる。

⑨鹿島コンビナート地区近傍の強震観測点の地震動記録を用いて補正関数を作成し、補正関数を用いた補正の妥当性を検証した結果、当該地点に限って言えば、比較的妥当な補正を行うことができた。

⑩本例示では当該地点を囲む種々の震源からの非常に多くの地震動記録を用いて補正関数を作成した。多くの地震動記録があるならば、補正関数を作らずとも耐震設計対象地点におけるサイトスペシフィック地震動を直接求める方が合理的かつ高精度である。地震動記録を用いた標準波の補正は耐震設計対象地点における地震観測は行っているものの、地震動記録の蓄積が不十分で経験的グリーン関数法を適用するには十分ではない場合に適用されるべきものである。

⑪地震動記録を用いた補正関数を作成するにあたってどのくらいの数の地震記録があれば十分か、は、基準地点(代表地点) と対象地点の周辺の3次元的な地盤構造に大きく依存するため簡単には決められない。しかし、実務においては両地点の地震動特性の平均的な違いを評価するにあたって適切な地震記録の数や震源配置についてのある程度の目安が必要になると考えられ、今後の検討が望まれる。

⑫多くの地震動記録を用いて作成した補正関数はある程度の精度を有することが示されたことより、耐震設計において有効に活用できる可能性が高いことがわかった。

⑬地震動記録の蓄積には時間がかかるため、事業所における高圧ガス設備の将来の設計のために事業所内で地震観測を実施し、地震観測記録を適切に蓄積していくことが強く望まれる。

(2) 微動観測記録に基づく補正方法

①耐震設計対象地点において地震観測記録がまったくない場合に緊急避難的手法の一つとして採用すべきもの。

②代表地点と対象地点の両方で微動のアレイ観測を実施し、位相速度を求めたうえで、水平成層構造を仮定して観測された位相速度を満足する地盤の速度構造を推定する。

③推定された速度構造を用いて1次元重複反射理論に基づいて、代表地点と対象地点において地震基盤上面から工学的基盤上面までのS波の理論伝達関数を求める。両地点の伝達関数の比をもって補正関数とする。

④微動観測にあたっては、地震基盤までの速度構造を推定できるように十分に大きなアレイを設定する。周期10秒程度までの微動を精度良く観測できるように十分に高感度のセンサを用いる。

⑤微動観測記録の解析にあたっては、適切な前処理を行い、センサ周辺で発生したローカルなノイズ(自動車の通過による震動など) を含まない記録を用いる。ノイズを含まない記録を選択することができるように、観測時間を十分に長く確保するとともに、周囲のノイズ環境によってはノイズが少ない深夜に観測をするなどの工夫が必要である。

⑥代表地点と対象地点直下で1 次元成層構造を仮定して求められた補正関数は地震基盤等の3次元的形状によるローカルな地盤震動特性の違いを反映することができない。

⑦鹿島コンビナート地区近傍の強震観測点とコンビナート地区内で微動のアレイ観測を実施し、速度構造を推定したうえで補正関数を作成した。補正関数を用いた補正の妥当性を検証した結果、補正結果は代表地点におけるローカルな地盤震動特性の影響を強くうけることが示唆され、必ずしも精度の高い補正が行えるとは限らないことが明らかとなった。

⑧微動観測のために必要となるコストに見合った適切な補正関数が得られるかどうかについては、代表地点と対象地点の地盤環境に大きく依存するため、一般的な見解を示すことはできない。しかし、解析の過程で多くの仮定や理想化を導入せざるを得ないため、それに伴う実現象との乖離が生じ誤差が含まれやすい、というリスクを常に意識する必要がある。

⑨本例示では代表地点と対象地点周辺において複雑な地震基盤の3次元形状が推察され、微動観測結果を用いた補正関数は必ずしも精度の高いものではなかった。しかし、両地点の地盤構造に大きな違いがなく、水平成層構造をある程度仮定できるような場合には、微動観測結果と1次元成層構造モデルに基づいて算定された補正関数は両地点の違いを適切に表現できることが期待される。ただし、その適用限界等については今後の研究成果を待たねばならない。

⑩水平成層構造が仮定できる理想的な地盤環境においては微動観測から適切な補正関数が得られることが期待される一方で、地盤の3次元構造等に関する先験的な情報が全くないような地点では補正関数の精度に関する予測不能なリスクを回避するためにも、地震観測に基づいて補正関数を作成することが、より望ましいと言わざるを得ない。

3. 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

高圧ガス設備のレベル２耐震性能評価法（応力解析、ノズル部評価、接合部評価、許容塑性率評価、平底円筒形貯槽）について、令和４年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行った結果は以下の通り。

①応力解析

「圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。」について、クライテリアの検討を行い、以下の決定方針を取りまとめた。

各設備のプッシュオーバーFEM 解析において、荷重－変位関係における塑性ひずみ（0、2、5%等）の発生タイミングを整理。（なお、FEM 解析では破断は判定不可能）

- 主部材の全断面降伏（塑性化）または座屈が構造全体系の崩壊に相関があると予想される。
- 接合部等の局所塑性ひずみの大きさと全体系の崩壊に相関があるかは不明であり、定量的に塑性ひずみをクライテリアに用いるのは困難。
- 接合部の全断面降伏（塑性化）は接合部での破壊が予想される。

[構造不連続部以外]

(耐圧部材)

JISB8266 附属書 8 に従い評価したうえで、シェークダウンが成立すること及び局部崩壊しないこと（部分的であっても全断面降伏は許容しない）を確認すること。

(支持構造部材)

構造全体系が崩壊荷重未満であることを確認すること。また、各部材の塑性率が KHK S0862(2018)で規定する許容塑性率を超えないこと確認するか、もしくは、各々の部材ごとが崩壊荷重未満であることを確認すること。

[構造不連続部（接合部等）]

(耐圧部材)

JISB8266 附属書 8 に従い評価したうえで、耐圧部材の構造不連続部が局部崩壊しないこと（部分的であっても全断面降伏は許容しない）を確認すること。

(支持構造部材)

支持構造部材の構造不連続部が局部崩壊しないこと（構成する各部材の全断面降伏は許容しない)。ただし、接合部に適切な補強をする場合（例えば、「鋼構造設計指針」（建築学会）等の構造仕様に従う場合）にあっては、構造不連続部（接合部等）の評価を省略してよい。

大型の平底円筒形貯槽の応力解析として、一般に通常行われる FEM 解析結果に対して、応力解析規定案及び 2.1.1 項で検討した塑性ひずみのクライテリアの適用した結果、規定案の適用性は概ね問題はないと考えられた。

②ノズル部評価

今後の配管系の耐震対象の見直し検討の方向性を議論した。得られた現時点での方針は以下の通り。

- ノズル部が塑性変形（局部崩壊）するかどうかというのが本質的な問題であり、重要度の見直しについては将来的な課題とし、信頼性設計法の導入等の設計体系の見直し時に検討する。
- 配管系の耐震設計の考え方について、現行の基準とは別の切り口で機械学会のWGにおいて検討されている。今後、必要に応じて現行基準の見直し検討を行う必要がある。
- 塔槽類のノズルについては、これまでノズルに接続する配管が耐震設計構造物である場合（外径 45mm 以上の高圧ガス配管）に配管系として耐震性能評価が要求されている。塔槽類のノズルを塔槽類として耐震性能評価を要求する場合、ノズルに接続する配管の仕様に関わらず、ノズル部を評価することとする。

③接合部評価

基礎とアンカーボルトの接合部の規定の見直しのため、高圧ガスの現行基準の規定を整理し、他基準の規定を調査した上で、現行基準の見直し案を作成した。現行基準の見直しの方針と概要は以下の通り。

（見直しの方針)

- ボルトの本体強度とコンクリートの付着力、コーン状破壊の強度のバランスを考慮した上で、レベル 2 評価におけるコンクリートの付着力、コーン状破壊の規定を拡充する必要がある。
- 現行基準でも引用している「各種合成構造設計指針」の 2023 年版を参考に、現行規定の見直す方針とした。
- ボルト締結部のコンクリートについては、レベル 1 及びレベル 2 とも各種合成構造設計指針に準じた評価とする。
- レベル 2 評価においては、アンカーボルトの降伏を保証する設計を要求することとし、アンカーロッド（ボルト）の材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割り増し係数（各種合成構造設計指針では 1.25 倍以上）は現状の KHKS0862 で規定する許容塑性率に応じた倍率以上とする）とする。

・ アンカーボルト本体の評価は KHKS0861 及び KHKS0862 による。
・ 後付けアンカーについても各種合成構造設計指針に準じて規定を追加し選択可とする。
・ アンカーボルトの材質は塑性変形能力の評価は塑性変形能力が高い SNR 材が望ましい。

（見直し案の概要）

・ 現行のレベル 1 評価基準の KHKS 0861(2018)は「各種合成構造設計指針」に準じる旨規定を追加。
・ 現行のレベル 2 評価基準の KHKS 0861(2018)は詳細規定を設けていないことから原稿のままする。（KHKS の解説・評価例である KHKTD に「各種合成構造設計指針」に準じる旨、アンカーボルトの材質は SNR 材が望ましい旨を記載しする。）

④許容塑性率評価

スカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース式）についてプッシュオーバー解析プログラムの構築を行った（構築したプログラムは付録Ⅳ－3 及び付録Ⅳ－4 を参照）。

今後、FEM 解析結果等との比較を行い、有効性を検証する必要がある。

⑤平底円筒形貯槽

令和3、4年度調査研究で実施した流体―構造連成の時刻例応答解析で得られた動液圧の結果を踏まえ、他基準や文献で提案されている動液圧の算定方法を調査し、各種算定式による動液圧の算定結果を比較した。消防法の算定式、Veletsos、小林らの提案式による動液圧算定値は、地表面加速度ベースのHousner理論より大きく、応答加速度ベースのHousner理論より概ね小さい値となり、算定式の構築根拠、これまでの実績を勘案するといずれも採用可能であると考えられた。

よって、動液圧の算定方法の見直し案は、直径 20m 以下のタンクについて動液圧の算定方法は「適切の方法による」とし、例として、上記算定式を記載することとした。

4. その他の検討：免震・制振技術に関する検討

高圧ガス設備への制振装置の適用有効性評価について、令和 4 年度調査研究の 2 層 1 構面架構モデルよりも現実的な観点で応答を評価可能な多構面架構モデルとして 3 層 8 構面モデルを構築し、非線形応答解析を実施し、制振装置適用の有用性や適正な制振装置の配置法について検討した。

地震応答解析で採用した入力地震波は、耐震設計で従来から良く用いられる代表的な 3 種類の観測地震波と KHKS0862(2018)スペクトル適合波（重要度 Ia、特 A 地区、第 3 種地盤、減衰定数 3%、El Cnetro NS 波の位相特性）とした。

選定した地震動について、制振装置設置時を模擬した 0.03 から 0.3 まで 6 種類の減衰比で加速度応答スペクトルを作成した。結果として、令和 4 年度調査研究の検討結果でも得られていたように、一次モード減衰比で 20%から 30%程度の減衰付加により安定した応答低減効果が期待できることを確認した。

当該結果を踏まえて、制振装置をオイルダンパーとして制振装置の設置有無における時刻歴応答解析での応答を評価した。オイルダンパーの選定では、対象構造物の一次モード減衰比を30%と仮定する際の各層の減衰係数を指標とし、ブレース状設置を想定するため、応答解析時の制振装置に加わる応答速度と応答変位に対して幾何学的な条件を加えた。また、各層3構面で合計8体の制振装置の設置を考え、最大減衰力を250kN、500kN、1000kN、1500kNの4種類の仕様から評価することとした。応答解析結果より、基本的には、制振装置の最大減衰量が増大するに従い、各層の応答加速度、応答変位ともに減少する傾向にある。しかしながら、入力地震動によっては、応答を増大させる場合も生じることを確認し、対象構造物への制振装置の設置方法について適正な配置を検討する必要があることを確認した。

制振装置の適正配置については、一般的な建築構造物とは異なり、高重心と特徴的な剛性分布より、従来確立されている適正配置法とは異なる指標の検討が必要と想定された。適正配置問題は、様々な設計条件を考慮する必要があるが、ここでは、汎用性の高い配置法の検討準備として、対象構造物のモード形状をベースに設置条件を複数用意し配置法について検討した。入力地震動の振動性状により応答にばらつきは生じるものの制振装置の動的挙動に大きく寄与する層間変位、及び、層間速度は、概ねモード形状に沿った傾向になり、制振装置の適正配置の指標になることを確認した。しかしながら、入力地震動によって制振効果にはばらつきが生じるため、適正配置指標として、制振装置でのエネルギー量も併せて考慮することが重要になると考えられる。

これらの評価項目について、長手方向、及び、有限要素解析法においても同じように検討を加えた結果、制振装置適用による応答低減効果は共通するものの、制振装置の配置方法により応答低減効果に顕著な差異が生じることを確認した。

5. 今後の課題

5.1 液状化対策に関する検討

(1) 地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディ

①地下水位低下レベルを変化させた残留変形解析

水平成層地盤モデル上に設備単体が設置される場合を想定した基礎的なケーススタディとして実施した。実際のコンビナート地区への適用を念頭に、実地盤モデルを想定し、種々の高圧ガス設備等の配置による事業所全体をモデル化した地下水位低下工法の適用性に関するケーススタディを行う必要がある。

②地下水位低下レベルを変化させた梁ばねモデルによる静的解析

限られた条件下での解析であり、特に上部構造の慣性力のみを考慮し、地盤震動の影響（地盤変位）を考慮していない。今後、地盤変位の考慮を含め、種々の条件下でのより詳細な検討が必要である。

(2) 液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性検討

①液状化の発生そのものを防止する対策工法

最近の情報を収集し、適用性評価の見直しが必要である（例えば振動棒による吸水型工法、バイブロフローテーション工法、生石灰杭工法等が現在使用されているか等）。なお、地下水位低下工法については、過去にコンビナートで対策された事例のある深さ 21m のディープウェルによる排水を想定しているのではない。東日本大震災以降住宅地で対策されている、深さ 3～5m といった雨水に起因するごく浅い所の地下水を、その深度に水平方向に敷設した暗渠排水管で抜くことを想定している。したがって、敷地内の地下水が万一汚染されていてもその深さが重要であるため、地下水汚染深さの測定事例調査を行い、適用性を詳細に検討することが必要である。

②液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法（構造的対策工法）・
岸壁・護岸背後の流動に対する対策工法

本対策工法については事例の収集に留まっており、高圧ガス設備への適用性評価は今後の課題である。工法、対策事例を含めて最近の情報を収集し、適用性評価を行う。また今後、傾斜地盤の流動に対する対策工法についても検討する必要がある。

③最近発生した大規模地震の液状化被害の分析

最近発生した大規模地震として、平成 28 年熊本地震、令和 6 年能登半島地震における液状化被害を分析する。新たな知見、液状化対策効果、強震動下の液状化挙動等を把握し、液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性を見直しする。

(3) その他

①余震時の高圧ガス設備の耐震性

近年、大規模地震が頻発し、本震は勿論のこと余震でも強震動が観測されている。上部設備も含め、余震時の基礎の耐震性（例えば本震時の液状化による地盤沈下後に突出杭となる等）について検討する必要がある。

5.2 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

①令和 4 年調査研究より 7 つのコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討したが、全国に 10 のコンビナート地区があり、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、他の 3 つのコンビナート地区（京葉地区、新居浜地区、大分地区）についても同様の検討が必要である。

②標準波は、今後の研究の進展や技術の進歩等により、適宜見直しし、更新されるべきものである。現状、本検討で作成した標準波に関し、具体的課題として以下が挙げられる。

・標準波の作成に当たっては、中小地震観測記録を用いた経験的グリーン関数法を適用することを基本としている。設計用地震動の作成には、他にも地震動予測式（距離減衰式）や統計的グリーン関数法、差分法等で理論解を数値的に求める方法等、種々の手法が考えられる。しかし震源特性、伝播経路特性、サイト特性をバランスよく反映でき、かつ比較的広い周波数帯域でサイトスペシフィックな地震動波形を妥当なコストで作成できることを考慮し、本検討では経験的グリーン関数法を採用した。

・地震動予測式（距離減衰式）から得られる地震動のスペクトルには平均的な意味で震源特性やサイト特性が反映されており、ある特定の地点での地震動の特徴を表すものではない。一方、経験的グリーン関数法では、ある特定の地点で起こりうる地震動に含まれるべき震源特性や伝播経路特性、サイト特性を強く反映したサイトスペシフィックな地震動が得られる。このことは、サイトスペシフィック地震動が特定の地点の地震動の特徴を強く反映したもので、平均的な地震動像とは大きく異なるという点で極めて重要な意味を持つものである。

・ただし、地震動観測記録の蓄積の多寡、観測記録の精度（信号／ノイズ比等）、解析に用いる中小地震に特有の地震動特性の偏り等によって標準波には系統的なずれ（差異）が内包される。そのため、本検討で採用した手法が万能とは限らないことにも注意を要する。

・適用できる中小地震観測記録は限定され、現時点で最良と考えられる選択を行っているものの、十分な数や種々の震源メカニズムを持つ記録を使えるわけではない。今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。

・中小地震観測記録の精度を考慮すると、標準波に含まれる 5 秒程度より長周期成分の精度が十分ではない。上記のとおり今後、より適切な記録が得られた場合には、それらを適用することで、標準波を更新していく必要がある。また、中小地震の震源メカニズムのバリエーションが十分に考慮されていないため、標準波のバリエーションが必ずしも十分と言えない可能性がある。中小地震の震源メカニズムが標準波に与える影響について検討する必要がある。

・標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しており、特に短周期成分が卓越する伏在断層地震を含む内陸地殻内地震の地震動が大きくなる結果が得られた。そのため、内陸地殻内地震の震源モデルや断層モデルの設定に関して、より合理的な設定方法を検討する必要がある。また、長周期成分が卓越するプレート境界地震やスラブ内地震の地震動も大きいが、標準波の信頼性を担保するため、標準波全般について方位特性（NS 方向、EW 方向）の違いの有意性も含め、解析に用いた中小地震の特性によるものか、震源・サイト特性によるものか等、得られた地震動の特性について詳細な分析を行う必要がある。その際にはスペクトル特性のみに限らず、必要に応じて継続時間や包絡特性についても検討することが望ましい。

・標準波は各代表地点それぞれに対して複数の地震動を作成することとし、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮して、全ての断層モデルに対して 20～30 程度の地震動を作成することとした。これは、確定論的に決定できない条件と確率論的なばらつきを有するパラメータの組み合わせを考慮した幅のある地震動とし、ある程度のばらつきに対応するための配慮である。

・ある確率密度が正規分布に従う場合、20 個のサンプル（実現値）のうち少なくとも 1 個が平均＋標準偏差 σ より大きい確率は約 97%、平均＋1.5σ より大きい確率は約 75%

である。また、30 個のサンプルがある場合は、それぞれ約 99%、約 87%である。地震動に関わるパラメータは必ずしも正規分布に従う確率変数ではないこと、母集団の採り方が単純に決められないこと等、統計的な枠組みに単純に当てはめることはできないが、標準波を 20～30 波作成することで、平均よりも標準偏差分だけ大きい地震動が高い確率で含まれるよう配慮した。標準波として必要な波の数については検討の余地があり、今後の課題である。

・大きな実地震観測記録を標準波に採用する場合、工学的基盤面での地震動を算定するため、表層地盤の影響を剥ぎ取ること（引戻し計算）が必要となる。引戻し計算は表層地盤の線形応答を仮定して行っているが、実際には地盤の非線形応答を考慮すべきである可能性が高く、非線形応答を考慮した引戻し計算法について検討する必要がある。なお、中小地震観測記録を用いて作成した標準波の長周期成分の精度が十分でないことを大きな実地震観測記録で補うという意味では、長周期成分における地盤の非線形応答の影響は必ずしも大きくないと考えられる。

③標準波の補正について、地震観測記録を用いる場合、課題として以下が挙げられる。

・位相特性は補正しないこととしたが、位相特性の適切な補正方法について検討し、妥当性を検証する必要がある。

・実務においては基準地点（代表地点）と対象地点（事業所）の両地点の地震動特性の平均的な違いを評価するにあたって、適切な地震記録の数や震源配置についてのある程度の目安が必要になると考えられ、検討が必要である。

また、微動観測記録を用いる場合、課題として以下が挙げられる。

・両地点の地盤構造に大きな違いがなく、水平成層構造をある程度仮定できるような場合には、微動観測結果と1次元成層構造モデルに基づいて算定された補正関数は両地点の違いを適切に表現できることが期待される。ただし、その適用限界等について検討が必要である。

④平底円筒形貯槽の液面揺動等に対する耐震性能評価の観点から、対象地点に対して遠方で発生する巨大地震による長周期地震動についても必要に応じて検討する必要がある。具体的には、京浜地区を含む関東平野の地点における南海トラフ巨大地震の地震動などが挙げられる。

⑤将来的に標準波を公開する場合、高圧ガス設備の耐震設計に適用されることを念頭に、免責事項等の詳細について検討する必要がある。また、現状、サイトスペシフィック地震動については、高圧ガス保安協会での詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）に依ることとなっているが、公開時には標準波の扱いについて規程類を見直す必要がある。

5.3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

①応力解析

大型の平底円筒形貯槽の応力解析として、一般に通常行われる FEM 解析結果に対して、応力解析規定案及び 2.1.1 項で検討した塑性ひずみのクライテリアの適用した結果、規定案の適用性は概ね問題はないと考えられるものの、以下の課題が挙げられる。

- 平底円筒形貯槽は通常状態で側板下部の応力レベルが高く、地震時の応力を弾性範囲内に収めることは容易ではないと予想される。
- 圧力容器本体に塑性変形が生じる場合の圧力容器本体に対して適切な評価については全断面降伏が生じていないかの確認が必要となるが、シェル要素でモデル化した解析では評価が難しい。
- 令和 4 年度研究で実施した 9 設備の適用性検討結果も考慮すると、構造不連続部に塑性変形が生じる場合の適切な評価についても、全断面降伏が生じていないかの確認が必要となり、シェル要素モデルした解析では評価が難しい。
- 全断面降伏の確認はソリッド要素でモデル化した FEM 解析結果により、比較的簡単に確認可能であるものの、計算コストがかかる。もしくは、弾性解析により板厚方向の応力分布を求め、内面または外面の応力値から全断面降伏を評価する。現実的な計算コストで可能な方法について検討が必要である。

②ノズル部評価

今後の配管系の耐震対象の見直し検討の方向性を議論した結果、以下の課題が挙げられる。

- 重要度の見直しが必要であり、信頼性設計法の導入等の設計体系の見直しとあわせて検討が望ましい。
- 配管系の耐震設計について、その他学協会の基準等の動向を踏まえ、必要に応じて現行基準の見直しを検討する必要がある。

③接合部評価

現行基準の見直し案に合わせて、レベル 1 評価及びレベル 2 評価の解説、評価例を作成する必要がある。また、各規則の例示基準における「高圧ガス設備等の基礎」の規定の見直が必要である。

④許容塑性率評価

構築したスカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース式）についてプッシュオーバー解析プログラムの有効性を検証する必要である。

レグ支持塔、ラグ支持塔、横置き円筒形貯槽、平底円筒形貯槽についても同様にプッシュオーバー解析プログラムの構築が必要である。

⑤平底円筒形貯槽

作成した動液圧の算定方法の見直し案に対し、現行基準では、動液圧の算定方法は側板の応力算定式に有効液重量に包含された形になっていることから、側板の応力算定式を修正する必要がある。

また、平底円筒形貯槽のレベル2耐震性能評価法にあたっては、以下の見直しが課題である。

- 動液圧の評価法
- 内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価
- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべり発生の有無
- タンク内部配管の評価（特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管）
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

5.4　その他の検討：免震・制振技術に関する検討

高圧ガス設備を模擬した架構モデルによる制振装置の適用有効性を解析的に評価し、令和４年度調査研究より現実的な観点から３層８構面の多構面構造物解析モデルから適正配置方法の基本的な考え方までをまとめた。

高圧ガス設備への制振装置の適正配置は、設備の剛性分布、重心位置、モード形状などを踏まえたうえで、制振装置（減衰）の適切な設置方法を決定する必要がある。また、汎用性の高い適正配置法を検討していくうえで対象構造物の種類を増やしていく必要がある。このため、次の今後の課題としては球形貯槽などその他の高圧ガス設備について評価することが必要である。さらに、制振装置を高圧ガス設備に適用するための設計事例、留意事項、制振効果の評価手法、及び、規格基準類の整備についても整理する必要がある。