令和６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７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。令和 6 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 5 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 7 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　上級専門職
加藤　正史　　株式会社レゾナック　生産技術統括部　エンジニアリングセンター
　　土木建築部　部長
福武　毅芳　　株式会社大崎総合研究所　首席研究員　　※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

［委員長］
盛川　仁　　東京科学大学　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　工学部　社会システム土木系学科　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
小高　健二　　千葉県　防災危機管理部　産業保安課　主幹
藤田　圭祐　　新居浜市　消防本部　予防課　係長
酒盛　早美　　大分県　生活環境部　防災局　消防保安室　保安班　主査　　※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　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　　東京科学大学　環境・社会理工学院　教授
中村　いずみ　　東京都市大学　理工学部　原子力安全工学科　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 技術計画部　製油所プロジェクトグループ　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
中条　孝之　　三重県　防災対策部　消防・保安課　コンビナート防災監　　※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

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　地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性に関するケーススタディ …… Ⅱ-1-1

1.　検討概要 …… Ⅱ-1-2

2.　ケーススタディ（その 1）：A 事業所の護岸・地盤モデルの残留変形解析 …… Ⅱ-1-2

2.1　残留変形解析の概要 …… Ⅱ-1-2

2.2　解析工程 …… Ⅱ-1-3

2.3　解析条件 …… Ⅱ-1-6

2.3.1　解析モデル …… Ⅱ-1-6

2.3.2　ケーソン護岸の定数 …… Ⅱ-1-7

2.3.3　非液状化層の地盤定数 …… Ⅱ-1-8

2.3.4　液状化層の地盤定数 …… Ⅱ-1-9

2.3.5　地震外力 …… Ⅱ-1-11

2.4　解析結果 …… Ⅱ-1-13

3.　ケーススタディ（その 2）：実事業所の想定モデルの残留変形解析 …… Ⅱ-1-21

3.1　解析条件 …… Ⅱ-1-21

3.1.1　解析モデル …… Ⅱ-1-22

3.1.2　構造物の定数 …… Ⅱ-1-24

3.1.3　非液状化層及び液状化層の地盤定数 …… Ⅱ-1-24

3.1.4　地震外力 …… Ⅱ-1-24

3.2　解析結果 …… Ⅱ-1-25

4.　まとめ …… Ⅱ-1-34

参考文献 …… Ⅱ-1-35

付録Ⅱ-1(1)　A 事業所の護岸・地盤モデルの残留変形解析

付録Ⅱ-1(2)　実事業所の想定モデルの残留変形解析
Ⅱ-2　高圧ガス設備の液状化対策指針に関する検討 …… Ⅱ-2-1
1.　検討概要 …… Ⅱ-2-2
2.　高圧ガス設備の液状化対策指針 …… Ⅱ-2-2

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 3 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.　京葉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-1-19
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-1-22
3.4.1　対象地震の断層モデルの設定 …… Ⅲ-1-22
3.4.2　中小地震の観測記録 …… Ⅲ-1-31
3.4.3　標準波 …… Ⅲ-1-37
4.　新居浜コンビナート地区の標準波の検討 …… Ⅲ-1-47
4.1　代表地点の検討 …… Ⅲ-1-47
4.2　地震学的・地質学的情報等の整理 …… Ⅲ-1-50
4.3　対象地震の選定 …… Ⅲ-1-58
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-1-63
4.4.1　対象地震の断層モデルの設定 …… Ⅲ-1-63
4.4.2　中小地震の観測記録 …… Ⅲ-1-68
4.4.3　標準波 …… Ⅲ-1-74
5.　大分コンビナート地区の標準波の検討 …… Ⅲ-1-83
5.1　代表地点の検討 …… Ⅲ-1-83
5.2　地震学的・地質学的情報等の整理 …… Ⅲ-1-85
5.3　対象地震の選定 …… Ⅲ-1-94
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-1-99
5.4.1　対象地震の断層モデルの設定 …… Ⅲ-1-99

5.4.2　中小地震の観測記録 ……Ⅲ-1-104
5.4.3　標準波 ……Ⅲ-1-110
6.　まとめ ……Ⅲ-1-119
参考文献 ……Ⅲ-1-123
Ⅲ-2　サイトスペシフィック地震動の標準波の高度化に向けた検討 ……Ⅲ-2-1
1.　検討概要 ……Ⅲ-2-2
2.　地震観測記録に基づく地震動特性の分析 ……Ⅲ-2-3
2.1　対象とする地震観測記録 ……Ⅲ-2-3
2.2　地震動特性の分析 ……Ⅲ-2-6
3.　震源特性の違いによる地震動の変動に関する検討 ……Ⅲ-2-12
3.1　震源特性の違いの設定 ……Ⅲ-2-12
3.2　大分地区における地震動特性の分析 ……Ⅲ-2-14
3.3　大分地区以外における地震動特性との比較 ……Ⅲ-2-19
4.　まとめ ……Ⅲ-2-23
参考文献 ……Ⅲ-2-24
Ⅲ-3　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローの見直しに関する検討 ……Ⅲ-3-1
1.　検討概要 ……Ⅲ-3-2
2.　耐震性能評価フローの見直し ……Ⅲ-3-2
2.1　見直し対象と課題の整理 ……Ⅲ-3-2
2.2　見直し内容 ……Ⅲ-3-3

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-5
2.1　応力解析規定案 ……Ⅳ-5
2.2　配管の耐震設計法 ……Ⅳ-19
2.3　接合部の評価法の見直し ……Ⅳ-20
2.4　許容塑性率評価法の見直し ……Ⅳ-28
2.5　平底円筒形貯槽の評価法の評価法の見直し ……Ⅳ-33
2.6　免震・制振技術の適用法案 ……Ⅳ-54
3.　まとめ ……Ⅳ-123
4.　今後の課題 ……Ⅳ-129
付録Ⅳ－1：レグ支持塔のプッシュオーバー解析プログラム

付録Ⅳ－2：免震・制振技術に関する検討における内容物量を３段階に増減した際の応答評価

第Ⅴ章　まとめ …… Ⅴ-1

1. 液状化対策に関する検討 …… Ⅴ-2

1.1 地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性に関するケーススタディ …… Ⅴ-2

1.2 高圧ガス設備の液状化対策指針に関する検討 …… Ⅴ-3

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 …… Ⅴ-3

2.1 コンビナート３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 …… Ⅴ-3

2.2 サイトスペシフィック地震動の標準波の高度化に向けた検討 …… Ⅴ-4

2.3 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローの見直しに関する検討 …… Ⅴ-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 …… Ⅴ-6

3.1 応力解析の規定案 …… Ⅴ-6

3.2 配管の耐震設計法 …… Ⅴ-8

3.3 接合部の評価法の見直し …… Ⅴ-9

3.4 塑性率評価法の見直し …… Ⅴ-9

3.5 平底円筒形貯槽の評価法の見直し …… Ⅴ-9

3.6 免震・制振技術の適用法案 …… Ⅴ-9

4. 今後の課題 …… Ⅴ-12

4.1 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 …… Ⅴ-12

4.2 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 …… Ⅴ-13

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な耐震設計と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５年度には、当該課題について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年度から令和５年度の調査研究における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最新の知見を反映した指針を取りまとめる。

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（京浜、四日市、堺)、令和５年度の調査研究では４コンビナート地区（鹿島、水島、岩国・大竹、周南）を対象に標準波を作成した。令和６年度は、他のコンビナート地区（京葉、新居浜、大分）について同様の検討を行う。

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

令和５年度の調査研究で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）の見直しに関する検討の結果、課題として挙がった、作成した応力解析の規定案の精査、配管系の重要度の見直し、作成したアンカーボルトの規定の見直し案に基づく評価例の作成、構築したスカート支持塔及びタイロッドブレース式球形貯槽のプッシュオーバー解析手法の有効性の検証、その他設備のプッシュオーバー解析手法の構築及び設計上考慮すべきか現状不明確な平底円筒形貯槽の地震時挙動等のうち、優先

度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行う。

また、令和５年度の調査研究で免震・制震技術に関する検討において、高圧ガス設備への制振装置の基本的な適用方法として架構への適用方法を検討した結果、設備の剛性分布、重心位置、モード形状などを考慮したうえで制振装置（減衰）の適切な設置方法を決定する必要があるという課題が得られた。制振装置の適用法の拡充の観点から、令和５年度の調査研究の課題を踏まえたうえで、球形貯槽について制振装置の適用方法の検討を実施する。

3. 調査期間

令和 6 年 5 月 20 日（委託契約締結日）～令和 7 年 3 月 31 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②と③の第2回委員会（令和6年11月13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 6 年 7 月 17 日(水)	対面・オンライン併用
第 2 回	令和 6 年 10 月 31 日(木)	対面・オンライン併用
第 3 回	令和 7 年 1 月 21 日(火)	対面・オンライン併用
第 4 回	令和 7 年 2 月 27 日(木)	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 6 年 7 月 11 日(木)	対面・オンライン併用
第 2 回	令和 6 年 11 月 13 日(水)	対面・オンライン併用
第 3 回	令和 7 年 1 月 20 日(月)	対面・オンライン併用
第 4 回	令和 7 年 2 月 27 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 6 年 7 月 23 日(火)	対面・オンライン併用
第 2 回	令和 6 年 11 月 13 日(水)	対面・オンライン併用
第 3 回	令和 7 年 1 月 16 日(木)	対面・オンライン併用
第 4 回	令和 7 年 3 月 6 日(木)	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　地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性に関するケーススタディ

1. 検討概要

令和 5 年度調査研究に続き、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。令和 5 年度調査研究と同様、1995 年兵庫県南部地震において LP ガスの漏洩事故が発生した A 事業所を扱い、地下水位レベルを変化させた残留変形解析によるケーススタディを実施し、地下水位低下効果について検討した。

1995 年兵庫県南部地震において、A 事業所では地盤の液状化及び流動化により、最大約 2m の地盤沈下（西側護岸付近）や、最大約 3.7m の側方流動（南側護岸付近）が発生した。LP ガス漏洩の主原因は、この地盤の液状化及び流動化によるものとされている。まず、ケーススタディ（その 1）として、A 事業所において構造物は考慮せず、護岸・地盤のみのモデルによる残留変形解析を行い、1995 年兵庫県南部地震時の液状化及び流動化状況を模擬できることを確認し、地下水位低下による地盤沈下量や側方流動量の低減効果について検討した。

また、ケーススタディ（その 2）として、実事業所を想定したモデルの残留変形解析を実施した。地盤モデルとしては、令和 5 年度調査研究と同様、A 事業所の地盤を参考に水平成層地盤を想定した。また、高圧ガス設備として、直接基礎が採用されることの多いパイプラック、横置円筒形貯槽、縦置円筒形貯槽を想定し、実事業所を念頭に重量（接地圧）の異なる各設備を複数配置した。地下水位レベルを変化させた残留変形解析を実施し、地下水位低下による各設備のめり込み沈下量や不同沈下による傾斜角の低減効果について検討した。

以上のケーススタディより、地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性について検討した。

2. ケーススタディ（その 1）：A 事業所の護岸・地盤モデルの残留変形解析

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 2.1-1 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 2.1-1　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	時刻的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 A 事業所において構造物は考慮せず、護岸・地盤のみのモデ地盤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、護岸周辺や護岸背後地盤の層厚が変化するため地盤内では有効上載圧が変化する。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 II（$C_W=3.3R_L+0.67$）として 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、図 2.2-1 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 は図 2.2-2 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。

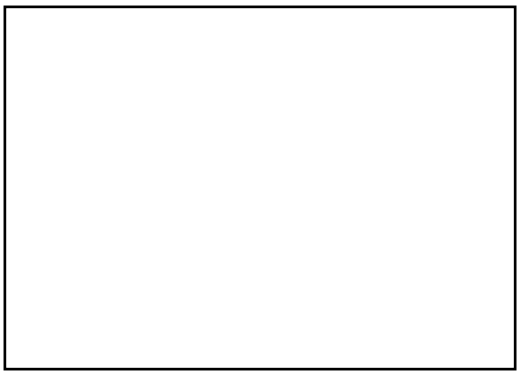


図 2.2-1　流動による変位を求める手順の模式図 [1]

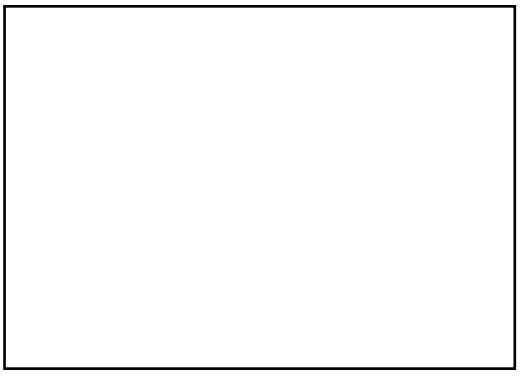


図 2.2-2　せん断剛性比と F_L、R_L の関係 [4]

(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。

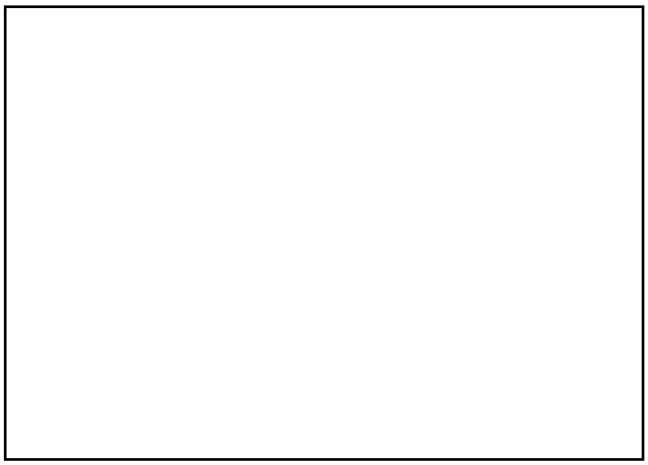


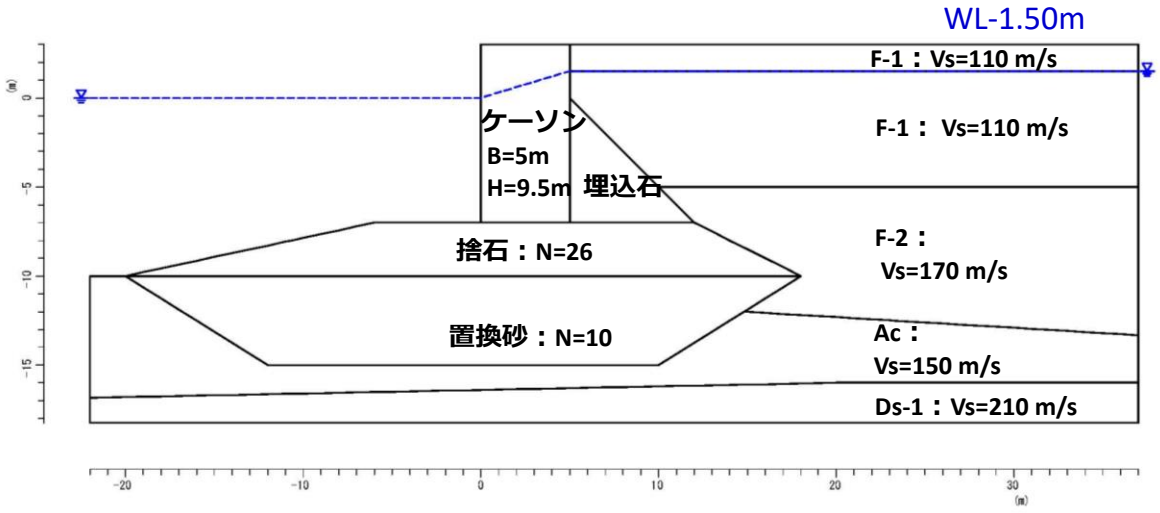
図 2.2-3　過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ関係[5)]

2.3　解析条件

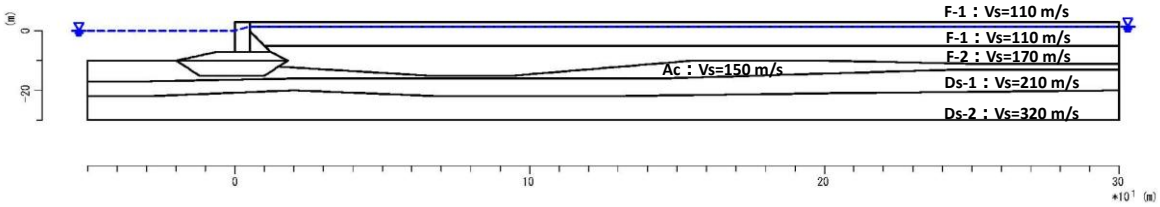
本検討に用いた解析定数を表 2.3-1~2.3-2 に示す。また、各解析定数の設定根拠を以下に列記する。

2.3.1　解析モデル

解析モデルは、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]に示される土質推定断面図（M2 断面）を用いて地層区分を行った。従って、護岸形状は同図に示される推定護岸の形状をスケールアップで読み取っている。ケーソン護岸の背後の裏込め石の形状は、神戸市（B-5-28）を参考にモデル化した。図 2.3-1 に解析モデルを示す。



a） 護岸部拡大図



b） 全体図

図 2.3-1　解析モデル図

表 2.3-1　地震応答解析時の地盤物性値

地層	Vs (m/s)	γ (kN/m^3)	ν	G0 (kN/m^2)	D50 (mm)	変形特性
F-1	110	18.0	0.499	2.220E+04	–	試験値
F-1	110	20.0	0.499	2.467E+04	–	同上
F-2	170	20.0	0.499	5.892E+04	–	同上
Ac	150	17.5	0.499	4.014E+04	0.025	安田山口
Ds-1	210	20.0	0.499	8.991E+04	0.600	同上
Ds-2	230	21.0	0.499	2.192E+05	2.000	同上
ケーソン		20.0	0.167	1.215E+07	–	線形
捨石	240	18.0	0.499	1.057E+05	–	同上
置換砂	170	18.0	0.499	5.303E+04	0.350	安田山口
裏込石	300	19.6	0.499	1.798E+05	–	線形

表 2.3-2　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

地層	Vs (m/s)	γ (kN/m^3)	ν	Gi (kN/m^2)	c (kN/m^2)	Φ (°)	RL	Dr (%)
F-1	110	18.0	0.333	7.400E+03	0.0	33.3	–	–
F-1	110	20.0	0.333	8.220E+03	0.0	31.2	0.238	48.5
F-2	170	20.0	0.333	1.964E+04	0.0	33.0	0.238	56.5
Ac	150	17.5	0.333	1.338E+04	160.0	–	–	–
Ds-1	210	20.0	0.333	2.997E+04	0.0	34.6	–	–
Ds-2	230	21.0	0.333	7.307E+04	0.0	36.0	–	–
ケーソン		20.0	0.167	1.215E+07	–	–	–	–
捨石	240	18.0	0.333	3.523E+04	0.0	35.0	–	–
置換砂	170	18.0	0.333	1.768E+04	0.0	30.3	0.221	52.2
裏込石	300	19.6	0.333	5.994E+04	0.0	32.5	–	–

※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。

2.3.2　ケーソン護岸の定数

- 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/m^2)

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

ここで、単位体積重量γ= 24.0kN/m^2 とし、設計基準強度 F_C=36.0N/mm^2 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/m^3)

一般値として 20.0kN/m^3 と仮定した。

2.3.3 非液状化層の地盤定数

(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/m^2)

  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/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。

(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/m^2)

  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、160 (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。

$$\phi = 4.8\times\log N_1 + 21$$

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

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。

2.3.4 液状化層の地盤定数

(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/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。

(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_1 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_i (kN/m^2)

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。

$$\phi = 4.8 \times \log N_1 + 21$$

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

  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

  置換砂層および F-1、F-2 層は、Inagaki et al.(1996)より六甲アイランドで実施された凍結サンプリング試料による繰返し三軸試験結果[9]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 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。

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

2.3.5 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 2.3-2 は、地震応答解析に用いた時刻歴波形であり、図 2.3-3 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、入力地震動は観測波形の主要動である 5 秒～55 秒までの 50 秒間とした。図 2.3-3 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 2.3-4 は各成分のフーリエスペクトルである。

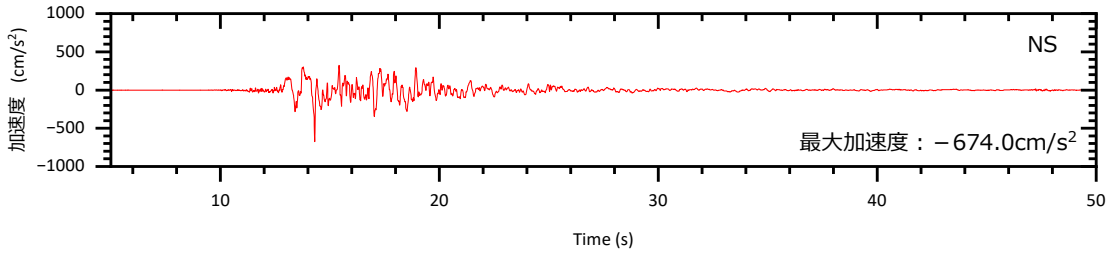


図 2.3-2　入力地震動[10]

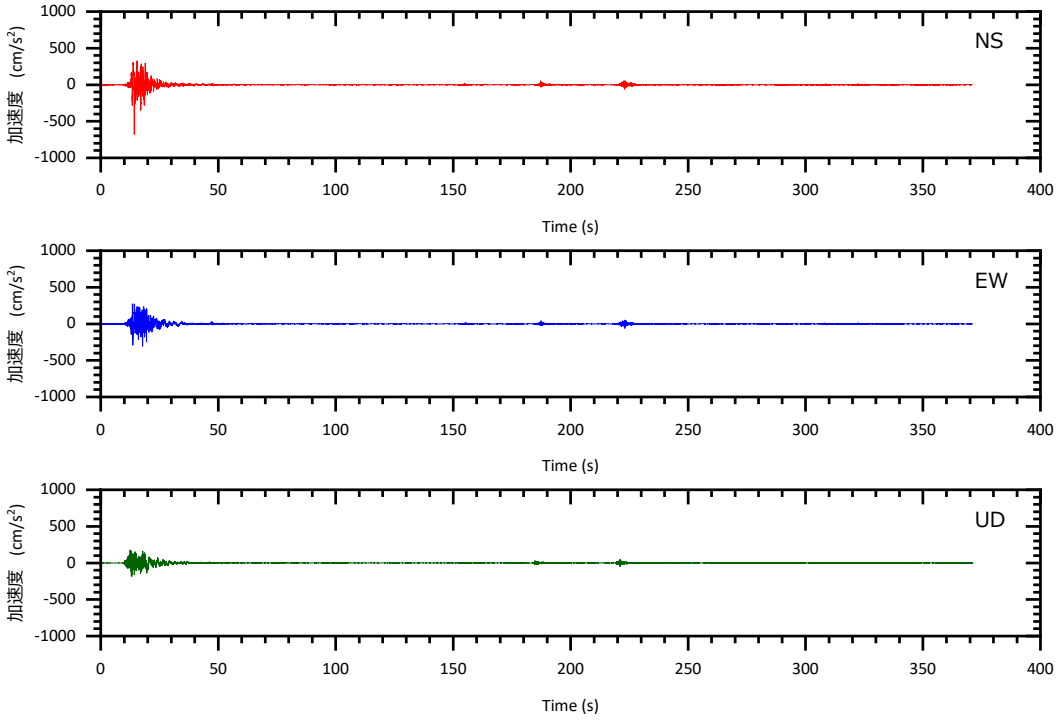


図 2.3-3　ポートアイランド　GL−83m の観測地震動 [10)]

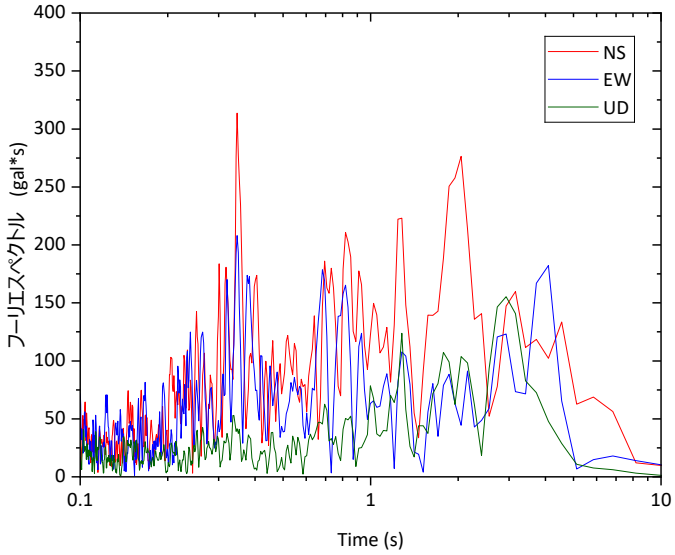


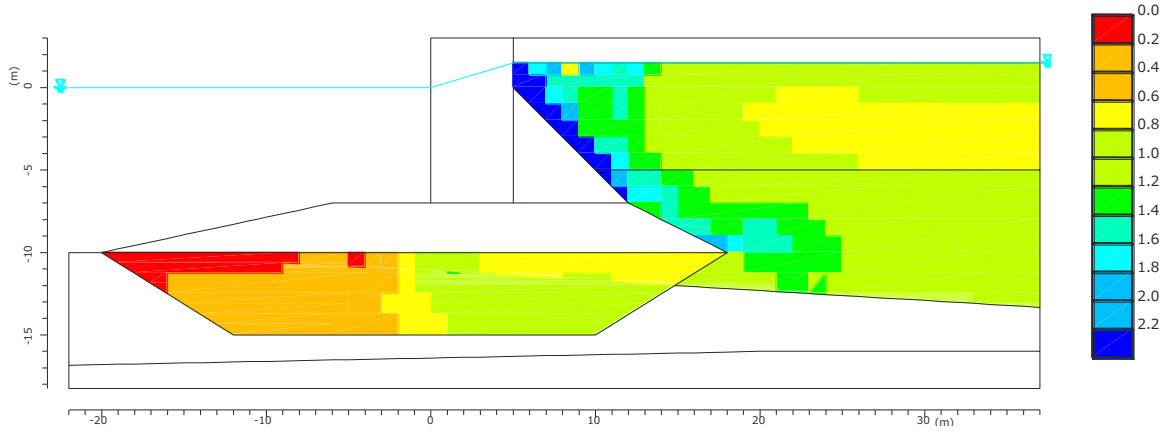
図 2.3-4　ポートアイランド　GL−83m の各成分のフーリエスペクトル

2.4　解析結果

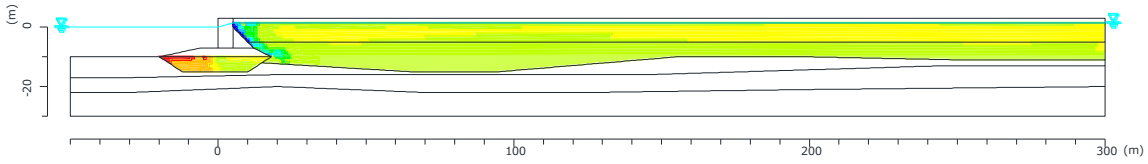
液状化解析結果として F_L 値分布図と液状化に伴う流動解析結果として変形図を図 2.4-1~図 2.4-6 にそれぞれ示す。なお、各解析条件での解析結果（最大加速度分布、最大水平せん断応力分布、F_L 分布、低下せん断剛性 G_1 分布、変形図）は、巻末資料を参照とする。

地下水位が GL−1.50m の場合、護岸背後の埋立土層である F-1 層の F_L 値は 0.6～0.8 を示し、その下層に位置する F-2 層の F_L 値は 0.8～1.0 を示す。この結果から、埋立土層は液状化に至ることがわかる。一方で、護岸背後の裏込石の近傍では、地震時のせん断応力が小さいため、F_L 値は 1.0 を上回ることが明らかになった。また、ケーソン護岸の支持地盤となる置換砂層においては、護岸直下部と護岸前面部で F_L 値の傾向が異なる。特に、護岸前面部の置換砂では F_L 値が 0.6 を下回り、極めて深刻な状態であることが判明した。地下水位を GL−3.0m や GL−5.0m まで低下させた場合、護岸背後の埋立土層である F-1 層および F-2 層の F_L 値は 0.8～1.0 を示し、地下水位の低下に伴う有効上載圧の増加により、液状化層の F_L 値が改善されることが確認された。しかし、護岸背後地盤の地下水位低下に伴う応力変化は、置換砂層にはほとんど影響を及ぼさないため、置換砂層の F_L 値の改善は認められなかった。

液状化に伴う流動解析結果として変形図を図 2.4-4~2.4-6 に示す。これより、地下水位が GL−1.50m の場合、ケーソン護岸の前面部にある置換砂が著しく変形し、その結果、ケーソン護岸が海域側へ転倒するように変位することが確認された。さらに、ケーソン護岸の海域側への変位に伴い、護岸背後の液状化した埋立土層が流動変形することが明らかになった。また、地下水位を GL−3.0m や GL−5.0m まで低下させた場合も、同様にケーソン護岸の前面部にある置換砂が著しく変形し、結果としてケーソン護岸が海域側へ転倒するように変位することが確認された。ただし、ケーソン護岸の海域側への変位に伴う護岸背後の液状化した埋立土層の流動変形の挙動は、地下水位が GL−1.5m の場合と類似するものの、表層部の非液状化層が厚くなることや埋立土層の F_L 値が改善されたことにより、護岸背後の流動変形量は抑制されることが明らかになった。

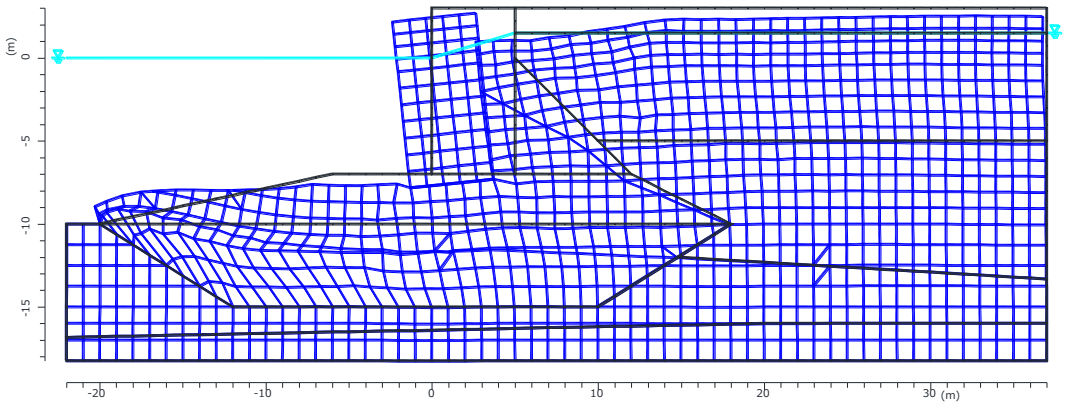


a) 護岸近傍拡大図

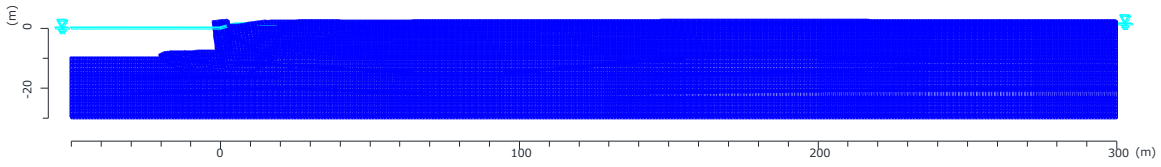


b) 全体図

図 2.4-1　地下水位 GL−1.5m 時の F_L 分布図

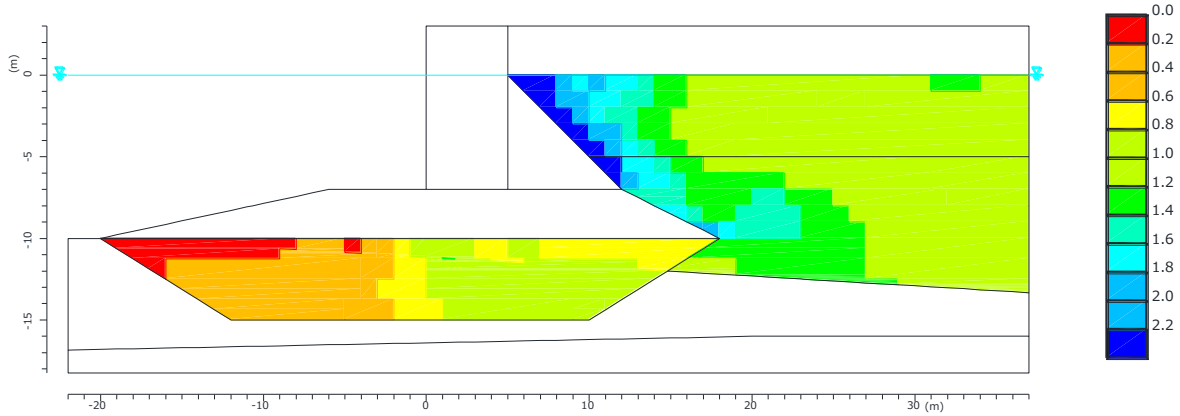


a) 護岸近傍拡大図

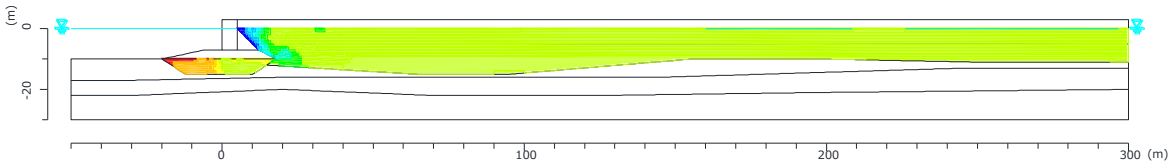


b) 全体図

図 2.4-2　地下水位 GL−1.5m 時の変形図

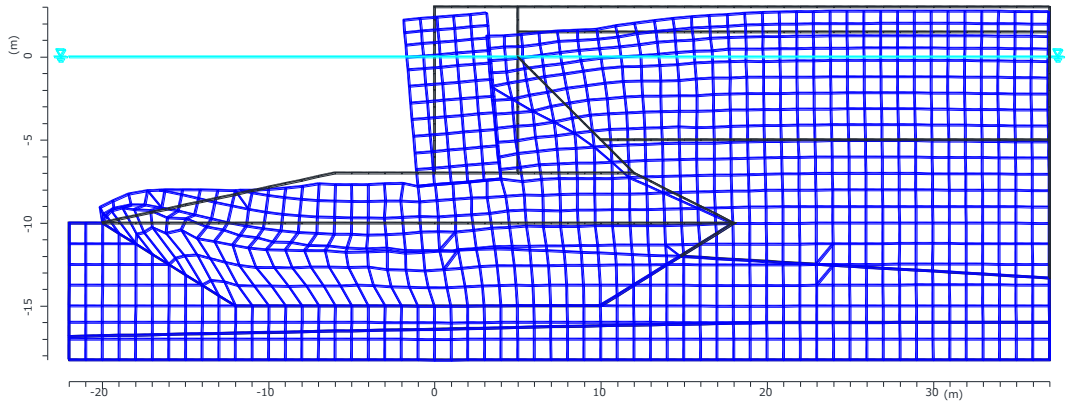


a) 護岸近傍拡大図

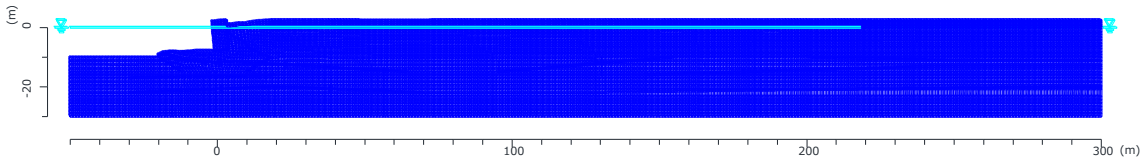


b) 全体図

図 2.4-3　地下水位 GL−3.0m 時の F_L 分布図

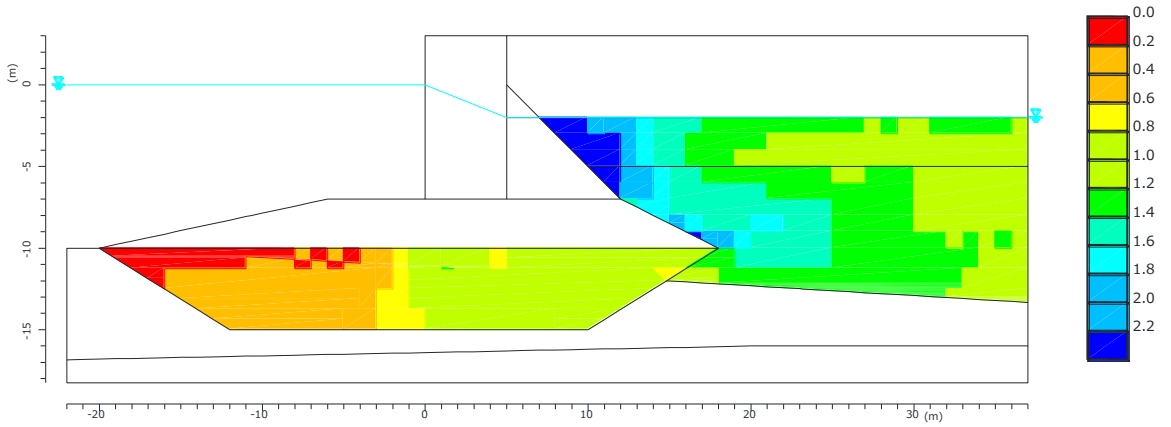


a) 護岸近傍拡大図

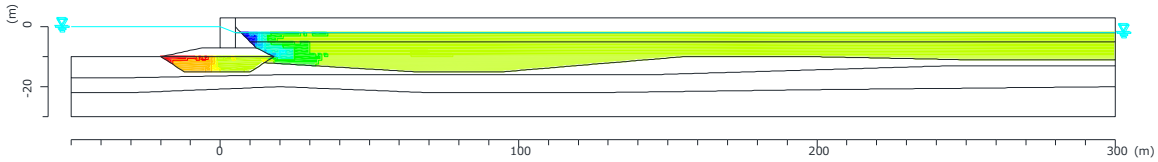


b) 全体図

図 2.4-4　地下水位 GL−3.0m 時の変形図

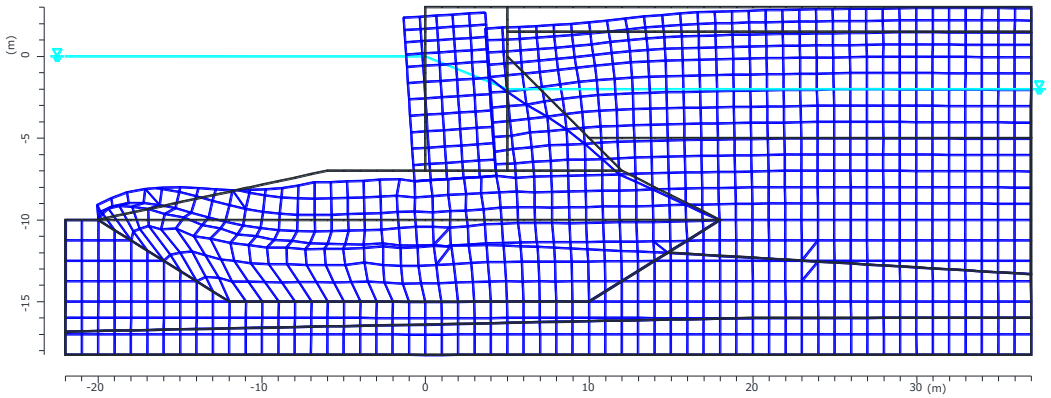


a) 護岸近傍拡大図

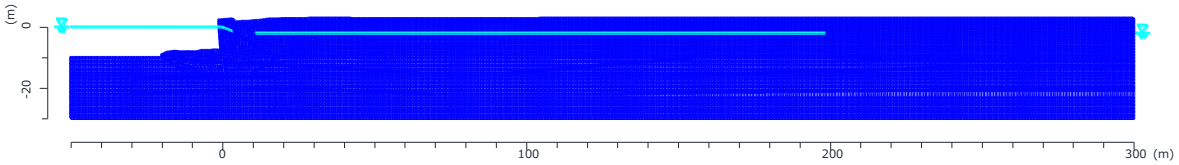


b) 全体図

図 2.4-5　地下水位 GL−5.0m 時の F_L 分布図



a) 護岸近傍拡大図

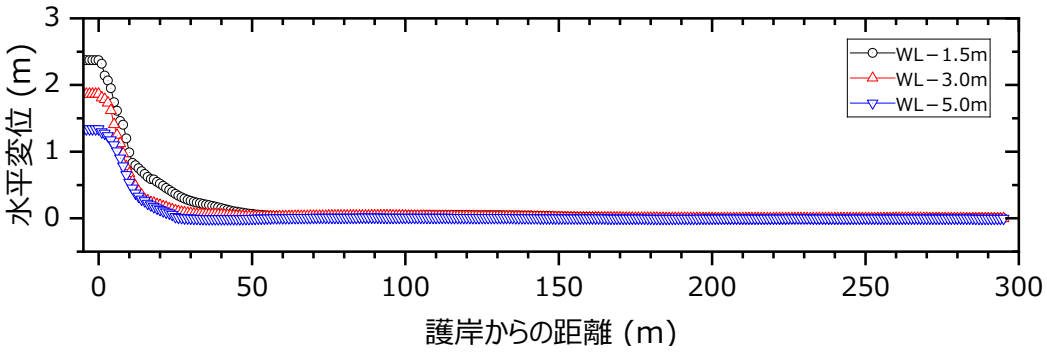


b) 全体図

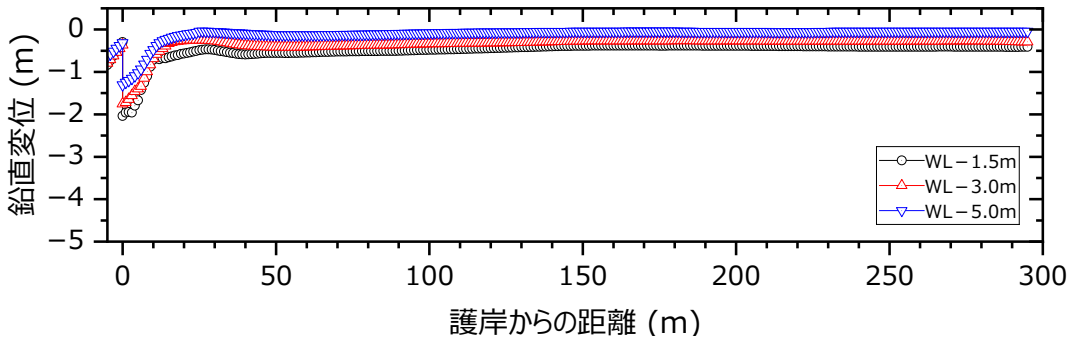
図 2.4-6　地下水位 GL−5.0m 時の変形図

各地下水位によるケーソン護岸背後の地表面の変位分布を図 2.4-7 に示す。同図の水平変位は、海域側への変位を正とする。これより、地下水位が GL−1.5m と浅い場合、護岸背後地盤の流動に伴う水平変位は、護岸から 10m 付近までの変形が主体であり、護岸背後の地盤の流動変形の影響範囲は護岸から 50m 付近に及ぶことがわかる。さらに、このときケーソン護岸は海域側へ 2.3m の変位を生じている。また、鉛直変位分布については、液状化による地盤流動に伴う水平変位の影響を受け、護岸から 10m 付近までの沈下量が大きくなる。一方で、護岸から 50m 以上離れた範囲では、過剰間隙水圧の消散に伴う体積圧縮が主な変形要因となる。

地下水位を GL−3.0m や GL−5.0m まで低下させることで、ケーソン護岸の海域側への変位はそれぞれ 1.9m および 1.3m に減少することが確認された。さらに、護岸背後の地盤の流動変形の影響範囲も、護岸から 30m 付近まで縮小しており、地下水位の低下による護岸背後地盤の流動変形抑制効果が明らかとなった。



a) 地表面の水平変位分布



b) 地表面の鉛直変位分布

図 2.4-7　ケーソン護岸背後の地表面の変位分布

各地下水位におけるケーソン護岸背後の地表面の水平変位から求めた水平地盤ひずみ分布を図 2.4-8 に示す。ここで、水平地盤ひずみは圧縮側を正、引張側を負として定義する。液状化に伴う護岸背後地盤の水平地盤ひずみについて、護岸から 10m 付近までは地下水位の違いによらず約−10%の引張ひずみが生じることが確認された。また、護岸から 30m~50m の範囲では、地下水位が GL−1.5m の場合に約−1.0%ほどの引張ひずみが生じるが、地下水位が GL−3.0m より深くなると、引張ひずみは約−0.3%まで小さくなる。

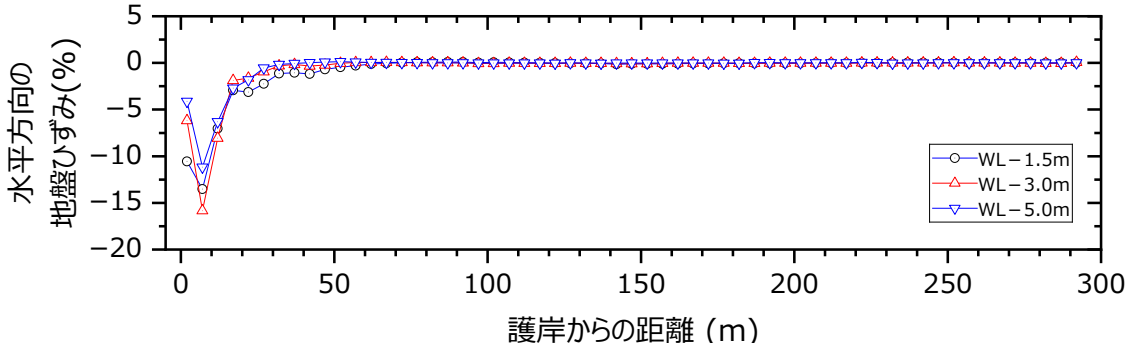


図 2.4-8(1)　ケーソン護岸背後の地表面の水平地盤ひずみ分布

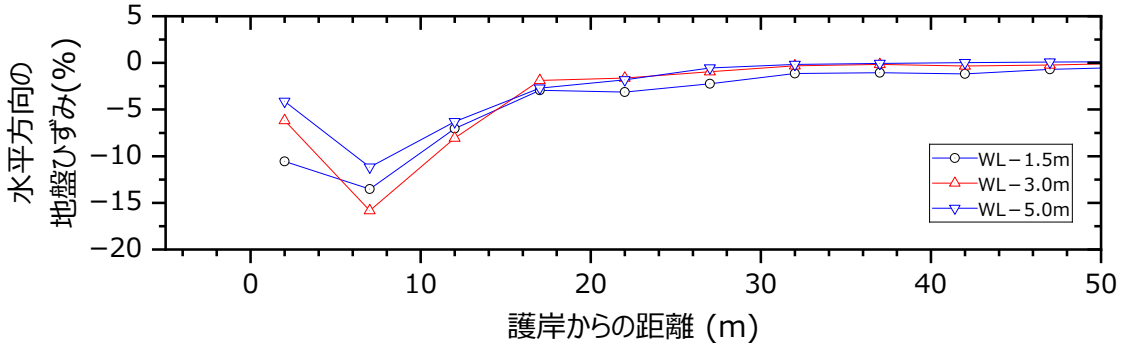


図 2.4-8(2)　ケーソン護岸背後の地表面の水平地盤ひずみ分布（拡大図）

本検討結果の妥当性を確認するため、A 事業所が位置する御影浜および住吉浜における、兵庫県南部地震の際の航空写真測量による地表面の変位データ [11]を整理した。図 2.4-9 は、検討対象となる護岸に直交する水平変位分布を示している。ここで、水平変位は海域側への変位を正、陸域側への変位を負と定義する。この結果より、護岸が位置する距離 0m 地点では、海域側へ 2.0m~3.5m の水平変位が生じており、50m~60m 付近で収束することが確認された。一方、距離 800m 地点にある陸域側の護岸では、陸域側へ 0.5~1.5m の水平変位が生じており、海域側に比べて変位量が小さいことがわかる。また、埋立地の中央付近（距離 400m 付近）では、海域側へ約 83cm の水平変位が発生していることが確認された。

この検討地は、沿岸部に埋立造成された人工改変地であり、液状化を生じた埋立土層の層厚

や埋立土層下面の傾斜が影響していると推察される。したがって、埋立地の中央付近からの相対変位と、各地下水位におけるケーソン護岸背後の地表面変位分布を比較した結果を図 2.4-10 に示す。この比較より、地下水位が GL−1.5m の場合の解析結果は、航空写真測量による地表面変位の下限値付近を示していることが明らかとなった。

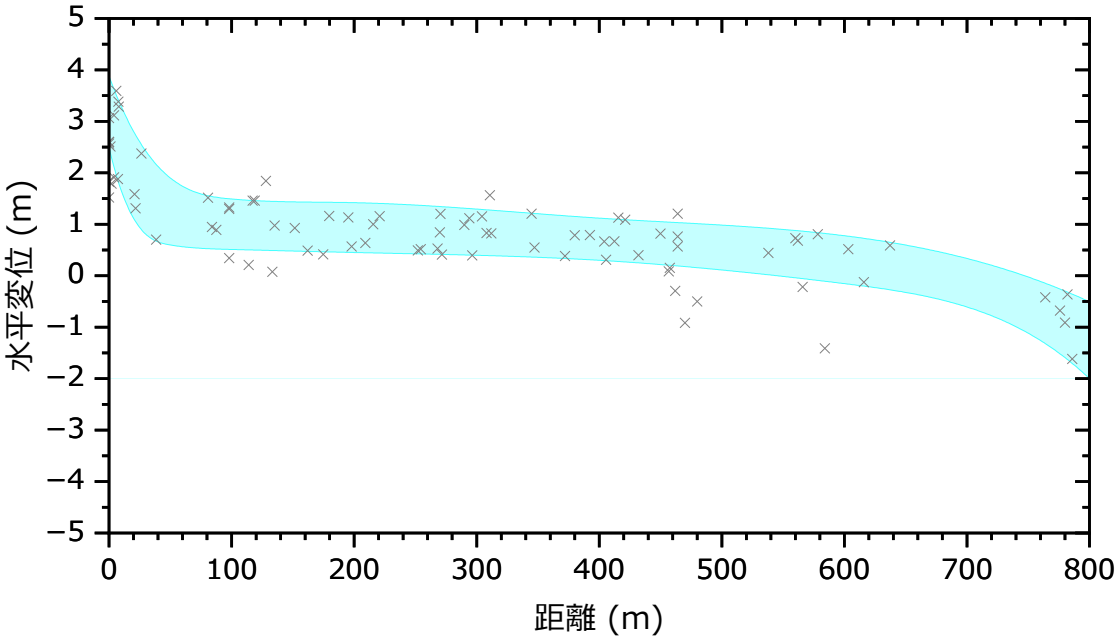


図 2.4-9　検討対象となる護岸に直交する水平変位分布

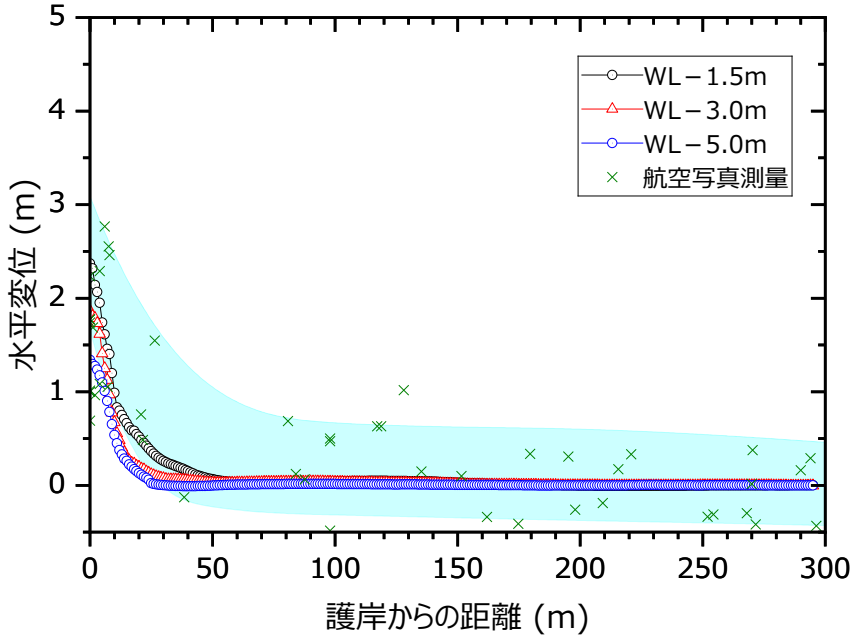


図 2.4-10　ケーソン護岸背後の地表面変位分布の解析値との比較

ケーソン護岸の背後地盤における液状化に伴う地盤流動に対する地下水位低下の効果を、図 2.4-11 に示す。同図の縦軸は、地下水位低下後（GL−3.0m あるいは GL−5.0m）の地表面水平変位を、地下水位低下前（GL−1.5m）の地表面水平変位で除した割合として定義している。その結果、ケーソン護岸から 10m 付近までは、地下水位低下前と比較して水平変位量が 6 割から 8 割程度に抑制されることが確認された。そして、ケーソン護岸から 20m 以上離れると、水平変位量の抑制効果はさらに顕著となり、地下水位が GL−3.0m では水平変位量が 3 割程度となり、GL−5.0m まで低下させると 2 割以下にまで抑制できることが明らかになった。この水平変位量の抑制効果は、地下水位の低下位置によって異なる。

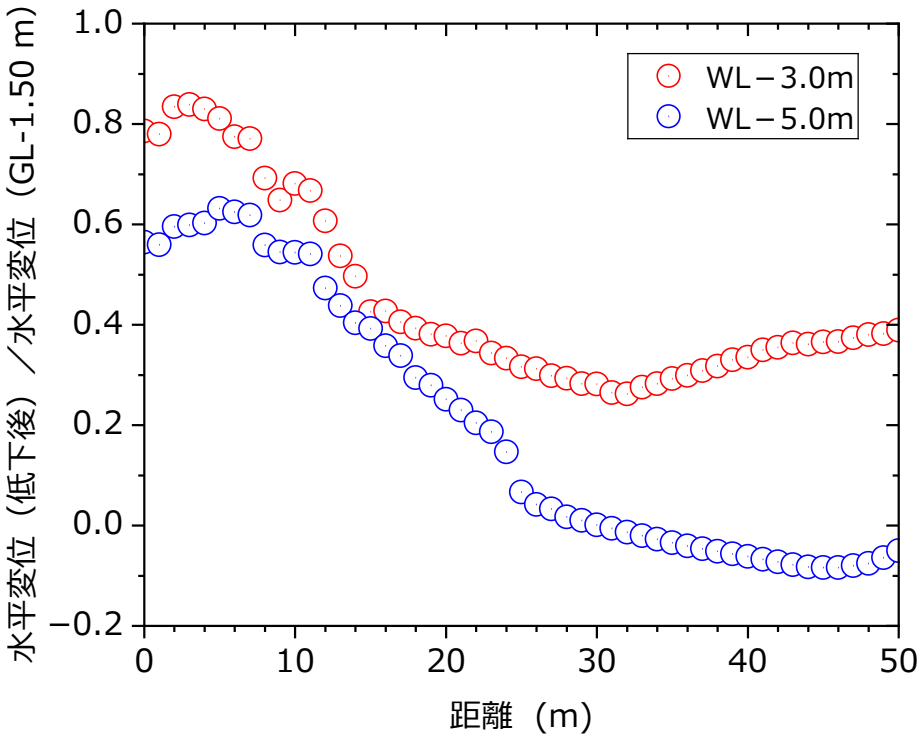


図 2.4-11　地下水位低下による地表面変位の低減割合

3.　ケーススタディ（その 2）：実事業所の想定モデルの残留変形解析

3.1　解析条件

想定した実事業所の設備配置を図 3.1-1 に示す。解析対象の構造物は、縦置円筒貯槽（接地圧 35kN/m²）、横置円筒貯槽（接地圧 25kN/m²）、およびパイプラック（接地圧 15kN/m²）である。各構造物の間隔は 2m とした。AA 測線は異なる接地圧の構造物が隣接する場合を示し、BB 測線は同じ接地圧の構造物が 3 槽隣接する場合を示す。本解析では，すべての構造物の基礎の根入れは 1m とし、地盤改良無しの同一の基礎設置（支持地盤）条件とした。一般的な根入れ長は、軽量なパイプラックでは 1.0m 程度、重い縦置円筒貯槽では 1.0～2.0m 程度である。支持力の裕度は、パイプラックは基礎幅が広いため裕度は大きく、縦置円筒貯槽や横置円筒貯槽の裕度は小さいが、裕度が解析結果に及ぼす影響は少ない。

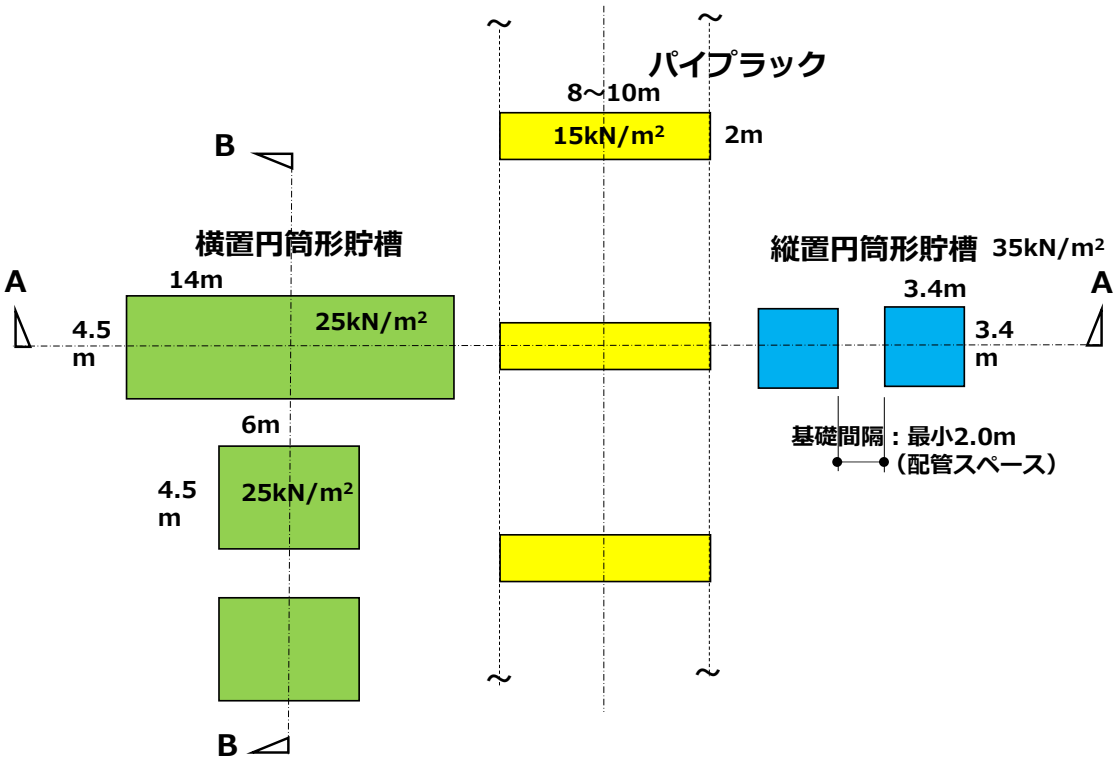


図 3.1-1　想定した実事業所の設備配置図

3.1.1 解析モデル

AA 測線の異なる接地圧の構造物が隣接する解析モデルを図 3.1-2 に示し、BB 測線の同じ接地圧の横置円筒貯槽が 3 つ並んだ解析モデルを図 3.1-3 に示す。なお、地層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）を用いて地層区分のモデル化を行った。本検討に用いた解析定数を表 3.1-1~3.1-2 に示す。また、各解析定数の設定根拠を以下に列記する。

表 3.1-1　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/m^3)	ν	G0 (kN/m^2)	D50 (mm)	変形特性
F-1	-1.5	1.5	11.0	110	18.0	0.499	22210	-	試験値
F-1	-8	6.5	7.1	110	20.0	0.499	24670	-	同上
F-2	-17.5	9.5	18.0	170	20.0	0.499	58920	-	同上
Ac	-18.9	1.4	8.0	150	17.5	0.499	40140	0.025	安田山口
Ds-1	-28	9.1	24.6	210	20.0	0.499	89910	0.600	同上
Ds-2	-30	2.0	61.3	320	21.0	0.499	219210	2.000	同上

表 3.1-2　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

地層	深度	層厚	N (回)	Vs (m/s)	γ (kN/m^3)	ν	Gi (kN/m^2)	c (kN/m^2)	Φ	RL	Dr (%)
F-1	-1.5	1.5	11.0	110	18.0	0.333	7.410E+03	0	36	-	86
F-1	-8	6.5	7.1	110	20.0	0.333	8.230E+03	0	32	0.279	63
F-2	-17.5	9.5	18.0	170	20.0	0.333	1.964E+04	0	34	0.271	73
Ac	-18.9	1.4	8.0	150	17.5	0.333	1.338E+04	100	-	-	-
Ds-1	-28	9.1	24.6	210	20.0	0.333	2.997E+04	0	34	-	-
Ds-2	-30	2.0	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。

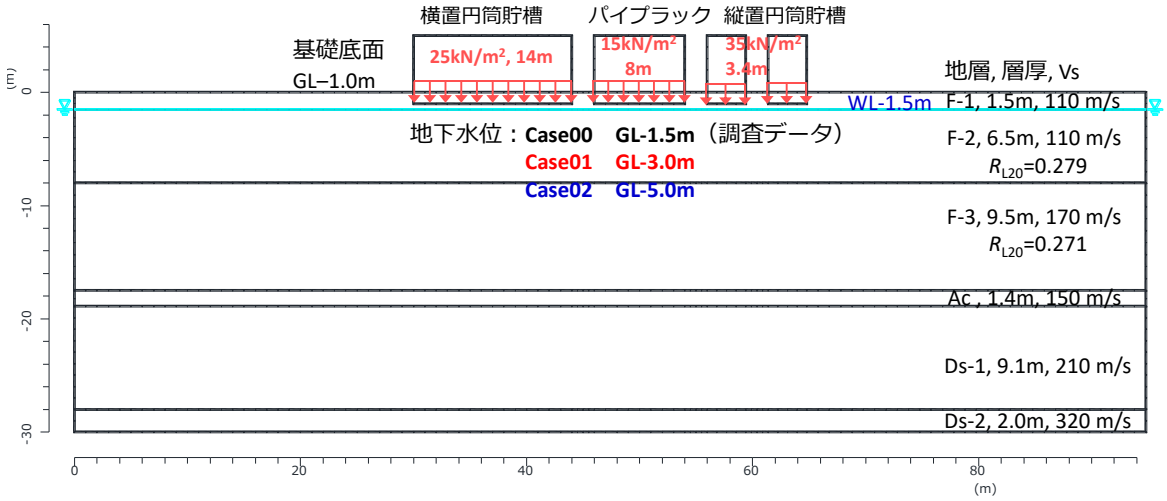


図 3.1-2　AA 測線の解析モデル

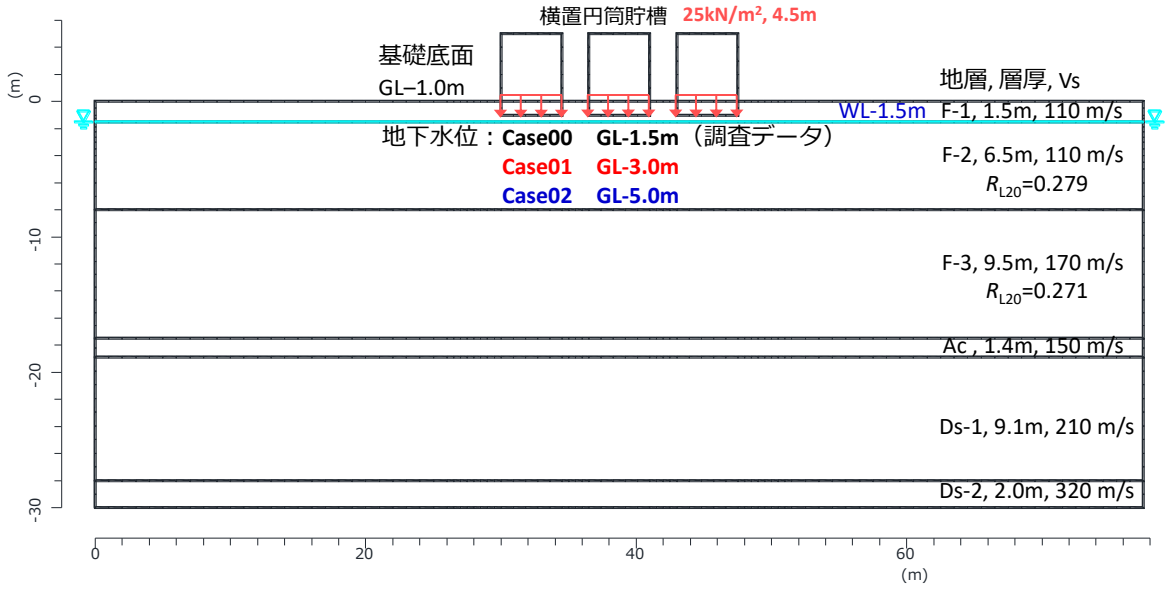


図 3.1-3　BB 測線の解析モデル

3.1.2 構造物の定数

- 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 Fc=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。

3.1.3 非液状化層及び液状化層の地盤定数

非液状化層および液状化層の地盤定数の設定は、前章 2.3.3 および 2.3.4 を参照とする。

3.1.4 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。詳細は前章 2.3.5 を参照とする。

3.2　解析結果

本検討で実施した各構造物の絶対沈下量およびめり込み沈下量として、AA 測線を表 3.2-1~3.2-2 に示し、BB 測線を表 3.2-3~3.2-4 に示す。めり込み沈下量は、解析モデルの側方端（30m）と各構造物の両端部の沈下量の差とし、構造物が液状化に伴い地盤中へどの程度沈下するかを表している。傾斜は、構造物両端部の不等沈下量を構造物幅で除した値とし、時計回りの傾斜を正、反時計回りの傾斜を負と定義する。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、巻末資料を参照とする。

図 3.2-1~図 3.2-2 に AA 測線の各条件の地表面の沈下分布を示す。地下水位が GL−1.5m の場合、液状化による流動時の各構造物の変形は、接地圧の違いによって不等沈下が生じることが明らかになった。横置円筒貯槽（接地圧 25kN/m²）は、構造物の幅が広いため、不等沈下量は 3.3cm と少ない。一方、縦置円筒貯槽（接地圧 35kN/m2）は、構造物の幅が狭いため、不等沈下量は 9.3cm と大きくなる。また、横置円筒貯槽と縦置円筒貯槽の間に配置されるパイプラックは、貯槽に比べて接地圧が 15kN/m² と小さいため、両貯槽に比べて沈下量が 10cm~15cm ほど少なくなる。次に、地下水位を GL−3.0m まで低下させた場合、地下水位の低下に伴い、液状化層の有効上載圧が増加し、表層の非液状化層の厚さも増加する。その結果、各構造物の液状化による流動時の変形は、地下水位低下前に比べて 1/3~1/2 程度に抑制されることがわかった。また、パイプラックと両貯槽の沈下差は 10cm 以内に収まることが明らかになった。さらに、地下水位を GL−5.0m まで低下させた場合、地下水位低下の効果がより顕著となり、各構造物の不等沈下量の低減に加えて、各構造物間の沈下量差も抑制されることが明らかになった。

図 3.2-3~図 3.2-4 に BB 測線の各条件の地表面の沈下分布を示す。地下水位が GL−1.5m の場合、液状化による流動時の各構造物の変形は、接地圧が同じ構造物が等間隔で配置されているため、中央の構造物が最も大きな沈下を生じ、両隣の構造物は中央の構造物方向へ不等沈下することが明らかになった。次に、地下水位を GL−3.0m まで低下させた場合、地下水位の低下に伴い、液状化層の有効上載圧が増加し、表層の非液状化層の厚さも増加する。その結果、各構造物の液状化による流動時の変形は、地下水位低下前に比べて 1/3~1/2 程度に抑制されることがわかった。しかし、両端の構造物の不等沈下量の改善は限定的であった。さらに、地下水位を GL−5.0m まで低下させた場合、地下水位低下の効果はより顕著となり、各構造物の不等沈下量が抑制されることが明らかになった。

表 3.2-1　液状化流動解析時の絶対沈下量およびめり込み沈下量と傾斜角（AA 測線）

地下水位	構造物	位置 (m)	絶対沈下量 (cm)	めり込み沈下量 (cm)	傾斜 (1/1000)
GL−1.5m	モデル端	0	−2.9	0.0	
	横置円筒貯槽	30	32.3	35.2	−2.34
	同上	44	29.0	31.9	
	パイプラック	46	14.5	17.4	2.88
	同上	54	16.8	19.7	
	縦置円筒貯槽　左	56	28.8	31.7	27.35
	同上	59.4	38.1	41.0	
	縦置円筒貯槽　右	61.4	38.6	41.5	−31.76
	同上	64.8	27.8	30.7	
GL−3.0m	モデル端	0	−1.4	0.0	
	横置円筒貯槽	30	12.2	13.6	0.29
	同上	44	12.6	14.0	
	パイプラック	46	4.9	6.3	2.38
	同上	54	6.8	8.2	
	縦置円筒貯槽　左	56	13.7	15.1	5.00
	同上	59.4	15.4	16.8	
	縦置円筒貯槽　右	61.4	16.3	17.7	−22.65
	同上	64.8	8.6	10.0	
GL−5.0m	モデル端	0	−0.3	0.0	
	横置円筒貯槽	30	1.8	2.1	0.43
	同上	44	2.4	2.7	
	パイプラック	46	1.4	1.7	0.38
	同上	54	1.7	2.0	
	縦置円筒貯槽　左	56	2.3	2.6	0.00
	同上	59.4	2.3	2.6	
	縦置円筒貯槽　右	61.4	2.2	2.5	−2.35
	同上	64.8	1.4	1.7	

表 3.2-2　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と傾斜角（AA 測線）

地下水位	構造物	位置 (m)	絶対沈下量 (cm)	めり込み沈下量 (cm)	傾斜 (1/1000)
GL−1.5m	モデル端	0	31.9	0.0	
	横置円筒貯槽	30	64.0	32.1	−2.86
	同上	44	60.0	28.1	
	パイプラック	46	46.2	14.3	3.12
	同上	54	48.7	16.8	
	縦置円筒貯槽　左	56	60.0	28.1	26.47
	同上	59.4	69.0	37.1	
	縦置円筒貯槽　右	61.4	69.6	37.7	−28.24
	同上	64.8	60.0	28.1	
GL−3.0m	モデル端	0	26.4	0.0	
	横置円筒貯槽	30	37.1	10.7	−0.71
	同上	44	36.1	9.7	
	パイプラック	46	28.8	2.4	2.63
	同上	54	30.9	4.5	
	縦置円筒貯槽　左	56	37.8	11.4	5.59
	同上	59.4	39.7	13.3	
	縦置円筒貯槽　右	61.4	40.8	14.4	−20.29
	同上	64.8	33.9	7.5	
GL−5.0m	モデル端	0	17.6	0.0	
	横置円筒貯槽	30	15.6	−2.0	−0.93
	同上	44	14.3	−3.3	
	パイプラック	46	13.7	−3.9	0.88
	同上	54	14.4	−3.2	
	縦置円筒貯槽　左	56	15.1	−2.5	0.59
	同上	59.4	15.3	−2.3	
	縦置円筒貯槽　右	61.4	15.7	−1.9	0.29
	同上	64.8	15.8	−1.8	

表 3.2-3　液状化流動解析時の絶対沈下量およびめり込み沈下量と傾斜角（BB 測線）

地下水位	構造物	位置 (m)	絶対沈下量 (cm)	めり込み沈下量 (cm)	傾斜 (1/1000)
GL−1.5m	モデル端	0	−2.1	0.0	
	横置円筒貯槽　左	30	30.0	32.1	29.33
	同上	34.5	43.2	45.3	
	横置円筒貯槽　中	36.5	44.3	46.4	0.00
	同上	41.0	44.3	46.4	
	横置円筒貯槽　右	43.0	43.2	45.3	−29.11
	同上	47.5	30.1	32.2	
GL−3.0m	モデル端	0	−1.0	0.0	
	横置円筒貯槽　左	30	10.6	11.6	20.44
	同上	34.5	19.8	20.8	
	横置円筒貯槽　中	36.5	20.0	21.0	0.00
	同上	41.0	20.0	21.0	
	横置円筒貯槽　右	43.0	19.8	20.8	−20.67
	同上	47.5	10.5	11.5	
GL−5.0m	モデル端	0	−0.2	0.0	
	横置円筒貯槽　左	30	1.8	2.0	2.89
	同上	34.5	3.1	3.3	
	横置円筒貯槽　中	36.5	3.5	3.7	0.00
	同上	41.0	3.5	3.7	
	横置円筒貯槽　右	43.0	3.1	3.3	−2.89
	同上	47.5	1.8	2.0	

表 3.2-4　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と傾斜角（BB 測線）

地下水位	構造物	位置 (m)	絶対沈下量 (cm)	めり込み沈下量 (cm)	傾斜 (1/1000)
GL−1.5m	モデル端	0	32.7	0.0	
	横置円筒貯槽　左	30	62.5	64.6	26.22
	同上	34.5	74.3	76.4	
	横置円筒貯槽　中	36.5	75.3	77.4	0.00
	同上	41.0	75.3	77.4	
	横置円筒貯槽　右	43.0	74.3	76.4	−26.00
	同上	47.5	62.6	64.7	
GL−3.0m	モデル端	0	27.7	0.0	
	横置円筒貯槽　左	30	36.6	8.9	18.00
	同上	34.5	44.7	17.0	
	横置円筒貯槽　中	36.5	44.4	16.7	0.00
	同上	41.0	44.4	16.7	
	横置円筒貯槽　右	43.0	44.7	17.0	−18.00
	同上	47.5	36.6	8.9	
GL−5.0m	モデル端	0	17.4	0.0	
	横置円筒貯槽　左	30	16.2	−1.2	0.67
	同上	34.5	16.5	−0.9	
	横置円筒貯槽　中	36.5	16.5	−0.9	0.00
	同上	41.0	16.5	−0.9	
	横置円筒貯槽　右	43.0	16.5	−0.9	−0.67
	同上	47.5	16.2	−1.2	

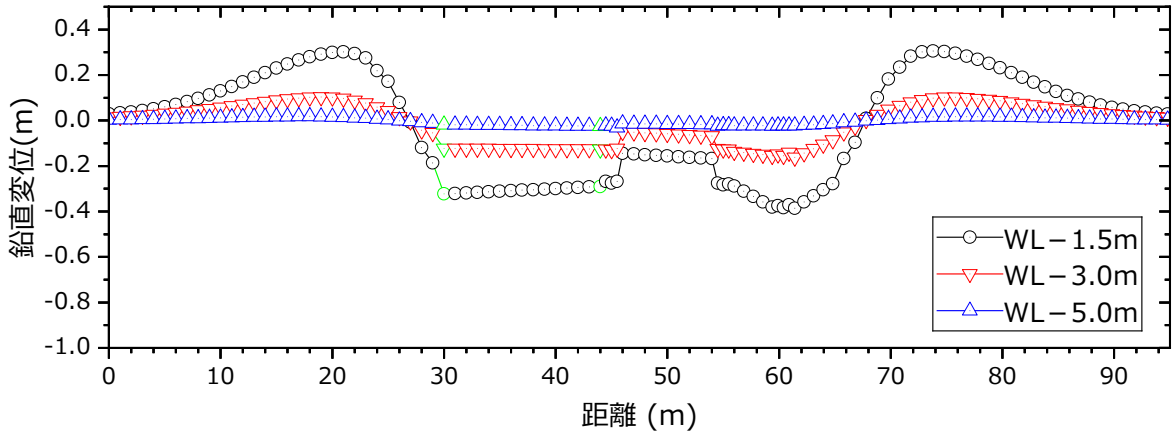


図 3.2-1　AA 測線　液状化流動時の地表面沈下量

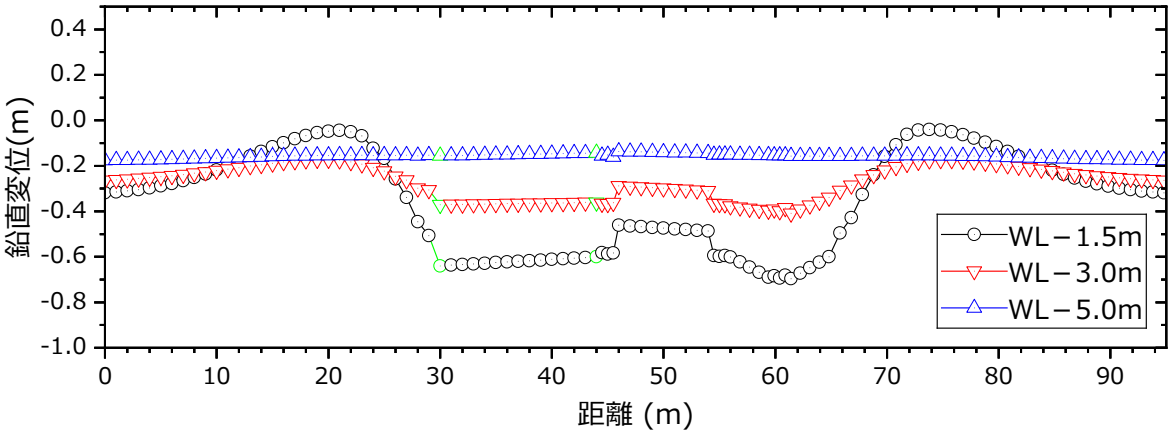


図 3.2-2　AA 測線　液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

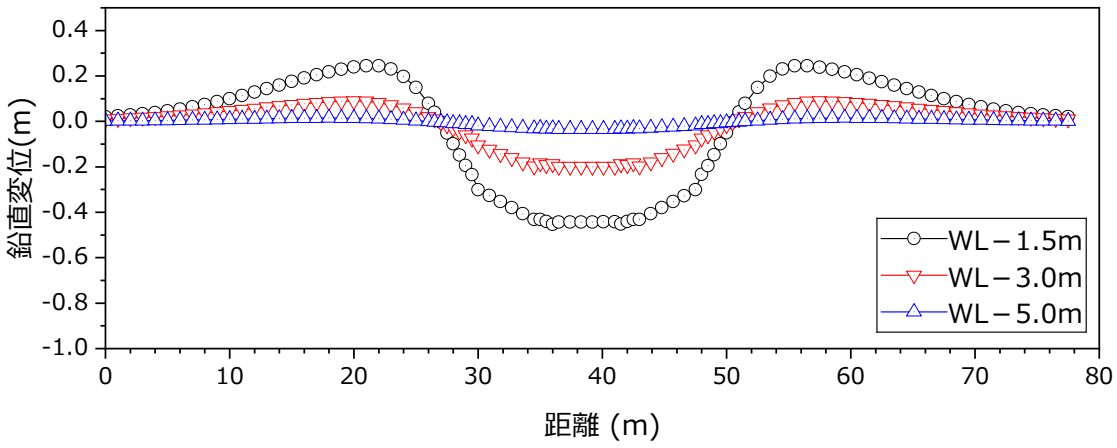


図 3.2-3　BB 測線　液状化流動時の地表面沈下量

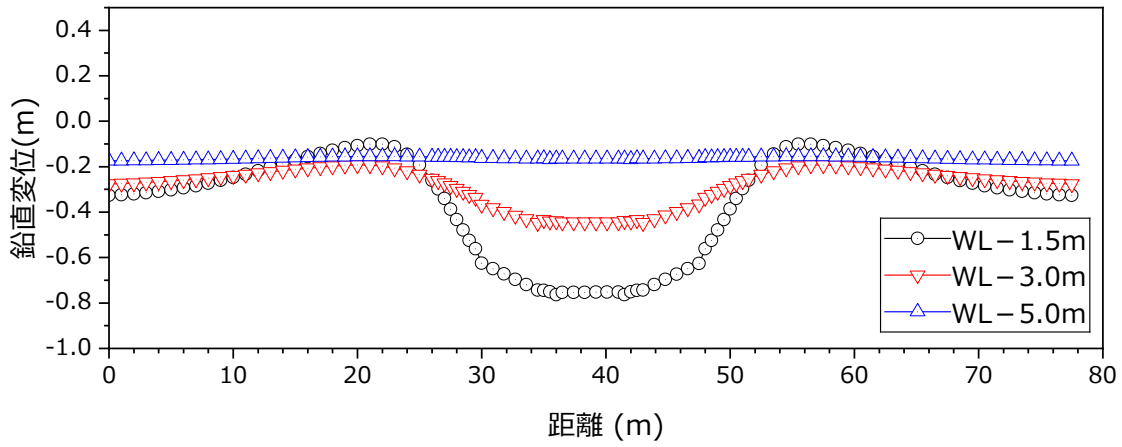


図 3.2-4　BB 測線　液状化後の体積圧縮時の地表面沈下量

AA 測線および BB 測線における、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時の各構造物のめり込み沈下量と地下水位の関係を図 3.2-5 に示す。ここでの各構造物のめり込み沈下量は、解析モデルの側方端（30m）と各構造物の平均沈下量の差として定義し、構造物が液状化に伴い地盤中へどの程度沈下するかを示している。各構造物に対する地下水位低下の対策効果は、地下水位を GL−3.0m にすると、GL−1.5m（無対策）と比較して約 1/3 となり、地下水位を GL−5.0m まで低下させると、めり込み沈下量は発生しない結果となった。なお、接地圧の異なる構造物が存在する場合、接地圧が小さい構造物ほど、めり込み沈下量も小さくなることがわかった。

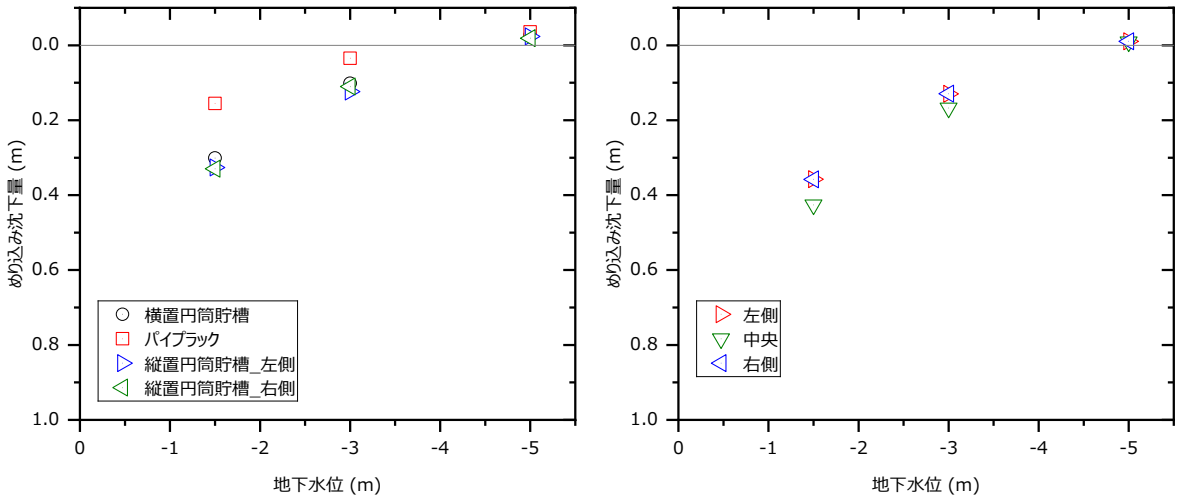


図 3.2-5　地下水位と各構造物のめり込み沈下量の関係

（左図：AA 測線、　右図：BB 測線）

次に、AA 測線および BB 測線における、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下解析時の各構造物の傾斜角と地下水位の関係を図 3.2-6 に示す。傾斜角は、構造物両端部の不等沈下量を構造物幅で除した値とし、時計回りの傾斜を正、反時計回りの傾斜を負と定義する。高圧ガス保安法の関連法規である一般高圧ガス保安規則、液化石油ガス保安規則およびコンビナート等保安規則の機能性基準の運用について、貯槽の沈下状況の測定等において、沈下の程度とそれに対する措置が規定されており、当該貯槽の基礎面又は底板の沈下による傾斜の勾配が最大となる基礎面又は底板上に点を定めそのレベル差及びその 2 点間の水平距離が 1%を超えたとき、貯槽の使用を停止し、適切な措置を講ずると示されている。従って、図中の赤点線は、構造物の傾斜の勾配のクライテリアである 1%を図示している。

液状化に伴う構造物の不等沈下による傾斜は、構造物の幅が狭く、接地圧が大きいほど傾斜が大きくなることがわかった。また、同じ構造物が複数棟存在する場合、端部の構造物は中央の構造物に向かって傾く傾向がある。各構造物に対する地下水位低下の対策効果について、地下水位を GL−3.0m にすると、GL−1.5m（無対策）と比較して傾斜は減少するが、端部の構造物の傾斜はクライテリアを満足しないことがわかった。ただし、地下水位を GL−5.0m まで低下させると、不等沈下による傾斜はほぼ発生しない結果となった。

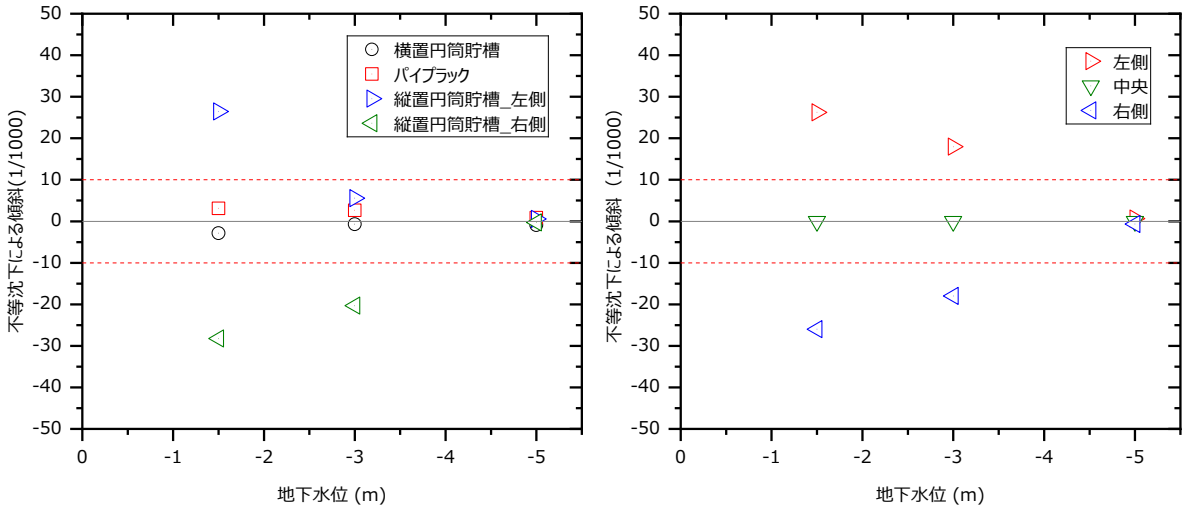


図 3.2-6　地下水位と各構造物の傾斜の関係

（左図：AA 測線、　右図：BB 測線）

4. まとめ

本研究では、1995 年兵庫県南部地震における A 事業所の地盤の液状化・流動化の影響を踏まえ、地下水位低下工法による護岸背後地盤の流動変形抑制効果および実際の事業所を想定した高圧ガス設備の沈下や傾斜の低減効果について検討した。

① A 事業所の護岸背後地盤に対する地下水位低下工法の効果

- 液状化解析の結果、ケーソン護岸下の置換砂層の F_L は、護岸の前面側で 0.5 を下回る。一方、護岸直下や背後側では護岸等の荷重の影響により 0.6~1.0 の範囲となる。置換砂層の F_L は、護岸背後地盤の地下水位が低下しても大きく変化しない。
- 液状化に伴う地盤流動変形は、ケーソン護岸前面の置換砂層の変形により、護岸が海側へ転倒し、背後地盤の埋土層も液状化による流動変形が生じる。地下水位を低下させることで埋土層の流動変形量は減少するが、護岸の転倒挙動は変化しない。
- 護岸背後地盤の水平・鉛直変位は、地下水位が GL−1.5m 場合に護岸は海域側へ 2.3m 変位し、背後地盤の流動による影響範囲は 50m となる。地下水位を GL−3.0m や GL−5.0m に低下させると、護岸の変位量は 1.9m、1.3m と減少し、背後地盤の流動による影響範囲は 30m に縮小する。
- 兵庫県南部地震時の航空写真測量結果と解析結果は概ね一致し、解析の妥当性が確認された。

② 実事業所を想定した高圧ガス設備に対する地下水位低下工法の効果

- 地下水位が GL−1.5m と浅く、液状化層の F_L が 0.6~0.8 程度の場合、高圧ガス設備の接地圧の違いによって不等沈下を生じる。パイプラックと横置円筒貯槽は 15cm、縦置円筒貯槽は 10cm 程度の沈下差が生じることが想定される。また、縦置円筒貯槽は接地圧が大きく、建物幅も狭いため、液状化に伴う不等沈下は大きく、傾斜は 26/1000 となる。
- 地下水位を GL−3.0m まで低下させると、表層の非液状化層および液状化層の F_L が若干改善され、高圧ガス設備の接地圧の違いによる不等沈下は抑制される。しかし、パイプラックと横置円筒貯槽は 13cm、縦置円筒貯槽は 10cm 程度の沈下差が生じ、高圧ガス設備間の沈下差を改善するまでには至らない。
- 高圧ガス設備の隣接距離が 2m と狭いため、接地圧が同じ設備では同設備の中央が最も沈下し、その両脇の設備は中央部に向かって傾斜することが想定される。そして、地下水位低下により、GL−3.0m としても両脇の高圧ガス設備の傾斜は 18.0/1000 の傾斜を生じる。

以上のことから、地下水位低下工法の有効性は、液状化による護岸背後地盤の流動変形を抑制し、その影響範囲と変位量の低減に効果的である。また、隣接する高圧ガス設備の不等沈下や傾斜を軽減し、同設備の安定性を向上させることが示唆される。ただし、これらの地盤の液

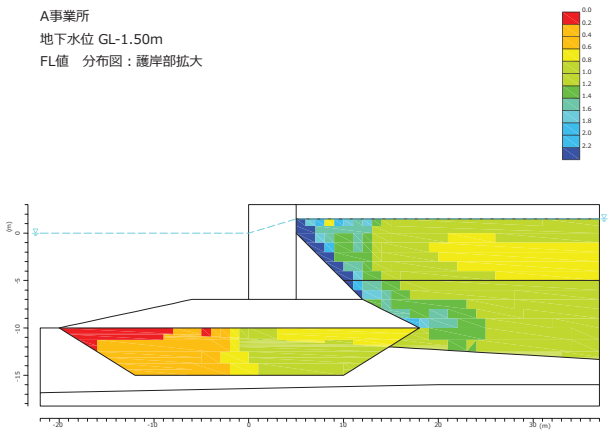
状化に伴う流動変形は、地震外力の大きさによって変化するため、高圧ガス設備の配置や地盤構造を適切にモデル化することで、残留変形解析を用いて評価することが重要である。

参考文献

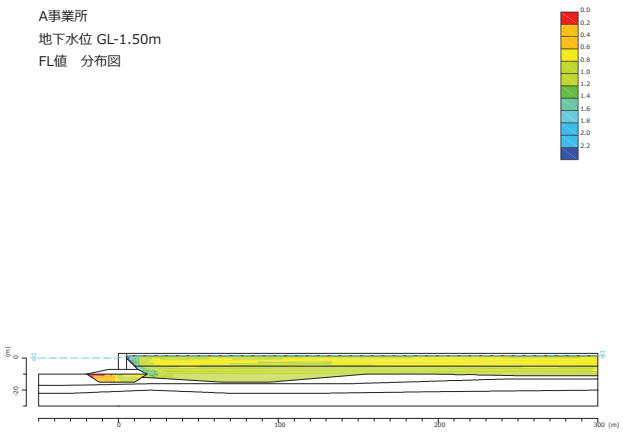
1) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，石川敬祐：液状化に伴う残留変形の静的評価法，日本地震工学会論文集，第 16 巻，第 10 号，p.10_31-10_50，2016. https://doi.org/10.5610/jaee.16.10_31
2) ALID 研究会：2 次元液状化流動解析プログラム ALID/win，第 5 版，2016.
3) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V 耐震設計編，丸善，2017.
4) 豊田耕一，杉田秀樹，石原雅規：河川堤防の地震被災事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討，日本地震工学会・2005 大会梗概集，pp.226-227，2005.
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) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T.: Performance of caisson type quay walls at Kobe port, *Special issue of Soils and Foundations*, pp. 119-136, 1996.
10) 港湾地域強震観測：https://www.eq.pari.go.jp/kyosin/　（2023.10.4 閲覧）
11) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: The 1995 Hyogoken-Nanbu(Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground displacement and soil condition in Hanshin Area, Association for Development on Earthquake Prediction, 1995.

付録Ⅱ-1(1)　A事業所の護岸・地盤モデルの残留変形解析

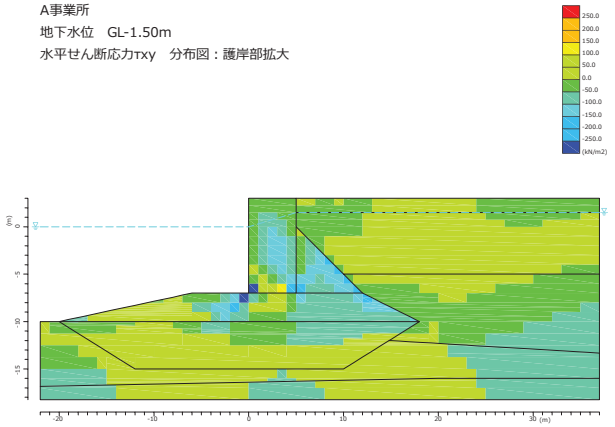
A事業所
地下水位 GL-1.50m
FL値　分布図：護岸部拡大



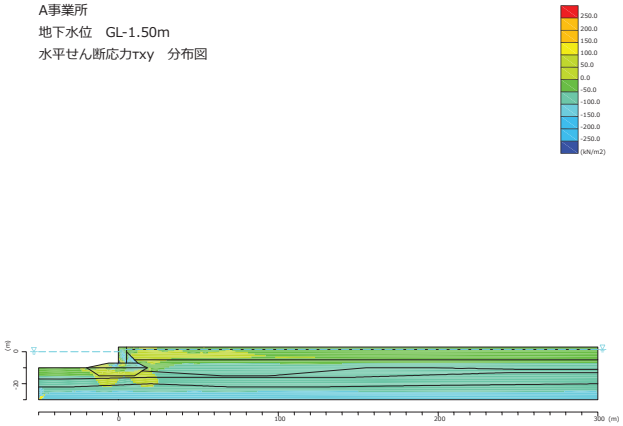
A事業所
地下水位 GL-1.50m
FL値　分布図



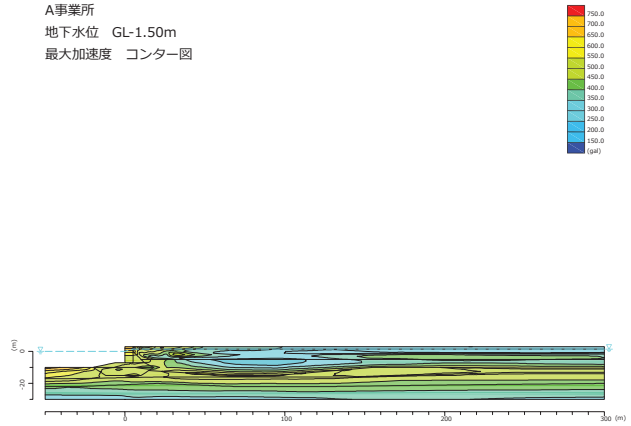
A事業所
地下水位　GL-1.50m
水平せん断応力τxy　分布図：護岸部拡大



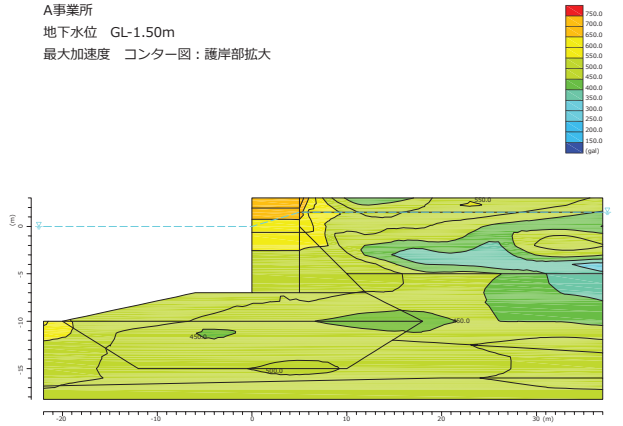
A事業所
地下水位　GL-1.50m
水平せん断応力τxy　分布図



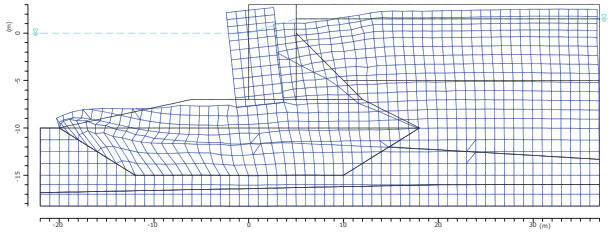
A事業所
地下水位　GL-1.50m
最大加速度　コンター図



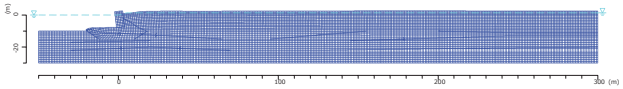
A事業所
地下水位　GL-1.50m
最大加速度　コンター図：護岸部拡大



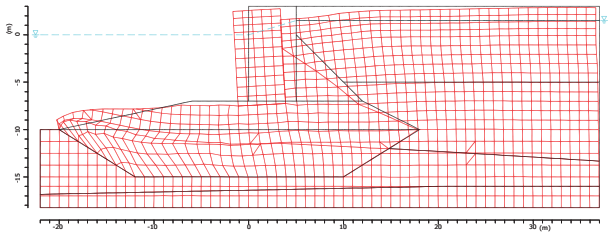
A事業所
地下水位 GL-1.50m
液状化後の体積圧縮時　変形図：護岸部拡大



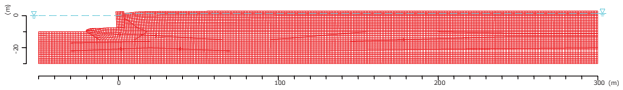
A事業所
地下水位 GL-1.50m
液状化後の体積圧縮時　変形図



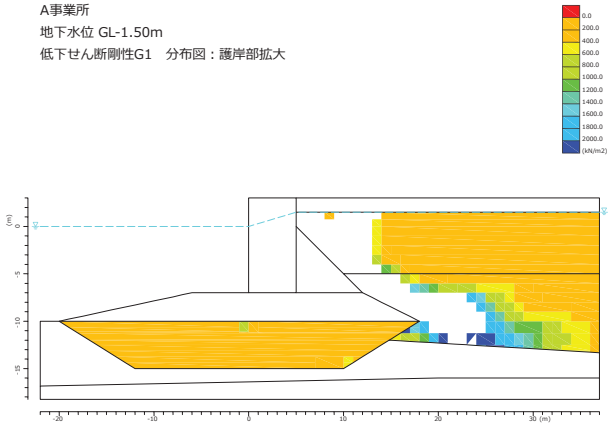
A事業所
地下水位 GL-1.50m
液状化流動時　変形図：護岸部拡大



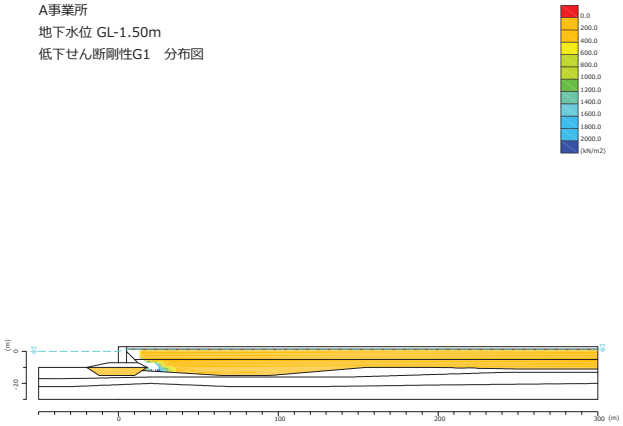
A事業所
地下水位 GL-1.50m
液状化流動時　変形図



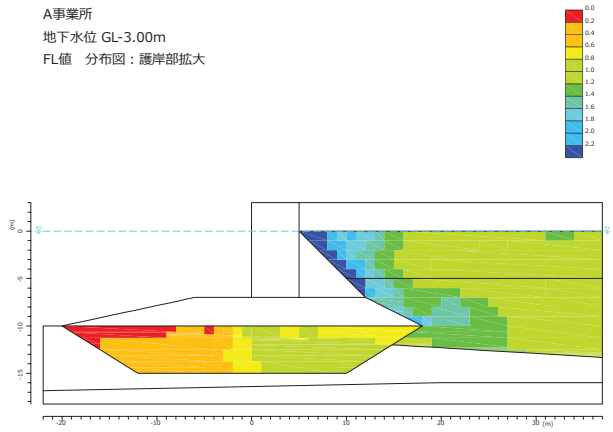
A事業所
地下水位 GL-1.50m
低下せん断剛性G1　分布図：護岸部拡大



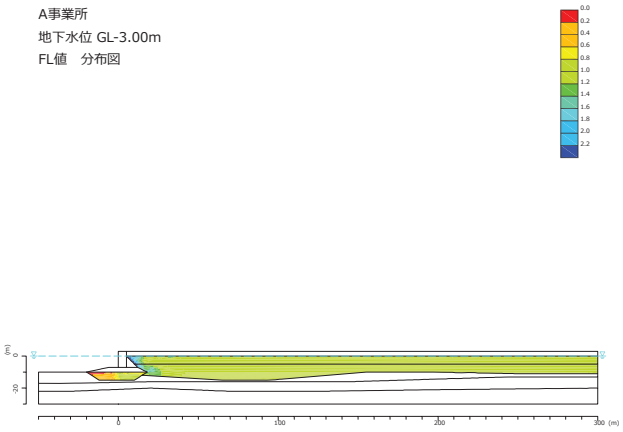
A事業所
地下水位 GL-1.50m
低下せん断剛性G1　分布図



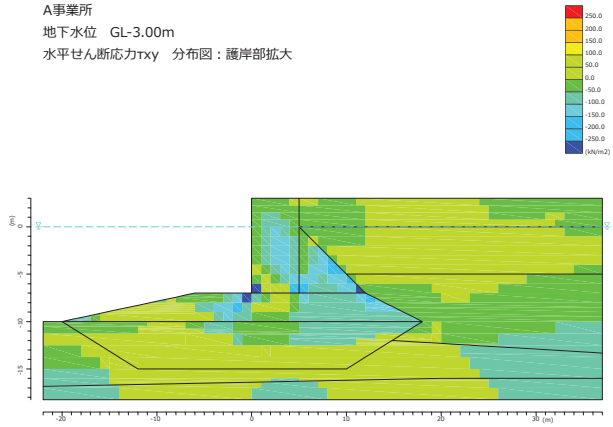
A事業所
地下水位 GL-3.00m
FL値　分布図：護岸部拡大



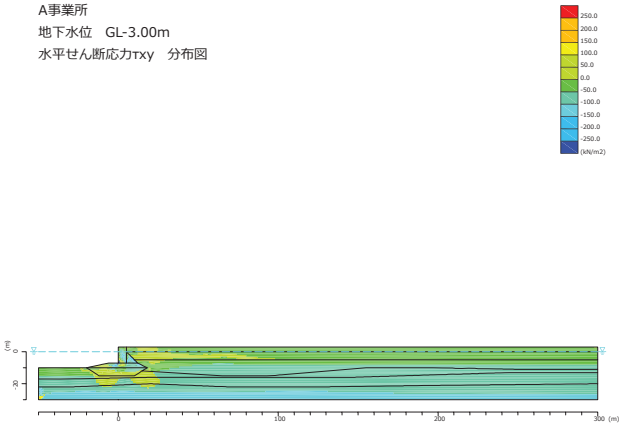
A事業所
地下水位 GL-3.00m
FL値　分布図



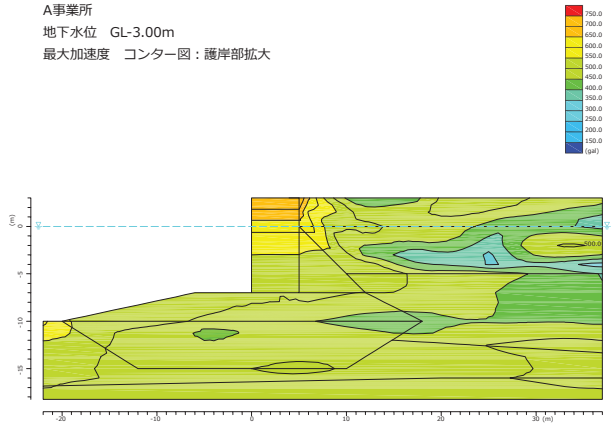
A事業所
地下水位　GL-3.00m
水平せん断応力τxy　分布図：護岸部拡大



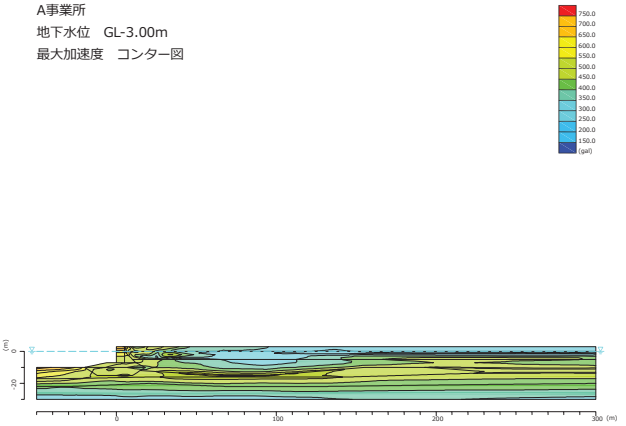
A事業所
地下水位　GL-3.00m
水平せん断応力τxy　分布図



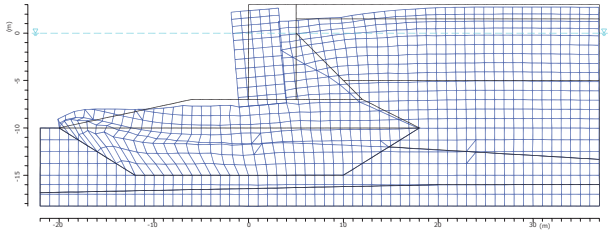
A事業所
地下水位　GL-3.00m
最大加速度　コンター図：護岸部拡大



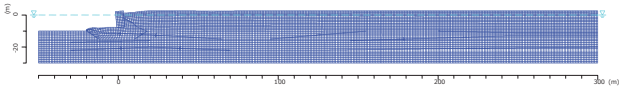
A事業所
地下水位　GL-3.00m
最大加速度　コンター図



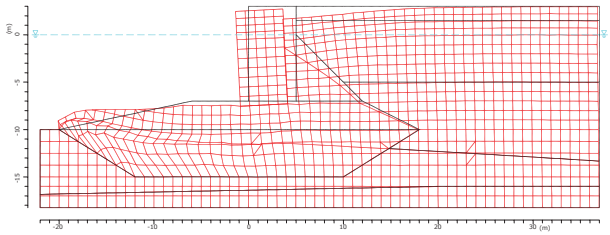
A事業所
地下水位 GL-3.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図：護岸部拡大



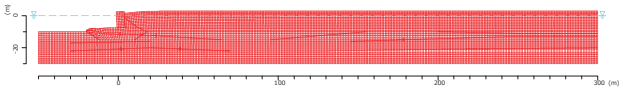
A事業所
地下水位 GL-3.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図



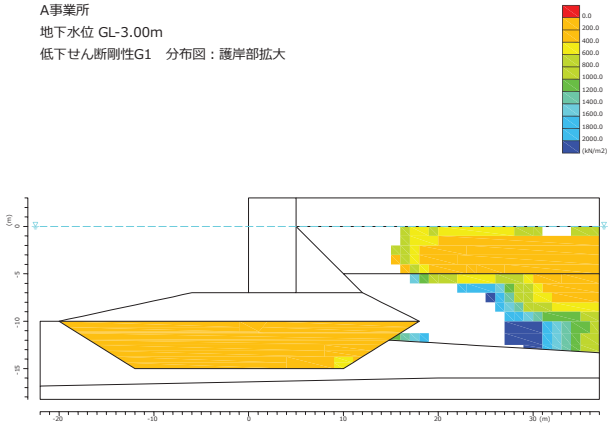
A事業所
地下水位 GL-3.00m
液状化流動時　変形図：護岸部拡大



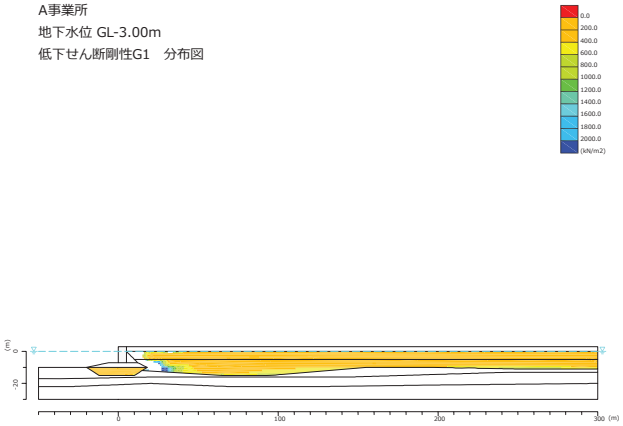
A事業所
地下水位 GL-3.00m
液状化流動時　変形図



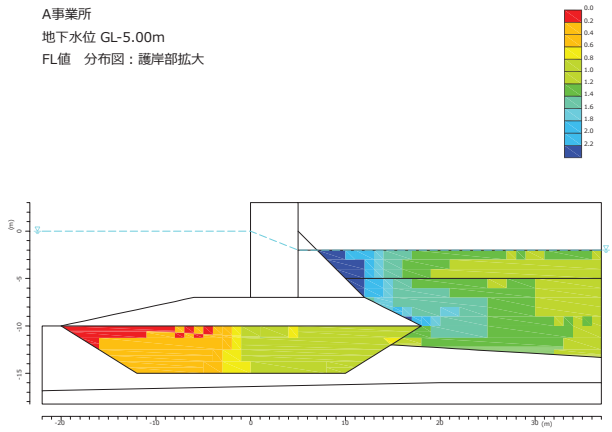
A事業所
地下水位 GL-3.00m
低下せん断剛性G1　分布図：護岸部拡大



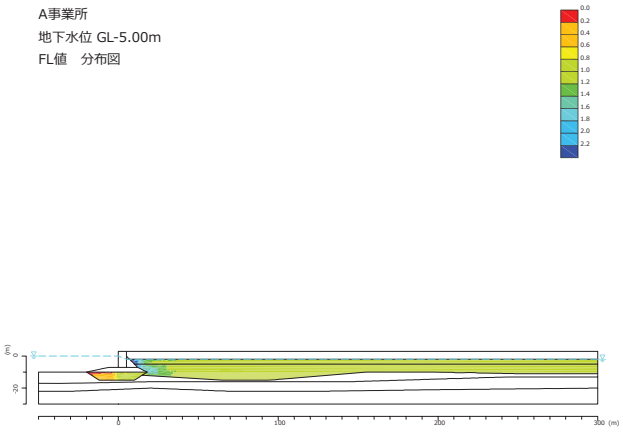
A事業所
地下水位 GL-3.00m
低下せん断剛性G1　分布図



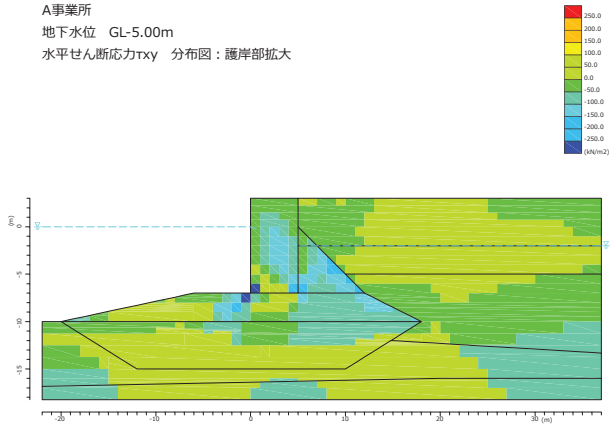
A事業所
地下水位 GL-5.00m
FL値　分布図：護岸部拡大



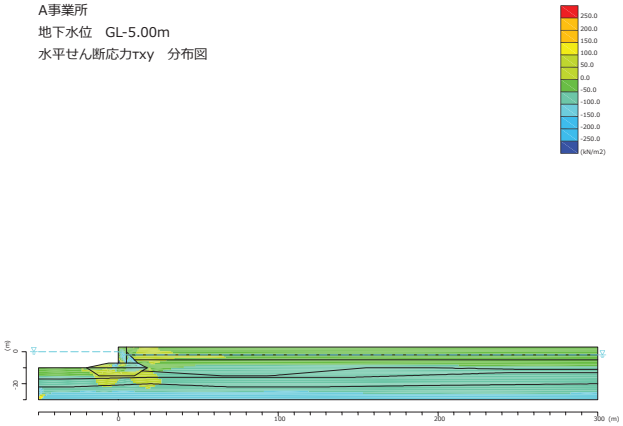
A事業所
地下水位 GL-5.00m
FL値　分布図



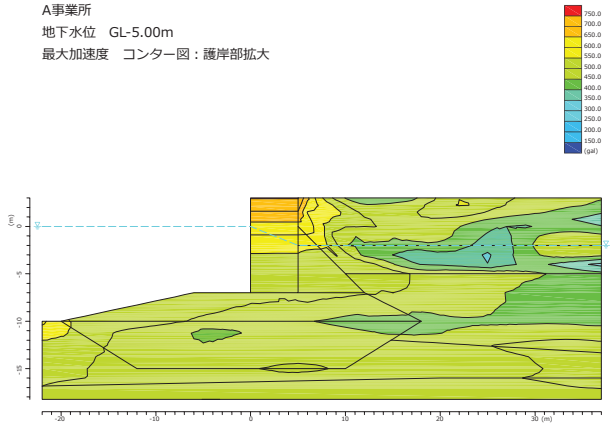
A事業所
地下水位　GL-5.00m
水平せん断応力τxy　分布図：護岸部拡大



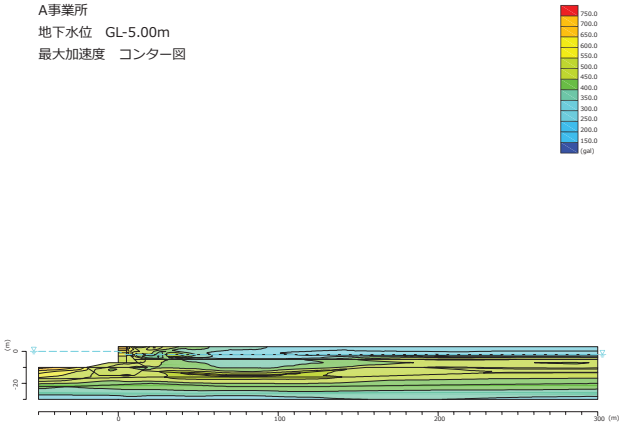
A事業所
地下水位　GL-5.00m
水平せん断応力τxy　分布図



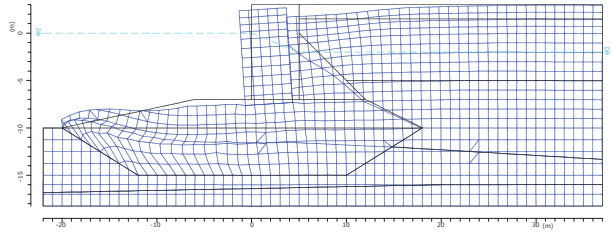
A事業所
地下水位　GL-5.00m
最大加速度　コンター図：護岸部拡大



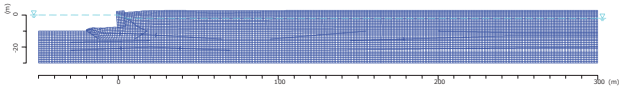
A事業所
地下水位　GL-5.00m
最大加速度　コンター図



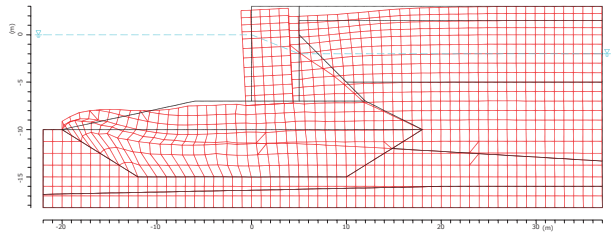
A事業所
地下水位 GL-5.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図：護岸部拡大



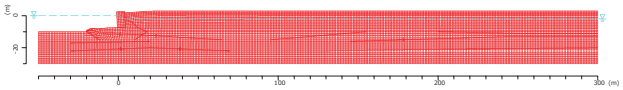
A事業所
地下水位 GL-5.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図



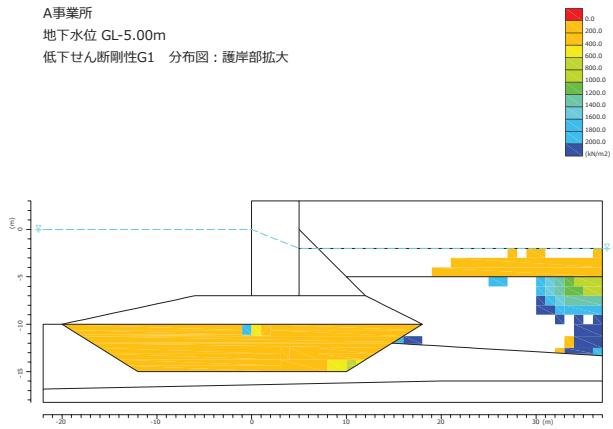
A事業所
地下水位 GL-5.00m
液状化流動時　変形図：護岸部拡大



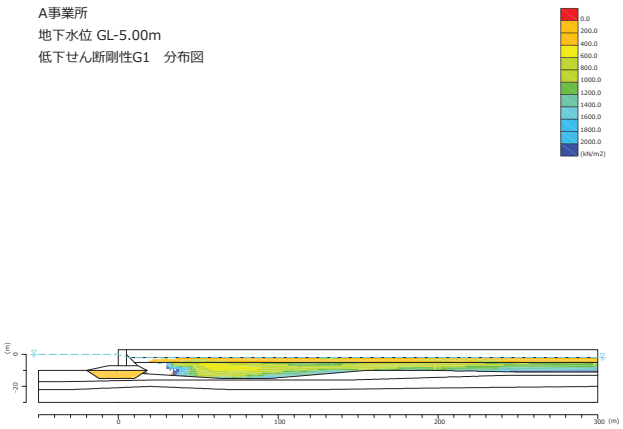
A事業所
地下水位 GL-5.00m
液状化流動時　変形図



A事業所
地下水位 GL-5.00m
低下せん断剛性G1　分布図：護岸部拡大

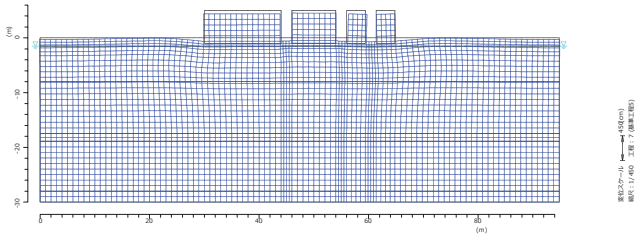


A事業所
地下水位 GL-5.00m
低下せん断剛性G1　分布図

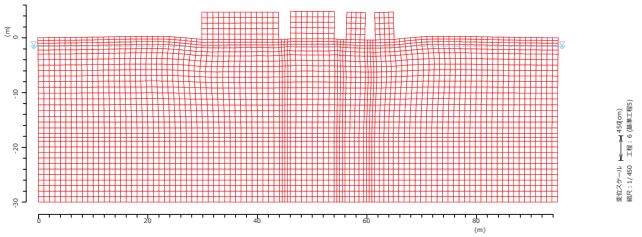


付録Ⅱ-1(2)　実事業所の想定モデルの残留変形解析

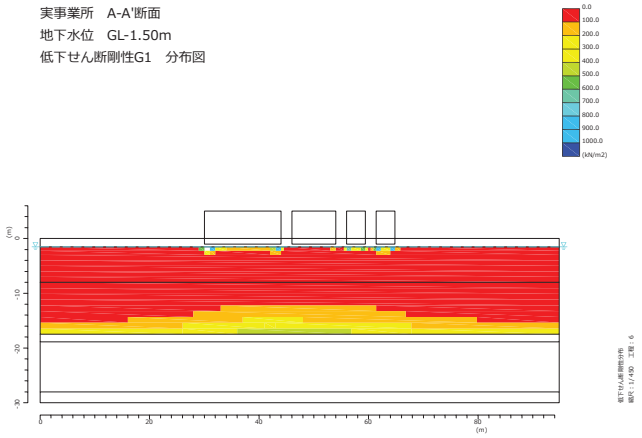
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-1.50m
液状化後の体積圧縮時　変形図



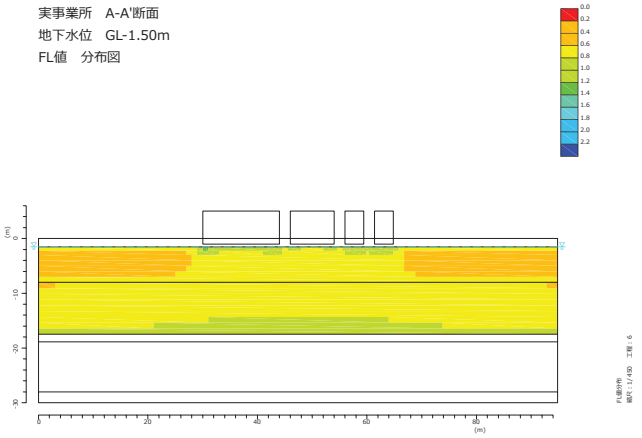
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-1.50m
液状化流動時　変形図



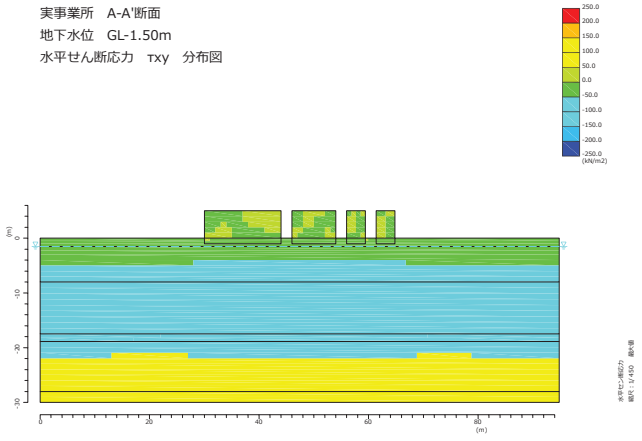
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-1.50m
低下せん断剛性G1　分布図



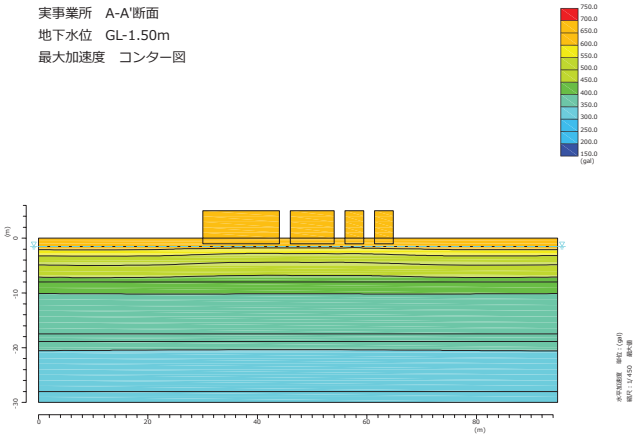
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-1.50m
FL値　分布図



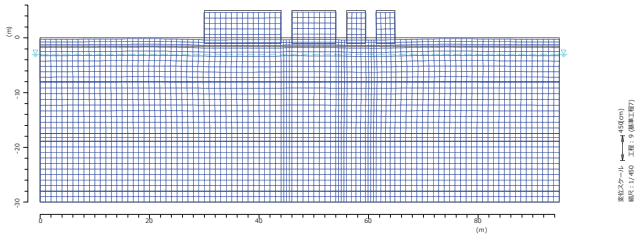
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-1.50m
水平せん断応力　τxy　分布図



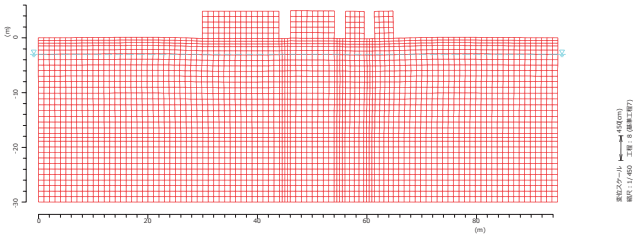
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-1.50m
最大加速度　コンター図



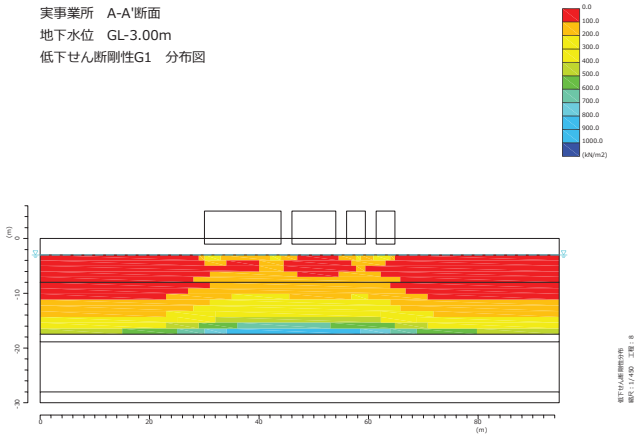
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-3.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図



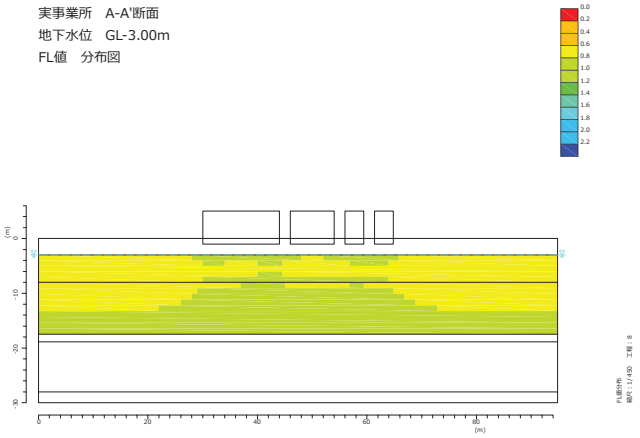
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-3.00m
液状化流動時　変形図



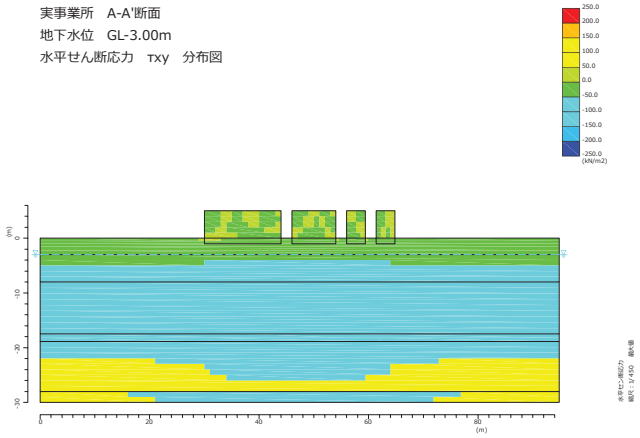
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-3.00m
低下せん断剛性G1　分布図



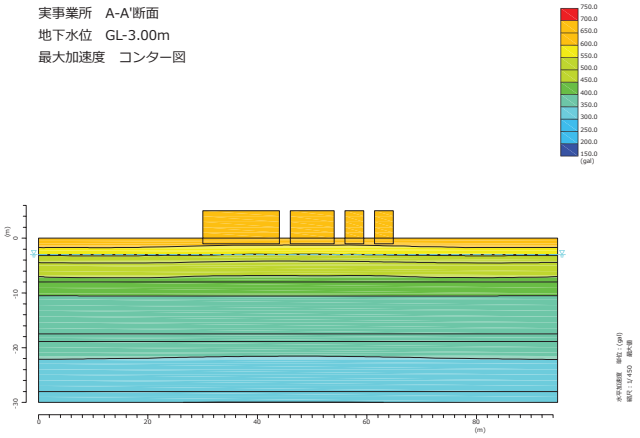
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-3.00m
FL値　分布図



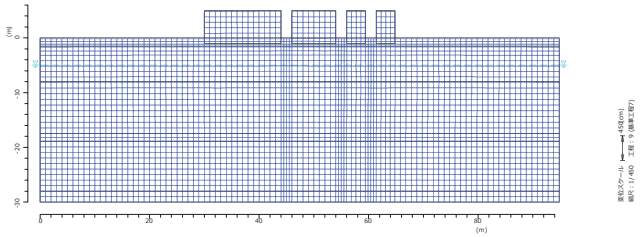
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-3.00m
水平せん断応力　τxy　分布図



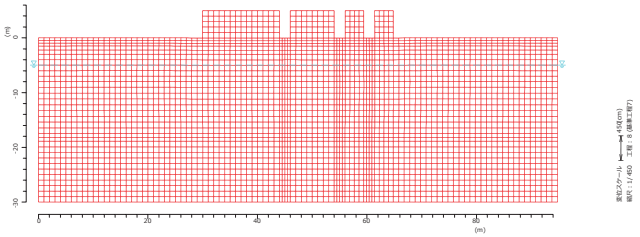
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-3.00m
最大加速度　コンター図



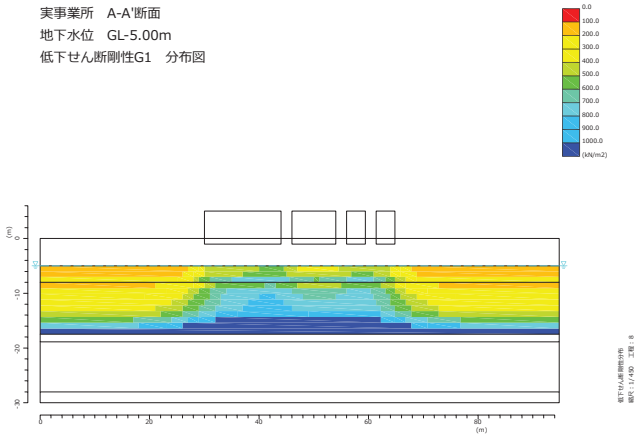
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-5.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図



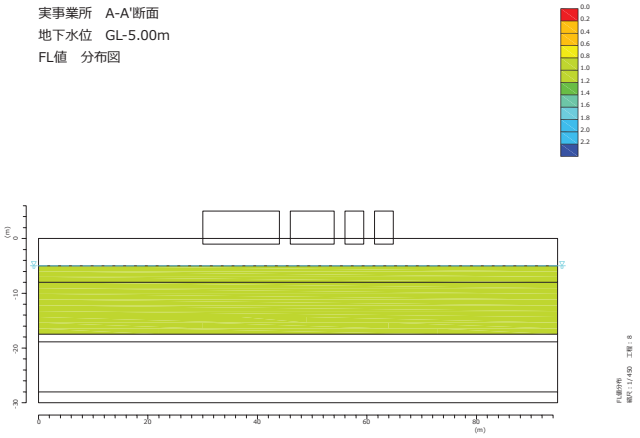
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-5.00m
液状化流動時　変形図



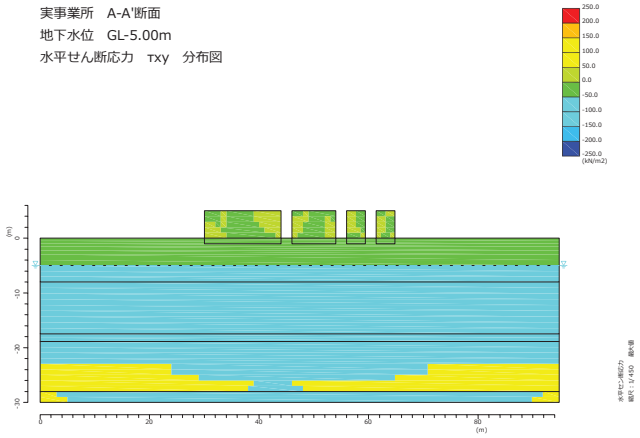
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-5.00m
低下せん断剛性G1　分布図



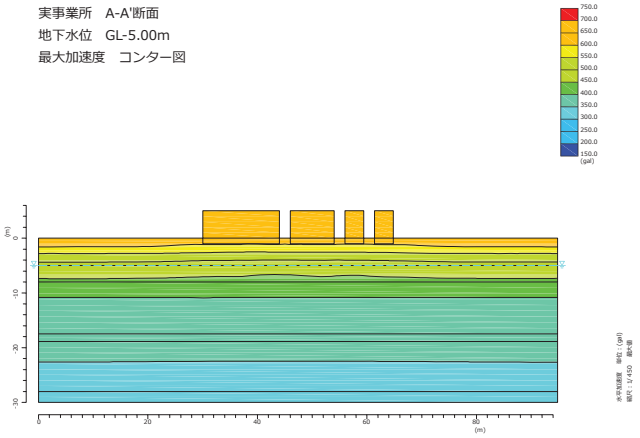
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-5.00m
FL値　分布図



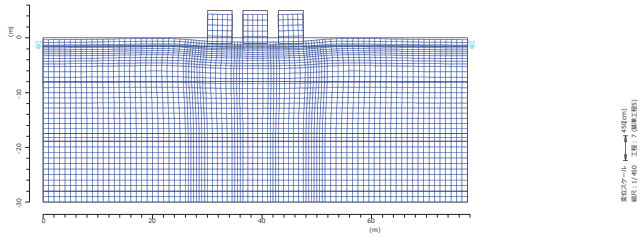
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-5.00m
水平せん断応力　τxy　分布図



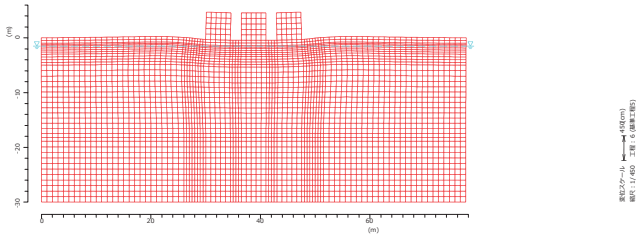
実事業所　A-A'断面
地下水位　GL-5.00m
最大加速度　コンター図



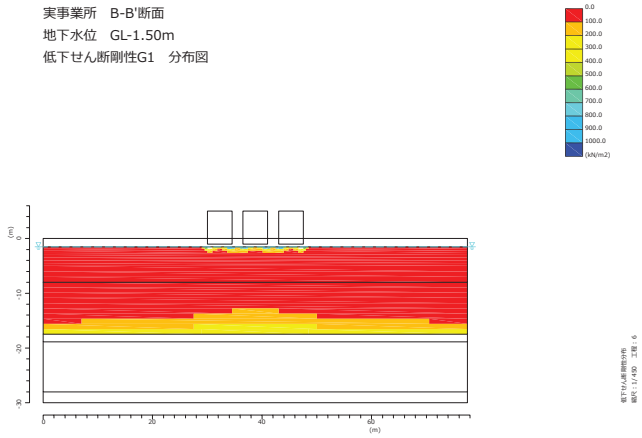
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-1.50m
液状化後の体積圧縮時　変形図



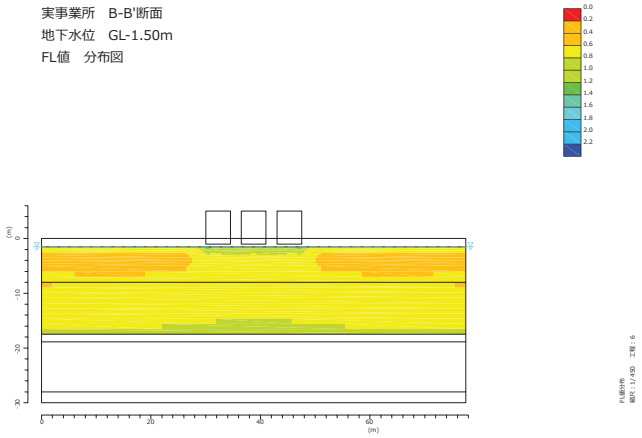
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-1.50m
液状化流動時　変形図



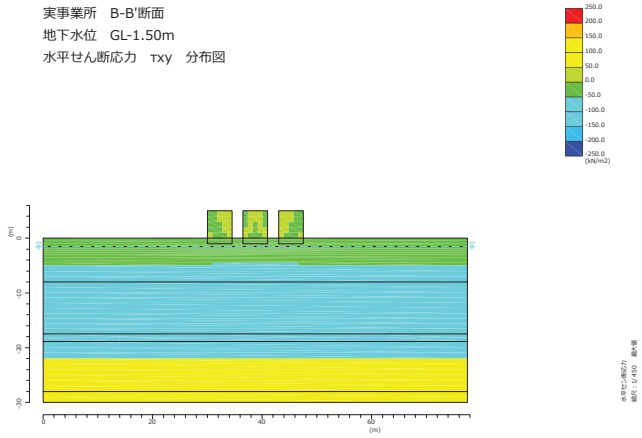
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-1.50m
低下せん断剛性G1　分布図



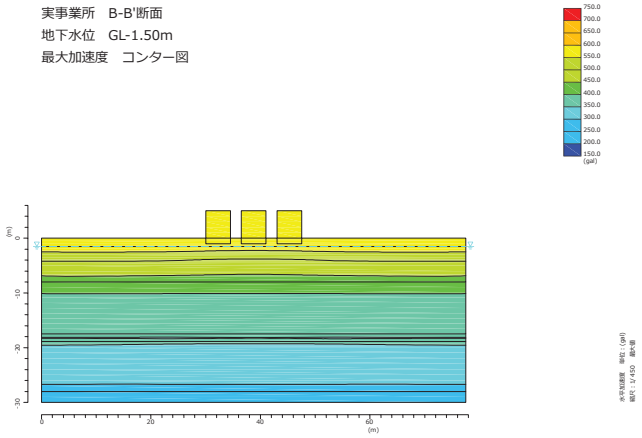
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-1.50m
FL値　分布図



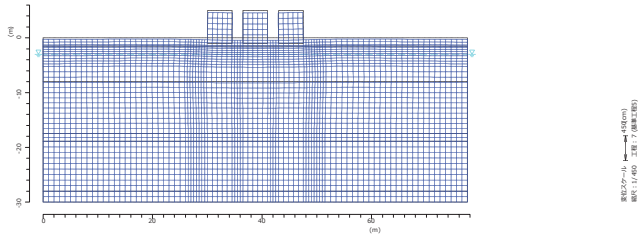
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-1.50m
水平せん断応力　txy　分布図



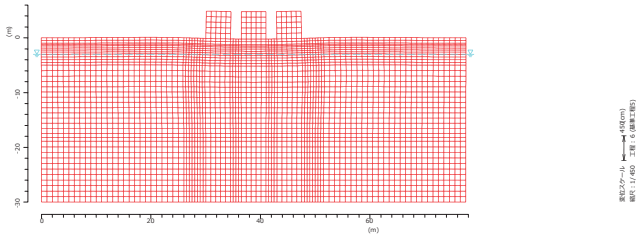
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-1.50m
最大加速度　コンター図



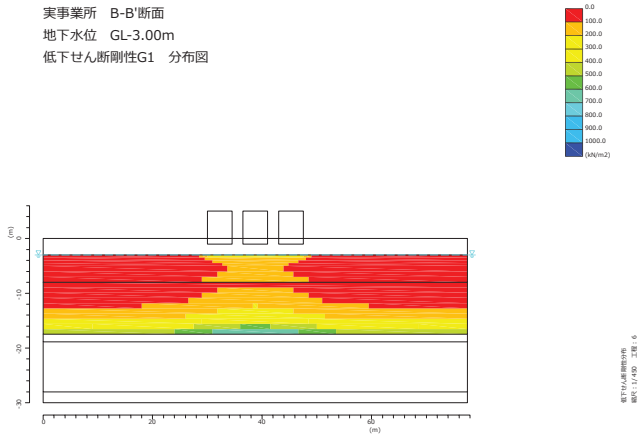
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-3.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図



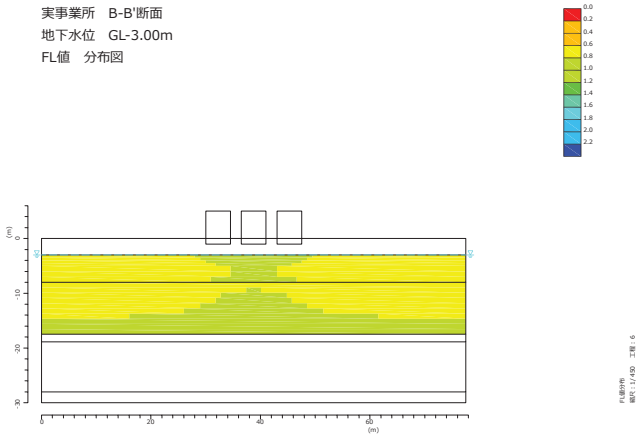
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-3.00m
液状化流動時　変形図



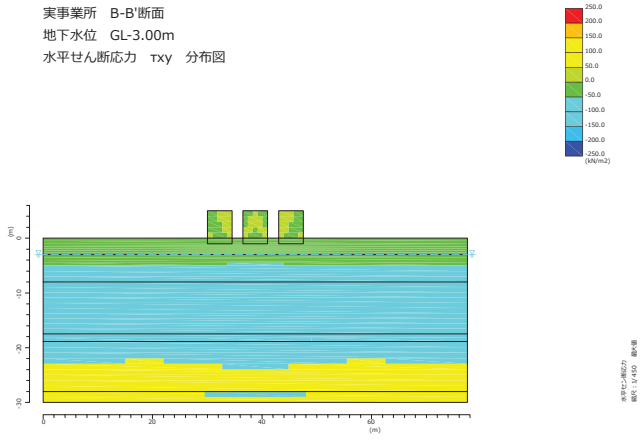
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-3.00m
低下せん断剛性G1　分布図



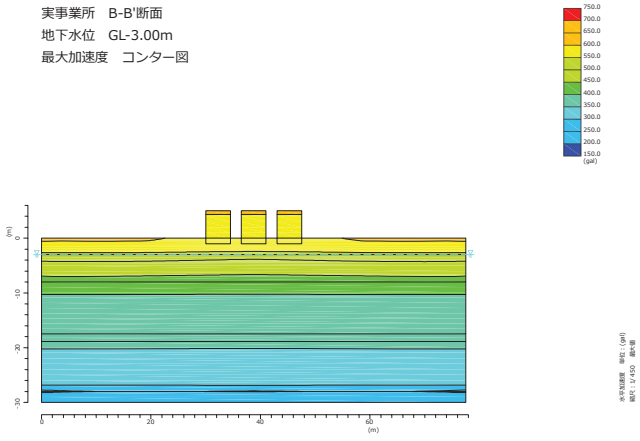
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-3.00m
FL値　分布図



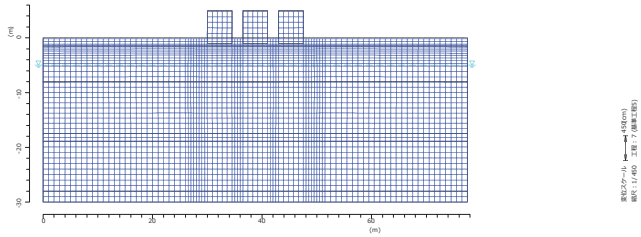
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-3.00m
水平せん断応力　τxy　分布図



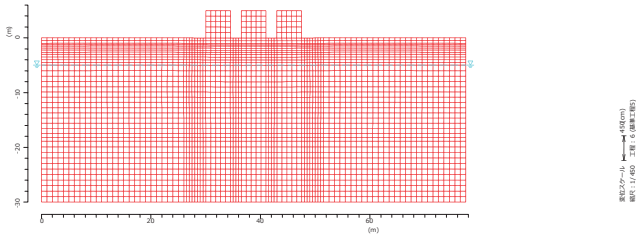
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-3.00m
最大加速度　コンター図



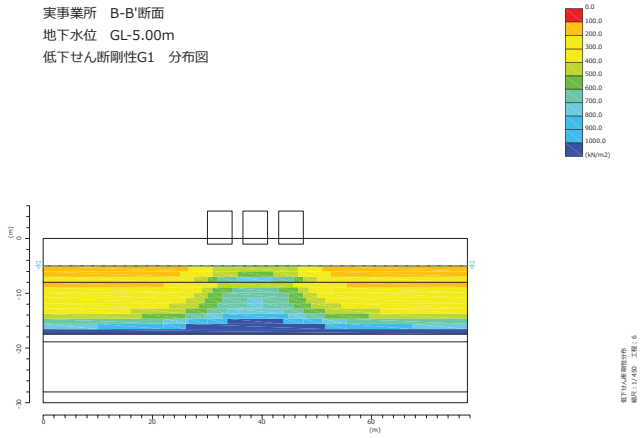
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-5.00m
液状化後の体積圧縮時　変形図



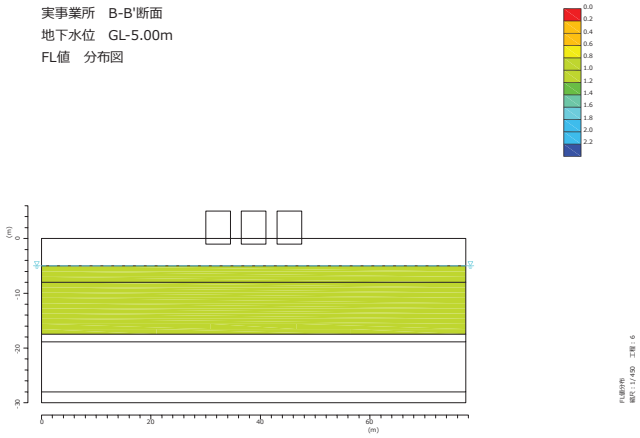
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-5.00m
液状化流動時　変形図



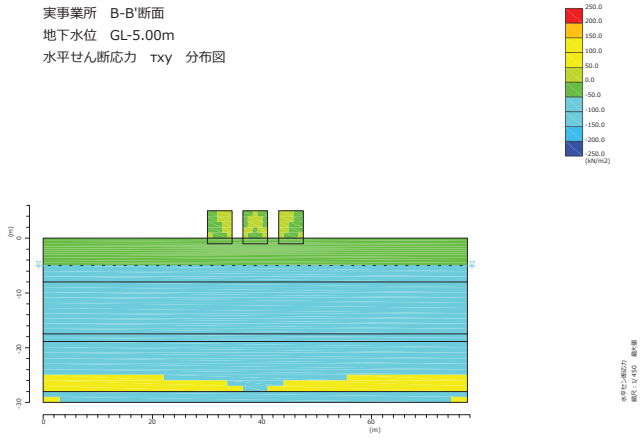
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-5.00m
低下せん断剛性G1　分布図



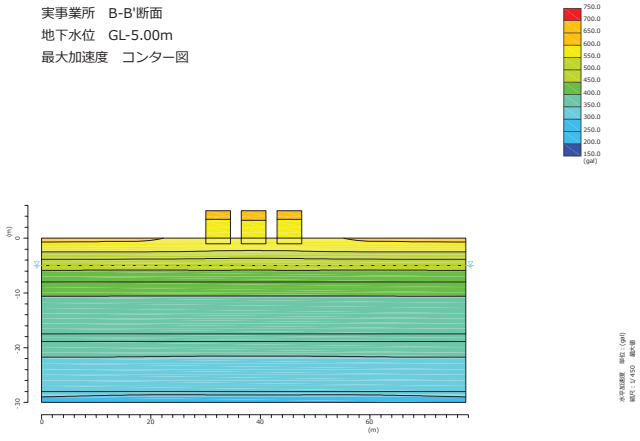
実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-5.00m
FL値　分布図



実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-5.00m
水平せん断応力　τxy　分布図



実事業所　B-B'断面
地下水位　GL-5.00m
最大加速度　コンター図



Ⅱ-2　高圧ガス設備の液状化対策指針に関する検討

1. 検討概要

令和 3 年度から令和 5 年度調査研究における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最新の知見を反映した指針を取りまとめた。

2. 高圧ガス設備の液状化対策指針

次ページ以降に、取りまとめた高圧ガス設備の液状化対策指針を示す。

高圧ガス設備の液状化対策指針

目　次

ページ

第 1 章　総 説 ……1
1.1　目的と適用範囲 ……2
1.2　用語の説明 ……3
1.3　液状化対策の基本方針及び手順 ……6
第 2 章　高圧ガス施設の立地地盤の特徴 ……8
2.1　臨海埋立地盤の特徴 ……9
2.2　埋立地盤における留意事項 ……9
第 3 章　液状化及び流動化被害事例と想定される被害 ……13
3.1　代表的な地震における高圧ガス設備と類似施設の被害概要 ……14
3.2　1995 年兵庫県南部地震における高圧ガス設備と類似施設の液状化被害 ……17
3.3　2011 年東北地方太平洋沖地震における液状化被害 ……29
3.4　大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定 ……32
第 4 章　液状化及び流動化の予測 ……34
4.1　液状化及び流動化の予測 ……35
4.2　液状化の予測方法 ……37
4.3　流動化の予測方法 ……54
4.4　液状化及び流動化の影響の予測方法 ……58
4.5　液状化の予測に必要な調査・試験 ……82
4.6　液状化対策の必要性の評価 ……87
第 5 章　液状化及び流動化対策工法 ……89
5.1　液状化対策工法の種類と特徴 ……90
5.2　地震動レベルによる液状化対策の考え方 ……95
5.3　地盤改良による液状化対策工法の設計の考え方 ……106
5.4　構造的な液状化対策工法の設計の考え方 ……122
5.5　近接構造物がある場合の液状化対策工法の設計・施工上の留意点 ……133
5.6　液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性 ……140
5.7　岸壁・護岸背後の流動化対策工法・設計の考え方 ……142
第 6 章　液状化対策工法の施工事例と対策効果の検証事例 ……146
6.1　地盤改良による液状化対策工法の施工事例 ……150
6.2　構造的な液状化対策工法の施工事例 ……170
6.3　既設構造物の液状化対策工法の施工事例 ……176
6.4　岸壁・護岸背後の流動化対策工法の施工事例 ……184
6.5　既往地震における液状化対策効果の検証事例 ……189

第１章　総 説

1.1　目的と適用範囲

本指針は、高圧ガス設備に係わる事業者等が、設備の耐震対策としての地盤の液状化対策について計画、設計及び施工する際に役立つ情報を提供することを目的に作成したものである。内容は、可能な限り合理的と判断される複数の方法とその適用性を提示し、事業者等が選択する余地を残すとともに、液状化対策に関する内容の理解を深めるため、事例及び参考文献・資料をできるだけ多く紹介するように努めた。

ただし、設計､施工方法を詳細に示すものではなく、事業者等が液状化問題を検討する際に理解を助けることを主眼としたものである。また、液状化・流動化対策については、現状での考え方を述べているもので、今後の技術の発展による適切な対策を考慮することを妨げるものではない。

なお、本指針では以下に示す高圧ガス分野の耐震設計基準類を基本に、液状化対策に関する内容を紹介した。

①高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示，経済産業省告示第 220 号，平成 30 年 11 月 14 日制定.（以下、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示という。）

②高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1），KHKS0861（2018），平成 30 年 12 月 13 日改正.（以下、KHKS0861（2018）という。）

③高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2），KHKS0862（2018），平成 30 年 12 月 13 日改正.（以下、KHKS0862（2018）という。）

④高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1）の解説，KHKTD5861（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定.（以下、KHKTD5861（2023）という。）

⑤高圧ガス保安協会：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，KHKTD5862（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定.（以下、KHKTD5862（2023）という。）

⑥高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1）の評価例，KHKTD5863（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定.（以下、KHKTD5863（2023）という。）

⑦高圧ガス保安協会：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，KHKTD5864（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定.（以下、KHKTD5864（2023）という。）

また、他分野として以下に示す土木・建築分野の耐震設計基準の内容についても適宜、紹介した。

①(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成 29 年 3 月.
（以下、道路橋示方書（2017)、旧道路橋示方書を同（1996)、同（2002）という。）

②(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、鉄道構造物等設計標準（2012）という。）

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.
（以下、港湾の施設の技術上の基準（2018）という。）

④(社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019 年 11 月.
（以下、建築基礎構造設計指針（2019）という。）

1.2　用語の説明

圧密沈下	過剰間隙水圧が消散（主として地表）することによって生じる地盤の沈下
液状化試験	土の液状化強度を求めるための室内試験。現地で採取した複数の土質試料にレベルの異なる繰返し荷重をかけ、作用荷重と液状化する繰返し回数の関係から液状化強度を求める。
液状化対策	地盤の液状化を防止または軽減するための対策。地盤を改良して液状化を防止する対策と構造物や基礎の強化によって地盤が液状化しても損傷を防止または軽減する対策に分類される。
過剰間隙水圧	地震動の繰返し荷重によって発生する土粒子間隙中の水圧。地震が終わると消散していき、元の静水圧の状態に戻る。
許容間隙水圧比	ドレーン工法の設計のために規定するドレーン間の地盤に発生する最大過剰間隙水圧比。
杭間 N 値	締固め砂杭による地盤改良効果を把握するために、砂杭の中間で行う標準貫入試験の値。
杭基礎	杭で支持される基礎。
護岸	河岸、海岸及び堤防等の浸食を水際線で直接防護する施設。
護岸の変形率	地盤の流動化による水平移動量の護岸の護岸高さに対する割合を%で表したもの。
細粒分含有率	粒径 75μm 以下の土粒子が含まれる割合。
地震防災設備	地震時及び地震後の地震災害の発生並びに拡大を防止するための設備。
地盤改良	軟弱地盤上に構造物を構築したり、盛土あるいは掘削を行う場合に、施工過程及び完成後において発生する有害な地盤の挙動を事前に除去または軽減させるために、地盤の工学的性質を人為的に改善し安定化させること。
地盤災害	地盤の変状によって引き起こされる被害。地震では、山崩れ、地割れ、砂地盤の液状化が代表例である。
地盤種別	耐震設計等で用いる地盤の種別。高圧ガス施設では４種類に分類される。
地盤の液状化	地震動による間隙水圧の急激な上昇により、飽和した砂質土層がせん断強度を失い土の構造に破壊が生じること。
地盤の固有周期	地盤を振動系とみたとき、それらの有する剛性、質量、境界条件によって決まるその振動系固有の周期。
地盤の流動化	地盤の液状化に伴う地盤の水平移動及び沈下。
地盤変状	耐震設計構造物の地盤の液状化に対する耐震性能を評価するための地盤の移動及び土質定数の低下。
地盤変状対策	地盤の液状化及び流動の影響を防止又は削減するための方策。
重力式護岸	土圧・水圧等の外力に対して躯体重量とその摩擦力によって抵抗する構造の護岸。比較的堅固であるが、重量が大きくなるため軟弱地盤には適さず、地盤改良を必要とすることが多い。ケーソン式、Ｌ型ブロック式、ブロック式、場所打ちコンクリート式等がある。
相対密度	砂質土の相対的な締まり方を表す指標。0～100%の範囲で、数字の大きい

	方が密な土を表す。
側方流動	地盤の液状化に伴い、地盤が水平方向に移動すること。 （高圧ガス分野では「側方流動」は用いず、「地盤の流動化」の用語を適用している。）
塑性指数	細粒土が塑性を示す含水比の範囲。塑性指数が大きい土を塑性的な（粘り気のある）土という。
静止土圧係数	地盤の水平変位がない状態における土圧係数。全上載圧に対する静止土圧の比K_0で表される。静止土圧係数は 0.5～0.6 程度のことが多い。
耐震設計構造物	塔槽類及びその支持構造物、配管系及びそれらの基礎。
耐震性能	耐震設計構造物及び地震防災設備の地震の影響に対する性能。
タイプⅠ,Ⅱ	液状化判定を行う際の地震動波形のタイプを表す。タイプⅠは継続時間が長いプレート境界型地震を、タイプⅡは衝撃タイプの内陸型直下型地震を想定したレベル 2 地震動を表す。
体積ひずみ	過剰間隙水圧の消散に伴って土の体積が減少する。全体積に対する体積減少量の割合を%で表示したもの。
沖積地盤	約 1.8 万年～現在までの期間（沖積世）に形成された地層が存在する地盤。低平な海岸平野の形成と軟弱地盤が特徴的である。
直接基礎	地盤に直接支持される基礎。
不等沈下	地盤の変状によって基礎間に生じる非一様な沈下。地盤そのものの非一様な沈下（不同沈下）も含む。
マサ土	花崗岩質岩石が風化して土となった風化残積土。元の火成岩の組織をそのまま残すが、人力で容易に削り取ることができ、その土粒子は破砕されやすい。近畿・中国・四国に広く分布する。
矢板式護岸	鋼矢板や鋼管矢板を地盤に打ち込んで土留め壁とした護岸。前面に設けた矢板と背面の控え工をタイロッドで接続したものが一般的で、作用する外力を控え工と矢板根入れ部前面の受働土圧によって支える。
有効応力	土に働く全応力（全上載圧）から間隙水圧を差し引いた値。土のせん断強さや圧縮性等に直接関係する。
流動対策	液状化に伴って発生する地盤の流動を防止または軽減するための対策。
流動範囲	護岸背後地盤において地盤が流動する範囲あるいは流動が影響する範囲。
流動力	周辺地盤の流動により地盤から杭等に流動方向に作用する力。
臨海埋立地盤	臨海部を造成して埋め立てた地盤。
累積損傷度	繰返し載荷により地盤に損傷が発生（液状化の場合は過剰間隙水圧の上昇）し、さらに進展して、ついには破壊（液状化）に至る過程を定量的に表す指標。
礫質土	日本統一土質分類法によれば、粗粒分（粒径 75μmm以上）が 50%より多く、礫分（粒径 2 mm以上）が砂分（粒径 75μmm～2 mm）より多く、細粒分が 15%より多い土。
レベル1地震動	耐震設計構造物の設置地点において発生するものと想定される地震動のう

	ち、当該構造物の供用期間中に発生する可能性の高いもの（高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示の第二条）。耐震設計構造物の損傷又は機能喪失がないことを照査するための地震動である。
レベル2地震動	耐震設計構造物の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの（高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示の第二条）。耐震設計構造物の気密性が保持されることを照査するための地震動である。
F_L 値	液状化抵抗係数あるいは抵抗率と呼ばれ、地盤の各深度の液状化可能性を表す指数。1.0 未満であれば液状化すると判断する。
P 波	振動方向が波の進行方向と同じで、媒体の体積変化を伴いながら伝達される波動。縦波、粗密波とも呼ばれる。
PC 杭	プレストレス・コンクリート杭の略称。工場製品である既製杭の一種。
PHC 杭	高強度プレストレス・コンクリート杭の略称。工場製品である既製杭の一種。
P_L 値	液状化指数と呼ばれ、F_L 値の 1 以下の部分の面積の総和に逆三角形の重み関数を乗じたもので、地盤の液状化程度を表す指標である。
PS 検層	ボーリング孔を利用して地盤のＰ波速度，Ｓ波速度の測定を行う方法。
S 波	振動方向が波の伝播方向に垂直で、媒体の体積変化を伴わずに伝達される波動。横波、せん断波とも呼ばれる。
SC 杭	外殻鋼管付遠心力コンクリート杭の略称。工場製品である既製杭の一種。

1.3　液状化対策の基本方針及び手順

高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（平成 30 年 11 月 14 日、経済産業省告示第 220 号）では、耐震設計構造物が保有すべき耐震性能は、レベル 1 地震動に対して、当該耐震設計構造物の損傷又は機能喪失がないこと、レベル 2 地震動に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、重要度Ⅰa 及びⅠの耐震設計構造物の気密性が保持されることと規定されている。

上記の耐震性能に鑑みて、地盤の液状化対策に要求される性能は、レベル 1 地震動に対しては、上部の耐震設計設備が健全性を維持することを前提として、液状化の発生を防止することを原則とするが、適切に設計された杭基礎の場合には液状化に対する抵抗力があることが知られているので、液状化の発生は許容するものとする。一方、レベル 2 地震動に対しては、高圧ガスの気密性を保持することを目的に、地盤の液状化は許容するが、耐震設計設備の損傷を復旧可能な範囲に留めることを原則とすることを基本的な考えとする。

この基本方針に基づいて、地盤の流動化に対する対策も含めた液状化対策の検討の手順を図 1.3.1 に示す。

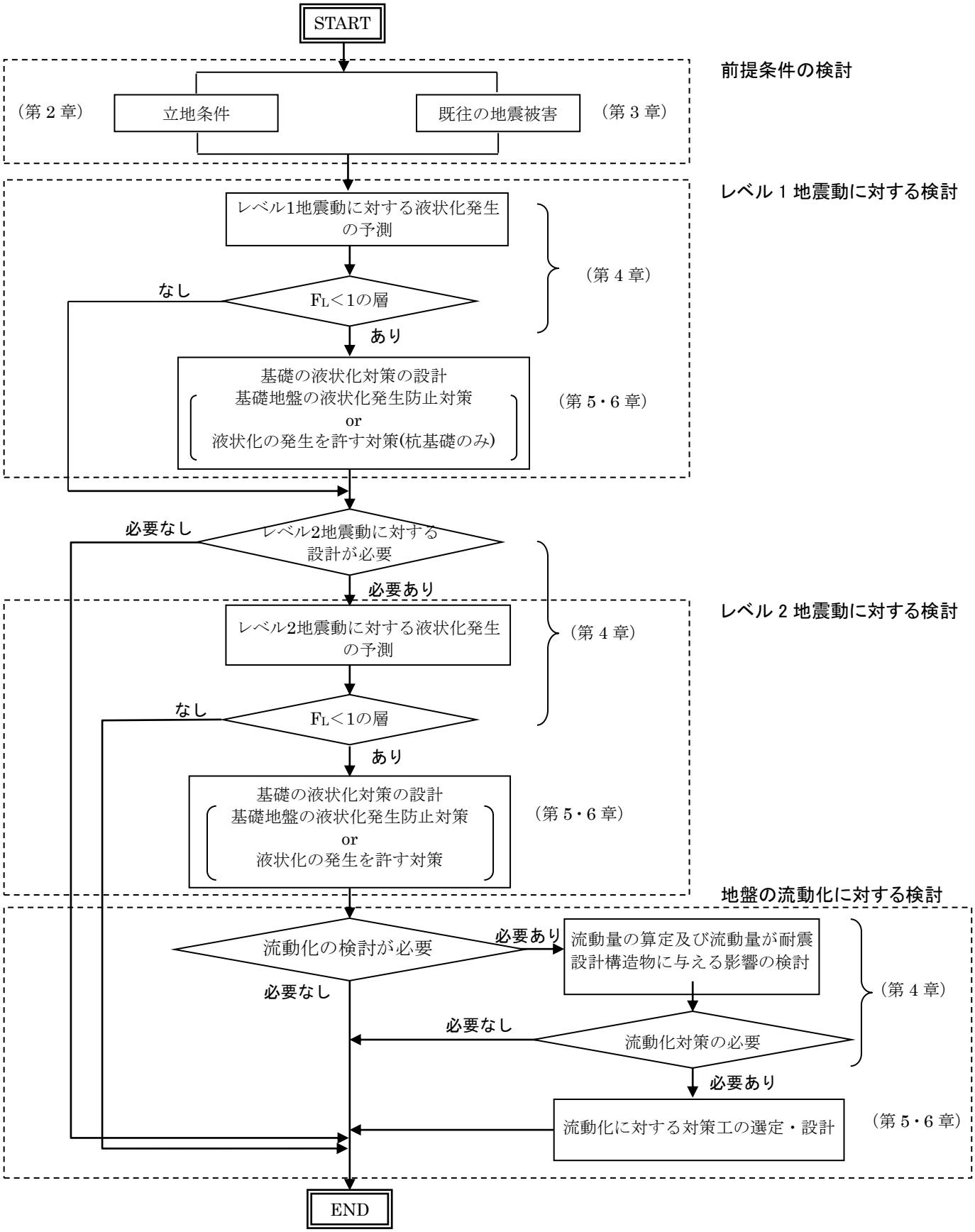


図1.3.1　液状化対策の検討手順

第２章 高圧ガス施設の立地地盤の特徴

2.1　臨海埋立地盤の特徴

高圧ガス施設には、石油及び化学工場の精製・改質装置あるいは LNG 貯蔵設備等があり、これらの装置・設備はタワー、ドラム、タンク等の機器とその接続配管、及びこれらを支持する架構で構成されている。これらの施設では、原材料である原油、ナフサ、LNG を海上輸送によって大量に受入れる必要から、その多くは海岸を埋立て造成した臨海埋立地に立地している。

埋立地盤の特徴として、その地形は平坦でかつ標高は平均海面（中等潮位）から 2～4m 程度と低い。 地表面と海水面の差が小さいことから、敷地の地下水位も浅くなる。表層地盤は、周辺海域の浚渫土や山砂等の埋立土が旧海底面まで達し、旧海底面より下には地域の堆積環境により砂礫、砂層やシルト層等の沖積堆積層が分布し、全体的に砂質土を中心とした土質構成となっている場合が多い。そして、埋立地の造成は周辺海底地盤の浚渫土砂散布や陸側からの土砂巻出しで所定の標高にまで盛土するのが一般的で、そのままでは相対密度の小さい緩い地盤となりやすい。

2.2　埋立地盤における留意事項

このような埋立地盤に貯蔵タンクや大型のプラント設備を設置する際は、基礎の支持力だけでなく、下部粘性土層の圧密による将来沈下・傾斜、杭基礎における支持層の設定、護岸近傍の基礎の地盤滑り破壊、等について検討し、これらすべてについて安全を確認することが必要となる。さらに、埋立地の特徴として前節で挙げた、①緩い、②砂質土層で、③地下水位が浅い地盤では、地震時の地盤液状化並びにそれに伴う流動化の可能性があることから、これらの地盤挙動に対する設備の安全確保は設計上の重要な要素である。

液状化及び流動化の評価並びに対策を計画する上で、埋立地盤の特徴を踏まえた留意点として以下を挙げる。

2.2.1　地盤の不均一性

自然堆積地盤と異なり埋立層は、シルト質から礫質土まで様々な土質が無秩序に混ざった混合層となっていることが多い。また、陸から海に向って次第に深くなる旧海底を埋立てるため、埋立層厚も変化している。このような地盤の評価に当たっては、周辺の調査資料も収集して、出来るだけ多くの土質調査結果に基づいた総合的な判断が必要である。特に、護岸背後地盤の流動化の影響を評価するためには、各設備の基礎直下の地盤情報のみでなく、より広範囲の土質を概観して適切な設計地盤モデルを作成することが必要となる。

図 2.2.1 に高圧ガス設備の基礎と地盤断面（模式図）、及び図 2.2.2 に埋立層厚の不均一性の事例を示す。

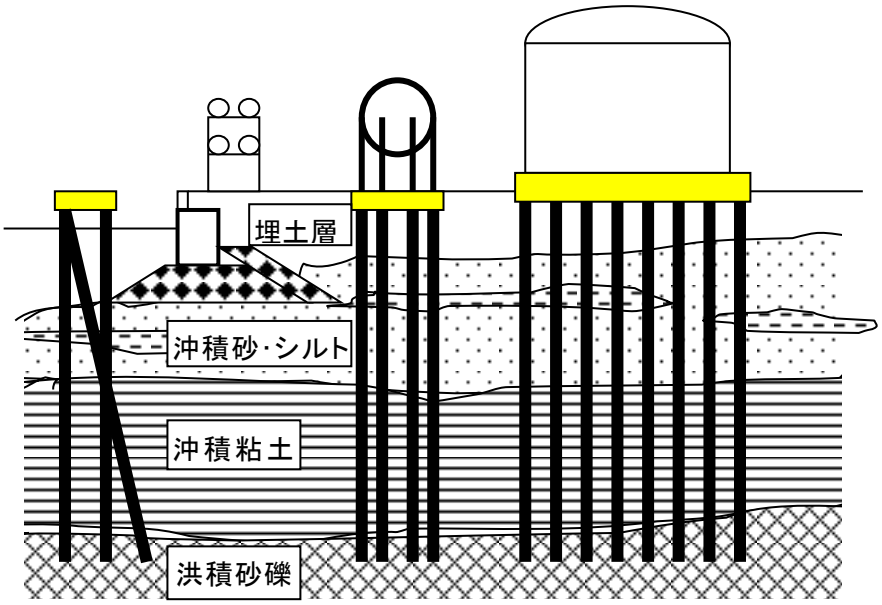


図 2.2.1　高圧ガス設備の基礎と地盤断面（模式図）

図 2.2.2　埋立層厚の不均一性の事例 [1)]

2.2.2　過去の地盤改良（プレロード工法等）の影響

旧海底沖積地盤に圧縮性の高い粘性土層が分布している地域では、構造物建設後の圧密沈下を抑制する目的で、地盤改良としてプレロード工法による予備載荷を実施する場合がある。これは粘性土地盤の沈下対策であるが、砂質土層に対しても載荷及び除荷過程の地中応力履歴による過圧密比、OCR 並びに地盤の水平有効応力比、Ko の増加が液状化抵抗を増加させる効果を持つことが実験により確認されている。

石原らは、これらの液状化抵抗に及ぼす効果を次式で表現している [2)]。

$$\left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{A,OC} = \frac{1+2Ko}{3}\sqrt{OCR}\left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{I,NC}$$

ここで、

$\left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{A,OC}$　：プレロード後の液状化応力比

$\left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{I,NC}$　：プレロード前の液状化応力比

$Ko=\left(\frac{\sigma_{h'}}{\sigma_{v'}}\right)$　：水平有効応力比

OCR　：過圧密比

2.2.3　上部構造物の影響

現行の設計法では地表に設置された構造物の影響は、特別な解析法以外には地盤の液状化評価には考慮されない。しかし、大型貯槽等基礎サイズが地盤の液状化対象層厚より大きく、かつ構造物重量による地中応力増分が無視できないような場合には、地盤の拘束（有効応力増加）効果が期待できる。

一方、杭基礎の場合には、上部構造物の重量は杭を介して支持層に伝播されるため、液状化層の地中応力増加は見込めない。

2.2.4　流動化評価における護岸構造の違い

埋立地の護岸は、その構造及び工法は海底深さ・海底土質・護岸築造材料により捨て石、コンクリートセルラー、ケーソン、矢板護岸等、様々な形式がある。地盤の流動化現象には、護岸深さに加えてこれら護岸形式の違いも大きく影響すると考えられており、構造別・規模別に評価する必要がある。

2.2.5　既存エリアにおける建設工事の制約

既存の高圧ガス事業所の多くは 1960 年代の経済の高度成長期に建設され、その後拡張されたものが多い。今後の新・増設もこれら既存エリアに隣接して行われるケースが中心となると考えられるが、地盤の液状化・流動化対策として地盤改良を計画するに当たっては狭隘な作業範囲、運転中の装置への振動影響防止、建設機械の搬出入確保、火災・爆発に対する養生等、多くの制約の中で対策の信頼性、施工安全性、経済性を考慮する必要がある。

参考文献

1) 鈴木弘，竹本秀俊他：苫東コールセンター(株)貯炭場地盤改良工事の設計，施工について，電力土木，No.198，1985.

2) K.Ishihara and H.Takatsu：Effects of Over-consolidation and Ko Conditions on the Liquefaction Characteristics of Sands, Soils and Foundations, Vol.19, No.4, 1979.

第３章　液状化及び流動化被害事例と想定される被害

3.1　代表的な地震における高圧ガス設備と類似施設の被害概要

地震時の液状化現象が大きくクローズアップされる契機となった1964年新潟地震から2024年能登半島地震までの、代表的な地震における高圧ガス設備と石油タンク他の被害概要を表3.1.1に示す。

この表からもわかるように、1994 年三陸はるか沖地震までは高圧ガス設備の地震被害は液状化の有無にかかわらず、大規模な被害はほとんど報告されていない。1995 年兵庫県南部地震で発生した御影浜のA事業所のLPGタンク接続配管からのガス漏洩が大規模な被害としては初めてで、地盤の液状化が原因であった。この被害については、その後、高圧ガス保安協会内に「兵庫県南部地震に伴うLPガス貯蔵設備ガス漏洩調査委員会」が設置され、詳細な調査を踏まえて「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及び最終報告書」[2),3)]が刊行されている。詳細は同報告書に譲るが、その概要については次節で紹介する。

一方、石油タンクでは表3.1.1に示すように数多くの被害が報告されている。その多くはタンクの不同沈下や傾斜であるが、油流出という被害にまで結びついたのは1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、2016年熊本地震、2011年東北地方太平洋沖地震の4件である。特に、1964年新潟地震では大量の油流出によって大火災が発生した。1995年兵庫県南部地震でも火災の報告があるが、これは市街地大規模火災によって延焼したものである。1995 年兵庫県南部地震における危険物施設の被害概要についても次節で述べる。

ここで、石油タンクの地震被害と液状化対策との関係について触れておきたい。例えば1964年新潟地震で大量の油流出と火災の発生したタンクがあった一方で、バイブロフローテーション工法で地盤改良したタンク・プラントにはほとんど被害が出なかった。これは、地盤を締固めることが液状化対策としてきわめて有効であることの証拠でもあった。これを契機に、その後のタンク基礎の工事では液状化対策を必ず行うようになり、無対策の周辺地盤が液状化によって大きな変状が発生しても、タンク本体の被害は比較的軽微で済むということになったのである。

表3.1.1(1)　高圧ガス設備及び危険物タンク他の地震被害[1]に加筆修正

地 震	気象庁震度階級(最大震度)	高圧ガス設備の被害	危険物施設等の被害
新潟地震 1964.6.16 M7.5	震度階級5:新潟市、長岡市他	新潟市で煙突倒壊、装置群の傾斜・沈下発生。	新潟製油所で大規模な液状化現象により、ﾌﾟﾗﾝﾄ、石油ﾀﾝｸ群が沈下･傾斜し、大量の油流出と火災発生。15日間炎上。ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法で地盤改良されたﾀﾝｸ、ﾌﾟﾗﾝﾄはほぼ無被害。
十勝沖地震 1968.5.16 M7.9	震度階級5:苫小牧市、八戸市他	被害報告無し。	八戸港の製紙工場で液状化によるﾀﾝｸ傾斜等被害発生。ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法で地盤改良した構造物は軽微～無被害。
宮城県沖地震 1978.6.12 M7.4	震度階級5:仙台市、石巻市他	・仙台・塩釜地区で液状化による被害無し。 ・製造所・貯蔵所で配管に亀裂･ﾌﾗﾝｼﾞの緩み等でｶﾞｽ漏洩多発。	・仙台製油所で3基のﾀﾝｸの底部が破損し、全貯蔵量が流出。 ・仙台市のｶﾞｽﾎﾙﾀﾞｰが崩壊、炎上。 ・塩釜地区、石巻市周辺では著しい液状化が発生、地盤改良(ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法、ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法)されたﾀﾝｸは無被害。
日本海中部地震 1983.5.26 M7.7	震度階級5:秋田市、むつ市他	被害報告無し。	・ｺﾝﾋﾞﾅｰﾄ地区での屋外貯蔵ﾀﾝｸの沈下、傾斜、溢流、配管の変形等が発生。 ・秋田ではリング火災発生、新潟では浮き屋根式ﾀﾝｸでﾎﾟﾝﾂｰﾝが座屈し、大量の油が浮き屋根上に流出または溢流。青森では70基中約20基のﾀﾝｸで最大 30cm の沈下が発生、ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法で改良されたﾀﾝｸは無被害。
千葉県東方沖地震 1987.12.17 M6.7	震度階級5:千葉市、銚子市他	被害報告無し。	京葉ｺﾝﾋﾞﾅｰﾄで道路、平坦部で液状化発生、構造物は無被害。機器のｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ破断が一部発生。
釧路沖地震 1993.1.15 M7.8（7.5）	震度階級6:釧路市	被害報告無し。	釧路港の港湾構造物に液状化による被害発生。ﾀﾝｸ群に本体座屈や基礎表面に亀裂が発生、液状化被害無し。
北海道南西沖地震 1993.7.12 M7.8	震度階級6:奥尻町	被害報告無し。	室蘭港、函館港他で港湾、河川護岸に液状化被害多数発生。
三陸はるか沖地震 1994.12.28 M7.5	震度階級6:八戸市	被害報告無し。	八戸石油基地185基の石油ﾀﾝｸ群は殆ど無被害。ﾀﾝｸﾔｰﾄﾞに液状化発生、地盤改良されたﾀﾝｸでは未発生。
兵庫県南部地震 1995.1.17 M7.3	震度階級7:神戸市、西宮市他	液状化に伴う護岸の数 mに及ぶ側方流動発生、御影浜のLPGﾀﾝｸ接続配管ﾌﾗﾝｼﾞからｶﾞｽ漏洩。約70,000人避難。	・神戸港の港湾構造物の液状化被害大。 ・石油ﾀﾝｸ群に漏洩は無かったが(特定以外のﾀﾝｸで1カ所漏洩)、多数が沈下･傾斜。

表 3.1.1(2)　高圧ガス設備及び危険物タンク他の地震被害 1)に加筆修正

地 震	被 災 地	高圧ｶﾞｽ設備の被害	危険物施設等の被害
十勝沖地震 2003.9.26 M8.0	震度階級6弱:幕別町、釧路町他	被害報告無し。	・苫小牧、胆振東部、石狩北部の1,000kl以上のﾀﾝｸ306基のうち、172基に長周期地震動によるｽﾛｯｼﾝｸﾞ被害。 ・火災が苫小牧で2基、浮き屋根や浮き蓋の沈没が苫小牧で8基、石狩北部で1基発生。 ・苫小牧で地震の2日後に発生した火災は、ﾅﾌｻﾀﾝｸ浮き屋根沈没に起因した全面火災で44時間炎上。
福岡県西方沖地震 2005.3.20　M7.0	震度階級6弱:福岡市、前原市	福岡LPｶﾞｽ基地のﾀﾝｸ受入れ配管接続から液漏れ。	福岡ｺﾝﾋﾞﾅｰﾄ全体として大きな被害は発生せず、小規模ﾀﾝｸで液状化や浮上り発生。
東北地方太平洋沖地震 2011.3.11 M_w9.0	震度階級7:栗原市	・千葉県市原市の事業所で球形貯槽の鋼管ﾌﾞﾚｰｽ破断、爆発・火災発生。 ・東北地方から関東地方沿岸域で大津波による多数の設備の流出。 ・17事業所で、液状化による設備等の損傷46件(基礎沈下、配管変形・破損、設備傾きの順)。配管破損による漏洩1件。	・久慈では津波により屋外ﾀﾝｸ貯蔵所等、多数の地上設備破損。 ・仙台地区では津波火災により屋外ﾀﾝｸ貯蔵所等焼損、複数の特定事業所の屋外ﾀﾝｸ付属配管等破損、石油流出。 ・いわきでは液状化、側方流動によるﾀﾝｸ被害。 ・鹿嶋では津波によるバース配管の損傷や岸壁の崩落。 ・日本海沿岸地域では、ｽﾛｯｼﾝｸﾞによる浮き屋根のﾎﾟﾝﾂｰﾝ破損、浮き蓋の破損(酒田)、ﾃﾞｯｷ上への油の溢流被害(新発田,新潟)。 ・東京湾岸では浮き屋根や浮き蓋沈没、ﾎﾟﾝﾂｰﾝ破損(川崎)等。
熊本地震 2016.4.14,16 M6.5,M7.3	震度階級7:益城町、西原村	LPガス容器の転倒多数。漏洩火災無し。	熊本県、大分県、福岡県の危険物施設の被害は、破損127施設(建築物等、基礎・地盤面等、配管の順)、流出8施設、その他6施設(主に地盤沈下や液状化)。火災は未発生。
北海道胆振東部地震 2018.9.6　M6.7	震度階級7:厚真町	被害報告無し。	苫小牧・北海道石油備蓄基地のﾀﾝｸで浮屋根上への原油溢流82基等。顕著な液状化被害無し。
能登半島地震 2024.1.1 M7.6	震度階級7:輪島市、志賀町	七尾基地、奥能登4市町充填所が被災、供給に支障無し。	・新潟石油備蓄基地のﾀﾝｸで原油が浮き屋根上に漏洩。 ・能登地区の一部油槽所でﾀﾝｸ・配管損傷。需給に大きな影響無し。 ・液状化による富山県内の都市ｶﾞｽ導管被害25件。 ・液状化による港湾(飯田港他)の小規模ﾀﾝｸ沈下・傾斜。

参考文献

1) 高圧ガス保安協会：石油精製業保安対策に関する報告書, 1995.

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.

3.2　1995 年兵庫県南部地震における高圧ガス設備と類似施設の液状化被害

3.2.1　A 事業所 LP ガス貯蔵設備の被害

(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、A 事業所（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)~4)]。高圧ガス設備としては初めての大規模ガス漏洩事故であった。

1995 年 1 月 17 日、午前 5 時 46 分の地震発生直後に、同事業所内の LP ガス貯蔵設備（101 平底貯槽及びその配管系）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 LP ガスが液状に漏洩していることが発見された。直ちに、消防機関等により滞留した液状の LP ガスに高発泡消化薬剤の散布が行われるとともに、発災設備内の LP ガスを隣接している平底貯槽へ移送する、残留した LP ガスを窒素ガスに全量置換する等の作業が着手された（2 月 7 日に置換終了）。その後、余震による LP ガス漏洩量の増加が認められたため、1 月 18 日、午前 6 時 00 分に神戸市災害対策本部長から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。この勧告は、同日 18 時 30 分に一時解除、同月 22 日 14 時 30 分に完全解除された。幸いにして本ガス漏洩事故による人的被害はなかった。

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、液状化及び流動化による被害が顕著であった。図 3.2.1 に地震前後の航空写真測量から得られた事業所の残留地盤変位を示す[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流動化によるものとされている。

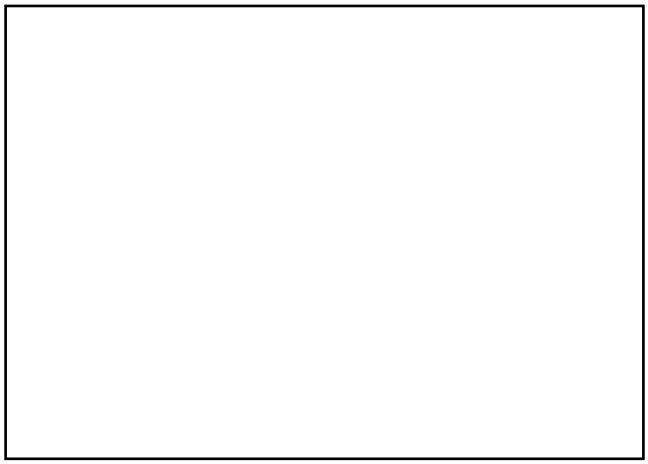


図 3.2.1　1995 年兵庫県南部地震被害：A 事業所の流動化による残留地盤変位(航空写真測量)[5)]

(2) LP ガス貯蔵設備

図 3.2.2 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、容量 20,000t、発災当時の LP ガス残留量 6,700t）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。

101 平底貯槽の配管系については、写真 3.2.1、写真 3.2.2、図 3.2.3 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。

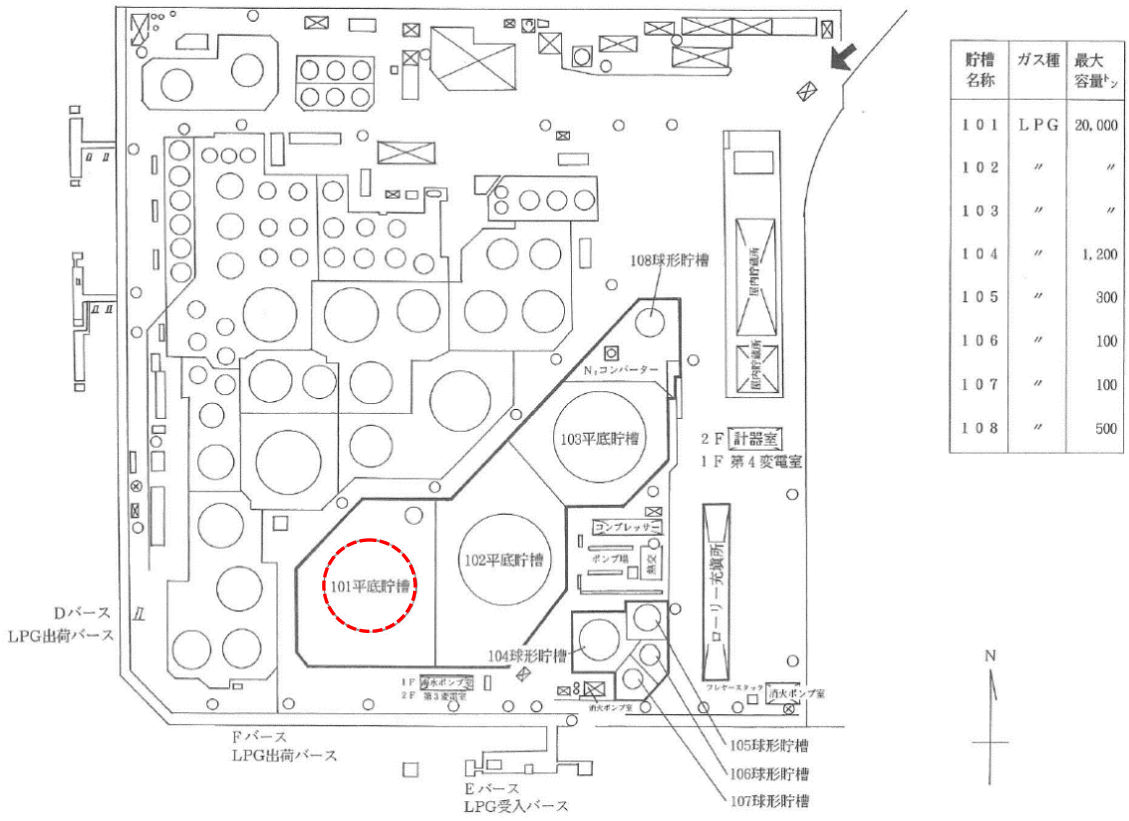


図 3.2.2 A 事業所の LP ガス貯蔵設備の配置 2)に加筆

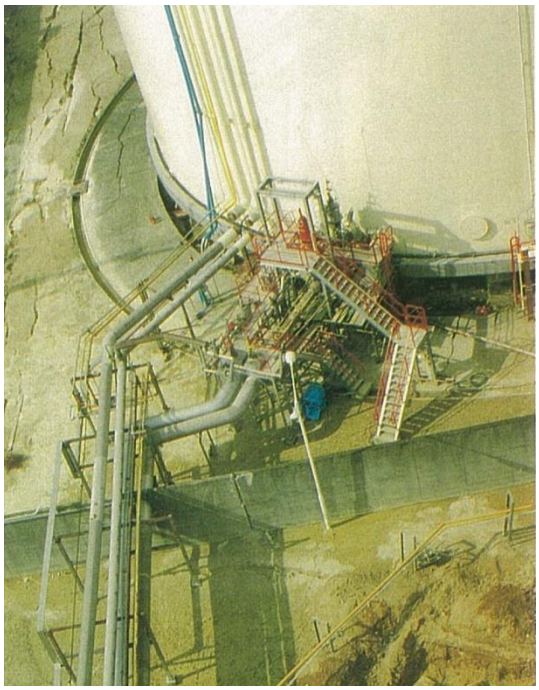


写真 3.2.1　101 平底貯槽の配管、支持架台及び防液堤 2)

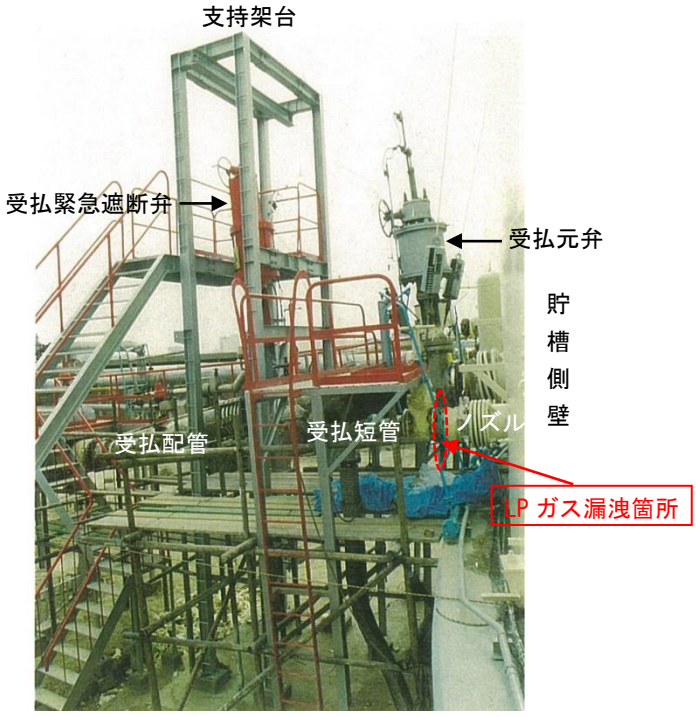


写真 3.2.2　101 平底貯槽の受払元弁、受払緊急遮断弁及び支持架台（北側水平方向）2)に加筆

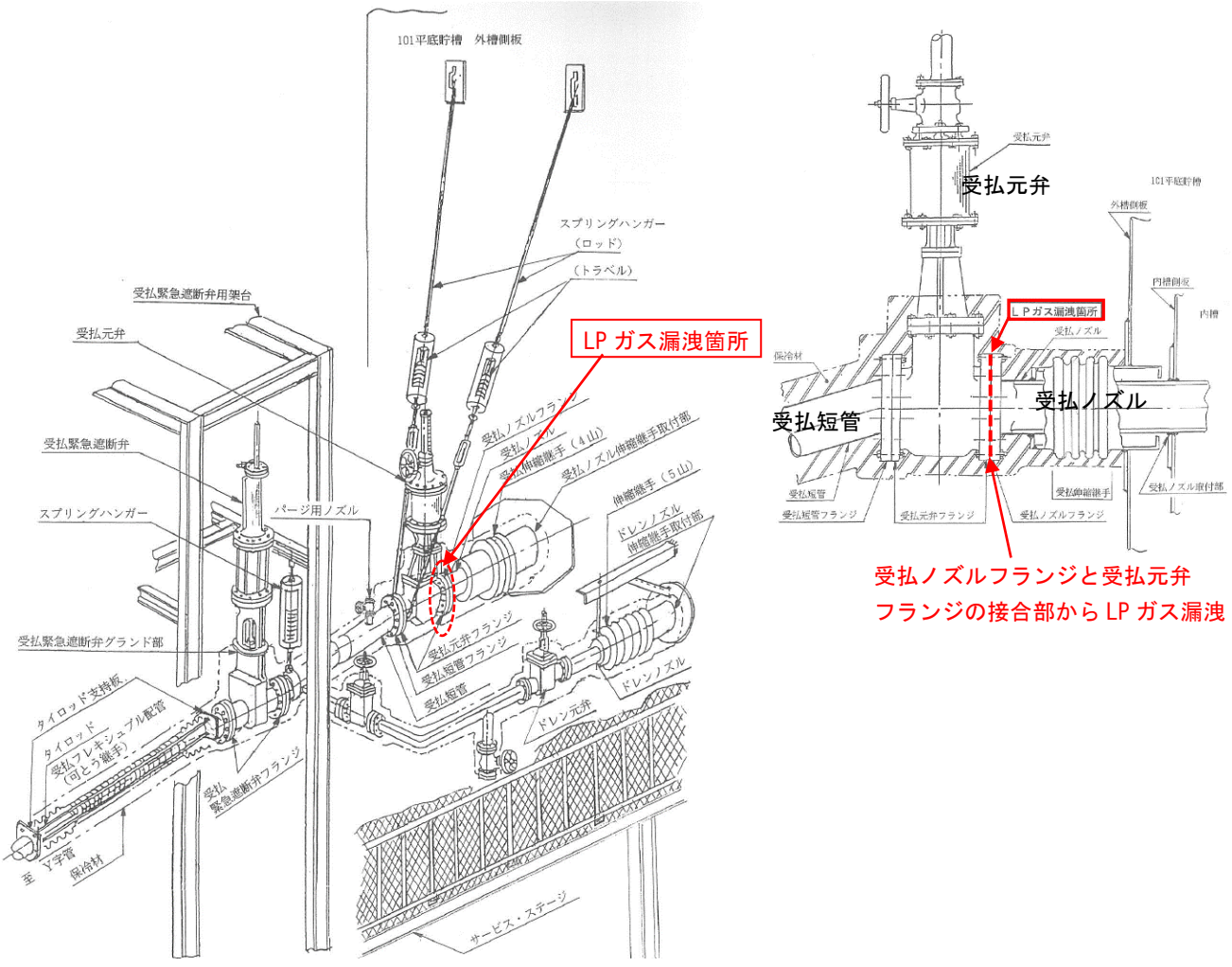


図 3.2.3　101 平底貯槽の受払元弁、受払緊急遮断弁及び支持架台 2)に加筆

(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 3.2.3 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流動化によるもので、以下のとおりとされている。

(a)　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 3.2.4 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。

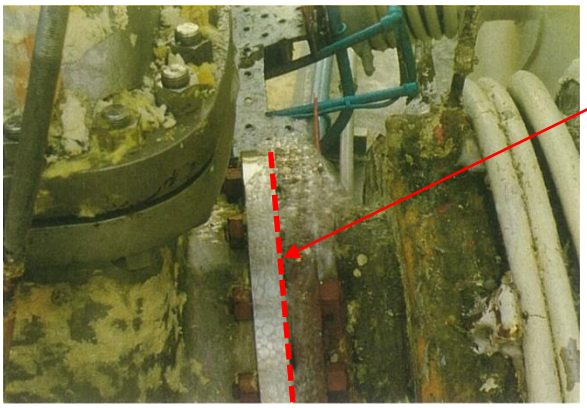


写真 3.2.3　101 平底貯槽の受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部（LP ガス漏洩箇所）[2]に加筆

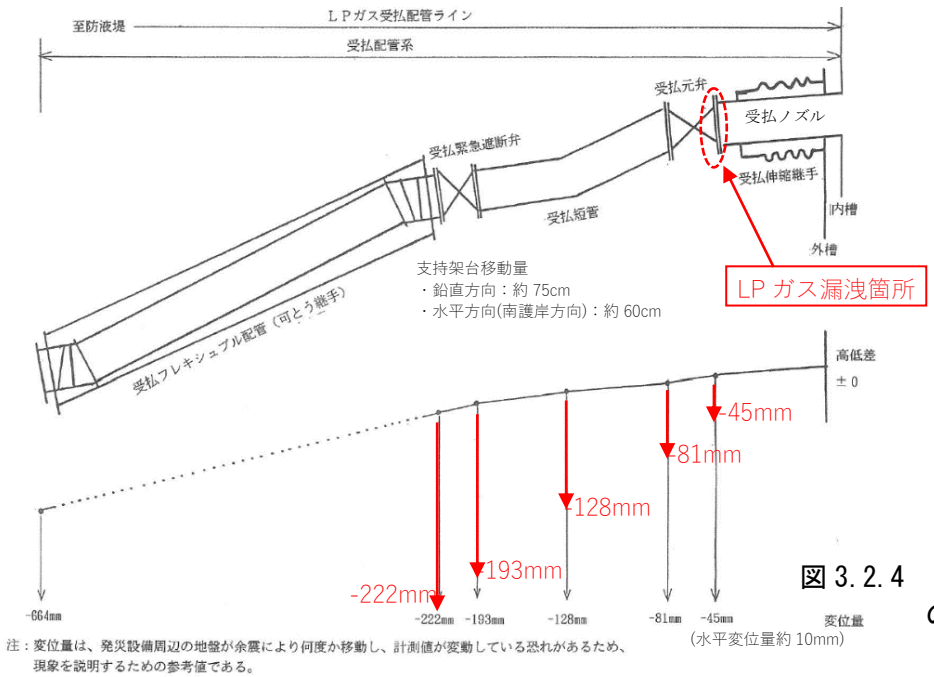


図 3.2.4　101 平底貯槽の受払配管系の鉛直変位量 [2]に加筆

(b) 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。

(c) LP ガス漏洩の原因

以上のことから、LP ガス漏洩の原因は、地盤の液状化及び流動化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。このため、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しなかったことから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。

(4) 基礎杭の被害

104～107 球形貯槽では、地震後に杭頭付近の地盤を掘削して亀裂観察及び傾斜状況調査が行われた。その結果を図 3.2.5 に示す。いくつかの杭では、杭頭部に亀裂が発生し、海側となる南に向かって若干傾斜している。

同事業所では、上記球形貯槽の北側にある竪型ポンプの基礎杭に関する詳細な被災調査も行われている。杭は外径 300mm、肉厚 60mm、長さ 12m の RC 杭である。図 3.2.6 に傾斜測定結果を示す。既述のように地盤が海側(南側)に大きく移動していることを受けて、杭も南側に大きく傾斜し、測定深度 10.5m で水平変位は最大 1.69m にも及んでいる。図 3.2.7 は、3 カ所の杭で行ったビデオカメラによる杭内部の損傷調査結果を示したものである。このうち、A 杭が図 3.2.6 で示した杭と同一のものであるが、深さ 3～7m 付近に水平方向に多数の亀裂が発生しており、杭の傾斜分布とほぼ対応しているのがわかる。3m 以浅でクラックが少ないのはポンプ本体がこの深さまであり、杭の変形をある程度抑えたためと考えられる。

(5) 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、地盤の液状化に伴う流動化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（通商産業省告示第143号）、2段階設計法や地盤変状に関する規定が導入された。また、配管が耐震設計の対象として追加され、重要度Ⅰa、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。

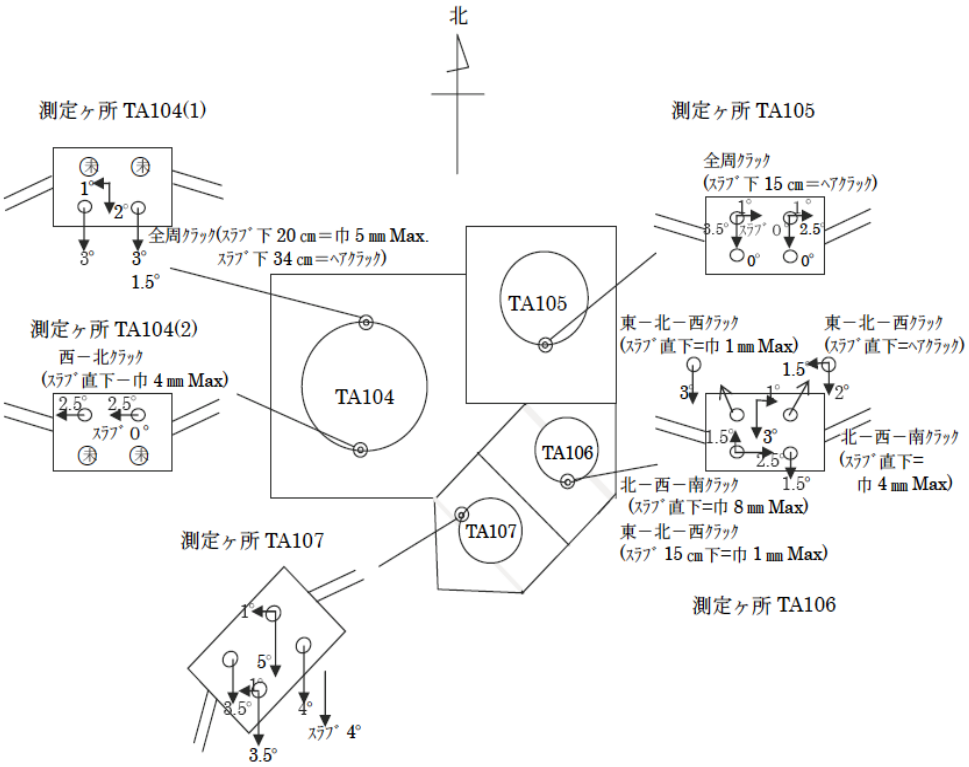


図 3.2.5　球形貯槽基礎杭の杭頭付近被害状況 6)

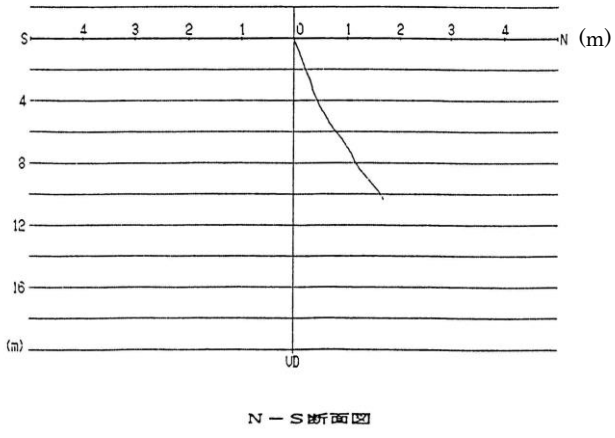


図 3.2.6　竪型ポンプ基礎杭の地中変位図 6)

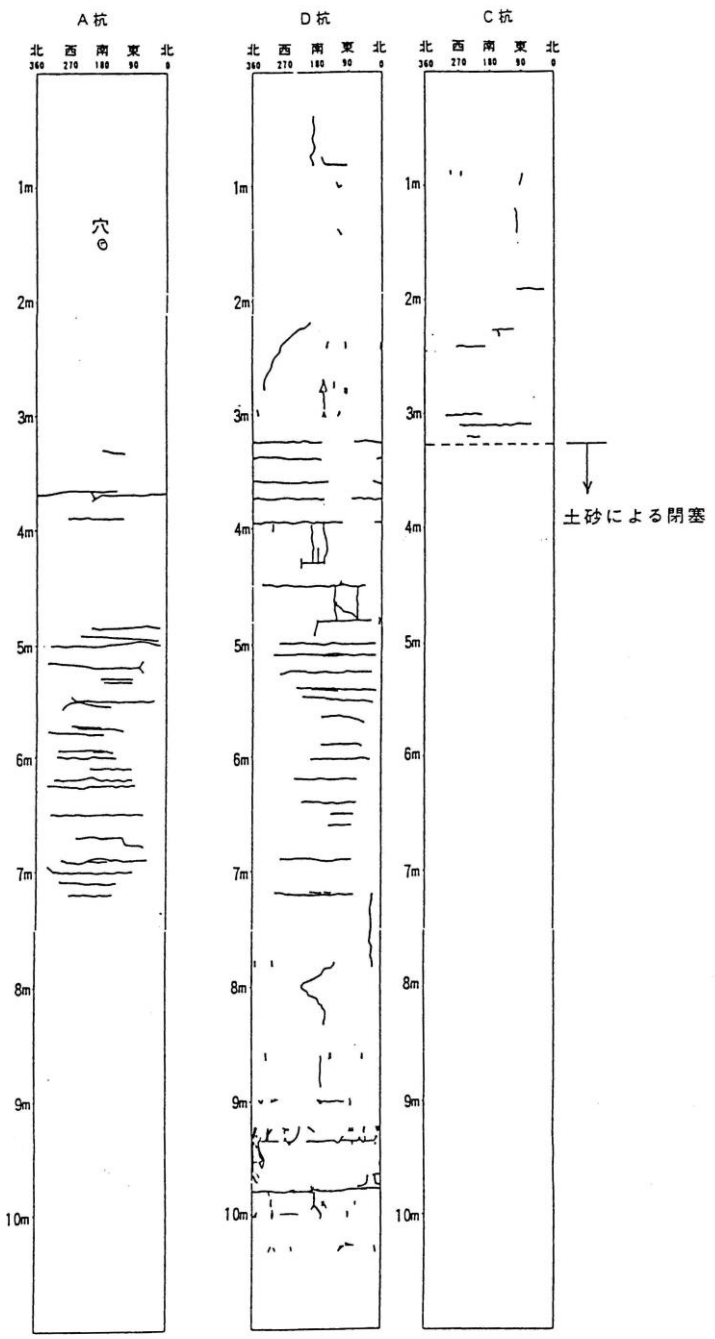


図 3.2.7　竪型ポンプ基礎杭の亀裂分布 6)

3.2.2　B 発電所貯油タンク基礎の被害

1995 年兵庫県南部地震において、神戸市東部第三工区埋立地（昭和 43 年竣工）にある B 発電所においても、地盤の液状化が発生し、機械設備基礎等の土木建築設備に大きな被害を受けた。当該地点の地盤は埋立層厚が平均約 15m であり、埋立材料はマサ土主体で一部に φ300mm 以内の玉石が存在している。沖積層は平均層厚約 9m、海成粘土が主体でその上下に薄い砂層が一部見られる。それ以深は大阪層群に属する洪積層である。

被害は多岐にわたるが、ここでは貯油タンク基礎の被害概要について紹介する。貯油タンク基礎の構造を図 3.2.8 に示す。杭基礎は φ40cm、L30m の PC 杭であり、全部で 120 本設置されている。上部は鉄筋コンクリートスラブとなっている。

地震により基礎周辺地盤が最大 60cm 程度沈下したことによって、杭頭部が露出し、杭体にクラックが発生したが、基礎スラブに損傷はなく基礎そのものに沈下や傾斜はほとんど認められなかった。

地震後直ちにタンク基礎外周部を深さ 2m（一部最大 4m）掘削して、最外周及び 2 列目の杭の調査が行われたが、ほとんどの杭に幅 0.1～2.0mm 程度のひび割れが 30～50cm ピッチに発生していた。代表的なひび割れ状況を写真 3.2.4 に示す。

このタンクは、消防法でいういわゆる旧法タンクに属しているが、その後の対策として、ひび割れ部のエポキシ樹脂注入＋炭素繊維シート巻き付け、SC 杭の増し打ち、グラベルドレーン工法による液状化対策等が行われている。

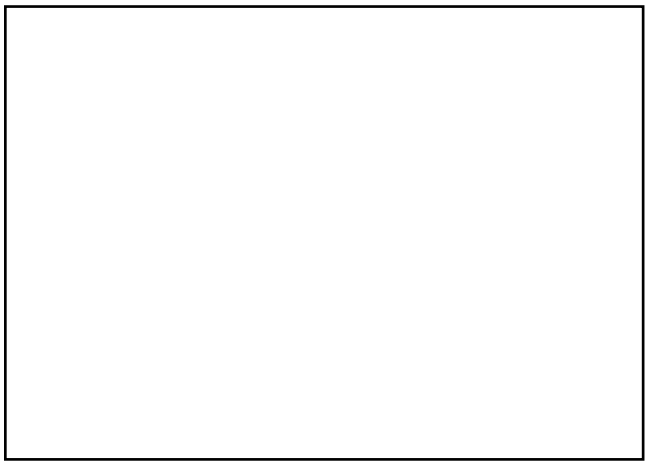


図 3.2.8　貯油タンク基礎構造図 [7)]

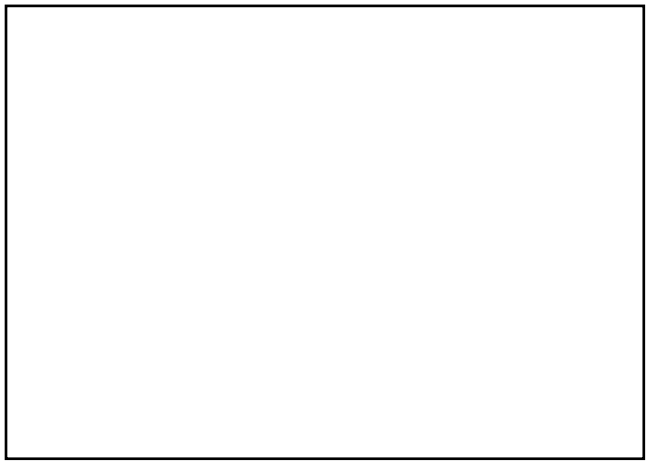


写真 3.2.4　PC 杭の代表的なひび割れ状況 [7)]

3.2.3　危険物施設の被害

1995 年兵庫県南部地震において、地震後に危険物保安技術協会がまとめた危険物施設の被害状況を表 3.2.1、図 3.2.9、図 3.2.10 に示す[8]。被害は、兵庫県中でも神戸市に集中しているが、幸いにも大量漏洩やそれに起因する火災の発生した施設はなかった。表中に報告されている 5 カ所の火災施設は、市街地大規模火災によって延焼したものである。

表 3.2.2 は、神戸市内に設置されている消防法で規定された「屋外タンク貯蔵所」の総数と被害調査を行ったタンク数を示したものである[8]。総数 687 基の内 1,000kl 未満の小型タンクが約 80%となっている。この調査結果から、タンク被害の内訳をまとめたのが表 3.2.3、図 3.2.11～図 3.2.14 である[9]。

これらの図表からわかるように、基礎・地盤の異常が見られたタンクが圧倒的に多く、調査数の 93%に達している。これは、各地点とも敷地全体に液状化が発生したり、護岸近傍の流動化によって水平変位や沈下が多く発生したためである。タンク本体にまで異常が見られたのは 50%程度となっている。それも、旧法タンクに限定され、新法タンクではタンク本体の異常は全く見られていない。

これらの被害の詳細分析については文献 8)、9)を参照されたい。

表 3.2.1　危険物施設の被害状況[8]

表 3.2.2　神戸市内の被害調査タンク数[8]

表 3.2.3　タンク被害の内訳[9]

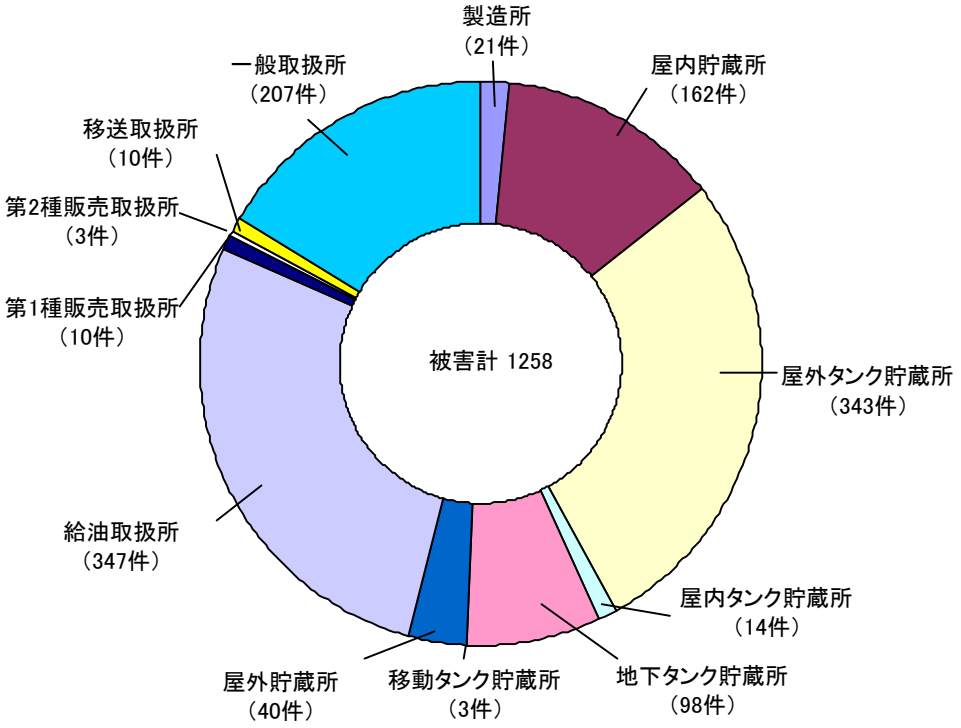


図 3.2.9　危険物施設別被害件数

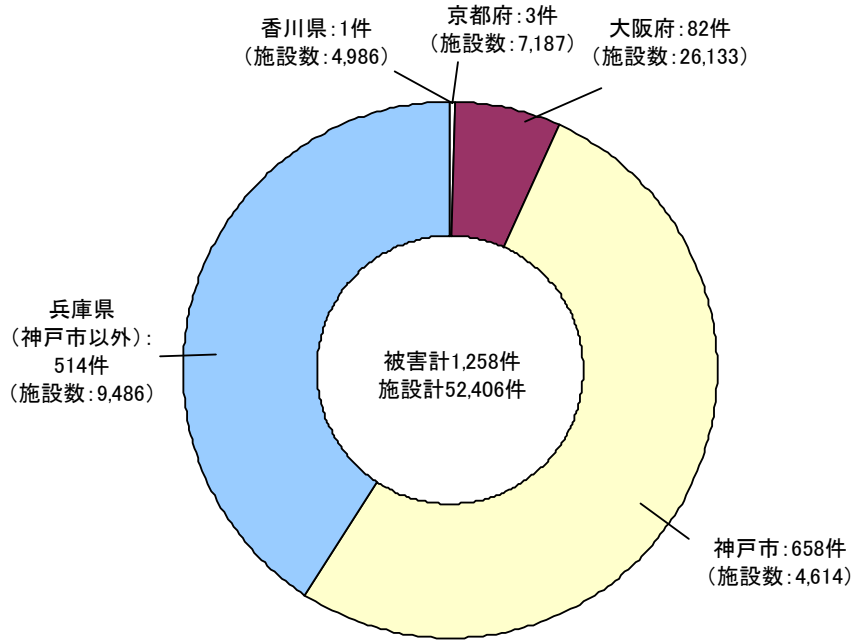


図 3.2.10　危険物施設の都道府県別被害件数

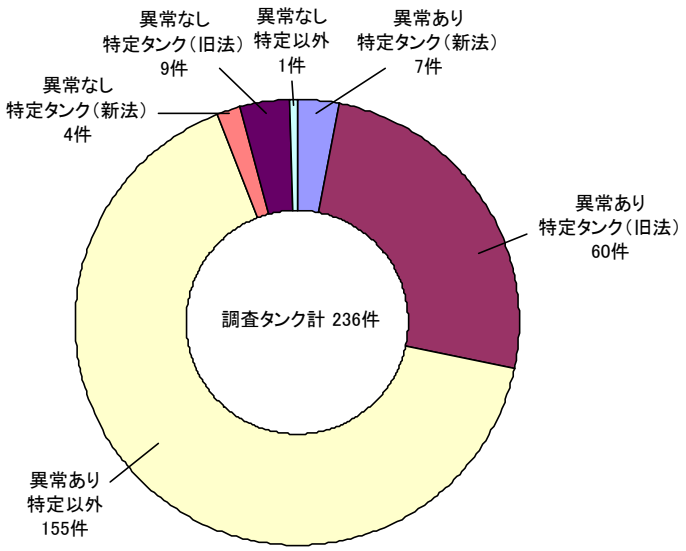


図 3.2.11　タンク被害の内訳

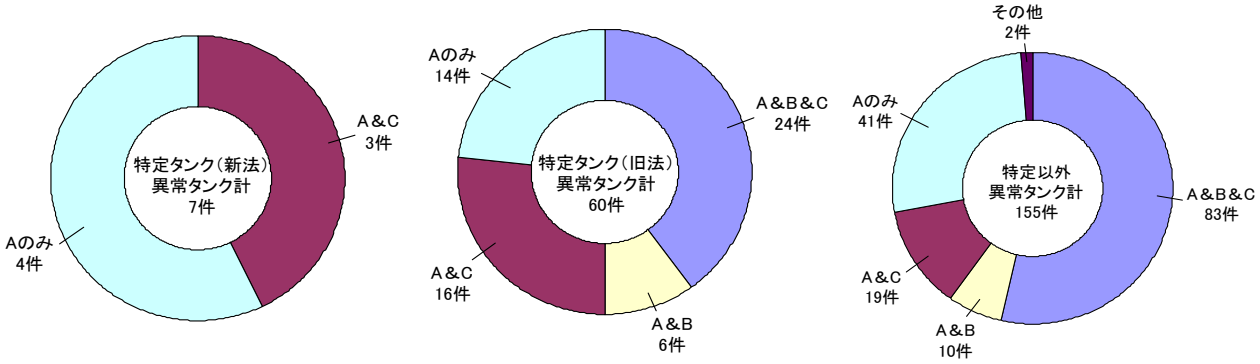


図 3.2.12　異常タンクの内訳

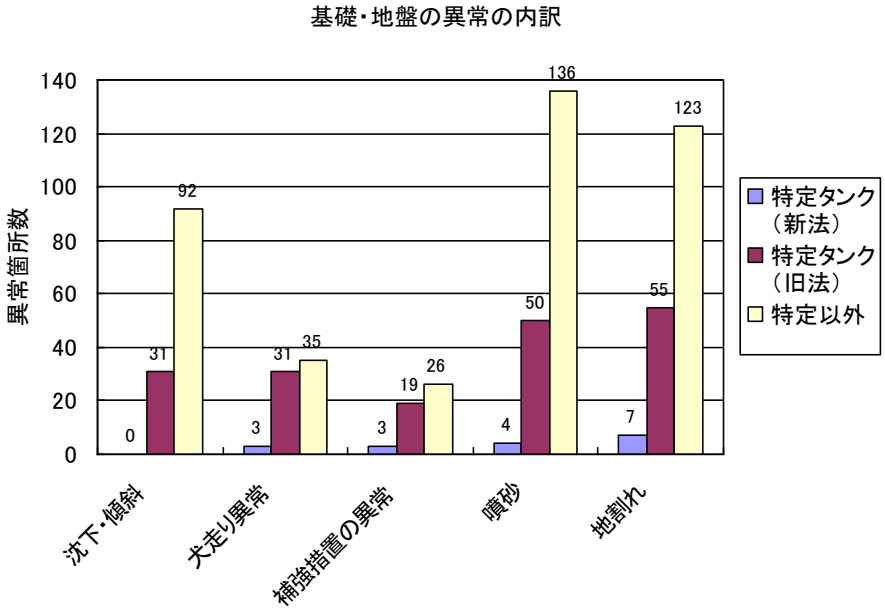


図 3.2.13　危険物施設被害における基礎・地盤の異常の内訳

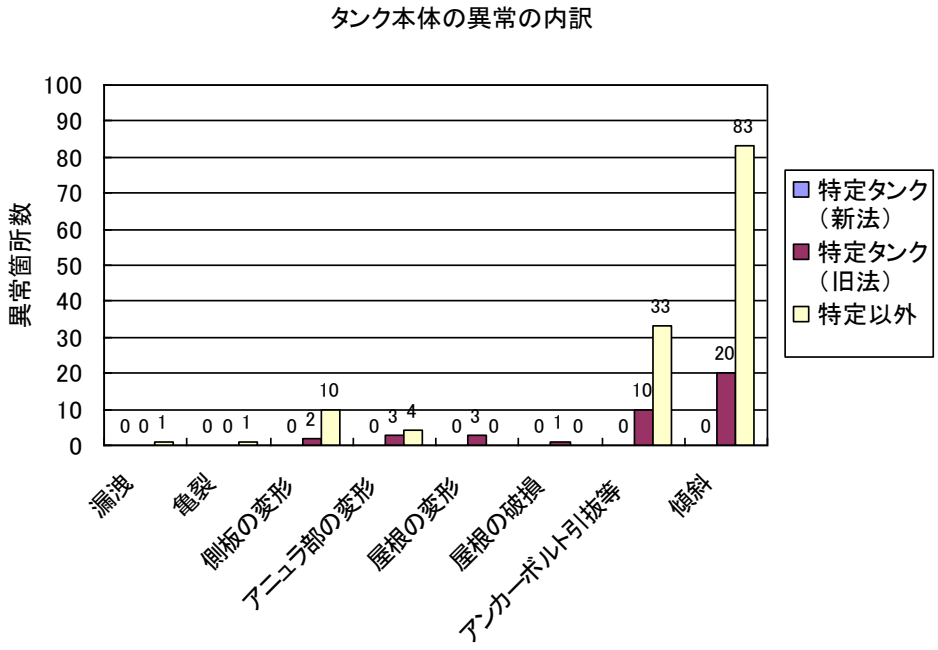


図 3.2.14　危険物施設被害におけるタンク本体の異常の内訳

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) 高圧ガス保安協会：石油精製業保安対策に関する報告書，1996.
7) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ，第 1 巻，Vol. 1 ，1998.
8) 危険物保安技術協会：危険物施設の耐震性に関する調査検討報告書，1996.
9) 地盤工学会：阪神・淡路大震災調査報告書，1996.

3.3 2011 年東北地方太平洋沖地震における液状化被害

(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。

地震被害の詳細については他書[例えば1)]に譲るが、地盤の液状化による住宅地、ライフライン、河川堤防等々の被害も顕著であった。高圧ガス設備においても、表3.1.1に示したように17事業所で、液状化による設備等の損傷が46件発生し（基礎沈下、配管変形・破損、設備傾きの順）、配管破損によるガス漏洩が1件発生した。詳細は文献2)を参照されたいが、東北3県（岩手県、宮城県、福島県）の高圧ガス保安法適用事業所（3,780事業所）、北海道から静岡県までの太平洋側の道県及び震度5強以上の震度を観測した県のコンビナート等保安規則適用事業所（158事業所）を対象にしたアンケートによる被害調査結果である。これら液状化被害が発生したものの、被害を受けた設備の多くが耐震設計基準適用外であったこと等から、「高圧ガス設備等耐震設計基準」（平成23年12月20日、経済産業省告示第236号、耐震告示）の液状化に係わる規定の改定はなされなかった。ただし、千葉県市原市の事業所で球形貯槽の鋼管ブレースが破断し、爆発・火災が発生したことを受け、耐震告示のブレース交差部に係わる規定の改正が行われた（平成25年11月29日、経済産業省告示第250号）。

ところで、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た[3),4)]。被害メカニズムの解明もなされており、新たな液状化被害の概要を次節に示す。

(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図3.3.1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。写真3.3.1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約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、図3.3.2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。

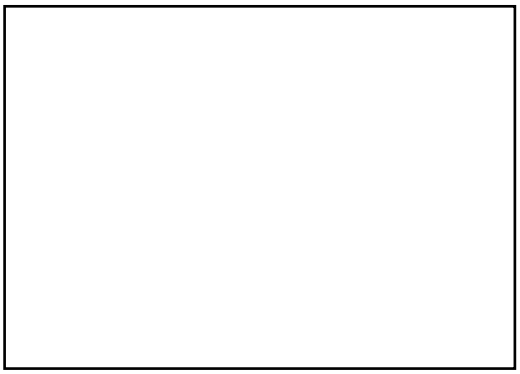


図 3.3.1　地盤の液状化による道路の被害の種類 [3)]

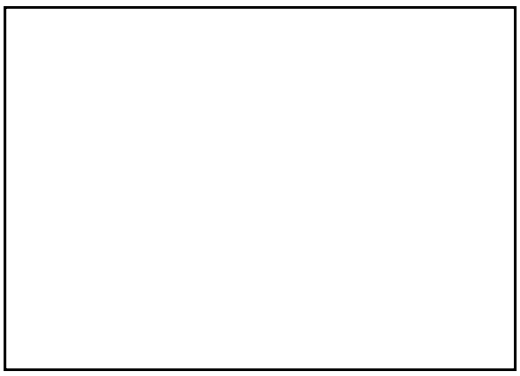


写真 3.3.1　2011 年東北地方太平洋沖地震被害
：液状化による道路の突上げ被害（千葉県浦安市）[4)]

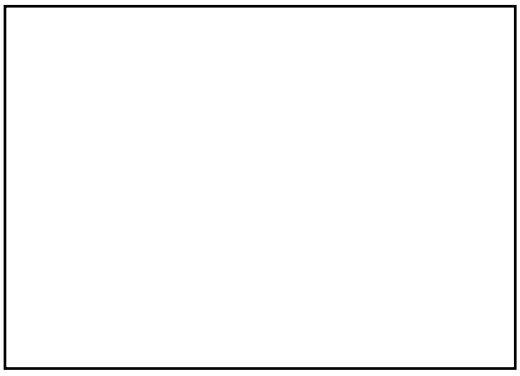


図 3.3.2　平面道路の突き上げ被害の概念図 [4)]

(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、東京湾岸では図3.3.4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。

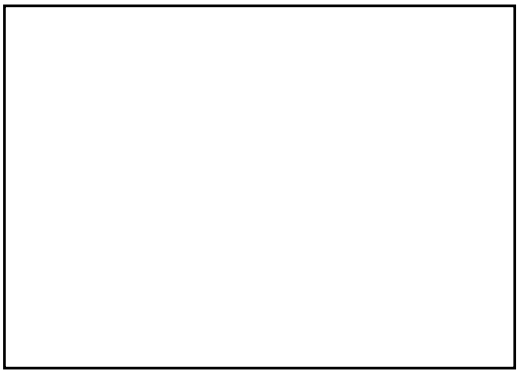


図 3.3.4　2011 年東北地方太平洋沖地震被害：液状化による埋設管路やマンホールの被害パターン（東京湾岸） [3),4)]

(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 [5)]が公表されている。

参考文献

1) (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.
2) 総合資源エネルギー調査会・高圧ガス及び火薬類保安分科会・高圧ガス部会：東日本大震災を踏まえた高圧ガス施設等の地震・津波対策について，2012.
3) 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.
4) 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.
5) 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

3.4　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[1),2)]。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 3.1～3.3 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（通商産業省告示第143号）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及び流動化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、地盤の液状化及び流動化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、地盤の液状化及び流動化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及び流動化により、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、広域を一括して液状化対策する必要性が示唆される。

参考文献

1) 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

2) 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/

第４章　液状化及び流動化の予測

4.1　液状化及び流動化の歴史

構造物の設計基準に液状化の予測法が取り入れられる契機となったのは 1964 年新潟地震である。この地震では信濃川河口にある新潟市の市街地が広範囲に液状化し、多種多様な構造物が被害を受けた。それまでの地震は揺れによる被害が主なものであったが、この地震以降、地盤被害あるいは地盤災害という言葉が頻繁に登場するようになった。新潟市の地盤がほとんど粒径の揃ったきれいな砂から構成されているという特殊な条件があったにせよ、通常は堅固である砂地盤が、地震によって、これほどの大きな破壊が起こるとは想像すらできなかったに違いない。

液状化の記録は 1964 年新潟地震が最初ではない。若松 [1]によれば、西暦 863 年の越中・越後の地震が液状化の発生が確認されている最初の地震であると言われている。この地震では、"山崩れ谷埋まり、水湧き、民家破壊し、圧死者多数"という記述が見られる [2]。液状化の発生は多くの地震で見られ、2016 年熊本地震（M7.3）までに液状化が生じたとされる地震は 154 とされており [1]、その後の地震も含めると 160 程度の地震で液状化が発生していることになる。ごく最近の事例では、2004 年新潟県中越地震において、新潟県中部の小千谷・長岡地域で液状化が発生し、下水道マンホールが多数浮き上がったことが報告されている。これまでの知見では、ある程度の大きな揺れがあれば、液状化は必ずと言ってよいほど起こるごく一般的な現象といえる。

1964 年新潟地震以降、液状化に関する研究が積極的に進められ、1970 年代前半から設計基準に液状化判定方法が取り入れられ始めた。その後、1983 年日本海中部地震等の大規模な液状化被害の経験を踏まえて判定方法の改定が行われてきた。1995 年兵庫県南部地震では、臨海埋立地が広範囲に液状化し、多くの構造物が被害を被った。この地震で液状化した埋立土は、それまで液状化し難いと考えられてきた礫混じり土（マサ土）であった。この地震を契機として、ほとんどの設計基準で液状化関連項目の改定が行われた。高圧ガス設備に関しては、それまで液状化に関する規定が無かったが、1997 年に改正された「高圧ガス設備等耐震設計基準」（通商産業省告示第 143 号）の通達において液状化判定方法が示された。また、この告示を具体化した設計指針として、2000 年に「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針、レベル 2 耐震性能評価」が出版された。1995 年兵庫県南部地震以降に規定された液状化関連項目の主なものは、①レベル 2 地震動の導入、②礫質土の液状化判定法、③地盤の流動化に対する設計法等である。

「高圧ガス設備等耐震設計基準」や「高圧ガス設備等耐震設計指針」での液状化及び流動化に関わる規定は、基本的に道路橋示方書（1996）に準じている。最新版は道路橋示方書（2017）であるが、粒度の影響を考慮した補正 N 値の算定式の見直し等の軽微な改定が行われているものの、基本的に大幅な改定はなされていない。また、仕様規定である「高圧ガス設備等耐震設計基準」（経済産業省告示第 250 号、旧耐震告示）は 2018 年に廃止され、「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」（経済産業省告示 220 号、新耐震告示）が制定されて性能規定化された。旧耐震告示の仕様規定は、「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1・レベル 2）、KHKS0861・KHK0862（2018）」に引き継がれ、KHKS0861・KHKS0862（2018）は新耐震告示の例示基準となっている。「高圧ガス設備等耐震設計指針」についても「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1・レベル 2）の解説、

KHKTD5861・KHKTD 5862（2023）」、「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1・レベル 2）の評価例、KHKTD5863・KHKTD 5864（2023）」に引き継がれている。

参考文献

1）若松加寿江：そこで液状化が起きる理由，東京大学出版会，2018.
2）宇佐美龍夫：新編 日本被害地震総覧（増補改訂版 416-1995），東京大学出版会，p33，1996.

4.2　液状化の予測方法

4.2.1　高圧ガス分野の液状化の予測方法

KHKS0861・KHKS0862 (2018) で規定している液状化の予測方法は、道路橋示方書 (1996) に準じており、その内容を以下に示す。

(1)　液状化の検討対象土層

液状化判定のための最初のステップとして、対象土層が液状化の判定を行う必要がある土質かどうかを判断する必要がある。判断条件は以下に示す 3 つの条件である。この 3 条件を全て満足する場合には、液状化する可能性があるとして、液状化の判定を行わなければならない。通常の地盤は砂質土や粘性土が入り混じっているが、その中の一部でも下記の 3 条件を満たす土層があれば、液状化判定を行わなければならない。

①地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層。

②細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、または FC が 35%を超えても塑性指数 I_P が 15 以下の土層。ただし、粘土分含有率 PC が 20%を超える土層は対象外とする。

③平均粒径 D_{50} が 10 ㎜以下で、かつ 10%粒径 D_{10} が 1 ㎜以下である土層。

②の条件では、一般に細粒分の多い土層は液状化し難いため、判定の対象外とされているが、埋立のシルトなどの低塑性（I_P が小さい，言い換えると粘り気が少ない）の土質は、細粒分含有率が大きくても液状化する可能性があるので、検討対象として含めている。また、③の条件は、1995 年兵庫県南部地震以前は平均粒径 D_{50} が 2.0 ㎜までの砂質土が判定対象で、それより大きい粒径の礫質土は判定対象外であった。しかし、1995 年兵庫県南部地震で、臨海部の礫の混じった埋立土（マサ土）が広範囲に液状化し、護岸や橋梁などの構造物が被害を受けたことから、粒径の範囲が拡張され、D_{50} が 10 ㎜までの礫質土も判定の対象となった。図 4.2.1 にマサ土の粒径分布を示す。ただし、礫だけの地盤は透水性が大きいことから地震時に過剰間隙水圧が発生してもすぐに消散してしまい被害に至らないと考えられるので、比較的細粒な粒子成分が含まれる場合（D_{10} が 1 ㎜以下）のみを液状化判定対象としている。

図 4.2.2 に液状化判定対象となる礫質土とならない礫質土の粒径分布の模式図を示す。

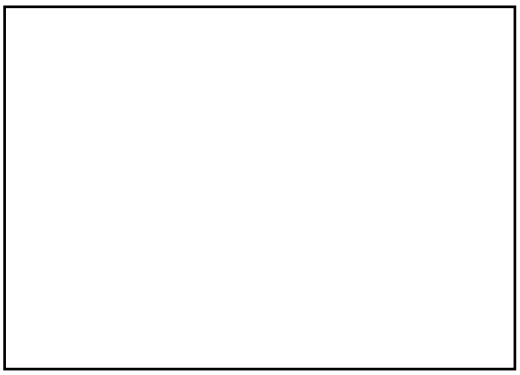


図 4.2.1　神戸臨海部の埋立地盤の粒度特性 [1)]

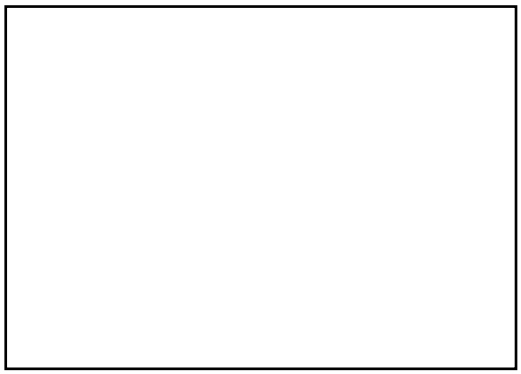


図 4.2.2　液状化判定の対象になる礫質土とならない礫質土

(2) 液状化判定法：F_L値の算定

(1)で示した 3 条件によって対象土層が液状化を検討すべき土層であると判定された場合には、液状化抵抗率 F_L を算定し、地盤の各深度の液状化可能性を定量的に判定する。F_L 値は（4.2.1）式に示すように、地震時に地盤に作用する荷重 L と地盤の液状化に対する抵抗力 R の比として表され、F_L<1 ならば液状化すると判定する。

$$F_L = \frac{R}{L} \qquad (4.2.1)$$

ここに、

L：地盤に作用する地震動の繰返しせん断応力比（繰返しせん断応力/有効上載圧）

R：地盤の動的せん断強度比（繰返しせん断強度/有効上載圧）

動的せん断強度比 R は、繰返し三軸強度比 R_L に地震動特性による補正係数 C_W を乗じることによって算定される。

$$R = C_W \cdot R_L \qquad (4.2.2)$$

ここに、

C_W：地震動特性による補正係数

レベル 1 地震動：1.0、レベル 2 地震動：1.0～2.0

R_L：繰返し三軸強度比

C_W は地震動特性（繰返し特性）による液状化のしやすさを表す係数である。同じ最大加速度の地震動でも、最大振幅に近い大きな波が多数含まれている振動型波形と最大振幅が衝撃的に発生する衝撃型波形では、振動型波形の方が液状化しやすい。C_W はこの影響を表す係数で、道路橋示方書（2002）では図 4.2.3 に示すように、既存の 130 の地震波形を豊浦標準砂の液状化強度曲線を用いて累積損傷度法により分析を行い、次式に示すように定式化している。同示方書のレベル 2 地震動（タイプⅠ）は、プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動で、レベル 2 地震動（タイプⅡ）は、内陸直下型地震を想定した地震動である。KHKS0862（2018）では、C_W を 1.0～2.0 としており、想定される地震動特性を念頭に適切に設定する必要がある。

①レベル 1 地震動及び
レベル 2 地震動（タイプⅠ）の場合

$$C_W = 1.0 \qquad (4.2.3)$$

②レベル 2 地震動（タイプⅡ）の場合

$$C_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \le 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \le 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \qquad (4.2.4)$$

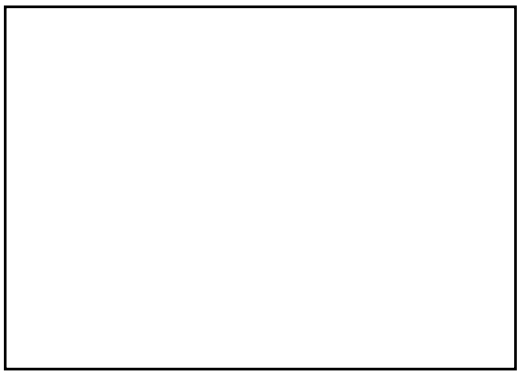


図 4.2.3　地震動特性による補正係数（道路橋示方書(2002)）

繰返し三軸強度比 R_Lは、等振幅の繰返し荷重を所定回数（通常は 20 回)）与えた場合に液状化するときの荷重から求められ、(4.2.5）式を用いて算定する。従来（1995 年兵庫県南部地震以前)、N 値の全域にわたって第 1 項だけであったが、N 値がある程度大きくなると、液状化強度が急激に増加することが分かってきた。1996 年の道路橋示方書の改定では、地盤の密な領域での強度増加項が加えられ、(4.2.5）式のような形になった。同式では補正 N 値が 14 以上になると補正項が効いてきて、液状化強度が急激に大きくなる形になっている。

$$R_L=\begin{cases}0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a<14)\\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7}+1.6\times10^{-6}\cdot(N_a-14)^{4.5} & (14\le N_a)\end{cases} \qquad (4.2.5)$$

ここに、N_aは粒度特性を考慮した補正 N値で、砂質土と礫質土に分けて次式で算定する。

①砂質土の場合

$$N_a=c_1N_1+c_2 \qquad (4.2.6)$$

$$N_1=170N/(\sigma'_v+70) \qquad (4.2.7)$$

$$c_1=\begin{cases}1 & (0\%\le FC<10\%)\\ (FC+40)/50 & (10\%\le FC<60\%)\\ FC/20-1 & (60\%\le FC)\end{cases} \qquad (4.2.8)$$

$$c_2=\begin{cases}0 & (0\%\le FC<10\%)\\ (FC-10)/18 & (10\%\le FC)\end{cases} \qquad (4.2.9)$$

②礫質土の場合

$$N_a=\{1-0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}\cdot N_1 \qquad (4.2.10)$$

ここに、

N: 標準貫入試験から得られる N値

N_1：有効上載圧 98kN/m² 相当に換算した N値

$$N_1=\frac{1.7N}{\frac{\sigma'_v}{98}+0.7} \qquad (4.2.11)$$

σ'$_v$：有効上載圧（kN/m²)

FC: 細粒分含有率（%）

D_{50}：平均粒径（㎜）

式（4.2.6）～式（4.2.9）に示した砂質土の関係式は、図 4.2.4 に示す細粒分含有率と N値の補正量 ΔN_1 の関係から定式化されたものであり、バラツキがかなりあることに留意していただきたい。また、式（4.2.10）の礫質土の関係式は、図 4.2.5 に示す関係から定式されている。同様にバラツキがかなり大きいため、液状化判定結果の評価に当たっては、これらの精度も十分考慮して検討する必要がある。

なお、最新の道路橋示方書（2017）では、粒度の影響を考慮した補正 N値である N_aの算定

式について見直しが行われている。詳細は、次節を参照されたい。

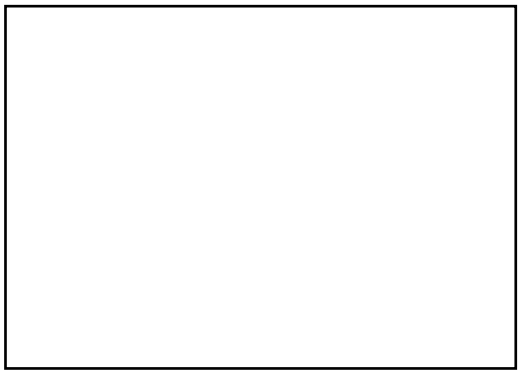


図 4.2.4　砂質土の細粒分含有率と補正 N値の関係（道路橋示方書(2002)）

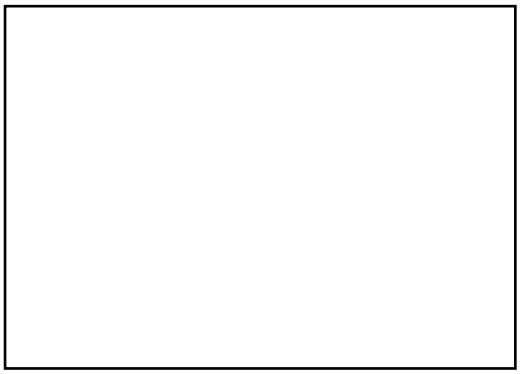


図 4.2.5　礫質土の平均粒径と N値の関係（道路橋示方書(2002)）

せん断応力比 L は、次式により得られる値とする。

$$L = \gamma_d \cdot K_H \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \qquad (4.2.12)$$

ここに、

γ_d : 地震時のせん断応力比の深さ方向の低減係数

γ_d=1.0-0.015x, x は地表面からの深さ（m）

K_H : 地表面における設計水平震度（(3)節参照）

σ_v : 設計深度における全上載圧（kN/m²）

σ'_v : 設計深度における有効上載圧（kN/m²）

(3)　液状化判定に用いる設計水平震度

KHKS0861・KHKS0862（2018）における液状化判定に用いる設計水平震度 K_H は次式に示すとおりである。

$$K_H = 0.150\,\mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3 \qquad (4.2.13)$$

ここに、

μ_k : 地震動のレベルに基づく係数で、レベル 1 地震動の場合は 1.0、レベル 2 地震動の場合は 2.0 以上の値とする。

β_1 : 耐震設計構造物の重要度に基づく係数（表 4.2.1 参照）

β_2 : 地域に基づく係数で、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動では係数が異なる（表 4.2.2 参照）。

β_3 : 表層地盤増幅係数（表 4.2.3 参照）

β_1 と β_2 の積が 0.33 未満の場合は、$\beta_1 \cdot \beta_2$=0.33 とすることとなっているので、レベル 1 及びレベル 2 地震動における水平震度の範囲は表 4.2.4 になる。

表 4.2.1　重要度係数 β_1

重要度	Ⅰa	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
レベル１地震動	1.00	0.80	0.65	0.50
レベル２地震動	1.00	0.80	－	－

表 4.2.2　地域係数 β_2

地域区分	特Ａ	Ａ	Ｂ	Ｃ
レベル１地震動	1.0	0.8	0.6	0.4
レベル２地震動	1.0	0.8	0.7	0.7

表 4.2.3　表層地盤増幅係数 β_3

地盤種別	β_3
第１種地盤（第３紀以前の地盤）	1.4
第２種地盤（洪積地盤）	2.0
第３種地盤（第１種、第２種及び第４種地盤以外の地盤）	2.0
第４種地盤（埋立または沖積層の厚さが 25m 以上の地盤）	2.0

表 4.2.4　水平震度 K_H の範囲

地震動レベル	K_H の範囲
レベル１地震動	0.07～0.30
レベル２地震動	0.235～0.60

表 4.2.3 に示した表層地盤増幅係数 β_3 を求める際に用いる地盤種別は、定義が定性的で決め難い部分もあるので、土質柱状図を用いて地盤種別を決定する方法を参考として示す。

(a)　地盤の固有周期から地盤種別を決める方法

地盤の固有周期を算定し、表 4.2.5 に示す関係を用いて地盤種別を決定する。地盤の振動特性に基づいた合理的な方法であり、道路橋示方書（1980）ではこの方法で地盤種別が決められている。なお、地盤の固有周期 T_G は工学的基盤より上の表層地盤を対象として、(4.2.14) 式で算定する。

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{Si}} \qquad (4.2.14)$$

ここに、

H_i：基盤上部の表層地盤のうち i 番目の地層の厚さ(m)

V_{Si}：i 番目の地層の S 波速度（m/sec）で、(4.2.15) 式を用いて土質別に算定する。

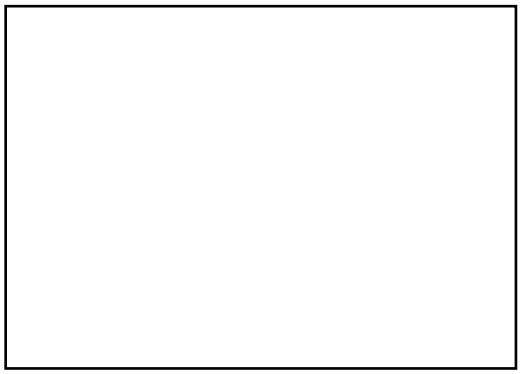
$$\left.\begin{array}{ll} \text{砂質土} & V_S=80N^{1/3} \\ \text{粘性土} & V_S=100N^{1/3} \end{array}\right\} \qquad (4.2.15)$$

なお、基盤は砂質土で N 値 50 以上、粘性土で N 値 25 以上のある厚さで連続する地層か、S 波速度が 300m/sec 以上の地層をいう。

(b)　沖積層厚と洪積層厚から地盤種別を決める方法

図 4.2.6 に示す手順に従って、沖積層厚と洪積層厚から地盤種別を決定する。

表 4.2.5　地盤の固有周期と地盤種別の関係（道路橋示方書(1980)）



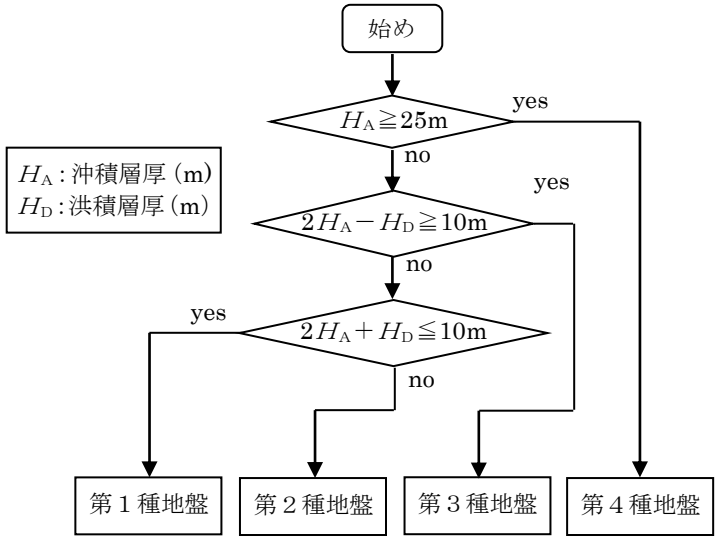


図 4.2.6　沖積層厚及び洪積層厚を用いた地盤種別の求め方

4.2.2　他分野の液状化の予測方法

他分野の土木・建築分野の設計基準として、道路橋示方書（2017）、鉄道構造物等設計標準（2012）、港湾の施設の技術上の基準（2018）、建築基礎構造設計指針（2019）における液状化の予測方法を示す。なお、安田はこれら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を詳述しており[2]、参考にされたい。

(1)　液状化の検討対象土層

各設計基準において、液状化の検討対象土層をまとめると図 4.2.7 のようになる。

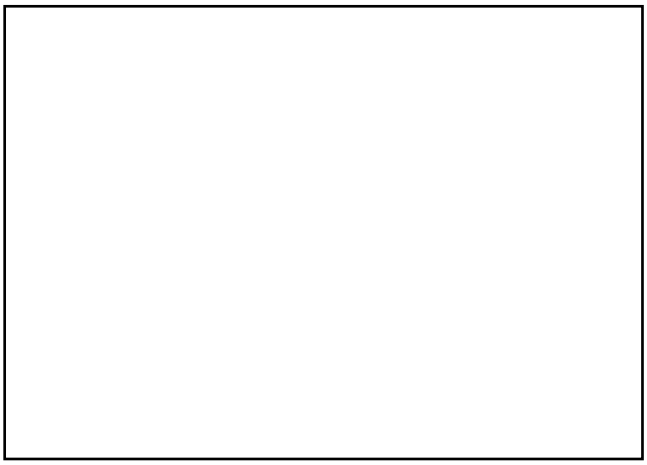


図 4.2.7　各設計基準における液状化の検討対象土層[3]

(2)　液状化判定法

液状化判定法として、道路橋示方書（2017）、建築基礎構造設計指針（2019）、鉄道構造物等設計標準（2012）では、既述の次式に示す F_L 値が適用され、F_L<1 ならば液状化すると判定する。次節以降に、各設計基準の液状化判定法の詳細を示す。

$$F_L = \frac{R}{L} \qquad (4.2.16)$$

ここに、

L：地盤に作用する地震動の繰返しせん断応力比（繰返しせん断応力/有効上載圧）

R：地盤の動的せん断強度比（繰返しせん断強度/有効上載圧）

(3)　道路橋示方書

(a)　地震外力

地震による外力項であるせん断応力比 L は式(4.2.17)である。ここで設計水平震度 k_s は、標準設計水平震度 k_{s0} に地域別補正係数を乗じたものである。設計水平震度の標準値は表 4.2.6 で、地盤種別は表 4.2.7 で与えられている。地震動はレベル 1、レベル 2 の二つに分けられており、レベル 1 地震動は「橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動」と定義される。一方、レベル 2 地震動は「橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦発生すると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動」と定義され、タイプⅠの地震動（プレート境界型の大規模な地震）とタイプⅡの地震動（内陸直下型地震）に分けられている。

$$L = r_d k_s \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left(\frac{\alpha_{max}}{g}\right) \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \qquad (4.2.17)$$

ここで、k_s は設計水平震度で、各耐震設計基準ごとに設定が異なる。σ_{v0}、σ'_{v0} は上載圧、有効上載圧、α_{max} は地表最大加速度である。r_d は深さ方向の低減係数であり次式で与えられる。

$$r_d = 1 - 0.015z \qquad (4.2.18)$$

表 4.2.6　液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値



表 4.2.7　地盤種別



(b) 液状化強度

液状化強度 R は次式で表される。

$$R=c_w R_L \tag{4.2.19}$$

ここで、R_L は繰返し三軸強度比、c_w は地震動特性による補正係数で、次のようになる。

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動（タイプⅠ地震動）　c_w=1.0　(4.2.20)

$$\text{レベル 2 地震動（タイプⅡ地震動）} c_w= \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L+0.67 & (0.1<R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4<R_L) \end{cases} \tag{4.2.21}$$

液状化強度は繰返し回数の少ないところでは急に大きくなり、タイプⅡ地震動では繰返し回数が少ないことから、c_w はこれを考慮して、R を高くしたものである。なお、海溝型の長時間継続地震動（繰返し回数の非常に多い地震動）に対する補正係数は、c_w=0.70～0.85 程度となることが報告[4]されており、c_w を 0.8 程度とする自治体もある。

繰返し三軸強度比 R_L は次式で与えられる。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{\dfrac{0.85N_a+2.1}{1.7}} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{\dfrac{N_a}{1.7}} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a-14)^{4.5} & (N_a \geq 14) \end{cases} \tag{4.2.22}$$

$$\left.\begin{aligned} N_a &= \begin{cases} C_{FC}(N_1+2.47)-2.47 & (D_{50}<2\,\mathrm{mm}) \\ \left(1-0.36\log_{10}\dfrac{D_{50}}{2}\right)\cdot N_1 & (D_{50}\geq 2\,\mathrm{mm}) \end{cases} \\ N_1 &= \frac{170N}{\sigma'_{vb}+70} \\ C_{FC} &= \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ \dfrac{F_c+20}{30} & (10\% \leq F_c < 40\%) \\ \dfrac{F_c-16}{12} & (40\% \leq F_c) \end{cases} \end{aligned}\right\} \tag{4.2.23}$$

ここで、

N_1：有効上載圧 100kPa に換算した N 値

N_a：粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ'_{vb}：標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧（kPa）

c_{FC}：細粒分含有率による N 値の補正係数

図 4.2.8 には、砂質土の換算 N値 N_1 に対する繰返し三軸強度比 R_Lの関係を示す。

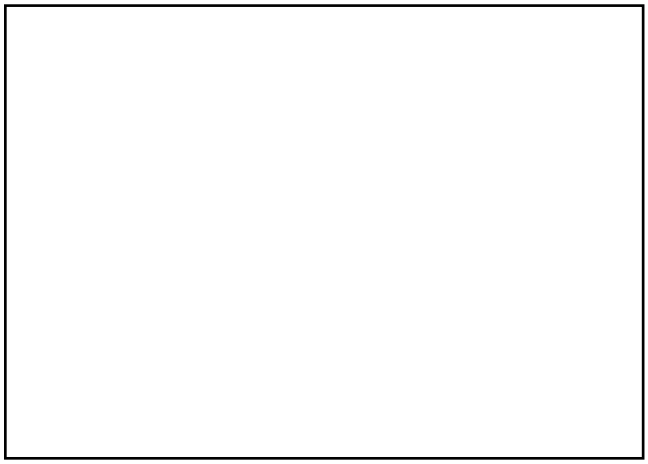


図 4.2.8　砂質土の換算 N値 N_1 に対する繰返し三軸強度比 R_L の関係 [5)]

(4) 建築基礎構造設計指針

(a) 地震外力

外力項 L は次式のように定義されている。

$$L = r_n \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \qquad (4.2.24)$$

ここで、地表面における設計用水平加速度 α_{max} は、損傷限界検討用として 150～200cm/s²、終局限界検討用として 350cm/s² が推奨されている。r_n は等価な繰返し回数に関する補正係数で、地震のマグニチュード M を用いて次式で与えられる。M=7.5 が標準とされているので、r_n=0.65 となる。

$$r_n = 0.1(M-1) \qquad (4.2.25)$$

(b) 液状化強度

液状化強度 $R = \tau_l / \sigma'_z$ は、拘束圧 σ'_z の影響と細粒分含有率 F_c の影響を補正した N_a を用いて図 4.2.9 より求める。ここで、N_a は次式で求められる。N_1 は拘束圧に関する換算 N 値、ΔN_f は細粒分含有率 F_c に応じた補正 N 値増分である。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \qquad (4.2.26)$$

$$N_1 = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_z}} \qquad (4.2.27)$$

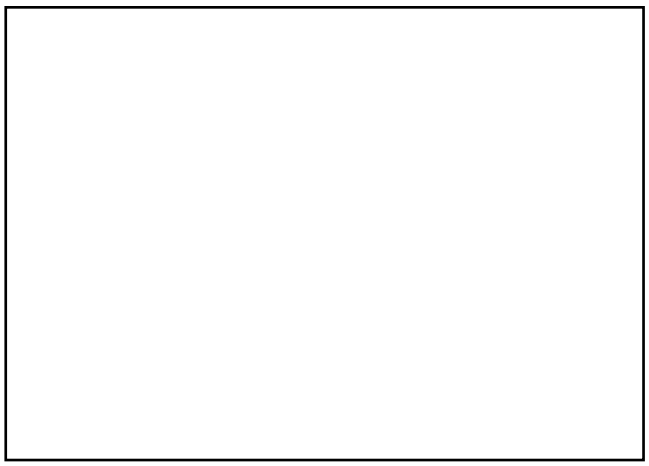


図 4.2.9 液状化強度の求め方

(5) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準（2012）では、地震動 L1、L2 に対して異なる方法を用いているのが特徴である。

(a) L1 地震動

F_L法による方法であり、Lは既掲の式(4.2.17)で示され、地表面加速度 α_{max}=200cm/s² が標準値である。

液状化強度 Rは、平均粒径 D_{50}(mm)、細粒分含有率 F_c(%)、有効上載圧 σ'$_v$(kPa)などの関数として次式により求める。

$$R = f_R \times \begin{cases} a\{N_1^{0.5} + (bN_1)^c\} + h(N_1, \sigma_v') + f(D_{50}, F_c, \sigma_v') & (D_r \geq 60\%) \\ 0.0882\sqrt{\dfrac{N}{\dfrac{\sigma_v'}{100} + 0.7}} + f(D_{50}, F_c, \sigma_v') & (D_r < 60\%) \end{cases} \qquad (4.2.28)$$

ここで各変数は次の通りである。

f_R: 液状化強度の算定上の不確実性を考慮する地盤抵抗係数で 1.0 とする

$$h(N_1, \sigma_v') = 9.8 \times 10^{-8} \left\{ \frac{0.68(\sigma_v'/100 + 1.5)}{\sigma_v'/100 + 0.7} N_1 - 9.9433 \right\}^{5.1}$$

$$D_r = 36 \left(\frac{N}{\sigma_v'/100 + 1.5} \right)^{0.37} \quad : \text{相対密度 [\%]}$$

$$N_1 = 2.5 \left(\frac{N}{\sigma_v'/100 + 1.5} \right) \quad : \text{基準化 } N \text{ 値（本書での共通用語は換算 } N \text{ 値）}$$

$f(D_{50}, F_c, \sigma_v')$ ：細粒分及び平均粒径の補正係数で次式による。

$$\begin{cases} 0.0027F_c + 0.65 & (D_{50} < 0.075\,\text{mm},\ F_c > 50\%) \\ 0.21 \log_{10} \dfrac{0.2}{D_{50}} + 0.065 \log_{10}(F_c + 1) - 0.065 \log_{10} \dfrac{\sigma_v'}{100} & (0.075\,\text{mm} \leq D_{50} < 0.5\text{mm}) \\ -0.084 + 0.065 \log_{10}(F_c + 1) - 0.065 \log_{10} \dfrac{\sigma_v'}{100} & (D_{50} > 0.5\,\text{mm}) \end{cases}$$

a, b, c：係数で，それぞれ 0.0676, 0.0368, 0.45

(b) L2 地震動

L2 地震動に対しては、液状化強度比 Rは累積損傷度理論を用いて、補正した液状化強度 R_Dより次式で求める。

$$R = \frac{1 + 2K_0}{3} R_D \qquad (4.2.29)$$

ここに、K_0：静止土圧係数

累積損傷度理論を用いるには、せん断応力の時刻歴が必要である。これを求めるためには、地震応答解析を行う必要があるが、逐次積分に基づく全応力非線形解析が推奨されている。このようにして求めたせん断応力時刻歴から、次のようにして R_Dを求める。

①液状化対象層（深さ z）ごとにせん断応力の各ピーク値 $\tau(i, z)$より、応力比 $L(i, z)$を求める。

$$L(i, z) = \tau(i, z)/\sigma'_v \qquad (4.2.30)$$

②液状化強度曲線で、$L(i, z)$に対する繰返し回数 N_{ci}を読み取る。

③次式により累積損傷度 D を求める。

$$D=\Sigma\{1/(2N_{ci})\} \qquad (4.2.31)$$

④もし、D=1 とならないなら、①で得られたせん断応力比を補正とあるが、具体的には最初に求めたせん断応力のピーク値 $\tau(i, z)$を比例倍して D=1 となるようにする。

⑤D=1 となったときの最大の $L(i, z)$を R_Dとする。

なお、有効応力地震応答解析による液状化判定も許容されている。

(c) 動的解析による方法

動的解析として有効応力地震応答解析が示されている。これより、過剰間隙水圧の上昇、地盤の動的応答値を算定し、液状化の危険度を判定することになっている。ただし、そのための具体的な方法は示されていないので、設計者が判断する必要がある。

(6) 港湾の施設の技術上の基準

港湾の施設の技術上の基準（2018）は、最終判定に N 値を用いているが、地震応答解析を行う等、F_L 法より計算は複雑である。液状化の検討を行う土は、図 4.2.7 に示した液状化の可能性あり、特に液状化の可能性ありとされる土で、その他の土は液状化しないと判断する。

液状化判定のためには、等価 N 値と等価加速度が必要である。このうち、等価 N 値は次式で表される。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma_v' - 65)}{0.0041(\sigma_v' - 65) + 1.0} \tag{4.2.32}$$

これは補正 N 値に相当するものであるが、基準となる上載圧は σ'_v=65kPa である。

等価加速度 α_{eq} は地震応答解析（通常 SHAKE を用いる）で得られた最大せん断応力 τ_{max} を用いて次式により求める。

$$\alpha_{eq} = 0.7\frac{\tau_{max}}{\sigma_v'}g \cdot \frac{1}{c_a} \tag{4.2.33}$$

ここで、c_a は次式となる。

$$\left.\begin{aligned} c_a &= 5^{-d_1} \cdot n_{ef}^{d_1} \\ d_1 &= \begin{cases} 0.2 - 0.7D_r & \left(D_r \geq \dfrac{0.2}{0.7}\right) \\ 0 & \left(D_r < \dfrac{0.2}{0.7}\right) \end{cases} \\ D_r &= 0.16\sqrt{\frac{170N}{70 + \sigma_v'}} \end{aligned}\right\} \tag{4.2.34}$$

n_{ef} は有効波数で、せん断応力の時刻歴より最大せん断応力 τ_{max} の 60%以上の波頭の数の半分である。

同基準では、等価 N 値と等価加速度の二つを用いて、図 4.2.10(a)により土質区分をⅠ～Ⅳの 4 種類に分類し、表 4.2.8 に基づいて液状化予測、判定を行う。なお、入力地震動については、同基準では断層の震源過程から対象サイトまでの伝播を考えた方法、中央防災会議の結果を流用する方法などが示されている。

図 4.2.10 (a)の等価 N 値は、式(4.2.32)にさらに細粒分 F_c による補正を行った後のものである。この補正は、以下の三つのケースに分けられている。

①I_p<10 または得られていない場合、あるいは F_c<15%

式(4.2.32)で得られた等価 N 値を図 4.2.10 (b)に示す補正係数 C_N で除したものを検討用等価 N 値とする。

②10≦I_p<20 かつ F_c≧15%

検討用 N 値を二つ用意する。一つは、式(3.5-1)で得られた等価 N 値を C_N=0.5 で除したもの（=$(N)_{65}$/0.5）。もう一つは、N+ΔN である。ここで ΔN は次式で求める。

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10) \tag{4.2.35}$$

ここで、N+ΔNがⅠ、Ⅱにあるときは、それぞれⅠ、Ⅱと判定する。N+ΔNがⅢ、Ⅳにあり、$(N)_{65}$/0.5 がⅠ、Ⅱ、ⅢのときはⅢと判定する。N+ΔNがⅢ、Ⅳにあり、$(N)_{65}$/0.5 がⅣのときはⅣと判定する。

③I_p≧20 かつ F_c≧15%

検討用 N値を上で求めた N+ΔNとする。

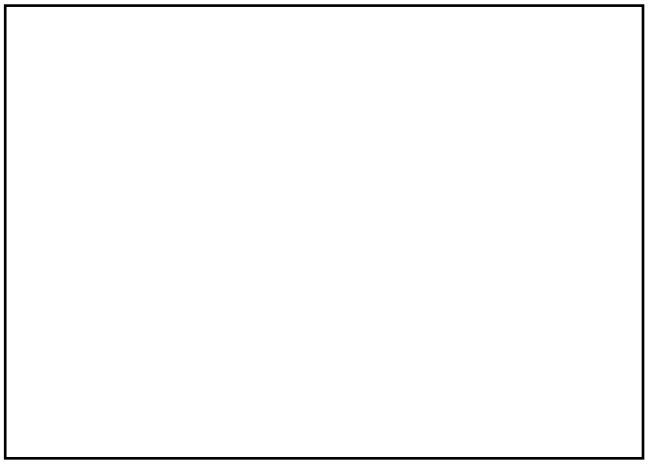
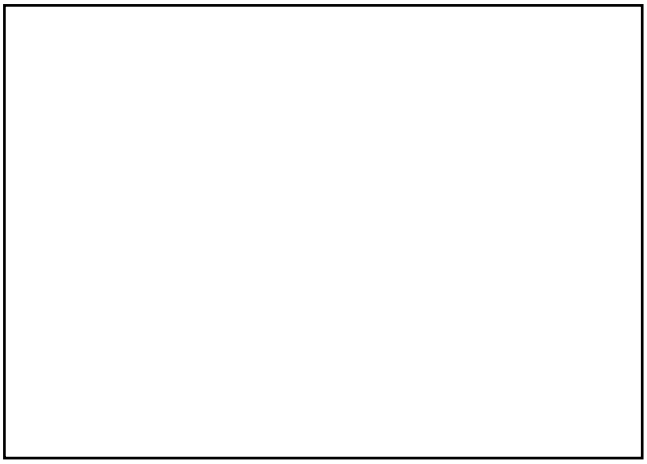


図 4.2.10　液状化判定法

表 4.2.8　液状化予測と判定



4.2.3　液状化の詳細判定法

詳細判定法は、原位置における地盤調査・試験や解析によって液状化判定を行うものである。通常は KHKS0861・KHKS0862 (2018) 等に示されている方法で液状化判定を行えばよいが、対象とする構造物の重要性が高い場合や、液状化判定で得られた F_L 値が 1.0 前後となり、液状化の判断が難しい場合などには、現地の地盤特性や地震活動度などを考慮した詳細判定を行う方法もある。

詳細判定法には、地震時の繰返しせん断応力比 L を地震応答解析、動的せん断強度比 R を地盤調査・試験を用いて行う方法（F_L 法）と、地震時の過剰間隙水圧の影響を考慮した動的有効応力解析を行い、砂質土層の過剰間隙水圧の上昇度合いによって、直接、液状化の判定を行う方法（有効応力法）の２つがある（図 4.2.11 参照）。どちらの方法を使うかは、地盤や構造物の条件および重要度を十分勘案して決めるのがよい。例えば KHKS0862（2018）では、設計用の地震動としてサイトスペシフィック地震動の適用を基本にしており、地震応答解析や動的有効応力解析の入力地震動にはサイトスペシフィック地震動を適用するのが合理的である。

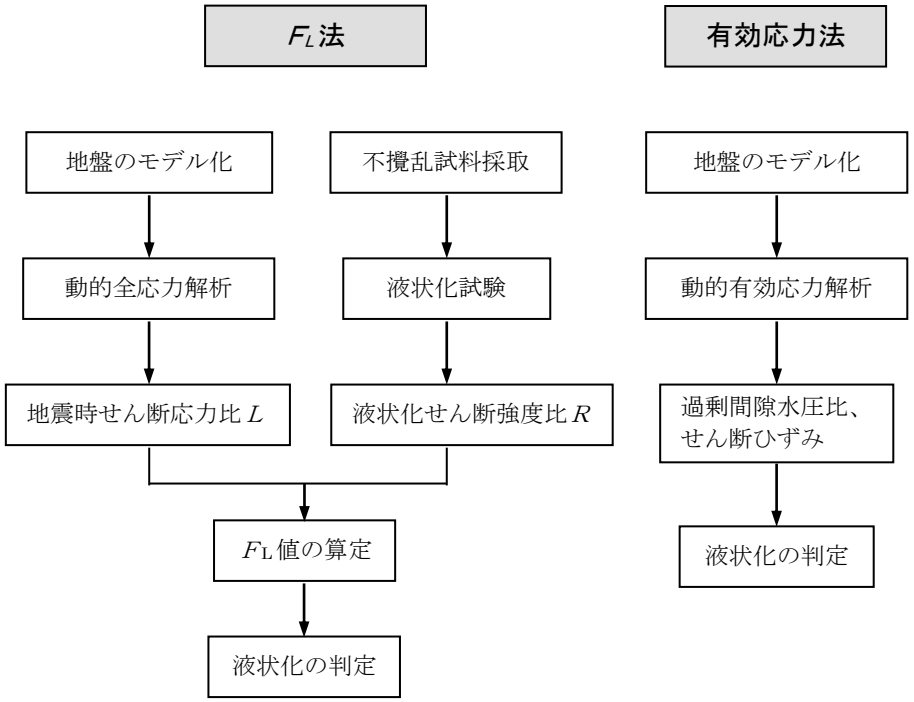


図 4.2.11　液状化の詳細判定法の流れ

4.2.4　液状化のリアルタイム発生予測

東京ガスの清水らの研究グループは、新 SI センサー（都市ガスの圧力調整器（地区ガバナ）に地震発災時に感震遮断させる目的で設置されている）のデータを用いて、液状化判定を行う手法を提案している[6]。このシステム全体は超高密度リアルタイム防災システム - SUPREME (Super-dense Realtime Monitoring of Earthquakes)と呼ばれており、3700 箇所に設置された新 SI センサー網である。なお、SUPREME は、先行して開発された SIGNAL (Seismic Information Gathering & Network ALert system)の後継システムとして開発されている。

新 SI センサーでは液状化時の地震波形の変化を加速度 Amax、SI 値、推定変位 D（$2SI^2$／Amax)、推定周期（T）を用いて、以下の 4 条件を満たしたときに液状化が発生したと判定しているため、非常に簡便に液状化を把握でき、面的な液状化を判断できるようになる。なお、ここで推定周期（T）とは、新ＳＩセンサーで計測される加速度地震波形がゼロ線を横切る時間間隔の 2 倍（ゼロクロス周期）としている。

(I) Amax＞100gal　(II) SI 値＞20kine　(III) D＞10cm　(IV) T＞2sec

図 4.2.12 に過去 70 地震の波形を分析し液状化判定を実施した結果を示す。今回開発した測定法を用いれば、ほぼ 100%の液状化の判定がリアルタイムで可能である。

1998 年 1 月より供給区域、約 3,100km^2 に対して約 3,700 基の地震計（新 SI センサー）を設置しモニタリングする世界一高密度な“SUPREME"の構築が行われ、運用されている（図 4.2.13 参照)。

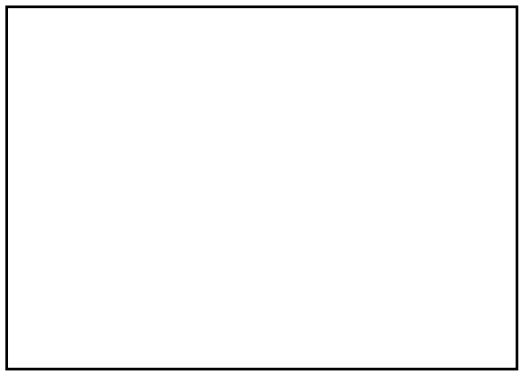


図 4.2.12　液状化判定結果[6]

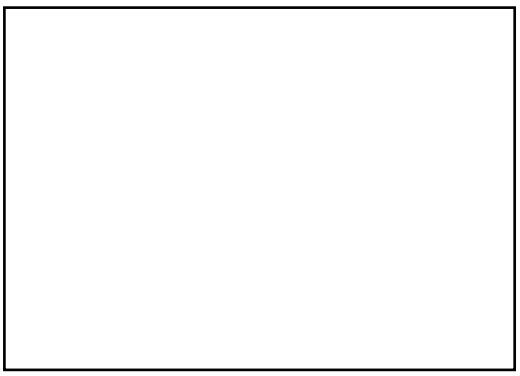


図 4.2.13　SUPREME・新 SI センサー配置図[6]

参考文献

1) 神戸市みなと総局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド，六甲アイランド)，p.68，1995.

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, No.7, pp.63-66，2022.

3) 吉田望：液状化現象－メカニズムから数値解析までー，森北出版, 2020.

4) 石川敬祐，安田進，青柳貴是：海溝型巨大地震時の合理的な簡易液状化判定手法に関する研究，地盤工学ジャーナル, Vol.9，No.2，pp.169-183, 2013.

5) 松尾修 : 道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集，No.757, III-66, pp.1-20, 2004.

6) 小金丸健一，清水善久，中山渉：超高密度リアルタイム防災システム-SUPREME-の開発，地震学会ニュースレター連載：強震観測の最新情報（17)，Vol.12，No.3，29-34，2000.

4.3　流動化の予測方法

4.3.1　地盤流動のタイプ

液状化すると地盤がメートル単位で移動する流動化が発生する場合がある。過去の震害事例においても、1964 年新潟地震において新潟市内で最大 10m にも及ぶ流動変位が発生し、1995 年兵庫県南部地震の際には神戸市を中心とした臨海部で最大 4～5m 程度の流動変位が発生した。図 4.3.1 は新潟地震における信濃川流域の地盤の流動変位分布である。流動変位ベクトルは河心方向に向かっている。図 4.3.2 は兵庫県南部地震の際の神戸市ポートアイランド（第 1 期）の流動変位分布である。流動変位ベクトルは護岸に直交方向で海側に向いている。

この２つの事例は、海と河川の違いはあるが、いずれも護岸で仕切られた地盤が液状化して水部側に移動するタイプの流動である。液状化に伴う地盤流動は、このような"護岸背後地盤タイプ"と呼ばれるものの他に、新潟地震の際に新潟市内陸部で見られた事例や 1983 年日本海中部地震の際に能代市で見られたような"傾斜地盤タイプ"と呼ばれる流動がある。図 4.3.3 は能代市の流動変位分布である。地表面は勾配が数度の緩やかな斜面であるが、この地域で 3～4m 程度の流動変位が発生している。

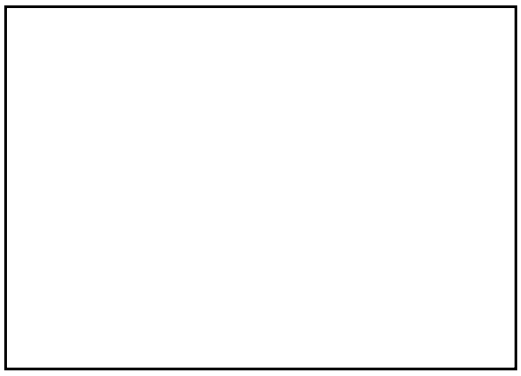


図 4.3.1　信濃川沿岸部の流動変位分布
（1964 年新潟地震）[1)]

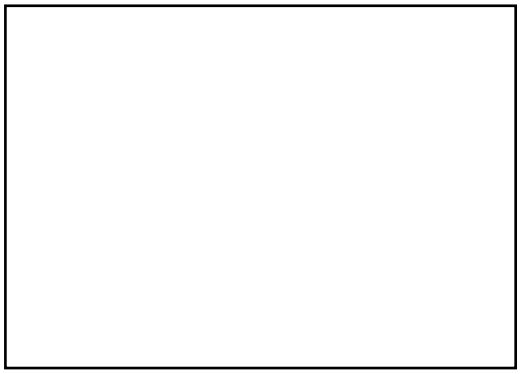


図 4.3.3　能代市北部の流動変位分布
（1983 年日本海中部地震）[1)]

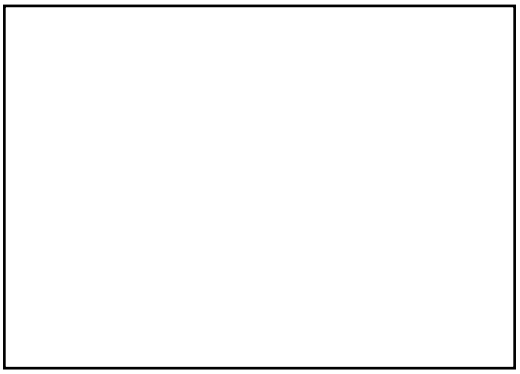


図 4.3.2　ポートアイランド（第１期）の流動変位分布
（1995 年兵庫県南部地震）[2)]

以上をまとめると、液状化に伴う地盤流動のタイプには、「護岸背後地盤タイプ」と「傾斜地盤タイプ」があり、それらを模式的に表すと図 4.3.4 になる。KHKTD5862（2023）では、当該施設が主に臨海部や河川に面した地点に立地することから、「護岸背後地盤タイプ」の流動のみを取り扱っている。ただし、護岸背後地盤タイプの流動は護岸近傍が大きいので、当該施設が水際線から離れた場所にある場合は、護岸背後地盤タイプの流動の影響は小さい。しかし、対象地盤が液状化しやすく、かつ緩やかな勾配をもつものであれば、「傾斜地盤タイプ」の流動の検討も行っておくとよい（例えば文献 4.3-3）参照）。なお、高圧ガス施設では、流動化を検討するのはレベル 2 地震動のみである。

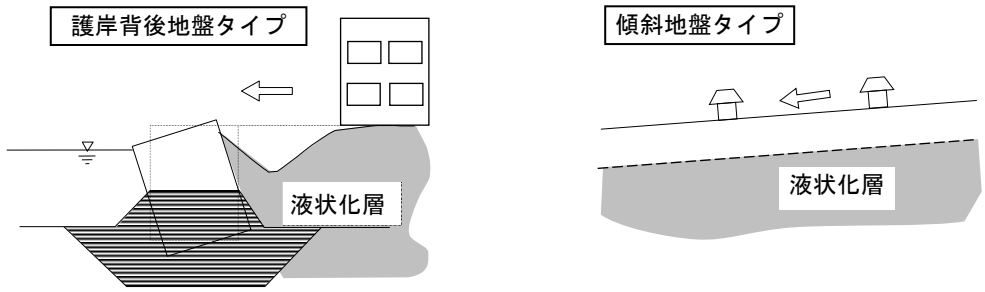


図 4.3.4　地盤流動のタイプ

4.3.2　地盤流動化の発生可能性の判定

(1)　高圧ガス設備等の耐震設計基準

KHKTD5862 (2023) では、対象とする護岸が以下の 2 つの条件を同時に満たす場合に、「流動化するおそれのある地盤」と判定し、流動を考慮した基礎の設計あるいは対策が必要となる。ただし、国または自治体が規定する耐震護岸においては、レベル 2 相当の地震動に対する照査により機能維持が図られている場合は流動化の検討対象から除外してよい。

①護岸水深が 5m 以上

②護岸高さの範囲における護岸背後地盤が護岸高さの 1/2 以上の層厚で水平方向に連続して液状化する場合

「護岸水深」とは、図 4.3.5 に示すように捨石マウンドや護岸前面の押え捨石がある場合はその位置での水深としてよい。護岸背後地盤とは、護岸背後の地盤のうち、捨石マウンドより上の部分とする。また、流動化の検討を行うのは対象構造物が護岸から 100m 以内にある場合とされている。

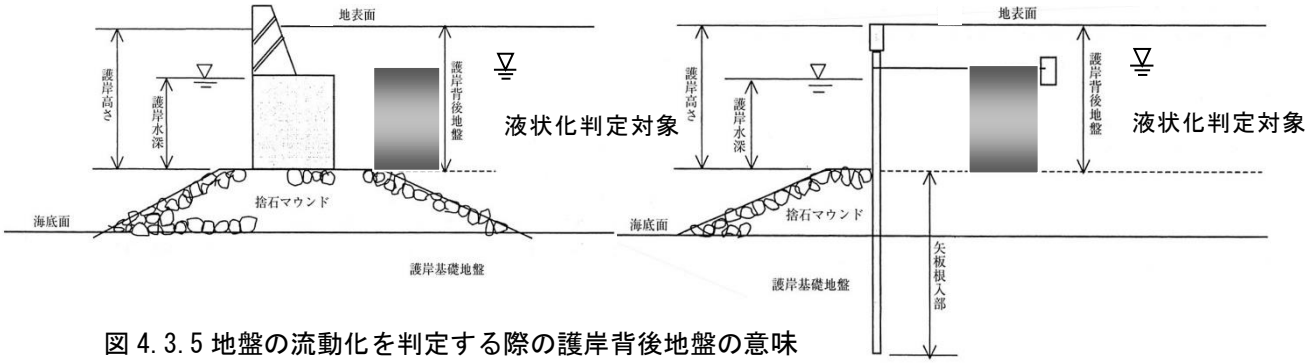


図 4.3.5 地盤の流動化を判定する際の護岸背後地盤の意味

(2) 道路橋示方書

道路橋示方書は 1995 年兵庫県南部地震の被害を受けて最も早く、1996 年に改定された設計基準で、流動化に対する設計方法も他の基準に先駆けて規定されている。KHKTD5862 (2023) の流動化判定方法も、この基準を参考に定められている。この基準では、次の 2 つの条件のいずれにも該当する地盤は橋梁に影響を与える流動化が生じる地盤とみなすと規定されている。なお、最新の道路橋示方書（2017）においても同様の規定がなされている。

①臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤

②液状化すると判定される層厚 5m 以上の砂質土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

(3) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準（2012）では、構造物の建設予定地点が河川や海等の水際線背後地盤または地表面と液状化の想定される地層が広範囲で傾斜している地盤で、広範囲にわたって液状化すると判定された地盤は、側方流動の影響を考慮して、構造物の性能を照査するとされている。ただし、以下の条件を満足することが確認された場合には側方流動の影響を考慮しなくてもよいとされている。

①設計地震動に対して護岸が安定である場合

②側方流動の起点と考えられる地盤、あるいは建設地点近傍地盤のどちらかにおいて、液状化指数 P_L が 15 以下の場合

③側方流動による地盤変位量と側方流動を考慮する層厚の比が 1/100 以下の場合

②は地盤の液状化の程度と連続性を考慮している条件である。従って、液状化する地盤と判定されても、液状化の程度（P_L 値）が所定の大きさ以上の場合のみ、流動の影響を考慮するようになっている。これは、既往の地震において、流動が発生した地盤の P_L 値がいずれも 15 以上であったことを考慮したものである。また、道路橋示方書（2017）や KHKTD5862（2023）では、液状化層の連続性という表現があるものの、具体的にはその定義は明確にはなっていないが、この基準では液状化の程度と連続性の定義が明確になっている。③の条件は、既往の研究から、RC 構造物等は変形率 θ（流動変位／液状化層厚）が 1/100 以下であれば、大きな損傷に至らないことが確認されていることから設けられた規定である。また、液状化層が深さ方向に複数ある場合における側方流動を考慮する深さ方向の範囲は F_L 値の分布形態によって、図 4.3.6 に示すような例を参照して決定することとなっている。

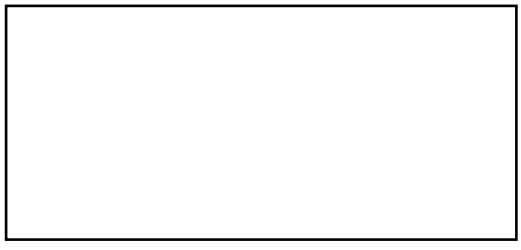


図 4.3.6 側方流動を考慮する深さ方向の範囲

参考文献

1) Hamada, M.,Yasuda, S., Isoyama, R.,and Emoto, K. : Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements, Association for The development of Earthquake Prediction, p6, p22, p77, 1986.

2) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. : Performance of caisson type quay walls at Kobe Port, Special Issue of Soils and Foundations , pp.119～136, 1996.

4.4　液状化及び流動化の影響の予測方法

4.4.1　液状化及び流動化の影響の種類

液状化及び流動化による地盤・構造物への影響は種々のものがあるが、高圧ガス設備を対象とした場合には影響は表 4.4.1 のようになる。このうち、埋設配管やカルバート等の地下構造物はそれほど多くなく、地震時の問題はあまり大きくないと考えられることから、直接基礎構造物及び杭基礎構造物への影響について紹介する。

液状化地盤の構造物への影響について、荷重要素として扱う場合と抵抗要素として扱う場合に大別される。荷重要素として扱う場合は、以下に示す沈下、傾斜、水平地盤変位、流動化による水平移動（流動変位や土圧）が挙げられる。一方、抵抗要素として扱う場合は、杭基礎の水平地盤反力が挙げられ、液状化地盤では地盤反力係数が低減される。

さて、直接基礎構造物では、液状化すると基礎は地盤とともに沈下するだけではなく、基礎及び上部構造物の重量によってめり込み沈下や傾斜が生じる。このような場合、基礎の異なる付属設備や隣接構造物間の挙動（変位）の差異による被害が予想される。また、液状化による地盤の流動化によって、直接基礎の構造物は地盤とともに水平移動するため、杭基礎構造物や配管等の付属設備との間に相対変位が生じ、それが被害につながる場合もある。

一方、杭基礎構造物では、液状化時には地盤の強度低下によって水平方向の地盤拘束力が低下（水平地盤反力が低減）する結果、上部構造物の慣性力によって杭に大きな変形が発生し、それが杭あるいは上部構造物の被害につながる可能性がある。また、杭基礎の設計では地震時の水平地盤変位の影響を考慮する必要があるが、特に液状化層では大きな水平地盤変位が発生し、その影響を考慮する必要がある。さらに、地盤の流動化によって基礎に大きな変位（土圧）が作用すると考えられるので、そのような変位（土圧）に対しても致命的な被害が生じないような基礎構造を考えなければならない。流動変位（土圧）は概ね地震後に発生することが知られており、各耐震設計基準では杭基礎の設計で流動変位（土圧）を考慮する場合、地震力との重ね合わせはしない規定となっている。

表 4.4.1　高圧ガス設備における液状化及び流動化の影響

構造物の種類	影響の種類	影響の考慮方法
直接基礎構造物	沈下・傾斜	付属設備・隣接構造物との取り合い
	水平移動（流動変位(土圧)）	杭基礎構造物との取り合い
杭基礎構造物		杭の設計
	水平地盤反力の低減	
	水平地盤変位（地震時）	
埋設配管・カルバート等の地下構造物	浮き上がり	浮き上がり安全率

4.4.2　液状化に伴う地盤沈下量の予測方法

(1)　沈下のパターン

液状化による地盤及び構造物の沈下には次の 3 つのパターンがある。

①過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の圧密沈下（図 4.4.1(a)）

②護岸の移動に伴う幾何学的沈下（図 4.4.1(b)）

③地盤の軟化と構造物（タンク等）の自重によるめり込み沈下（図 4.4.1(c)）

①の過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の圧密沈下は、液状化に伴って必ず起こる現象である。液状化は地盤中に過剰間隙水圧が蓄積することによって起こり、蓄積した過剰間隙水圧は、通常、地表に消散していく。水圧が消散した地層は、その分体積が減少するため地盤沈下が生じる。過剰間隙水圧の消散に伴って、地表に向かう水の流れ（一部土砂を巻き込む）が生じ、それが地表に達したものが噴砂・噴水である。

②の護岸の移動に伴う幾何学的沈下は、流動が発生する地盤の護岸近傍に見られる沈下である。図 4.4.1(b)に示すように、護岸の移動に伴って背後地盤の流動（移動）が起こるが、両者の挙動は異なるので、護岸と背後地盤の間に陥没・沈下が発生する。この沈下は、地盤の液状化及び流動化の程度だけではなく、護岸の特性（構造，形状等）によって異なると考えられる

③の沈下は液状化による地盤の軟化と構造物の自重によって起きるもので、②と同様、地盤の液状化と構造物の 2 つの要素が関係しているため、メカニズムは複雑である。

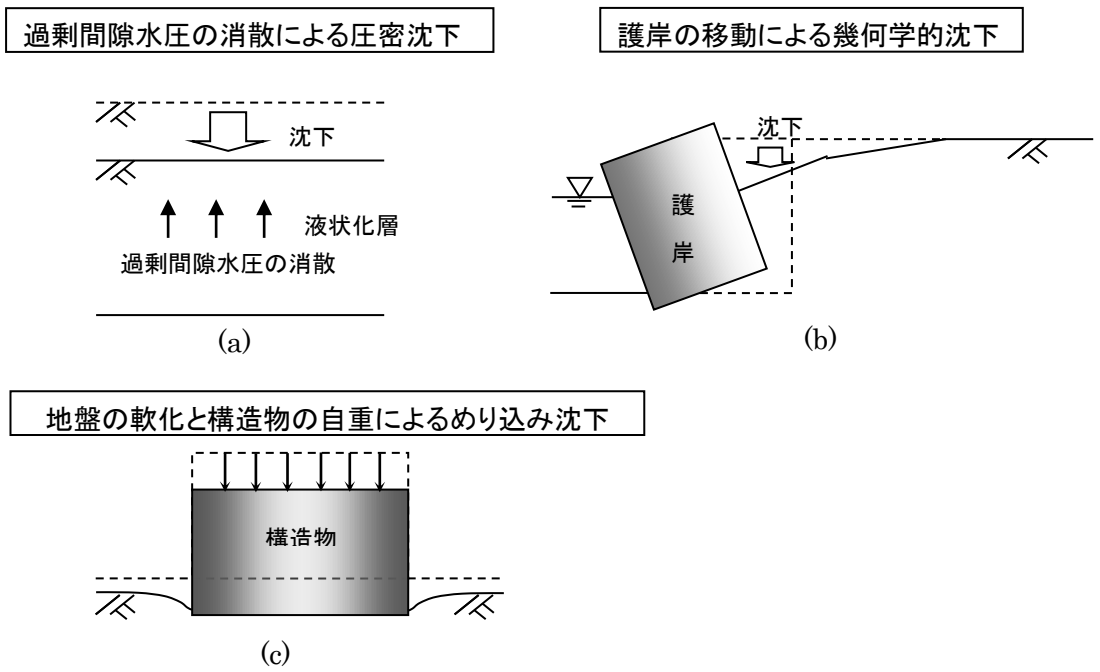


図 4.4.1　液状化に伴う地盤沈下のパターン

(2) 沈下量の予測方法

①の液状化後の過剰間隙水圧消散による地盤の圧密沈下量の予測法として、KHKTD5862（2023）では図 4.4.2 の予測チャート[1)]が示されている。同図は、地盤の液状化程度（F_L 値）と締まり程度（相対密度 D_r）を与えることによって、体積ひずみ ε_V を求めるものである。沈下が一次元的であると仮定すると、次式に示すように、体積ひずみ ε_V に液状化層厚を乗じることによって地盤の沈下量を推定することができる。

$$S_c = \Sigma\ \varepsilon_{vi} \cdot \Delta H_i \qquad (4.4.1)$$

ここに、S_c：過剰間隙水圧の消散に伴う地盤沈下量（m），ε_{vi}：液状化層 i の体積ひずみ，ΔH_i：液状化層 i の層厚（m）である。

図 4.4.2 の体積ひずみを推定するチャートは、きれいな砂（細粒分含有率 F_C が数%程度以下の砂）の実験結果に基づいて作成されている。しかしながら、実際の地盤では細粒分が多い砂も多く見られる。このような場合には、やや細粒分の多い砂の実験結果[2)]を参考にして沈下量を推定することもできる。また、沈下量の目安を簡単につけたい場合の方法として、過去の地震の経験から、体積ひずみを 3～5%として、これに液状化層厚を乗じて沈下量を求める方法も提案されている（(社)日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説、1997 年版）。例えば、予想される液状化層厚が 10m であれば、沈下量は 30～50cm となる。

一方、地盤の沈下量を地震動の大きさも考慮して精度良く求めたい場合には、対象地盤から採取した乱さない土の試料に想定される地震動に相当する繰返し荷重を加えた後、過剰間隙水圧を消散させて測定した体積ひずみを用いればよい。

②の護岸の移動に伴う幾何学的沈下の予測手法は少ない。KHKTD5862（2023）では図 4.4.3 の関係を用いてこの沈下量を予測する経験的方法が示されている。同図は 1995 年兵庫県南部地震の護岸の被害事例の分析に基づいて設定されたもので、特徴的なことは、このタイプの沈下・陥没は護岸のごく近傍ではかなり大きいが、その影響は遠くまで及ばないことである。

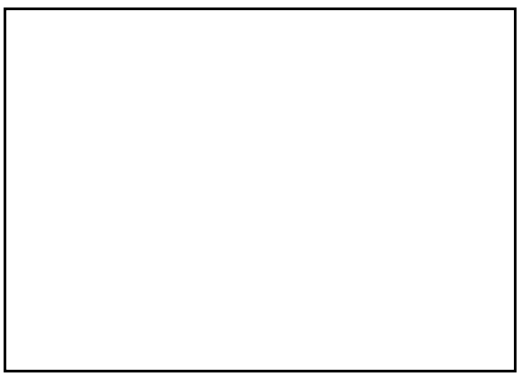


図 4.4.2 きれいな砂の F_L 値、相対密度 D_r と体積ひずみ ε_v の関係[1)]

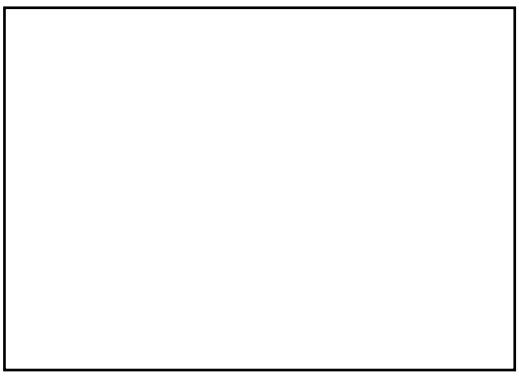


図 4.4.3 護岸の水平移動に伴う地盤沈下量の予測チャート[3)]

③のめりこみ沈下は、KHKTD5862（2023）では、地盤を液状化によって軟化した弾性体と仮定して、以下に示す弾性沈下論で簡易に予測する方法と既往の沈下の被害事例の分析から導き出された経験式を用いる方法の 2 種類が示されている。

なお、①～③の沈下量を数値解析による詳細解析法により予測する方法があるが、詳細は次節 4.4.3 を参照されたい。

(a) 弾性沈下論による推定法

この方法は、地盤を上部の非液状化層と下部の液状化層（剛性が低下した固体）の 2 層構造とみなし、基礎上載荷重による沈下量を液状化層の剛性低下を考慮して推定するもので、次式（Steinbrenner の近似解）を用いて算定する。液状化後の地盤のヤング率は表 4.4.2 に示す値を用いて液状化層の剛性低下率より算定する。

$$S_E = \left\{ \frac{\mu_h(H_1, \nu_1)}{E_1} + \frac{\mu_h(H_2, \nu_2) - \mu_h(H_1, \nu_1)}{E_2} \right\} q\sqrt{A} \qquad (4.4.2)$$

ここに、S_E: 基礎の沈下量, μ_h; 地盤ポアソン比・厚さ・基礎底面形状から決まる係数、H_1, ν_1, E_1 : 第 1 層（上層／地下水位上の非液状化層）の厚さ、ポアソン比、ヤング率、
H_2, ν_2, E_2 : 第 2 層（下層／地下水位下の液状化層）の厚さ、ポアソン比（= 0.5）、ヤング率,
q : 基礎の平均荷重, A ; 基礎底面積

表 4.4.2 は、1995 年兵庫県南部地震、1964 年新潟地震、1990 年ルソン地震の直接基礎の沈下量の分析から得られた値である。しかし、分析にあたって、地盤条件や構造物の重量などが十分でないデータもあるため、この方法を用いて構造物のめり込み沈下量を推定する場合には、後述する既往事例からの予測手法等と総合して判断する必要がある。また、現実の液状化による沈下は、同一接地圧の場合、基礎底盤面積が大きいほどめりこみ沈下量が小さい傾向があるが、この解析法では基礎底盤面積が大きいほど沈下量が増加する結果となってしまうので、想定する基礎のスケールによって誤差が大きくなる可能性がある。KHKTD5862・5864（2023）では、配管支持基礎等、設計数量が多い小さな基礎（基礎底盤スケール 2～6m 程度）を想定している。従って、大型タンク基礎等の大規模基礎については、詳細解析を実施することが望ましい。

表 4.4.2 液状化後の剛性低下率

液状化地盤の N 値	4	6	8	１２	１６	２４
剛性低下率	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/33

(b) 経験式に基づく推定手法

この方法は、既往の地震による地盤・構造物の沈下・傾斜事例を分析して得られた経験的手法を用いて、構造物基礎のめり込み沈下量あるいは傾斜角を推定するものである。図 4.4.4 には、直接基礎構造物のめり込み沈下量と基礎幅の関係を示す。この図は 1995 年兵庫県南部地震における高圧ガス施設の事例及び建築物の事例[4]をプロットしたものである。図 4.4.5 には、吉見・時松[5] による 1964 年新潟地震の際に液状化により沈下した鉄筋コンクリート建物 35

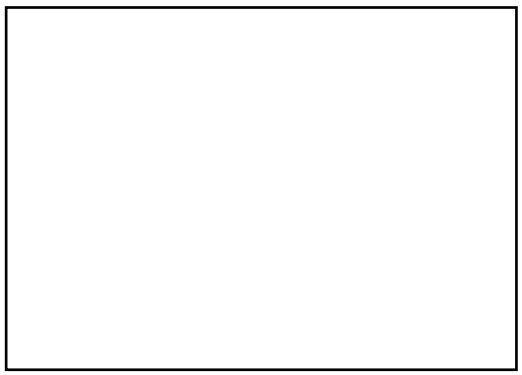
棟についてのめり込み沈下量と建物幅／液状化深さの関係を示す。また、図 4.4.6 は、1983 年日本海中部地震におけるタンクの被害を分析し、タンクの全体沈下量とタンク直径及びタンク直径／液状化深さの関係[6]を示したものである。

地盤改良を実施した場合は、地盤沈下量およびめり込み沈下量等はこれらの関係図から推定される沈下量よりは減少すると考えられる。ただし、いずれの場合も建物幅及びタンク径が 6m 以上の事例が主体であり、これより小規模の基礎についての沈下量は増加する可能性があることに留意しておく必要がある。

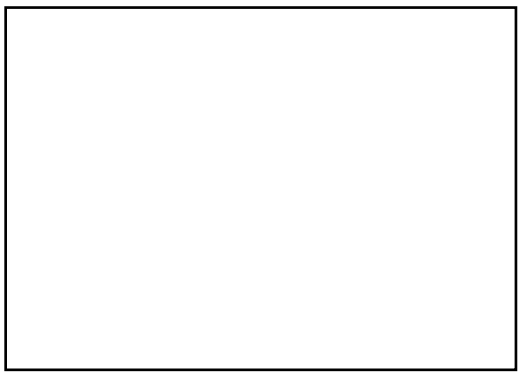
なお、図 4.4.4 (b)に示す構造物の傾斜（不等沈下量／基礎幅）と平均めり込み沈下量の包絡線を定式化すると次のようになる。ただし、次式は偏心の小さな事例であり、基礎の常時の偏心が大きい場合、傾斜は急激に増加すると思われる。従って偏心の大きな基礎の場合は、基礎スラブ形状を工夫して極力偏心をなくす配慮が必要である。

・8m 幅程度の基礎：傾斜（不等沈下量／基礎幅）＝0.0004×平均めり込み沈下量（cm）

・3～4m 幅の基礎：傾斜（不等沈下量／基礎幅）＝0.0016×平均めり込み沈下量（cm）



(a) めり込み沈下～基礎幅



(b) めり込み沈下～基礎傾斜

図 4.4.4　建築物と高圧ガス施設の沈下・傾斜事例（1995 年兵庫県南部地震）[4] に加筆

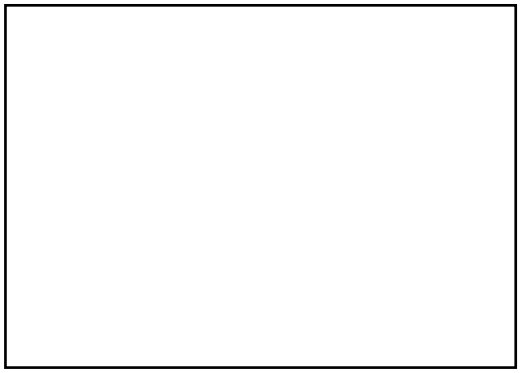


図 4.4.5　液状化深さによって無次元化した建物の沈下量と建物幅の関係（1964 年新潟地震）[5]

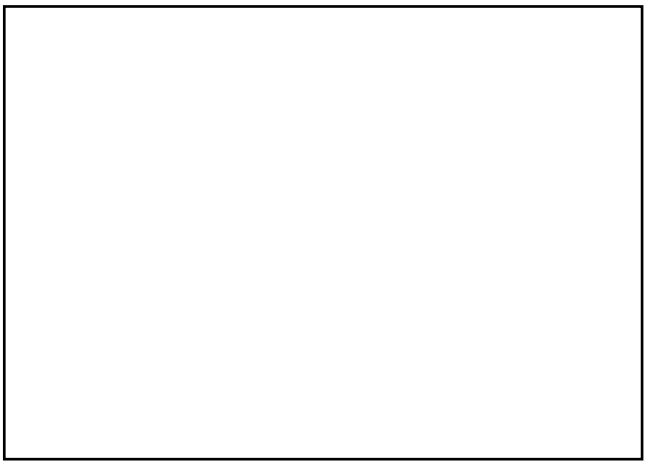


図 4.4.6　タンク沈下量と直径，液状化深さの関係（1983 年日本海中部地震）[6]

また、③のめりこみ沈下について、戸建て住宅を念頭にした「リスクコミュニケーションを取るための液状化ハザードマップ作成の手引き」[7]では、既述の弾性沈下論（Steinbrennerの近似解）に基づき、建築礎構造設計指針（2019）に示されている多層地盤の弾性沈下量の算定方法が示されている。液状化後の地盤の弾性係数は、液状化安全率F_L値と液状化強度比R_Lに応じたせん断剛性低下率から求めることとされている。内容の詳細は、以下のとおりである。

図 4.4.7 に示すような多層地盤の弾性沈下量は、次式に示す Steinbrenner の近似解を用い近似的に求めることができる。なお、同近似解では、載荷幅に対して層厚が極端に薄いと解の精度が低下する傾向があるため、弾性沈下量算定用の地層を設定する際は、地層分割を細かくし過ぎないように注意する必要がある。

$$S_E = \left\{ \frac{I_s(H_1, \nu_{s1})}{E_{s1}} + \sum_{k=2}^{n} \frac{I_s(H_k, \nu_{sk}) - I_s(H_{k-1}, \nu_{sk-1})}{E_{sk}} \right\} qB \qquad (4.4.3)$$

$$I_s = (1 - \nu_s^2)F_1 + (1 - \nu_s - 2\nu_s^2)F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}\left[l \cdot \log_e \frac{\left(1+\sqrt{l^2+1}\right)\sqrt{l^2+d^2}}{l\left(1+\sqrt{l^2+d^2+1}\right)} + \log_e \frac{\left(l+\sqrt{l^2+1}\right)\sqrt{1+d^2}}{l+\sqrt{l^2+d^2+1}} \right]$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi}\tan^{-1}\frac{l}{d\sqrt{l^2+d^2+1}}$$

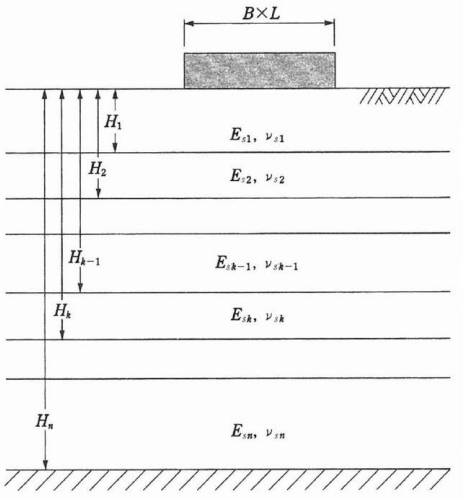


図 4.4.7　多層地盤

ここに、S_E：弾性沈下量(m)、I_S：係数、
q：基礎に作用する荷重度(kN/m²)、
B：基礎の短辺長さ（m）、L：基礎の長辺長さ(m)、
l：L/B、d：H/B、H：地表面から対象層下端までの距離(m)、
ν_s：地盤のポアソン比、E_s：地盤の弾性係数(kN/m²)

なお、図4.4.7で示す弾性沈下量は隅角部の沈下量であるため、図4.4.8に示すような矩形内部の点Nにおける沈下量は、矩形載荷面Ⅰ～Ⅳの隅角部の沈下量を合計した次式で得られる。

$$S_E = \frac{q}{E_s}\left(I_{s\,I}B_{\,I} + I_{s\,II}B_{\,II} + I_{s\,III}B_{\,III} + I_{s\,IV}B_{\,IV}\right) \qquad (4.4.4)$$

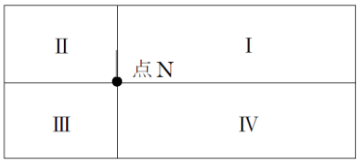


図 4.4.8　矩形載荷面

液状化した地盤のせん断剛性の低下割合は、地盤の性質（粒径や液状化強度）や液状化の程度によって異なる。繰返しねじりせん断試験により液状化を発生させ、さらに一定の繰返し載荷を続けた後に単調載荷試験を行い、液状化後のせん断応力～せん断ひずみの関係を求めると図 4.4.9[8)]のようになる。このような試験から、液状化した地盤のせん断剛性の低下割合（せん断剛性低下率）と液状化安全率 F_L、細粒分含有率 F_C の関係をまとめた例を図 4.4.10[4.4-8)]に示す。図 4.4.10 は、液状化した土の応力～ひずみ関係を図 4.4.9 に示すバイニリアーモデルで仮定し、この第 1 勾配の G_1 を液状化前のせん断剛性（N 値から求めた G_N や $\gamma=10^{-3}$ 時の $G_{0,i}$）で除した値と、細粒分含有率 F_C、並びに液状化安全率 F_L との関係を整理したものである。
また、図 4.4.10 に広範囲な条件の試験データを付け加え、液状化後のせん断剛性 G_1 を液状化強度比 R_L、液状化安全率 F_L、有効拘束圧 σ_c'と関係付けたものが図 4.4.11[8)]となる。図 4.4.11 で示される液状化後地盤のせん断剛性比は、自重応力下の砂質土地盤がせん断剛性の低下によって変形すると仮定した静的な FEM 地盤変形解析（ALID）による建物等の沈下量の推定に用いられる。

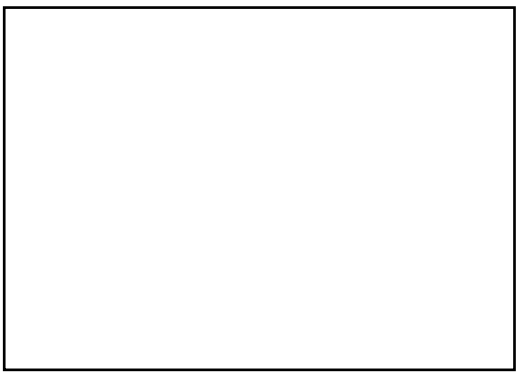


図 4.4.9　液状化に伴うせん断応力ーせん断ひずみ、せん断剛性の低下の概念図 [8)]

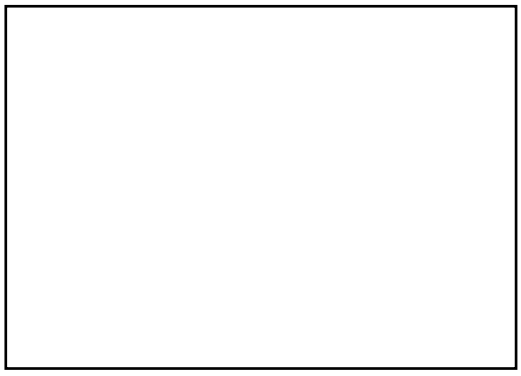


図 4.4.10　せん断剛性低下率と F_C、F_L の関係 [8)]

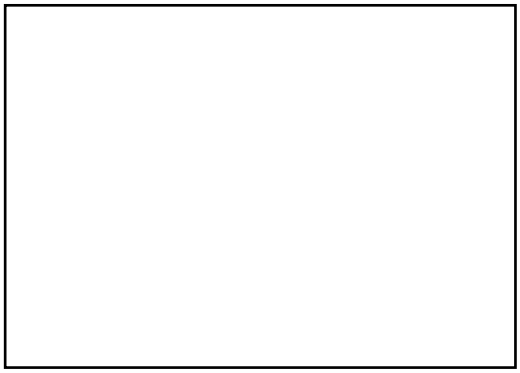


図 4.4.11　F_L ごとの液状化強度比とせん断剛性比の関係 [8)]

図 4.4.11 に示した繰返しねじりせん断試験の結果では、液状化安全率 F_L が 0.8 程度以上のせん断剛性比しか得られない。これは、試験装置と試験方法の制約上生じているものである。しかし、中地震程度の地震動条件で液状化判定を実施する場合、0.8 程度より小さい液状化安全率 F_L が算定されることもある。そこで、F_L が 0.8 程度より小さい範囲まで、図 4.4.11 に示す式の適応範囲を拡大させる必要があるが、これは繰返しねじりせん断試験で求めることは無理であり他の方法から求めるしかない。

その一つの方法として被災事例からの逆算があり、豊田ら[9]は河川堤防の被災事例に対する逆解析から、F_L が 0.8 程度より小さい範囲におけるせん断剛性を推定している。なお、逆解析に用いられた被災事例は、1993 年北海道南西沖地震及び 1995 年兵庫県南部地震で沈下した 10 箇所の河川堤防の被災事例である。この方法によると、液状化に伴う河川堤防の沈下量の実測値に合う F_L が小さい範囲におけるせん断剛性比を求めると、図 4.4.12 の曲線に示すような結果となる。この図は、図 4.4.11 に示す式の関係を、せん断剛性比 G_1/σ_c' と液状化強度比 R_L との関係ではなく、液状化安全率 F_L との関係で整理し、かつ、F_L が 0.8 以上では図 4.4.11 に示す式と一致させてある。

以上より、「リスクコミュニケーションを取るための液状化ハザードマップ作成の手引き」によって算定する戸建て住宅のめり込み沈下量は、多層地盤の弾性沈下量を Steinbrenner の近似解を用い近似的に求めることとし、液状化後の地盤のせん断剛性の低下割合は図 4.4.11 及び図 4.4.12 に示す考え方を標準とすることが示されている。これらの方法によって、めり込み沈下量を試算した事例も示されている。また、同手引きでは、これらの方法によって算定されるめり込み沈下量は過大となる場合があることが指摘されている。液状化被害が集中した 2011 年東北地方太平洋沖地震による千葉県、茨城県、2016 年熊本地震による熊本市の建物調査から求めためり込み沈下量と、静的自重 FEM 解析（ALID）及び Steinbrenner の近似解それぞれの方法により算定しためり込み沈下量について比較検証を行い、液状化後の地盤のせん断剛性低下率（G_1/G_0）の下限値として、1/300 を標準とすることが示されている。詳細は同手引き及び関連文献[10),11)]を参照されたい。

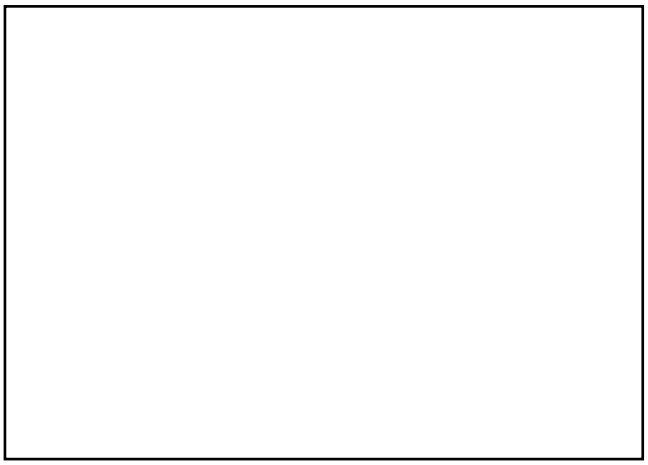


図 4.4.12　F_L が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と F_L、R_L の関係[9)]

4.4.3　液状化に伴う水平移動量の予測方法

(1)　予測方法の分類

KHKTD5862（2023）では、液状化に伴う地盤の流動量の予測方法について、対象構造物の重要度や立地条件に合った適切な手法を用いることとされている。KHKTD5862（2023）に例示されている予測方法として、次に示す地震被害の分析に基づく簡易法と数値解析を用いる詳細法がある。

①簡易法：主として過去の震害事例の分析に基づいて確立された手法で、詳細解析法に比べて精度は劣るが簡単に地盤の変位量を予測することができる。

②詳細解析法：詳細な地盤モデルを用いた数値解析による方法で、予測精度は高いが、地盤や地震条件など必要な情報量が多く、また高度な解析力が必要である。この解析法には、静的残留変形解析法と動的有効応力解析法がある。

以下に、KHKTD5862（2023）に例示されている予測方法の詳細を示すとともに、各耐震設計基準での地盤の流動量の予測に関わる規定を示す。各耐震設計基準では、地盤流動を変位で与えている基準と土圧（流動力）で与えている基準がある。

(2)　簡易法

この方法は、1995 年兵庫県南部地震およびその他の被害地震における護岸背後地盤の水平移動量の分析に基づいて提案された方法であり、以下に示す手順によって護岸背後地盤の水平移動量を簡易に推定することができる。

(a)　手順 1：護岸変位量の推定

レベル 2 地震動を想定して護岸背後及び基礎地盤の液状化の判定を行い、次式を用いて、護岸の水平移動量 Δ を求める。液状化の判定については、「4.2 液状化の予測方法」で述べたとおりであるが、簡易的には各種耐震設計基準の多くで規定されている F_L 値による判定を行うことになる。この場合、地表面の設計水平震度を用いてせん断応力比を求めることができるが、「4.2.3 液状化の詳細判定法」で示したように、サイトスペシフィック地震動を想定し、動的全応力解析により算定したせん断応力比を適用すれば、より合理的な液状化の判定となる。

$$\Delta = \frac{F_d}{100} \cdot H_w \qquad \text{（式 4.4.5）}$$

ここに、Δ：護岸の水平移動量（単位 m）

F_d：護岸の変形率（護岸の水平移動量／護岸の高さ）（単位 %）（表 4.4.3 参照）

H_w：護岸の高さ（単位 m）（図 4.4.13 参照）

表 4.4.3　護岸・岸壁の変形率 12)に加筆



表 4.4.3 に示す護岸の変形率の基となった被災事例の分析は以下に示すような条件の岸壁・護岸であるため、検討対象護岸がこれらの条件と著しく異なる場合には、別の簡易手法も併用するか、より精度の高い手法を用いて護岸変位量を推定する必要がある。また、同表の変形率は護岸形式や液状化の発生部位から推定できるあくまで概略値であり、地盤条件などが考慮されているものではない。より精度の高い推定を行いたい場合には、後述する数値解析結果に基づく簡易予測法か詳細解析法を用いる必要がある。

①水深-8.0～-14.0m 程度の大型ケーソンまたは矢板式護岸

②設計震度 0.2 以下で耐震設計がなされている護岸

③基礎地盤の緩い砂質土の層厚は 25m 程度以下

なお、KHKTD5862（2023）には、参考として数値解析に基づく重力式護岸の残留変形量の簡易予測法が示されている。二次元動的有効応力解析法（FLIP）を用いて図 4.4.13 に示すモデルのパラメータ解析を行い、作成された設計チャートを用いて護岸変形量を予測するものである [13]。チャートの一例を図 4.4.14 に示す。ちなみに、現在では傾斜型（堤防式、護岸式）についても、残留変形量の簡易予測が可能である（国土交通省港湾局：沿岸構造物のチャート式耐震診断システム，https://www.mlit.go.jp/kowan/content/001376170.pdf，矢板型については開発中）。

二次元動的有効応力解析では、護岸や地盤の形状を忠実に表現した解析を行うことによって、地盤の液状化の状況を反映した護岸変形量が得られる。従って、表 4.4.3 に示した護岸の変形率では考慮されていなかった液状化層の N 値も考慮して護岸変位量を推定することができる。

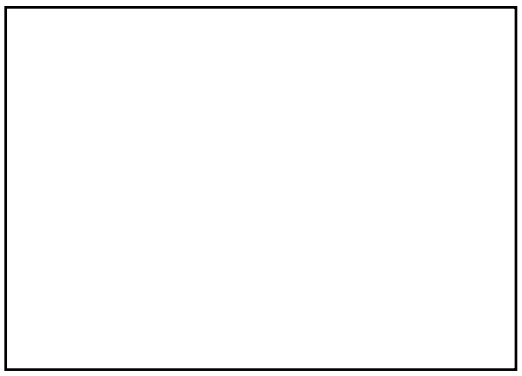


図 4.4.13　護岸変位量予測チャートに必要なパラメータ [13]

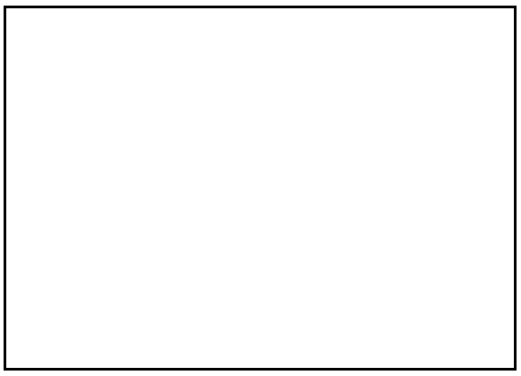


図 4.4.14　重力式岸壁の変形量予測チャートの一例 [13]

(b)　手順 2：流動範囲の推定

流動範囲とは、護岸の移動によって背後地盤が影響を受ける奥行きの範囲で、液状化層の N 値と護岸の水平移動量から、次式を用いて推定することができる。

$$L = 250 \cdot \frac{\Delta}{(N_1)_{av}} \qquad \text{（式 4.4.6）}$$

ここで、L：地盤の流動範囲（m）、Δ：護岸の水平移動量（m）、$(N_1)_{av}$：液状化層における基準化 N 値の平均値である。

式（4.4.6）は兵庫県南部地震における流動の被害事例の分析結果（図 4.4.15）より定式化されたものである。この関係式は護岸背後地盤が固くなる（N値が大きい）と流動の影響範囲が小さくなることを示している。ちなみに建築基礎構造設計指針（2019）では、流動の影響範囲は護岸付近の地盤変位（護岸の水平移動量と読み替えてもよい）の 50 倍という簡単な予測式が示されている。

(c) 手順 3：水平移動量分布の推定

図 4.4.16 に示す関係を用い、対象地点の地盤の水平移動量を推定する。同図の横軸は地盤の流動範囲 L、縦軸は護岸の水平移動量 Δ で正規化されているので、手順 1, 2 で求められた L, Δ と対象地点の護岸からの距離を同図中の式に代入することによって、任意地点の地盤の水平移動量が求まる。

図 4.4.16 の関係は兵庫県南部地震における地盤変位量の分析結果に基づいて設定されたものである。すなわち、兵庫県南部地震における護岸背後地盤の亀裂の調査から図 4.4.17 に示すような護岸からの距離と地盤の水平変位量の関係が示されている。図 4.4.18 に示すように、地震動の方向によって地盤変位量がかなり異なっているため、KHKTD5862（2023）では、両者の平均的な変位分布を基に予測式を設定している。

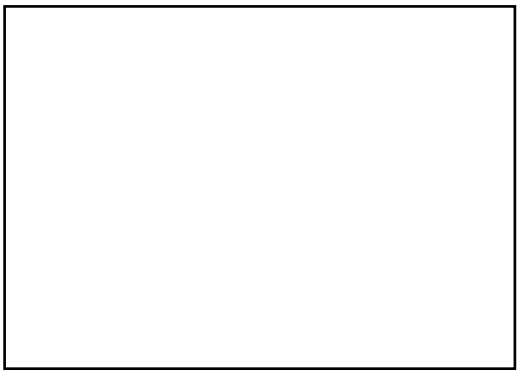


図 4.4.15 液状化層の平均値で正規化した護岸移動量と流動範囲の関係 [14)]

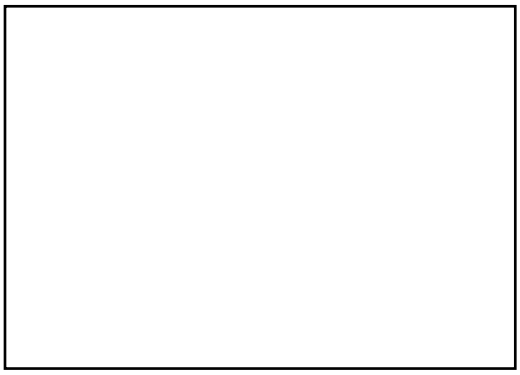


図 4.4.16 護岸背後地盤の水平移動量分布 [15)]

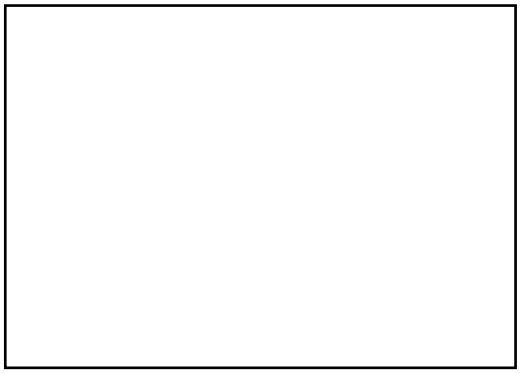


図 4.4.17 兵庫県南部地震で見られた護岸背後地盤の水平変位量 [15)]

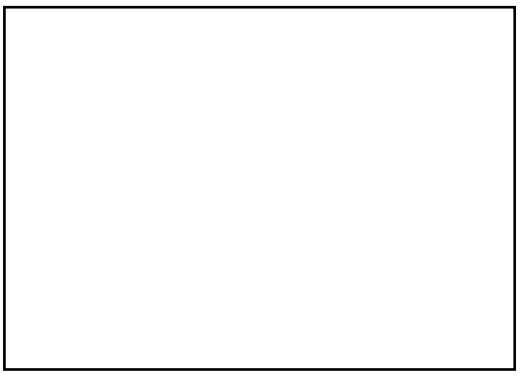


図 4.4.18 兵庫県南部地震で見られた護岸背後地盤の水平変位分布の方向依存性 [15)]

(3) 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準

KHKS0862(2018)では、地盤の移動を考慮した適切な計算方法として、道路橋示方書(1996)の規定または同基準に準じた計算方法により行うことと規定されている。なお、同示方書の地盤の移動（流動力）に関する規定は、最新の道路橋示方書（2017）まで改定されていない（規定の詳細は(4)参照)。

(4) 道路橋示方書

道路橋示方書（2017）では地盤の流動力が規定されている。図 4.4.19 に流動力の与え方を示す。護岸背後地盤が護岸の変位により発生する場合を扱い、流動の影響を土圧として与えるのが特徴である。

流動化により地盤が水平方向に変位すると、液状化層およびその上にある非液状化層から構造物に力が作用すると設定する。流体として構造物に作用する力は流動圧と呼ばれ、同示方書では流動圧 q_L は次のようにして求める。

$$\left.\begin{array}{ll} q_{NL} = c_s c_{NL} K_p \gamma_{NL} x & (0 \le x \le H_{NL}) \\ q_L = c_s c_L \{\gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})\} & (H_{HL} < x \le H_{NL} + H_L) \end{array}\right\} \quad (4.4.7)$$

ここで、各変数は次の通りである。

q_{NL}：非液状化層で作用する流動力

q_L：液状化層で作用する流動力

c_s：護岸からの距離による補正係数（表 4.4.4 参照）

c_{NL}：非液状化層中の流動力の補正係数（表 4.4.4 参照）で、液状化指数 P_L の関数。

c_L：流動化層中の流動力の補正係数で 0.3。

K_p：受働土圧係数（常時）

γ_{NL}：非液状化層中の平均単位体積重量

γ_L：液状化層中の平均単位体積重量

x：地表面からの深さ

H_{NL}：非液状化層厚

H_L：液状化層厚



図 4.4.19　液状化に伴う側方流動力の考慮

表 4.4.4　補正係数



(5) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針（2019）では、護岸近傍の変位は護岸の変位 D_w と地震後の流動地盤の残留ひずみ γ_{max} を図 4.4.20 から読み取り、これを深さ方向に積分することにより求める。護岸の変位 $D_0=\min(D_w, D_{max})$ に伴う背後地盤への影響範囲 L として図 4.4.21(a)に示すデータを元に、

$$L=50D_0 \tag{4.4.8}$$

を与え、さらに護岸からの距離 x のところの変位 D との関係として図 4.4.21(b)が示され、次式が与えられている。

$$\frac{D}{D_0}=\left(\frac{1}{2}\right)^{5x/L} \tag{4.4.9}$$

水平変位の深さ方向の分布 D_z は、液状化層上端の深さを z_w として次式から求める。ここで、下の二つの式は液状化層の変位分布を正弦 1/4 波、直線に仮定した式でどちらを使ってもよいとされている。

$$D_z=\begin{cases} D & (z<z_w) \\ D\cos\left(\dfrac{\pi(z-z_w)}{2H}\right) & (z\geq z_w) \\ D\left(1-\dfrac{z-z_w}{H}\right) & (z\geq z_w) \end{cases} \tag{4.4.10}$$

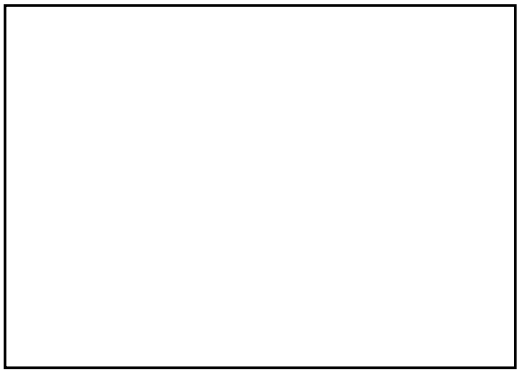


図 4.4.20　最大せん断ひずみの算出法

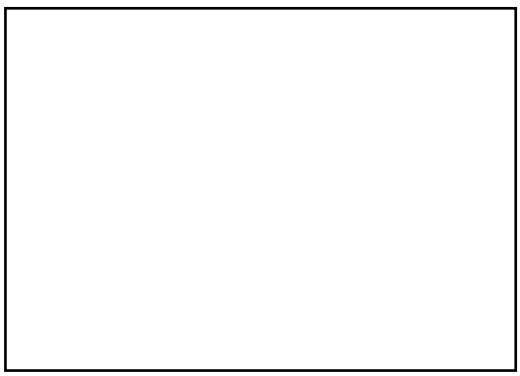


図 4.4.21　液状化に伴う流動の護岸からの扱い

(6) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準（2012）では、流動時の変位として、地表面が傾斜している場合と、護岸の近傍にある場合の二つを扱っている。流動による作用は地盤の変位として考え、ばねを介して構造物に力を作用させる方法である（図 4.4.22）。

護岸近傍のケースでは次式に基づき護岸流動量を算出する。

$$D_g=\alpha\times H_w \tag{4.4.11}$$

ここで、D_gは護岸移動量、H_wは護岸の高さである。αは護岸の変形率で表 4.4.5 に示す値である。なお、耐震強化護岸や十分な液状化対策が実施されている場合については、計算を省略してもよいこと、護岸背後地盤のみに液状化対策が実施されている場合には、周辺地盤の液状化により流動が発生する可能性があるので考慮することなどが示されている。液状化対策が行われているときには同表の小さいほう、行われていないときには同表の大きいほうの変形率を採用する。

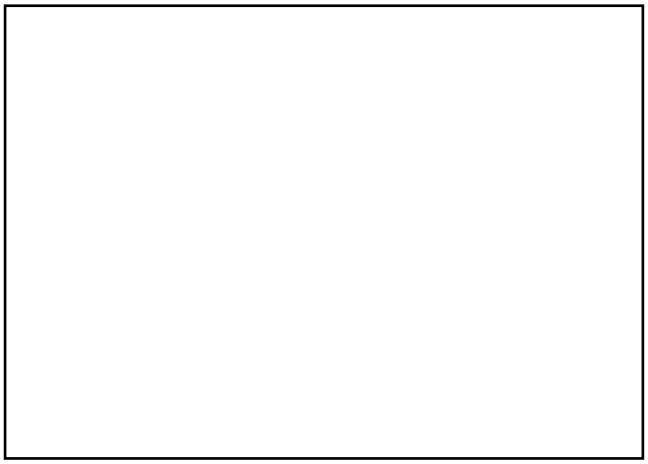
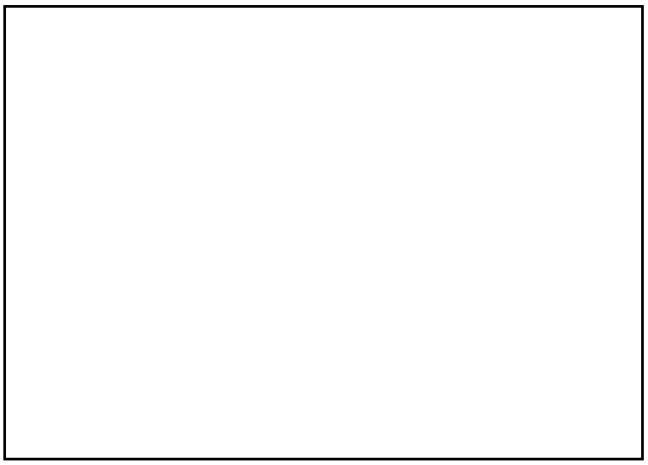


図 4.4.22　側方流動の考え方と設計のためのモデル化

表 4.4.5　護岸形式と護岸の変形率の関係



護岸背後地盤の移動量は次式により求める。

$$D_L = \frac{D_g}{2.0(L/H)^2 \times 10^{-4} + 4.9(L/H)^2 \times 10^{-2} + 1} \tag{4.4.12}$$

ここで、D_Lは護岸からLの位置の地盤変位、Hは護岸背後地盤の液状化層の平均厚さである。上式では護岸変位の影響は道路橋より遠方まで及ぶことになる。

地盤が傾斜しているときの地表の変位量D_Lは、濱田・若松[16]の研究に基づいており、次式で与えられる。

$$D_L = \frac{21H^2}{(H+H')^{3/2}} \frac{\theta}{N'} \tag{4.4.13}$$

ここで、各変数は次のとおりである。

H：液状化層の厚さ（m）

H'：上部非液状化層の厚さ（m）

θ：地表面の平均的な勾配（%）

N'：補正N値

$$N' = \frac{1.7N}{\sigma_v'/100 + 0.7} \tag{4.4.14}$$

σ_v'：有効上載圧（kPa）

構造物に作用する単位面積当たりの側方流動の影響は、次式により流動力に変換して構造物に作用させる。

$$p_{NL} = k_{hNL} D_L$$

$$p_L(z) = k_{hL} D_L \cos\frac{\pi z}{2H} \tag{4.4.15}$$

ここで、各変数は次のとおりである。

p_{NL}：非液状化層中の構造物に作用する単位面積当たりの側方流動力（kN/m^2）

$p_L(z)$：液状化層中の構造物に作用する深さz(m)の単位面積当たりの側方流動力（kN/m^2）

k_{hNL}：非液状化層の地盤反力係数（kN/m^3）

k_{hL}：液状化層の地盤反力係数（kN/m^3）

当面液状化しない状態で算定した地盤反力係数の1/1000としてよい

D_L：地表面における側方流動による地盤変位量（m）

H：側方流動を考慮する必要のある液状化層厚（m）

z：側方流動を考慮する必要のある液状化層厚上面からの深さ（m）

この荷重は受働土圧を超えることはないため、非液状化層においては受働土圧強度を上限値とする。液状化層については流体的な荷重であることを考慮し、上限値は考慮しない。

(7) 詳細解析法

対象地盤や護岸を詳細にモデル化し、液状化に伴う流動現象を数値解析で予測しようという試みは最近数多く行われるようになってきた。解析方法としては、静的残留変形解析法と動的有効応力解析法の 2 種類がある。詳細解析法を適用することにより、既述の地盤沈下も併せて地盤流動現象を評価することができる。

(a) 静的残留変形解析法

静的残留変形解析法は、流動現象が地震動と比べるとゆっくりした挙動であるため、それを静的挙動に置き換えて地盤の移動量を予測する方法である。護岸背後地盤タイプの流動の場合、流動を引き起こす外力は護岸を境界とする陸部（背後地盤）と水部の地盤の厚さの違いに起因する不平衡力である。通常は、地盤と護岸の抵抗力によって力のバランスが保たれているが、地盤が液状化すると強度が低下あるいは消失するため、相対的に外力が大きくなり、地盤が水部側に移動する。液状化した地盤をどのように表現するかによって、次の２つのモデルに大別される。

①液状化地盤を剛性が低下した固体とみなす

②液状化地盤を粘性流体とみなす

①のモデルは液状化程度に応じて地盤の剛性を低減し、有限要素法による弾性自重解析を行って変形量を求めるものである（例えば文献 12)）。②のモデルは液状化層を粘性流体としてモデル化するもので、①と同様に地盤・構造物を要素分割したモデルを作り、各部の変形量を計算する。このモデルは液状化した土は液状化の程度（F_L 値）によらず、すべて粘性流体と仮定するため、①のモデルと比べると変位量が大きくなる。図 4.4.24 は①のモデルによる変形解析の一例である。

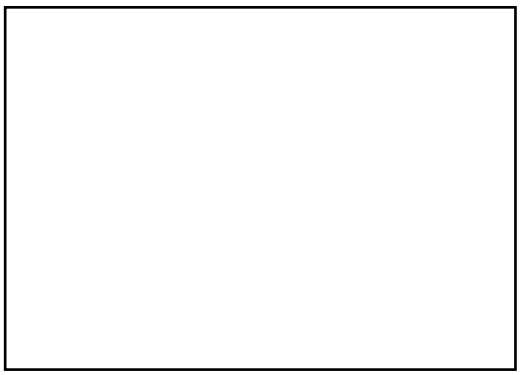


図 4.4.24 静的有限要素法による地盤流動解析の一例 [17)]

(b) 動的有効応力解析法

動的な有効応力解析法は、有限要素モデルを用いて地震動と液状化による地盤の強度低下を考慮して時々刻々の地震時挙動を計算する方法である。この解析法には地盤の動的特性や液状化に関する詳細なパラメータが必要であり、また解析方法も多数提案されている。

動的有効応力解析法は最も精緻に地盤や構造物の挙動を予測できる方法であるが、解析手法

の選択やパラメータの設定によって結果が大きく異なることもあり、慎重な検討が必要である。

図 4.4.25 は動的二次元有効応力解析による残留変形図の一例である。

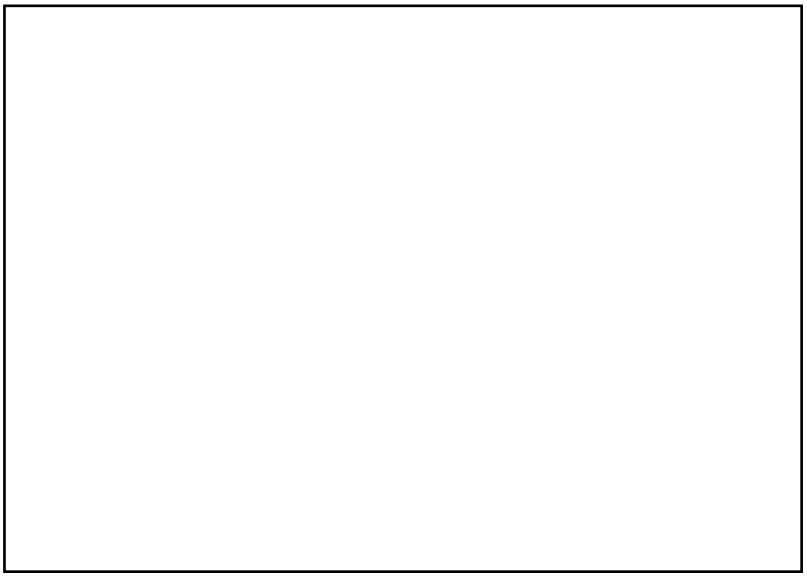


図 4.4.25　動的二次元有効応力解析の一例 [18)]

4.4.4　液状化に伴う水平地盤反力係数の低減

杭基礎構造物における液状化の影響の一つとして、液状化による地盤の土質定数の変化がある。地中に設置される杭等の基礎構造物は地盤に拘束されているので、地震動が作用しても基礎に大きな変位を生じるということはないが、液状化してくると、地盤が軟化してくるため、地盤及び基礎の挙動が変化してくる。このうち杭の水平変位を拘束する水平地盤反力が液状化の進行とともに小さくなるので、液状化する可能性のある地盤に設置される杭の設計には、水平地盤反力係数の低減を考慮する必要がある。

(1)　高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準

KHKS0861・KHKS0862（2018）は道路橋示方書に準じ、表 4.4.6 に示す低減係数を水平地盤反力係数に乗じて液状化時の地盤反力係数を算定する。なお、水平地盤反力係数 k_h（kgf/cm^3）は、例えば次式により算定する。

$$k_h = 0.691 \times N^{0.405} \qquad (4.4.16)$$

ここで、N は地盤の測定 N 値である。また、液状化によって低減する土質定数とは、水平地盤反力係数，地盤反力度の上限値，最大周面摩擦応力度をいう。

表 4.4.6　液状化にともなう土質定数の低減

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R			
		$R \leqq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル 1 地震動に対する照査	レベル 2 地震動に対する照査	レベル 1 地震動に対する照査	レベル 2 地震動に対する照査
$F_L \leqq 1/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leqq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leqq 2/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leqq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leqq 1$	$0 \leqq x \leqq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leqq 20$	1	1	1	1

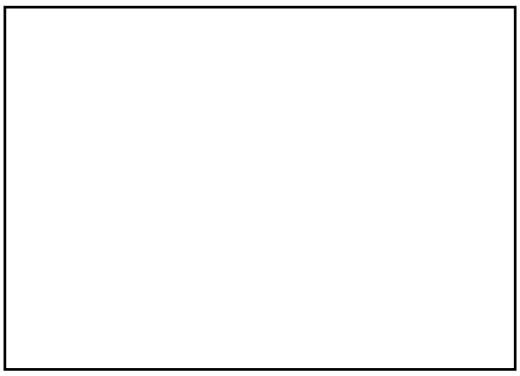
(2)　道路橋示方書

道路橋示方書（2017）では、液状化すると判定された層では、液状化に対する抵抗率 F_L 値の値に応じて土質定数を低減させる。地盤反力係数、地盤反力の上限値、最大周面摩擦力などが低減の対象となる。なお、レベル 2 地震動では、タイプⅠの地震動とタイプⅡの地震動のそれぞれに対して低減すべき係数 D_E が定義できるが、そのうち小さいほうを用いる。

旧道路橋示方書（1980）には、「液状化と判定されたときに土層の支持力を完全に無視すると F_L=1 を境に基礎構造物の諸元が著しく異なった設計となる場合がある。また F_L が 1.0 以下である場合でも、0.9 と 0.5 ではその意味するところは異なるものと考えられる」とあり、表 4.1-1 を設定している。その後、振動台実験が行われ[19]、そこでは、地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係としてデータが整理され、さらに F_L と過剰間隙水圧比の関係を用いることによ

って、図 4.4.26 に示されるように、表 4.4.7（レベル 1 地震動の部分）が実験値の中央を通っていることが示された。

表 4.4.7　土質定数の低減係数 D_E（2002, 2017）



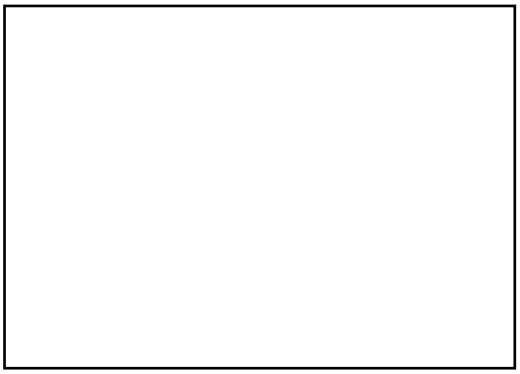


図 4.4.26　地盤反力係数の低減と過剰間隙水圧比

(3)　建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針（2019）では、土質定数ごとに低減すべき係数が決まっている。

直接基礎の沈下量、地震応答解析を用いた地盤変形予測に必要な地盤剛性は、次の方法を用いて算出する。

①液状化層の剛性低下は、図 4.4.27(a)より各層のひずみ、N_a より求める。

②F_L が 1 より大きいときには図 4.4.27(b)または次式を用い、剛性が有効応力の 0.5 乗に比例するとする。

$$r_u = F_L^{-7} \tag{4.4.17}$$

ここで、r_u は過剰間隙水圧比である。なお、地震応答解析では線形の材料から得られた剛性を持つとして扱う。

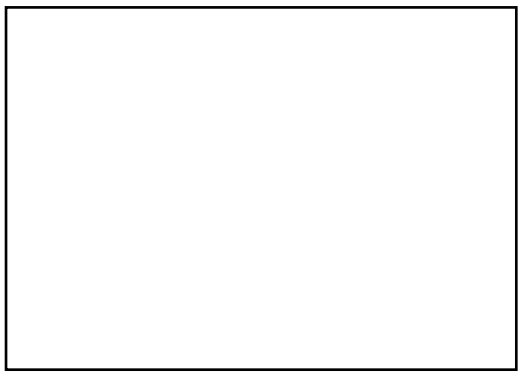


図 4.4.27　液状化の考慮方法

杭の水平抵抗の検討に用いる水平地盤反力係数 k_{hl}は、次式により低減する。

$$k_{hl} = \beta k_{h0} \cdot y_r^{1/2} \quad , \quad p_{yl} = \alpha p_{y0}, \tag{4.4.18}$$

モデルを図 4.4.28(a)に示す。低減係数の βは図 4.4.28 (b)より求める。ここで α、βは低減係数で、β=α とする。また、y_rは杭と地盤の相対変位、p_yは地盤反力である。

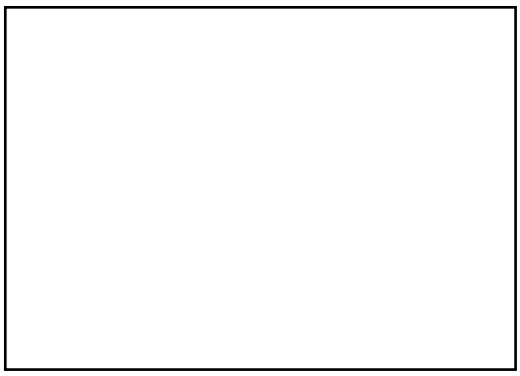


図 4.4.28　地盤反力係数の低減

(4)　鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準 (2012) では、地盤ばねの特性は液状化判定を F_L法で行った時には、図 4.4.29 に示す低減係数 D_Eを地盤反力係数に掛ける。有効応力解析を用いた時は、発生した過剰間隙水圧に応じて地盤ばねを低減する。

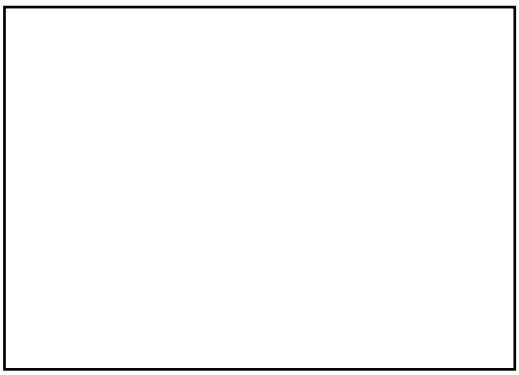


図 4.4.27　液状化の考慮方法

4.4.5　液状化地盤を含む地震時の地盤変位の予測方法

(1)　高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準

KHKS0862（2018）では、地震時の地盤変位について、大きい場合は地震慣性力の他に地盤変位の影響を考慮して応答解析を行うことが望ましいと規定しているが、地盤変位に関する具体的な評価式等は規定されていない。

(2)　道路橋示方書

道路橋示方書（2017）では、地震時の地盤変位（地盤振動変位）による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよいと規定している。そのため例えば、場所打ち杭や PHC 杭を用いる杭基礎に対して帯鉄筋やスパイラル鉄筋が配置されることが規定されているものの、地盤振動変位に関する具体的な評価式等は規定されていない。

(3)　建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針（2019）では、動的水平変位（地震時変位の水平成分）、残留水平変位、沈下量の予測は適当な動的解析によるとされている。応答解析を行わない場合は、図 4.4.30 を用いる方法が示されている。同図は各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を求めるものであり、地震時の最大ひずみである。γ_{cy} が同一方向に発生すると仮定すれば、水平変位の深さ方向分布が求められる。地盤の沈下量については、同図の γ_{cy} を沈下時の体積ひずみ ε_v と置き換えればよい。

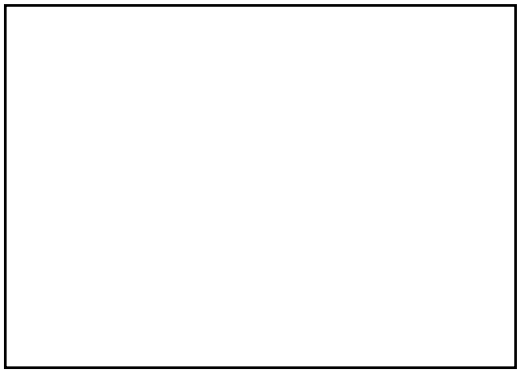


図 4.4.30　補正 N 値、せん断応力比、せん断ひずみの関係

(4)　鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準（2012）では、地震時変位は以下の四つの段階を想定して各段階で評価する必要があるとしている。解析方法は動的解析と静的解析の二つが示されている。

①液状化の発生前段階（過剰間隙水圧が上昇する前）

②液状化の発生段階（過剰間隙水圧が上昇する段階で地盤の剛性、強度低下を考慮する）

③液状化の持続段階（上昇した過剰間隙水圧が維持されている段階で、地盤の剛性、強度低下を考慮する）

④液状化の収束段階（過剰間隙水圧が消散する段階で、地盤全体の沈下や不同沈下を考慮する）

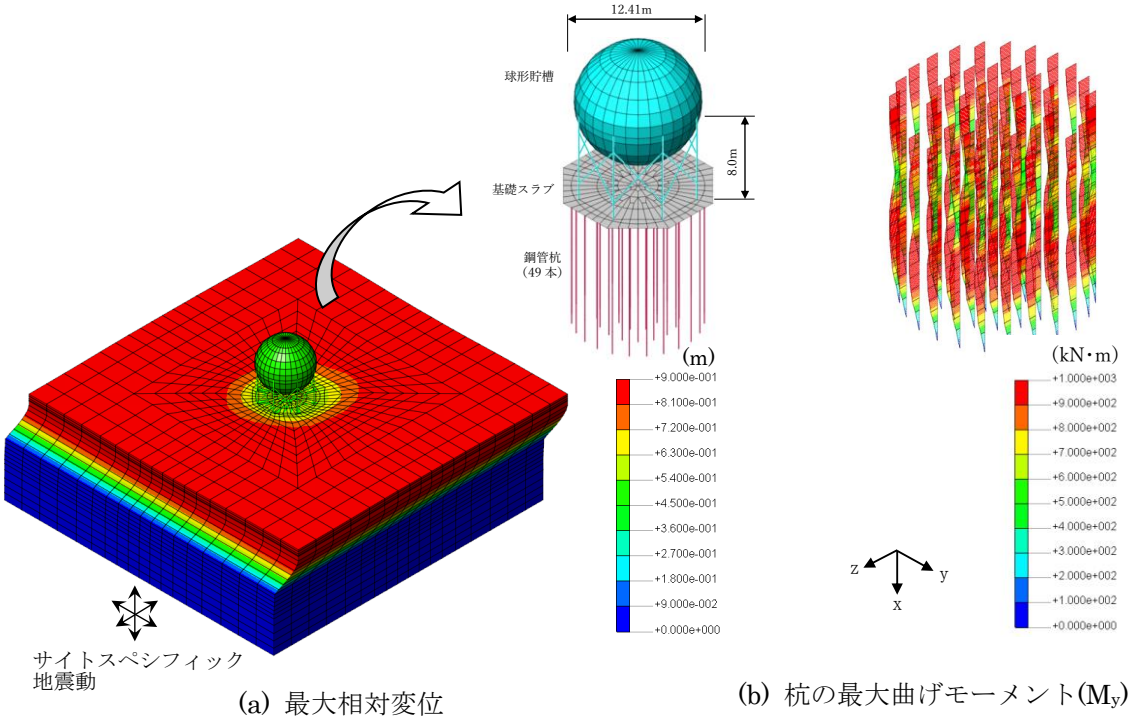
動的解析では有効応力解析を前提としている。また、④まで計算するときには過剰間隙水圧の消散による地盤の沈下を考慮する必要がある。ただし、構造計画の段階で配慮することにより省略できる。

静的解析では①～③のそれぞれの段階を個別にモデル化して解析する。ただし、②は省略してもよいとされている。④は動的解析と同様、設計段階で考慮することで省略してよいとされている。

(5)　詳細解析法

詳細解析法として、動的解析により地震時の地盤変位を算定する方法である。大規模地震時の非液状化地盤では、地盤の固体相（土粒子骨格）の非線形性を考慮する動的非線形解析（全応力解析）、液状化地盤では固体相と液体相（間隙水）の水圧上昇を連成させる二相系の動的有効応力解析解析を実施することになる。

地盤のみならず上部構造物・基礎を併せてモデル化することにより、一連の耐震性評価が可能となる。最近では、上部構造物・基礎・地盤連成系のより精緻な三次元解析も行われるようになってきており、球形貯槽を対象とした三次元動的有効応力解析の一例を図 4.4.31 に示す。土木・建築分野の耐震設計基準では、地点依存のサイト波（サイトスペシフィック地震動）の適用を基本にしている基準が多く、KHKS0862（2018）でもサイトスペシフィック地震動の適用を基本にしている。工学的基盤面で定義されるサイトスペシフィック地震動を適用し、表層地盤、基礎、上部設備を一体としてモデル化した動的有効応力解析により、液状化地盤における基礎、上部設備のより精緻な耐震性評価が可能となる。



(a) 最大相対変位　　(b) 杭の最大曲げモーメント(M_y)

図 4.4.31　三次元動的有効応力解析の一例 [20)]

参考文献

1) Ishihara, K.and Yoshimine, M.：Evaluation of Settlement in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquake，土質工学会論文報告集，Vol.32, No.1，pp.173～188，1992.

2) 鳥井原誠，山田祐樹，森本巌，石原研而：細粒分を含む砂の液状化後の沈下特性について，第 35 回地盤工学研究発表会講演集、pp.1655～1656，2000.

3) 石原研而，安田進，井合進：液状化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測方法，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.551～554，1997.

4) 加倉井正昭，青木雅路，平井芳雄，俣野博：埋立て人工島における直接基礎の挙動，土と基礎 Vol.44，No.2，pp.64～66，1996.

5) 吉見吉昭，時松孝次：Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes，土質工学会論文報告集 Vol.17，No.1，pp.23～38，1977.

6) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，p.30，p.196，1988.

7) 国土交通省都市局都市安全課：リスクコミュニケーションを取るための液状化ハザードマップ作成の手引き，2021.

8) 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．日本地震工学論文集，第 16 巻，第 10 号，2016.

9) 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.

10)渡邉真悟，柏尚稔，井上波彦，安田 進：戸建て住宅に対する液状化被害リスク評価の検討（その 3：静的自重 FEM 解析による戸建て住宅の液状化被害シミュレーション），第 57 回地盤工学研究発表会，No.22-11-3-02，2022.

11)藤田琢磨，柏尚稔，井上波彦，安田 進：戸建て住宅に対する液状化被害リスク評価の検討（その 4：戸建て住宅の液状化被害の簡易評価手法），第 57 回地盤工学研究発表会，No.22-11-3-03，2022.

12)井合進，一井康二，森田年一，佐藤幸博：既往の地震事例に見られる液状化時の護岸変形量について，土木学会 第２回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.259～264，1997.

13)(財)沿岸開発技術研究センター：重力式護岸の簡易耐震性能照査の手引き（案），p2，p8，1999.

14)安田進，石原研而，原田健二：液状化にともなう護岸背後地盤の流動範囲に影響を与える要因，第 2 回土木学会 阪神・淡路大震災に関する学術講演会，pp.113～120，1997.

15)Ishihara,K. ,Yoshida,K.and Kato,M.:Lateral Spresding of Liquefied Deposits during the 1995 Kobe Earthquake. KIG Forum'97，Geotechnical Engineering in Recovery from Urban Earthquake Disaster，pp.31～50，1997.

16)濱田政則, 若松加寿江:液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.189-208, 1998.

17)安田進，吉田望，規矩大義，増田民夫，森本弘光：護岸構造物の一斉解析－残留変形解析の適用性，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム，pp.275

～280，1998.
18)井合進，一井康二，森田年一：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その 7）ケーソン式岸壁の有効応力解析，港湾技研資料 No.813，pp.253～279，1995.
19)建設省土木研究所地震防災振動研究室：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計の適用性に関する研究（第 2 刷），土木研究所資料，土研資料第 1729 号, 1981.
20)高圧ガス保安協会：令和元年度石油・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標準化・高度化及び防災・減災対策），報告書，2020.

4.5　液状化の予測に必要な調査・試験

4.5.1　試験項目と必要性

液状化判定方法は概略から詳細な方法まで、その目的と必要とされる精度によって各種提案されている。KHKS0861・0862（2018）の液状化判定方法は簡易法に分類されるが、原位置の地盤特性を反映したより精度の高い判定が必要な場合、詳細法で液状化判定を行うとよい。

これらの液状化の判定に必要な調査・試験項目を表 4.5.1 に示す。この中で土の塑性指数 I_P を算定するのに必要な液性限界・塑性限界試験は、一般には必須の試験項目にはなっていないが、埋立地には細粒分の多い砂質土が多いため、この試験を実施しておくことが望ましい。その理由は、液状化検討を行う必要性がある地盤の条件として、細粒分含有率 F_C が 35%以下という規定があるが、但し書きがついており、35%を超えても塑性指数が 15 以下であれば液状化の判定を行う必要があるとされている。塑性指数がない場合には、F_C が 35%以上の土質は液状化する可能性は小さいとして、検討対象からはずしてしまう場合が多いと思われるが、埋立土の場合には、そのような常識が必ずしも通用しない場合があるので、液性限界・塑性限界試験はできるだけ実施することが望ましい。

液状化の発生が予測される場合には 5 章で述べるように各種の対策が行われるが、地盤改良工法を用いる場合には、対策効果を確認するための調査が必要である。例えば、N 値が設計通り増加しているか、改良土の強度が許容値をクリアしているか等である。液状化に伴う地盤の流動化に関しては、固有の調査・試験はないが、その条件を勘案して適切な調査・試験を行う必要がある。

表 4.5.1　液状化判定に必要な調査試験方法と必要性

種別	調査・試験名	目的・用途	調査・試験の必要性	
			簡易法	詳細法
地盤調査	ボーリング	地層・地下水位の確認	◎	◎
	標準貫入試験	N値，乱した試料の採取	◎	◎
	コーン貫入試験	液状化強度の推定，土質の判別	△	△
	スクリューウエイト貫入試験	強度の推定	△	△
	ＰＳ検層	S波，P波速度測定		◎
	サンプリング	乱さない試料の採取		◎
土質試験	密度試験	土の密度（単位体積重量）測定	○	○
	粒度試験	平均粒径 D_{50}，細粒分含有率 FC	◎	◎
	液性限界・塑性限界試験	塑性指数 I_P（細粒分の多い土）	◎	◎
	最大・最小密度試験	相対密度（砂の締固め度合）	○	◎
	液状化試験	液状化強度 R_L		◎
	動的変形特性試験	土のひずみ依存性（G,h～γ 関係）		○

注）◎：必ず必要な項目　○：あった方がよい項目　△：ボーリングの補間に役立つ項目

4.5.2　調査・試験方法

(1)　地盤調査

地層の性状や強度を把握するための調査法としては、ボーリング（＋標準貫入試験）が一般的であり、KHKS0861・0862（2018）における液状化判定法も標準貫入試験より得られる N 値を用いるものとなっている。しかしながら広い敷地を調査する場合などは、ボーリングを均等に行うと調査費用が多大なものとなるため、より簡易なコーン貫入試験やスクリューウエイト貫入試験等の調査をボーリングを補完する調査手法として採用することも考えられる。これらの調査方法はボーリングのように土質を直接視認することはできないが、間隙水圧やコーンの周面摩擦比あるいは回転貫入時の音などによって土質を判別することも可能である。また標準貫入試験は 1m 毎に行うが、コーン貫入試験やスクリューウエイト貫入試験は連続あるいは 25cm 毎に貫入抵抗が得られるので、地層の詳細な構造を把握することができる。なお、地盤に関する調査・試験法の内容については、文献 1)～4)を参照されたい。

また、適切な液状化試験を行うためには、地盤内での状態をそのまま維持した不攪乱試料のサンプリングが必要になる。一般的には、砂地盤からの試料の採取には 3 重管式サンプラー（トリプルチューブサンプラー）が用いられる。しかし、砂礫地盤では 3 重管式サンプラーによる試料採取が難しいこと、乱さない砂の試料の運搬時の衝撃で壊れやすいことから、試料を凍結させることにより、サンプリング、整形、試験室への輸送、試験機へのセットまで凍結状態で可能であり、信頼性の高いサンプリング方法とも言われている。

(2)　PS検層

PS検層はボーリング孔を利用してP波とS波の伝播速度を求める原位置試験である。PS検層は地表あるいは地中で振動を地盤に加えてやり（起振）、地震計で地盤中を伝播する波の速度を測るものである。起振の方法としては、ダウンホール法，アップホール法，サスペンション式、クロスホール式などがあるが、通常はダウンホール法の一つである簡便な板たたき法が用いられることが多い。しかし、測定深度が深い場合には、サスペンション式が用いられることもある。板たたき法の概念図を図4.5.1に示す。測定は複雑な地層では1m毎に、同じ地層が厚く堆積する場合には2～3m毎に行う。PS検層の測定結果は、最終的には図4.5.2に示すような地盤モデルの形にまとめられ、地震応答解析に用いられる。

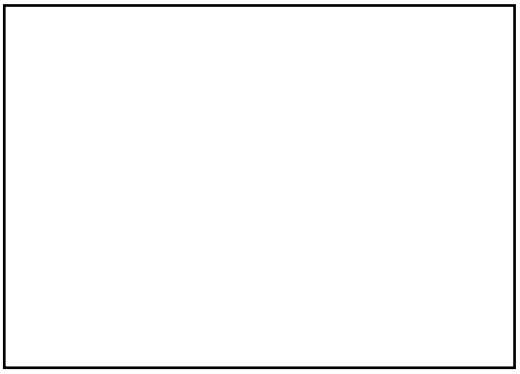


図 4.5.1　板たたき法による PS 検層概念図 1)

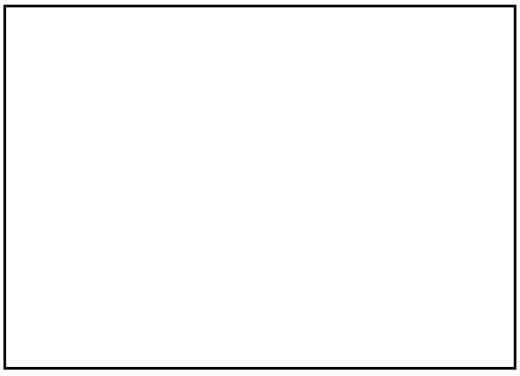


図 4.5.2　P 波・S 波の波形例と総合結果 1)

(3) 液状化試験

砂質土の液状化強度を求める試験として通常、繰返し三軸試験が行われる。図 4.5.3 に繰返し三軸試験装置の一例を示す。採取深度の拘束圧で圧密された直径 50 ㎜，長さ 100 ㎜の円筒形供試体に軸ひずみが所定の値になるまで繰返し軸差応力（せん断応力）を加える。繰返し荷重は 0.1～1Hz の正弦波が多いが、特殊な条件で地震波を載荷する場合もある。試験では、供試体に作用するせん断応力，軸ひずみ，過剰間隙水圧を測定する。3～4 本の供試体に異なる振幅の繰返し荷重を加えて試験を行い、応力比と繰返し回数の関係を得るが、動的せん断強度比（液状化強度）は、通常 20 回の繰返し回数で軸ひずみ両振幅 5%になる応力比を採用する。液状化が過剰間隙水圧比ではなく、軸ひずみの大きさで定義される理由は、密な砂の場合は過剰間隙水圧比が 1.0 に達してもひずみが小さく必ずしも破壊状態とは見なされないこと、また細粒分の多い土は過剰間隙水圧比が 1.0 まで上がり難く、液状化判定が難しいこと等によるものである。

一方、繰返し三軸試験は、実際の条件をかなり単純化しており、厳密な液状化強度を求めるための試験法の一つに繰返し中空ねじりせん断試験がある。繰返し三軸試験では、実際の地盤は K_0（静止土圧）状態にあるのに対し等方応力状態で試験が行われる。このため、繰返し三軸試験結果は必ずしも原位置での非線形性や液状化抵抗を表すものではなく、修正が必要となる。繰返し中空ねじりせん断試験は、繰返し三軸試験に比べると実験方法が複雑であるものの、このような不都合を解消できる試験法である。

図 4.5.4 に繰返し中空ねじりせん断試験装置の一例を示すが、アクチュエーターによる水平方向の動きをラック・ピニオンにより回転運動に変え、供試体上部からねじり力が加わるようになっている。供試体には初期の拘束圧やせん断力を加えておいた後、繰返しせん断力を加える。初期の拘束圧として実際の地盤内での応力状態に合わせて異方応力（軸圧と側圧とが異なる）にしたり、斜面内や構造物下の地盤の状態を再現するために初期せん断力を加えたり、さらに側圧でも外圧と内圧とを変えて三主応力が異なるようにすることができる。

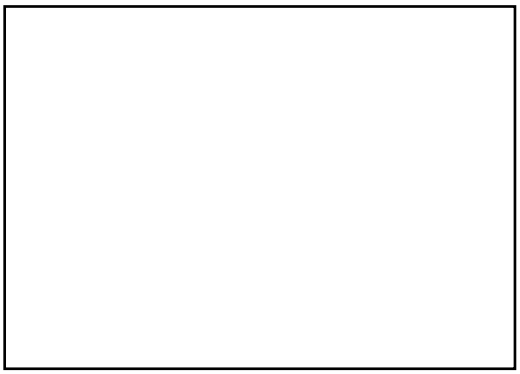


図 4.5.3　繰返し三軸試験装置の一例 [1)]

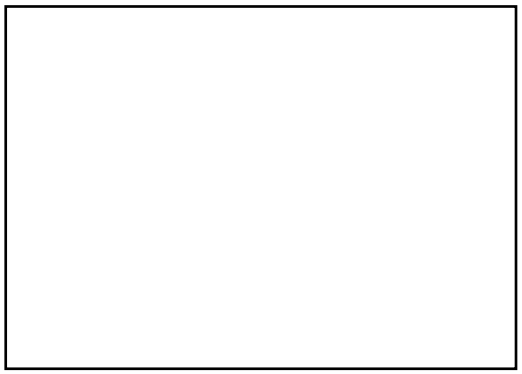


図 4.5.4　繰返し中空ねじり
せん断試験装置の一例 [4)]

4.5.3　調査・試験における留意点

(1)　埋立地盤の特性の考慮

高圧ガス施設が多く立地する埋立地盤では、細粒分が多くても粘り気が少ない（すなわち塑性指数が小さい）土質が多い。このため、土の粘りの程度を求める液性限界・塑性限界試験を行うことが重要である。2000 年鳥取県西部地震では埋立造成したシルト質地盤が大規模に液状化して被害が生じた（写真 4.5.1 および図 4.5.5 参照)。埋立地盤では、地盤が造成されて時間があまり経過していないため、本質的に沖積地盤に比べて弱い状態にあると考えてよい。(図 4.5.6 参照)

一般の液状化判定方法は、ほとんど沖積地盤（約 1～2 万年前以降に堆積した地盤）のデータに基づいて液状化速度の推定法が確立されているため、若齢の埋立地盤にそのまま適用できない場合もあることを理解しておく必要がある。

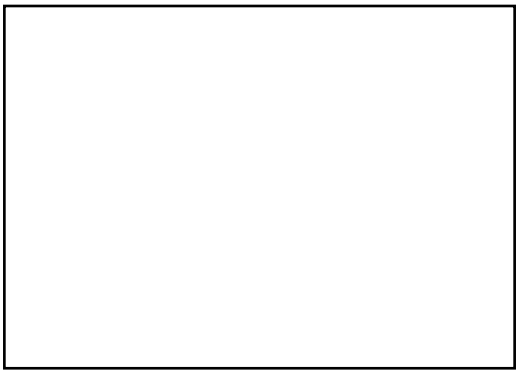


写真 4.5.1　液状化した埋立造成地（竹内工業団地，2000 年鳥取県西部地震）[5)]

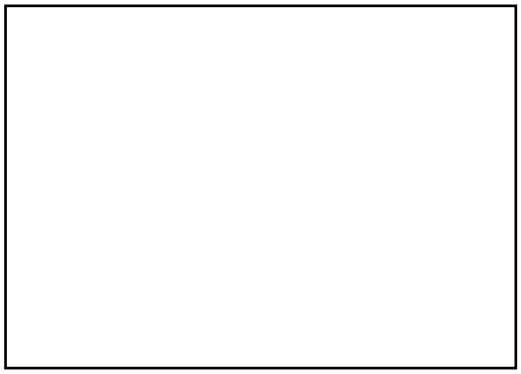


図 4.5.5　液状化したシルト質土の粒度分布 [5)]

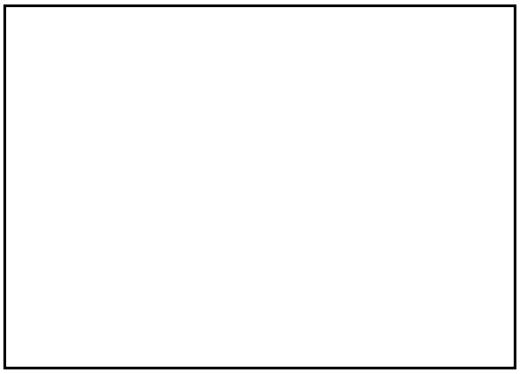


図 4.5.6　堆積年代別の液状化強度曲線
（道路橋示方書(1980)）

(2) バランスのとれた調査・試験

第2章に記述したように、埋立地盤は水平方向の土質の不均質性が沖積地盤に比べて大きい。このため対象となる地盤では沖積地盤よりは密な調査が必要である。この場合にボーリング調査だけではなく、コーン貫入試験やスクリューウエイト貫入試験を併用すると、密で精度の高い調査を行うことが可能になるので、これらの手法を適切に組み合わせて地盤調査を実施することが望ましい。図 4.5.7 にボーリングとスクリューウエイト貫入試験を組み合わせた調査から得られた液状化層断面図を示す。また、埋立地盤は予想もしないような土質が液状化する場合があるので、判断が難しい土質については現地から直接試料を採取して土質試験を行い、液状化強度を直接求める方法も有効である。

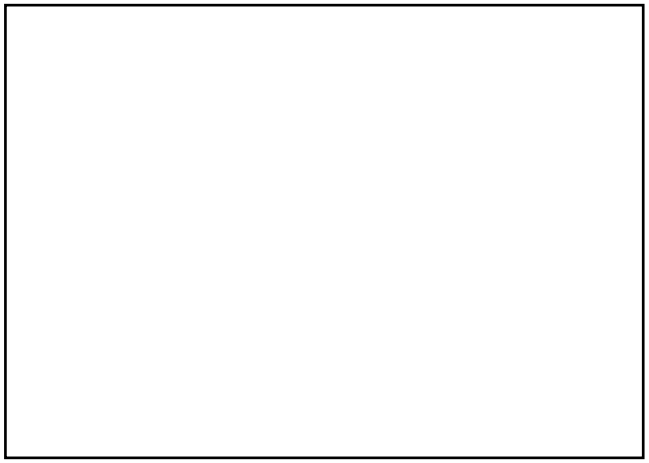


図 4.5.7　ボーリングとスクリューウエイト貫入試験より得られた液状化層推定断面図の例 [6)]

参考文献

1) 酒井運雄：耐震地盤調査の計画と管理，鹿島出版会，p.34，p.36，p.53，1985.
2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，2004.
3) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000.
4) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，p.44，1988.
5) 基礎地盤コンサルタンツ(株)：平成 12 年(2000 年)鳥取県西部地震 調査報告書，グラビア，p.18，2000.
6) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K. : Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements，Association for the Development of Earthquake Prediction，p6，p22，p77，1986.

4.6　液状化対策の必要性の評価

液状化の判定結果に基づいて液状化対策の必要性の有無を検討する場合には、地盤の特性、地盤の液状化の程度、基礎構造、対象とする構造物の重要性などを十分考慮する必要がある。

(1)　地盤の特性

高圧ガス施設が多く立地する埋立地盤は、埋め立てられてから数十年程度しか経過していないものが多く、堆積してから数千年～1 万年程度経過している沖積層に比べて、地盤が安定しておらず、従って強度も小さい。埋立地盤に立地する構造物の液状化対策を検討する場合は、このような地盤の脆弱性を十分考慮する必要がある。また、兵庫県南部地震における神戸臨海埋立地のマサ土（礫質土）や鳥取県西部地震の埋立地（竹内工業団地）における細粒のシルト質土等、沖積地盤では液状化しにくいと言われている土質が液状化した事例があるので、埋立地盤では土の脆弱性だけではなく、自然地盤では液状化しにくいと言われている土質でも液状化する可能性があるので、その辺を十分考慮して液状化を検討し、対策に反映する必要がある。

(2)　液状化の程度と液状化層の深さ

KHKS0861・0862（2018）では、F_L 法によって液状化を判定することになっている。F_L 値は原則的に N 値の測定深度（通常は 1 m 毎）に応じて計算されるが、局部的に F_L が 1.0 を下まわった場合に液状化対策を行うかどうか判断が難しい。杭基礎構造物の場合には、各深度の F_L 値に応じて地盤バネ定数を低減し、杭断面の設計を行えばよいが、直接基礎の場合は判断に迷うことも多い。このような場合、下式に示す液状化指数 P_L で判断する方法と地表面の非液状化層厚で判断する方法が目安となる。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz \qquad (4.6.1)$$

ここに、

$$F = \begin{cases} 1-F_L & (F_L < 1.0) \\ 0 & (F_L \geqq 1.0) \end{cases}$$

$w(z)$: 逆三角形の重み係数（=10-0.5z）

z : 地表からの深さ

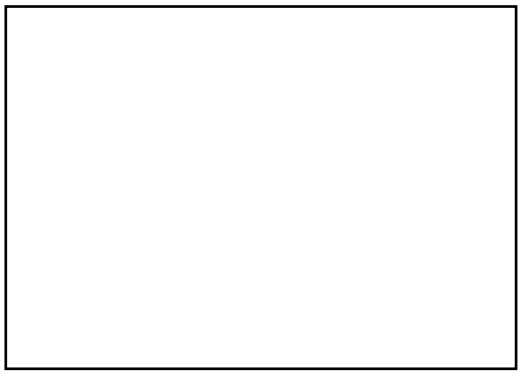


図 4.6.1　液状化指数 P_L の定義

上式に示すように、P_L 値は F_L 値が 1.0 を下まわる部分を深さ方向に積分して、これに逆三角形の重み係数を乗じたものであり、表層に近い部分が液状化するほど値が大きくなるようになっている。危険物タンクの基準では、P_L 値が 5 以上の場合に対策を行うことになっている。

表層の非液状化層の厚さによる方法は、図 4.6.2 に示すものである。同図は液状化層が厚くても上部に所定の厚さの非液状化層があれば、地表に地割れなどの変状が現れにくいという調査結果に基づいて作られたもので、この図を用いて液状化対策の有無を判断することもできる。

(3) 基礎構造

構造物および基礎の種類によって液状化の影響度合いは異なる。図 4.6.3 は液状化による構造物の被災パターンを示したものである。構造物と地盤との関係や基礎形式によって被害のパターンが異なる。

地上構造物で杭基礎の場合は、前述したように各深度の P_L 値に応じて土質定数を低減し、杭を設計すればよい。直接基礎の場合には、前述の P_L 値や非液状化層厚による判定のほか、構造物の諸元が明確である場合は、液状化による構造物のめり込み沈下量を予測し、その値によって対策の必要性を判断する方法も合理的である。地中配管やボックスカルバートのような地中構造物は、基本的には浮き上がり安全率を算定し、所定の安全率が得られない場合には対策を行うことが原則であろう。

(4) 構造物の重要性

液状化対策を行うかどうかの判断には、地盤や液状化に関する要素の他、構造物の重要性を考慮すべきである。構造物の重要性は当該構造物が液状化による被害を受けることによって全体の機能に多大な影響を与えるどうか、被害を受けると復旧が著しく困難かどうか等で判断される。重要度の低い構造物は、被害を受けても早期に復旧でき、周囲の構造物への影響も小さいものといえる。このような構造物の重要性を考慮して液状化対策の必要性を総合的に検討することも重要である。

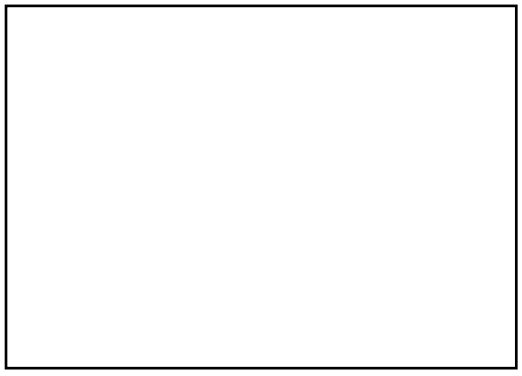


図 4.6.2 表層の非液状化層および下部の液状化層厚と地表での液状化発生の関係 [1)]

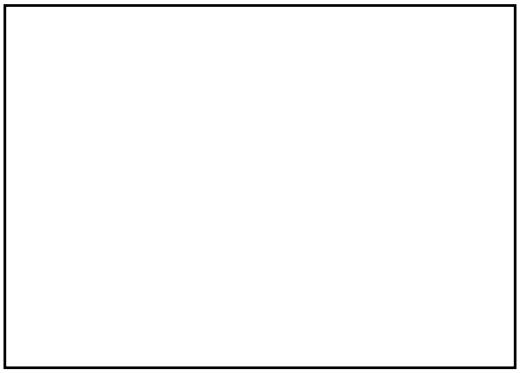


図 4.6.3 液状化による構造物の被災パターン [2)に加筆]

参考文献

1) Ishihara, K. : Stability of Natural Deposits during Earthquakes, 11th int. Conf. on S. M.F. E., vol.1, pp.321～376, 1985.

2) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，p.30，p.196，1988.

第５章　液状化及び流動化対策工法

5.1　液状化対策工法の種類と特徴

5.1.1　液状化対策の概要

液状化対策の考え方をその原理で大別すると図 5.1.1 に示すように、①液状化の発生そのものを防止する対策と、②液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策に分類される。①は地盤改良によって液状化強度を増加させる方法（以下、地盤改良による液状化対策工法という）で、②は構造物や基礎の強化により施設の損傷を軽減する方法（以下、構造的な液状化対策工法という）であり、実際の対策には①と②を併用することもある。

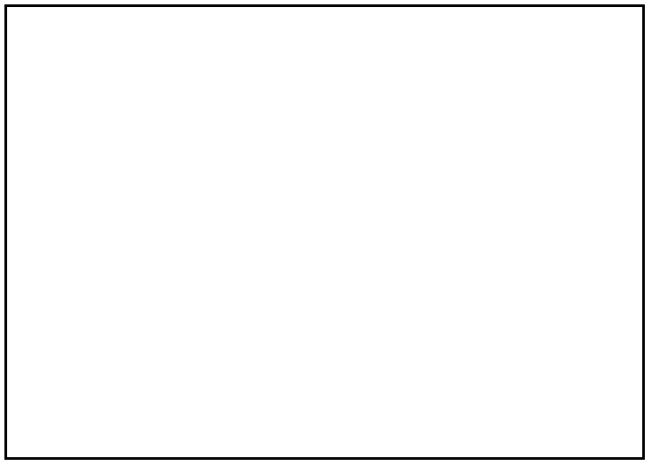


図 5.1.1　液状化対策の原理と方法[1)に加筆・修正]

5.1.2　地盤改良による液状化対策工法

地盤改良による液状化対策工法の概要と特徴を表5.1.1に示す[1)]。工法の原理で分類すると、密度の増大、固結、粒度の改良などの地盤の性質を液状化しにくいものに改良する工法と、有効応力の増大、過剰間隙水圧の消散など応力条件を変化させる工法、地盤の変形を拘束する工法、過剰間隙水圧の流入を遮断する工法が挙げられる。

密度の増大工法は、地盤を締固めることで液状化強度を増大させる工法で、締固めの方法により種々の工法がある。確実な改良効果が期待でき、施工実績の最も多い振動と圧入により地盤を締固める動的なサンドコンパクションパイル工法や振動による振動棒工法、地表に重錘やタンパーを落下させる重錘落下工法やバイブロタンパー工法、他に爆破締固め工法、転圧締固め工法などがある。バイブロフローテーション工法は施工・品質管理が不確実なため、最近はほとんど使われていない。1995 年兵庫県南部地震以後、振動を用いずに砂を圧入する静的なサンドコンパクションパイル工法である静的締固め砂杭工法が開発され、最近では小型施工機で流動化砂を圧入する砂圧入式静的締固め工法も実用化されている。また、ソイルモルタルを圧入するコンパクショングラウチング工法や地盤内に脈状の改良体を割裂注入させる脈状地盤改良工法も小型施工機での施工が可能である。なお、液状化で地盤にめり込み沈下し傾斜した建物を元に戻す水平化工事の際に、圧力をかけて薬液を注入する場合にも割裂注入が行われる。この場合には建物を持ち上げるだけなので部分的にしか薬液を注入しないのが一般的である。例えば、傾いている場合、大きく傾いた方の下の地盤内だけしか注入しない。したがって、この場合は液状化対策を施していることにはならないので注意が必要である。

固結工法は、土粒子骨格を安定させることで液状化強度を増大させる工法で、改良体の造成方法により種々の工法があり、改良材と土を地中で攪拌混合や切削する深層混合処理工法が主流である、前者は機械攪拌式深層混合処理工法、後者は高圧噴射式深層混合処理工法と呼ばれる。また、その他にも液体状の改良材を地中に注入して固化させる注入固化工法などがある。

粒度の改良は、液状化しにくい粒度に置換える置換工法で、液状化層が比較的浅い場合や掘削を伴う工事と併用する場合に用いられることが多く、液状化しにくい礫材などで埋め戻される。

地下水位低下工法は、地下水位を低下させることによって地盤中の飽和度を低下して液状化を防止する工法で、非液状化層を厚くして有効土被り圧も増加するため一層の液状化防止効果が期待でき、さらに構造物の被害軽減効果が期待できる。対策を行う範囲の周囲を止水壁で囲い、ウェルポイントやディープウェル工法により揚水し長期運転が必要とされるが、地形によってはトレンチ暗渠を利用した自然流下による方法も考えられ、広域的な対策として利用できる。また、地盤内に空気を直接注入し地盤を不飽和化させることで液状化抵抗を増大させる不飽和化工法も開発されている。

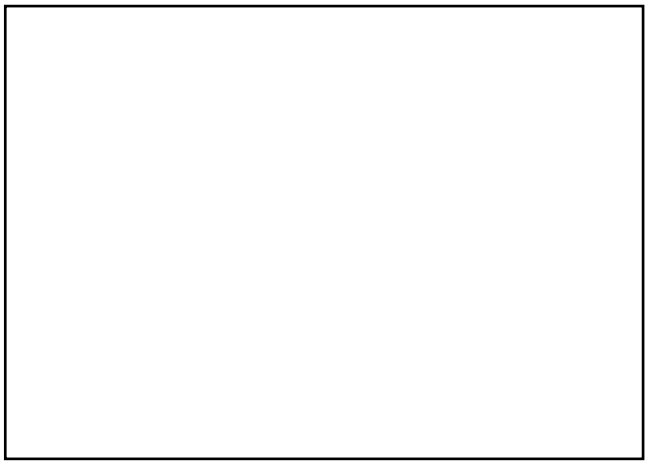
過剰間隙水圧の消散工法は、地中に排水性能の高いドレーン体を造成し過剰間隙水圧の上昇抑制と消散を早期に行い液状化を防止する工法で、ドレーン材により種々の工法がある。礫材を用いるグラベルドレーン工法、排水パイプなどの人工材ドレーン工法などがある。グラベルドレーン工法には、地盤の締固めと排水効果を同時に期待した工法も実用化されている。

せん断変形抑制工法は、地震動によるせん断変形を抑制するために、構造物周辺の地盤に連続地中壁や固化改良体を造成する工法であり、最近では格子状に固化体を造成する工法の実績

が多くなってきている。

これらの液状化対策工法の内、既設構造物に対する近接施工や作業空間などの施工条件が制限されることの多い高圧ガス施設への適用性を考慮すると、振動・騒音・変位・環境汚染などの施工による周辺への影響や既設構造物に対する施工の可否の検討が必要であり、これについては“5.6 地盤改良による液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性“で各々の工法を評価する。

表 5.1.1　地盤改良による液状化対策工法 [1)に加筆・修正]



5.1.3　構造的な液状化対策工法

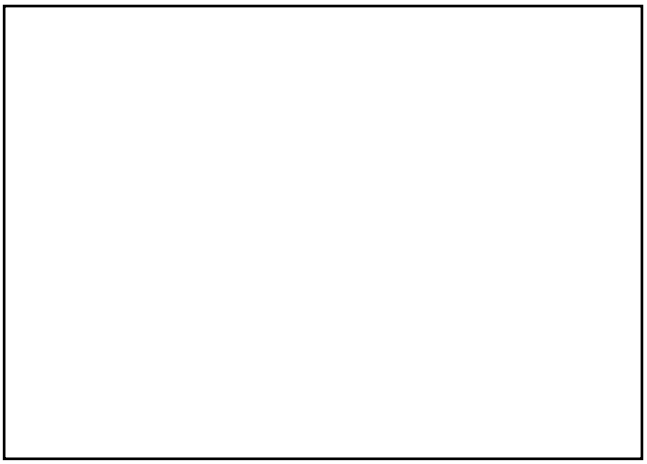
構造的な液状化対策工法の概要と特徴の一覧を表 5.1.2 に示す[1)]。

構造的な液状化対策工法には、構造物を堅固な地盤に支持させる対策工法、基礎を強化することにより支持力の低下を軽減する対策工法、液状化に伴って生じる水平力の土圧や浮力の増加に耐えられるように構造物やそれを支持するものを強化する対策工法、液状化後に発生する変位量を抑制する対策工法などが挙げられる。

堅固な地盤に支持させる対策では、構造物に大きな荷重や過度の沈下といった変形が生じないように、杭基礎などにより液状化層より下の堅固な地盤で支持することが考えられる。基礎の強化では、液状化の進行を考慮して杭の地盤反力係数を低減させた基礎の設計を行うことや、補強杭で地震時の補強効果を発揮させる工法、布基礎に対しては、鉄筋コンクリート造にすることによって基礎の強度を増大させる工法が挙げられる。地中構造物の浮き上がり対策としては、堅固な地盤に支持させた杭や矢板を地中構造物と連結することによって浮き上がりを防止する工法、液状化が発生しない砂袋などで周辺を拘束し、埋設管の沈下や浮き上がり量を低減させる工法などがある。また、埋設管に可撓継手を取り付けることにより、構造全体の可撓性を増大させて相対変位を吸収する工法もある。一方、液状化後に発生する変形量の抑制対策には、直接基礎にこま形基礎を設置する方法、ジオグリッドなどを層状に敷設することにより液状化抵抗力を増加させると同時に、遮水膜やドレーンを併設することで周辺地盤の液状化の影響が基礎に及ばないようにする工法などが考えられる。また、液状化層上の盛土に対しては、シートパイルとタイロッドにより液状化に伴う側方への地盤の変形を抑制し、盛土の沈下量を低減する対策工法が考えられる。

流動化対策として構造的対策で護岸を強化した事例としては、グラウンドアンカーにより岸壁の強化を図った事例[2)]や護岸背後に鋼管杭を 1 列に間隔を空けて設置する工法(飛び杭工法)が適用された事例[3)]がある。また、建物の基礎部分の周りを鋼板で補強して不同沈下を抑制する事例もある[4)]。

表 5.1.2　構造的な液状化対策工法（その 1）[1)]



参考文献

1） 地盤工学会：液状化対策工法，pp.177～195，平成 16 年（2004）

2） 小嶋隆，岸本健二，太田和男，恩田勝　グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強，基礎工,，Vol.29，No.7，pp.78～80，2001.

3） 濱田政則，米川太，武内隆政，加藤一紀：飛び杭工法による液状化地盤の側方流動抑止工の設計と施工，基礎工，特集：地震時地盤変位を受ける基礎工,，Vol.51，No.6，pp.102～105，2023.

4） 平出務，安田進，藤野一，金子雅文，佐々木修平，三上和久，尾澤知憲：薄鋼矢板を用いた液状化被害軽減工法の開発、地盤工学会特別シンポジウムー東日本大震災を乗り越えてー，pp. 454-462，2014.

5.2　地震動レベルによる液状化対策の考え方

5.2.1　液状化対策の基本的な考え方

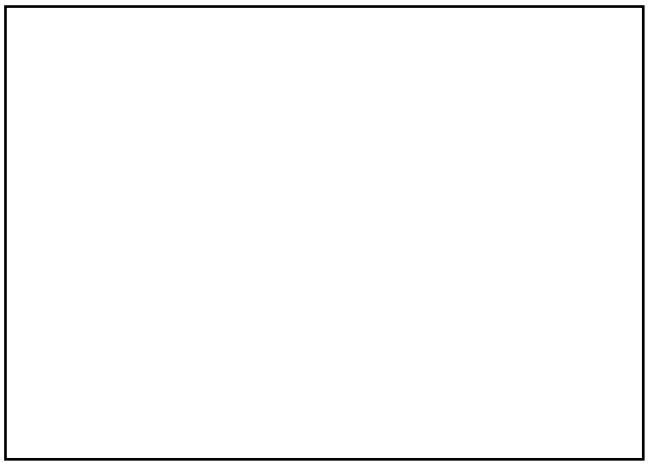
図 5.1.1 に示したように、液状化対策には大きく“液状化の発生そのものを防止する対策”と“液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策”に分類される。これらの対策は、1995 年兵庫県南部地震以前では、①液状化の発生の予測、②構造物の安全性の検討、③対策工法の選定という流れで設計することが提案されていた[1)]。しかしながら、地盤と構造物の相互作用にかかわるモデル化の難しさや当時は解析コードが開発途上であったこともあって、実際には②の構造物の安全性の検討が十分に行われず、液状化即対策という流れが大半であった。レベル２地震動である兵庫県南部地震以降、道路橋示方書[2)]をはじめとして各種基準の見直しが図られ、その後の土木学会第二次提言[3)]においては、構造物基礎の地震動レベルに応じた耐震性能が以下のように示されている。

① レベル 1 地震動に対して上部および地中構造の機能を維持することを構造物基礎の耐震性能の目標とする。液状化発生の可能性がある地盤に関しては、地盤改良により液状化を発生させないことを一応の原則とするが、それが困難な場合には基礎構造の工夫や強化により上部構造の機能を保持できるようにする。

② レベル 2 地震動に対しては、上部および地中構造に重大な損傷が発生しないことを耐震性能の目標とする。地盤改良による液状化防止が困難な場合には、地盤の側方流動や沈下により基礎に過大な変位が発生し、上部構造に重大な被害が生じないよう、基礎構造の強化や構造系全体の見直しを行うものとする。

地震動レベルによって、液状化が発生するか否かであるとか、それによって構造物に被害が生じるかといった問題については十分な検討が必要であるが、大まかな目安としては、表 5.2.1 に示されるような関係を用いて判断することができる。

表 5.2.1　地盤の密度と地震動レベル及び構造物と地盤被害の関係（文献 4）を修正）



一方、高圧ガス施設では、「高圧ガス設備等耐震設計指針」[5)] において耐震性能が次のように規定されている。

① レベル 1 耐震性能とは、レベル 1 地震動に対して、有害な変形等が残留せず、かつ、当該耐震設計構造物内の高圧ガスの機密性が保持されることをいう。

② レベル 2 耐震性能とは、レベル 2 地震動及び地盤の液状化に伴う地盤変状に対して重要度 I_a 及び I に係る耐震設計構造物内の高圧ガスの機密性が保持されることをいう。

以上の高圧ガス施設の耐震性能を勘案すると、液状化対策において必要とされる耐震性能は以下のように解釈できる。

① レベル 1 地震動に対しては液状化させないことを原則とするが、液状化の発生を許容する場合（例えば杭基礎）でも構造物の安全性を確保する。

② レベル 2 地震動に対しては、液状化によるある程度の変形･損傷は許容するが、内容物が漏洩するような事態は防止する。

すなわち、レベル 1 地震動に対しては液状化の発生を防止して構造物の残留変形を生じさせない、または杭基礎のように、液状化の発生を許容しても発生応力を弾性範囲に留めることを基本とするものである。これに対してレベル 2 地震動の場合は、液状化によるある程度の変形は許容するというものである。しかしながら、液状化を許容する設計法はまだ十分に確立されておらず、不確定の部分も多いため、構造物の重要度や周辺への影響を十分考慮して許容できる変形量を設定する必要がある。ただし、レベル 2 地震動を対象とする場合でも、レベル 1 地震動と同様に液状化の防止が可能な場合には、そのような設計を行うことが望ましい。以上の設計の考え方の流れを図 5.2.1 に示す。

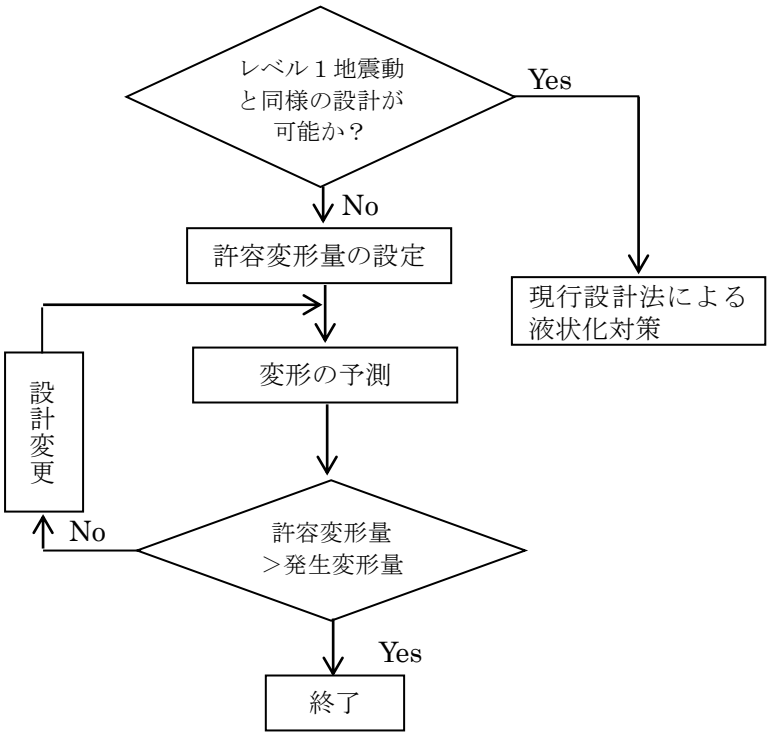


図 5.2.1　レベル 2 地震動における設計の流れ

5.2.2　変形を考慮した液状化対策の考え方

(1) 変形を考慮した設計の考え方

レベル 2 地震動を対象とする場合、液状化の発生を完全に防止することが困難な場合が多いため、地盤のある程度の変形を許容した設計が必要である。変形量で耐震性能を規定する場合には、従来の仕様規定型の設計法と異なり、実現すべき要求性能を具体的にある適切な指標によって評価するための検証法と対になっていることが必要である[6]。したがって、レベル 2 地震動に対して液状化対策を設計する場合には、構造物の重要度に応じた要求性能を評価する指標，指標の検証法並びに許容値の設定が必要となる。これを 5.2.1 に示した液状化対策における地震動レベルに対する設計法の考え方に照らし合わせると、高圧ガス設備の構造物基礎の場合、要求性能を評価する指標とは、“対象の構造物に許される変形量（許容変形量)”であり、検証法とは、“実際に発生する変形量を予測する方法”ということになる。つまり、高圧ガス設備の場合の変位に係る要求性能は、“配管に被害を及ぼさないか、ある程度の被害が予測されても内容物が漏洩しない変形量に収めること”[5]にある。

(2) 変形量の予測方法

液状化に関する変形の予測法については、以下の 2 つの手法によるものがある[7)]。

(a) 被災事例や模型実験などをもとにした経験式

1964 年新潟地震の建物の沈下量や 1983 年日本海中部地震の地中構造物の浮上り量、1944 年東南海地震における堤防の沈下量などに関して経験式が提案されている研究事例があるが、設計上、沈下量や浮上がり量に対して一般的な予測が確立されているものは少ない。高圧ガス設備については、4.4 等を基にして予測すればよい。参考として表 5.2.2 に 4 つの構造物の変形量と評価尺度の関係をまとめた。

(b) 有効応力解析による詳細な地震応答解析や残留変形解析など

これまで開発されてきている各種の有効応力法による地震応答解析は、当初は液状化時の地盤・構造物の挙動を予測することを主目的としていたが、液状化による地盤･構造物の大きな残留変形量の予測解析まで可能かどうかが検討され、実務でも使われるようになってきている。また、詳細解析のなかでも、挙動を時々刻々追う地震応答解析ではなく、液状化後の地盤の変形係数を用いて静的解析で変形量を求める残留変形解析法などが提案され、実務的にも用いられている。このような詳細解析法の概要については前述の 4.4.3（7）を参照されたい。また、液状化解析プログラムの現況動向とこれまでに実施された一斉解析の概要については文献 13)に詳しく述べられている。

表 5.2.2　変形の予測法の例

対象構造物	実証方法	変形量	評価尺度	結論
建物・タンク[8),9)]	新潟地震における建物被害 日本海中部地震におけるタンク被害	B/D B：建物の幅 D：液状化深度	S_a/D（沈下比） S_a：沈下量	B/D が小さいほど（液状化層厚に比べ基礎幅が小さいほど）沈下比は大きくなる。
河川堤防[10), 11)]	東南海地震における河川堤防被害	（天端）沈下量	液状化指数 P_L $P_L = \int_0^{20}(1-F_L)(10-0.5x)dx$ F_L：液状化安全率 x ：深度	バラツキは大きいが両者にはほぼ比例関係がある。
			過剰間隙水圧のみを考慮した安定計算（Δu 法） 最小安全率 Fsd(Δu)	堤防天端の沈下量（上限値）と地震時安全率の関係が提示されている。
地下オイルタンク[12)]	日本海中部地震の地下オイルタンク被害	オイルタンクの浮き上がり	浮上がり安全率 F_U $F_u = \frac{W_B + W_S + Q_B + Q_S + Q_T}{U_S + U_D}$ W_B ：地下埋設物の自重 W_S ：上載土の重量 Q_B ：地下埋設物と地盤との摩擦力 Q_S ：地下埋設物の上部の土のせん断抵抗力 Q_T ：スチールバンドによる抵抗力 U_S ：静水圧による揚圧力 U_D ：過剰間隙水圧による揚圧力	Fs=1.0 程度で浮上がり量は最大で 40cm 程度である。

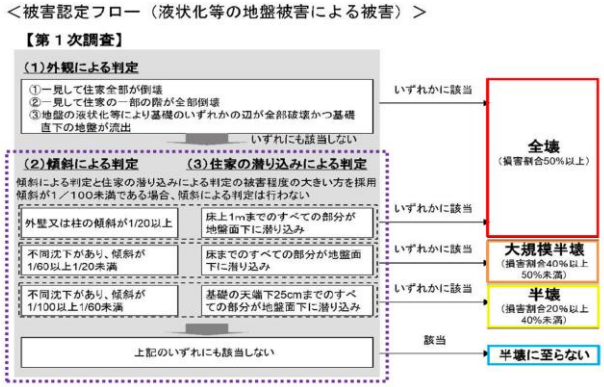
(3) 許容変形量

高圧ガス設備の場合、構造物及び基礎の種類や周辺の付属設備の条件によって許容変形量の考え方が異なるため、表 5.2.3 に例示する他種の構造物のように定量的に許容変形量を設定することは難しい。例えば、1995 年兵庫県南部地震の際に神戸市臨海部のタンクで起きた LP ガスの漏洩のような事故を防止する対策としては、配管基礎が液状化によって大きな沈下を起こすことを阻止することが基本である。配管基礎の沈下を抑制するためには、液状化対策としての地盤改良で液状化の程度を軽くして地盤の沈下を抑えることも方法の一つであるが、タンクと配管を同一基礎にするとか、配管に可撓性を持たせ大きな変形にも追随できるようにするとかいう方法を組み合わせて対策を行うこともできる。

このように、許容変形量は一律何 cm という決め方ができる性質のものではなく、上記の対策方法の組み合わせの考え方によって大きく異なるものである。したがって、レベル 2 地震動に対する液状化対策の設計の際に許容変形量を設定する場合には、構造物の重要性、構造物基礎並びに上部構造物の種類・構造、配管等の付属設備の条件、可能な対策方法の種類などを十分検討する必要がある。文献 7）では以下の要素を考慮して許容変形量を設定することを指摘している。

① 構造物の構造安定
② 構造物の重要度や復旧のし易さ
③ 構造物の機能
④ 対象構造物が近接構造物や社会生活に与える影響
⑤ 地震後の応急復旧の容易さ

表 5.2.3　液状化による構造物の許容変位量に関する規定や研究例 [7)]

構造物	許容変位量	許容変位量が設定された根拠
高規格堤防盛土 [14)]	レベル 1 地震動に対する許容残留沈下量として、堤防天端および堤外側表法面では 50cm、高規格特別区域では 20cm	高規格堤防特別区域が通常の土地利用に供され、通常の市街地と同程度の地震時の安全性を確保する必要があるため。
鉄道盛土 [15)]	バラスト軌道の場合の許容沈下量はレベル 1 地震動に対して 20cm、レベル 2 地震動に対して 50cm	地震後の鉄道盛土の復旧性能を勘案して定められた数値
マンホール [16)]	許容浮上り量として幅が狭い道路では 13cm 程度、幅が広い道路では 23cm 程度	マンホールの浮上りが消防車等の通行の障害となる可能性があるため。
戸建住宅 [17)]	内閣府より、液状化等の地盤災害災害による被害認定フローが第 1 次調査 (1) 外観による判定 (2) 傾斜による判定 (3) 住家の潜り込みによる判定 について右図のように示されている。	

5.2.3　各指針における液状化対策の考え方

(1) 高圧ガス分野における考え方

レベル1、レベル2地震動に対する耐震設計の例示基準KHKS0861・KHKS0862（2018）とも、液状化対策といった用語自体がなく、扱われていない。これより地盤改良による液状化対策工法に係わる規定はなく、構造的な液状化対策工法としての杭基礎に関する規定があるのみである。一方、例示基準の解説KHKTD5861（2023）では、配管構造計画において液状化対策といった用語が用いられているものの、地盤変状に基づく地盤の移動をできるだけ小さくなるよう配慮する、相対変位を吸収するよう必要な可撓性を確保するといった解説となっており、液状化対策工法に係わる規定はない。また、KHKTD5862（2023）でも液状化の判定において液状化対策といった用語が用いられているが、レベル2 地震に対する液状化の判定法及び地盤改良等の液状化対策効果についても適切な評価を踏まえ参考にしていくことが望まれるといった解説となっており、液状化対策工法に係わる規定はない。

(2) 他分野における考え方

(a) 河川堤防の液状化対策の手引き

「河川堤防の液状化対策の手引き（令和 6 年：2024）[18)]」では液状化対策として“締固め工法”,“グラベルドレーン工法”,“固結工法”,“鋼材を用いた対策工法”,“提体液状化対策工法”を対象としている。「河川構造物の耐震性性能照査指針・解説―Ⅱ. 堤防編―（平成 24 年：2012）[19)]」に堤防の耐震性能について示されており、基本方針として、地震後においても、規定する耐震性能の照査において考慮する外水位（照査外水位：地震によって沈下した土堤等の河川構造物が、地震後に必要とされる機能を保持できているか否かを判断する際の判定基準となる水位）に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持する性能とするとされている。耐震性能照査上の堤防としての機能とは、河川の流水の河川外への越流を防止する機能である。また、堤防の耐震性能の照査については、耐震性能の照査に用いる地震動によって生じる堤防の状態が堤防の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。ここで、耐震性能の照査に用いる地震動としては、原則として、レベル 2 地震動を考慮すればよいとし、耐震性能の照査に用いる地震動及び堤防の限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとするとしている。そして、規定する静的照査法により耐震性能の照査を行えば、本規定を満足するとみなしてよいとしている。規定する静的照査法とは、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物としての自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法（有限要素法を用いた自重変形解析法）、液状化した土層をせん断抵抗を有しない粘性流体と仮定し、地盤の流体的な変形を算定する方法（流体力学に基づく永久変形解析法）等のことである。

前出の河川堤防の液状化対策の手引きでは、液状化対策の設計の手順が図 5.2.2 のように示されており、レベル 1 地震動に対して対策工自体の安定性を確保できるよう対策工の諸元（改良率や改良範囲、型、根入れ等）を決め、この対策工でレベル 2 地震動による沈下量が許容沈下量以下に収まることを照査することが示されている。レベル 1 地震動に対する検討が「対策工諸元の設定」、レベル 2 地震動に対する検討が「耐震性能照査」に対応する、いわゆる 2 段階設計法である。

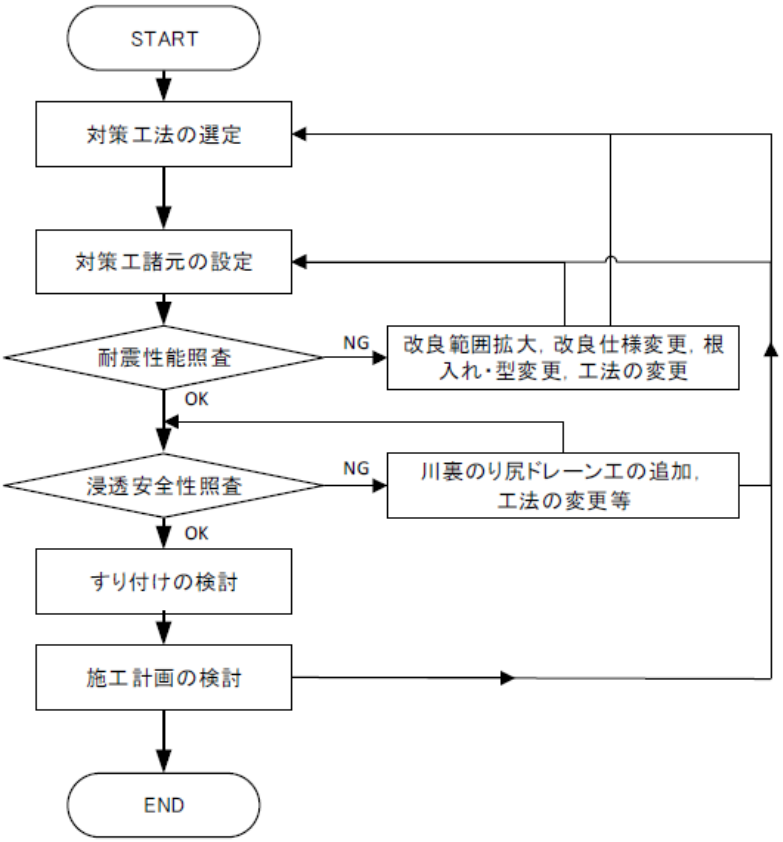


図 5.2.2　液状化対策工法の設計手順 [18)]

(b) 港湾の施設の技術上の基準

港湾の施設の技術上の基準（2018）[20)] では、地盤の液状化の影響に対する液状化対策の位置付けについて、以下のように規定されている。

① レベル 1 地震動に対する液状化の影響

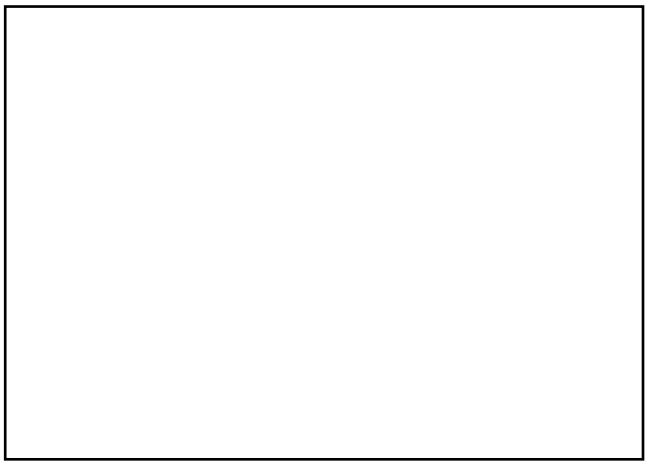
レベル 1 地震動に対する地盤の液状化の検討においては、液状化が生じると予測・判定された場合には、液状化による構造物に及ぼす影響を勘案するとともに対象施設の周辺状況等を考慮し、地盤の液状化対策を行うことを原則とする。

② レベル 2 地震動に対する液状化の影響

レベル 2 地震動に対する地盤の液状化の検討においては、対象施設の周辺の状況等を考慮した総合的な検討に基づき、液状化対策の手法及び実施の必要性について判断する。

また、同基準では、液状化地盤を含む軟弱地盤対策として、地盤改良工法全般について詳述されており、参考にされたい。ごく一部の紹介となるが、基本原理による地盤改良工法の分類を表 5.2.4 に示す。なお、構造的な液状化対策工法としての杭基礎等ついては、規定がなされている。

表 5.2.4　基本原理による地盤改良工法の分類 [20)]



(c) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針（2019）[21)]では、基礎構造の種類（直接基礎，杭基礎）に対して、終局限界状態（レベル 2 相当），損傷限界状態（レベル 1 相当），使用限界状態のそれぞれにおける要求性能を定めている。

直接基礎では、基礎直下の地盤に液状化の生じる可能性があるならば、損傷限界状態の要求性能を満たすために基礎直下に地盤改良を施すか、基礎底面を非液状化層まで下げることが原則である。また、終局限界状態の要求性能を満たすためには、損傷限界状態と同様にすることが望ましいが、地盤改良が難しい場合には、鉛直荷重の均等バランス化、基礎の剛性を高める工夫により不同沈下を極力小さくして要求性能を満たす努力をする。このことから、レベル 1 で液状化するような場合には地盤改良により液状化を防止し、レベル 2 については条件付きで液状化を許容しているといえる。

杭基礎では、損傷限界状態と終局限界状態の要求性能を満たすためには、杭の鉛直支持力や水平抵抗に液状化における地盤の抵抗力の低下に加えて、地震時の地盤変位に伴い液状化層と非液状化層の境界付近に大きな杭応力が作用する可能性も考慮する必要がある。そのため、液状化のある地盤に杭基礎を計画する場合には最新の評価法を用いて、限界状態における要求性能を満たしていることを確認する。このことから、レベル 1，レベル 2 にかかわらず杭基礎では液状化を許容するが、杭基礎周辺の地盤が液状化を生じた場合には、最新の評価法で杭の耐震性を評価する必要があり、そうでない場合には地盤改良を行い、一般の設計法で杭基礎の耐震性を評価できるものである。

同指針では、建築基礎へ適用する地盤改良として、セメント系固化材または締固めによる地盤改良を対象としており、液状化に関する検討項目は、“液状化対策としての地盤改良の有効性”、“レベル 2 地震時の改良地盤を含む地表最大水平変位 Dcy”である。地盤改良を用いる場合には、想定する荷重ごとに要求性能と性能グレード、設計用限界値を設定し、関連する設計資料を参考にして改良地盤の設計を行うが、その際の要求性能レベル（限界状態）に対応する設計用限界値は表 5.2.5 の通りである。なお、表中の赤枠が液状化に関わる項目である。

表 5.2.5　セメント系改良体および締固めによる改良地盤の設計用限界値 [21)]

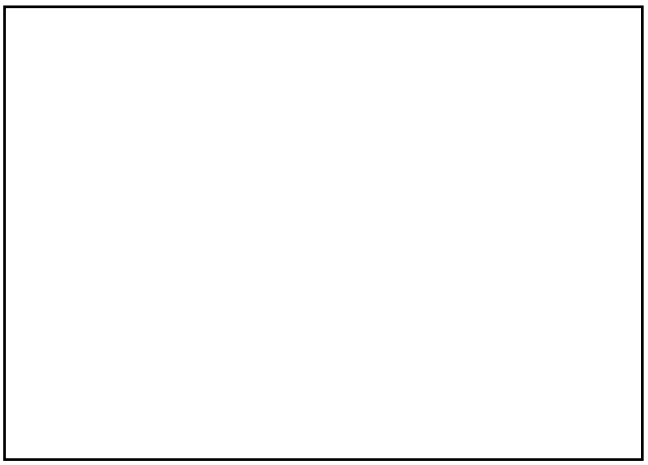


表 5.2.5 に示すように、セメント系改良体による地盤改良においては、液状化に関する設計用限界値はないが、締固めによる地盤改良では Dcy が定量的な指標として示されている。

なお、セメント系改良体の地盤改良では、「2018 年版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 [22)]」において、液状化対策を目的とした格子状壁式改良における格子内の液状化に対する限界値の目安として、以下を掲げている。

中地震動時（地表面加速度 1.5～2.0m/s^2）：F_L＞1.0

大地震動時（地表面加速度 3.5m/s^2）：Dcy≦5cm（軽微）

また、「建築物の構造関係技術基準解説書（2020）[23)]」では、限界耐力計算における地盤の加速度増幅率を求める計算式の適用条件を液状化による計算に支障が生じないこととしており、その判断指標として以下が示されている。

・最大加速度 150gal 以上に対して，次の a）を満足すること

・最大加速度 350gal 以上に対して，次の a), b), c）のいずれかを満足すること

a）液状化発生の可能性がないこと（F_L＞1）

b）液状化の程度が軽微な範囲に収まること（Dcy≦5cm）

c）液状化による危険度が低いこと（P_L≦5）

(c)　鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）[15)]では性能照査型設計法に完全に移行している。そのため、地盤が液状化する可能性のある場合、液状化対策の有無の判断、対策工法の選定は全て設計者の判断に委ねられる。その際、液状化による地盤の剛性・強度の低下、側方流動の影響を適切にモデル化することが条文に記載されている。

液状化地盤の応答値算定法としては、有効応力法による動的解析法が推奨されつつも、地盤の堆積構造や構造物が単純な場合は設計の便を勘案して静的解析法等の簡易算定法が適用できる。性能照査型設計法なので設計応答値が部材の損傷レベル（例：杭基礎の損傷レベル）、構造物の安定レベル（例：基礎の残留変位、盛土の沈下量、トンネルの浮上がり量）等の許容値以内であれば耐震設計が成立するため、液状化対策は義務付けられていない。しかしながら、

橋台、盛土、擁壁については構造設計の段階で地盤改良等の液状化対策を検討することが推奨されている。

液状化対策工法の設計も性能照査型設計法が適用されるため、特定の対策工法についての記述は見られず、設計者の判断に委ねられている。これにより新しく開発された液状化対策工法が採用されやすい体系となっており、新工法開発のインセンティブになっていると言える。

参考文献

1) (社)地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，第Ⅰ編 総論，第4章 液状化対策，1993.
2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年12月
3) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準に関する「第二次提言」，1996.1.11
4) Yasuda, S., Harada, K., Yoshida, N. and Tanaka, T.: International Symposium on Earth quake Engineering Commemorating Tenth Anniversary of the 1995 Kobe Earthquake, 1995.
5) 高圧ガス保安協会:高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 2 耐震性能評価 解説編，p.219，2000.
6) 日本地震工学会,性能規定型耐震設計法に関する研究委員会:性能規定型耐震設計法の現状と課題 1.はじめに，2004年3月
7) 日本地震工学会，性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計法の現状と課題 2.5 液状化に関する性能設計の現状と手法の開発，2004年3月
8) 吉見吉昭，時松孝次：Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes，土質工学会論文報告集，Vol.17，No.1，pp.23-38，1985.
9) Yasuda, S., and Berrill, J.: Observation of the earthquake response of foundations in soil profiles containing saturated sands，1st International Conference on Geotechnical and Geological Engineering-GeoEng2000，Issue Lecture，pp.1441-1470，2000.
10) 中村義昭，村上由高：木曽三川下流部における地震時の堤防機能検討について，第34回建設省技術研究会報告，pp.96-104，1980.
11) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，JICE 資料第 111002 号，平成24年（2012）
12) 建設省土木研究所：1983 年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第 165 号，1986.
13) (社)土木学会：レベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書，6．液状化解析プログラムの現況と動向，2003. 6.
14) リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土・施工マニュアル，2000.
15) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説，2012.
16) 本田中，中瀬仁，末広俊夫，安田進：地中埋設構造物の浮き上がり許容値に関する検討，土木学会第57回年次学術講演会講演集，Ⅲ，pp.1439-1440，2002.
17) 内閣府（防災担当）：災害に係る住家の被害認定基準運用指針（平成30年3月）

18) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き，令和 6 年（2024）
19) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性性能照査指針・解説—Ⅱ．堤防編—，平成 24 年（2012）
20) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準，2018.
21) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.
22) 監修 国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人 建築研究所 : 2018 年版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, 2018.
23) 監修 国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人 建築研究所：建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.

5.3　地盤改良による液状化対策工法の設計の考え方

ここでは、地盤改良による液状化対策工法として、下記の密度増大工法、固結工法、間隙水圧消散工法を取り上げ、それぞれの地震時における設計の考え方について簡単に記述する。その他の工法として、地下水位低下工法とプレローディング工法についても記述する。

①密度増大工法：サンドコンパクションパイル工法
②固結工法：深層混合処理工法，注入固化工法
③間隙水圧消散工法：グラベルドレーン工法
④その他の工法：地下水位低下工法，プレローディング工法

5.3.1　設計の基本的考え方

液状化対策としての地盤改良において、設計の基本的な流れは図 5.3.1 に示す通りである。まず、液状化を防止するための地盤改良の仕様を定め、その改良仕様に基づいて構造物および改良地盤の安定が確保されるかどうかの検討を行う。

地盤改良による液状化対策工法は、設計上の取扱いの違いに着目すると、地盤として取扱う工法と構造物として取扱う工法とに分類される。

地盤として取扱う工法としては、密度増大工法、間隙水圧消散工法がこの工法に分類され、設計においては、改良範囲および打設間隔を定める。一方、構造物として取扱う工法としては、固結工法がこの工法に分類され、設計においては、改良範囲、改良率、改良体の強度などを決定する。ただし、注入固化工法は、固結工法に分類される対策工法であるが、改良体の剛性がそれほど大きくないため、地盤として取扱うことに近い中間的な設計法が採用されている。

各種対策工法の設計で検討すべき項目の違いを、表 5.3.1 に示す。なお、液状化対策としては、杭基礎に地盤改良を併用する対策工法も考えられる。

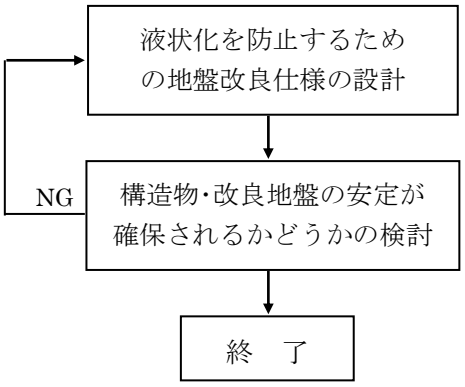


図 5.3.1　設計の基本フロー

表 5.3.1 各種液状化対策工法の設計手法の違い

液状化対策の考え方	対策原理	対策工法	改良地盤の液状化判定	改良地盤の安定の検討	周辺の液状化地盤の取扱い	備考
液状化の発生を抑える対策	密度の増大	サンドコンパクションパイル	○	－	－	地盤系
	固結	深層混合処理	○	○※1	土水圧（泥水圧，動水圧）	構造系
		注入固化	○	○※2	泥水圧 動水圧	中　間
	間隙水圧の消散	グラベルドレーン	○	－	－	地盤系

※1 内的および外的安定の検討等による。

※2 局所および全体すべりの検討等による。

5.3.2 各種対策工法の設計の考え方

(1) サンドコンパクションパイル工法

(a) 工法の原理

サンドコンパクションパイル（SCP）工法は、砂地盤を締固めることにより間隙比を減少させて密度の増大を図り、地盤の液状化に対する抵抗を増加させる工法である（密度増大工法）。また、同時に、水平応力が大きくなることに伴う平均主応力の増大による液状化強度の増加も確認されているが、現在の設計においてはこの効果は考慮されていない。

(b) 設計の考え方

砂地盤の液状化強度はN値から換算して評価される場合が多いため、液状化対策を目的とする締固め工法の改良目標は、通常、N値で与えられる。設計においては、構造物の安定性を確保できるような改良範囲内の改良目標 N 値を設定し、N 値と間隙比の関係から、改良目標N値が確保できるように、改良仕様としての改良率や打設間隔を決定する。

図 5.3.2 にサンドコンパクションパイル工法で砂質地盤を改良するときの改良率の考え方の基本を示す。原地盤の間隙比を e_0 とすると、$(1+e_0)$ の原地盤に対して、振動圧入した砂の体積比で改良率 a_s を定義する。したがって、砂杭の体積は $(1+e_0)a_s$ となる。

砂杭の圧入により、体積変化がないとする考え方と、細粒分による体積変化率のパラメータとして有効締固め係数 R_c を導入して地盤の体積増加（盛り上がり）を考慮する手法とがあるが、最近では後者の考え方が一般的である。改良後の地盤の間隙比 e_1 は、それぞれ、下式で与えられる。

体積一定を仮定した場合：$e_1 = e_0 - (1+e_0)a_s$ (5.3.1)

体積増加を考慮する場合：$e_1 = e_0 - R_c(1+e_0)a_s$ (5.3.2)

ここに、a_s：改良率

e_0：原地盤の間隙比

e_1：改良後の地盤の間隙比

R_c：有効締固め係数

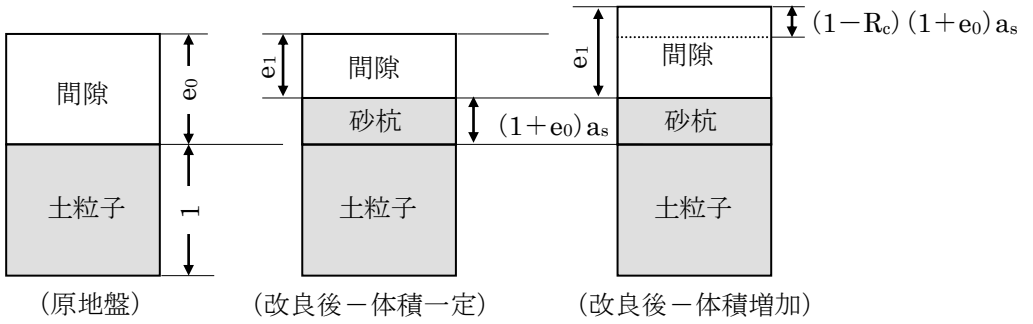


図 5.3.2　SCP 工法の改良原理

(c)　設計に必要なパラメータ

液状化対策としてのサンドコンパクションパイル工法の設計に必要なパラメータは、以下のものである。

① 土層構成（柱状図），地下水位
② 標準貫入試験の N 値（原地盤，改良後目標）
③ 土質定数：単位体積重量，細粒分含有率
④ 上載荷重

(d)　設計のフロー

本工法の設計においては N 値と間隙比の関係を知ることが必要となる。評価方法として 4 種類の設計方法があるが、有効締固め係数 R_c により体積変化率を地盤の細粒分含有率と関連づけて評価する設計方法の設計フローを紹介する（図 5.3.3）。なお、サンドコンパクションパイル工法の設計法の詳細は、文献 1)を参照のこと。

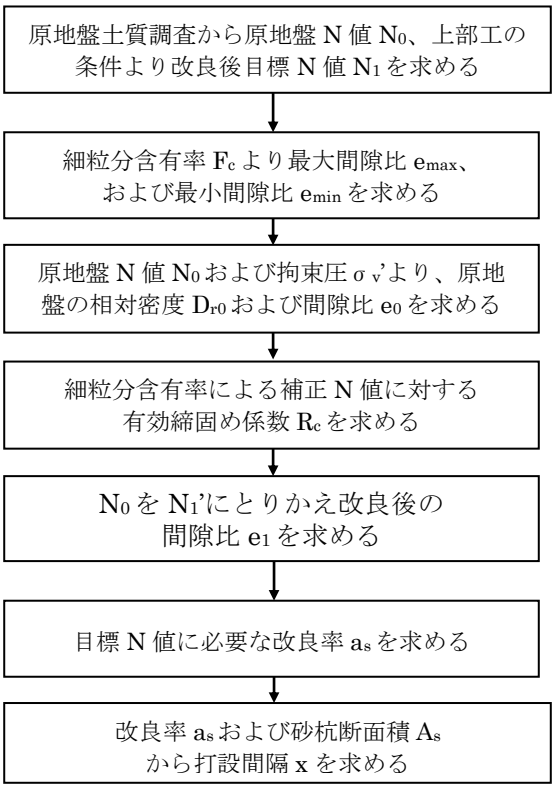


図 5.3.3 サンドコンパクションパイル工法の設計フロー

「建築物のための地盤改良設計施工指針案（2006）」[2]では、サンドコンパクションパイル工法を含む締固め改良地盤の密度増加以外の効果を割増し係数 C として、1.1～1.2 倍の値を杭間 N 値から算定された液状化抵抗比に乗じて改良地盤の液状化抵抗比を評価してよいことになっている。この割増係数 C については、「建築基礎構造物設計指針（2019）」[3]において、1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドおよび六甲アイランドでの液状化事例と改良地盤（改良率 a,=4.3%~9.6%）の無被害事例の分析に基づいて提案されている。このようなサンドコンパクションパイル工法の設計で考慮されている密度増加以外の改良効果による割増しの根拠については文献 4)にも述べられているので参考にされたい。

(2) 深層混合処理工法

(a) 工法の原理

深層混合処理工法は、砂地盤にセメント系安定材を供給･撹拌･混合して、地盤の液状化強度を増加させる工法である（固結工法)。深層混合処理工法で改良された砂地盤の液状化強度は非常に高く、改良土自体には液状化は発生しないと考えられる。

液状化対策としての改良形式には、通常、ブロック状（全体改良）および格子状（部分改良）の改良形式がある。

ブロック状改良の場合は、全体改良であるため、液状化の発生は完全に防止できる。格子状改良の場合は内部に未改良土が残るが、格子状改良壁の剛性が大きく、そのせん断変形抑制効果により、内部の未改良地盤の液状化も防止することができる。

(b) 設計の考え方

ブロック状改良の場合には、改良範囲内では液状化は発生しないと考えてよい。

格子状改良による液状化対策の場合は、通常、「格子間隔/改良厚さ」を 0.5～0.8 程度（ただし、改良厚が大きくなるにしたがって格子間隔も大きくなるので、改良厚が大きい場合には注意が必要である)、改良率を 50%程度以上に設定する。

深層混合処理工法においては、改良体の剛性が大きいため構造物として捉える構造系の設計法が用いられ、改良地盤の外的及び内的安定の検討が行われる。

外的安定として、鉛直支持力、滑動及び転倒の検討を行う。また、内的安定としては、改良体内部の圧縮応力、改良体全体の水平せん断、格子状改良壁の抜出しせん断（格子状改良の場合)、鉛直せん断の検討を行う。このとき、周辺の液状化地盤からは、土の単位体積重量に相当する泥土圧及び動水圧が改良体に作用するものとする[5]（図 5.3.4)。

「河川堤防の液状化対策の手引き，令和 6 年(2024)[6]」では、外的安定については滑動と支持力の検討、内的安定については、水平・鉛直せん断（格子状の場合は抜出しせん断の検討も必要）の検討が必要である。

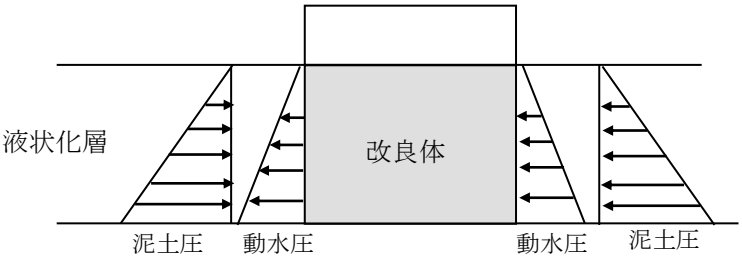


図 5.3.4 液状化層の作用土水圧

(c) 設計に必要なパラメータ

液状化対策としての設計に必要なパラメータは、下記の通りである。

① 土層構成（柱状図）、地下水位
② 標準貫入試験の N 値
③ 土質定数：単位体積重量、細粒分含有率、内部摩擦角、粘着力
④ 構造物の諸元：形状寸法、単位体積重量等

また、改良体の設計用定数としては以下のものが必要となる。

① 単位体積重量（原地盤の単位体積重量としてよい）
② 許容圧縮強さ
③ 許容せん断強さ

(d) 設計のフロー

深層混合処理工法による液状化対策の設計のフローを図 5.3.5 に示す。なお、深層混合処理工法の設計法の詳細については、文献 5), 6)を参照のこと。

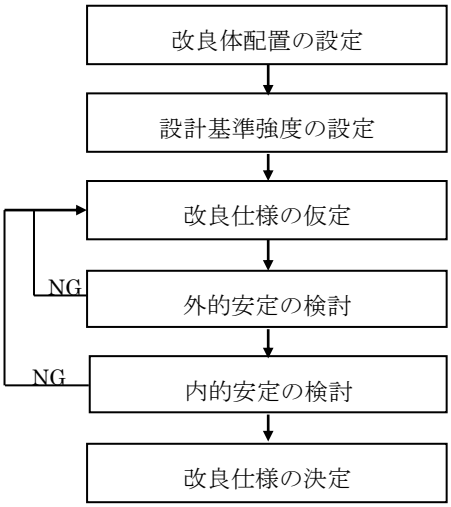


図 5.3.5 深層混合処理工法の設計フロー

格子状改良の場合、設計において格子間隔の算定が重要になるが、「建築物のための地盤改良設計施工指針案（2006）」[2)]では、格子状改良の場合の格子間隔の算定方法について、以下の 3 つの方法が示されている。

① 模型振動台実験による格子間隔/改良深さと格子内原地盤の過剰間隙水圧の関係から許容過剰間隙水圧比に収まるように格子間隔を決定する。（前出の「格子間隔/改良厚さ」を 0.5～0.8 程度とする根拠となっている。）
② 二次元有限要素法を用いた格子状形式改良地盤の地震応答解析により導かれた F_L=1.0 となる格子間隔 L～液状化層 N 値～液状化層厚 D の関係により決定する。
③ 二次元有限要素法解析により、F_L 値による液状化判定式に改良地盤及び原地盤の特性値を入力して格子内原地盤の液状化判定をするための 3 つの評価式用補正係数（(a)格子間隔の影響，(b)改良体剛性の影響，(c)液状化層厚の影響）を使って格子間内の繰返しせん断応力を求める。これを使って F_L 値が 1 を上回るように格子間隔を決定する。

なお、パワーブレンダーのような機械攪拌系の中層混合処理工法についても、深層混合処理工法と同様な設計法に準ずる。

(3) 注入固化工法

(a) 工法の原理

注入固化工法は、砂地盤に恒久性薬液を注入して、間隙水を低強度のゲル状の固化体に置き換える工法である（固結工法）。薬液注入により改良された砂地盤では、粘着力が付加されることになり、その液状化強度が増加する。

(b) 設計の考え方

注入固化工法では、改良体の剛性が小さいため、地盤系に近い設計法が用いられる。

設計の基本的な考え方は、地盤が液状化しないための繰返し三軸強度比 R_L を求め、R_L～q_{uck} の関係から設計基準強度 q_{uck} を決定することにある。まず、想定地震動に対する地震時最大せん断応力比 L_{max} を算定し、$R_L/L_{max}=1$ となる繰返し三軸強度比を設定する。次いで、必要な繰返し三軸強度比を得るための設計基準強度を求め、薬液の配合仕様を決定する。設計基準強度の決定方法には簡便な方法と詳細な方法とがあるが、地震応答解析を行う詳細な方法によることが望ましいとされている。

改良地盤の安定については、円弧すべり法による地震時の局部および全体すべりの検討が行われる。このとき、周辺の未改良液状化地盤からは、改良地盤に泥土圧および動水圧が作用するものとして計算する。

(c) 設計に必要なパラメータ

設計に必要となるパラメータは、以下の通りである。

① 土層構成（柱状図）、地下水位
② 標準貫入試験の N 値
③ 土質定数：単位体積重量、細粒分含有率、内部摩擦角、粘着力
④ 構造物の諸元：形状寸法、単位体積重量　など

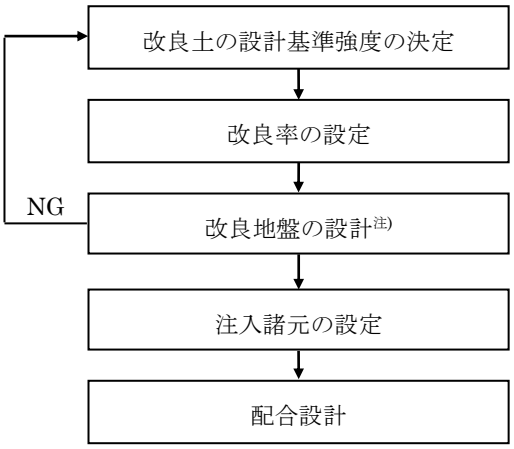
また、改良土の設計用定数としては以下のものが必要となる。

① 単位体積重量（原地盤の単位体積重量としてよい）
② 強度定数：内部摩擦角、粘着力

(d) 設計のフロー

液状化対策としての注入固化工法の設計フローを図 5.3.6 に示す。なお、注入固化工法の設計法の詳細については、文献 7)を参照のこと。

「浸透固化処理工法技術マニュアル（令和２年）」[8]においては、”対象とする施設が耐震強化施設の場合、適切な地震応答解析あるいは実験によりレベル２地震動に対して性能照査を行う”とある。



注）改良深度、改良幅を改良体の安定検討、
円弧すべり、動的解析等により決定。

図 5.3.6 注入固化工法の設計フロー

(4) グラベルドレーン工法

(a) 工法の原理

グラベルドレーン工法は、砕石などの高い透水性を有する材料からなるドレーンを砂質地盤中に柱状または壁状に打設し、地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制するとともに消散を早めて、地盤の液状化を防止する工法である（間隙水圧消散工法)。締固め式の場合は、間隙水圧を消散させる効果に加えて、締固めによる密度の増大効果により、砂地盤の液状化強度を増加させる（間隙水圧消散効果＋密度増大効果)。

(b) 設計の考え方

グラベルドレーン工法の設計においては、地震力に対して所要の安定性が確保できる改良範囲を設定し、改良範囲内の許容間隙水圧比を定め、過剰間隙水圧比を許容値以下に抑えられるように、ドレーンの長さ、径（厚さ)、打設間隔、配置を決定する。

(c) 設計に必要なパラメータ

設計に必要となるパラメータは、以下の通りである。

① 土層構成（柱状図)、地下水位
② 標準貫入試験の N 値
③ 土質定数：単位体積重量、細粒分含有率、透水係数、体積圧縮係数
④ 構造物の諸元：形状寸法、単位体積重量 等

また、ドレーン部の諸元およびドレーン材の物性が必要となる。

① ドレーン部の半径
② ドレーン長
③ ドレーン材の透水係数

(d) 設計のフロー

図 5.3.7 にグラベルドレーンの打設間隔を決定するフローを示す。なお、グラベルドレーン工法の設計法の詳細については、文献 1)を参照のこと。

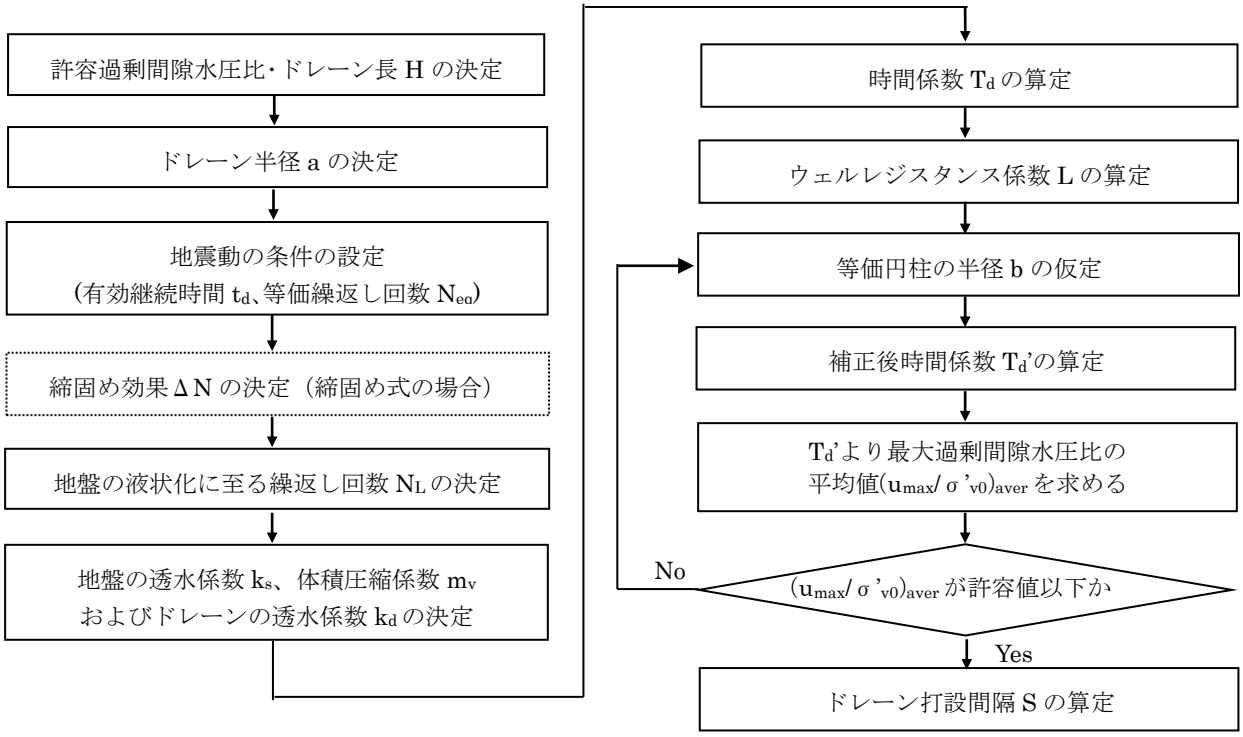


図 5.3.7 打設間隔の設定フロー

「河川堤防の液状化対策の手引き（令和 6 年：2024)」[6]においてはレベル 2 地震動への対応で 2016 年の以前の手引きでは取り上げられていなかったグラベルドレーン工法が追加され、その新しい設計法が示されている。

その設計法は、液状化層の繰返し三軸強度比 R_L と透水係数 k のチャート図からドレーンの等価半径を推定し、レベル 1 照査、レベル 2 照査を経て、ALID などの静的変形解析により目標提体沈下量を満足するように改良範囲を決定するというものである。詳細な方法については手引きを参考のこと。

(5) 地下水位低下工法 [9)-11)]

(a) 工法の原理

地下水位低下工法は、液状化の可能性のある地盤の地下水位を強制的に低下させることにより、液状化が発生する可能性を防止・軽減し、構造物の被害を軽減する対策工法の一つである。本工法の特徴は、以下の通りである。

① 液状化対策効果は、以下の通りである（図 5.3.8 参照）。
- 液状化層の一部が地下水位より上部に位置して不飽和層となることで、液状化しない層になる。
- 対象層の有効応力が増加して発生せん断応力比が低下し、液状化安全率 F_L 値が大きくなるため液状化が発生する可能性が低くなる。また、仮に液状化が生じたとしても発生するひずみは小さく抑えられる。
- 図 5.3.9 に示すように、表層部の非液状化層厚が増加し、液状化層が減少するため、液状化層の地表への影響が低減し被害が軽減する。
- 浅い基礎で軽い構造物は、ある程度深い層が液状化しても、地盤内へのめり込み沈下が軽減する。

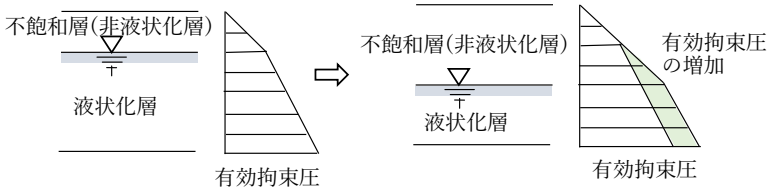
② 広域の液状化対策に馴染みやすい工法である。

③ 既設構造物直下の液状化対策が可能である（直下の液状化対策が困難な場合にも適用できる）。一方、地下水位低下に伴う対象構造物自体や周辺構造物に沈下（粘性土の圧密沈下等）等の影響が生じる。

④ 以下の地盤条件に適した液状化対策工法である。
- 液状化層（地下水位）が比較的浅い所にある地盤
- 下層部に軟弱な粘性土層が厚く堆積していない地盤
- 液状化対象層の透水係数が高い地盤

⑤ 地下水位を維持するための揚水管理、沈下計測等、施工後も維持管理が必要で、排水ポンプの長期運転等、維持管理コストがかかる。

ただし、地下水汚染サイトへの適用には特に注意が必要である。



(a) 現状　　(b) 地下水位低下後

図 5.3.8　地下水位低下工法の改良効果

図 5.3.9　液状化により地盤被害が発生する条件 [12)]

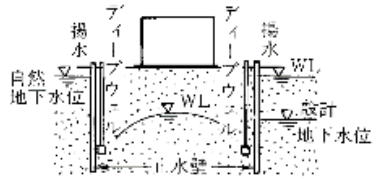
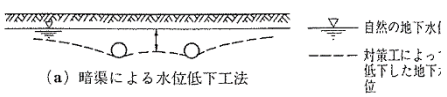
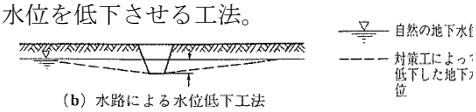
(b) 設計の考え方

表 5.3.2 に地下水位低下工法の種類を示す。同表には個別の工法概要と特徴を示す。地下水位低下工法全般に共通する特徴については、前節に示した通りである。地下水位低下工法は、揚水工法と地下水排除工法に大別される。

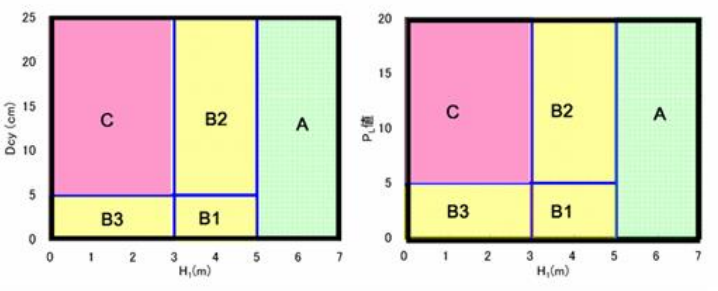
揚水工法は、地下水の集水方法の違いにより、重力排水工法と強制排水工法に区分される。重力排水工法は、重力の作用で自然浸透する地下水を集水しポンプで排水して地下水位を低下させる工法で、ディープウェル工法に代表される。重力排水工法を適用する場合には、一般に止水壁が必要となる。これに対して強制排水工法は、バキュームによる吸引力を利用して強制的に地下水を揚水し水位低下させる工法で、ウェルポイント工法、バキュームウェル工法がある。揚水工法のメリットは、地下水位の低下幅を任意に設定することができ、比較的大きな低下幅にも対応可能である。また、局所的に採用が可能である。デメリットは、地下水が低下しにくくポンプ稼働の電力や器具の維持管理コストが継続的に発生すること等である。

一方、排水溝工法は暗渠（推進工法）や水路（開削工法）により地下水を集水し、水位を低下させる工法である。基本的には現地下水位以深に排水溝を敷設する必要があり、自然流下排水方式が採用できない場合は最終流末でポンプアップ排水方式を採用する必要がある。また、透水性の大きい地層では排水溝工法のみで地下水位低下を恒常的に維持することは難しく、止水壁等により地下水の流入をある程度抑制する必要がある。地下水位を大幅に低下させる場合やポンプアップ排水方式を採用する場合は、工事費や維持管理コストがかかる。

表 5.3.2　地下水位低下工法の種類

工法名	工法の概要	工法の特徴
【揚水工法】		
重力排水工法 (ディープウェル)	重力の作用で自然浸透する地下水を集水しポンプで排水して地下水位を低下させる工法。  	・地下水位の低下幅を任意に設定することができ、比較的大きな低下幅にも対応可能。 ・局所的に採用が可能。 ・ポンプ稼働の電力や器具の維持管理コストが継続的に発生する。 ・重力排水工法には止水壁が必要。
強制排水工法 (ウェルポイント) (バキュームウェル)	バキュームによる吸引力を利用して強制的に地下水を揚水し水位低下させる工法。	
【地下水排除工法】		
暗渠排水工法	推進工法や開削工法により地下水を集水し、水位を低下させる工法。  （a）暗渠による水位低下工法	・自然流下排水方式が採用できない場合は最終流末でポンプアップ排水方式を採用。 ・透水性の大きい地層では止水壁等により地下水の流入を抑制。 ・地下地下水位を大幅に低下させる場合、ポンプアップ排水方式を採用する場合は、工事費や維持管理コストがかかる。
排水溝工法	水路（開削工法）により地下水位を集水し、水位を低下させる工法。  （b）水路による水位低下工法	・基本的に現地下水位以深に排水溝を敷設。

また、図 5.3.10 に示すように、非液状化層厚 H_1 と液状化指数 P_L 値または地表変位量 Dcy 値との関係で液状化被害を評価する方法 [13]が用いられており、これを利用することもできる。



(a) H_1～D_{cy}判定図　　(b) H_1～P_L判定図

判定結果	H_1の範囲	Dcyの範囲	P_L値の範囲	液状化被害の可能性
C	3m 以下	5cm 以上	5 以上	顕著な被害の可能性が高い
B3		5cm 未満	5 未満	顕著な被害の可能性が比較的低い
B2	3mを超え、5m以下	5cm 以上	5 以上	
B1		5cm 未満	5 未満	
A	5m を超える	−	−	顕著な被害の可能性が低い

図 5.3.10　判定図と数値表 [13]

(c)　設計に必要なパラメータ

地下水位低下工法の適用に当たっては、対象地盤において以下の①～④に示すような検討が必要である。このうち、②～④に係わる具体的な調査、試験内容を表 5.3.3 に示す（①については通常の液状化予測のための調査・試験）。本工法の大きな特徴の一つは既設構造物直下の液状化対策が可能である（直下の液状化対策が困難な場合にも適用できる）ことであるが、地下水位低下がもたらす対象構造物自体や周辺構造物の沈下等の影響評価④は特に重要な検討項目である。また、対象地盤の基本特性は現地調査、試験から求められるものの、地下水位の低下量やそれに伴う沈下量や液状化低減効果は解析的に予測、評価することとなり、施工中、施工後の地下水位や沈下測定等の計測が不可欠となる。

① 原地盤における液状化の可能性の評価
② 適切な地下水位低下範囲・低下量の決定と液状化軽減効果の予測
③ 地下水位低下工法の選定（低下方法、施工性、コスト、止水壁・井戸・排水管の仕様、維持管理方法等）
④ 地下水位低下による影響（沈下等）の評価

表 5.3.3　地下水位低下工法に関する調査・試験内容

分　類	調査項目	方　法
地下水の現状	水位・水流方向・被圧区分・水位変動・異常気象時の状況	原位置調査、水位観測・降雨記録等
地盤の水理特性	透水係数・帯水層厚	揚水試験、調査ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ、粒度試験
地盤の物理・力学特性	物理・強度特性	原位置試験、室内試験
地下水位低下の予測	降雨・周囲地下水の浸透を考慮した地盤モデルで、揚水井戸・止水壁による水位低下量・揚水量を予測	浸透解析等の数値解析
地下水位低下による影響予測	地下水位低下後の地盤の鉛直・水平変位を予測し、地上・地中構造物の傾斜・沈下等の影響を評価	圧密計算等の数値解析
揚水・止水等設備設計	止水壁の深さ(不透水層への根入れ) 範囲・材料・能力(揚水)等	・浸透解析等の数値解析 ・原位置試験、室内試験
液状化対策効果	・揚水後の地下水位分布 ・強度特性 ・構造物の被害の低減効果	・複数の水位観測井戸 ・数値解析

(6) プレローディング工法

(a) 工法の原理

液状化強度を増加させる要因の一つに応力履歴である過圧密がある。これは、過圧密により密度が増大することと、さらに粒子構造が安定化する効果により、液状化強度が増加するものと考えられる。

プレローディング工法は、一般には、粘性土地盤の圧密の促進とせん断強さの増加を図るための工法であるが、これを砂質土に適用して、過圧密効果を利用した液状化対策として用いることもできる。通常、載荷は盛土によって行うが（載荷盛土工法)、地下水位を一時的に低下させて荷重を増加させる工法もある（地下水位低下による載荷工法)。

(b) 設計の考え方

地盤の応力履歴については、石原ら[14]が富士川砂を対象に過圧密比 OCR を使って次のような室内実験結果を示している。

$$\left(\frac{\tau_L}{\sigma_v'}\right)_{過圧密} = \sqrt{OCR}\left(\frac{\tau_L}{\sigma_v'}\right)_{正規圧密} \qquad (5.3.3)$$

ここに、τ_L / σ_v'：液状化に必要な応力比

つまり、過圧密された砂質試料の液状化強度は OCR の 0.5 乗に比例するとしているが、龍岡ら[15]は豊浦砂については 0.25 乗に比例するとしており、過圧密効果は粒径、粒度分布、粒子形状にも影響されるようである。また、現地で確認されている調査事例としては、妹尾ら[16]の液状化強度が過圧密比の 0.6 乗に比例していたとの報告がある。

過圧密比 OCR と液状化強度の増加との関係が判れば、想定地震動に抵抗しうる液状化強度に増加させるように盛土高や地下水の低下量を決定することができる。

ただし、過圧密効果を利用した液状化対策の設計法については確立されたものはない、というのが現状である。したがってここでは、プレローディング工法による液状化対策の設計に際して留意すべき点を示すにとどめる。なお、プレローディング工法の設計法の詳細は、文献１）を参照のこと。

① 盛土範囲や地下水の低下については、応力遮断や地下水遮断などの周辺構造物への影響を検討する必要がある。

② 過圧密効果は地盤により異なると考えられるため、定量的に把握するためには、現地調査及び現地試験による効果確認の必要がある。

③ 地下水低下による載荷工法の場合には、地盤の透水性や揚水量の関係からウェルポイントやディープウェルの仕様を決定する。また、粘性土が介在する場合には、計画地下水位や計画揚水量の効率が低下することなどに留意する必要がある。

5.3.3　地盤改良範囲の考え方

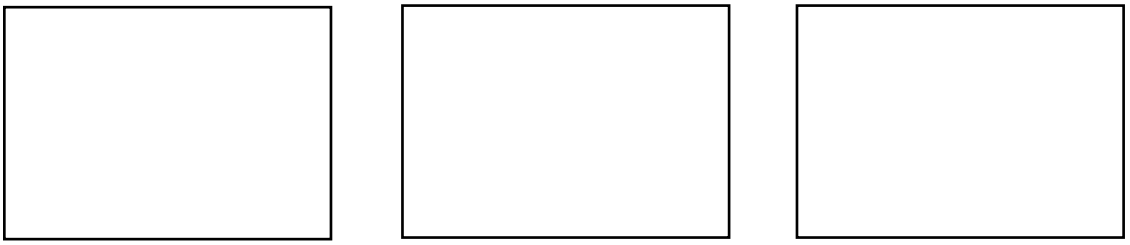
(1)　基本的な考え方

液状化対策としての地盤改良にあたっては、地盤改良工法を選定した後、地盤改良範囲を決定する必要がある。構造物の安定に寄与する地盤の範囲は、構造物直下だけでなくその周辺地盤も含まれるが、対象構造物の地震時安定性を確保するための必要最小限の範囲を地盤改良範囲とする。この際、改良地盤に隣接する非改良地盤が液状化した場合に、その影響を改良範囲の決定にどのように反映するかということが重要となるが、この点については、未だ工学的に解決すべき課題が残されているというのが現状である。

締固め工法による地盤改良の場合、現行の基準としては、石油タンクでは側板から外側に改良深さの 2/3 に相当する水平距離（ただし、5m～10mの範囲）までの範囲[17]、建築構造物では外縁から改良深さの 1/2 に相当する距離までの範囲[2]を改良範囲とする、等の基準がある。また、井合ら[18]は、過剰間隙水圧の伝播による損傷領域を想定し、主働崩壊面と受働崩壊面を網羅する範囲を地盤改良範囲としている（図 5.3.11）。

また、動的解析や実証実験により締固めの改良範囲とその効果（変形量）を評価する研究も行われている[19), 20)]。

用地に余裕がある場合には改良範囲を大きくとることができるが、建築構造物のように敷地境界がある場合には十分な改良範囲がとれないケースが多い。このような場合には、外周部に連続地中壁やグラベルコンパクションパイルを打設して、外部の過剰間隙水圧を遮断あるいは消散させる、等の対策も有効であることが文献 2)に示されている。



(a) 石油タンク　　(b) 建築物　　(c) 井合らの考え方

図 5.3.11　改良範囲の考え方

(2) 石油タンクにおける地盤改良範囲

ここでは、石油タンクを対象とした場合のそれぞれの液状化対策工法について、改良範囲に関する基準及び考え方を紹介する。

(a) 密度増大工法

締固め工法による地盤改良の範囲は、消防法の規定では、前記の「改良深さの 2/3（5m 以上、10m以下）」が適用される。

(b) 深層混合処理工法

消防法の規定[21]では、「地盤の範囲は、基礎の外縁が地表面と接する線で囲まれた範囲とする。」とあり、改良範囲はタンク基礎の径に対して 1m 程度以上の余裕を持たせることが望ましい[22]とされている。ただし、常時及び地震時の改良体底面の支持力、地震時の転倒･滑動の安定が保たれることが必要とされる。

(c) 注入固化工法

地震時のタンクの基礎地盤の安定を確保するために必要な改良範囲を円弧すべり法により算定する。円弧すべり計算では、改良土の下端を通る全体すべりと、タンク地盤端部における局部すべりの 2 つについて検討を行う。ただし、タンク側板部直下には荷重が集中することから、側板から外側に最低 3m の範囲は必ず改良するものとする[7]。

(d) グラベルドレーン工法

消防法による規定[23]では、「ドレーンは、特定屋外貯蔵タンクの基礎周囲の液状化の恐れのある層の深さに tan30°を乗じた値（3m 未満の場合は 3m とする）以上の幅の対象範囲に、3 列以上設けること。」となっている。

(3) 各種液状化対策工法における改良層厚

谷ら[24]は、2 種類の数値解析手法（有効応力解析 GEOASIA と静的有限要素解析 ALID）を用いて、浅層盤状改良工法（表層のみを地盤改良する方法で、論文では固化工法、締固め工、排水工法）の効果を検証し、液状化層の厚さが 9m、固化改良厚が 3m、隣接家屋がない条件で固化工法を用いた場合、めり込み沈下量は戸建て住宅の液状化対策の基準値（平均めり込み沈下量がレベル 1 地震動で 10cm 程度以内、レベル 2 地震動で 15cm 程度以下：表 5.2.3 参照）を満足するとの結果を得ている（図 5.3.12 参照）。そして、同等の対策効果を得るためには、同図に示すように、改良体の厚さを締固め工法では約 4.2m、排水工法であれば約 5.3m とすることが必要であるとしている。このような固化工法による浅層盤上改良工法の効果は遠心模型振動実験によっても確認されている。

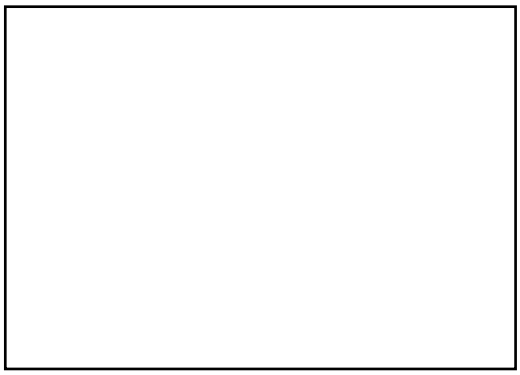


図 5.3.12　解析結果：締固め工法、排水工法、固化工法の比較

また、構造物基礎下の液状化層を残して液状化による変形を抑制する方法として、盛土下部にセメント改良礫土スラブを構築する方法（表 5.1.2（その 2）参照）がある。本工法はコンクリート構造物ではなく、あくまで土工事の一環としてスラブ（版）を構築し、その上に上部構造物を構築するため、地震時には上部構造物があたかも水の上に浮かぶ船のような状態となる。これにより、地震時の動的応答や地震後の沈下・不等沈下・傾斜が軽減され、鉄道盛土で多く適用されている[25]。

参考文献

1) 地盤工学会：地盤工学･実務シリーズ 18 液状化対策工法，平成 16 年 7 月
2) 日本建築学会：建築物のための地盤改良設計施工指針案，2006.
3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.
4) 地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル，2009.
5) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計･施工マニュアル(案)，平成 11 年 3 月
6) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き，令和 6 年(2024)

7) 危険物保安技術協会：旧法タンクの液状化対策工法に関する自主研究報告書（注入固化工法），平成 12 年 3 月
8) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），令和 2 年（2020）.
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 （参照：2022-07-01）
10) 地盤工学会：液状化対策工法，第 3 章 地下水位低下工法，pp.350-353，2004.
11) 諏訪靖二：液状化対策のための地下水位低下工法について，地盤工学会誌,，Vol.70，No.9，pp.27-31, 2022.
12) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, 11th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Vol.1, pp.321-376, 1985.
13) 国土交通省都市局都市安全課：宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針・同解説（案）（平成 25 年 4）https://www.mlit.go.jp/common/000993757.pdf
14) Ishihara, K. and Takatsu, H.：Effects of Overconsolidation and K_0 Conditions on the Liquefaction Characteristics of Sands, Soils and Foundations, Vol.19, No.4, pp.60～68, 1979.
15) Tatsuoka, F., Kato, H., Kimura, M. and Pradhan, T.B.S.：Liquefaction Strength of Sands Subjected to Sustained Pressure, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.119～131, 1988.
16) 妹尾英世，根本任宏，斉藤和夫，長崎 淳：石狩湾新港における液状化特性（その 2），地盤工学会北海道支部技術報告集，第 37 号，pp.229～238，1997.
17) 消防庁：危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示，1977.
18) 井合進，小泉勝彦，倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲，土と基礎，vol.39，No.2，pp.35～40，1991.
19) 土木学会：レベル 2 地震動による液状化－レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書，pp.253～320，2003.
20) 安達俊夫，山田雅一，倉崎勝則，原田健二，吉富宏紀，伊藤竹史：締固め地盤の改良範囲に関する円形せん断土槽実験，第 40 回地盤工学研究発表会，2008.
21) 消防庁：深層混合処理工法を用いた特定屋外貯蔵タンクの地盤の運用基準について，平成 7 年 11 月
22) 危険物保安技術協会：屋外タンク貯蔵所の技術基準解説－準特定屋外タンク貯蔵所の技術基準詳解－，東京法令出版，平成 13 年 7 月
23) 消防庁：特定屋外貯蔵タンクの地盤の液状化の対策工法について，平成 7 年 9 月
24) 谷和夫，松下克也，橋本隆雄，山本彰，竹内秀克，野田利弘，規矩大義，大林淳，清田隆：浅層盤状改良工法による戸建て住宅の液状化被害軽減効果の検証と経済性評価，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.4，pp.533-553, 2013.
25) 渡辺健治，松丸貴樹，舘山勝：セメント改良礫土とジオグリッドを用いた液状化地盤上および軟弱地盤上の盛土構築方法，ジオシンセティックス論文集、第 24 巻、177-182、2009. https://doi.org/10.5030/jcigsjournal.24.177

5.4　構造的な液状化対策工法の設計の考え方

5.4.1　取り上げる対策工法

各種構造物の構造的な液状化対策工法の概要は 5.1.3 に述べた通りであり、ここでは以下の構造的な対策工法を対象とし、各工法の設計の考え方について示す。このうち、杭基礎は最も代表的な構造的な対策工法であり、鋼矢板締切り工法は地中構造物の浮上がり対策や盛土構造物の安定対策として用いられる。また、鋼矢板リング工法、マイクロパイル工法は、基本的には既設構造物に対する構造的な対策工法である。

① 杭基礎
② 鋼矢板締切り工法
③ 鋼矢板リング工法
④ マイクロパイル工法

5.4.2　各種対策工法の設計の考え方

(1)　杭基礎

地震時に液状化が発生する場合、杭に作用する外力とそれにともなう杭応力は時間とともに変化し、以下のように区分できる。(図 5.4.1 参照)

Ⅰ) 液状化前の地盤変位が小さい状態で上部構造からの水平力が杭に働く場合
Ⅱ) 液状化後、地盤変位と上部構造からの水平力が杭に働く場合
　Ⅱ-a) 上部構造からの水平力のみが卓越する場合
　Ⅱ-b) 水平力と地盤変位が同位相または逆位相で同時に作用する場合
　Ⅱ-c) 地盤変位のみが卓越する場合
Ⅲ) 主要動の後半または終了後に、側方流動や水平地盤で生じる残留変位などにより杭が地盤変位を受ける場合 [1)]
　Ⅲ-a) 地震後、側方流動による影響がある場合
　Ⅲ-b) 地震後、水平地盤の残留変形の影響がある場合

杭頭が回転拘束条件となる多くのケースでは、Ⅰ)、Ⅱ-a)の場合、杭頭でせん断力と曲げモーメントが最大となるが、Ⅱ-b)の場合、杭頭に加え、液状化層上下端の境界でもせん断力と曲げモーメントが大きくなる。また、Ⅱ-c)、Ⅲ)の場合には、杭頭よりも液状化層上下端の境界でせん断力と曲げモーメントが大きくなる [1)]。

したがって、側方流動の可能性がない水平地盤では、Ⅰ), Ⅱ)のケース、側方流動が生じる地盤ではさらにⅢ)のケースの杭の安全性の検討が必要である。

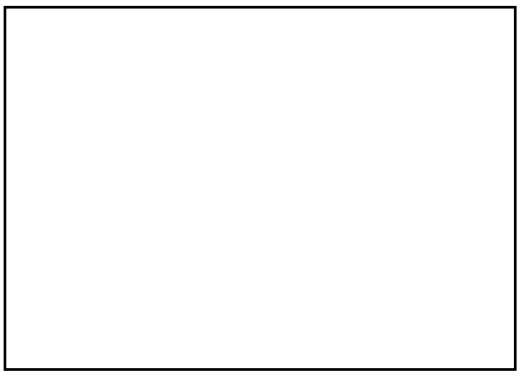


図 5.4.1　液状化過程における慣性力と地盤変位の杭基礎への影響 [2)]

(a)　工法の原理

杭により堅固な地盤に鉛直支持し、液状化による水平支持力の低減や流動化圧に対しては、杭の耐力や変形性能を確保することにより、杭を含めた基礎の損傷や過大な変形を防止する。

(b)　検討手法

ここでは、前述のⅠ)とⅡ)のケースに対する KHKS0861・KHKS0862（2018）及び参考として道路橋示方書、建築基礎構造設計指針の検討手法について述べることとする。

なお、KHKS0861・KHKS0862（2018）及び道路橋示方書では、Ⅱ)については、Ⅱ-a)の時点で最初に杭頭部が損傷することが多いため、Ⅱ-a)のケースについて検討することとしているが、地盤条件等によっては、Ⅱ-b)またはⅡ-c)のケースの方が厳しくなる場合もあることに留意する必要がある。

① KHKS0861・KHKS0862（2018）[3), 4)]

地盤反力係数 k_h を、液状化層の動的せん断強度比 R と液状化に対する抵抗率 F_L 値によって低減し、一般的には杭頭のみに水平力を加え弾性支承上のはりとして検討する。この時の F_L 値および k_h の低減係数の算定方法は、道路橋示方書の方法を準用している。

レベル 2 地震動に対する耐震性能評価については、提示されているいくつかの応答解析法のいずれを選択してもよいとしているが、簡便性からレベル 2 地震動の設計修正震度に 0.5 を乗じた修正震度に対してレベル 1 地震動と同様の耐震性能評価を行う代替評価法が用いられることが多い。

以下に、KHKS0861・KHKS0862（2018）の解説 KHKTD5861・KHKTD5862（2023）における基礎の耐震性能評価手順（図 5.4.2）及び土質定数の低減係数（表 5.4.1）を示す。

同図では，レベル 2 の耐震性評価を中心に記載しており，レベル 1 で液状化する場合に地盤ばねの低減は考慮するが，地盤変位については言及していない。地盤変位の影響が大きいと考えられる場合には，別途レベル 1 の地盤変位の影響を考慮する必要がある。

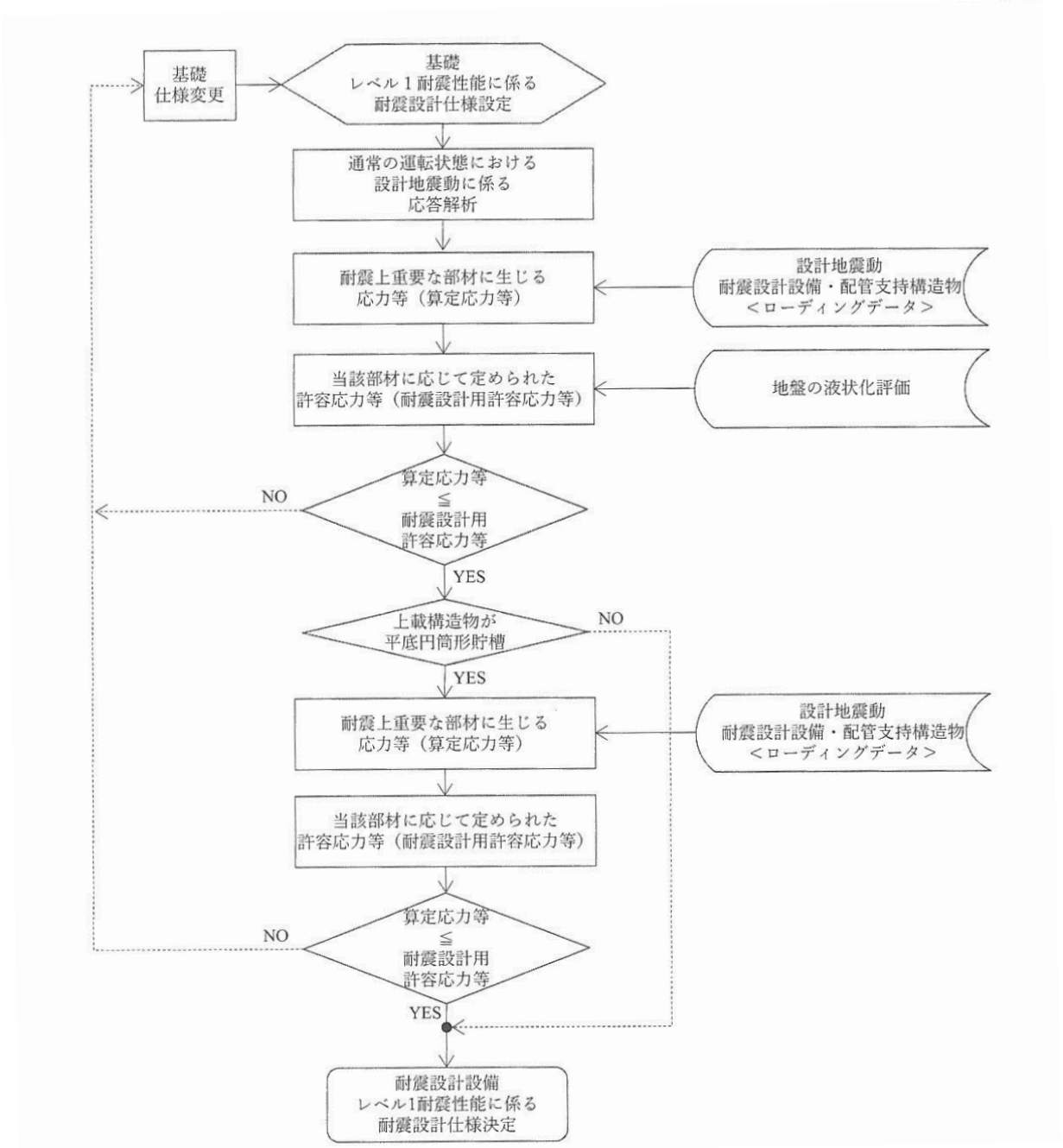


図 5.4.2(1)　KHKTD5861（2018）における基礎のレベル 1 耐震性能評価手順 [3)]

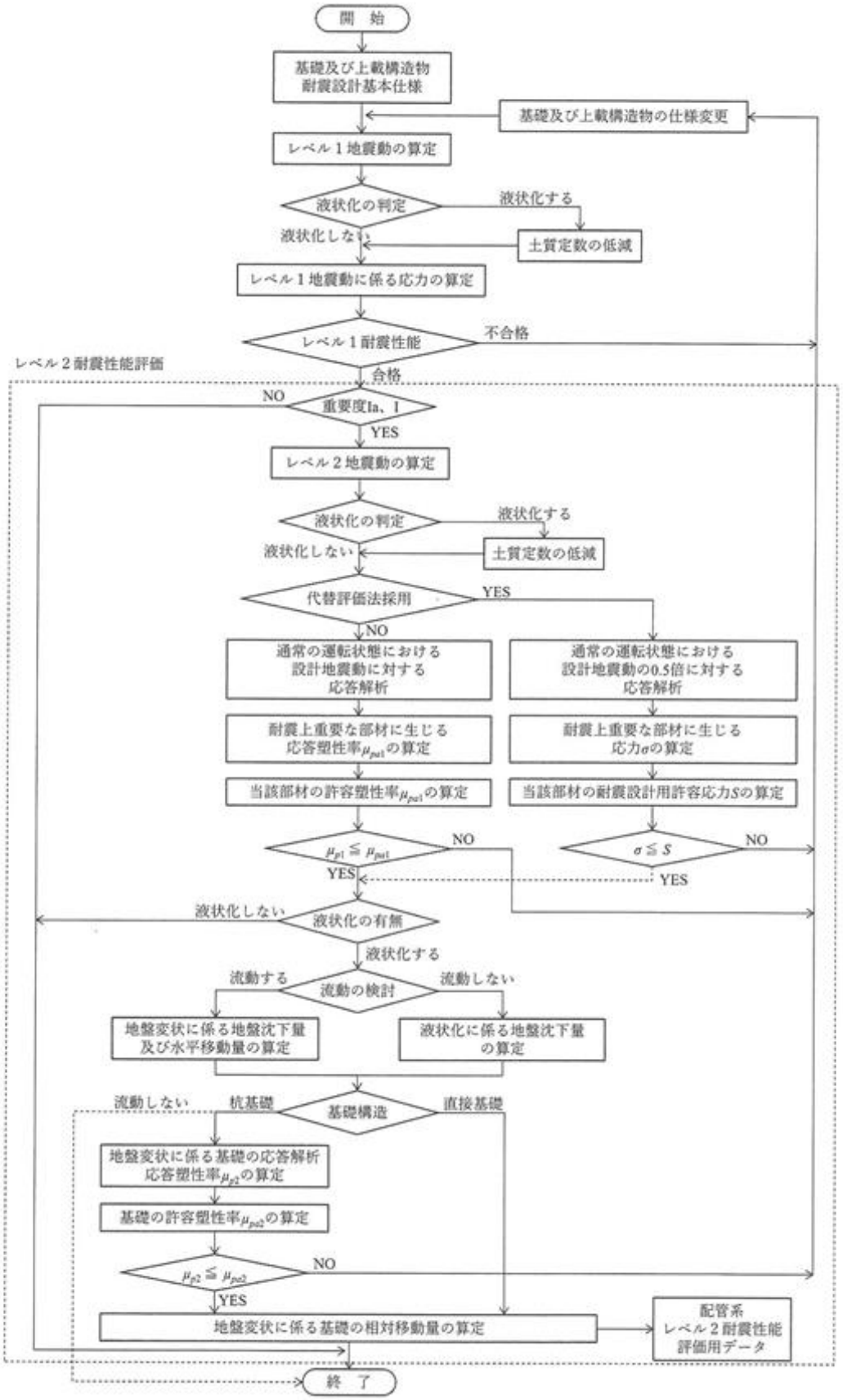


図 5.4.2(2)　KHKTD5862（2018）における基礎のレベル 2 耐震性能評価手順 [4)]

表 5.4.1　KHKTD5862（2018）における土質定数の低減係数

F_Lの範囲	現地盤面からの深度 x(m)	地盤の動的せん断強度比 R	
		$R \leqq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leqq 1/3$	0≦ x ≦10	0	1/6
	10< x ≦20	1/3	1/3
1/3< F_L ≦2/3	0≦ x ≦10	1/3	2/3
	10< x ≦20	2/3	2/3
2/3< $F_L \leqq 1$	0≦ x ≦10	2/3	1
	10< x ≦20	1	1

② 道路橋示方書[5),6)]

地盤反力係数 k_h、地盤反力の上限値 P_y などを、液状化層の動的せん断強度比 R と液状化に対する抵抗率 F_L 値によって低減し、杭およびフーチングをはり、地盤をバネにてモデル化したモデルにフーチング底面に作用する荷重を加えて検討する。

以下に道路橋示方書における橋脚の杭基礎の耐震設計フロー（図 5.4.3）及び土質定数の低減係数（表 5.4.2）を示す。

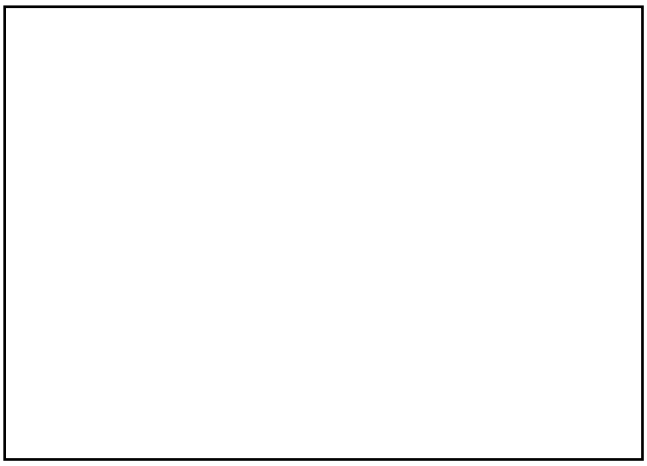
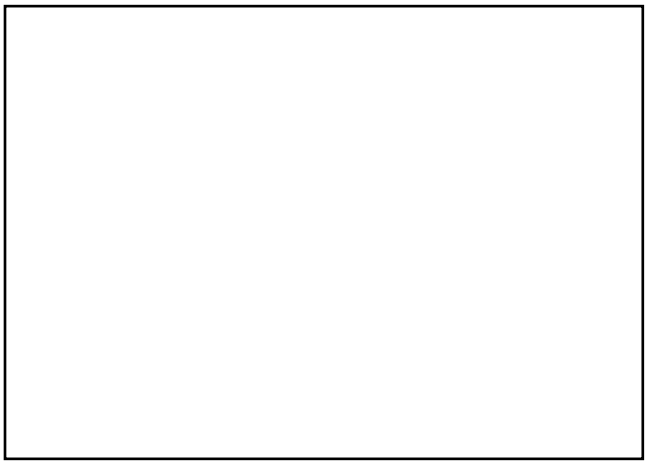


図 5.4.3　道路橋示方書における橋脚の杭基礎の耐震設計フロー[5)]

表 5.4.2　道路橋示方書における土質定数の低減係数[6)]



③ 建築基礎構造設計指針 [7)]

地盤反力係数 k_h、地盤反力の上限値 P_y などを、補正N値によって低減し、杭頭水平力と液状化層の地盤変位を同時に考慮して検討を行う。

地盤変位の影響も考慮した耐震設計の方法としては、動的解析による方法と応答変位法を用いた静的解析による方法があるが、現状では実務上容易な後者の方法が多く用いられている。ただし、一般に液状化が生じた場合には上部構造物の慣性力が小さくなるため、杭頭に作用する水平力として液状化しない場合の値を用いる場合には、安全すぎる照査となる可能性もある。建築基礎構造設計指針における静的解析を主体とした場合の杭基礎の耐震設計フローを図 5.4.4 に、地盤反力係数の低減率を図 5.4.5 に示す。なお、地盤反力の上限値についても、暫定的に地盤反力係数の低減率と同様でよいとしている。

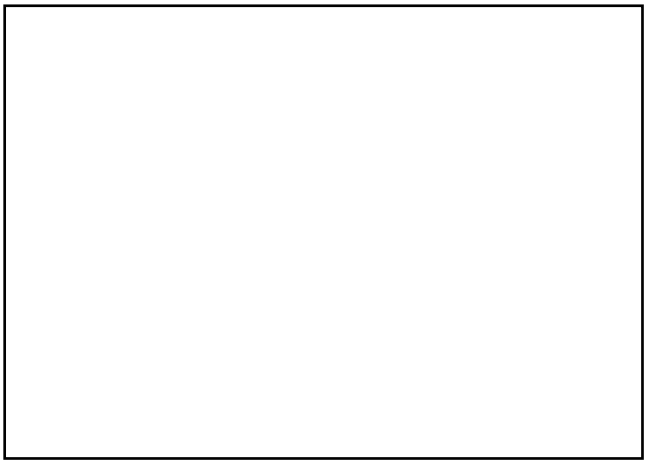


図 5.4.4　建築基礎構造設計指針の杭基礎の耐震設計フロー[7)]

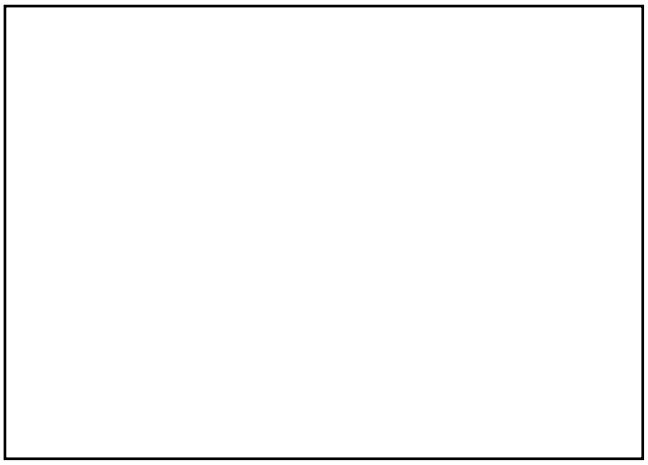


図 5.4.5　建築基礎構造設計指針における地盤反力係数の低減率 [7)]

(c)　検討項目・許容値

表 5.4.3，5.4.4 に KHKS0861・KHKS0862（2018）における検討項目、許容値を示す。

表 5.4.3　検討項目、許容値（レベル 1）

検討項目 / 耐震性能評価	検　討　項　目	
	杭軸方向反力	基礎部材
レベル 1	許容押し込み支持力 許容引抜力	各材料の許容応力度

表 5.4.4　検討項目、許容値（レベル 2）

検討項目 / 耐震性能評価	検　討　項　目	
	基礎の安定	基礎部材
レベル 2	各部材の許容塑性率	各部材の許容塑性率

注）レベル 2 耐震性能評価において代替評価法を適用する場合の許容値は、
レベル 1 と同様とする。

(2)　鋼矢板締切り工法

本工法は、液状化時の地中構造物の浮上がり対策や盛土構造物の安定対策として用いられるが、ここでは、前者について独立行政法人土木研究所他により提案されている設計の考え方[8)]を述べる。

(a)　工法原理

構造物の両側面または周囲を囲うように鋼材による連続壁を設け、周辺の液状化地盤が、有効上載圧の小さい構造物直下に回り込むことを防止することにより、構造物の浮き上がりを抑止する。（**図** 5.4.6）

なお、鋼材として排水機能付き鋼材を使用し、過剰間隙水圧の低減を図ることもできる。

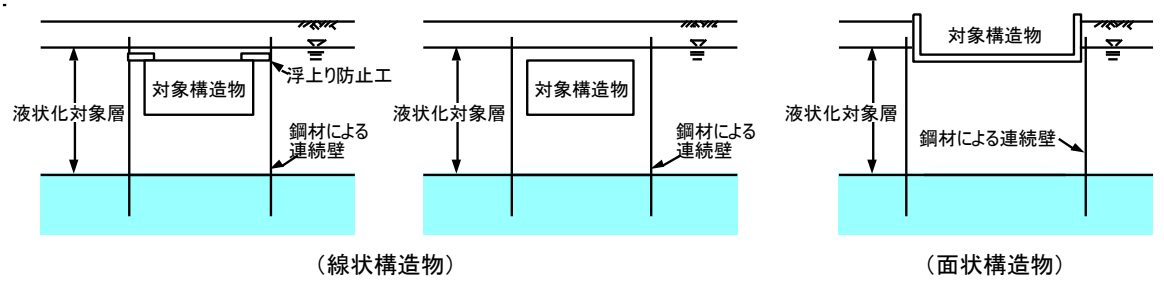


図 5.4.6　鋼矢板締切り工法による液状化対策工法の構造形式の例 [8)]

(b)　検討手法

鋼材の根入れ長を設定した後、地震時の荷重による鋼材の断面力を算定し、発生応力度の照査を行う。荷重としては、静水圧、常時の有効土圧、地震時土圧の漸増成分（過剰間隙水圧の上昇に伴う水平土圧の増分）、地震時土圧の振動成分（地震動による周辺地盤と連続壁の振動に起因する荷重成分）を考慮する。

また、水平方向地盤反力係数は、非液状化時の水平方向地盤反力係数を過剰間隙水圧比及び F_L 値に応じて低減した値を用いる。

図 5.4.7 に鋼矢板締切り工法の設計フローを示す。

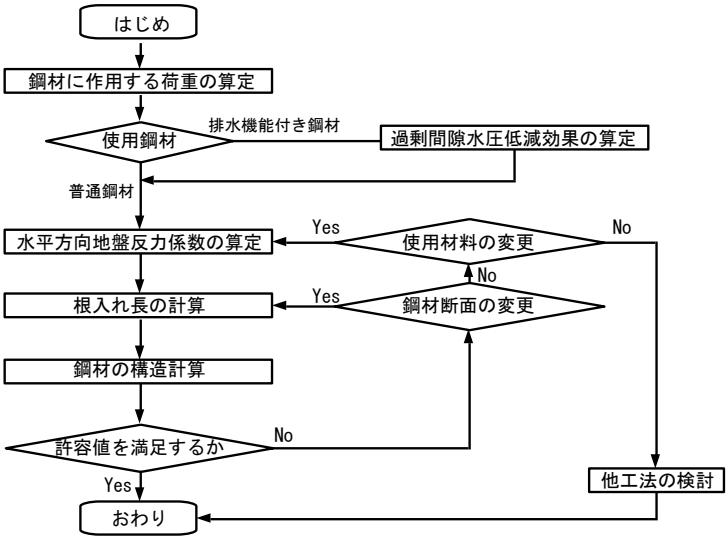


図 5.4.7　鋼矢板締切り工法の設計フロー[9)]

(c)　検討項目・許容値

検討項目は、上記の設計フローに示すように鋼材の応力度であり、許容値はレベル 1 地震動に対しては使用する鋼材の許容応力度、レベル 2 地震動に対しては降伏応力度である。

(3)　鋼矢板リング工法

本工法は消防法の規制を受ける特定屋外貯蔵タンクにおいて採用実績のある工法であり、基本的には既設構造物に対して用いられる。特定屋外貯蔵タンクにおける設計の考え方[9)]を以下に紹介する。

(a)　工法原理

鋼矢板リングによりタンク下の地盤のせん断変形を低減し、液状化を抑制するとともに、液状化が生じた場合には鋼矢板リング内の地盤の側方への移動を拘束し、地盤沈下に伴うタンクの過大な変形を防止する。(**図** 5.4.8)

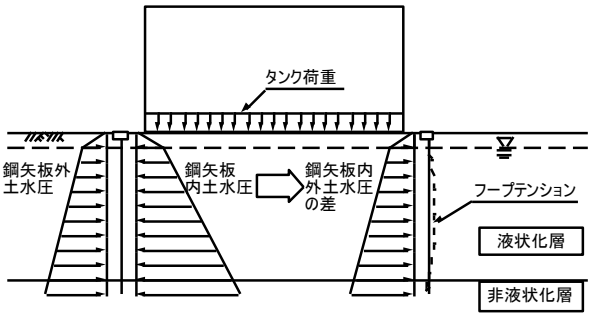


図 5.4.8　鋼矢板リング工法の概念図

(b)　検討手法

設計の基本的考えは、地震動ピーク時と過剰間隙水圧のピーク時とが一致しないと考え、地震動による鋼矢板リング基礎の安定解析は省略し、過剰間隙水圧作用時の安定解析のみを行うというものである。

荷重としては、鋼矢板内外の土水圧のみを考え、土圧係数は過剰間隙水圧の上昇を考慮した次式により算定する。

$$K = K_0 + (1 - K_0) L_u \qquad (5.4.1)$$

K　：繰返しせん断中の土圧係数

K_0：初期土圧係数

L_u：過剰間隙水圧比

また、鋼矢板内部の F_L 値はタンク荷重を考慮した次式により算出した地震時せん断応力比 L_i を用いて算定する。

$$L_i = (r_d \cdot K_s \cdot \sigma_v + \sigma_{ht}) / (\sigma'_v + \sigma_{vt}) \quad (5.4.2)$$

σ_{ht}：タンク荷重の地震水平力による地中せん断力

σ_{vt}：タンク荷重による地中鉛直応力

図 5.4.9 に鋼矢板リング工法の設計フローを示す。

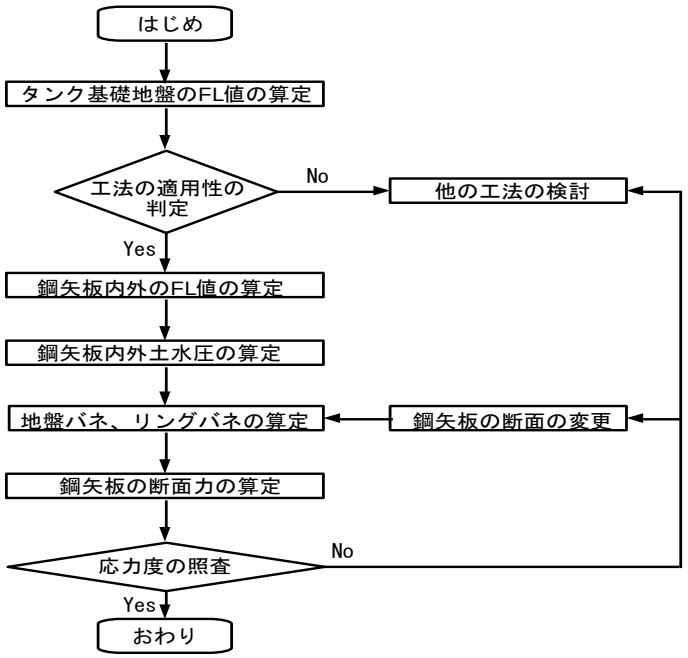


図 5.4.9　鋼矢板リング工法の設計フロー

(c)　検討項目・許容値

検討項目は、上記の設計フローに示すように液状化に伴う鋼矢板内外の荷重差による鋼矢板応力度であり、許容値は使用する鋼矢板の降伏強度である。

(4)　マイクロパイル工法

マイクロパイル（MP）とは、小口径（φ300mm 以下）の場所打ち杭や埋込み杭の総称であり、地山を削孔して鉄筋、鋼管などの鋼製補強材を挿入し、周囲にグラウト材を注入して築造される。MP 工法は、既設基礎の耐震補強対策として研究がなされてきており、液状化地盤における既設基礎の耐震補強対策としては、斜杭で用いることが有効的であることが実験にて確認されている。

図 5.4.10 に主な MP の分類を示す。MP の中でも，構造物の支持や耐震補強用として開発された工法が高耐力マイクロパイル（以下、HMP(High capacity Micro-Pile)）である。HMP 工法は，従来のＭＰ技術にグラウンドアンカーエ法で用いられている削孔技術やグラウトの加圧注入技術を取入れ，補強材として異形棒鋼に加えて高強度の鋼管を用いることにより、高耐久・高支持力を可能にした杭である。その概念を図 5.4.11 に示している。

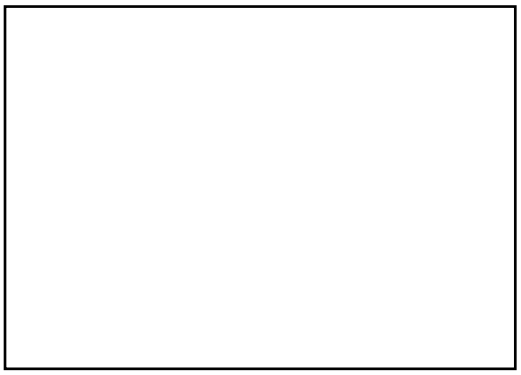


図 5.4.10　マイクロパイルの分類 10)

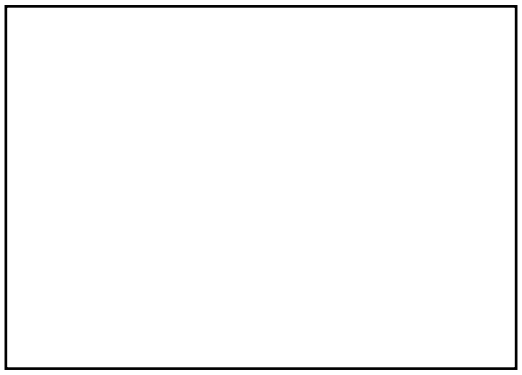


図 5.4.11　高耐久マイクロパイル概念図 10)

なお、設計手法については、基本的には杭基礎と同様である。

(5)　その他の工法

その他、直接基礎に対する対策工法として、こま型基礎による液状化対策や、ジオテキスタイルを用いた液状化対策工法等もあるが詳細については他の文献を参照されたい。

また、配管支持構造物については、タンク基礎と一体化し、液状化・流動化時の相対変位を防止することにより配管の損傷を防止することも構造的な対策となる。

参考文献

1) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18　液状化対策工法，pp.431-432，2004.
2) 時松孝次：液状化側方流動に関する基礎構造設計の可能性，建築技術，No.564，1997.
3) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 1 耐震性能評価，1997.
4) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 2 耐震性能評価，2000.
5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編，2017.
6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編，2017.
7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.
8) 独立行政法人土木研究所他：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），pp.285-287，1999.
9) 庁通達：特定屋外貯蔵タンクの地盤の液状化対策について（消防危第 99 号），1995.
10)相良昌男：鋼管を用いたマイクロパイルによる耐震補強技術，基礎工，Vol.41，No.2，pp.31～35，2013.

5.5　近接構造物がある場合の液状化対策工法の設計・施工上の留意点

5.5.1　近接施工に関する液状化対策工法の適用性

高圧ガス施設を建設するにあたって液状化対策を施す場合、既設構造物に対する近接施工の適用性の検討が不可欠である。すなわち、液状化対策工法の近接施工の適用性を検討する上で、既設構造物の機能、安全性、耐久性等に影響を与える程度やその可能性を把握することが重要となる。

液状化対策工法の施工が既設構造物に与える影響や可能性は、施工場所との位置関係、地質、液状化対策の施工方法等によって大きく異なってくるが、ここでは工法の施工特性に重点を置き、表 5.1.1 で示した液状化対策工法の表には各工法の地盤変状、最小作業空間（高さ、面積）の項目を設けてある。同表より、近接施工に関する液状化対策工法の適用性に関して以下が考察される。

① 騒音・振動や地盤変状抑制に対して

騒音・振動や地盤変状の影響は、構造物と施工位置との距離で大きく異なるが、5m の距離で騒音・振動規制法の規制値を満足することを一つの目安とすると、振動エネルギーを用いずに密度の増大を図る静的締固め工法やコンパクショングラウチング、地盤を固結する深層混合処理工法や注入固化工法、浸透固化処理工法、過剰間隙水圧を抑制するドレーン工法（各種）等が適用性に優れると考えられる。

② 作業空間の制限に対して

小型の施工機械を使用する深層混合処理工法のうちの高圧噴射式のものや砂圧入式静的締固め工法、静的締固め圧入工法、浸透固化処理工法などの注入固化工法等が優れると考えられる。

以上は概略の判断であるが、実際の適用にあたっては構造物の重要度や地盤条件、近接施工の実績など、より詳細な検討を行うことが望ましい。また、他の工法についても随時改善が行われている可能性もあり、試験施工や観測施工を行うなどの対応も必要と考えられる。

5.5.2　近接施工を考慮した試算例

高圧ガス施設の液状化対策として、①球形貯槽と②横置円筒形貯槽の建替え時の試算例を以下に紹介する。

(1)　設計条件

① 対象構造物

・球形貯槽　　（直径 13m、直接基礎）
　横置円筒形貯槽（直径 3.3m、長さ 16.2m、直接基礎）
・地域別係数　特Ａ地区　　1.0
・重要度　　Ⅱ（球形貯槽）　　0.65
　　Ⅲ（横置円筒形貯槽）　0.50
・地盤種別　　3 種　　2.0

② 地盤モデル（図 5.5.1）

・地層構成　　表土＋砂質土層＋粘性土層＋砂礫層の 3 層構造
・地下水位　　GL-1.0 m
・液状化層厚　モデル A：5 m、モデル B：10 m
・粘性土層厚　10 m
・砂質土、粘性土のＮ値はともに深度方向に漸増する。

③ 敷地の条件

・敷地の広さ　　球形貯槽：　　約 20×20 m
　　横置円筒形貯槽：約 20×13 m
・周辺の条件　　敷地には構造物はないが、周辺には構造物が存在する。
・近接施工条件　振動 80dB 以下

④ 地震外力

・レベル 1 地震動を想定する。
・地表面震度：k_h = 0.195（＝0.15×1.0×0.65×2.0）
　注）横置円筒形貯槽（重要度Ⅲ）の場合 k_h＝0.150 となるが、この条件では液状化しない判定となるため、球形貯槽と同じ地表面震度 0.195 を用いることとする。

⑤ 対策工法の考え方

・地盤改良は、基本的に貯槽直下も改良する方針とする。

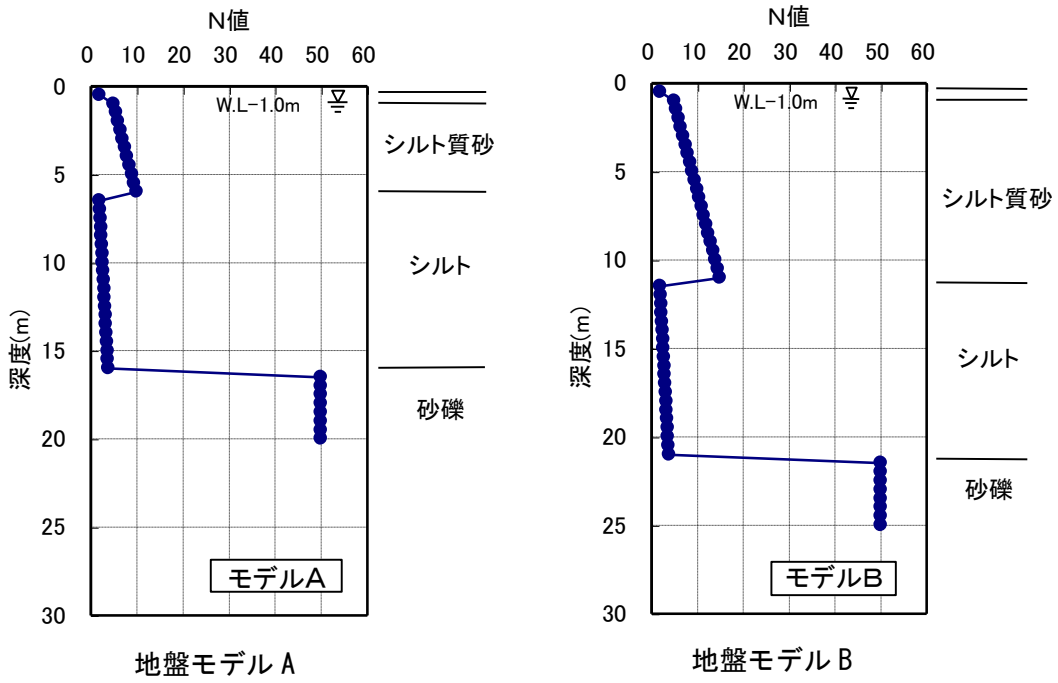


図 5.5.1　地盤モデル

(2)　近接施工の条件（振動）による選定

図 5.5.2 に示すとおり各種地盤改良工法の中でも動的なサンドコンパクションパイル工法は、施工時の振動が大きく適用できない。静的締固め工法、グラベルドレーン工法（従来式、締固め式)、浸透固化工法、深層混合処理工法はともに適用できる。なお、防液堤に対する防護等の検討は別途必要となる。

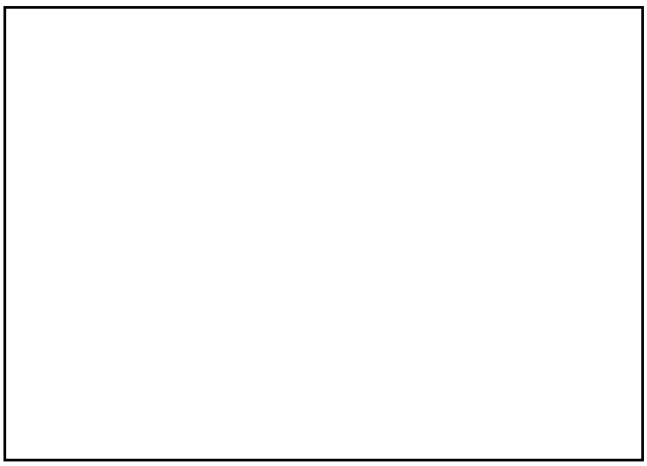


図 5.5.2　各種地盤改良工法の施工時の振動 [1)]

(3) 静的締固め工法

① 改良目標：改良地盤の液状化抵抗率（F_L）が全点 1.0 以上確保することを目標として打設間隔を設定

② 改良仕様：締固め効果（施工後 N 値）の算出方法は、サンドコンパクションパイル（SCP）工法の設計方法に従った。改良仕様を表 5.5.1 に示す。改良深度は地表面から液状化層全体、平面範囲は図 5.5.3、図 5.5.4 に示すとおり、貯槽の外郭より改良深度の 2/3 および 5m の広い方とした。

表 5.5.1　静的締固め工法の改良仕様

貯槽	地盤モデル	改良深度（m）	打設間隔（m）	改良範囲（m²）	
球形貯槽	A	6.0	@2.20	φ23m	415.5
	B	11.0	@2.20	φ27m	572.6
横置円筒形貯槽	A	6.0	@2.20	13m×21m	273.0
	B	11.0	@2.20	17m×25m	425.0

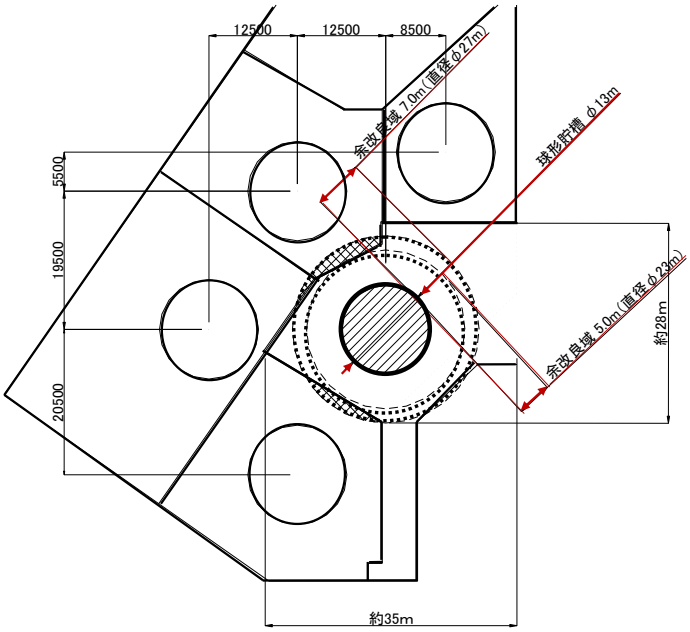


図 5.5.3　静的締固め工法・グラベルドレーン工法による改良範囲（球形貯槽）

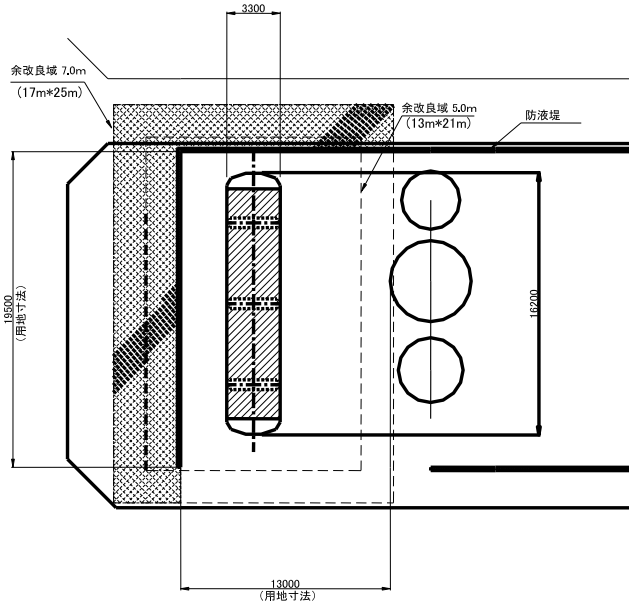


図 5.5.4　静的締固め工法・グラベルドレーン工法による改良範囲（横置円筒形貯槽）

(4) グラベルドレーン工法（通常式・締固め式）

① 改良目標：過剰間隙水圧比を 0.5 以下とすることを目標として打設間隔を設定

② 改良仕様：改良深度は地表面から液状化層全体、平面範囲は貯槽の外郭より改良深度の 2/3 および 5m の広い方とした（図 5.5.3，図 5.5.4）。改良仕様を表 5.5.2（通常式）と表 5.5.3（締固め式）に示す。

表 5.5.2　グラベルドレーン工法（通常式）の改良仕様

貯槽	地盤モデル	改良深度（m）	打設間隔（m）	改良範囲（m²）	
球形貯槽	A	6.0	@1.35	φ23m	415.5
	B	11.0	@1.10	φ27m	572.6
横置円筒形貯槽	A	6.0	@1.35	13m×21m	273.0
	B	11.0	@1.10	17m×25m	425.0

表 5.5.3　グラベルドレーン工法（締固め式）の改良仕様

貯槽	地盤モデル	改良深度（m）	打設間隔（m）	改良範囲（m²）	
球形貯槽	A	6.0	@1.75	φ23m	415.5
	B	11.0	@1.35	φ27m	572.6
横置円筒形貯槽	A	6.0	@1.75	13m×21m	273.0
	B	11.0	@1.35	17m×25m	425.0

(5) 浸透固化工法

① 改良目標：改良土の液状化強度 R＝0.35 以上、かつ貯槽基礎直下の地盤全体の液状化抵抗率 F_L≧1.0 を確保し、併せて地震時のすべりに対する安定性も確保に設定。

② 改良仕様：液状化強度と一軸圧縮強度との関係（既往の研究）より改良強度 q_u=100 kN/m² に設定。改良仕様を表 5.5.4 に示す。改良率は一般部（貯槽直下）70%、外縁部で 100%とした。改良範囲は、図 5.5.5 に示すとおり、深度方向は地表面から液状化層全体とした。平面範囲は、側板から 3.0m の範囲は最低限改良範囲に取り込むこととし、円弧すべり法による地震時の安定計算により決定した（全体すべり F_s≧1.0、局部すべり F_s≧1.1）。

表 5.5.4 浸透固化工法改良仕様

貯槽	地盤モデル	改良強度 (kN/m²)	改良厚さ (m)	改良範囲 (m²)
球形貯槽	A	100	6.0	608.7
	B	100	11.0	608.7
横置円筒形貯槽	A	100	6.0	229.9
	B	100	11.0	229.9

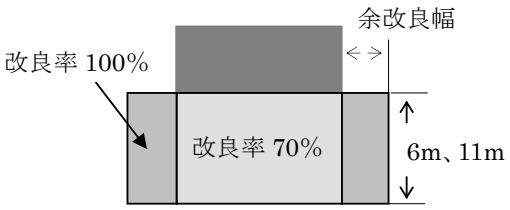


図 5.5.5 固化工法の改良範囲

③ 安定性の検討：円弧すべりの検討結果を表 5.5.5 に示す。
目標安全率 全体すべり F_s≧1.0，局部すべり F_s≧1.1（図 5.5.6）

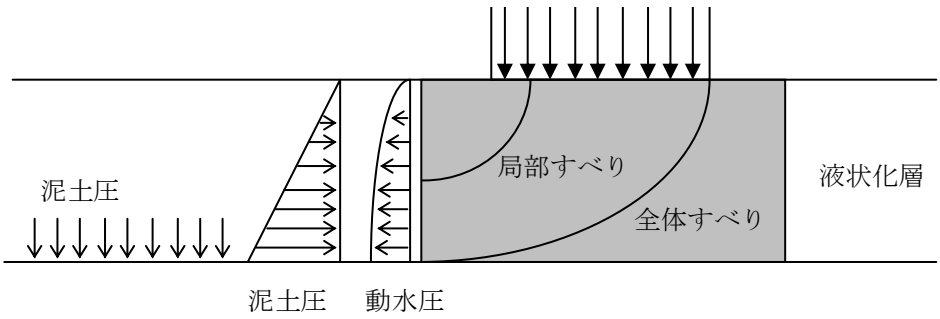


図 5.5.6 改良範囲設定のための安定検討概念図

表 5.5.5 円弧すべり検討結果

貯槽	検討断面	地盤モデル	液状化層厚 (m)	改良厚さ (m)	一軸圧縮強度 (kN/m²)	改良範囲 (m)	基礎外縁からの距離 (m)	すべり安全率	
								全体	局部
球形貯槽	―	A	5.0	6.0	100	φ27.84	3.0	1.93	2.36
		B	10.0	11.0	100	φ27.84	3.0	1.18	2.33
横置円筒形貯槽	長辺	A	5.0	6.0	100	20.9×11.0	3.0	1.63	1.55
		B	10.0	11.0	100	20.9×11.0	3.0	1.00	1.54
	短辺	A	5.0	6.0	100	11.0×20.9	3.0	1.51	2.13
		B	10.0	11.0	100	11.0×20.9	3.0	1.00	2.12

(6) 深層混合処理工法

① 改良目標：タンク基礎直下の地盤全体を液状化させないこととし、支持力、滑動および転倒に対する改良体の安定性を確保すること

② 改良仕様：改良体強度を 1,000 kN/m² に設定し、改良体は接円配置（図 5.5.7）とし改良率を 78%とした。改良仕様を表 5.5.6 に示す。改良範囲については、深度方向は地表面から液状化層全体、平面範囲はタンク直下のみの改良を基本とした（図 5.5.8）。

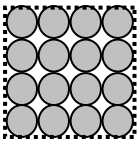


図 5.5.7 接円配置

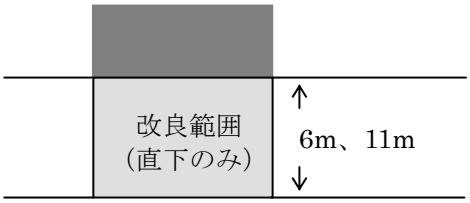


図 5.5.8 深層混合処理工法の改良範囲

表 5.5.6 深層混合処理工法改良仕様（基本）

貯槽	地盤モデル	改良体強度 (kN/m²)	改良厚さ (m)	改良範囲 (m²)	配置	改良率 (%)
球形貯槽	A	1,000	6.0	375	接円	78.5
	B	1,000	11.0	375	接円	78.5
横置円筒形貯槽	A	1,000	6.0	75	接円	78.5
	B	1,000	11.0	75	接円	78.5

③ 安定性の検討

表 5.5.7 に示すとおり、液状化層のみの改良では滑動および転倒に対して不安定となった。このとき、液状化層の取扱いは以下の通りとした。

・液状化時には、液状化層は単位体積重量 γ_t の泥水になる。

・土圧として、主働･受働の両側から γ_t の静泥水圧が作用する。

・さらに γ_t の動・泥水圧を考慮し、主働土圧にこれを加え、受働土圧からは減じる。

表 5.5.7 安定検討結果

貯槽	地盤モデル	改良厚さ (m)	検討結果		
			支持力	滑動	転倒
球形貯槽	A	6.0	OK	**NG**	OK
	B	11.0	OK	**NG**	OK
横置円筒形貯槽	A	6.0	OK	**NG**	**NG**
	B	11.0	OK	**NG**	**NG**

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.

5.6　地盤改良による液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性

表 5.1.1（その１，その２）で示した地盤改良による液状化対策工法について、高圧ガス設備への適用性を表 5.6.1 に示す。

各工法に対する評価項目として、①施工機の規模、②経済性（コスト）、③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）、④設計法の確立、⑤施工実績、⑥施工による周辺への影響（振動・騒音・変位・環境汚染）、⑦施工の可否（既設）の７つの項目を挙げ、それぞれについて評価し、高圧ガス設備への適用性を示した。各項目の評価基準（①～⑤は一般的な評価基準、⑥～⑦は既設構造物がある場合の評価基準）は以下のとおりであり、文献 1)～8)を参考に評価した。

①施工機の規模

小型：概ね高さ 5m以下，中型：高さ 5～15m，大型：高さ 15m 以上

②経済性（コスト）

◎：安い，○：中程度，△：高い

③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

④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

⑤施工実績

◎：特に多い，○：多い，△：中程度，▽：最近減，×：少ない

⑥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(ほぼ大)

⑦施工の可否（既設）

○：適用可能，△：条件付きで適用可能，×適用不可

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.

表 5.6.1　地盤改良による液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性

原理	方法・工法名				①施工規模	一般的な評価基準				既設構造物がある場合の評価基準		備 考
						②経済性（コスト）	③改良効果（信頼性）	④設計法確立	⑤施工実績	⑥周辺影響	⑦施工可否（既設）	
密度の増大	密度増大	圧入締固め	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ	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	◎	○	△	×	×	×	
			ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ		大型	◎	○	△※	▽	×	×	
			ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾀﾝﾊﾟｰ		中型	◎	○	△	▽	×	×	
		衝撃締固め	重錘落下締固め		大型	◎	○	△	▽	×	×	
		その他締固め	脈状地盤改良		小型	△	○	△	×	△	△	
固結	固結	深層混合処理	機械攪拌式	スラリー粉体噴射	大型	◎	◎	○	◎	△	×	
			高圧噴射式	単管 二重管 三重管	小型	△	◎	○	○	△	△	
		中層・浅層混合処理		ﾊﾟﾜｰﾌﾞﾚﾝﾀﾞｰ等	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		重力・強制排水工法		—	○	○	○	○	○	○	・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・排水溝工法		—	○	○	○	○	○	○	
	不飽和化				小型	○	△	△	×	○	○	定期的な飽和度の点検と空気を再注入する等の維持管理が必要
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)				—	◎	◎	○	◎	△	△	
	鋼材使用		シートパイル		—	◎	○	○	△	○	△	

①施工規模の—は施工方法によることを示す。

※「(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

5.7　岸壁・護岸背後の流動化対策工法・設計の考え方

5.7.1　流動化対策工法

表 5.7.1 に岸壁・護岸背後の流動化対策工法の一覧を示す。前節で示した地盤改良による液状化対策工法及び構造的な液状化対策工法、ならびに図 5.7.1 と図 5.7.2 を参考にして、流動化対策工法を原理、新設・既設、方法・工法名で整理し、分類した。

表 5.7.1　岸壁・護岸背後の流動化対策工法

原　理	新設 既設	方法・工法名
液状化を発生させない	新設	締固め・固結による改良
	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化を発生させない	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

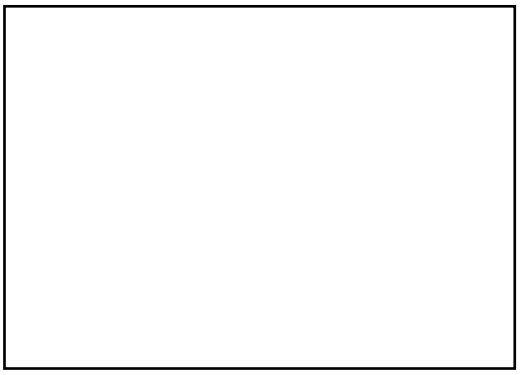


図 5.7.1　地盤流動に対する既設構造物の対策事例の概念図 [1)]

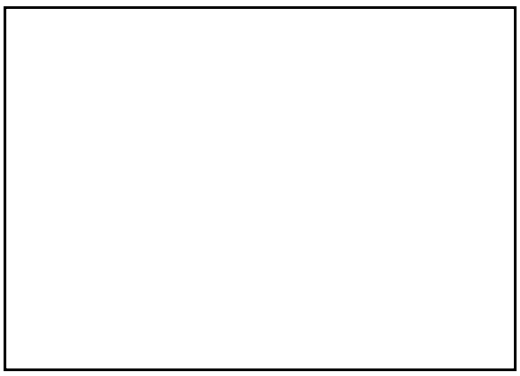


図 5.7.2　既設の岸壁・護岸における対策事例の概念図 [1)]

5.7.2　流動化対策工法の設計の考え方

一般的な構造物に関して、レベル 2 地震動に対しては上部および地中構造に重大な損傷が発生しないことを耐震性能の目標とし、地盤改良による液状化防止が困難な場合には、地盤の側方流動や沈下により基礎に過大な変位が発生して上部構造に重大な被害が生じないように基礎構造の強化や構造全体系の見直しを行うものとされている[2)]。これに対応して、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（経済産業省告示，第 220 号，2018 年）では、レベル 2 地震動に対して高圧ガス設備が保有すべき耐震性能は高圧ガスの気密性が保持されることとしている。これは、復旧が可能な範囲内での設備の損傷は許容するものとして、基礎地盤や周辺地盤の一部の液状化を許容することを基本的な考え方とするものである。

高圧ガス設備基礎のレベル 2 地震動に対する性能評価は「高圧ガス設備等耐震設計指針　レベル 2 耐震性能評価解説編」に従って実施されるもので、第 4 章に説明されているとおりである。すなわち、地盤の液状化の判定・地盤の流動の判定・地盤流動量の算定・構造部材に作用する流動力の算定を行い、基礎構造の耐力との照査を行うとともに、基礎の変位量を算定して配管系評価用データとするものである。性能評価の結果、基礎に作用する流動力や変位量が許容量を上回った場合には、何等かの対策工を施すことにより、流動力の低減あるいは耐力の増加および変位量の低減をはかる必要がある。以下に、一般的な高圧ガス設備が多く立地する岸壁・護岸の背後地盤における杭基礎を対象とした地盤流動対策工法について記述する[3)]。

液状化に伴う地盤流動に対する対策工を考える場合、基本的には対策の目的に応じて次の三つの考え方がある[3), 4)]。

［考え方 1］液状化を発生させない

［考え方 2］液状化が発生しても大きな流動を生じさせない

［考え方 3］流動が発生しても構造物に機能支障を生じさせない

これらのうち［考え方 1］は、液状化を発生させないことを前提とするため、流動に対する特別な対策を行うというわけではなく、6.1 および 6.2 で説明した一般的な液状化対策がそのまま流動に対する対策となる。一方、［考え方 2］および［考え方 3］に属する対策は、液状化が発生して地盤流動が生じる可能性があることを前提にしたものである。

岸壁・護岸背後地盤の流動に対する対策として考えられる方法を、図 5.7.3 に概念図として示す。まず、液状化を発生させない対策［考え方 1］では、背後地盤や前面地盤、岸壁・護岸の基礎地盤のうち、液状化の可能性がある筒所を締め固め・固結・ドレーン工法などにより改良する方法が挙げられる。この方法は対策効果が最も優れているが、工費の面では他の工法に劣る可能性がある。また、既設構造物が背後地盤に多く存在する場合には、施工が困難になることがある。液状化が発生しても大きな流動を生じさせないようにする対策［考え方 2］では、次の二つの方法が考えられる。

①　岸壁や護岸自体を強化してはらみ出し量を小さくし、その結果として背後地盤の流動を低減させる方法

②　岸壁や護岸自体はそのままにし、背後地盤だけの流動を低減させる方法

このうち、①の方法において岸壁・護岸を新設する場合には、はらみ出しにくい強い構造の岸壁・護岸を建設すればよい。例えば、矢板式岸壁・護岸では、矢板自体の剛性を高くしたり、控え工を強固なものにすればよいであろう。重力式岸壁・護岸では、基礎地盤を改良したり、

背後地盤の土圧を軽減させる方法、杭を設ける方法などがある。既設の岸壁・護岸では、セルや鋼管などの強固な護岸で補強したり、背後地盤の土圧を軽減するように部分的に改良する方法、前面に捨石マウンドを設ける方法、背面を部分的に改良する方法、重力式岸壁・護岸を杭で補強する方法などが挙げられる。

これに対し、②の方法は既設の岸壁・護岸だけが対象になる。新設の場合には工期や工費の面から、①を採用すべきであると考えられるためである。②の方法には．岸壁・護岸と杭基礎の間に、鋼管矢板や連続地中壁などの連続壁を設置する方法や、ある幅で地盤改良を行う方法がある。これらの方法では、岸壁や護岸がはらみ出して連続壁や地盤改良部の前面まで地盤が流れ出しても、連続壁や地盤改良部が背後地盤の流れをくい止めて、背後の流動を低減させる効果がある。このため、連続壁や地盤改良部は少しはらみ出しつつも背後の土圧に耐え得るだけの剛性が必要である。また、その設計も重要となってくる。連続壁や地盤改良部を杭基礎より背後に設けることも次善の対策として考えられるが、杭基礎地点の地盤は岸壁・護岸のはらみ出しに伴ってある程度流動してしまう可能性がある。さらに、この対策では、杭基礎の設計に流動圧に基づく設計方法を用いた場合、対策の効果を評価することかできない。このため、流動に伴う地盤の変位を何らかの方法で推定し、この変位から応答変位法などの手法で杭基礎の変位や断面力を求めて設計することが必要となる。

流動が発生しても構造物に機能支障を生じさせないようにする対策［考え方 3］では、新設の杭基礎の場合、杭の本数を多くしたり、太い杭を用いるなど強固な杭基礎を建設する方法がある。また、ケーソン式のようなより強い基礎形式を選定する方法も考えられよう。あるいは、杭基礎建設地点付近の地盤を部分的に改良し、強くなった地盤と杭とで流動に抵抗する方法もある。逆に、杭断面を流線型にしたり杭表面を滑らかにして、流動化した地盤が杭をすり抜けやすくさせることにより、流動圧を受け難くする方法も考えられる。ただし、実際に効果があるかどうかは明らかにされていない。既設の杭基礎の場含には、増し杭で基礎を補強する方法や、基礎周囲に連続地中壁を設けたり地盤を改良して囲うことで杭基礎に流動圧が加わらないようにする方法などが考えられる。

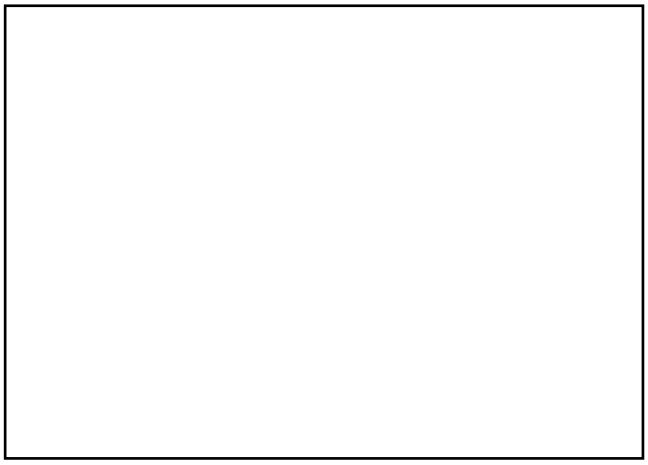


図 5.7.3　岸壁・護岸背後地盤の流動対策工法の概念図 [3)]

参考文献

1) 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.

2) 土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，1996.

3) 金谷守，岡田進，安田進：地盤流動に対する対策工（その１）、液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響，土と基礎，Vol. 48，No. 3，pp.43-48，2000.

4) 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.

第６章　液状化対策工法の施工事例と対策効果の検証事例

本章では、前章で取り上げてきた各種液状化対策工法についてのこれまでの施工事例と過去の地震における対策効果の検証事例を示す。「液状化対策の調査・設計から施工まで（1993）[1)]」と「液状化対策工法（2004）[2)]」で示されている事例がまとめられている「高圧ガス設備の液状化対策（2008）[3)]」での施工事例が、2004 年頃までのものであるため、それ以後の表 6.1.1 に示す資料を調査対象とし、液状化対策の施工事例を中心に収集した。

表 6.1.1　調査対象資料

対象資料 （学会，雑誌ほか）	対象年	文献数	対象資料 （報告書，雑誌ほか）	対象年	文献数
①基礎工	2000-2024	64	⑤土木研究所資料・報告	－	1
②地盤工学会研究発表会	2003-2024	9	⑥港湾空港技術研究所資料	－	7
③土木学会全国大会概要集	2000-2024	58	⑦鉄道総研報告	－	1
④建築学会全国大会	2000-2024	2	⑧KHK・危険物保安協会関係	－	12

整理方法としては、収集した論文を以下の項目で整理した。

- 番号/執筆者/タイトル/出典/対策工法
- 対策分類：液状化対策，構造的対策，流動化（側方流動）対策
- 対策場所
- 構造物分類：対象構造物
- 施工分類：対策/復旧（対策工事，復旧工事），新設/既設

整理した文献一覧をもとに、「高圧ガス設備の液状化対策（2008）」で紹介されている施工事例を以下に示す節に 6.5 以外は工法毎に整理し、表 6.1.1 に示す収集した施工事例から特徴的なものを主に選択して追加した。

6.1　地盤改良による液状化対策工法の施工事例
　密度増大工法，固結工法，間隙水圧消散工法，地下水位低下工法
6.2　構造的な液状化対策工法の施工事例
　杭基礎，鋼矢板締切り，マイクロパイル
6.3　既設構造物の液状化対策工法の施工事例
　密度増大工法，固結工法，間隙水圧消散工法，その他の工法
6.4　流動化対策工法の施工事例（岸壁・護岸背後地盤）
6.5　既往地震における液状化対策効果の検証事例
　密度増大工法，固結工法，間隙水圧消散工法，その他の工法

本章で取り上げる施工事例の一覧表を表 6.1.2（その１，その２）に示す。

参考文献

1)　土質工学会：現場技術者のための土と基礎シリーズ 20，液状化対策の調査・設計から施工まで，1993.
2)　地盤工学会：地盤工学実務シリーズ 18，液状化対策，2004.
3)　高圧ガス保安協会：高圧ガス設備の液状化対策，2008.

表 6.1.2　施工事例一覧（その１）

番号（表題）	対策工法	対策分類	対策場所	構造物分類		
				構造物	対策/復旧	新設/既設
6.1 地盤改良による液状化対策工法の施工事例						
6.1.1 密度増大工法						
(1) 団地における事例	サンドコンパクションパイル	液状化 （支持力）	兵庫県 西宮市鳴尾	（浜甲子園） 団地	対策	新設
(2) 石油タンクの事例	サンドコンパクションパイル	液状化	青森県 青森市青森駅	タンク （150000ℓ）	対策	新設
(3) 海岸堤防の事例	サンドコンパクションパイル	液状化	三重県 津・松坂港香良洲	海岸堤防	対策	新設
(4) 河川堤防における事例	砂圧入式静的締固め工法	液状化	木曽三川下流域	河川堤防	対策	既設
(5) 滑走路における事例	コンパクショングラウティング	液状化	東京国際線空港 国際線地区	取付誘導路	対策	既設
6.1.2 固結工法						
(1) 高層複合建築における事例	格子状地盤改良工法	液状化	兵庫県 神戸市中突堤	高層複合建築	対策	新設
(2) 石油タンク基礎の設計・施工事例	深層混合処理工法 （接円 φ1500）	液状化 （支持力/沈下）	福岡県 福岡市中央区荒津	特定屋外 タンク	対策	新設
(3) 橋橋脚基礎の事例	浸透固化処理工法	液状化	神奈川県 湘南海岸/江の島	橋脚基礎	対策	既設
(4) 石油タンクの事例	注入固化工法	液状化	千葉県 市川市	石油タンク （19000ℓ）	対策	既設
(5) 共同溝および建築基礎における事例	高圧噴射攪拌	液状化 沈下抑止	不明	生産施設 商業施設	対策	既設
6.1.3 間隙水圧消散工法						
(1) 港湾地域における事例	グラベルドレーン工法	液状化	北海道 釧路市釧路港	岸壁	復旧	既設
(2) 河川堤防の地盤改良工事および市営住宅における事例	締固め砕石ドレーン工法＋ （サンドドレーン工法）	液状化	大阪府 大阪市此花区酉島	市営住宅 （杭基礎）	対策	新設
6.2.4 地下水位低下工法						
(1) 石油コンビナート地区での事例	地下水位低下工法 （ディープウェル工法）	液状化	神奈川県 川崎市	タンクヤード	対策	既設
(2) 住宅地での事例	地下水位低下工法 （立坑＋ドレーンパイプ）	液状化 （実証実験）	千葉県千葉市 美浜区磯部地区	住宅地	対策	既設
6.2 構造的な液状化対策工法の施工事例						
6.2.1 杭基礎						
(1) 橋脚基礎の事例	増し杭工法	構造的	兵庫県神戸市 神戸港湾岸幹線道路	橋脚基礎	復旧	既設
(2) 建築物における事例	新設補強フレーム	構造的	兵庫県神戸市 東灘区	杭基礎建物	復旧	既設
6.2.2 鋼矢板締切り工法						
(1) 河川堤防の事例	排水機能付き鋼材	構造的	大阪府 此花区高見地区	河川堤防	復旧	既設
(2) タンク基礎における事例	鋼矢板リング	構造的	山口県 岩国・下関発電所	旧法タンク	対策	既設
6.2.3 マイクロパイル工法						
(1) 橋脚基礎の事例	高耐力マイクロパイル	構造的	不明	橋脚基礎	対策	既設
(2) 橋台・橋脚基礎における事例	高耐力マイクロパイル	構造的	三重県四日市市 東京都亀戸 岩手県山田漁港	橋台・橋脚基礎 配水池 津波防護壁	対策	既設 既設 新設

□ これまでの事例　□ 追加した事例

表 6.1.2　施工事例一覧（その２）

6.3 既設構造物の液状化対策工法の施工事例						
6.3.1 密度増大工法						
(1) 既設構造物近傍における事例	石灰杭工法（特殊石灰パイル） コンパクショングラウチング	液状化 （側方流動）	神奈川県 横浜市	歴史的建造物	対策	既設
(2) 海岸堤防における事例	砂圧入式静的締固め砂杭工法	液状化	徳島県撫養港海岸 桑島瀬戸地区	海岸堤防	対策	既設
6.3.2 固結工法						
(1) 構造物近傍における事例	低変位型深層混合処理工法	液状化	不明	共同溝	対策	既設
(2) タンクにおける事例	注入固化	液状化	名古屋	旧法タンク23基	対策	既設
6.3.3 間隙水圧消散工法						
岸壁における事例	グラベルドレーン工法	液状化	東京都 晴海埠頭	岸壁背面	対策	既設
6.3.4 地下水位低下工法						
タンクヤードにおける事例	地下水位低下工法	液状化	大阪府 堺市	タンクヤード	対策	既設
6.4 岸壁・護岸背後の流動化対策工法の施工事例						
(1高速道路の橋脚の設計・施工事例	新設鋼管矢板	側方流動	東京都江東区 曙運河	高速道路橋脚	対策	既設
(2)岸壁における事例	グラウンドアンカー	安定確保 （側方流動）	神奈川県 南本牧ふ頭	岸壁	対策	既設
(3)護岸における事例	鋼管杭（飛び杭）	側方流動	不明	護岸	対策	既設
6.5 既往地震における液状化対策効果の検証事例						
6.5.1 密度増大工法						
(1) 1964年新潟地震	バイブロフローテーション	液状化 （支持力）	新潟県 新潟市玉瀬町	タンク	対策	新設
(2) 1978年宮城県沖地震	サンドコンパクションパイル	液状化 （支持力）	宮城県x 石巻漁港	タンクヤード （3基）	対策	新設
(3) 1983年日本海中部地震	サンドコンパクションパイル	液状化	青森県 青森市青森駅	タンク （70基）	対策	新設
(4) 1995年兵庫県南部地震	締固め工法 （ロッドコンパクション/サンドコンパクション）	液状化？	兵庫県神戸市 （ポート・六甲アイランド）	建築物など	対策	新設
	重錘落下締固め工法	液状化？	兵庫県 淡路島津名町	大型水槽 及び付属施設	対策	新設
(5) 2011年東北地方太平洋沖地震	静的締固め砂杭工法	液状化	東京都江東区 辰巳	建築物 （病院）	対策	新設
(6) 2024年能登半島地震	静的締固め砂杭工法	液状化	新潟県 長岡市町軽井	河川堤防 （信濃川）	復旧	既設
6.5.2 固結工法						
(1) 1995年兵庫県南部地震	格子状地盤改良工法	液状化	兵庫県 神戸市中突堤	高層複合建築	対策	既設
(2) 1995年新潟県北部の地震	格子状深層混合処理工法	液状化	信濃川下流部	河川堤防？	対策	既設？
(3) 2011年東北地方太平洋沖地震	高圧噴射攪拌工法	液状化	宮城県 仙台空港	誘導路 水路BC	対策	既設
6.5.3 間隙水圧消散工法						
(1) 1993年釧路沖地震	グラベルドレーン工法	液状化	北海道 釧路港	岸壁	対策	既設
(2) 1994年三陸はるか沖地震	グラベルドレーン工法 サンドコンパクションパイル	液状化	青森県 八戸港	岸壁？	対策	既設
	グラベルドレーン工法 ペーパードレーン	液状化	青森県八戸第2工業港 3号埠頭	プラント （岸壁背面）	対策	既設
(3) 2011年東北地方太平洋沖地震	サンドコンパクションパイル グラベルドレーン工法	液状化	千葉県 浦安市入船北団地	集合住宅	対策	新設

□ これまでの事例　□ 追加した事例

6.1　地盤改良による液状化対策工法の施工事例

6.1.1　密度増大工法

(1)　団地における事例 [1)]

西宮市鳴尾にある浜甲子園団地は総戸数約 4,600 戸で、鉄筋コンクリート造 4～5 階建の集合住宅が 150 棟からなる大規模な団地であり、昭和 37 年から入居を開始した。この団地は大阪西部から広がっている沖積低地の西端にあたり、表層に 8～10m の厚さで N 値が 5～10 程度の緩い砂層が堆積していた。この層は三角州性の沖積砂層および埋土である。その下部には N 値が 3～5 程度の沖積粘性土層が 10m 余りの厚さで堆積し、更に下部に洪積砂礫層が堆積していた。地下水位は GL-2 m 付近である。図 6.1.1 に土質柱状図を示す。

建物の設計に当たり、支持力や沈下が検討された結果、表層部を安定化し、10tf/m^2 (98kN/m^2) 程度の布基礎にすれば十分安全であるとの結論が出され、表層部の締固め強さは N 値 15 以上とされた。この値は、Terzaghi のクリーンサンドにおける限界間隙比に相当する値であり、この値まで締固めて液状化を防ぐことが目的とされていた。検討された時期は 1964 年（昭和 39 年）新潟地震より以前であるが、既に液状化の検討がなされ、対策も採られていた。

締固め工法としてサンドコンパクションパイル工法が採用され、下記のとおり改良深度 4～7m、施工間隔 2m の三角形配置の仕様で地盤改良が行われた。改良前後の N 値の測定例を示したのが図 6.1.2 であるが、改良後の N 値は 20 近くにもなり、目標 N 値を超えていた。

①砂杭配置　：三角形配置、ピッチ 2.0 m

②砂杭打設長：4.0～7.0 m

1995 年兵庫県南部地震により、この付近一帯の地盤では液状化が発生し、浜甲子園団地内でも道路･公園を中心に液状化による噴砂･噴水が発生した。また、道路の段差やクラック、雨水･汚水などの埋設管の破断などの被害も発生した。一方、建物周りでは噴水現象は見られなかった。建物には殆ど被害がなく、人身事故は全くなかった。ただし、150 棟のうち 3%に相当する 5 棟の建物で、短辺方向に 1/60～1/78、長辺方向に 1/200～1/400 の傾斜が発生し、最大不同沈下量は 20cm 程度であった。

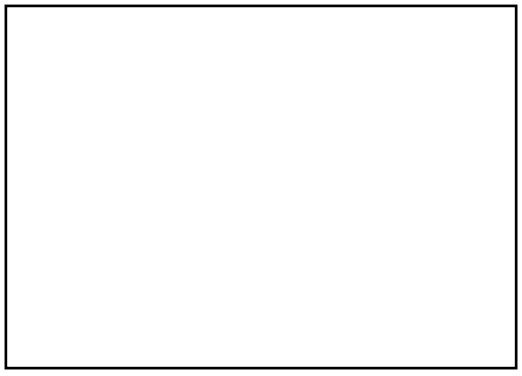


図 6.1.1 浜甲子園団地の土質柱状図

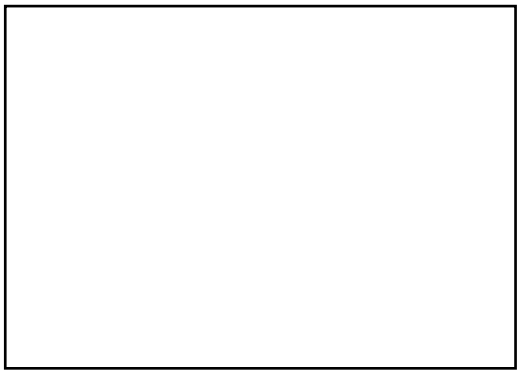


図 6.1.2 サンドコンパクションパイルによる改良効果（締固め深度 6.0m）

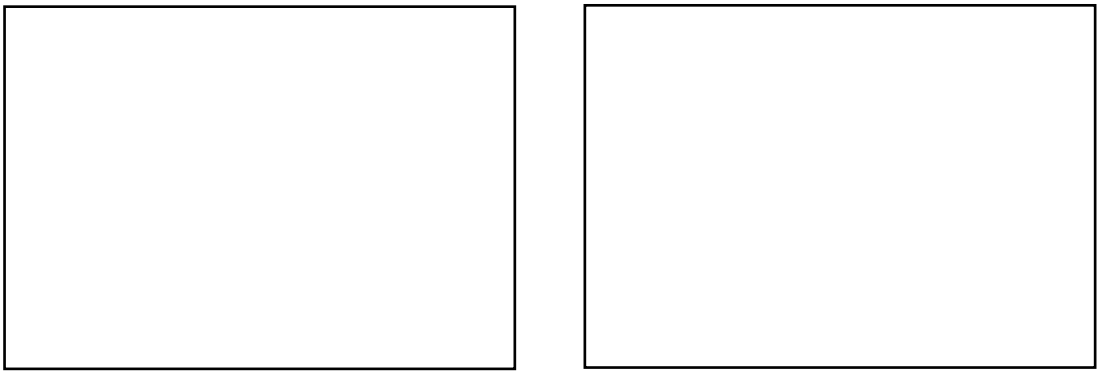
(2) 石油タンクの事例[2)]

国鉄青森駅の西隣の海岸には、約 70 基の石油タンクが設置されている。ここの地盤は昭和 36～38 年頃に埋め立てられており、表層 10m 余りは N 値 5 前後、その下部に N 値 10 前後の細砂層が堆積している。1983 年日本海中部地震の際には、敷地内の随所に噴砂、噴水、亀裂が生じた。また、約 20 基のタンクで不同沈下（最大 20～30cm）が発生した。

これに対し、いくつかのタンクでは地盤改良が施されており、被害を受けなかった。一例として、液状化対策としてサンドコンパクションパイル（SCP）工法により改良が行われていた 15,000kl のタンクにおける地盤改良前後の土質調査結果を示す（図 6.1.3）。図には道路橋示方書の判定法による液状化簡易解析結果と消防法による液状化判定結果も示したが、未改良･改良の相違による液状化発生の有無がよく説明されている。ただし、消防法の判定方法で想定されている地表最大加速度は、日本海中部地震の際に青森市で実測された値よりはるかに大きいので、これを考慮して判定結果を見るべきであろう。

なお、SCP 工法による地盤改良は、下記の仕様で行われていた。

① 砂杭直径　：70 cm
② 砂杭配置　：三角形配置，ピッチ 1.8 m
③ 砂杭打設長：11.0 m



(a) 地盤改良前　　(b) 地盤改良後

図 6.1.3 地盤改良前後の土質調査および液状化解析結果

(3) 海岸堤防の事例 [3)]

三重県のほぼ中央に位置する津･松阪港香洲地区において、海岸堤防の液状化対策としてサンドコンパクションパイル（SCP）工法を採用し施工を行ってきた。

SCP 工法は施工時の振動･騒音を伴うため市街地での施工が困難となることが多い。当地区では、振動機を用いずに締固めを行う静的締固め砂杭工法を選定し施工を行った。改良仕様は以下のとおりである（図 6.1.4)。

① 砂杭直径 ：70 cm
② 砂杭配置 ：正方形、1.6 m ピッチ
③ 改良率 a_s：15%

事前ボーリング 3 箇所、事後ボーリング 4 箇所にて標準貫入試験を行い、改良前後の N 値を比較した。改良前後の N 値と細粒分含有率 F_c の関係を図 6.1.5 に示す。改良前の N 値は 5～15 であるが、改良後は 10～30 程度に増加しており、改良効果は明確に表れている。

当地区では過去に従来の SCP 工法を施工していることより、静的締固め砂杭工法との比較を行った。改良後の N 値の比較を図 6.1.6 に、地表面変位（1 本当りの増加変位として換算）の比較を図 6.1.7 に示す。これより、静的締固め砂杭工法の改良効果は SCP 工法とほぼ同程度であり、施工時の変位はほぼ同等かわずかに小さいことがいえる。

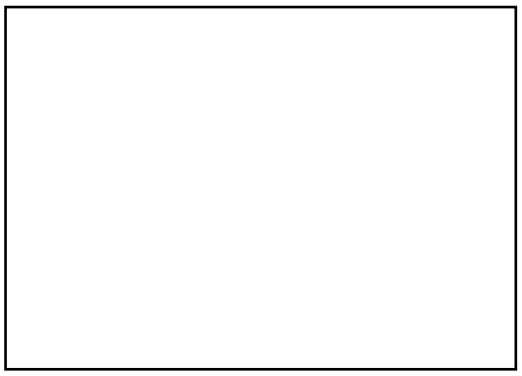


図 6.1.4 標準断面図、砂杭仕様

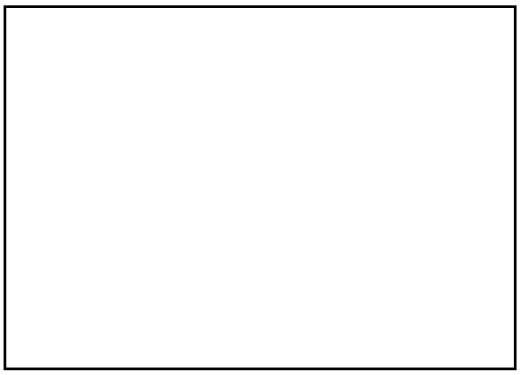


図 6.1.5 N 値～F_c の関係

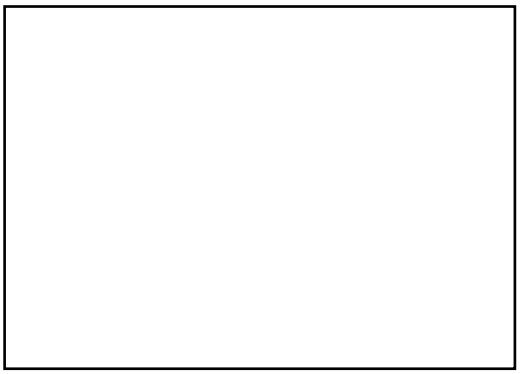


図 6.1.6 改良後 N 値

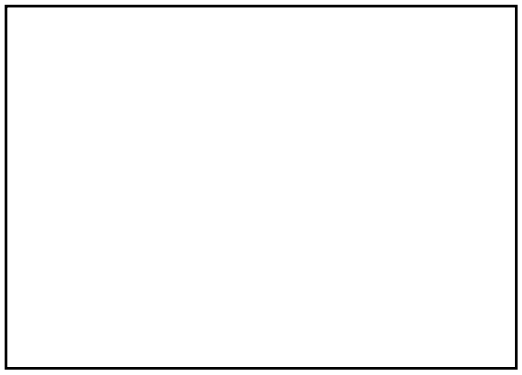


図 6.1.7 増加変位の距離減衰

(4) 河川堤防における施工事例 [4)]

木曽三川下流部は、我が国最大の海抜ゼロメートル地帯であり、いったん堤防が決壊すれば甚大な被害が生じる恐れがあることから、堤防強化などの事業を推進しさらなる安全度の向上を図られている。この事業の一環として、堤内側の狭陸地において適用可能であること、洪水時の堤防健全性を考え浸透流を阻害せず、かつ異物を極力残さないことなどから堤防の耐震補強工事（液状化対策）に砂圧入式静的締固め工法が適用された。

図 6.1.8 に改良断面の一例を示す。施工に際しては、堤内地側法面に仮設盛土を行って施工ヤードを造成しているおり、仮設盛土の幅は最も狭小な部分で、4m 程度であった。

当現場では、図 6.1.9 に示すように、河道整備工事で発生する浚渫砂を当工法の材料として利用しており、この浚渫砂と購入砂を使用して同施工域で実施された改良体間 N 値と改良体芯部 N 値の深度分布を図 6.1.10（左図が購入砂，右図が浚渫砂）に示す。どちらについても、改良体間 N 値は改良前に対して 5～10 程度増加しており、改良体芯部 N 値は 20 ～35 程度と改良体間 N 値以上であった 。

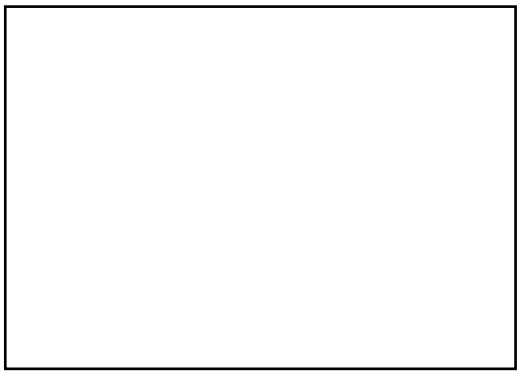


図 6.1.8 標準断面の一例

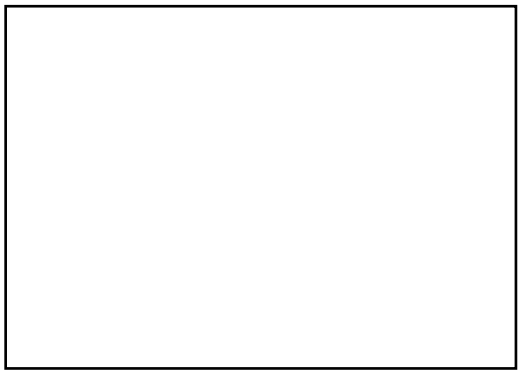


図 6.1.9 浚渫砂の利用方法

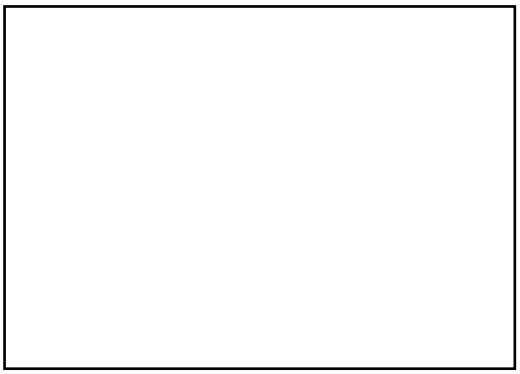


図 6.1.10 改良後の N 値の深度分布

(5) 空港滑走路における施工事例[5)]

東京国際空港国際線地区ではエプロンへの取付誘導路の整備が行われ、取付誘導路の液状化対策工として静的圧入締固め工法（コンパクショングラウチング：(CPG) 工法）が図 6.1.11 に示す施工箇所で採用された。

図 6.1.12 に当現場における CPG 工法の施工平面図を示すように、本工事では夜間のみの施工となるため、車載式プラントを採用した。

図 6.1.13 に事前・事後で行った標準貫入試験の結果の一例を示しており、改良前と比較して改良後は、N 値が増加しており、CPG 工法による締固め効果が確認できた。

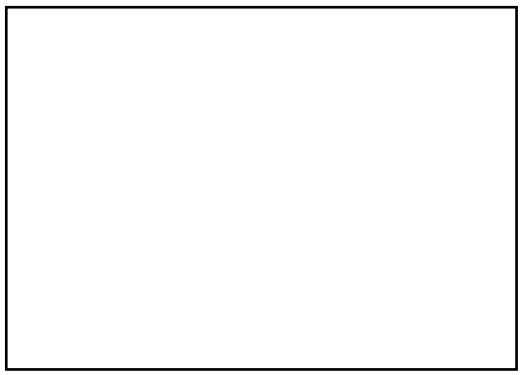


図 6.1.11 施工平面図

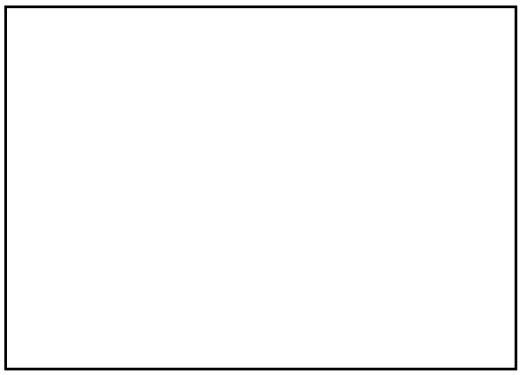


図 6.1.12 施工平面図

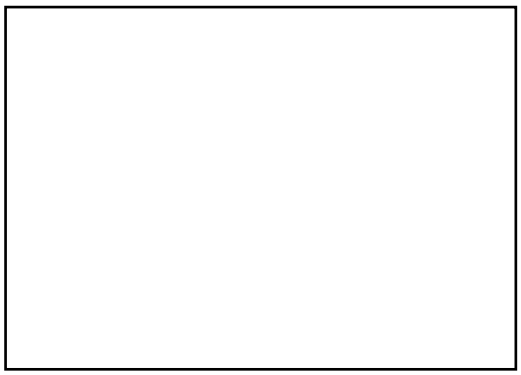


図 6.1.13 標準貫入試験結果

6.1.2　固結工法

(1)　高層複合建築における事例[1)]

神戸市の中突堤の再開発計画として、突堤の先端にフェリーターミナルとホテルからなる高層複合建築物が建てられた。地上 14 階、高さ 59.8m、幅約 90m、長さ約 260m の鉄骨造で、1995 年兵庫県南部地震が発生した当時には建物躯体はほぼ出来上がっていた。

図 6.1.14 に、建設位置および南北方向の地層断面を示す。地表から深さ 12 m 程度の旧海底面までは礫混じり砂からなる埋立土であり、その下部は厚さ 4m 程度の沖積粘性土層、更に下部には第 1 洪積層が堆積し、GL-33 m 以深からは平均 N 値 50 程度の第 2 洪積層が堆積していた。建物の基礎は場所打ち杭の独立基礎で計画され、支持層は第 2 洪積層とされた。地下水位は潮位とともに変化し、最も浅いときで GL-1.3m 付近であった。

埋立土の N 値は 10 以下であり、計画時から液状化の可能性が検討された。「建築基礎構造設計指針 1988」に従い検討が行われ、TAFT1952EW 波を用いて地表面最大加速度が 200gal となるように基盤入力振幅が設定された。検討の結果、埋立層において液状化に対する抵抗率 F_L が 1.0 を下回り、液状化の可能性が予測された（図 6.1.15）。

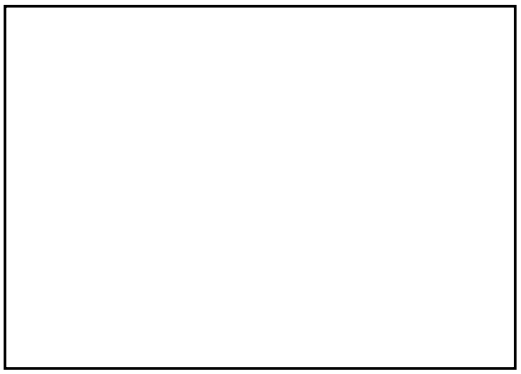


図 6.1.14 建設位置および地盤概要

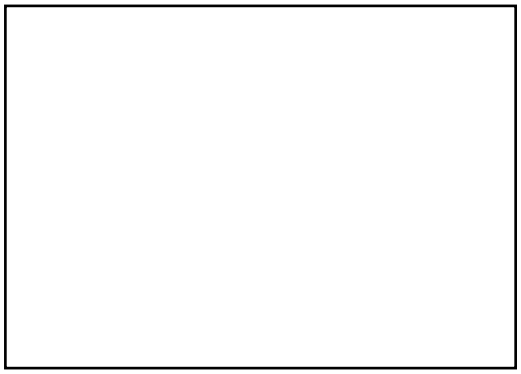


図 6.1.15 液状化安全率

液状化に伴う基礎杭の水平抵抗の低下を避けるとともに、建物下の埋土が周囲の海に流出しないための対策として、基礎杭の周囲に深層混合処理工法を用いて格子状に改良する工法が計画された。図 6.1.16 および図 6.1.17 に対策工断面および格子の配置を示す。改良仕様は以下のとおりである。

① 改良体配置：格子状配置
② 改良体直径：1.0 m
③ ラップ長　：0.2 m

このように改良杭を互いにラップさせて施工し、連続で一体化した強固な改良壁を格子状に地中に構築することにより、格子内地盤に地震時に発生するせん断変形を抑えて液状化を抑止し、杭の水平抵抗力を確保できると考えられた。改良壁は第 1 洪積層の深さまで構築した。また、建物の構造上、杭によって地震時水平力分担率が異なるため、分担率が高く液状化防止を特に重視した杭に対しては杭 1 本ごとに改良壁で囲み、その他は数本の杭ごとに改良壁で囲む配置とした。更に液状化による埋土の流出を防ぐため、外周を改良壁で囲むこととした。

兵庫県南部地震により、建物周囲のケーソン岸壁は大きく海に向かって滑動･沈下し、背後地盤は陥没した。ケーソン天端の水平移動量は約 2m、沈下量は 50cm～70cm 程度、岸壁背後エプロン部分の沈下は 2m 程度であった。南側岸壁では、背後エプロンのスラブの陥没により改良壁外面が直接目視されたが、改良体が破壊して格子内の埋土が流出した形跡は見られなかった。地下ピットへの立ち入り調査においても、地表面のクラックや噴出した砂の痕跡は見られなかった。また、改良体の亀裂やラップ部および交差部の異常は見られず、基礎杭頭部の観察においても、ひび割れや表面の剥離、基礎梁取合い部での亀裂などの異常は見られなかった。

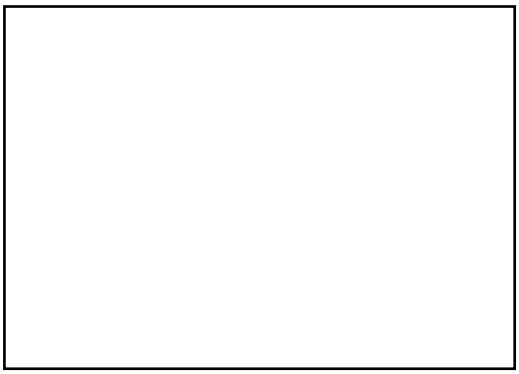


図 6.1.16 改良壁による格子の配置

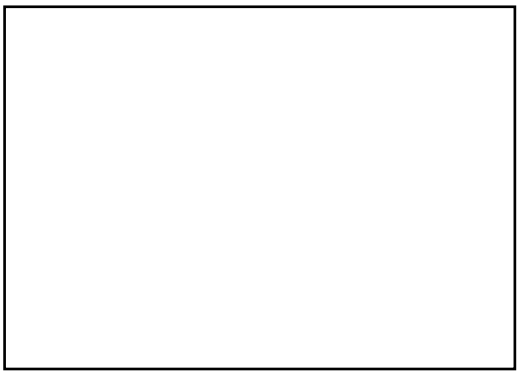


図 6.1.17　格子状地盤改良工法の概要

(2) 石油タンク基礎の設計・施工事例 [6)]

平成 7 年 11 月 2 日、深層混合処理工法を用いた特定屋外タンクの運用基準を定めた消防庁通達「消防危 150 号」が通知され、それまで法規上の基準が明確でなかった深層混合処理工法の設計法･施工管理法などが明確となった。地盤改良の範囲については、「不等沈下および支持力の安全性を確保するのに必要な深さで、かつ、基礎の外縁が地表面と接する線で囲まれた範囲」となるなど、他工法に比べて有利な点もあり、「消防危第 150 号」に基く深層混合処理工法によるタンク基礎の地盤改良がはじめて施工された。

当建設地点の地表面は、砂質土を中心とした埋立層（層厚 4～5m，N 値 5～10）であり、液状化の可能性がある。その下は、沖積粘土層（層厚 5～7m，N 値 0～2）および砂質土層（層厚 2m、N 値 1～3）となっており、タンク荷重に対し許容値を越える沈下を生じる可能性があった。

地盤改良工事の概要を以下に示す。（図 6.1.18 参照）

① 工事場所　福岡市中央区荒津
② 工　　期　1995 年 6 月～1996 年 8 月
③ 改良仕様　改良体強度：18.0 kgf/cm^2（現場平均強度）
　　改良長さ　：12.5m
　　改良範囲　：側板より 2.55m 外までの範囲
　　改良体直径：1.5m
　　改良体配置：正方形接円配置（改良率 78.5%）

2005 年に発生した福岡県西方沖地震においては､福岡 LP ガス基地のタンク受入れ配管接続から液漏れが発生したが、福岡コンビナート全体として大きな被害は発生しなかった。

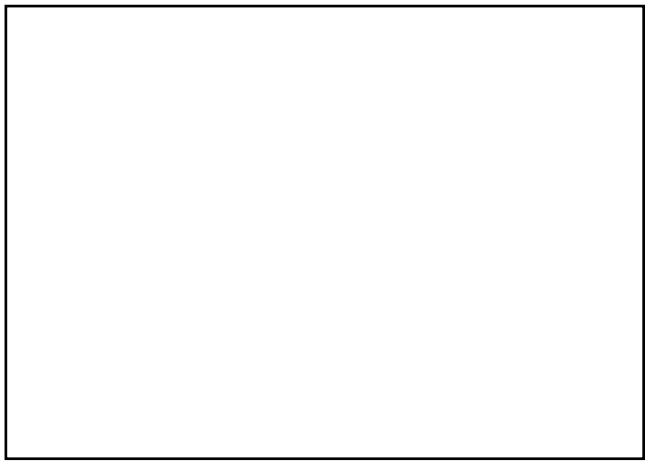


図 6.1.18 タンク基礎構造図

(3) 橋脚基礎の事例 [7)]

相模湾の北東部、湘南海岸の名勝地「江の島」の東側に位置する神奈川県管理の地方港湾「湘南港」において、液状化の危険性が高い基礎地盤上にある直接基礎形式の臨港橋梁に対し、交通を供用させながら浸透固化処理工法により液状化対策を行った。

基礎地盤の概要を図 6.1.19 に示す。基盤は泥岩層であり、その深さは橋梁中央付近において深く、最深部は橋脚 P6 地点の-30 m であり、最浅部は江の島側の橋脚 P14 地点の-5m である。「港湾の施設の技術上の基準（平成 11 年 4 月：日本港湾協会）[8)]」に基づく液状化の検討を行った結果、橋台 2 台、橋脚 17 基のうち、橋脚 5 基を除くほとんどの基礎地盤において液状化する結果となった。

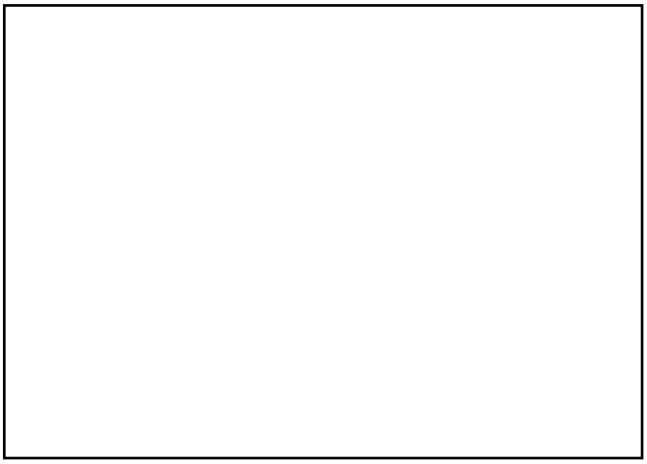


図 6.1.19　地質成層図

液状化対策工法については、①既設橋梁が生活道路であるため、交通供用しながら橋梁直下の対策を行う必要があること、②隣接する人道橋に変位等の影響を与えないこと、③桁下空間が狭く作業空間が制限されること、④下部工が海中であるため施工上や環境上の配慮が必要なことなどから、浸透固化処理工法による地盤改良工法を選定した。

橋脚については地震時円弧すべりによって液状化対策範囲を算出し、橋台については偏荷重を受けるため、地震時円弧すべりとともに滑動についても検討し対策範囲を決定した。図 6.1.20 に全体の最終地盤改良範囲、図 6.1.21 に P6 橋脚の注入計画図を示す。改良目標強度は、従来の工事実績と同程度に設定し、改良率は、改良目標強度を確実に得るという観点から 100%とした。

地盤改良工事の概要を以下に示す。

① 工事場所　神奈川県藤沢市江の島

② 工　　期　平成 12 年 3 月～平成 12 年 10 月

③ 改良仕様　設計基準強度：90 kN/m^2

改良率：100 %

改良径：1.5～3.2 m

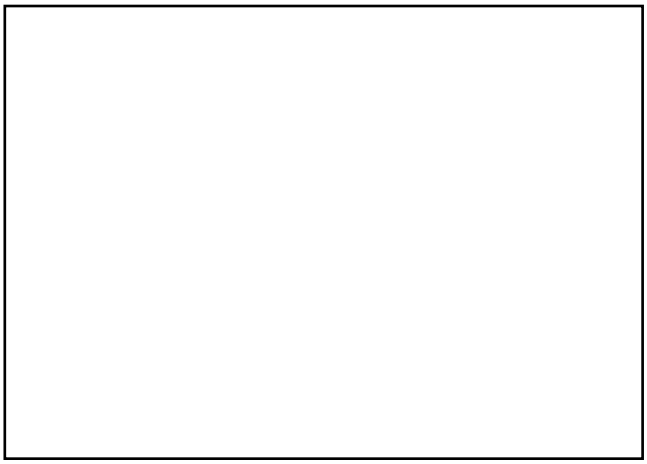


図 6.1.20 地盤改良範囲図

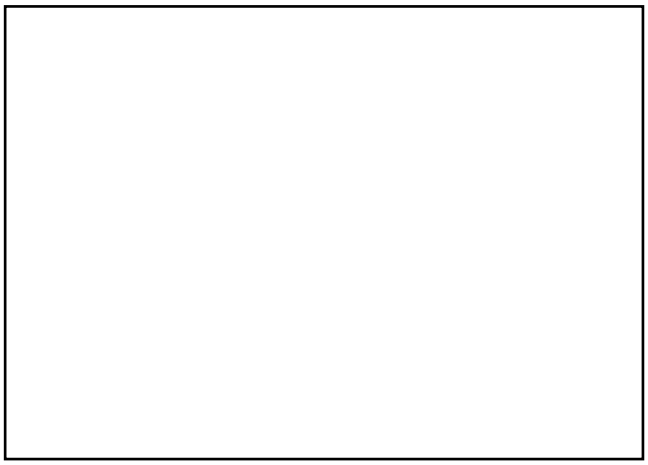


図 6.1.21　P6 橋脚注入計画図

(4) 石油タンクの事例[9)]

千葉県市川市にある閉鎖予定の旧消防法タンク基地における石油タンク実機（容量 1,900 kℓ、直径 14.5m）の基礎地盤に対して、注入固化工法による液状化対策の実験工事を実施した。地質概況と注入範囲を図 6.1.22 に示す。

対象地盤は、深度 5m まで N 値 3 程度の緩いシルト質細砂からなり、以下 10m まで N 値 15 以上の細砂、17.5m まで N 値 1～2 程度の粘土質シルト、調査完了深度まで N 値 30 程度の細砂からなる沖積地盤である。今回の実験工事では、深度については液状化層を対象とし、平面範囲についてはデータを把握するに必要な範囲として、タンク平面の半分を注入範囲とした。

改良目標強度は、薬液により改良した 8 号硅砂と新潟砂の一軸圧縮強度と繰返し強度に関する応力比 τ_d/σ_c'との関係（図 6.1.23）から、改良土が液状化しない一軸圧縮強度として、q_u=50～100kPa を設定した。改良径については、限界注入速度試験の結果と作業の制約時間から、直径 3m とした。

事後ボーリングにより採取した試料で一軸圧縮試験を行ったところ、目標強度を確保する結果が得られた。また、改良土に対する液状化強度についても、応力比 0.4 を確保できていることが確認できた。また、注入によるタンク底板や近傍への影響については、タンク本体や基礎並びに周辺構造物への影響はないことが確認され、注入出来形については、計画改良範囲内の改良が十分に行われていることが、試掘により明らかとなった。

このように、注入固化工法による既設タンク地盤の液状化対策は、狭小･狭隘な旧法タンクヤードでも十分に安全な施工と必要な改良仕様を満たすことが可能であることがわかった。

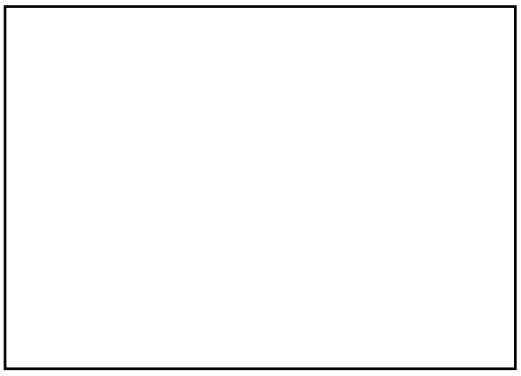


図 6.1.22 地質概況と注入範囲

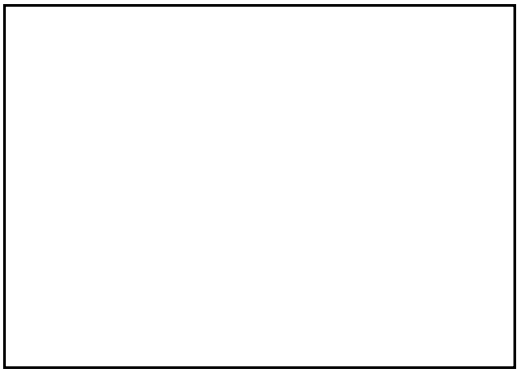


図 6.1.23　一軸圧縮強度と液状化強度

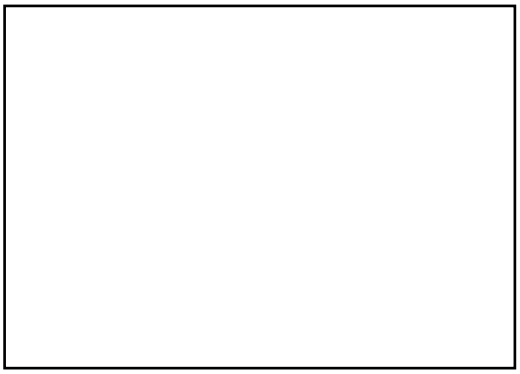
(5)　共同溝および建築基礎における事例[10)]

既存の建築基礎・設備に対し液状化対策や支持力増強を目的に、高圧噴射工法を本設適用した２つの事例について紹介する。

一つ目の事例の施工概要を表 6.1.1 に、地盤改良の代表断面を図 6.1.24 に示す。本敷地では今後想定される南海トラフ地震において、沖稲砂質土（Asl）での激しい液状化（P_L 値＞15）による共同溝の浮上がりが懸念された。対策工法の立案に当たっては、共同溝に建屋や屋外設備が近接する施工の制約条件を考慮して、高圧噴射撹拌工法（一部、浸透固化注入工法）による囲い込み改良を採用することとし、遠心模型実験により改良仕様とその対策効果を確認した。本施工に先立って建屋内で試験施工を実施し、施工性および施工品質を確認した。また、施工では巨礫や岩砕による排泥の閉塞トラブルがあったものの、所定の施工品質を確保でき予定工期内で無事施工を完了させた。

二つ目の事例の施工概要を表 6.1.2 に、地盤改良の代表断面を図 6.1.25 に示す。本事例は、既存建物（杭基礎）の一部を存置しつつ新築建物と一体化する工事である。高圧噴射撹拌工法による改良は、既存建物のペデスタル杭が現行の規準類を満たさないことから、既存基礎を直接基礎へ変更するに当たって不足する支持力を補強するために適用された。改良体の強度も十分であり、施工も大きなトラブルはなく完了した。

表 6.1.1 施工概要



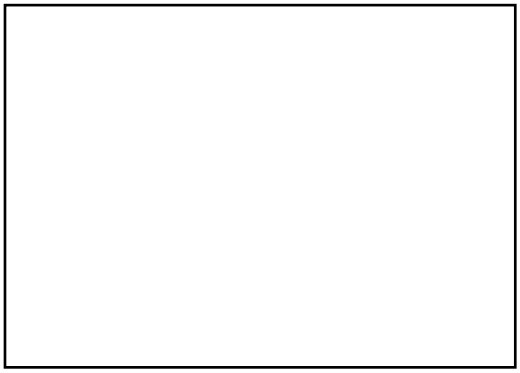
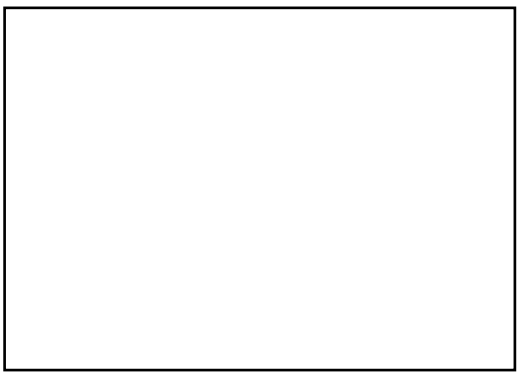


図 6.1.24 地盤改良の代表断面

表 6.1.2 施工概要



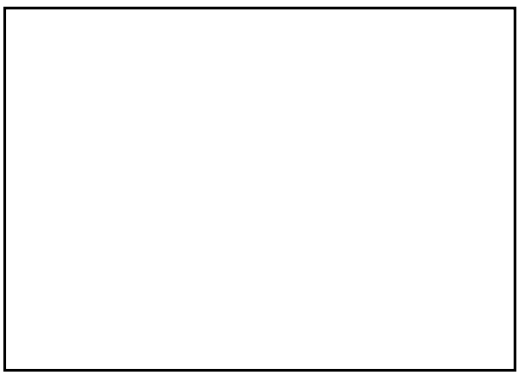


図 6.1.25 施工・改良の断面図

6.1.3 間隙水圧消散工法

(1) 港湾地域における事例[11)]

釧路港湾地域では、平成元年以降、液状化危険度が高い岸壁に対して液状化対策工事が行われている。グラベルドレーン工法は、釧路港湾地域において 1993 年釧路沖地震の発生までに 8 ヶ所､釧路沖地震後から 1994 年北海道東方沖地震の発生までの間に 3 ヶ所適用されており、2003 年十勝沖地震までに、合わせて 11 ヶ所適用されていた。

十勝沖地震では、釧路市および釧路港湾地域において震度 5 強を記録した。独立行政法人港湾空港技術研究所による観測記録によれば、釧路港における地表面の最大加速度は 570gal を超えている。

西港第二埠頭（南側）岸壁における液状化対策工（釧路沖地震後の復旧工事）の概要を以下に示す（図 6.1.26 参照)。

① 工　　期　　平成 5 年 7 月～平成 6 年 7 月（釧路沖地震後）
② 改良仕様　　ドレーン径：40 cm
　　打設間隔　：1.0 m
　　ドレーン長：8.5 m

未改良域では噴砂や液状化に起因すると考えられる段差などの被害が発生したのに対し、改良域では液状化被害が認められず、大きな地盤変状も発生しなかった。なお、この地点では、釧路沖地震の翌年に発生した北海道東方沖地震の際にも、グラベルドレーンによる液状化防止効果が実証されている。

次に、西港第一埠頭（西側）岸壁における液状化対策工の概要を図 6.1.27 に示す。この地点では、ケーソン式護岸の背面地盤の液状化対策としてグラベルドレーン工法が適用されていたが、ここでも同様に、グラベルドレーンによる改良域では液状化被害や液状化の痕跡が認められなかった。

① 工　　期　　平成 1 年 9 月～平成 1 年 12 月（釧路沖地震前）
② 改良仕様　　ドレーン径：40cm
　　打設間隔　：1.0m
　　ドレーン長：8.5m

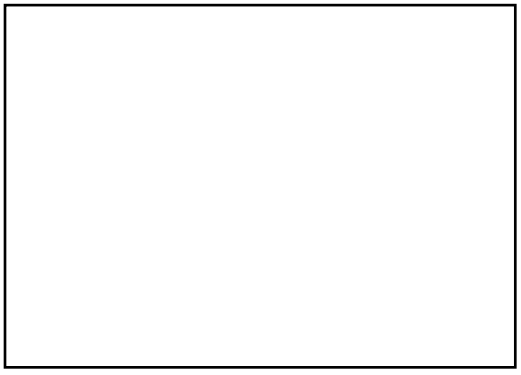


図 6.1.26　西港第二埠頭（南側）岸壁
液状化対策工の概要

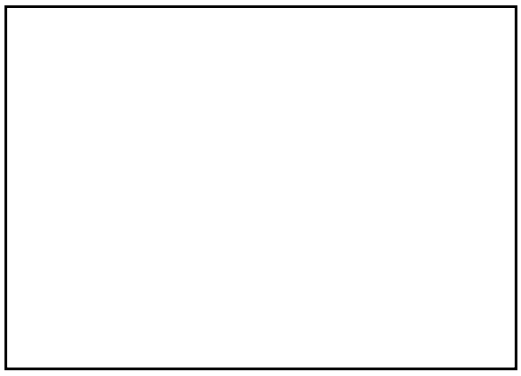


図 6.1.27 西港第一埠頭（西側）岸壁
液状化対策工の概要

(2) 河川堤防の地盤改良試験工事および市営住宅における事例 [12)]

淀川流域で計画されている高規格堤防の建設に伴ういくつかの地盤改良の試験工事が、1995年兵庫県南部地震以前に大阪市此花区酉島地区で行われた。当地周辺の地盤は上部 7.5m が軟弱な砂質土層、下部 17.5m が軟弱な粘性土層で構成されており、地震時における砂質土層の液状化対策と堤体盛土に伴う粘性土層の圧密沈下対策がそれぞれ必要であった。

試験工事の一つとして、図 6.1.28 に示すような配置で、砂質土層に対して締固め砕石ドレーン工法、粘性土層に対してサンドドレーン工法という仕様で複合ドレーンを施工した。試験施工の結果、上部砂質土層については、同図に示すような施工後の N 値が確認された。

① ドレーン径：50cm
② 打設間隔　：1.25m および 1.80m
③ ドレーン長：7.5m

また、この試験工区に隣接した箇所に、時期を同じくして杭基礎構造の大阪市市営住宅が建設されており、地震時の杭の水平抵抗確保のために、液状化対策として締固め砕石ドレーン工法が採用されている（図 6.1.29）。

① 打設間隔　：1.40m
② ドレーン長：7.5m

淀川河口付近酉島地区も兵庫県南部地震により液状化によって大被害を受けた地区であるが、地盤改良試験工事および市営住宅建設現場の両施工現場では、液状化の痕跡は見られず、締固め砕石ドレーン工法の液状化防止効果が確認されている。

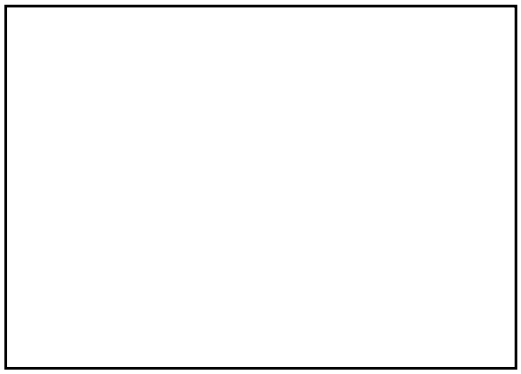


図 6.1.28　複合ドレーン工法の施工断面図（試験工事）

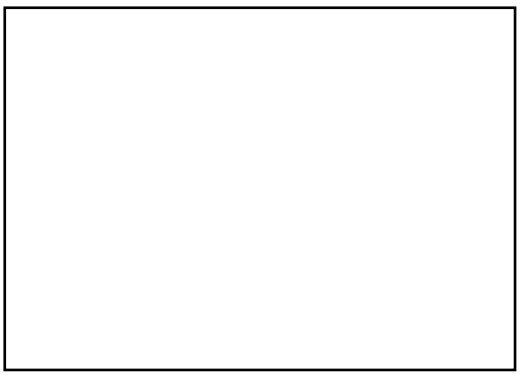


図 6.1.29　締固め砕石ドレーン工法の施工断面図（市営住宅）

6.1.4　地下水位低下工法

(1)　石油コンビナート地区での事例 13)~15)

(a)　工事概要

川崎市の石油コンビナート地区のタンクヤードの液状化対策として、地下水位低下工事が実施され、工事概要を以下に示す。当時、石油タンクヤードの運転を継続しながらの地盤強化対策工事の実施は、世界でも例のないものであった。

① 工事場所：神奈川県川崎市川崎区浮島町　東亜燃料工業(株)（現 ENEOS(株)）

② 工　　期：1984 年 12 月～1986 年 4 月

③ 仕　　様（図 6.1.30～図 6.1.33 参照）

・対象ヤード：東燃 400 号地（石油タンク約 70 基、総容量約 100 万 kℓ）

・対象面積：約 26 万 m^2

・止水壁：ベントナイト泥土壁、延長約2,400m

・揚水井戸：エアーポンプ式ディープウェル、17本，9本（追加）

・目標地下水位低下量：5m

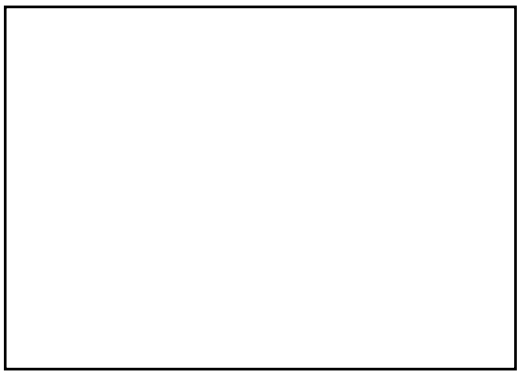


図 6.1.30　全体配置と地下水位低下状況

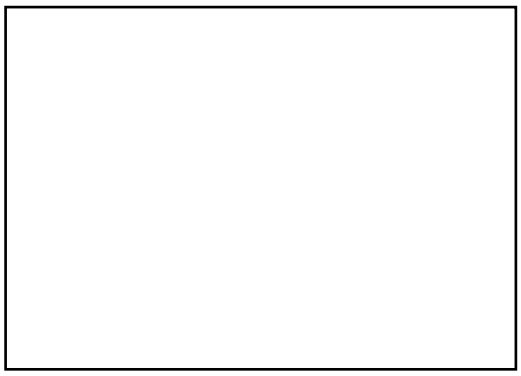


図 6.1.31　地盤の概要

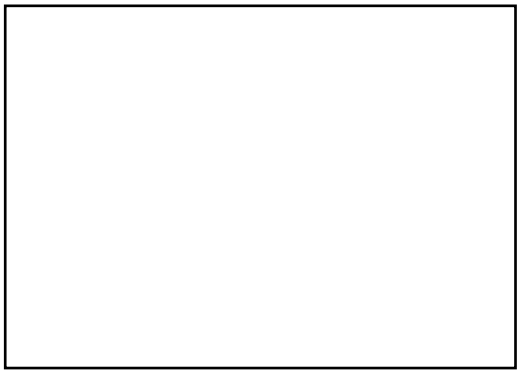


図 6.1.32　止水壁(ベントナイト泥土壁)の標準断面

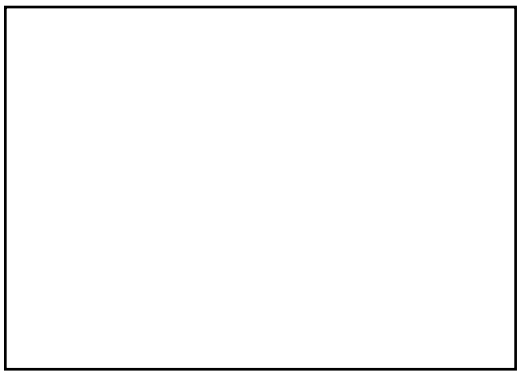


図 6.1.33　ディープウェルの構造

(b) 地下水位低下工法選定の経緯

当該石油タンク群は1960～1970年代に建設され、液状化対策を目的とした地盤改良は行われていなかった。その後の1980年頃、予想される大規模地震（地表面加速度300gal以上）に対し、地震リスクアナリシス（地震規模・再現期間、タンク破損、油流出量、損害額、対策投資金額等の分析）が実施され、当該石油タンクヤードは石油精製装置等、種々の構造物の統計的災害リスクに比べ、高いリスクが潜在していることが判明した。このため、企業の社会的使命、経営基盤の確立等の経営判断により、災害リスクを1/10程度まで下げることを目標に、地盤をさらに強化し、液状化対策工事が実施されることとなった。

液状化対策工法として地下水位低下工法が選定されたが、既設タンクの液状化対策工法（鋼矢板リング工法、サンドコンパクションパイル工法、側板下コンクリートマット工法）との比較が行われ、以下の理由により地下水位低下工法が選定された。

① 全体コストが最も安い。
② 既存タンクを運転しながら施工できる。
③ 全体工期が短い。
④ コストの安い可撓性止水壁（ベントナイト泥土壁）が開発され、最近米国等で多く使用されている。
⑤ 地下水汲上げによる新たな石油タンク基礎の沈下量が、今後20年間で17cm程度と残留圧密沈下量（約60cm）に比べ小さく問題ない。　など

(c) 揚水運転・管理状況

1986年1月からの揚水運転開始後、揚水井戸内の設定水位を1～2週間毎に約1mずつ段階的に低下させ、揚水管理や維持管理は、以下のように行われた（行われている）。

① 観測井（止水壁内31本、止水壁外9本）で揚水量や地下水位を定期観測
② 沈下測定点（約600点）で地盤沈下量を定期観測
③ 定期観測結果から当初想定を超える不等沈下や間隙水圧が発生した場合、揚水の中止や設定レベルの変更により、有害な不等沈下を生じさせないようにコントロール
④ ポンプ等整備

1988年8月現在（揚水運転開始後約2.5年間）、地下水位は図6.1.30に示すように敷地全体で平均約4m低下し、目標地下水位低下量5mのほぼ80%程度に達した。目標達成のため地下水位低下度の低いエリアについて、揚水井戸の追加が計画された。また、揚水運転開始後約2.5年間の地盤沈下量は平均約90mmで、平面的にほぼ一様であり、既設構造物に与えた影響は皆無であった。

現在も継続運転されているが、2011年東北地方太平洋沖地震においても、当該タンクヤードに液状化による被害はなかったとのことである。

(2) 住宅地での事例[15)-20)]

2011年東北地方太平洋沖地震後、大規模かつ広範囲にわたる液状化被害を受け、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。同事業の一環として被災事例の分析、実証実験、解析が行われ、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て、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[15)]が公表されている。

地下水位低下工法の住宅地での実施例として、茨城県潮来市、神栖市、鹿嶋市地域では、図 6.1.34 に示すように開削により暗渠排水管を設置する工法が採用された。図 6.1.35, 写真 6.1.1 に神栖市での暗渠排水管の設置箇所、設置状況を示す。

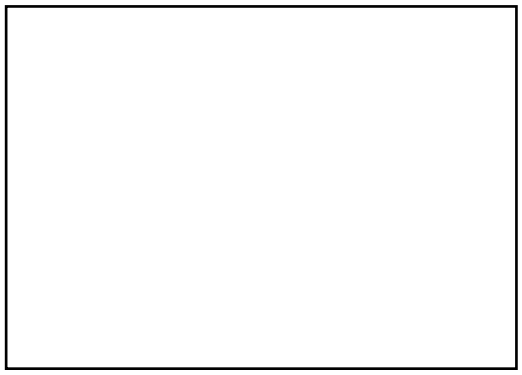


図 6.1.34　開削工法による地下水位低下工法の実施例

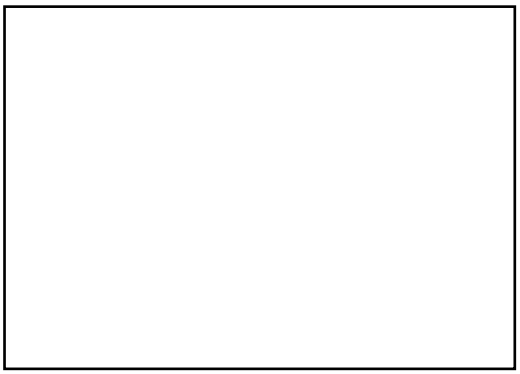


図 6.1.35　暗渠排水管の設置箇所(神栖市)

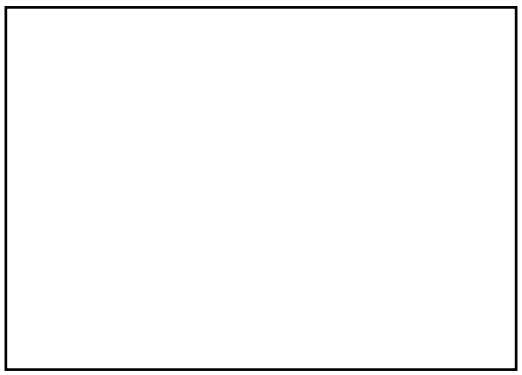


写真 6.1.1　暗渠排水管の設置状況(神栖市)

また、千葉市美浜区磯辺３・４丁目地区では、道路の地下に雨水・下水道、上水道、電気、ガス管などの多くのライフラインがることから、図 6.1.36 に示すように推進工法の地下水位低下工法が初めて採用された。図 6.1.37，写真 6.1.2 には、千葉市での暗渠排水管の設置箇所、設置状況を示す[16]。この工法は、立坑を掘削して立坑間を推進工法で連結させ，その後に写真 6.1.3 に示すような暗渠排水管（ドレーン管）を設置し道路掘削を最小限に止めることができる。2016 年熊本地震では熊本市南区近見・南高江地区、2018 年北海道胆振地震では札幌市清田区美しが丘地区、北広島市大曲地区等で採用されている。

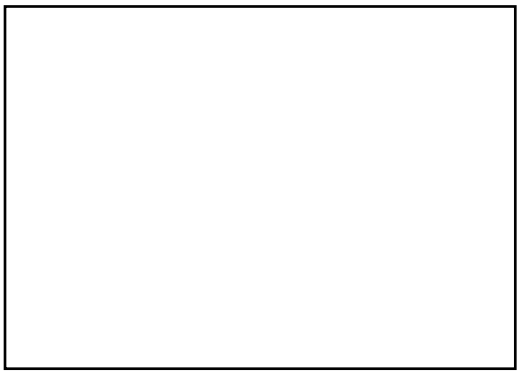


図 6.1.36　推進工法によるドレーン管設置概念

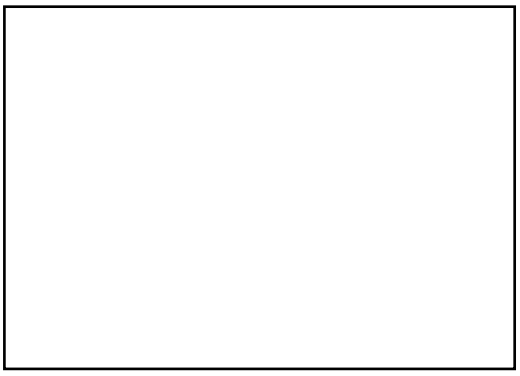


図 6.1.37 暗渠排水管の設置箇所（千葉市）[15]

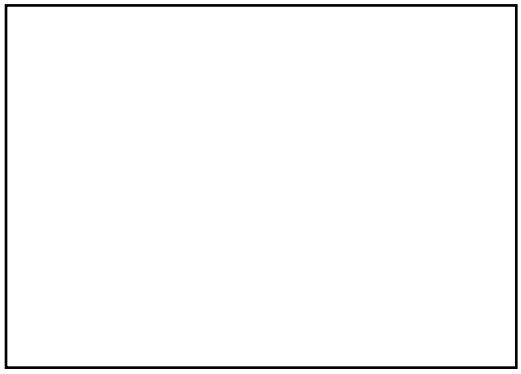


写真　6.1.2　暗渠排水管の設置状況

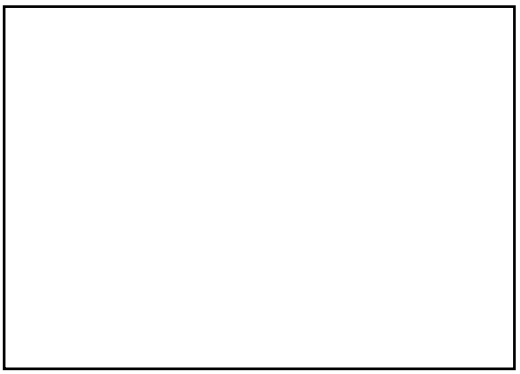


写真　6.1.3　暗渠排水管

(3) 地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性

前節(1)、(2)に示した事例より、高圧ガス設備が設置されることが多い臨海部のコンビナート地区を念頭に、地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性は、以下のようにまとめられる。

① 川崎市の石油コンビナート地区での適用実績があり、また、最近では住宅地での適用実績が増えてきており、地下水位低下工法は高圧ガス設備へ適用できる。

② 今後新設される高圧ガス設備は少ないと予想され、主に既設設備が液状化対策の対象となる。高圧ガス設備は配管等の設備が錯綜し、狭隘な空間となっている既設設備の液状化対策に、施工上障害のない地下水位低下工法は有効である。

③ コスト等を含めた事業者判断によるが、個々の高圧ガス設備でなく広域に液状化対策できる地下水位低下工法は有効である。この工法は貯槽のみならず接続配管、架台等々を含め、広域に設備をまとめて液状化対策できる。

④ 地下水位低下工法は液状化対策工法であるが、高圧ガス設備は臨海部に設置されることが多く、この対策によって液状化に伴う地盤の側方流動を抑制でき、地盤の流動化対策にも一定の有効がある。

⑤ 実証実験等による知見も含めて、以下の知見から地下水位低下工法の適用性が拡がった。今後、集排水管の安価な施工方法や簡易な浅井戸による地下水位低下工法が開発されれば、さらに適用性が拡大する。

・地下水位を地表から3m程度の浅いレベルに低下させるだけで、また、排水管設置は40mといった長い間隔で液状化対策効果が得られる。

・東京湾岸の埋立地等では地表面の標高が+3～+4mと高く、地下水位を地表面から3m程度の深さに下げても海水面より高くなる。従って、汲み上げる地下水は雨水が地盤内に浸透してきたものだけで、汲み上げるべき地下水の量は多くない。

・臨海部の埋立地では配水管を護岸まで導き先端に弁を付け、地下水を干潮時に海に自然放流できるようにする（自然流下排水方式）とコストが低くなる。

⑥ 課題は以下の通りである。

・地盤条件によっては、地下水位低下工法が適用できない場合がある。下部に液状化層が残存するような液状化層が深い地盤、液状化層の下部に軟弱な粘性土層が厚く堆積している地盤（過圧密地盤等を除く）等では地下水の低下量や低下方法によっては、大きな地盤沈下が生じる恐れがある[21)]。また、液状化層の透水係数が低い地盤、止水層となる粘性土層が深い地盤や下部に砂層がある地盤等では、コスト面でも適用が困難である場合がある。

・地下水位低下が地表から 3m といった浅いレベルで液状化対策効果が得られるという知見は、直接基礎において得られた知見であり、杭基礎の場合にはより深いレベルの地下水位低下が必要になることも考えられる。ただし、杭基礎では浅層の地盤反力係数の低減を抑える効果がある。また、大型の高圧ガス設備にあっては基礎形式として、液状化の恐れのある地盤では直接基礎が採用されることは少なく、相対的に建設コストが高い杭基礎が採用される。地下水位を地表から 3m 程度の浅いレベルに低下させるだけで液状化対策効果得られるという知見は、単純でより低コストな基礎形式である直接基礎の採用拡大に繋がる効果が期待される。

参考文献

1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、６－土木構造物の被害原因の分析「地盤・土構造物、港湾・海岸構造物等」，pp.116～123，1998 年 8 月
2) 土木学会編：1983 年日本海中部地震震害調査報告書，pp.262～266，1996.
3) 菅沼史典，深田 久，中井則之：静的締固め砂杭工法の施工事例報告，土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部（B），pp.412～413，平成 9 年 9 月
4) 竹内秀克, 久保陽太郎:締固めによる木曾三川下流域堤防基礎耐震化の事例紹介, 基礎工, , Vol.44，No.4，pp.52～55，2016.
5) 辻岡伸昭，土方遍，増田知浩，渡辺洋子，新坂孝志，萩原耕太，松尾秀典：国際線地区取付誘導路の液状化対策（その１）―静的圧入締固め工法―，土木学会年次学術講演会，pp.1345～1346，2014.
6) 加藤健治，義原孝文，三原孝彦：深層混合処理工法による石油タンク基礎の設計施工例，基礎工，Vol.26，No.5，pp.75～80，1998.
7) 山中孝文，郷原奈美：臨港橋梁の直接基礎直下の液状化対策 － 浸透固化処理工法による対策例，基礎工，Vol.29，No.5，pp.37～39，2001.
8) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準，1999.
9) 辻 保文，平野孝行：石油タンクにおける液状化対策事例，基礎工，Vol.29，No.5，pp.40～42，2001.
10) 田屋裕司，本多剛，土屋勉，橘馨：建築基礎での高圧噴射攪拌工法の適用事例，基礎工，Vol.50，No.3，pp.90～93，2022.
11) 加藤 満，田中幸芳：平成 15 年十勝沖地震におけるグラベルドレーンの液状化防止効果，基礎工，Vol.30，No.2，pp.73～76，2002.
12) 伊藤克彦，田中幸芳，田村和弘，今井省三：グラベルドレーン工法（淀川河口付近酉島地区での施工例），基礎工，Vol.23，No.12，pp.77～81，1995.
13) 大森弘一：軟弱地盤における設計・施工例－タンク基礎（間隙水圧低下による地盤強化対策），基礎工，Vol.16，No.12，pp.122-129，1988.
14) 地盤工学会：液状化対策工法，第 3 章 地下水位低下工法，pp.350-353，2004.
15) 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 （参照：2022-07-01）
16) 千葉市：千葉市液状化対策推進委員会資料. https://www.city.chiba.jp/toshi/toshi/anzen/ekijoukaiinnkai.html （参照：2022-07-01）
17) 安田進：東日本大震災における住宅地の液状化対策工法の開発，地盤工学会誌， Vol.62，No.6，pp.1-5，2014.
18) 安田進：各論 東日本大震災で被災した宅地の復旧・復興方法の特徴, 基礎工, Vol.44, No2, pp.22-27, 2016.
19) 安田進:東日本大震災における市街地の液状化被害と復興、地盤工学会誌、Vol.69、No.3、pp.26-30, 2021.
20) 安田進：総説 液状化対策技術の現状と課題と展望，基礎工，Vol.49, No5, pp.2-5, 2021.
21) 安田進，橋本隆雄：地下水位低下による液状化被害からの復興に関して現場実験等で得られてきている知見，GeoKanto 2014，地盤工学会関東支部，pp.474-475, 2014.

6.2　構造的な液状化対策工法の施工事例

6.2.1　杭基礎

(1)　橋脚基礎の事例 [1)]

ポートアイランドから六甲アイランドまでの湾岸部 10.5km を結ぶ神戸港港湾幹線道路「ハーバーハイウェイ」では、225 基ある橋脚基礎の大半を占める場所打ち杭の多くが、1995 年兵庫県南部地震によって損傷を受けた。コアボーリングとテレビカメラによる調査を行ったところ、杭とフーチングとの接合部付近にクラックが入っているものが多かった。何とか橋脚を支えているものの、滑動や転倒に対する耐力は著しく落ちていた。一方、陸上部では橋脚や橋桁の被害は少なかった。

そこで、神戸市では、橋脚と橋桁をそのまま残した状態で基礎を補修していく方針で、復旧工事に取りかかった。基礎の復旧工事は、増し杭を設ける工法を基本として行われた。この場合、曲げ、せん断に対しては増し杭だけでもたせる設計としたため、杭の量がほぼ倍増した。

施工上の最大の制約は、既存の橋桁を残したまま、場所打ち杭を施工しなければならない点だった。桁下の空間は平均 8m、厳しい場所では桁下 3m という条件下で長さ 20 数 m のコンクリート杭を打設する。掘削しにくいことはもちろん、通常の方法では鉄筋篭を建て込むことができず、数 m ずつ細切れにして継ぎ足しながらの施工が必要である。そこで、低空間掘削工法が採用された。この工法は全回転型オールケーシング機と油圧グラブを持ったクレーンで構成されており、上空制限高さ 6m で施工可能である。桁下空間が 3m などと極端な場合は、鋼矢板で土留めし、地表面から数 m 掘り下げて作業基地を設け、増し杭が施工できる空間を確保した上で施工した。(図 6.2.1 参照)

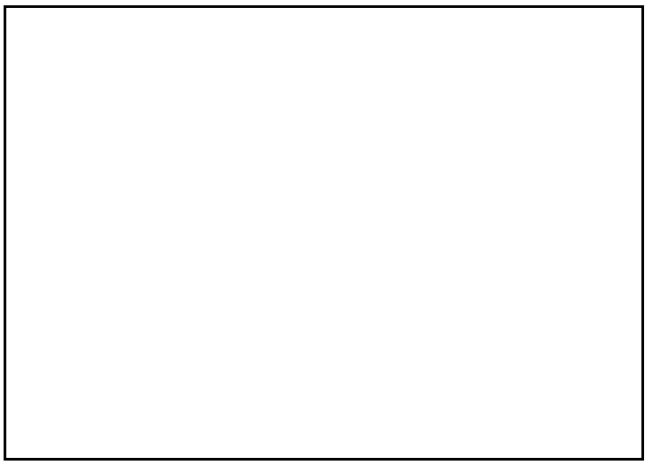


図 6.2.1　ハーバーハイウェイでの橋脚基礎の事例（増し杭工法）

(2) 建築物における事例 [2)]

1995 年の兵庫県南部地震では、液状化による杭基礎の被害が多く発生したが、神戸市の埋立地にある穀物サイロ機械棟においても、敷地の南側にある護岸が 1m ほど側方流動で移動する被害が見られた。改めて傾斜計およびボアホールカメラを用いた杭体調査を実施した結果、大半の杭が大きな損傷を受けていることがわかり、建物を継続使用するためには本建物の基礎補強が不可欠となった。そこで、建物を使用しながら建物荷重を建物外周部に新設した杭に負担させる基礎補強を実施した（図 6.2.2 参照）。

具体的には、建物南北外周部にそれぞれ 5 本ずつの場所打ち杭を新設し、建物東側外周部に計 6 本の外殻鋼管付きコンクリート杭を新設した（図 6.2.3，6.2.4 参照）。

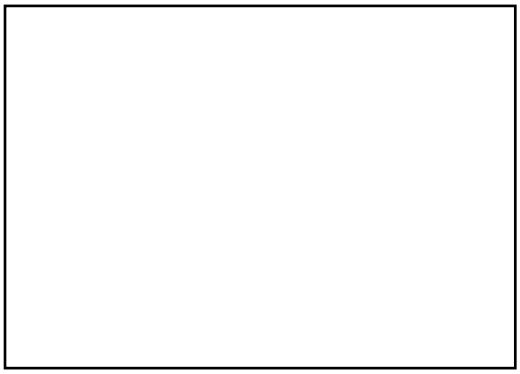


図 6.2.2　基礎補強の考え方

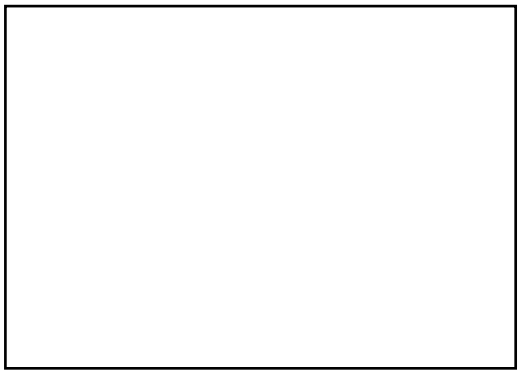


図 6.2.4　新設杭の仕様

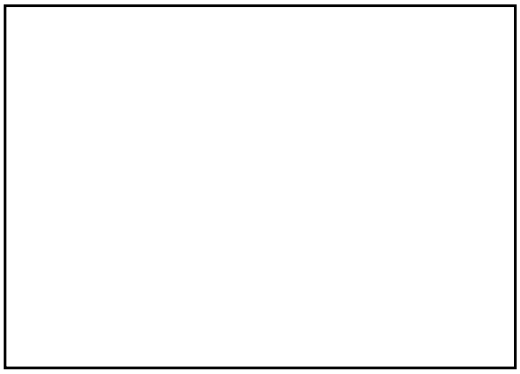


図 6.2.3　新設杭の配置

6.2.2　鋼矢板締切り工法

(1)　河川堤防における事例[3)]

1995 年兵庫県南部地震で淀川河口部右岸、西島地区（大阪府西淀川区）と左岸、高見地区（大阪府此花区）の堤防で損傷、亀裂、法面のはらみ出しが主に堤内側に発生した。堤防のような盛土状構造物では法尻付近が耐震的に最も弱く、この部分の液状化が堤防の損傷を引き起こしたと考えられる。

両地区の堤防の耐震強度を高めるための法尻部の補強工事は、以下の理由で、排水機能付き鋼材による対策工が選定された。

① 現場は川または民家等が迫っているため狭隘地で施工可能な工法

② 増水時までに工事完了という制約から急速施工の可能な工法

図 6.2.5 に示すように、排水機能付き鋼材（鋼矢板タイプ）は、地盤のせん断変形、側方流動を抑えるとともに、過剰間隙水圧を逸散させる効果を考慮して、堤内法尻付近で堤防長手方向に壁状に打設された。鋼材打設には、西島地区は工場が近接しており、超高周波型杭打ち機が使用され、高見地区は民家が隣接しているため、静的圧入機が用いられた。

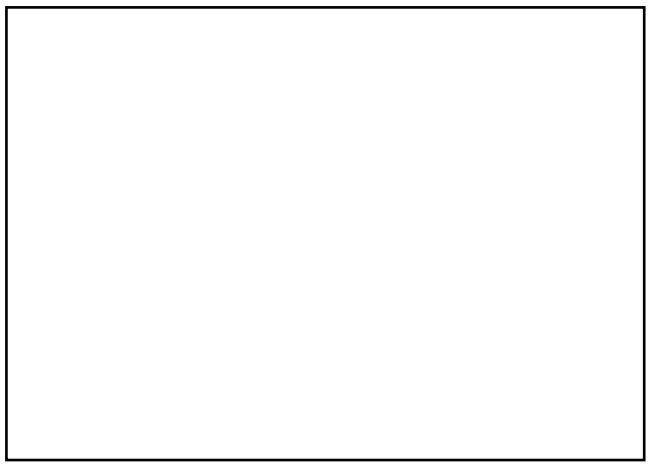


図 6.2.5　淀川の河川堤防の事例（鋼矢板締切り工法）

(2)　タンク基礎における事例[4)]

中国電力の管轄する火力発電用の燃料貯蔵タンクについては、6 火力発電所で 33 基の特定屋外貯蔵タンクを保有しているが、そのうち 26 基が旧法タンクである。1995 年度に全ての旧法タンクの安全性評価を実施したところ、4 基について地盤の液状化強度に問題があることがわかり、3 基について平成 8 年度に液状化対策として鋼矢板リング工法の施工を行った。

旧法タンクの安全性評価で地盤の液状化強度に問題のあった山口県の岩国発電所の 2,000kℓ、20,000kℓタンクおよび下関発電所の 15,000kℓタンクについて、鋼矢板リング工法による液状化対策工事を実施した。工事概要を図 6.2.6 に、施工状況を図 6.2.7 に示す。

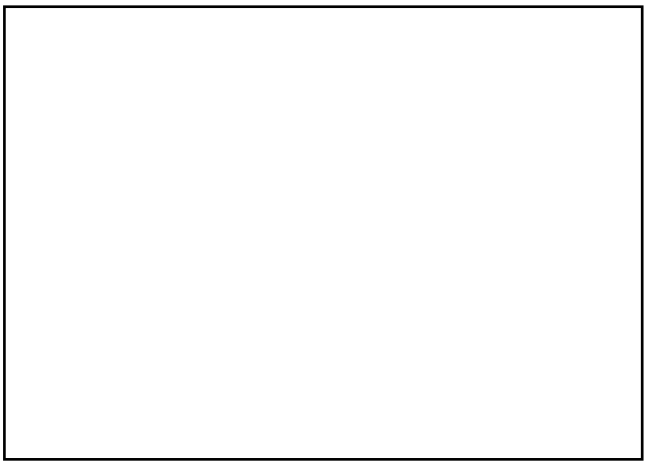


図 6.2.6　工事概要図

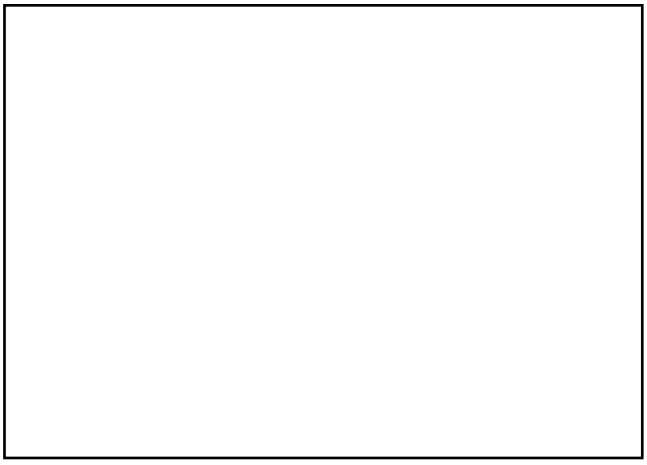


図 6.2.7　施工状況図

6.2.3　マイクロパイル工法

(1)　橋梁基礎の事例[5)]

液状化の可能性のある地盤上の既設基礎の耐震性を高めるために、高耐力マイクロパイル（HMP: High capacity Micro-Pile）工法による橋脚基礎の耐震補強を実施した。標準的なHMP 補強計画図を図 6.2.8 に示す。本補強工事は、橋脚全 8 基を補強し、橋脚 1 基当たり 24～28 本で、合計 180 本の HMP を施工した。

本橋梁は、既設 PC 杭基礎の耐震性の照査をした結果、橋軸方向において所定の耐震性を有していないため、増杭による補強が必要であると判断された。耐震性を満足しない要因は、液状化発生時の支持力不足および水平変位が支配的であった。補強設計は、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づいて行ったが、増杭補強特有の事項については、「既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究」の報告書[6)]を参考にして検討を行った。

増杭には、桁下 4.0m の狭隘な空間において施工可能な HMP 工法が採用された。HMP 工法に用いる鋼管は、外径 177.8mm (t=12.7mm)の高強度鋼管で、その曲げ剛性は既設 PC 杭に比べ小さい。そのため、液状化地盤において HMP を直杭として用いる場合には、支持力不足は解消されるものの、既設基礎の水平変位を十分に低減する補強効果は得られない。そこで、本橋は、HMP を斜杭として用い、地震時水平力の一部を軸力として負担することにより、より効果的な水平変位の抑止を図った。斜杭の角度は、一般に傾斜角度を大きくする程、水平変位の抑止に対し効果的となる傾向にある。しかし、本橋は、各橋脚の間隔が 13m 程度と短いため、15°以上の角度を与えると接する橋脚間で HMP が接近あるいは交差する状況になる。また HMP 先端に加圧注入して作成した定着部が、新たな近接削孔により乱されて、HMP の支持力特性に影響を与えることも懸念される。以上のことを勘案し HMP の打設角度は、10°を上限とした。

架橋地点における地盤構成は、GL-10m まで平均N値が 2～5 の砂質土、それ以深からN値が 20 を超える砂質土層（シラス）が分布している。既設 PC 杭は、このシラス層で打ち止めされており、適度な摩擦支持力を期待できることから、HMP 工法も同様に当該層を支持層としグラウト定着するものとした。

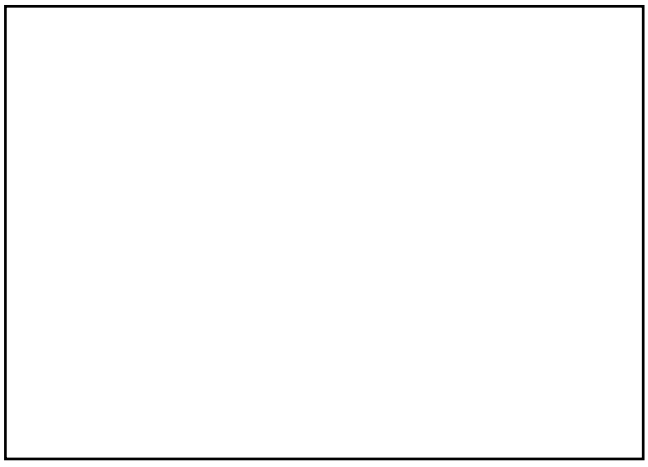


図 6.2.8　橋脚基礎での事例（マイクロパイル工法）[5)に加筆修正]

(2) 橋台・橋脚築基礎における事例 [7)]

既設基礎の耐震補強工法として多くの施工実績を有する「高耐力マイクロパイル（以下、HMP: High capacity Micro-Pile)」の施工事例を二つ紹介する。

一つは、四日市市の国道 1 号内部橋の橋台・橋脚の耐震補強工事である。ここでの高さ制限は、図 6.2.9 に示すように橋台部が約 5.0m、橋脚部が約 7.6mで、さらに砂礫地盤への貫入が必要とされたことから、HMP 工法が採用された。

もうひとつの事例は、1970 年に完成された半地下形式の RC 構造物である東京都水道局亀戸給水所配水池（以下、配水池）で当初、配水池の基礎の補強は配水池外周からの補強杭施工が検討されたが、埋設配水管や用地境界などの問題から困難であった。そこで、図 6.2.10 に示すような内部空頭約 7m、支柱間隔 4m の狭綴な半地下構造物内で施工可能な基礎杭工法として HMP 工法が適用された。

いずれの事例も既設構造物の耐震補強であり、狭い、高さ制限があるなど、施工条件が厳しい場合が多く、施工法の選定や増し杭補強の際の設計検討が必要になると思われるが、その際の参考になる。

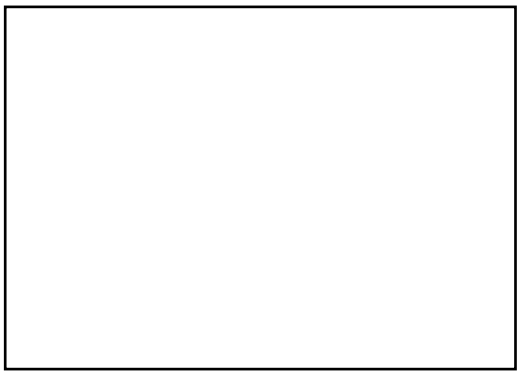


図 6.2.9　内陸橋側側面図（A1 橋台，P1 橋脚）

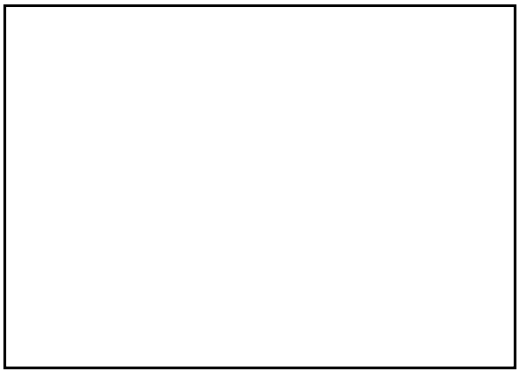


図 6.2.10　亀戸給水所配水池平面図と補強イメージ

参考文献

1) 岡下勝彦，小嶋省一：橋脚基礎の補強「3m 桁下空間で杭を増し打ち」，日経コンストランクション，pp.28-31，1995.11.10
2) 山本博，笹木浩，高田健司，内田明彦，土屋富男：側方流動で損傷した杭基礎建物の基礎補強 基礎工，Vol.39，No.4，pp.77～79，2011.
3) 才村幸生，飯田毅，水田光臣，喜田浩，河原繁夫：排水機能付き鋼材による液状化対策工法－取水場沈砂池，河川堤防での実施例－
4) 角田秀昭：鋼矢板リング工法による既設タンク液状化対策工事の施工について，KHK だより，危険物保安技術協会，No.53，pp.31-35，1997.
5) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18　液状化対策工法，2004.
6) 独立行政法人土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その 3)，共同研究報告書第 282 号，2002.
7) 相良昌男 : 鋼管を用いたマイクロパイルによる耐震補強技術，基礎工，Vol.41，No.2，pp.31～35，2013.

6.3　既設構造物の液状化対策工法の施工事例

新設構造物に比べて既設構造物では施工上さまざまな制約があるが、安田[1)]は既設構造物ごとの液状化対策工法ついて図 6.3.1 のように事例と模式図を示している。ここで、既設構造物は直接基礎・杭基礎構造物、盛土などの土構造物、共同溝などの地中構造物である。

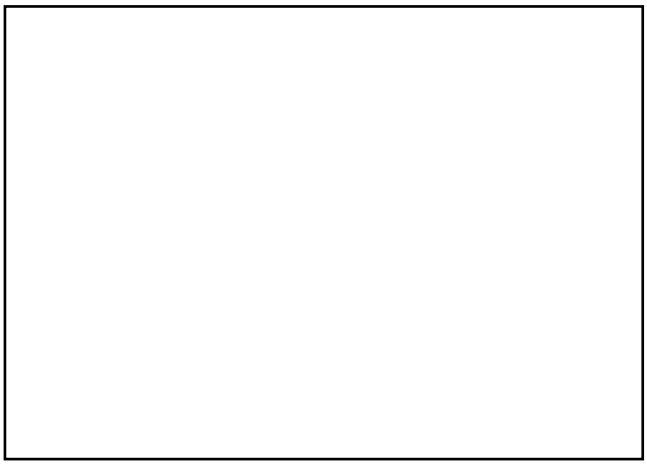


図 6.3.1　既設構造物の対策の模式図[1)を修正]

6.3.1　密度増大工法

(1)　既設構造物近傍における事例 [2)]

歴史的建造物である横浜税関本関庁舎(1934 年竣工，SRC 造地上 5 階建：改修棟）の外周部分を残して改修し、この内部に嵌め込む形で増築棟を構築するにあたって、改修棟の基礎の耐震性確保のため、耐震補強工事および液状化対策工事を行った事例である。

液状化対策工として、図 6.3.2 に示すように、新築の増築棟下は石灰杭工法（特殊石灰パイル：SLP 工法）が採用されたが、既存建物部分については、建物内部での施工となることから、低空頭で施工可能な静的圧入締固め工法（コンパクショングラウチング：CPG 工法）が採用された。配置は、グラウト固化体と改良体間の締め固められた地盤からなる壁状の複合地盤として増築棟の杭を拘束することで，基礎構造全体の耐震性向上および流動防止を期待できるものとしている。

調査結果を図 6.3.3 に示しており、いずれの工法によっても目標値を満足していることが確認されている [3)]。

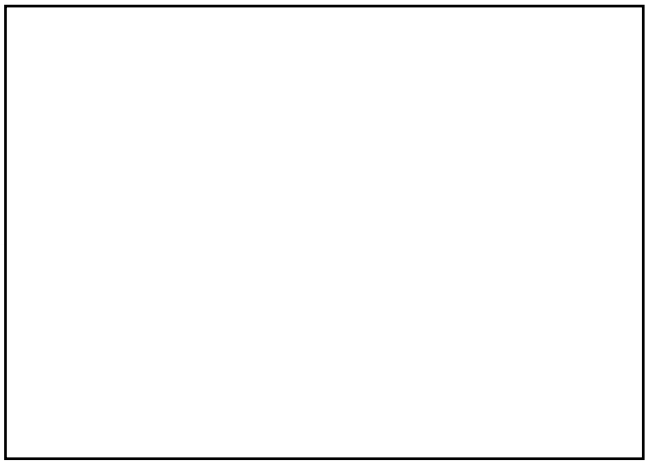


図 6.3.2　調査位置および改良範囲配置図 [2)]

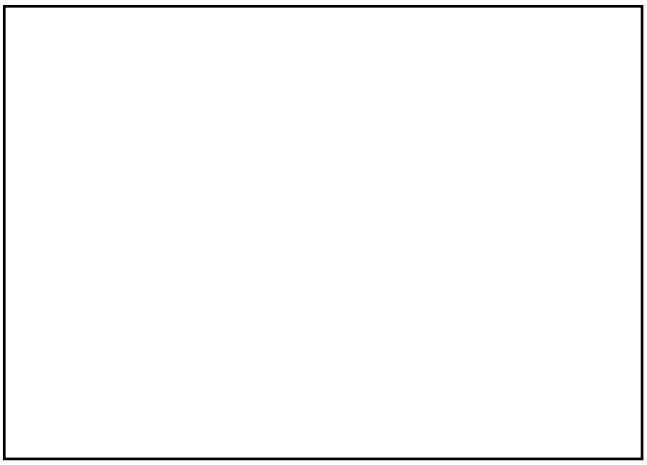


図 6.3.3　調査結果 [3)]

(2) 海岸堤防における事例[4)]

徳島県鳴門市の撫養港海岸桑島瀬戸地区においては、既存の堤防は整備から約 40 年を過ぎて老朽化が進行しており、現状では亀裂の発生等が見られ、補修が必要な状態である。当地区では、既設堤防の背後に工場や民家が隣接して立ち並ぶとともに、堤防直下の改良も必要である。近年、この様な狭監な施工条件下の液状化対策として、小型の施工機械により施工が可能な砂圧入式静的締固め工法が採用された。

当工法の施工エリアの平面図を図 6.3.4、施工断面図および土質柱状図を図 6.3.5 に示す。図 6.3.4 に示したように、本工事は狭隘な施工環境であるため、1 か所に多くのスペースを確保できない状況であった。そのため、施工エリアに隣接する作業ヤードにプラント設備と材料砂ストックヤードを分散して配置することでこの問題を解決した。

ボーリング調査結果を図 6.3.6(a)に、等価 N 値に換算した結果を図 6.3.6(b)に示す。両図より改良により N 値は 10 以上増加しており、改良効果が確認されている。

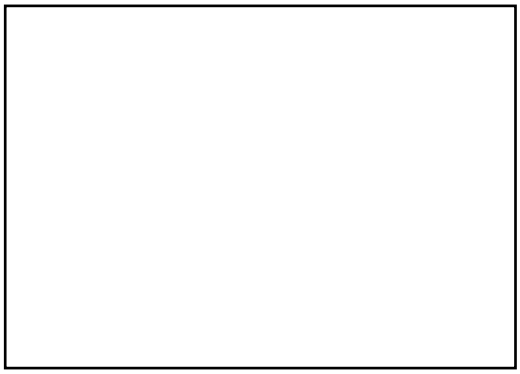


図 6.3.5　施工平面図および土質柱状図

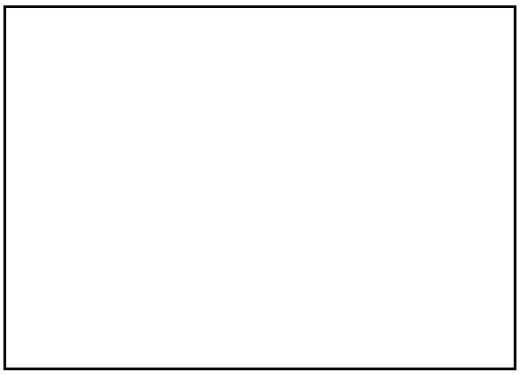
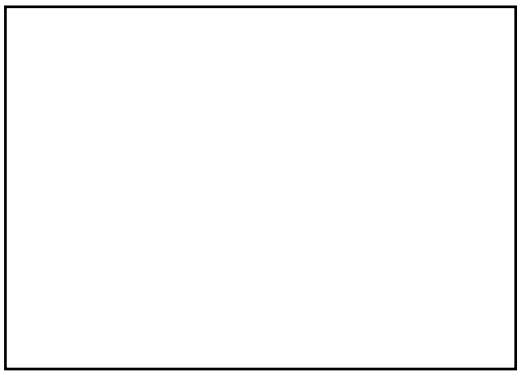
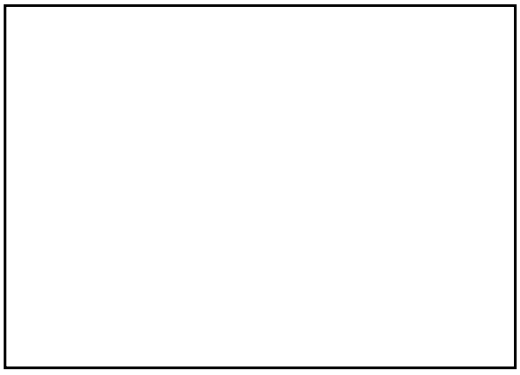


図 6.3.4　施工平面図



(a)



(b)

図 6.3.6　事前・事後 N 値・等価 N 値

6.3.2　固結工法

(1)　構造物近傍における事例 [5)]

液状化対策の事例ではないが、既設構造物近傍での施工のため低変位型の深層混合処理工法（LODIC 工法）が適用された施工事例を紹介する。当工法は、施工中にセメントスラリー注入量に相当する地盤中の土を、貫入時あるいは引抜き時に強制的に地上部に排出することで、周辺地盤の変位や既設構造物への影響を低減するものである。図 6.3.7 に施工平面図と断面図をに示しており、新交通システムおよび供給管共同溝施設の建設に関連して、既設の共同溝に近接した防潮堤基礎の地盤改良に適用された。この施設に影響を与えないように、近接部分は LODIC 工法と高圧噴射撹拌（CJG）工法の組合せによる地盤改良が採用されている。

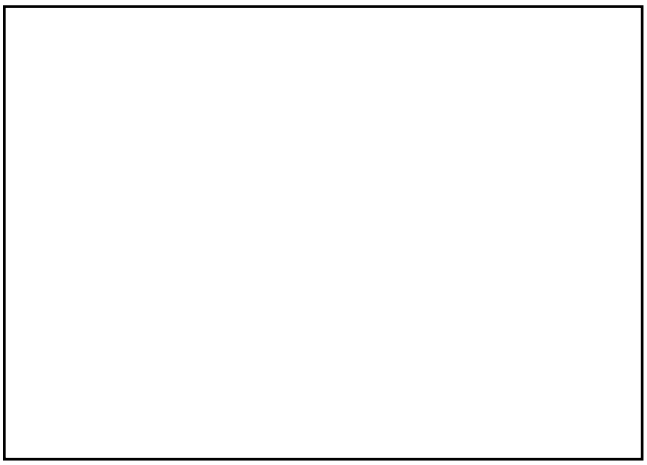


図 6.3.7　施工平面図と断面図

LODIC 工法，CJG 工法および通常型深層混合処理工法の変位測定を施工中逐次計測管理を行い、挿入式傾斜計により計測した期間中の最大変位量の結果を図 6.3.8 に示す。当工法は通常型の深層混合処理工法に比べて変位が大幅に低減されていることが確認された。

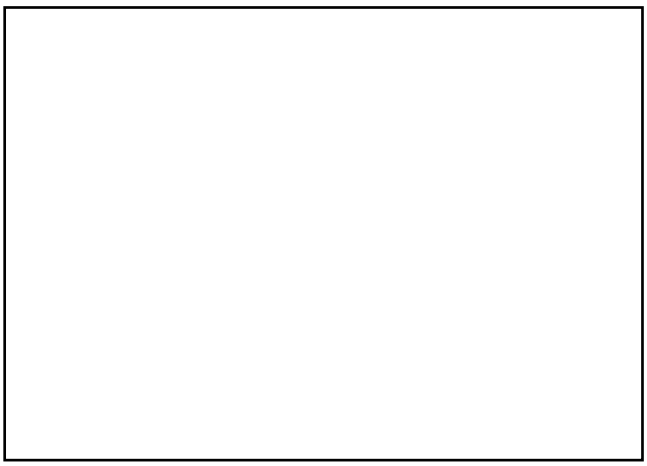


図 6.3.8　計測結果

(2) タンクにおける事例[6)]

丸中興産株式会社名古屋油槽所には容量 500～10,000kℓ の特定、準特定屋外タンクが 23 基あるが、そのうち、No.1～20 の計 20 基が、1995 年の規制に従い、対策を行わなければならない、いわゆる旧法タンクに該当する。消防庁通知の中に示されている工法のうち、注入固化工法による液状化対策工事を実施した。

今回の工事では、位置を計測しつつ自在に削孔可能であることが特徴で、注入ポイントとボーリングマシンの配置に制約がなく、地上から削孔が可能である削孔方式に曲がりボーリング方式を採用した。(図 6.3.9 参照)

また、平面範囲はタンク側板から外側に 3 m とし、改良率は、タンク中心部直下は 70%、アニュラ幅～タンク側板から外側 3 m は 90%とした。改良範囲及び改良率を図 6.3.10 に示す。

改良体の直径はおおむね 2.0～3.5m を標準とするが、本工事においては改良率 70%部については直径 2.75m、同 90%部については同 3.0m とした。改良体の間隔は平面、縦断いずれの方向も 2.5m とした。改良体の配置を図 6.3.11 に示す。

表 6.3.1 に一軸圧縮強度試験結果の一部を示す。試験結果は 3 本の供試体の一軸圧縮強度試験結果の平均値である。試験の結果、基準である $R_{L20,5\%}$=0.317 を上回る液状化強度比を確認した。これにより、すべての箇所において液状化対策として設計において目標とした改良効果を地盤が有していることが確認された。

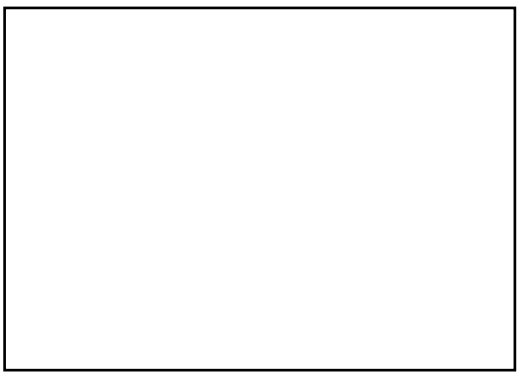


図 6.3.9　従来工法と曲がりボーリング工法

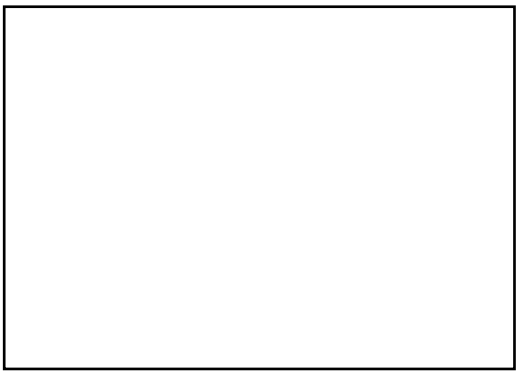


図 6.3.10　改良範囲および改良率

表 6.3.1　試験結果一覧の一部

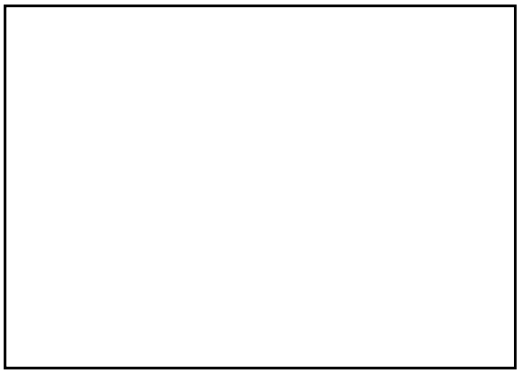
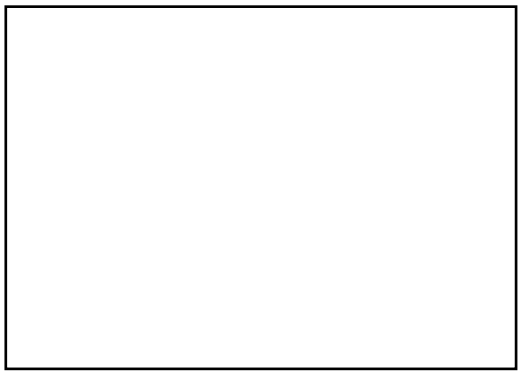


図 6.3.11　改良体配置図



6.3.3　間隙水圧消散工法

グラベルドレーン工法は、環境問題（騒音・振動、地盤変状など）を考慮した工法であり、施工中の変位も少ないため既設構造物近傍にも使用されてきた。

図 6.3.12 は晴海埠頭における岸壁背面に適用された事例[7)]である。当地は都心からきわめて近いという地理的な理由等から緊急物資輸送の拠点として、液状化対策を優先的に実施すべき係船岸に位置付けられていた。

工事内容は以下のとおりである。

① 砕石パイル工　　ϕ＝400 mm、l=3.4～10.0 m

② 砕石マット工　　2,194 m^2

③ 空気抜き孔工　　38 箇所

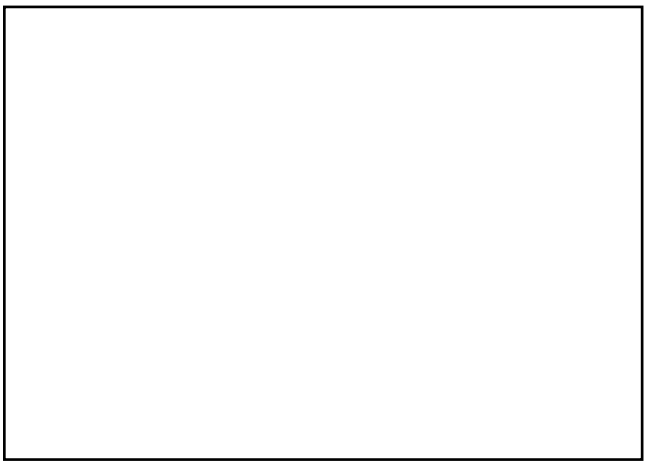


図 6.3.12　グラベルドレーン工法（晴海埠頭）

6.3.4　地下水位低下工法[8)]

東燃ゼネラル石油株式会社堺工場においては、建設時等の過去に行われた 31 箇所のボーリング調査に加え、平成 8 年に 26 箇所のボーリング調査を行い、合計 57 箇所のボーリング結果を用いて旧法タンクが設置されているタンクヤード全体について、地盤の液状化判定を実施した。その結果、47 箇所（82%）の地点で、液状化指数（P_L 値）が 5 を超える液状化の可能性を有する地盤であることが明らかになった。

液状化対策工法としては、鋼矢板リング工法、グラベルドレーン工法、注入固化工法などもあるが、P_L 値が 5 を超える箇所の分布及び地質構成等を考慮して検討した結果、運転への影響の回避並びに経済性の面を含めて、旧法タンクの設置されたタンクヤード全体を対象とした地下水位低下工法が最も効果的であると判断された。図 6.3.13 に地下水位低下工法の概要図を示す。

揚水設備として、①揚水井戸、②観測井戸、③止水壁、④排水設備を設置し、揚水運転を開始した結果、図 6.3.14 に示す実測水位（評価エリアについては図 6.3.15 参照）のように、水位は順調に低下していき、8 か月後には、計画水位低下量 6.5m を達成し、定常運転に入ることができた。ここに至るまで配管の腐食などの運転の問題が発生したが、設計時に見込んだ必要水位までの低下期間である 2.5～3 年の中に収まった。この間、水位低下 1m 毎を原則に経過時間を加味して、沈下モニタリングを 15 回実施した。測量の結果、地盤の沈下量は、最大で 50mm 程度で、予想量の半分以下であった。また、基準値を超える不等沈下は認められず、沈下による設備への問題は発生しなかった。

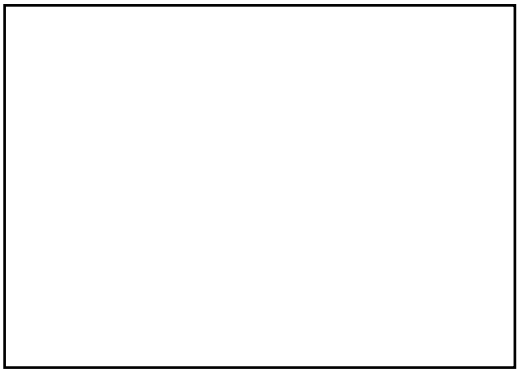


図 6.3.13　地下水位低下工法概念図

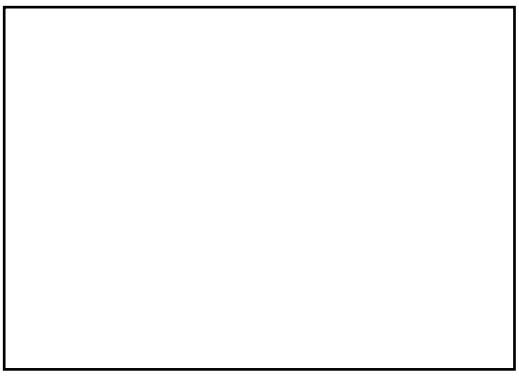


図 6.3.15　評価エリア区分図

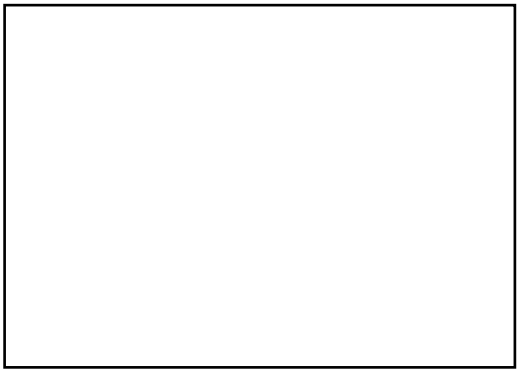


図 6.3.14　地下水位低下カーブ（設計と実績）

参考文献

1） 安田進：総説 既存構造物のための液状化対策の考え方，基礎工 特集：既存構造物のための地盤液状化対策，Vol.34，No.4，pp.5-7，2006.

2） 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 年度建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.432-432，2003.

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

4） 藤野正宏，深田久：海岸堤防の耐震化―撫養港海岸堤防における SAVE-SP 工法の適用，土木施工，Vol.52，No.12，2011.

5） 上村一義，上周史，酒井成之：変位低減型深層混合処理工法（LODIC 工法）における施工事例，基礎工，Vol.27，No.3，1999.

6） 河村昌洋，三宅勇一，田口一久，磯野宗一：曲がりボーリング工法を適用した注入固化工法による供用中の旧法タンク地盤の液状化対策の施工について，Safety & Tomorrow No.140，2011.

7） 地盤工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工までー，pp.250-253，1999.

8） 柘植野孝夫:地下水位低下工法による旧法タンク地盤の液状化対策事例について, Safety & Tomorrow No.117，2008.

6.4　岸壁・護岸背後の流動化対策工法の施工事例

図 6.4.1 は岸壁・護岸自体やその背面にある構造物に対しての流動化対策の模式図である。

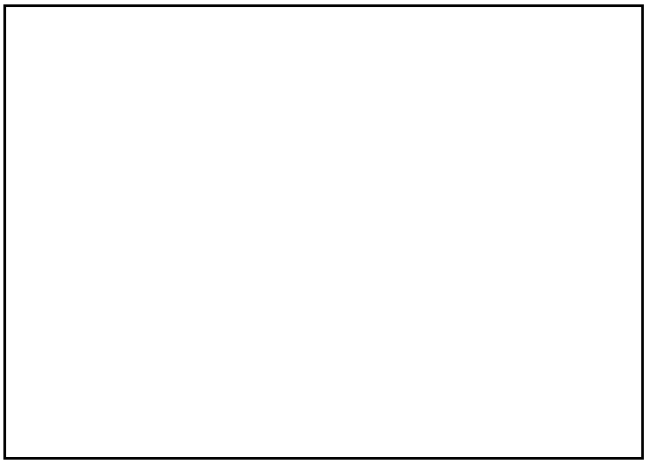


図 6.4.1　流動化対策の模式図 [1)を修正]

液状化地盤の流動化対策の施工事例として、ここでは、首都高速道路湾岸線の橋脚と南本牧ふ頭の岸壁及び飛び杭工法についての事例を紹介する。

(1) 高速道路の橋脚の設計・施工事例 [2)]

当該事例は、50～60m の場所打杭を有するフーチング基礎に対する対策である。対策工法の設計の概要を図 6.4.2 に示す。

まず、道路橋示方書に基づいて既設橋脚地点の地盤を照査したところ、10m 程度の砂質地盤が液状化・流動化する可能性があると判定されたので、線型有限要素法解析によって流動量を算出したところ、地盤水平変位 δ_G=1.2m が得られた（図 6.4.2①）。適切な地盤反力係数を用いて、この地盤変位量によって生じる橋脚基礎に作用する流動圧および変形量を計算（図 6.4.2②）したところ、杭頭水平変位量は降伏変位 δ_y= 0.06m の約 9 倍となったので、許容変位量を降伏変位の2倍としている道路橋示方書に準じて地盤流動に対する対策工が必要であると判断された。対策工法としては、矢板壁・地中連続壁・地盤改良などによって地盤の変形を低減させる工法、増杭や基礎の剛体化などによって基礎を補強する工法、縁端拡幅や落橋防止システムなどによって上部工も含めた橋梁全体で抵抗する工法が検討されたが、構造安定性・施工性・経済性を考慮して、鋼管矢板による対策工法を採用した（図 6.4.2③）。そして対策工を考慮した地盤流動量・基礎に作用する流動圧および変形量を計算して照査し（図 6.4.2④⑤）、所定の許容杭頭水平変位量($2\delta_y$)を満足する鋼管の規格（径・肉厚・根入れ長）を図 6.4.3 のように決定している。なお、経済性を追求する観点から、鋼管厚の段落とし（中央部 22mm、上下部 17mm）を採用するとともに、鋼管内部に中詰めコンクリートを打設することにより剛性を高めている。また、供用中路線の桁下での施工となるために、騒音・振動が発生せず作業スペースも小さい自走式の鋼管矢板圧入機を用いるとともに、施工基盤の盤下げ及び特殊吊ブームを採用することにより、限られた桁下空間で打設する鋼管の継手数を減少させている。

当工事の施工状況を写真 6.4.1 に示す。

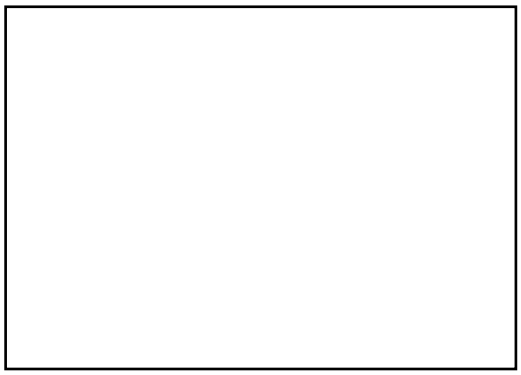


図 6.4.3　高速道路橋脚に対する地盤流動対策事例 [2)]

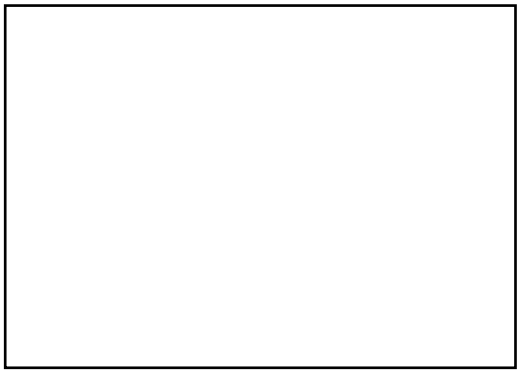


図 6.4.2　高速道路橋脚に対する地盤流動対策事例の設計の流れ [2)]

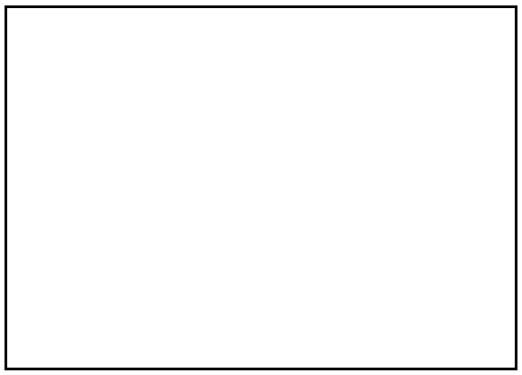


写真 6.4.1　施工状況

(2) 岸壁における事例[3)]

本牧ふ頭における埋立地に計画されているMC-2岸壁は、おおむね完成した状況にあったが、その後の新指針を受け、震災時の横浜港の物流機能の混乱を回避する目的から、耐震岸壁として整備することとなった。

耐震のメカニズムとしては、本岸壁の設計震度が k_h=0.20 から耐震岸壁として必要な設計震度 k_h=0.25 に引き上げられることにより、安定度が不足する「滑動」と「支持力」に対し、グラウンドアンカーにより鉛直力を増大させ、水平力を低減させて安定を確保している。

工事概要は以下のとおりである。(図 6.4.4 参照)

1) 岸壁諸元

・計画水深　YP-16m

・延　長　350m

・ケーソン形状　17.5m(B) ×18.1m(H) ×20.0m(L)

2) グラウンドアンカー工

・アンカー材　径　φ63.5

長さ　77m-85m

設置間隔 2.5m

本　数 140 本

・削孔機械　大口径全油圧式ロータリーパーカッション方式（削孔径 φ216）

本工事は、前例のほとんどない長尺・大径アンカーの施工ということで、施工精度および品質確保の面で、施工当初から問題点が懸念される工事であったが、問題点を克服し施工することができた。

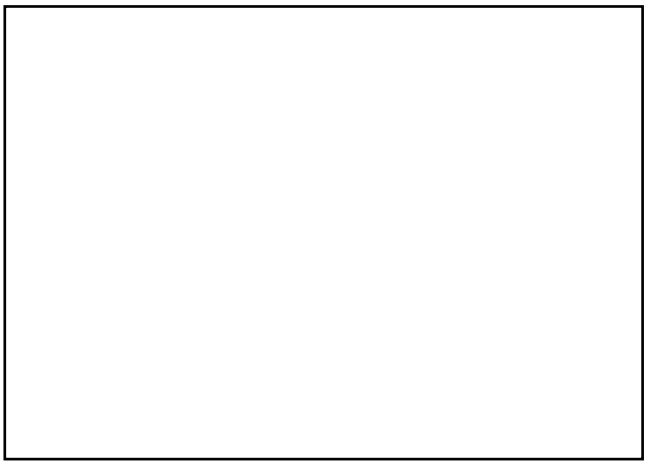


図 6.4.4　標準断面図

(3) 護岸における事例[4)]

液状化地盤の側方流動を防止する工法として、護岸背後の地盤を改良して液状化を防止する方法、鋼矢板あるいは鋼管矢板により地中連続壁を構築する方法などが開発され、実地盤に適用されている。しかしながら、これらの工法は施設が密集するコンビナートなどの臨海部施設において、十分な施工スペースが確保できないため適用が困難な場合が多い。護岸背後に鋼管杭を 1 列に間隔を空けて設置する工法（飛び杭工法）を開発され、図 6.4.5, 図 6.4.6 に示すように、三次元静的全応力解析によっても地表面変位の抑制効果が確認されている。

石油貯蔵施設のタンクを側方流動より防護するため、複数の対策工法が検討され、検討の結果、飛び杭工法が、工費が低くかつ工期も短いこと、狭隘な施工空間での施工性から採用に至った。

杭の設置箇所およびアプローチ部が写真 6.4.1 に示すように狭隘な空間であることから、飛び杭の設置にはジャイロプレス工法（鋼管杭に回転力と圧入力を同時に作用させて鋼管杭を連続的に地中に圧入する工法：図 6.4.7 参照）を活用した。

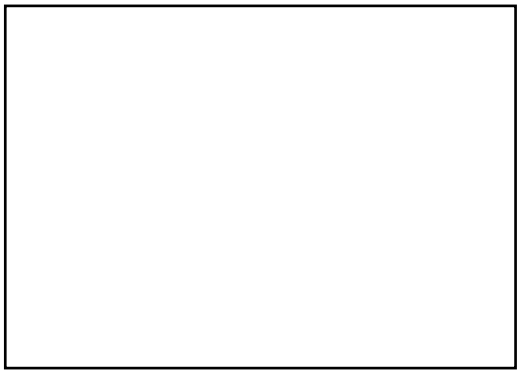


図 6.4.5　三次元静的全応力解析への飛び杭の組み入れ

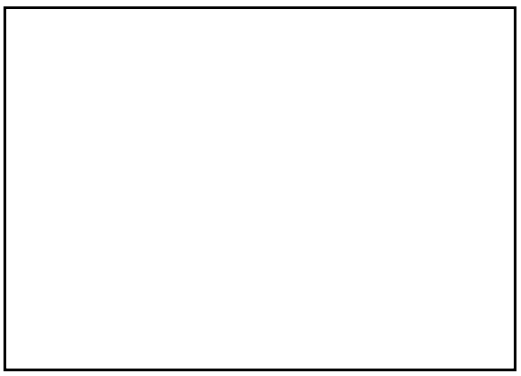


図 6.4.6　飛び杭による地表面変位の抑制

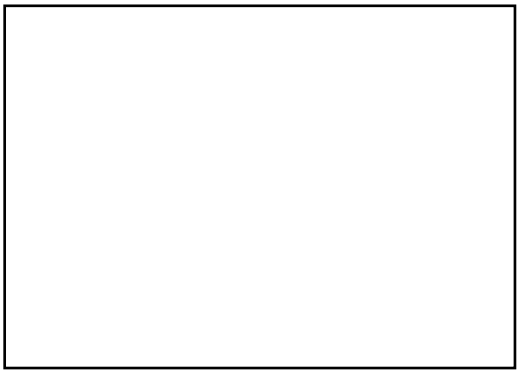


写真 6.4.1　護岸、タンクヤード間での飛び杭の設置状況

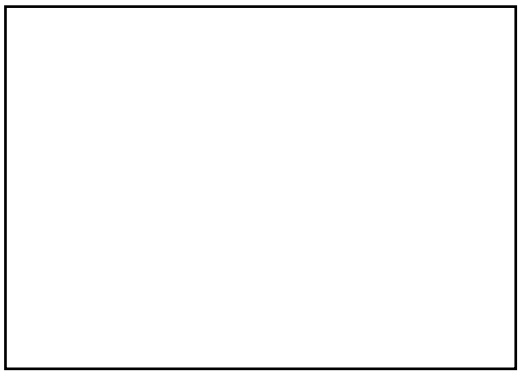


図 6.4.7　ジャイロプレス工法による飛び杭の施工

参考文献

1) 安田進：総説 既存構造物のための液状化対策の考え方，基礎工 特集：既存構造物のための地盤液状化対策，Vol.34，No.4，pp.5-7，2006.

2) 木下琢雄, 原隆広:曙運河付近の地盤流動対策設計・施工, 基礎工, Vol. 27，No. 4, pp.43-47, 1999.

3) 小嶋隆，岸本健二，太田和男，恩田勝：グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強，基礎工，Vol.29，No.7，pp.78～80，2001.

4) 濱田政則，米川太，武内隆政，加藤一紀：飛び杭工法による液状化地盤の側方流動抑止工の設計と施工, 基礎工 特集 : 地震時地盤変位を受ける基礎工, Vol.51, No.6, pp.102-105, 2023.

6.5　既往地震における液状化対策効果の検証事例

図 6.5.1 は、1964 年新潟地震から 2024 年能登半島地震までの既往地震の震央の位置や特徴と地震後の調査結果から得られた改良地盤の効果の実代表的な実証事例について示したものである。同図にみるように、過去の地震における地盤改良による改良効果の有効性が多く確認されているが、本節においては 1964 年新潟地震から 2024 年能登半島地震に至るまでの主な実証事例について、工法ごとに取り上げる。

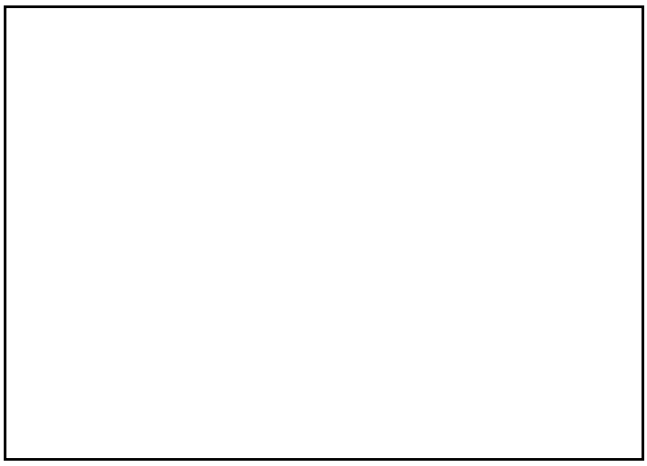


図 6.5.1 過去の地震による改良効果の実証事例 [1)に加筆]

記述する地盤改良による液状化対策工法と既往の地震は以下のとおりである。

6.5.1 密度増大工法

1964 年新潟地震，1978 年宮城県沖地震，1983 年日本海中部地震
1995 年兵庫県南部地震，2011 年東北地方太平洋沖地震，
2024 年能登半島地震

6.5.2 固結工法

1995 年兵庫県南部地震，1995 年新潟北部の地震，
2011 年東北地方太平洋沖地震，

6.5.3 間隙水圧消散工法

1993 年釧路沖地震，1994 年三陸はるか沖地震，
2011 年東北地方太平洋沖地震，

6.5.1　密度増大工法

(1)　1964 年新潟地震 [2)]

新潟市王瀬町にあるタンクでは、地震の際に非改良地盤上のタンクが著しく沈下・傾斜したが、バイブロフローテーション（正三角形 1.5m ピッチ、深さ 5m）で地盤を締固めたタンクはほとんど被害を受けなかった。改良前後の N 値を図 6.5.2 に示すが、深さ 3m 以深の N 値がかなり増大したことが分かる。

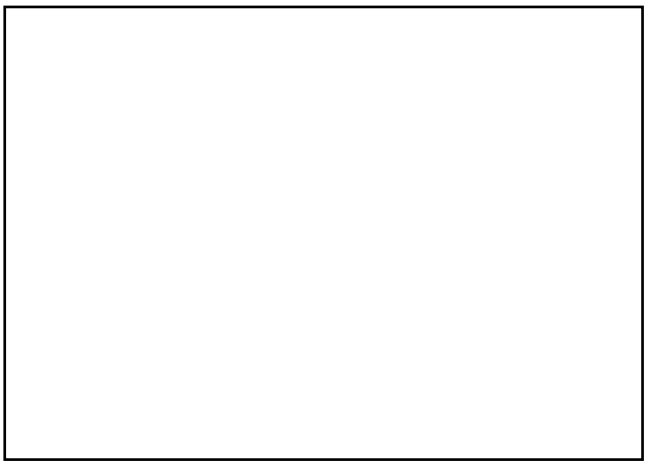


図 6.5.2　改良前後のＮ値

(2) 1978 年宮城県沖地震 [3)]

石巻漁港付近におけるタンク 3 基のタンクヤードで、地震（マグニチュード 7.4、震度 5）の際に周囲の地盤は液状化を生じたが、サンドコンパクションパイル（直径 70 ㎝、正三角形 1.8m ピッチ、長さ 15.5m）で改良されたタンク部に液状化は発生せず、タンクの不等沈下などの被害が生じなかった。無処理地盤と改良地盤の N 値を図 6.5.3 に、液状化抵抗率 F_L を図 6.5.4 に示すが、無処理地盤では $F_L<1$、改良地盤では $F_L>1$ であったと推定されている。

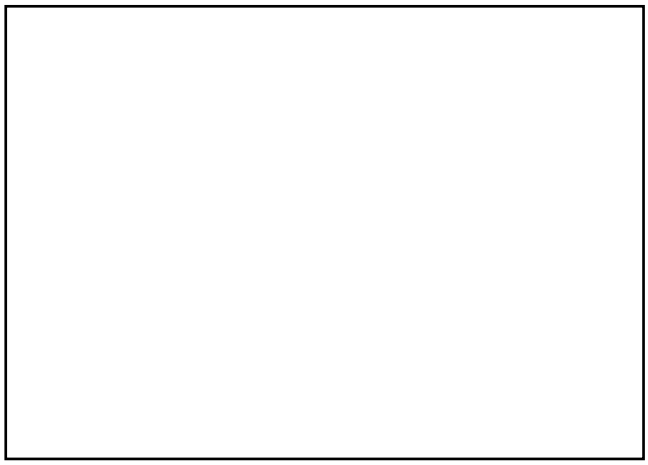


図 6.5.3 土質調査結果

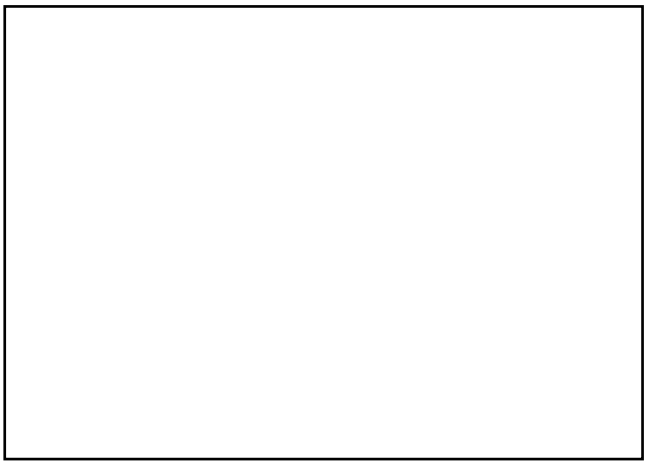


図 6.5.4 締固め前後の液状化安全率

(3) 1983 年日本海中部地震 [4)]

青森駅の西隣海岸には 70 基のタンクが設置されており、地震の際に敷地内には噴砂・噴水・亀裂が生じたが、サンドコンパクションパイル(直径 70cm, 正三角形 1.8m ピッチ, 長さ 11.0m)で改良された数基のタンクでは被害を受けなかった。地盤改良前と改良後の N 値及び液状化判定結果を図 6.5.5 に示すが、改良後は液状化安全率 $F_L>1$ であったため液状化が生じる危険は少なかったと考えられている。

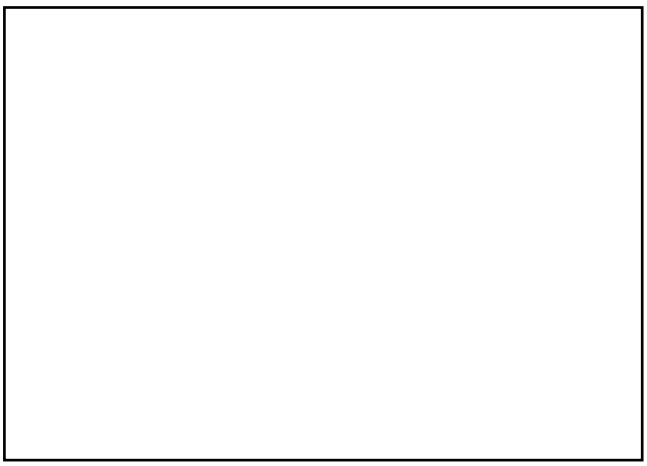


図 6.5.5　土質調査結果

(4) 1995 年兵庫県南部地震[5), 6)]

レベル2地震動である兵庫県南部地震においては兵庫県南部神戸市を中心に甚大な被害をもたらした。神戸市の沖合にある人工島であるポートアイランドと六甲アイランドにおいても図6.5.6に示すように大規模な液状化が発生した。同図は、1995年の兵庫県南部地震直後の航空写真から読みとった噴砂・噴水の発生地点を示したものである。

ポートアイランド(埋立時期;1966～1980)と六甲アイランド(埋立時期:一期 1972～1990, 二期 1986～1996）は、図 6.5.7 に示すような礫を多く含んだ六甲山系のマサ土や神戸層群で埋め立てられているが、埋立層下部の軟弱粘土の圧密促進や埋立層の支持力増加などのために様々な地盤改良が行われていた（図 6.5.8)。

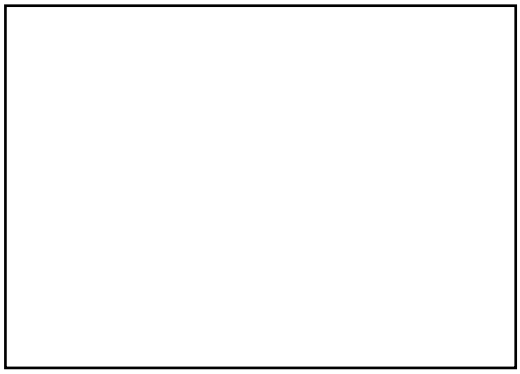


図 6.5.6 ポートアイランド・六甲アイランドでの噴砂・噴水発生箇所

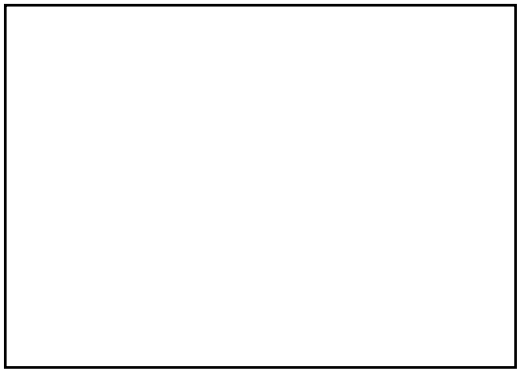


図 6.5.7　ポートアイランドおよび六甲アイランドにおける埋立土の粒径

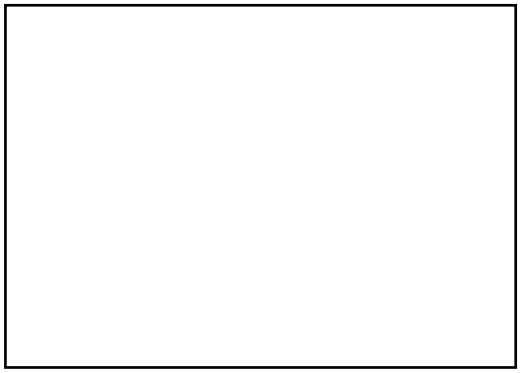


図 6.5.8 ポートアイランドおよび六甲アイランドにおける地盤改良域

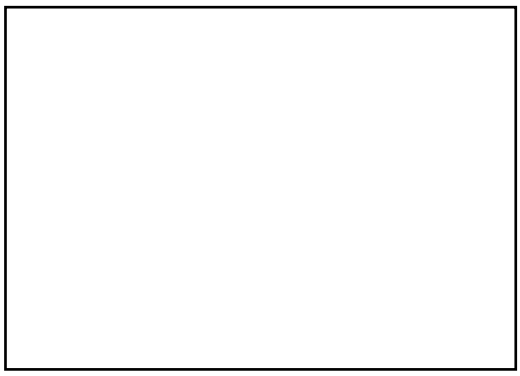


図 6.5.9 各工法における N 値の比較

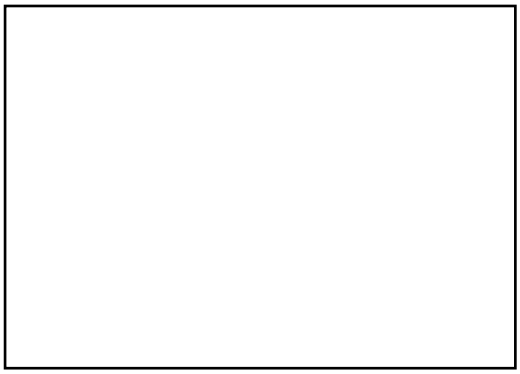


図 6.5.10 地盤改良工法と地盤沈下量の関係

施工された地盤改良の各工法における N 値と非改良域の N 値を図 6.5.9 に示す。同図より締固め工法（ロッドコンパクション(RC)，サンドコンパクションパイル(SCP)）では N 値が 10～20 程度増加しており、締固め工法による地盤改良区域では、噴砂・噴水の発生が見られない状況と一致している。また、図 6.5.10 に各工法毎の沈下量の分布をまとめているが、未改良域では平均的に 40～50cm 発生しているのに対し、締固め工法により改良された箇所ではほとんど沈下が見られないことがわかる。これらの結果より、地表最大加速度で 600gal 程度の非常に大きな地震動であっても対策により液状化の発生が抑制できたものと推察される。

一方、圧密沈下促進の目的で実施されたサンドドレーン（置換率 2～5%）とプレローディング工法で改良された N 値 14～25 程度の地盤では沈下が平均 12cm と未改良域に比べて小さかった。サンドドレーンとプレローディング工法で改良した N 値の増加を図 6.5.11 に示しており、深部では 10 以上増加していることがわかる。また、プレローディング工法（高さ 10m 程度）だけで改良された場所（プレロードをかけた時の N 値 12～22 程度）では平均 30cm の沈下であった。

また、淡路島津名町では、地震の際に非改良地盤で噴砂・噴水、道路アスファルトの浮上がりが発生したが、重錘落下締固め工法（重錘 12t）で改良した地盤では直接支持された海洋動物用大型水槽及び付属施設に沈下などの異常はなかった。改良前後の N 値を図 6.5.12 に示すが、改良後には 10 程度の N 値増加が得られている[7)]。

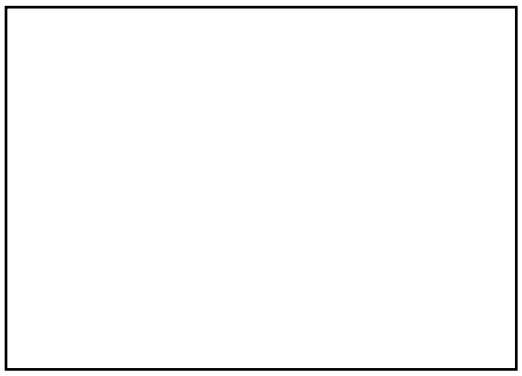


図 6.5.11 サンドドレーンとプレローディング工法で改良したＮ値の増加

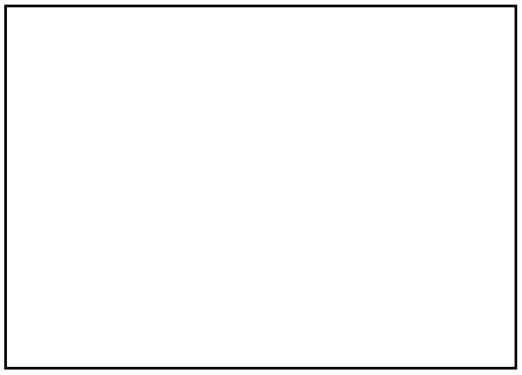


図 6.5.12　改良前後のＮ値

(5) 2011 年東北地方太平洋沖地震 [8)]

2011 年東北地方太平洋沖地震の発生に伴い、震央から約 380～400km 離れた東京湾湾岸部でも広範囲に液状化が発生し、その規模は総面積 41km² にも及んだ。液状化の発生地点の中においても、液状化対策をはじめとするさまざまな種類の地盤改良工事が施されており、地震発生直後より過去の施工箇所の点検を行なった結果、すべての地盤改良の施工箇所で被害のないことが確認されている。

江東区辰巳に位置する日本赤十字社辰巳血液センターは免震構造の 5 階建で、建物本体は杭により支持されており、液状化判定の結果、液状化の可能性のあったことから、液状化対策として静的締固め砂杭工法が採用された。このときの地盤改良に対する要求性能は、以下のとおりである。

① 地表面最加速度 200gal（中地震）に対して、すべての地点で液状化安全率 $F_L \geqq 1.0$ を満足すること。

② 地表面最大加速度 350gal（大地震）に対して、平均液状化安全率 $F_L \geqq 1.0$ かつ地表面動的変位 Dcy（繰返しせん断ひずみであり、液状化の程度の指標である）≦5cm であること。

同目標値を満足する改良仕様は、砂杭(砂杭径 700mm)の打設間隔は 1.5m の正方形配置(改良率 a_s=16.7%）で改良深度は 12m となった。建物外周部には、排水性の高い単粒度砕石を用いた砕石杭を 2 列千鳥配置（0.75m×1.5m）し、周辺からの液状化の影響を防いでいる。(図 6.5.13 参照)

当地での改良前後の F_L 値の深度分布図を図 6.5.14 に示しているが、改良域周辺の状況に相当するので、F_L が l を大きく下回っているのは、周辺では噴砂が発生し沈下が生じている状況と一致している。一方、改良後の F_L 値は TP-6m 付近で F_L が 1 を下回っていることがわかる。このように、一部 F_L 値が 1.0 を下回るデータが含まれていたとしても液状化による被害は生じておらず、締固めによる改良地盤は有効に機能したと考えられる。

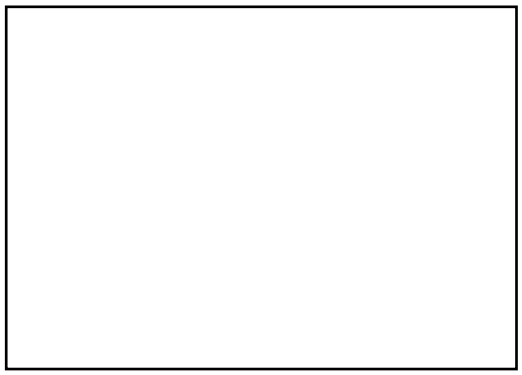


図 6.5.13　平面図

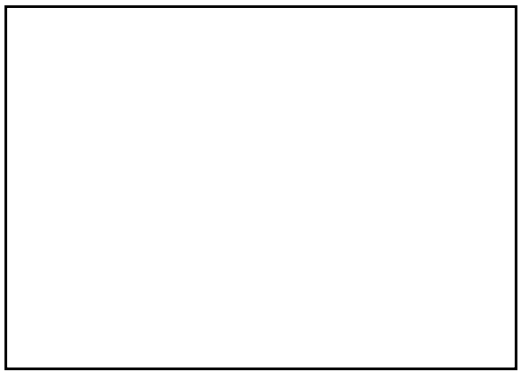


図 6.5.14　F_L 値の深度分布

(6) 2024 年能登半島地震 [9)]

2004 年中越地震により長岡市中之島中条において、堤防の被害が発生した。地盤データや周辺の噴砂状況などの調査の結果、液状化対策として、早期復旧、効果の確実性、経済効果や実績をもとに静的締固め砂杭工法(非振動式 SCP 工法)が採用された(図 6.5.15)。その後、震央の近い 2007 年中越沖地震においても長岡市町軽井付近の堤防の被害が発生し、前回の地震時と同様の工法で対策された（図 6.5.16)。

図 6.5.17 に信濃川左岸、長岡市寺泊町軽井周辺における中越沖地震および 2024 年能登半島地震の際に発生した変状の概況を示す。中越沖地震（液状化対策前）では、亀裂、クラック、噴砂が多数確認され、噴砂が縦断方向に連続して確認されたのに対し、能登半島地震 (液状化対策後)では、亀裂、クラック、噴砂が部分的かつ離散的であり、変状は極めて軽微であった。この時の長岡市中之島における震度は 6 弱で、中越沖地震の時の長岡市小国町の 6 強に比べて若干小さかった。

堤防の液状化対策として町軽井地区において施工した SCP 工法は、中越沖地震の際に確認された堤防縦断方向のクラックが発生していないこと等から判断すれば、有効に機能したと考えられる。

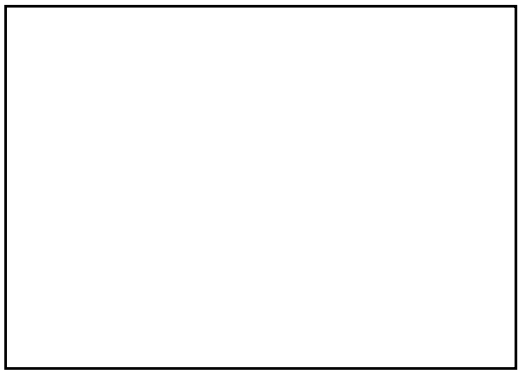


図 6.5.15　新潟県中越地震後の対策工概要
（長岡市中之島中条）

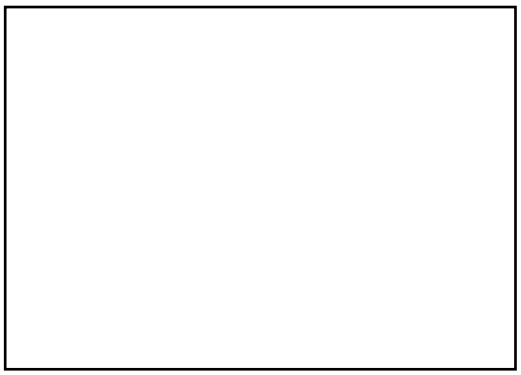


図 6.5.17　新潟県中越沖地震時と能登半島地震時の変状状況

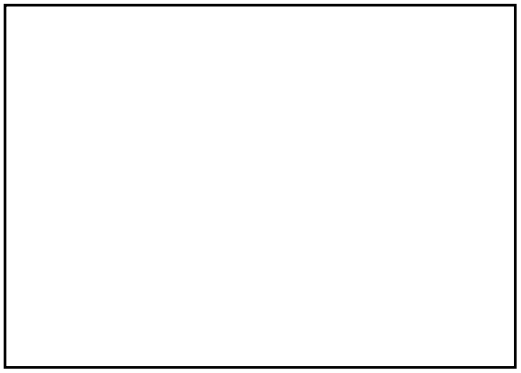


図 6.5.16　新潟県中越沖地震後の対策工概要
（長岡市寺泊町軽井）

6.5.2　固結工法

(1) 1995 年兵庫県南部地震[10), 11)]

昭和 10 年に礫混じり砂質土で埋め立てられた神戸港中突堤の埠頭上に、地上 14 階、高さ 60m の高層建築物が建設された。N値は 10 以下の軟弱層であり、液状化の可能性が指摘されたことから、敷地上の制約や周辺の護岸構造物への影響を考慮して、深層混合処理工法による格子状地盤改良が採用された。

液状化対策工と建築物との関係は、図 6.5.18 に示すとおりである。改良体の配合は、B種高炉セメントを 200kg/m^3 とすることで、一軸圧縮強さ 5.5MPa を確保している。

図 6.5.19 に示すように、兵庫県南部地震により、埠頭周辺の護岸ケーソンが海側へ水平変位約 2m、沈下量 50～70cm 程度、エプロン部分の沈下量約 2m となっていたにもかかわらず、格子状改良体内では噴砂・噴水の跡は一切見られなかった。

また、震災後、観測地震記録を用いて Super-FLUSH による動的応答解析を行ったところ、格子外では過剰間隙水圧が液状化ラインに達したにもかかわらず、格子内の過剰間隙水圧が液状化ラインに達していないことが確認されており、被害調査結果と良い対応を示したことが報告されている。

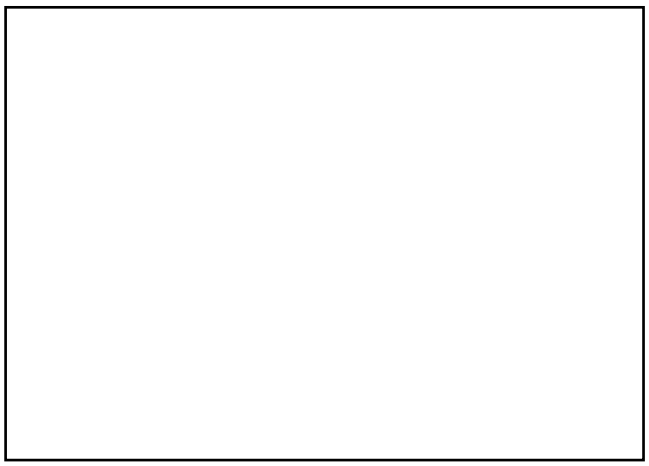


図 6.5.18 格子状改良地盤の配置

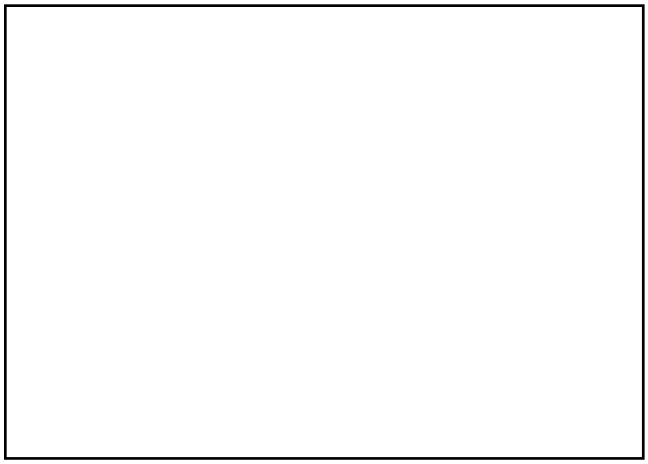


図 6.5.19 埠頭の南側岸壁の被害後断面概

(2) 1995 年新潟北部の地震 [12)]

信濃川下流部にて実施した格子状深層混合処理工法の効果について、新潟北部で発生した地震（マグニチュード 6.0、震度 4）による加速度および間隙水圧が記録され、その時の効果が以下のとおり確認された。

① 改良部の過剰間隙水圧は、未改良部に比べて抑制される。
② 未改良部より改良部の方が基盤の加速度に対する応答倍率が小さい。
③ 加速度フーリエスペクトルから、未改良部と改良部では地盤の地震応答特性が異なる。

改良仕様を図 6.5.20 に、観測された間隙水圧の経時変化を図 6.5.21 に示す。

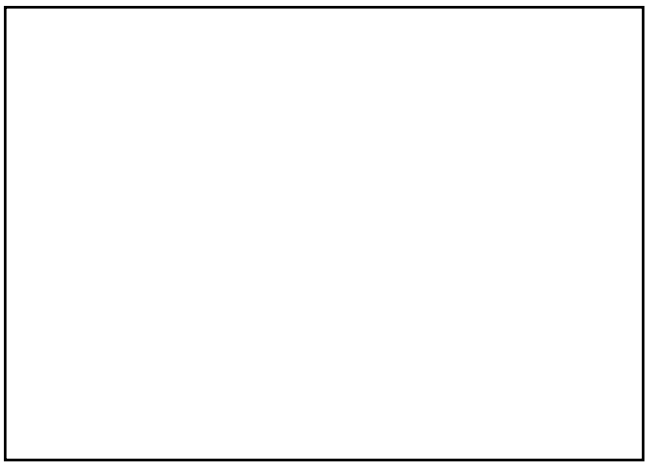


図 6.5.20　液状化対策工（平面図，断面図）

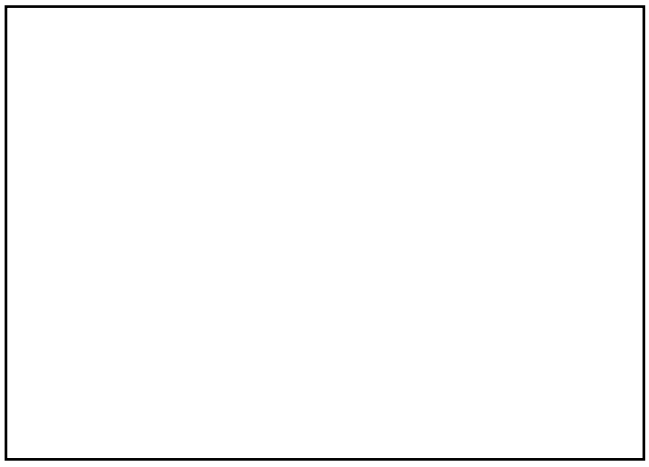


図 6.5.21　間隙水圧の経時変化

(3) 2011 年東北地方太平洋沖地震 [13)]

東北地方太平洋沖地震においては、東北地方を中心に甚大な被害を被ったが、仙台空港においても地震だけではなく津波による被害をも受けた。滑走路や誘導路には縦断方向のクラックが発生し、誘導路と県道地下道交差には沈下が発生し、ボックスカルバートび両側の埋め戻し土に液状化が発生したものと推定された。

地震前の検討で躯体周辺の埋戻し土の液状化が想定され、地盤改良仕様および対策範囲が設定された。図 6.5.22 に平面図、図 6.5.23 に断面図を示す。その結果、地下埋設物躯体に接する部分は三重管式高圧噴射撹拌工法で固化改良し、その外辺のすり付け区間を浸透固化処理工法あるいは静的圧入締固め工法で対策を施してある。空港工事の特性から、夜間に施工し早朝に安全に交通解放が可能な工法として、上記工法を選択している。これらの地盤改良施工済みの部分は無被災であったのに対し、未施工部分は局所的な沈下が発生し供用が不可能となった。

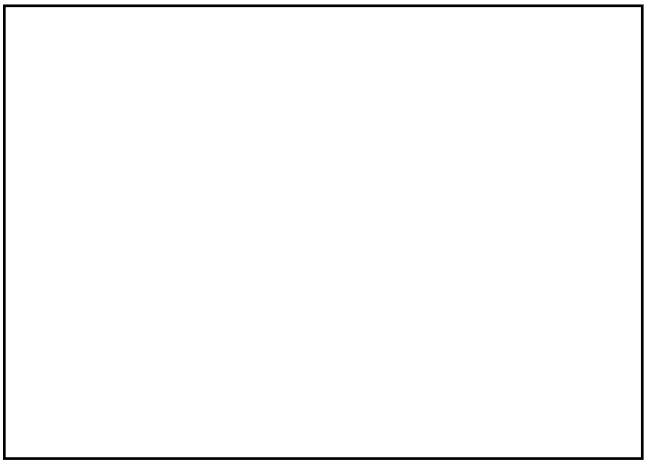


図 6.5.22 液状化対策平面図

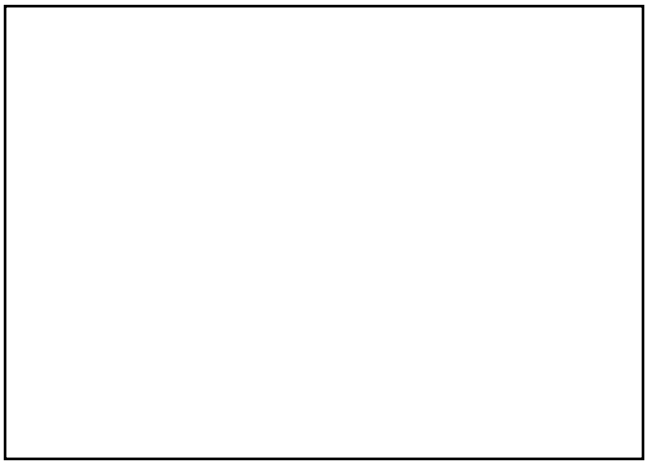


図 6.5.23 液状化対策断面図

6.5.3　間隙水圧消散工法

(1)　1993 年釧路沖地震 [14)]

北海道釧路港湾内で、地震の際に非改良地盤の岸壁では噴砂・亀裂・段差など液状化による大きな被害を受けたが、グラベルドレーン（直径40cm）やサンドコンパクションパイルおよびそれらの併用で改良された岸壁では被害を受けなかった。改良された岸壁の断面図を図6.5.24に示す。

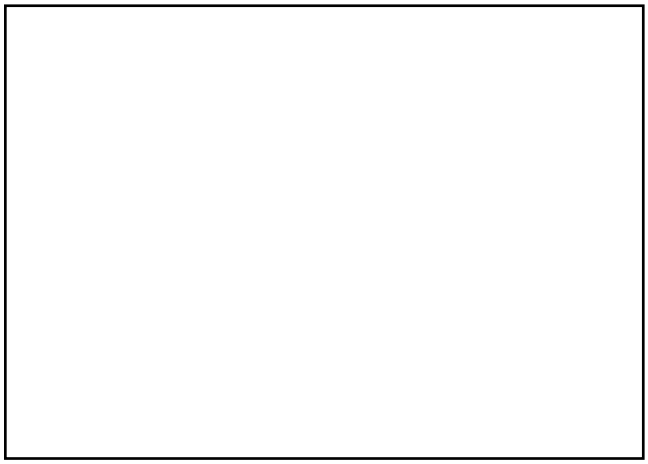


図 6.5.24　岸壁の地盤改良断面図

(2)　1994 年三陸はるか沖地震

八戸港では、地震の際に火改良地盤で噴砂や地盤沈下などの液状化被害を受けたが、グラベルドレーン（直径 50cm、正方形 2.1m ピッチ、掘削長 10.5m）やサンドコンパクションパイルで改良された地区では液状化による被害を受けなかった。改良地盤の土質柱状図を図 6.5.25 に示す。

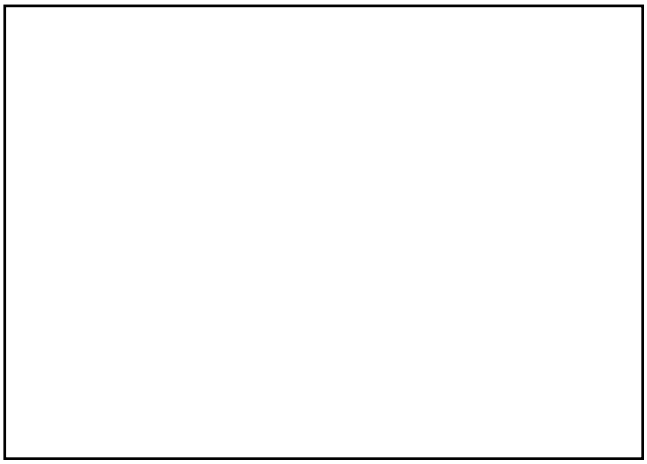


図 6.5.25　改良地盤の土質柱状図

八戸第２工業港３号埠頭は、馬淵川の下流に位置することもあって、N 値５～10 程度で図 6.5.26 に示す粒度の緩い細砂層が 13mにわたって堆積しており、液状化が懸念されたため、

液状化対策工が施工された（図 6.5.27）。一期工事ではサンドコンパクションパイル工法が採用されたが、二期工事では既設構造物への影響が懸念されたことから、グラベルドレーン工法が採用された。工法仕様は、単粒度砕石７号（2.5mm～5.0mm）、杭径 500mm、杭間隔 2.7m である[14), 15)]。

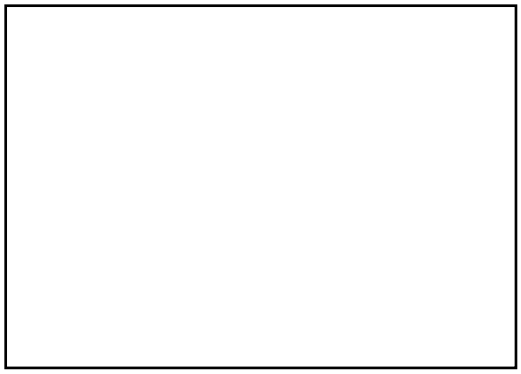


図 6.5.26 三陸はるか沖地震における八戸港の液状化地盤の粒度分布

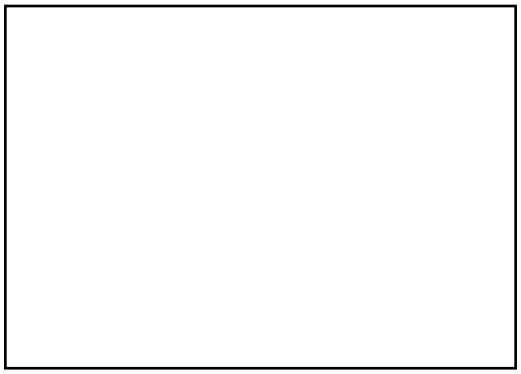


図 6.5.27 八戸飼料穀物コンビナート見取図（八戸市八太郎地区３号埠頭）

付近では、非改良域に噴砂現象が見られ、路面の沈下が生じたが、改良域では噴砂現象は確認されなかった。さらに改良域に設置されたベルトコンベア基礎にも被害はなく、いち早い操業の再開を可能とした。また、同港４号埠頭の岸壁背面のペーパードレーン工法施工範囲（図 6.5.28）でも、噴砂現象はなく、非改良域との間で沈下抑制効果が確認されている。

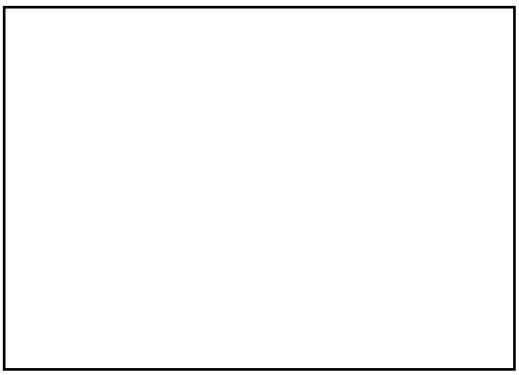


図 6.5.28 ４号埠頭の岸壁の横断図

(3) 2011 年東北地方太平洋沖地震[16)]

浦安市では住宅公団（当時）によって昭和 50 年頃から高層あるいは中低層の住宅建設が行われたが、これらの地区のうち、入船での建設地区は、図 6.5.29 に示すように締固めによる支持力増加、液状化防止を目的にサンドコンパクションパイル（SCP）工法が採用され、主に 3 階建壁式鉄筋コンクリート造の建物の基礎に適用された。また、グラベルドレーン（GD）工法も液状化防止の目的で 2, 3 階建建物に採用された。それぞれの建物の基礎形式は直接基礎（連続基礎）で、建物壁側面の交点には長さ 8m の周面摩擦杭として節杭が打設されている。SCP 工法の改良仕様は杭径φ800mm, 2m の正方形配置（改良率 as=12.5%）, 改良長 10m で、改良範囲は構造物周辺の 5m である。一方、GD 工法の主な改良仕様は杭径φ400mm で 1.8m の正三角形配置である。これらの杭配置図の一例を図 6.5.30 に示す。

当エリアでは地震時に団地周辺の未改良部で周辺の道路部での液状化に影響されたためか噴砂が発生し、団地敷地内でも図 6.5.29 に示す一部の未改良域で噴砂が発生したとのことである。一方、改良域では液状化や被害は発生しておらず、液状化対策の有効性が確認されている。

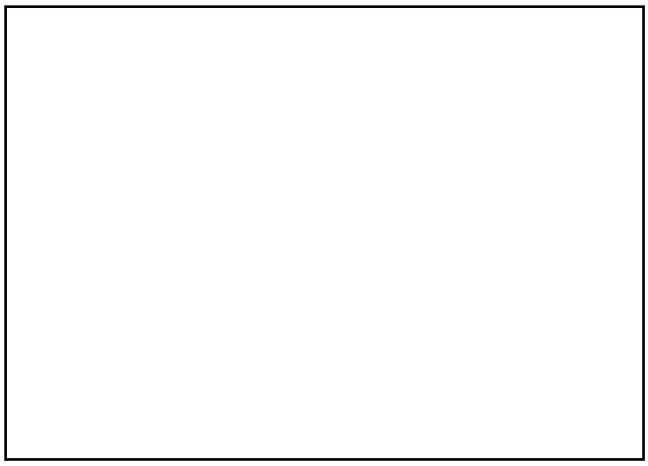


図 6.5.29 平面図

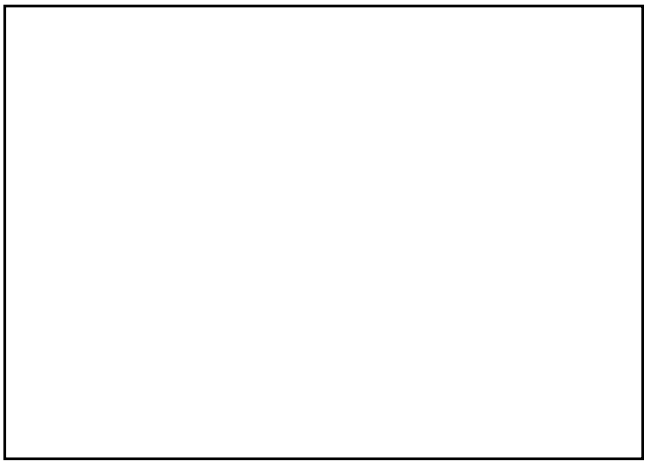


図 6.5.30 杭配置図の一例

参考文献

1) 大林淳，原田健二：サンドコンパクション（SCP）工法による締固め地盤の地震時挙動とその評価，基礎工，Vol.44，No.1，pp.51~53，2016.
2) 渡辺隆 : Damage to Oil Tank Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and their Restoration，Soils and Foundations，Vol.6，No.2，1966.
3) Ishihara et al.：Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake，土質工学会論文報告集，Vol.20，1980.
4) 土木学会編：1983 年日本海中部地震震害調査報告書，pp.255-266，1986.
5) S. Yasuda, K. Ishihara, K. Harada and N. Shinkawa: Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, Special Issue of S&F, pp.99-107, 1996.
6) 安田進:阪神･淡路大震災における液状化対策工法の効果, 基礎工, Vol.23, No.12, pp.28-31, 1995.
7) 地盤工学会，土木学会，日本機械学会，日本建築学会，日本地震学会：阪神･淡路大震災調査報告-土木構造物の被害原因の分析，pp.104-116，1998.
8) 原田健二，大林淳，吉富宏紀：建築物における締固め工法による液状化対策効果の検証，基礎工，Vol.40，No.12，pp.47～49，2012.
9) 半田歩夢，辰祐也，淺野保夫 : 信濃川中流域における河川堤防の液状化対策の効果発言事例～令和 6 年能登半島地震を受けて～，令和 6 年度 北陸地方整備局 事業研究発表会，2024.
10) 鈴木吉夫，斎藤聰，木村玄，木林長仁，細見尚史：格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告，基礎工，Vol.23，No.10，pp.54~58，1995.
11) 地盤工学会：地盤工学実務シリーズ 18 液状化対策工法，pp.311~315，2004.
12) 西本春男他：深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録，第 13 回土木学会新潟会研究調査発表会論文集，pp.255-259，1995.
13) 水上純一：仙台空港基本施設の被災概要，基礎工，pp.89～91，2012 年 4 月
14) 塩井幸武：地震と土木構造物，基礎工，Vol.23，No.10，pp.2~9，1995.
15) 塩井幸武 : 三陸はるか沖地震による液状化現象と対策工の効果，基礎工，Vol.23，No.12，pp.22~27，1995.
16) 安田進，原田健二，石川敬祐：東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害，地盤工学ジャーナル，Vol. 7, No.1, pp. 103-115, 2012.

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 3 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。これまで、鹿島地区、京浜地区、四日市地区、堺・高石地区、水島地区、岩国・大竹地区、周南地区の 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。

今年度の調査研究では、京葉地区、新居浜地区、大分地区の 3 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。

2. 検討条件

2.1 標準波の位置付け・扱い

令和 5 年度調査研究報告書で示したとおり、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、令和 4 年度調査研究からこれまで、①鹿島地区、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周南地区の 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。

今年度の調査研究では、②京葉地区、⑨新居浜地区、⑩大分地区の 3 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。

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

令和 5 年度調査研究報告書で示したとおり、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。

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（補正の例示は令和5年度調査研究報告書参照）。

・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。

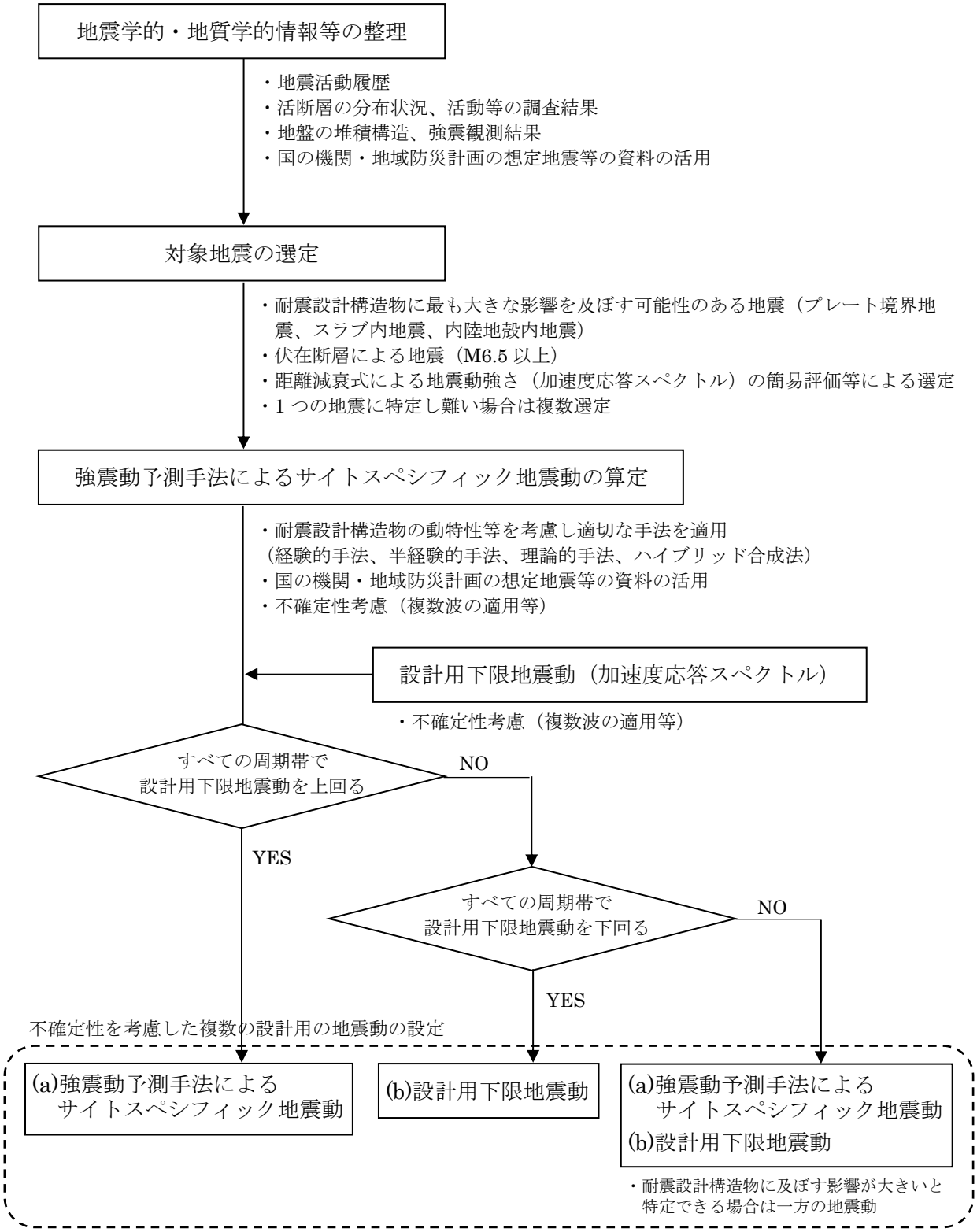


図 2.3-1　設計用の地震動の設定フロー（令和元年度調査研究）

3.　京葉コンビナート地区の標準波の検討

3.1　代表地点の検討

京葉地区の標準波を作成する代表地点は、京葉コンビナート地区近傍にある K-NET 姉崎（CHB014）とする。京葉コンビナート地区の北側には JMA 千葉中央区中央港があるが、やや距離があることから、代表地点とはしないと判断した。京葉コンビナート地区と代表地点（K-NET 姉崎）および JMA 千葉中央区中央港の位置を図 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-17m の Vs＝425m/s の層の上面とする。

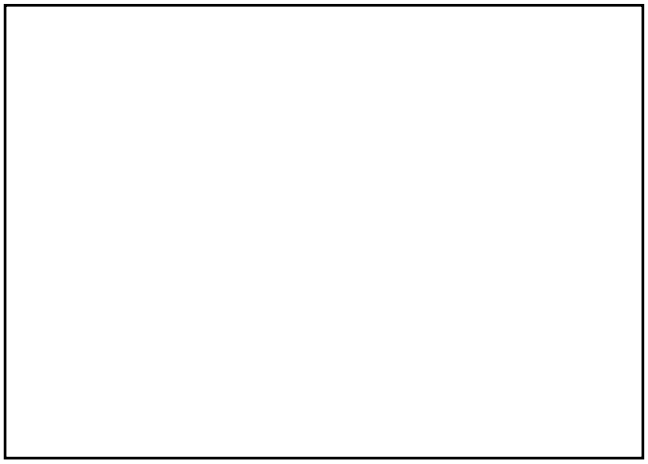


図 3.1-1　京葉コンビナート地区の代表地点（K-NET 姉崎）

表 3.1-1　京葉コンビナート地区の代表地点（K-NET 姉崎）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	1100	90	1.67	観測点位置
2	1	1.0	1100	90	1.65	
3	2	1.0	1100	90	1.68	
4	3	1.0	1100	110	1.68	
5	4	1.0	1100	110	1.67	
6	5	1.0	1100	110	1.68	
7	6	1.0	1100	110	1.69	
8	7	1.0	1100	110	1.70	
9	8	1.0	1100	110	1.69	
10	9	1.0	1350	205	1.77	
11	10	1.0	1350	205	1.81	
12	11	1.0	1350	205	1.81	
13	12	1.0	1350	205	1.82	
14	13	1.0	1350	205	1.80	
15	14	1.0	1350	205	1.81	
16	15	1.0	1350	205	1.82	
17	16	1.0	1350	205	1.84	
18	17	ー	1740	425	1.84	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

千葉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、京葉地区の周辺では、相模湾から房総半島南東沖や関東地方東方沖合のプレート境界付近で発生する地震と、陸域の様々な深さの場所で発生する地震がある。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、1703 年元禄地震（M7.9～8.2）と 1923 年関東地震（M7.9）が知られている。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 年の福島県東方沖地震（M7.5）、1953 年の房総沖地震（M7.4）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。陸域で発生した被害地震では、1987 年の千葉県東方沖の地震（M6.7）が知られている。この地震はフィリピン海プレート内の地震である。その他、1885 年の（安政）江戸地震（M6.9）や茨城県南西部で発生する地震でも被害を受けたことがある。

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(2024)による将来発生する地震の地震規模および 2024 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 3.2-2 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 3.2-2 に示す。

表 3.2-1　京葉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5-5　千葉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。)
1605.2.3 (慶長9)	(慶長地震)	7.9	山崩れ、津波により、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。房総で溺死者246人余、家屋全壊223棟余。
1703.12.31 (元禄16)	(元禄地震)	7.9～8.2	地震の揺れ､津波により甚大な被害。県南部を中心に死者6,534人、家屋全壊9,610棟。
1801.5.27 (享和1)	上総	不明	久留里城内で塀などの破損が多く民家も多く倒れた。
1854.12.23 (安政1)	(安政東海地震)	8.4	安房地方、銚子で津波があり、名洗で漁船が転覆し、死者3人。
1855.11.11 (安政2)	((安政)江戸地震)	7.0～7.1	下総地方を中心に、死者20人、家屋全壊82棟。
1922.4.26 (大正11)	浦賀水道	6.8	住家全壊8棟。
1923.9.1 (大正12)	(関東地震)	7.9	死者･行方不明者1,342人、住家全壊31,186棟、住家焼失647棟、住家流出埋没71棟。
1960.5.23 (昭和35)	(チリ地震津波)	9.5 注)	死者1人。
1987.12.17 (昭和62)	千葉県東方沖	6.7	山武郡、長生郡、市原市を中心に被害。死者2人、負傷者144人、住家全壊16棟。
2005.2.16 (平成17)	茨城県南部	5.3	負傷者7人。
2005.7.23 (平成17)	千葉県北西部	6.0	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 3.2-2　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(2024)より作成)

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率(2024 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
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 100.3 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 –

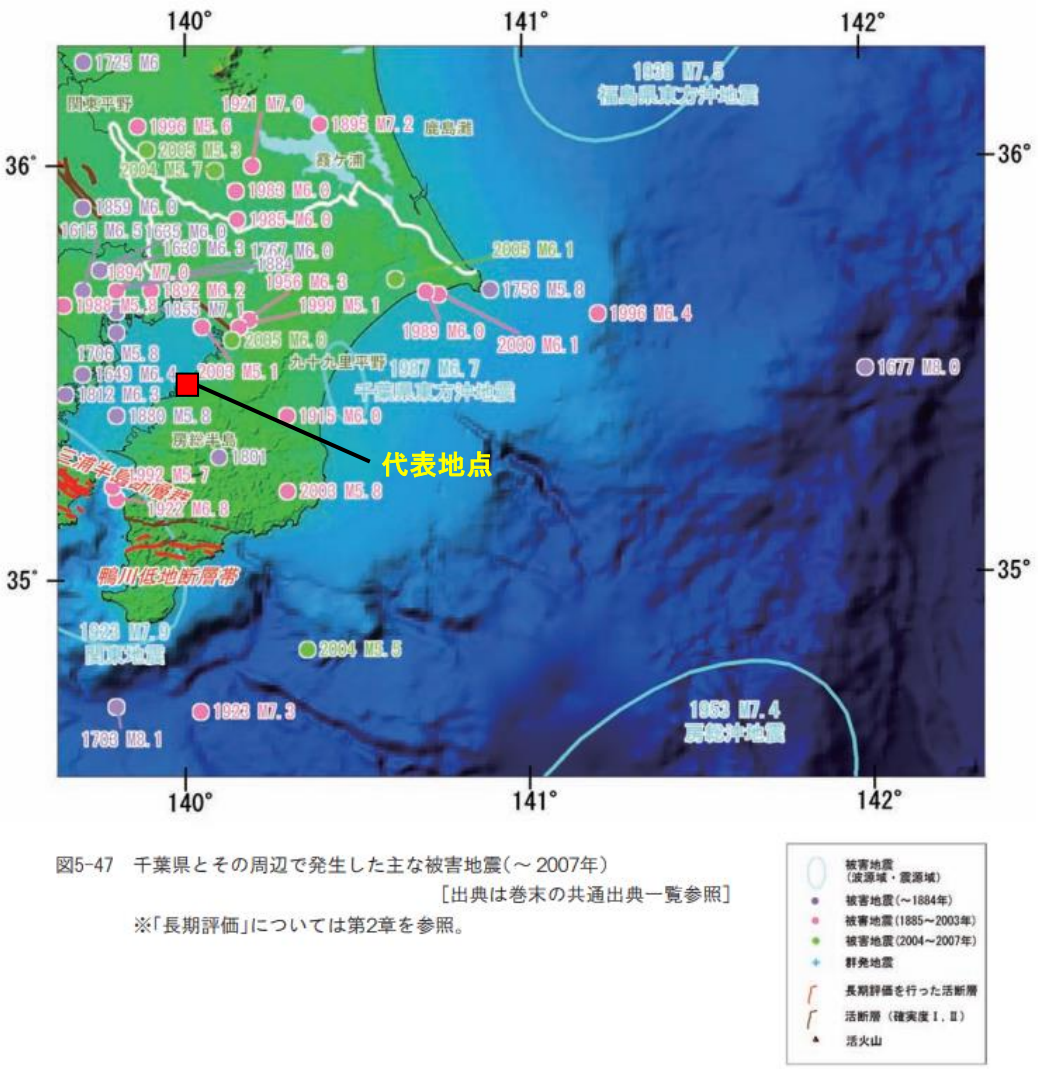
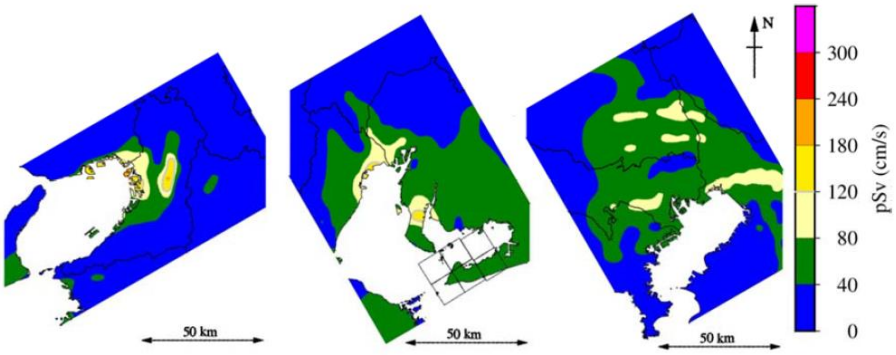


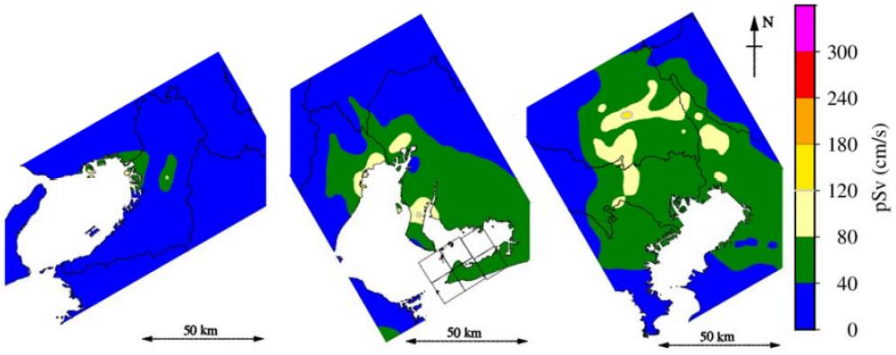
図5-47　千葉県とその周辺で発生した主な被害地震（～2007年）
［出典は巻末の共通出典一覧参照］
※「長期評価」については第2章を参照。

図 3.2-1　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）



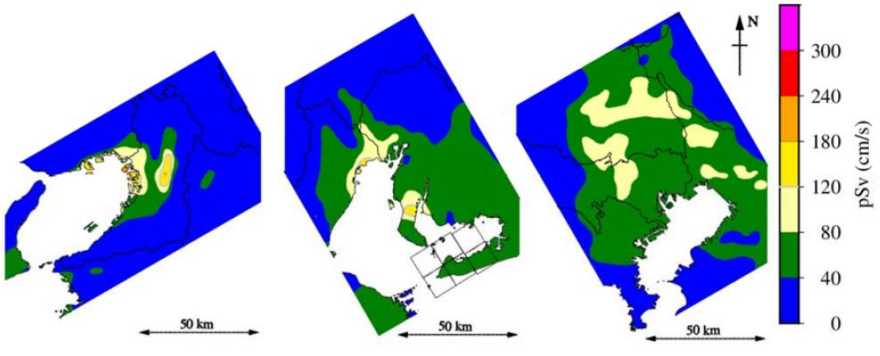
周期 6 秒

(a)　宝永地震



周期 6 秒

(b)　安政東海地震



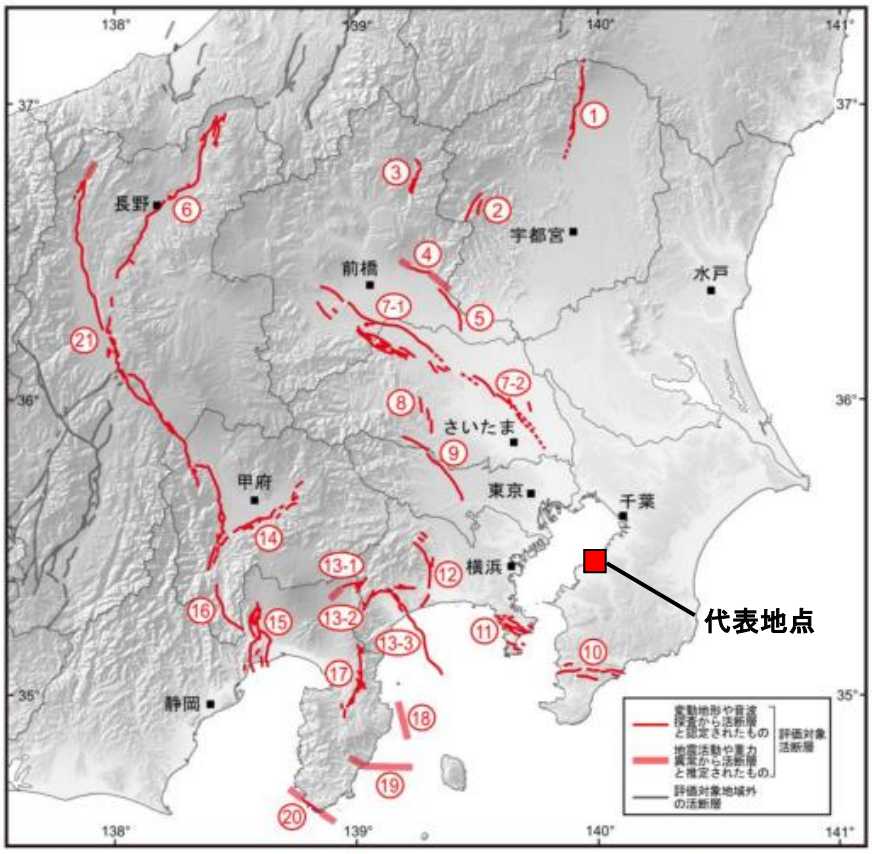
周期 6 秒

(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

京葉コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 3.2-3 に示す。地震調査研究推進本部(2015)によれば、三浦半島断層群および鴨川低地断層帯が比較的近い位置にある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2024)による将来発生する地震の地震規模および 2024 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。



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２　関東地域（評価対象地域）において評価対象とした活断層の分布

図 3.2-3　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, 2015）

表 3.2-3　京葉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(2024)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率（2024 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
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
鴨川低地 断層帯	概ね 7.2	不明	不明	不明
				不明

(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 3.2-4 および図 3.2-4 に示す。京葉コンビナート地区に近い検討対象地震としてフィリピン海プレート内で発生する地震（M7.3）がある、この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、対象地点の直下に想定している。

表 3.2-4　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

表 7　首都直下モデル検討会において検討対象とした地震について

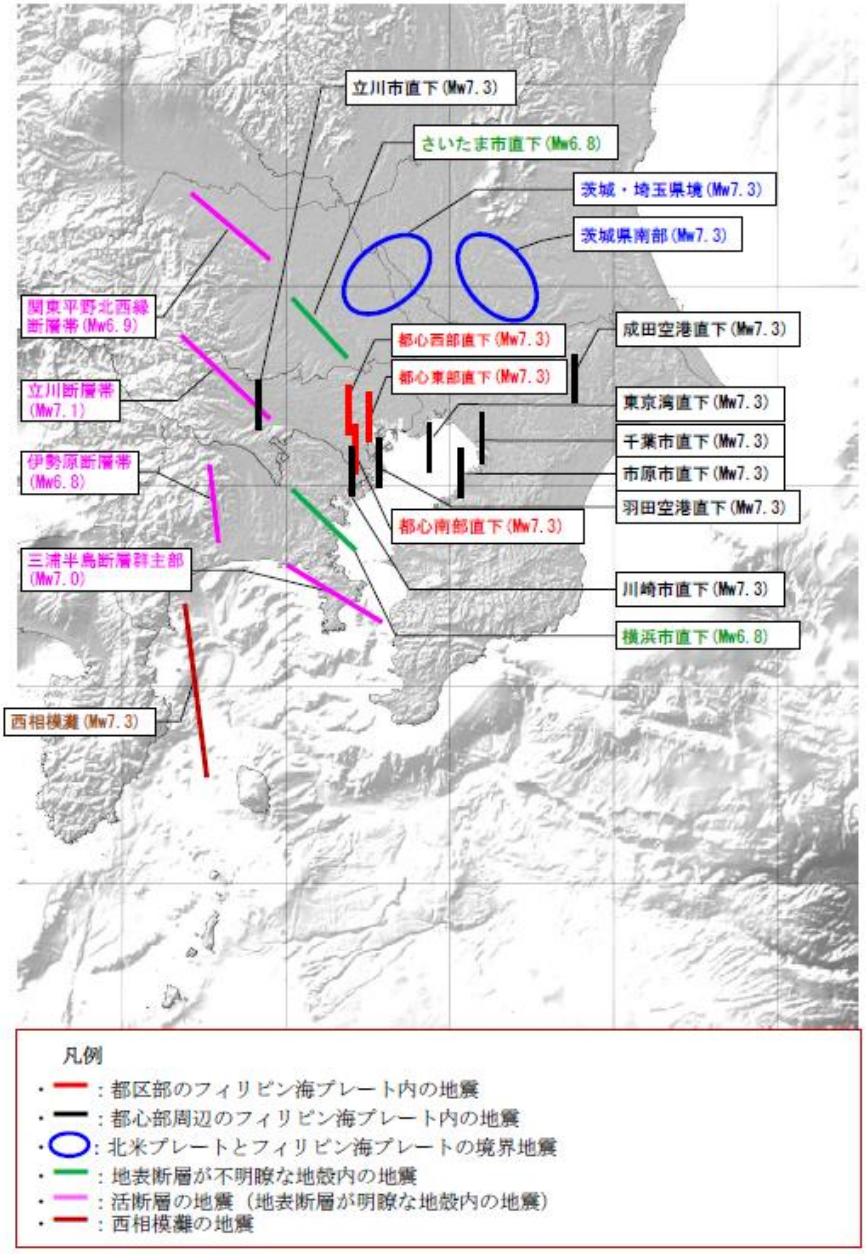


図 49 検討対象とする地震の断層位置

図 3.2-4　内閣府(2013)による検討対象地震の位置

(4)　千葉県

千葉県地震被害想定調査報告書（千葉県, 2016）では、表 3.2-5 および図 3.2-5 に示す想定地震を設定している。このうち、地震動を対象とした想定地震は、フィリピン海プレート内の地震である千葉県北西部直下地震（M7.3）と、相模トラフ沿いのプレート境界で発生する大正型関東地震である。

表 3.2-5　千葉県(2016)による想定地震

表 2-1　想定対象とした地震の一覧

	タイプ	地震名	Mw	概要	30 年以内発生確率
今回	プレート内	千葉県北西部直下地震	7.3	防災・減災対策の主眼に置く地震	70%
	プレート境界（相模トラフ沿い）	大正型関東地震	7.9	長期的視野に立った対策を実施する地震	0～2%
	プレート内	防災リスク対策用地震（プレート内一律）	7.3	地域の防災リスクを考えるための地震	70%
	活断層	防災リスク対策用地震（地殻内一律）	6.8		70%
	プレート境界（日本海溝沿い）	房総半島東方沖日本海溝沿い地震	8.2	東北地方太平洋沖地震の割れ残り領域で、津波被害を想定する地震	7%
平成19年度	プレート境界	東京湾北部地震	7.3	平成 19 年度の調査（千葉県 2008[5]）で被害想定を実施した地震	低い
	プレート内	千葉県東方沖地震	6.8		ー
	活断層	三浦半島断層群による地震	6.9		0～3%

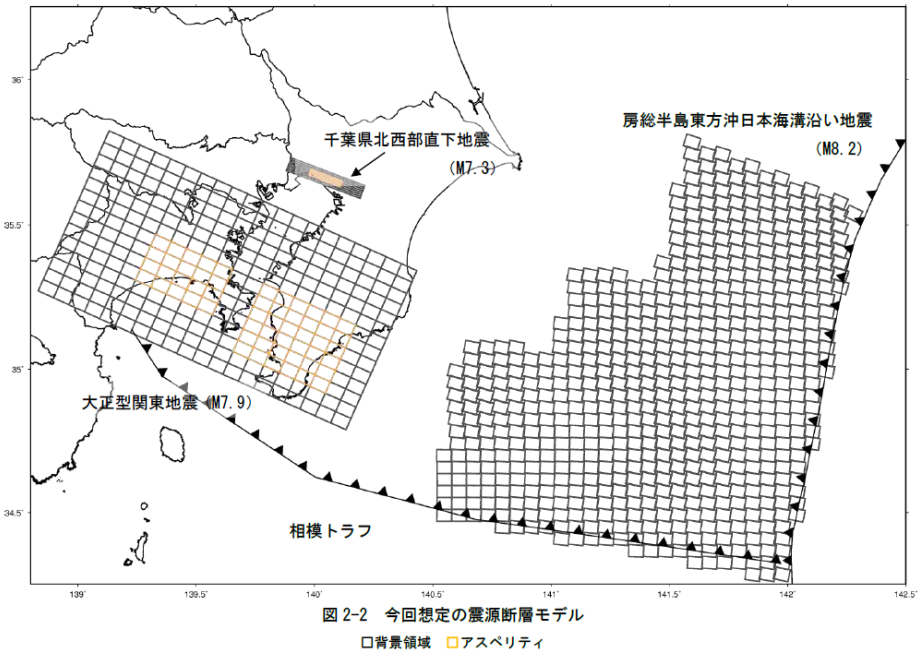


図 2-2　今回想定の震源断層モデル

□背景領域　□アスペリティ

図 3.2-5　千葉県(2016)による想定地震の断層モデル

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、京葉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、内閣府や千葉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、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に加えて、内陸地殻内地震も含めて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。

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よぶ）のうち代表地点に近い市原市直下の地震と、千葉県(2016)が設定した千葉県北西部直下地震の 2 つを設定する。

内陸地殻内地震の対象地震は、表 3.2-3 に示した代表地点の周辺の活断層による地震および伏在断層による地震とする。まず、活断層による地震については、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、代表地点に近い三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯と武山断層帯、鴨川低地断層帯の 3 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 3.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 3.3-1 に示す。

また、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、対象地点周辺の地震環境（三浦半島断層群や鴨川低地断層帯）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、断層の中心が対象地点直下になる場合を想定する。伏在断層による地震に対して代表地点で算定した地震動の最大値を加えて表 3.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響が大きい内陸地殻内地震は伏在断層による地震とする。

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 3.3-2 に示す。計算条件として、工学的基盤をVs＝425m/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 1503m とした。また、対象地震の地震規模 Mw と断層最短距離 X は、相模トラフ沿いの地震は Mw7.9 とX＝21km、フィリピン海プレートのスラブ内地震のうち市原市直下の地震は Mw7.3 と X＝35km、千葉県北西部直下地震は Mw7.3 と X＝34km とし、伏在断層による地震に対しては 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、相模トラフの地震の地震動（青線）が全周期帯域で最も大きい。フィリピン海プレートのスラブ内地震では、千葉県北西部直下地震の地震動（緑実線）が市原市直下の地震の地震動（緑破線）を全周期帯域で上回る。伏在断層による地震の地震動（赤線）は、周期 0.2 秒程度以上の周期帯で、フィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動より大きいが、相模トラフの地震の地震動より小さい。これより、最終的な対象地震は、**相模トラフの地震**と**伏在断層による地震**の 2 つとする。

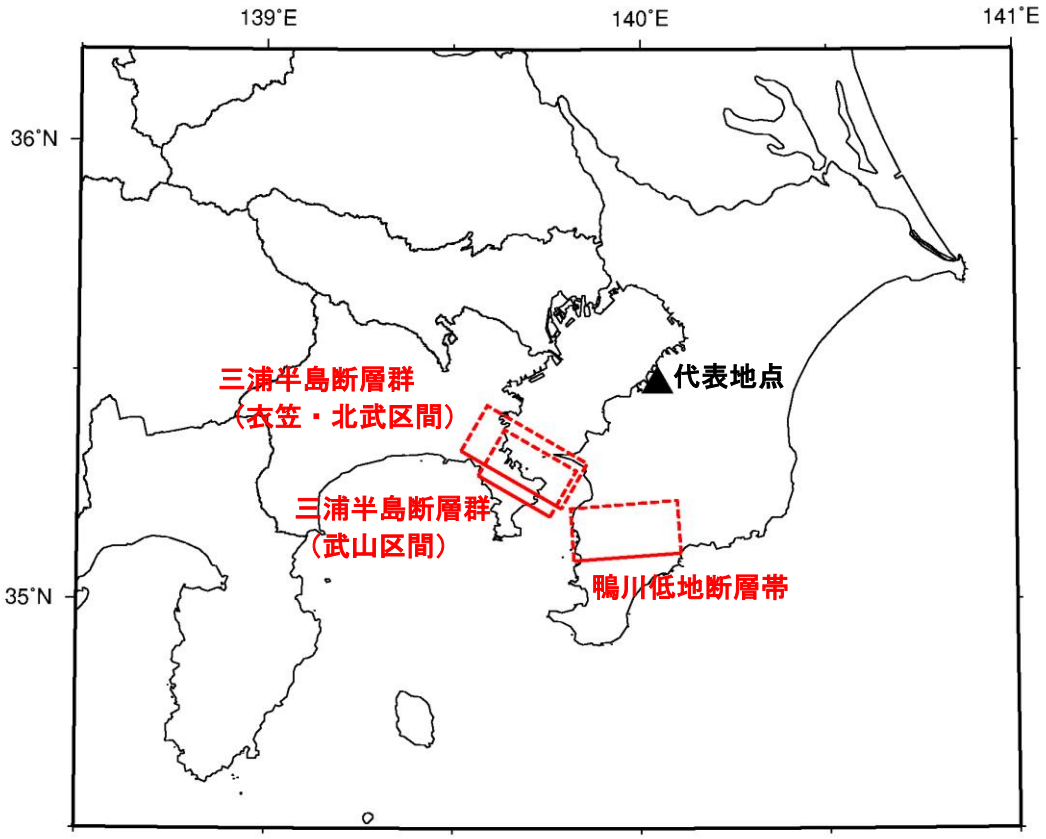


図 3.3-1　京葉コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

表 3.3-1　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	30.1	3	9.0	136.4	10.2
三浦半島断層群主部 武山断層帯	—	6.5	32.9	3	9.0	105.6	7.4
鴨川低地断層群	—	6.7	32.1	2	8.5	127.8	9.6
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。

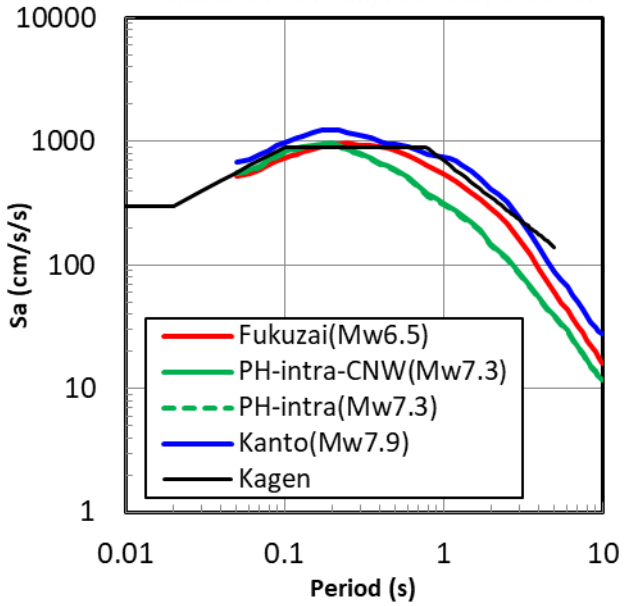


図 3.3-2　相模トラフ沿いの地震（Kanto）、市原市直下の地震（PH-intra）、千葉県北西部直下地震（PH-intra-CNW）、伏在断層による地震（Fukuzai）の地震動と設計用下限地震動（Kagen）の比較

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)　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、1703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(2016)による断層モデルを用いることとする。佐藤(2016)による断層モデルを図 3.4-1 に、断層パラメータを表 3.4-1 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 3.4-2)。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 3.4-3)。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 3.4-4 に示す。

なお、本検討では、1923 年関東地震を想定したアスペリティ位置を基本としているが、将来発生する相模トラフの地震ではアスペリティの位置が同じではない可能性もあり得る。そこで、参考ではあるが、地震調査研究推進本部(2016)を参考に、アスペリティを震源域の深い位置に配置した場合の地震動評価を行う。この場合、アスペリティは代表地点に近づきそのほぼ直下に位置することになる。設定したアスペリティ位置と破壊開始点を図 3.4-5 に示す。

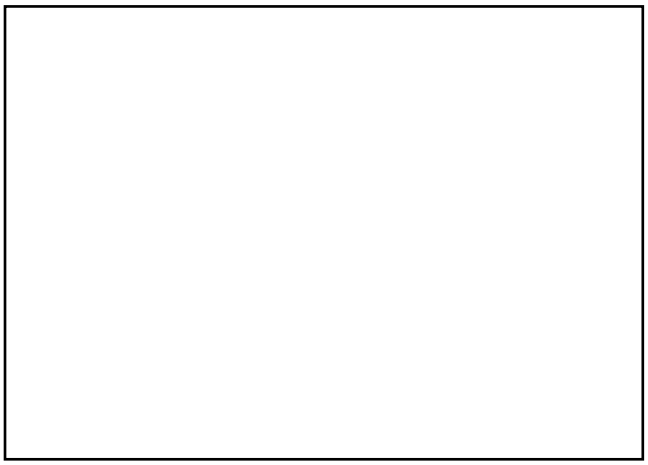
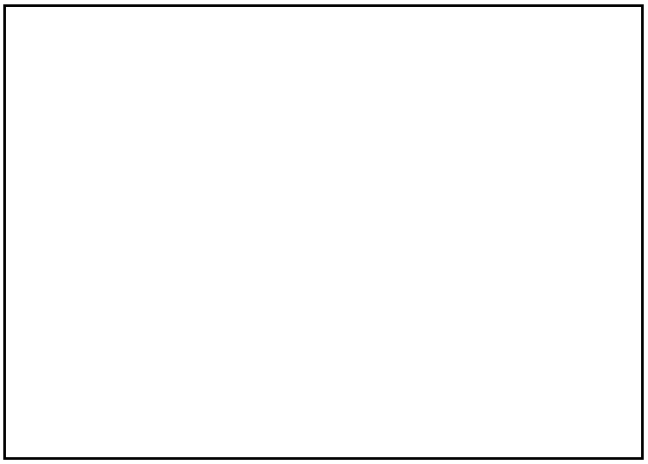


図 3.4-1　相模トラフの地震の断層モデル（佐藤, 2016）

表 3.4-1　相模トラフの地震の断層パラメータ（佐藤, 2016）



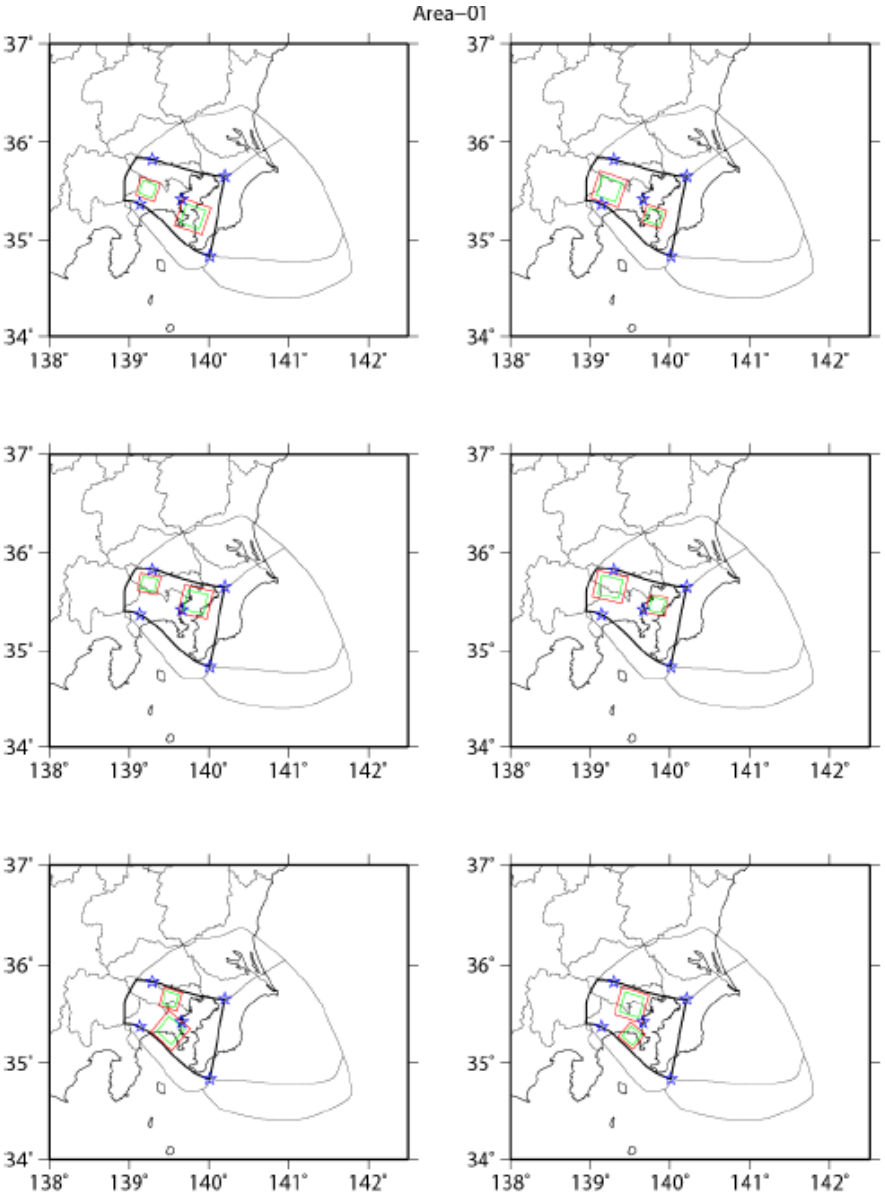


図 3.1　T1 タイプ（黒太線）における基本ケースのアスペリティ（赤および緑）と破壊開始点（青の星印）。

図 3.4-2　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

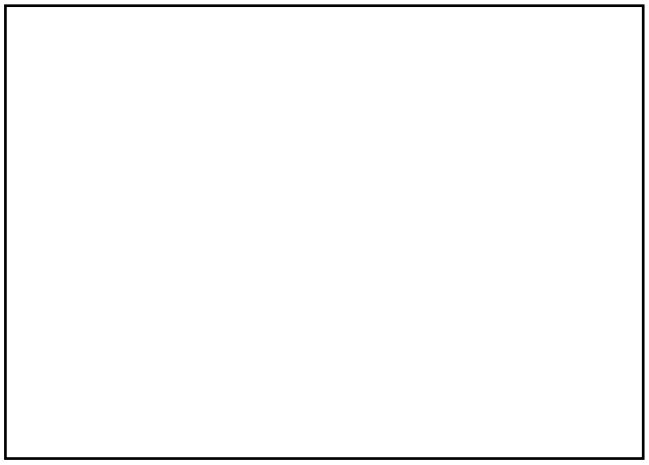


図 3.4-3　宮腰・小穴(2021)による相模トラフの地震の断層モデルに対する破壊プロセス

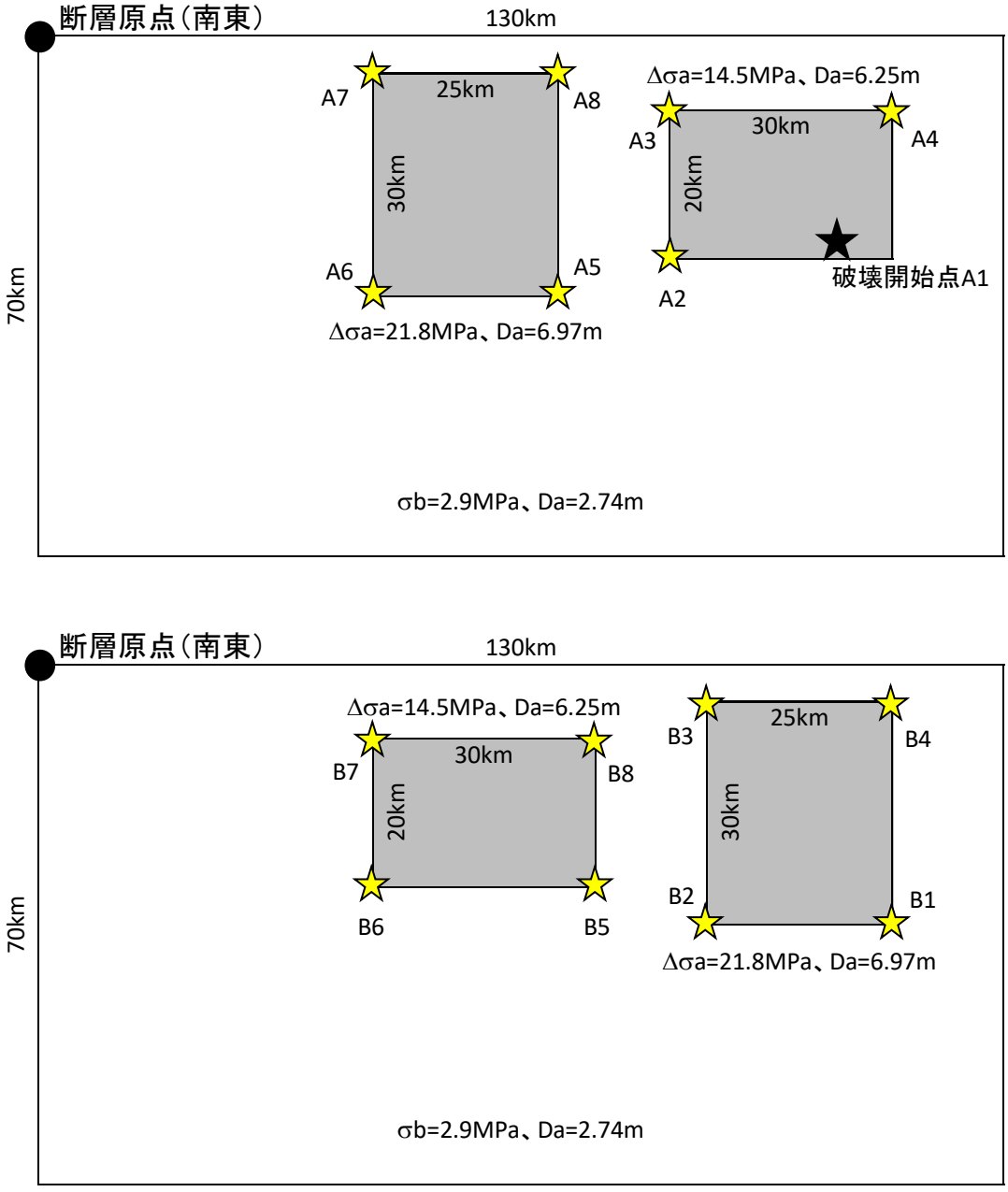


図 3.4-4　相模トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

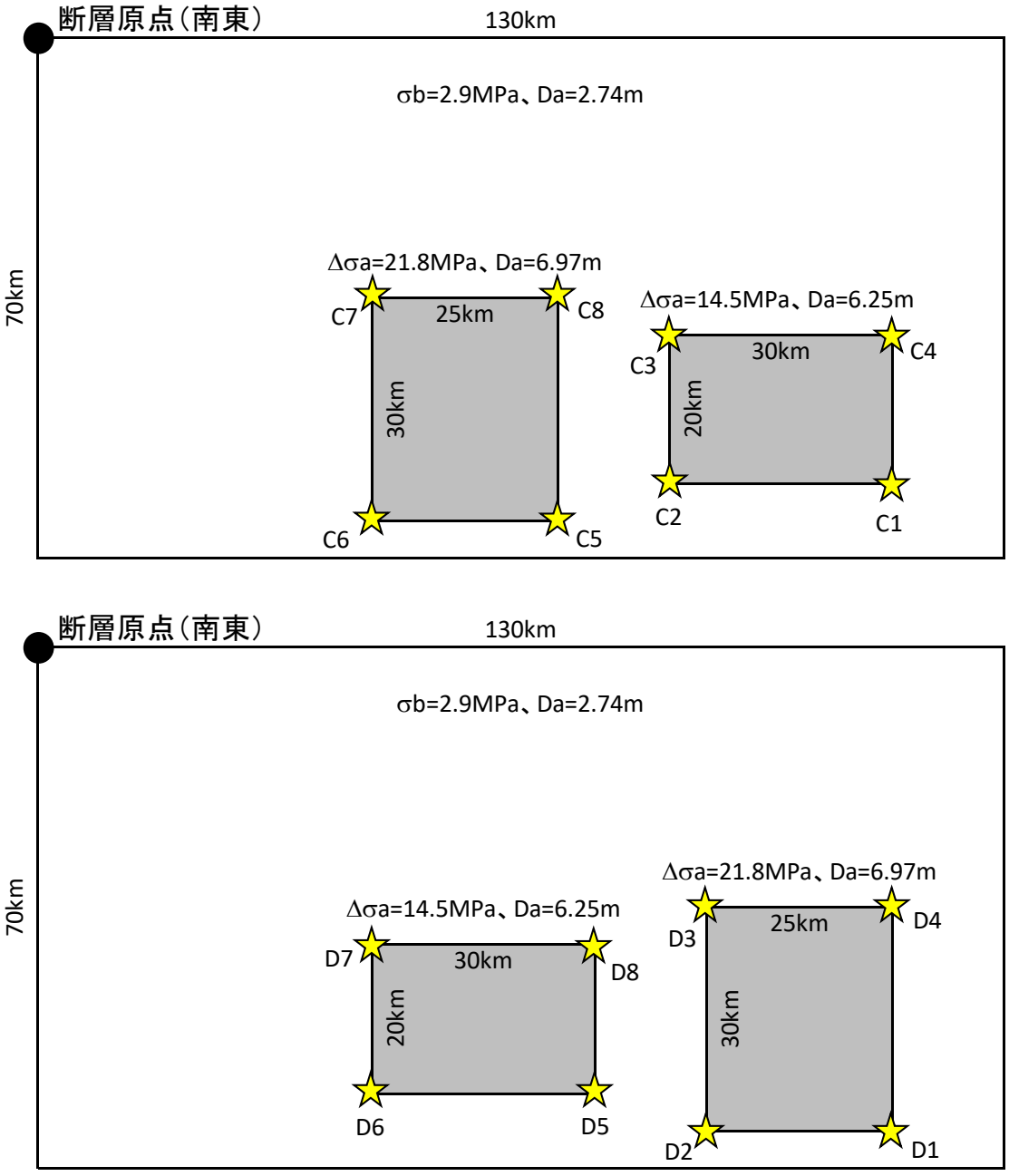


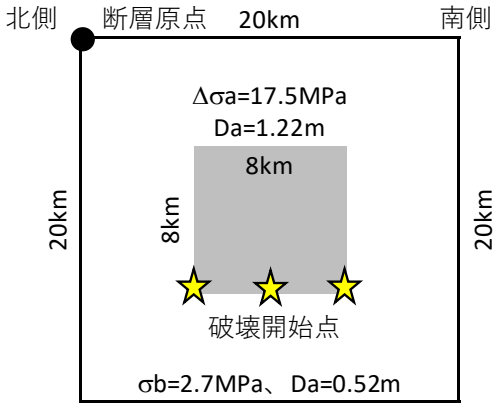
図 3.4-5　相模トラフの地震の断層モデルに対して参考に追加で設定した破壊プロセス
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

(2) 伏在断層による地震

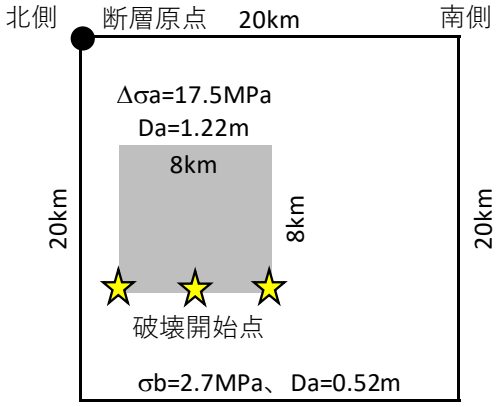
伏在断層による地震の断層モデルは、断層長さ 20km、断層幅 20km、Mw6.5 としたうで、強震動予測レシピに基づいて断層パラメータを設定した。断層モデルの位置は、代表地点の周辺の活断層を参考に走向を 265 度、傾斜角 45 度したうえで、断層中心の地表投影位置が代表地点になるように設定した。設定した断層パラメータを表 3.4-2 に、図 3.4-6 に断層モデルを示す。

表 3.4-2　伏在断層による地震の断層パラメータ

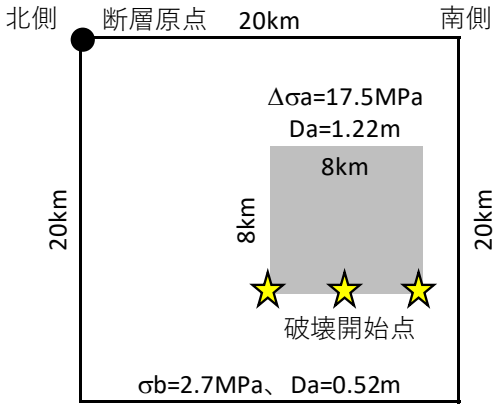
断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
走向	−	deg	設定	N265E
傾斜角	−	deg	設定	45
断層上端深さ	−	km	設定	3.00
震源断層長さ	L	km	設定	20
震源断層幅	W	km	設定	20
震源断層面積	S	km^2	S=LW	400
モーメントマグニチュード	M_W	−	Mw=(logM0−9.1)/1.5	6.5
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=(S/2.23\times10^{15})^{3/2}\times10^{-7}$	7.60E+18
断層位置（断層原点）	−	−	設定	—
密度	ρ	g/cm^3	設定	2.70
S波速度	β	km/s	設定	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)	2.45
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	$\sigma b=(Db/Wb)/(Da/Wa)\Delta\sigma a$	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 3.4-6　伏在断層による地震の断層モデル

(3) まとめ

京葉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3.4-7に示す。

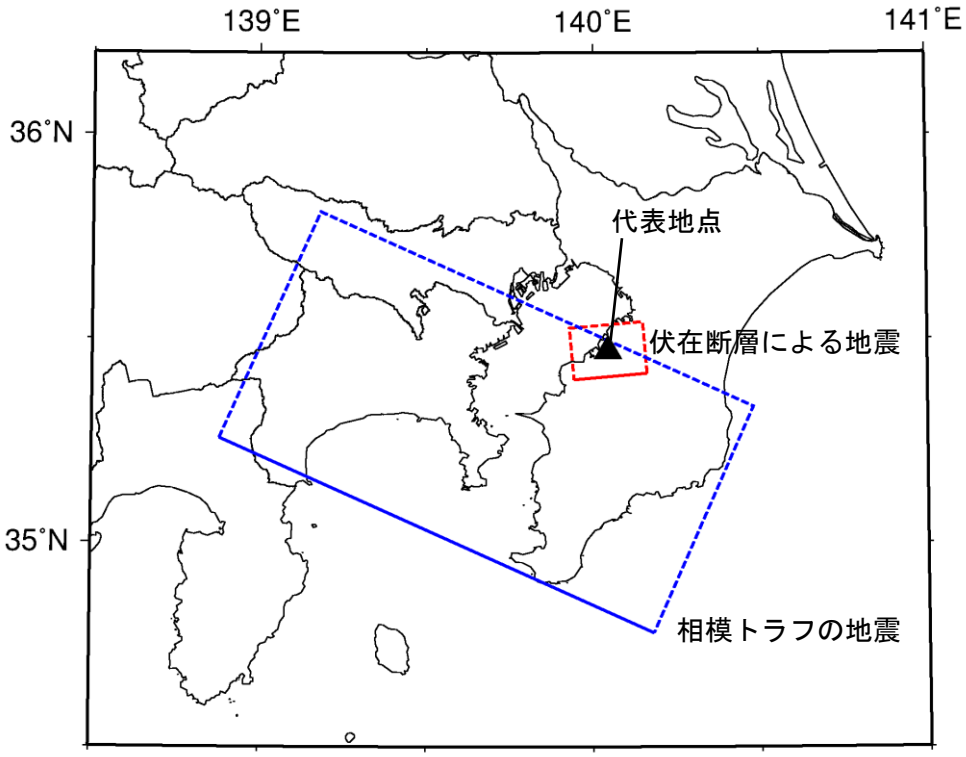


図 3.4-7　京葉コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点（▲）

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、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)、伏在断層による地震に対しては 2011 年 4 月 22 日の地震（M_J4.1）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、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 3.4-8 に、断層パラメータを表 3.4-3 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、2007 年 10 月 1 日の地震の地震に対して図 3.4-9 に、2011 年 4 月 22 日の地震に対して図 3.4-10 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。工学的基盤上面に引き戻した地震動を、2007 年 10 月 1 日の地震の地震に対して図 3.4-11 に、2011 年 4 月 22 日の地震に対して図 3.4-12 に、それぞれ示す。図には、地表の地震動の応答スペクトルを重ねて示している。なお、2011 年 4 月 22 日の地震において、地表観測記録の水平動に見られる周期 0.1 秒以下や鉛直動に見られる特徴的に卓越する地震動が、工学的基盤に引き戻した地震動でも同じ周期帯で卓越しており、表 3.1-1 に示した地盤構造では十分に引き戻しできていない可能性があり、工学的基盤に引き戻すための地盤構造の精度の向上が今後の課題と考えられる。

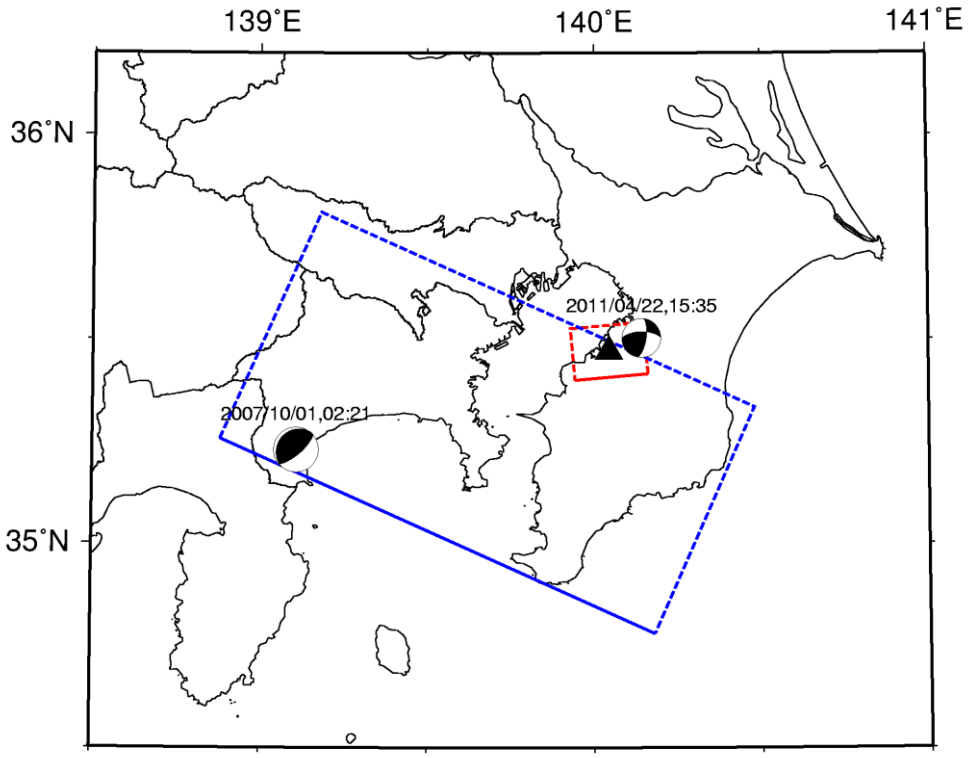


図 3.4-8　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点（▲）

表 3.4-3　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	139.1100	35.2295	12.9	4.9	4.7	1.37×10^{16}	3.5
2011年4月22日	140.1415	35.5035	23.9	4.1	4.1	1.34×10^{15}	2.3

※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。

※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。

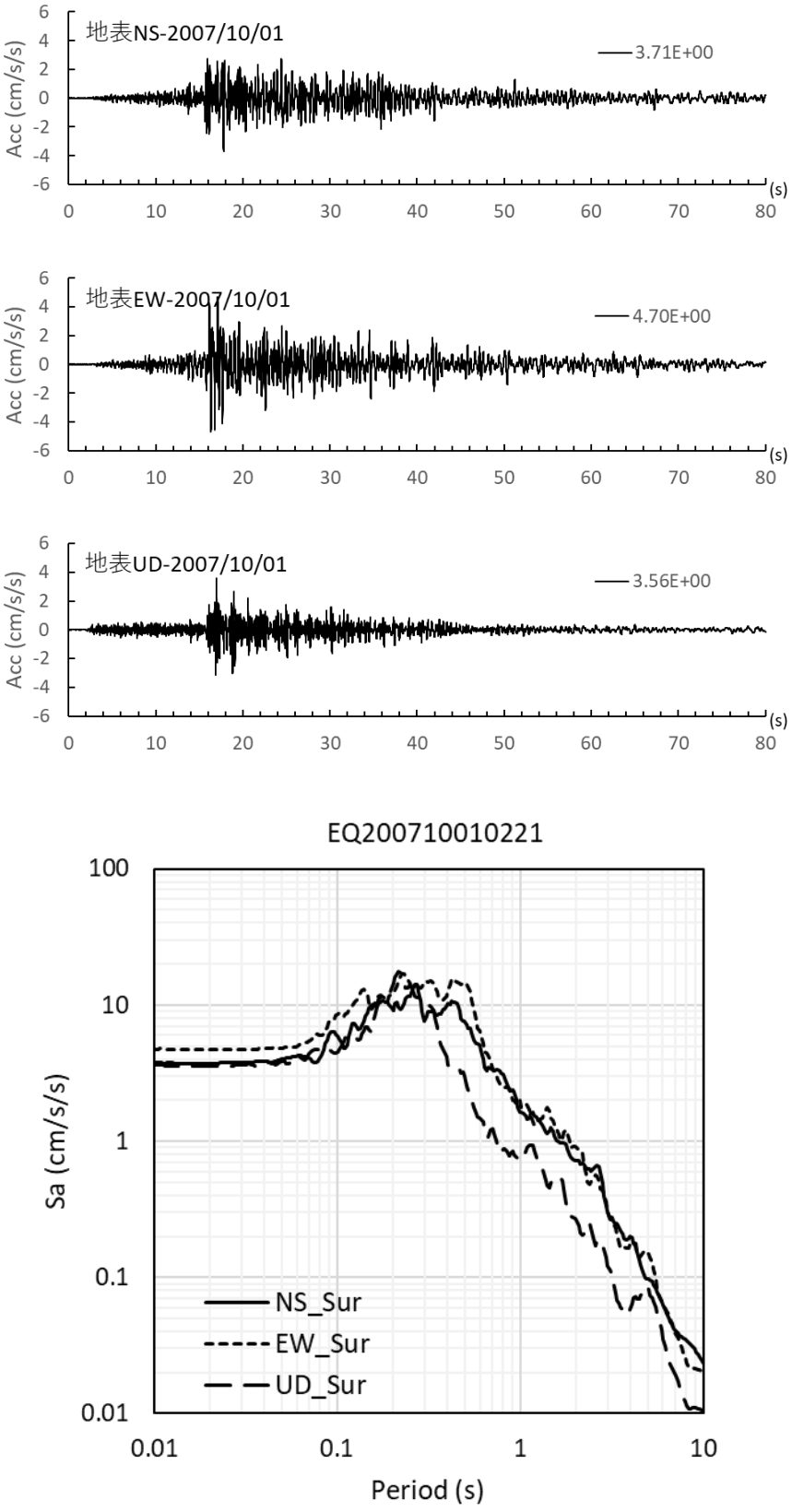


図 3.4-9　2007 年 10 月 1 日の地震の地震観測記録（K-NET 姉崎、地表）

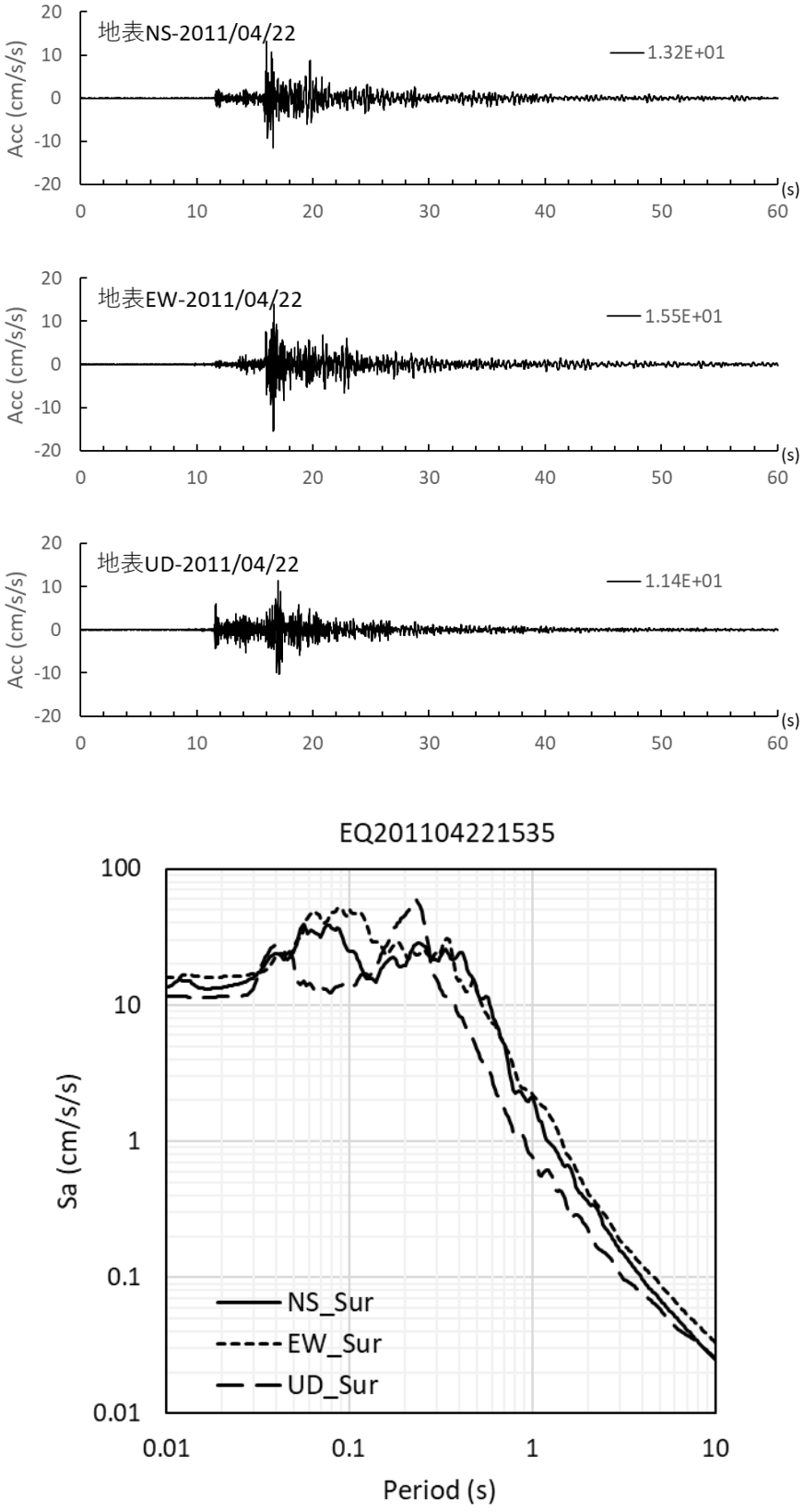


図 3.4-10　2011 年 4 月 22 日の地震の地震観測記録（K-NET 姉崎、地表）

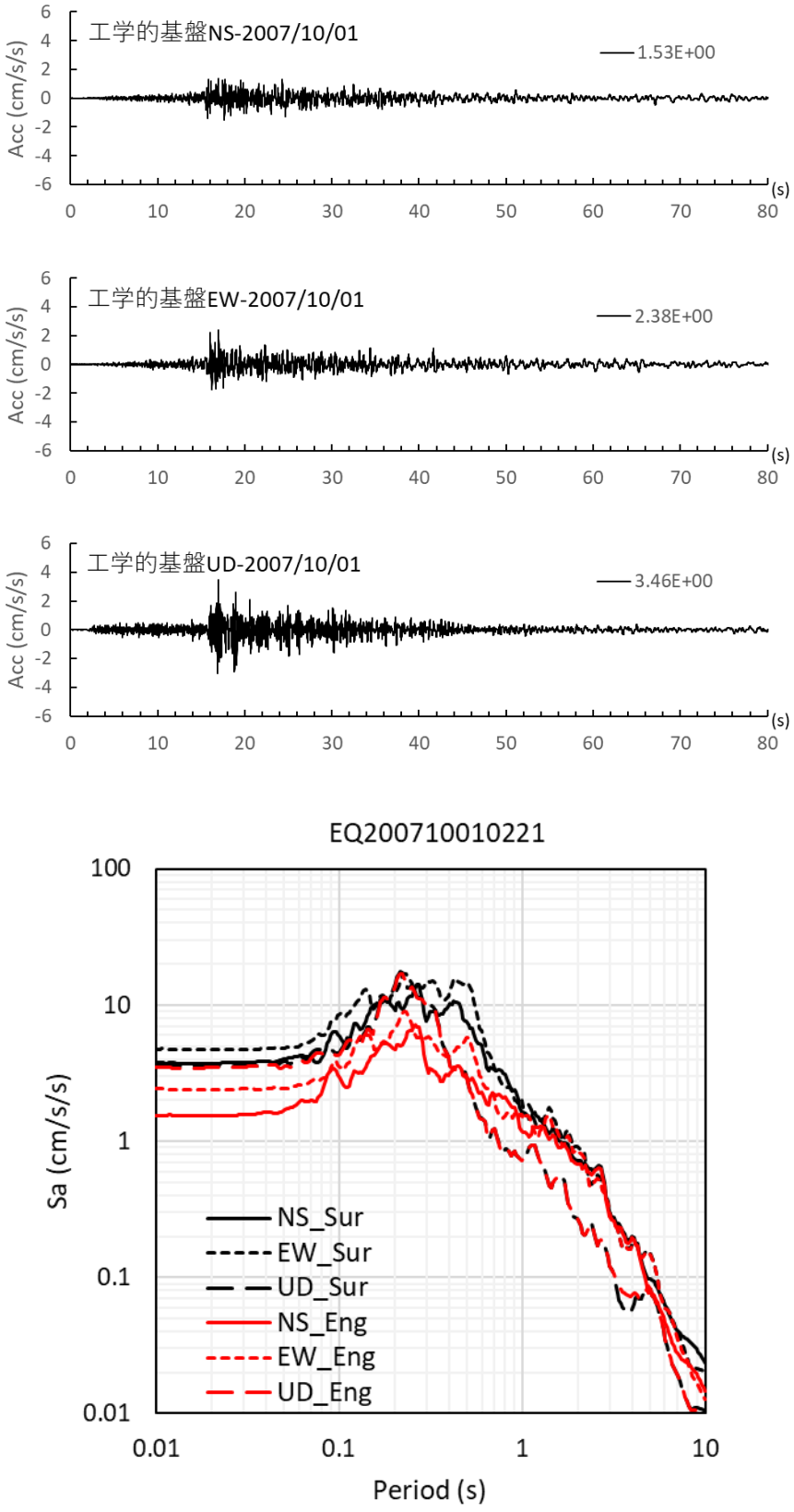


図 3.4-11　2007 年 10 月 1 日の地震の地震観測記録（K-NET 姉崎、工学的基盤）

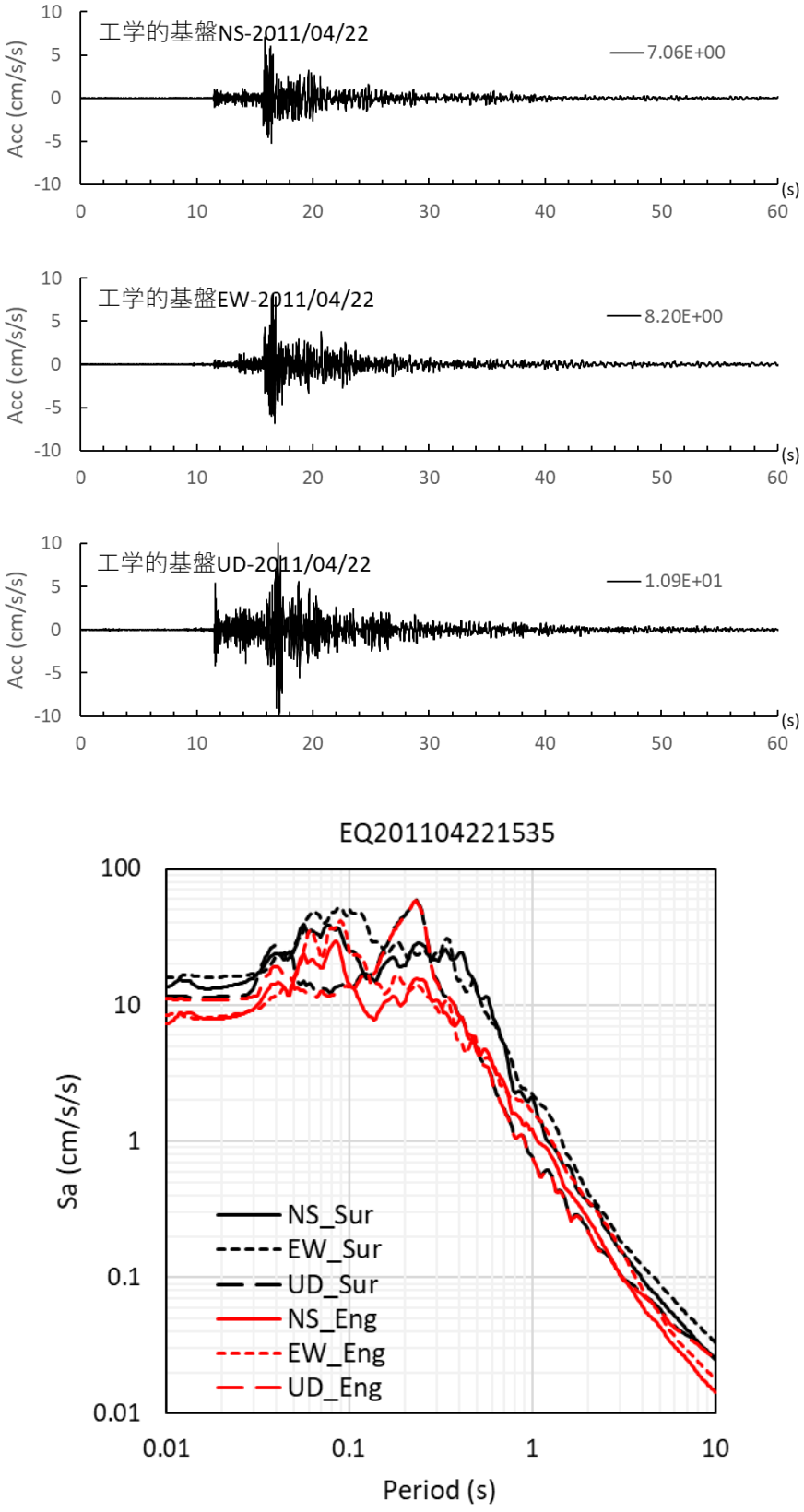


図 3.4-12　2011 年 4 月 22 日の地震の地震観測記録（K-NET 姉崎、工学的基盤）

3.4.3 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 3.4-13 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 3.4-14 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-15 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 7.4-16 に、例としてケース A1 の加速度波形を図 3.4-17 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-18 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 32 波（NS 成分と EW 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 18 波（NS 成分と EW 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。また、参考として相模トラフの地震に対してアスペリティ位置を変更した場合のサイトスペシフィック地震動の加速度波形の例を図 3.4-20 に、設計用下限地震動と比較して図 3.4-21 に示す。図 3.4-19 では、周期 0.5～1.0 秒程度以外の周期帯では、サイトスペシフィック地震動が設計用下限地震動を上回っている。一方、参考で計算した結果の図 3.4-21 では、周期 0.5～1.0 秒程度も含めて、すべての周期帯でほぼサイトスペシフィック地震動が設計用下限地震動を上回っている。

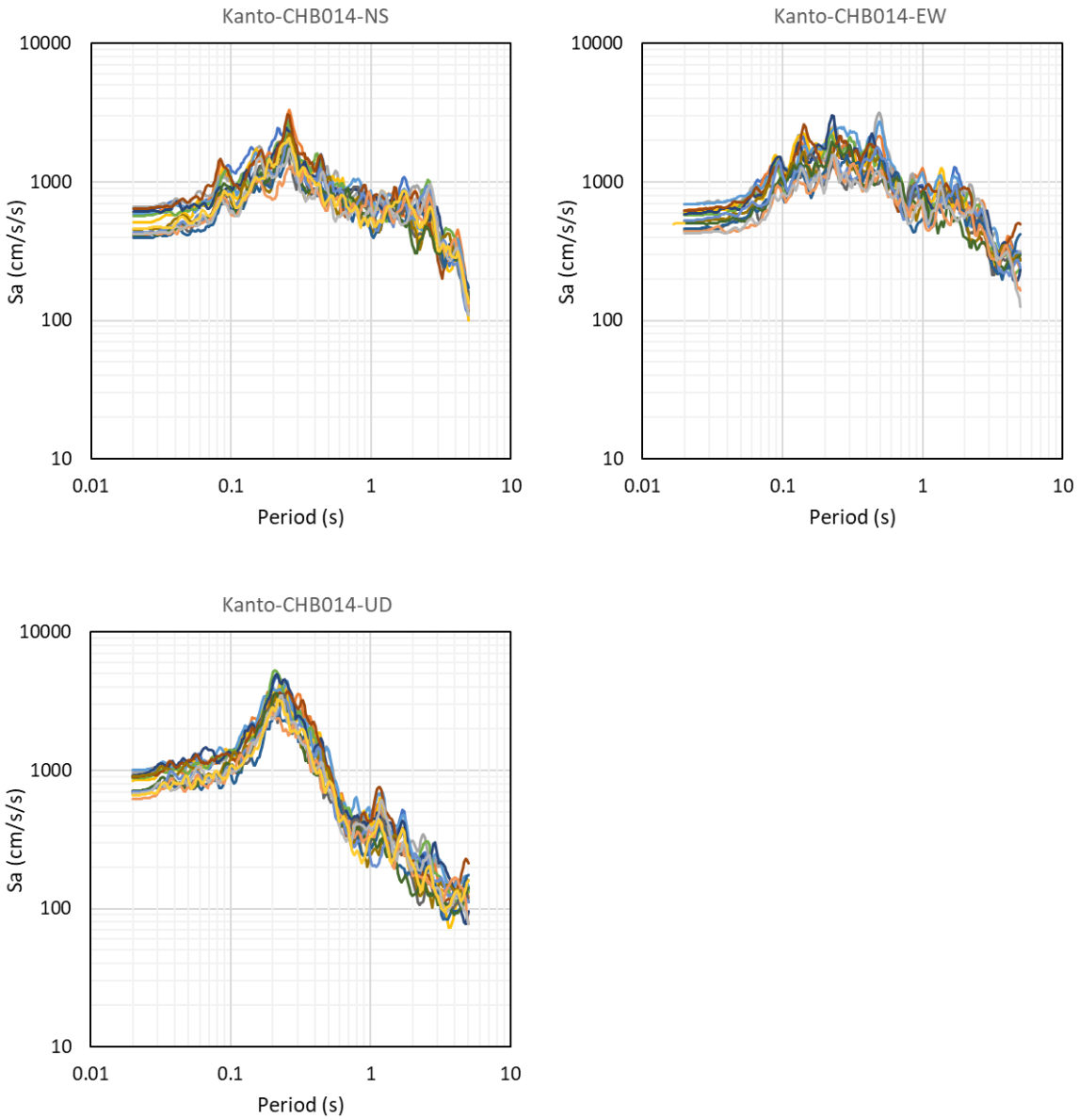
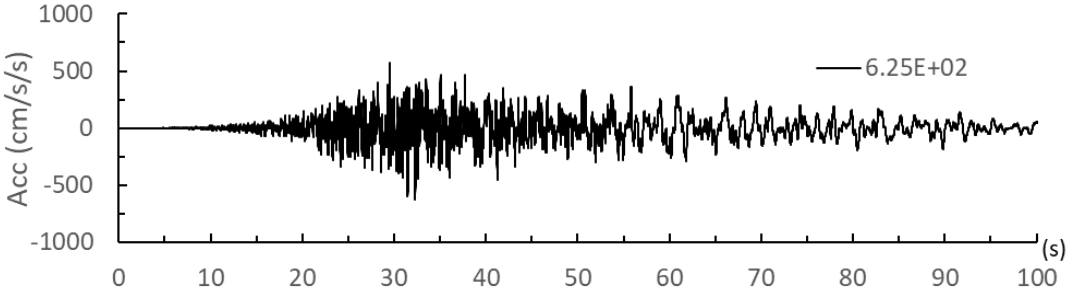
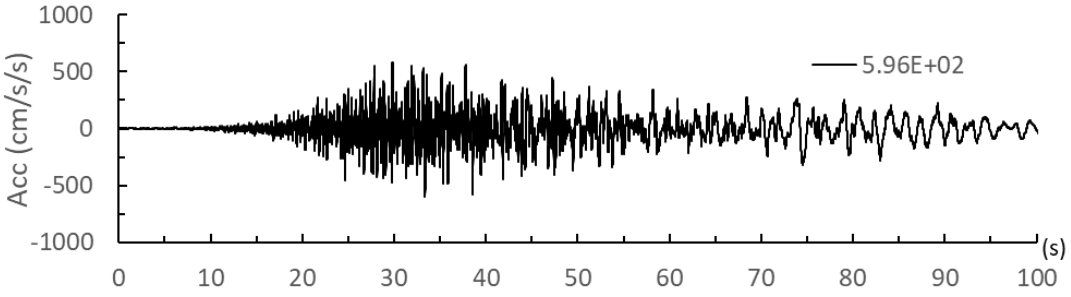


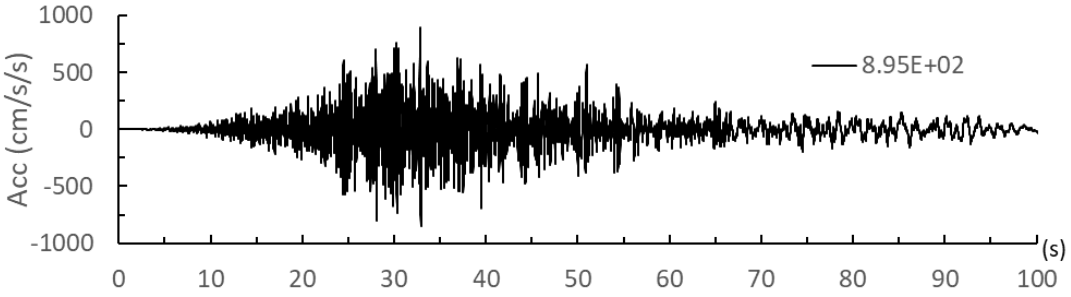
図 3.4-13　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

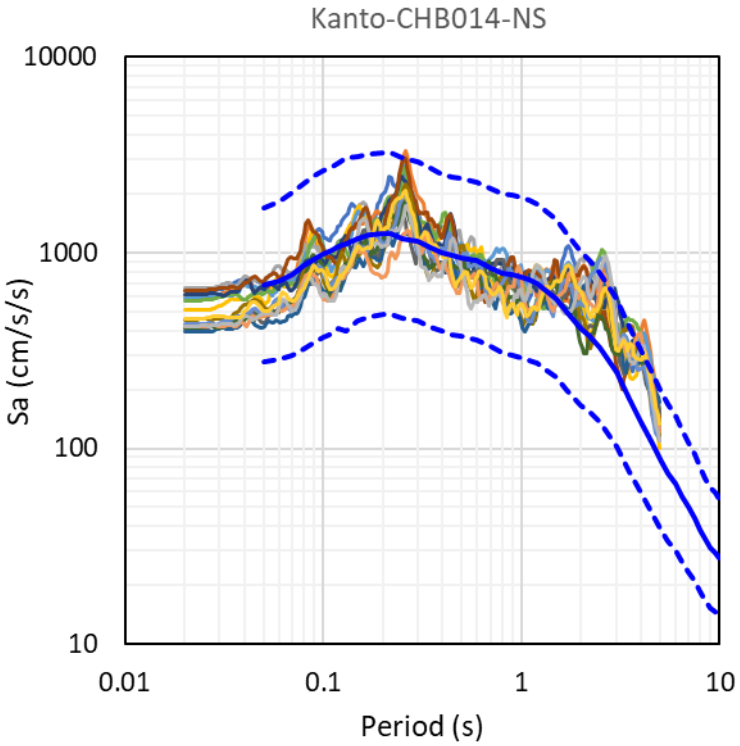


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 3.4-14　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の例



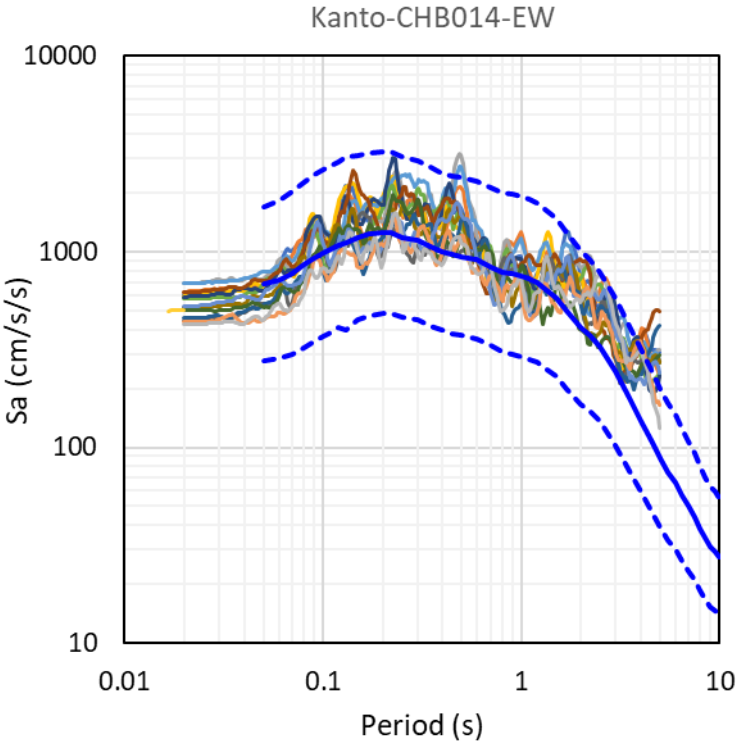


図 3.4-15　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較

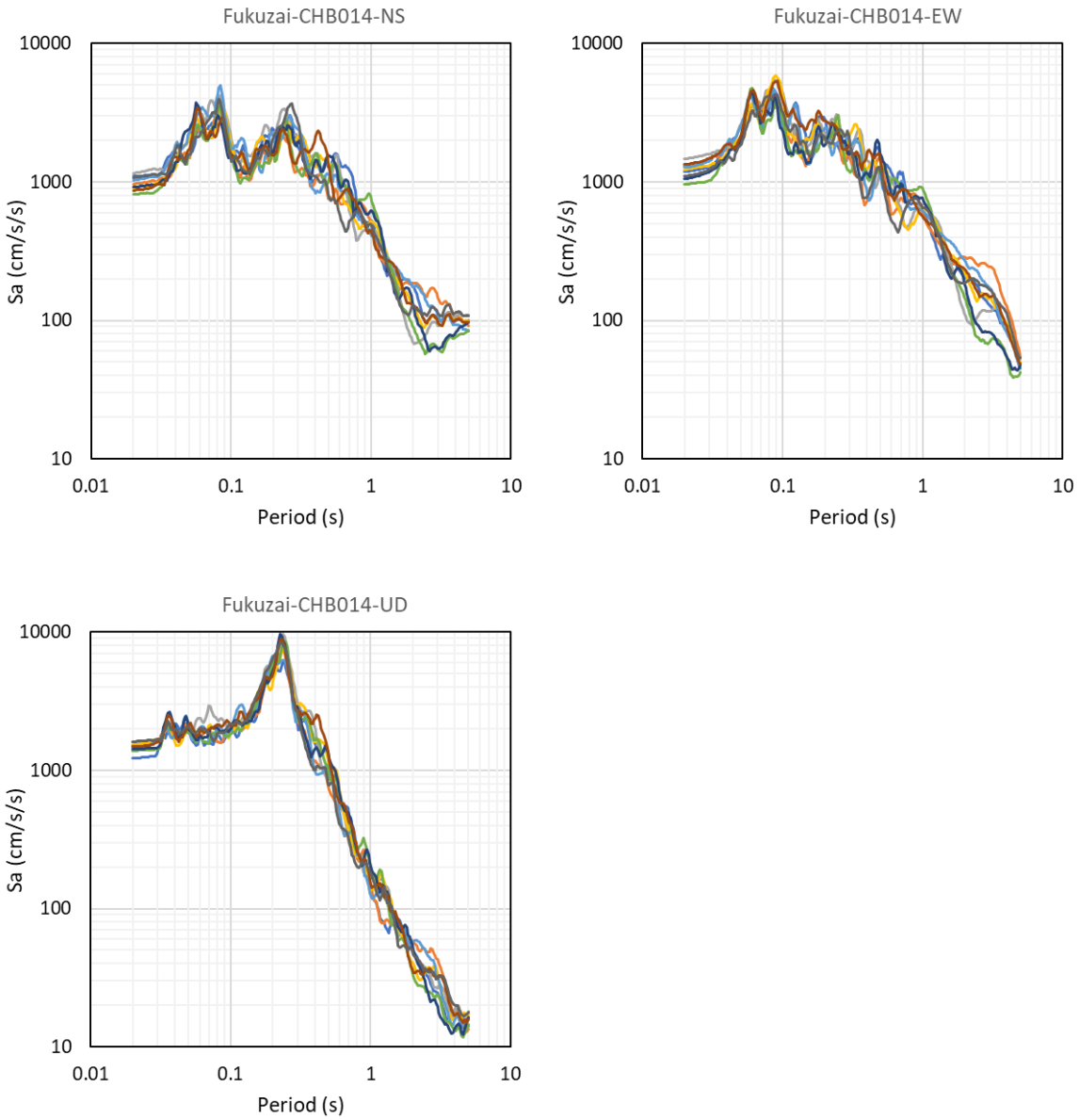
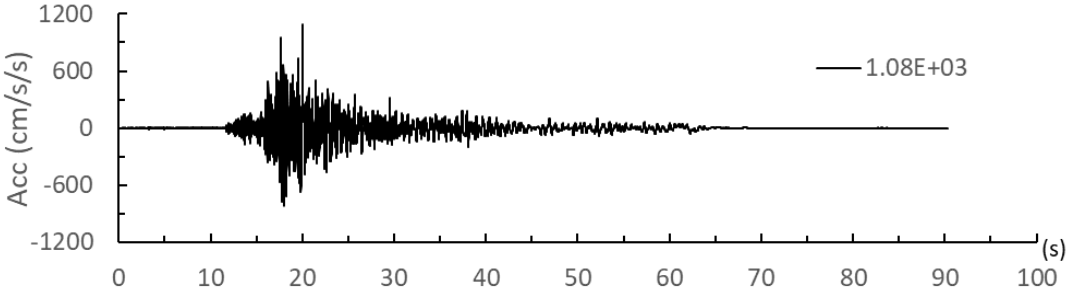
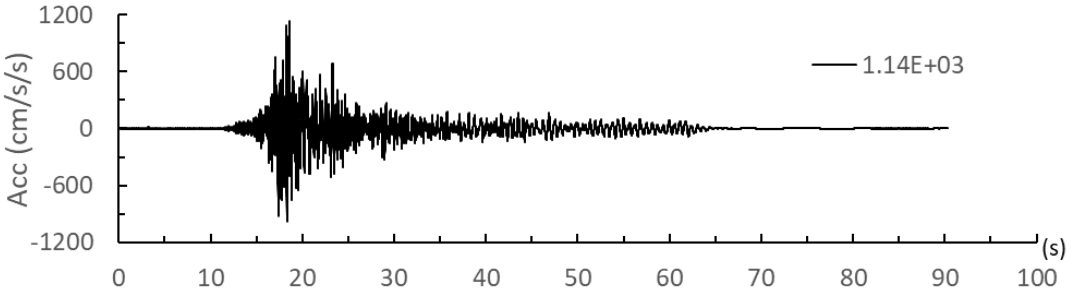


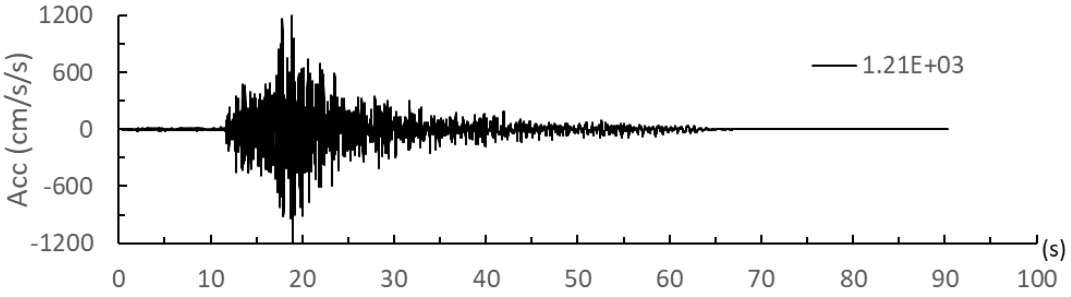
図 3.4-16　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

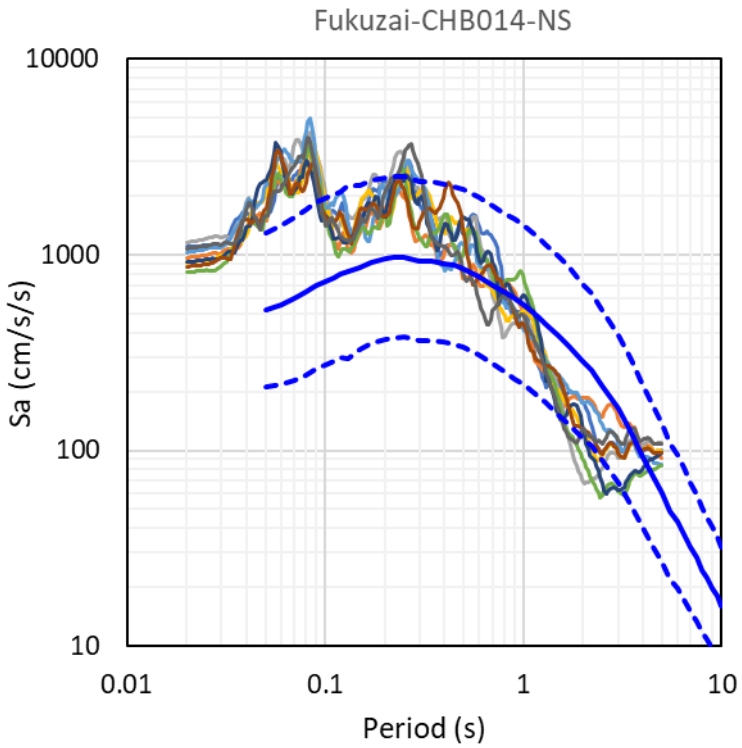


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

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の例



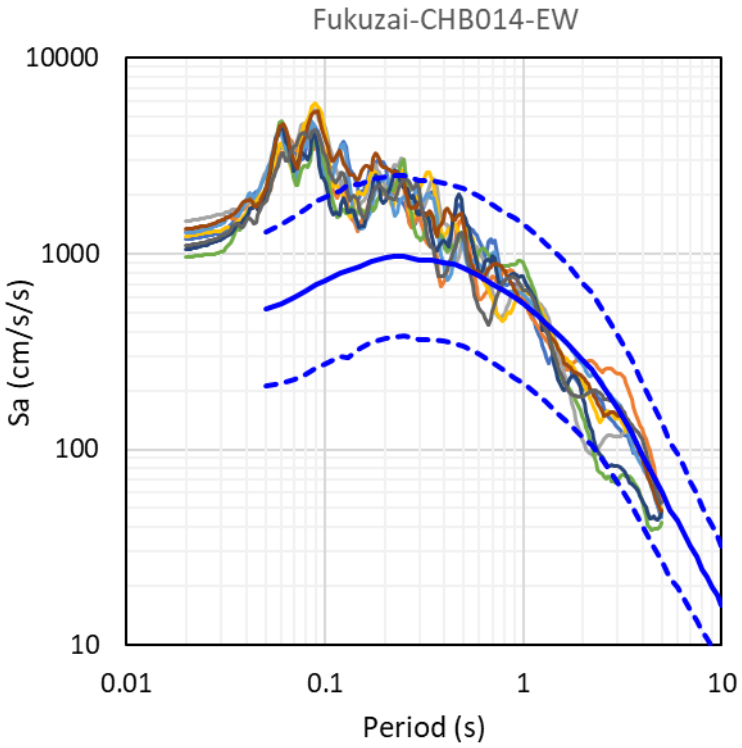


図 3.4-18　伏在断層による地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較

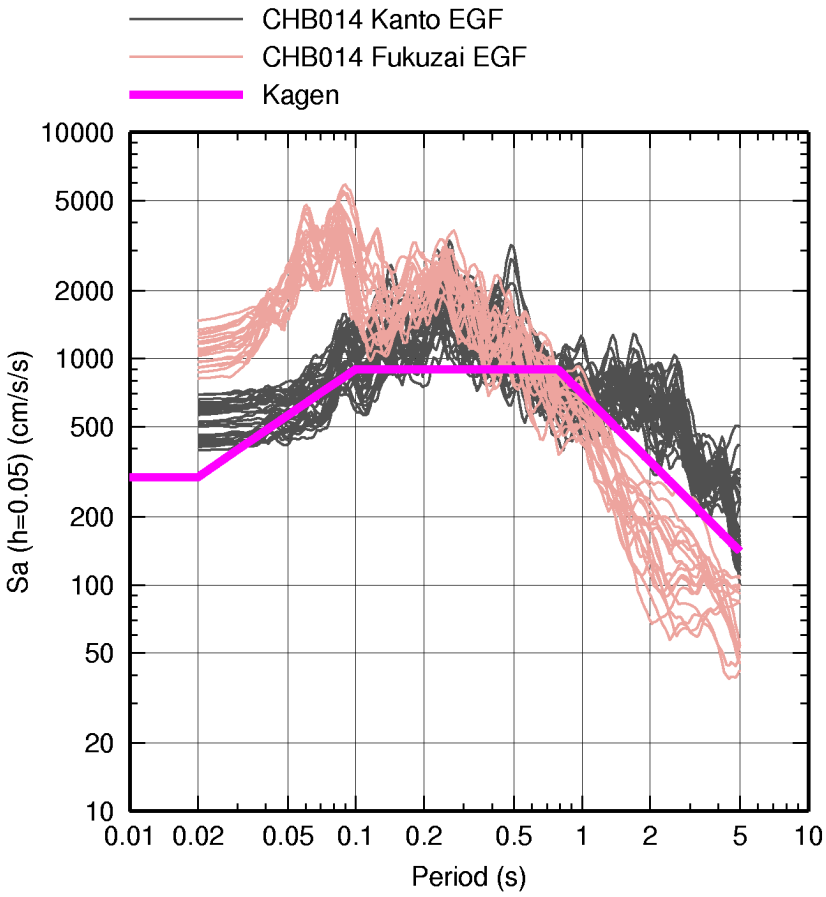
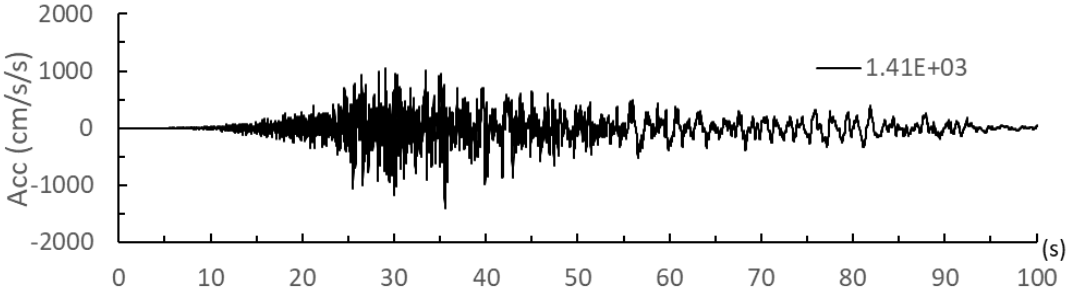
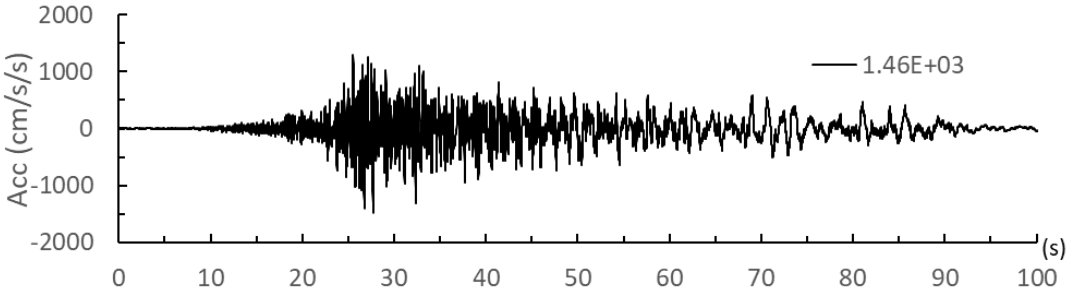


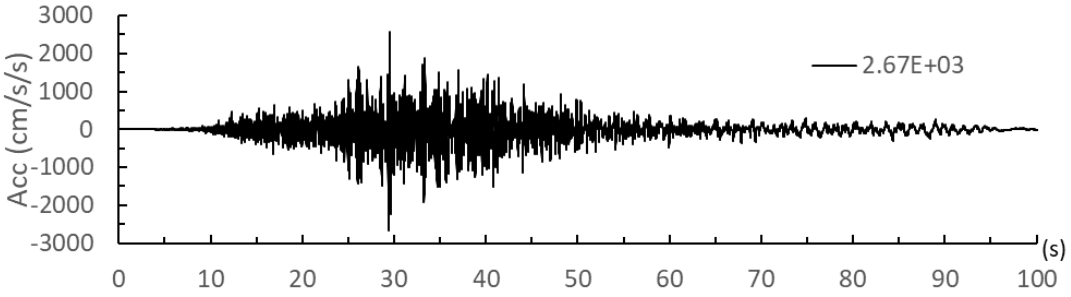
図 3.4-19　京葉コンビナート地区における代表地点の標準波と設計用下限地震動の比較



(a)　NS 成分

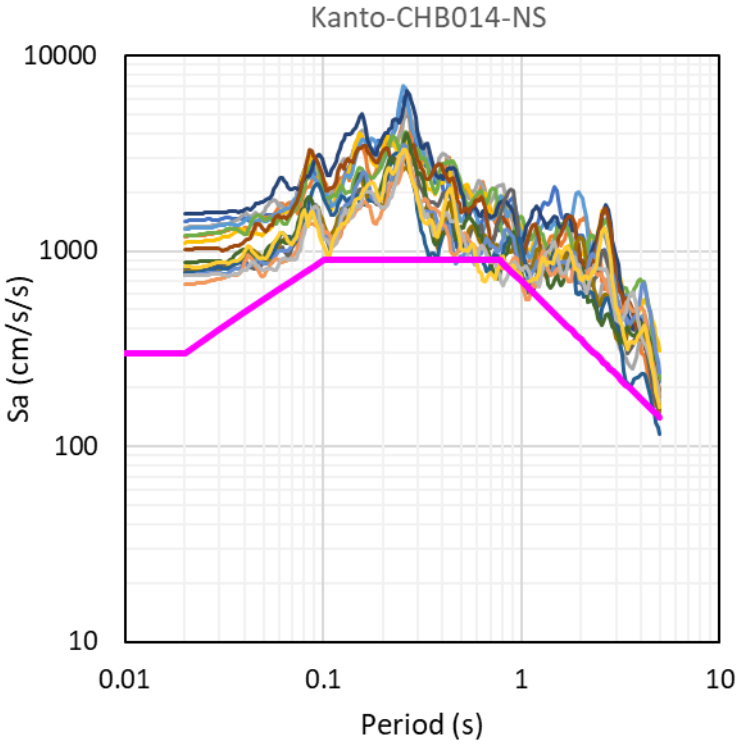


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 3.4-20　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



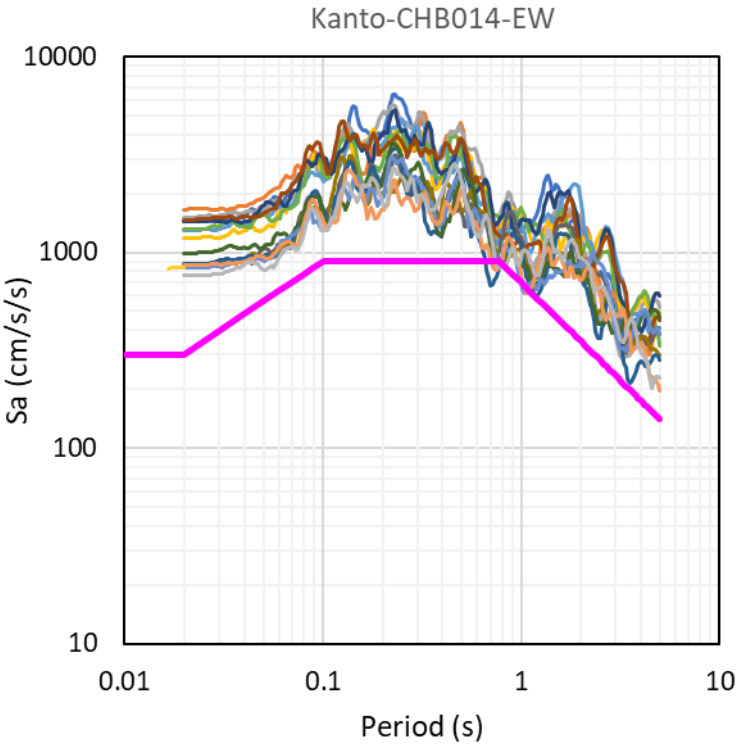


図 3.4-21　追加検討した相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と設計用下限地震動の比較

4.　新居浜コンビナート地区の標準波の検討

4.1　代表地点の検討

新居浜コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、新居浜コンビナート地区近傍にある JMA 新居浜とする。JMA 新居浜のさらに南側には K-NET 新居浜（EHM002）があるが、やや距離があることから、代表地点とはしないと判断した。新居浜コンビナート地区と代表地点（JMA 新居浜）および K-NET 新居浜の位置を図 4.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造は、図 4.1-2 に示す新居浜市消防防災合同庁舎の PS 検層結果に基づくものとする。工学的基盤は、せん断波速度 Vs のコントラストが明瞭で、それ以深で N 値 50 以上が数 m 以上みられる深さとして、GL-37m の Vs＝620m/s の層の上面とする。代表地点の地盤構造を表 4.1-1 に示す。

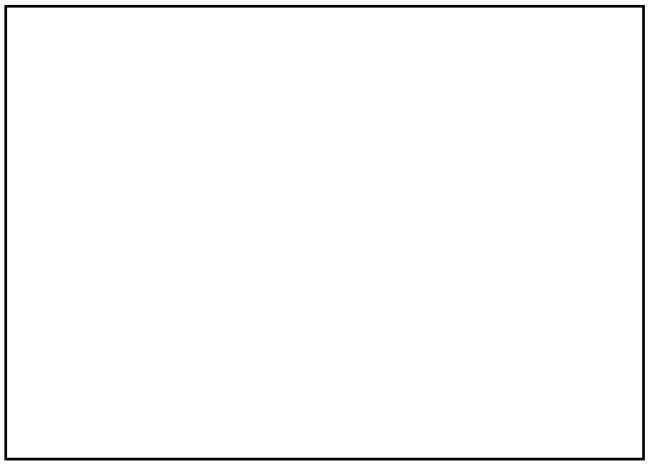


図 4.1-1　新居浜コンビナート地区の代表地点（JMA 新居浜）

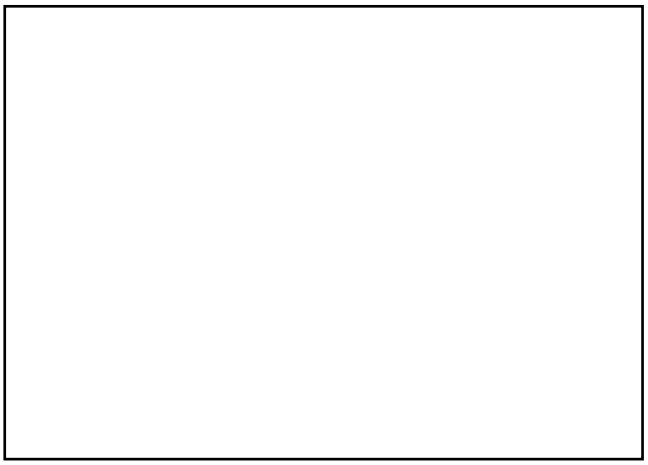


図 4.1-2　新居浜市消防防災合同庁舎の PS 検層結果

表 4.1-1　新居浜コンビナート地区の代表地点（JMA 新居浜）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	0.0	3.0	360	190	1.82	観測点位置
2	3.0	4.0	1080	250	1.94	
3	7.0	3.5	1840	370	2.15	
4	10.5	5.0	1840	370	2.11	
5	15.5	4.5	1920	390	2.18	
6	20.0	4.7	1980	440	2.20	
7	24.7	5.3	2120	540	2.25	
8	30.0	3.5	2090	500	2.15	
9	33.5	3.5	2090	500	2.15	
10	37.0	ー	2160	620	2.29	工学的基盤

4.2　地震学的・地質学的情報等の整理

(1)　被害地震

愛媛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(2020)によれば、愛媛県に被害を及ぼす地震は、安芸灘～伊予灘～豊後水道にかけてのフィリピン海プレート内で発生する地震や南海トラフ沿いで発生する地震としている。前者では、1854 年の地震（M7.4）、1905 年の芸予地震（M7.2）、2001 年芸予地震（M6.7）などがある。その他、1909 年宮崎県西部の地震（M7.6）や 1968 年日向灘地震（M7.5）でも被害を受けている。

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

表８－８　愛媛県に被害を及ぼした主な地震（～2018 年 12 月）
表８－１と同じ。

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	宇和島、松山の城の石垣が崩れる。
1686. 1. 4 （貞享 2）	安芸・伊予	7. 2	松山の城の石垣が崩れる。
1707. 10. 28 （宝永 4）	（宝永地震）	8. 6	死者 12 人、負傷者 24 人。御城下の家々破損。（地震調査委員会，2009）
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	死者 2 人、家屋全半壊 1, 000 棟以上。（地震調査委員会，2009）
1854. 12. 26 （安政元）	伊予西部	7. 4	伊予大洲、吉田で家屋倒壊。
1857. 10. 12 （安政 4）	伊予・安芸	7. 3	今治で城内破損、郷町で死者 1 人、家屋倒壊 3 棟、郡中で死者 4 人。
1905. 6. 2 （明治 38）	（芸予地震）	7. 2	負傷者 17 人、家屋（含非住家）全壊 8 棟。
1909. 11. 10 （明治 42）	宮崎県西部	7. 6	負傷者 2 人、家屋倒壊 1 棟
1946. 12. 21 （昭和 21）	（昭和南海地震）	8. 0	死者 26 人、負傷者 32 人、住家全壊 155 棟。
1968. 4. 1 （昭和 43）	（1968 年日向灘地震）	7. 5	負傷者 3 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	死者 1 人、負傷者 75 人（うち重傷 7 人）、住家全壊 2 棟。

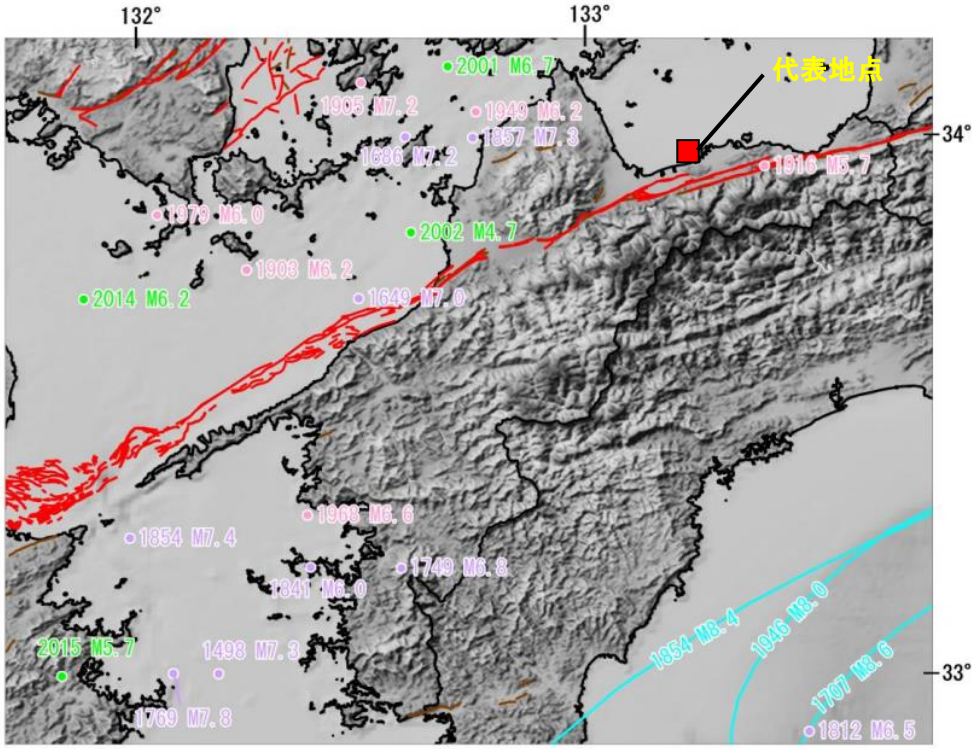


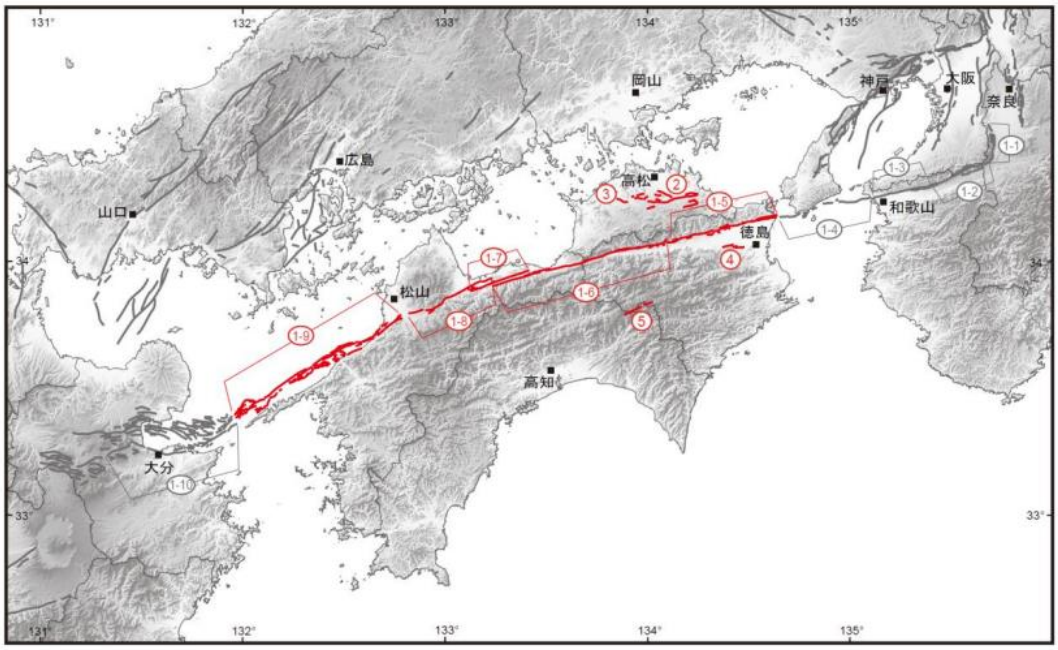
図８－39　愛媛県とその周辺で発生した主な被害地震（～2018 年 12 月）
出典は図８－１と同じ。

図 4.2-1　新居浜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(2017a)では、四国地域の活断層の長期評価が報告されている。図 4.2-2 に、検討対象とした活断層の位置を示す。図より、新居浜コンビナート地区の周辺では、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）（図中 1-6）、中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）（図中 1-7）、中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁西部区間）（図中 1-8）がある。

これらの活断層の概要と地震調査研究推進本部(2024)による将来発生する地震の地震規模および 2024 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 4.2-2 に示す。



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２　四国地域（評価対象地域）において評価対象とした活断層の分布
※を付した活断層（区間）は四国地域の評価対象から除く。

図 4.2-2　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(2017a)に加筆）

表 4.2-2　新居浜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

（地震調査研究推進本部(2024)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率（2024 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
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
中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）	7.3 程度	0.01%以下	0.03%以下	約 1,500 年～1,800 年
				15 世紀以後
中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁西部区間）	7.5 程度	ほぼ 0%～12%	ほぼ 0%～20%	約 700 年～1,300 年
				15 世紀以後、18 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 4.2-3 に示す。

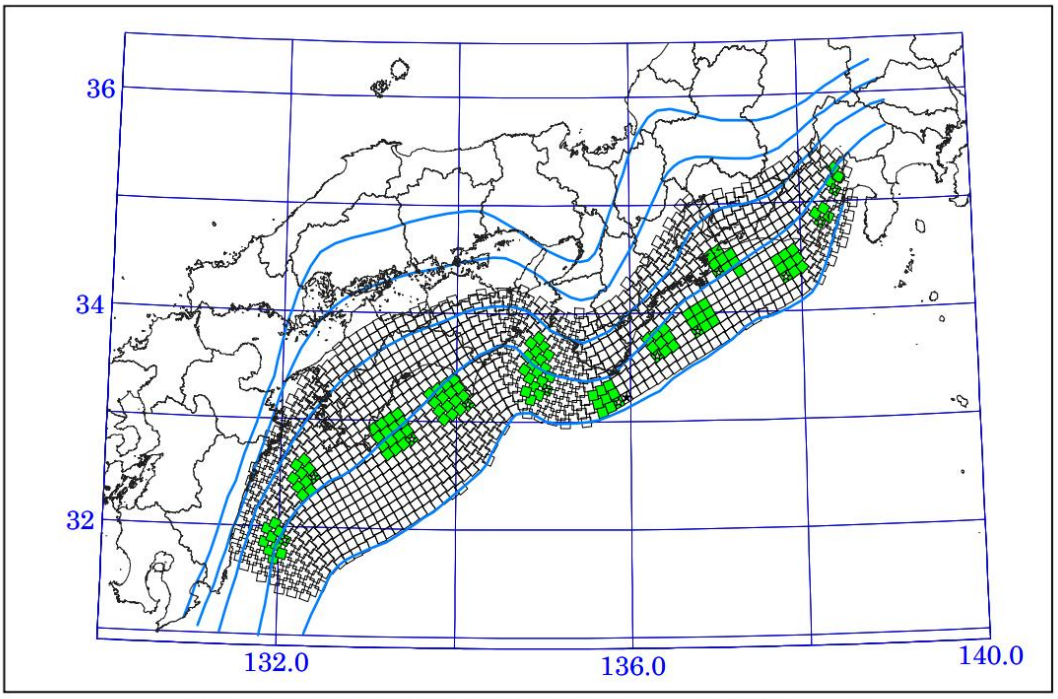


図3.3 強震動生成域の設定の検討ケース(基本ケース)

図 4.2-3 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)　愛媛県

愛媛県では、平成 25 年に「愛媛県地震被害想定調査」（愛媛県, 2013）が報告している。そこでは、海溝型地震として南海トラフ巨大地震と安芸灘～伊予灘～豊後水道のプレート内地震を、内陸型地震として中央構造線断層帯のうち、讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部、石鎚山脈北縁、石鎚山脈北縁西部－伊予灘の 3 つの地震を対象としている。図 4.2-4 に想定地震の震源域を示す。なお、南海トラフ巨大地震の断層モデルは内閣府(2012)と同じものであり、安芸灘～伊予灘～豊後水道のプレート内地震の地震規模は M7.4 としている。

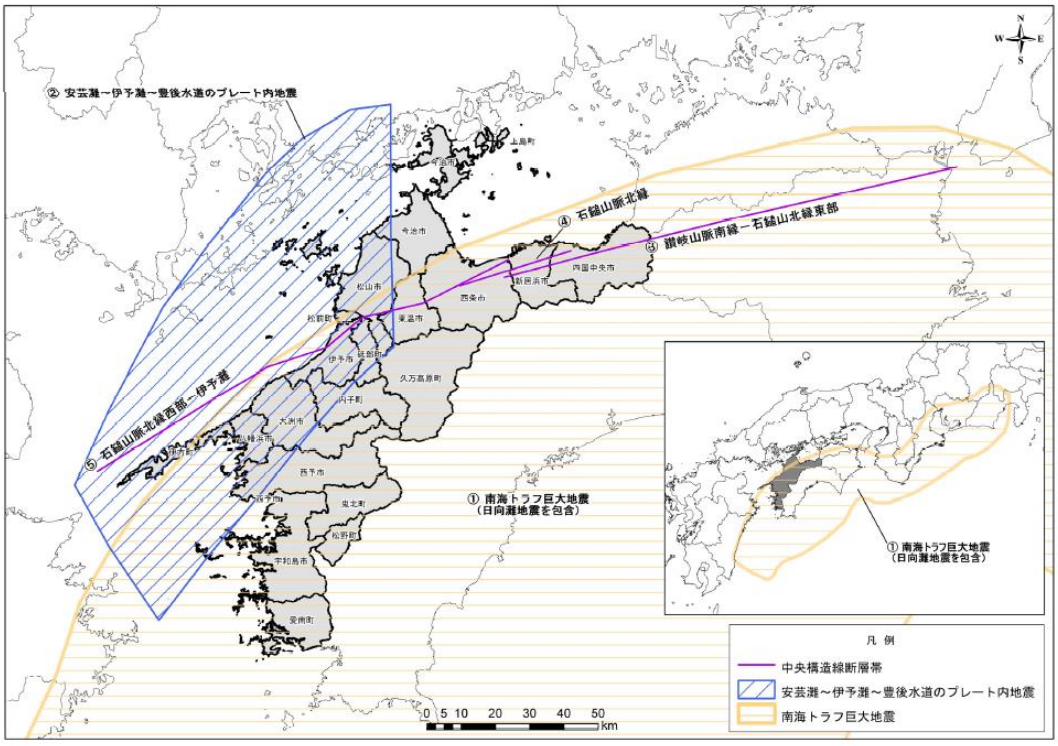


図 2-3-8　想定地震　全体位置図

図 4.2-4　愛媛県(2013)による想定地震の震源域

(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、新居浜コンビナート地区に影響の大きい地震として、南海トラフで発生するスラブ内地震、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。南海トラフで発生するスラブ内地震の断層モデルを図 4.2-5 に、安芸灘～伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震の断層モデルを図 4.2-6 に示す。なお、日向灘及び南西諸島海溝周辺の地震活動の長期評価（第二版）（地震調査研究推進本部, 2022）では、安芸灘～伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震における次の地震の規模は最大 M7.4 程度としている。

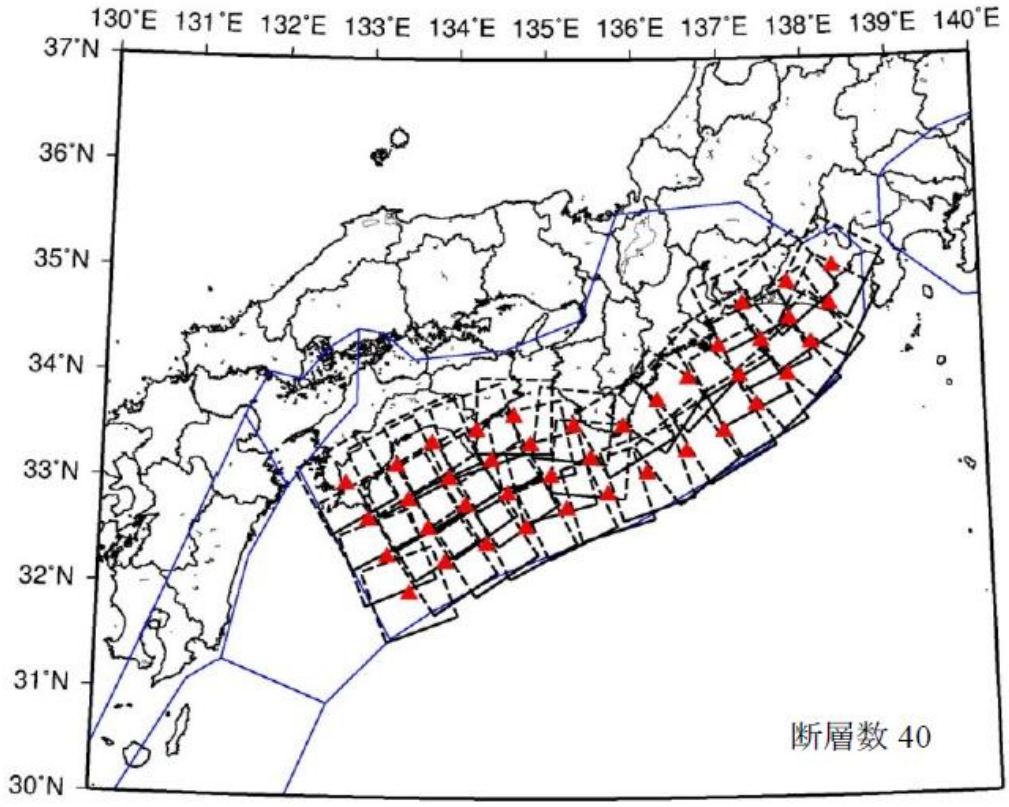


図 4.2-5　地震調査研究推進本部(2021)による南海トラフの地震の断層モデル
（▲：断層中心）（防災科学技術研究所, 2023）

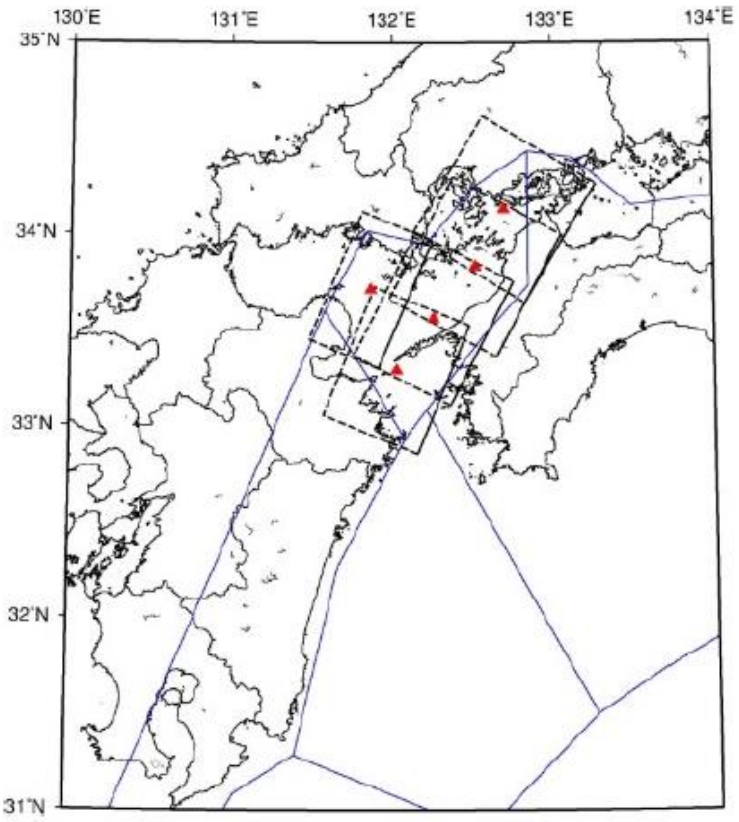


図 4.2-6　地震調査研究推進本部(2021)による安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震の断層モデル（▲：断層中心）（防災科学技術研究所, 2023）

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、新居浜コンビナート地区の周辺では、安芸灘～伊予灘～豊後水道などで発生するフィリピン海プレートのプレート内地震、南海トラフ沿いで発生する地震（プレート境界地震）、陸域の浅い場所で発生する地震（内陸地殻内地震）によって被害を受けてきており、愛媛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、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、スラブ内地震、内陸地殻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、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。

スラブ内地震の対象地震として、南海トラフおよび安芸灘－伊予灘～豊後水道で発生する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。具体的には、地震調査研究推進本部(2021)が設定した断層モデル（図 4.2-5 および図 4.2-6 参照）のうち、代表地点に最も近い断層モデルを設定する。地震規模は、南海トラフで発生するスラブ内地震は M8.0、安芸灘－伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震は愛媛県(2013)を参考に M7.4 とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、新居浜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(2021)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）。なお、断層モデルは中角度のモデルを用いる。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて対象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中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）による地震であるが、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震の地震動の大きさも拮抗している。

また、伏在断層による地震については、対象地点直下に 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、新居浜コンビナート地区周辺の地震環境を考慮して、中央構造線断層帯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。伏在断層による地

震に対して代表地点で算定した地震動の最大値を加えて表 4.3-2 に示す。表より、代表地点に最も影響が大きいものは伏在断層による地震である。表より、代表地点に最も影響が大きい内陸地殻内地震は、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震および中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）による地震とする。

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 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 108m 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＝33km、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）は Mw7.3 で X＝4.0km、中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）による地震は Mw6.8 で X＝2.3km、フィリピン海プレートのスラブ内地震は Mw8.0 で X＝41km とする。図より、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震が全周期帯域で最も大きい。南海トラフの巨大地震の地震動とフィリピン海プレートのプレート内で発生するスラブ内地震の地震動を比較すると、周期 0.5 秒程度以下ではスラブ内地震の地震動が大きく、周期 0.5 秒程度以上では南海トラフの巨大地震の地震動が大きい。これより、最終的な対象地震は、**中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震、南海トラフの地震**の 2 つとする。

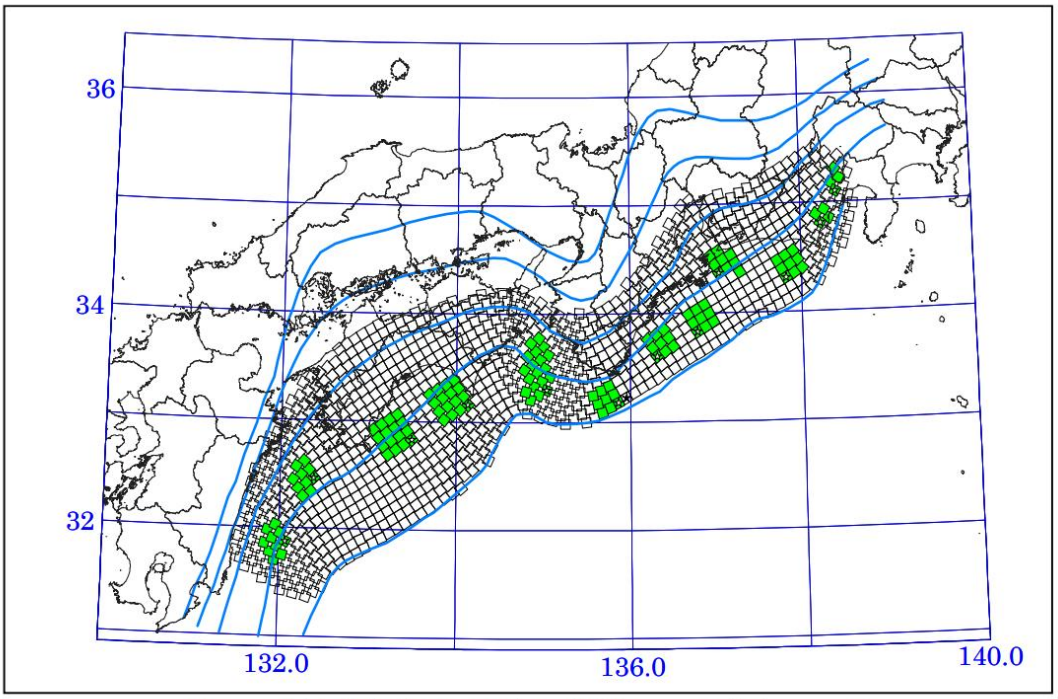


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

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

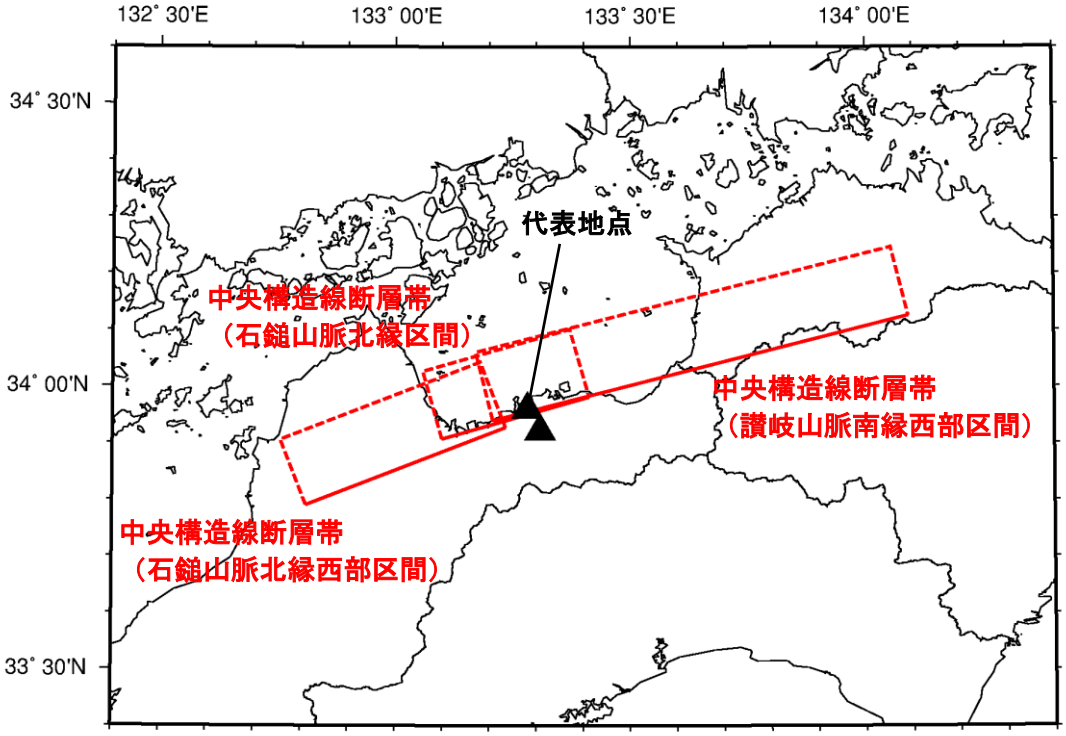


図 4.3-2　新居浜コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

表 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

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)
中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）	8.0	7.3	4.0	4.0	9.5	485.4	56.7
中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）	7.3	6.8	2.3	2.0	8.5	486.6	51.7
中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁西部区間）	7.5	6.9	6.0	2.0	8.5	398.1	38.9
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。

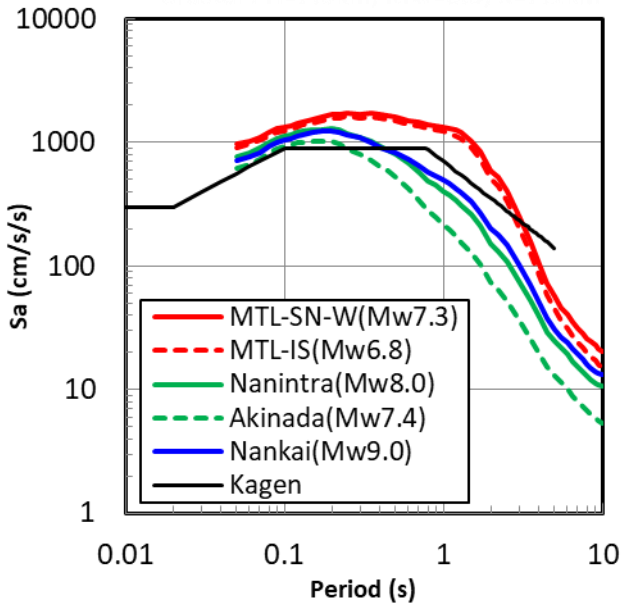


図 4.3-3　南海トラフの巨大地震（Nankai）、フィリピン海プレートのスラブ内地震（Nanintra、Akinada）、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震動（MTL-SN-W）、中央構造線断層帯（石鎚山脈北縁区間）による地震動（MTL-IS）と設計用下限地震動（Kagen）の比較

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

4.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震

中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震の断層モデルは、地震調査研究推進本部(2021)で設定しているモデルとした。そこでは、アスペリティ位置が 2 ケースと、破壊開始点がそれぞれ 2 ケースの合計 4 ケースを設定している。ここでは、アスペリティ位置は地震調査研究推進本部(2021)と同じ 2 ケースとして、破壊開始点をそれぞれ 6 ケースの合計 12 ケースとした。中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震の断層パラメータを表 4.4-1 に、図 4.4-1 に断層モデルを示す。

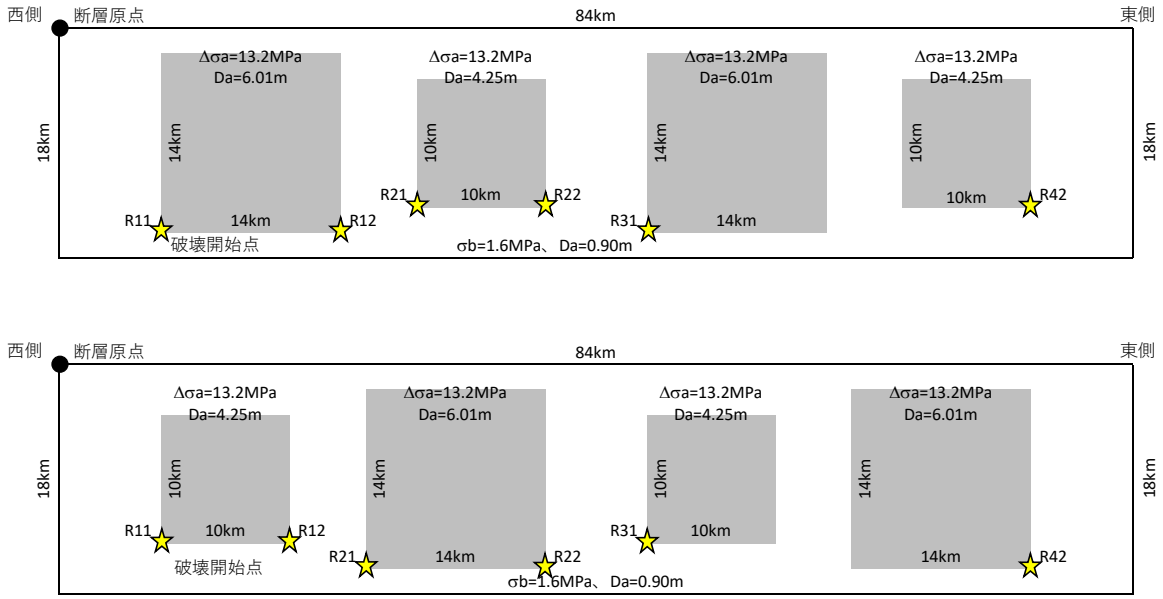


図 4.4-1　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震の断層モデル
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

表 4.4-1　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震の断層パラメータ
（地震調査研究推進本部, 2021）

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）
中央構造線断層帯讃岐山脈南縁西部区間

強震動予測のための震源パラメータ（2018 年版提示モデル）

巨視的震源パラメータ		中角度				高角度	
断層長さ L [km]		82				82	
地震規模 M		8.0				8.0	
地震発生層上限深さ H_s [km]		4				4	
地震発生層下限深さ H_d [km]		15				15	
設定手順		（イ）		（イ）		（イ）	
地震モーメント M_0 [Nm]		1.28E+20		1.28E+20		1.28E+20	
モーメントマグニチュード M_w		7.3		7.3		7.3	
断層モデル面積 S_{model} [km^2]		1512		1512		1032	
静的応力降下量 $\Delta\sigma$ [MPa]		5.3		**3.1**		3.1	
平均すべり量 D [m]		2.71		2.71		3.97	
走向 θ [度]		255.8		255.8		255.8	
傾斜角 δ [度]		40		40		90	
すべり角 λ [度]		180		180		180	
断層モデル原点緯度 [°N]		34.1255		34.1255		34.0860	
断層モデル原点経度 [°E]		134.0908		134.0908		134.1140	
断層モデル上端深さ D_{top} [km]		4		4		4	
断層モデル長さ L_{model} [km]		84		84		86	
断層モデル幅 W_{model} [km]		18		18		12	
微視的震源パラメータ							
短周期レベル A [Nm/s^2]		2.67E+19		2.11E+19		1.74E+19	
短周期レベル（参照） A_{Dan} [Nm/s^2]		2.67E+19		2.67E+19		2.67E+19	
全アスペリティ	面積 S_a [km^2]	605.0		**332.6**		227.0	
	実効応力 σ_a [MPa]	13.2		14.1		14.1	
	すべり量 D_a [m]	5.42		5.42		7.94	
	地震モーメント M_{0a} [Nm]	1.02E+20		5.63E+19		5.63E+19	
アスペリティ1	面積 S_{a1} [km^2]	201.7	201.7	110.9	110.9	75.7	75.7
	実効応力 σ_{a1} [MPa]	13.2	13.2	14.1	14.1	14.1	14.1
	すべり量 D_{a1} [m]	6.01	6.01	6.01	6.01	8.80	8.80
	地震モーメント M_{0a1} [Nm]	3.78E+19	3.78E+19	2.08E+19	2.08E+19	2.08E+19	2.08E+19
	計算用面積 [km×km]	14 × 14	14 × 14	14 × 8	14 × 8	12 × 6	12 × 6
アスペリティ2	面積 S_{a2} [km^2]	100.8	100.8	55.4	55.4	37.8	37.8
	実効応力 σ_{a2} [MPa]	13.2	13.2	14.1	14.1	14.1	14.1
	すべり量 D_{a2} [m]	4.25	4.25	4.25	4.25	6.22	6.22
	地震モーメント M_{0a2} [Nm]	1.34E+19	1.34E+19	7.35E+18	7.35E+18	7.35E+18	7.35E+18
	計算用面積 [km×km]	10 × 10	10 × 10	10 × 6	10 × 6	6 × 6	6 × 6
背景領域	面積 S_b [km^2]	907.0		1179.4		805.0	
	実効応力 σ_b [MPa]	1.6		2.7		3.3	
	すべり量 D_b [m]	0.90		1.95		2.85	
	地震モーメント M_{0b} [Nm]	2.56E+19		7.16E+19		7.16E+19	

※赤字：アスペクト比が 2 を超えたことにより平均応力降下量 3.1MPa、アスペリティ面積が断層面積の 22%を仮定したモデル。このモデルは震源パラメータを示すのみであり、断層モデル図および地表震度分布図は扱わない。

(2) 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 4.4-2 に、断層パラメータを表 4.4-2 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 4.4-3 に示す。

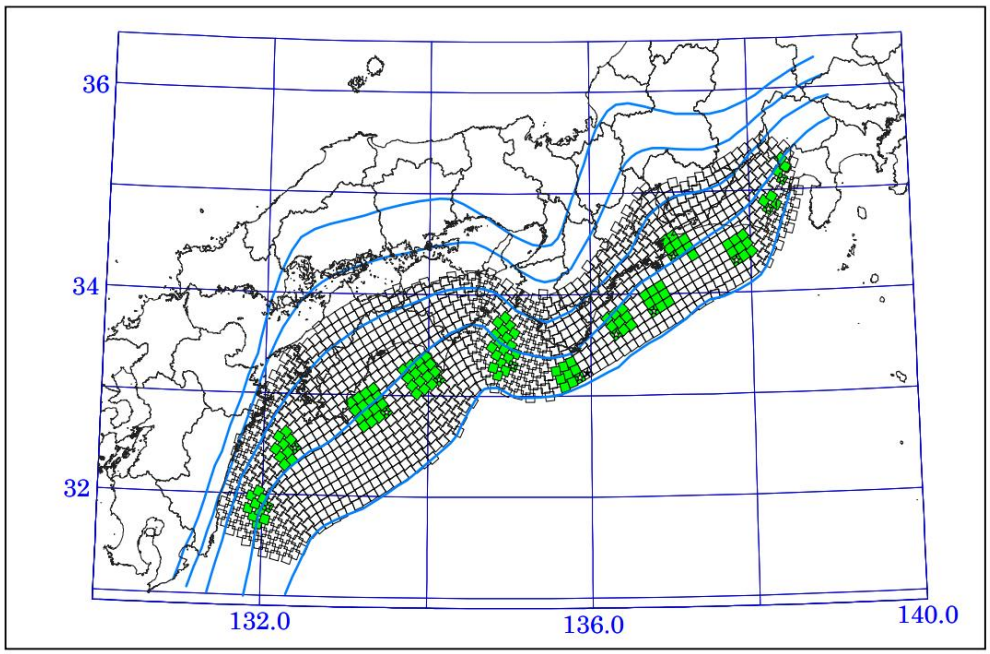


図 4.4-2　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）

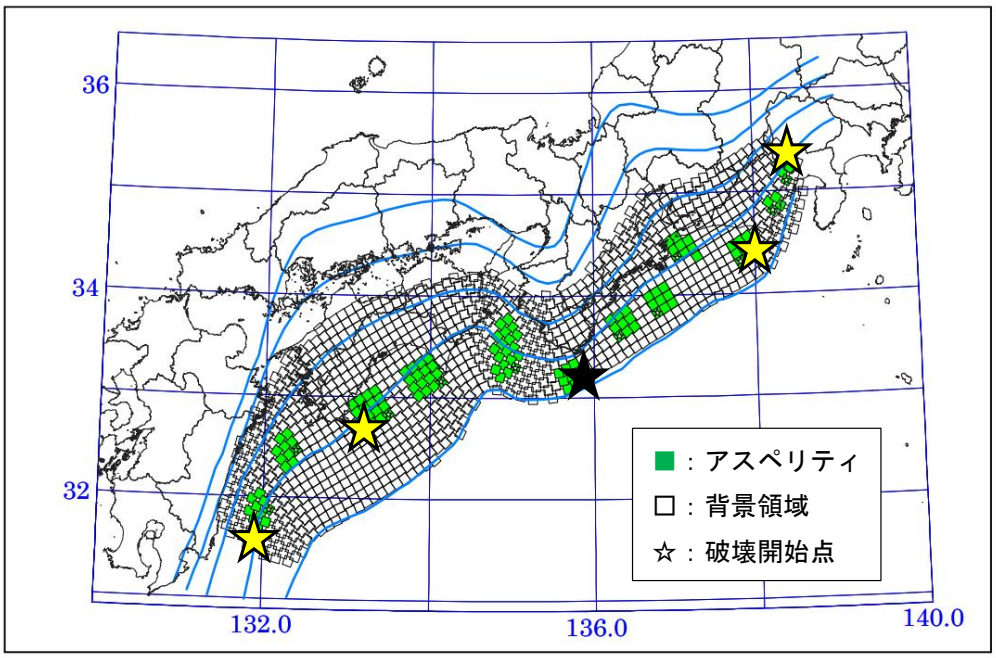


図 4.4-3　南海トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（内閣府(2012)に加筆）

表 4.4-2　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

(3)　まとめ

新居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4.4-4に示す。

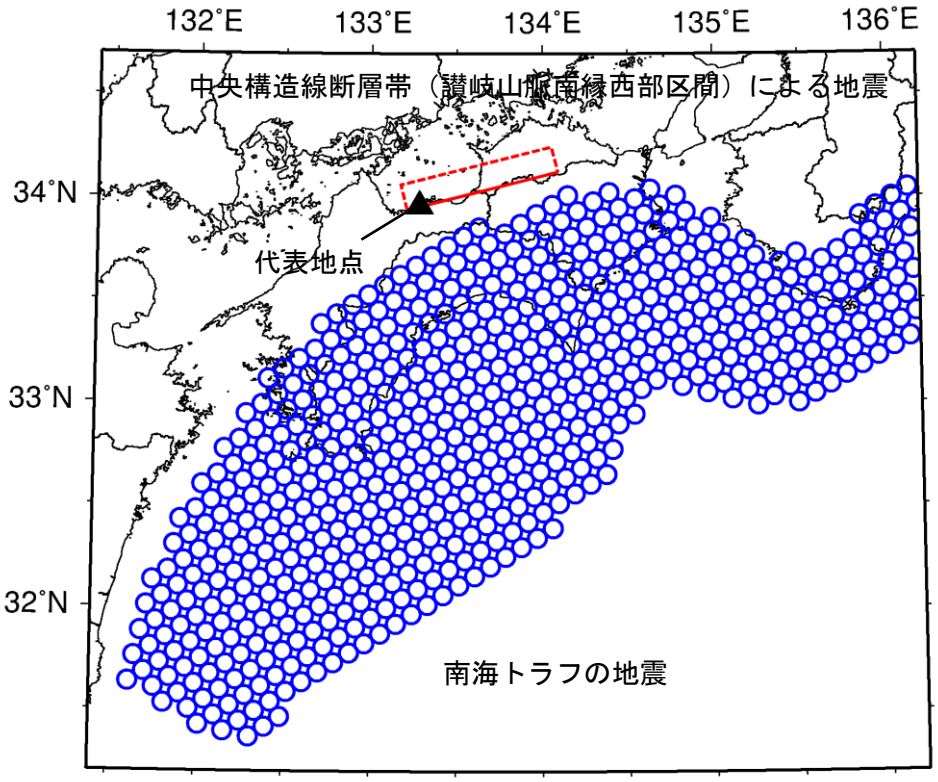


図 4.4-4　新居浜コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点（▲）

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、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震に対しては 2019 年 11 月 26 日の地震（M_J4.5）、南海トラフの地震に対しては 2007 年 4 月 26 日の地震（M_J5.3）とした。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 4.4-5 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、2007 年 4 月 26 日の地震の地震に対して図 4.4-6 に、2019 年 11 月 26 日の地震に対して図 4.4-7 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。工学的基盤上面に引き戻した地震動を、2007 年 4 月 26 日の地震の地震に対して図 4.4-8 に、2019 年 11 月 26 日の地震に対して図 4.4-9 に、それぞれ示す。図には、地表の地震動の応答スペクトルを重ねて示している。なお、2019 年 11 月 26 日の地震において、地表観測記録の水平動や鉛直動に見られる周期 0.1 秒以下の卓越する地震動が、工学的基盤に引き戻した地震動でも同じ周期帯が卓越しており、表 4.1-1 に示した地盤構造では十分に引き戻しできていない可能性があり、工学的基盤に引き戻すための地盤構造の精度の向上が今後の課題と考えられる。なお、代表地点の周辺の K-NET 新居浜の同じ地震の観測記録では、JMA 新居浜ほど明瞭な卓越周期はみられない。

また、2007 年 4 月 26 日の地震はスラブ内地震であり、プレート境界地震とは震源の媒質が異なる。そのため、壇・佐藤(1998)に基づいて震源の媒質補正を地震波形に対して行ったうえで、経験的グリーン関数として用いる。

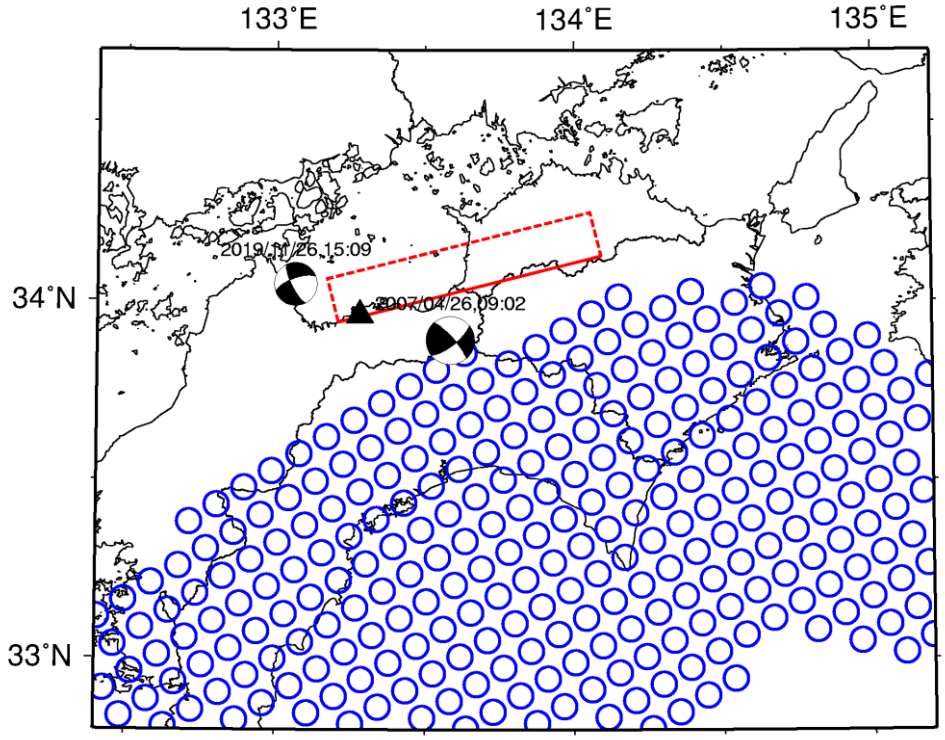


図 4.4-5　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点（▲）

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]
2007年4月26日	133.5847	33.8893	39.1	5.3	5.0	4.17×10^{16}	8.0
2019年11月26日	133.0648	34.0460	15.8	4.6	4.5	5.71×10^{15}	2.5

※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。

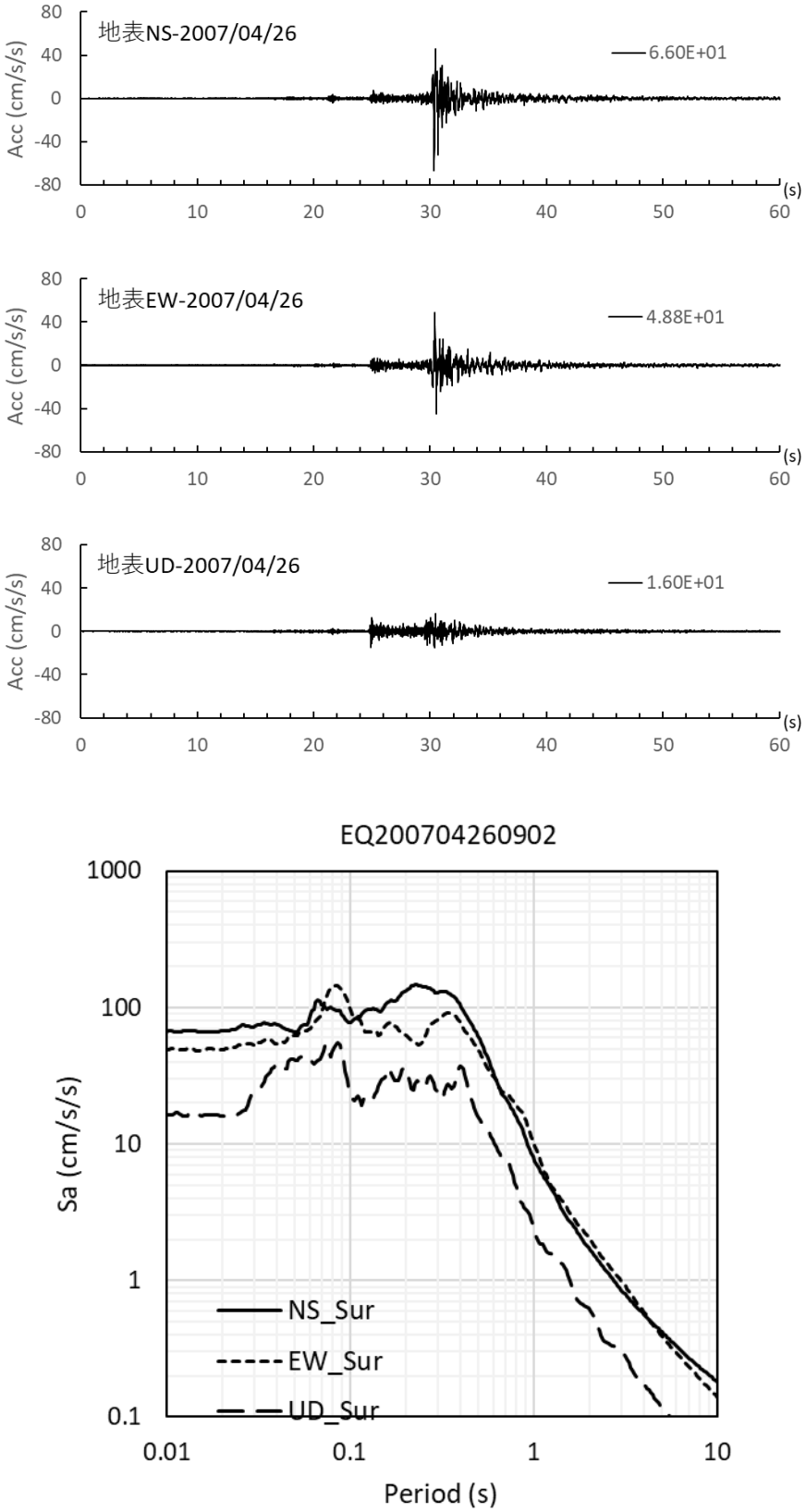


図 4.4-6　2007 年 4 月 26 日の地震の地震観測記録（JMA 新居浜、地表）

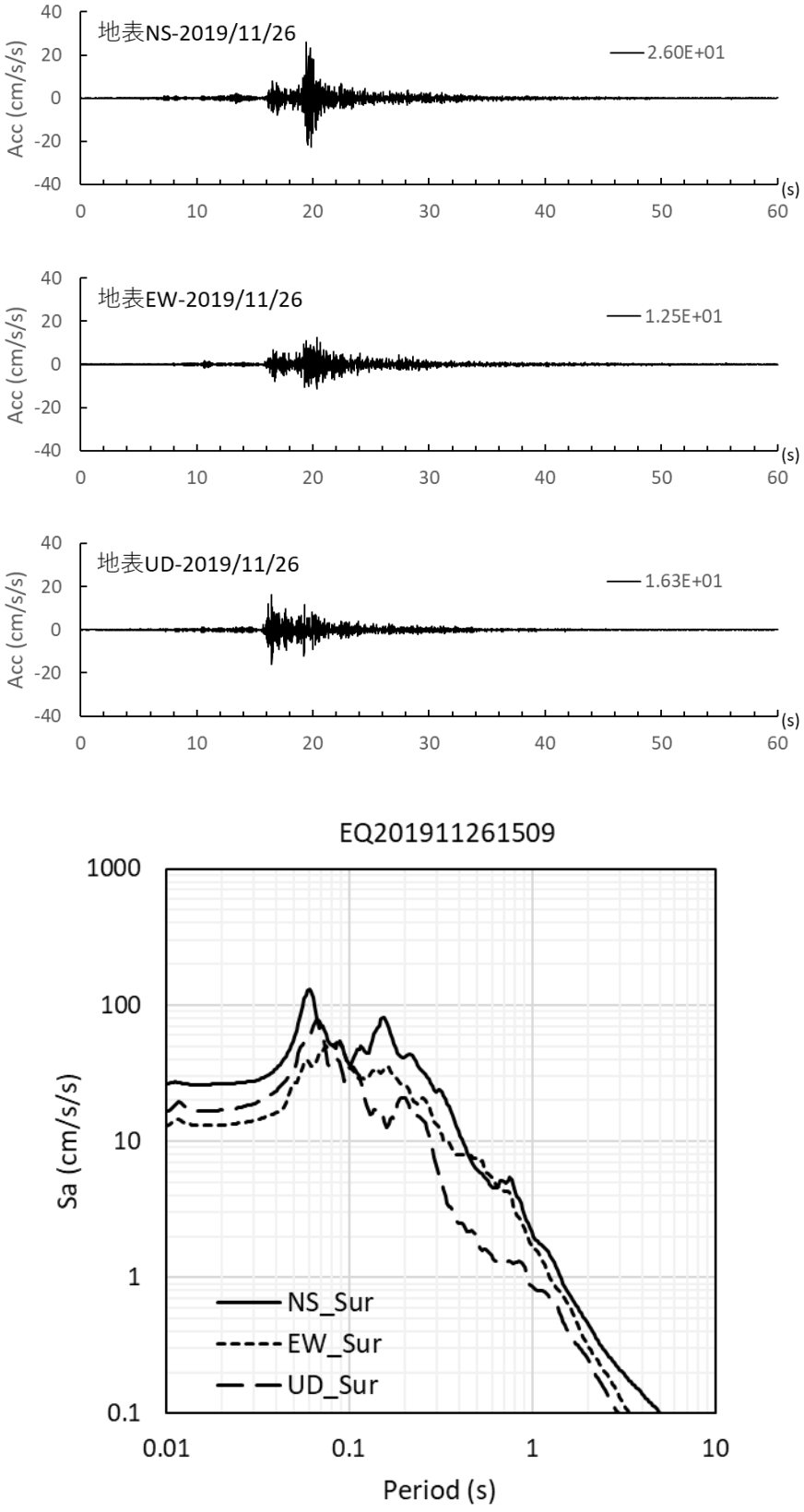


図 4.4-7　2019 年 11 月 26 日の地震の地震観測記録（JMA 新居浜、地表）

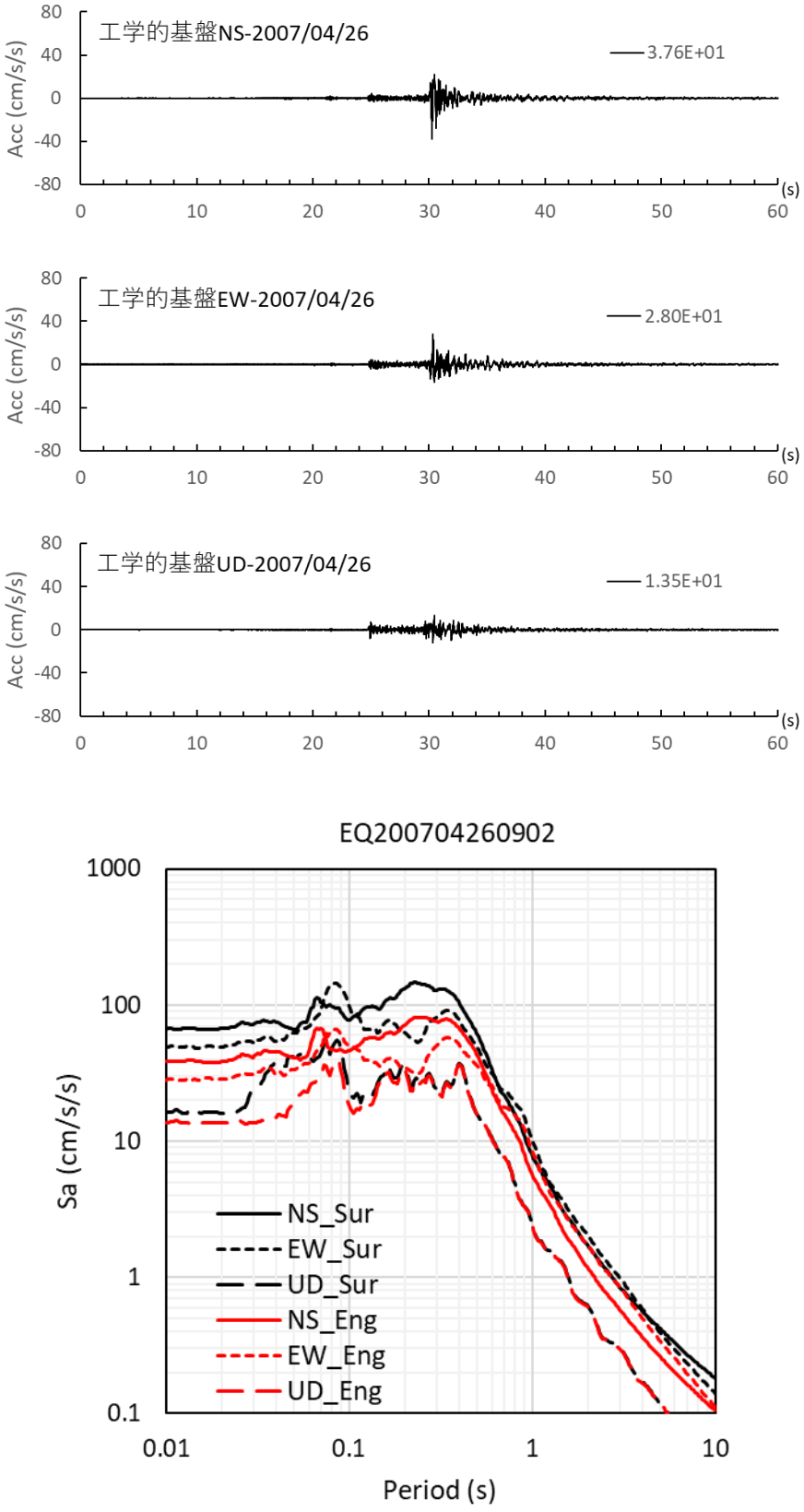


図 4.4-8　2007 年 4 月 26 日の地震の地震観測記録（JMA 新居浜、工学的基盤）

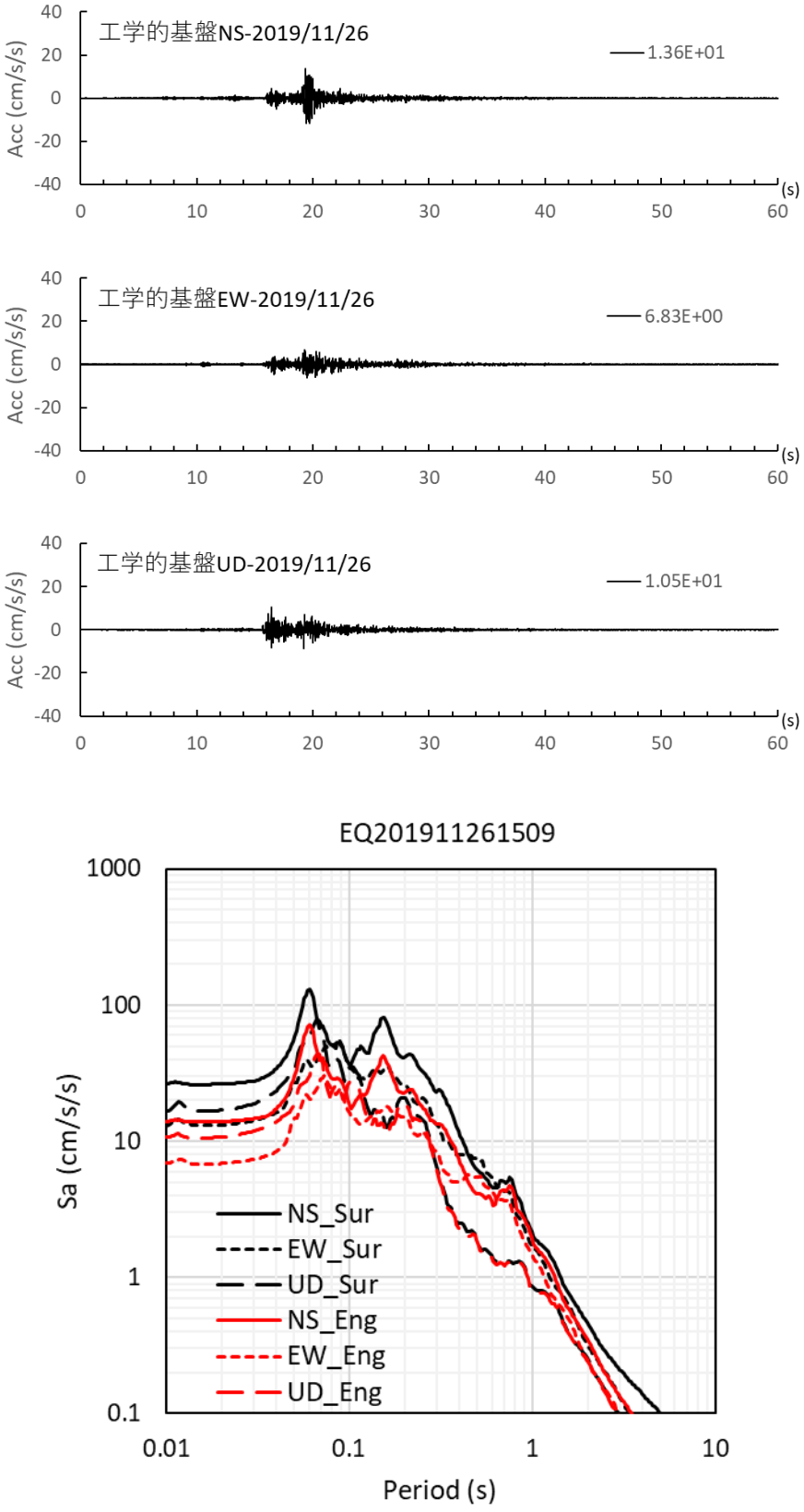


図 4.4-9　2019 年 11 月 26 日の地震の地震観測記録（JMA 新居浜、工学的基盤）

4.4.3 標準波

中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）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 4.4-10 に、例としてケース 1 の加速度波形を図 4.4-11 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-12 に示す。

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、代表地点に対する全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-13 に、例としてケース 1 の加速度波形を図 4.4-14 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-15 に示す。参考として、内閣府(2012)による代表地点に最も近い地点での工学的基盤の地震動（基本ケースと陸側ケース）と比較して図 4.4-16 に示す。図より、計算したサイトスペシフィック地震動は内閣府(2012)の地震動と比較すると、その地震動レベルは基本ケースよりも陸側ケースに近い地震動となっている。

最後に、中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震に対するサイトスペシフィック地震動 24 波（NS 成分と EW 成分の合計）、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 10 波（NS 成分と EW 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 4.4-17 に示す。

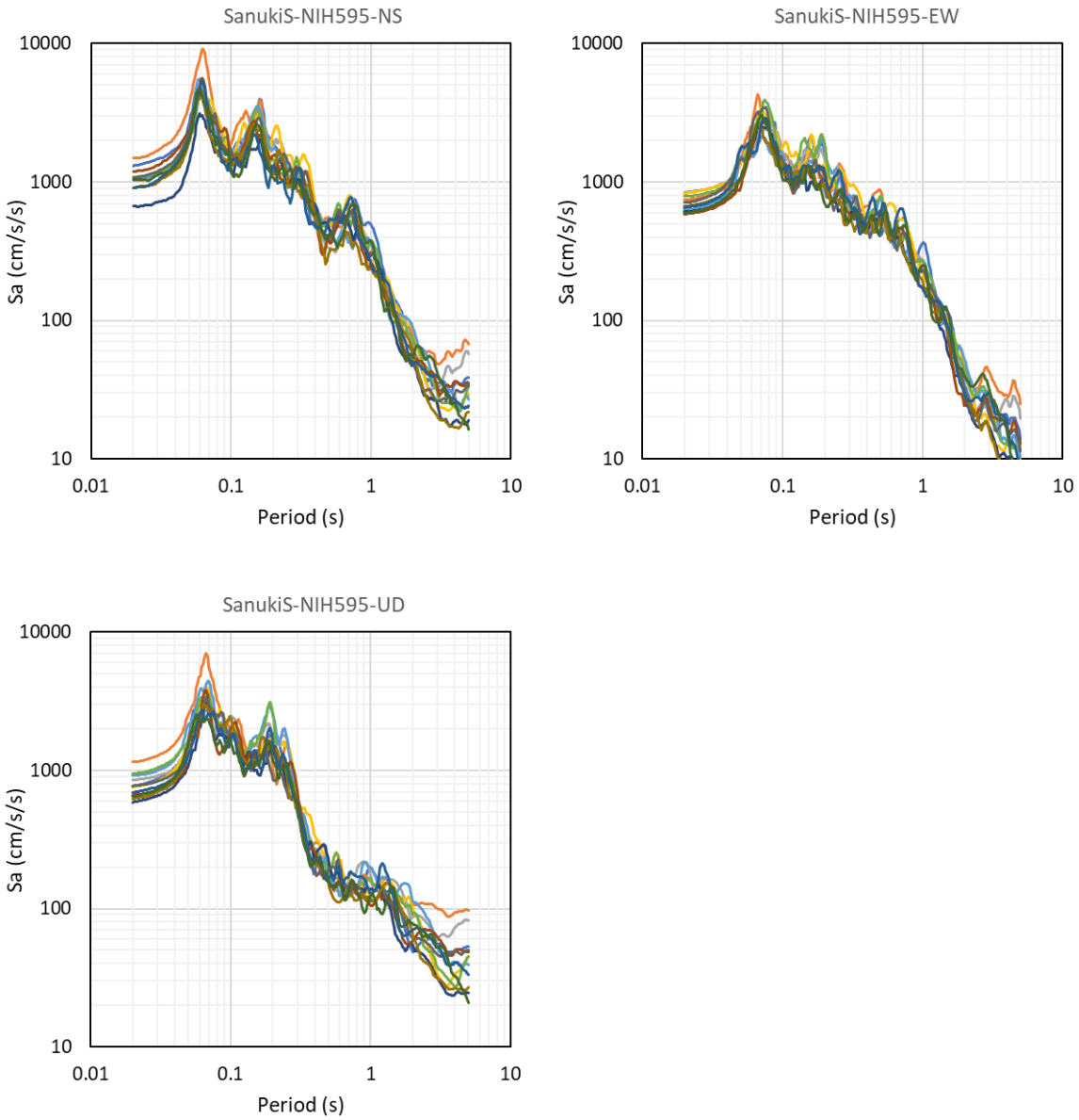
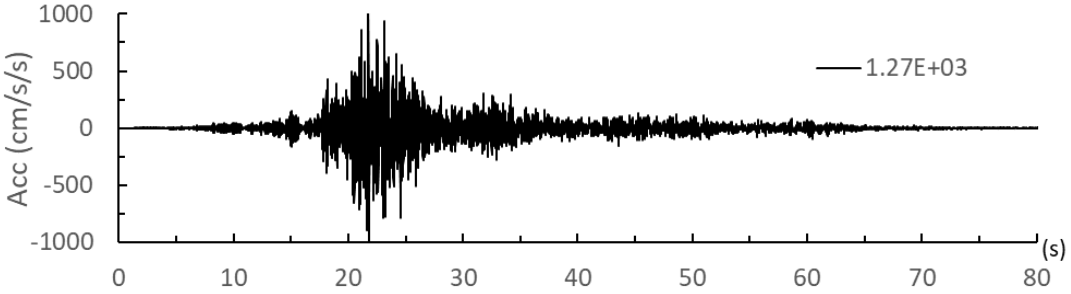
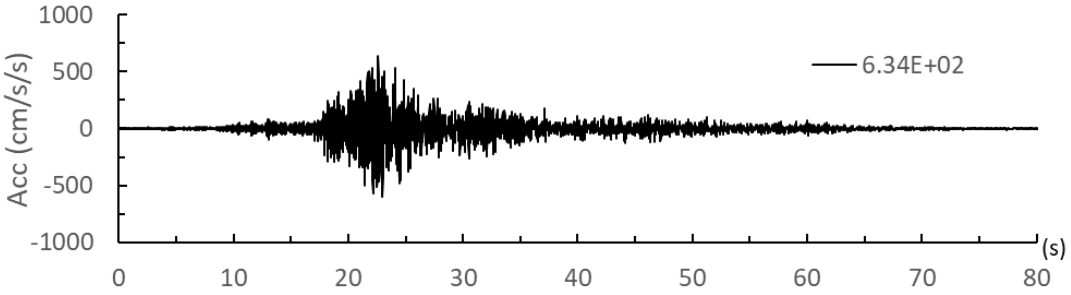


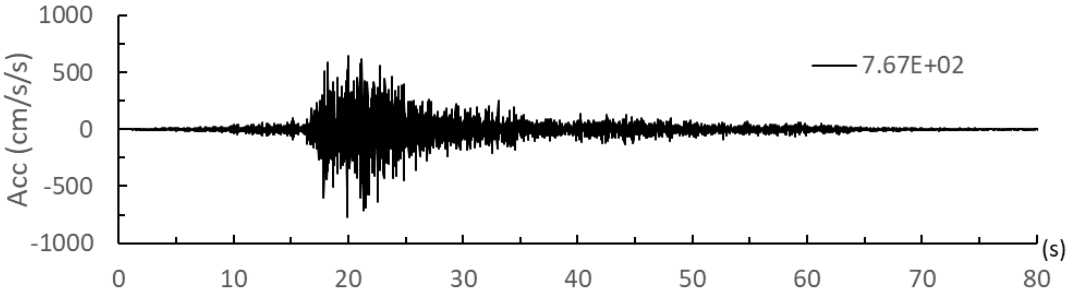
図 4.4-10　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震に対する
サイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 4.4-11　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震に対する
サイトスペシフィック地震動の例

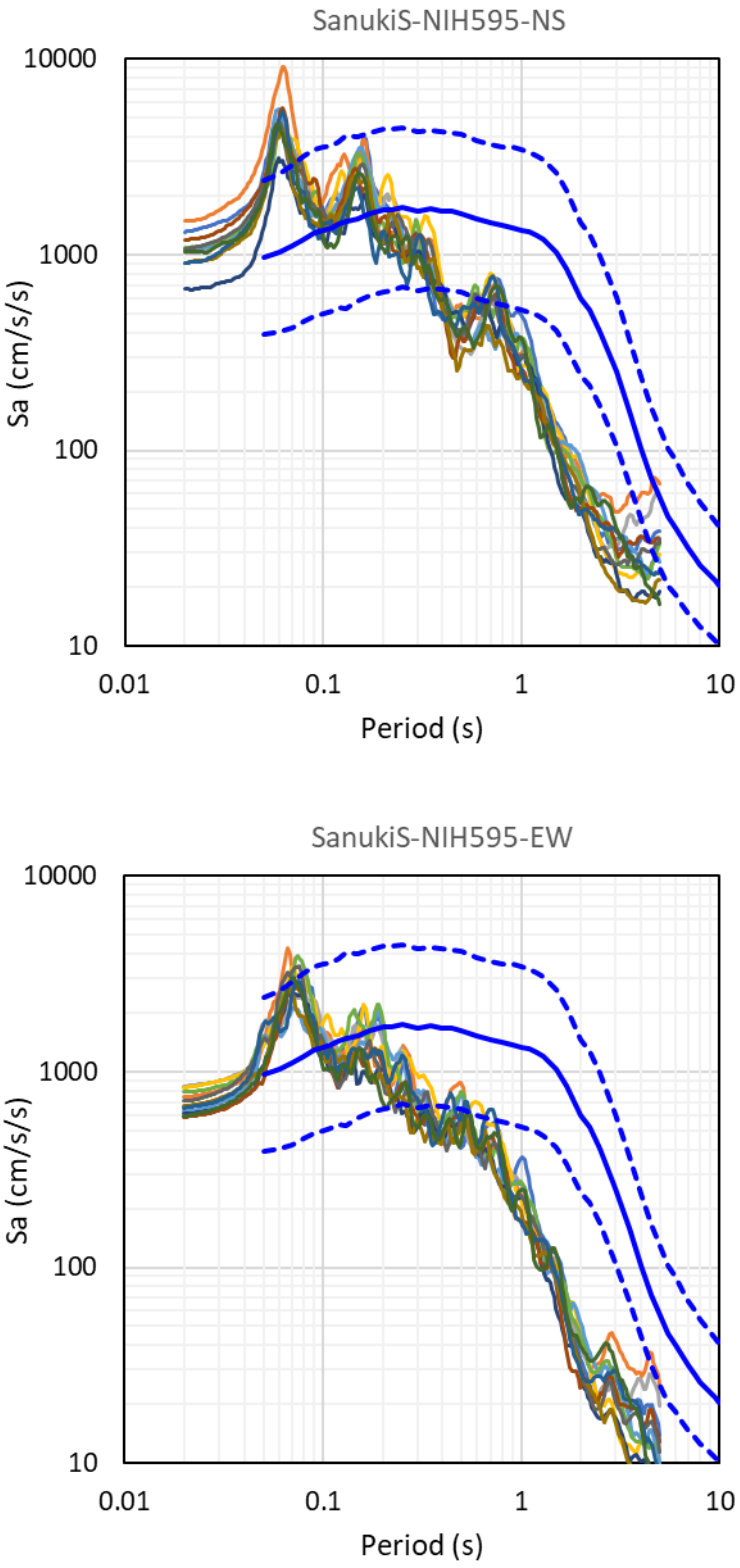


図 4.4-12　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震に対する
サイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

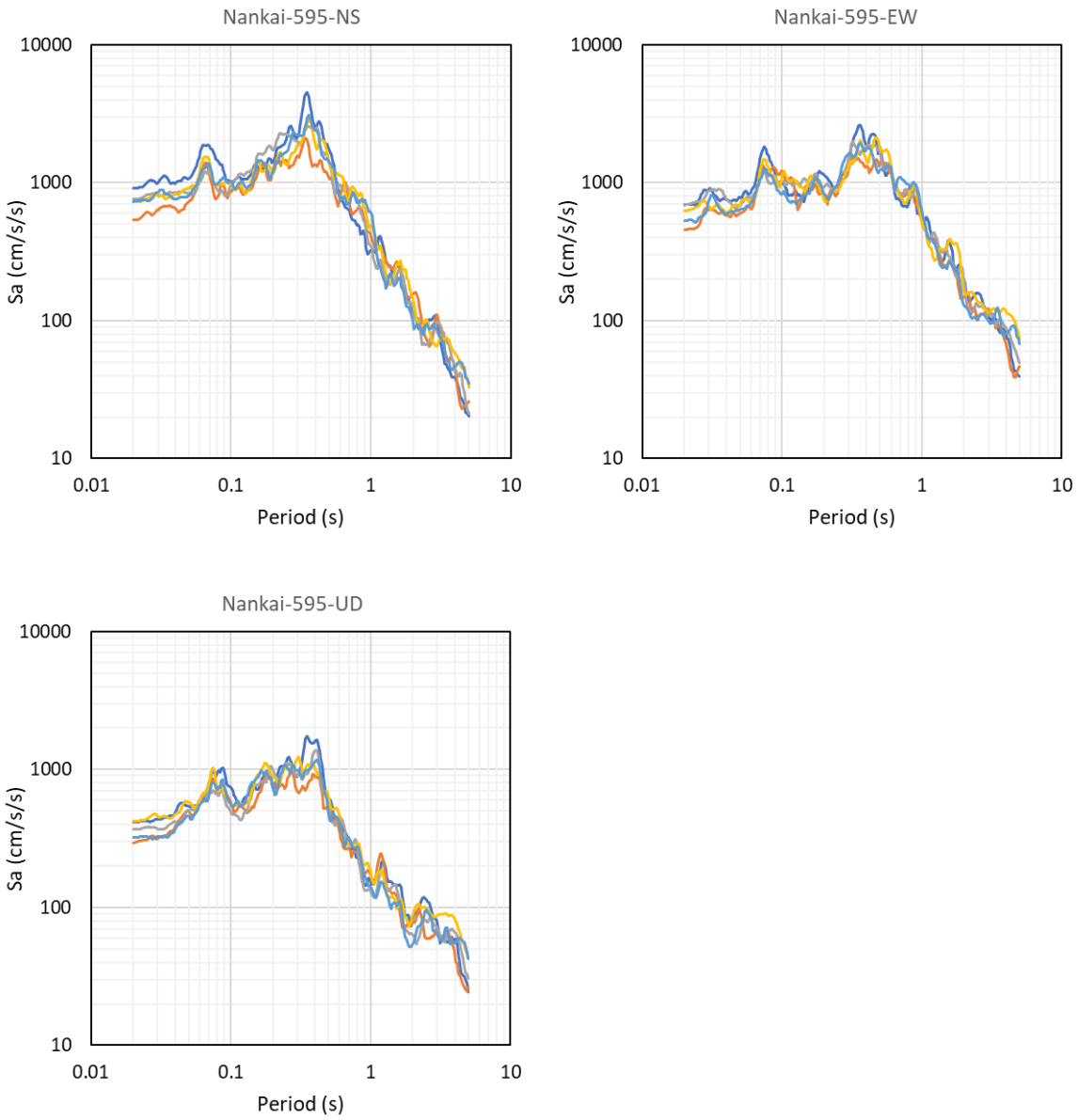
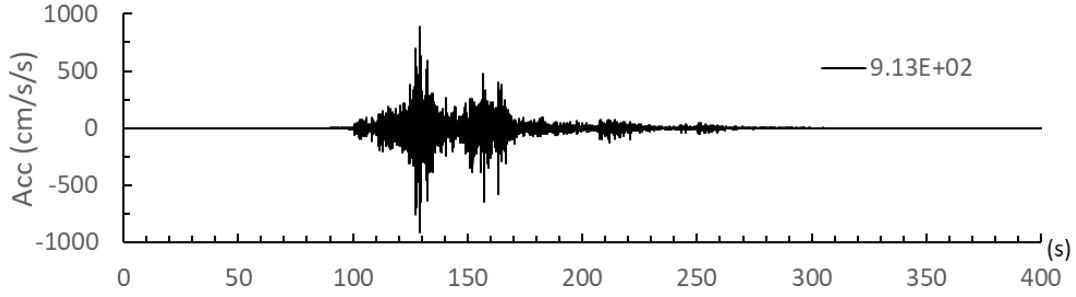
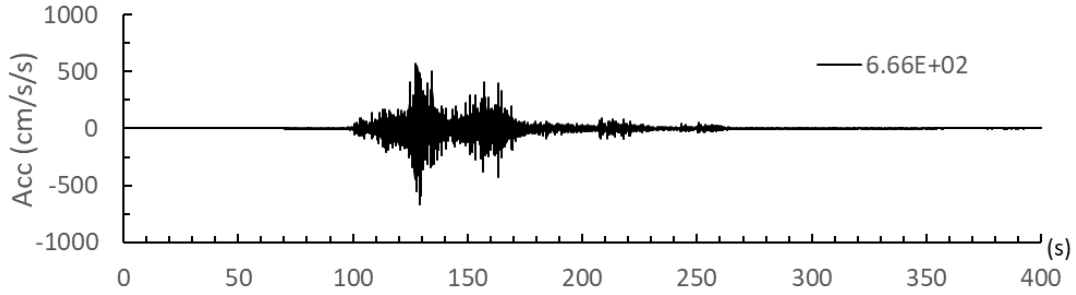


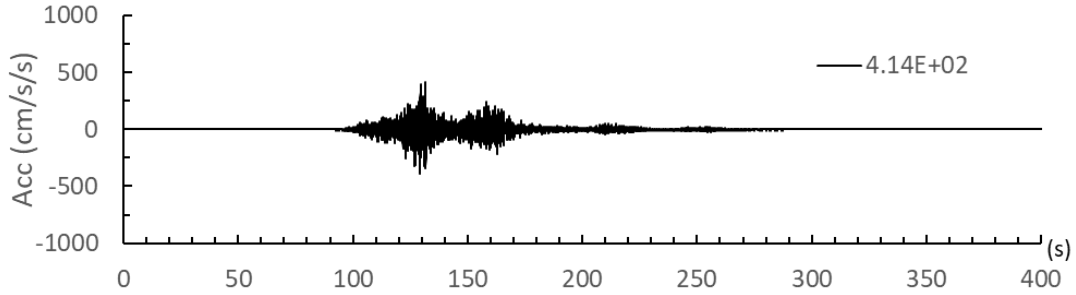
図 4.4-13　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

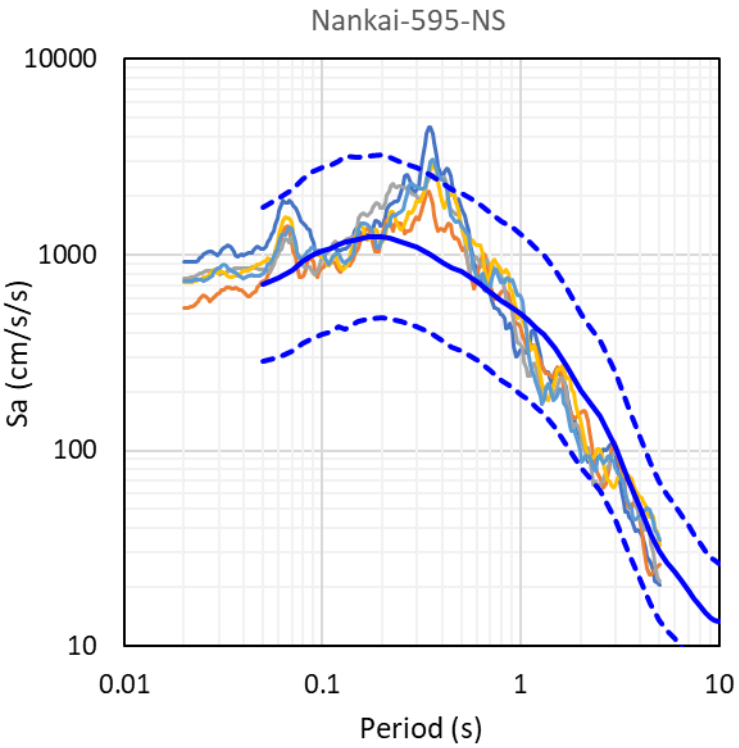


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 4.4-14　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



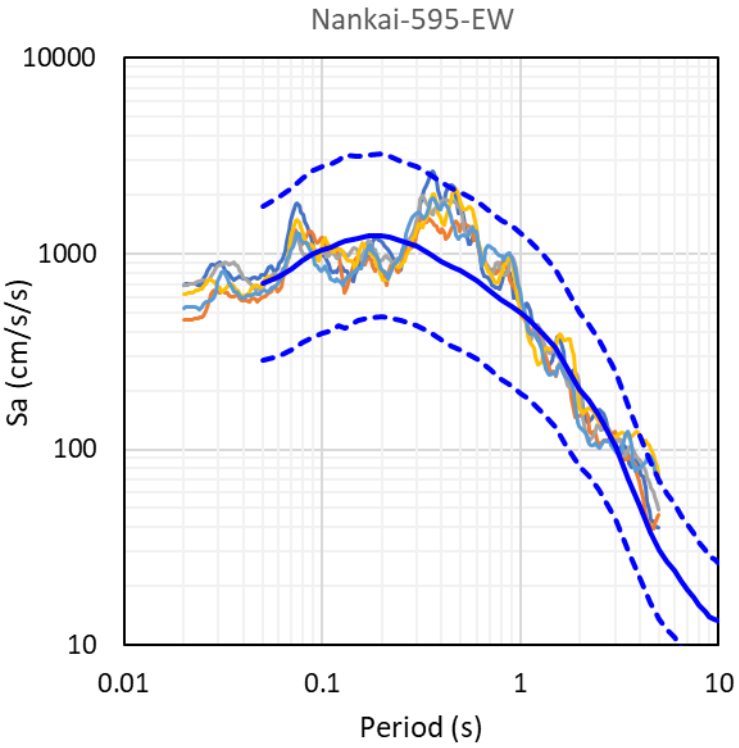
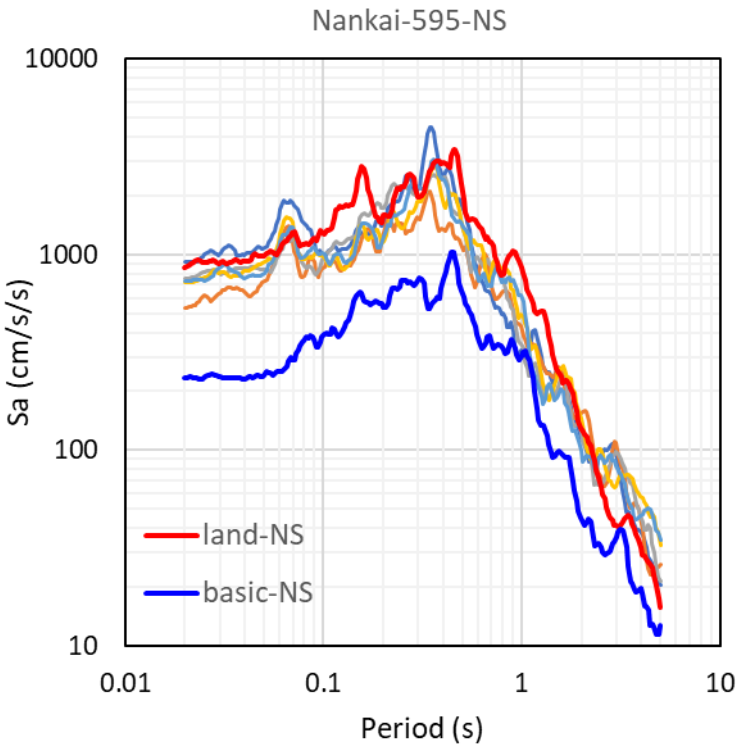


図 4.4-15　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
地震動予測式との比較



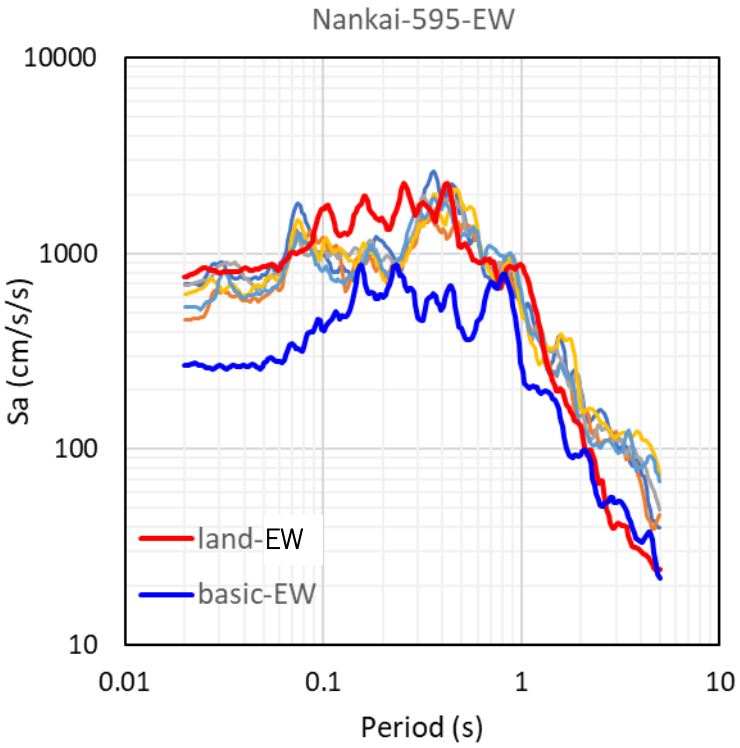


図 4.4-16　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
内閣府(2012)による南海トラフの地震の地震動との比較

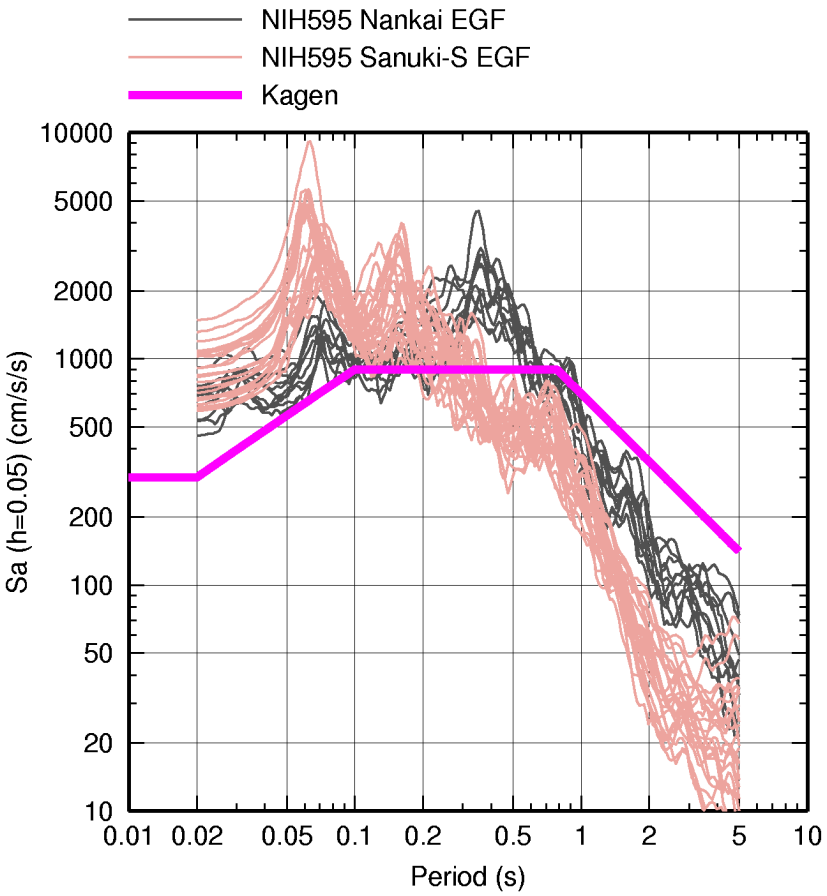


図 4.4-17　新居浜コンビナート地区における代表地点の標準波と設計用下限地震動の比較

5.　大分コンビナート地区の標準波の検討

5.1　代表地点の検討

大分コンビナート地区の標準波を作成する代表地点は、大分コンビナート地区近傍にあるJMA 大分市長浜(JMA 大分とよぶ)とする。JMA 大分のさらに西側にはK-NET 大分(OIT010)があるが、やや距離があることから、代表地点とはしないと判断した。大分コンビナート地区と代表地点（JMA 大分）およびK-NET 大分の位置を図 5.1-1 に示す。

代表地点の工学的基盤以浅の地盤構造は、図 5.1-2 に示す代表地点周辺の大分市中島地区のPS 検層結果に基づくものとする（文部科学省研究開発局・国立大学法人京都大学大学院理学研究科, 2017)。図より、工学的基盤を GL-70m の位置とする。ここで、代表地点周辺で行われた微動アレー観測によって推定された地盤構造では、工学的基盤相当の礫層のせん断波速度Vs は 400～500m/s となっていることから、代表地点の工学的基盤の Vs を 400m/s とする。代表地点の地盤構造を表 5.1-1 に示す。

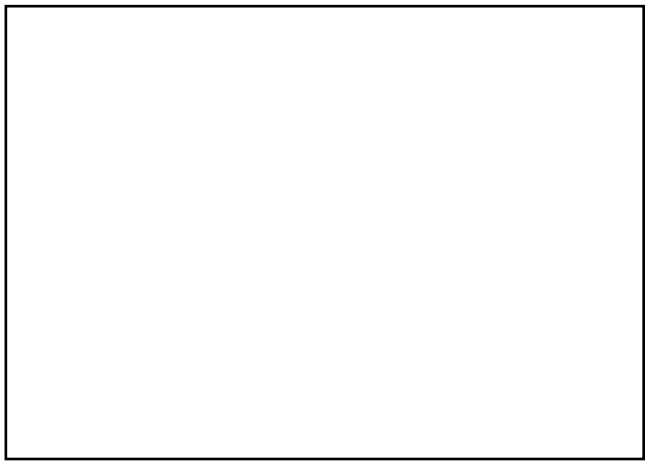


図 5.1-1　大分コンビナート地区の代表地点（JMA 大分）

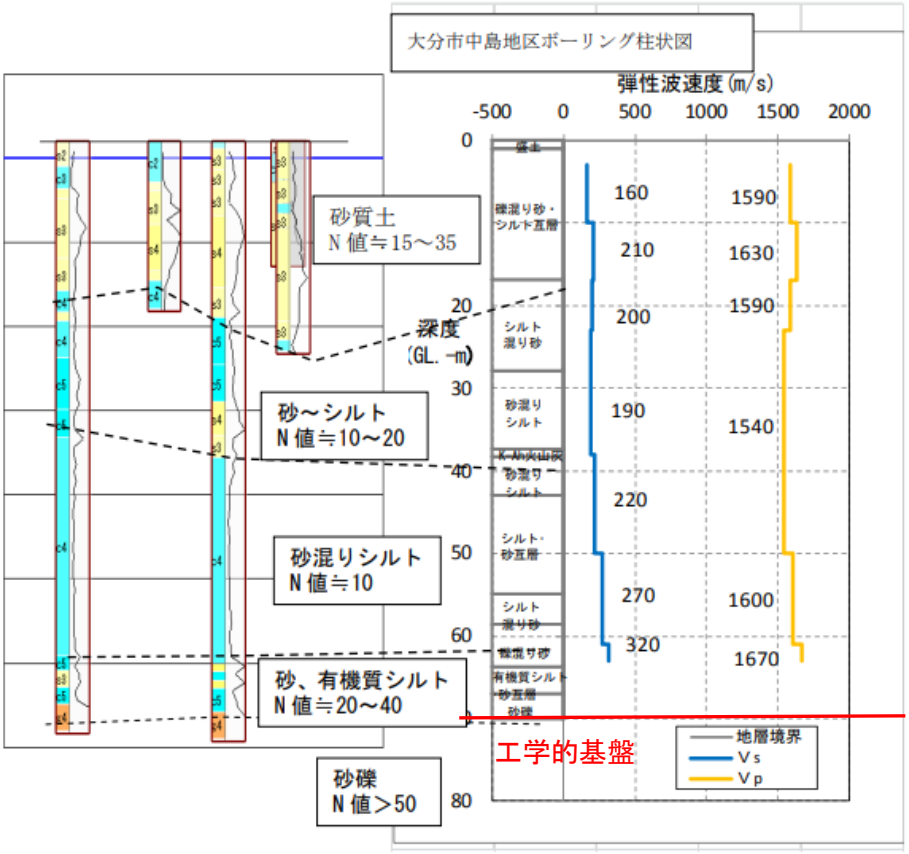


図 3.3.7-10　ＰＳ検層データと周辺の既往ボーリングの対応

図 5.1-2　大分コンビナート地区の代表地点周辺の地盤構造
（文部科学省研究開発局・国立大学法人京都大学大学院理学研究科, 2017）

表 5.1-1　大分コンビナート地区の代表地点（JMA 大分）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	0.0	10.0	1590	160	1.90	観測点位置
2	10.0	7.0	1630	210	1.75	
3	17.0	6.0	1590	200	1.90	
4	23.0	15.0	1540	190	1.70	
5	38.0	12.0	1540	220	1.70	
6	50.0	11.0	1600	270	1.70	
7	61.0	9.0	1670	320	1.70	
8	70.0	―	2000	400	2.00	工学的基盤

5.2　地震学的・地質学的情報等の整理

(1)　被害地震

大分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、大分県に被害を及ぼす主な地震は、大分県東方の海域で発生する地震、陸域または沿岸域の浅い場所で発生する地震であるとしている。たとえば、フィリピン海プレートと陸側プレートの境界付近で発生した地震として、1769 年日向灘北部から豊後水道にかけての地震（M7 3/4）、1854 年伊予西部の地震（M7.4）などがある。フィリピン海のプレート内として、1898 年九州中央部の地震（M6.7）などがある。陸域の浅い場所で発生した地震として、1596 年別府湾の地震（M7.0）、1974 年大分県中部の地震（M6.4）などがある。

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

表9-5　大分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)
679 (天武 7)	筑紫	6.5 ～ 7.5	(家屋倒壊多数。)
1596. 9. 1 (慶長 1)	別府湾(慶長豊後地震とも呼ばれる。)	7.0	山崩れあり。別府湾沿岸で強い揺れ及び津波による被害大。
1703.12.31 (元禄16)	由布院・庄内	6.5	大分領山奥22ヶ村で死者1人、家屋全壊273棟。湯布院筋・大分領で家屋全壊580棟。
1707.10.28 (宝永 4)	(宝永地震)	8.6	津波が別府湾、臼杵湾、佐伯湾に来襲。
1769. 8.29 (明和 6)	日向・豊後・肥後	7 3/4	佐伯で家屋破損。臼杵で家屋全壊531棟。大分で家屋全壊271棟。
1854.12.24 (安政 1)	(安政南海地震)	8.4	大分藩で死者18人、家屋全壊4, 546棟。臼杵藩で家屋全壊500棟。
1854.12.26 (安政 1)	伊予西部	7.4	(安政南海地震の被害と区別が難しい。) 鶴崎で家屋倒壊100棟。
1857.10.12 (安政 4)	伊予・安芸	7.3	鶴崎で家屋倒壊3棟。
1941.11.19 (昭和16)	日向灘	7.2	負傷者6人、住家・非住家全壊8棟。
1946.12.21 (昭和21)	(南海地震)	8.0	津波あり。死者4人、負傷者10人、住家全壊36棟。
1968. 4. 1 (昭和43)	(1968年日向灘地震)	7.5	負傷者1人。
1975. 4.21 (昭和50)	大分県中部	6.4	一部の地下水、温泉に変化。負傷者22人、住家全壊58棟。

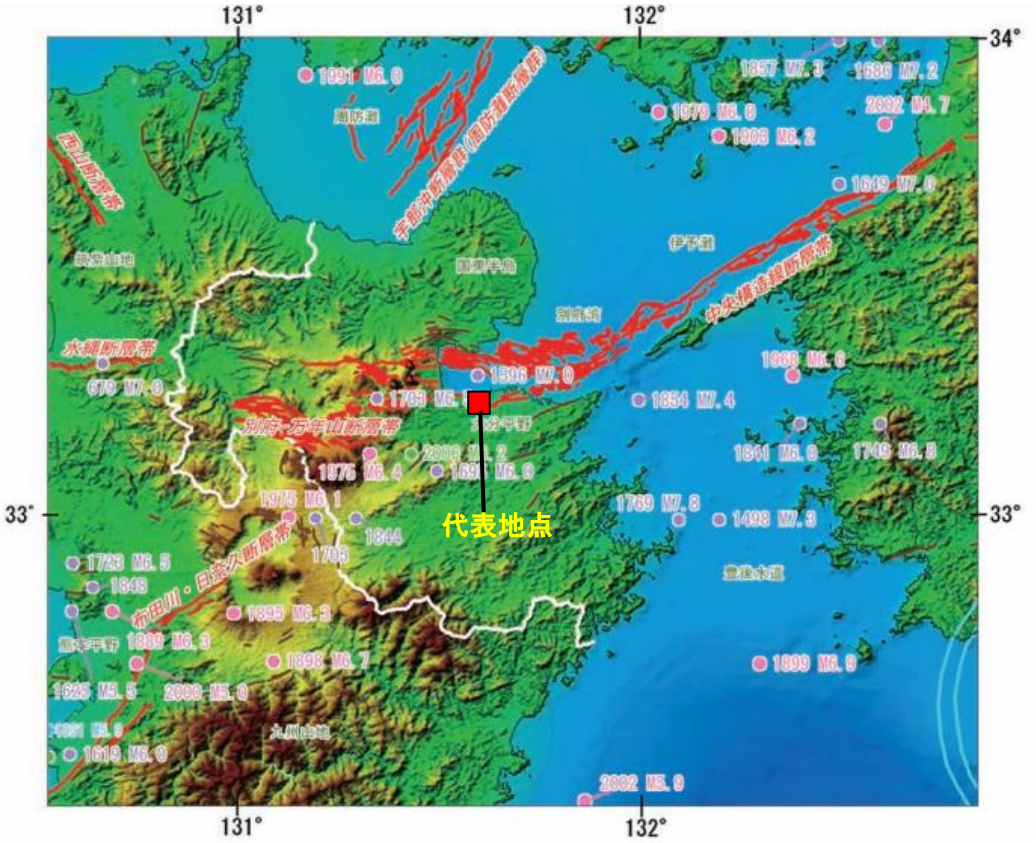


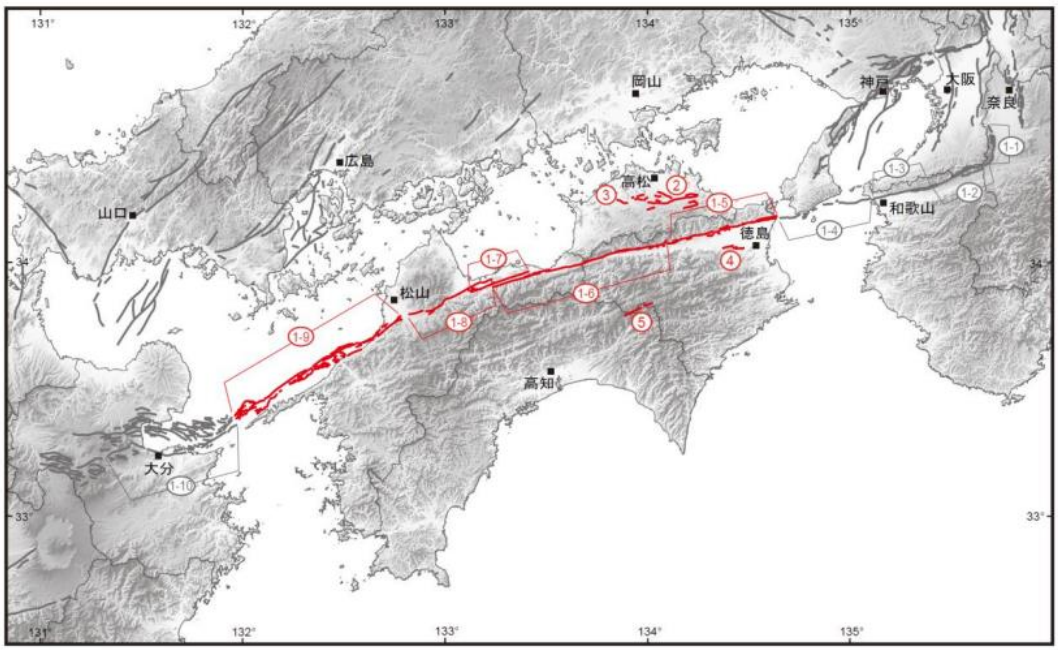
図9-37　大分県とその周辺で発生した主な被害地震（～2007年）
［出典は巻末の共通出典一覧参照］
※「長期評価」については第2章を参照。

図 5.2-1　大分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(2020)に加筆）

(2)　活断層

地震調査研究推進本部(2017a)では、四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、大分コンビナート地区の周辺では、中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）（図中 10）がある。同時に、日出生断層帯の長期評価（地震調査研究推進本部, 2017b）および万年山－崩平山断層帯の長期評価（地震調査研究推進本部, 2017c）が報告されている。図 5.2-3 に、検討対象とした活断層の位置を示す。

これらの活断層の概要と地震調査研究推進本部(2024)による将来発生する地震の地震規模および 2024 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 5.2-2 に示す。



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２　四国地域（評価対象地域）において評価対象とした活断層の分布
※を付した活断層（区間）は四国地域の評価対象から除く。

図 5.2-2　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(2017a)に加筆）

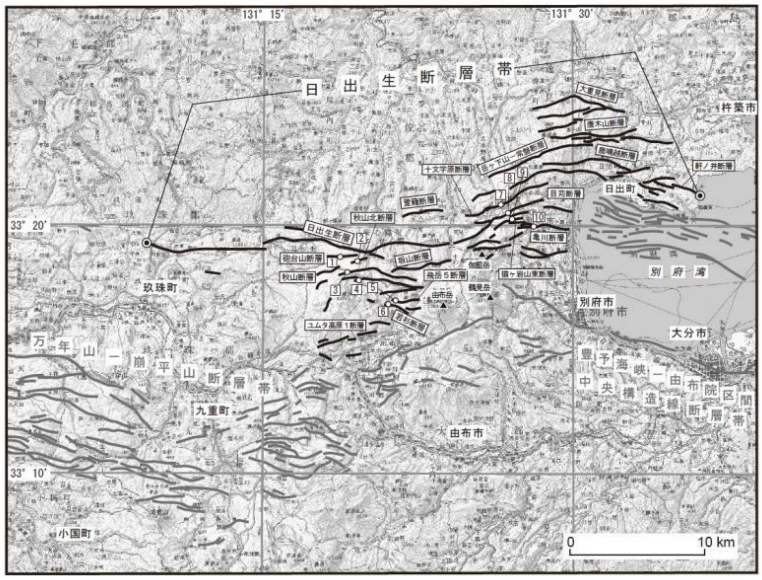


図２　日出生断層帯の位置と主な調査地点

１：砲台山地点　２：秋山北地点　３：秋山地点　４：坂山地点　５：飛岳５地点
６：若杉地点　７：十文字原地点　８：目刈地点　９：猫ヶ岩山東地点　10：亀川地点
活断層の位置は文献 7，8，9，11 に基づく。
◉：断層帯の端点
基図は国土地理院発行数値地図 200000「大分」を使用。

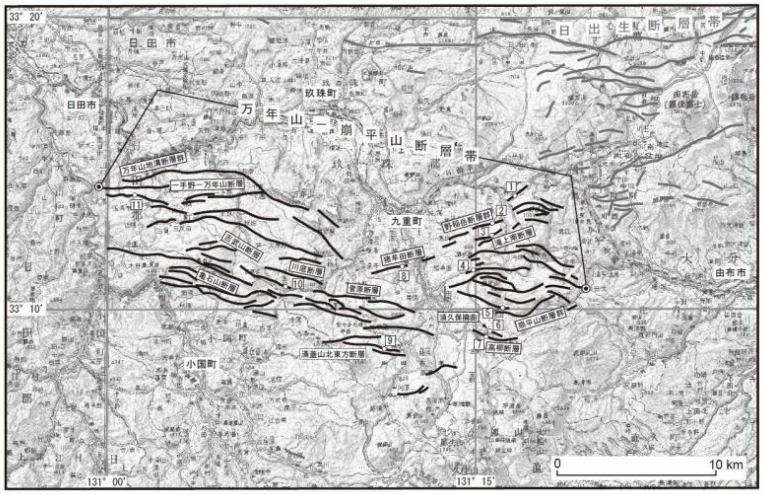


図２　万年山－崩平山断層帯の位置と主な調査地点

１：水分地点　２：鹿伏地点　３：滝上南地点　４：熊の墓地点　５：崩平山７地点
６：須久保地点　７：高柳地点　８：猪牟田地点　９：湧蓋山北東方地点
10：吉武山地点　11：五馬市地点
活断層の位置は文献 5，6，7，8 に基づく。

◉：断層帯の端点
基図は国土地理院発行数値地図 200000「大分」を使用。

図 5.2-3　日出生断層帯（上段）と万年山－崩平山断層帯（下段）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, 2017b; 2017c）

表 5.2-2　大分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

（地震調査研究推進本部(2024)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率（2024 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
中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）	7.8 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	約 1,600 年～1,700 年
				17 世紀頃
日出生断層帯	7.5 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	約 20,000 年～27,000 年
				約 7,300 年前以後～6 世紀以前
万年山－崩平山断層帯	7.3 程度	0.004%以下	0.008%以下	約 2,100 年～3,700 年
				13 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 5.2-4 に示す。

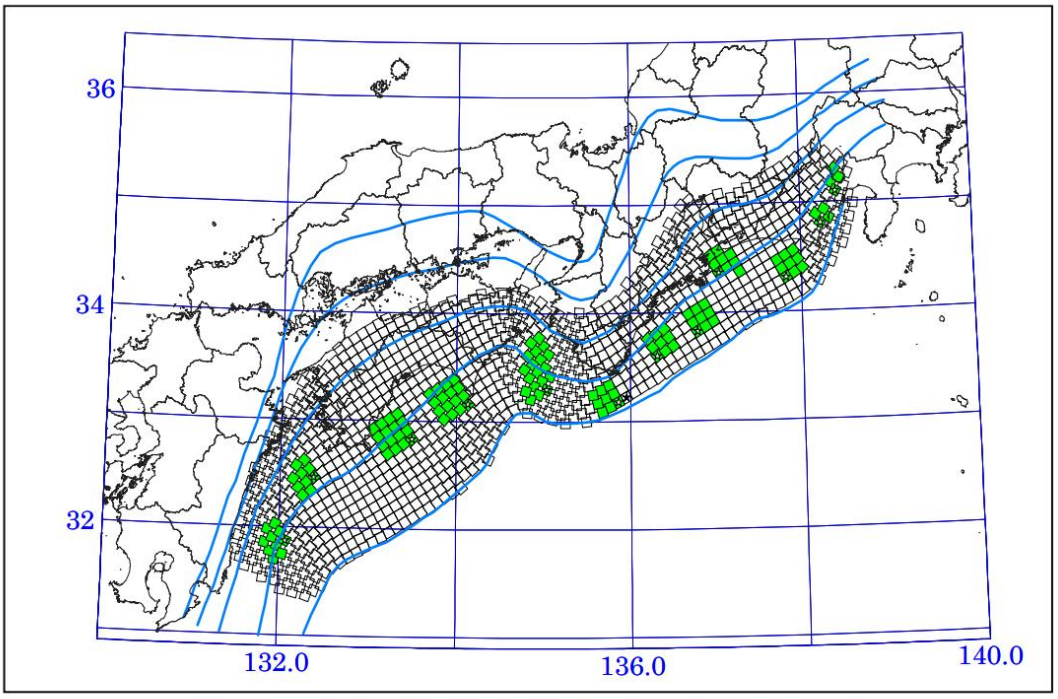


図3.3 強震動生成域の設定の検討ケース(基本ケース)

図 5.2-4 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)　大分県

大分県(2019)では、平成 31 年に「大分県地震被害想定調査報告書」が報告されている。そこでは、2017 年に公表された活断層の長期評価を受けて、中央構造線断層帯（法予海峡－由布院区間）、日出生断層帯、万年山－崩平山断層帯による地震、および南海トラフの巨大地震と安芸灘～伊予灘～豊後水道のプレート内地震を想定地震としている。想定地震の位置を図 5.2-5 に示す。なお、南海トラフ巨大地震の断層モデルは内閣府(2012)と同じものであり、安芸灘～伊予灘～豊後水道のプレート内地震の地震規模は M7.4 としている。

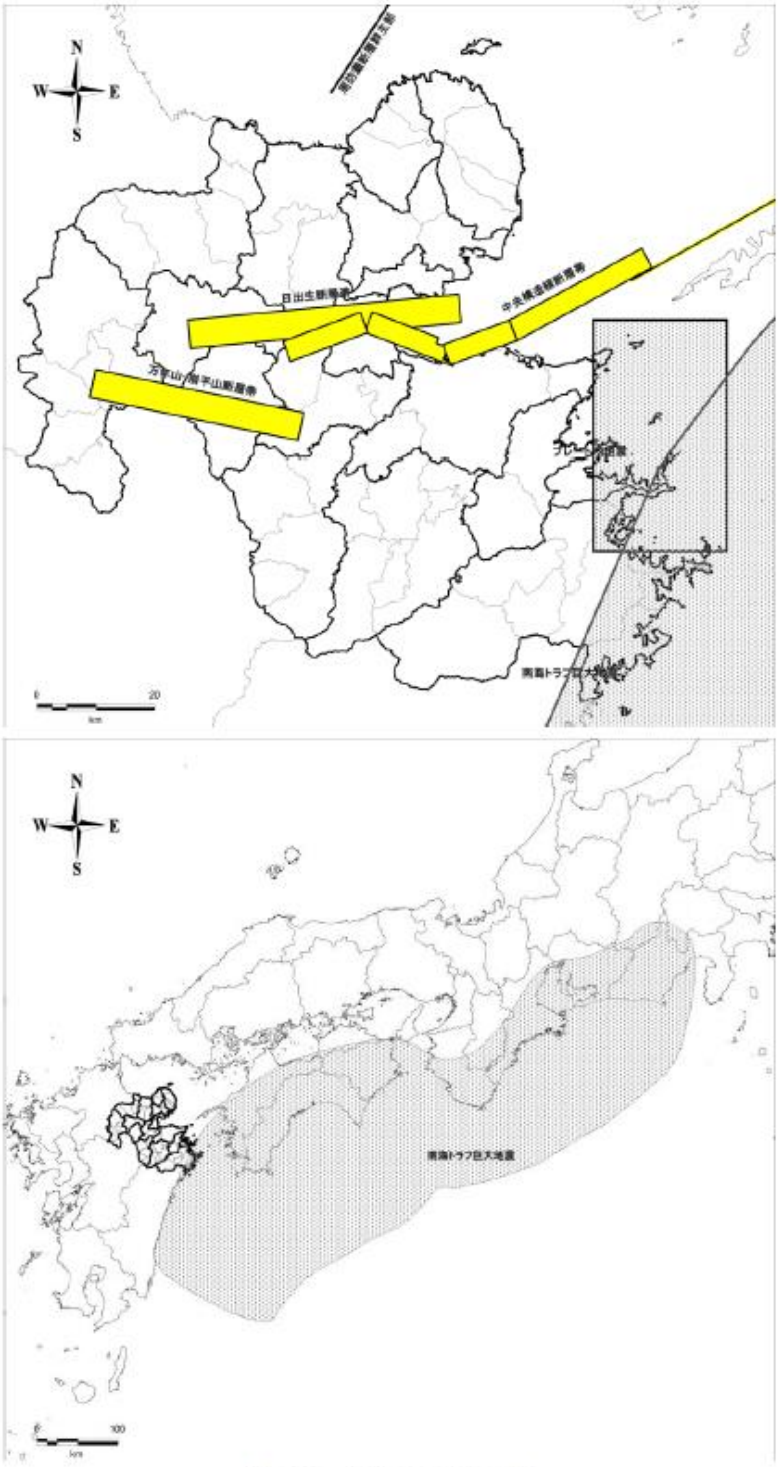


図 1-3　想定地震位置図

図 5.2-5　大分県(2019)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(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、大分コンビナート地区に影響の大きい地震として、南海トラフで発生するスラブ内地震、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。南海トラフで発生するスラブ内地震の断層モデルを図 5.2-6 に、安芸灘～伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震の断層モデルを図 5.2-7 に示す。なお、日向灘及び南西諸島海溝周辺の地震活動の長期評価（第二版）（地震調査研究推進本部, 2022）では、安芸灘～伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震における次の地震の規模は最大 M7.4 程度としている。

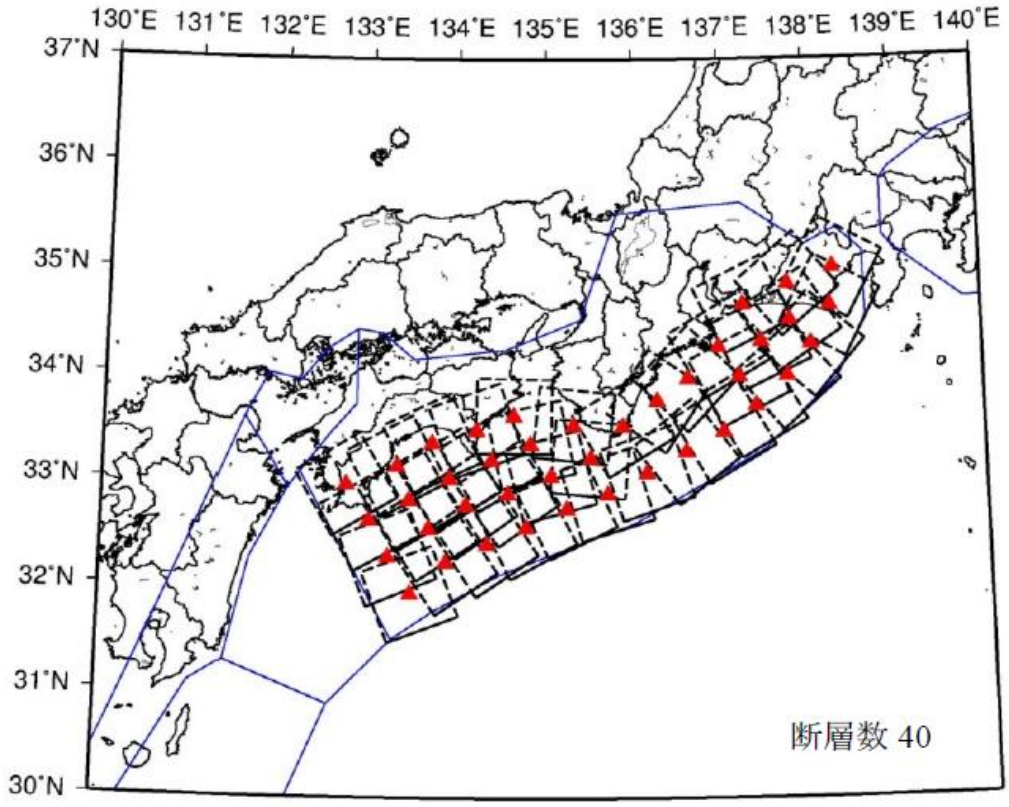


図 5.2-6　地震調査研究推進本部(2021)による南海トラフの地震の断層モデル
（▲：断層中心）（防災科学技術研究所, 2023）

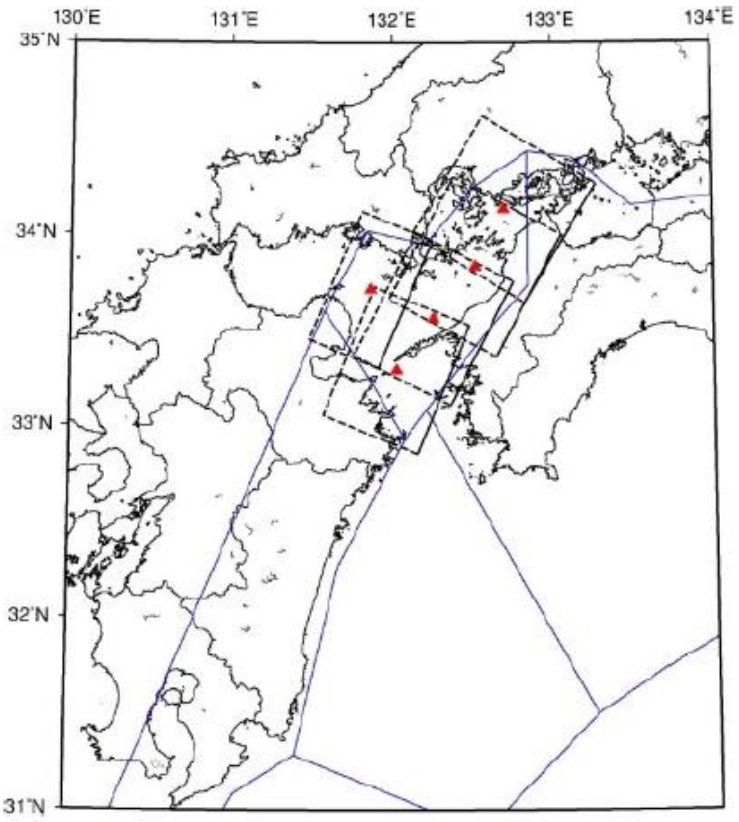


図 5.2-7　地震調査研究推進本部(2021)による安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震の断層モデル（▲：断層中心）（防災科学技術研究所, 2023）

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、大分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、大分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、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、内閣府および大分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、南海トラフおよび安芸灘－伊予灘～豊後水道で発生する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。具体的には、地震調査研究推進本部(2021)が設定した断層モデル（図 5.2-6 および図 5.2-7 参照）のうち、代表地点に最も近い断層モデルを設定する。地震規模は、南海トラフで発生するスラブ内地震は M8.0、安芸灘－伊予灘～豊後水道で発生するスラブ内地震は愛媛県(2013)を参考に M7.4 とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、大分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(2021)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）。なお、中央構造線断層帯の断層モデルは中角度のモデルを用いる。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)を用いて対象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。

また、伏在断層による地震については、対象地点直下に 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、大分コンビナート地区周辺の地震環境を考慮して、中央構造線断層帯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。伏在断層による地震に対して代表地点で算定した地震動の最大値を加えて表 5.3-2 に示す。表より、代表地点に最も影響が大きい内陸地殻内地震は中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震とい

える。

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、代表地点の工学的基盤を Vs＝400m/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 1,179m 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＝63km、中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）は Mw7.2 で X＝4.2km、フィリピン海プレートのスラブ内地震は Mw8.0 で X＝70km とする。図より、中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震の地震動が全周期帯域で最も大きい。南海トラフの巨大地震の地震動とフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動を比較すると、周期 0.5 秒程度以下ではスラブ内地震の地震動が大きく、周期 0.5 秒程度以上では南海トラフの巨大地震の地震動が大きい。これより、最終的な対象地震は**中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震**、**南海トラフの地震**の 2 つとする。

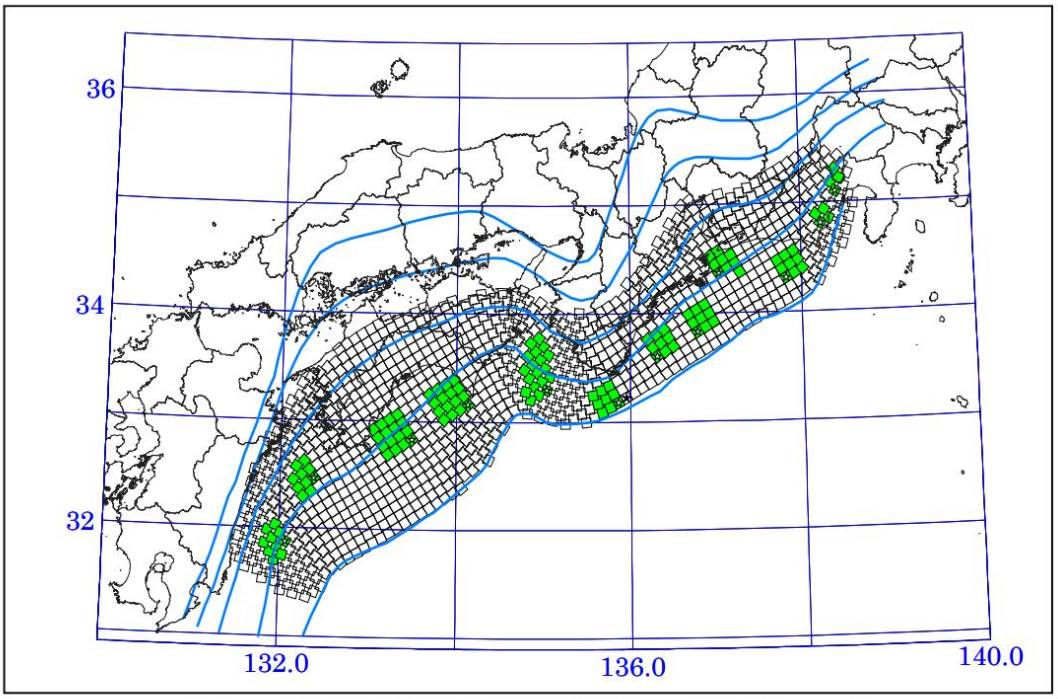


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

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

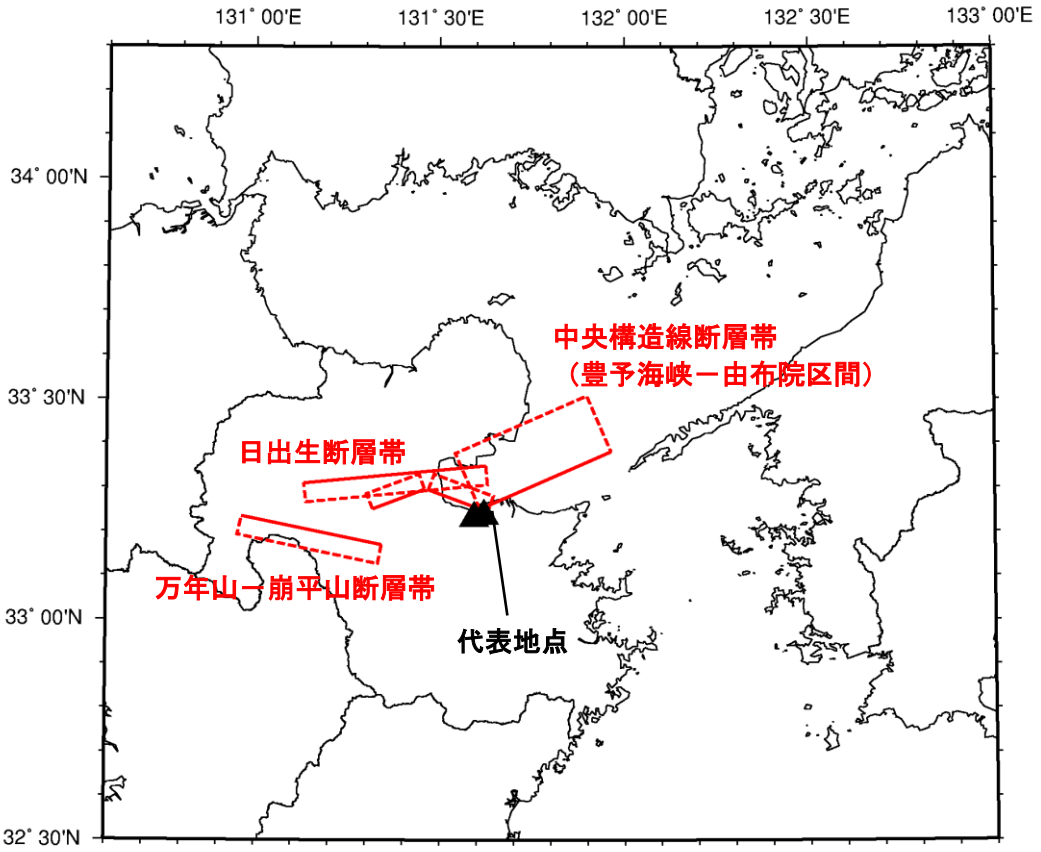


図 5.3-2　大分コンビナート地区で対象とした活断層による地震の断層モデル

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)
中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）	7.8	7.2	4.2	4.0	9.5	473.3	53.3
万年山－崩平山断層帯	7.3	6.8	27.1	3.0	9.0	162.0	12.6
日出生断層帯	7.5	6.9	12.7	3.0	9.0	291.2	25.5
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。

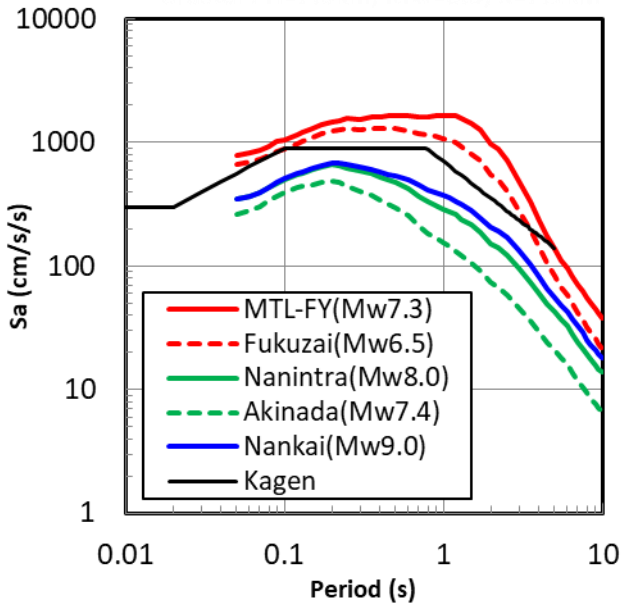


図 5.3-3　南海トラフの巨大地震（Nankai）、フィリピン海プレートのスラブ内地震（Nanintra、Akinada）、中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震動（MTL-FY）、伏在断層による地震動（Fukuzai）および設計用下限地震動（Kagen）の比較

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

5.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震

中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震の断層モデルは、地震調査研究推進本部(2021)で設定しているモデルとしたそこでは、アスペリティ位置が 2 ケースと、破壊開始点が 6 ケースの合計 12 ケースを設定している。ここでは、アスペリティ位置は地震調査研究推進本部(2021)と同じ 2 ケースとして、破壊開始点をそれぞれ 8 ケースの合計 16 ケースとした。中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による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。

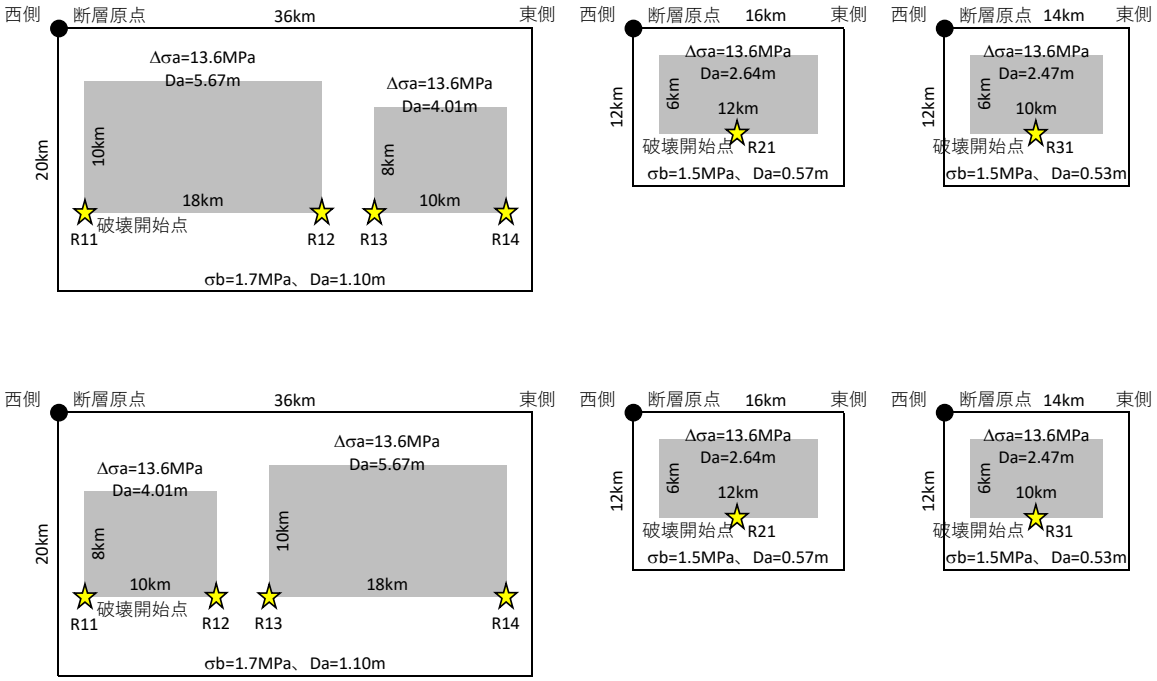


図 5.4-1　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震の断層モデル
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

表 5.4-1　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震の断層パラメータ
（地震調査研究推進本部, 2021）

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）
中央構造線断層帯豊予海峡－由布院区間

強震動予測のための震源パラメータ（2018 年版提示モデル）

巨視的震源パラメータ	中角度						高角度		
断層長さ L [km]	61						61		
地震規模 M	7.8						7.8		
地震発生層上限深さ H_s [km]	4						4		
地震発生層下限深さ H_d [km]	15						15		
設定手順	（イ）			（イ）			（イ）		
地震モーメント M_0 [Nm]	7.18E+19			7.18E+19			7.18E+19		
モーメントマグニチュード M_w	7.2			7.2			7.2		
断層モデル総面積 S_{model} [km^2]	1080			1080			792		
静的応力降下量 $\Delta\sigma$ [MPa]	4.9			**3.1**			3.1		
平均すべり量 D [m]	2.13			2.13			2.91		
セグメント									
走向 θ [度]	246.4	290.3	249.6	246.4	290.3	249.6	246.4	290.3	249.6
傾斜角 δ [度]	40	70	70	40	70	70	90	70	70
すべり角 λ [度]	180	-90	-90	180	-90	-90	180	-90	-90
断層モデル原点緯度 [°N]	33.3816	33.2456	33.2960	33.3816	33.2456	33.2960	33.3619	33.2456	33.2960
断層モデル原点経度 [°E]	131.9633	131.6304	131.4591	131.9633	131.6304	131.4591	131.9736	131.6304	131.4591
断層モデル上端深さ D_{top} [km]	4	4	4	4	4	4	4	4	4
セグメント長さ L_{model_seg} [km]	36	16	14	36	16	14	36	16	14
セグメント幅 W_{model_seg} [km]	20	12	12	20	12	12	12	12	12
セグメント面積 S_{model_seg} [km^2]	720	192	168	720	192	168	432	192	168
セグメント地震モーメント M_{0seg} [Nm]	5.75E+19	7.91E+18	6.48E+18	5.75E+19	7.91E+18	6.48E+18	4.67E+19	1.38E+19	1.13E+19
セグメント平均すべり量 D_{seg} [m]	2.56	1.32	1.24	2.56	1.32	1.24	3.46	2.31	2.16
微視的震源パラメータ									
短周期レベル A [Nm/s^2]	2.20E+19			1.78E+19			1.52E+19		
短周期レベル（参照） A_{Dan} [Nm/s^2]	2.20E+19			2.20E+19			2.20E+19		
全アスペリティ 総面積 S_a [km^2]	392.5			**237.6**			174.2		
全アスペリティ 実効応力 σ_a [MPa]	13.6			14.1			14.1		
全アスペリティ 面積 S_{a_seg} [km^2]	261.7	69.8	61.1	158.4	42.2	37.0	95.0	42.2	37.0
全アスペリティ すべり量 D_{a_seg} [m]	5.11	2.64	2.47	5.11	2.64	2.47	6.93	4.62	4.32
全アスペリティ 地震モーメント M_{0a_seg} [Nm]	4.18E+19	5.75E+18	4.71E+18	2.53E+19	3.48E+18	2.85E+18	2.05E+19	6.09E+18	4.98E+18
アスペリティ1 面積 S_{a1_seg} [km^2]	174.4	69.8	61.1	105.6	42.2	37.0	63.4	42.2	37.0
アスペリティ1 実効応力 σ_{a1_seg} [MPa]	13.6	13.6	13.6	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
アスペリティ1 すべり量 D_{a1_seg} [m]	5.67	2.64	2.47	5.67	2.64	2.47	7.67	4.62	4.32
アスペリティ1 地震モーメント M_{0a1_seg} [Nm]	3.09E+19	5.75E+18	4.71E+18	1.87E+19	3.48E+18	2.85E+18	1.52E+19	6.09E+18	4.98E+18
アスペリティ1 計算用面積 [km×km]	18 × 10	12 × 6	10 × 6	10 × 10	8 × 6	6 × 6	8 × 8	8 × 6	6 × 6
アスペリティ2 面積 S_{a2_seg} [km^2]	87.2	—	—	52.8	—	—	31.7	—	—
アスペリティ2 実効応力 σ_{a2_seg} [MPa]	13.6	—	—	14.1	—	—	14.1	—	—
アスペリティ2 すべり量 D_{a2_seg} [m]	4.01	—	—	4.01	—	—	5.43	—	—
アスペリティ2 地震モーメント M_{0a2_seg} [Nm]	1.09E+19	—	—	6.60E+18	—	—	5.37E+18	—	—
アスペリティ2 計算用面積 [km×km]	10 × 8	—	—	8 × 6	—	—	8 × 4	—	—
背景領域 面積 S_{b_seg} [km^2]	458.3	122.2	106.9	561.6	149.8	131.0	337.0	149.8	131.0
背景領域 実効応力 σ_{b_seg} [MPa]	1.7	1.5	1.5	2.3	2.5	2.5	3.0	2.5	2.5
背景領域 すべり量 D_{b_seg} [m]	1.10	0.57	0.53	1.84	0.95	0.89	2.49	1.66	1.55
背景領域 地震モーメント M_{0b_seg} [Nm]	1.57E+19	2.16E+18	1.77E+18	3.22E+19	4.43E+18	3.63E+18	2.61E+19	7.75E+18	6.34E+18

※赤字：アスペクト比が 2 を超えたことにより平均応力降下量 3.1MPa、アスペリティ面積が断層面積の 22%を仮定したモデル。このモデルは震源パラメータを示すのみであり、断層モデル図および地表震度分布図は扱わない。

(2) 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 5.4-2 に、断層パラメータを表 5.4-2 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 5.4-3 に示す。

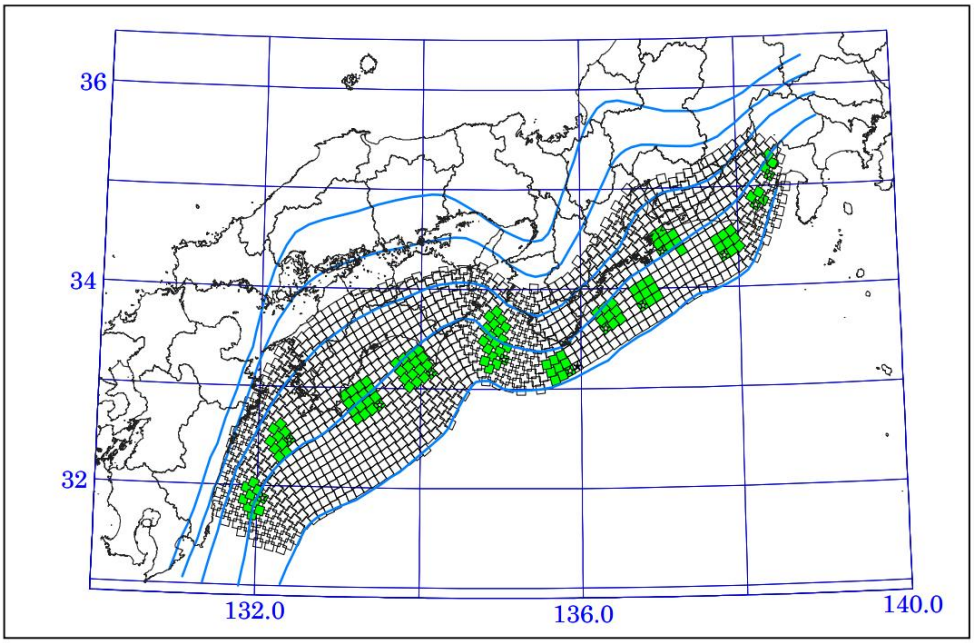


図 5.4-2　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）

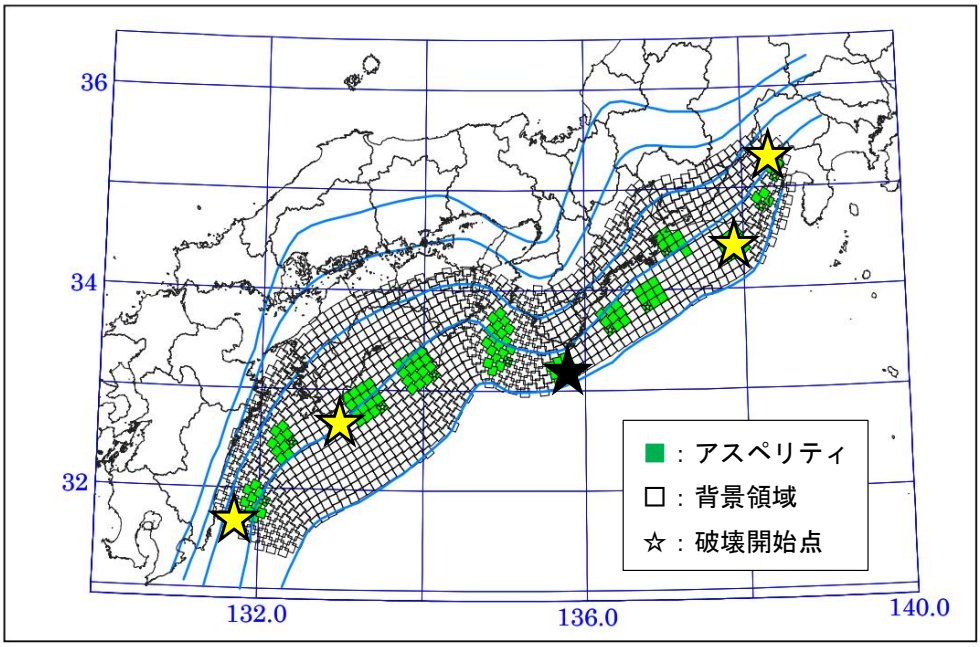


図 5.4-3　南海トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（内閣府(2012)に加筆）

表 5.4-2　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

(3) まとめ

大分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 5.4-4 に示す。

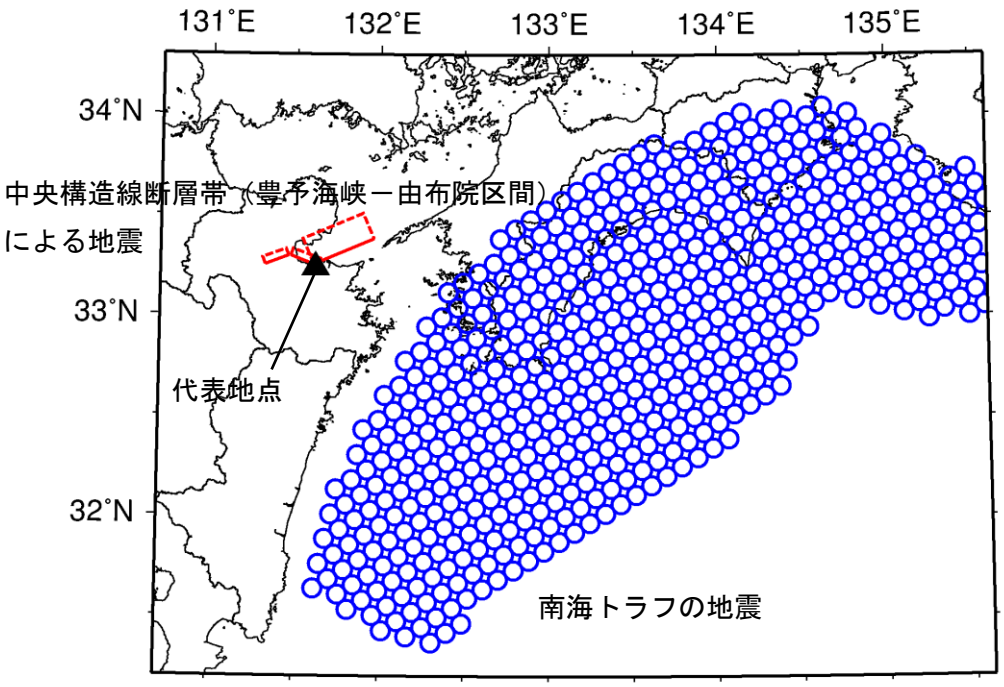


図 5.4-4　大分コンビナート地区の対象地震の断層モデルと代表地点（▲）

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、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震に対しては 2007 年 6 月 7 日の地震（M_J4.7)、南海トラフの地震に対しては 2006 年 3 月 27 日の地震（M_J5.5）とした。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 5.4-5 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、2006 年 3 月 27 日の地震の地震に対して図 5.4-6 に、2007 年 3 月 27 日の地震に対して図 5.4-7 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。工学的基盤上面に引き戻した地震動を、2006 年 3 月 27 日の地震の地震に対して図 5.4-8 に、2007 年 3 月 27 日の地震に対して図 5.4-9 に、それぞれ示す。図には、地表の地震動の応答スペクトルを重ねて示している。なお、地表観測記録に見られる周期 0.5～0.6 秒付近の卓越する地震動が、工学的基盤に引き戻した地震動でも同じ周期帯が卓越しており、表 5.1-1 に示した地盤構造では十分に引き戻しできていない可能性があり、工学的基盤に引き戻すための地盤構造の精度の向上が今後の課題と考えられる。

また、2006 年 3 月 27 日の地震はスラブ内地震であり、プレート境界地震とは震源の媒質が異なる。そのため、壇・佐藤(1998)に基づいて震源の媒質補正を地震波形に対して行ったうえで、経験的グリーン関数として用いる。

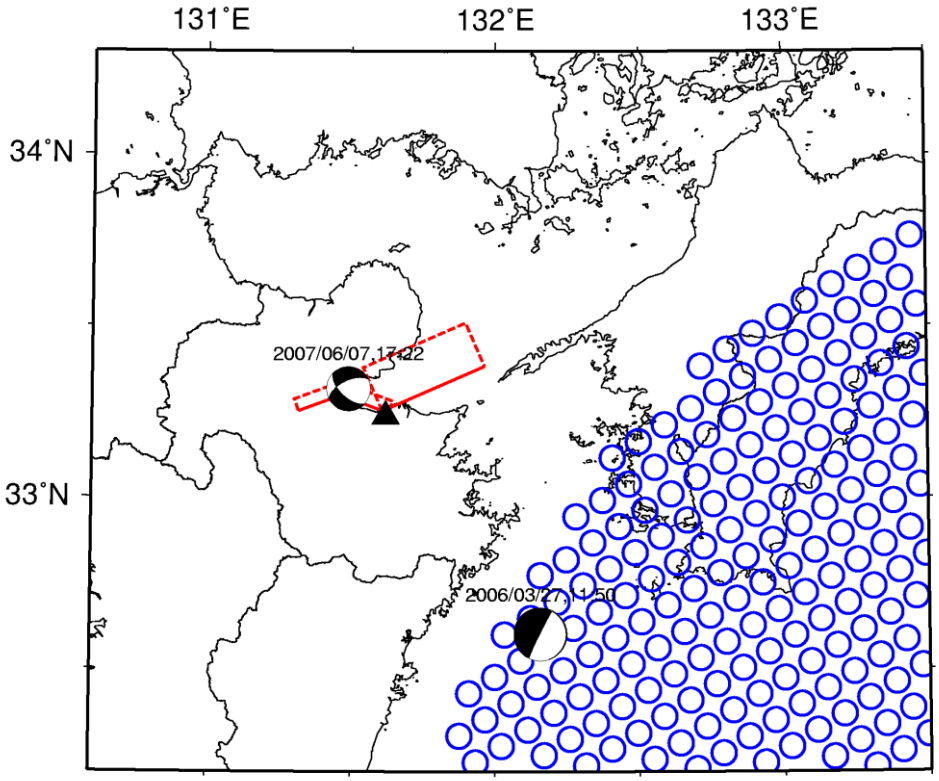


図 5.4-5　計算に用いる中小地震の震源位置と代表地点（▲）

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]
2006年3月27日	132.1570	32.6017	34.8	5.5	5.5	2.12×10^{17}	30.0
2007年6月7日	131.4917	33.3162	9.0	4.7	4.6	9.08×10^{15}	10.0

※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。

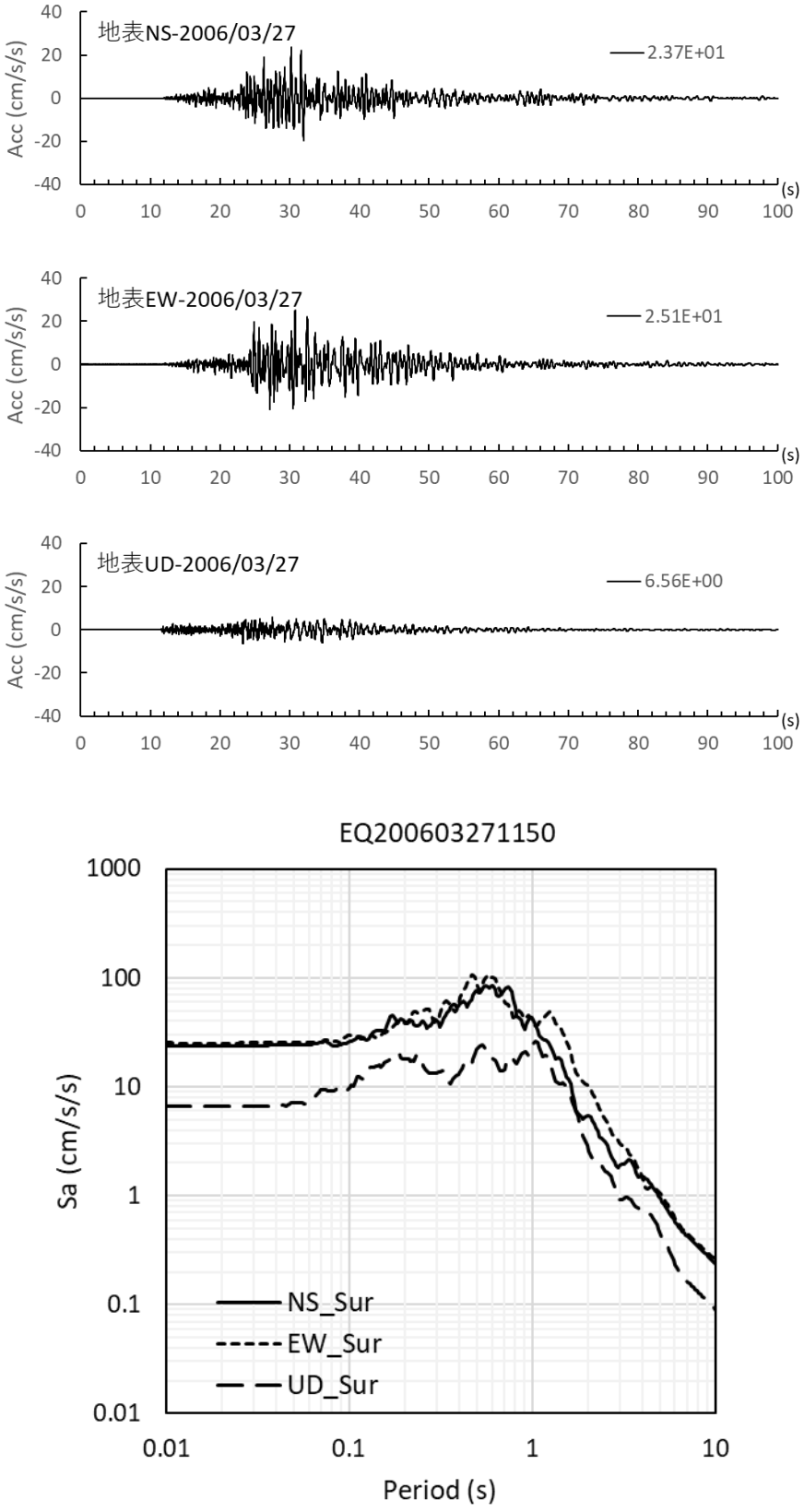


図 5.4-6　2006 年 3 月 27 日の地震の地震観測記録（JMA 大分、地表）

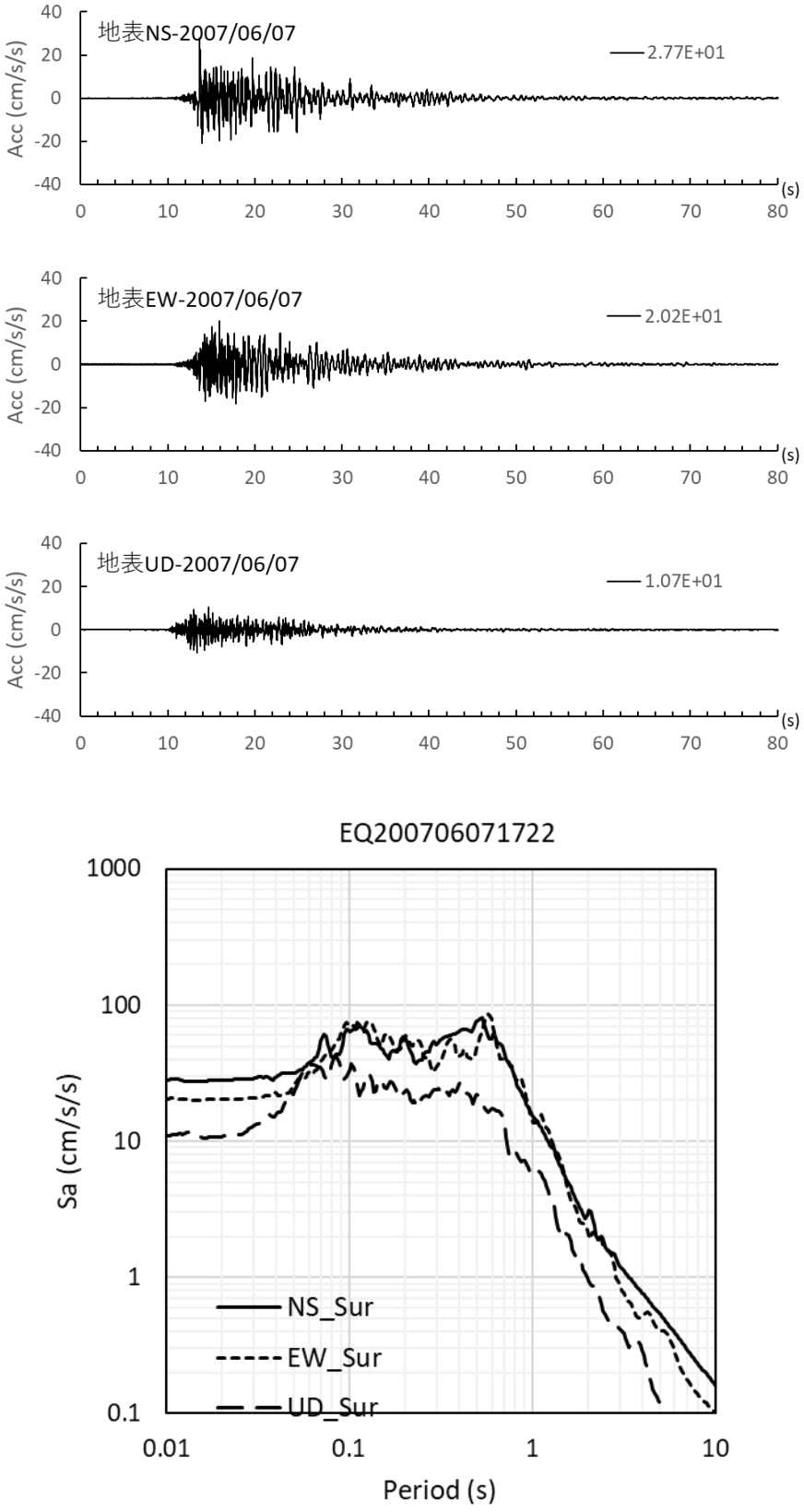


図 5.4-7　2007 年 6 月 7 日の地震の地震観測記録（JMA 大分、地表）

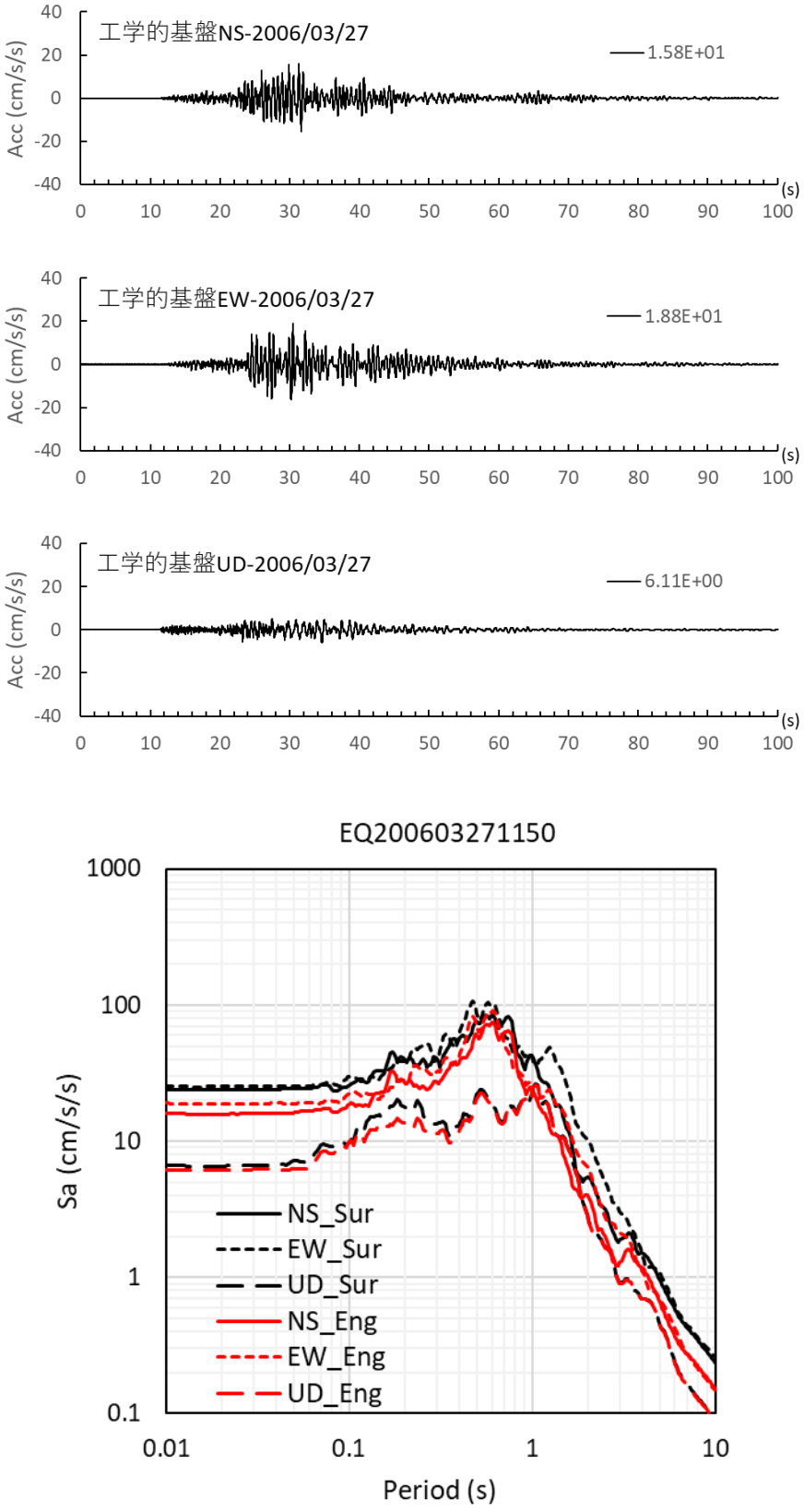


図 5.4-8　2006 年 3 月 27 日の地震の地震観測記録（JMA 大分、工学的基盤）

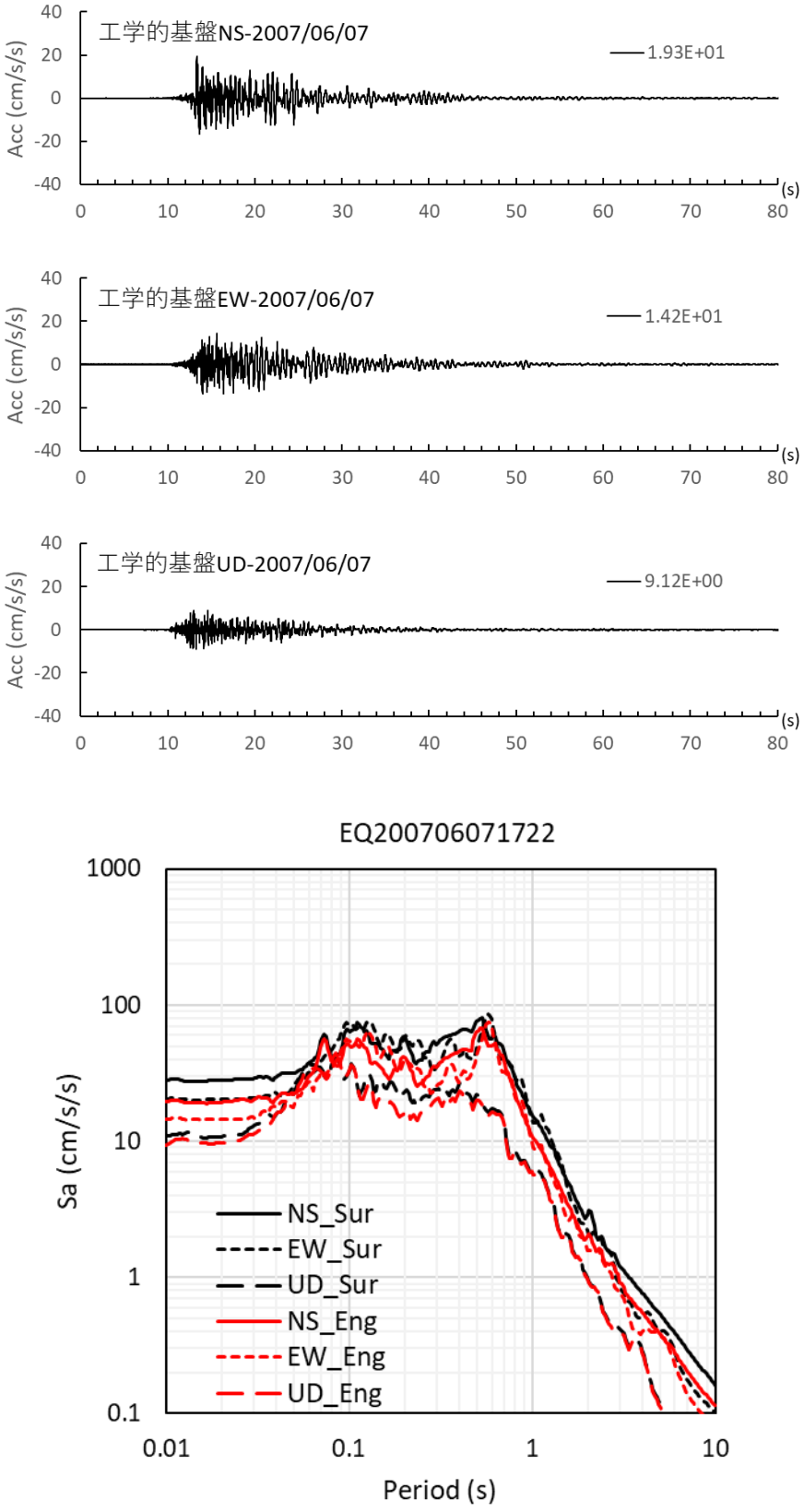


図 5.4-9　2007 年 6 月 7 日の地震の地震観測記録（JMA 大分、工学的基盤）

5.4.3 標準波

中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）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、例としてケース 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。

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、代表地点に対する全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 5.4-13 に、例としてケース 1 の加速度波形を図 5.4-14 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 5.4-15 に示す。参考として、内閣府(2012)による代表地点に最も近い地点での工学的基盤の地震動（基本ケースと陸側ケース）と比較して図 5.4-16 に示す。図より、計算したサイトスペシフィック地震動は内閣府(2012)による地震動と比べて、応答スペクトルは概ね小さく、特性が異なることがわかる。この理由として、サイトスペシフィック地震動は経験的グリーン関数法で、内閣府(2012)の地震動は統計的グリーン関数法で計算されており、前者では中小地震の観測記録の位相と用いているのに対して、後者では乱数位相を用いており位相が異なること、代表地点が震源域からやや離れているために Q 値などの伝播特性の違いによる影響が異なることなどが考えられる。

最後に、中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震に対するサイトスペシフィック地震動 24 波（NS 成分と EW 成分の合計）、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 10 波（NS 成分と EW 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 5.4-17 に示す。なお、本検討で計算したサイトスペシフィック地震動は、中央構造線断層帯による地震、南海トラフの地震のどちらの地震動に対しても周期 0.6 秒付近が卓越している。この特性についてより詳細に分析したうえで扱い方を考える必要があり、Ⅲ-2 章にてサイトスペシフィック地震動の高度化に向けた検討を行っている。

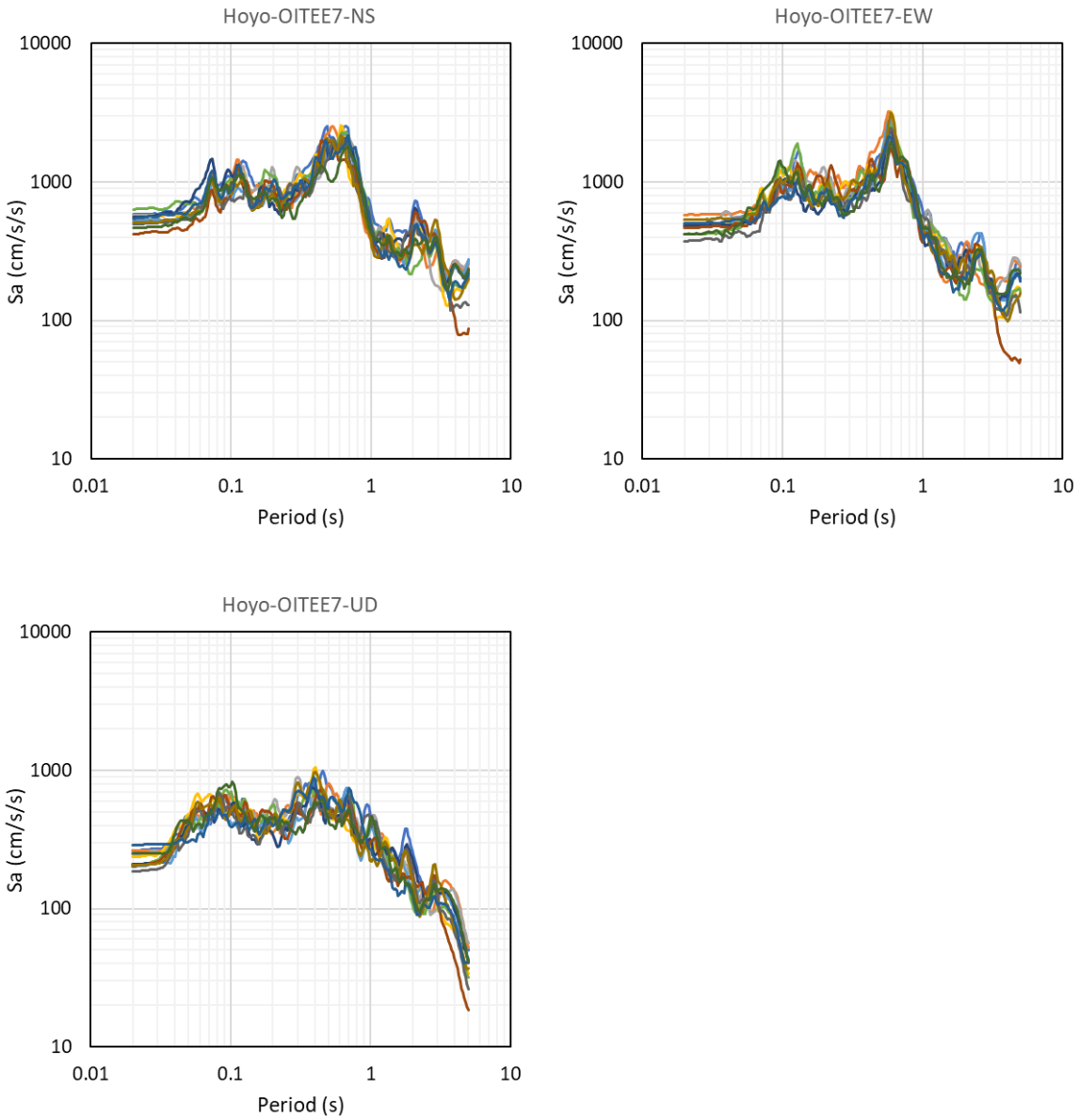
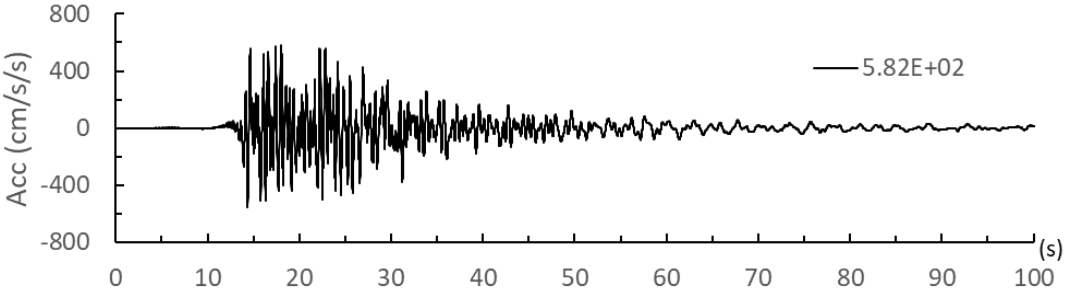
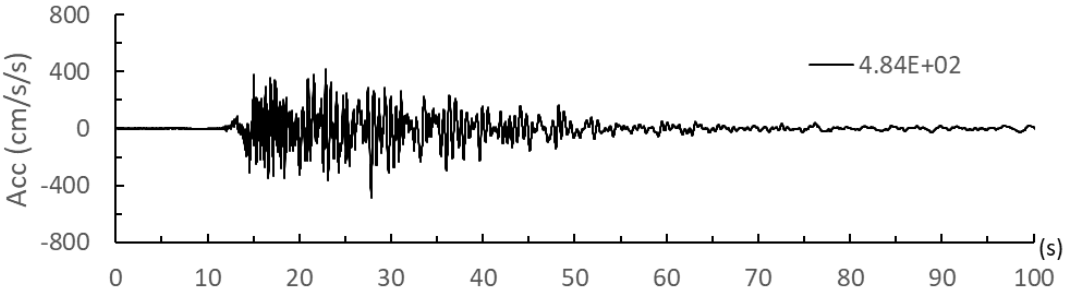


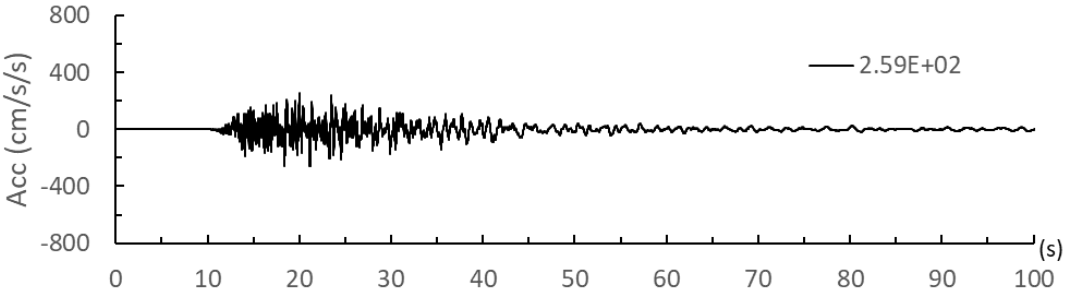
図 5.4-10　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震に対する
サイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 5.4-11　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震に対する
サイトスペシフィック地震動の例

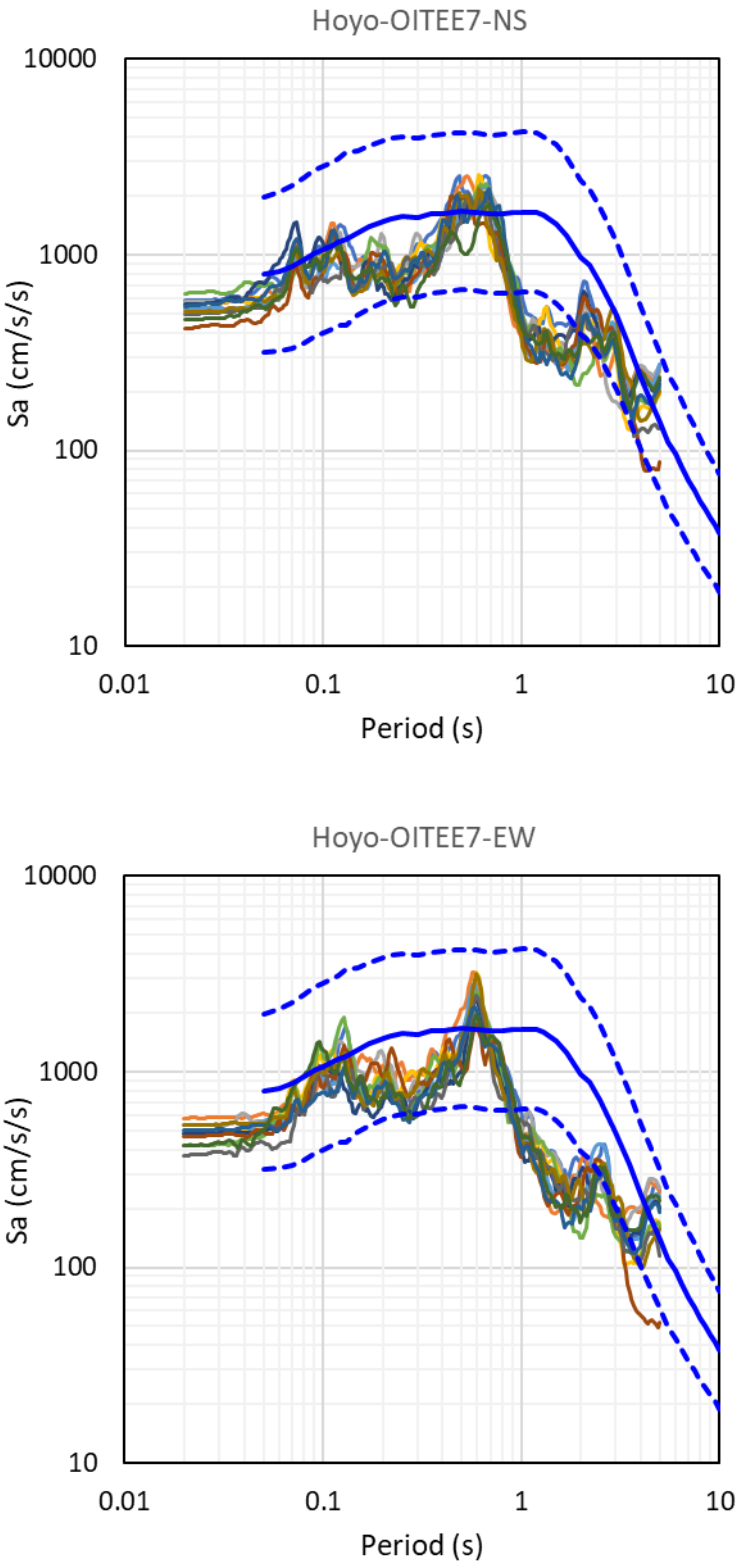


図 5.4-12　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震に対する
サイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較

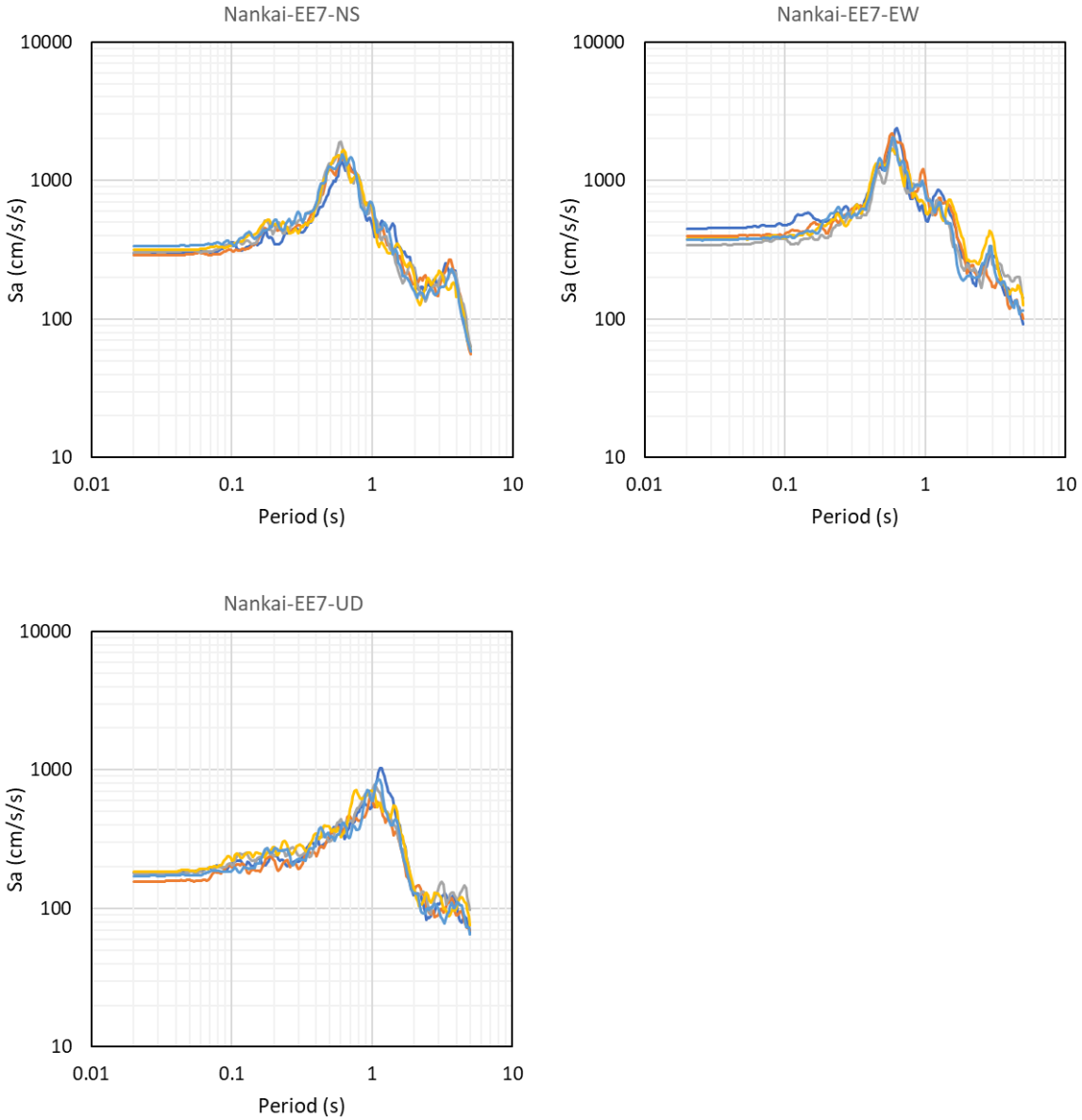
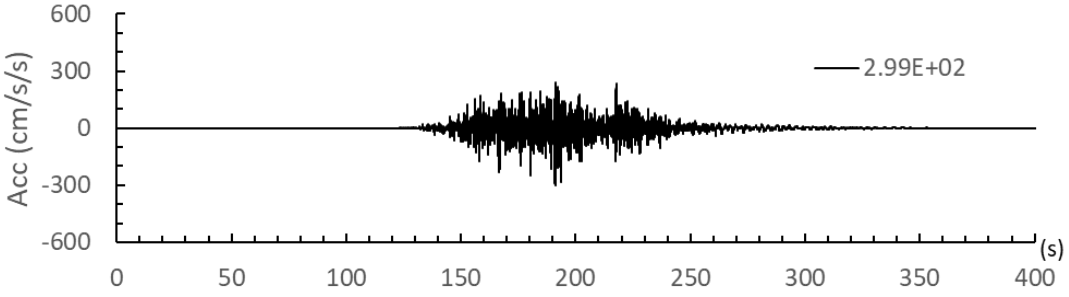
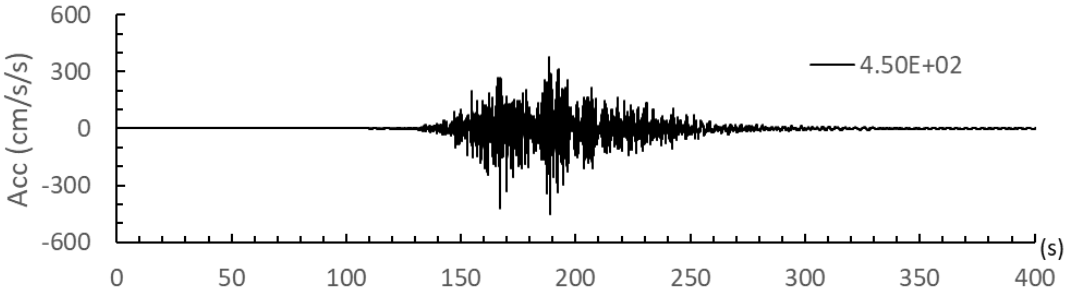


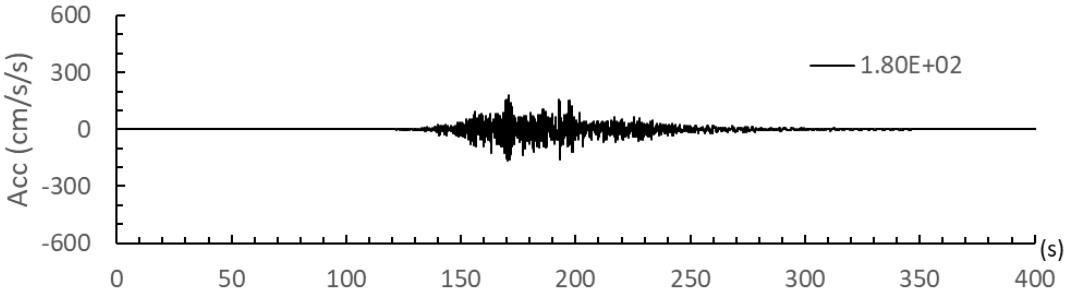
図 5.4-13　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動



(a)　NS 成分

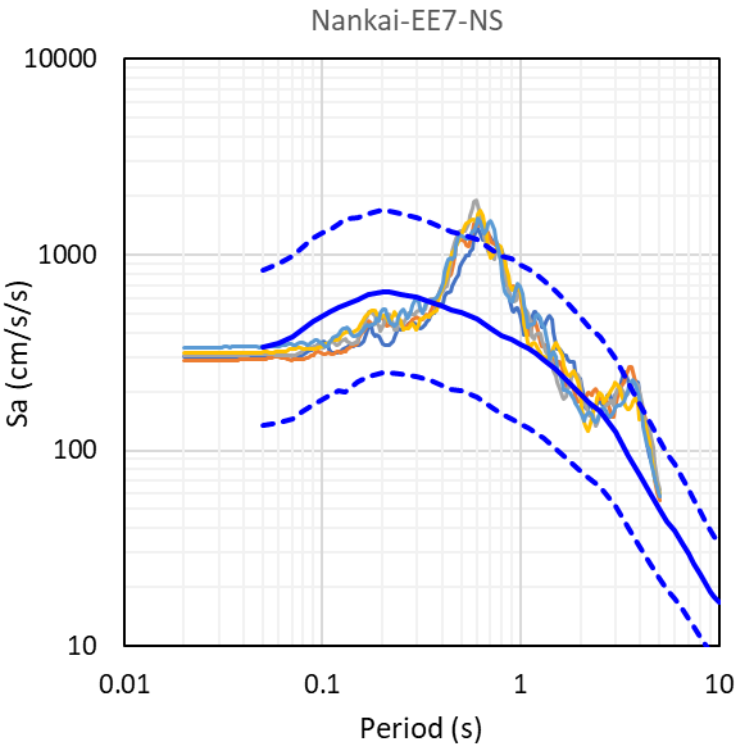


(b)　EW 成分



(c)　UD 成分

図 5.4-14　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



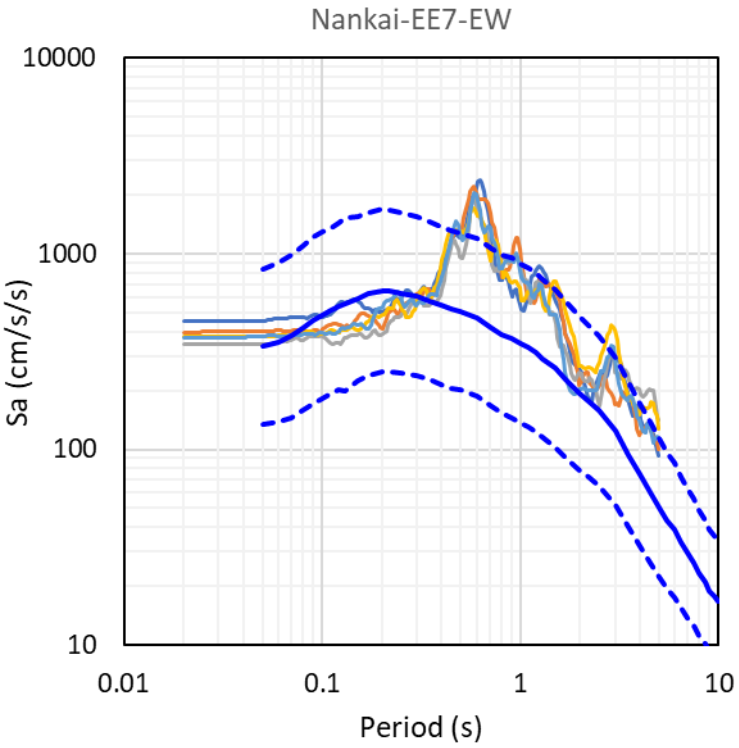
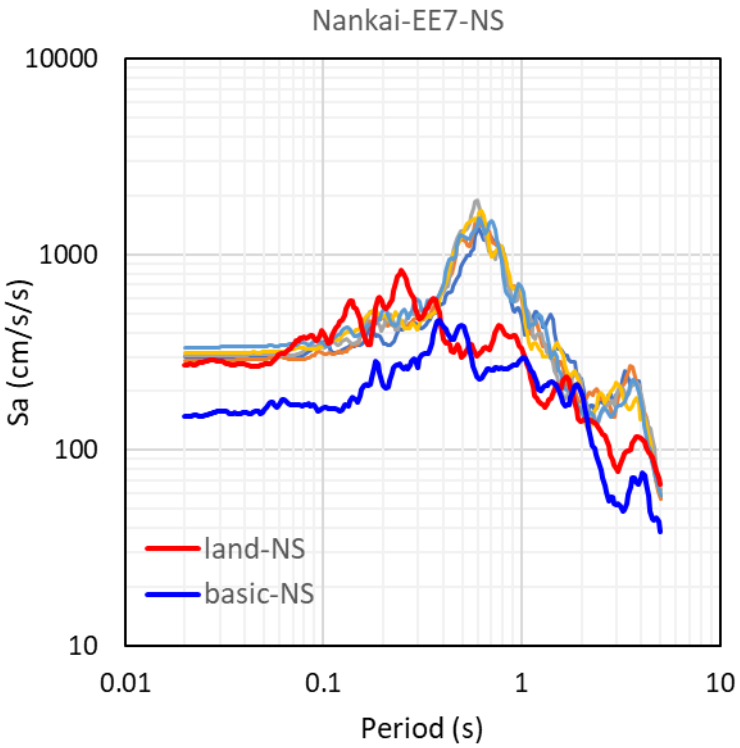


図 5.4-15　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式との比較



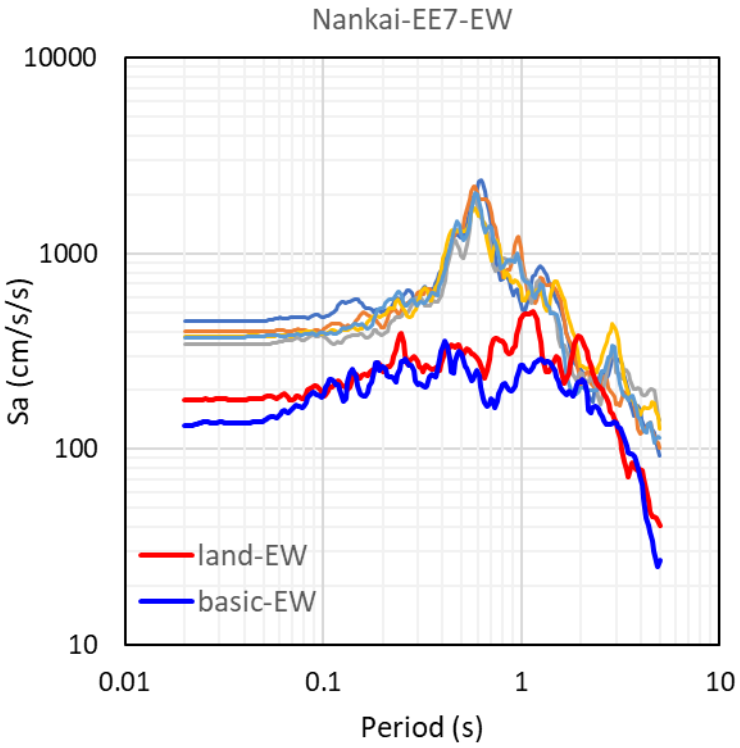


図 5.4-16　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と
内閣府(2012)による南海トラフの地震に対する地震動との比較

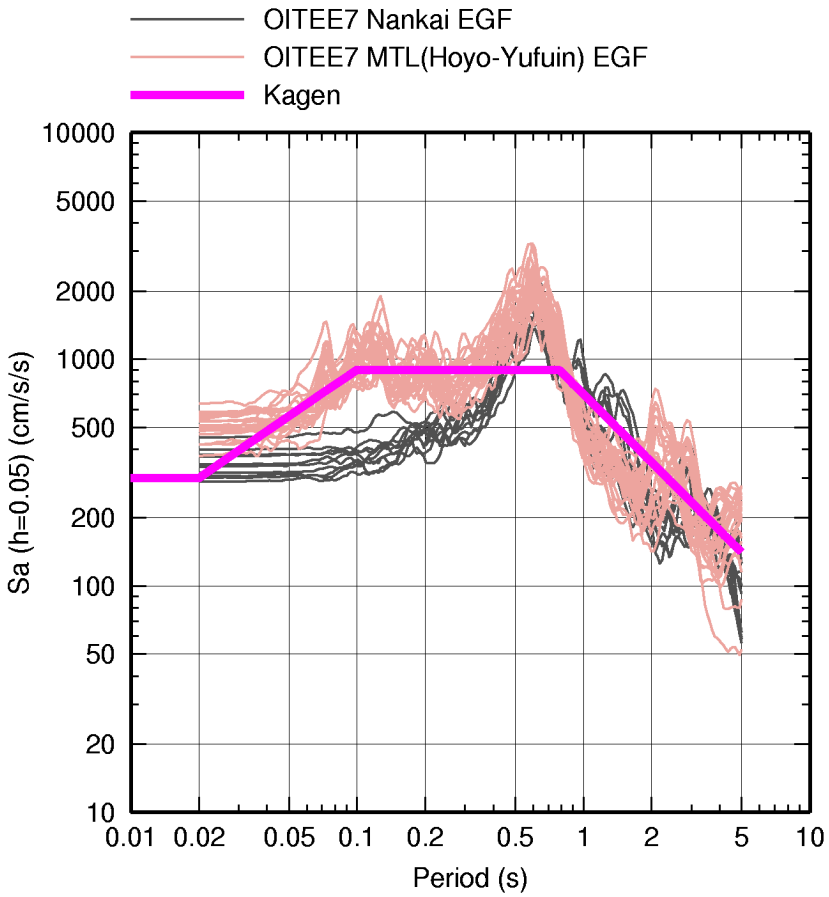


図 5.4-17　大分コンビナート地区における代表地点の標準波と設計用下限地震動の比較

6. まとめ

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。これまで、鹿島地区、京浜地区、四日市地区、堺・高石地区、水島地区、岩国・大竹地区、周南地区の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。

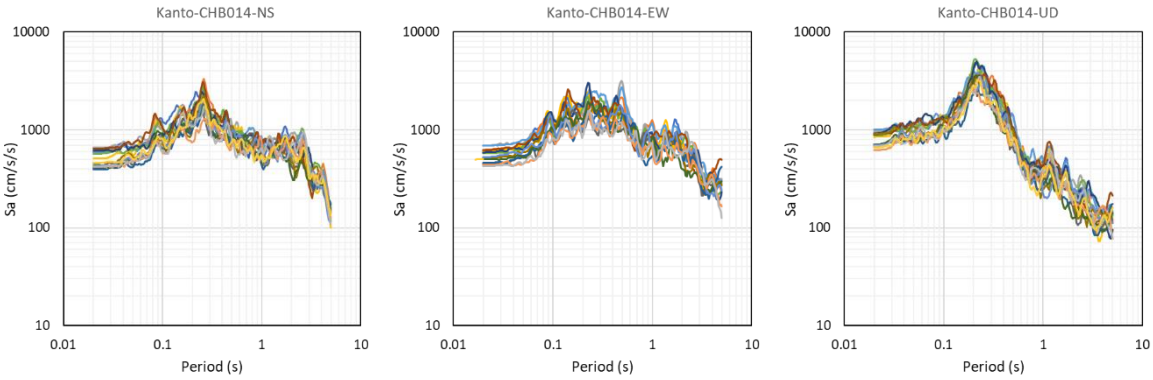
今年度の調査研究では、京葉地区、新居浜地区、大分地区の3つのコンビナート地区を対象に、これまでと同様、経験的グリーン関数法の適用を基本とし、代表地点（強震観測地点）のサイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。作成した各コンビナート地区の標準波の概要は表6-1に示すとおりであり、加速度応答スペクトルを図6-1～図6-3に示す。

今後、サイトスペシフィック地震動のさらなる適用拡大を図るためには、準コンビナート地区（苫小牧、宮城、新潟、名古屋、兵庫、宇部）についても同様の検討が必要である。

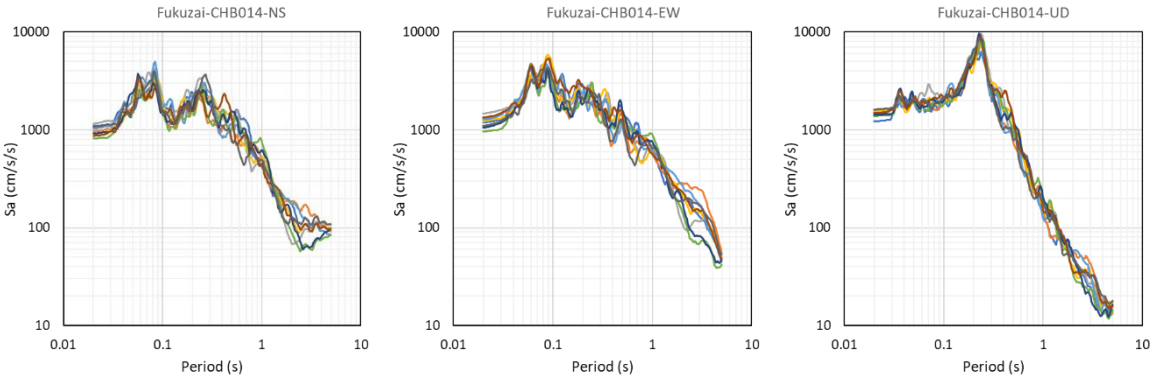
表6-1　各コンビナート地区の標準波の概要

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	京葉地区	K-NET姉崎	相模トラフ	2×8=16
			伏在断層	3×3=9
2	新居浜地区	JMA新居浜	南海トラフ	1×5=5
			中央構造線断層帯 (讃岐山脈南縁西部区間)	2×6=12
3	大分地区	JMA大分	南海トラフ	1×5=5
			中央構造線断層帯 (豊予海峡-由布院区間)	2×6=12

注）NS、EW、UD成分の地震波形を1セットとする。

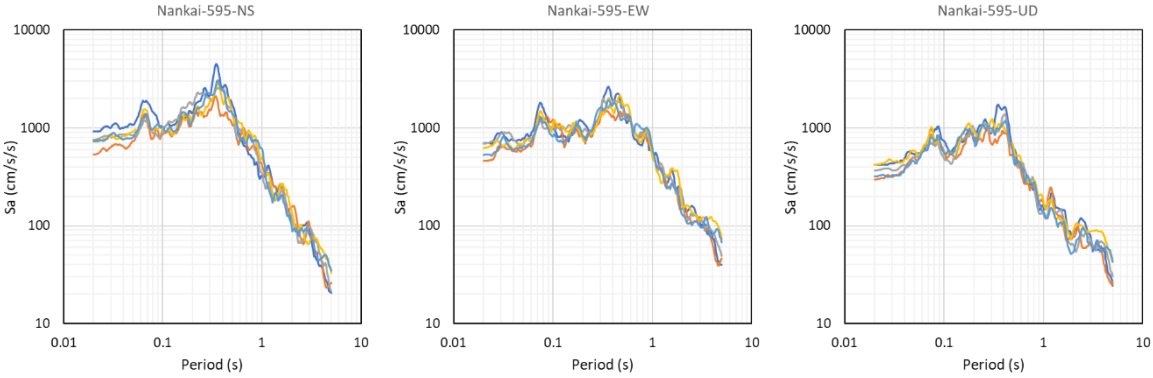


(a)　相模ラフの地震

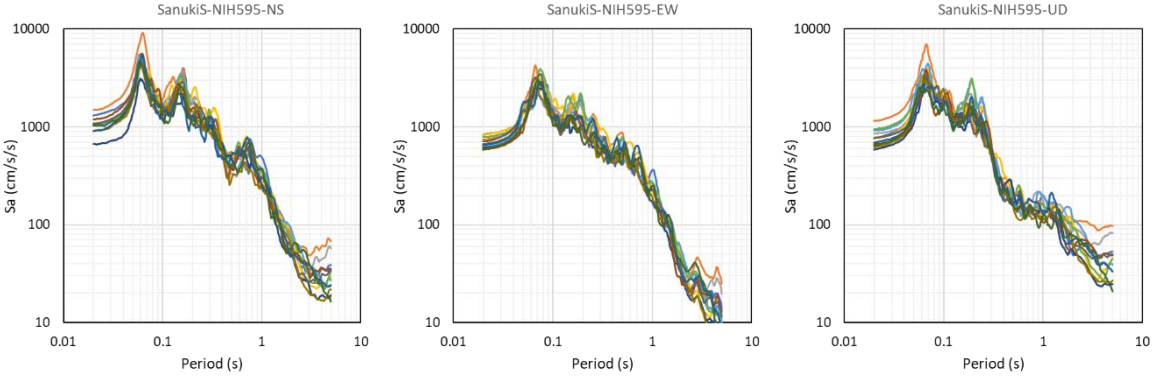


(b)　伏在断層による地震

図 6-1　京葉コンビナート地区の標準波

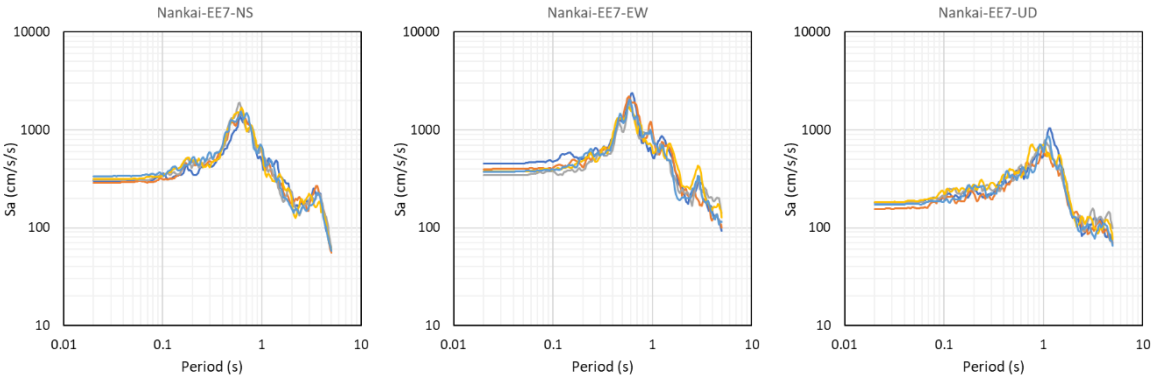


(a)　南海トラフの地震

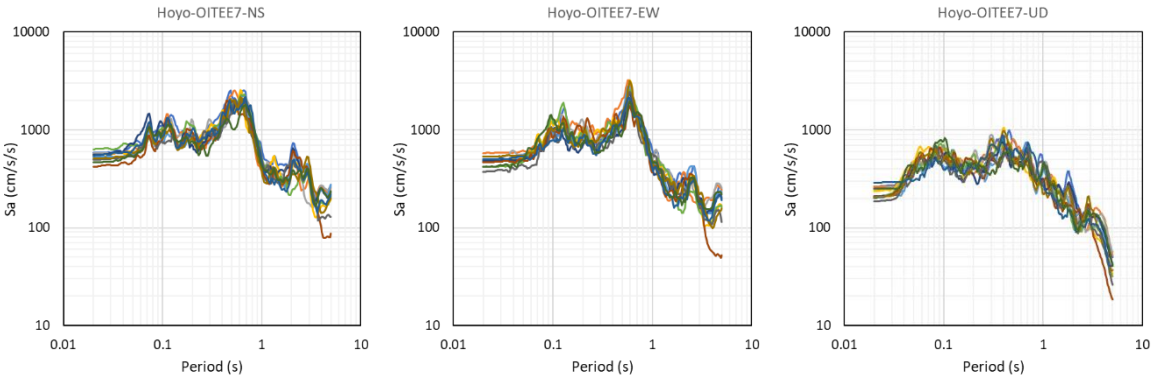


(b)　中央構造線断層帯（讃岐山脈南縁西部区間）による地震

図 6-2　新居浜コンビナート地区の標準波



(a)　南海トラフの地震



(b)　中央構造線断層帯（豊予海峡－由布院区間）による地震

図 6-3　大分コンビナート地区の標準波

参考文献

1) 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.
2) 千葉県（2016）：千葉県地震被害想定調査報告書，平成 28 年 3 月.
3) 壇　一男・佐藤俊明（1998）：断層の非一様すべり破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動評価，日本建築学会構造系論文集，第 509 号，pp.49-60.
4) 愛媛県（2013）：愛媛県地震被害想定調査報告書，平成 25 年 3 月.
5) Geller, R.J.（1976）：Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, Bulletin of the Seismological Society of America, 66, 1501-1523.
6) 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.
7) 地震調査研究推進本部（2014）：相模トラフ沿いの地震活動の長期評価（第二版）について，平成 26 年 4 月 25 日.
8) 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.
9) 地震調査研究推進本部（2016）：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.
10) 地震調査研究推進本部（2017a）：四国地域の活断層の地域評価（第一版），平成 29 年 12 月 19 日.
11) 地震調査研究推進本部（2017b）：日出生断層帯の長期評価（第一版），平成 29 年 12 月 19 日.
12) 地震調査研究推進本部（2017c）：万年山－崩平山断層帯の長期評価（第一版），平成 29 年 12 月 19 日.
13) 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.
14) 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.
15) 地震調査研究推進本部（2022）：日向灘及び南西諸島海溝周辺の地震活動の長期評価（第二版），令和 4 年 3 月 25 日.
16) 地震調査研究推進本部（2024）：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 6 年 1 月 15 日現在.
17) 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.
18) 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－，平成 24 年 8 月 29 日.
19) 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.

20) 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.
21) 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.
22) 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.
23) 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.
24) 文部科学省研究開発局・国立大学法人京都大学大学院理学研究科（2017）：別府－万年山断層帯（大分平野－由布院断層帯東部）における重点的な調査観測　平成 26～28 年度 成果報告書，平成 29 年 5 月.
25) 大分県（2019）：大分県地震被害想定調査報告書，平成 31 年.
26) 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.
27) 佐藤智美（2016）：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.
28) 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.
29) 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.
30) 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.
31) Wessel, P. et al.: Generic Mapping Tools: Improved version released, EOS Trans. AGU, Vol.94, pp. 409–410, 2013 (DOI: https://doi.org/10.1002/2013EO450001).

Ⅲ-2　サイトスペシフィック地震動の標準波の高度化に向けた検討

1. 検討概要

令和 5 年度調査研究で作成した標準波において、以下の課題が挙げられた。

①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。

②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。

本検討では、上記の課題解決に向けて以下の検討を行った。

①対象地点を限定した地震観測記録による地震動特性の分析

②想定地震の震源特性の違いによる地震動特性とその幅に関する検討

2. 地震観測記録に基づく地震動特性の分析

2.1 対象とする地震観測記録

課題解決に向けた検討として、対象地点の地震観測記録の地震動特性（主としてスペクトル特性）について分析する。対象地点は JMA 大分市長浜とする。

対象地点で観測された地震のうち、海溝型地震の諸元を表 2.1-1 に、震源位置を図 2.1-1 に示す。本検討では、震源位置の方向についても分析するため、対象地点に対する震源位置が北東側の場合（領域 1）と南東側の場合（領域 2）に分けた検討も行う。

また、対象地点の地盤特性を分析するために、対象地点の周辺の地震観測点の観測記録との比率について検討する。周辺の地震観測点は、KiK-net 野津原（OITH05）とし、その地盤構造を図 2.1-2 に示す。図より、KiK-net 野津原の地中観測点の Vs は 1,900m/s である。今回検討対象とした地震のうち、KiK-net 野津原の地中記録が得られている地震を表 2.1-1 の右欄に記す。表より、2 地点に共通で観測された地震は 5 地震である。

表 2.1-1　検討に用いた海溝型地震の諸元

(a)　領域 1

地震の発生日	震央地名	北緯	東経	震源深さ	EQ	Mw	Xsh	Area	OITH05
1998/5/23	伊予灘	33.7033	131.8417	86	EQ980523	5.5	102	1	―
2001/3/24	安芸灘	34.1317	132.6933	46	EQ010324	6.8	148	1	○
2006/9/26	伊予灘	33.5050	131.8833	70	EQ060926	5.3	80	1	―
2014/3/14	伊予灘	33.6917	131.8900	78	EQ140314	6.3	96	1	○

(b)　領域 2

地震の発生日	震央地名	北緯	東経	震源深さ	EQ	Mw	Xsh	Area	OITH05
1996/12/3	日向灘	31.7683	131.6800	38	EQ961203	6.7	167	2	―
2001/4/25	豊後水道	32.7983	132.3383	39	EQ010425	5.7	92	2	○
2002/11/4	日向灘	32.4117	131.8683	35	EQ021104	5.7	101	2	○
2006/3/27	日向灘	32.6017	132.1567	35	EQ060327	5.5	93	2	―
2014/8/29	日向灘	32.1400	132.1450	18	EQ140829	5.8	132	2	○
2015/7/13	大分県南部	32.9917	131.8550	58	EQ150713	5.5	68	2	―

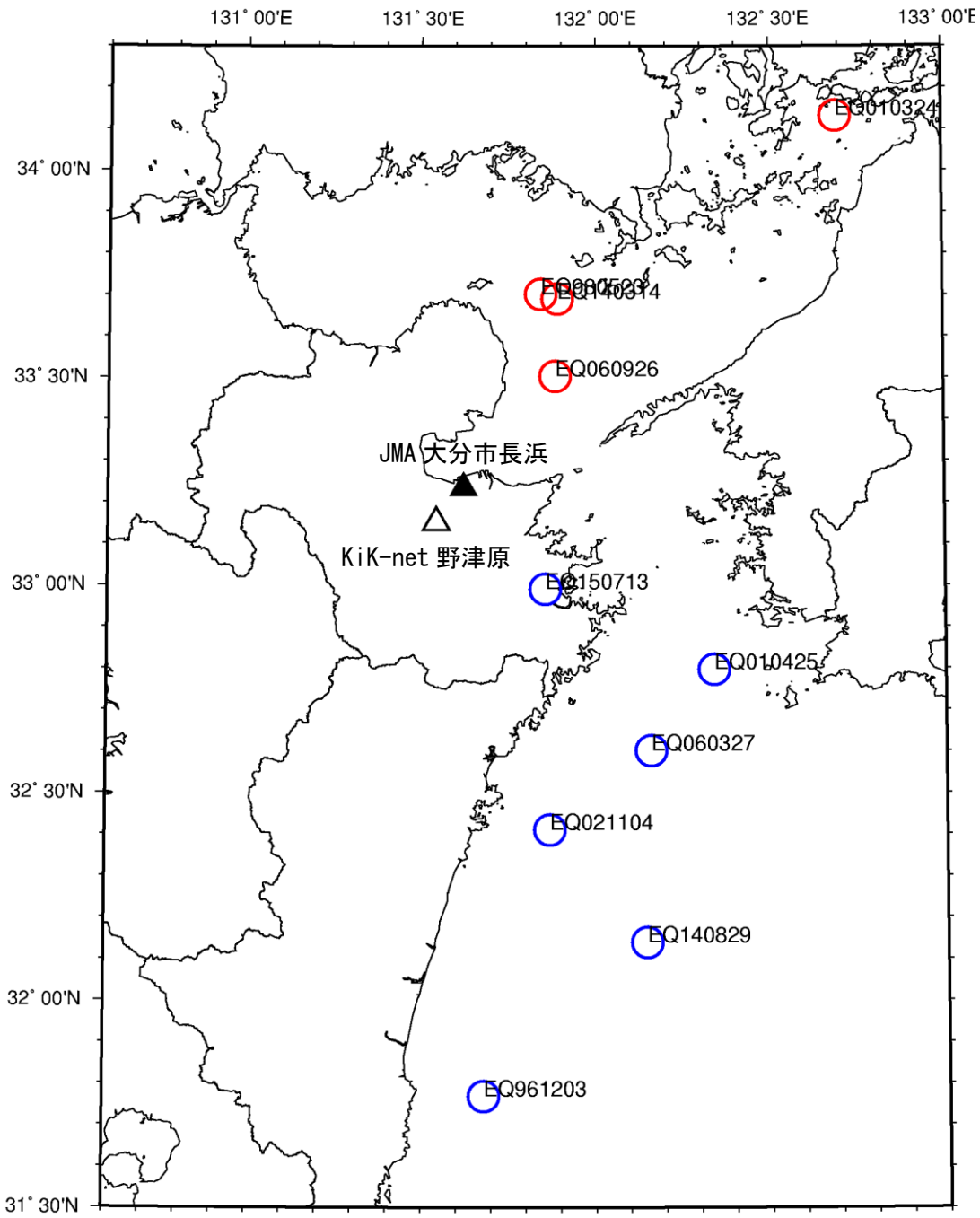


図 2.1-1　検討に用いた海溝型地震の震源位置と地震観測点

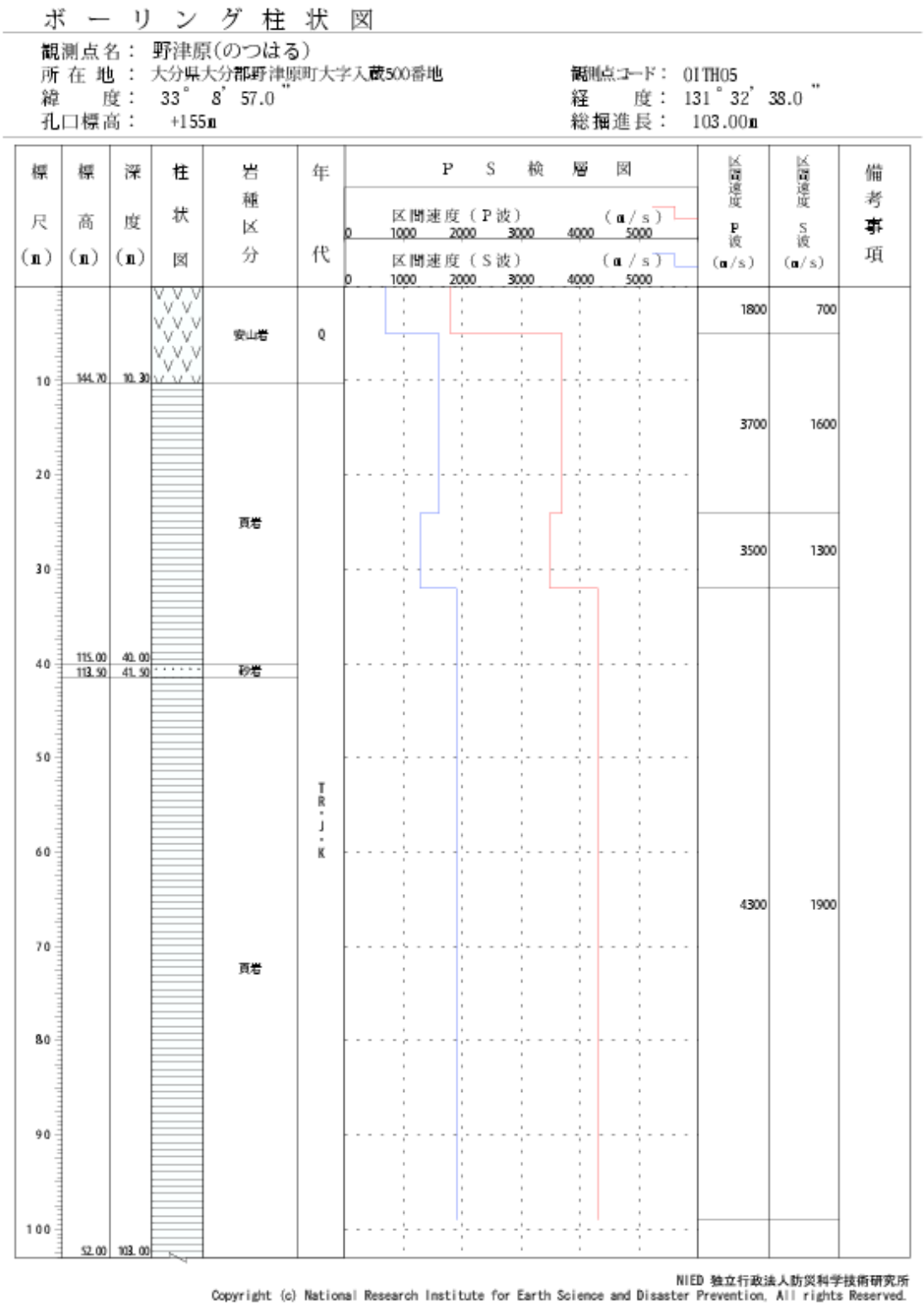
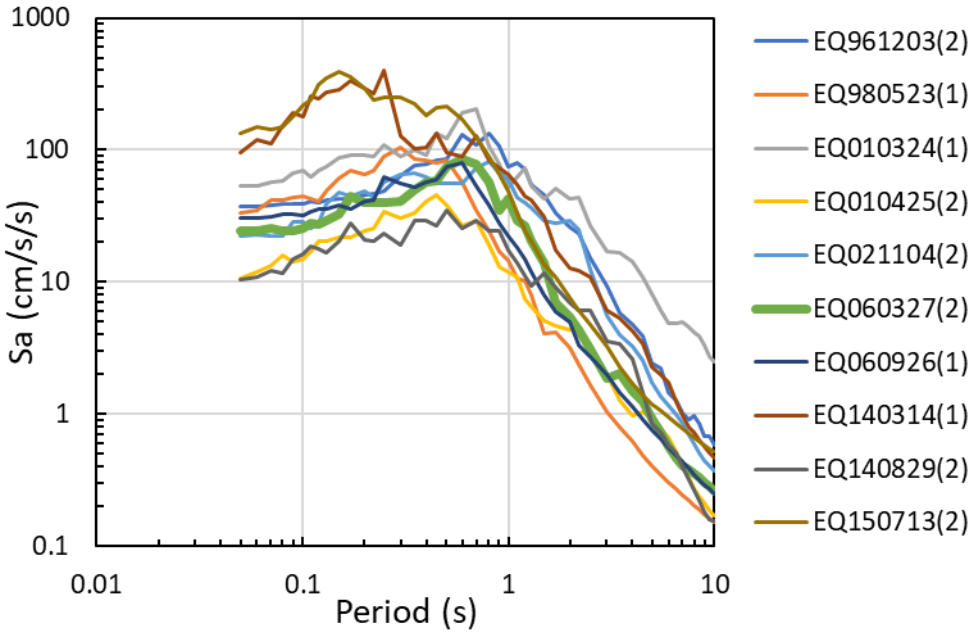


図 2.1-2　KiK-net 野津原の地盤構造

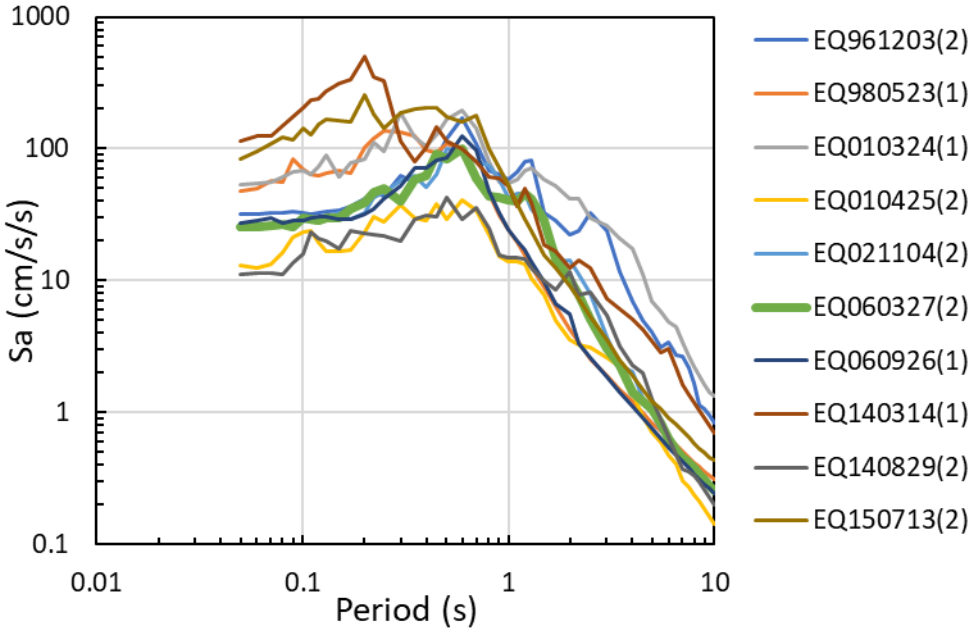
2.2　地震動特性の分析

対象地点（JMA 大分市長浜）における地震観測記録の加速度応答スペクトルを図 2.2-1 に示す。これらは、地震規模や震源距離が異なることから、MF13 式を用いて、Mw6.0、断層最短距離 100km、震源深さ 50km に補正した加速度応答スペクトルを図 2.2-2 に全地震を、図 2.2-3 に領域ごとの地震を示す。

つぎに、対象地点と KiK-net 野津原の地中記録と共通に観測されている地震の観測記録に対して、対象地点の地震観測記録の加速度応答スペクトルを図 2.2-4 に、KiK-net 野津原の地中記録に対する対象地点における加速度応答スペクトルの比率を図 2.2-5 に示す。比率の図には、5 地震の比率の対数平均を黒太線で示す。これは、震源特性と伝播特性をほぼキャンセルすると考えられることから地盤特性を表しているといえる。

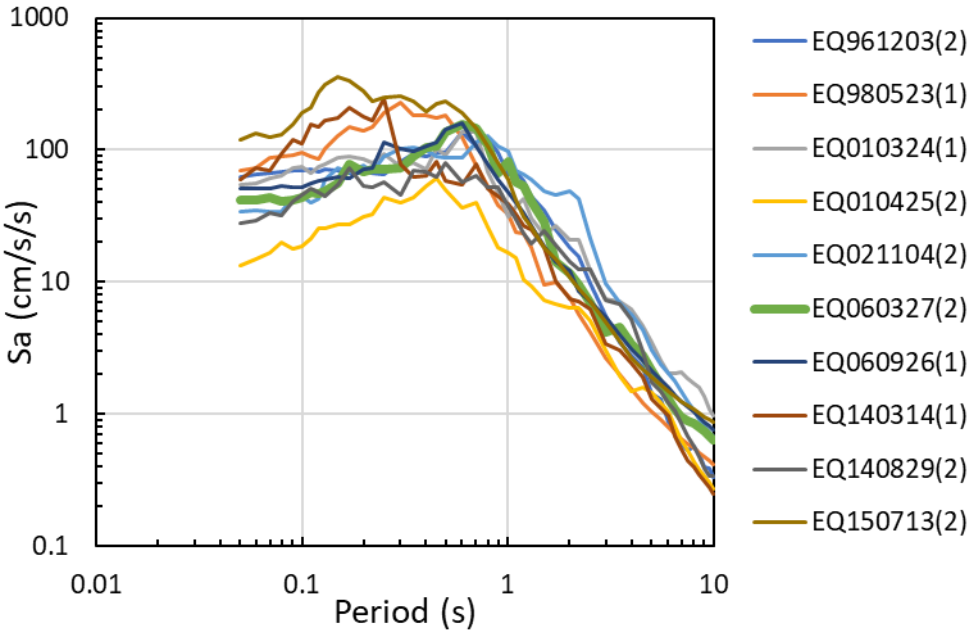


(a)　NS 成分

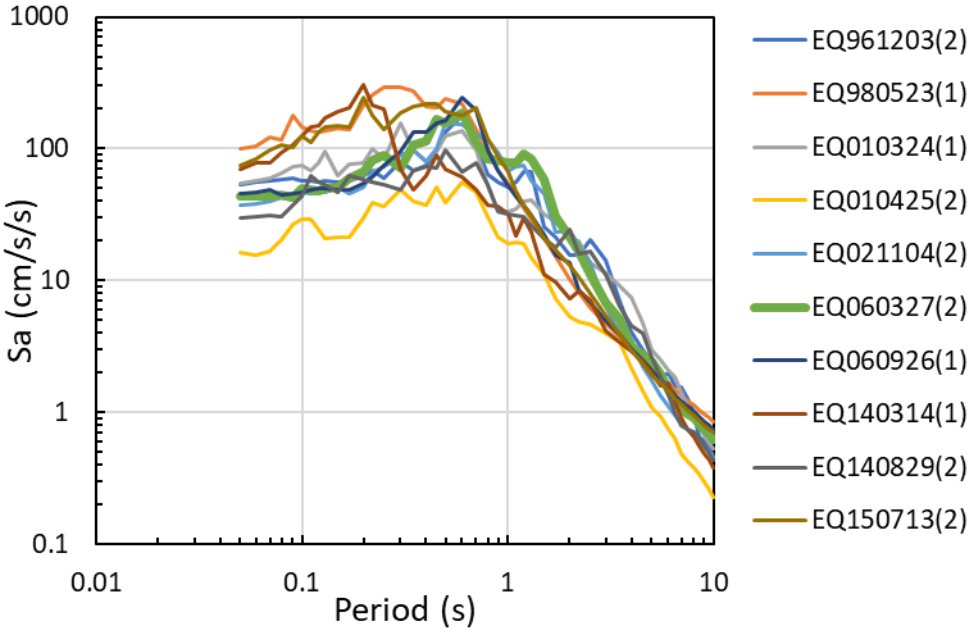


(b)　EW 成分

図 2.2-1　JMA 大分市長浜における加速度応答スペクトル（海溝型地震）

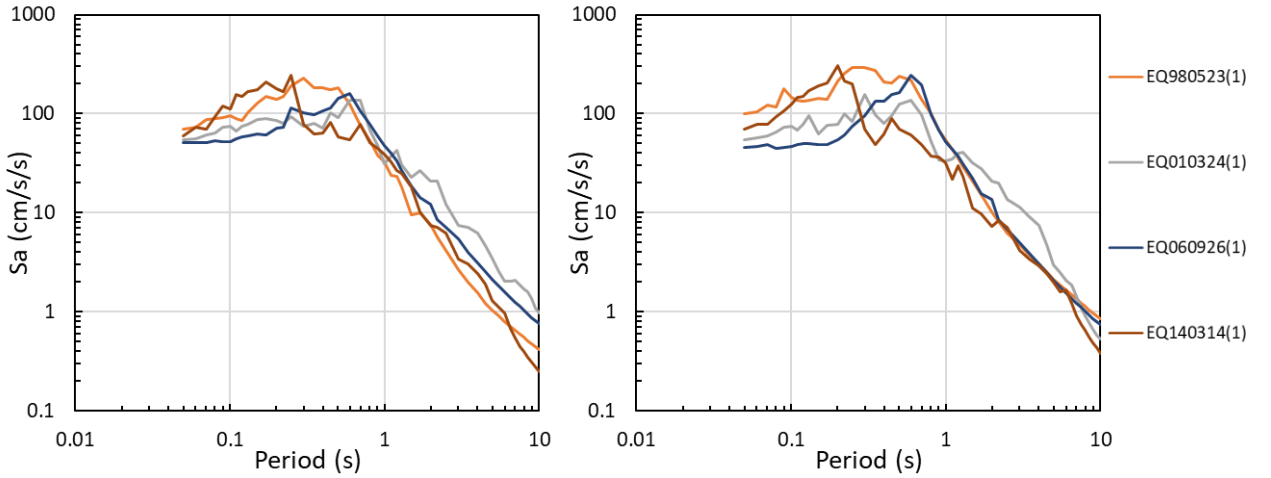


(a)　NS 成分

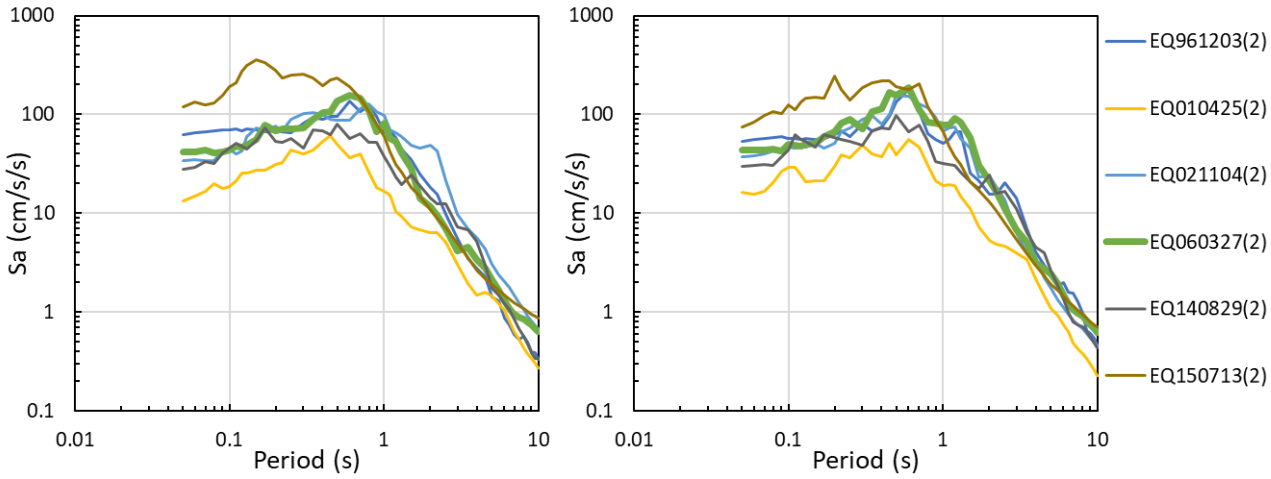


(b)　EW 成分

図 2.2-2　JMA 大分市長浜における加速度応答スペクトル（海溝型地震）
（Mw6.0、X=100km、D=50km に MF13 式で補正）

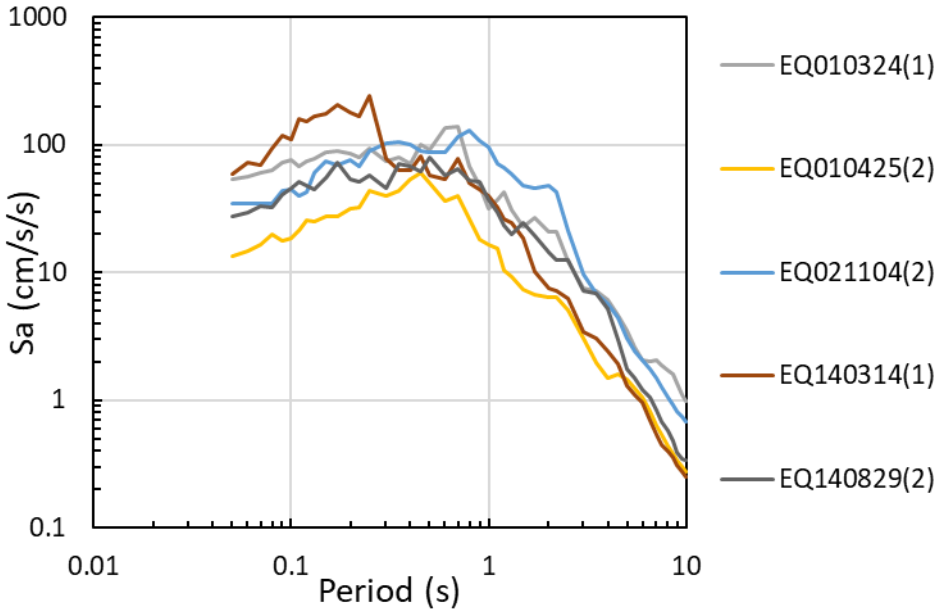


(a)　領域 1

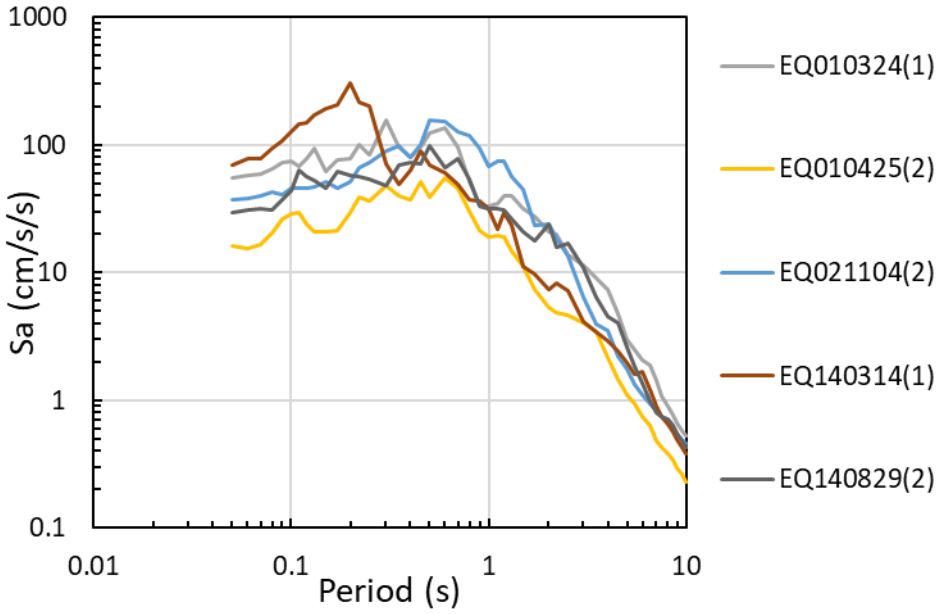


(b)　領域 2

図 2.2-3　JMA 大分市長浜における領域ごとの加速度応答スペクトル（海溝型地震）
（Mw6.0、X=100km、D=50km に MF13 式で補正）

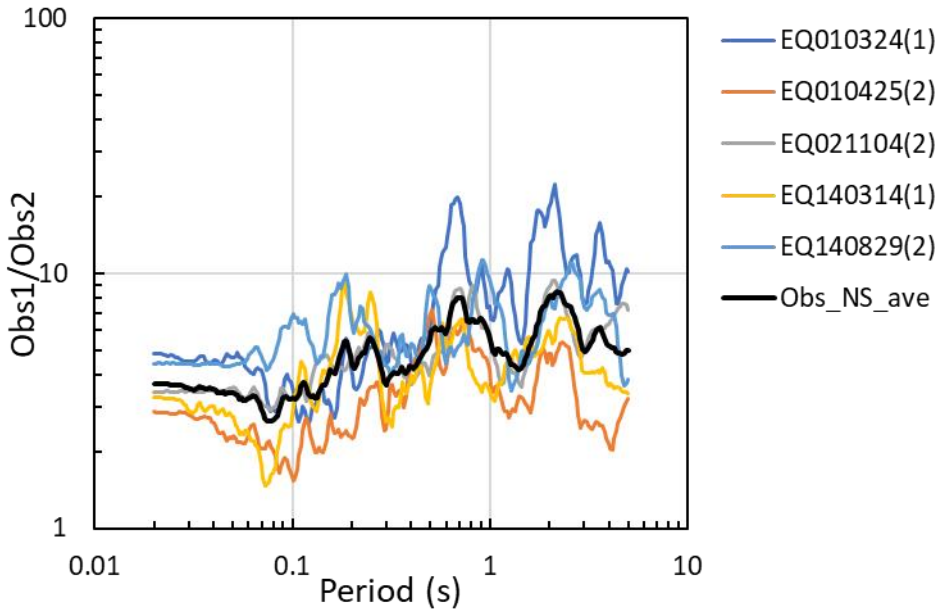


(a)　NS 成分

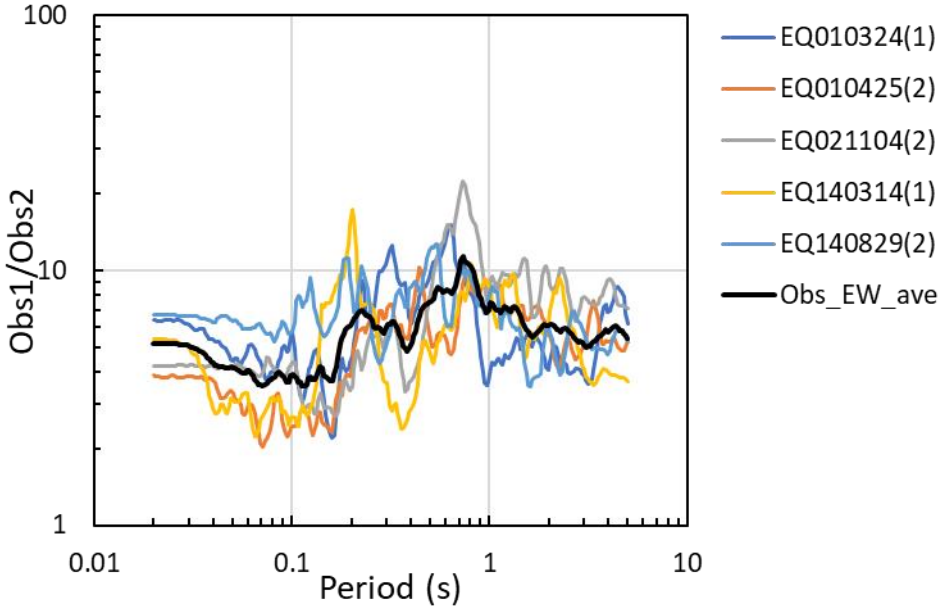


(b)　EW 成分

図 2.2-4　JMA 大分市長浜における加速度応答スペクトル（KiK-net 野津原と共通の地震）
（Mw6.0、X=100km、D=50km に MF13 式で補正）



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分

図 2.2-5　KiK-net 野津原に対する JMA 大分市長浜の加速度応答スペクトルの比率

3.　震源特性の違いによる地震動の変動に関する検討

3.1　震源特性の違いの設定

ここでは、サイトスペシフィック地震動の標準波として評価された地震の幅と 2 章で示した地盤特性とを比較する。これにより、経験的グリーン関数法に用いる中小地震の地震動の違いがサイトスペシフィック地震動の幅で置き換えられるかどうかの大まかな傾向がみることができると考えられる。

想定地震は南海トラフの地震とし、対象地点は 2 章と同じ JMA 大分市長浜とする。南海トラフの地震のサイトスペシフィック地震動の評価に用いる断層モデルは、Ⅲ-1 に示した内閣府(2012)の基本ケースに対して破壊開始点と変えた 5 シナリオに加えて、東側ケースと西側ケースに対してそれぞれ破壊開始点を変えた 5 シナリオの計 15 シナリオに対して計算した。基本ケース、東側ケース、西側ケースの断層モデルと、設定した破壊開始点を図 3.1-1 に示す。

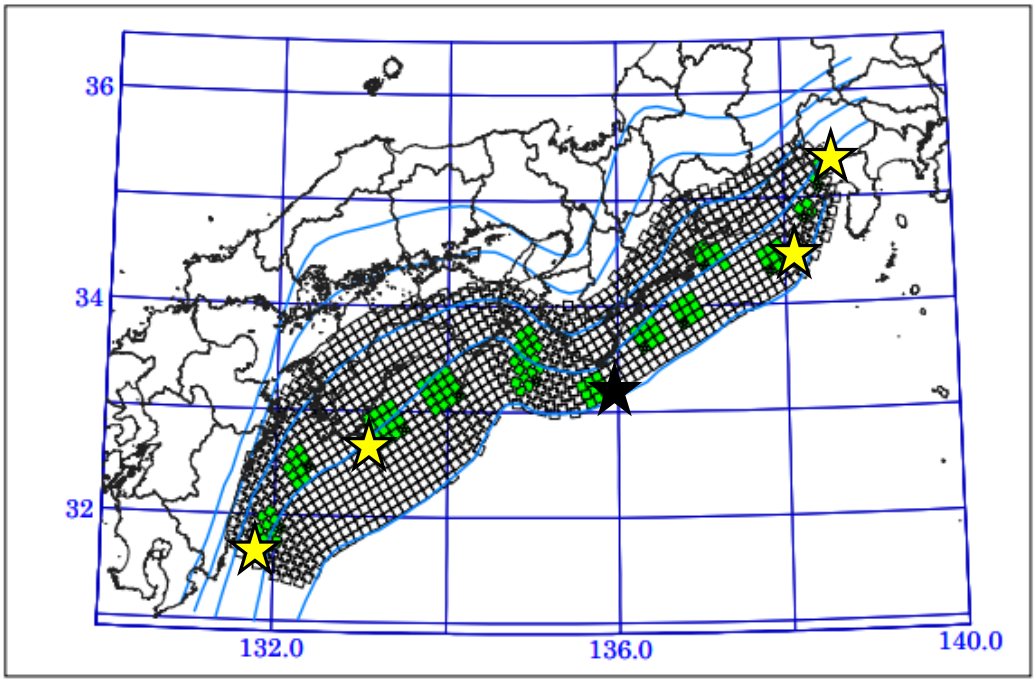


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

図 3.1-1(1)　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）

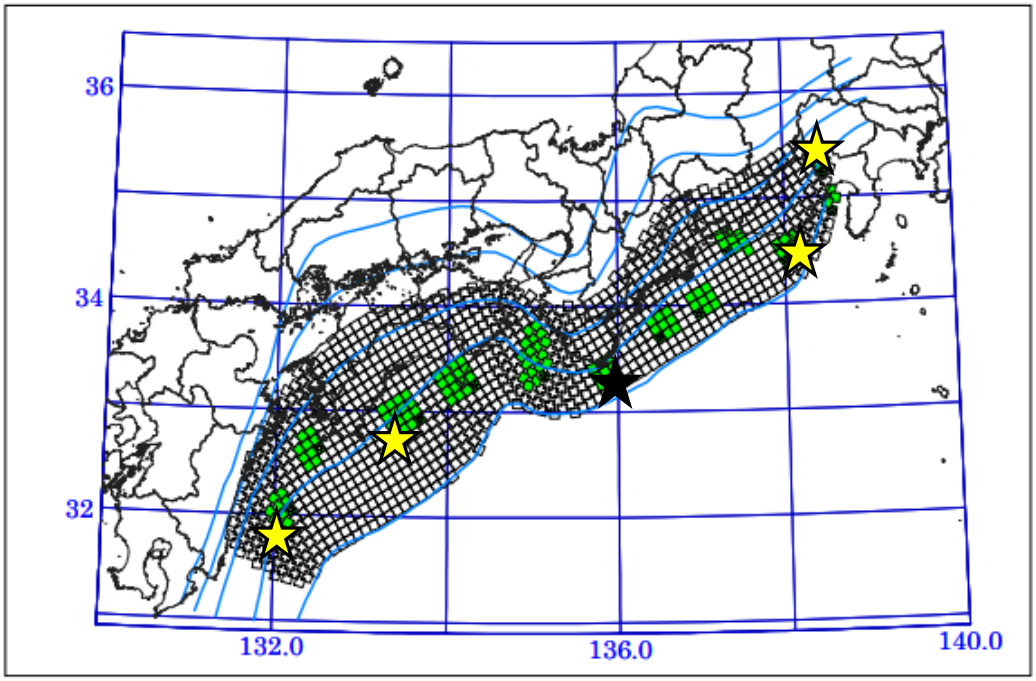


図3.4　強震動生成域の設定の検討ケース（東側ケース）

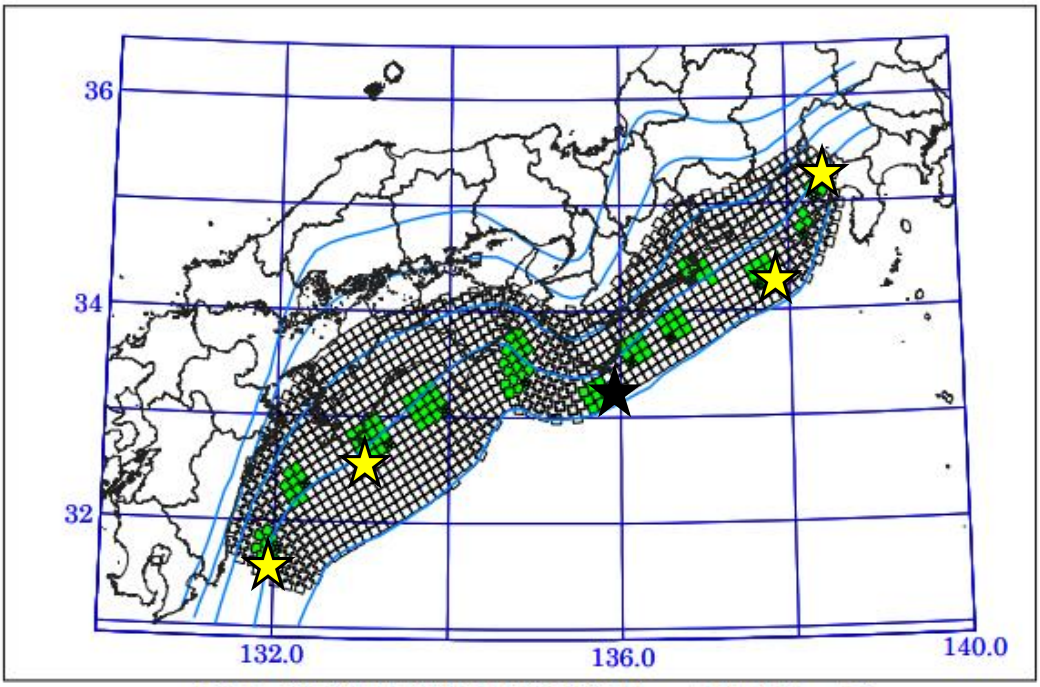


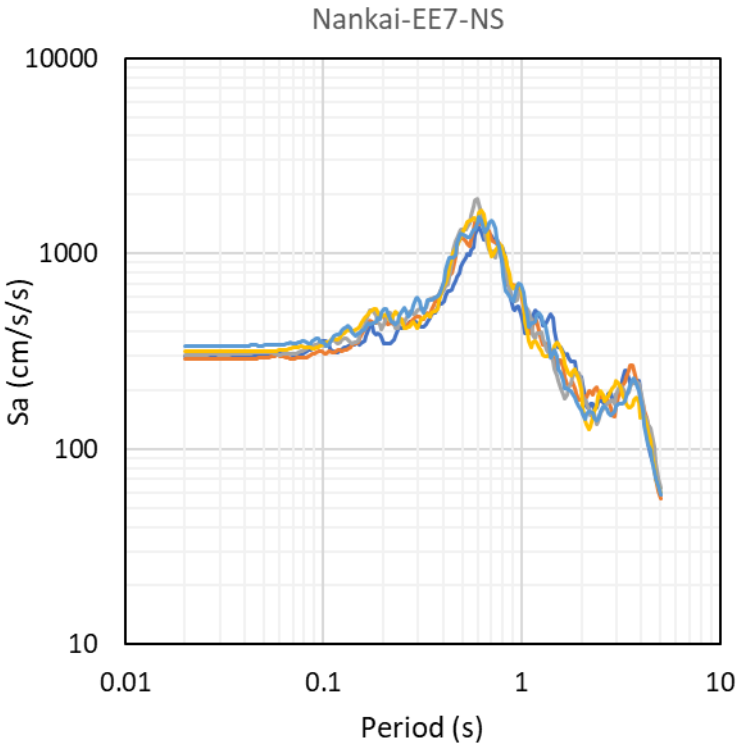
図3.5　強震動生成域の設定の検討ケース（西側ケース）

図 3.1-1(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）（続き）

3.2　大分地区における地震動特性の分析

南海トラフの地震のうち基本ケースの 5 シナリオに対するサイトスペシフィック地震動の加速度応答スペクトルを図 3.2-1 に、東側ケースと西側ケースも加えた 15 シナリオに対するサイトスペシフィック地震動の加速度応答スペクトルを図 3.2-2 に示す。また、基本ケースの 5 シナリオおよび東側ケースと西側ケースも加えた 15 シナリオに対する地震動の加速度応答スペクトルの各周期の最小値と最大値を結んで図 3.2-3 に示す。図より、基本ケースだけよりも東側ケースと西側ケースも加えた方がサイトスペシフィック地震動の幅が大きいことがわる。

つぎに、加速度応答スペクトルの各周期の最小値に対する最大値の比率を図 3.2-4 に示す。図には、2 章で示した KiK-net 野津原に対する JMA 大分市長浜の加速度応答スペクトルの比率の各周期の最小値に対する最大値の比率を、最小値に対する対数平均の比率も示している。図より、対象地点が 1 地点で、想定地震も 1 地震だけの検討であるが、2 章で示した地盤特性による地震動の幅は、震源特性の違いを反映したサイトスペシフィック地震動の幅よりも大きいといえる。これより、サイトスペシフィック地震動の評価には、地盤特性を反映することが重要で、例えば、中小地震を複数用いることなどが考えられる。



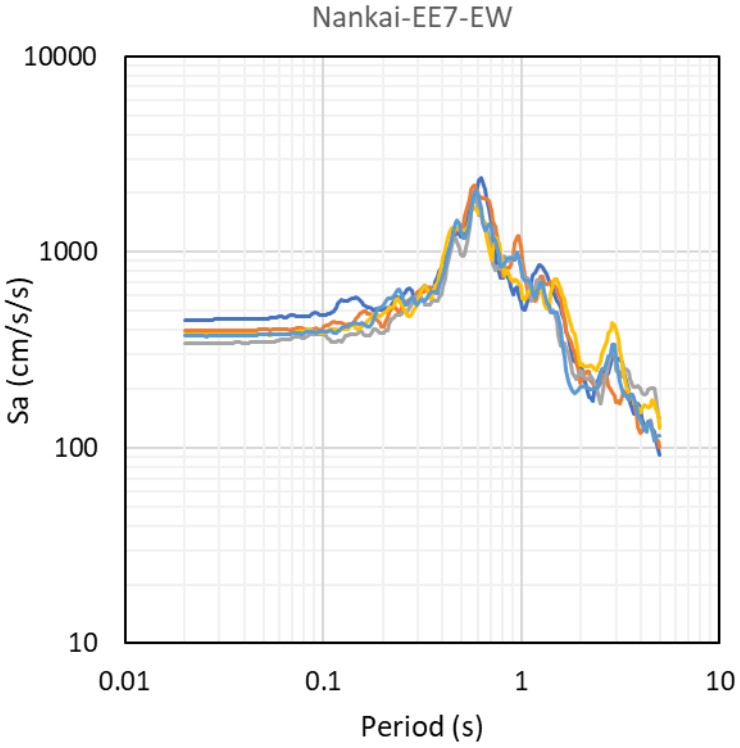


図 3.2-1　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動
（基本ケースの 5 地震）

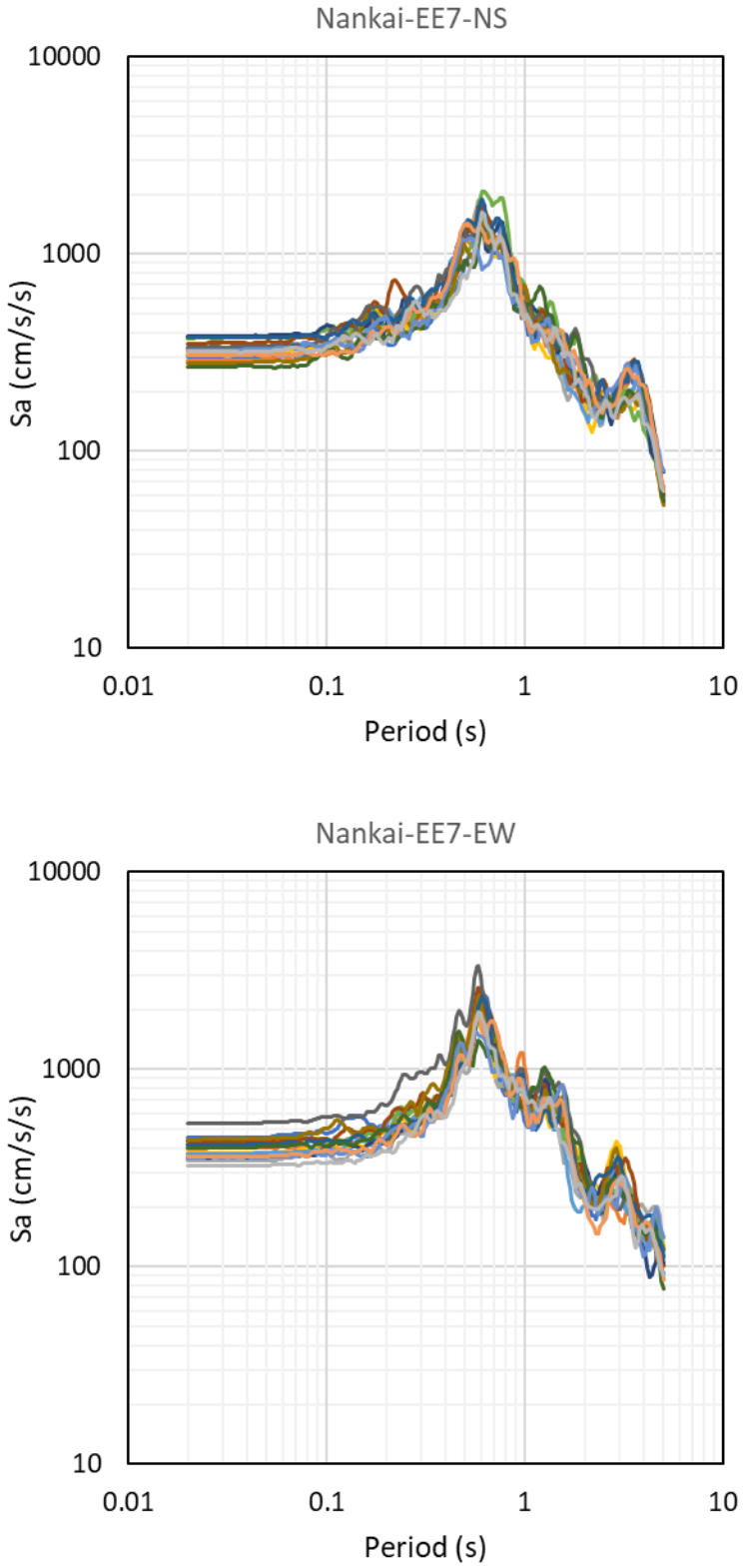


図 3.2-2　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動
（基本ケース、東側ケース、西側ケースの 15 地震）

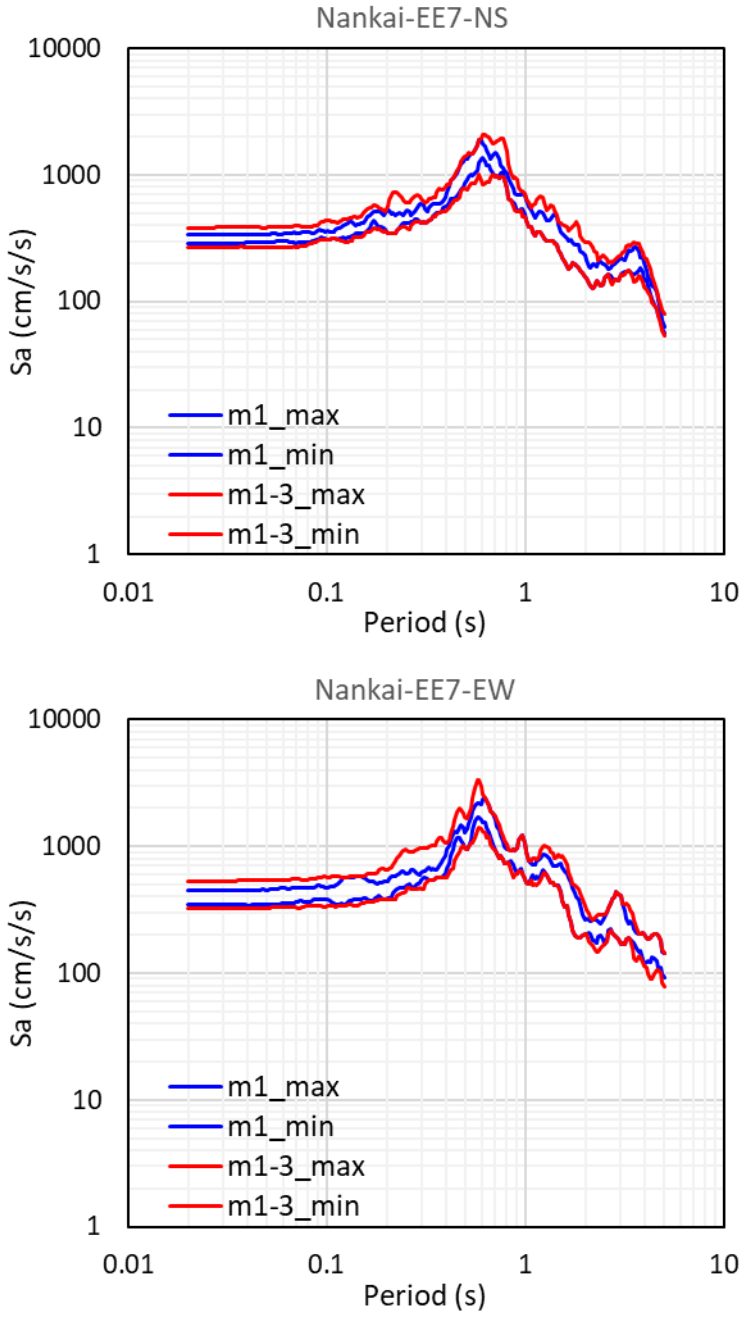
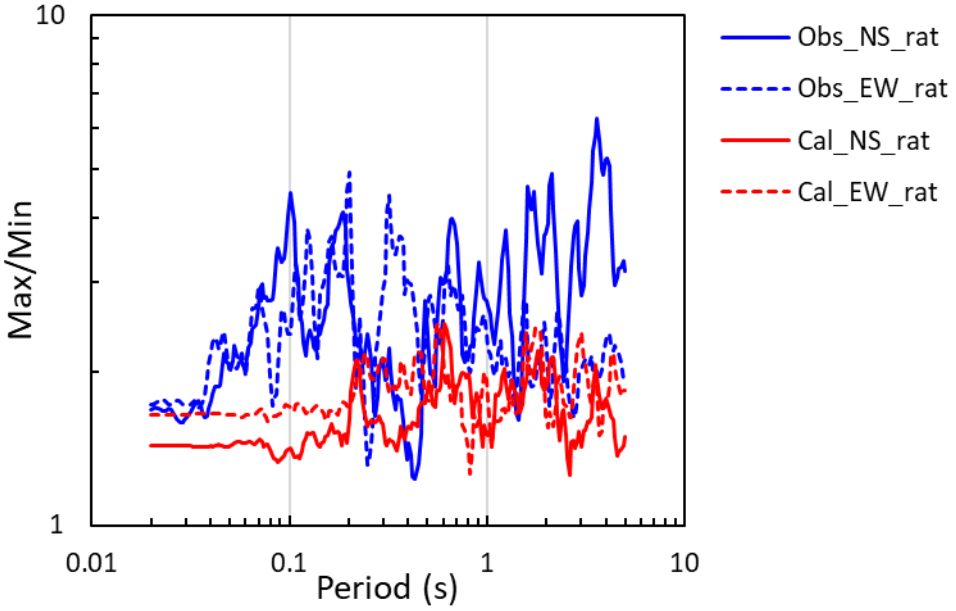
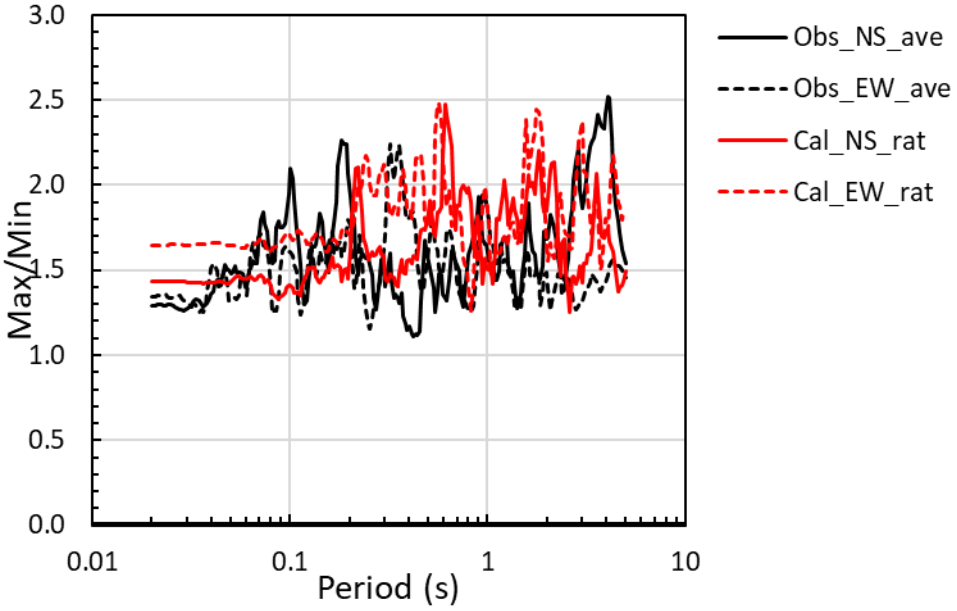


図 3.2-3　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の
加速度応答スペクトルにおける各周期の最小値と最大値の比較



(a)　地震観測記録（最小と最大の幅）



(b)　地震観測記録（最小と対数平均の幅）

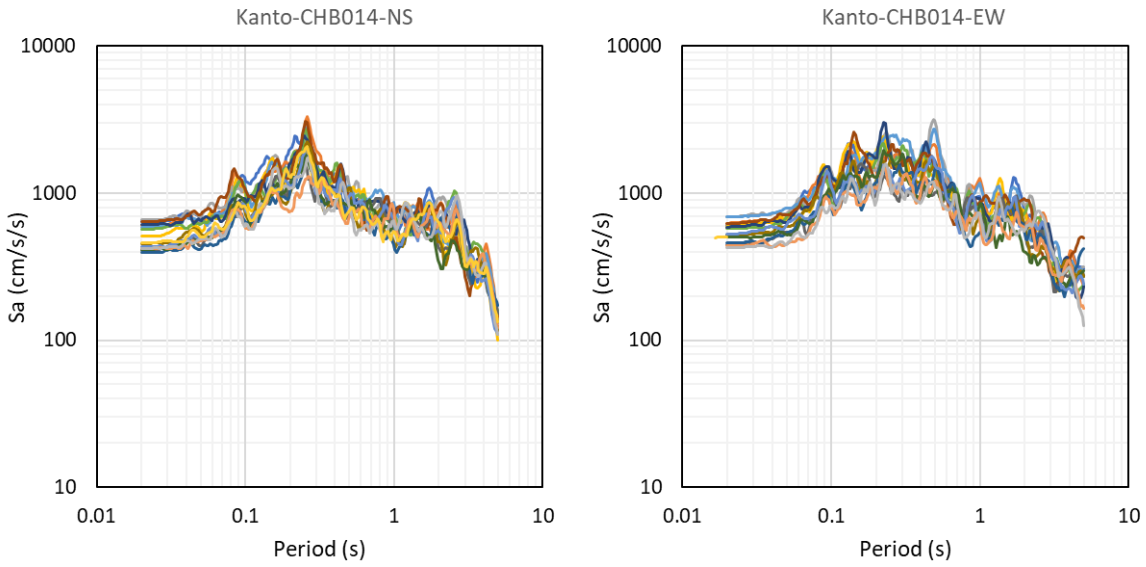
図 3.2-4　地震観測記録による地震動の幅とサイトスペシフィック地震動の加速度応答スペクトルの比率の幅の比較

3.3　大分地区以外における地震動特性との比較

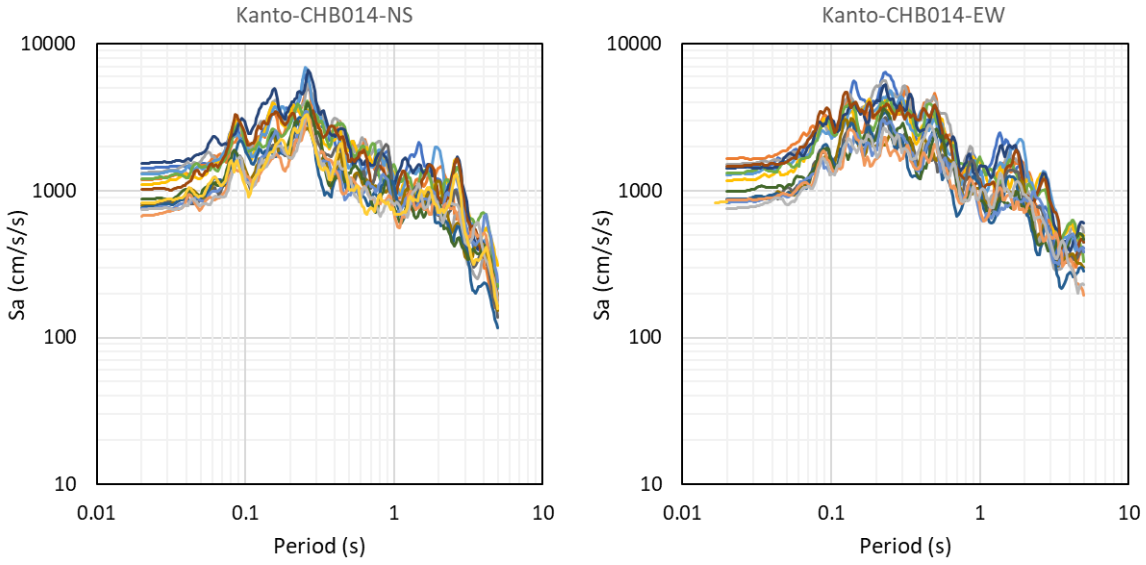
ここでは、3.2 節と対象地震は異なるが、計算地点がより震源に近い場合として、京葉地区における相模トラフの地震に対して、3.2 節と同様の考え方に基づいて震源特性による地震動の幅を計算し、2 章で示した地盤特性による地震動の幅と比較、分析する。

Ⅲ-1 で示した京葉コンビナート地区における相模トラフの地震のサイトスペシフィック地震動の加速度応答スペクトルを図 3.3-1 に示す。ここでは、最初に設定した 16 シナリオに加えて、参考にアスペリティ位置を変更した 16 シナリオの結果も示している。また、加速度応答スペクトルの各周期の最小値と最大値を結んで図 3.3-2 に示す。図 3.2-3 に示した JMA 大分市長浜における南海トラフの地震の地震動の幅と比較すると、16 シナリオの場合は同程度であるが、32 シナリオの場合は相模トラフの地震の幅の方が大きい。また、相模トラフの地震のサイトスペシフィック地震動の加速度応答スペクトルの各周期の最小値に対する最大値の比率を、2 章で示した KiK-net 野津原に対する JMA 大分市長浜の加速度応答スペクトルの比率の各周期の最小値に対する最大値の比率と比較して図 3.3-3 に示す。対象地点が異なるため、直接の比較ではなく参考ではあるが、図より、震源距離が比較的小さくアスペリティの位置の影響が大きいと考えられるサイトにおいては、2 章で示した地盤特性による地震動の幅と震源特性による地震動の幅が同程度となる可能性が示唆される。

今後、他の地点や、異なる地震のタイプの想定地震に対しても同様の検討を行い、サイトスペシフィック地震動の標準波を高度化することが重要である。また、標準波の位置付け・扱いとして、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と考えている。本検討の結果をベースにして今後、統計分析を進めることにより、この根拠や裏付けが得られると考えられ、設計用地震動としての地震動の幅をどの程度の地震波の数でカバーできるのか、検討する必要がある。



(a)　基本のケース（16 シナリオ）



(b)　追加のケース（16 シナリオ）

図 3.3-1　京葉コンビナート地区における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

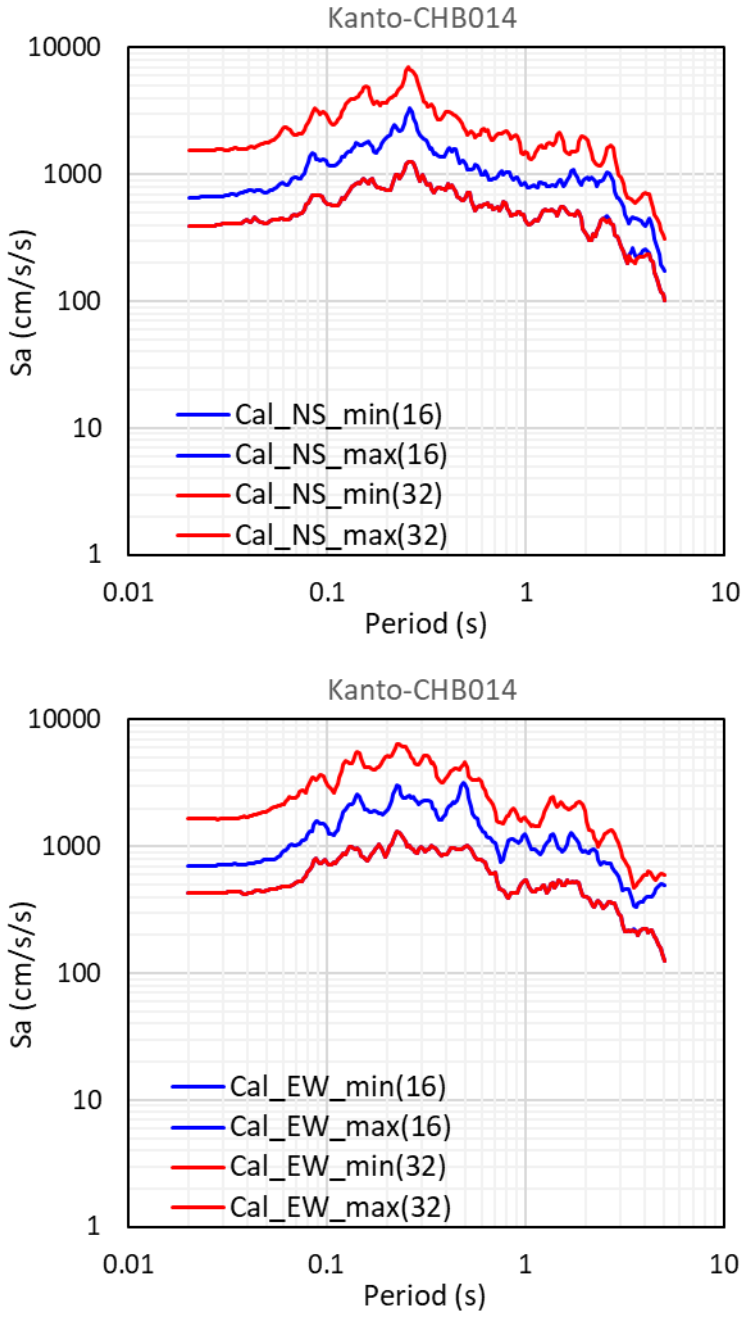
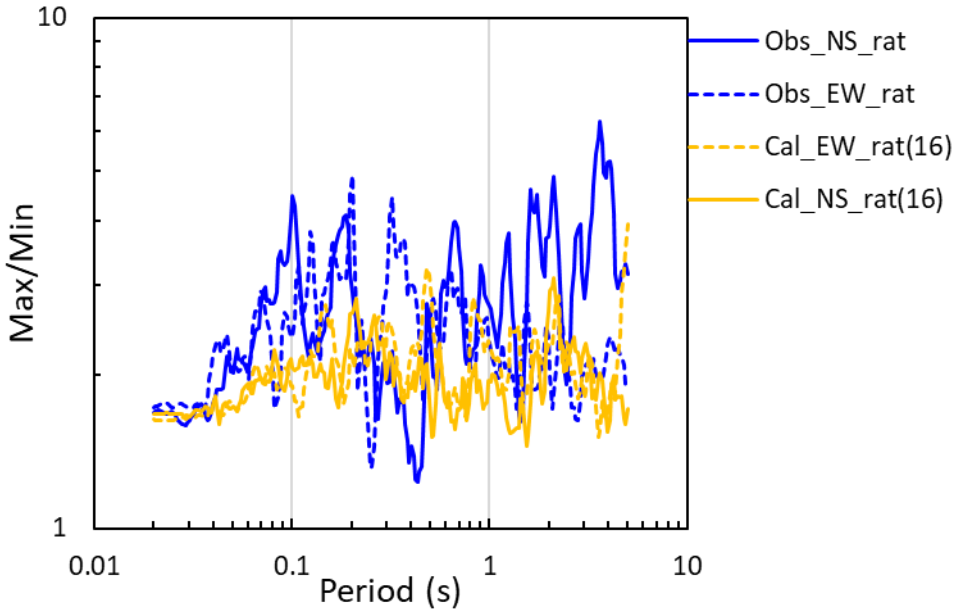
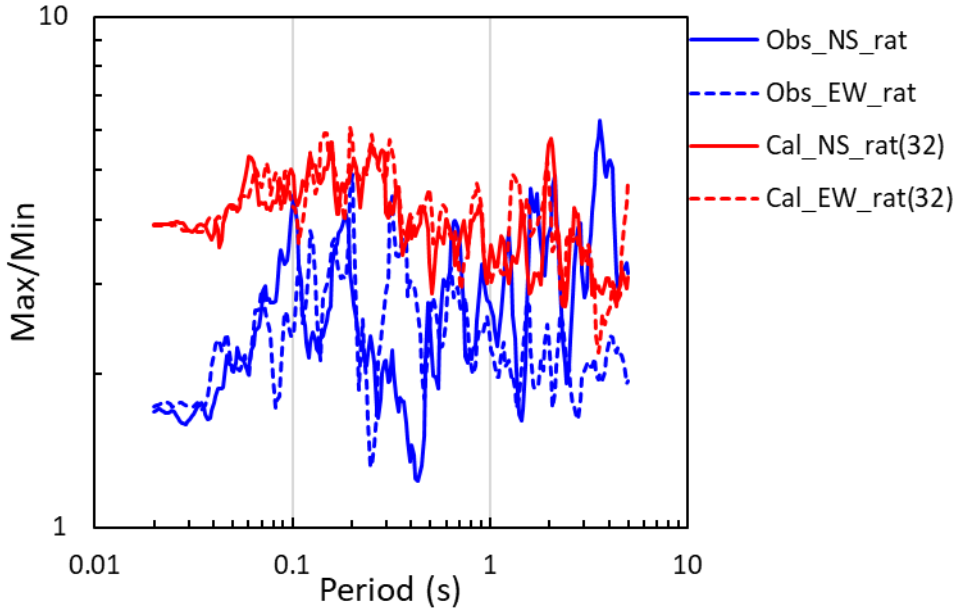


図 3.3-2　京葉コンビナート地区における相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の加速度応答スペクトルにおける各周期の最小値と最大値



(a)　16 シナリオの場合



(b)　32 シナリオの場合

図 3.3-3　JMA 大分市長浜における地震観測記録による地震動の幅と
京葉コンビナート地区における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幅の比較（最小と最大の幅）

4. まとめ

本検討では、令和5年度調査研究で作成した標準波における課題解決に向けた検討を行った。具体的には、JMA 大分市長浜における地震観測記録を用いた地震動特性の分析と、想定地震の震源特性の違いによる地震動特性とその幅に関する検討を行った。以下に、検討結果を示す。

①JMA 大分市長浜において地震観測記録を用いて地震動特性を分析するとともに、近傍の地震観測点の地震観測記録との比率から、ほぼ地盤特性を表していると考えられる地震動の幅を示した。

②南海トラフの地震に対して 15 シナリオを設定してサイトスペシフィック地震動を計算し、震源特性の違いによる地震動の幅を検討した。また、地震観測記録から算出した地盤特性の違いによる地震動の幅と比較した結果、対象地点が 1 地点で、想定地震も 1 地震だけの検討であるが、地盤特性による地震動の幅は、震源特性の違いを反映したサイトスペシフィック地震動の幅よりも大きいことがわかった。これより、サイトスペシフィック地震動の評価には、地盤特性を反映することが重要で、例えば、中小地震を複数用いることなどが考えられる。

③対象地点がより震源に近い検討の例として、京葉コンビナート地区における相模トラフの地震のサイトスペシフィック地震動の幅について検討した。その結果、対象地点が異なるため、直接の比較ではなく参考ではあるが、地盤特性による地震動の幅と震源特性による地震動を幅が同程度となる可能性があることがわかった。

標準波の高度化に向け、引き続き課題解決に向けた以下の検討を行う必要がある。

①他の地点や、異なる地震のタイプの想定地震に対しても同様の検討を行い、サイトスペシフィック地震動の標準波を高度化することが重要である。その際、十分に検討できなかった中小地震の地震動特性（経時特性、包絡特性、方位依存性など）についても分析する必要がある。

②経験的グリーン関数法に用いる中小地震の観測記録に対して、地表観測記録から工学的基盤に引き戻しを行っている。地表観測記録を工学的基盤に引き戻した際に、特に地盤の応答の短周期成分にかかわる表層付近の微細な構造が反映されていない場合もあると考えられる。その結果、設計対象構造物の周波数応答特性によっては過大な地震動入力による設計となるリスクが懸念される。このことは長周期成分についても生じうるリスクであり、工学的基盤への地震動を引き戻すための地盤構造の精度の向上が必要である。

③標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しているが、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震源モデルや断層モデルの設定には現時点では不確定性があり、より合理的な設定方法を検討する必要がある。

④レベル 2 地震動相当の地震観測記録を用い、標準波の算定方法の妥当性を検証するとともに、必要に応じて標準波の算定方法の改定等につなげていくことが必要である。

参考文献

1) 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．

Ⅲ-3　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローの見直しに関する検討

1. 検討概要

令和 2 年度～令和 4 年度調査研究では、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向け、耐震設計構造物の耐震性能評価フローを作成し、種々の検討を行い課題を取りまとめてきた。

これまでの調査研究で取りまとめた課題と併せ、現状の課題を整理し、耐震性能評価フローの見直しを行った。

2. 耐震性能評価フローの見直し

2.1 見直し対象と課題の整理

令和 2 年度調査研究で作成したサイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローは、耐震設計の全体フロー、応答解析法の選定フロー、地震作用の設定フロー、耐震性能評価法のフローで構成される。このうち、図 2-1 に示す応答解析法の選定フローにおいて、設備単体モデルを用い修正震度法やモード解析法といった従来の静的解析法を適用するパスについて見直しを行った（青線の囲い部）。このパスは、工学的基盤にサイトスペシフィック地震動を入力し、表層地盤の地震応答解析から地表面の加速度波形を求め、その加速度応答スペクトルから設計修正水平震度を算出し、修正震度法やモード解析法を適用するパスである。

特にこのパスについては、これまでの調査研究で様々な課題が挙げられ、これまで取りまとめた課題と併せて現状の課題を整理すると、以下のようになる。

（手法自体の課題）

①工学的基盤で設定されるサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が合理的である。これに対し、修正震度法やモード解析法を適用した場合、地震動や地盤構造の不確定性が十分反映されず、高圧ガス設備と基礎が別個に扱われるだけでなく、静的解析法と動的解析法が混在することとなり、一貫性のある設計とはならないことが危惧される。

②修正震度法やモード解析法を適用する場合、地表面加速度波形の応答スペクトルから設計修正水平震度を設定するが、震度を過小評価し危険側の設計となる可能性があり（加速度応答スペクトルの”谷”で震度を設定、弾性スペクトルで設備の長周期化を考慮できない等）、制約条件について検討する必要がある。

（適用上の課題）

③例示基準である KHKS0862（2018）では、現状、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計法について明確な規定はなく今後、基準化が必要である。耐震設計法の基準化に当たって、特に修正震度法やモード解析法の適用に当たっては、条件を明確にする必要がある。例えば、構造物の重要度や規模によって適用の可否を判断する、将来的に取り止めることを念頭に”当面の間”とか、大規模事業者である”コンビナート事業者には推奨しない”等といった適用条件を付記することが必要である。

④修正震度法やモード解析法の採用を取り止め、動的解析法のみを採用することに規制され

た場合、対応可能な事業者等は限られ、一般事業者への対処が必要である。また、地震動の大きさによっては耐震設計が成立しない可能性があると考えられ、特に既設構造物へ適用した場合、耐震補強が困難となることも考えられる。規制に当たっては、十分な議論や検討が必要である。

⑤同一サイトでは各設備の耐震設計において、動的解析法と修正震度法またはモード解析法の両手法の適用が可能であり、同一サイトで設備毎に適用する応答解析法が異なるケースも生じる。適用範囲等に関する方策が必要である(”良いとこ採り”が生じないようにする)。

⑥予算規模が小さい案件では、発注を上部設備は機械メーカー、基礎はゼネコンと分けることで簡易に行う場合がある。そのため、上部設備と下部工を個別に発注できるように簡易に耐震性能評価が可能な設計手法が望まれる。

(当面の課題)

⑦このパスの見直しには、まずは試設計(3ケース:動的解析、簡略化動的解析+プッシュオーバー解析、修正震度法またはモード解析法)を実施して、動的解析法を適用することの合理性を確認することが必要である。設備-基礎-地盤の動的相互作用を考慮せず簡易な静的解析法を適用する場合は、入力や応答の不確定性にともなうリスクを回避するために大きな安全率を見込む必要がある。結果として、合理性を欠く過大な設計となる可能性が高い。そのため、静的解析法に基づく設計に対して動的解析法に基づく設計によってより合理的に安全性を確保できるといった試算結果を提示することが必要である。

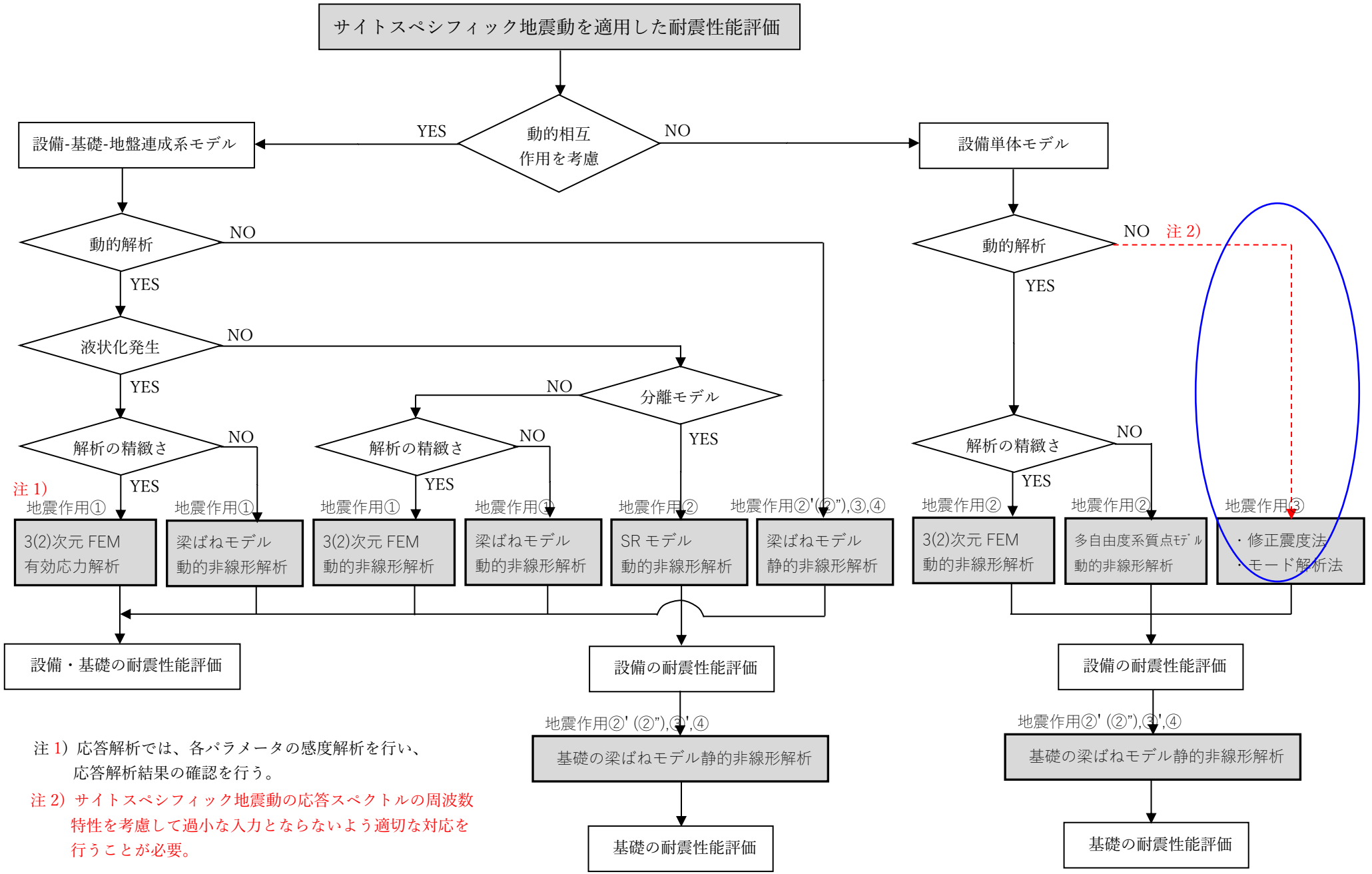
2.2 見直し内容

以上のように、修正震度法やモード解析法といった従来の静的解析法を適用するパスには様々な課題があり、今後も継続的に見直しを行っていく必要がある。

このパスは基本的に推奨されず、図 2-1 に示すとおり(赤字、赤線)、以下の見直しを行った。

①パスの線を実線から破線に変更する。

②「サイトスペシフィック地震動の応答スペクトルの周波数特性を考慮して過小な入力とならないよう適切な対応を行うことが必要」という注釈を記す。



注 1）応答解析では、各パラメータの感度解析を行い、応答解析結果の確認を行う。

注 2）サイトスペシフィック地震動の応答スペクトルの周波数特性を考慮して過小な入力とならないよう適切な対応を行うことが必要。

図-1　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローの見直し（令和 2 年度調査研究，その 1：応答解析法の選定フロー）

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

令和５年度調査研究において、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）の見直しに関する検討の結果、課題として挙がった、作成した応力解析の規定案の精査、配管系の重要度の見直し、作成したアンカーボルトの規定の見直し案に基づく評価例の作成、構築したスカート支持塔及びタイロッドブレース式球形貯槽のプッシュオーバー解析手法の有効性の検証、その他設備のプッシュオーバー解析手法の構築及び設計上考慮すべきか現状不明確な平底円筒形貯槽の地震時挙動等のうち、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。

また、令和５年度の調査研究で免震・制振技術に関する検討において、高圧ガス設備への制振装置の基本的な適用方法として架構への適用方法を検討した結果、設備の剛性分布、重心位置、モード形状などを考慮したうえで制振装置（減衰）の適切な設置方法を決定する必要があるという課題が得られた。制振装置の適用法の拡充の観点から、令和５年度調査研究の課題を踏まえたうえで、球形貯槽について制振装置の適用方法の検討を実施した。

【参考】令和５年度調査研究　課題（令和５年度報告書 VI章まとめ より抜粋）

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」の規定の見直しが必要である。

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。

- 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。

【参考】応力解析規定案（令和4年度案に令和5年度の塑性ひずみのクライテリアを追加）

【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、

- 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。)
  - ■ 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、各々の部材ごとが崩壊荷重未満であることを確認するか、もしくは、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こと。
- 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。
  - ■ 構造不連続部以外は、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。
  - ■ 構造不連続部（接合部等）は、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。

(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。

- ■ 耐圧部材は、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。
- ■ 支持構造部材は、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。

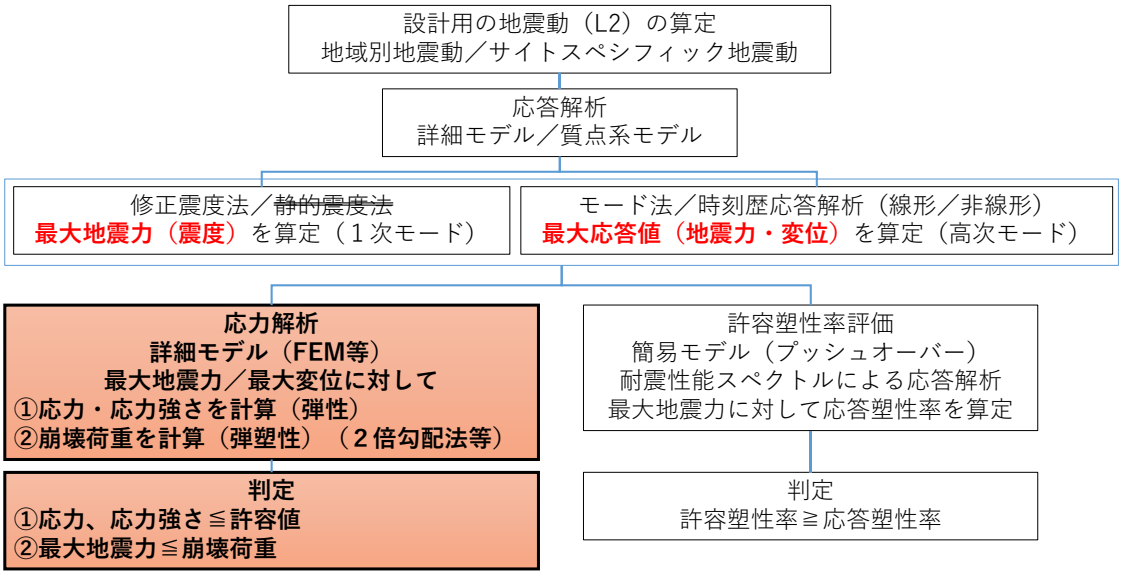


図　応力解析の位置づけ

2.　検討内容

令和 5 年度事業の今後の課題を踏まえ、2.1 応力解析規定案、2.2 配管の耐震設計法、2.3 接合部の評価法の見直し、2.4 許容塑性率評価法の見直し、2.5 平底円筒形貯槽の評価法の見直し、2.6 免震・制振技術の適用法案について、以下の検討を実施した。

2.1　応力解析規定案

令和 5 年調査研究において検討した応力解析規定案において、2.1.1 モデル化手法、2.1.2 適用性検討、2.1.3 全体的な設計手法について検討を実施した。

2.1.1　モデル化手法

FEM 解析等を設計に用いる場合のモデル化について、他基準で用いられている手法を調査した。主なものとして以下の文献がある。

(a)　日本原子力研究開発機構、原子力規制委員会原子力規制庁委託事業「原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）」成果報告書、「原子炉建屋の 3 次元有限要素モデルを用いた地震応答解析手法に関わる標準的解析要領（受託研究）」
https://jopss.jaea.go.jp/pdfdata/JAEA-Research-2021-017.pdf

(b)　日本機械学会、発電用原子力設備企画 設計・建設規格【事例規格】弾塑性応答解析に基づく耐震 S クラス配管の耐震設計に関する代替規定 NC-CC0-008

a)は原子炉建屋を対象とした地震応答解析に用いられる 3 次元 FEM モデルの作成及び解析にあたって必要となる一般的・基本的な手法や考え方をまとめられており、規定部分では定性的な思想が記載されており、解説として、具体的な考え方と例などが示されている。対象は設備、配管、基礎、建屋、構造地盤連成系など幅広く、モデル化手法のみならず地震動入

力方法、減衰・境界条件の設定方法、解析結果の妥当性検証方法の等についてまとめられている。

b)は原子力施設の配管系の弾塑性解析を用いた評価に用いられる規定がまとめられている。配管系のモデル化に関して、使用する解析コードの選定、部位ごとの使用要素、境界条件、材料特性の設定など詳細に規定や例が示されている。

a)、b)とも高圧ガス設備のモデル化にあたって参考にできるものであると考えられる。ただし、必須にすることやこれらに限るという必要はない。

2.1.2　適用性検討

令和４、５年度調査研究において、３次元シェル要素を用いたＦＥＭ解析結果に応力解析規定案を適用し、適用性の検討と規定案の見直しを実施した。令和５年度調査研究の課題として、シェル要素の解析による全断面降伏の判定の妥当性が挙げられた。シェル要素でも板厚方向の応力、ひずみは出力可能なものの、構造不連続部などでは板厚方向の応力分布が複雑であることから、ソリッド要素の解析と比較した検証が必要である。なお、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方法もあるが、構造不連続部では応力分布が複雑となることや異なり地震外力が内圧などより複雑であることから弾性解析による評価は容易ではない（部分的な適用は可能と考えられるが、全体への適用は難しい）と考えられる。

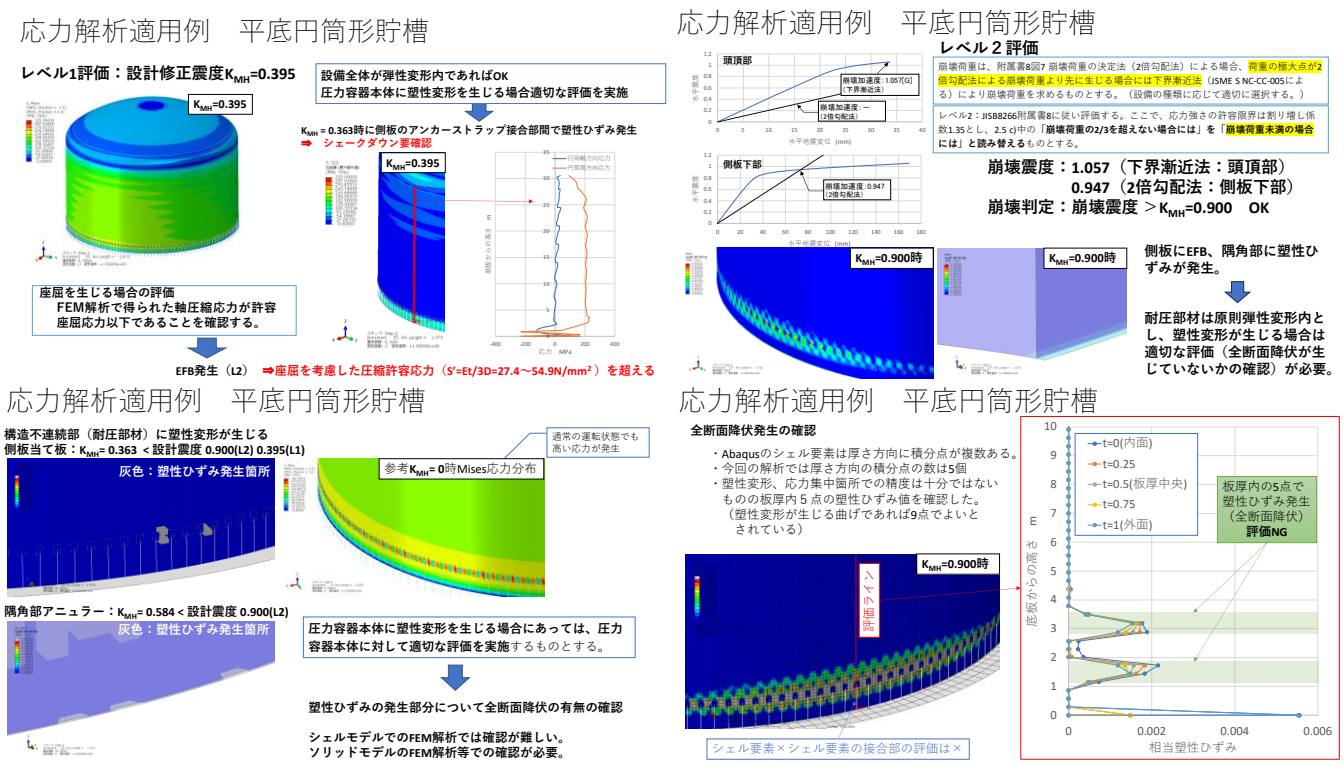


図 2.1.1　（参考）令和 5 年度調査研究応力解析適用例及び全断面降伏の簡易評価

上記から、3 次元ソリッド要素でモデル化した平底円筒形貯槽の静的弾塑性 FEM 解析を実施し、応力解析規定案の適用性について検証をおこなった。

対象タンクの仕様は図 2.1.2 に示すとおりであり、現行基準に適合する仕様である。解析モデルは、令和 5 年度調査研究と同様に内槽、底板、アニュラープレート及びアンカーストラップ（当て板あり）を解析の対象とし、内挿、底板及びアニュラープレートを 3 次元ソリッド要素でモデル化した。解析モデルを図 2.1.3 に示す。対称条件を考慮し 1/2 対称モデルとした。

材料特性は、図 2.1.4 に示すように降伏点ベースの弾完全塑性体（ただし、2 次勾配は 1/1000）とした。

荷重条件及び境界条件を図 2.1.5 に示す。自重を負荷した後、水平地震力と鉛直地震力（下向き）を同時に静的に漸増（ただし、塑性変形や座屈による荷重低下を考慮し、弧長増分法を用いた。）した。底板・アニュラー板と基礎版は摩擦接触とし、摩擦係数は 0.65 とした。

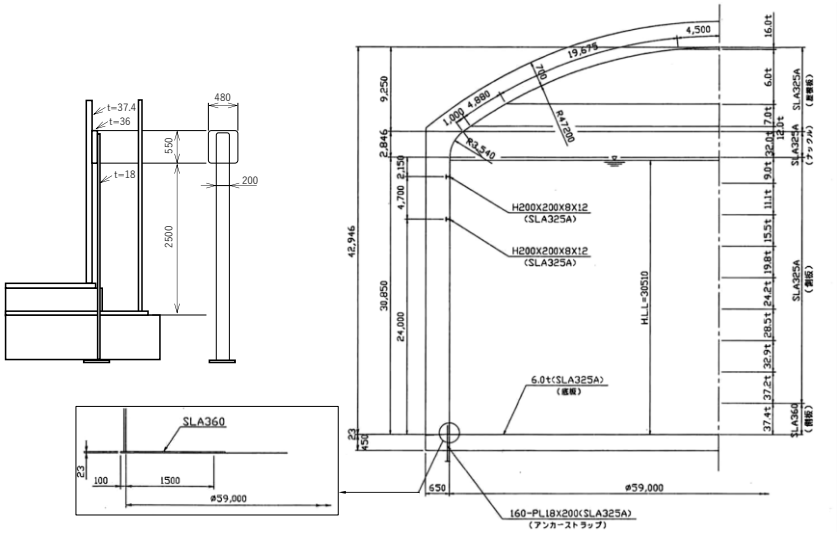


図 2.1.2　対象タンク仕様

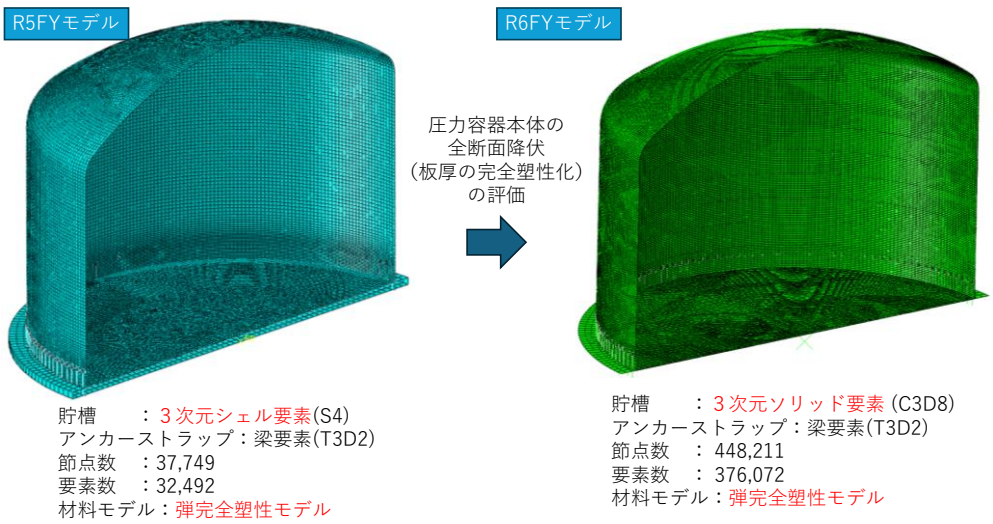


図 2.1.3　解析モデル

（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

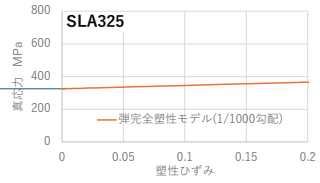
（注）
K_{MH}とK_{HV}の比率がレベル１とレベル２で異なり、別々に解析が必要だが、レベル１の比率で計算を実施。（レベル２を安全サイドで評価）

（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



①応力-ひずみ曲線でも可とするか？
②低温の降伏点でも可とするか？

図 2.1.4　入力パラメータ設定

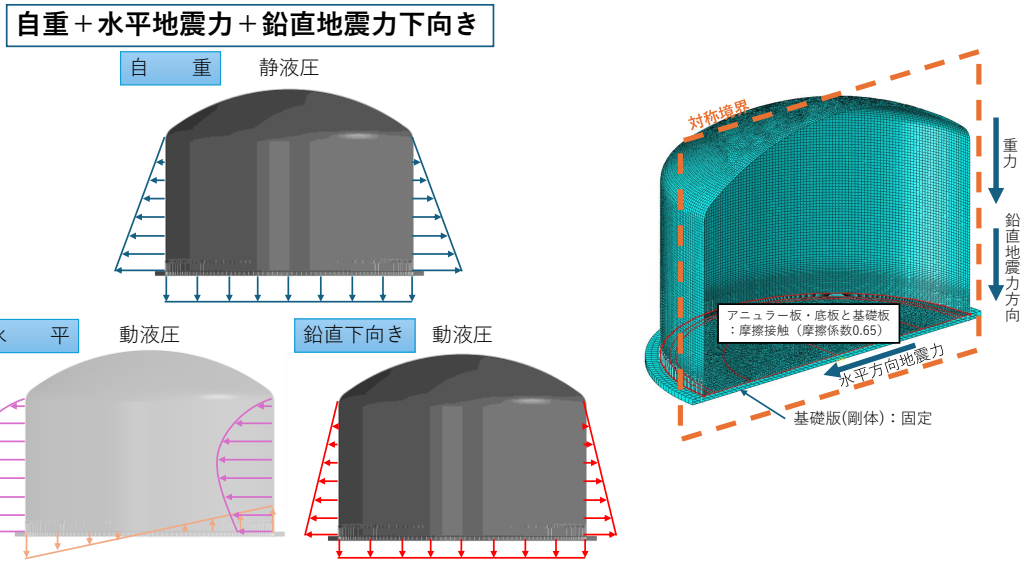
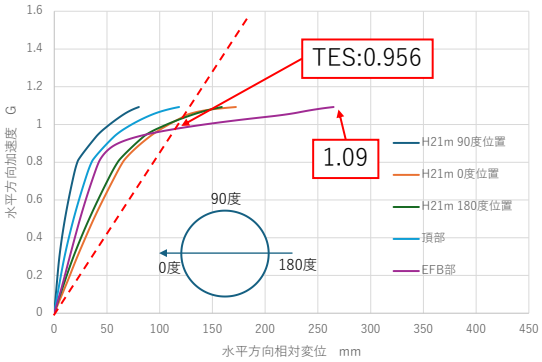


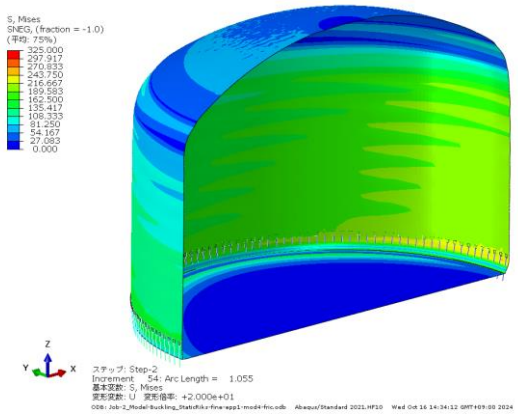
図 2.1.5　荷重条件及び境界条件

図 2.1.6 に各部の荷重変位曲線と代表震度（レベル 1 設計震度、レベル 2 設計震度、最大震度）における Mises 応力分布、塑性変形の発生状況を示す。概ね応力分布は同様の分布を示すが、3D ソリッドモデルの解析結果は 3D シェルモデルとほぼ同等の結果となっている。2 倍勾配法（TES）による全断面降伏の震度は 5%程度 3D ソリッドモデルのほうが小さいが、有意な差ではないと考えられる。

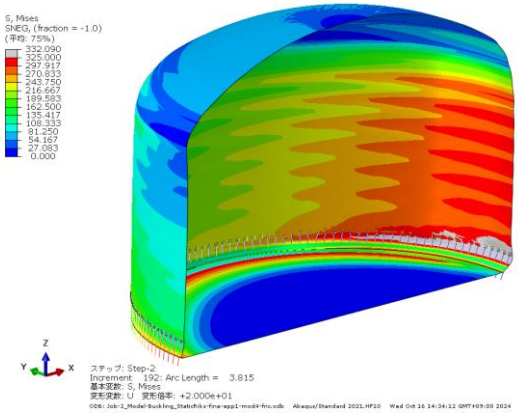
側板とアニュラーの接合部（隅角部）が小さい震度で塑性変形を生じている。隅角部は応力集中部であり、基礎版との接触に伴い浮き上がりが生じる部分であり複雑な変形挙動を示すため、本解析のメッシュサイズでは十分に挙動を把握できていないことが考えられる。より詳細なメッシュでの検証した結果は後述する。

側板最下段の当て板間を起点として EFB（エレファントフットバルジ）を生じ、K_{MH}＝0.863 でおおよそ地震力が正側の 1/8 の領域（-22.5°～22.5°）、K_{MH}＝1.082 でおおよそ地震力が正側の 1/4 の領域（-45°～45°）に広がっている。

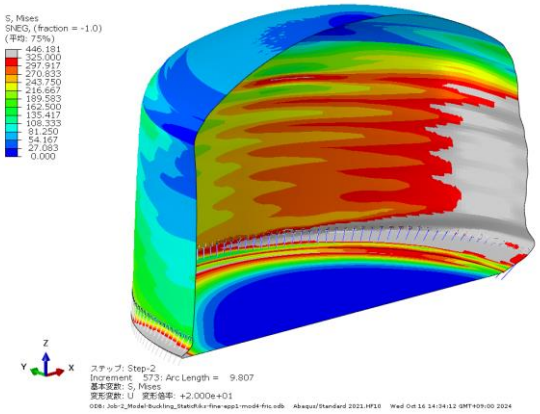




（K_{MH}=0.395）

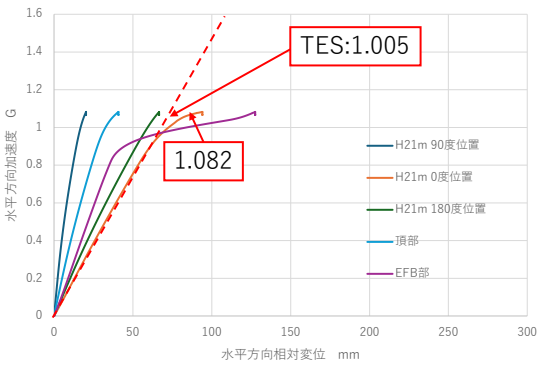


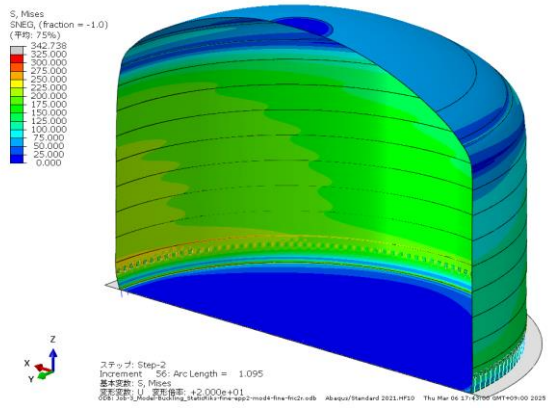
（K_{MH}=0.90）



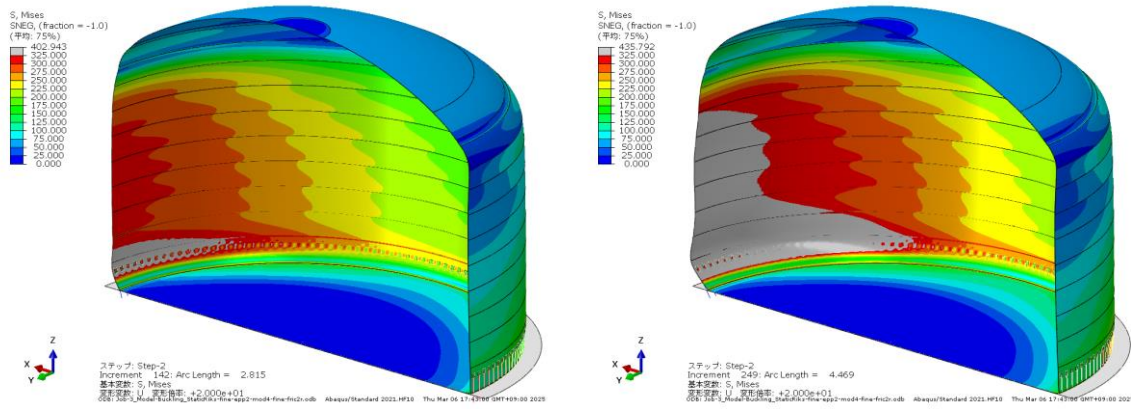
（K_{MH}=1.09）

(a)3D シェルモデル（荷重変位曲線・Mises 応力分布）



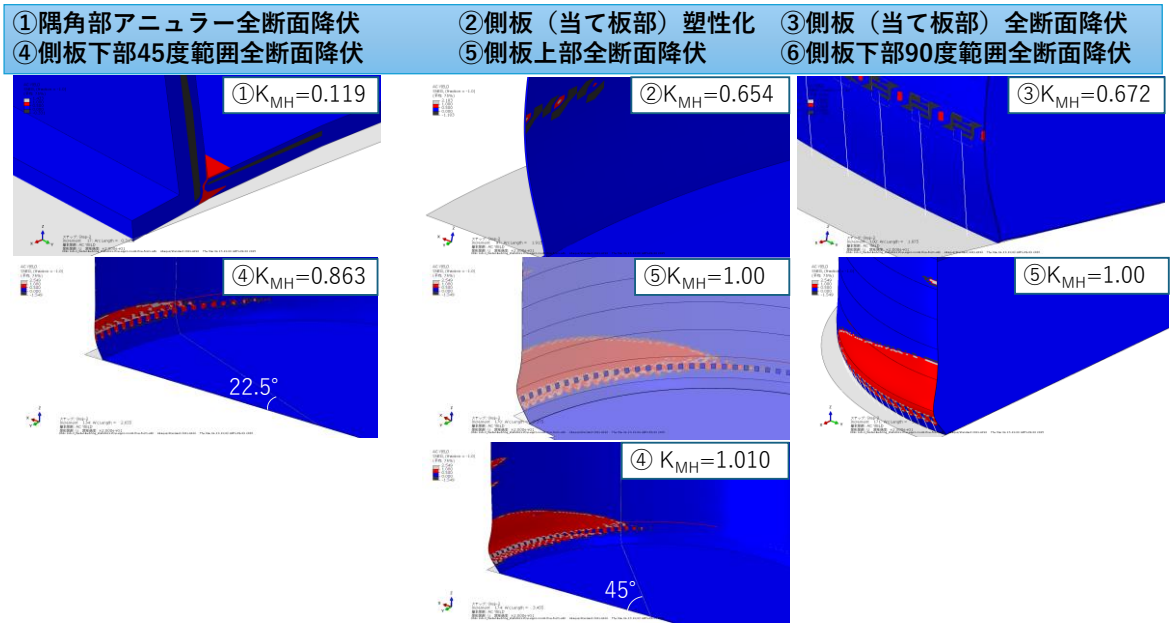


（K_{MH}=0.395）



（K_{MH}=0.90）　　（K_{MH}=1.082）

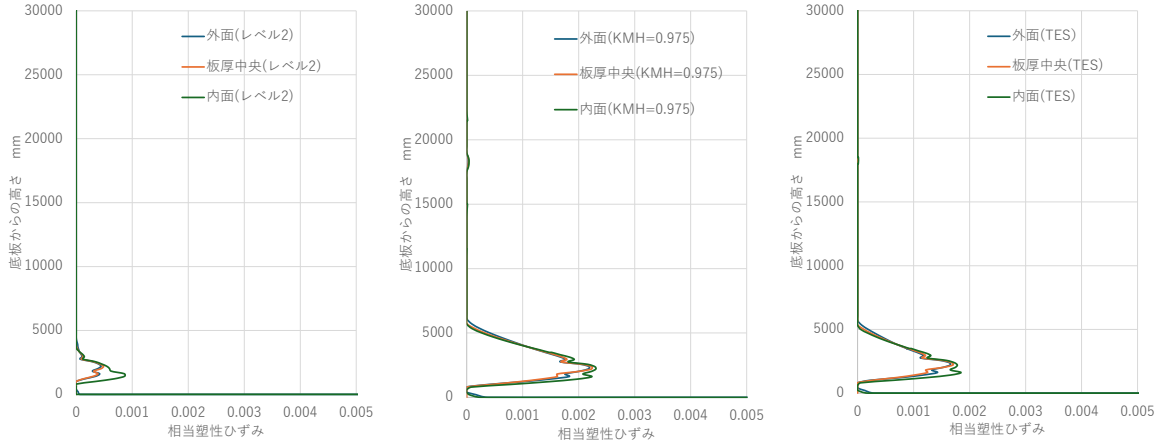
(b)3D ソリッドモデル（荷重変位曲線・Mises 応力分布）



(c)3D ソリッドモデル（塑性化分布）

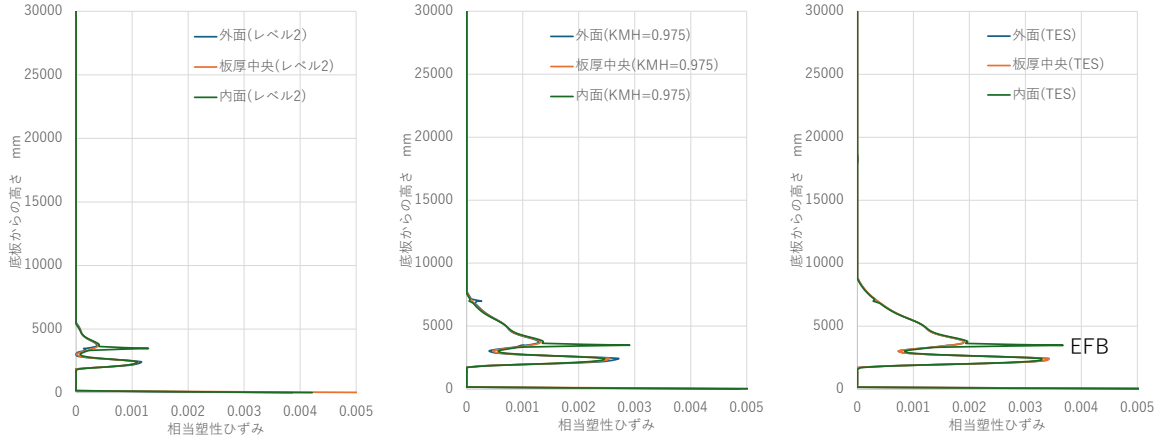
図 2.1.6　荷重－変位曲線、応力分布、塑性変形分布

図 2.1.7 に側板の 0°位置における塑性ひずみ分布を示す。塑性ひずみの分布は概ね同一傾向であるが、ソリッドモデルのほうが、側板の板厚変更部での応力集中の影響が大きく表れている。側板の一般部等の応力分布が少ない部位であれば、シェルモデルでも全断面降伏の評価は可能であると考えられるが、隅角部等の応力集中部についてはソリッドモデルでの評価が必要であると考えられる。



(K_{MH}=0.90)　(K_{MH}=0.975)　(K_{MH}=0.956)

(a)3D シェルモデル



(K_{MH}=0.90)　(K_{MH}=0.975)　(K_{MH}=1.005)

(b)3D ソリッドモデル

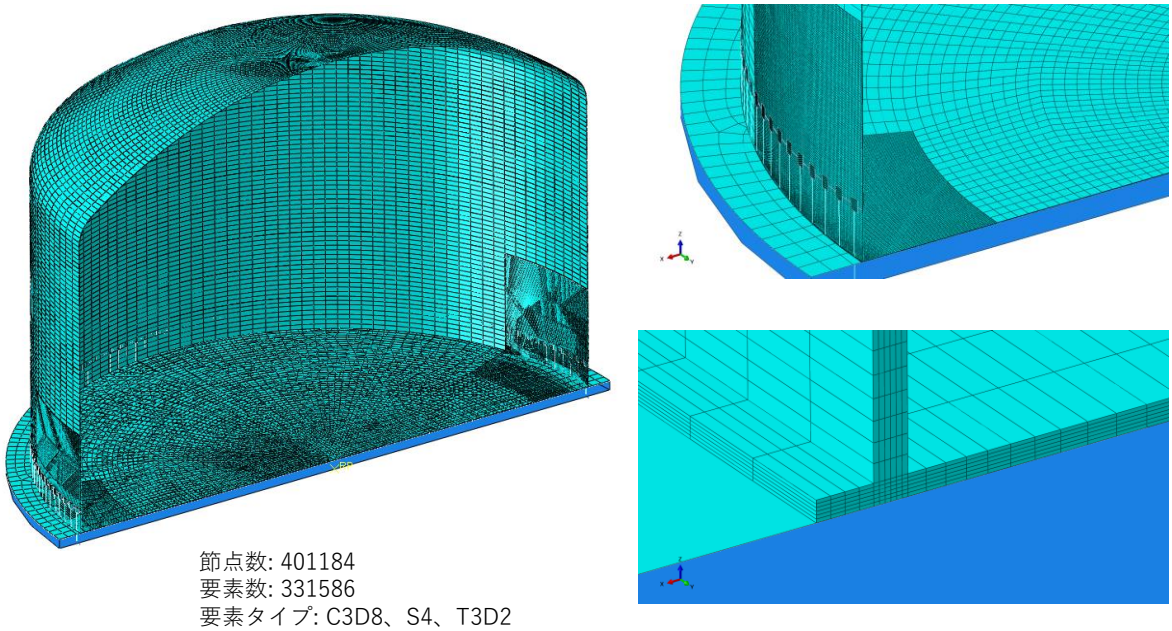
図 2.1.7　塑性ひずみ分布

前述の隅角部の応力集中の影響について、図 2.1.8 に示すように、0°及び 180°位置の隅角部を部分的にメッシュを細かくしたモデルで検討した。なお、隅角部以外は図 2.1.3 の解析モデルより粗いメッシュになっている。

図 2.1.9 に各部の荷重変位曲線と代表震度（レベル 1 設計震度、レベル 2 設計震度、最大震度）における Mises 応力分布、塑性変形の発生状況を示す。荷重変位曲線及び全体的な Mises 応力分布は図 2.1.6 と同様な結果となっており、全体的な挙動は同じである。

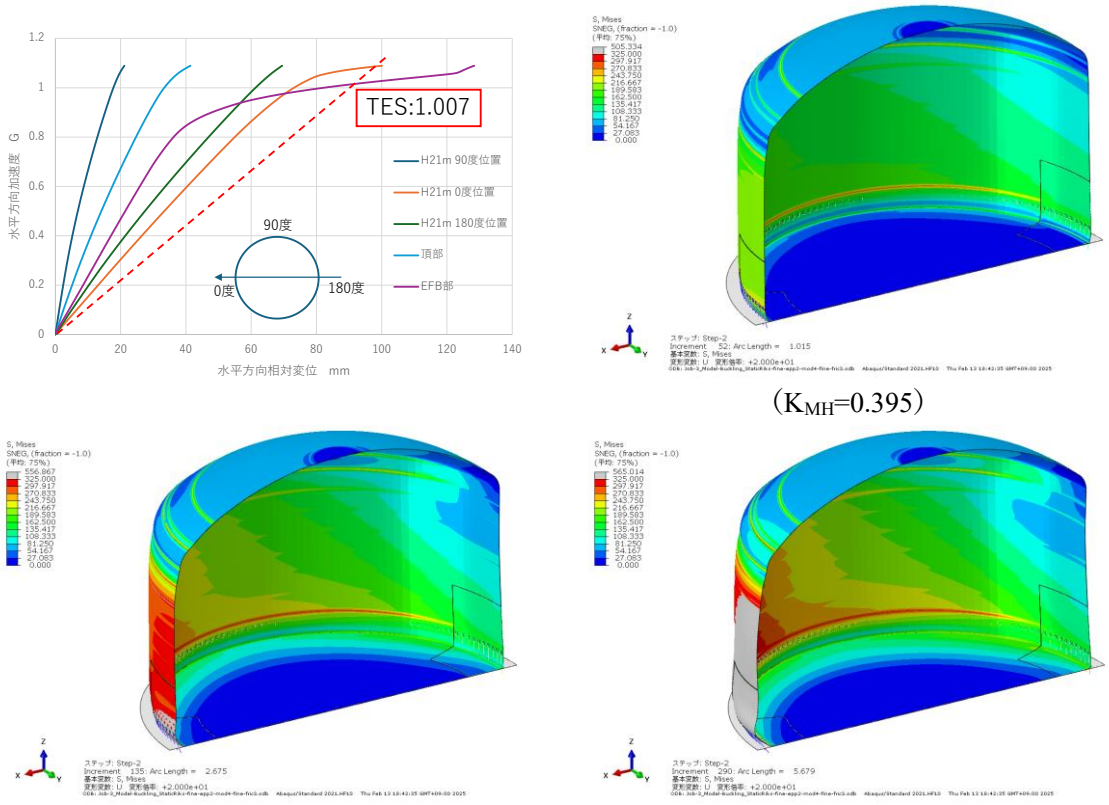
0°位置の隅角部においては、K_{MH}=0.66 でアニュラーの外側で全断面降伏が発生し、K_{MH}=0.99 でアニュラーの内側で全断面降伏が生じている。0°位置は下向きの動液圧により基礎版に押し込まれる荷重作用と水平方向地震力に対する摩擦力により、圧縮の応力状態となるが、側板が液圧によって外側に変形するため、アニュラー内側では局所的な浮き上がりが生じて引張の応力となっている。

180°位置の隅角部においては、上向きの動液圧と側板が内側に変形することによって隅角部は浮き上がる。180°側は 0°側に比べて小さな応力となっている。



節点数: 401184
要素数: 331586
要素タイプ: C3D8、S4、T3D2

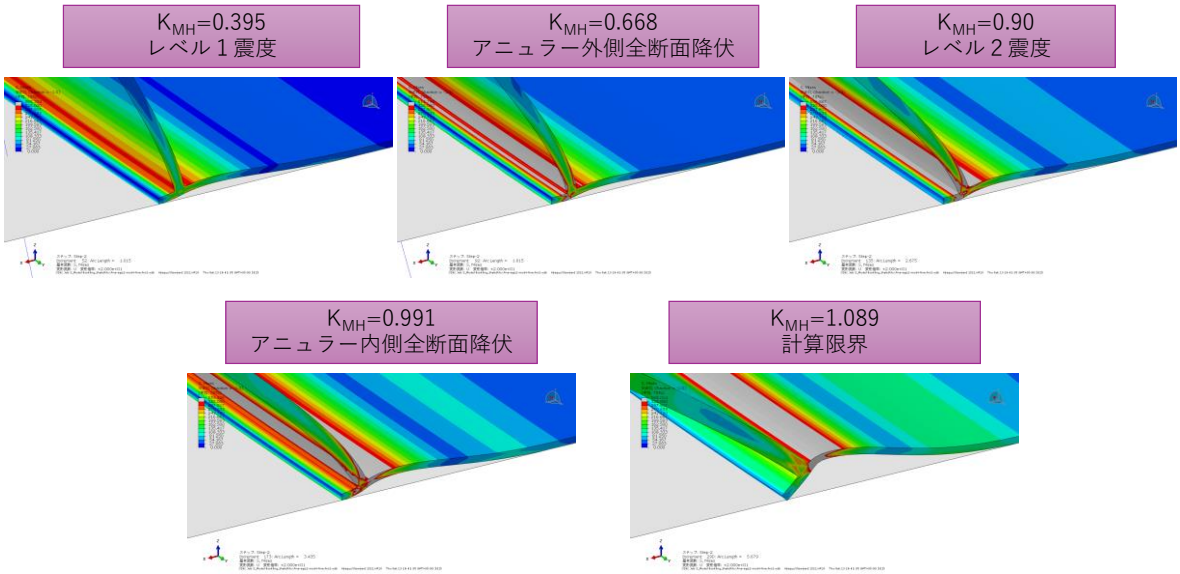
図 2.1.8　隅角部評価用解析モデル



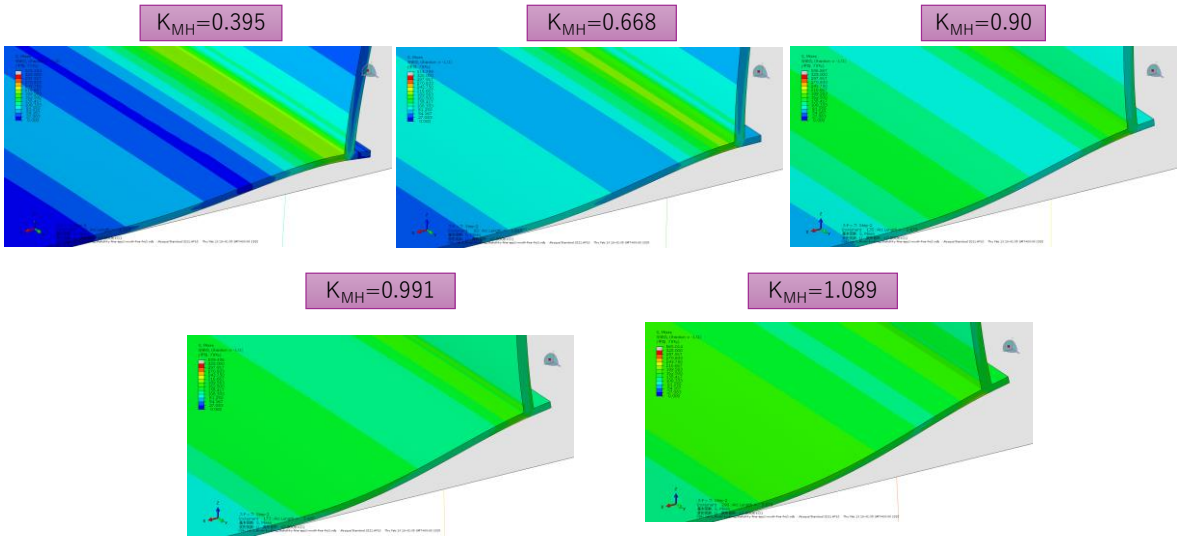
(K_{MH}=0.395)

(K_{MH}=0.90)　　(K_{MH}=1.082)

(a)荷重変位曲線・Mises 応力分布



(b)0°位置隅角部応力分布



(b)180°位置隅角部応力分布

図 2.1.9　荷重－変位曲線、応力分布、塑性変形分布

上記の解析結果から、令和 5 年度調査研究において作成した応力解析規定案によると現行基準に適合する仕様の平底円筒形貯槽であっても非適合となる場合がある。特に、非適合となる要因である下段の側板は、溶接による板厚制限のため使用できる板厚には限りがある。そのため、以下の案について検討を実施した。

① 「1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体」に加えて、「運転温度（低温）の降伏応力とした弾完全塑性体」と追加する。

② 「1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体」に加えて、「オーステナイトステンレス鋼等の降伏比の小さい材料にあっては弾塑性体（実際の応力－ひずみ関係）」を追加する。

③ 全断面降伏を一定の塑性ひずみの大きさまで許容する。

①に関しては、耐震性能評価は通常の運転状態に対して行うことになっており、運転時（液化ガス貯蔵時）には低温状態であることが明確であることから、低温時の強度を用いることは可能であると考えられる。ただし、低温における降伏応力、引張強さ等の規格値が定められておらず、低温域の許容応力は常温域と同じ値で定められている。そのため、低温強度は適切な値を用いる必要がある。低温強度が示されている基準としては、「LNG 地上式貯槽指針 3.1.1 内槽の許容応力」の解説部分や「ASME Sec.VIII Div.1 Part ULT」などがある。

②に関しては、設計時点において材料特性（応力－ひずみ関係が引張試験等によって得られている）が得られているか、材料特性のばらつきをどのように考慮するかと点で、実際の材料特性を用いるのは現実的には難しく、一般化された材料特性を用いるのが良いと考えられる。オーステナイト系ステンレス鋼については、JSME　NC-CC-008 表 SEGP-1-2133-1 及び表 SEGP-1-2133-2 で弾塑性応力－ひずみ関係式が規定されている。この規定は、最大ひずみ３％を適用限界としており、破断伸びに対して十分な余裕が見込まれることから、オーステナイト系ステンレス鋼についてはこの規定を用いてよい案を修正することとする。ただし、温度域は常温～650K 以下となっていることから、常温の強度を設計に用いる場合に限るものとする。

③については、全断面降伏以上のクライテリアを安全上採用できるか否かということが課題となる。耐圧設計においては、外力（圧力）が常時一定に作用するため、全断面降伏を限界と考えるのが妥当であり、それ以上を許容できるのは局部減肉などの限られたケースである。一方、耐震設計においては、地震外力の交番性や瞬間的な負荷であることを考慮すると、必ずしも全断面降伏の状態となっても漏えいが生じるというわけではない。「JEAG4601-2015 附属書 4.3 機器・配管系の耐震強度評価法 5.2.6 平底円筒形貯水タンクの座屈設計法」では、「地震力が座屈限界に達すると、局部に座屈が発生する。（中略）塑性変形の進行と共にタンクの耐荷力は徐々に低下するが、地震時座屈が変位制御的性格を持つため、外圧や軸圧縮外力による荷重制御型座屈と異なり、タンクは座屈しない。」とされており、残留周方向ひずみ≦1%を許容限界としている。実施した解析結果において、レベル 2 設計震度時の発生ひずみは 0.2%未満であることから、JEAG の考え方に余裕を見込み、平底円筒形貯槽の下段の側板座屈については板厚内の塑性ひずみが 0.2%未満までの全断面降伏を許容する案に修正する。ただし、広範囲で全断面降伏する場合には、ガス漏洩の可能性も考えられることから、局部的な場合に限るものとする。

2.1.3　全体的な設計手法

・サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計

応力解析を適用する場合のみならず例示基準（KHKS0862(2018)）を適用する場合においても、サイトスペシフィック地震動を用いた場合の評価方法が明示されておらず、Ⅲ-3 のとおり、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローの見直しに関する検討した。その結果、サイトスペシフィック地震動を適用した場合、修正震度法やモード解析法といった従来の静的応答解析法を適用する様々な課題があり、今後も継続的に見直しが必要である。

・時刻歴応答解析規定の見直し

応答解析に時刻歴応答解析を採用する場合、KHKS0861(2018)および KHKS0862(2018)における時刻歴応答解析（これまで時刻歴応答で設計された実績はほぼないと思われる）は、地域別地震動の最大地表面加速度で基準化した地震波等を用いることになっている。一方、平成 27～29 年の調査研究において実施した巨大地震に対する高圧ガス設備の裕度評価において、概ね問題なし（2.5%破壊確率）の結果は、修正震度ベースで設計した仕様の設備である。地表面震度で基準化した地震波を用いた時刻歴応答解析によって設計した場合には、概ね問題なしとは言い切れないため、時刻歴応答解析の規定は見直しが必要である。KHKS の見直し方針と見直し案を以下に示す。なお、時刻歴応答解析を採用する場合には、一義的な設計審査は難しいと考えられ、個別の評価が必要であると考えられる。

【KHKS0861 見直し方針】

時刻歴応答解析の規定において、最大加速度値で基準化（基盤面：150gal、地表面：300gal）する規定、適切な入力地震波の例及び適切な減衰の例を削除し、「適切な入力地震波及び適切な減衰を用いる」する。

【KHKS0861 見直し案】

7　設計用の地震動に基づく応答解析

7.1　耐震設計設備の設計地震動に基づく応答解析

耐震設計設備の設計地震動に基づく応答解析は、対象となる耐震設計構造物を適切な振動系モデルに置き換え、9 に規定する修正震度法~~又は~~は 10 に規定するモード解析法によること。この場合において、重要度がII~~又は~~はIIIの耐震設計設備については、鉛直方向の設計地震動の評価を省略することができる。ただし、~~水平方向の応答解析を行う場合において、~~適切な入力地震波を用い、かつ、適切な減衰を考慮する場合 ~~1)~~は、11.1 に規定する時刻歴応答解析法によることができる。

また、上記にかかわらず、重要度がII~~又は~~はIIIの耐震設計設備のうち次の表に掲げるものの応答解析は、8.1 に規定する静的震度法 ~~2)~~によることができる。

表 7.1

塔槽類の種類	範　　囲
塔　　類	ベースプレートからの高さ ~~3~~2)が 20m 未満のもの
球　形　貯　槽	貯蔵能力が 80t 未満のもの
平底円筒形貯槽	外径及び側板部の高さ ~~3~~2)がいずれも 10m 未満のもの
横置円筒形貯槽	貯蔵能力が 100t 未満のもの

~~注 1)適切な入力地震波及び適切な減衰を考慮する場合とは、次のとおりとする。~~

~~a)　適切な入力地震波~~

~~次に掲げる地震波とする。~~

~~1)　1940 年 Imperial Valley 地震の El Centro における NS 方向地震記録から得られる地震波~~

~~2)　1968 年十勝沖地震の八戸における EW 方向地震記録から得られる地震波~~

~~3)　1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台における NS 方向地震記録から得られる地震波~~

~~4)　耐震設計構造物の設置位置付近で記録された地震記録のうち代表的なものから得られる地震波~~

~~又または 9.1.1 の図(a)又または(b)に示された基準応答倍率曲線を用いて得られた人工地震波~~

~~b)　適切な減衰~~

~~次に掲げるいずれかの減衰とする。~~

1) 類似の耐震設計構造物及び地盤の系の地震観測又または常時微動測定から得られる減衰

2) 類似の耐震設計構造物及び地盤の系の起振機等による加振実験から得られる減衰

3) 土質試験又または統計的に得られる地盤の歪レベルに応じて得られる履歴減衰

4) 9.1.1 の表(a)又または(b)から得られる値を構造物の動特性に応じて修正したものから得られる減衰

注 21)応答解析を静的震度法により行うことができる塔槽類には、当該塔槽類を支持する支持構造物を含むものとする。

注 32)ベースプレートからの高さとは、ベースプレートから、当該塔類の最高位の正接線までの長さをいう。なお、ラグ支持の塔類にあっては、ベースプレートからの高さは、当該塔類の最高位の正接線から最低位の正接線までの長さとする。平底円筒形貯槽の外径及び側板部の高さとは、内槽の外径及び側板部の高さをいう。

11 時刻歴応答解析法

11.1 設計地震動による時刻歴応答解析

設計地震動による時刻歴応答解析は、地震波を入力する位置に応じ、適切な入力地震波を用い、かつ、適切な減衰を考慮する次の各号に規定する最大水平加速度を有する地震波を入力して行う。

11.1.1 工学的基盤面に入力する場合

$$\alpha_{HT} = 1.50 \mu_k \beta_1 \beta_2 \qquad \text{[式 11.1]}$$

この算式において、α_{HT}、μ_k、β_1及びβ_2は、それぞれ次の値を表すものとする。

α_{HT} ―― 工学的基盤面における設計地震動の最大水平加速度（単位 m/s²）

μ_k、β_1及びβ_2 ―― それぞれ 6.1.1 に規定する値

11.1.2 地表面に入力する場合

$$\alpha'_{HT} = \alpha_H \qquad \text{[式 11.2]}$$

この算式において α'_{HT}及び α_Hは、それぞれ次の値を表すものとする。

α'_{HT} ―― 地表面における設計地震動の最大水平加速度（単位 m/s²）

α_H ―― 6.1.2 に規定する値

11.2 液面揺動の設計地震動による時刻歴応答解析

液面揺動の設計地震動による時刻歴応答解析は、6.2 の規定により得られる液面揺動の固有周期に応じ、同項に規定する地表面における地震動に対する速度応答スペクトルを有する適切な地震波 1)を入力して行う。

注 1)「適切な地震波」とは、次に掲げる地震波のうち震源特性、伝播経路特性、立地場所の特性及び周辺の地震環境（将来発生する危険性の高い地震等）を考慮して選定された 3 波とする。

a) 1964 年新潟地震の川岸町における NS 方向地震記録から得られる地震波

b) 1968 年十勝沖地震の八戸における EW 方向地震記録から得られる地震波

c) 1933 年三陸沖地震の本郷（東京大学構内）における NS 方向地震記録から得られる地震波

d) 1974 年伊豆半島沖地震の本郷（東京大学構内）における NS 方向地震記録から得られる地震波

e) 1974 年伊豆半島沖地震の本郷（東京大学構内）における EW 方向地震記録から得られる地震波

f) 1978 年宮城県沖地震の塩釜工場（塩釜港）における EW 方向地震記録から得られる地震波

~~g) a)～f)以外の地震調査研究推進部等の公的機関より公表された地震波~~

~~h) 耐震設計構造物の設置位置付近で記録された地震記録のうち代表的なものから得られる地震波~~

~~i) 断層モデルによる人工地震波~~

【KHKS0862 見直し方針】

時刻歴応答解析はサイトスペシフィック地震動を用いる場合に限る。

【KHKS0862 見直し案】

[B.5] 非線形応答解析法

[B.5.1] 時刻歴応答解析法

時刻歴応答解析法を行う場合は次の(1)から(4)までによる。

(1) 変形復元力特性は非線形履歴モデルとし、刻々の当該耐震設計構造物の状態を解析から直接求める。

(2) ~~地震力を入力する位置に応じ、次に規定する最大加速度の地震波~~ 5.1 サイトスペシフィック地震動を入力して行う。

~~① 工学的基盤において入力する場合~~

~~$\alpha_{HT} = 1.50\mu_k\beta_1\beta_2$ [式 B.5.1]~~

~~この算式において、α_{HT}、μ_k、β_1及びβ_2はそれぞれ次の値を表すものとする。~~

~~α_{HT} ：工学的基盤面における設計地震動の最大水平加速度（単位 m/s²）~~

~~μ_k、β_1及びβ_2 ：それぞれ本文 5.2.1 に規定する値~~

~~② 地表面において入力する場合~~

~~$\alpha'_{HT} = 1.50\mu_k\beta_1\beta_2\beta_3$ [式 B.5.2]~~

~~この算式において、α'_{HT}、μ_k、β_1、β_2及びβ_3はそれぞれ次の値を表すものとする。~~

~~α'_{HT} ：地表面における最大水平加速度（単位 m/s²）~~

~~μ_k、β_1、β_2及びβ_3 ：それぞれ本文 5.2.1 に規定する値~~

(3) 部材の変位量から応答塑性率を算出するものとする。この場合において他の応答解析法で得られる当該鉛直地震動の影響を考慮して適切な修正を行うものとする。

(4) (3)で算出した応答塑性率が、規定する許容塑性率を超えないことを確認する。

・対象地震について

応力解析の対象として、1 回の地震を対象としているが、前震・余震への対応の要否について議論を行った。議論の要旨は以下のとおりであり、前震・余震の取扱いは重要な課題であり、今後継続的に議論が必要である。

■ 昨年度までに作成した応力解析の規定案については、1 回の地震を考え、疲労解析は不要としている。昨今の地震の発生状況を踏まえると、レベル 2 地震動において前震や余震をどう考えるかを今後の課題である。

■ レベル 2 耐震性能は、最大規模の地震に対して気密性を保持するということになっているが、近年の地震発生においては、高レベル地震が複数回短期間に生じている。最大級を 1 回受けた段階で速やかに対応をとるということであれば、設計上は 1 回だけ考えればよく、すぐに対応が取れないということであれば複数回を想定するといった考え方はあるかもしれない。複数回を想定する場合は、現状の全断面降伏のクライテリアに疲労を取り入れる必要もある。

■ 前震、余震を考えるということになると大きな方向転換となり、応力解析のみならず、耐震設計基準全体に大きくかかわる。応力解析規定とは別に議論が必要であり、まずは余震前震を考慮するかどうかを決めてから、前震余震を考えるのであれば評価基準、クライテリアをどうするかを議論するということとし、まずは、他基準でどのように取り扱われているか（多くの基準において明示的に前震余震について言及されていない）を調査、整理した上で議論が必要。おそらく、他基準において前震余震を考慮するというのは明示的に規定していないと思われる。

■ 疲労解析において、前震や余震を含めた想定される繰り返し数に対して疲労解析を実施するという考え方もあるが、塑性ひずみの大きさにもよっては、全断面降伏に達しなければ、余震や複数回の地震に対して疲労は考えにくいというケースもあるかもしれない。

■ 「JEAC4601-2015 参考資料 4.4 地震荷重を受ける管の許容応力」では、実験・解析結果をもとに、「2tan θ 法が崩壊荷重を適度に保守的に予想する」「地震時の荷重繰返し 40 回以上とした場合、許容される変位は最大荷重点変位より小さく、疲労制限により塑性崩壊発生を防止できる」「原子力発電所の耐震設計での疲労評価に適用される地震荷重の繰返数は 60 回程度」「疲労に対する耐震設計上の制限を設けることにより、配管の変形を塑性崩壊が起きないレベルに抑えることが可能であり、崩壊防止のための一次応力制限は不要である。」と記述されている。また、「女川原子力発電所第 2 号機 工事計画審査資料」では、主要動の継続時間が最も長い基準地震動 Ss に対して一律に設定する等価繰返し数を 340 回、個別に設定する等価繰返し数を 167 回としている。これらによれば、全断面降伏よりはある程度の繰り返しによる破壊は先に起こることが予想され、原発で想定しているような数百回の等価繰り返し数となると低サイクル疲労の領域になると予想される。

（参考資料）

・ 「極低サイクル疲労評価における地震荷重の等価繰返し数に関する考察」、落合 兼寛（一般社団法人）原子力安全推進協会、Dynamics and Design Conference 2018 講演論文集
https://www.jstage.jst.go.jp/article/jsmedmc/2018/0/2018_213/_pdf

・ 「局所的減肉部を有する配管の耐震裕度評価に関する解析的研究」、白鳥正樹、中村いずみ、他、機械学会論文集 A 編 67 巻 654 号 No.00-0344
https://ynu.repo.nii.ac.jp/record/3563/files/00J-10.pdf

・ 女川原子力発電所第 2 号機　工事計画審査資料　耐震評価における等価繰返し回数の妥当性確認について
https://www.nra.go.jp/data/000363145.pdf

2.2 配管の耐震設計法

機械学会で検討されている配管の耐震設計手法について検討されている。「既設配管設備の地震リスク低減対策 実施ガイド」(案)（以下、JSME 配管ガイド）の概要は以下の通り。

- ASCE の基準類をベースに、実際の地震被害事例に焦点を当てて、配管設計基準の検討されている。
- 目視診断（耐震ウォークダウン）による診断が取り入れられている。
- 定量的な評価ではなく、定性的な評価となっている。

JSME 配管ガイドは目視診断による評価が取り入れられており、対象は既設配管と考えられる（新設配管には適用が難しい)。また、評価結果が診断者によるため、許認可制度に取り入れる際には資格制度等の診断者を認証する枠組みが必要になる可能性がある。

既存配管を対象ということを考えると、高圧ガスの既存配管の変更工事に伴う現行基準適合の対象範囲を決める際に活用できる可能性がある（現在、1999 年 4 月の保安月報「既設配管の変更工事に伴う耐震告示適用配管の事例集」が法令・通達に近い位置づけで運用されている。)。

2.3 接合部の評価法の見直し

令和 5 年度調査研究において、塑性変形を生じる場合のアンカーボルトの材質は SS 材より、SNR 材のほうが望ましいことから、KHKTD0861 及び 0862 解説において塑性変形を生じる場合は 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した。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ことから、各規則の例示基準の改正案を作成した。作成した例示基準の改正案は以下のとおり。

10. 高圧ガス設備等の基礎

規則関係条項　第 6 条第 1 項第 15 号、第 6 条の 2 第 1 項・第 2 項第 1 号、第 7 条第 1 項第 1 号・第 2 項第 1 号、第 7 条の 2 第 1 項第 1 号、第 7 条の 3 第 1 項第 1 号・第 2 項第 1 号の 3、第 7 条の 4 第 1 項第 1 号・第 2 項第 1 号、第 22 条柱書・第 1 号・第 2 号・第 3 号・第 4 号、第 55 条第 1 項第 6 号

不同沈下等により高圧ガス設備又は消費設備（以下「高圧ガス設備等」という。）に有害なひずみが生じないような当該高圧ガス設備等の基礎は、次の各号の基準によるものとする。

1. 高圧ガス設備等を設置する場合は、その場所について不同沈下等高圧ガス設備等の設置に有害な影響を及ぼす原因の有無について、第 1 次地盤調査をしなければならない。第 1 次地盤調査は、当該場所における過去の不同沈下等の実績調査、ボーリング等により行うものとする。
2. 前項の第 1 次地盤調査の結果、その場所が湿潤な土地、埋立地で軟弱な土地、出水のおそれのある土地、崖崩れのおそれのある土地その他地滑り、不同沈下等を起こしやすい土地である場合にあっては、その程度に応じて盛土、地盤改良、擁壁の設置等の措置を講ずるものとする。
3. 前各項の措置を講じた後、その地盤の許容支持力度又は基礎ぐいの先端の地盤の許容支持力を求めるため、必要に応じ、主として次の方法により第 2 次地盤調査をしなければならない。

3.1　ボーリング調査

ボーリング用ビットにより、地盤の種類に応じ、必要な深さまで掘削することにより行う。

3.2　標準貫入試験

JIS　A 1219(~~1995~~2023)土の標準貫入試験方法に定める方法により~~行い~~、中空円筒型のサンプラーを地盤に動的貫入し、土質資料を採取するとともに、N値を求める。

3.3　ベーン試験

ボーリング孔を利用して超軟弱地盤のせん断強度を求める試験であり、JGS 1411(2012)原位置ベーンせん断試験方法に定める方法により、ベーン試験用ベーンを土中に押し込み、これを回転させることにより行い、最大トルクを求める。

3.4　土質試験（力学試験）

内部摩擦角・粘着力など、地盤の力学的性質を調べる試験であり、JIS　A 1216(~~1993~~2020)土の一軸圧縮試験方法により行い、地盤の粘着力、地盤の単位体積重量及び一軸圧縮強さを求め、又は三軸圧縮試験（円筒形試料にゴム膜をかぶせたものを液体中に入れ、側圧及び垂直圧を加えた状態において、試料の容積変化を測定することにより行う。例えば「JGS 0524-2020 土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験方法」）若しくは直接せん断試験（試料を上下に分かれたせん断箱に入れ、これをせん断試験機によりせん断力を加えようとする方向と直角の方向に圧縮力を加えた後、せん断力を加えてせん断することにより行う。例えば「JGS 0561-2020 土の圧密定圧一面せん断試験方法」）により地盤の粘着力若しくは内部摩擦角を求める。

3.5　平板載荷試験

JIS　A 1215(~~1995~~2013)道路の平板載荷試験方法に定める方法に準じて行い、降伏荷重及び極限荷重を求める。

3.6　くい載荷試験

垂直に打ったくいに垂直静荷重をかけ、そのときの荷重と沈下量を測定する方法により行い、降伏荷重及び極限応力を求める。

4. 前項の第２次地盤調査の結果に基づき、次の 4.1 又は4.2 の計算式によりその地盤の許容支持力度を求めるものとする。

ただし、地盤の種類が確認された場合にあっては、次の表の左欄に掲げる地盤の許容支持力度はその地盤の種類に応じて、それぞれ同表の右欄に掲げる数値（２以上の種類からなる地盤にあっては、最も小さいもの）とすることができる。

地　盤　の　種　類	許容支持力度（kN/㎡）
岩　　盤	1000
固　結　し　た　砂	500
土　　丹　　盤	300
密　実　な　礫　層	300
密実な砂質地盤	200
砂　質　地　盤	50
堅い粘土質地盤	100
粘　土　質　地　盤	20
堅　い　ロ　ー　ム　層	100
ロ　ー　ム　層	50

4.1　$q_a = 1/3\left(i_c \alpha C N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q\right)$

4.2　$q_a = q_t + \frac{1}{3} N' \gamma_2 D_f$

これらの式において、q_a、i_c、i_γ、i_q、α、β、C、B、N_c、N_γ、N_q、γ_1、γ_2、D_f、q_t及びN'はそれぞれ次の数値を表すものとする。

q_a：地盤の許容支持力度（単位　kN/m²）

i_c、i_γ及びi_q：基礎の作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$
$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

θ：基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角（ϕを超える場合は、ϕとする。）（単位　度）

ϕ：地盤の特性によって求めた内部摩擦角（単位　度）

α及びβ：基礎荷重面の形状に応じて次に掲げる係数

係　数	基礎荷重面の形状	
	円　形	円形以外の形状
α	~~1.3~~1.2	~~1.0 + 0.3 B/L~~ 1.0 + 0.2 B/L
β	0.3	~~0.5 − 0.1 B/L~~ 0.5 − 0.2 B/L

上表において、B及びLは、それぞれ基礎荷重面の短辺又は短径及び長辺又は長径の長さ（m）を表すものとする。

C：基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m²）で三軸圧縮試験の結果（モールの応力円を画いて求めた値）又は一軸圧縮試験の結果（乱さない試料の一軸圧縮強さの 1/2）若しくは次の式により得られる値

$$\frac{6M}{\pi D^2(3H + D)}$$

M：ベーン試験における最大トルク（単位 kN・m）

D：ベーンの直径（単位 m）

H：ベーンの軸方向長さ（単位 m）

B：基礎荷重面の短辺又は短径（単位 m）

N_c、N_γ及びN_q：地盤の内部摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

支持力係数	内部摩擦角（度）									
	0	5	10	15	20	25	28	32	36	40 以上
N_c	~~5.3~~5.1	~~5.3~~6.5	~~5.3~~8.3	~~6.5~~11.0	~~7.9~~14.8	~~9.9~~20.7	~~11.4~~25.8	~~20.9~~35.5	~~42.2~~50.6	~~95.7~~75.3
N_γ	0	~~0~~0.1	~~0~~0.4	~~1.2~~1.1	~~2.0~~2.9	~~3.3~~6.8	~~4.4~~11.2	~~10.6~~22.0	~~30.5~~44.4	~~114.0~~93.7
N_q	~~3.0~~1.0	~~3.4~~1.6	~~3.9~~2.5	~~4.7~~3.9	~~5.9~~6.4	~~7.6~~10.7	~~9.1~~14.7	~~16.1~~23.2	~~33.6~~37.8	~~83.2~~64.2

備考

① 内部摩擦角は直接せん断試験の結果（垂直応力：せん断応力線図の傾斜角から求めた値）若しくは三軸圧縮試験の結果（モールの応力円を画いて求めた値）により求めた値~~又は~~。ただし、砂質土の場合にあっては$\sqrt{~~15~~20N} + 15$（Nは標準貫入試験による打撃回数）~~によることができる~~から推定してよい。

②上表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じたN_c、N_γ及びN_qは、同表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

γ_1：基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は地下水面下にある場合は水中単位体積重量（単位 kN/m³）

γ_2：基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は地下水面下にある場合は水中単位体積重量（単位　kN/m³）

D_f：基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ（単位 m）

q_t：平板載荷試験による降伏荷重度の1/2 の数値又は極限応力度の 1/3 の数値のうちのいずれか小さいもの（単位　kN/m²）

N'：基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

地盤の種類 / 係数	~~固結した砂又はこれに類する地盤~~	~~密実な砂質地盤又はこれに類する地盤~~	~~堅い粘土質地盤又はこれに類する地盤~~砂質地盤	砂質地盤~~又はこれに類する地盤~~（堅実なものを除く）	粘土質地盤~~又はこれに類する地盤~~
N'	~~12~~	~~9~~	12~~6~~	6~~3~~	3

5. 基礎は、前項の計算により求めた地盤の許容支持力度の値が当該高圧ガス設備及びその内容物並びにその基礎による単位面積当たりの荷重を上回廻るように工事をしなければならない。

6. 前２項の方法によることが保安上支障のある地盤にあっては、基礎ぐいで補強した上で基礎工事をしなければならない。この場合、基礎ぐいの許容支持力は、基礎ぐいの種類に応じて、次の 6.1 ~~又は~~、6.2 又は 6.3 に定めるところによるものとする。

6.1　支持ぐい~~にあっては、次に掲げる (1)、(2)、(3)、(4) の式の一によって計算した基礎ぐいの先端の地盤~~の許容支持力~~又は基礎ぐいの許容応力（主として圧縮応力とし、必要に応じ、曲げ又はせん断応力を考慮したものとする。）のうち小さなものによって定めること。~~

~~基礎ぐいの先端の地盤の許容支持力~~

~~(1)　$R_a = q_a A_p$~~

~~(2)　$R_a = Q_t$~~

~~(3)　$R_a = \dfrac{F}{5S + 0.1}$~~

~~(4)　$R_a = \dfrac{300}{3} N A_p$~~

~~これらの式において、R_a、q_a、A_p、Q_t、F、S及びNは、それぞれ次の数値を表すものとする。~~

~~R_a：基礎ぐいの先端の地盤の許容支持力（単位 kN）~~

~~q_a：4.1 又は 4.2 に掲げる式により計算した地盤の許容支持力度（単位　kN/m²）~~

~~A_p：基礎ぐいの先端の有効断面積（単位　m²）~~

~~Q_t：くい載荷試験による降伏荷重の 1/2 の数値又は極限応力の 1/3 の数値のうちいずれか小さいもの（単位　kN）~~

~~F：ハンマーの打撃エネルギー（単位　kN･m）~~

~~S：基礎ぐいの最終貫入量（単位　m）~~

~~N：基礎ぐいの先端の地盤の標準貫入試験による打撃回数（75 を超えるときは 75）~~

打込みぐい、セメントミルク工法による埋込みぐい又はアースドリル工法、リバースサーキュレーション工法若しくはオールケーシング工法による場所打ちコンクリートぐい（以下「アースドリル工法等による場所打ちぐい」という。）の場合にあっては、(i)又は(ii)の算式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤または軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤が含まれる場合にあっては(ii)の算式）、その他の基礎ぐいの場合にあっては、次の表の(i)の算式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、または軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤または液状化するおそれのある地盤（ここで、液状化するおそれのある地盤とは、KHKS0861(2018) 20.5 d）で示すものを言う。以下同じ。）が含まれない場合に限る。）によりそれぞれ計算した地盤の許容支持力またはくい体の許容耐力の内いずれか小さい値。ただし、同表(i)に対する地盤の許容支持力は、$2/3\,R_u$未満の数値で、かつ、限界沈下量（載荷試験からくい頭荷重の載荷によって生ずるくい頭沈下量を求め、くい体及び高圧ガス設備に有害な損傷、変形及び沈下が生じないと認められる場合におけるくい頭沈下量をいう。以下同じ。）に対応したくい頭荷重の数値とすることができる。

(i)	$\frac{1}{3}R_u$
(ii)	$q_pA_p+\frac{1}{3}R_F$

ここで、R_u、q_p、A_p、及び R_Fは、それぞれ次の値を表すものとする。

R_u：くい載荷試験により求められる極限支持力（単位　kN）

q_p：基礎ぐいの先端の地盤の~~耐震設計用~~許容応力度であって、次の表の左欄に掲げる基礎ぐいの種類に応じ、同表の右欄に掲げる算式により得られる値（単位　kN/m²）

基礎ぐいの種類	q_p
打込みぐい	$\frac{300}{3}\overline{N}$
セメントミルク工法による埋め込みぐい	$\frac{200}{3}\overline{N}$
アースドリル工法等による場所打ちぐい	$\frac{150}{3}\overline{N}$

備考　この表において、$\overline{N}$は基礎ぐいの先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値（60 を超える場合は 60 とする。）を表すものとする。

A_p：基礎ぐいの先端の有効断面積（単位　m²）

R_F：基礎ぐいとその周囲の地盤（地震時に液状化するおそれのある地盤を除き、軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤~~及び地震時に液状化するおそれのある地盤を除く~~にあっては、高圧ガス設備の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して高圧ガス設備に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめたものに限る。）との摩擦力であって、次の算式により得られる値（単位　kN）

$$R_F=\left(\frac{10}{3}\overline{N_S}L_S+\frac{1}{2}\overline{q_u}L_C\right)\phi$$

この算式において$\overline{N_S}$、L_S、$\overline{q_u}$、L_C及びϕは、それぞれ次の値を表すものとする。

$\overline{N_S}$：基礎ぐいの周囲の地盤のうち砂質地盤の標準貫入試験による打撃回数（30 を超えるときは 30 とする。）の平均値　（単位　回）

L_S：基礎ぐいがその周囲の地盤のうち砂質地盤に接する長さの合計（単位　m）

$\overline{q_u}$：基礎ぐいの周囲の地盤のうち粘土質地盤の一軸圧縮強度（200 を超えるときは 200 とする。）の平均値（単位　kN/m²）

L_C：基礎ぐいがその周囲の地盤のうち粘土質地盤に接する長さの合計（単位　m）

ϕ：基礎ぐいの周の長さ（単位　m）

6.2　摩擦ぐい~~にあっては、次に掲げる (1) 又は (2) の式の一によって計算した基礎ぐいと周囲の地盤との摩擦力又は基礎ぐい~~の許容支持力~~のうちいずれか小さいものによって定めること。~~

~~(1)　$R_a=Q_t$~~

~~(2)　$R_a=\frac{1}{3}\psi LC_a$~~

~~これらの式において、R_a、ψ、L及びC_aは、それぞれ次の数値を表すものとする。~~

~~R_a：基礎ぐいと周囲の地盤との摩擦力（単位　kN）~~

~~Q_t：前項の例による。~~

~~ψ：基礎ぐいの周の長さ（単位　m）~~

~~L：基礎ぐいの埋込み深さ（単位　m）~~

~~C_a：地盤の一軸圧縮強さの 1/2 の数値（30 を超える時は 30 とする。）（単位　kN/m²）~~

打込みぐい、セメントミルク工法による埋込みぐい又はアースドリル工法等による場所打ちぐいの場合にあっては、(i)又は(ii)の算式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤~~または~~、軟弱な粘土質

地盤の上部にある砂質地盤または液状化するおそれのある地盤が含まれる場合にあっては(ii)の算式)、その他の基礎ぐいの場合にあっては、次の表の(i)の算式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤~~または~~、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤または液状化するおそれのある地盤が含まれない場合に限る。）によりそれぞれ計算した基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力またはくい体の許容耐力のうちいずれか小さい値。ただし、同表(i)に対する基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力は、$2/3\,R_u$未満の数値で、かつ、限界沈下量に対応したくい頭荷重の数値とすることができる。

(i)	$\frac{1}{3}R_u$
(ii)	$\frac{1}{3}R_F$

ここで、R_u及び R_Fは 6.1 に示すものとする。

6.3　基礎ぐいの引抜方向の許容支持力

~~くい工法の種類及び地盤の状況に応じて求められる極限引抜力の 3 分の 2 の値（単位　N）~~

打込みぐい、セメントミルク工法による埋込みぐい又はアースドリル工法等による場所打ちぐいの場合にあっては、(i)又は(ii)の算式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤または液状化するおそれのある地盤が含まれる場合にあっては(ii)の算式)、その他の基礎ぐいの場合にあっては、次の表の(i)の算式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤または液状化するおそれのある地盤が含まれない場合に限る。）によりそれぞれ計算した地盤の引抜き方向の許容支持力またはくい体の許容耐力のうちいずれか小さい値。

(i)	$\frac{1}{3}\ {}_tR_u + w_p$
(ii)	$\frac{4}{15}R_F + w_p$

ここで、${}_tR_u$、w_p及びR_Fは、それぞれ次の値を表すものとする。

${}_tR_u$　：引抜き試験により求めた極限引抜き抵抗力（単位　kN）

w_p　：基礎ぐい有効自重（基礎ぐいの自重より実況によって求めた浮力を減じた数値をいう。）（単位　kN）

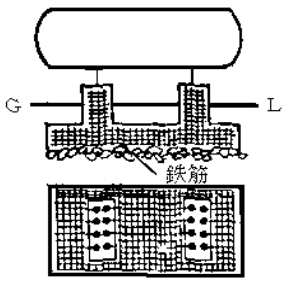
R_F　：6.1 に示すものとする。

7. 前項の計算により求めた基礎ぐいの~~先端の地盤の許容支持力若しくは基礎ぐいと周囲の地盤との摩擦力又は基礎ぐいの~~許容支持力の値が当該高圧ガス設備等及びその内容物並びにその基礎の荷重を上廻るように工事をしなければならない。

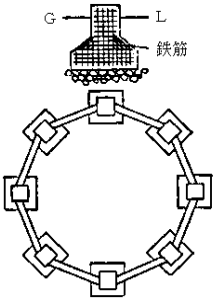
8. 貯槽（貯蔵能力が100m³又は1t以上のものに限る。）の支柱（支柱のない貯槽にあっては、その底部）は、次の方法により同一の基礎に緊結すること。

8.1　貯槽の支柱を同一の基礎に緊結することとは、貯槽の形に応じ次の図の例（3. 及び4. の方法によることが保安上支障のある地盤にあっては、基礎ぐいで補強したもの）により、水平な基礎面に設置するものとする。

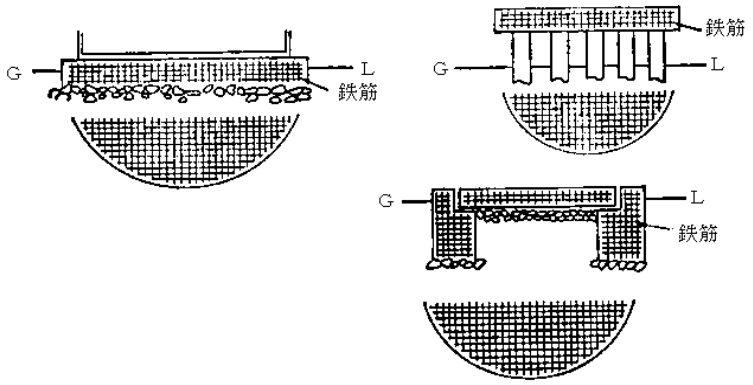
横置円筒形の例



球形貯槽の例



平底円筒形貯槽の例



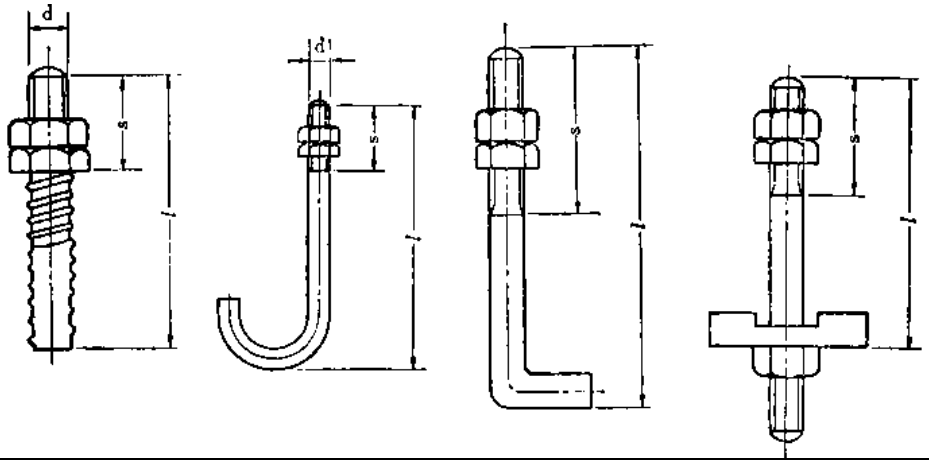
8.2　貯槽を基礎に緊結する方法は、次の基準の例によるものとする。

(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。

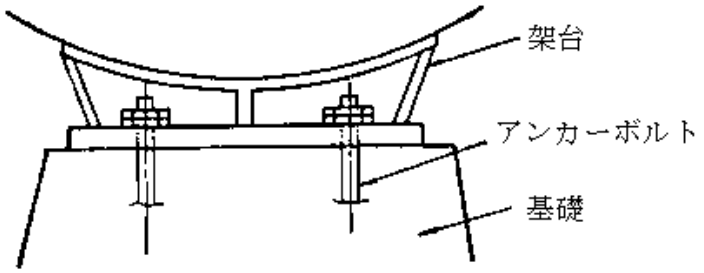
JIS B 1181(~~1993~~2014)六角ナット
JIS B 1256(~~1998~~2008)平座金
JIS G 3101(~~1995~~2017)一般構造用圧延鋼材
JIS G 3136(2012)建築構造用圧延鋼材
JIS G 3112(~~1987~~2020)鉄筋コンクリート用棒鋼
JIS G 3126(~~1990~~2021)低温圧力容器用炭素鋼鋼板
JIS G 3127(~~1990~~2021)低温圧力容器用ニッケル鋼鋼板
~~JIS G 4105(1979)クロムモリブデン鋼鋼材~~
JIS G 4053(2018)機械構造用合金鋼
JIS G 4108(~~1994~~2022)特殊用途合金鋼ボルト用棒鋼
JIS G 4303(~~1998~~2021)ステンレス鋼棒
JIS G 4304(~~1991~~2021)熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯
JIS G 4321(2022)建築構造用ステンレス鋼材

(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。

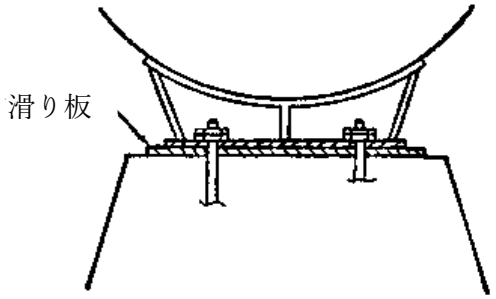


(5) 横置円筒形貯槽の架台の支持間隔（スパン）が５ｍ以上のものにあっては、当該貯槽の遊動側の架台に対し基礎据付面と架台底面との間に次のイ、ロ、ハに定める滑り板を設けること。

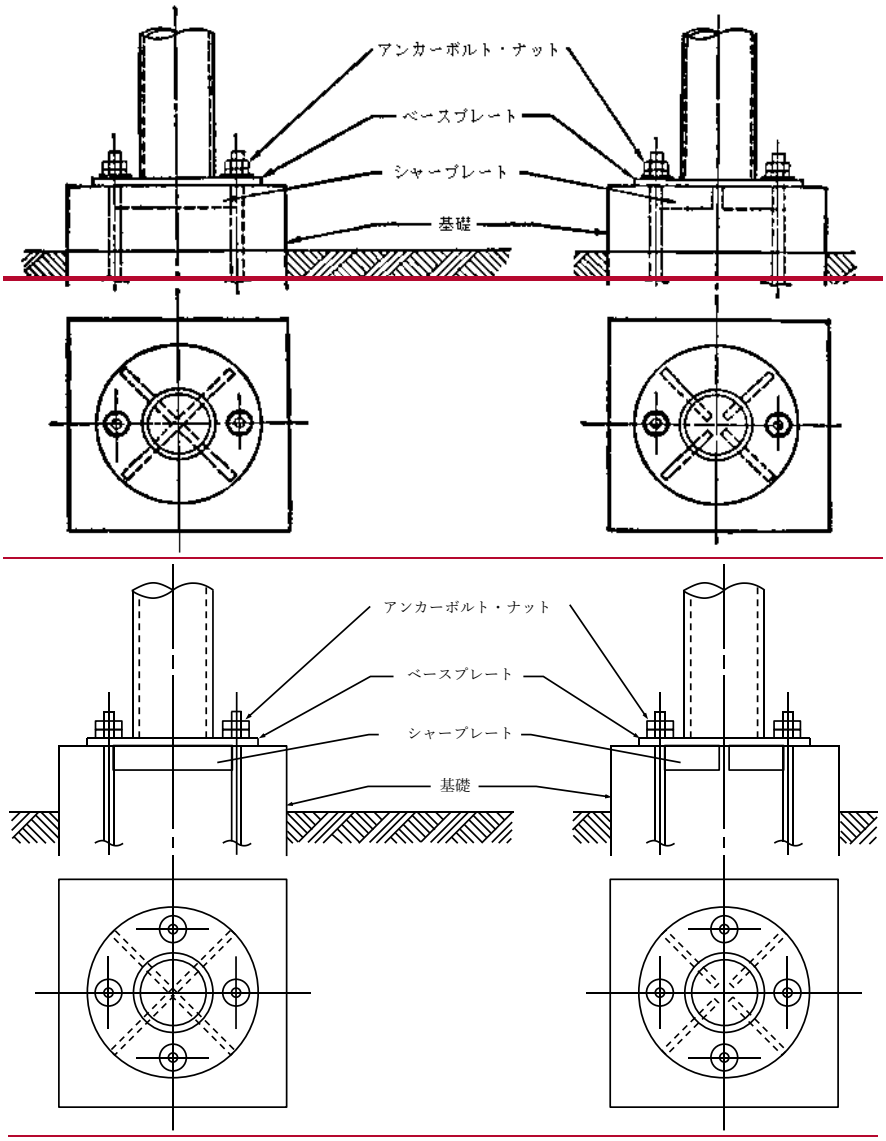
イ．滑り板は基礎に対し強固に固定され、かつ、架台を貯槽の前後方向に容易にスライドできる構造のものとする。この場合において滑り板は架台の底面より小さなものであってはならない。

ロ．滑り板（低温貯槽のものを除く。）の材料は、JIS G3101(~~1995~~2017)一般構造用圧延鋼材とし、厚さ 12ｍｍ又は 16ｍｍを標準とする。

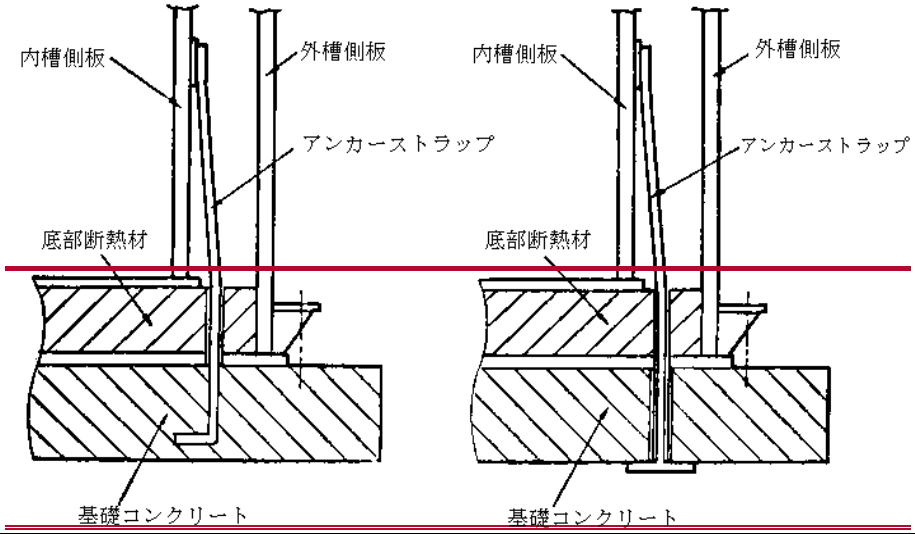
ハ．滑り板のスライド面にはそり、かえり等がないこと。

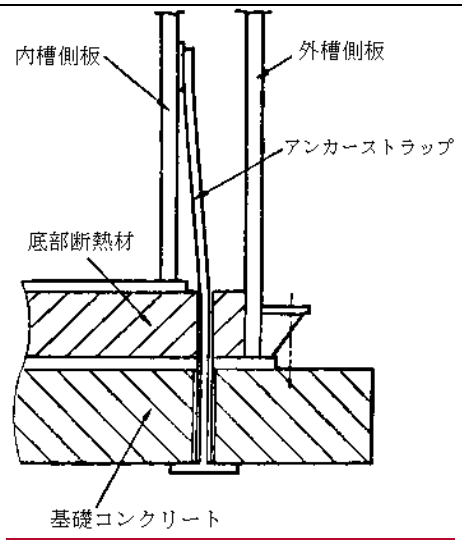


(6) 球形貯槽のアンカーボルトの取付けは、次の図に示す例により行う。



(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。





2.4　許容塑性率評価法の見直し

令和 2 年度調査研究において許容塑性率評価法の見直しの検討を行い、塑性化によるエネルギー吸収と等価な減衰を考慮する耐震性能スペクトル法を採用する方針とした。なお、耐震性能スペクトル法は非線形応答スペクトル法[注)]の一種であり、非線形応答スペクトル法は他分野において、設計に用いられている [1)~3)]。

耐震性能スペクトル法ではプッシュオーバー曲線（構造物全体系の荷重と変位の関係）が必要となる。プッシュオーバー曲線は FEM 解析等で求めることが可能であるが、通常の設計検査（特定設備検査、完成検査）に用いるためには、定式化またはプログラムのような画一的な手法である必要がある。

令和 3～5 年度事業（令和 3～5 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）では、球形貯槽（鋼管ブレース）、スカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース）のプッシュオーバー解析手法を構築し、プッシュオーバー解析手法をプログラム化した。また、球形貯槽（鋼管ブレース）については、FEM 解析結果とプログラムの計算結果を比較し、妥当性を検証した。

令和 6 年度調査研究においては、レグ支持塔のプッシュオーバー解析手法の構築及びプログラム化と、スカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース）のプログラムの妥当性検証を実施した。

[注)] 非線形応答スペクトル法

地震動に対する 1 自由度系の最大応答を、系の固有周期 T をパラメータとして地震応答解析により算定し、横軸に固有周期、縦軸に応答値をとって図示したものを応答スペクトルという。一般には、系が線形とした場合に求められる。しかし，レベル 2 地震動に対する構造物の耐震設計においては、地震時に構造物が非線形領域に入ることを許容せざるを得ない。こうした設計理念の表現に便利なように構造物の非線形応答を応答スペクトルとして表したものを総称して非線形応答スペクトルという。

1)　「構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用」、室野剛隆、佐藤勉、土木学会地震工学論文集（2007 年 8 月）

https://www.jstage.jst.go.jp/article/proee2005a/29/0/29_0_520/_pdf/-char/ja
2) 「所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について」、平尾潔、笹田修司、成行義文、沢田勉、川端茂樹、土木学会論文集 No525／I-33、pp.213-225、1995.10.
https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscej1984/1995/525/1995_525_213/_pdf/-char/ja
3) 「目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル」、家村浩和、三上卓、土木学会論文集 No.689／Ⅰ-57、pp.333-342、2001.10.
https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscej1984/2001/689/2001_689_333/_pdf

2.4.1 レグ支持塔のプッシュオーバー解析手法の構築とプログラム化

以下のとおり、レグ支持塔のプッシュオーバー解析手法を構築し、プログラムを作成した。（詳細は付録Ⅳ－1 のとおり）

1.1. This Booksでの処理手順

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にて順次 耐震性能解析を行う。

1.1.1 Books(Lv00_PovMain) : 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(Lv00_PovTov) : プッシュオーバ曲線(Pov)を算出する。
1.1.3 Books(Lv00_PovPlus) : プシュオーバ曲線によるレグ支持塔の耐震性能解析を行う。
1.1.4 Books(Lv00_PovGuide) :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. レグ支持塔のインプットデータ

1.2.1. 解析対象データ記号 iD = s03

1.2.2. 基本条件データ qDD(8,1)

重要度	*IpCode*	(-)	Ia
地域区分	*ArCode*	(-)	特A地区
地表水平加速度	*acch*	(m/s²)	10.00
地表鉛直加速度	*accv*	(m/s²)	3.00
応答スペクトル	*Sa*	(m/s²)	A4
許容塑性率	μ_{pa}	(-)	1.00
減衰定数(弾性)	*he*	(-)	0.030
γ値	*Gam*	(-)	0.2

1.2.3. 本体 sDD(10,1)

外径	sDo	(m)	2.218
内径	sDi	(m)	2.2
上部TL高さ	Ht	(m)	4.925
TL間長さ	sL	(m)	4.04
全質量 iD	sM	(kg)	1.6130.E+04
溶接効率	sEf	(-)	0.95
圧力	sPres	(N/m²)	-9.800.E+03
運転時温度	sTem	(℃)	50
殻材料(運転時)	sMat	(-)	SS400(dsgT)
殻材料（常温）	sMat	(m/s2)	SS400(rmT)

1.2.4. 支柱 cDD(6,1)

支柱配置円径	cDp	(m)	2.038
支柱外径	cDo	(m)	0.2619
支柱内径	cDi	(m)	0.2384
支柱長さ	cL	(m)	0.7050
支柱数	cN	(-)	3
支柱材質	cMat	(-)	SS400(rmT)

1.2.5. ベースプレート/支柱 pDD(3,1)

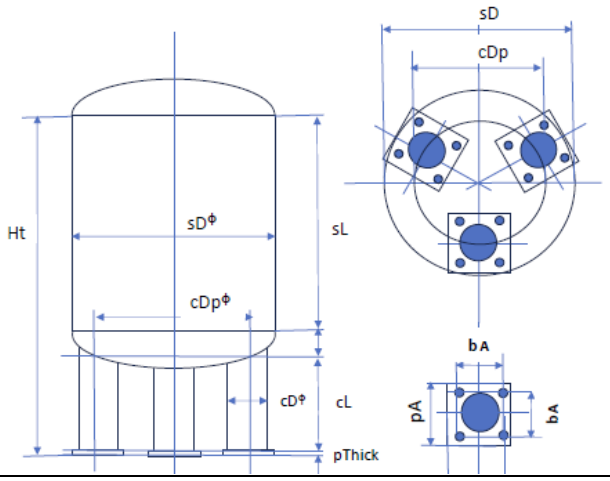
矩形辺長	pA	(m)	0.4
厚み	pThick	(m)	0.019
材質	pMat	(-)	SN400(rmT)

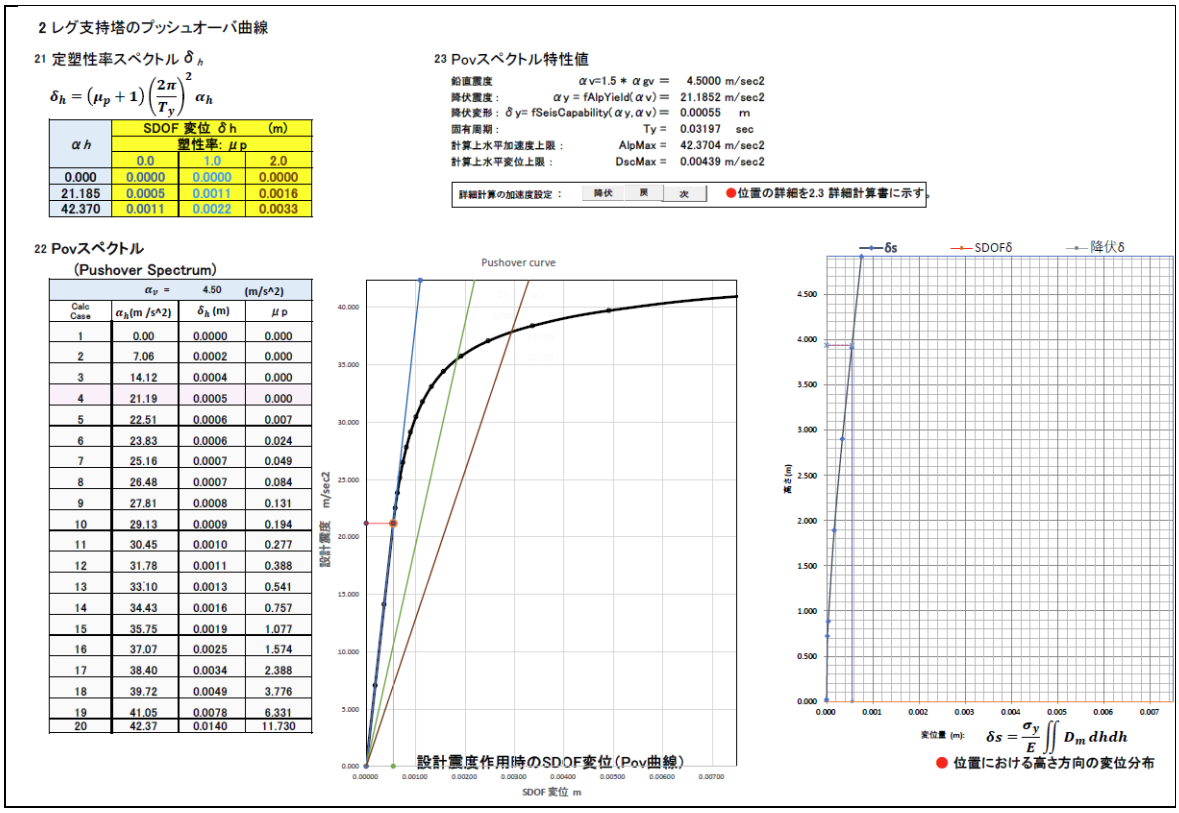
1.2.6. 基礎ボルト bDD(8,1)

呼称	bD	(-)	M24
ボルトサイズ	bM	(-)	0.024
有効径	bDe	(m)	0.021
軸径	bDo	(m)	0.024
長さ	bLen	(m)	0.5
配置間隔	bA	(m)	0.3
本数/支柱	bN	(-)	4
材質	bMat	(-)	SN400(rmT)

1.2.7. 材料データ

材料呼称 mID	縦弾性係数	降伏応力	許容応力
	E	ySig	aSig
名称	縦弾性係数	降伏応力	許容応力
mDD(13,4)	(N/m²)	(N/m²)	(N/m2)
default	1.900E+11	1.950E+08	1.755E+08
SB410(dsgT)	1.900E+11	1.950E+08	1.755E+08
SB410(rmT)	2.000E+11	2.000E+08	1.800E+08
SM400(dsgT)	2.060E+11	2.060E+08	2.000E+08
SM400(rmT)	2.000E+11	2.000E+08	1.800E+08
SS400(dsgT)	2.050E+11	2.060E+08	2.000E+08
SS400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
SN400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
STK400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
STK400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
mat-01	2.060E+11	0.000E+00	0.000E+00
mat-02	2.060E+11	0.000E+00	0.000E+00

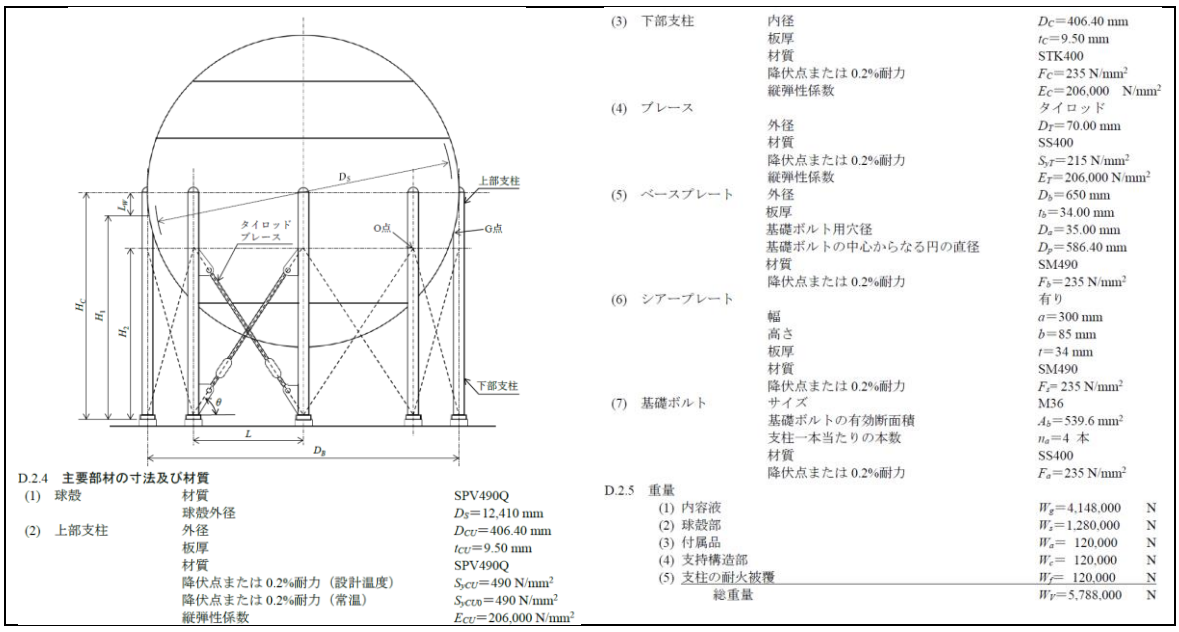




2.4.2　球形貯槽（タイロッドブレース）のプッシュオーバー解析プログラムの検証

令和 5 年度調査研究において構築、作成した球形貯槽（タイロッドブレース）のプッシュオーバー解析プログラムについて、FEM 解析により得られた荷重―変位曲線との比較を行い、作成したプログラムの妥当性を検証した。

妥当性に用いた球形貯槽（タイロッドブレース）の仕様は以下の通り。



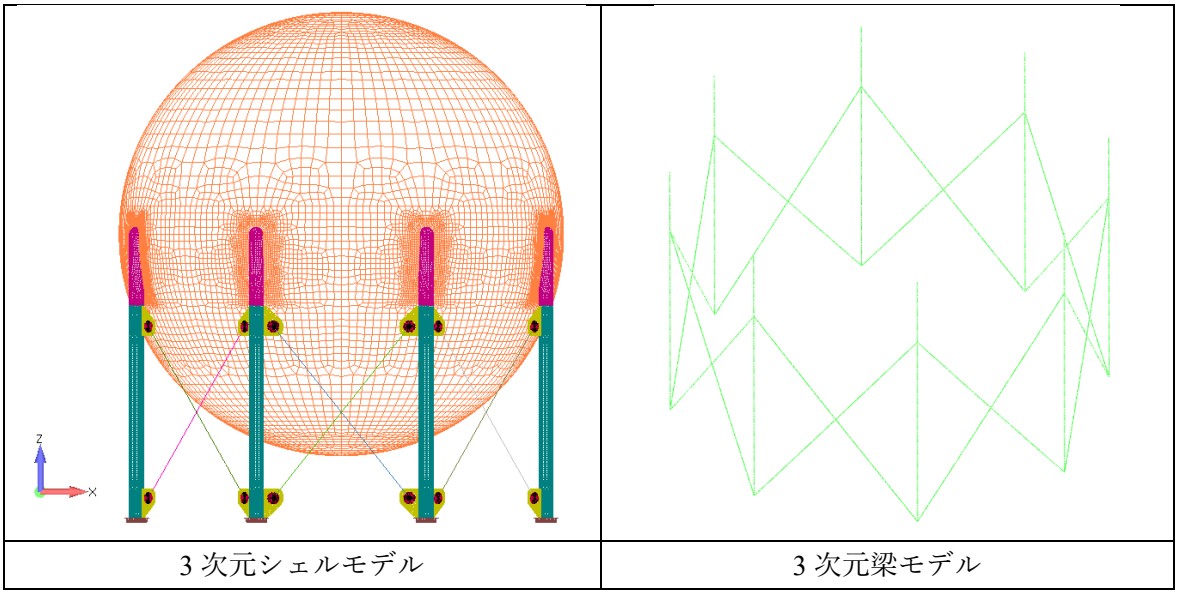
D.2.4　主要部材の寸法及び材質

(1) 球殻	材質	SPV490Q
	球殻外径	D_S=12,410 mm
(2) 上部支柱	外径	D_{CU}=406.40 mm
	板厚	t_{CU}=9.50 mm
	材質	SPV490Q
	降伏点または 0.2%耐力（設計温度）	S_{yCU}=490 N/mm²
	降伏点または 0.2%耐力（常温）	S_{yCU0}=490 N/mm²
	縦弾性係数	E_{CU}=206,000 N/mm²
(3) 下部支柱	内径	D_C=406.40 mm
	板厚	t_C=9.50 mm
	材質	STK400
	降伏点または 0.2%耐力	F_C=235 N/mm²
	縦弾性係数	E_C=206,000 N/mm²
(4) ブレース		タイロッド
	外径	D_T=70.00 mm
	材質	SS400
	降伏点または 0.2%耐力	S_{yT}=215 N/mm²
	縦弾性係数	E_T=206,000 N/mm²
(5) ベースプレート	外径	D_b=650 mm
	板厚	t_b=34.00 mm
	基礎ボルト用穴径	D_a=35.00 mm
	基礎ボルトの中心からなる円の直径	D_p=586.40 mm
	材質	SM490
	降伏点または 0.2%耐力	F_b=235 N/mm²
(6) シアープレート		有り
	幅	a=300 mm
	高さ	b=85 mm
	板厚	t=34 mm
	材質	SM490
	降伏点または 0.2%耐力	F_s= 235 N/mm²
(7) 基礎ボルト	サイズ	M36
	基礎ボルトの有効断面積	A_b=539.6 mm²
	支柱一本当たりの本数	n_a=4 本
	材質	SS400
	降伏点または 0.2%耐力	F_a=235 N/mm²

D.2.5　重量

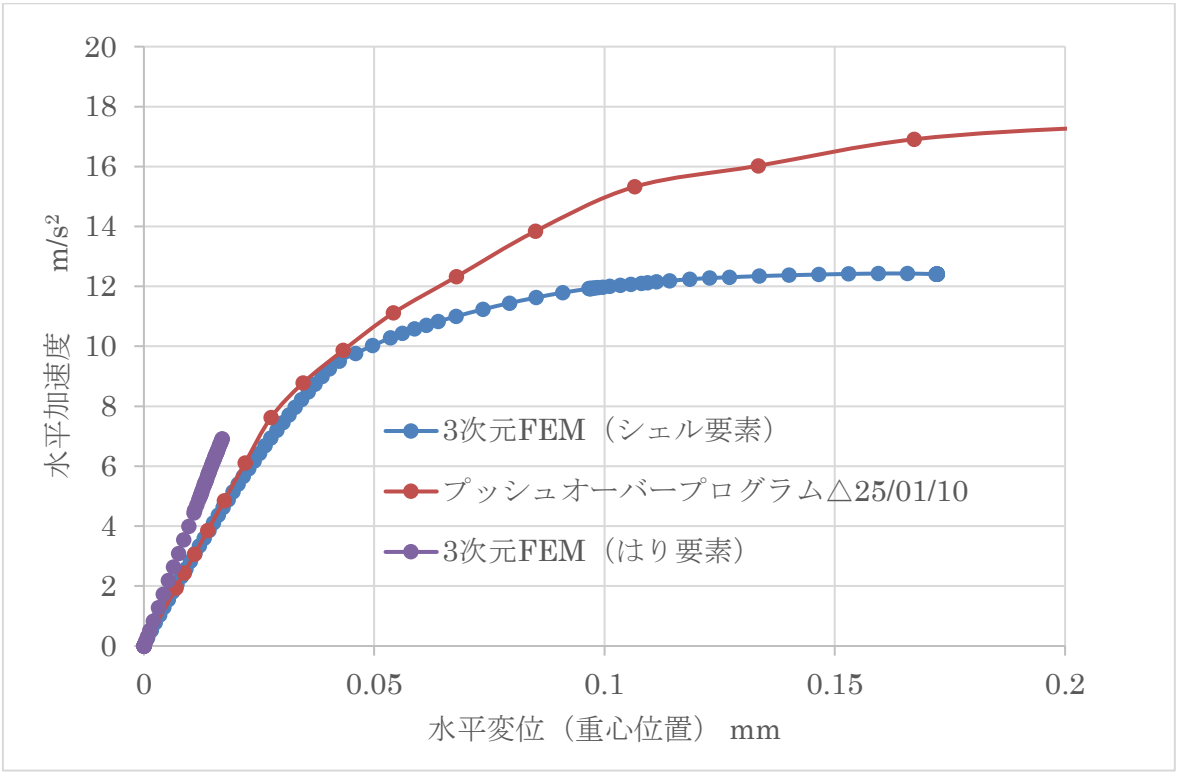
(1) 内容液	W_g=4,148,000	N
(2) 球殻部	W_s=1,280,000	N
(3) 付属品	W_a= 120,000	N
(4) 支持構造部	W_c= 120,000	N
(5) 支柱の耐火被覆	W_f= 120,000	N
総重量	W_T=5,788,000	N

FEM 解析に用いたモデルは以下のとおり、支柱と球殻を 3 次元シェル要素、ブレースを梁要素でモデル化した 3 次元シェルモデルと、支柱とブレースのみを梁要素でモデル化した 3 次元梁モデルを用いた。支柱下端を固定し、球殻に地震力を静的に作用させる静的弾塑性解析を実施した。



3 次元シェルモデル	3 次元梁モデル

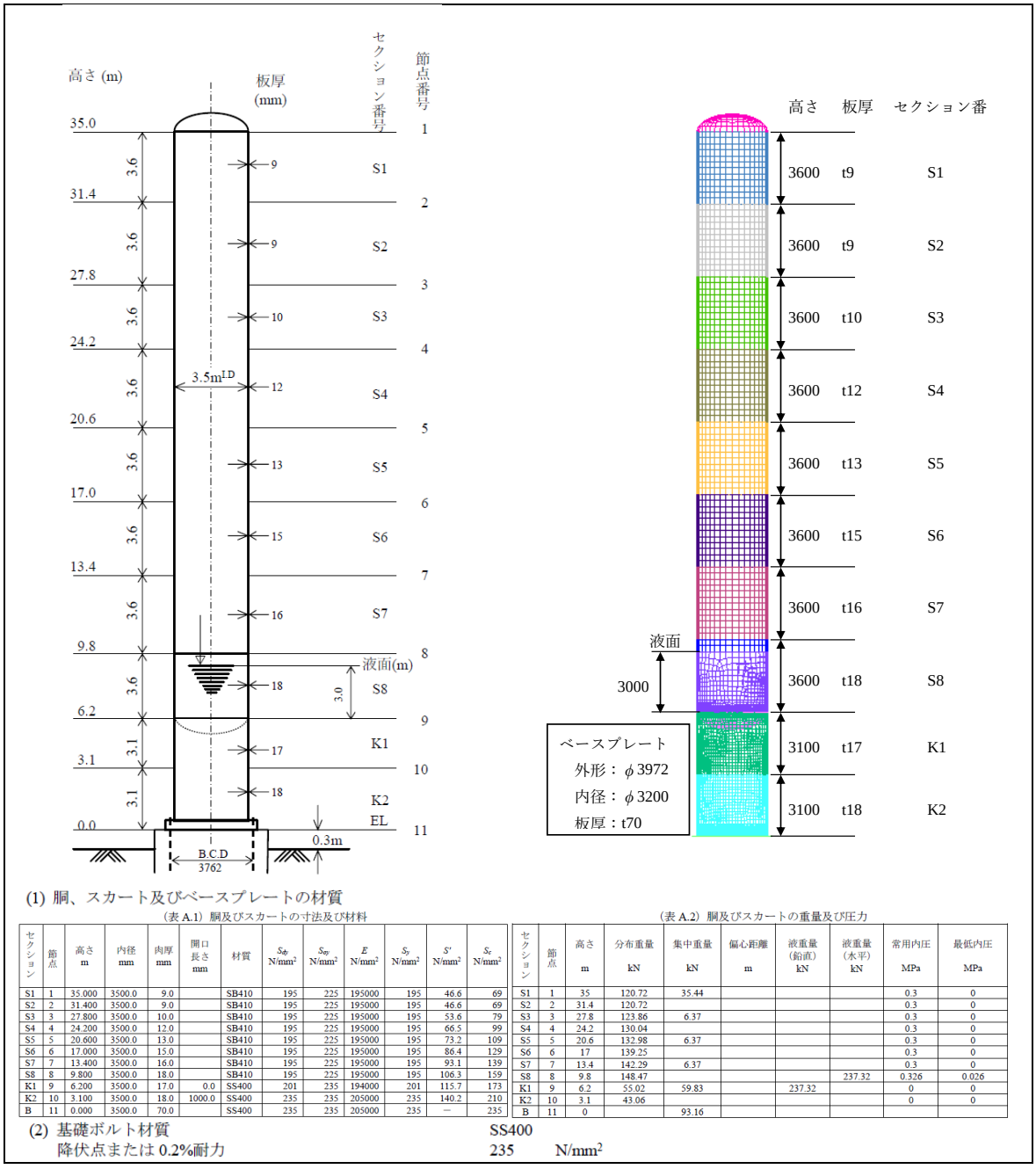
作成したプッシュオーバー解析プログラム及び FEM 解析により計算された荷重―変位曲線を以下に示す。両者はおおよそ一致しており、プッシュオーバー解析プログラムにより計算された荷重―変位曲線は概ね妥当であると考えられる。



2.4.3　スカート支持塔のプッシュオーバー解析プログラムの検証

令和 5 年度調査研究において構築、作成したスカート支持塔のプッシュオーバー解析プログラムについて、FEM 解析により得られた荷重―変位曲線との比較を行い、作成したプログラムの妥当性を検証した。

妥当性に用いたスカート支持塔の仕様、FEM 解析モデルは以下のとおり、全体を 3 次元シェル要素でモデル化したものを用いた。ベースプレート下端を固定し、塔にに地震力を静的に作用させる静的弾塑性解析を実施した。



(1) 胴、スカート及びベースプレートの材質

（表 A.1）胴及びスカートの寸法及び材料

セクション	節点	高さ m	内径 mm	肉厚 mm	開口長さ mm	材質	S_{dy} N/mm²	S_{sy} N/mm²	E N/mm²	S_y N/mm²	S' N/mm²	S_c N/mm²
S1	1	35.000	3500.0	9.0		SB410	195	225	195000	195	46.6	69
S2	2	31.400	3500.0	9.0		SB410	195	225	195000	195	46.6	69
S3	3	27.800	3500.0	10.0		SB410	195	225	195000	195	53.6	79
S4	4	24.200	3500.0	12.0		SB410	195	225	195000	195	66.5	99
S5	5	20.600	3500.0	13.0		SB410	195	225	195000	195	73.2	109
S6	6	17.000	3500.0	15.0		SB410	195	225	195000	195	86.4	129
S7	7	13.400	3500.0	16.0		SB410	195	225	195000	195	93.1	139
S8	8	9.800	3500.0	18.0		SB410	195	225	195000	195	106.3	159
K1	9	6.200	3500.0	17.0	0.0	SS400	201	235	194000	201	115.7	173
K2	10	3.100	3500.0	18.0	1000.0	SS400	235	235	205000	235	140.2	210
B	11	0.000	3500.0	70.0		SS400	235	235	205000	235	—	235

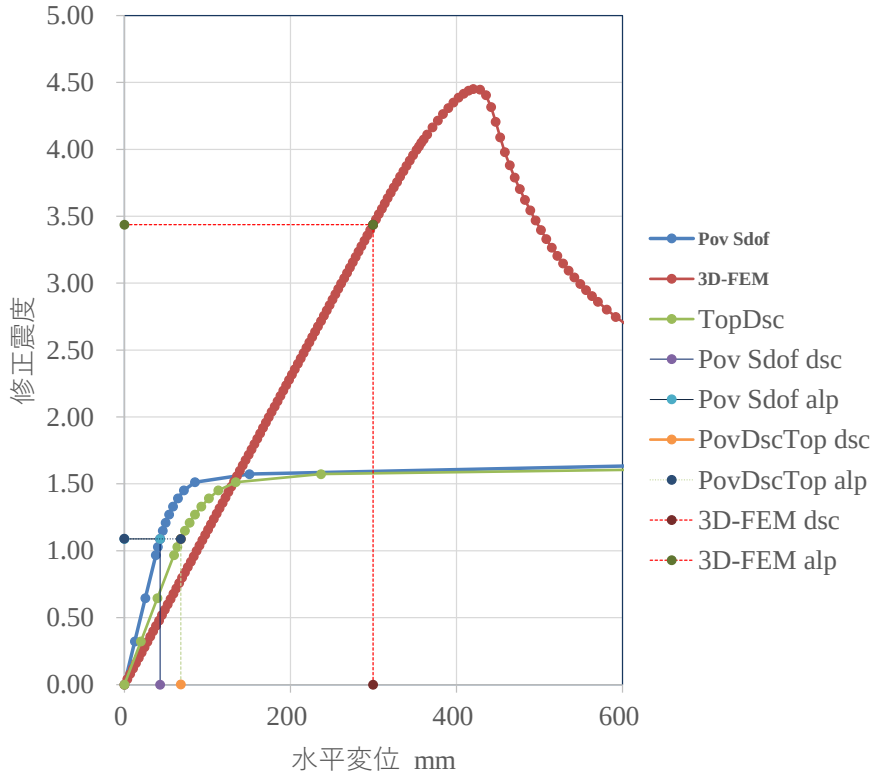
（表 A.2）胴及びスカートの重量及び圧力

セクション	節点	高さ m	分布重量 kN	集中重量 kN	偏心距離 m	液重量（鉛直） kN	液重量（水平） kN	常用内圧 MPa	最低内圧 MPa
S1	1	35	120.72	35.44				0.3	0
S2	2	31.4	120.72					0.3	0
S3	3	27.8	123.86	6.37				0.3	0
S4	4	24.2	130.04					0.3	0
S5	5	20.6	132.98	6.37				0.3	0
S6	6	17	139.25					0.3	0
S7	7	13.4	142.29	6.37				0.3	0
S8	8	9.8	148.47				237.32	0.326	0.026
K1	9	6.2	55.02	59.83		237.32		0	0
K2	10	3.1	43.06					0	0
B	11	0		93.16					

(2) 基礎ボルト材質　　SS400

降伏点または 0.2%耐力　　235　N/mm²

作成したプッシュオーバー解析プログラム及び FEM 解析により計算された荷重―変位曲線を以下に示す。プッシュオーバー解析プログラムによる計算結果は FEM 解析結果に比べて 1/3 の震度で降伏している。これは、FEM 解析は降伏を降伏点ベースで解析しているが、プッシュオーバー解析において降伏判定を許容応力によっておこなっており、圧縮座屈の許容応力は降伏点の 3～6 割程度となっていることによるものと考えられる。プッシュオーバー解析結果は安全側の評価となるため妥当であると考えられる。



2.5　平底円筒形貯槽の評価法の見直し

2.5.1　内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価

令和5年度調査研究の検討課題の「内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価」について、検討を実施した。具体的には、令和 5 年度調査研究の検討で用いた平底円筒形貯槽（内槽のみ）を基に、外槽、底部保冷剤、内外層間保冷剤を追加し、以下の条件でFEM解析を実施した。

- 解析コード：ABAQUS2021
- 解析対象：液化ガスが充てんされた平底円筒形貯槽（内槽、外槽、保冷剤をモデル化。ただし、保冷材は重量としてモデル化。）
- 解析プロシージャー：陰解法
- 材料特性：令和 5 年度調査研究と同様
- 荷重条件：令和 5 年度調査研究と同様
- 解析種別：固有値解析、静的弾塑性解析またはモード解析

1）解析モデル、解析条件

タンク内槽部はシェル要素でモデル化し、屋根、側面、底面の各層、及び、アニュラー部はそれぞれの板厚を定義した。全周のアンカーボルトは非線形梁要素（引張のみに効く）で基礎コンクリート部と接合した。図 1-1 にタンク内槽部、及び、アンカー部を示し、図 1-2、図 1-3 にモデル全体図を示す。

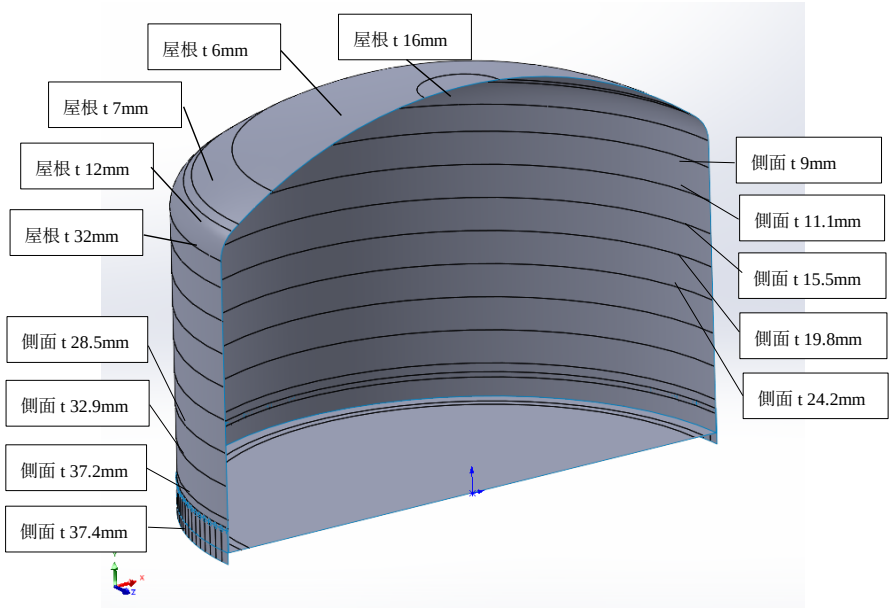


図 1-1 タンク内槽部、及び、アンカー部 モデル

タンク外槽部はシェル要素で、底部保冷パーライトコンクリート部、及び、基礎コンクリート部はソリッド要素でモデル化した。タンク外槽の底部フランジ面は、PCD60.6m、80 カ所のアンカーボルト位置で基礎コンクリートと結合した。

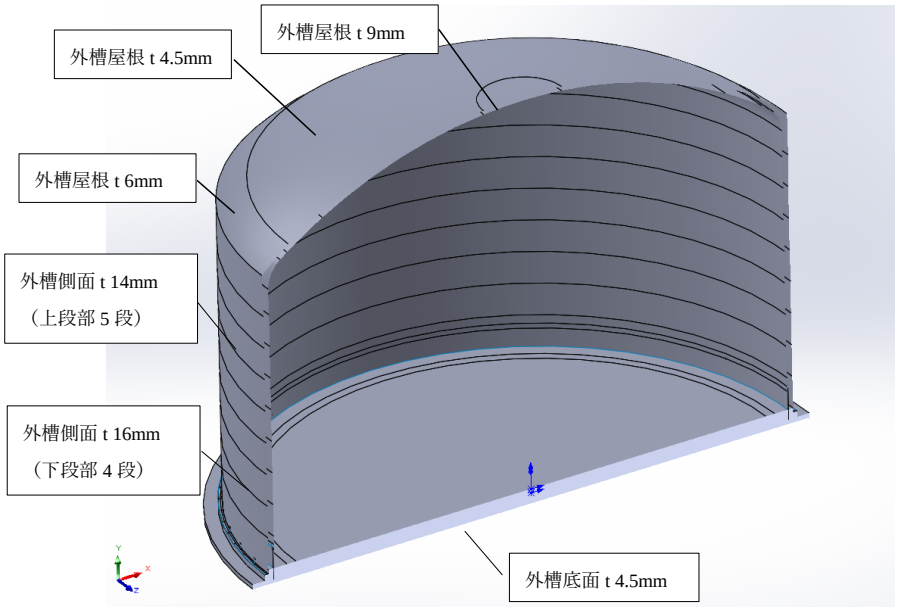


図 1-2 全体モデル（外槽タンク,内槽タンク,底部保冷部材,基礎コンクリートを含む）

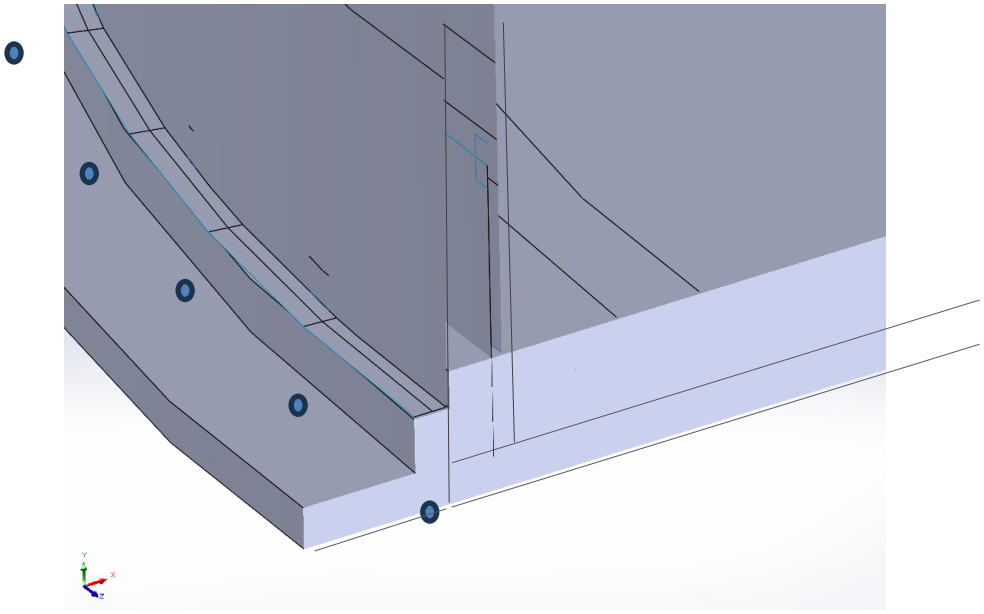


図 1-3 全体モデル 底部詳細図

・外槽タンク仕様

内径 60.3m、高さ 43.8m、側面高さ（角部までの高さ）33m

重量：底面 135ton、側面（スティフナー含む）800ton、屋根（屋根骨含む）350ton

（それぞれの面に、モデル部材重量を除いた重量を付加マスとして設定）

・保冷材重量：屋根部 160ton、側面部 290ton

（保冷材重量は、内槽タンク面と外槽タンク面に 1/2 ずつ設定する）

・内槽タンク底部保冷材パーライト

外径 60.3m、厚さ 0.45m

ヤング率：1.0GPa、ポアソン比 0.2、密度 638kg/m3、（底部保冷材重量 820ton）

・内槽直下部軽量コンクリート

ドーナツ形状 幅 0.6m×深さ 0.20m）

ヤング率：20.0GPa、ポアソン比 0.2、密度 1900kg/m3

図 1-4 に、全体のメッシュ分割図を示す。左図は外槽タンクのメッシュ図を示し、メッシュサイズ 400mm とした。右図は内槽タンクのメッシュ図を示し、メッシュサイズ 300mm とした。

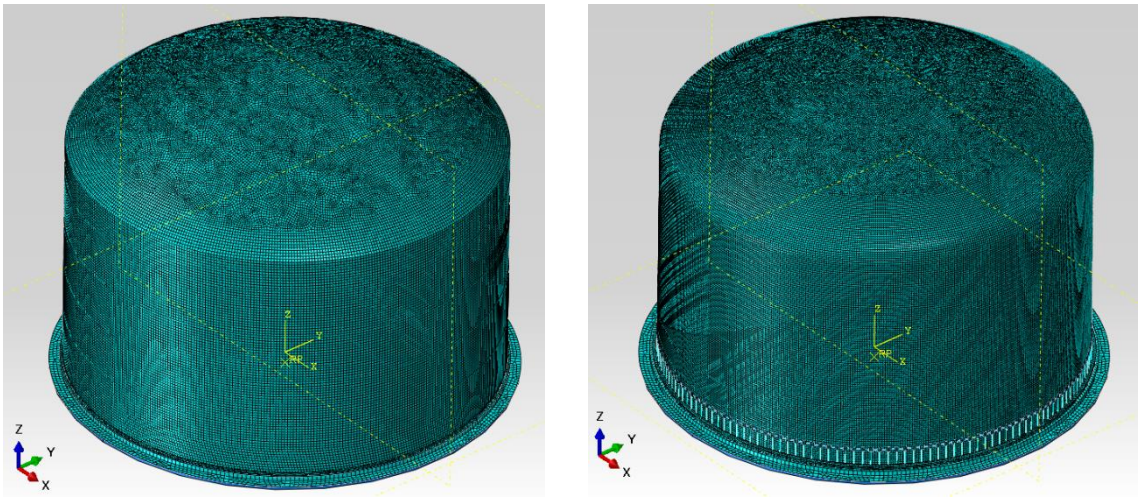


図 1-4 メッシュ分割（左図：外槽タンク、右図：内槽タンク）

図 1-5 に、タンク底部のメッシュ分割図を示す。左図は全体モデルの拡大図、右図は外槽タンクを非表示にしている。底部保冷材は厚み方向 4 分割とした。

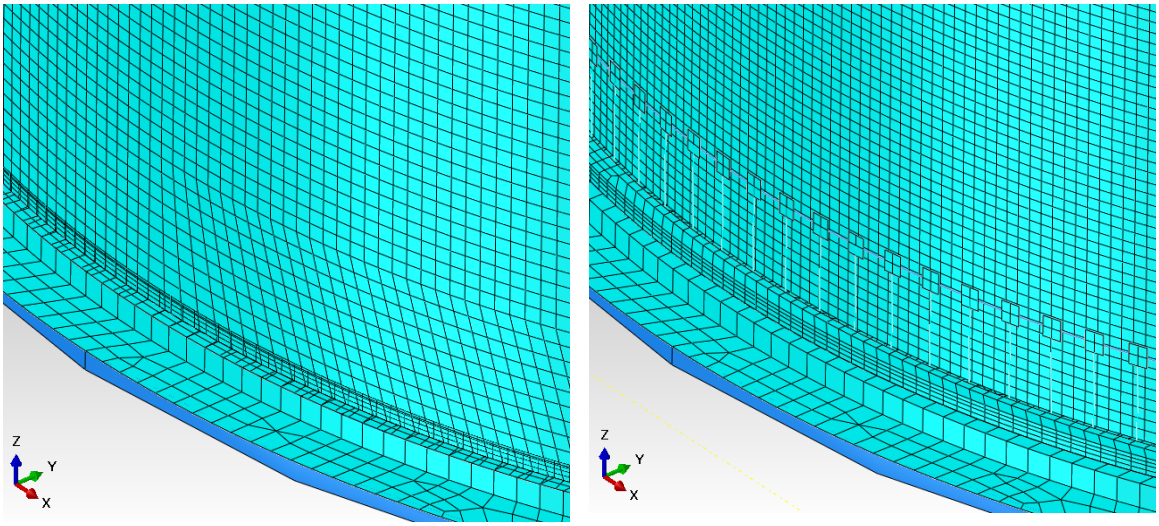


図 1-5 タンク下部メッシュ分割（拡大図）

２）固有値解析の実施

上記全体解析モデルに対して、外槽タンク、底部保冷材、基礎コンクリート部のみモデル化し、材料は線形弾性体、接触定義はなし、荷重状態は自重のみ作用させた固有値解析を行った。外槽タンク屋根部の上下モードが 8.15Hz で生じ、屋根部および側面の水平モードが 8.81Hz で生じています。外槽タンクの刺激係数の大きい順に 1~3 次の固有振動モードを図 2-1、図 2-2 に示す。

抽出したモードの刺激係数は、以下となっている。その他のモードおよび方向は、非常に小さい値となっている。

1 次モード　Z 方向 19.11（モード寄与率 100%）

2 次モード　X 方向 15.73（モード寄与率 37.2%）、Y 方向 20.43（モード寄与率 62.6%）

3 次モード　X 方向 20.39（モード寄与率 62.4%）、Y 方向 15.77（モード寄与率 37.3%）

（参考）外槽タンクのみのモデルで、外槽タンク底面固定での固有値解析も実施したが、1 次モードは同じで、2 次 3 次モードの固有振動数が 0.05Hz 程度高くなる結果となった。

内槽タンクの固有値については、内部流体の付加マス効果が生じる。（昨年度報告書（「Abaqus による平底円筒形貯槽スロッシング解析報告書」R5.1.31）を参照）

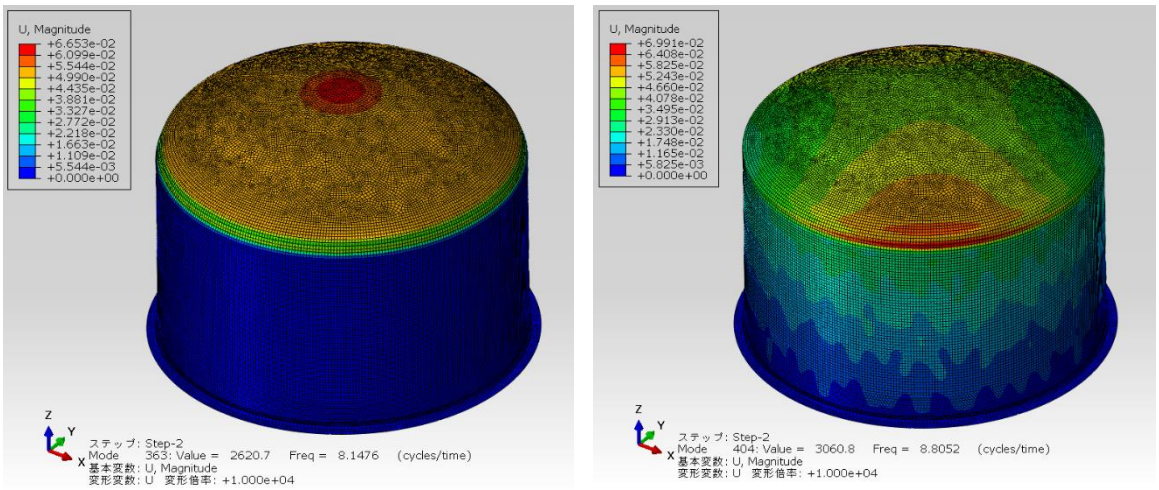


図 2-1　外槽タンク固有振動 1 次モード（8.15Hz)、2 次モード（8.81Hz）

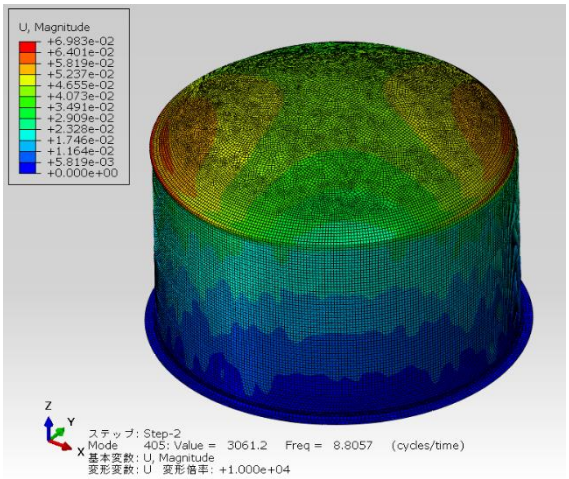


図 2-2　外槽タンク固有振動 3 次モード（8.81Hz）

3）タンク弾塑性材料物性

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.3-1）を使用した。入力データは真応力-真ひずみ値（Fig.3-2）にして定義し、降伏点は 325MP となっている。

その他重量分については、内槽タンク屋根部分（体積 38.193m3）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）を定義した。また、内槽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た。

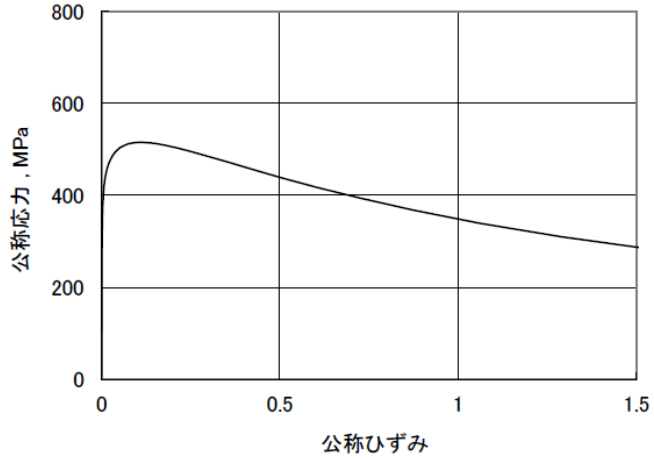


Fig.3-1　SLA325 材　公称応力-公称ひずみ線図（Ramberg-Osgood 関係式）

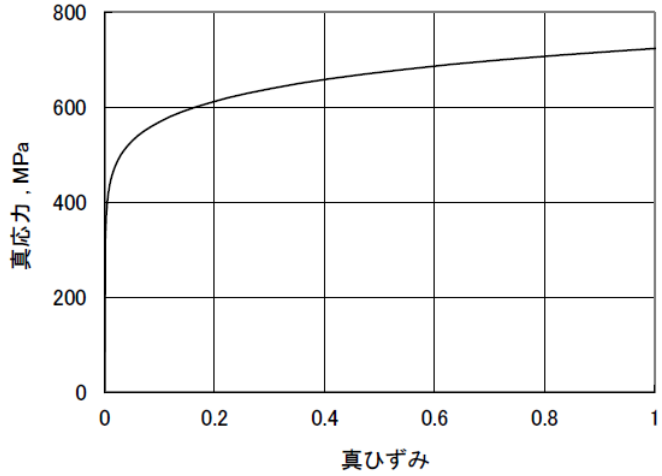


Fig.3-2　SLA325 材、真応力-真ひずみ線図

４）静的大変形弾塑性解析の解析条件、荷重条件

タンク鋼材の材料は弾塑性材料、その他の材料は弾性材料、タンク底面と底部保冷部材間は接触を定義（摩擦係数は 0.65 を想定）した。水平地震耐力値までの挙動を静的大変形弾塑性解析により計算した。手法は Riks 法による弧長増分解析を使用した。

外槽タンクには、地震時荷重として図 4-1 に示す水平加速度を定義した。タンク底面で 0.48m/s^2、タンク側面高さ（角部）及び屋根部は 0.98m/s^2 の値となる。

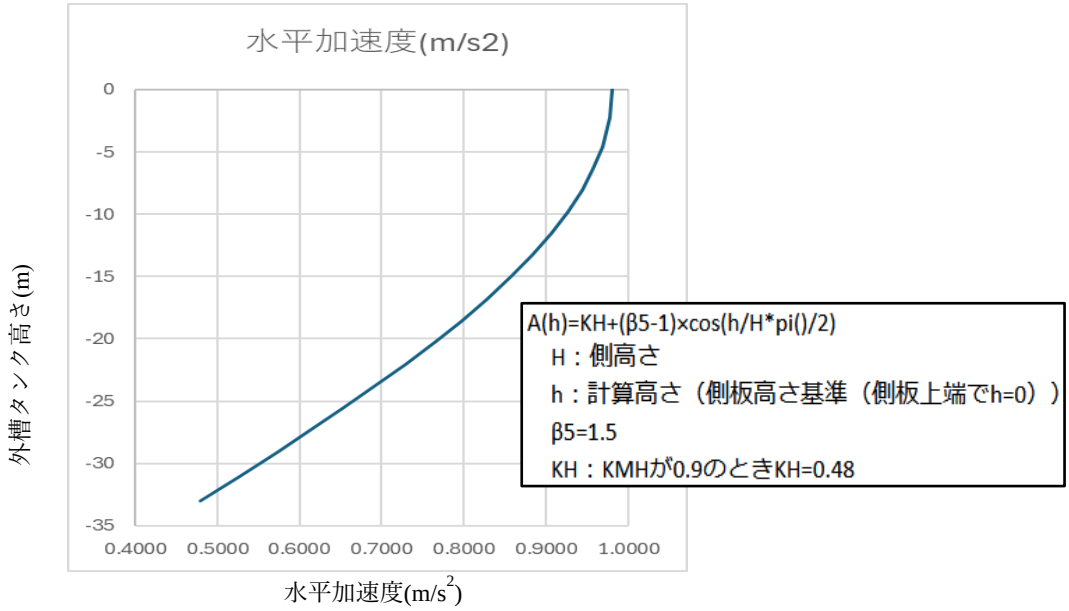


図 4-1　外槽タンク水平加速度

内槽タンクには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した。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た。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。

・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.4-2 の様に分布させた。

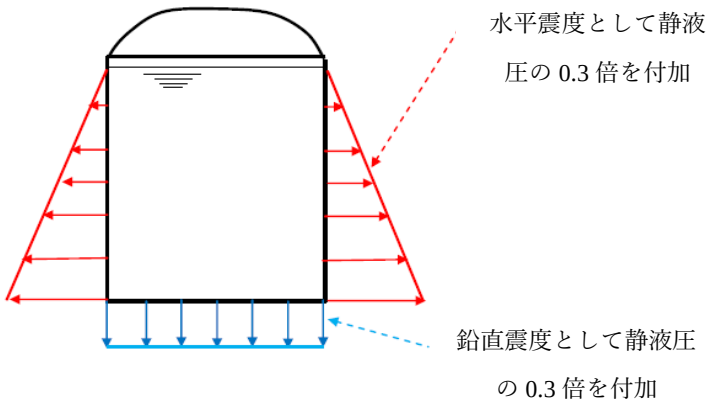
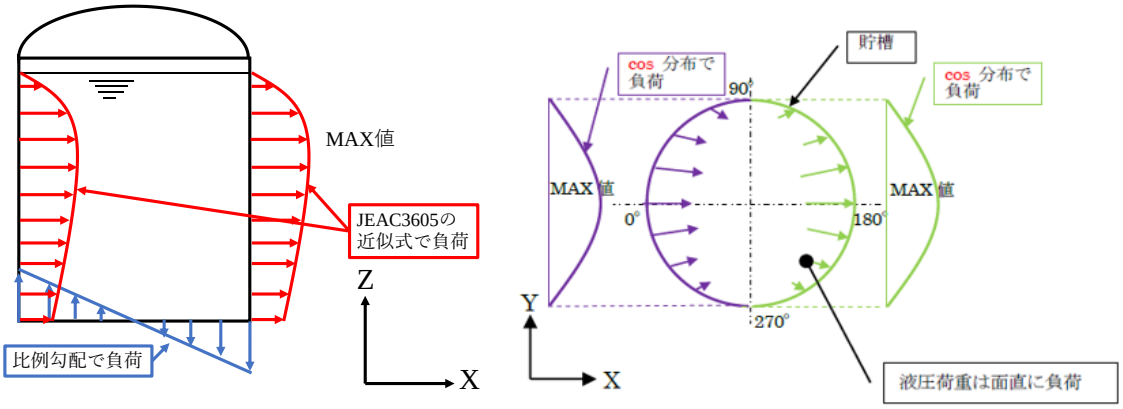


Fig.4-2　静液圧分布

・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.4-3 様にタンク側面に定義した。Y 方向の分布は Fig.3-3 の様に COS 分布で与えた。タンク底面については、線形分布として定義した。

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）となる。また、動液圧付加分として、Fig.4-2 に示すように静水圧分布の 0.3 倍を増分的に付加した。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）を行った。



JEAC 3605-2009（電気技術規定火力編 火力発電所の耐震設計規定）に準じた算出方法を Fig.4-5 に示す。

平底円筒形貯槽内の動液圧

水平方向地震力による側板に作用する動液圧 Ph は、

$$Ph = Ph_0 + Ph_1$$

$$Ph_0 = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{0i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\frac{K_{MH}}{\beta_5} \quad [\mathrm{MPa}]$$

$$Ph_1 = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{1i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\left(1-\frac{1}{\beta_5}\right)K_{MH} \quad [\mathrm{MPa}]$$

ここで、

ρ	：貯蔵する液化ガスの比重
H	：最高液面高さ [m]
Z	：底板からの高さ [m]
K_{MH}	：設計修正水平震度
Z	：底板からの高さ [m]
β_5	：平底円筒形貯槽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

Fig.4-5　JEAC 3605-2009 に準じた動液圧の算定方法

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.4-6 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.4-6　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.4-7 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

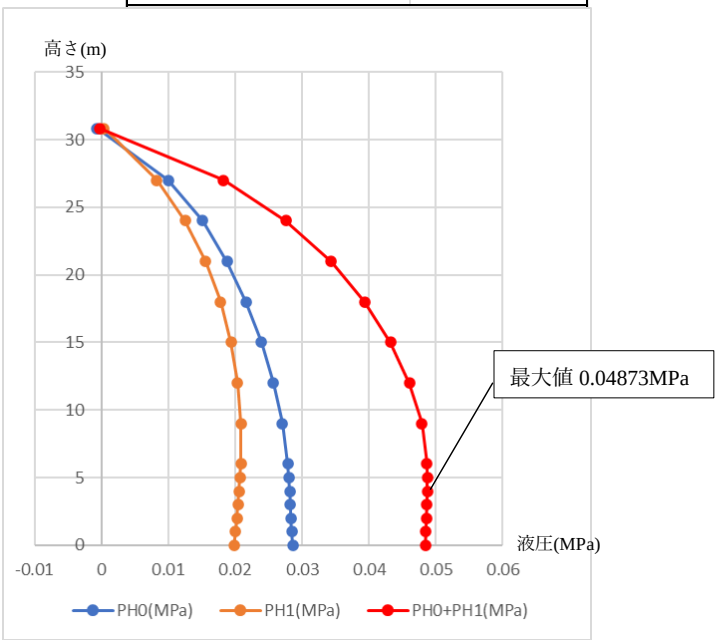


Fig.4-7 高さ方向の動液圧分布

5）地震荷重における静的大変形弾塑性解析の結果

Fig.5-1 に内槽タンク運転状態(静液圧荷重時)のタンクの変位分布図、及び、応力分布図を示します。弾性範囲内の応答となっている。

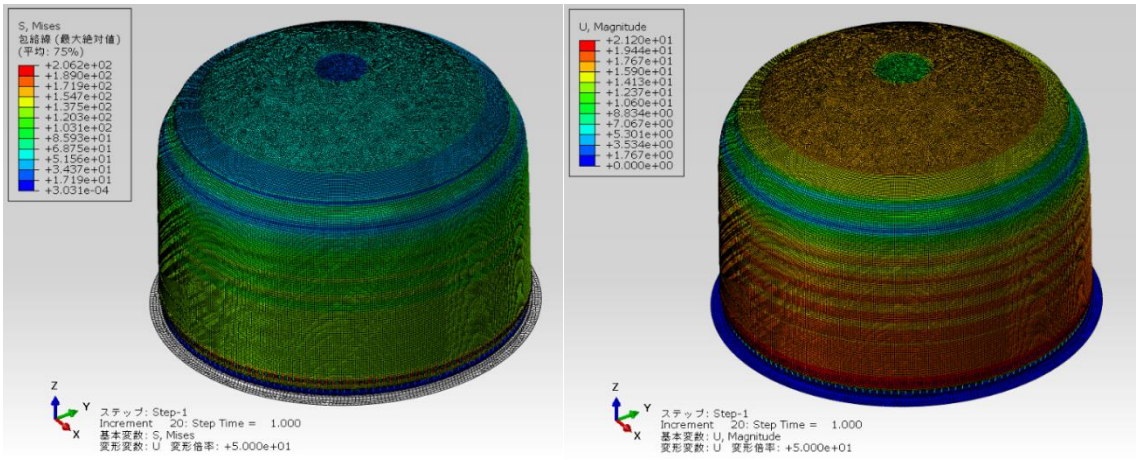


Fig.5-1 内槽タンク運転状態(静液圧荷重時)の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 21.2mm、最大応力値 206.2MPa）変形スケール 50 倍

Fig.5-2 に内槽タンク設計水平震度時(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（タンク鋼材の初期降伏値 325MPa）の応答となっている。また、水平方向最大変位量は 48.3mm となっている。

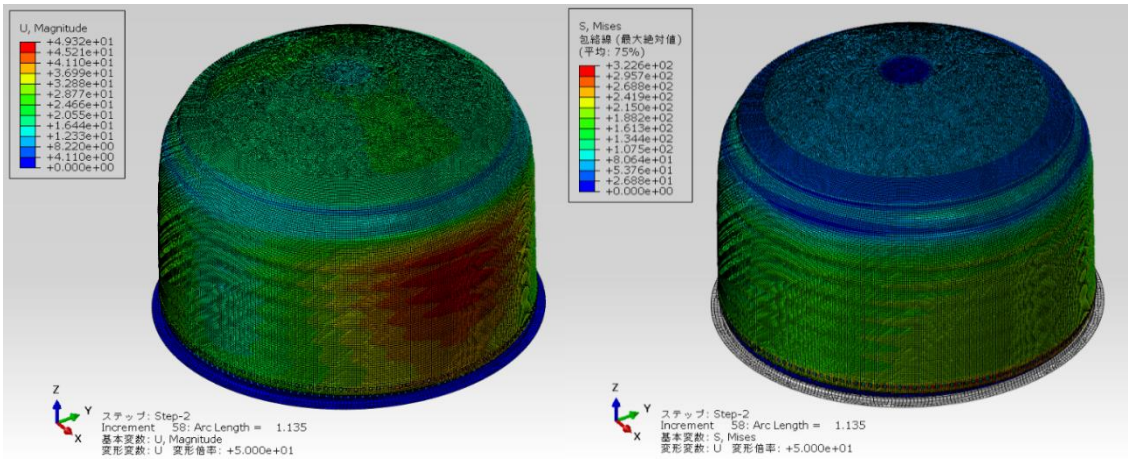


Fig.5-2 内槽タンク設計水平震度時(静液圧＋動液圧荷重時)の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 49.3mm、最大応力値 322.6MPa）変形スケール 50 倍

Fig.5-3 に内槽タンク限界時水平震度時(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 2.126 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。また、X 方向最大変位量は 80.7mm となっている。

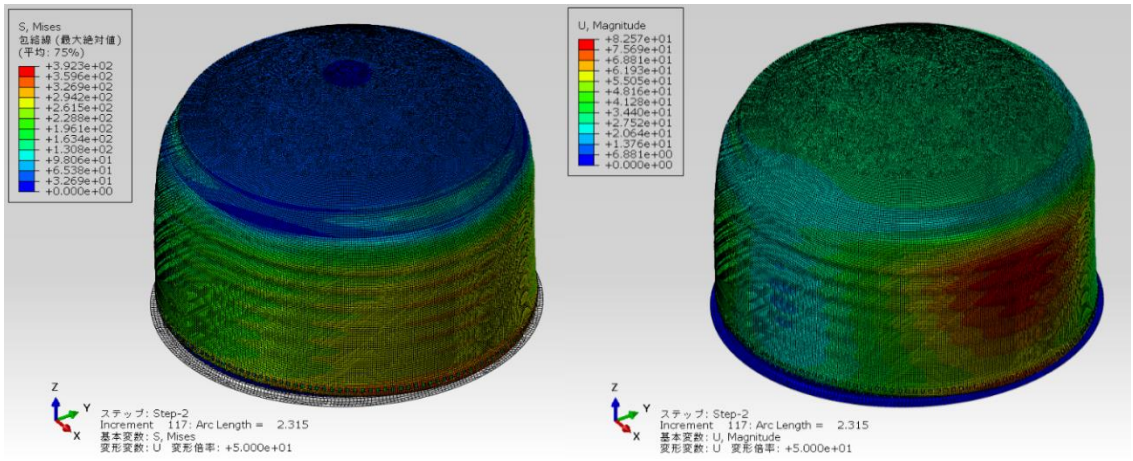


Fig.5-3 内槽タンク限界時水平震度時(静液圧＋動液圧荷重時)の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 82.6mm、最大応力値 392.3MPa）変形スケール 50 倍

Fig.5-4 に内槽タンク設計水平震度時の塑性ひずみ図を示す。設計水平震度においてもアンカー取付部で局所的な塑性ひずみが僅かに生じている。

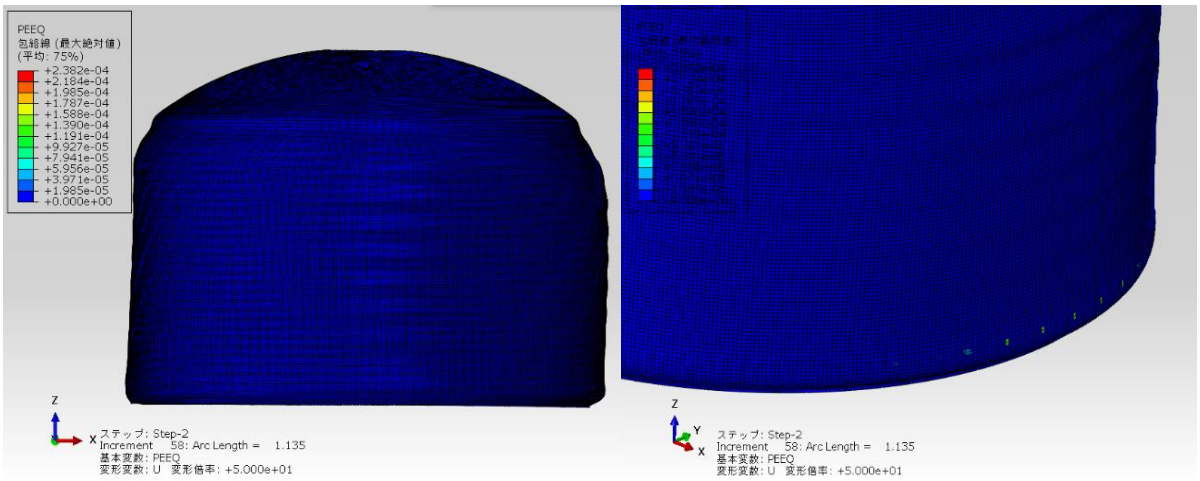


Fig.5-4 内槽タンク塑性ひずみ分布図
（設計水平震度時塑性ひずみ 0.0238 %）変形スケール 50 倍

Fig.5-5 に内槽タンク限界時水平震度時の塑性ひずみ図を示す。限界時水平震度では、正圧を受ける側で、タンク側面の波打ち（側板の板厚変更に伴う不連続な変形)、および、下部での象足変形が大きく出ていて、塑性ひずみが下部に広がっている。

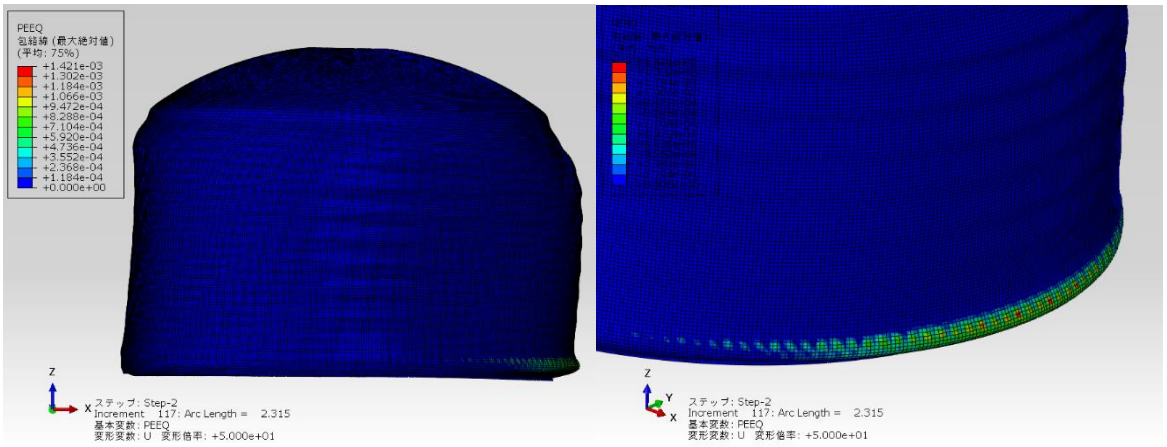


Fig.5-5 内槽タンク塑性ひずみ分布図
（限界時水平震度時 0.1421 %）変形スケール 50 倍

Fig.5-6 に外槽タンクレベル 2 設計水平震度(K_H＝0.48、屋根部水平加速度 0.98m/s^2)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。水平方向最大変位量は 3.14mm となっている。

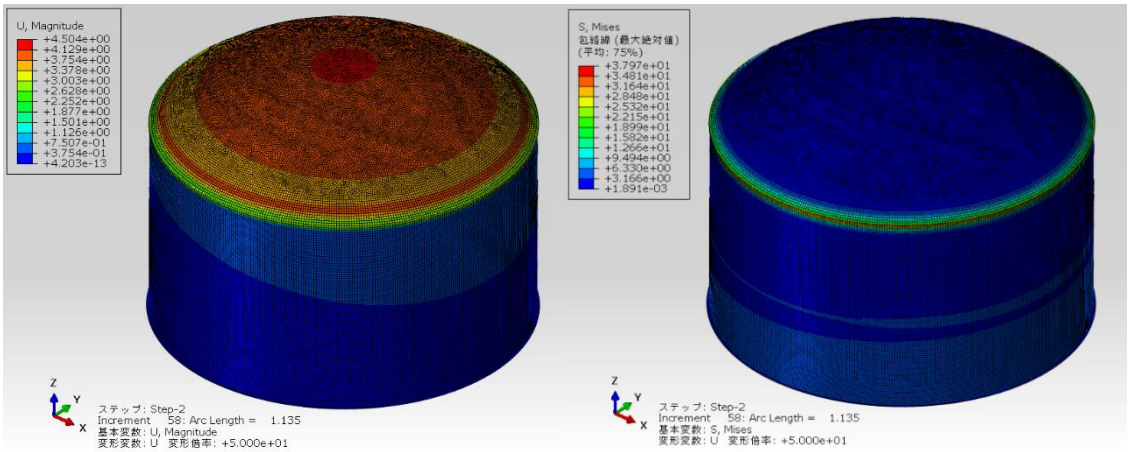


Fig.5-6 外槽タンクレベル 2 設計水平震度時の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 4.50mm、最大応力 37.9MPa）変形スケール 50 倍

Fig.5-7 に外槽タンク限界時水平震度時の変位分布図、及び、応力分布図を示す。弾性範囲内の応答となっている。水平方向最大変位量は 3.27mm となっている。屋根部の重量による変形、応力が主であり、水平地震力の影響は小さいといえる。

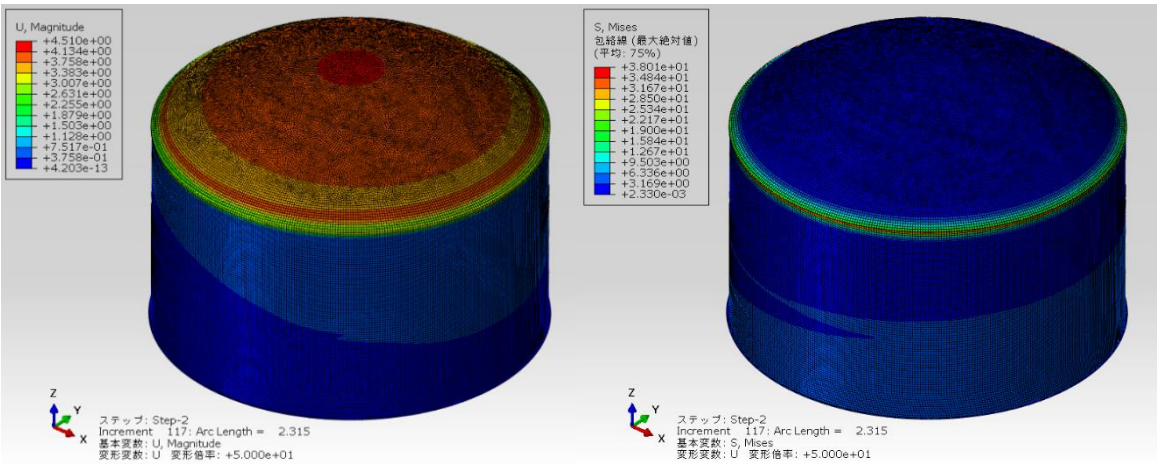


Fig.5-7 外槽タンク限界水平震度時の変形図、及び、応力分布図
（最大変位量 4.51mm、最大応力 38.0MPa）変形スケール 50 倍

Fig.5-8 に限界時水平震度時(静液圧＋動液圧荷重時、K_{MH} の 2.126 倍)の内槽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。

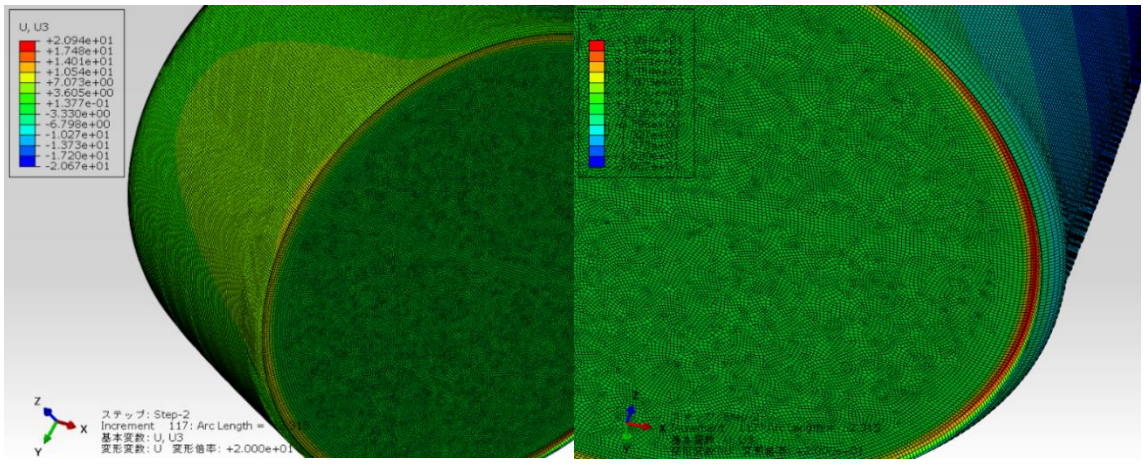


Fig.5-8 内槽タンク限界時水平震度の水平変形図、及び、鉛直変位分布図
（左下端 浮き上がり量 8.6mm、右下端 浮き上がり量 20.9mm）
変形スケール 20 倍

Fig.5-9 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、限界時水平震度時ではアンカーストラップも弾性域を超えている。弾性域を超えるタイミングとしては、荷重係数 1.74 倍のレベルとなっている。

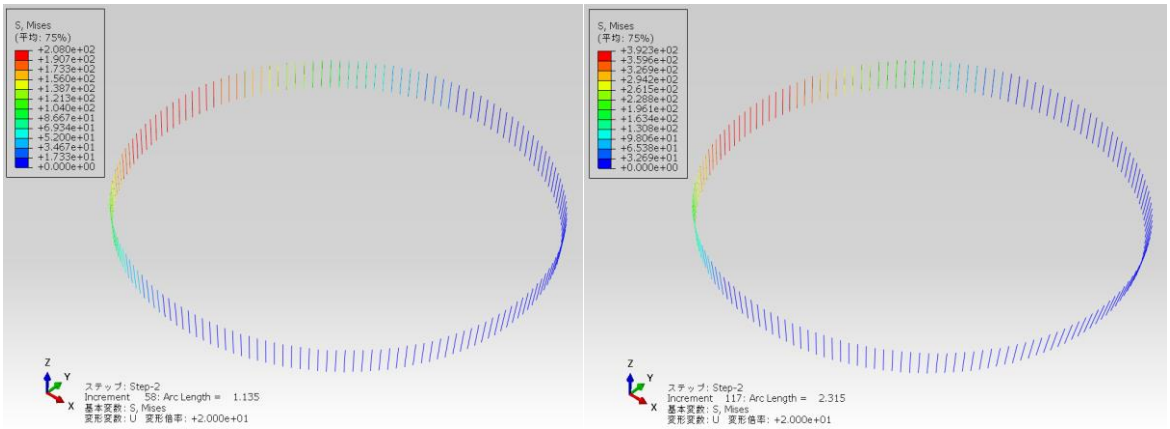


Fig.5-9 設計震度時、及び、限界時水平震度の軸方向応力分布図

（最大値 設計震度時 208.0MPa、限界震度時 392.3MPa） 変形スケール 20 倍

Fig.5-10 にタンク底部保冷パーライトコンクリート材の設計水平震度時、及び、限界水平震度時の圧縮応力図を示す。屋根・床断熱用に使われるパーライトコンクリートの圧縮強度は 4.9MPa 程度以上はあると思われる（「太平洋パーライト製品パンフレット」太平洋マテリアル株式会社)。

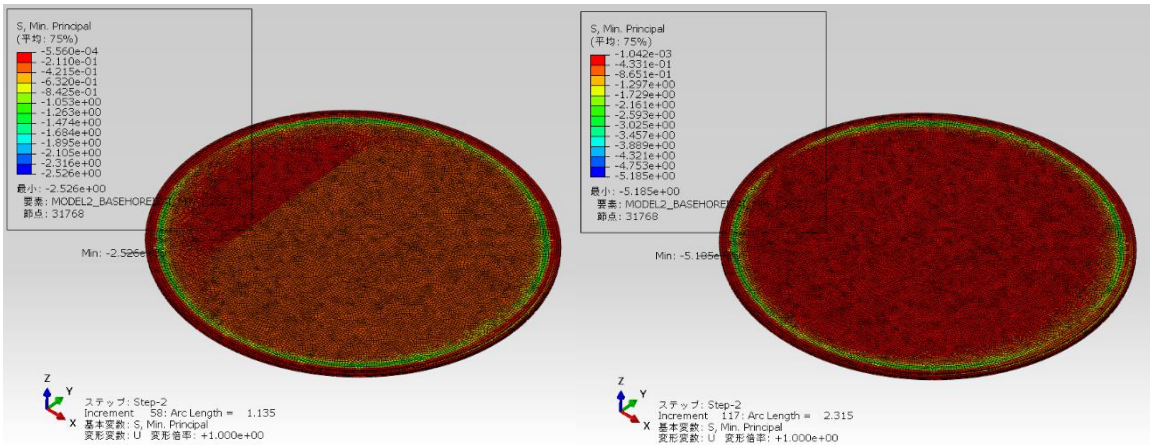


Fig.5-10 タンク底部保冷パーライトコンクリート材の圧縮応力分布図

（設計震度時 2.53MPa、限界震度時 5.19MPa） 変形スケール 20 倍

Fig.5-11 にタンク底部軽量コンクリート材の設計水平震度時、及び、限界水平震度時の圧縮応力図を示す。屋根・床断熱用に使われる軽量コンクリートの圧縮強度は標準 24MPa 程度以上と思われる。

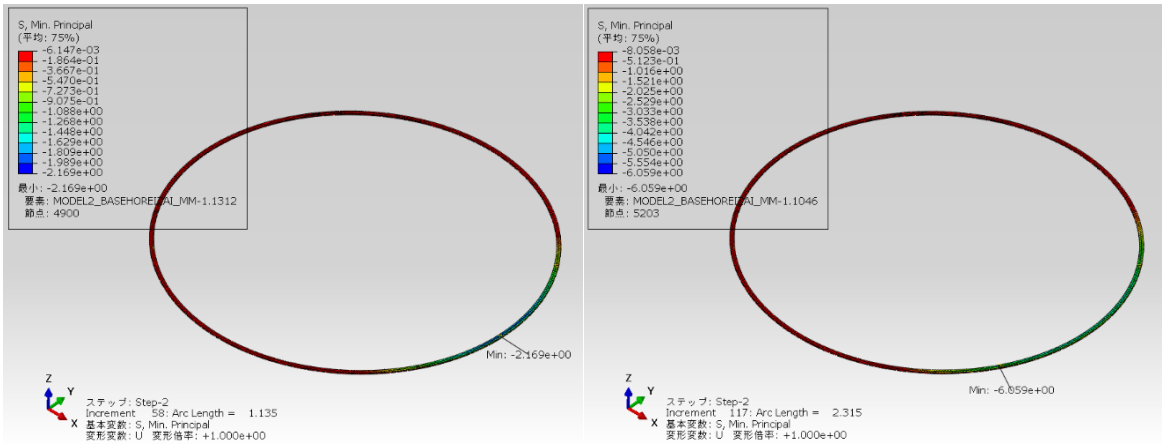


Fig.5-11 タンク底部軽量コンクリート材の圧縮応力分布図

（設計震度時 2.17MPa、限界震度時 6.06MPa） 変形スケール 20 倍

Fig.5-12 に水平変位出力位置を示す。

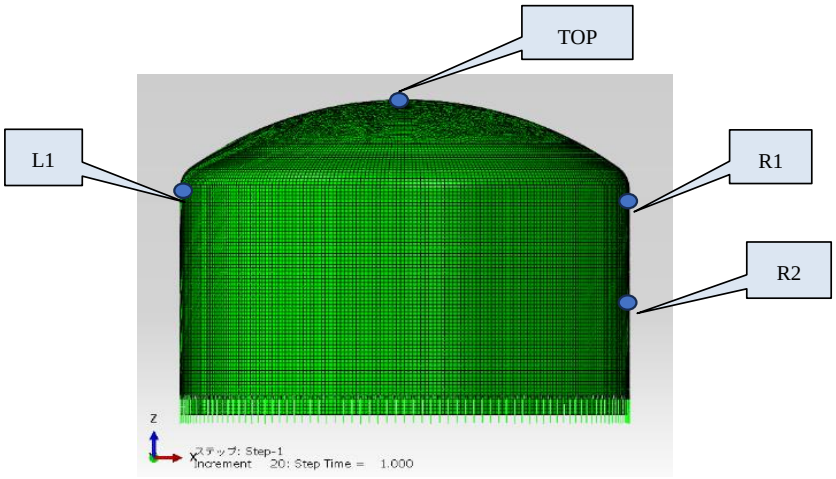


Fig.5-12 水平変位出力位置（内槽タンク）

Fig.5-13~Fig.5-16 に各点の水平変位（内圧、静液圧等による初期変位を含む）と水平地震力グラフを示す。

ArcLength2.315（荷重係数で 2.126 倍）で、最大反力値 1.844×10^{8} N を示す。

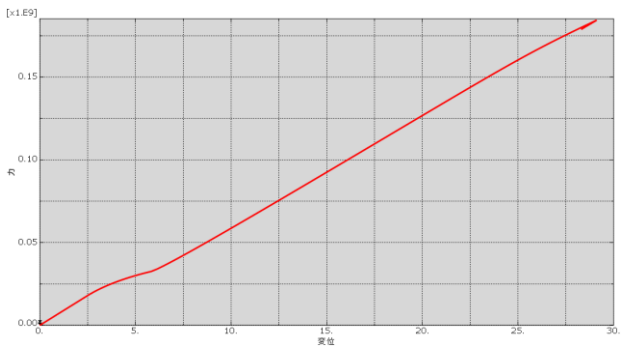


Fig.5-13 TOP 水平変位(最大変位 29.1mm) vs 水平地震力(最大反力 1.844×10^{8}N)

（注）水平変位には、内圧、静液圧等による初期変位を含む。

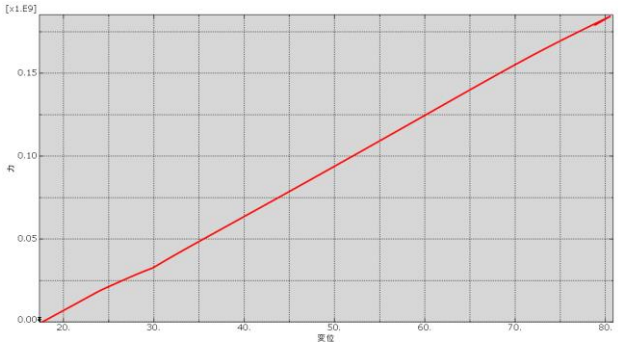


Fig.5-14　R1 水平変位(最大変位 80.5mm) vs 水平地震力(最大反力 1.844×10^8N)

（注）水平変位には、内圧、静液圧等による初期変位を含む。

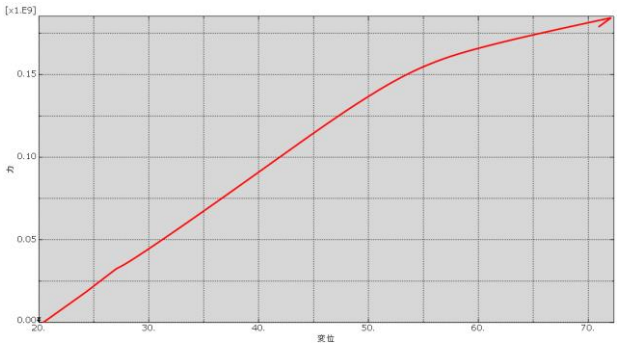


Fig.5-15　R2 水平変位(最大変位 72.1mm)vs 水平地震力(最大反力 1.844×10^8N)

（注）水平変位には、内圧、静液圧等による初期変位を含む。

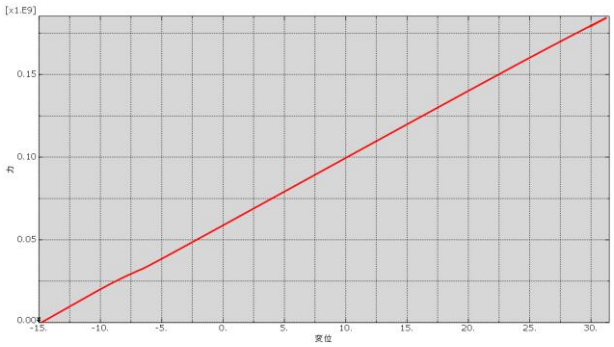


Fig.5-16　L1 水平変位(最大変位 31.3mm)vs 水平地震力(最大反力 1.844×10^8N)

（注）水平変位には、内圧、静液圧等による初期変位を含む。

6）考察

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 21.2mm、最大応力値 206.2MPa となっており、弾性域の応答となっている。

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 49.3mm、最大応力値 322.6MPa 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 2.315（荷重倍率では 2.126 なので、$K_{MH}\times$ 2.126）で荷重が頭打ちとなり水平反力も 1.844×10^8 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 82.6mm、最大応力値 392.3MPa 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、アンカーストラップの塑性域（ストラップ降伏応力 325MPa）の生じる荷重レベルは荷重倍率 K_{MH} で 1.74 倍程度となっている。

よって、タンクの最大耐力に対する安全率は 2.126、弾性応答に対する安全率は 1.74 程度と推定される。

底部保冷材コンクリート、及び、底部軽量コンクリートにおいて、設計震度レベルでは損傷しないと推定される。しかし、タンク耐力最大荷重レベルにおいては局部的に保冷材コンクリートが圧縮強度を超える可能性がある。保冷材コンクリートの圧縮強度(4.9MPa)を超える震度は、荷重倍率 K_{MH} で 2.0 であり安全率は 2.0 程度と推定される。

また、外槽タンクの最大水平変位が 4.51mm、内槽タンクの最大水平変位が 80.7mm であり、外槽内槽タンクの隙間が 650mm（外槽内径Φ60.3m、内槽内径Φ59.0m）あるため、両者が地震の揺れにより接触することはないものと思わる。

2.5.2　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

令和 5 年度調査研究の検討課題の「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」について、検討を実施した。具体的には、令和 5 年度調査研究の検討で用いた平底円筒形貯槽（内槽のみ）を基に、以下の条件で FEM 解析を実施した。

- 解析コード：ABAQUS
- 解析対象：平底円筒形貯槽の内槽、底板、アニュラー板、アンカーストラップ（引張のみ負担する弾性耐)、基礎盤（基礎盤は剛体としてモデル化。） 1/2 対称モデル
- 解析プロシージャー：陰解法
- 材料特性：令和 5 年度調査研究と同様
- 荷重条件：令和 5 年度調査研究と同様
- 境界条件：[摩擦モデル]底板・アニュラー板と基礎を摩擦係数 0.65 の接触条件に変更
  [固着モデル]底板と基礎盤の接触面を結合し、アニュラー板と基礎盤は摩擦係数 0.65 の接触条件
- 解析種別：静的弾塑性解析（水平一方向、鉛直下向き（上向き／下向き）負荷）

図 2.5.1 にモデル図を示す。モデルは 1/2 対象とし、タンク本体は 3 次元ソリッド要素（C3D8)、アンカーストラップは梁要素（引張のみ負担する弾性体)、当て板はシェル要素、基礎盤は剛体でモデル化した。

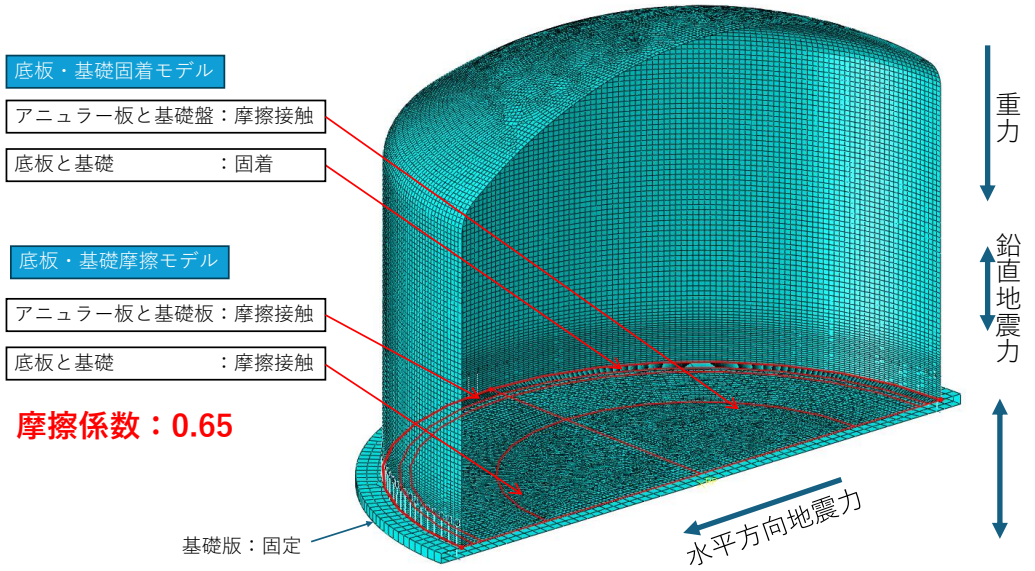


図 2.5.1　解析モデル

図 2.5.2 に荷重条件を示す。2.1 の解析と同様に、重力に伴う静液圧を負荷した後、水平地震力に伴う動液圧、鉛直地震力に伴う動液圧を静的に負荷した。なお、鉛直地震力に伴う動液圧の分布は重力に伴う静液圧と同様であり、鉛直地震力が下向きに作用する場合は静液圧が増加し、鉛直上向きに作用する場合は減少するように負荷した。

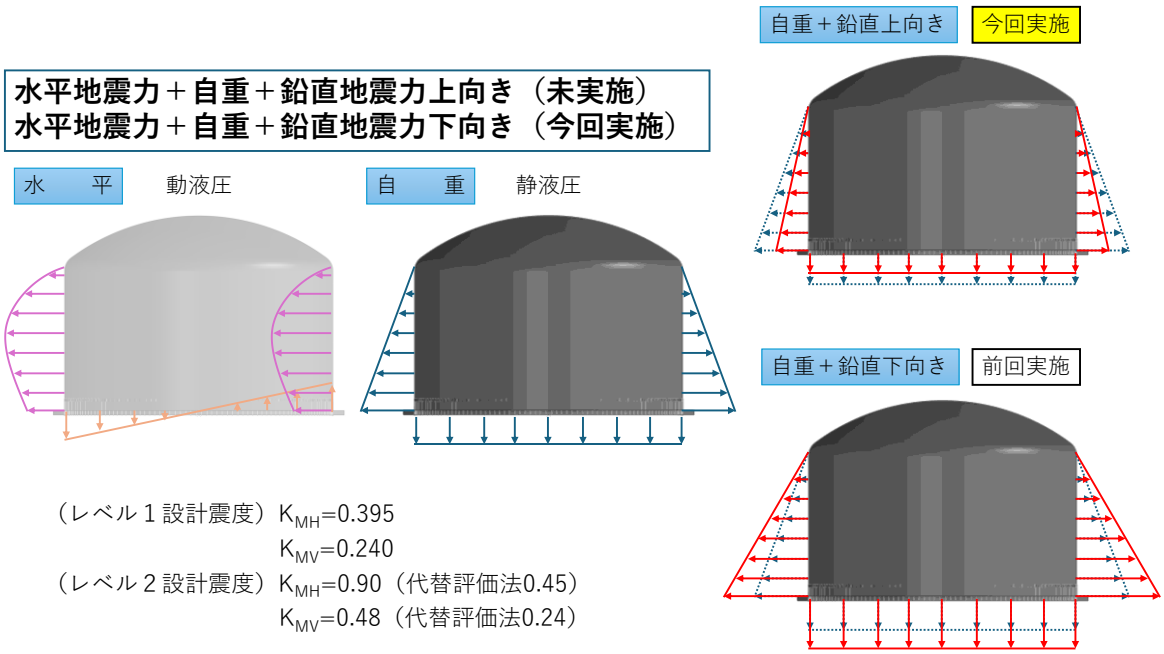
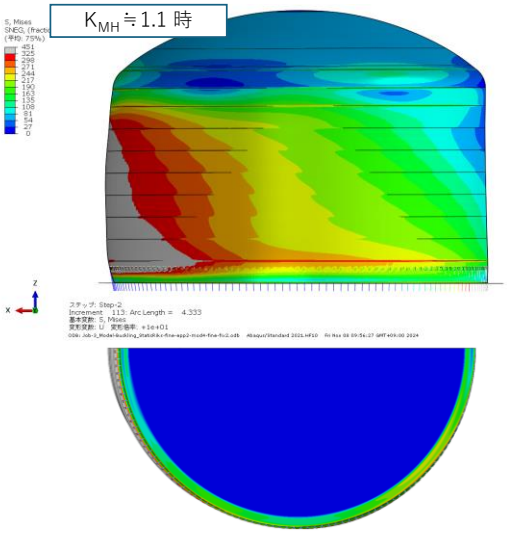


図 2.5.2　荷重条件

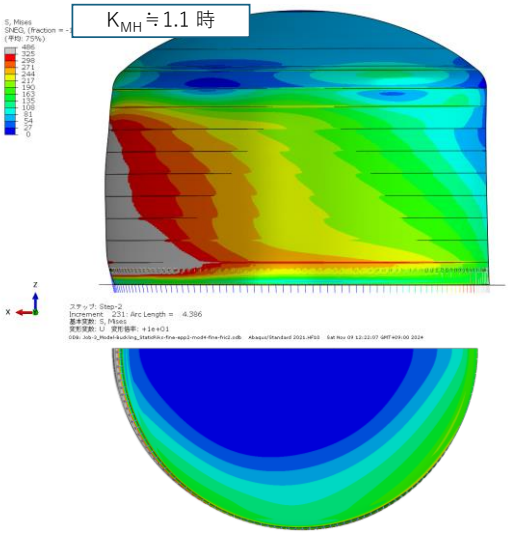
図 2.5.3 に K_{MH}≒1.1 の時の応力分布を示す。

タンク側板の応力は底板が固着か摩擦接触かによらないが、タンク底板板の応力は固着モデルの場合はゼロであるが、摩擦接触の場合には広く分布している。

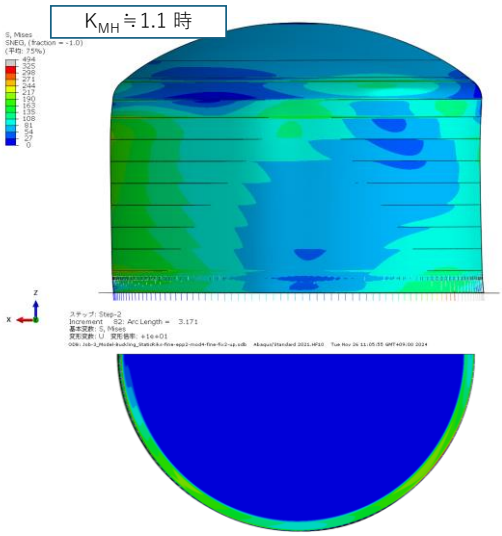
鉛直地震力が上向きの場合、側板及び底板の応力は下向きの場合より応力は小さくなっている。これは、地震力が上向きの場合、側板は液圧（＝静液圧＋水平地震動動液圧＋鉛直地震動動液圧）が見かけ上小さくなることよるもの、底板は鉛直力の減少に伴う摩擦力の減少によるものであると考えられる。



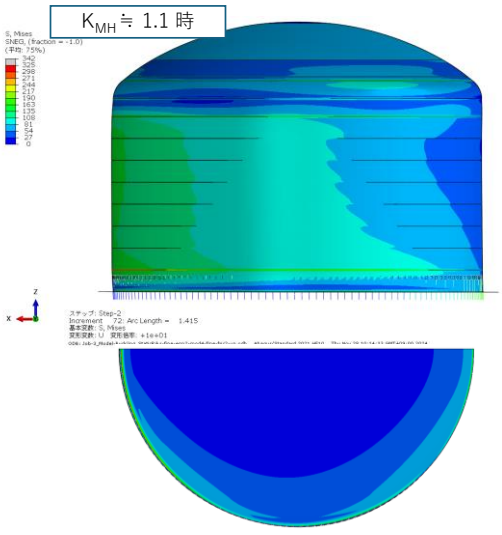
底板・基礎固着モデル（鉛直下向き）



底板・基礎摩擦モデル（鉛直下向き）



底板・基礎固着モデル（鉛直上向き）



底板・基礎摩擦モデル（鉛直上向き）

図 2.5.3　応力分布（K_{MH}≒1.1）

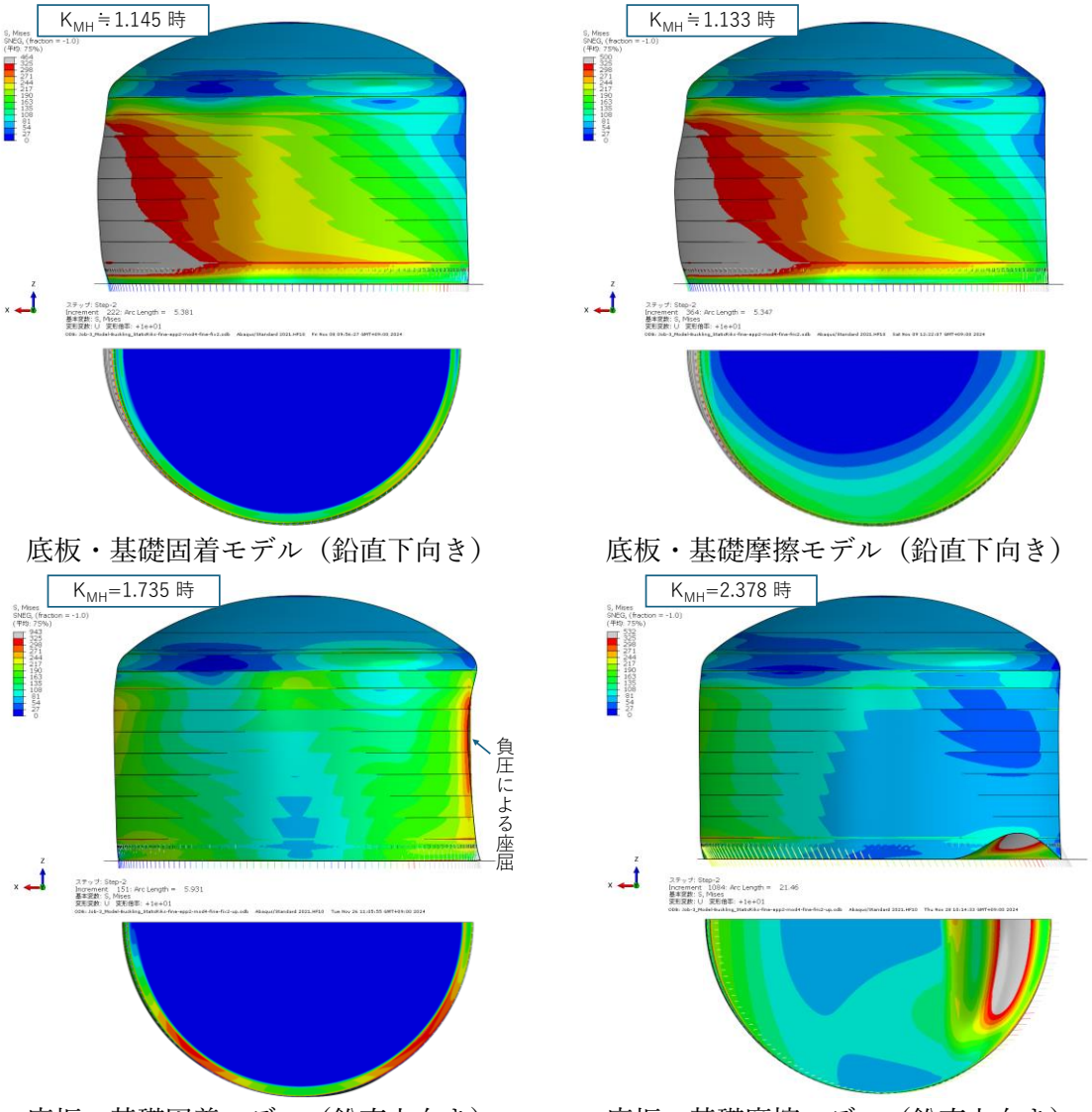
図 2.5.4 に計算限界（解析で反復計算が収束しなくなった状態）の時の応力分布を示す。

鉛直下向きの場合は、摩擦条件と固着条件の場合で、底板の応力分布以外には大きな違いはなく限界の K_{MH} も同程度である。

一方で、鉛直上向きの場合、地震力と反対の側板で負圧による座屈が発生している（周方向応力が圧縮となっている）。これは、静液圧が見かけ上減少することに伴い、地震力側の側板がより大きな水平方向の地震力に耐えられる一方で、負圧側の動液圧が静液圧を上回るた

め座屈したためと考えられる。固着条件に比べ、摩擦条件ではより大きな震度まで計算できている。ただし、計算限界の震度の差には物理的な意味はないと考えられる。

震度が違うため、厳密な比較は難しいが、固着条件の場合、固着している底板が変形しない分を固着していないアニュラー板が変形を生じるため大きな応力が発生していると考えられ、底板とアニュラー板を同じ摩擦条件とすると全体で変形を負担するため固着の場合より応力分布が広くなる分応力値は小さくなると考えられる。また、摩擦条件では底板が負圧により座屈して大きく浮き上がる結果となった。実際には、地震力反対側の動液圧が大きな負圧となる場合には、液体はタンクから剥離する可能性も考えられ、実際に大きな負圧が発生するかは液体―構造連成解析による検証が必要である。



底板・基礎固着モデル（鉛直下向き）　底板・基礎摩擦モデル（鉛直下向き）

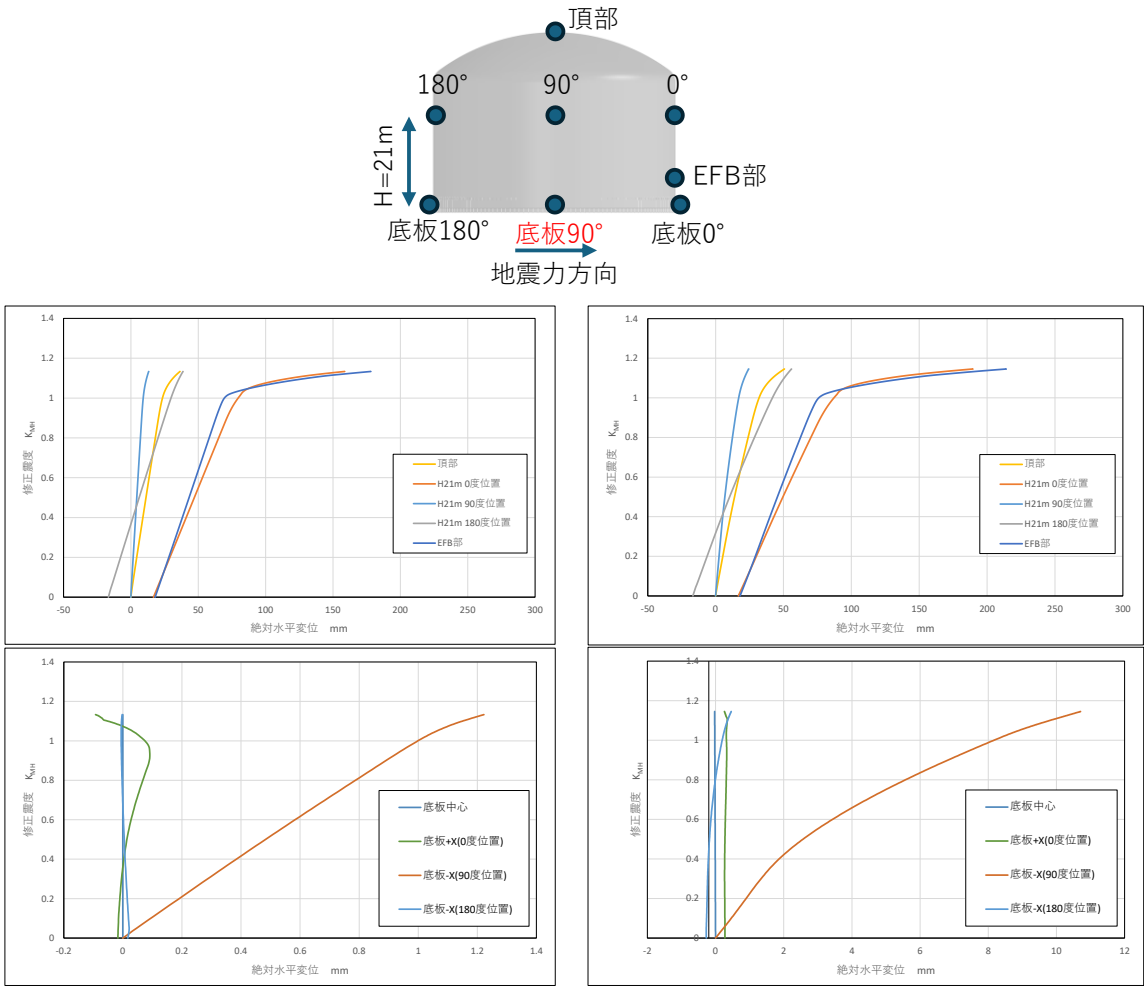
底板・基礎固着モデル（鉛直上向き）　底板・基礎摩擦モデル（鉛直上向き）

図 2.5.4　応力分布（計算限界時）

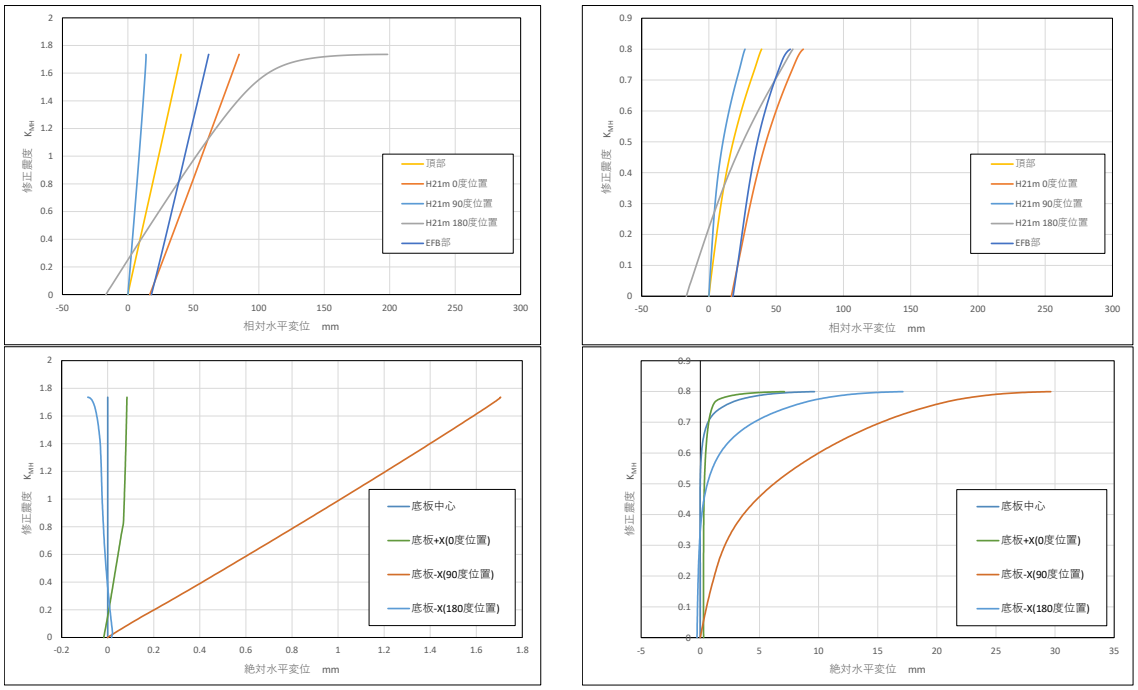
図 2.5.5 に各部の震度変位曲線を示す。

タンク上部では地震力方向の 0° 位置の変位（変形量）が最も大きい（ただし、滑りモデルでは）が、タンク下部の底板では、90° 位置の変位（滑り量）が最も大きい。

固着条件と摩擦条件の場合を比較すると、鉛直地震力が下向きの場合で 10 倍程度、上向きの場合で数十倍摩擦条件のほうが滑り量が大きい。摩擦条件の方が滑りようが大きくなるのは自明であるが、鉛直上向きの場合、見かけ上の静液圧の減少分だけ垂直に作用する荷重が減少するため、滑り量が大きくなっていると考えられる。ただし、滑り量の絶対値はタンク直径 50m に対し数 cm と小さい。また、実際の地震時には地震力は交番で作用するため、静的に一方向に地震力を負荷する今回の解析より滑り量は小さくなると推察される。内外槽間の距離は滑り量に対して十分にあると考えられることから、水平震度が大きくなった場合でもタンクの滑り量は問題となる可能性は低いと予想される。ただし、通常、底板はすべりによる変形を考慮した設計が行われていないことが多いと考えられることから、底板の損傷が生じないような配慮は必要であると考えられる。



底板・基礎固着モデル（鉛直下向き）　　底板・基礎摩擦モデル（鉛直下向き）



底板・基礎固着モデル（鉛直上向き）　底板・基礎摩擦モデル（鉛直上向き）

図 2.5.5　各部の震度―変位曲線

2.6　免震・制振技術の適用法案

2.6.1　検討内容

令和 5 年度調査研究の今後の課題を踏まえ、球形貯槽への制振装置の適用の検討を実施する。

【参考】令和 5 年度　課題（令和 5 年度調査研究　報告書 VI章まとめ より抜粋）

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。

2.6.2　実施目的

令和 5 年度 高圧ガス保安協会「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）に係る免震制振技術に関する調査」のなかで高圧ガス設備に対する制振装置の適用方法とその有効性について評価した。ここでは、弾塑性脚部を有する 3 層 8 構面を想定した質点系振動解析モデル、及び、有限要素解析

のための詳細解析モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を実施し、建築・土木構造物とは異なる構造特性を有する高圧ガス設備に対する制振装置の適用方法の在り方についてまとめた。

令和 6 年度では、令和 5 年度の成果を踏まえて、対象構造物の種類を拡充することを検討する。ここでは、高圧ガス設備の中でも特徴的な構造を有する球形貯槽への免震・制振装置の適用を検討する。検討結果をもとに免震・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。

2.6.3 検討項目

解析作業において実施する検討項目（案）を次に示す。

(1) 解析対象となる球形貯槽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球形貯槽モデルを用いた時刻歴応答解析
【STEP2】球形貯槽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

2.6.4 検討内容

解析作業において実施する項目について実施内容を次に示す。

2.6.4.1 解析対象となる球形貯槽および想定地震の設定

(1) 解析対象となる球形貯槽の設定

非線形時刻歴応答解析では、質点系解析モデルと有限要素解析モデルの 2 種類を検討する。代表的な仕様を選定し、質点系解析モデルについては、球形貯槽部を剛体と仮定する。ただし、内容物量を 3 段階程度で検討し重心位置を変更するように検討する。球形貯槽の脚部については、実際の球形貯槽の振動性状を模擬できるよう必要であれば事業者、プラントエンジニアリング企業等へのヒアリングをもとにモデル化する。有限要素解析モデルについては、検討の第一段階として、実機の振動性状を模擬可能なモデル化を検討する。

(2) 想定地震の設定

地震応答解析に採用する地震波は、表 4.1.1 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、KHKS0816・0862（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 Centro NS 波位相）を入力地震動として用いる。

表 4.1.1 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)	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)	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)	NS	817.9	90.6	19.7
	EW	617.2	75.2	18.1
	UD	332.3	40.1	12.1
KHKS0861,0862 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%）		要調整	要調整	要調整

2.6.4.2 固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成

検討対象となる球形貯槽の想定地震動に対する動特性を確認するため次の検討を実施する。

(1) 球形貯槽モデルについて、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。

2.6.4.3 採用する免震・制振装置の選定

現在、多種多様な免震、制振装置が選定可能であるが、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、球形貯槽に適した免震、制振装置の種類をいくつかの指標をもとに選定する。

2.6.4.4 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

免震、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、制振装置の有用性および適正配置法について検討する。

【STEP1】免震・制振装置の設置有無での球形貯槽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、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用いて検討する。

【STEP2】球形貯槽に適した免震、制振装置仕様の検討

免震、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最大応答加速度および最大応答層間変位を比較し、球形貯槽に適した免震、制振装置仕様について検討する。

【STEP3】免震、制振装置の適正配置法の検討

STEP2 で実施した球形貯槽に適した免震、制振装置仕様をベースに免震、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、免震、制振効果等の観点から評価基準を定め検討する。

2.6.5 検討結果

2.6.5.1 解析対象となる球形貯槽および想定地震の設定

(1) 解析対象となる球形貯槽の設定

解析対象となる球形貯槽については、鋼管ブレース形式とタイロッドブレース形式に大別されるが、ここでは、KHKTD5863(2023):高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル１)の評価例に記載のある図 5.1.1 のタイロッドブレース形式球形貯槽の仕様をベースに構築するものとする。

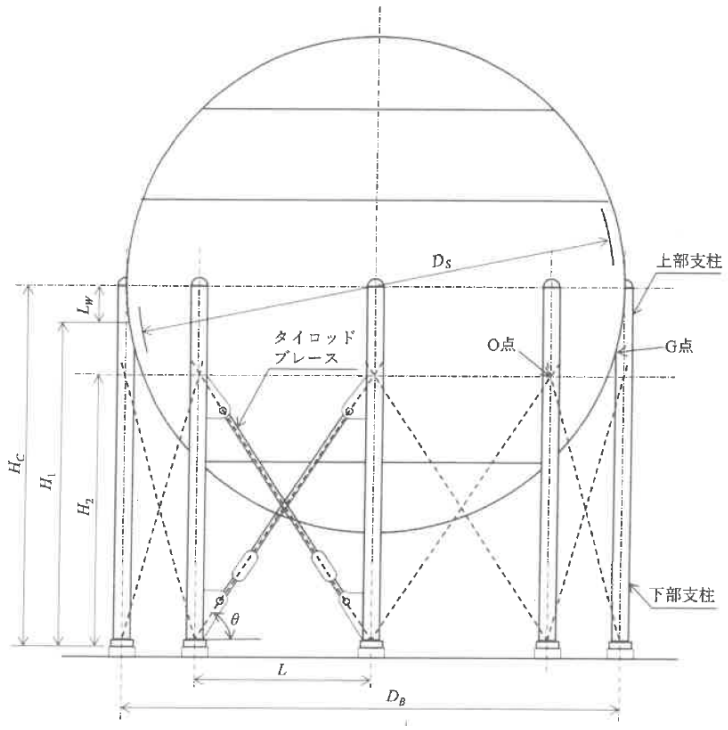
非線形時刻歴応答解析では、質点系解析モデルと有限要素解析モデルの２種類を検討する。代表的な仕様を選定し、質点系解析モデルについては、球形貯槽部を剛体と仮定する。ただし、内容物量を３段階程度で検討し重心位置を変更するように検討する。

図 5.1.2 に有限要素法での解析対象モデルとしたタイロッドブレース形式球形貯槽の解析モデルを示す。また、図 5.1.3 に解析モデルの境界条件を示す。球殻と柱脚上部は、全接触長さで溶接部とし、柱脚下部と基礎はヒンジ接合とする。ブレースは、柱脚とピン接合とする。ブレースの交差部については拘束なしとする。各要素の仕様を表 5.1.1、応力ひずみ関係を図 5.1.4 に示す。

構築した球形貯槽解析モデルについて、プッシュオーバー解析を行った結果を図 5.1.5 に示す。結果が示すように、平成 27 年度に実施された同様の球形貯槽の荷重―変位関係と良好な一致が得られており以降で検討する免震・制振技術導入による応答評価のための基準となる。

質点系解析モデルを図 5.1.6 に示す。ここでは、球形貯槽の柱脚部を微分方程式型復元力特モデル（深沢剛司、他 7 名、微分方程式を用いた履歴モデルの提案、日本建築学会構造系論文集、84 巻 763 号、p. 1231-1241、2019）でモデル化する。図 5.1.6 にモデル化した復元力特性でのタイロッドブレース形式球形貯槽の荷重―変位関係を示す。先に示した図 5.1.5 の荷重―変位関係と良好な一致が得られていることを確認できる。

以下の時刻歴応答解析においては、主に、質点系解析モデルにおいて応答の傾向を評価し、有限要素解析モデルにおいて応力評価を行うこととする。



主要寸法

D_S	:	12410 mm
D_B	:	12410 mm
L	:	4749 mm
H_C	:	8000 mm
H_1	:	7206 mm
H_2	:	6000 mm
L_w	:	794 mm
θ	:	51.64 °
n	:	8 本

図 5.1.1 解析対象モデルとしたタイロッドブレース形式球形貯槽

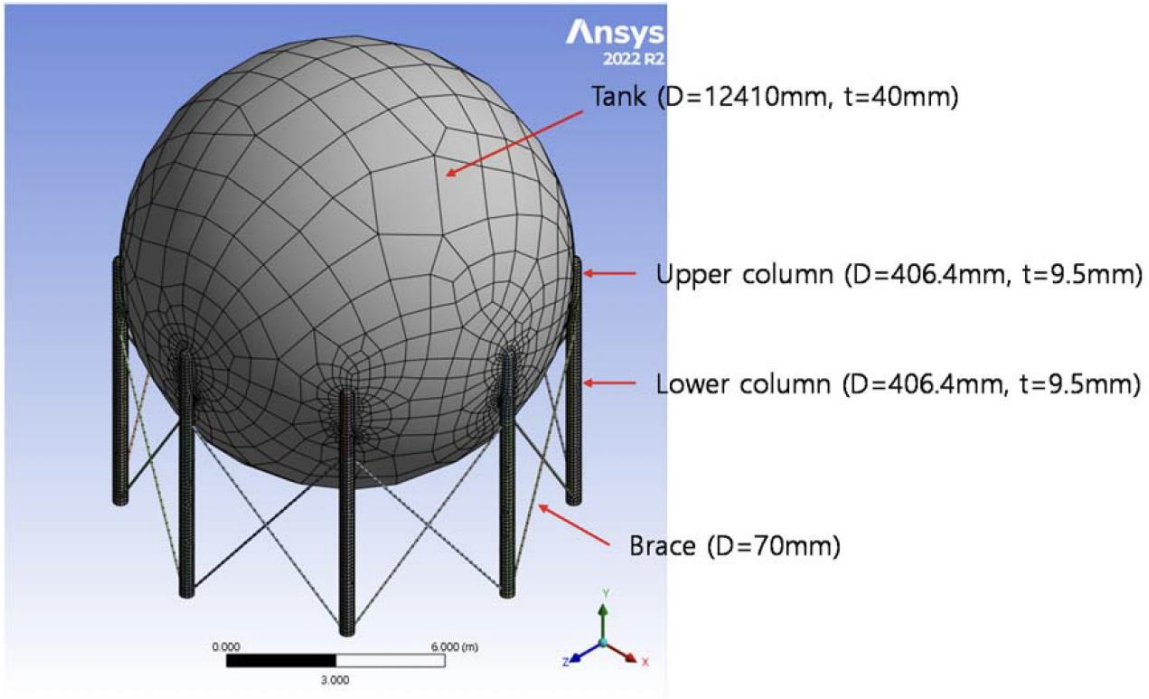


表 5.1.1　有限要素法でのタイロッドブレース形式球形貯槽の仕様

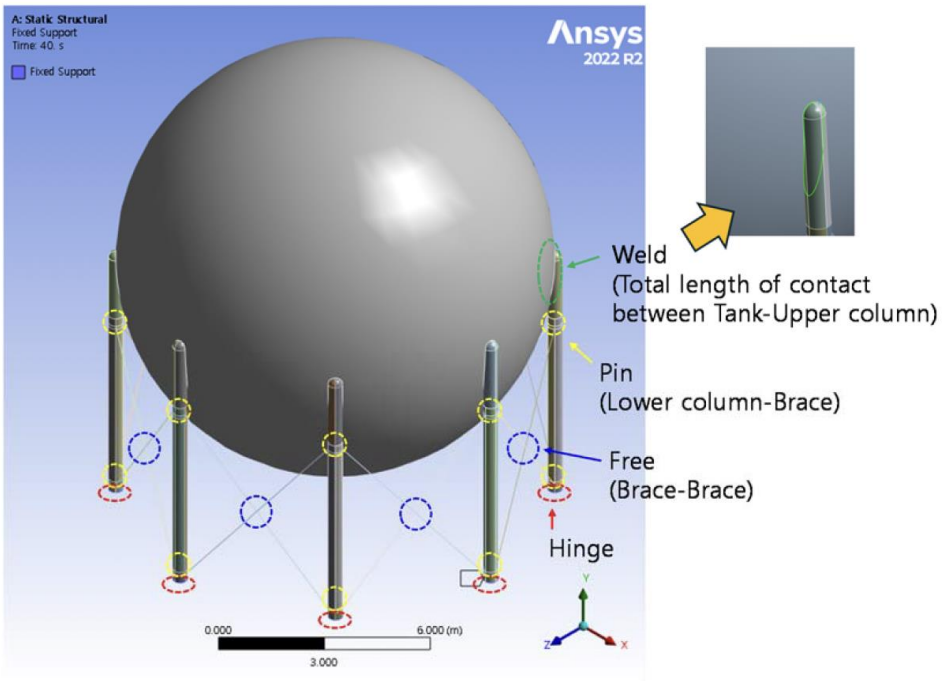


図 5.1.3 有限要素法での解析対象モデルの境界条件

表 5.1.1　有限要素法でのタイロッドブレース形式球形貯槽の仕様

Content	Material	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Yield strength (MPa)	Tangent modulus (MPa)
Tank	SPV490Q	206,000	0.3	-	-
Upper column	SPV490Q	206,000	0.3	490	1669.53
Lower column	STK400	206,000	0.3	235	768.38
Brace	SS400	206,000	0.3	215	916.03

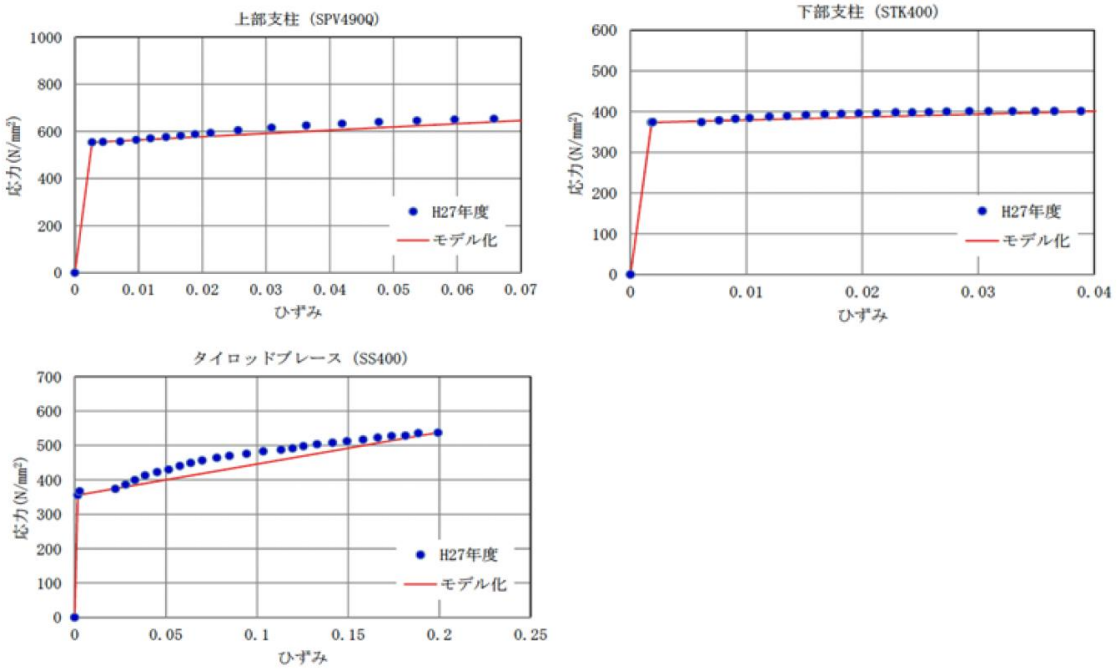


図 5.1.4 有限要素法での解析対象モデルの各要素での応力ひずみ関係

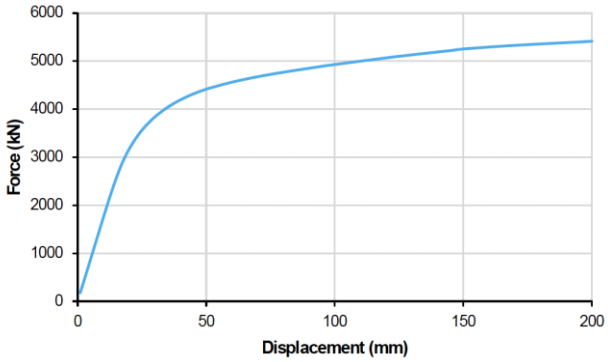


図 5.1.5　プッシュオーバー解析での荷重―変位関係の比較

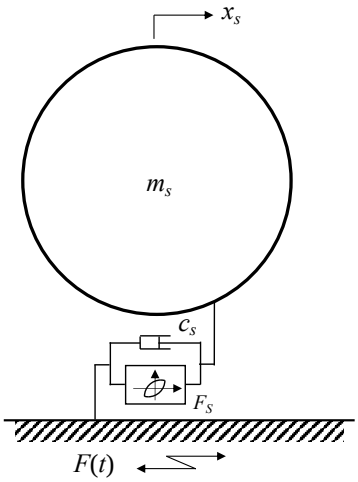


図 5.1.6 集中質量振動系でのタイロッドブレース形式球形貯槽の解析対象モデル

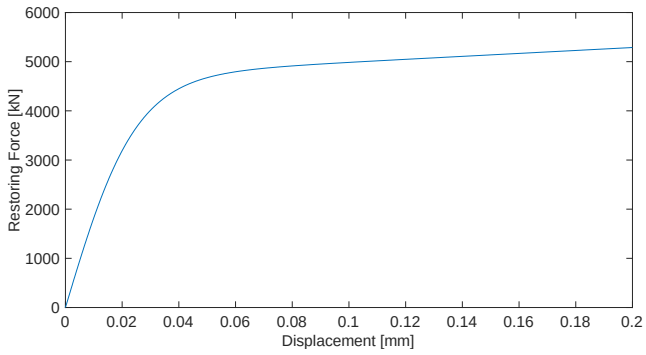


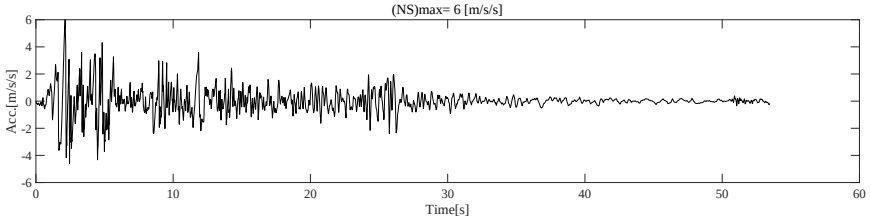
図 5.1.7　微分方程式型復元力特モデルによりモデル化された荷重―変位関係

表 5.1.2 タイロッドブレース形式球形貯槽の非免震・非制振時の質点系解析モデル仕様

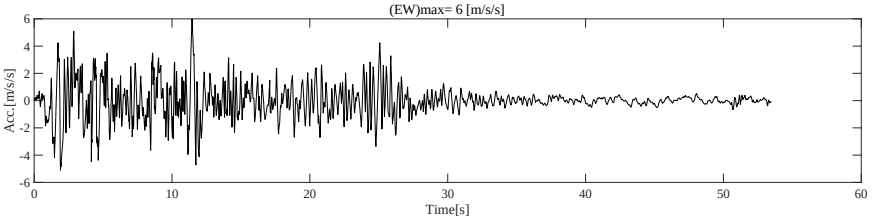
項目		仕様
重量　（kN）		5788
脚部	一次剛性　（kN/m）	2.4Hz 相当
	二次剛性　（kN/m）	バイリニア係数 1/27 相当
	降伏変位　（mm）	35.0
構造減衰　（%）		3.0

(2)　想定地震の設定

表 4.1.1 に示した入力地震動について、ここでは、地表面最大化速度 600gal として基準化した入力波を設定する。以下に示す非線形時刻歴応答解析では、NS（南北）方向と EW（東西）方向の水平 2 方向加振時による最大応答を評価できるよう検討する。スペクトル適合波については、NS 方向と EW 方向に同じ波形を入力するものとする。図 5.1.8 から図 5.1.11 に入力波を示す。なお、600gal に基準化した際の最大速度の換算値を表 5.1.1 に示す。一般に機械構造物の 2 段階設計で実施する際の入力波の最大速度は、レベル 1 で 25kine（cm/s）、レベル 2 で 50kine（cm/s）が用いられている。このため、ここでの 600gal に基準化した El Centro 地震波および Hachinohe 地震波は、リスク評価等の安全評価での限界状態推定等で用いられる速度レベルとなっていることに注意が必要である。

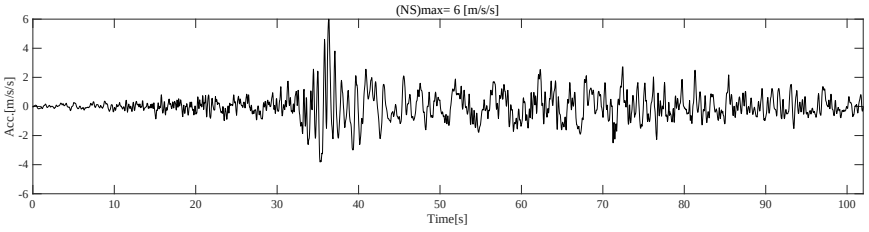


(a)NS 方向

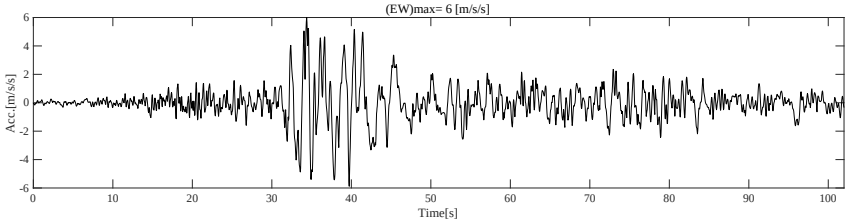


(b)EW 方向

図 5.1.8 非線形時刻歴応答解析で入力する El Centro 波

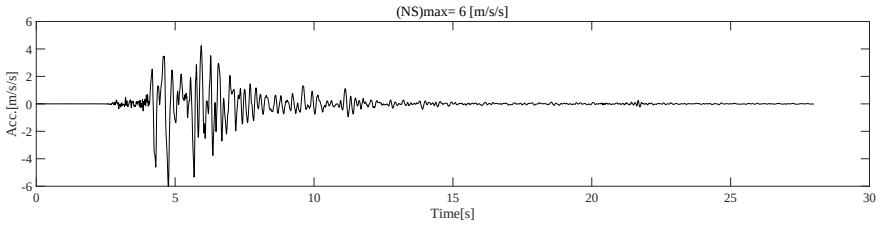


(a)NS 方向

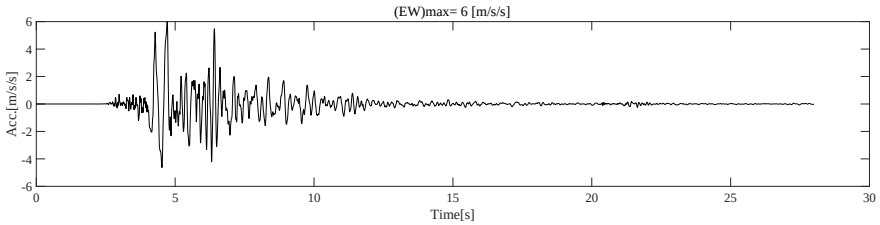


(b)EW 方向

図 5.1.9 非線形時刻歴応答解析で入力する Hachinohe 波



(a)NS 方向



(b)EW 方向

図 5.1.10 非線形時刻歴応答解析で入力する JMA Kobe 波

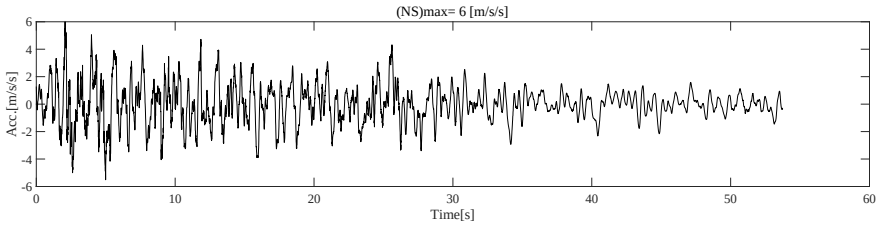


図 5.1.11 非線形時刻歴応答解析で入力するスペクトル適合波

表 5.1.3 600gal に基準化した観測地震波の最大加速度・最大速度

		加速度 Gal	速度 kine
		最大値	最大値
El Centro	NS	600	58.9
	EW	600	105
Hachinohe	NS	600	86.0
	EW	600	123
JMA Kobe	NS	600	66.5
	EW	600	73.1

2.6.5.2 固有値解析及び加速度応答スペクトルの作成

検討対象となる球形貯槽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)球形貯槽モデルについて、固有値解析を実施し固有周期と固有モードを確認する。有限要素

解析モデルのモード解析より固有振動数を求めた結果、1 次モード振動数は、2.42Hz と求まり、当該固有振動数も平成 27 年度実施された検討と一致することを確認した。図 5.2.1 にモード解析結果を示す。

(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、免震・制振装置設置時を模擬する 0.03 から 0.3 まで 6 種類程度の等価粘性減衰比を用いて応答スペクトルを求めた。図 5.2.2 から図 5.2.5 に結果を示す。(a)に NS 方向、(b)に EW 方向を示す。

結果が示すように、応答解析で用いる地表面加速度 600gal に基準化した El Centro 地震波と Hachinohe 地震波は、一般に機械構造物の耐震設計で用いる速度レベルを大きく超える入力波となっている。

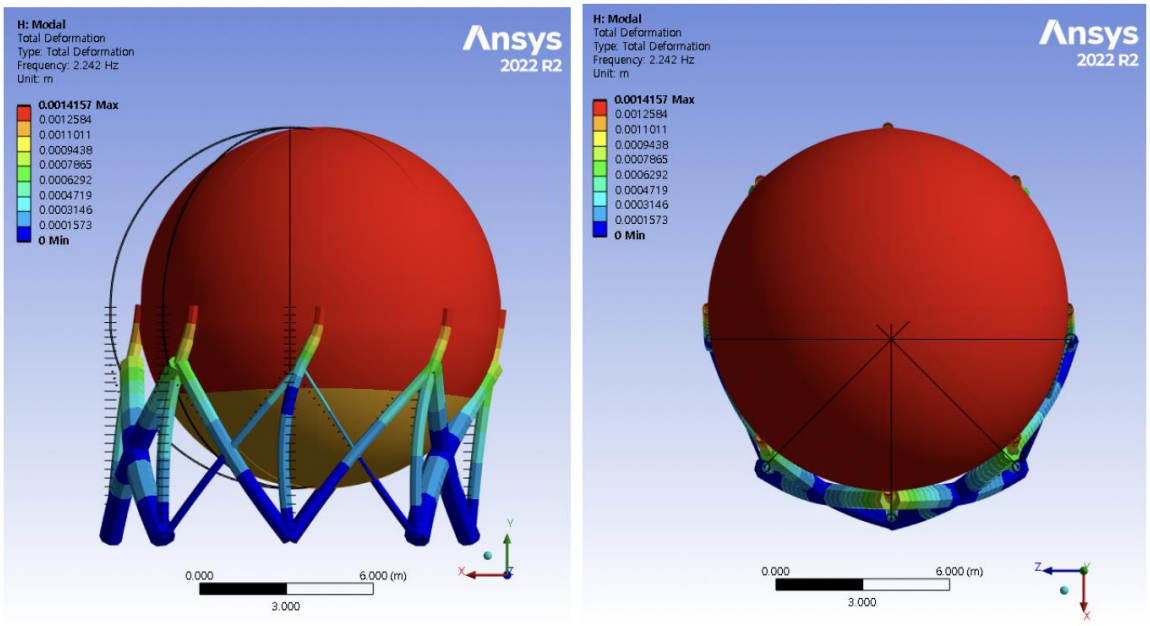
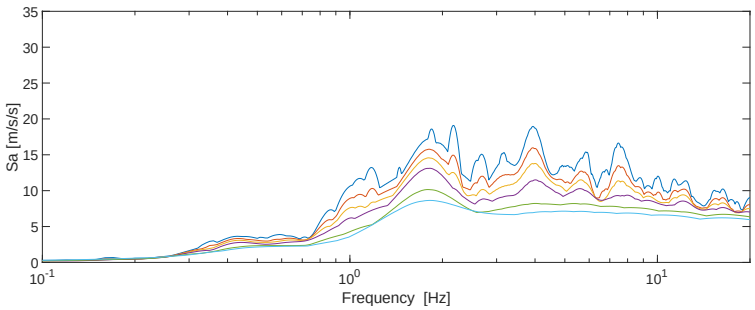
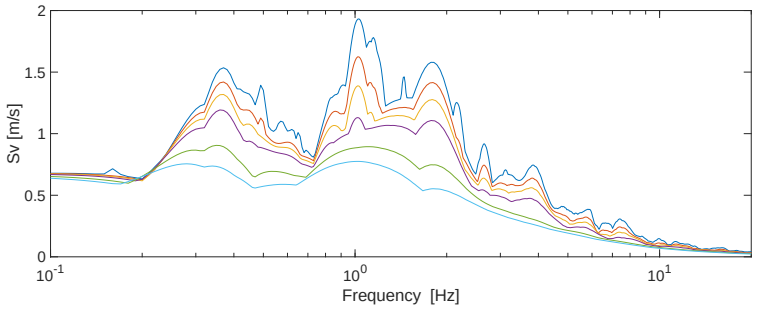


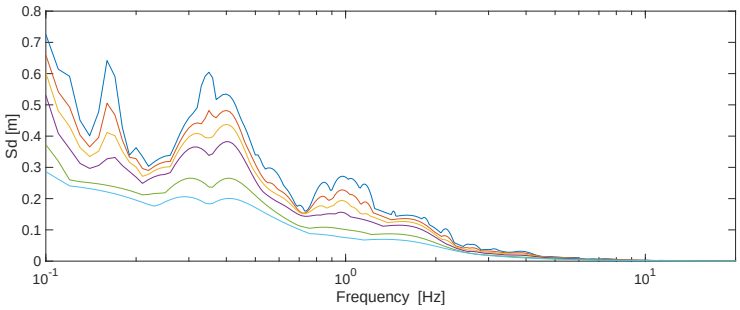
図 5.2.1　構築した解析モデルのモード解析結果



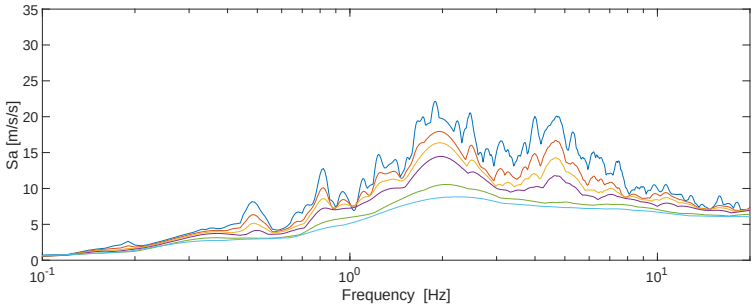
(a)NS 方向（加速度応答スペクトル）



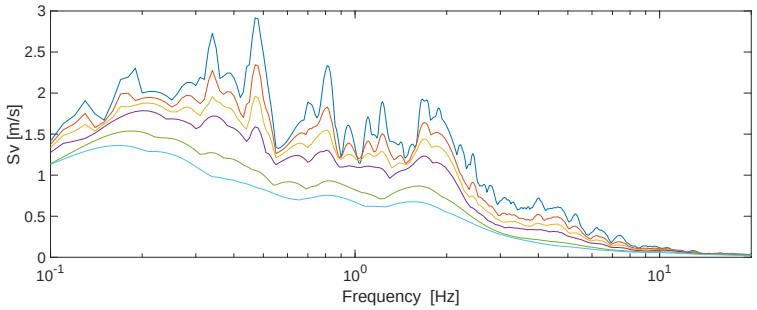
(b)NS 方向（速度応答スペクトル）



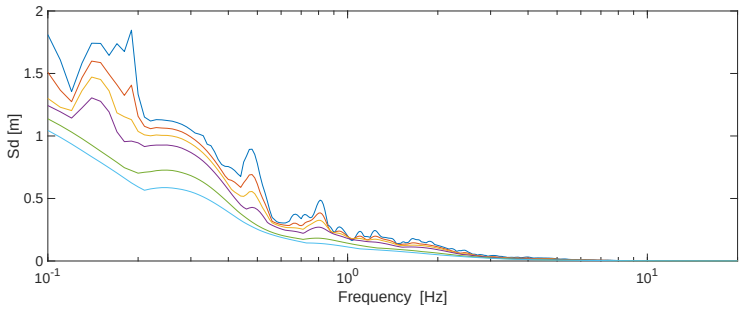
(c) NS 方向（変位応答スペクトル）



(d)EW 方向（加速度応答スペクトル）

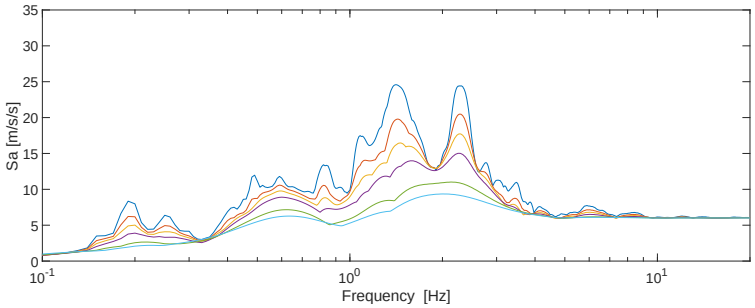


(e)EW 方向（速度応答スペクトル）

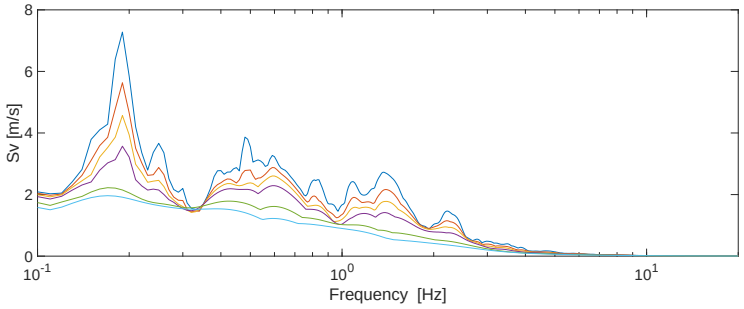


(f) EW 方向（変位応答スペクトル）

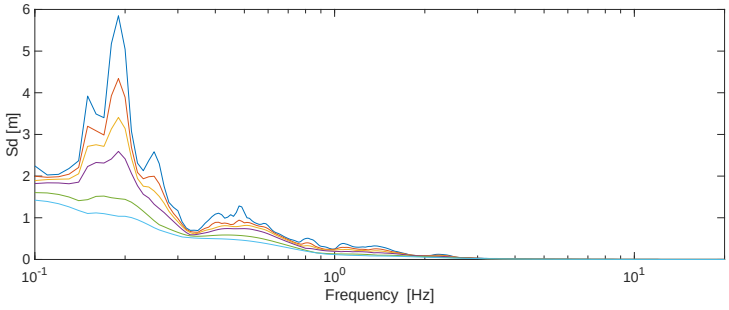
図 5.2.2 非線形時刻歴応答解析で入力する El Centro 波



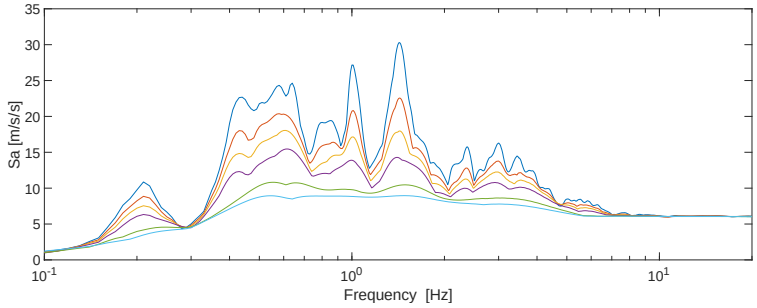
(a)NS 方向（加速度応答スペクトル）



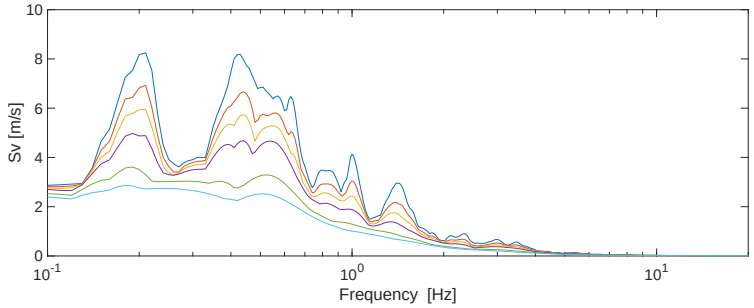
(b) NS 方向（速度応答スペクトル）



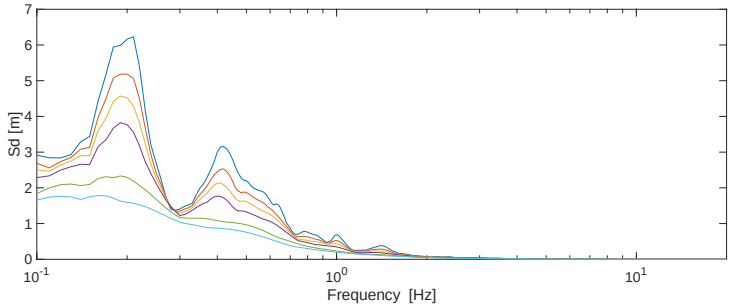
(c) NS 方向（変位応答スペクトル）



(d)EW 方向（加速度応答スペクトル）

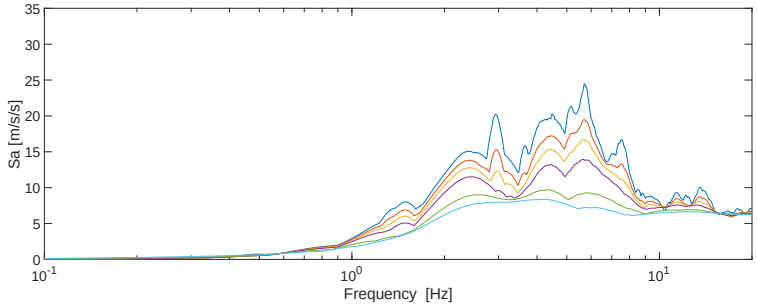


(e)EW 方向（速度応答スペクトル）

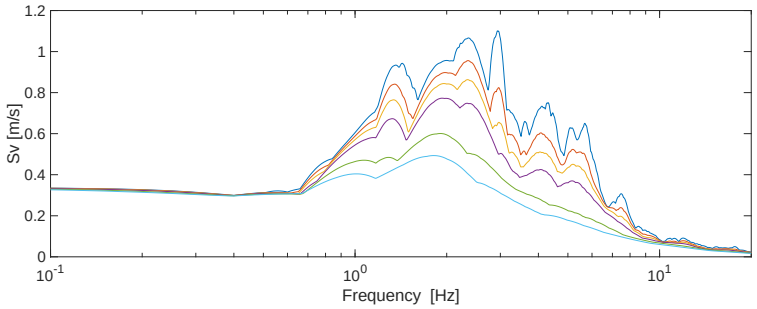


(f) EW 方向（変位応答スペクトル）

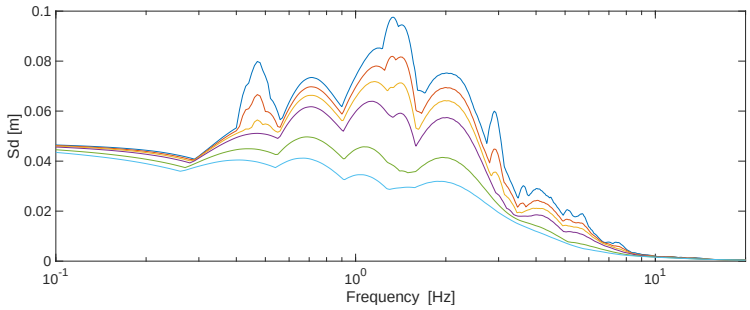
図 5.2.3 非線形時刻歴応答解析で入力する Hachinohe 波



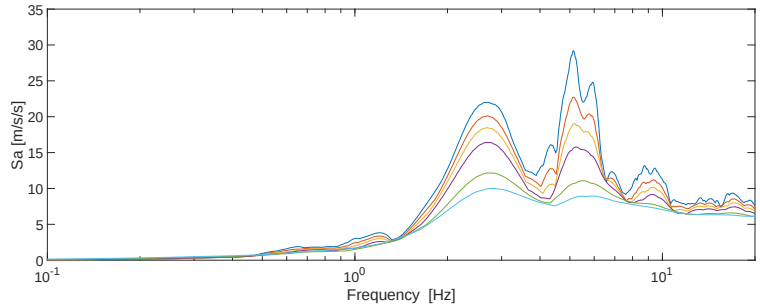
(a)NS 方向（加速度応答スペクトル）



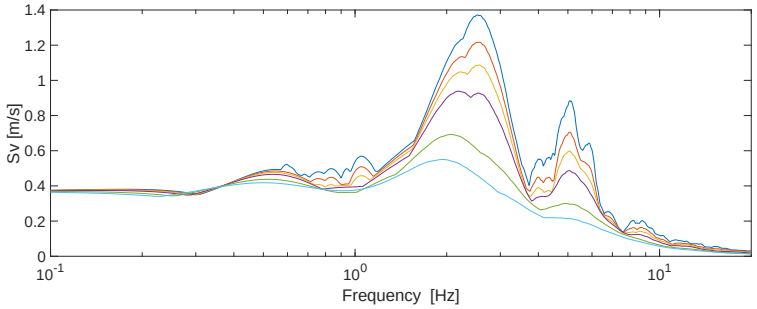
(b)NS 方向（速度応答スペクトル）



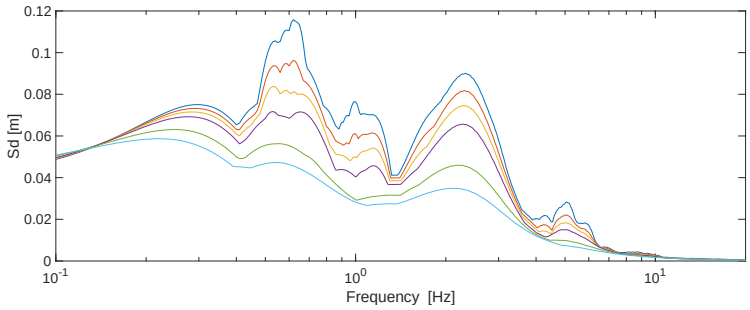
(c) NS 方向（変位応答スペクトル）



(d)EW 方向（加速度応答スペクトル）

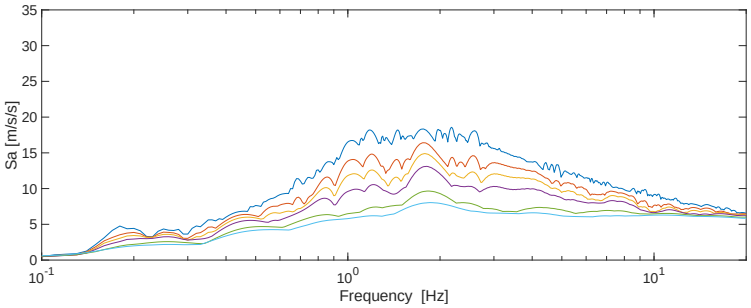


(e)EW 方向（速度応答スペクトル）

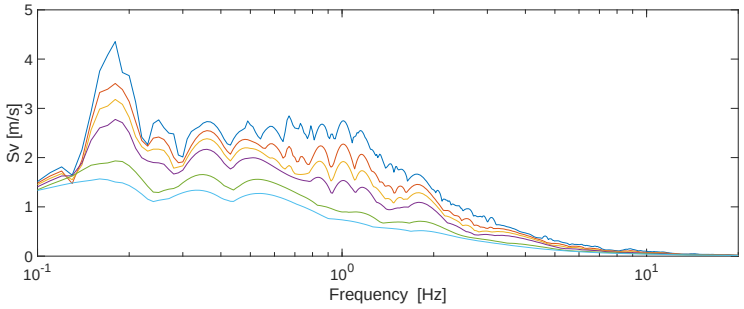


(f) EW 方向（変位応答スペクトル）

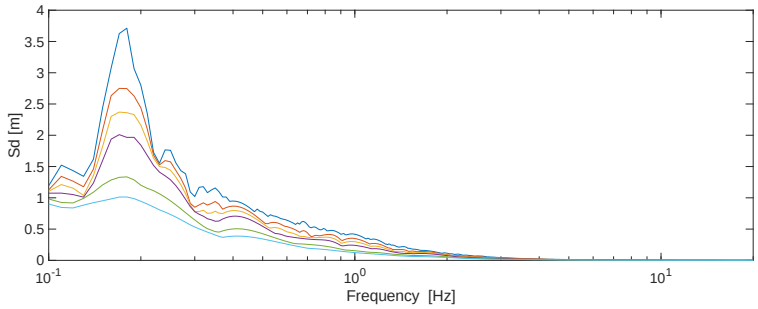
図 5.2.4 非線形時刻歴応答解析で入力する JMA Kobe 波



(a)加速度応答スペクトル



(b)速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル

図 5.2.5 非線形時刻歴応答解析で入力するスペクトル適合波

2.6.5.3　採用する免震・制振装置の選定

非線形時刻歴応答解析に用いる免震装置及び制振装置について性能仕様を検討する。

2.6.5.3.1　採用する免震装置の選定

まず、免震装置については、平成 16 年度の経済産業省委託事業「石油精製保安対策に関する報告書」の別冊として「産業設備の免震構造等設計法」が塔槽・配管専門委員会に免震・制振構造分科会を設置され、産業設備を対象とする免震構造等の基本的な設計方法についてまとめられている。当該報告書に基づく詳細設計検討については、次の段階で実施するものとし、ここでは、これまで検討されていないタイロッドブレース形式球形貯槽を対象とした応答評価を行う。免震装置は、先に示した報告書「第 III 編　免震構造設計事例」にある高減衰積層ゴム免震装置を想定する。平成 16 年度での検討項目の免震周期を指標として、タイロッドブレース形式球形貯槽に適用する高減衰積層ゴムを検討した結果を表 5.3.1.1 に示す。

	平成 16 年度	令和 6 年度
総重量（kN）	13,783	5,788 内容液　4,148 球殻部　1,280 付属品　120 支持構造部　120 支柱の耐火被覆　120
脚柱本数（本）	12	8
支承 1 個当たりの支持荷重（kN）	1,149	724
支承 1 個当たりの水平剛性（N/mm）	986	657
システム全体の固有周期（s）	2.166	2.106
システム全体の等価減衰比（%）	22	24
支承外径（mm）	800	650
支承内径（mm）	20	15
支承ゴム総厚（mm）	200	198
支承面圧（MPa）	2.28	2.18

2.6.5.3.2　採用する制振装置の選定

制振装置としては、オイルダンパーを考える。オイルダンパーは、速度依存型制振装置に分類され、粘性のある流体中の流体抵抗によりエネルギー吸収する装置である。微小な変形でのエネルギー吸収能力が期待できることとや減衰力特性の線形性などの特徴がある。一方で、高価、可燃性、減衰力特性の温度依存性などが留意事項になる。

2.6.5.3.2.1　ブレース配置時のオイルダンパーの選定

オイルダンパーを設置する方法として，表 3.4.1 に示す解析 Case4 を考える．この場合，タイロッドブレースに沿ってオイルダンパーの配置を検討する．脚柱間距離を b，オイルダンパーの接合端部高さを h とすると，必要になるオイルダンパーの減衰係数 c_d は，水平方向の減衰係数を c_h として次式で求まる．

$$c_d = \frac{b^2 + h^2}{b^2} c_h \tag{3.3.1}$$

また，オイルダンパーの変位 dL は，水平変形を dx として次式から求まる．

$$dL = \frac{b}{\sqrt{b^2 + h^2}} dx \tag{3.3.2}$$

解析で検討する球形タンク直径は、12.41m であることから外周長さは 39.0m である。脚柱本数は 8 本であり等分布間隔に脚柱があるとすると、脚柱間距離は 4.87m である。先に求めた等価粘性減衰比を用いた最大応答値より、等価粘性減衰比 0.3 に相当する減衰係数を求める。

式（3.3.1）より、等価粘性減衰比 0.3 相当の水平方向減衰係数は、12.9 MN•s/m となる。式 3.3.1 を用いてダンパー軸方向に換算すると 32.5 MN•s/m となる。8 本のダンパーの適用を考えると 1 本あたりの減衰係数は、4.06 kN•s/mm となる。当該減衰係数が図 5.3.2.1 に示すようにリリーフ機能なしの場合の等価減衰係数になるよう検討する。既存の建築用オイルダンパーを適用することを検討し、表 5.3.2.1 の仕様のオイルダンパーSD750kN を非線形時刻歴応答解析に用いることとする。なお、式（3.3.2）より、最大水平方向変位をダンパー軸方向に変換すると 0.063m となる。

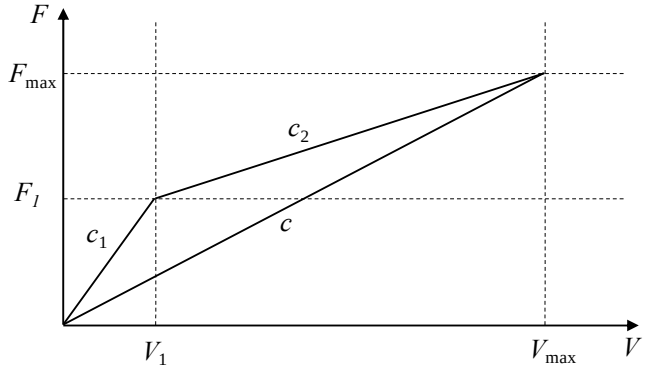


図 5.3.2.1　リリーフ機能なしの場合の等価減衰係数

表 5.3.2.1　短周期建築用オイルダンパー型式仕様

型式	ストローク S (mm)	最大速度 Vmax (mm/s)	最大減衰力 Fmax (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 (kNs/mm)	2 次 減衰係数 C2 (kNs/mm)	本体 剛性 Kd (kN/mm)
SD750kN	160 (±80)	150	750	32	600	18.75	1.271	190

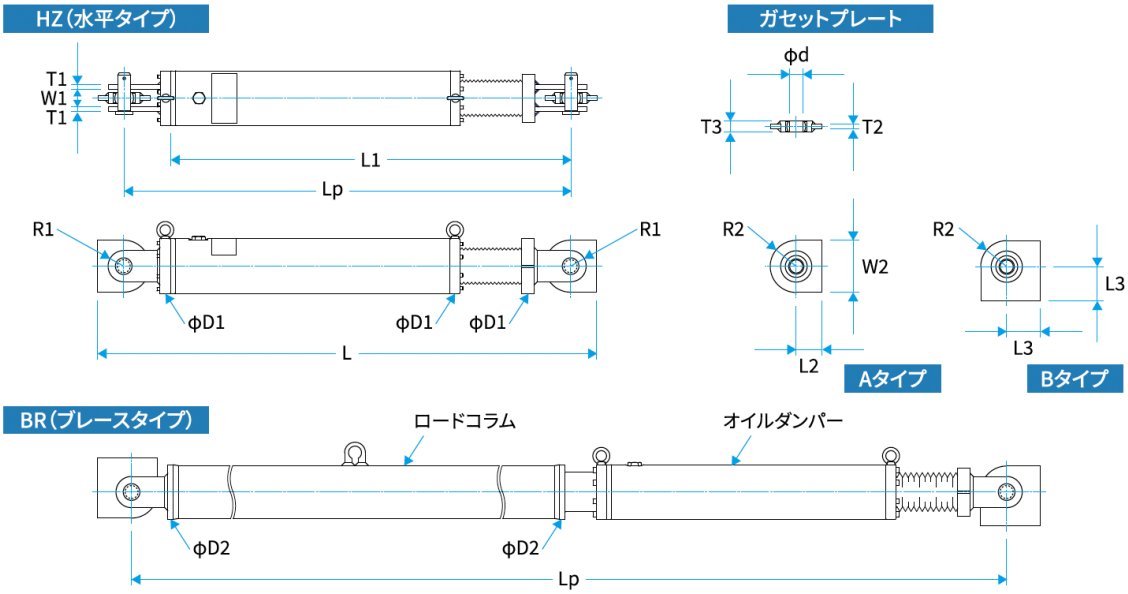


図 3.3.2.2　短周期建築用オイルダンパー　形状寸法

2.6.5.3.2.2　水平配置時のオイルダンパーの選定

オイルダンパーを設置する方法として、表 5.4.1 に示す解析 Case5 を考える。この場合、球形貯槽下部に NS 方向、EW 方向に対してオイルダンパーを水平に配置する。

先に求めた等価粘性減衰比を用いた最大応答値より、等価粘性減衰比 0.3 に相当する減衰係数を求める。等価粘性減衰比 0.3 相当の水平方向減衰係数は、12.9 MN•s/m となる。NS、EW の各方向で 2 体のオイルダンパーの適用を考えると 1 本あたりの減衰係数は、6.45 kN•s/mm となる。当該減衰係数が図 5.3.2.1 に示すようにリリーフ機能なしの場合の等価減衰係数になるよう検討する。表 5.3.2.1 に示す既存の建築用オイルダンパーを適用することを検討し、 ここでは、先のブレース配置との比較のために同じ SD750kN 仕様を用いて非線形時刻歴応答解析を行う。

2.6.5.3.2.3　ブレース交叉部の摩擦ダンパーの選定

解析ケース 6 では、ブレース交叉部への摩擦減衰型制振装置の設置を検討する。解析ケース 4、解析ケース 5 で用いたオイルダンパーの検討では、1 次モード減衰比 0.3 相当を目標として装置の選定を検討した。このため、摩擦減衰型制振装置の検討についても 1 次モード減衰比 0.3 相当を目標として考えることとする。

摩擦減衰は、図 5.3.2.3 に示すように速度により減衰力が切り替わる荷重変位関係であり、このような非線形減衰要素を応答計算の中で取り扱うことは一般に難しい。そこで、摩擦減衰により振動の一周期で消費するエネルギーを粘性減衰が一周期で消費するエネルギーと等価で置き換えることにより簡易的に扱うことが可能になる。

質量 m [kg]の物体が振幅 A [m] 、振動数 f[Hz]で運動する振動系に働く摩擦減衰をクーロン摩擦で仮定した動摩擦係数 μ を用いて等価粘性減衰係数を求めると次式のように導出できる。ここで、g は重力加速度である。

$$C_{eq} = \frac{2\mu mg}{\pi^2 Af} \tag{5.3.3}$$

解析で用いる球形貯槽の質量を 600 [ton]とし、弾性変形内で 2.4 [Hz]の振動数で 50[mm]の振幅の応答を考える。 1 次モード減衰比 30%相当の等価粘性減衰係数は、

$$C_{1st} = 2\zeta\sqrt{mk} = 5.3 \quad \text{[MNs/m]} \tag{5.3.4}$$

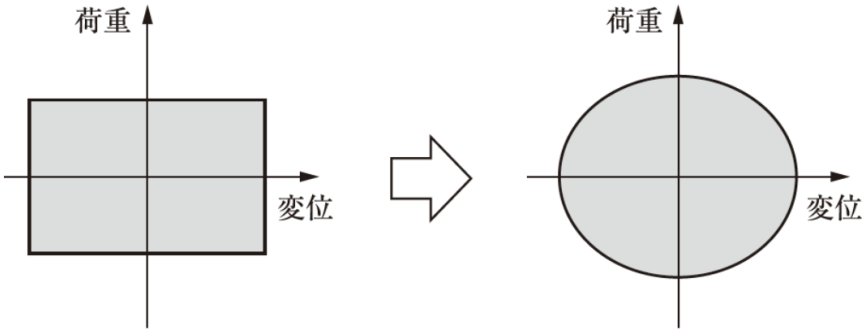
となることから、

$$C_{1st} = C_{eq} \tag{5.3.5}$$

として、摩擦係数を求める。

$$\mu = \frac{\pi^2 AfC_{eq}}{2mg} = 0.533 \tag{5.3.6}$$

よって、摩擦係数 0.5 が働く摩擦減衰型制振装置の設置を想定する。



(a)摩擦減衰　　(b)粘性減衰

図 5.3.2.3　減衰形式による荷重変位関係の比較

2.6.5.4　想定地震に対する地震応答解析による免震・制振装置の有用性および適正配置法

非免震・免震時、及び、非制振・制振時の応答解析について、検討するモデルを表 5.4.1 に示す。表が示すように、 8 種類の検討を実施し、免震・制振による応答低減効果等について評価する。なお、有限要素法解析時での非免震・免震時の応答解析、及び、非制振・制振時の応答解析の評価については、表 5.4.2 に示す項目で検討する。

表 5.4.1 非線形時刻歴応答解析で検討する解析モデル一覧

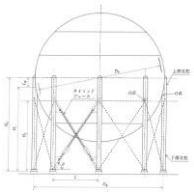
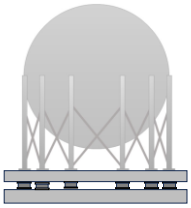
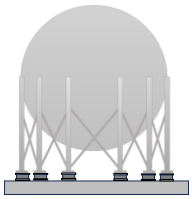
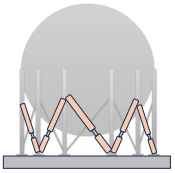
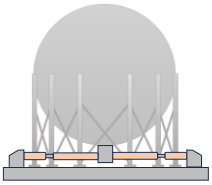
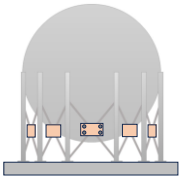
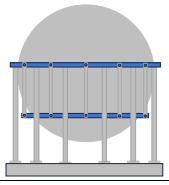
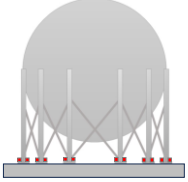
番号	解析モデル		
1	一般		一般球形タンク
2	免震		従来の免震層適用
3			脚部下部に免震装置を適用
4	制振		粘性減衰のブレース配置
5			粘性減衰の水平配置
6			摩擦減衰のブレース交差部配置
7	改善モデル		支柱を支点として球形タンク部を吊り構造
8			球形タンク脚部の基礎との接合部にバネ減衰追加

表 5.4.2 非線形時刻歴応答解析での評価項目

評価項目	評価内容
1	上部柱脚部―タンク接合部の最大応力（MPa）
2	上部柱脚部―タンク接合部の平均応力（MPa）
3	下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力（kN）
4	下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)
5	下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)
6	タンク重心位置での最大応答速度（g）
7	タンク重心位置での最大応答変位（m）
8	免震層の最大変位（m）
9	柱脚部―ブレース部の最大応力（MPa）
10	柱脚部―ブレース部の平均応力（MPa）
11	ブレース部の最大軸方向応力(MPa)

2.6.5.4.1 解析ケース１（一般球形タンク）

免震・制振による応答低減効果を評価するにあたり、解析ケース 1 として、非免震・非制振時の応答を図 5.1.6 に示す質点系解析モデル、及び、図 5.1.2 に示す有限要素解析モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を実施する。

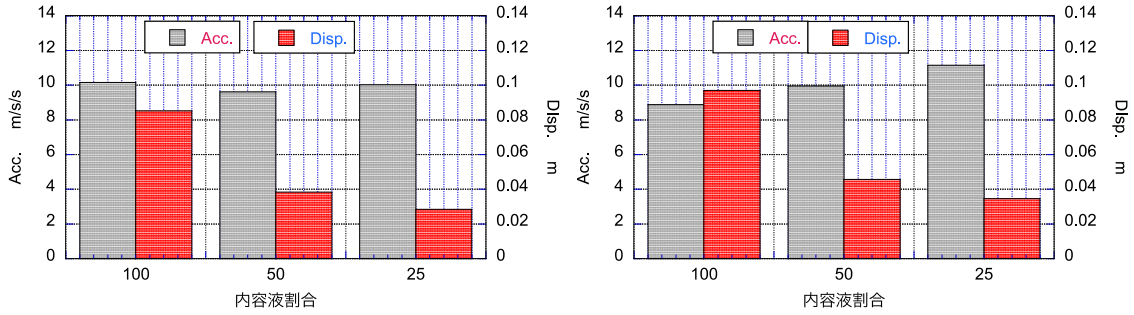
(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 4.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

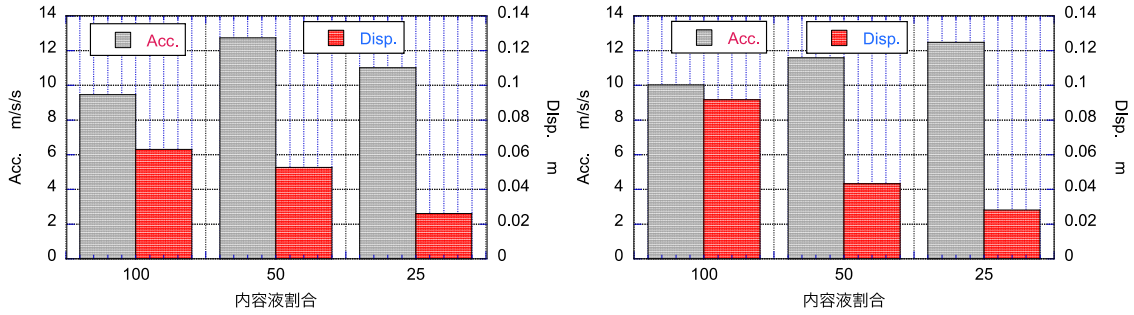
・南北（NS）方向と東西（EW）方向を同時入力した際の応答評価
・内容物量を 3 段階に増減した際の応答評価（内容物量については、内容液が 25%、50&、100%とする場合を検討する）
・最大加速度および最大応答変位は、NS 方向と EW 方向のベクトル合成した平面軌跡での最大応答を求める

解析対象となる球形タンクは、内容液なしの状態の重量と内容液 100%の時の重量に 3 倍以上の差が生じる構造物であり、建築、土木構造物では、生じない大きな質量変動を有する構造物である。これにより、重心位置も大きく変動する。結果が示すように、JMA Kobe 波を除く各入力地震動において、塑性変形が生じ入力波によっては残留変形も生じている。内容液を 3 段階で減少させていくと、最大応答加速度は概ね一定もしくは増大するのに対して、最大応答変位は減少していく傾向が確認できる。

なお、付録図 1.1 から付録図 1.4 に応答解析結果をまとめる。結果図は、左列上から入力加速度（NS 方向)、応答加速度（NS 方向)、応答変位（NS 方向)、中列上から入力加速度（EW 方向)、応答加速度（EW 方向)、応答変位（EW 方向)、右列が NS 方向と EW 方向の応答変位をベクトル合成した平面軌跡である。



（a） El Centro 波　　（b） Hachinohe 波



（c）JMA Kobe 波　　（d） スペクトル適合波

図 5.4.1.1　非免震時の最大応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

・各入力運動に対するタンクの最大応答加速度と変位の検討

・タンクの各部位に発生する応力の検討

結果を図 5.4.1.2 から図 5.4.1.5 に示す。結果が示すように、各入力波で脚部の弾塑性応答による荷重変位関係で確認できる。また、表 5.4.1.1 に有限要素解析結果をまとめる。各入力地震波での最大応答が示されている。以降では、表 5.4.1.1 に示す最大応答をもとに免震、制振による効果を評価する。

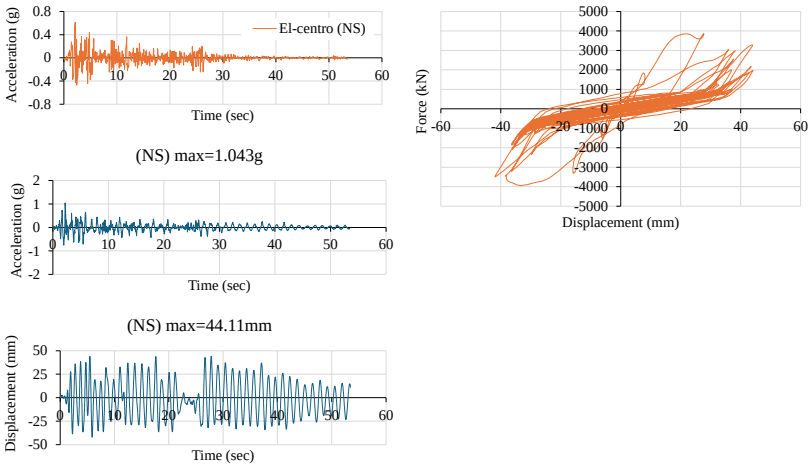


図 5.4.1.2　非免震時の時刻歴応答（El Centro NS 波）

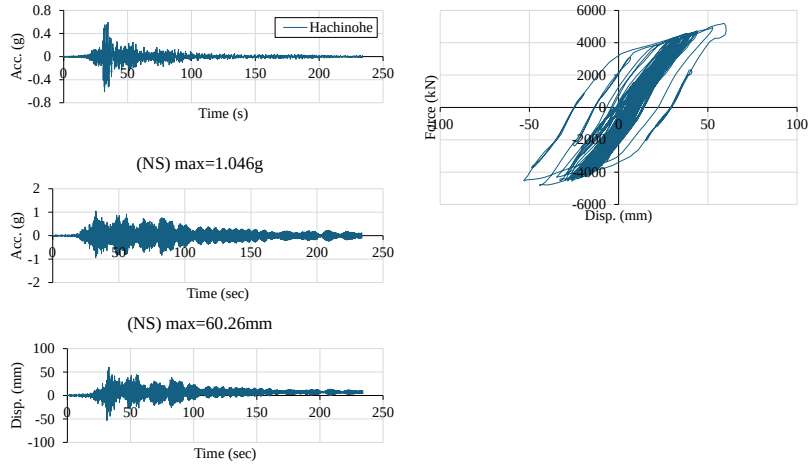


図 5.4.1.3　非免震時の時刻歴応答（Hachinohe EW 波）

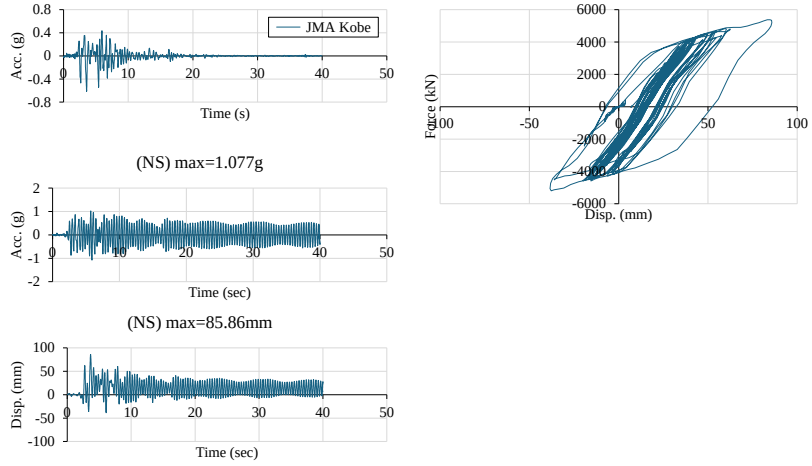


図 5.4.1.4　非免震時の時刻歴応答（JMA Kobe NS 波）

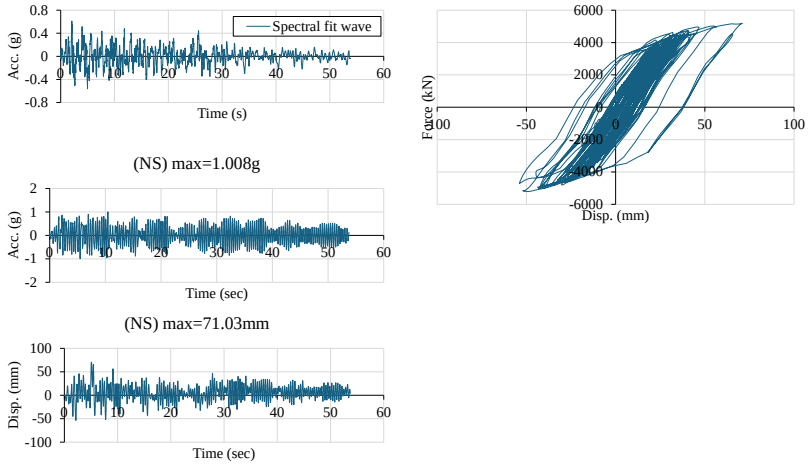


図 5.4.1.5　非免震時の時刻歴応答（スペクトル適合波）

表 5.4.1.1 非免震システム有限要素解析結果

内容	解析結果			
	ELNS[*1]	HAEW[*2]	KBNS[*3]	SPFIT[*4]
タンク重心位置最大応答加速度　(g)	1.106	1.050	1.077	1.008
タンク重心位置 RMS 応答加速度　(g)	0.419	0.233	0.395	0.390
タンク重心位置最大応答変位　(mm)	50.19	60.26	85.86	71.03
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	4600	5199	5380	5212
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	893	935	900	962
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	268	297	311	308
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	410	432	442	467
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	63	79	89	81
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	482	532	569	559
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	127	156	167	158
ブレース部の最大軸方向応力部（kN）	1440	1509	1477	1554

*1：El Centro NS 波　600gal

*2：Hachinohe EW 波 600gal

*3：JMA Kobe NS 波 600gal

*4：スペクトル適合波 600gal

2.6.5.4.2　解析ケース 2（従来の免震層適用）

ここでは、従来の免震層を球形タンクの基礎部に設ける解析ケース 2 の非線形時刻歴応答解析を実施する。

(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

・南北（NS）方向と東西（EW）方向を同時入力した際の応答評価
・内容物量を 3 段階に増減した際の応答評価（内容物量については、内容液が 25%、50&、100%とする場合を検討する）
・免震層の固有周期と減衰比を変化させた際の免震層の最大応答を評価

表 5.3.1 の仕様をもとに質点系解析モデルと有限要素解析モデルの 2 種類を検討する。図 5.4.2.1 に質点系解析モデルを示す。図が示すように、免震層を球形貯槽脚部と同様に高減衰積層ゴムの解析モデルとして良く設計で用いられているバイリニア型復元力特性でモデル化する。免震層には、さらに、応答変位を制御するための減衰要素を配置するため球形貯槽の構造減衰同様にバイリニア型復元力特性と並列に減衰要素をモデル化する。なお、免震層基礎として、直径 15m、厚さ 70cm の鉄筋コンクリート基礎を想定する。

質点系解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析では、主として、非免震時と同様に内容液の変化が与える影響について検討する。内容液が空の状態に対して、内容液 100%の重量は、3 倍以上になることから、免震技術の適用が普及している建築・土木構造物でも適用例が無い質量変動による免震層の応答を評価する。よって、ここでは、球形貯槽に適した免震層の考え方についても検討する。なお、前述のように地表面加速度 600gal で基準化した観測地震波は、最大速度の観点で安全評価側の入力条件となっていることから、ここでは、球形タンクに適した免震層の考え方を検討するうえで通常耐震設計で使用されるレベルの地震動についても検討する。

図 5.4.2.2 から図 5.4.2.5 に結果をまとめる。結果が示すように、免震層を設けることで球形タンクの応答は、弾性範囲内での最大変形量に収まることが確認できる。また、内容液に対しての最大応答の依存性は、先の非免震時の傾向と同様であり、内容液を 3 段階で減少させていくと、最大応答加速度は概ね一定もしくは増大するのに対して、最大応答変位は減少していく傾向が確認できる。

なお、付録図 2.1 から図 2.4 に時刻歴応答波形と平面軌跡を示す。左列上から NS 方向における、入力加速度、免震層の応答加速度、免震層の応答変位、免震層の荷重変位関係、球形タンクの応答加速度、球形タンクの応答変位、球形タンクの荷重変位関係、中列上から EW 方向における、入力加速度、免震層の応答加速度、免震層の応答変位、免震層の荷重変位関係、球形タンクの応答加速度、球形タンクの応答変位、球形タンクの荷重変位関係、右列上から免震層の NS 方向と EW 方向の応答変位をベクトル合成した平面軌跡、球形タンクの NS 方向と EW 方向の応答変位をベクトル合成した平面軌跡である。

図 5.4.2.6 に非免震時と免震時のタンク部の最大応答の比較による免震効果を示す。結果が示すように、入力地震波に依存せず概ね 1/3 から 1/5 程度の免震効果が得られ、球形タンクの応答は、地表面 600gal に基準化した入力波に対して弾性範囲に最大応答が低減されていることを確認できる。また、内容液の変動により大きく固有振動数が変化する対象構造物に対して、ここでは、内容液 100%時に免震周期 2 秒程度になるよう高減衰積層ゴムを選定している。このため、内容液の減少により免震効果が若干低下する傾向となっている。免震層の考え方とし

ては、解析結果が示すように内容液変動が生じる場合でも良好な免震効果が得られることは確認できるものの、内容液変動の傾向を考慮し効果的な免震層設計を計画することも可能である。

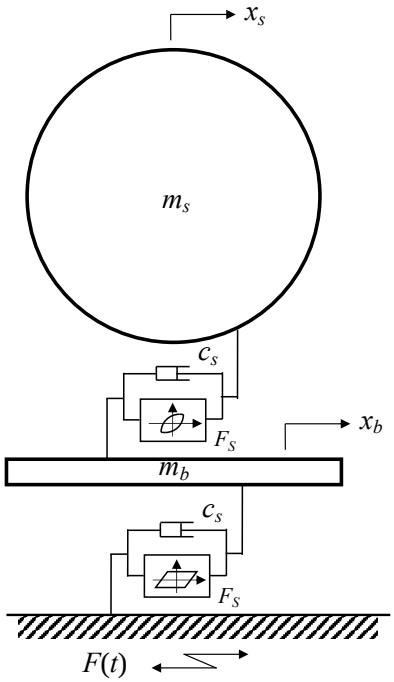
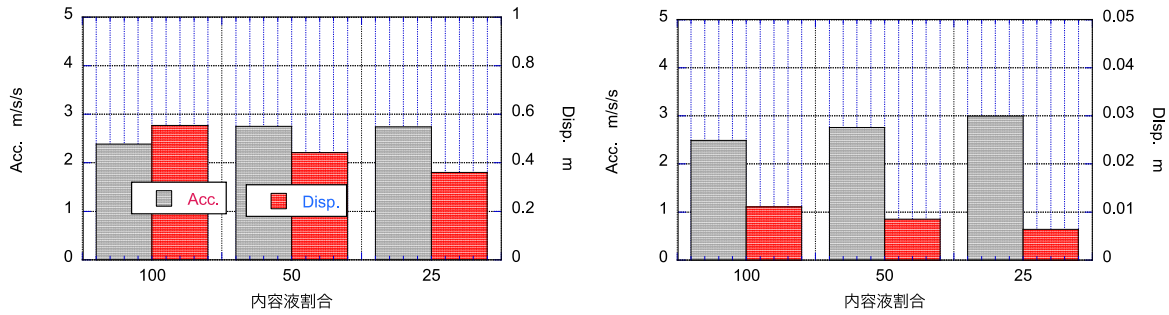
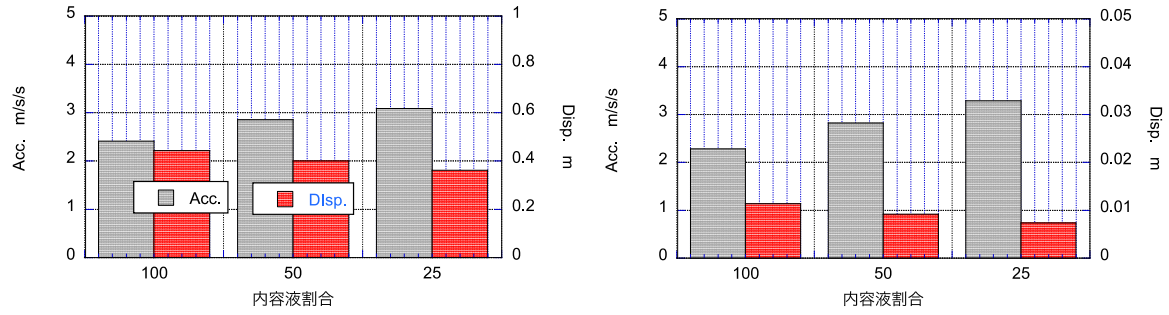


図 5.4.2.1 集中質量振動系でのタイロッドブレース形式球形貯槽の免震解析モデル



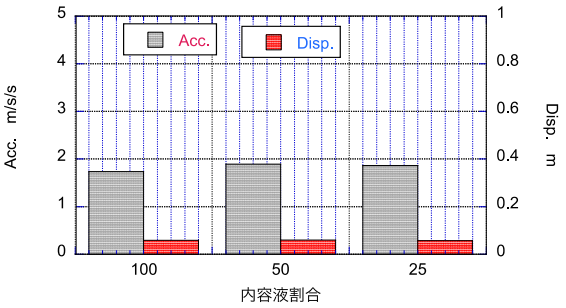
(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.2.2　免震時の最大応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較

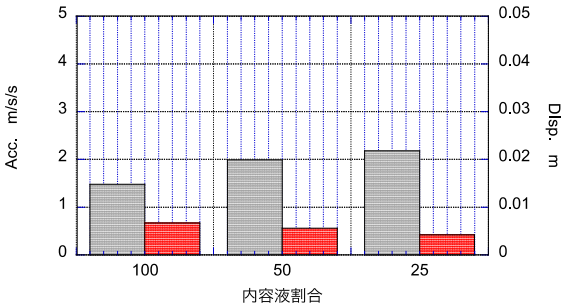


(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.2.3　免震時の最大応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較

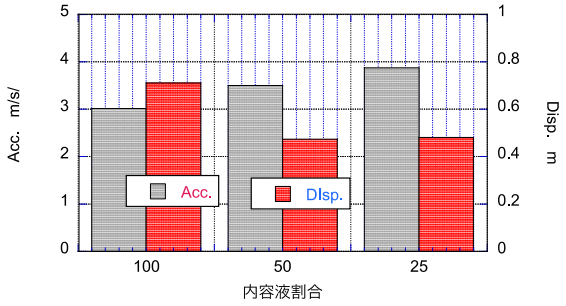


(a)免震層

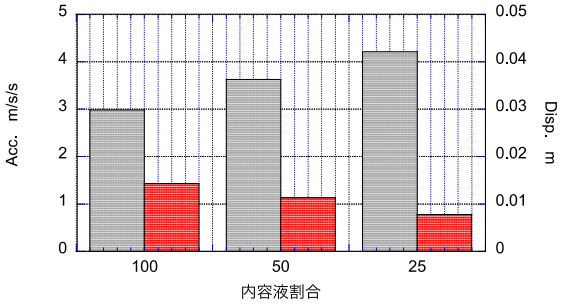


(b)球形タンク

図 5.4.2.4　免震時の最大応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較

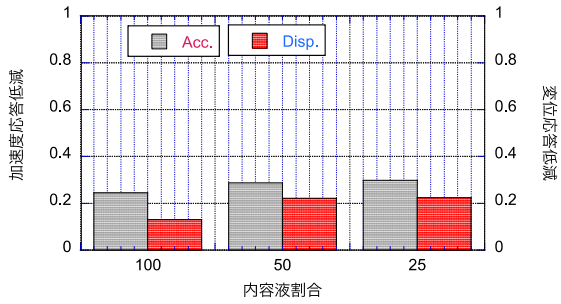


(a)免震層

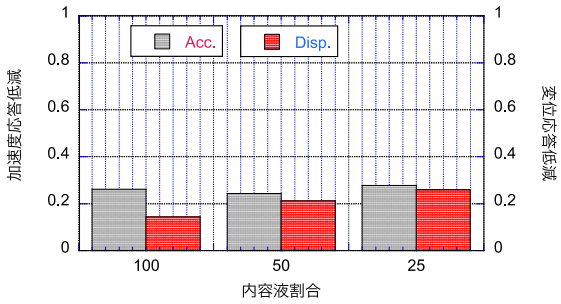


(b)球形タンク

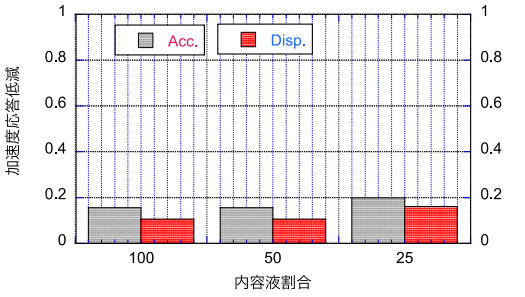
図 5.4.2.5　免震時の最大応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較



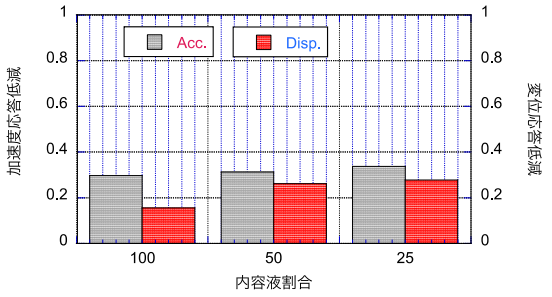
(a)El Centro 地震波入力時の免震効果



(b)Hachinohe 地震波入力時の免震効果



(c)JMA Kobe 地震波入力時の免震効果

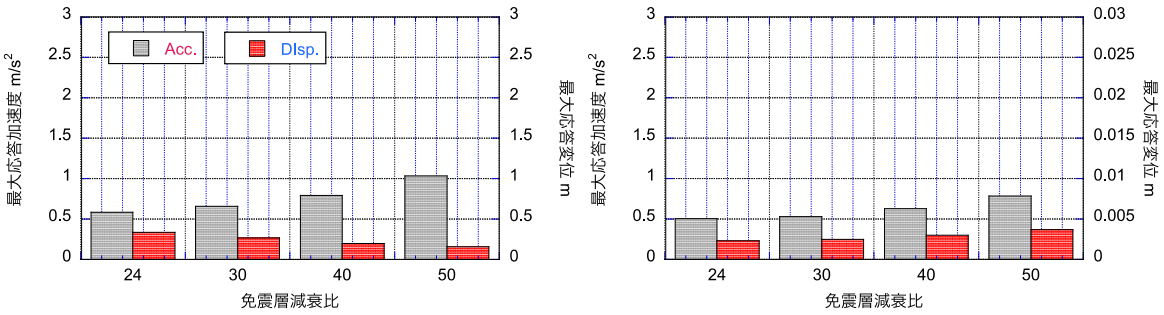


(d)スペクトル適合波入力時の免震効果

図 5.4.2.6　球形タンクの非免震・免震時の免震効果

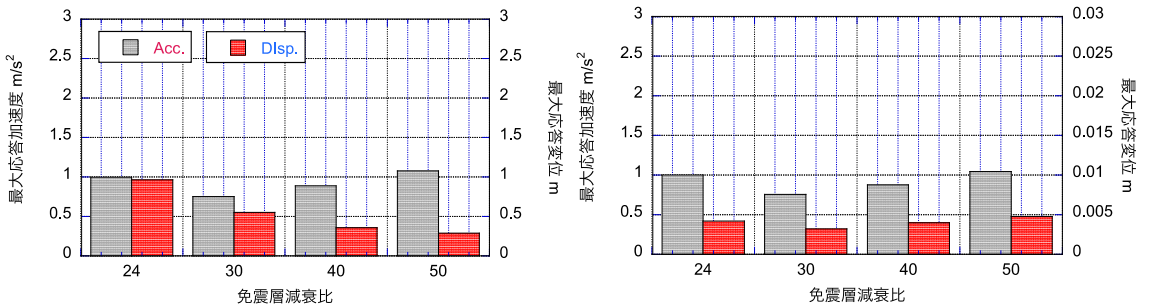
次に、通常の耐震設計時に適用する最大速度レベルでの入力波を用いた非線形時刻歴応答解析結果を図 5.4.2.7 から図 5.4.2.10 に示す。ここでは、免震層の減衰比を解析パラメータとし、免震層の減衰比と最大応答の関係をまとめる。免震層は、高減衰積層ゴムを用いることで 24%相当の減衰が与えられるが、30%、40%、50%の 4 段階で減衰比を増大させた効果を確認する。各図とも(a)が免震層、(b)が球形タンクの最大応答を示す。免震層の応答は、減衰比の増大で最大変位が効果的に低減されることが確認できる。一方で、免震層の最大化速度は、減衰比の増大で徐々に増加する傾向が認められる。免震層の応答は、上部構造物である球形タンクに影響する。入力波により、30%程度の減衰比で最小となり、免震層の加速度の増大により応答が増加する傾向が認められる。

以上の質点系での非線形時刻歴応答解析結果より、タイロッドブレース形式球形貯槽への免震層の適用は、最大応答を入力地震波に依存せず概ね 1/3 から 1/5 程度に大きく低減することが可能であることを確認した。また、球形貯槽内の内容液の量により、構造物としての固有振動数は、大きく変動するものの、免震効果は、固有振動数の変動ほどの影響は生じないことも確認された。しかしながら、免震層の固有周期や減衰比については、球形貯槽に接合する配管等の許容変形量を考慮し、今後、より詳細な検討を実施することで適切な設計仕様を検討する必要がある。



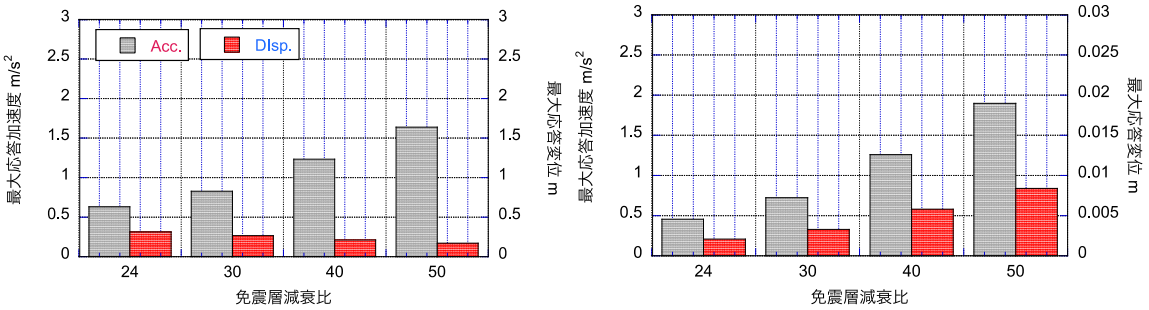
(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.2.7　免震層の減衰比と最大応答の関係（El Centro 原波）



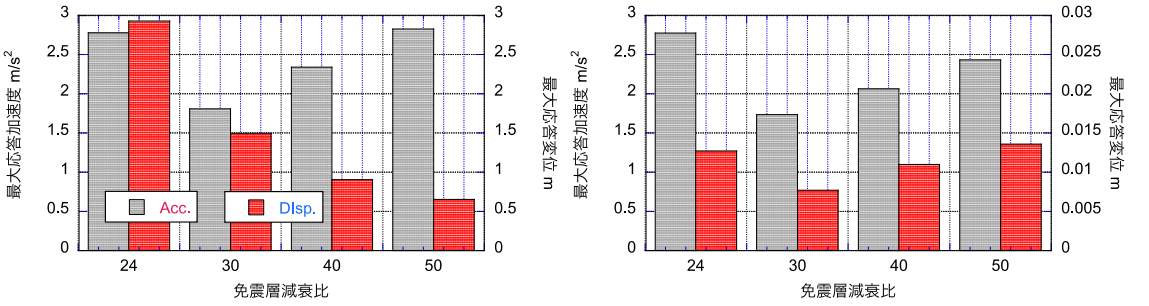
(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.2.8　免震層の減衰比と最大応答の関係（Hachinohe 原波）



(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.2.9　免震層の減衰比と最大応答の関係（JMA Kobe 原波）



(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.2.10　免震層の減衰比と最大応答の関係（スペクトル適合波）

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

図 5.4.2.11 に有限要素解析モデルでの球形タンクの従来の免震層適用のモデルの考え方を示す。図が示すように、タンク脚柱下部に質量のない剛体プレートを設置し、当該プレート下部に NS 方向と EW 方向にバイリニア型復元力特性を有するばね要素を配置し、並列に減衰要素を設置することでモデル化する。なお、ここでの検討は、免震効果の確認とともに 8 本のタンク脚柱下部にそれぞれ免震装置を設置した際の球形タンク及びタンク脚柱の応答評価の比較対象として検討する。

応答解析結果を図 5.4.2.12 に示す。また、El Centro 波を入力した際の評価結果を表 5.4.2.1 に示す。

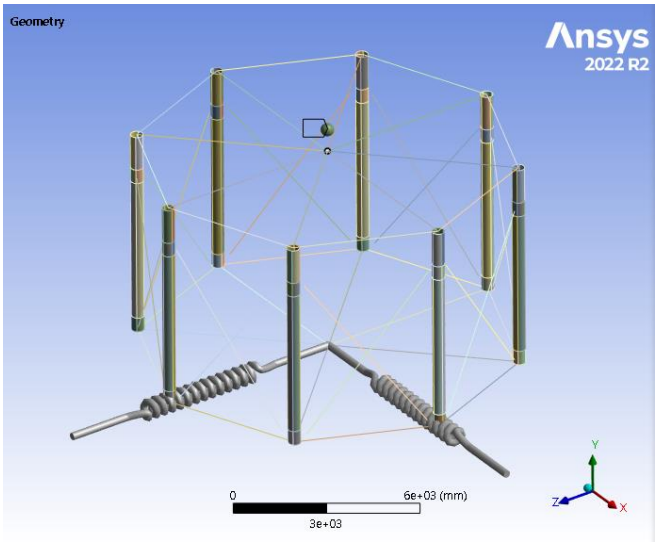


図 5.4.2.11　免震時の時刻歴応答

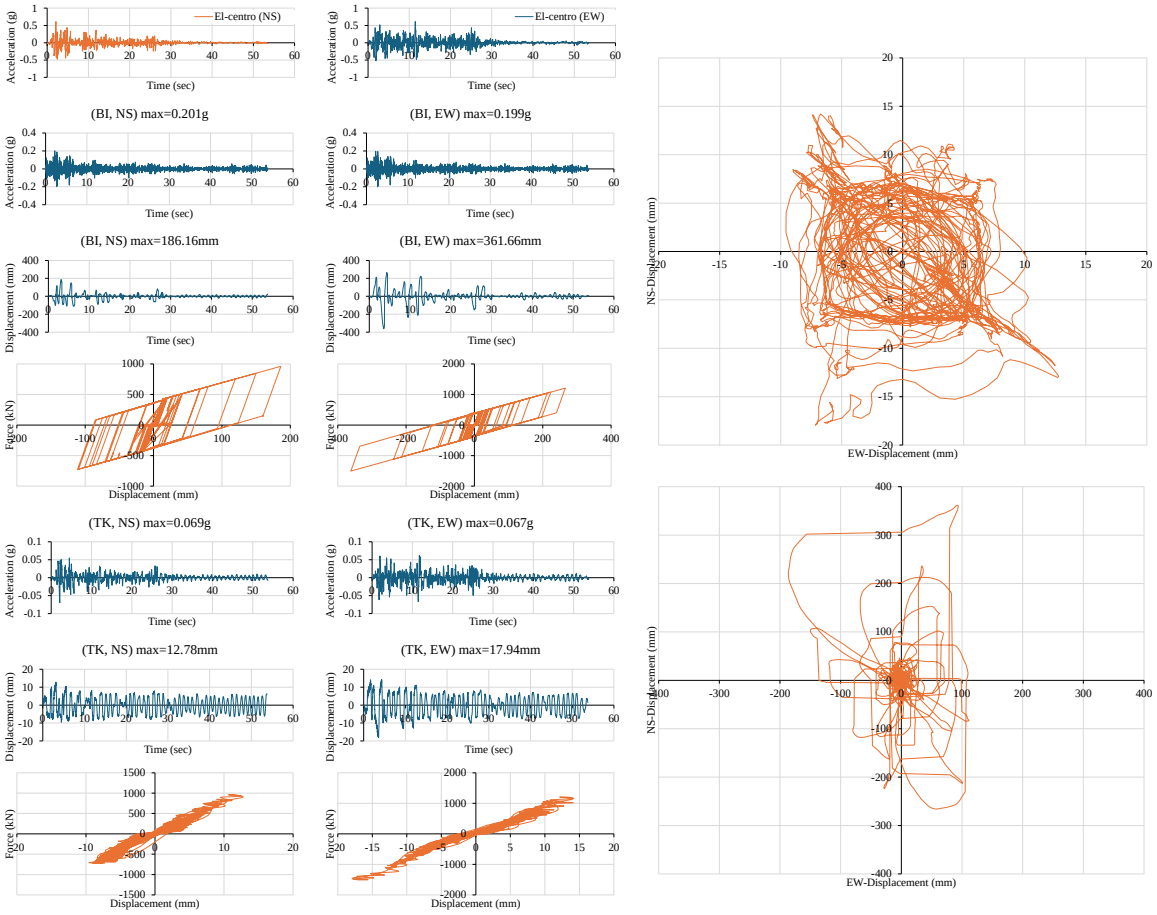


図 5.4.2.12　免震時の時刻歴応答 – Base Isolation(El Centro 波)

表 5.4.2.1 基礎免震システム解析結果 – El Centro NS 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	6.13
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	0.069
タンク重心位置最大応答変位 (mm)	0.010
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	12.8
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	186.2
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	961
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	288
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	118
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	129
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	46
ブレース部の最大軸方向応力部 (kN)	265
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	69
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	370

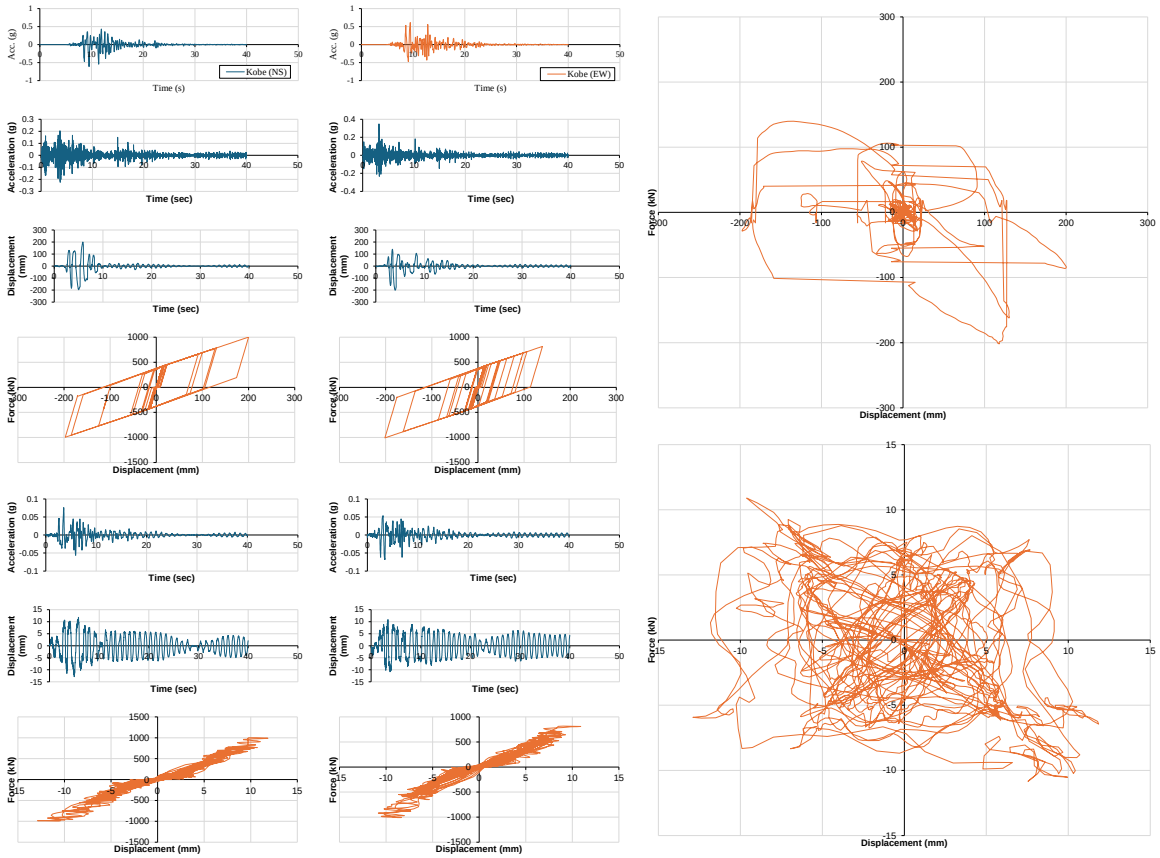


図 3.4.2.13 免震時の時刻歴応答 – Base Isolation(JMA Kobe 波)

表 3.4.2 基礎免震システム解析結果 – JMA Kobe 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 （g）	4.25
タンク重心位置 RMS 応答加速度 （g）	0.076
タンク重心位置最大応答変位 （mm）	0.006
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	12.9
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	201.6
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	1009
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	309
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	129
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	272
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	90
ブレース部の最大軸方向応力部（kN）	201
タンク重心位置最大応答加速度 （g）	69
タンク重心位置 RMS 応答加速度 （g）	488

2.6.5.4.3 解析ケース３（脚部下部に免震装置を適用）

ここでは、球形タンク脚部下部に直接免震装置を設置する解析ケース 3 の非線形時刻歴応答解析を実施する。

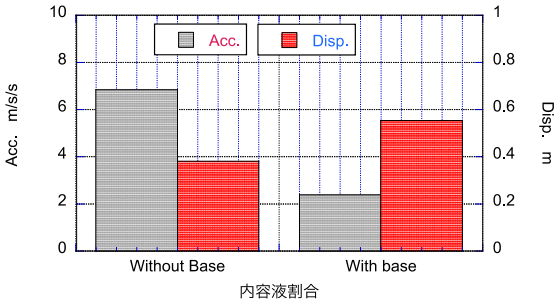
(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

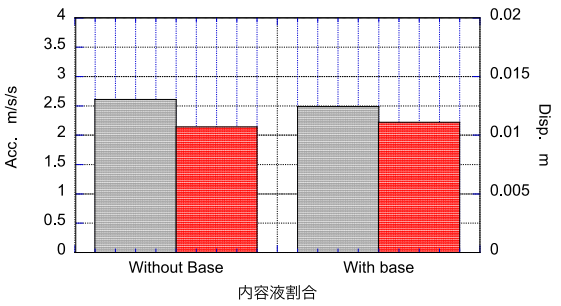
・南北（NS）方向と東西（EW）方向を同時入力した際の応答評価
・内容物液を 100%と設定
・従来の免震層の基礎部質量の有無での応答比較
・脚部応答のばらつきの評価（FEM 解析のみ）

質点系の応答解析では、免震層上部の基礎質量を概ね無視できるようモデル化し、球形タンク脚部下部に直接免震装置を設置した状況を模擬した場合での応答解析を検討する。図 5.4.3.1 から図 5.4.2.4 に基礎質量を有する場合の最大応答との比較結果を示す。なお、付録図 2.1 から付録図 2.4 に時刻歴応答波形を示す。

免震層に基礎質量がある場合とない場合の応答を比較すると、定性的には、免震層の最大応答変位が減少する傾向が確認できる。これは、基礎質量部に生じる慣性力が低減されることにより、最大応答変位が減少すると考えられる。また、免震層上部構造物である球形タンクでの最大応答は、若干増大する傾向が確認できるものの定量的には概ね同等である。

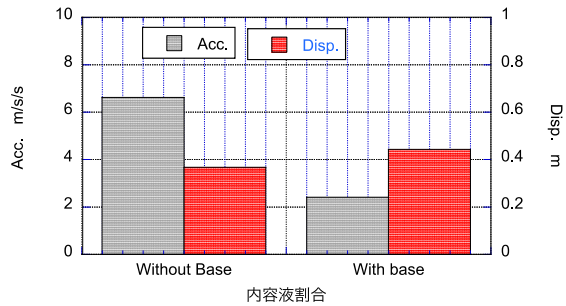


(a)免震層

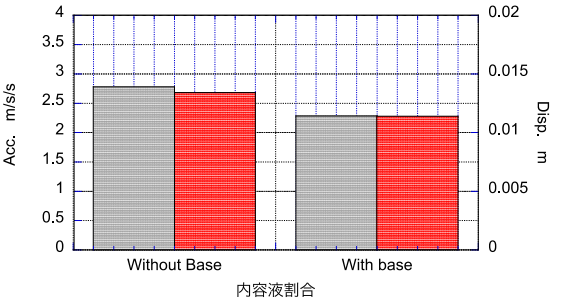


(b)球形タンク

図 5.4.3.1　免震層の基礎部の有無での最大応答（El Centro 波）：内容液 100%

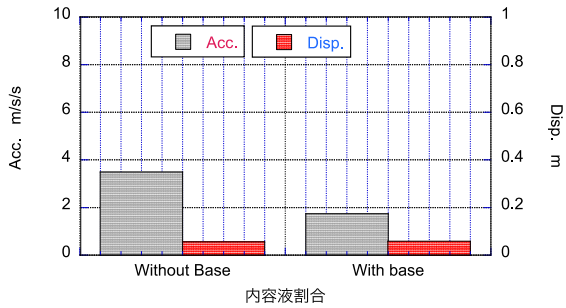


(a)免震層

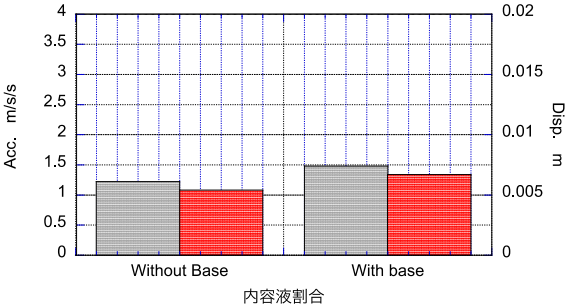


(b)球形タンク

図 5.4.3.2　免震層の基礎部の有無での最大応答（Hachinohe 波）：内容液 100%

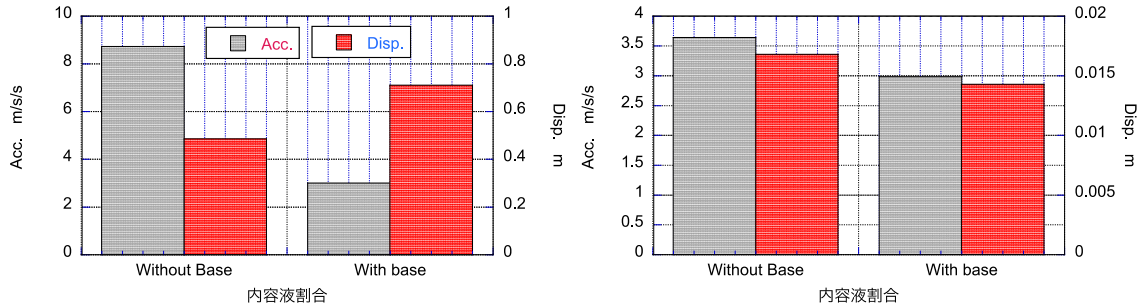


(a)免震層



(b)球形タンク

図 5.4.3.3　免震層の基礎部の有無での最大応答（JMA Kobe 波）：内容液 100%



(a)免震層　　(b)球形タンク

図 5.4.3.4　免震層の基礎部の有無での最大応答（スペクトル適合波）：内容液 100%

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

図 5.4.3.5 に有限要素解析モデルでの球形タンクの従来の免震層適用のモデルの考え方を示す。図が示すように、タンク脚柱下部にそれぞれ NS 方向と EW 方向にバイリニア型復元力特性を有するばね要素を配置し、並列に減衰要素を設置することでモデル化する。各脚部下部の積層ゴムでの応答解析結果の平均値を図 5.4.2.6 に示す。また、評価結果を表 5.4.2.1 に示す。図 5.4.3.7 に各脚柱下部に免震装置を設置した場合の免震装置の平面軌跡を示す。表 3.4.4 に最大応答の評価をまとめる。

脚部下部に直接積層ゴムを設置する場合、球形タンク部の応答と脚部の剛性との関係から各積層ゴムの応答にばらつきが生じることを確認できる。表 5.4.3.2 各柱下部における積層ゴムの最大応答をまとめる。NS 方向で 120mm 程度、EW 方向で 65mm 程度の最大応答変位の差が生じるものの積層ゴムのせん断変形量としては線形範囲内に収まるばらつきであることを確認した。

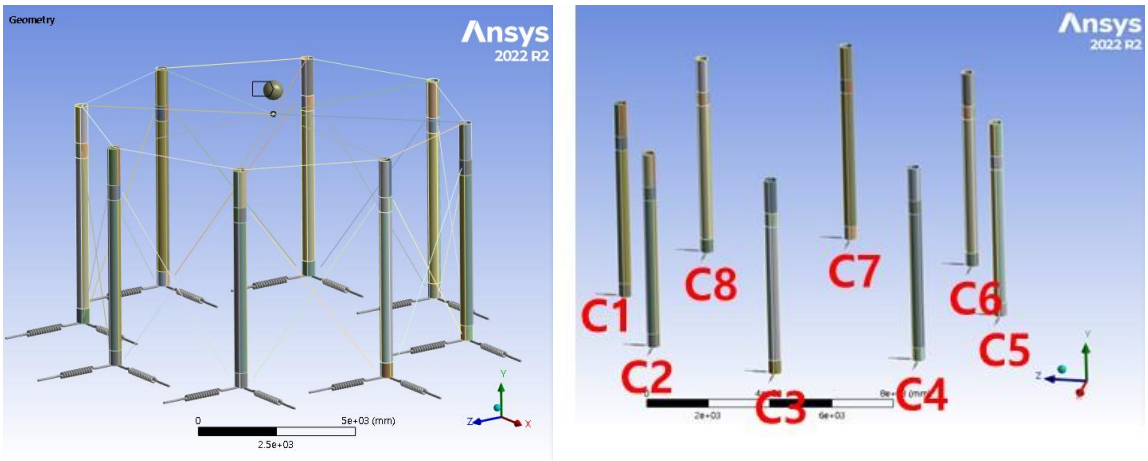


図 5.4.3.5　各柱の免震解析モデル及び識別

表 5.4.3.1 柱免震システム解析結果 – JMA Kobe 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	3.29
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	0.069
タンク重心位置最大応答変位 (mm)	0.014
下部柱脚部—基礎部の水平方向最大復元力(kN)	155.6
上部柱脚部—タンク接合部の最大応力(MPa)	176.8
上部柱脚部—タンク接合部の平均応力(MPa)	762
下部柱脚部—基礎部の最大応力(MPa)	579
下部柱脚部—基礎部の平均応力(MPa)	251
柱脚部—ブレース部の最大応力(MPa)	474
柱脚部—ブレース部の平均応力(MPa)	253
ブレース部の最大軸方向応力部 (kN)	526
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	130
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	490

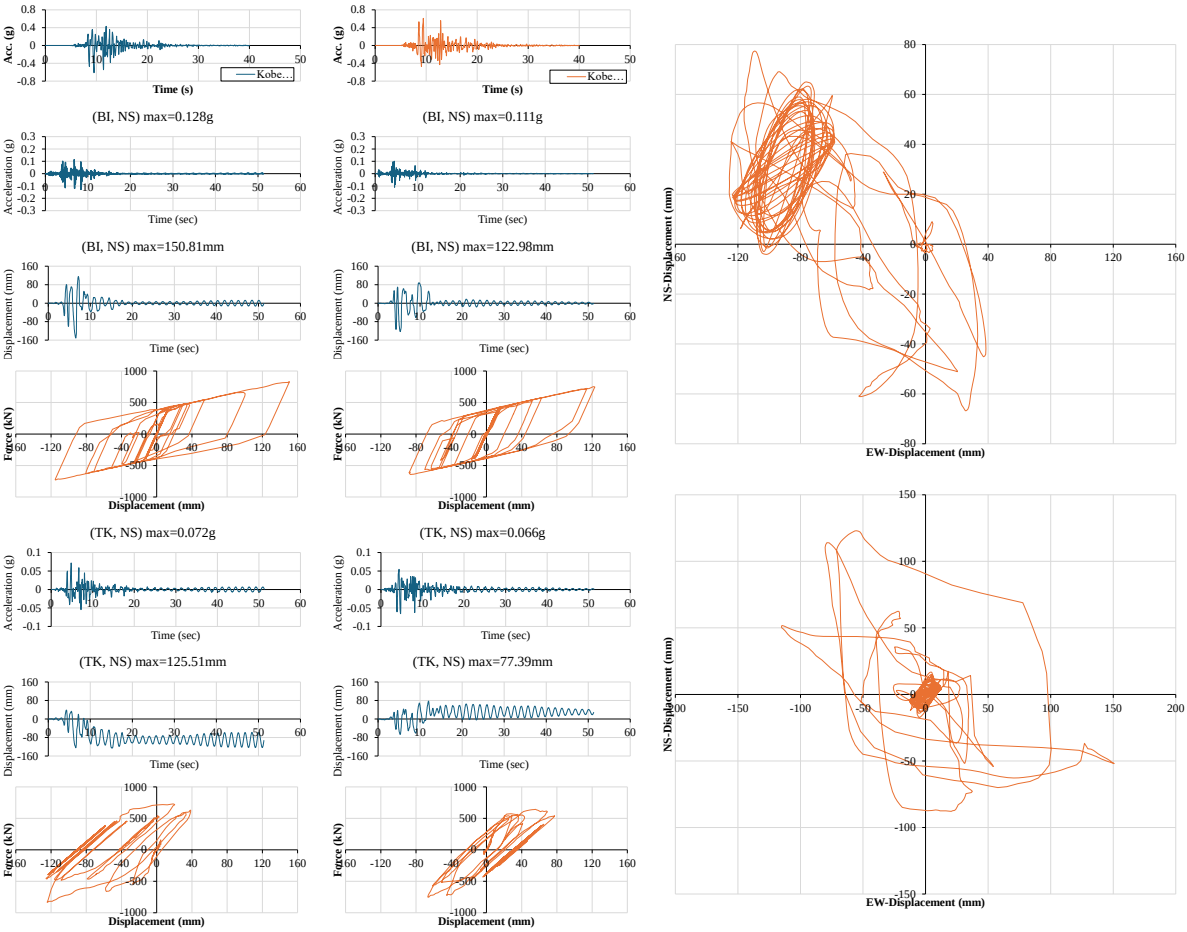


図 5.4.3.6 各脚柱下部に免震装置を設置した場合の時刻歴応答解析結果

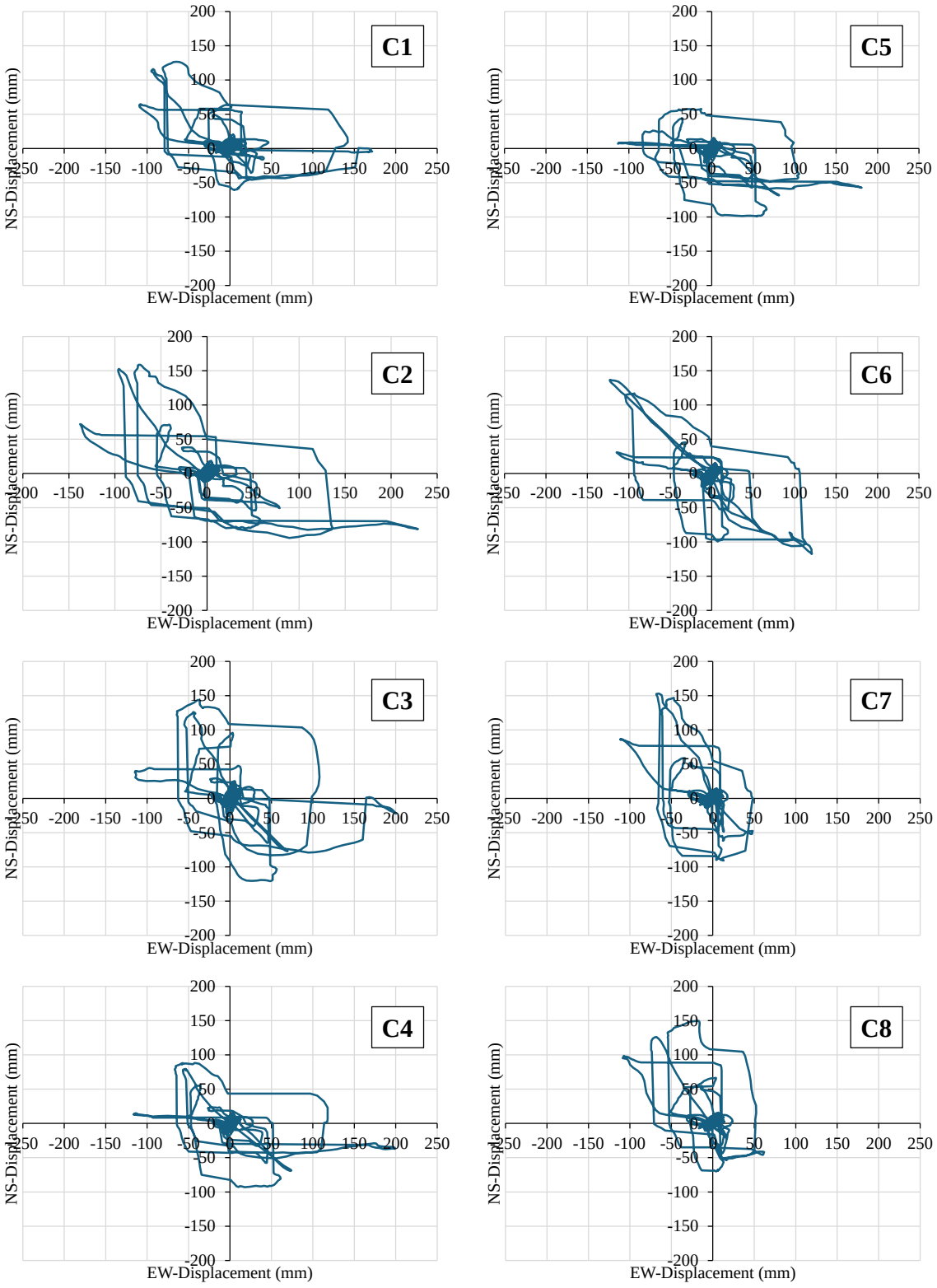


図 5.4.3.7　各脚柱下部に免震装置を設置した場合の免震装置の平面軌跡

表 5.4.3.2 各柱下部における積層ゴムの応答

内容	最大変位（mm）		最大加速度（g）	
方向	N-S	E-W	N-S	E-W
C1	171.5	126.5	0.434	0.256
C2	229.1	158.8	0.179	0.331
C3	200.3	143.8	0.208	0.264
C4	199.2	93.0	0.340	0.264
C5	180.7	99.0	0.462	0.188
C6	122.9	136.8	0.392	0.327
C7	111.7	153.2	0.243	0.457
C8	108.6	150.0	0.251	0.287

表 5.4.3.3 柱免震システム解析結果 – JMA Kobe 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 （g）	6.17
タンク重心位置 RMS 応答加速度 （g）	0.070
タンク重心位置最大応答変位 （mm）	0.010
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	22.2
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	159.8
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	878
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	272
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	117
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	144
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	70
ブレース部の最大軸方向応力部（kN）	285
タンク重心位置最大応答加速度 （g）	76
タンク重心位置 RMS 応答加速度 （g）	213

2.6.5.4.4 解析ケース 4 （粘性減衰のブレース配置）

ここでは、球形タンクのタイロッドブレースに対して並列にオイルダンパーを制振装置として配置する場合の解析ケース 4 の非線形時刻歴応答解析を実施する．

(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する．ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する．

・南北（NS）方向と東西（EW）方向を同時入力した際の応答評価
・内容物量を 3 段階に増減した際の応答評価（内容物量については、内容液が 25%、50&、100%とする場合を検討する）

表 5.3.1 の仕様をもとに質点系解析モデルと有限要素解析モデルの 2 種類を検討する．ここでは、図 5.1.6 に示す質点系解析モデルの減衰部分を制振要素として解析パラメータを検討する。まず、構造減衰比を 0.03、0.05、0.07、0.1、0.2、0.3 としてタイロッドブレース形式球形貯槽に制振装置を設置する際の基本的な減衰比のあり方を検討する。なお、内容液は、100%相当の際の応答を評価するものとする。

減衰比を変化させた際の結果を図 5.4.4.2 から図 5.4.4.5 に示す。なお、付録図 4。1 から付録図 4.4 に時刻歴応答波形を示す．結果が示すように、NS 方向と EW 方向で定量的には異なるものの減衰比の増大で応答低減が得られることを確認できる。最大応答加速度の低減効果よりも機械系構造物にとっては有効である最大応答変位の低減に大きく寄与し、減衰比 0.3 程度の減衰付加を行うことで最大応答変位を 1/2 程度に低減できることを確認できる．

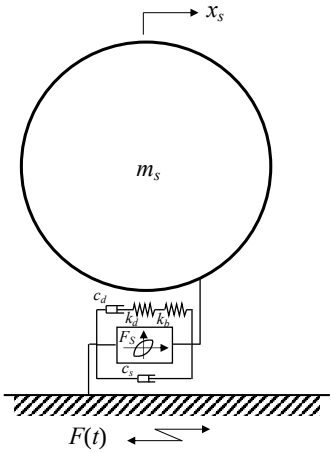
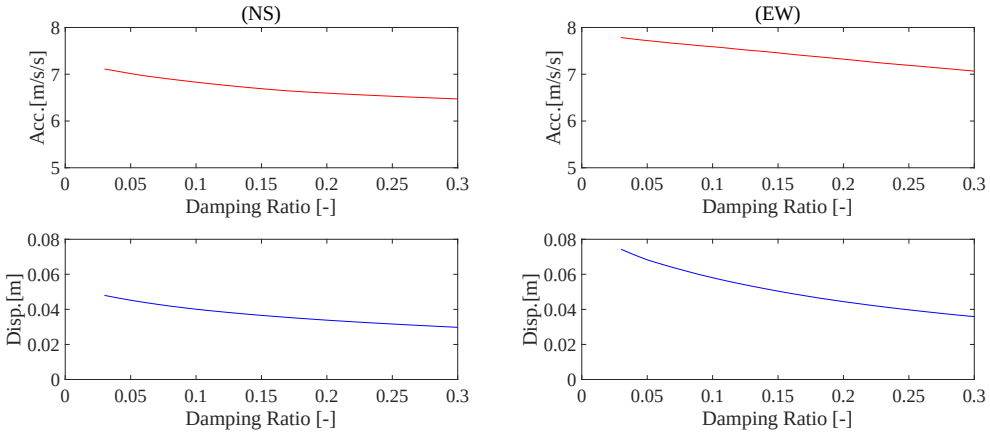
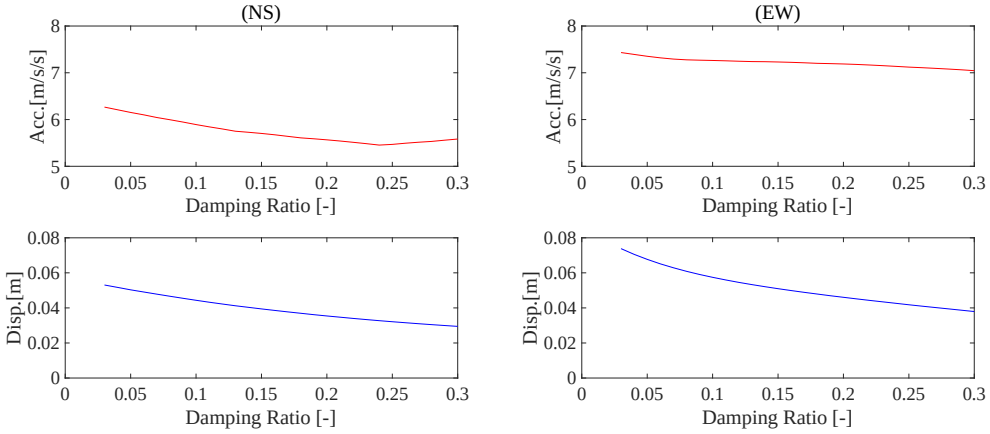


図 5.4.4.1　集中質量振動系でのタイロッドブレース形式球形貯槽の制振時解析モデル（ブレース配置）



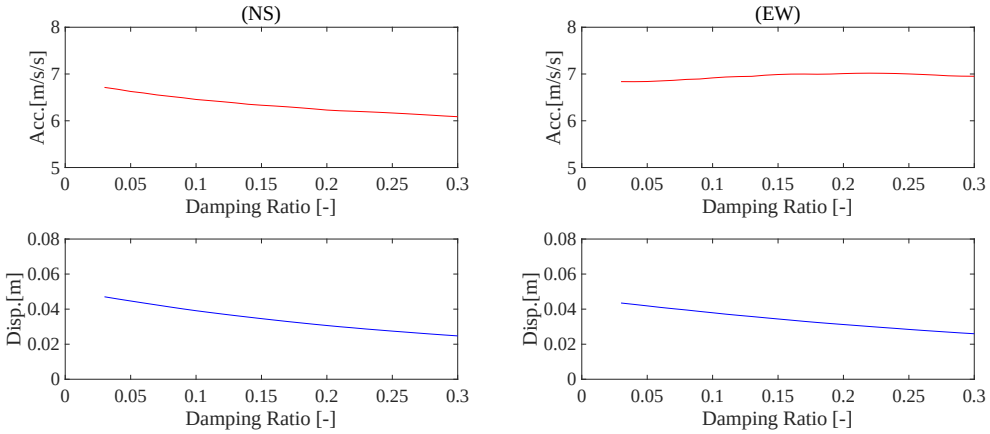
(a)NS 方向　　(b)EW 方向

図 5.4.4.2　等価粘性減衰比を用いた制振時の最大応答（El Centro 波）



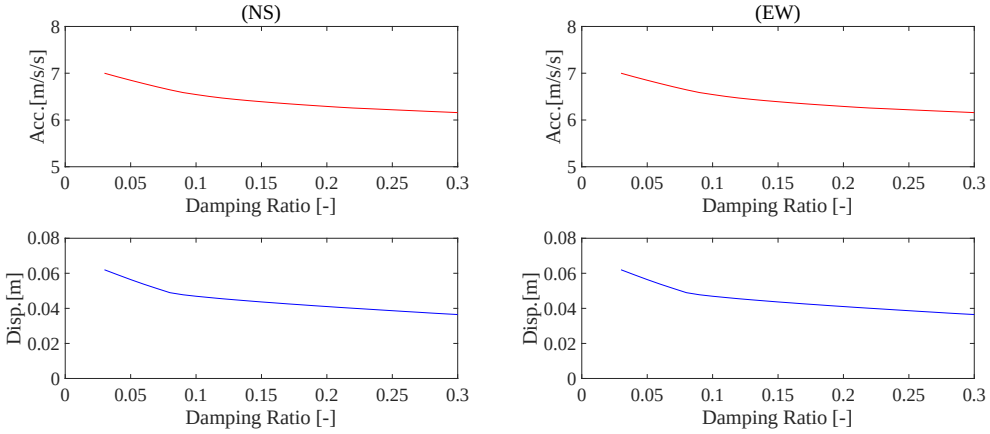
(a)NS 方向　　(b)EW 方向

図 5.4.4.3　等価粘性減衰比を用いた制振時の最大応答（Hachinohe 波）



(a)NS 方向　　(b)EW 方向

図 5.4.4.4　等価粘性減衰比を用いた制振時の最大応答（JMA Kobe 波）



(a)NS 方向　　(b)EW 方向

図 5.4.4.5　等価粘性減衰比を用いた制振時の最大応答（スペクトル適合波）

次に、図 5.4.4.1 に示すように球形貯槽にオイルダンパーと本体剛性を Maxwell モデルでモデル化した制振装置をタイロッドブレースに並列に配置する場合の応答を解析する。ここでは、減衰比 0.3 相当のダンパーを選定し、ブレース状に設置した際の制振効果を検討した結果を図 5.4.4.6 から図 5.4.4.9 に示す。なお、付録図 4.5 から付録図 4.8 に時刻歴応答波形を示す。また、図 5.4.4.10 に非制振時の応答との比較による制振効果をまとめる。

結果が示すように、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度は概ね一定で最大応答変位は基本的に減少する傾向が認められる。入力地震動に対する制振効果は、最大応答加速度については制振装置の設置で若干増大する場合があるものの機械構造物にとって重要となる最大応答変位については 20%から 30%程度の応答低減効果が得られることを確認できる。しかしながら、等価減衰比 0.3 を想定したオイルダンパー仕様に対して制振装置をブレース状に配置した際の設置角度に起因してダンパーの変形量が小さくなることから制振効果は低下する。このため、制振装置の適正な配置方法については、別途検討を実施し、例えば、間柱方式など限られた設置スペースに対して制振装置の有効な配置方法を検討する必要である。

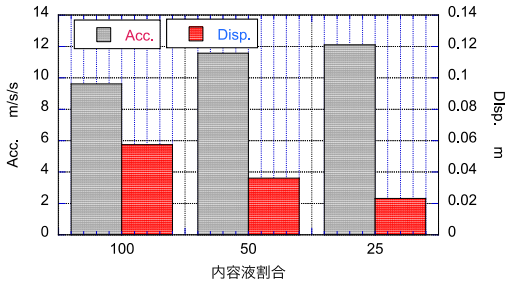


図 5.4.4.6　制振時（ブレース配置）の最大応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較

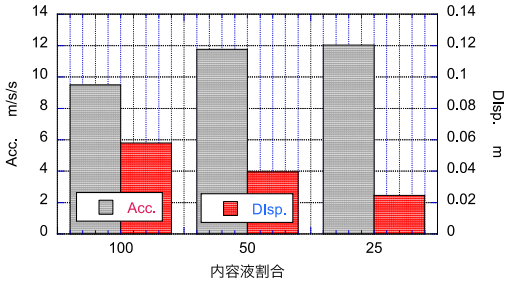


図 5.4.4.7　制振時（ブレース配置）の最大応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較

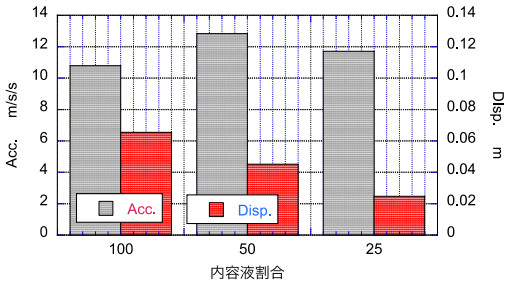


図 5.4.4.8　制振時（ブレース配置）の最大応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較

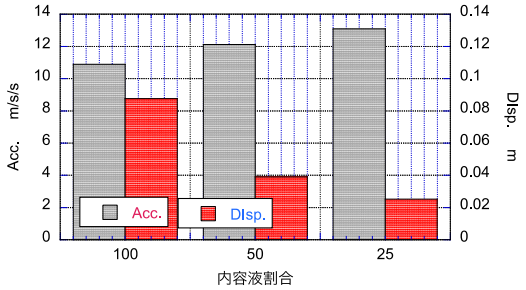
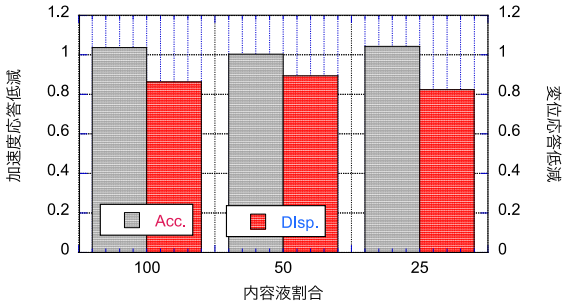
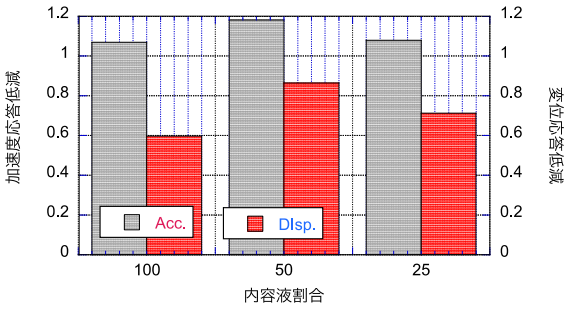


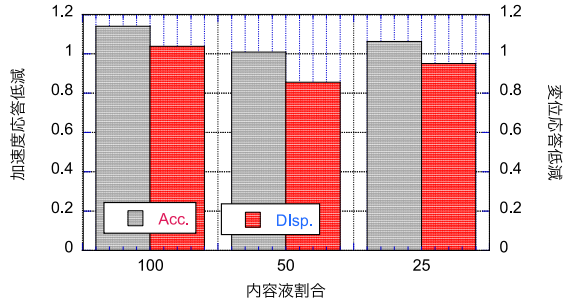
図 5.4.4.9　制振時（ブレース配置）の最大応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較



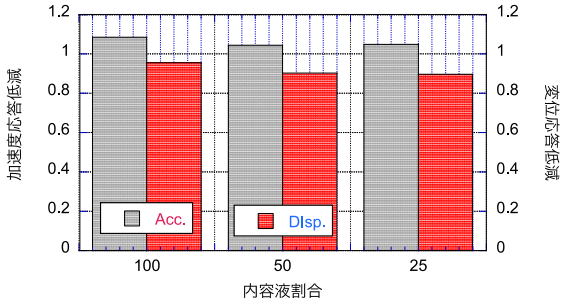
(a)El Centro 地震波入力時の制振効果



(b)Hachinohe 地震波入力時の制振効果



(c)JMA Kobe 地震波入力時の制振効果



(d)スペクトル適合波入力時の制振効果

図 5.4.4.10　球形タンクの非制振・制振時の制振効果（ブレース配置）

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

図 5.4.4.11 に有限要素解析モデルでの球形タンクにオイルダンパーをプレース状に配置する制振装置設置の考え方を示す。図が示すように、各タンク脚柱間にそれぞれ Maxwell モデル形式の制振装置をブレース状に設置する。制振装置の仕様を図 5.4.4.12 に示す。

応答解析結果を図 5.4.4.13 に示す。また、El Centro 波を入力した際の評価結果を表 5.4.4.1 に示す。

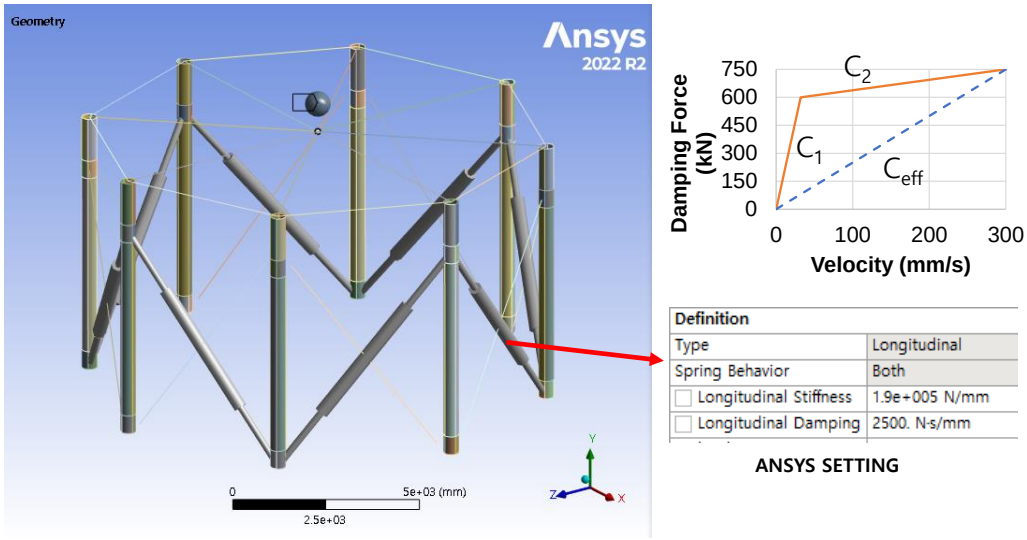


図 5.4.4.11　タイロッドブレース形式球形貯槽の制振時解析モデル（ブレース配置）

型式	ストローク S (mm)	最大速度 Vmax (mm/s)	最大減衰力 Fmax (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	800	250
	160（±80）			25		220
	200（±100）			32		180
SD1500kN	120（±60）	150 300	1500	20	1200	420
	160（±80）			25		370
	200（±100）			32		290
SD2000kN	120（±60）	150 300	2000	20	1600	470
	160（±80）			25		400
	200（±100）			32		320

図 5.4.4.12　制振装置の特性値

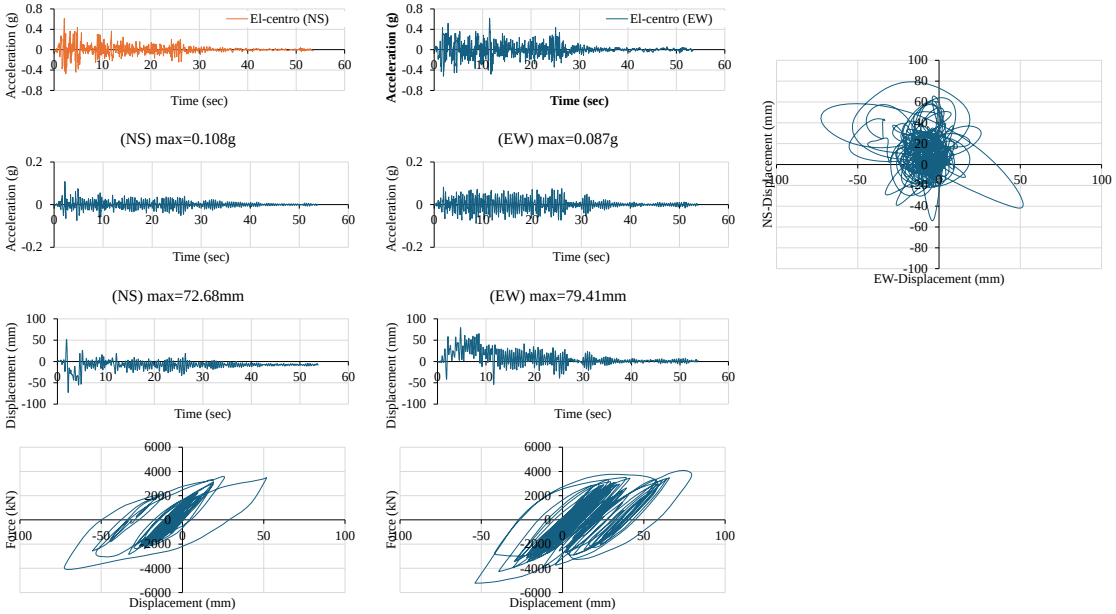


図 5.4.4.13　制振装置適用モデルの解析結果-ブレース配置

表 5.4.4.1 等価粘性減衰比モデルの解析結果 – El Centro 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度　(g)	5.79
タンク重心位置 RMS 応答加速度　(g)	0.108
タンク重心位置最大応答変位　(mm)	0.024
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	79.4
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	-
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	5227
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	918
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	373
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	251
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	91
ブレース部の最大軸方向応力部（kN)	508
タンク重心位置最大応答加速度　(g)	102
タンク重心位置 RMS 応答加速度　(g)	1391

2.6.5.4.5　解析ケース５（粘性減衰の水平配置）

ここでは、球形タンクの貯槽下部に基礎に対して並行にオイルダンパーを水平配置する場合の解析ケース５の非線形時刻歴応答解析を実施する。

(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

・南北（NS）方向と東西（EW）方向を同時入力した際の応答評価
・内容物量を 3 段階に増減した際の応答評価（内容物量については、内容液が 25%、50&、100%とする場合を検討する）

表 5.3.1 の仕様をもとに質点系解析モデルと有限要素解析モデルの 2 種類を検討する。ここでは、図 5.4.5.1 に示すように球形貯槽にオイルダンパーと本体剛性を Maxwell モデルでモデル化した制振装置を基礎に対して水平に配置する場合の応答を解析する。解析ケース 4 と同様に減衰比 0.3 相当のダンパーを選定し、水平に設置した際の制振効果を検討する。なお、オイルダンパーは、NS 方向に 2 体、EW 方向に 2 体の合計 4 体とする。

結果を図 5.4.5.2 から図 5.4.5.5 に示す。なお、付録図 5.1 から付録図 5.4 に時刻歴応答波形を示す。また、図 5.4.4.18 に非制振時の応答との比較による制振効果をまとめる。結果が示すように、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度は概ね一定か増大するのに対して最大応答変位は減少する傾向が認められる。また、入力地震動に対する制振効果は、最大応答加速度、最大応答変位ともに制振装置の設置で応答低減効果が得られている。制振効果の結果が示すように、最大応答加速度で 20%程度、最大応答変位については最大で 60%程度の良好な応答低減効果が得られることを確認できる。ブレース配置と比較すると同じ仕様のオイルダンパーの本数を半数に減らしながら、応答低減効果の増大が確認できる。実際の配置方法については、配管等のレイアウトとの関係もあるものの、施工性と応答低減効果はブレース形式よりも良好であると判断できる。

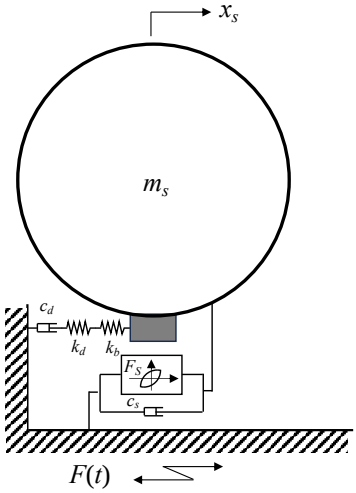


図 5.4.5.1　集中質量振動系でのタイロッドブレース形式球形貯槽の制振時解析モデル（水平配置）

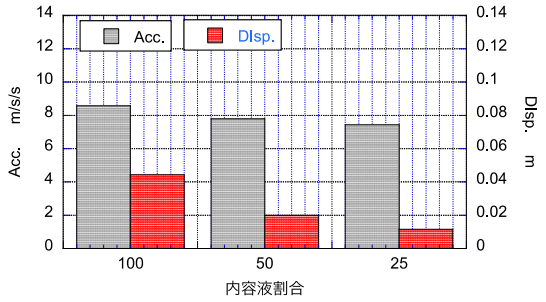


図 5.4.5.2　制振時（水平配置）の最大応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較

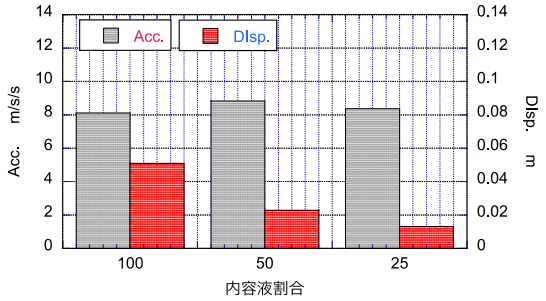


図 5.4.5.3　制振時（水平配置）の最大応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較

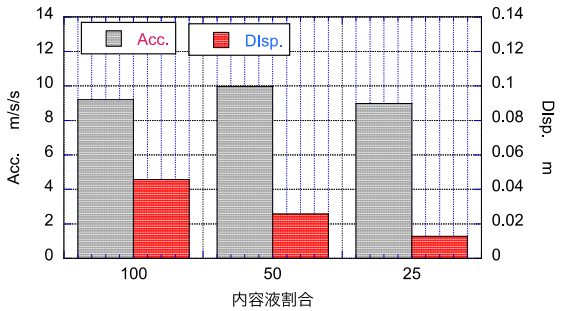


図 5.4.5.4　制振時（水平配置）の最大応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較

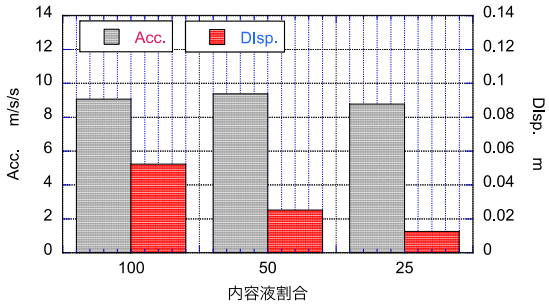
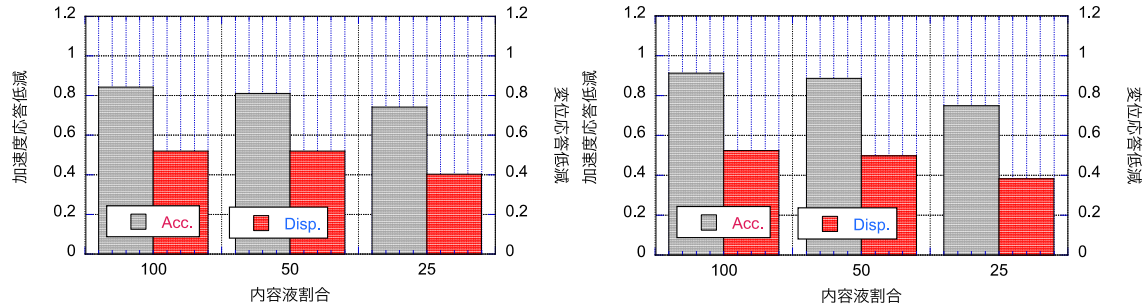
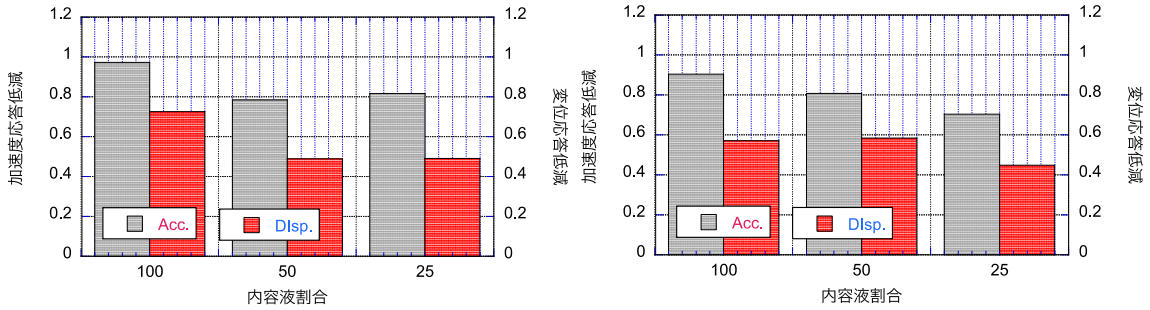


図 5.4.5.5　制振時（水平配置）の最大応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較



(a)El Centro 地震波入力時の制振効果　　(b)Hachinohe 地震波入力時の制振効果



(c)JMA Kobe 地震波入力時の制振効果　　(d)スペクトル適合波入力時の制振効果

図 5.4.5.6　球形タンクの非制振・制振時の制振効果（水平配置）

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

図 5.4.5.7 に有限要素解析モデルでの球形タンクの下部にオイルダンパーをプレース状に配置する制振装置設置の考え方を示す。図が示すように球形貯槽にオイルダンパーと本体剛性を Maxwell モデルでモデル化した制振装置を基礎に対して水平に配置する場合の応答を解析する。解析ケース 4 と同様に減衰比 0.3 相当のダンパーを選定し、水平に設置した際の制振効果を検討する。なお、オイルダンパーは、NS 方向に 2 体、EW 方向に 2 体の合計 4 体とする。応答解析結果を図 5.4.5.8 に示す。また、El Centro 波を入力した際の評価結果を表 5.4.5.1 に示す。

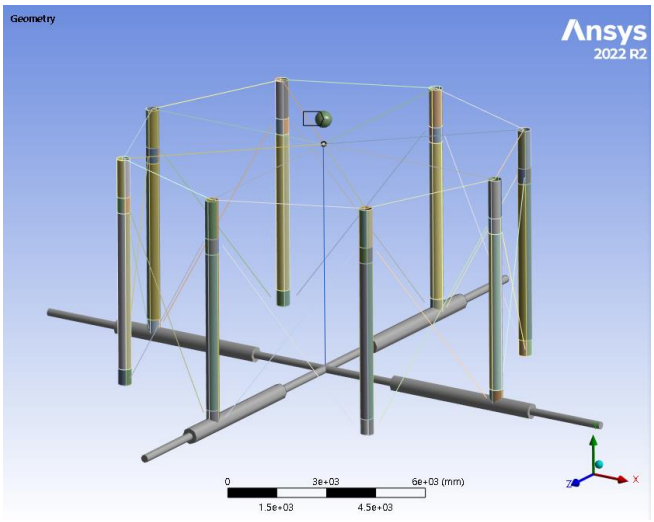


図 5.4.5.7　タンク下部にオイルダンパーを並列配置した有限要素解析モデル

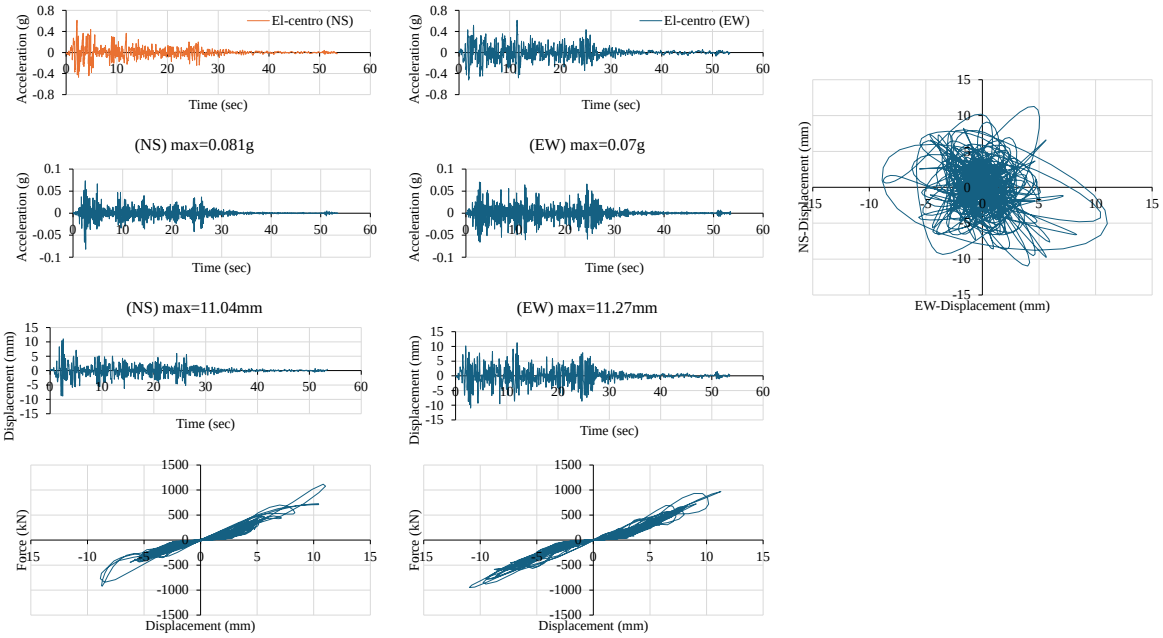


図 5.4.5.8　タンク下部にオイルダンパーを並列配置した時刻歴解析結果 – SD750kN

表 3.4.5 等価粘性減衰比モデルの解析結果 – El Centro 波 – SD750kN

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	5.86
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	0.081
タンク重心位置最大応答変位 (mm)	0.014
下部柱脚部—基礎部の水平方向最大復元力(kN)	11.27
上部柱脚部—タンク接合部の最大応力(MPa)	-
上部柱脚部—タンク接合部の平均応力(MPa)	1116
下部柱脚部—基礎部の最大応力(MPa)	281
下部柱脚部—基礎部の平均応力(MPa)	115
柱脚部—ブレース部の最大応力(MPa)	236
柱脚部—ブレース部の平均応力(MPa)	84
ブレース部の最大軸方向応力部 (kN)	236
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	76
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	485

2.6.5.4.6　解析ケース 6 (摩擦減衰のブレース交差部配置)

ここでは、球形タンクのブレース交差部に摩擦ダンパーを配置する場合の解析ケース 6 の非線形時刻歴応答解析を実施する。

(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

・南北（NS）方向と東西（EW）方向を同時入力した際の応答評価

・内容物量を 3 段階に増減した際の応答評価（内容物量については、内容液が 25%、50&、100%とする場合を検討する）

表 5.3.1 の仕様をもとに質点系解析モデルと有限要素解析モデルの 2 種類を検討する。ここでは、図 5.4.6.1 に示すように球形貯槽のブレース交叉部に摩擦ダンパーを配置する場合の応答を解析する。解析ケース 4 と同様に減衰比 0.3 相当の減衰となる摩擦係数を選定する。

結果を図 5.4.6.2 から図 5.4.6.5 に示す。なお、付録図 6.1 から付録図 6.4 に時刻歴応答波形を示す。また、図 5.4.6.6 に非制振時の応答との比較による制振効果をまとめる。

結果が示すように、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度は概ね一定か増大するのに対して最大応答変位は減少する傾向が認められる。また、入力地震動に対する制振効果は、最大応答変位ともに制振装置の設置で応答低減効果が得られている。制振効果の結果が示すように、最大応答加速度で 10%から 20%程度、最大応答変位については最大で 40%から 60%程度の良好な応答低減効果が得られることを確認できる。ここでは、ブレース交叉部摩擦による履歴復元力特性を有する制振装置の設置を想定しているが、実際に設置する際の詳細設計については、タイロッドブレース交叉部で適切に摩擦減衰が得られる設置方法を検討する必要がある。また、鋼管ブレースなど形式の異なる対象構造形式についても評価し、球形貯槽に適した制振装置のあり方を検討する必要がある。

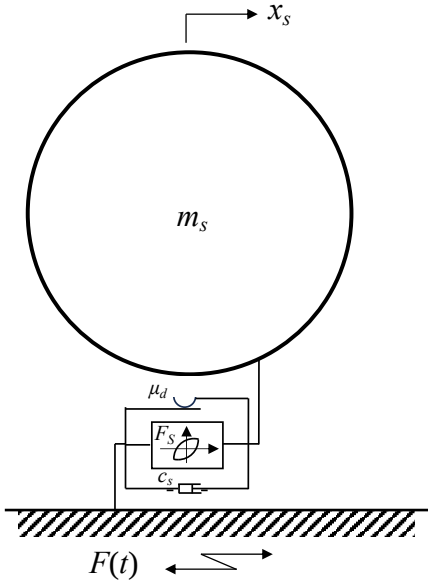


図 5.4.6.1　摩擦減衰装置を有する振動系の解析モデル

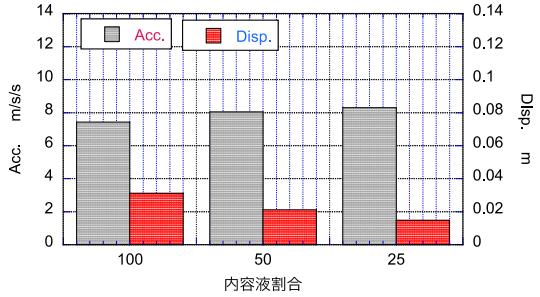


図 5.4.6.2　制振時（摩擦減衰装置）の最大応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較

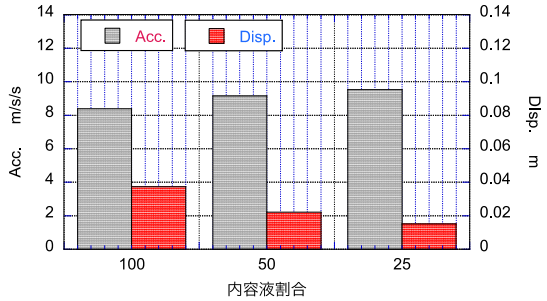


図 5.4.6.3　制振時（摩擦減衰装置）の最大応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較

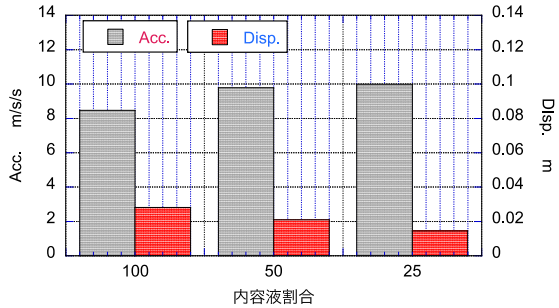


図 5.4.6.4　制振時（摩擦減衰装置）の最大応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較

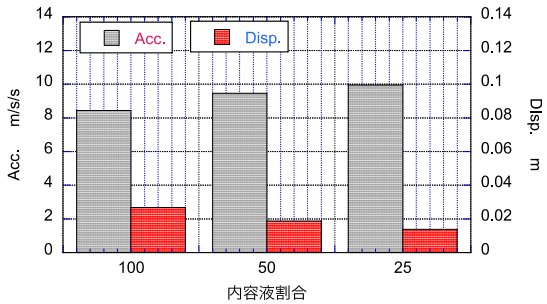
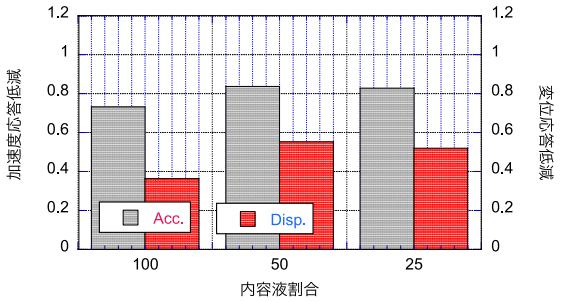
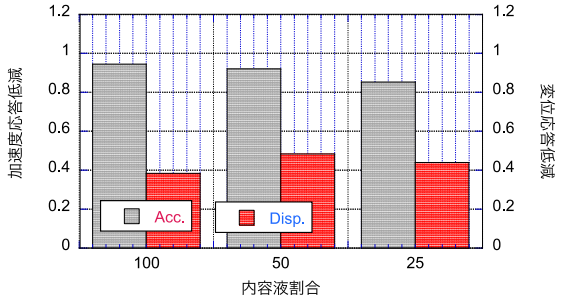


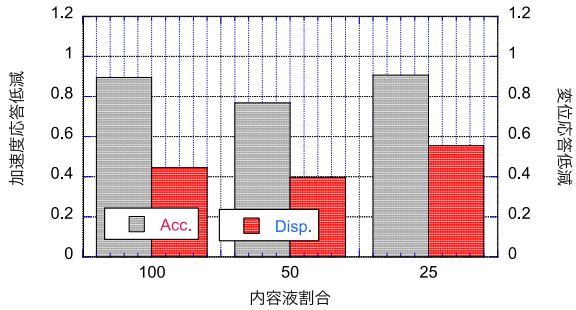
図 5.4.6.5　制振時（摩擦減衰装置）の最大応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較



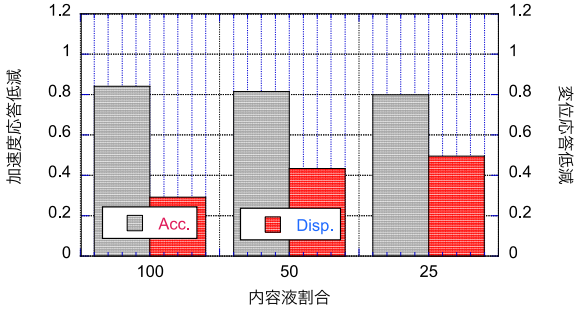
(a)El Centro 地震波入力時の制振効果



(b)Hachinohe 地震波入力時の制振効果



(c)JMA Kobe 地震波入力時の制振効果



(d)スペクトル適合波入力時の制振効果

図 5.4.6.6　球形タンクの非制振・制振時の制振効果（摩擦減衰装置）

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

表 5.3.1 の仕様をもとに有限要素解析モデルでの応答解析を検討する。ここでは、図 5.4.6.1 に示すように球形貯槽のブレース交叉部に摩擦ダンパーを配置する場合の応答を解析する。解析ケース 4 と同様に減衰比 0.3 相当の減衰となる摩擦係数を選定する。図 5.4.5.7 に示すようにガセットプレートを想定した摩擦板をブレース交差部に設置し、ブレース材の断面形状を型鋼にすることで解析上での摩擦力が生じるよう設定した。

図 5.4.6.8 に応答解析結果を示す。また、El Centro 波を入力した際の評価結果を表 5.4.6.1 に示す。結果として、良好な摩擦力による荷重変位関係で得られていることが確認できる。なお、実機への展開においては、タイロッドブレースの圧縮方向時の摩擦効果や適正な設置方法が課題となる。

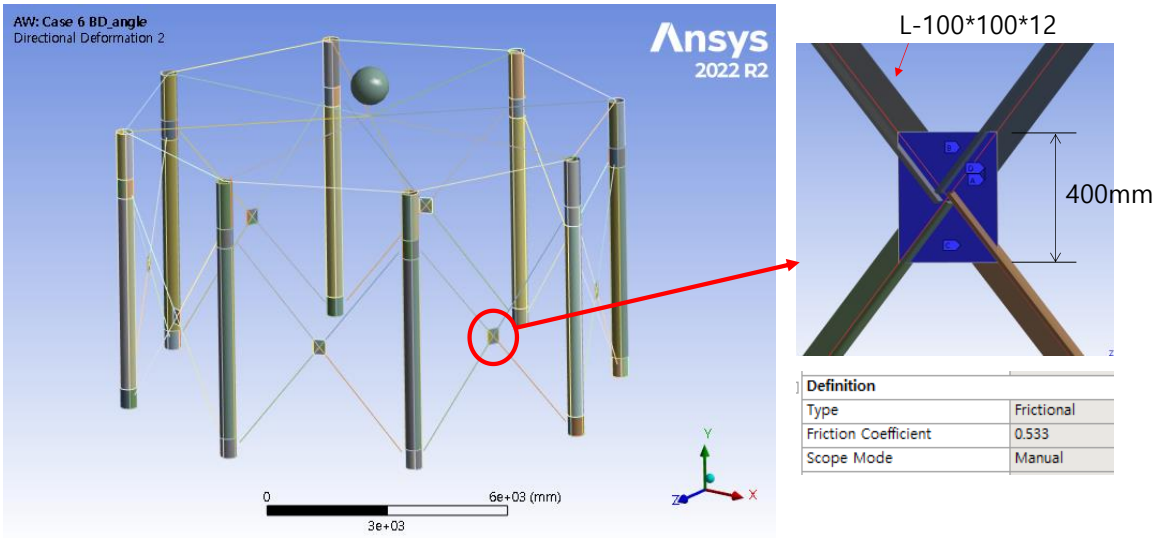


図 5.4.5.7　ブレースに摩擦ダンパーを設置した 球形タンクの解析モデル

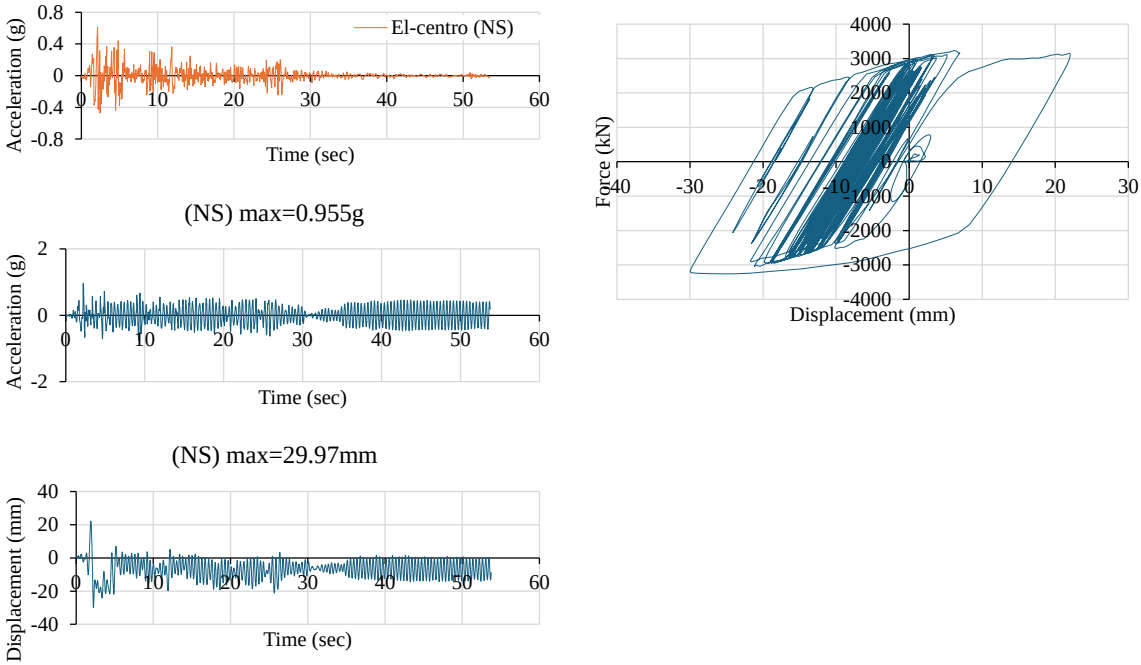


図 5.4.6.8　ブレース摩擦ダンパーモデルの時刻歴応答 – El Centro 波

表 5.4.6.1 摩擦ダンパー適用モデルの解析結果 – El Centro 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	6.21
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	0.955
タンク重心位置最大応答変位 (mm)	0.271
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	30.0
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	-
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	3261
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	512
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	268
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	260
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	125
ブレース部の最大軸方向応力部 (kN)	321
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	80
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	547

2.6.5.4.7 解析ケース 7 (支柱を支点として球形タンク部を吊り構造)

ここでは、球形タンク部と脚柱部をピン接合することで吊り構造物化し、両端部回転支持による無周期化する場合の解析ケース 7 の時刻歴応答解析を実施する。なお、本解析では、吊り長さを等価剛性に変換して非線形時刻歴応答解析を行う。

(1)質点系解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す 4 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。ここでは、次の解析内容にて応答解析を実施する。

・南北 (NS) 方向と東西 (EW) 方向を同時入力した際の応答評価
・内容物量を 3 段階に増減した際の応答評価 (内容物量については、内容液が 25%、50&、100%とする場合を検討する)

表 5.3.1 の仕様をもとに質点系解析モデルと有限要素解析モデルの 2 種類を検討する。ここでは、図 5.4.7.1 に示すように球形タンク部を脚柱上に設置する吊り基礎から吊り構造物化する場合の応答を解析する。解析モデルでは、吊り基礎部に吊り構造物化した球形タンク部を等価ばね定数でモデル化した吊り材を介して接合する構成とする。また、球形タンク部は、解析ケース 5 に示すように水平にオイルダンパーを設置する。

ここでは、まず、吊り長さと最大応答との関係を評価し、次に、任意の長さを選定したのちに内容液の変動による応答への影響を検討する。

図 5.4.7.2 から図 5.4.7.5 に吊り長さと最大応答の関係を示す。結果は、左列上から柱頭部の最大応答加速度、球形タンク重心部の最大応答加速度、右列上から柱頭部の最大応答変位、球形タンク重心部の最大応答変位である。なお、解析結果の応答については、南北 (NS) 方向、

東西（EW）方向を独立に応答解析する場合と南北・東西方向を同時入力する場合について非線形時刻歴応答解析を実施し、二方向同時入力の場合には、南北方向と東西方向のベクトル合成した平面軌跡から最大応答を評価した。

結果が示すように入力地震動により若干の差異はあるものの、吊り長さが長く球形タンク部の固有周期が長くなることで球形タンク部の応答変位は増大する傾向にあるが柱頭部の最大応答変位は減少する。吊り構造物にするメリットは、球形タンクと脚柱の接合部などでの地震時に発生する損傷に寄与する応力等を低減し球形貯槽としての機能維持の向上を期待できる点にある。吊り構造を回転支点により支持することで疲労損傷を軽減する手法は、別の機械構造物で検討されている。球形貯槽への適用方法の詳細については、今後の課題となる。

図 5.4.7.6 から図 5.4.1.9 に応答解析結果をまとめる。なお、付録図 7.1 から付録図 7.4 に時刻歴応答波形を示す。結果が示すように、球形タンクの内容液に対しての最大応答の依存性は、内容液を 3 段階で減少させていくと、最大応答加速度は概ね一定もしくは増大するのに対して、最大応答変位は減少していく傾向が確認できる。図 5.4.1.10 に非制振時と制振時の球形タンク部の最大応答の比較による制振効果を示す。吊り形式にすることで、応答変位は非制振時よりもやや増大するものの応答加速度については 60%～70%の応答低減効果が得られていることを確認できる。吊り形式では、適正な吊り長さと減衰の関係について、内容液変動の傾向を考慮したうえで検討することが今後の課題となる。

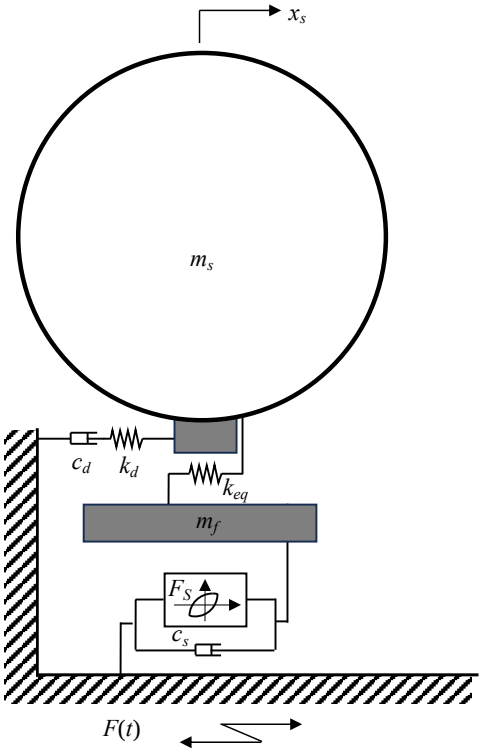


図 5.4.7.1　吊り形式を模擬した振動系の解析モデル

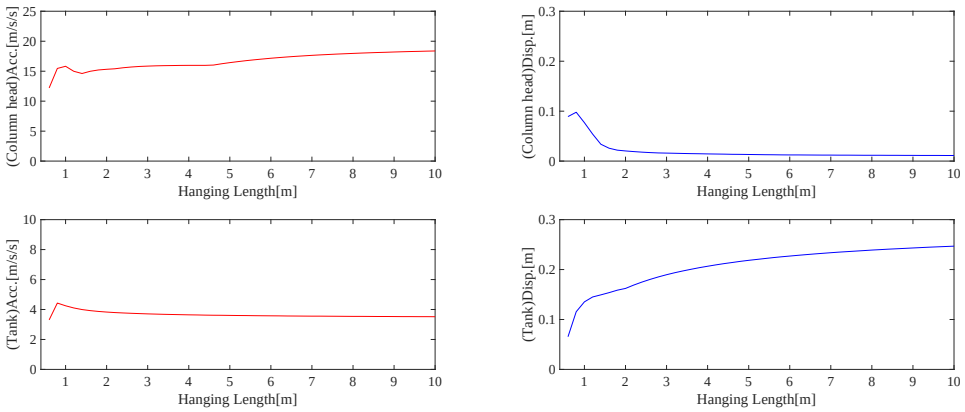


図 5.4.7.2　吊り長さと最大応答の関係（El Centro 波）

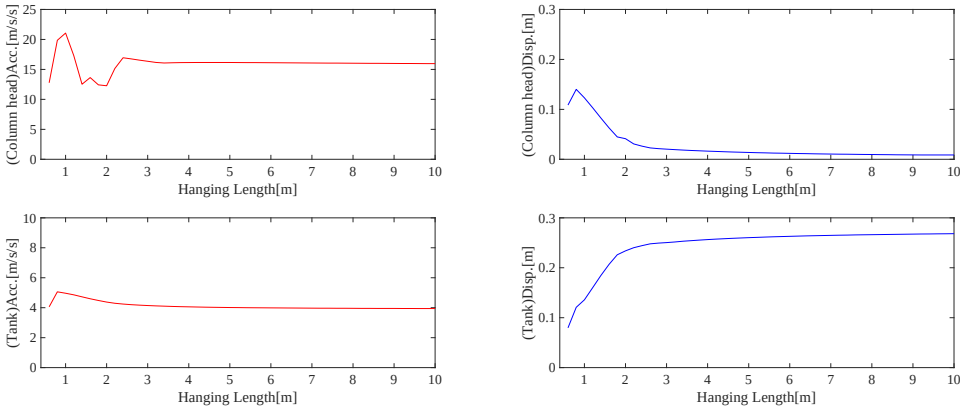


図 5.4.7.3　吊り長さと最大応答の関係（Hachinohe 波）

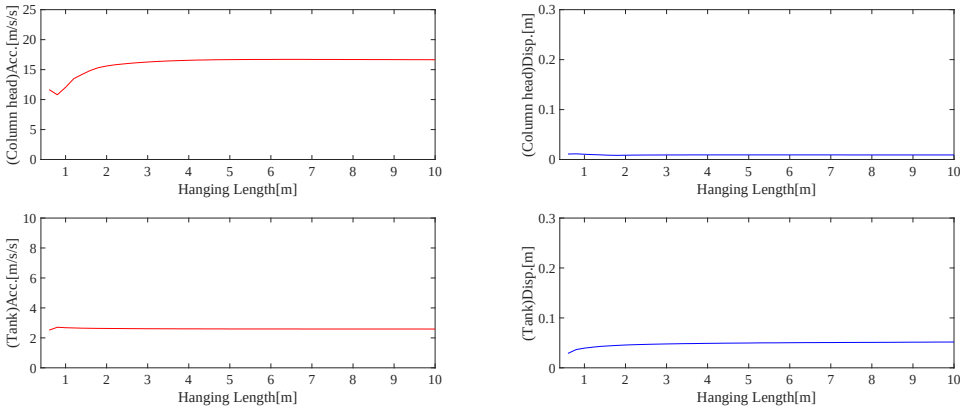


図 5.4.7.4　吊り長さと最大応答の関係（JMA Kobe 波）

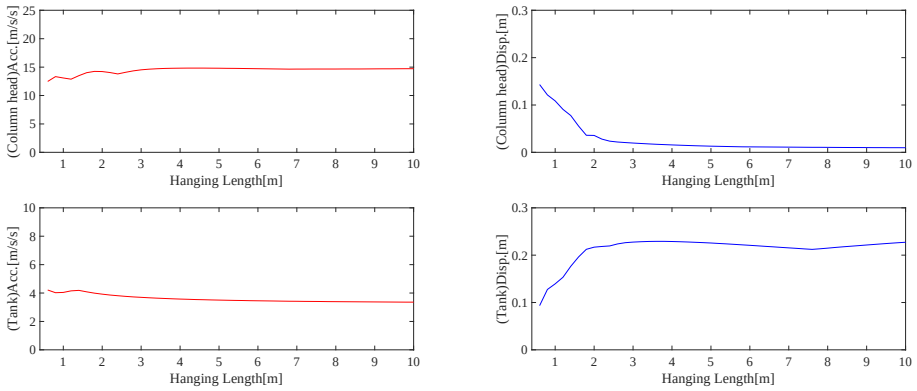
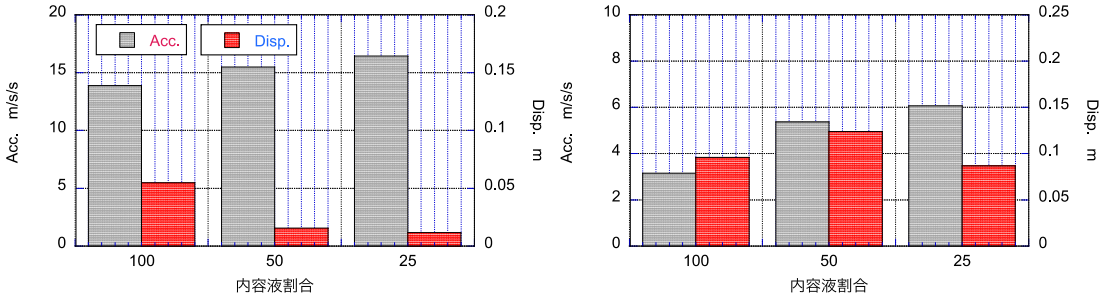
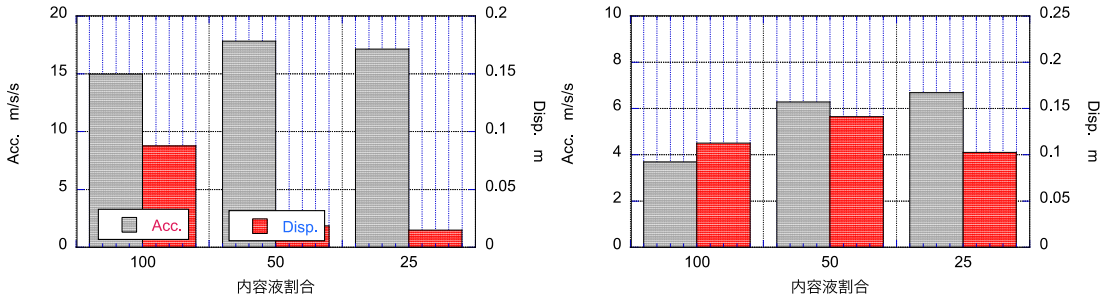


図 5.4.7.5　吊り長さと最大応答の関係（スペクトル適合波）



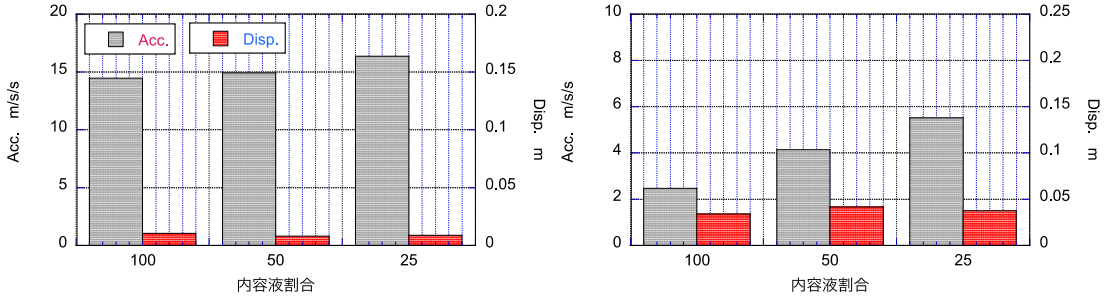
(a) 柱頭部　　(b)球形タンク

図 5.4.7.6　制振時の最大応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較



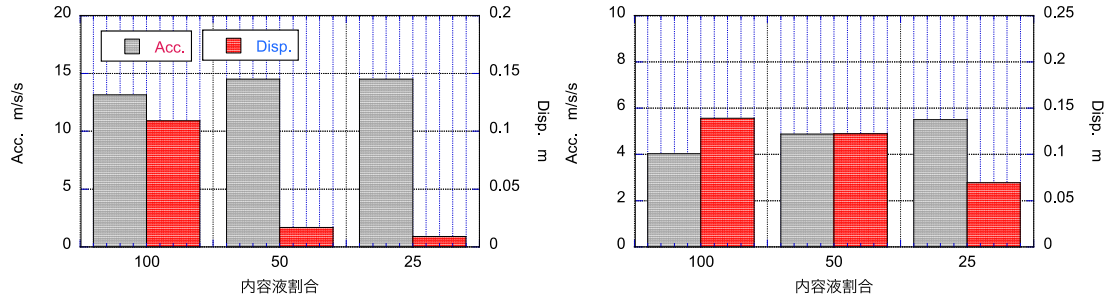
(a) 柱頭部　　(b)球形タンク

図 5.4.7.7　制振時の最大応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較



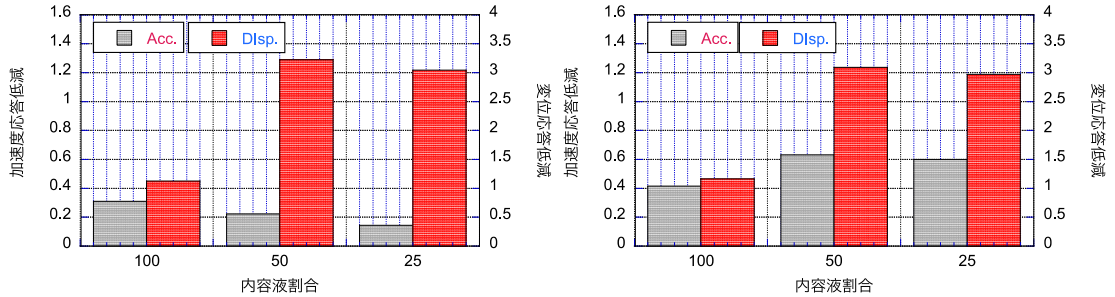
(a) 柱頭部　　(b)球形タンク

図 5.4.7.8　制振時の最大応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較

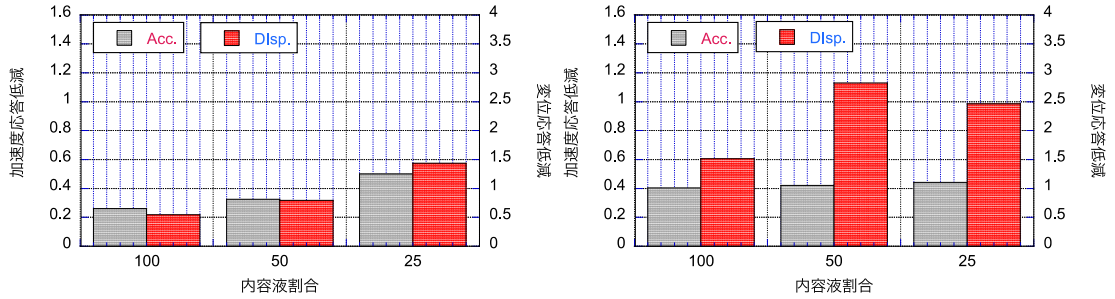


(a)柱頭部　　(b)球形タンク

図 5.4.7.9　制振時の最大応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較



(a)El Centro 地震波入力時の制振効果　　(b)Hachinohe 地震波入力時の制振効果



(c)JMA Kobe 地震波入力時の制振効果　　(d)スペクトル適合波入力時の制振効果

図 5.4.7.10　球形タンクの非制振・制振時の制振効果（吊り形式）

(2)有限要素解析モデルを用いた応答評価

表 2.3.1 に示す El Centro NS 波を用いた非線形時刻歴応答解析より応答を評価する。図 5.4.7.11 に示すように球形タンク部を脚柱上に設置する吊り基礎から吊り構造物化する場合の応答を解析する。また、球形タンク部は、解析ケース 5 に示すように水平にオイルダンパーを設置する。

図 5.4.7.12 に応答解析結果をまとめる。また、最大応答を表 5.4.7.1 にまとめる。 結果が示すように、吊り形式にすることで、応答変位は非制振時よりも増大するものの応答加速度については応答低減効果が得られていることを確認できる。なお、吊り形式での適正な吊り長さと減衰の関係について今後の課題となる。

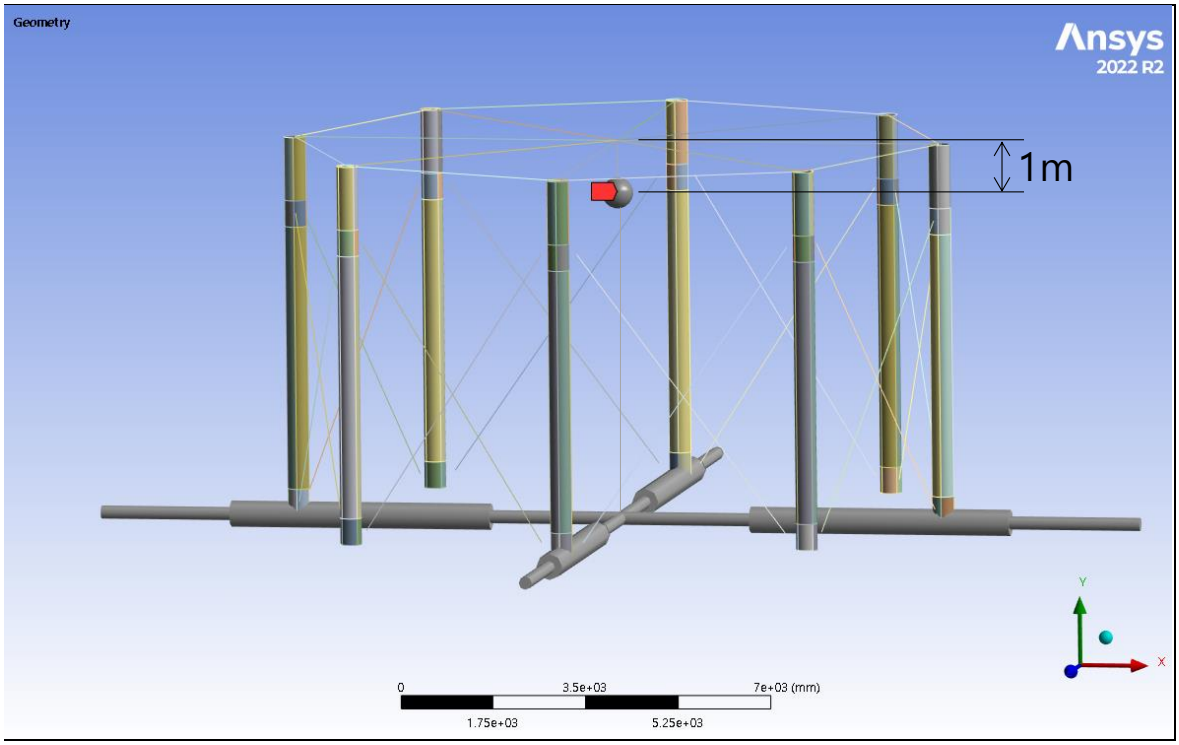


図 5.4.7.11　球形タンク部を脚柱上に設置する吊り基礎から吊り構造物化する場合の解析モデル

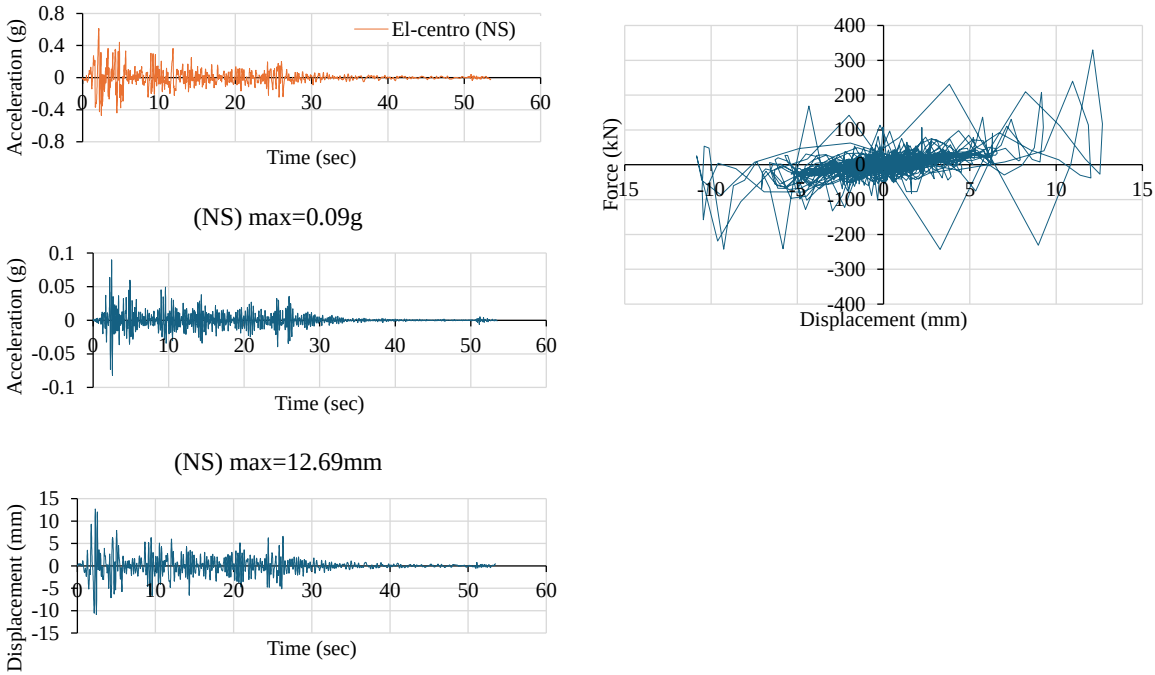


図 5.4.7.12　吊り構造モデルの時刻歴応答 – El Centro 波

表 5.4.7.1　吊り構造モデルの解析結果 – El Centro NS 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度　(g)	5.69
タンク重心位置 RMS 応答加速度　(g)	0.090
タンク重心位置最大応答変位　(mm)	0.010
下部柱脚部―基礎部の水平方向最大復元力(kN)	12.7
上部柱脚部―タンク接合部の最大応力(MPa)	-
上部柱脚部―タンク接合部の平均応力(MPa)	330
下部柱脚部―基礎部の最大応力(MPa)	149
下部柱脚部―基礎部の平均応力(MPa)	113
柱脚部―ブレース部の最大応力(MPa)	235
柱脚部―ブレース部の平均応力(MPa)	82
ブレース部の最大軸方向応力部 (kN)	216
タンク重心位置最大応答加速度　(g)	75
タンク重心位置 RMS 応答加速度　(g)	87

2.6.5.4.8　解析ケース 8（球形タンク脚部の基礎との接合部にバネ減衰追加）

ここでは、球形貯槽脚柱部の基礎接合部にばね要素と減衰要素を配置することで球形タンクの基礎接合部に生じる引抜き荷重等による振動応答を低減する場合の解析ケース 8 の非線形時刻歴応答解析を実施する。

表 5.3.1 の仕様をもとに有限要素解析モデルでの応答解析を検討する。ここでは、図 5.4.6.1 に示す解析ケース 8 について検討する。

図 5.4.8.1 に応答解析結果を示す。また、El Centro 波を入力した際の評価結果を表 5.4.8.1 に示す。結果として、免震・制振効果を検討するために構築した球形貯槽の有限要素解析モデルにおいて、脚柱部の回転ばね効果については考慮外とした関係で基礎接合部に摩擦とばね要素の併用装置の効果を検証することが困難となった。このため、解析ケース 8 についての有限要素解析については、解析モデルの再構築を検討した上で応答評価を実施するものとする。

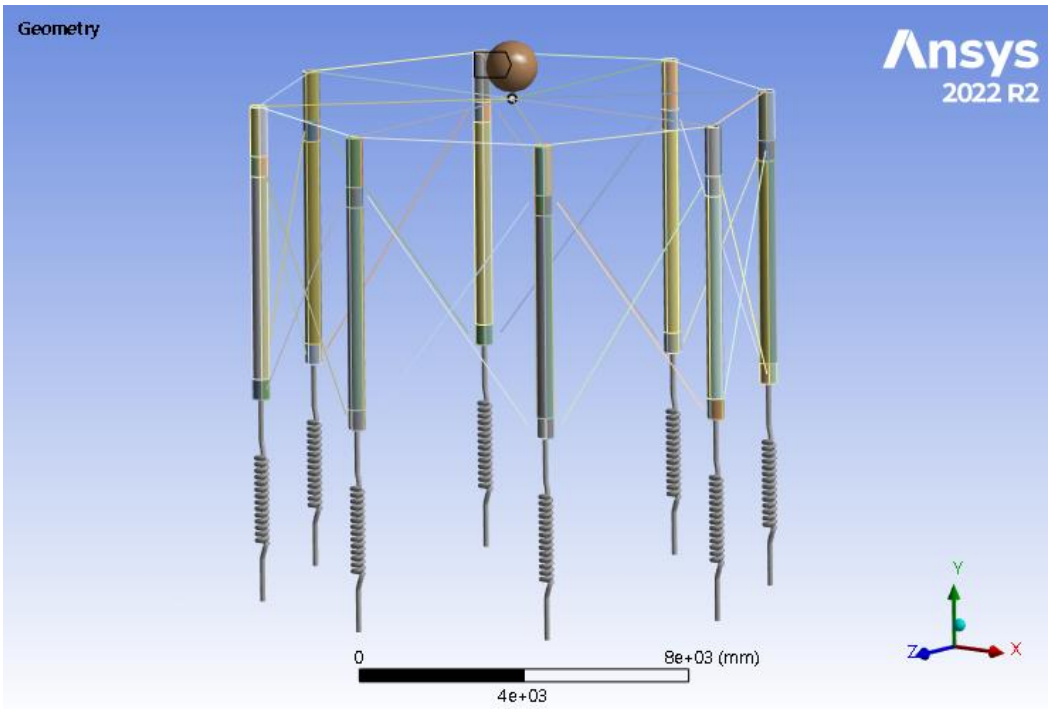


図 5.4.5.11　皿ばねで支持する球形タンクの解析モデル

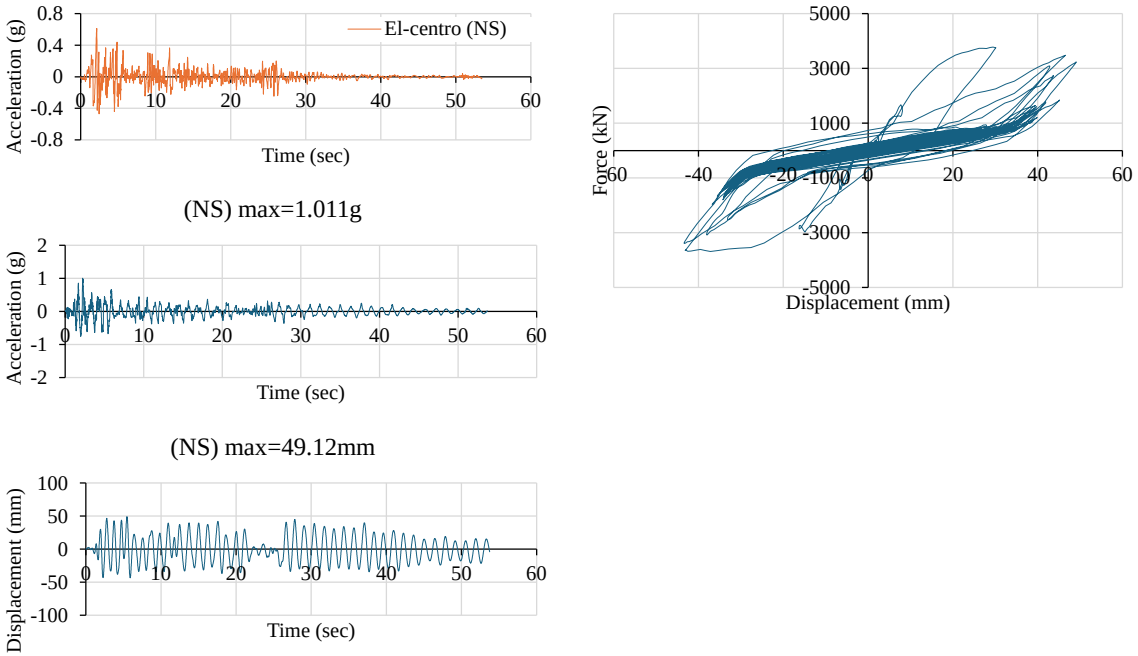


図 5.4.8.1　定着部皿ばねダンパー適用の時刻歴解析結果 －El Centro 波

表 5.4.8.1 皿ばねダンパー適用モデルの解析結果 – El Centro 波

内容	解析結果
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	6.21
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	1.011
タンク重心位置最大応答変位 (mm)	0.160
下部柱脚部—基礎部の水平方向最大復元力(kN)	49.1
上部柱脚部—タンク接合部の最大応力(MPa)	-
上部柱脚部—タンク接合部の平均応力(MPa)	3777
下部柱脚部—基礎部の最大応力(MPa)	579
下部柱脚部—基礎部の平均応力(MPa)	295
柱脚部—ブレース部の最大応力(MPa)	326
柱脚部—ブレース部の平均応力(MPa)	236
ブレース部の最大軸方向応力部 (kN)	436
タンク重心位置最大応答加速度 (g)	119
タンク重心位置 RMS 応答加速度 (g)	1730

2.6.6 免震・制振規定案

前節までの検討結果を踏まえて、令和 3 年度調査研究で作成した免震制振構造物に関する規定案をもとに、KHKS0861 及び KHKS0862 への規定追加案を以下のとおり作成した。なお、一義的な設計審査は難しく、個別の評価が必要になると考えられる。

【KHKS0861 への規定追加案】

5 耐震性能の評価

耐震設計構造物の耐震性能の評価は、5.1 から 5.3 による。ただし、免震または制振構造等の地震の影響の低減が図られる構造を有する耐震設計構造物にあっては、当該耐震設計構造物の耐震評価は、5.1 から 5.3 の規定にかかわらず、4 に規定する耐震性能を保有することを確認することによって替えることができる。

附属書 A（参考）免震及び制振構造等設計法

序文

この附属書は、免震及び制振構造等設計法について参考のため記載するものであって、規定の一部ではない。

A.1 適 用

~~高圧ガス保安法の適用を受ける構造物は、耐震告示第 2 条第 4 項に規定されている通り「免震構造等の地震の影響の低減が図られている構造を有する耐震設計構造物」（以下「免~~

~~震構造物」という。）とすることができる。~~本規定は、高圧ガス保安法の適用を受ける耐震設計構造物であって、免震または制振構造等により地震の影響を低減するものに適用する。~~高圧ガス保安法の適用を受けない産業設備の構造物であっても同様の構造物は、免震構造物とし設計することにより地震影響の低減を図ることができる。~~以下に免震及び制振構造等を有する耐震設計構造物に関する設計の要点を示す。

~~ここでいう地震の影響とは、地震中及び地震後の設備の使用限界及び設備の安全限界に対する当該設備の状態をいうものとする。~~

A.2　用語の定義

対象構造物	地震動の影響の低減をはかる対象としての高圧ガス設備の塔槽類及配管系等の耐震設計構造物をいう。
免震機構	対象構造物への地震入力を低減する機構をいう。支承、エネルギー吸収装置等の免震要素からなる構成される。
制振機構	対象構造物の応答を制振する目的で構成された機構をいう。
免震機構要素	免震機構の構成要素で支承、エネルギー吸収装置等をいう。
制振機構要素	制振機構の構成要素でエネルギー吸収、付加質量効果のための装置等をいう。
免震構造物	対象構造物及び免震機構からなる構造系をいう。また，断わりのない限り「水平２次元免震構造」をいう。
制振構造物	対象構造物及び制振機構からなる構造系をいう。
使用限界性能	地震動に対して耐震設計構造物の損傷又は機能損失がないこと。
終局限界性能	地震動に対して耐震設計構造物の気密性が保持されること。
免震性能	免震性能は対象構造物の使用限界性能及び終局限界性能に対する性能をいう。
制振性能	制振性能は対象構造物の使用限界性能及び終局限界性能に対する性能をいう。
支持機能	対象構造物の鉛直荷重を地震時の最大変形量まで支持する機能
アイソレータ機能	地震に際して、対象構造物が最大変形量まで変位したあと、水平方向に復元させる機能
ダンパー機能	地震時に際して、対象構造物の運動エネルギーを吸収する機能
支承	支持機能及びアイソレータ機能を有する免震機構要素
エネルギー吸収装置	ダンパー機能を有する免震機構要素
免震系解析モデル	免震応答解析のために作成した免震構造物の力学モデル
制振系解析モデル	制振応答解析のために作成した制振構造物の力学モデル
弾性系モデル	免震・制振系解析モデルからエネルギー吸収特性を削除した力学モデル
等価剛性	免震・制振機構の最大応答荷重を最大応答変形量で除した値

等価固有周期	免震・制振機構の相当剛性に対して算出される免震・制振系の固有周期
降伏震度	免震・制振系の降伏が始まる時の設計水平修正震度
降伏加速度	降伏震度に重力加速度を乗じた値

A.3　免震構造物及び制振構造物の設計の基本

免震構造物及び制振構造物の設計は次の各号に定めるところによる。

(1) 免震構造物及び制振構造物の設計目標（地震動のレベル等の対象地震動、免震・制振対象構造、要求性能、限界性能等）を明らかにし、設計目標に応じて応答量等の当該対象構造系の許容条件を設定すること。

(2) 免震構造物及び制振構造物はできるかぎり単純な構造系とし、免震・制振構造物の設計用力学的モデルおよび解析手法の妥当性を確認すること。

(3) ~~免震構造物が、高圧ガス保安法耐震告示の適用がある場合は、耐震重要度に応じて~~耐震告示第 ~~1~~2 条~~の 3~~に規定する保有すべき耐震性能を保有していることを確認すること。

(4) 免震構造物及び制振構造物の設計目標に応じて、免震機構の機能、機能範囲（又は容量）、機能条件が適切なものであることを確認すること。

(5) 地震力以外の荷重に対して設計上の基準を明確にして健全性を確保すること。

(6) 免震機構及び制振機構に設計上~~予想~~想定しない変位、荷重等が作用することを考慮して余裕を見込むこと。

(7) 免震機構及び制振機構の適切な品質管理（信頼性を含む。）及び点検・維持管理が行えること。

A.4　免震構造物及び制振構造物の設計地震動の設定

免震構造物及び制振構造物の設計のための設計用の地震動の設定は、次の各号による。

(1) 入力地震動の設定に当たっては、~~耐震告示~~KHKS0861(2018)の応答スペクトルに長周期補正係数、地形効果補正係数を乗じたスペクトルによる。

(2) 免震構造特性または制振構造特性に応じて、(1)の応答スペクトルに位相特性、波形包絡線、継続時間を考慮して、適切な地震動（必要に応じて時刻歴波形）を設定する。ただし、現実的なパラメータサーベイを行い必要に応じて複数の地震動を設定すること。

(3) 設計用の地震動は原則として、水平 2 方向と鉛直地震動を考慮するものとする。

~~(1)の応答スペクトルに代えて、下記を考慮して応答スペクトルを設定しても良いものとする。~~

- ~~周辺地域の地震活動度~~
- ~~検討対象活断層~~
- ~~当該断層の断層パラメータ~~
- ~~震源からの距離減衰特性~~
- ~~深い地盤特性（特にやや長周期の地震動の成分は地中数百ｍ以深の地盤条件）~~

~~・表層の地形・地盤特性~~

A.5　地震応答解析

地震応答解析は次の各号に定めるところによる。

(1) 免震構造物または制振構造物の特性に応じて適切な方法により下記に示す応答解析法のいずれかによることができる。

・　エネルギー法

・　応答スペクトル法

・　時刻歴応答解析法

(2) 免震構造物または制振構造物の挙動を簡単なモデルで忠実に表現する免震・制振系解析モデルを構築すること。なお、免震・制振系解析モデルは対象構造物（塔槽類等）、対象構造物内の流体、免震・制振機構、基礎及びこれ等を接合する構造要素モデルに分けられる。

(3) 免震機構要素及び制振機構要素は下記のいずれかに分類し、その荷重－変形特性に応じて、線形要素（線形ばね、粘性減衰）、非線形要素（バイ-リニアモデル等）、等価線形要素（または等価減衰要素）等にモデル化する

・　積層ゴム支承

・　滑り・転がり支承

・　ダンパー

(4) 免震部材及び制振部材の荷重－変位特性の変動幅について、設計値に対する製作誤差（ばらつき）、温度依存性、経年変化の影響等を考慮すること。

(5) 鉛直動に関して、当該方向の修正震度に基づく地震力が自重の増減とし作用するとして扱ってよい。

(6) 免震構造物及び制振構造物は、偏心が生じないことを原則とし、ねじれ振動の検討は省略してよい。

A.6　免震性能、制振性能の評価

A.6.1　免震部材、制振部材

（1）積層ゴム支承

アイソレータは、A.5 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと（水平変形の許容値は軸力に依存するため、軸力を照査した上で判断する）。

アイソレータは、A.5 地震応答解析により求められた最大軸力（圧縮力）が許容値を超えないこと（圧縮力の許容値は水平変位に依存するため、水平変位を照査した上で判断する）。

アイソレータは、A.5 地震応答解析により求められた最小軸力が引張域に入る場合は、その値が許容値を超えないこと。

（2）滑り・転がり支承

滑り支承・転がり支承は、A.5 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと（水平変形の許容値は軸力に依存する場合には、軸力を照査した上で判断する）。

滑り支承・転がり支承は、A.5 地震応答解析により求められた最大軸力（圧縮力）が許容値を超えないこと。

滑り支承・転がり支承は、A.5 地震応答解析により求められた最小軸力が引張域に入り、かつ、引張許容値がある場合は、その値が許容値を超えないこと。

（3）ダンパー

ダンパーは、A.5 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと。また、繰り返し疲労や最大速度などについての許容値が規定されている場合は、その値を超えないこと。

（4）地震力以外の荷重

地震力以外の荷重（自重、積雪、風荷重、熱応力等）に対し、積層ゴム支承、滑り支承・転がり支承、およびダンパーの安全性を確認すること。

A.6.2　免震塔槽類及び架構

塔槽類及び架構の免震性能または制振性能の評価はつぎの各号に定めるところによる。

(1) 当該塔槽類の地震力の算定は、~~第 5 章~~ A.5 に規定する免震・制振構造物の応答解析の結果による。ただし、応答解析モデルで、当該塔槽類を剛として質量としてのみモデル化している場合には、~~耐震告示第 6 条第 1 項~~ KHKS0861(20xx) 9.1 によることとする。この場合、K_H 及び K_V は当該架構の設置床での応答最大加速度を重力加速度で除した値とし、応答倍率 β_5 は~~第 6 条~~図 9.1.1(a)及び(b)に代えて、床応答倍率に 2.0 を乗じた値とする。

(2) 免震性能または制振性能の評価は、原則として、通常の運転状態における設計地震動に関する A.5 による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応力等（~~耐震告示第 10 条から 14 条~~ KHKS0861 12 から 17 までによる。）が部材に定められた許容応力等（~~耐震告示第 16 条~~ KHKS0861(xxxx) 20 による。）を超えないことを確認すること。

(3) ~~高圧ガス保安法耐震告示の適用を受ける場合、~~重要度Ia 又はIの免震構造物または制振構造物の塔槽類及び架構のレベル 2 耐震性能評価を(1)により行う場合は、レベル 1 耐震性能評価を省略してもよい。

(4) 免震構造物の架構（以下、免震架構という。）については、建築基準法の免震建築物の規定に準じてよいものとする。建築基準法の適用を受ける場合、又は、建築基準法による指定機関により審査・認定された免震架構については、評価を省略できる。ただし、地震動は~~耐震告示第 3 条~~本文 6 と整合していること。

A.6.3　免震構造物（架構又は塔槽類）上の塔槽類の設計

免震架構上の塔槽類は~~耐震告示第 6 条第 1 項~~ KHKS0861(2018) 9.1 によってもよい。ただし、K_H 及び K_V は当該架構の設置床での応答最大加速度を重力加速度で除した値とし、応

答倍率 β_5 は KHKS0861(2018)図 9.1.1(a)及び図 9.1.1(b)に代えて、床応答倍率 2.0 を乗じた値とする。

A.6.4　配管系

配管系の耐震性能評価は~~つぎ~~次の各号に定めるところによる

(1) レベル 1 耐震性能評価は通常の運転状態におけるレベル 1 設計地震動に関する ~~5 章~~ 5. による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる算定応力等（~~耐震告示第 14 条の 2~~ KHKS0861(2018) 18 の規定）が当該部材の耐震設計用許容応力等（~~耐震告示第 16 条~~ KHKS0861(2018) 20 の規定による。）を超えないことを確認すること。

~~(2) レベル 2 耐震性能評価は通常の運転状態におけるレベル 2 設計地震動に関する 5 章による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応答塑性率等が当該部材の許容塑性率を超えないことを確認すること。~~

A.6.5　基礎

基礎の耐震性能評価はつぎの各号に定めるところによる。

(1) 耐震性能の評価は、原則として、通常の運転状態における設計地震動に関する ~~5.~~ 5.による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応力等（~~耐震告示第 15 条~~ KHKS0861(2018) 19 による。）が部材に定められた許容応力等（~~第 16 条~~ KHKS0861(2018) 20 による。）を超えないことを確認すること。

(2) 重要度Ia 又はIIの免震構造物または制振構造物の基礎のレベル 2 耐震性能評価を(1)により行う場合は、レベル 1 耐震性能評価を省略してもよい。

【KHKS0862 への規定追加案】

4　耐震性能の評価

耐震設計構造物の耐震性能の評価は、4.1 から 4.3 による。ただし、免震または制振構造等の地震の影響の低減が図られる構造を有する耐震設計構造物にあっては、当該耐震設計構造物の耐震評価は、4.1 から 4.3 の規定にかかわらず、3 に規定する耐震性能を保有することを確認することによって替えることができる。

附属書 G（参考）免震及び制構造等設計法

序文

この附属書は、免震及び制振構造等設計法について参考のため記載するものであって、規定の一部ではない。

G.1　適　用

本規定は、高圧ガス保安法の適用を受ける耐震設計構造物であって、免震または制振構

造等により地震の影響を低減するものに適用する。以下に免震及び制振構造等を有する耐震設計構造物に関する設計の要点を示す。

G.2　用語の定義

対象構造物	地震動の影響の低減をはかる対象としての高圧ガス設備の塔槽類及配管系等の耐震設計構造物をいう。
免震機構	対象構造物への地震入力を低減する機構をいう。支承、エネルギー吸収装置等の免震要素からなる構成される。
制振機構	対象構造物の応答を制振する目的で構成された機構をいう。
免震機構要素	免震機構の構成要素で支承、エネルギー吸収装置等をいう。
制振機構要素	制振機構の構成要素でエネルギー吸収、付加質量効果のための装置等をいう。
免震構造物	対象構造物及び免震機構からなる構造系をいう。また，断わりのない限り「水平２次元免震構造」をいう。
制振構造物	対象構造物及び制振機構からなる構造系をいう。
使用限界性能	地震動に対して耐震設計構造物の損傷又は機能損失がないこと。
終局限界性能	地震動に対して耐震設計構造物の気密性が保持されること。
免震性能	免震性能は対象構造物の使用限界性能及び終局限界性能に対する性能をいう。
制振性能	制振性能は対象構造物の使用限界性能及び終局限界性能に対する性能をいう。
支持機能	対象構造物の鉛直荷重を地震時の最大変形量まで支持する機能
アイソレータ機能	地震に際して、対象構造物が最大変形量まで変位したあと、水平方向に復元させる機能
ダンパー機能	地震時に際して、対象構造物の運動エネルギーを吸収する機能
支承	支持機能及びアイソレータ機能を有する免震機構要素
エネルギー吸収装置	ダンパー機能を有する免震機構要素
免震系解析モデル	免震応答解析のために作成した免震構造物の力学モデル
制振系解析モデル	制振応答解析のために作成した制振構造物の力学モデル
弾性系モデル	免震・制振系解析モデルからエネルギー吸収特性を削除した力学モデル
等価剛性	免震・制振機構の最大応答荷重を最大応答変形量で除した値
等価固有周期	免震・制振機構の相当剛性に対して算出される免震・制振系の固有周期
降伏震度	免震・制振系の降伏が始まる時の設計水平修正震度
降伏加速度	降伏震度に重力加速度を乗じた値

G.3　免震構造物及び制振構造物の設計の基本

免震構造物及び制振構造物の設計は次の各号に定めるところによる。

(8)　免震構造物及び制振構造物の設計目標（地震動のレベル等の対象地震動、免震・制振対象構造、要求性能、限界性能等）を明らかにし、設計目標に応じて応答量等の当該対象構造系の許容条件を設定すること。

(9)　免震構造物及び制振構造物はできるかぎり単純な構造系とし、免震・制振構造物の設計用力学的モデルおよび解析手法の妥当性を確認すること。

(10) 耐震告示第 2 条に規定する保有すべき耐震性能を保有していることを確認すること。

(11) 免震構造物及び制振構造物の設計目標に応じて、免震機構の機能、機能範囲（又は容量）、機能条件が適切なものであることを確認すること。

(12) 地震力以外の荷重に対して設計上の基準を明確にして健全性を確保すること。

(13) 免震機構及び制振機構に設計上想定しない変位、荷重等が作用することを考慮して余裕を見込むこと。

(14) 免震機構及び制振機構の適切な品質管理（信頼性を含む。）及び点検・維持管理が行えること。

G.4　免震構造物及び制振構造物の設計用の地震動の設定

免震構造物及び制振構造物の設計のための設計用の地震動の設定は、次の各号による。

(4)　入力地震動の設定に当たっては、本文 5.1 に規定するサイトスペシフィック地震動または本文 5.2 に規定する地域別地震動に附属書 A に規定する基準応答倍率（ただし、水平方向は附属書 B[図 B.3-1]とする。）を乗じた応答スペクトルに長周期補正係数、地形効果補正係数を乗じたスペクトルによる。

(5)　免震構造特性または制振構造特性に応じて、(1)の応答スペクトルに位相特性、波形包絡線、継続時間を考慮して、適切な地震動（必要に応じて時刻歴波形）を設定する。ただし、現実的なパラメータサーベイを行い必要に応じて複数の地震動を設定すること。

(6)　設計用の地震動は原則として、水平 2 方向と鉛直地震動を考慮するものとする。

G.5　地震応答解析

地震応答解析は次の各号に定めるところによる。

(7) 免震構造物または制振構造物の特性に応じて適切な方法により下記に示す応答解析法のいずれかによることができる。

・　エネルギー法

・　応答スペクトル法

・　時刻歴応答解析法

(8) 免震構造物または制振構造物の挙動を簡単なモデルで忠実に表現する免震・制振系解析モデルを構築すること。なお、免震・制振系解析モデルは対象構造物（塔槽類等）、対象構造物内の流体、免震・制振機構、基礎及びこれ等を接合する構造要素モデルに

分けられる。

(9) 免震機構要素及び制振機構要素は下記のいずれかに分類し、その荷重－変形特性に応じて、線形要素（線形ばね、粘性減衰）、非線形要素（バイ-リニアモデル等）、等価線形要素（または等価減衰要素）等にモデル化する

・　積層ゴム支承

・　滑り・転がり支承

・　ダンパー

(10)　免震部材及び制振部材の荷重－変位特性の変動幅について、設計値に対する製作誤差（ばらつき）、温度依存性、経年変化の影響等を考慮すること。

(11)　鉛直動に関して、当該方向の修正震度に基づく地震力が自重の増減とし作用するとして扱ってよい。

(12)　免震構造物及び制振構造物は、偏心が生じないことを原則とし、ねじれ振動の検討は省略してよい。

G.6　免震性能、制振性能の評価

G.6.1　免震部材、制振部材

（1）積層ゴム支承

アイソレータは、G.5 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと（水平変形の許容値は軸力に依存するため、軸力を照査した上で判断する）。

アイソレータは、G.5 地震応答解析により求められた最大軸力（圧縮力）が許容値を超えないこと（圧縮力の許容値は水平変位に依存するため、水平変位を照査した上で判断する）。

アイソレータは、G.5 地震応答解析により求められた最小軸力が引張域に入る場合は、その値が許容値を超えないこと。

（2）滑り・転がり支承

滑り支承・転がり支承は、G.5 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと（水平変形の許容値は軸力に依存する場合には、軸力を照査した上で判断する）。

滑り支承・転がり支承は、G.5 地震応答解析により求められた最大軸力（圧縮力）が許容値を超えないこと。

滑り支承・転がり支承は、G.5 地震応答解析により求められた最小軸力が引張域に入り、かつ、引張許容値がある場合は、その値が許容値を超えないこと。

（3）ダンパー

ダンパーは、G.5 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと。また、繰り返し疲労や最大速度などについての許容値が規定されている場合は、その値を超えないこと。

（4）地震力以外の荷重

地震力以外の荷重（自重、積雪、風荷重、熱応力等）に対し、積層ゴム支承、滑り

支承・転がり支承、およびダンパーの安全性を確認すること。

G.6.2　塔槽類及び架構

塔槽類及び架構の免震性能または制振性能の評価はつぎの各号に定めるところによる。

(5) 当該塔槽類の地震力の算定は、G.5 に規定する免震・制振構造物の応答解析の結果による。ただし、応答解析モデルで、当該塔槽類を剛として質量としてのみモデル化している場合には、KHKS0861(20xx) 9.1 によることとし、耐震上重要な部材に生じる応力等（KHKS0861(20xx) 12 から 17 までによる。）が部材に定められた許容応力等（KHKS0861(20xx) 20 による。）を超えないことを確認すること。ただし、K_H 及び K_V は当該架構の設置床での応答最大加速度を重力加速度で除した値とし、応答倍率 β_5 は KHKS0861(20xx) 図 9.1.1(a)及び(b)に代えて、床応答倍率に 2.0 を乗じた値とする。なお、この場合、レベル 1 耐震性能評価を省略してもよい。

(6) 免震性能または制振性能の評価は、原則として、通常の運転状態における設計地震動に関する G.5 による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応答塑性率が許容塑性率を超えないことを確認すること。

(7) 免震構造物の架構（以下、免震架構という。）については、建築基準法の免震建築物の規定に準じてよいものとする。建築基準法の適用を受ける場合、又は、建築基準法による指定機関により審査・認定された免震架構については、評価を省略できる。ただし、地震動は本文 5 と整合していること。

A.6.3　免震構造物（架構又は塔槽類）上の塔槽類の設計

免震架構上の塔槽類は KHKS0861(2018) 9.1 によってもよい。ただし、K_H 及び K_V は当該架構の設置床での応答最大加速度を重力加速度で除した値とし、応答倍率 β_5 は KHKS0861(2018)図 9.1.1(a)及び図 9.1.1(b)に代えて、床応答倍率 2.0 を乗じた値とする。

A.6.4　配管系

配管系の耐震性能評価は次の各号に定めるところによる

~~(1) レベル 1 耐震性能評価は通常の運転状態におけるレベル 1 設計地震動に関する 5.による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる算定応力等（KHKS0861(2018) 18 の規定）が当該部材の耐震設計用許容応力等（KHKS0861(2018) 20 の規定による。）を超えないことを確認すること。~~

(2) レベル 2 耐震性能評価は通常の運転状態におけるレベル 2 設計地震動に関する 5.による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応答塑性率等が当該部材の許容塑性率を超えないことを確認すること。

A.6.5　基礎

基礎の耐震性能評価はつぎの各号に定めるところによる。

(3) 耐震性能の評価は、原則として、通常の運転状態における設計地震動に関する 5.による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応力等（KHKS0861(2018) 19 によ

る。）が部材に定められた許容応力等（KHKS0861(2018) 20 による。）を超えないことを確認すること。

(4) 重要度Ia 又はIIの免震構造物または制振構造物の基礎のレベル 2 耐震性能評価を(1)により行う場合は、レベル 1 耐震性能評価を省略してもよい。

3. まとめ

令和 5 年度事業の今後の課題を踏まえ、①応力解析の規定案、②配管の耐震設計法、③接合部の評価法の見直し、④許容塑性率評価法の見直し、⑤平底円筒形貯槽の評価法の見直し、⑥免震・制振技術の適用法案について以下の検討を実施した。

①応力解析の規定案

令和 5 年度調査研究において検討した規定案について、モデル化方法の調査及び平底円筒形貯槽の FEM 解析を実施し、規定案の適用性について検討を行った。検討の結果、以下の規定案のとおり修正した。（修正箇所：赤字下線部）

【応力解析　規定案】

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。以下の文献が参考にできる。）

(a) 日本原子力研究開発機構、原子力規制委員会原子力規制庁委託事業「原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）」成果報告書、「原子炉建屋の 3 次元有限要素モデルを用いた地震応答解析手法に関わる標準的解析要領（受託研究）」 https://jopss.jaea.go.jp/pdfdata/JAEA-Research-2021-017.pdf

(b) 日本機械学会、発電用原子力設備規格 設計・建設規格【事例規格】弾塑性応答解析に基づく耐震 S クラス配管の耐震設計に関する代替規定 NC-CC0-008

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）

③　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。

④　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、

- 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。）
  - ■ 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、各々の部材ごとが崩壊荷重未満であることを確認するか、もしくは、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こと。
- 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。
  - ■ 構造不連続部以外は、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。
  - ■ 構造不連続部（接合部等）は、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。

(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。平底円筒形貯槽の下段の側板の塑性座屈及び側板とアニュラー板の構造不連続部については、局部崩壊を板厚内の塑性ひずみが 0.2%以上となる全断面降伏とすることができる。ただし、広範囲で全断面降伏する場合は除くものとする。

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。)。なお、オーステナイト系ステンレス鋼については、JSME　NC-CC-008 SEGP-1-2133 に規定される弾塑性特性を用いることができる（ただし、常温の強度を設計に用いる場合に限るものとする。)。また、低温貯槽にあっていは、運転温度における低温の材料強度を用いて Sm を求めてよい（ただし、「LNG 地上式

貯槽指針 3.1.1 内槽の許容応力」、「ASME Sec.VIII Div.1 Part ULT」等を参考に適切な低温の材料強度を採用した場合に限る。)。

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。

- 耐圧部材は、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。
- 支持構造部材は、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。

また、応力解析と対をなす現行基準（例示基準）の設計手法について課題抽出を行い、以下について議論を行った。

・サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計

サイトスペシフィック地震動を適用した場合、修正震度法やモード解析法といった従来の静的応答解析法を適用する様々な課題があり、今後も継続的に見直しが必要である。

・時刻歴応答解析規定の見直し

現行基準の地表面震度で基準化した地震波を用いた時刻歴応答解析によって設計した場合には、大規模地震による損傷可能性を排除できないと考えられることから、時刻歴応答解析の規定の見直し案（地表面震度での基準化を廃止）を作成した。

・対象地震について

応力解析規定案および現行基準では、現状 1 回の地震を対象としているが、前震・余震への対応の要否は重要な課題であり、今後継続的に議論が必要である。

②配管の耐震設計法

機械学会で検討されている配管の耐震設計手法について検討されている「既設配管設備の地震リスク低減対策 実施ガイド」(案)（以下、JSME 配管ガイド）の精査を行った。JSME 配管ガイドは目視診断による評価が取り入れられており、対象は既設配管と考えられる（新設配管には適用が難しい)。

現在、既設配管の変更工事時に現行基準が適用されるか否かについては、1999 年 4 月の保安月報「既設配管の変更工事に伴う耐震告示適用配管の事例集」が参照されていることが多いと考えられるが、事例数には限りがある。JSME 配管ガイドは当該保安月報の事例集の代替とできる可能性があると考えられる。

③接合部の評価法の見直し

令和 5 年度調査研究において、アンカーボルトと基礎コンクリートの接合部についての評価方法の見直しを実施した中で、塑性変形が生じる場合にあっては、SNR 材のアンカーボルトを採用することが望ましいという知見を得た。SNR 材のアンカーボルトの採用を可能とするため、現行例示基準の修正案を作成した。なお、現行例示基準は建築基準法関係の旧基準を多く採用し見直しが実施されていないことから、併せて最新基準に準じた規定を採用するよう見直しを実施した。

④塑性率評価法の見直し

令和 2 年度調査研究において、現行のレベル 2 耐震性能評価法として規定されている許容塑性率評価法の見直しの検討を行い、塑性化によるエネルギー吸収と等価な減衰を考慮する耐震性能スペクトル法（非線形応答スペクトル法）を採用する方針とした。耐震性能スペクトル法ではプッシュオーバー曲線（構造物全体系の荷重と変位の関係）が必要となることから、令和 3～ 5 年度事業（令和 3～ 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）において作成した、球形貯槽（鋼管ブレース)、スカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース）のプッシュオーバー解析プログラムと同様にレグ支持塔のプッシュオーバー解析手法を構築し、プログラムを作成した。

また、令和 5 年度調査研究で作成したスカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース）のプログラムについては、FEM 解析結果とプログラムの計算結果を比較し、プログラムによる計算結果が問題ないことを確認した。

⑤平底円筒形貯槽の評価法の見直し

令和 5 年度調査研究の検討課題の「内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価」及び「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」について、FEM 解析を実施し検討を行った。

内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎については、現行基準において評価対象となっていないものの、他基準等を参考に設計が行われており、耐震性能に大きな問題はないと考えられた。

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については、応答水平加速度が大きくなった場合には滑りが生じるが、内外槽間の距離に対し滑り量は十分小さいと考えられた。ただし、現行耐震基準において評価対象となっていない底板に応力が発生することから、評価対象への追加については、今後要否を検討が必要である。

⑥免震・制振規定案

令和 5 年度調査研究の今後の課題を踏まえ、球形貯槽への制振装置の適用の検討を実施した。また、令和 3 年度調査研究で作成した免震制振構造物に関する規定案の見直しと現行基準への追加案を作成した。

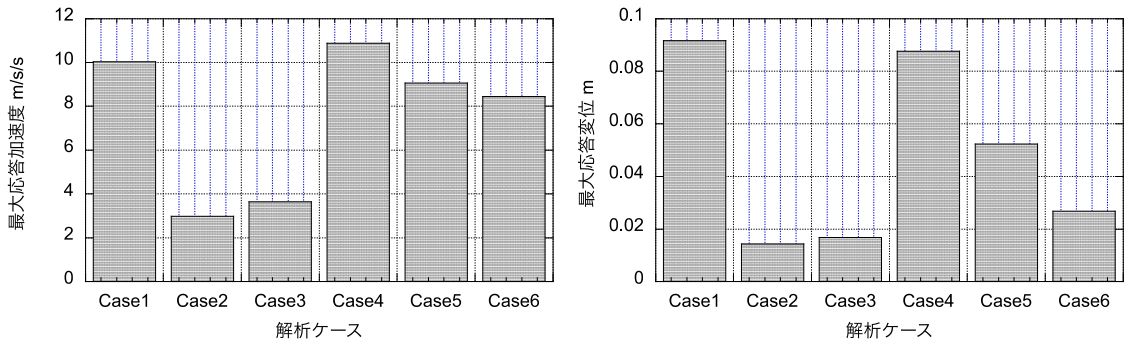
令和 6 年度では、高圧ガス設備の中でも特徴的な構造を有する球形貯槽への免震・制振装置について複数の免震・制振形式を想定し、質点系解析モデル及び有限要素解析モデルを構築し応答を評価した。解析に用いた入力地震動は、高圧ガス保安協会「高圧ガス指針」スペクトル適合波との整合を図り地表面加速度を 600gal に基準化して用いた。解析結果の応答については、南北（NS）方向、東西（EW）方向を独立に応答解析する場合と南北・東西方向を同時入力する場合について非線形時刻歴応答解析を実施し、二方向同時入力の場合には、南北方向と東西方向のベクトル合成した平面軌跡から最大応答を評価した。また、有限要素解析については、タンクの各部位に発生する応力、復元力、応答速度、応答変位について評価した。解析条件としては、一般に建築・土木構造物では生じないような解析対象構造物の質量が 3 倍以上変動することを考慮し、内容液を 3 段階で変化させた解析を実施した。応答解析に適用した免震・制振装置は、既存の装置・機構を参照し、現実的な観点で評価できるよう検討した。

免震装置の適用時の応答評価については、入力地震波に依存せず概ね 1/3 から 1/5 程度の免震効果が得られ、球形タンクの応答は、地表面 600gal に基準化した入力波に対して弾性範囲に最大応答が低減されていることを確認した。また、内容液の変動により大きく固有振動数が変化する対象構造物に対して、ここでは内容液 100%時で免震周期 2 秒程度になるよう高減衰積層ゴムを選定したが、内容液の減少により免震効果は若干低下する傾向となるものの免震層の考え方としては、内容液変動が生じる場合でも良好な免震効果が得られることを確認した。解析では、一般的な免震層をモデル化した条件と球形タンク脚柱下部に直接免震装置を導入する 2 種類について応答解析を実施した。結果として、従来の免震構造物のように免震層を設けずに対象構造物下部に直接免震装置を設置する場合には、装置の応答変位が脚柱剛性や球形タンク部質量などに影響を受け、装置の線形特性範囲内でのばらつきが生じることを確認した。

制振装置の適用時の応答評価については、減衰比 0.3 を目標として各種制振装置を検討した。結果が示すように、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度については制振装置の設置で概ね一定か若干増大する場合があるものの機械構造物にとって重要となる最大応答変位についてはブレース状配置で 20%から 30%程度、水平方向配置では、最大で 60%程度の良好な応答低減効果が得られることを確認した。ブレース配置と比較すると同じ仕様のオイルダンパーの本数を半数に減らしながら、応答低減効果の増大が確認された。次に、摩擦ダンパーを用いた履歴復元力特性による制振装置を想定した結果では、オイルダンパーと同様に、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度は概ね一定か増大するのに対して最大応答変位は減少する傾向が認められる。制振効果としては、最大応答加速度で 10%から 20%程度、最大応答変位については最大で 40%から 60%程度の良好な応答低減効果が得られることを確認できる。

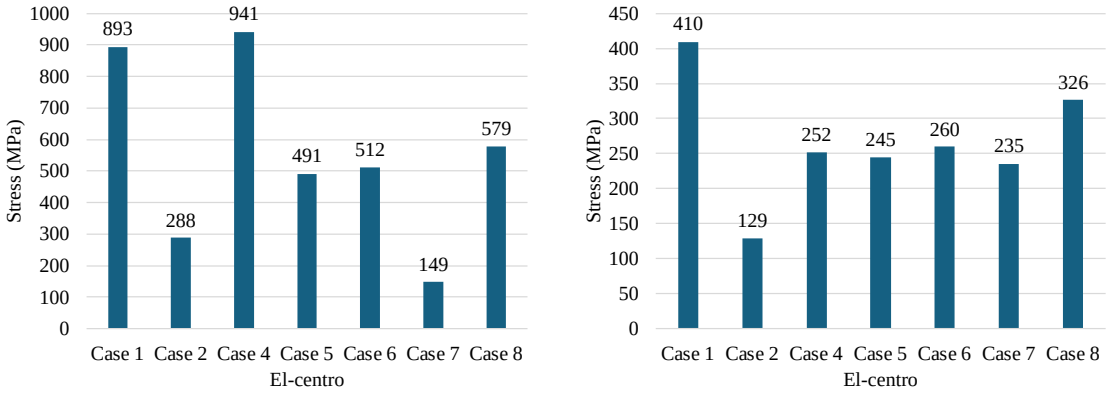
以上の解析結果について、図 3.1 に最大応答の比較、図 3.2 に脚柱上端部とタンク接合部及び下端部の最大応力の比較を示す。免震構造は、最大応答加速度と最大応答変位とともに耐震設計上重要な設計対象部である脚柱上端部と球形タンクの接合部、及び脚柱下端部と基礎接合部に生じる応答を大きく低減できることが示され、建築・土木構造物と同様に地震時及び地震後のシステム機能維持の観点では効果的な性能が期待できると考えられる。制振構造は、オイ

ルダンパー、摩擦ダンパーなど建築・土木構造物での実績がすでに確認されている制振形式を含めて解析を実施し、機械構造物にとって重要となる応答変位の地震時の低減効果については十分に期待できることが確認された。



(a)最大応答加速度　　(b)最大応答変位

図 3.1 球形タンク部の最大応答の比較



(a) 上部脚部とタンク接合部の最大応力　　(b) 下部脚部と基礎接合部の最大応力

図 3.2 脚柱上端部とタンク接合部及び下端部の最大応力の比較

免震構造は、球形タンクのような内容液量により対象構造物の質量が大きく変動する構造物に対しての免震層の設計方法について、質量変動幅の中央値などを丁寧に把握し免震層の設計条件を詳細に計画することが必要である。また、従来の免震構造物のように免震層を設けずに対象構造物下部に直接免震装置を設置する場合には、応答変位に生じるばらつきを十分に踏まえ安全性が担保されるよう検討する必要がある。さらに、免震層で生じると考えられる最大応答変位を詳細に把握し、球形タンクのシステム機能維持で重要な位置付けとなる配管等接合要素における変形性能に十分配慮することが重要な留意事項となる。地盤変状に対しても同様に配慮する必要がある。

制振構造は、等価減衰比 0.3 を想定したオイルダンパー仕様に対して設置角度に起因してダンパーの変形量が小さくなることから、制振装置の適正な配置方法について詳細に解析し、間

柱方式など限られた設置スペースに対する制振装置の有効な配置方法を検討する必要である。また、粘性、粘弾性、摩擦など減衰要素やその適用方法についてもより詳細な検討を継続し球形貯槽に適した制振装置のあり方を検討する必要がある。

今後のサイトスペシフィック地震動を考慮した性能設計の実施に向けて、免震構造については、免震装置の性能仕様選定に必要になる応答をより多くの設計想定入力地震地震動を用いて評価し、制振構造については、適正な配置方法と減衰材料の選定を継続検討する必要がある。また、設計想定を超える場合のシステム機能維持の観点から免震構造と精神構造を適切に採用するよう安全裕度の評価を踏まえて計画していくことが今後の重要な課題になる。

４． 今後の課題

３.に示す検討の結果より、今後検討が必要な課題は以下の通り。

- 平底円筒形貯槽の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）
- 平底円筒形貯槽のスロッシング流体力によるドーム屋根の評価
- 平底円筒形貯槽の耐震基準の詳細規定化（他基準のLNG、アンモニア等のタンクの設計指針に準じた包括的な耐震設計指針）
- 既存配管系の現行基準適用規定（JSME配管ガイドの採用、耐震診断技術者認証制度等）
- 配管の重要度（リスクに応じた重要度の設定）
- 代替評価法（係数0.5の見直しまたは廃止）
- サイトスペシフィック地震動を適用した場合の設計手法の確立
- サイトスペシフィック地震動を適用した場合の応答解析規定案の検討
- サイトスペシフィック地震動を適用した場合の連成解析規定案の検討
- 時刻歴応答解析に用いるレベル1設計地震動
- 対象地震（前震、余震）の見直し要否
- サイトスペシフィック地震動を考慮した免震制振構造の選定方法
- 平底円筒形貯槽への免震制振構造の適用方法
- 内容液が大きく変動する構造物に対しての免震層の設計方法
- 直接免震装置を設置する場合の応答変位のばらつき
- 球形貯槽にオイルダンパーをブレース状配置する場合の適正な配置方法
- ブレース交差部摩擦による履歴復元力特性を有する制振装置の設置方法（タイロッドブレース交差部での摩擦、鋼管ブレース形式への適用）
- 耐震基準体系の国際基準整合化（ISO2349、信頼性設計法、限界状態設計法等の導入）検討
- 地域別地震動の見直し（地域係数、重要度係数等の見直し）

付録Ⅳ－1　レグ支持塔のプッシュオーバー解析プログラム

表紙画面 へ | システム構成説明画面 | データ入力 へ | Close

レグ支持塔　Version: Lv00

A　レグ支持塔のプッシュオーバ解析システムは、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.1. Books(Lv00_PovMain) 共通データ入力用 Book
- → Sheets(表紙) [表紙シート]
- → Sheets(概要) [システム概要シート]
- → Sheets(入力) [データ入力シート]

A.2. Books(Lv00_PovTov) Pov計算用 Book
- → Sheets(入力) [Tov入力確認シート]
- → Sheets(作図) [Pov計算実行シート]
- → Sheets(詳細) [Tov表示シート]

A.3. Books(Lv00_PovPlus) 耐震性能評価 Book
- → Sheets(入力) [入力及びPov確認シート]
- → Sheets(設計) [性能解析シート]
- → Sheets(数値) [数値データ表示シート]

A.4. Books(Lv00_PovGuide)

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.6. Excel システムからのコメントについて

(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。

(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.2. 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.3. 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。

解析管理	表紙画面表示	計算システム説明画面	データ入力画面	計算処理完了
頁管理	1.1.1 データ入力	1.1.2 Pov 作成	1.1.3 Pov 解析	1.1.4 解説
	s03	保存	呼出	削除

1. レグ支持塔のプッシュ オーバ解析システム

1.1. This Booksでの処理手順

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にて順次 耐震性能解析を行う。

1.1.1 **Books(Lv00_PovMain)** : 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(Lv00_PovTov)** : プッシュオーバ曲線(Pov)を算出する。

1.1.3 **Books(Lv00_PovPlus)** : プシュオーバ曲線によるレグ支持塔の耐震性能解析を行う。

1.1.4 **Books(Lv00_PovGuide)** :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. レグ支持塔のインプットデータ

1.2.1. 解析対象データ記号 **iD =** s03

1.2.2. 基本条件データ qDD(8,1)

重要度	*IpCode*	(-)	Ia
地域区分	*ArCode*	(-)	特A地区
地表水平加速度	*acch*	(m/s^2)	10.00
地表鉛直加速度	*accv*	(m/s^2)	3.00
応答スペクトル	*Sa*	(m/s^2)	A4
許容塑性率	μ_{pa}	(-)	1.00
減衰定数(弾性)	*he*	(-)	0.030
γ値	*Gam*	(-)	0.2

1.2.3. 本体 sDD(10,1)

外径	sDo	(m)	2.218
内径	sDi	(m)	2.2
上部TL高さ	Ht	(m)	4.925
TL間長さ	sL	(m)	4.04
全質量　iD	sM	(kg)	1.6130.E+04
溶接効率	sEf	(-)	0.95
圧力	sPres	(N/m^2)	-9.800.E+03
運転時温度	sTem	(°C)	50
殻材料(運転時)	sMat	(-)	SS400(dsgT)
殻材料（常温）	sMat	(m/s2)	SS400(rmT)

1.2.4. 支柱 cDD(6,1)

支柱配置円径	cDp	(m)	2.038
支柱外径	cDo	(m)	0.2619
支柱内径	cDi	(m)	0.2384
支柱長さ	cL	(m)	0.7050
支柱数	cN	(-)	3
支柱材質	cMat	(-)	SS400(rmT)

1.2.5. ベースプレート/支柱 pDD(3,1)

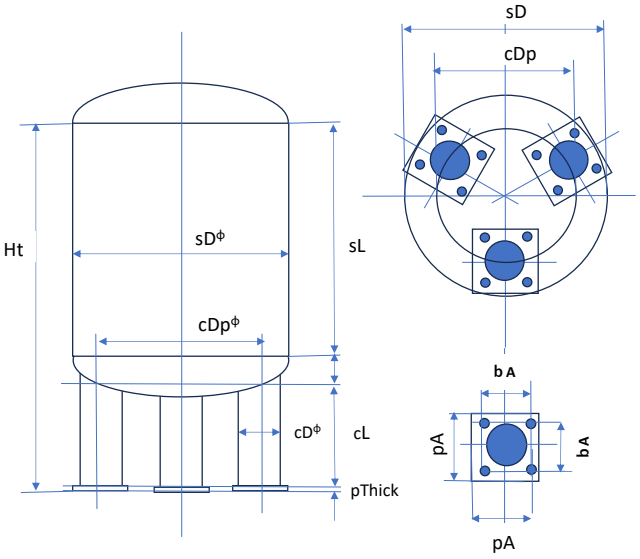
矩形辺長	pA	(m)	0.4
厚み	pThick	(m)	0.019
材質	pMat	(-)	SN400(rmT)

1.2.6. 基礎ボルト bDD(8,1)

呼称	bD	(-)	M24
ボルトサイズ	bM	(-)	0.024
有効径	bDe	(m)	0.021
軸径	bDo	(m)	0.024
長さ	bLen	(m)	0.5
配置間隔	bA	(m)	0.3
本数/支柱	bN	(-)	4
材質	bMat	(-)	SN400(rmT)

1.2.7. 材料データ

材料呼称 mID	縦弾性係数	降伏応力	許容応力
	E	ySig	aSig
名称	縦弾性係数	降伏応力	許容応力
mDD(13,4)	(N/m^2)	(N/m^2)	(N/m2)
default	1.900E+11	1.950E+08	1.755E+08
SB410(dsgT)	1.900E+11	1.950E+08	1.755E+08
SB410(rmT)	2.000E+11	2.000E+08	1.800E+08
SM400(dsgT)	2.060E+11	2.060E+08	2.000E+08
SM400(rmT)	2.000E+11	2.000E+08	1.800E+08
SS400(dsgT)	2.050E+11	2.060E+08	2.000E+08
SS400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
SN400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
STK400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
STK400(rmT)	2.050E+11	2.350E+08	2.350E+08
mat-01	2.060E+11	0.000E+00	0.000E+00
mat-02	2.060E+11	0.000E+00	0.000E+00
mat-03	2.060E+11	0.000E+00	0.000E+00



2 レグ支持塔のプッシュオーバ曲線

21 定塑性率スペクトル δ_h

$$\delta_h = (\mu_p + 1)\left(\frac{2\pi}{T_y}\right)^2 \alpha_h$$

αh	SDOF 変位 δh (m)		
	塑性率: μp		
	0.0	1.0	2.0
0.000	0.0000	0.0000	0.0000
21.185	0.0005	0.0011	0.0016
42.370	0.0011	0.0022	0.0033

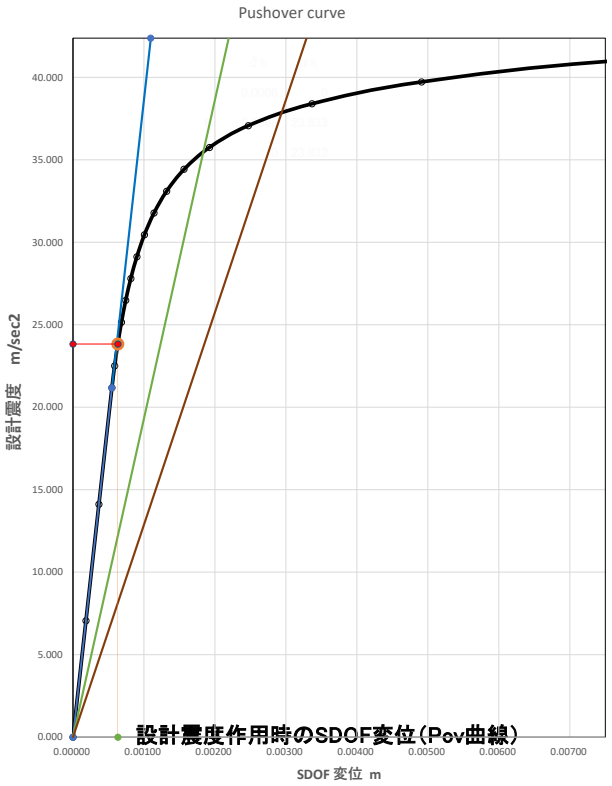
22 Povスペクトル (Pushover Spectrum)

	α_v =	4.50	(m/s^2)
Calc Case	α_h(m /s^2)	δ_h (m)	μp
1	0.00	0.0000	0.000
2	7.06	0.0002	0.000
3	14.12	0.0004	0.000
4	21.19	0.0005	0.000
5	22.51	0.0006	0.007
6	23.83	0.0006	0.024
7	25.16	0.0007	0.049
8	26.48	0.0007	0.084
9	27.81	0.0008	0.131
10	29.13	0.0009	0.194
11	30.45	0.0010	0.277
12	31.78	0.0011	0.388
13	33.10	0.0013	0.541
14	34.43	0.0016	0.757
15	35.75	0.0019	1.077
16	37.07	0.0025	1.574
17	38.40	0.0034	2.388
18	39.72	0.0049	3.776
19	41.05	0.0078	6.331
20	42.37	0.0140	11.730

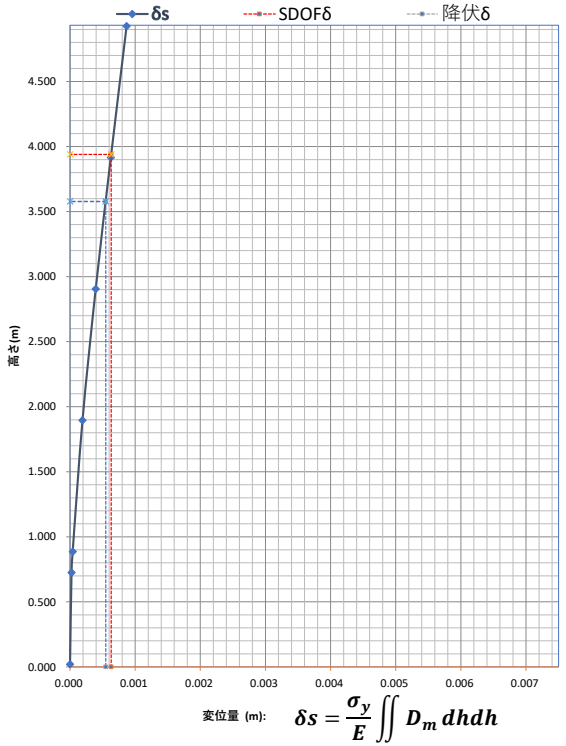
23 Povスペクトル特性値

鉛直震度	αv=1.5 * αgv =	4.5000	m/sec2
降伏震度：	αy = fAlpYield(αv) =	21.1852	m/sec2
降伏変形：δy= fSeisCapability(αy,αv) =		0.00055	m
固有周期：	Ty =	0.03197	sec
計算上水平加速度上限：	AlpMax =	42.3704	m/sec2
計算上水平変位上限：	DscMax =	0.00439	m/sec2

詳細計算の加速度設定： 降伏 戻 次 ●位置の詳細を2.3 詳細計算書に示す。



設計震度作用時のSDOF変位(Pov曲線)



$$\delta s = \frac{\sigma_y}{E}\iint D_m\, dhdh$$

● 位置における高さ方向の変位分布

2　レグ支持塔のプッシュオーバ曲線

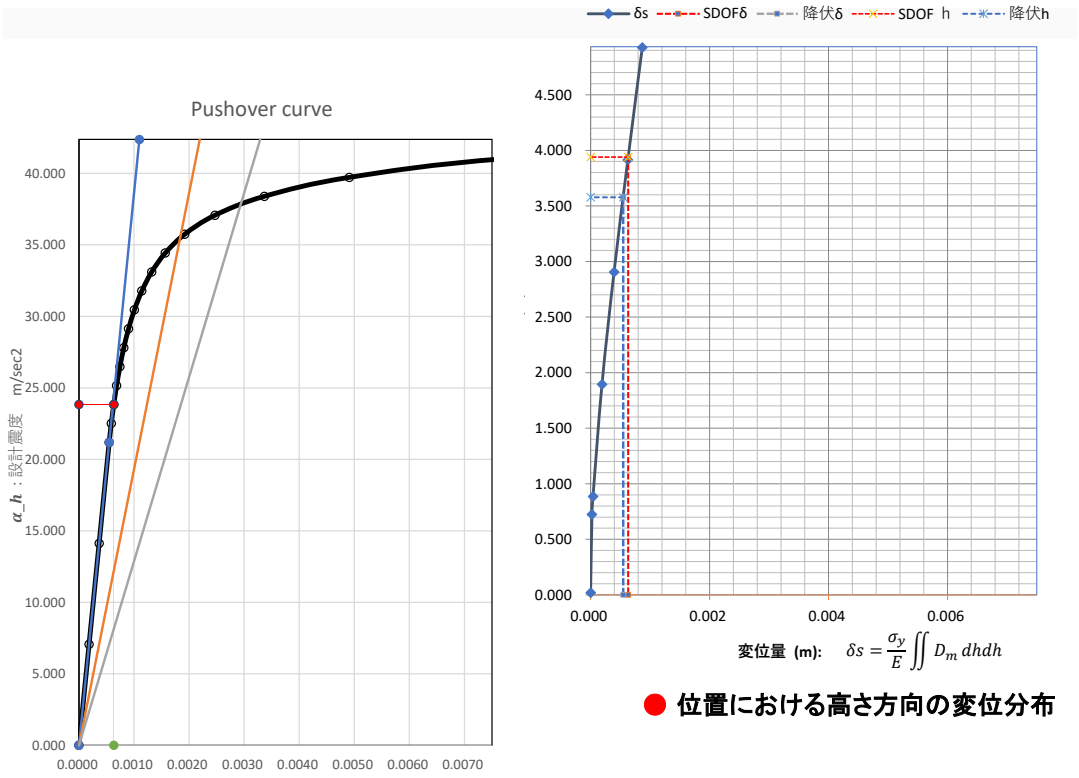
2.2　設計震度(Calc Case)の応答変位の計算内訳

Calc Case	αv	αh	δh	μ	αy	δy	Ty
6	4.500	23.833	0.001	0.024	21.185	0.001	0.032

Calc Case を設定(●位置)

降伏　戻　次

Layer	h	N	S	M	Ln	Lm	Dn	Dm	z	ϕ	δs
SL-01	4.925	4.62.E+04	7.69.E+04	0.00.E+00	0.0031	0.0000	0.00314	0.00000	0.00007	0.00024	**0.00087**
SL-02	3.915	9.23.E+04	1.54.E+05	7.77.E+04	0.0063	0.0096	0.00629	0.00962	0.00006	0.00024	0.000626
SL-03	2.905	1.38.E+05	2.31.E+05	2.33.E+05	0.0094	0.0289	0.00943	0.02886	0.00005	0.00022	0.000394
SL-04	1.895	1.85.E+05	3.08.E+05	4.66.E+05	0.0126	0.0577	0.01258	0.05771	0.00004	0.00018	0.000191
SL-05	0.885	2.31.E+05	3.84.E+05	5.15.E+05	0.0157	0.0638	0.01572	0.06385	0.00002	0.00012	0.000040
Leg	0.724	2.31.E+05	3.84.E+05	7.86.E+05	0.0355	0.2380	0.04064	0.24795	0.00002	0.00010	0.000023
Base	0.019	2.31.E+05	3.84.E+05	7.94.E+05	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000000



● 位置における高さ方向の変位分布

2 レグ支持塔のプシュオーバ曲線

2.1 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。

2.2 CalcPushOver ： 保有耐震性能スペクトルデータの震度毎の変位計算の詳細を表示する。

2.3 Install TovData ： 2.1 Pov曲線を作成するため、1.2 入力データを読み込む。入力で一タの変更は1.2 へ戻ること。

2.4 層毎の詳細計算

2.4.1 層毎に使用する材料物性、断面特性値を表示

2.4.1.1 専用Sheet function ：Cell 内で使用できる関数(入力データの取り込み後、使用可能)

材料物性：fMatprop(j,property)　上から第ｊ層を指定する ｊ =

		3
ｊ 層の名称：	fLayProp(j,"nam") =	
"e"：縦弾性係数	fmatprop(j,"e") =	0.0000.E+00
"y"：降伏応力	fmatprop(j,"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!
"s"：変形特性	fmatprop(j,"s") =	#VALUE!

断面特性：fLayProp(j,"di")　第ｊ層の値を呼び出す。

ｊ 層の名称：	fLayProp(j,"nam") =	
"di"： 内径	fLayProp(j,"di") =	0.00000
"do"：外径	fLayProp(j,"do") =	0.00000
"t"：肉厚	fLayProp(j,"t") =	0.00000
"r"：平均半径	fLayProp(j,"r") =	0.00000
"I"：断面2次モーメント	fLayProp(j,"I") =	0.00000
"z"：断面係数	fLayProp(j,"z") =	#VALUE!
"zp"：塑性モーメント係数	fLayProp(j,"zp") =	0.00000

2.4.1.2 層毎の震度、変形特性値の算出

震度設定

鉛直震度 av	水平震度 ah	jLay	iLay＝fiFr(j)
4.5	23.83	3	-2

ただし、av は1.2データ入力から設定される。

荷重特性

Layer 名称	ベースプレート上面よりの高さ	N	S	M
関数	**fjNam(j)**	fTabH(i)	fTabN(i,αv)	fTabS(i,ah)	fTabM(i,ah)
値		#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!

変形特性

Ln	Lm	Dn	Dm	δs
関数	fLn(j,N)	fLm(j,M)	fDn(Ln,Lm,s)	fDm(Ln,Lm,s)	fDefs(j, ah, av)
値	#VALUE!	#VALUE!	0.00000	0.00000	#VALUE!

SDOF 変位　（プッシュオーバ曲線 ）

δ_{SDOF} = fSeisCapacity(αh,αv)　#VALUE!　m

降伏震度

AlpYield αy = fAlpyield(αv)（降伏震度）　0.000　(m/s^2)

DspYield δy = fSeisCapacity(αy,αv)　#VALUE!　(m)

固有周期 = $2\pi\sqrt{\frac{\delta_y}{\alpha_y}}$　#VALUE!　(sec)

2.4.2 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　$\frac{dz}{dh} = D_N \frac{\sigma_y}{E}$　$z = z_0 + \int_0^h D_N \frac{\sigma_y}{E} dh$

Dm ： 水平変形係数 at height = h　$\frac{d^2\delta}{dh^2} = D_M \frac{\sigma_y}{E}$　$\theta = \theta_0 + \int_0^h D_M \frac{\sigma_y}{E} dh$　$\delta = \delta_0 + \int_0^h \theta dh$

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　$L_M = {}^{M}/_{Z\sigma_y}$

α(Yield)　：降伏時設計加速度

3. レグ支持塔 (Lv00) 総合プッシュオーバ曲線の生成

3.1 Basic Data for analysis

Mfile : Lv00_PovMain.xlsm

sheet :	入力
range :	qDD
QDT→ 重要度	Ia
地位区分	特A地区
地表水平震度	10
地表鉛直震度	3
$S_0(T)$	A4
許容塑性率	1.00
減衰係数	0.0300
γ 値	0.2000

Povデータ取り込み　　設計へ戻る

3.2 Shear Pov

Sfile : Lv00_PovShear.xlsm
sheet : ddstp
range : spectrum

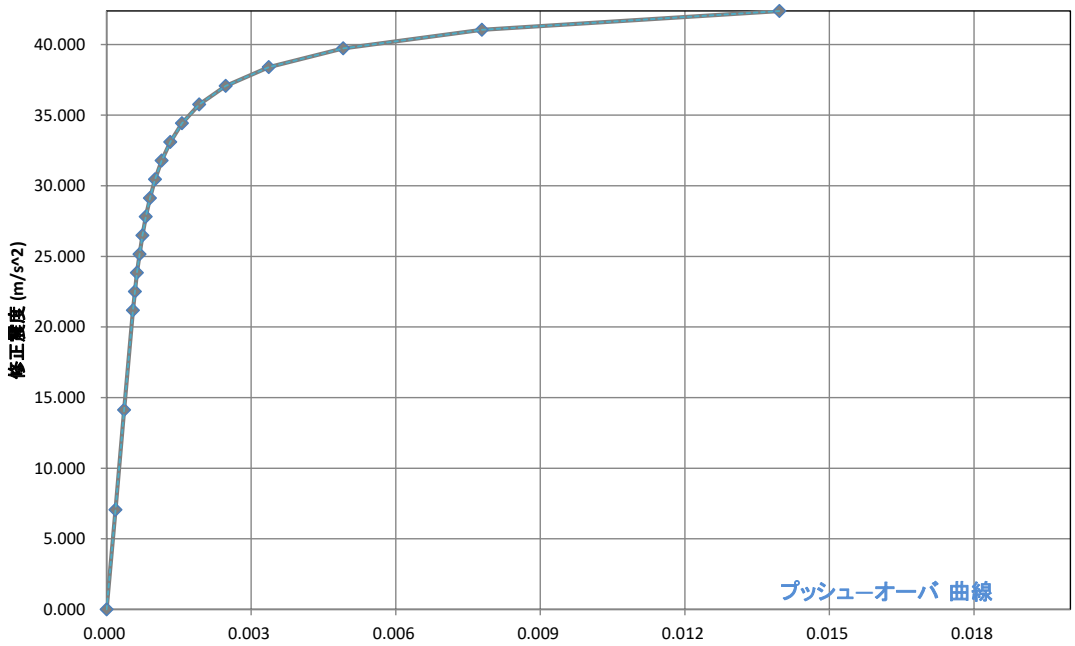
3.2 TurnOver Pov

Tfile : Lv00_PovTov.xlsm
sheet : 作図
range : spectrum

3.3 Target Pov

Rfile : Lv00_PovPlus.xlsm
sheet : 入力
range : RDT

	SDT→ α	δ		TDT→ α	δ		RDT→ α	δ
1	0.00000	0.00000		0.000000	0.000000		0.000000	0.000000
2	0.00000	0.00000		7.061730	0.000183		7.061730	0.000183
3	0.00000	0.00000		14.123461	0.000366		14.123461	0.000366
4	0.00000	0.00000		21.185191	0.000548		21.185191	0.000548
5	0.00000	0.00000		22.509265	0.000587		22.509265	0.000587
6	0.00000	0.00000		23.833340	0.000632		23.833340	0.000632
7	0.00000	0.00000		25.157414	0.000683		25.157414	0.000683
8	0.00000	0.00000		26.481489	0.000743		26.481489	0.000743
9	0.00000	0.00000	+	27.805563	0.000814	=	27.805563	0.000814
10	0.00000	0.00000		29.129638	0.000900		29.129638	0.000900
11	0.00000	0.00000		30.453712	0.001006		30.453712	0.001006
12	0.00000	0.00000		31.777786	0.001142		31.777786	0.001142
13	0.00000	0.00000		33.101861	0.001320		33.101861	0.001320
14	0.00000	0.00000		34.425935	0.001566		34.425935	0.001566
15	0.00000	0.00000		35.750010	0.001922		35.750010	0.001922
16	0.00000	0.00000		37.074084	0.002470		37.074084	0.002470
17	0.00000	0.00000		38.398159	0.003368		38.398159	0.003368
18	0.00000	0.00000		39.722233	0.004910		39.722233	0.004910
19	0.00000	0.00000		41.046307	0.007789		41.046307	0.007789
20	0.00000	0.00000		42.370382	0.013961		42.370382	0.013961



3.4 レグ支持塔 (Lv00)のSDOF系変位 (m)

4. レグ支持塔 (Lv00) Pov 解析

4.1 Sheets 構成および説明

Pov解析　　：計算条件及び解析結果を示している。

解析データ　：統合プッシュオーバ曲線の解析データ

Pov曲線　　：統合プッシュオーバ曲線を図示す。

4.2 設計条件の読み込み

地震データ	入力震度 α_g	10.0
	応答倍率 $\beta(T)$	A4
構造データ	固有周期 T_y (s)	0.032
	δ_y(m)	0.001
	α_y (m/s^2)	21.185
応答特性	許容塑性率 $\bar{\mu}_p$	1.00
	γ 値	0.20
	減衰定数 h_y	0.030
	減衰定数 h_μ	0.030

$\beta(T)$ ＝ KHKS 0861(2018) 9.11 図9.1.1(a),(b)

$\bar{\mu}_p$ ＝ 1　　(2 倍勾配法相当)

h_y ＝ KHKS 0861(2018) 9.11 表(a)

γ ＝ 0.25　　(座屈が支配的な場合：0.2)

$h_\mu = \gamma\left(1 - \frac{T_y}{T}\right) + h_y$

4.3 Pov 解析結果：合格

		要求性能	許容性能
1	応答変位 δ_μ(m)	0.000	0.002
2	修正震度 α_μ(m/s^2)	11.80	35.42
3	塑性率 μ_p	0.00	1.00
4	弾性震度 α (m/s^2)	11.80	50.96
5	代替震度 $D_s \cdot \alpha$ (m/s^2)	4.91	21.19
6	入力地表震度 α_g(m/s^2)	10.00	43.19

評価基準：塑性応答スペクトル≦許容塑性応答スペクトル

① 応答変位法： $\delta_{\mu p} \le \bar{\delta}_{\mu p}$

② 修正震度法： $\alpha_{\mu p} \le \bar{\alpha}_{\mu p}$

③ 塑性率法： $\mu_p \le \bar{\mu}_p$

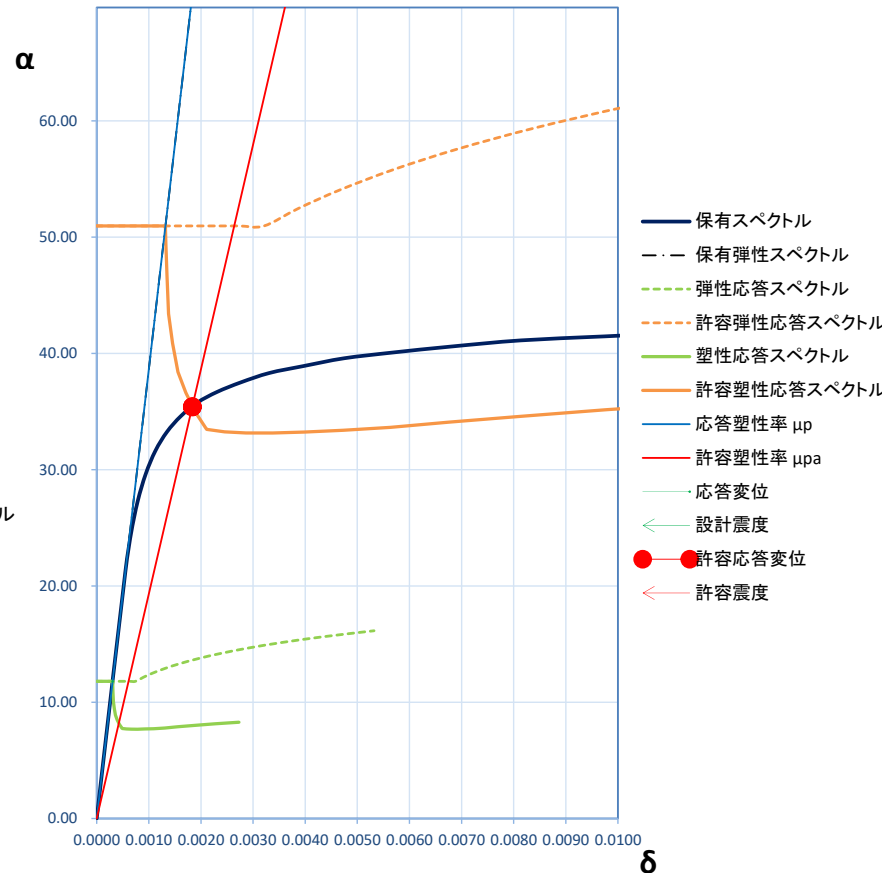
ただし、 $\mu_p = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2 - 1$;　　$\bar{\mu}_p = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2 - 1$

④ 弾性震度法： $\alpha \le \bar{\alpha}$

⑤ 代替法: $D_s\alpha \le \alpha_y$　　(代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_y$　ただし、$D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

⑥ 地表震度法: $\alpha_g \le \bar{\alpha}_g$



耐震性能スペクトル図

4.6. Pov 解析結果データ

Pov 解析表示画面 へ

	CapaSpectrum(Pov)		弾性	許容 μ_{pa}線	応答 μ_{p}線
dspstp	δ	α	α e	α μ a	α μ
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00055	21.18519	21.18519	10.59260	21.18519
3	0.00066	24.46885	25.35924	12.67962	25.35924
4	0.00079	27.27322	30.35569	15.17784	30.35569
5	0.00094	29.63410	36.33657	18.16828	36.33657
6	0.00113	31.62428	43.49584	21.74792	43.49584
7	0.00135	33.25051	52.06568	26.03284	52.06568
8	0.00161	34.60180	62.32401	31.16200	62.32401
9	0.00193	35.77181	74.60350	37.30175	74.60350
10	0.00231	36.69161	89.30238	44.65119	89.30238
11	0.00277	37.51238	106.89734	53.44867	106.89734
12	0.00331	38.31630	127.95896	63.97948	127.95896
13	0.00396	38.91064	153.17029	76.58515	153.17029
14	0.00475	39.58113	183.34893	91.67446	183.34893
15	0.00568	40.07666	219.47356	109.73678	219.47356
16	0.00680	40.59143	262.71571	131.35786	262.71571
17	0.00814	41.12155	314.47772	157.23886	314.47772
18	0.00974	41.46559	376.43822	188.21911	376.43822
19	0.01166	41.87741	450.60659	225.30330	450.60659
20	0.01396	42.37038	539.38812	269.69406	539.38812

Demand Spectrum(応答)

	period	線形応答		塑性応答	
		Sa	Sd	Sa	Sd
1	0.00000	11.80000	0.00000	11.80000	0.00000
2	0.03197	11.80000	0.00031	11.80000	0.00031
3	0.03254	11.80000	0.00032	11.45909	0.00031
4	0.03372	11.80000	0.00034	10.82453	0.00031
5	0.03540	11.80000	0.00037	10.05103	0.00032
6	0.03749	11.80000	0.00042	9.46350	0.00034
7	0.04000	11.80000	0.00048	8.89328	0.00036
8	0.04290	11.80000	0.00055	8.48056	0.00040
9	0.04616	11.80000	0.00064	8.09675	0.00044
10	0.04987	11.80000	0.00074	7.74892	0.00049
11	0.05396	12.14878	0.00090	7.70011	0.00057
12	0.05842	12.52073	0.00108	7.67869	0.00066
13	0.06342	12.91833	0.00132	7.67685	0.00078
14	0.06880	13.32427	0.00160	7.69385	0.00092
15	0.07481	13.75510	0.00195	7.72945	0.00110
16	0.08132	14.19900	0.00238	7.78925	0.00130
17	0.08840	14.65663	0.00290	7.89089	0.00156
18	0.09632	15.14236	0.00356	8.00925	0.00188
19	0.10486	15.63959	0.00436	8.13998	0.00227
20	0.11405	16.14755	0.00532	8.28210	0.00273

Demand Spectrum(許容)

	period	線形応答		塑性応答	
		Sa	Sd	Sa	Sd
1	0.00000	50.96366	0.00000	50.96366	0.00000
2	0.03197	50.96366	0.00132	50.96366	0.00132
3	0.03254	50.96366	0.00137	49.49127	0.00133
4	0.03372	50.96366	0.00147	46.75065	0.00135
5	0.03540	50.96366	0.00162	43.40994	0.00138
6	0.03749	50.96366	0.00181	40.87242	0.00146
7	0.04000	50.96366	0.00207	38.40966	0.00156
8	0.04290	50.96366	0.00238	36.62715	0.00171
9	0.04616	50.96366	0.00275	34.96949	0.00189
10	0.04987	50.96366	0.00321	33.46723	0.00211
11	0.05396	52.47004	0.00387	33.25644	0.00245
12	0.05842	54.07647	0.00467	33.16391	0.00287
13	0.06342	55.79369	0.00568	33.15598	0.00338
14	0.06880	57.54692	0.00690	33.22941	0.00398
15	0.07481	59.40766	0.00842	33.38314	0.00473
16	0.08132	61.32482	0.01027	33.64143	0.00564
17	0.08840	63.30130	0.01253	34.08039	0.00675
18	0.09632	65.39918	0.01537	34.59158	0.00813
19	0.10486	67.54667	0.01881	35.15618	0.00979
20	0.11405	69.74053	0.02298	35.77001	0.01179

5. レグ支持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レグ支持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。

PovMain へ戻る

下記の内容をそれぞれのSheetsにて解説している。

5.1.	用語の定義および適用	レグ支持塔類プシュオーバ解析システムで使用する用語の定義	用語の定義
5.2.	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、 耐震性能解析の内容を規定している。	耐震設計の目標
5.3.	レグ支持塔応答理論	高さ方向に質量の分布するレグ支持塔類に関して、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。	レグ支持塔応答理論
5.4.	プッシュオーバ解析の基本式	L2地震動に際してプッシュオーバ解析により耐震設計性能を確定する。プッシュオーバ解析法の基本式を示している。プッシュオーバ解析により構造物の塑性化の進展し崩壊に至るの状況を把握できる。	レグ支持塔応答理論
5.5.	Pov 実行フローチャート	全体の計算の流れを説明している。	Pov 解析実行フロー
5.6.	耐震性能スペクトル図	レグ支持塔類のもつ耐震性能は、耐震性能スペクトル図に表現することできる。地震の強さを表す要求耐震スペクトルと構造物の耐震能力を表す保有耐震性能スペクトルより構成される。	構造性能スペクトル図
5.7.	保有耐震性能スペクトル作成	構造物の塑性変形の大きさに応じた保有耐震性能スペクトルの作成方法を示している。	保有耐震性能
5.8.	要求耐震性能スペクトルの作成	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。	要求耐震性能
5.9.	規定の地震動に際し構造物の応答予測	規定の地震動の強さに際して構造物の変形の状態を予測する方法を解説する。	地震時の応答予測
5.10.	構造物が崩壊に至る地震動の強さ予測	構造物が崩壊に至る地震動の強さを予測する手法を解説する。	崩壊地震の強さ予測
5.11.	プッシュオーバ解析	耐震性能スペクトル図によりレグ支持塔類に生起する構造物の状態と安全性を評価する方法を解説する。	プッシュオーバ解析
5.12.	梁要素の曲げ剛性マトリックスの導入	プッシュオーバ解析を実行するに必要な端部全断面降伏時の応力・変形所特性を評価にする方法を解説する。	全断面降伏梁
5.13.	薄肉円筒殻の端部応力・変形モード	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。	塑性曲げ梁
5.14.	支柱群の端部応力・変形モード	レグ支持塔類及び球形貯槽のごとき構造物が有する支柱群をまとめて非線形領域における応力・変形を評価する方法。	支柱群（未）
5.15.	等価減衰定数	構造物の非線形領域でのエネルギー吸収特性は等価粘性減衰係数hに置き換え評価することが従来から簡易的に行なわれっている。同様の仮定の下に等価な減衰定数に置き換えて地震エネルギーの吸収を置き換える方法を示す。	等価減衰定数
5.16.	検証	事例計算で非線形有限要素法による計算結果と比較検証。	検証（未）

5.1. 用語の定義および適用

目次へ戻る

	用　語	定　義	備考
5.1.1	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/s2
5.1.2	耐震性能スペクトル図	縦軸に横軸に変位δ、震度αを座標とする図をいう。	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わしている。
5.1.3	プシュオーバ曲線	耐震設計構造物の上の質点 i に静的外力 $F_i = m_i \cdot \alpha$ が作用するとき質点 m_i に静的変位量 δ_i が生じるとき、 $$\delta = \frac{\sum_i m_i x_i^2}{\sum_i m_i x_i}$$ として横軸に変位δ、縦軸に震度αとしてえられる耐震性能スペクトル図上の曲線をいう．なお、αは、0～崩壊まで変動させるとする.	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.
5.1.4	保有耐震性能スペクトル	耐震性能スペクトル図上のプシュオーバ曲線を保有耐震性能スペクトルという。	
5.1.5	地震応答曲線	固有回転振動数ω及び 粘性減衰定数h を有する 1 質点振動(SDOF)系に地震波 α_gを入力するときの応答変位の最大値を応答変位$S_D(h)$、 応答加速度 $S_A = \omega^2 \cdot S_D$とするとき、 耐震性能図において横軸座標値をS_D、縦軸座標値をS_Aとする曲線をいう.	
5.1.6	要求耐震性能スペクトル	耐震性能スペクトル図において地震応答曲線を要求耐震性能スペクトルという.	要求耐震性能スペクトルと保有耐震性能スペクトルとの交点は，地震動(加速度 αg)に際して耐震設計構造物に想定される最大応答値である。
5.1.7	塑性率	耐震性能スペクトル図上の点（δ，α）に関して、$\mu_p = (T/T_y)^2 - 1$ ただし、$T^2 = 4\pi^2 \cdot (\delta/\alpha)$, $T_y^2 = 4\pi^2 \cdot (\delta_y/\alpha_y)$ ここで、(δ_y, α_y)は降伏点に係る変位及び加速度の値	
5.1.8	耐震性能解析	耐震性能スペクトル図において、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。両者の交点に係る塑性率を応答塑性率と称し許容塑性率以下であることを確認する.	
5.1.9	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	
5.1.10	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	
5.1.11	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δ－α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δ－α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。	荷重の増加に際して崩壊に達すると、計算上は変位、震度等が定まらない。
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、一部が損傷しても残る部分で荷重を負担し、全体として復元力特性を保持し崩壊とならない場合と、復元力特性がなくなり崩壊となる場合がある。 地震荷重の増加とともに損傷部材が増加し、崩壊に至るまでを追跡して損傷のメカニズムを明らかにする。	
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	

5.2. 耐震設計の目標

目次へ戻る

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。
(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。

5.2.2. 耐震性能解析

(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、構造物が地震動に際して、復元力特性を維持できなくなる、または、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。

5.3. レグ支持塔応答理論

簡易化された耐震設計手法として修正震度法が長年採用されてきた。

目次へ戻る

構造物は動的解析により地震時の挙動を正しく推定することができる。モーダル解析は、固有値解析に得られる固有周期ごとの地震応答の和から、当該構造物の地震応答を算出するので地震時の挙動がわかりやすく、モーダル解析が一般に使われている。

高圧ガス関連機器の場合、単純な構造が多く、1次モード(基本モード)が卓越するので他のモードの振動は無視してよい、レーレの法則より1次モードと自重による変形は近似しているので、静的な計算(5.3.1)で地震時の応答(5.3.2)を近似できる。
地震時の動特性は1次の固有周期に等しい固有周期の1質点系(SDOF)の応答計算(5.3.3)から得られる応答スペクトルにより余すところなく表現することができる。　　修正震度法の立脚するところである。
修正震度法は静的計算と応答スペクトルを組み合わせて構造物の地震時の複雑な挙動を簡易に計算できるように工夫された手法である。
静的解析、モーダル解析および動特性解析(SDOF系解析)の関連を5.3.1～5.3.3に示す。

5.3.1 静解析

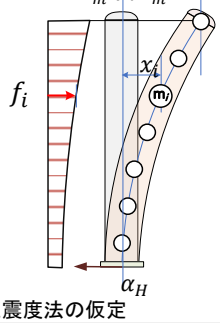
静解析式：$\mathcal{K}\overrightarrow{\Delta_m} = \overrightarrow{F_m}$

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：

$$\omega_m{}^2 = \frac{\overrightarrow{\Delta_m}{}^t \overrightarrow{F_m}}{\overrightarrow{\Delta_m}{}^t \mathcal{M} \overrightarrow{\Delta_m}} = \frac{\sum_i m_i x_i}{\sum_i m_i x_i{}^2}\alpha$$



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)

$$\delta_m = S_d(\omega_m) = {}^1\!/_{\beta_1} = \frac{\sum_i m_i x_i{}^2}{\sum_i m_i x_i}$$

$$\alpha_m = S_a(\omega_m) = \omega_m{}^2 \delta_m = \alpha$$

5.3.2 モーダル解析

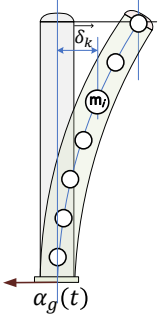
固有方程式：$\mathcal{K}\overrightarrow{u_k} = \omega_k{}^2 \mathcal{M}\overrightarrow{u_k}$

k 次固有振動数：$\omega_k{}^2 = \frac{\overrightarrow{u_k}{}^t \mathcal{K} \overrightarrow{u_k}}{\overrightarrow{u_k}{}^t \mathcal{M} \overrightarrow{u_k}}$

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：$\beta_k = \frac{\overrightarrow{u_k}{}^t \mathcal{M}\vec{e}}{\overrightarrow{u_k}{}^t \mathcal{M} \overrightarrow{u_k}}$

k 次応答変位：$\vec{\delta_k}(t) = \beta_k \overrightarrow{u_k} \alpha_H R_k$

最大応答：

1 次変位：$\overrightarrow{\Delta_1} = \beta_1 \overrightarrow{u_1} S_d(\omega_1)$

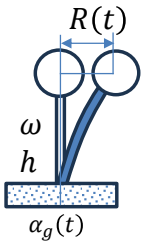
1 次加速度：$\overrightarrow{A_1} = \beta_1 \overrightarrow{u_1} S_a(\omega_1)$

5.3.3 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：(S_d, S_a)

$S_d(\omega, h, \alpha_H) = \max_t \alpha_H R(t)$

$S_a(\omega, h, \alpha_H) = \omega^2 S_d$

$$\omega^2 \alpha_H R = -\left(\alpha_H \ddot{R} + \alpha_g + 2h\omega\alpha_H \dot{R}\right)$$
$$\cong -\left(\alpha_H \ddot{R} + \alpha_g\right)$$

絶対加速度

5.3.4 静的に計算された修正震度法における計算変位と応答変位の関係

5.3.4.1. 震度(加速度):α , 静的地震力: $\boldsymbol{F} = \alpha \boldsymbol{Me}$

u は静的に計算された構造各部の変位量とすると, $\boldsymbol{Ku} = \alpha \boldsymbol{Me}$, $\boldsymbol{e}$:震度分布係数

$\boldsymbol{u}$ が1 次モードに等しいと仮定してすると、 $\boldsymbol{Ku} = \omega^2 \boldsymbol{Mu}$

$$\omega^2 = \frac{\boldsymbol{u}^t \boldsymbol{Ku}}{\boldsymbol{u}^t \boldsymbol{Mu}} = \alpha \frac{\boldsymbol{u}^t \boldsymbol{Me}}{\boldsymbol{u}^t \boldsymbol{Mu}}$$ （Reighley法）

$\boldsymbol{u}$ から計算される δ を代表変位と定義する。 $\delta \equiv \frac{\boldsymbol{u}^t \boldsymbol{Mu}}{\boldsymbol{u}^t \boldsymbol{Me}}$ この時、$\boldsymbol{\omega^2 = \frac{\alpha}{\delta}}$

5.3.4.2. (1 運動方程式 $\boldsymbol{M\ddot{\Delta} + D\dot{\Delta} + K\Delta = -a Me,}$

2次以上の振動モードは無視できるとして

$\boldsymbol{\Delta = u\beta R}$ と、 Δ を1次 のモードのみに置き換えて、近似的に動的応答を考える。

(2) 応答は、 Rについて、 （R: 地震波形aを入力するときの 1質点系-SDF System-の応答）

ここで、 $\ddot{R} + 2h\omega \dot{R} + \omega^2 R = -a$

$2h\omega = \frac{u^t D u}{u^t M u}$

$\max(\Delta) = u\beta Max(R) = u\frac{Max(R)}{\delta}$

(3) $\boldsymbol{\Delta}$ の最大値は、

$\beta = \frac{u^t Me}{u^t Mu}$:励振係数、 ここで、$\beta = \frac{u^t Mu}{u^t Me} = 1/\delta$

5.3.4.3. (1) 要求スペクトル: $S_D(\omega, h) = Max(R)$, $SA = \omega^2 S_D$

保有スペクトル: $\delta = \frac{\boldsymbol{u^t Mu}}{\boldsymbol{u^t Me}}$, $\boldsymbol{\alpha = \omega^2 \delta}$

(2) 要求スペクトルと保有スペクトルの交点 δ =Max(R) $=S_D$、$\alpha = S_A$では、
$\max(\Delta) = u$ となり、震度$\alpha = S_A(\omega)$で静的に計算された変形u は、
動的変位の最大値$\max(\Delta)$ に等しくなる。したがって、応力値等も等しくなる。

目次へ戻る

5.4. プッシュオーバ解析の基本式

5.4..1 地表における応答スペクトル

$S_A(T) = \alpha_g * B_A(T,Ty,hp)$

α_g :地表における最大加速度

B_A : 応答倍率　　$B_A(T,Ty,hp)=Cd(hp) * \beta(T)$

$\beta(T)$:弾性応答倍率:KHKS 0861(2018) 図9.1.1(a) 及び(b)

$Cd(h_p)$: 減衰定数 hp に応じた補正係数: KHKS 0861(2018) 図9.1.1(c)

h_p : 塑性化に伴う等価減衰定数

$$h_p = \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_p + 1}}\right) + h_y \quad \geq \quad h_y$$

hy : 弾性応答時の減衰定数

γ : 補正係数で0.25 、ただし、座屈が支配的な場合には0.2

μ_p : 塑性率　$\mu_p = \left(\frac{T_y}{T}\right)^2 - 1$

等価減衰定数へ

$T = 2\pi\sqrt{\delta/\alpha}$: 状態　$h(\delta, \alpha)$　に係る等価周期

ただし、

$T_y = 2\pi\sqrt{\delta_y/\alpha_y}$: 弾性状態にかかる固有周期

5.4..2 プッシュオーバ(Pov)曲線

$\alpha_h = Pov(\delta_h)$

α_h : 設計震度で、$Fi = M_i * \alpha_h$

Fi : 質点i に静的に作用する地震力

δ_h : 一次モードに等価なSDOF系の変位量で次式により算出する。

$$\delta_h = \frac{\sum_i M_i \delta_{si}^2}{\sum_i M_i \delta_{si}}$$

δ_{Si} : Fiが作用したときの質点i の静的変位量で、

δ si は1次の振動モードと見なすことができるとする。

ただし、対象構造物の剛性等はδ_i、F_iによる非線形性と整合して定めるものとする。

Mi : 質点i の質量

注記) 本プッシュオーバ解析プログラムでは、耐震設計構造物に応じて適切な計算モデルを作成してPov曲線を算出している。
Pov曲線は任意に適切な方法（FEMなど）で算出することもできる。

塑性化した状態での応答スペクトル

$S_A(T_h) = \alpha g * Cd(hp) * \beta(T_h)$

5.4..3 塑性化した状態での応答計算

応答値は、プッシュオーバ曲線と塑性化した状態での応答スペクトル曲線と交点
すなわち、$Pov(\delta_h) = S_A(T_h)$ の解から塑性率（応答塑性率と称する.）を算出する。

5.4..4 耐震性能評価

要求耐震性能スペクトルと保有耐震性能スペクトルの交点から得られる応答塑性率が許容塑性率以下であることを確認する。

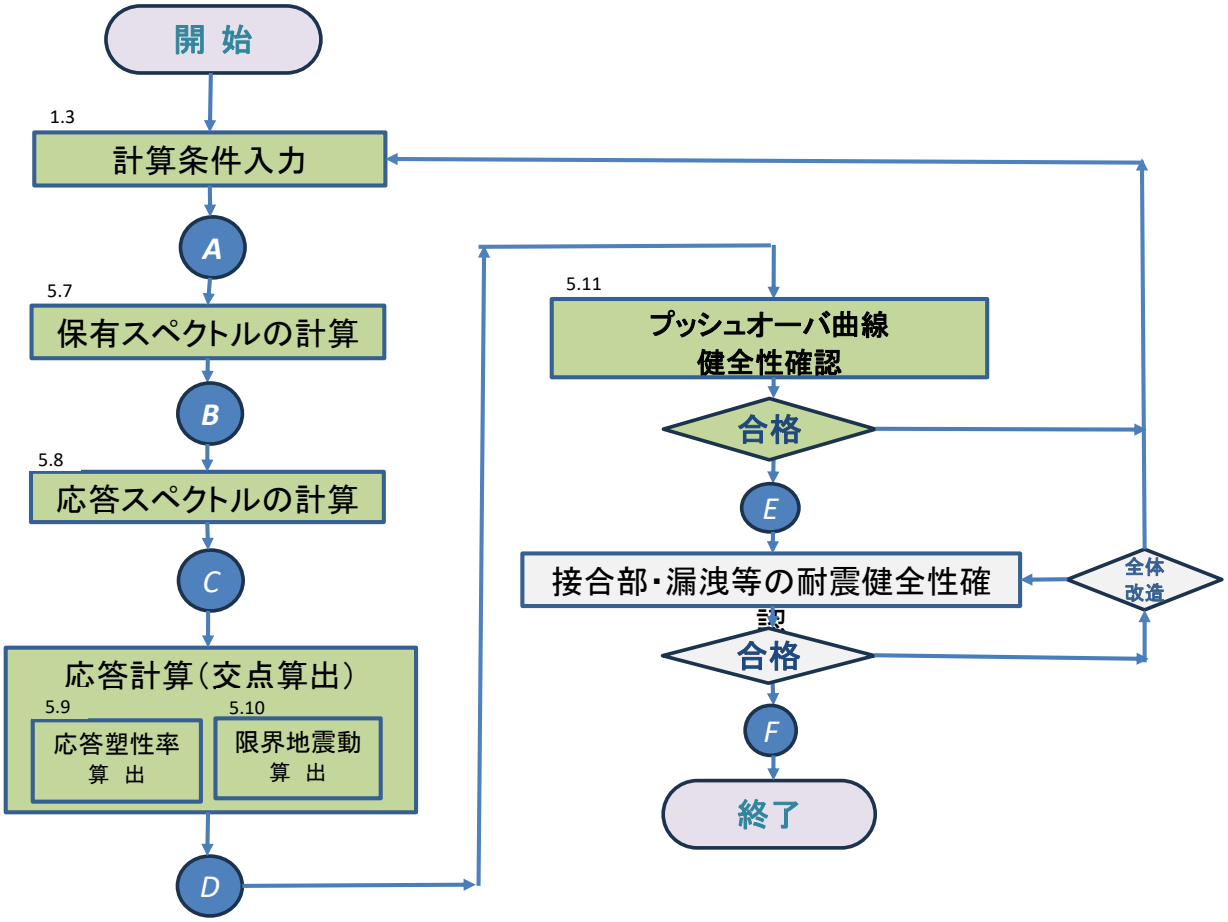
$\mu_p \leqq \mu_{pa}$

μ_p : 要求耐震性能スペクトルと保有耐震性能スペクトルの交点から得られる応答塑性率

μ_{pa} : 許容塑性率

5.5. Pov 実行フローチャート

目次へ戻る



5.6. 耐震性能スペクトル図

D

5.9.1 構造物の作用する静的地震力:

$$\vec{F}_m = \mathcal{M}\vec{b} \cdot \alpha_m$$

$\mathcal{M}$: n 質点構造体の質量分布マトリック

$\vec{b}$: 静的荷重分布数

α_m : 修正震度 $\alpha_m = \alpha_g f B_A(T, Ty, h_{\mu p})$

5.9.2 静的釣合方程式 :

$$\mathcal{K}\overrightarrow{\delta_m} = \vec{F}_m$$

$\mathcal{K}$: n 質点構造体の非線形剛性マトリックス

$\overrightarrow{\delta_m}$: 質点の静的変位

δ_m : 修正震度 $\delta_m = \dfrac{\sum_i m_i {x_i}^2}{\sum_i m_i x_i}$

5.9.3プッシュオーバ曲線:

$$\alpha_m = fAlpPov(\delta_m)$$

5.9.4 塑性応答スペクトルと構造スペクトルの交点 (5.7.1 参照)

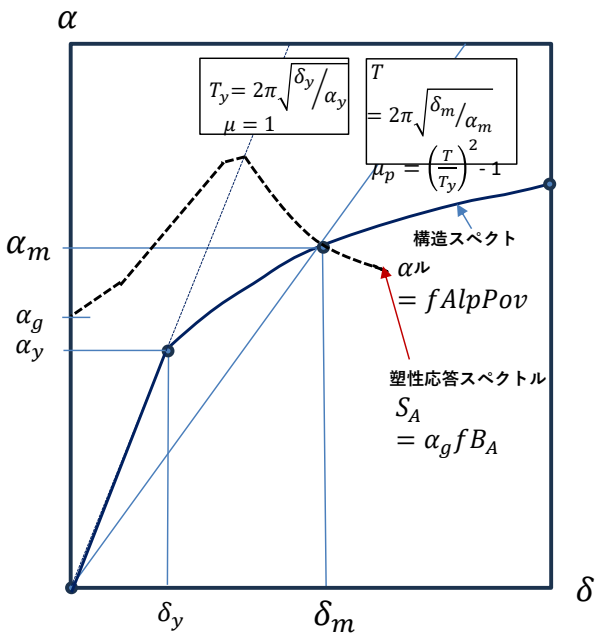
$$\alpha_g f B_A(T, Ty, h_{\mu p}) = fAlpPov(\delta_m))$$

T : 塑性周期 $T = 2\pi\sqrt{\delta_m / \alpha_m}$

μ_p : 応答塑性率 $\mu_p = \left(\dfrac{T}{T_y}\right)^2 - 1$

E

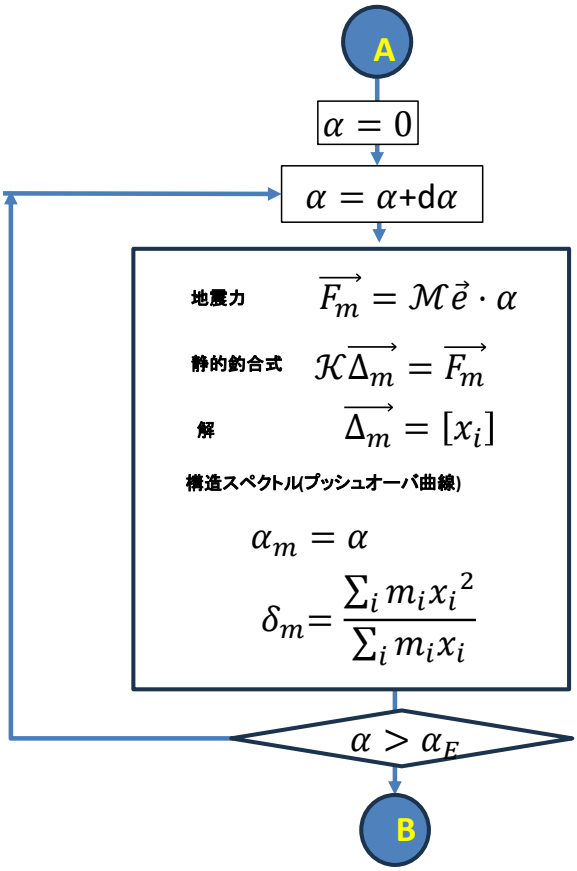
目次へ戻る

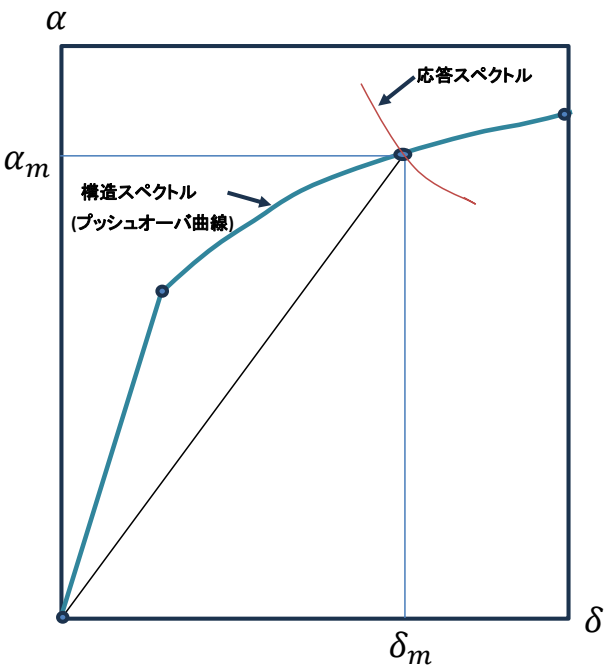


5.9.5 耐震性能スペクトル図

5.7. 保有耐震性能スペクトル作成

目次へ戻る





耐震性能スペクトル

α y	降伏震度	m/s2
δ y	降伏変位	m/s
Ty	固有周期	s
μ p	塑性率	–'
β	弾性応答倍率	

5.8. 要求耐震性能スペクトルの作成

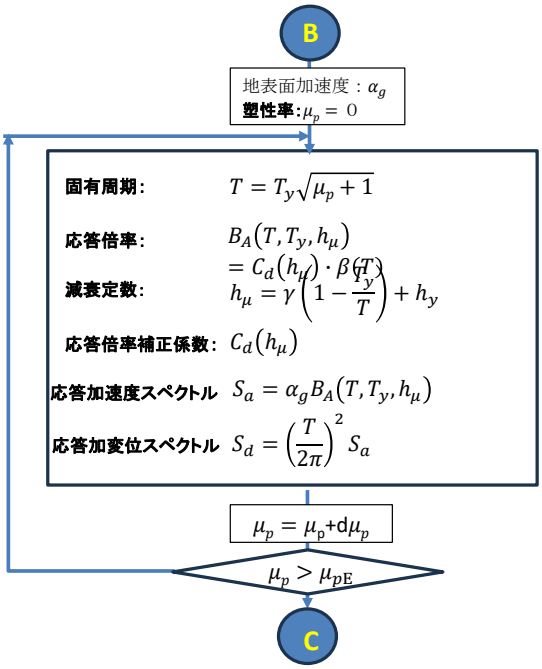
目次へ戻る

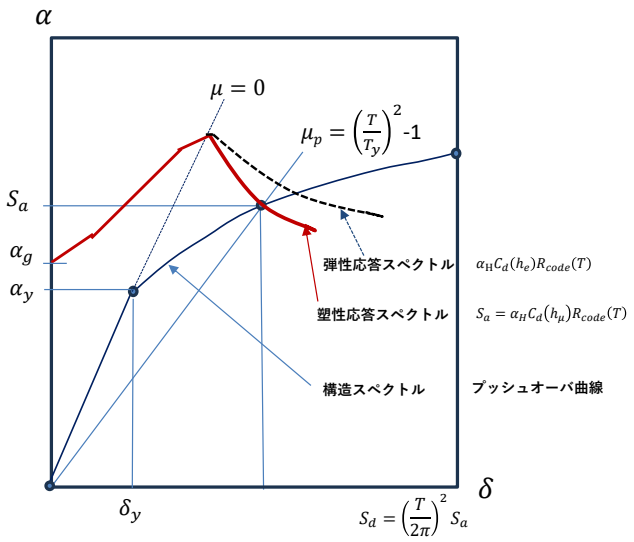
要求耐震性能スペクトルは、SDOF（1質点ばね）系の応答スペクトルいう。

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。





耐震性能スペクトル図

要求耐震性能スペクトル（応答スペクトル *Response Spectrum* ）

5.9. 応答スペクトルと構造スペクトルの交点
5.9.1. 要求地震動に係る応答塑性率の算定

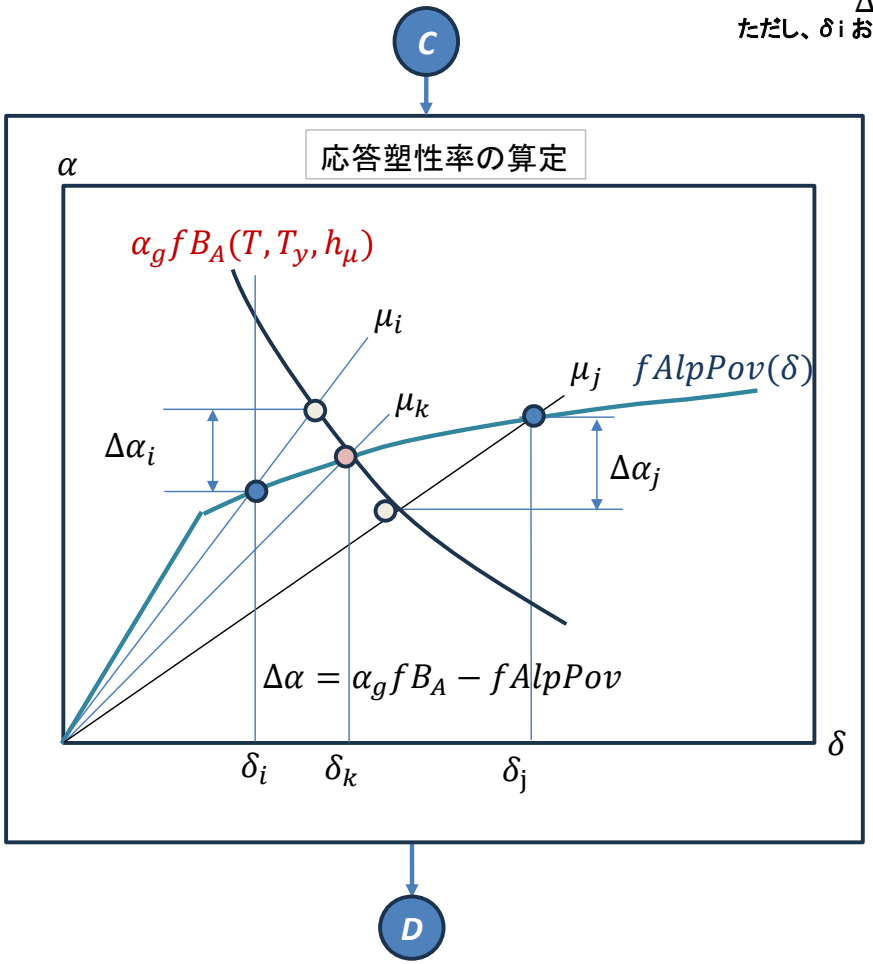
目次へ戻る

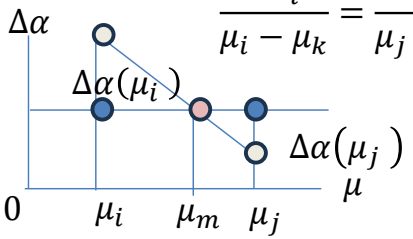
入力　：　付与の地震動の強さ 地表面の加速度　α_g

出力　：　応答塑性化率(交点)

$$\mu_k = \frac{\Delta\alpha_i \mu_j - \Delta\alpha_j \mu_i}{\Delta\alpha_j - \Delta\alpha_i}$$

ただし、δi およびδjは交点δkに十分近傍にあるとする。





$$\frac{\Delta\alpha_i}{\mu_i - \mu_k} = \frac{-\Delta\alpha_j}{\mu_j - \mu_k}$$

$$\Delta\alpha_i = \alpha_g f B_A(T_i, T_y, h_{\mu i}) - fAlpPov(\delta_i)$$

$$\Delta\alpha_j = \alpha_g f B_A(T_j, T_y, h_{\mu j}) - fAlpPov(\delta_j)$$

$$\mu_i = \frac{\alpha_y}{\delta_y} \frac{\delta_i}{fAlpPov(\delta_i)} \qquad T_i = T_y\sqrt{\mu_i}$$

$$\mu_j = \frac{\alpha_y}{\delta_y} \frac{\delta_j}{fAlpPov(\delta_j)} \qquad T_j = T_y\sqrt{\mu_j}$$

$$h_{\mu i} = \gamma\left(1 - \frac{T_y}{T_i}\right) + h_y$$

$$h_{\mu j} = \gamma\left(1 - \frac{T_y}{T_j}\right) + h_y$$

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{\delta_y}{\alpha_y}}$$

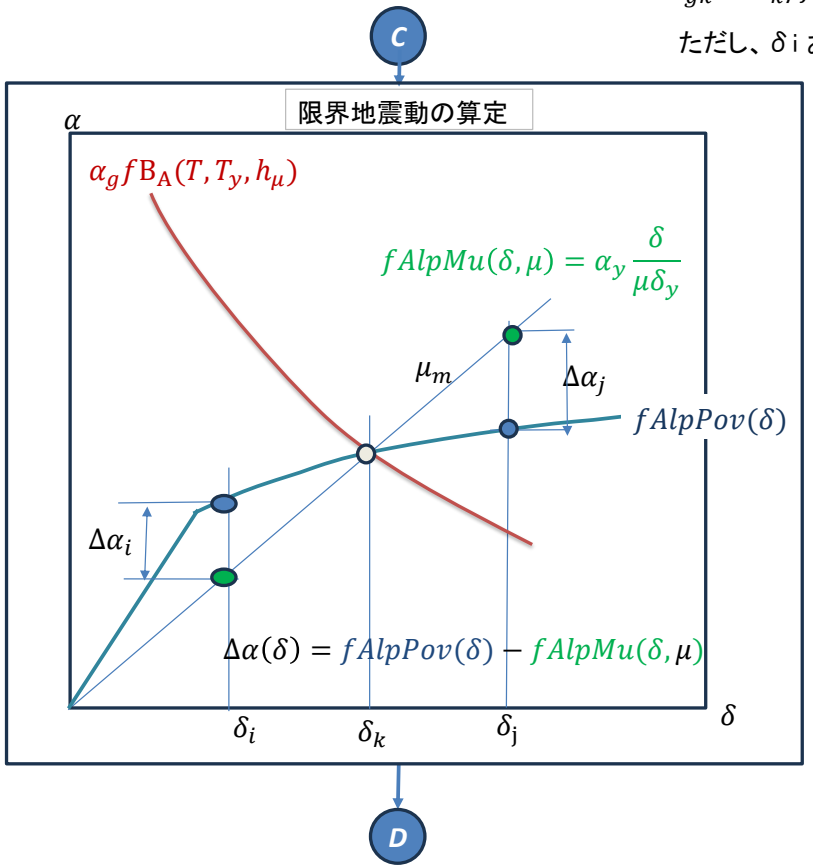
5.10. 構造物が崩壊に至る地震動の強さ予測
5.10.2. 限界塑性率に対する限界地震動の算出

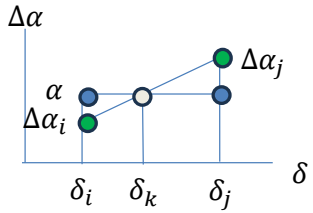
目次へ戻る

入力　：限界塑性化率　μ_k

出力　：限界地震動の地表面に係る水平加速度 $\alpha_{gk} = \alpha_k / fB_A(T_k, T_y, h_{\mu k})$

ただし、δ i および δ jは交点 δ kに十分近傍にあるとする。





$$\frac{\Delta\alpha_i}{\delta_k - \delta_i} = \frac{-\Delta\alpha_j}{\delta_j - \delta_k}$$

$$\Delta\alpha_i = fAlpPov(\delta_i) - \frac{\alpha_y}{\mu_k \delta_y}\delta_i$$

$$\Delta\alpha_j = fAlpPov(\delta_j) - \frac{\alpha_y}{\mu_k \delta_y}\delta_j$$

$$\delta_k = \frac{\Delta\alpha_i \cdot \delta_j - \Delta\alpha_j \cdot \delta_i}{\Delta\alpha_i - \Delta\alpha_j}$$

$$\alpha_k = fAlpPov(\delta_k)$$

$$T_k = 2\pi\sqrt{\frac{\delta_k}{\alpha_k}}$$

$$h_{\mu k} = \gamma\left(1 - \frac{T_y}{T_k}\right) +$$

α_g	地表面における水平震度
BA	応答倍率
fBA	塑性応答倍率
fAlpMu	塑性率一定
fAlpPov	プッシュオーバ曲線 保有性能スペクトル

5.11.　プッシュオーバ解析

表 5.11..1 当該構造物の耐震性能

		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

評価法

耐震性能評価は、構造物の崩壊を防止することを目的に

塑性応答スペクトル≦許容塑性応答スペクト

この評価は、耐震性能スペクトル図の通り、

以下の①から⑥までの評価と同等である。

① 応答変位法： $\delta_\mu \leq \delta_{\mu a}$

② 修正震度法： $\alpha_\mu \leq \alpha_{\mu a}$

③ 塑性率法： μ p ≦ μ pa

④ 弾性震度法： $\alpha \leq \alpha_a$

⑤ 代替法： $D_s\alpha \leq \alpha_y$　　$D_S = \frac{\alpha_y}{\alpha_a}$

又は, $\sigma(D_s\alpha) \leq \sigma_y$

⑥ 地表震度法： $\alpha_g \leq a_{ga}$

目次へ戻る　PovPlus へ戻る

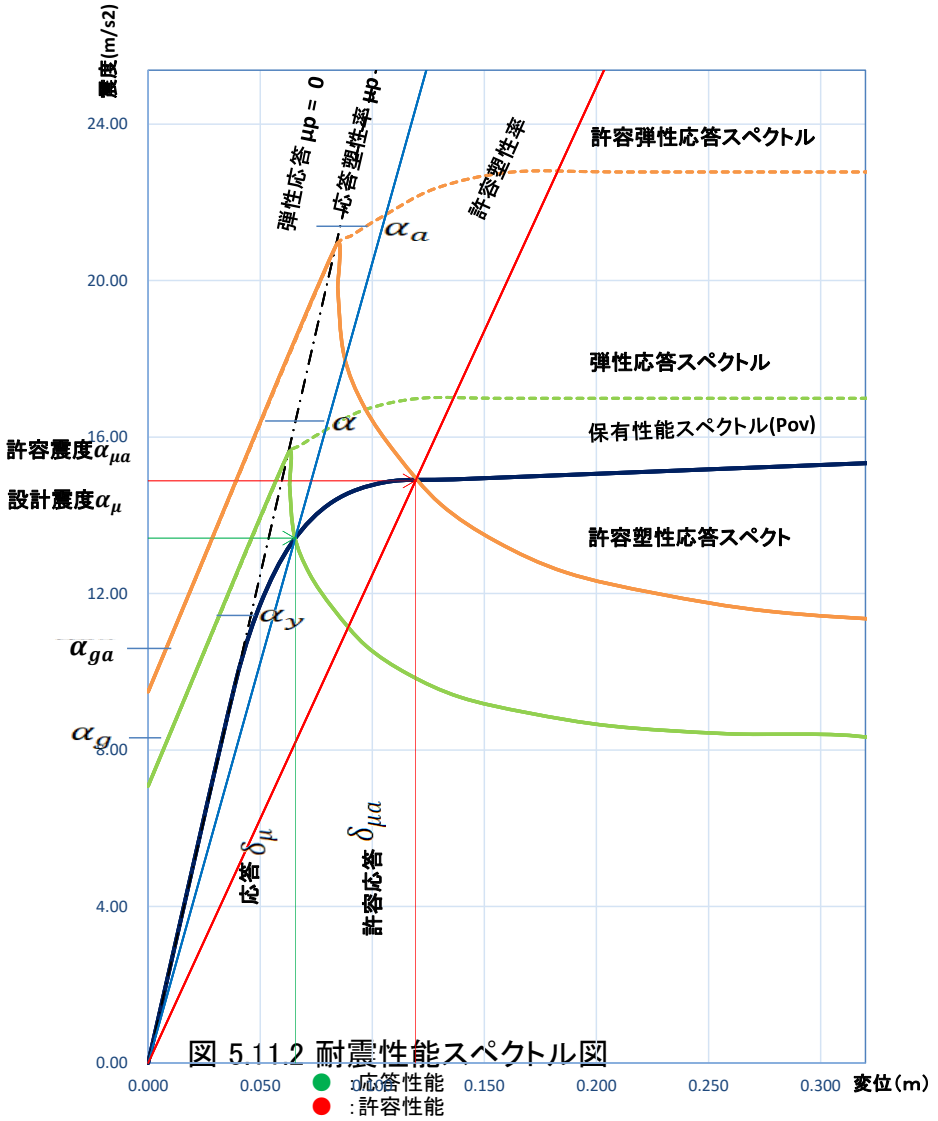
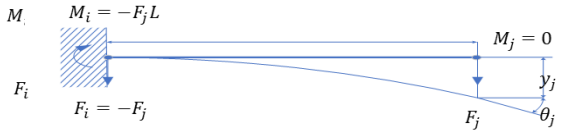


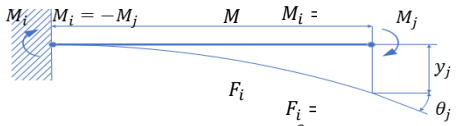
図 5.11.2 耐震性能スペクトル図

5.12. 梁要素の曲げ剛性マトリックスの導入

5.12.1. 単純梁



目次へ戻る



$y_j = 0$ $\quad y_j = \left(\frac{1}{3}\frac{L^3}{EI} + \frac{\kappa L}{GA} + \frac{L^2}{K_{iR}}\right) F_j$

$\theta_i = 0$ $\quad \theta_j = \left(\frac{1}{2}\frac{L^2}{EI} + \frac{L}{K_{iR}}\right) F_j$

$y_j = 0$ $\quad y_j = \frac{L}{K_{iR}} M_j + \frac{1}{2}\frac{L^2}{EI} M_j$

$\theta_i = 0$ $\quad \theta_j = \frac{L}{EI} M_j + \frac{M_j}{K_{iR}} + \frac{M_j}{K_{jR}}$

$$y_j = \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) F_j + \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) {M_j}/{L_j}$$

$$L\theta_j = \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) F_j + \frac{L^3}{EI}\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) {M_j}/{L}$$

$$\begin{bmatrix} y_j \\ L\theta_j \end{bmatrix} = \frac{L^3}{EI}\begin{bmatrix} \frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i} & \frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i} \\ \frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i} & \boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3}\frac{1}{\psi}\begin{bmatrix} \left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) \\ -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) & \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_j \\ L\theta_j \end{bmatrix}$$

ただし、 $\psi = \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right)\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) - \left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right)^2 = \left(\frac{1}{3} + \beta\right)\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) + \left(\boldsymbol{r_i}\boldsymbol{r_j} - \frac{1}{4}\right)$

5.12.2. 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)

$\frac{\boldsymbol{\theta}}{\boldsymbol{M}} = \frac{\boldsymbol{1}}{\boldsymbol{K_R}} = \boldsymbol{r}\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{EI}}$

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 $\beta = \kappa\frac{E}{G}\cdot\frac{I}{A}\frac{1}{L^2}$

κ = 6/5	= 1.2	矩形
κ = 3/2	= 1.5	形鋼
κ = 8/3	= 2.666667	I 形鋼
κ = 4/3	= 1.333333	円筒

$\frac{y}{F} = \frac{\kappa}{GA}L = \beta\frac{L^3}{EI}$

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、

$$\begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3}\frac{1}{\psi}\begin{bmatrix} \left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) & -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) \\ -\left(\frac{1}{2} + \boldsymbol{r_i}\right) & \left(\frac{1}{3} + \beta + \boldsymbol{r_i}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_j - (y_i + L\theta_i) \\ L(\theta_j - \theta_i) \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} F_i \\ {M_i}/{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_j \\ -{M_j}/{L} - F_j L \end{bmatrix}$$

5.12.3. 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、$\psi = \left(\frac{1}{3} + \beta\right)\left(\boldsymbol{1} + \boldsymbol{r_i} + \boldsymbol{r_j}\right) + \boldsymbol{r_i}\boldsymbol{r_j} - \frac{1}{4}$ $\quad \langle L\rangle = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L \end{bmatrix}$

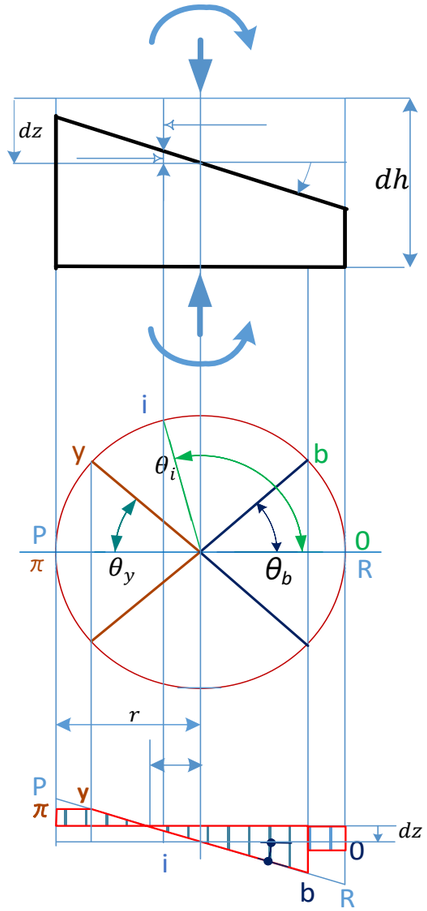
5.13. 薄肉円筒殻の端部応力・変形モード　端部

5.13.1. 定義及び計算仮定

目次へ戻る

A	薄肉円筒殻の断面積	
E	薄肉円筒殻の縦弾性係数（引張圧縮共）	
σ_y	薄肉円筒殻の降伏応力	
σ_t	薄肉円筒殻の下降伏応力	
σ_b	薄肉円筒殻の座屈応力	
σ_C	薄肉円筒殻の座屈下耐力	
dh	高さhにおける薄肉円筒要素の微小長さ	
dm	dh 要素の質量	
r	円筒殻平均半径	
φ	高さ***dh***における平断面傾き角度	（時計周りを正）
z	高さdhにおける平断面降下量	（圧縮方向を正）
g	重力加速度 = 9.80665	m/s^2
α_v	鉛直方向加震加速度	m/s^2
α_H	水平方向加震加速度	m/s^2
N	高さdhにおける上端鉛直力	貯槽本体の自重・液重・鉛直地震力（下向きを正方向）を含む。
M	高さdhにおける上端曲げモーメント	（時計周りを正）
$d\zeta_i$	dhあたりのi 点 の圧縮変形	$d\zeta_i = dz + \mu_i \cdot rd\theta$
$d\zeta_y$	降伏時の圧縮変形	$d\zeta_y = -\varepsilon_y dh + (\mu_i - \mu_y)\Delta_y rd\theta$
$d\zeta_b$	座屈時の圧縮変形	$d\zeta_b = \varepsilon_b dh + (\mu_i - \mu_b)\Delta_b rd\theta$
$\mu(\theta)=cos\theta$	i 点 の曲げモーメント・アーム係数	
$dF_i/d\theta \cdot d\theta$	i 点 の軸応力	$dF_i = E \cdot {d\zeta_i}/{dh} \cdot rtd\theta$
$dM_i/d\theta \cdot d\theta$	i 点 の曲げ応力	$dM_i = E \cdot {d\zeta_i}/{dh} \cdot \mu_i \cdot r^2 td\theta$
座屈限界	$\frac{dz}{dh} + \mu_b \frac{rd\varphi}{dh} = \varepsilon_b$	座屈限界角度 $\varphi_b = cos^{-1}\mu_b$ $when$ ${\mu_b}^2 < 1$
降伏限界	$\frac{dz}{dh} + \mu_y \frac{rd\varphi}{dh} = -\varepsilon_y$	降伏限界角度 $\varphi_y = cos^{-1}\mu_y$ $when$ ${\mu_y}^2 < 1$

	圧縮側	引張側
$if\ d_m > 0$	${}_l\theta_b = 0$; ${}_u\theta_b = \theta_b$	${}_l\theta_y = \theta_y$; ${}_u\theta_y = \pi$
$if\ d_m < 0$	${}_l\theta_b = \theta_b$; ${}_u\theta_b = \pi$	${}_l\theta_y = 0$; ${}_u\theta_y = \theta_y$



弾性変形による断面力

$$F_e = 2trE\int_0^{\pi}\left(\frac{dz}{dh}+\frac{rd\varphi}{dh}\mu_\theta\right)d\theta = 2\pi rtE\frac{dz}{dh}$$

$$M_e = 2tr^2E\int_0^{\pi}\left(\frac{dz}{dh}+\frac{rd\varphi}{dh}\mu_\theta\right)\mu_\theta d\theta = \pi r^2tE\ \frac{rd\varphi}{dh}$$

塑性変形による**断面力低減分**

$$\Delta_bF = 2trE\int_{l\theta_b}^{u\theta_b}\left[(1-\Delta_b)(\mu_\theta-\mu_b)\frac{rd\varphi}{dh}\right]d\theta$$

$$\Delta_bM = 2tr^2E\int_{l\theta_b}^{u\theta_b}\left[(1-\Delta_b)(\mu_\theta-\mu_b)\frac{rd\varphi}{dh}\right]\mu_\theta d\theta$$

塑性変形時による断面力低減分

$$\Delta_yF = 2trE\int_{l\theta_y}^{u\theta_y}\left[(1-\Delta_y)(\mu_\theta-\mu_y)\frac{rd\varphi}{dh}\right]d\theta$$

$$\Delta_yM = 2tr^2E\int_{l\theta_y}^{u\theta_y}\left[(1-\Delta_y)(\mu_\theta-\mu_y)\frac{rd\varphi}{dh}\right]\mu_\theta d\theta$$

断面力（合算）

$$F = F_e - \Delta_bF - \Delta_yF$$

$$M = M_e - \Delta_bM - \Delta_yM$$

5.13.2 断面特性に関する基礎式

5.13.2.1 定義 （特性値の無次元化）

圧縮力（無次元）	$L_N = \dfrac{N/\pi 2rt}{\sigma_y}$	変位（無次元）	$D_N = \dfrac{E}{\sigma_y}\dfrac{dz}{dh}$
曲げモーメント（無次元）	$L_M = \dfrac{M/\pi r^2 t}{\sigma_y}$	曲げ角（無次元）	$D_M = \dfrac{E}{\sigma_y}\dfrac{rd\varphi}{dh}$
座屈応力（無次元）	$\bar{\sigma}_b = \dfrac{\sigma_b}{\sigma_y}$	降伏応力（無次元）	$\bar{\sigma}_y = -\dfrac{\sigma_y}{\sigma_y} = -1$

5.13.2.2 基礎式

(式5.13.2.1) $L_N = D_N - \Delta_b L_N - \Delta_y L_N$

$$\Delta_b L_N = \frac{1}{\pi}\left\{(1-\Delta_b)[S1(\theta) - \mu_b S0(\theta)]_{l\theta_b}^{u\theta_b}\right\} D_M$$

$$\Delta_y L_N = \frac{1}{\pi}\left\{(1-\Delta_y)[S1(\theta) - \mu_y S0(\theta)]_{l\theta_y}^{u\theta_y}\right\} D_M$$

(式5.13.2.2) $L_M = D_M - \Delta_b L_M - \Delta_y L_M$

$$\Delta_b L_M = \frac{2}{\pi}\left\{(1-\Delta_b)[S2(\theta) - \mu_b S1(\theta)]_{l\theta_b}^{u\theta_b}\right\} D_M$$

$$\Delta_y L_M = \frac{2}{\pi}\left\{(1-\Delta_y)[S2(\theta) - \mu_y S1(\theta)]_{l\theta_y}^{u\theta_y}\right\} D_M$$

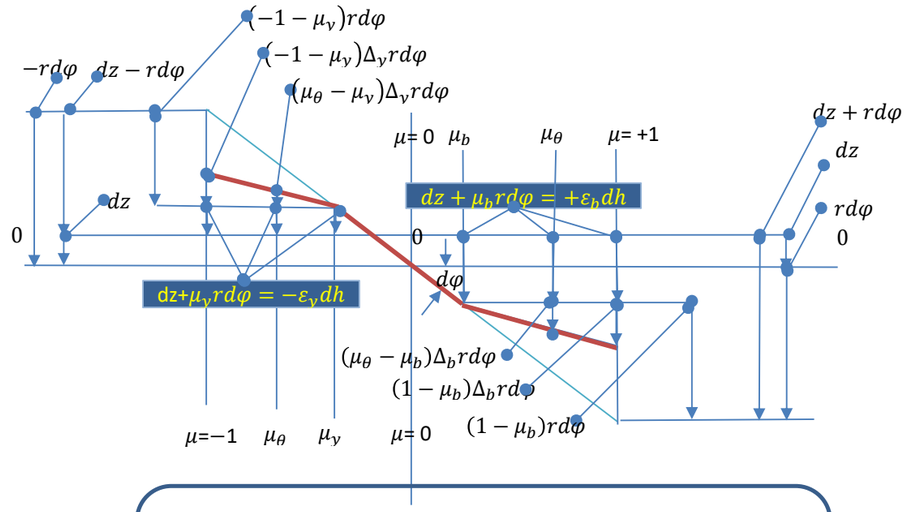
(式5.13.2.3) $\mu_b = (\bar{\sigma}_b - D_N)/D_M$

$\mu_y = (\bar{\sigma}_y - D_N)/D_M$

(式5.13.2.4)

$if\ D_M > 0 \quad then$	$if\ D_M < 0 \quad then$
${}_l\theta_b$=0 ; ${}_u\theta_b = cos^{-1}\mu_b$	${}_l\theta_b = cos^{-1}\mu_b$; ${}_u\theta_b = \pi$
${}_l\theta_y = cos^{-1}\mu_y$; ${}_u\theta_y = \pi$	${}_l\theta_y$=0 ; ${}_u\theta_y = cos^{-1}\mu_y$

(式5.13.2.5) $S0(\theta) = \int d\theta = \theta|_{l\theta}^{u\theta}$ $S1(\theta) = \int cos\theta d\theta = sin\theta|_{l\theta}^{u\theta}$ $S2(\theta) = \int cos^2\theta d\theta = \left.\dfrac{\theta + sin\theta cos\theta}{2}\right|_{l\theta}^{u\theta}$



注記） 座屈範囲について、
$d\zeta_b/dh = \varepsilon_b + (\mu-\mu_b)\Delta_b rd\varphi/dh$
$= dz/dh + \mu_b rd\varphi/dh + (\mu-\mu_b)\Delta_b rd\varphi/dh$
if Δ_b=1 →$dz/dh + \mu rd\varphi/dh$：弾性状態
if Δ_b=0 →$dz/dh + \mu_b rd\varphi/dh$：完全弾塑性状態

注記） 降伏範囲について
$d\zeta_y/dh = -\varepsilon_y + (\mu-\mu_y)\Delta_y rd\varphi/dh$
$= \frac{dz}{dh} + \mu_y rd\varphi/dh + (\mu-\mu_y)\Delta_y rd\varphi/dh$
if Δ_y=1 →$dz/dh + \mu rd\varphi/dh$：弾性状態
if Δ_y=0 →$dz/dh + \mu_b rd\varphi/dh$：完全弾塑性状態

5.13.3 薄肉円筒殻の変形特性の計算

(式5.13.2.1) 満たす $\bar{D}_N(h)$ 及 $\bar{D}_M(h)$ から、(式1.2.2)により変形特性値：$\dfrac{dz(h,\alpha_H)}{dh}$ 及 $\dfrac{d\varphi(h,\alpha_H)}{dh}$ を算定する。

(式5.13.3.1) $$\frac{dz(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E} D_N(h,\alpha_H)$$

(式5.13.3.2) $$\frac{d^2\delta(h,\alpha_H)}{dh^2} = \frac{\sigma_y}{E}\frac{D_M(h,\alpha_H)}{r}$$

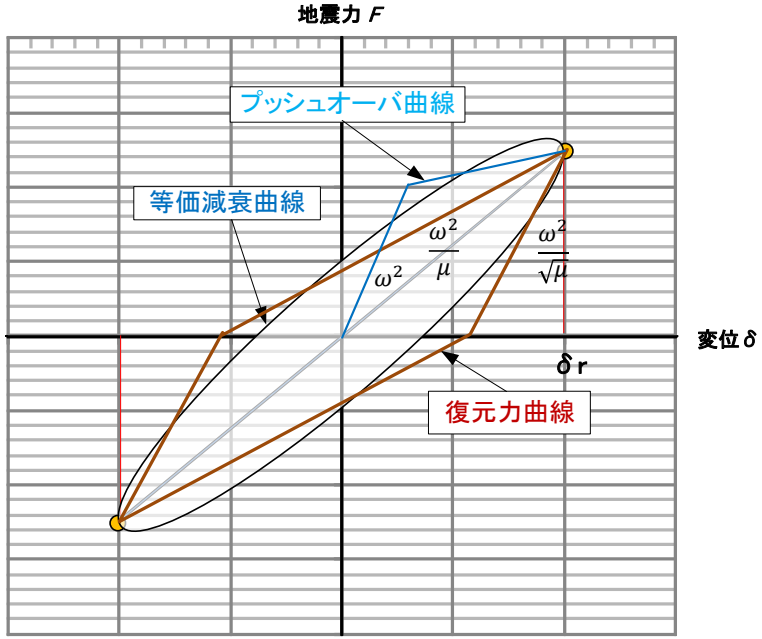
5.13.4. Pushuover Curve

pushover curve： $\bar{D}_M(h,\alpha_H)$ から得られる $\alpha_H - \delta$ 曲線

(式5.13.4.1) $$\delta(\alpha_H) = \frac{1}{r}\frac{\sigma_y}{E}\int_0^H \int_0^h D_M(h,\alpha_H) dh\, dh$$

5.15. 等価減衰定数

プッシュオーバ解析へ戻る　　目次へ戻る



(1) 等価粘性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) 等価粘性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、等価粘性減衰定数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、

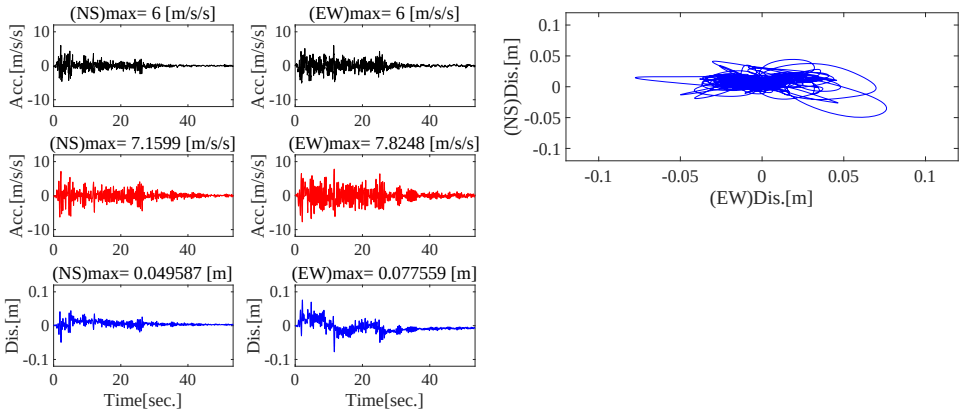
$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)+h_y & :\mu > 1 \\ h & :\mu < 1 \end{cases}$$

ねばり係数　鉄骨構造　　$\gamma =$ 0.25

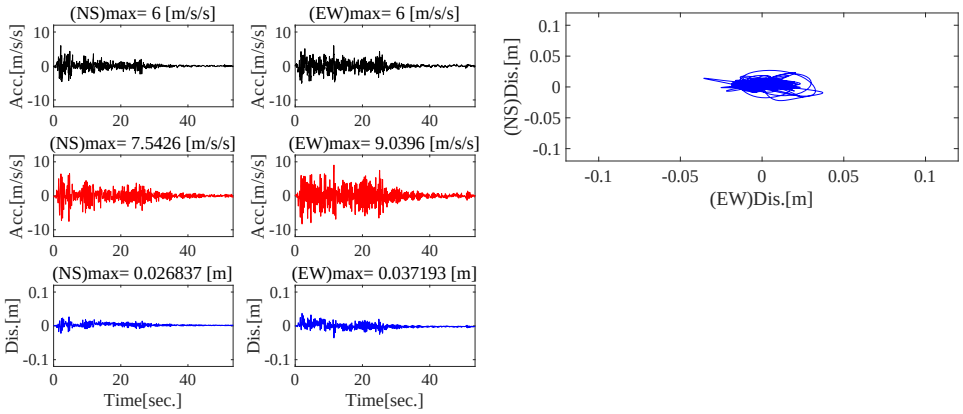
座屈が支配的　　$\gamma =$ 0.2

付録Ⅳ－2　免震・制振技術に関する検討における内容物量を３段階に増減した際の応答評価

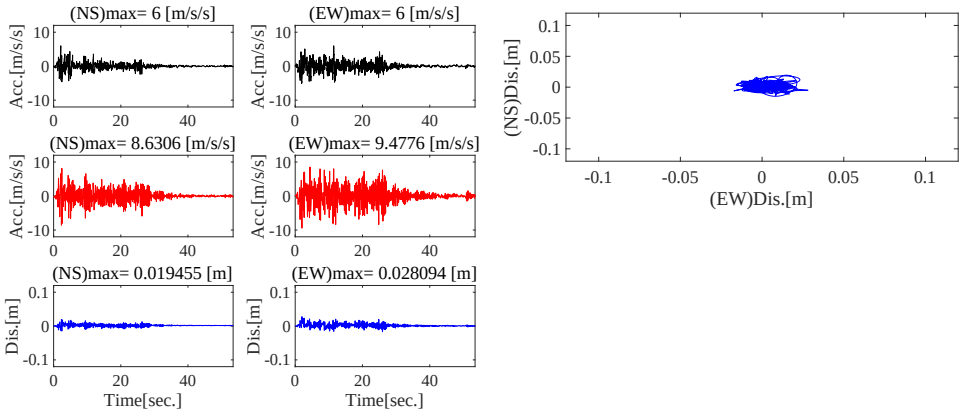
付録１　解析ケース１（一般球形タンク）



(a) 内容液 100%

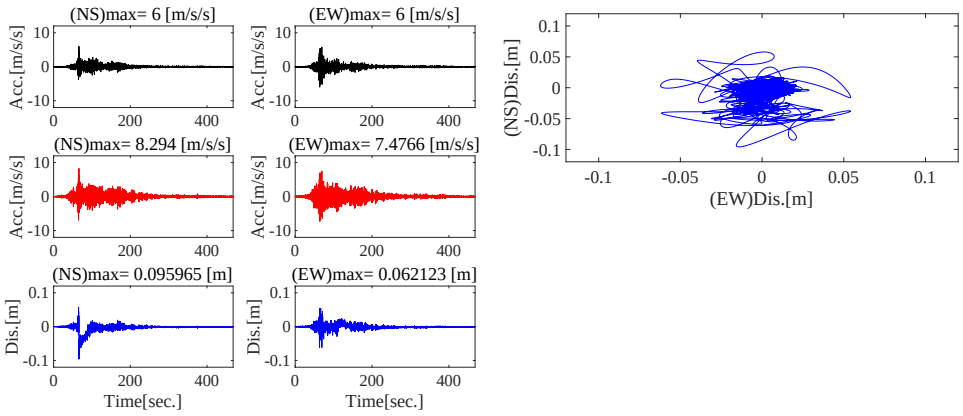


(b) 内容液 50%

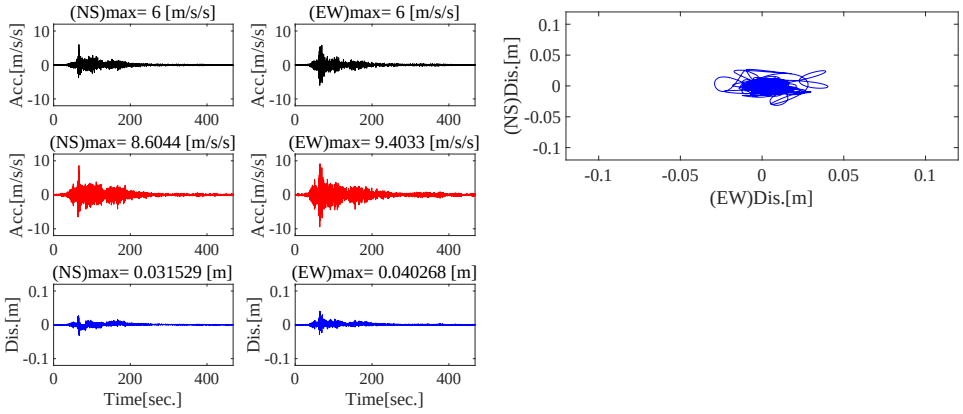


(c) 内容液 25%

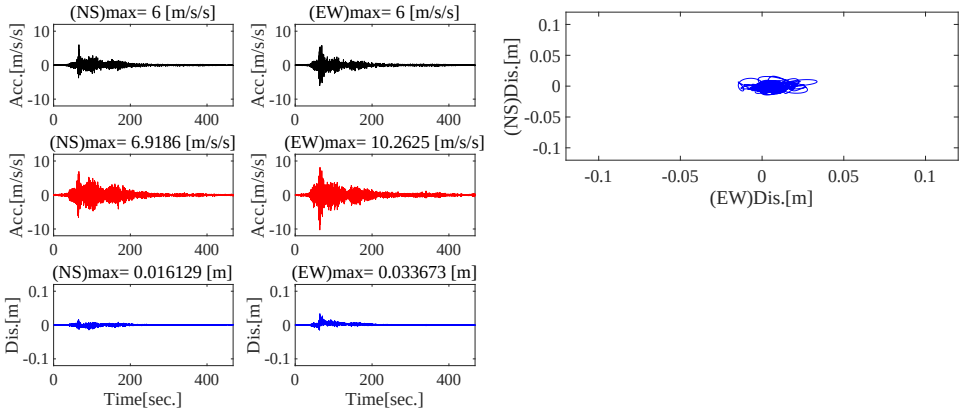
付録図 1.1　非免震時の時刻歴応答（El Centro 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

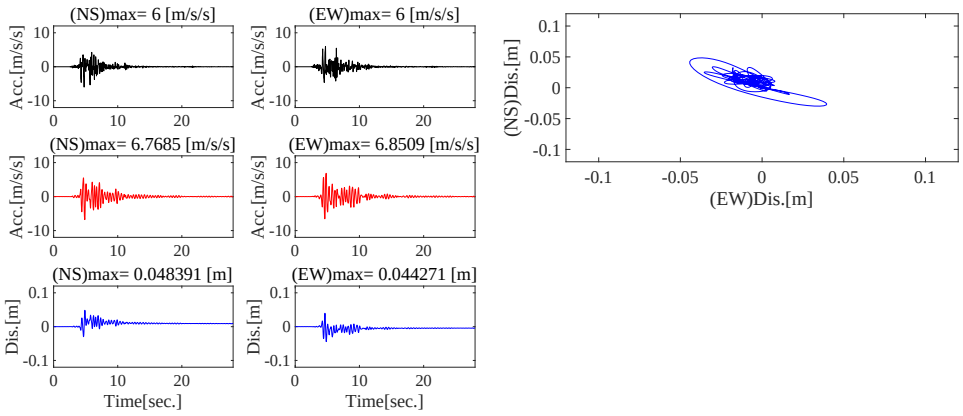


(b) 内容液 50%

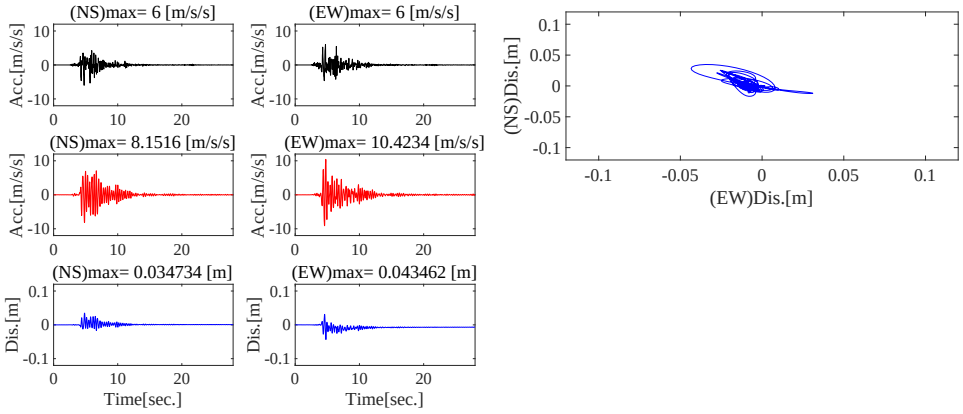


(c) 内容液 25%

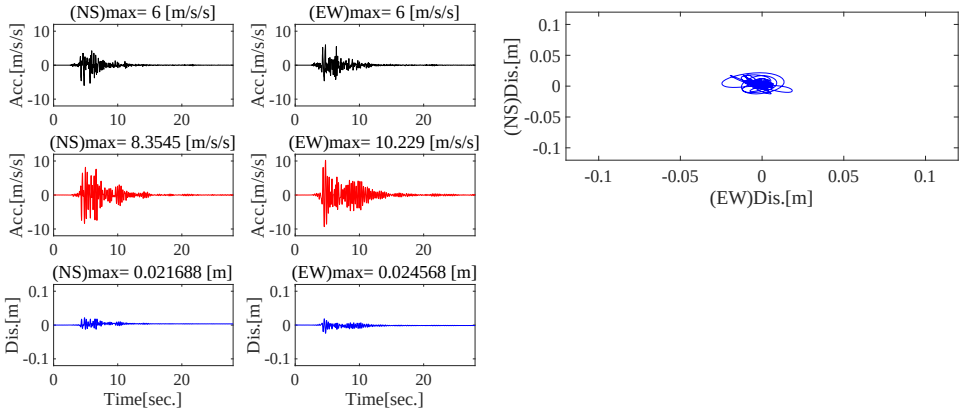
付録図 1.2　非免震時の時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

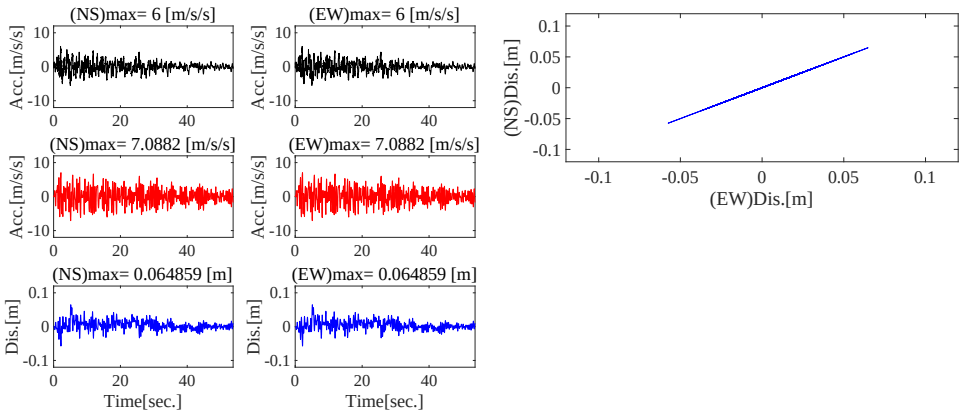


(b) 内容液 50%

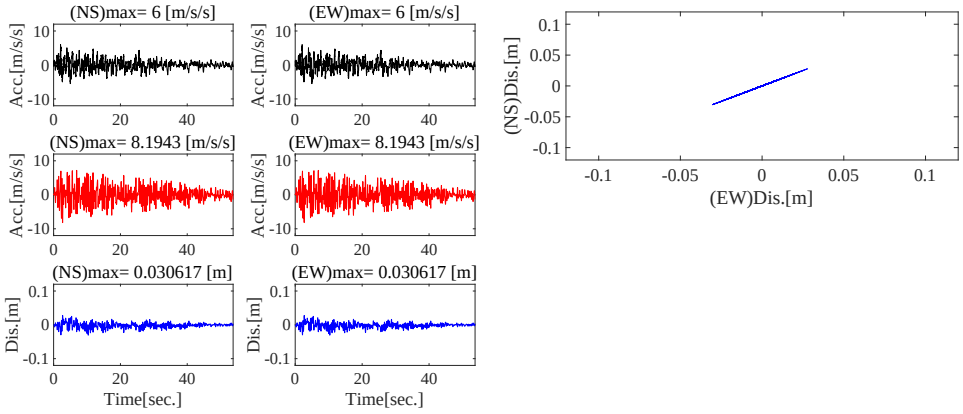


(c) 内容液 25%

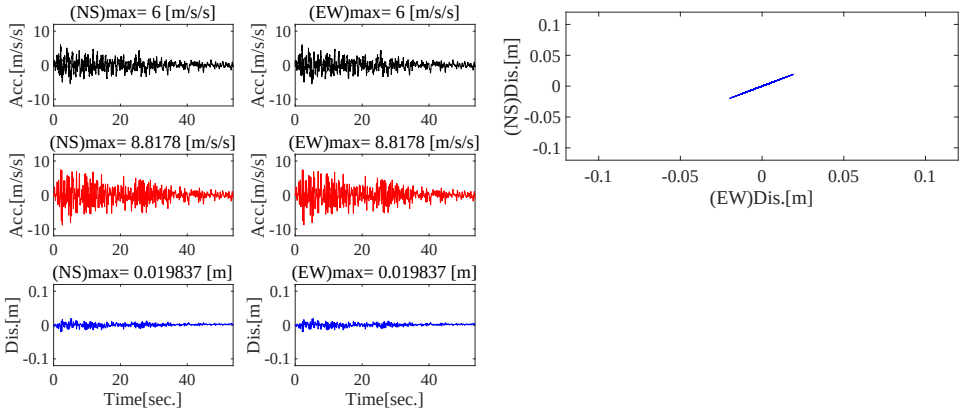
付録図 1.3　非免震時の時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%



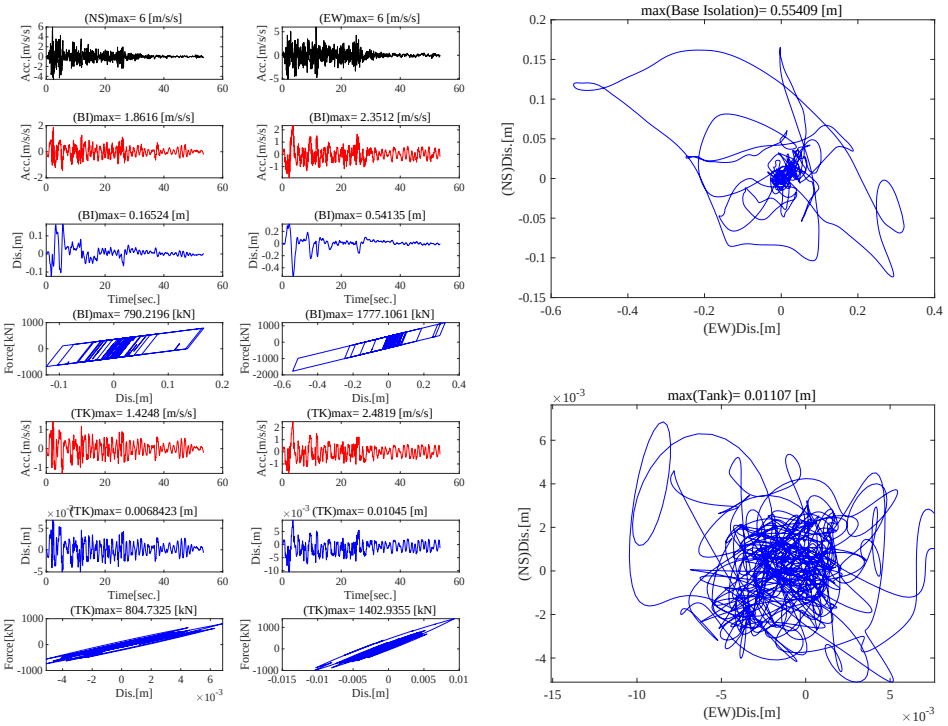
(b) 内容液 50%



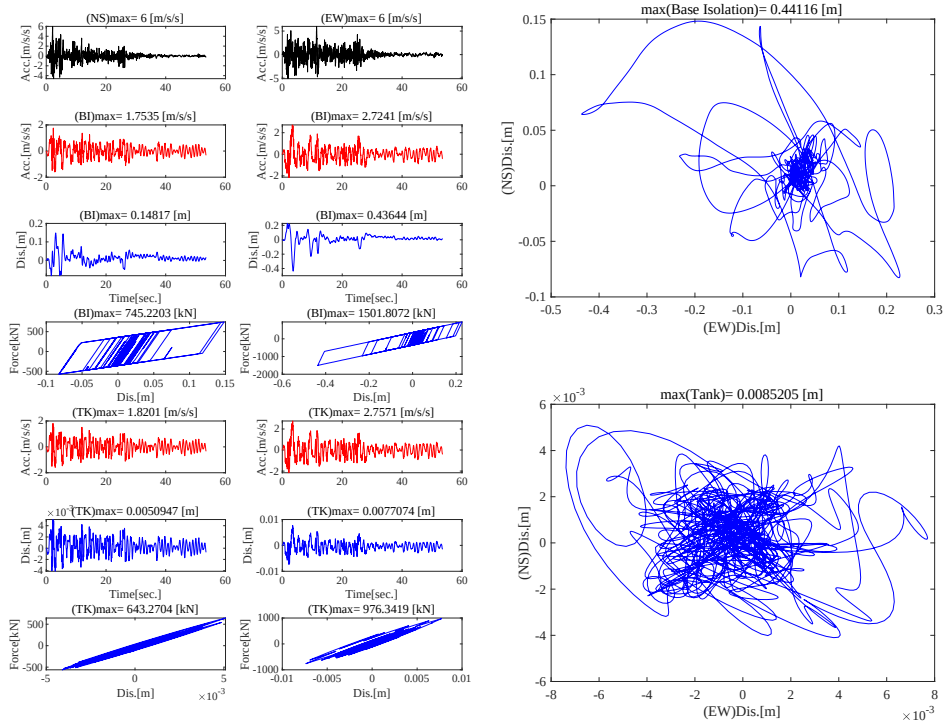
(c) 内容液 25%

付録図 1.4　非免震時の時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液による応答比較

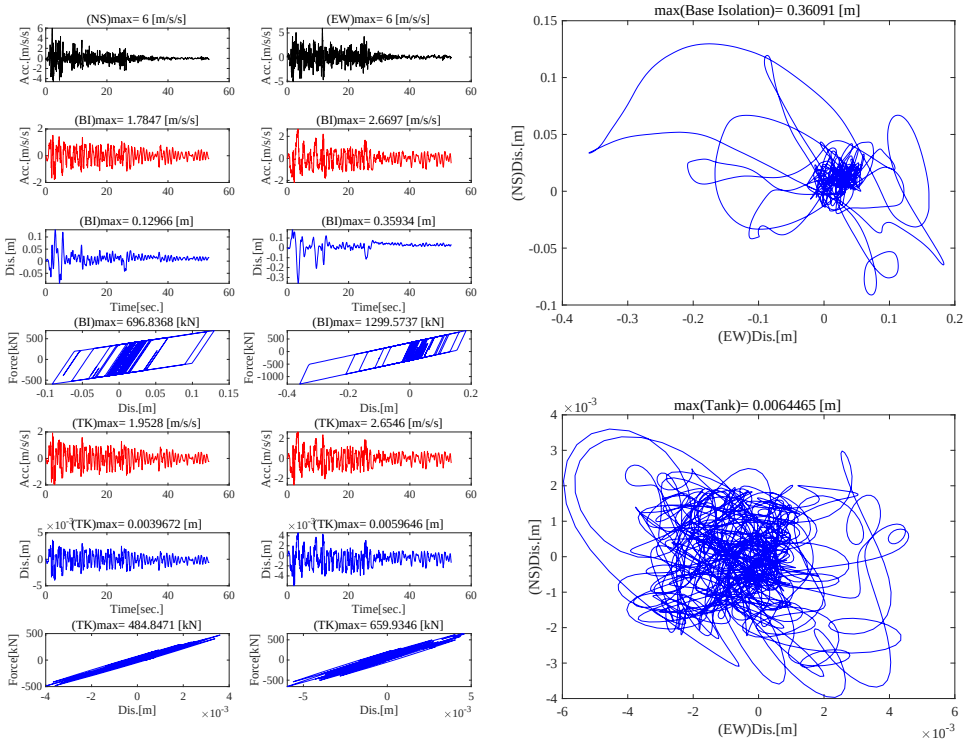
付録２　解析ケース２（従来の免震層適用）



(a) 内容液 100%

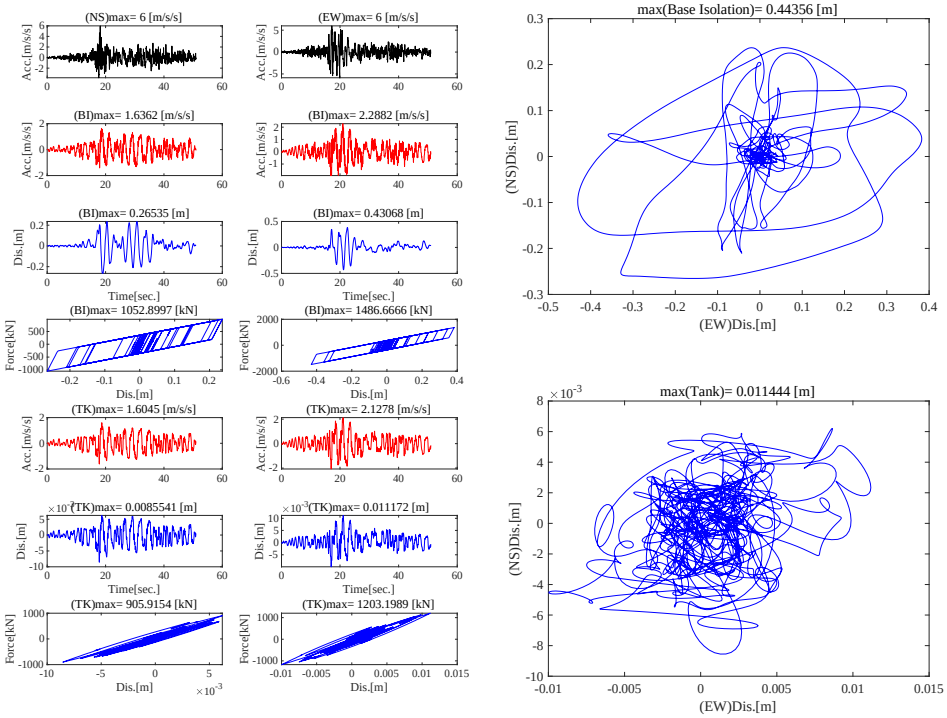


(b) 内容液 50%

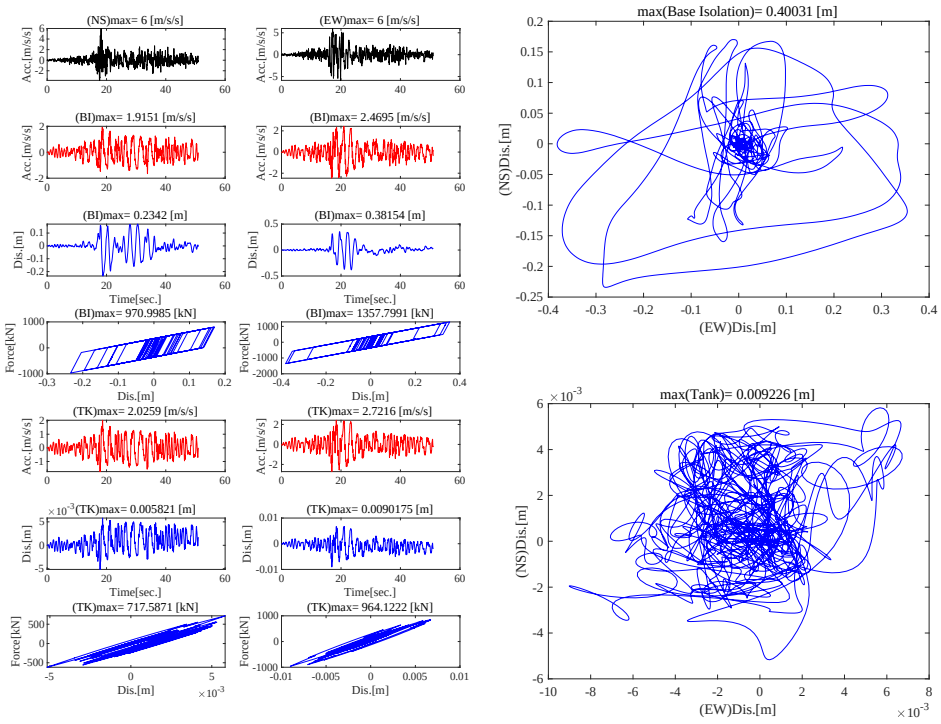


(c) 内容液 25%

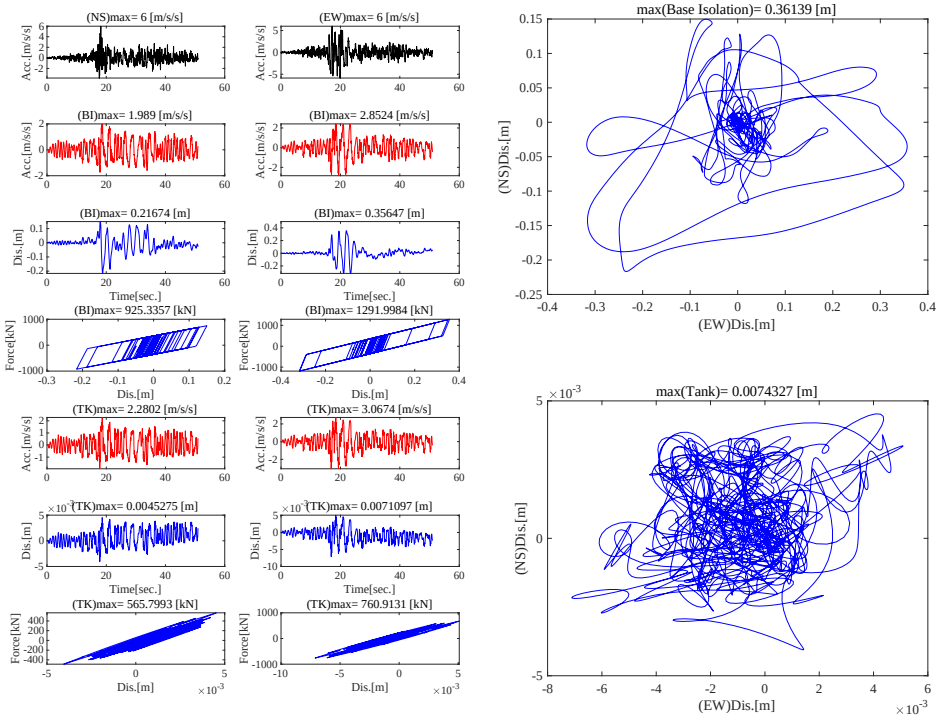
付録図 2.1　免震時の時刻歴応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較



(a) 内容液 100%

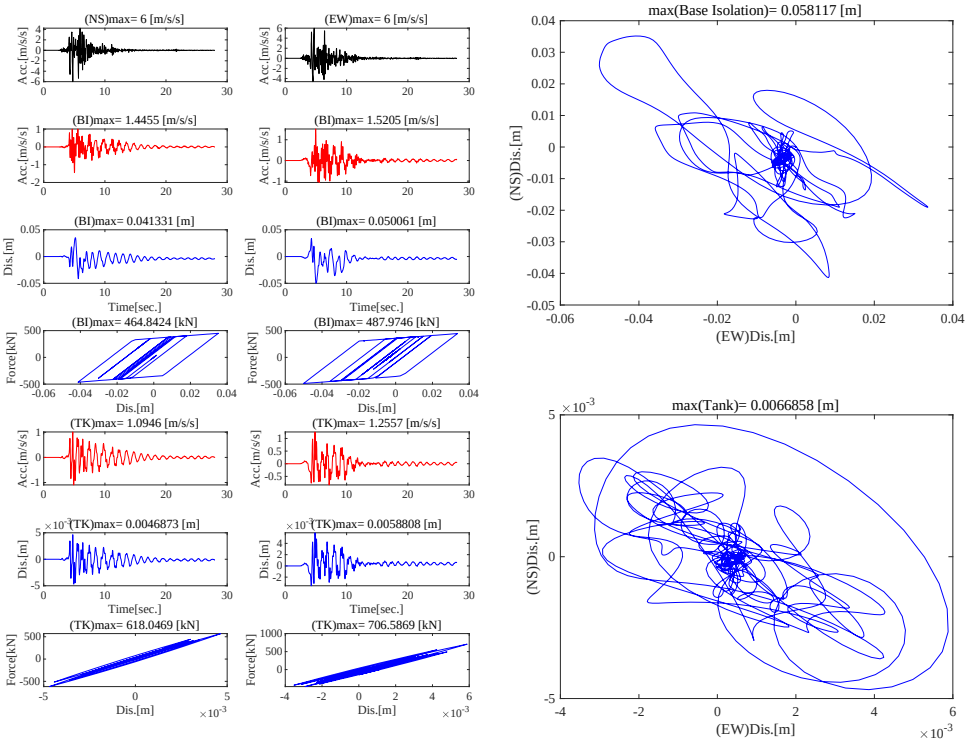


(b) 内容液 50%

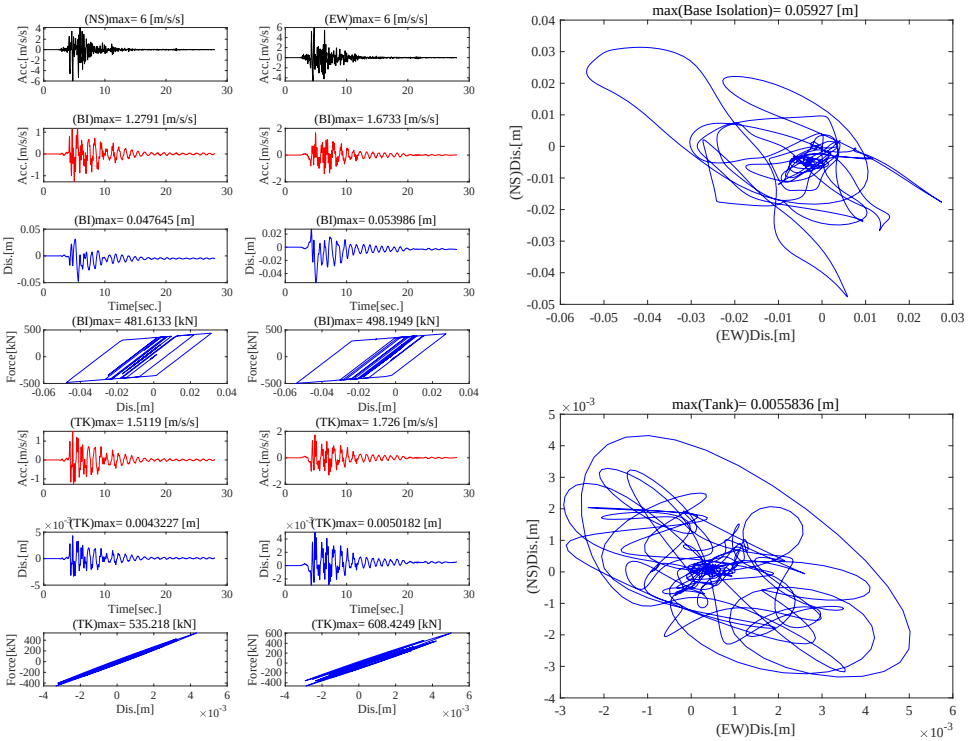


(c) 内容液 25%

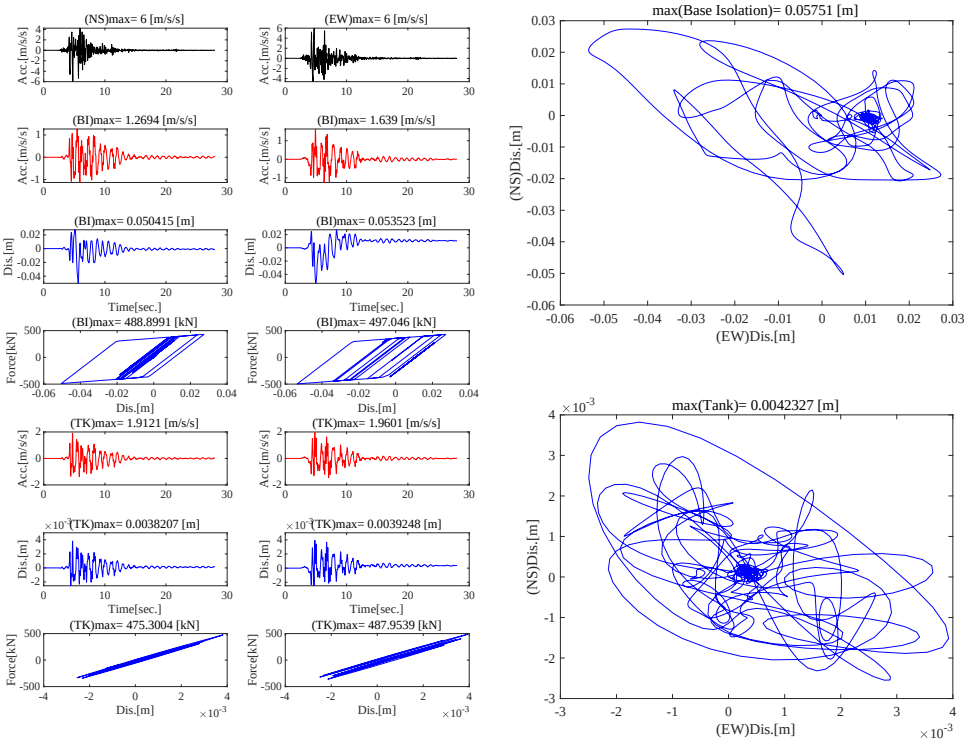
付録図 2.2　免震時の時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較



(a) 내용액 100%

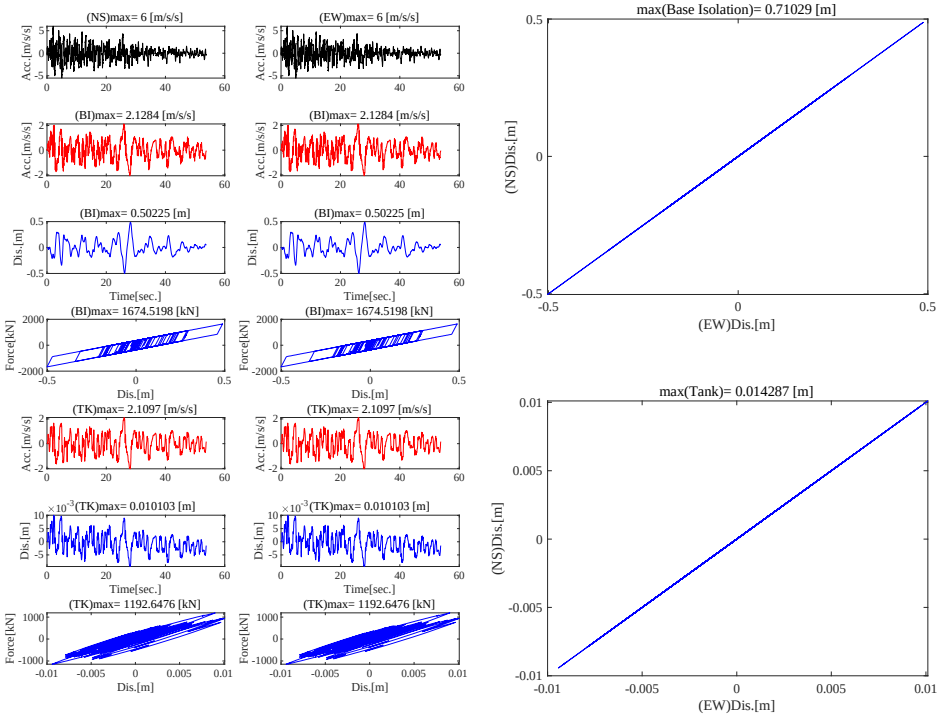


(b) 내용액 50%

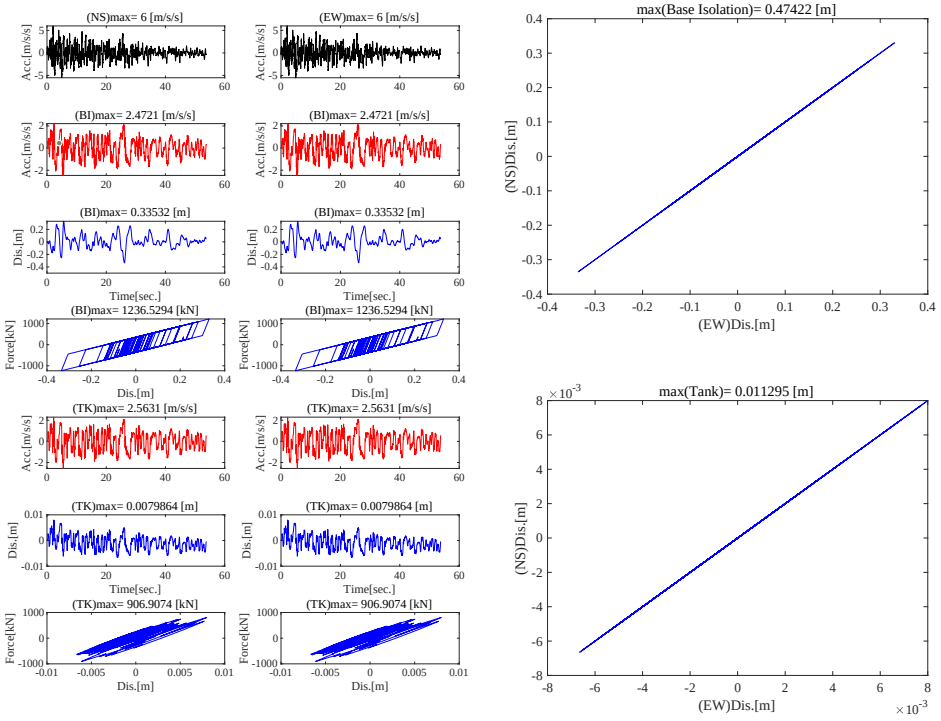


(c) 内容液 25%

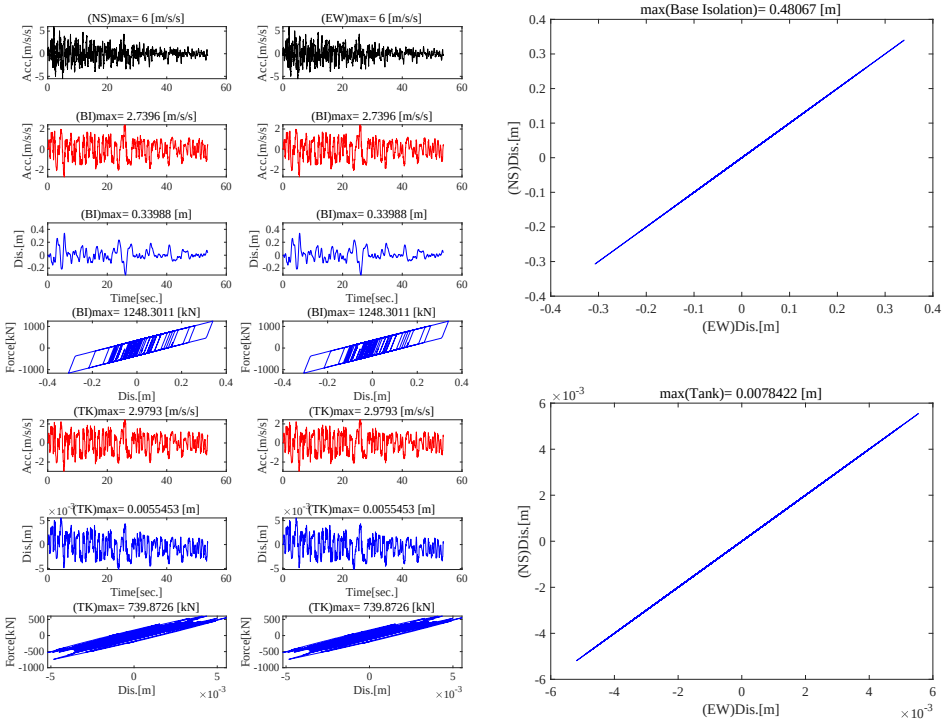
付録図 2.3　免震時の時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較



(a) 内容液 100%



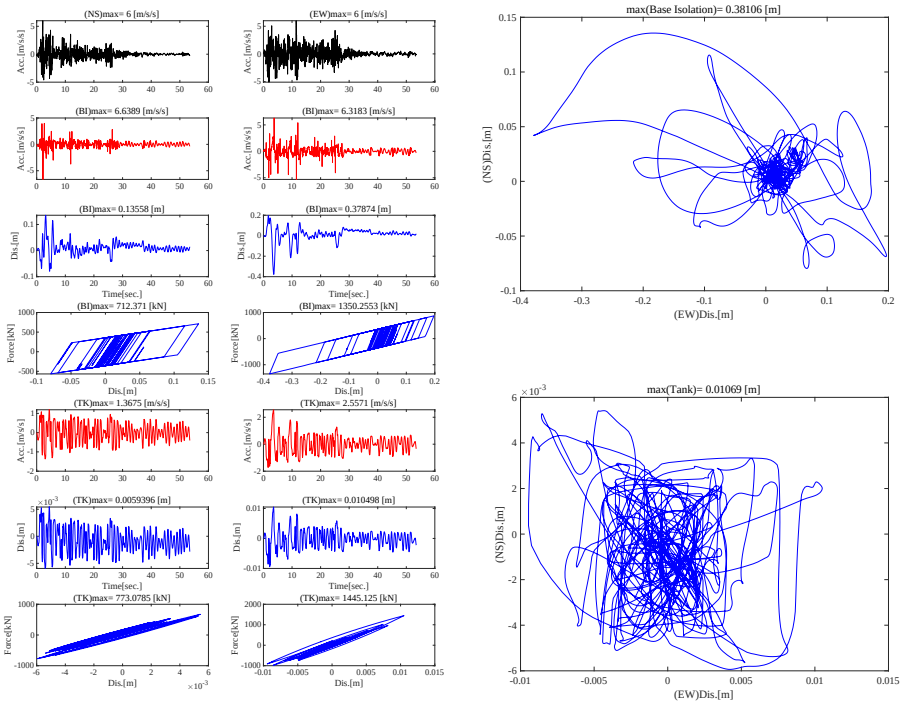
(b) 内容液 50%



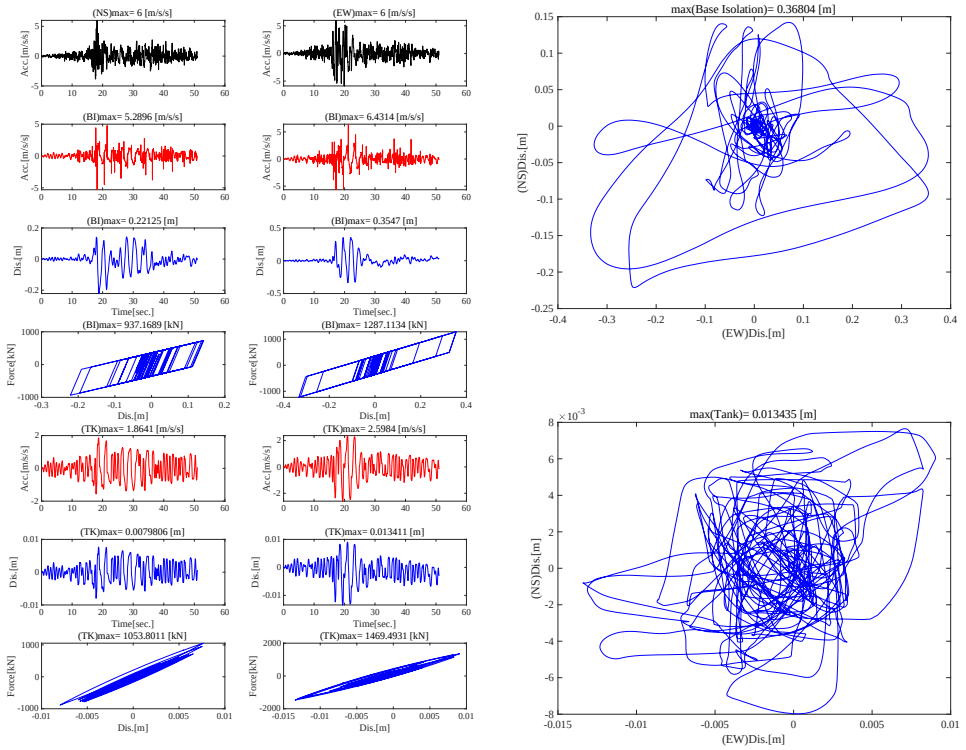
(c) 内容液 25%

付録図 2.4　免震時の時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較

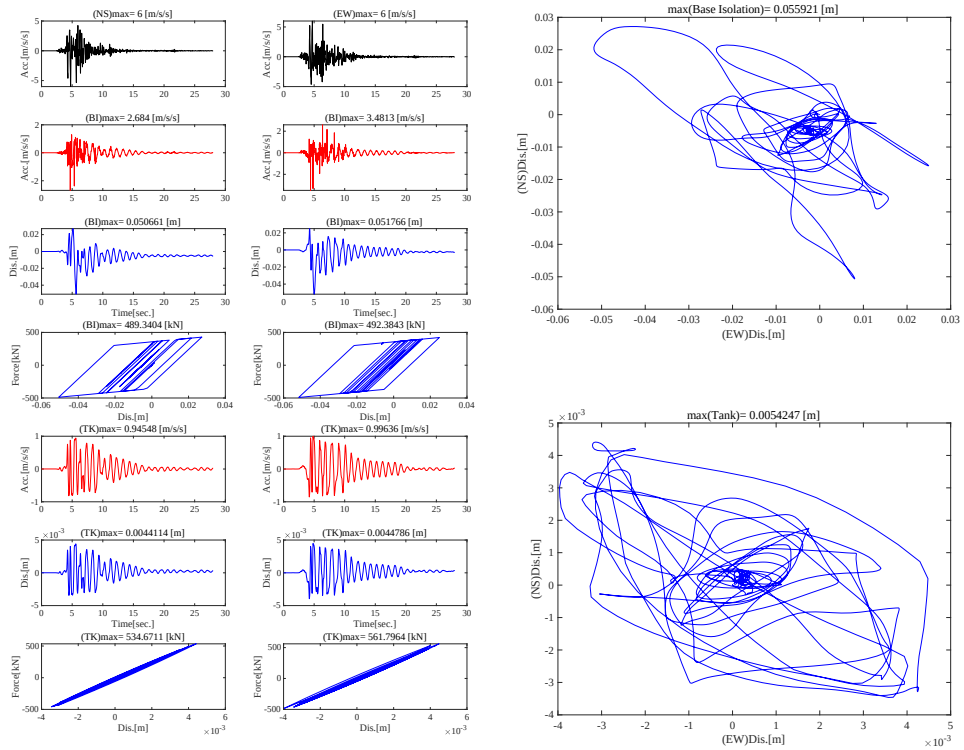
付録３　解析ケース３（脚部下部に免震装置を適用）



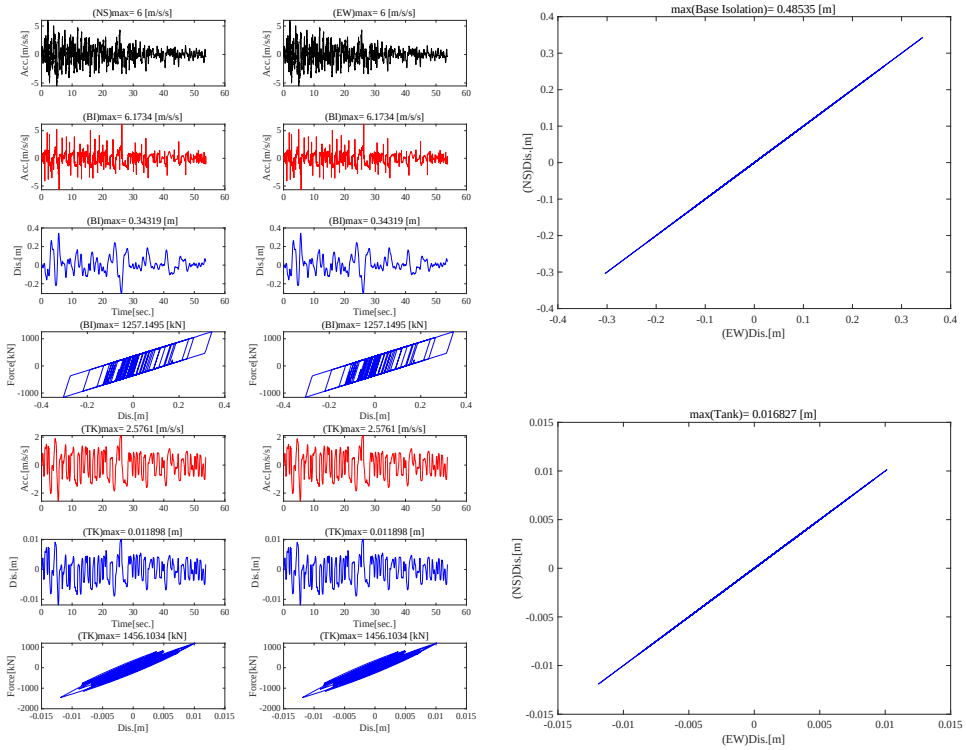
付録図 3.1　免震層の基礎部の有無での時刻歴応答（El Centro 波）：内容液 100%



付録図 3.2　免震層の基礎部の有無での時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液 100%

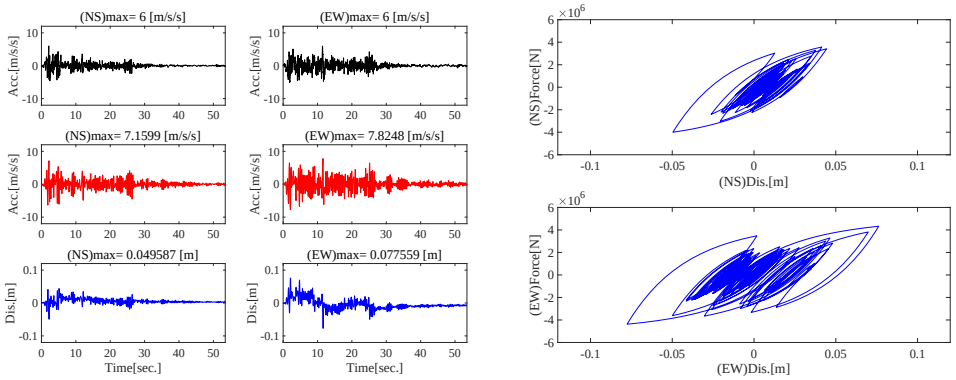


付録図 3.3　免震層の基礎部の有無での時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液 100%

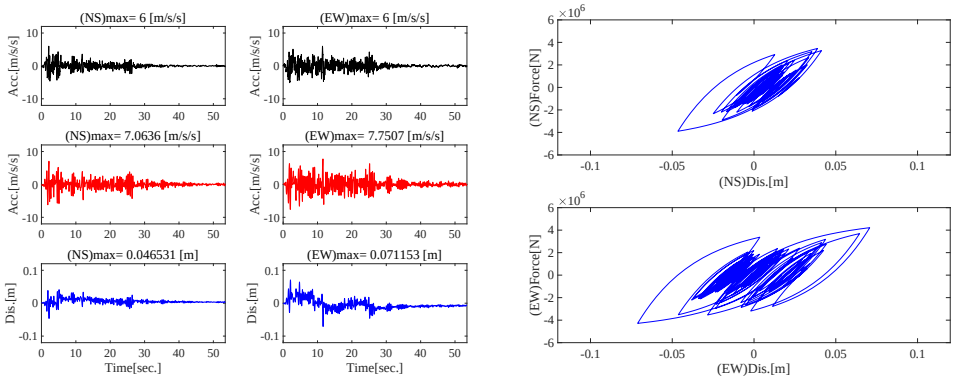


付録図 3.4　免震層の基礎部の有無での時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液 100%

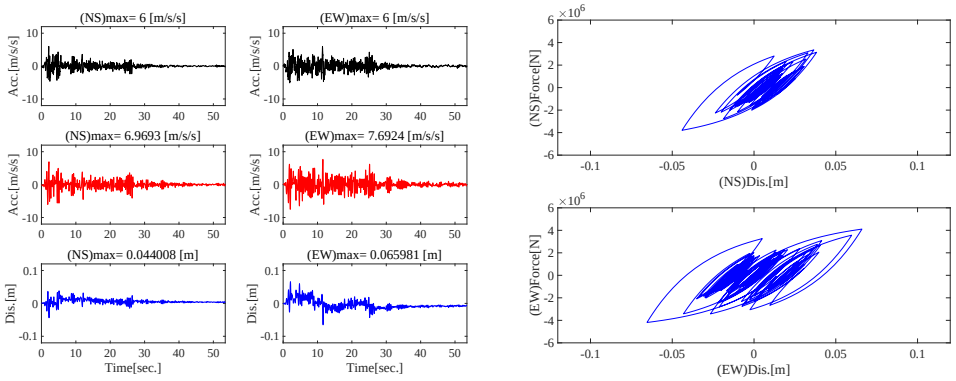
付録４　解析ケース４（粘性減衰のブレース配置）



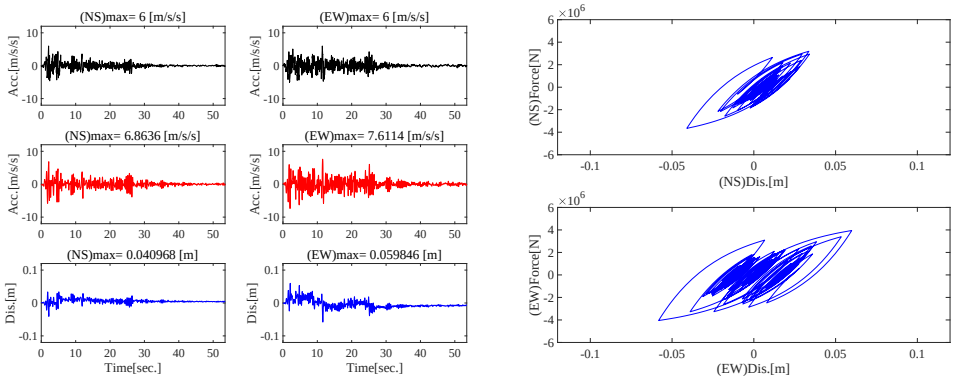
(a) 等価減衰比 0.03



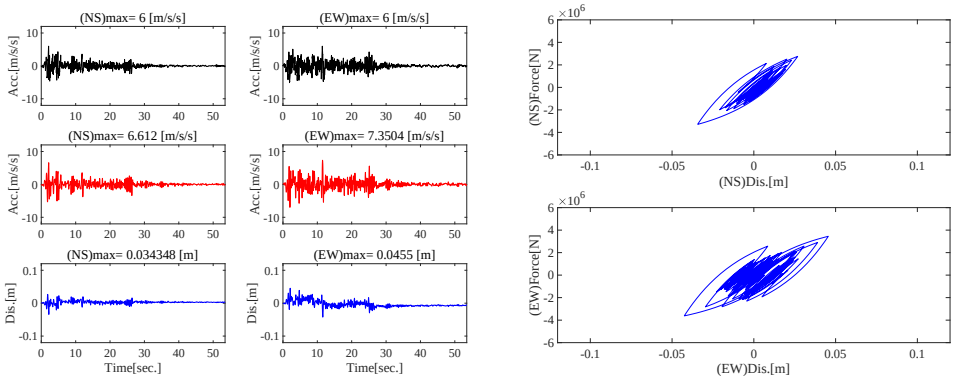
(b) 等価減衰比 0.05



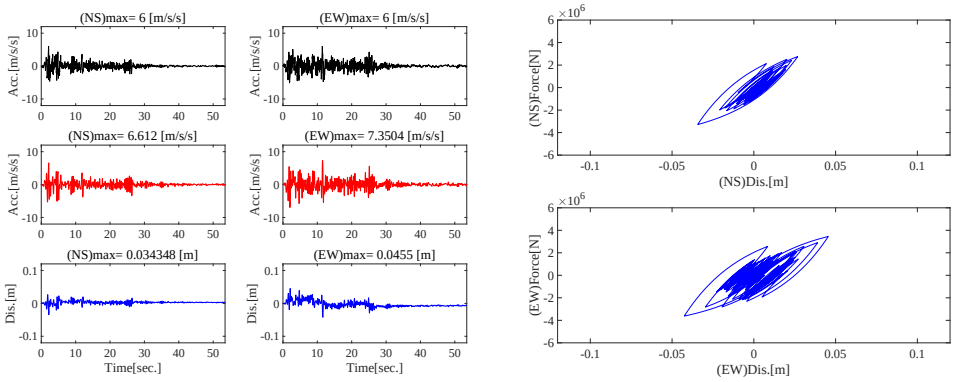
(c) 等価減衰比 0.07



(d) 等価減衰比 0.1

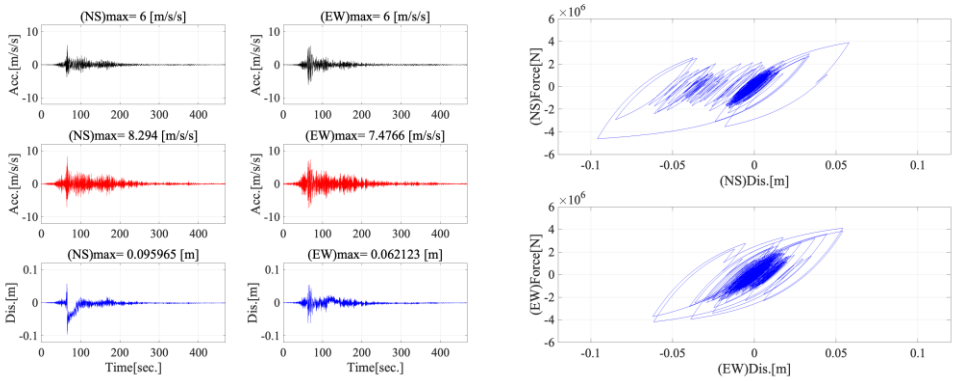


(e) 等価減衰比 0.2

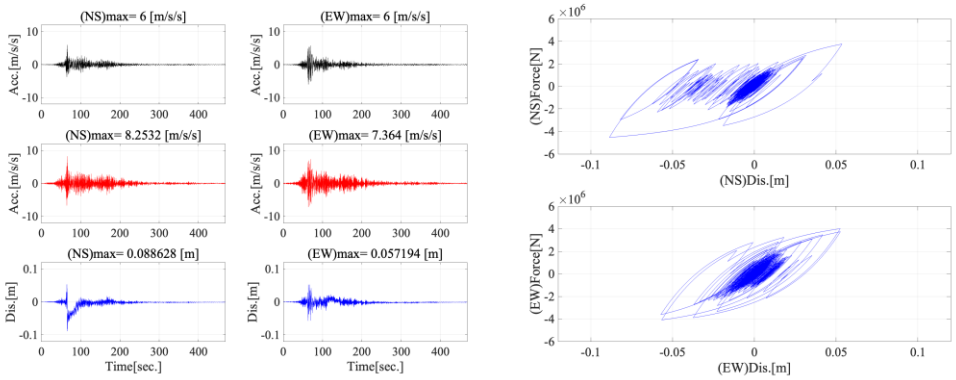


(f) 等価減衰比 0.3

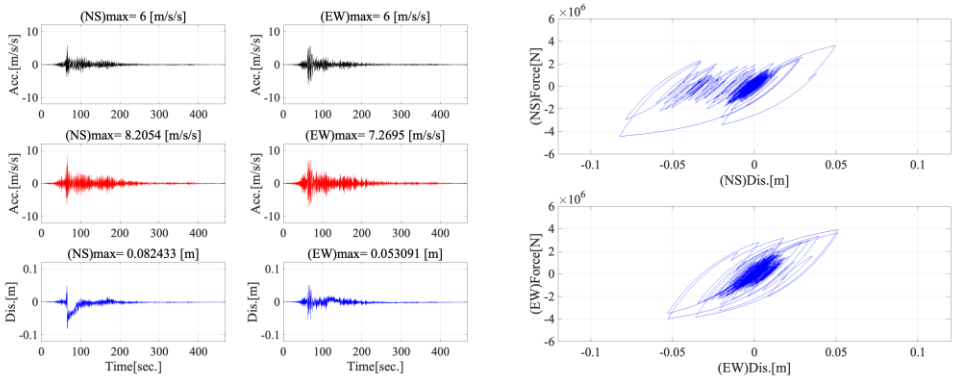
付録図 4.1　等価粘性減衰比を用いた制振時の時刻歴応答（El Centro 波）



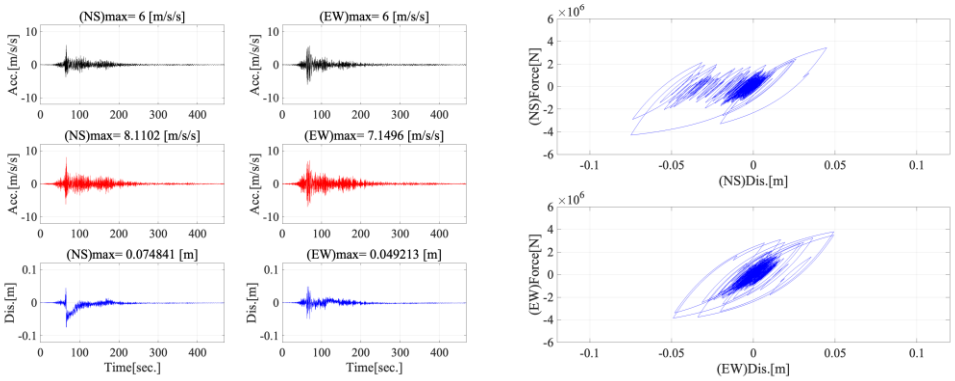
(a) 等価減衰比 0.03



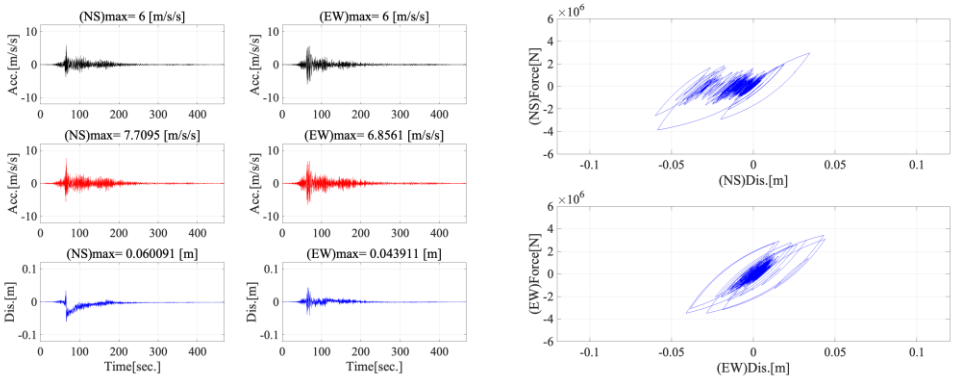
(b) 等価減衰比 0.05



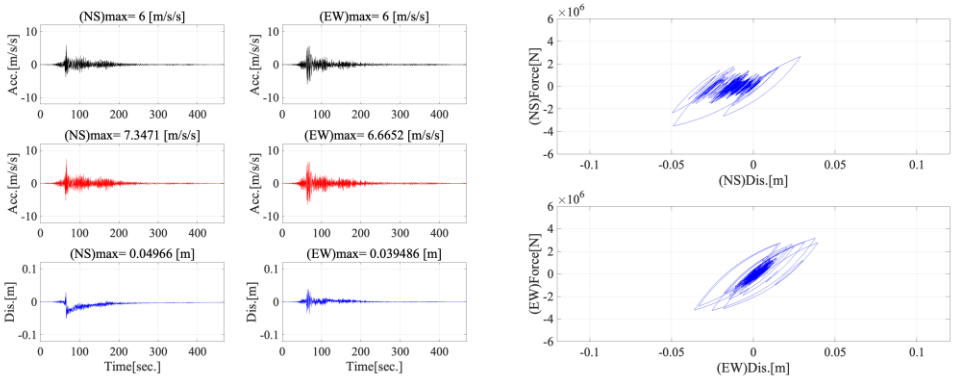
(c) 等価減衰比 0.07



(d) 等価減衰比 0.1

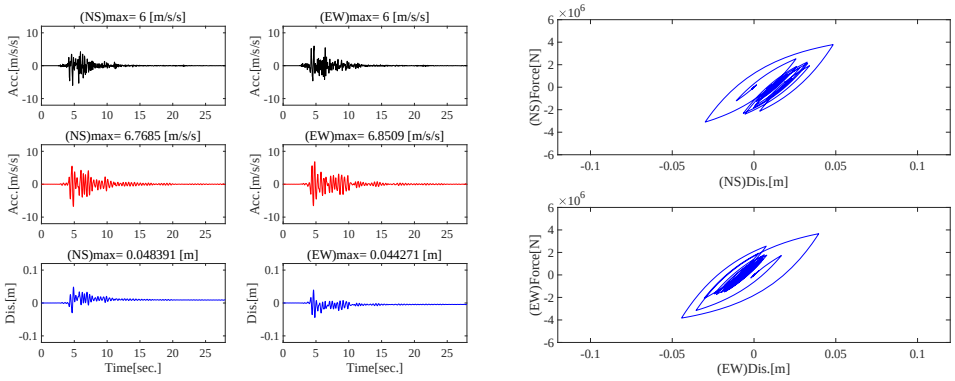


(e) 等価減衰比 0.2

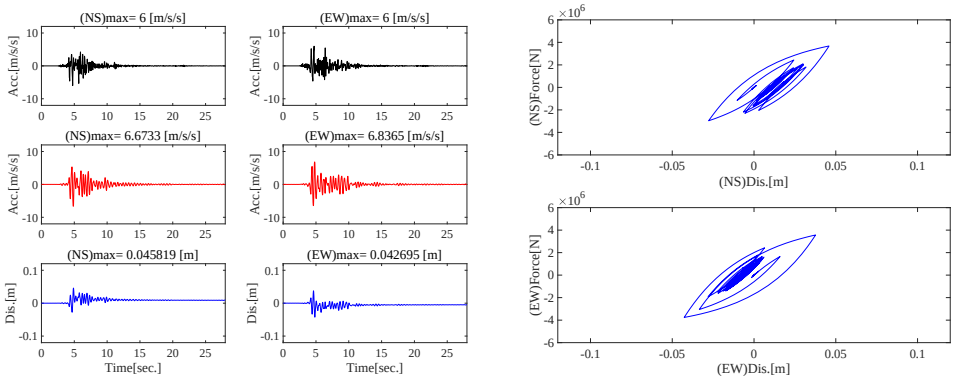


(f) 等価減衰比 0.3

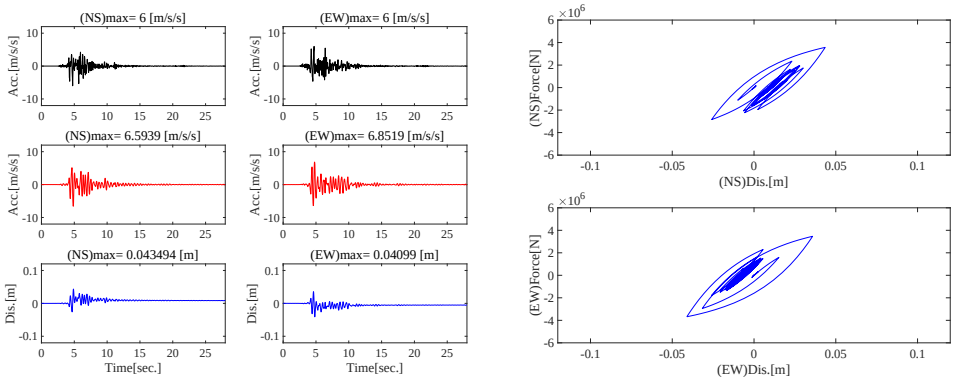
付録図 4.2　等価粘性減衰比を用いた制振時の時刻歴応答（Hachinohe 波）



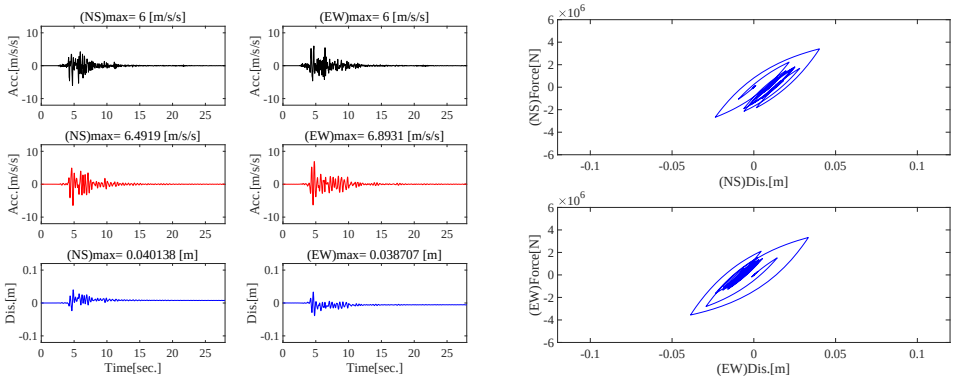
(a) 等価減衰比 0.03



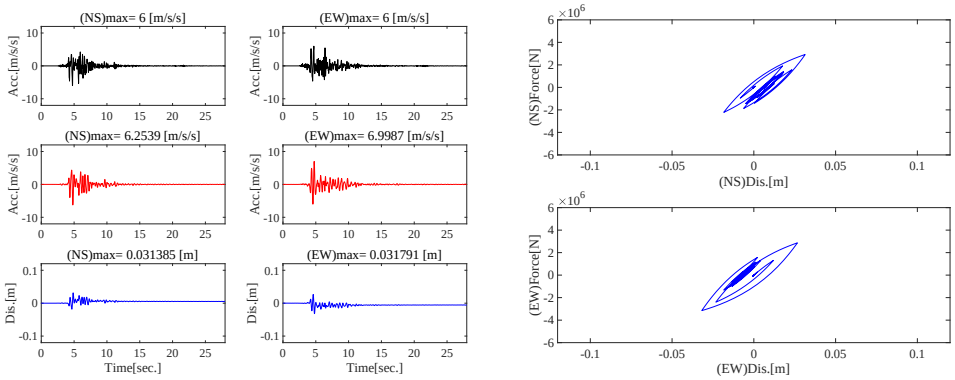
(b) 等価減衰比 0.05



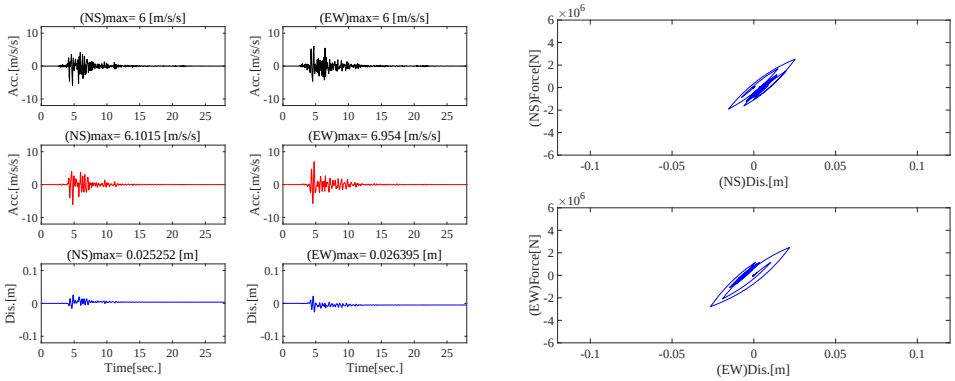
(c) 等価減衰比 0.07



(d) 等価減衰比 0.1

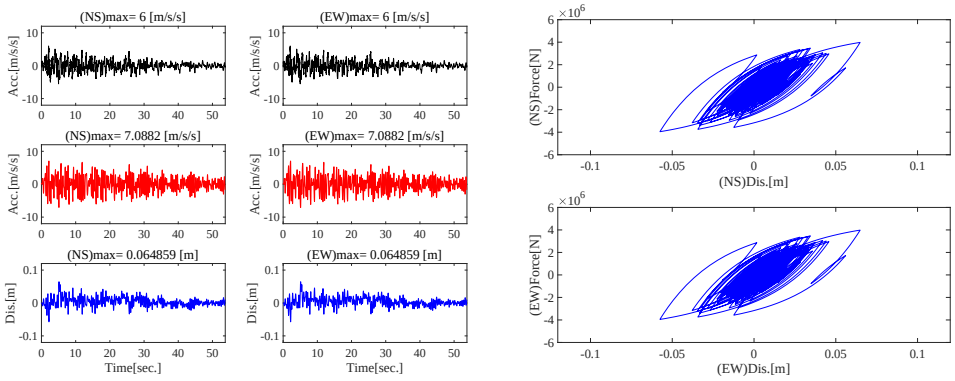


(e) 等価減衰比 0.2

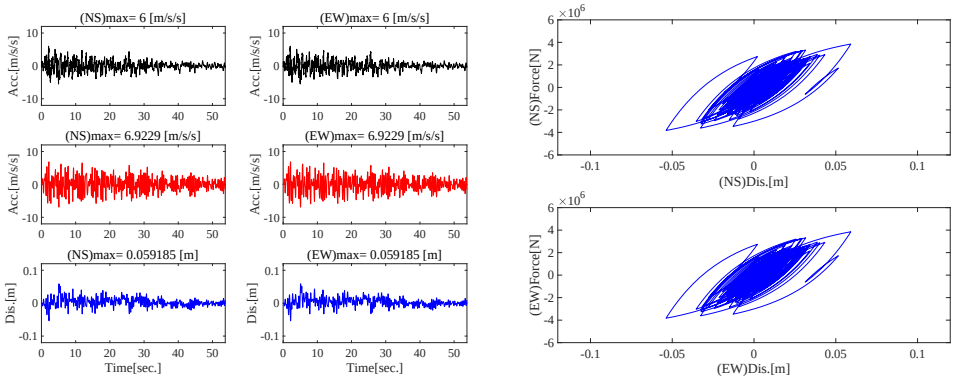


(f) 等価減衰比 0.3

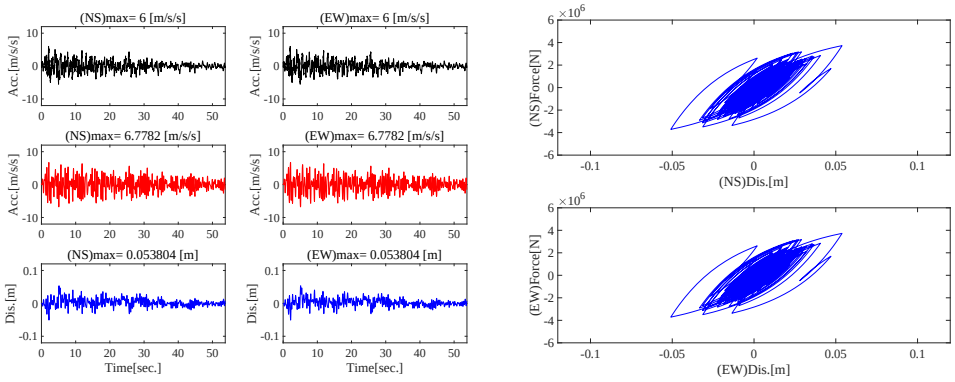
付録図 4.3　等価粘性減衰比を用いた制振時の時刻歴応答（JMA Kobe 波）



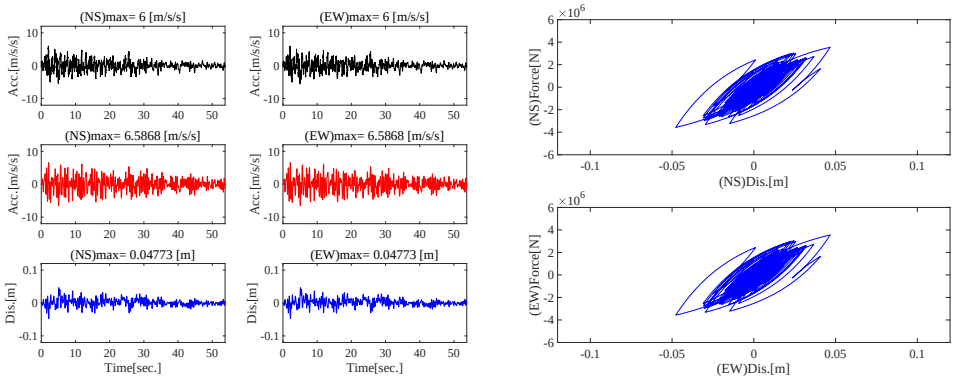
(a) 等価減衰比 0.03



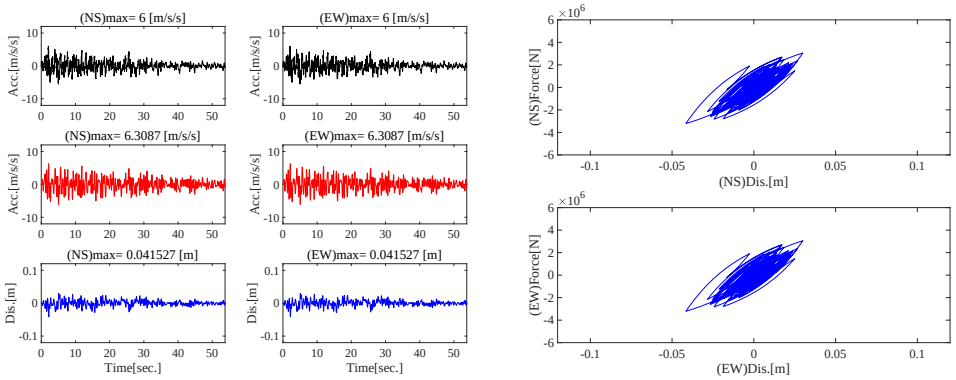
(b) 等価減衰比 0.05



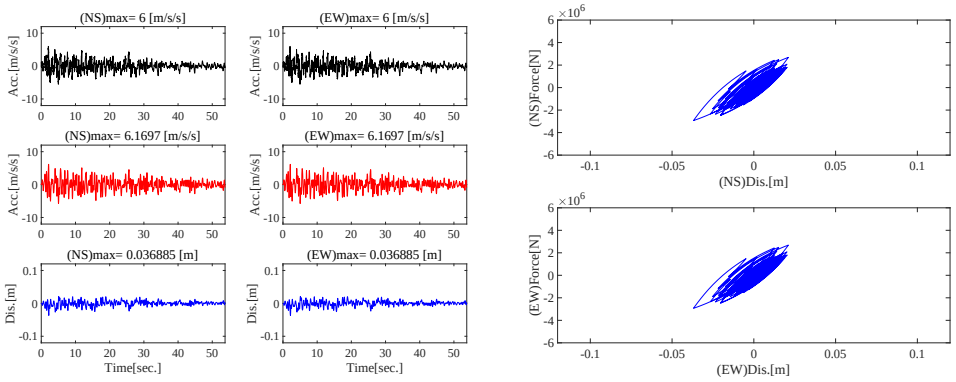
(c) 等価減衰比 0.07



(d) 等価減衰比 0.1

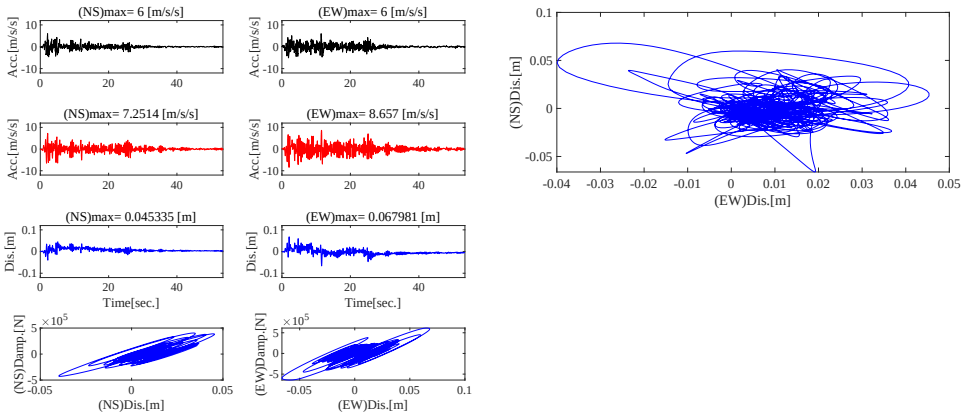


(e) 等価減衰比 0.2

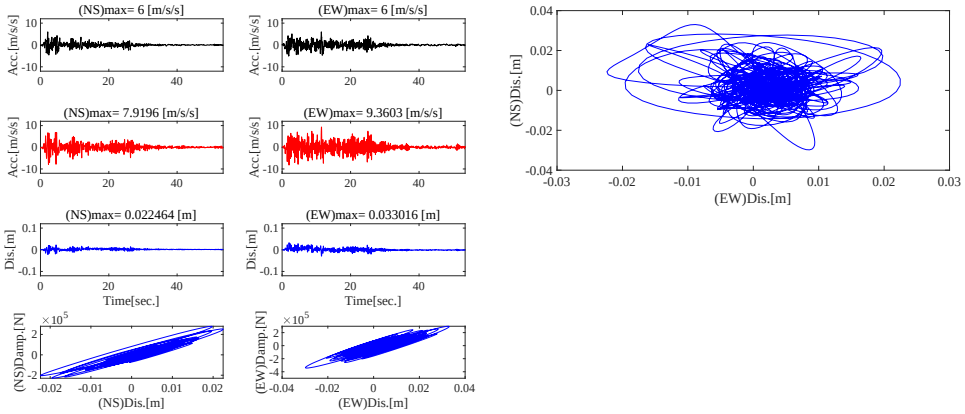


(f) 等価減衰比 0.3

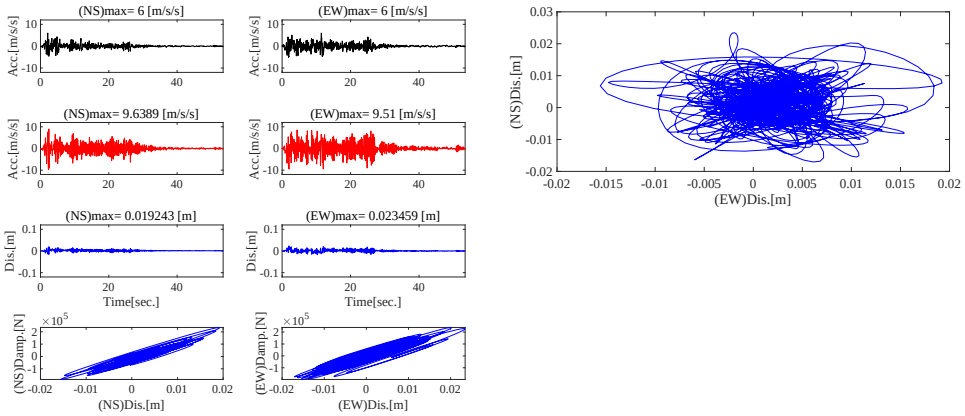
付録図 4.4　等価粘性減衰比を用いた制振時の時刻歴応答（スペクトル適合波）



(a) 内容液 100%

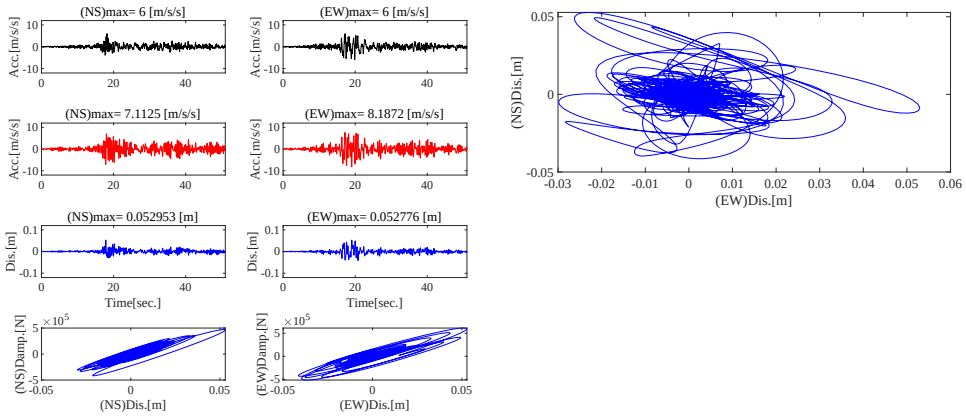


(b) 内容液 50%

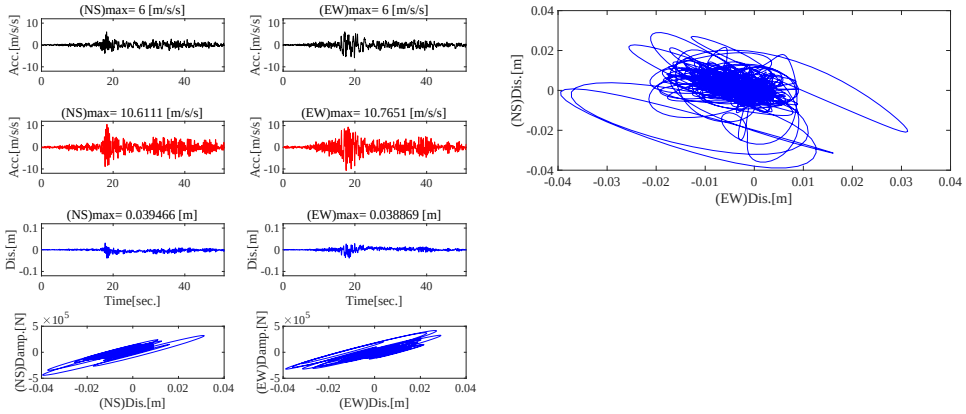


(c) 内容液 25%

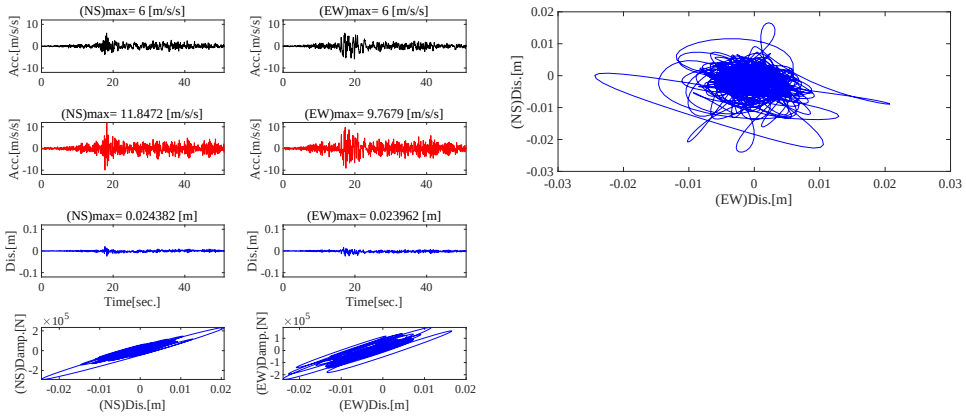
付録図 4.5　　制振時（ブレース配置）の時刻歴応答（El Centro 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

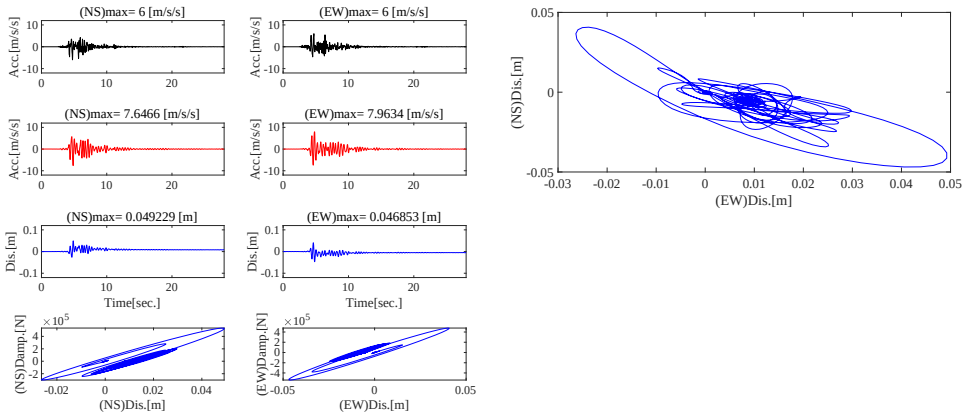


(b) 内容液 50%

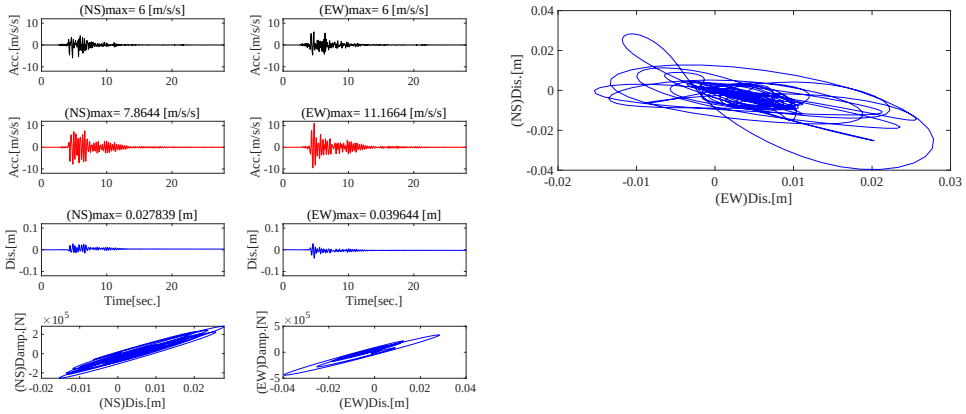


(c) 内容液 25%

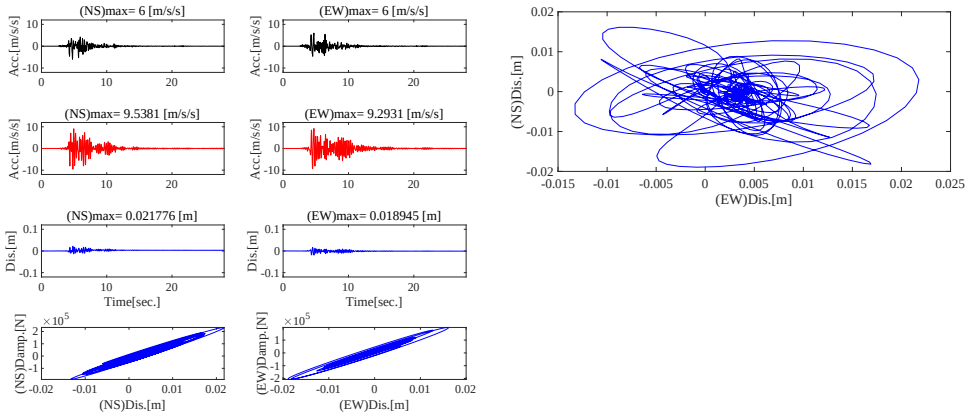
付録図 4.6　制振時（ブレース配置）の時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

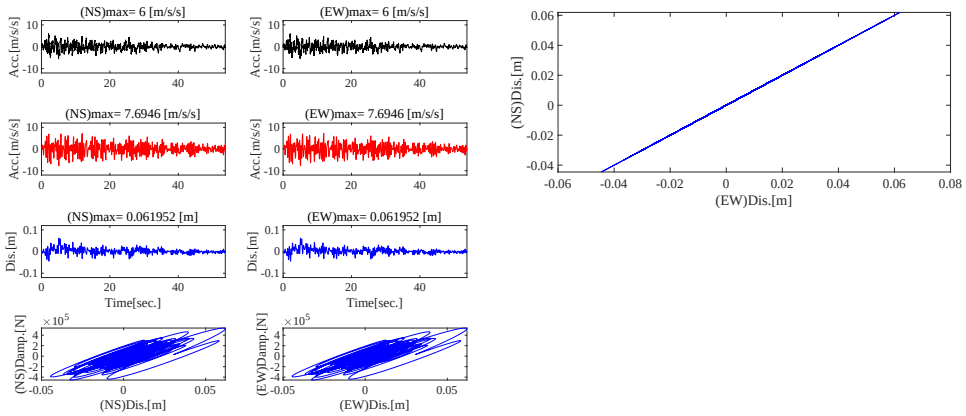


(b) 内容液 50%

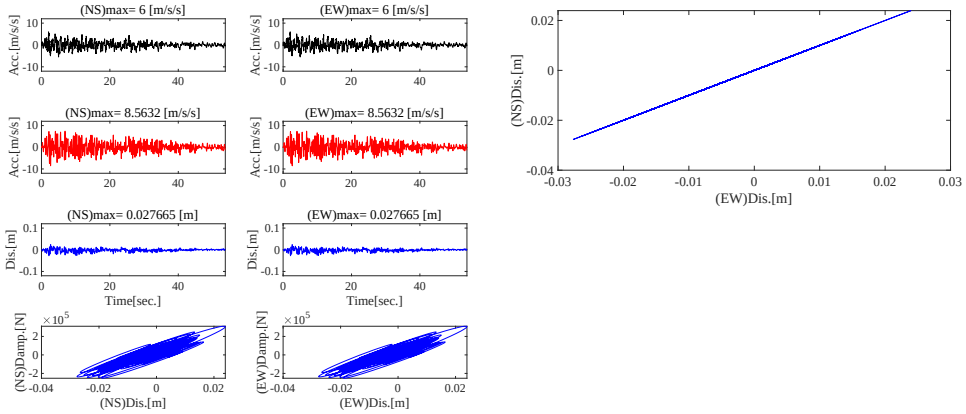


(c) 内容液 25%

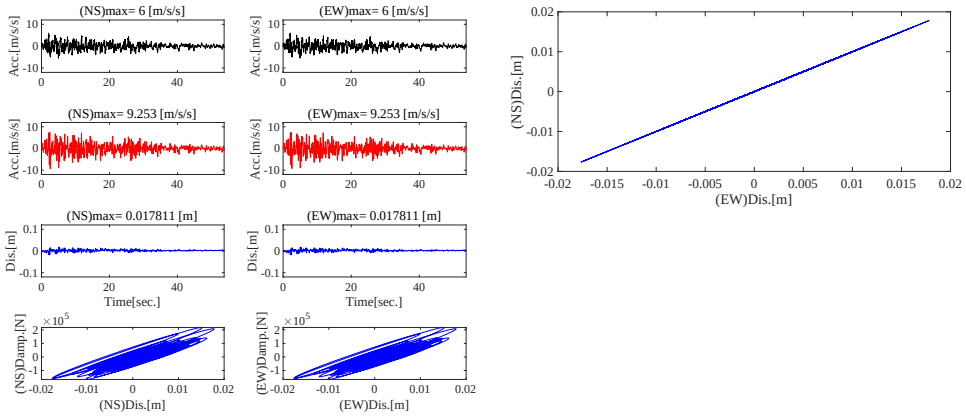
付録図 4.7　制振時（ブレース配置）の時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%



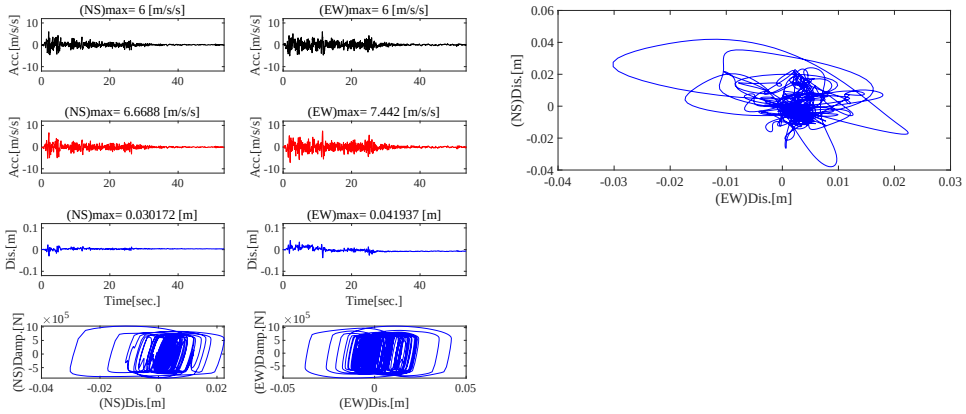
(b) 内容液 50%



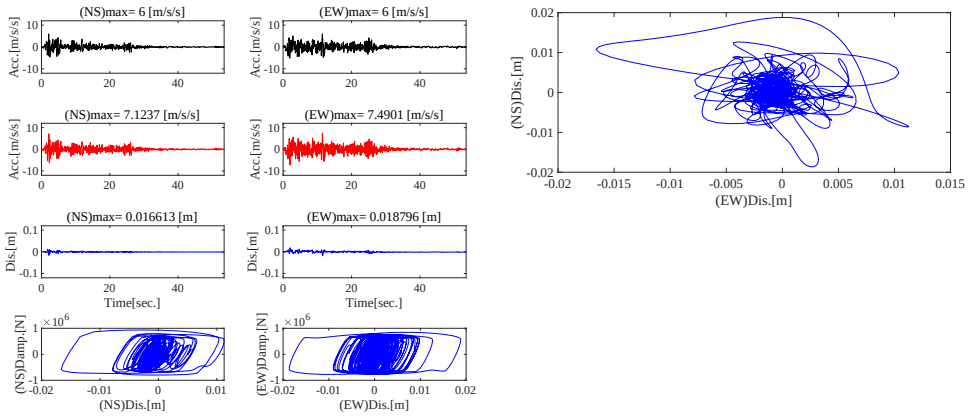
(c) 内容液 25%

付録図 4.8　制振時（ブレース配置）の時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液による応答比較

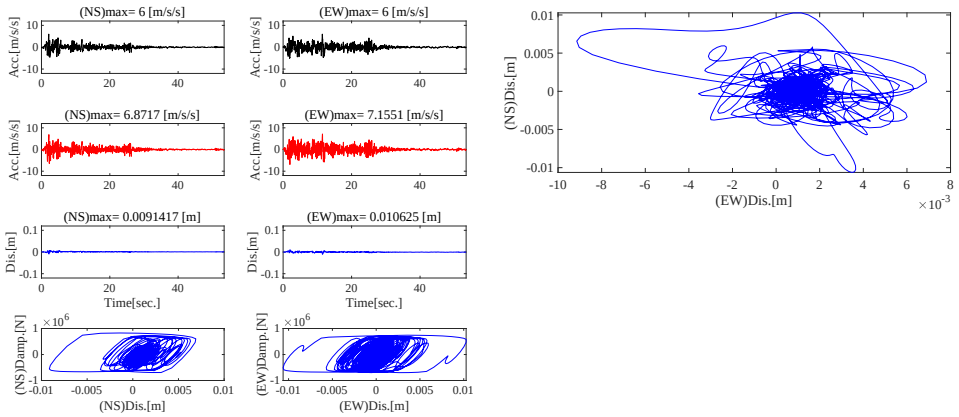
付録５　解析ケース５（粘性減衰の水平配置）



(a) 内容液 100%

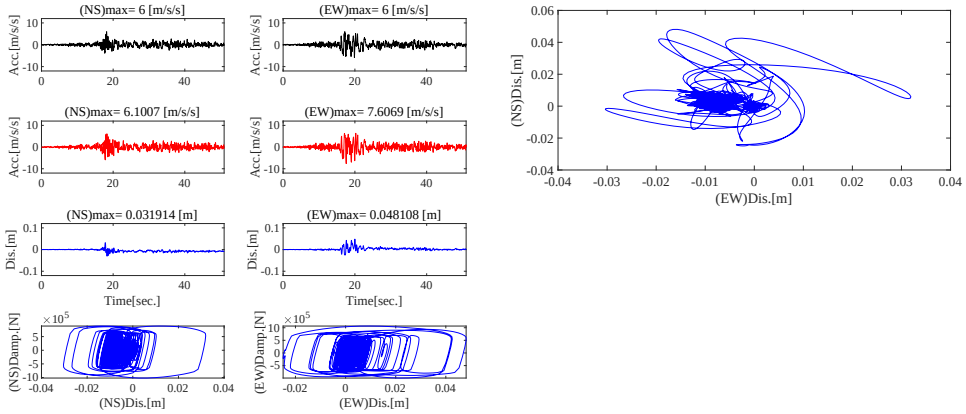


(b) 内容液 50%

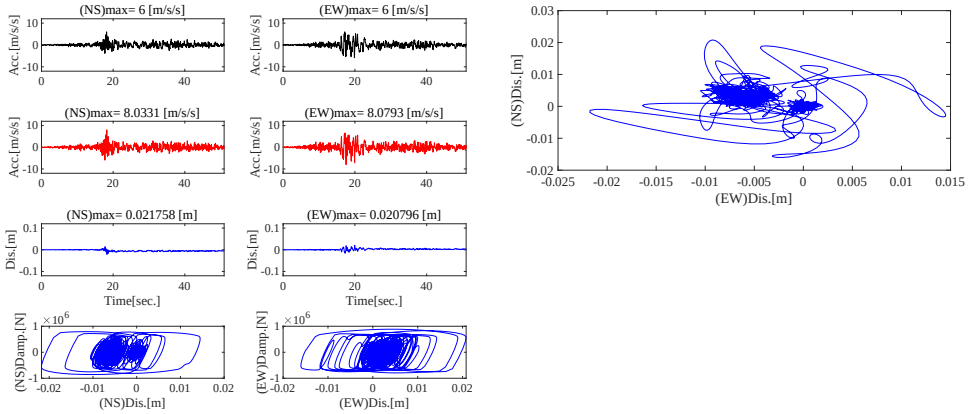


(c) 内容液 25%

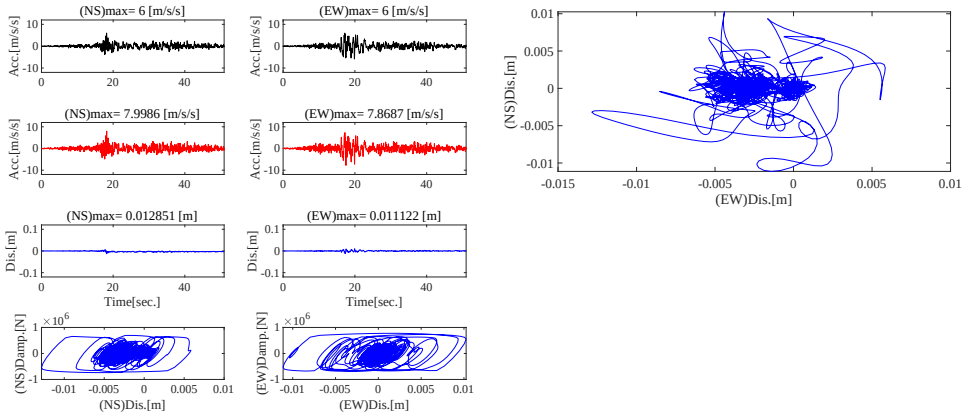
付録図 5.1　制振時（水平配置）の時刻歴応答（El Centro 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

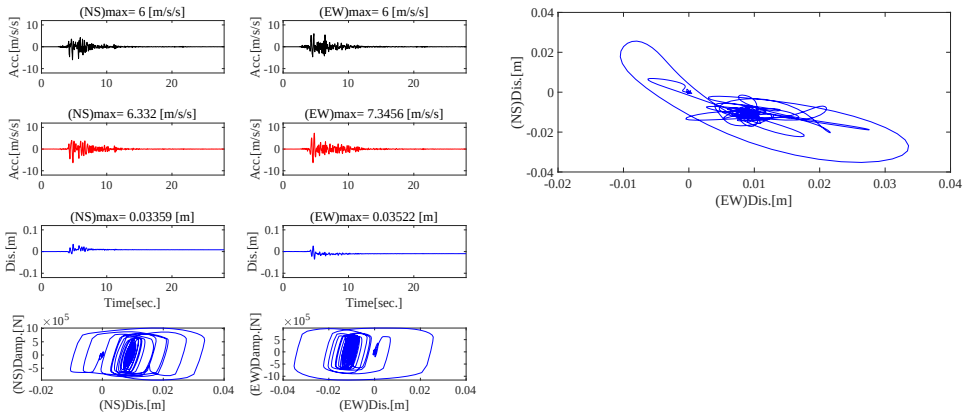


(b) 内容液 50%

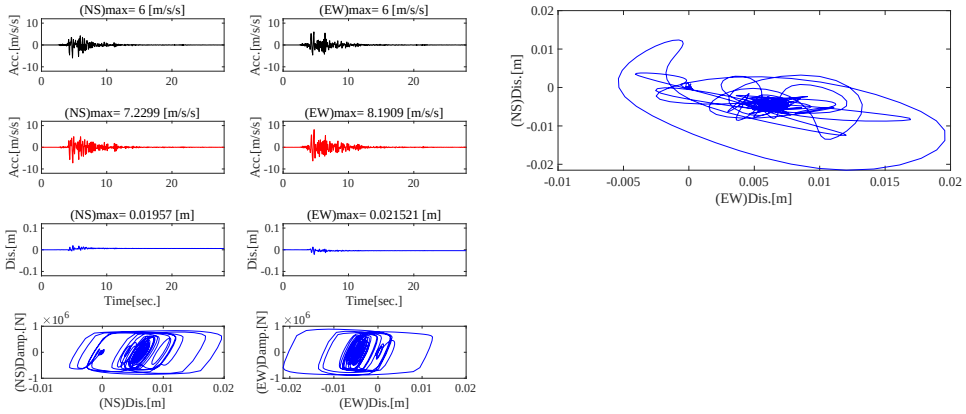


(c) 内容液 25%

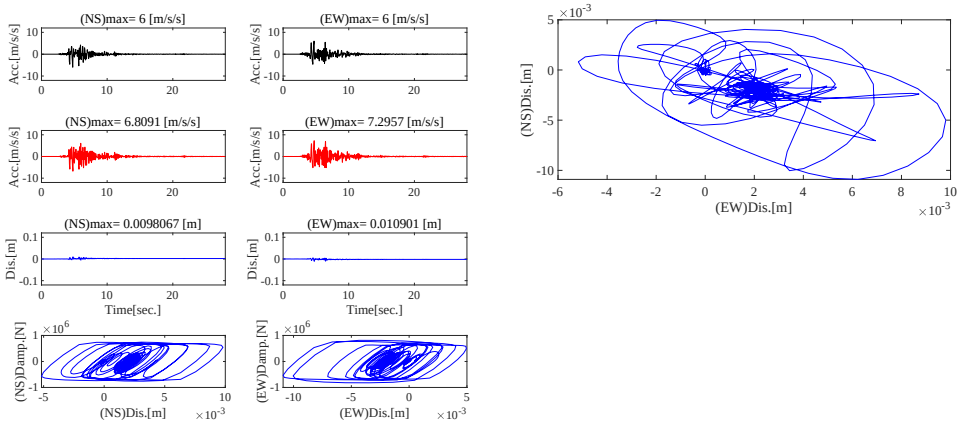
付録図 5.2　制振時（水平配置）の時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

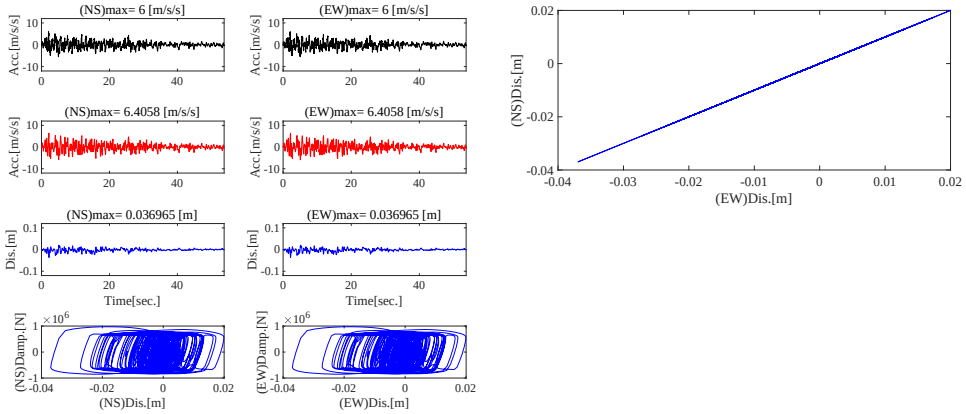


(b) 内容液 50%

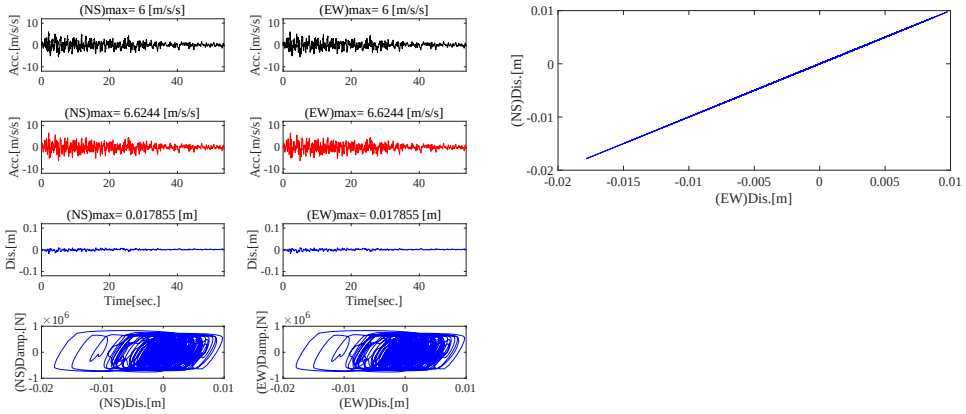


(c) 内容液 25%

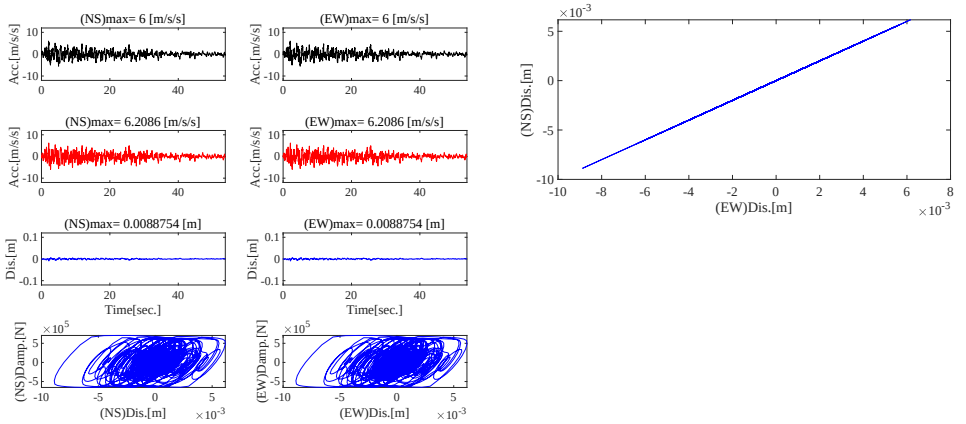
付録図 5.3　制振時（水平配置）の時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%



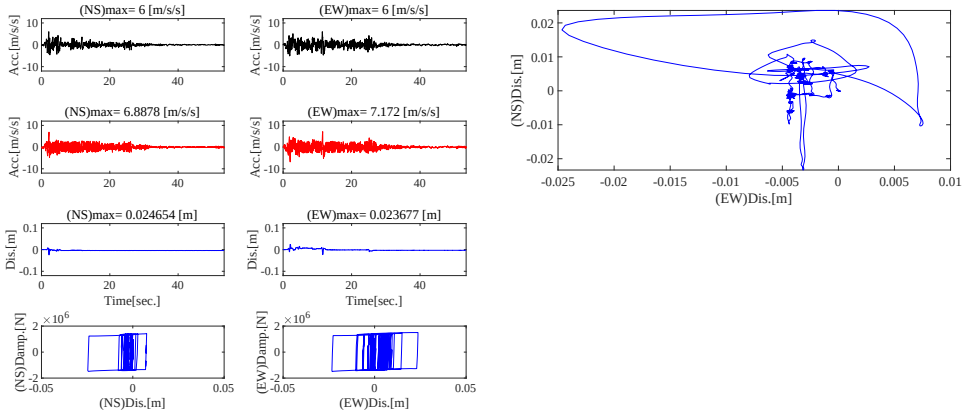
(b) 内容液 50%



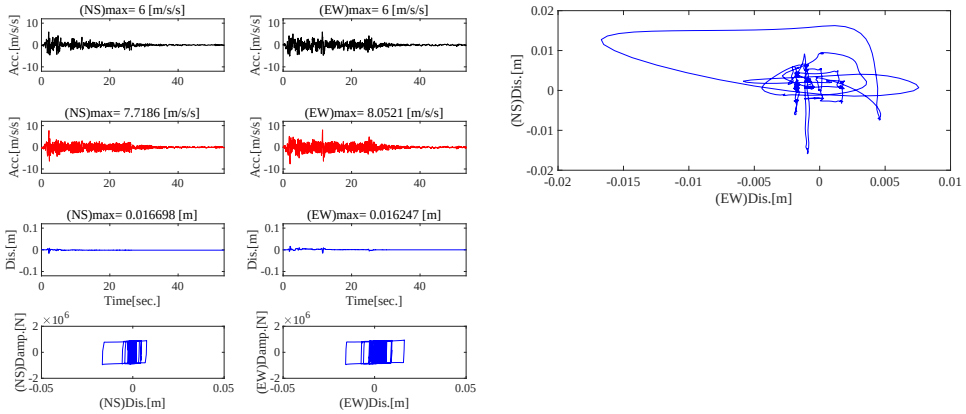
(c) 内容液 25%

付録図 5.4　制振時（水平配置）の時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液による応答比較

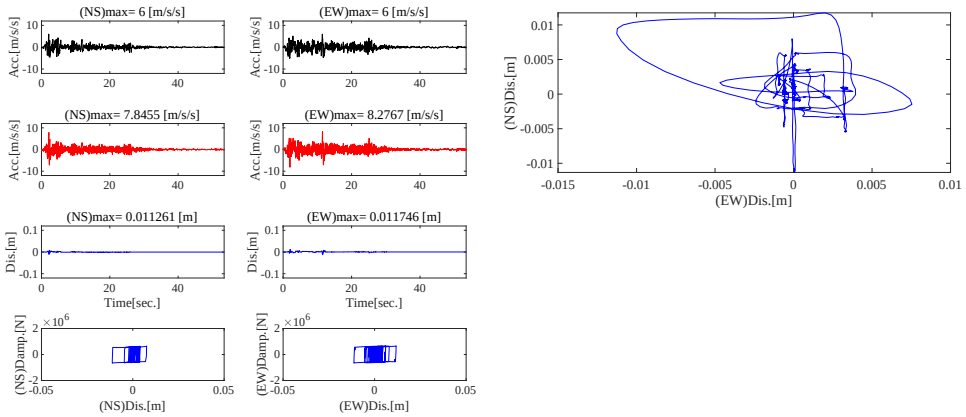
付録６　解析ケース６（摩擦減衰のブレース交差部配置）



(a) 内容液 100%

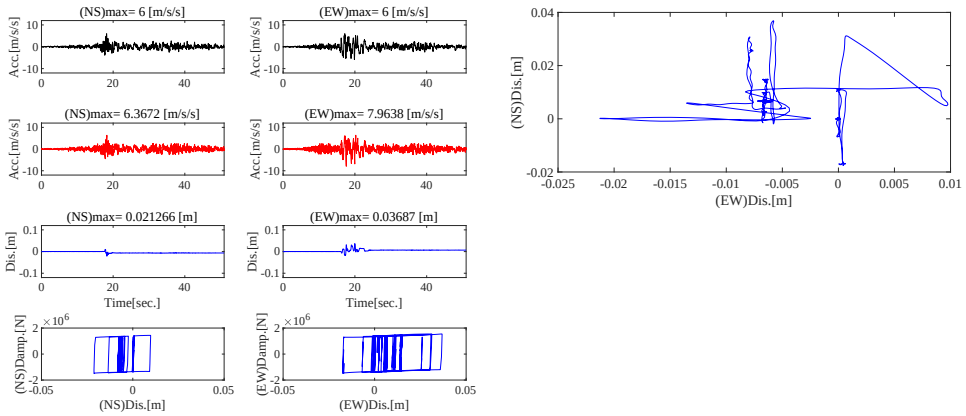


(b) 内容液 50%

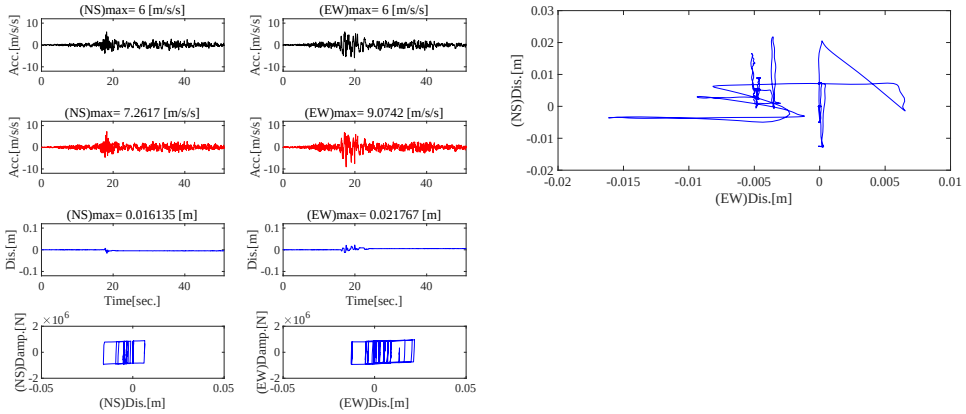


(c) 内容液 25%

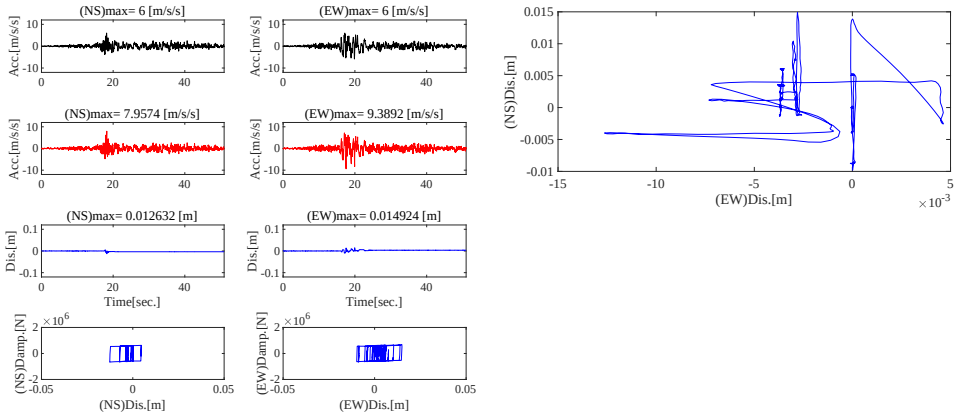
付録図 6.1　制振時（摩擦減衰装置）の時刻歴応答（El Centro 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

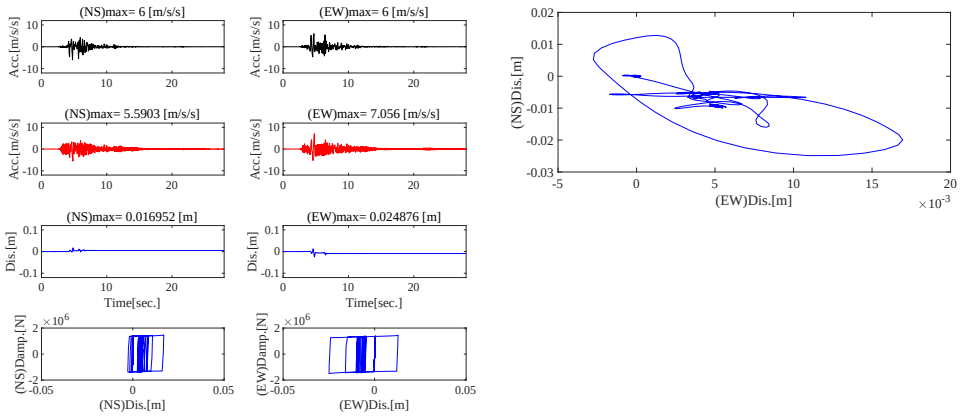


(b) 内容液 50%

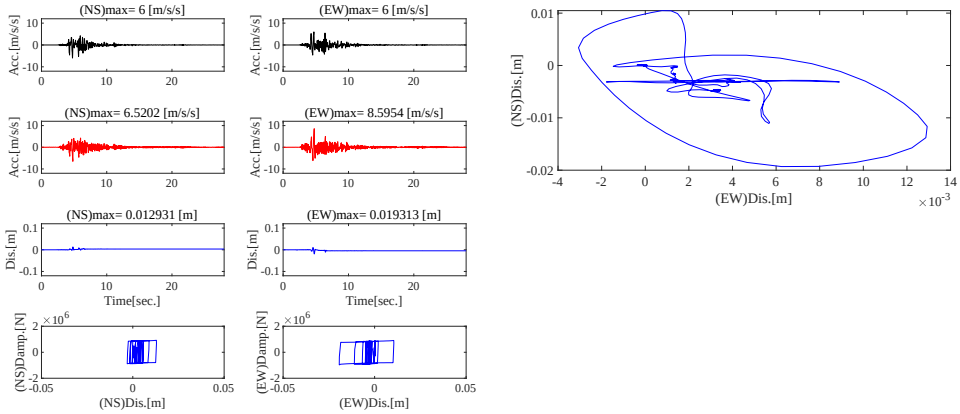


(c) 内容液 25%

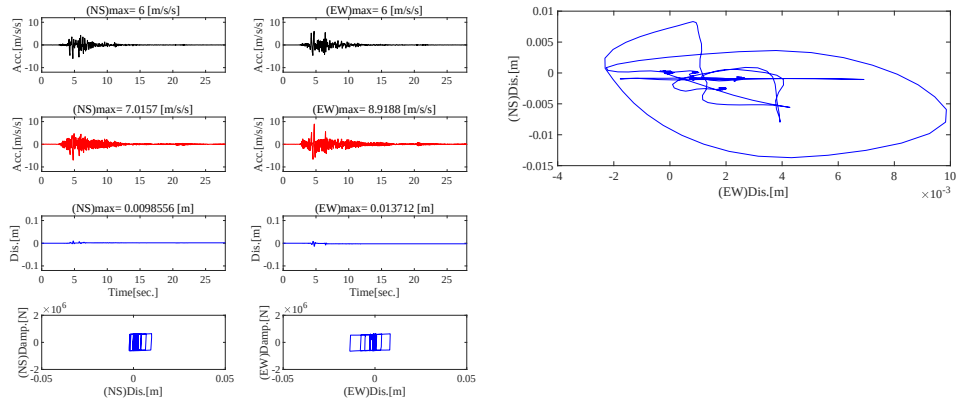
付録図 6.2　制振時（摩擦減衰装置）の時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%

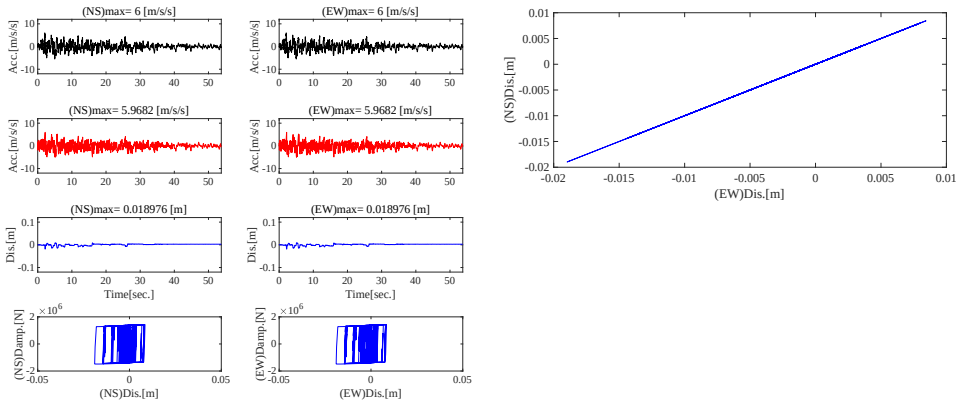


(b) 内容液 50%

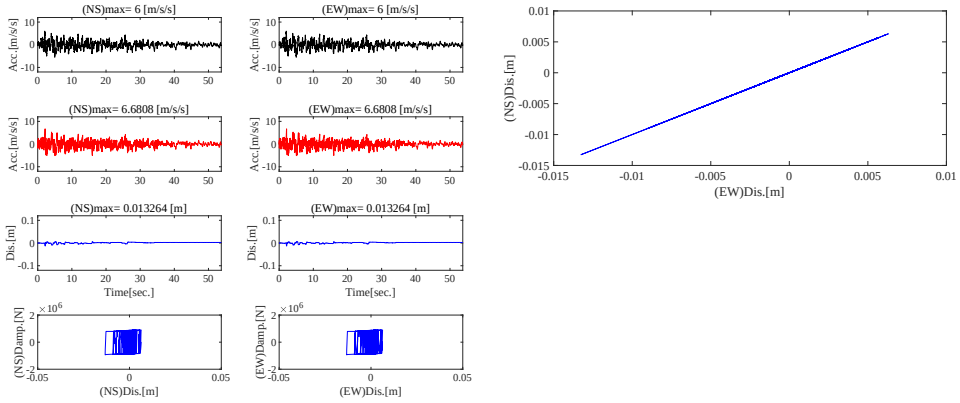


(c) 内容液 25%

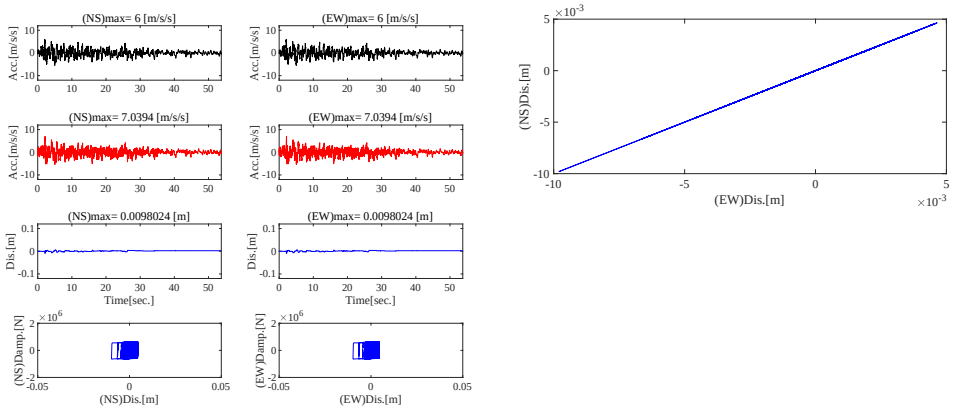
付録図 6.3　制振時（摩擦減衰装置）の時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液による応答比較



(a) 内容液 100%



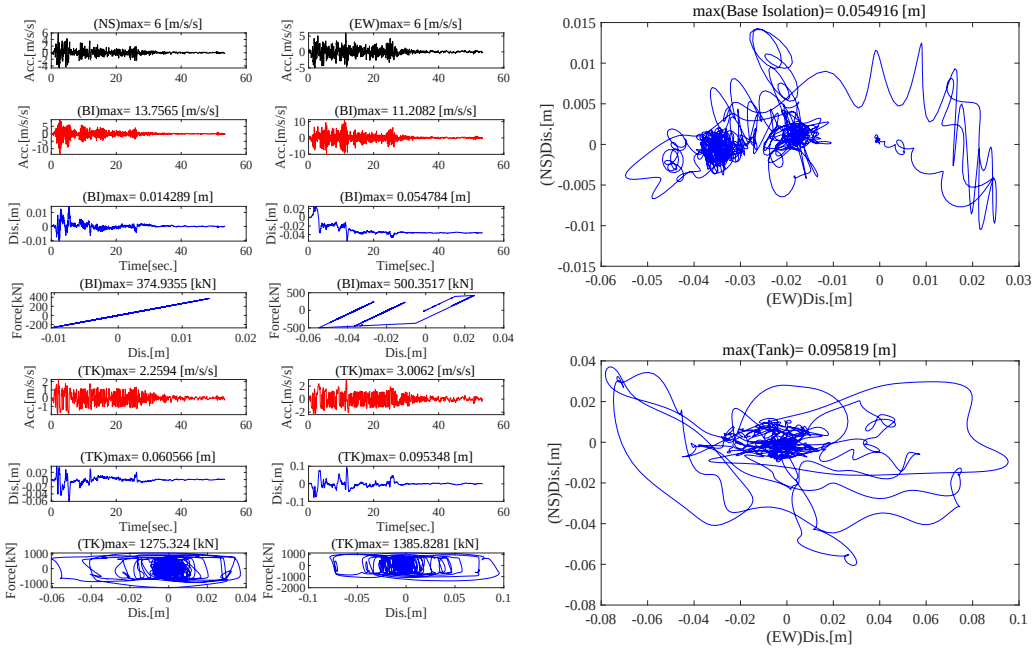
(b) 内容液 50%



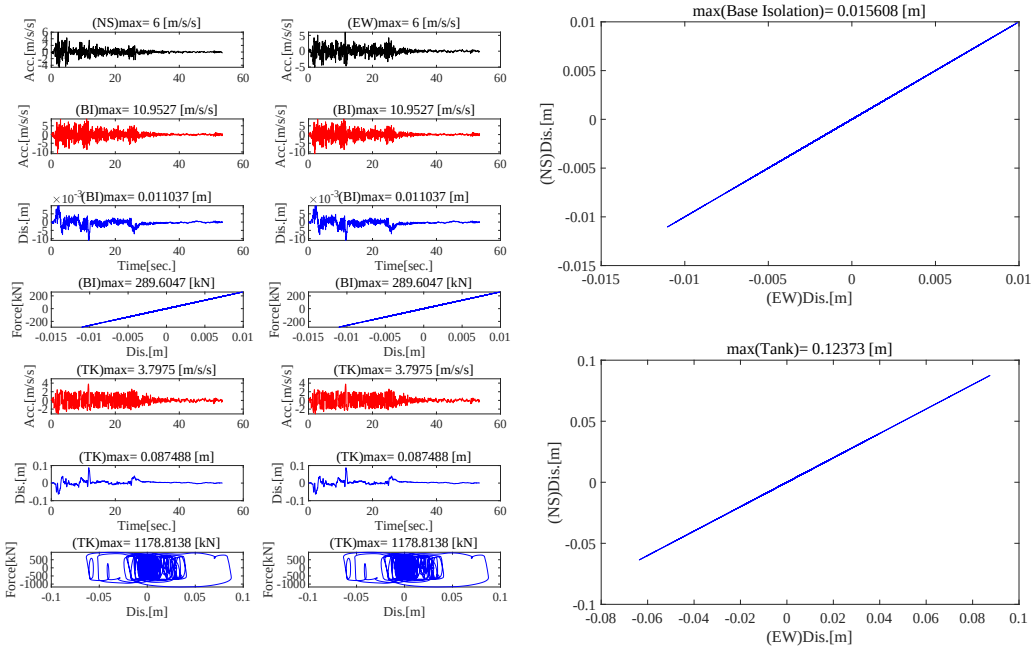
(c) 内容液 25%

付録図 6.4　制振時（摩擦減衰装置）の時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液による応答比較

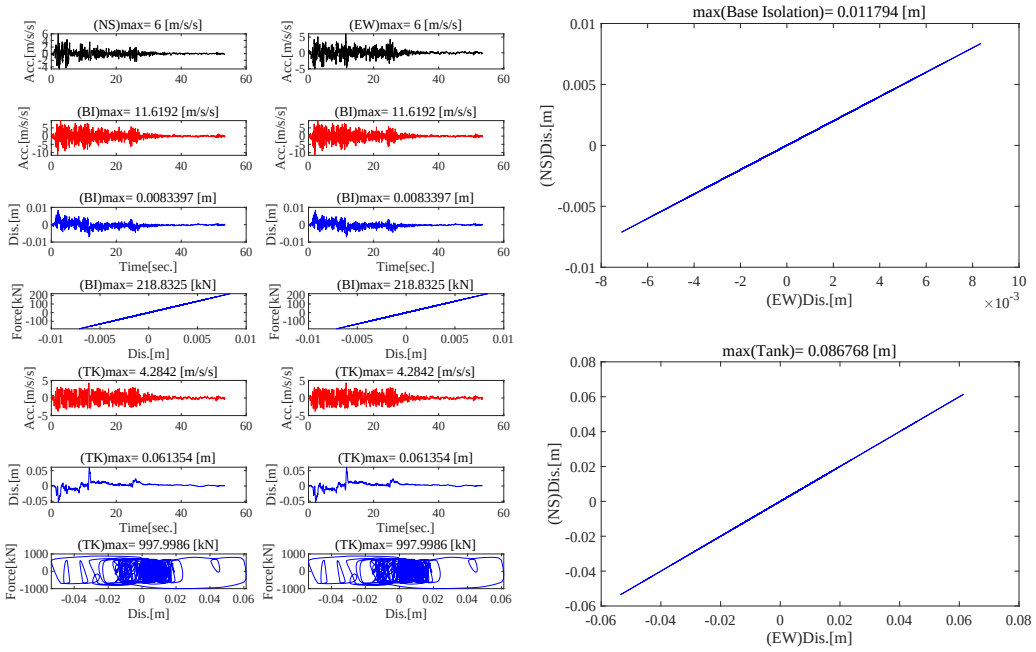
付録７　解析ケース７（支柱を支点として球形タンク部を吊り構造）



(a) 内容液 100%

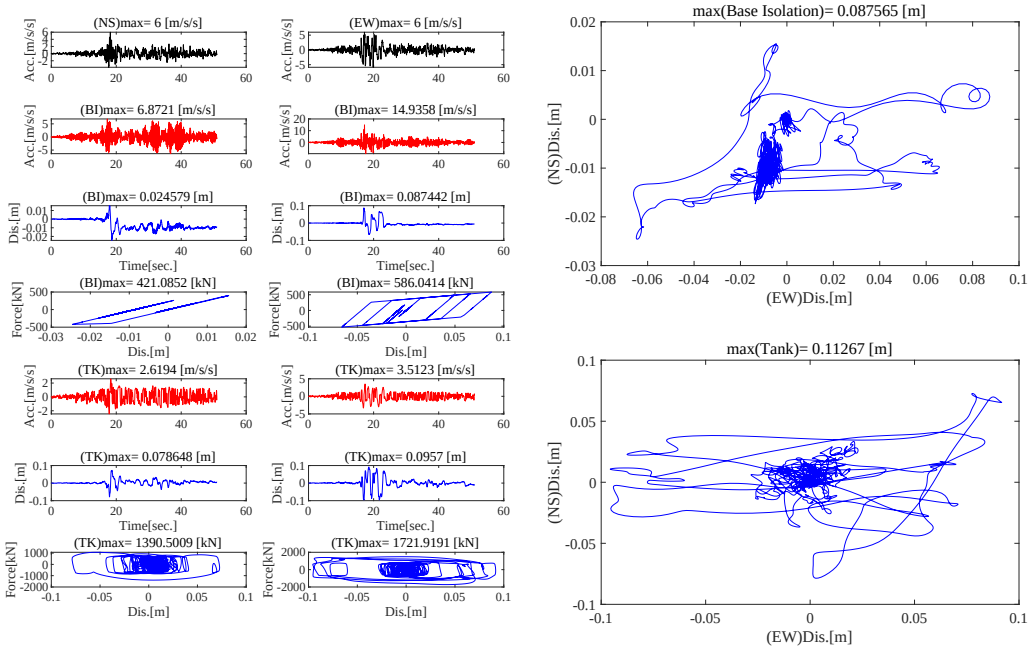


(b) 内容液 50%

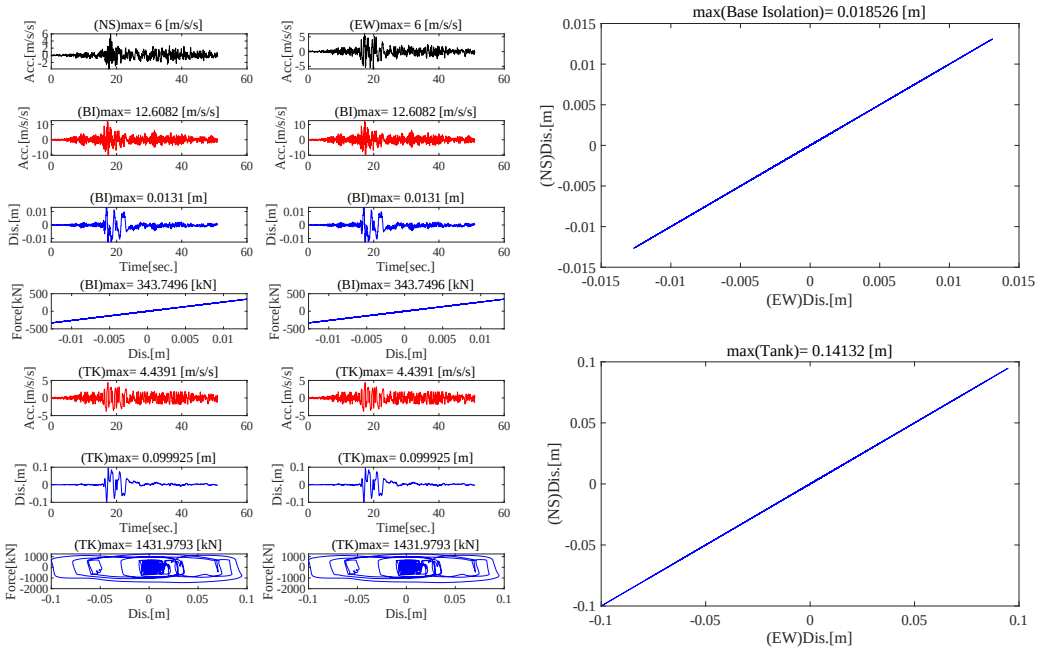


(c) 内容液 25%

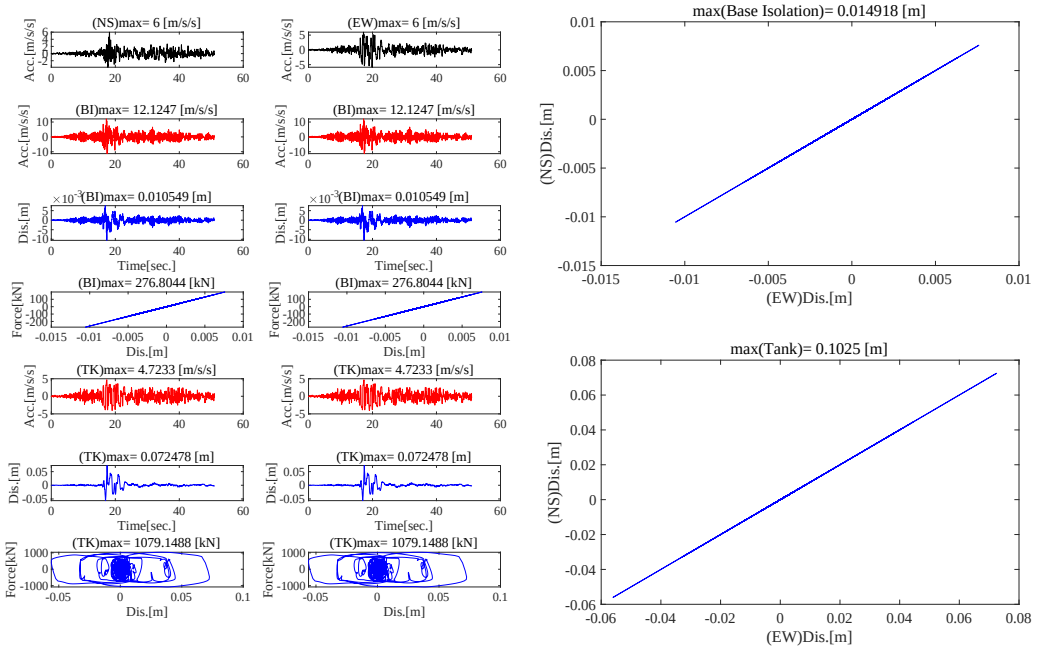
付録図 7.1　制振時の時刻歴応答（El Centro 波）：内容液による最大応答比較



(a) 内容液 100%

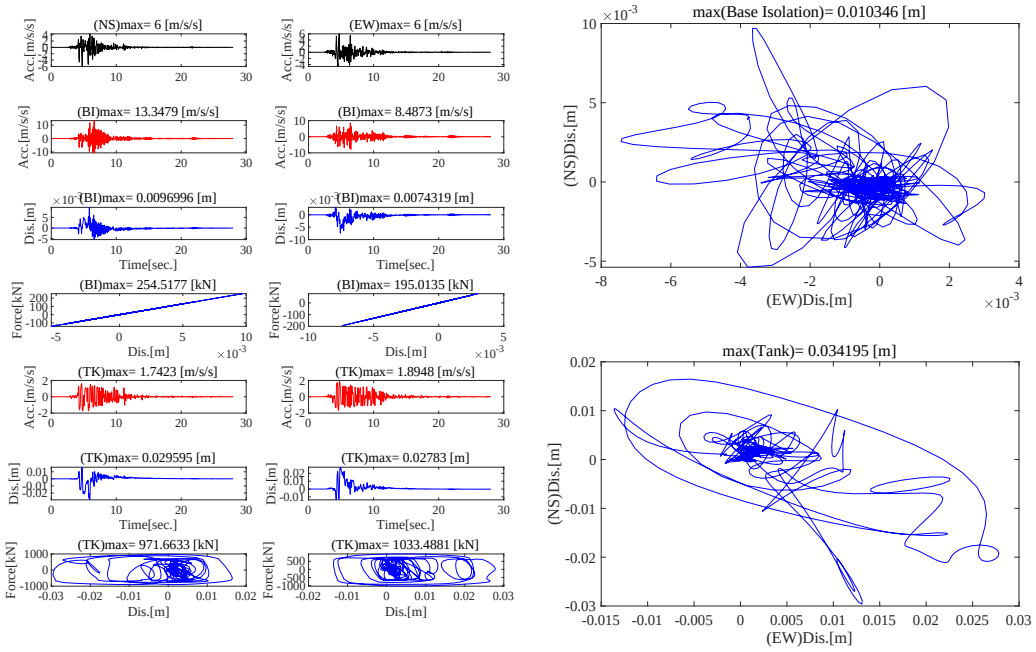


(b) 内容液 50%

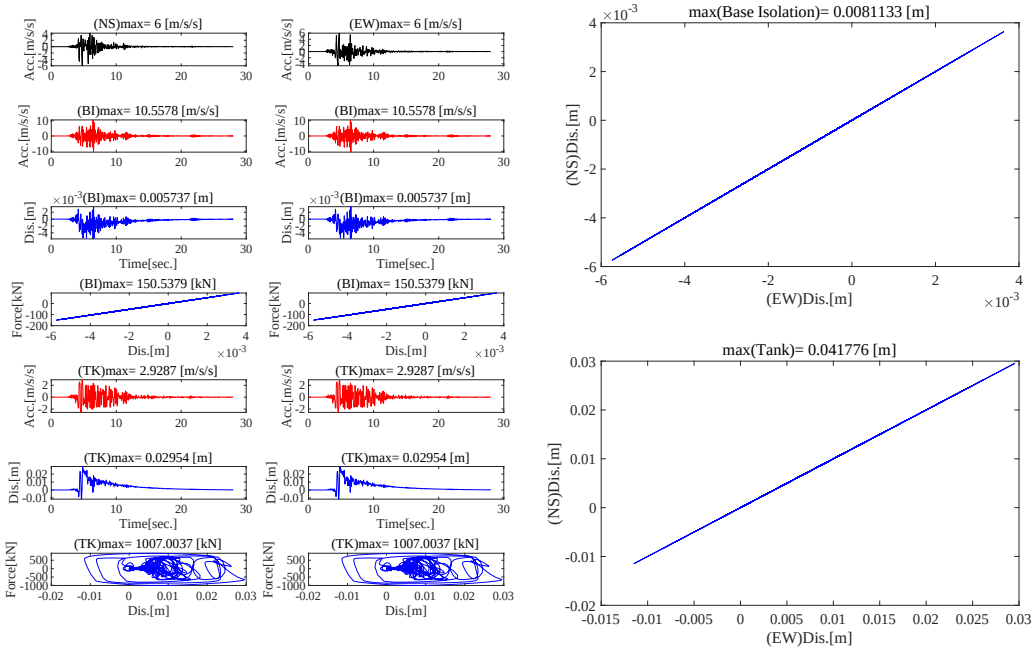


(c) 内容液 25%

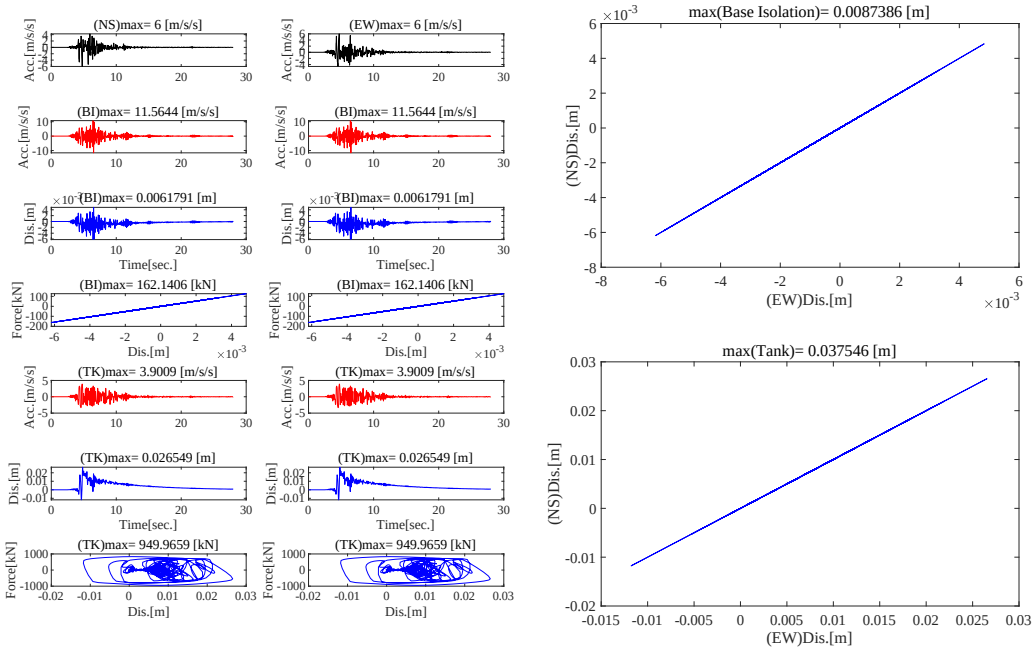
付録図 7.2　制振時の時刻歴応答（Hachinohe 波）：内容液による最大応答比較



(a) 内容液 100%

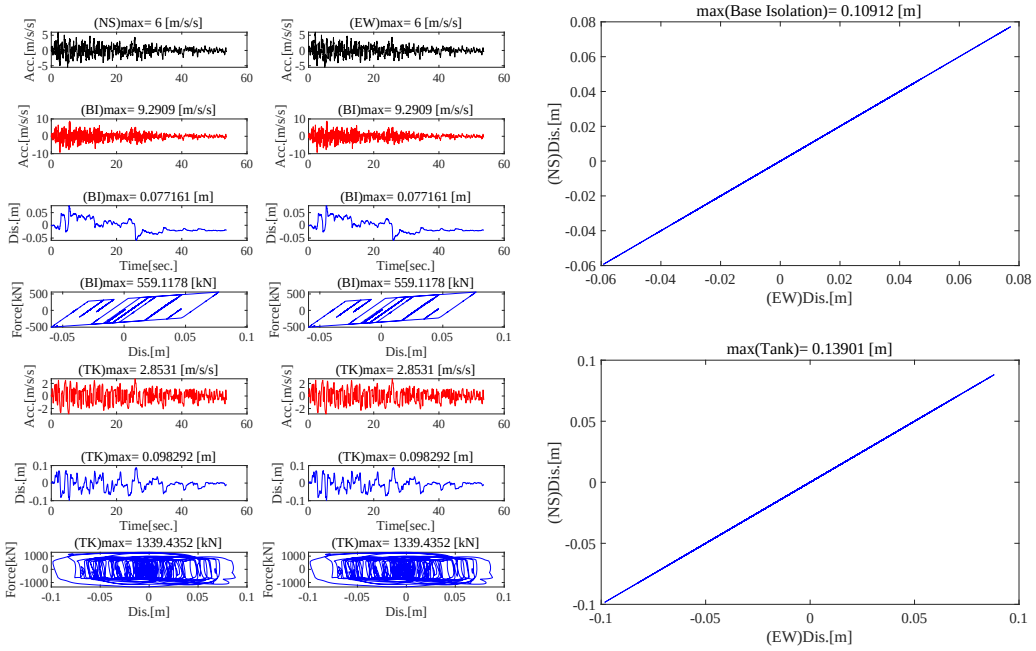


(b) 内容液 50%

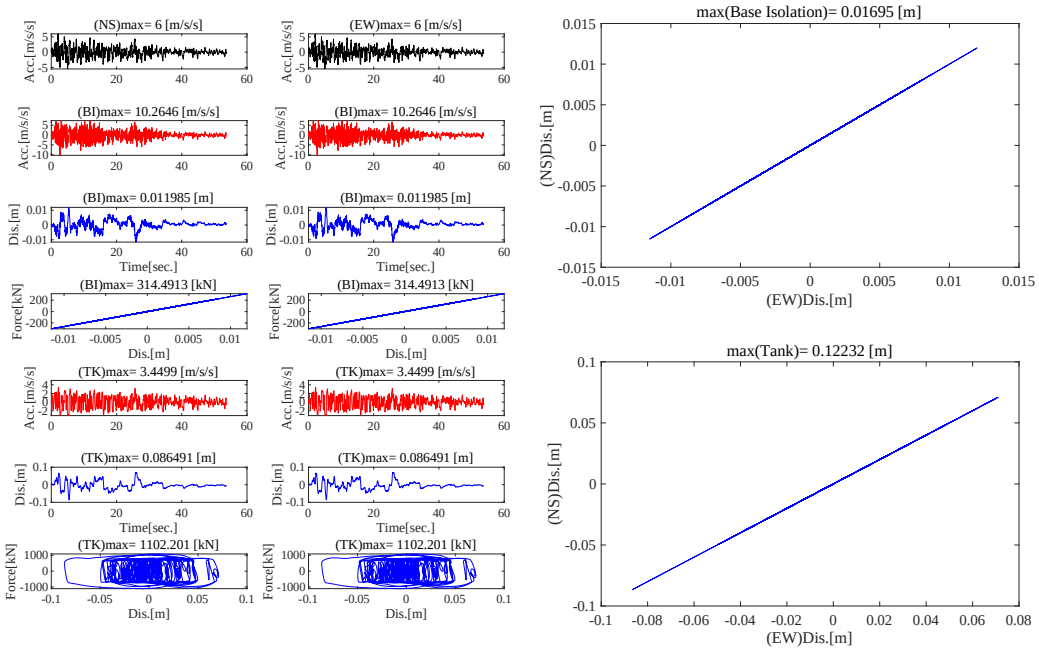


(c) 内容液 25%

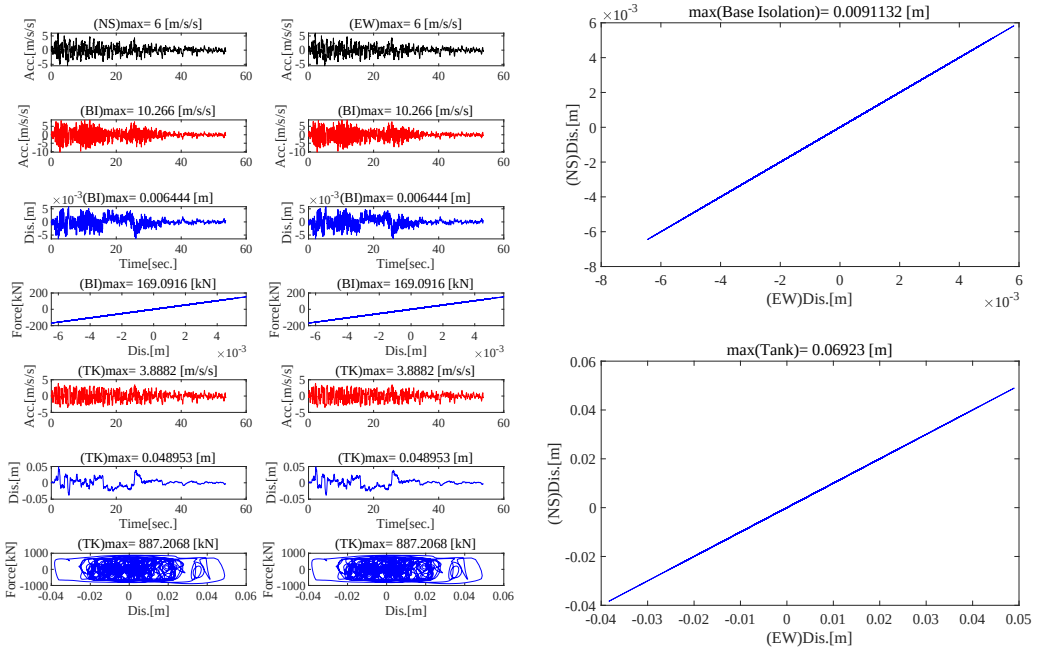
付録図 7.3　制振時の時刻歴応答（JMA Kobe 波）：内容液による最大応答比較



(a) 内容液 100%



(b) 内容液 50%



(c) 内容液 25%

付録図 7.4　制振時の時刻歴応答（スペクトル適合波）：内容液による最大応答比較

第Ⅴ章　まとめ

令和5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 地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性に関するケーススタディ

1995 年兵庫県南部地震における A 事業所の地盤の液状化・流動化の影響を踏まえ、地下水位低下工法による護岸背後地盤の流動変形抑制効果および実際の事業所を想定した高圧ガス設備の沈下や傾斜の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) A 事業所の護岸背後地盤に対する地下水位低下工法の効果

①液状化解析の結果、ケーソン護岸下の置換砂層の F_L は、護岸の前面側で 0.5 を下回る。一方、護岸直下や背後側では護岸等の荷重の影響により 0.6~1.0 の範囲となる。置換砂層の F_L は、護岸背後地盤の地下水位が低下しても大きく変化しない。

②液状化に伴う地盤流動変形は、ケーソン護岸前面の置換砂層の変形により、護岸が海側へ転倒し、背後地盤の埋土層も液状化による流動変形が生じる。地下水位を低下させることで埋土層の流動変形量は減少するが、護岸の転倒挙動は変化しない。

③護岸背後地盤の水平・鉛直変位は、地下水位が GL−1.5m 場合に護岸は海域側へ 2.3m 変位し、背後地盤の流動による影響範囲は 50m となる。地下水位を GL−3.0m や GL−5.0m に低下させると、護岸の変位量は 1.9m、1.3m と減少し、背後地盤の流動による影響範囲は 30m に縮小する。

④兵庫県南部地震時の航空写真測量結果と解析結果は概ね一致し、解析の妥当性が確認された。

(2) 実事業所を想定した高圧ガス設備に対する地下水位低下工法の効果

①地下水位が GL−1.5m と浅く、液状化層の FL が 0.6~0.8 程度の場合、高圧ガス設備の接地圧の違いによって不等沈下を生じる。パイプラックと横置円筒貯槽は 15cm、縦置円筒貯槽は 10cm 程度の沈下差が生じることが想定される。また、縦置円筒貯槽は接地圧が大きく、建物幅も狭いため、液状化に伴う不等沈下は大きく、傾斜角は 1.5 度(傾斜:26/1000)となる。

②地下水位を GL−3.0m まで低下させると、表層の非液状化層および液状化層の F_L が若干改善され、高圧ガス設備の接地圧の違いによる不等沈下は抑制される。しかし、パイプラックと横置円筒貯槽は 13cm、縦置円筒貯槽は 10cm 程度の沈下差が生じ、高圧ガス設備

間の沈下差を改善するまでには至らない。

③高圧ガス設備の隣接距離が 2m と狭いため、接地圧が同じ設備では同設備の中央が最も沈下し、その両脇の設備は中央部に向かって傾斜することが想定される。そして、地下水位低下により、GL−3.0m としても両脇の高圧ガス設備は約 1 度（傾斜：17.5/1000）の傾斜を生じる。

以上のことから、地下水位低下工法の有効性は、液状化による護岸背後地盤の流動変形を抑制し、その影響範囲と変位量の低減に効果的である。また、隣接する高圧ガス設備の不等沈下や傾斜を軽減し、同設備の安定性を向上させることが示唆される。ただし、これらの地盤の液状化に伴う流動変形は、地震外力の大きさによって変化するため、高圧ガス設備の配置や地盤構造を適切にモデル化することで、残留変形解析を用いて評価することが重要である。

1.2　高圧ガス設備の液状化対策指針に関する検討

令和 3 年度から令和 5 年度調査研究における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最新の知見を反映した指針を取りまとめた。

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 3 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

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。これまで、鹿島地区、京浜地区、四日市地区、堺・高石地区、水島地区、岩国・大竹地区、周南地区の 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。

今年度の調査研究では、京葉地区、新居浜地区、大分地区の 3 つのコンビナート地区を対象に、これまでと同様、経験的グリーン関数法の適用を基本とし、代表地点（強震観測地点）の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。検討結果をまとめると、表 2.1-1 のようになる。

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	京葉地区	K-NET姉崎	相模トラフ	2×8=16
			伏在断層	3×3=9
2	新居浜地区	JMA新居浜	南海トラフ	1×5=5
			中央構造線断層帯 (讃岐山脈南縁西部区間)	2×6=12
3	大分地区	JMA大分	南海トラフ	1×5=5
			中央構造線断層帯 (豊予海峡-由布院区間)	2×6=12

注）NS、EW、UD成分の地震波形を1セットとする。

2.2　サイトスペシフィック地震動の標準波の高度化に向けた検討

令和 5 年度調査研究で作成した標準波における以下の課題に対し、課題解決に向けた検討を行った。

①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。

②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。

具体的には、JMA 大分市長浜における地震観測記録を用いた地震動特性の分析と、想定地震の震源特性の違いによる地震動特性とその幅に関する検討を行った。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①JMA 大分市長浜において地震観測記録を用いて地震動特性を分析するとともに、近傍の地震観測点の地震観測記録との比率から、ほぼ地盤特性を表していると考えられる地震動の幅を示した。

②南海トラフの地震に対して 15 シナリオを設定してサイトスペシフィック地震動を計算し、震源特性の違いによる地震動の幅を検討した。また、地震観測記録から算出した地盤特性の違いによる地震動の幅と比較した結果、対象地点が 1 地点で、想定地震も 1 地震だけの検討であるが、地盤特性による地震動の幅は、震源特性の違いを反映したサイトスペシフィック地震動の幅よりも大きいことがわかった。これより、サイトスペシフィック地震動の評価には、地盤特性を反映することが重要で、例えば、中小地震を複数用いることなどが考えられる。

③対象地点がより震源に近い検討の例として、京葉コンビナート地区における相模トラフの地震のサイトスペシフィック地震動の幅について検討した。その結果、対象地点が異なるため、直接の比較ではなく参考ではあるが、地盤特性による地震動の幅と震源特性による地震動を幅が同程度となる可能性があることがわかった。

2.3　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローの見直しに関する検討

令和 2 年度～令和 4 年度調査研究では、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向け、耐震設計構造物の耐震性能評価フローを作成し、種々の検討を行い課題を取

りまとめてきた。サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローは、耐震設計の全体フロー、応答解析法の選定フロー、地震作用の設定フロー、耐震性能評価法のフローで構成される。このうち、応答解析法の選定フローにおいて、設備単体モデルを用い修正震度法やモード解析法といった従来の静的解析法を適用するパス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) 課題の整理

これまでの調査研究で取りまとめた課題と併せ、現状の課題を整理した。

（手法自体の課題）

①工学的基盤で設定されるサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が合理的である。これに対し、修正震度法やモード解析法を適用した場合、地震動や地盤構造の不確定性が十分反映されず、高圧ガス設備と基礎が別個に扱われるだけでなく、静的解析法と動的解析法が混在することとなり、一貫性のある設計とはならないことが危惧される。

②修正震度法やモード解析法を適用する場合、地表面加速度波形の応答スペクトルから設計修正水平震度を設定するが、震度を過小評価し危険側の設計となる可能性があり（加速度応答スペクトルの”谷”で震度を設定、弾性スペクトルで設備の長周期化を考慮できない等）、制約条件について検討する必要がある。

（適用上の課題）

③例示基準である KHKS0862（2018）では、現状、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計法について明確な規定はなく今後、基準化が必要である。耐震設計法の基準化に当たって、特に修正震度法やモード解析法の適用に当たっては、条件を明確にする必要がある。例えば、構造物の重要度や規模によって適用の可否を判断する、将来的に取り止めることを念頭に”当面の間”とか、大規模事業者である”コンビナート事業者には推奨しない”等といった適用条件を付記することが必要である。

④修正震度法やモード解析法の採用を取り止め、動的解析法のみを採用することに規制された場合、対応可能な事業者等は限られ、一般事業者への対処が必要である。また、地震動の大きさによっては耐震設計が成立しない可能性があると考えられ、特に既設構造物へ適用した場合、耐震補強が困難となることも考えられる。規制に当たっては、十分な議論や検討が必要である。

⑤同一サイトでは各設備の耐震設計において、動的解析法と修正震度法またはモード解析法の両手法の適用が可能であり、同一サイトで設備毎に適用する応答解析法が異なるケースも生じる。適用範囲等に関する方策が必要である（”良いとこ採り”が生じないようにする）。

⑥予算規模が小さい案件では、発注を上部設備は機械メーカー、基礎はゼネコンと分けることで簡易に行う場合がある。そのため、上部設備と下部工を個別に発注できるように簡易に耐震性能評価が可能な設計手法が望まれる。

（当面の課題）

⑦このパスの見直しには、まずは試設計（3ケース：動的解析、簡略化動的解析＋プッシュオーバー解析、修正震度法またはモード解析法）を実施して、設備-基礎-地盤の動的相互作用を考慮せず簡易な静的解析法を適用する場合は、入力や応答の不確定性にともなうリスクを回避するために大きな安全率を見込む必要がある。結果として、合理性を欠く過大な設計となる可能性が高い。そのため、静的解析法に基づく設計に対して動的解析法に基づく設計によってより合理的に安全性を確保できるといった試算結果を提示することが必要である。

(2)　見直し内容

以上のように、修正震度法やモード解析法といった従来の静的解析法を適用するパスには様々な課題があり、今後も継続的に見直しを行っていく必要がある。

このパスは基本的に推奨されず、以下の見直しを行った。

①パスの線を実線から破線に変更する。

②「サイトスペシフィック地震動の応答スペクトルの周波数特性を考慮して過小な入力とならないよう適切な対応を行うことが必要」という注釈を記す。

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

令和 5 年度事業の今後の課題を踏まえ、3.1 応力解析の規定案、3.2 配管の耐震設計法、3.3 接合部の評価法の見直し、3.4 許容塑性率評価法の見直し、3.5 平底円筒形貯槽の評価法の見直し、3.6 免震・制振技術の適用法案について以下の検討を実施した。

3.1　応力解析の規定案

令和 5 年度調査研究において検討した規定案について、モデル化方法の調査及び平底円筒形貯槽の FEM 解析を実施し、規定案の適用性について検討を行った。検討の結果、以下の規定案のとおり修正した。（修正箇所：赤字下線部）

【応力解析　規定案】

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。以下の文献が参考にできる。）

(a) 日本原子力研究開発機構、原子力規制委員会原子力規制庁委託事業「原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）」成果報告書、「原子炉建屋の 3 次元有限要素モデルを用いた地震応答解析手法に関わる標準的解析要領（受託研究）」 https://jopss.jaea.go.jp/pdfdata/JAEA-Research-2021-017.pdf

(b) 日本機械学会、発電用原子力設備規格 設計・建設規格【事例規格】弾塑性応答解析に基づく耐震 S クラス配管の耐震設計に関する代替規定 NC-CC0-008

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、

- 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。)
  - ■ 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、各々の部材ごとが崩壊荷重未満であることを確認するか、もしくは、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こと。
- 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。
  - ■ 構造不連続部以外は、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。
  - ■ 構造不連続部（接合部等）は、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。

(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。平底円筒形貯槽の下段の側板の塑性座屈及び側板とアニュラー板の構造不連続部については、局部崩壊を板厚内の塑性ひずみが 0.2%以上となる全断面降伏とすることができる。ただし、広範囲で全断面降伏する場合は除くものとする。

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。)。なお、オーステナイト系ステンレス鋼については、JSME　NC-CC-008 SEGP-1-2133 に規定される弾塑性特性を用いることができる（ただし、常温の強度を設計に用いる場合に限るものとする。)。また、低温貯槽にあっていは、運転温度における低温の材料強度を用いて Sm を求めてよい（ただし、「LNG 地上式

貯槽指針 3.1.1 内槽の許容応力」、「ASME Sec.VIII Div.1 Part ULT」等を参考に適切な低温の材料強度を採用した場合に限る。)。

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。

- 耐圧部材は、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。
- 支持構造部材は、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。

また、応力解析と対をなす現行基準（例示基準）の設計手法について課題抽出を行い、以下について議論を行った。

・サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計

サイトスペシフィック地震動を適用した場合、修正震度法やモード解析法といった従来の静的応答解析法を適用する様々な課題があり、今後も継続的に見直しが必要である。

・時刻歴応答解析規定の見直し

現行基準の地表面震度で基準化した地震波を用いた時刻歴応答解析によって設計した場合には、大規模地震による損傷可能性を排除できないと考えられることから、時刻歴応答解析の規定の見直し案（地表面震度での基準化を廃止）を作成した。

・対象地震について

応力解析規定案および現行基準では、現状 1 回の地震を対象としているが、前震・余震への対応の要否は重要な課題であり、今後継続的に議論が必要である。

3.2　配管の耐震設計法

機械学会で検討されている配管の耐震設計手法について検討されている「既設配管設備の地震リスク低減対策 実施ガイド」(案)（以下、JSME 配管ガイド）の精査を行った。JSME 配管ガイドは目視診断による評価が取り入れられており、対象は既設配管と考えられる（新設配管には適用が難しい)。

現在、既設配管の変更工事時に現行基準が適用されるか否かについては、1999 年 4 月の保安月報「既設配管の変更工事に伴う耐震告示適用配管の事例集」が参照されていることが多いと考えられるが、事例数には限りがある。JSME 配管ガイドは当該保安月報の事例集の代替とできる可能性があると考えられる。

3.3　接合部の評価法の見直し

令和 5 年度調査研究において、アンカーボルトと基礎コンクリートの接合部についての評価方法の見直しを実施した中で、塑性変形が生じる場合にあっては、SNR 材のアンカーボルトを採用することが望ましいという知見を得た。SNR 材のアンカーボルトの採用を可能とするため、現行例示基準の修正案を作成した。なお、現行例示基準は建築基準法関係の旧基準を多く採用し見直しが実施されていないことから、併せて最新基準に準じた規定を採用するよう見直しを実施した。

3.4　塑性率評価法の見直し

令和 2 年度調査研究において、現行のレベル 2 耐震性能評価法として規定されている許容塑性率評価法の見直しの検討を行い、塑性化によるエネルギー吸収と等価な減衰を考慮する耐震性能スペクトル法（非線形応答スペクトル法）を採用する方針とした。耐震性能スペクトル法ではプッシュオーバー曲線（構造物全体系の荷重と変位の関係）が必要となることから、令和 3～5 年度事業（令和 3～5 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）において作成した、球形貯槽（鋼管ブレース）、スカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース）のプッシュオーバー解析プログラムと同様にレグ支持塔のプッシュオーバー解析手法を構築し、プログラムを作成した。

また、令和 5 年度調査研究で作成したスカート支持塔及び球形貯槽（タイロッドブレース）のプログラムについては、FEM 解析結果とプログラムの計算結果を比較し、プログラムによる計算結果が問題ないことを確認した。

3.5　平底円筒形貯槽の評価法の見直し

令和 5 年度調査研究の検討課題の「内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎の評価」及び「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」について、FEM 解析を実施し検討を行った。

内外槽間保冷剤及び底部保冷基礎については、現行基準において評価対象となっていないものの、他基準等を参考に設計が行われており、耐震性能に大きな問題はないと考えられた。

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については、応答水平加速度が大きくなった場合には滑りが生じるが、内外槽間の距離に対し滑り量は十分小さいと考えられた。ただし、現行耐震基準において評価対象となっていない底板に応力が発生することから、評価対象への追加については、今後要否を検討が必要である。

3.6　免震・制振技術の適用法案

令和5年度調査研究の今後の課題を踏まえ、球形貯槽への制振装置の適用の検討を実施した。また、令和３年度調査研究で作成した免震制振構造物に関する規定案の見直しと現行基準への追加案を作成した。

令和 6 年度では、高圧ガス設備の中でも特徴的な構造を有する球形貯槽への免震・制振装置について複数の免震・制振形式を想定し、質点系解析モデル及び有限要素解析モデルを構築し

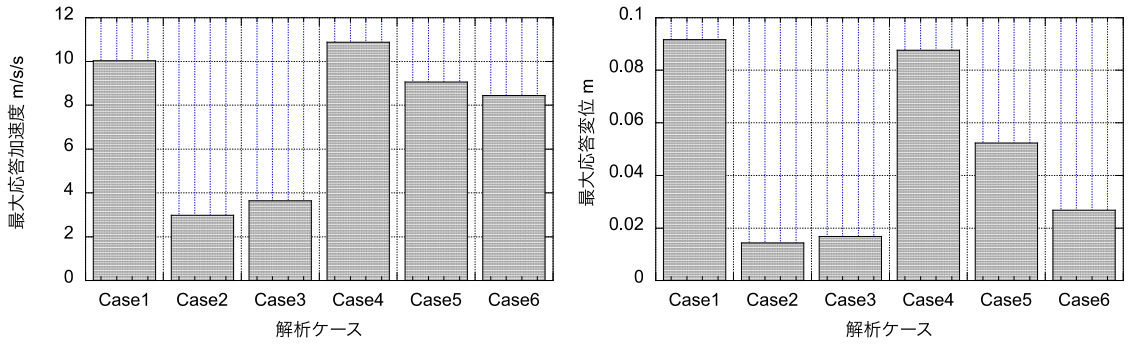
応答を評価した。解析に用いた入力地震動は、高圧ガス保安協会「高圧ガス指針」スペクトル適合波との整合を図り地表面加速度を 600gal に基準化して用いた。解析結果の応答については、南北（NS）方向、東西（EW）方向を独立に応答解析する場合と南北・東西方向を同時入力する場合について非線形時刻歴応答解析を実施し、二方向同時入力の場合には、南北方向と東西方向のベクトル合成した平面軌跡から最大応答を評価した。また、有限要素解析については、タンクの各部位に発生する応力、復元力、応答速度、応答変位について評価した。解析条件としては、一般に建築・土木構造物では生じないような解析対象構造物の質量が 3 倍以上変動することを考慮し、内容液を 3 段階で変化させた解析を実施した。応答解析に適用した免震・制振装置は、既存の装置・機構を参照し、現実的な観点で評価できるよう検討した。

免震装置の適用時の応答評価については、入力地震波に依存せず概ね 1/3 から 1/5 程度の免震効果が得られ、球形タンクの応答は、地表面 600gal に基準化した入力波に対して弾性範囲に最大応答が低減されていることを確認した。また、内容液の変動により大きく固有振動数が変化する対象構造物に対して、ここでは内容液 100%時で免震周期 2 秒程度になるよう高減衰積層ゴムを選定したが、内容液の減少により免震効果は若干低下する傾向となるものの免震層の考え方としては、内容液変動が生じる場合でも良好な免震効果が得られることを確認した。解析では、一般的な免震層をモデル化した条件と球形タンク脚柱下部に直接免震装置を導入する 2 種類について応答解析を実施した。結果として、従来の免震構造物のように免震層を設けずに対象構造物下部に直接免震装置を設置する場合には、装置の応答変位が脚柱剛性や球形タンク部質量などに影響を受け、装置の線形特性範囲内でのばらつきが生じることを確認した。

制振装置の適用時の応答評価については、減衰比 0.3 を目標として各種制振装置を検討した。結果が示すように、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度については制振装置の設置で概ね一定か若干増大する場合があるものの機械構造物にとって重要となる最大応答変位についてはブレース状配置で 20%から 30%程度、水平方向配置では、最大で 60%程度の良好な応答低減効果が得られることを確認した。ブレース配置と比較すると同じ仕様のオイルダンパーの本数を半数に減らしながら、応答低減効果の増大が確認された。次に、摩擦ダンパーを用いた履歴復元力特性による制振装置を想定した結果では、オイルダンパーと同様に、入力地震動により異なるものの内容液量の減少とともに最大応答加速度は概ね一定か増大するのに対して最大応答変位は減少する傾向が認められる。制振効果としては、最大応答加速度で 10%から 20%程度、最大応答変位については最大で 40%から 60%程度の良好な応答低減効果が得られることを確認できる。

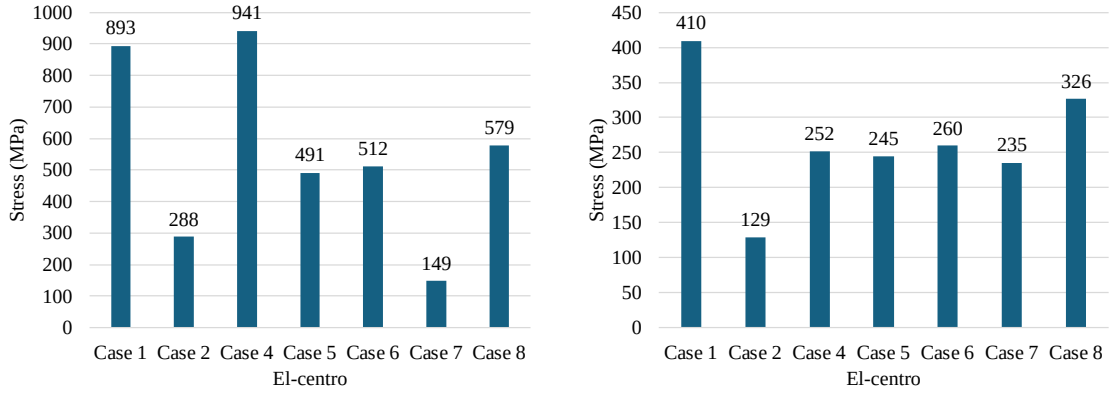
以上の解析結果について、図 3.1 に最大応答の比較、図 3.2 に脚柱上端部とタンク接合部及び下端部の最大応力の比較を示す。免震構造は、最大応答加速度と最大応答変位とともに耐震設計上重要な設計対象部である脚柱上端部と球形タンクの接合部、及び脚柱下端部と基礎接合部に生じる応答を大きく低減できることが示され、建築・土木構造物と同様に地震時及び地震後のシステム機能維持の観点では効果的な性能が期待できると考えられる。制振構造は、オイルダンパー、摩擦ダンパーなど建築・土木構造物での実績がすでに確認されている制振形式を

含めて解析を実施し、機械構造物にとって重要となる応答変位の地震時の低減効果については十分に期待できることが確認された。



(a)最大応答加速度　　(b)最大応答変位

図 3.1 球形タンク部の最大応答の比較



(a) 上部脚部とタンク接合部の最大応力　　(b) 下部脚部と基礎接合部の最大応力

図 3.2 脚柱上端部とタンク接合部及び下端部の最大応力の比較

免震構造は、球形タンクのような内容液量により対象構造物の質量が大きく変動する構造物に対しての免震層の設計方法について、質量変動幅の中央値などを丁寧に把握し免震層の設計条件を詳細に計画することが必要である。また、従来の免震構造物のように免震層を設けずに対象構造物下部に直接免震装置を設置する場合には、応答変位に生じるばらつきを十分に踏まえ安全性が担保されるよう検討する必要がある。さらに、免震層で生じると考えられる最大応答変位を詳細に把握し、球形タンクのシステム機能維持で重要な位置付けとなる配管等接合要素における変形性能に十分配慮することが重要な留意事項となる。地盤変状に対しても同様に配慮する必要がある。

制振構造は、等価減衰比 0.3 を想定したオイルダンパー仕様に対して設置角度に起因してダンパーの変形量が小さくなることから、制振装置の適正な配置方法について詳細に解析し、間柱方式など限られた設置スペースに対する制振装置の有効な配置方法を検討する必要である。

また、粘性、粘弾性、摩擦など減衰要素やその適用方法についてもより詳細な検討を継続し球形貯槽に適した制振装置のあり方を検討する必要がある。

4. 今後の課題

4.1 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きた。今年度の調査研究で全国コンビナート 10 地区について、標準波の検討が終了した。サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るためには、準コンビナート地区（苫小牧，宮城，新潟，名古屋，兵庫，宇部）についても同様の検討が必要である。

②標準波の高度化に向け、引き続き課題解決に向けた以下の検討を行う必要がある。

・他の地点や、異なる地震のタイプの想定地震に対しても同様の検討を行い、サイトスペシフィック地震動の標準波を高度化することが重要である。その際、十分に検討できなかった中小地震の地震動特性（経時特性、包絡特性、方位依存性など）についても分析する必要がある。

・経験的グリーン関数法に用いる中小地震の観測記録に対して、地表観測記録から工学的基盤に引き戻しを行っている。地表観測記録を工学的基盤に引き戻した際に、特に地盤の応答の短周期成分にかかわる表層付近の微細な構造が反映されていない場合もあると考えられる。その結果、設計対象構造物の周波数応答特性によっては過大な地震動入力による設計となるリスクが懸念される。このことは長周期成分についても生じうるリスクであり、工学的基盤への地震動を引き戻すための地盤構造の精度の向上が必要である。

・標準波は大きめの評価が含まれるように配慮しているが、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震源モデルや断層モデルの設定には現時点では不確定性があり、より合理的な設定方法を検討する必要がある。

・レベル 2 地震動相当の地震観測記録を用い、標準波の算定方法の妥当性を検証するとともに、必要に応じて標準波の算定方法の改定等につなげていくことが必要である。

③サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フローのうち応答解析法の選定フローにおいて、修正震度法やモード解析法といった従来の静的解析法を適用するパスには様々な課題があり、今後も継続的に見直しを行っていく必要がある。当面の課題として、まずは試設計（3 ケース：動的解析、簡略化動的解析＋プッシュオーバー解析、修正震度法またはモード解析法）を実施して、動的解析法を適用することの合理性を確認することが必要である。設備-基礎-地盤の動的相互作用を考慮せず簡易な静的解析法を適用する場合は、入力や応答の不確定性にともなうリスクを回避するために大きな安全率を見込む必要がある。結果として、合理性を欠く過大な設計となる可能性が高い。そのため、静的解析法に基づく設計に対して動的解析法に基づく設計によってより合理的に安全性を確保できるといった試算結果を提示することが必要である。

④その他、以下の課題が挙げられる。

・サイトスペシフィック地震動を適用する場合、地盤調査を適切に実施する必要があるが、調査方法、位置、間隔、深度や調査・試験項目を詳細に記載した手引書が高圧ガス分野にはなく、地盤調査に関わる手引書を作成する必要がある。

・複数の標準波の中から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を選定するが、選定のための解説書等の作成が必要である。

4.2 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

３.に示す検討の結果より、今後検討が必要な課題は以下の通り。

- 平底円筒形貯槽の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）
- 平底円筒形貯槽のスロッシング流体力によるドーム屋根の評価
- 平底円筒形貯槽の耐震基準の詳細規定化（他基準のLNG、アンモニア等のタンクの設計指針に準じた包括的な耐震設計指針）
- 既存配管系の現行基準適用規定（JSME配管ガイドの採用、耐震診断技術者認証制度等）
- 配管の重要度（リスクに応じた重要度の設定）
- 代替評価法（係数0.5の見直しまたは廃止）
- サイトスペシフィック地震動を適用した場合の設計手法の確立
- サイトスペシフィック地震動を適用した場合の応答解析規定案の検討
- サイトスペシフィック地震動を適用した場合の連成解析規定案の検討
- 時刻歴応答解析に用いるレベル1設計地震動
- 対象地震（前震、余震）の見直し要否
- サイトスペシフィック地震動を考慮した免震制振構造の選定方法
- 平底円筒形貯槽への免震制振構造の適用方法
- 内容液が大きく変動する構造物に対しての免震層の設計方法
- 直接免震装置を設置する場合の応答変位のばらつき
- 球形貯槽にオイルダンパーをブレース状配置する場合の適正な配置方法
- ブレース交差部摩擦による履歴復元力特性を有する制振装置の設置方法（タイロッドブレース交差部での摩擦、鋼管ブレース形式への適用）
- 耐震基準体系の国際基準整合化（ISO2349、信頼性設計法、限界状態設計法等の導入）検討
- 地域別地震動の見直し（地域係数、重要度係数等の見直し）