

令和 2 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 3 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。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靱化が我が国の喫緊の課題となっています。

国土強靱化において、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たところです。

今年度は昨年度の調査研究をさらに進め、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ならびにワーキンググループ設置し、指導、助言を得て調査を進めてまいりました。本委員会ならびにワーキンググループ活動に当たっては、ご多忙のところ、熱心に取り組んでいただいた委員長、主査及び委員の方々、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 3 年 3 月

高圧ガス保安協会

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委員会 委員名簿

〔委員長〕

安田 進 東京電機大学 名誉教授

〔委 員〕

小林 英男 東京工業大学 名誉教授

小林 信之 青山学院大学 名誉教授

久田 嘉章 工学院大学 建築学部 まちづくり学科 教授

古関 潤一 東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻 教授

渡邊 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

盛川 仁 東京工業大学 環境・社会理工学院 教授

古屋 治 東京電機大学 理工学部 機械工学系 教授

朝倉 純 神奈川県 暮らし安全防災局 消防保安課

高圧ガス・コンビナートグループ 技師

森村 高幸 三重県 防災対策部 消防・保安課 主幹

池田 雅俊 元 株式会社プラント耐震設計システムズ

注) 敬称略、順不同

〔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

**液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループ
委員名簿**

[主 査]

盛川 仁 東京工業大学 環境・社会理工学院 教授

[委 員]

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 地震災害研究部門 耐震基礎研究分野 准教授

渡邊 健治 東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻 准教授

大友 敬三 一般財団法人電力中央研究所 研究アドバイザー

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

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 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

注) 敬称略、順不同

**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ワーキンググループ
委員名簿**

[主 査]

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

因幡 和晃 東京工業大学 環境・社会理工学院 准教授

稲葉 忠 (有限会社プラント地震防災アソシエイツ 取締役)

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・環境プラントカンパニー
低温プラント総括部 水素プロジェクト部 水素プロジェクト課 担当課長

田附 英幸 株式会社 IHI プラント エンジニアリングセンター 機器設計部 主幹

吉岡 樹男 ENEOS 株式会社 技術計画部 プロジェクト技術グループ
プリンシパルススペシャリスト

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
ChAS プロジェクト部 耐震・防災セクション 配管グループ
グループリーダー

注) 敬称略、順不同

目 次

ページ

第 I 章 調査概要	I -1
1. 調査目的	I -2
2. 調査内容	I -2
2.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価	I -2
2.2 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	I -2
2.3 その他の検討	I -2
3. 調査期間	I -4
4. 調査方法	I -4
第 II 章 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価	II -1
II -1 基本方針・全体調査研究計画の概要	II -1-1
II -2 文献調査・耐震設計設備及び杭基礎の想定・遠心模型振動実験モデルの設定	II -2-1
1. 検討概要	II -2-2
2. 既往研究の文献調査	II -2-2
3. 耐震設計設備及び杭基礎の想定	II -2-4
4. 遠心模型振動実験モデルの設定	II -2-5
4.1 実験モデル	II -2-5
4.2 上部設備の固有値解析	II -2-11
II -3 遠心模型振動実験の予備解析	II -3-1
1. 検討概要	II -3-2
2. 解析モデル	II -3-2
3. 解析定数	II -3-7
3.1 構造部材	II -3-7
3.2 地盤	II -3-9
4. 入力地震動	II -3-12
5. 解析結果	II -3-13
5.1 固有値解析結果	II -3-13
5.2 3次元 FEM 有効応力解析結果	II -3-15
II -4 地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験	II -4-1
1. 検討概要	II -4-2
2. 実験条件	II -4-2

2.1	実験装置	II-4-2
2.2	実験モデル	II-4-3
2.3	計測器配置	II-4-4
2.4	入力地震波	II-4-6
2.5	実験ケース	II-4-7
3.	実験結果	II-4-8
3.1	実験結果（ケース0：微小スウィープ加振）	II-4-8
3.2	実験結果（ケース1：地震波入力）	II-4-11
3.3	実験結果（ケース2：正弦波入力）	II-4-26
3.4	実験結果（ケース3：静的加力）	II-4-42
4.	まとめ	II-4-46
第Ⅲ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		Ⅲ-1
1.	検討概要	Ⅲ-2
2.	現状の圧力容器設計の整理	Ⅲ-3
2.1	JIS B8266 附属書8の概要	Ⅲ-3
2.2	特定設備検査の概要	Ⅲ-4
3.	検討内容	Ⅲ-9
3.1	応力解析	Ⅲ-9
3.2	ノズル部評価	Ⅲ-13
3.3	接合部評価	Ⅲ-15
3.4	許容塑性率評価	Ⅲ-17
3.5	その他	Ⅲ-21
4.	まとめ	Ⅲ-22
5.	今後の課題	Ⅲ-23
第Ⅳ章 その他の検討		Ⅳ-1
Ⅳ-1 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローに関する検討		Ⅳ-1-1
1.	検討概要	Ⅳ-1-2
2.	耐震設計の全体フロー	Ⅳ-1-3
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	Ⅳ-1-2
3.1	応答解析法の選定フロー	Ⅳ-1-5
3.2	地震作用の設定フロー	Ⅳ-1-8

3.3 耐震性能評価法のフロー	IV-1-10
参考資料：業界からの意見	IV-1-11
IV-2 レベル1地震動の見直しに関する検討	IV-2-1
1. 検討概要	IV-2-2
2. 設計地震動の見直し	IV-2-3
2.1 設計基準の調査（その1：レベル1地震動の定義と設定位置）	IV-2-3
2.2 設計基準の調査（その2：レベル1地震動の大きさ）	IV-2-4
2.3 レベル1地震動の見直しの方向性と課題	IV-2-10
3. 液面揺動の設計地震動の見直し	IV-2-14
参考資料：業界からの意見	IV-2-15
IV-3 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討	IV-3-1
1. 検討概要	IV-3-2
2. 道路橋示方書（2017）との比較	IV-3-2
3. 見直しの方向性	IV-3-10
参考資料：地盤の液状化判定結果の比較例	IV-3-12
IV-4 免震・制振技術に関する検討	IV-4-1
1. 検討概要	IV-4-2
2. 検討方法	IV-4-2
3. 検討内容	IV-4-3
3.1 令和元年度調査研究における制振装置の課題の整理	IV-4-3
3.2 近年の制振技術の適用事例	IV-4-5
3.3 基本的な制振技術の適用の考え方	IV-4-12
3.4 塔類への制振技術の適用の考え方	IV-4-14
3.5 配管への制振技術の適用の考え方	IV-4-31
3.6 制振技術の高圧ガス施設への導入に関するヒアリング調査	IV-4-32
4. まとめ	IV-4-38
第V章 まとめ	V-1
1. 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価	V-2
1.1 基本方針・全体調査研究計画の概要	
文献調査・耐震設計設備及び杭基礎の想定・遠心模型振動実験モデルの設定	
遠心模型振動実験の予備解析	V-2
1.2 地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験	V-2
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-5

3. その他の検討	V-8
3.1 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の 耐震性能評価フローに関する検討	V-8
3.2 レベル1地震動の見直しに関する検討	V-8
3.3 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討	V-11
3.4 免震・制振技術に関する検討	V-12
4. 今後の課題	V-13
4.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価	V-13
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-14
4.3 その他の検討	V-14
参考資料：今後の検討課題（令和元年度調査研究）	V-16

参考資料Ⅱ-1(1)：既往研究の文献調査結果

参考資料Ⅱ-1(2)：例示基準による遠心模型振動実験モデルの設計

参考資料Ⅱ-4(1)：模型杭の引張試験結果

参考資料Ⅱ-4(2)：遠心模型振動実験の詳細手順

参考資料Ⅱ-4(3)：遠心模型振動実験の計測器仕様

参考資料Ⅱ-4(4)：遠心模型振動実験結果のデータ

参考資料Ⅱ-4(5)：追加予備解析（その1）（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

参考資料Ⅱ-4(6)：追加予備解析（その2）（境界：剛土槽，入力：振動台観測波形，杭：実強度）

参考資料Ⅳ-4(1)：ラグ支持構造物の設置に関する留意事項

第 I 章 調査概要

1. 調査目的

近い将来発生が予想されている南海トラフ地震や首都直下地震等の大規模地震に備え、平成25年度より高圧ガス設備等耐震設計基準の見直しについて調査研究を実施してきた。一連の調査研究を通じて、高圧ガス設備を設置する各地点において予想される地震動（サイトスペシフィック地震動）を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識され、仕様規定の高圧ガス設備等耐震設計基準が性能規定化されて、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示に改正された（平成30年11月14日公布、令和元年9月1日施行）。

この改正を踏まえ、平成30年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業（新たな高圧ガス設備等耐震設計基準・耐震性能評価方法の検討に向けた調査研究）（以下、平成30年度調査研究という）では、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に関する検討を行った。また、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）（以下、令和元年度調査研究という）では、高圧ガス設備の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・高度化に関する検討を行い、耐震設計フローの構築、設計用下限地震動・位相特性・長周期地震動に関する検討、地震動予測・耐震設計の例示等を行ったところである。

令和元年度調査研究では、耐震設計設備の耐震性能に比べ相対的に基礎の耐震性能が低く、特に液状化地盤では例示基準である高圧ガス保安協会規格KHKS0861（2018）「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル1）」、KHKS0862（2018）「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル2）」で設計された基礎が破壊する可能性が指摘された。また、高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法には多くの課題が残されていること等が指摘された。

本事業においては、今後想定される大規模地震に対する高圧ガス設備の耐震性向上のため、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

令和元年度調査研究を踏まえ、大規模地震を念頭に以下の検討を実施し、高圧ガス設備の耐震設計手法の高度化を図る。

2.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

- ・地盤の液状化を考慮した振動実験を行うため、適切な耐震設計設備及び杭基礎を想定し、予備解析を実施して実験モデルを構築する。
- ・構築した実験モデルを用い、地盤の液状化を考慮した振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータを取得する。また、併せて耐震設計設備の地震時挙動を評価する。

2.2 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

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性を踏まえ、見直しに向けた検討を行う。

2.3 その他の検討

令和元年度調査研究で指摘された今後の課題（耐震設計フロー、レベル1地震動、液状化、免震・制震関連等）のうち、優先度の高い課題を抽出し、課題解決に向けた検討を行う。

3. 調査期間

令和元2年8月19日（委託契約締結日）～令和3年3月31日

4. 調査方法

本調査では、以下に示すとおり有識者による委員会及びワーキンググループを設置し、指導、助言を得て調査を行った。同委員会及び同ワーキンググループの委員名簿は既掲のとおりである。同委員会及び同ワーキンググループの開催実績を表4-1～表4-3に示す。

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委員会

- └ 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループ
- └ 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ワーキンググループ

表 4-1 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委員会の開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 2 年 9 月 7 日(月)	オンライン
第 2 回	令和 2 年 12 月 14 日(月)	オンライン
第 3 回	令和 3 年 2 月 8 日(月)	オンライン
第 4 回	令和 3 年 3 月 4 日(木)	オンライン

表 4-2 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討
ワーキンググループの開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 2 年 9 月 7 日(月)	オンライン
第 2 回	令和 2 年 10 月 30 日(金)	オンライン
第 3 回	令和 3 年 1 月 28 日(木)	オンライン
第 4 回	令和 3 年 2 月 22 日(月)	オンライン

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
ワーキンググループの開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 2 年 9 月 7 日(月)	オンライン
第 2 回	令和 2 年 11 月 27 日(金)	オンライン
第 3 回	令和 3 年 1 月 21 日(木)	オンライン
第 4 回	令和 3 年 2 月 26 日(金)	オンライン

第Ⅱ章 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の 地震時挙動の評価

Ⅱ-1 基本方針・全体調査研究計画の概要

基本方針として、新設の高圧ガス設備を対象に、少なくともレベル2地震動に対しては地盤の液状化が発生する可能性があることを念頭に本調査研究を実施する。図-1に全体調査研究計画の検討フローを示す。

- ①本調査研究では、複数年にわたる検討を想定する。
- ②今年度の調査研究として、最初に関連する既往研究の文献調査を行う。特に、同様の模型振動実験（ただし、非液状化地盤）を扱った平成28年度調査研究の文献調査を行う。文献調査結果は、次年度以降の調査研究にも併せて参考とする。
- ③既往研究の文献調査結果を踏まえ、適切な耐震設計設備及び杭基礎を想定し、予備解析を実施して実験モデルを構築する。構築した実験モデルを用い、地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータを取得する。また、併せて耐震設計設備の地震時挙動を評価する。
- ④次年度以降の調査研究として、地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験結果（杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動）に対し、3次元FEM有効応力解析によるシミュレーション解析を実施し、解析手法・モデルの妥当性を検証、評価する。シミュレーション解析は、実験モデル構築のために実施した予備解析を基本に実施する。
- ⑤妥当性が検証、評価された3次元FEM有効応力解析により、種々の実機モデルに対してシミュレーション解析を実施する。
- ⑥3次元FEM有効応力解析によるシミュレーション解析結果に基づき、簡易解析手法・モデルを構築する。簡易解析手法・モデルとして、動的相互作用を考慮し、耐震設計設備－基礎－地盤連成系の梁ばねモデルによる動的あるいは静的非線形解析について検討する（図-2参照）。
- ⑦以上の検討により、高圧ガス設備の耐震設計手法の高度化を図る。

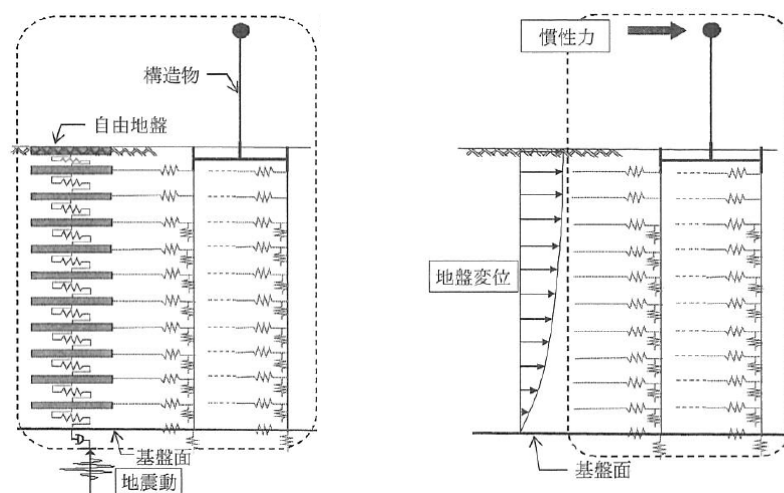
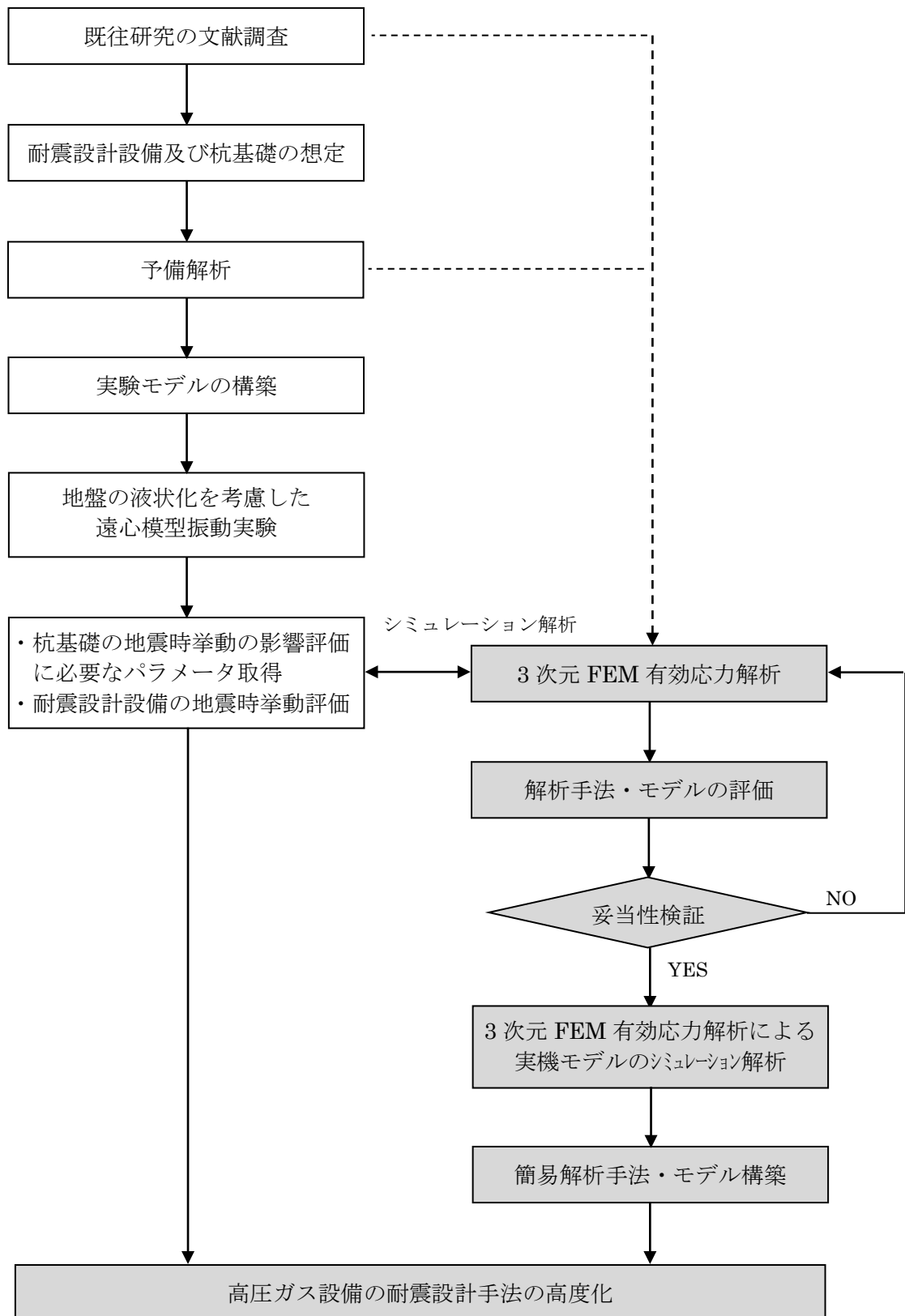


図-2 耐震設計設備－基礎－地盤連成系の梁ばねモデルによる動的あるいは静的非線形解析のイメージ



注) ■ : 次年度以降の検討

図-1 全体調査研究計画の検討フロー

Ⅱ-2 文献調査・耐震設計設備及び杭基礎の想定・ 遠心模型振動実験モデルの設定

1. 検討概要

関連する既往研究の文献調査を行った。特に、同様の遠心模型振動実験（ただし、非液状化地盤）を扱った平成 28 年度石油精製業保安対策事業（高圧ガス設備等耐震設計基準の性能規定化に向けた調査研究）（以下、平成 28 年度調査研究という）の文献調査を行い、検討の対象とする耐震設計設備及び杭基礎を想定した。想定した耐震設計設備及び杭基礎に対し、平成 28 年度調査研究を参考にして遠心模型振動実験モデルを設定した。

2. 既往研究の文献調査

地盤の液状化や杭基礎の耐震性を扱った振動実験やシミュレーション解析に関する既往研究の文献調査を行った。同様の遠心模型振動実験（ただし、非液状化地盤）を扱った平成 28 年度調査研究ならびに表 2-1 に示す既往研究の文献調査を行った。同表の各既往研究の概要は、巻末の「参考資料Ⅱ-2(1)：既往研究の文献調査」に示す。

表 2-1 既往研究の文献調査リスト

No.	文 献
【高圧ガス保安協会関連】	
1-1	安田進・田村修次・高木正栄・森本巖：液状化地盤中の杭の動的相互作用に関する実大振動実験，第 34 回地盤工学研究発表会講演集，pp.2029-2030，1999.
1-2	山本裕司・石原研而・田村修次・高木正栄：液状化流動地盤における実大杭の挙動，第 34 回地盤工学研究発表会講演集，pp.2031-2032，1999.
1-3	R.オレンセ・安田進・高木正栄・森本巖：液状化流動地盤における実大杭の地盤反力係数の推定，第 34 回地盤工学研究発表会講演集，pp.2033-2034，1999.
1-4	Susumu YASUDA, Kenji ISHIHARA, Iwao MORIMOTO, Rolando ORENSE, Masatoshi IKEDA, Shuji TAMURA：LARGE-SCALE SHAKING TABLE TESTS ON PILE FOUNDATIONS IN LIQUEFIED GROUND, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1474, 2000.
1-5	Rolando ORENSE, Kenji ISHIHARA, Susumu YASUDA, Iwao MORIMOTO, Masahiro TAKAGI：SOIL SPRING CONSTANTS DURING LATERAL FLOW OF LIQUEFIED GROUND, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2099, 2000.
【防災科学技術研究所（E-ディフェンス）関連】	
2-1	田端憲太郎・佐藤正義・時松孝次・鈴木比呂子：E-ディフェンスによる液状化地盤中の杭基礎の震動実験（その 1：大型せん断土槽を用いた水平地盤実験の概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.705-706，2008.
2-2	吉澤睦博・佐藤正義・田端憲太郎：E-ディフェンスによる液状化地盤中の杭基礎の震動実験（その 2：Densification モデルによる事前予測解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.707-708，2008.
2-3	福武毅芳・佐藤正義・田端憲太郎・田地陽一：E-ディフェンスによる液状化地盤中の杭基礎の震動実験(その 3：R-O モデルとおわんモデルによる事前予測解析)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.709-710，2008.

2-4	鈴木比呂子・時松孝次・佐藤 正義・田端憲太郎：Eーディフェンスによる液状化地盤中の杭基礎の震動実験（その4 群杭内の応力分布），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.711-712，2008.
2-5	福武毅芳・田端憲太郎：液状化解析プログラム HiPER を用いた大型模型実験の事前予測解析，地盤工学会誌，pp.30-33，Vol.64，No.8，2016.
2-6	Y. Otsuka, Y. Tamari, T. Ichimura, M. Hori, S. Yasuda：VALIDATION OF A 3D FEM MODEL FOR THE LIQUEFACTION ANALYSIS OF SOIL-PILE-STRUCTURE SYSTEMS, 17th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.C001642, 2020.
【国立研究開発法人 土木研究所関連】	
3-1	岩崎敏男・龍岡文夫・坂場義雄・野間博伸：流動化する砂層中の動的挙動に関する模型振動実験，第12回土質工学研究発表会，1977
3-2	Tatsuoka, F., Tokida, K., Yoshida, S. and Maruyama, I.: Shake table tests on dynamic behaviors of pile foundation model in liquefying sand layers, Proc. of 5th Japan earthquake engineering Symposium, Tokyo, 1978
【公益財団法人 鉄道総合技術研究所関連】	
4-1	佐名川太亮・西岡英俊・松浦光佑・樋口俊一・戸田和秀・妙中真治：液状化地盤におけるシートパイル補強杭基礎の地震時挙動に関する実験および数値解析的検討，地盤工学ジャーナル，Vol.12，No.2，2017.
【一般財団法人 電力中央研究所関連】	
5-1	金谷守・河井正・佐藤博：強震時における飽和砂地盤中の杭基礎挙動に関する基礎的検討，電力中央研究所報告 U03031, 2004
【清水建設株式会社関連】	
6-1	佐藤正義：遠心力場における構造物・群杭基礎一地盤系の液状化実験，第29回土質工学研究発表会，pp.961-962, 1994
6-2	佐藤正義・大槻明：遠心力場における構造物・群杭基礎一地盤系の液状化実験（その2），第30回土質工学研究発表会，pp.1099-1100, 1995
6-3	宮田和・佐藤正義：遠心振動実験による既設タンクの液状化対策工の評価，第32回土質工学研究発表会，pp.1135-1136, 1997
6-4	佐藤正義・田地陽一・吉成勝美・村上一夫：杭剛性による液状化防止効果の評価に関する遠心振動実験，第32回土質工学研究発表会，pp.943-944, 1997
6-5	佐藤正義・田蔵隆：鉄筋篇ンクリート杭基礎の液状化挙動に関する遠心振動実験，第34回土質工学研究発表会，pp.2025-2026, 1999
6-6	眞野英之・社本康広：遠心模型実験に基づく基礎底面以深の液状化が根入れ部の地震時土圧に与える影響，日本建築学会構造系論文集 第74巻 第645号，pp.2045-2051, 2009
6-7	眞野英之・社本康広：非液状化層厚と根入れ深さの違いによる根入れ部に作用する地震時土圧の変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.649-650, 2009
6-8	眞野英之・周友昊：外周壁状部材による地震時地盤変位に起因する杭応力の低減効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.521-522, 2016
6-9	眞野英之・周友昊：外周壁状部材による地震時地盤変位に起因する杭応力の低減効果（その2）壁に生じる応力，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1277-1278, 2017

3. 耐震設計設備及び杭基礎の想定

既往研究の文献調査結果を踏まえ、検討の対象とする耐震設計設備及び杭基礎を想定した。遠心模型振動実験（ただし、非液状化地盤）を扱った平成 28 年度調査研究と同様に、鋼管ブレース形式の球形貯槽（貯蔵容量 100m³）を対象とした。

検討対象の球形貯槽の構造諸元を図 3-1 に示す。構造諸元は、KHKS0861（2018）、KHKS0862（2018）に準拠して設定した。地盤は表層厚 10m で地下水位は GL-2.0m とし、N 値 10 の均一な砂層（細粒分含有率 FC=0%）の液状化地盤を想定した。基礎は杭基礎とし、1 支柱 1 本の鋼管杭配置とした。設定の詳細は、巻末の「参考資料Ⅱ-2(2)：例示基準による遠心模型振動実験モデルの設計」に示す。

【形 式】 鋼管ブレース形式球形貯槽

【貯蔵容量】 100m³

【主要寸法・材質等】

球 殻：5,760 ϕ ×13.6t SPV490Q

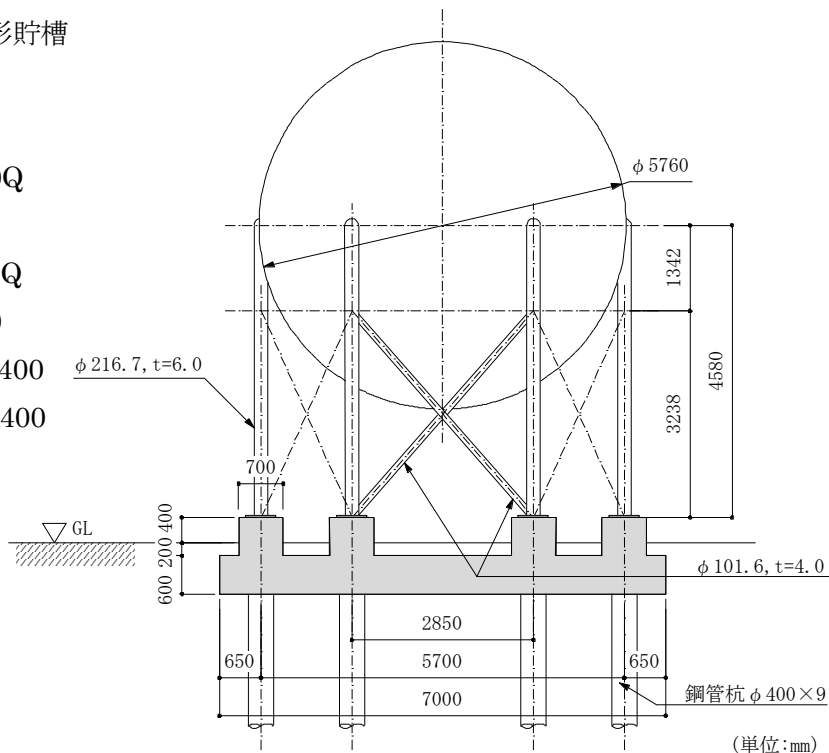
支柱本数：6 本

上部支柱：216.7 ϕ ×6.0t SPV490Q

下部支柱：216.7 ϕ ×6.0t STK400

鋼管ブレース：101.6 ϕ ×4.0t STK400

鋼 管 杭：6 本，400 ϕ ×9.0t SKK400



【耐震設計仕様】

重 要 度：I_a $\beta_1=1.0$

地域区分：特 A 地区 $\beta_2=1.0$

地盤種別：第 3 種地盤 $\beta_3=2.0$

地震動のレベルに基づく係数： $\mu_k=1.0$ （レベル 1 地震動），2.0（レベル 2 地震動）

水平方向の応答倍率： $\beta_5=2.6 \times 1.18$

地表面水平震度： $K_H=0.15 \mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3=0.300$ （レベル 1 地震動），0.600（レベル 2 地震動）

設計修正水平震度： $K_{MH}=\beta_5 K_H=0.920$ （レベル 1 地震動），1.841（レベル 2 地震動）

設備の固有周期：0.229s

図 3-1 検討対象の球形貯槽の構造諸元

4. 遠心模型振動実験モデルの設定

4.1 実験モデル

前節 3.で想定した球形貯槽（実機モデル）に対し、平成 28 年度調査研究を参考にして遠心模型振動実験モデルを設定した。平成 28 年度調査研究と同様に、遠心模型振動実験は 30G 場で実施することとし、実験モデルは表 4.1-1 に示す相似則を基本に縮小モデルとし、図 4.1-1 に示すとおり単純化した実験モデルを設定した。目標とする遠心模型の寸法、重量、部材断面及び固有周期に関する基本条件を表 4.1-2 に示す。実験モデル設定の詳細は、以下に示すとおりである。

- ① 球殻及び基礎版は、支柱や杭の取合いを考慮してアルミ製（A5052）の円盤とする。球殻円盤の重心位置は実機モデルに合わせ、球殻と有効液重量が実機モデルと合うように円盤の形状寸法を設定した（表 4.1-3 参照）。基礎版円盤についても同様に、実機モデルの基礎版重量（ペデスタル含む）と合うように円盤の形状寸法を設定した（表 4.1-3 参照）。

なお、鋼管杭及び支柱と球殻及び基礎版の取合いは、エポキシ樹脂による剛接合とする。また、杭先端にはアルミ版を設置し、同様にエポキシ樹脂による剛接合とする。

- ② 鋼管ブレースは省略し、6 本の支柱のみのモデル（鋼管、SS400）とする。鋼管ブレースの剛性を支柱の剛性に反映させ、実機モデルと等価な剛性となるよう構造仕様を設定した（表 4.1-4 参照）。

次節(2)で、上部設備の固有値解析を実施して実験モデルの固有周期を算定し、実機モデルの固有周期との整合性を調べ、実験モデルの妥当性を確認している。

- ③ 鋼管杭は鋼管（SS400）とする（表 4.1-4 参照）。鋼管杭の製作は、既製品の鋼管を NC 旋盤を用いて削り出すことから、鋼管の内径サイズは既製品の内径サイズに依存して決定した。上記の支柱についても同様である。

地盤については、砂地盤（珪砂 7 号）とし、N 値 10 を念頭に軟弱地盤とするよう相対密度 $D_r=50\%$ を目標として作成する。珪砂 7 号の材料特性、粒度分布は、表 4.1-5、図 4.1-2 に示すとおりである。また、地盤底部には、液状化に伴う間隙水圧上昇に伴い、消散を図るため小砂利層（珪砂 3 号）を設ける。本実験では地盤の液状化を模擬することから、地下水として相似則（相似比 $\lambda=30$ ）を考慮し、水の 30 倍の粘性を有するシリコンオイルを用いる。地下水位は地表面とする。実験に用いる土槽については、側方境界での反射波の影響を除去するため、せん断土槽を用いる（図 4.1-3 参照）。

本実験の目的は、地盤の液状化を考慮した振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータを取得することである。次節「Ⅱ-3 遠心模型振動実験の予備解析」で、3 次元 FEM 有効応力解析を実施し、遠心模型振動実験モデルにおいて地盤の液状化や杭基礎の破壊を確認している。

表 4.1-1 遠心模型振動実験（30G 場）で適用する相似則

長さ	$L_m = \frac{1}{\lambda} L_p$
時間	$T_m = \frac{1}{\lambda} T_p$
質量	$m_m = \frac{1}{\lambda^3} m_p$
重量	$W_m = \frac{1}{\lambda^2} W_p$
加速度	$\alpha_m = \lambda \alpha_p$
速度	$V_m = V_p$
変位	$\delta_m = \frac{1}{\lambda} \delta_p$
慣性力	$W_m = \frac{1}{\lambda^2} W_p$
ヤング率	$E_m = E_p$
応力	$\sigma_m = \sigma_p$
ひずみ	$\varepsilon_m = \varepsilon_p$
ばね定数	$k_m = \frac{1}{\lambda} k_p$
振動数	$f_m = \lambda f_p$
周期	$T_m = \frac{1}{\lambda} T_p$

注) λ : 相似比 (=30)

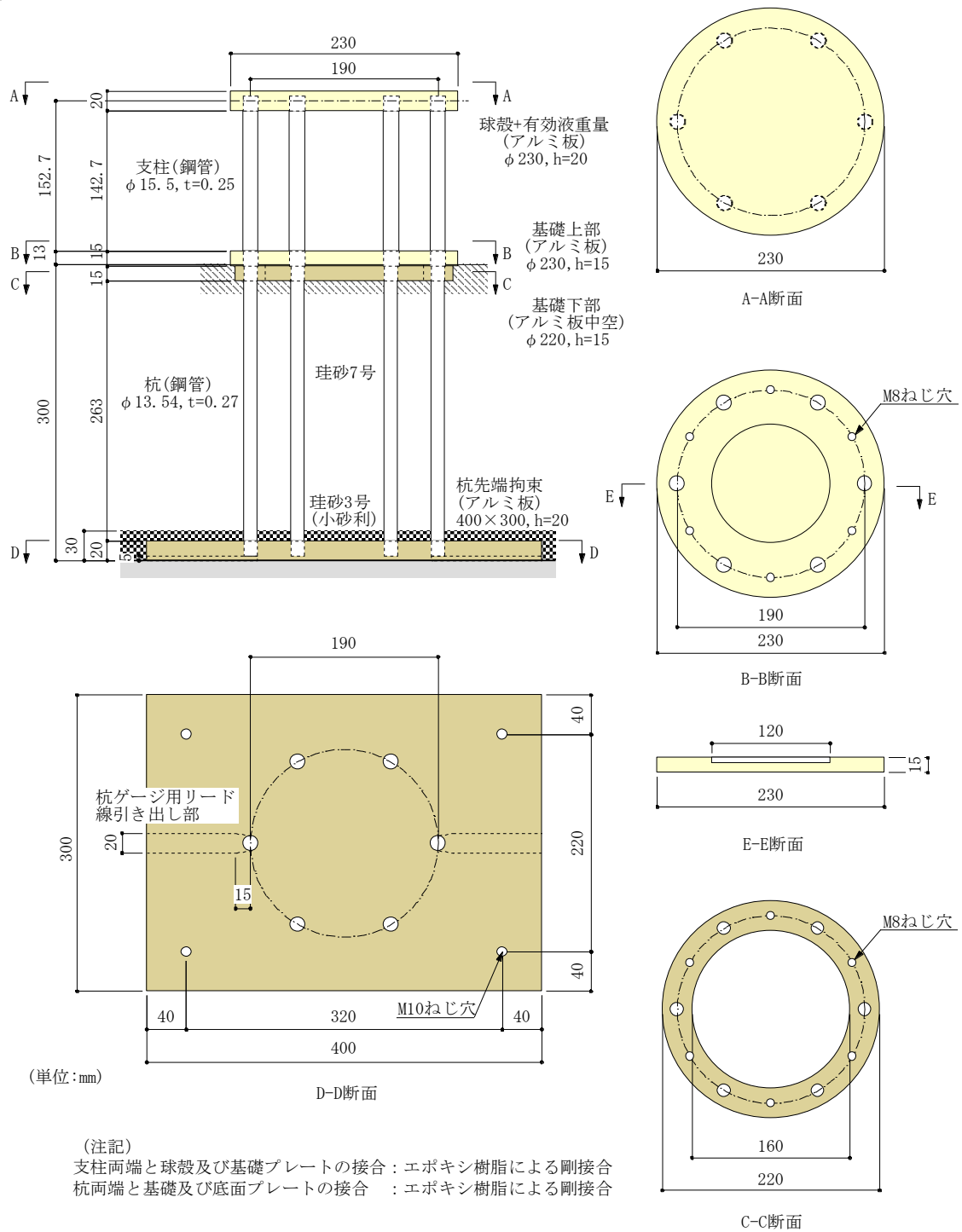


図 4.1-1 遠心模型振動実験モデル

表 4.1-2 目標とする遠心模型の寸法、重量、部材断面及び固有周期に関する基本条件

部位	項目	縮尺 *1	実機モデル	遠心模型(目標)
球形貯槽	球殻+有効液重量	$1/\lambda^3$	581140 N	21.52 N
	基礎版重量 (ペデスタル含む)	$1/\lambda^3$	596500 N	22.09 N
	球殻外形寸法	$1/\lambda$	5760 mm	192 mm
	球殻重心高さ	$1/\lambda$	4580 mm	152.7 mm
	支柱中心を結ぶ円の直径	$1/\lambda$	5700 mm	190 mm
支柱 *1	直径 $\phi \times$ 肉厚 t	$1/\lambda$	216.7×6 mm	7.22×0.30 mm
ブレース *2	直径 $\phi \times$ 肉厚 t	$1/\lambda$	101.6×4 mm	3.39×0.13 mm
基礎版	基礎版重量 (ペデスタル含む)	$1/\lambda^3$	596500 N	22.09 (N)
鋼管杭 *3	杭径 $\phi \times$ 肉厚 t(400mm×9mm)	$1/\lambda$	398×8 mm	13.3×0.27 mm
上部構造	固有周期	$1/\lambda$	0.2286 秒	0.00762 秒

注) *1 : 縮尺 λ は 30 とする (遠心加速度 30G)。

*2 : 遠心模型ではブレースは考慮せず、実機モデルの固有周期と整合するように支柱の剛性・寸法で調整する。

*3 : 鋼管杭は腐食代 1mm を考慮する。

表 4.1-3 遠心模型における貯槽及び基礎版の重量

部位	目標とする重量		模型重量	
球形貯槽 (円盤)	21.52	N	21.84	N
基礎版 (円盤)	22.09	N	21.95	N

表 4.1-4 遠心模型における支柱及び杭の断面形状 (材種 : SS400)

目標とする基本断面形状		模型の断面形状	
支柱	ϕ 7.22mm×0.3mm	支柱	ϕ 15.5mm×0.25mm
ブレース	ϕ 3.39mm×0.13mm	—	—
杭	ϕ 13.3mm×0.27mm	杭	ϕ 13.54mm×0.27mm

注) 支柱及び杭は既製品の鋼管から削り出して製作する。

表 4.1-5 珪砂 7 号の材料特性

項目	記号	単位	値
平均粒径	D_{50}	mm	0.147
土粒子比重	G_s	—	2.635
最小密度	$\rho_{\min}$	g/cm^3	1.206
最大密度	$\rho_{\max}$	g/cm^3	1.539
最大間隙比	$e_{\max}$	—	1.185
最小間隙比	$e_{\min}$	—	0.712
乾燥密度	ρ_d	g/cm^3	1.351
相対密度	D_r	%	49.60
間隙比	e	—	0.950

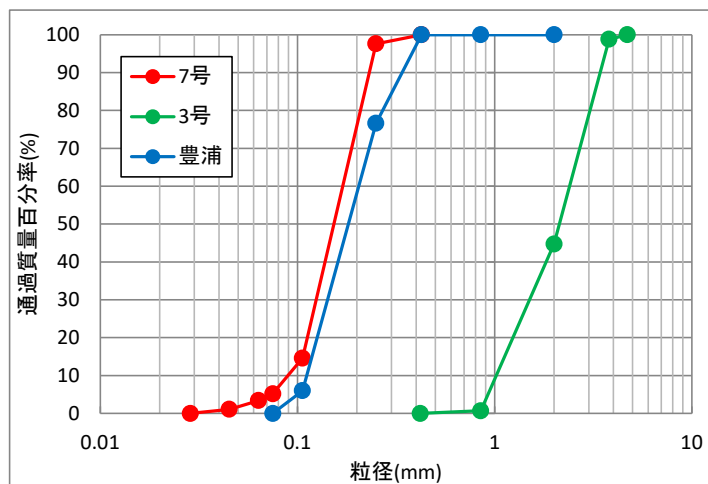
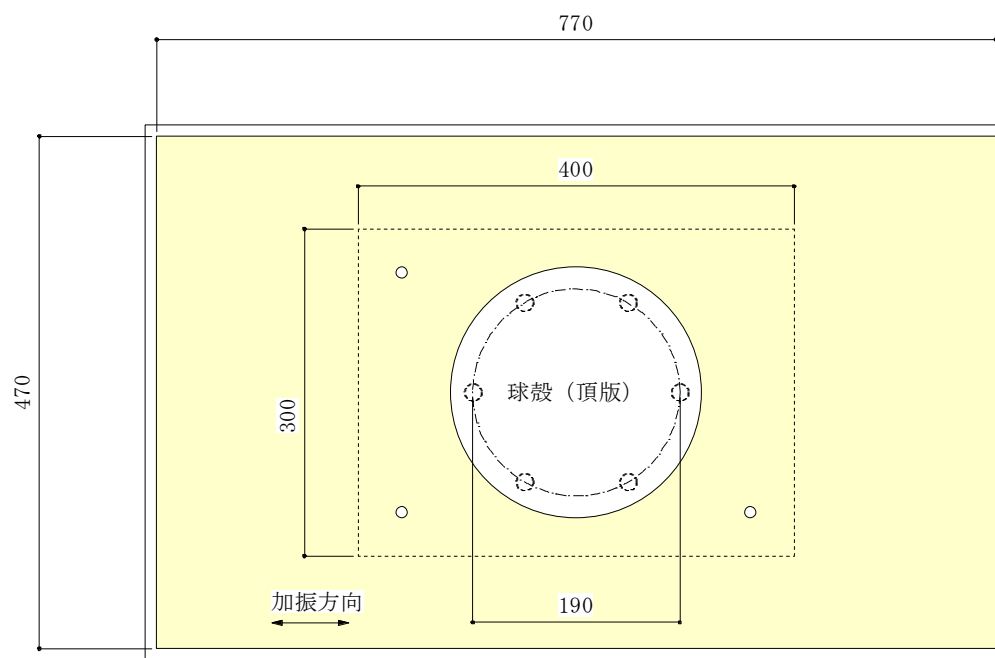
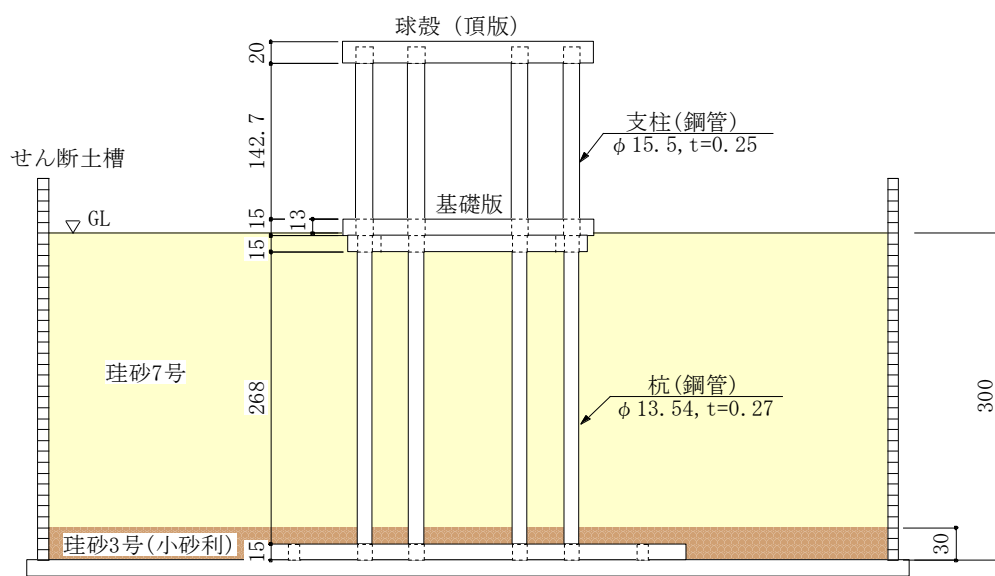


図 4.1-2 珪砂 7 号の粒度分布



平面図



側面図

(単位:mm)

図 4.1-3 セン断土槽の形状寸法

4.2 上部設備の固有値解析

上部設備の遠心模型振動実験モデルの固有周期を確認するため、3次元 FEM モデルによる固有値解析を実施した。解析モデルは、球殻+有効液重量に相当するアルミ版をシェル要素、支柱を梁要素でモデル化した。支柱下端は、固定とした。固有値解析に用いる解析モデル、使用材料の材料定数及び杭の断面性能を図 4.2-1、表 4.2-1 及び表 4.2-2 に示す。

固有値解析より得られた 1 次及び 2 次固有振動モードと固有周期を図 4.2-2 に示す。目標とする遠心模型振動実験モデルの上部設備の固有周期は 0.00762 秒（実機モデルの固有周期 0.229 秒）で、解析結果の 1 次固有周期は 0.00747 秒であり、設定した遠心模型振動実験モデルは概ね妥当と考えられる。

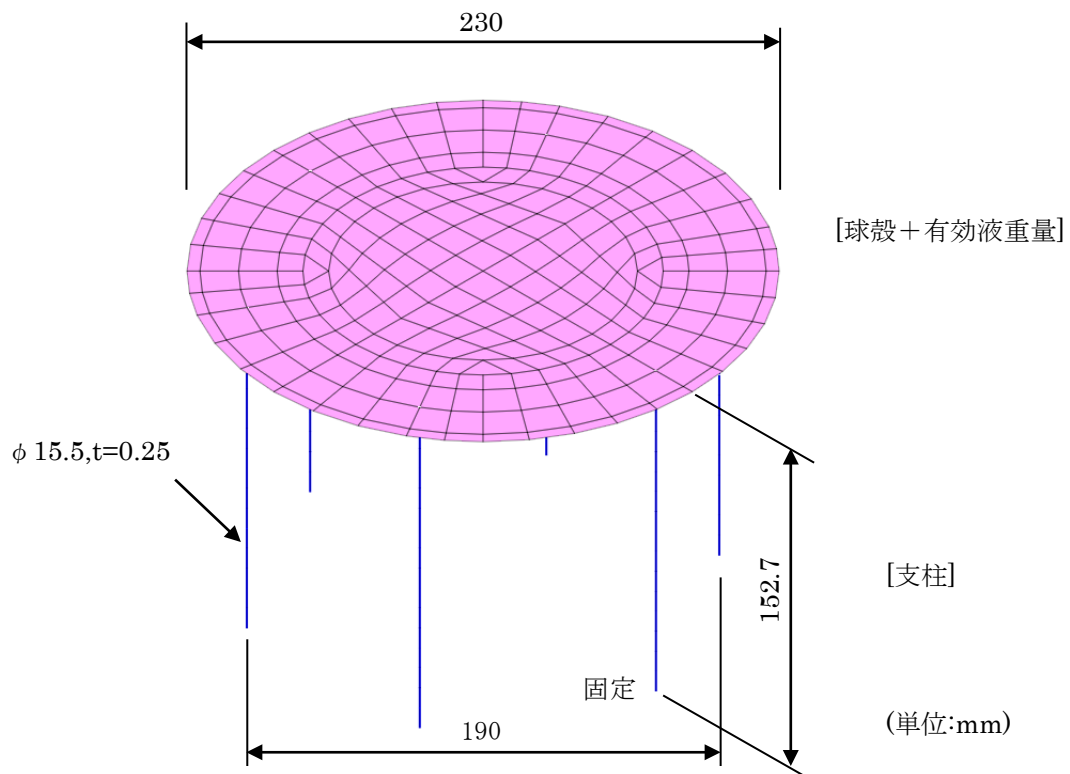


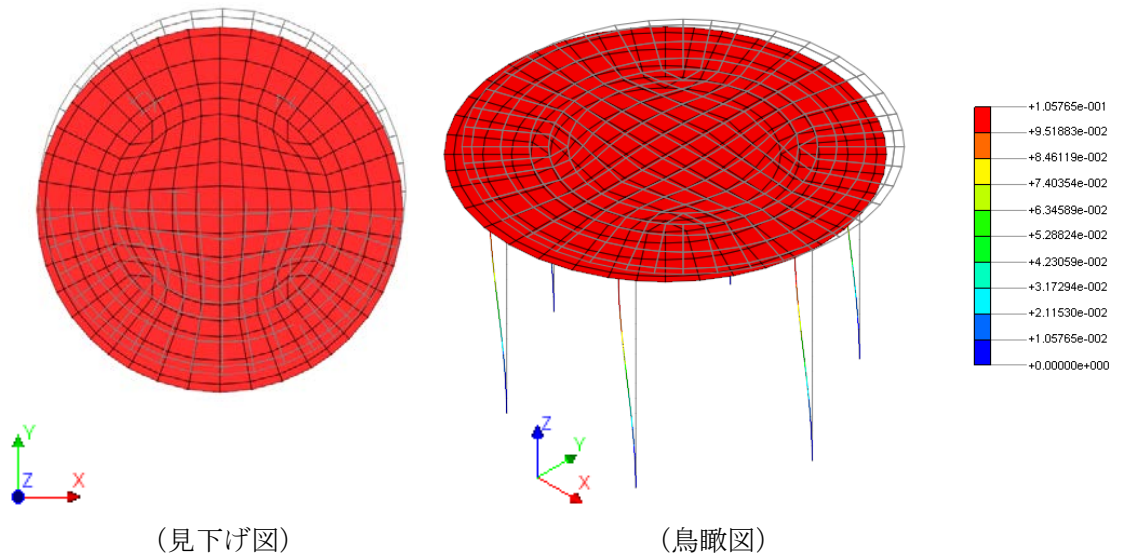
図 4.2-1 解析モデル

表 4.2-1 材料定数

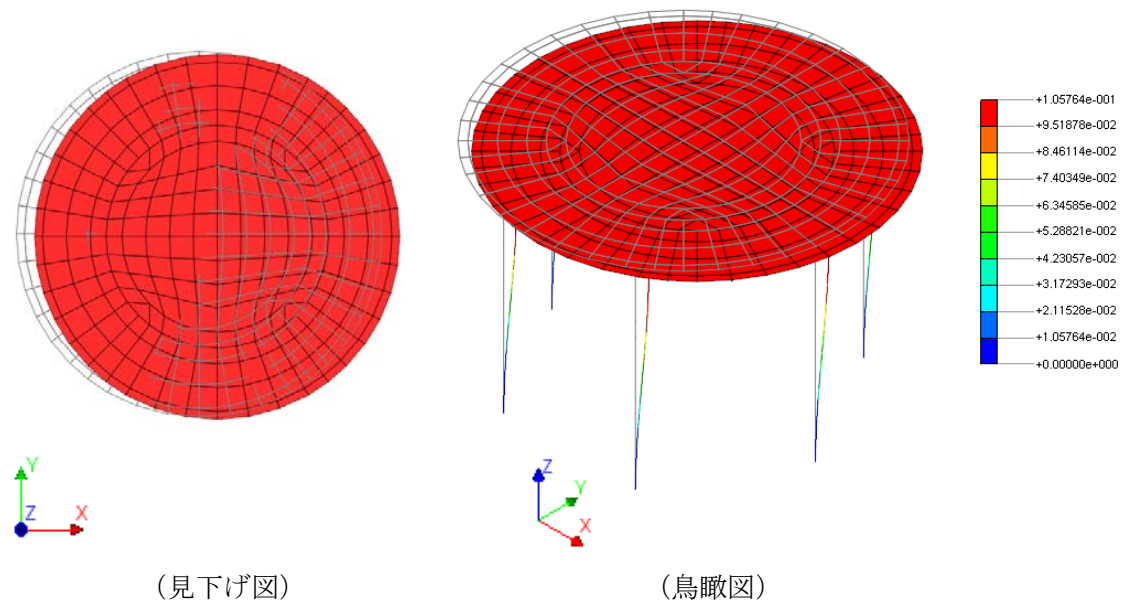
使用材料	密度 ρ (g/cm ³)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
アルミ版 (A5052)	2.68	71000	0.33
鋼材 (SS400)	7.85	205000	0.3

表 4.2-2 支柱の断面性能

支柱断面 (mm)	断面積 A (mm ²)	断面二次モーメント I (mm ⁴)	せん断面積 As (mm ²)
φ 15.5,t=0.25	11.98	348.3	5.989



(a) 1 次固有振動モード (固有周期 $T_1=0.00747$ 秒)



(b) 2 次固有振動モード (固有周期 $T_2=0.00747$ 秒)

図 4.2-2 上部設備の固有値解析結果

Ⅱ-3 遠心模型振動実験の予備解析

1. 検討概要

前節「Ⅱ-2 文献調査・耐震設計設備及び杭基礎の想定・遠心模型振動実験モデルの設定」で検討した遠心模型振動実験モデルに対し、予備解析として 3 次元 FEM 有効応力解析を実施した。本実験の目的は、地盤の液状化を考慮した振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータを取得することである。これより、本予備解析から遠心模型振動実験モデルでの地盤の液状化や杭基礎の破壊を確認し、設定した実験モデルの適用性を検討して、実験モデルの構築を図った。

2. 解析モデル

図 2-1 に設定した遠心模型振動実験モデルを再掲する。設定した遠心模型振動実験モデルに対し、作成した 3 次元 FEM 有効応力解析モデルを図 2-2 に示す。解析モデルは、以下の条件で作成した。

- ①解析モデルは実機サイズ（遠心模型の 30 倍の寸法）とし、加振方向を対称軸とした 1/2 モデルとする。モデル底面は固定境界とし、側面はせん断土槽の影響を考慮するために、同一レベルを繋ぐコの字型の無質量剛梁を付与する。
- ②地盤はソリッド要素、球形貯槽及び基礎版はシェル要素、支柱及び杭は梁要素でモデル化する。
- ③地盤のメッシュ分割は平成 28 年度調査研究と同様とし、後述する計測装置の設置位置を反映した分割とする。
- ④基礎版厚が薄いことから、基礎版側面と地盤を非接触として相互作用は考慮しないものとする。ただし、基礎版自体の面内剛性は高いものとして、基礎版周面の切欠き部の側面地盤は剛リングを設けて同一の水平変位とする。また、支柱及び杭は、貯槽及び基礎版の厚さの影響を考慮するために、梁要素の両端に無質量の剛梁を設ける。
- ⑤珪砂 7 号の比較的緩い地盤であることから、基礎版と基礎版直下の地盤との境界は自由とし、杭を介して基礎版と地盤を結合させる。
- ⑥杭周面の摩擦について、珪砂 7 号は液状化が生じるため無視し、珪砂 3 号は液状化を生じないことから考慮する。そのため、珪砂 7 号で杭と地盤を二重節点として水平方向に同変位、鉛直方向に自由の境界条件を与え、珪砂 3 号で杭と地盤は節点共有とする。

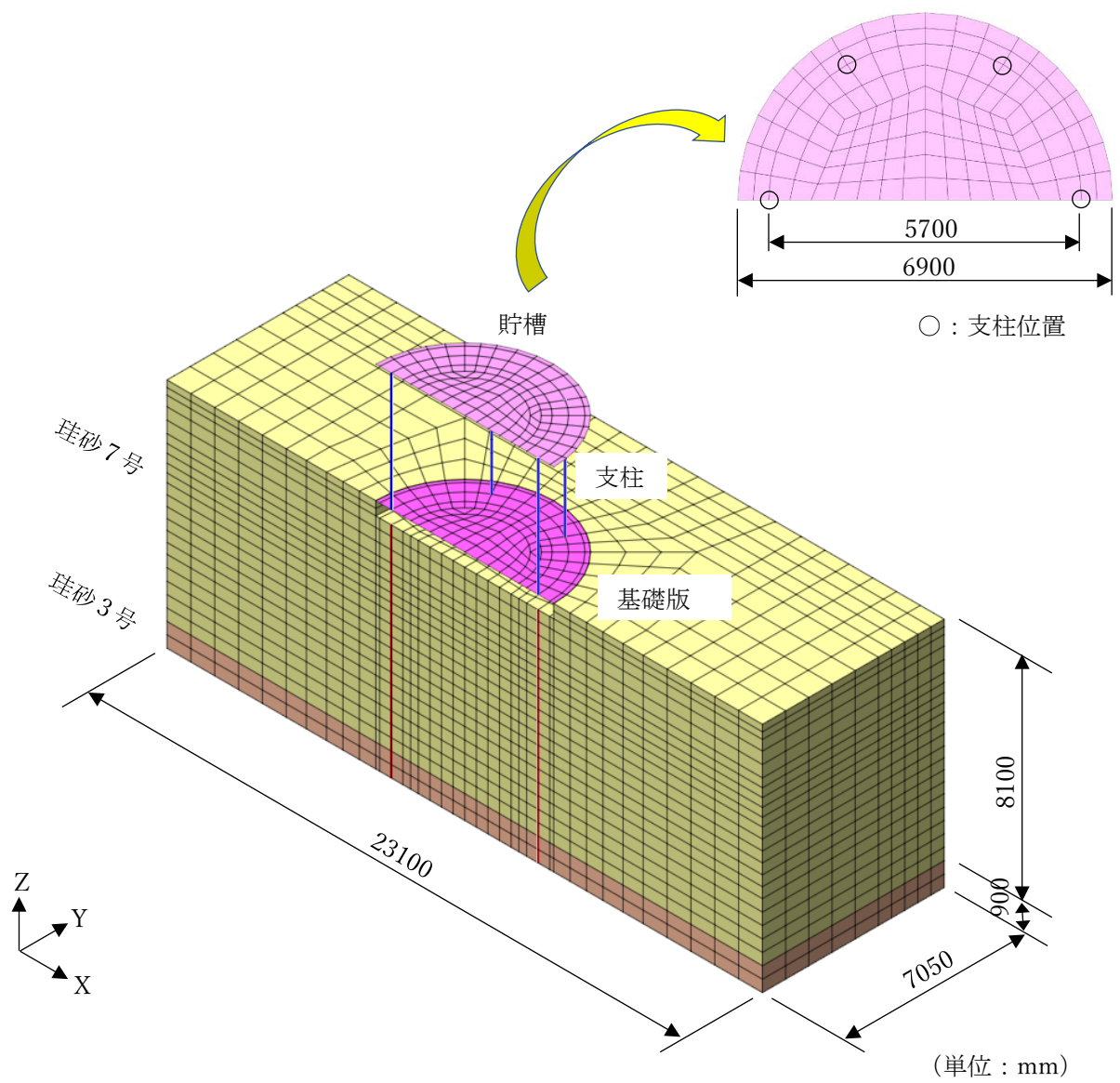


図 2-2(1) 3次元 FEM 有効応力解析モデル

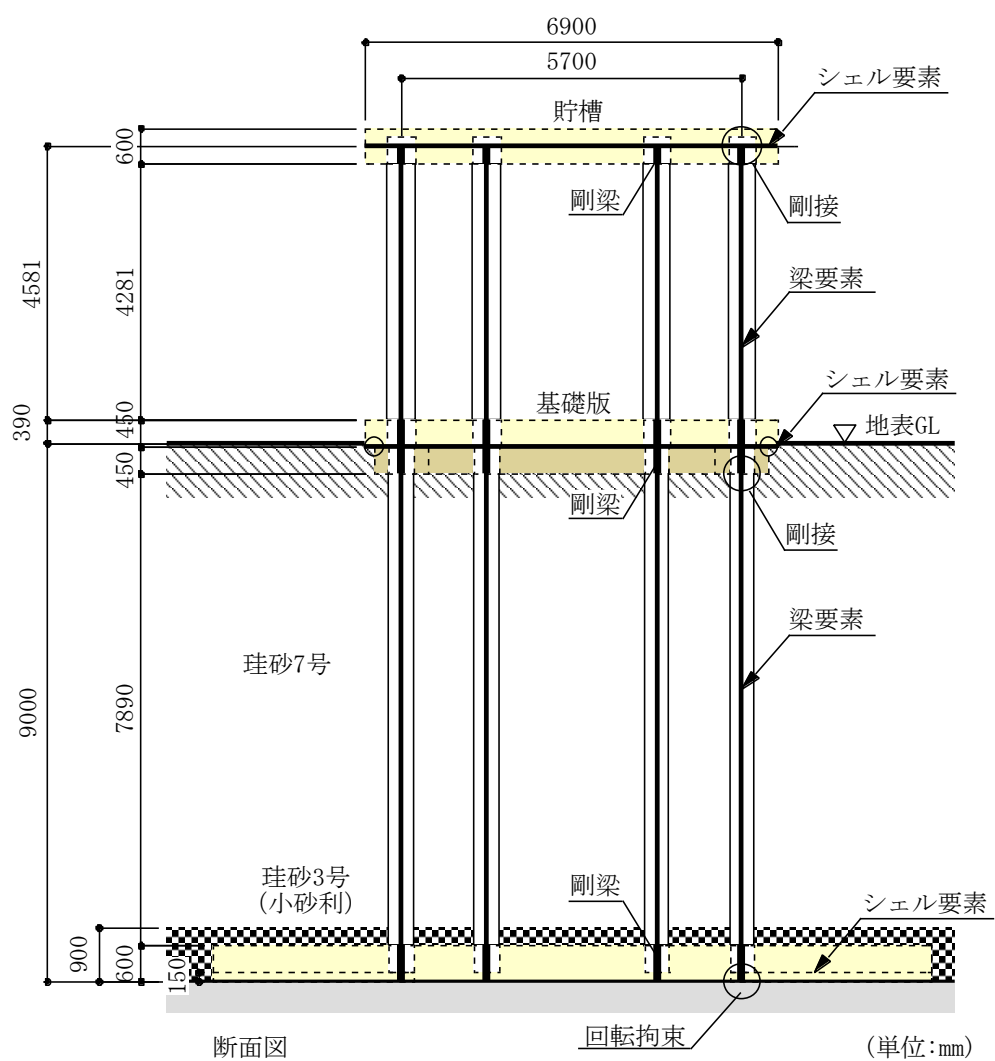


図 2-2(2) 3次元 FEM 有効応力解析モデル

3. 解析定数

3.1 構造部材

構造部材の解析定数として、貯槽及び基礎版の重量と支柱及び鋼管杭の断面性能を表 3.1-1 に示す。支柱及び鋼管杭は、梁要素でモデル化することから、曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係で部材特性を表現し、図 3.1-1 に示すバイリニアアの非線形特性（第 2 勾配は初期勾配の 1/100）を与える。

表 3.1-1 貯槽及び基礎版の重量と支柱及び杭の断面性能

(a) 貯槽（材質：アルミニウムA5052）

項目	遠心実験	貯槽モデル(1G)
ヤング係数	7.10E+07 (kN/m ²)	7.10E+07 (kN/m ²)
ポアソン比	0.33	0.33
密度	2.68 (g/cm ³)	2.68 (g/cm ³)
円盤直径	230 (mm)	6.9 (m)
円盤厚さ	20 (mm)	0.6 (m)
重量	21.84 (N)	589.65 (kN)

(b) 基礎版（材質：アルミニウムA5052）

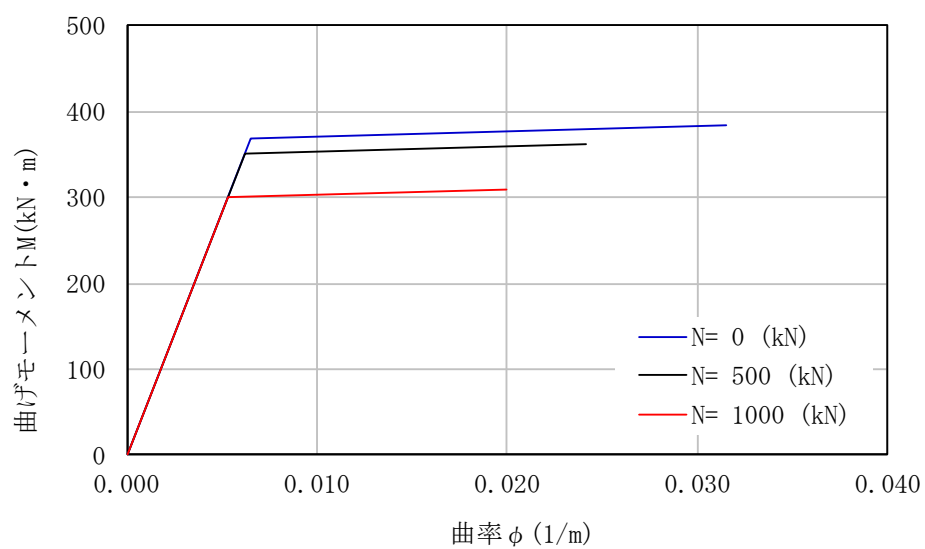
項目	遠心実験	貯槽モデル(1G)
ヤング係数	7.10E+07 (kN/m ²)	7.10E+07 (kN/m ²)
ポアソン比	0.33	0.33
密度	2.68 (g/cm ³)	2.68 (g/cm ³)
上部円盤直径（外周部）	230 (mm)	6.9 (m)
上部円盤直径（内周部）	120 (mm)	3.6 (m)
上部円盤厚さ（外周部）	15 (mm)	0.45 (m)
上部円盤厚さ（内周部）	5 (mm)	0.15 (m)
重量（上）	14.89 (N)	402.11 (kN)
下部円盤直径（外周部）	220 (mm)	6.6 (m)
下部円盤直径（内周部）	160 (mm)	4.8 (m)
下部円盤厚さ（外周部）	15 (mm)	0.45 (m)
下部円盤厚さ（内周部）	15 (mm)	0.45 (m)
重量（下）	7.06 (N)	190.61 (kN)
合計重量	21.95 (N)	592.72 (kN)

(c) 支柱（材質：鋼材SS400）

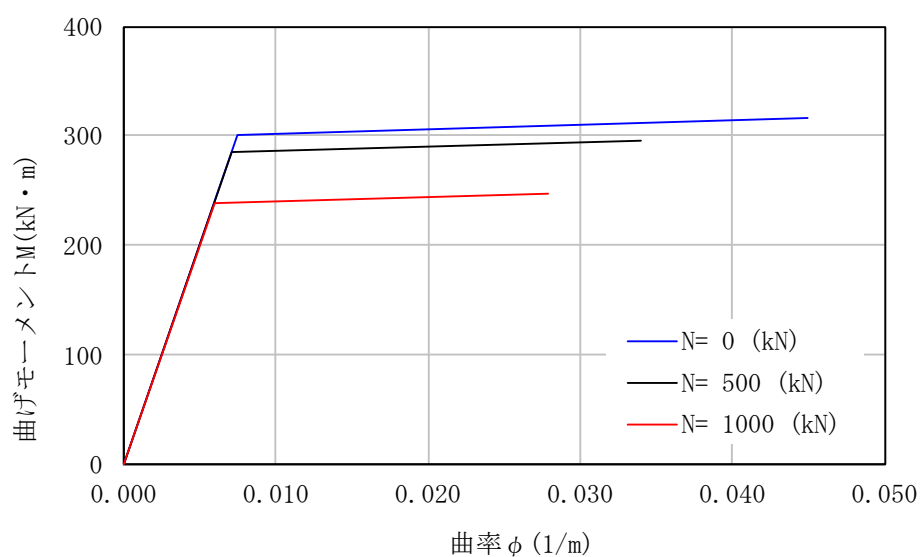
項目	遠心実験	貯槽モデル(1G)
密度	7.85 (g/cm ³)	7.85 t/m ³
ヤング係数	2.05E+08 (kN/m ²)	2.05E+08 (kN/m ²)
ポアソン比	0.30	0.30
断面（直径）	15.5 (mm)	0.465 (m)
断面（厚さ）	0.25 (mm)	0.0075 (m)
断面積	1.198E+01 (mm ²)	1.078E-02 (m ²)
断面2次モーメント	3.483E+02 (mm ⁴)	2.821E-04 (m ⁴)

(d) 杭（材質：鋼材SS400）

項目	遠心実験	貯槽モデル(1G)
ヤング係数	2.05E+08 (kN/m ²)	2.05E+08 (kN/m ²)
ポアソン比	0.30	0.30
密度	7.85 (g/cm ³)	7.85 (g/cm ³)
断面（直径）	13.54 (mm)	0.4062 (m)
断面（厚さ）	0.27 (mm)	0.0081 (m)
断面積	1.126E+01 (mm ²)	1.013E-02 (m ²)
断面2次モーメント	2.479E+02 (mm ⁴)	2.008E-04 (m ⁴)



(a) 支柱



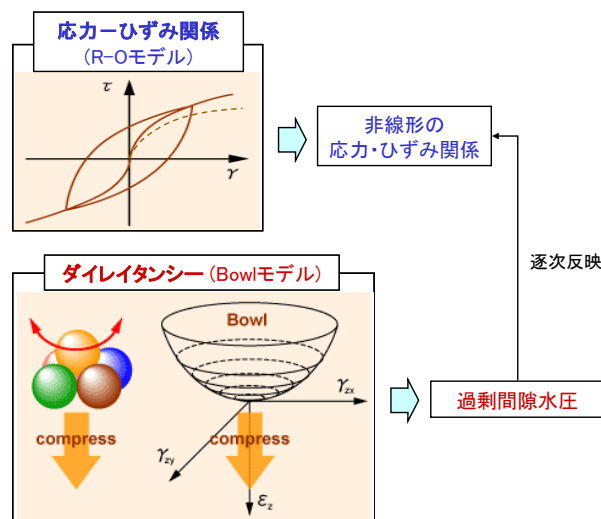
(b) 鋼管杭

図 3.1-1 曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係

3.2 地盤

本解析では、図 3.2-1 に示すように地盤のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性は修正 Ramberg-Osgood（修正 R-O）モデルで表現し、液状化に伴うダイレイタンシーモデルとして 福武・他（1989, 1997）の提案による Bowl モデルを採用する。

遠心模型振動実験に用いる地盤は、液状化対象層としての珪砂 7 号と杭の支持層となる珪砂 3 号で構成されており、それぞれの地盤定数を表 3.2-1 に示す。地盤定数は、平成 28 年度調査研究及び桐山・他（2017）による研究を参考に設定した。桐山・他（2017）による実験式であるせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を図 3.2-2 に示すが、修正 R-O モデルのパラメータは、同実験式にフィッティングするようパラメータを設定した。また、桐山・他（2017）による研究を参考に、表 3.2-2 に示す液状化対象層の珪砂 7 号の Bowl モデルのパラメータを設定した。珪砂 7 号の液状化強度試験結果と要素シミュレーション解析結果の比較を図 3.2-3 に示す。



Bowl モデルのパラメータ

パラメータ	パラメータの物理的意味
A	ダイレイタンシー成分の内、膨張成分を表すパラメータである。A の絶対値が大きいほど膨張側のダイレイタンシーが大きくなり、サイクリックモビリティが顕著となる。
C,D	ダイレイタンシー成分の内、圧縮成分 ϵ_G を表すパラメータである。 ϵ_G は G^* に対して双曲線である。 $1/C$ はせん断初期におけるダイレイタンシーの勾配で、C の値が大きいほどせん断初期の圧縮成分(あるいは過剰間隙水圧)が小さくなる。 $1/D$ は双曲線の漸近線(最大圧縮量)であり、D の値が大きいほど最大圧縮量(あるいは過剰間隙水圧)は小さくなる。
$C_s/(1+e_0)$	C_s は膨潤指数、 e_0 は初期間隙比であり、 C_s は除荷時の $e \sim \log \sigma'_m$ 関係の傾きを表し、圧密除荷成分を規定する。
$C_c/(1+e_0)$	C_c は圧縮指数、 e_0 は初期間隙比であり、 C_c は除荷時の $e \sim \log \sigma'_m$ 関係の傾きを表し、圧密除荷成分を規定する。
XI	非排水繰返し強度の下限値であり、非排水繰返し強度 τ/σ'_{m0} と繰返し回数 N_c の関係において、 N_c が十分大きいときの τ/σ'_{m0} を表す。 $\tau/\sigma'_{m0} > XI$ のとき過剰間隙水圧が発生する。

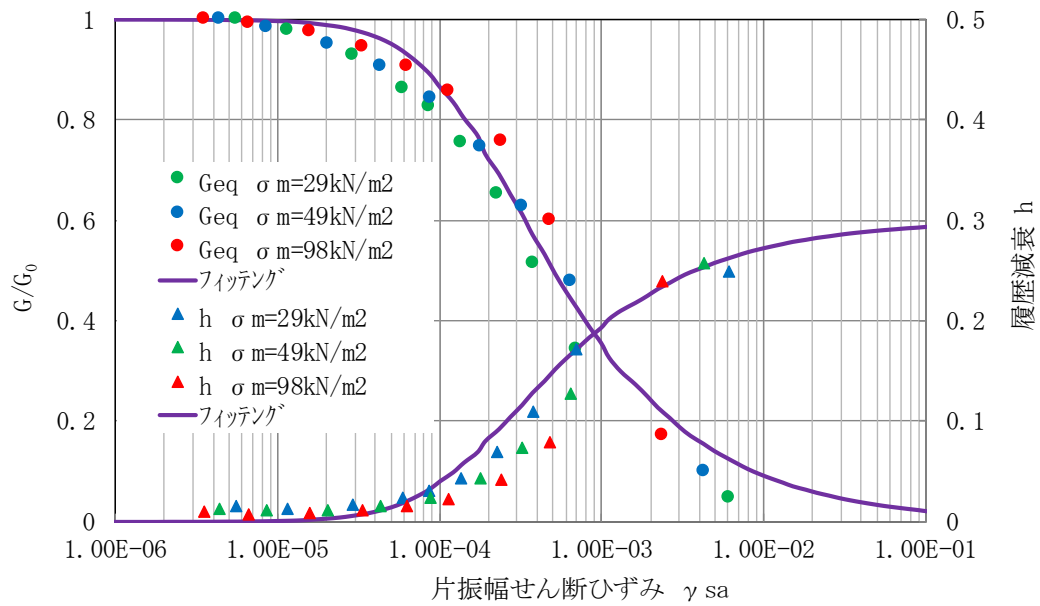
図 3.2-1 有効応力解析の概念と Bowl モデルの概要

表 3.2-1 地盤定数（修正 R-O モデル）*1

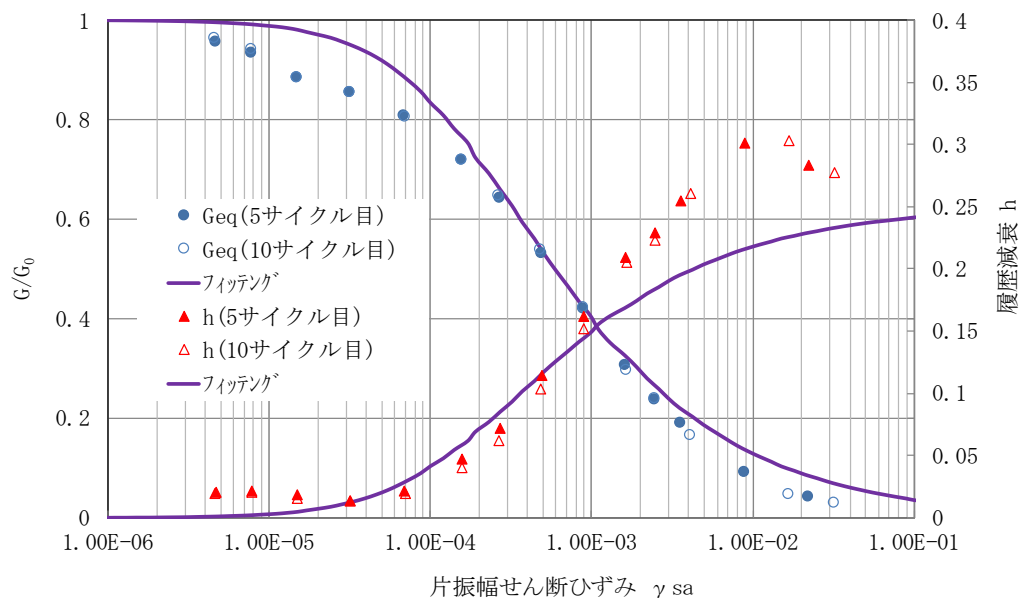
地層	密度 ρ (kg/m ³)	初期せん断剛性 G_{0i} *(kN/m ²)	規準ひずみ $\gamma_{0.5i}$ *2	最大減衰定数 $h_{max}(-)$	ポアソン比 ν
珪砂 7 号	1.84	7550	5.050×10^{-5}	0.30	0.33
珪砂 3 号	1.99	11815	5.983×10^{-5}	0.25	0.33

注) *1：平成 28 年度調査研究及び桐山・他（2017）の研究を参考に設定。

*2： G_{0i} 及び $\gamma_{0.5i}$ は単位拘束圧（ $\sigma'_m=1.0\text{kN/m}^2$ ）下の初期せん断剛性及び基準ひずみとする。



(a) 珪砂 7 号



(b) 珪砂 3 号

図 3.2-2 セン断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

表 3.2-2 Bowl モデルのパラメータ*

地層	A	B	C	D	$Cs/(1+e_0)$	$Cc/(1+e_0)$	X_l
珪砂 7 号	-0.2	1.4	4.0	40	0.0060	0.0070	0.13

注) *: 桐山・他 (2017) の研究を参考に設定。

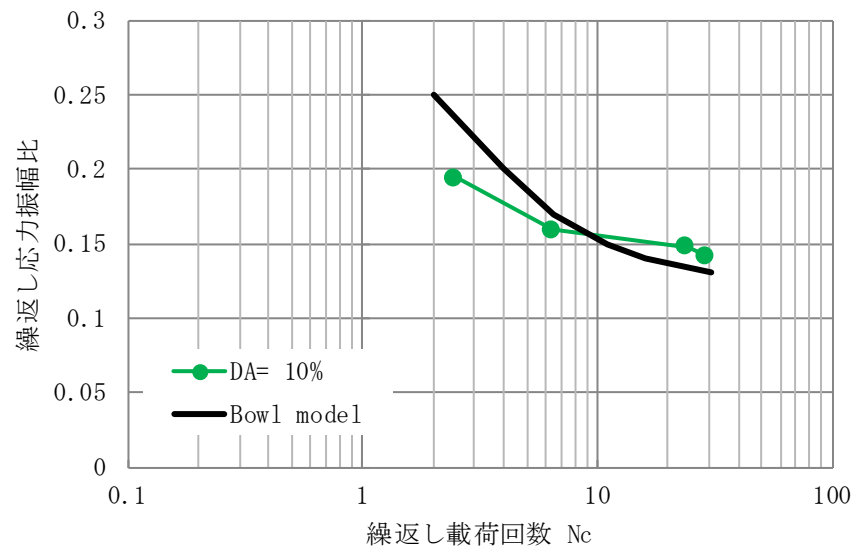


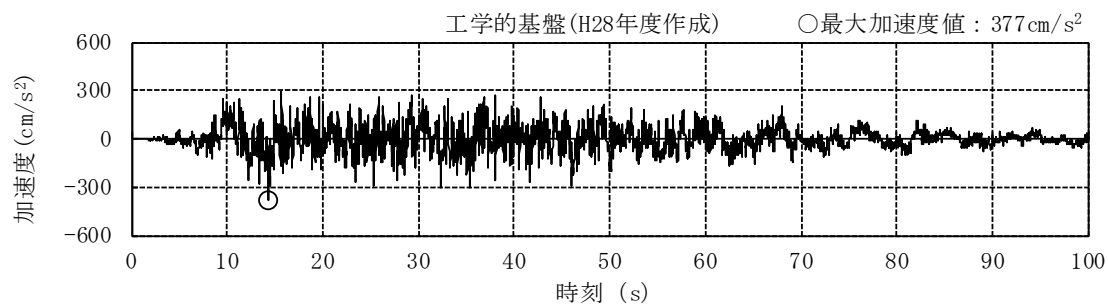
図 3.2-3 液状化強度試験結果と要素シミュレーション解析結果の比較（珪砂 7 号）

参考文献

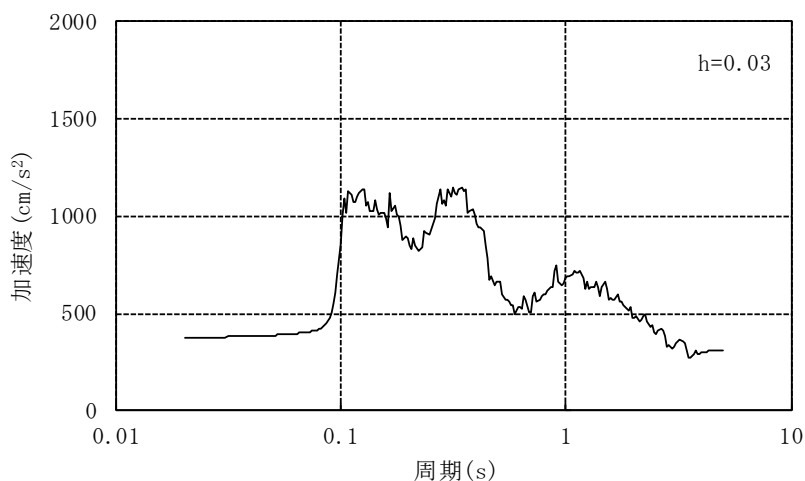
- 1) 福武毅芳・松岡 元：任意方向単純せん断におけるダイレイタンシーの統一的解釈，土木学会論文集，No.412/III-12，pp.143-151，1989.
- 2) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究，名古屋工業大学博士論文，1997.
- 3) 桐山貴俊・福武毅芳：二相系動的シミュレーションに適用する Material Point Method－グラベルドレーンを設置した液状化地盤を対象として－，清水建設研究報告，Vol.94，pp.105-126，2017.

4. 入力地震波

入力地震波は平成 28 年度調査研究で作成した地震波とし、加速度波形と加速度応答スペクトルを図 4-1 に示す。詳細は省略するが、例示基準 KHKS0862 (2018) の第 3 種地盤の基準応答倍率曲線 (応答スペクトル) の適合波を作成し、実験モデル底面まで引き戻し計算を行い、遠心模型振動台の加振能力を加味して振幅調整や 0.1s 以下の短周期成分をカットして作成した地震波である。入力地震波は、解析モデル底面の固定境界に直接入力する。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-1 予備解析の入力地震波 (平成 28 年度調査研究)

5. 解析結果

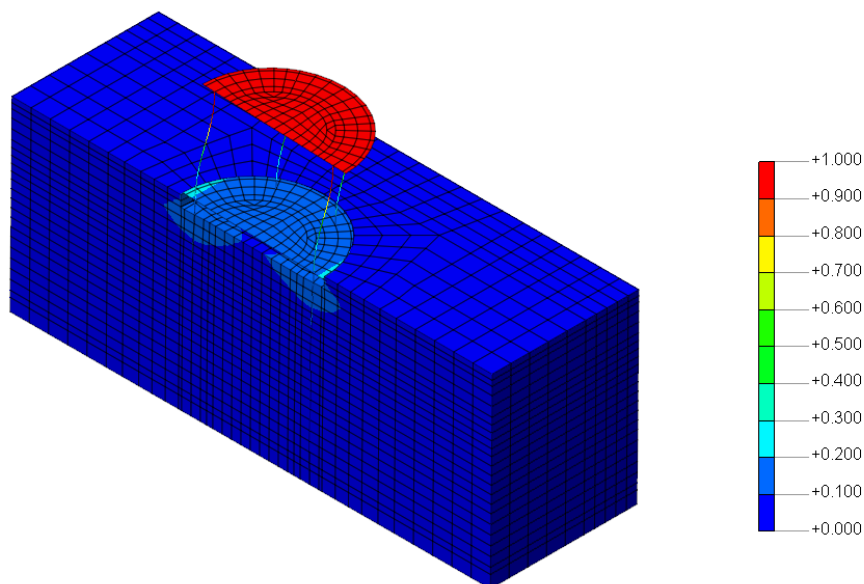
5.1 固有値解析結果

3次元 FEM 有効応力解析に先立ち、遠心模型振動実験モデルの固有周期特性を把握するため、固有値解析を実施した。

固有値解析結果を表 5.1-1 に、固有振動モードを図 5.1-1 に示す。1 次固有振動モードは貯槽の 1 次モードであり、固有周期は 0.283 秒となっている。貯槽の設計固有周期は 0.229 秒（支柱下端は固定）に対し、連成系モデルであり基礎版等の柔性の影響で多少長めとなっている。また、2 次固有振動モードは地盤の 1 次モードが主体であるが、貯槽と連成したモードとなっているとともに、貯槽と地盤が逆位相のモードとなっている。

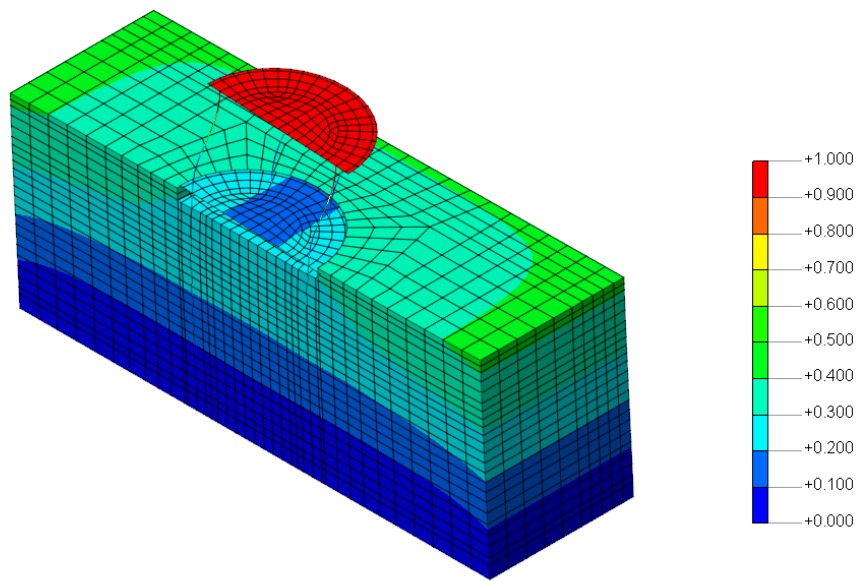
表 5.1-1 固有値解析結果

振動 モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数			備考
			X 方向	Y 方向	Z 方向	
1	3.538	0.283	3.847	0.000	0.000	貯槽 1 次モード
2	4.313	0.232	-2.888	0.000	0.000	地盤 1 次モード
3	9.083	0.110	0.332	0.000	0.000	



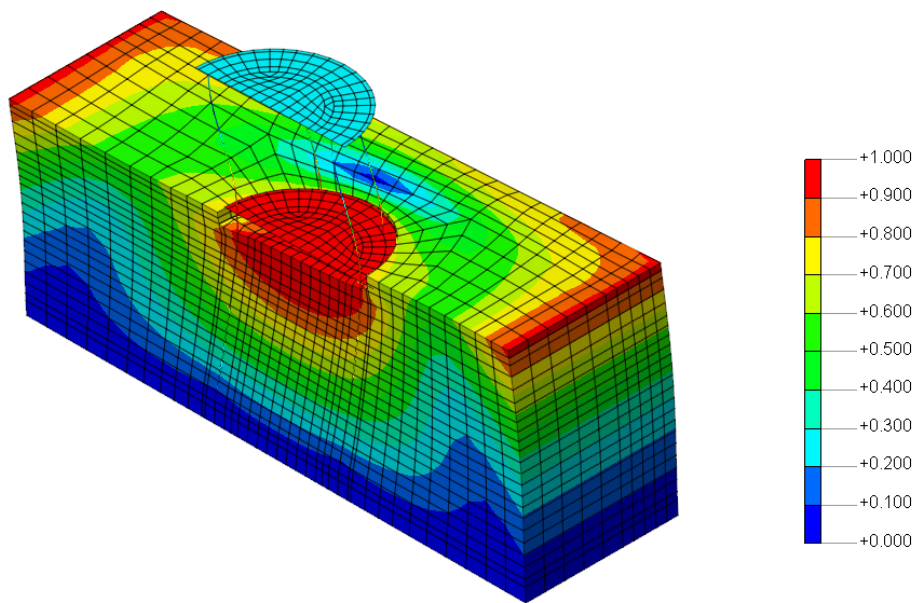
(a) 1 次モード（貯槽 1 次モード）

図 5.1-1(1) 固有振動モード



(b) 2 次モード

(地盤 1 次モードが主体であるが、貯槽-地盤の連成系モードも含む)



(c) 3 次モード (貯槽-地盤の連成系モード)

図 5.1-1(2) 固有振動モード

5.2 3次元 FEM 有効応力解析結果

(1) 最大応答分布

解析結果のうち、最大加速度分布、最大相対変位分布、最大せん断ひずみ分布及び過剰間隙水圧比分布を図 5.2-1～図 5.2-4 に、支柱及び杭の最大軸力、最大曲げモーメント、最大せん断力及び塑性状況を図 5.2-5～図 5.2-8 に示す。

最大加速度分布によれば、基礎版の加速度が 240cm/s^2 程度に対して、貯槽重心における加速度は 260cm/s^2 程度で増幅は少ない。地表の加速度は 180cm/s^2 程度で、貯槽重心や基礎版と比べて小さくなっている。いずれの加速度応答も入力加速度の最大値 377 cm/s^2 より小さくなっており、これは地盤の液状化により低減されたものと考えられる。

最大相対変位分布によれば、地表で 80cm 程度と大きくなっているが、基礎版直下の地盤では、杭の地盤拘束効果により周辺地盤に比べて若干減少する傾向にある。基礎版直下の地盤の最大せん断ひずみは $5\sim 15\%$ 程度で、杭頭周辺では局所的に 20% 程度のせん断ひずみが生じている。珪砂 7 号の過剰間隙水圧比は 1.0 近傍になっており、地盤全体にわたり液状化が生じている。

支柱及び杭の断面力によれば、支柱は弾性状態であり耐震性が確保されている。地盤の液状化により加速度応答が低減されたことに対応していると考えられる。一方、杭頭及び杭先端では大きな曲げモーメントが発生し、終局状態に至っている。これは、地盤の液状化に伴う過大な地盤変位の発生に起因したものと考えられる。

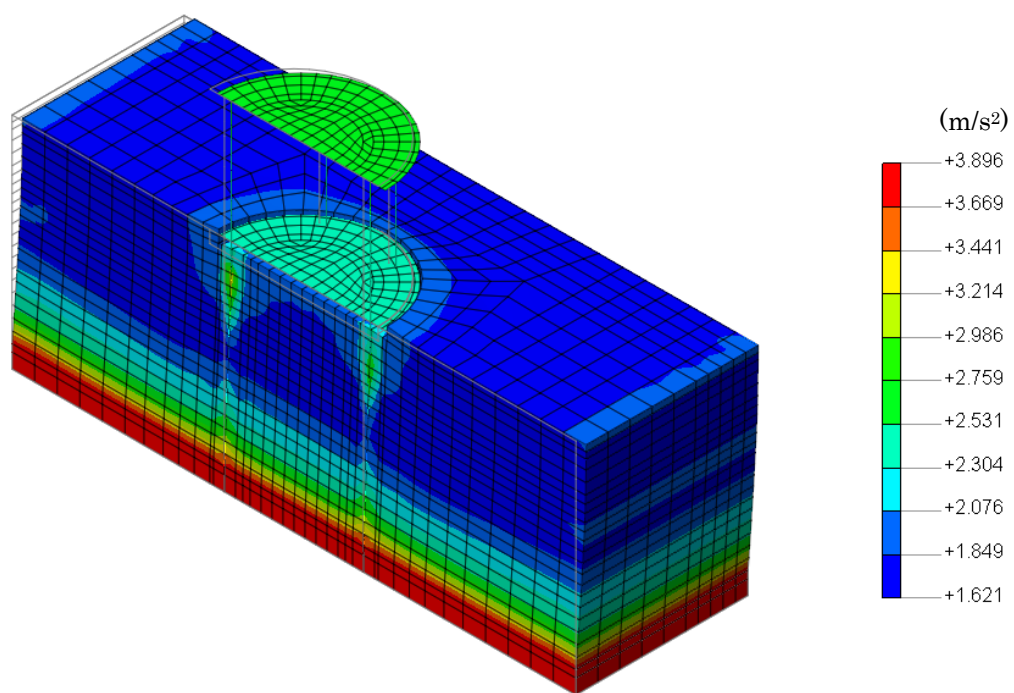


图 5.2-1 最大加速度分布

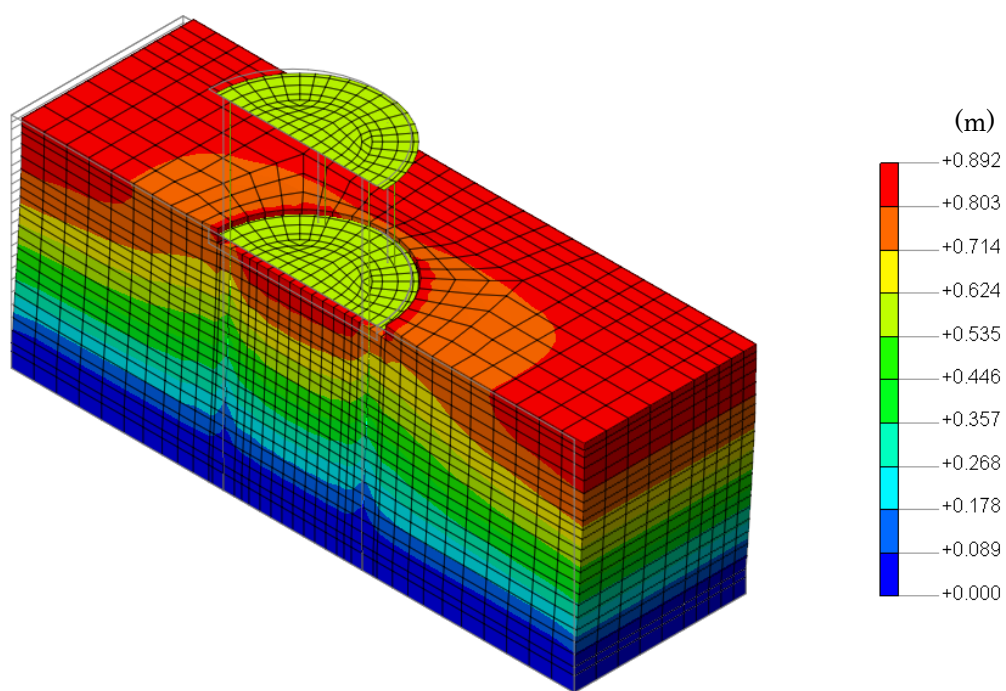


图 5.2-2 最大相对变位分布

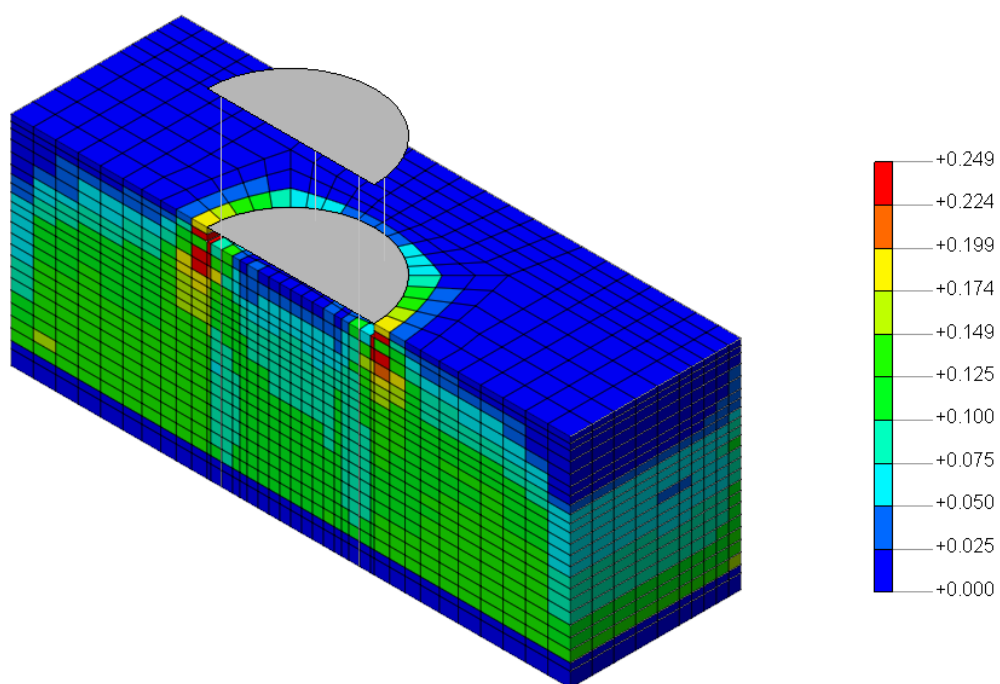


図 5.2-3 最大せん断ひずみ分布

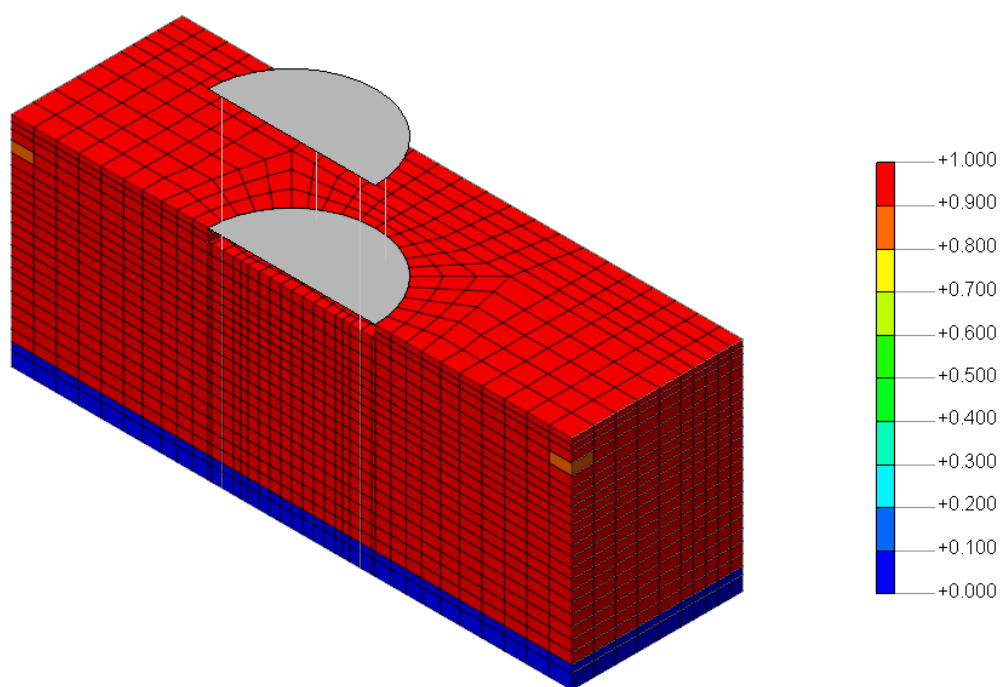


図 5.2-4 過剰間隙水圧比分布

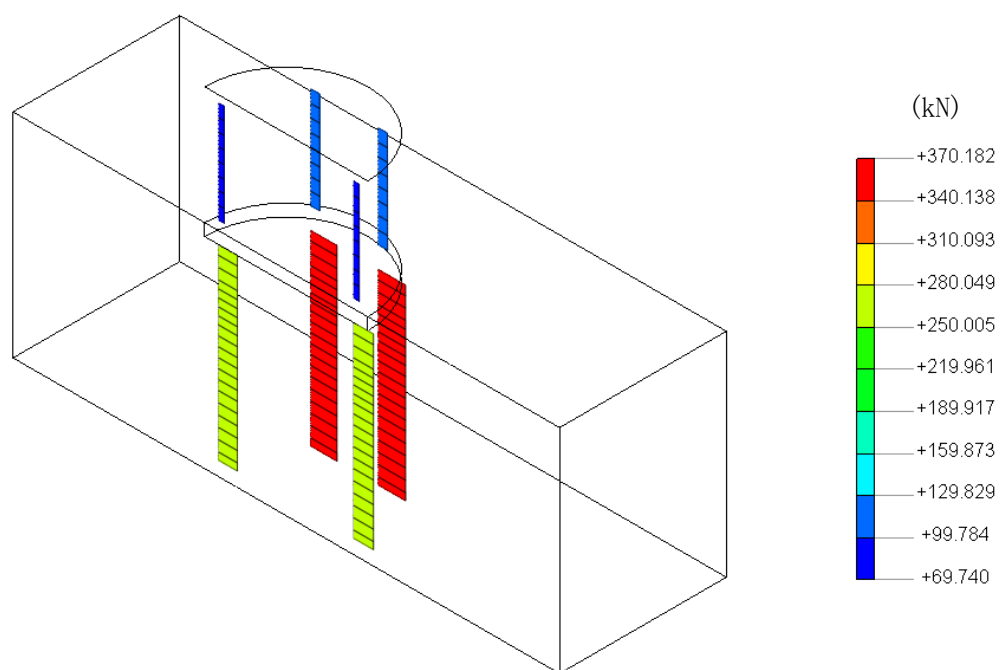


図 5.2-5 支柱及び杭の最大軸力

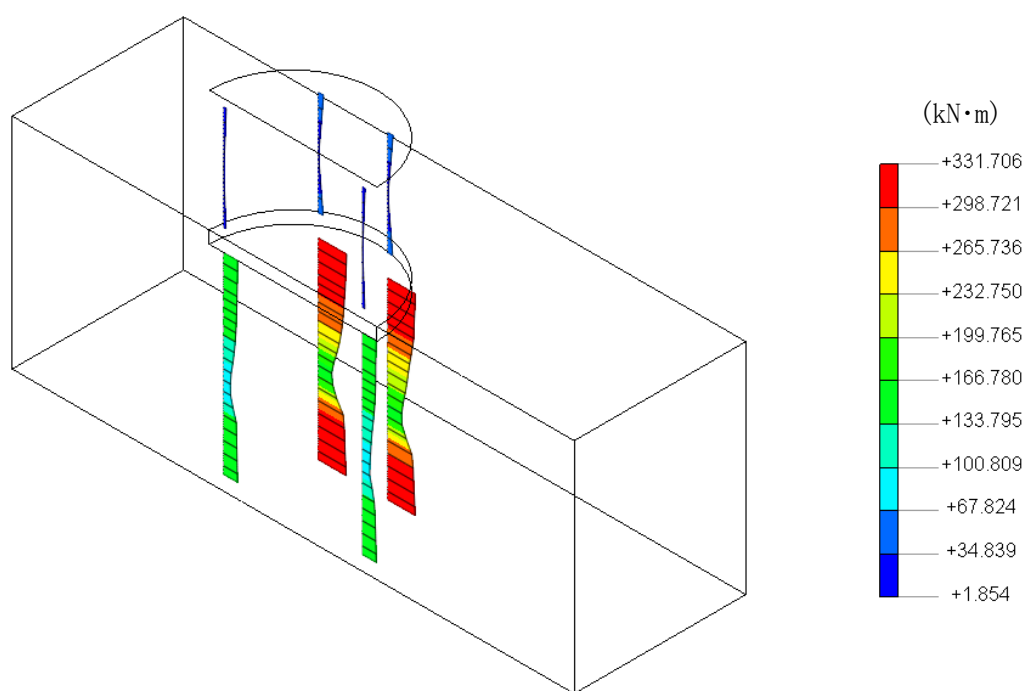


図 5.2-6 支柱及び杭の最大曲げモーメント

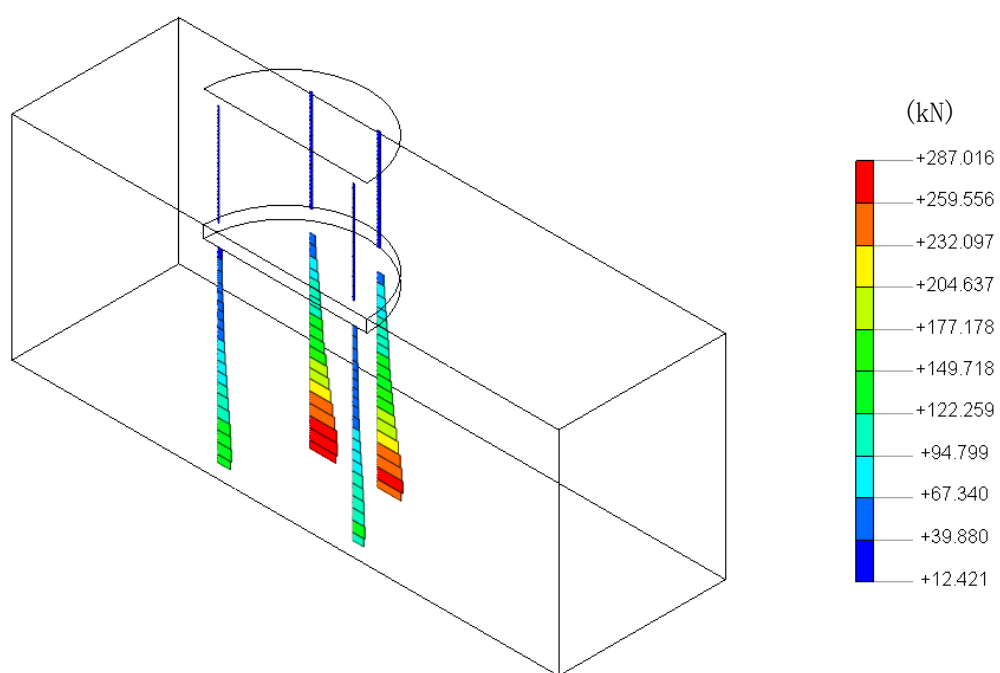


図 5.2-7 支柱及び杭の最大応答せん断力

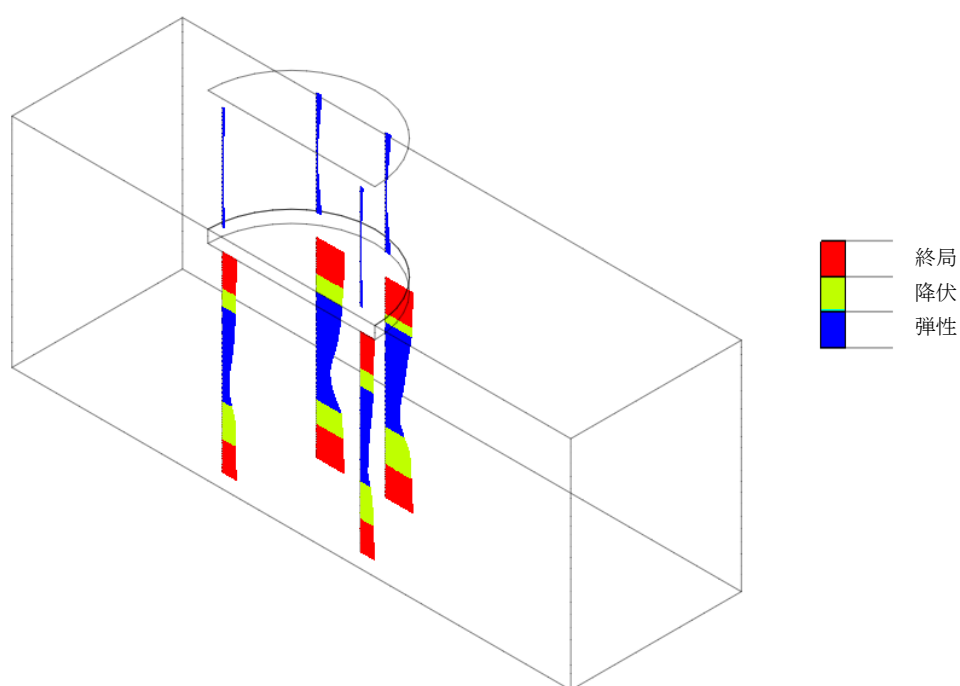


図 5.2-8 支柱及び杭の塑性状況

(2) 支柱及び杭の非線形性

支柱下部と杭頭について $M-\phi$ 関係と解析結果を重ね書きしたものを図 5.2-9 及び図 5.2-10 に示す。

支柱に発生する曲げモーメントは、降伏曲げモーメントの $1/5$ 程度以下であり、弾性範囲に十分納まっている。一方、杭頭は局部座屈限界を超えて破壊に至っている。地盤の液状化に伴う過大な地盤変形により、破壊が生じたものと考えられる。なお、本解析では、杭の終局曲率（局部座屈を生じるときの曲率）以降も $M-\phi$ 関係上は第 2 勾配が保持されるものと仮定しており、杭の局部座屈挙動を表現するスケルトンや履歴特性は考慮していない。

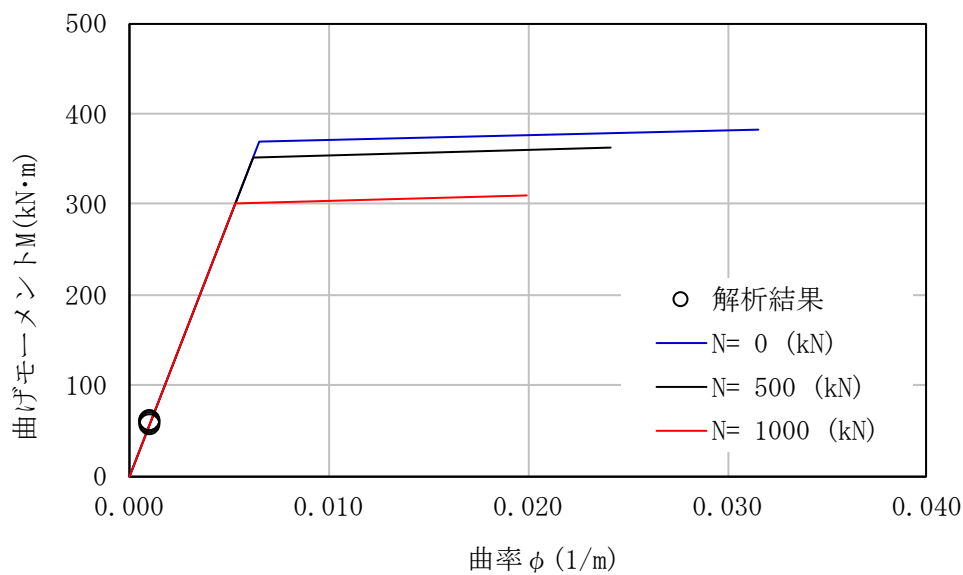


図 5.2-9 支柱下部の $M-\phi$ 関係

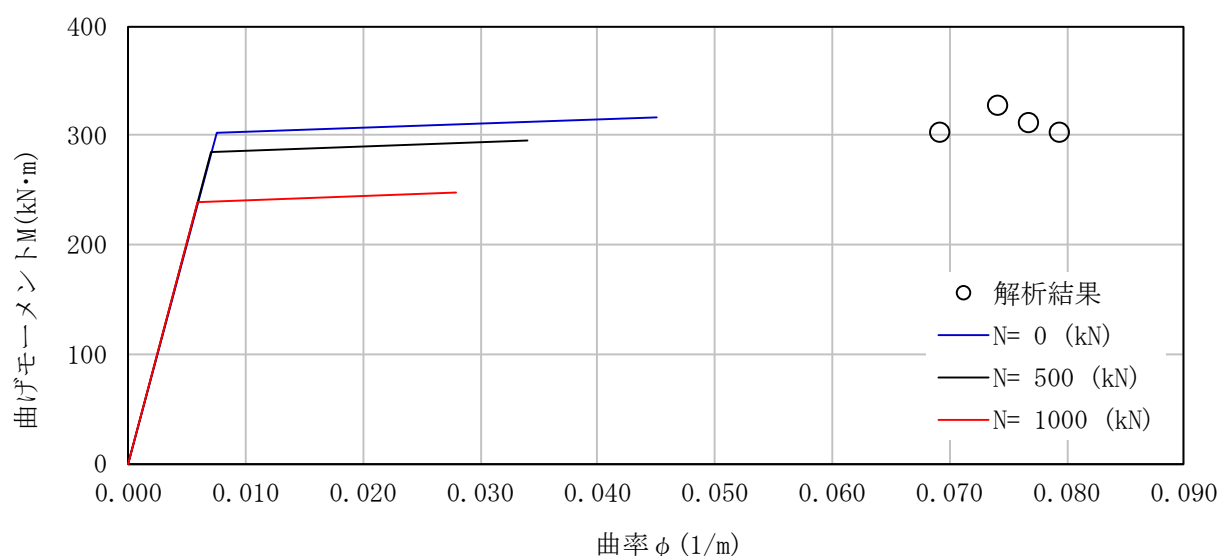


図 5.2-10 杭頭の $M-\phi$ 関係

(3) 地盤の非線形性

地盤の非線形性等を確認するための代表的な地盤要素と節点を図 5.2-11 に示す。

当該地盤要素の過剰間隙水圧比の時刻歴波形及びせん断応力-せん断ひずみ関係を図 5.2-12 及び図 5.2-13 に示す。過剰間隙水圧比は加振とともに急激に上昇し、12 秒あたりで概ね 1.0 近傍となり液状化が生じている。地盤のせん断ひずみも液状化に伴い急激に進展するが、地盤が軟弱なためにサイクリックモビリティ挙動は顕著に現れていない。

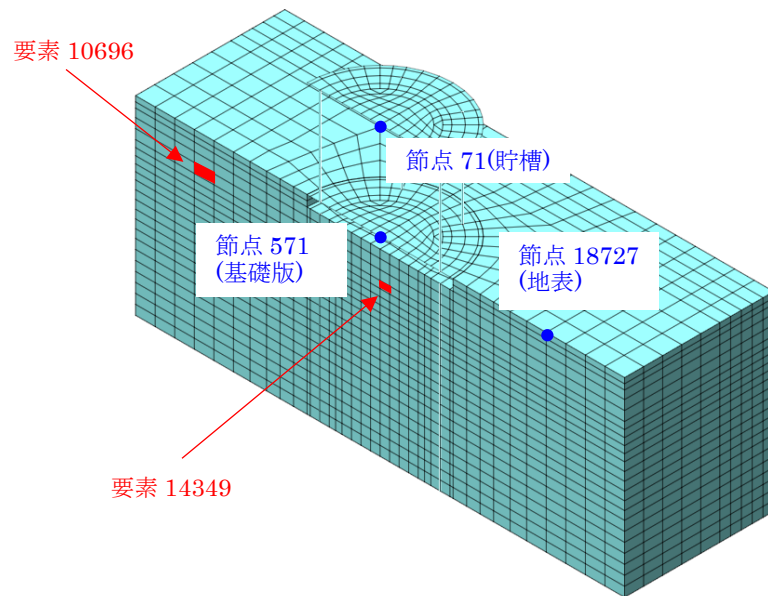
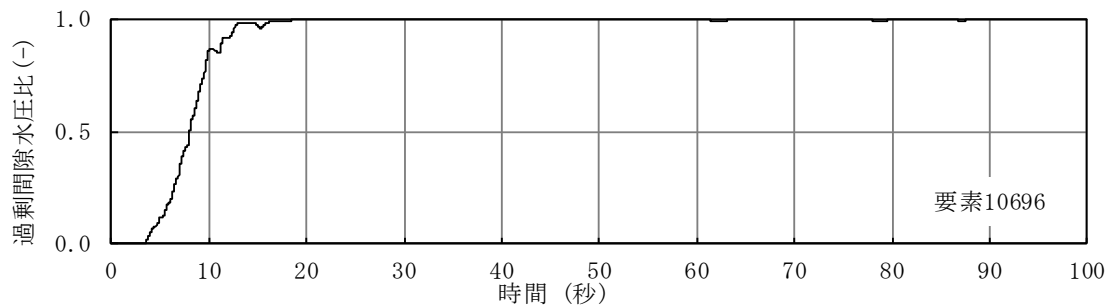
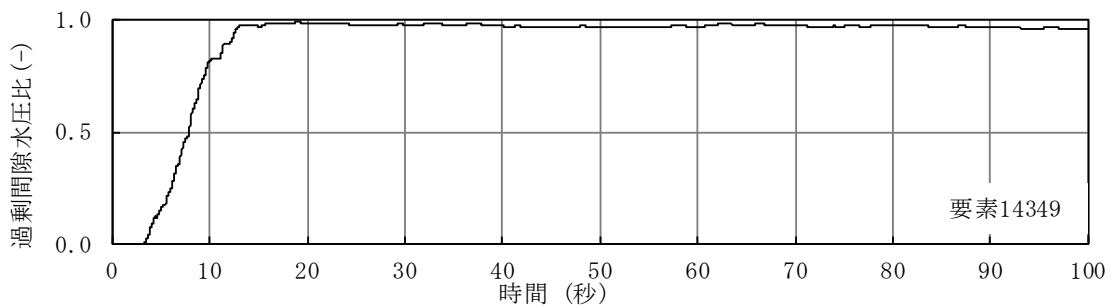


図 5.2-11 地盤の非線形性等を確認するための代表的な地盤要素と節点

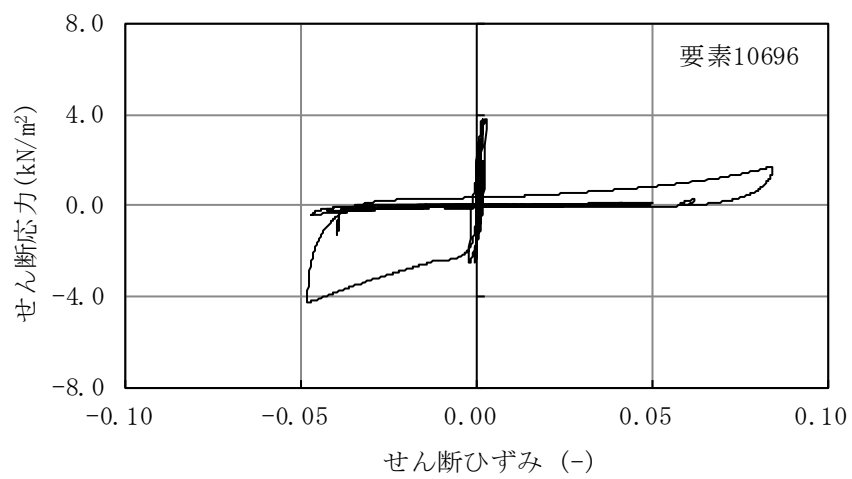


(a) 要素番号 10696

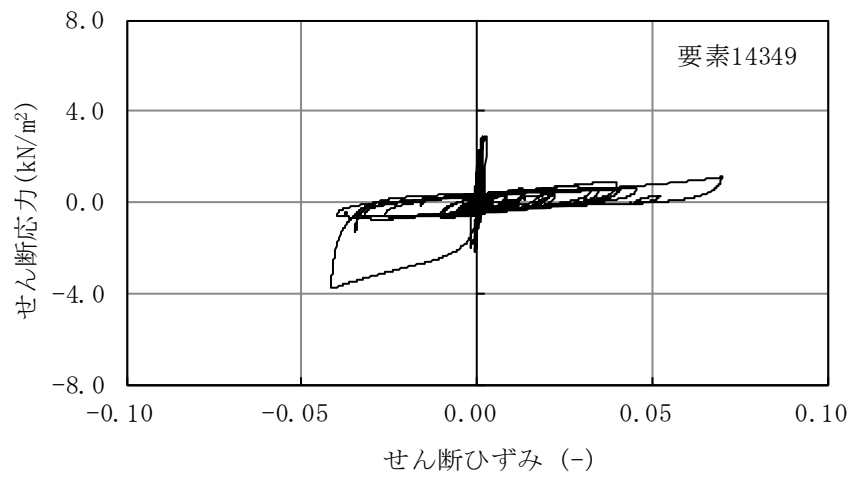


(b) 要素番号 14349

図 5.2-12 過剰間隙水圧比の時刻歴波形



(a) 要素番号 10696



(b) 要素番号 14349

図 5.2-13 せん断応力－せん断ひずみ関係

(4) 加速度波形、加速度応答スペクトル及び相対変位波形

貯槽、基礎版及び地表の加速度波形、加速度応答スペクトル及び相対変位波形を図 5.2-14～図 5.2-16 に示す。

加速度波形より、最大値は貯槽 258 cm/s^2 、基礎版 236 cm/s^2 、地表 177 cm/s^2 となっており、既述のように地盤の液状化により入力加速度の最大値 377 cm/s^2 より小さくなっている。地表については液状化を生じた約 12 秒以降で加速度が小さくなり、長周期化している。また、貯槽及び基礎版の加速度応答スペクトルは、貯槽が固有周期 0.3 秒付近で増幅される以外、両者の応答は概ね類似になっている。

相対変位波形より、貯槽及び基礎版の相対変位は概ね類似しており、加速度応答からも増幅は少ない。また、地表の最大相対変位は 79.6 cm で、地盤の液状化により過大な変位が発生している。

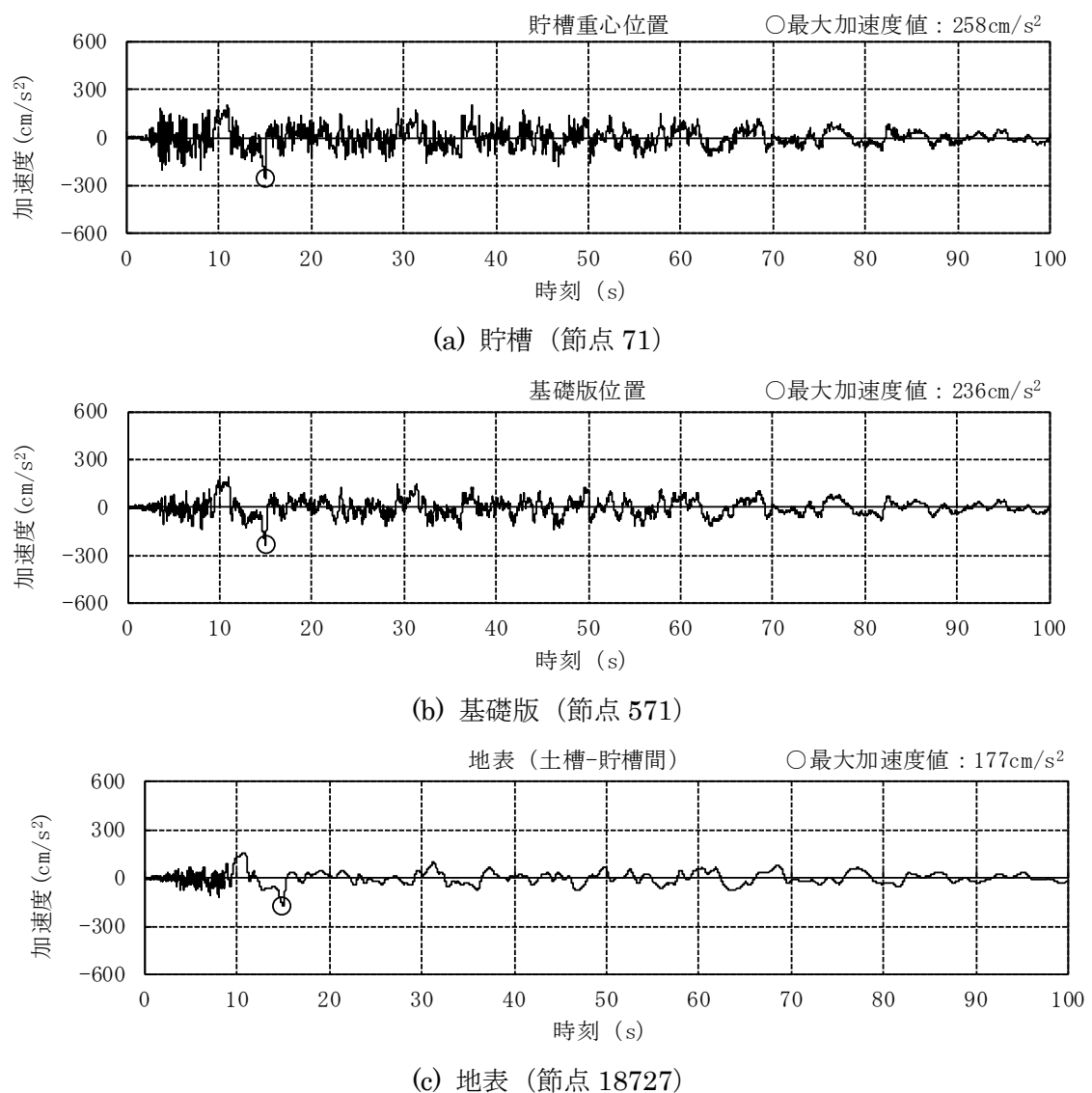


図 5.2-14 貯槽、基礎版及び地表の加速度波形

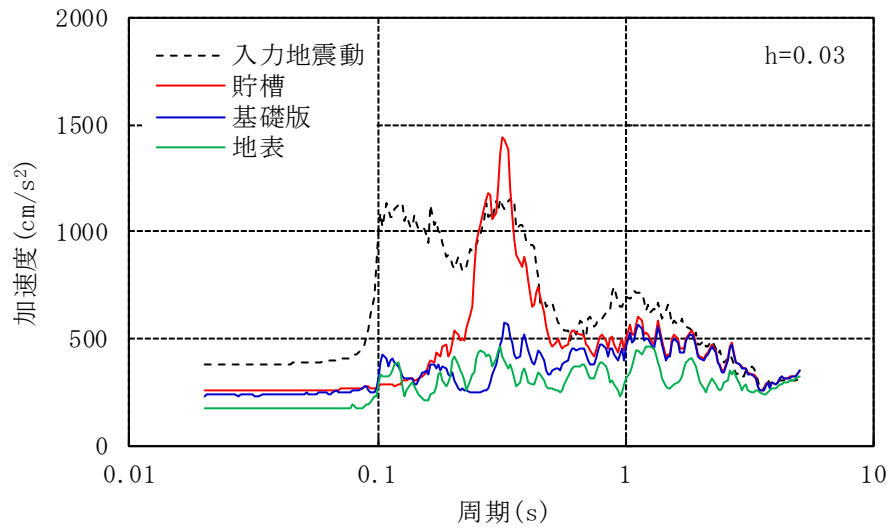
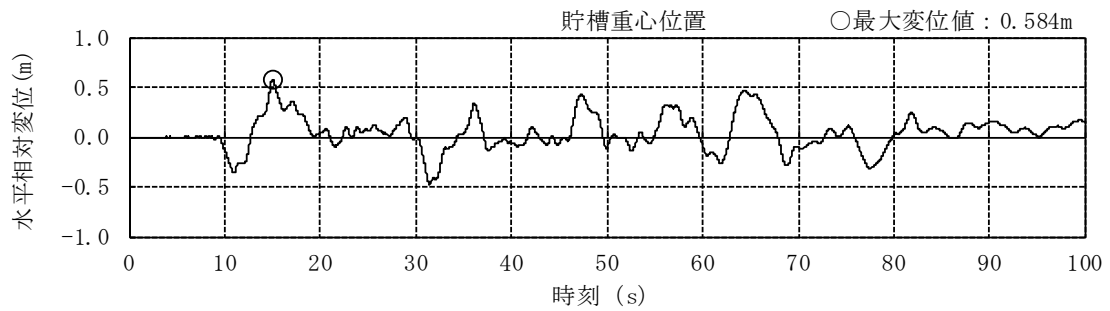
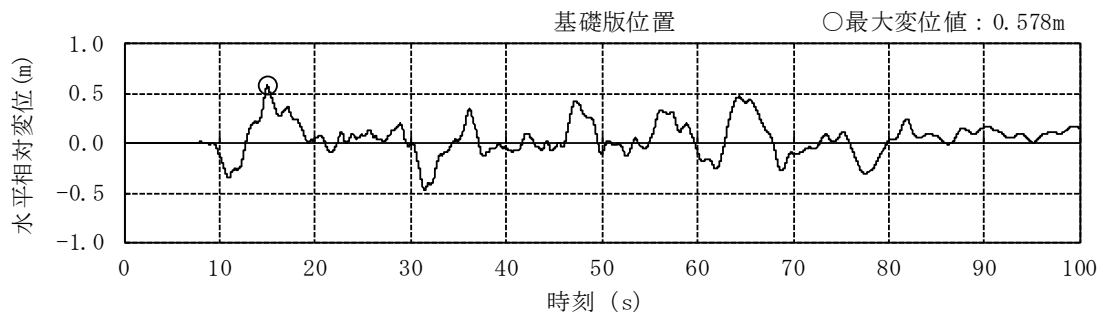


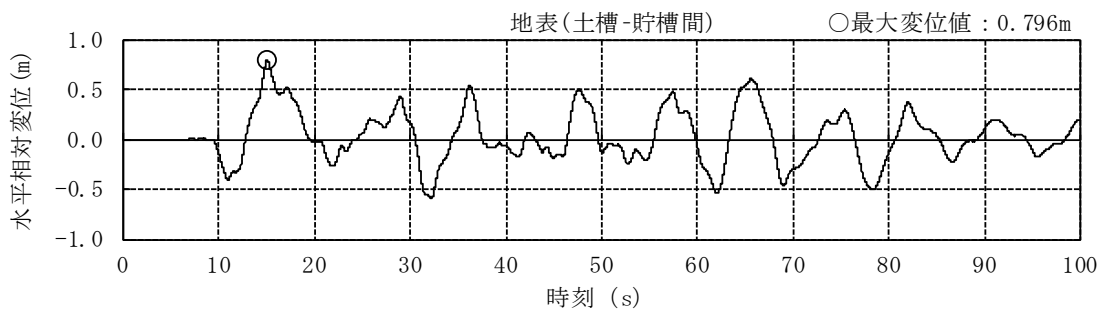
図 5.2-15 貯槽、基礎版及び地表の加速度応答スペクトル



(a) 貯槽 (節点 71)



(b) 基礎版 (節点 571)



(c) 地表 (節点 18727)

図 5.2-16 貯槽、基礎版及び地表の相対変位波形

Ⅱ-4 地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験

1. 検討概要

前節「Ⅱ-2 文献調査・耐震設計設備及び杭基礎の想定・遠心模型振動実験モデルの設定」で設定した遠心模型振動実験モデルを用い、地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータ（貯槽-基礎-地盤系の応答特性）を取得した。また、併せて耐震設計設備の地震時挙動を評価した。

2. 実験条件

2.1 実験装置

本実験で使用する遠心模型振動実験装置の基本性能を表 2.1-1 に、システムならびに外観を図 2.1-2、写真 2.1-1 に示す。本遠心模型振動実験は、遠心加速度 30G 場で行った。

表 2.1-3 遠心模型振動実験装置の基本性能

項目	動的実験	静的実験
回転駆動方式	油圧モーターによる 回転サーボ方式	—
有効回転半径	3.11m	3.35m
最大遠心加速度	50G	100G
最大積載質量	300kg	750kg
加振波形	正弦波、ランダム波	—
振動加振方式	3 電磁式デジタル フィードバック振動台	—
最大加振加速度	15G	—
加振周波数	40～400Hz (正弦波、ランダム波)	—

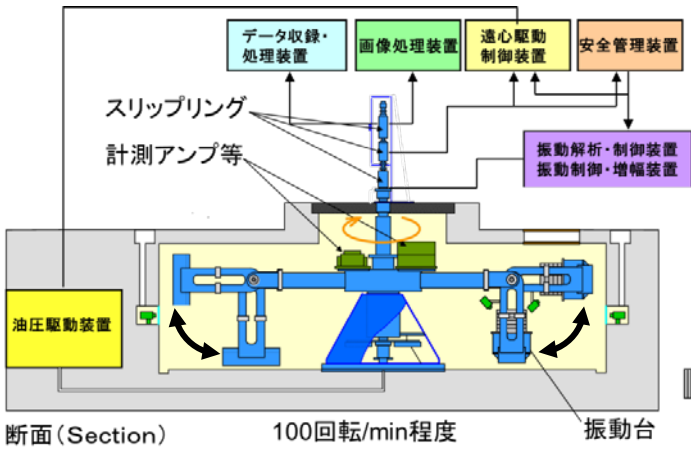


図 2.1-2 遠心模型振動実験装置のシステム



写真 2.1-1 遠心模型振動実験装置の外観

2.2 実験モデル

設定した遠心模型振動実験モデルは、既掲（p.Ⅱ-3-3、Ⅱ-3-4）のとおりである。遠心模型振動実験モデル及びせん断土槽の外観を写真 2.2-1、写真 2.2-2 に示す。

支柱及び鋼管杭は、加工によるひずみ硬化を排除するため、既述のように既製品の鋼管の NC 旋盤による切削により製作した。鋼管杭については、予備解析によって塑性化して破壊に至ることが予想されているが、ひずみ硬化を排除できているかを確認するとともに実強度を把握するため、引張試験を実施した。引張試験の詳細は、巻末の「参考資料Ⅱ-4(1)：模型杭の引張試験」に示す。

地盤について、珪砂 7 号はできる限り軟弱地盤とするよう相対密度 $Dr=50\%$ を目標として、空中落下法により作成した。珪砂 7 号の材料特性、粒度分布は、既掲（p.Ⅱ-2-9）のとおりである。液状化現象を模擬することから飽和砂地盤とし、間隙流体には相似則の観点から、水の粘性の 30 倍の値をもつシリコンオイルを用いた。乾燥砂地盤を作成した後、真空引きし、一昼夜かけてシリコンオイルを模型底面から充填した。地下水位は地表とした。

模型の製作や計測器の設置方法等を含め、実験手順の詳細は巻末の「参考資料Ⅱ-4(2)：遠心模型振動実験の詳細手順」に示す。



写真 2.2-1 遠心模型振動実験モデルの外観

	土槽の種別	せん断土槽
	土槽の大きさ (内寸)	L 770×W470×H375
	土槽の大きさ (外寸)	L 940×W640×H395
	土槽重量 (kgf)	84.15

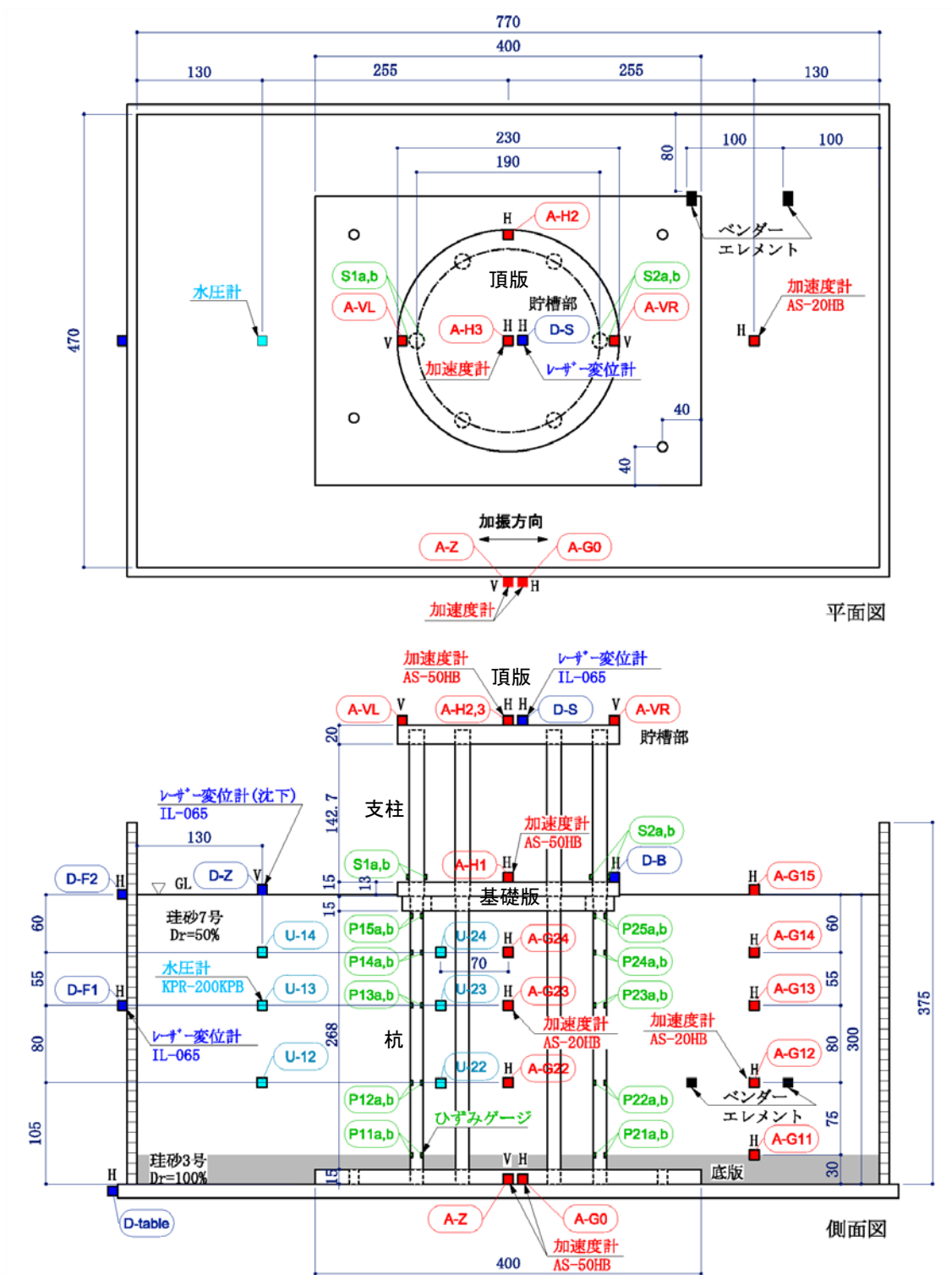
写真 2.2-2 せん断土槽の外観

2.3 計測器配置

本遠心模型振動実験モデルの計測器配置は、図 2.3-1 に示すとおりである。計測器一覧を表 2.3-1 に示すが、仕様の詳細は、巻末の「参考資料Ⅱ-4(3)：遠心模型振動実験の計測器仕様」に示す。

表 2.3-1 計測器一覧

計測項目	計測器名	機 種
加速度	加速度計	高応答小型加速度変換機 AS-20HB, AS-50HB (共和電業)
ひずみ	ひずみゲージ	一般用ゲージ FLA1-17 (共和電業)
変位	レーザー変位計	CMOS レーザアプリセンサ IL-065 (キーエンス)
間隙水圧	間隙水圧計	KPE-200KPB (東京測器研究所)
せん断波速度	バンダーエレメント	清水建設(株)技術研究所製作

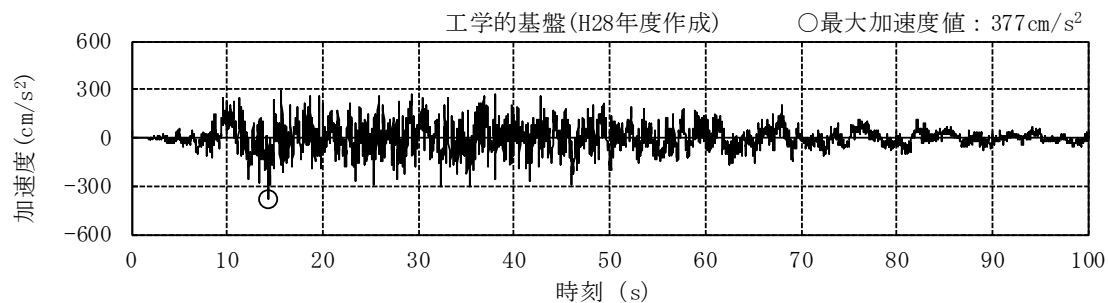


- 注 1) 加速度計の計測方向は、A-VL,A-VR,A-Z は鉛直方向で、他は水平方向である。
 注 2) ベンダーエレメントの振動方向は水平方向であり、せん断波は水平方向に振動しながら伝播する。
 注 3) 寸法単位：mm

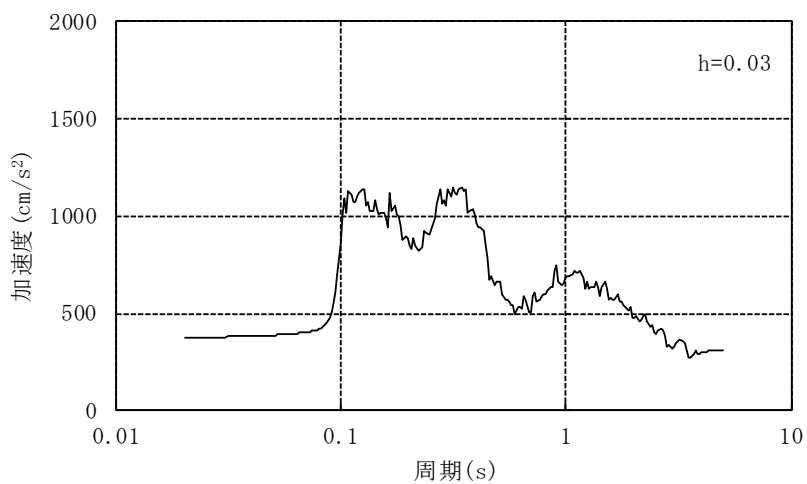
図 2.3-1 遠心模型振動実験モデルの計測器配置

2.4 入力地震波

図 2.4-1 に本遠心模型振動実験に適用する入力地震波を再掲する。平成 28 年度調査研究で作成した地震波である。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-1 遠心模型振動実験の入力地震波（平成 28 年度調査研究）

2.5 実験ケース

本遠心模型振動実験ケースを表 2.5-1 に示す。同表は実験の実施順にケースを列挙したものである。

最初にケース 0 の微小スウィープ加振を行い、実験モデルの固有周期等を把握した。次にケース 1 の地震波入力による加振を行ったが、後述するように地盤の液状化は確認されたものの、杭は塑性化には至らなかった。このため、補完的にケース 2 の貯槽・基礎・地盤連成系の固有周期に近い周期の正弦波入力による加振、ならびに基礎のみに対してケース 3 の静的加力を行い、杭の塑性化や破壊を模擬した。

表 2.5-1 遠心模型振動実験ケース

ケース	加振条件	備考
ケース 0	微小スウィープ加振	固有周期等の把握
ケース 1	地震波入力	
ケース 2	正弦波入力	杭の塑性化を模擬
ケース 3	静的加力	杭の破壊を模擬

3. 実験結果

遠心模型振動実験結果に関しては、以後すべてのケースについて、プロトタイプに換算した結果を示す。また、代表的な遠心模型振動実験結果を示すこととし、その他の遠心模型振動実験結果のデーター式は巻末の「参考資料Ⅱ-4(4)：遠心模型振動実験結果のデータ」に示す。

3.1 実験結果（ケース0：微小スウィープ加振）

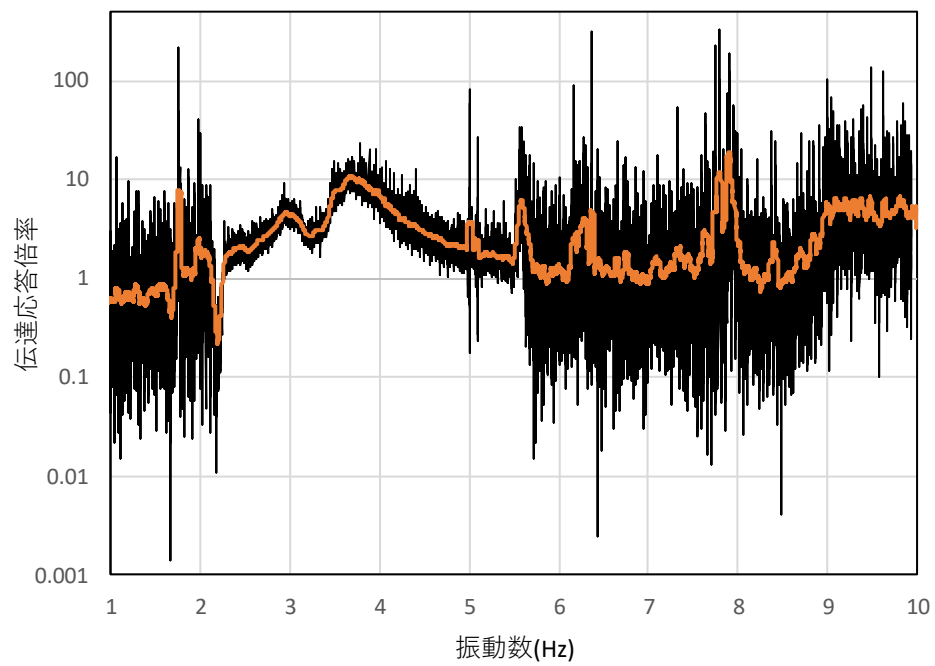
(1) 固有振動数

地盤・構造物系の固有振動特性を把握するため、本加振に先立ち振幅が数 Gal 程度のスウィープ波を入力した。入力した振動数は遠心場で 30～300Hz（プロトタイプで 1～10Hz）である。波形のサンプリング間隔は、スウィープ加振、地震波入力ともに遠心場で 1/2000 秒（プロトタイプで 0.015 秒）である。

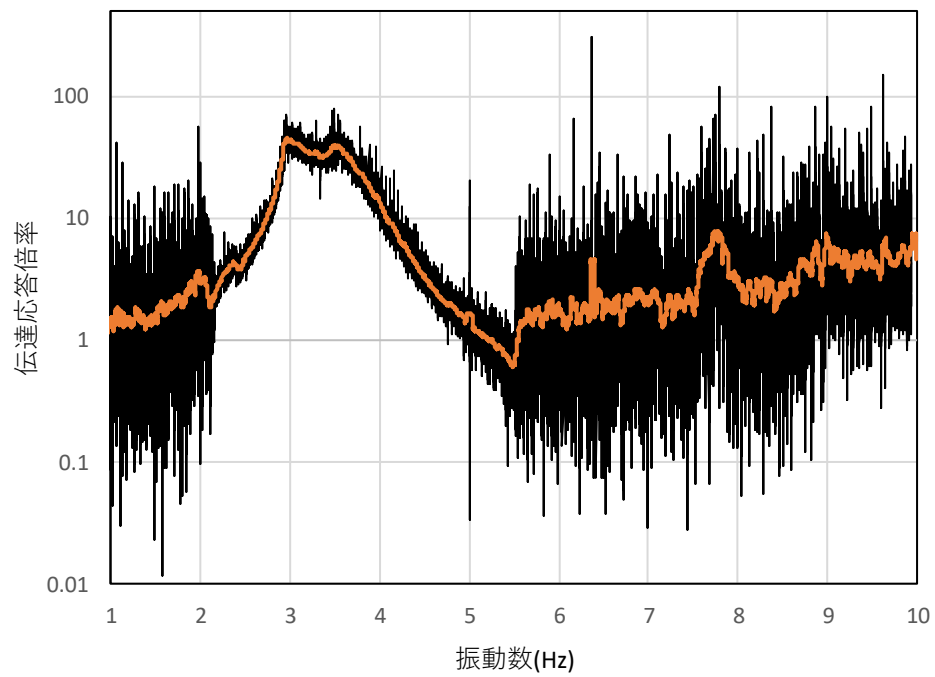
入力波に対する地盤地表面や頂版、また基礎版に対する頂版の水平応答加速度の伝達関数を求めた。その結果を図 3.1-1、表 3.1-1 に示す。同図で黒色の線は生データであり、オレンジ色の線は 100 個ずつのデータをまとめてスムージングしたものである。入力波に対する地盤地表面、入力波に対する頂版、基礎版に対する頂版の応答の伝達関数の卓越振動数（卓越周期）は、それぞれ 3.7Hz（0.27 秒）、3.0～3.5Hz（0.33～0.29 秒）、3.3Hz（0.30 秒）であり、卓越振動数（卓越周期）すなわち固有振動数（固有周期）は、予備解析の固有値解析結果と概ね対応している。

(2) 平均有効拘束圧 σ_m' とせん断波速度 V_s の関係

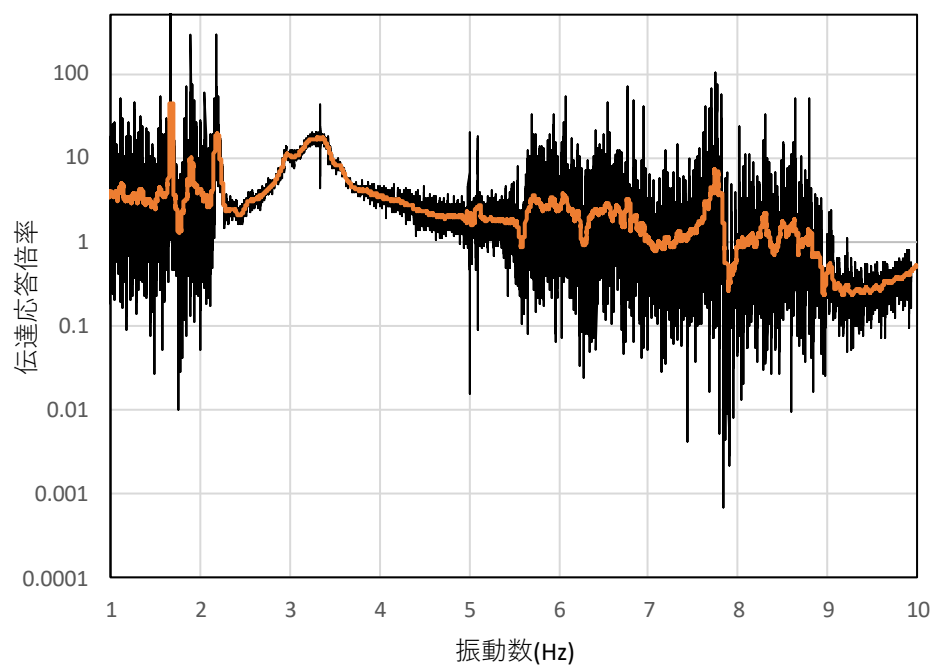
実験では 1G 場から 30G 場に段階的に载荷し（1G, 5G, 10G, 15G, 20G, 25G, 30G）、その各段階でベンダーエレメントにより地盤のせん断波速度 V_s を測定した。加振前の平均有効拘束圧 σ_m' とせん断波速度 V_s の関係を図 3.1-2 に示す。 V_s は σ_m' の 0.25 乗に対し概ね比例関係にあることがわかる。これは初期せん断剛性 G_0 が σ_m' の 0.5 乗に対し比例関係にあることを意味している（ $G_0 = p V_s^2$ ）。同図には近似直線を示すがこれは既往の文献（桐山・福武, 2017）と類似の値である。平均的に土層深度中央では約 $V_s = 130 \text{ m/s}$ であることから、1/4 波長則より地盤の 1 次固有振動数を計算すると、3.6Hz（ $=130/(4 \times 9)$ ）となり、表 3.1-1 の地盤の 1 次固有振動数に概ね対応している。



(a) 地盤地表面/入力



(b) 頂版/入力



(c) 頂版/基礎版

図 3.1-1 スウィープ加振による伝達関数

表 3.1-1 伝達関数による固有振動数と固有周期

	地盤地表面/入力	頂版/入力	頂版/基礎版
固有振動数	3.7Hz	3.0~3.5Hz	3.3Hz
固有周期	0.27 秒	0.33~0.29 秒	0.30 秒

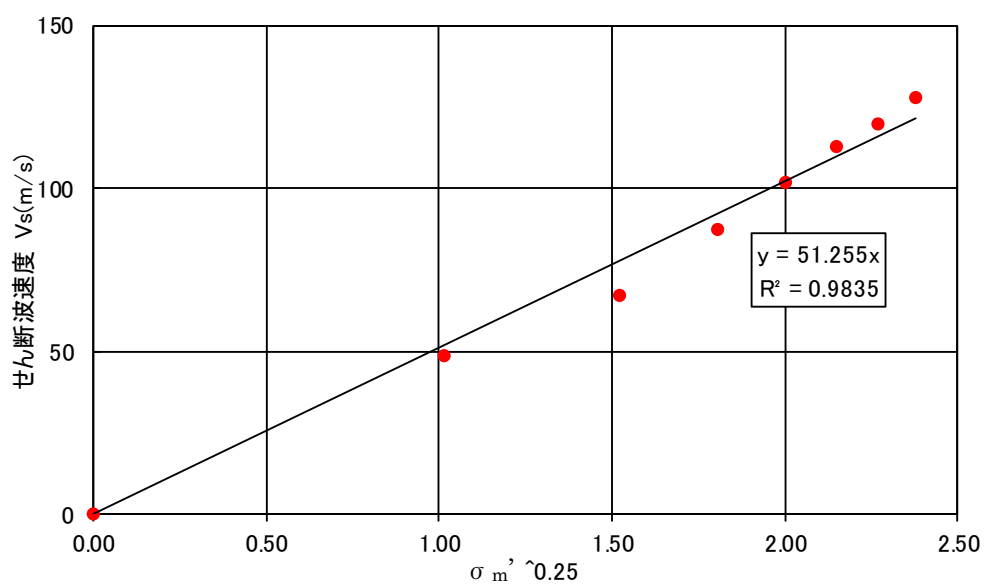


図 3.1-2 平均有効拘束圧 σ'_m とせん断波速度 V_s の関係

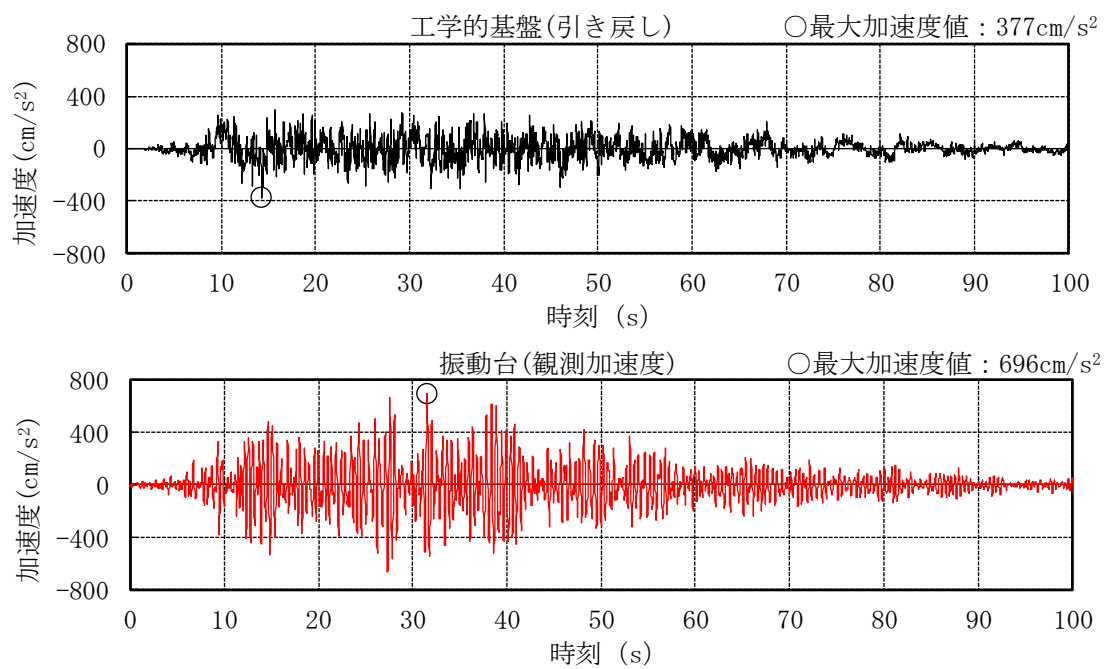
3.2 実験結果（ケース 1：地震波入力）

(1) 入力加速度

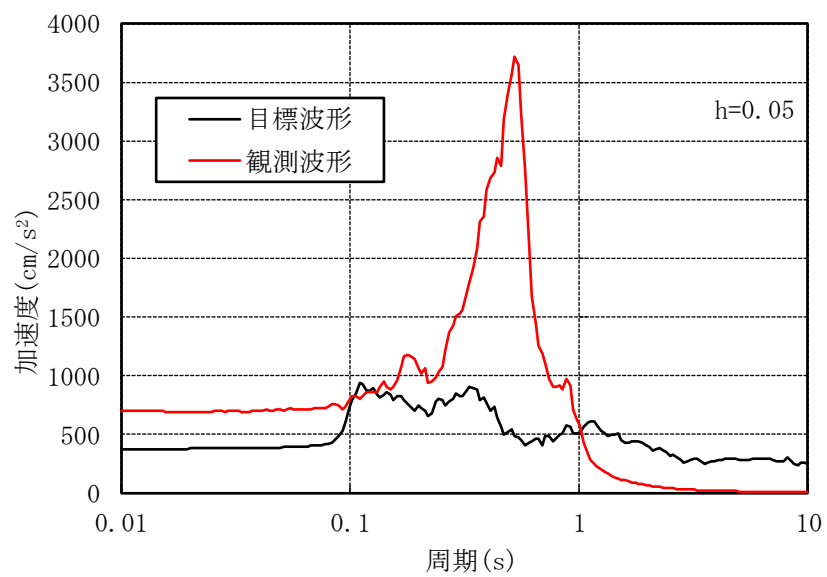
図 3.2-1 に振動台の目標入力加速度と振動台で観測された（実際に入力された）加速度を示す。目標入力加速度に比べ、実験では大きな入力加速度となっている。

加速度波形の最大値について見れば、目標入力加速度の最大 377cm/s^2 に対し、振動台で観測された加速度は最大 696cm/s^2 となっている。加速度応答スペクトルでは、特に周期 0.5 秒付近の振動台で観測された加速度は大幅に大きくなっているが、一方、周期 1 秒程度以上の長周期領域では小さくなっている。これは、当該振動台の制御や入力パワーに係わる性能に起因した問題であると考えられる。

なお、以後の実験結果の時刻歴波形は、振動台の制御上の都合から加速度入力前の時刻から表示することとし、入力加速度波形の開始時間-20 秒を 0 秒として表示している。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2-1 振動台の目標入力加速度と観測された加速度

(2) 加速度

図 3.2-2 に加速度の最大値深度分布、図 3.2-3 に加速度波形を示す。

側方地盤、構造物直下地盤とも最大値深度分布、加速度波形は類似で、地表に向かって加速度は大幅に減少している。最大入力加速度 696 cm/s^2 に対し、地表付近では最大 $60 \sim 70 \text{ cm/s}^2$ 程度に減少している。これは、後述するように地盤（珪砂 7 号）の液状化に伴って、加速度が増幅せず減少したものと考えられる。加速度波形において、液状化に至ったと考えられる約 32 秒以降では振幅は非常に小さくなっている。なお、支持層である礫地盤（珪砂 3 号）は液状化には至っておらず、加速度振幅の減少は認められない。

構造物については、基礎版が最大 255 cm/s^2 に対して頂版は最大 364 cm/s^2 であり、増幅しているが、入力加速度よりは小さくなっている。これも地盤の液状化に伴う現象と考えられる。

地盤・構造物系の固有振動特性を把握するため、入力波に対する地盤地表面、基礎版、頂版、また基礎版に対する頂版の水平応答加速度の伝達関数を求めた。その結果を図 3.2-4、表 3.2-1 に示す。同図で黒色の線は生データであり、オレンジ色の線は 100 個ずつのデータをまとめてスムージングしたものである。入力波に対する地盤地表面、入力波に対する基礎版、入力波に対する頂版、基礎版に対する頂版の応答の伝達関数の卓越振動数（卓越周期）は、それぞれ 1 Hz 以下（1 秒以上）、 0.85 Hz （1.2 秒）、 0.85 Hz （1.2 秒）、 3.6 Hz （0.28 秒）である。これより、地盤の固有振動数（固有周期）については伝達関数に明瞭なピークは認められず、少なくとも 1 Hz 以下（1 秒以上）で低振動数（長周期）側に応答倍率は増大している。液状化により長周期化して剛性が大幅に低下し、ほとんど剛性がなくなっている状態と考えられる。また、入力波に対する基礎版、頂版の伝達関数は同様で、地盤・基礎・貯槽連成系の固有振動数（固有周期）は 0.85 Hz （1.2 秒）である。基礎版に対する頂版の応答の伝達関数より、貯槽の固有振動数（固有周期）は 3.6 Hz （0.28 秒）で、スイープ加振結果とほぼ一致しており、予備解析結果とも概ね整合している。

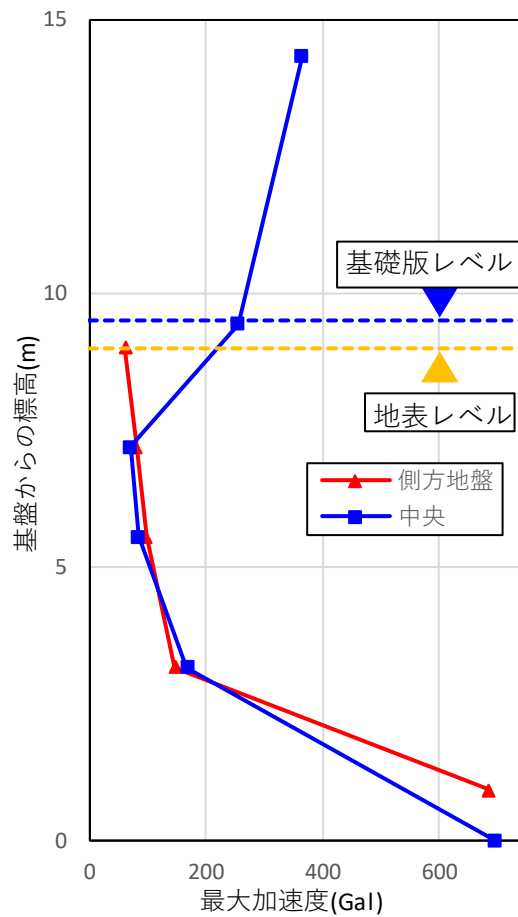
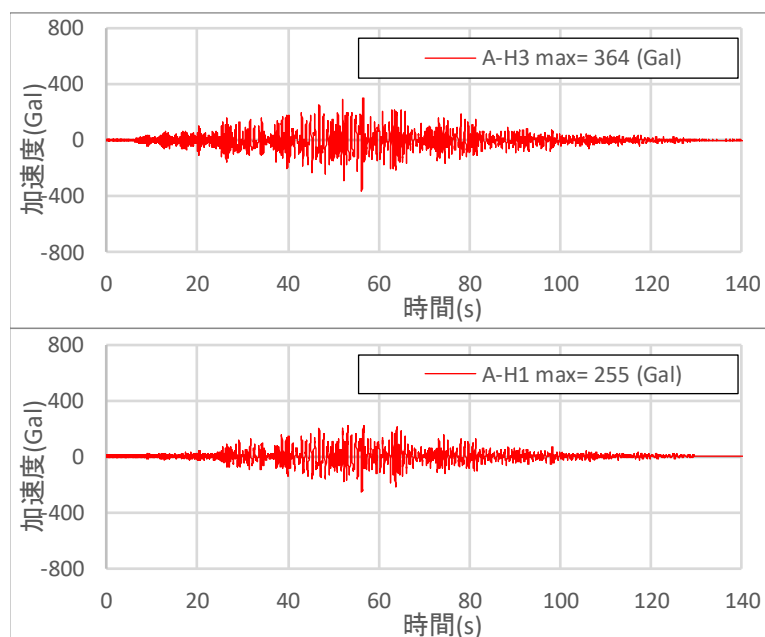
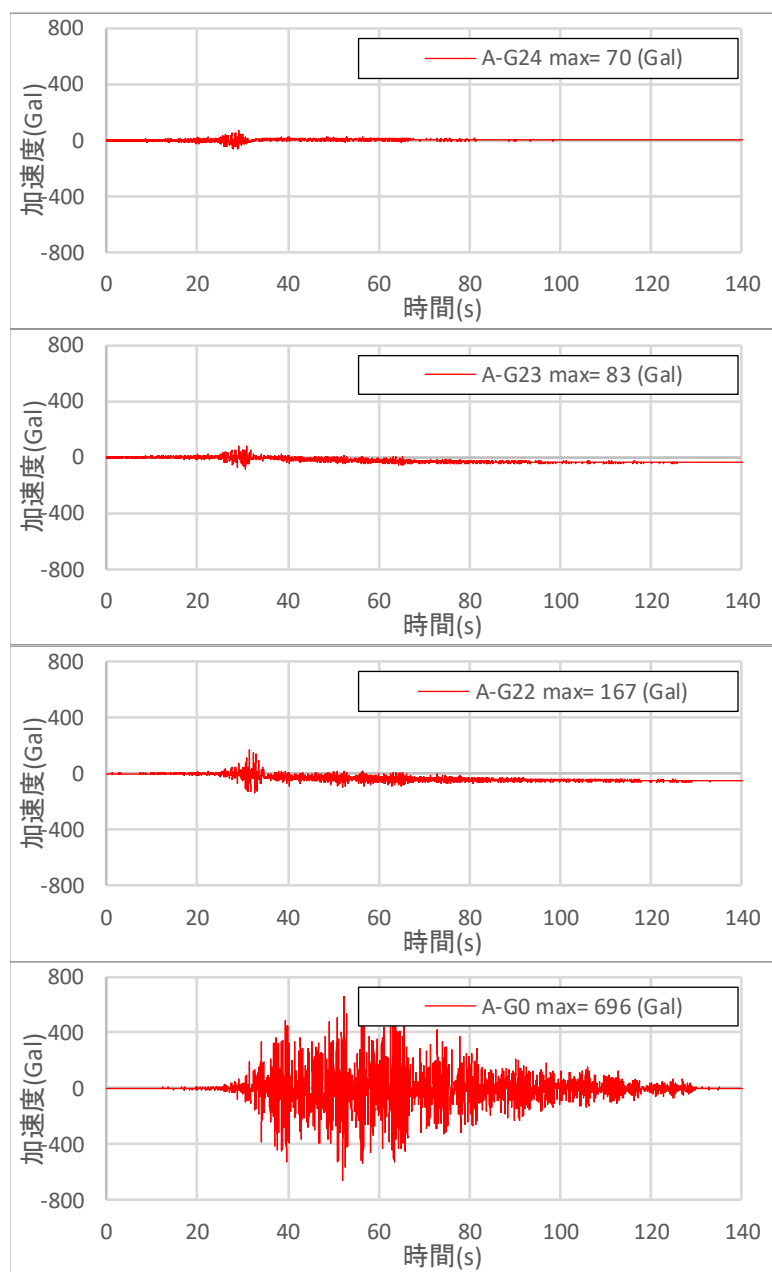


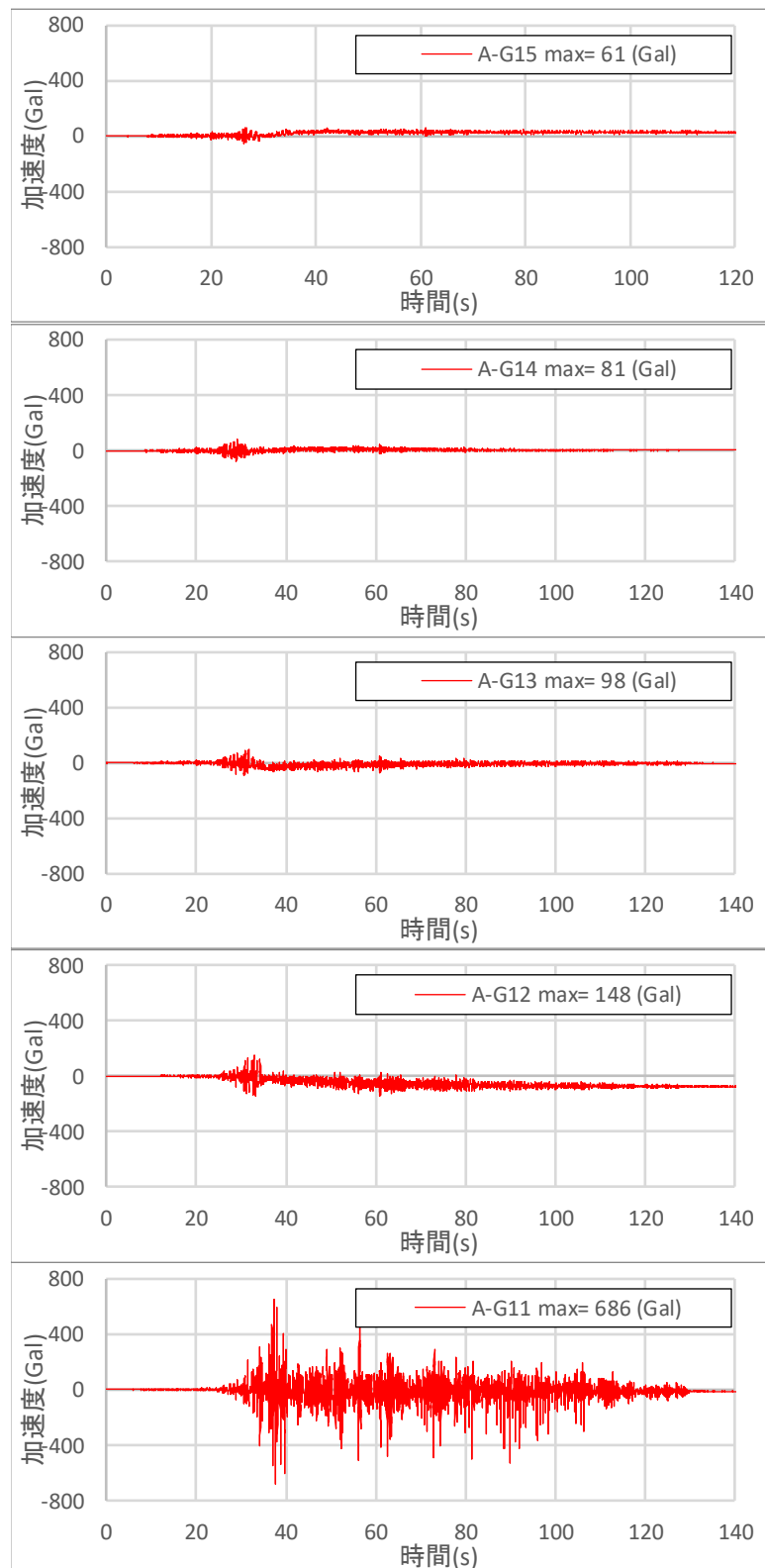
図 3.2-2 加速度の最大値深度分布



(a) 構造物（上段：頂版、下段：基礎版）

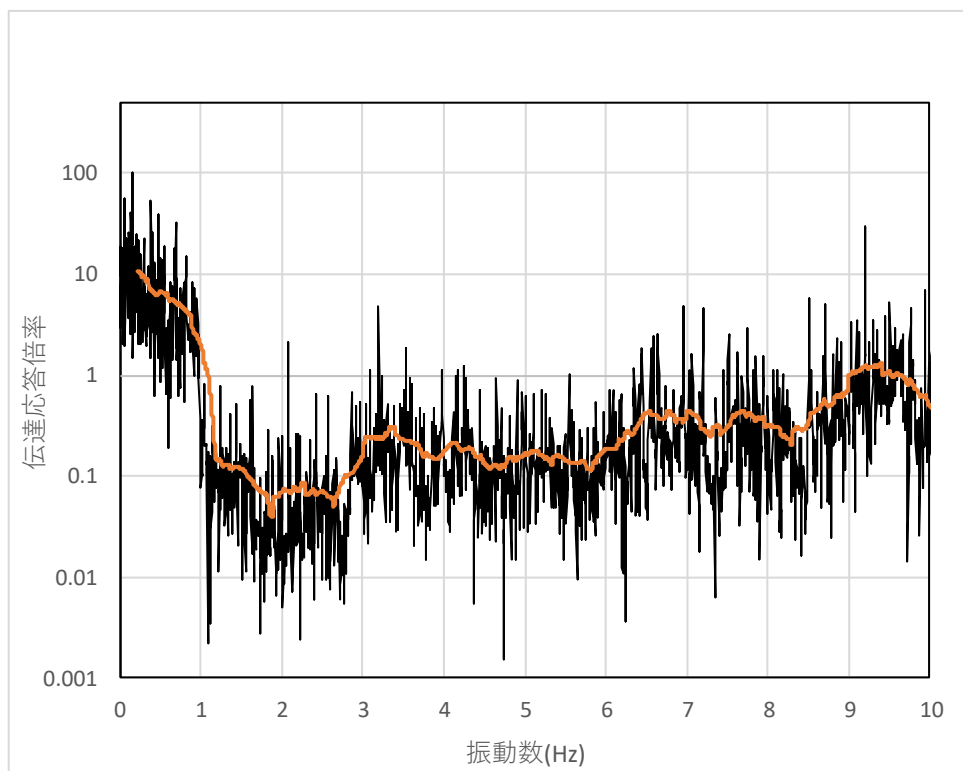


(b) 構造物直下地盤（最下段：入力波）

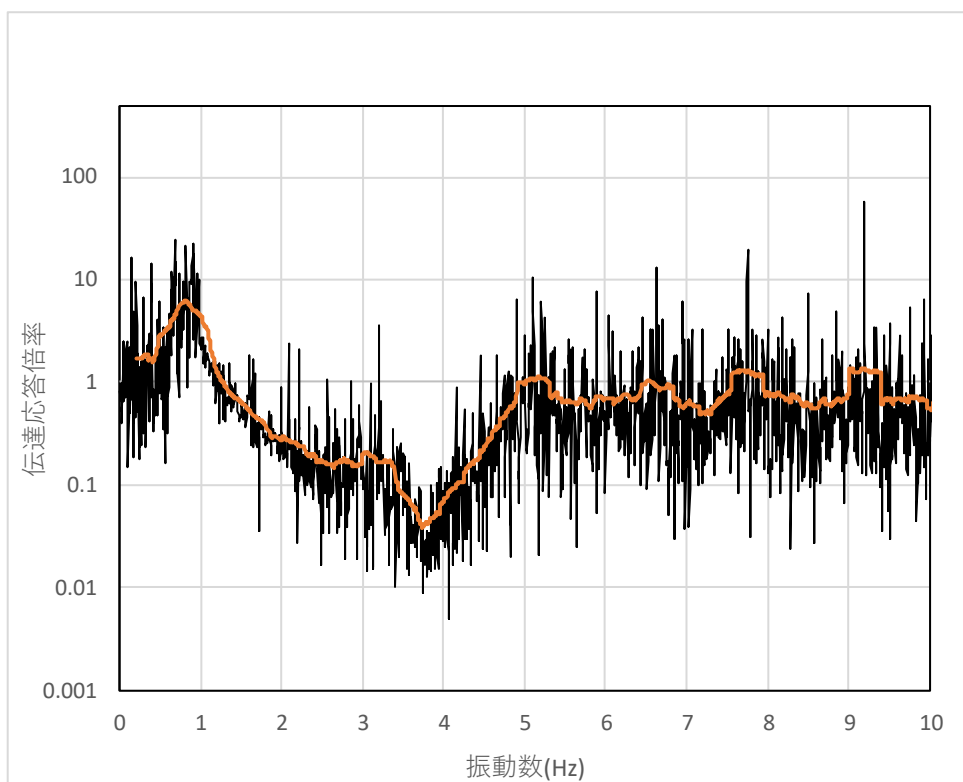


(c) 側方地盤（最下段：礫地盤）

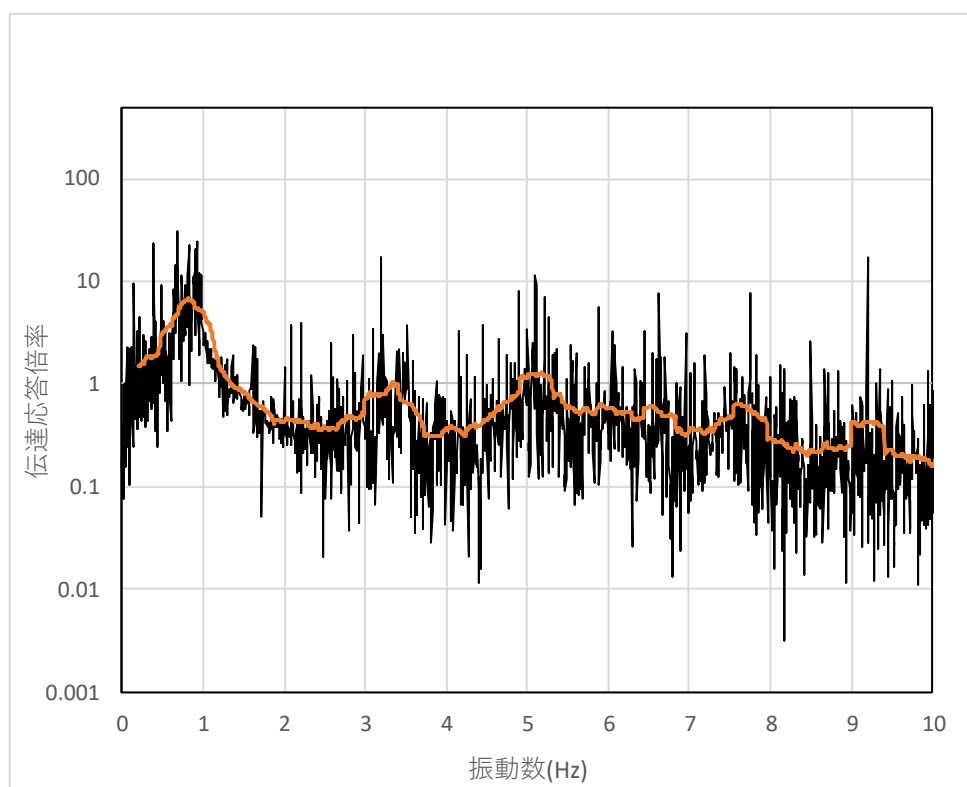
図 3.2-3 加速度波形



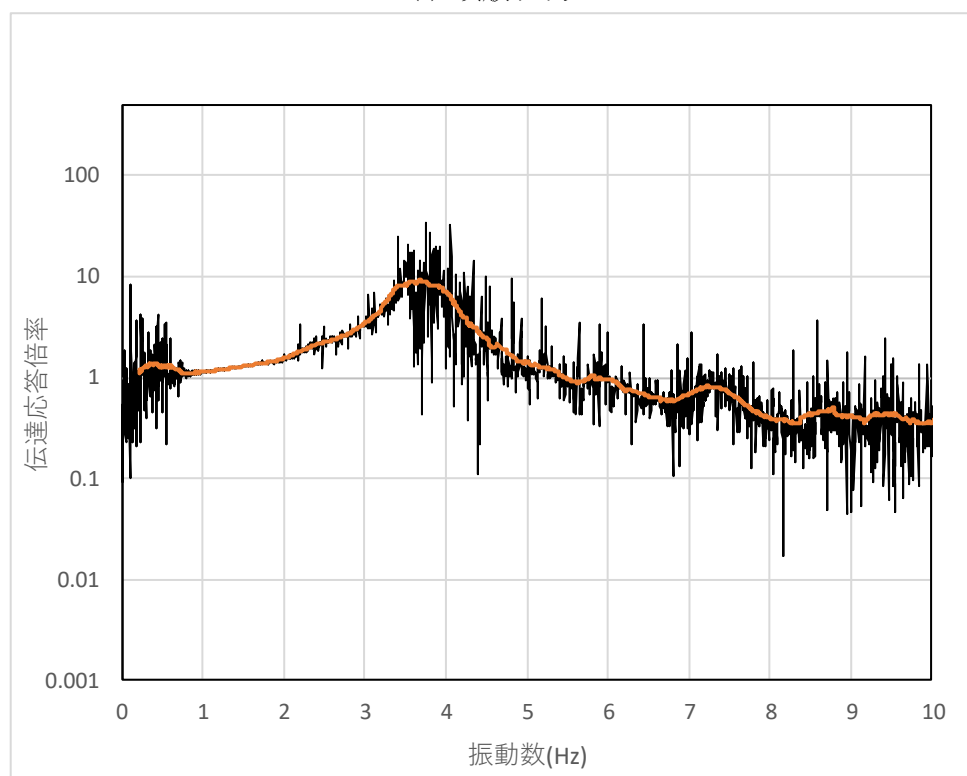
(a) 地盤地表面/入力



(b) 基礎版/入力



(c) 頂版/入力



(d) 頂版/基礎版

図 3.2-4 地震波入力による伝達関数

表 3.2-1 伝達関数による固有振動数と固有周期

	地盤地表面/入力	基礎版/入力	頂版/入力	頂版/基礎版
固有振動数	1Hz 以下	0.85Hz	0.85Hz	3.6Hz
固有周期	1 秒以上	1.2 秒	1.2 秒	0.28 秒

(3) 変位

図 3.2-5 に構造物、土槽フレーム、振動台に設置したレーザー変位計による相対変位の最大値深度分布、図 3.2-6 に相対変位波形を示す。

土槽フレームでは、地盤（珪砂 7 号）が液状化に至ったと考えられる約 32 秒以降で変位が一方向に残留していき、地表付近で最大 10.7cm の変位が生じている。振動成分は小さいが、レーザー変位計が高振動数に追従できなかった可能性も考えられる。

構造物の変位については、最大 1cm 未満で小さな値となっている。図 3.2-7 に加速度波形を 2 回積分して求めた頂版の回転角の時刻歴波形を示すが、最大回転角は 0.04 度と非常に小さく、ロッキングは僅かである。

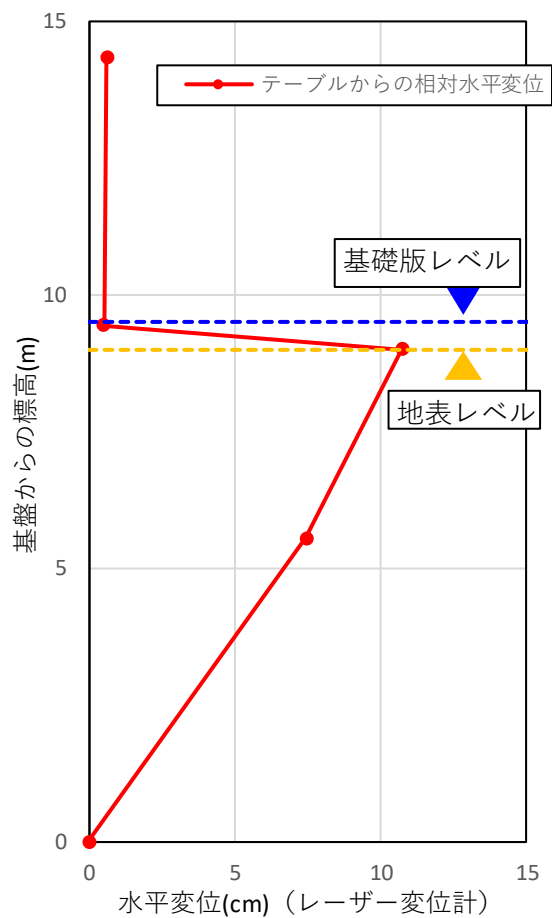
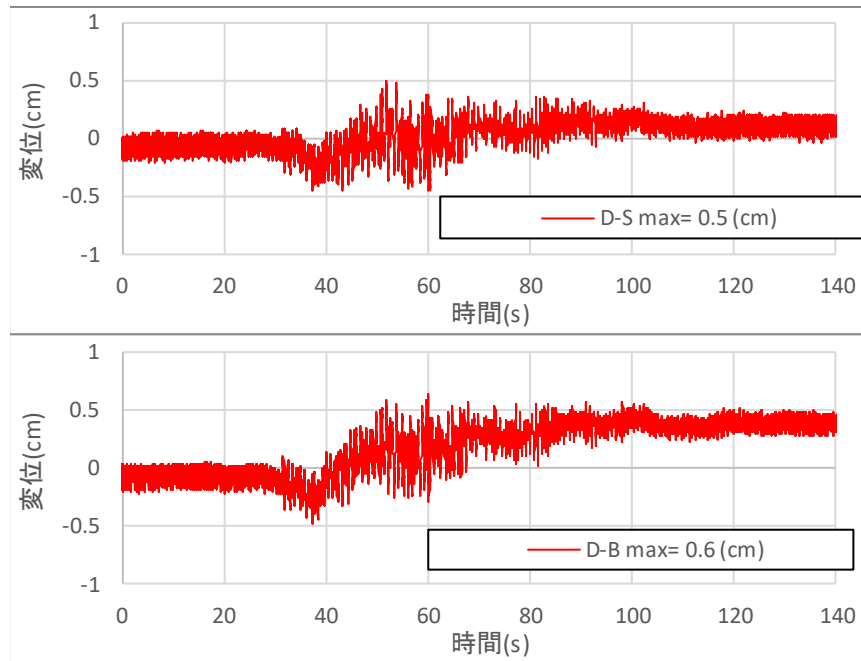
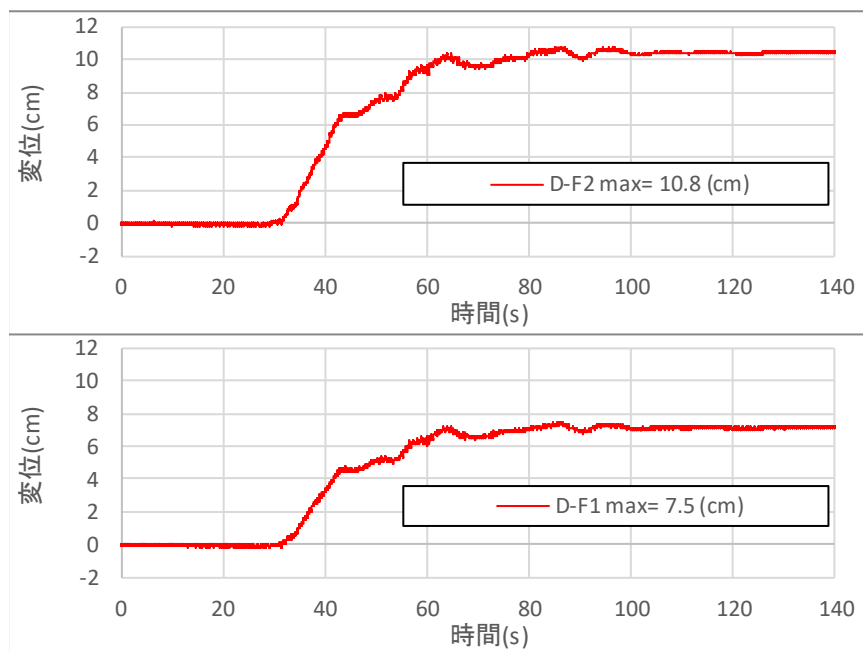


図 3.2-5 レーザー変位計による相対変位の最大値深度分布



(a) 構造物（上段：頂版、下段：基礎版）



(b) 土槽フレーム（上段・中段）と振動台（最下段）

図 3.2-6 レーザー変位計による相対変位波形

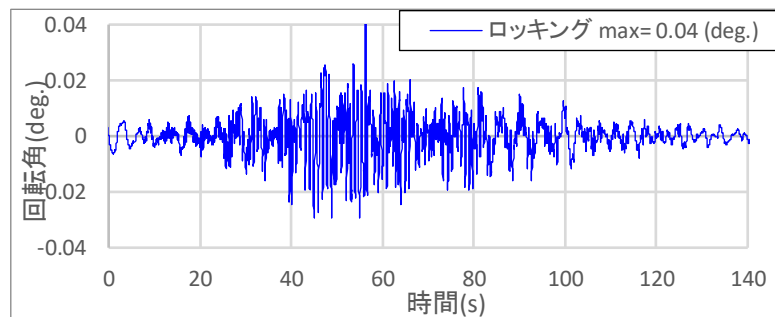


図 3.2-7 加速度波形を 2 回積分して求めた頂版の回転角の時刻歴波形

(4) 過剰間隙水圧

図 3.2-8 に過剰間隙水圧の最大値深度分布を示す。側方地盤、構造物直下地盤の双方において、全層にわたりほぼ有効上載圧に達し、液状化に至っていることがわかる。

図 3.2-9 に過剰間隙水圧比の時刻歴波形を示す。側方地盤と構造物直下の地盤において同様の傾向である。双方とも約 32 秒で概ね 100%に達し液状化に至っている。浅い個所で 100%に達していないが、これは間隙水圧計が液状化地盤中を上方に動いたためと推察される（実際には 100%に達していると考えられる）。サイクリックモビリティによる波打ちはほとんど認められない。これは地盤の相対密度 D_r が 50%と緩いためと考えられる。

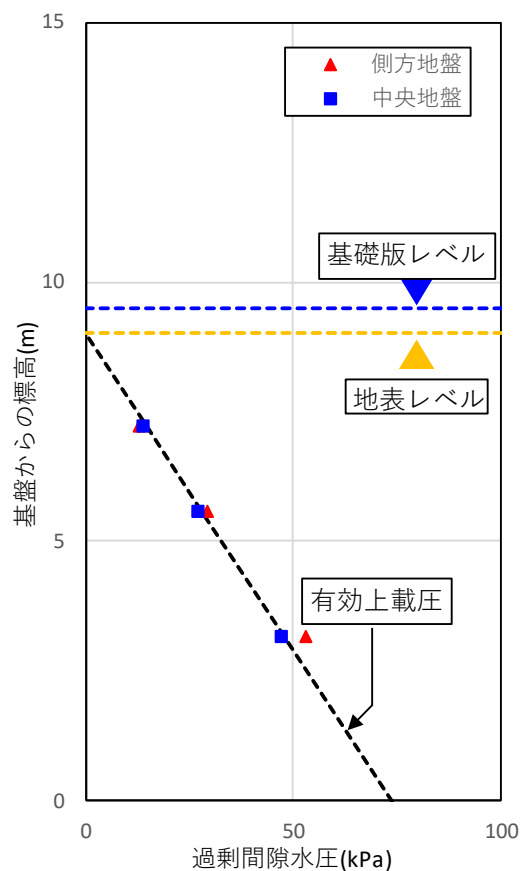
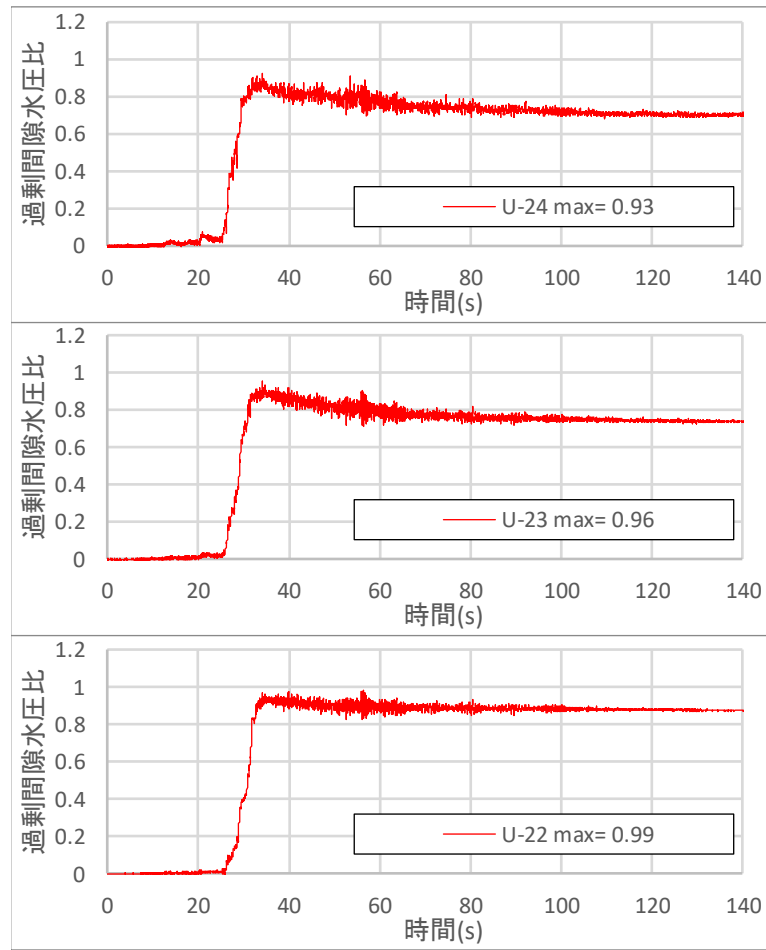
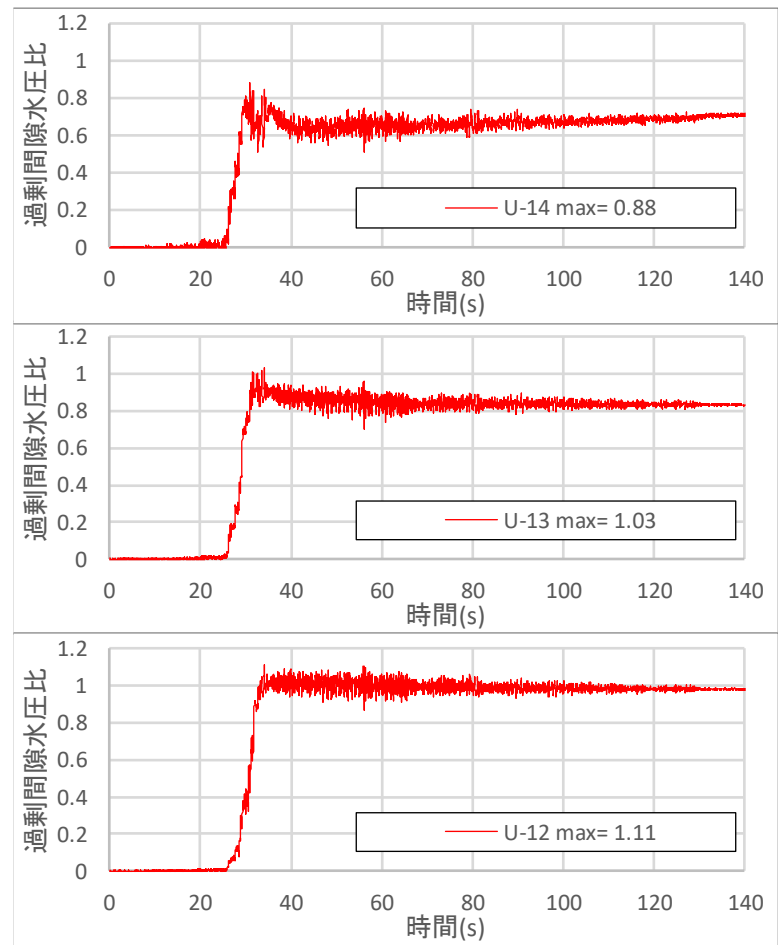


図 3.2-8 過剰間隙水圧の最大値深度分布



*

(a) 構造物直下地盤



(b) 側方地盤

図 3.2-9 過剰間隙水圧比の時刻歴波形

(5) ひずみ

図 3.2-10 に支柱及び杭の軸ひずみと曲げひずみの最大値深度分布を示す。

杭の軸ひずみは、深度方向に概ね一定の値となっている。図 3.2-11 に左右の杭頭の軸ひずみの時刻歴波形（拡大図）を示すが、両者で位相が逆転しており、上部構造物・基礎系のロッキングに起因して発生したものであることがわかる。一方、杭の曲げひずみは杭頭と杭先端で大きく、最大 $1200 \sim 1300 \mu$ の同程度の値となっている。杭頭の曲げひずみは主に上部構造の慣性力によって発生したもので、杭先端の曲げひずみは地盤震動（変位）によって発生したものと考えられる（図 3.2-12 参照）。両者が同程度の値となっていることは、高压ガス設備の基礎の耐震設計では主に上部構造の慣性力のみが考慮され、通常考慮されない地盤震動（変位）の影響が無視できないことを示している。

上述のように、杭の曲げひずみは最大 $1200 \sim 1300 \mu$ である。杭の引張試験結果（「参考資料 II-4(1)：模型杭の引張試験結果」参照）から、杭の降伏ひずみは約 1600μ であり、杭は塑性化せず弾性範囲の状態と考えられる。支柱基部の軸ひずみや曲げひずみについては、杭のひずみの $1/5$ 程度以下でかなり小さく、支柱（貯槽）も弾性範囲の状態となっている。これは、地盤の液状化に伴って構造物の加速度応答が低減されたことに対応し、発生ひずみが減少し、抑制されたものであると考えられる。

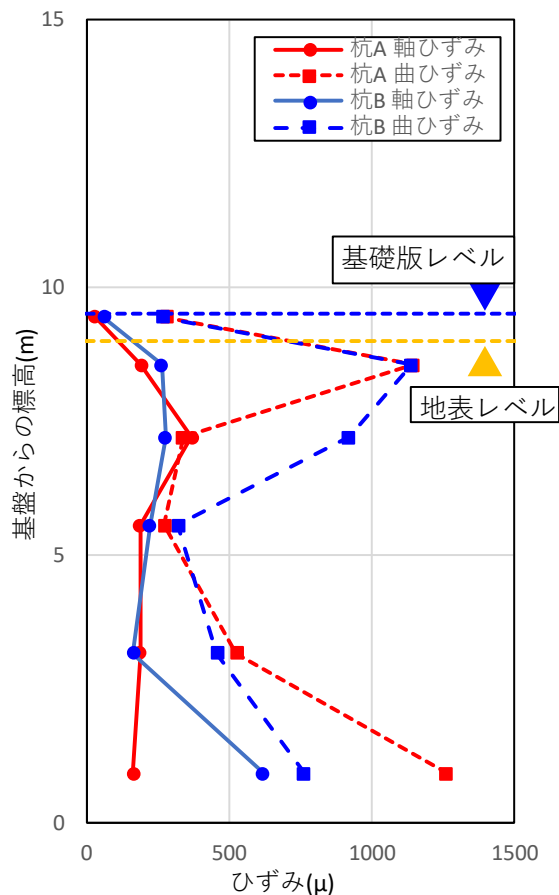


図 3.2-10 杭の軸ひずみと曲げひずみの最大値深度分布

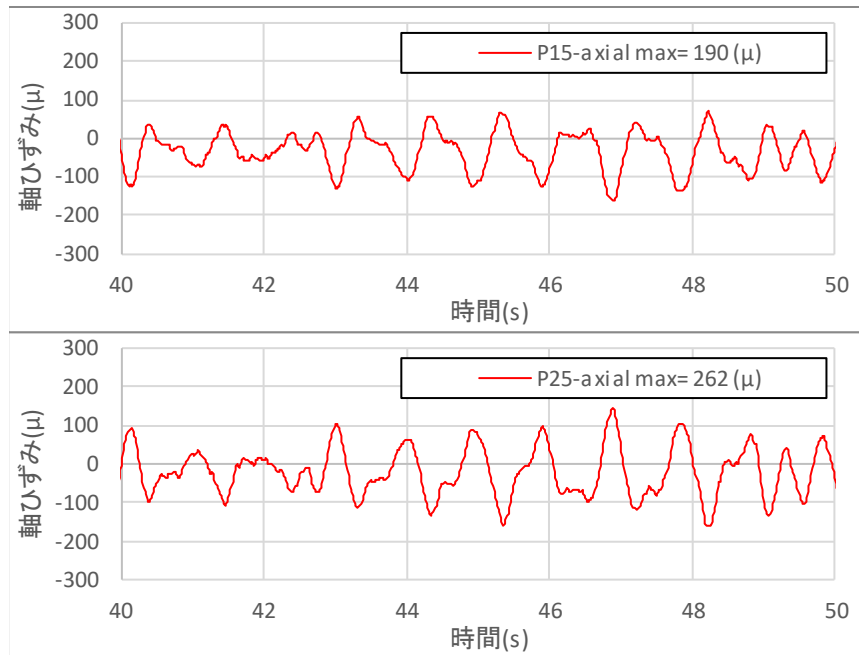


図 3.2-11 左右の杭頭の軸ひずみの時刻歴波形（拡大図）

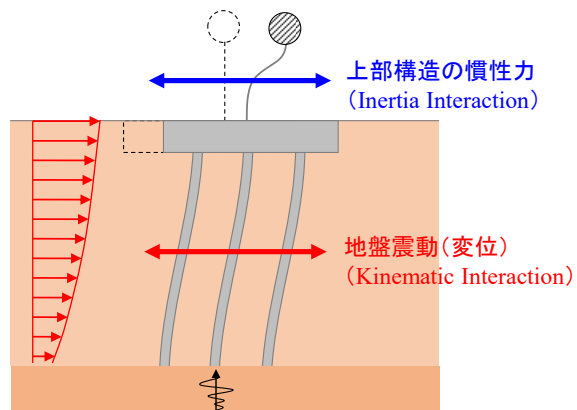


図 3.2-12 動的相互作用の概念

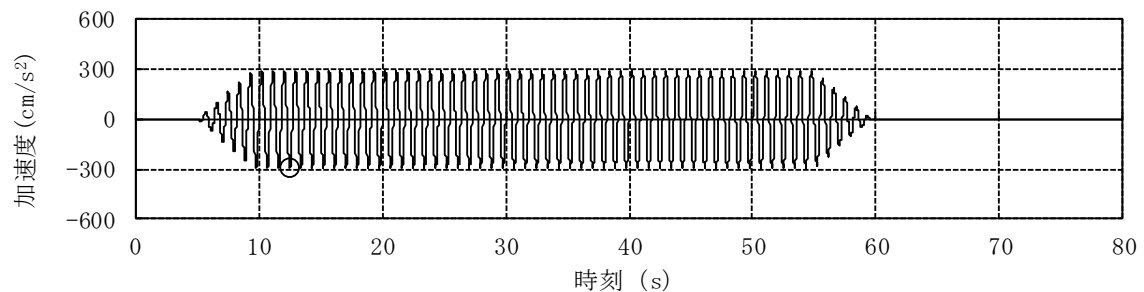
3.3 実験結果（ケース 2：正弦波入力）

3.2 節で述べたように、地震波入力において地盤の液状化は確認されたものの、杭は塑性化には至らなかった。このため、補完的に貯槽・基礎・地盤系の固有周期に近い周期の正弦波入力による加振実験を行い、地震波入力と同一の実験モデルを用い、遠心模型振動実験を実施して杭の塑性化や破壊を模擬した。

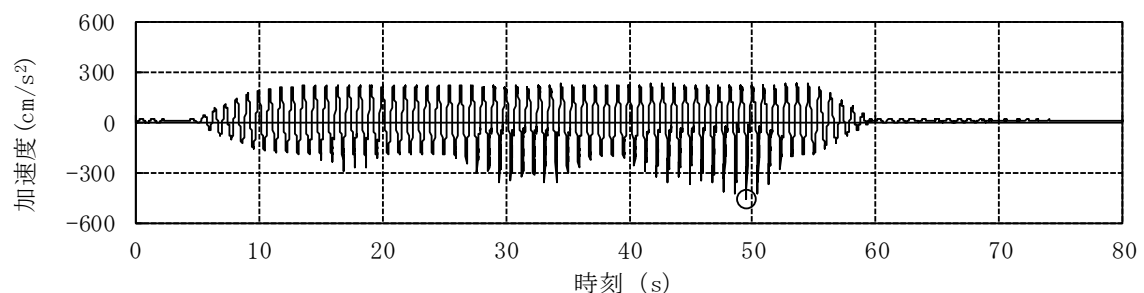
(1) 入力加速度

地震波入力において、地盤・基礎・貯槽連成系の固有周期は、固有振動数（固有周期）は 0.85Hz （1.2 秒）であった。これより、周期 1 秒以上で当該振動台の入力パワーが小さいことも考慮し、周期 0.9 秒の正弦波入力を行った。

図 3.3-1 に振動台の目標入力加速度波形（最大 300cm/s^2 ）と、振動台で観測された（実際に入力された）加速度波形を示す。目標加速度は周期 0.9 秒の正弦波で 50 波であり、前後のテーパーを 5 波付加している。実験では数十 cm/s^2 から徐々に振幅を増加させ、20 回の加振を行い 20 回目で振動台のパワーの上限に達し加振が停止した。同図に示す結果は、杭頭ひずみが最も大きく発生（ 1847μ ）した 16 回目のケースである。加速度のマイナス側では、振動台のパワーの限界のため制御が十分でなく波形がやや乱れている。正の側では一定振幅となっており、最大 220cm/s^2 程度である。



(a) 目標入力加速度



(b) 振動台で観測された（実際に入力された）加速度

図 3.3-1 振動台の目標入力加速度波形と振動台で観測された加速度波形

(2) 加速度

図 3.3-2 に加速度の最大値深度分布を示す。地震波入力時と違い、側方地盤、構造物直下地盤とも地表で最大 1500 cm/s^2 近くまで加速度は増幅しており、両者の傾向は類似している。写真 3.3-1 には加振終了後の地盤沈下の様子を示すが、 5.0cm 程度沈下（体積ひずみは 17%程度）しており、かなり密になったものと推察される。加速度の増幅は、密な地盤に見られるサイクリックモビリティ現象が生じており、後述するように地盤が液状化してもスパイク状の応答加速度波形が生じているためである。構造物に注目すると、基礎版では 2000cm/s^2 程度、頂版では 900 cm/s^2 程度の応答となっている。

図 3.3-3 に加速度波形を示す。側方地盤と構造物直下地盤は加速度波形も類似している。後述するように上層地盤は 7 秒付近で液状化に至っているが、液状化後も密な地盤のサイクリックモビリティにより振幅は減少していない。同図(d)には側方地盤の時間軸を拡大した加速度波形を示す。側方地盤上層 A-G13～15 では、サイクリックモビリティに特有のスパイク状の波形となっており、大きな振幅となっている。一方、側方地盤下層 A-G11～12 では液状化には至っておらず、通常の振動波形となっている。A-G22～24 の構造物直下地盤についても同様である。

地盤・構造物系の固有振動特性を把握するため、入力波に対する地盤地表面、基礎版、頂版、また基礎版に対する頂版の水平応答加速度の伝達関数を求めた。その結果を図 3.3-4、表 3.3-1 に示す。同図で黒色の線は生データであり、オレンジ色の線は 100 個ずつのデータをまとめてスムージングしたものである。入力波に対する地盤地表面、入力波に対する基礎版、入力波に対する頂版、基礎版に対する頂版の応答の伝達関数の最も低周波数側の卓越振動数（卓越周期）は、それぞれ 0.9Hz （1.1 秒）、 0.9Hz （1.1 秒）、 0.9Hz （1.1 秒）、 3.5Hz （0.29 秒）である。 0.9Hz （1.1 秒）は、地盤の固有振動数（固有周期）と考えられるが、 $1/4$ 波長則よりせん断波速度 V_s を求めると $V_s=33\text{m/s}$ となる。地震波入力時には液状化により剛性がほとんどなくなっている状態であったのに対し、密な地盤となり剛性が回復している。貯槽の卓越振動数（卓越周期）すなわち固有振動数（固有周期）は 3.5Hz （0.29 秒）で、スウィープ加振結果や地震波入力結果とほぼ一致しており、予備解析結果とも概ね整合している。

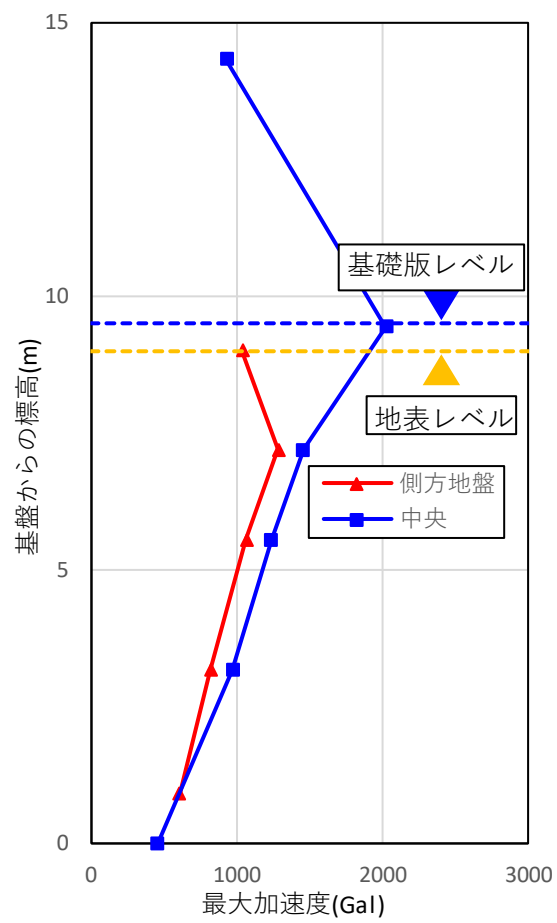
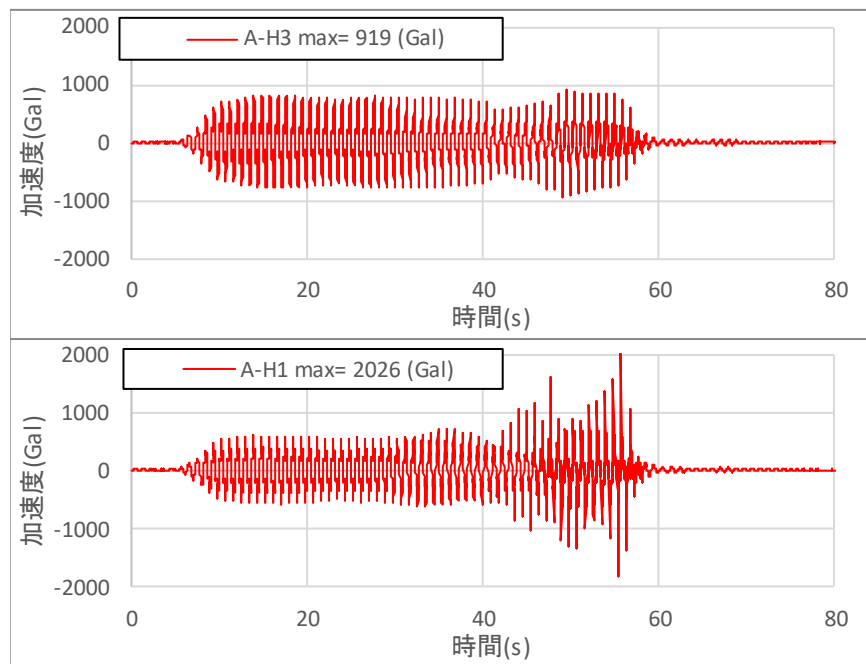


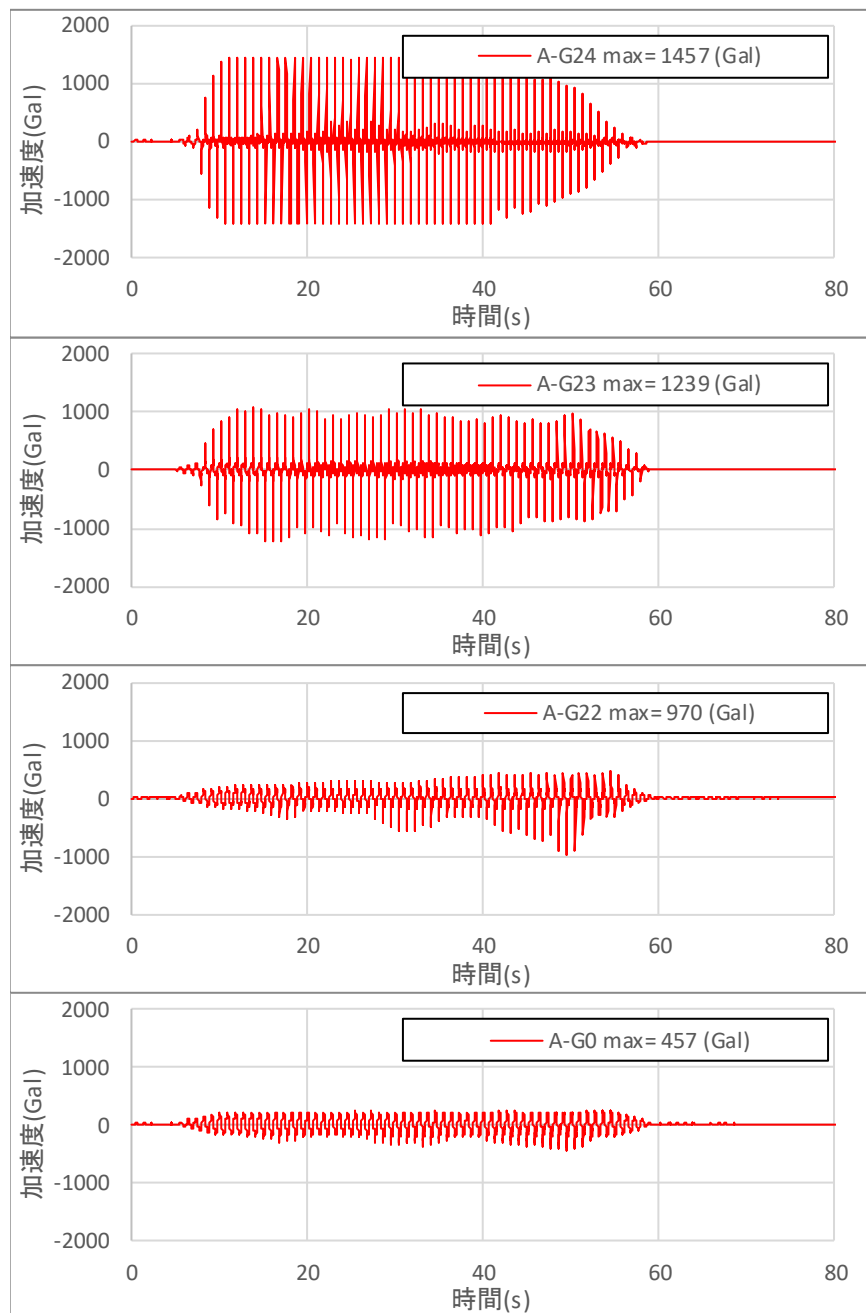
図 3.3-2 加速度の最大値深度分布



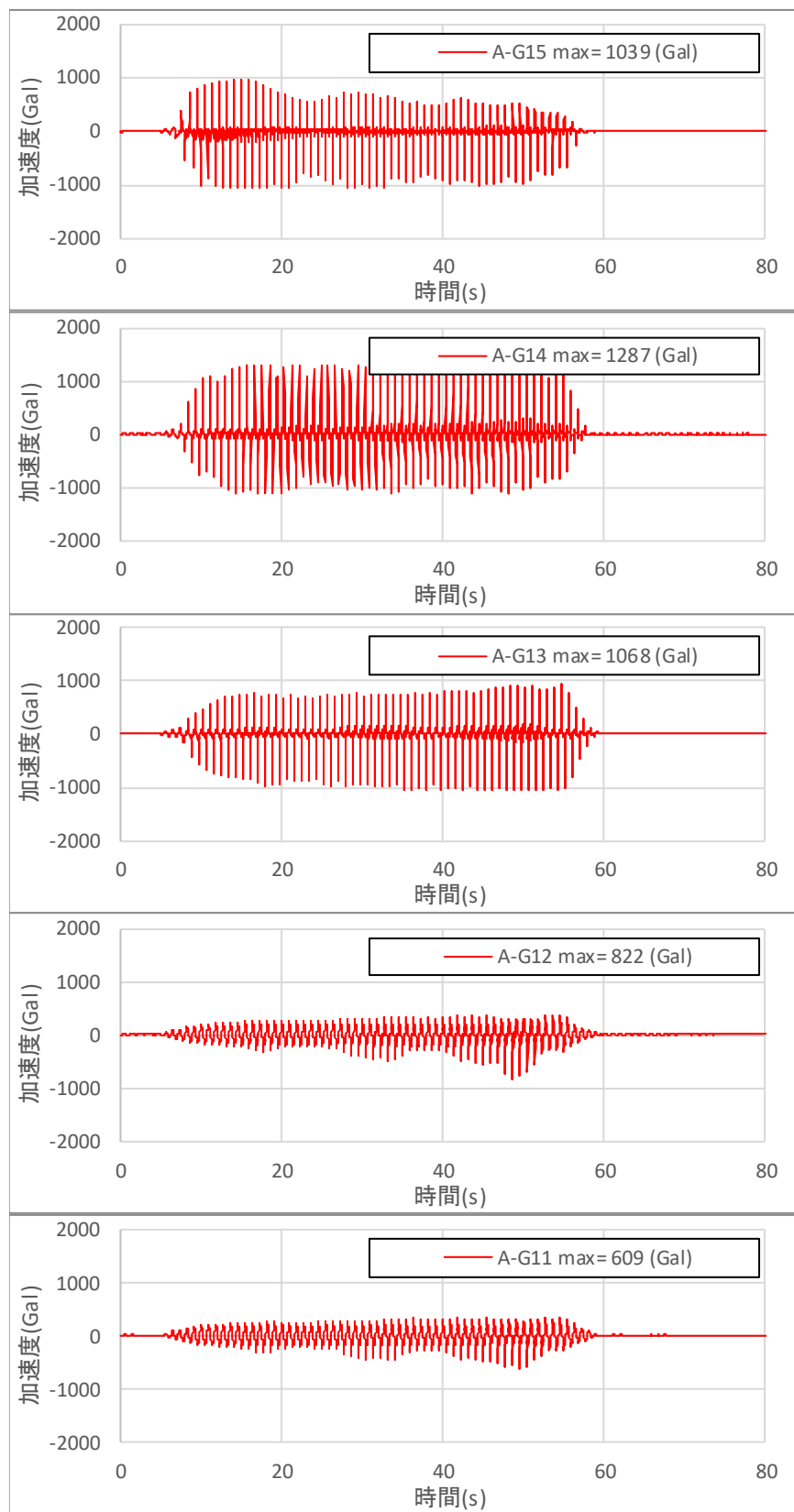
写真 3.3-1 加振終了後の地盤沈下の様子



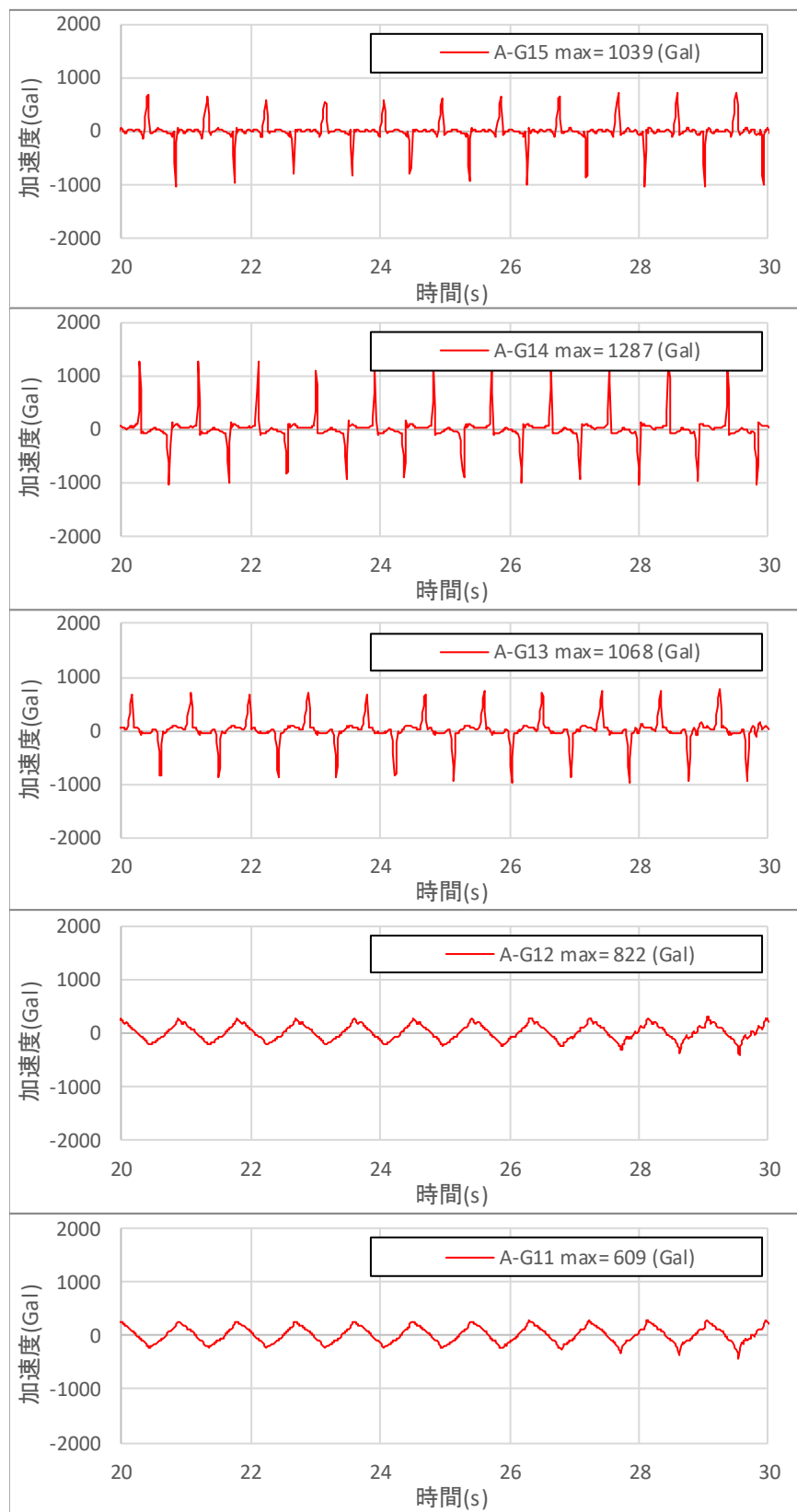
(a) 構造物（上段：頂版、下段：基礎版）



(b) 構造物直下地盤（最下段：入力波）

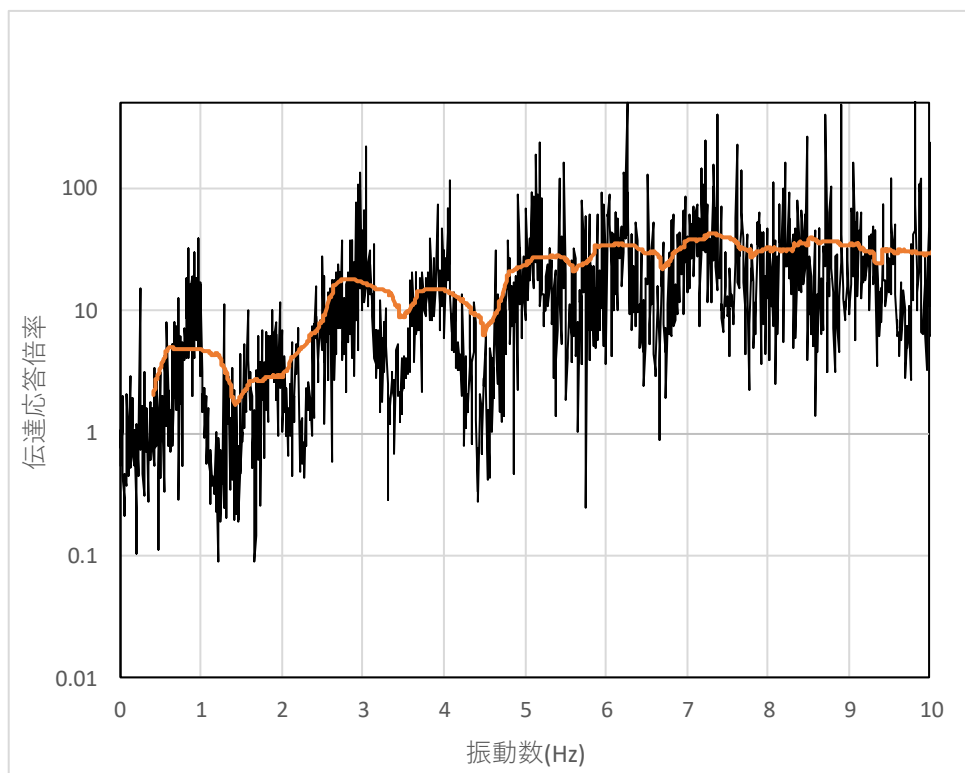


(c) 側方地盤 (最下段：礫地盤)

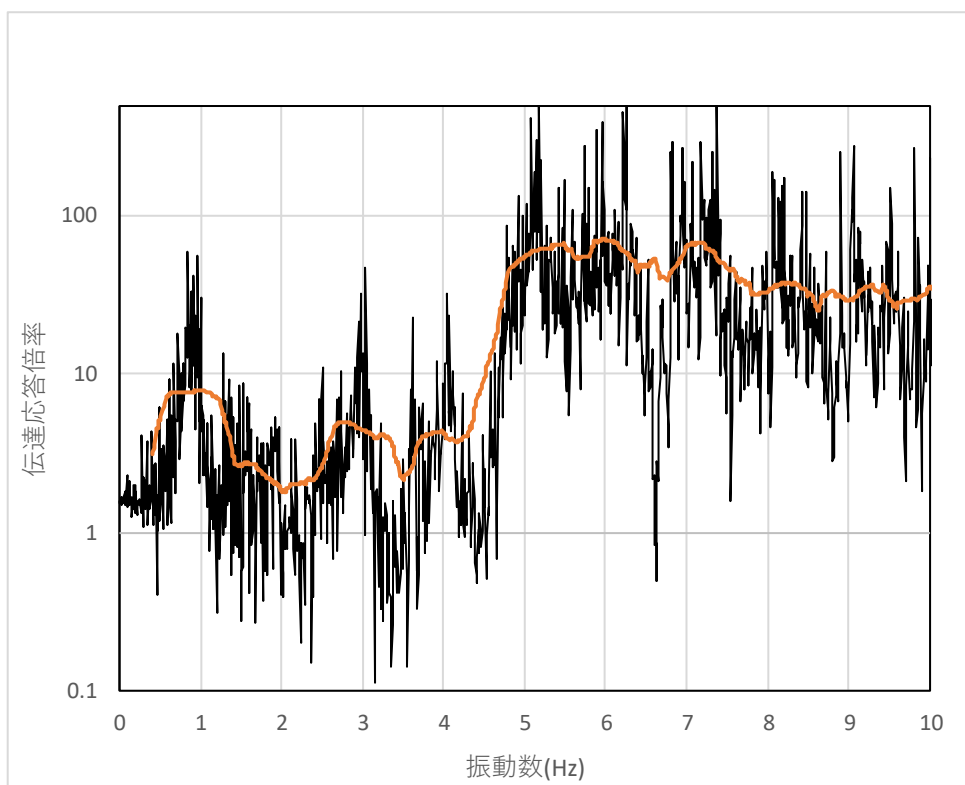


(d) 側方地盤拡大図 (最下段：礫地盤)

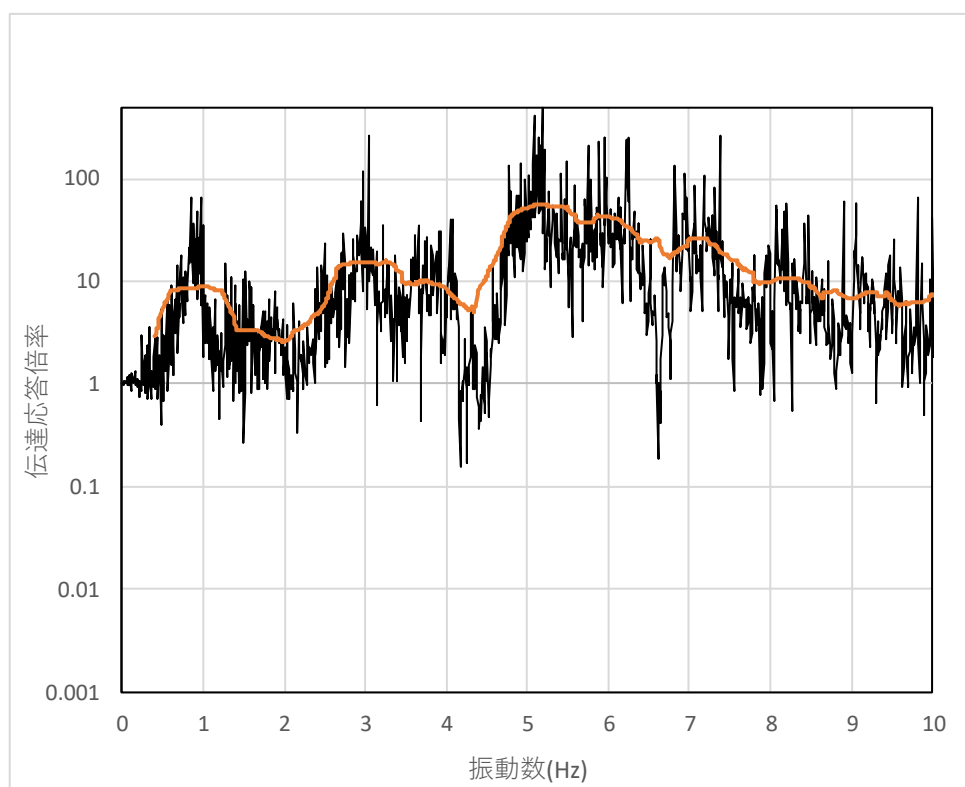
図 3.3-3 加速度波形



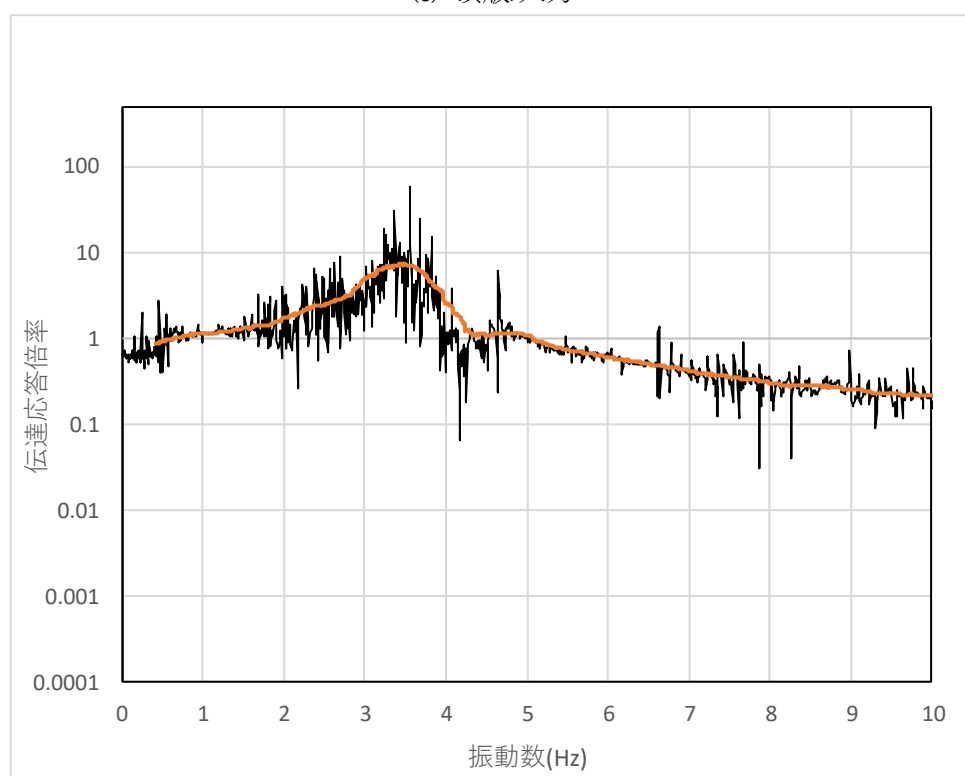
(a) 地盤地表面/入力



(b) 基礎版/入力



(c) 頂版/入力



(d) 頂版/基礎版

図 3.3-4 正弦波入力による伝達関数

表 3.3-1 伝達関数による固有振動数と固有周期

	地盤地表面/入力	基礎版/入力	頂版/入力	頂版/基礎版
固有振動数	0.9Hz	0.9Hz	0.9Hz	3.5Hz
固有周期	1.1 秒	1.1 秒	1.1 秒	0.29 秒

(3) 変位

図 3.3-5 にレーザー変形計による相対変位の最大値深度分布、図 3.2-6 に相対変位波形を示す。

土槽フレーム下方では最大値で 0.9cm の小さな変位であるのに対し、上方では最大 10.5cm の大きな変位を生じている。これは地盤が沈下し、土層フレームが空中に突出したためであると考えられる。基礎版では最大 1.7cm、頂版では最大 1.6cm の変位が発生している。加振中に若干一方向に変形しているが加振終了後には残留成分は小さくなっている。図 3.2-7 に加速度波形を 2 回積分して求めた頂版の回転角の時刻歴波形を示が、最大回転角は 0.16 度と小さく、地震波入力時と同様ロッキングは僅かである。

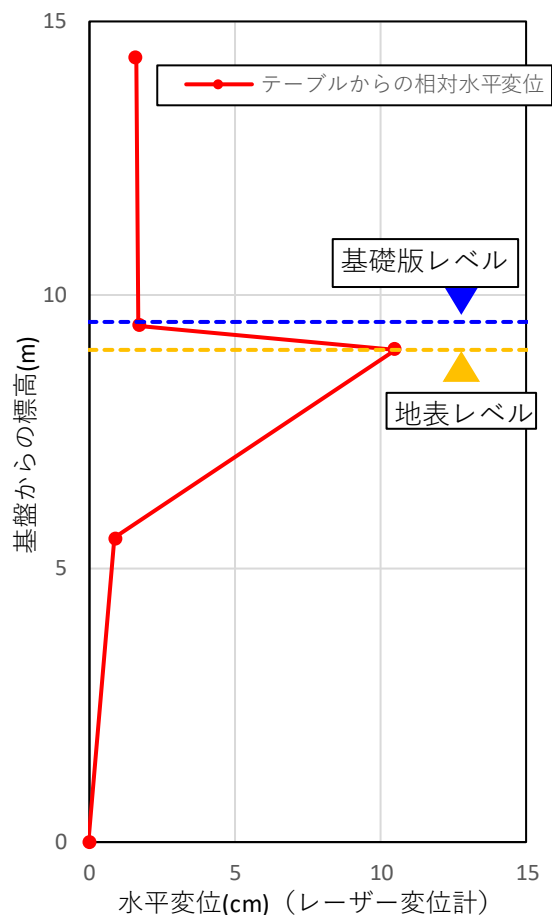
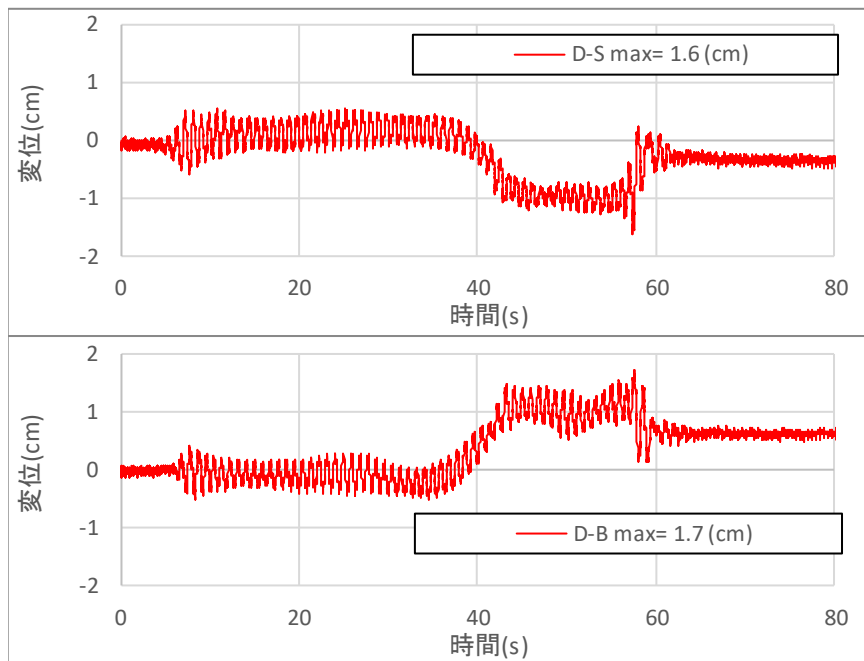
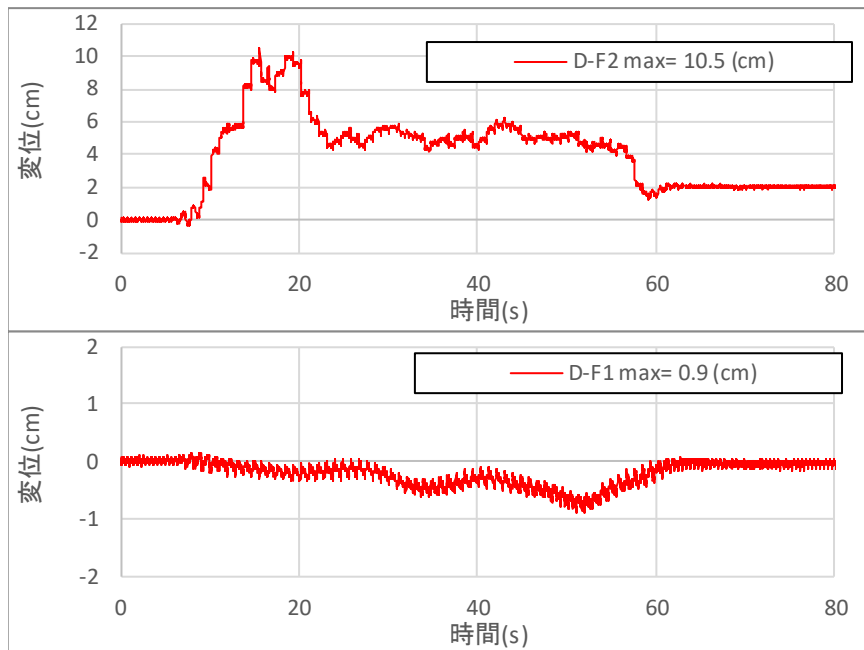


図 3.3-5 レーザー変形計による相対変位の最大値深度分布



(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）



(b) 土槽フレーム

図 3.2-6 レーザー変形計による相対変位波形

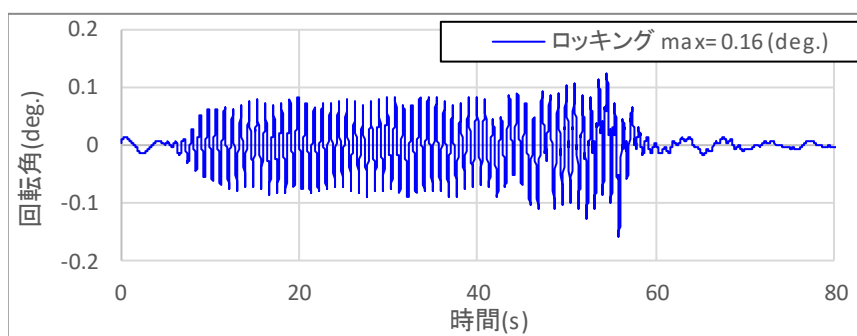


図 3.2-7 加速度波形を 2 回積分して求めた頂版の回転角の時刻歴波形

(4) 過剰間隙水圧

図 3.3-8 に過剰間隙水圧の最大値深度分布を示す。側方地盤、構造物直下地盤の双方において、上層ではほぼ有効上載圧に達し液状化に至っているが、下層では液状化に至っていない。

図 3.3-9 に過剰間隙水圧比の時刻歴波形を示す。上層地盤では、密な砂に特有の強いサイクリックモビリティが生じ大きく振動している。このサイクリックモビリティは地震波入力時には見られなかった。地震波入力時には相対密度 D_r が 50%と緩い地盤であったが、正弦波入力時には複数回の加振により地盤が密になったためと考えられる。過剰間隙水圧比は 7 秒付近で概ね 100%に達し、液状化に至っている。

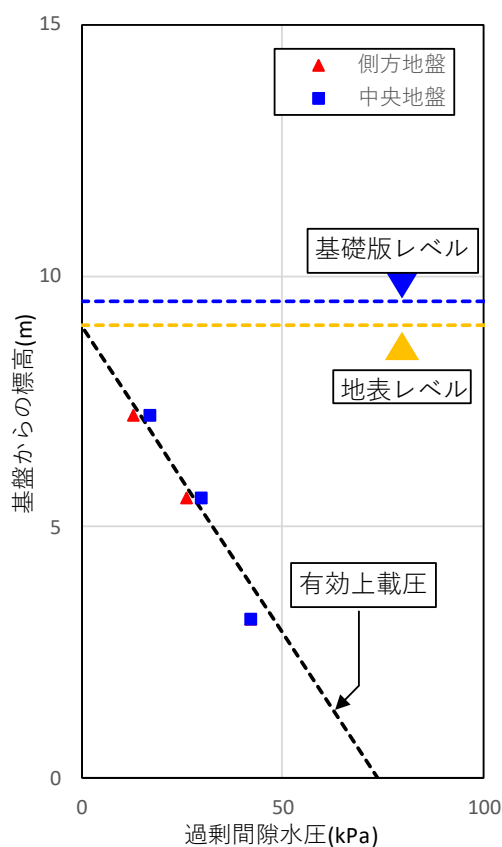
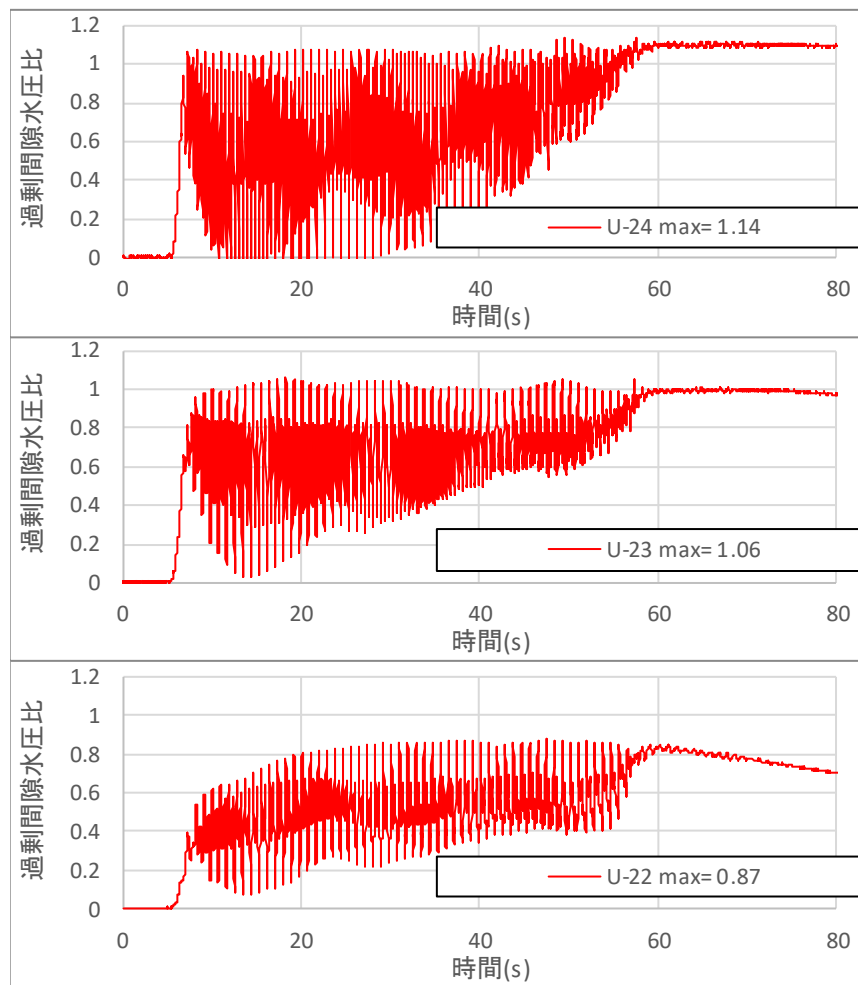
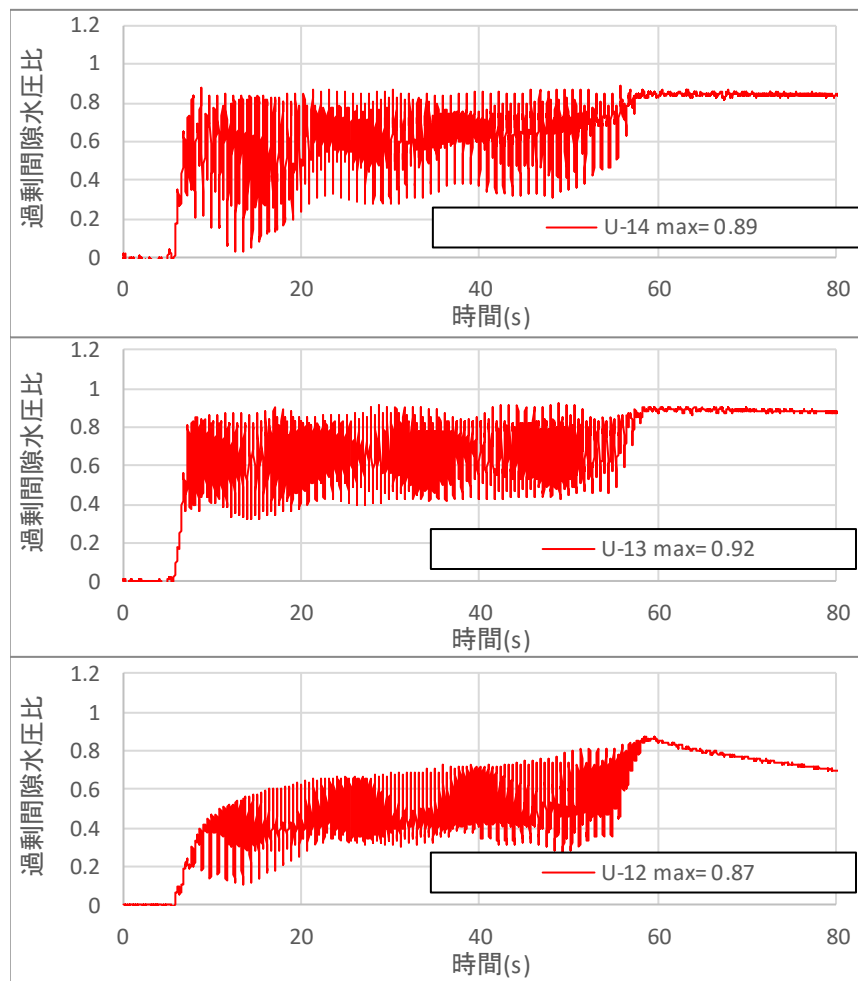


図 3.3-8 過剰間隙水圧の最大値深度分布



(a) 構造物直下地盤



(b) 側方地盤

図 3.3-9 過剰間隙水圧比の時刻歴波形

(5) 杭のひずみ

図 3.3-10 に支柱及び杭の軸ひずみと曲げひずみの最大値深度分布を示す。

杭の軸ひずみは約 $300 \sim 500 \mu$ で深度方向に概ね一定の値となっている。図 3.3-11 に左右の杭頭の軸ひずみの時刻歴波形（拡大図）を示すが、両者で位相が逆転しており、地震波入力時と同様、上部構造物・基礎系のロッキングに起因して発生したものであると考えられる。一方、杭の曲げひずみは杭頭で大きく、最大 1500μ 程度の値となっている。また、杭頭では片側ひずみで最大で約 1800μ の値が生じている（「参考資料Ⅱ-4(4):遠心模型振動実験結果のデータ」参照）。これより、杭の降伏ひずみ約 1600μ を上回り、杭は塑性化したと考えられる。ただし、杭に発生したひずみレベルは、局部座屈に伴う破壊が生じるひずみレベルでなく、破壊が生じてないことは実験終了後に目視でも確認している。なお、杭下方の曲げひずみは地震波入力時と違い、杭先端でなく上方で最大ひずみが発生している。これは、下層地盤が液状化せず、剛性が上層地盤ほど低下しなかったためではないかと考えられる。

支柱基部の軸ひずみや曲げひずみについては、杭のひずみに比べてかなり小さく、地震波入力時と同様、弾性範囲の状態となっている。

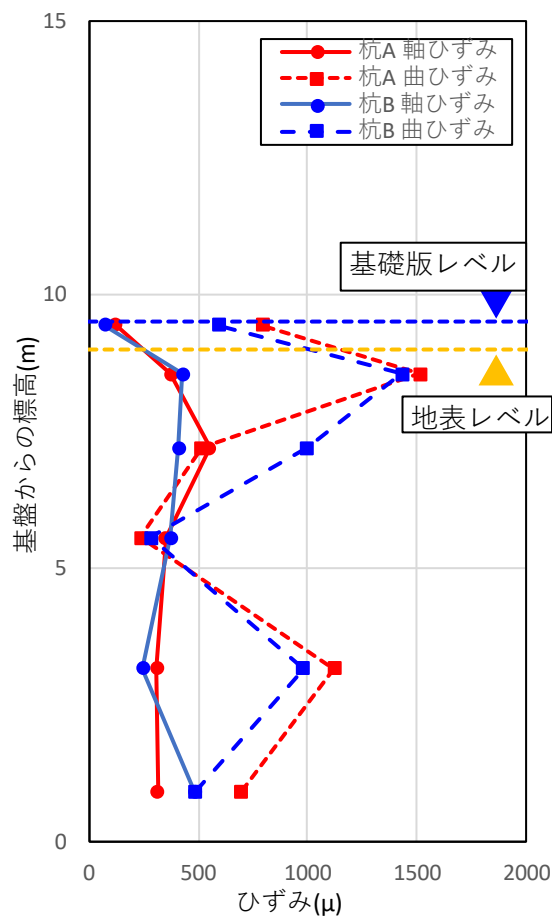


図 3.3-10 杭と支柱の軸ひずみと曲げひずみの最大値深度分布

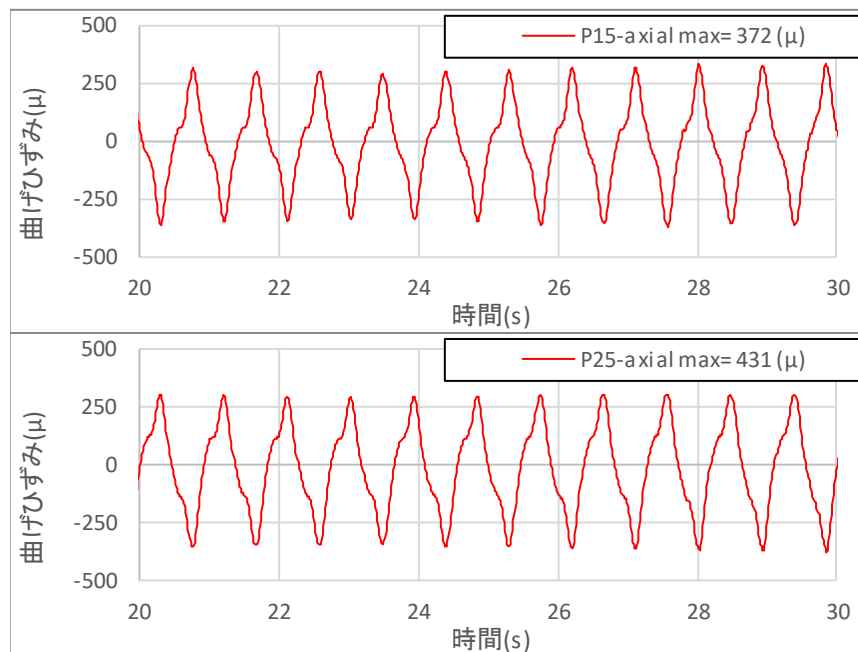


図 3.3-11 左右の杭頭の軸ひずみの時刻歴波形（拡大図）

3.4 実験結果（ケース 3：静的加力）

3.3 節で述べたように、正弦波入力において杭は塑性化したものの、破壊には至らなかった。このため、補完的に基礎のみに対して静的加力実験を行い、杭の破壊を模擬した。

(1) 実験概要

図 3.4-1 に静的加力実験モデルを示す。地震波入力や正弦波入力で用いた同一の実験モデルのうち、リングプレートと杭モデルを用い、杭頭と杭先端を約 2cm ずつ切断して組立て直し、静的加力実験を行った。破壊には至ると予想される杭頭と杭先端には、ひずみ計（P11a,b, P15a,b, P21a,b, P25a,b）を再設置した。また、基礎モデル頭部には、遠心場（30G 場）での上部構造の自重を模擬して 30cm×30cm×17cm の鋼材ブロック（1.18kN）を載荷した。

写真 3.4-1 に静的加力実験モデルの外観を示す。載荷ジャッキにより鋼材ブロックに 10Hz 程度で水平増分載荷し、荷重をロードセル、変位を変位計で計測するとともに、杭頭と杭先端のひずみを計測した。

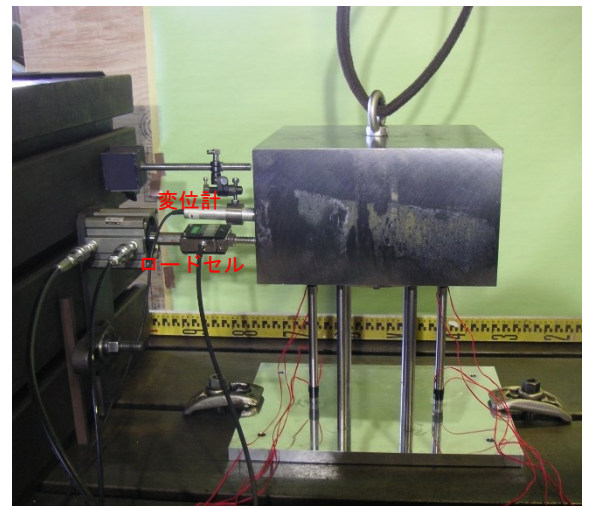
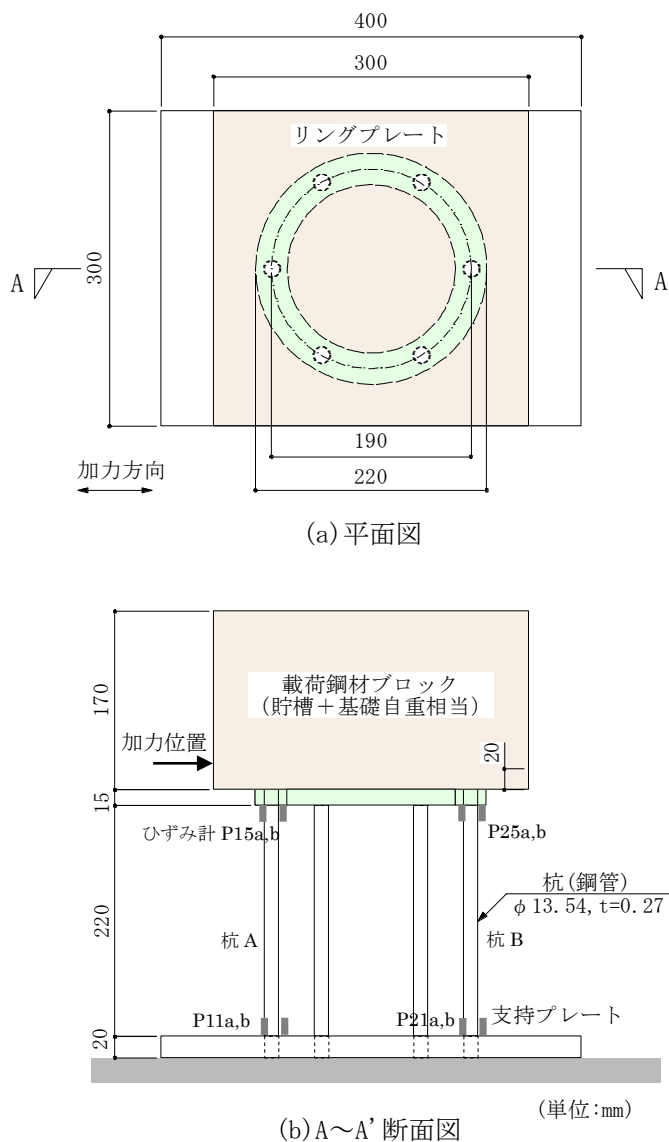
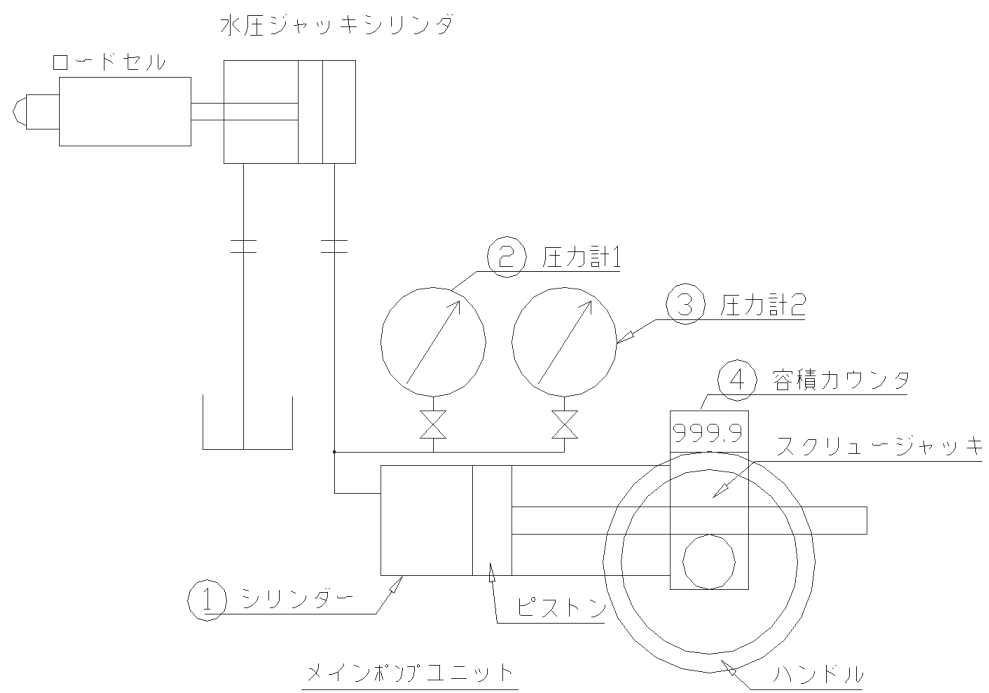


写真 3.4-1 静的加力実験モデルの外観

図 3.4-1 静的加力実験モデル

なお、載荷ジャッキ、ロードセル、変位計の主な仕様は以下のとおりである。また、載荷システムの概要を図 3.4-2 に示す。

- ①載荷ジャッキ：(株)立川機械製作所製，最大荷重 3kN
- ②ロードセル：(株)東京測器研究所製（TCLZ-2KNA），最大荷重 2kN
- ③変位計：(株)共和電業製（DT-30F），最大変位置量 30mm



- ①シリンダー：内径 63mm，容積 1,000cc
- ②圧力計：外形 100mm，1MPa
- ③圧力計：外形 100mm，10MPa
- ④容積カウンタ：メカニカル式
- 水圧ジャッキシリンダ：内径 63mm，ストローク 40mm，使用圧力 1MPa

図 3.4-2 載荷システムの概要

(2) 実験結果

静的加力実験結果として、図 3.4-3 に水平荷重-水平変位関係、図 3.4-4 に杭 A 及び杭 B の軸ひずみ・曲げひずみ-水平変位関係を示す。

図 3.4-3 より明らかに杭は塑性化し、水平変位 5mm 程度で最大水平荷重（強度）に達して軟化し、破壊に至っていることがわかる。また、図 3.4-4 から杭の軸ひずみが水平変位 5mm 程度で急激に低下し、測定不能のためにゼロになり破壊に至っていることが窺える。曲げひずみについては水平変位の増大とともに増加していくが、ひずみ計の仕様限界である $11,000\mu$ で頭打ちとなっている。ちなみに、本実験杭の引張試験による降伏ひずみは約 $1,600\mu$ 、計算上の局部座屈ひずみは $8,950\mu$ である。写真 3.4-2 には実験終了後の実験モデルの外観を示すが、30mm 程度の水平変位が残留し、杭頭や杭先端が座屈破壊していることが確認された。

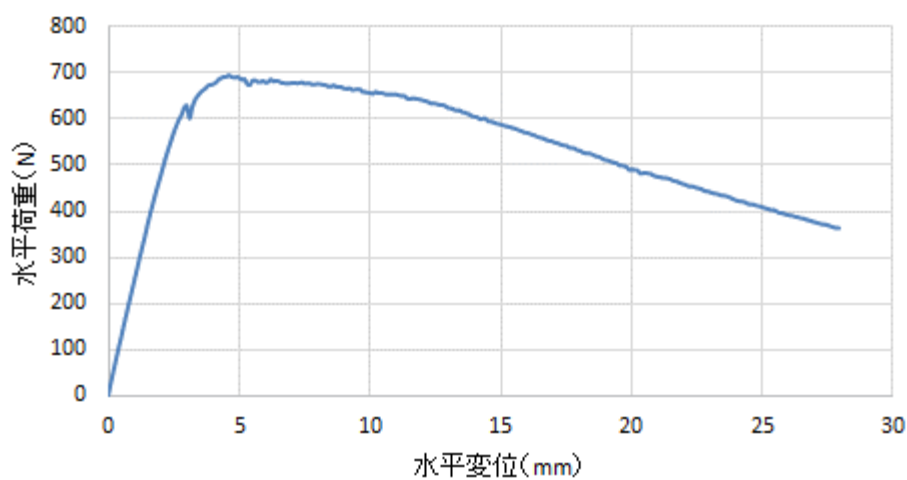


図 3.4-3 水平荷重-水平変位関係

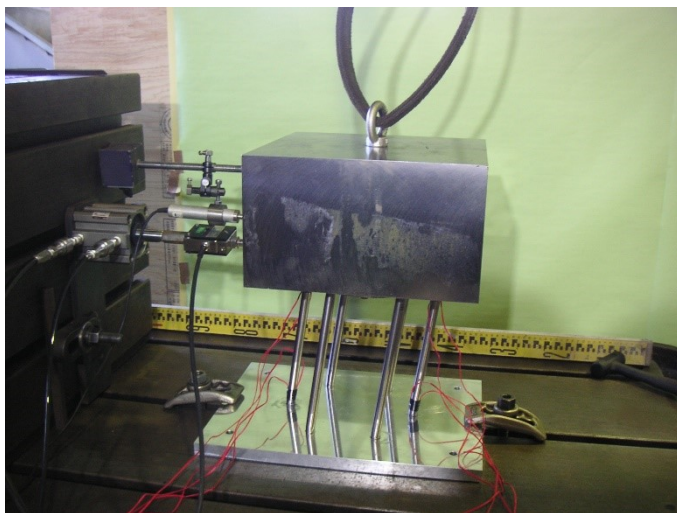
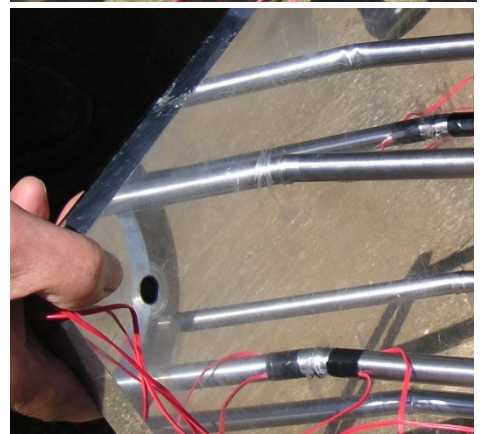
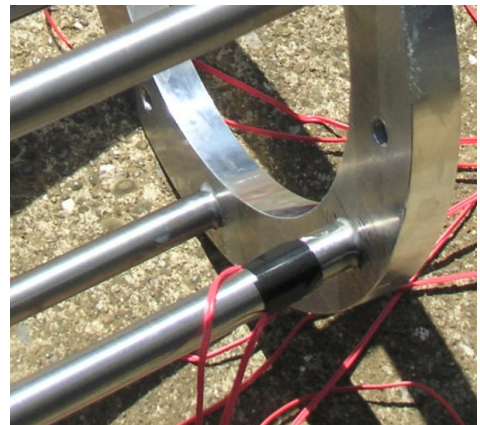
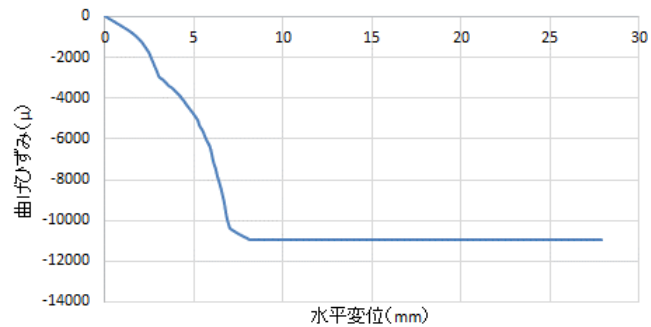
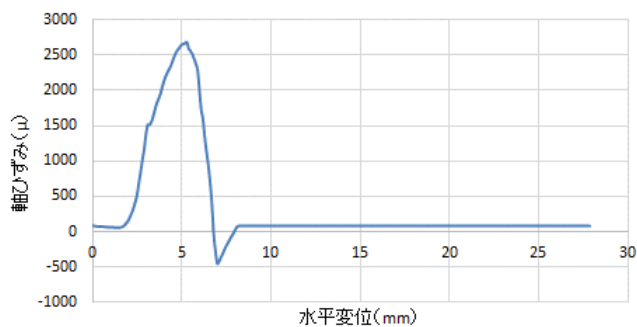
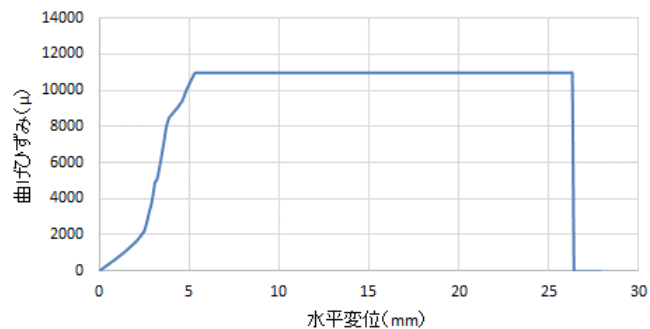
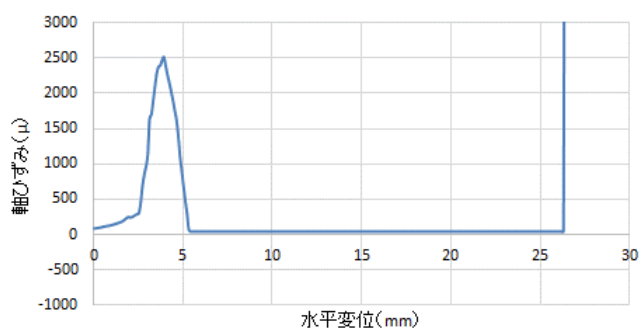


写真 3.4-4 静的加力実験終了後の
実験モデルの外観



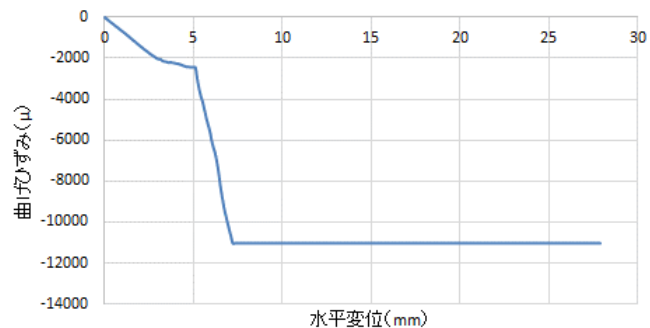
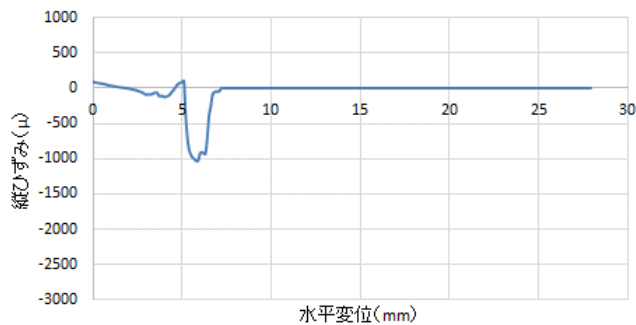


(a) 杭頭 P15

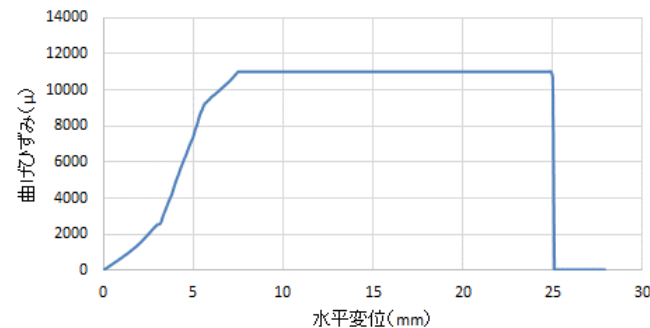
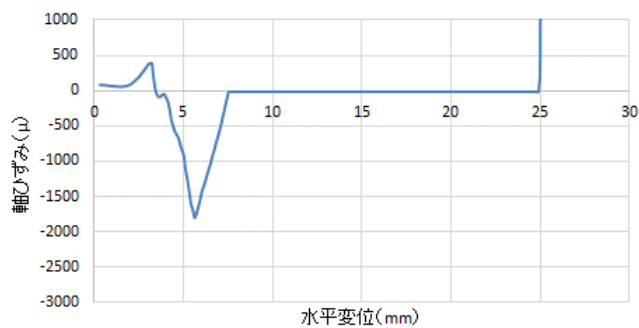


(b) 杭先端 P11

図 3.4-4(1) 軸ひずみ・曲げひずみ-水平変位関係 (杭 A)



(a) 杭頭 P25



(b) 杭先端 P21

図 3.4-4(2) 軸ひずみ・曲げひずみ-水平変位関係 (杭 B)

4. まとめ

球形貯槽モデルを対象に地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータ（貯槽・基礎・地盤系の応答特性）を取得した。併せて耐震設計設備の地震時挙動を評価した。また、地震波入力による遠心模型振動実験において、地盤の液状化は確認されたものの、杭は塑性化には至らなかった。このため、補完的に同一の実験モデルを用いた貯槽・基礎・地盤系の固有周期に近い周期の正弦波入力による遠心模型振動実験、ならびに基礎のみに対して静的加力実験を行い、杭の塑性化や破壊を模擬した。

予備解析結果（「Ⅱ-3 遠心模型振動実験の予備解析」参照）や今後実施される予定のシミュレーション解析を念頭に、実験結果をまとめると以下のようになる。

(1) 微小スウィープ加振

微小スウィープ加振により、実験モデルの固有振動特性を把握した。地盤、貯槽・基礎・地盤連成系、貯槽の固有周期は、それぞれ 0.27 秒、0.29～0.33 秒、0.30 秒で近接しており、これらの結果は固有値解析結果と概ね対応していた。なお、貯槽の固有周期 0.30 秒は、地震波入力時、正弦波入力時でもほとんど変化しなかった。

また、ベンダーエレメントにより地盤のせん断波速度 V_s を測定した。 V_s は地盤の平均有効拘束圧 σ_m の 0.25 乗に対し概ね比例関係にあり、平均的に土層深度中央で約 $V_s=130\text{m/s}$ であった。

これより、予備解析モデルの妥当性を確認した。

(2) 地震波入力

- ① 地震波入力における実験結果から、地盤の間隙水圧が概ね 100% に上昇し、液状化の発生を確認した。

液状化により地盤は剛性が大幅に低下して応答が長周期化し、ほとんど剛性がなくなっている状態となり、貯槽・基礎・地盤連成系の固有周期も 1.2 秒に長周期化した。また、最大入力加速度 696 cm/s^2 に対し、地表付近の加速度は最大 $60\sim70\text{ cm/s}^2$ 程度に減少し、地盤の液状化により地表に向かって加速度応答は大幅に減少することを確認した。構造物の加速度についても、基礎版が最大 255 cm/s^2 に対して頂版は最大 364 cm/s^2 で、増幅しているものの、同様に地盤の液状化により入力加速度より低減されていることを確認した。

これらの現象は、予備解析でも認められ、予備解析が液状化地盤を模擬し、液状化地盤における構造物や基礎の地震時挙動を定性的に再現できていることを確認した。

- ② 杭の曲げひずみは杭頭と杭先端で大きく、同程度のひずみが発生していた。杭頭の曲げひずみは主に上部構造の慣性力、杭先端の曲げひずみは地盤震動（変位）によって発生するものと考えられるが、これより、高压ガス設備の基礎の耐震設計では主に上部構造の慣性力のみが考慮され、通常考慮されない地盤震動（変位）の影響が無視できないことが確

認された。

この現象は、予備解析でも認められ、予備解析が液状化地盤における基礎の地震時挙動を定性的に再現できていることを確認した。

- ③ 杭に発生したひずみレベルは曲げひずみが最大 $1200\sim1300\mu$ で、降伏ひずみ約 1600μ 以下であり、杭は塑性化せず弾性範囲の状態であった。一方、予備解析では杭は塑性化し、杭頭及び杭先端で局部座屈に伴う破壊が生じた。これは、地盤の液状化により低下した地盤剛性の違いのみならず、杭にひずみを発生させる地盤変位量の違いによるものと考えられる。予備解析では地盤変位は最大 80cm 程度に対し、実験では最大 10cm 程度の小さな地盤変位であった。

この原因として、主に以下のことが考えられる。

- 1) 当該振動台の制御や入力パワーに係わる性能に起因し、目標入力加速度と振動台で観測された（実際に入力された）加速度に差異がある。目標入力加速度に対し、振動台で観測された加速度は、加速度応答スペクトルの周期 0.5 秒付近でターゲットに比べて大幅に大きくなっているばかりか、変位応答を左右する特に周期 1 秒程度以上の長周期領域ではほとんど入力パワーがない。

参考として振動台観測波を適用した追加予備解析を実施した（巻末の「参考資料Ⅱ-4(5)：追加予備解析（その 1）（入力：振動台観測波形，杭：実強度）」参照）。この追加予備解析結果は、実験結果により近い結果となっている。

- 2) セン断土槽が十分機能せず、地盤変位を抑制した可能性がある。

参考として剛土槽とした追加予備解析を実施した（巻末の「参考資料Ⅱ-4(6)：追加予備解析（その 2）（境界：剛土槽，入力：振動台観測波形，杭：実強度）」参照）。この追加予備解析結果は、実験結果により近い結果となっている。

当該セン断土槽の変形性能（減衰特性）については今後、可能ならば確認する必要がある。

- 3) 上記 1)、2)は、遠心模型振動実験といった小型模型を用いる実験の限界でもあると考えられる。大型振動台実験を扱った既往の研究成果を活用し、補完することも考えられ、今後、可能ならば実施する必要がある。

- ④ 支柱に発生したひずみについては、杭の発生ひずみの $1/5$ 程度以下でかなり小さくなっていることを確認した。これは、構造物の加速度応答が低減されたことに対応した結果であると考えられ、予備解析においても同様であった。

(3) 正弦波入力

- ① 貯槽-基礎-地盤系の固有周期 1.2 秒と当該振動台の入力パワーを考慮し、周期 0.9 秒の正弦波入力による遠心模型振動実験を行った。正弦波の振幅を徐々に増加させて 20 回まで入力を繰り返し、振動台パワーの限界として最大 220 cm/s^2 程度の正弦波を入力した。

② 地盤上層は液状化し、実験終了後に 5.0cm 程度の大きな沈下が認められ、地盤が密になったことが確認された。地盤の固有周期は 1.1 秒で、1/4 波長則より求めたせん断波速度 V_s は 33m/s となり、地震波入力時では液状化により剛性がほとんどなくなっている状態であったの対し、密な地盤となって剛性が回復していることを確認した。

③ 密な地盤に見られるサイクリックモビリティ現象が生じており、地盤が液状化してもスパイク状の応答加速度波形が生じていた。このため地震波入力時と違い、加速度応答は減少せず大きく増幅した。最大入力加速度約 220cm/s² に対し、地表で最大 1500 cm/s² 程度、基礎版で最大 2000cm/s² 程度、頂版で最大 900 cm/s² 程度の加速度応答の増幅を確認した。

④ 杭の曲げひずみは杭頭で最大 1500 μ 程度、片側ひずみで最大 1800 μ 程度発生し、降伏ひずみ約 1600 μ を上回り、杭は塑性化したと考えられる。ただし、杭に発生したひずみレベルは、局部座屈に伴う破壊が生じるひずみレベルでなく、破壊が生じてないことは実験終了後に目視でも確認した。

支柱基部の軸ひずみや曲げひずみについては、杭のひずみに比べてかなり小さく、地震波入力時と同様、弾性範囲の状態となっていた。

(4) 静的加力

基礎の水平荷重-水平変位関係や杭の軸ひずみ・曲げひずみ-水平変位関係を求め、杭は塑性化し破壊に至っていることを確認した。杭に発生した軸ひずみは測定不能のためにゼロになり、曲げひずみはひずみ計の仕様限界である 11,000 μ で頭打ちとなった。ちなみに、本実験杭の引張試験による降伏ひずみは約 1,600 μ 、計算上の局部座屈ひずみは 8,950 μ である。また、実験終了後に 30mm 程度の水平変位が残留し、杭頭や杭先端が座屈破壊していることを確認した。

第Ⅲ章 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の 見直しに関する検討

1. 検討概要

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性を踏まえ、見直しに向けた検討を行った。なお、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性は以下の通り。

令和元年度調査研究報告書 第Ⅴ章まとめ、4.今後の課題 より抜粋

- ① 現在の例示基準は、解析による設計は一部のみに用いられているものの、具体的な手順が定められていない。今後、サイトスペシフィック地震動を用いる場合、耐圧部と非耐圧部の境界、部材接合部、形状不連続部を評価する場合、従来と異なる構造を採用する場合等においては、設計に数値解析を用いることが考えられることから、解析による設計の設計審査において、評価基準が必要となる。具体的には以下が挙げられる。
 - ・「応力解析」を適用する場合の基準がないことから、「応力解析」による耐震性能評価の基準の作成を検討する。
 - ・「許容塑性率評価法」を見直し、従来の部材毎に評価を行う方法から、構造物全体で評価する方法への見直しを検討する。
 - ・「許容塑性率評価法」と「応力解析」を選択的に導入可能とする場合にあっては、「許容塑性率評価法」と「応力解析」の力学的相違（構造力学、材料力学）を明確にして、それぞれの特徴を生かした高圧ガス設備の対象部位への適用について検討する。
 - ・例えば、現在クライテリアとして採用されている「許容塑性率評価法」における許容塑性率、「応力解析」における2倍勾配法による崩壊判定の見直しのほか、現在採用されていない建築設計における層間変位・層間変形角等の採用の是非について検討する。
- ② 高圧ガス設備の耐震基準の見直しについては、平成27年度からこれまで地震動及び基礎地盤を中心とした検討を行っており、高圧ガス設備の耐圧構造部の耐震基準の見直しについては十分な検討がなされていない。地震等の災害が発生した場合、耐圧構造物から高圧ガスを漏らさないという観点からの検討が必要であると考えられる。具体的には以下が挙げられる。
 - ・塔槽類のノズルは圧力容器の一部であるものの、接続される配管系から受ける外力は設置状況で変わることから、配管系として耐震設計（都道府県等による完成検査）がなされており、圧力容器の耐震設計（高圧ガス保安協会による特定設備検査等）においてはノズル及びその近傍の外力に対する評価をしておらず、実際には圧力容器の部材の応力を含むノズルとその近傍の評価を配管系として評価しているという課題がある。塔槽類と配管系の設計体系及び高圧ガスの製造に係る申請手続き等における耐震計算書の見直しを検討する。
 - ・接合部（圧力容器と支持構造物、支持構造物同士等）については、評価がなされていない部分が多く、東日本大震災での被害を踏まえた球形貯槽の鋼管ブレースの評価の追加と同様の措置を検討する。

2. 現状の圧力容器設計の整理

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しの検討を行うにあたり、耐震設計と耐圧設計は関係することから、高圧ガス設備に関係する現状の圧力容器設計の基準として2.1項にJISB8266 附属書8、2.2項に特定設備検査規則の概要を整理した。

2.1 JIS B8266 附属書8の概要

JIS B8266 附属書8は圧力容器の応力解析及び疲労解析について規定しており、解析による設計（Design by analysis）に用いられる。疲労解析を行う必要がある場合とない場合の方法が規定されている。

応力解析による設計では、弾性計算によって求めた応力及び応力強さは許容限界値を超えてはならないが、塑性解析を適用した場合には許容限界値を超えてもよいとされている。

ここで、応力強さを分類して許容基準を以下のように規定している。

（応力強さの分類）

一次一般膜応力 P_m ： 圧力又は他の機械的負荷によって生じる膜応力であって総体的及び局所的な構造上の不連続性がない部分のもの。

一次局部膜応力 P_L ： 圧力又は他の機械的負荷によって生じる膜応力で一次一般膜応力及びその不連続効果，すなわち，二次応力的な性格をもった膜応力を含むものとする。

一次曲げ応力 P_b ： 圧力又は他の機械的負荷によって生じる曲げ応力で，総体的及び局所的な構造上の不連続性がない部分のもの。

二次応力 Q ： 構造物の隣接部分の拘束及び自己拘束によって生じる垂直応力又はせん断応力。

ピーク応力 F ： 応力集中（切欠き）又は局部熱応力によって，一次応力又は二次応力に付加される応力の増加分。

（応力強さの許容限界）

P_m : kS_m

$P_L, P_L+P_b,$: $1.5kS_m$

P_L+P_b+Q : $3S_m$

P_L+P_b+Q+F : 疲労解析法を用いて評価

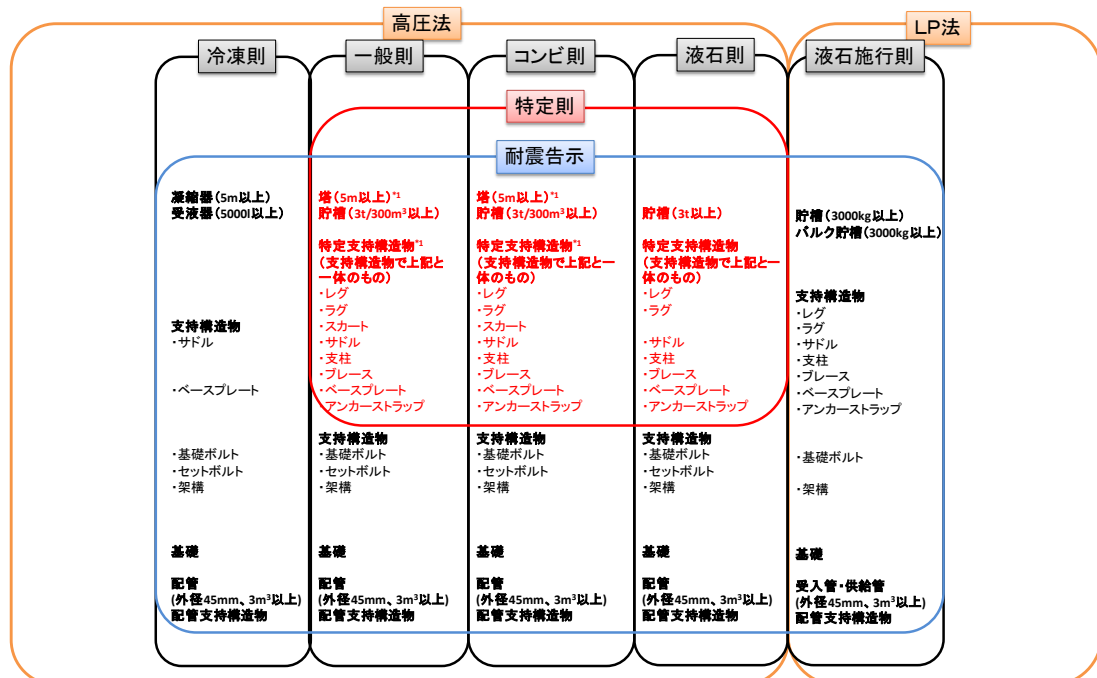
ここで、 k は設計応力強さに乗じる割増係数であり、通常1.0、水圧試験時1.25等が規定されている。ただし、風荷重、地震荷重については関連法規の定めるところによるとされている。

塑性解析による場合、シェークダウン（変形の進行が停止）を確認する方法、崩壊荷重（2倍勾配法など）による方法が規定されている。

2.2 特定設備検査の概要

2.2.1 耐震告示の位置づけ

耐震設計が必要な高圧ガス設備は、5m 以上の塔および 3t または 300m³以上の貯槽である。5m 以上の塔および 3t または 300m³以上の貯槽（極端な形状のもの（例えば 5m 以上の塔で PV が 0.004 以下のもの）を除く。以下、塔槽類とする。）は特定設備であり、特定設備検査の対象となる。特定設備検査の対象は、塔槽類および塔槽類と一体の支持構造物（以下、特定支持構造物）である（詳細は 2. 2. 2 特定設備で記述）。塔槽類と特定支持構造物は特定則 13 条により耐震告示に基づき耐震設計され、特定支持構造物以外の支持構造物、配管および配管支持構造物は、各省令で定める技術上の基準（一般則 6 条 1 項 17 号、コンビ則 5 条 1 項 24 号、液石則 6 条 1 項 20 号）により耐震告示に基づき耐震設計され、完成検査の対象となる。各省令における耐震告示の位置づけを図 1 に示す。



*1 極端な形状で特定設備にあたらな塔の場合、特定支持構造物は支持構造物として支持構造物となる。

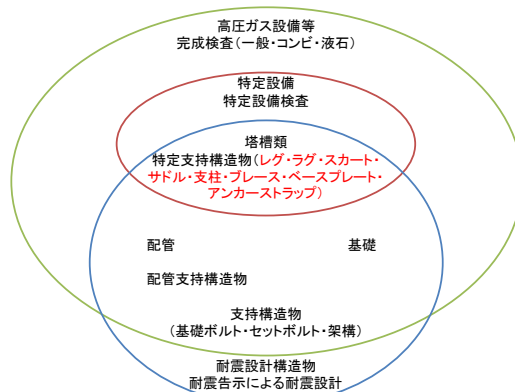


図 1 各省令における耐震告示の位置づけ

2.2.2 特定設備

特定設備とは、「高圧ガスの製造のための設備のうち、高圧ガスの爆発その他の災害の発生を防止するためには設計の検査、材料の品質の検査又は製造中の検査を行うことが特に必要なものとして 経済産業省令 で定める設備」と定められている。また、特定設備の製造をする者は、KHK 等が行う特定設備検査を受けなければならないことが定められている。

特定則の適用を受ける特定設備は、「高圧ガス設備のうち当該高圧ガス設備の本体及び本体に取り付けられた管台、マンホール等の第一継手までの範囲（括弧内省略）及び特定支持構造物（塔槽類と一体の支持構造物をいい、架構、基礎ボルト及びセットボルトは含まれない。）とし、配管、バルブ等は含まないものとする。」と定められている。

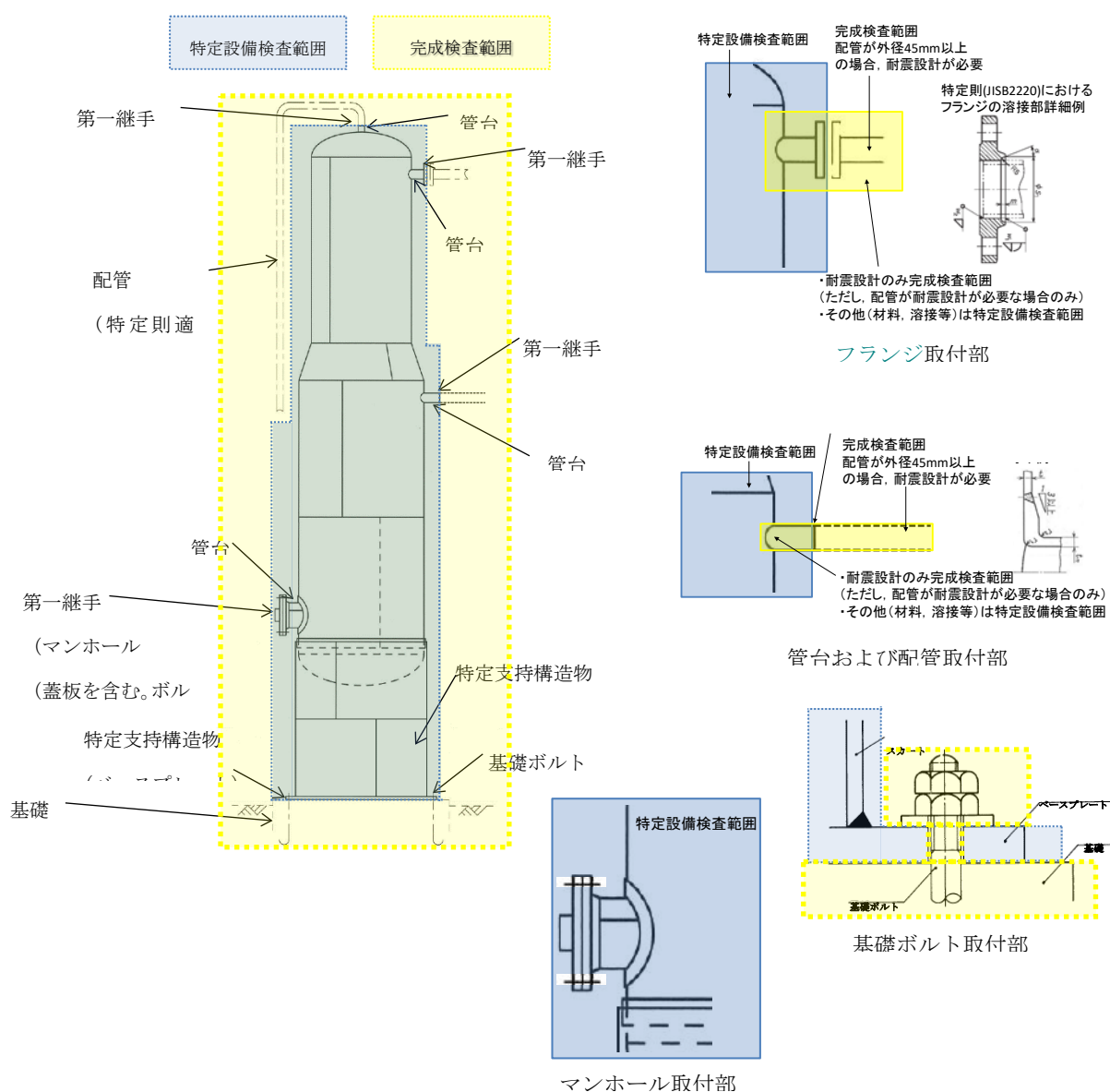


図2 特定則の適用を受ける範囲の例（スカート支持の塔槽類）

特定設備の製造の工程は、「製造の工程は、設計、材料の品質確認、加工、溶接及び構造の検査とする。」と定められ、図3のような工程となっている。

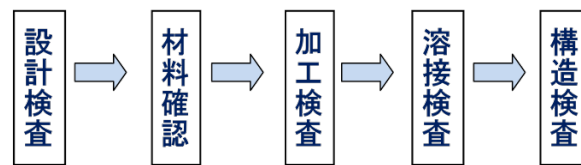


図3 特定設備の製造の工程

特定設備検査の方法は、「経済産業大臣、協会又は指定特定設備検査機関は、経済産業省令で定める方法により特定設備検査を行い、当該特定設備が経済産業省令で定める技術上の基準に適合するときは、これを合格とする。」と定められており、経済産業省令で定める方法は、設計、材料、加工、溶接及び構造の製造の工程ごとに定められ、技術上の基準は表2のようになっている。特定則において耐震設計は第13条で規定されており、塔槽類と特定支持構造物について耐震告示に定める性能を有することとされている。

表2 特定設備の技術上の基準

技術上の基準	特定設備 (特定支持構造物を除く。)	特定支持構造物
設計の検査 (特定則 第10条、第11条～第35条)	材料 (化学的成分・機械的性質) 加工 (耐圧部分の強度等、 <u>耐震設計(13条)</u> 、材料の許容引張応力、材料の許容曲げ応力、材料の許容せん断応力、材料の許容圧縮応力、材料の縦弾性係数、溶接継手の効率、耐圧部分の形状、溶接以外の方法による耐圧部分の取付け、漏れ止め溶接、多層巻圧力容器) 溶接 (溶接部の強度(24条)、溶接施工方法(25条)、溶接の種類(26条)、溶接部の形状等(27条)、完全溶け込み溶接(28条)、応力除去(29条)、機械試験(30条)、非破壊試験(31条)) 構造 (耐圧部分の気密性、容器に設けなければならない穴、耐圧試験等、気密試験)	加工 (<u>耐震設計(13条)</u>) 溶接 (<u>耐圧部分のみ^{※1}</u>) (溶接施工方法(25条)、非破壊試験(31条3項、41条))
材料の検査 (特定則 第11条、第36条)	化学的成分・機械的性質、外観、内部欠陥、じん性	外観(36条2項)
加工の検査 (特定則 第12条～第23条、第37条)	材料の切断、成形その他加工	材料の切断、成形その他加工(37条)
溶接の検査 (特定則 第24条～第31条、第38条～第42条)	溶接部の強度、溶接施工方法、溶接の種類、溶接部の形状等、完全溶け込み溶接、応力除去、機械試験、非破壊試験、継手の仕上げ	非破壊試験(41条、42条5項)

構造の検査 (特定則 第 32 条～第 35 条、第 43 条～第 45 条)	耐圧部分の気密性、容器に設けなければならない穴、耐圧試験等、気密試験	
--	------------------------------------	--

※1 第 25 条において耐圧部分は溶接施工方法の確認が規定されているが、耐圧部分以外は規定がない。質疑応答集[問 5－7]では、特定設備に特定支持構造物を溶接により取り付ける場合、溶接の検査は一般解釈第 37 条の溶接の方法と、一般解釈第 43 条、44 条、64 条及び 65 条の磁粉探傷試験(MT)又は浸透探傷試験(PT)の検査としている。一般解釈第 43 条において MT の対象部位は塔槽類と特定支持構造物との溶接部としている。(MT が困難なものは 44 条の PT としている。)

特定設備の溶接部は、特定支持構造物は耐圧部分との溶接部の非破壊試験、特定支持構造物以外の特定設備部分は、溶接部の強度、種類方法、種類、形状、機械試験および非破壊試験等について溶接継手分類に応じて規定されている。特定則例示基準別添 1 は JIS B8265、特定則例示基準別添 7 は JIS B8267 と整合しているため、同様の継手分類となっており、別添 1 第 26 条や別添 7 第 26 条において溶接の種類が制限が設けられている。

JIS B 8267 : 2008 において溶接継手については、分類 A～D 継手が示されている。

- 分類 A 継手：耐圧部分の長手継手、鏡板を作るための継手及び前半球形鏡板を銅に取り付けるための周継手をいう。
- 分類 B 継手：耐圧部分の周継手及び管台を円錐体形鏡板の小径端に取り付けるための継手をいう。
- 分類 C 継手：フランジ、スタブエンド、管板、平板等を円筒胴、鏡板、管台等に取り付けるための周継手をいう。
- 分類 D 継手：管台及び強め材を円筒胴、鏡板、平板等に取り付けるための継手をいう。

JIS B8267 は 2015 年、JIS B8265 は 2017 年の改正において、JIS B 8267 : 2015、JIS B 8265 : 2017 では分類 E 継手が追加された。特定則は現段階では改正しておらず、耐圧部分と支持構造物の溶接は規定がない。

- 分類 E 継手：強め輪、支持構造物（スカート支持、サドル支持、レグ支持、ラグ支持などをいう）及び非耐圧部材を耐圧部分に直接溶接する継手

2.2.3 設計の検査

特定設備検査は2. 2. 1 とおり設計、材料、加工、溶接、構造について工程別に検査が実施される。設計検査では、どのような材料を用いて、どのような肉厚や形状に加工し、どのように溶接し、どのような構造に設計しているかを検査し、材料検査、加工検査、溶接検査、構造検査においては、設計通りに製作されているかを順に検査する。

完成検査は、設置されるまたは設置された設備が適用される省令の技術上の基準を満たしているかを図面、目視、記録、非破壊試験等により検査する。

設計の検査を行う者について、設計に検査対する第3者検査の体系を表3に示す。特定設備検査において耐震設計が要求されるのは塔槽類と特定支持構造物（特定則第13条で規定）であり、その他の部位の各省令で耐震設計が要求されるものは完成検査で検査される。

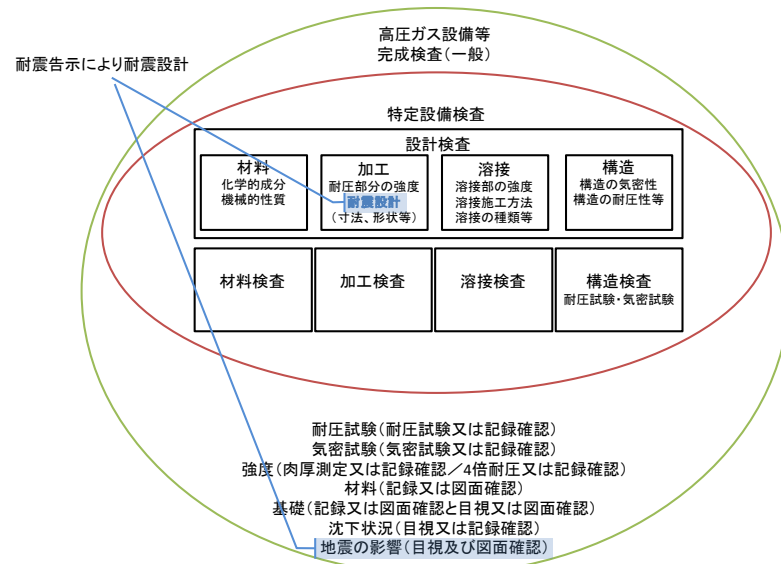


図4 特定設備検査と完成検査における耐震設計の検査体系

表3 設計検査に対する第3者検査の体系

実施部位	KHK 等 特定設備検査	都道府県等 一般則、コンビ則、液石則に基づ く 完成検査
塔槽類（胴・鏡等）	材料、加工（耐圧・耐震設計（耐震告示））、溶接、構造	
塔槽類（伸縮継手）	材料、加工（耐圧・熱応力）、溶接、構造	
塔槽類（管：ex 熱交換機の伝熱管等）	材料、加工（耐圧）、溶接、構造	
塔槽類（管台）	材料、加工（耐圧）、溶接、構造	耐震設計（耐震告示）※1
塔槽類（マンホール）	材料、加工（耐圧）、溶接、構造	
塔槽類（フランジ）	材料、加工（耐圧）、溶接、構造	耐震設計（耐震告示）
特定支持構造物 レグ、ラグ、スカート、サドル、支柱、ブレース、ベースプレート、シアプレート	材料、加工（耐圧・耐震設計（耐震告示））、溶接、構造	
支持構造物（特定支持構造物を除く）※2 基礎ボルト、セットボルト、架構		耐震設計（耐震告示） 基礎ボルト据え付け方法
基礎		耐震設計（耐震告示）

		地盤調査、地盤強度、杭設計、基礎工事等（一般則 6 条 15 号）
配管 （塔槽類に接続される配管系の場合）		材料（一般則 6 条 13、14 号） 強度（一般則 6 条 13 号） 耐震設計（耐震告示） 構造（6 条 11、12 号）
伸縮継手		材料（一般則 6 条 13、14 号） 強度（一般則 6 条 13 号） 耐震設計（耐震告示） 構造（6 条 11、12 号）
フランジ		強度（一般則 6 条 35 号） 耐震設計（耐震告示）
弁		材料（一般則 6 条 14 号） 強度（一般則 6 条 13 号） 構造（6 条 11、12 号） 耐震設計（耐震告示）
配管支持構造物		耐震設計（耐震告示）

※1 KHK S0861 18.5 において塔槽類のノズル部の応力強さを算定するよう規定（算定式はなし）。KHK 耐震設計指針では、簡易式（パイラード法）または FEM 解析による算定が示されている。都道府県で設計確認することとなる（都道府県で詳細に確認しているかは不明）。

※2 2.2.1 で記載のとおり、特定則の対象外。都道府県等が検査を実施する。

3. 検討内容

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性に基づき、現状の圧力容器設計を踏まえ、見直しに向けた検討を行った。

検討は、大きく 3.1 応力解析、3.2 ノズル部評価、3.3 接合部評価、3.4 許容塑性率評価の 4 つに分けて行った。

3.1 応力解析

応力解析について、JIS B8266 附属書 8 を参考に新たに応力解析を適用する場合の基準を作成することを検討した。応力解析のイメージは以下のとおり。

圧力設備のレベル2耐震性能の解析イメージ	
1. 想定地震動	
① 使用期間中に最大が 1 回	破壊モード：塑性崩壊（初通過破壊）
② 使用期間中に複数回	破壊モード：疲労破壊
（応力が許容引張応力を超える地震動）	
2. 現状の圧力設備の設計	
① 特定設備検査規則の別添 1（または別添 7）	
② 公式による設計（作用は圧力）	
③ 基本的に耐震性能の解析なし（耐震性能評価はあるが圧力で板厚が決まる）	
例えば、SB410（150℃）の許容引張応力は	
耐圧力設計：103N/mm ²	

耐震設計（耐圧部材）：175N/mm²

④ 例外

- ・ 支持構造物
- ・ 平底円筒形貯槽

⑤ 耐震性能の解析の対象となる部位

- ・ 支持構造物との接合部
- ・ 管台（ノズル）（配管との接合部）

3. 設計の読み分け

- ① 圧力設備全体の設計は「公式による設計」（別添 1）
- ② 耐震性能の解析を行う部位に適用「解析による設計」

4. 解析による設計

- ①作用は「圧力」と「地震動」
- ②応答解析：KHKS0861(2018)、KHKS0862(2018)に準じる
- ③応力分類：一次応力、二次応力、ピーク応力
- ④破壊モードと応力分布
 - ・ 塑性崩壊：一次応力
 - ・ シェークダウン：一次応力＋二次応力
 - ・ 疲労：ピーク応力

5. 許容値

①耐圧部材の許容値

応力強さの 分類	KHKS0861(2018)	JIS B8266 附属書 8	応力解析(草案)
P _m	S S: (概略) 0.6×引張強さ 0.9×降伏点	kS _m S _m : (概略) 引張強さの 1/3~1/4 降伏点の 1/1.5 k:割増係数。地震荷重に 対しては関連法規	S k: 割増係数 降伏点ベースで 1.35 引張強さベースで 1.8~2.4
P _L	—	1.5kS _m	1.5S
P _L +P _b	1.5S	1.5kS _m	1.5S
P _L +P _b +Q	2S _y	3S _m	3S _m
P _L +P _b +Q+F	—	疲労解析法を用いて評価	—

②支持構造材の許容値			
許容応力の種類	KHKS0861(2018)	JIS B8266 附属書 8	応力解析 (草案)
引張応力	F: (概略) 0.7×引張強さ、降伏点	耐圧部材 と区別な し	耐圧部材と 同様
曲げ応力	F		
圧縮応力	F (座屈低減あり)		
せん断応力	$F/\sqrt{3}$		
組み合わせ応力 引張、圧縮、曲げ 引張、圧縮、曲げとせん断	発生応力/許容応力の和が 1 以下 ミーゼス応力が F 以下		

上記のイメージに対して、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ワーキンググループで議論した結果、以下のような意見があった。

- ・ モデル化の条件等詳細に規定を設けておくことが必要。原子力のほうで規程があるので、参考にしてはどうか。
- ・ 疲労については、現時点では時期尚早。（将来的には要検討）
- ・ 許容値は「耐圧部材」は JIS B8266 に準拠した形、支持構造材は KHKS0861 のおける許容値とするのがよい。
- ・ 塑性崩壊は全体崩壊と局部崩壊による容器部リークの検討は必要。
- ・ レベル 2 用の許容値・限界値を定める必要がある。（レベル 1 と同じとするか）
- ・ 崩壊荷重に対して許容荷重の尤度・安全率を定める必要がある。
- ・ 塑性崩壊を計算できる解析モデルとする必要があり、その定義も必要。
- ・ 詳細耐震性能評価の 1 つに弾塑性時刻歴応答解析が考えられる。現在、ガイドラインとなるものがない。例示基準として代表例を示すのが望ましい。

参考資料

JSME S NC-CC-005 弾塑性有限要素解析を用いたクラス 1 容器に対する強度評価の代替規定

JSME S NC CC 008 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

- ・ JIS B8266・2003 は、基になった ASME Section VIII Division 2 (Part 5) は、現在大幅に更新されており、最新の ASME 規格を精査する必要がある。例えば、相当応力として応力強さ(トレスカ: Stress Intensity)ではなく等価応力(ミーゼス: Equivalent Stress)を採用、溶接部の疲労評価として、破壊力学的手法に基づく Structural Stress を採用するなど。

- ・ 想定地震動：使用期間中に最大が 1 回来ることにするか複数回にするかを検討した方が
良い。1 回来ることにしても、初通過破壊のみでなく地震応答による複数回の地震荷重繰
り返し時の安全性についての確認は必要。
- ・ FEM 解析結果から応力強さを評価する場合に、1 次応力、2 次応力等の区分がはっきり
しないため従前からのこのような評価をしにくい、という話を聞いたことがあるが、問
題ないか。
- ・ 2 倍勾配法と許容塑性率評価法の両方を 1 つの構造物の中で混在して使うことは許さない
ようにすべき。
- ・ 2 倍勾配法を用いる場合、構造特性係数を用いた弾性応答からの低減を考慮してはどうか
か。（構造特性係数を求めるための地震力／変位特性と 2 倍勾配法を用いるための地震
力／変位特性が異なることになる）

上記の議論を踏まえ、今後の検討の方向性と課題及び具体的な検討内容は以下の通り。

検討の方向性

- ・ 応力解析については JISB8266 附属書 8（その他最新基準の採用も可）をベースに
し、耐圧部と支持構造部の合成構造である高圧ガス設備を考慮して議論
- ・ 時刻歴応答解析については、原子力の基準等を参考に、モデル化等の詳細規定を今後
検討
- ・ 許容値については、塑性率評価法の許容塑性率を踏まえるとともに、耐圧部の漏洩判
定許容値について議論
- ・ 疲労については現状考慮しない。（最大規模複数回を考慮するかは将来的に検討）

課題及び具体的な検討内容

- ・ 現状の圧力容器設計の基準の考え方を共通認識とした上での議論が必要。
- ・ 応力解析は「JISB8266 附属書 8」「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（弾塑性有
限要素解析を用いたクラス 1 容器に対する強度評価の代替規定）」を参考に基準化を検
討する。（採用基準は協議が必要）
- ・ 応力解析については、応答解析が静的、準動的、動的で使うツールが異なるため、原子
力関係の基準を参考に、解析手法で分類して整理することを検討する。
- ・ 個々の高圧ガス設備の応力解析モデル化の考え方を例示可能か検討し、詳細規定の追
加を検討する。
- ・ 2 倍勾配法を用いる場合、圧力容器部分の弾塑性地震応答をどのように求めるか議論
が必要。（圧力容器部分の弾塑性応答が大きくなる可能性のある対象、例えば大型平底
円筒貯槽、に修正震度法を適用する場合の応答倍率の決め方など）
- ・ 耐圧部材に関してレベル 2 地震動に関する許容基準を明示することが必要。（レベル 2
地震動に対してもシェークダウンを許容限界とするかなど。）また、局所応力について
も議論が必要。

- ・ 現状、高圧ガス設備の耐圧部は地震による応力は小さく、弾性範囲の設計になっているケースが多いが、他の低圧設備に準用するときや安全率の低い圧力容器基準による場合には注意が必要。

3.2 ノズル部評価

ノズル部評価について、現状の特定設備検査規則でのノズル部（管台）の取扱いを踏まえた上で、KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)の内容について見直しの検討を行った。

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ワーキンググループで議論した結果、以下のような意見があった。

- ・ ノズル部は貯槽の一部であり、特定設備検査で評価すべきだが、ノズルの評価に使用する配管荷重が直ぐに確定していないのが実情。（貯槽設計が先行し、配管設計がその後になることが多く、規模が大きい貯槽では、貯槽と配管が別メーカーで設計することが多々ある）
- ・ 高圧タンクでは球殻板厚が大きく問題無いが、LNG、LPG の平底貯槽の場合、屋根骨で配管荷重を支持する必要がある、必要に応じて補強材を付加する必要がある。特定設備検査の段階でノズルの評価を実施するには、現状色々クリアにする課題がある状況。
- ・ 圧力容器に溶接等により取り付けられているノズル類は圧力容器側での安全性評価する方が良い。圧力容器側での安全性評価する範囲はノズル先端のフランジまでとする。フランジなしで配管と溶接している場合はノズル先端の溶接部までとする。
- ・ ノズル部を圧力容器としてみる場合、現状配管系として位置づけている KHK 指針の規定を塔槽類に位置付けるよう組み替えることになる。
- ・ 圧力容器としてみるということは、特定設備検査においてノズルの耐震計算書を求めるということとなるが実現は可能か。
- ・ バイラード法の適用条件を満足しない場合には、FEM 解析によることになり、詳細基準事前評価が必要になる。適用条件を外れるケースについても FEM 解析をしなくてもよいように、種々のケースについてパラメータスタディを行って基準をつくってはどうか。
- ・ ノズル部の応力状態はかなり複雑であり、基準をつくれる見通しはあるのか。
- ・ ノズル部はそもそもどの程度耐力があるのか。十分耐力があるのであれば評価不要とすることもできるのではないか。
- ・ 配管側でノズル部に大きな負荷がかからないようにしているのが現在の設計であるが、配管側でどうしても対応できず、ノズル部の補強が必要になるケースもないことはない。その場合、特定設備を変更するということになり手戻りが生じる。特定設備検査合格証を条件付きで発行することは難しいと考えられる。

- ・ 色々なケースについて、ノズル部の評価を行ったうえで、十分な安全率を考慮してノズル部に係る荷重の許容値を配管側で制限すれば、ノズルの耐震計算書自体が不要とできるのではないかな。
- ・ 圧縮機やポンプなどのノズル部分は機器側でノズル部分にかかる荷重の制限値を決めていることが多く、それに従って配管設計するという事となっている。機器側としてはできるだけ厳しく制限を設けたいが、配管側としては厳しく制限されると設計が難しくなるので過度な制限は困るという綱引きとなる。許容値はそのバランスを踏まえて決めなければならない。
- ・ 現状、耐震設計に限らず配管側と機器側で役割分担がうまくいっている状態であるが、ノズル部分を圧力容器としてみることでどういうメリットがあるのかわからない。混乱をまねくのではないかな。

上記の議論を踏まえ、今後の検討の方向性と課題及び具体的な検討内容は以下の通り。

検討の方向性

- ・ ノズルは圧力容器として考える。
- ・ ノズル評価規定を配管系から塔槽類へ移行する。
- ・ ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順。
- ・ 検査については別途検討が必要。
- ・ 今後、種々のケースについて **FEM** 解析等を実施。ノズルの強度評価を行い、許容値（制限値）を設定できるかを検討。

課題及び具体的な検討内容

- ・ 「ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順」とすると、配管設計が終了するまでノズル設計が出来ず、圧力容器の検査の申請（特定設備検査申請）工程に影響が出ることから、ノズル荷重の上限値の設定できるか検討を行う。（ノズル荷重は変動することが多く、特定設備検査申請での差替え作業がかなりの確率で生じることから、ノズルに作用する最大軸力と最大モーメントを規定し、塔槽類のノズル評価においては想定した荷重において実施できるようにする。）
- ・ ノズル荷重の上限値の設定のため、パラメータスタディの実施が必要となる。（パラメータスタディの結果、現状の設計でノズル部の強度が十分であるといった結果が得られるのであれば耐震計算は不要（耐圧設計の穴補強で十分）という可能性もあり。）
- ・ パラメータスタディは多くケースが必要と考えられることから、効率的かつ現実的に可能な方法の議論が必要。
- ・ 現状、バイラードの表から外れる場合も多く、そうなると **FEM** 解析が必要になるが、小規模の塔槽類の場合はコスト負荷が大きいため、係数を補正した使用が可能か検討を行う。

- ・ 圧力容器のノズル部分と配管の設計範囲を明確にするため、接続条件又境界条件に関する規定を検討する。
- ・ 配管基準として、ノズル部には可能な限り負荷しない（例えば、配管反力の上限 $\leq$ 全強/100 程度を限界値とし設定）こととし、これ以上の場合は圧力容器側で可否を評価するなどの規定化の検討を行う。（整合性に関して、十分な数の試計算(パイラード他)が必要。)
- ・ 今後安全率が低い設備への対応が必要となった場合についてはさらに議論が必要。

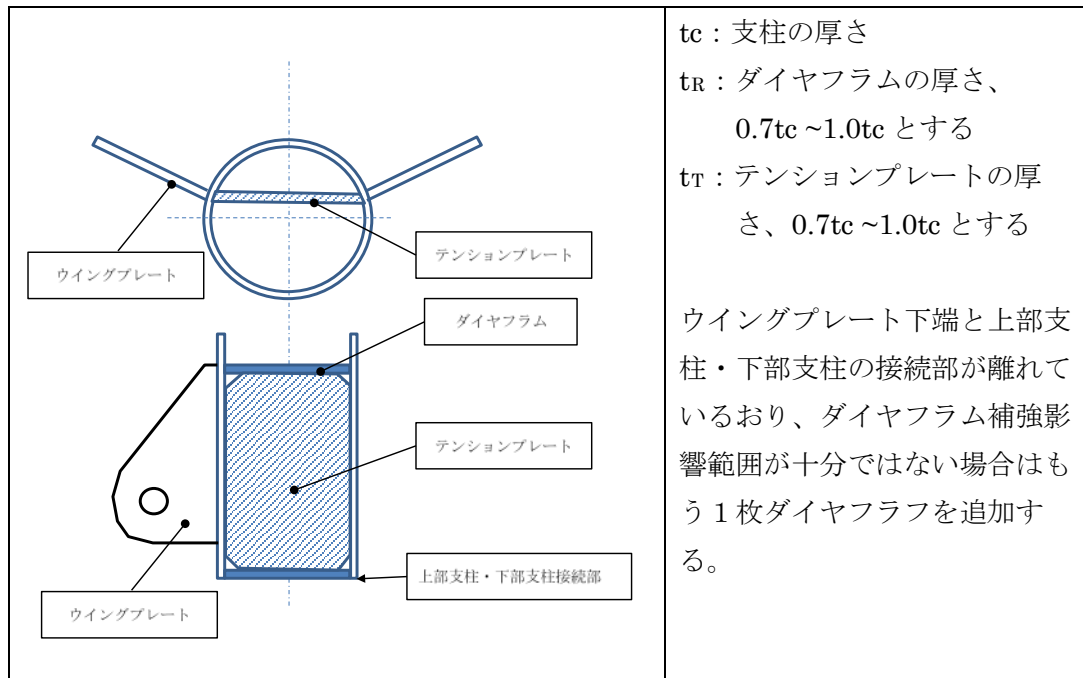
3.3 接合部評価

接合部評価については、ガス事業法関係の球形ガスホルダー指針 JGA 指-104-13 のタイロッドブレースの補強基準等を参考に現行例示基準である KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)の内容について見直しの検討を行った。また、それ以外の接合部については建築、土木分野の基準（例えば、鋼管構造接合部設計指針等）を参考に規定を追加することについて検討を行った。

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ワーキンググループで議論した結果、以下のような意見があった。

- ・ 球形ガスホルダー指針に記載の支柱とタイロッドブレースの接合部の補強は、おそらくどのメーカーも同様の補強対応を従来から実施しており、規定を取り込むことには問題無いと思われる。
- ・ 球形ガスホルダー指針の方法に加えて、ダイヤフラムとテンションプレートを組み合わせる方法についても追加し、KHKS0861 の規定は以下のように変更してはどうか。

「タイロッドブレース構造の場合は図(d)に示すダイヤフラムまたはテンションプレートまたは両者の組み合わせにより補強する。図(d)は上端部を示すが、下端部も同様の補強とする。」



図(d)

- 他の接合部に関しては鋼管構造接合部設計指針を取り込むことに特に抵抗は無く問題ないと思われる。（接合部は弱点になるとの認識があり、なにかしらの補強を行っているのが実情。）
- 詳細応力検討を実施する際のレベル 1、レベル 2 地震動に対する許容値を定めておく必要がある。
- 耐震設計の対象とする接合部が具体的にどの「接合部」であるのかの議論が必要。

上記の議論を踏まえ、今後の検討の方向性と課題及び具体的な検討内容は以下の通り。

検討の方向性

- 支柱とタイロッドブレースの接合部については球形ガスホルダー指針と同様の規定（ダイヤフラムとテンションプレートの組合せも含む）を追加。
- それ以外の接合部については、鋼管構造接合部設計指針等で取り込み可能なものがあるかを検討。
- 圧力容器と支持構造物の接合部についての規定を今後検討する。（分類 E 継手の地震に対しての有効性の検証、現行で問題となる接合部分の洗出しと対応検討（FEM 解析による検証が必要））
- 耐震設計の対象とする「接合部」の選定。

課題及び具体的な検討内容

- 球形貯槽における支柱と球殻部との接合部の負荷が大きいと思われる。支柱の変形防止に支柱内部取付ける補強リブ案の規定化を検討する。(メーカーの事例について検証解析を実施。)
- 以下の接合部 (いずれも、設計所掌の取り扱い部分となっていて、過少・過剰設計が生まれがちな部分) 等を耐震設計対象とするかを検討する。
 - 機器アンカーボルトの引張強度とコンクリートのコーン破壊強度のバランス (どちらを優先すべきか)
 - 機器ノズルの変形とフランジに作用する曲げ応力のバランス
 - 配管サポートの溶接取付部、サポート型鋼自体の強度
- 塔の圧力容器と一体になったスカート部を許容塑性率評価法と2倍勾配法のどちらの評価法で評価した方が合理的かは議論の必要がある。
- 鋼管構造接合部設計指針等の建築、土木関係の基準では構造仕様を詳細に規定しているものが多いが、高圧ガス設備に準用できるようなものは少なく、各メーカーで自主的に行っている補強仕様を参考に規定化を検討する必要がある。

3.4 許容塑性率評価

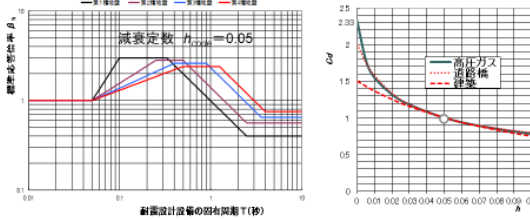
許容塑性率評価について、現行例示基準である KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)の内容について見直しの検討を行った。許容塑性率評価の見直しイメージは以下のとおり。

	等価線形化法の適応基準	R02-1
耐震性能スペクトル法 耐震性能スペクトル法の概要	ISO3010 - 2017 Bases for design of structure- Seismic actions on structures • Capacity Spectrum Method • Annex I (informative)	
	政令 第82条の5 限界耐力計算 告示 平成12建告第1457号 建築学会-2019 鉄筋コンクリート造建物の 等価線形化法に基づく 耐震性能評価設計指針・同解説 参考) 最新 耐震構造解析 第3版, p325/348 森北出版、柴田 明徳	

加速度応答スペクトル

R02-2

α_h : 地表における設計水平加速度
 β_h : 減衰定数 h のときの設計加速度応答倍率
 $\beta_h = C_d(h) \cdot \beta_5(T)$
 β_5 : 標準応答倍率 (減衰定数 $h_c=0.05$)
 $C_d(h)$: 下図による減衰定数の補正係数



応答スペクトルの種類

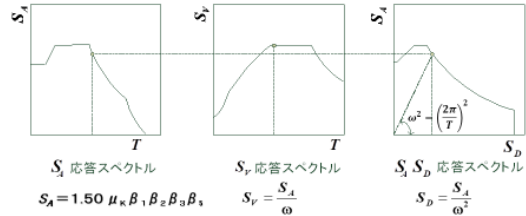
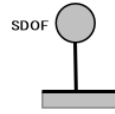
R02-3

SDOF 運動方程式: $\ddot{r} + 2h\omega\dot{r} + \omega^2 r = -\alpha$

応答加速度スペクトル: $S_A(\omega, h) = \max_t(\ddot{r} + \alpha) \cong \omega^2 S_D$

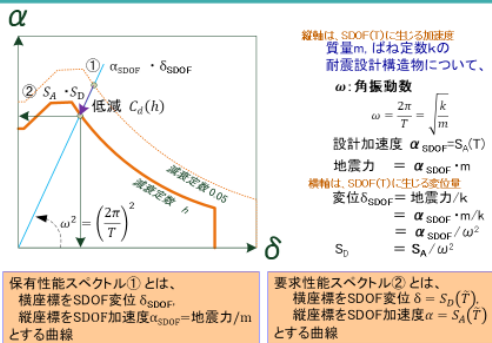
応答速度スペクトル: $S_V(\omega, h) = \max_t(\dot{r}) \cong \omega S_D$

応答変位スペクトル: $S_D(\omega, h) = \max_t(r) \cong S_A/\omega^2$



耐震性能スペクトル上で応答計算(弾性範囲)

R02-4

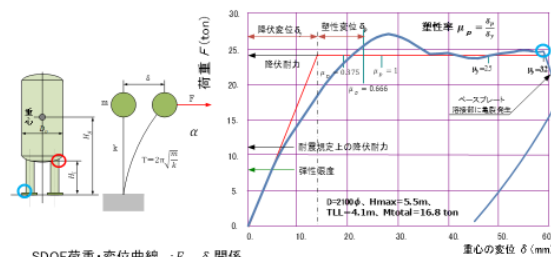


プッシュオーバー曲線

R02-5

CE 貯槽の例

平成3年9月神奈川県耐震実験報告書によるデータに加算



SDOF 荷重・変位曲線: $F - \delta$ 関係

Pushover Curve

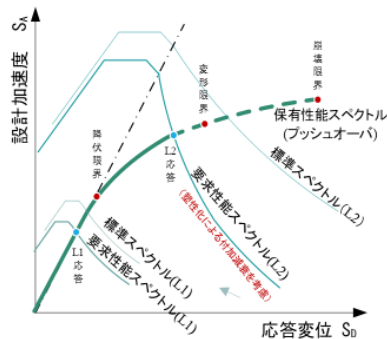
保有耐震性能スペクトル: $\alpha - \delta$ 関係

Seismic Capacity Spectrum

ここで、設計加速度: $\alpha = \frac{F}{m}$

耐震性能スペクトル法の概念

R02-6



耐震性能スペクトル法

R02-7

- 構造物の基本モードに等価な SDOF モデルに関する動特性解析を **プッシュオーバー解析** という。
- プッシュオーバー解析により得られる SDOF 系の設計加速度・変位曲線を **保有性能スペクトル** という。
- 塑性化によるエネルギー吸収に等価な減衰定数に対する $S_a - S_d$ 応答スペクトルを **要求性能スペクトル** という。
- 保有性能スペクトルと要求性能スペクトルの交点における **応答設計加速度及び変位** を得て、**耐震性能評価** をおこなう。

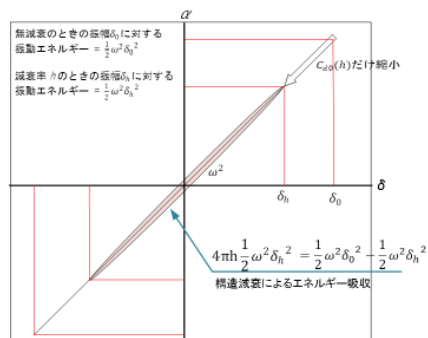
プッシュオーバー解析とは

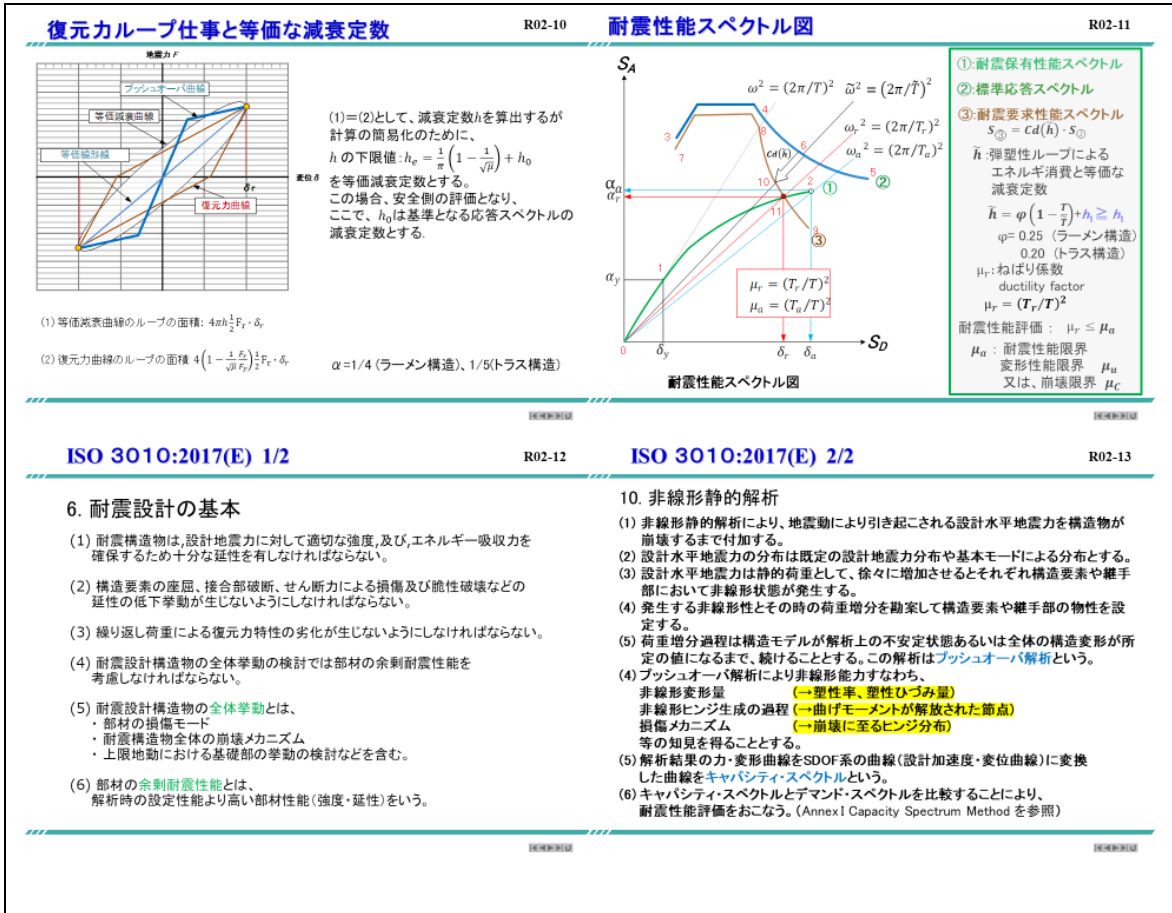
R02-8

- プッシュオーバー解析は、次のように行う。
- 設計水平地震力の分布は、既定の設計地震力分布や基本モードによる分布とする
- 設計水平地震力は静的荷重として、徐々に増加させ、それぞれ構造要素や継手において非線形状態の発生を考慮する。
- 非線形性とその時の荷重増分を勘案して構造要素や継手部の非線形特性を設定する。
- 荷重増分過程は構造モデルが、
 - ・ 解析上の不安定状態
 - ・ 全体の構造が復元力特性の喪失
 - ・ 全体の構造が所定の値になる (崩壊する) まで、続けることとする。
- (参考)
 - プッシュオーバー解析により得られる非線形能力すなわち、
 - ・ 非線形 (塑性) 変形量
 - ・ 非線形 (塑性) エネルギー生成の過程、
 - ・ 損傷メカニズム
 等の知見を考慮して耐震性能を評価することができる。

構造減衰による制振効果

R02-9





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ワーキンググループで議論した結果、以下のような意見があった。

- 方向的には現状の「部位毎の評価」から「構造物全体での評価」への見直しに対しては特に異論はなく、基本的な方向性としては賛成。
- 詳細応力検討を実施する際のレベル 1、レベル 2 地震動に対する許容値を定めておく必要がある。
- プッシュオーバー解析は手計算ベースで可能なのか。現状の塑性率評価は手計算で可能になっており通常の特定設備検査で確認可能であるが、FEM 等の解析が必要になると詳細基準事前評価が必要になる。
- スリップ型挙動を示す構造物の場合、架構のように多質点の構造物の場合にも同様の手法が適用できるのか調査が必要ではないか。
- プッシュオーバー解析から塑性率を求める場合、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）が限界状態として大事な条件となる。これをどのように規定するか、許容する塑性率に対する定義をきちんとすることが必要。

- ・ 圧力容器本体は気密性保持が必須だが、支持構造物においては支持する圧力容器の気密保持が担保することができれば必ずしも支持構造物の健全性は要求されないのではないか。（極端に言えば、支持構造は崩壊してもよいのではないか。）
- ・ 現行の代替評価法を引き続き用いるのであれば、代替評価法の妥当性は再確認した方がよい。
- ・ 照査する構造物の部位は現行の KHKS で示されているが、再確認と必要に応じた見直しが必要。レベル 1 についても同様。

上記の議論を踏まえ、今後の検討の方向性と課題及び具体的な検討内容は以下の通り。

検討の方向性（事務局素案）

- ・ 支持構造全体の評価として見直しを検討（圧力容器本体、接合部、ノズルは別に規定が必要）
- ・ プッシュオーバー解析の手法（簡易な方法で可能か）を確認。

課題及び具体的な検討内容

- ・ 現行基準の塑性率評価法の考え方について共通認識として議論が必要。
- ・ プッシュオーバー解析の手法はプログラム化も含めて検討。
- ・ 許容塑性率と気密性担保の数値的関連性の説明がなく、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）が限界状態をどのように規定するか、許容する塑性率に対する定義をすることが必要。（模型実験等で「気密性を担保できない限界の塑性率」を検証するなど）
- ・ 原子力の基準等を参考に基準化を検討。（“供給状態 D”をレベル 2 における要求状態として、プッシュオーバー解析においては引張強度の $\frac{2}{3}$ を降伏点とする弾完全塑性体として扱い、“二倍勾配法”や“下界漸近法”等で崩壊荷重を評価するなど。）
- ・ 適用条件を明確にする必要がある。（基礎アンカー・溶接部などがクリティカルにならないという前提）
- ・ 構造特性係数を用いるのであれば現行の構造特性係数の再検討が必要。

3.5 その他

3.1 から 3.4 以外に、現行基準の見直しが必要な部分について、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ワーキンググループで議論した結果、以下のような意見があった。

- ・ 平底円筒貯槽については、現行のレベル 2 地震動検討項目は側板の座屈とアンカーストラップの引張のみになっている。KHKS で明確に記述されていないが以下の項目については、議論が必要。
 - 修正震度法における動液圧の算定法

- 内外槽間の底部保冷材の評価
 - ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響（保冷材の剛性は小さいので無視できるとされているが、開放検査などで保冷材の圧密された場合の確認はされていないように思う）。
 - 内槽、外槽及び内外槽間の保冷材の連動の影響。
 - 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
 - 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（レベル2に対しては屋根部の記述がない）。
- ・ 静的震度法では、修正震度法的な意味からいうと、応答のピーク値を静的震度と定義している。構造諸元（例えば肉厚）が変わっても外力は変わらない。本来安全側の過大な設計となるが、歴史的にピーク値を取らずに設定しているため、不安全である。（廃止も含めて検討すべき）
 - ・ 代替法は $D_s=0.5$ に相当するが損傷モードに応じて D_s を $0.1 \sim 1.0$ に設定して静的計算により評価を行う（保有耐力法も同じ）。特に、座屈がシビアなケース、脆性構造物の場合などの取り扱いに関しては、注記事項を明文化することが必要。配管の場合、慣性力に対して被害事例が少ないことから $0.1 \sim 0.15$ 位としても問題がないのではないかと。
 - ・ 設計修正震度を算出後、当該震度で部品に係る崩壊・座屈が生じないことを確認することが必要。
 - ・ 構造系崩壊については、通常、荷重により変形が生じて、荷重の作用位置は変形前と同じ位置として計算しているため、変形が大きい場合、負荷条件が変わり、構造系崩壊を見失う可能性があるため注意が必要。下記につき、検証が必要。
 - ・ $1/2$ 勾配法 $(\omega/\omega_e)^2=2$
 - ・ 累積損傷係数 $W_p/W_e=3$ として $(\omega/\omega_e)^2=2.5$
 - ・ 代表変位 < 全高/100、又は、頂部の揺れ < 全高/50
 - ・ 現在、部材の塑性変形等により地震エネルギーは吸収され応答が低減するが、性能規定化されたことを踏まえ、エネルギー吸収をおこなう部材や機構（制振装置）などの”エネルギー吸収部材”の採用も取り込める基準を目指すべき。
 - ・ 現基準では基礎、地盤は解析によらず、係数 β 値で自動的に設定する思想で規定されているが、性能規定化されたことを考えると、何らかの例示基準（解析法、簡易手法など）が規定化されるべきと考える。例えば以下のようなもの。
 - ・ 上部構造と基礎との連成系：SR モデル
 - 計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定
 - ・ 地盤：1 次元成層地盤、重複反射理論など基準らしく
 - 計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定
 - ・ 地表と整合する基盤の地震動：応答スペクトル又はフーリエスペクトル

- ・ これまでの地震被害等を鑑みると、配管の可撓性は十分にあると考えられることから、配管の地震慣性力による評価の見直しを検討することが望ましい。

4. まとめ

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法について、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性を踏まえ、応力解析、ノズル評価、接合部評価及び許容塑性率評価の 4 つの項目に分けて見直しに向けた検討を行った。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ワーキンググループで議論した結果、今後の見直し検討の方向性を以下のとおりまとめた。

①応力解析

- ・ 応力解析については JISB8266 附属書 8（その他最新基準の採用も可）をベースにし、耐圧部と支持構造部の合成構造である高圧ガス設備を考慮して議論
- ・ 時刻歴応答解析については、原子力の基準等を調査し、モデル化等の詳細規定を今後検討
- ・ 許容値については、塑性率評価法の許容塑性率を踏まえるとともに、耐圧部の漏洩判定許容値について議論
- ・ 疲労については現状考慮しない。（最大規模複数回を考慮するかは将来的に検討）

②ノズル部評価

- ・ ノズルは圧力容器として考える。
- ・ ノズル評価規定を配管系から塔槽類へ移行する。
- ・ ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順。
- ・ 検査については別途検討が必要。
- ・ 今後、種々のケースについて FEM 解析等を実施。ノズルの強度評価を行い、許容値（制限値）を設定できるかを検討。

③接合部評価

- ・ 支柱とタイロッドブレースの接合部については球形ガスホルダー指針と同様の規定（ダイヤフラムとテンションプレートの組合せも含む）を追加。
- ・ それ以外の接合部については、鋼管構造接合部設計指針等で取り込み可能なものがあるかを検討。
- ・ 圧力容器と支持構造物の接合部についての規定を今後検討する。（分類 E 継手の地震に対する有効性の検証、現行で問題となる接合部分の洗出しと対応検討（FEM 解析による検証が必要））
- ・ 耐震設計の対象とする「接合部」の選定。

④許容塑性率評価

- ・ 支持構造全体の評価として見直しを検討（圧力容器本体、接合部、ノズルは別に規定が必要）
- ・ プッシュオーバー解析の手法（簡易な方法で可能か）を確認。

5. 今後の課題

4.の検討の方向性に基づき見直しを実施するにあたっての課題及び具体的に必要な検討内容は以下のとおり。

①応力解析

- ・ 現状の圧力容器設計の基準の考え方を共通認識とした上での議論が必要。
- ・ 応力解析は「JISB8266 付属書 8」、「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（弾塑性有限要素解析を用いたクラス 1 容器に対する強度評価の代替規定）」を参考に基準化を検討する。（採用基準は協議が必要）
- ・ 応力解析については、応答解析が静的、準動的、動的で使うツールが異なるため、原子力関係の基準を参考に、解析手法で分類して整理することを検討する。
- ・ 個々の高压ガス設備の応力解析のモデル化の考え方を例示可能か検討し、詳細規定の追加を検討する。
- ・ 2 倍勾配法を用いる場合、圧力容器部分の弾塑性地震応答をどのように求めるか議論が必要。（圧力容器部分の弾塑性応答が大きくなる可能性のある対象、例えば大型平底円筒貯槽、に修正震度法を適用する場合の応答倍率の決め方など）
- ・ 耐圧部材に関してレベル 2 地震動に関する許容基準を明示することが必要。（レベル 2 地震動に対してもシェークダウンを許容限界とするかなど。）また、局所応力についても議論が必要。
- ・ 現状、高压ガス設備の耐圧部は地震による応力は小さく、弾性範囲の設計になっているケースが多いが、他の低压設備に準用するときや安全率の低い圧力容器基準による場合には注意が必要。

②ノズル部評価

- ・ 「ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順」とすると、配管設計が終了するまでノズル設計が出来ず、圧力容器の検査の申請（特定設備検査申請）工程に影響が出ることから、ノズル荷重の上限値の設定できるか検討を行う。
（ノズル荷重は変動することが多く、特定設備検査申請での差替え作業がかなりの確率で生じることから、ノズルに作用する最大軸力と最大モーメントを規定し、塔槽類のノズル評価においては想定した荷重において実施できるようにする。）
- ・ ノズル荷重の上限値の設定のため、パラメータスタディの実施が必要となる。（パラメータスタディの結果、現状の設計でノズル部の強度が十分であるといった結果が得られるのであれば耐震計算は不要（耐圧設計の穴補強で十分）という可能性もあり。）

- ・ パラメータスタディは多くケースが必要と考えられることから、効率的かつ現実的に可能な方法の議論が必要。
- ・ 現状、バイラードの表から外れる場合も多く、そうなると **FEM** 解析が必要になるが、小規模の塔槽類の場合はコスト負荷が大きいため、係数を補正した使用が可能か検討を行う。
- ・ 圧力容器のノズル部分と配管の設計範囲を明確にするため、接続条件又境界条件に関する規定を検討する。
- ・ 配管基準として、ノズル部には可能な限り負荷しない（例えば、配管反力の上限 $\leq$ 全強/100 程度を限界値とし設定）こととし、これ以上の場合は圧力容器側で可否を評価するなどの規定化の検討を行う。（整合性に関して、十分な数の試算（バイラード他）が必要。）
- ・ 今後安全率が低い設備への対応が必要となった場合についてはさらに議論が必要。

③接合部評価

- ・ 球形貯槽における支柱と球殻部との接合部の負荷が大きいと思われる。支柱の変形防止に支柱内部取付ける補強リブ案の規定化を検討する。（メーカーの事例について検証解析を実施。）
- ・ 以下の接合部（いずれも、設計所掌の取り扱い部分となっていて、過少・過剰設計が生まれがちな部分）等を耐震設計対象とするかを検討する。
 - 機器アンカーボルトの引張強度とコンクリートのコーン破壊強度のバランス(どちらを優先すべきか)
 - 機器ノズルの変形とフランジに作用する曲げ応力のバランス
 - 配管サポートの溶接取付部、サポート型鋼自体の強度
- ・ 塔の圧力容器と一体になったスカート部を許容塑性率評価法と 2 倍勾配法のどちらの評価法で評価した方が合理的かは議論の必要がある。
- ・ 鋼管構造接合部設計指針等の建築、土木関係の基準では構造仕様を詳細に規定しているものが多いが、高圧ガス設備に準用できるようなものは少なく、各メーカーで自主的に行っている補強仕様を参考に規定化を検討する必要がある。

④許容塑性率評価

- ・ 現行基準の塑性率評価法の考え方について共通認識として議論が必要。
- ・ プッシュオーバー解析の手法はプログラム化も含めて検討。
- ・ 許容塑性率と気密性担保の数値的関連性の説明がなく、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）が限界状態をどのように規定するか、許容する塑性率に対する定義をすることが必要。（模型実験等で「気密性を担保できない限界の塑性率」を検証するなど）
- ・ 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（弾塑性有限要素解析を用いたクラス 1 容器に対する強度評価の代替規定）」を参考に基準化を検討。（“供給状態 D”をレベル 2 におけ

る要求状態として、プッシュオーバー解析においては引張強度の $2/3$ を降伏点とする弾完全塑性体として扱い、“二倍勾配法”や“下界漸近法”等で崩壊荷重を評価するなど。）

- 適用条件を明確にする必要がある。（基礎アンカー・溶接部などがクリティカルにならないという前提）
- 構造特性係数を用いるのであれば現行の構造特性係数の再検討が必要。

第Ⅳ章 その他の検討

IV-1 サイトスペシフィック地震動を適用した 耐震設計構造物の耐震性能評価フローに関する検討

1. 検討概要

平成 30 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、耐震設計グレード（難易度）を考慮して、3 次元 FEM 有効応力・動的非線形解析、SR モデル・1 自由度系質点モデル動的非線形解析、簡便法といった応答解析法や、貯槽－基礎－地盤連成系、貯槽単体といったモデルによる 6 種類の耐震設計の例示を行った。

平成 30 年度調査研究成果に基づき、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローを作成した。最初に耐震設計の全体フローについて示し、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に分けて、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローを示した。

2. 耐震設計の全体フロー

耐震設計の全体フローを図 2-1 に示す。全体フローは、「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」（以下、耐震告示と称する）に基づいて設定した。全体フローの詳細は、以下に示すとおりである。

- ① 最初に当該耐震設計構造物の設計条件を整理する。
- ② 次にレベル 1 地震動に対し、耐震設計構造物の耐震性能を評価する（レベル 1 耐震性能評価）。
- ③ 耐震設計構造物の損傷又は機能の損失がないと評価された場合、すなわち、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（耐震告示）の第 2 条第 1 号に適合する場合、次のステップに移る。

耐震告示に適合しない場合は、設計条件を再整理（見直し）し、レベル 1 耐震性能評価を繰り返し行う。

- ④ 耐震設計構造物が重要度 I_a及び I でない場合、すなわち重要度 II 又は III の場合、終了となる。

重要度 I_a、又は I の場合、引き続いてレベル 2 地震動並びに当該地震動に係る地盤の液化化及び流動化に対し、耐震設計構造物の耐震性能を評価する（レベル 2 耐震性能評価）。

- ⑤ 耐震設計構造物の気密性が保持されると評価された場合、すなわち耐震告示の第 2 条第 2 号に適合する場合、終了となる。

耐震告示に適合しない場合は、最初のステップである設計条件の再整理（見直し）に戻り、以上のステップを繰り返し行う。

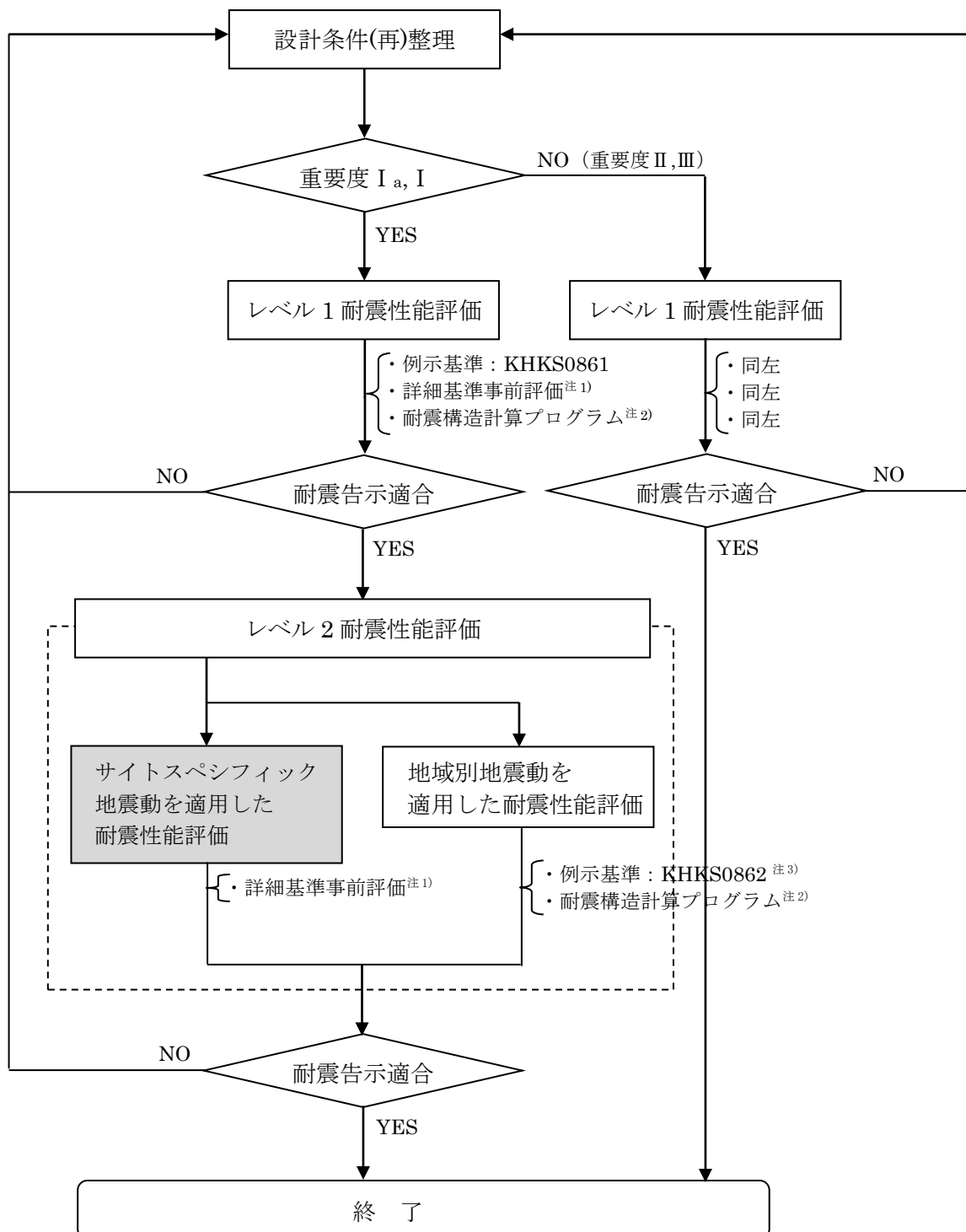
- ⑥ レベル 1 耐震性能評価及びレベル 2 耐震性能評価は、耐震告示の第 3 条で定められているとおり、耐震設計構造物の重要度分類に応じた適切な方法により行う。

ただし、下記の例示基準による場合、ならびに高圧ガス保安協会が認証する耐震構造計算プログラムによる場合は、それぞれ第 2 条第 1 号、第 2 号と併せ、第 3 条で定められている機能性基準に適合するものとされる。一方、サイトスペシフィック地震動の適用等、例示基準や耐震構造計算プログラムによらない場合は、高圧ガス保安協会の詳細基準事前評価を受けることが必要となる。

- ・ 高圧ガス保安協会規格 KHKS0861（2018）「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1）」
- ・ 高圧ガス保安協会規格 KHKS0862（2018）「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）」（ただし、5.1 サイトスペシフィック地震動を除く。）

- ⑦ KHKS0862（2018）では、レベル 2 耐震性能評価において、レベル 2 地震動に係る設計用の地震動はサイトスペシフィック地震動によるものとされており、当面の間は地域別地震動によってもよいとされている。地域別地震動による場合は、レベル 2 耐震性能評価は KHKS0862（2018）や耐震構造計算プログラムによることになる。

これより、レベル2耐震性能評価において、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価を主として扱い、地域別地震動を適用した耐震性能評価を従としたフローとした。



注 1) 例示基準や耐震構造計算プログラムによらない場合は
 高压ガス保安協会による詳細基準事前評価を受ける。

注 2) 高压ガス保安協会が認証する耐震構造計算プログラム。

注 3) 5.1 サイトスペシフィック地震動を除く。

図 2-1 耐震設計の全体フロー

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

3.1 応答解析法の選定フロー

応答解析法の選定フローを図 3.1-1 に示す。また、表 3.1-1 に応答解析法のまとめを示すが、動的相互作用、入力位置、動的・静的、液状化の観点から応答解析法を種分けし、解析概要と出力項目を整理した。

応答解析法の選定フローの詳細は、以下に示すとおりである。同図では、各応答解析に必要な地震作用（図 3.2-1 参照）を付記している。また、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必要があり、注記している。

- ① 最初に動的相互作用を考慮するか否かで、設備・基礎・地盤連成系モデルか設備単体モデルとするかを選択する。

設備・基礎・地盤連成系モデルを選択した場合には、基本的に設備と基礎の耐震性能を同時に評価できるが、設備単体モデル選択した場合は、設備と基礎の耐震性能を別個に評価することになる。

- ② 設備・基礎・地盤連成系モデルを選択した場合、動的解析を行わない場合は、梁ばねモデル静的非線形解析を選定する。

動的解析を行う場合、地盤の液状化が発生する場合には、解析の精緻さに応じて 3(2)次元 FEM 有効応力解析または梁ばねモデル動的非線形解析を選定する。

一方、地盤の液状化が発生しない場合、分離モデルとしない場合は、解析の精緻さに応じて 3(2)次元 FEM 動的非線形解析または梁ばねモデル動的非線形解析を選定する。分離モデルとする場合は、SR モデル動的非線形解析を選定する。ただし、SR モデル動的非線形解析では、基礎の耐震性能は別途評価する必要があり、設備の耐震性能を評価して、基礎の梁ばねモデル静的非線形解析を行う必要がある。

- ③ 一方、設備単体モデル選択した場合は、SR モデル動的非線形解析と同様、基礎の耐震性能は別途評価する必要がある。

動的解析を行う場合は、解析の精緻さに応じて 3(2)次元 FEM 動的非線形解析または多自由度系質点モデル動的非線形解析を選定する。

動的解析を行わない場合は、修正震度法やモード解析法といった簡便法を選択する。

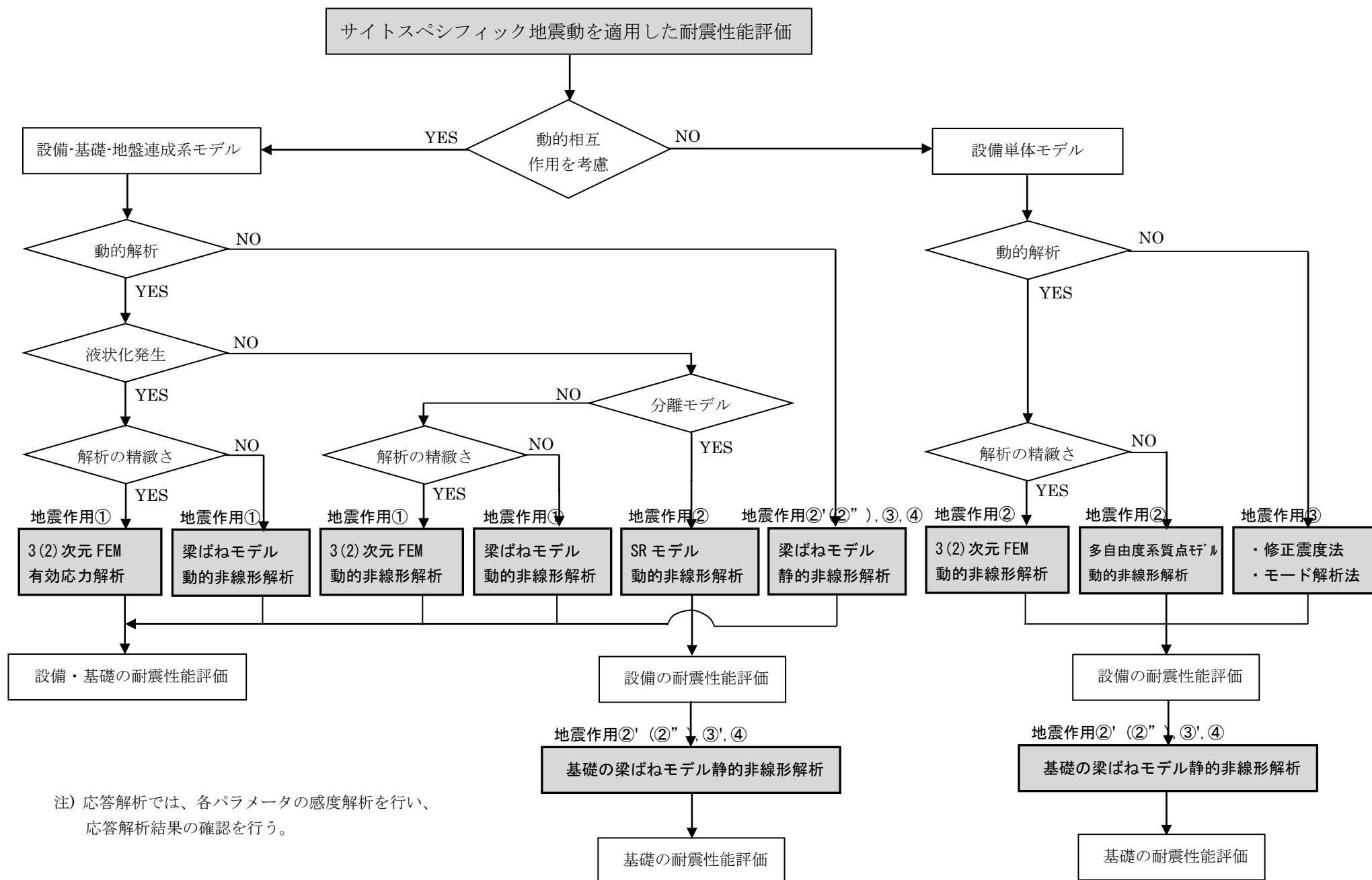
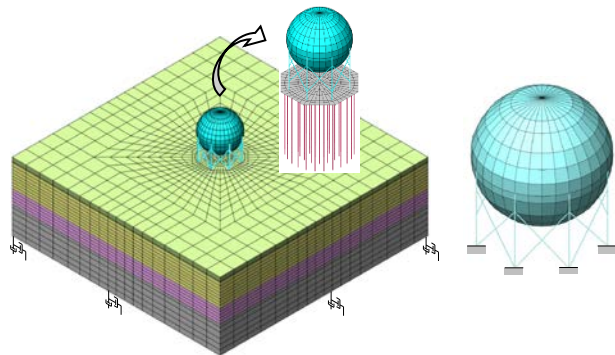


図 3.1-1 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー（その 1：応答解析法の選定フロー）

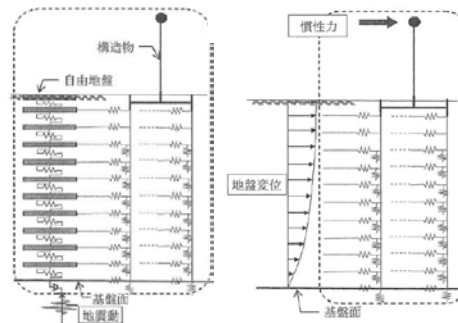
表 3.1-1 応答解析法のとめ

動的相互作用	入力位置	動的・静的	液状化	応答解析法	解析概要	出力項目
設備・基礎・地盤 連成系モデル	工学的基礎面	動的	有	3(2)次元 FEM 有効応力解析	設備・基礎・地盤を忠実にモデル化する最も精緻な応答解析法。大規模解析、地盤の二相系の解析となり、高度な解析。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 ・基礎:同上、押込力、引拔力 ・地盤:せん断応力、過剰間隙水圧比
			無	3(2)次元 FEM 動的非線形解析	設備・基礎・地盤を忠実にモデル化する最も精緻な応答解析法。大規模解析。	同上(過剰間隙水圧比を除く)
			無	梁ばねモデル動的非線形解析	設備を多質点・梁、基礎・地盤を梁・ばねの設備・基礎・地盤連成系の簡易モデルによる応答解析法。地盤が液状化する場合は精度に留意。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 ・基礎:同上、押込力、引拔力
	地表面	静的	無	SR モデル動的非線形解析	基礎・地盤系をスウェイ・ロッキングばね、設備を多質点・梁の簡易モデルによる応答解析法。プッシュオーバー解析等により、事前に設備の非線形特性の設定が必要。連成系モデルであるが別途、基礎の耐震性能評価が必要。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 ・設備反力
	設備・基礎版・杭			梁ばねモデル静的非線形解析	設備を多質点・梁、基礎・地盤を梁・ばねの設備・基礎・地盤連成系の簡易モデルによる静的解析法で、作用荷重は設備、基礎に静的地震力を、杭には静的変位を与える。地盤が液状化する場合は精度に留意。	・変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 ・基礎:同上、押込力、引拔力
設備単体モデル	地表面	動的	—	3(2)次元 FEM 動的非線形解析	基礎固定とし、設備を忠実にモデル化する応答解析法。別途、基礎の耐震性能評価が必要。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 ・設備反力
			—	多自由度系質点モデル 動的非線形解析	基礎固定とし、設備を多質点・梁の簡易モデルによる応答解析法。別途、基礎の耐震性能評価が必要。	同上
	設備	静的	—	修正震度法・モード解析法	KHKS0862 に準拠した応答解析法。別途、基礎の耐震性能評価が必要。	・設備:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 ・設備反力
基礎単体モデル	基礎版・杭	静的	有・無	梁ばねモデル静的非線形解析	基礎・地盤を梁・ばねの簡易モデルによる応答解析法(KHKS0862 に準拠した応答解析法)。	・基礎:軸力、せん断力、曲げモーメント、塑性率 押込力、引拔力

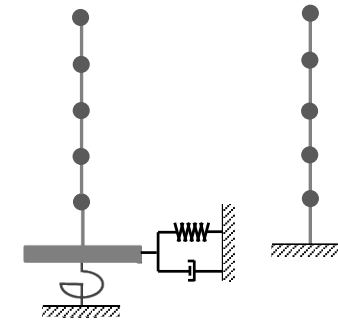
注) 基礎形式は杭基礎を想定。



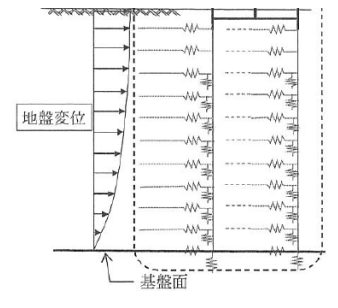
(a) 3(2)次元 FEM 有効応力・動的非線形解析モデルのイメージ



(b) 梁ばねモデル動・静的非線形解析モデル(連成系)のイメージ



(c) SR モデル・多自由度系質点モデル動的非線形解析モデルのイメージ



(d) 梁ばねモデル静的非線形解析モデル(基礎単体)のイメージ

3.2 地震作用の設定フロー

地震作用の設定フローを図 3.2-1 に示す。地震作用の設定フローの詳細は、以下に示すとおりである。

- ① サイトスペシフィック地震動は強震動予測手法により算定されるが、半経験的手法、理論的手法、ハイブリッド合成法による場合には、工学的基盤において時刻歴波形として算定される。一方、経験的手法による場合は、応答スペクトルとして算定されるが、スペクトル適合波として時刻歴波形を作成できる。

工学的基盤の時刻歴波形（地震作用①）は、設備・基礎・地盤連成系モデルによる 3(2)次元 FEM 有効応力解析、3(2)次元 FEM 動的非線形解析、梁ばねモデル動的非線形解析では、入力地震動としてそのまま用いることができる。

- ② 設備単体モデルによる解析等では、入力地震動として地表面の時刻歴波形や応答スペクトルが必要で、基礎の耐震性能評価のために地盤変位が必要となる。

工学的基盤の時刻歴波形を用い、液状化の有無を考慮して地盤の有効応力解析または動的非線形解析を実施し、地表面の時刻歴波形（地震作用②）や地盤変位（地震作用②'）を算出する。地表面の時刻歴波形（地震作用②）は、SR モデル動的非線形解析、設備単体モデルによる 3(2)次元 FEM 動的非線形解析および多自由度系質点モデル動的非線形解析の入力地震動として用いる。

なお、地盤に液状化が発生する場合、地表面の時刻歴波形すなわち設備に入力される地震動（加速度）は極端に小さくなる可能性があり、液状化が発生する場合でも液状化を考慮せず、全応力解析として地表面の時刻歴波形を算出することが考えられる。

- ③ 工学的基盤の応答スペクトルから地表面の応答スペクトルや地盤変位（地震作用②''）を、簡易式から算出することができる。地表面の応答スペクトルは、地表面の時刻歴波形（地震作用②）からも算出でき、地盤変位（地震作用②''）は、地盤変位（地震作用②'）とすることもできる。これらの場合も上述のとおり、地盤の液状化を考慮しないことが考えられる。

地表面の応答スペクトルから、設備の固有周期に応じて設計修正震度（地震作用③）を設定し、設備・基礎・地盤連成系モデルによる梁ばねモデル静的非線形解析、設備単体モデルによる修正震度法やモード解析法に適用する。

- ④ SR モデル動的非線形解析や設備単体モデルによる応答解析では、基礎の耐震性能を別途評価する必要があり、設備の応答解析を行って設備反力（地震作用③'）を算出する。

基礎の耐震性能評価を行うための梁ばねモデル静的非線形解析では、上述の地盤変位（地震作用②'または②''）、設備反力（地震作用③'）、基礎版の地震慣性力（地震作用④）を適用する。また、設備・基礎・地盤連成系モデルによる梁ばねモデル静的非線形解析にも、同様に適用する。

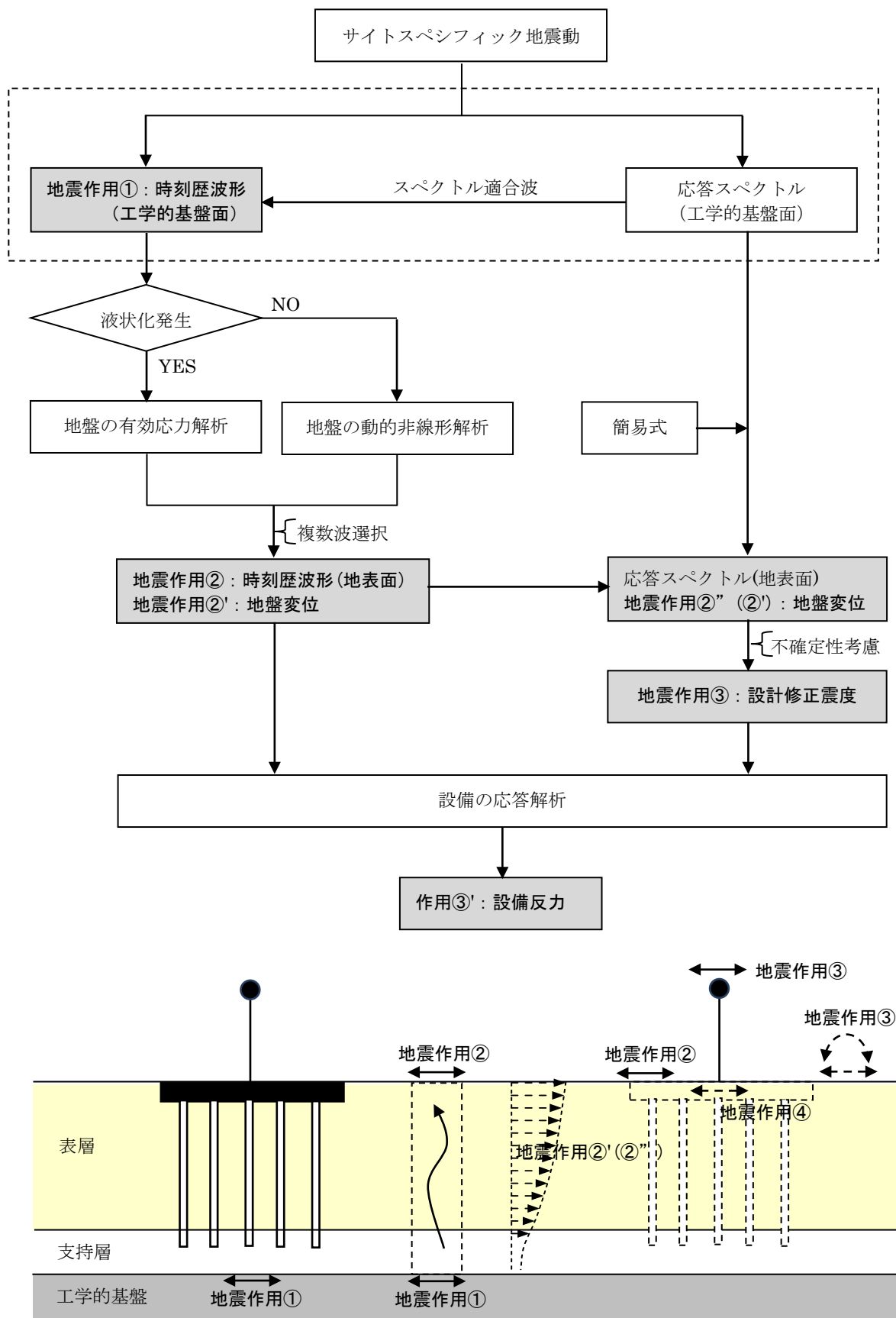
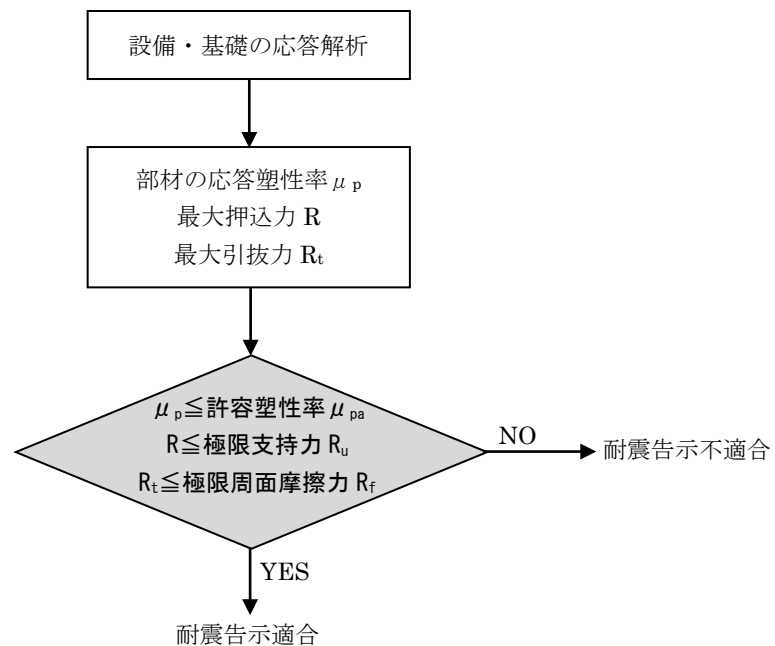


図 3.2-1 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー
(その 2：地震作用の設定フロー)

3.3 耐震性能評価法のフロー

耐震性能評価法のフローを図 3.3-1 に示す。耐震性能評価法のフローの詳細は、以下に示すとおりである。

- ① 設備・基礎の応答解析を実施し、部材の応答塑性率 μ_p を算出する。杭基礎の場合には、杭の最大押込力 R 、最大引抜力 R_t を算出する。
- ② μ_p が許容塑性率 μ_{pa} 以下、 R が極限支持力 R_u 以下、 R_t が極限周面摩擦力 R_f 以下であれば、耐震告示に適合し、上回れば耐震告示に不適合と評価する。



注) 基礎形式は杭基礎を想定。

図 3.3-1 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
(その 3 : 耐震性能評価法のフロー)

参考資料：業界からの意見

「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委員会」のオブザーバー参加の業界団体を通じて、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローに対する業界の意見をヒアリングした。

1. 意見（その1）

全体フローに記載いただいている通り、SS 地震動を適用した耐震設計ルートだけでなく、従来通りの地域別地震動を適用した耐震設計ルートも残していただき、事業者の判断の余地を残していただくことを希望します。

2. 意見（その2）

- ・このフローで評価した結果が、現行基準で評価した場合に比べてひどく厳しくなることがないように調整が必要ではないか。
- ・評価フローは選択できるものと思われるが、選択肢により結果が大きく変わることがないようにしておくことが必要ではないか。
- ・評価フローを選択するにあたってのガイドライン（どのような場合にはどの選択肢がいいなど）が必要ではないか。
- ・動的解析や連成解析などにおいては、モデル化や使用ツール、あるいは、技量等に結果が大きく影響される場合があると思われるが、その影響が少なくなるような工夫・対策が必要ではないか。

Ⅳ-2 レベル 1 地震動の見直しに関する検討

1. 検討概要

高圧ガス保安協会規格 KHKS0861（2018）のレベル 1 地震動の見直しに関する検討を行った。設計地震動に関しては、他分野の設計基準（下記塗値①～④）を調査し、令和元年度調査研究を踏まえ見直しの方向性と課題について検討した。また、液面揺動の設計地震動についても令和元年度調査研究を踏まえ、見直しの方向性と課題について検討した。

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）」と称する）

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、「鉄道標準」と称する）

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、「港湾基準（2018）」と称する）

④建築基準法

建築基準法施行令

建設省告示、第 1461 号（超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件）、平成 12 年 5 月 31 日。

（以下、「建築基準法・同施行令」と称する）

2. 設計地震動の見直し

2.1 設計基準の調査（その1：レベル1地震動の定義と設定位置）

表 2.1-1 に各設計基準におけるレベル1地震動の定義と設定位置を示す。これより、レベル1地震動の定義と設定位置については、以下のように整理される。

なお、建築基準法、建築基準法施行令にはレベル1地震動が用語として用いられておらず、また、基本的に建築物の種類や高さ等によって地震力が規定されている。ここでは、建築基準法施行令の国土交通大臣が定める超高層建築物の構造計算に従った基準として、建設省告示、第1461号を引用し、表 2.1-1 に示すように「稀に発生する地震動」をレベル1地震動と定義して、以後便宜的にレベル1地震動として扱うこととする。

- ①レベル1地震動の定義は、いずれの設計基準も概ね同様で、構造物の供用期間中に発生する可能性（確率）が高い地震動として定義されている。
- ②レベル1地震動の設定位置については、地表面（耐震設計上の地盤面含む）か、工学的基盤面（または耐震設計上の基盤面、解放工学的基盤）か、あるいは両方で設定している設計基準に大別される。

表 2.1-1 各設計基準におけるレベル1地震動の定義と設定位置

設計基準	定義	設定位置
KHKS0861（2018）	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。	・地表面 ・工学的基盤面
道路橋示方書（2017）	橋の供用期間中にしばしば発生する地震動。（生じる可能性の比較的高い中程度の強度の地震による地震動）	・耐震設計上の地盤面
鉄道標準（2012）	建設地点における構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動。	・耐震設計上の基盤面 ・地表面
港湾基準（2018）	技術基準対象施設を設置する地点において発生するものと想定される地震動のうち、地震動の再現期間と当該施設の設計供用期間との関係から当該施設の設計供用期間中に発生する可能性が高いもの。	・工学的基盤
建築基準法・同施行令	稀に発生する地震動	・地表面 ・解放工学的基盤

2.2 設計基準の調査（その2：レベル1地震動の大きさ）

(1) KHS0861（2018）

耐震設計設備の修正震度法による応答解析において、レベル1地震動の設計修正水平震度は、次式で規定されている。

$$K_{MH} = \beta_5 K_H$$

$$K_H = 0.150 \mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3$$

K_{MH} ：設計修正水平震度 ただし、0.2を下回る場合は、これを0.2とする。

K_H ：地表面における設計地震動の水平震度

μ_k ：地震動のレベルに基づく係数（=1.0）

β_1 ：重要度に基づく係数（表 2.2-1 参照）

β_2 ：地域に基づく係数（表 2.2-2、図 2.2-1 参照）

ただし、 β_1 と β_2 との積が0.33未満となる場合は、これを0.33とする。

β_3 ：表層地盤増幅係数（表 2.2-3 参照）

β_5 ：水平方向の応答倍率(=基準応答倍率×減衰定数補正係数、図 2.2-2、図 2.2-3 参照)

また、設計地震動による時刻歴応答解析では、地震波を入力する位置に応じ、次式に示す最大水平加速度を有する地震波を入力して行うことが規定されている。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は、時刻歴応答解析法によることができるとされており、適切な入力地震波及び適切な減衰を考慮する場合の例示が提示されている。

工学的基盤面に入力する場合： $\alpha_{HT} = 1.50 \mu_k \beta_1 \beta_2$

地表面に入力する場合： $\alpha'_{HT} = \alpha_H = 1.50 \mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3$

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（m/s²）

α'_{HT}, α_H ：地表面における設計地震動の最大水平加速度（m/s²）

μ_k ：地震動のレベルに基づく係数（=1.0）

β_1 ：重要度に基づく係数（表 2.2-1 参照）

β_2 ：地域に基づく係数（表 2.2-2、図 2.2-1 参照）

β_3 ：表層地盤増幅係数（表 2.2-3 参照）

表 2.2-1 重要度に基づく係数 β_1

重要度	β_1
I a	1.00
I	0.80
II	0.65
III	0.50

表 2.2-2 地域に基づく係数 β_2

地域区分	β_2
特 A	1.0
A	0.8
B	0.6
C	0.4

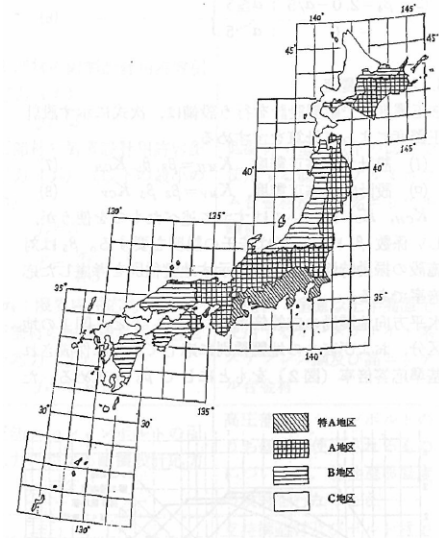
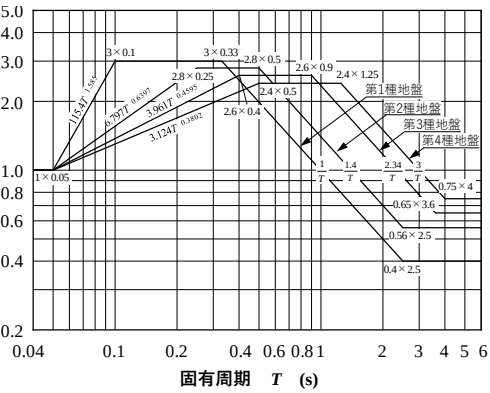


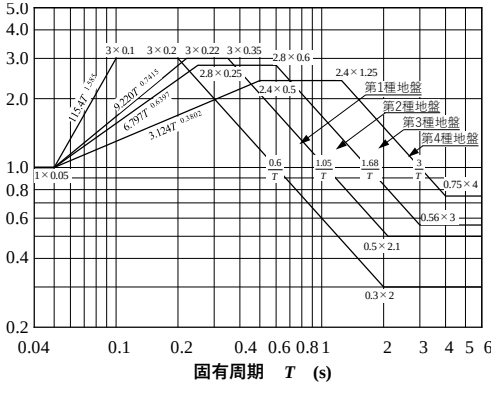
図 2.2-1 地域区分

表 2.2-3 表層地盤増幅係数 β_3

地 盤 種 別	β_3
第 1 種地盤 (第三紀以前の地盤)	1.4
第 2 種地盤 (洪積層地盤)	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 (埋土又は沖積層の厚さが 25m 以上の地盤)	2.0



(a) 特 A 及び A 地区



(b) B 及び C 地区

図 2.2-2 基準応答倍率

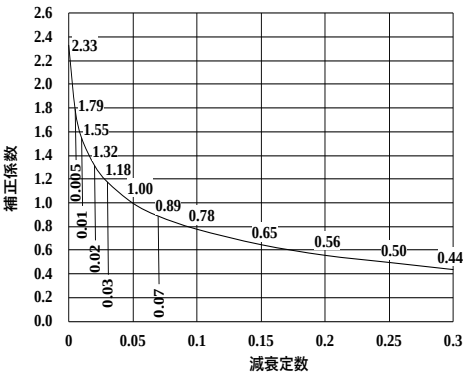


図 2.2-3 減衰定数補正係数

(2) 道路橋示方書（2017）

静的解析を用いる場合、橋に作用するレベル 1 地震動の設計水平震度は、次式で規定されている。なお、動的解析を用いる場合も表 2.2-4 に示す設計水平震度の標準値、いわゆる加速度応答スペクトルと同等の特性を有するように既往の代表的な強震記録を振幅調整した加速度波形を用いることとされており、加速度波形が示されている。同様に地域別補正係数を乗じ、併せて減衰定数別補正係数を乗じることとされているが、基本的にレベル 1 地震動の大きさは同等である。

$$k_h = c_z k_{h0}$$

k_h ：設計水平震度（四捨五入により小数点以下 2 桁とする）

k_{h0} ：設計水平震度の標準値（表 2.2-4 参照）

c_z ：地域別補正係数（表 2.2-5 参照）

ただし、 k_h が 0.10 を下回る場合には、0.10 とする。

表 2.2-4 設計水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する k_{h0} の値		
I 種	$T < 0.10$ $k_{h0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{h0} = 0.20$	$1.10 < T$ $k_{h0} = 0.213 T^{2/3}$
II 種	$T < 0.20$ $k_{h0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{h0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{h0} = 0.298 T^{2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{h0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{h0} = 0.393 T^{2/3}$

表 2.2-5 地域別補正係数 c_z

地域区分	地域別補正係数 c_z
A1・A2	1.0
B1・B2	0.85
C	0.7

(3) 鉄道標準 (2012)

設計地震動は耐震設計上の基盤面を基準にし、L1 地震動は基準となる地震動に地域特性を考慮して設定するものとされている。当面、基準となる地震動には表 2.2-6 に示す弾性加速度応答スペクトルを用い、地域別係数を乗じて L1 地震動を設定することが規定されている。また、動的解析を実施する場合に用いる時刻歴波形が規定されている。

表層地盤の挙動算定は、時刻歴波形を用いて地点依存の地盤応答解析（動的解析）により求めることとされているが、詳細な検討を必要としない場合等は、簡易解析法により算定してもよいこととされている。簡易解析法による地表面設計地震動として、表 2.2-7 に示す地盤区分に応じて、表 2.2-8 に示す弾性加速度応答スペクトルが規定されており、時刻歴波形の最大値が示されている（L2 地震動は時刻歴波形が示されている）。

表 2.2-6 L1 地震動の弾性加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）

周期 $T(s)$	応答加速度 (gal)
$0.1 \leq T < 0.2$	$508 \times T^{0.44}$
$0.2 \leq T < 1.4$	250
$1.4 \leq T$	$350 \times T^{-1.0}$

表 2.2-7 耐震設計における地盤区分

地盤の固有周期 $T_g(s)$	地盤種別	備考
—	G0 地盤	岩盤
—	G1 地盤	基盤
～0.25	G2 地盤	洪積地盤など
0.25～0.5	G3 地盤	普通地盤
0.5～0.75	G4 地盤	普通～軟弱地盤
0.75～1.0	G5 地盤	軟弱地盤
1.0～1.5	G6 地盤	軟弱地盤
1.5～	G7 地盤	極めて軟弱な地盤

表 2.2-8 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（L1 地震動）

地盤種別	周期 $T(s)$	応答加速度 (gal) (減衰 5%)
G0 地盤	$0.1 \leq T < 0.2$	$406 \times T^{0.44}$
	$0.2 \leq T < 1.4$	200
	$1.4 < T$	$280 \times T^{-1}$
G1 地盤	$0.1 \leq T < 0.2$	$508 \times T^{0.44}$
	$0.2 \leq T < 1.4$	250
	$1.4 < T$	$350 \times T^{-1}$
G2 地盤	$0.1 \leq T < 0.15$	$691 \times T^{0.44}$
	$0.15 \leq T < 1.4$	300
	$1.4 < T$	$420 \times T^{-1}$
G3 地盤	$0.1 \leq T < 0.18$	$744 \times T^{0.44}$
	$0.18 \leq T < 1.4$	350
	$1.4 < T$	$490 \times T^{-1}$
G4 地盤	$0.1 \leq T < 0.25$	$681 \times T^{0.44}$
	$0.25 \leq T < 1.4$	370
	$1.4 < T$	$518 \times T^{-1}$
G5 地盤	$0.1 \leq T < 0.4$	$599 \times T^{0.44}$
	$0.4 \leq T < 1.6$	400
	$1.6 < T$	$640 \times T^{-1}$
G6 地盤	$0.1 \leq T < 0.4$	$509 \times T^{0.44}$
	$0.4 \leq T < 2.4$	340
	$2.4 < T$	$816 \times T^{-1}$
G7 地盤	$0.1 \leq T < 0.35$	$444 \times T^{0.44}$
	$0.35 \leq T < 3.2$	280
	$3.2 < T$	$896 \times T^{-1}$

(4) 港湾基準 (2018)

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動ともサイト毎に設定し、サイト毎の工学的基盤での時刻歴加速度波形（サイトスペシフィック地震動）を適用して、動的解析を基本に港湾構造物の耐震性能照査を行う規定となっている。

レベル 1 地震動は、地震動の実測値をもとに、震源特性、伝播経路特性及びサイト特性を考慮して、確率論的時刻歴波形を適切に設定するものとされている。確率論的時刻歴波形とは、地震の発生確率を考慮した確率論的地震危険度解析により設定される地震動の時刻歴波形である。レベル 1 地震動としての確率論的時刻歴波形の設定に当たっては、地震動の周波数特性を適切に考慮するために、いずれの周波数成分においても再現期間が同一となる一様ハザードフーリエスペクトルに基づくことを標準とし、再現期間は 75 年を標準とするとされている。

(5) 建築基準法・同施行令

許容応力度等計算において、次式に示す地震層せん断力係数が規定され、建築物の地上部分に地震力を作用させることとされている。高さ 31m 以下の特定建築物に対する 1 次設計（許容応力度計算）では、次式に示す標準せん断力係数の値が規定されている。

$$C_i = Z R_t A_i C_0$$

C_i : 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数

Z : 地震地域係数

R_t : 建築物の振動特性を表す係数

A_i : 地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す係数

C_0 : 標準せん断力係数（=0.2 以上、第 3 種地盤の木造建築物は 0.3 以上）

$$Q_i = \sum W_i C_i$$

Q_i : 建築物の各地上部分の高さに応じ当該高さの部分が支える部分に作用する全体の地震力（地震層せん断力、kN）

W_i : 当該部分の固定荷重及び積載荷重との和（各階が支える上部の総重量、多雪区域においては更に積雪荷重を加えたものとする、kN）

C_i : 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数

また、建築基準法・同施行令では 2000 年の改正において、性能規定の概念が導入され、構造計算法として従来の許容応力度計算に加え、限界耐力計算が認められた。また、高さ 60m を超える超高層建築物では時刻歴応答解析が義務付けられた。

限界耐力計算では、次式に示すように解放工学的基盤の加速度応答スペクトルを基本にして、建築物に作用する地震力が設定される。また、超高層建築物の時刻歴応答解析に用いる地震波形についても、同スペクトルを基本に設定されることとされている。稀に発生する地震動（レベル 1 地震動）に対する 1 次設計（安全限界検証）において、建築物の地上部分に作用させる地震力を次式に示す。

$$P_{di} = \begin{cases} (0.64+6T_d) m_i B_{di} Z G_s & (T_d < 0.16) \\ 1.60 m_i B_{di} Z G_s & (0.16 \leq T_d < 0.64) \\ (1.024 m_i B_{di} Z G_s) / T_d & (0.64 \leq T_d) \end{cases}$$

$$= m_i B_{di} Z G_s S_o(T)$$

T_d : 建築物の損傷限界固有周期 (s)

P_{di} : 各階に水平方向に生ずる力 (kN)

m_i : 各階の質量（各階の固定荷重及び積載荷重との和（多雪区域においては更に積雪荷重を加えたものとする）を重力加速度で除したもの、ton）

B_{di} : 建築物の各階に生ずる加速度の分布を表す係数

Z : 地震地域係数

G_s : 表層地盤による加速度の増幅率（図 2.2-4 参照）

$S_o(T)$: 解放工学的基盤の加速度応答スペクトル (m/s²)（図 2.2-5 参照）

T : 建築物の固有周期 (s)

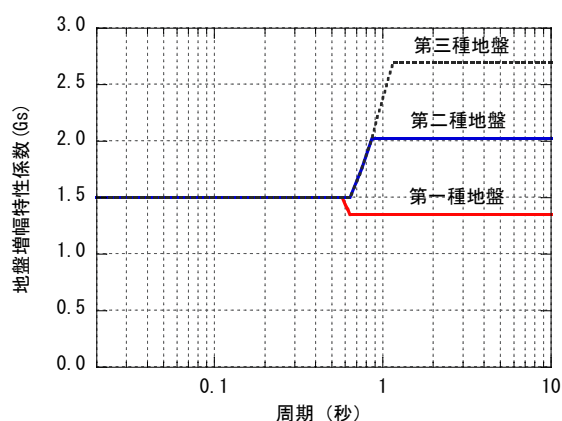
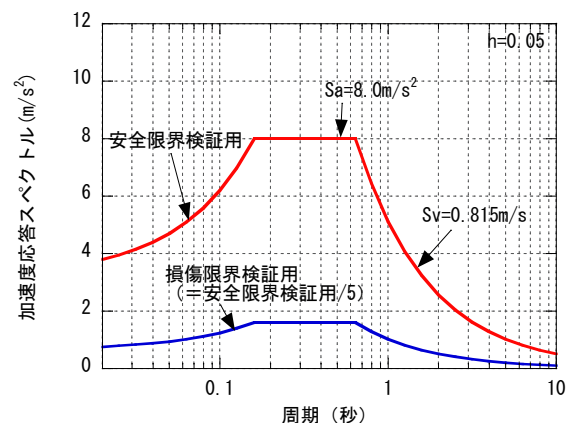


図 2.2-4 表層地盤による加速度の増幅率
（「平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)報告書」より引用）



注 1) 損傷限界検証用：稀に発生する地震動（レベル 1 地震動）に対する 1 次設計の加速度応答スペクトル

注 2) 安全限界検証用：極めて稀に発生する地震動(レベル 2 地震動)に対する 2 次設計の加速度応答スペクトル

図 2.2-5 解放工学的基盤の加速度応答スペクトル
（「平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)報告書」より引用）

2.3 レベル1地震動の見直しの方向性と課題

(1) 見直しの方向性

前節の他分野の設計基準の調査及び令和元年度調査研究を踏まえ、KHKS0861（2018）のレベル1地震動の見直しの方向性を以下に示す。

①レベル1地震動の定義と設定位置

レベル1地震動の定義は、KHKS0861（2018）も含めていずれの設計基準も概ね同様に、構造物の供用期間中に発生する可能性（確率）が高い地震動として定義されている。

レベル1地震動の設定位置については、地表面（耐震設計上の地盤面含む）か、工学的基盤面（または耐震設計上の基盤面、解放工学的基盤）か、あるいは両方で設定している設計基準に大別される。KHKS0861（2018）では、レベル1地震動は地表面と工学的基盤面で設定されている。

レベル2地震動に対する耐震性能評価でのサイトスペシフィック地震動の適用を念頭に、レベル1地震動も設定位置を見直し、工学的基盤面を基本とすることが考えられる。また、港湾基準（2018）のように、レベル2地震動と同様、レベル1地震動をサイトスペシフィック地震動として扱うことも考えられる。

②レベル1地震動の大きさ

KHKS0861（2018）の設計修正水平震度は最大0.84（減衰定数5%）であり、他分野の設計基準に比べて極めて大きな値となっている（表2.3-1～表2.3-3参照）。設計修正水平震度に対応する値として、道路橋示方書（2017）では最大0.3、鉄道標準（2012）では最大400galとなっている。なお、港湾基準（2018）や建築基準法・同施行令とは、規定上単純比較はできない。

実務設計ではレベル2地震動に対する耐震性能評価で代替評価法が適用されることが多く、耐震性能評価上は実質的にレベル2地震動（地域別地震動）とレベル1地震動は同等レベルの扱いとなっている。また、上記のレベル1地震動の定義を勘案すると、KHKS0861（2018）の設計修正水平震度の値は大きいと考えられる。

レベル2地震動に対する耐震性能評価でサイトスペシフィック地震動が広く適用されるようになるためにも、レベル1地震動について見直しが必要ではないかと考えられる。ただし、高圧ガス設備の特殊性や危険性を踏まえて安全側にレベル1地震動が設定された経緯があり、見直しに際しては慎重な配慮が必要である。

表 2.3-1 KHKS0861 (2018) : 最大設計修正水平震度 $K_{MH,max}$ (減衰定数 5%)

【重要度 I a】

地盤種別 地域区分	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
特 A	0.63	0.84	0.78	0.72
A	0.50	0.67	0.62	0.58
B	0.38	0.54	0.50	0.43
C	0.25	0.36	0.34	0.29

【重要度 I】

地盤種別 地域区分	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
特 A	0.50	0.67	0.62	0.58
A	0.40	0.54	0.50	0.46
B	0.30	0.43	0.40	0.35
C	0.21	0.30	0.28	0.24

【重要度 II】

地盤種別 地域区分	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
特 A	0.41	0.55	0.51	0.47
A	0.33	0.44	0.41	0.37
B	0.25	0.35	0.33	0.28
C	0.21	0.30	0.28	0.24

【重要度 III】

地盤種別 地域区分	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
特 A	0.32	0.42	0.39	0.36
A	0.25	0.34	0.31	0.29
B	0.21	0.30	0.28	0.24
C	0.21	0.30	0.28	0.24

注) ■ : $K_{MH,max} > 0.6$, ■ : $0.3 < K_{MH,max} \leq 0.6$

表 2.3-2 道路橋示方書 (2017) : 最大設計水平震度 $k_{h,max}$

地盤種別 地域区分	I 種	II 種	III 種
A1・A2	0.20	0.25	0.30
B1・B2	0.17	0.21	0.26
C	0.14	0.18	0.21

注) ■ : 最大値

表 2.3-3 鉄道標準 (2012) : 最大加速度応答 α_{max} (gal, 減衰定数 5%)

(地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル)

地盤種別 地域区分	G0	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
A	200	250	300	350	370	400	340	280
B	170	213	255	298	315	340	289	238
C	140	175	210	245	259	280	238	196

注) ■ : 最大値

③耐震設計構造物の重要度

KHKS0861 (2018) の設計修正水平震度は、耐震設計構造物の重要度に依存している。一方、既述のようにレベル 1 地震動は「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。」と定義されている。

レベル 1 地震動の定義によれば、耐震設計構造物の設置地点で発生するレベル 1 地震動が重要度によって変化することはなく、矛盾が生じている。また、鉄道標準 (2012) では、「設計地震動は、構造物種別、設計に用いる計算モデルや構造物の重要度とは無関係に評価しなければならない。」とされており、その他の設計基準も同様である。

重要度を考慮するなら保有すべき耐震性能 (当該耐震設計構造物の損傷又は機能の喪失がないこと) において考慮すること等、見直しが必要ではないかと考えられる。

④最新の知見の反映

KHKS0861 (2018) は、昭和 56 年に制定された高圧ガス設備等耐震設計基準 (旧耐震告示) に準拠した耐震設計基準である。旧耐震告示の制定以後約 40 年が経過しているが、その間レベル 1 地震動の規定については見直しが行われていない。なお、言うまでもなく、平成 30 年に旧耐震告示は高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示 (新耐震告示) に改正され、性能規定化されている。

他分野の設計基準は最新の知見を反映し、適宜改訂、見直しが行われてきている。KHKS0861 (2018) においても地域に基づく係数（地域区分）、表層地盤増幅係数（地盤種別）、水平方向の応答倍率等を見直しし、最新の知見を反映する必要があるのではないかと考えられる。

(2) 課題

上記の KHKS0861 (2018) のレベル 1 地震動の見直しの方向性に対し、主な課題は以下のとおりである。

①全般

- ・レベル 1 地震動を見直しする場合、KHKS0862 (2018) のレベル 2 地震動（地域別地震動）も整合を図るために併せて見直しする必要がある。これより、現行設計体系全体の大規模な見直しが必要となる。KHKS0862 (2018) のレベル 2 地震動（地域別地震動）を廃止することが考えられ、レベル 2 地震動をサイトスペシフィック地震動としてのみ扱うことにすれば、レベル 1 地震動のみの見直しとなる。
- ・基本的には高圧ガス設備の重要度に応じ、よりきめ細やかな性能設計について議論する必要がある。要求性能を明確にし、要求性能によって設計地震動が設定されるべきで、レベル 1・レベル 2 地震動の議論が先になされるべきではない。このため、高圧ガス設備の重要度に応じた性能マトリックスを作成する必要がある。性能マトリックスの作成は重要で、今後の優先検討課題である。

②基礎の耐震設計法の見直し

レベル 1 地震動の設定位置を見直し工学的基盤面を基本とする場合、基礎の耐震設計法の見直しが必要になると考えられる。現行の KHKS0861 (2018)、KHKS0862 (2018) による耐震設計では、耐震設計設備と基礎は一般に別個に静的に設計されている（時刻歴応答解析を除く）。基礎は耐震設計設備の地震慣性力（反力）に対して設計され、地盤振動（変位）は考慮されないのが一般的である。

レベル 1 地震動の設定位置を工学的基盤面とする場合、耐震設計設備の反力のみならず地盤変位を考慮した基礎の耐震設計法を構築する必要がある。また、耐震設計設備と基礎を別個に扱うのではなく、一体として扱う耐震設計法を構築する必要があると考えられる。

③耐震性能の低下

他分野の設計基準と同程度にレベル 1 地震動を低減した場合、耐震設計構造物の耐震性能が低下する可能性がある。重要度の扱いによるが、特にレベル 2 地震動に対する耐震性能評価の対象となっていない重要度Ⅱ、Ⅲの耐震設計構造物の耐震性能が低下することが懸念される。これに対しては、神奈川県の高圧ガス設備の耐震設計基準のように、重要度Ⅱ、Ⅲの耐震設計構造物も要求性能を明示し、レベル 2 地震動に対する耐震性能評価の対象とすることが考えられる。

3. 液面揺動の設計地震動の見直し

令和元年度調査研究を踏まえ、KHKS0861（2018）の液面揺動のレベル 1 地震動の見直しの方向性と課題を以下に示す。

- ①「2. 設計地震動の見直し」の課題でも述べたとおり、基本的には高圧ガス設備の重要度に応じ、よりきめ細やかな性能設計について議論する必要がある。要求性能を明確にし、要求性能によって設計地震動が設定されるべきで、レベル 1・レベル 2 地震動の議論が先になされるべきではない。このため、高圧ガス設備の重要度に応じた性能マトリックスを作成する必要がある。性能マトリックスの作成は重要で、今後の優先検討課題である。
- ②平底円筒形貯槽に対する液面揺動の設計地震動（長周期地震動）は、KHKS0861（2018）と KHKS0862（2018）で同一規定となっており、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動が同一の地震動となっている。
- ③液面揺動の設計地震動については、レベル 1 地震動の規定を廃止し、レベル 2 地震動として扱う。令和元年度調査研究で示したとおり、本地震動はレベル 2 地震動相当であり、レベル 1 地震動としての規定を廃止することが適切ではないかと考えられる。
- ④レベル 1 地震動の規定を廃止する場合、課題は以下のとおりである。
 - ・レベル 1 地震動相当の液面揺動の設計地震動を新たに規定する必要はないか。
 - ・重要度Ⅱ、Ⅲの平底円筒形貯槽については、液面揺動の設計地震動による耐震性能評価がなされないことになる。「2. 設計地震動の見直し」の課題でも述べたとおり、神奈川県の高圧ガス設備の耐震設計基準のように、重要度Ⅱ、Ⅲの高圧ガス設備も要求性能を明示し、レベル 2 耐震性能評価の対象とすることも考えられる。

参考資料：業界からの意見

「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委員会」のオブザーバー参加の業界団体を通じて、レベル 1 地震動の見直しに対する業界の意見をヒアリングした。

1. 意見（その 1）

(1) レベル 1 地震動の設定位置

レベル 1 地震動の設定位置は、KHKS0861（2018）の地表面と工学的基盤面の設定で良い。

- ・レベル 1 地震動の設定位置を地表面と工学的基盤面のどちらにするかは、設計者・事業者が判断・選択できたほうが良い。
- ・LP ガス業界の工業用消費設備や充てん所設備の貯槽は、貯蔵量 20～30 トン程度の横置円筒貯槽で重要度Ⅱ、Ⅲのものが多く、事業者は中小規模であるため、レベル 1 地震動の工学的基盤面設定やサイトスペシフィック地震動として扱っても、利点が少なく負担が大きい場合が多いと考えられる。

(2) レベル 1 地震動の大きさ

レベル 1 地震動の算定式見直し

- ・レベル 1 地震動の地表面における水平震度の算定式 ($K_H=0.150 \mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3$) に、重要度係数 β_1 が入っていることは理屈に合わないため、他分野の設計基準同様に無いほうが良い。重要度係数 β_1 なしで適切なレベル 1 地震動の大きさとなるよう、 $\mu_k \beta_2 \beta_3$ の見直しで検討してはどうか。
- ・ $\mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3$ の見直しは、最新の知見を反映させるとともに、レベル 2 の地域別地震動と整合性を取って、レベル 2 の地域別地震動を存続させることを希望する。レベル 2 の地域別地震動は廃止せずにサイトスペシフィック地震動との選択を可能にすることで、設計の選択の幅が広がるとともに、これまでの設計の蓄積を活かすこともできると考える。

(3) 耐震設計構造物の重要度

レベル 1 地震動の大きさに意見したように、重要度は設計地震動の算定式に関与させず、他分野の設計基準の考え方と同様に耐震性能の要求差として、重要度Ⅱ、Ⅲはレベル 1 耐震性能、重要度Ⅰa,Ⅰはレベル 1 耐震性能＋レベル 2 耐震性能とすることで良い。

(4) 液面揺動の設計地震動の見直し

現行の液面揺動の設計地震動がレベル 2 地震動相当であるなら、それをレベル 2 地震動に移し、レベル 1 地震動については新たに液面揺動の設計地震動が必要であるか検討して、必要あれば適正な設計地震動を規定すれば良いと考える。

2. 意見（その2）

標準 CE は「その他のガス（＝重要度Ⅲ）」で使用されるのが一般的であり、通常設計では静的震度法を適用し最大設計水平震度（KSH）＝0.3 が最大となる実態を条件にコメントさせて頂きます。

- ・他分野の設計基準に比べ大きいとありますが、より厳しい条件を要求される行政があり、告示とは別に個別対応を行っています。（神奈川県、静岡県）
- ・建築基準法の 1 次設計（100gal）に対し、高圧ガスレベル 1（300gal）の方が地震動としては大きいはずであるが、建築基準法の標準設計震度（KH）のみに着目され、CE（高圧ガス機器）にも関わらず、ユーザー要求として設計水平震度 1.0 や 1.5 を要求される事が稀にあり、過剰設計をせざるをえなかった事例があります。
- ・レベル 1 地震動の低減とあるが、CE タンクに関して言えば過去の地震に対し一部塑性変形が生じた事例はあるが、地震により倒壊、漏洩に至った事例はなかったと認識しており、地震動の低減には反対したい。
- ・高圧ガス設備の耐震基準は建築基準法より厳しいため、特に問題となることはなく、CE に対して誤って建築確認申請を行ったユーザーから建築基準法との違いを求められた際に高圧ガスの方が厳しい旨の説明を行い、事なきを得たことが多々あります。
- ・今回、基準を見直し、建築基準法に近づく場合には「建築基準法との相関関係・気象庁の震度階との相関関係」を明確にして頂きたいと思います。ここがグレーのまま、基準が緩くなるならば、低減には反対です。
- ・また、「重要度Ⅱ・Ⅲ」に対して、レベル 2 地震動に対する耐震性能評価が規定された場合に、旧基準で製作した CE を移設する際の基準も合わせて明確にして頂きたいと思います。

3. 意見（その3）

(1) 見直しの方向性と課題

1) 方向性について

- ・地震動の設定位置は、現行通り、地表面と基盤面が併記され、事業者の判断の余地を残していただくことを希望します。
- ・レベル1をサイトスペシフィック（以下、SS）地震動として扱うことも案としては考えられると思いますが、SS地震動を適用した耐震設計ルートだけでなく、従来通りの地域別地震動を適用した耐震設計ルートも残していただき、事業者の判断の余地を残していただくことを希望します。
- ・設計修正震度を他基準と比較されておりますが、応答の考え方は設備毎に固有の考え方があってよいと考えますので、地表面または基盤面の震度で比較したうえで、高圧ガス設備の特殊性や危険性を踏まえ判断されることを希望します。
- ・現行レベル1、レベル2の地震動における地域係数は、東海地震を想定した地震発生確率をベースとしており、近年の大規模地震を考慮すると地域に応じて地震動を低減する(地域係数を小さくする)考え方は見直し検討の余地があると考えます。
- ・設備の重要度は、該当設備が地震により被災した場合に外部への高圧ガスを漏洩発生した場合のリスク度合に応じ低減するとの考え方で設定したものであり、レベル1地震動が重要度によって変化することはないと認識しております。※ベースとなるレベル1地震動はあくまで同一(地表面0.3@第1種地盤除く)と捉えるべきではないでしょうか。
設備の重要度に応じて入力震度を変えるのではなく、保有すべき耐震性能で重要度を考慮する考え方は、技術的には理解します。しかし、「レベル1耐震性能評価では、有害な変形が生じない」という性能目標は変え難いと考えますので、実質的には部材応力を降伏以内とする以外の設計クライテリアが見出せない可能性を想定します。その場合、現行基準において重要度が低い設備の入力震度が一律大きな値に引き上げられる一方で、クライテリアは現行のままという、単純な規制強化にならないよう、慎重にご検討いただきたくことを希望します。

2) 課題について

- ・レベル1に耐震設計設備と基礎を一体とする耐震設計を採用するのであれば、これまでと同様に簡易的な設計方法を提示いただくことを希望します。
- ・レベル1地震動が低下するとしても、従来の高圧ガス設備の特殊性や危険性を踏まえて安全側に設定していた経緯を踏まえ、慎重に議論（大幅な低下とまらない）いただくことを希望します。
- ・レベル2設計の要求は災害危険度が高い重要度Ⅰa、Ⅰのみを対象としており、災害危険度が低い(高圧ガスが漏洩した場合の危険性が低い)設備までレベル2設計を要求することは過剰であると考えます。※重要度が低い設備の耐震設計上乘せは事業者の判断とすべきではないでしょうか。

3) 液面揺動の設計地震動の見直しについて

レベル 1 相当の地震で液面揺動が発生しないとは言えないことを踏まえると、レベル 1 地震動に対する規定の廃止ではなくレベル 1 相当の液面揺動の設計地震動の規定が制定されてもよいと思います。(規定されない場合、レベル 1 地震動の定義から「供用期間中に発生する可能性はゼロ」と解釈される恐れがあるのではないのでしょうか)。

(2) 設計実務等においてこれまで問題になっていること

高圧ガス保安法とガス事業法のレベル 2 基準応答倍率線図が異なる(ガス事業法は地盤応答解析の結果を受けて一部地盤のピーク範囲を変更している)ため、本基準を残すのであれば整合化を検討いただくことを希望します。

4. 意見(その 4)

レベル 1 地震動が大幅に見直しされることになった場合、現行耐震設計基準との乖離が懸念される。

Ⅳ-3 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討

1. 検討概要

KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討を行った。

KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定は、「(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」(以下、道路橋示方書(1996)という)の規定に準じている。同示方書はその後、平成 14 年、平成 24 年(以下、道路橋示方書(2012)という)、最新は平成 29 年(以下、道路橋示方書(2017)という)に改定されており、地盤の液状化・流動化規定について、最新の道路橋示方書(2017)の規定との比較を行った。

道路橋示方書(2017)の規定との比較及び令和元年度調査研究を踏まえ、KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定の見直しの方向性について検討した。

2. 道路橋示方書(2017)との比較

KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) と道路橋示方書(2017) の地盤の液状化・流動化に関する規定を抜粋し(適宜、表記を修正)、比較した結果を表 2-1、表 2-2 に示す。主な相違点等は以下のとおりである。

①全般

道路橋示方書(2017)では、レベル 2 地震動がタイプⅠ(プレート境界型地震を想定した地震動)と、タイプⅡ(内陸直下型地震を想定した地震動)に種分けされている。また、地盤種別が KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) では第 1 種～第 4 種地盤の 4 種別に対し、道路橋示方書(2017)ではⅠ種～Ⅲ種地盤の 3 種別となっている。さらに、KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) では、設計水平震度が耐震設計構造物の重要度によって異なる値となっている。その他、地域に基づく係数(地域別補正係数)が異なること等が挙げられる。

②液状化判定

液状化判定に係わる動的せん断強度比 R について、道路橋示方書(2017)では、土の液状化特性に与える粒度の影響の評価方法(粒度の影響を考慮した補正 N 値 N_a)について見直しが行われている。2011 年東北地方太平洋沖地震における事例分析の結果、これまでの道路橋示方書で規定されていた判定法は安全側の結果を与えていたものの、更なる合理化の余地があることが明らかとなり、見直しが行われたものである。

N 値が一定地盤の液状化判定結果の比較例(「平成 30 年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業(新たな高圧ガス設備等耐震設計基準・耐震性能評価方法の検討に向けた調査研究)報告書」より引用)を参考資料に示す。これより、道路橋示方書(2017)では細粒分含有率 FC が 10% を超えて大きくなると、繰返し三軸強度比 R_L が増大し、 F_L 値は大きく評価される。なお、道路橋示方書(2012、H24 式)は、KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) (道路橋示方書(1996)) と同一規定である。

③設計水平震度

地表面（地盤面）における設計水平震度に関し、地域に基づく係数 $\beta_2=1.0$ （地域別補正係数 $c_z=1.0$ ）の場合の比較であるが、レベル1地震動について、KHKS 0861（2018）が0.11～0.30に対し、道路橋示方書（2017）は0.12～0.18で、KHKS 0861（2018）の方が概ね大きな設計水平震度となっている。

一方、レベル2地震動については、KHKS 0862（2018）が0.34～0.60に対し、道路橋示方書（2017）はタイプⅠが0.40～0.50、タイプⅡが0.60～0.80で、タイプⅡで見ればKHKS 0861（2018）の方が小さな設計水平震度となっている。タイプⅠについても、KHKS 0862（2018）では、動的せん断強度比 R の地震動特性による補正係数 C_w を1.0～2.0としており、繰返し三軸強度比 R_L が0.20～0.25以上では、道路橋示方書（2017）の設計水平震度を見かけ上KHKS 0862（2018）の重要度Ⅰ_aの設計水平震度0.60を上回ることになる。また、地域に基づく係数（地域別補正係数）は、KHKS 0862（2018）が0.7～1.0に対し、道路橋示方書（2017）のタイプⅠは0.8～1.2となっており、タイプⅠについても道路橋示方書（2017）の設計水平震度は大きめの値となる。

④流動化

地盤の流動化に関し、道路橋示方書（1996）から道路橋示方書（2017）まで規定の改定はなく、KHKS 0862（2018）の規定は最新の道路橋示方書の規定となっている。

表 2-1 地盤の液状化規定の比較

KHKS 0861 (2018)・KHKS 0862 (2018)・道路橋示方書 (1996)	道路橋示方書 (2017)
1. 対象土層	
地震時に液状化するおそれのある地盤とは、次のすべてに該当する砂質土又は礫質土の地盤（粘土含有率が20%を超える地盤を除く。）をいう。 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 ③平均粒径 D_{50}が 10mm 以下で、かつ 10%粒径 D_{10}が 1mm 以下である土層 ④次式で示す F_L値が 1.0 以下である土層 $F_L = \frac{R}{L}$	沖積層の土層で以下の①～③の条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の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 %以下の土層又はFCが35%を超えても塑性指数I_Pが15以下の土層 ③50 %粒径 D_{50}が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10}が 1mm 以下である土層
2. 液状化判定	
次式で示す F_L値が 1.0 以下である土層 $F_L = \frac{R}{L}$ ①動的せん断強度比 R $R = C_w R_L$ (レベル 1 地震動の場合) $C_w = 1.0$ (レベル 2 地震動の場合) $C_w = 1.0 \sim 2.0 \quad \left[C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \right]$	液状化に対する抵抗率 F_Lをレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して次式により算出し、この値が 1.0 以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。 $F_L = R/L$ ①動的せん断強度比 R $R = C_w R_L$ (レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動 (タイプ I) の場合) $C_w = 1.0$ (レベル 2 地震動 (タイプ II) の場合) $C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

$$N_a = C_1 \cdot N_1 + C_2 \quad (\text{砂質土})$$

$$\left\{ 1 - 0.36 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{2} \right) \right\} N_1 \quad (\text{礫質土})$$

$$N_1 = \frac{1.7N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 0.7}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ (FC/20) - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

ここに、 C_W ：地震動特性による補正係数

R_L ：繰返し三軸強度比

N ：標準貫入試験から得られる地盤の N 値

N_1 ：有効上載圧98kN/m²相当に換算した N 値

N_a ：粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ'_v ：設計深度における有効上載圧 (kN/m²)

C_1, C_2 ：細粒分含有率による N 値の補正係数

FC ：細粒分含有率 (%)

D_{50} ：平均粒径

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{(0.85N_a) + 2.1}/1.7 & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a}/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 & (D_{50} \geq 2\text{mm}) \end{cases}$$

$$N_1 = 170N(\sigma'_{vb} + 70)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases}$$

ここに、 C_W ：地震動特性による補正係数

R_L ：繰返し三軸強度比

N ：標準貫入試験から得られる N 値

N_1 ：有効上載圧100kN/m²相当に換算した 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 (kN/m²)

c_{FC} ：細粒分含有率による N 値の補正係数

FC ：細粒分含有率 (%) (粒径75μm以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} ：50 %粒径

②地震時せん断応力比 L

$$L = r_d K_H \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

$$r_d = 1.0 - 0.015\chi$$

ここに、 r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

K_H ：地表面における水平震度

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）

χ ：地表面からの深さ（m）

②地震時せん断応力比 L

$$L = \gamma_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma'_v$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0}$$

ここに、 γ_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL} ：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度（四捨五入により
小数点以下2桁とする）

c_z ：地域別補正係数

k_{hgL0} ：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値

σ_v ：地表面からの深さ x における全上載圧（kN/m²）

σ'_v ：地表面からの深さ x における有効上載圧（kN/m²）

x ：地表面からの深さ（m）

3. 設計水平震度

【KHKS 0861（2018）・KHKS 0862（2018）】

表 地表面における設計地震動の水平震度 K_H

地盤種別	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
第 1 種地盤	0.21, 0.17, 0.14, 0.11	0.42, 0.34, —, —
第 2 種地盤	0.30, 0.24, 0.20, 0.15	0.60, 0.48, —, —
第 3 種地盤	0.30, 0.24, 0.20, 0.15	0.60, 0.48, —, —
第 4 種地盤	0.30, 0.24, 0.20, 0.15	0.60, 0.48, —, —

注 1) 地域に基づく係数 $\beta_2=1.0$ （特 A 地区）とする。

（ $K_H=0.150\mu_k\beta_1\beta_2\beta_3$ ， β_1 ：重要度に基づく係数， β_3 ：表層地盤増幅係数）

注 2) 順に耐震設計構造物の重要度 I_a、I、II、III の水平震度 K_H を示す。

なお、レベル 2 耐震性能評価の対象は重要度 I_a、I の高圧ガス設備（耐震設計構造物）である。

表 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度 k_{hgL}

地盤種別	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動	
		タイプ I	タイプ II
I 種地盤	0.12	0.50	0.80
II 種地盤	0.15	0.45	0.70
III 種地盤	0.18	0.40	0.60

注) 地域別補正係数 $c_z=1.0$ とする。（ $k_{hgL}=c_z k_{hgL0}$ ）

4. 土質定数の低減

【KHKS 0862 (2018)】

(【KHK 指針 (2012)】係数 D_E を乗じて低減させる耐震設計上の土質定数は、地盤反力係数、地盤反力度の上限値とする。)

表 土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	深度 x (m)	地盤の動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

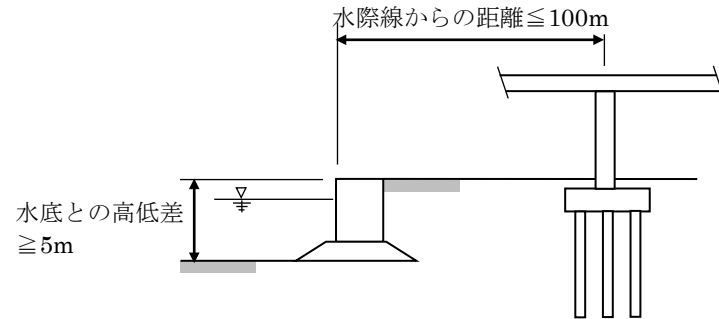
係数 D_E を乗じて低減させる耐震設計上の土質定数は、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度とする。

表 耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

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

注) ■ : 主な相違箇所。

表 2-2 地盤の流動化規定の比較

KHKS 0862 (2018)・道路橋示方書 (1996)	道路橋示方書 (2017)
1. 流動化が生じる地盤の判定 【KHKS 0862 (2018)】 地盤の移動を考慮した適切な計算方法とは、(公社)日本道路協会の「道路橋示方書・同解説 (平成 8 年)」の「V 耐震設計編」における規定又は同基準に準じた計算方法により行うこととする。 【道路橋示方書 (1996)】 最新の道路橋示方書 (2017) まで規定の改定なし。	
同 上	以下の①及び②のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。 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  $q_{NL} = c_s c_{NL} K_P \gamma_{NL} x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \dots\dots\dots (1)$ $q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L) \dots\dots\dots (2)$ ここに、q_{NL}：非液状化層中にある部材に作用する深さxの位置の単位面積あたりの流動力 (kN/m²) q_L：液状化層中にある部材に作用する深さxの位置の単位面積あたりの流動力 (kN/m²) c_s：水際線からの距離による補正係数であり、表-1 の値とする。 c_{NL}：非液状化層中の流動力の補正係数であり、式(3)による。 液状化指数 P_L(m²)に応じて、表-2 の値とする。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x)dx \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 c_L :液状化層中の流動力の補正係数（0.3 とする）

K_p : 受働土圧係数

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量（kN/m³）

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量（kN/m³）

x : 地表面からの深さ（m）

H_{NL} : 非液状化層厚（m）

H_L : 液状化層厚（m）

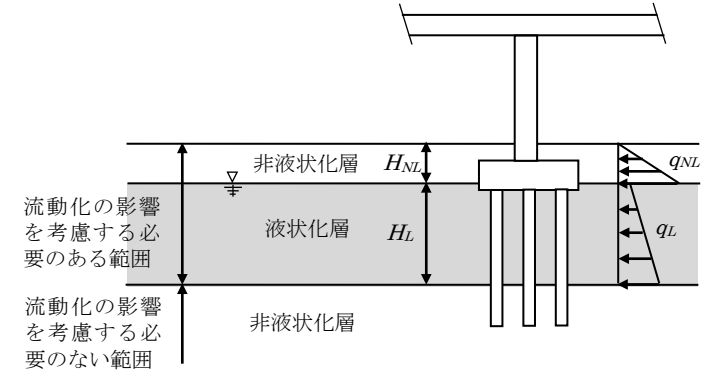
F_L : 液状化に対する抵抗率で、 $F_L \geq 1$ の場合には $F_L = 1$ とする。

表-1 水際線からの距離による補正係数 c_s

水際線からの距離s(m)	補正係数 c_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表-2 非液状化層中の流動力の補正係数 c_{NL}

液状化指数 P_L (m ²)	補正係数 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1



3. 見直しの方向性

既述のように、KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定は、道路橋示方書 (1996) の規定に準じている。前節の最新の道路橋示方書 (2017) との比較及び令和元年度調査研究を踏まえ、KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定の見直しの方向性を以下に示す。

①サイトスペシフィック地震動の導入

KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018)、道路橋示方書とも、設計地震動は基本的に地表面での地域別地震動として規定されている。地盤の液状化・流動化規定においても、鉄道標準 (2012)、港湾基準 (2018) 等のように設計地震動にサイトスペシフィック地震動 (工学的基盤面) を導入することが合理的と考えられる。

サイトスペシフィック地震動を導入し、例えば地震時せん断応力比 L を表層地盤の動的非線形解析から求めて FL 値を算定し液状化判定を行う、有効応力解析を実施してより精緻な表層地盤の液状化挙動を評価する等といった規定を設けることが考えられる。

②道路橋示方書 (2017) の規定の導入

既述のように道路橋示方書 (1996) は改定され、最新は道路橋示方書 (2017) である。KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定を道路橋示方書に準じるなら、最新の道路橋示方書 (2017) の規定に改定する必要があると考えられる。

道路橋示方書の主な改定内容は、動的せん断強度比 R に係わる評価方法の見直しであり、 R の評価方法について改定することになる。ただし、KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018) とは、レベル 2 地震動の種分け (タイプ I・II)、地盤種別、耐震設計構造物の重要度の扱い、地域に基づく係数 (地域別補正係数) 等の違いを含め、設計水平震度の大きさが異なっていることは既述のとおりであり、併せて見直しすることも考えられる。

③最新の知見の導入

令和元年度調査研究において、1995 年兵庫県南部地震等を踏まえて液状化や流動化に関する評価技術や対策技術が大幅に進歩しており、例えば以下のような知見が蓄積されてきていることが示されている。

- ・レベル 2 地震動に相当する地震動では密な砂でも液状化が確認されている。
- ・レベル 1 地震動に相当する地震動でも地盤の流動化 (側方流動) が確認されている。
- ・2011 年東北地方太平洋沖地震では地震動の長い継続時間によって、液状化が発生し易くなることが生じた。また、液状化発生後も揺すられ続けたため、道路・地盤が突き上げたり埋設管の継手が抜ける特異な被害が発生し、液状化後の挙動評価が問題となっている。
- ・液状化地盤でも表層を地盤改良する等して、直接基礎が採用されるようになってきている。
- ・東北地方太平洋沖地震で被災した市街地では、復興にあたって地区全体の地下水位を下げるといった対策が施された。個々の構造物を対策する考え以外に、このように敷地全体の

液状化対策を施す考えも出てきている。

いずれの知見も KHKS 0861 (2018)、KHKS 0862 (2018)、道路橋示方書 (2017) の地盤の液状化・流動化規定には反映されていないと考えられ、見直し検討が必要であると考えられる。

また、流動化規定について、1995 年兵庫県南部地震直後に種々の経験式について検討し、「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針 (2012)」に取りまとめられたが、最近では数値解析技術が進歩してきており、数値解析を用いた見直し検討を今後行うことが必要と考えられる。

④その他

港湾基準 (2018) では、「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、必要となる地盤の液状化対策を行う。」と規定されている。KHKS 0861 (2018) においても、少なくともレベル 1 地震動に対して液状化が生じると予測・判定される場合には、対策を推奨する規定とするよう見直しが望まれる。

参考資料：地盤の液状化判定結果の比較例

参考として、平成 30 年度調査研究「第Ⅳ章 サイトスペシフィックの設計方法の明確化（その 3：耐震設計の例示）」及び令和元年度調査研究「Ⅱ-6 耐震設計の例示」で適用した上町断層帯で発生する地震の堺・高石地区での予測地震動（NS 成分）に対し、砂層厚 10m の「緩い地盤」（ N 値 7、 $FC=0\%$ ）、「中密地盤」（ N 値 14、 $FC=25\%$ のシルト混じり砂を想定）の液状化判定を行った。

地震時せん断応力比 L は、地盤の動的非線形解析（全応力解析）より算定し、動的せん断強度比 R は、KHKS 0862（2018）（道路橋示方書（1996））と道路橋示方書（2017）により算定して、両耐震設計基準による液状化判定結果の比較を行った。

液状化判定結果の比較を表参-1、表参-2 に示す。これより、KHKS 0862（2018）に対して道路橋示方書（2017）の F_L 値は大きめの値となっている。 N 値が 7 で小さく $FC=0\%$ の「緩い地盤」では、両者にほとんど差異は認められないが、 N 値が 14 で大きく $FC=25\%$ の「中密地盤」では、道路橋示方書（2017）の F_L 値は大きくなっている。

表参-1 「緩い地盤」の液状化判定結果の比較（「平成 30 年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業
（新たな高圧ガス設備等耐震設計基準・耐震性能評価方法の検討に向けた調査研究）報告書」より引用）

(1) KHKS 0862 (2018) (道路橋示方書 (1996)) による液状化判定結果

深さ (m)	地層名	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	層厚 (m)	$\sigma v'$ (kN/m^2)	$\tau \max$ (kN/m^2)	$\tau \max$ $\sigma z'$	N値	FC (%)	c1	c2	Na	RL	Cw (レベル2)	Cw・RL	液状化判定 F1
0.00																
-0.50	砂層(1)	17.7	17.70	0.50	4.43	1.65	0.373	7	0							
-1.00		17.7	17.70	0.50	13.28	4.95	0.373	7	0							
-1.50		17.7	17.70	0.50	22.13	8.24	0.372	7	0							
-2.00	砂層(2)	19.6	9.80	0.50	29.00	11.59	0.400	7	0	1.00	0.00	12	0.234	1.442	0.337	0.844
-2.50		19.6	9.80	0.50	33.90	15.03	0.443	7	0	1.00	0.00	11	0.228	1.423	0.325	0.732
-3.00		19.6	9.80	0.50	38.80	18.32	0.472	7	0	1.00	0.00	11	0.223	1.406	0.313	0.664
-3.50		19.6	9.80	0.50	43.70	21.42	0.490	7	0	1.00	0.00	10	0.218	1.389	0.303	0.618
-4.00		19.6	9.80	0.50	48.60	24.32	0.501	7	0	1.00	0.00	10	0.213	1.374	0.293	0.586
-4.50		19.6	9.80	0.50	53.50	27.03	0.505	7	0	1.00	0.00	10	0.209	1.360	0.284	0.563
-5.00		19.6	9.80	0.50	58.40	29.54	0.506	7	0	1.00	0.00	9	0.205	1.346	0.276	0.546
-5.50		19.6	9.80	0.50	63.30	31.85	0.503	7	0	1.00	0.00	9	0.201	1.334	0.268	0.533
-6.00		19.6	9.80	0.50	68.20	33.95	0.498	7	0	1.00	0.00	9	0.198	1.322	0.261	0.524
-6.50		19.6	9.80	0.50	73.10	36.00	0.493	7	0	1.00	0.00	8	0.194	1.310	0.254	0.516
-7.00		19.6	9.80	0.50	78.00	38.40	0.492	7	0	1.00	0.00	8	0.191	1.300	0.248	0.504
-7.50		19.6	9.80	0.50	82.90	40.75	0.492	7	0	1.00	0.00	8	0.188	1.289	0.242	0.492
-8.00		19.6	9.80	0.50	87.80	43.04	0.490	7	0	1.00	0.00	7	0.185	1.280	0.236	0.482
-8.50		19.6	9.80	0.50	92.70	45.25	0.488	7	0	1.00	0.00	7	0.182	1.270	0.231	0.473
-9.00		19.6	9.80	0.50	97.60	47.41	0.486	7	0	1.00	0.00	7	0.179	1.261	0.226	0.465
-9.50		19.6	9.80	0.50	102.50	49.50	0.483	7	0	1.00	0.00	7	0.177	1.253	0.221	0.458
-10.00		19.6	9.80	0.50	107.40	51.54	0.480	7	0	1.00	0.00	7	0.174	1.245	0.217	0.452

注記： (1) 地下水位T. M. S. L. -1.5mとする。

(2) 道路橋示方書 (2017) による液状化判定結果

深さ (m)	地層名	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	層厚 (m)	$\sigma v'$ (kN/m^2)	$\tau \max$ (kN/m^2)	$\tau \max$ $\sigma z'$	N値	FC (%)	D50 (mm)	タイプⅡ		C _{FC}	N1	Na	RL	Cw (レベル2)	Cw・RL	液状化判定 F1
											c1	c2							
0.00																			
-0.50	砂層(1)	17.7	17.70	0.50	4.43	1.65	0.373	7	0	1									
-1.00		17.7	17.70	0.50	13.28	4.95	0.373	7	0	1									
-1.50		17.7	17.70	0.50	22.13	8.24	0.372	7	0	1									
-2.00	砂層(2)	19.6	9.80	0.50	29.00	11.59	0.400	7	0	1	1.00	0.00	1.00	12.02	12	0.237	1.453	0.345	0.864
-2.50		19.6	9.80	0.50	33.90	15.03	0.443	7	0	1	1.00	0.00	1.00	11.45	11	0.233	1.438	0.335	0.755
-3.00		19.6	9.80	0.50	38.80	18.32	0.472	7	0	1	1.00	0.00	1.00	10.94	11	0.228	1.424	0.325	0.689
-3.50		19.6	9.80	0.50	43.70	21.42	0.490	7	0	1	1.00	0.00	1.00	10.47	10	0.224	1.410	0.316	0.646
-4.00		19.6	9.80	0.50	48.60	24.32	0.501	7	0	1	1.00	0.00	1.00	10.03	10	0.221	1.398	0.308	0.616
-4.50		19.6	9.80	0.50	53.50	27.03	0.505	7	0	1	1.00	0.00	1.00	9.64	10	0.217	1.386	0.301	0.595
-5.00		19.6	9.80	0.50	58.40	29.54	0.506	7	0	1	1.00	0.00	1.00	9.27	9	0.214	1.375	0.294	0.581
-5.50		19.6	9.80	0.50	63.30	31.85	0.503	7	0	1	1.00	0.00	1.00	8.93	9	0.211	1.365	0.287	0.571
-6.00		19.6	9.80	0.50	68.20	33.95	0.498	7	0	1	1.00	0.00	1.00	8.61	9	0.208	1.355	0.281	0.565
-6.50		19.6	9.80	0.50	73.10	36.00	0.493	7	0	1	1.00	0.00	1.00	8.32	8	0.205	1.346	0.276	0.560
-7.00		19.6	9.80	0.50	78.00	38.40	0.492	7	0	1	1.00	0.00	1.00	8.04	8	0.202	1.337	0.270	0.549
-7.50		19.6	9.80	0.50	82.90	40.75	0.492	7	0	1	1.00	0.00	1.00	7.78	8	0.200	1.329	0.265	0.540
-8.00		19.6	9.80	0.50	87.80	43.04	0.490	7	0	1	1.00	0.00	1.00	7.54	8	0.197	1.321	0.261	0.532
-8.50		19.6	9.80	0.50	92.70	45.25	0.488	7	0	1	1.00	0.00	1.00	7.31	7	0.195	1.314	0.256	0.525
-9.00		19.6	9.80	0.50	97.60	47.41	0.486	7	0	1	1.00	0.00	1.00	7.10	7	0.193	1.307	0.252	0.519
-9.50		19.6	9.80	0.50	102.50	49.50	0.483	7	0	1	1.00	0.00	1.00	6.90	7	0.191	1.300	0.248	0.514
-10.00		19.6	9.80	0.50	107.40	51.54	0.480	7	0	1	1.00	0.00	1.00	6.71	7	0.189	1.294	0.244	0.509

注記： (1) 地下水位T. M. S. L. -1.5mとする。

表参-2 「中密地盤」の液状化判定結果の比較（「平成 30 年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業
（新たな高圧ガス設備等耐震設計基準・耐震性能評価方法の検討に向けた調査研究）報告書」より引用）

(1) KHKS 0862 (2018) (道路橋示方書 (1996)) による液状化判定結果

深さ (m)	地層名	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	層厚 (m)	$\sigma v'$ (kN/m^2)	$\tau \max$ (kN/m^2)	$\frac{\tau \max}{\sigma z'}$	N値	FC (%)	c1	c2	Na	RL	Cw (レベル2)	Cw・RL	液状化判定 F1
0.00																
-0.50	砂層 (1)	17.7	17.70	0.50	4.43	1.65	0.373	14	25							
-1.00		17.7	17.70	0.50	13.28	4.95	0.373	14	25							
-1.50		17.7	17.70	0.50	22.13	8.24	0.372	14	25							
-2.00	砂層 (2)	19.6	9.80	0.50	29.00	11.59	0.400	14	25	1.30	0.83	32	1.077	2.000	2.154	5.391
-2.50		19.6	9.80	0.50	33.90	15.03	0.443	14	25	1.30	0.83	30	0.844	2.000	1.687	3.805
-3.00		19.6	9.80	0.50	38.80	18.32	0.472	14	25	1.30	0.83	29	0.685	2.000	1.369	2.901
-3.50		19.6	9.80	0.50	43.70	21.42	0.490	14	25	1.30	0.83	28	0.575	2.000	1.150	2.346
-4.00		19.6	9.80	0.50	48.60	24.32	0.501	14	25	1.30	0.83	27	0.498	2.000	0.996	1.991
-4.50		19.6	9.80	0.50	53.50	27.03	0.505	14	25	1.30	0.83	26	0.444	2.000	0.888	1.757
-5.00		19.6	9.80	0.50	58.40	29.54	0.506	14	25	1.30	0.83	25	0.405	2.000	0.810	1.601
-5.50		19.6	9.80	0.50	63.30	31.85	0.503	14	25	1.30	0.83	24	0.377	1.913	0.721	1.433
-6.00		19.6	9.80	0.50	68.20	33.95	0.498	14	25	1.30	0.83	23	0.356	1.844	0.656	1.318
-6.50		19.6	9.80	0.50	73.10	36.00	0.493	14	25	1.30	0.83	22	0.340	1.792	0.609	1.237
-7.00		19.6	9.80	0.50	78.00	38.40	0.492	14	25	1.30	0.83	22	0.328	1.752	0.574	1.166
-7.50		19.6	9.80	0.50	82.90	40.75	0.492	14	25	1.30	0.83	21	0.318	1.720	0.547	1.113
-8.00		19.6	9.80	0.50	87.80	43.04	0.490	14	25	1.30	0.83	20	0.310	1.694	0.525	1.072
-8.50		19.6	9.80	0.50	92.70	45.25	0.488	14	25	1.30	0.83	20	0.304	1.672	0.507	1.039
-9.00		19.6	9.80	0.50	97.60	47.41	0.486	14	25	1.30	0.83	19	0.298	1.653	0.492	1.014
-9.50		19.6	9.80	0.50	102.50	49.50	0.483	14	25	1.30	0.83	19	0.293	1.636	0.479	0.992
-10.00		19.6	9.80	0.50	107.40	51.54	0.480	14	25	1.30	0.83	18	0.288	1.622	0.468	0.974

注記： (1) 地下水位 T. M. S. L. -1.5m とする。

(2) 道路橋示方書 (2017) による液状化判定結果

深さ (m)	地層名	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	層厚 (m)	$\sigma v'$ (kN/m^2)	$\tau \max$ (kN/m^2)	$\frac{\tau \max}{\sigma z'}$	N値	FC (%)	D50 (mm)	タイプ II		C _{FC}	N1	Na	RL	Cw (レベル2)	Cw・RL	液状化判定 F1
											c1	c2							
0.00																			
-0.50	砂層 (1)	17.7	17.70	0.50	4.43	1.65	0.373	14	25	1									
-1.00		17.7	17.70	0.50	13.28	4.95	0.373	14	25	1									
-1.50		17.7	17.70	0.50	22.13	8.24	0.372	14	25	1									
-2.00	砂層 (2)	19.6	9.80	0.50	29.00	11.59	0.400	14	25	1	1.30	0.83	1.50	24.04	37	2.687	2.000	5.375	13.451
-2.50		19.6	9.80	0.50	33.90	15.03	0.443	14	25	1	1.30	0.83	1.50	22.91	36	2.021	2.000	4.041	9.113
-3.00		19.6	9.80	0.50	38.80	18.32	0.472	14	25	1	1.30	0.83	1.50	21.88	34	1.552	2.000	3.104	6.575
-3.50		19.6	9.80	0.50	43.70	21.42	0.490	14	25	1	1.30	0.83	1.50	20.93	33	1.219	2.000	2.438	4.975
-4.00		19.6	9.80	0.50	48.60	24.32	0.501	14	25	1	1.30	0.83	1.50	20.07	31	0.980	2.000	1.961	3.918
-4.50		19.6	9.80	0.50	53.50	27.03	0.505	14	25	1	1.30	0.83	1.50	19.27	30	0.808	2.000	1.616	3.197
-5.00		19.6	9.80	0.50	58.40	29.54	0.506	14	25	1	1.30	0.83	1.50	18.54	29	0.682	2.000	1.364	2.696
-5.50		19.6	9.80	0.50	63.30	31.85	0.503	14	25	1	1.30	0.83	1.50	17.85	28	0.589	2.000	1.179	2.342
-6.00		19.6	9.80	0.50	68.20	33.95	0.498	14	25	1	1.30	0.83	1.50	17.22	27	0.521	2.000	1.041	2.091
-6.50		19.6	9.80	0.50	73.10	36.00	0.493	14	25	1	1.30	0.83	1.50	16.63	26	0.469	2.000	0.938	1.905
-7.00		19.6	9.80	0.50	78.00	38.40	0.492	14	25	1	1.30	0.83	1.50	16.08	25	0.430	2.000	0.861	1.748
-7.50		19.6	9.80	0.50	82.90	40.75	0.492	14	25	1	1.30	0.83	1.50	15.57	25	0.401	2.000	0.801	1.630
-8.00		19.6	9.80	0.50	87.80	43.04	0.490	14	25	1	1.30	0.83	1.50	15.08	24	0.378	1.917	0.724	1.478
-8.50		19.6	9.80	0.50	92.70	45.25	0.488	14	25	1	1.30	0.83	1.50	14.63	23	0.360	1.858	0.669	1.371
-9.00		19.6	9.80	0.50	97.60	47.41	0.486	14	25	1	1.30	0.83	1.50	14.20	23	0.346	1.812	0.627	1.290
-9.50		19.6	9.80	0.50	102.50	49.50	0.483	14	25	1	1.30	0.83	1.50	13.80	22	0.335	1.774	0.594	1.229
-10.00		19.6	9.80	0.50	107.40	51.54	0.480	14	25	1	1.30	0.83	1.50	13.42	21	0.325	1.744	0.567	1.182

注記： (1) 地下水位 T. M. S. L. -1.5m とする。

IV-4 免震・制振技術に関する検討

1. 検討概要

令和元年度経済産業省委託令和元年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業（高压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）（以下、令和元年度調査研究という。）において、現状の免震・制振（震）技術の概要（制定されている規格基準類など含む）、各種装置の特徴、性能仕様などの既存情報を収集することで、他分野における免震・制振（震）技術を調査し、高压ガス設備への適用可能性について検討した。また、免震・制振（震）構造の高压ガス設備への適用性について、現状技術の高压ガス施設への適用の可否と課題、今後の対応等について検討した。

- ① 現状の建築分野や橋梁分野で使用されている免震・制振装置を従来の形式、仕様等で高压ガス設備に適用することは、性能仕様やコストの面で高压ガス設備向けに適正化したほうが良い場合が考えられる。また、対象構造物と免震・制振装置との取り付け部の耐力設計なども重要な課題になるとことが想定される。

しかしながら、ヒアリングや簡易解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析による応答低減評価などからは、免震・制振（震）技術を高压ガス施設の構造物に適用することで限界耐力の向上につながるが多いに期待できることが示された。

- ② 今後は、前述のように取り付け部、接合配管などを含めた免震・制振（震）技術の高压ガス設備への適用に必要となる具体的な設計事例などを検討していくが必要になる。ここでは、免震・制振構造の周期と最大応答変位の関係、配管等接合する高压ガス設備との関係、フェイルセーフ対策などを含めた十分な安全裕度を有する適切な設計法を検討することが重要である。また、サイトスペシフィック地震動など設計基準地震動との関係で耐力安全性、ならびに、システム機能維持の裕度評価についても検討を加えていくことが重要になる。

上記の令和元年度調査研究の検討内容を踏まえ、免震・制振技術に関する調査を実施し、課題解決に向けた検討を行う。

2. 検討方法

調査は、令和元年度調査研究から特に制振技術の適用に着目して検討する。特に、耐力向上とともに応答への対応が重要と考えられる塔類、および、配管について検討することでシステム機能維持の観点での防災・減災対策に資する項目をまとめる。

①令和元年度調査研究における制振装置の課題の整理

令和元年度調査研究報告書における層間設置型と付加質量型に大別される制振装置を高压ガス設備に導入する際の評価から課題を整理する。

②近年の制振技術の適用事例

近年の制振技術の適用について、建築、土木、原子力などについて対象構造物の分野毎に事例をまとめる。事例調査は、JSTAGE 等既報論文をベースに実施する。

③基本的な制振技術の適用の考え方

H27 年度調査研究で実施された「破壊モードの推定及び限界変位の設定」評価結果をもとに弾性要素と構造減衰要素、および、制振要素から構成される制振評価解析モデルを検討する。制振要素では、TMD と粘性減衰の異なる減衰力特性から時刻歴応答解析を検討し、高圧ガス設備への制振技術の適用に関する基本的な考え方をまとめる。

④塔類への制振技術の適用の考え方

③の解析結果をもとに塔類への制振技術の適用の考え方をまとめる。また、①の課題から設置方法についてメーカー、事業者へのヒアリング調査を実施する。

⑤配管への制振技術の適用の考え方

③の解析結果をもとに配管への制振技術の適用の考え方をまとめる。また、①の課題から設置方法についてメーカー、事業者へのヒアリング調査を実施する。

3. 検討内容

3.1 令和元年度調査研究における制振装置の課題の整理

令和元年度調査研究では、ヒアリングより、次のような制振装置に対する課題が挙げられている。制振構造全般的課題、TMD・ダンパーでの課題に分割して結果をまとめる。

(制振構造全般的課題)

- ・ 制振は、旧耐震告示及び KHS0862 でその適用は認められているものの詳細規定がないことからこれまで採用されたケースはほとんど知られていない。
- ・ 装置の構成としてメンテナンスフリーを前提条件とする必要がある。
- ・ 機械構造物に適した性能仕様・製品コスト等を検討する必要がある。
- ・ 応答の低減が期待できる場合、新設であれば適切な予算を検討することは可能である。既存設備へのレトロフィットの場合には、新設よりも多少低コストである必要がある。
- ・ スレンダーなストラクチャーがあり地震時応答に対応するアンカーの設計も課題となっている。当該構造物が最も制振の効果が大きいと考えられる。
- ・ タワー状構造物の応答が低減でき、接合設備の地震被害を避けられるなら早急に実施したい。
- ・ 制振装置を導入する場合には、圧力容器との接合部分を含めて取り付け治具の設計を整えることが重要になる。

(TMD・ダンパーでの課題)

- ・ 制振装置の設置空間は狭隘であり、装置の小型化が必要である。
- ・ 制振装置は、可燃性ガスを扱う施設の場合、耐火性が要求され、防爆仕様とすることが求められることが多い。

- ・ 背の高い塔槽への制振装置の導入の場合、ダンパーの減衰を有効に生かすために構造を見直す必要があるかもしれない。高い塔槽の場合、主要な振動は塔部の曲げ振動となる。
- ・ 塔と支持構造物の相対変位に対して、オイルダンパーの2方向設置について検討した事例があるが、反力基礎が大掛かりになりすぎるため検討で終わった。
- ・ ブレース状での制振ダンパーの適用は使いやすいと考えられる。
- ・ 圧力容器に直接制振装置を設置するのではなく、トップヘビーストラクチャー（FCC、50 m 程度の高さ）に制振装置を適用することは考えられる。
- ・ 塔状構造物での TMD を検討した事例があるが、そのときは、コスト的に見合わなかった。

表 3.1-1 代表的な高圧ガス設備への免震装置・制振装置の導入評価

No	種類	制振（震）装置	
		ダンパー	TMD
1	球形貯槽	○ 脚部・球殻部への取付詳細に留意する必要がある	○ 脚部・球殻部への取付詳細に留意する必要がある
2	平底円筒形貯槽	△ ダンパー設置時の固定端部が必要になる	△ 取付詳細に留意する必要がある
3	塔類(縦置、スカート、レグ、ラグ支持)	○ ダンパー設置時の固定端部が必要になる。支持構造物の応答に留意する必要がある。	○ 取付詳細に留意する必要がある
4	横置円筒形貯槽	△ ダンパー設置時の固定端部が必要になる。応答低減を目的とする減衰要素の設置要否に留意する必要がある	△ ダンパー設置時の固定端部が必要になる。応答低減を目的とする減衰要素の設置要否に留意する必要がある
5	配管	○ ダンパー設置時の固定端部が必要になる。	△ 取付詳細に留意する必要がある。制振装置設計時の固有振動数の設定に留意する必要がある

注) ○：導入可能性が高い、△：導入可能性が中程度、×：導入可能性が低い

3.2 近年の制振技術の適用事例

過去 5 年に発行された査読付き論文からの制振技術の専門知見を表 3.2-1 にまとめる。
論文は、次の 10 項目で分類している。

- ①パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、弾塑性
- ②パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、摩擦
- ③パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘性
- ④パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘弾性
- ⑤パッシブ、エネルギー吸収、粒状体
- ⑥パッシブ、質量効果、TMD、ばね-質量型
- ⑦パッシブ、質量効果、TMD、振子型
- ⑧パッシブ、慣性効果、回転慣性
- ⑨アクティブ、可変減衰
- ⑩セミ・アクティブ ばね-質量型

なお、原子力発電施設での制振技術適用の動向については、日本電気協会 原子力規格委員会（JEAC 4601-2015）において制振技術の適用規定がまとめられている。

表 3.2-1 過去 5 年の制振（制震）に関する論文検索状況

番号	論文情報	キーワード
①パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、弾塑性		
1	古島 優希、田村 正、橋本 拓磨、森 重信、太田 和也、村上 一夫、部分層に履歴型ダンパーを有する制振構造を対象としたエネルギーの釣合いに基づく地震応答特性、日本建築学会構造系論文集、2020 年 85 巻 775 号、p. 1157-1166	エネルギーの釣合い、履歴型ダンパー、制振構造、降伏層せん断力、部分設置、損傷分散係数
2	近藤 明彦、小濱 英司、渡辺 健二、国生 隼人、天野 俊、小山 萌弥、永尾 直也、吉原 到、制振部材を用いた直杭式栈橋の模型振動台実験による耐震性向上効果の検討、土木学会論文集 B3（海洋開発）、2020 年、76 巻 2 号、p. I_408-I_413.	
3	西尾 佳倫、劉 陽、小野 長門、下田 昌利、繰り返し荷重を受けるせん断型パネルダンパーの最適設計、日本機械学会論文集、2020 年、論文 ID: 20-00046	Shear panel damper、Shape optimization、Topology optimization、Energy absorption、Response surface method、Cumulative equivalent plastic strain
4	伊藤 綾那、佐藤 圭一、清水 信孝、田中 剛、U 形鋼製デバイスの弾塑性挙動の評価と住宅用耐力壁への適用、日本建築学会構造系論文集 2020 年 85 巻 776 号 1313-1323	鋼製デバイス、耐震要素、弾性剛性、耐力評価、耐力壁
5	古島 優希、田村 正、橋本 拓磨、森 重信、太田 和也、村上 一夫、部分層に履歴型ダンパーを有する制振構造を対象としたエネルギーの釣合いに基づく地震応答特性、日本建築学会構造系論文集	エネルギーの釣合い、履歴型ダンパー、制振構造、降伏層せん断力、部分設置、損傷分散係数

	2020 年 85 巻 775 号 1157-1166	
6	頭井 洋、田中 賢太郎、松村 政秀、佐合 大、姫野 岳彦、活荷重に対するベローズ型ダンパーの疲労損傷評価、鋼構造論文集、2019 年 26 巻 103 号 p. 103_31-103_43.	ベローズ型ダンパー、制震装置、桁橋、荷重、疲労損傷評価
7	渡辺 孝一、浅井 駿弥、石田 真士、座屈拘束ブレースで制震化した鋼製ラーメン橋脚の変形性能、鋼構造論文集、2019 年 26 巻 101 号 101_57-101_68	座屈拘束ブレース、制震設計、ガセット、鋼製ラーメン橋脚
8	頭井 洋、田中 賢太郎、松村 政秀、佐合 大、姫野 岳彦、地震動に対するベローズダンパーの疲労損傷評価、鋼構造論文集、2019 年 26 巻 101 号 101_43-101_56	ベローズダンパー、制震装置、桁橋、地震動、疲労損傷評価
9	松崎 裕、久保 陽平、武田 篤史、運上 茂樹、橋台-桁間に履歴型ダンパーを適用した制震橋梁の極大地震動に対する非線形応答特性に関する基礎的研究、土木学会構造工学論文集 A、2019 年 65A 巻 188-199	履歴型ダンパー、橋梁、非線形応答、極大地震動
10	橋本 国太郎、大塚 浩介、杉浦 邦征、杉山 裕樹、金治 英貞、高機能せん断パネルダンパーによる鋼管集成橋脚の制震機能強化の検討、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2019 年 75 巻 3 号 350-366	
11	毎田 悠承、森 貴禎、坂田 弘安、和泉 信之、前川 利雄、棒鋼ダンパーを用いた RC 造方立壁の有効活用に関する実験研究、日本建築学会構造系論文集 2019 年 84 巻 760 号 851-861	RC 造方立壁、棒鋼ダンパー、損傷制御、等価粘性減衰定数
12	万崎 悟、丹羽 智亮、納富 充雄、Fe 系形状記憶合金による異形線ばねの大変形挙動、ばね論文集、2018 年 2018 巻 63 号 63-69	Shape memory alloy、Fe-Mn-Si based alloy、Non-circular wire helical spring、Martensitic transformation
13	頭井 洋、田中 賢太郎、松村 政秀、佐合 大、姫野 岳彦、桁の温度伸縮に対するベローズダンパーの疲労損傷評価、鋼構造論文集、2018 年 25 巻 97 号 97_13-97_23.	ベローズダンパー、桁制震装置、桁の温度伸縮、疲労損傷、評価法
14	須田 郁慧、熊崎 達郎、西山 聡一郎、塩田 啓介、櫻井 有哉、萩原 健一、秋山 充良、鋼製座屈拘束ダンパーを有する RC 柱の正負交番載荷実験と復旧時間・地震リスクを考慮したその耐震補強設計法に関する基礎検討、構造工学論文集 A、2018 年 64A 巻 262-272	鋼製座屈拘束ダンパー、RC 柱、復旧時間、地震リスク
15	宇佐美 勉、山田 聡徳、葛 漢彬、山崎 伸介、BRRP 制震ダンパーの低サイクル疲労性能と許容疲労損傷度、構造工学論文集 A、2018 年 64A 巻 169-181	制震ダンパー、座屈拘束波形鋼板、低サイクル疲労実験
16	禅野 航平、川上 美幸、田中 将登、曾我 恭匡、杉山 裕樹、橋本 国太郎、鋼管集成橋脚における縦補剛せん断パネルダンパーのボルト接合部を含む力学的挙動、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) 2018 年 74 巻 4 号 I_864-I_872	Integrated column by multiple steel pipes、hysteretic shear damper、damage control design、stiffened shear panel

17	宇佐美 勉、山田 聡徳、葛 漢彬、山崎 伸介、Twin-BRRP 制震ダンパーの性能実験と拘束材の Pushover 挙動、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2018 年 74 巻 4 号 I_83-I_96	Elasto-plastic behavior、twin-buckling restrained rippled plate damper、restraining plate、pushover behavior
18	栗津 進吾、小濱 英司、大矢 陽介、塩崎 禎郎、鋼管杭式栈橋の制震補強に関する実験的研究、土木学会論文集 B3 (海洋開発)、2018 年 74 巻 2 号 I_408-I_413	pile-type pier、supplemental damping device、seismic retrofit、shake table test、seismic response analysis
19	佐藤 大樹、岩森 貴寿、松澤 祐介、北村 春幸、山口 路夫、脇田 直弥、履歴ダンパーを有する制振構造の主架構の塑性化の程度を考慮したエネルギーの釣合に基づく第 1 層の応答予測手法の提案、日本建築学会構造系論文集、2018 年 83 巻 752 号 1411-1421	制振建物、弾塑性応答、履歴ダンパー、エネルギー法、等価繰返し数
20	渡辺 孝一、石田 真士、偏心軸力を受ける座屈拘束ブレースのハイブリッド地震応答実験、鋼構造論文集、2017 年 24 巻 95 号 95_1-95_11	座屈拘束ブレース、偏心軸力、鋼製ラーメン橋脚、ハイブリッド実験
21	渡辺 孝一、石田 真士、座屈拘束ブレース支持ブラケットの初期不整が鋼製ラーメン橋脚の制震性能に与える影響に関する解析的検討、鋼構造論文集、2017 年 24 巻 93 号 93_17-93_28	高機能座屈拘束ブレース、鋼製ラーメン橋脚、初期不整、地震応答解析
22	渡辺 孝一、清水 俊彦、川口 修平、桐山 裕司、アルミニウム押出型材を用いた SPD の性能実験と解析的検討、構造工学論文集 A、2017 年 63A 巻 329-338	アルミニウム合金、せん断パネルダンパー、脆性破壊
23	渡辺 孝一、石田 真士、座屈拘束ブレースを付与した鋼製ラーメン橋脚のハイブリッド実験による制震効果の検証、構造工学論文集 A、2017 年 63A 巻 315-328	座屈拘束ブレース、制震設計、鋼製ラーメン橋脚、ハイブリッド実験
24	山田 聖治、清水 克将、武居 泰、線路上空建築物の方杖型ダンパ補強に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集、2017 年 23 巻 55 号 821-825	線路上空建築物、方杖型ダンパ、振動台実験、部分骨組架構、慣性加振
25	猪飼 豊樹、丸山 陸也、賈 良玖、葛 漢彬、魚骨型座屈拘束ブレース(FB-BRB)の開発に関するパイロット研究、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2017 年 73 巻 4 号 I_321-I_333	FB-BRB、necking、buckling-restrained brace、seismic damper、deformability
26	山崎 伸介、加藤 弘務、宇佐美 勉、葛 漢彬、波形鋼板制震ダンパー芯材の最適形状と復元力モデル、構造工学論文集 A、2016 年 62A 巻 314-327	制震ダンパー、座屈拘束波形鋼板、設計、最適形状、低サイクル疲労
27	杉岡 弘一、光川 直宏、鋼ゲルバー箱桁橋の桁連続化と制震デバイスの適用による耐震性能照査、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2016 年 72 巻 4 号 I_940-I_953	seismic response control devices、continuing beams、seismic retrofit、dynamic analysis、steel cantilever bridge
28	山崎 伸介、加藤 弘務、宇佐美 勉、葛 漢彬、芯材に波形鋼板を適用した座屈拘束ブレース(RP-BRB)の性能実験と解析、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2016 年 72 巻 4 号 I_264-I_278	elasto-plastic behavior、rippled plate、buckling-restrained brace、seismic damper
29	佐名川 太亮、西岡 英俊、室野 剛隆、高野 裕輔、米澤 豊司、青木 一二三、ラーメン高架橋柱端部の塑性化が斜杭基礎の制震効果に及ぼす影響、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2016 年 72 巻 2 号	battered pile、rigid-frame viaduct、seismic response、ground deformation

	302-314	
30	河野 哲也、山野辺 慎一、曾我部 直樹、スンワリ パン シャンヤコン、真田 修、塑性ヒンジ部に円弧拘 束機構を配置し高密度ポリエチレン管で被覆した RC 部材の繰返し変形特性、土木学会論文集 A1 (構造・地 震工学)、2016 年 72 巻 1 号 148-165	reinforced concrete damper、 hysteretic damper、high ductility、cyclic loading test、 earth-quake resistant structure、high-density polyethylene pipe
31	山崎 伸介、野呂 直以、櫻井 信彰、宇佐美 勉、BRRP 制震ダンパーの芯材に適する波形形状と動的性能の検 討、鋼構造論文集、2015 年 22 巻 87 号 87_33-87_46	制震ダンパー、座屈拘束波形 鋼板、繰返し、動的性能
32	東郷 拓真、和 留生、林 和宏、倉田 真宏、中島 正 愛、極低降伏点鋼 LY100 を用いた多段スリット入り鋼 板耐震壁の開発、日本建築学会構造系論文集、2015 年 80 巻 709 号 501-509	スリット入り鋼板耐震壁、低 降伏点鋼、幅厚比、せん断変 形分布
33	渡辺 孝一、佐藤 大介、石田 真士、吉野 廣一、鋼 製ラーメン橋脚の層間変形を考慮した高機能座屈拘束 ブレースの変形性能に関する実験的検証、鋼構造論文 集、2015 年 22 巻 85 号 85_143-85_151.	高機能座屈拘束ブレース、鋼 製ラーメン橋脚、層間変形、 繰返し載荷実験
34	石丸 辰治、郭 鈞桓、新版・塑性率制御法、一任意の 塑性率指定構造物の最適粘性減衰定数及び累積塑性率 の評価法一、日本建築学会構造系論文集、2015 年 80 巻 708 号 241-251	ダイナミック・マス、複素固 有値解析、塑性率、累積塑性 率、粘性減衰定数
35	小谷野 一尚、宮川 和明、小出 秀一、喜多村 亘、 岩田 衛、疲労性能の高い座屈拘束ブレースの研究、日 本建築学会技術報告集、2015 年 21 巻 47 号 137-140	座屈拘束ブレース、疲労性能、 エネルギー吸収性能、累積塑 性歪エネルギー率、高歪振幅 領域
36	廣谷 直也、石丸 辰治、古橋 剛、バイリニア型履歴 系の応答性能設計図表に基づく累積応答量の推定法、 日本建築学会構造系論文集 2015 年 80 巻 707 号 59-67	累積応答量、応答予測、応答 性能設計図表、バイリニア型 履歴系、エネルギースペクト ルの変数分離
37	玉井 宏章、せん断パネルダンパーの累積損傷度につい て、日本建築学会構造系論文集、2015 年 80 巻 707 号 147-155	履歴ダンパー、累積損傷度、 せん断座屈、せん断パネル、 変形性能、疲労
38	澤田 樹一郎、広範囲の減衰定数に対応した一質点系の 地震時累積塑性エネルギー予測に関する研究、日本建 築学会構造系論文集、2015 年 80 巻 718 号 1881-1889	累積塑性エネルギー、一質点 系、広範囲の減衰定数、時刻 歴応答解析
39	杉岡 弘一、福島 誉央、光川 直宏、PC 有ヒンジ箱 桁橋の桁連続化と制震デバイスの適用による耐震性能 照査、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) 2015 年 71 巻 4 号 I_511-I_524	seismic response control devices、continuing beams、 seismic retrofit、dynamic analysis、PC hinged rigid frame bridge
40	塩崎 禎郎、座屈拘束ブレースを用いた鋼管杭式栈橋の 制震化に関する研究、土木学会論文集 B3 (海洋開発)、 2015 年 71 巻 2 号 I_167-I_172	open-type wharf with steel pipe piles、 buckling-restrained brace、 damping method
41	加藤 弘務、宇佐美 勉、山崎 伸介、森 翔吾、野 呂 直以、葛 漢彬、実物大 BRRP 制震ダンパー開発の ための基礎的研究、構造工学論文集 A、2015 年 61A 巻 211-223	制震ダンパー、座屈拘束波形 鋼板、繰返し、仮動的実験、 解析
42	丸山 陸也、葛 漢彬、宇佐美 勉、3 種類の履歴型制	地震後の使用性、最大ひずみ、

	震ダンパーを導入した鋼構造物の地震後の使用性に関する解析的検討、構造工学論文集 A、2015 年 61A 巻 198-210	残留変位、鋼構造物、制震ダンパー、ひずみ照査法、変位照査法
②パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、摩擦		
1	里見 凌一、後藤 尚哉、齊藤 義克、那須 秀行、杵組壁工法へのシアリンク式摩擦ダンパーの適用に向けた研究、日本建築学会技術報告集、2020 年 26 巻 62 号、p. 97-102.	杵組壁工法、摩擦ダンパー、静加力実験、振動台実験、時刻歴応答解析
2	今田 拓実、山岸 邦彰、柱 RC 梁 S 造の倉庫建築物における積載物の Slide 効果の解析的研究、日本地震工学会論文集、2020 年 20 巻 4 号 p. 4_18-4_37.	Slide 効果、倉庫建築物、柱 RC 梁 S 造、付加等価減衰定数、変動係数、区間推定
3	里見 凌一、後藤 尚哉、齊藤 義克、那須 秀行、杵組壁工法へのシアリンク式摩擦ダンパーの適用に向けた研究、日本建築学会技術報告集 2020 年 26 巻 62 号 97-102	杵組壁工法、摩擦ダンパー、静加力実験、振動台実験、時刻歴応答解析
4	波田 雅也、蔵治 賢太郎、右高 裕二、牛島 栄、橋梁の耐震補強に用いるダイス・ロッド式摩擦ダンパーの開発、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2019 年 75 巻 2 号 95-110.	friction damper、die-and-rod、excitation experiment、road bridge、seismic retrofit
5	松崎 亮太、松井 良太、吉川 徹、蓑和 健太郎、竹内 徹、種々の摩擦材を用いた摩擦ダンパーの力学特性および制振効果、日本建築学会構造系論文集 2019 年 84 巻 763 号 1305-1313	摩擦ダンパー、摩擦材、制振構造、等価線形化法、剛塑性、制振設計
6	楊 東、山成 實、柱の支持条件を考慮した摩擦ダンパーを組込んだ鋼骨組の動的挙動、鋼構造論文集、2018 年 25 巻 97 号 97_1-97_12	鋼構造、柱脚、摩擦ダンパー、動的解析、側柱
7	武田 篤史、佃 有射、皿バネボルトセットを用いた非対称摩擦型ダンパーの成立条件と性能評価、構造工学論文集 A、2018 年 64A 巻 273-282	制震、橋梁、ダンパー
8	豊岡 亮洋、所要の応答塑性率を実現する摩擦型ダンパーの設計手法の提案、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2017 年 73 巻 4 号 I_568-I_579	friction damper、damper design、demand spectra
③パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘性		
1	篠原 昌寿、五十田 博、オイルダンパーを付加した木質ラーメン構造の限界耐力計算に基づく制振設計法、日本建築学会構造系論文集 2020 年 85 巻 769 号 355-365	オイルダンパー、木質ラーメン構造、時刻歴応答解析、限界耐力計算、最大地震応答
2	井上 貴文、荻野 薫平、成行 義文、直接基礎の浮き上がりが粘性ダンパーを有する橋梁の地震応答に及ぼす影響、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2018 年 74 巻 4 号 I_731-I_744	highway bridge、spread foundation、soil-structure interaction、uplift、viscous damper
3	谷 翼、欄木 龍大、竹脇 出、RC 連層壁とダンパーとの接合部の繰返し加力実験 低層部剛性を低下させた超高層 RC 建物の連層壁制振架構の開発 その 2、日本建築学会構造系論文集、2018 年 83 巻 747 号 677-685	超高層建物、制振、接合部、繰返し加力実験
4	渡井 一樹、曾田 五月也、リンク式流体慣性ダンパによる層間変形制御機構の動力学特性に関する研究、日本建築学会構造系論文集、2018 年 83 巻 746 号 547-554	リンク式流体慣性ダンパ、層間変形制御機構、調和振動、せん断力の再分配則、振動台実験

5	大平 航右、辻 聖晃、オイルダンパー付き建物におけるダンパー本体と取付部材の損傷が地震時応答に与える影響、日本建築学会構造系論文集 2018年 83 巻 743 号 47-57	オイルダンパー、ダンパー損傷、地震時応答、ダンパー取付部材、免制震建物
6	深沢 剛司、岡村 茂樹、柚木 孝裕、宮川 高行、山本 智彦、渡壁 智祥、諸菱 亮太、藤田 聡、高振動数・低振幅に着目したオイルダンパーの解析モデルに関する検討、3次元免震装置に適用する上下オイルダンパーの検討、日本建築学会構造系論文集 2018年 83 巻 754 号 1777-1787	免震、オイルダンパー、微小振幅、微小速度、高振動数、解析モデル
7	藤田 聡、皆川 佳祐、長田 修一、田中 剛、産業施設を対象とした粘性・摩擦直列ダンパーに関する研究（ダンパーの構造と基本性能）、日本機械学会論文集、2016年 82 巻 838 号 15-00493	Vibration control device、Damping、Seismic motion、Viscous damper、Friction damper
8	伊原 茂、松崎 久倫、庄司 学、既設高架橋の鋼製橋脚基部に着目した免震・制震デバイスによる地震応答低減に関する研究、土木学会論文集 A1（構造・地震工学）、2016年 72 巻 4 号 I_146-I_160	viscous damper、base isolation、nonlinear time-history analysis
9	西原 芽依、田守 伸一郎、多目的遺伝的アルゴリズムを用いたオイルダンパーの減衰係数とリリース荷重の最適選択手法、日本建築学会技術報告集、2015年 21 巻 49 号 949-954	多目的遺伝的アルゴリズム、制震構造、オイルダンパー、減衰係数、リリース荷重
④パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘弾性		
1	佐藤 信夫、花里 利一、内田 龍一郎、荻原 幸夫、三須 基規、大村 祐樹、坂本 功、水平構面に粘弾性ダンパーを付加した木造本堂の制振技術、日本地震工学会論文集、2020年 20 巻 4 号 p. 4_38-4_55.	水平構面、制振装置、微動測定、地震観測
2	鈴木 公平、津之下 睦、中尾 貞治、高島 英幸、非線形型粘弾性ダンパーを有する間柱型制振構造の多質点系モデル置換による簡易評価法の適用限界に関する研究、日本建築学会技術報告集 2019年 25 巻 60 号 625-630	間柱型非線形粘弾性ダンパー、簡易評価手法、入力地震動レベル、応答層間変形、塑性率
3	田中 剛、藤田 聡、皆川 佳祐、相田 清、石炭火力発電施設ボイラ建造物の制振技術の開発と長周期長時間地震への適応性検討、日本機械学会論文集 2019年 85 巻 869 号 18-00252	Coal-fired power plant、Vibration control、Damper、Earthquake、Long period component、Long duration
4	前出 大輝、津守 不二夫、長田 稔子、工藤 健太郎、外部磁場による磁性粒子分散エラストマの粘弾性制御、電気学会論文誌 E（センサ・マイクロマシン部門誌）、2018年 138 巻 2 号 48-53.	磁性粒子分散エラストマ、MRE、損失弾性率、貯蔵弾性率、モデル
5	松田 和浩、笠井 和彦、中村 哲也、電気配線用吊り式ケーブルラックシステムの力学的挙動とその制振化に関する実験研究、日本建築学会技術報告集、2018年 24 巻 56 号 63-68	ケーブルラック、パッシブ制振、非構造部材、粘弾性ダンパー、振動台実験
6	宇野 州彦、三好 俊康、荒水 照夫、大塚 久哲、鋼管杭式栈橋に制震ダンパーを適用した耐震補強工法の開発に関する実験的研究、土木学会論文集 B3（海洋開発）、2016年 72 巻 2 号 I_467-I_472	steel pipe piled pier、seismic control damper、seismic strengthening method、shaking table test
8	榊 一平、松田 哲夫、松田 泰治、今村 壮宏、坂田 裕彦、宇野 裕恵、松田 宏、打越 丈将、吊橋に	cable、seismic damper、slide bearing、structural

	適用したケーブル併用制震すべりシステムのデバイスの地震時エネルギーに関する研究、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2015 年 71 巻 4 号 I_780-I_798	period、dissipated energy、potential energy
⑤パッシブ、エネルギー吸収、粒状体		
1	古賀 倫子、佐藤 太一、蔭山 怜、高い固有振動数を有する構造物における粒状体ダンパの減衰メカニズム (振動エネルギーに基づく考察)、日本機械学会論文集、2019 年 85 巻 872 号 18-00255	Damper、Granular materials、Single degree of freedom system、Damping ratio、Collision force、Frictional force
⑥パッシブ、質量効果、TMD、ばね-質量型		
1	森川 和彦、服部 恵多、秦 一平、ダイナミック・マスの配置パターンに応じた制振効率の分析ー 構造躯体の塑性化を考慮した制振構造物の簡易設計方法に関する研究 その 2 ー、日本建築学会構造系論文集、2020 年 85 巻 768 号 p.185-195.	ダイナミック・マス、ダンパー配置、主架構の塑性化
2	福本 義之、西村 勝尚、笹元 克紀、片岡 大、連結制振構造を利用した超高層 RC 造建物の構造設計、コンクリート工学、2018 年 56 巻 4 号 287-295	連結制振構造、極大地震、定点理論、ロバスト性、冗長性、ハイブリッド構造
3	熊谷 知彦、森 伸弘、真間 祐一、小河 利行、屋根型円筒ラチスシェルの地震応答低減における TMD の設計パラメータに対するロバスト性、日本建築学会構造系論文集、2018 年 83 巻 753 号 1639-1646	屋根型円筒ラチスシェル、多重 TMD、応答低減効果、ロバスト性、設計パラメータ
4	松本 将之、葛西 昭、松田 泰治、石田 伸幸、同調質量ダンパーの適用による送電鉄塔の耐震性向上に関する基礎的研究、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2018 年 74 巻 4 号 I_617-I_629	damping mechanism、dynamic analysis、response reduction、seismic damper、transmission tower
5	岩吹 啓史、佐々木 栄一、竹谷 晃一、長船 寿一、安田 英明、電磁減衰装置を有する発電型 TMD の提案と実橋梁における制振効果検証実験、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2018 年 74 巻 3 号 417-430	tuned mass damper (TMD)、low frequency noise、bridge vibration、real bridge experiment
6	矢口 友貴、栗野 治彦、動吸振器効果を狙った大重量副振動系を有する制震架構におけるストローク制御法に関する研究、日本建築学会構造系論文集、2017 年 82 巻 738 号 1201-1211	制震構造、TMD、ストローク制御、ランダム振動論、応答スペクトル、複素 CQC 法
7	水谷 司、飯島 怜、武田 智信、築嶋 大輔、佐々木 崇人、新幹線高架橋上の電車線柱の連成系地震応答解析および TMD による震動制御、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、2016 年 72 巻 4 号 I_604-I_618	overhead catenary system pole (OCS pole)、TMD、vibration control、seismic response analysis、coupled system、shinkansen viaduct
8	渡辺 宏一、中井 正一、強非線形性要素と大質量比の仮想質量要素を組み合わせた振動制御に関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文集、2016 年 81 巻 722 号 675-683	パッシブ非線形制御、大質量比の仮想質量、接続法、シューティング法、共振曲線、過渡応答解析
⑦パッシブ、質量効果、TMD、振子型		
1	伊東 亮、相田 安彦、磁気減衰を利用した転動振り子型動吸振器の開発、日本機械学会論文集、2019 年 85 巻 869 号 18-00195	Dynamic absorber、Forced vibration、Vibration control、Magnetic damping、Rolling pendulum、Vertical seismic isolation
⑧パッシブ、慣性効果、回転慣性		

1	杉本 浩一、福喜多 輝、半澤 徹也、岡本 真成、慣性質量ダンパーの実大加振実験と力学モデルの構築、日本建築学会構造系論文集、2018年 83 巻 749 号 997-1007	慣性質量ダンパー、実大加振実験、リリース機構、力学モデル、応答解析
2	半澤 徹也、鈴木 健司、西谷 隆之、回転慣性質量を利用した TMD の開発と連絡通路への適用、日本建築学会技術報告集、2018年 24 巻 57 号 703-708	回転慣性質量、上下動制振、同調質量減衰器、連絡通路
3	三木 広志、清水 克将、山田 聖治、質量が大きく異なる二層構造物への慣性質量ダンパの適用性の基礎的検討、日本建築学会技術報告集、2015年 21 巻 49 号 973-978	慣性質量ダンパ、高架駅、質量比、応答解析、振動制御、振動台実験
4	松岡 太一、相澤 隆登、磁気粘性流体を用いた可変慣性モーメント型振動抑制装置、日本機械学会論文集、2020年 86 巻 886 号 19-00405	Vibration control device、Vibration control、Inertia mass、Moment of inertia、Magneto-rheological fluid
⑨アクティブ、可変減衰		
1	丹羽 直幹、油圧機構の動特性に基づくエネルギー変換アクティブ制震システムの特性評価、日本建築学会構造系論文集、2018年 83 巻 746 号 537-546	アクティブ制震、エネルギー変換、油圧機構、システムエネルギー特性、エネルギー収支
2	丹羽 直幹、制震ダンパでのエネルギー変換を利用した油圧機構によるアクティブ制震の特性分析、日本建築学会構造系論文集、2017年 82 巻 738 号 1189-1199	アクティブ制震、エネルギー変換、油圧機構、変換率、エネルギー収支
3	丹羽 直幹、制震ダンパでのエネルギー変換を利用したアクティブ絶対制震の特性分析、日本建築学会構造系論文集、2017年 82 巻 731 号 63-73	アクティブ制震、エネルギー変換、絶対制震、免震構造、地震応答解析
4	丹羽 直幹、エネルギーの変換と再利用が連成するシステムの特性分析、制震ダンパでのエネルギー変換を利用したアクティブ制震 その2、日本建築学会構造系論文集、2016年 81 巻 727 号 1443-1453	アクティブ制震、エネルギー変換、変換-再利用連成システム、装置エネルギースペクトル、地震応答解析
5	福田 隆介、栗野 治彦、エネルギー回生を導入したセミアクティブ制震オイルダンパの開発、日本建築学会構造系論文集、2016年 81 巻 726 号 1221-1231	セミアクティブ制御、オイルダンパ、エネルギー回生システム、エネルギー吸収能力、実大試験、油圧回路
⑩セミ・アクティブ ばね-質量型		
1	中井 武、栗野 治彦、周期変動に適応可能なセミアクティブ同調質量ダンパの機構及び設計法の提案、日本建築学会構造系論文集、2018年 83 巻 744 号 233-243	TMD、セミアクティブ制御、可変ダンパ、周期変動、ランダム振動、制御時間遅れ
2	栗野 治彦、福田 隆介、エネルギー回生の導入による制震オイルダンパの効率向上に関する研究、日本建築学会構造系論文集、2016年 81 巻 722 号 713-723	マックスウェルモデル、可変オイルダンパ、セミアクティブ制御、エネルギー回生システム、エネルギー吸収能力

3.3 基本的な制振技術の適用の考え方

平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)報告書では、主要な高圧ガス設備を有限要素モデルで構築しプッシュオーバー解析から限界状態を評価し、表 3.3-1 のようにまとめた。

表 3.3-1 限界変位推定値

設備	質量 kg	1 次 剛性 kN/mm	減 衰 比	降伏 変位 mm	ケース 1 限界 変位 mm	ケース 1 2 次 剛性 kN/m	ケース 2 限界 変位 mm	ケース 2 2 次 剛性 kN/m
球形貯槽 タイロッドブレース式	450928	103.3	0.05	42	68	26.7	147	12.5
球形貯槽 鋼管ブレース式 (補強なし)	1362691	417.9	0.03	27	48	236.9	48	239.8
球形貯槽 鋼管ブレース式 (補強あり)	1363507	439.1	0.03	32	63	240.1	76	190.9
縦置き円筒形 貯槽	16124	20.1	0.03	10	39	6.2	39	2.7
横置き円筒形 貯槽	192015	20.3	0.07	2.02	5.33	11.7	5.33	630.3
平底円筒形貯槽	3269622	2333.5	0.05	13	29	1249.4	29	1201.6
塔類 (スカート支持)	78077	2006.2	0.03	151	184	632.5	184	11.2
塔類 (レグ支持)	18104	21.3	0.03	29	52	2.8	77	4.2
塔類 (ラグ支持)	89969	60.0	0.03	15	47	29.1	47	30.3

先行調査で得られている表中の諸量をもとに図 3.3-1 に示す非線形時刻歴応答解析での解析モデルを検討し、制振時の応答低減効果について検討する。ここでは、図(a)が弾塑性挙動をシミュレーション可能な耐震評価モデル、図(b)が耐震評価モデルに付加的に減衰要素を適用することで上部構造物の制振時の応答が評価可能となる制振評価モデルである。

解析に用いる入力地震波を表 3.3-2 に示す。

制振については次のような設定を基本設定する。また、時刻歴応答解析では、表 3.3-3 に示すような観測地震波に対して 50kine を基準として、線形倍した入力の際の応答を検討する。

表 3.3-2 基本制振評価モデル

粘性減衰モデル	1 次モードに対して 0.1%～50%の減衰比	図(b)
TMD モデル	1 次モード質量の 2～50%相当の質量比、最適同調、最適減衰	図(c)

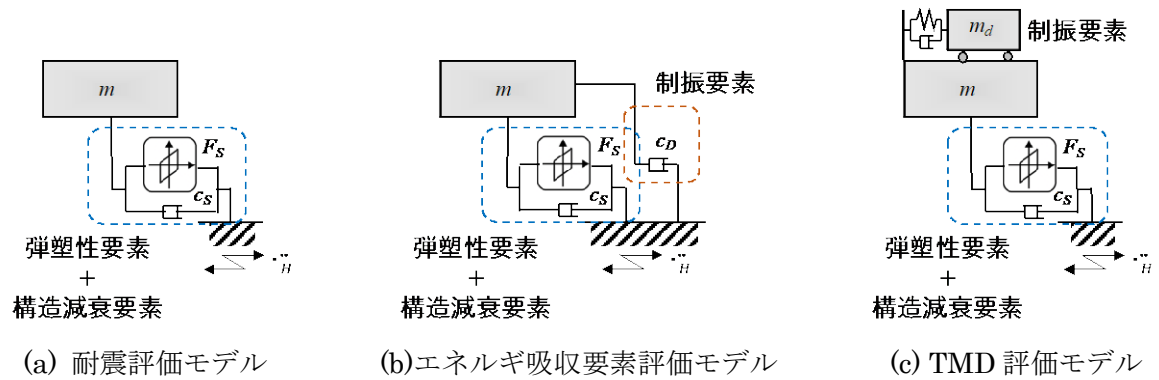


図 3.3-1 非線形時刻歴応答解析による免震・制振性能評価解析モデル

表 3.3-3 時刻歴応答解析で用いた入力地震動

名称	地震	方向	最大加速度 [Gal]	最大速度 [kine]	水平50kine時の 最大加速度[Gal]
El Centro	Imperial Valley地震 1940/5/18 20:37 M6.4	NS	341.7	33.5	510
Taft	Kern County地震 1952/7/21 4:52 M7.7	NS	152.7	15.7	486
Tohoku	宮城県沖地震 1978/6/12 17:14 M7.4	NS	258.2	36.2	357
Hachinohe	十勝沖地震 1968/5/16 9:47 M7.8	EW	180.2	34.4	238
Kobe	兵庫県南部地震 1995/1/17 5:46 M7.3	NS	818.0	96.5	463

3.4 塔類への制振技術の適用の考え方

塔類への制振技術の適用を考えるうえで、図 3.4-1 に示すようなラグ支持の解析モデルを考える。当該モデルは、架構部を質量—ばね—減衰から構成される質点系モデルとして表現し、最下層質量部に剛体でモデル化する圧力容器を回転支持する。圧力容器は、架構部の任意の位置からばね—減衰で接続されることを想定する。

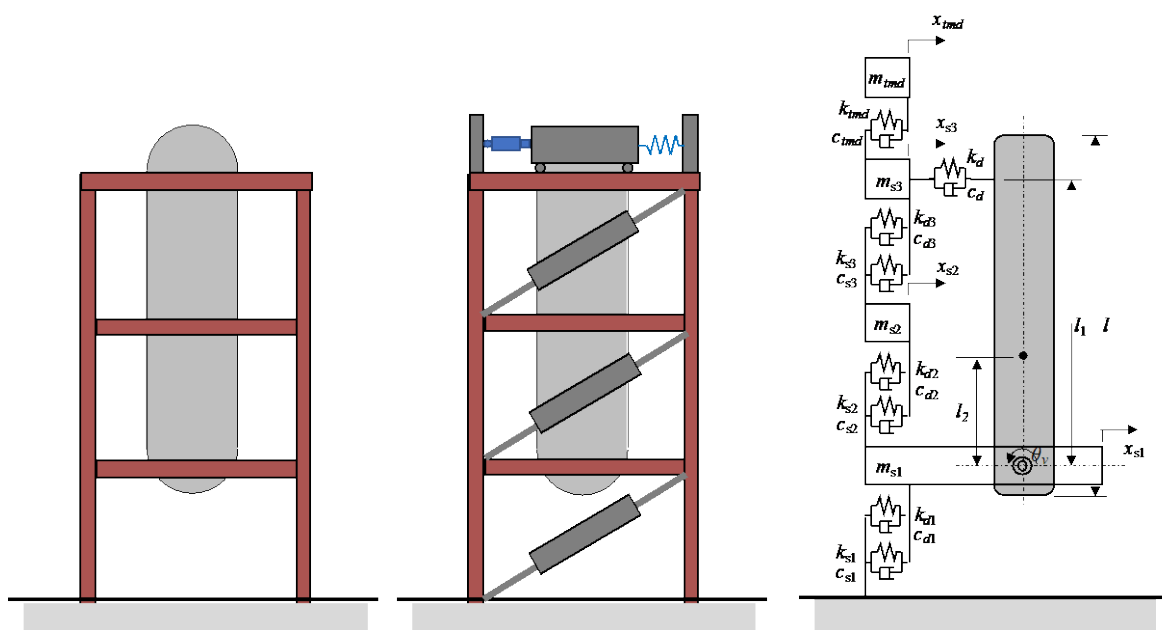


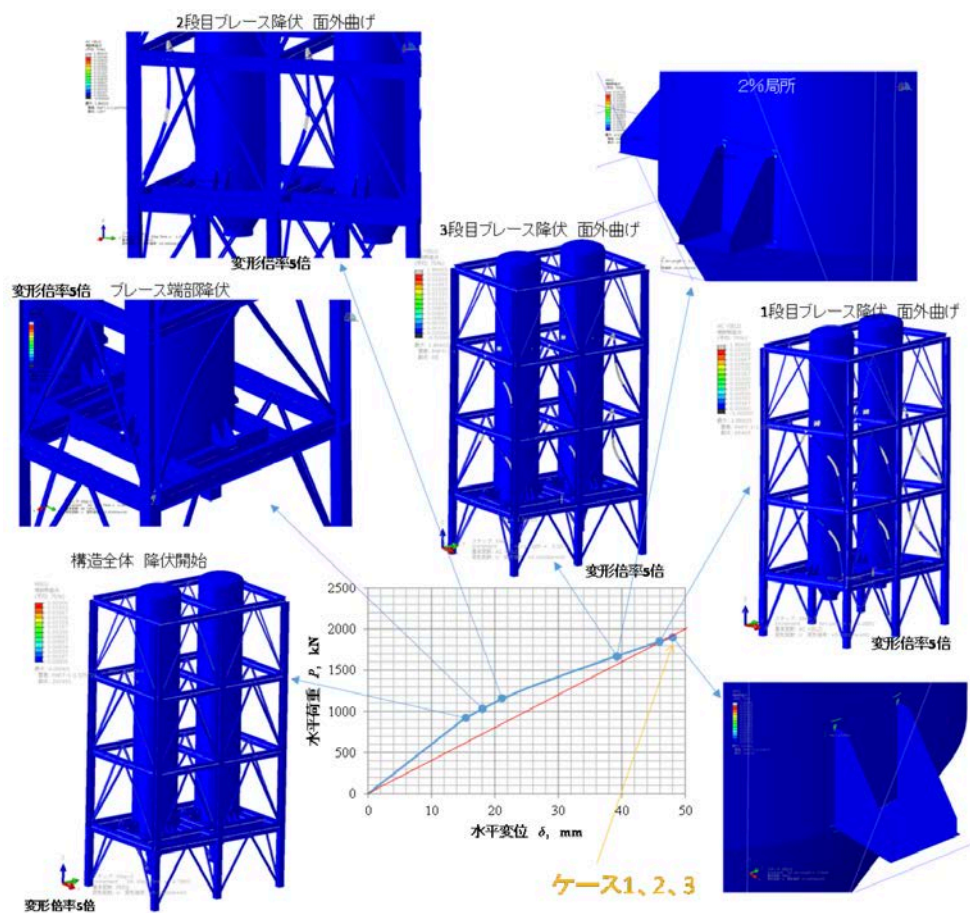
図 3.4-1 塔類への制振技術の適用に関する解析モデルの考え方

制振効果に関する時刻歴応答解析による検討は、次のような項目で実施する。

表 3.4-1 塔類への制振技術の適用の考え方

解析条件	内容
A	非制振
B	表 3.3-2 に示す基本制振評価モデルを架構側の層間に設置
C	表 3.3-2 に示す基本制振評価モデルを架構側の頂部に設置

ラグ支持構造物の応答評価のため、既存の解析結果を参考に構築した解析モデルの評価を行う。ここでは、平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高压ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)報告書でのラグ支持のプッシュオーバー解析結果例を参照する。



設備	降伏 変位 mm	1次 剛性 kN/mm	ケース1 限界 変位 mm	ケース1 2次 剛性 kN/mm	ケース2 限界 変位 mm	ケース2 2次 剛性 kN/mm	減衰	設計 PGA G	限界 PGA G	等価 震度 G	裕度	質量 kg
球形貯槽 タイロッドブレース式	42	103.3	68	26.7	147	12.5	0.05	0.384	0.627	1.51	1.31	450928
球形貯槽 鋼管ブレース式 補強無し	27	417.9	48	236.9	48	239.8	0.03	0.480	0.515	1.46	1.07	1362691
球形貯槽 鋼管ブレース式 補強有り	32	439.1	63	240.1	76	190.9	0.03	0.480	0.688	1.95	1.43	1363507
縦置き円筒形貯槽	10	20.1	39	6.2	39	2.7	0.03	0.384	0.502	1.42	1.31	16124
横置き円筒形貯槽	2.02	20.3	5.33	11.7	5.33	630.3	0.07	0.420	2.251	4.81	5.36	192015
平底円筒形貯槽	13	2333.5	29	1249.4	29	1201.6	0.05	0.600	0.824	1.98	1.37	3269622
塔類(スカート支持)	151	2006.2	184	632.5	184	11.2	0.03	0.480	1.707	4.83	3.56	78077
塔類(レグ支持)	29	21.3	52	2.8	77	4.2	0.03	0.336	1.636	5.41	4.87	18104
塔類(ラグ支持)	15	60.0	47	29.1	47	30.3	0.05	0.480	1.178	2.83	2.45	89969

図 3.4-2 ラグ支持のプッシュオーバー解析結果例：平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)報告書

3.4.1 塔類への制振技術の適用に関する非線形時刻歴応答解析

図 3.4-1 に示した解析モデルの仕様を表 3.4-2 にまとめる。

表 3.4-2 解析モデル仕様

項目	記号	設定値	備考
架構 1 層質量	m_{s1}	10.2 ton	
架構 2 層質量	m_{s2}	10.2 ton	
架構 3 層質量	m_{s3}	10.2 ton	
圧力容器質量	m_v	90 ton	
架構 1 層層間剛性	k_{s1}	9.96 MN/m	1 次固有振動数 1.85Hz 相当 1 層と 3 層の剛性比：3 倍
架構 2 層層間剛性	k_{s2}	6.64 MN/m	
架構 3 層層間剛性	k_{s3}	3.32 MN/m	
架構 1 層層間減衰係数	c_{s1}	51.4 kNs/m	1 次モード減衰比 0.03 相当
架構 2 層層間減衰係数	c_{s2}	34.2 kNs/m	
架構 3 層層間減衰係数	c_{s3}	17.1 kNs/m	
圧力容器全高	l	15 m	
架構 1 層と 3 層の重心位置間距離	l_1	10 m	
架構 1 層と圧力容器重心位置間距離	l_2	7 m	

また、解析上の応答に関する変数として、

x_{s1} ：架構 1 層重心位置の地面からの相対変位 [m]

x_{s2} ：架構 2 層重心位置の地面からの相対変位 [m]

x_{s3} ：架構 3 層重心位置の地面からの相対変位 [m]

θ_v ：圧力容器支持部の角変位 [rad]

さらに、制振装置に関する諸変数として、

m_{tmd} ：TMD の質量 [kg]

c_{tmd} ：TMD の減衰係数 [Ns/m]

k_{tmd} ：TMD のばね定数 [N/m]

x_{tmd} ：TMD の地面からの相対変位 [m]

k_{d1} 、 k_{d2} 、 k_{d3} ：層間ダンパーのばね定数 [N/m]

c_{d1} 、 c_{d2} 、 c_{d3} ：層間ダンパーの減衰係数 [Ns/m]

図 3.4-3 から図 3.4-7 に TMD を設置した際の時刻歴応答解析結果をまとめる。図中(a)は非制振時の時刻歴応答、(b)は制振時の応答、(c)は非制振時と制振時の最大応答を示している。

図 (a) においては、左列が加速度、右列が変位を示し、左列は、上から入力地震動、架構 1 層加速度、架構 2 層加速度、架構 3 層加速度、圧力容器最高部加速度、右列は、上から架構

1 層の地面からの相対変位、架構 2 層の架構 1 層からの相対変位、架構 3 層の架構 2 層からの相対変位、圧力容器最高部の架構 1 層からの相対変位である。

図 (b) においては、左列が加速度、右列が変位を示し、左列は、上から入力地震動、架構 1 層加速度、架構 2 層加速度、架構 3 層加速度、TMD 加速度、圧力容器最高部加速度、右列は、上から架構 1 層の地面からの相対変位、架構 2 層の架構 1 層からの相対変位、架構 3 層の架構 2 層の相対変位、TMD の架構 3 からの相対変位、層圧力容器最高部の架構 1 層からの相対変位である。

図 (c) は、左側が最大応答加速度、右側が最大応答変位について示し、黒線が非制振時、赤線が制振時を示している。

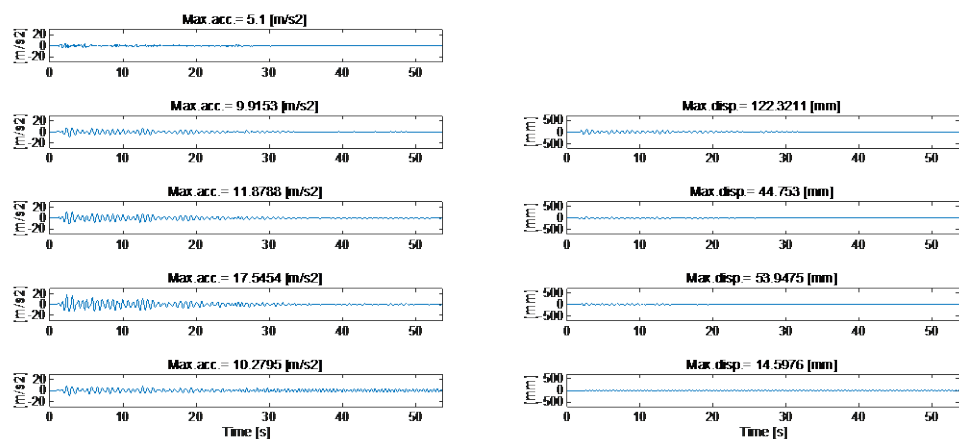
図 3.4-8 は、質量比と架構 3 層の最大応答との関係について、TMD 設置時の質量比を 0.1%～50%とした際の結果を示す。

図 3.4-9 から図 3.4-13 に層間ダンパを適用した際の時刻歴応答解析結果をまとめる。図中(a)は非制振時の時刻歴応答、(b)は制振時の応答、(c)は非制振時と制振時の最大応答を示している。

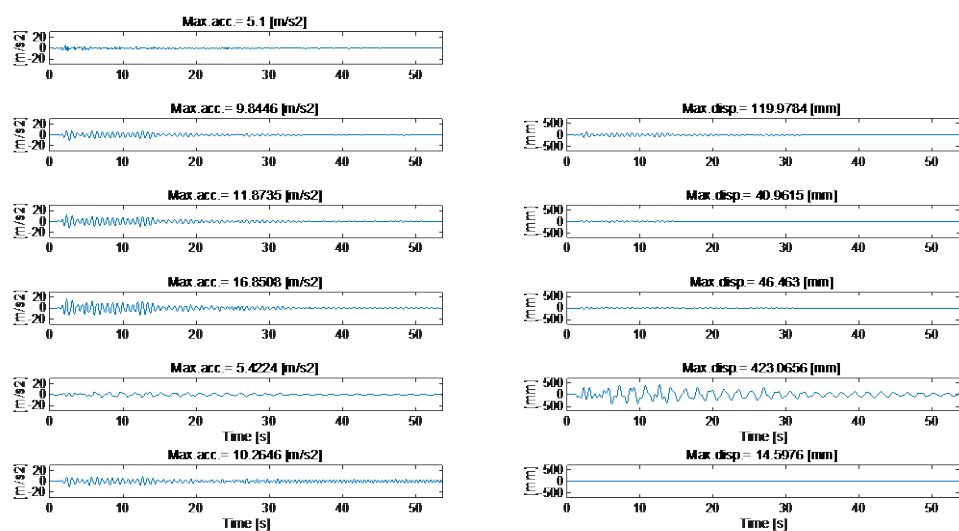
図 (a)、(b)においては、左列が加速度、右列が変位を示し、左列は、上から入力地震動、架構 1 層加速度、架構 2 層加速度、架構 3 層加速度、圧力容器最高部加速度、右列は、上から架構 1 層の地面からの相対変位、架構 2 層の架構 1 層からの相対変位、架構 3 層の架構 2 層からの相対変位、圧力容器最高部の架構 1 層からの相対変位である。

図 (c) は、左側が最大応答加速度、右側が最大応答変位について示し、黒線が非制振時、赤線が制振時を示している。

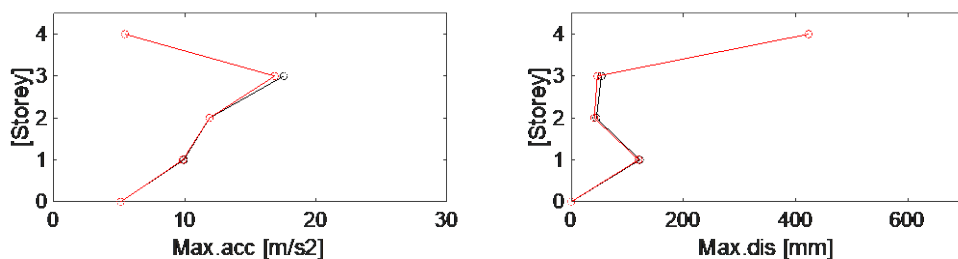
図 3.4-14 は、減衰比と架構 3 層の最大応答との関係について、層間ダンパ設置時の減衰比を 0.1%～50%とした際の結果を示す。



(a)時刻歴応答波形（非制振）

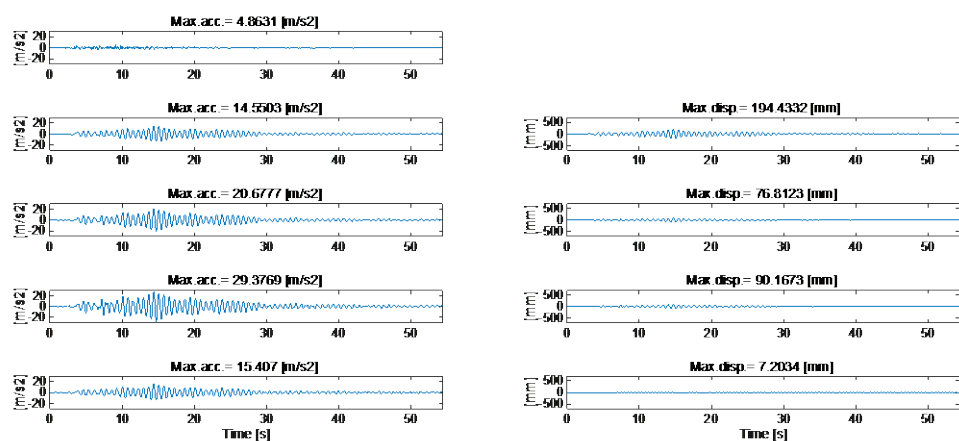


(b)時刻歴応答波形（制振）

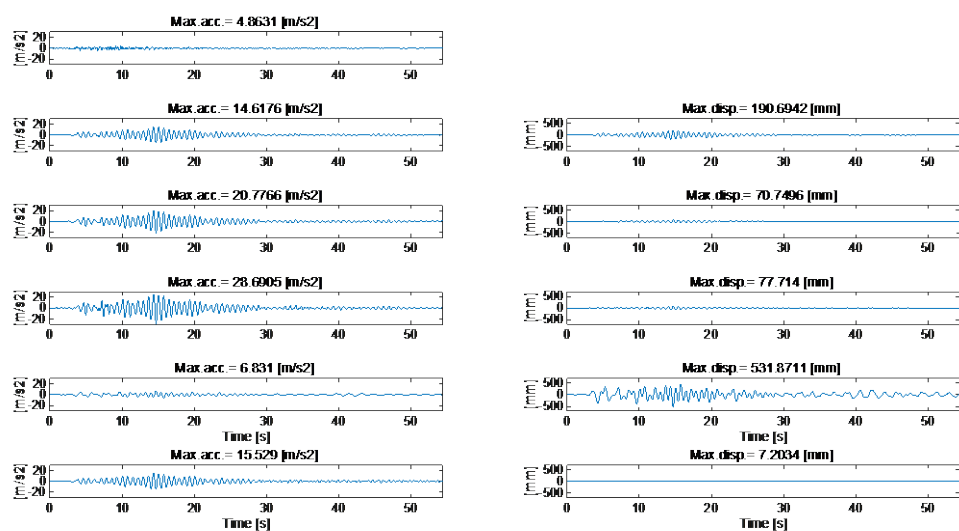


(c)最大応答

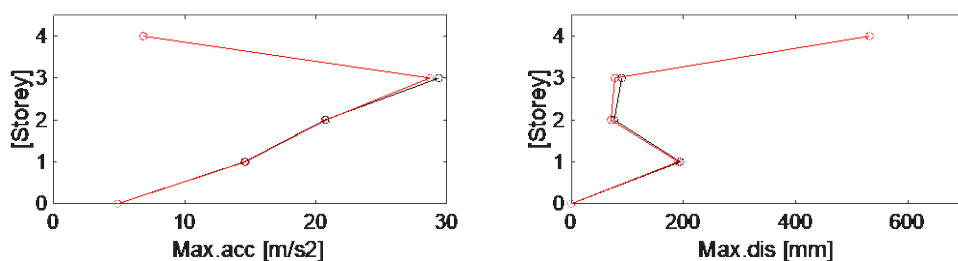
図 3.4-3 El Centro NS 50 kine (TMD 設置時：質量比 2%)



(a)時刻歴応答波形（非制振）

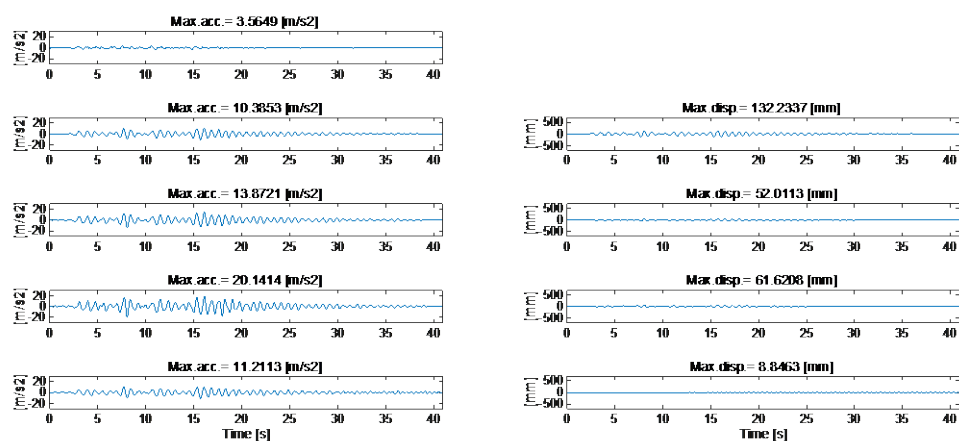


(b)時刻歴応答波形（制振）

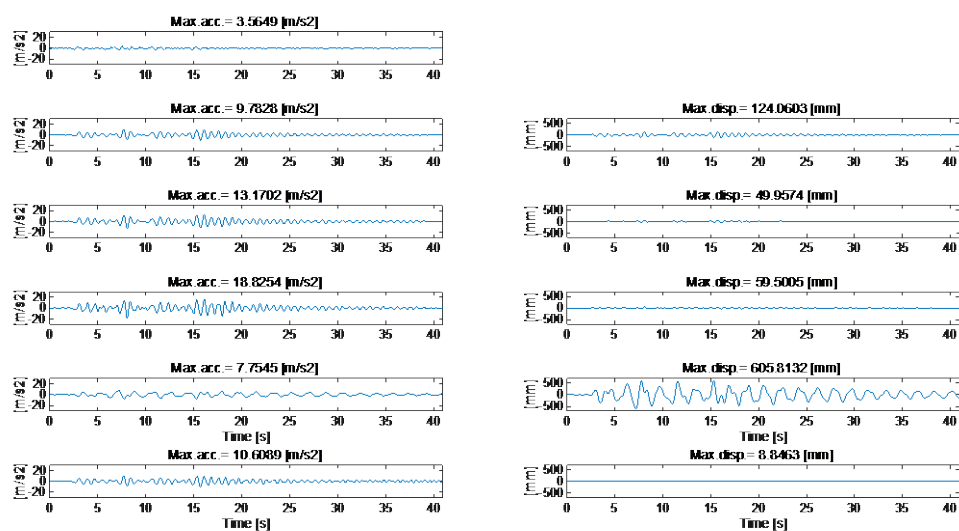


(c)最大応答

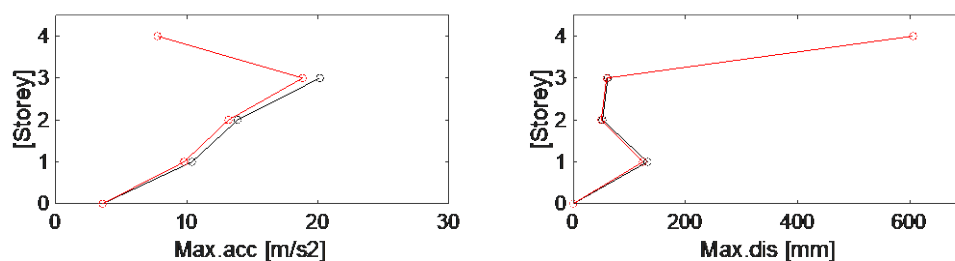
図 3.4-4 Taft NS 50 kine (TMD 設置時：質量比 2%)



(a)時刻歴応答波形（非制振）

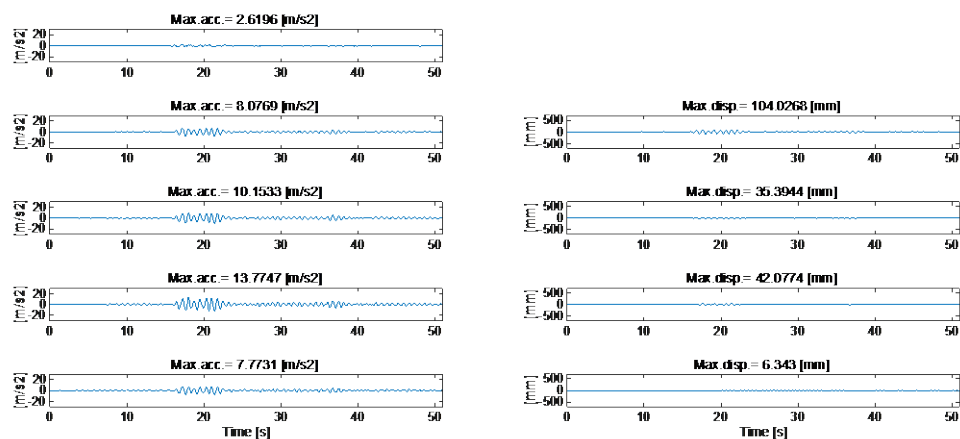


(b)時刻歴応答波形（制振）

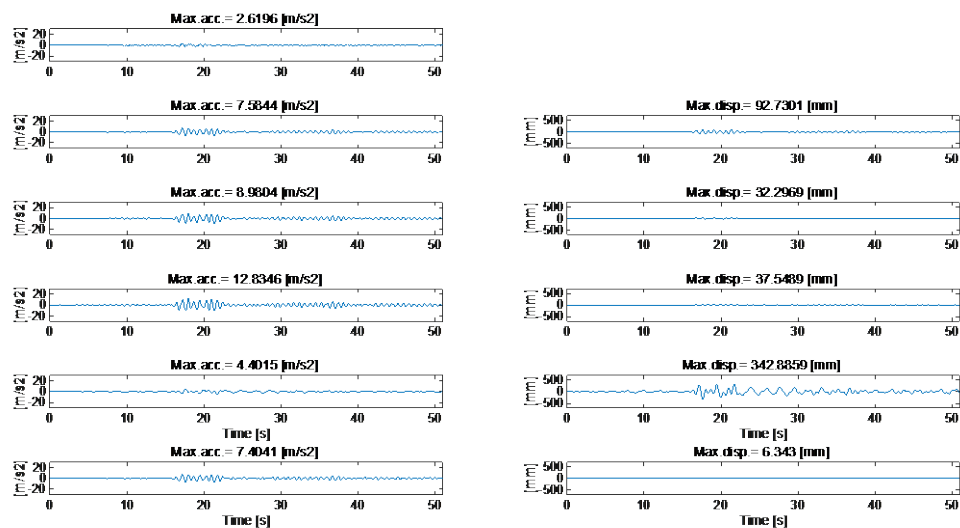


(c)最大応答

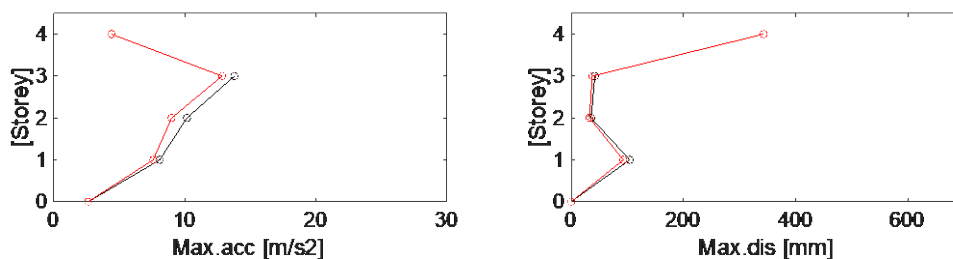
図 3.4-5 Tohoku NS 50 kine (TMD 設置時：質量比 2%)



(a)時刻歴応答波形（非制振）

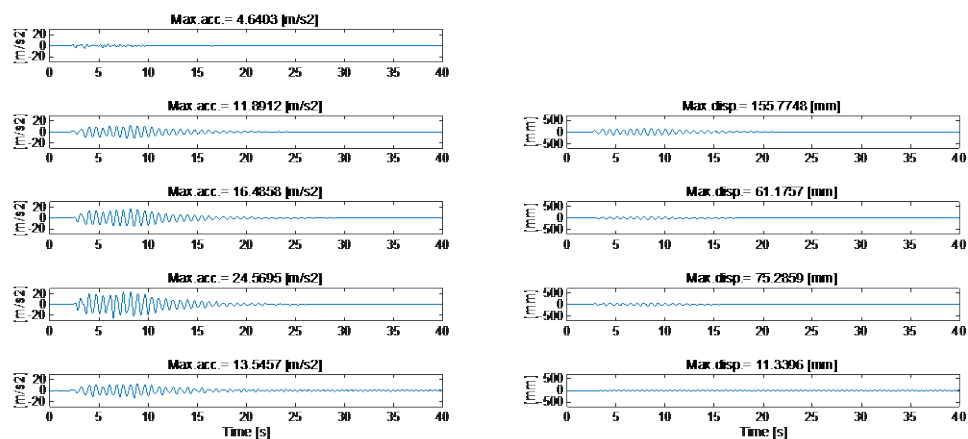


(b)時刻歴応答波形（制振）

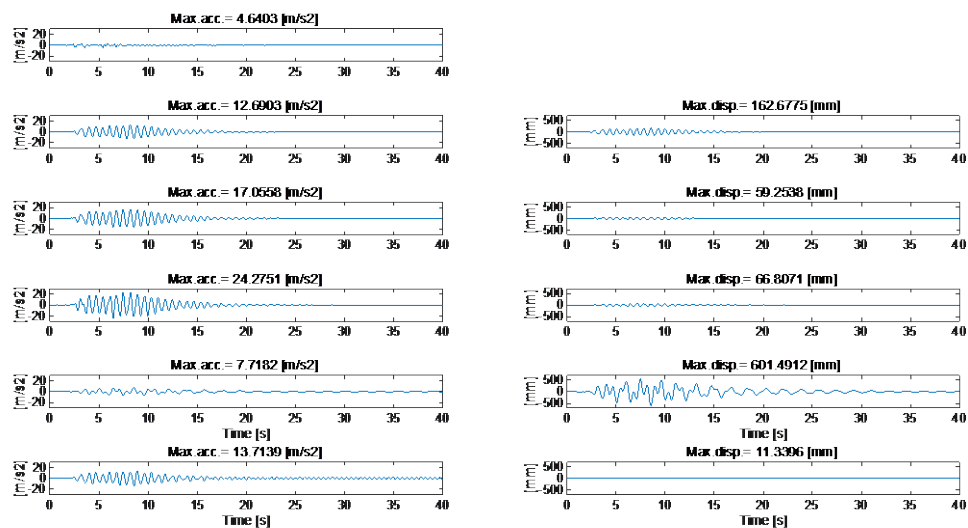


(c)最大応答

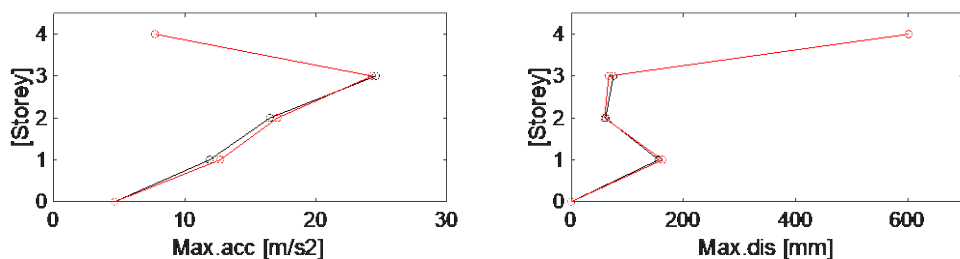
図 3.4-6 Hachinohe EW 50 kine (TMD 設置時：質量比 2%)



(a)時刻歴応答波形（非制振）

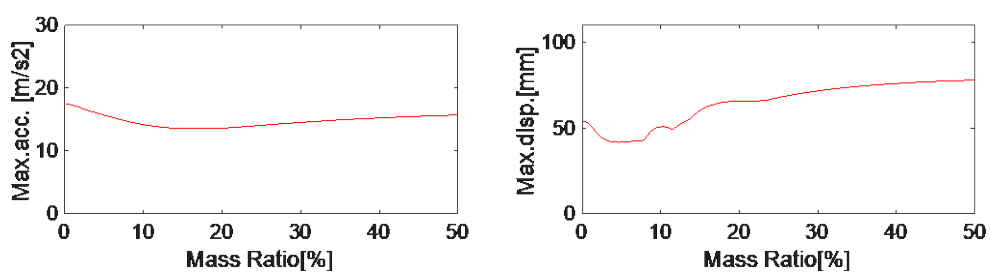


(b)時刻歴応答波形（制振）

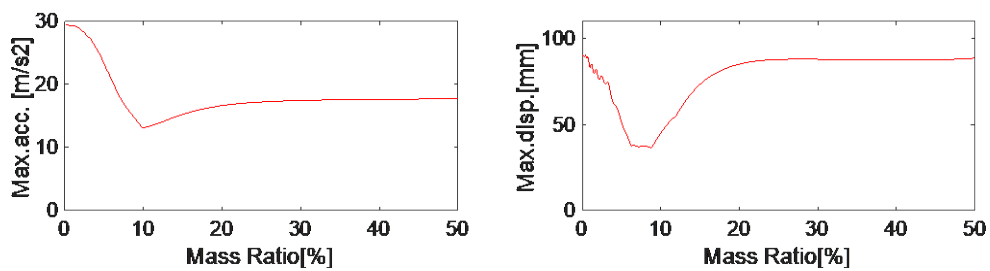


(c)最大応答

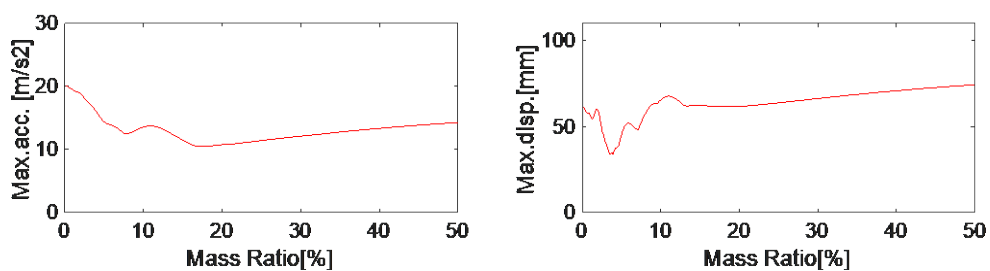
図 3.4-7 Kobe NS 50 kine （TMD 設置時：質量比 2%）



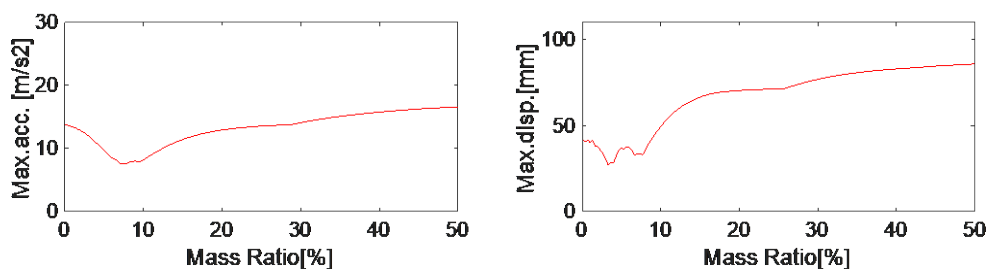
(a)El Centro NS 50kine 入力



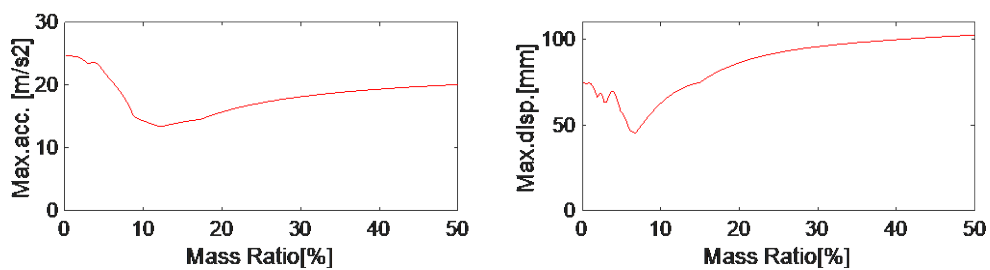
(b)Taft NS 50kine 入力



(c)Tohoku NS 50kine 入力

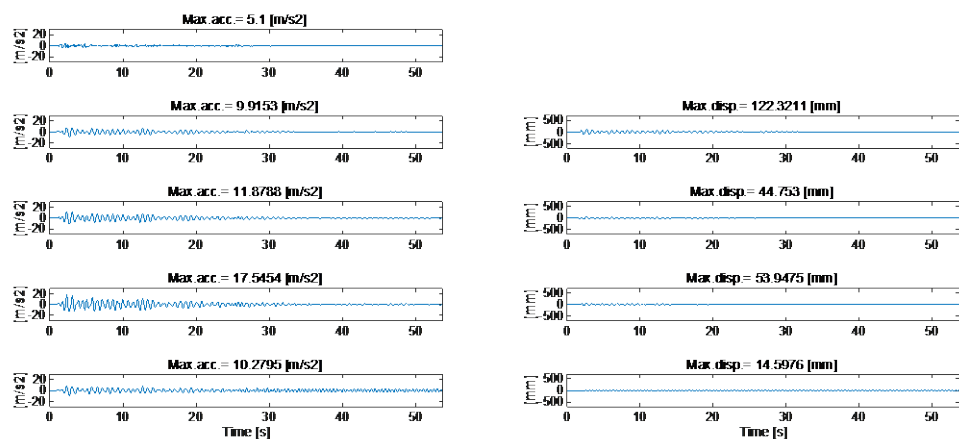


(d)Hachinohe EW 50kine 入力

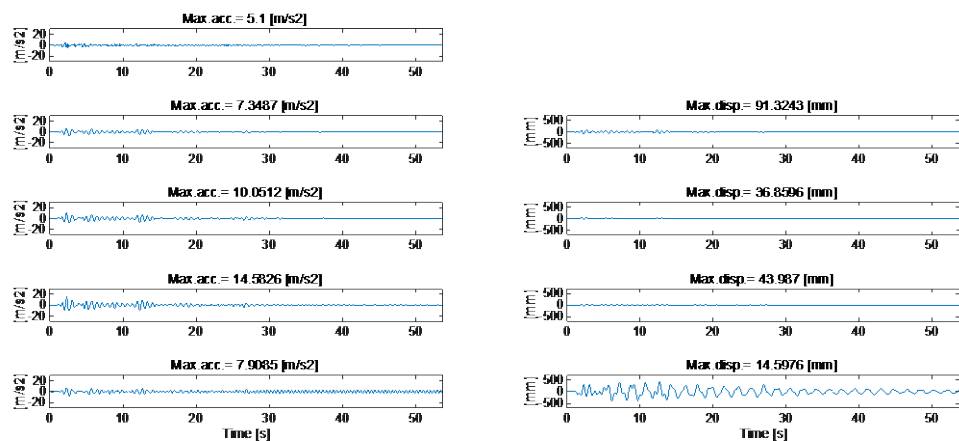


(e)Kobe NS 50kine 入力

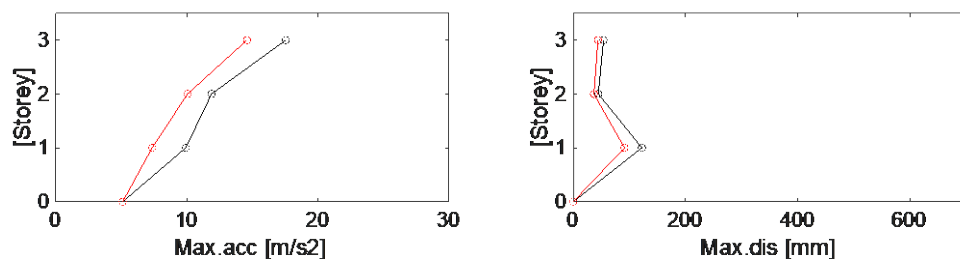
図 3.4-8 質量比と架構 3 層の最大応答との関係 (TMD 設置時：質量比 0.1%～50%)



(a)時刻歴応答波形（非制振）

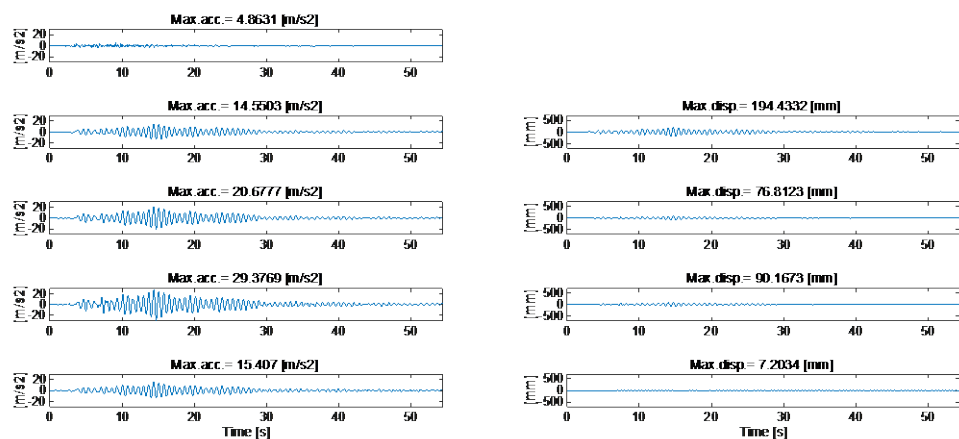


(b)時刻歴応答波形（制振）

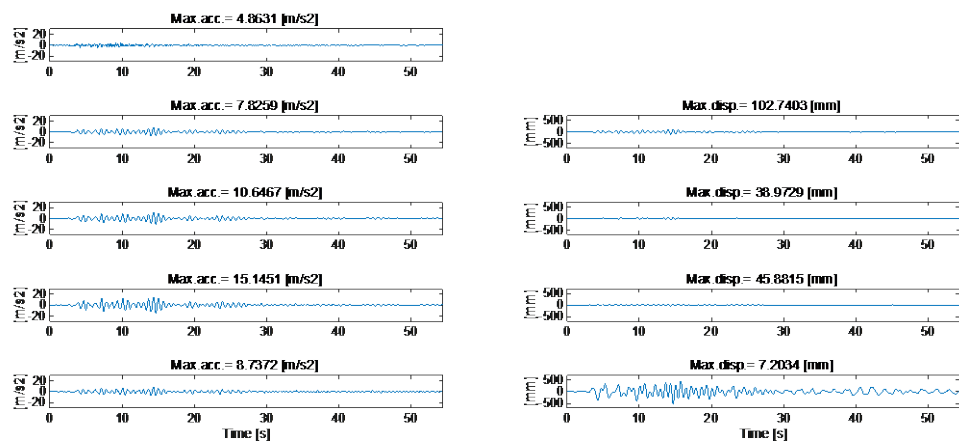


(c)最大応答

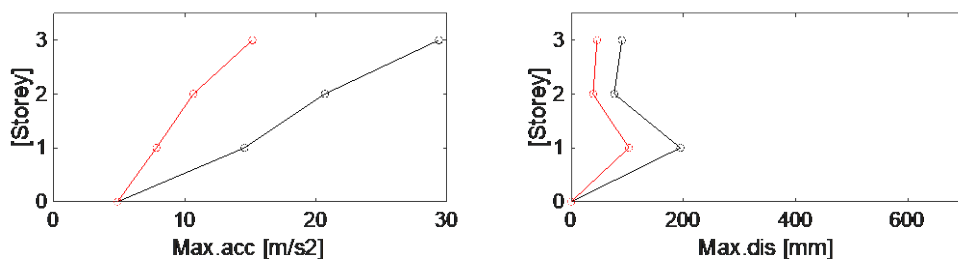
図 3.4-9 El Centro NS 50 kine（層間ダンパ設置時：1 次モード減衰比 10%相当）



(a)時刻歴応答波形（非制振）

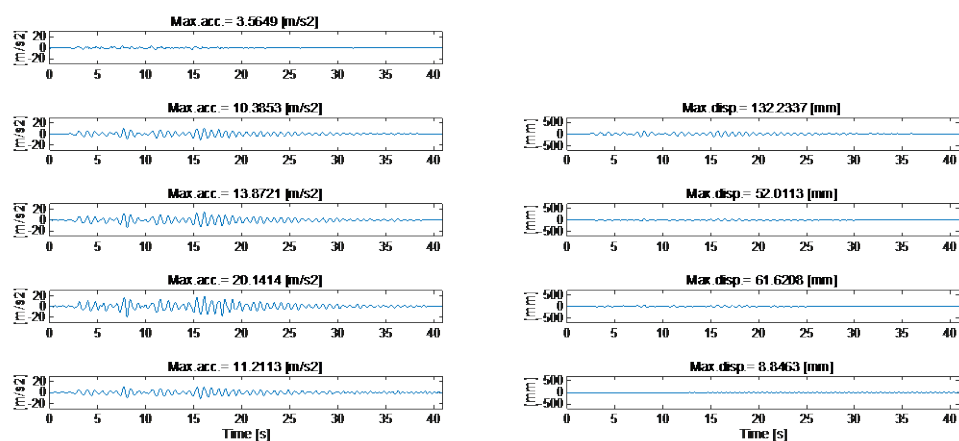


(b)時刻歴応答波形（制振）

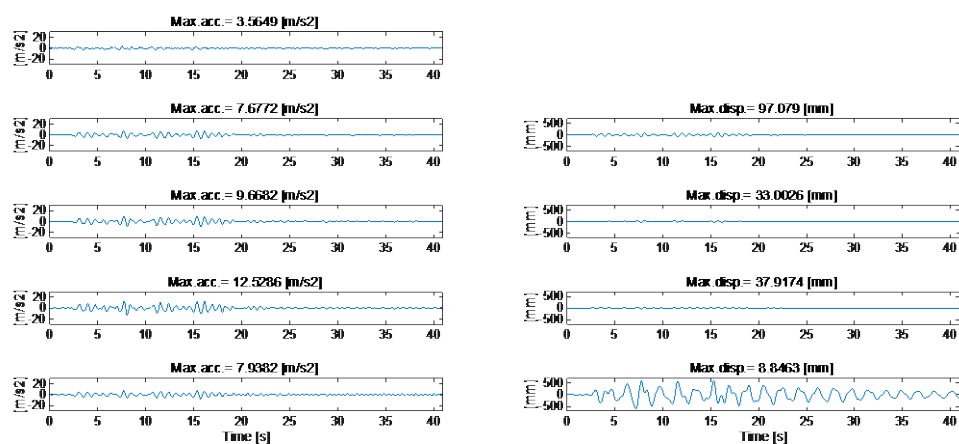


(c)最大応答

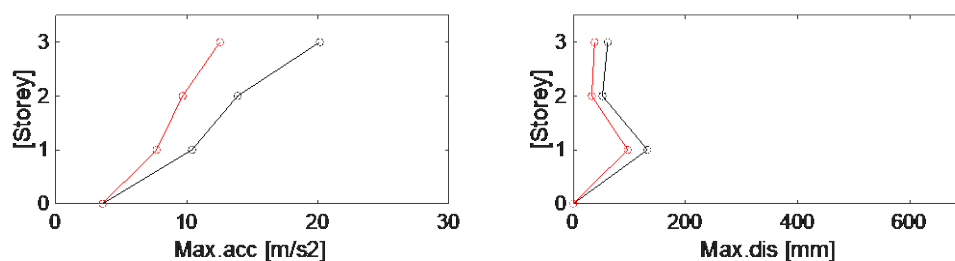
図 3.4-10 Taft NS 50 kine （層間ダンパ設置時：1 次モード減衰比 10%相当）



(a)時刻歴応答波形（非制振）

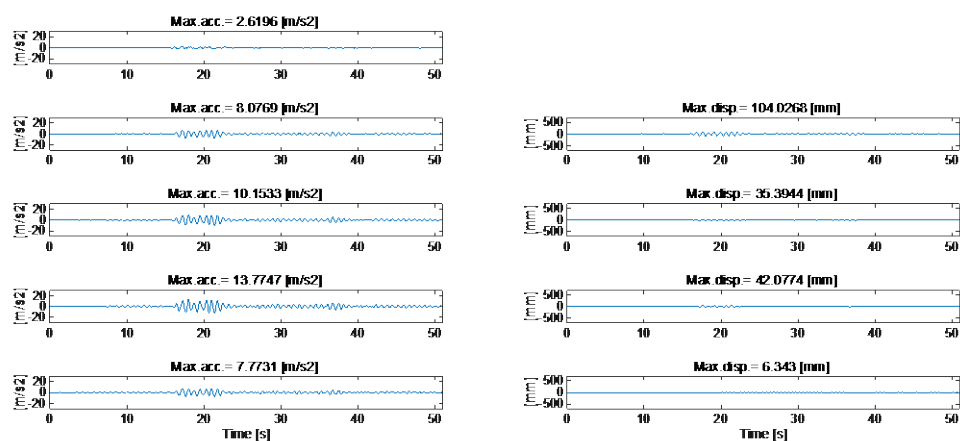


(b)時刻歴応答波形（制振）

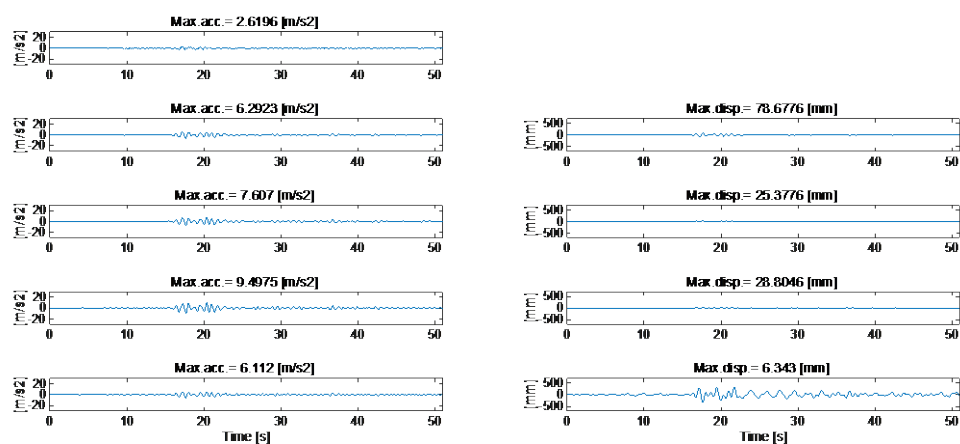


(c)最大応答

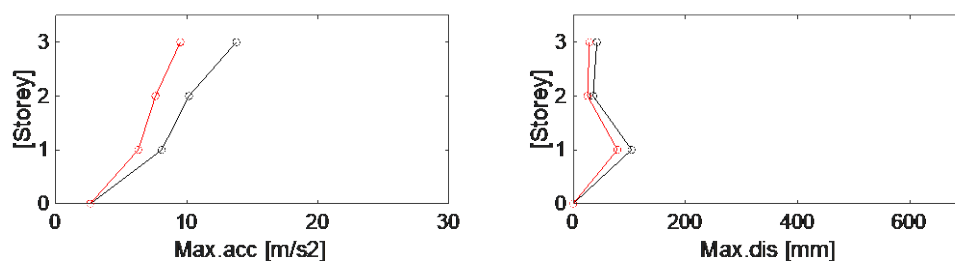
図 3.4-11 Tohoku NS 50 kine （層間ダンパ設置時：1 次モード減衰比 10%相当）



(a)時刻歴応答波形（非制振）

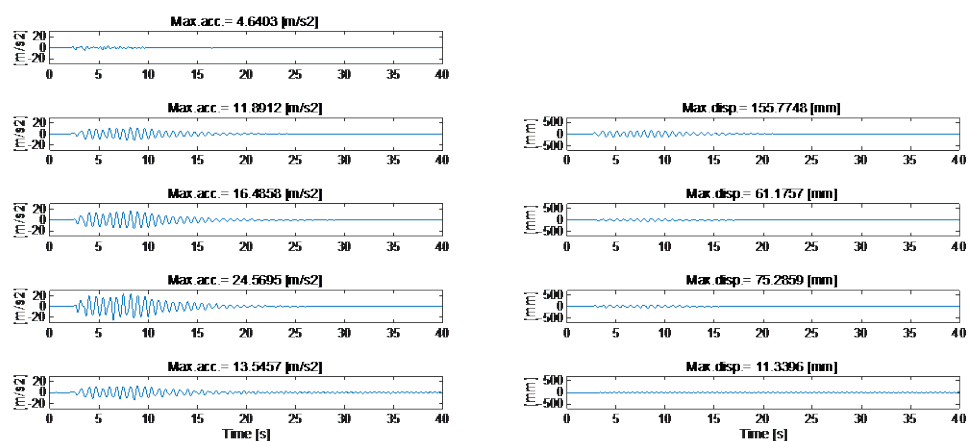


(b)時刻歴応答波形（制振）

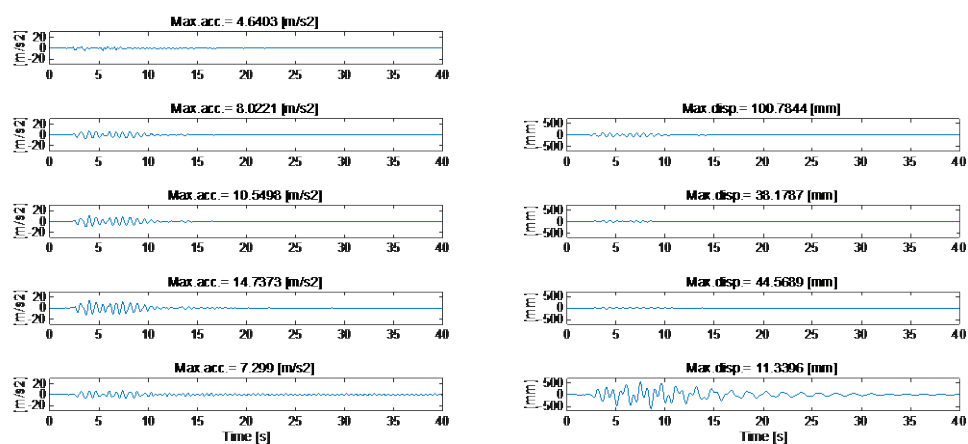


(c)最大応答

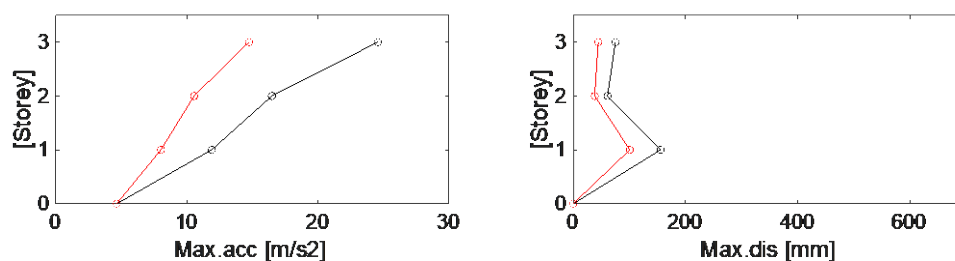
図 3.4-12 Hachinohe EW 50 kine（層間ダンパ設置時：1 次モード減衰比 10%相当）



(a)時刻歴応答波形（非制振）

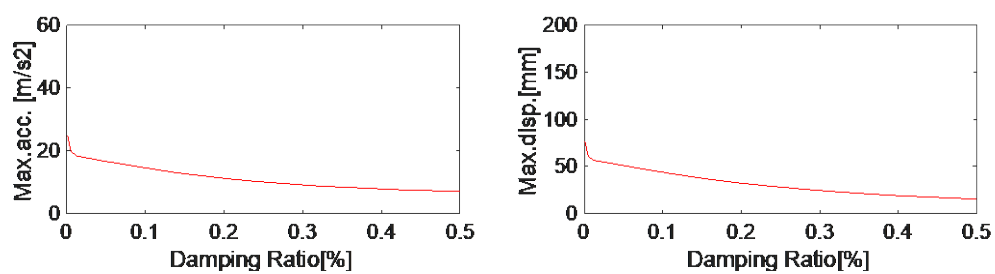


(b)時刻歴応答波形（制振）

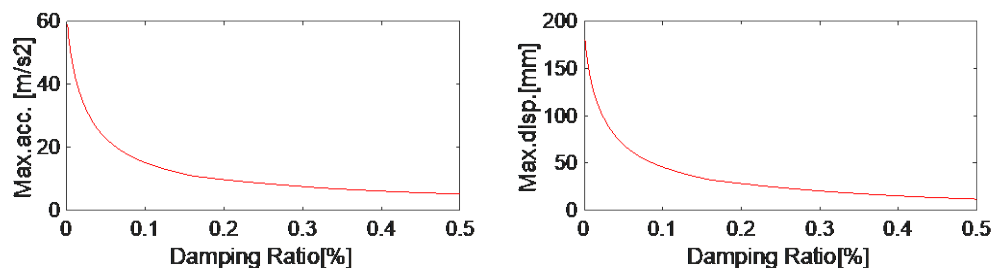


(c)最大応答

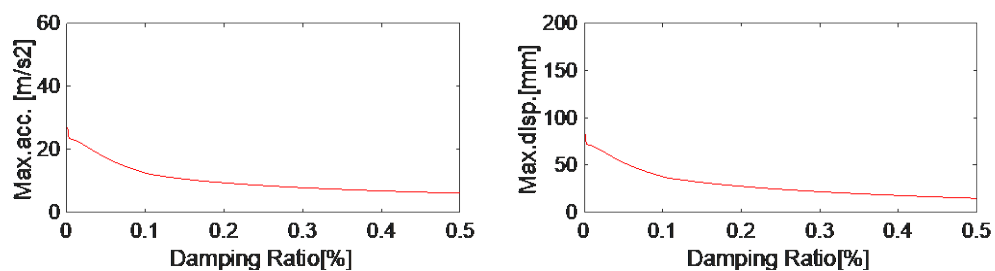
図 3.4-13 Kobe NS 50 kine （層間ダンパ設置時：1 次モード減衰比 10%相当）



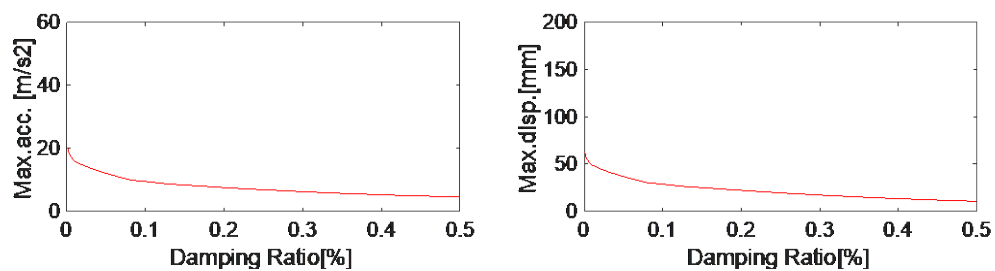
(a)El Centro NS 50kine 入力



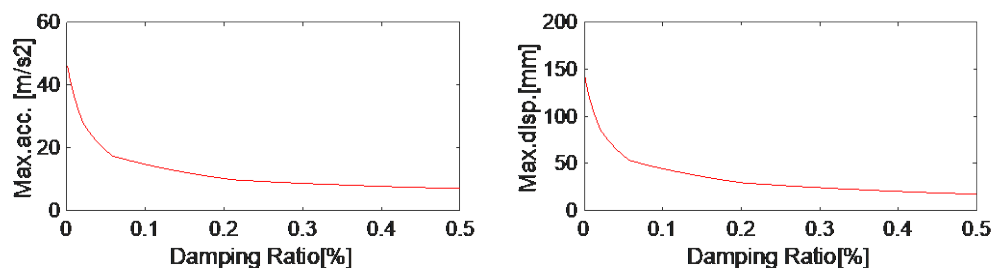
(b)Taft NS 50kine 入力



(c)Tohoku NS 50kine 入力



(d)Hachinohe EW 50kine 入力



(e)Kobe NS 50kine 入力

図 3.4-14 減衰比と架構 3 層の最大応答との関係 (層間ダンパ設置時：減衰比 0.1%~50%)

時刻歴応答解析の結果より、TMD のような付加質量型制振装置を適用する場合には、建築・土木構造物での適用実績の枠に囚われず、設置対象構造物に対して適切な質量比を調整することが重要になると考えられる。今回の解析では、質量比 10%程度が効果的な制振効果につながる結果が得られている。塔状構造物のような一次モードが卓越するような構造物に対しては、さらに高い制振効果が期待できる。

層間ダンパ形式は、結果が示すように入力地震動の周波数特性に大きく依存せず良好な制振効果が期待できると考えられる。今回の解析では、1 次モードに対して 10%程度の減衰比で大きな制振効果が得られことが確認できる。一方で、実際に適用する場合には、設置スペースの問題が発生することが想定されるため、できるだけメンテナンスフリーかつコンパクトで大きなエネルギー吸収能力を有するダンパが有効と考えられる。

3.5 配管への制振技術の適用の考え方

ここでは、先に 3.4 で示した図 3.5-1 に示すラグ支持構造物を用いた時刻歴応答解析の結果から、配管への制振技術の適用について考える。今回の応答解析結果からは、付加質量型制振装置を質量比 10%程度で設置する場合、および、対象構造物の一次モードに対して 10%程度の減衰比を適用する場合において、50kine 相当の地震動に対して架構の最大応答変位を 50mm 程度に低減する制振効果が期待される。このため、配管と圧力容器や架構との接合部に十分な変形能力を与えることで配管の損傷可能性を低く抑えることが可能になると考える。

配管は、常に何らかの構造物と接合しており、配管自体の応答を考慮することも重要であるが、限界性能を検討する場合には、配管の接合もとの圧力容器や架構の応答変位を制振装置により抑制することが最も効果的な地震時のシステム機能維持につながるものと考えられる。

3.6 制振技術の高圧ガス施設への導入に関するヒアリング調査

高圧ガス施設への制振技術の適用を考えるうえで、適用時の課題などについてメーカー、事業者、エンジニアリング会社へのヒアリング調査を実施した。ヒアリング項目については、次のとおり。

【事業者、エンジニアリング会社へのヒアリング調査項目】

- ① 既存設備への免震・制振技術導入の課題
- ② 免震・制振技術の導入が必要と考えられる主要設備
- ③ 安全裕度を確保するための免震・制振技術導入の考え方
- ④ 免震・制振技術導入時の耐力設計の取り扱い
- ⑤ 免震・制振技術導入時の減衰等動的設計項目の取り扱い
- ⑥ 免震・制振技術導入時の検査事項での要望点
- ⑦ 免震・制振技術導入時の圧力容器接合配管で許容される応答
- ⑧ 他

【メーカーヒアリング調査項目】

- ① 圧力容器を支持しているフレーム構造物への制振ダンパ適用方法の提案
- ② 設置時のピン接合など留意点
- ③ 既存構造物へのレトロフィット時の留意点
- ④ 耐火性、断熱仕様への対応
- ⑤ 減衰力特性と塔状構造物の適正化
- ⑥ 装置の第三者認証による性能保証
- ⑦ 他

【事業者へのヒアリング調査結果】

日時：2021年1月28日10時～11時30分

場所：オンライン

参加：事業者2名、装置メーカー1名

① 既存設備への免震・制振技術導入の課題

- ・ 設計用入力地震動の増大に伴い、現状の耐力設計を超える部分を免震・制振技術の導入で対応することが期待される
- ・ 手計算レベルでの試設計が可能になると良い
- ・ 応答加速度、応答変位などが簡易的に算出できるのであれば設計上は取り扱える可能性がある
- ・ 適用は、既存設備への適用（レトロフィット）が多いと考える
- ・ レトロフィットの場合は、設置工事の簡易さも課題になる
- ・ 免震装置であれば基礎、制振装置であれば反力の取り扱いや考え方が示されると良い
- ・ メンテナンスフリーになることが望ましい。特に高所設置などの場合は必須である。
- ・ 熱対策など設置環境への対応も必要になる
- ・ 対象構造物だけでなくアンカーボルトなど接合要素への効果も示されると良い
- ・ 制振・免震部材の取付先の構造物の強度の考慮が必要になる

② 免震・制振技術の導入が必要と考えられる主要設備

- ・ 従来手法の耐震設計では経済的に不利となるまたは工事が現実的でなくなる超巨大地震に対応する場合

③ 安全裕度を確保するための免震・制振技術導入の考え方

- ・ 中小地震時での応答低減効果は必要なく、大地震時のみ稼働することで十分である

④ 免震・制振技術導入時の耐力設計の取り扱い

- ・ 現行の耐力設計を免震・制振装置の応答低減を考慮して下げることはない

⑤ 免震・制振技術導入時の減衰等動的設計項目の取り扱い

- ・ 免震・制振装置の解析モデルの簡易化が必要である
- ・ 設計方法の指標が示されると扱い易い

⑥ 免震・制振技術導入時の検査事項での要望点

- ・ 免震装置であれば大臣認定制度があるため認定装置を使用することが考えられる
- ・ 制振装置は大臣認定制度がないため何らかの第三者認証制度が必要になる可能性がある

- ・ 設計時の係数が変わるような取り扱いになると良い
- ⑦ 免震・制振技術導入時の圧力容器接合配管で許容される応答
- ・ 免震・制振時の最大応答変位が数値的に算定されるようであれば設計は可能になる

【エンジニアリング会社へのヒアリング調査結果】

日時：2021年2月4日10時～11時30分

場所：オンライン

参加：エンジニアリング会社1名、装置メーカー1名

① 既存設備への免震・制振技術導入の課題

- ・ 新規であれば設計段階から検討できるためスペース的にも設計的には問題ないが費用対効果などの事前検討が必要
- ・ 既設の場合には、設置スペースが最大の問題になるであろう
- ・ 免震・制振技術導入の強い理由付けが必要になる
- ・ 高圧ガス施設への適用に対して何がわかっていて、何がわかっていないのかを整理する必要がある
- ・ 建築・土木構造物に対しては単体構造物への対応が基本になるが、高圧ガス施設では設備・配管などシステム対象となる点が大きく異なる
- ・ 具体的な設計例示が必須
- ・ 可撓管などを含めメンテナンスフリーであることが望ましい
- ・ 技術導入の観点では制振技術のイメージであるが、施設改修を考えると免震の方が道入しやすいイメージがある
- ・ 増設・新設などシステムとして拡張・変更に対応する必要がある
- ・ 装置を取り付けたための取り付け詳細の耐力設計法が必要である

② 免震・制振技術の導入が必要と考えられる主要設備

- ・ 全般的に適用可能と考える

③ 安全裕度を確保するための免震・制振技術導入の考え方

- ・ 現行の設計用入力地震動以上の入力レベルが対象想定になる

④ 免震・制振技術導入時の耐力設計の取り扱い

- ・ 現行の耐力設計を免震・制振装置の応答低減を考慮して下げることはない

⑤ 免震・制振技術導入時の減衰等動的設計項目の取り扱い

- ・ 解析モデル化した免震・制振装置を含めた解析ルールがあると良い

⑥ 免震・制振技術導入時の検査事項での要望点

- ・ 免震・制振装置の認定装置が必要になる

- ⑦ 免震・制振技術導入時の圧力容器接合配管で許容される応答
- ・ 2 方向での想定最大変位が必要になる

【装置メーカーへのヒアリング調査結果】

日時：2021年2月10日10時50分～11時30分

場所：オンライン

参加：装置メーカー2名

高圧ガス設備で制振装置を利用していくうえでの装置の性能保証の考え方について、以下の
ような意見があった。

- ・ 免震は認定品となるが、制振は認定制度がない
- ・ 制振装置は、設置先毎でレイアウトが異なるなど多様性が必要なため、設計の自由度が重要になる
- ・ 認定制度を導入すると仮定し技術の普及を考慮した場合、型式認定よりは、性能認定が適しているように考える。現在の認定制度は、追加や変更が非常に難しい（実質的に取得しなおし）。
- ・ 高圧ガス設備では既設への対応や環境他条件が建築より広くなる可能性が有り、型式認定ではユーザーに制限が強く、メーカーも都度認定を取らなくてはならない。
- ・ 近年の免震装置に関する認証制度の動向として、2017年から「3年に1回の頻度による第三者機関でのサンプル調査（出荷性能試験）」を大臣認定(別添)に記載する事が定められ、認証機関による監査が実施される。
- ・ 2021年4月以降は、免震装置では、発注者側の立会い検査、取得データ突合などについて全ての認定品で同じ認証方法が適用される予定である
- ・ 認定品の製品性能の確認については、やり方を制度で決めているが、発注者等が、大臣認定を受けた製品の出荷検査の基準に適合していることについて確認を行う考え方になっている。制振は、従来通りの手法であるが(方法を発注者との取り決めを行い)、発注者等が製品性能の確認を行う考えは同様である。
- ・ サンプル調査は、新規に認定取得するものに義務付けられ、認定取得済みのものには適用されなかった。これまでメーカー側では取得済み認定品に対する自社規制として、同等の確認を2年に1回実施するとしてきたが、今後は全認定品で必須となる。
- ・ 今後、制振装置も免震装置の認証方法に準じて、発注者側立会い、データ突合を行っていく流れになることが想定される
- ・ KHKで認証制度がもし採用されるとすれば、費用面も含めて合理的な認証制度が整えられることを期待する。耐震性向上の技術普及を考慮した、新しい認証制度（性能認証や第三者認証）のあり方を考える必要がある
- ・ 免震では、特性調査試験装置やデータ計測システム、製造工程の監査等も認証制度に含まれており、メーカー側の負担が非常に大きい。実情として認定を辞退する装置や会社もある。

4. まとめ

令和元年度調査研究から特に制振技術の適用に着目して検討した。特に、耐力向上とともに応答への対応が重要と考えられる塔類、および、配管について検討することでシステム機能維持の観点での防災・減災対策に資する項目について検討した。

① 令和元年度調査研究における制振装置の課題の整理

令和元年度調査研究報告書における層間設置型と付加質量型に大別される制振装置を高圧ガス設備に導入する際の評価から課題を整理した。

② 近年の制振技術の適用事例

近年の制振技術の適用について、建築、土木、原子力などについて対象構造物の分野毎に事例をまとめた。事例調査は、JSTAGE 等既報論文をベースに実施した。調査では、①パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、弾塑性、②パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、摩擦、③パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘性、④パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘弾性、⑤パッシブ、エネルギー吸収、粒状体、⑥パッシブ、質量効果、TMD、ばね-質量型、⑦パッシブ、質量効果、TMD、振子型、⑧パッシブ、慣性効果、回転慣性、⑨アクティブ、可変減衰、⑩セミ・アクティブ ばね-質量型、の10項目について分類して制振技術の研究状況をまとめた。

③ 基本的な制振技術の適用の考え方

H27 年度調査研究で実施された「破壊モードの推定及び限界変位の設定」評価結果をもとに弾性要素と構造減衰要素、および、制振要素から構成される制振評価解析モデルを検討する。制振要素では、TMD と粘性減衰の異なる減衰力特性から時刻歴応答解析を検討し、高圧ガス設備への制振技術の適用に関する基本的な考え方をまとめた。

④ 塔類への制振技術の適用の考え方

解析結果をもとに塔類への制振技術の適用の考え方をまとめる。ここでは、ラグ支持構造を対象に検討した。

⑤ 配管への制振技術の適用の考え方

解析結果をもとに配管への制振技術の適用の考え方をまとめた。

⑥ 制振技術の高圧ガス施設への導入に関するヒアリング調査

制振技術を高圧ガス施設に導入するうえでの課題等について、事業者、エンジニアリング会社、および、メーカーに対してヒアリング調査を実施した。

以上、検討項目より、今後、高圧ガス施設に免震・制振技術を導入するためには、具体的な設計の例示を検討することが必須であり、また、詳細な設計例示を扱うために、実際の高圧ガス施設において現地調査から免震・制振技術適用可能性の高い構造物を選択することが重要になることを確認した。

第 V 章 まとめ

令和元年度調査研究を踏まえ、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地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価、高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討及びその他の検討を行った。

以下に、検討結果をまとめ、今後の課題を示した。

1. 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

1.1 基本方針・全体調査研究計画の概要

文献調査・耐震設計設備及び杭基礎の想定・遠心模型振動実験モデルの設定

遠心模型振動実験の予備解析

- ①本調査研究の基本方針として、新設の高圧ガス設備を対象に、少なくともレベル2地震動に対しては地盤の液状化が発生する可能性があることを念頭にすることとした。また、複数年にわたる全体調査研究計画を示し、今年度の調査研究の位置付けを示した。
- ②関連する既往研究の文献調査を行い、特に平成28年度調査研究を参考に検討の対象とする耐震設計設備（鋼管ブレース形式の球形貯槽（貯蔵容量100m³））及び杭基礎を想定し、単純化した遠心模型振動実験モデルを設定した。
- ③設定した遠心模型振動実験モデルに対し、三次元FEM有効応力解析による予備解析を実施して、実験モデルにおける地盤の液状化や杭基礎の破壊を確認し、動的挙動を把握した。そして、設定した実験モデルが適切であることを確認し、実験モデルの構築を図った。

1.2 地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験

設定した球形貯槽モデルを対象に地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験を実施し、杭基礎の破壊を模擬して、液状化地盤中の杭基礎の地震時挙動の影響評価に必要なパラメータ（貯槽-基礎-地盤系の応答特性）を取得した。併せて耐震設計設備の地震時挙動を評価した。また、地震波入力による遠心模型振動実験において、地盤の液状化は確認されたものの、杭は塑性化には至らなかった。このため、補完的に同一の実験モデルを用いた貯槽-基礎-地盤系の固有周期に近い周期の正弦波入力による遠心模型振動実験、ならびに基礎のみに対して静的加力実験を行い、杭の塑性化や破壊を模擬した。

予備解析結果や今後実施される予定のシミュレーション解析を念頭とした実験結果のまとめは、以下のとおり。

(1) 微小スウィープ加振

微小スウィープ加振により、実験モデルの固有振動特性を把握した。地盤、貯槽-基礎-地盤連成系、貯槽の固有周期は、それぞれ 0.27 秒、0.29～0.33 秒、0.30 秒で近接しており、これらの結果は固有値解析結果と概ね対応していた。なお、貯槽の固有周期 0.30 秒は、地震波入力時、正弦波入力時でもほとんど変化しなかった。

また、ベンダーエレメントにより地盤のせん断波速度 V_s を測定した。 V_s は地盤の平均有効拘束圧 σ_m' の 0.25 乗に対し概ね比例関係にあり、平均的に土層深度中央で約 $V_s=130\text{m/s}$ であった。

これより、予備解析モデルの妥当性を確認した。

(2) 地震波入力

- ① 地震波入力における実験結果から、地盤の間隙水圧が概ね 100% に上昇し、液状化の発生を確認した。

液状化により地盤は剛性が大幅に低下して応答が長周期化し、ほとんど剛性がなくなっている状態となり、貯槽-基礎-地盤連成系の固有周期も 1.2 秒に長周期化した。また、最大入力加速度 696 cm/s^2 に対し、地表付近の加速度は最大 $60\sim 70\text{ cm/s}^2$ 程度に減少し、地盤の液状化により地表に向かって加速度応答は大幅に減少することを確認した。構造物の加速度についても、基礎版が最大 255 cm/s^2 に対して頂版は最大 364 cm/s^2 で、増幅しているものの、同様に地盤の液状化により入力加速度より低減されていることを確認した。

これらの現象は、予備解析でも認められ、予備解析が液状化地盤を模擬し、液状化地盤における構造物や基礎の地震時挙動を定性的に再現できていることを確認した。

- ② 杭の曲げひずみは杭頭と杭先端で大きく、同程度のひずみが発生していた。杭頭の曲げひずみは主に上部構造の慣性力、杭先端の曲げひずみは地盤震動（変位）によって発生するものと考えられるが、これより、高压ガス設備の基礎の耐震設計では主に上部構造の慣性力のみが考慮され、通常考慮されない地盤震動（変位）の影響が無視できないことが確認された。

この現象は、予備解析でも認められ、予備解析が液状化地盤における基礎の地震時挙動を定性的に再現できていることを確認した。

- ③ 杭に発生したひずみレベルは曲げひずみが最大 $1200\sim 1300\mu$ で、降伏ひずみ約 1600μ 以下であり、杭は塑性化せず弾性範囲の状態であった。一方、予備解析では杭は塑性化し、杭頭及び杭先端で局部座屈に伴う破壊が生じた。これは、地盤の液状化により低下した地盤剛性の違いのみならず、杭にひずみを発生させる地盤変位量の違いによるものと考えられる。予備解析では地盤変位は最大 80cm 程度に対し、実験では最大 10cm 程度の小さな地盤変位であった。

この原因として、主に以下のことが考えられる。

- 1) 当該振動台の制御や入力パワーに係わる性能に起因し、目標入力加速度と振動台で観測された（実際に入力された）加速度に差異がある。目標入力加速度に対し、振動台で観測された加速度は、加速度応答スペクトルの周期 0.5 秒付近でターゲットに比べて大幅に大きくなっているばかりか、変位応答を左右する特に周期 1 秒程度以上の長周期領域ではほとんど入力パワーがない。

参考として振動台観測波を適用した追加予備解析を実施した（巻末の「参考資料Ⅱ-4(5)：追加予備解析（その1）（入力：振動台観測波形，杭：実強度）」参照）。この追加予備解析結果は、実験結果により近い結果となっている。

- 2) セン断土槽が十分機能せず、地盤変位を抑制した可能性がある。

参考として剛土槽とした追加予備解析を実施した（巻末の「参考資料Ⅱ-4(6)：追加予備解析（その2）（境界：剛土槽，入力：振動台観測波形，杭：実強度）」参照）。この追加予備解析結果は、実験結果により近い結果となっている。

当該セン断土槽の変形性能（減衰特性）については今後、可能ならば確認する必要がある。

- 3) 上記 1)、2)は、遠心模型振動実験といった小型模型を用いる実験の限界でもあると考えられる。大型振動台実験を扱った既往の研究成果を活用し、補完することも考えられ、今後、可能ならば実施する必要がある。
- ④ 支柱に発生したひずみについては、杭の発生ひずみの 1/5 程度以下でかなり小さくなっていることを確認した。これは、構造物の加速度応答が低減されたことに対応した結果であると考えられ、予備解析においても同様であった。

(3) 正弦波入力

- ① 貯槽・基礎・地盤系の固有周期 1.2 秒と当該振動台の入力パワーを考慮し、周期 0.9 秒の正弦波入力による遠心模型振動実験を行った。正弦波の振幅を徐々に増加させて 20 回まで入力を繰り返し、振動台パワーの限界として最大 220 cm/s²程度の正弦波を入力した。
- ② 地盤上層は液状化し、実験終了後に 5.0cm 程度の大きな沈下が認められ、地盤が密になったことが確認された。地盤の固有周期は 1.1 秒で、1/4 波長則より求めたセン断波速度 V_s は 33m/s となり、地震波入力時では液状化により剛性がほとんどなくなっている状態であったの対し、密な地盤となって剛性が回復していることを確認した。
- ③ 密な地盤に見られるサイクリックモビリティ現象が生じており、地盤が液状化してもスパイク状の応答加速度波形が生じていた。このため地震波入力時と違い、加速度応答は減少せず大きく増幅した。最大入力加速度約 220cm/s²に対し、地表で最大 1500 cm/s²程度、基礎版で最大 2000cm/s²程度、頂版で最大 900 cm/s²程度の加速度応答の増幅を確認した。
- ④ 杭の曲げひずみは杭頭で最大 1500 μ 程度、片側ひずみで最大 1800 μ 程度発生し、降伏ひずみ約 1600 μ を上回り、杭は塑性化したと考えられる。ただし、杭に発生したひずみレベルは、局部座屈に伴う破壊が生じるひずみレベルでなく、破壊が生じてないことは実験終了後に目視でも確認した。

支柱基部の軸ひずみや曲げひずみについては、杭のひずみに比べてかなり小さく、地震波入力時と同様、弾性範囲の状態となっていた。

(4) 静的加力

基礎の水平荷重-水平変位関係や杭の軸ひずみ・曲げひずみ-水平変位関係を求め、杭は塑性化し破壊に至っていることを確認した。杭に発生した軸ひずみは測定不能のためにゼロになり、曲げひずみはひずみ計の仕様限界である $11,000\mu$ で頭打ちとなった。ちなみに、本実験杭の引張試験による降伏ひずみは約 $1,600\mu$ 、計算上の局部座屈ひずみは $8,950\mu$ である。また、実験終了後に 30mm 程度の水平変位が残留し、杭頭や杭先端が座屈破壊していることを確認した。

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

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性を踏まえ、応力解析、ノズル評価、接合部評価及び許容塑性率評価の4つの項目に分けて見直しに向けた検討を行った。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ワーキンググループで議論した結果、今後の見直し検討の方向性を以下のとおりまとめた。

①応力解析

- ・ 応力解析については JIS B 8266 附属書 8（その他最新基準の採用も可）をベースにし、耐圧部と支持構造部の合成構造である高圧ガス設備を考慮して議論
- ・ 時刻歴応答解析については、原子力の基準等を調査し、モデル化等の詳細規定を今後検討
- ・ 許容値については、塑性率評価法の許容塑性率を踏まえるとともに、耐圧部の漏洩判定許容値について議論
- ・ 疲労については現状考慮しない。（最大規模複数回を考慮するかは将来的に検討）

②ノズル部評価

- ・ ノズルは圧力容器として考える。
- ・ ノズル評価規定を配管系から塔槽類へ移行する。
- ・ ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順。
- ・ 検査については別途検討が必要。
- ・ 今後、種々のケースについて FEM 解析等を実施。ノズルの強度評価を行い、許容値（制限値）を設定できるかを検討。

③接合部評価

- ・ 支柱とタイロッドブレースの接合部については球形ガスホルダー指針と同様の規定（ダイヤフラムとテンションプレートの組合せも含む）を追加。
- ・ それ以外の接合部については、鋼管構造接合部設計指針等で取り込み可能なものがあるかを検討。

- ・ 圧力容器と支持構造物の接合部についての規定を今後検討する。（分類 E 継手の地震に対しての有効性の検証、現行で問題となる接合部分の洗出しと対応検討（FEM 解析による検証が必要））
- ・ 耐震設計の対象とする「接合部」の選定。

④許容塑性率評価

- ・ 支持構造全体の評価として見直しを検討（圧力容器本体、接合部、ノズルは別に規定が必要）
- ・ プッシュオーバー解析の手法（簡易な方法で可能か）を確認。

上記の検討の方向性に基づき見直しを実施するにあたっての課題及び具体的に必要な検討内容は以下のとおり。

①応力解析

- ・ 現状の圧力容器設計の基準の考え方を共通認識とした上での議論が必要。
- ・ 応力解析は「JISB8266 付属書 8」、「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（弾塑性有限要素解析を用いたクラス 1 容器に対する強度評価の代替規定）」を参考に基準化を検討する。（採用基準は協議が必要）
- ・ 応力解析については、応答解析が静的、準動的、動的で使うツールが異なるため、原子力関係の基準を参考に、解析手法で分類して整理することを検討する。
- ・ 個々の高圧ガス設備の応力解析モデル化の考え方を例示可能か検討し、詳細規定の追加を検討する。
- ・ 2 倍勾配法を用いる場合、圧力容器部分の弾塑性地震応答をどのように求めるか議論が必要。（圧力容器部分の弾塑性応答が大きくなる可能性のある対象、例えば大型平底円筒貯槽、に修正震度法を適用する場合の応答倍率の決め方など）
- ・ 耐圧部材に関してレベル 2 地震動に関する許容基準を明示することが必要。（レベル 2 地震動に対してもシェークダウンを許容限界とするかなど。）また、局所応力についても議論が必要。
- ・ 現状、高圧ガス設備の耐圧部は地震による応力は小さく、弾性範囲の設計になっているケースが多いが、他の低圧設備に準用するときや安全率の低い圧力容器基準による場合には注意が必要。

②ノズル部評価

- ・ 「ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順」とすると、配管設計が終了するまでノズル設計が出来ず、圧力容器の検査の申請（特定設備検査申請）工程に影響が出ることから、ノズル荷重の上限値の設定できるか検討を行う。（ノズル荷重は変動することが多く、特定設備検査申請での差替え作業がかなりの確率で生じること

から、ノズルに作用する最大軸力と最大モーメントを規定し、塔槽類のノズル評価においては想定した荷重において実施できるようにする。）

- ・ ノズル荷重の上限値の設定のため、パラメータスタディの実施が必要となる。（パラメータスタディの結果、現状の設計でノズル部の強度が十分であるといった結果が得られるのであれば耐震計算は不要（耐圧設計の穴補強で十分）という可能性もあり。）
- ・ パラメータスタディは多くケースが必要と考えられることから、効率的かつ現実的に可能な方法の議論が必要。
- ・ 現状、バイラードの表から外れる場合も多く、そうになると **FEM** 解析が必要になるが、小規模の塔槽類の場合はコスト負荷が大きいため、係数を補正した使用が可能か検討を行う。
- ・ 圧力容器のノズル部分と配管の設計範囲を明確にするため、接続条件又境界条件に関する規定を検討する。
- ・ 配管基準として、ノズル部には可能な限り負荷しない（例えば、配管反力の上限 $\leq$ 全強/100程度を限界値とし設定）こととし、これ以上の場合は圧力容器側で可否を評価するなどの規定化の検討を行う。（整合性に関して、十分な数の試計算(バイラード他)が必要。）
- ・ 今後安全率が低い設備への対応が必要となった場合についてはさらに議論が必要。

③接合部評価

- ・ 球形貯槽における支柱と球殻部との接合部の負荷が大きいと思われる。支柱の変形防止に支柱内部取付ける補強リブ案の規定化を検討する。（メーカーの事例について検証解析を実施。）
- ・ 以下の接合部（いずれも、設計所掌の取り扱い部分となっていて、過少・過剰設計が生まれがちな部分）等を耐震設計対象とするかを検討する。
 - 機器アンカーボルトの引張強度とコンクリートのコーン破壊強度のバランス(どちらを優先すべきか)
 - 機器ノズルの変形とフランジに作用する曲げ応力のバランス
 - 配管サポートの溶接取付部、サポート型鋼自体の強度
- ・ 塔の圧力容器と一体になったスカート部を許容塑性率評価法と2倍勾配法のどちらの評価法で評価した方が合理的かは議論の必要がある。
- ・ 鋼管構造接合部設計指針等の建築、土木関係の基準では構造仕様を詳細に規定しているものが多いが、高圧ガス設備に準用できるようなものは少なく、各メーカーで自主的に行っている補強仕様を参考に規定化を検討する必要がある。

④許容塑性率評価

- ・ 現行基準の塑性率評価法の考え方について共通認識として議論が必要。
- ・ プッシュオーバー解析の手法はプログラム化も含めて検討。

- ・ 許容塑性率と気密性担保の数値的関連性の説明がなく、レベル2耐震性能(気密性の保持)が限界状態をどのように規定するか、許容する塑性率に対する定義をすることが必要。(模型実験等で「気密性を担保できない限界の塑性率」を検証するなど)
- ・ 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (弾塑性有限要素解析を用いたクラス1容器に対する強度評価の代替規定)」を参考に必要箇所を抜粋し、基準化を検討。(“供給状態D”をレベル2における要求状態として、プッシュオーバー解析においては引張強度の2/3を降伏点とする弾完全塑性体として扱い、“二倍勾配法”や“下界漸近法”等で崩壊荷重を評価するなど。)
- ・ 適用条件を明確にする必要がある。(基礎アンカー・溶接部などがクリティカルにならないという前提)
- ・ 構造特性係数を用いるのであれば現行の構造特性係数の再検討が必要。

3. その他の検討

3.1 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローに関する検討

平成30年度調査研究成果に基づき、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローを作成した。耐震設計の全体フローについて示し、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に分けて、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローを示した。また、「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委員会」のオブザーバー参加の業界団体を通じて、耐震性能評価フローに対する業界の意見をヒアリングした。

3.2 レベル1地震動の見直しに関する検討

KHKS0861(2018)のレベル1地震動の見直しに関する検討を行った。他分野の設計基準を調査し、令和元年度調査研究を踏まえレベル1地震動の見直しの方向性と課題について検討した。また、「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委員会」のオブザーバー参加の業界団体を通じて、レベル1地震動の見直しに対する業界の意見をヒアリングした。

(1) 設計地震動

設計地震動の見直しに関する方向性は、以下のとおり。

①レベル1地震動の定義と設定位置

レベル1地震動の定義は、KHKS0861(2018)も含めていずれの設計基準も概ね同様に、構造物の供用期間中に発生する可能性(確率)が高い地震動として定義されている。

レベル1地震動の設定位置については、地表面(耐震設計上の地盤面含む)か、工学的基盤面(または耐震設計上の基盤面、解放工学的基盤)か、あるいは両方で設定している設計基準

に大別される。KHKS0861（2018）では、レベル 1 地震動は地表面と工学的基盤面で設定されている。

レベル 2 地震動に対する耐震性能評価でのサイトスペシフィック地震動の適用を念頭に、レベル 1 地震動も設定位置を見直し、工学的基盤面を基本とすることが考えられる。また、港湾基準（2018）のように、レベル 2 地震動と同様、レベル 1 地震動をサイトスペシフィック地震動として扱うことも考えられる。

②レベル 1 地震動の大きさ

KHKS0861（2018）の設計修正水平震度は最大 0.84（減衰定数 5%）であり、他分野の設計基準に比べて極めて大きな値となっている。設計修正水平震度に対応する値として、道路橋示方書（2017）では最大 0.3、鉄道標準（2012）では最大 400gal となっている。なお、港湾基準（2018）や建築基準法・同施行令とは、規定上単純比較はできない。

実務設計ではレベル 2 地震動に対する耐震性能評価で代替評価法が適用されることが多く、耐震性能評価上は実質的にレベル 2 地震動（地域別地震動）とレベル 1 地震動は同等レベルの扱いとなっている。また、上記のレベル 1 地震動の定義を勘案すると、KHKS0861（2018）の設計修正水平震度の値は大きいと考えられる。

レベル 2 地震動に対する耐震性能評価でサイトスペシフィック地震動が広く適用されるようになるためにも、レベル 1 地震動について見直しが必要ではないかと考えられる。ただし、高压ガス設備の特殊性や危険性を踏まえて安全側にレベル 1 地震動が設定された経緯があり、見直しに際しては慎重な配慮が必要である。

③耐震設計構造物の重要度

KHKS0861（2018）の設計修正水平震度は、耐震設計構造物の重要度に依存している。一方、レベル 1 地震動は「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。」と定義されている。

レベル 1 地震動の定義によれば、耐震設計構造物の設置地点で発生するレベル 1 地震動が重要度によって変化することはなく、矛盾が生じている。また、鉄道標準（2012）では、「設計地震動は、構造物種別、設計に用いる計算モデルや構造物の重要度とは無関係に評価しなければならない。」とされており、その他の設計基準も同様である。

重要度を考慮するなら保有すべき耐震性能（当該耐震設計構造物の損傷又は機能の喪失がないこと）において考慮すること等、見直しが必要ではないかと考えられる。

④最新の知見の反映

KHKS0861（2018）は、昭和 56 年に制定された高压ガス設備等耐震設計基準（旧耐震告示）に準拠した耐震設計基準である。旧耐震告示の制定以後約 40 年が経過しているが、その間レベル 1 地震動の規定については見直しが行われていない。なお、言うまでもなく、平成 30 年に旧耐震告示は高压ガス設備等の耐震性能を定める告示（新耐震告示）に改正され、性能規定化されている。

他分野の設計基準は最新の知見を反映し、適宜改訂、見直しが行われてきている。KHKS0861 (2018) においても地域に基づく係数（地域区分）、表層地盤増幅係数（地盤種別）、水平方向の応答倍率等を見直しし、最新の知見を反映する必要があるのではないかと考えられる。

設計地震動の見直しに関する課題は、以下のとおり。

①全般

- ・レベル 1 地震動を見直しする場合、KHKS0862 (2018) のレベル 2 地震動（地域別地震動）も整合を図るために併せて見直しする必要がある。これより、現行設計体系全体の大幅な見直しが必要となる。KHKS0862 (2018) のレベル 2 地震動（地域別地震動）を廃止することが考えられ、レベル 2 地震動をサイトスペシフィック地震動としてのみ扱うことにすれば、レベル 1 地震動のみの見直しとなる。
- ・基本的には高圧ガス設備の重要度に応じ、よりきめ細やかな性能設計について議論する必要がある。要求性能を明確にし、要求性能によって設計地震動が設定されるべきで、レベル 1・レベル 2 地震動の議論が先になされるべきではない。このため、高圧ガス設備の重要度に応じた性能マトリックスを作成する必要がある。性能マトリックスの作成は重要で、今後の優先検討課題である。

②基礎の耐震設計法の見直し

レベル 1 地震動の設定位置を見直し工学的基盤面を基本とする場合、基礎の耐震設計法の見直しが必要になると考えられる。現行の KHKS0861 (2018)、KHKS0862 (2018) による耐震設計では、耐震設計設備と基礎は一般に別個に静的に設計されている（時刻歴応答解析を除く）。基礎は耐震設計設備の地震慣性力（反力）に対して設計され、地盤震動（変位）は考慮されないのが一般的である。

レベル 1 地震動の設定位置を工学的基盤面とする場合、耐震設計設備の反力のみならず地盤変位を考慮した基礎の耐震設計法を構築する必要がある。また、耐震設計設備と基礎を別個に扱うのではなく、一体として扱う耐震設計法を構築する必要があると考えられる。

③耐震性能の低下

他分野の設計基準と同程度にレベル 1 地震動を低減した場合、耐震設計構造物の耐震性能が低下する可能性がある。重要度の扱いによるが、特にレベル 2 地震動に対する耐震性能評価の対象となっていない重要度Ⅱ、Ⅲの耐震設計構造物の耐震性能が低下することが懸念される。これに対しては、神奈川県の高圧ガス設備の耐震設計基準のように、重要度Ⅱ、Ⅲの耐震設計構造物も要求性能を明示し、レベル 2 地震動に対する耐震性能評価の対象とすることが考えられる。

(2) 液面揺動の設計地震動

液面揺動の設計地震動の見直しに関する方向性と課題は、以下のとおり。

- ①設計地震動の見直しの課題と同様、基本的には高圧ガス設備の重要度に応じ、よりきめ細やかな性能設計について議論する必要がある。要求性能を明確にし、要求性能によって設計地震動が設定されるべきで、レベル 1・レベル 2 地震動の議論が先になされるべきではない。このため、高圧ガス設備の重要度に応じた性能マトリックスを作成する必要がある。性能マトリックスの作成は重要で、今後の優先検討課題である。
- ②平底円筒形貯槽に対する液面揺動の設計地震動（長周期地震動）は、KHKS0861（2018）と KHKS0862（2018）で同一規定となっており、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動が同一の地震動となっている。
- ③液面揺動の設計地震動については、レベル 1 地震動の規定を廃止し、レベル 2 地震動として扱う。令和元年度調査研究で示したとおり、本地震動はレベル 2 地震動相当であり、レベル 1 地震動としての規定を廃止することが適切ではないかと考えられる。
- ④レベル 1 地震動の規定を廃止する場合、課題は以下のとおりである。
- ・レベル 1 地震動相当の液面揺動の設計地震動を新たに規定する必要はないか。
 - ・重要度Ⅱ、Ⅲの平底円筒形貯槽については、液面揺動の設計地震動による耐震性能評価がなされないことになる。設計地震動の見直しの課題と同様、神奈川県の高圧ガス設備の耐震設計基準のように、重要度Ⅱ、Ⅲの高圧ガス設備も要求性能を明示し、レベル 2 耐震性能評価の対象とすることも考えられる。

3.3 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討

KHKS 0861（2018）、KHKS 0862（2018）の地盤の液状化・流動化規定は、道路橋示方書（1996）の規定に準じている。最新の道路橋示方書（2017）との比較及び令和元年度調査研究を踏まえ、KHKS 0861（2018）、KHKS 0862（2018）の地盤の液状化・流動化規定の見直しの方向性について検討した。

①サイトスペシフィック地震動の導入

KHKS 0861（2018）、KHKS 0862（2018）、道路橋示方書とも、設計地震動は基本的に地表面での地域別地震動として規定されている。地盤の液状化・流動化規定においても、鉄道標準（2012）、港湾基準（2018）等のように設計地震動にサイトスペシフィック地震動（工学的基盤面）を導入することが合理的と考えられる。

サイトスペシフィック地震動を導入し、例えば地震時せん断応力比 L を表層地盤の動的非線形解析から求めて F_L 値を算定し液状化判定を行う、有効応力解析を実施してより精緻な表層地盤の液状化挙動を評価する等といった規定を設けることが考えられる。

②道路橋示方書（2017）の規定の導入

道路橋示方書（1996）は改定され、最新は道路橋示方書（2017）である。KHKS 0861（2018）、KHKS 0862（2018）の地盤の液状化・流動化規定を道路橋示方書に準じるなら、最新の道路橋示方書（2017）の規定に改定する必要があると考えられる。

道路橋示方書の主な改定内容は、動的せん断強度比 R に係わる評価方法の見直しであり、 R の評価方法について改定することになる。ただし、KHKS 0861（2018）、KHKS 0862（2018）

とは、レベル 2 地震動の種分け（タイプ I・II）、地盤種別、耐震設計構造物の重要度の扱い、地域に基づく係数（地域別補正係数）等の違いを含め、設計水平震度の大きさが異なっており、併せて見直しすることも考えられる。

③最新の知見の導入

令和元年度調査研究において、1995 年兵庫県南部地震等を踏まえて液状化や流動化に関する評価技術や対策技術が大幅に進歩しており、例えば以下のような知見が蓄積されてきていることが示されている。

- ・レベル 2 地震動に相当する地震動では密な砂でも液状化が確認されている。
- ・レベル 1 地震動に相当する地震動でも地盤の流動化（側方流動）が確認されている。
- ・2011 年東北地方太平洋沖地震では地震動の長い継続時間によって、液状化が発生し易くなることが生じた。また、液状化発生後も揺すられ続けたため、道路・地盤が突き上げたり埋設管の継手が抜ける特異な被害が発生し、液状化後の挙動評価が問題となっている。
- ・液状化地盤でも表層を地盤改良する等して、直接基礎が採用されるようになってきている。
- ・東北地方太平洋沖地震で被災した市街地では、復興にあたって地区全体の地下水位を下げるといった対策が施された。個々の構造物を対策する考え以外に、このように敷地全体の液状化対策を施す考えも出てきている。

いずれの知見も KHKS 0861（2018）、KHKS 0862（2018）、道路橋示方書（2017）の地盤の液状化・流動化規定には反映されていないと考えられ、見直し検討が必要であると考えられる。

また、流動化規定について、1995 年兵庫県南部地震直後に種々の経験式について検討し、「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針（2012）」に取りまとめられたが、最近では数値解析技術が進歩してきており、数値解析を用いた見直し検討を今後行うことが必要と考えられる。

④その他

港湾基準（2018）では、「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、必要となる地盤の液状化対策を行う。」と規定されている。KHKS 0861（2018）においても、少なくともレベル 1 地震動に対して液状化が生じると予測・判定される場合には、対策を推奨する規定とするよう見直しが望まれる。

3.4 免震・制振技術に関する検討

令和元年度調査研究から特に制振技術の適用に着目して検討した。特に、耐力向上とともに応答への対応が重要と考えられる塔類、および、配管について検討することでシステム機能維持の観点での防災・減災対策に資する項目について検討した。

①令和元年度調査研究における制振装置の課題の整理

令和元年度調査研究報告書における層間設置型と付加質量型に大別される制振装置を高圧ガス設備に導入する際の評価から課題を整理した。

②近年の制振技術の適用事例

近年の制振技術の適用について、建築、土木、原子力などについて対象構造物の分野毎に事例をまとめた。事例調査は、JSTAGE 等既報論文をベースに実施した。調査では、①パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、弾塑性、②パッシブ、エネルギー吸収、履歴型、摩擦、③パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘性、④パッシブ、エネルギー吸収、粘性型、粘弾性、⑤パッシブ、エネルギー吸収、粒状体、⑥パッシブ、質量効果、TMD、ばね-質量型、⑦パッシブ、質量効果、TMD、振子型、⑧パッシブ、慣性効果、回転慣性、⑨アクティブ、可変減衰、⑩セミ・アクティブ ばね-質量型、の 10 項目について分類して制振技術の研究状況をまとめた。

③基本的な制振技術の適用の考え方

H27 年度調査研究で実施された「破壊モードの推定及び限界変位の設定」評価結果をもとに弾性要素と構造減衰要素、および、制振要素から構成される制振評価解析モデルを検討する。制振要素では、TMD と粘性減衰の異なる減衰力特性から時刻歴応答解析を検討し、高圧ガス設備への制振技術の適用に関する基本的な考え方をまとめた。

④塔類への制振技術の適用の考え方

解析結果をもとに塔類への制振技術の適用の考え方をまとめた。ここでは、ラグ支持構造を対象に検討した。

⑤配管への制振技術の適用の考え方

解析結果をもとに配管への制振技術の適用の考え方をまとめた。

⑥制振技術の高圧ガス施設への導入に関するヒアリング調査

制振技術を高圧ガス施設に導入するうえでの課題等について、事業者、エンジニアリング会社、および、メーカーに対してヒアリング調査を実施した。

以上、検討項目より、今後、高圧ガス施設に免震・制振技術を導入するためには、具体的な設計の例示を検討することが必要であり、また、詳細な設計例示を扱うために、実際の高圧ガス施設において現地調査から免震・制振技術適用可能性の高い構造物を選択することが重要になることを確認した。

4. 今後の課題

4.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

①基礎の耐震設計では、地盤震動（変位）の影響を考慮する必要がある。

②緩い砂地盤では、基礎は別として上部構造である貯槽の耐震設計において、液状化しない場合も想定した加速度入力を考慮する必要がある。また、密な砂地盤では、サイクリックモビリティによる大きな加速度入力を考慮する必要がある。

③せん断土槽の変形性能（減衰特性）を可能ならば確認する。

④実験で再現できなかった部分は、大型振動台実験を扱った既往の研究成果を活用し、補完することが考えられる。

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

- ①応力解析については、現状の圧力容器設計の基準の考え方を共通認識とした上での議論が必要であり、JISB8266 付属書 8、原子力関係の基準を参考に、解析手法の分類、整理、基準化、適用例を検討する必要がある（採用基準は協議が必要）。
- ②ノズル部評価については、ノズル荷重の上限値を設定できるか検討し、圧力容器のノズル部分と配管の接続条件や境界条件に関する規定を検討する必要がある。また、配管基準はノズル部には可能な限り負荷しない規定化を検討する必要がある。
- ③接合部評価については、耐震設計対象とする接合部等を議論した上で、各メーカーで自主的に接合部を補強している補強例を参考に検証解析を実施し、接合部の評価方法と補強方法の規定化を検討する必要がある。
- ④許容塑性率評価については、現行基準の塑性率評価法の考え方について共通認識として議論した上で、原子力関係の基準を参考に基準化及び適用条件の明確化を検討する必要がある。

4.3 その他の検討

(1) サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローに関する検討

- ①地域別地震動の扱いについて検討する。
- ②各応答解析法を適用した耐震設計の例示を整備する。
- 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」の今後の検討成果を導入して、耐震性能評価フローを更新する。
- ④本フローに基づき、各事業者が高圧ガス設備の試設計を行ってもらい、その評価から現行の耐震設計全般に係わる問題点の改善に繋げていくことが考えられる（令和元年度調査研究課題）。

(2) レベル1地震動の見直しに関する検討

- ①高圧ガス設備の重要度に応じた性能マトリックスを作成する（今後の優先検討課題）。
- ②他分野の設計基準も踏まえ、レベル1地震動を見直しする。ただし、高圧ガス設備の特殊性や危険性を踏まえて安全側にレベル1地震動が設定された経緯があり、見直しに際しては慎重な配慮が必要である。
- ③サイトスペシフィック地震動として扱うことを検討する。
- ④レベル1地震動の設定位置を工学的基盤面を基本とすることを検討する。この場合、上部設備と基礎を一体として扱うための耐震設計法を構築する必要がある。
- ⑤設計修正水平震度の設定において、高圧ガス設備の重要度の扱いについて検討する。
- ⑥液面揺動の設計地震動に関し、レベル1地震動の廃止または見直しを検討する。

(3) 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討

- ①サイトスペシフィック地震動の導入を検討する。
- ②道路橋示方書（2017）を含め、最新の知見を導入する。
- ③少なくともレベル1地震動に対して液状化が生じる場合には、対策を推奨することを検討する。
- ④地盤変位や不同沈下が接続配管の耐震性に与える影響について検討する（令和元年度調査研究課題）。

(4) 免震・制振技術に関する検討

- ①免震・制振技術の適用可能性の高い高圧ガス設備を選択し、具体的な設計の例示を行う。

参考資料：今後の検討課題（令和元年度調査研究）

参考として、「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」より、「第Ⅴ章 まとめ」、「4. 今後の課題」を以下に示す。

4. 今後の課題

(1) 耐震設計フローと地震動予測・耐震設計の例示について

- ① 高圧ガス設備の耐震設計フローとして、全体フローと設計用の地震動の設定フローを作成した。ところで、平成 30 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、耐震設計グレード（難易度）を考慮して、3 次元 FEM 有効応力・動的非線形解析、SR モデル・1 自由度系質点モデル動的非線形解析、簡便法といった応答解析法や、貯槽－基礎－地盤連成系、貯槽単体といったモデルによる 6 種類の耐震設計の例示を行った。

サイトスペシフィックの耐震設計の標準化については一定の成果が得られているが、サイトスペシフィック地震動を用いた耐震設計が広く行われるようになるためには、適用する応答解析法毎の耐震設計フローを作成することも必要である。

- ② 耐震設計フローとフローに基づく地震動予測・耐震設計の例示を行った。これを参考に、一つの試みとして、各事業者に高圧ガス設備の試設計を行ってもらい、その評価に基づいて、現行の耐震設計全般に係わる問題点の改善に繋げていくことが考えられる。
- ③ 本耐震設計の例示では、球形貯槽を対象とした。平底円筒形貯槽等、他の高圧ガス設備についての耐震設計の例示を含め、例示の蓄積を図っていくことが望ましい。

(2) 動的相互作用を考慮した耐震設計について

- ① KHKS0861（2018）、KHKS0862（2018）による現行の耐震設計設備の耐震設計は、基本的に基礎固定の仮定の下で設計体系が構築されている。基礎・地盤との連成による動的相互作用を考慮すると、耐震設計設備の地震時応答は低減することもあることが知られている。平成 30 年度調査研究や今年度の耐震設計の例示でも示したように、特に液状化地盤では動的相互作用の影響は顕著である。

より合理的な耐震設計を行うためには、基礎・地盤との連成による動的相互作用に配慮した設計体系の再構築を図る必要がある。また、これに伴い、KHKS0861（2018）、KHKS0862（2018）では設計用の地震動を基本的に地表面で規定しているが、基礎・地盤を含めた耐震設計のためには、設計用の地震動を工学的基盤面で規定する必要がある。

- ② KHKS0861（2018）、KHKS0862（2018）では基本的に耐震設計設備の反力（上部工の慣性力）により、基礎の耐震設計を行う体系となっており、動的相互作用のうち地盤震動の影響が考慮されていない。このため、耐震設計設備の耐震性能に比べて相対的に基礎の耐震性能が低いと考えられる。

サイトスペシフィック地震動を適用し、球形貯槽－杭基礎－地盤連成系モデルの 3 次元 FEM 有効応力解析による耐震設計の例示でも示したように、KHKS0861（2018）、

KHKS0862（2018）に準拠して仕様を設定した杭は破壊し、耐震性が確保されなかったのに対し、同様に仕様を設定した耐震設計設備の応答は塑性域には至らず、弾性域内で小さな応答であった。耐震設計の例示では地盤の液状化を考慮したが、特に液状化地盤では大きな変位が発生し地盤震動の影響が大きい。地盤震動の影響を考慮した基礎の設計体系の構築が必要である。

(3) 地盤の液状化について

- ① 1995 年兵庫県南部地震等を踏まえ、液状化に関する知見が蓄積され（例えば下記）、評価技術や対策技術が大幅に進歩しており、KHKS0861（2018）、KHKS0862（2018）等、設計基準類等の見直しが必要である。

なお、コンビナートの液状化対策については、国土交通省が戦略的イノベーションプログラム（SIP）で検討しており、参考になる（SIP 第 1 期「レジリエントな防災・減災機能の強化」の「予防」③液状化技術運営委員会）

- ・レベル 2 地震では密な砂でも液状化が確認されている。
- ・レベル 1 地震でも地盤の流動化（側方流動）が確認されている。
- ・2011 年東北地方太平洋沖地震では長い地震の継続時間によって、道路地盤等が崩壊し、液状化後の挙動評価が問題となっている。
- ・液状化地盤でも表層を地盤改良する等して、直接基礎が採用されるようになってきている。

- ② 既述のように、耐震設計設備の耐震性能に比べて相対的に基礎の耐震性能が低いと考えられ、特に液状化地盤では KHKS0861（2018）、KHKS0862（2018）で設計された基礎が破壊する可能性もある。

大規模地震時に地盤が液状化して基礎が破壊した場合に、上部構造の耐震設計設備がどのような挙動を呈し、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）が確保できるのか予測できず、実験的検討や解析的検討が必要であると考えられる。また、地盤が液状化する場合には、地盤変位や不同沈下が接続配管の耐震性にも影響を与え、接続配管についても併せて検討が必要である。

(4) レベル 1 地震動について

- ① 耐震告示が性能規定化され、サイトスペシフィック地震動の適用が期待されている。サイトスペシフィック地震動は KHKS0862（2018）で規定されており、レベル 2 地震動としての扱いである。

一方、KHKS0861（2018）ではサイトスペシフィック地震動は規定されておらず、性能規定化された中でのレベル 1 地震動の設定方法が明確になっていない。現状としては KHKS0861（2018）の仕様規定によって、レベル 1 地震動を設定することになると考えられる。

- ② KHKS0861 (2018) において、レベル 1 地震動に係わる設計地震動の地表面水平震度 K_H は最大 0.3、設計修正水平震度 K_{MH} は最大 0.84 (減衰定数 0.05) であり、他分野の設計基準と比べて極めて大きな値となっている。また、実務設計ではレベル 2 耐震性能評価で代替評価法が適用されることが多く、耐震性能評価上は実質的にレベル 2 地震動とレベル 1 地震動は同等レベルの扱いとなっている。

レベル 2 耐震性能評価でサイトスペシフィック地震動が広く適用されるようになるためにも、レベル 1 地震動について見直しが必要である。

- ③ また、長周期地震動に関する耐震設計の高度化に関する検討で言及したとおり、液面揺動の設計地震動は KHKS0861 (2018) と KHKS0862 (2018) で同一規定となっており、レベル 1 地震動に関する液面揺動の設計地震動についても見直し等の検討が必要である。

(5) レベル 2 耐震性能評価法の見直しについて

本章「1. (7) レベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討」参照。なお、主な個別課題は、「Ⅱ-7 レベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討、2. 課題の整理、3. 現状の整理」を参照。

(6) 免震・制震構造の高圧ガス設備への適用性について

本章「3. 防災・減災対策」参照。

参考資料Ⅱ-4(1)：模型杭の引張試験

1. 試験概要

杭基礎を有する球形貯槽を模擬した遠心模型とせん断土槽の概要を図 1-1 に示す。ここで用いる模型杭の断面は $\phi 13.54\text{mm}(t=0.27\text{mm})$ と肉厚が非常に薄く、その製作方法により製作段階で鋼管にひずみ硬化を生じる可能性も予想される。そのため、模型杭の製作においては、NC 旋盤により市販の鋼管（材種：SS400）の外周部を削り出すことでひずみ硬化を極力排除する工夫を行っている。

以上のことから、NC 旋盤により製作した模型杭を用いて引張試験を実施し、ひずみ硬化を排除できているかを確認する。

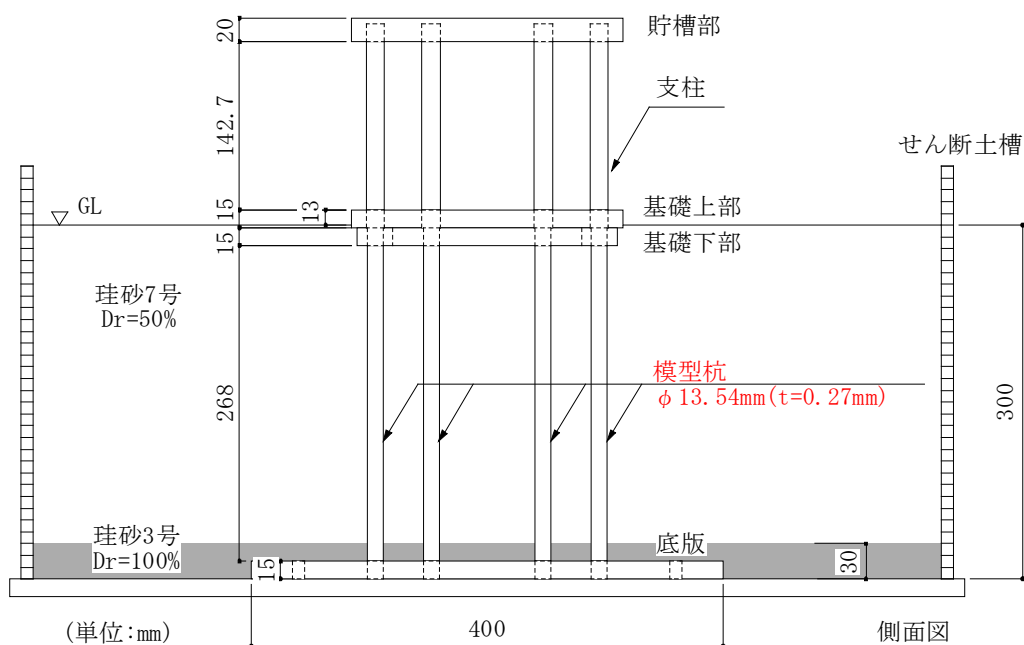


図 1-1 遠心模型とせん断土槽の概要（断面図）

2. 試験体概要と加力装置

(1) 試験体概要

引張試験を行う模型杭の試験体概要を図 2-1 に示す。模型杭に相当する断面の長さは 10cm で、杭の端部には、アムスラーのチャックと取り合うように、肉厚のある鋼管と接続している。その中央表面には対称の位置にひずみゲージを貼り、軸ひずみのみならず、曲げモーメントが生じていないことも確認にするようにした。

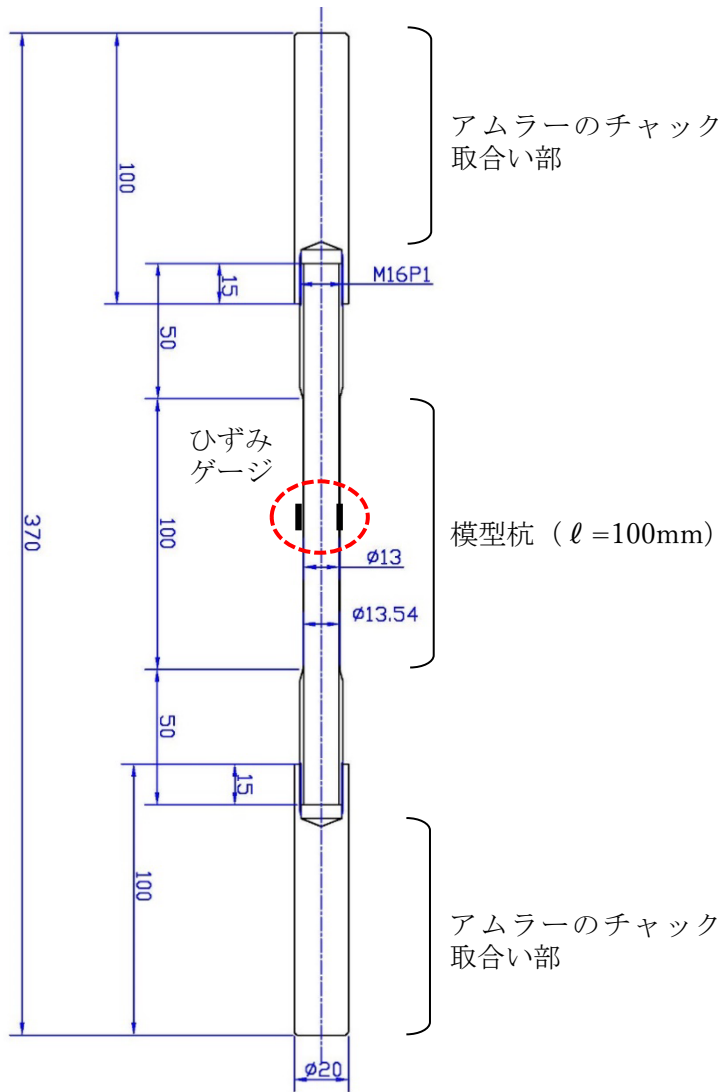
(2) 加力装置

加力装置は清水建設（株）保有の 10kN アムスラーとし、写真 2-1 に示す。また、加力装置内に試験体をセットした状況を写真 2-2 に示す。同写真には、模型杭の平均ひずみを計測するために、伸び計（EDP-5A-50：東京測器研究所）を模型杭に設置している。

3. 試験結果

模型杭の引張試験結果のうち、引張荷重－引張変位関係を図 3-1 に示す。同図の荷重及び変位はアムスラーで計測されたもので、試験体全体の引張荷重－引張変位関係になっている。そのため、模型杭部分を対象に、引張応力と伸び計で計測した変位から求めた引張ひずみの関係を図 3-2 に示す。同図によれば、降伏点は明瞭でないことから、0.2%引張ひずみを用いて降伏点を評価すると 261N/mm^2 となり、添付資料のミルシートの降伏点 ($261\text{N/mm}^2 \sim 265\text{N/mm}^2$) と比べて同等と認められる。ヤング係数は同図の初期勾配として、 $1.6 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ であり、降伏ひずみは 1631μ となる。写真 3-1 には模型杭の最終破断状況を示す。

以上より、模型杭の NC 旋盤製作時におけるひずみ硬化は見られないと判断される。



(a) 試験体の寸法

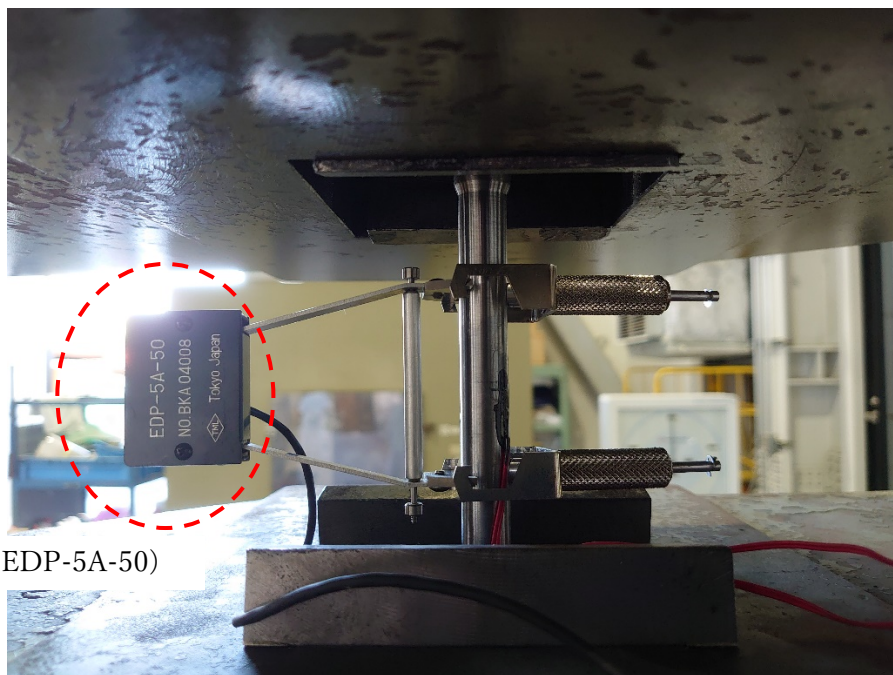


(b) 試験体の加力前写真

図 2-1 試験体概要



写真 2-1 加力装置（アムスラー）



伸び計（EDP-5A-50）

写真 2-2 加力装置にセットされた試験の状況

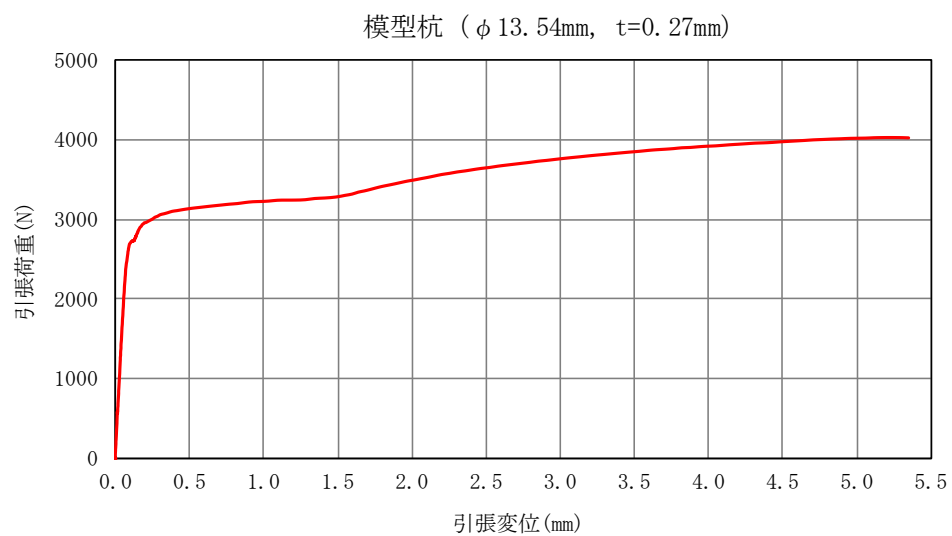


図 3-1 模型杭の引張荷重－引張変位関係

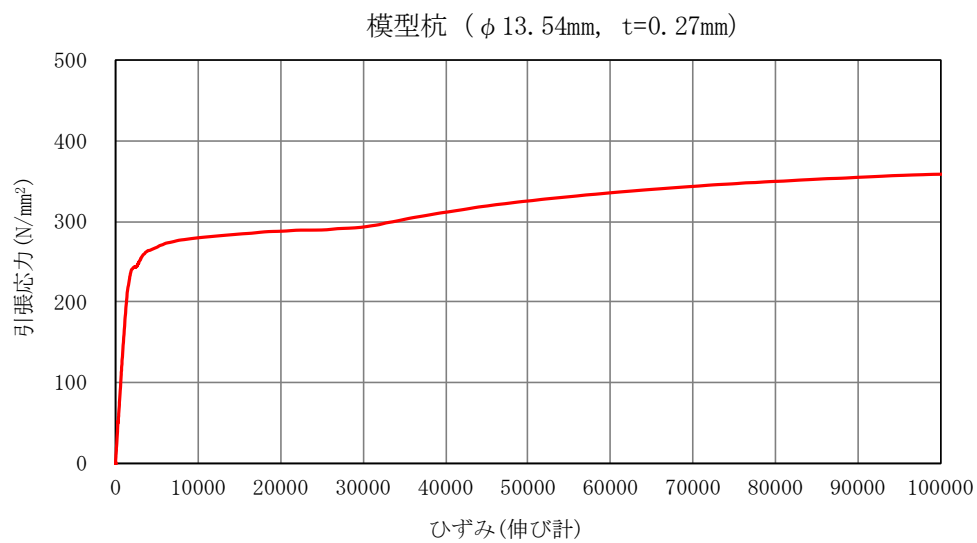


図 3-2 模型杭の引張応力－引張ひずみ関係



写真 3-1 模型杭の最終破断状況

添付資料：試験に用いた鋼管のミルシート

検査成績証明書
INSPECTION CERTIFICATE

訂 単 番 号 200300492
CERTIFICATE No. 200300492

注文番号 Z43887-1
SHIPPER リバーチユーブ株式会社 殿

注文書 16.000X 1.500X4000.00
SIZE 16.000X 1.500X4000.00

発 注 日 2020年03月25日
DAY OF DELIVERY 2020年03月25日

数量 209本 447.00 kg
QUANTITY 209本 447.00 kg

検査番号 A2003S08350
WORK No. A2003S08350

発行年月日
DATE OF ISSUE 2020年03月24日

株式会社 西山製作所
NISHIYAMA SEISAKUSHO CO., LTD.
〒250-0862 神奈川県小田原市焼田979
879, HARAIDA, ODAWARA-CITY,
KANAGAWA-PREF., 250-0862, JAPAN
秋田工場 〒010-0204 秋田県横手市横物川町
谷地新田50
AKITA 50, YAGHISHIWADE, OONOGAKA-MACHI,
YAKOTE-CITY, AKITA-PREF., 010-0204, JAPAN

検査項目 TEST No.	引張試験 TENSILE TEST		突用試験 DESCRIPTION OF TEST		硬さ試験 HARDNESS	寸法検査 DIMENSION				渦流探傷 検査 EDDY CURRENT	内外面 欠陥 VISUAL
	引張力 T.S. N/mm ²	伸び E.L. %	へん平 FLATTENING	押し抜け FLARING	曲げ BENDING	内径 INSIDE DIAMETER	外径 OUTSIDE DIAMETER	厚さ THICKNESS	長さ LENGTH		
1	385	48			90°	15.970	15.970	+0.200	+10.000		6000
2	393	46			90°	15.970	15.970	-0.200	0.000		6000
3	391	48			90°	15.980	15.980				
4											
5											
6											
7											
8											

規格 SPECIFICATION	化学成分 (%)								機械的性質 MECHANICAL PROPERTIES			
	C	Si	Mn	P	S	CU			引張強さ T.S.	伸び E.L.	断面収縮率 R.A.	衝撃 IMPACT
J9LA383	12	22	43	14	4	0						

本証明書は規定の検査を行い、これに合格したことを証明いたします。

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATION.



H-1E-32-01

参考資料Ⅱ-4(2)：遠心模型振動実験の詳細手順

1. 実験手順

① 模型地盤の作成

せん断土槽内に杭模型（杭頭固定治具で拘束）を設置した状態で、珪砂 3 号を 3cm の厚さで敷き詰める。次に自由落下法により珪砂 7 号を均等に撒き、相対密度 D_r 50% 程度の模型地盤を作成する。なお、地盤内に設置する加速度計、間隙水圧計、ベンダーエレメントを所定のレベルに配置しながら、模型地盤を杭頭レベルまで積み上げていく。

② 地盤の飽和

完成した地盤・杭模型を密閉容器に入れ、真空引きして、下方からシリコンオイルを一昼夜かけて徐々に注入し地盤を飽和させる。

③ 構造模型の設置

飽和した地盤・杭基礎上に上部構造模型をボルト止めにて接合することで、構造模型を設置する。

④ せん断土槽の遠心装置への設置

せん断土槽を遠心載荷装置にボルト止めにて固定する。

⑤ 計器の配線

模型に設置した加速度計、間隙水圧計、ひずみゲージ等を計測用アンプに接続するための配線を行う。なお、計器の配線にも遠心加速度が加わるため、その養生には注意が必要であり、地盤内の計器の配線は固定が難しいため、特に注意が必要である。

⑥ 遠心加速度の載荷

実験準備終了後、遠心加速度を所定の大きさ（30G）まで載荷する。各載荷段階の途中でベンダーエレメントにて地盤のせん断波速度 V_s を測定し、拘束圧と V_s の関係を設定する。

⑦ 微小スウィープ加振（ケース 0）

地盤・構造物系の固有周期を確認するために、小さい入力レベル（プロトタイプで数 Gal）で加振する。

⑧ 入力地震動の載荷（ケース 1）

耐震告示スペクトル適合波に基づいて作成した基盤へ引き戻した加速度波形を用いて加振を行う。その際、周波数 1000Hz で計測を実施するが、加速度、間隙水圧、ひずみ等の応答をモニタリングし、応答を確認する。

⑧ 正弦波の載荷（ケース 2）

振動数 1.1Hz の正弦波を 50 波加振する。振幅は数十 Gal から徐々に大きくし 220Gal 相当まで増加させる。この段階加振により地盤はかなり密な状態になる。

⑨ 杭損傷の確認

実験後に模型を掘り出し、杭の損傷を確認する。

2. 試験体の状況

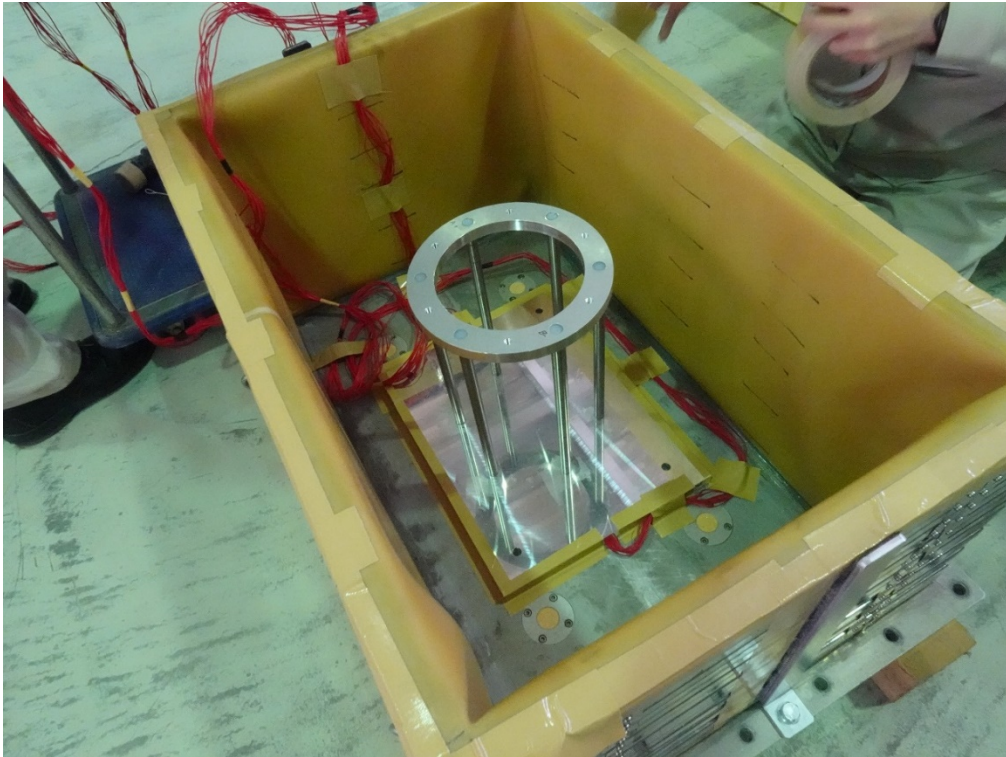


写真 2-1 せん断土槽と杭



写真 2-2 地盤作成（砂まき）

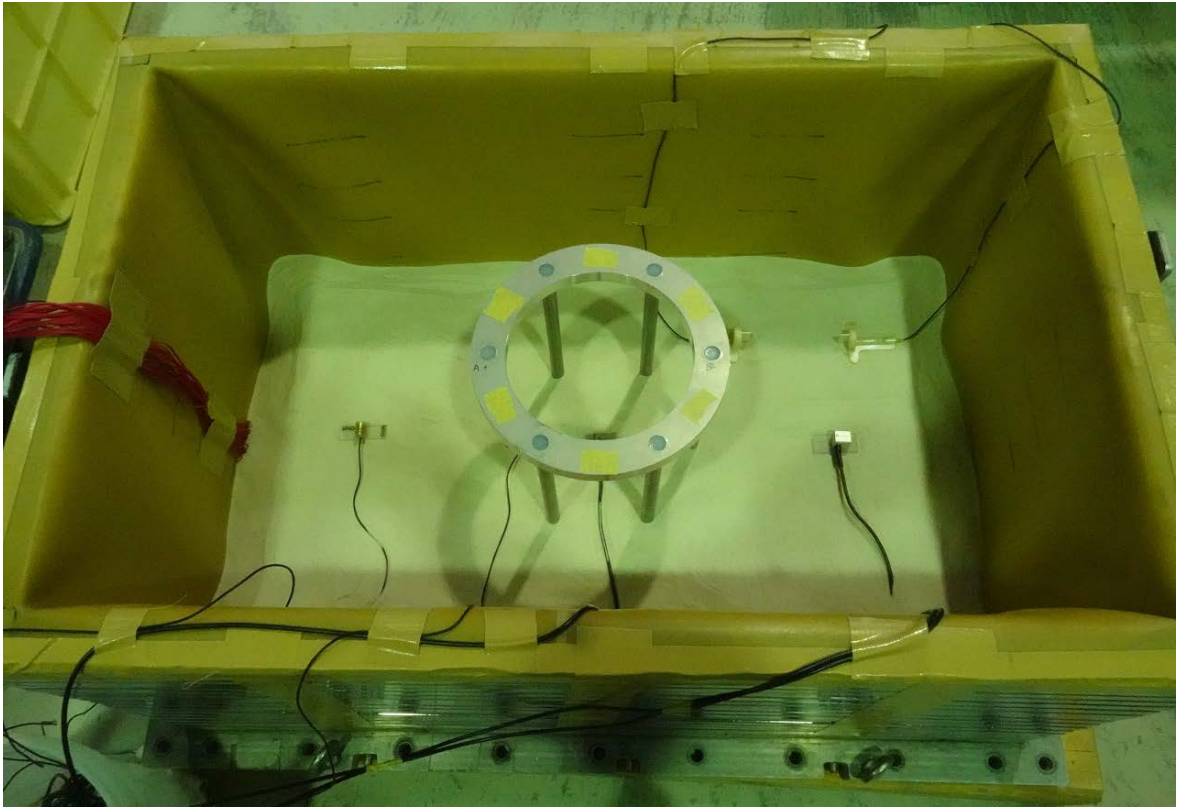


写真 2-3 計器の配置：間隙水圧計（左・中央）、加速度計（中央・右）、
ベンダーエレメント（右奥）

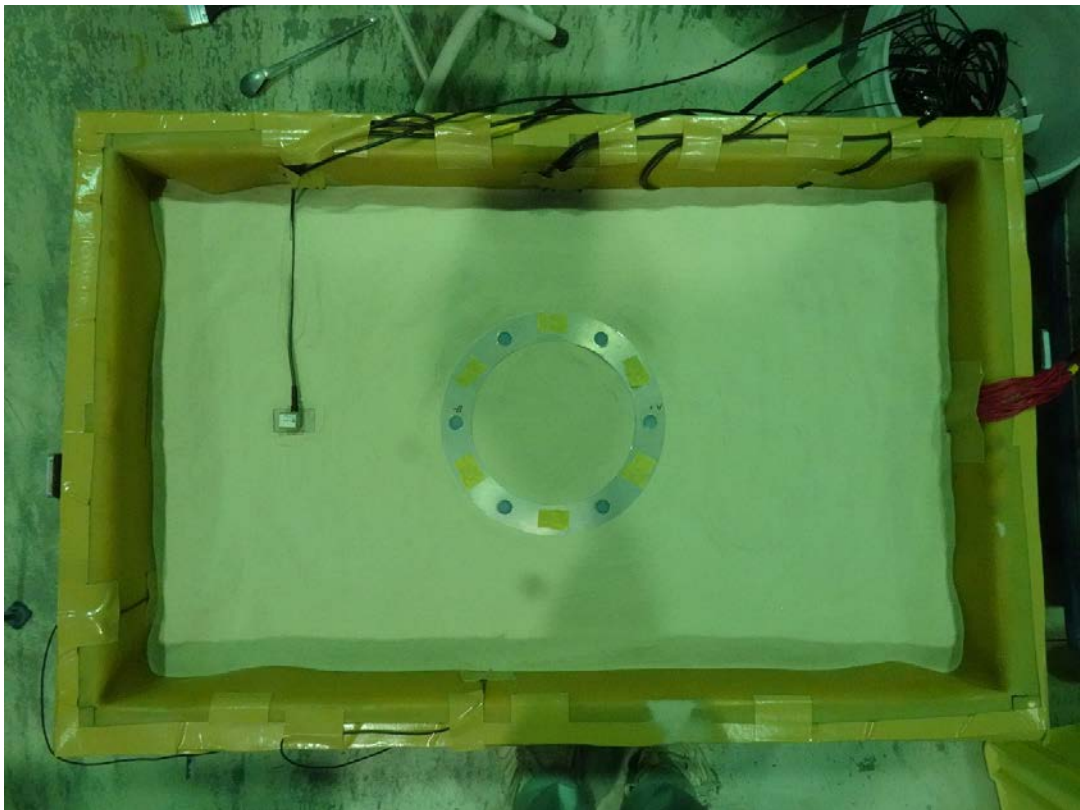


写真 2-4 杭頭までの砂まき完了

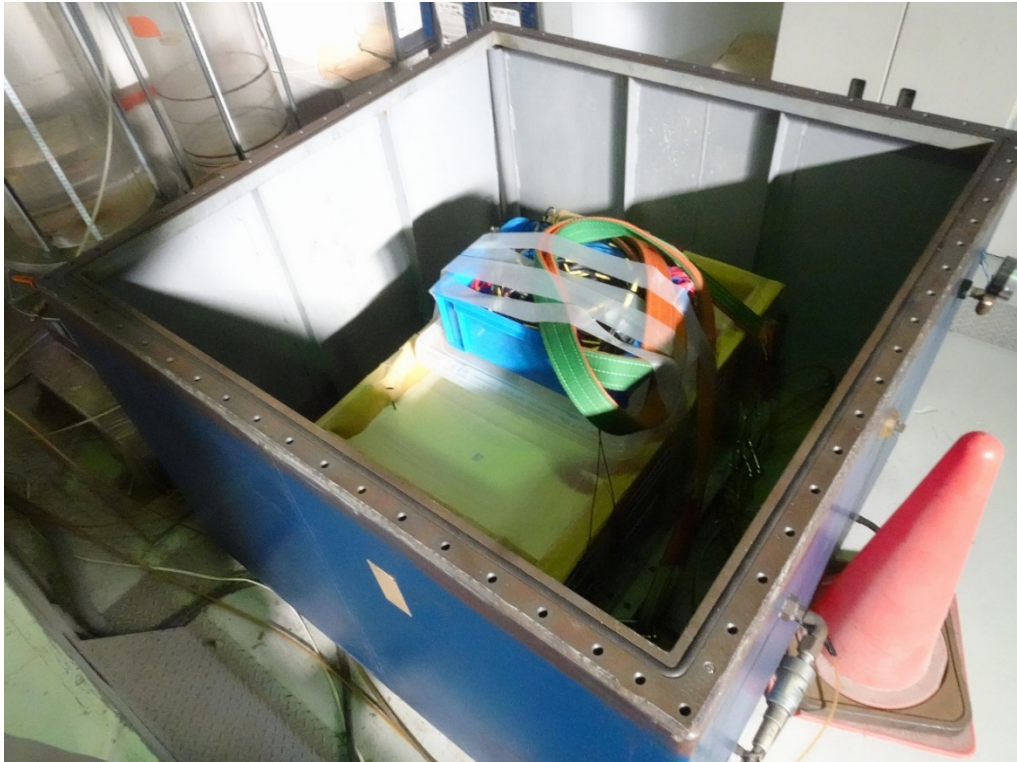


写真 2-5 真空引き容器への格納



写真 2-6 試験体の遠心载荷装置への設置

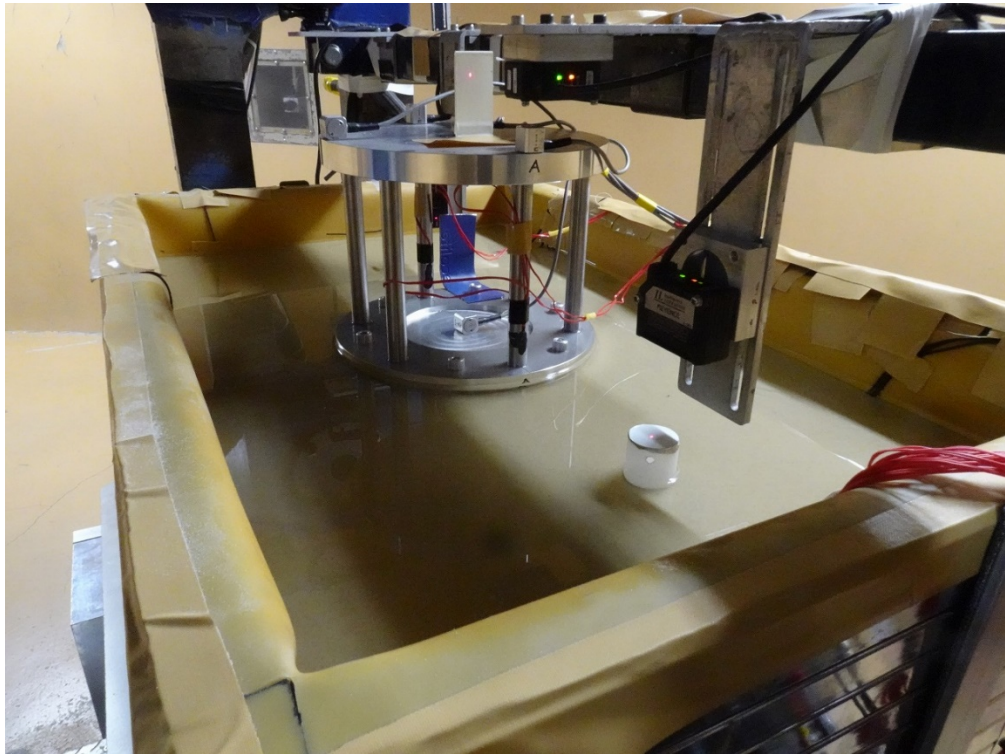


写真 2-7 試験体の近景

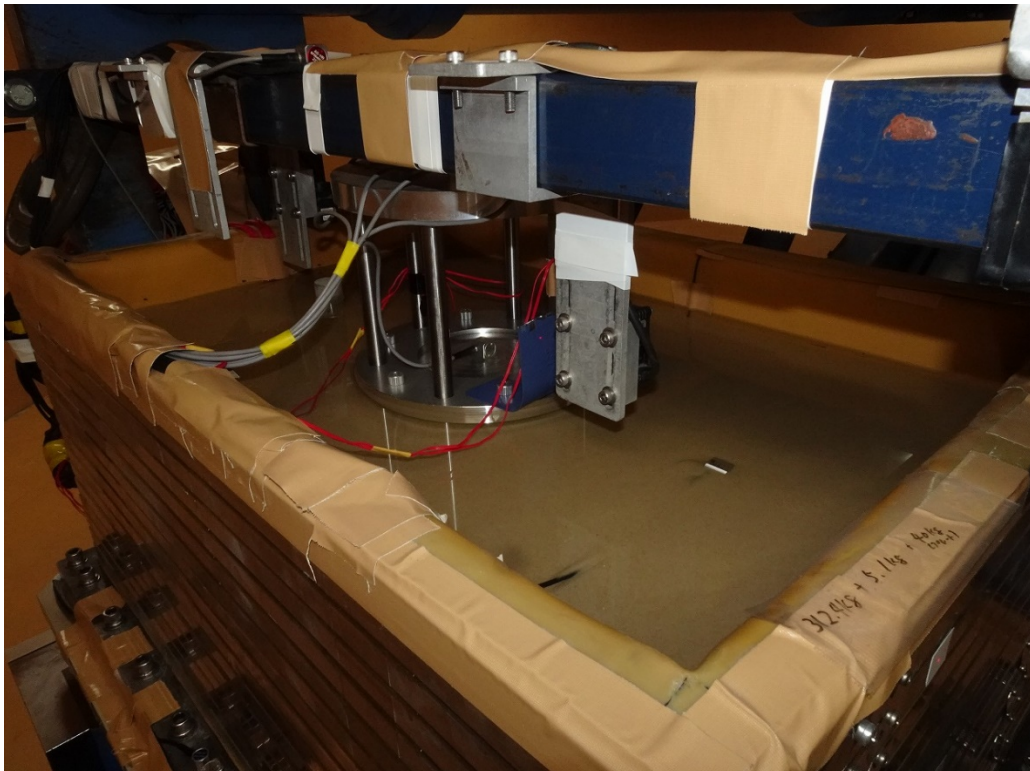


写真 2-8 地震波加振後の様子

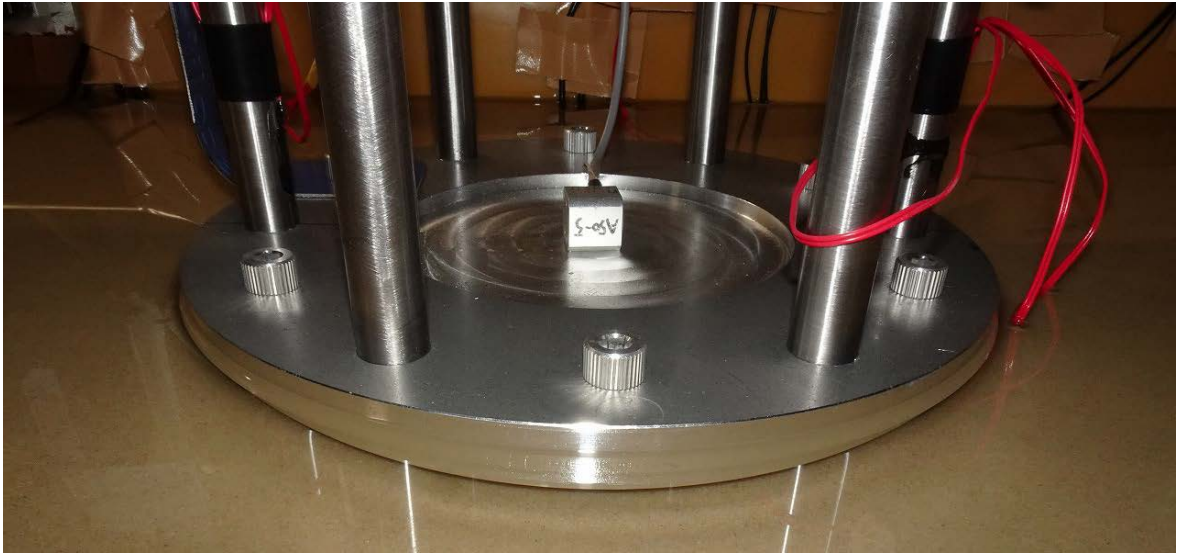


写真 2-9 地震波加振後の様子（近景）



写真 2-10 正弦波加振後の地盤沈下の様子



写真 2-11 実験後の杭の様子

参考資料Ⅱ-4(3)：遠心模型振動実験の計測器仕様

1. 加速度計

(株)共和電業製：AS-20HB, AS-50HB, ASH-A-200

2. ひずみゲージ

(株)共和電業製：FCA-1-17

3. レーザー変位計

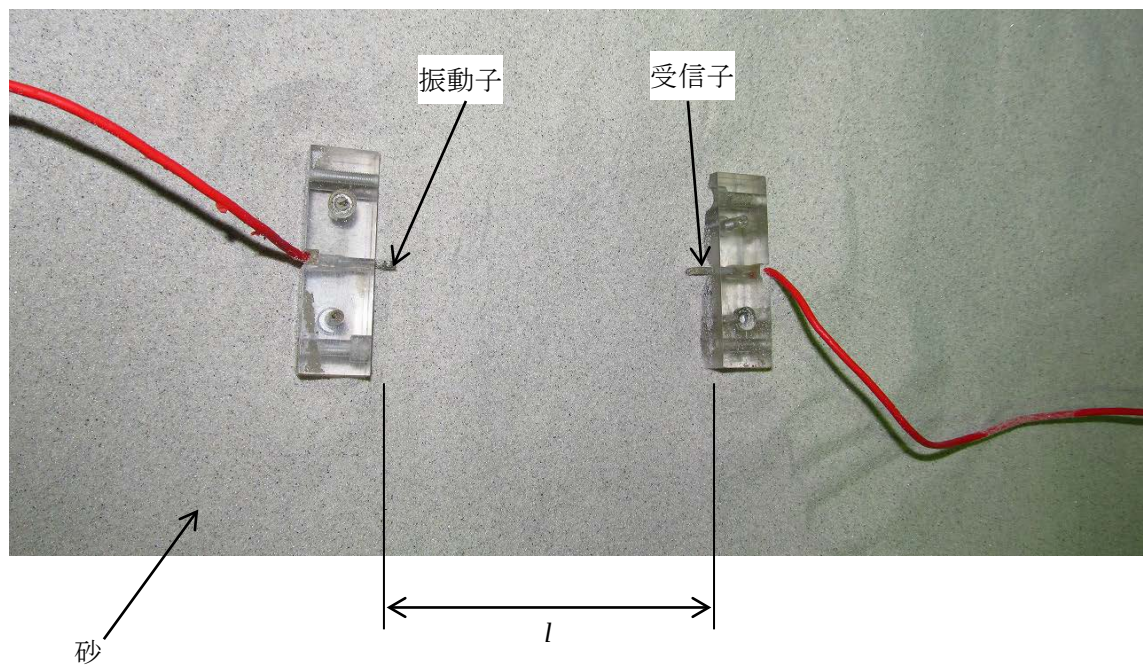
(株)キーエンス製：IL-065

4. 間隙水圧計

(株)東京測器研究所製：KPE-200KPB

5. ベンダーエレメント

清水建設(株)技術研究所製作。下記の写真のように設置し、この上部にさらに砂層を作成して使用する。

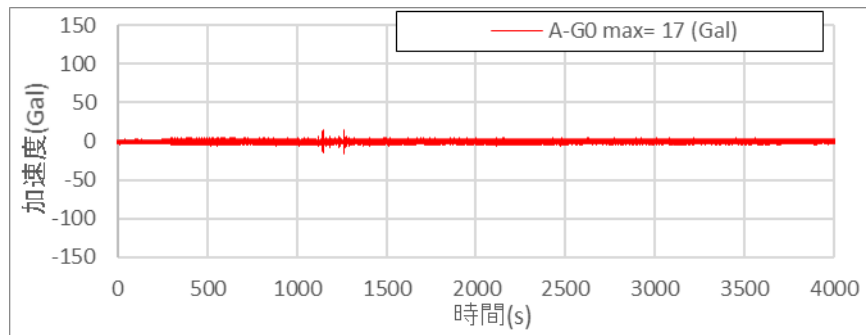


せん断波速度 $V_s = l / \Delta t$

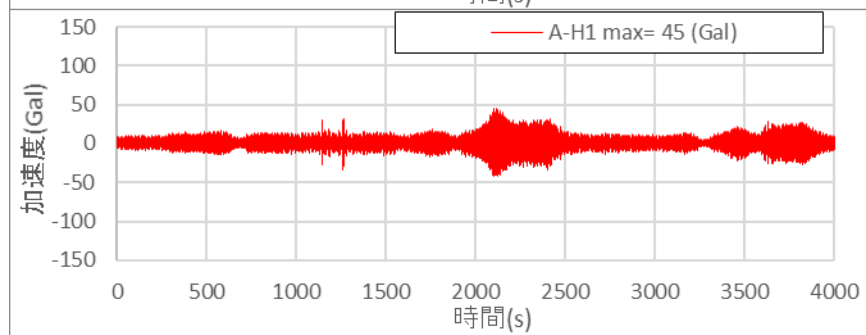
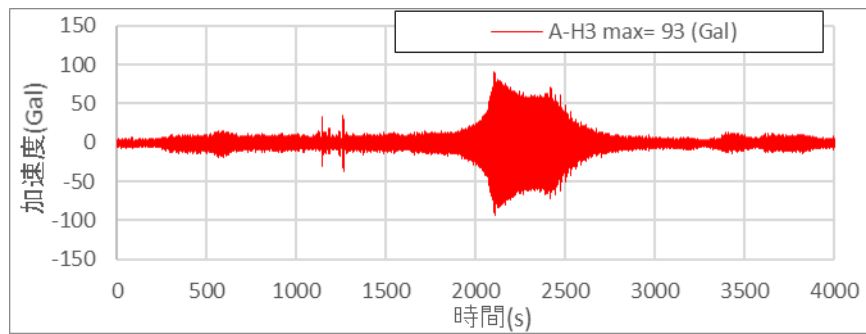
写真 5-1 ベンダーエレメント

参考資料Ⅱ-4(4)：遠心模型振動実験結果のデータ

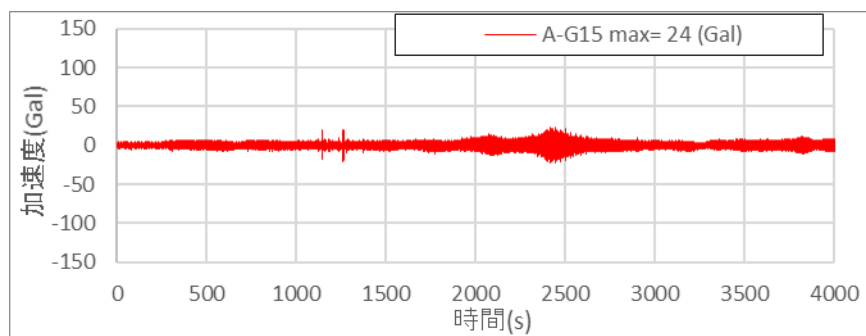
1. スウィープ加振（ケース 0）



(a) 振動台（入力）

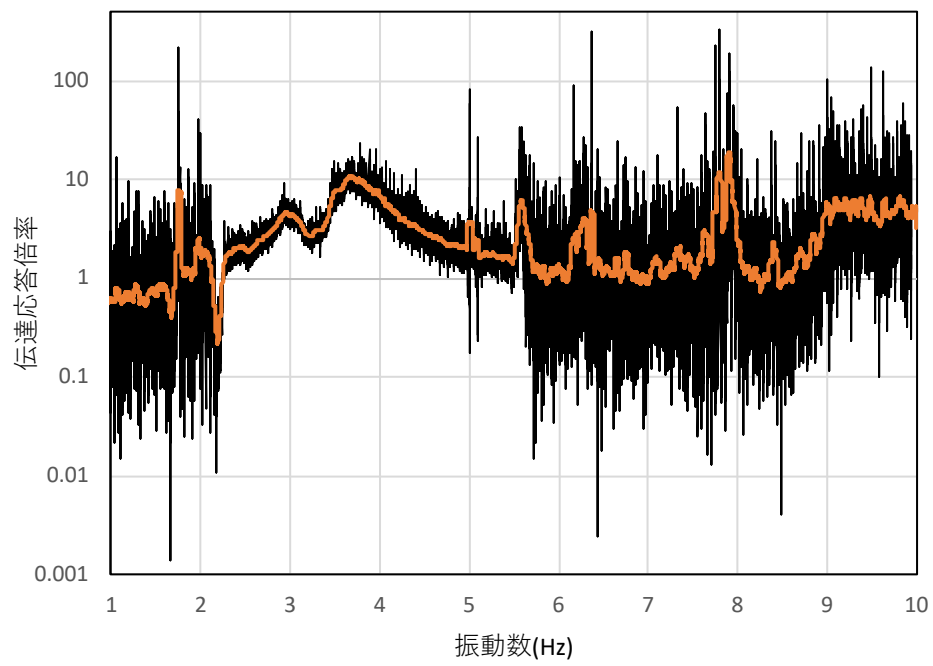


(b) 構造物（上：頂版、下：基礎版）

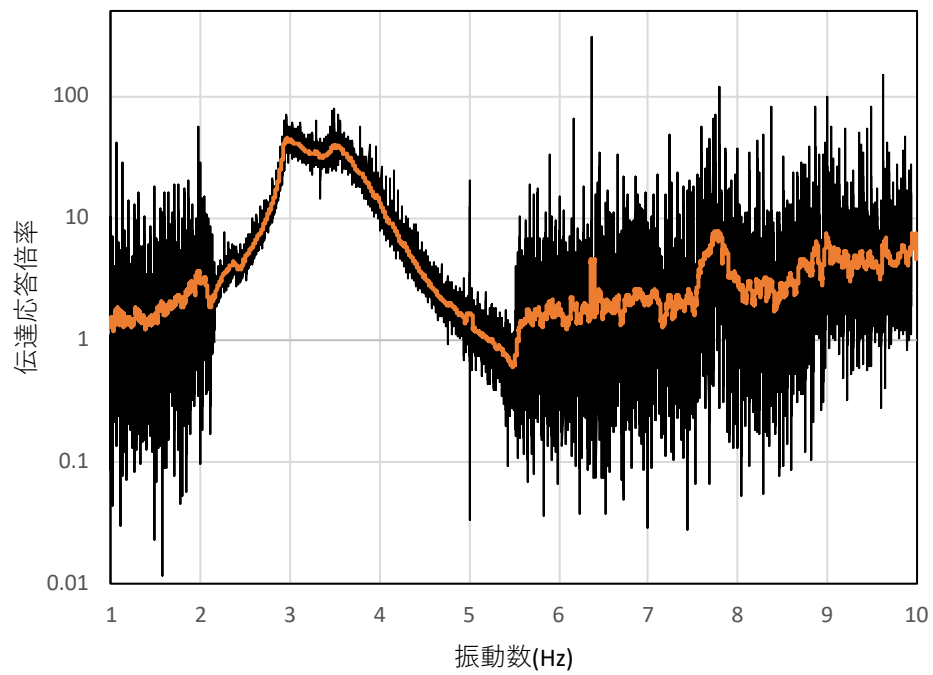


(c) 側方地表地盤

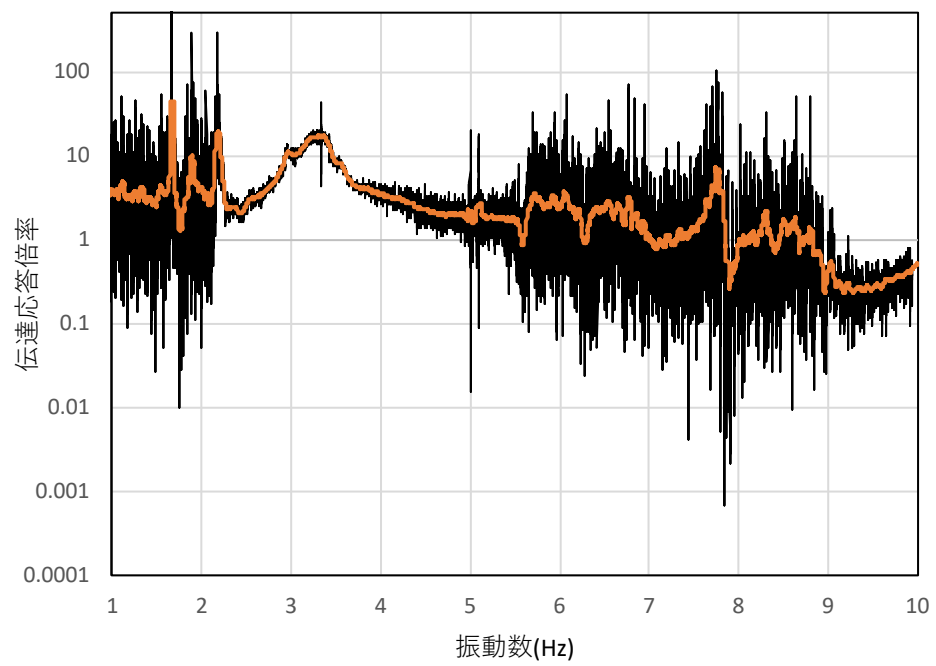
図 1-1 スウィープ加振による加速度波形（ケース 0）



(a) 地盤地表面/入力



(b) 頂版/入力



(c) 頂版/基礎版

図 1-2 スウィープ加振による伝達関数

2. 地震波加振（ケース 1）

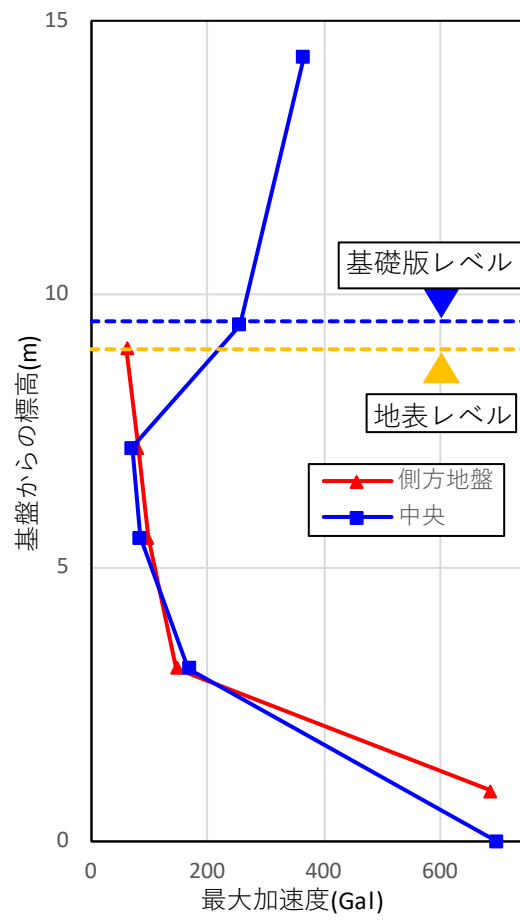
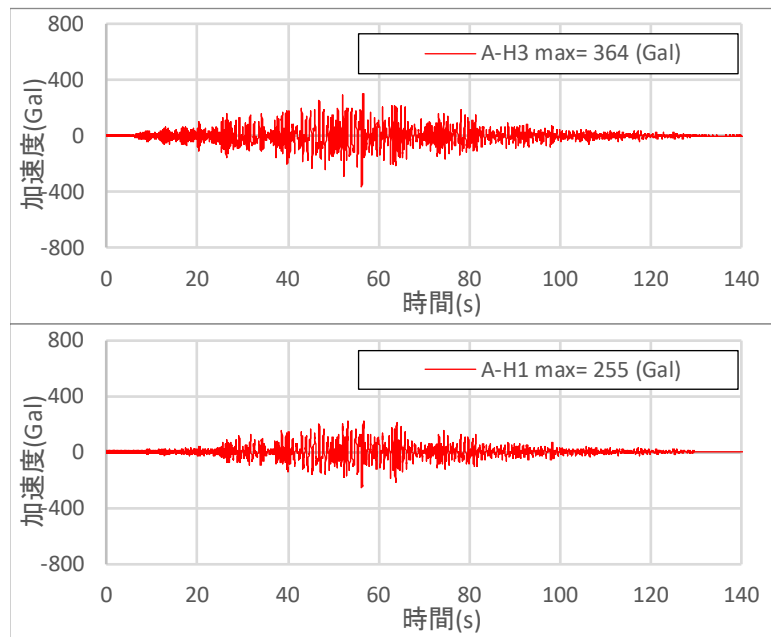
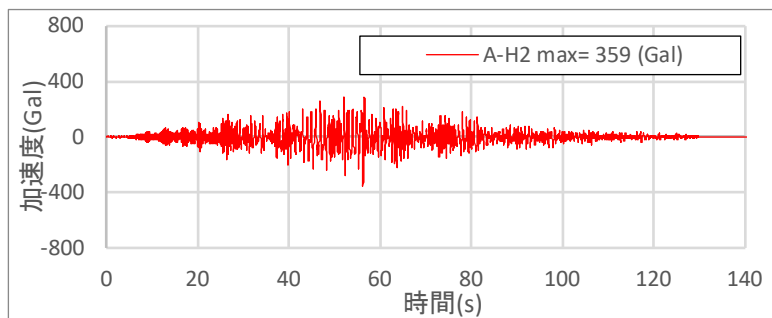


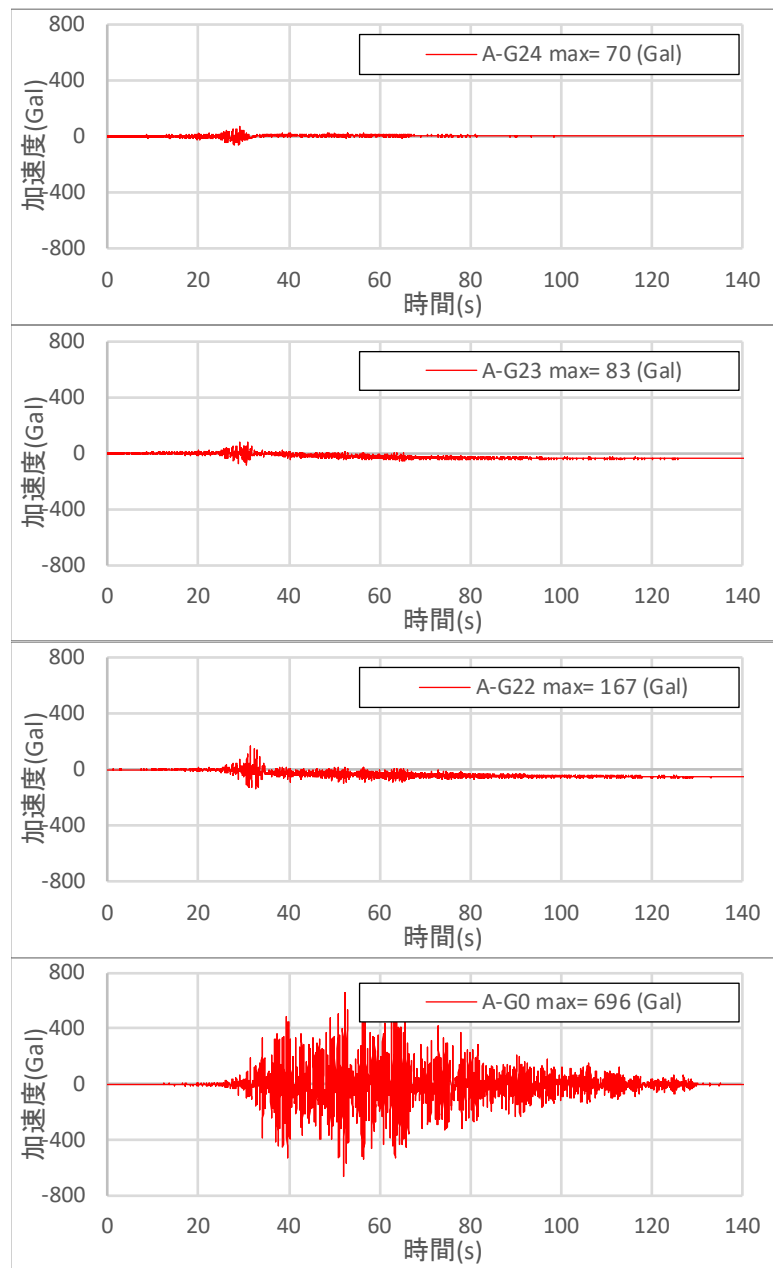
図 2-1 加速度の最大値深度分布（ケース 1）



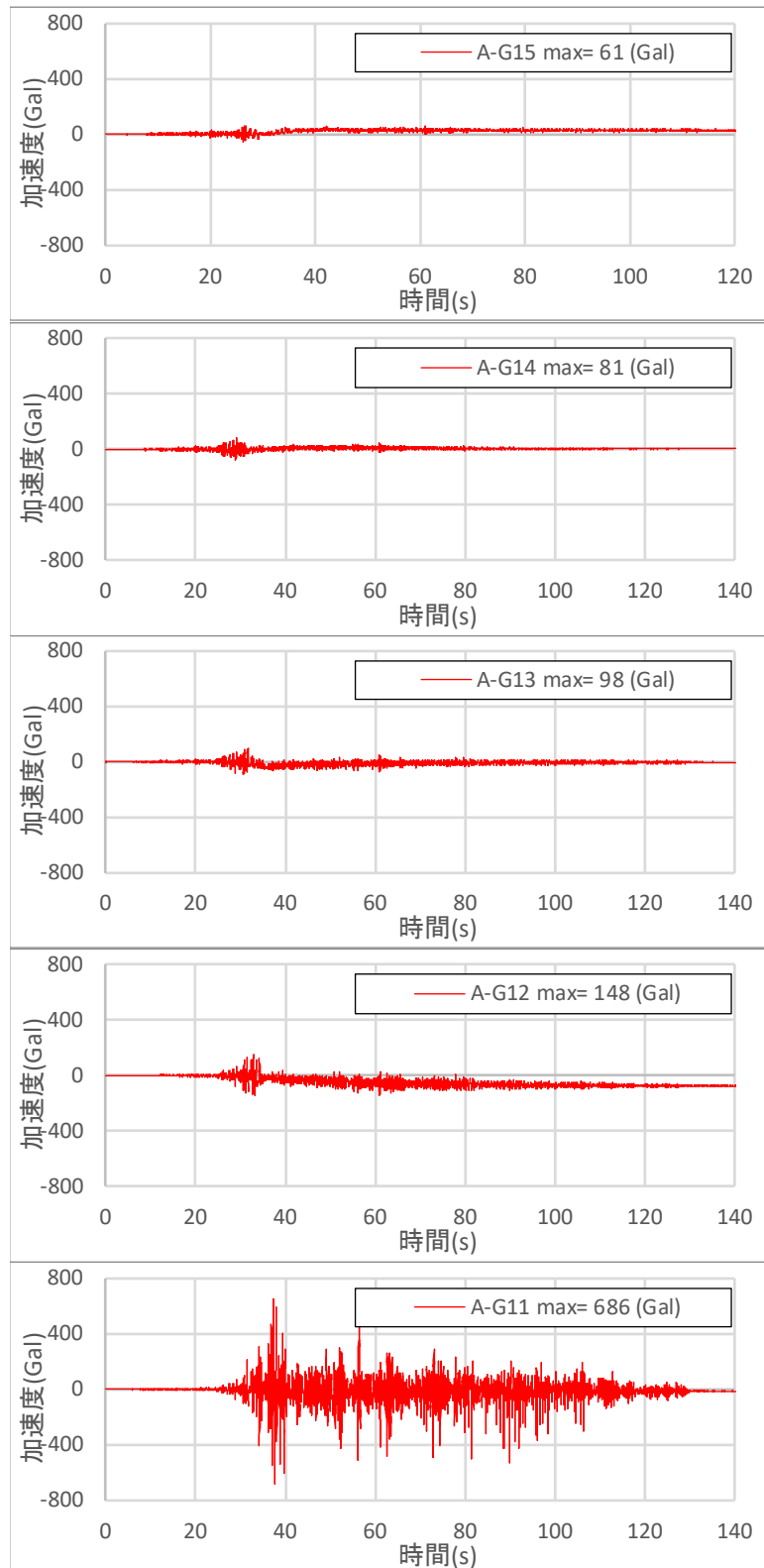
(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）



(b) 構造物（頂版奥側）

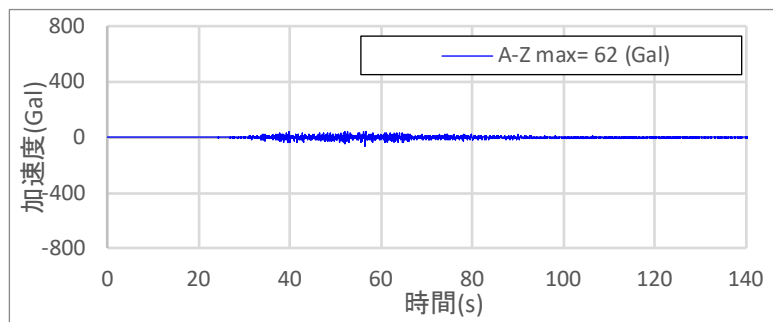


(c) 中央位置地盤（下：入力波）

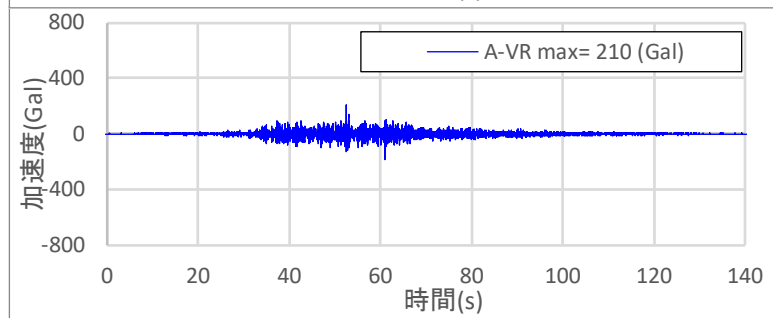
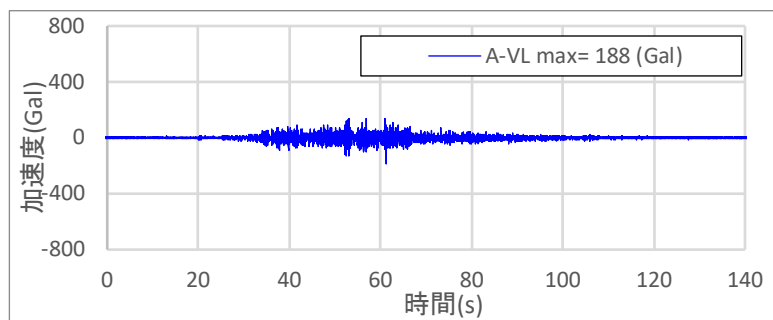


(d) 側方地盤（下：礫地盤）

図 2-2 水平加速度時刻歴波形（ケース 1）

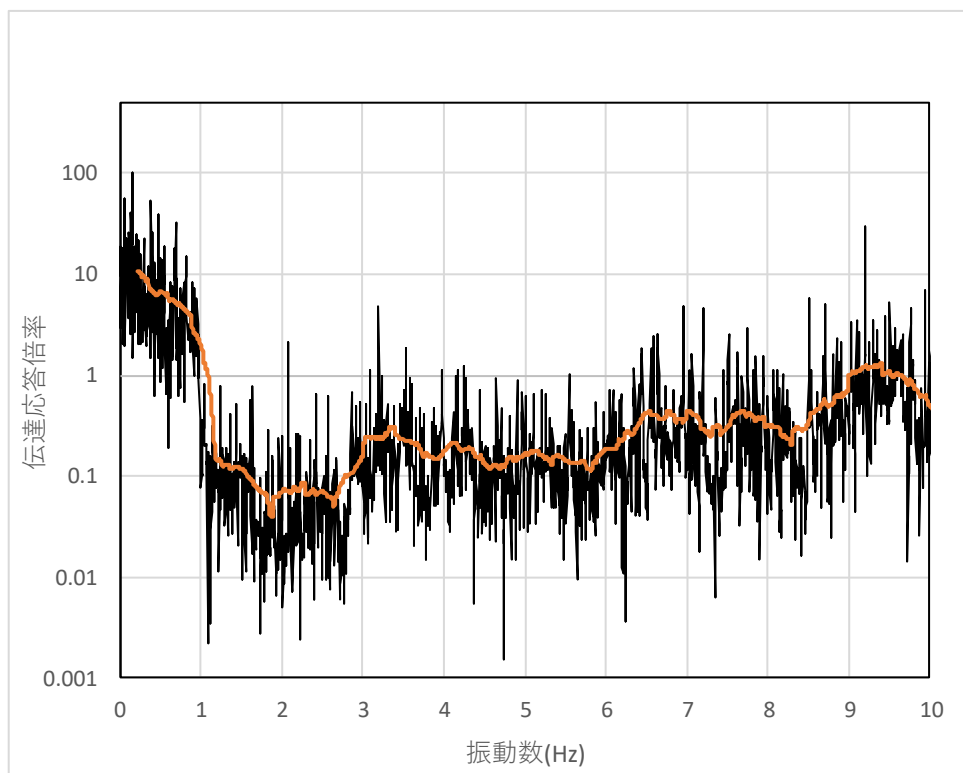


(a) 振動台

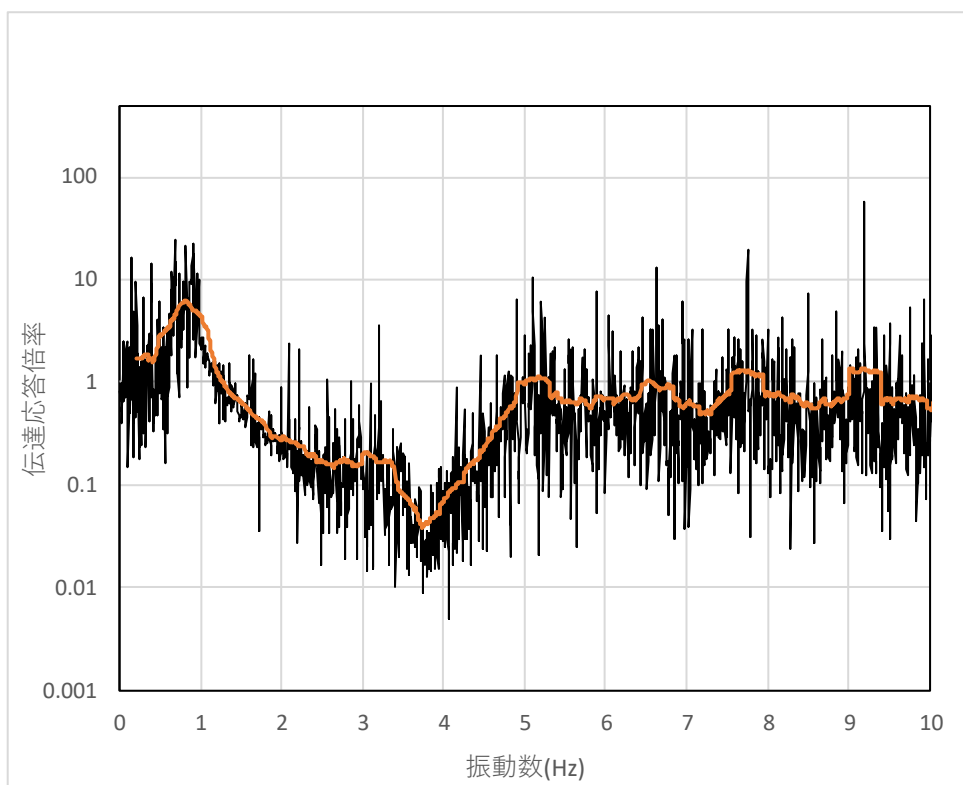


(b) 頂版左右端部

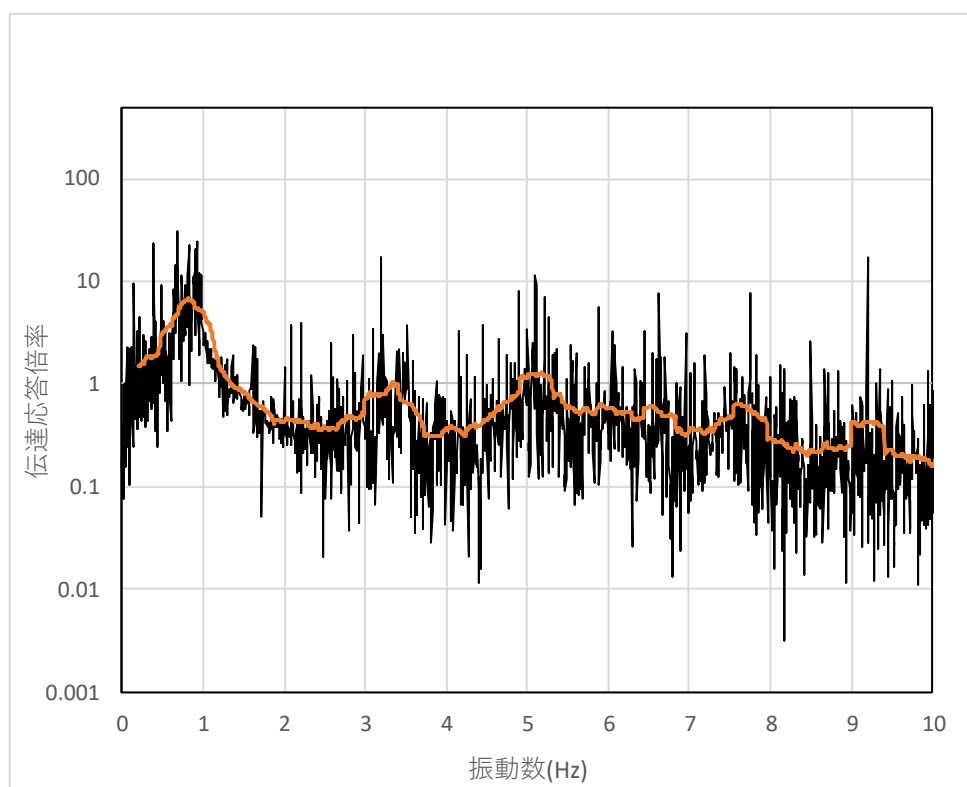
図 2-3 鉛直加速度時刻歴波形 (ケース 1)



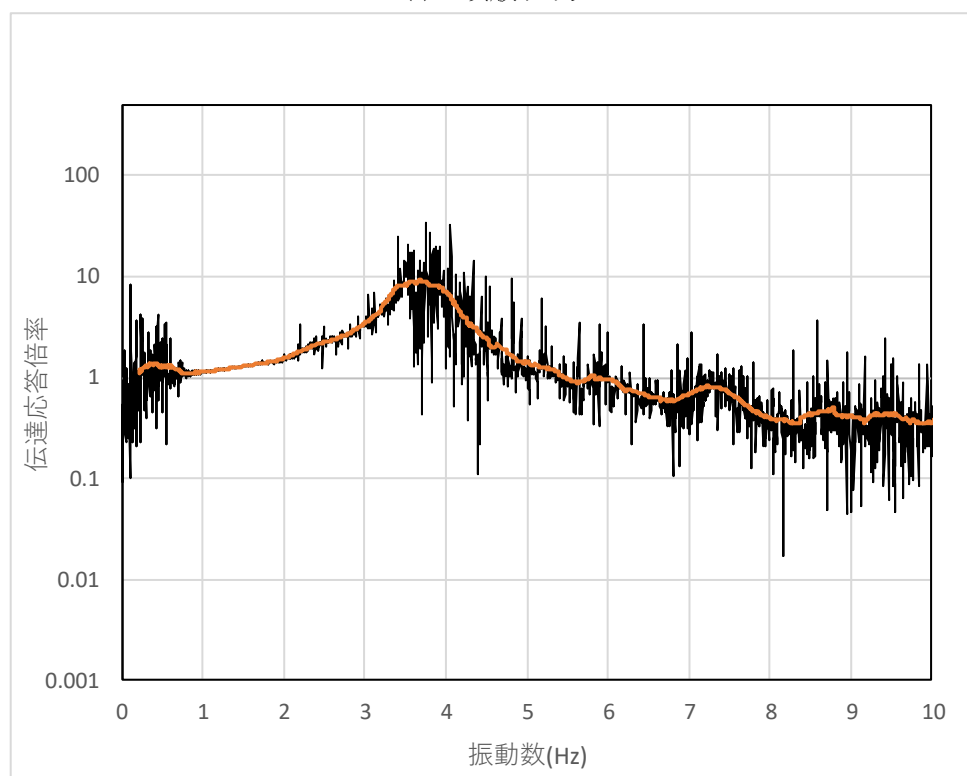
(a) 地表/入力



(b) 基礎版/入力



(c) 頂版/入力



(d) 頂版/基礎版

図 2-4 地震波入力による伝達関数 (ケース 1)

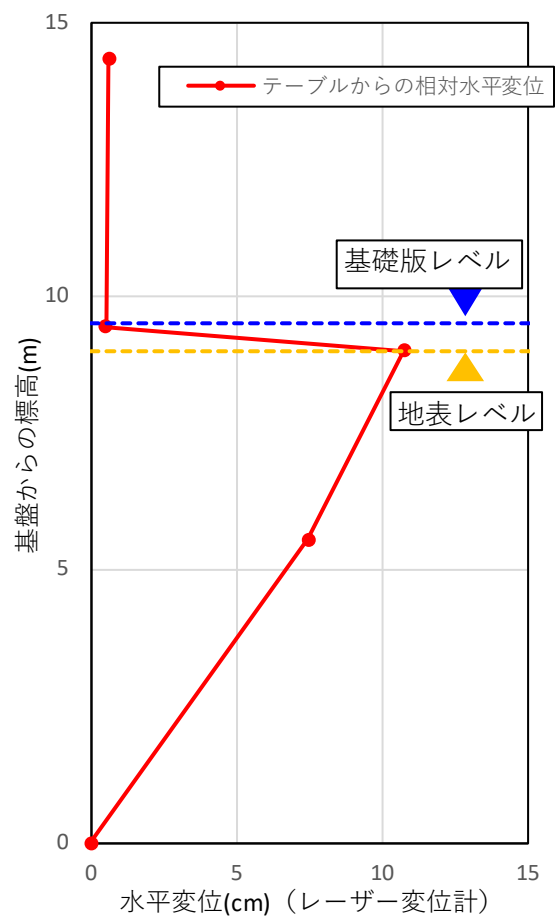


図 2-5 レーザー変形計による相対変位の最大値深度分布（ケース 1）

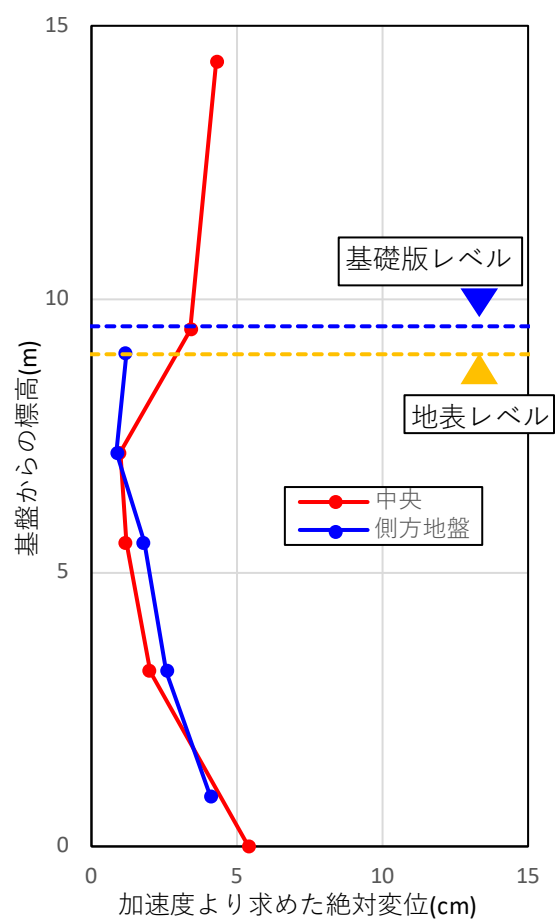
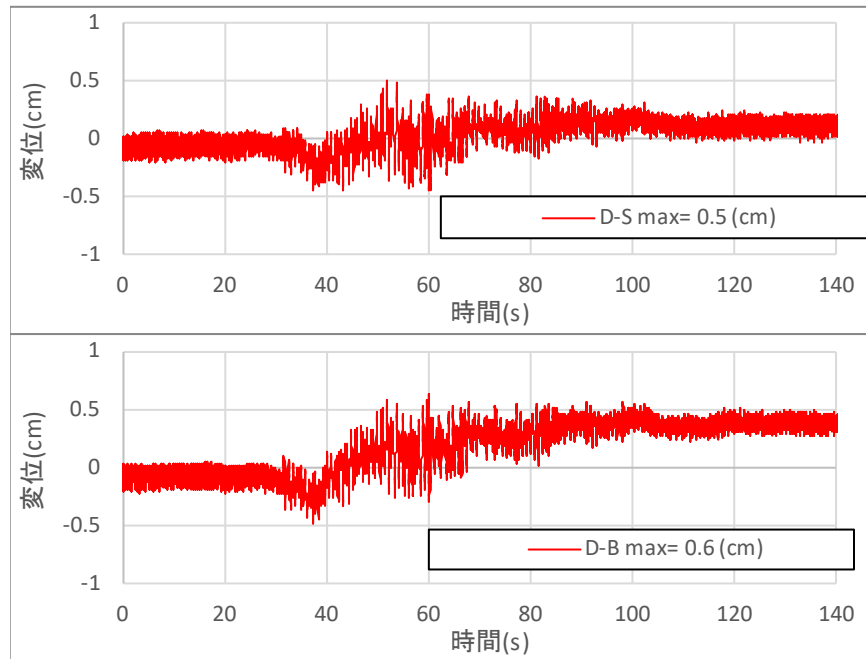
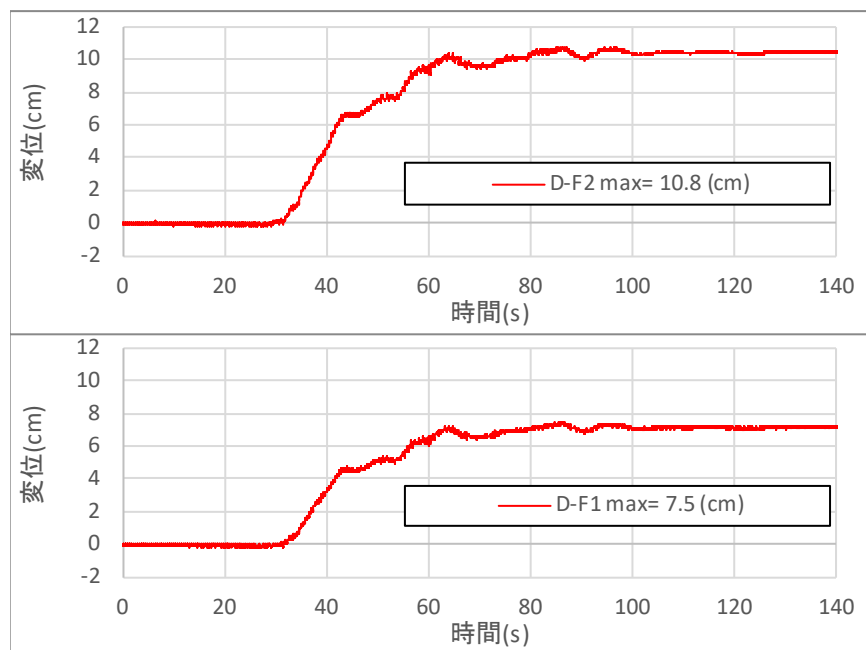


図 2-6 加速度波形を 2 回積分して求めた絶対変位の最大値分布（ケース 1）



(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）



(b) 土槽フレーム

図 2-7 レーザー変形計による相対水平変位波形（ケース 1）

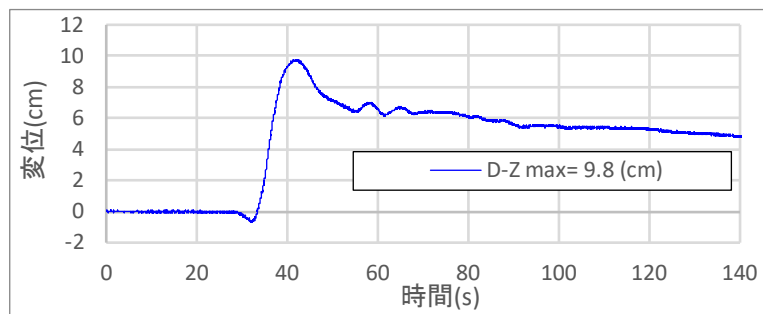
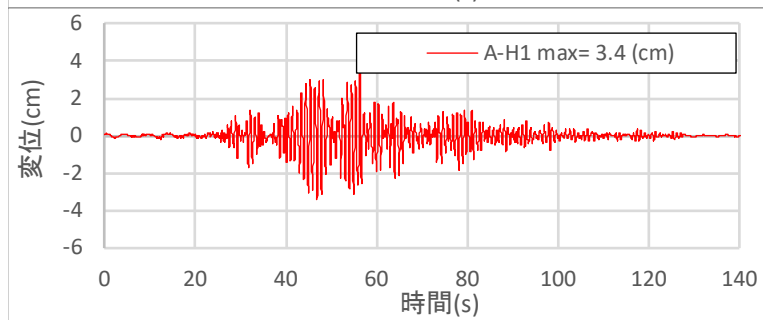
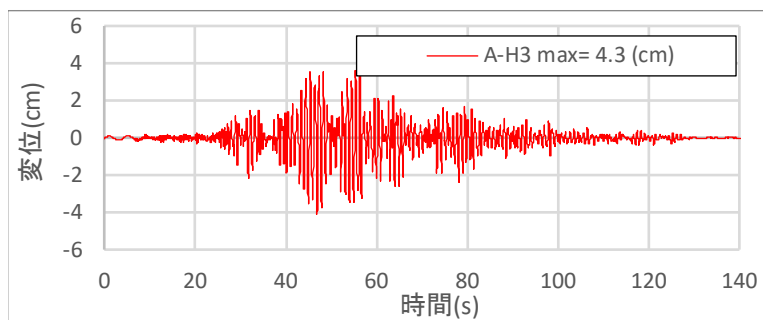
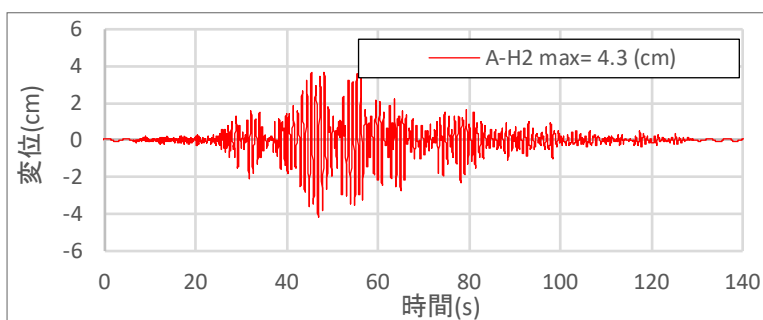


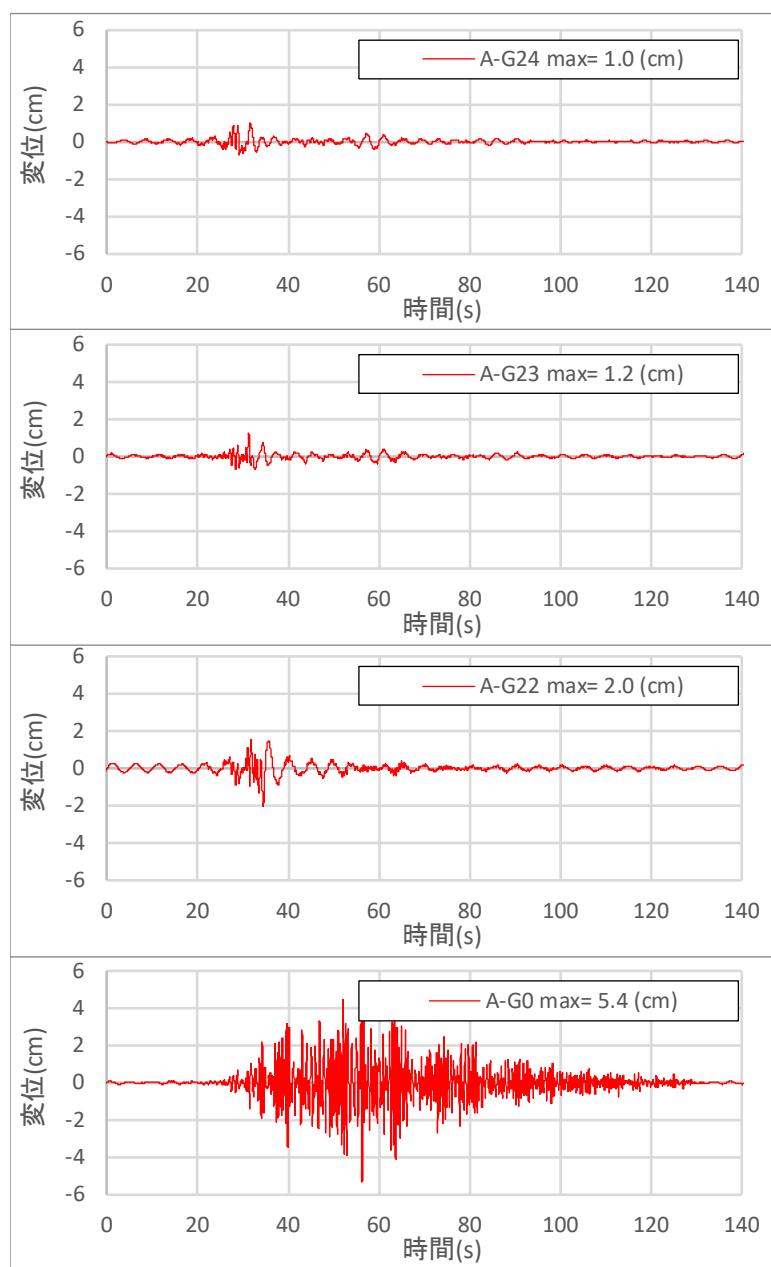
図 2-8 レーザー変形計による鉛直変位波形（沈下がプラス）（ケース 1）



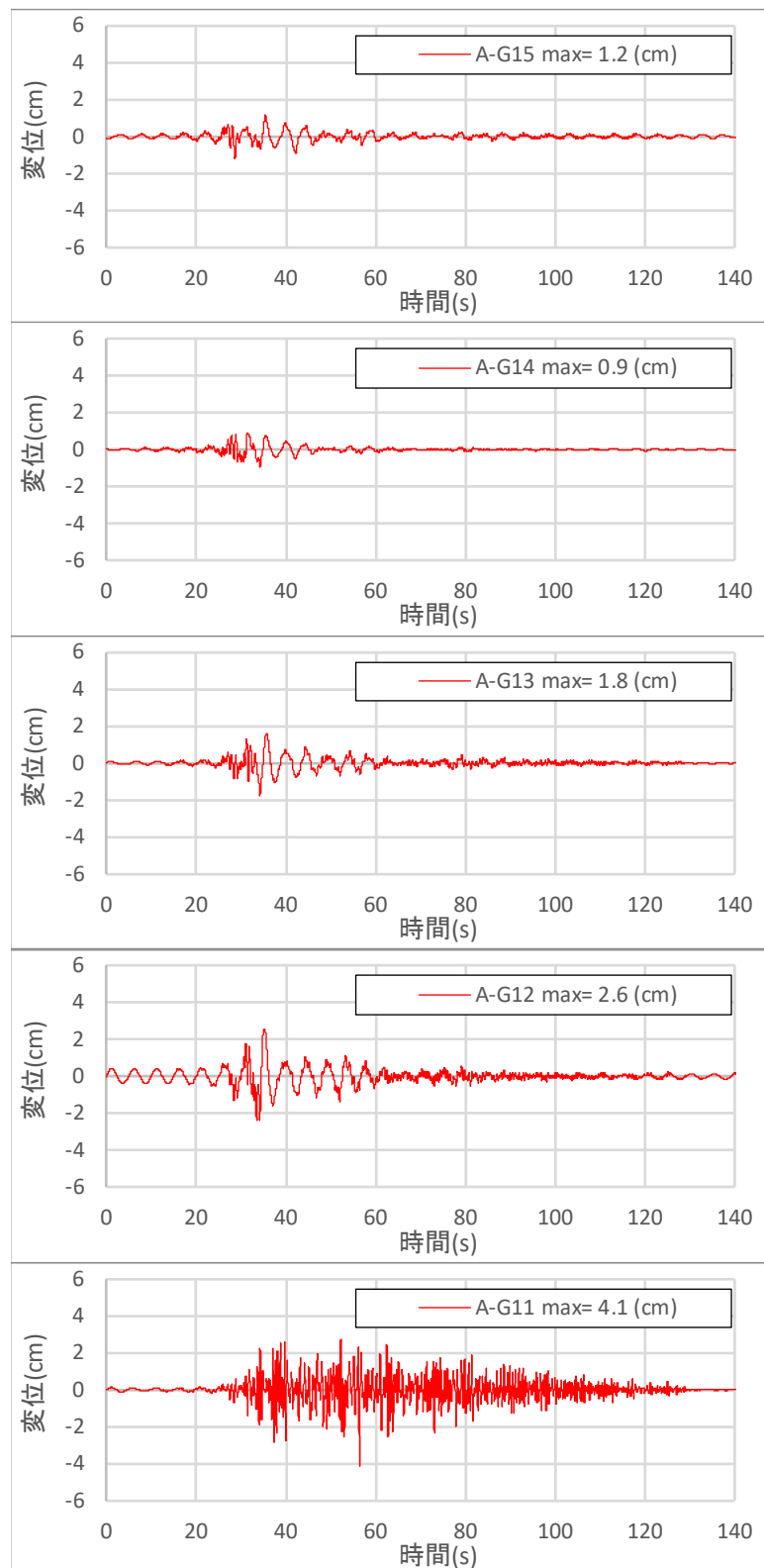
(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）



(b) 構造物（頂版奥側）

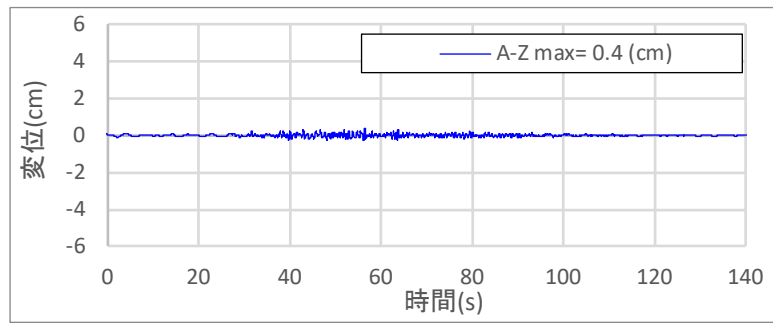


(c) 中央地盤（下：振動台）

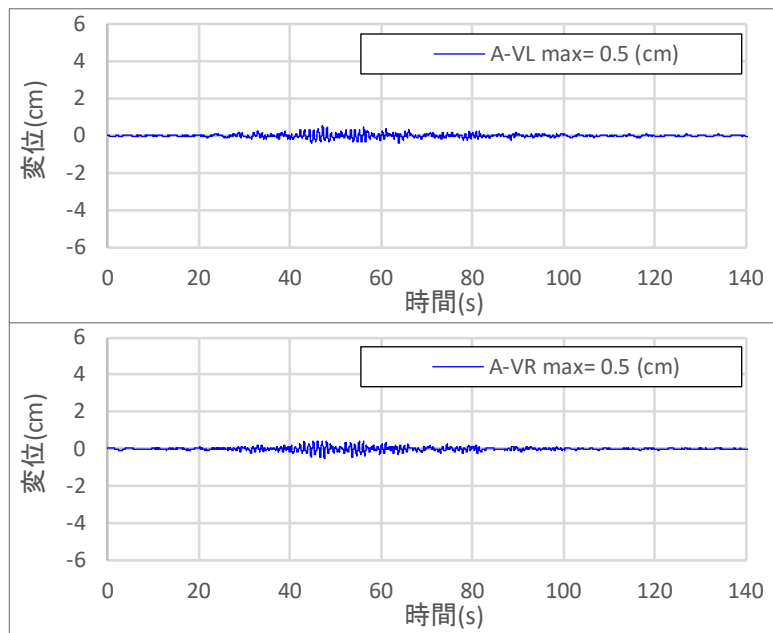


(d) 側方地盤（下：礫地盤）

図 2-9 加速度波形を 2 回積分して求めた絶対水平変位波形（ケース 1）



(a) 振動台



(b) 頂版左右端部

図 2-10 加速度波形を 2 回積分して求めた絶対鉛直変位波形（ケース 1）

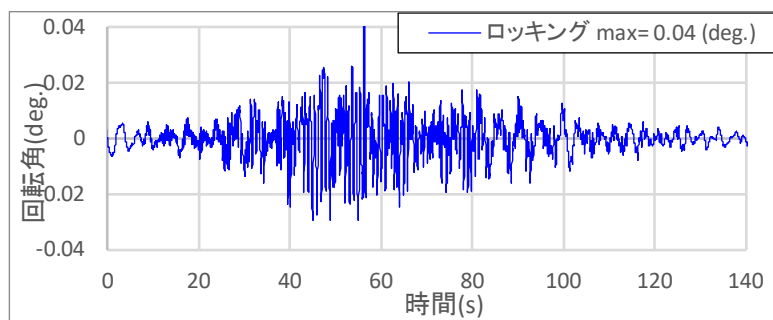


図 2-11 加速度波形を 2 回積分して求めた頂版の回転角の波形（ケース 1）

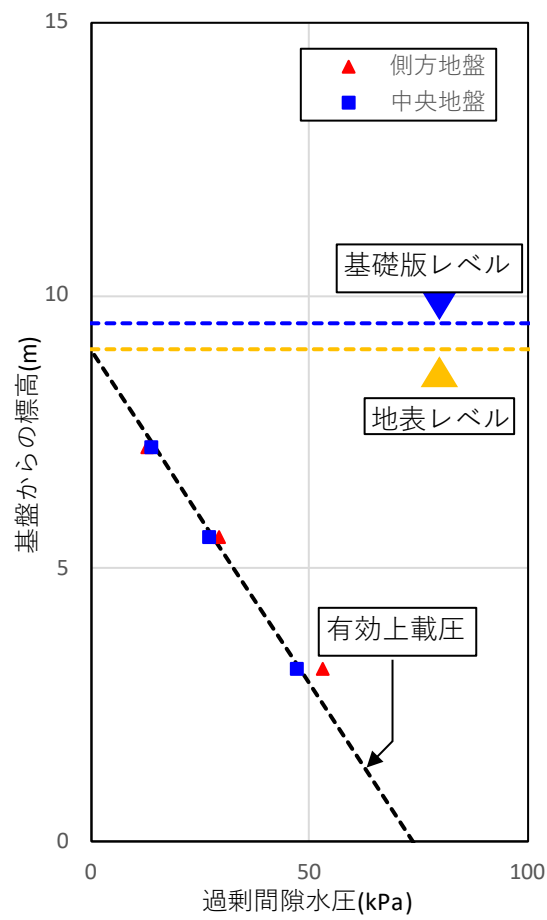
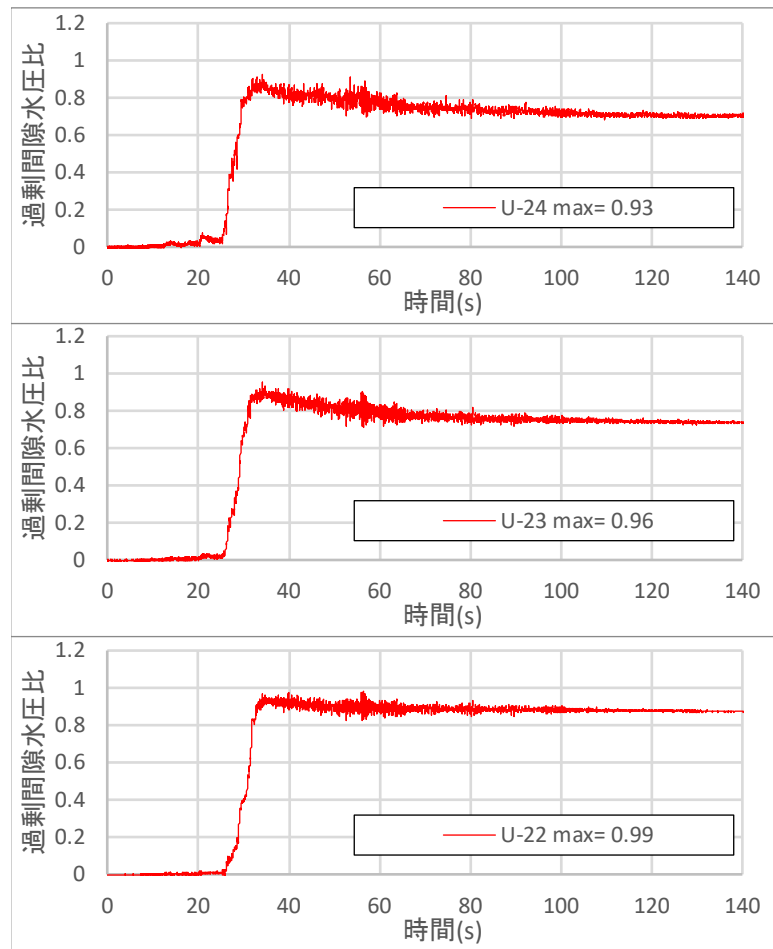
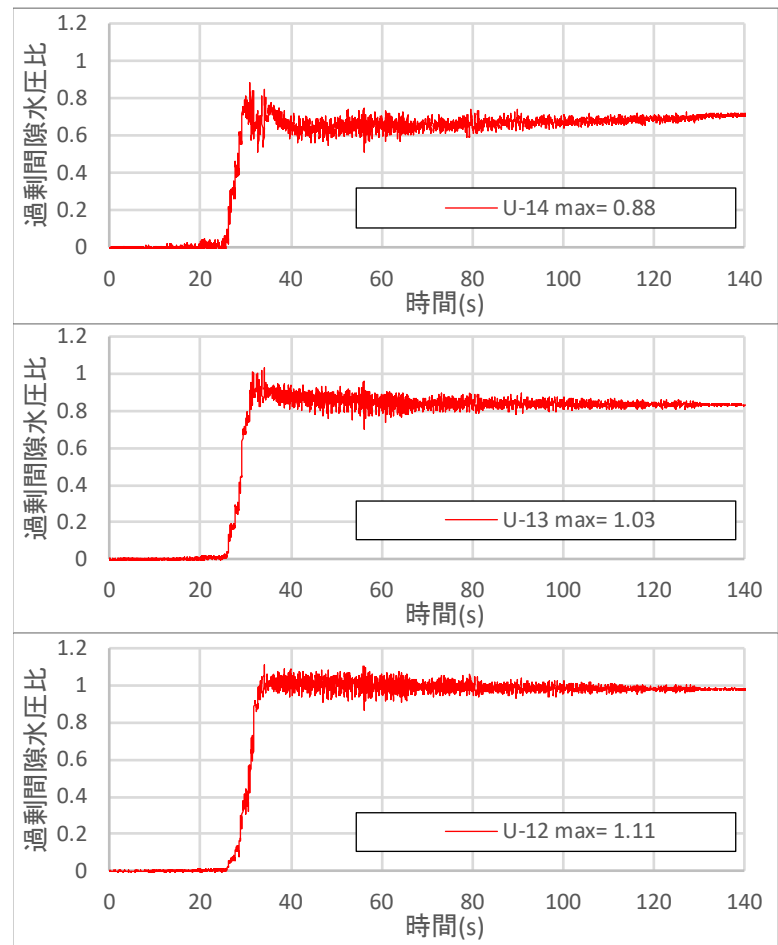


図 2-12 過剰間隙水圧の最大値深度分布（ケース 1）



(a) 中央地盤



(b) 側方地盤

図 2-13 過剰間隙水圧比の時刻歴波形（ケース 1）

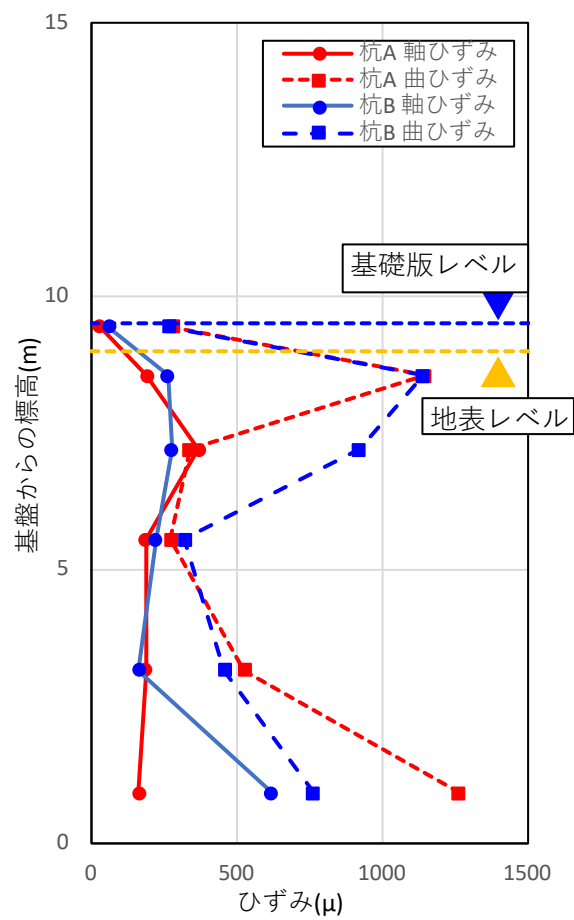


図 2-14 杭の軸ひずみと曲げひずみの最大値深度分布 (ケース 1)

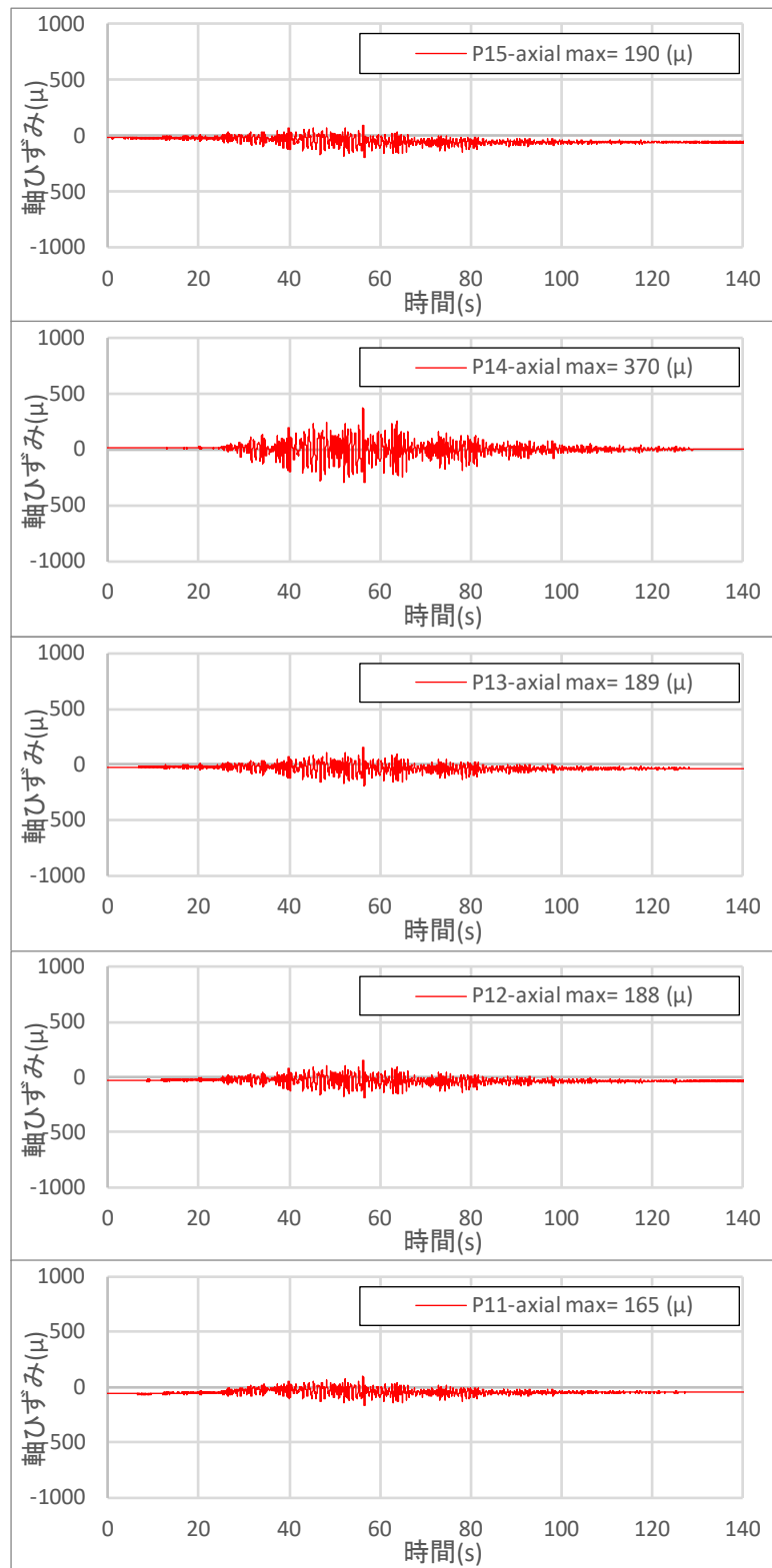


図 2-15 杭の軸ひずみの時刻歴波形（左杭）（ケース 1）

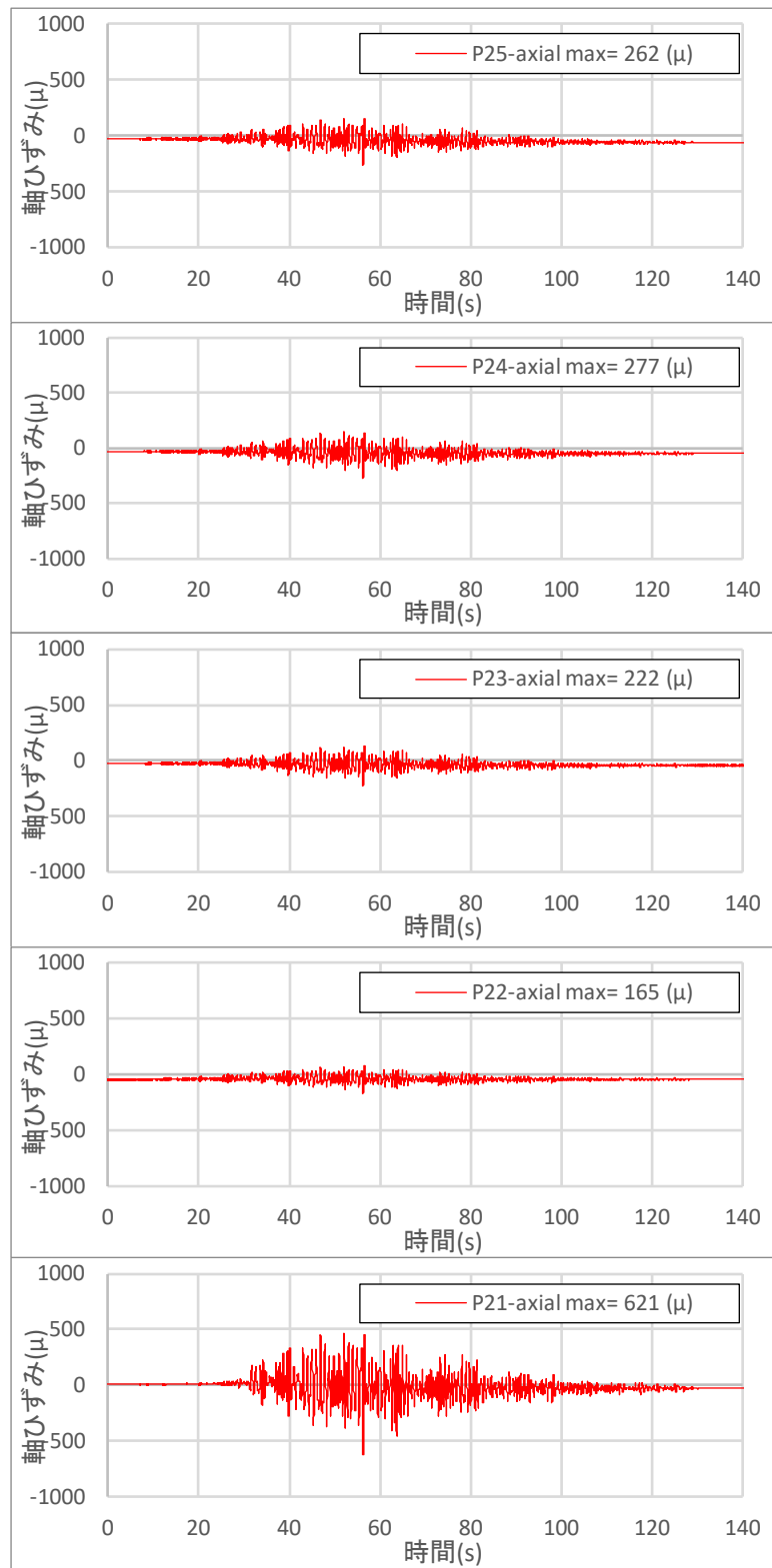


図 2-16 杭の軸ひずみの時刻歴波形（右杭）（ケース 1）

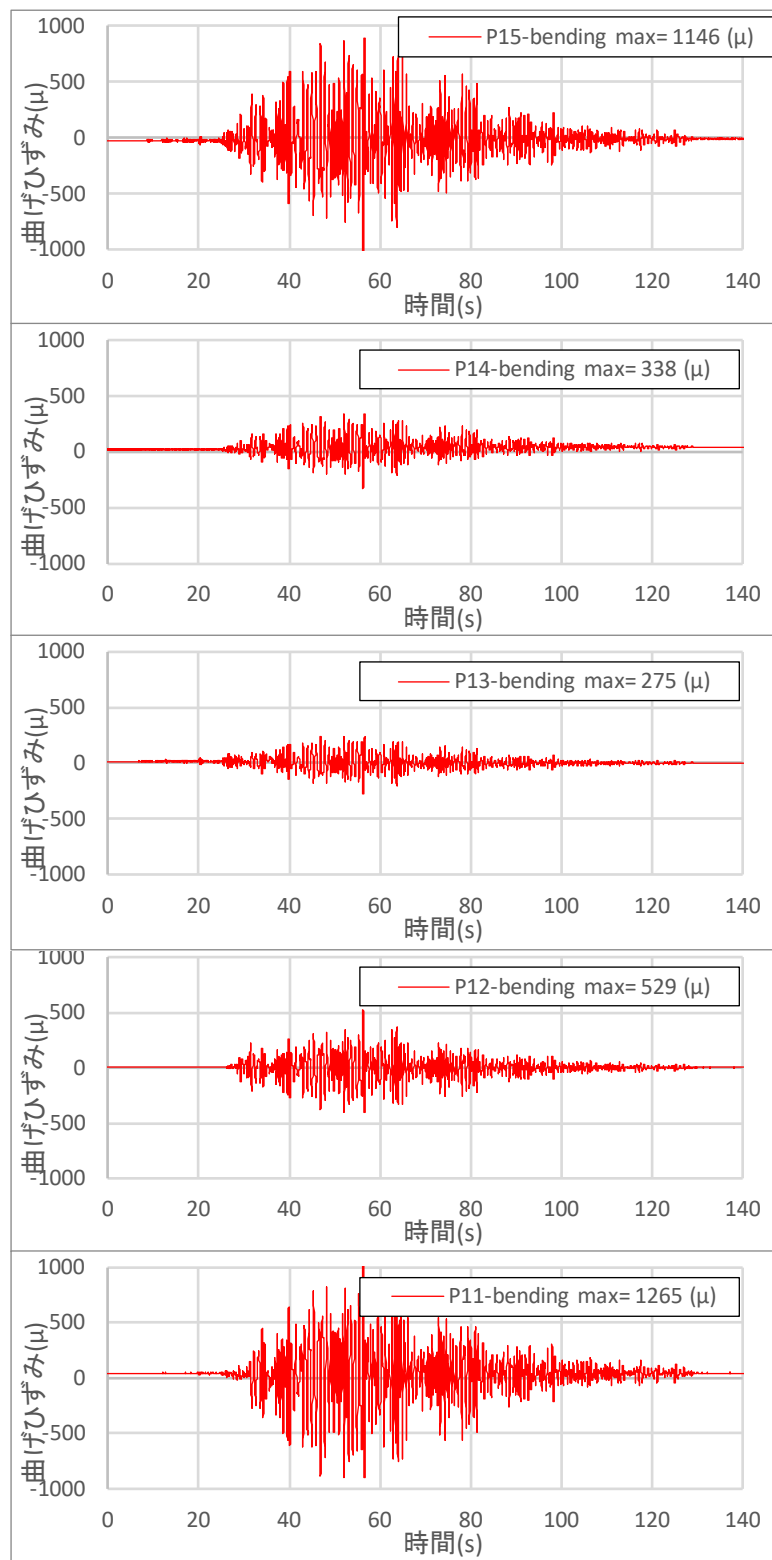


図 2-17 杭の曲げひずみの時刻歴波形（左杭）（ケース 1）

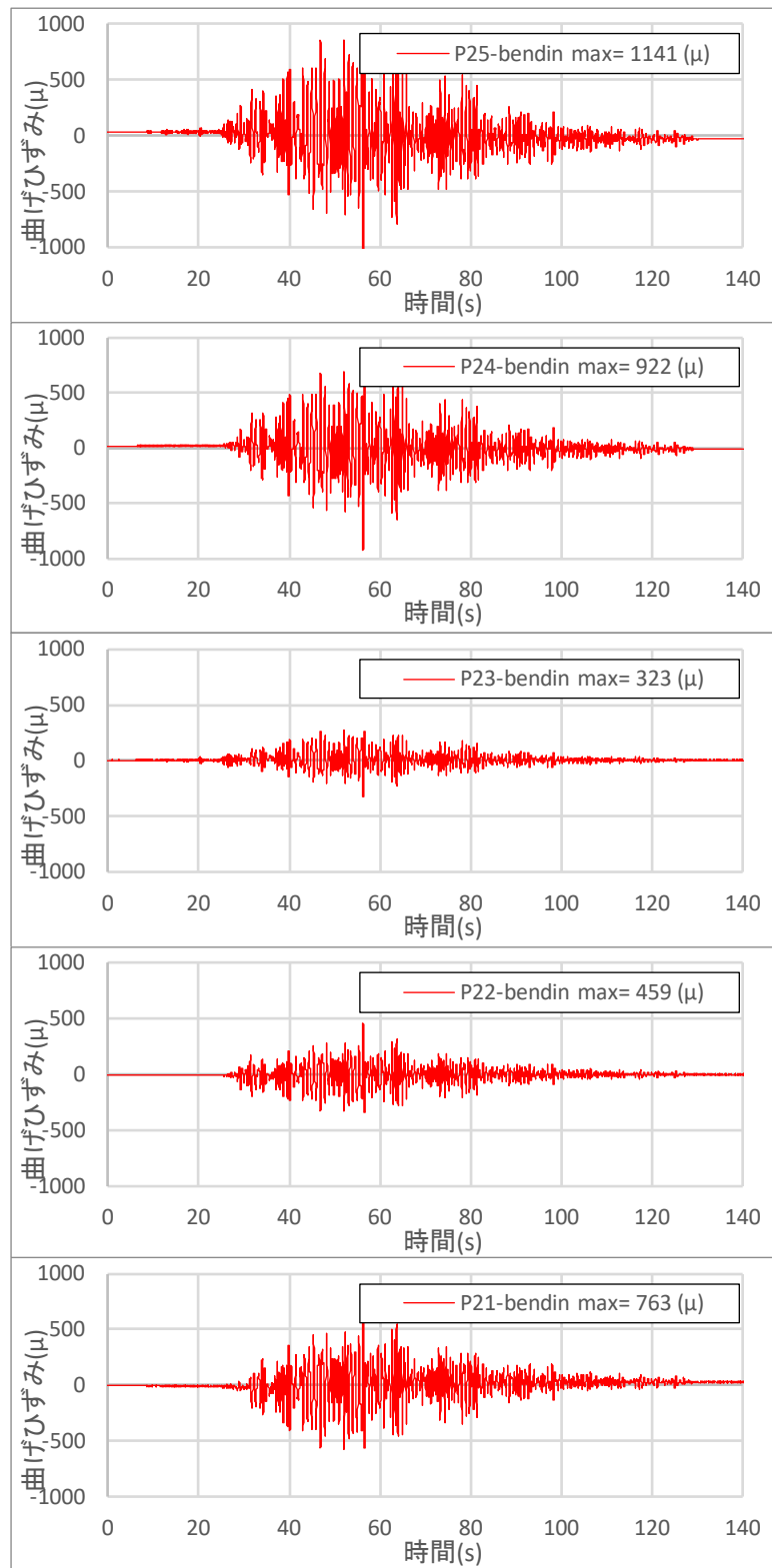
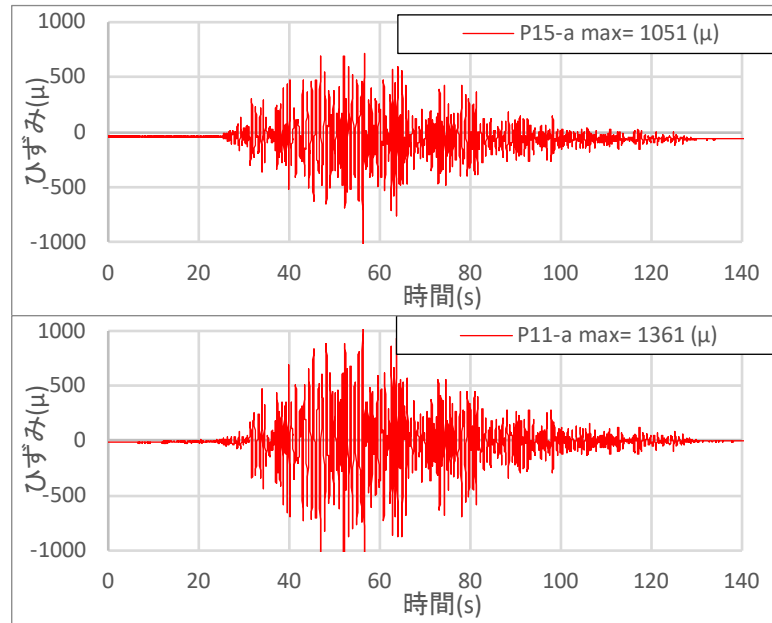
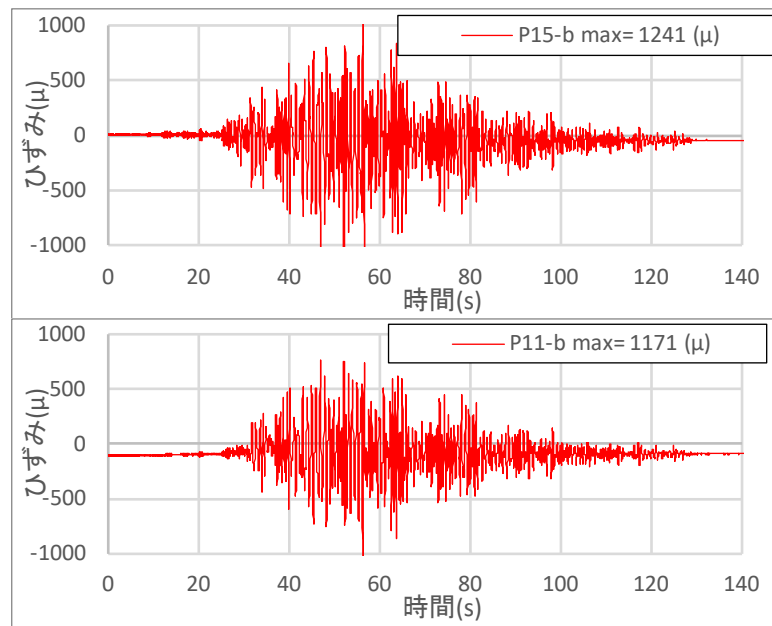


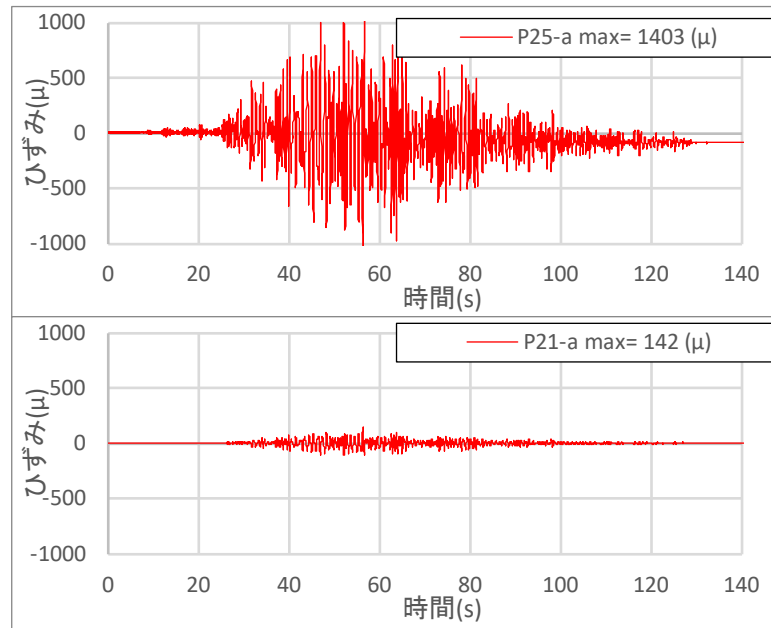
図 2-18 杭の曲げひずみの時刻歴波形（右杭）（ケース 1）



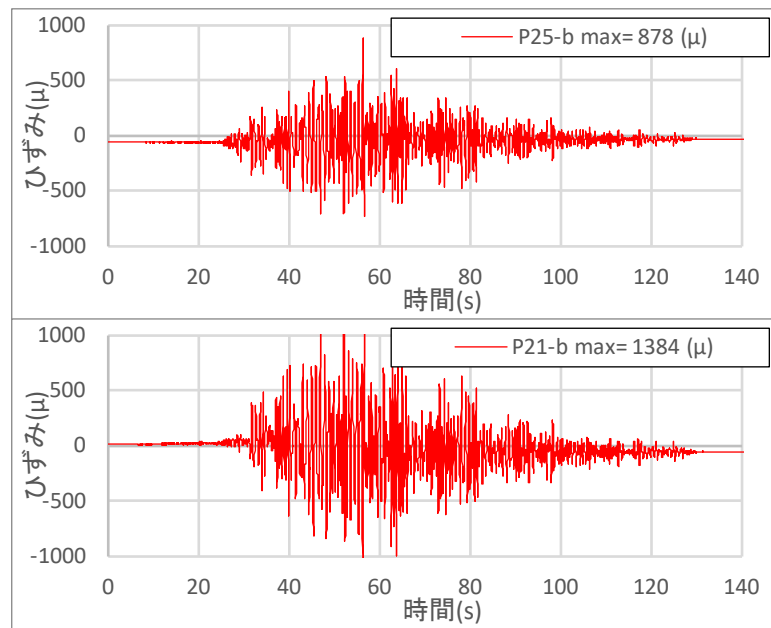
(a) 左杭前面（上：杭頭、下：杭先端）



(b) 左杭後面（上：杭頭、下：杭先端）

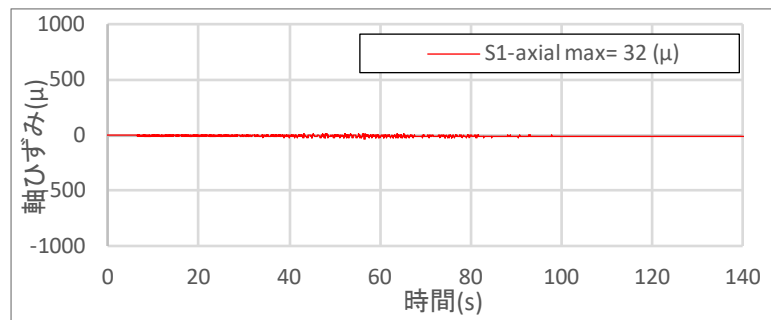


(c) 右杭前面 (上：杭頭、下：杭先端)

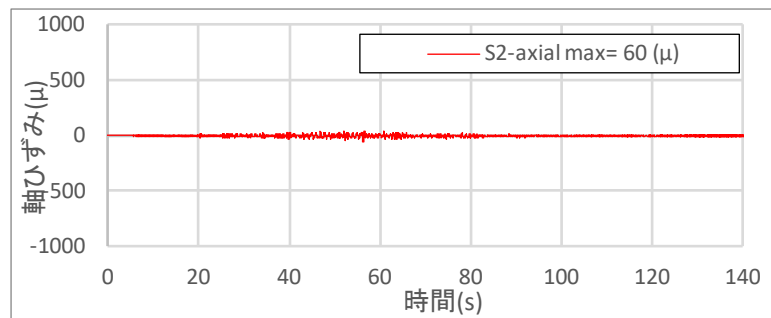


(d) 右杭後面 (上：杭頭、下：杭先端)

図 2-19 杭頭と杭先端の片側のひずみの時刻歴波形(ひずみゲージそのものの値)(ケース 1)

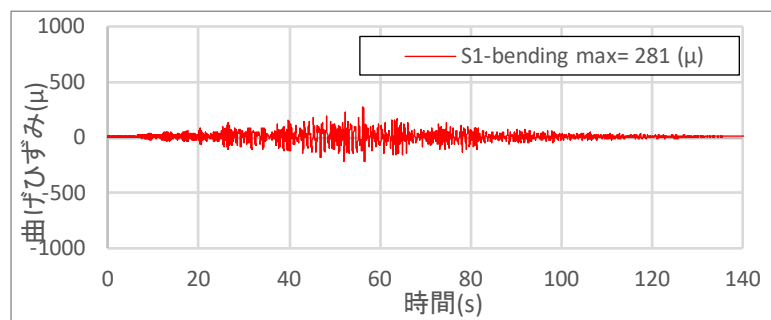


(a) 左支柱

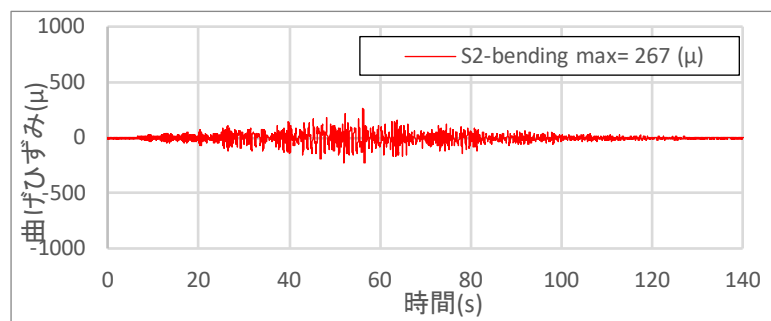


(b) 右支柱

図 2-20 支柱の軸ひずみの時刻歴波形 (ケース 1)



(a) 左支柱



(b) 右支柱

図 2-21 支柱の曲げひずみの時刻歴波形 (ケース 1)

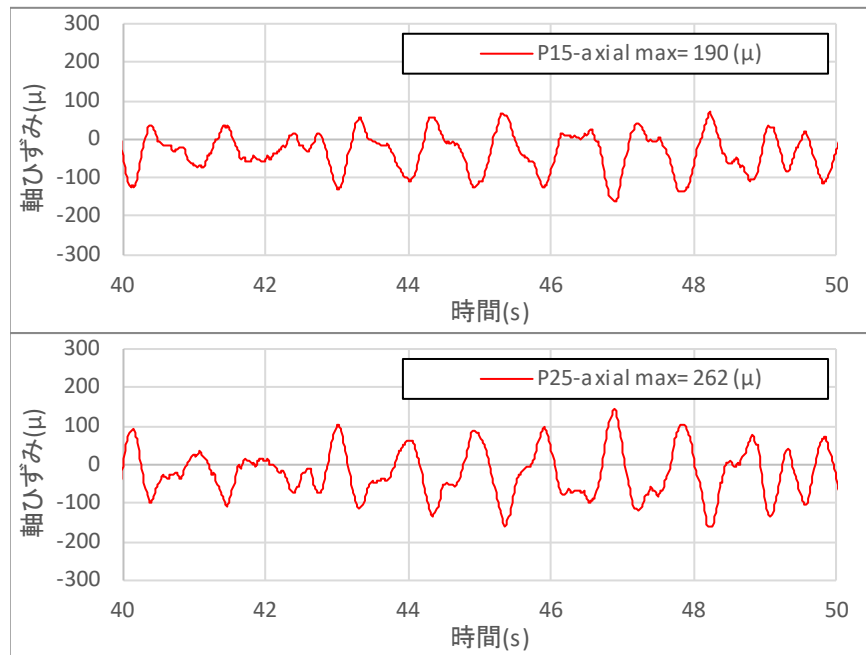


図 2-22 左右の杭頭の軸ひずみ時刻歴波形の拡大図（ケース 1）

3. 正弦波加振（ケース 2）

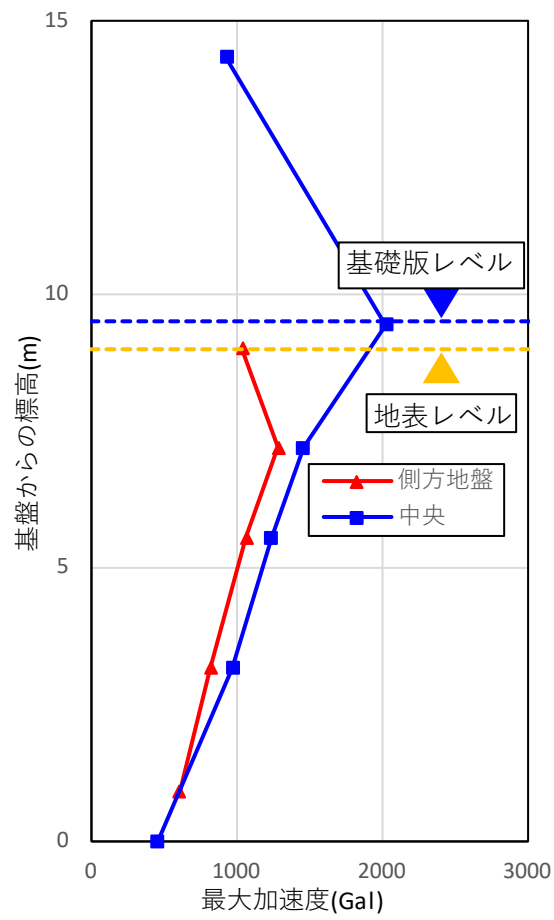
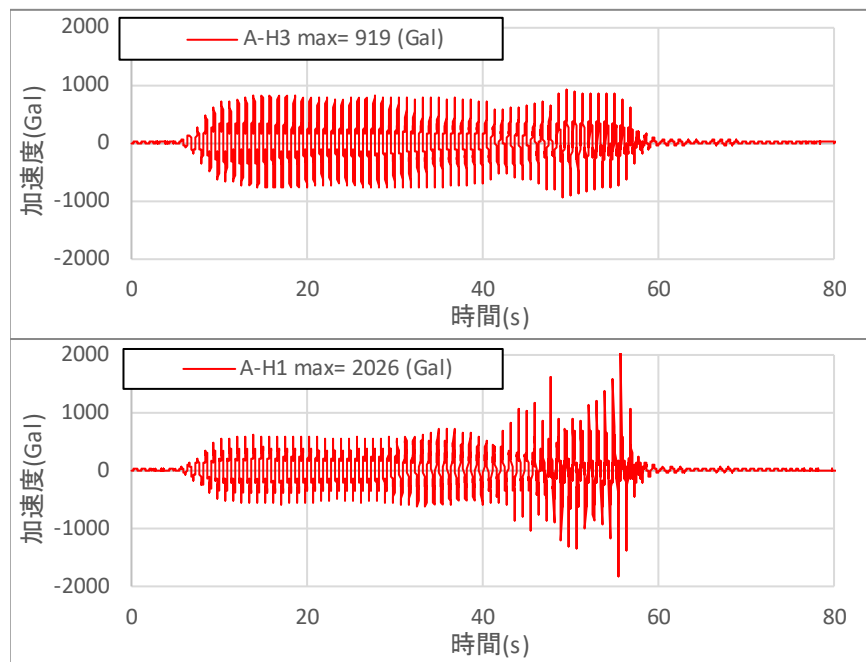
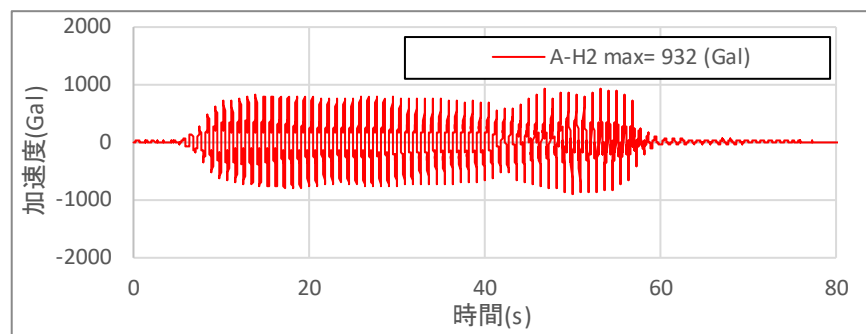


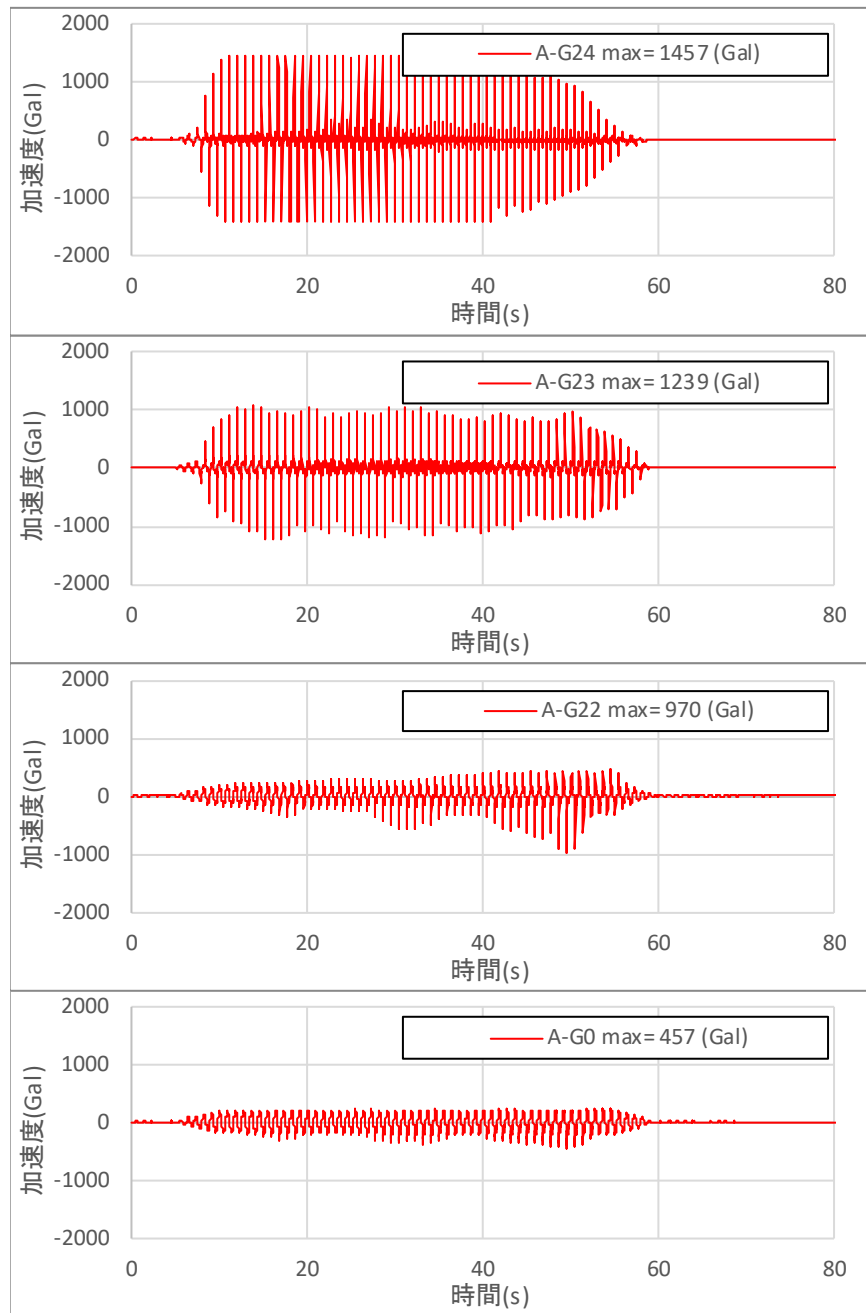
図 3-1 加速度の最大値深度分布（ケース 2）



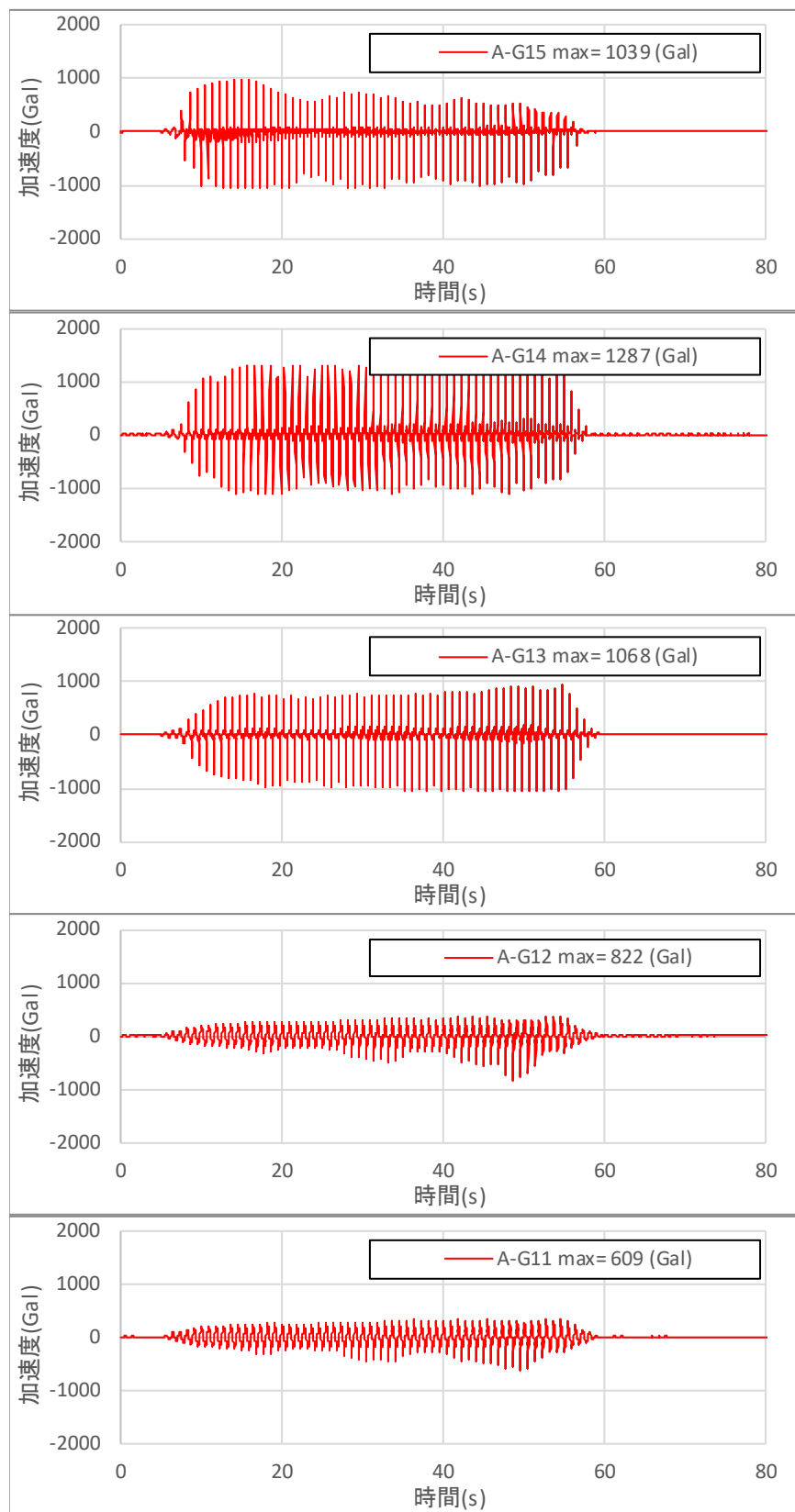
(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）



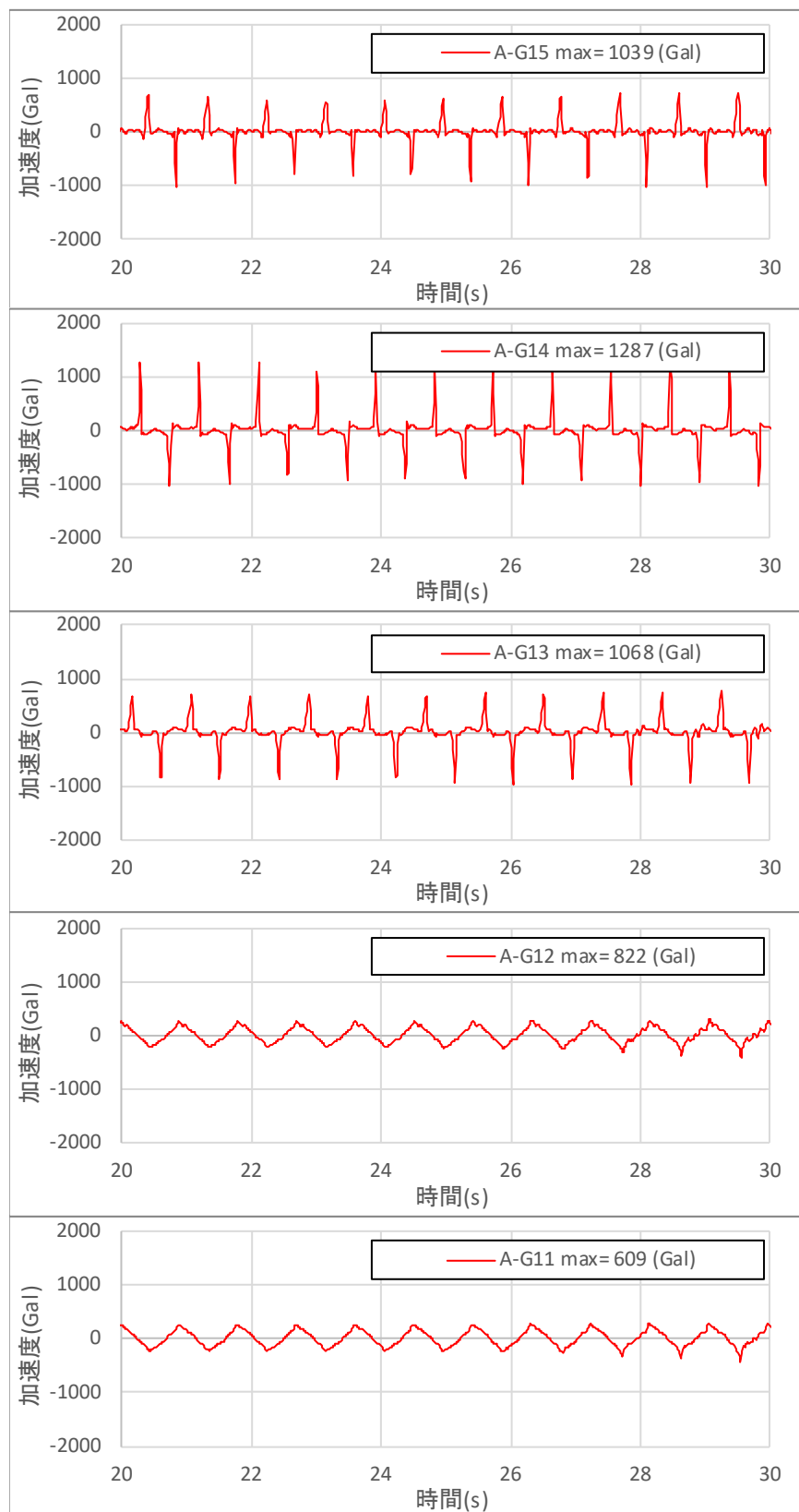
(b) 構造物（頂版奥側）



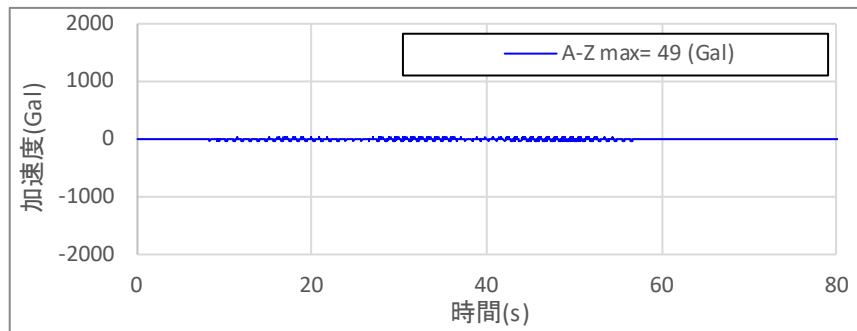
(c) 中央位置地盤（下：入力波）



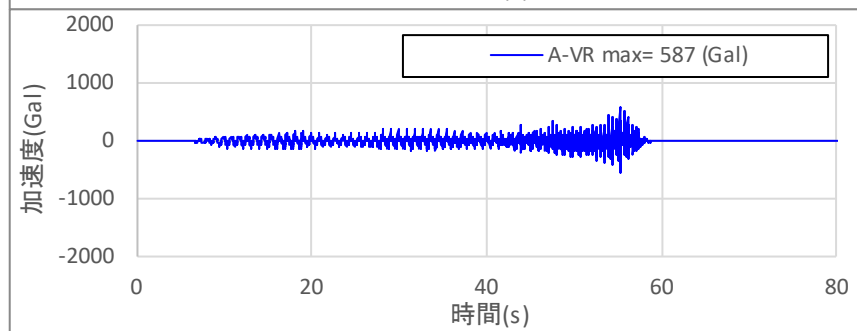
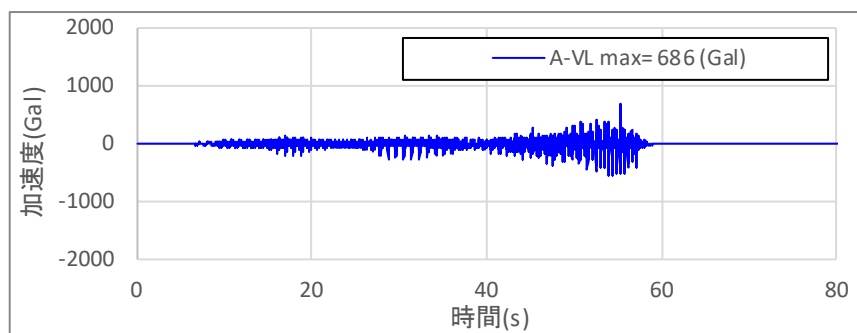
(d) 側方地盤（下：礫地盤）



(e) 側方地盤拡大図 (下: 礫地盤)
 図 3-2 水平加速度時刻歴波形 (ケース 2)

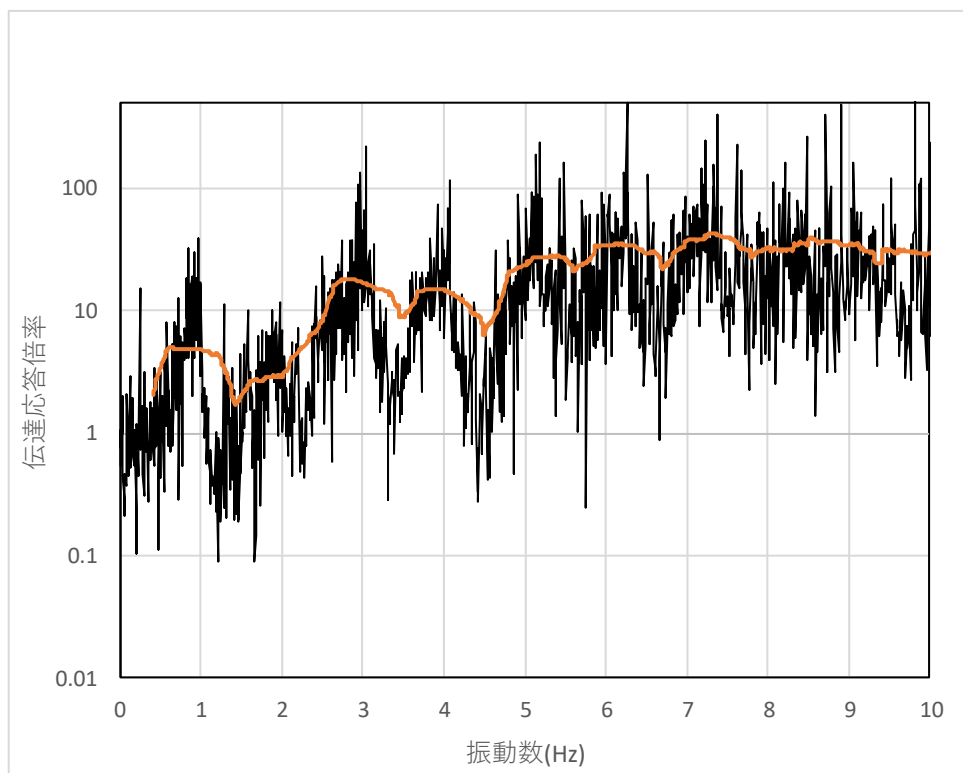


(a) 振動台

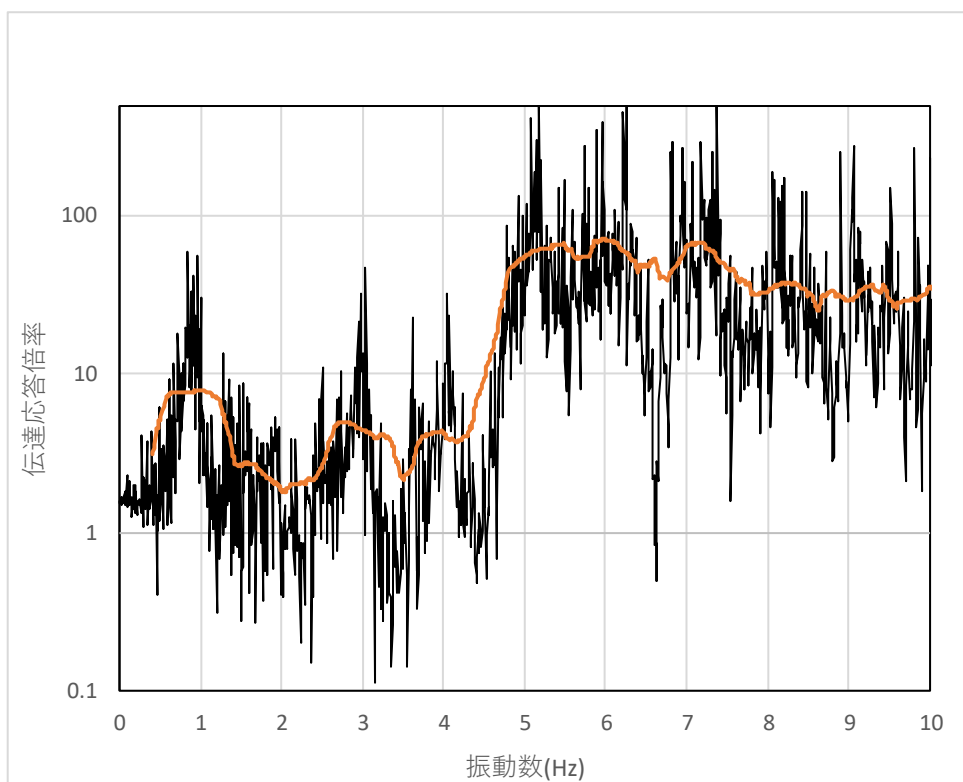


(b) 頂版左右端部

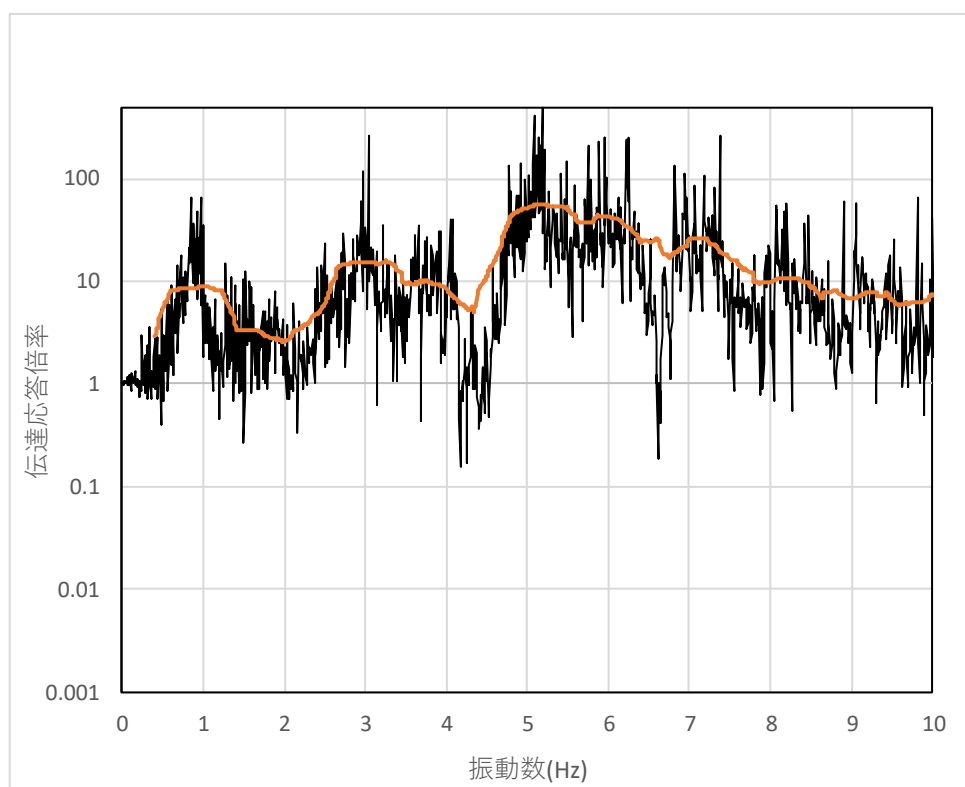
図 3-3 鉛直加速度時刻歴波形 (ケース 2)



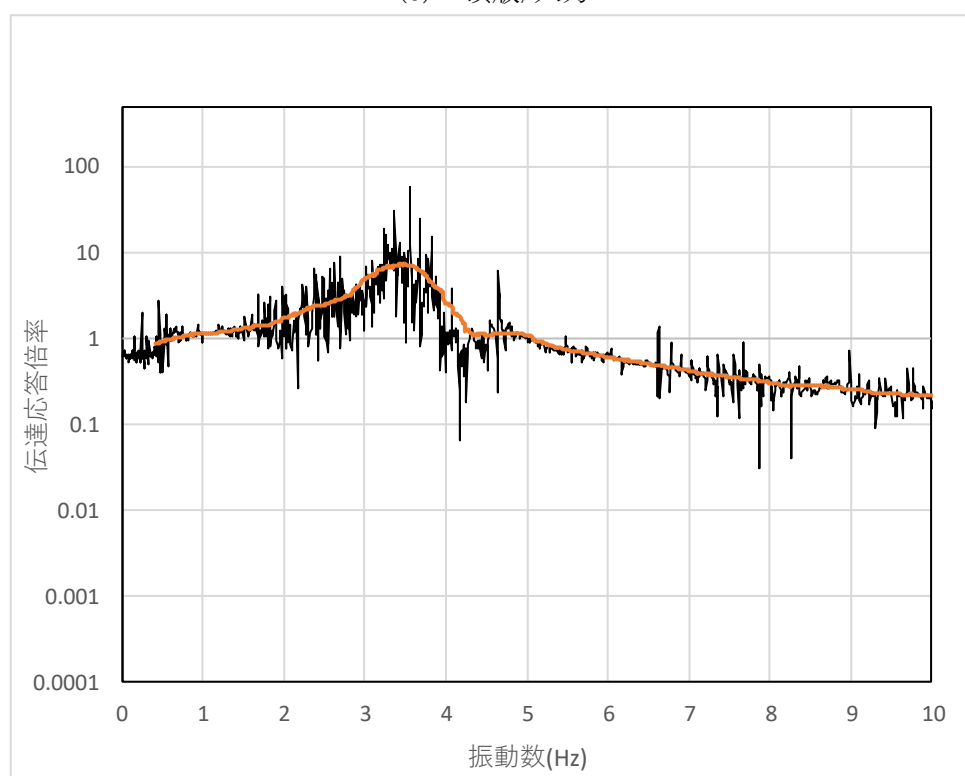
(a) 地表/入力



(b) 基礎版/入力



(c) 頂版/入力



(d) 頂版/基礎版

図 3-4 伝達関数 (ケース 2)

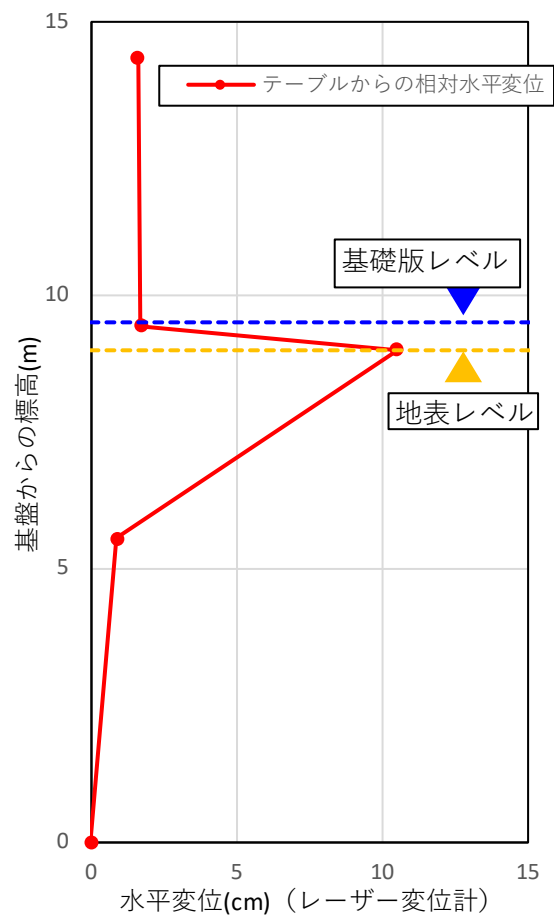


図 3-5 レーザー変形計による相対変位の最大値深度分布（ケース 2）

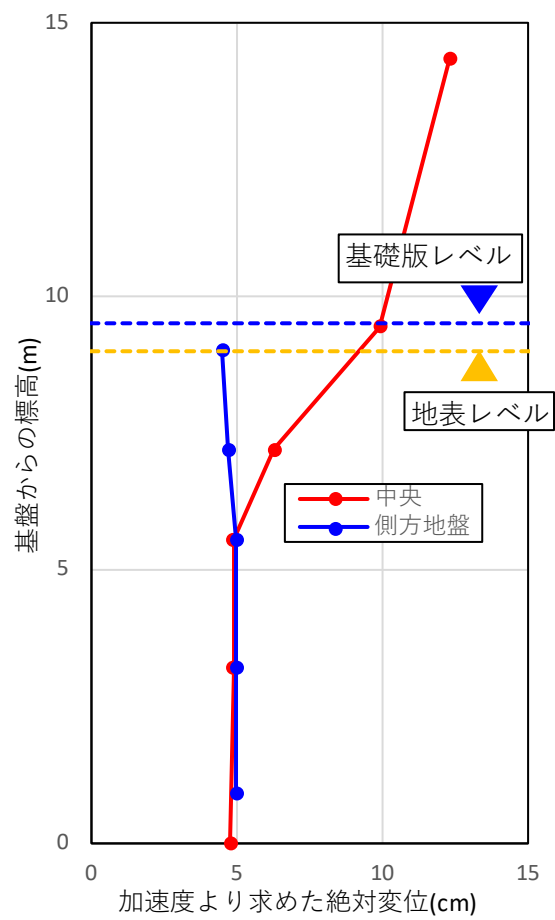
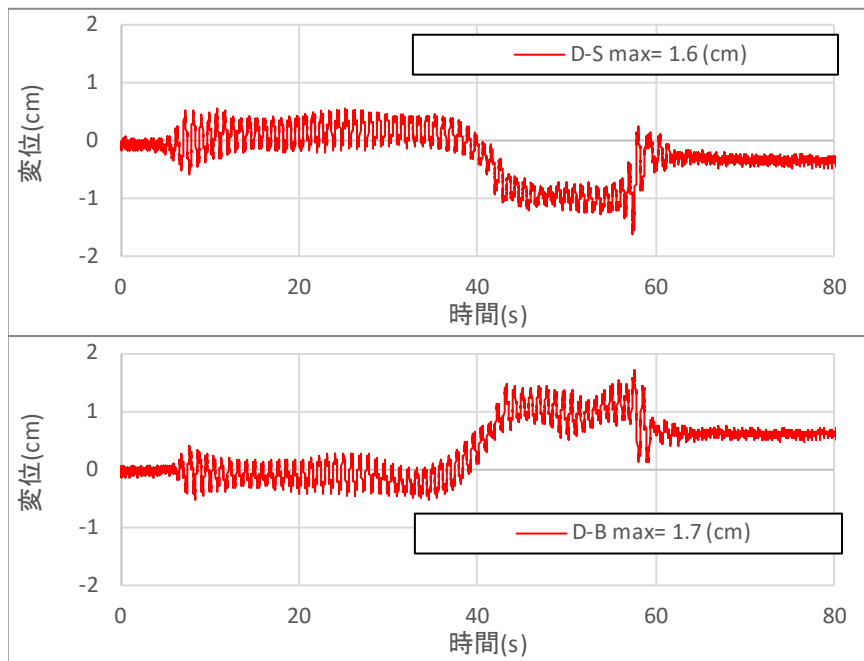
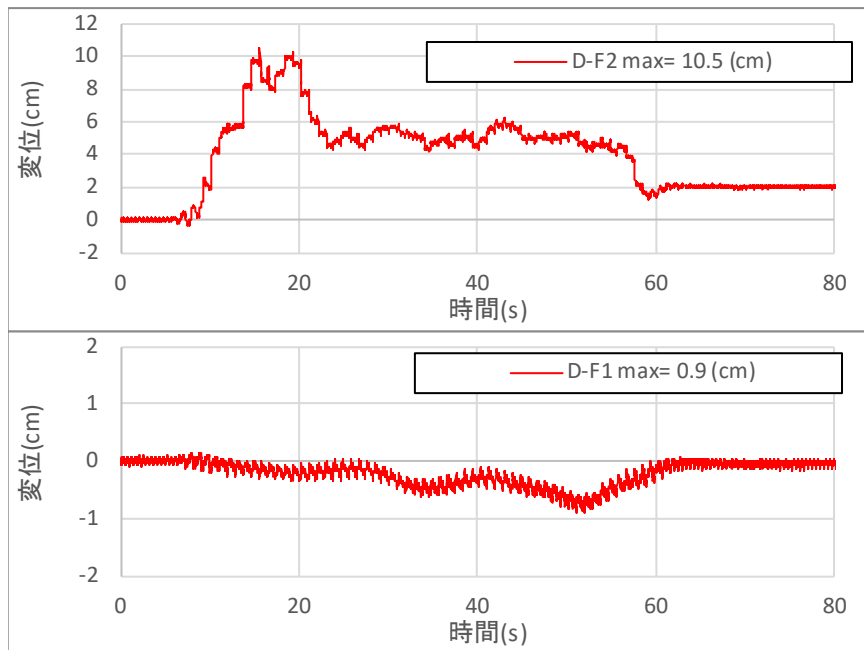


図 3-6 加速度波形を 2 回積分して求めた絶対変位の最大値分布（ケース 2）

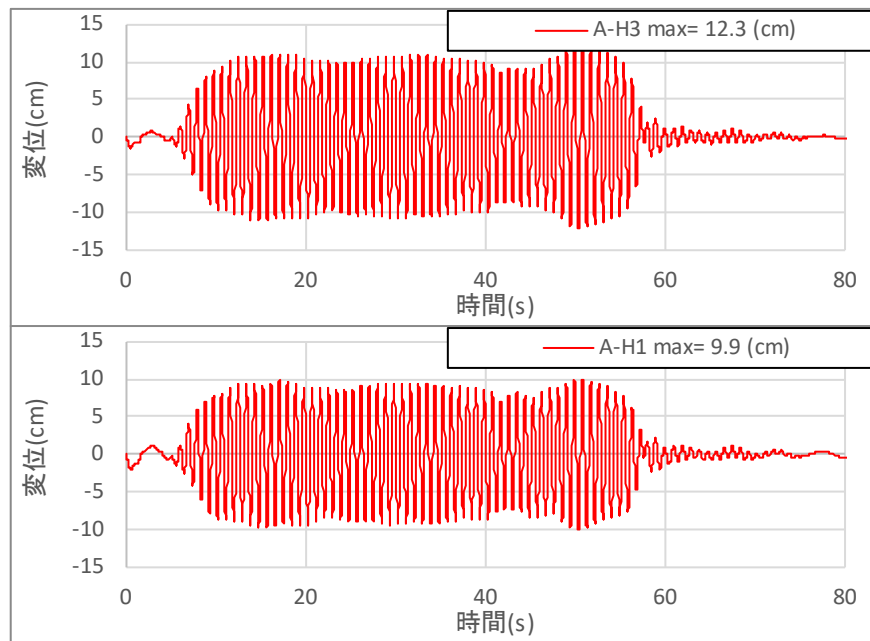


(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）

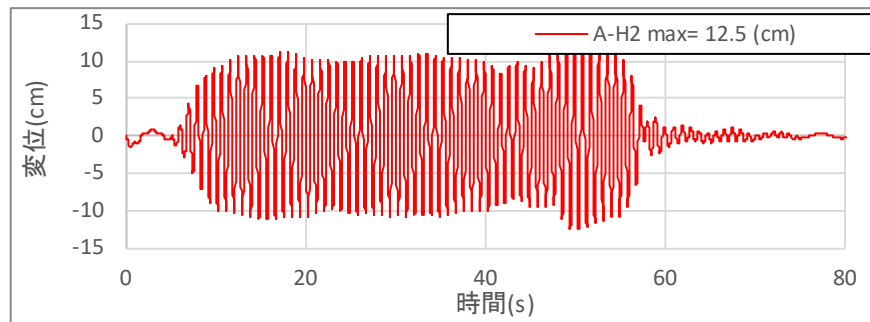


(b) 土槽フレーム

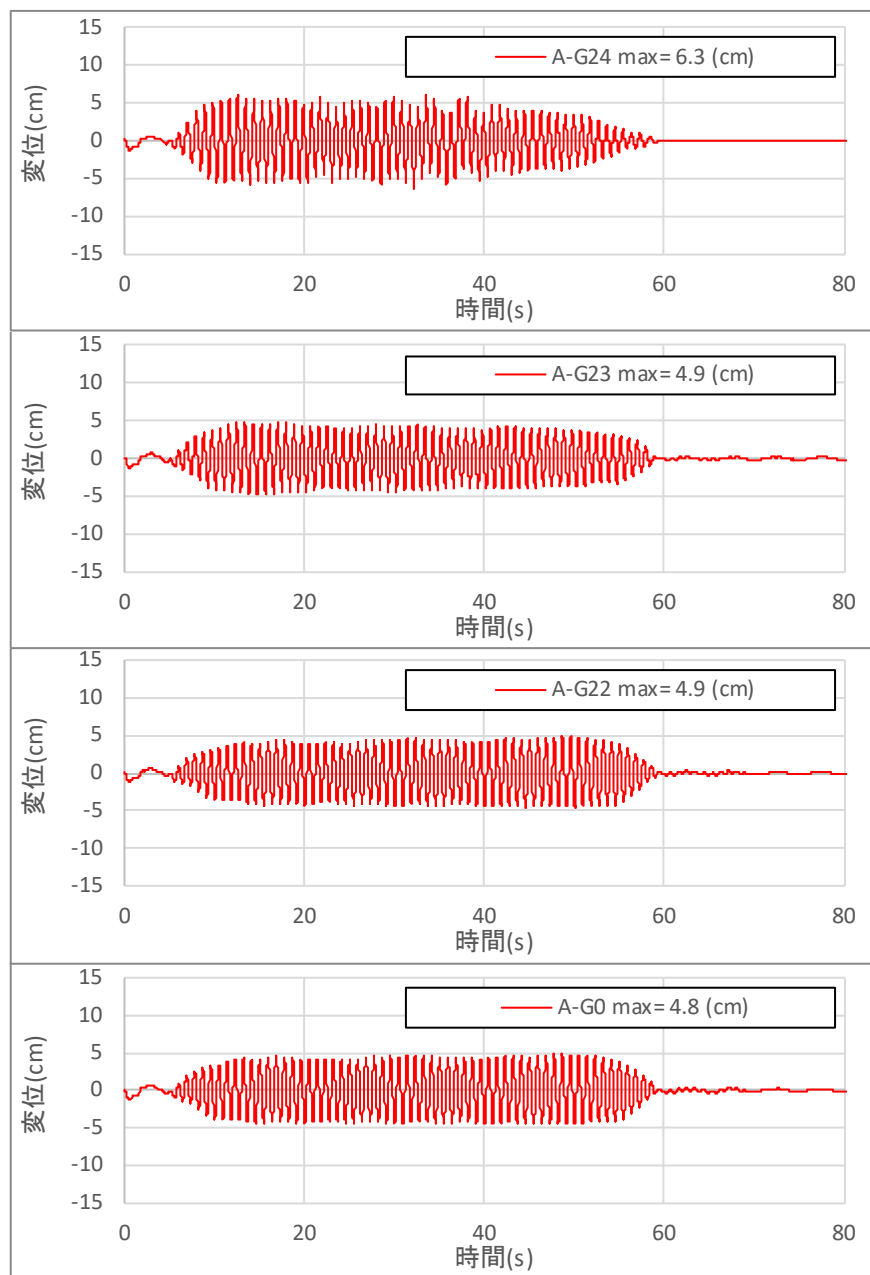
図 3-7 レーザー変形計による相対水平変位波形（ケース 2）



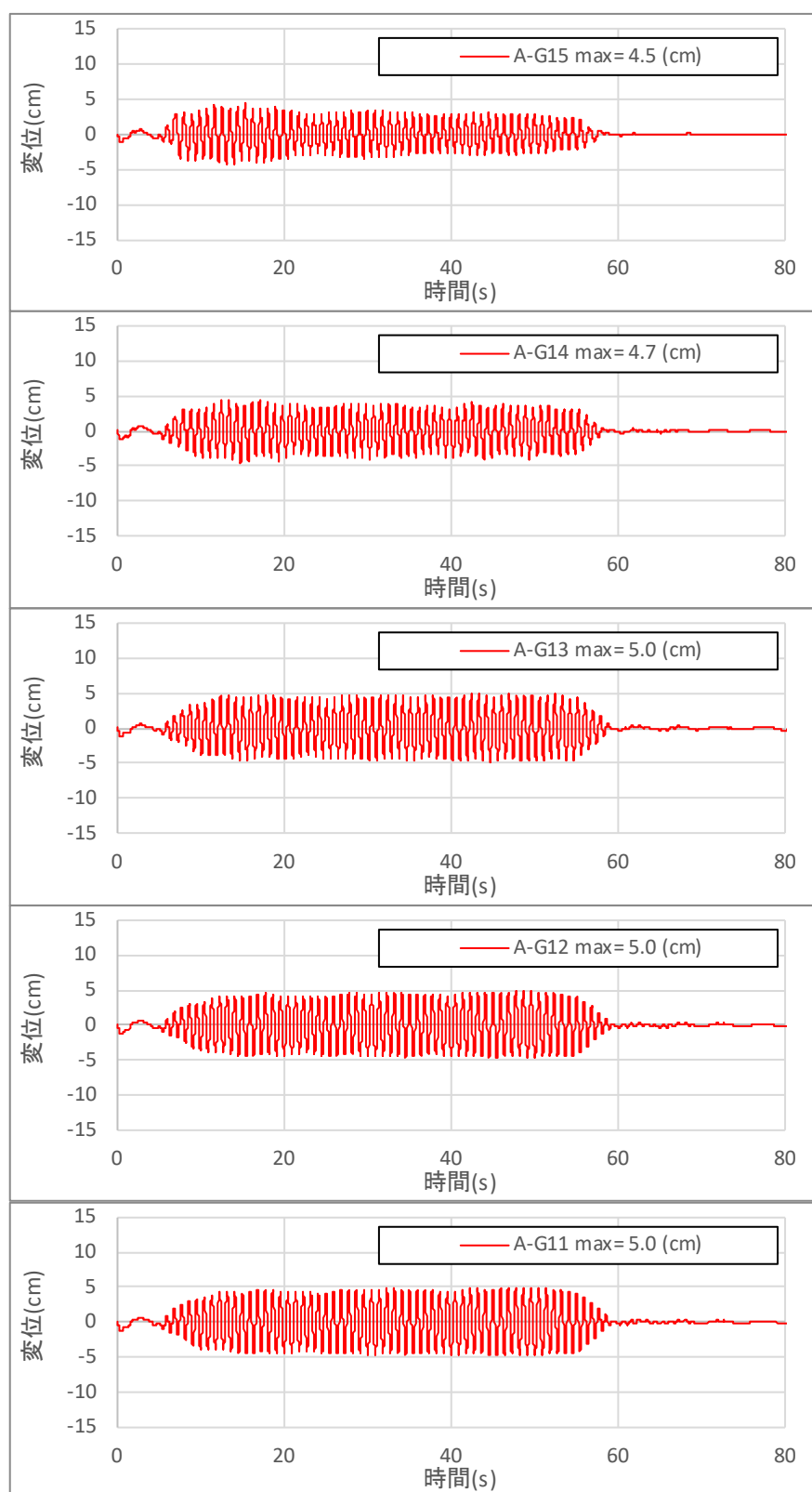
(a) 構造物（上：頂版、下：基礎版）



(b) 構造物（頂版奥側）

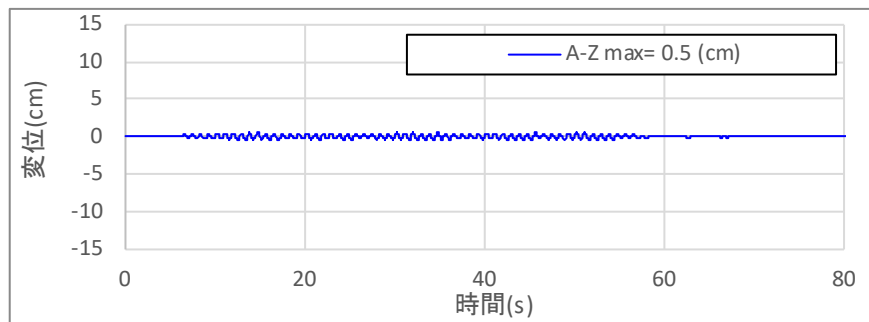


(c) 中央地盤（下：振動台）

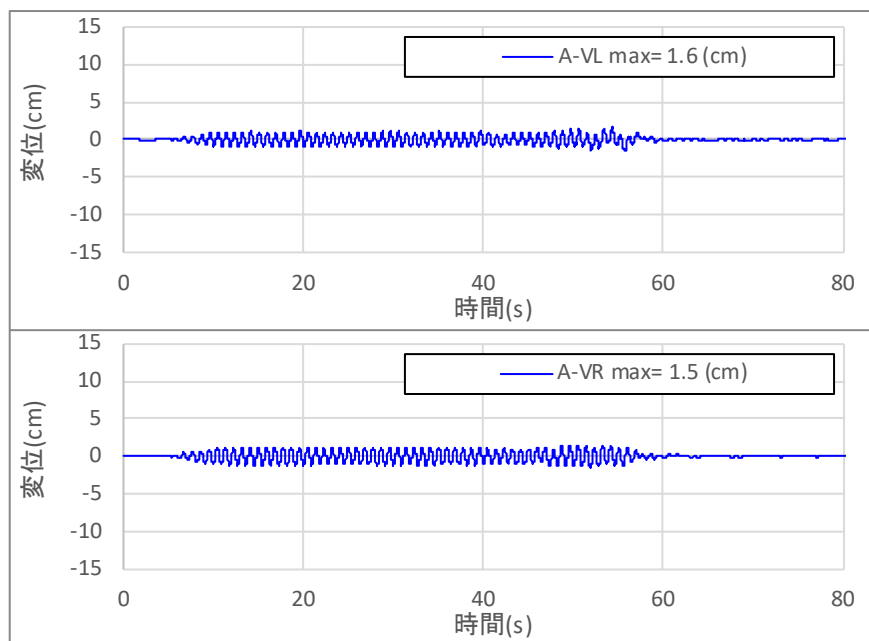


(d) 側方地盤（下：礫地盤）

図 3-8 加速度波形を 2 回積分して求めた絶対水平変位波形（ケース 2）



(a) 振動台



(b) 頂版左右端部

図 3-9 加速度波形を 2 回積分して求めた絶対鉛直変位波形（ケース 2）

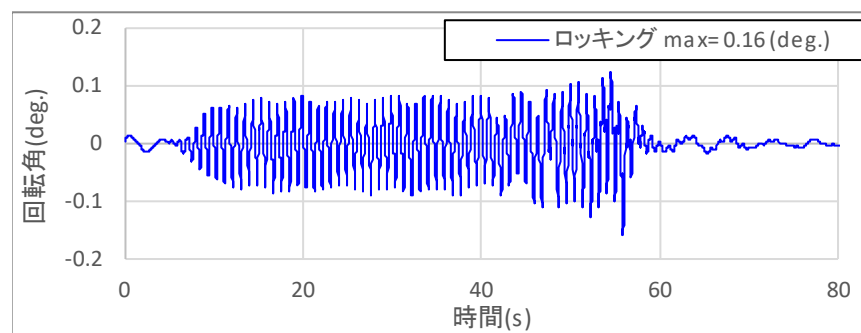


図 3-10 加速度波形を 2 回積分して求めた頂版の回転角の波形（ケース 2）

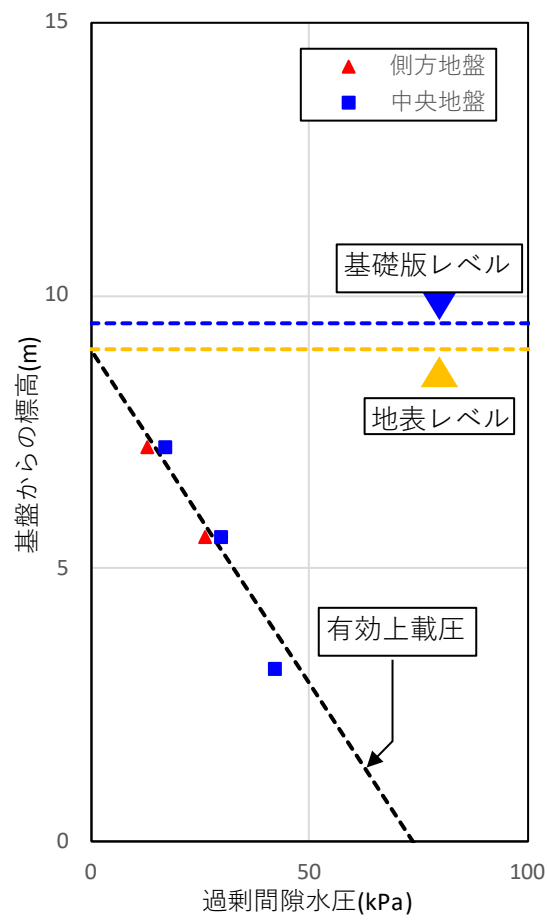
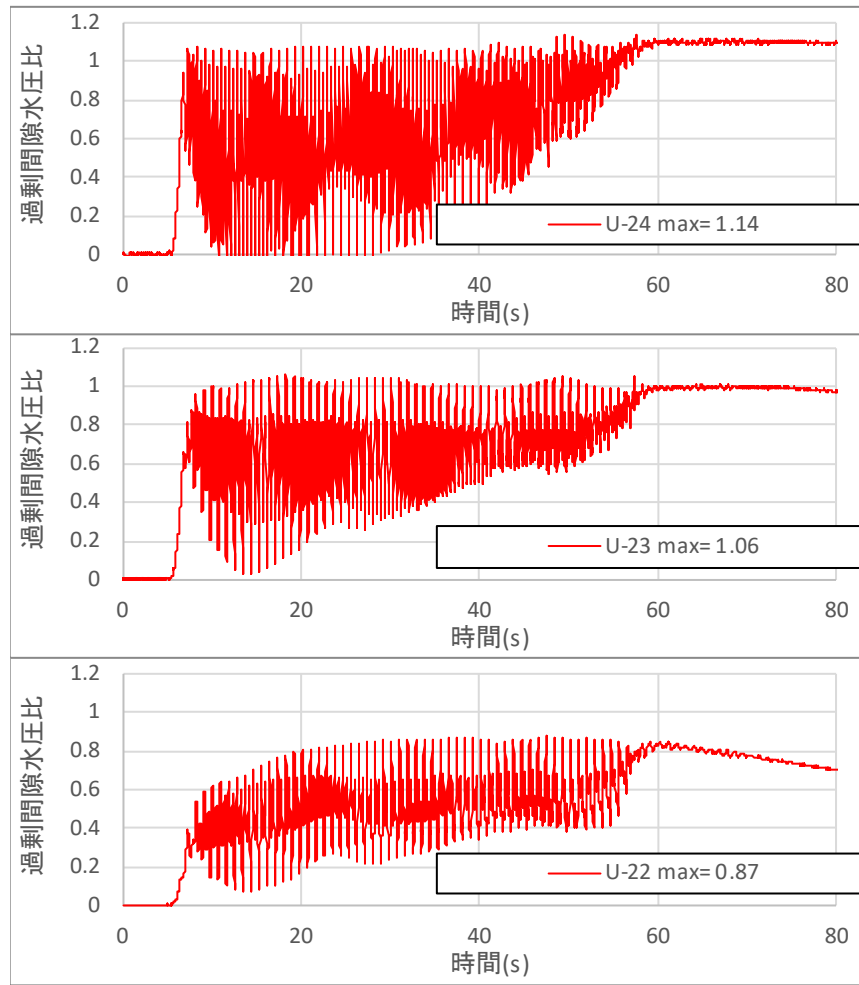
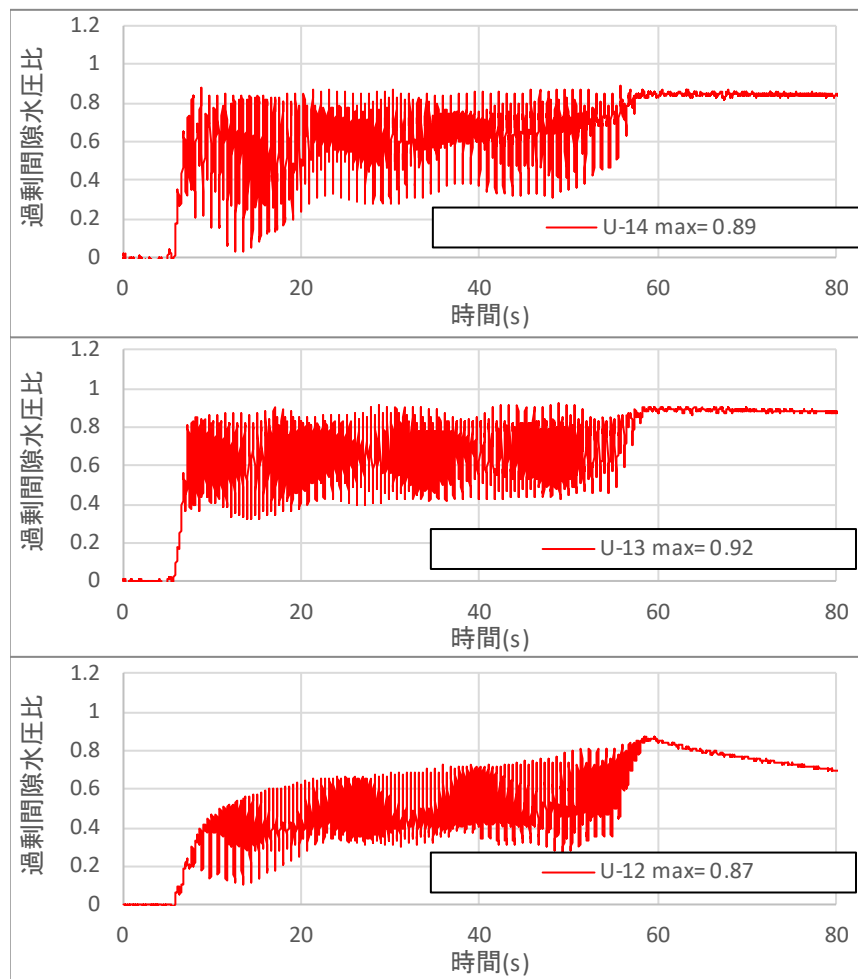


図 3-11 過剰間隙水圧の最大値深度分布（ケース 2）



(a) 中央地盤



(b) 側方地盤

図 3-12 過剰間隙水圧比の時刻歴波形 (ケース 2)

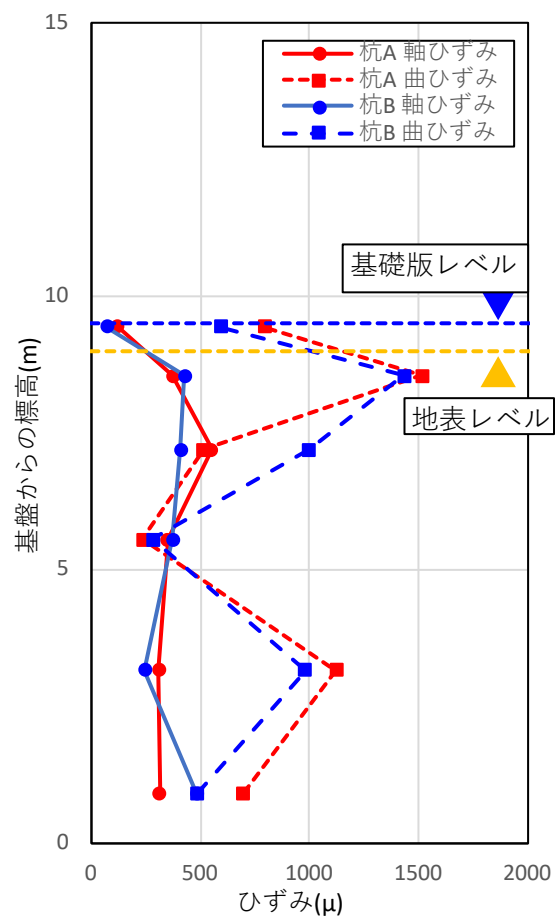


図 3-13 杭と支柱の軸ひずみと曲げひずみの最大値深度分布（ケース 2）

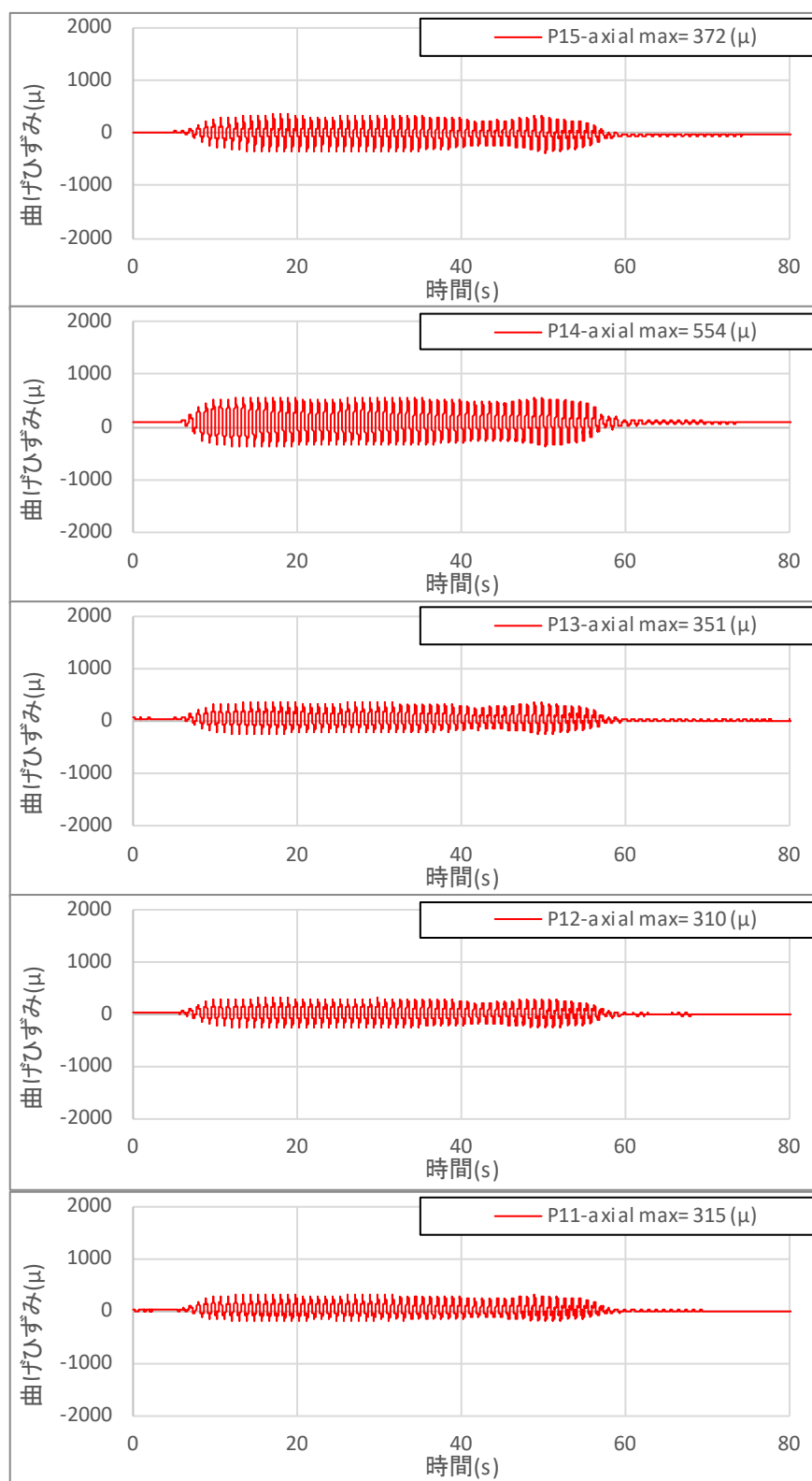


図 3-14 杭の軸ひずみの時刻歴波形（左杭）（ケース 2）

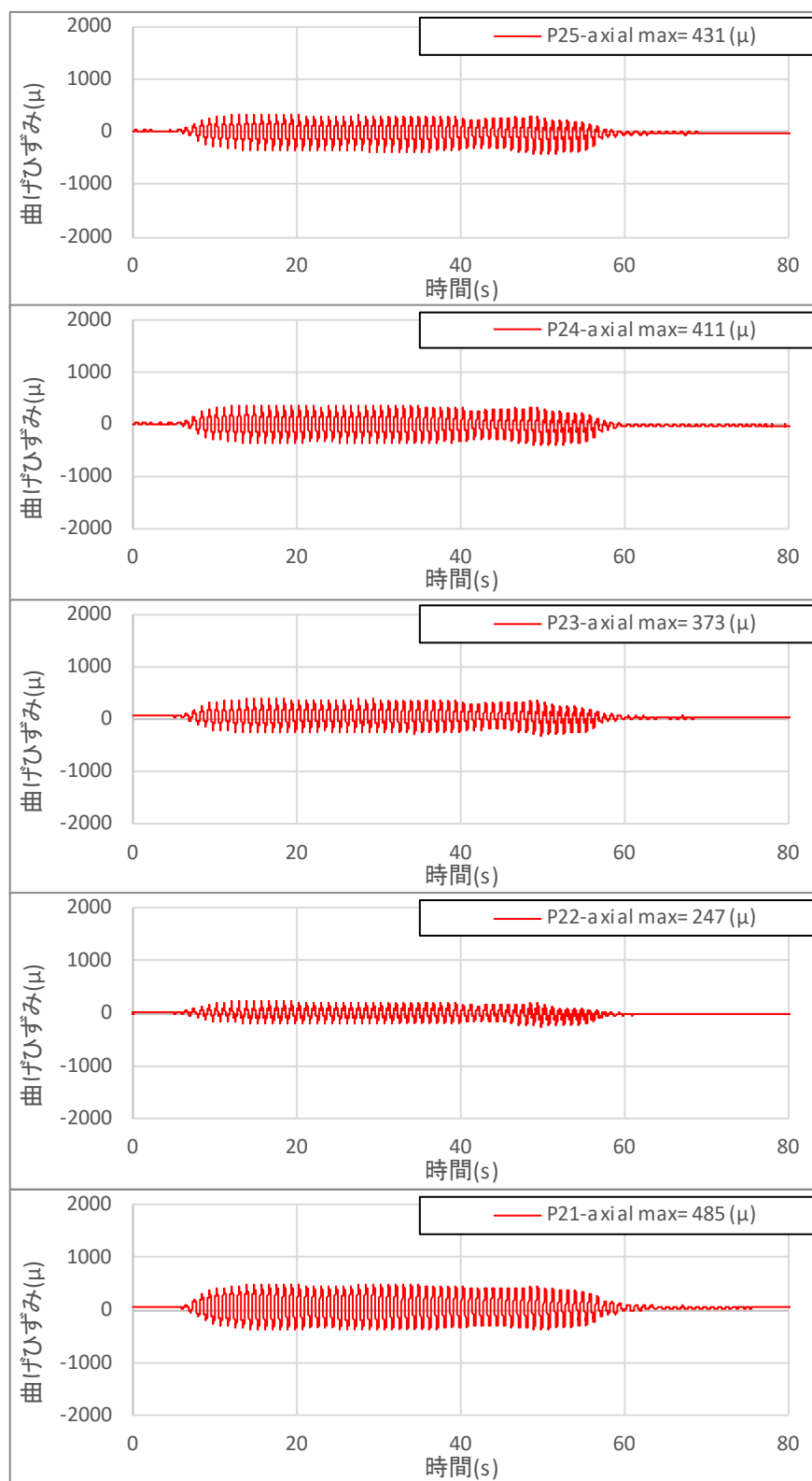


図 3-15 杭の軸ひずみの時刻歴波形（右杭）（ケース 2）

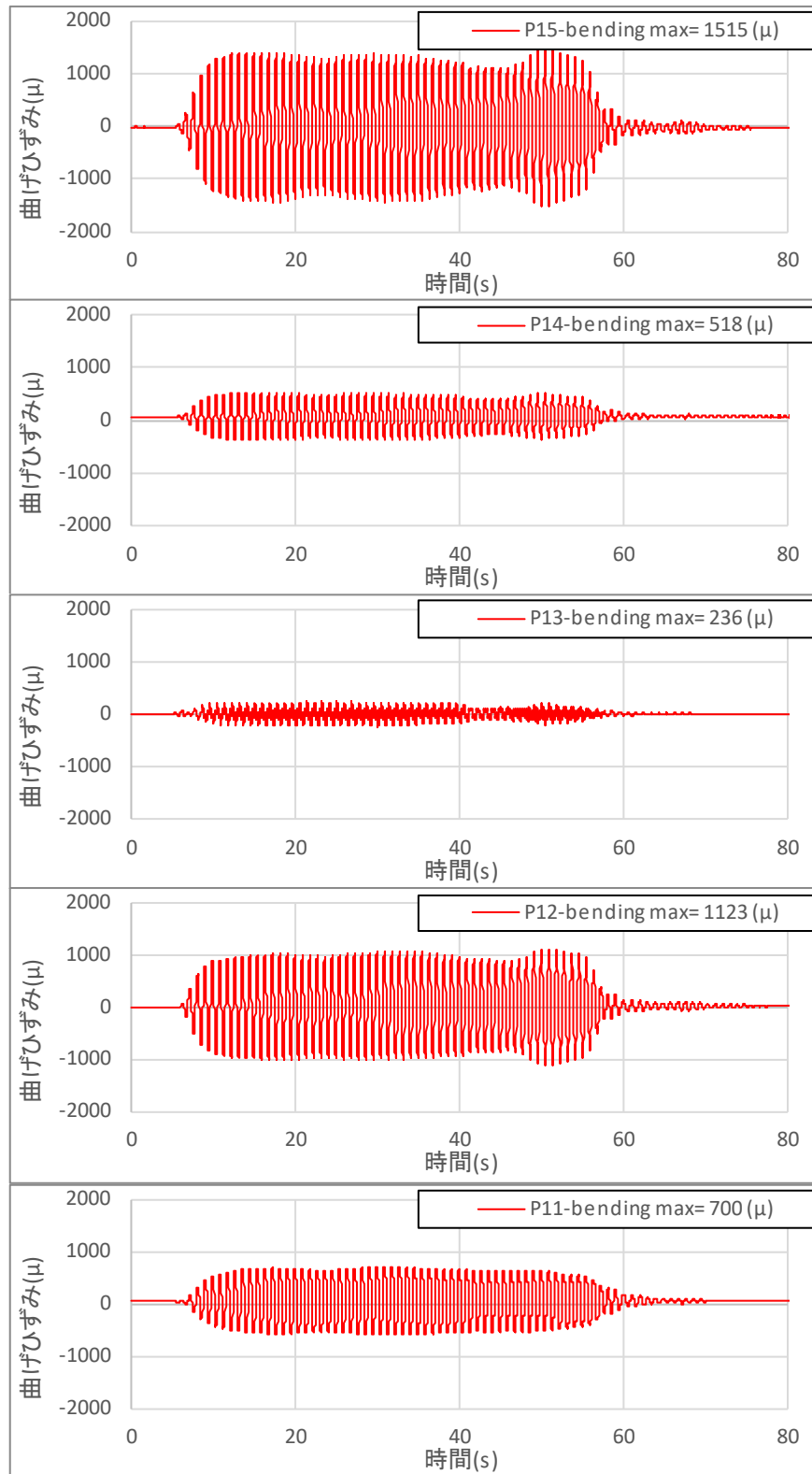


図 3-16 杭の曲げひずみの時刻歴波形 (左杭) (ケース 2)

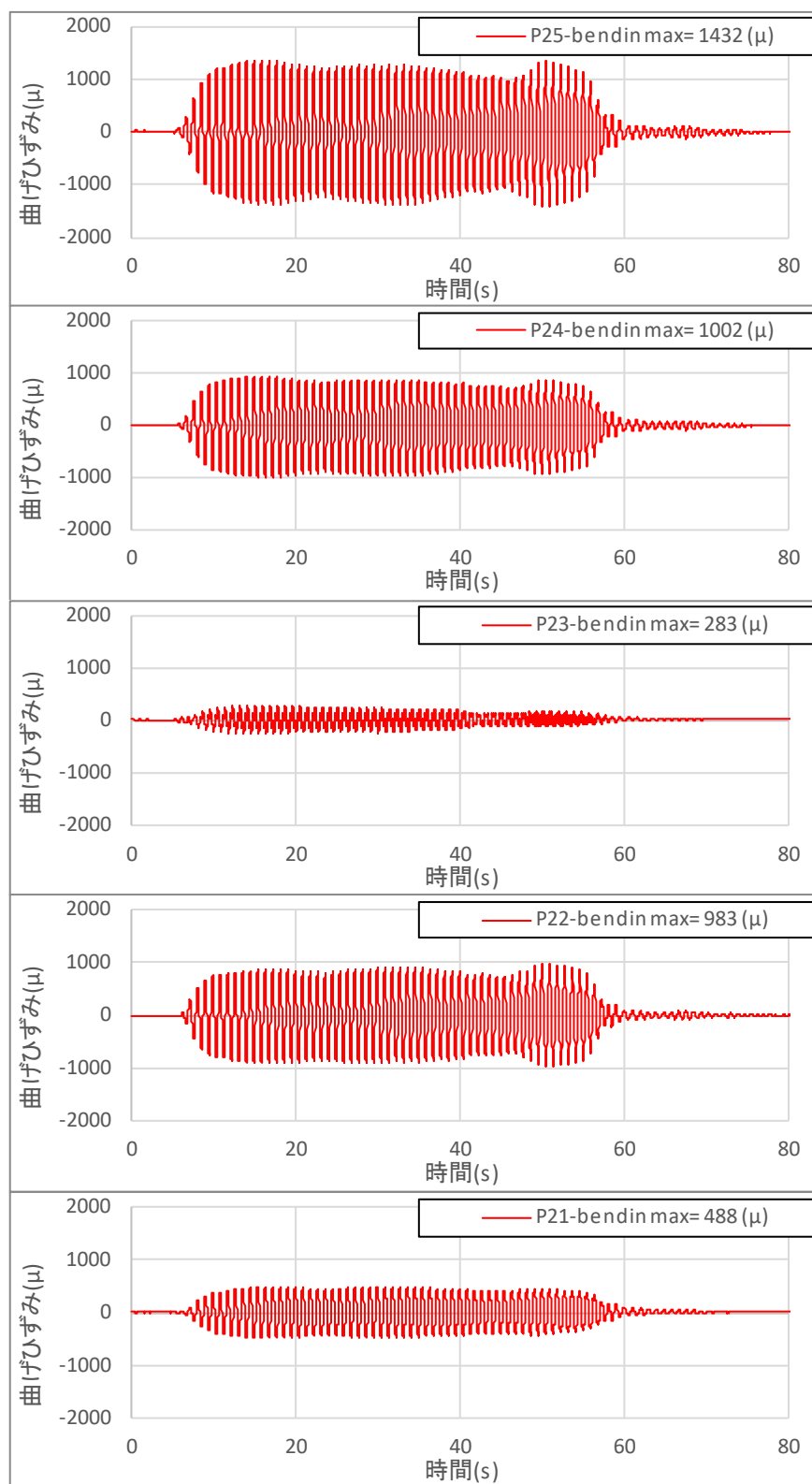
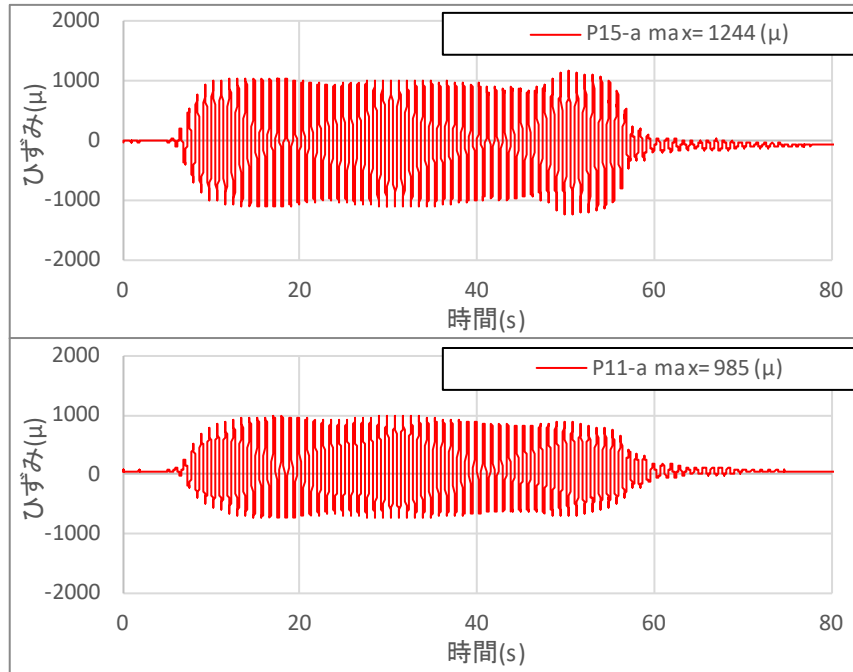
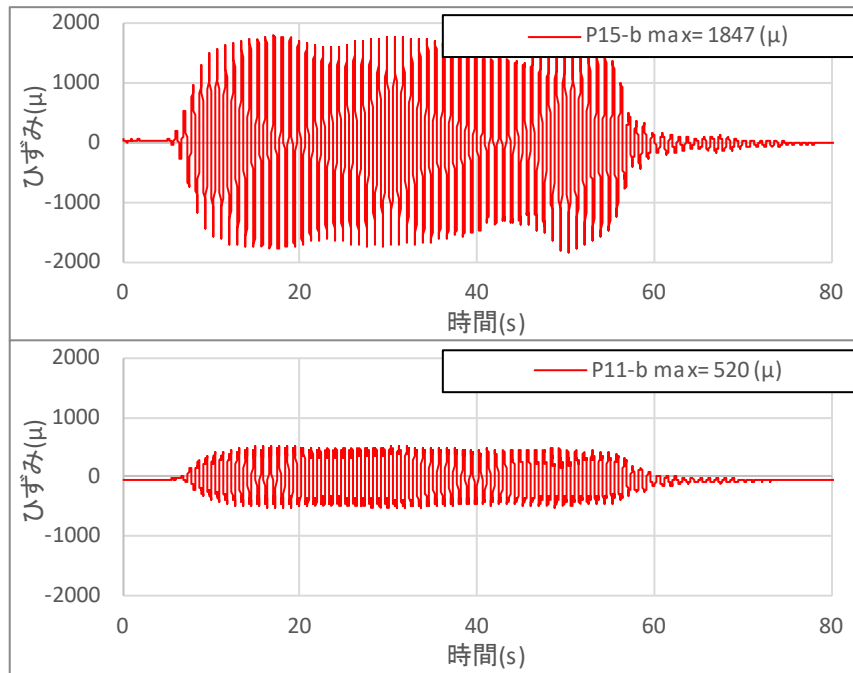


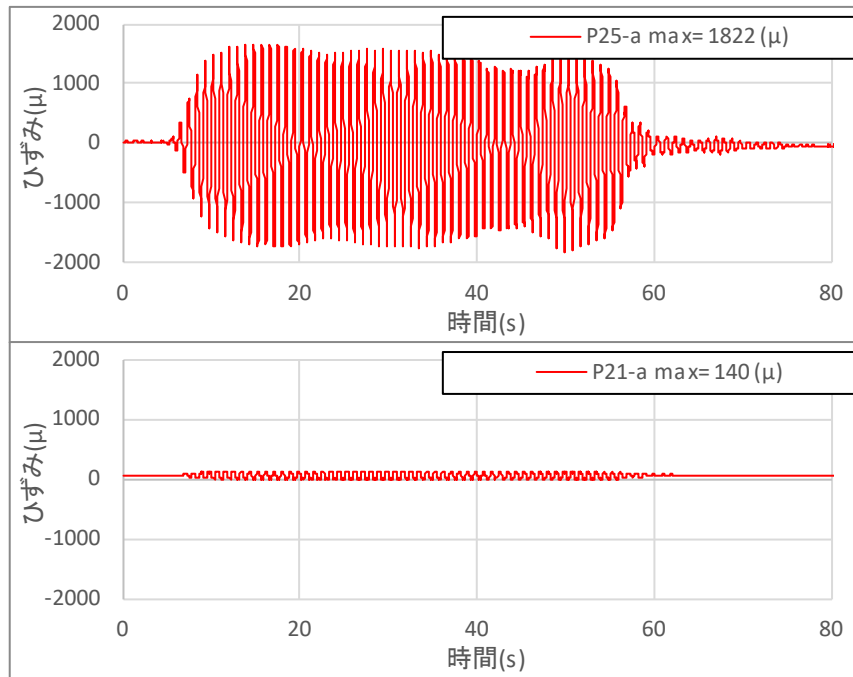
図 3-17 杭の曲げひずみの時刻歴波形（右杭）（ケース 2）



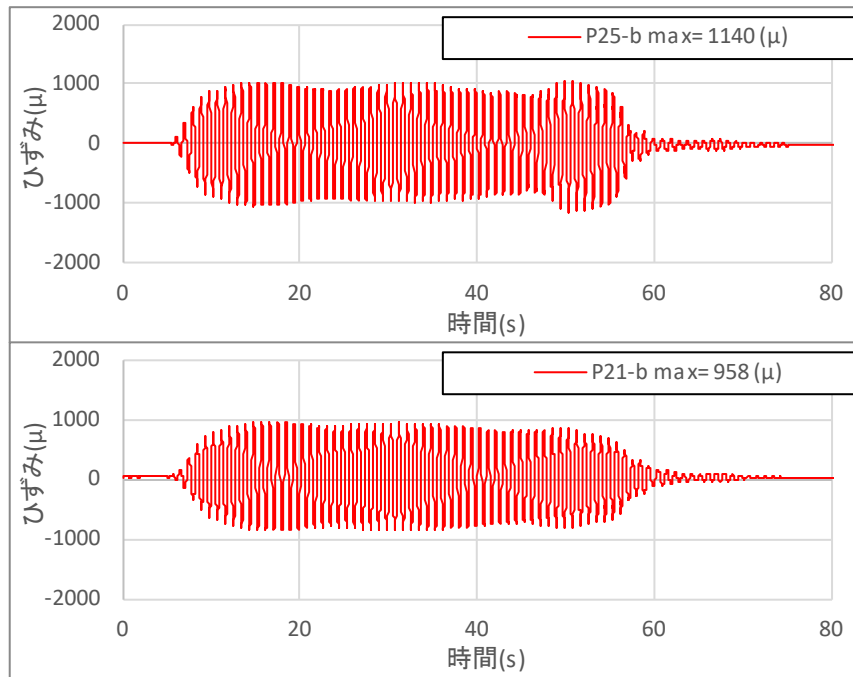
(a) 左杭前面 (上 : 杭頭、下 : 杭先端)



(b) 左杭後面 (上 : 杭頭、下 : 杭先端)

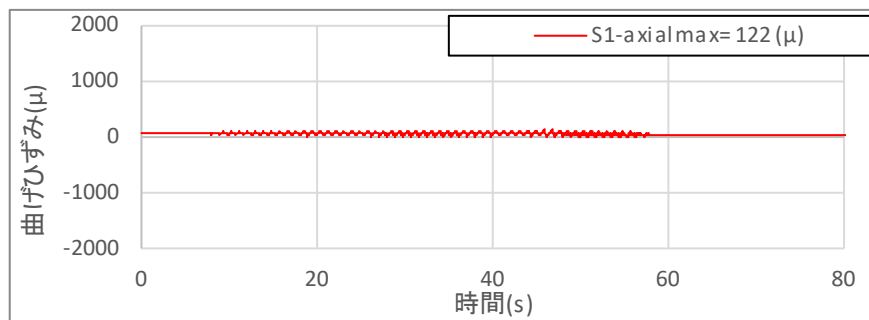


(c) 右杭前面（上：杭頭、下：杭先端）

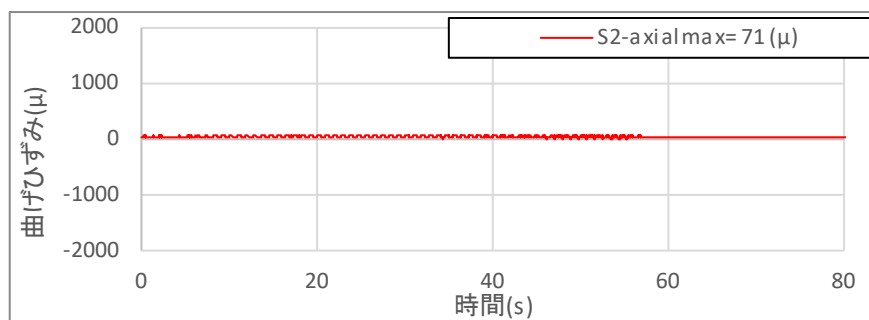


(d) 右杭後面（上：杭頭、下：杭先端）

図 3-18 杭頭と杭先端の片側のひずみの時刻歴波形（ひずみゲージそのものの値）（ケース 2）

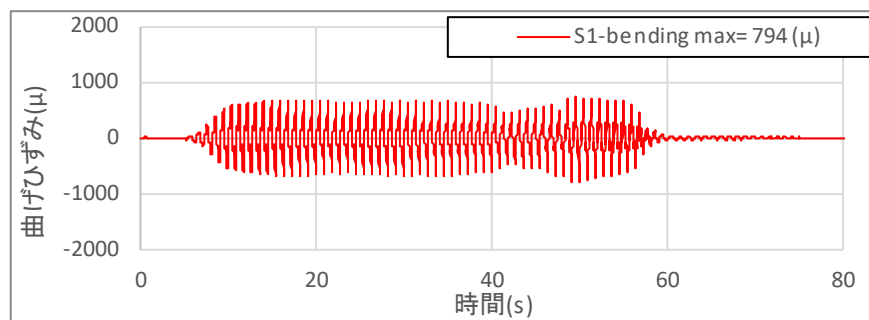


(a) 左支柱

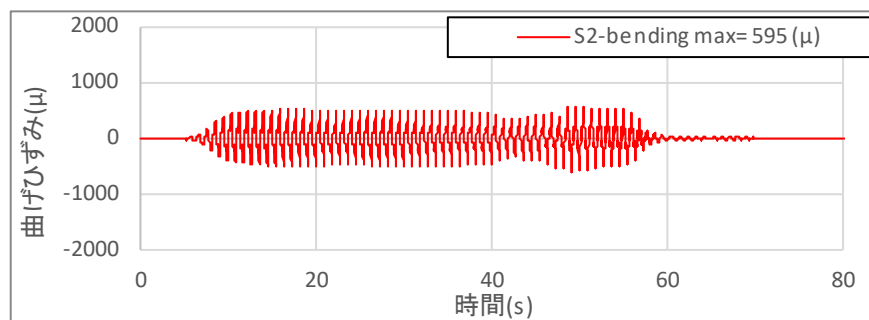


(b) 右支柱

図 3-19 支柱の軸ひずみの時刻歴波形 (ケース 1)



(a) 左支柱



(b) 右支柱

図 3-20 支柱の曲げひずみの時刻歴波形 (ケース 1)

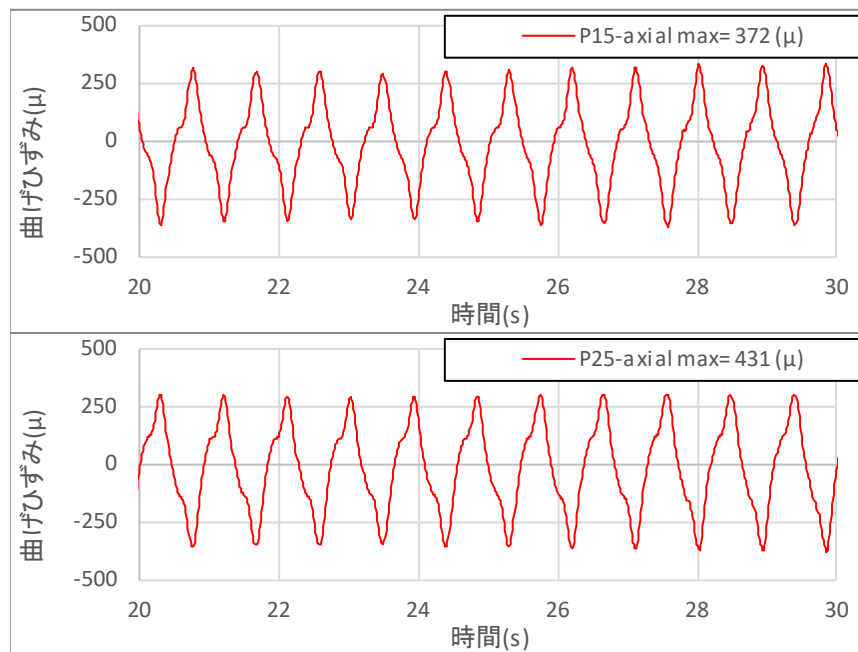


図 3.2-21 左右の杭頭の軸ひずみ時刻歴波形の拡大図（ケース 2）

参考資料Ⅱ-4(5)：遠心模型振動実験の追加予備解（その1）
（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

1. 解析概要

遠心模型振動実験で得られた振動台の観測加速度波形を用いて、追加予備解析（その 1）を実施した。事前に実施した予備解析と今回実施した追加予備解析（その 1）の解析条件を比較したものを表 1-1 に示す。同表より、両解析の違いは入力波形に振動台観測波形を用いたこと、杭の強度を実強度としたことの 2 点である。

特に、振動台観測波形は、図 1-1 に示すように 1.0 秒以上の周期帯域の入力成分がほとんど存在しないことから、短周期成分のみの入力波であったと推察される。

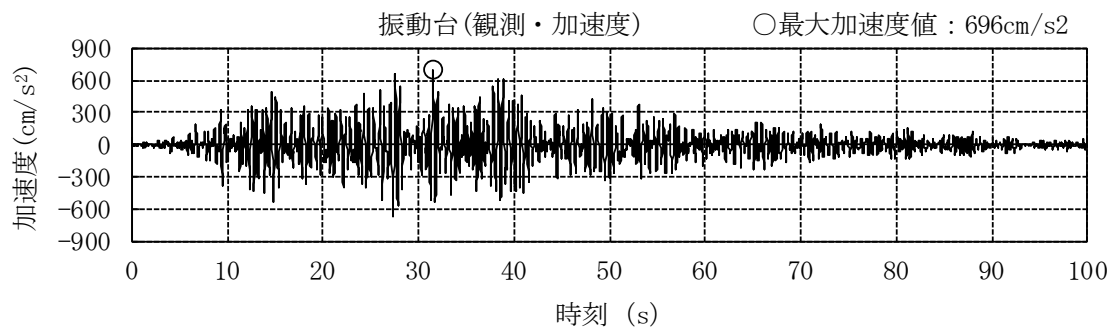
2. 振動台入力波の影響確認

追加予備解析（その 1）の解析結果を図 2-1～図 2-12 に示す。

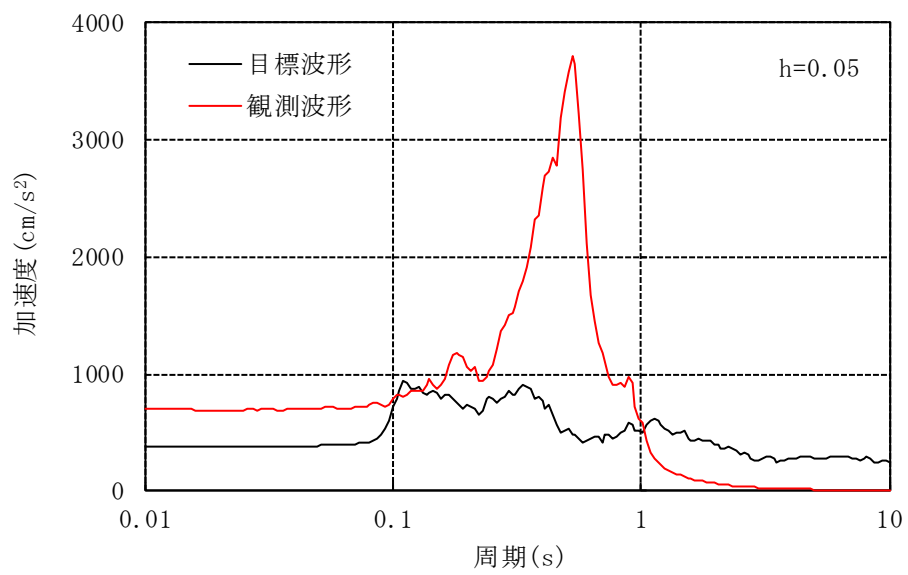
振動台入力波の影響を受けて、球殻重心位置及び基礎版の応答加速度は実験結果に比べて若干大きく、地盤の水平変位も土槽端部の地表で 30cm と実験結果の 10cm に比べて大きい。一方、自由地表の加速度は解析結果と実験結果で概ね 100cm/s^2 と類似の結果になっている。また、杭応力は降伏点近傍となっており、実験結果に比べて若干大きくなっており、地盤変形の影響が杭応力に現れているものと考えられる。

表 1-1 予備解析と追加予備解析（その 1）における解析条件の比較

項目		予備解析	追加予備解析 (その 1)	予備/追加予備の解 析条件の比較
連成系の固有振動数	F (Hz)	3.538 (初期剛性)	3.538 (初期剛性)	同じ
地盤のせん断波速度	Vs (m/s)	130	130	同じ
杭材の降伏点	fy (N/mm ²)	235	261 (引張試験)	若干の相違
入力波形	—	H28 年度波 (377cm/s ²)	振動台観測波形 (696cm/s ²)	最大値の相違 長周期成分の相違



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1-1 振動台の観測加速度

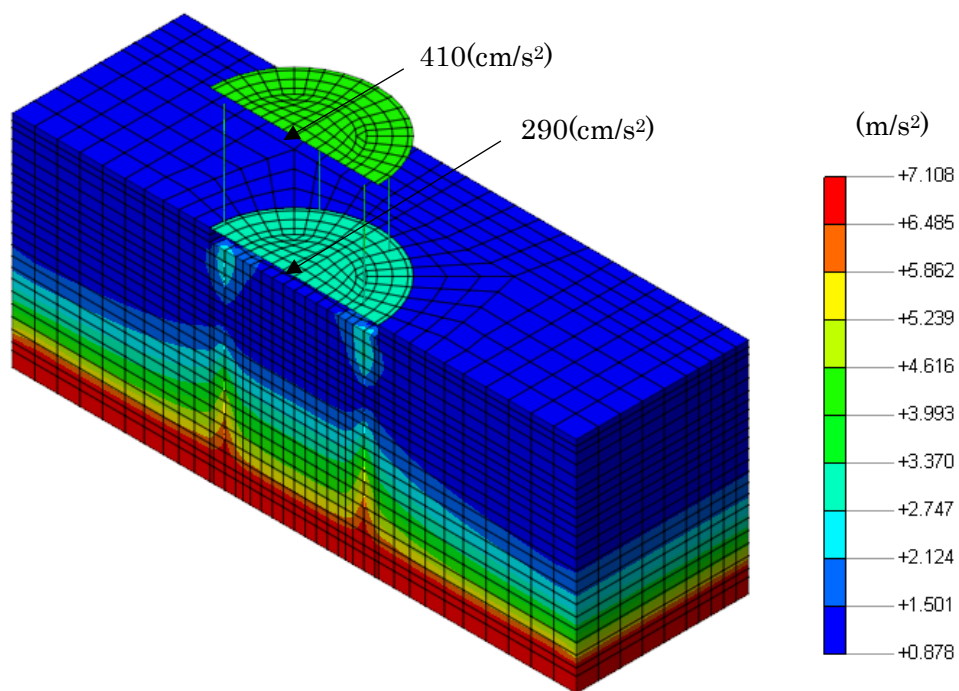


图 2-1 最大応答加速度分布（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

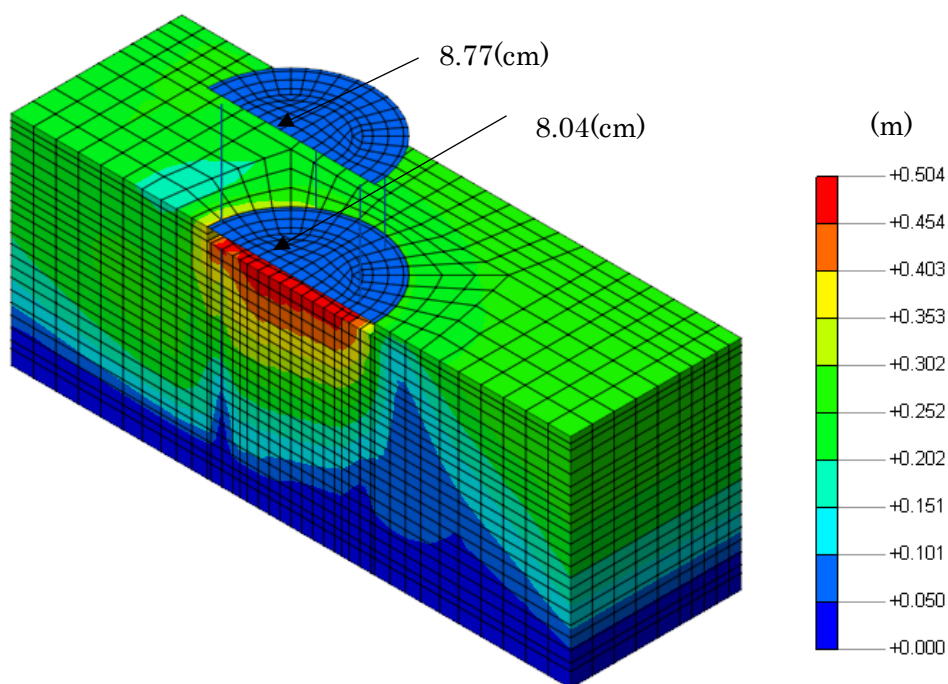


图 2-2 最大応答相对変位分布（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

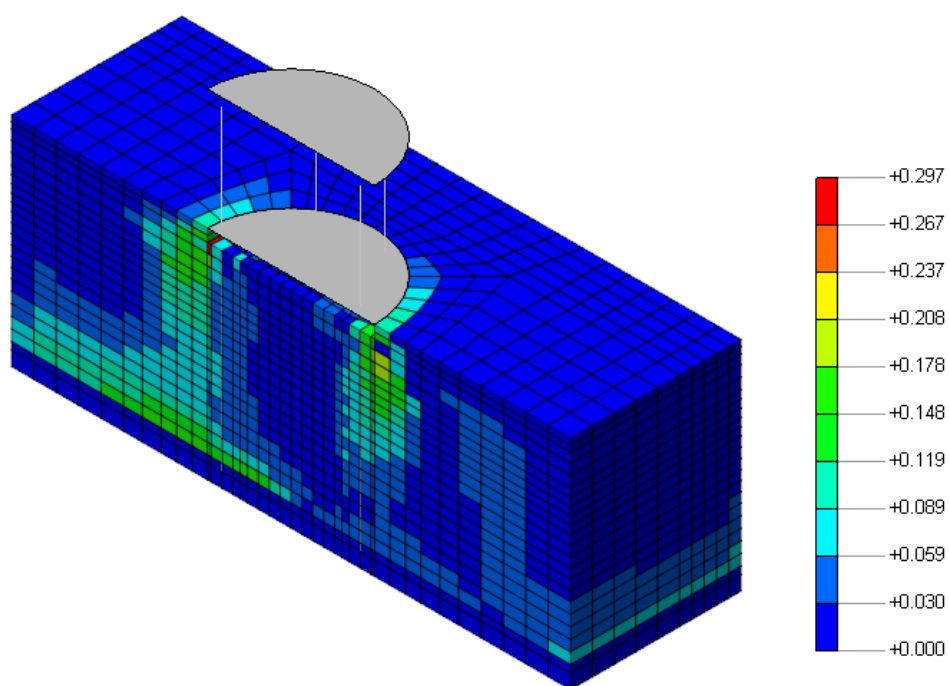


図 2-3 最大応答せん断ひずみ分布（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

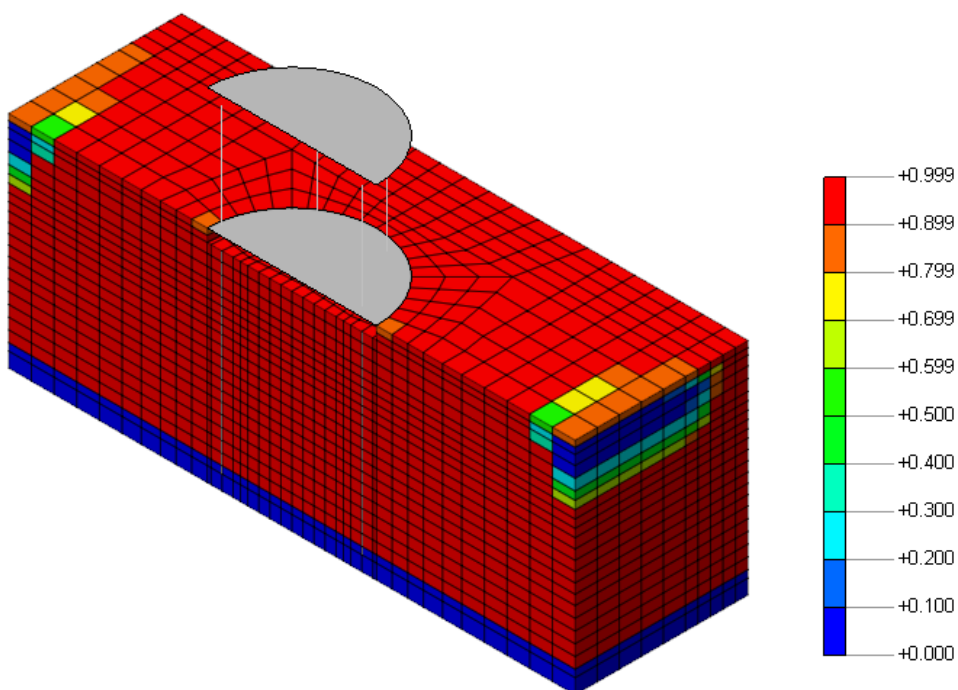


図 2-4 過剰間隙水圧比分布（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

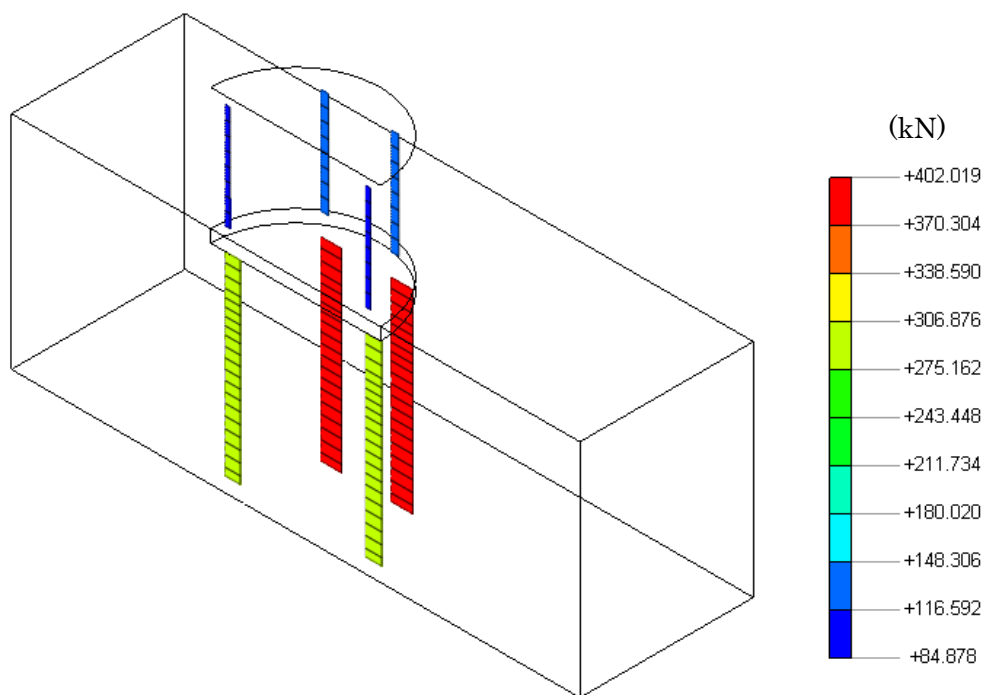


図 2-5 支柱及び杭の最大応答軸力（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

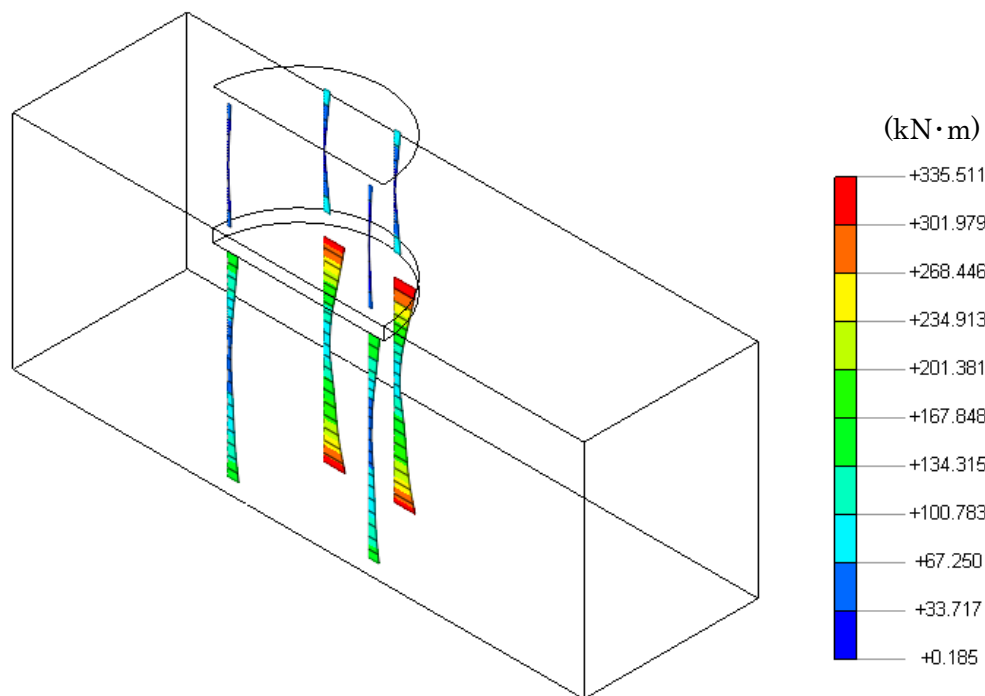


図 2-6 支柱及び杭の最大応答曲げモーメント（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

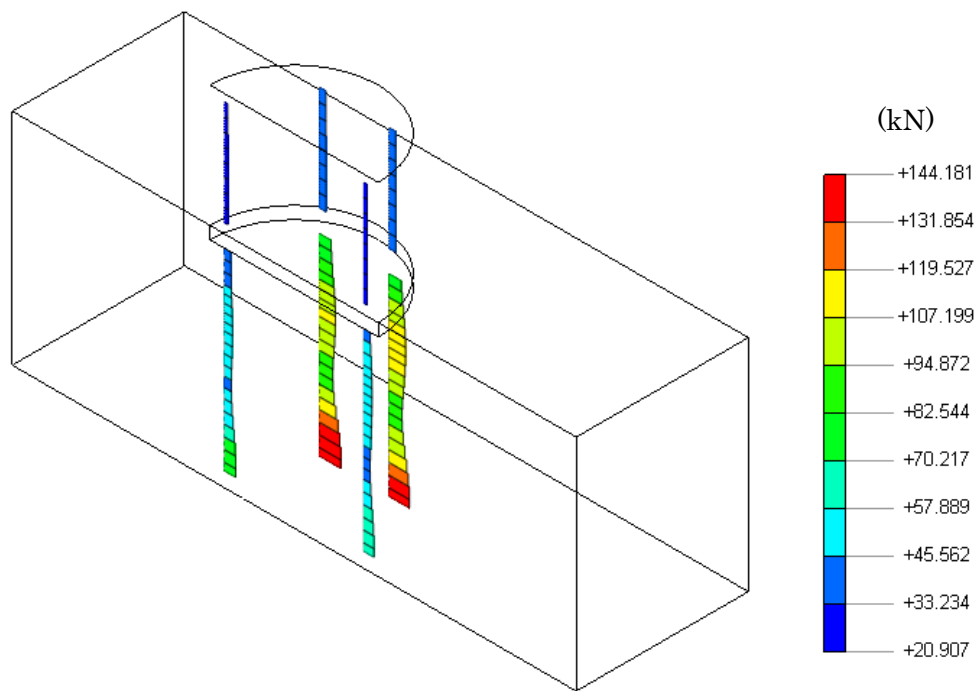


図 2-7 支柱及び杭の最大応答せん断力（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

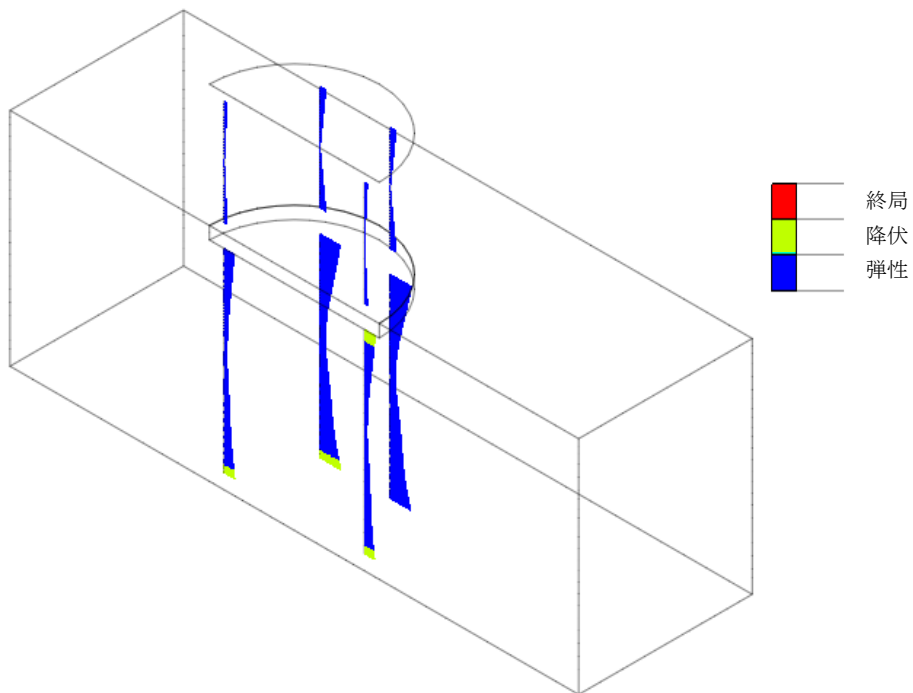


図 2-8 支柱及び杭の塑性状況（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

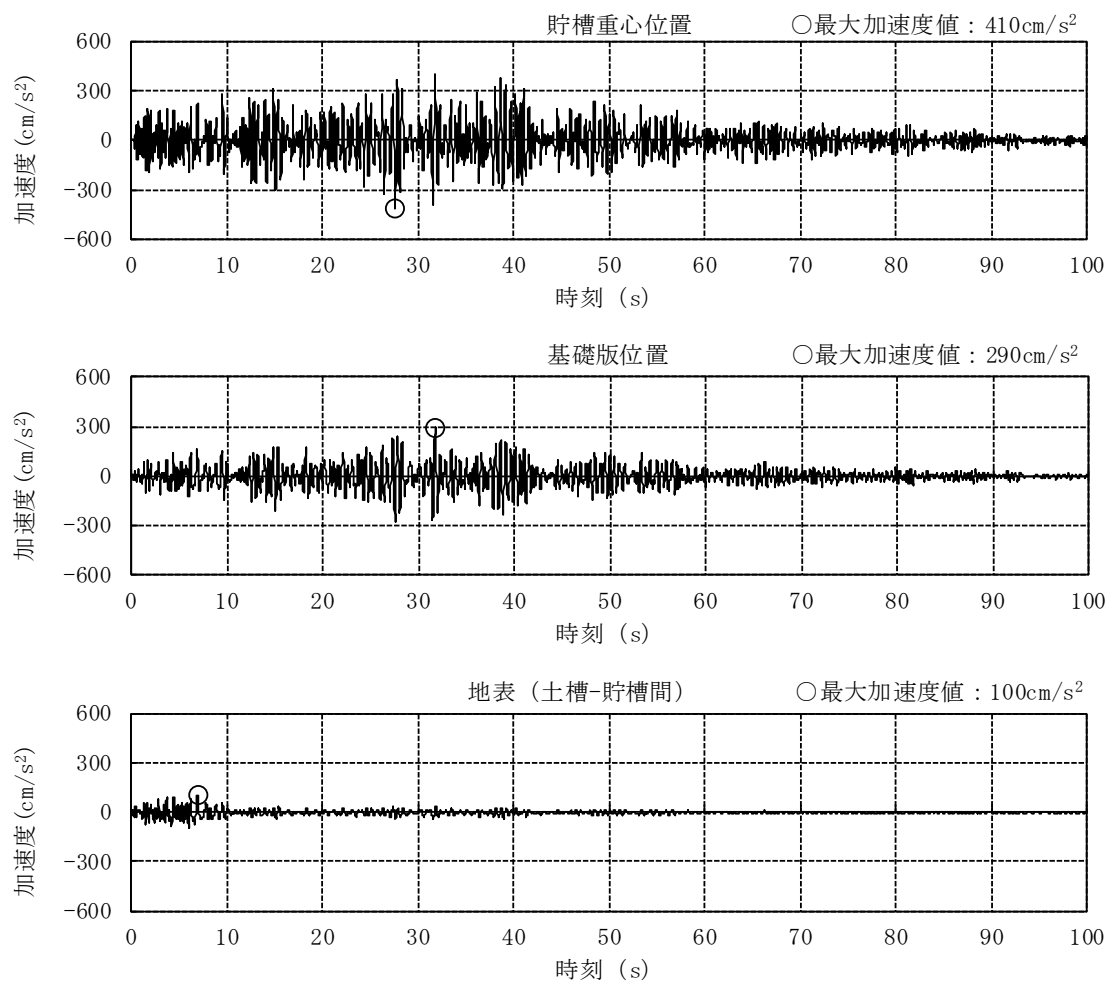


図 2-9 応答加速度 (入力：振動台観測波形，杭：実強度)

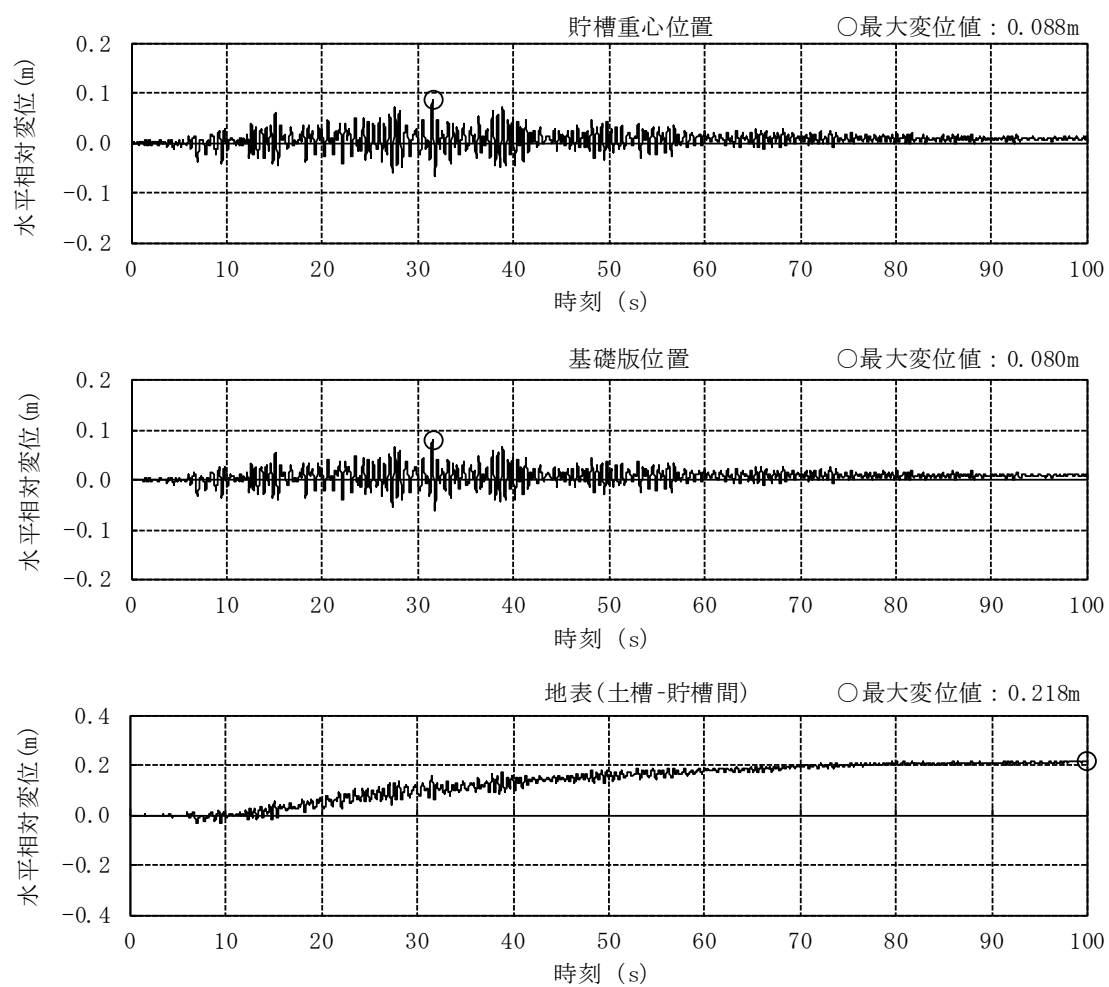
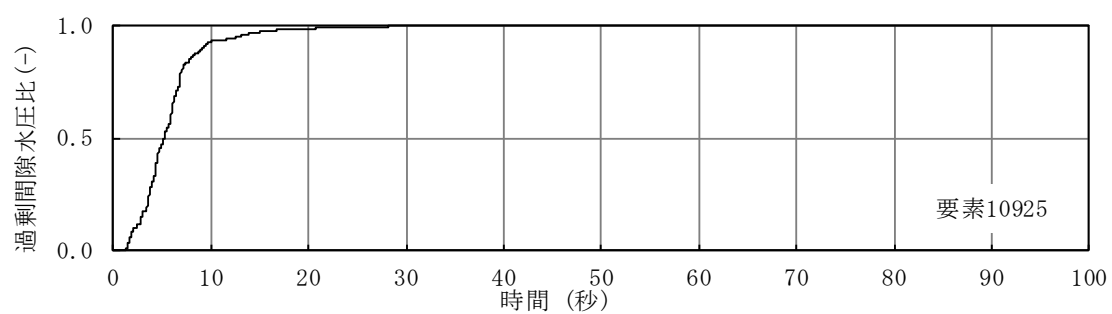
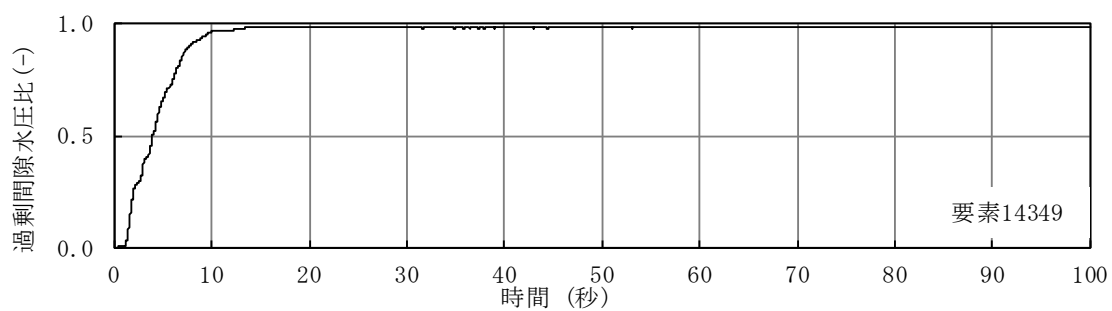


圖 2-10 応答相對變位 (入力：振動台觀測波形，杭：實強度)



(a) 自由地盤



(b) 杭間地盤

図 2-11 過剰間隙水圧比（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

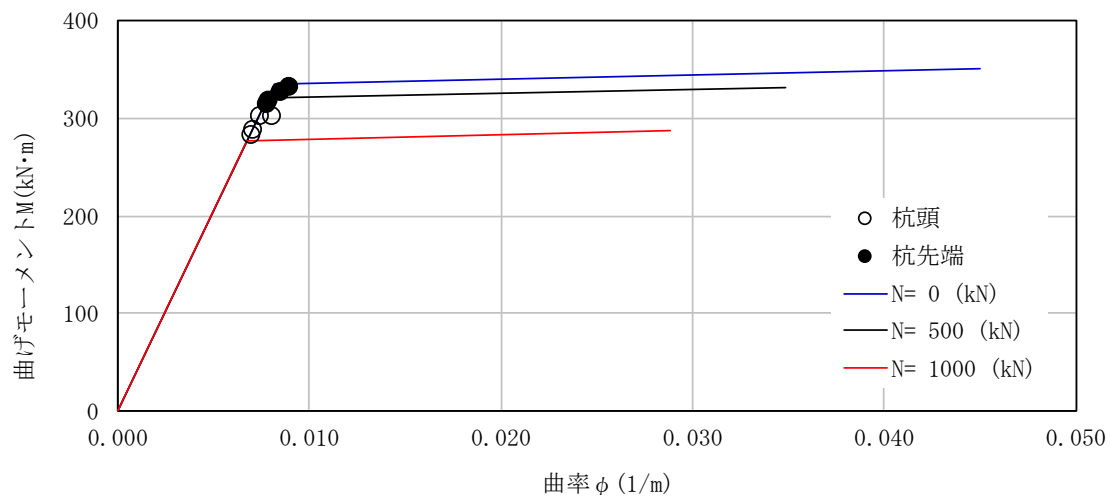


図 2-12 杭頭の $M \cdot \phi$ 関係（入力：振動台観測波形，杭：実強度）

参考資料Ⅱ-4(6)：遠心模型振動実験の追加予備解（その2）
（境界：剛土槽，入力：振動台観測波形，杭：実強度）

1. 解析概要

遠心模型振動実験で得られた振動台の観測加速度波形を用いて追加予備解析（その 1）を実施した結果、予備解析における土槽端部の地表変位が 90cm 程度から 30cm 程度に低減していた。これは、図 1-1 に示す振動台の観測加速度波形が、長周期成分を再現できていないことによるものである。ただし、実験の土槽端部の地表変位は 10cm 程度で、追加予備解析（その 1）は 3 倍程度の変位を示していた。このため、追加予備解析（その 1）の解析モデルに剛土槽条件を与えた追加予備解析（その 2）を実施し、土槽変位の影響について検討した。ここで、予備解析と追加予備解析（その 2）における解析条件の比較を表 1-1 に示す。

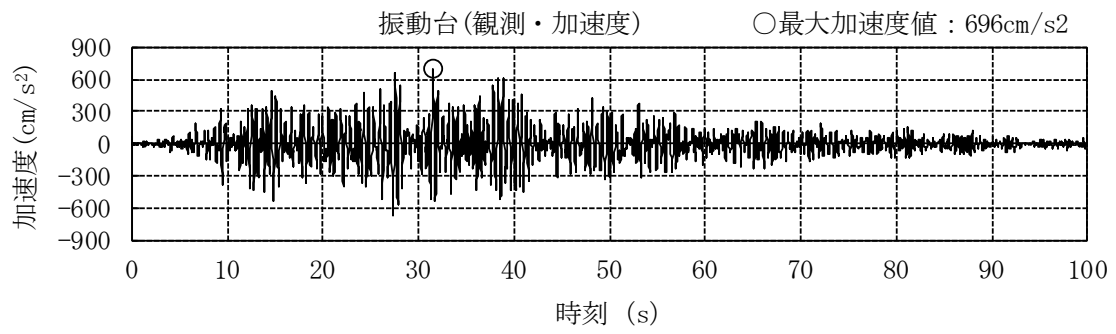
2. せん断土槽の影響確認

追加予備解析（その 2）の解析結果を図 2-1～図 2-12 に示す。

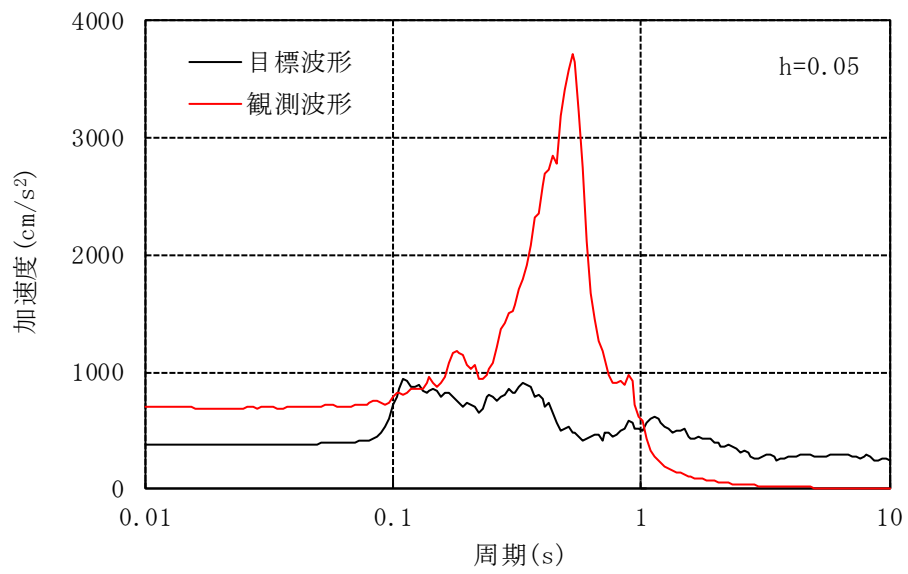
剛土槽の影響を受けて、球殻重心位置及び基礎版の応答加速度は、実験結果に比べて若干大きくなっている。自由地表の加速度は 300cm/s²と実験結果の 100cm/s²と比べてかなり大きくなっている。この結果は、剛土槽境界に近い程、側面からの入力の影響を自由地表が受けていることを示している。また、剛土槽の影響による杭廻りの地盤変形が低下したために、杭応力は降伏点より小さくなっており、実験結果と類似の応力になっている。

表 1-1 予備解析と追加予備解析（その 2）における解析条件の比較

項目		予備解析	追加予備解析 (その 2)	予備/追加予備の解 析条件の比較
連成系の固有振動数	F (Hz)	3.538 (初期剛性)	3.538 (初期剛性)	同じ
地盤のせん断波速度	Vs (m/s)	130	130	同じ
杭材の降伏点	fy (N/mm ²)	235	261 (引張試験)	若干の相違
入力波形		H28 年度波 (377cm/s ²)	振動台観測波形 (696cm/s ²)	最大値の相違 長周期成分の相違
土槽モデル		せん断土槽 モデル	剛土槽 モデル	土槽境界の変位の 相違



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1-1 振動台の観測加速度

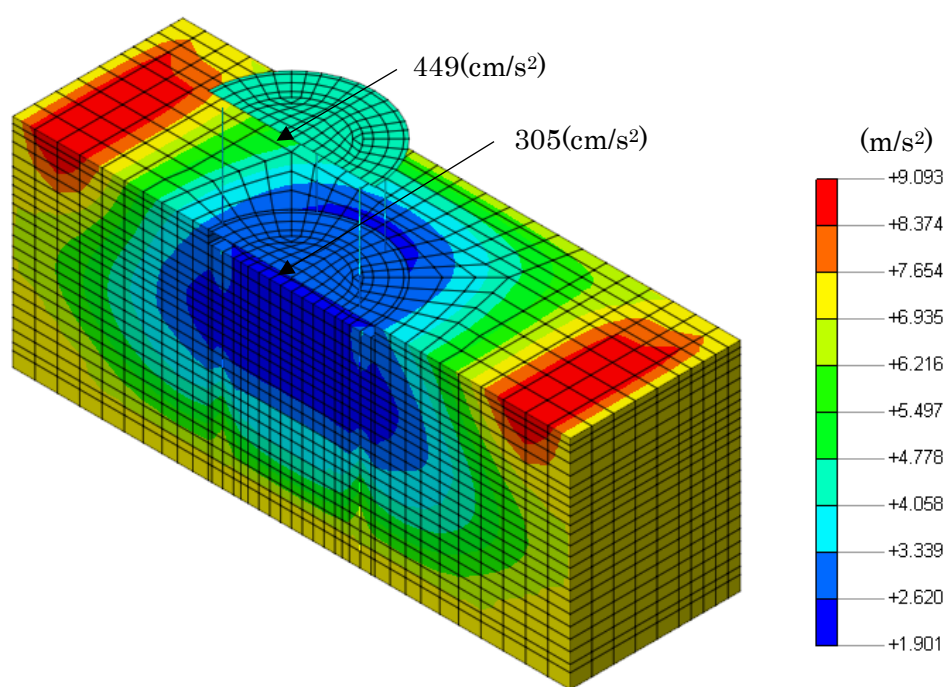


图 2-1 最大応答加速度
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

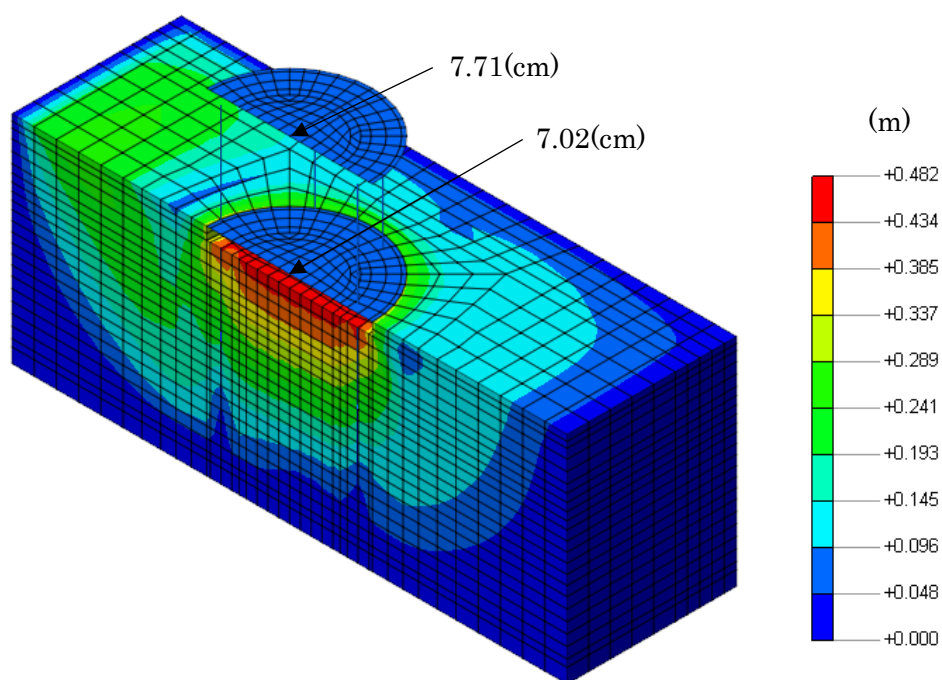


图 2-2 最大応答変位
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

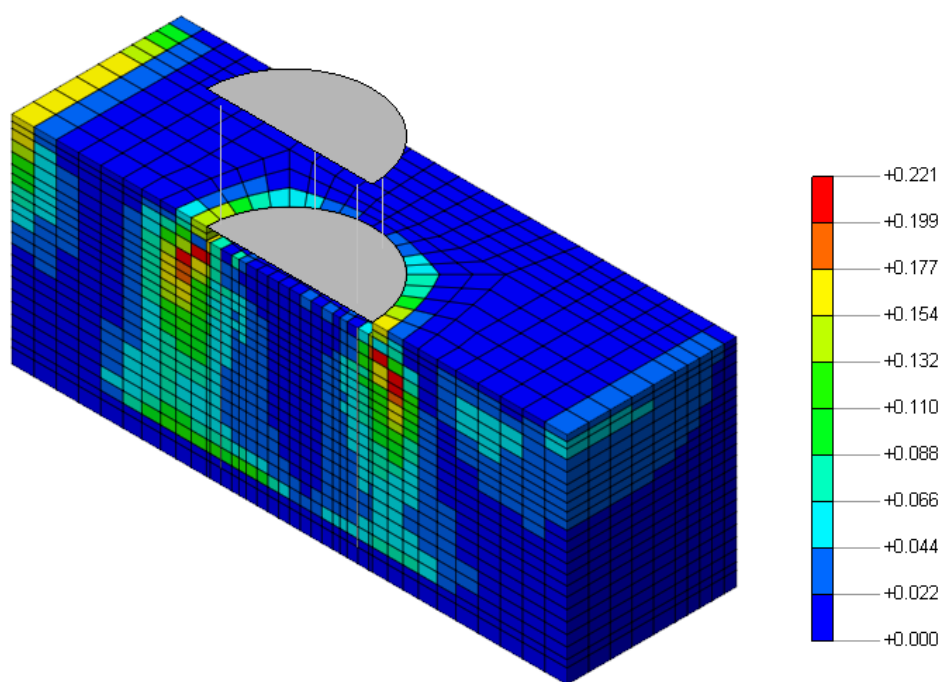


図 2-3 最大応答せん断ひずみ
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

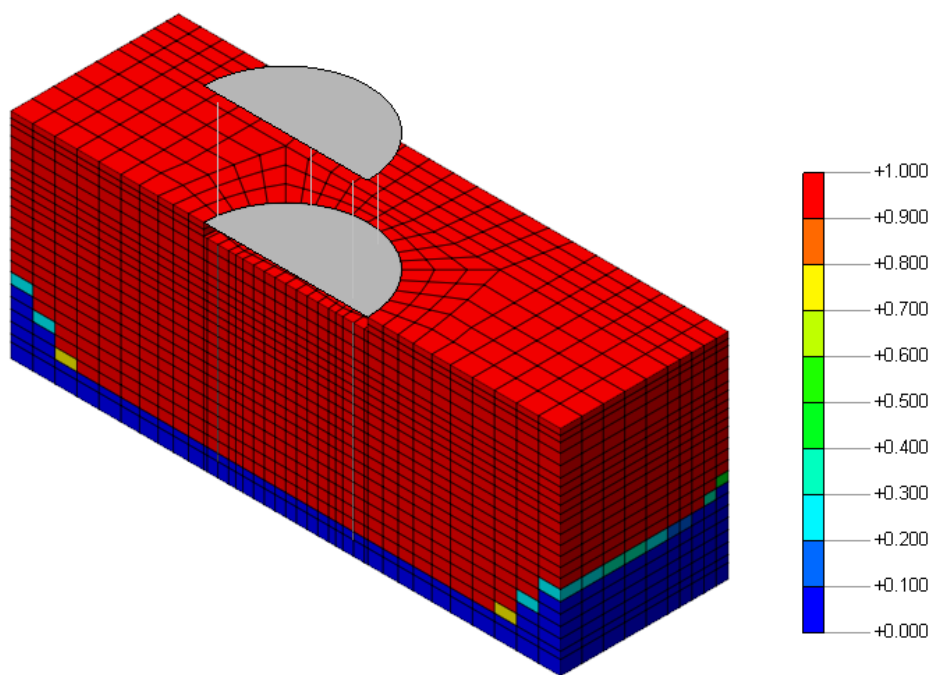


図 2-4 過剰間隙水圧比
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

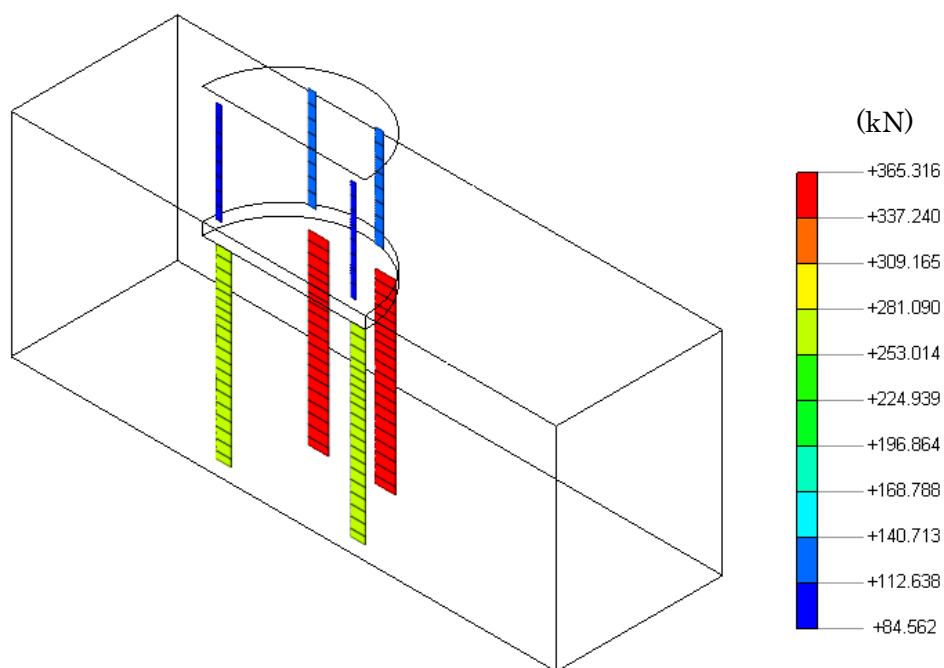


図 2-5 支柱及び杭の最大応答軸力
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

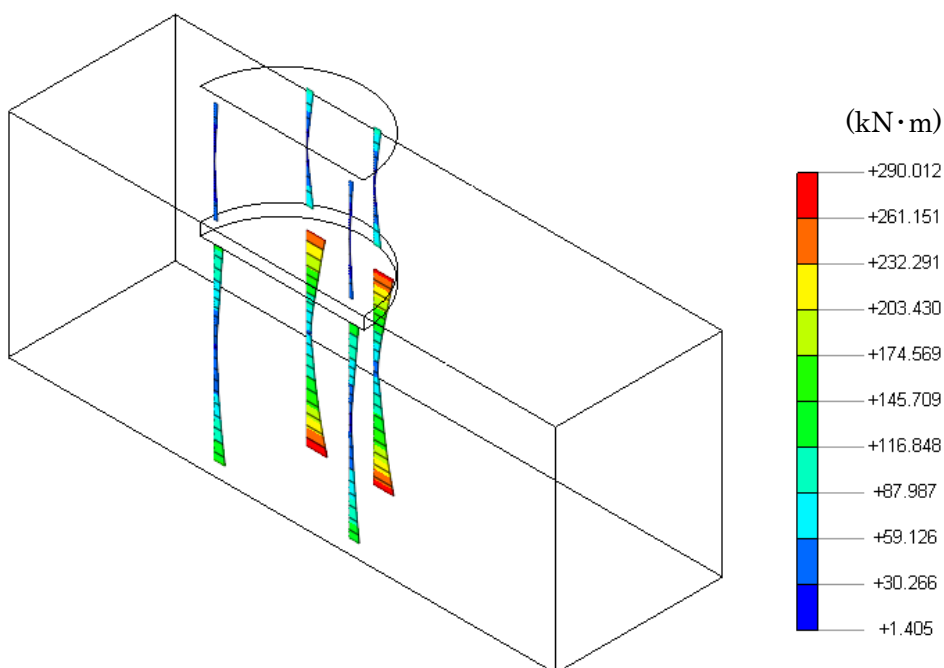


図 2-6 支柱及び杭の最大応答曲げモーメント
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

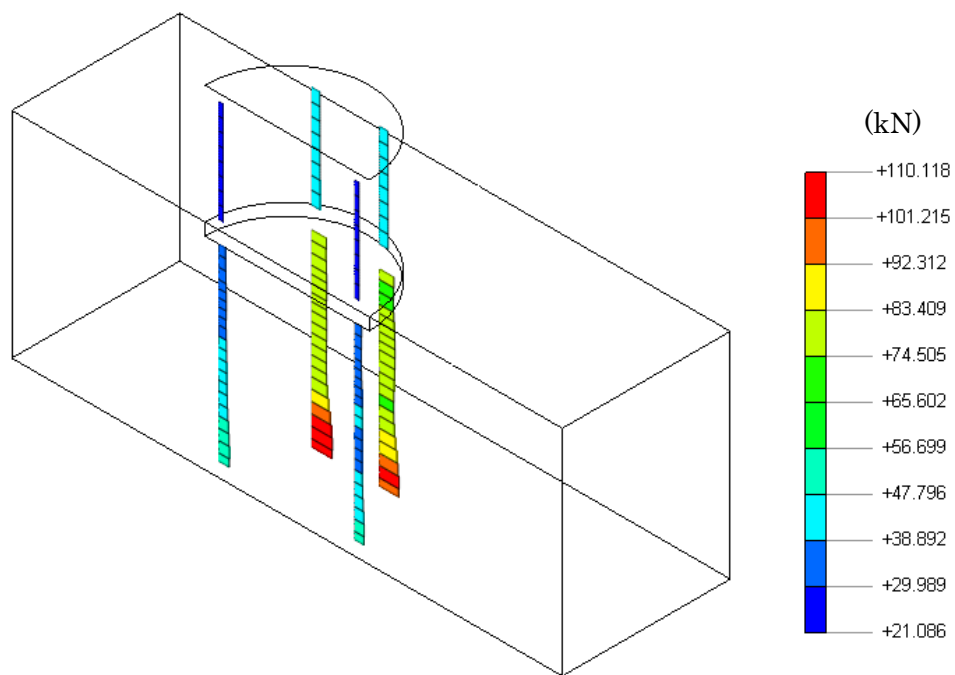


図 2-7 支柱及び杭の最大応答せん断力
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

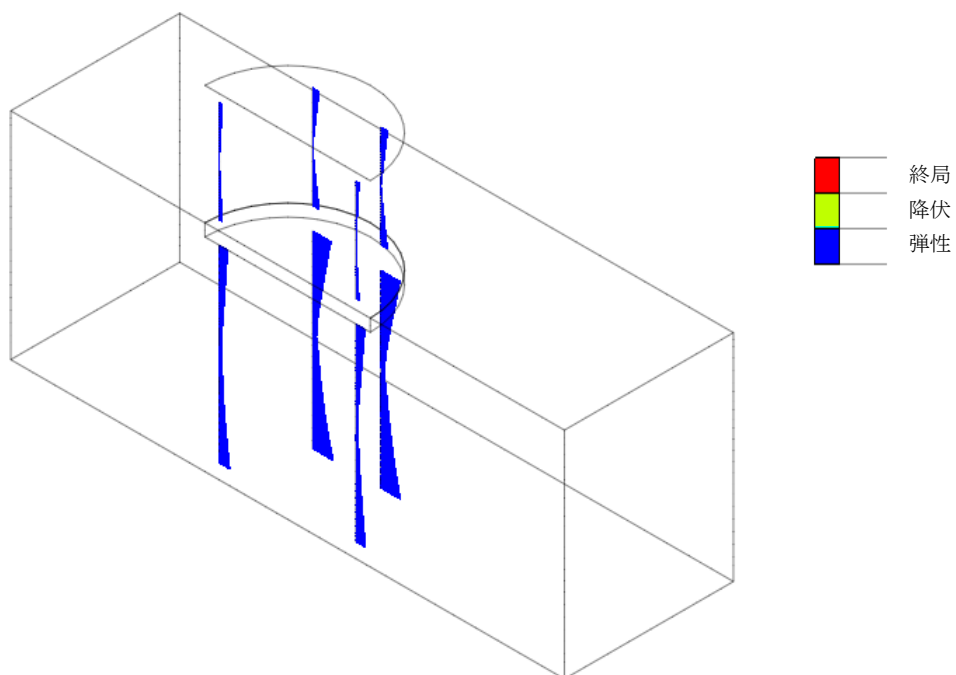


図 2-8 支柱及び杭の塑性状況
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

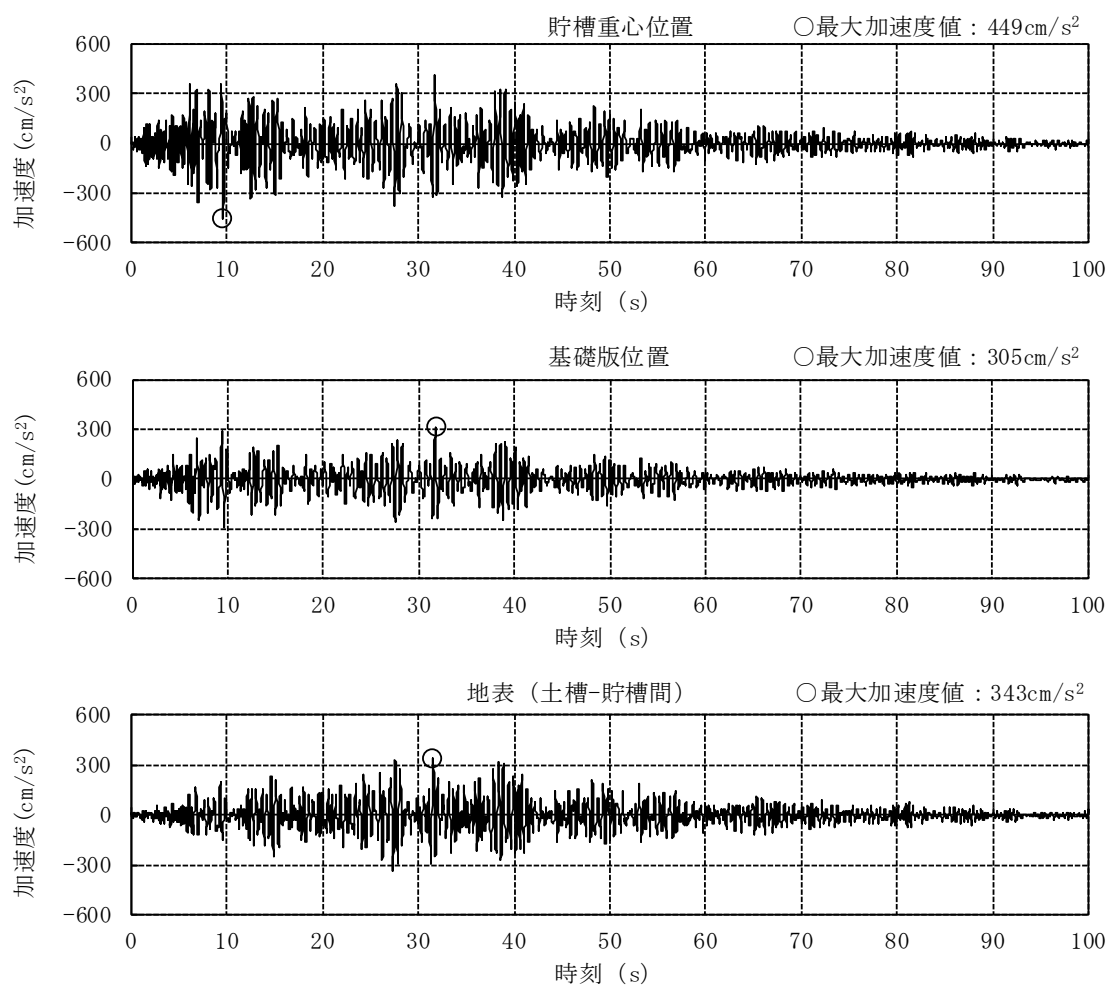


図 2-9 応答加速度
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

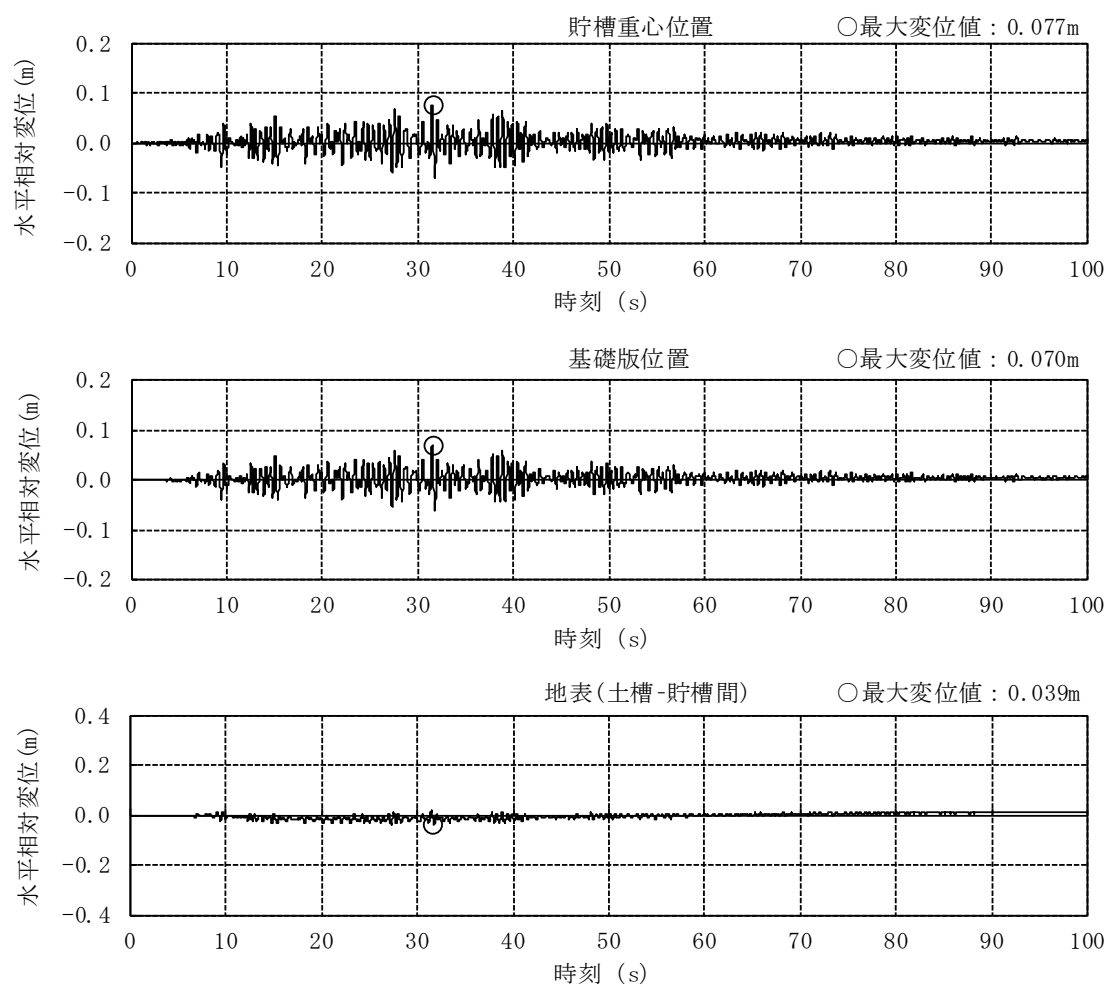
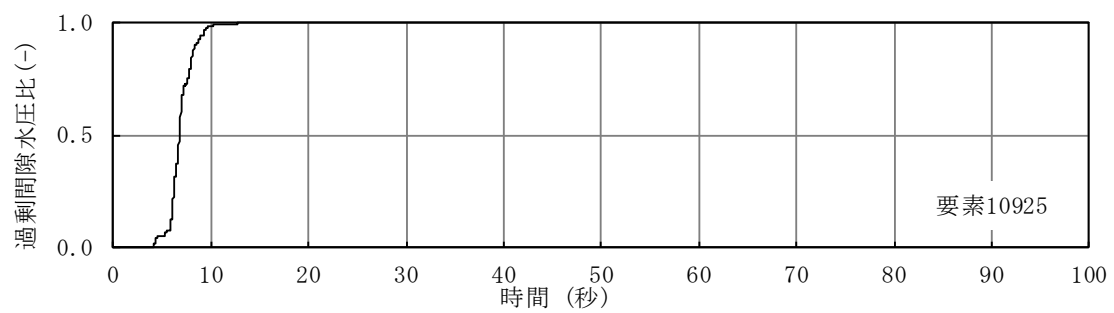
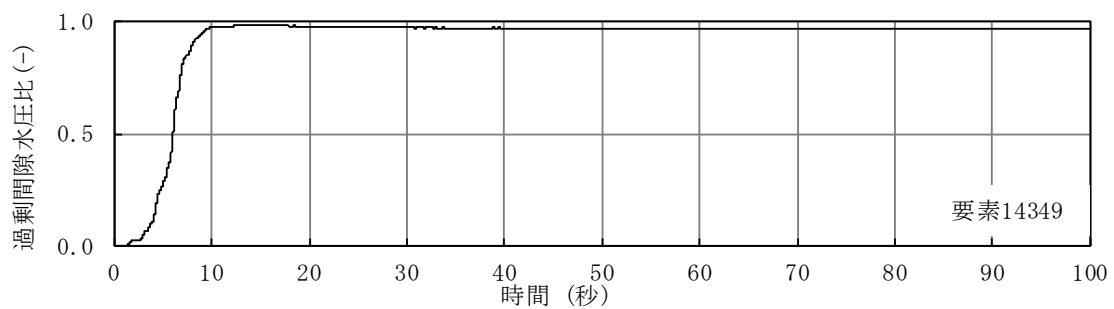


図 2-10 応答相対変位
(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)



(a) 自由地盤



(b) 杭間地盤

図 2-11 過剰間隙水圧比

(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

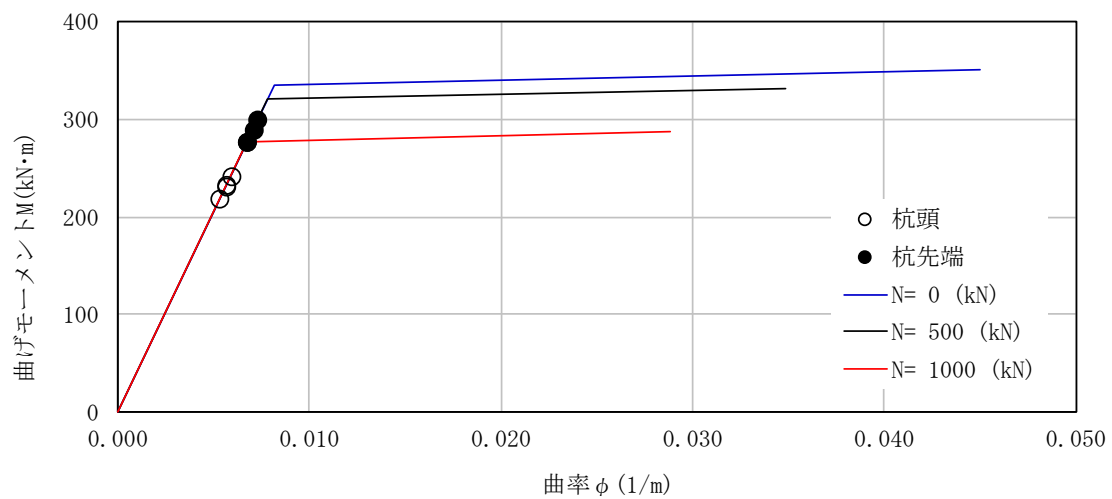


図 2-12 杭頭の $M \cdot \phi$ 関係

(境界：剛土槽，入力：振動台観測波，杭：実強度)

参考資料Ⅳ-4(1)：ラグ支持構造物の設置に関する留意事項

1. 概要

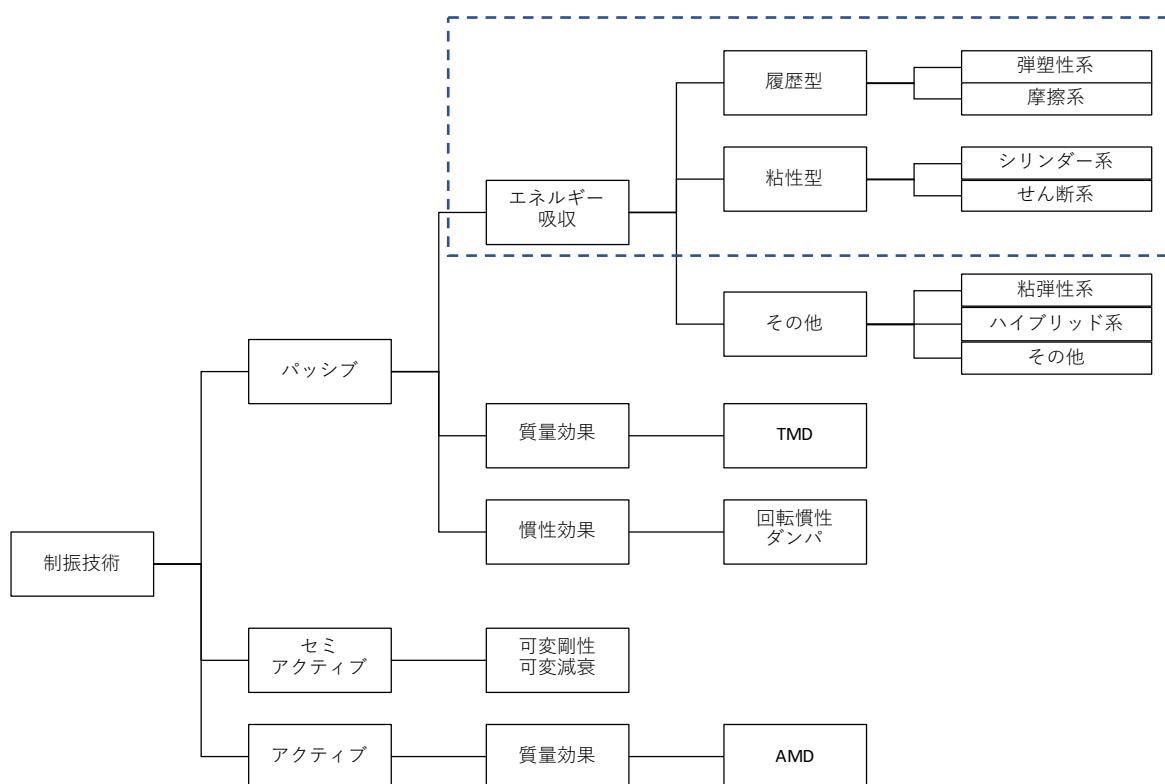
ここでは、高圧ガス設備に制振装置を適用する場合の留意点についてメーカー側からの視点で述べる。高圧ガス設備の対象を、一例としてラグ支持される貯槽とし。制振は主に建築分野で実績の多い層間エネルギー吸収型を中心に述べる。

2. 層間エネルギー吸収型

層間エネルギー吸収型は、構造物の相対変位が生じる箇所にダンパ等の装置を設置し、地震エネルギーを吸収することで、構造物の応答低減を図る手法である。

層間エネルギー吸収型制振技術の主な特徴を下記に示す。

- 1) 免震ほど大きな応答変位を生じさせず、従来の構造物設計を大きく変えずに設置できるため、新設だけでなく既設にも適用し易い。
- 2) 取付部はダンパの減衰力に応じた耐力を必要とするが、設計用入力地震動が増大した場合、耐震よりも構造物本体の補強箇所を削減できる。
- 3) 対象となる構造物の応答低減の目的に応じてダンパを選択することにより、構造物、施工方法などに相応しい技術の選択が可能である。



参考図 1. 制振技術の分類

3. 適用するダンパ

層間エネルギー吸収型で使用するダンパ種別は応答低減の目的や構造物種別に応じて選択

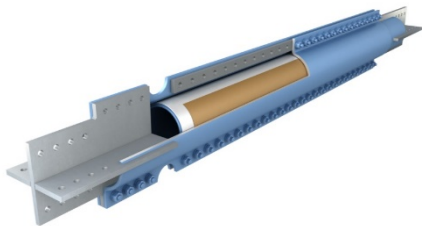
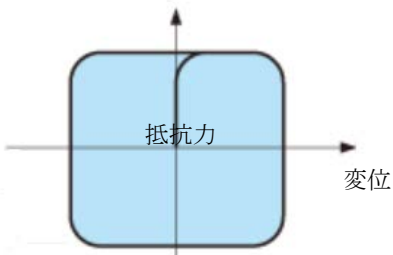
されるため多種多様だが、建築・土木分野では、主に履歴型、粘性型の採用実績が多い。

履歴型は、変形の履歴に伴い剛性を発しながらエネルギーを吸収する。そのため構造物へ剛性付加も可能であり、変位抑制効果に優れるため、新設の制振以外に耐震補強的に使用されることも多い。但し、履歴系は高い剛性を有するため、過減衰気味に設置するとエネルギー吸収せずに耐震と類似した設計となることに留意すべきである。

履歴型は、弾塑性系と摩擦系に大別される。弾塑性系は、金属の塑性変形を減衰力に利用したものが多く、安価でメンテ性に優れる特徴があるが、地震の繰り返しを考慮した設計や交換を考慮した設計を要する場合がある。

摩擦系は、摩擦力を減衰力に用いている。変形に対して一定の摩擦力を発揮するため、構造物にその摩擦力以上の負担がなく、構造物の耐力限界を考慮した設計がしやすい特徴がある。摩擦系は地震の繰り返しに対して弾塑性系より安定しているが、コスト面とメンテ性は弾塑性系の方が優位な場合が多い。

参考図 2. 履歴型ダンパの概要

種別	履歴型
	摩擦系（摩擦ダンパ）
参考図	
参考特性	

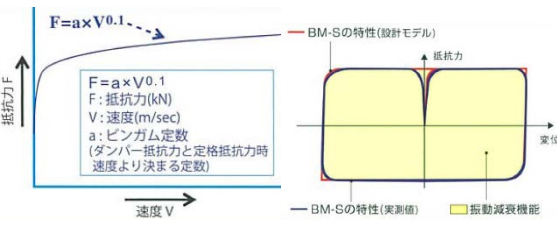
粘性型は、オイルダンパのようなシリンダー系と高層建築構造物で採用が多い壁型粘ダンパのようなせん断系に大別できる。いずれも減衰力は、速度に比例する、若しくは速度の累乗に比例する特性となり、履歴型と比較すると加速度低減効果に優位性が有る。一方、装置特性に多様性が有るものの、コスト面と施工性は履歴型に優位性が多い。

シリンダー系は、内部に封入されたオイルや粘性体等の流体がオリフィスを通るときの抵抗を減衰力に用いる。減衰力特性は速度に依存して変化するが、その特性は、粘性減衰のように速度に比例する特性から、摩擦型に類似した特性を示す速度の 0.1 乗に比例する特性まで多

様である。なお、速度に比例するオイルダンパの多くは、速度増加による過大な減衰力発生を抑えるため、規定の速度に達すると抵抗力増加が緩和するバイリニア特性となっている。

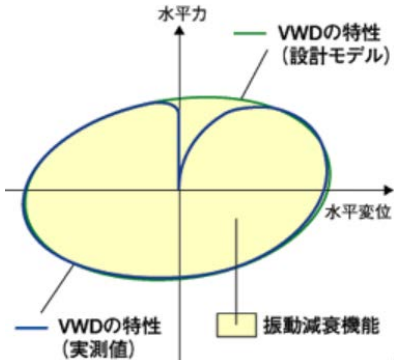
シリンダー系は装置特性の選定に自由度があることに加え、減衰力の温度による変化や地震の繰返しに対して安定した特性を示す。多くはブレースを介して取り付けることが多いが、流体を封入していることから本体に曲げ変形を付与することができないため、取付部には球面軸受を用いたピン結合や球座による取付を要する。そのため、施工性やメンテ性は履歴型に優位性が有る場合が多い。

参考図 3. 粘性型ダンパの概要（シリンダー系）

種別	粘性型
	シリンダー系（粘性流体ダンパ）
参考図	
参考特性	 参考特性 左側グラフ: 抵抗力 F (kN) vs 速度 V (m/sec). 特性式: $F = a \times V^{0.1}$. F: 抵抗力(kN) V: 速度(m/sec) a: ビンガム定数 (ダンパー抵抗力と定格抵抗力時速度より決まる定数) 右側グラフ: 抵抗力 vs 変位. 示すのは BM-S の特性(設計モデル)と BM-S の特性(実測値)の履歴ループ。黄色の塗りつぶしは「振動減衰機能」を示す領域。

せん断系は、粘性のせん断抵抗を減衰力に用いている。減衰力特性は、シリンダー系に類似にした速度の累乗に比例する特性であり、シリンダー系と比べると設置面で利点がある。架構は柱梁の仕口部に応力が集中するが、壁型の場合、上下の梁材に設置するため応力集中を避けた設置が可能であり、ダンパ本体構造も簡素なため履歴型と同等の施工が可能である。一方、シリンダー系よりも減衰力の温度による変化が大きく、粘性体が密閉されていないことから、雨水対策を要する場合がある。

参考図 4. 粘性型ダンパの概要

種別	粘性型
	せん断系（壁型粘性せん断ダンパ）
参考図	
参考特性	

4. 適用の狙い

構造物の応答性状は、加速度と変位がトレードオフの関係となる。制振装置特性の構造物応答特性への寄与を大きく大別すると、履歴型は変位抑制に優位性が有り、粘性型は加速度抑制に優位性が有る。高圧ガス設備のラグ支持構造物においては、架構・貯槽・配管の連成挙動を考慮する必要があるが、応答性状を低下させたい目的に対して、上記を参考に設計検討することが可能であると考える。

以下に、建築・土木分野での設計例を挙げる。建築分野では、安価で施工性のよい鋼材系の採用も多いが、内部の居住性や安全性も考慮するために応答加速度を低減する目的で、粘性型の採用事例も多い。近年の高層建築構造物では、一特性の装置を配置するだけでなく、下層部

を履歴型ダンパで変位抑制を図りつつ、高層部は粘性型ダンパで加速度低減を図ること等、構造物の応答性状を複数の装置を用いて制御する設計手法も開発されている。また、摩擦系と粘性型を同層に併用することにより、費用対効果を考慮した設計等の事例等もある。

また、既設構造物への耐震補強では、構造物耐力の限界を新設よりも考慮する必要があるため、摩擦系の特性が適している。近年では、粘性型シリンダー系の改良が進み、速度の 0.1 乗をはじめとする低い速度の累乗特性を持つダンパもあるが、累乗の低い速度特性は履歴型摩擦系と類似した特性となるため、これらのダンパは履歴型の高い変位抑制効果を有しながらシリンダー系の優れた耐久性を示すものとなる。これらは、主に土木分野で耐震補強に使用されることが多い。

上記事例を参考に、既設のラグ支持構造物で制振手法を用いて耐震補強する場合の一例を挙げる。架構の層間に摩擦系や速度の低い累乗特性を有するシリンダー系の制振装置を取付けることにより、架構の耐力を最大限に活かす、若しくは架構の補強を最低限に抑えた補強が可能となると考える。更に、架構と貯槽の連結部に粘性系の制振装置を設置することで貯槽に生じる加速度を低減できれば、架構の層せん断力や基部の浮き上がりを更に低減することも可能であると考える。

5. 適用方法

ラグ支持構造物への制振装置の適用については、建築分野での適用例を参考にできる。架構の層間に設置する例として、ブレース式、シアリンク式、間柱式、等が挙げられる。

ブレース式では、多くの構造物で使用されているブレースの設計と同様に設置角度の分だけ水平方向に寄与するダンパの減衰機能が低下することに留意しなければならない。シアリンク式は、構成部材はブレース式より多くなるものの、ダンパを水平設置することができるため減衰機能を得るための効率がよく、架構に対しても仕口部に集中する応力を分散できる利点がある。

間柱式は、開口部さえあれば架構に対して最も負担を軽減した設置が可能であるが、その他工法と比較すると取付に要する構成部材を必要とする。履歴系、粘性系ともに壁型制振ダンパは、間柱式のように設置するものであるが、ダンパ本体の分だけ取付部材を軽減した設置が可能である。

建築分野で使用されている制振装置では、設置誤差や地震時の挙動を考慮し、面外方向にオフセットさせたときの挙動についても確認されているものもある。中にはシリンダー系のように本体に曲げ変形を与えられないものもあるが、シリンダー系は球面軸受を用いたピン接合や球座によって面外方向への変形を数度程許容している。

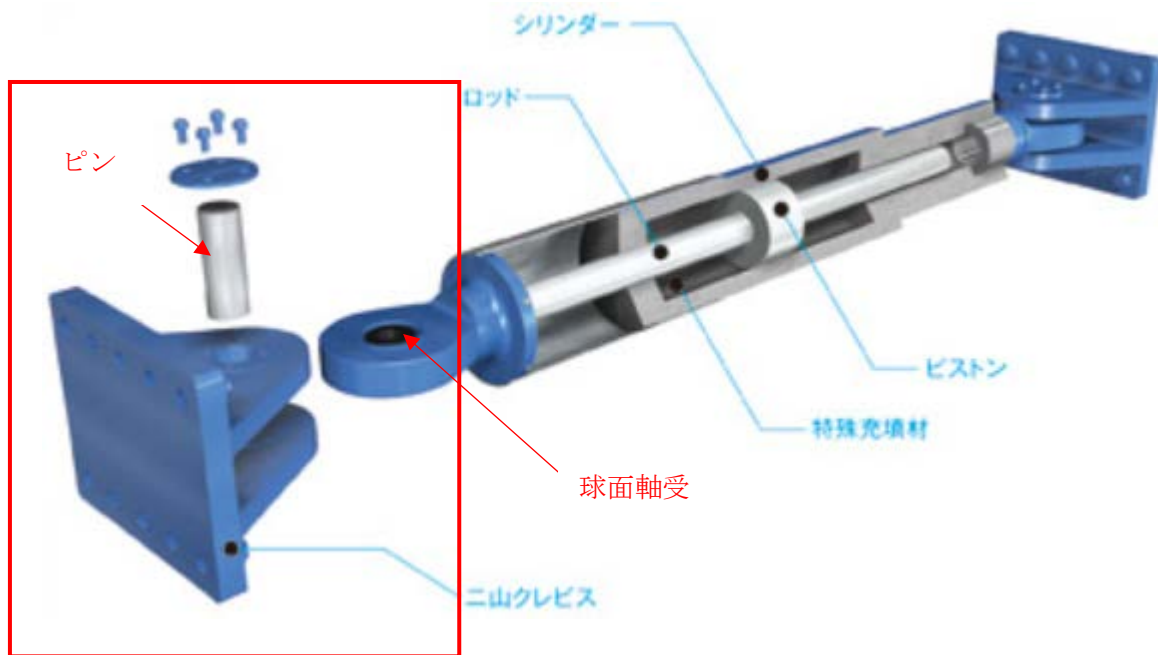
それぞれの制振装置は、ブレースやその他の機器と同じように摩擦接合やボルト接合等で取り付けることが出来る。取付部や接合部の設計では、制振装置固有の依存性を考慮し、最大の減衰力を考慮することに留意しなければならない。



参考図 5. 制振ダンパの代表的な設置方法



参考図 6. 壁型粘性ダンパの施工例



参考図 7. 粘性流体ダンパの球面軸受を用いたピン接合の例

7. 参考文献

日鉄エンジニアリング株式会社 HP

https://www.eng.nipponsteel.com/steelstructures/product/base_isolation/unbondedbrace/

<https://www.eng.nipponsteel.com/steelstructures/wp/wp-content/themes/nssmc/images/download/parts07.jpg>

センクシア株式会社 HP

<https://www.senqcia.co.jp/products/kz/damper/feature.html>

オイレス工業株式会社 HP

<https://www.oiles.co.jp/menshin/bridge/product/bm-s/>

<https://www.oiles.co.jp/menshin/building/seishin/products/vwd/>

<https://www.oiles.co.jp/menshin/building/seishin/products/cfd/>

オイレス工業株式会社、制震壁技術資料

社団法人日本免震構造協会、パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版

田中剛、藤田聡、皆川佳祐、相田清、石炭火力発電施設ボイラ建造物の制振技術の開発と長周期長時間地震への適応性検討、日本機械学会論文集、Vol.85、No869（2019）、DOI:10.1299/transjsme.18-00252

佐藤大輔、北村春幸、佐藤大樹、佐藤利昭、山口路夫、脇田直弥、綿貫雄太、履歴ダンパーと

粘性ダンパーを併用した制振構造のエネルギーのつり合いに基づく応答予測法、日本建築学会
構造系論文集第 79 巻、第 699 号(2014)、PP.631-640

添田幸平、佐藤大樹、北村春幸、石井正人、吉江慶祐、宮崎充、佐々木和彦、岩崎雄一、連想
配置した履歴型ダンパーと粘性型ダンパーが超高層建物の制振効果に与える影響、日本建築学
会技術報告集、第 18 巻、第 39 号(2012)、pp.477-482

石田琢志、佐藤大樹、北村春幸、佐々木和彦、宮崎充、吉江慶祐、石井正人、藤田隆史、履歴
型・粘性型ダンパーをハイブリッドに配置した 10 層フレームの振動台実験、構造工学論文集、
Vol.55B(2009)、pp.507-515