

屋外タンク貯蔵所の耐震安全性に係る調査検討

報 告 書 （案）

平成 2 9 年 3 月

総務省消防庁危険物保安室

はじめに

(座長と調整)

平成 29 年 3 月

屋外タンク貯蔵所の

耐震安全性に係る調査検討会

座 長 亀井 浅道

屋外タンク貯蔵所の耐震安全性に係る調査検討報告書

報告書目次

第1部 調査検討の概要

- 1 調査検討の目的
- 2 調査検討事項
- 3 調査検討体制
- 4 調査検討経過

第2部 南海トラフ地震に対する耐震安全性の確認

第1章 地震波形の作成.....

- 1 地震波形作成手法の検証
- 2 地震波形の作成
- 3 地震波形作成のまとめ

第2章 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析.....

- 1 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析手法の検証
- 2 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析（平成26年度）
- 3 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析（平成27年度）
- 4 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析のまとめ

第3章 地盤・構造物の耐震安全性の解析.....

- 1 基礎・地盤の耐震安全性の解析条件の設定
- 2 基礎・地盤の耐震安全性の解析
- 3 基礎・地盤の耐震安全性の解析のまとめ

第4章 浮き屋根の耐震安全性の解析.....

- 1 浮き屋根の耐震安全性の解析の概要
- 2 解析対象地区及びタンクの選定
- 3 浮き屋根の簡易耐震強度調査
- 4 浮き屋根の有限要素法モデルによる詳細耐震強度調査
- 5 浮き屋根の耐震安全性の解析の概要のまとめ

第3部 首都直下地震に対する耐震安全性の確認

第1章 地震波形の解析.....

第2章 屋外タンク貯蔵所の解析.....

第3章 地盤・構造物の解析.....

第4部 まとめ

第 1 部 調査検討の概要

1 調査検討の目的

危険物を大量に貯蔵する屋外タンク貯蔵所は、危険物が流出した場合の影響が大きいことから、過去に発生した地震を教訓に技術基準の見直しを重ね、東北地方太平洋沖地震においても危険物の流出事故はほとんど報告されておらず、平成 23 年度に開催した「東日本大震災を踏まえた危険物施設等の地震・津波対策のあり方に係る検討会」においても、現行基準は妥当なものとされている。

しかしながら、中央防災会議等において、東北地方太平洋沖地震を踏まえて従来の想定を超えるような南海トラフ地震等の想定地震動の検討が進んでいることから、新たに想定された大規模な地震に対する屋外タンク貯蔵所の耐震安全性について検討を行うため、「屋外タンク貯蔵所の耐震安全性に係る調査検討会」（以下「検討会」という。）を開催する。

2 調査検討事項

検討対象の地震は、東北地方太平洋沖地震以降に内閣府が新たに想定した地震動のうち、検討会開催時点で公開されている西日本を中心に大きな被害が予想されている南海トラフ地震（短周期地震動及び長周期地震動）及び首都圏に大きな被害が予想されている首都直下地震（短周期地震動）とした。

耐震安全性の調査検討にあたっては、消防法令の基準に基づいて設置されている屋外タンク貯蔵所の各設備等のうち、地震により損傷すれば大規模火災や危険物の大量流出等の致命的な被害を生じる恐れのある屋外貯蔵タンク、基礎・地盤及び浮き屋根について、それぞれ分けて検討を行うこととした。また、タンク本体及び基礎・地盤は主に周期が 2～3 秒以下の短周期地震動の影響を強く受けることから、内閣府が公開している工学的基盤の短周期地震動を基に地表の地震波形を作成して解析を行い、浮き屋根は 2 秒～10 数秒の長周期地震動の影響を強く受けることから、内閣府が公開している地表の地震波形をそのまま用いて解析を行った。

調査検討項目は以下のとおりである。

- (1) 地震波形の作成
- (2) 屋外タンク貯蔵所の解析
- (3) 地盤・構造物の解析
- (4) 浮き屋根の解析（南海トラフ地震のみ）

※ 本検討会で使用する略語は以下のとおり

- ・ 消防法（昭和 23 年法律第 186 号）・・・法
- ・ 危険物の規制に関する政令（昭和 34 年政令第 306 号）・・・政令
- ・ 危険物の規制に関する規則（昭和 34 年総理府令第 55 号）・・・規則
- ・ 危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示（昭和 49 年自治省告示第 99 号）・・・告示
- ・ 屋外タンク貯蔵所のタンク本体・・・タンク本体
- ・ 屋外タンク貯蔵所の基礎・地盤・・・基礎・地盤
- ・ 危険物の規制に関する政令及び消防法施行令の一部を改正する政令（昭和 52 年政令第 10 号）の施行後に設置許可の申請がなされた特定屋外タンク貯蔵所・・・新法タンク
- ・ 危険物の規制に関する政令及び消防法施行令の一部を改正する政令（昭和 52 年政令第 10 号）の施行の際、現に法第 11 条第 1 項前段の規定による設置に係る許可を受け、又は当該許可の申請がされていた特定屋外タンク貯蔵所で、その構造及び設備が政令第 11 条第 1 項第 3 号の 2 又は第 4 号に定める技術上の基準に適合していなかったもののうち、その構造及び設備が昭和 52 年政令第 10 号附則第 3 項各号に定める技術基準に適合しているもの・・・旧法タンク

3 調査検討体制

屋外貯蔵タンクの検査方法の高度化・合理化に係る調査検討会（五十音順敬称略）

※（ ）は前任者

座 長	亀井 浅道	元横浜国立大学	安心・安全の科学研究教育センター	特任教授
委 員	青木 雅志	石油化学工業協会		
	今木 圭	電気事業連合会	工務部副部長	(平成 27 年度から)
	(岩岡 覚	電気事業連合会	工務部副部長	(平成 26 年度))
	奥村 研一	堺市消防局	予防部 危険物保安課長	(平成 28 年度)
	(中原 訓史	堺市消防局	予防部 危険物保安課長	(平成 26 年度から))
	河野 和間	元横浜国立大学	客員教授	
	菅野 浩一	川崎市消防局	予防部 危険物課長	(平成 28 年度)
	(高橋 俊勝	川崎市消防局	予防部 危険物課長	(平成 27 年度まで))
	岸川 有一	石油連盟	設備管理専門委員会	タンク部会長
	座間 信作	横浜国立大学	リスク共生社会創造センター	客員教授
	寒川 慎也	危険物保安技術協会	タンク審査部長	
	龍岡 文夫	東京理科大学	理工学部土木工学科	教授
	西 晴樹	消防庁消防研究センター	火災災害調査部長	
	野本 敏治	東京大学	名誉教授	
	畑山 健	消防庁消防研究センター	施設等災害研究室長	(平成 27 年度から)
	丸山 裕章	独立行政法人	石油天然ガス・金属鉱物資源機構	備蓄企画部 エンジニアリングチーム チームリーダー
	八木 高志	危険物保安技術協会	土木審査部長	
	山内 芳彦	一般社団法人日本産業機械工業会	タンク部会技術分科会	
	山田 實	横浜国立大学	リスク共生社会創造センター	客員教授
事務局	秋葉 洋	消防庁危険物保安室	室長	(平成 28 年度)
	(白石 暢彦	消防庁危険物保安室	室長	(平成 27 年度))
	(鈴木 康幸	消防庁危険物保安室	室長	(平成 26 年度))
	七條 勇佑	消防庁危険物保安室	課長補佐	(平成 27 年度から)
	(大嶋 文彦	消防庁危険物保安室	課長補佐	(平成 26 年度))
	松坂 竜男	消防庁危険物保安室	パイプライン係長	(平成 27 年度から)
	(工藤 守	消防庁危険物保安室	パイプライン係長	(平成 26 年度))
	佐々木 隆行	消防庁危険物保安室	総務事務官	(平成 28 年度)
	(賣井坂 常幸	消防庁危険物保安室	総務事務官	(平成 27 年度まで))

1.4 調査検討経過

検討の経過は以下のとおりである。

○平成 26 年度

第 1 回検討会 平成 26 年 12 月 2 日

第 2 回検討会 平成 27 年 3 月 19 日

○平成 27 年度

第 1 回検討会 平成 27 年 7 月 3 日

第 2 回検討会 平成 28 年 3 月 17 日

○平成 28 年度

第 1 回検討会 平成 28 年 7 月 14 日

第 2 回検討会 平成 29 年 2 月 27 日

第 3 回検討会 平成 29 年 3 月 23 日

第 1 章 地震波形の作成

1 地震波形作成手法の検証

南海トラフ地震に対する屋外タンク貯蔵所のタンク本体及び基礎・地盤の耐震安全性の検証を行うため、平成 24 年に内閣府から公開された工学的基盤における南海トラフ地震の想定地震動（短周期地震動）から地震応答解析により地表における地震波形を作成するにあたって、この解析手法の妥当性を確認する必要があることから、まずは東北地方太平洋沖地震における観測地震波形から工学的基盤における地震波形の作成及びそれを基にして地表における地震波形の再現を行い、元の観測地震波形と比較、検証を行う。

1.1 東北地方太平洋沖地震の概要

気象庁による東北地方太平洋沖地震の概要を、表 1.1.1 に示す。

表 1.1.1 東北地方太平洋沖地震の概要

発 生 日 時	平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分
震 央 地 名	三陸沖（北緯 38.1 度、東経 142.9 度）
震源の深さ	24 km
規 模	モーメントマグニチュード 9.0
特 防 区 域 付近の震度	震度 6 強：宮城県仙台市、宮城県塩竈市 震度 6 弱：福島県広野町

1.2 検証を行う地区

1.2.1 検証を行う地区の選定の考え方

検証を行う地区は、東北地方太平洋沖地震の地震動が大きかった特防区域から選定する。

地震動の大きさを示す指標には、計測震度、最大加速度、最大速度等があるが、最大加速度や最大速度は、地震動の時刻歴におけるある瞬間のピーク値を示したものであり、実際の地震において当該ピーク値により屋外タンク貯蔵所の本体や基礎・地盤が振動され続けるわけではない。一方、計測震度は、加速度波形をフィルター処理することにより、概ね 0.1 秒から 1 秒までの周期帯を強調した指標である。当該周期帯は、屋外貯蔵タンク本体の固有周期と比較的一致することから、解析対象地区の選定基準として計測震度を採用する。

1.2.2 検証を行う地区の選定

独立行政法人防災科学技術研究所（以下「防災科研」という。）の地震観測網（「K-NET」及び「KiK-net」）が観測した東北地方太平洋沖地震の計測震度からリストアップした特防区域近傍の観測点を、図 1.2.1 に示す。

仙台地区及び塩釜地区（以下「仙台・塩釜地区」という。）は比較的距離が近いことからひとつにまとめて考え、計測震度上位 2 地区の仙台・塩釜地区と広野地区を対象として検証を行う。

特防区域近傍の計測震度防災科研 (K-NET、KiK-net)

(計測震度の上位 3 カ所)

強震記録一覧								
データ 種別	観測点 コード	記録開始時刻	観測点 北緯	観測点 東経	最大加速度	計測 震度▼	震央 距離	観測 点名
K-NET	MYG004	2011/03/11-14:46:51	38.73N	141.02E	2933.2gal	6.6	0175km	築館
-KiK-	TCGH16	2011/03/11-14:47:08	36.55N	140.08E	1304.8gal	6.5	0301km	芳賀
K-NET	IBR003	2011/03/11-14:47:05	36.59N	140.65E	1845.2gal	6.4	0258km	日立
K-NET	IBR013	2011/03/11-14:47:17	36.16N	140.49E	1762.3gal	6.4	0301km	鉾田
K-NET	MYG013	2011/03/11-14:46:50	38.27N	140.93E	1807.8gal	6.3	0170km	仙台
K-NET	TCG014	2011/03/11-14:47:03	36.55N	140.17E	1231.1gal	6.3	0234km	茂木
-KiK-	IBRH11	2011/03/11-14:47:10	36.37N	140.14E	1223.9gal	6.2	0309km	岩瀬
-KiK-	FKSH20	2011/03/11-14:46:49	37.49N	140.99E	0663.0gal	6.2	0178km	浪江
K-NET	TCG009	2011/03/11-14:47:22	36.73N	139.72E	1444.0gal	6.2	0317km	今市
K-NET	MYG006	2011/03/11-14:46:50	38.58N	140.97E	0585.7gal	6.1	0174km	古川
K-NET	IBR005	2011/03/11-14:47:10	36.39N	140.24E	0996.0gal	6.1	0301km	笠間
-KiK-	TCGH13	2011/03/11-14:47:05	36.73N	140.18E	0907.5gal	6.1	0282km	馬頭
K-NET	FKS016	2011/03/11-14:47:06	37.12N	140.19E	1425.3gal	6.1	0259km	白河
-KiK-	MYG010	2011/03/11-14:46:48	37.94N	140.83E	1136.8gal	6.0	0174km	山元
K-NET	MYG012	2011/03/11-14:46:50	38.32N	141.02E	2018.9gal	6.0	0163km	塩竈
K-NET	IBR004	2011/03/11-14:47:11	36.55N	140.41E	1311.0gal	6.0	0277km	大宮
-KiK-	FKSH18	2011/03/11-14:46:55	37.49N	140.54E	0633.2gal	6.0	0216km	三春
K-NET	FKS017	2011/03/11-14:47:02	37.28N	140.37E	0684.4gal	6.0	0238km	須賀川
-KiK-	FKSH10	2011/03/11-14:47:04	37.16N	140.09E	1335.4gal	6.0	0266km	西郷
-KiK-	FKSH19	2011/03/11-14:46:53	37.47N	140.72E	0914.0gal	6.0	0201km	都路
K-NET	MYG015	2011/03/11-14:46:49	38.10N	140.87E	0433.6gal	5.9	0175km	岩沼
K-NET	IBR002	2011/03/11-14:47:05	36.71N	140.71E	0683.7gal	5.9	0246km	高萩
K-NET	TCG006	2011/03/11-14:47:13	36.76N	140.13E	0436.0gal	5.9	0284km	小川
K-NET	IWT010	2011/03/11-14:46:52	38.93N	141.12E	1225.8gal	5.9	0178km	一関

『強震記録一覧』								
データ 種別	観測点 コード	記録開始時刻	観測点 北緯	観測点 東経	最大加速度	計測 震度▼	震央 距離	観測 点名
K-NET	IWT010	2011/03/11-14:46:52	38.93N	141.12E	1225.8gal	5.9	0178km	一関
K-NET	FKS006	2011/03/11-14:46:57	37.50N	140.76E	0633.6gal	5.9	0197km	葛尾
K-NET	IWT012	2011/03/11-14:46:52	39.32N	141.14E	0627.7gal	5.9	0202km	北上
K-NET	MYG010	2011/03/11-14:46:44	38.43N	141.28E	0487.5gal	5.9	0143km	石巻
K-NET	KNC206	2011/03/11-14:47:26	35.19N	139.28E	0267.5gal	5.9	0456km	平塚ST6
K-NET	FKS010	2011/03/11-14:46:57	37.23N	141.00E	1239.9gal	5.9	0190km	広野
K-NET	FKS018	2011/03/11-14:47:08	37.48N	140.88E	1110.6gal	5.8	0204km	郡山
-K i K-	FKSH14	2011/03/11-14:46:55	37.03N	140.97E	0481.4gal	5.8	0205km	いわき東
K-NET	IBR007	2011/03/11-14:47:14	36.35N	140.60E	0584.7gal	5.8	0279km	那珂湊
K-NET	FKS001	2011/03/11-14:46:50	37.79N	140.92E	0682.8gal	5.8	0174km	相馬
K-NET	FKS023	2011/03/11-14:47:14	37.48N	139.93E	0451.6gal	5.8	0267km	会津若松
K-NET	FKS024	2011/03/11-14:47:03	37.40N	140.13E	0394.4gal	5.8	0253km	中野
K-NET	MYG017	2011/03/11-14:46:52	37.98N	140.78E	0357.9gal	5.8	0183km	角田
-K i K-	FKSH11	2011/03/11-14:46:59	37.20N	140.34E	0504.7gal	5.8	0244km	矢吹
K-NET	MYG007	2011/03/11-14:46:47	38.59N	141.25E	0695.0gal	5.8	0151km	豊里
K-NET	IBR006	2011/03/11-14:47:23	36.37N	140.45E	0851.3gal	5.8	0287km	水戸
K-NET	FKS008	2011/03/11-14:46:58	37.44N	140.57E	1069.2gal	5.7	0215km	船引
-K i K-	IBRH12	2011/03/11-14:47:04	36.84N	140.32E	0782.4gal	5.7	0265km	太子
K-NET	FKS007	2011/03/11-14:46:55	37.41N	140.96E	0880.6gal	5.7	0184km	大熊
K-NET	TCG013	2011/03/11-14:47:15	36.44N	140.02E	0465.3gal	5.7	0312km	真岡
K-NET	IWT007	2011/03/11-14:46:46	39.27N	141.86E	0741.6gal	5.7	0156km	釜石
-K i K-	IBRH15	2011/03/11-14:47:08	36.56N	140.30E	1062.2gal	5.7	0284km	御前山
K-NET	FKS005	2011/03/11-14:46:51	37.64N	140.98E	0741.7gal	5.7	0173km	原町
-K i K-	IBRH13	2011/03/11-14:47:01	36.80N	140.57E	0570.8gal	5.7	0249km	高萩

図 1.2.1 検証を行う地区

1.3 仙台・塩釜地区における検証

1.3.1 地表の地震波形の作成及び検証の流れ

図 1.3.1 の手順により、K-NET や国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所（以下「港湾研」という。）等が観測した東北地方太平洋沖地震の地震波形を用いて仙台・塩釜地区における東北地方太平洋沖地震の地震波形を再現する。

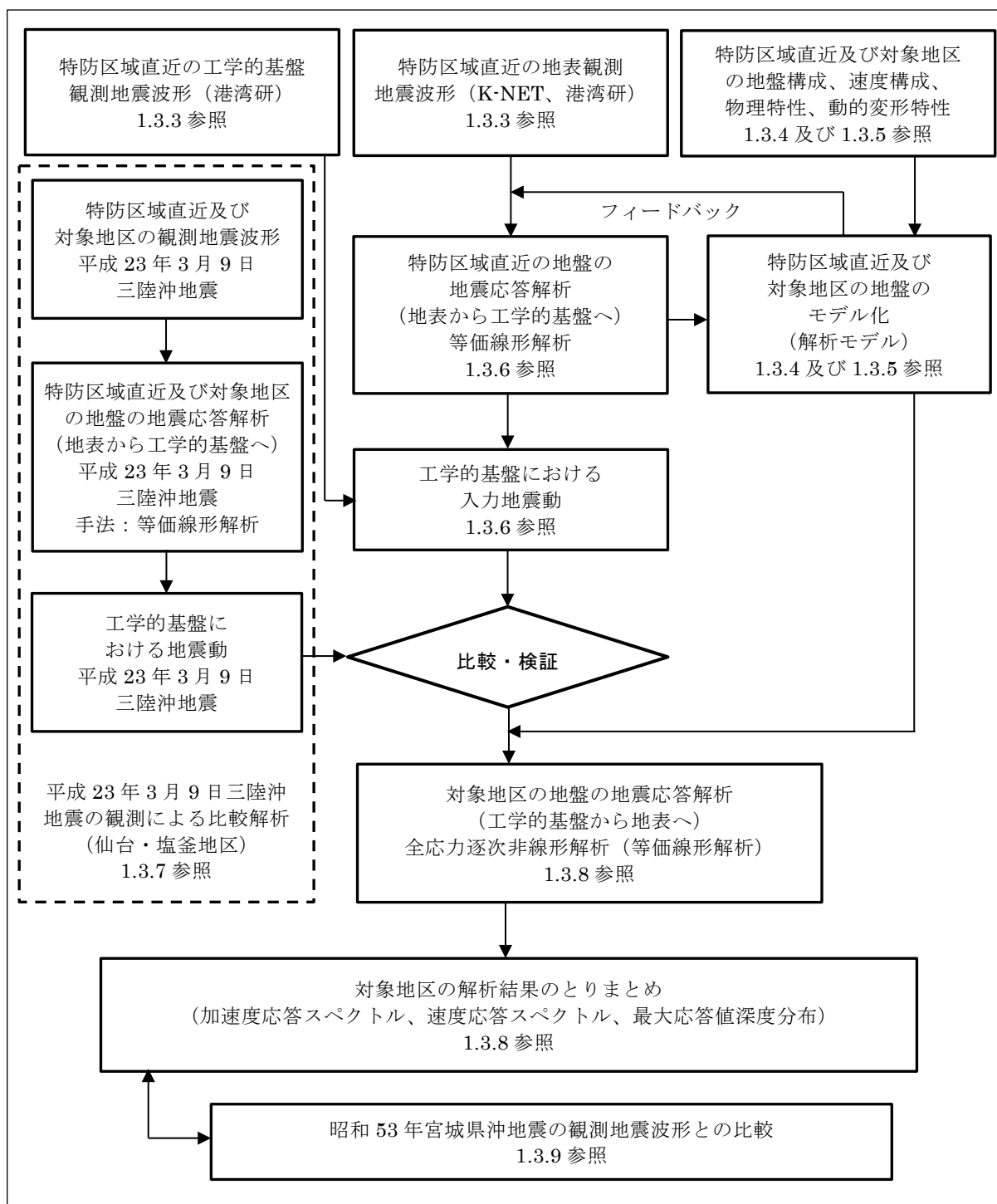


図 1.3.1 地表の地震波形の再現解析の流れ

1.3.2 仙台・塩釜地区近傍の地震観測地点

仙台・塩釜地区における特防区域の位置及び特防区域近傍の地震観測地点の位置を図 1.3.2 に示す。

また、地震波形の観測地点の一覧を表 1.3.1 に示す。

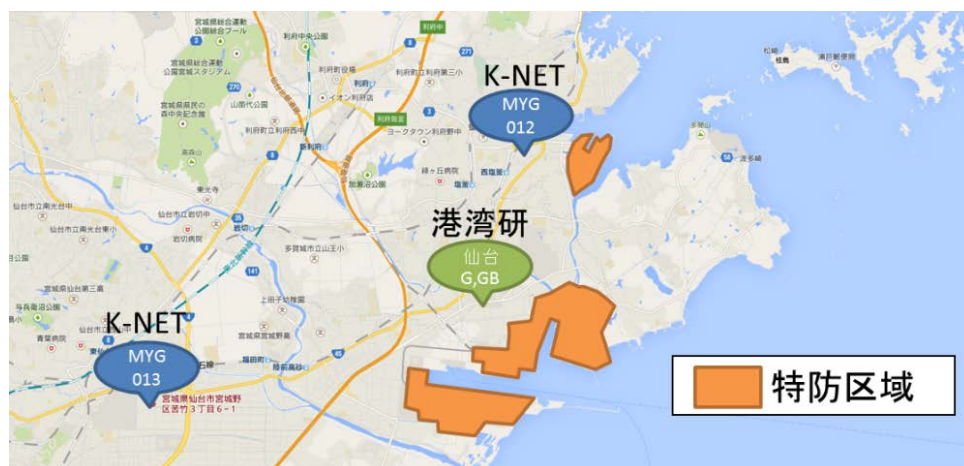


図 1.3.2 仙台・塩釜地区及び近傍の地震観測地点の位置 ()

表 1.3.1 仙台・塩釜地区近傍の地震観測地点 (仙台・塩釜地区)

観測機関	地点名	地点コード	設置位置
K-NET	塩釜	MYG012	地表
	仙台	MYG013	地表
港湾研	仙台	仙台 G	地表
		仙台 GB	地中 (GL-10.4m)

1.3.3 仙台・塩釜地区の観測地震波形

仙台・塩釜地区近傍の地震観測地点で観測された東北地方太平洋沖地震の最大加速度の一覧を表 1.3.2 に示す。

また、観測された地震波形及びスペクトルを、図 1.3.3 から図 1.3.5 に示す。

表 1.3.2 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形 (仙台・塩釜地区)

観測機関	地点名	地点コード	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		
				NS	EW	UD
K-NET	塩釜	MYG012	地表	760.5	1969.5	500.8
	仙台	MYG013	地表	1515.3	977.2	290.2
港湾研	仙台	仙台 G	地表	623.8	393.0	225.9
		仙台 GB	地中 (GL-10.4m)	217.7	252.2	144.0

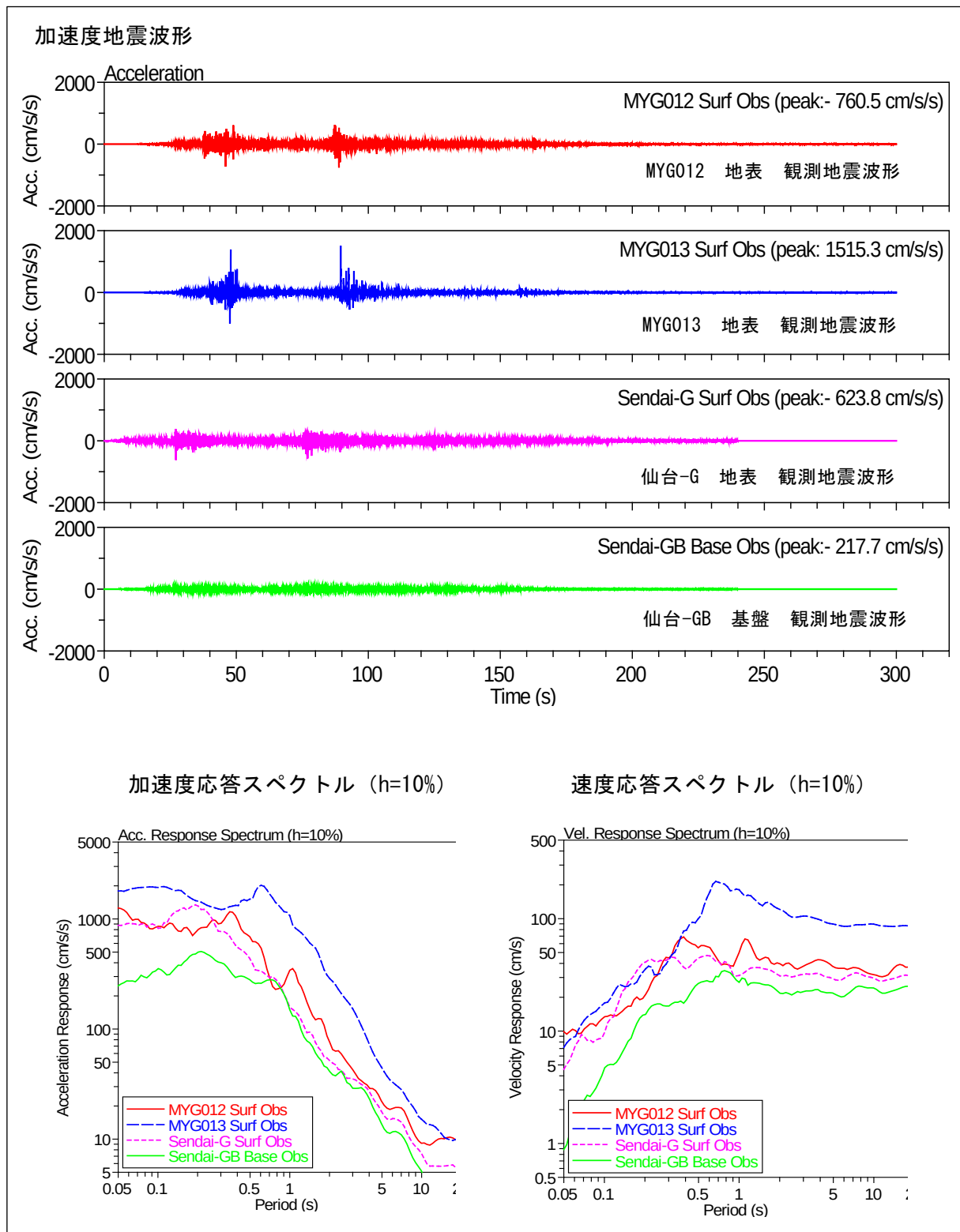


図 1.3.3 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形の比較（仙台・塩釜地区：NS 成分）

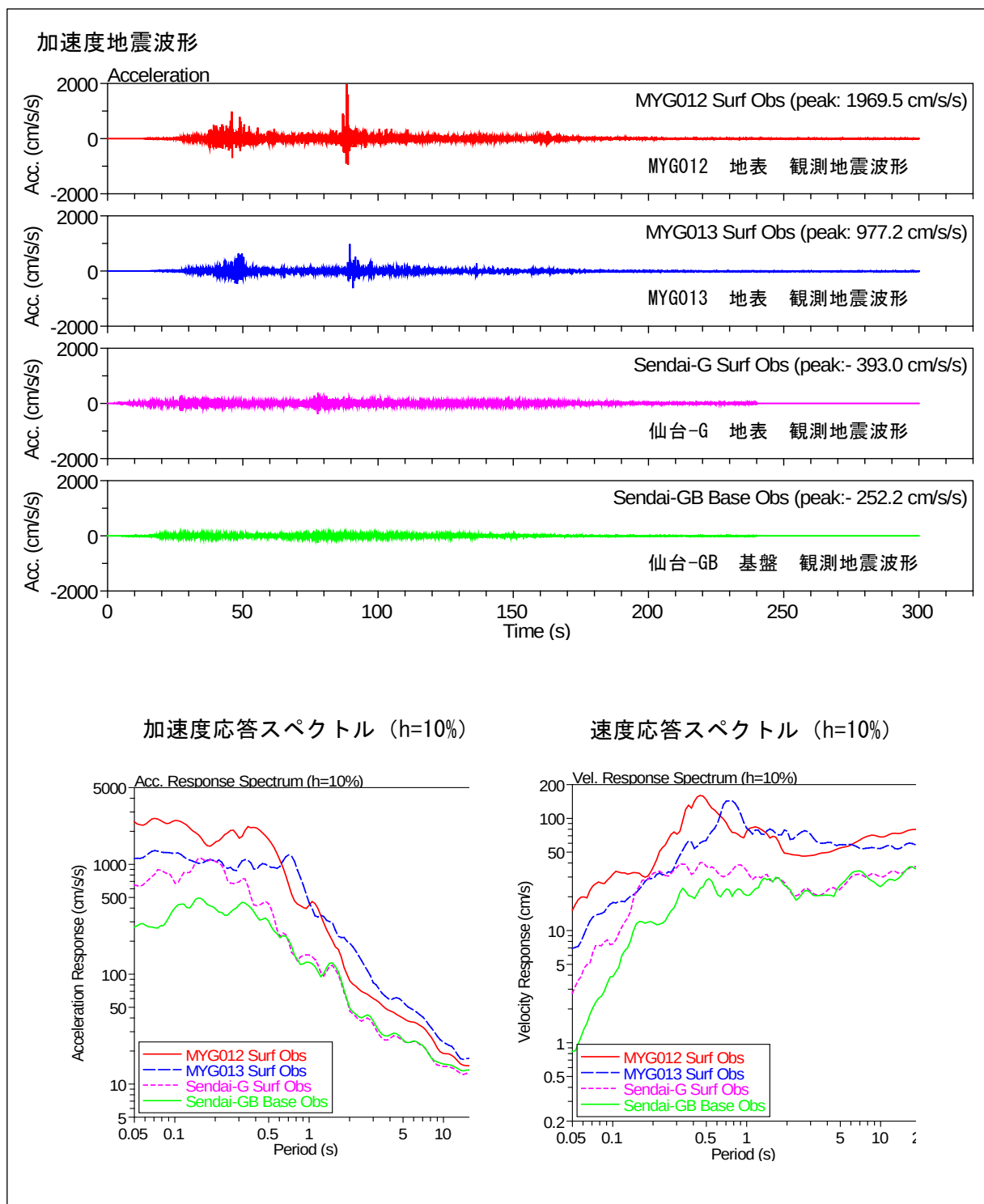


図 1.3.4 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形の比較（仙台・塩釜地区：EW 成分）

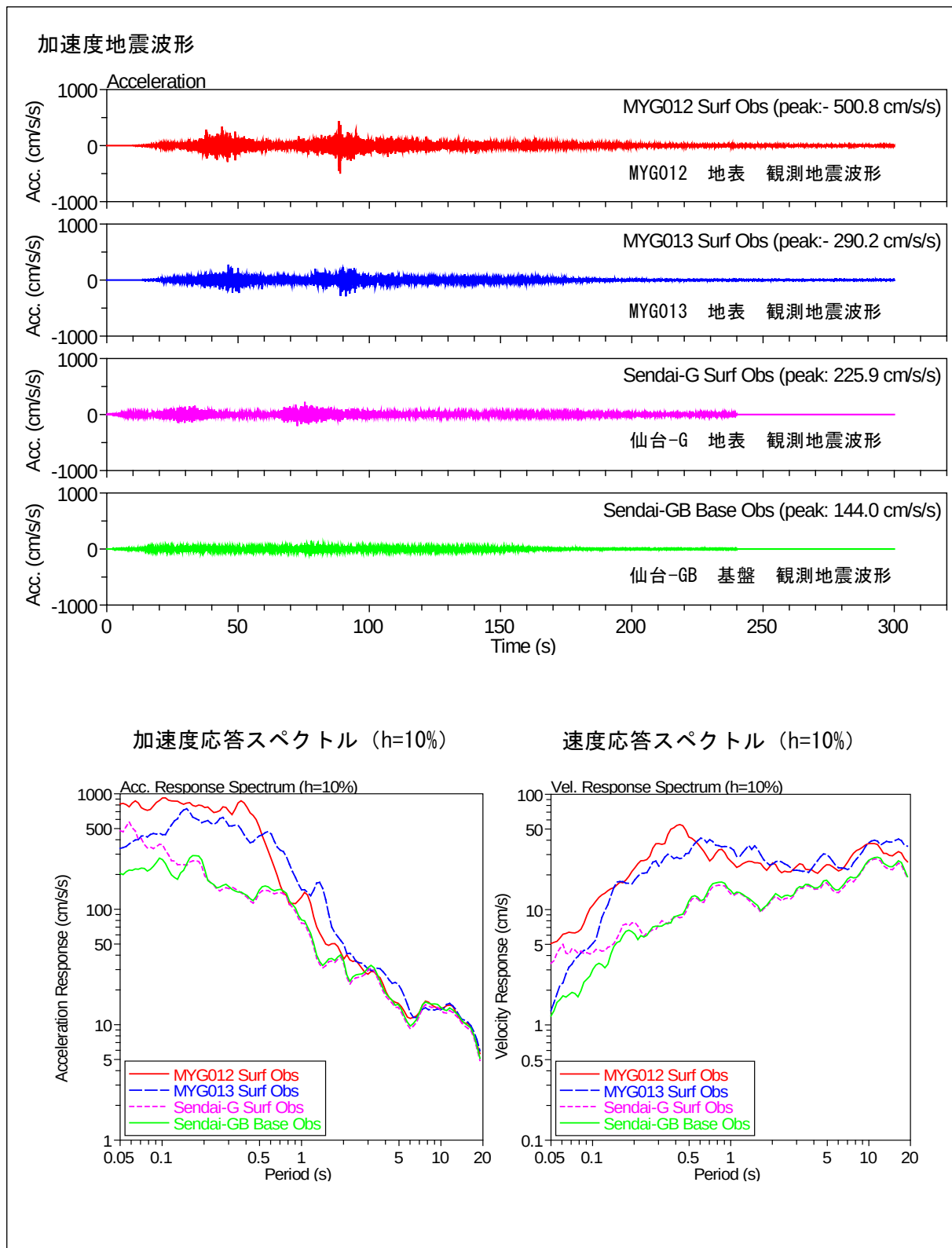


図 1.3.5 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形の比較（仙台・塩釜地区：UD 成分）

1.4.4 仙台・塩釜地区の地盤構成の検討

工学的基盤の地震波形から地表の地震波形の作成を行う地震応答解析については、地盤構成、物理特性及び動的変形特性等の定数を適切に考慮して設定することが重要である。したがって、地盤調査資料等を詳細に吟味するとともに、既往調査や各種文献などのデータも参考にしながら定数を設定する。

仙台・塩釜地区の地盤情報を検討した結果、工学的基盤の深さについては、仙台地区の海側で深く（50m～）になっている。これに対して塩釜地区や仙台地区の陸側では浅く（10m～30m程度）になっている。このため、地震応答解析の地盤モデルとして、以下の2種類を想定した。

- ① 工学的基盤が深いケース
- ② 工学的基盤が浅いケース

仙台・塩釜地区及び地震観測地点について、設定した地盤構成及び物理特性を表 1.3.3 及び表 1.3.4 並びに図 1.3.6 から図 1.3.8 に示す。

表 1.3.3 地盤モデル（仙台・塩釜地区・工学的基盤が深いケース）

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	2.70	Fl（埋土）	120	1.6
2	14.05	As（沖積砂質土）	130	1.8
3	25.65	As（沖積砂質土）	130	1.8
4	40.00	Dc（洪積粘性土）	170	1.6
5	47.00	Ds（洪積砂質土）	180	1.9
6	55.75	Ds（洪積砂質土）	180	1.9
7	—	R（基盤）	850	2.2

※ 土質区分及び深さについては、地盤調査資料から設定。

※ S波速度及び密度については、地震観測地点の地盤情報を参考に設定。

表 1.3.4 地盤モデル（仙台・塩釜地区・工学的基盤が浅いケース）

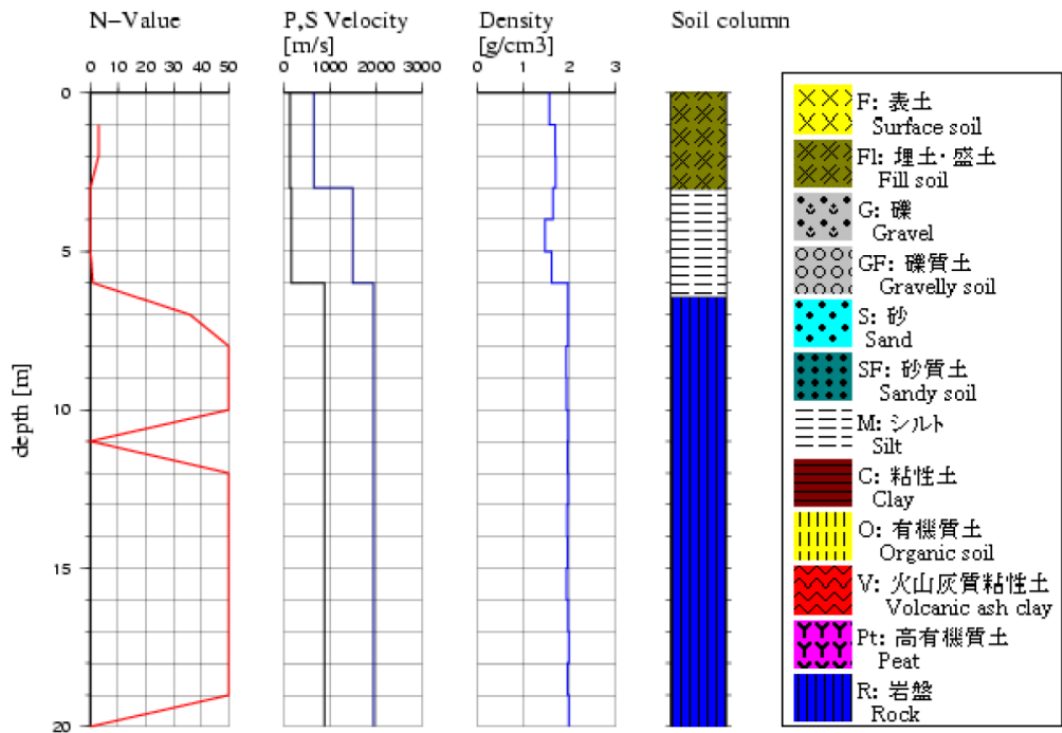
No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	2.70	Fl（埋土）	120	1.6
2	14.05	As（沖積砂質土）	130	1.8
3	25.65	As（沖積砂質土）	130	1.8
4	35.50	Dc（洪積粘性土）	170	1.6
5	—	R（基盤）	850	2.2

※ 土質区分及び深さについては、地盤調査資料から設定。

※ S波速度及び密度については、地震観測地点の地盤情報を参考に設定。

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	3.05	Fl (盛土)	650	140	1.7
2	6.45	Ac (沖積粘性土)	1500	170	1.6
3	20.00	R (基盤)	1940	880	2.0

土質図



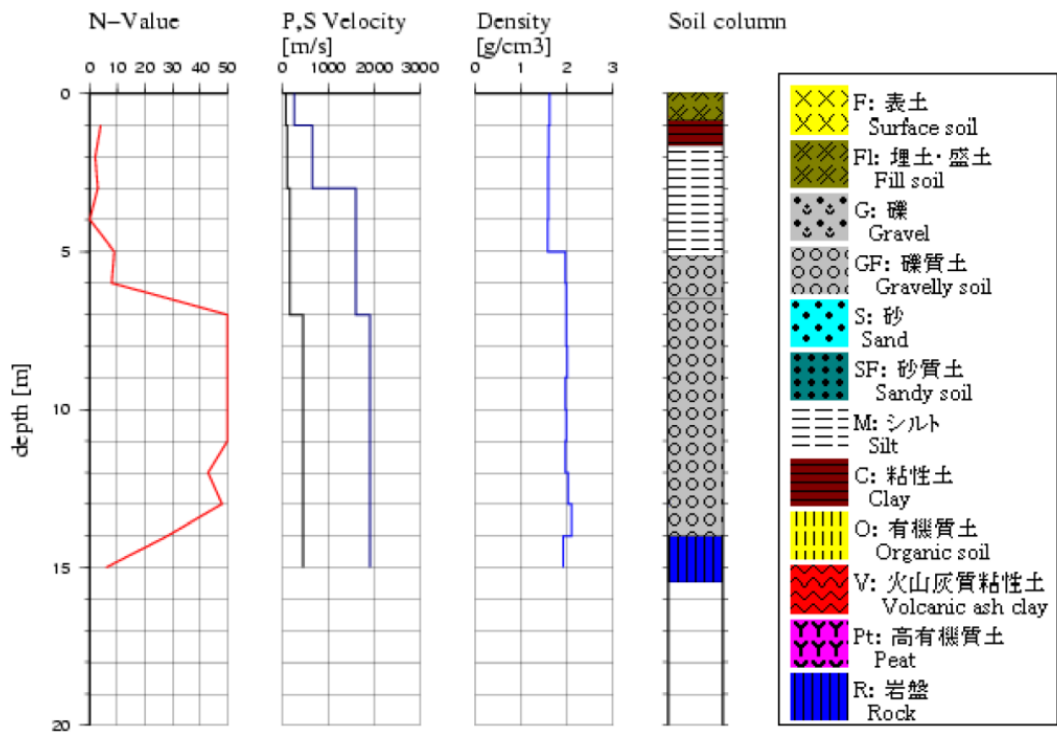
NIED 独立行政法人防災科学技術研究所

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

図 1.3.6 地震観測地点の地盤モデル (MYG012)

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	0.85	Fl (埋土・盛土)	260	70	1.6
2	3.00	Ac (沖積粘性土)	650	100	1.6
3	5.15	Ac (沖積粘性土)	1600	170	1.8
4	6.50	Dg (洪積礫質土)	1600	170	1.8
5	14.00	Dg (洪積礫質土)	1900	440	2.0
6	15.00	R (基盤)	1900	440	2.0

土質図



NIED 独立行政法人防災科学技術研究所

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

図 1.3.7 地震観測地点の地盤モデル (MYG013)

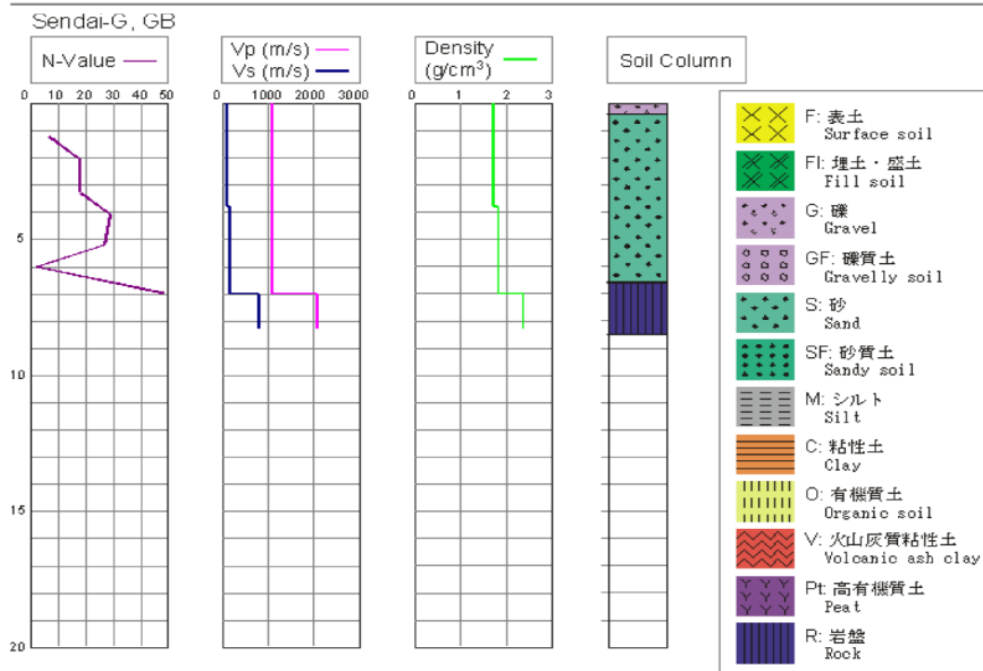
No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	0.50	Ag (沖積礫質土)	1100	130	1.75
2	3.00	As (沖積砂質土)	1100	130	1.75
3	7.00	As (沖積砂質土)	1100	180	1.85
4		R (基盤)	2100	820	2.40

Site Information

仙台-G, GB

所在地: 宮城県多賀城市明月1-4-6

緯度: 38.286N 経度: 141.012E



	N-Value	P, S-Velocity (m/s)		Density (g/cm ³)
1m		1100	130	1.75
2m	16	1100	130	1.75
3m	18	1100	130	1.75
4m	27	1100	180	1.85
5m	27	1100	180	1.85
6m	2	1100	180	1.85
7m	49	1100	180	1.85
8m		2100	820	2.40

設置位置:

仙台-G 地表 G. L. 0m

仙台-GB 地中 G. L. -10.4m

図 1.3.8 地震観測地点の地盤モデル (仙台-G、GB)

1.3.5 仙台・塩釜地区の動的変形特性の検討

地震応答解析に必要な物性値のうち、動的変形特性については仙台・塩釜地区の地盤資料からは得られなかったため、既往の文献資料を基に設定を行った。

動的変形特性に関する文献として、古山田（2003）を採用した。これは比較的近年に、全国の動的試験結果を収集して土質別に設定したものである。しかし、図 1.3.9 に「○」で示すように試験値にはばらつきがあるため、港湾研の工学的基盤の観測地震波形を入力として、動的変形特性曲線を試験値のばらつきの範囲で変化させて等価線形計算を行い、地表波形をよく再現できるような動的変形曲線の設定を試みた。

採用した動的変形特性曲線を図 1.3.9 の赤の破線で示した。（黒の破線は平成 12 年建設省告示 1457 号の値）また、地震応答解析による地表の計算波形と観測地震波形を比較したものを、表 1.3.5 並びに図 1.3.10 から図 1.3.12 に示す。

地震応答解析と観測地震波形との比較の結果、波形の形状や最大値、スペクトルから周期や増幅特性などの再現性が高いことが確認できた。

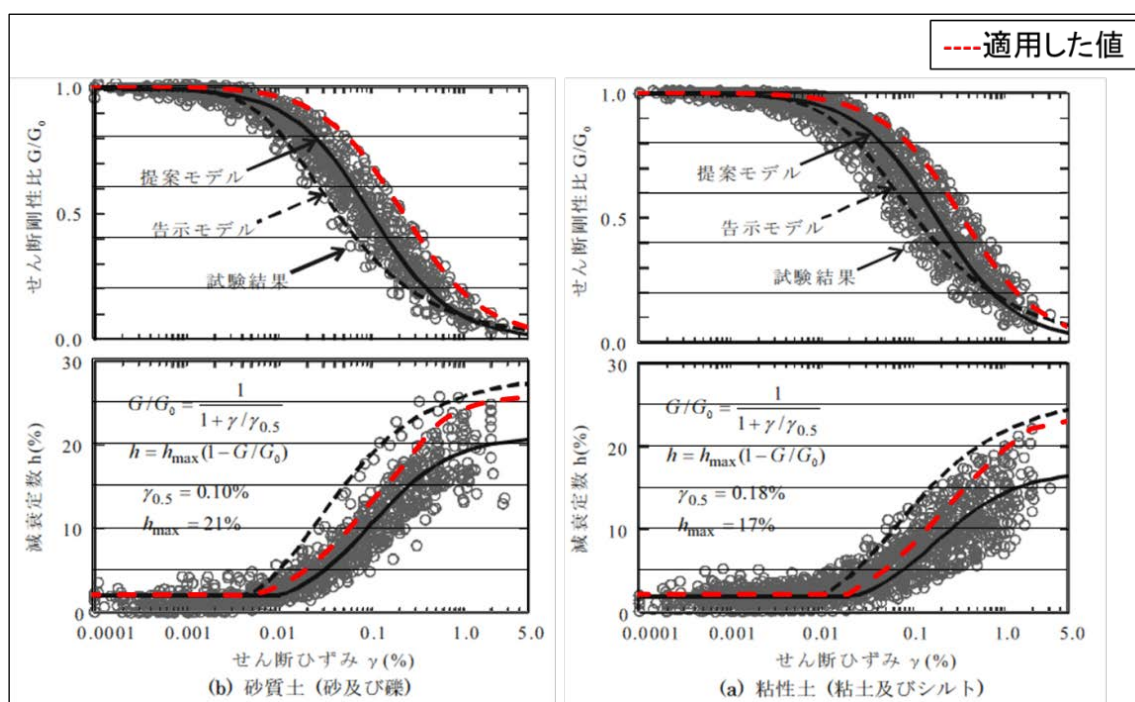


図 1.3.9 採用した動的変形特性曲線

表 1.3.5 地震応答解析と観測地震波形との最大加速度及び最大速度の比較
(港湾研仙台 G、GB)

地震波形	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		最大速度 (cm/s)	
		NS	EW	NS	EW
観測地震波形 (仙台 G)	地表	623.8	393.0	24.49	28.56
解析地震波形	地表	595.7	484.5	27.38	32.65
観測地震波形 (仙台 GB)	基盤	217.7	252.2	19.47	19.53

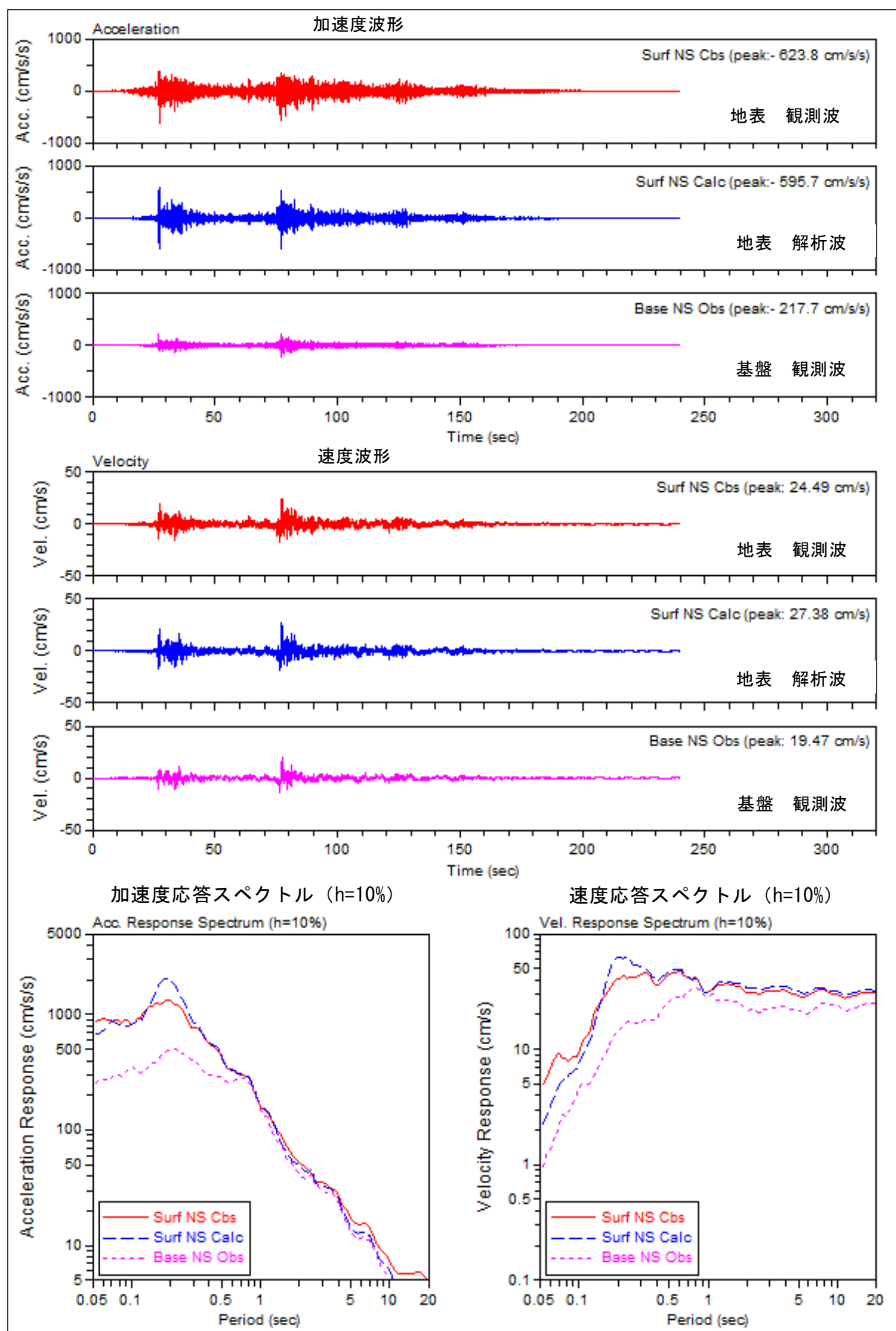


図 1.3.10 観測地震波形と解析地震波形との比較（仙台 G : NS 成分）

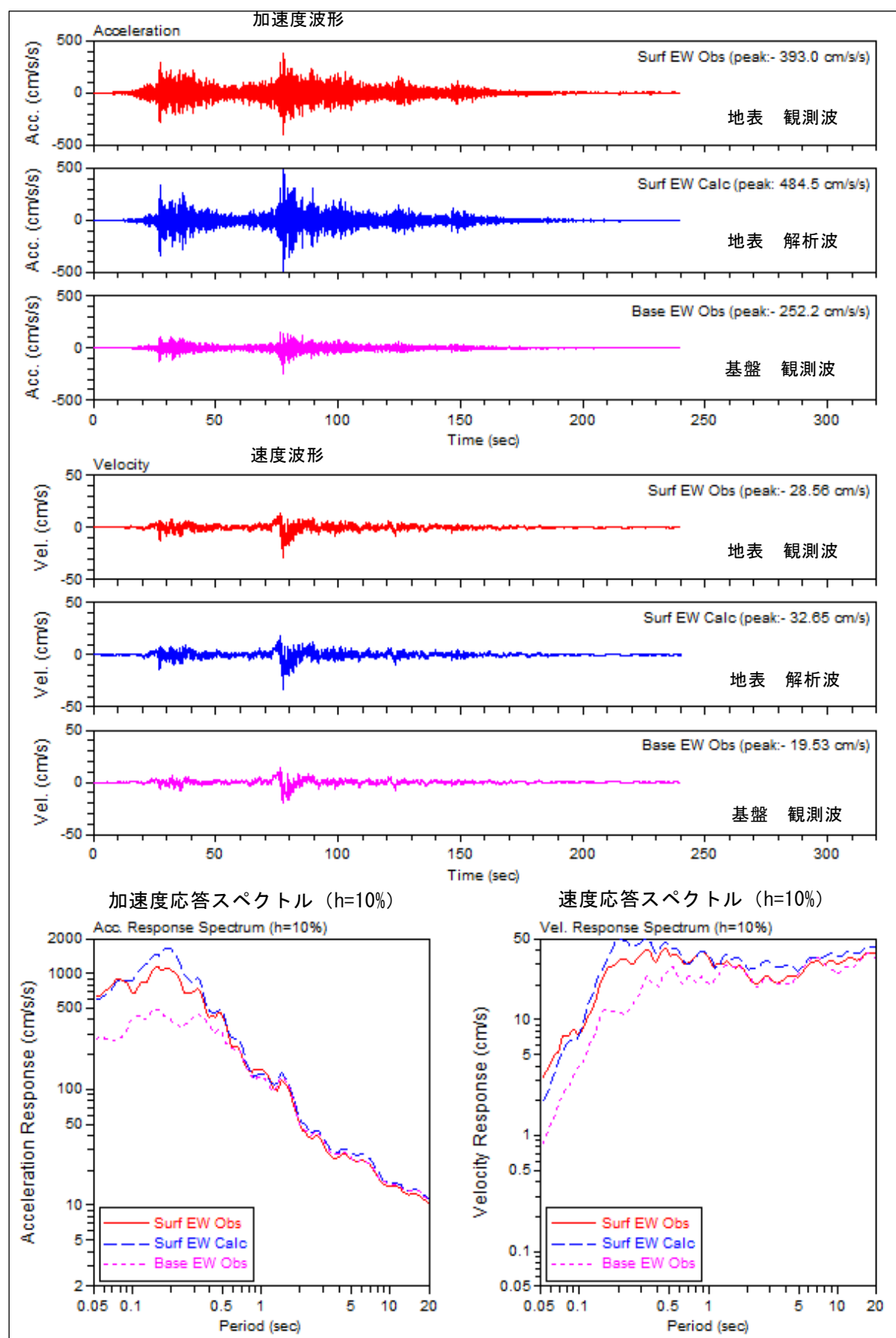


図 1.3.11 観測地震波形と解析地震波形との比較（仙台 G、GB : EW 成分）

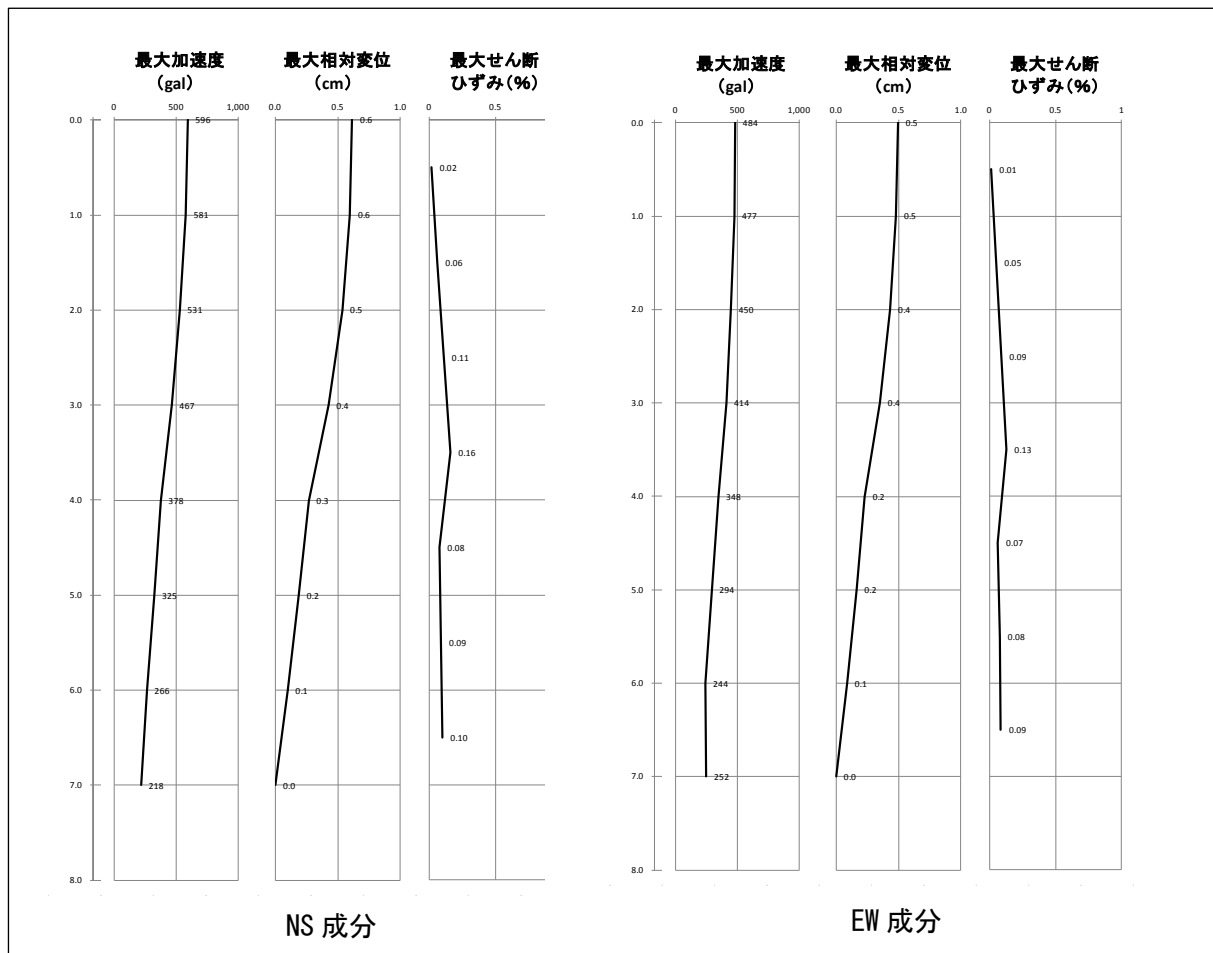


図 1.3.12 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（港湾研観測地点）

1.3.6 地震応答解析による工学的基盤における地震波形の作成

仙台・塩釜地区近傍の地表の観測地震波形（MYG012、MYG013）から、地震応答解析により工学的基盤における地震波形（時刻歴波形）を作成した。この地震応答解析には、周波数領域の等価線形解析法を採用し、プログラムコードは、A computer program for DYNAMIC response analysis of level ground by Equivalent linear method（以下「DYNEQ」という。）を採用した。これは、後述する「YUSAYUSA-2」は、逐次積分による計算であり、観測地震波形をそのまま入力することはできないためである。

解析結果を港湾研の工学的基盤における観測地震波形（仙台 GB）と比較したものを、表 1.3.6 並びに図 1.3.13 から図 1.3.18 に示す。

地表観測地震波形と解析した基盤波形とを比較すると、以下のことがいえる。

- ① 仙台 G（地表）と GB（工学的基盤）の応答スペクトルを比較した場合、1 秒以下の短周期成分のみが増幅していることが確認できた。（図 1.3.3 から図 1.3.4）
- ② MYG012、MYG013 の地表における観測地震波形から等価線形解析法により工学的基盤における地震波形を作成して比較すると、同様に 1 秒以下の短周期成分のみが減衰する結果となった。（図 1.3.13 から図 1.3.18）

このように、地表における観測地震波形及びそれから作成した工学的基盤における地震波形について、他の地表における観測地震波形及びその工学的基盤における観測地震波形と同様の傾向を示していることが確認された。

しかし、等価線形解析法で作成した工学的基盤の地震波形及び仙台 GB の観測地震波形の最大振幅は、それぞれで大きく異なる。(表 1.3.6)

このため、平成 23 年 3 月 9 日の東北地方太平洋沖地震の前震について同様の解析を行い比較検討した上で、対象地区の入力波形としてどの波形を採用するかを決めることとする。

表 1.3.6 仙台・塩釜地区近傍の工学的基盤の解析地震波形と観測地震波形との比較
(東北地方太平洋沖地震)

地点コード	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		
		NS	EW	UD
解析波形 (MYG012)	基盤	393.6	900.4	307.9
解析波形 (MYG013)	基盤	684.6	365.6	158.6
観測地震波形 (仙台 GB)	基盤	217.7	252.2	144.0

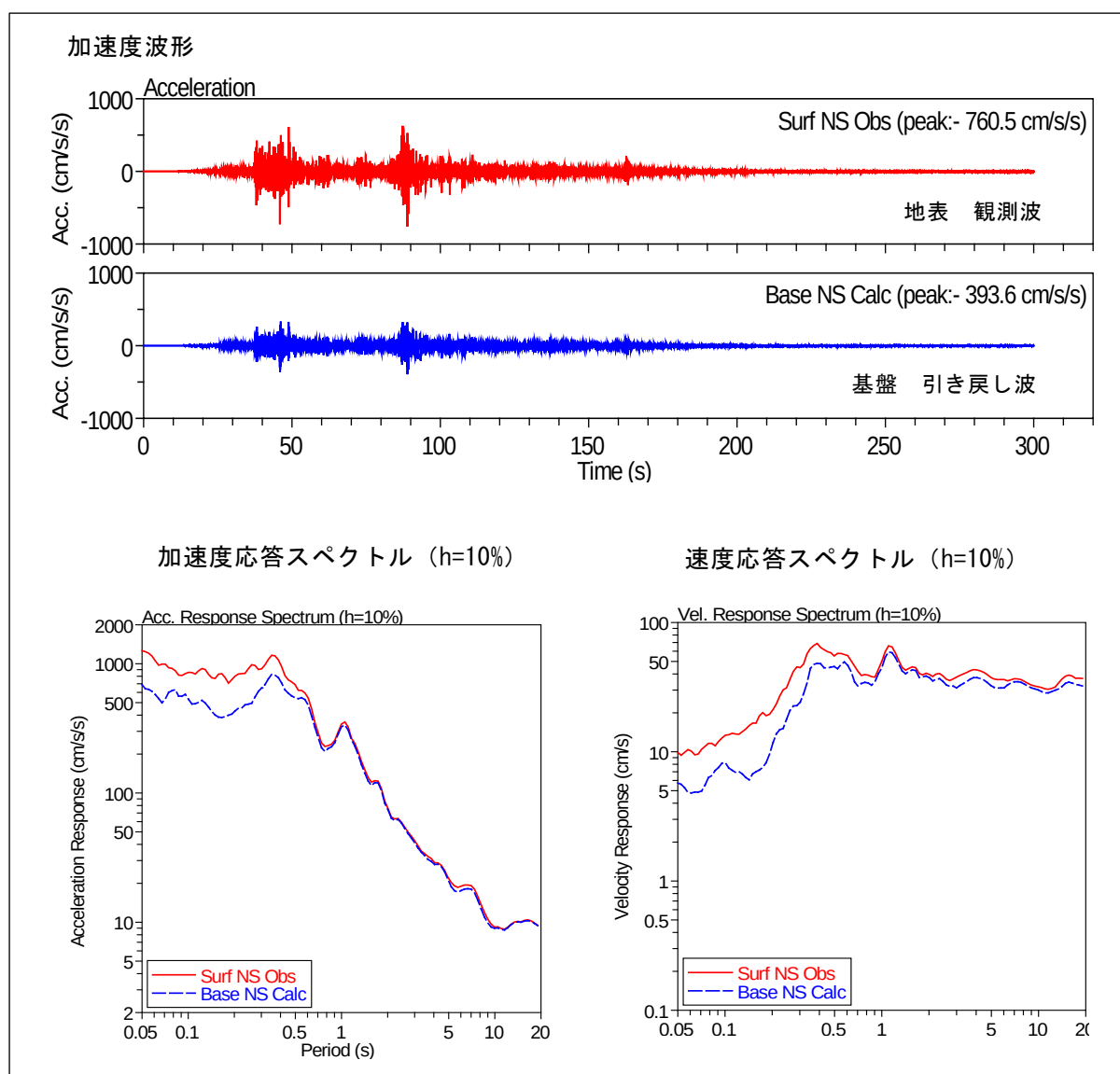


図 1.3.13 地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較 (MYG012・NS 成分)

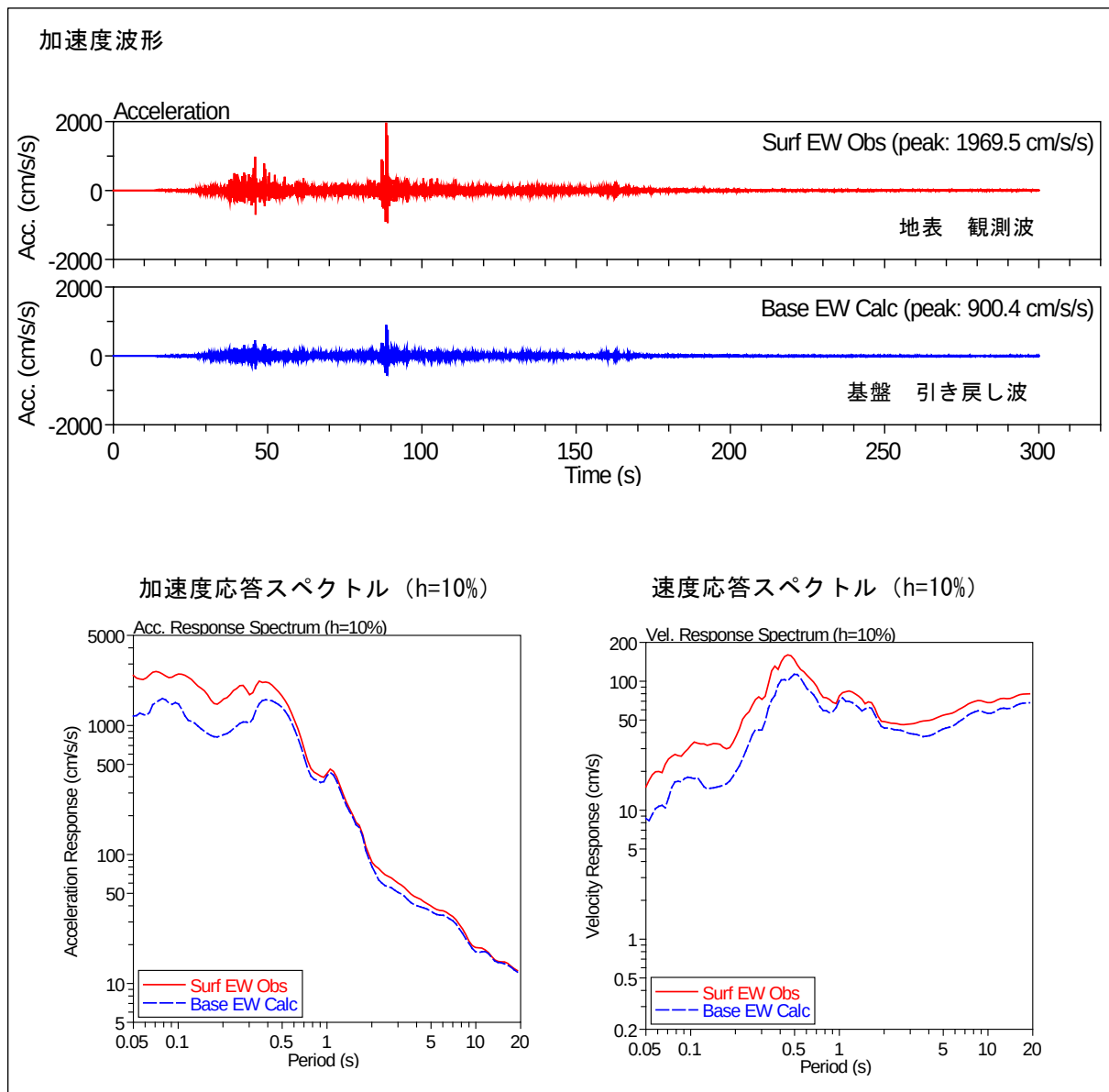


図 1.3.14 地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較 (MYG012・EW 成分)

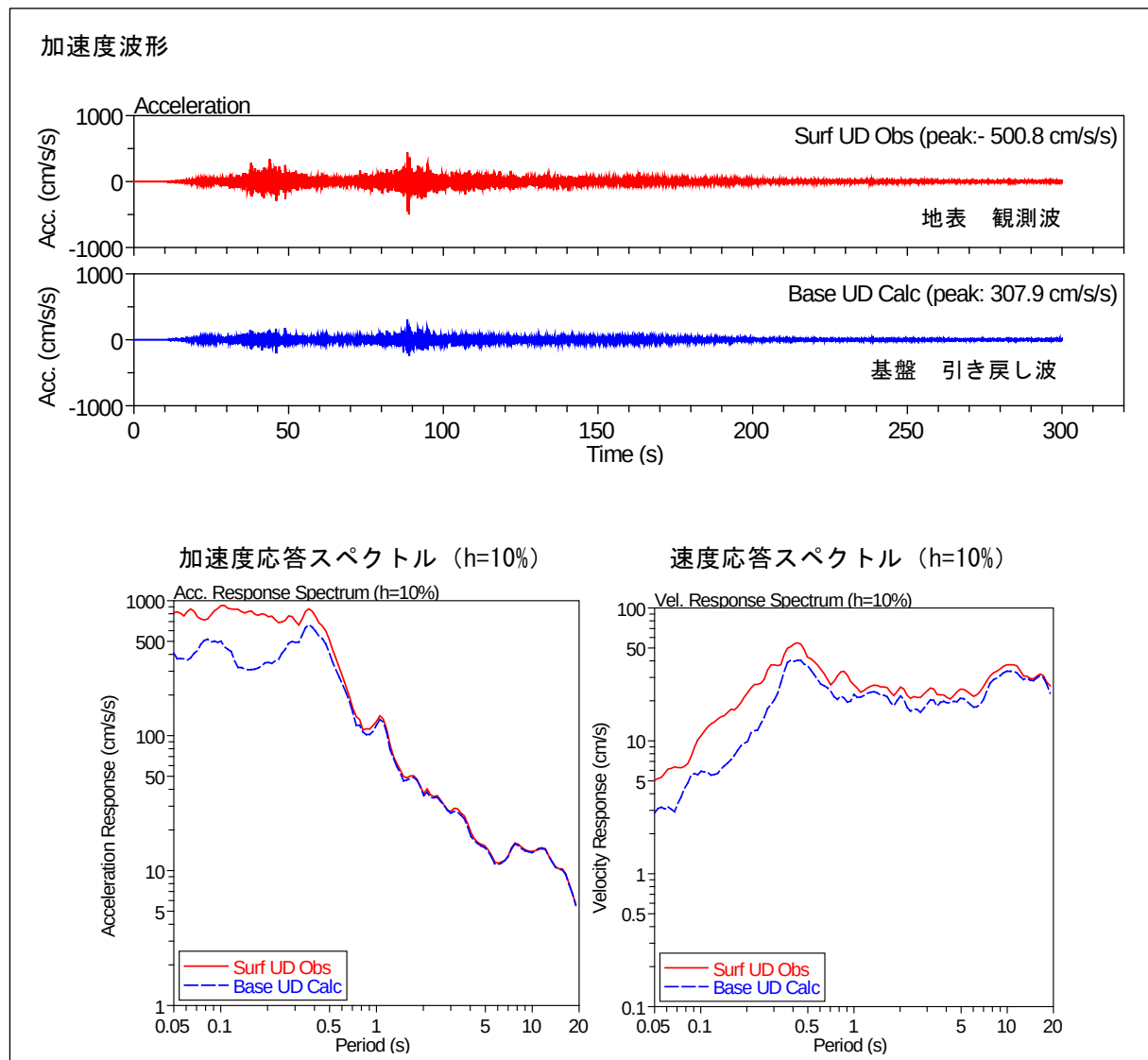


図 1. 3. 15 地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較 (MYG012・UD 成分)

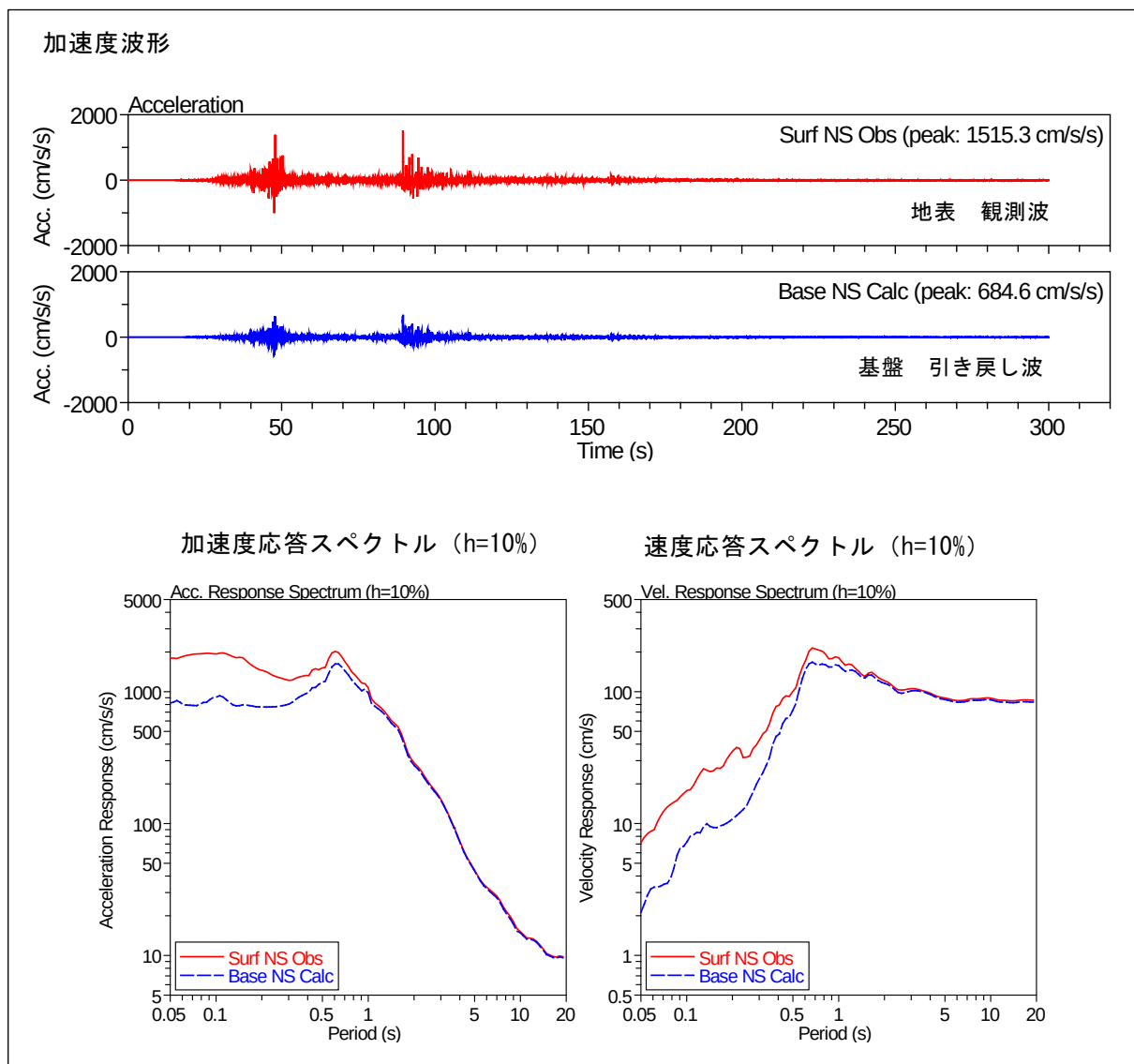


図 1.3.16 地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較 (MYG013・NS 成分)

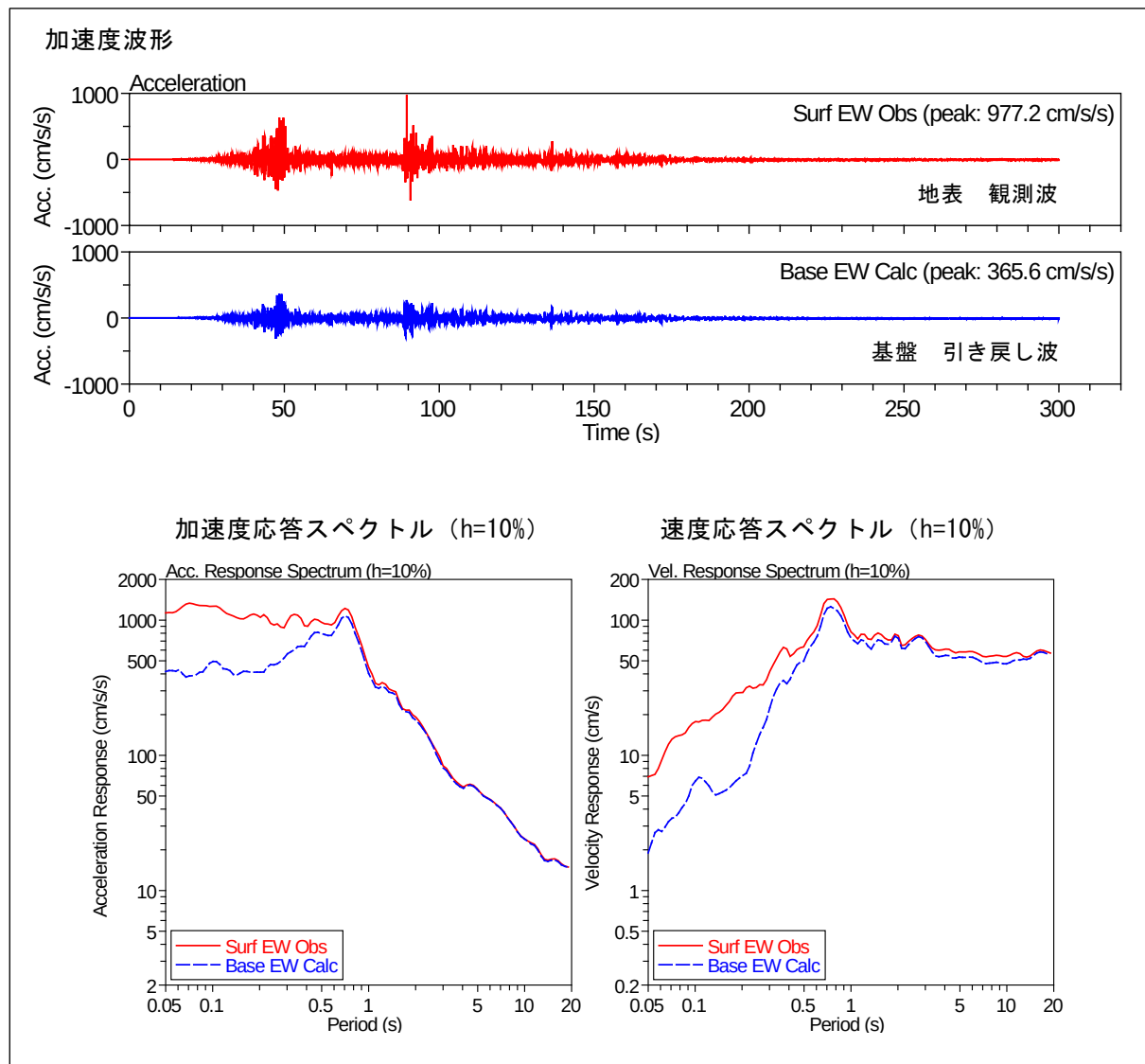


図 1.3.17 地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較 (MYG013・EW 成分)

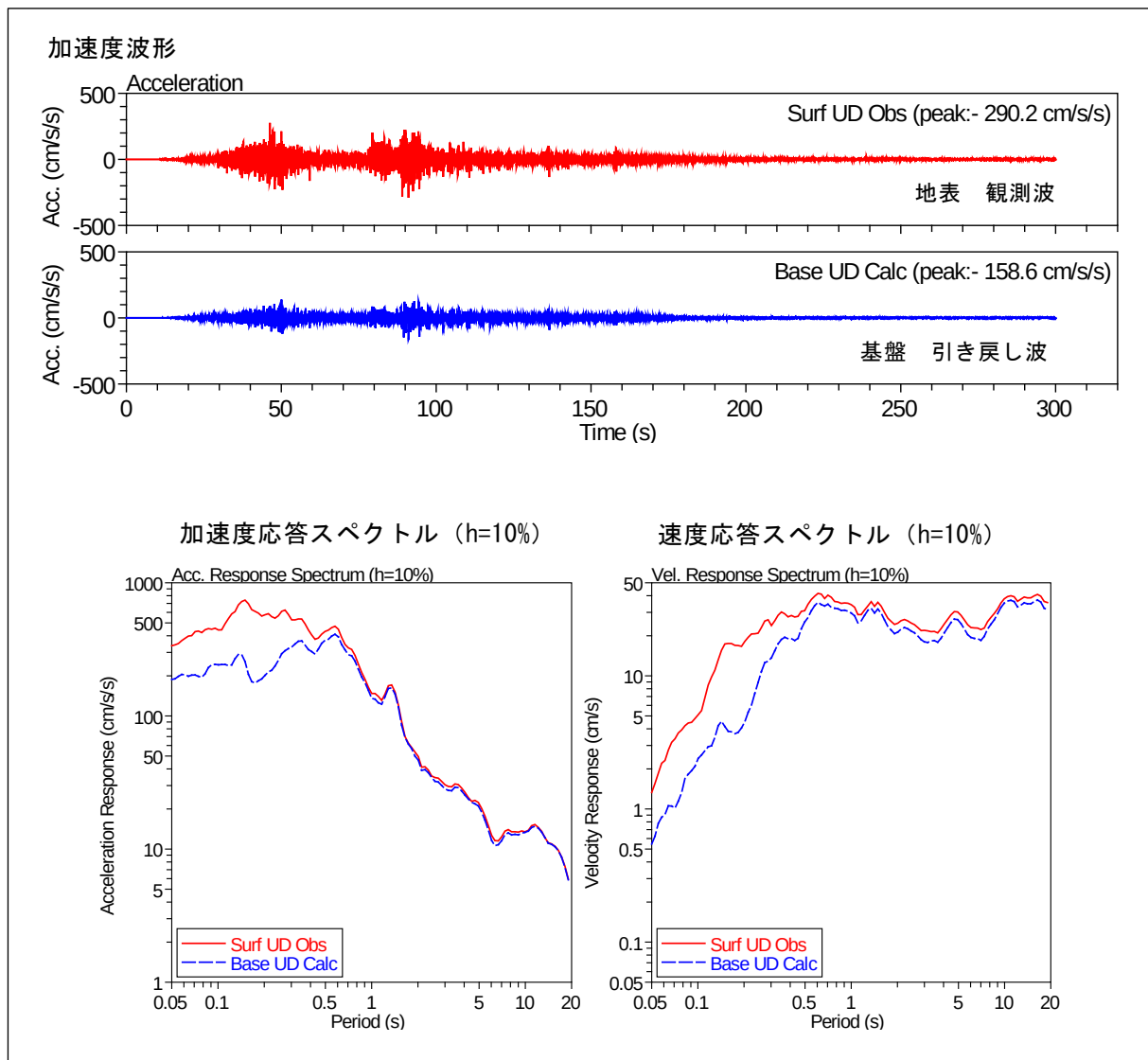


図 1.3.18 地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG013・UD 成分）

1.3.7 東北地方太平洋沖地震の前震の地震応答解析

1.3.6 で述べたように、仙台・塩釜地区近傍には 3 か所の地震観測記録が残っている。このうちふたつは、防災科研の MYG012、MYG013 の観測地震波形であり、地表の最大加速度で約 2,000 cm/s/s や約 1,500 cm/s/s を示している。一方、残る一つの港湾研の観測地震波形（仙台 G、GB）では、地表の最大加速度が約 600 cm/s/s、工学的記基盤が約 250 cm/s/s を示している。

防災科研と港湾研における観測記録に大きな差がみられることから、本検証において、どの観測点の観測地震波形を採用するのが適当であるか、東北地方太平洋沖地震以外の観測地震波形について検討する。

平成 23 年 3 月 9 日の三陸沖地震（M7.3）においては、先に示した東北地方太平洋沖地震の観測点に加えて、消防研究センター（以下「消防研」という。）の仙台コンビナート観測点においても、地表の観測地震波形が記録されている。この地震は 2 日後の東北地方太平洋沖地震の前震と考えられており、東北地方太平洋沖地震と伝播特性が類似していると考えられる。この

ため、この地震についても、これまでの手順と同様の手法で工学的基盤の地震波形を求め、観測点毎の波形の特性について比較を行う。

1.3.7.1 地震の概要

気象庁による平成23年3月9日の東北地方太平洋沖地震の前震の概要を、表1.3.7に示す。

表 1.3.7 平成23年3月9日 三陸沖地震の概要

発 生 日 時	平成23年3月9日 11時45分
震 央 地 名	三陸沖（北緯38.3度、東経141.3度）
震 源 の 深 さ	8 km
規 模	マグニチュード7.3
特防区域付近の震度	震度4：宮城県仙台市、宮城県塩釜市

1.3.7.2 観測地点

3月9日の前震における仙台・塩釜地区近傍の地震波形の観測地点を、表1.3.8及び図1.3.19に示す。

表 1.3.8 平成23年3月9日 三陸沖地震の地震波形観測地点（仙台・塩釜地区）

観測機関	地点名	地点コード	設置位置
K-NET	塩釜	MYG012	地表
	仙台	MYG013	地表
港湾研	仙台	仙台 G	地表
		仙台 GB	地中（GL-10.4m）
消防研	仙台	仙台コンビ	地表

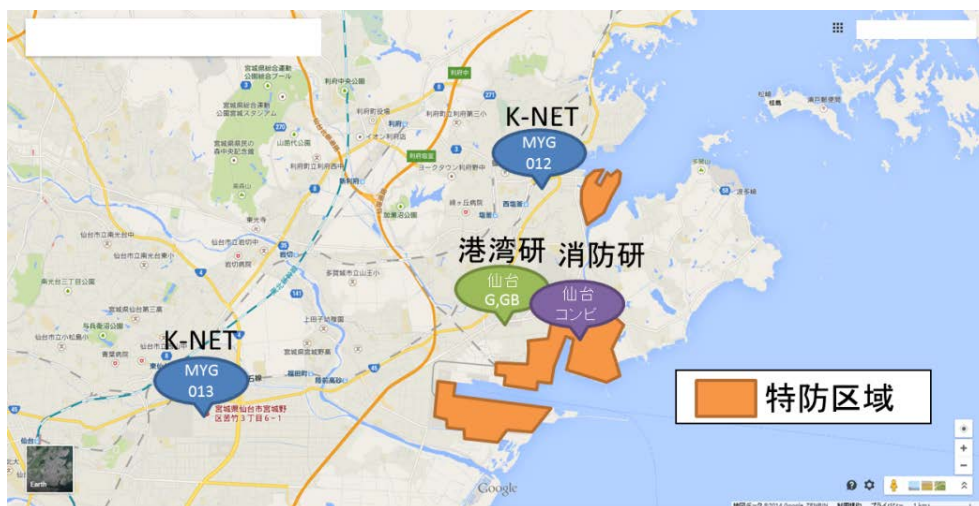


図 1.3.19 平成23年3月9日 三陸沖地震の観測地点の位置（仙台・塩釜地区）

1.3.7.3 観測地震波形

平成23年3月9日の三陸沖地震の観測地震の一覧を表1.3.20に示す。また、地震波形及びスペクトルを図1.3.20から図1.3.23に示す。

表 1.3.20 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の観測地震（仙台・塩釜地区）

観測機関	地点名	地点コード	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		
				NS	EW	UD
K-NET	塩釜	MYG012	地表	34.9	45.6	23.8
	仙台	MYG013	地表	30.7	42.2	17.5
港湾研	仙台	仙台 G	地表	17.0	19.2	6.8
		仙台 GB	地中 (GL-10.4m)	8.0	8.0	5.7
消防研	仙台	仙台コンビ	地表	36.8	31.9	15.1

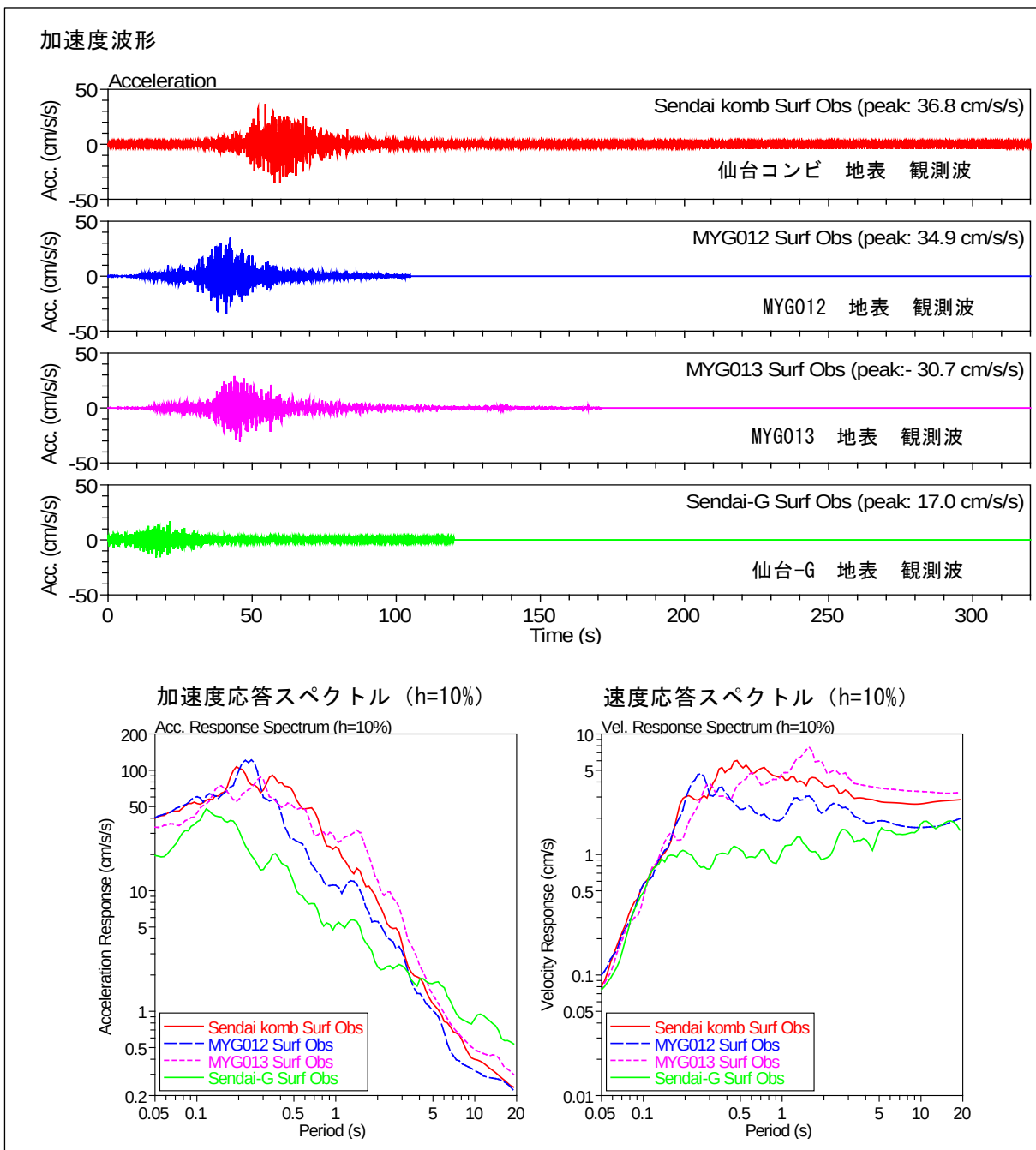
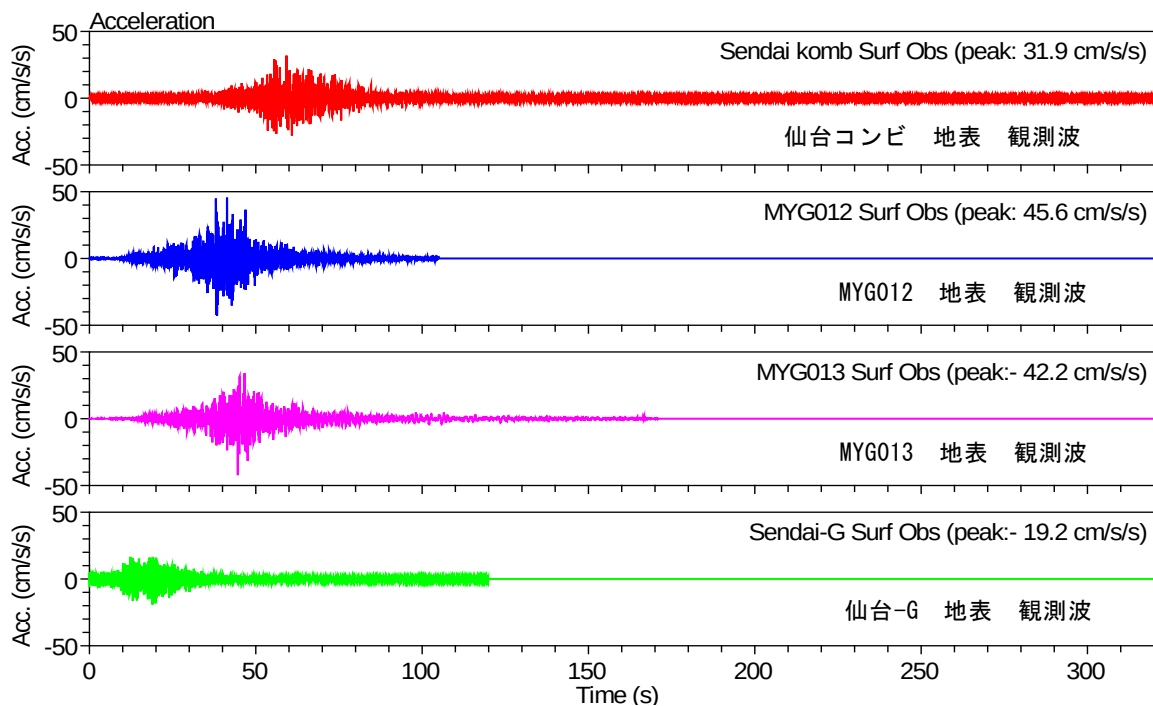


図 1.3.20 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の地表における観測地震波形の比較 (NS 成分)

加速度波形



加速度応答スペクトル (h=10%)

速度応答スペクトル (h=10%)

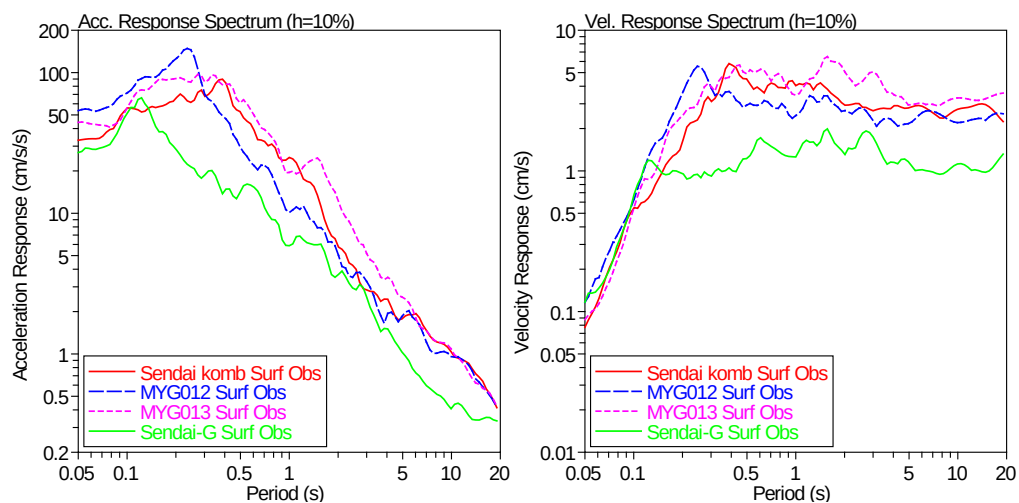
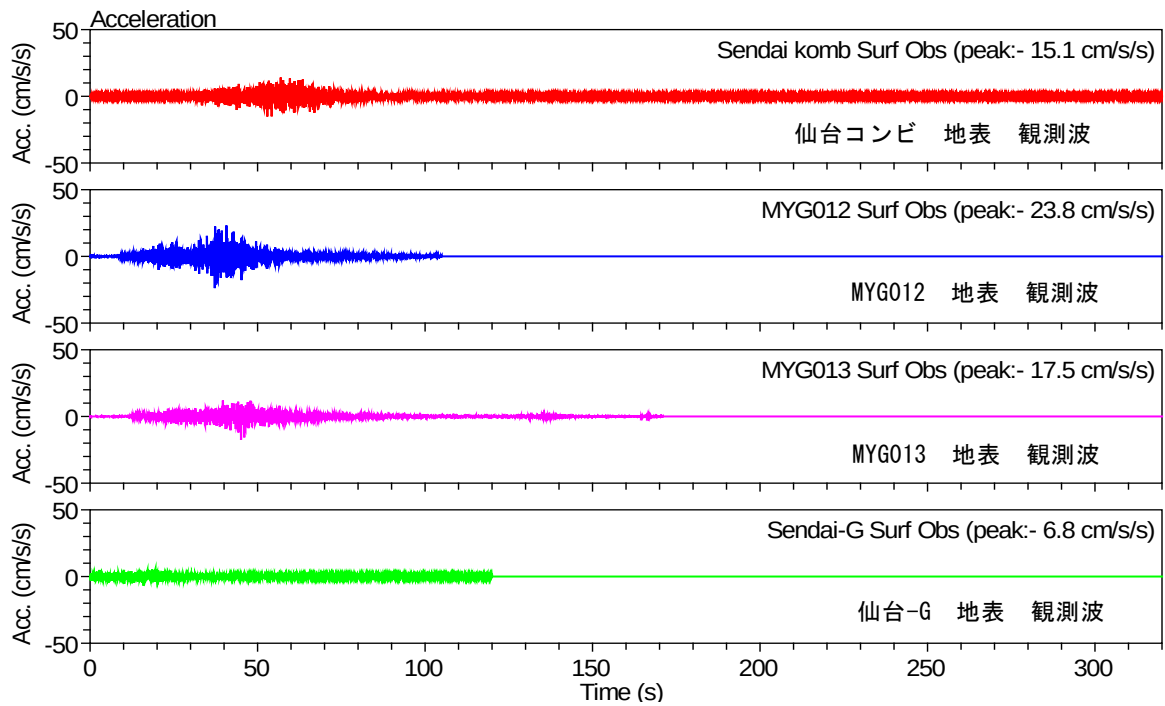
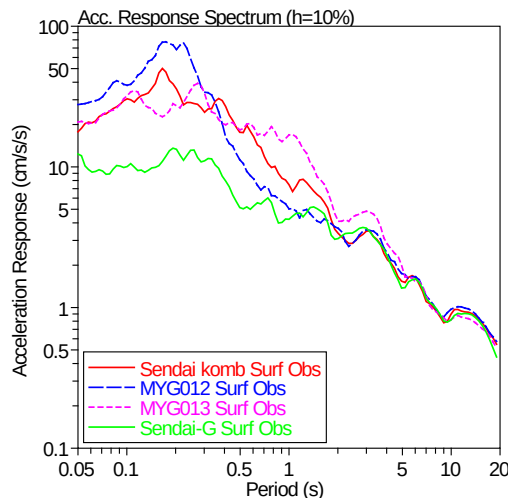


図 1.3.21 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の地表における観測地震波形の比較 (EW 成分)

加速度波形



加速度応答スペクトル (h=10%)



速度応答スペクトル (h=10%)

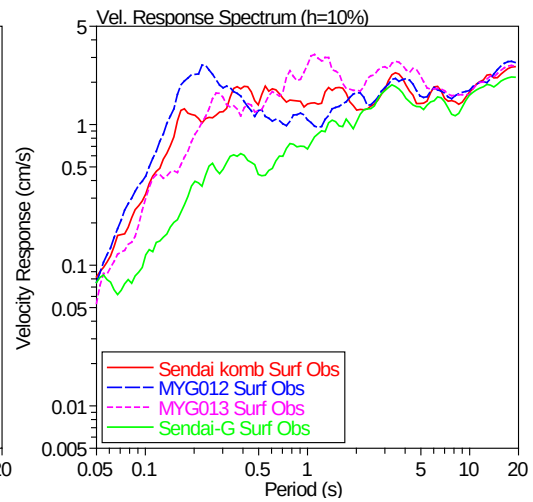


図 1.3.22 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の地表における観測地震波形の比較 (UD 成分)

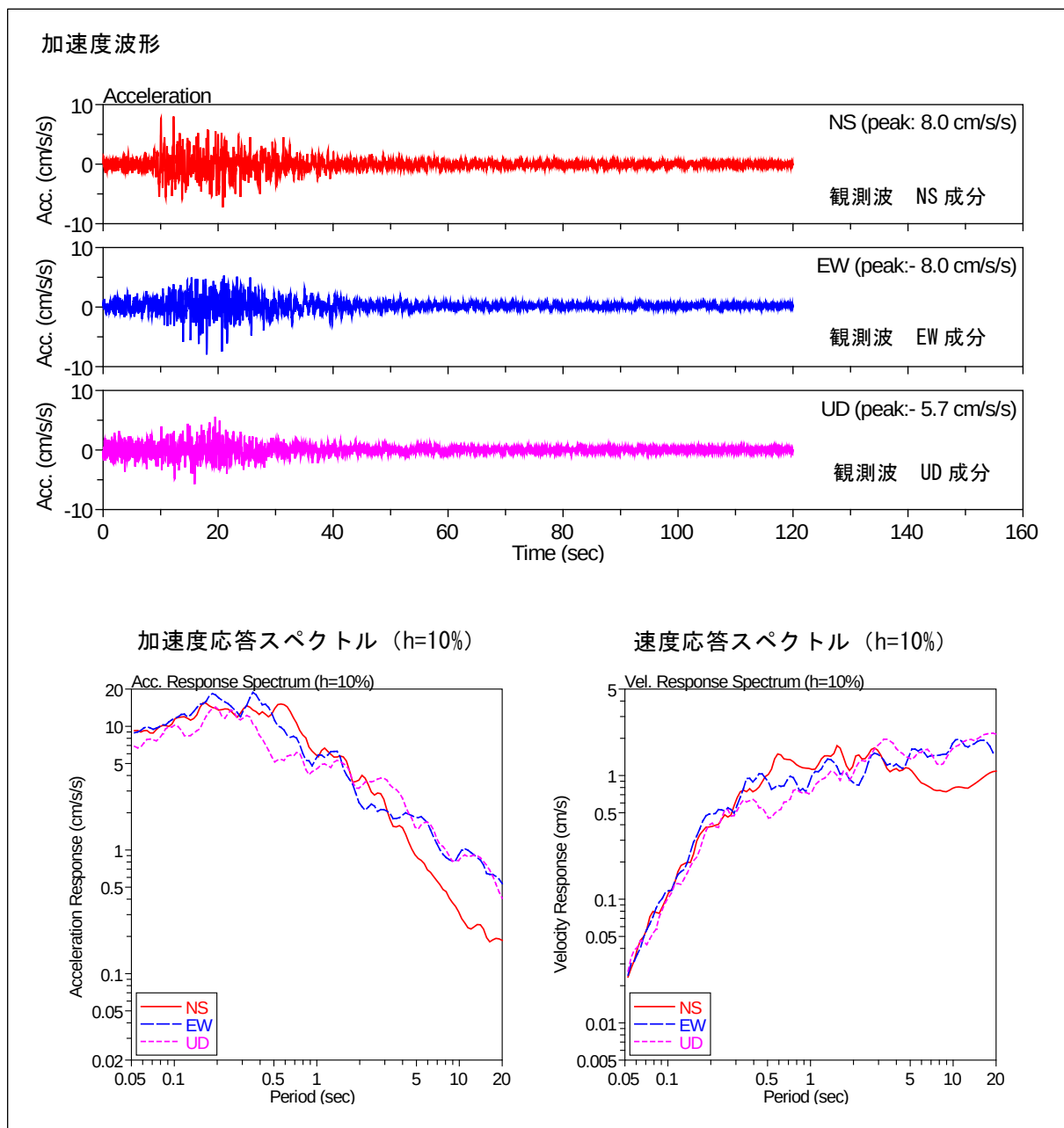


図 1.3.23 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における観測地震波形（港湾研 仙台 GB）

(4) 地盤モデル

仙台・塩釜地区の地表観測地震波形を基盤に戻す解析に用いる地盤モデルについては、1.3.5 で設定した対象地区の地盤モデルを参照して、表 1.3.21 のように設定した。動的変形曲線については、1.3.5 で設定したものをを用いた。

表 1.3.21 仙台・塩釜地区の地盤モデル

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	3.00	F1 (c) (埋土 (粘性土主体))	120	1.6
2	19.60	As (沖積砂質土層)	130	1.8
3	28.20	Dc (洪積粘性土層)	170	1.6

4	-	R (基盤)	850	2.2
---	---	--------	-----	-----

(5) 解析結果

1.3.6 と同様に DYNEQ を用いて、等価線形解析により工学的基盤の波形を計算した。計算結果を表 1.3.22 及び図 1.3.24 から図 1.3.26 に示す。

3 成分のいずれも仙台コンビと比較すると以下のような傾向が読み取れる。

- ・MYG012 は、0.5 秒程度の短周期は同じ程度。0.5 秒から 2 秒のやや長周期が同じ程度。
- ・MYG013 は、0.5 秒から 5 秒の周期が大きい。
- ・仙台 GB は、0.1 秒から 5 秒の周期が小さい。

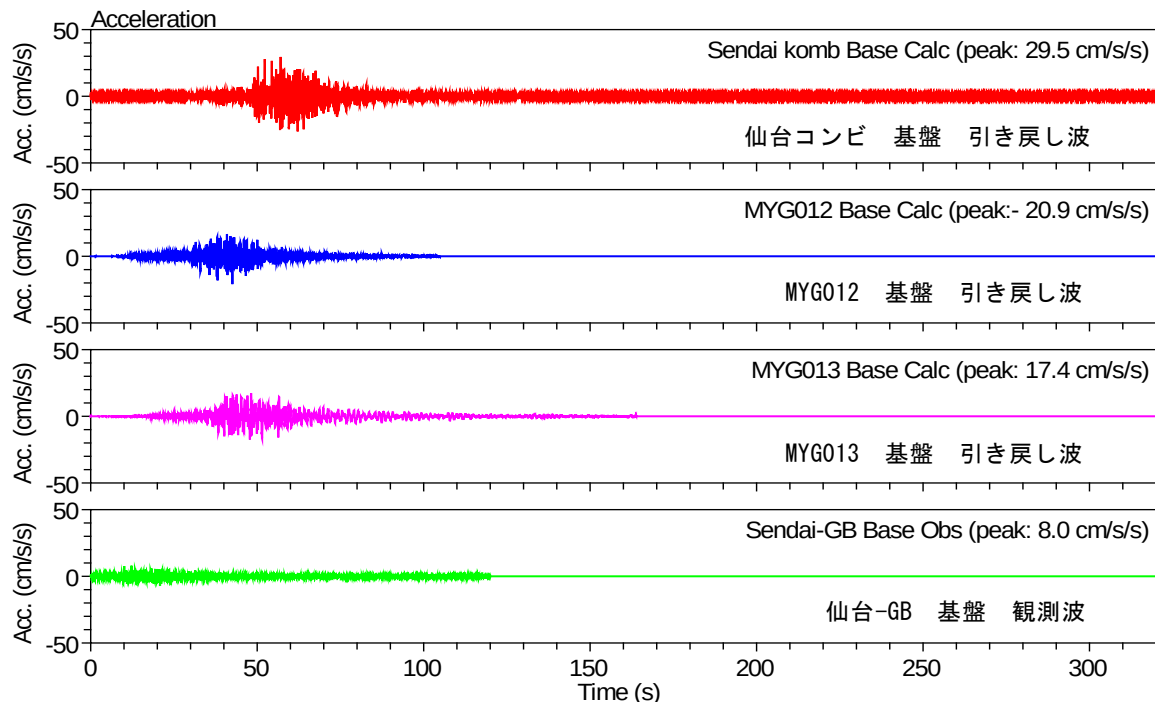
また、加速度振幅を比較すると、仙台コンビ、MYG012 及び MYG013 と比較して、仙台 GB は非常に小さくなっている。

これらの違いを、観測点における工学的基盤までのサイト特性と考え、東北地方太平洋沖地震の解析の入力波として、仙台コンビと傾向が概ね同じである MYG012 を採用することとする。

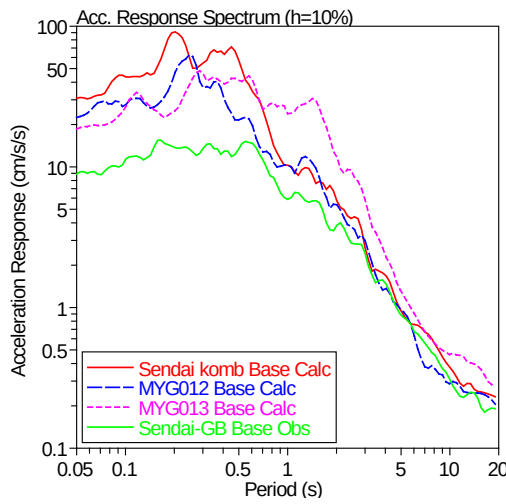
表 1.3.22 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤の地震波形の比較

地点コード	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		
		NS	EW	UD
解析波形 (仙台コンビ)	基盤	29.5	27.9	13.3
解析波形 (MYG012)	基盤	20.9	22.8	10.4
解析波形 (MYG013)	基盤	17.4	22.2	9.2
観測地震波形 (仙台 GB)	基盤	8.0	8.0	5.7

加速度波形



加速度応答スペクトル (h=10%)



速度応答スペクトル (h=10%)

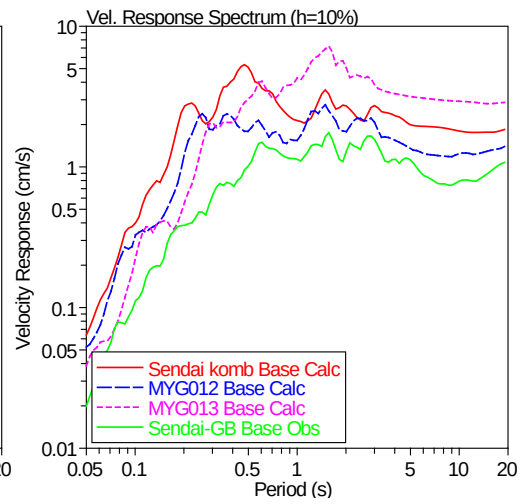


図 1.3.24 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における波形 (NS 成分)

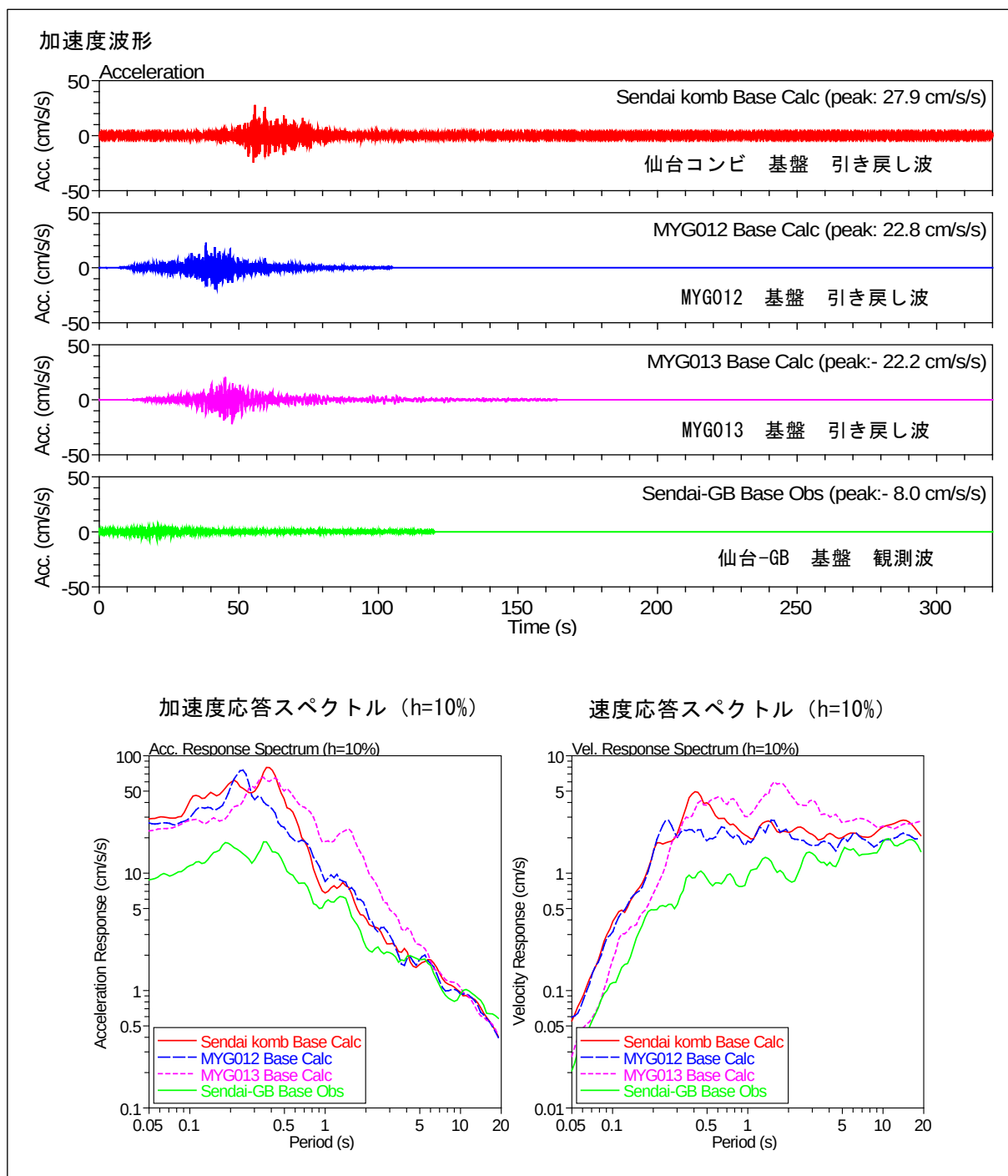


図 1.3.25 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における波形 (EW 成分)

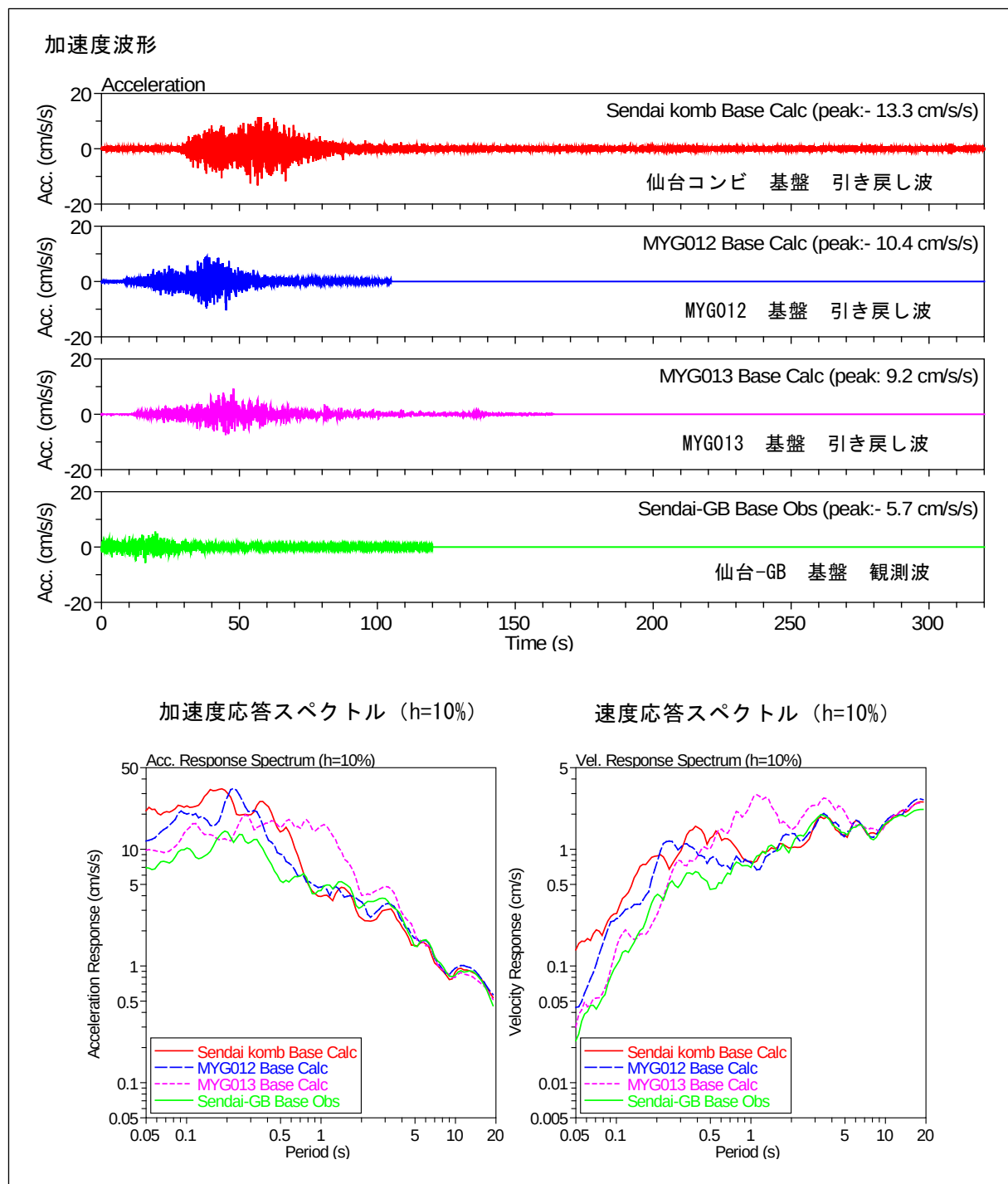


図 1.3.26 平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における地震波形 (UD 成分)

1.3.8 地震応答解析による地表における地震波形の作成

これまでの検討結果を踏まえ、MYG012の地表の観測地震波形から作成した工学的基盤の地震波形を入力波として、地震応答解析により仙台・塩釜地区における地表波形の作成を行った。

この地震応答解析には、仙台・塩釜地区の工学的基盤の深さが約35mから約55mと厚く、非線形効果が大きいと見込まれるため、全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードは、YUSAYUSA-2を採用した。加えて、地震動応答解析の実績が格段に多い、等価線形解析法による計算も行い、両者による解析を比較した。

解析地点は、「工学的基盤が深いケース」及び「工学的基盤が浅いケース」の2ケースとした。(1.3.4 参照)

解析結果を、表 1.3.23 及び図 1.3.27 から図 1.3.34 に示す。

解析結果について、以下に述べる。

- ・応答スペクトルを比較すると、いずれのケースにおいても短周期（0.2 秒以下）成分が、非線形効果により大きく減衰しているのに対し、長周期成分（概ね 0.5 秒以上）については増幅している。
- ・最大加速度、最大速度を比較すると、非線形計算の方が等価線形計算よりもやや振幅が小さい。
- ・工学的基盤が深いケースの方が、工学的基盤の浅いケースよりも、非線形効果が大きく、やや振幅が小さい。
- ・以上の結果は、港湾研の観測波形の傾向（図 1.3.10 及び図 1.3.11）と概ね一致しており、解析結果は妥当であるといえる。

また、等価線形計算と非線形計算結果は、比較的近い結果を与えているが、非線形計算は、地盤の非線形効果を理論的に与えているのに対し、等価線形計算は近似的な手法で与えている。このため、実現象をよりよく再現していると考えられることから、非線形計算の結果を採用する。

表 1.3.23 仙台・塩釜地区における地震応答解析結果（東北地方太平洋沖地震・地表）

地震波形	解析手法	最大加速度（cm/s/s）			最大速度（cm/s）		
		NS	EW	UD	NS	EW	UD
解析波形 （工学的基盤：深い）	等価線形	256.8	344.3	402.7	38.45	40.25	40.86
	非線形	250.9	336.9	—	36.99	46.69	—
解析波形 （工学的基盤：浅い）	等価線形	303.9	485.8	475.7	42.09	44.91	41.26
	非線形	238.4	361.3	—	39.01	44.05	—

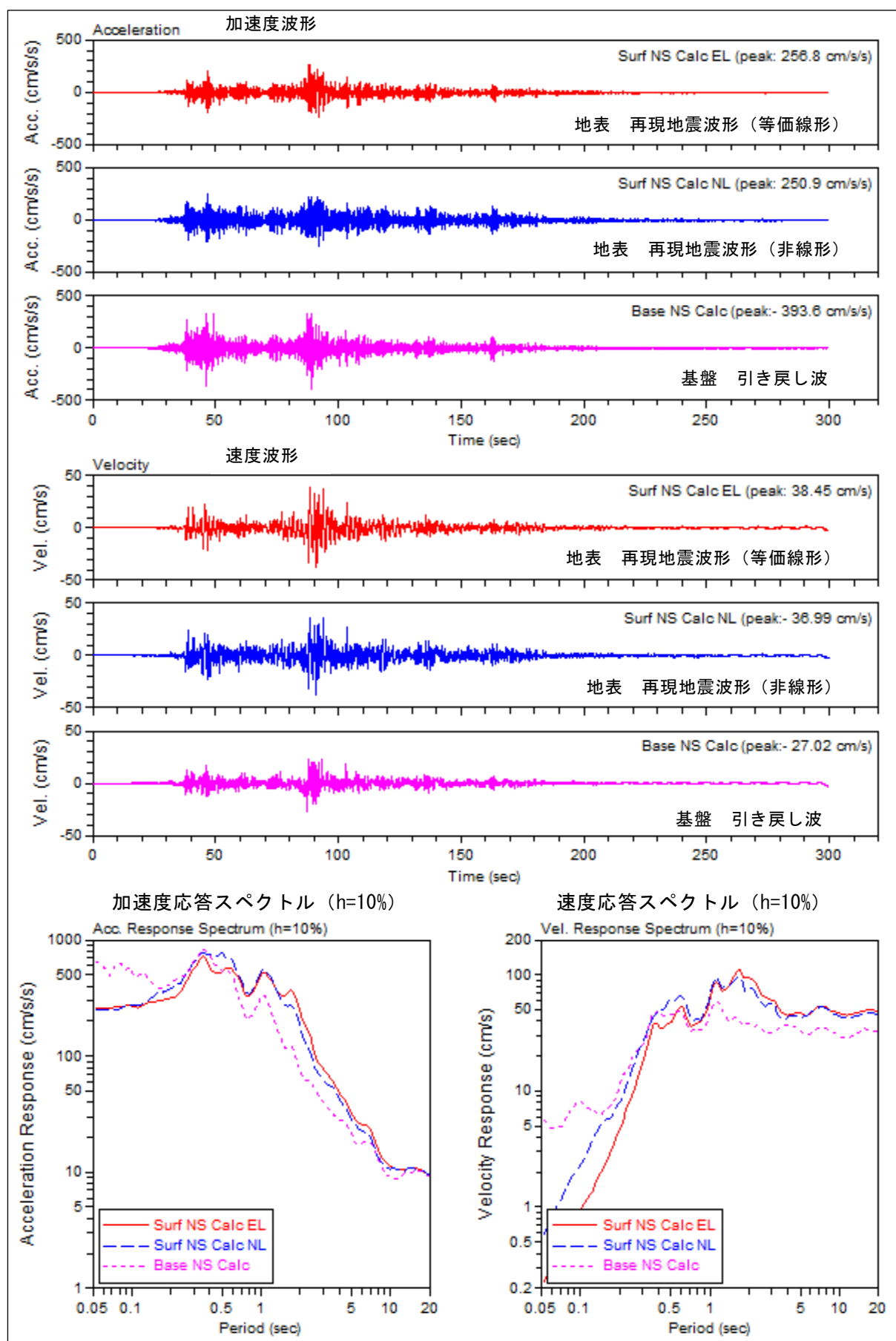


図 1.3.27 地震応答解析による地表の地震波形の再現結果 (基盤が深いケース・NS 成分)

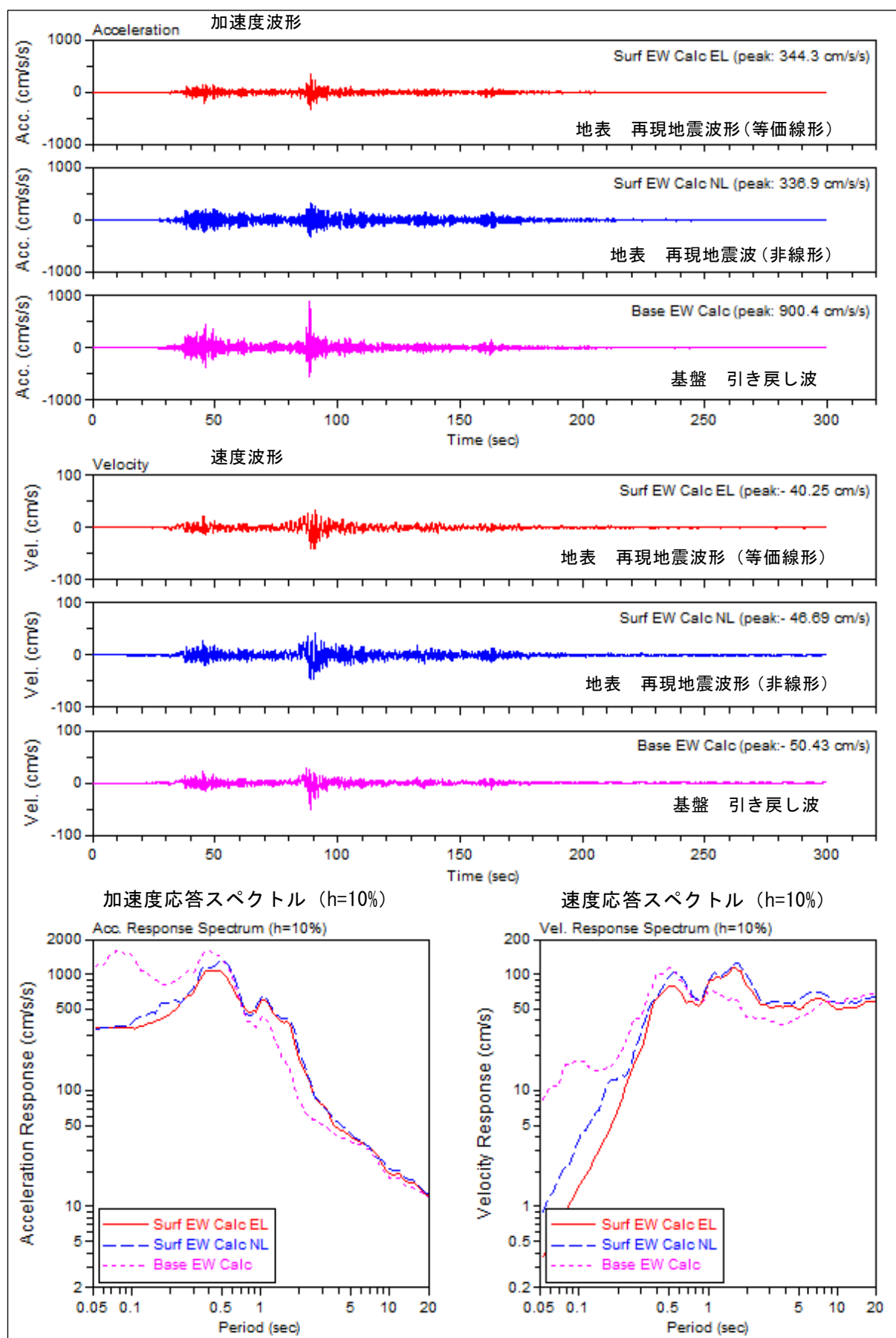


図 1.3.28 地震応答解析による地表の地震波形の再現結果 (基盤が深いケース・EW 成分)

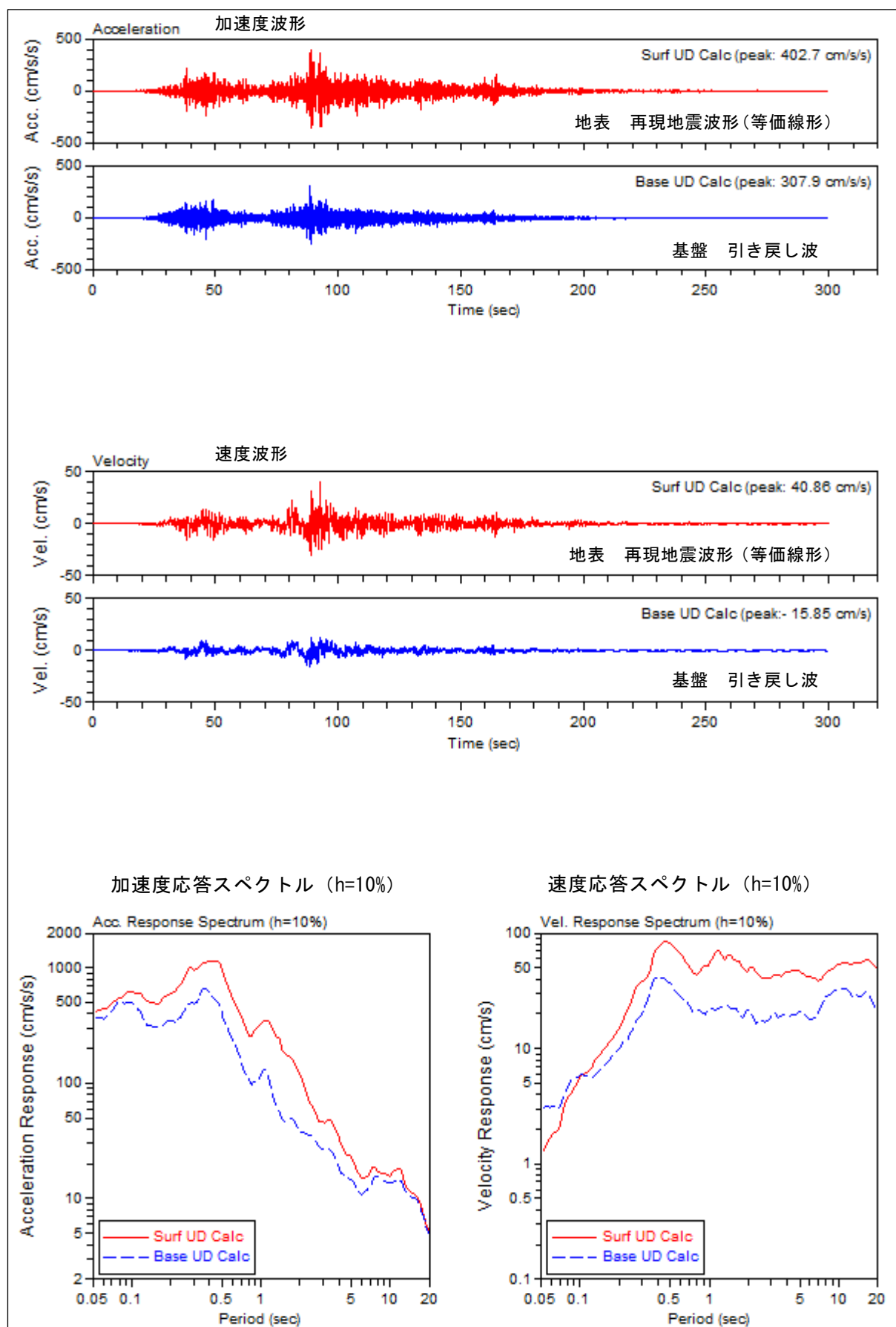


図 1.3.29 地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が深いケース・UD 成分）

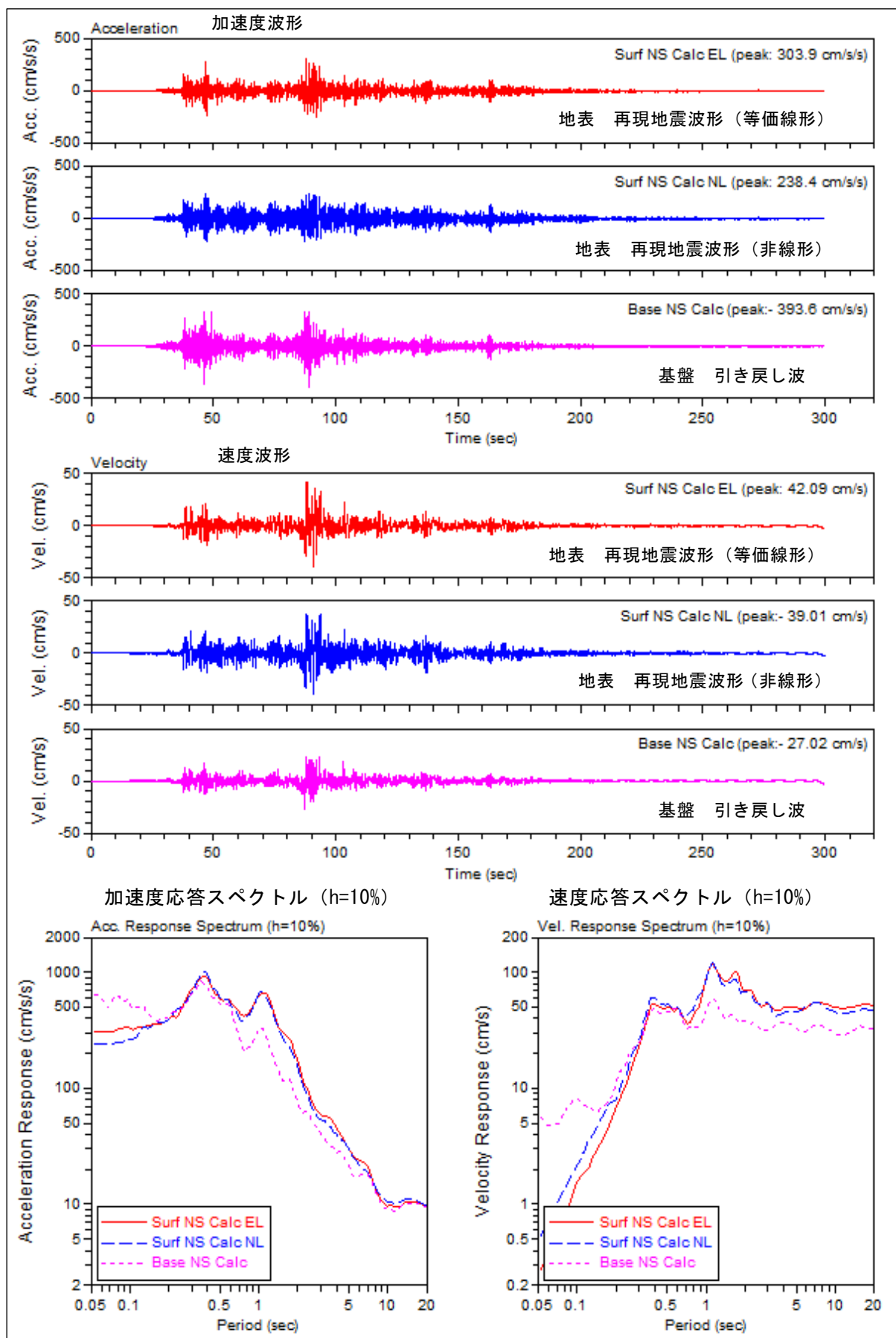


図 1.3.30 地震応答解析による地表の地震波形の再現結果 (基盤が浅いケース・NS 成分)

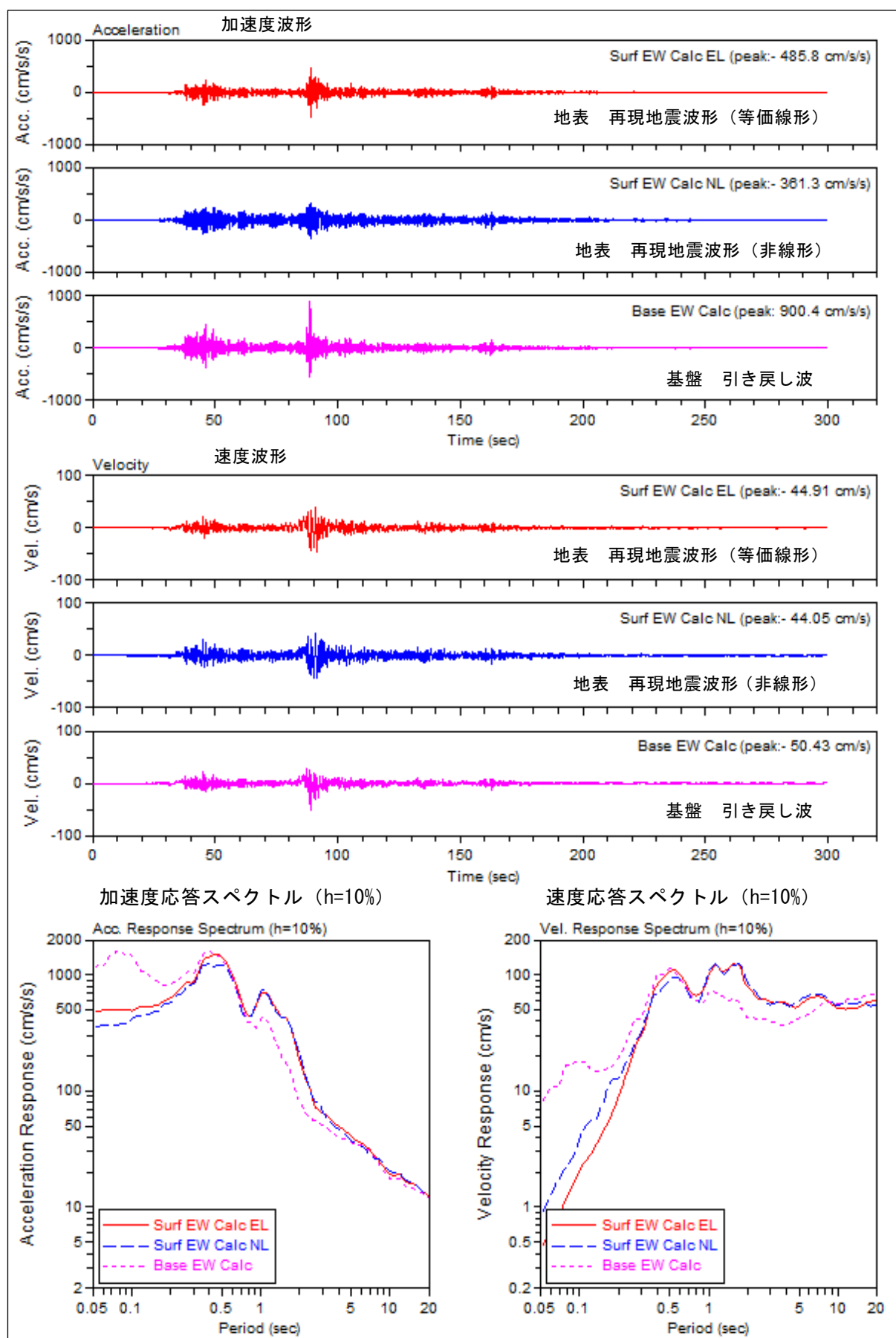


図 1.3.31 地震応答解析による地表の地震波形の再現結果 (基盤が浅いケース・EW 成分)

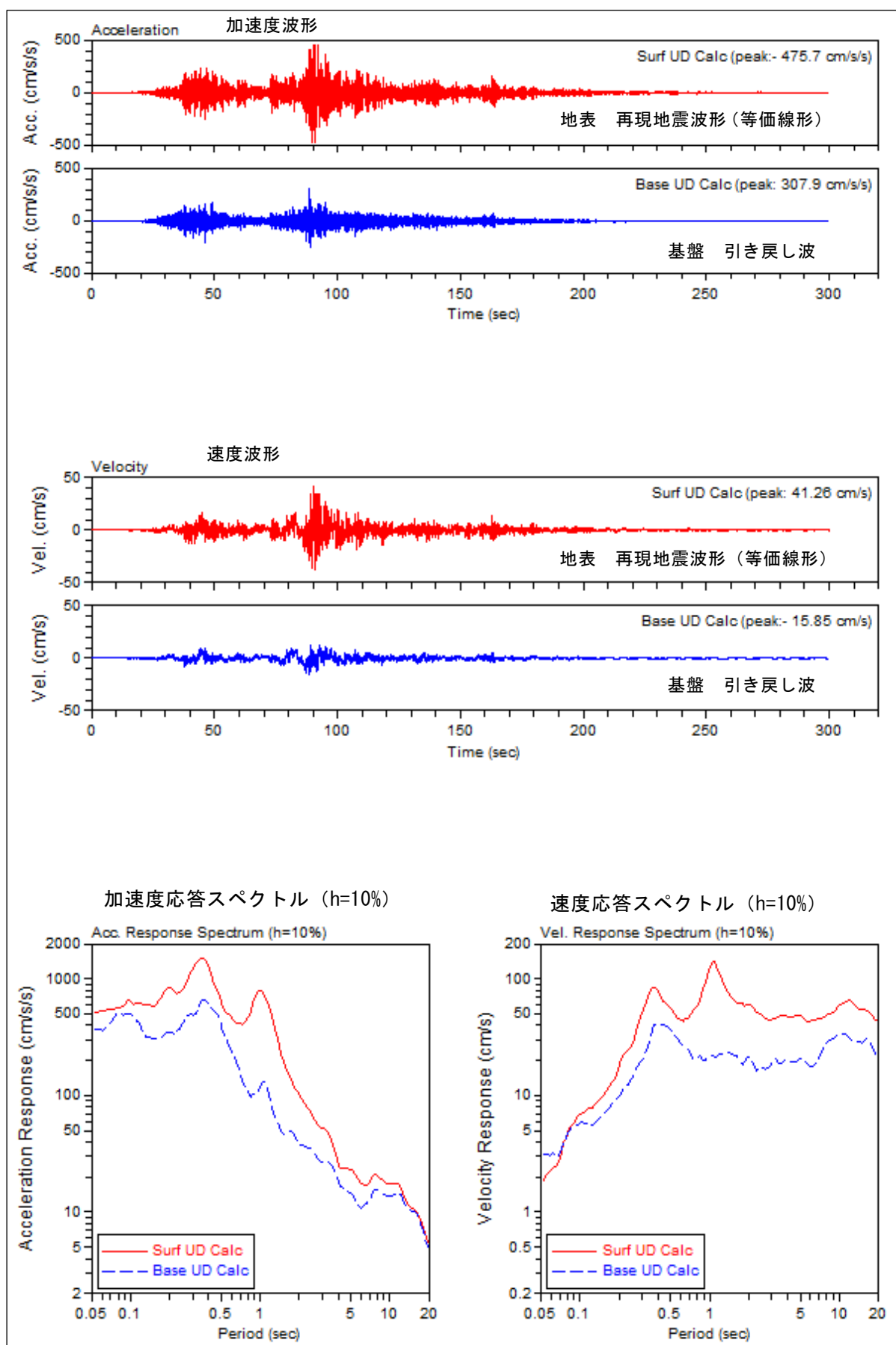


図 1.3.32 地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が浅いケース・UD 成分）

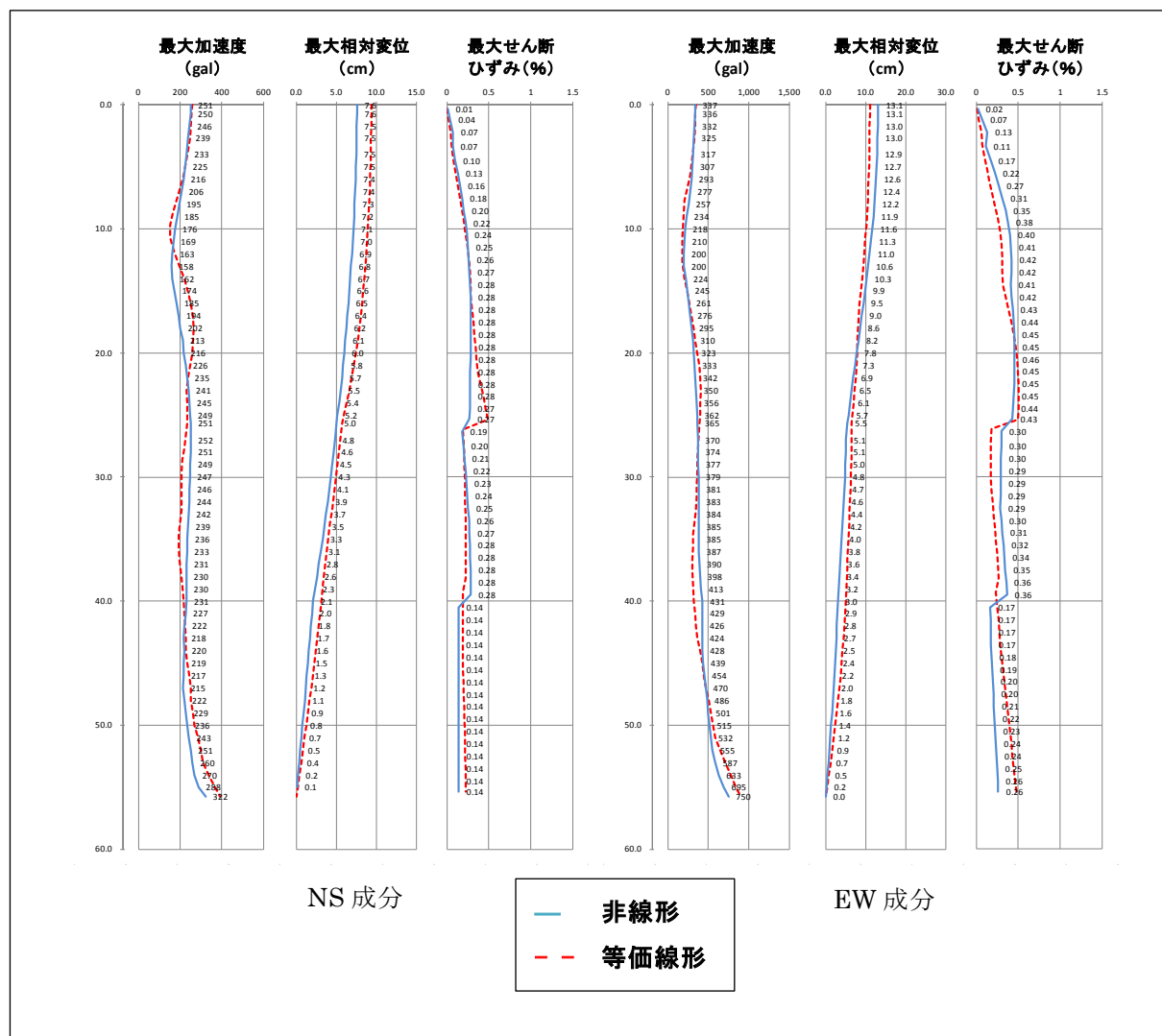


図 1.3.33 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（基盤が深いケース）

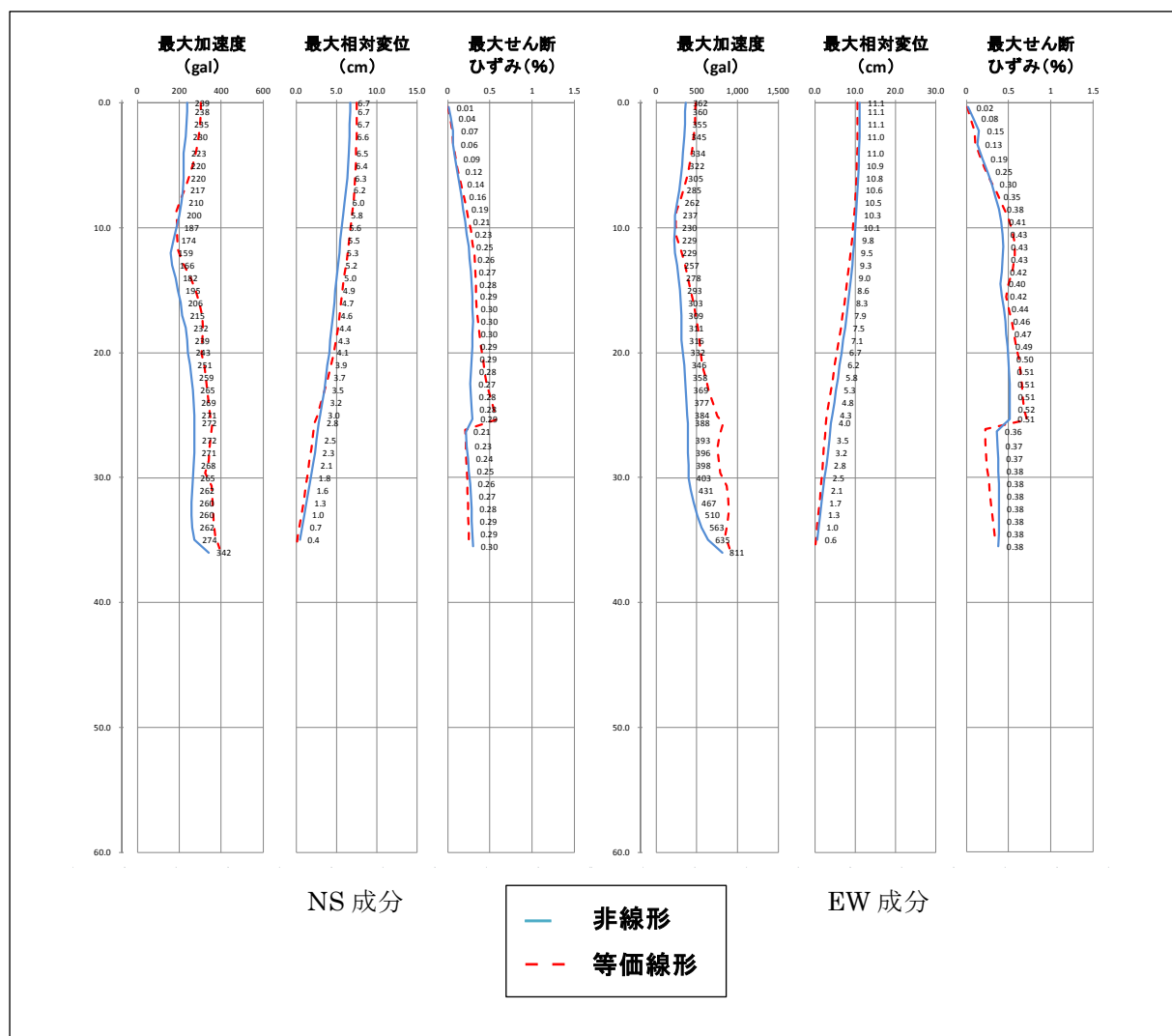


図 1.3.34 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（基盤が浅いケース）

1.3.9 昭和 53 年宮城県沖地震の波形との比較

東北地方太平洋沖地震と近い震源域で起こった昭和 53 年宮城県沖地震（M7.4）の際に、港湾研の地震観測地点である塩釜工場-S において観測された地表の地震波形と、今回作成した東北地方太平洋沖地震の地表の地震波形（以下「再現地震波形」という。）とを比較した。

1.3.9.1 地震の概要

気象庁による昭和 53 年宮城県沖地震の概要を、表 1.3.24 に示す。

表 1.3.24 昭和 53 年宮城県沖地震の概要

発 生 日 時	昭和 53 年 6 月 12 日 17 時 14 分
震 央 地 名	宮城県東方沖（北緯 38.2 度、東経 142.2 度）
震 源 の 深 さ	40 km
規 模	マグニチュード 7.4
特防区域付近の震度	震度 5：宮城県仙台市

1.3.9.2 観測地点

昭和 53 年宮城県沖地震における波形観測地点を、表 1.3.25 及び図 1.3.35 に示す。

表 1.3.25 昭和 53 年宮城県沖地震の波形観測地点

観測機関	地点名	地点コード	設置位置
港湾研	仙台	塩釜工場 S	地表

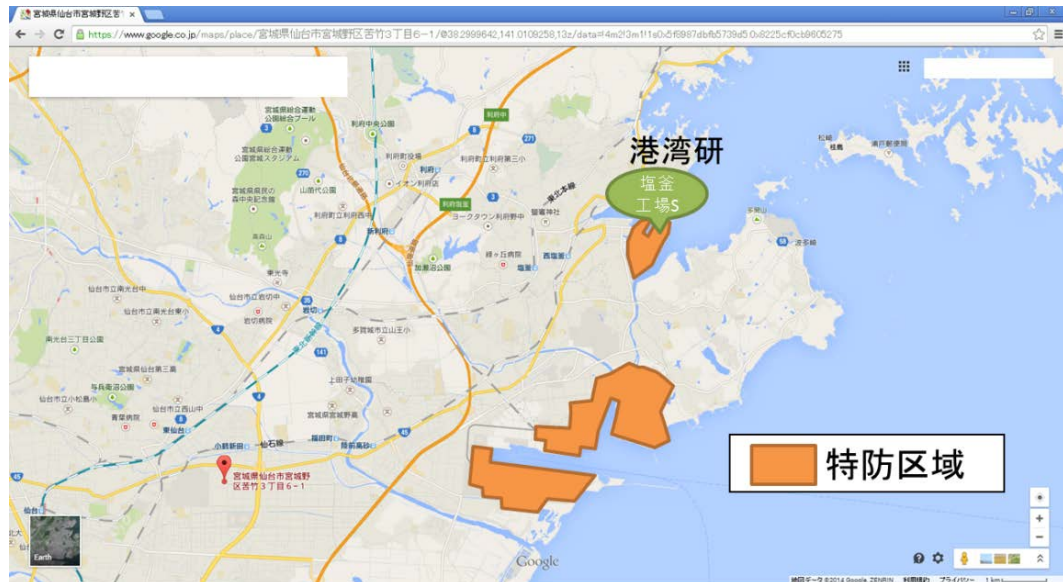


図 1.3.35 昭和 53 年宮城県沖地震の観測地点の位置（仙台・塩釜地区）

1.3.9.3 観測地点の地盤構成

塩釜工場・S の地盤構成を図 1.3.36 に示す。塩釜工場・S 地点は、地表から深さ 10m まで S 波速度が 100m/s を下回るような非常に軟弱な地盤である。

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	3.40	F1 (埋土・盛土)	800	95	1.55
2	10.80	Ac (沖積粘性土)	800	60	1.35
3	13.90	As (沖積砂質土)	1500	145	1.70
4		R (基盤)	2000	850	1.80

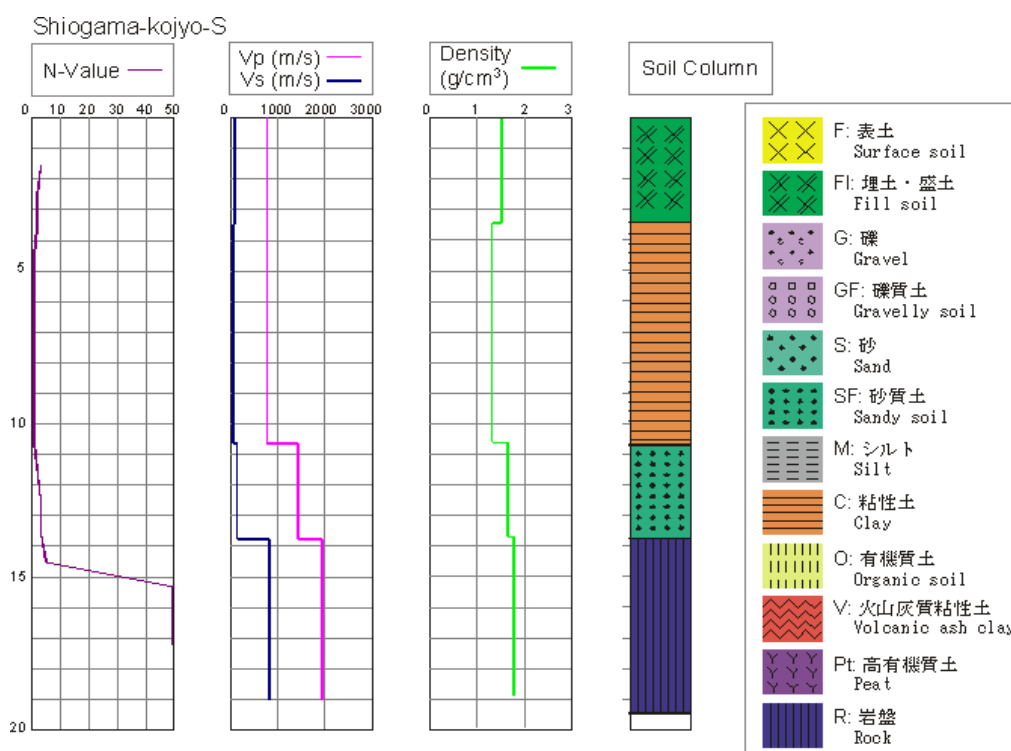


図 1.3.36 塩釜工場-S の地盤構成

1.3.9.4 観測地震波形の比較

塩釜工場-S における観測地震波形及びスペクトルを図 1.3.37 から図 1.3.39 に示す。

昭和 53 年宮城県沖地震の観測地震波形のスペクトルは、0.7 秒から 0.9 秒付近にピークが見られる。これに対して、仙台・塩釜地区における東北地方太平洋沖地震の再現地震波形のスペクトルは、0.3 秒及び 1.0 秒付近にピークが見られる。ただし、仙台・塩釜地区の 0.3 秒及び 1.0 秒付近のピークについては、工学的基盤の地震波形のスペクトルにも同様に見られる（図 1.3.27 から図 1.3.34 参照）ことから、これらのピークは浅部地盤の影響ではないと考えられる。

また、仙台・塩釜地区の入力波形として MYG012 の地表の観測地震波形から作成した工学的基盤の地震波形を用いているが、塩釜工場-S と場所が比較的近いことから、震源から基盤までの伝搬特性についても比較的近いことが考えられる。

以上のことから、仙台・塩釜地区における再現地震波形と昭和 53 年宮城県沖地震の観測地震波形のスペクトルの周期特性の違いは、地震の震源特性の違いによるものと推測される。

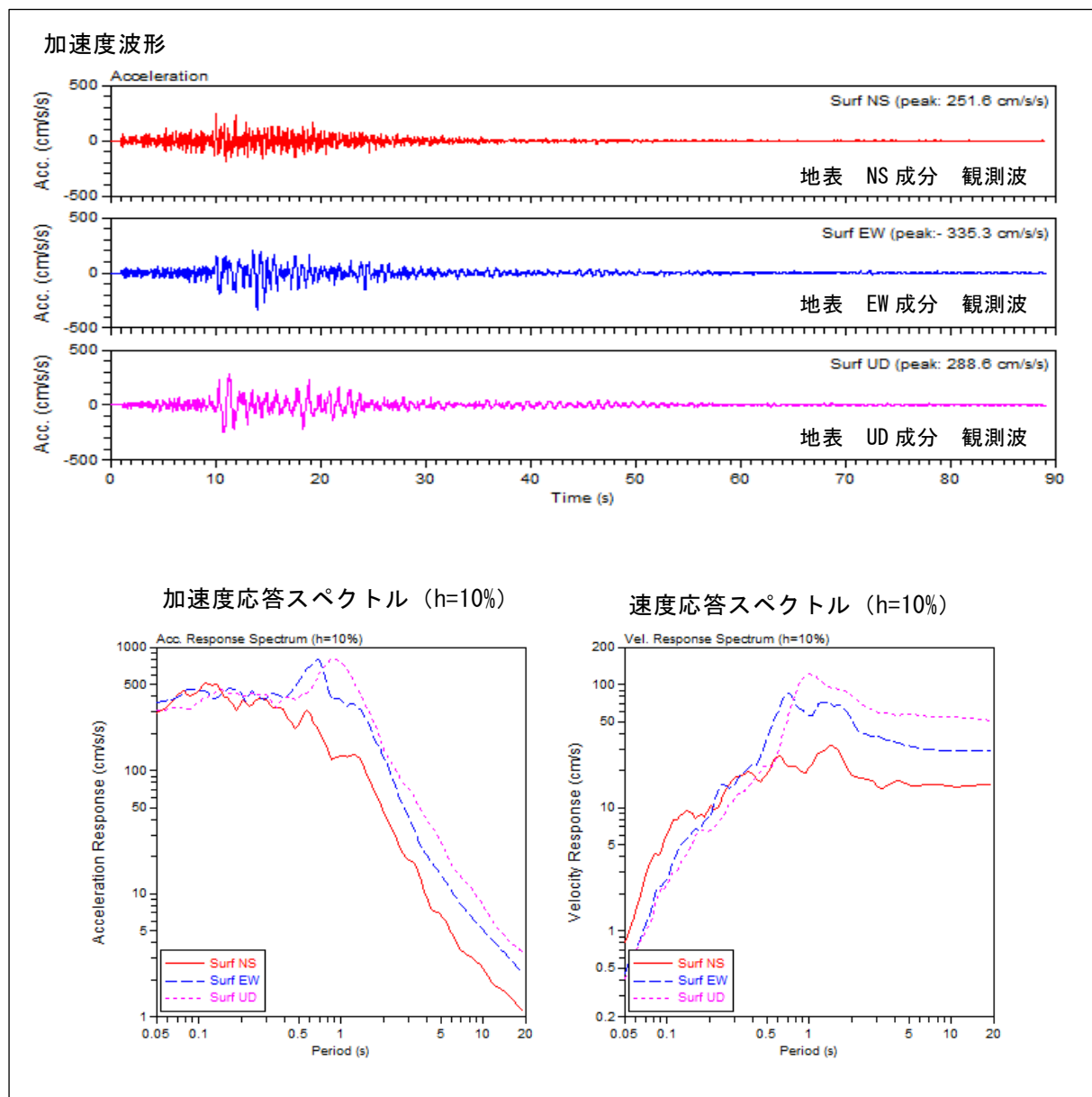


図 1.3.37 塩釜工場-S における昭和 53 年宮城県沖地震の観測波形

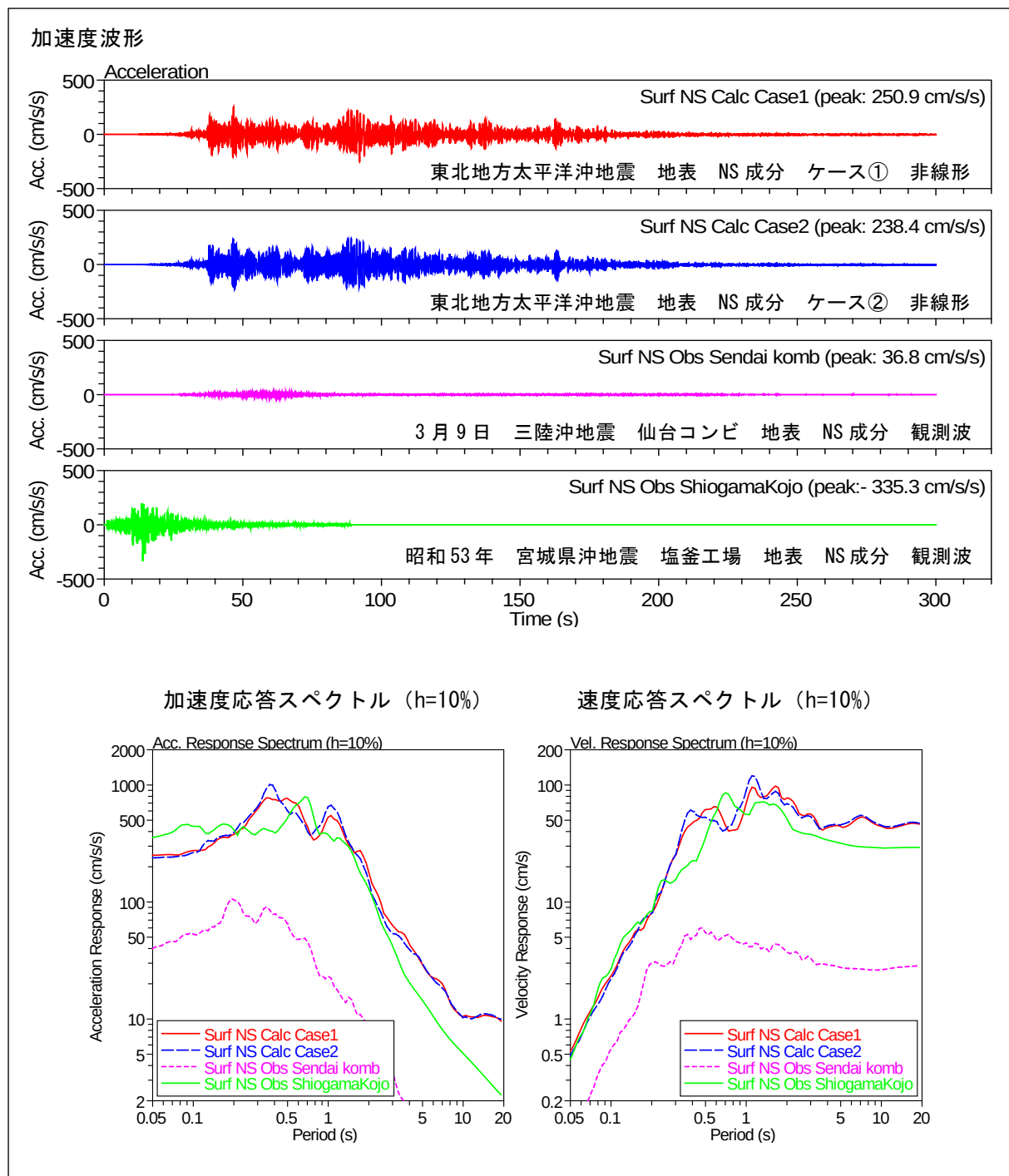


図 1.3.38 東北地方太平洋沖地震の解析地震波形と平成 23 年 3 月 9 日三陸沖地震、昭和 53 年宮城県沖地震の観測波形の比較 (NS 成分)

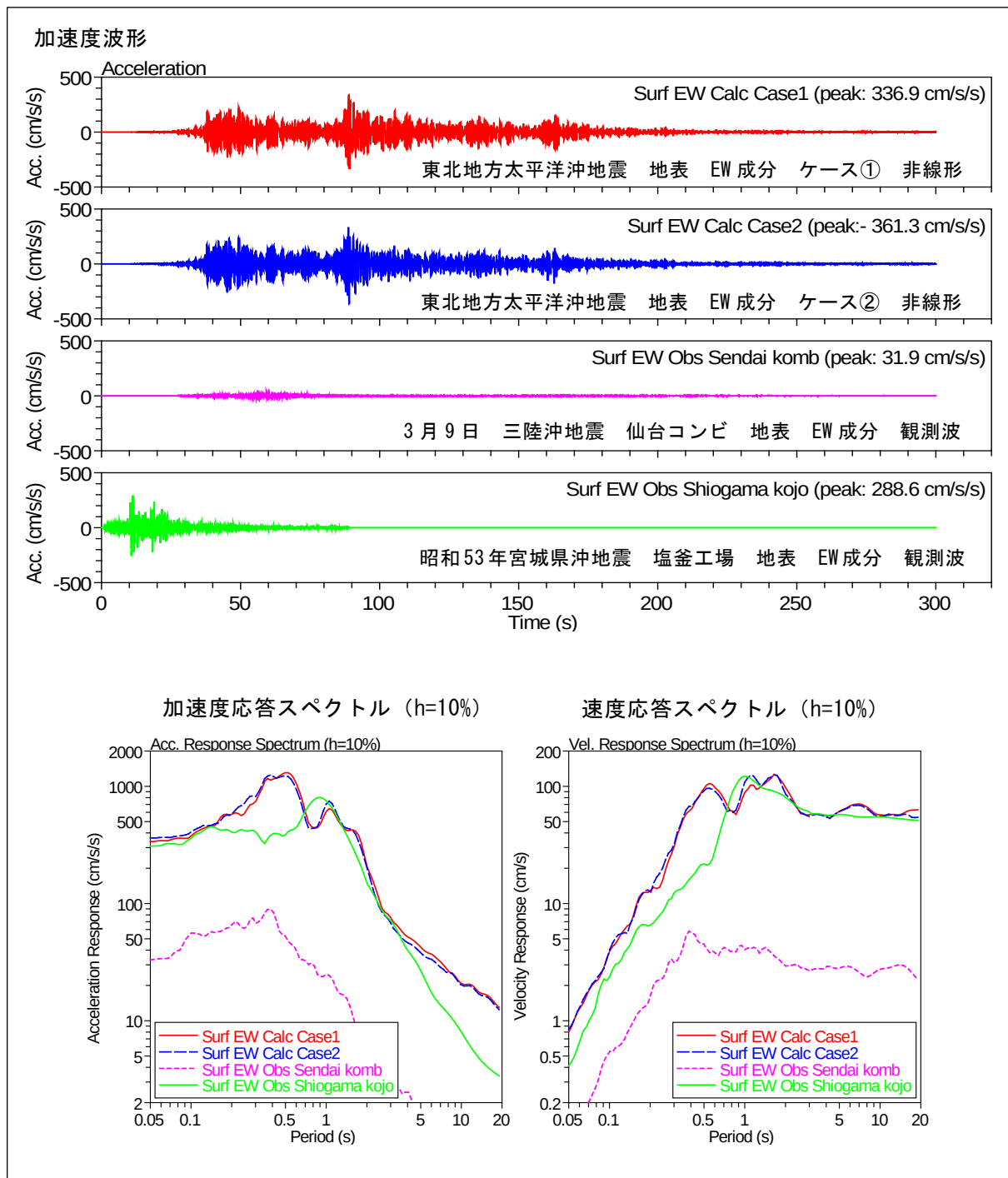


図 1.3.39 東北地方太平洋沖地震の解析波形と平成 23 年 3 月 9 日三陸沖地震、
昭和 53 年宮城県沖地震の観測波形の比較 (EW 成分)

1.4 広野地区における検証

1.4.1 地表の地震波形の作成及び検証の流れ

図 1.4.1 の手順により、K-NET が観測した東北地方太平洋沖地震の地震波形を用いて広野地区における東北地方太平洋沖地震の地震波形を再現する。

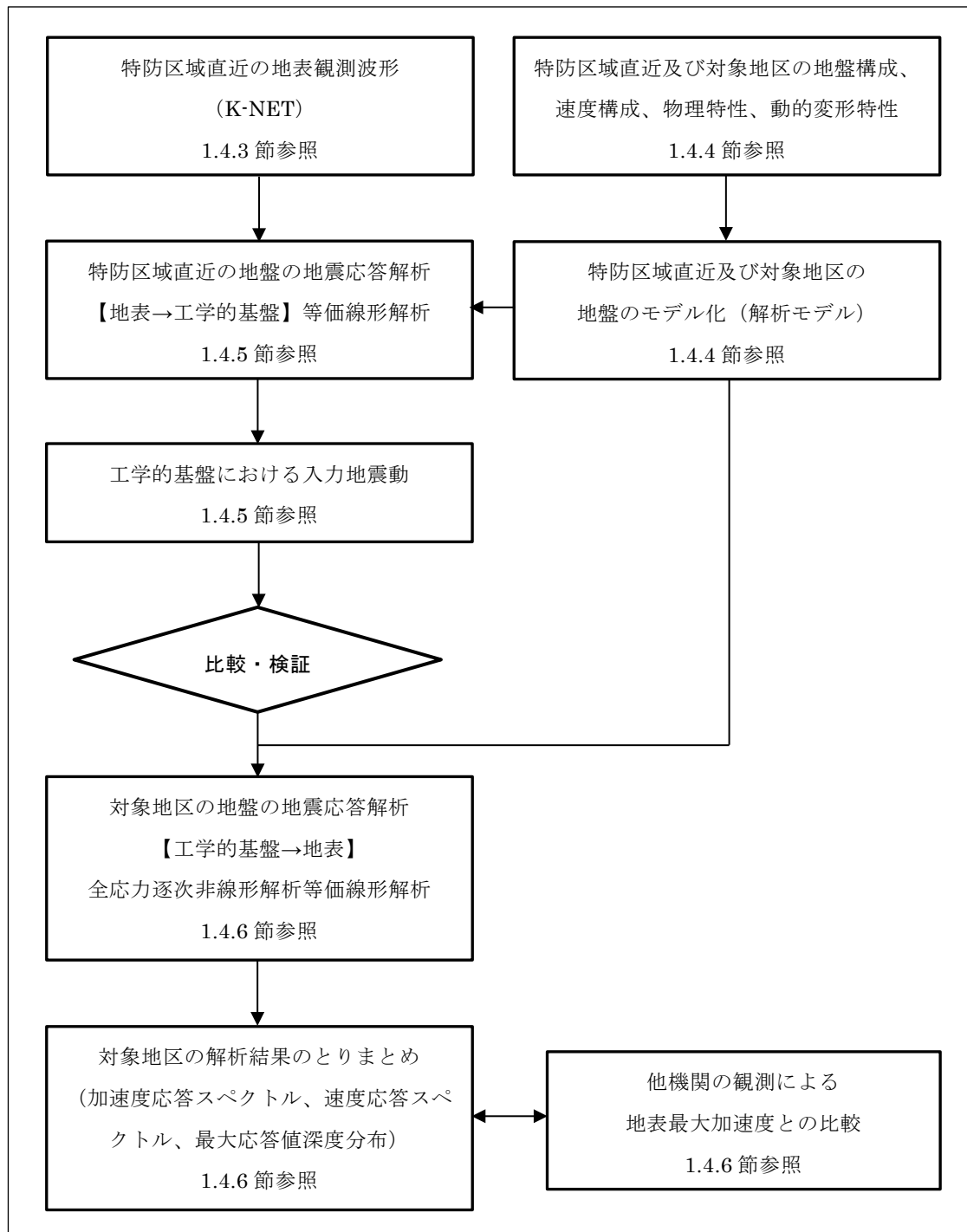


図 1.4.1 地表の地震波形の再現解析の流れ

1.4.2 広野地区近傍の観測地点

広野地区の位置及び近傍の地震波形の観測地点の位置を図 1.4.2 に示す。
また、地震波形の観測地点を表 1.4.1 に示す。

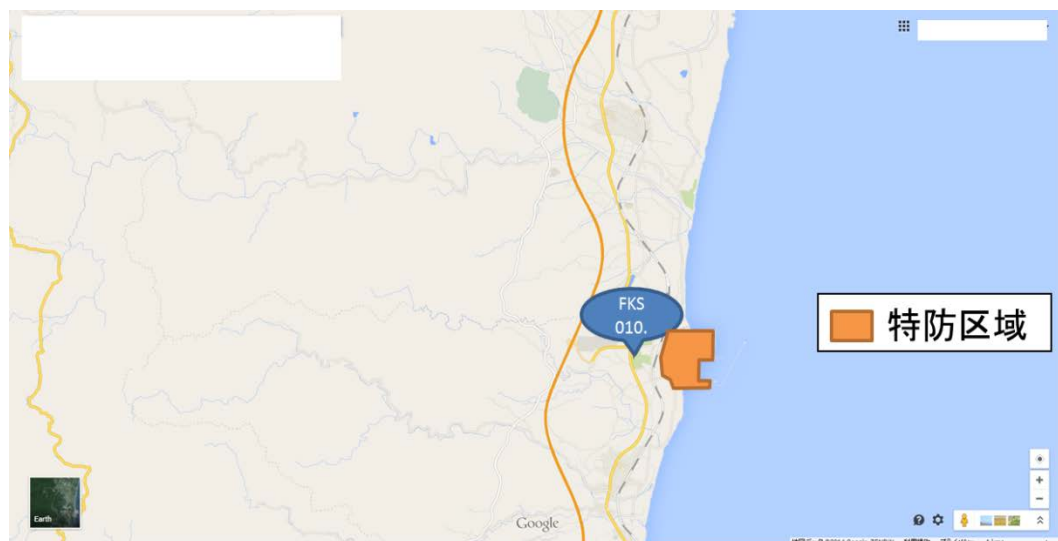


図 1.4.2 広野地区及び近傍の観測地点の位置（広野地区）

表 1.4.1 広野地区近傍の観測地点

観測機関	地点名	地点コード	設置位置
K-NET	広野	FKS010	地表

1.4.3 収集した観測地震波形

広野地区近傍の観測地点で観測された東北地方太平洋沖地震の最大加速度及び最大速度を表 1.4.2 に示す。
また、観測された波形及びスペクトルを図 1.4.3 に示す。

表 1.4.2 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形（広野地区）

観測機関	地点名	地点コード	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)	最大速度 (cm/s)
K-NET	広野	FKS010	地表	1162.2	62.58

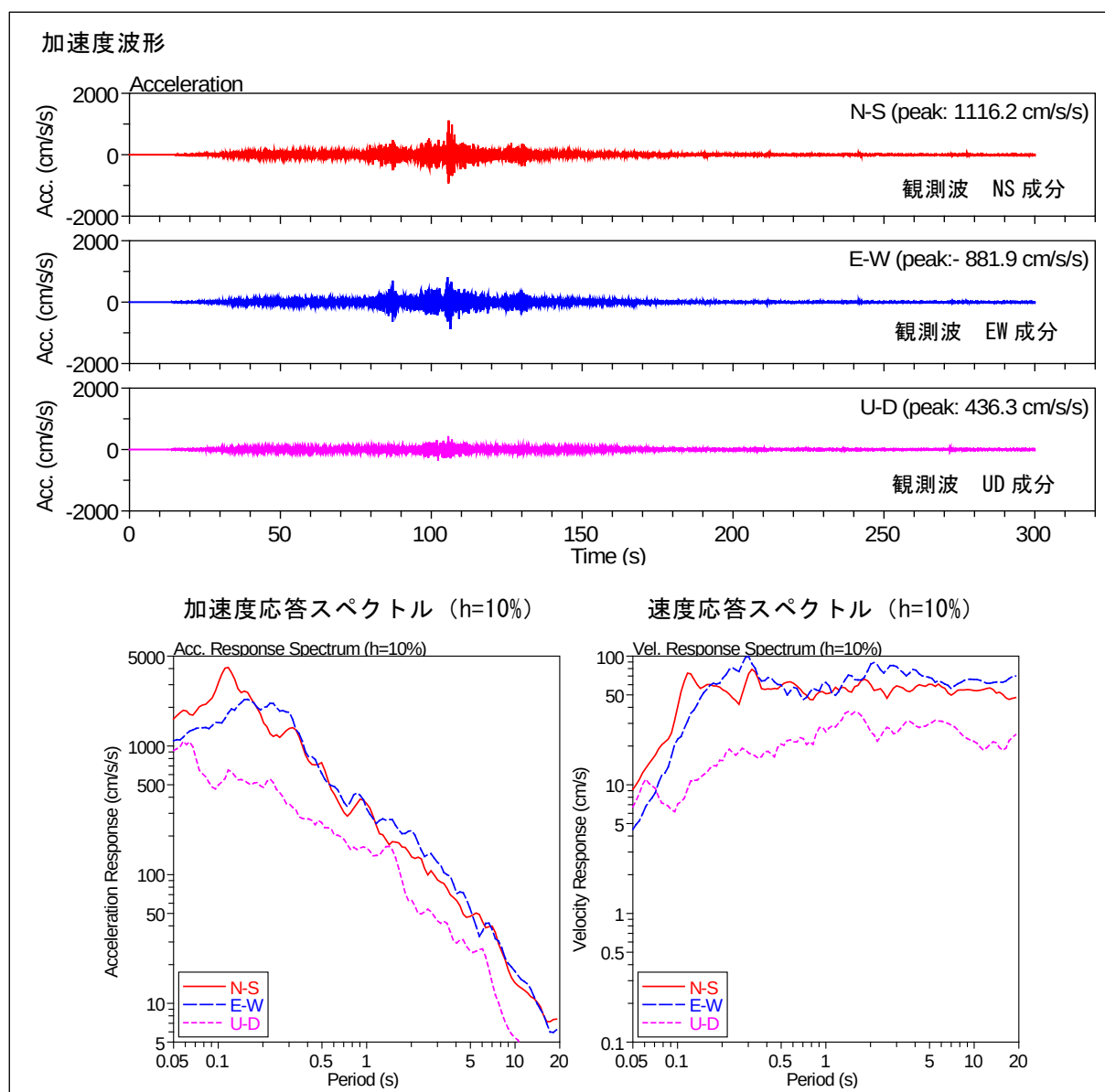


図 1.4.3 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形 (FKS010)

1.4.4 広野地区の地盤構成の検討

広野地区の地盤情報を収集し、地盤モデルを作成した。

広野地区及び観測地点について、設定した地盤構成及び物理特性を表 1.4.3、表 1.4.4 及び図 1.4.4 に示す。なお、動的変形特性については、仙台・塩釜地区と同じとした。

表 1.4.3 対象地区の地盤モデル (広野地区)

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	5.3	Fl 1 (c) (埋土 (粘性土主体))	175	1.7
2	8.3	Fl 2 (c) (埋土 (粘性土主体))	160	1.7
3	10.3	As (沖積砂質土層)	225	1.8
4	-	R (基盤)	480	1.9

※ 地盤調査資料から設定。

表 1.4.4 観測地点の地盤モデル (K-NET : FKS010)

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	0.9	Fl (c) (埋土・盛土)	100	1.7
2	4.4	Dc (洪積粘性土層)	260	1.7
3	6.9	Ds (洪積砂質土層)	260	1.9
4	—	R (基盤)	570	2.0

※ 地盤調査資料から設定。

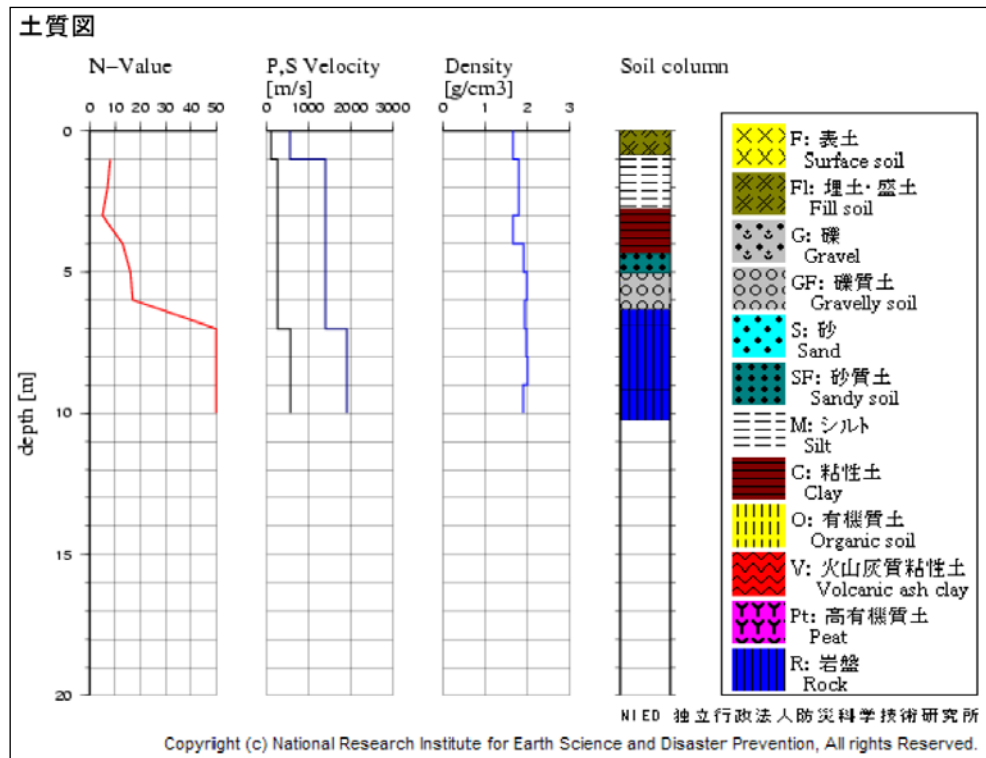


図 1.4.4 観測地点の地盤モデル (FKS010)

1.4.5 地震応答解析による工学的基盤の地震波形の作成

広野地区近傍の地表の観測地震波形 (FKS010) から、地震応答解析により工学的基盤における地震波形 (時刻歴波形) を作成した。

この地震応答解析には、仙台・塩釜地区と同様、周波数領域の等価線形解析法を採用し、プログラムコードは、DYNEQ を採用した。

解析結果を表 1.4.5 並びに図 1.4.5 から図 1.4.7 に示す。

表 1.4.5 FKS010 における地震応答解析結果
(東北地方太平洋沖地震・工学的基盤)

地震波形	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		
		NS	EW	UD
解析波形 (FKS010)	基盤	457.7	522.9	215.9

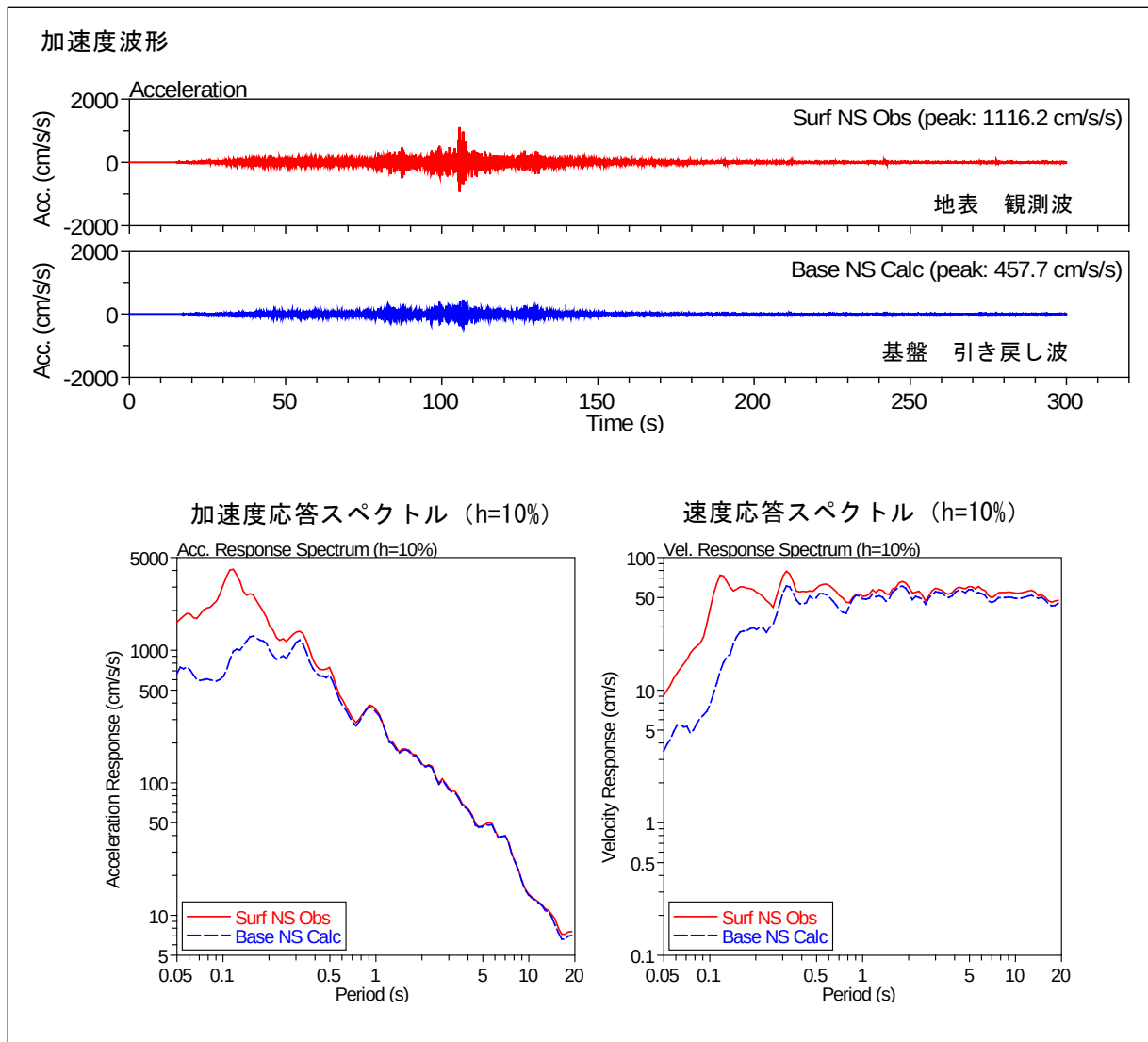


図 1.4.5 工学的基盤の解析地震波形 (NS 成分)

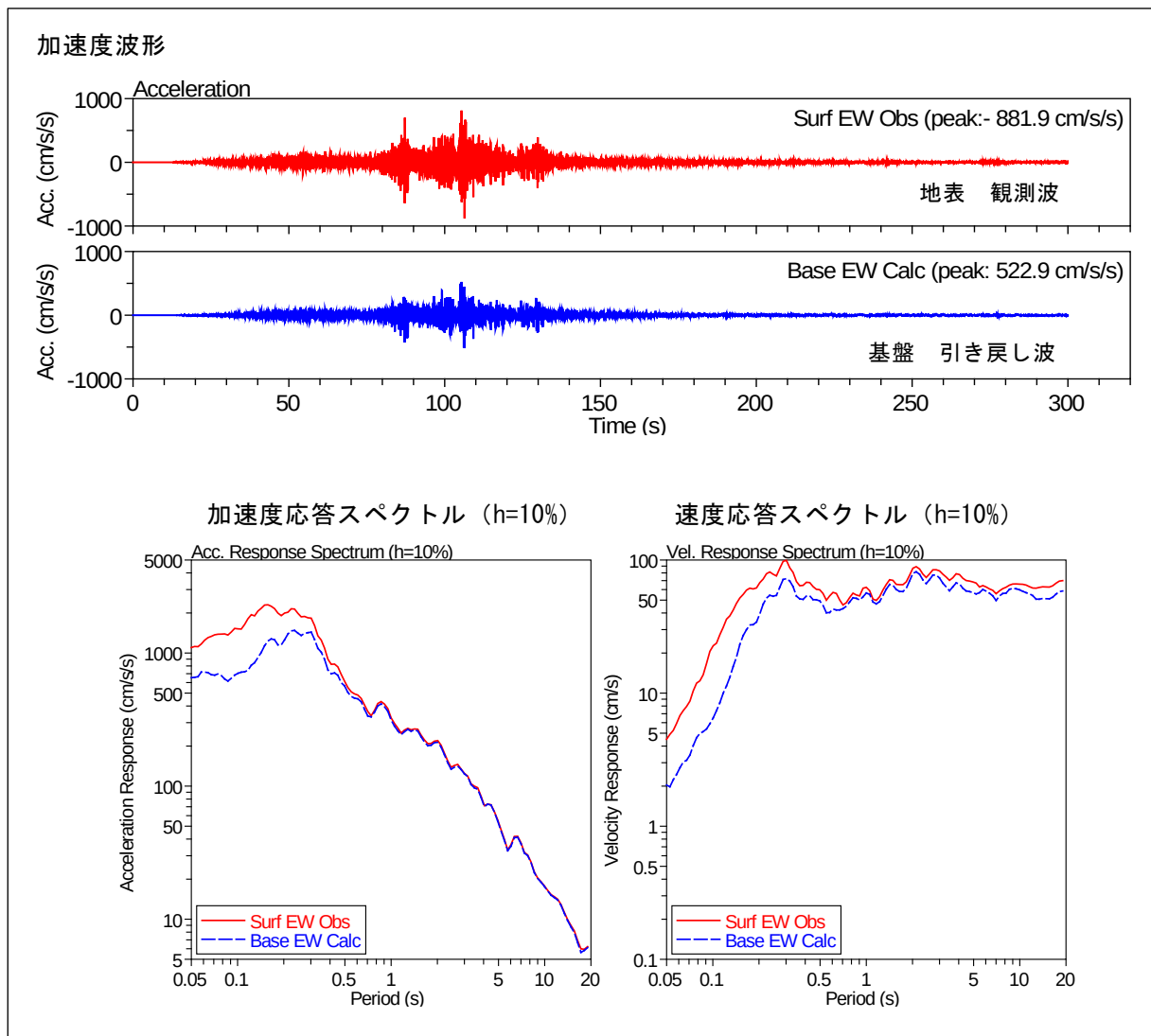


図 1.4.6 工学的基盤の解析地震波形 (EW 成分)

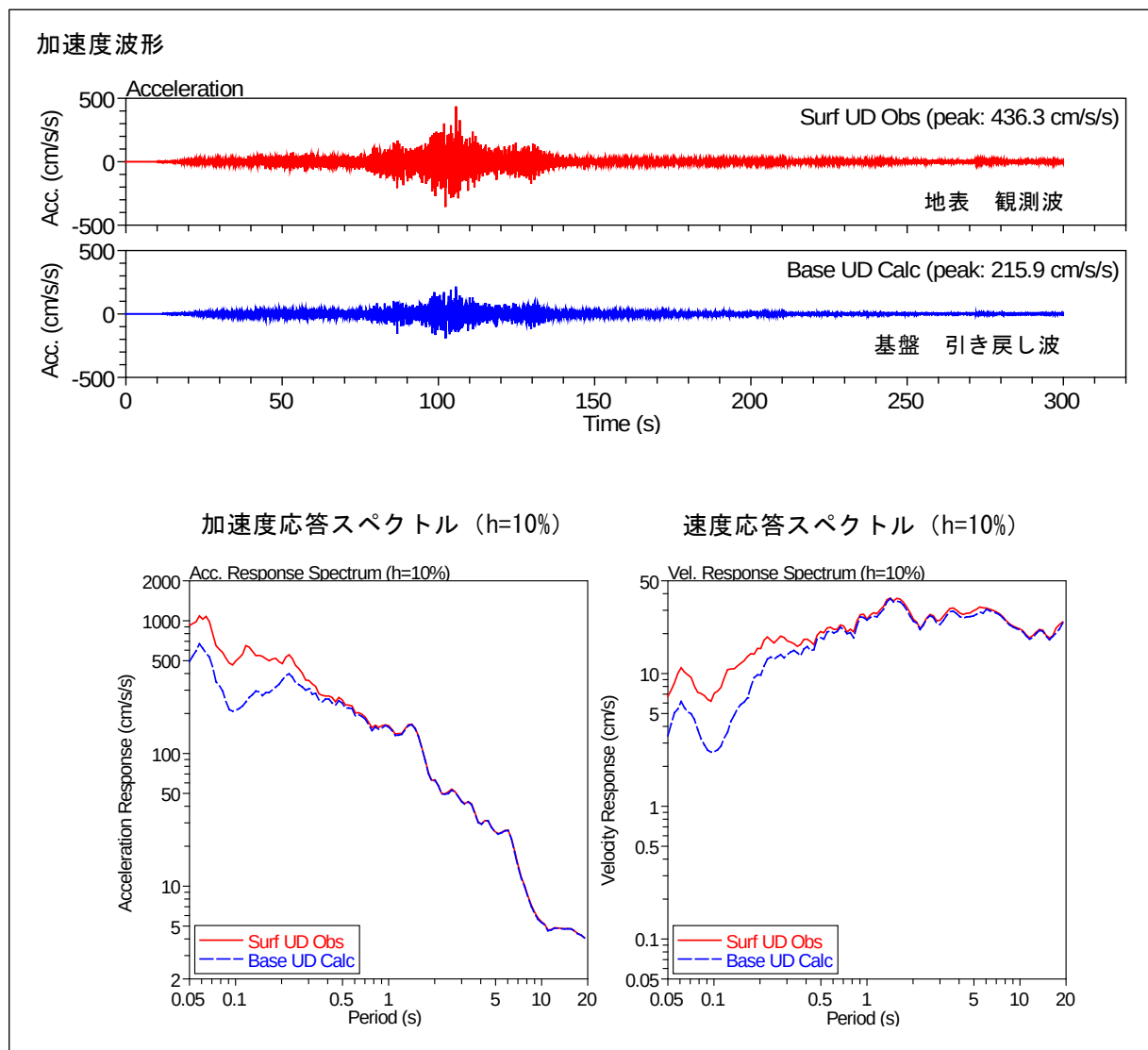


図 1.4.7 工学的基盤の解析地震波形（UD 成分）

1.4.6 地震応答解析による地表の地震波形の作成

これまでの検討結果を踏まえ、FKS010 の地表の観測地震波形から作成した工学的基盤の地震波形を入力波として、広野地区における地表波形の作成を行った。

この地震応答解析は、全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードとしては、YUSAYUSA-2 を採用した。加えて、地震動応答解析の実績が格段に多い等価線形解析法による計算も行い、両者による解析を比較した。

解析結果を表 1.4.6 並びに図 1.4.8 から図 1.4.11 に示す。

表 1.4.6 広野地区における地震応答解析結果（東北地方太平洋沖地震・地表）

地震波形	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)		
		NS	EW	UD
解析波形 (広野地区)	等価線形	1168.0	1366.0	867.4
	非線形	522.8	574.1	-

最大加速度は EW 成分の等価線形結果の約 1,400 cm/s/s であるが、非線形の全応力結果では約 570 cm/s/s まで低減する。

また、東京電力が公開¹している東北地方太平洋沖地震における強震記録を表 1.4.7 に示す。これによると最大約 740gal の揺れであったとされている。加速度のピーク値で比較することに問題がないわけではないが、非線形計算の結果と概ね合致していると判断できる。

加えて、非線形計算は地盤の非線形効果を理論的に与えているのに対し、等価線形計算は近似的な手法で与えている。このため、仙台・塩釜地区と同様に非線形計算の結果を採用する。

表 1.4.7 地表での最大加速度記録一覧（単位；gal）

番号	設備区分	都県	観測地点名	NS (X)	EW (Y)	UD (Z)
3	火力	福島県	広野火力発電所	528	744	—

※ 東京電力(株)：東北地方太平洋沖地震に伴う電気設備の停電復旧記録、H25.3

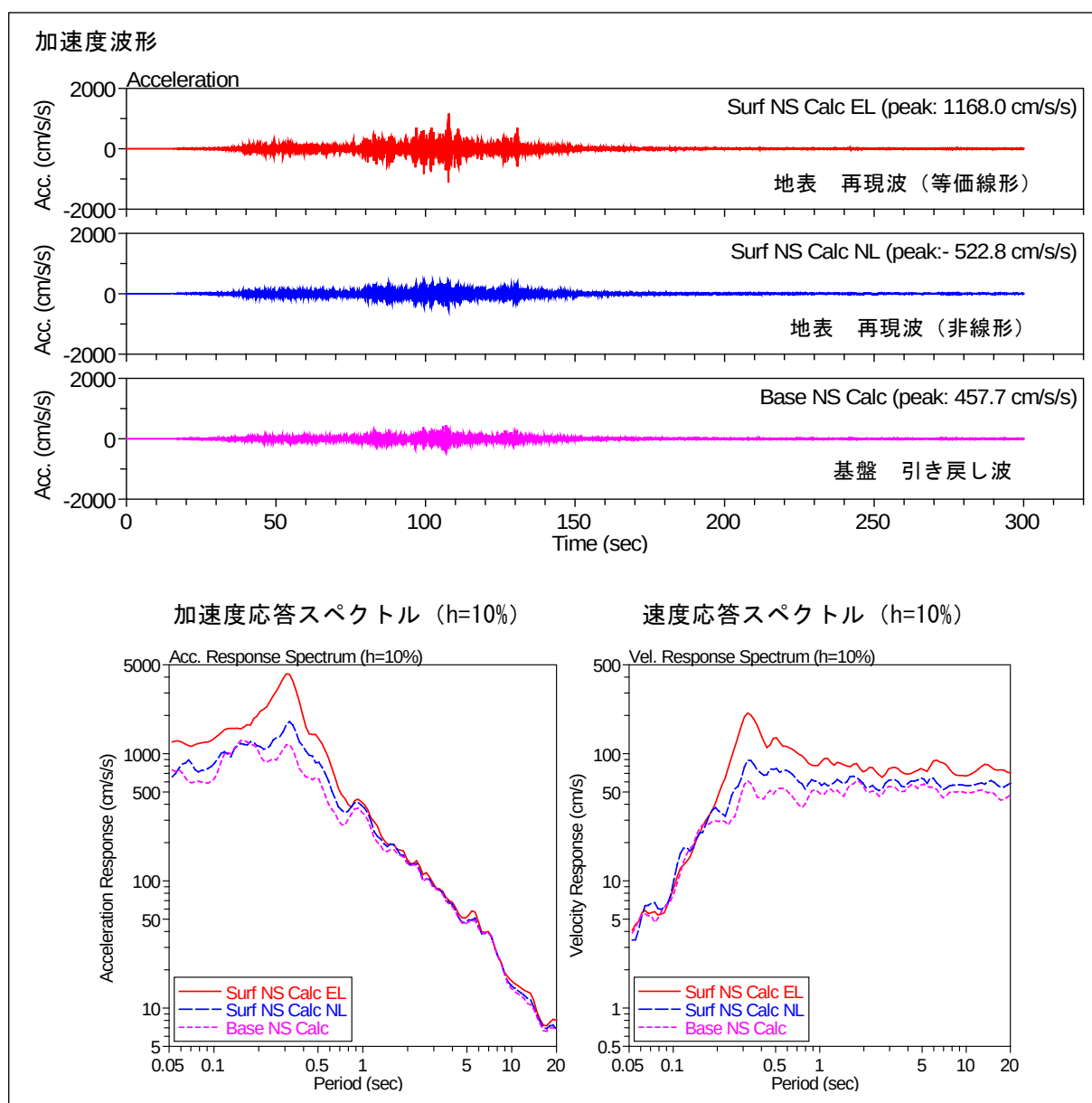


図 1.4.8 地表及び工学的基盤における解析地震波形（NS 成分）

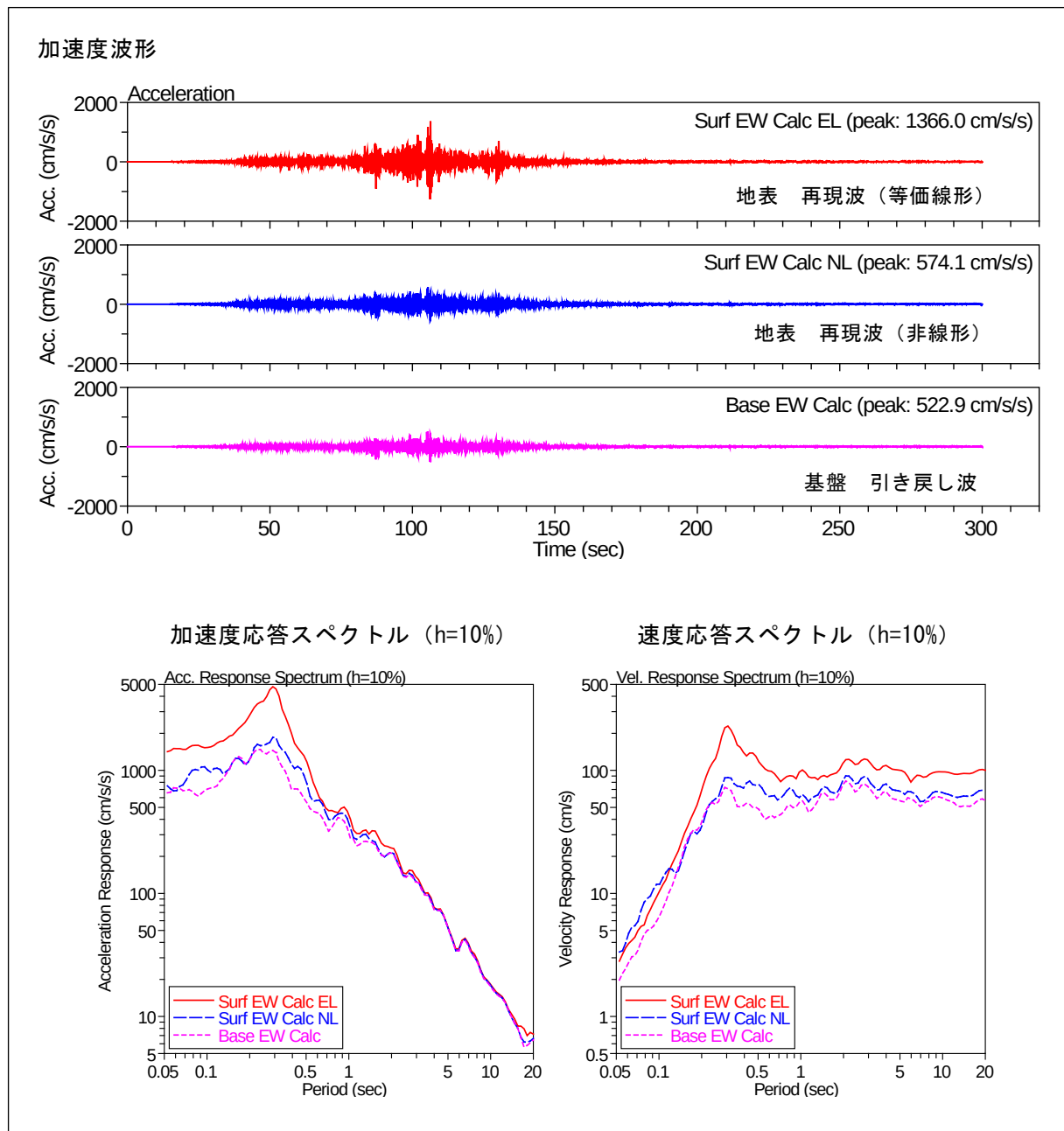


図 1.4.9 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (EW 成分)

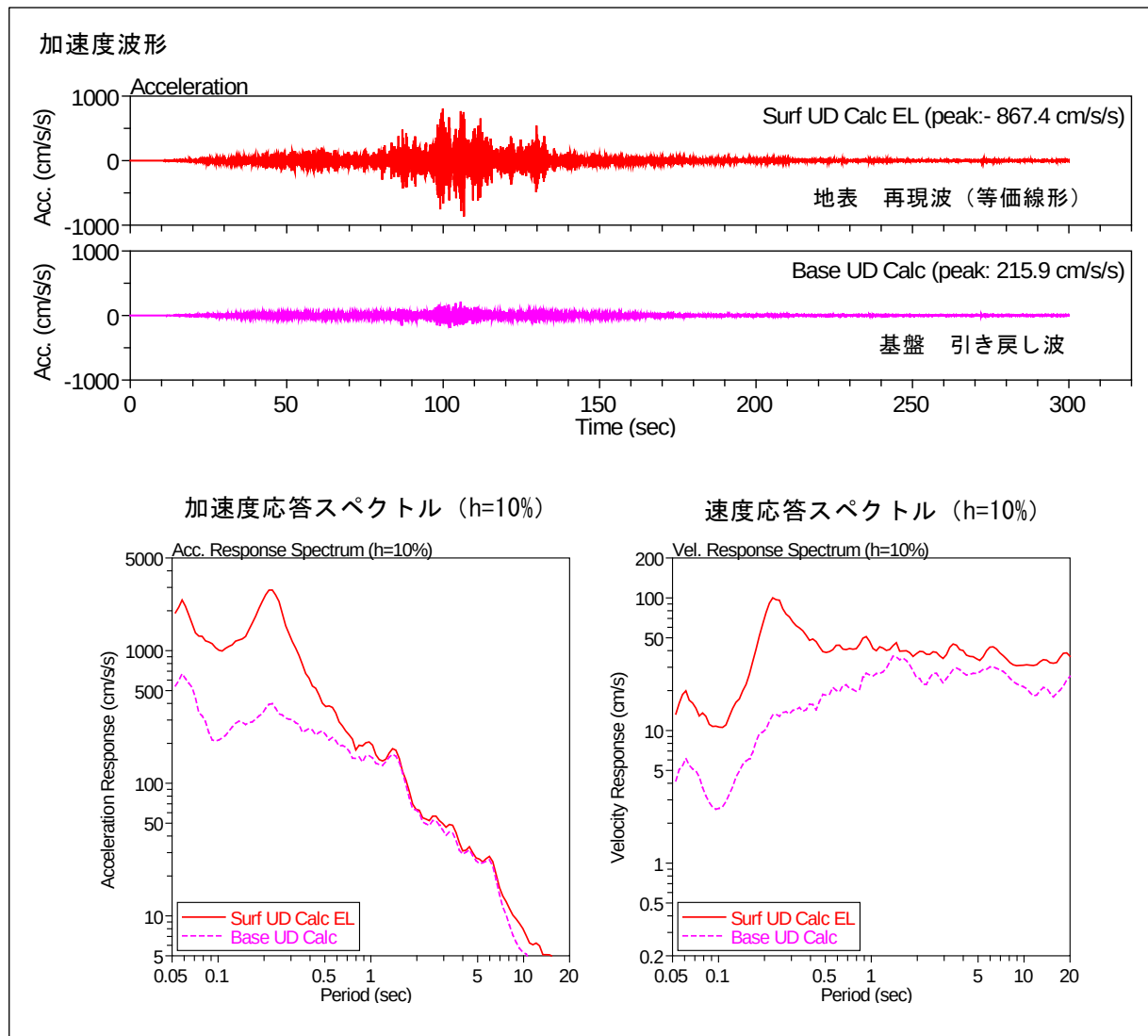


図 1.4.10 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (UD 成分)

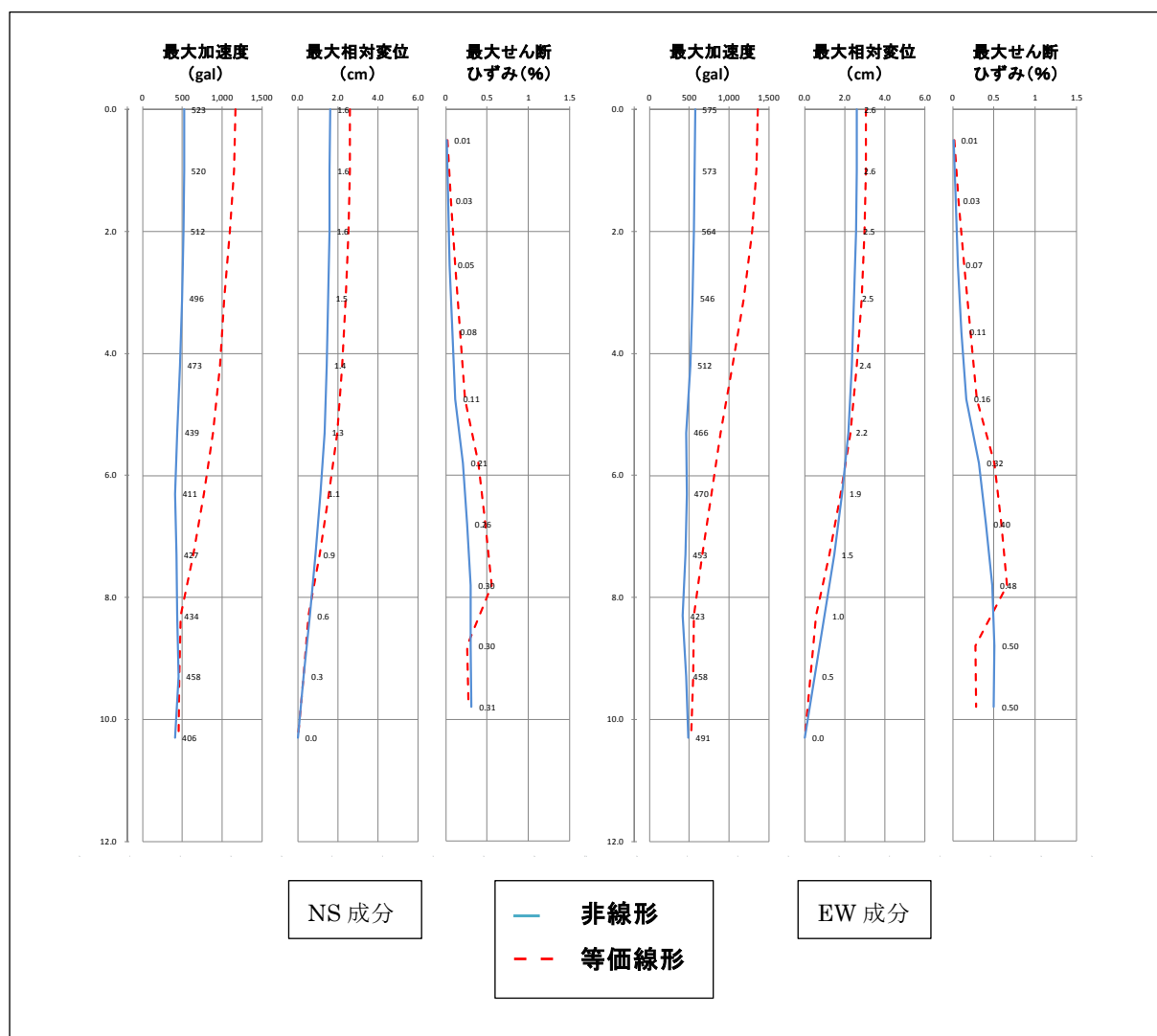


図 1. 4. 11 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（広野地区）

1.5 解析手法の確認と課題

今回採用した解析手法は、工学的基盤の地震波形から全応力解析（非線形解析）により地表の地震波形を作成するものである。この地震応答解析には、地盤の非線形効果を考慮して全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードには YUSAYUSA-2 を採用した。

解析手法の妥当性は、以下の手順により確認した。

- (1) 地表の観測地震波形から等価線形解析により工学的基盤の地震波形を作成した。仙台・塩釜地区については、東北地方太平洋沖地震の2日前に起こった前震の観測地震波形と比較を行い、その妥当性を検証した。
- (2) それを等価線形解析及び非線形解析により地表の地震波形を再現し、元の地表の観測地震波形と比較を行った。仙台・塩釜地区については、さらに昭和 53 年宮城県沖地震の観測地震波形と比較を行い、その妥当性を検証した。

広野地区の解析を例にとると、等価線形解析により地表の地震波形を再現した結果（図 1.5.2 及び図 1.5.3）、加速度波形、応答スペクトルともに観測記録とほぼ完全に位置することを確認した。また、非線形解析により地表の地震波形を再現した結果（図 1.5.4 及び図 1.5.5）、NS 成分の加速度の最大値や応答スペクトルの 0.1 秒付近に若干の差はみられるものの、NS 成分、EW 成分ともに概ね観測記録を再現しているといえる。このことから、推定した再現波は、観測波から工学基盤波を等価線形にて予測する段階で、周期 0.1 秒程度の減衰が大きくなっている可能性が考えられる。一方、タンク等の構造物周期である周期 0.3 秒あたりの再現性は確認できている。

以上のように、解析手法などに起因する、いくつかの課題はあるものの、以下に示す件が整っていれば、本調査で採用した非線形解析を用いた手法は概ね妥当であると考えられる、

- ・ 波形を観測した地盤が、著しい非線形挙動は生じていない。
- ・ 再現波を作成する対象地域が非線形挙動をする可能性が高い。
- ・ 検討対象で議論する卓越周期の再現性が確認できる。

等価線形解析法は解析の利便性などから過去の適用事例、実績が多い手法である。しかし、非線形挙動が卓越する場合などに精度が落ちることが指摘されている。

一方、逐次積分による非線形解析は、1%を超える大ひずみの適用性に優れている反面、定数などの設定条件が多く、結果のブレが大きいことなどが指摘されている。

このように、解析手法の違いにより一長一短があるが、等価線形解析は、線形化したことにより周波数領域で問題を解くことができる。その結果、任意の層で波動（入射波、反射波、複合波）を取り出すことが可能である。これは逐次積分型の解法では不可能であり、地表の地震波形から工学的基盤の地震波形を解析する際には、等価線形解析法は多く用いられる手法である。

一方、非線形解析は近年の大きな地震を対象とした場合、大ひずみ領域を対象とすることになるため、適用することが多くなっている。

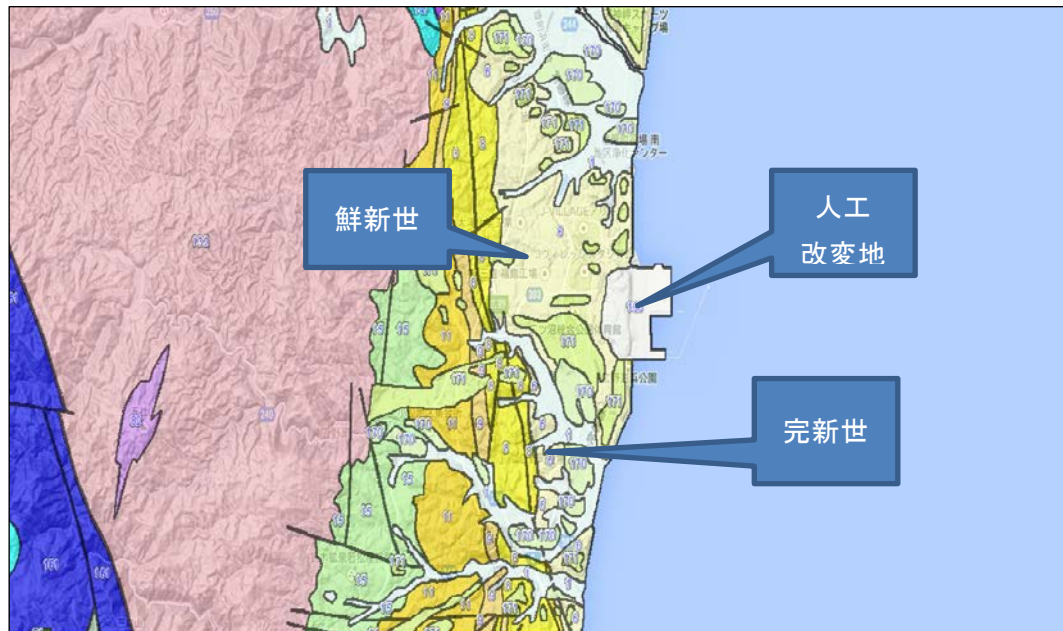


図 1.5.1 20 万分の 1 日本シームレス地質図に加筆
 (出典：産業技術総合研究所 地質調査総合センター)

表 1.5.1 対象地区の地盤モデル（広野地区）

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	5.3	Fl 1 (c) (埋土 (粘性土主体))	175	1.7
2	8.3	Fl 2 (c) (埋土 (粘性土主体))	160	1.7
3	10.3	As (沖積砂質土層)	225	1.8
4	-	R (基盤)	480	1.9

※ 地盤調査資料から設定。

表 1.5.2 観測地点の地盤モデル（K-NET : FKS010）

No.	深さ (G. L. -m)	土質	Vs (m/s)	ρ (g/cm ³)
1	0.9	Fl (c) (埋土・盛土)	100	1.7
2	4.4	Dc (洪積粘性土層)	260	1.7
3	6.9	Ds (洪積砂質土層)	260	1.9
4	-	R (基盤)	570	2.0

※ 地盤調査資料から設定。

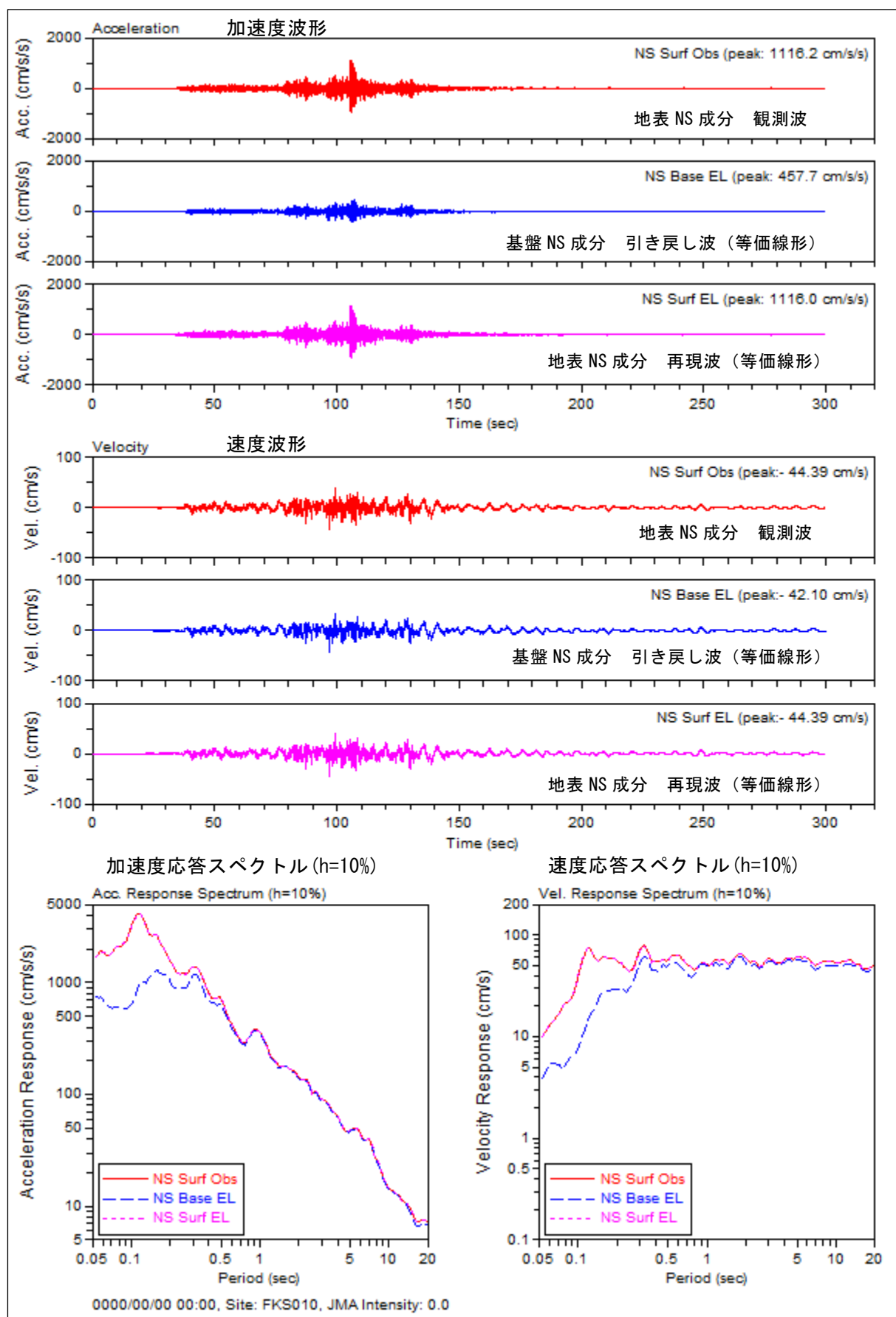


図 1.5.2 K-NET (FKS010 NS) における等価線形計算結果

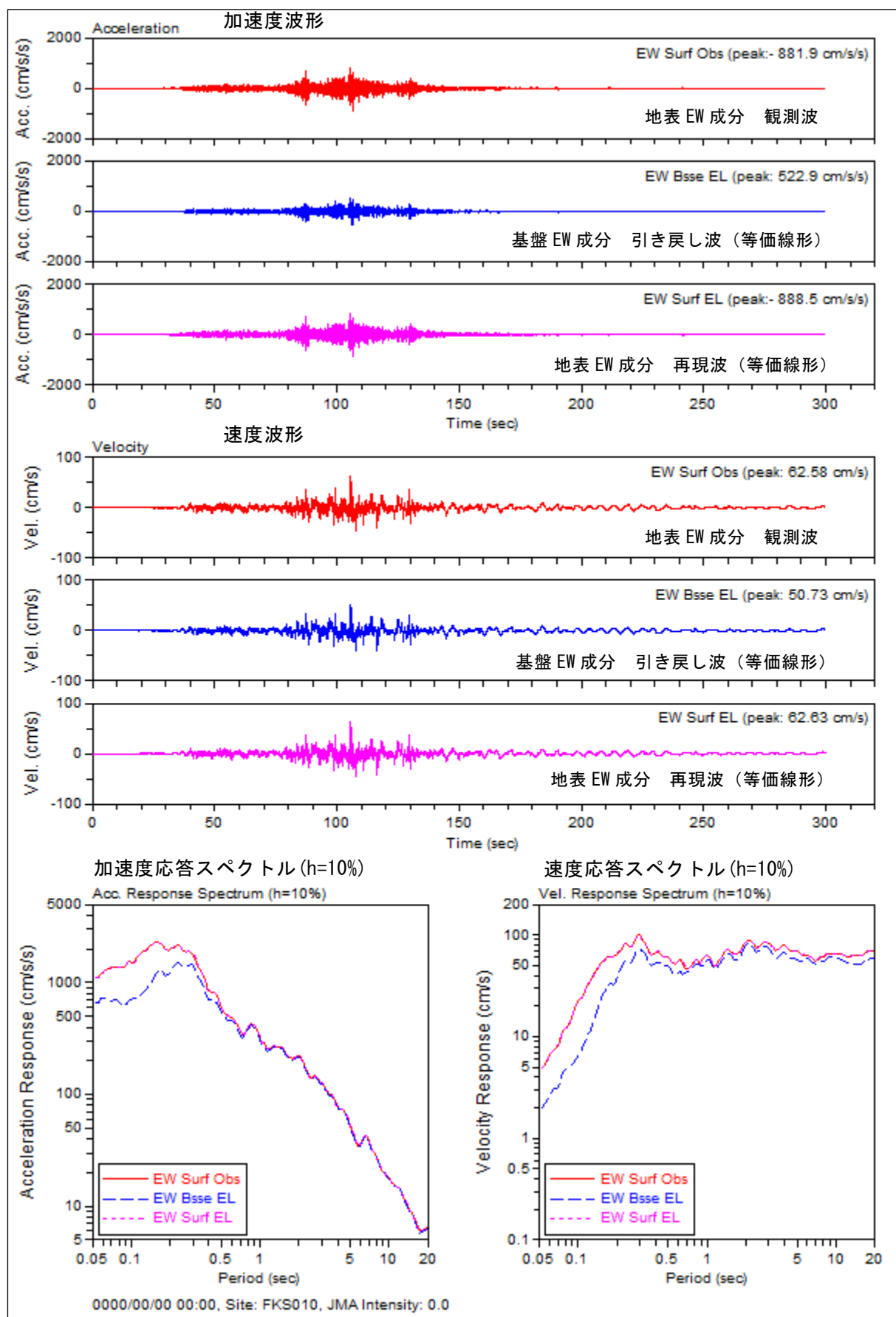


図 1.5.3 K-NET (FKS010 EW) における等価線形計算結果

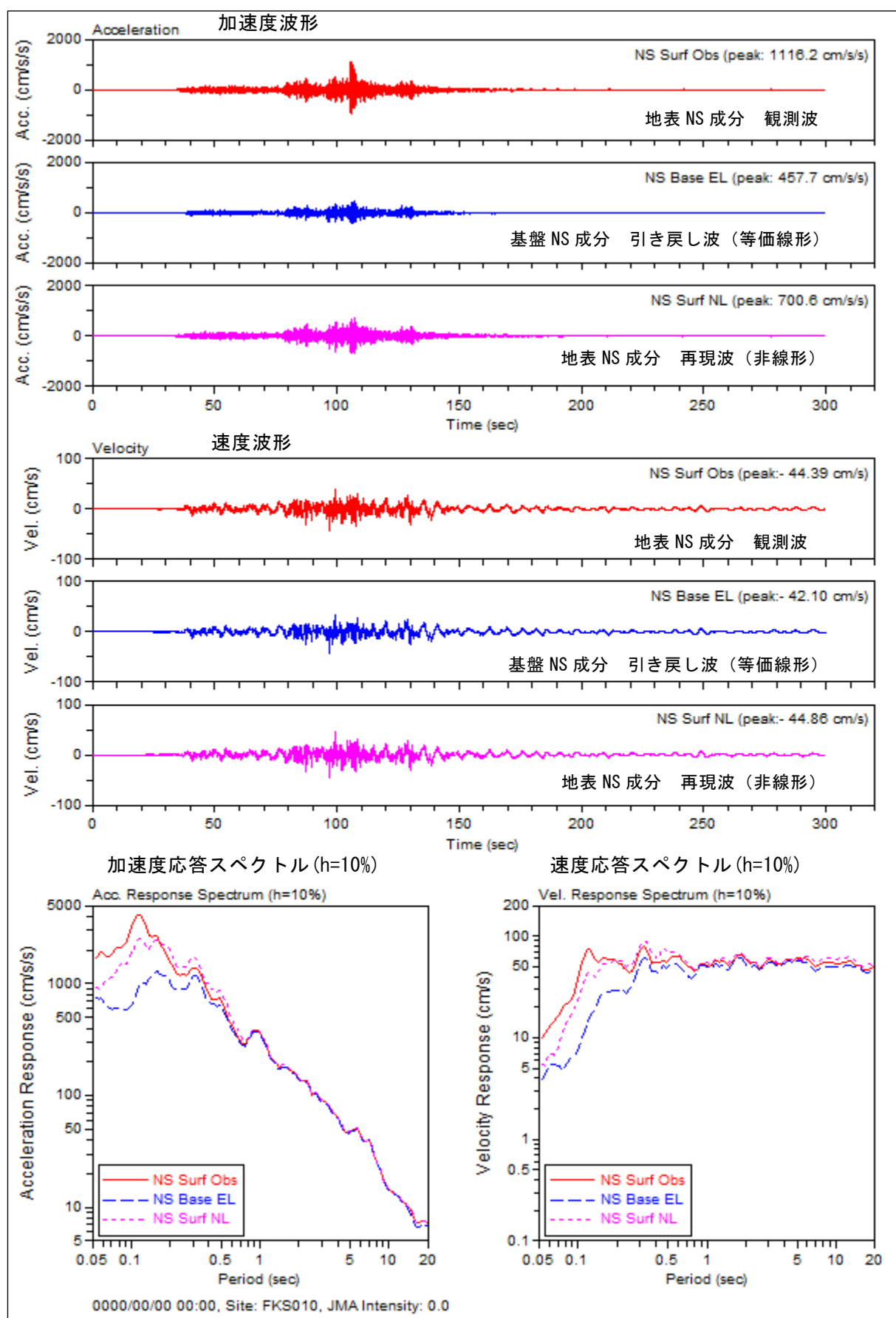


図 1.5.4 K-NET (FKS010 NS) における非線形計算結果

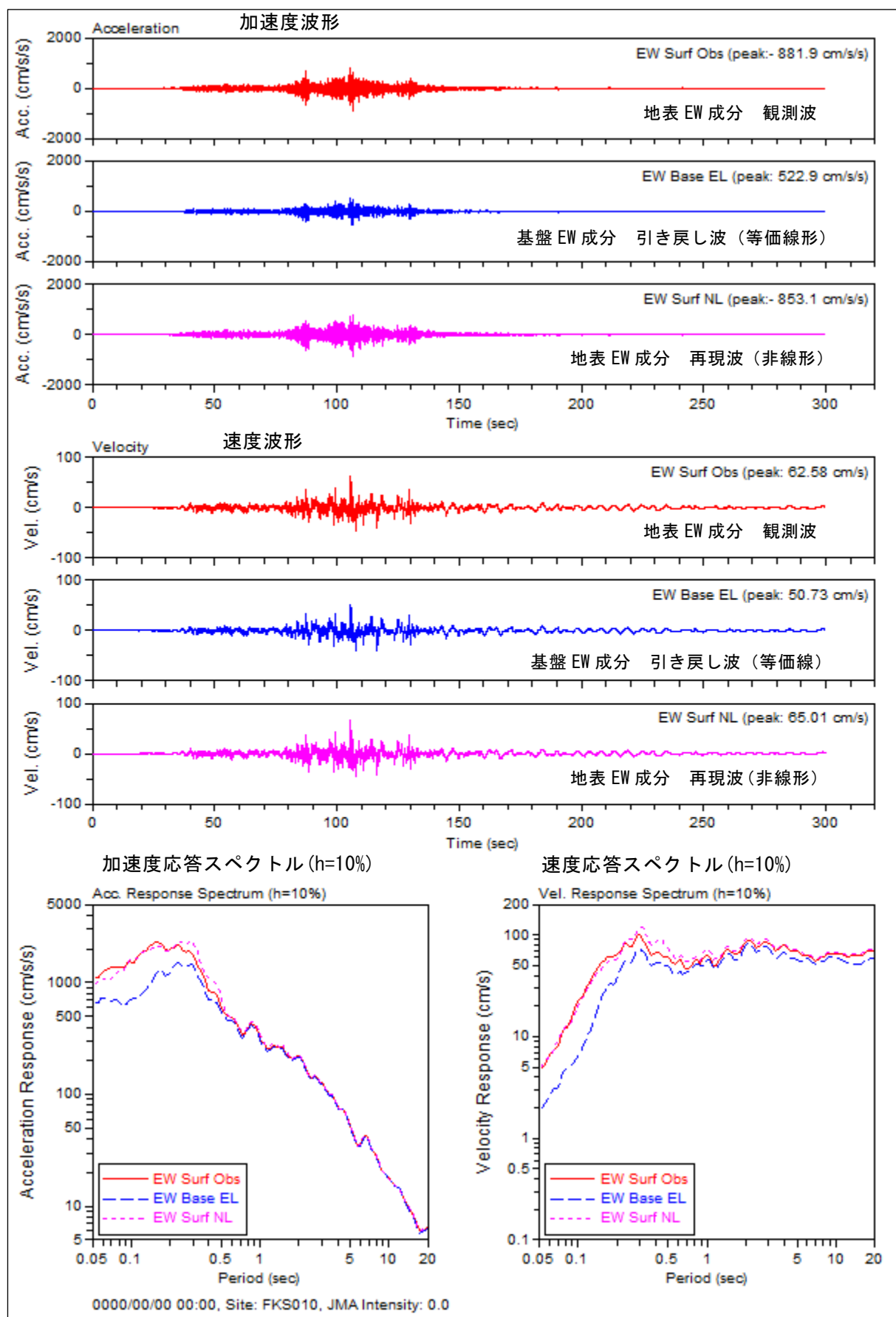


図 1.5.5 K-NET (FKS010 EW) における非線形計算結果

2 地震波形の作成

東北地方太平洋沖地震の観測地震波形を用いた検証結果を踏まえ、2012 年（平成 24 年）に内閣府から公開された工学的基盤における南海トラフ地震の想定地震動（短周期地震動）を基に、地表面における地震波形を作成する。

2.1 南海トラフ地震の概要

内閣府（2012）が推計した南海トラフ地震の震源域を、図 2.1.1 に示す。

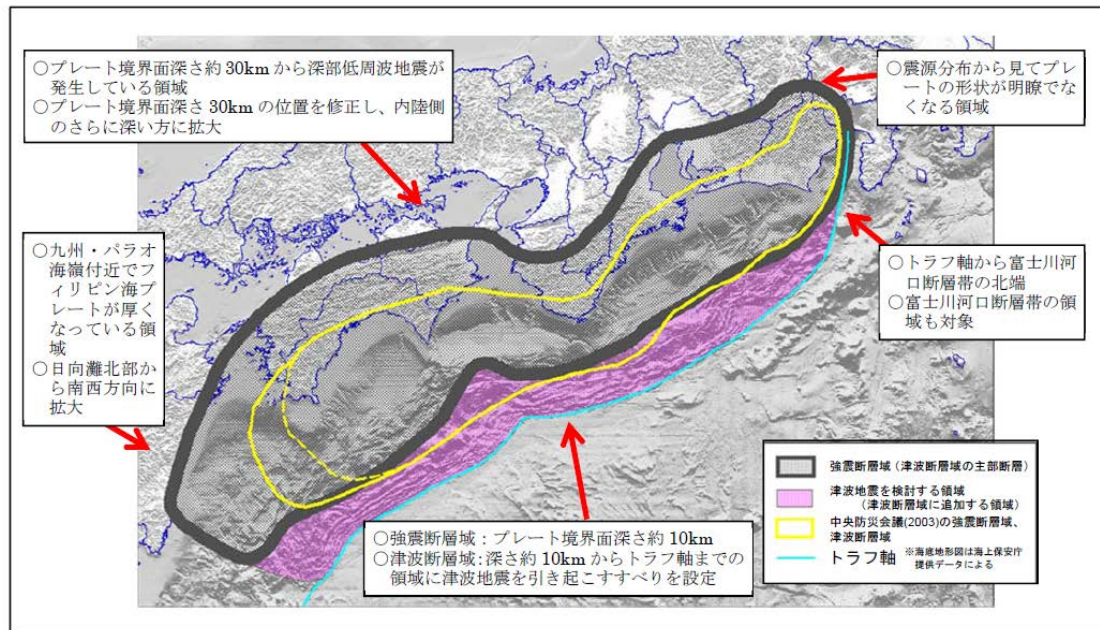


図 2.1.1 南海トラフ地震の震源域

2.2 地表における地震波形の作成の流れ

図 2.2.1 に示す手順により、南海トラフ地震の地表の地震波形を作成する。

なお、内閣府が行った南海トラフ地震の震源モデルや震度分布等は既知の歴史地震との比較分析により妥当性が確認されている。また、今回作成する地震波形については、東北地方太平洋沖地震の観測地震波形を用いた検証において妥当性が確認できた手法と同様の手法を用いる。一方、内閣府から公開された工学的基盤における想定地震波形については、統計的グリーン関数法により検討した一つの結果であり、統計処理上の癖やバラつきが生じている可能性もあるため、これを基に作成した地震波形について、震源特性や地盤特性等以外で、物理的に有意でない要因が問題になった場合には、作成した地震波形から工学的基盤の地震波形を再度作成してその妥当性を確認する。

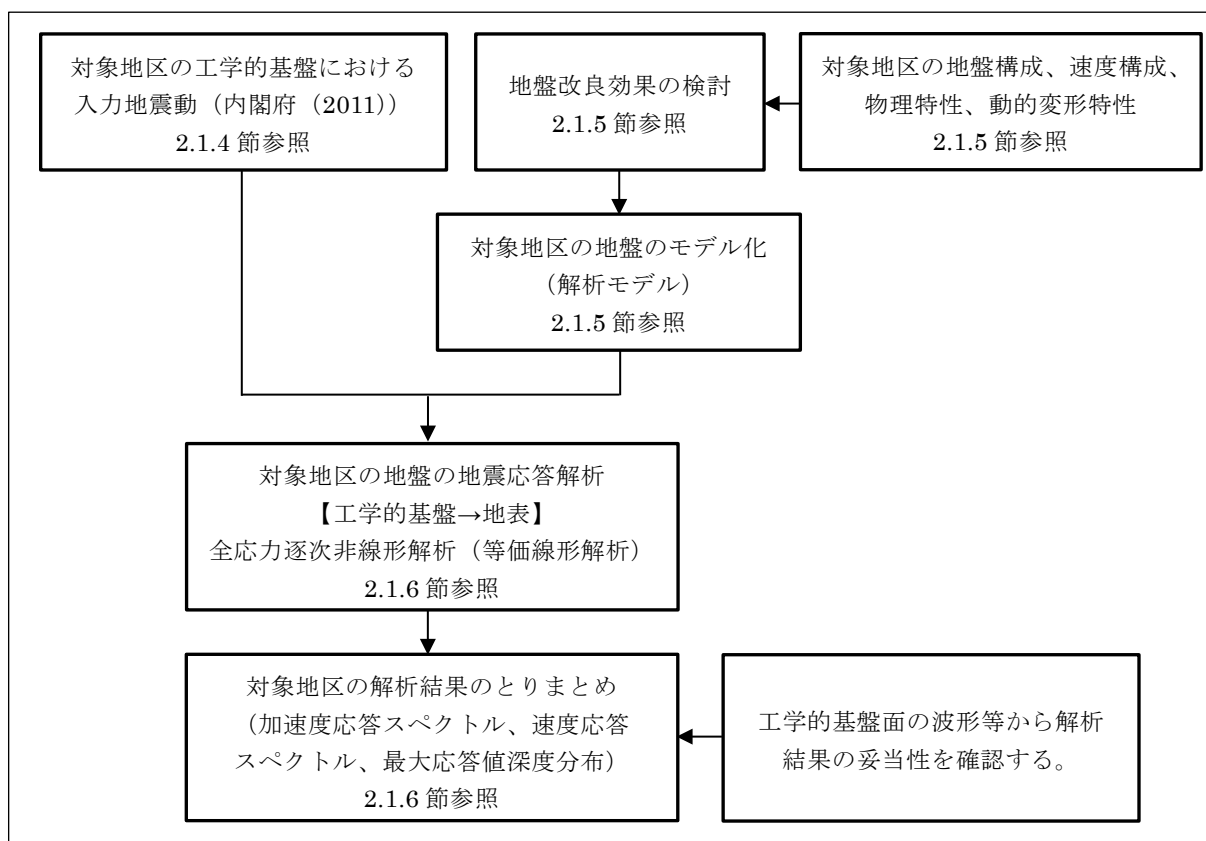


図 2.2.1 地表面地震波形の解析の流れ

2.3 対象地区

内閣府から公開されている南海トラフ地震の震度分布（図 2.3.1）を参照し、全国の特防区域を管轄する市町村のうち想定震度が震度 7 となる特防区域を抽出した。これらの特防区域について、コンビナート地域をカバーする 3 次メッシュの最大計測震度を確認し、最大計測震度の大きい 5 地区（A 地区から E 地区）を抽出した。

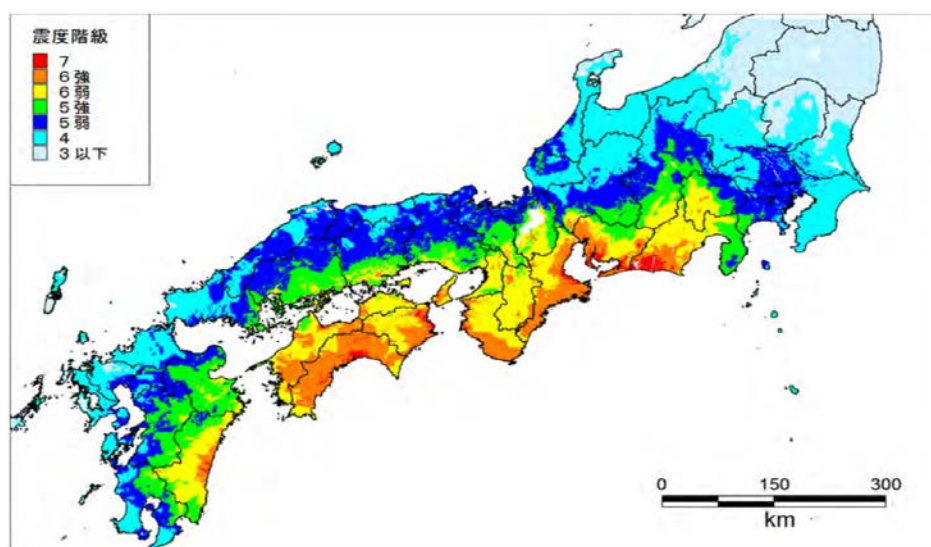


図 2.3.1 南海トラフの巨大地震による震度分布

出典：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）

強震断層モデル編－強震断層モデルと震度分布について－ 平成 24 年 8 月 29 日

これらの 5 地区について、計測震度、地盤構成、液状化対策の状況等を比較して、図 2.4.1 に示した。

5 地区を比較した結果、解析の対象地区として以下の 3 地区を選定した。

(1) A 地区

計測震度 6.8 であるが、液状化可能性は低い地盤である。

(2) B 地区

計測震度 6.8 であり、液状化対策としてサンドコンパクション及び注入固化が実施されている。

(3) E 地区

計測震度 6.4 であり、動圧密による液状化対策が実施されている。

	A地区	B地区	C地区	D地区	E地区
想定震度階 (計測震度)	7 (6.8)	7 (6.8)	7 (6.5)	6強 (6.4)	6強 (6.4)
液状化可能性 (N値 $\leq$ 15程度の砂・砂礫層で高い)	低い N値 $>$ 20の砂礫層が続く	高い N値 $<$ 10の砂と粘土の互層	高い N値4~20の砂礫層(含む埋土)	中くらい N値0~30のシルト層に砂層挟在	高い N値3~30の砂・砂礫層
解析精度 (既存資料)	非常に良い	良い	良い	良い	非常に良い
地盤改良 (既存資料)	—	サンドコンパクション 注入固化 改良後N値	サンドコンパクション 一部調査中 改良後N値	バイブロ コンポーサー 改良後N値	動圧密 改良後N値
地震応答解析の 対象とする地区	対象	対象	—	—	対象

図 2.4.1 特防区域の計測震度・地盤状況等の比較

2.4 南海トラフ地震の工学的基盤における地震波形

解析対象地区の直近の工学的基盤の波形を表 2.4.1 に示す。

また、地震波形及びスペクトルを図 2.4.1 及び図 2.4.2 に示す。

表 2.4.1 南海トラフ地震の工学的基盤の最大加速度

特防区域	最大加速度 (cm/s/s)	
	NS	EW
A 地区	1184.3	1607.1
B 地区	971.5	891.9
E 地区	469.9	476.8

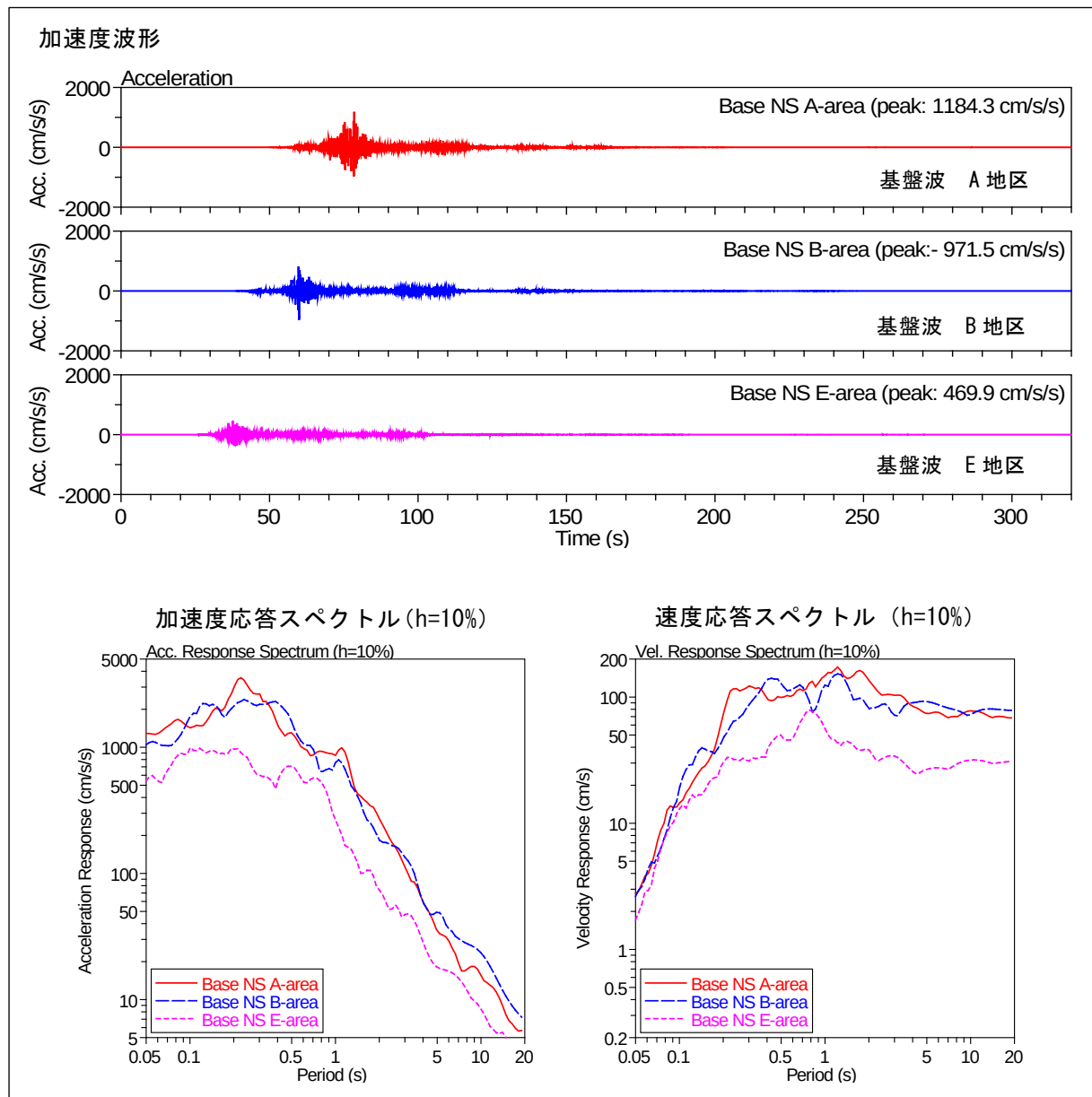


図 2. 4. 1 南海トラフ地震の工学的基盤における地震波形 (NS 成分)

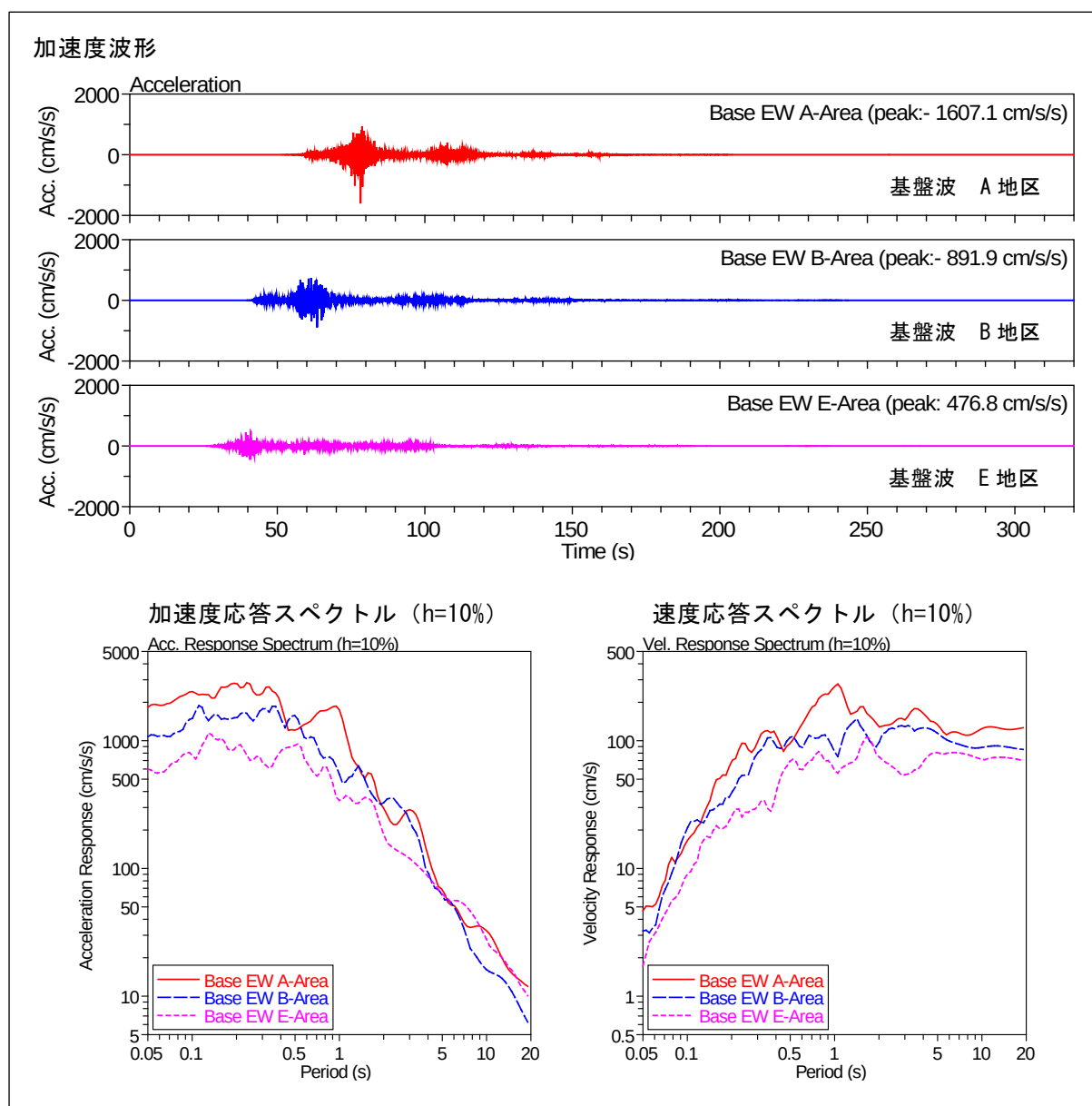


図 2.4.2 南海トラフ地震の工学的基盤における地震波形（EW 成分）

2.5 解析対象地区の地盤構成の検討

地震応答解析を考えた場合、地盤構成、物理特性及び動的変形特性等を適切に考慮して設定することが重要である。また、屋外貯蔵タンクの基礎地盤については、液状化対策が行われていることが前提となる。したがって、地盤調査及び液状化対策工に関する資料を詳細に吟味し、既往調査や各種文献などのデータも参考にしながら定数を設定した。

(1) A 地区

A 地区において設定した地盤モデルについて図 2.5.1 に示す。

A 地区の地盤は、地表から深度 22.8m まで N 値の比較的高い砂礫層が連続し、液状化可能性の低い地盤構成となっている。このため、原地盤の地盤情報を元にモデル化を行った。

動的変形曲線は、試験値及び高橋ら（2013）（図 2.5.2）より設定した。

(2) B 地区

B 地区において設定した地盤モデルについて図 2.5.3 に示す。

B 地区の地盤は、地表から粘性土層と砂層が互層になっている。液状化対策としてサンドコンパクションによる地盤改良（SCP 工法）が実施されている。加えて、第二砂質土層を対象として浸透固化工法による液状化対策工も実施されている。

地盤情報としては、サンドコンパクション前後の N 値が得られている。改良前後の実測 N 値、及び N 値から推定される S 波速度を比較して表 2.5.1 に示す。改良前後の N 値から推定される S 波速度は、粘性土層で 1.0 倍から 1.1 倍、砂質土層で 1.1 倍から 1.4 倍となった。

また、第二砂質土層の浸透固化による液状化対策効果については、土木学会論文などの報告を考慮して、S 波速度で +20m/s 程度の増加を見込み、200m/s とした。

動的変形曲線は、古山田、(2003) (図 2.5.4) による平均値を採用した。

(3) E 地区

E 地区において設定した地盤モデルについて図 2.5.5 に示す。

E 地区においては、動圧密工法による液状化対策が実施されている。

地盤情報としては、モデル化地点において PS 検層、動的変形特性試験等が実施されている。また、モデル化地点の周辺において、地盤改良前後の N 値が計測されている。

B 地区と同様に地盤改良前後の実測 N 値を比較して表 2.5.2 に示す。改良前後の N 値から推定される S 波速度の倍率を土質区分毎に求めたところ、1.2 倍から 1.4 倍程度となった。得られた倍率を PS 検層から把握された改良前の S 波速度に乗ずることで、改良後の S 波速度を設定した。

動的変形特性曲線については、試験値より設定した。図 2.5.6 に設定した動的変形曲線を示す。



図 2.5.1 A 地区の地盤モデル

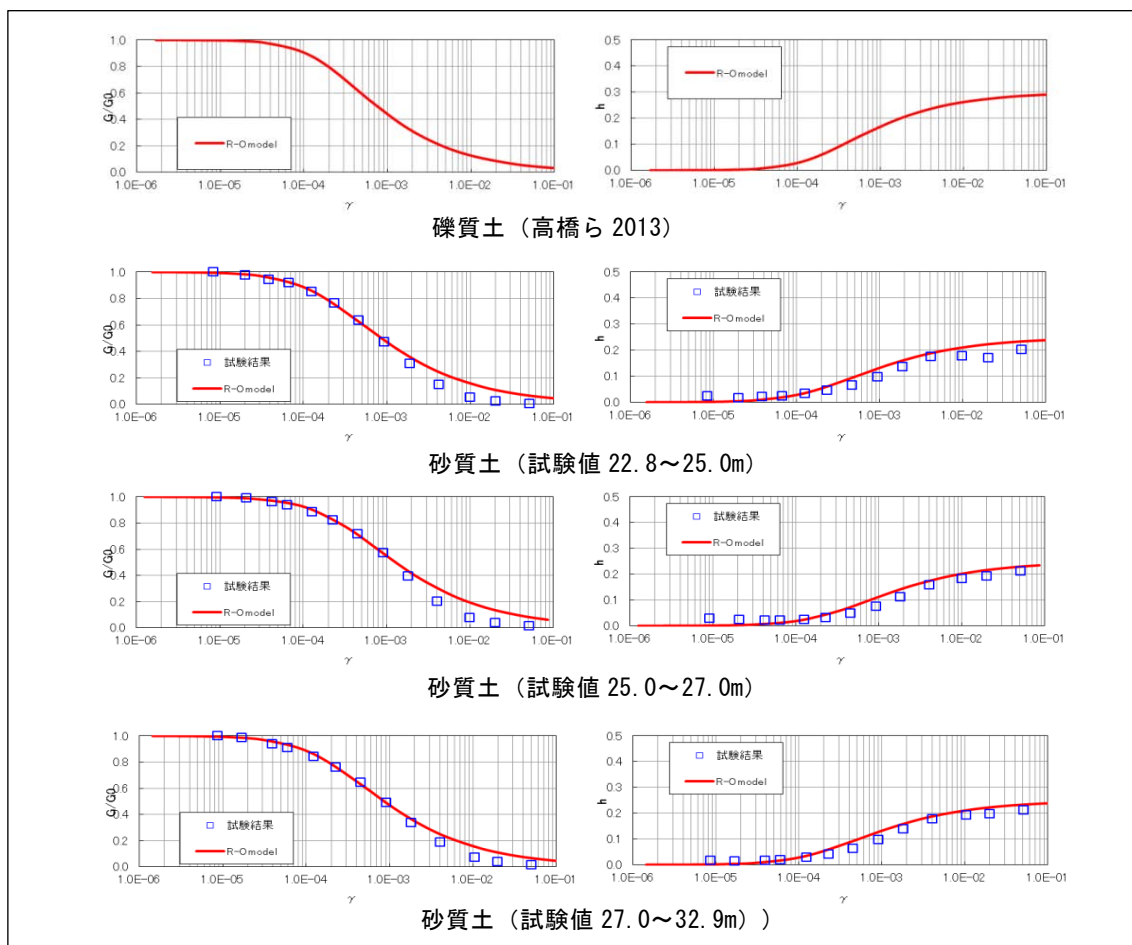


図 2.5.2 A 地区で採用した動的変形曲線

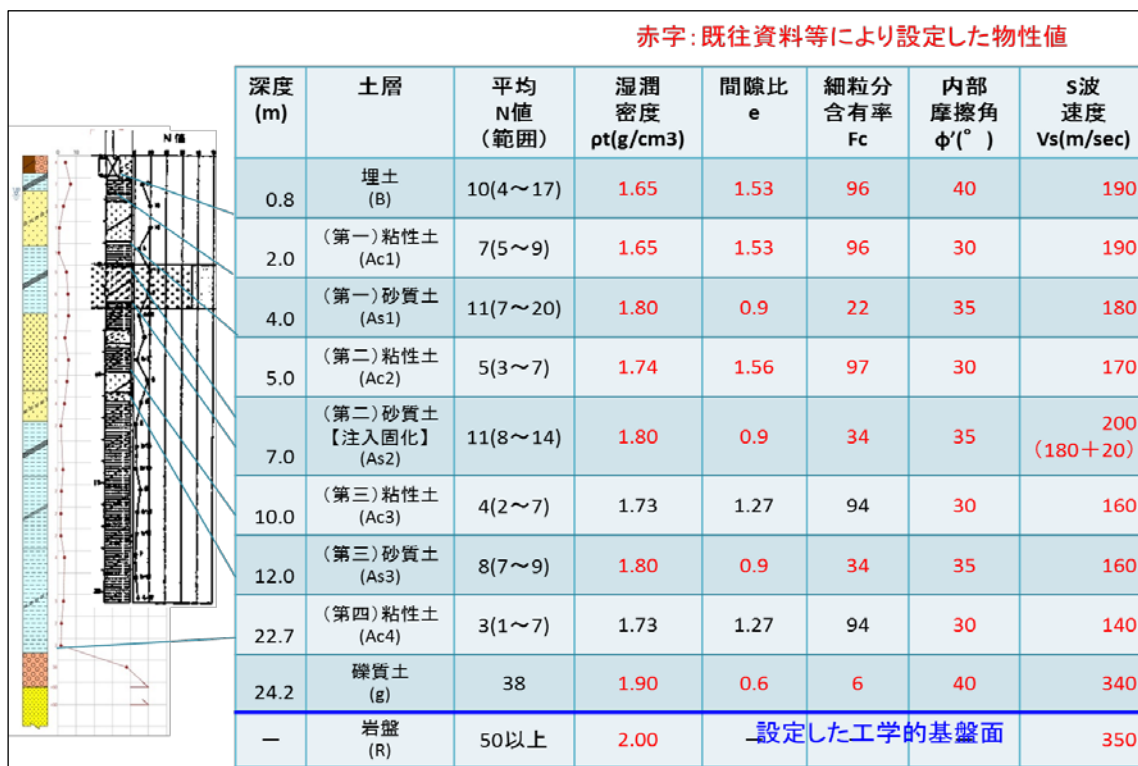


図 2.5.3 B 地区の地盤モデル

表 2.5.1 B 地区における地盤改良前後の N 値と S 波速度の比較

土層	実測 N 値		N 値から求めた S 波速度 (m/s)		S 波速度の比 改良後／改良前
	改良前	改良後	改良前	改良後	
第一粘性土	7	7	191	191	1.0
第一砂層	5	11	132	179	1.4
第二粘性土	4	5	162	167	1.0
第二砂層	6	11	149	178	1.2
第三粘性土	3	4	145	162	1.1
第三砂層	6	8	149	160	1.1
第四粘性土	3	3	145	140	1.0

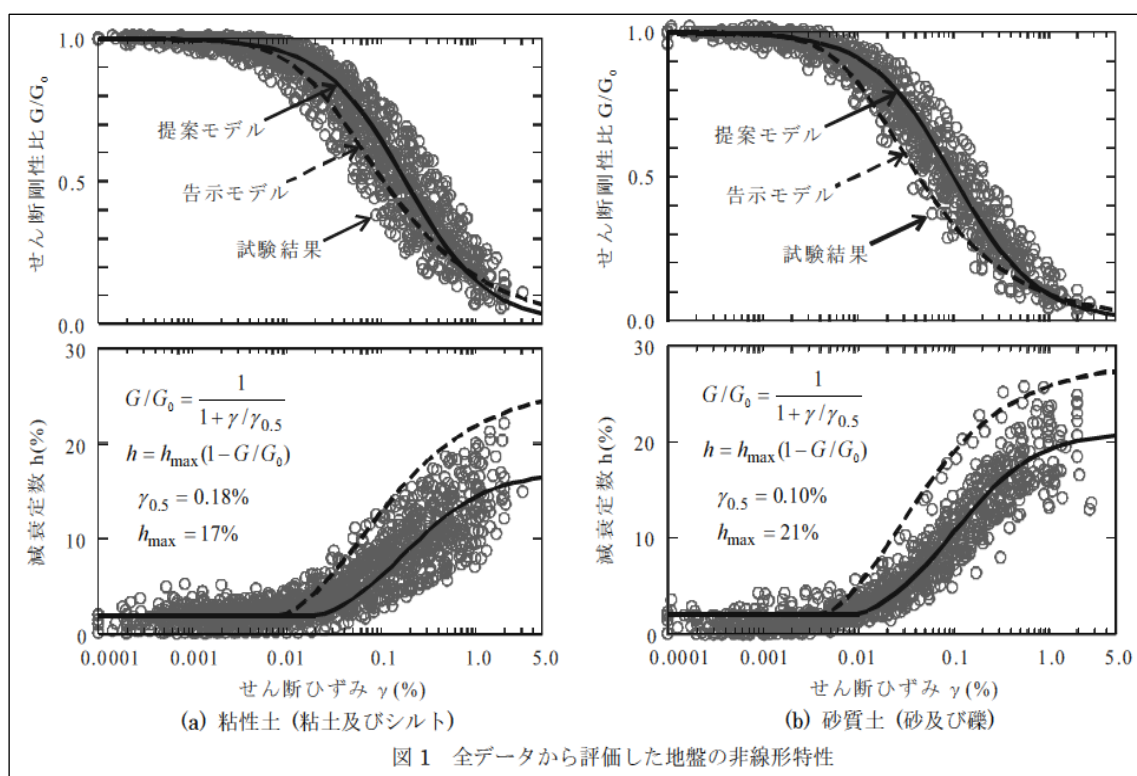


図 2.5.4 B 地区で採用した動的変形曲線 (古山田、2003)



図 2.5.5 E 地区の地盤モデル

表 2.5.2 E 地区における地盤改良前後の N 値と S 波速度の比較

土層	実測 N 値の平均		N 値から求めた S 波速度 (m/s)		S 波速度の比 改良後／改良前	PS 検層による S 波速度 (m/s)	
	改良前	改良後	改良前	改良後	k	改良前	改良後 ※
盛土	10	29	170	246	1.4	180	260
礫質土	20	33	218	257	1.2	220	260
砂質土	12	21	182	219	1.2	190	230
粘性土	5	8	171	203	1.2	190	230

※ 改良前 S 波速度 × k

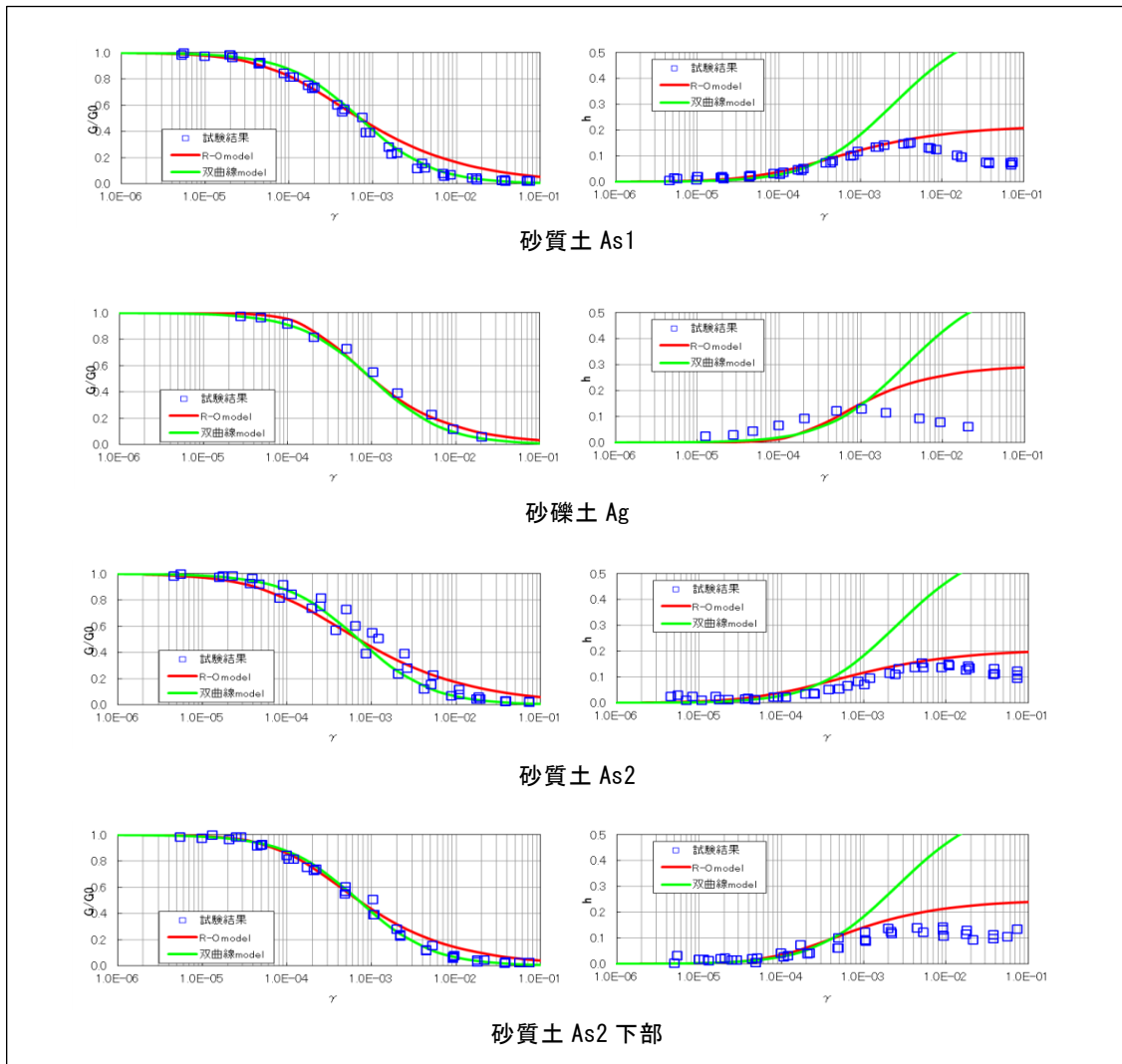


図 2.5.6 E 地区で採用した動的変形曲線

2.6 地震応答解析による地表の地震波形の作成

これまでの検討結果を踏まえ、南海トラフ地震の工学的基盤の地震波形を入力波として、解析対象地区における地表波形の作成を行った。

地震応答解析は、全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードは、YUSAYUSA-2 を採用した。加えて、地震動応答解析の実績が格段に多い等価線形解析法による計算も行い、両者による解析を比較した。

解析結果を表 2.6.1 並びに図 2.6.1 から図 2.6.9 に示す。

表 2.6.1 対象地区における地震応答解析結果（南海トラフ地震・地表）

特防区域	設置位置	最大加速度 (cm/s/s)	
		NS	EW
A 地区	等価線形	706.5	1010.0
	非線形	633.2	767.1
B 地区	等価線形	698.4	435.4
	非線形	532.1	424.0
E 地区	等価線形	414.9	503.2
	非線形	372.9	490.6

A 地区は 7m から 12m 付近で、ひずみが 1%を超えており、スペクトルでは 0.3 秒から 0.5 秒 0.1 秒のところにピークが出てきている。

B 地区は 10m より深いところで、ひずみが 1%を超えており、スペクトルでは 0.4 秒、1 秒から 2 秒のところにピークが出てきている。

E 地区は、どの層においても 1%未満のひずみであり、スペクトルでは 0.7 秒や、1 秒から 2 秒のところにピークが出てきている。

以上より、今回解析した結果については、震源特性や地盤特性など以外で物理的に有意でない要因の影響が大きくなかったため、解析結果は妥当であると考えられる。

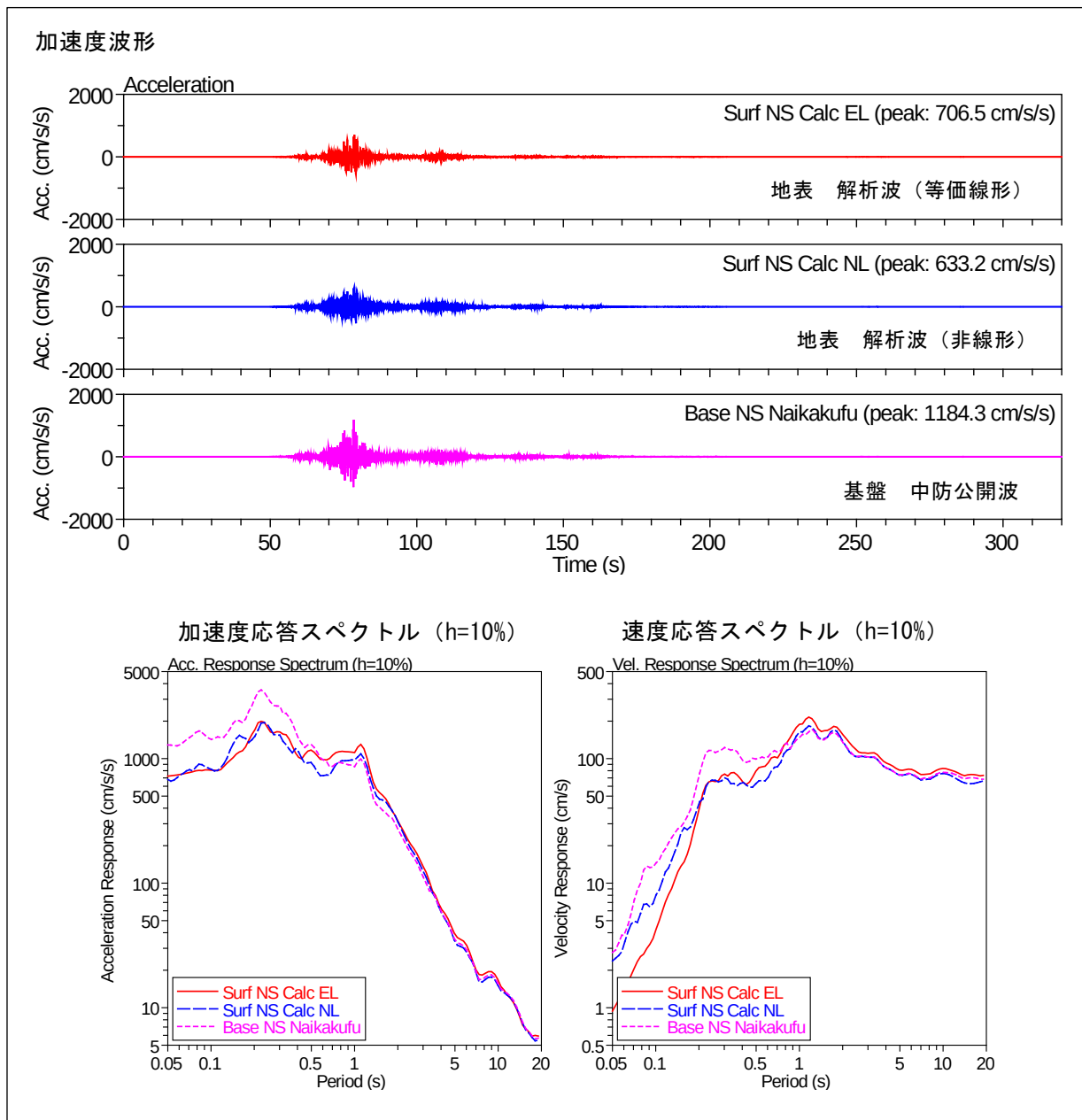


図 2.6.1 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (NS 成分) (南海トラフ地震・A 地区)

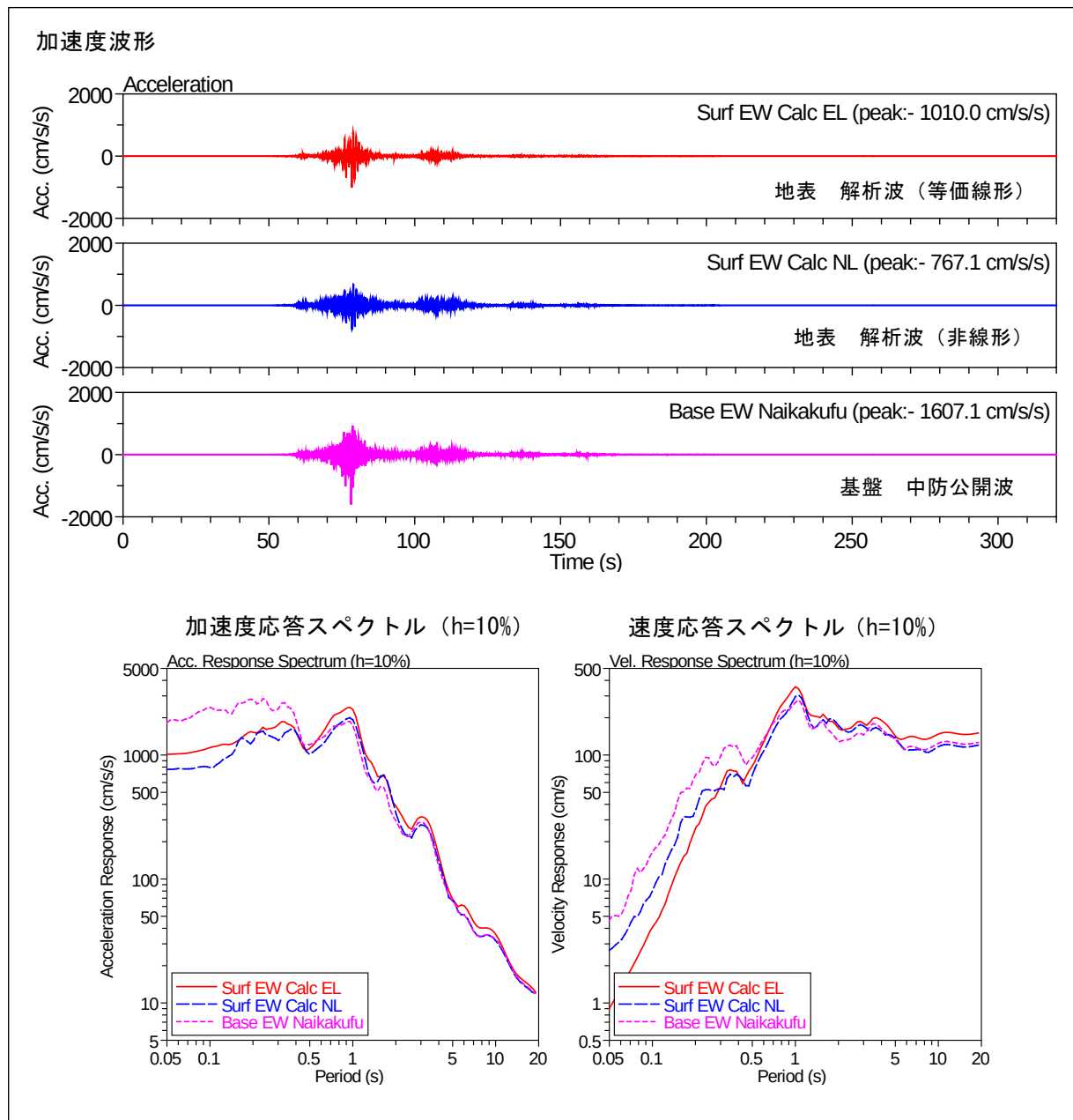


図 2.6.2 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (EW 成分) (南海トラフ地震・A 地区)

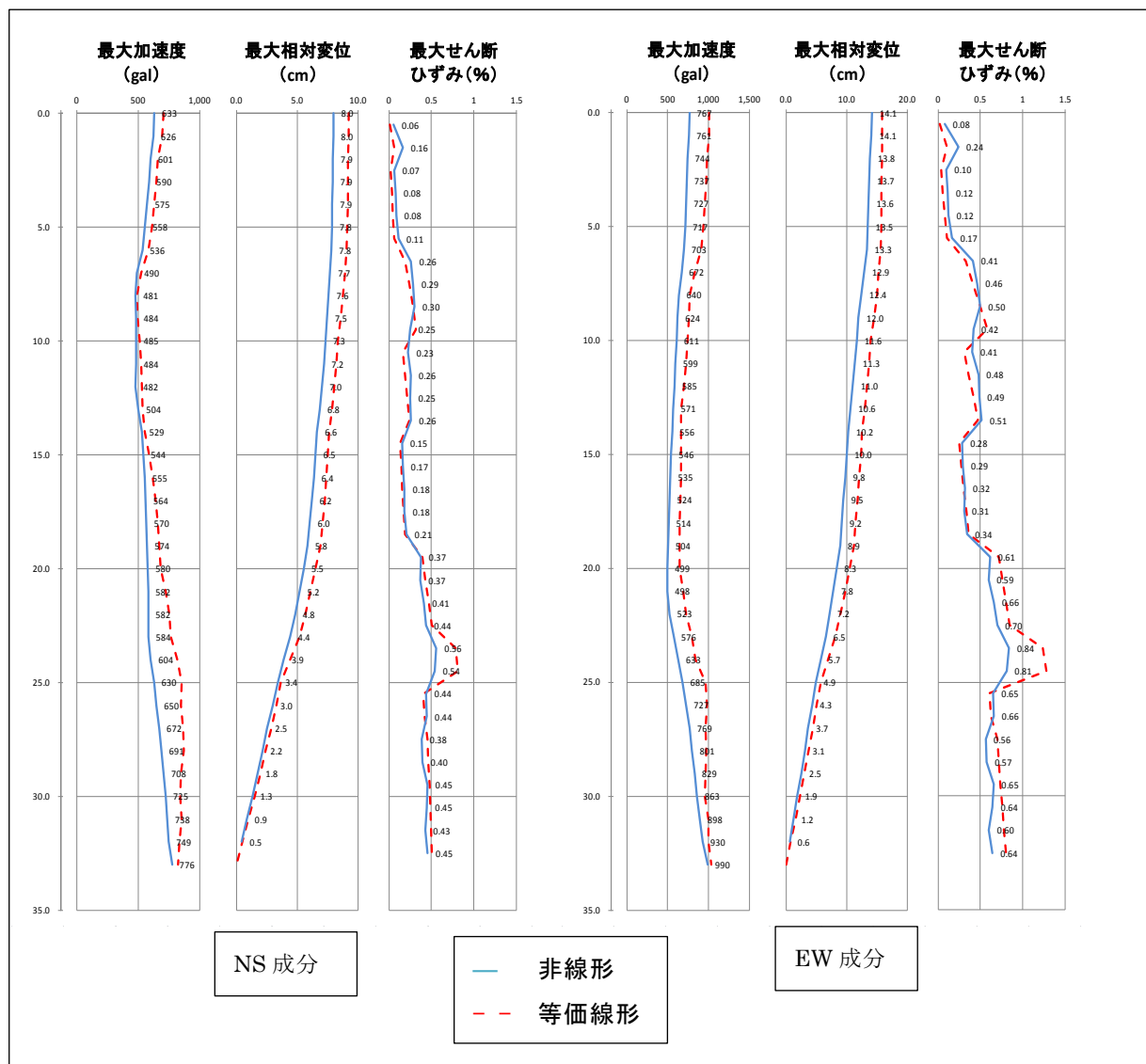


図 2.6.3 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（南海トラフ地震・A 地区）

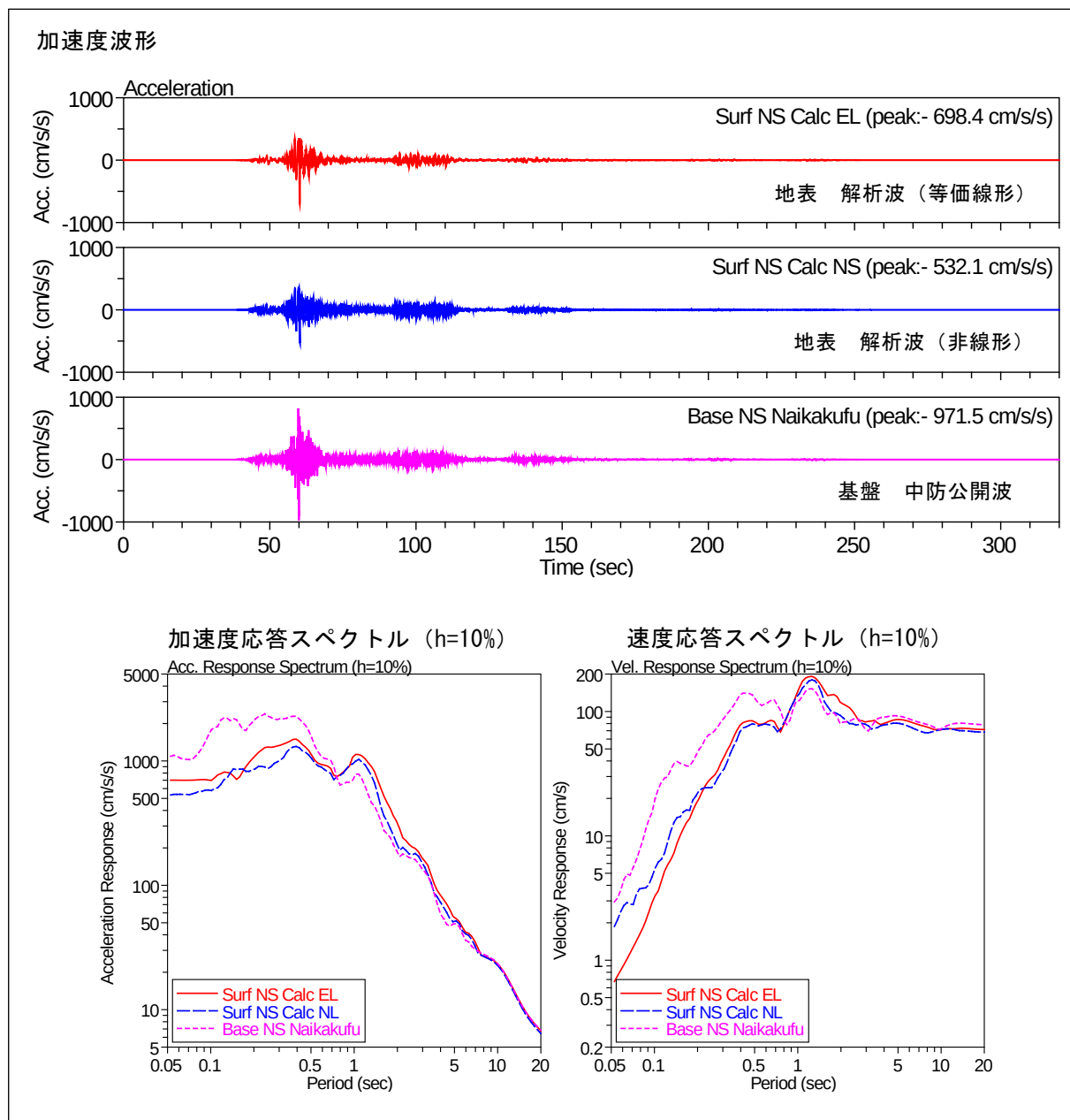


図 2.6.4 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (NS 成分) (南海トラフ地震・B 地区)

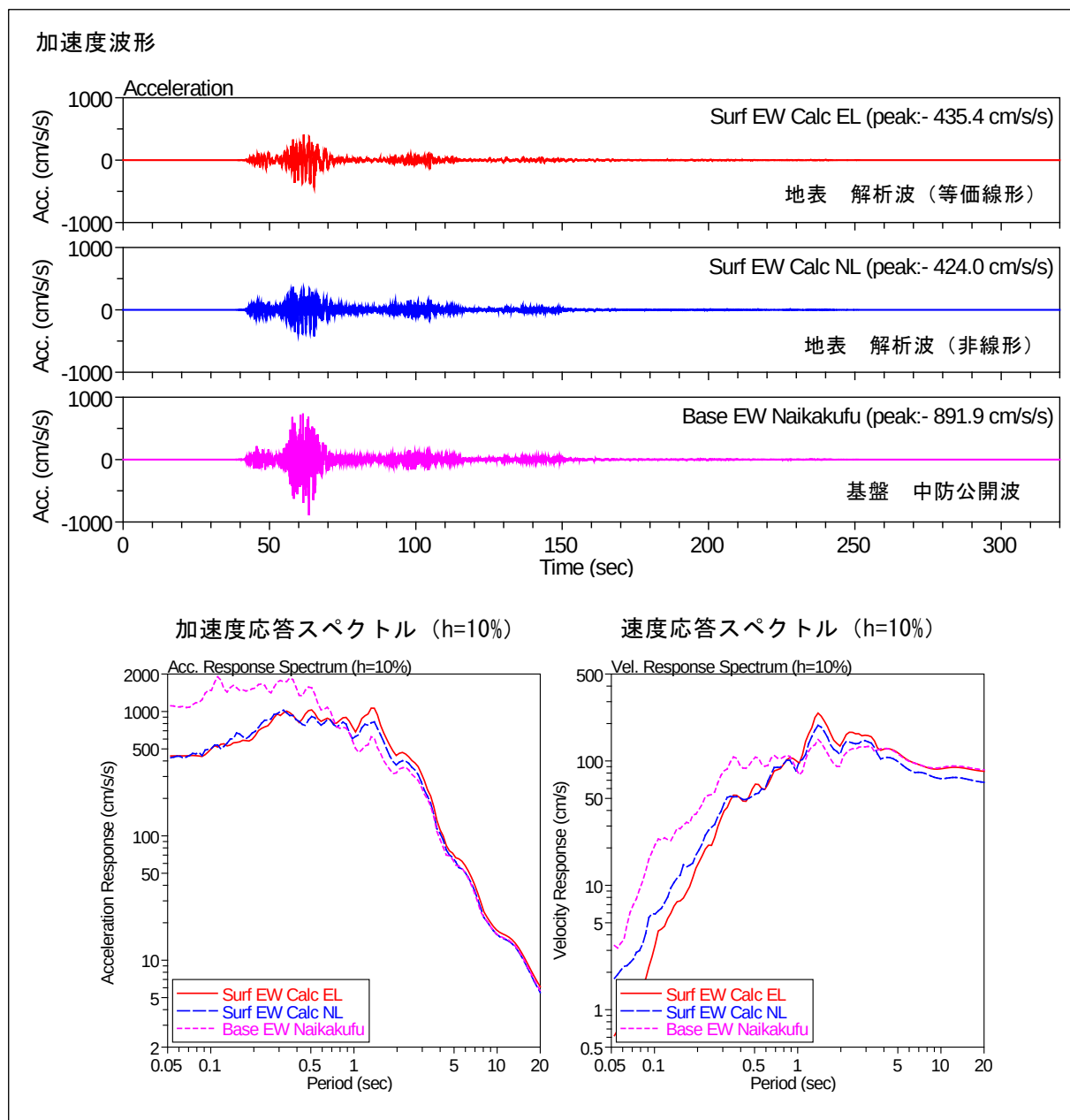


図 2.6.5 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (EW 成分) (南海トラフ地震・B 地区)

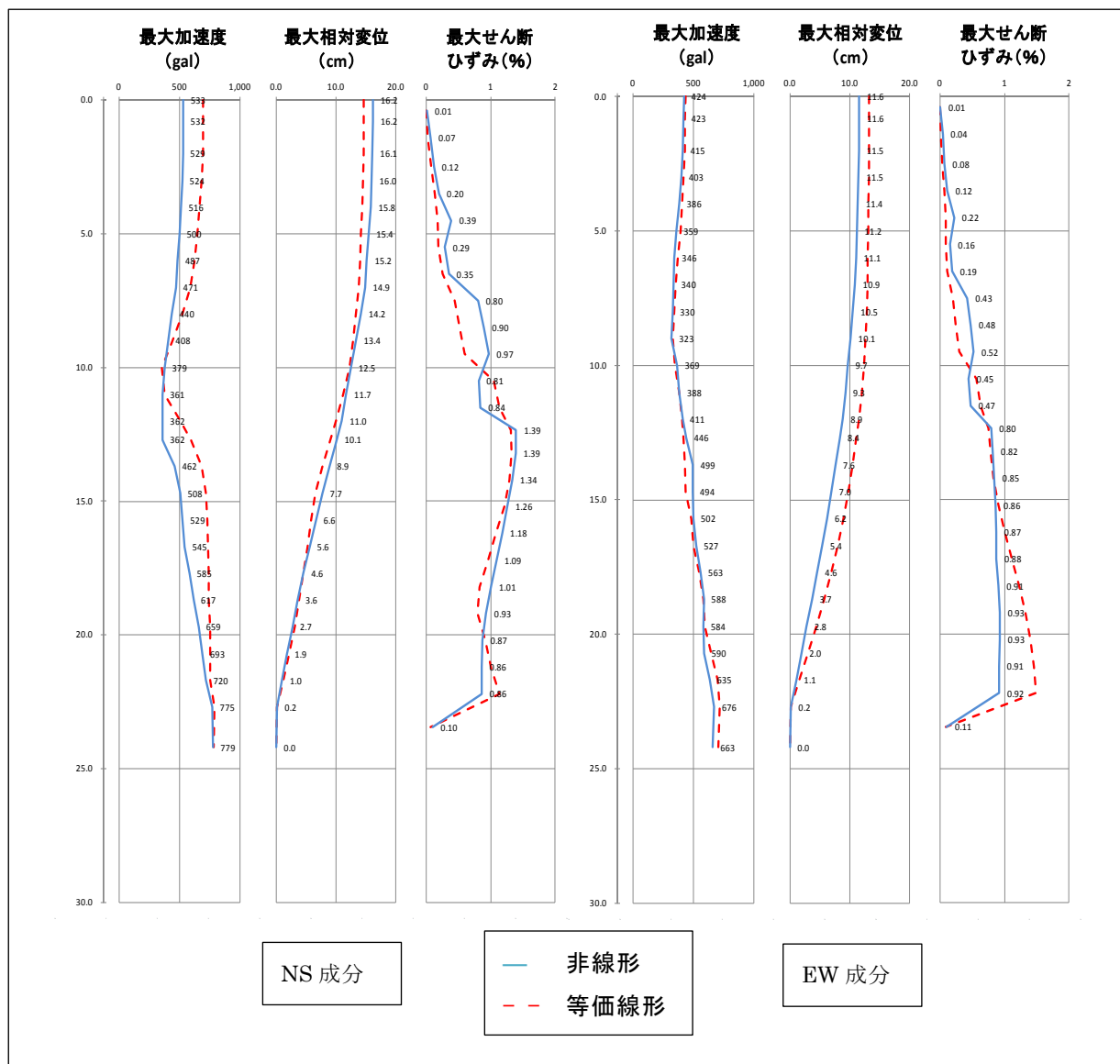


図 2.6.6 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（南海トラフ地震・B 地区）

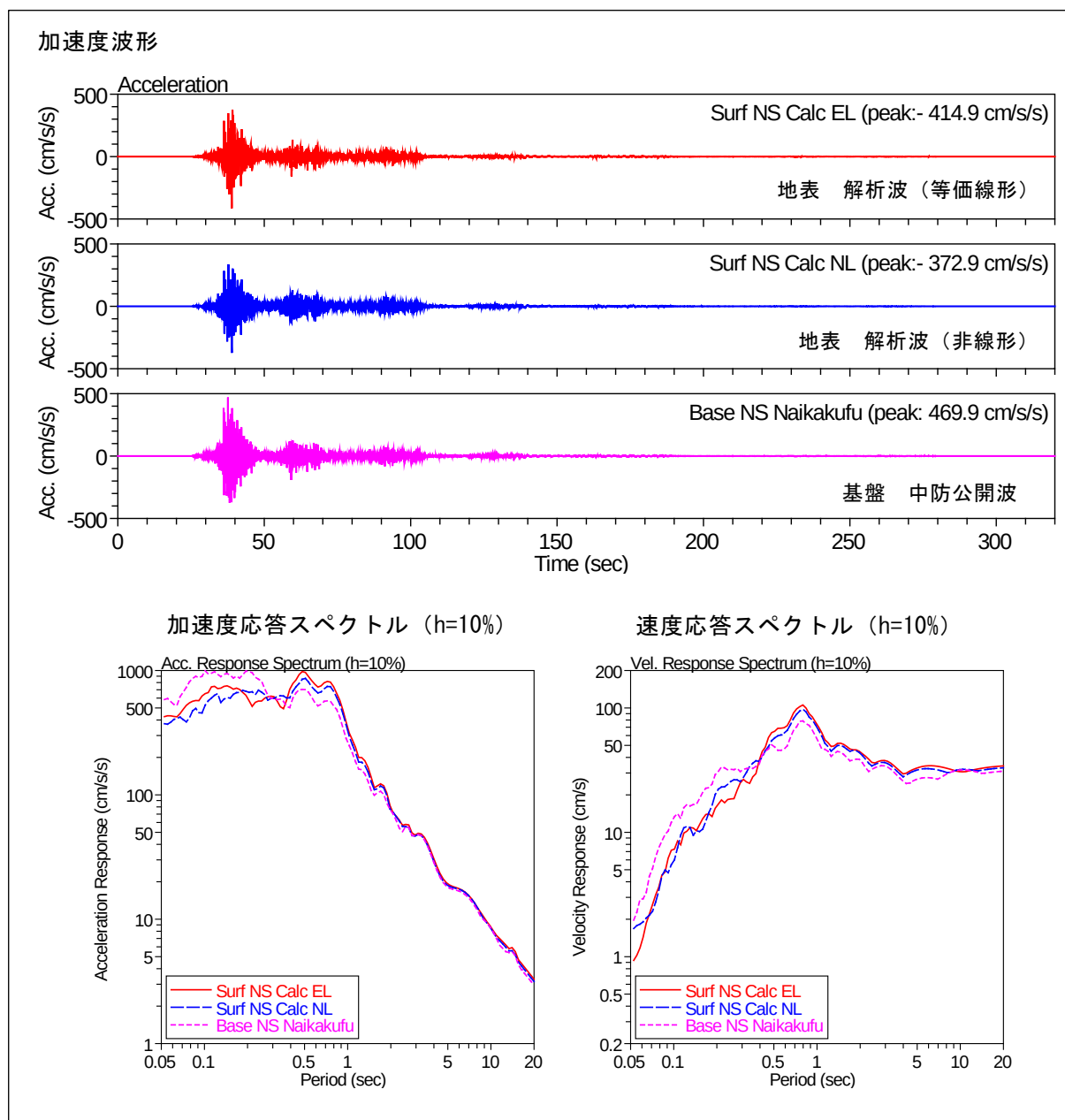


図 2.6.7 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (NS 成分) (南海トラフ地震・E 地区)

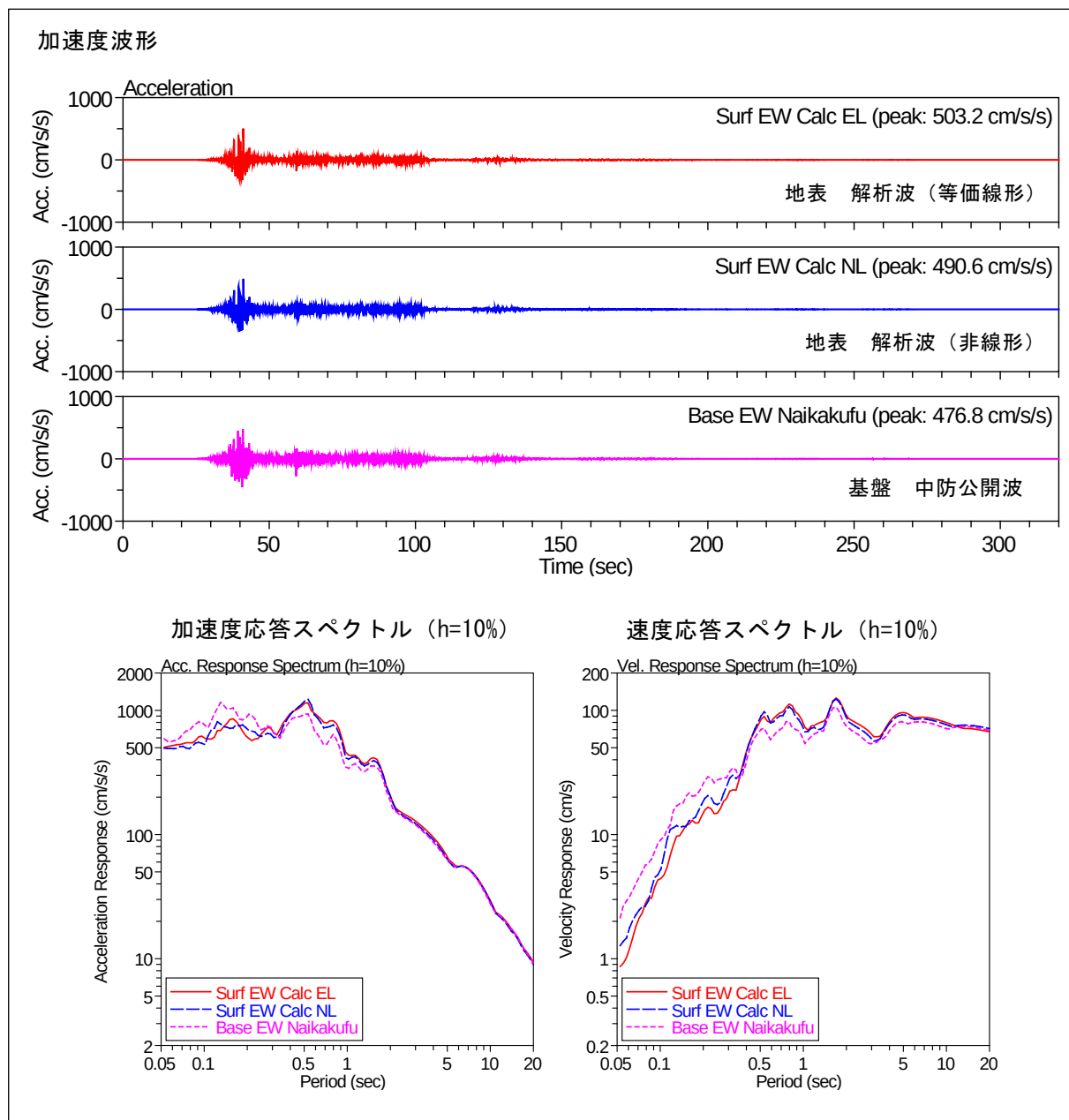


図 2.6.8 地表及び工学的基盤における解析地震波形 (EW 成分) (南海トラフ地震・E 地区)

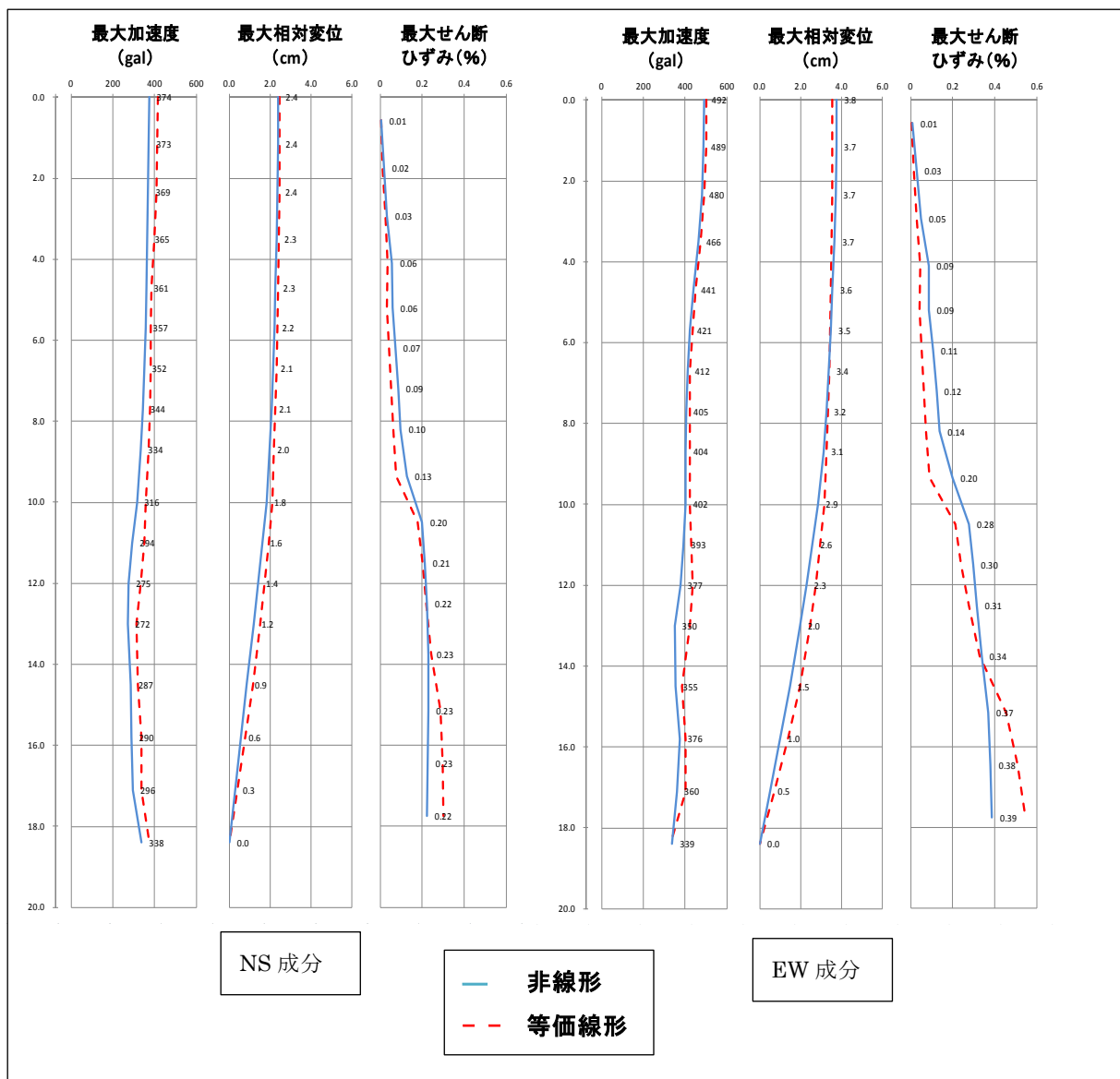


図 2.6.9 地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（南海トラフ地震・E 地区）

3 地震波形作成のまとめ

3.1 東北地方太平洋沖地震の観測地震波形を用いた地震波形作成手法の検証

東北地方太平洋沖地震における観測地震波形を用い、工学的基盤の地震波形から地表の地震波形を解析する手法について検証を行った。

この地震応答解析には、地盤の非線形効果を考慮して全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードには YUSAYUSA-2 を採用した。併せて、地震動応答解析の実績が格段に多い、等価線形解析法による計算も行い、両者による解析と観測地震波形とを比較した。

また、東北地方太平洋沖地震の 2 日前に起こった前震や昭和 53 年宮城県沖地震の観測地震波形と比較し、その妥当性を確認した。

その結果、解析手法などに起因するいくつかの課題はあるものの、以下に示す件が整っていれば、非線形解析を用いた提案手法は概ね妥当であると考えられる、

- ・ 波形を観測した地盤が、著しい非線形挙動は生じていない。
- ・ 再現波を作成する対象地域が非線形挙動をする可能性が高い。
- ・ 検討対象で議論する卓越周期の再現性が確認できる。

3.2 南海トラフ地震の地震波形の作成

東北地方太平洋沖地震の観測地震波形を用いて検証された地震波形作成手法により、内閣府から公開された工学的基盤における南海トラフ地震の想定地震動を基に、地表の地震波形を作成した。

この地震波形は、震源特性や地盤特性等以外で物理的に優位でない要因の影響が大きくなかったため、妥当なものであると考えられる。

3.3 作成した波形のまとめ

これまで検討した東北地方太平洋沖地震の 2 地区 3 波の再現地震波形及び南海トラフ地震の 3 地区 3 波の想定地震波形をまとめた。

図 3.3.1 に、東北地方太平洋沖地震の時刻歴の再現地震波形を示す。

図 3.3.2 に、南海トラフ地震の時刻歴の想定地震波形を示す。

図 3.3.3 に、東北地方太平洋沖地震の再現地震波形の応答スペクトル（10%減衰）を示す。

図 3.3.4 に、南海トラフ地震の想定地震波形の応答スペクトル（10%減衰）を示す。

最大加速度で比較すると、広野地区の東北地方太平洋沖地震の再現地震波形、A 地区の南海トラフ地震の想定地震波形が大きな結果となっている。

加速度スペクトルで比較すると、東北地方太平洋沖地震の再現地震波形はどれも 0.3 秒付近にピークがあるが、南海トラフ地震の想定地震波形は 1 秒を超えるところにピークがあり。タングの固有周期とは周期帯が異なることが分かる。

速度応答スペクトルでは、東北地方太平洋沖地震の再現地震波形より南海トラフ地震の想定地震波形のほうが全体として大きい傾向であり、特に A 地区の南海トラフ地震の想定地震波形では、周期 1.0 秒付近で大きな値を示している。

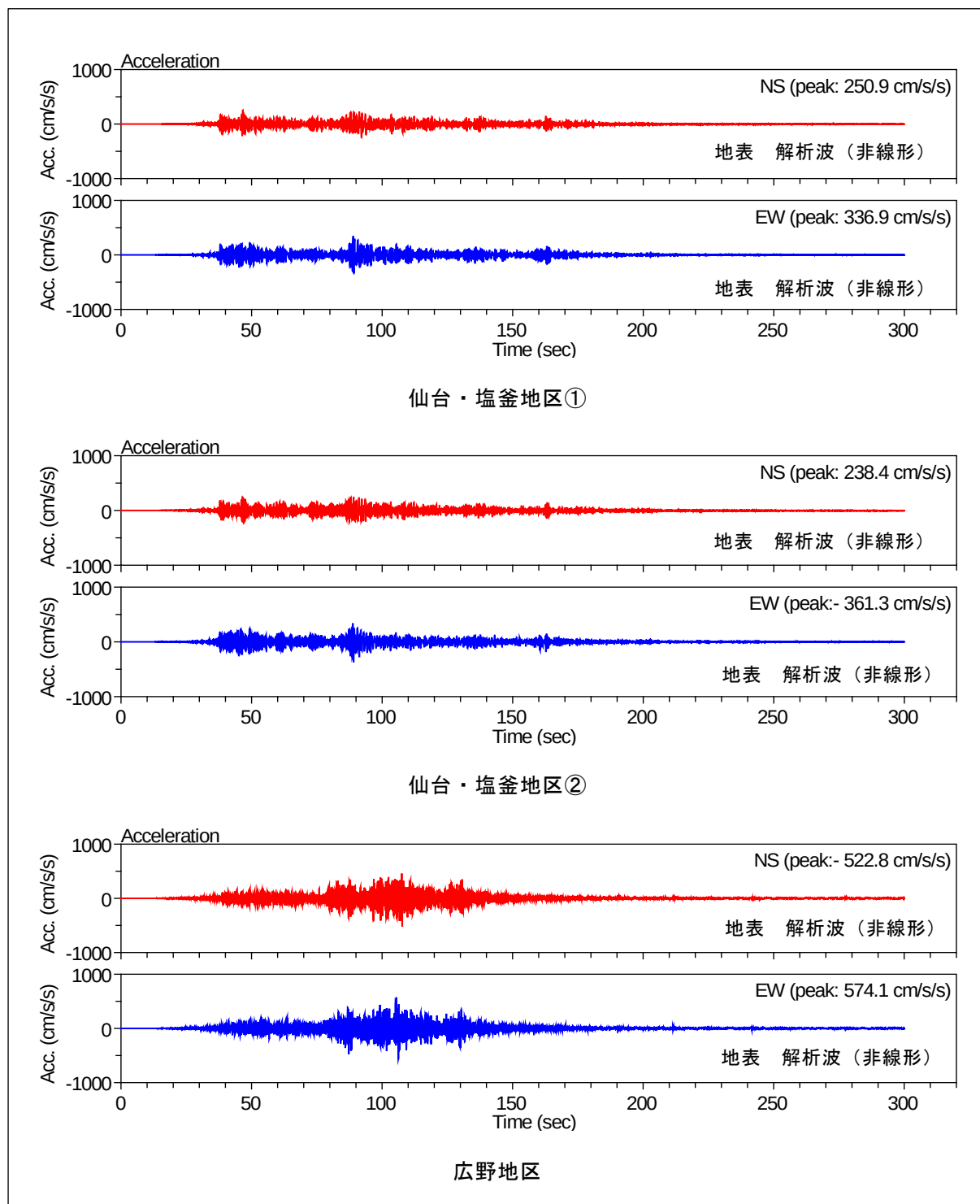


図 3.3.1 東北地方太平洋沖地震の再現波加速度時刻歴波形 (NS 成分・EW 成分)

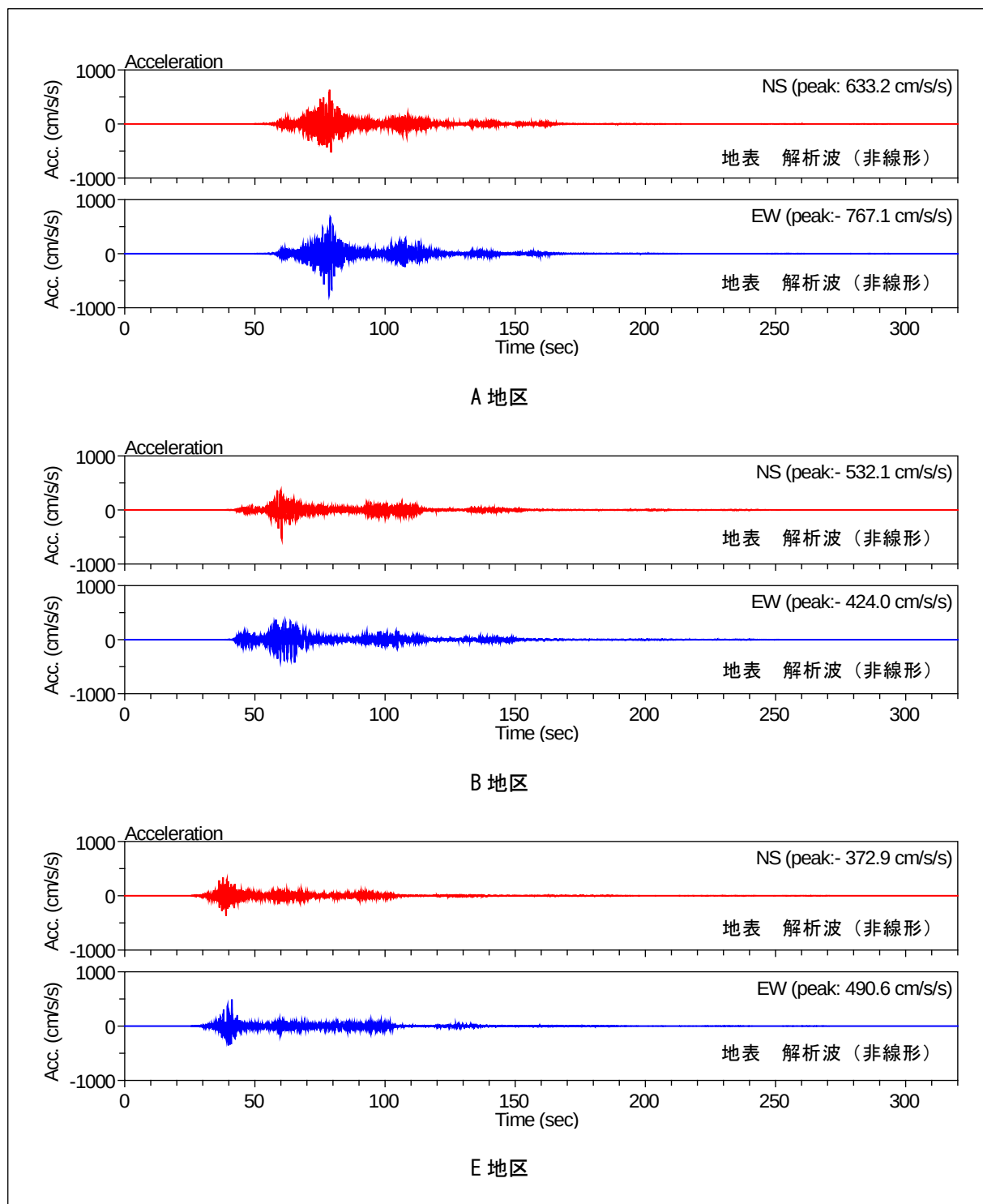


図 3.3.2 南海トラフ地震の想定波加速度時刻歴波形 (NS 成分・EW 成分)

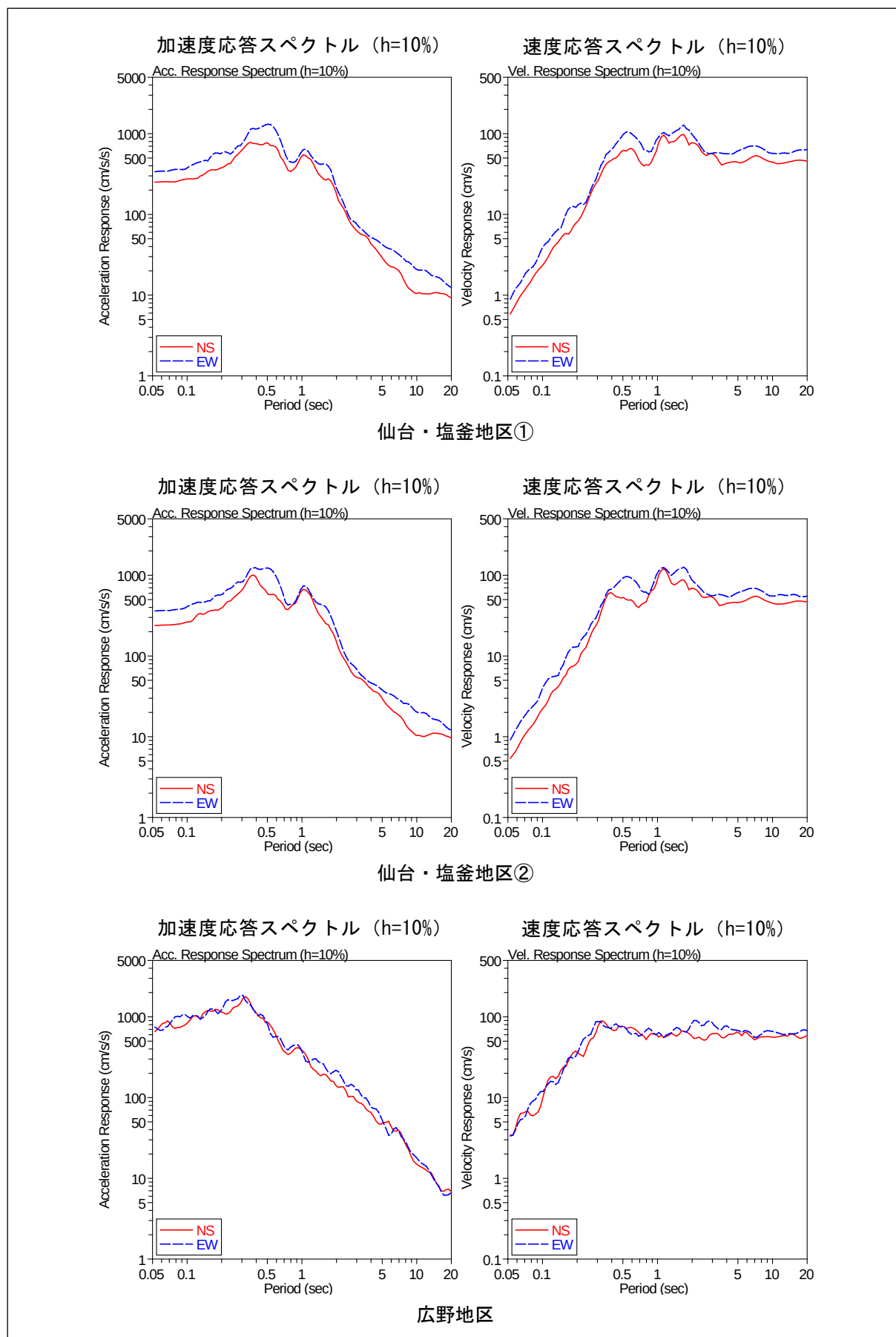


図 3.3.3 東北地方太平洋沖地震の再現波 (NS 成分・EW 成分)

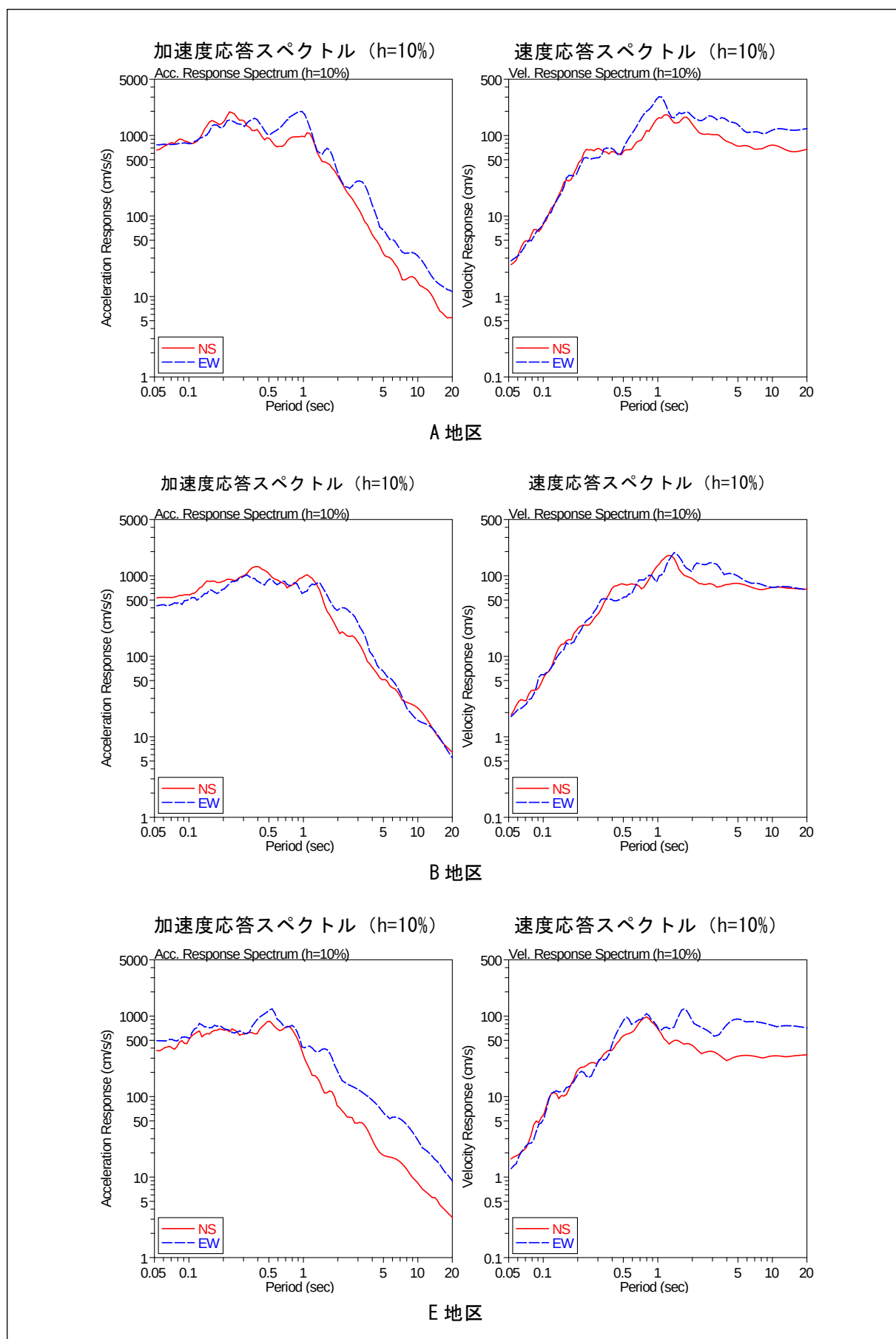


図 3.3.4 南海トラフ地震の想定波 (NS 成分・EW 成分)

第2章 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析

1 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の検証

屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の検証を行うため、東北地方太平洋沖地震の再現波形に対するタンク本体の応答を確認し、実際の被害実態との比較を行う。

1.1 検証の流れ

図 1.1.1 に示す手順により、以下の3種類の解析を実施した。

- (1) 質点系モデルによる側板下端部の浮き上がり解析
- (2) 2次元軸対称モデルによる浮き上りの繰返し挙動を考慮した隅角部の疲労損傷度評価解析
- (3) 3次元シェルモデルによる底板浮き上がり時の側板の座屈強度評価解析

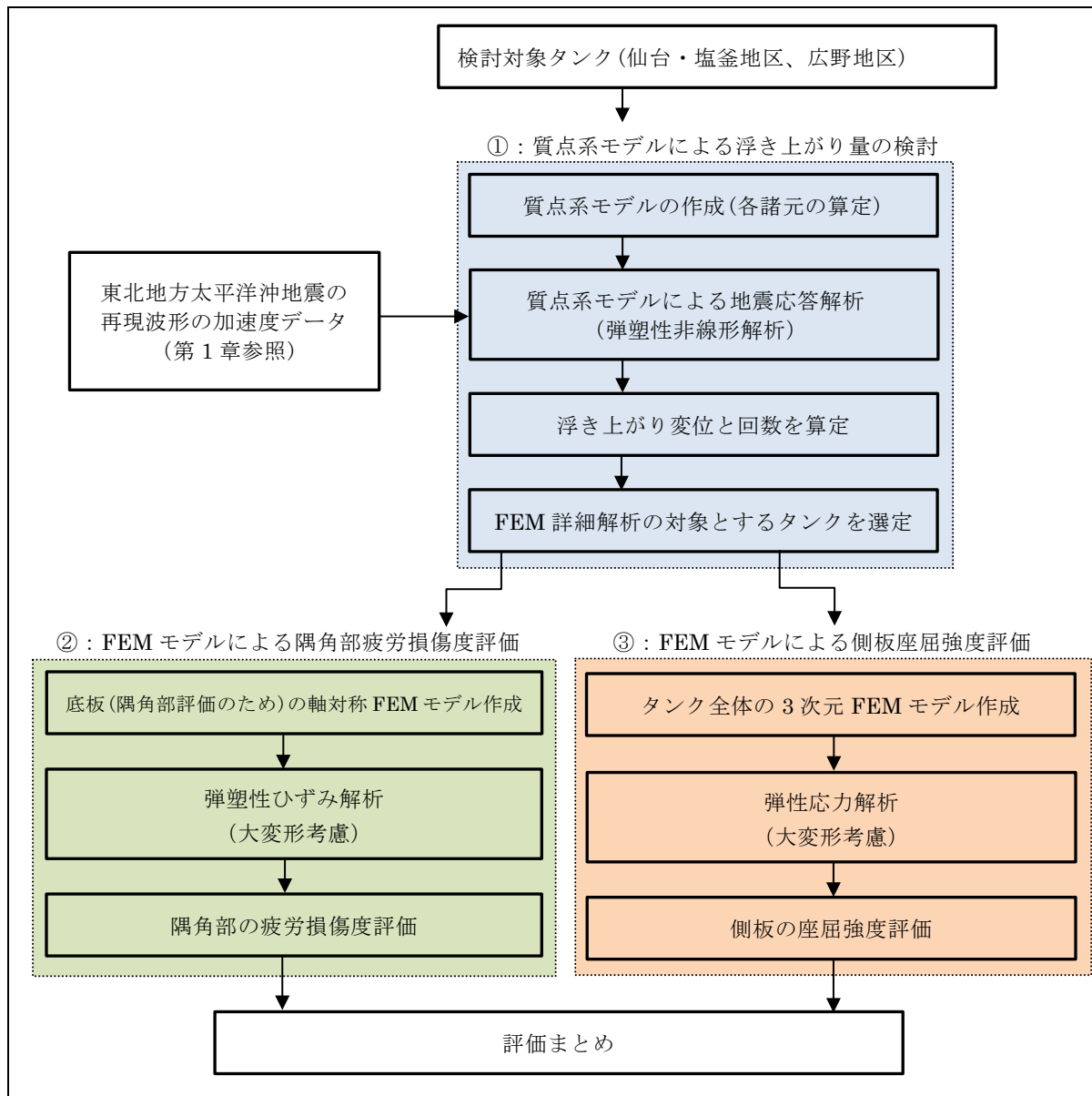


図 1.1.1 東北地方太平洋沖地震の再現波形に対する屋外タンク貯蔵の応答確認の流れ

1.2 質点系モデルによる浮き上がり変位解析

非線形ばね特性を有する質点系モデルを用いて、仙台・塩釜地区及び広野地区の再現地震波形が作用した場合の側板下端部の浮き上がり変位について、検討対象の屋外貯蔵タンク 13 基（仙台・塩釜地区：10 基の旧法タンク、広野地区：3 基の新法タンク）の地震応答解析を実施した。

1.2.1 解析モデル・条件

(1) 質点系モデルの諸元

収集したタンクデータ（重量データ、寸法、板厚及び材料の物性値など）に基づき、検討対象タンク 13 基の質点系モデルの諸元を計算した。各タンクの入力データ及び計算した諸元は、参考資料 1 に示すとおりである。なお、側板とアニュラ板の板厚には実板厚値（不明なものは設計板厚）を使用した。

(2) 入力地震波

第 1 章で作成された再現地震波形を表 2.2.1 から表 2.2.3 に示す。これらの地震波形を質点系モデルの地震応答解析に使用した。

表 1.2.1 仙台・塩釜地区(ケース①)再現地震波形の詳細

仙台・塩釜 特防区域	再現地震波形 EW		再現地震波形 NS	
	加速度 (cm/s/s)	時間 (秒)	加速度 (cm/s/s)	時間 (秒)
最大値	336.87	88.93	250.85	46.65
最小値	-336.28	89.20	-248.30	92.12

表 1.2.2 仙台・塩釜地区(ケース②)再現地震波形の詳細

仙台・塩釜 特防区域	再現地震波形 EW		再現地震波形 NS	
	加速度 (cm/s/s)	時間 (秒)	加速度 (cm/s/s)	時間 (秒)
最大値	329.04	88.77	238.41	89.09
最小値	-361.34	89.07	-226.92	47.07

表 1.2.3 広野地区再現地震波形の詳細

広野地区	再現地震波形 EW		再現地震波形 NS	
	加速度 (cm/s/s)	時間 (秒)	加速度 (cm/s/s)	時間 (秒)
最大値	574.43	105.48	456.99	107.55
最小値	-561.89	106.25	-522.55	107.73

1.2.2 非線形ばねの特性の設定

剛基礎上の満液円筒形貯槽を質点系でモデル化し、非線形ばねにより質点に作用する水平復元力と水平相対変位の関係を図示すれば図 2.3.1 に示すとおりである。

この図において、 Q_0 と Δ_0 は弾性変形範囲での浮き上がり開始時の水平復元力・水平相対変位、 Q_e と Δ_e は弾性限界浮き上がり時の水平復元力・水平相対変位、 Q_p と Δ_p は第 1 塑性関節発生（静液圧下でタンクを円周にわたって一様に軸対称状態で持上げ隅角部アニュラ板が全断面塑性化される（降伏耐力に達した）時点、図 1.2.2 に示す概念図参照）浮き上がり時の水平復元力・水平相対変位、及び Q_{pp} と Δ_{pp} は第 2 塑性関節発生（アニュラ板が全断面塑性化される時点、図 1.2.3 に示す概念図参照）浮き上がり時の水平復元力・水平相対変位と定義されている。なお、消防法の終局耐震強度検討では、図 1.2.1 の太い点線を履歴曲線、その線上の黒点（ Q_p 、 Δ_p ）を浮き上がり開始点としている。

この復元力モデルにおける各水平方向復元力範囲でのタンクの応答挙動のイメージは次の通りとなっている。

- $0 \leq Q < Q_0$: タンクは浮上らずにバルジング周期による剛性で水平方向に振動する。
- $Q_0 \leq Q < Q_e$: タンクは弾性変形範囲で側板の浮き上がりが発生する。
- $Q_e \leq Q < Q_p$: タンクのアニュラ板と側板との接合部の一部が塑性化する。
- $Q_p \leq Q < Q_{pp}$: タンクのアニュラ板の全断面が塑性化し第 1 塑性関節が発生し、剛性が低下する。
- $Q = Q_{pp}$: タンクのアニュラ板に第 2 塑性関節が発生する。

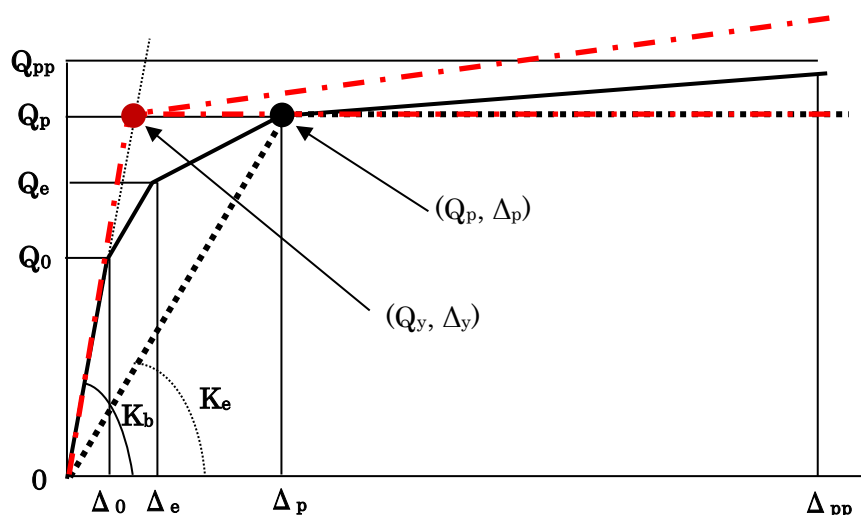


図 1.2.1 質点系モデルの水平復元力・水平相対変位関係

第 1 塑性関節及び第 2 塑性関節の概念図は図 1.2.2 及び図 1.2.3 に示すとおりである。

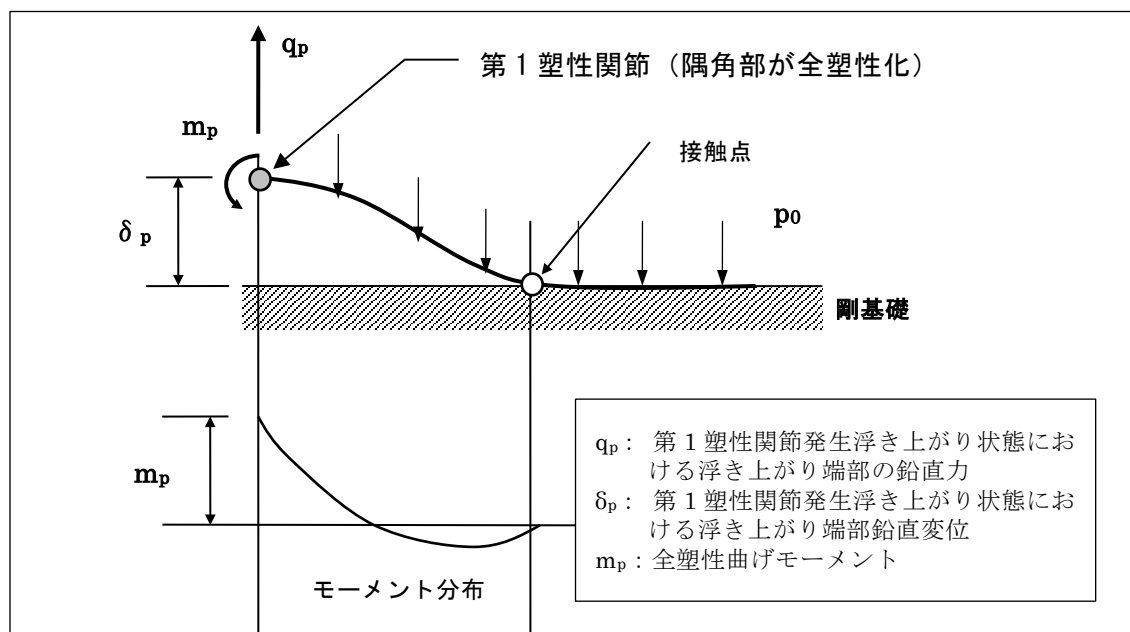


図 1.2.2 第 1 塑性関節発生浮き上がり状態

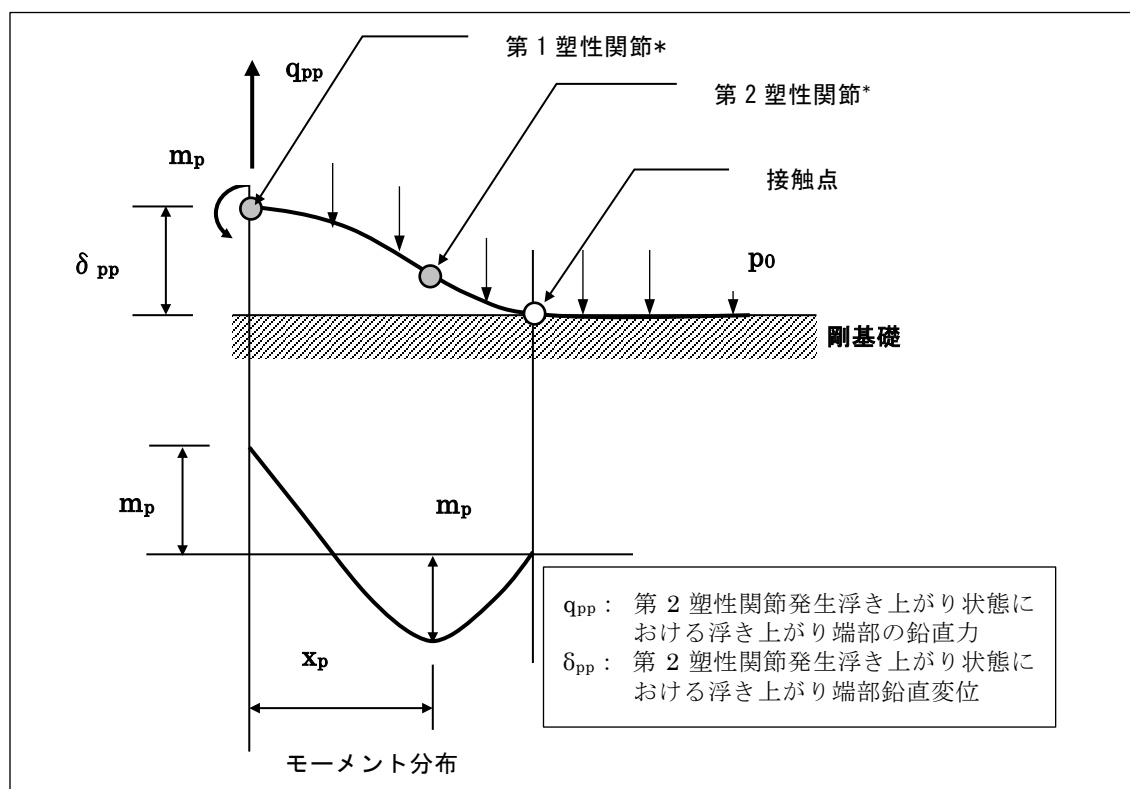


図 1.2.3 第 2 塑性関節発生浮き上がり状態

今回の検討では質点系モデルの各計算項目（諸元）を最も単純化して考え、解析で使用する弾塑性復元力モデルは図 1.2.1 に示す赤の一点鎖線とし、その線上の赤点（ Q_y 、 Δ_y ）を浮き上がり開始点としている。この復元力特性における初期剛性（第 1 剛性） K_1 は、液体と側板の連成振動であるバルジング振動の剛性 K_b とする。この初期剛性は Q_y （ $=Q_p$ ）まで

とし、 Q_y 以上における第 2 剛性 K_2 は、 $0 \sim 0.3 \times K_1$ と想定する。なお、本検討では安全側の結果を与えるため、 $K_2=0$ の復元力モデルを使用する。

1.2.3 解析方法

上述した非線形ばね（弾塑性復元力特性）を有する質点系モデル（図 1.2.4 参照）を用いて時刻歴地震応答解析を実施し、タンクの弾塑性応答（水平方向の相対変位）から側板下端の浮き上がり変位を算出した。本解析の弾塑性復元力特性は図 1.2.5 に示すような S 字非ループ型復元力モデルとした。

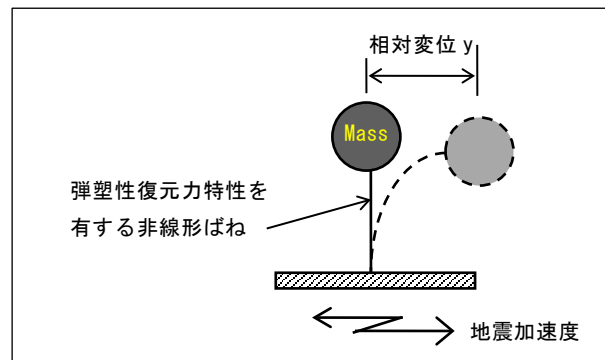


図 1.2.4 質点系モデル

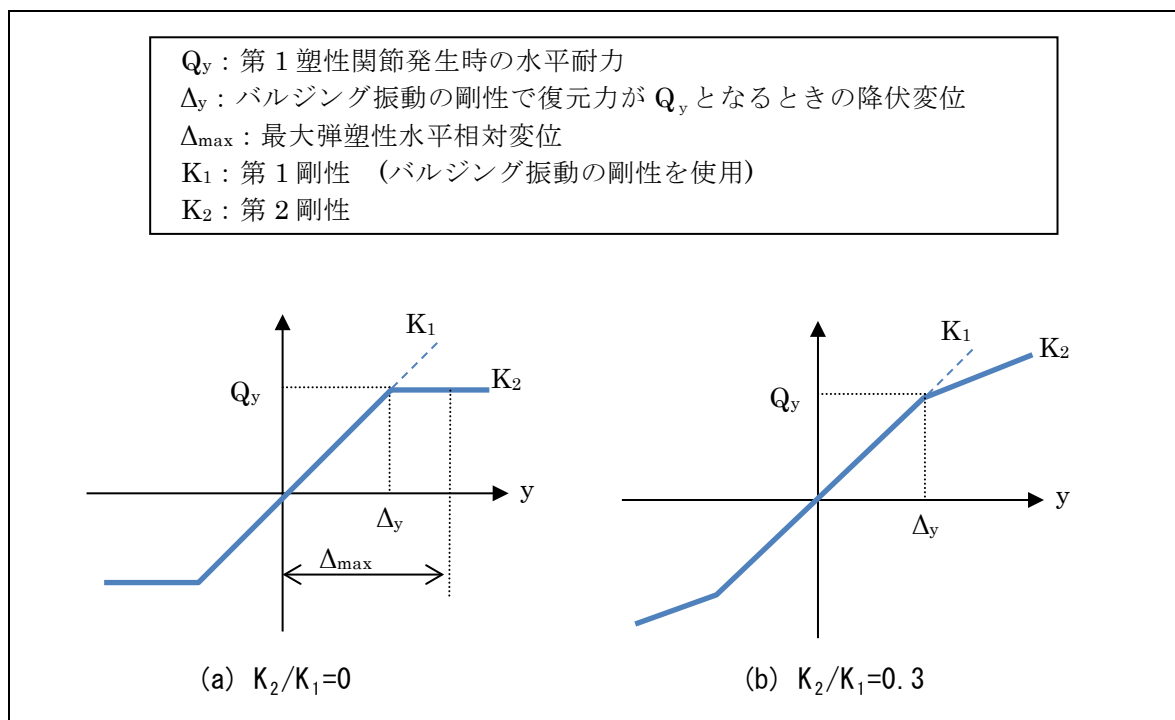


図 1.2.5 S 字非ループ型復元力線図（水平復元力ー水平相対変位）

本解析での質点系モデル諸元の計算式を以下に示す（すべての単位は N と cm で記載する）。ただし、質点系モデルの諸元計算シートの中、図面から取った入力データ（タンクの諸元）について、mm 単位を使用しているが、モデルの諸元が加速度の単位 (cm/s^2) に合わせ、cm の単位を使用している。

(1) バルジング振動の固有周期 T_b

消防法では、円筒形貯槽—内容液連成バルジング振動の固有周期 T_b は、次式で与えられている。

$$T_b = \frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{W}{\pi E g t_{1/3}}} j \quad (1.2.1)$$

$$\lambda = 0.067 \left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.3 \left(\frac{H}{D}\right) + 0.46 \quad (1.2.2)$$

ここで、

T_b : 円筒形貯槽—内容液連成バルジング振動の固有周期 (s)

W : 内容液重量 (N)

E : 側板材料のヤング率 (N/cm²)

$t_{1/3}$: 1/3 液高さにおける側板厚 (cm)

j : 基礎地盤係数 (四種地盤の直接基礎形式 : 1.1、左記以外 : 1.0)

g : 重力加速度 (=980.665 cm/s²)

(2) 質点有効重量 W_1 と等価水平ばね係数 K_b

図 2.3.2 に示す、液体・貯槽連成バルジング振動質点系モデルにおける質点有効重量と等価水平ばね係数を用いて式 (1.2.1) は以下のように書き表せる。

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{g K_b}} \quad (\text{s}) \quad (1.2.3)$$

$$K_b = \left(\frac{2\pi}{T_b}\right)^2 W_1 / g \quad (\text{N/cm}) \quad (1.2.4)$$

$$W_1 = f_{w1} W \quad (\text{N}) \quad (1.2.5)$$

$$f_{w1} = -0.1429 \left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653 \left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807 \left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017 \left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634 \quad (1.2.6)$$

図 2.3.6 における質点重心高さは、次式で表される。

$$H_1 = f_{H1} H \quad (\text{cm}) \quad (1.2.7)$$

$$f_{H1} = 0.0256 \left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387 \left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216 \left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207 \left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644 \quad (1.2.8)$$

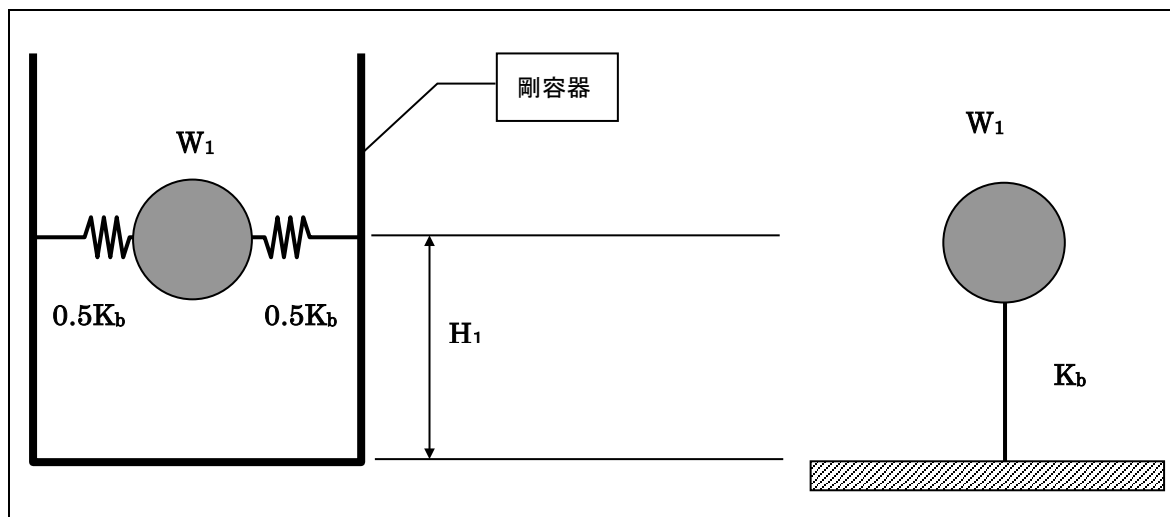


図 1.2.6 剛基礎に固定された円筒形貯槽の液体・貯槽
連成バルジング振動に対する質点・ばねモデル

(3) 隅角部アニュラ板の保有水平耐力 Q_y

通常、特定屋外タンクは、アンカーで固定されることなく基礎上に直接設置される。したがって、内容液に満たされたタンク隅角部は、強い地震動の影響を受けると基礎面から浮き上がる現象を繰返して、当該隅角部内側のアニュラの板隅肉溶接止端部がき裂・破損に至るおそれがあると考えられている。このようなき裂・破損にいたる浮き上がり限界(降伏)耐力状態における浮き上がり抵抗力(円周単位幅当たりの鉛直方向抵抗力)は、浮き上がり変形が円周方向に緩変化であるとして、次式で表されている。この場合、静液圧下でタンクを円周にわたって一様に軸対称状態で持ち上げ隅角部アニュラ板が全塑性モーメントに達したときの浮き上がり抵抗力を用いている。

$$q_y = \frac{2}{3} t_b \sqrt{1.5 \sigma_y p_0} \quad (1.2.9)$$

ここで、

q_y : 浮き上がり抵抗力 (N/cm)

σ_y : アニュラ板材料の降伏応力 (N/cm²)

p_0 : 静液圧 (N/cm²)

t_b : アニュラ板厚 (cm)

図 2.3.7 に示すように、剛基礎上のタンクが片浮き上がりして、降伏耐力に達したとき、有効液重量の重心における水平降伏抵抗力(保有水平耐力)は、次式で与えられる。この場合、有効液重量の重心高さ H_g は式 (1.2.7) で計算される H_1 の値を使用する。また、式中に側板下端自重(付属品重量及び固定屋根の重量含み)による鉛直方向の抵抗力 V_0 を考慮にいれているが、安全側条件での検討時には $V_0=0$ としている。

$$Q_y = \frac{M_y}{H_G} = \frac{1}{H_G} \int_0^{2\pi} \frac{1}{4} (q_y + V_0) D^2 (1 + \cos \phi) d\phi = \frac{\pi D^2 (q_y + V_0)}{2H_G} = \frac{\pi D^2 (q_y + V_0)}{2H_1} \quad (1.2.10)$$

ここで、

Q_y : 水平降伏抵抗力 (保有水平耐力) (N)

V_0 : 側板下端自重による鉛直方向の抵抗力 (N/cm)

M_y : 降伏抵抗モーメント (N.cm)

$H_G (=H_1)$: 有効液重量重心高さ (cm)

ϕ : 角度 (rad.)

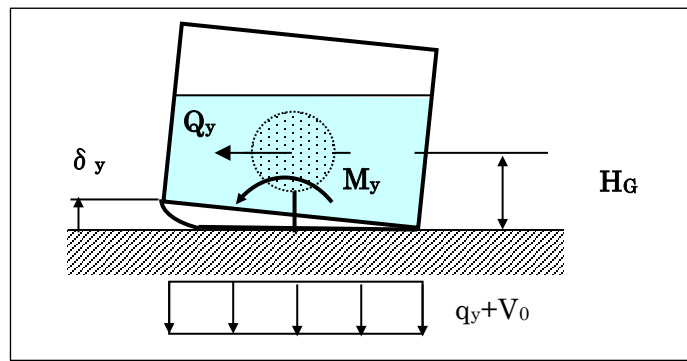


図 1.2.7 タンク降伏浮き上がり状態

(4) 側板下端の最大浮き上がり変位 $\delta_{\max}$ の計算方法

弾塑性応答解析結果から、質点系の最大弾塑性水平変位 $\Delta_{\max}$ に含まれる塑性変位成分 ($\Delta_{\max} - \Delta_y$) を抽出し、この塑性変位成分によって、図 1.2.8 に示すようにタンク側板下端が片浮き上がりを生じたとすれば、最大浮き上がり変位 $\delta_{\max}$ は近似的に次式で表わされる。

$$\delta_{\max} = \frac{D}{H_g} (\Delta_{\max} - \Delta_y) \quad (1.2.11)$$

$$\Delta_y = \frac{Q_y}{K_b} \quad (1.2.12)$$

ここで、

$\Delta_{\max}$: 最大弾塑性水平変位 (最大地震応答変位) (cm)

Δ_y : バルジング振動の剛性で復元力が Q_y となるときの水平降伏変位 (浮き上がり開始変位) (cm)

D : タンク直径 (cm)

$H_g (=H_1)$: 有効液の重心高さ (cm)

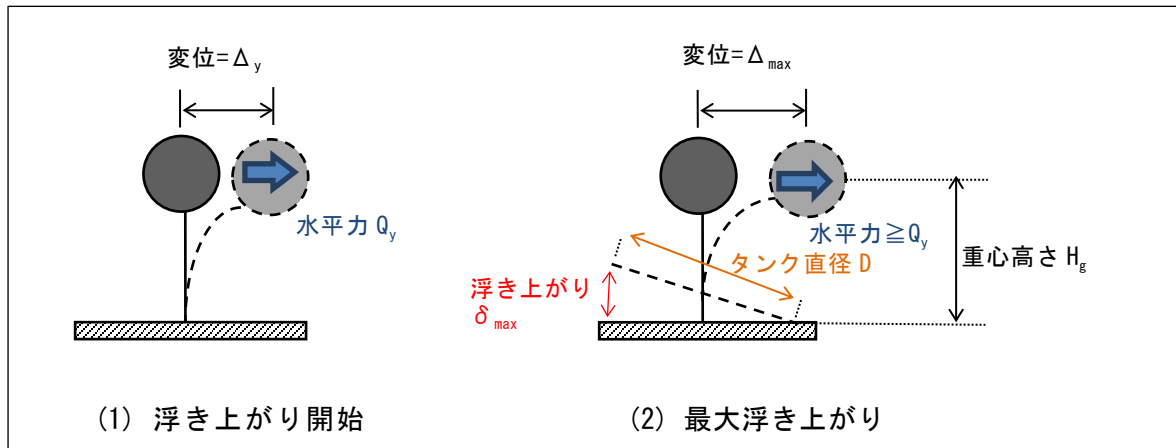


図 1.2.8 質点系モデルによる浮き上がり変位の算出

1.2.4 解析結果

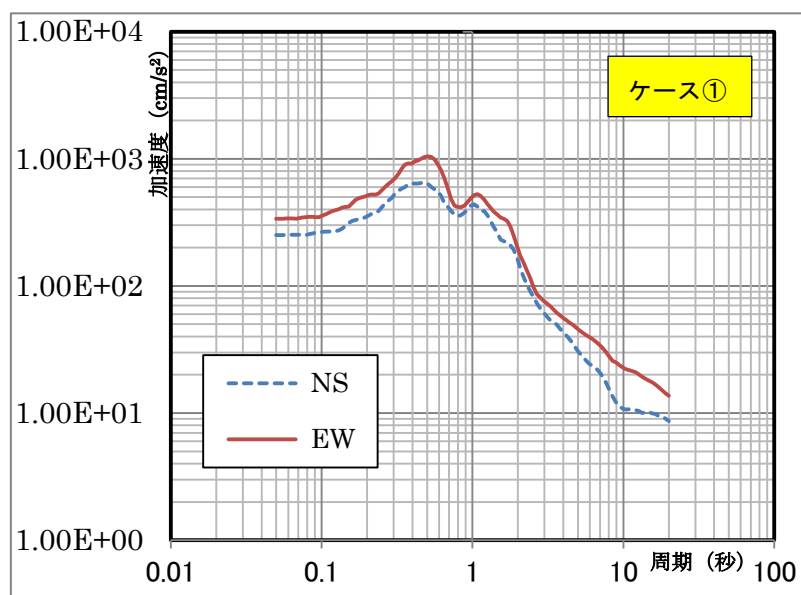
非線形ばね特性を有する質点系モデルを用いて、仙台・塩釜地区（ケース①とケース②）^{*1}及び広野地区の再現地震波形（3 地表波×2 方向）が作用した場合について、検討対象の屋外貯蔵タンク 13 基（仙台・塩釜地区：旧法タンク 10 基の、広野地区：新法タンク 3 基）の地震応答解析を実施した。

^{*1} 仙台・塩釜地区については、各々タンク設置位置での地盤構成を考慮して、地震加速度波形（ケース①、又はケース②）を適用した。

なお、減衰比変更及び保有水平耐力の算出には側板自重（側板の付属品及び固定屋根重量も含む）を考慮した以下の条件で解析を実施した。

(1) 地下逸散減衰 ^{*2}

地下逸散減衰の影響を考慮に入れ、15%の減衰比を使用した。各地震加速度の応答スペクトル線図（減衰比 15%）を以下に示す。



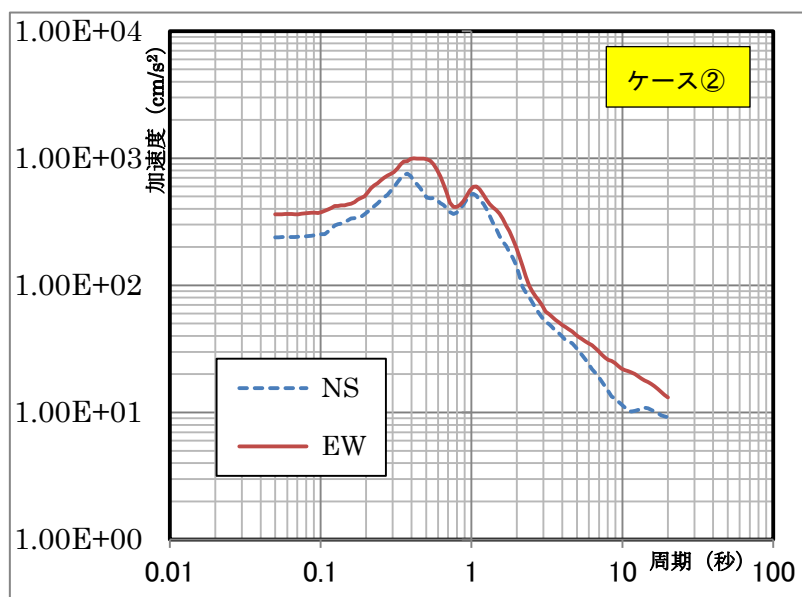


図 1.2.9 仙台・塩釜地区再現地震波形の
地震加速度の応答スペクトル(減衰比 15%)

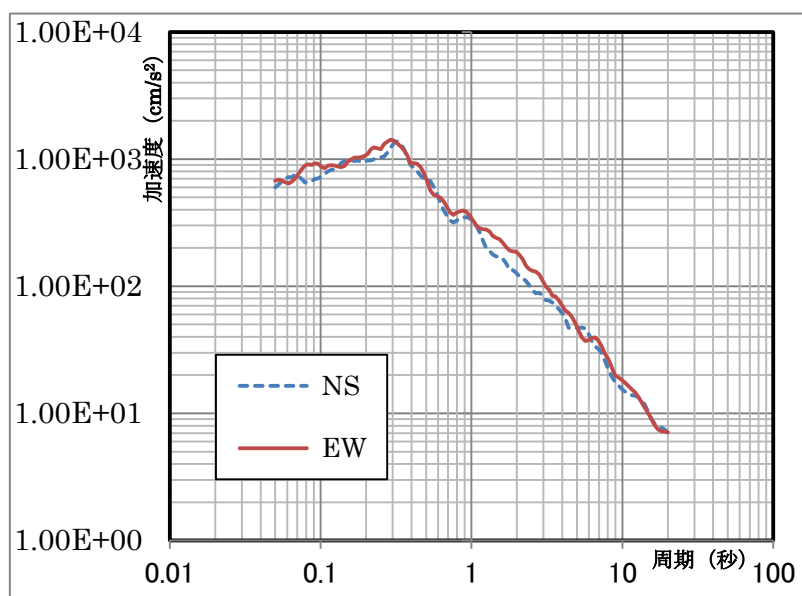


図 1.2.10 広野地区再現地震波形の地震
加速度の応答スペクトル(減衰比 15%)

*2 地下逸散減衰とは、構造物及び基礎の影響のない自由地表面での地震動に対して、構造物及び基礎が存在した場合に動的相互作用の影響で振動エネルギーの一部が地盤に逸散する効果の比率を数値化したものである。構造物及び基礎の影響のない自由地表面では、基盤での地震動が表層地盤によって増幅されるが、構造物や基礎が存在すると、それらと地盤との動的相互作用のために、実際に基礎に入力される地震動は、自由地表面での地震動とは異なったものとなり、一般的に、構造物及び基礎が存在する地表面での地震動の大きさは、構造物及び基礎の影響のない自由地表面での地震動の大きさと比較すると小さくなる。

(2) 側板の自重による浮き上がり抵抗力の増加分を考慮

従来の質点系モデルの非線形ばね特性算出に使用している保有水平耐力 Q_y の計算においては、安全側評価のため、浮き上がり抵抗力として側板や屋根の自重が加味されていない。本検討ではより実情に近づけるため、側板、側板の付属品及び固定屋根の自重を考慮に入れた保有水平耐力 Q_y を使用した（式 1.2.10 参照）。また、 Q_y 算出には、実際に使用している材料の降伏応力値（ミルシート記載）を使用するのがより正確なものと考えられるが、今回は規格の降伏応力値を使用した安全側の条件としている。

質点系モデルによる対象タンクの浮き上がり解析結果を表 1.2.4 及び表 1.2.5 に示す。

表 1.2.4 仙台・塩釜地区の対象タンクの浮き上がり変位解析結果

仙台・塩釜地区再現地震波形						EW		NS	
タンク No.	内容物	貯蔵内径 (m)	公称容量 (KL)	震災時貯蔵量 (KL)	震災時貯蔵率 (%)	最大浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
1	RG	27.5	1542	1218	79	0.1	3	0	0
2	ガソリン	13.5	1570	1262	80	0	0	0	0
3	軽油	13.5	1780	1408	79	0.2	5	0	0
4	LSA	14.6	2272	2040	90	6.3	25	0.2	9
5	灯油	17.1	3425	2689	79	2.9	10	0	0
6	ナフサ	23.2	5540	5300	96	0.1	1	0	0
7	重油	26.2	10930	8400	77	0.8	6	0	0
8	軽油	37.8	22450	17100	76	1.3	1	0	0
9	ガソリン	58.1	53620	48200	90	1.6	1	0	0
10	原油	78.5	98060	86800	89	0	0	0	0

注 1 検討したタンクはすべて旧法タンク。

注 2 地盤構成を考慮し、No.1 から No.8 までのタンクにケース②の地震加速度波形を使用。

注 3 地盤構成を考慮し、No.9 と No.10 タンクにケース①の地震加速度波形を使用。

注 4 側板とアニュラ板の板厚には実板厚値を使用（不明なものは設計板厚を使用）。

表 1.2.5 広野地区の対象タンクの浮き上がり変位解析結果

広野地区再現地震波形						EW		NS	
タンク No.	内容物	貯蔵内径 (m)	公称容量 (KL)	震災時貯蔵量 (KL)	震災時貯蔵率 (%)	最大浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
1	軽油	15.5	2000	1477	74	0.5	6	0.2	10
2	燃料	61	50000	35955	72	0	0	0	0
3	燃料	61	50000	41654	83	4.5	4	0	0

注 1：検討したタンクはすべて新法タンク。

注 2：側板とアニュラ板の板厚には実板厚値を使用（不明なものは設計板厚を使用）

本解析において、最大の浮き上がり変位は仙台・塩釜地区旧法タンク No.4 で発生し、6.3 cm であった。広野地区で最も浮上りが生じたのは新法タンク No.3 であり、浮き上がり量は 4.5cm であった。また、新法タンク No.2 と No.3 が同サイズであるにもかかわらず浮き上が

り量に差が生じている理由としては、震災時貯蔵量が異なることにより、両タンクのパルジング振動の固有周期（No.2： $T_b=0.2682$ （s）、No.3： $T_b=0.2940$ （s））が違っているためである。新法タンク No.3 の固有周期は広野地区の再現地震波形加速度応答スペクトルのピークの周期（0.3063 秒）と近いため、より大きな応答となったと考えられる。

今回解析対象とした全てのタンクについて、関係団体を通じて地震の影響による浮き上がりを確認したが、関係各社から浮き上がりがなかったとの回答が得られており、タンクの浮き上がりによって生じることが想定される接地（アース線）の破断や雨水浸入防止材の巻き込みなどといった浮き上がったことを示す事実も確認されなかった。

本解析で示した浮き上がり程度ではこのような痕跡はつかないと考えられ、解析結果は現実を説明できている。

なお、本解析においては、地下逸散減衰をパラメータとし、2.3.3、(1) により 15%とした場合の東日本大震災での被害実態を説明できる結果が得られた。これについては、地下逸散減衰効果以外の要因が関与している可能性もある。

以下に、旧法タンクで最も浮上りが生じた仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4、新法タンクで最も浮き上がりが生じた広野地区の新法タンク No.3 について、応答変位等の詳細を示す。

今回の解析における仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の応答変位、浮き上がり変位の時刻歴及びばね復元力履歴図を図 1.2.11 から図 1.2.13 に示す。図 1.2.11 は EW 方向の地震波形を作用させたときの、質点モデルの水平 E 方向への応答変位を+（プラス）、W 方向への応答変位を-（マイナス）で示している。また、当該タンクにおいて、浮き上がりが始まると判定する水平方向の変位（ Δ_y ）は ± 0.11 cm と算定され、図中に緑の線で表示している（この緑線を越えるときにタンクは浮き上がると判定）。

また、式 1.2.11 により、水平方向の応答変位からタンクの浮き上がり変位を算定した結果を図 1.2.12 に示す。この図においては、タンク W 側の浮き上がり量を+（プラス）、タンク E 側の浮き上がり量を-（マイナス）で示している（注：沈み込み量ではない）。

同様に、広野地区の新法タンク No.3 の応答変位、浮き上がり変位の時刻歴及びばね復元力履歴図を図 1.2.14 から図 1.2.16 に示す。

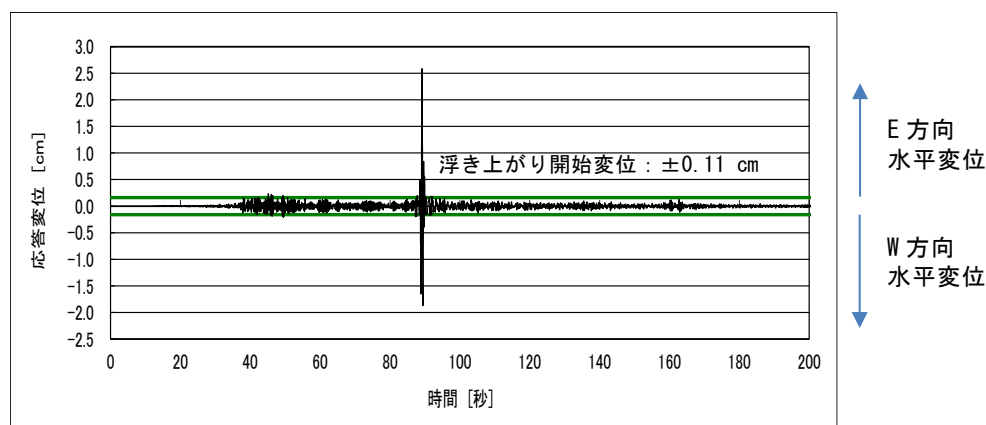


図 1.2.11 仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4 の質点系モデルの応答変位の時刻歴
（仙台・塩釜地区の再現地震波形：ケース②EW）

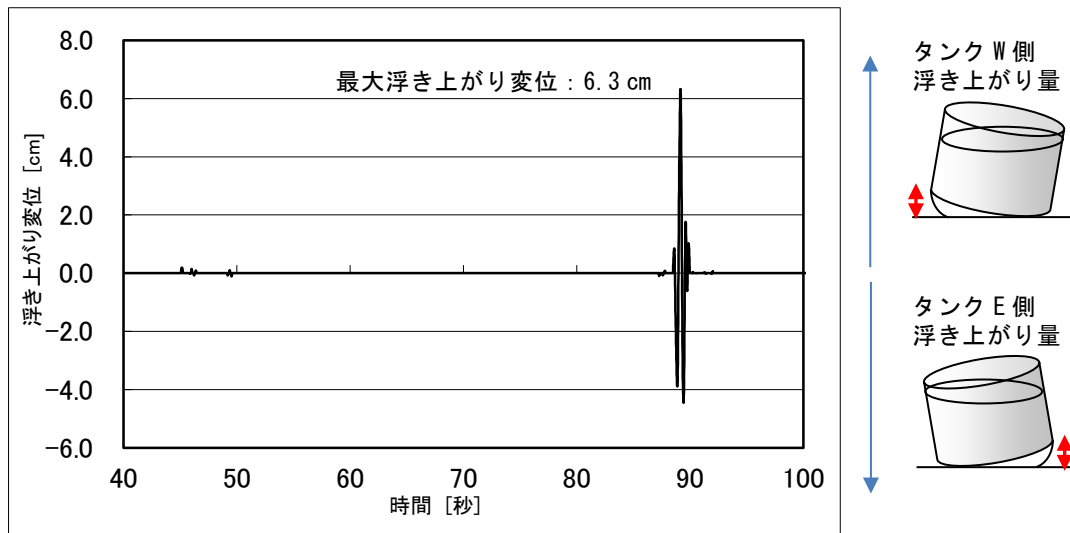


図 1.2.12 仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4 の質点系モデルの浮き上がり変位の時刻歴
(仙台・塩釜地区の再現地震波形：ケース②EW)

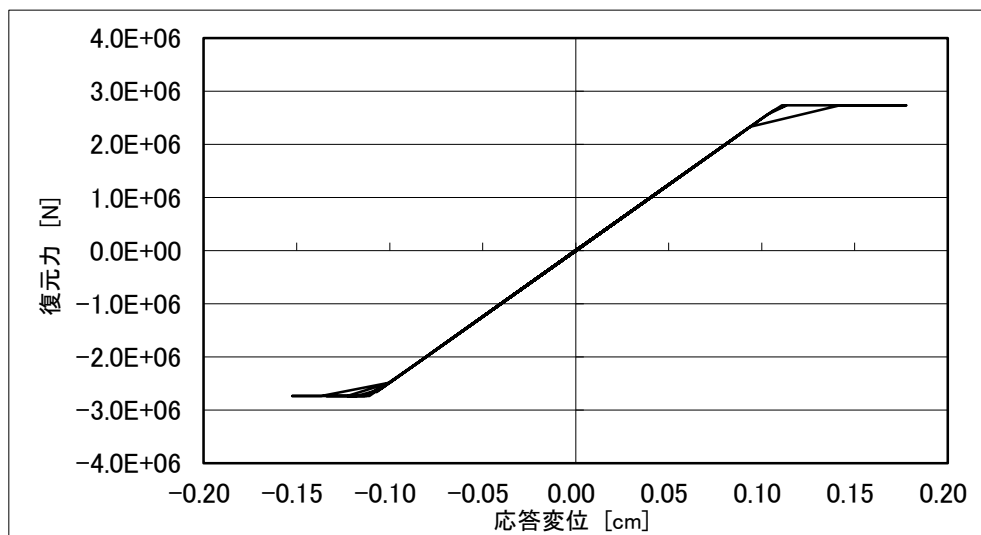


図 1.2.13 仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4 の質点系モデルのばね復元力履歴図
(仙台・塩釜地区の再現地震波形：ケース②EW)

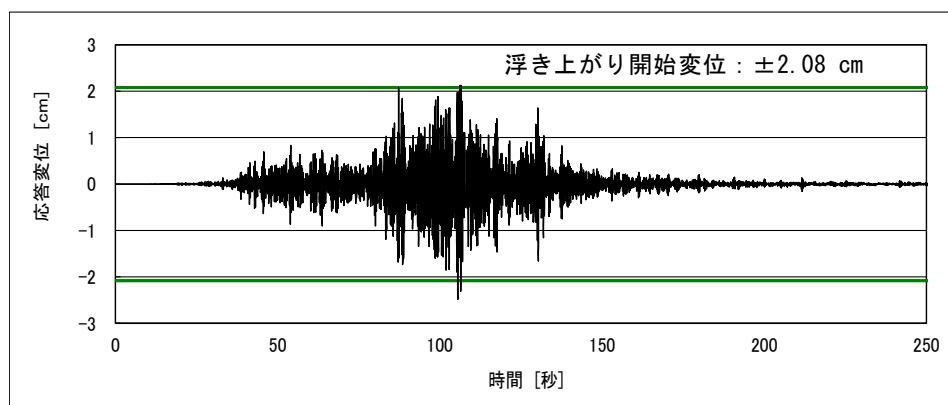


図 1.2.14 広野地区の新法タンク No. 3 の質点系モデルの応答変位の時刻歴
(広野地区の再現地震波形 EW)

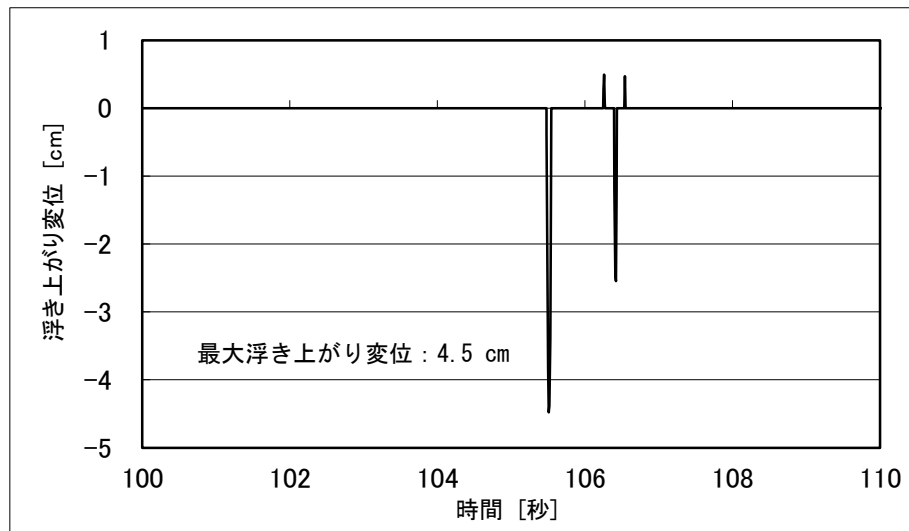


図 1.2.15 広島地区の新法タンク No.3 の質点系モデルの浮き上がり変位の時刻歴
(広島地区の再現地震波形 EW)

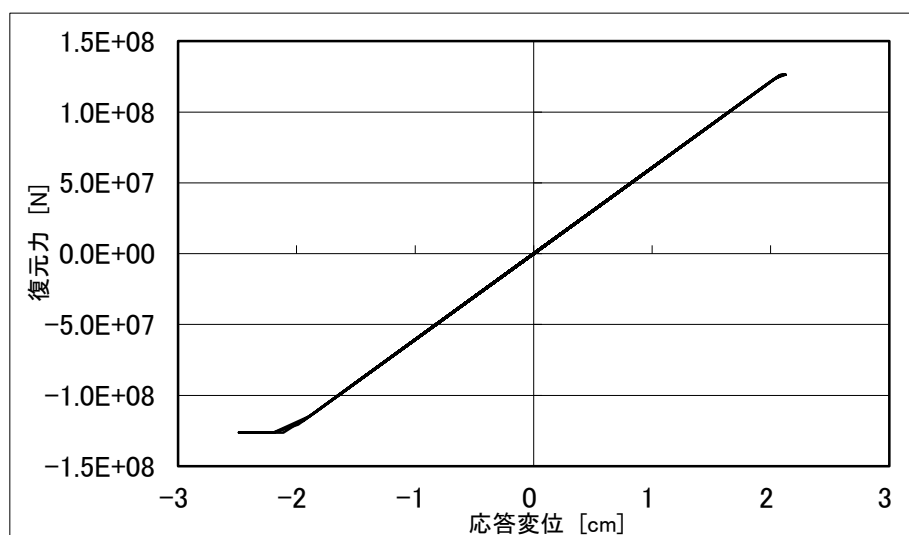


図 1.2.16 広島地区の新法タンク No.3 の質点系モデルのばね復元力履歴図
(広島地区の再現地震波形 EW)

1.2.5 詳細解析タンクの選定

質点系モデルによる浮き上がり変位と回数の解析結果を踏まえ、浮き上がり変位の大きな仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 及び広島地区の新法タンク No.3 について、FEM による隅角部疲労損傷度評価及び側板座屈強度評価を行うタンクとして選定する。

1.3 2次元軸対称モデルによる隅角部の疲労損傷度評価解析

浮き上がり変位の大きな仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 及び広野地区の新法タンク No.3 について、浮き上がり時に隅角部に発生するひずみ量及び疲労損傷に対する強度を確認するために、有限要素法を用いた静的応力解析を行った。

1.3.1 解析方法

円筒形タンクの浮き上がり側のみに着目し、図1.3.1 (a) に示す軸対称荷重を受ける軸対称変形モデルに置き換え、軸対称問題として静的有限要素解析を行う。このとき、図1.3.1 (b) に示す隅角部のみを解析範囲として、軸対称ソリッド要素で要素分割する。モデル化した側板上端には、軸方向の強制変位をかけ、側板下端の浮き上がり変位を制御する。底板およびアニュラ板と基礎との接触・離間を考慮するため、軸方向の圧縮のみに働くばね要素をつける。

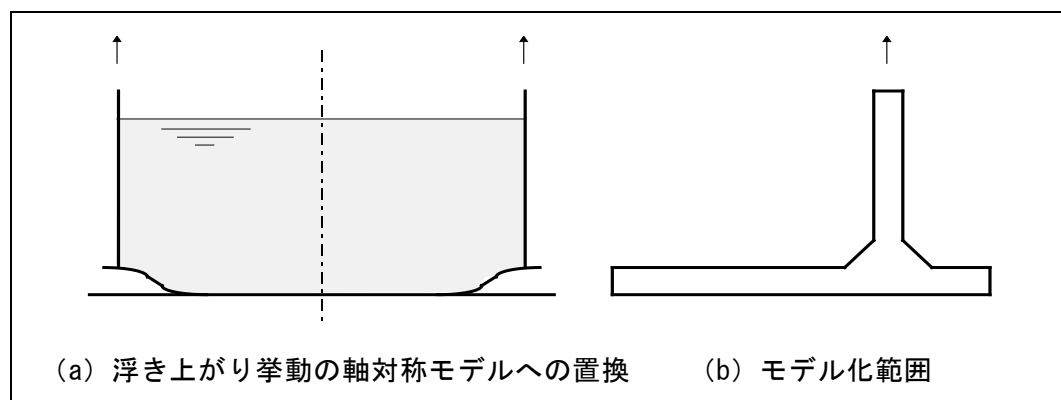


図 1.3.1 解析方法のイメージ図

地震時の浮き上がり挙動は、図 1.3.1 に示すように側板上部に強制変位を与えて隅角部を浮かせることで模擬する。解析は、以下の手順で行う。

- (1) 静液圧（底板に一樣分布、側板に高さに応じて変化させる分布）及び自重（側板（付属品を含む）＋屋根（付属品を含む）の重量を考慮）を初期荷重条件とする静解析を行う。
- (2) 設定した繰返し回数 1 回目の浮き上がり変位 δ_1 になるまで強制変位をかける。
- (3) 強制変位を解除し、浮き上がり変位=0 となるようにする。
- (4) 設定した繰返し回数 2 回目の浮き上がり変位 δ_2 になるまで強制変位をかける。
- (5) 以後、(3)と(4)を繰返す（繰返し回数 N 回目まで）。

1.3.2 解析モデル

1.3.2.1 仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の解析モデル

仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4（公称容量 2272 KL）の隅角部を対象として解析モデルを作成した。タンクの主な寸法と諸元を表 1.3.1 に示す。

表1.3.1 解析対象タンクの主な寸法と諸元

仙台・塩釜地区 旧法タンクNo.4							
許可容量	2272 KL	側板の板厚と材料					
タンク内径	14630 mm	1 段	9 mm	SS41	5 段	6 mm	SS41
タンク高さ	14632 mm	2 段	8 mm	SS41	6 段	6 mm	SS41
液面高さ	12123 mm	3 段	7 mm	SS41	7 段	6 mm	SS41
液比重	0.85	4 段	6 mm	SS41	8 段	6 mm	SS41
屋根形式	固定屋根	アニュラ板の板厚と材料				9.76 mm	SS41
隅角部隅肉溶接部脚長 (mm)		W1=W2=W3=W4		9 mm			

(1) モデル形状

隅角部モデル化範囲を図 1.3.2 (a)、隅角部の一部の要素分割を図 1.3.2 (b) に示す。
図 1.3.2 (a) の左端 A 端部の半径方向変位を拘束し、同図上端 B 端は強制変位を与える位置とした。隅角部溶接部近傍のメッシュ分割サイズは約 2mm とした。

なお、図に示した寸法はモデル上の A 端部と B 端部までの長さである。

地盤との接触部には非線形ばねを設置し、圧縮方向に 294N/cm^3 の力が生じるように設定した。

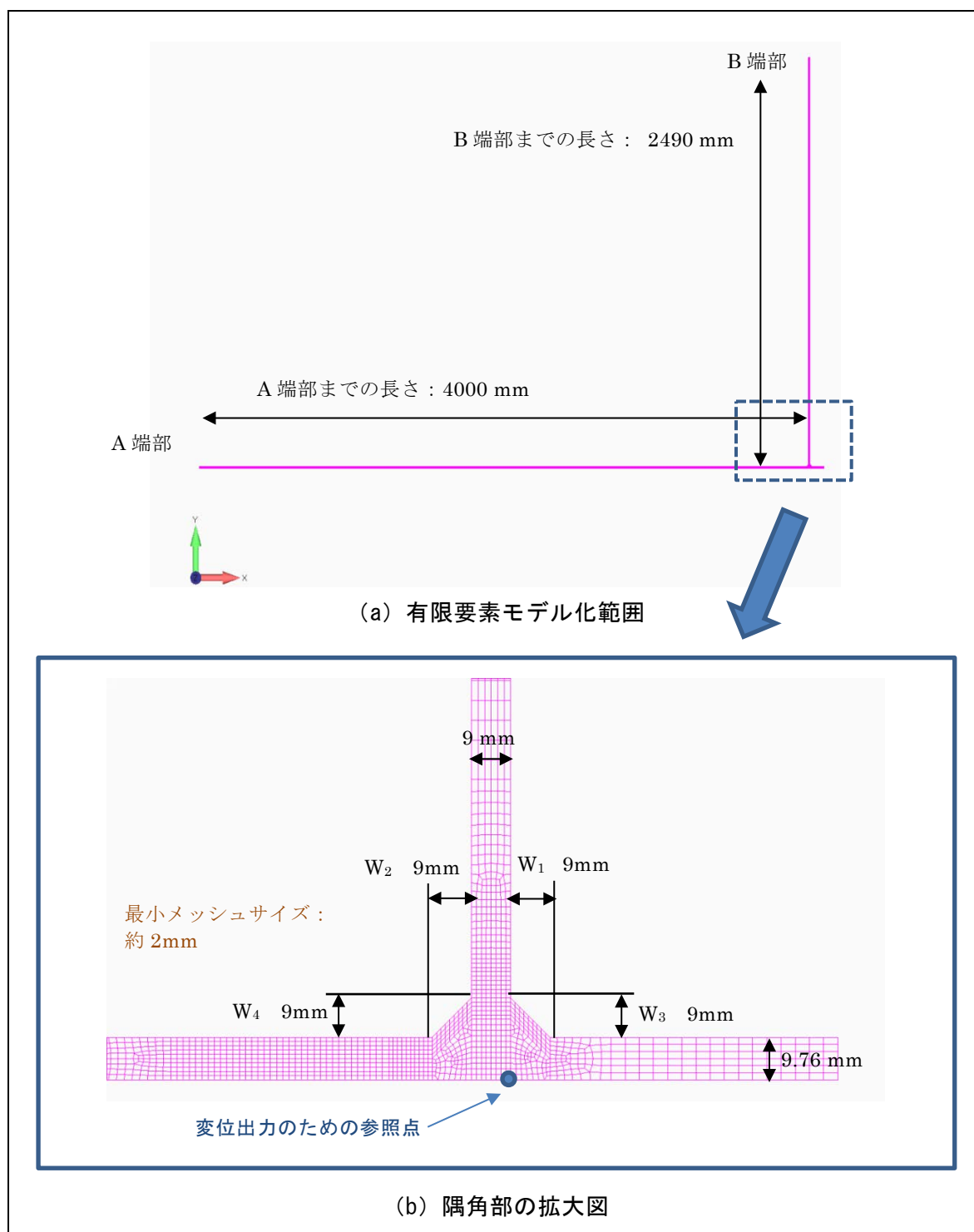


図 1.3.2 隅角部のモデル

(2) 解析条件

1.3.1で示した解析方法に従い、以下の条件で解析を行った。

荷重：B端部（円周上）に側板＋屋根の全重量（=510.9 kN）を負荷する。

液圧：アニュラ板に一様分布の静液圧（=0.101 N/mm²）を作用させた。

側板には高さに応じて液圧（静液圧）を作用させた。

強制変位：表1.3.2に示す各繰返しサイクルの浮き上がり変位を強制的に付与する。

繰返し回数：片側の浮き上がり回数の4回とする。

表1.3.2 繰返しサイクルにおける浮き上がり変位

サイクル No	浮き上がり変位 (mm)
1	8.5
2	63.2
3	17.7
4	10.1

(3) 材料モデル

1段から8段の側板と底板の材料はSS41であり、材料の物性値は表1.3.3に示すとおりである。また、塑性後の応力－ひずみ特性は2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2に提示される方法で作成したものを使用した（図1.3.3参照）。硬化則には移動硬化則を使用した。

表1.3.3 材料の物性値

材料の物性値		SS41
降伏強度 (N/mm ²)	Sy	245
引張強度 (N/mm ²)	Su	400
ポアソン比	ν	0.3
ヤング率 (N/mm ²)	E	205939.7

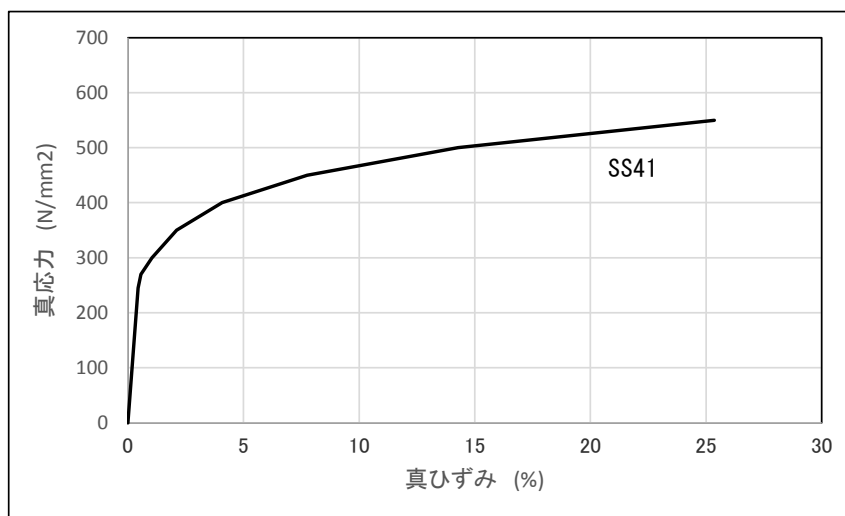


図 1.3.3 弾塑性解析入力用の応力－ひずみカーブ

1.3.2.2 広野地区の新法タンク No.3 の解析モデル

広野地区の新法タンク No.3（公称容量 50000 KL）の隅角部を対象として解析モデルを作成した。タンクの主な寸法と諸元を表 1.3.4 に示す。

表1.3.4 解析対象タンクの主な寸法と諸元

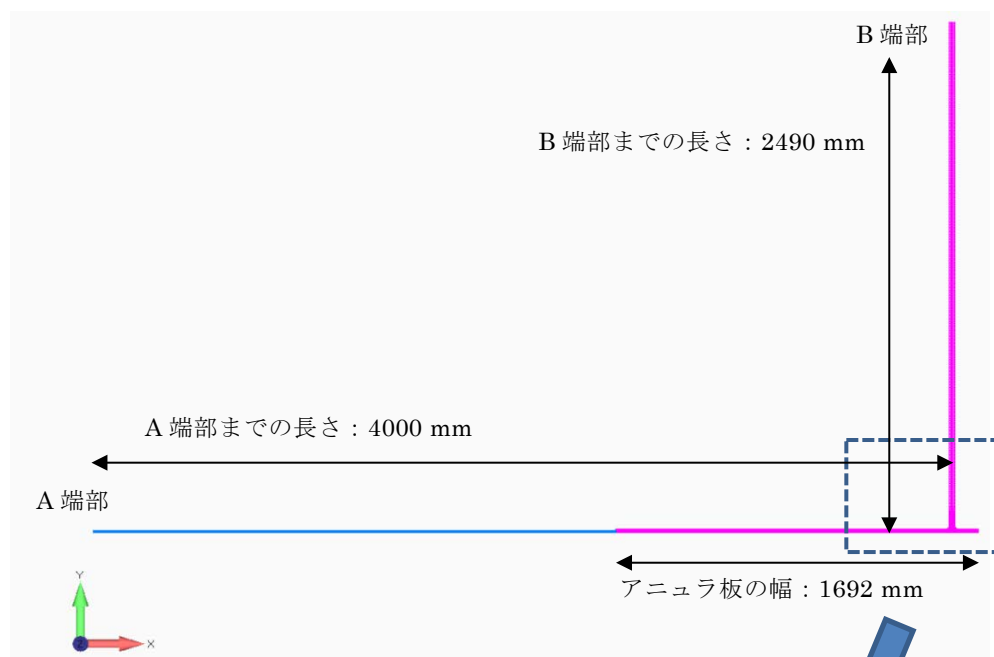
広野地区 新法タンクNo. 3									
許可容量	50000 KL	側板の板厚と材料							
タンク内径	61000 mm	1 段	26 mm	SPV50	6 段	10 mm	SPV50		
タンク高さ	21000 mm	2 段	23 mm	SPV50	7 段	10 mm	SPV50		
液面高さ	14562.35 mm	3 段	20 mm	SPV50	8 段	10 mm	SS41		
液比重	0.95	4 段	17 mm	SPV50	9 段	10 mm	SS41		
屋根形式	シングルデッキ	5 段	14 mm	SPV50	—	—	—		
	浮き屋根	アニュラ板の板厚と材料				18 mm	SPV50		
		底板の板厚と材料				12 mm	SS41		
隅角部隅肉溶接部脚長 (mm)		W1	12 mm	W2	14 mm	W3	10 mm	W4	10 mm

(1) モデル形状

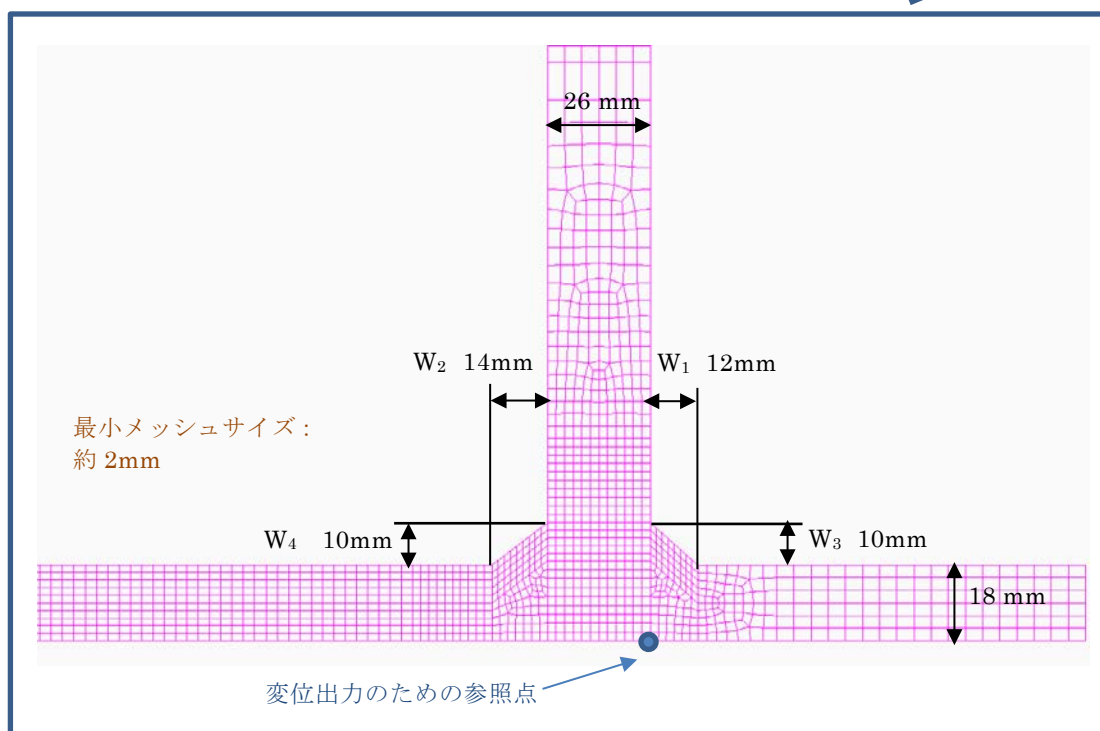
隅角部モデル化範囲を図 1.3.4 (a)、隅角部の一部の要素分割を図 1.3.4 (b) に示す。図 1.3.4 (a) の左端 A 端部の半径方向変位を拘束し、同図上端 B 端は強制変位を与える位置とした。隅角部溶接部近傍のメッシュ分割サイズは約 2mm とした。

なお、図に示した寸法はモデル上の A 端部と B 端部までの長さである。

地盤との接触部には非線形ばねを設置し、圧縮方向に 294N/cm^3 の力が生じるように設定した。



(a) 有限要素モデル化範囲



(b) 隅角部の拡大図

図 1.3.4 隅角部のモデル

(2) 解析条件

1.3.1 で示した解析方法に従い、以下の条件で解析を行った。

荷重：B 端部（円周上）に側板＋屋根の全重量（=11.09E+03 kN）を負荷する。

液圧：アニュラ板に一様分布の静液圧（=0.14 N/mm²）を作用させた。

側板には高さに応じて液圧（静液圧）を作用させた。

強制変位：表 1.3.5 に示す各繰返しサイクルの浮き上がり変位を強制的付与する。

繰返しサイクル：片側の浮き上がり回数の 2 回とする。

表 1.3.5 繰返しサイクルにおける浮き上がり変位

サイクルNo	浮き上がり変位 (mm)
1	45.0
2	25.5

(3) 材料モデル

1 段から 7 段までの側板の材料は SPV50、8 段と 9 段の側板の材料は SS41、アニュラ板の材料は SPV50、底板の材料は SS41 であり、それぞれの材料の物性値は表 1.3.6 に示すとおりである。また、塑性後の応力－ひずみ特性は 2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2 に提示される方法で作成したものを使用した（図 1.3.5 参照）。硬化則には移動硬化則を使用した。

表1.3.6 材料の物性値

材料の物性値		SPV50	SS41
降伏強度 (N/mm ²)	Sy	490	245
引張強度 (N/mm ²)	Su	610	400
ポアソン比	ν	0.3	0.3
ヤング率 (N/mm ²)	E	205939.7	205939.7

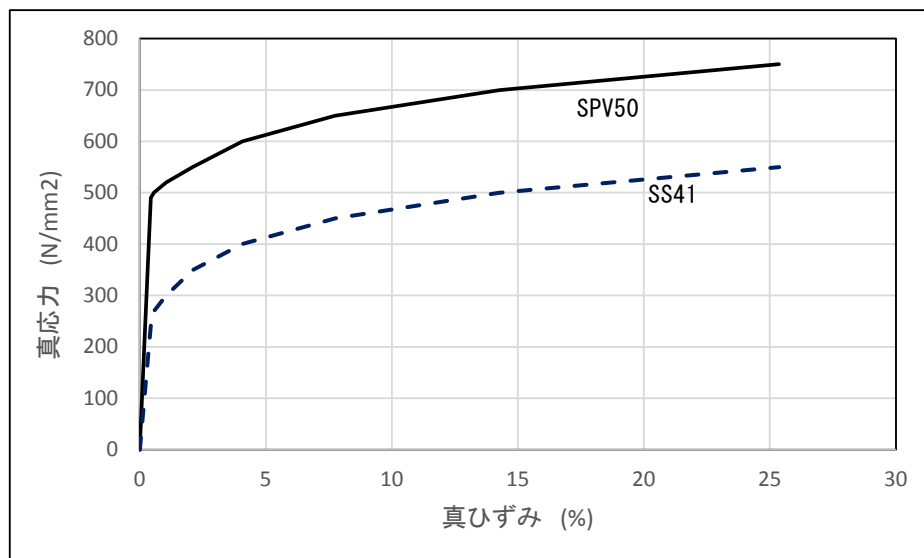


図1.3.5 弾塑性解析入力用の応力－ひずみカーブ

1.3.2 解析結果

1.3.2.1 仙台・塩釜地区の旧法タンクNo. 4の解析結果

各サイクルの参照点の浮き上がり変位とB端部に強制変位をかけた時の算定された軸方向の抵抗力（B端部の断面上節点力の合計値）の数値を表1.3.7に示す。また、その関係を線図で表示すると図1.3.6に示すとおりである。（変位出力参照点の位置：図1.3.2（b）参照）

表1.3.7 浮き上がり変位と抵抗力の関係

サイクル No.	浮き上がり 位置	抵抗力 (N)	浮き上がり変位 (mm)	
			参照点	B端
1	開始	0.00E+00	-0.54	-0.74
	最高	2.17E+06	8.71	8.50
	最低	1.49E+06	0.16	0.00
2	最高	3.24E+06	63.76	63.20
	最低	-3.81E+05	0.34	0.00
3	最高	2.01E+05	18.11	17.70
	最低	-3.81E+05	0.34	0.00
4	最高	1.61E+06	10.47	10.10
	最低	-3.81E+05	0.34	0.00

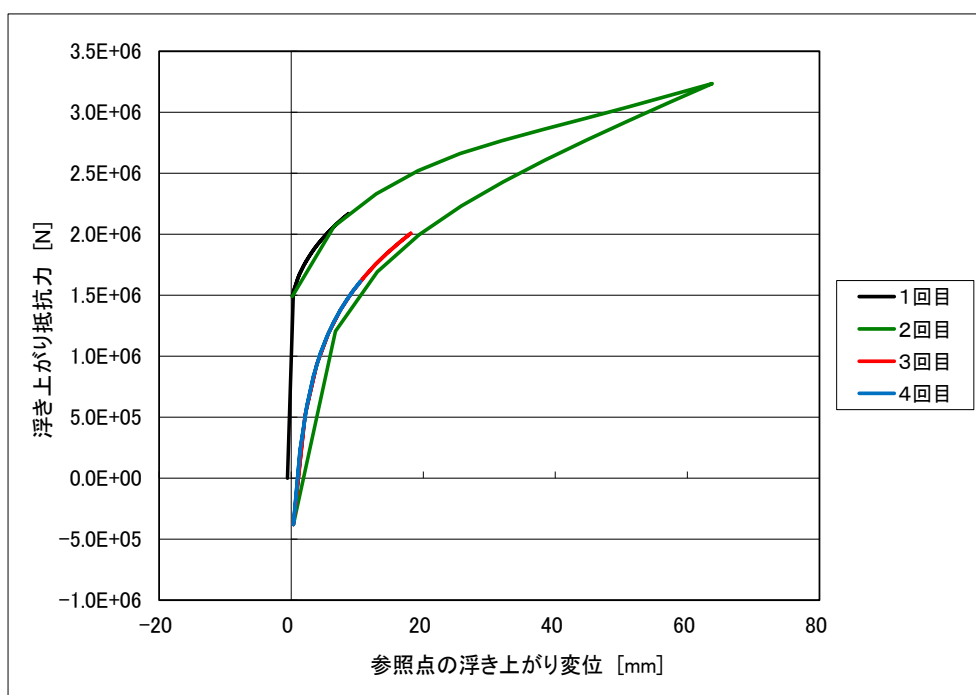


図1.3.6 浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

隅角部隅肉溶接部近傍の注目点（A点、B点とC点、3つの点の位置を図1.3.7に示す）に発生した全ひずみと全ひずみ振幅を表1.3.8に示す。A点は隅肉溶接部止端部で、B点はA点から2 mm内側のアニュラ板上の点（実タンクを想定した場合にひずみ計測が可能な最も側板に近い位置）であり、両点の半径方向全ひずみを ϵ_r とする。C点は側板内面の止端部であ

り、その軸方向ひずみを ε_z とする。また、全ひずみ振幅は $\Delta\varepsilon_r$ 等とする。4サイクルにおける各点の浮き上がり変位とひずみとの関係線図を、図1.3.8から図1.3.10に示す。

表1.3.8 各繰返しサイクルにおける隅角部隅肉溶接部のひずみとひずみ振幅

サイクル No.	浮き上がり 位置	ひずみ (%)			ひずみ振幅 (%)		
		A点	B点	C点	A点	B点	C点
		ε_r	ε_r	ε_z	$\Delta\varepsilon_r$	$\Delta\varepsilon_r$	$\Delta\varepsilon_z$
1	開始	0.04	0.02	0.05	0.16	0.08	0.11
	最高	0.20	0.10	0.16			
	最低	0.07	0.02	0.06			
2	最高	0.71	0.42	1.08	0.64	0.32	0.66
	最低	0.08	0.10	0.42			
3	最高	0.29	0.24	0.66	0.22	0.14	0.24
	最低	0.08	0.10	0.42			
4	最高	0.22	0.19	0.58	0.15	0.09	0.16
	最低	0.08	0.10	0.42			

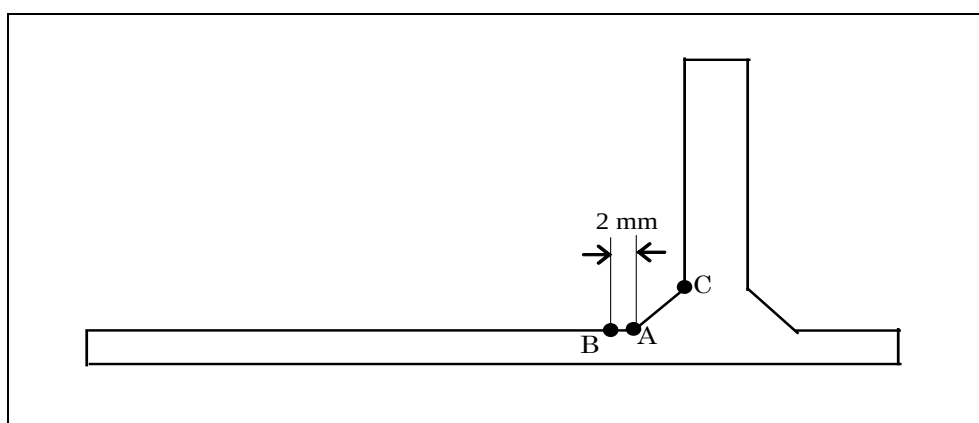


図1.3.7 ひずみ評価位置

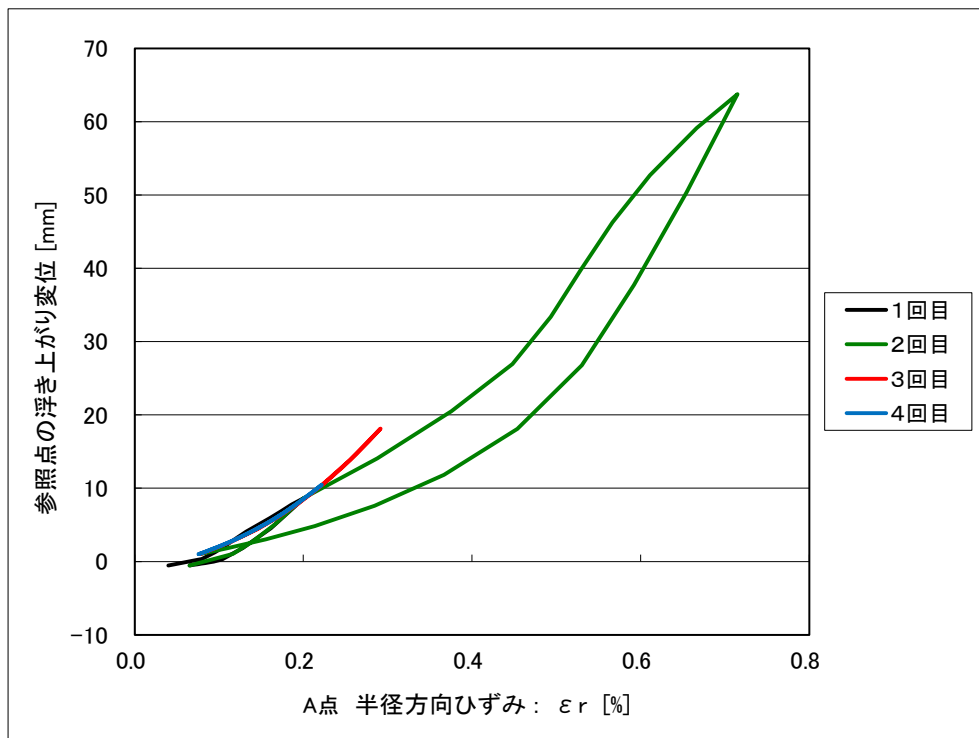


図1.3.8 浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

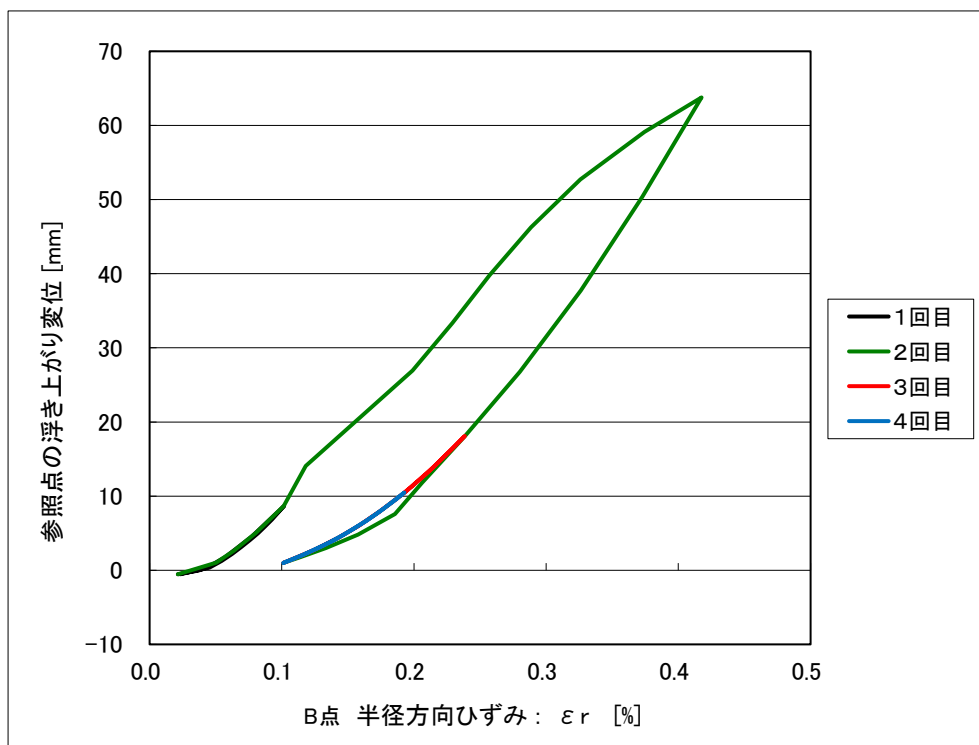


図1.3.9 浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

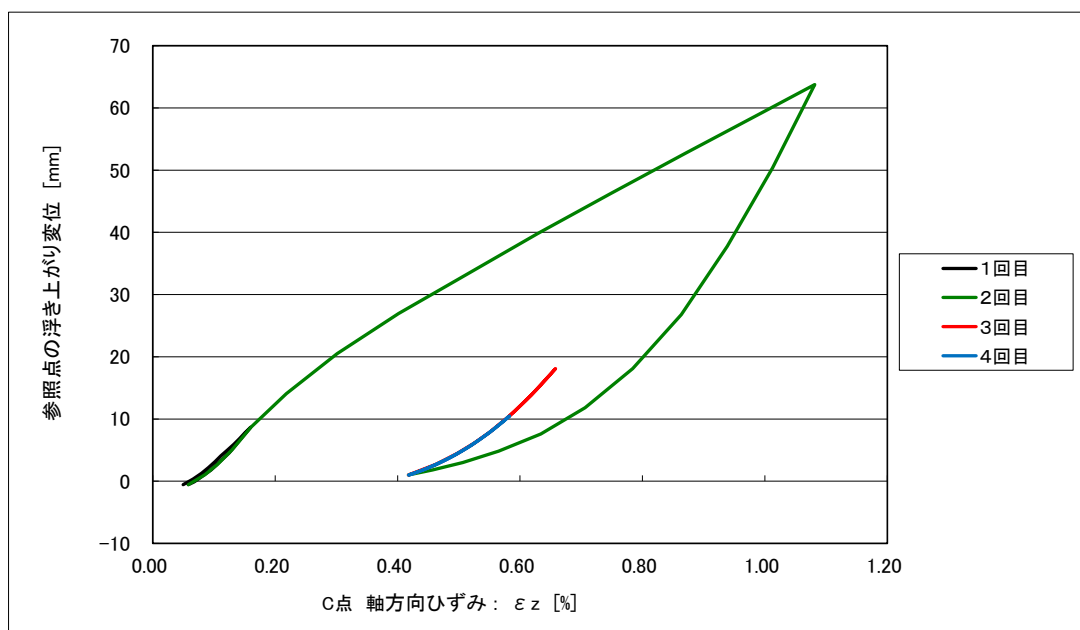


図1.3.10 浮き上がり変位とC点に発生した軸方向ひずみの関係

浮き上がり変位が6.3 cmとなるサイクル2回目の浮き上がり時における隅角部の変形及び塑性ひずみ分布図を図1.3.11から図1.3.13に示す。

図1.3.13に示す軸方向のひずみ成分の分布図より、浮き上がり挙動によって隅角部が曲げられ、隅角部の溶接部の止端部（C点）に最も大きなひずみが発生することを確認できた。この表面上のひずみは局所的なものであり、全断面での平均値は小さいと推察される。



図1.3.11 変形図（サイクル2回目、最大浮き上がり変位：6.3cm）

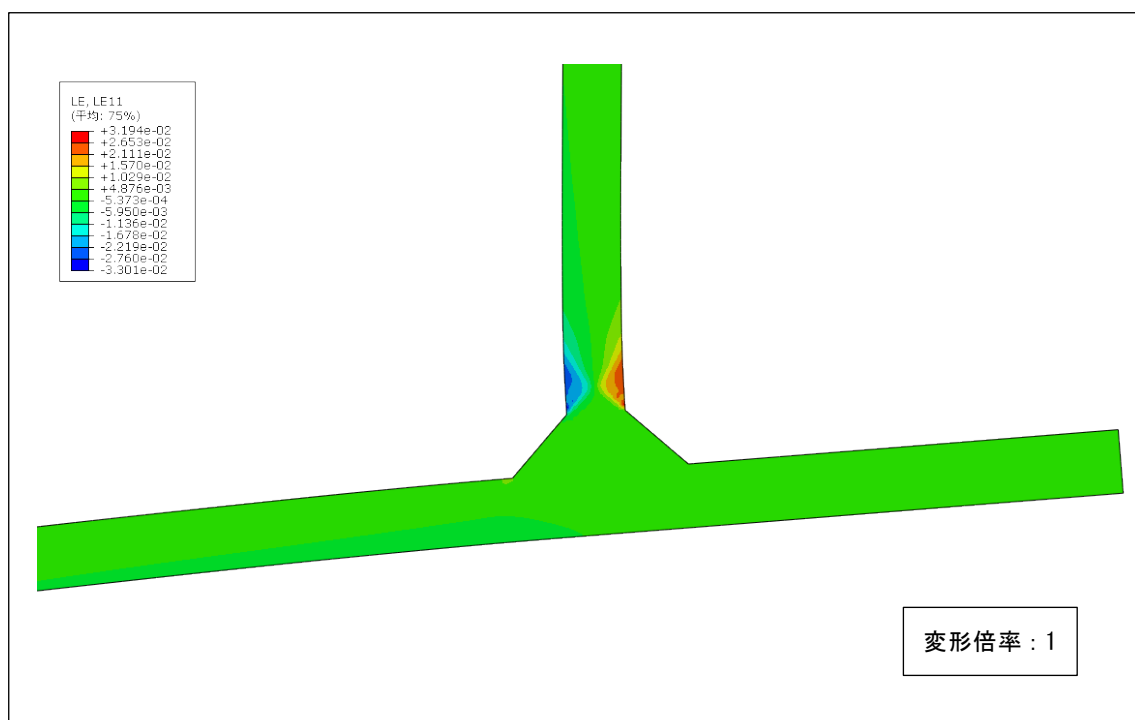


図1.3.12 隅角部の半径方向ひずみ成分の分布図
(サイクル2回目、最大浮き上がり変位 : 6.3cm)

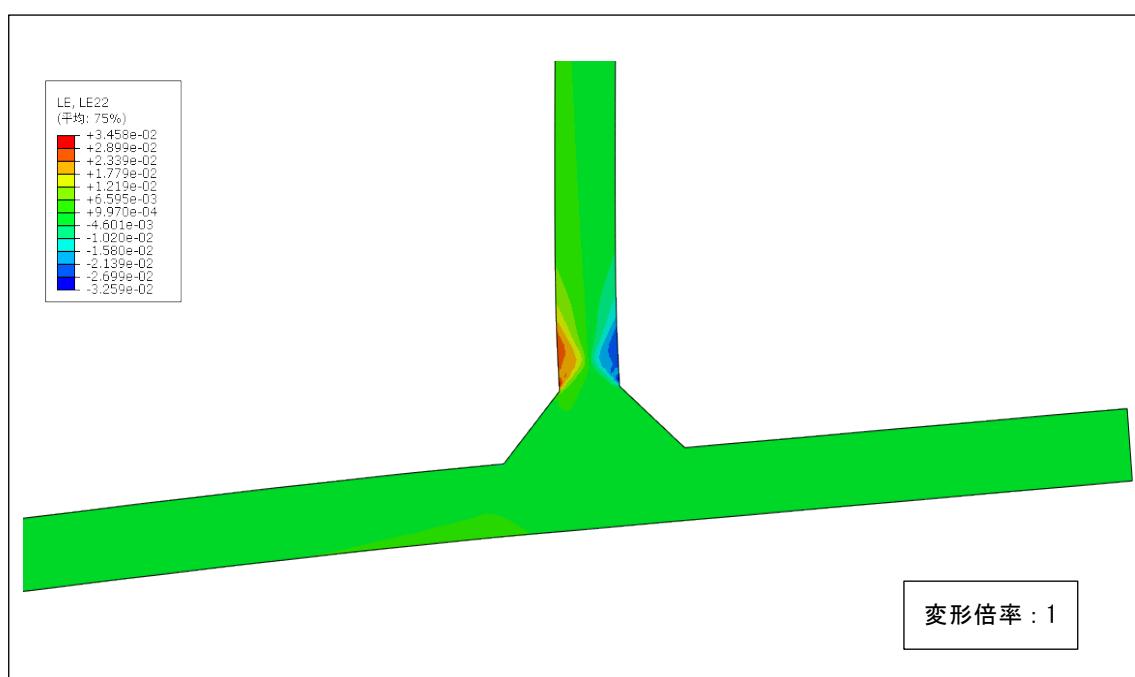


図1.3.13 隅角部の軸方向ひずみ成分の分布図
(サイクル2回目、最大浮き上がり変位 : 6.3cm)

1.3.2.1 広野地区の新法タンクNo. 3の解析結果

各サイクルの参照点の浮き上がり変位とB端部に強制変位をかけた時の算定された軸方向の抵抗力（B端部の断面上節点力の合計値）の数値を表1.3.9に示す。また、その関係を線図で表示すると図1.3.14に示すとおりである（変位出力参照点の位置：図1.3.4（b）参照）。

表1.3.9 浮き上がり変位と抵抗力の関係

サイクル No.	浮き上がり 位置	抵抗力 (N)	浮き上がり変位 (mm)	
			参照点	B端
1	開始	0.0E+00	-1.8	-2.2
	最高	3.5E+07	45.4	45.0
	最低	0.0E+00	-1.8	-2.2
2	最高	3.2E+07	25.9	25.5
	最低	0.0E+00	-1.8	-2.2

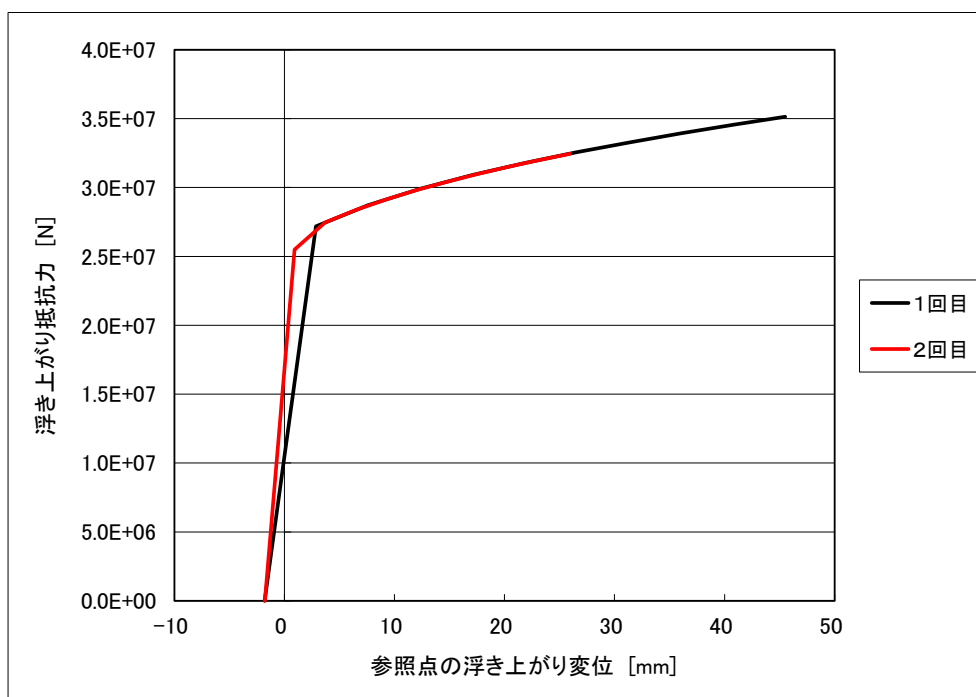


図1.3.14 浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

隅角部隅肉溶接部近傍の注目点（A点、B点とC点、3つの点の位置を図1.3.15に示す）に発生した全ひずみと全ひずみ振幅を表1.3.10に示す。A点は隅肉溶接部止端部で、B点はA点から2 mm内側のアニュラ板上の点（実タンクを想定した場合にひずみ計測が可能な最も側板に近い位置）であり、両点の半径方向全ひずみを ϵ_r とする。C点は側板内面の止端部であり、その軸方向ひずみを ϵ_z とする。また、全ひずみ振幅は $\Delta\epsilon_r$ 等とする。2サイクルにおける各点の浮き上がり変位とひずみとの関係線図を図1.3.16から図1.3.18に示す。

表1.3.10 各繰返しサイクルにおける隅角部隅肉溶接部のひずみとひずみ振幅

サイクル No.	浮き上がり 位置	ひずみ (%)			ひずみ振幅 (%)		
		A点	B点	C点	A点	B点	C点
		ε_r	ε_r	ε_z	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_z$
1	開始	0.15	0.11	0.09	0.53	0.24	0.14
	最高	0.68	0.35	0.23			
	最低	0.38	0.12	0.09			
2	最高	0.60	0.28	0.18	0.22	0.16	0.09
	最低	0.37	0.12	0.09			

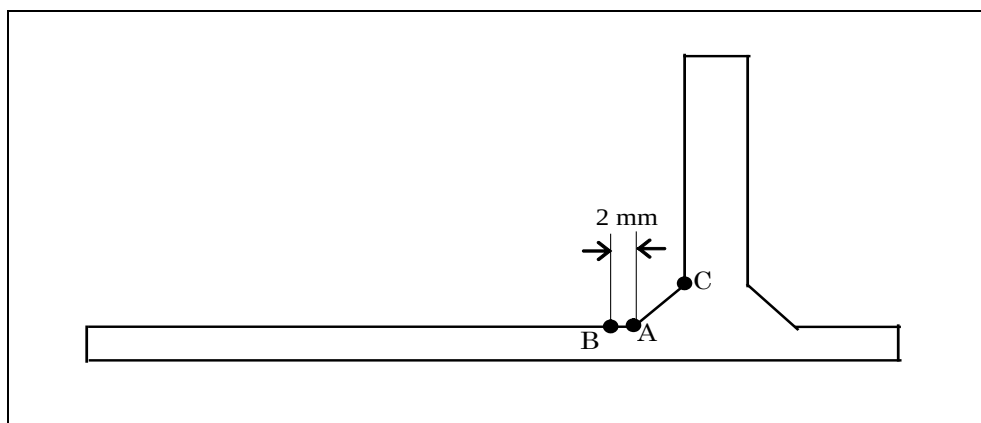


図1.3.15 ひずみ評価位置

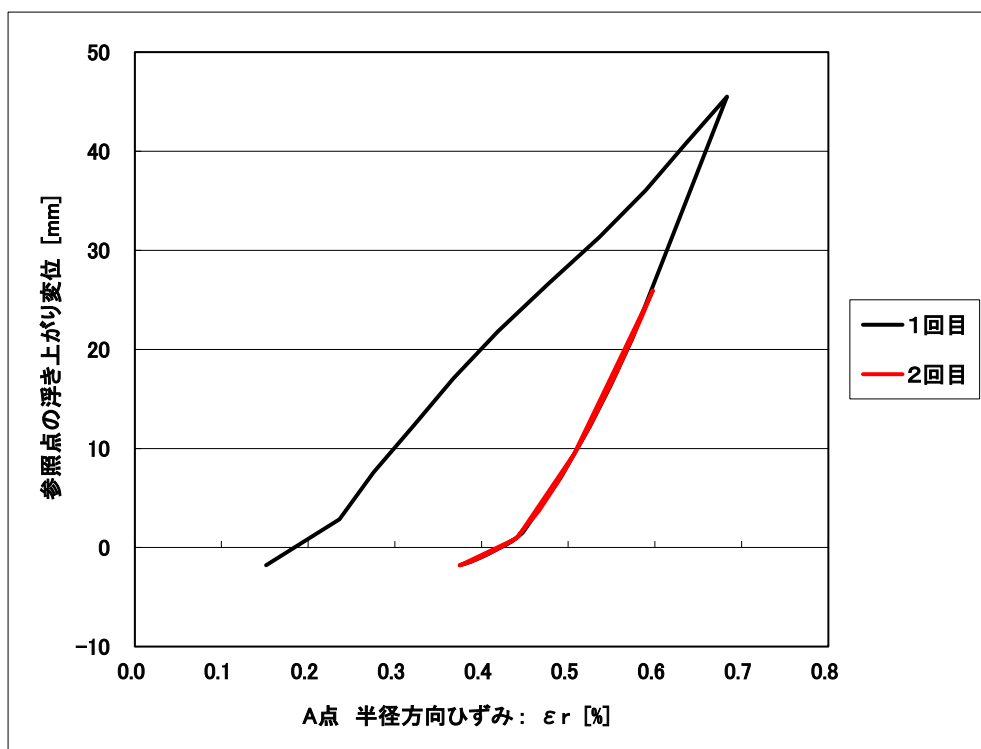


図1.3.16 浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

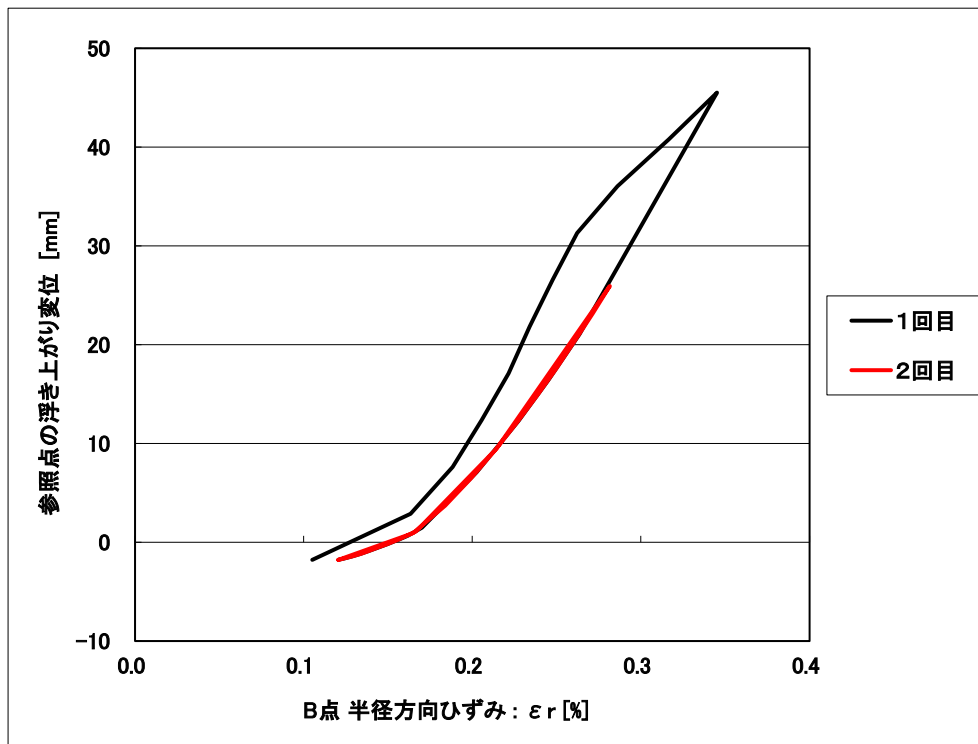


図1.3.17 浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

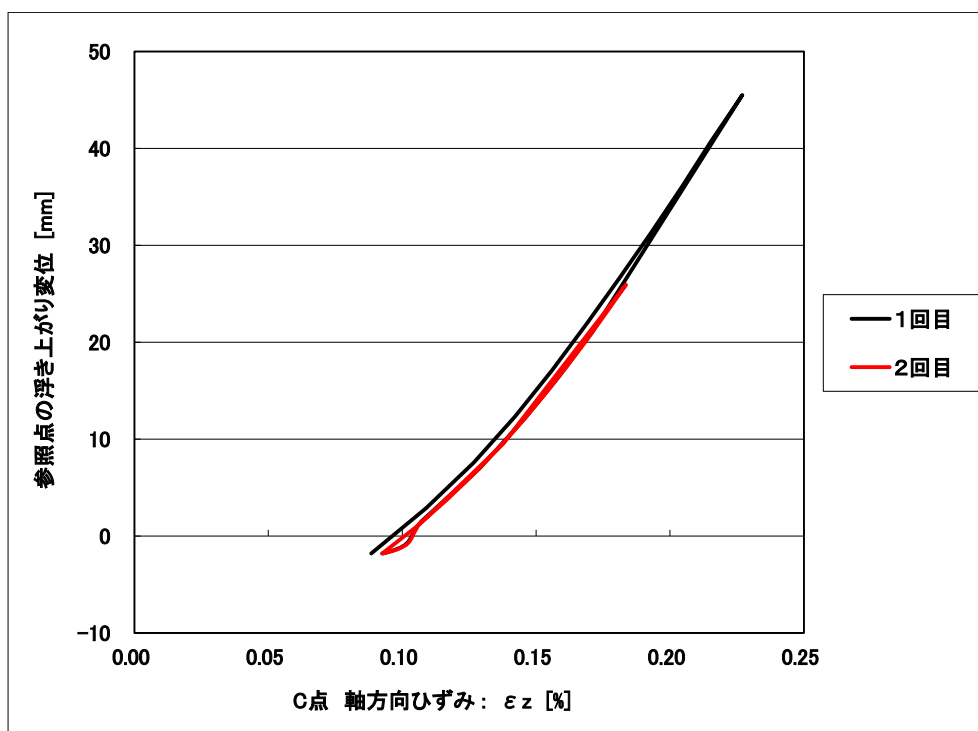


図1.3.18 浮き上がり変位とC点に発生した軸方向ひずみの関係

浮き上がり変位が4.5 cmとなるサイクル1回目の浮き上がり時における隅角部の変形及び塑性ひずみ分布図を図1.3.19及び図1.3.20に示す。

図1.3.20に示す半径方向のひずみ成分の分布図より、浮き上がり挙動によって、隅角部が曲げられ、隅角部の溶接部の止端部（A点）に最も大きなひずみが発生することを確認できた。この表面上のひずみは局部的なものであり、全断面での平均値は小さいと推察される。

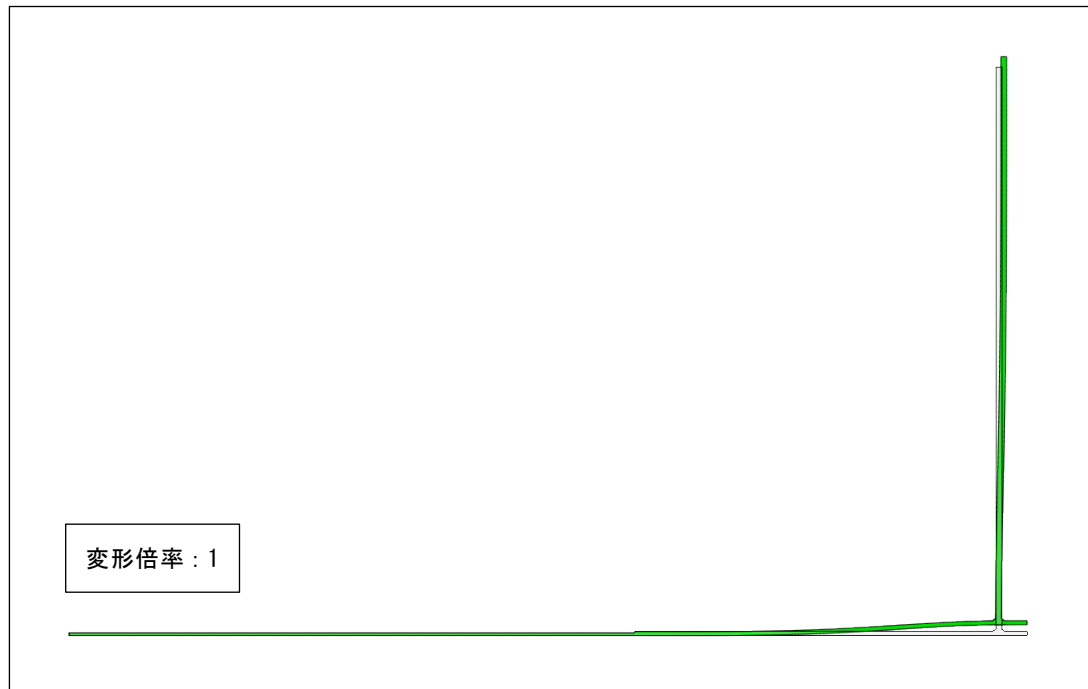


図1.3.19 浮き上がり時の隅角部の変形図
(サイクル1回目、最大浮き上がり変位 : 4.5cm)

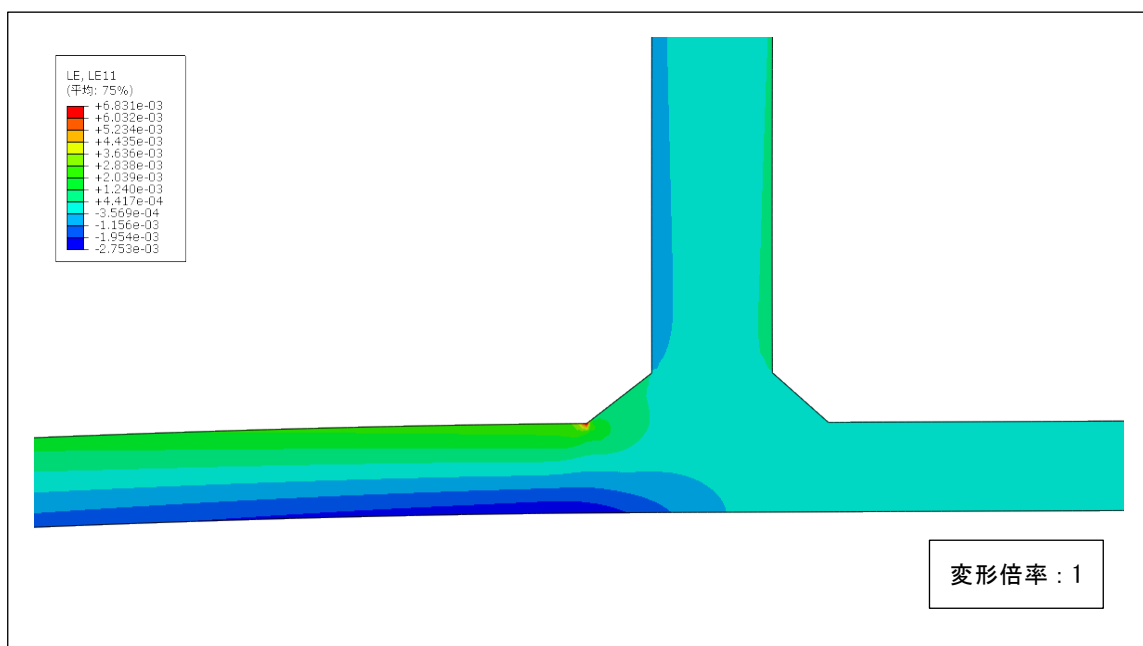


図1.3.20 隅角部の半径方向ひずみ成分分布図
(サイクル1回目、最大浮き上がり変位 : 4.5cm)

1.3.3 低サイクル疲労評価

地震時の浮き上がりに対する隅角部挙動は、低サイクル疲労である。飯田※は、溶接構造用鋼、高張力鋼、一般構造用鋼などの10種の鋼をひずみ制御疲労試験を実施し、き裂発生寿命 N_c をひずみ振幅 $\Delta\varepsilon$ に対して整理し、次式で最適疲労曲線を表した。

$$\frac{\Delta\varepsilon}{2} = 0.415 N_c^{-0.606} + 0.00412 N_c^{-0.115} \quad (1.3.1)$$

上式を図示すると図 1.3.21 になる。

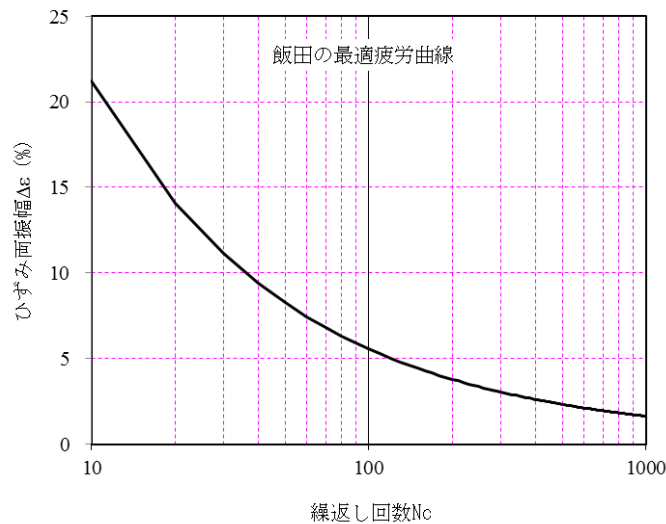


図 1.3.21 飯田の最適疲労曲線

マイナー則では、次式の疲労損傷度 $D=1.0$ のときを疲労寿命としており、式 (1.3.2) により隅角部の疲労損傷度の評価を実施した。

$$D = \frac{n(\Delta\varepsilon_1)}{N_c(\Delta\varepsilon_1)} + \frac{n(\Delta\varepsilon_2)}{N_c(\Delta\varepsilon_2)} + \frac{n(\Delta\varepsilon_3)}{N_c(\Delta\varepsilon_3)} + \dots < 1.0 \quad (1.3.2)$$

ただし、 D : 疲労損傷度

$\Delta\varepsilon_i$: ひずみ振幅

$n(\Delta\varepsilon_i)$: ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_i$ の繰返し回数

$N_c(\Delta\varepsilon_i)$: ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_i$ の疲労寿命

※ 文献：日本材料学会編、疲労設計便覧、養賢堂、pp.135-136、1995年。

1.3.3.1 仙台・塩釜地区の旧法タンクNo.4の疲労度損傷評価

仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の浮き上がりの回数は最大の浮上り変位が算出された側の4回を使用し、この条件で疲労損傷度 D を算定した。

表 1.3.8 に示した隅角部溶接止端部の A と B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅に対する、飯田の最適疲労曲線式 (1.3.1) で求めた疲労寿命 N_c を表 1.3.11 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 6.3 cm となる再現地震波形に対し、当該タンクは隅角部の疲労損傷に

全く問題はない結果（疲労損傷度 $D < 1.0$ ）となった。

表 1.3.11 仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4 の隅角部の疲労損傷度評価結果

サイクル No.	浮き上がり 変位 δ_i (mm)	A 点			B 点		
		ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し 回数 N_c	疲労損傷度 D	ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し 回数 N_c	疲労損傷度 D
1	24.4	0.16	500000	0.000002	0.11	500000	0.000002
2	33.8	0.64	8365	0.000120	0.66	7722	0.000130
3	38.8	0.22	403500	0.000002	0.24	259100	0.000004
4	63.2	0.15	500000	0.000002	0.16	500000	0.000002
			合計	0.000126			
					合計		0.000137

表 1.3.11 に示す許容繰り返し回数を用いて、以下のように A 点と B 点の疲労損傷度 D（合計）を計算した。

A 点：

$$D = \sum_{i=1}^4 \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{500000} + \frac{1}{8365} + \frac{1}{403500} + \frac{1}{500000} = 0.000126$$

B 点：

$$D = \sum_{i=1}^4 \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{500000} + \frac{1}{7722} + \frac{1}{259100} + \frac{1}{500000} = 0.000137$$

1.3.3.2 広野地区の新法タンク No. 3 の疲労度損傷評価

広野地区の新法タンク No.3 の浮き上がりの回数は最大の浮上り変位が算出された側の 2 回を使用し、この条件で疲労損傷度 D を算定した。

表 1.3.10 に示した A と B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅に対する、飯田の最適疲労曲線式（1.3.1）で求めた疲労寿命 N_c を表 1.3.12 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 4.5 cm となる再現地震波形に対し、当該タンクは隅角部の疲労損傷に全く問題はない結果（疲労損傷度 $D < 1.0$ ）となった。

表 1.3.12 広野地区の新法タンク No. 3 の隅角部の疲労損傷度評価結果

サイクル No.	浮き上がり 変位 δ_i (mm)	A 点			B 点		
		ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し 回数 N_c	疲労損傷度 D	ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し 回数 N_c	疲労損傷度 D
1	45.0	0.53	13989	0.000071	0.24	259100	0.000004
2	25.5	0.22	403500	0.000002	0.16	500000	0.000002
			合計	0.000074			
					合計		0.000006

表 1.3.12 に示す許容繰返し回数を用いて、以下のように A 点と B 点の疲労.損傷度 D (合計) を計算した。

A 点：

$$D = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{13989} + \frac{1}{403500} = 0.000074$$

B 点：

$$D = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{259100} + \frac{1}{500000} = 0.000006$$

1.4 3次元シェルモデルによる側板の座屈強度評価解析

質点系非線形ばねモデルの浮き上がり解析結果によって、以下の浮き上がりが発生した2基のタンクを選定し、3次元シェル要素モデルによる弾性大変形解析を実施し、最大浮き上がり変位になるときの沈み込み側の側板下端に発生した最大軸方向圧縮応力を求めた(通常は側板の最下端付近が最大となる)。側板の限界座屈応力との比較により側板の地震時の座屈強度評価を行った。

- (1) 仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 (2272 KL)
(算定された最大浮き上がり変位：6.3 cm)
- (2) 広野地区の新法タンク No.3 (50000 KL)
(算定された最大浮き上がり変位：4.5 cm)

1.4.1 動液圧の算定

3次元シェル要素モデルによる浮き上がり挙動を再現するため、荷重とする側板と底板に作用する動液圧の算定が必要となる。動液圧の入力地震動は、地震動レベル1の設計水平震度 Kh_1 を基準として、消防法により規定された以下の算出式で求めた動液圧を静的に作用させた。算出した動液圧は、1/2モデルの対称境界面を最大／最小として、側板と底板の周方向に余弦分布させてモデルに入力した。

水平方向地震動による側板部作用する液圧は、次式で表される。

$$Ph = Ph_0 + Ph_1 \quad (1.4.1)$$

Ph は、底部からの高さ Z における側板部に作用する動液圧 (MPa) である。

Ph_0 及び Ph_1 は 次式のとおり。

$$Ph_0 = \frac{9.80665\rho H}{1000} \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{0i} \left(\frac{Z}{H} \right)^i \right\} Kh_1 / \nu_3 \quad (1.4.2)$$

$$Ph_1 = \frac{9.80665\rho H}{1000} \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{1i} \left(\frac{Z}{H} \right)^i \right\} \left(1 - \frac{1}{\nu_3} \right) Kh_1 \quad (1.4.3)$$

ここで、 ρ は貯蔵液の比重、 H は最高液面高さ (m)、 ν_3 は特定屋外貯蔵タンクの固有周期を考慮した応答倍率 (－)、 C_{0i} と C_{1i} は特定屋外貯蔵タンクの最高液面高さと直径との比により、求めた係数である (参考資料4参照)。

算定された2基の対象タンクの動液圧を参考資料4に示す。

1.4.2 解析ステップ

3次元シェル要素モデルによる浮き上がり解析ステップを、次のように2段階に分けて実施した。

- (1) ステップ 1

通常時荷重 (静液圧)

(2) ステップ 2

地震時荷重（静液圧＋動液圧）

静液圧負荷状態から、動液圧を段階的に付与した。

質点系モデルに算定された最大浮き上がり変位となったときに側板に発生する応力を確認した。

1.4.3 解析モデル

タンクの浮き上がり側及び沈み込み側に着目するため、2基のタンクの3次元シェルモデルを作成した。タンク形状は1/2部分であるが、その切断面には対称条件を設定した。底板は形状として全面作成しているが、タンク半径の70%の位置からの底板の一部を剛体要素でモデル化し、中心の参照点と連動させている。

タンク側板上端のトップアングルのみモデル上には含まれている。上端拘束条件はフリーとした。底板およびアニュラ板と基礎との接触・離間を考慮するため、軸方向の圧縮のみに 294N/cm^3 の力が生じるようなばね要素を設定した。

1.4.3.1 仙台・塩釜地区の旧法タンクNo. 4の解析モデル

仙台・塩釜地区の旧法タンクNo.4の解析モデルを図1.4.1に示す。このタンクの主な寸法と諸元は表1.3.1に示しているとおりである。

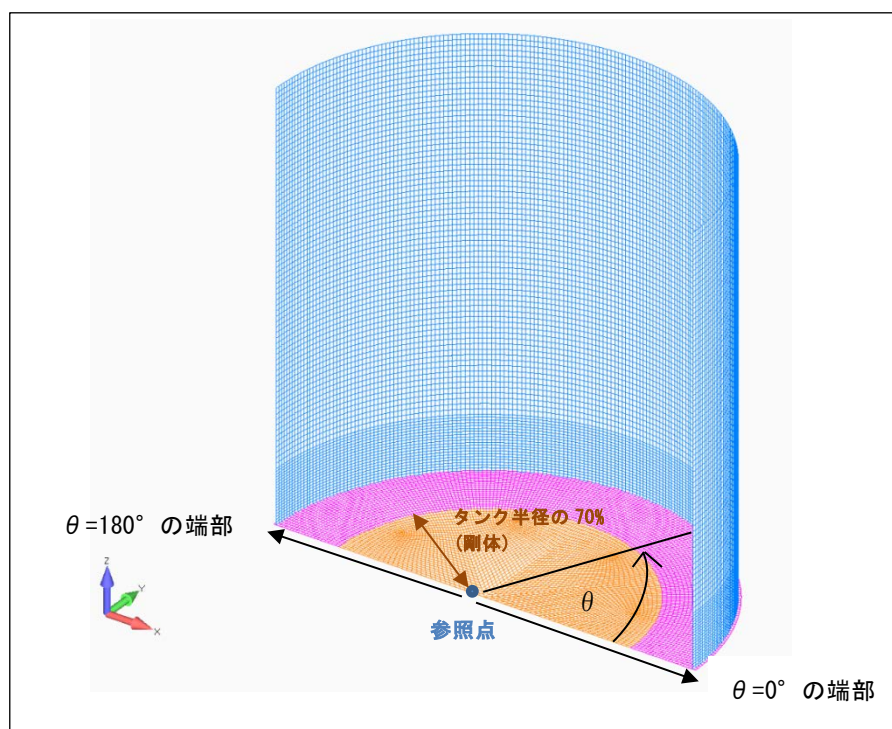


図1.4.1 仙台・塩釜地区の旧法タンクNo. 4の解析モデル

側板と付属物の重量分（合計：511 kN）は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）した。アニュラ板と底板の自重もモデル上考慮した。

全部の材料の物性値は表1.3.3に示すとおりである。

1.4.3.2 広野地区の新法タンクNo. 3の解析モデル

広野地区の新法タンクNo.3の解析モデルを図1.4.2に示す。このタンクの主な寸法と諸元は表1.3.4に示すとおりである。

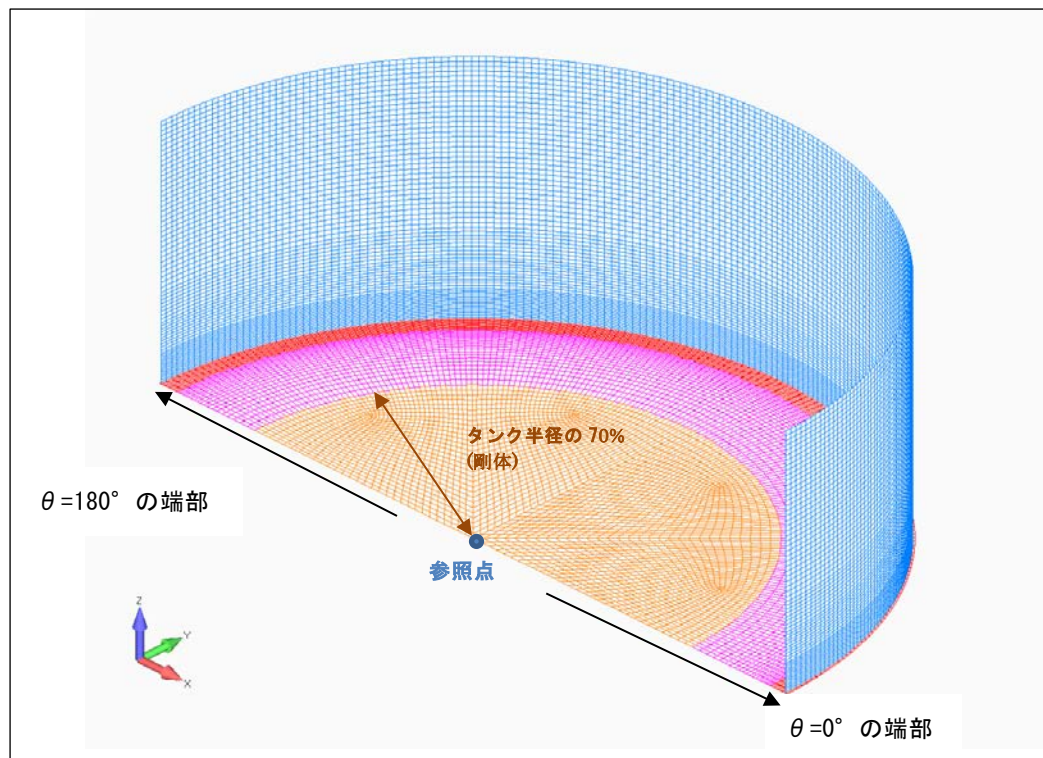


図1.4.2 広野地区の新法タンクNo. 3の3次元シェルモデル

側板と付属物の重量分（合計：11.09E+03 kN）は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）した。アニュラ板と底板の自重もモデル上考慮した。

全部の材料の物性値は表1.3.6に示すとおりである。

1.4.4 解析結果

1.4.4.1 仙台・塩釜地区の旧法タンクNo. 4の解析結果

以下に仙台・塩釜地区の旧法タンクNo.4の最大浮き上がり変位6.3 cmまでの解析結果を示す。

設計震度 Kh_1 をパラメータとして、動液圧を0から55.3 %まで増加させた時の側板最下端の浮き上がり変位（軸方向）浮き上がり範囲（半径方向）及び浮き上がり角度（円周方向）を表1.4.1に示す。側板下端部の円周方向角度に対応する軸方向変位を図1.4.3に示す。最大浮き上がり変位が6.3 cmのとき、逆側の最大沈み込み変位は僅か0.2 cmとなった。

側板最下端に発生した軸方向応力（沈み込み側）を表1.4.2に示す。沈み込み側の軸方向膜応力と側板の高さの関係を図1.4.4に示す。沈み込み側の円周方向膜応力と側板の高さの関係を図1.4.5に示す。

最大浮き上がり変位6.3 cmに達した時のタンクモデルの変形図を図1.4.6、浮き上がり変位、浮き上がり範囲及び浮き上がり角度を示す平面上の分布図を図1.4.7、相当応力の分布図を図1.4.8に示す。

表1.4.1 側板最下端の浮き上がり変位及び浮き上がり範囲

動液圧 (%)	浮き上がり変位 (mm)	浮き上がり範囲 (mm)	浮き上がり角度 (度)
0	-0.5	-	-
10	-0.2	-	-
20	0.1	130.7	69.2
30	4.7	348.1	149.2
40	19.0	546.9	182.6
50	45.4	742.7	202.7
55.3	63.2	844.6	210.1

(注) 動液圧率(100%)のとき

最大動液圧 : $P_h = 0.02 \text{ N/mm}^2$

最大動液圧と最大静液圧の比 : $P_h/P_0 = 0.2$

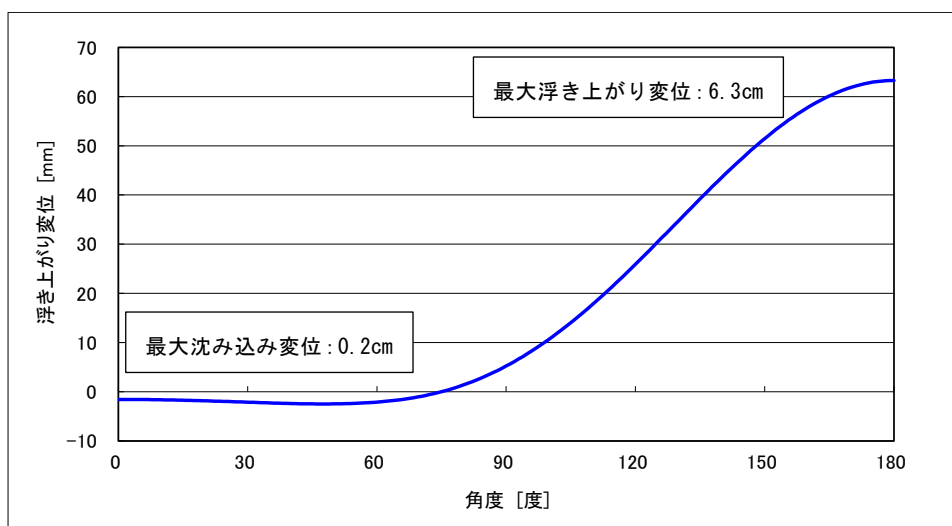
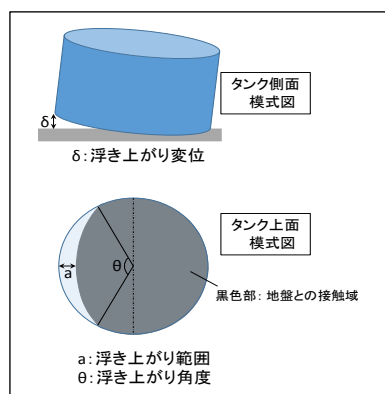


図1.4.3 側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

表1.4.2 側板最下端に発生した軸方向応力

動液圧 (%)	浮き上がり変位 (mm)	側板最下端 軸方向応力 (N/mm ²)	
		沈み込み側	
		膜応力	内表面応力
0	-0.5	-1.3	60.4
10	-0.2	-3.0	56.4
20	0.1	-4.7	52.4
30	4.7	-6.1	49.5
40	19.0	-6.9	48.2
50	45.4	-7.4	47.0
55.3	63.2	-7.8	45.7

(注) 動液圧率(100%)のとき

最大動液圧 : $P_h=0.02 \text{ N/mm}^2$

最大動液圧と最大静液圧の比 : $P_h/P_0=0.2$

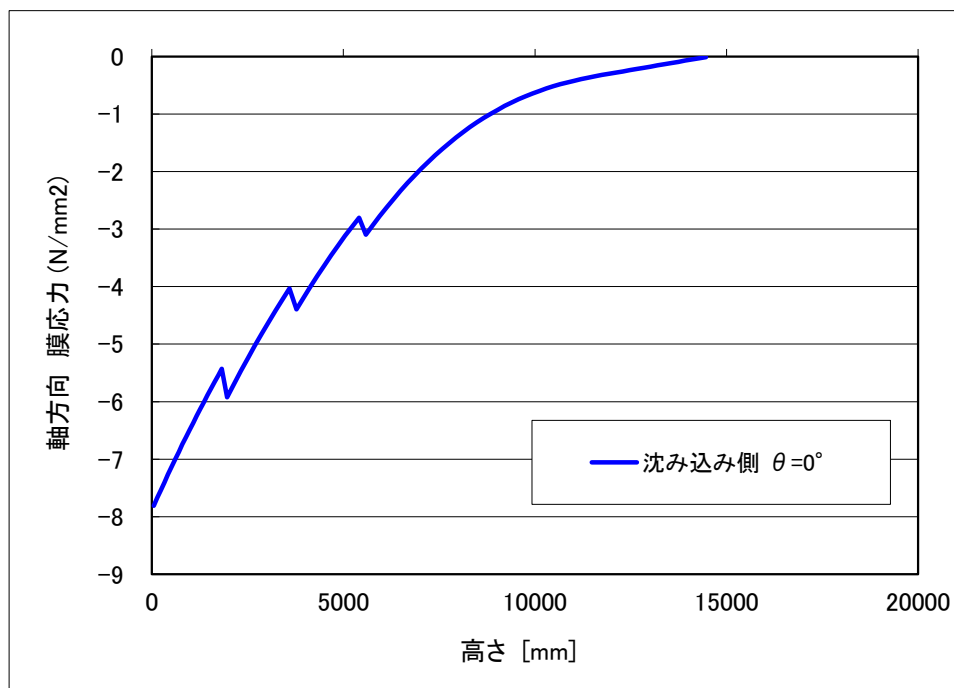


図1.4.4 側板に発生した軸方向の膜応力と側板高さの関係

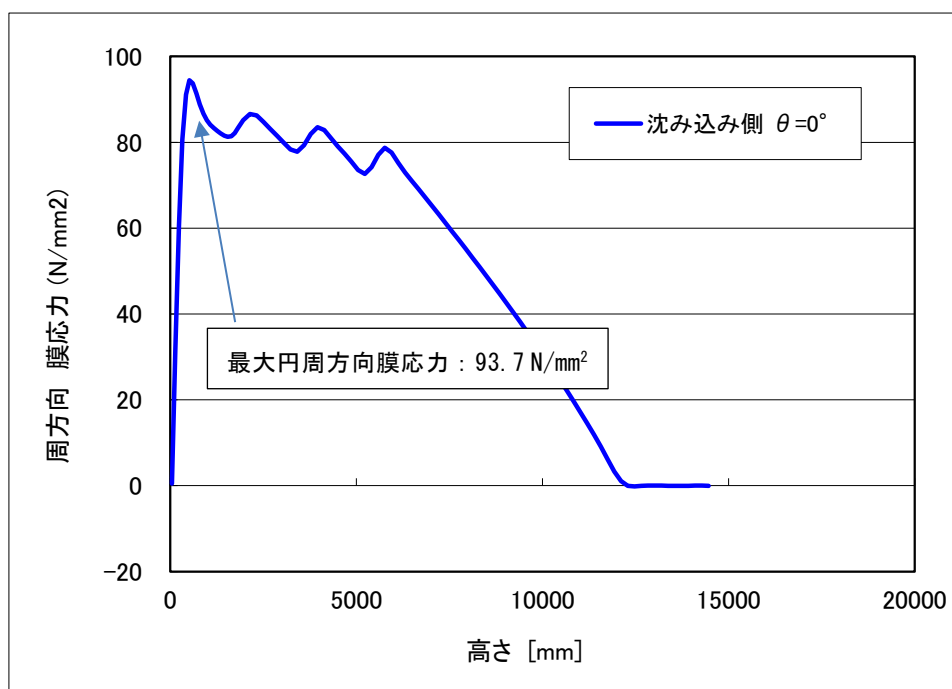


図1.4.5 側板に発生した円周方向の膜応力と側板高さの関係

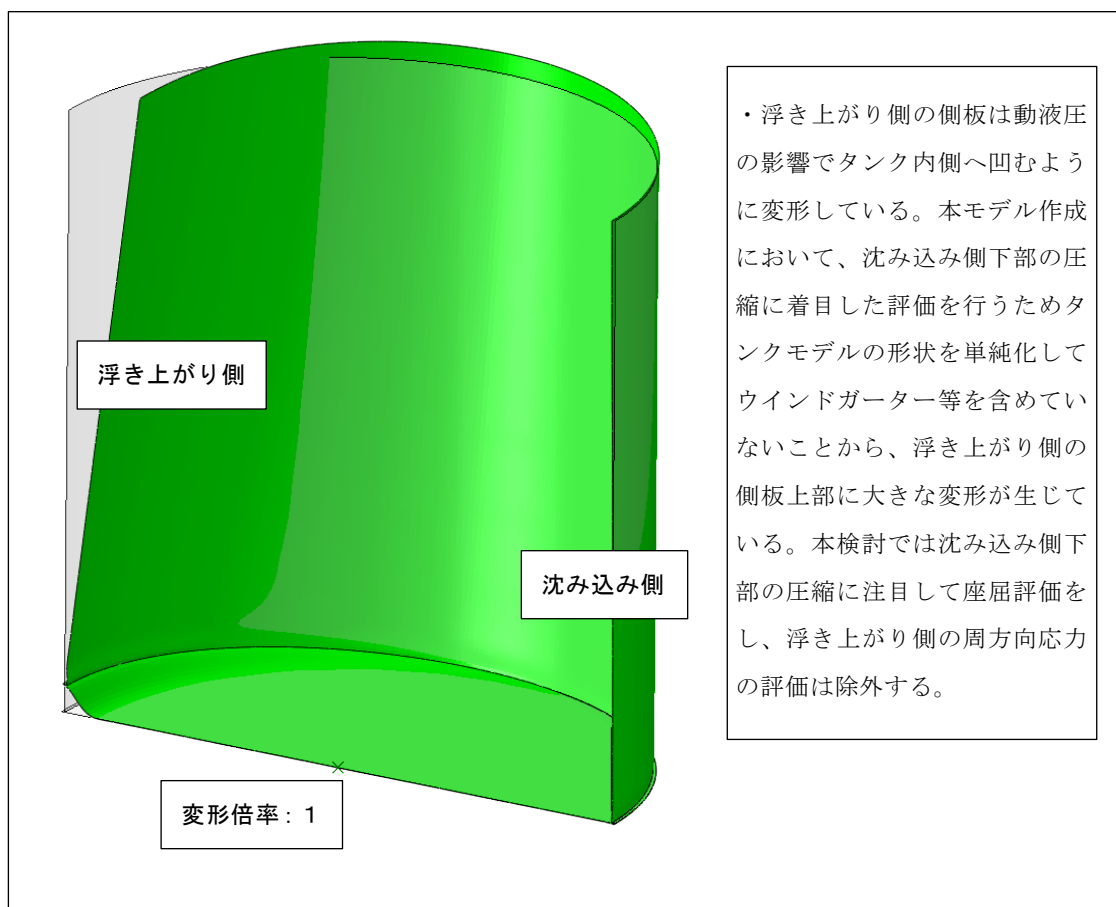


図1.4.6 変形図（最大浮き上がり変位：6.3cm）

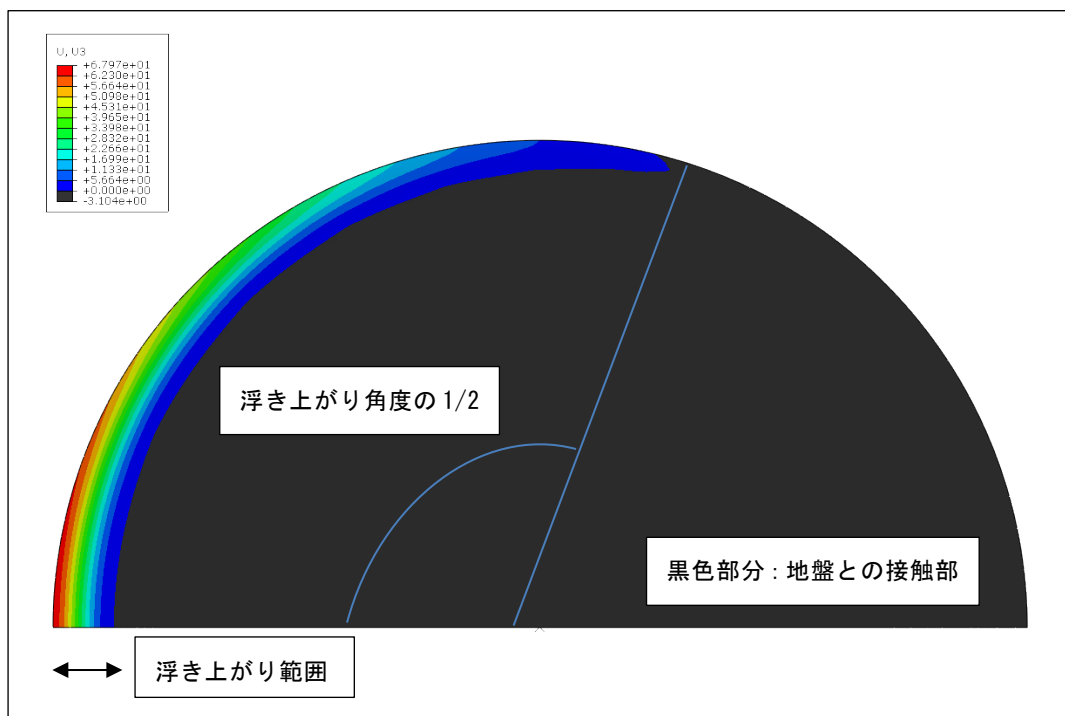


図1.4.7 浮き上がり変位の分布図（最大浮き上がり変位：6.3cm）

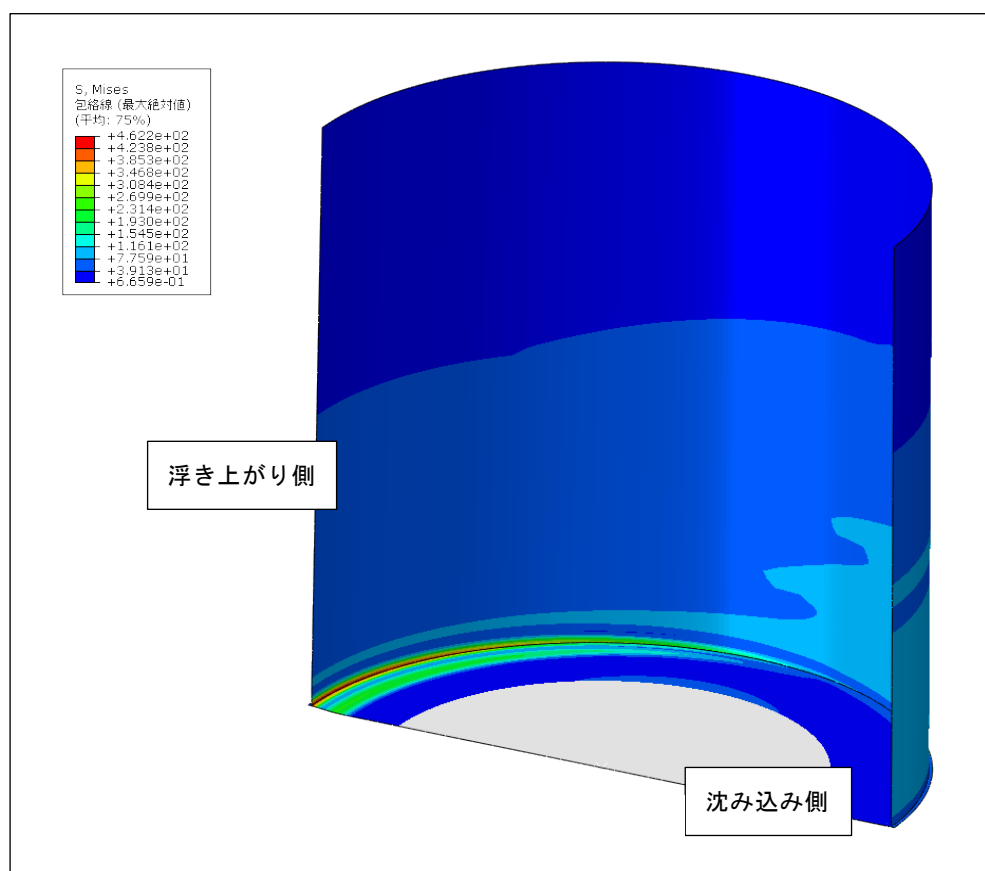


図1.4.8 相当応力の分布図（最大浮き上がり変位：6.3cm）

1.4.4.2 広野地区の新法タンクNo. 3の解析結果

以下に広野地区の新法タンクNo.3の最大浮き上がり変位4.6 cmまでの解析結果を示す。

設計震度 Kh_1 をパラメータとして、動液圧を0から119 %まで増加させた時の側板最下端の浮き上がり変位（軸方向）、浮き上がり範囲（半径方向）及び浮き上がり角度（円周方向）を表1.4.3に示す。側板下端部の円周方向角度に対応する軸方向変位を図1.4.9に示す。最大浮き上がり変位が4.6 cmのとき、逆側の最大沈み込み変位は僅か0.3 cmとなった。

側板最下端に発生した軸方向応力（沈み込み側）を表1.4.4に示す。沈み込み側の軸方向膜応力と側板の高さの関係を図1.4.10に示す。沈み込み側の円周方向膜応力と側板の高さの関係を図1.4.11に示す。

最大浮き上がり変位4.6 cmに達した時のタンクモデルの変形図を図1.4.12、浮き上がり変位、浮き上がり範囲及び浮き上がり角度を示す平面上の分布図を図1.4.13、相当応力の分布図を図1.4.14に示す。

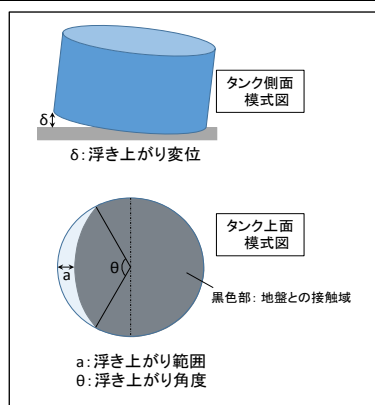
表1.4.3 側板最下端の浮き上がり変位及び浮き上がり範囲

動液圧 (%)	浮き上がり変位 (mm)	浮き上がり範囲 (mm)	浮き上がり角度 (度)
0	-1.3	-	-
10	-1.2	-	-
20	-1.0	-	-
30	-0.9	-	-
40	-0.7	-	-
50	-0.5	-	-
60	-0.3	-	-
70	-0.2	-	-
80	0.0	318.6	15.1
90	0.5	397.0	62.2
100	4.8	610.8	83.8
110	18.0	913.0	99.2
112.3	22.9	982.5	101.9
115.6	32.6	1081.0	105.6
119.0	46.0	1220.7	108.7

(注) 動液圧率(100%)のとき

最大動液圧： $Ph=0.055 \text{ N/mm}^2$

最大動液圧と最大静液圧の比： $Ph/P_0=0.4$



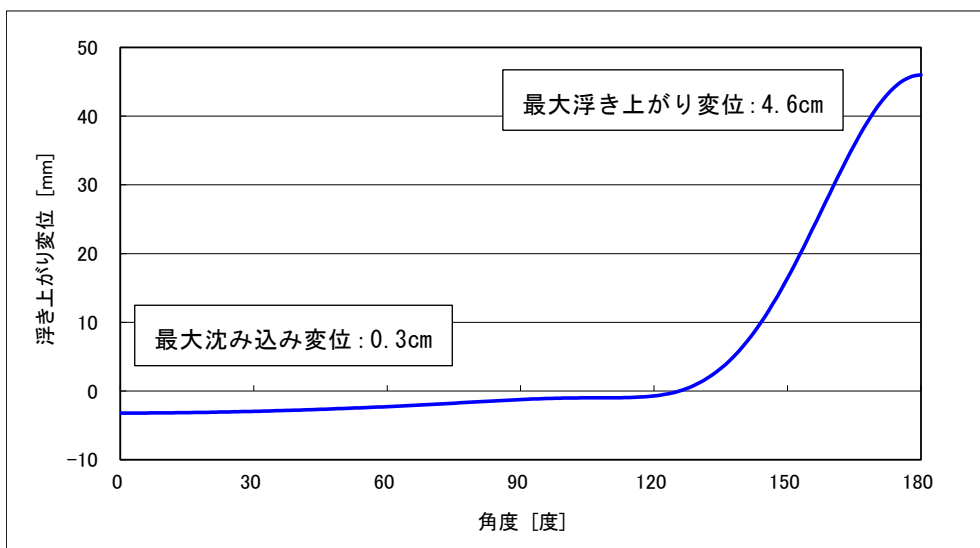


図1.4.9 側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

表1.4.4 側板最下端に発生した軸方向応力

動液圧 (%)	浮き上がり変位 (mm)	側板最下端 軸方向応力 (N/mm ²)	
		沈み込み側	
		膜応力	内表面応力
0	-1.3	-2.2	113.0
10	-1.2	-2.6	120.2
20	-1.0	-3.1	127.6
30	-0.9	-3.5	134.9
40	-0.7	-3.9	142.2
50	-0.5	-4.3	149.6
60	-0.3	-4.7	157.0
70	-0.2	-5.1	164.5
80	0.0	-5.5	171.9
90	0.5	-5.9	179.4
100	4.8	-6.3	186.9
110	18.0	-6.7	194.4
112.3	22.9	-6.8	196.1
115.6	32.6	-7.0	198.7
119.0	46.0	-7.1	201.2

(注) 動液圧率(100%)のとき

最大動液圧 : $P_h = 0.055 \text{ N/mm}^2$

最大動液圧と最大静液圧の比 : $P_h/P_0 = 0.4$

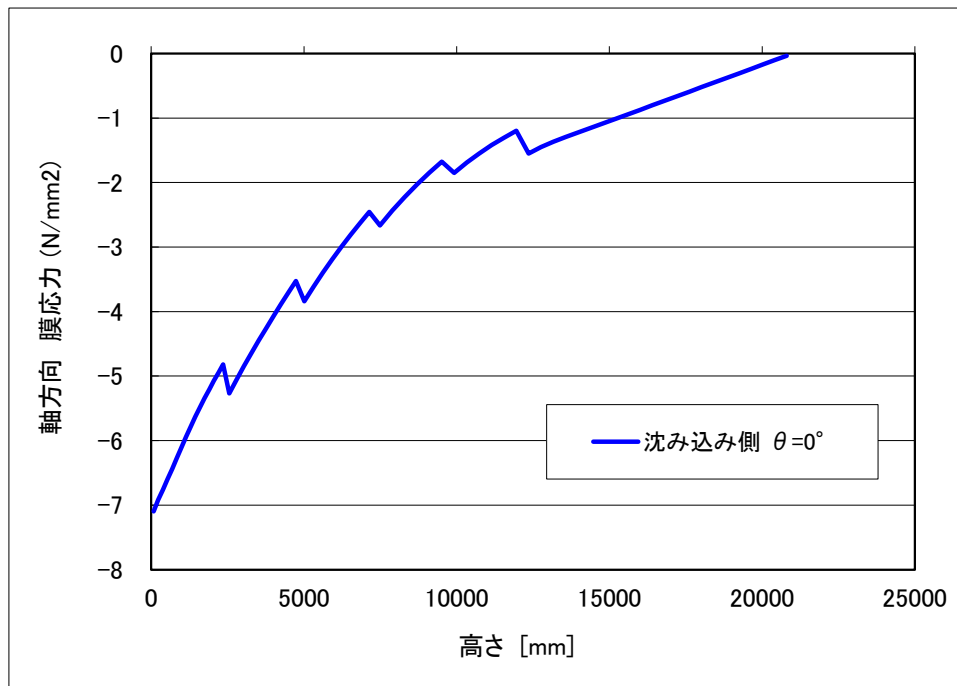


図1. 4. 10 側板に発生した軸方向の膜応力（圧縮応力）と側板高さの関係

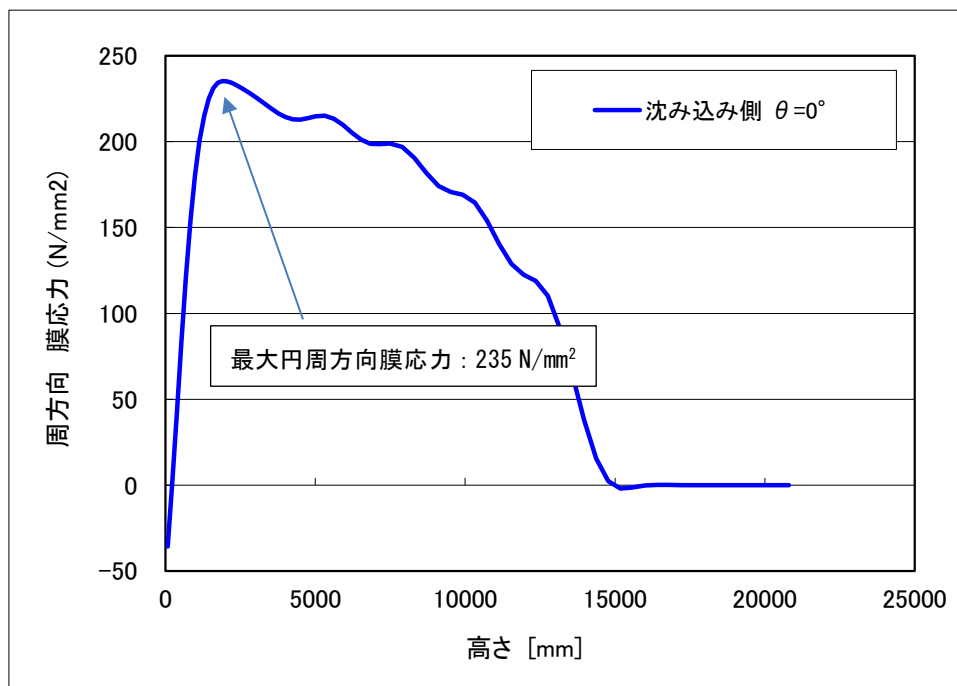


図1. 4. 11 側板に発生した円周方向の膜応力（フープ応力）と側板高さの関係

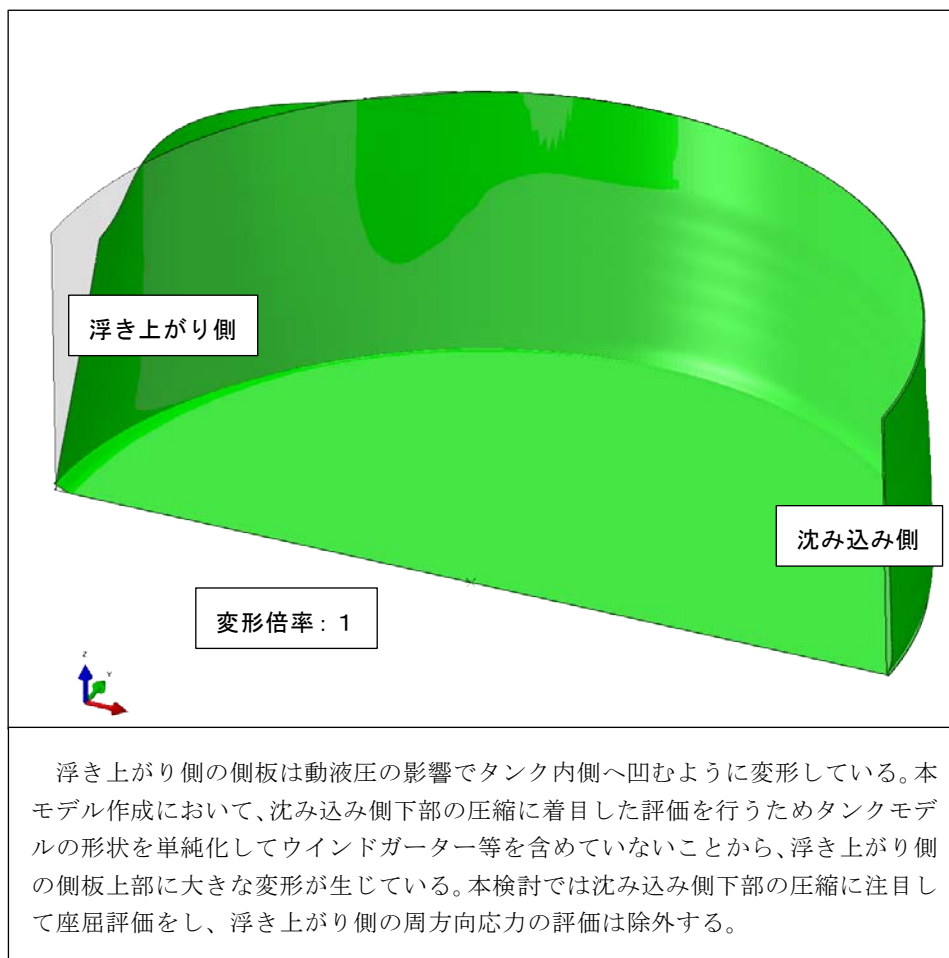


図1.4.12 変形図（最大浮き上がり変位：4.6cm）

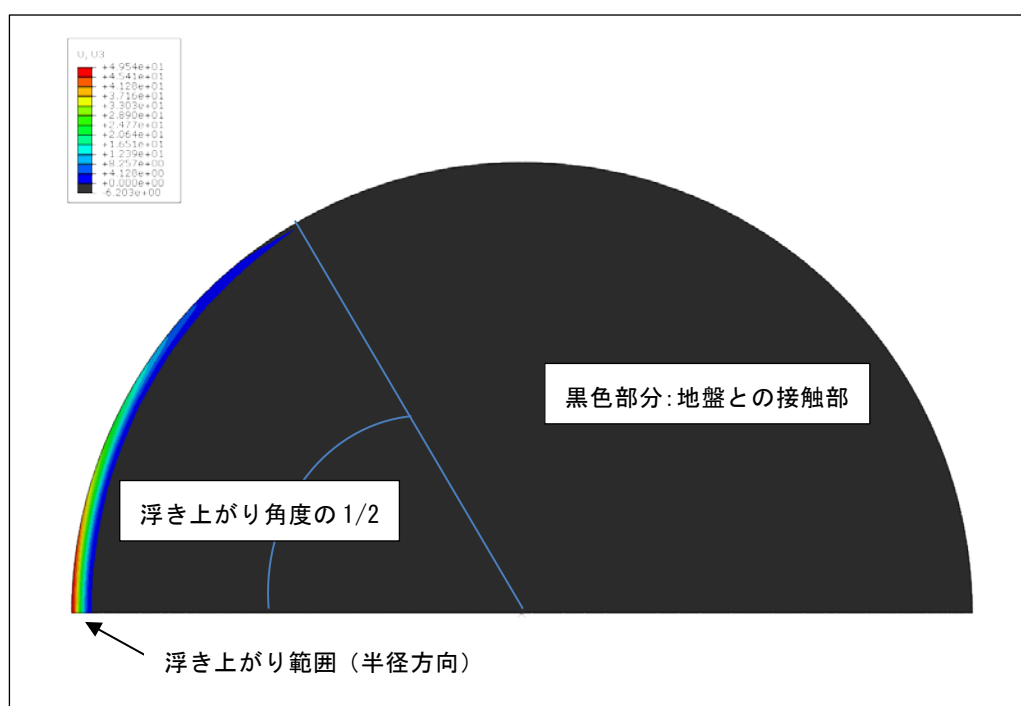


図1.4.13 浮き上がり変位の分布図（最大浮き上がり変位：4.6cm）

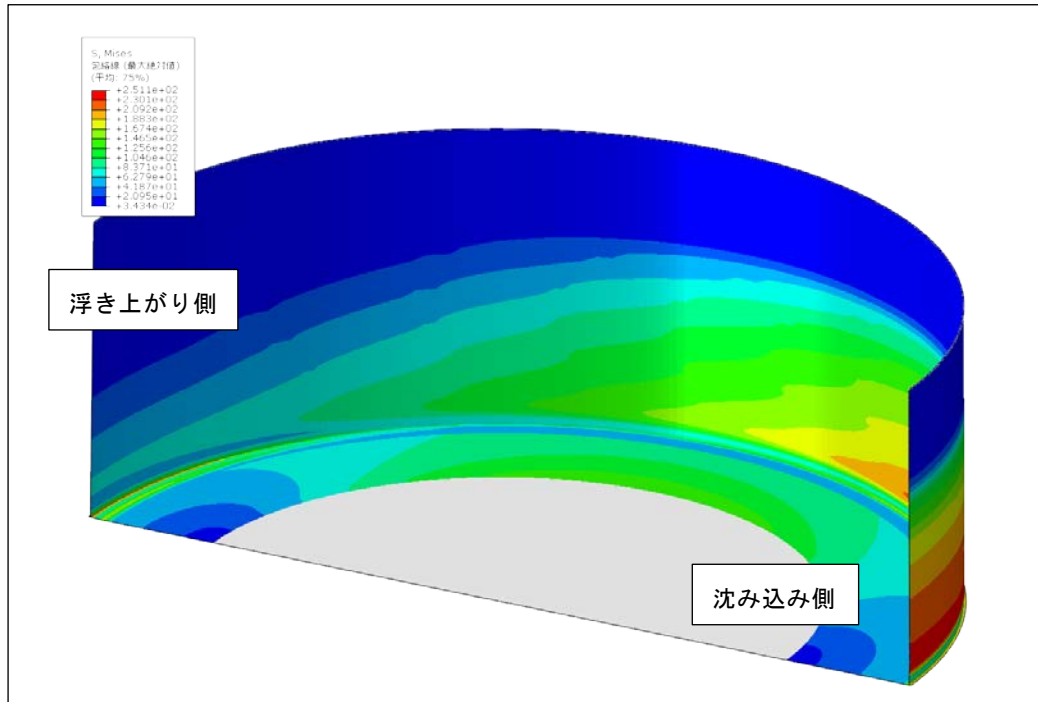


図1.4.14 相当応力の分布図（最大浮き上がり変位：4.6cm）

1.4.5 座屈強度評価

座屈強度評価においては、以下のような手順で軸圧縮限界座屈応力を評価するが、必要に応じて内圧を考慮した評価を行う。

一様軸圧縮を受ける内圧のない円筒殻の弾性軸圧縮限界座屈応力は、次式で表される。

$$\sigma_{cr} = 0.4E \frac{t_s}{D} \quad (1.4.4)$$

ここで、

σ_{cr} ：一様軸圧縮を受ける円筒殻の弾性軸圧縮限界座屈応力（N/mm²）

E ：側板のヤング率（N/mm²）

t_s ：側板最下端の板厚（mm）

運転時満液状態にある平底円筒形石油貯槽においては、地震時動液圧負荷側（図1.4.8、図1.4.14の沈み込み側）の最下段側板の円周方向膜応力が、降伏応力の0.3倍を上回っている場合、ダイヤモンド型座屈の評価に加え、象の脚型座屈の評価が要求されている。

ここでは容器構造設計指針において、円周方向膜応力／降伏応力比が0.3以上の場合の限界座屈応力値に着目し、内圧下における側板の象の脚型座屈限界応力を以下に示す。

$$\frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_y} \geq 0.3 \quad \text{かつ、} \quad \frac{D}{t_s} \geq 1.614 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) \quad \text{の場合}$$

$$\sigma_{cr} = 0.96E \frac{t_s}{D} \left(1 - \frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_y} \right) \quad (1.4.5)$$

1.4.5.1 仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4 の座屈強度評価

当該タンクの材料のヤング率 $E=205940 \text{ N/mm}^2$ 、側板厚 $t_s=9 \text{ mm}$ 、内径 $D=14630 \text{ mm}$ を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 $\sigma_{cr}=50.7 \text{ N/mm}^2$ となる。

当該タンクの側板に発生した最大円周方向膜応力 (93.7 N/mm^2) は、降伏応力 (245 N/mm^2) との比 (0.38) が 0.3 以上であることが確認されたので、象の脚型座屈の評価は必要となる。式 (1.4.5) で計算された象の脚型座屈限界応力は 75.0 N/mm^2 となる。

以上により、計算された仙台・塩釜特防地区旧法タンク No.4 の限界座屈応力は、 50.7 N/mm^2 (ダイヤモンド型座屈)、 75.0 N/mm^2 (象の脚型座屈) となり、解析結果から得られた軸圧縮応力の最大値の 7.8 N/mm^2 よりも大きな値となっている。そのため、当該区域の再現地震波形に対して、仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の最大浮き上がり変位が 6.3 cm 発生した場合、側板の座屈により損傷は生じないという解析結果が得られた。

1.4.5.2 広野地区の新法タンク No. 3 の座屈強度評価

当該タンクの材料のヤング率 $E=205940 \text{ N/mm}^2$ 、側板厚 $t_s=26 \text{ mm}$ 、直径 $D=61000 \text{ mm}$ を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 $\sigma_{cr}=35.1 \text{ N/mm}^2$ となる。

当該タンクの側板に発生した最大円周方向膜応力 (235 N/mm^2) は、降伏応力 (490 N/mm^2) との比 (0.48) が 0.3 以上であることが確認されたので、象の脚座屈の評価は必要となる。式 (1.4.5) で計算された象の脚座屈限界応力は 43.9 N/mm^2 となる。

以上により、計算された広野特防地区新法タンク No.3 の限界座屈応力は、 35.1 N/mm^2 (ダイヤモンド型座屈)、 43.9 N/mm^2 (象の脚型座屈) となり、解析結果から得られた軸圧縮応力の最大値の 7.1 N/mm^2 よりも大きな値となっている。そのため、当該区域の再現地震波形に対して、広野地区の新法タンク No.3 の最大浮き上がり変位が 4.5 cm 発生した場合、側板の座屈により損傷は生じないという解析結果が得られた。

1.5 まとめ

屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の検証を行うため、東北地方太平洋沖地震の再現波形に対するタンク本体の応答を確認した。

最大の浮き上がり変位は仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の 6.3 cm であり、これ以外のタンクの浮き上がり変位は非常に小さいものであった。

今回解析対象とした全てのタンクについて、関係団体を通じて地震の影響による浮き上がりを確認したが、関係各社から浮き上がりがなかったとの回答が得られており、タンクの浮き上がりによって生じることが想定される接地（アース線）の破断や雨水浸入防止材の巻き込みなどにつながるような浮き上がりを示す痕跡も確認されなかった。本解析で示した浮き上がり程度ではこのような痕跡はつかないと考えられるため、解析結果は現実を説明できている。

なお、本解析においては、地下逸散減衰をパラメータとし、1.2.4、(1)により 15%とした場合の東日本大震災での被害実態を説明できる結果が得られた。ただし、これについては、地下逸散減衰効果以外の要因が関与している可能性もある。

解析では、質点系モデルにて浮き上がり変位が大きい結果が生じたタンク（仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 (2272 KL) 及び広野地区の新法タンク No.3 (50000 KL)）を特定し、その最大浮き上がり時のタンク隅角部の疲労強度及び沈み込み側のタンク側板の座屈強度について有限要素法解析によって評価した。この 2 基のタンクのそれぞれの最大浮き上がり変位が生じるときの隅角部の疲労強度において、疲労損傷度 D は 1.0 以下という結果が、また、側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮応力が限界座屈応力以内という結果が得られ、この解析結果は、東北地方太平洋沖地震における実態と矛盾しないことを確認できた。

2 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析（平成 26 年度）

東北地方太平洋沖地震の再現地震波形で検証された解析手法を用い、南海トラフ地震に対する屋外貯蔵タンクの耐震安全性を解析する。

2.1 解析の流れ

図 2.1 に示す手順により、本調査は以下の 3 種類の解析により実施した。

- (1) 質点系モデルによる側板下端部の浮き上がり解析
- (2) 2 次元軸対称モデルによる浮き上りの繰返し挙動を考慮した隅角部の疲労損傷度評価解析
- (3) 3 次元シェルモデルによる底板浮き上がり時の側板の座屈強度評価解析

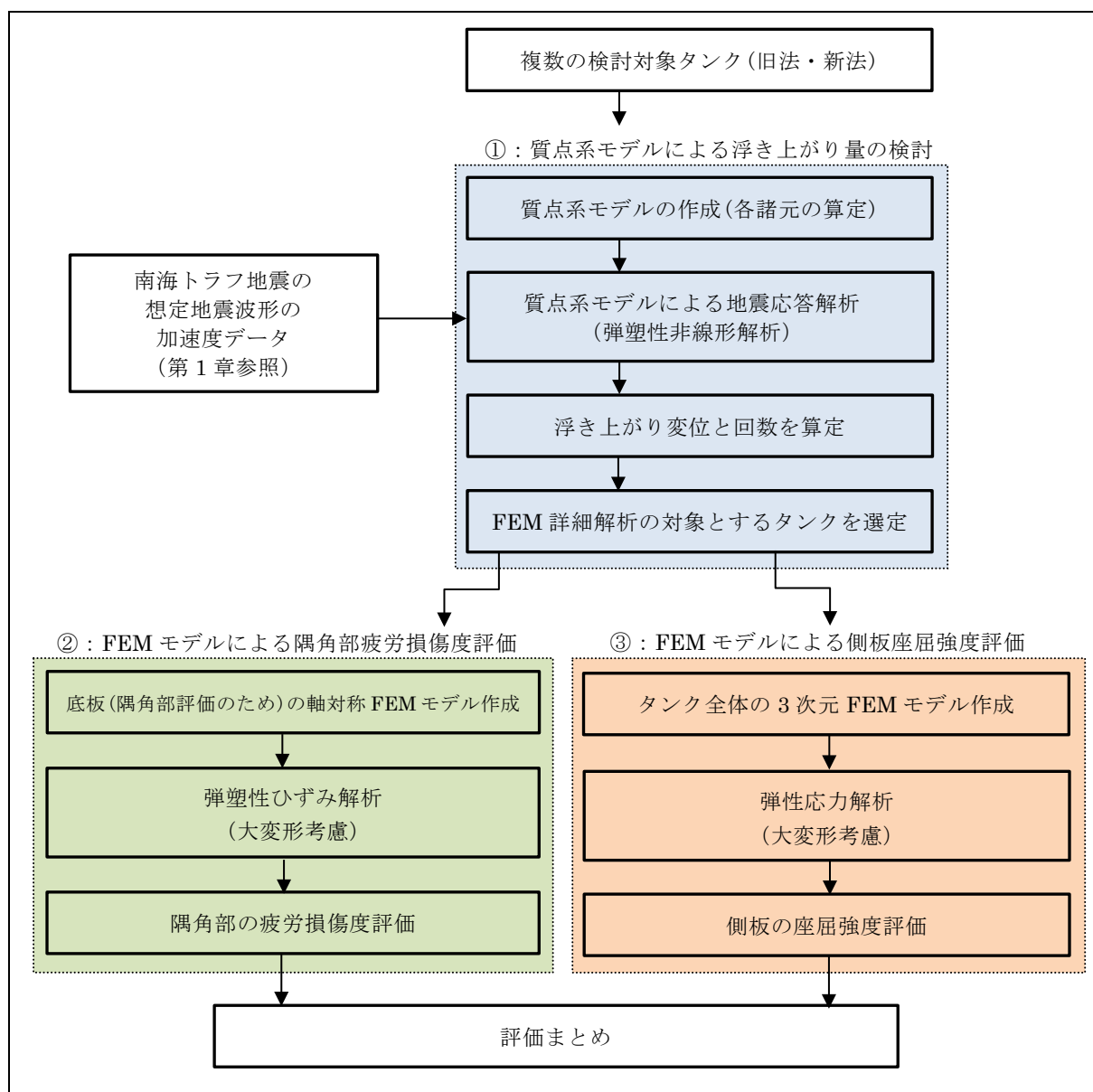


図 2.1.1 南海トラフ地震に対する屋外貯蔵タンク耐震安全性の解析の流れ

2.2 解析対象タンクの検討

2.2.1 タンクモデル

特定屋外タンク貯蔵所のタンクの全国の容量別基数は、図 2.2.1 のとおりの分布となっている。これらのデータから、各容量帯別の中間値の容量のタンクを解析対象モデルとして選定した。なお、最大容量である 10 万 KL～20 万 KL の区分については、地上に設置された屋外タンク貯蔵所のタンクが概ね 10 万 KL のものが最大級であることから、10 万 KL で代表させた。また、東北地方太平洋沖地震再現波形による検討において浮き上がりのあった仙台・塩釜特防区域の旧法タンク No.4 については、解析対象タンク番号 1 と同規模であることから検討対象には含めないが、広野特防区域の新法タンク No.3 については比較検討のため検討対象とした（旧法タンク 5 種類、新法タンク 6 種類 計 11 種類）。これらの容量をもつ解析対象タンクの板厚、材質等は入手データに基づき、表 2.2.1 及び表 2.2.2 のとおりとした。

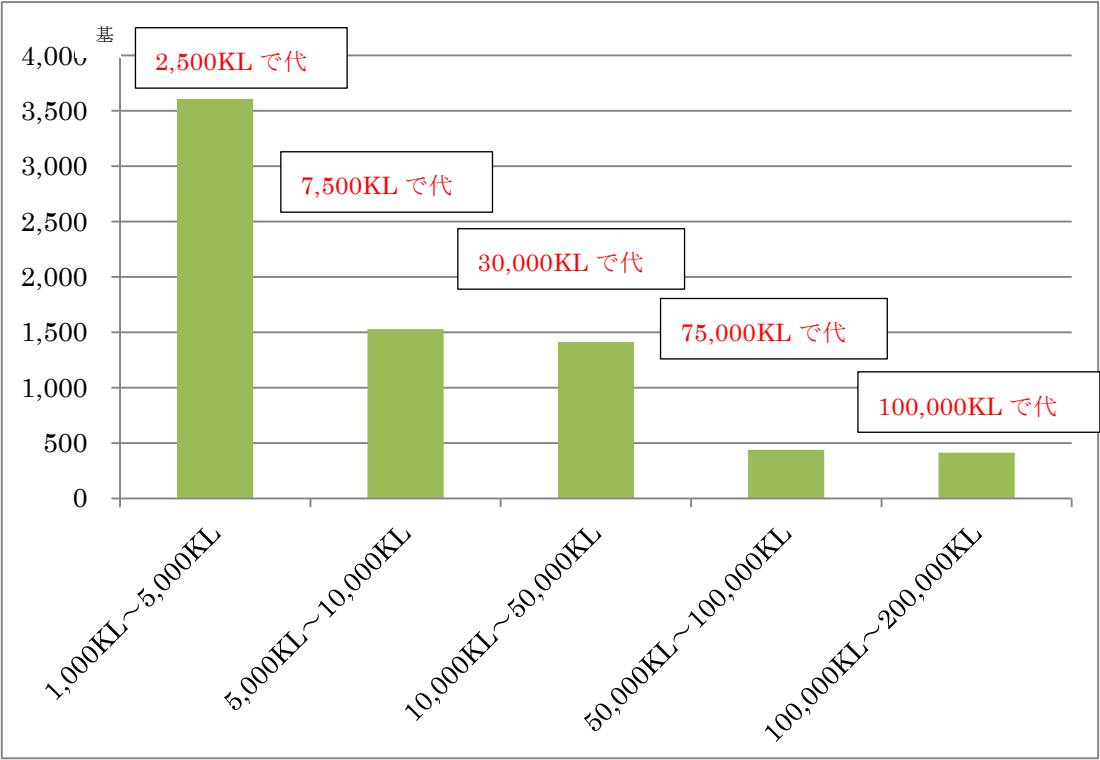


図 2.2.1 容量別特定屋外タンク貯蔵所のタンク数
(危険物規制事務統計表より 平成 26 年 3 月末現在)

表 2.2.1 解析対象タンク（旧法）

番号	容量 (KL)	屋根形式	内径 (m)	側板高さ (m)	1/3 液高の側板厚 (mm)	アニュラ板厚 (mm)	板の材質 (側板、アニュラ板)
1	2,500	固定屋根	15.5	15.1	8	9	SS41、SM41C
2	7,500	固定屋根	29.0	12.2	12	12	SS41、SS41
3	30,000	浮き屋根	45.1	21.3	13	12	HW50、SM400C
4	75,000	浮き屋根	69.8	21.4	23	12	HW50、HW50
5	100,000	浮き屋根	83.1	20.0	25	12	HT60、SPV450Q

表 2.2.2 解析対象タンク（新法）

番号	容量 (KL)	屋根形式	内径 (m)	側板高さ (m)	1/3 液高の 側板厚 (mm)	アニュラ 板厚 (mm)	板の材質 (側板、アニュラ板)
1	2,500	固定屋根	15.5	15.2	9	12	SS400、SM400C
2	7,500	固定屋根	29.1	12.9	13	12	SS400、SM41C
3	30,000	浮き屋根	45.9	23.0	14	15	SPV490Q、SPV490Q
4	50,000	浮き屋根	61.0	21.0	20	18	SPV50、SPV50
5	75,000	浮き屋根	69.8	21.9	23	18	SPV50、SPV50
6	100,000	浮き屋根	80.0	22.0	27	21	HW50、SPV50

2.2.2 内容液の貯蔵率及び比重

(1) 内容液の貯蔵率

安全側の評価*となるよう、質点系解析においては、内容液の貯蔵率を 100%として解析を実施した。また、貯蔵率の変化による応答解析での浮き上がり量の変化を確認するために質点系解析において浮き上がりが大きなタンクを対象として貯蔵率を 90%、80%と変化させた条件でも解析を行った。

* 質点系モデルの場合、貯蔵量の減少による液の有効質量の減少によって、地震加速度による慣性力（加速度と貯蔵物の有効質量との積で表現する）が小さくなるとともに、ばねの初期剛性は有効質量と比例することから、復元力も小さくなり、地震応答（応答変位と浮き上がり変位を含む）は減少する傾向となる。

(2) 内容液の比重

特定屋外タンク貯蔵所のタンクについて、油種別の基数は表 2.2.3 のようになっており、特にそれらの油種は石油系ものが大半を占めている。また、主な油種について比重を示すと表 2.2.4 のとおりである。タンクの設計においては、安全側の設計となるよう内容液の最大実比重以上（新法タンクについては最大実比重が 1.0 を満たない場合は 1.0）を用いているが、今回の検討においては、南海トラフ地震で想定される最大規模の低頻度の地震に対する耐震安全性を確認するという目的、及び重質分を含む原油や重油の比重が最大 0.95 であることから、内容液の比重は 0.95 を上限として解析を行った。また、内容液の比重の変化による応答解析での浮き上がり量の変化を確認するために質点系解析において浮き上がりが大きなタンクを対象として内容液比重を 0.85（軽質分を中心とするナフサ、ガソリン、灯油及び軽油を想定）とした条件でも解析を行った。

表 2.2.3 油種別屋外タンク貯蔵所のタンク基数 ※

	第 4 類									第 4 類 以外	計
	原油	ナフサ	ガソリン	灯油	軽油	重油	第 4 石油類	アルコール類	その他		
1000KL 以上 5000KL 未満	46	68	504	321	319	726	225	93	1,296	65	3,663
5000KL 以上 10000KL 未満	29	119	234	193	202	351	39	22	339	13	1,541
10000KL 以上 50000KL 未満	164	101	163	171	150	478	13	15	157	1	1,413
50000KL 以上 100000KL 未満	331	33	12	16	13	19	0	1	14	0	439
100000KL 以上 200000KL 未満	405	4	1	1	2	0	0	0	1	0	414
計	975	325	914	702	686	1,574	277	131	1,807	79	7,470

※危険物規制事務統計表より（平成 26 年 3 月末現在）

表 2.2.4 主な油種の比重

油種名	原油 ※1	ナフサ ※2	ガソリン ※3	灯油 ※3	軽油 ※3	重油 ※3
比重	0.80～0.95	0.65～0.76	0.73～0.76	0.78～0.80	0.80～0.84	0.83～0.96
割合	13%	4%	12%	9%	9%	21%

※1 原油の比重は、石油学会 HP より

※2 ナフサの比重は、石油便覧（JX 日鉱日石エネルギー）より

※3 上記油種以外の比重は、石油連盟 HP より

2.3 質点系モデルによる側板下端部の浮き上がり解析

代表的な旧法屋外貯蔵タンク 5 基、新法屋外貯蔵タンク 6 基について非線形ばね特性を有する質点系モデルを作成し、第 1 章で南海トラフ地震の想定地震動の作成対象として選定した A 地区、B 地区及び E 地区において、想定地震波形（3 地表波×2 方向）を作用させる地震応答解析を実施した。

2.3.1 解析モデル・条件

(1) 質点系モデルの設定

代表的な旧法 5 基、新法 6 基のタンクの質点系モデルの諸元は参考資料 5 の諸元計算シートに示す。解析条件は、東北地方太平洋沖地震の再現波形に対する屋外貯蔵タンクの解析と同様とした（減衰比一律 15%、側板の自重を考慮に入れた保有水平耐力 Q_y を使用）。

(2) 入力地震波

入力に使用した A 地区、B 地区、E 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル図を図 2.3.1 から図 2.3.3 に示す。また、タンク周期近傍のピークの周期及びその応答加速度も同図に記す。

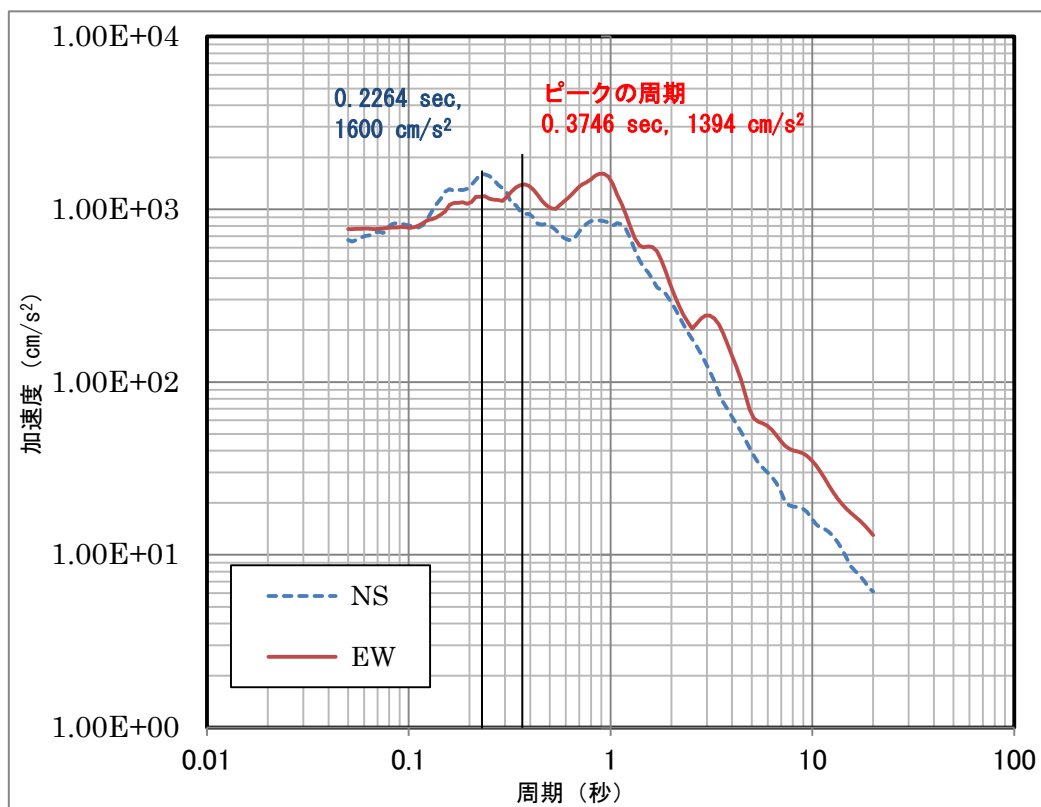


図 2.3.1 A 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル (15%減衰)

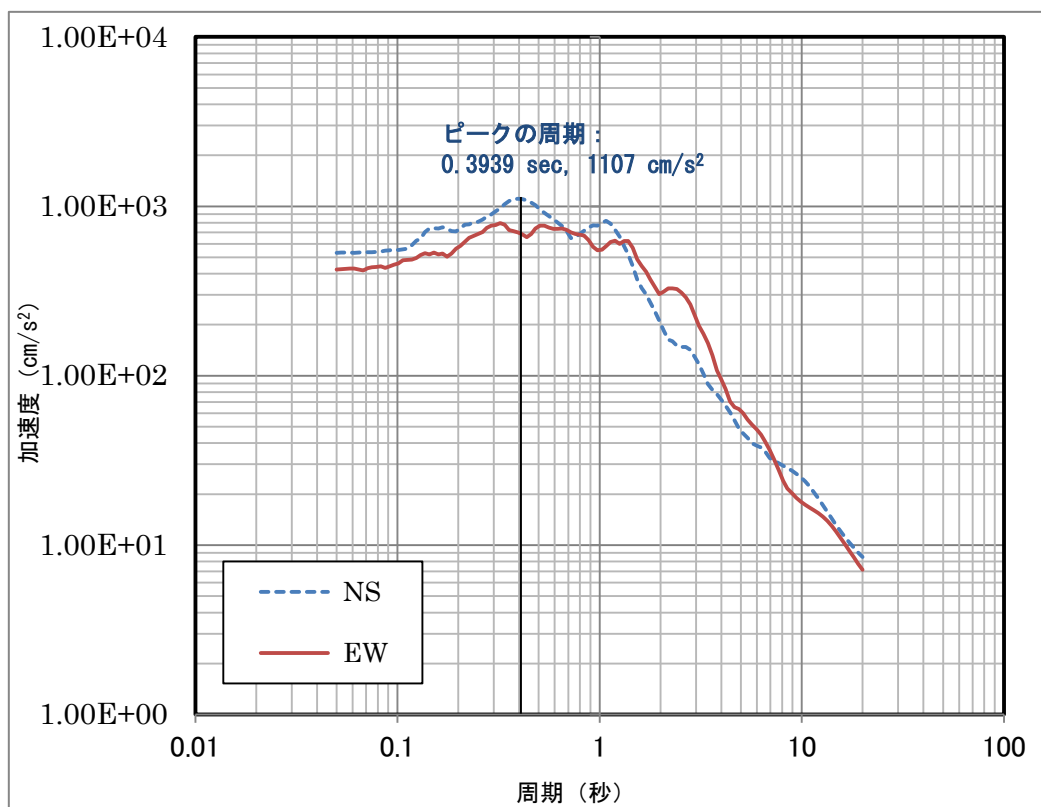


図 2.3.2 B 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル (15%減衰)

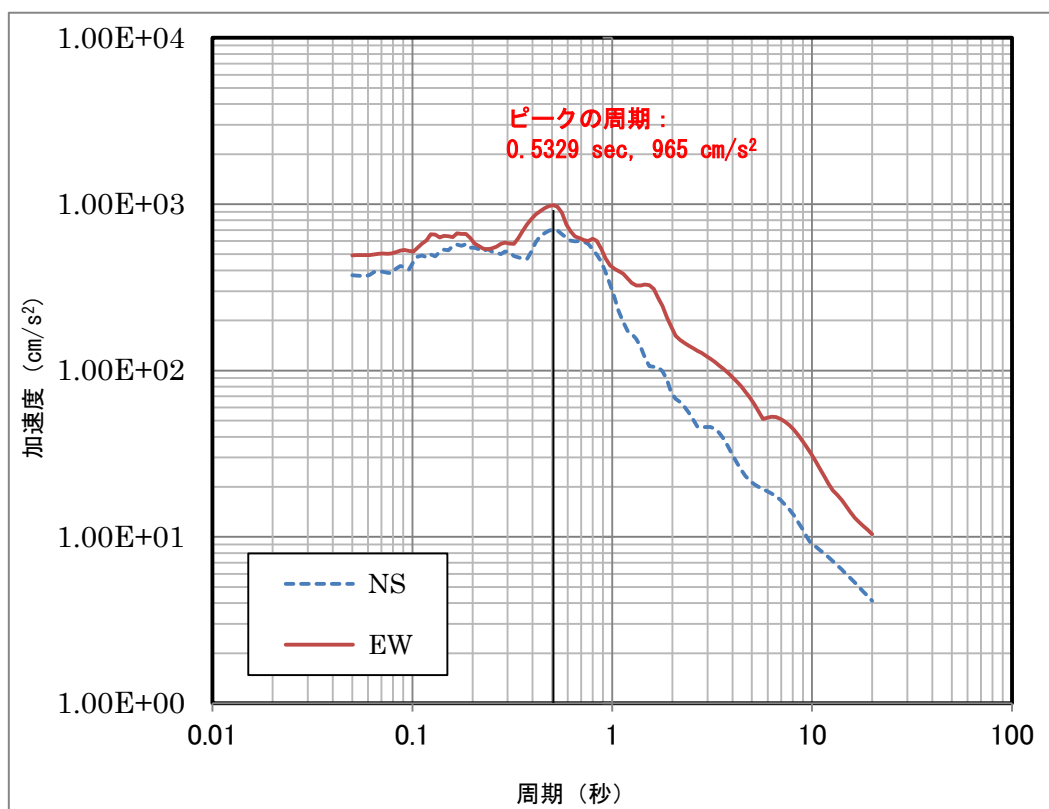


図 2.3.3 E 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル (15%減衰)

2.3.2 解析結果

各タンクの浮き上がり変位と浮き上がり回数の算定結果一覧を表 2.3.1 から表 2.3.3 に示す。

表 2.3.1 A 地区想定地震波形による浮き上がり解析結果

タンク 番号	内容物	タンク 内径 (m)	容量 (KL)	A 地区 EW		A 地区 NS	
				最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
旧法No.1	重油／原油 相当 比重：0.95	15.5	2,500	23.4	161	5.8	133
旧法No.2		29.0	7,500	8.2	27	12.1	34
旧法No.3		45.1	30,000	104.3	67	47.3	65
旧法No.4		69.8	75,000	98.0	14	14.7	22
旧法No.5		83.1	100,000	39.5	8	6.0	4
タンク 番号	内容物	タンク 内径 (m)	容量 (KL)	A 地区 EW		A 地区 NS	
				最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
新法No.1	重油／原油 相当 比重：0.95	15.5	2,500	22.3	117	9.7	100
新法No.2		29.1	7,500	4.8	20	7.3	24
新法No.3		45.9	30,000	77.5	35	13.6	41
新法No.4		61.0	50,000	4.9	3	4.6	2
新法No.5		69.8	75,000	37.3	7	6.6	6
新法No.6		80.0	100,000	27.3	4	1.7	1

表 2.3.2 B 地区想定地震波形による浮き上がり解析結果

タンク 番号	内容物	タンク 内径 (m)	容量 (KL)	B 地区 EW		B 地区 NS	
				最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
旧法No.1	重油／原油 相当 比重：0.95	15.5	2,500	9.8	70	13.7	49
旧法No.2		29.0	7,500	0	0	0.9	3
旧法No.3		45.1	30,000	31.6	45	48.3	22
旧法No.4		69.8	75,000	5.9	12	36.3	3
旧法No.5		83.1	100,000	0	0	19.1	2

タンク 番号	内容物	タンク 内径 (m)	容量 (KL)	B 地区 EW		B 地区 NS	
				最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
新法No.1	重油／原油 相当 比重：0.95	15.5	2,500	0	0	11.7	30
新法No.2		29.1	7,500	0	0	0.5	2
新法No.3		45.9	30,000	8.4	18	33.7	11
新法No.4		61.0	50,000	0	0	0	0
新法No.5		69.8	75,000	0	0	16.7	2
新法No.6		80.0	100,000	0	0	10.7	1

表 2.3.3 E 地区想定地震波形による浮き上がり解析結果

タンク 番号	内容物	タンク 内径 (m)	容量 (KL)	E 地区 EW		E 地区 NS	
				最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
旧法No.1	重油／原油 相当 比重：0.95	15.5	2,500	10.4	34	0	0
旧法No.2		29.0	7,500	0	0	0	0
旧法No.3		45.1	30,000	33.9	16	18.5	17
旧法No.4		69.8	75,000	7.1	2	0	0
旧法No.5		83.1	100,000	0	0	0	0

タンク 番号	内容物	タンク 内径 (m)	容量 (KL)	E 地区 EW		E 地区 NS	
				最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数 正負合計
新法No.1	重油／原油 相当 比重：0.95	15.5	2,500	0	0	0	0
新法No.2		29.1	7,500	0	0	0	0
新法No.3		45.9	30,000	9.3	10	0	0
新法No.4		61.0	50,000	0	0	0	0
新法No.5		69.8	75,000	0	0	0	0
新法No.6		80.0	100,000	0	0	0	0

各対象地区の想定地震波により、最大浮き上がり変位の大きいタンクに着目し、それぞれのタンクの最大応答変位、最大応答加速度及び加速度の応答倍率を表 2.3.4 に示す。

表 2.3.4 各想定地震波形により大きな浮き上がり変位を生じたタンクの応答値一覧

タンク番号	地区 地震波	方向	最大地震加速度 Su max (cm/s/s)	D/H1	降伏変位 Δy (cm)	最大応答変位 Δ max (cm)	最大浮き上がり変位 δ max (cm)	最大応答加速度 Sa max (cm/s/s)	加速度 応答倍率	タンク周期 Tb (s)
No.3 旧法 (30000KL)	A	EW	767.1	5.98	0.76	18.2	104.3	755.6	0.99	0.3388
	B	EW	424.0			6.0	31.6	493.4	1.16	
	B	NS	532.1			8.8	48.3	525.0	0.99	
	E	EW	490.6			6.4	33.9	504.9	1.03	
No.4 旧法 (75000KL)	A	EW	767.1	9.45	1.82	12.2	98.0	936.3	1.22	0.3608
	B	NS	532.1			5.7	36.3	751.9	1.41	
No.5 旧法 (100000KL)	A	EW	767.1	11.91	3.04	6.4	39.5	1003.1	1.31	0.3890
No.3 新法 (30000KL)	A	EW	767.1	5.94	1.19	14.2	77.5	940.3	1.23	0.3368
No.5 新法 (75000KL)	A	EW	767.1	9.20	2.50	6.6	37.3	989.2	1.29	0.3670
No.6 新法 (100000KL)	A	EW	767.1	10.30	3.33	6.0	27.3	1076.9	1.40	0.3882

2.3.3 考察

- (1) A 地区 EW 方向の想定地震波形は加速度応答スペクトルの応答加速度が（特に 0.3 秒あたりのタンク周期に近いあたり）最も大きいため、本浮き上がり解析ではこの地震波形によるタンクの応答値が一番大きい。次に大きいのは B 地区の NS 方向の想定地震波形の応答値であり、一番応答値が小さい地震波形は E 地区の想定地震波形である。

- (2) A 地区 EW 方向の想定地震波形により大きな応答が発生したタンクは次の 7 基である。

ア 旧法タンク

No.3 (3 万 KL)、No.4 (7 万 KL)、No.5 (10 万 KL)

イ 新法タンク

No.3 (3 万 KL)、No.5 (7 万 KL)、No.6 (10 万 KL)

この 6 基のタンクのバルジング周期は 0.3368 秒から 0.3882 秒までの範囲内であり、A 地区 EW 方向の想定地震波形の加速度応答スペクトル曲線において、タンク固有周期に近いピーク（周期：0.3746 秒）に接近しているため、応答が大きくなっているものと考えられる（図 2.3.1 参照）。

応答が大きくなった 3 基の旧法タンクはアニュラ板の板厚が 12mm であり、他のタンクと比べアニュラ板が薄いという共通の特徴をもつ。このため、浮き上がりやすくなっていると考えられる。特に旧法タンク No.3 は、アニュラ板の板厚が薄いことだけでなく、アニュラ板材料の降伏強度（=245 N/mm²）が他の 2 基のタンクより小さいため、最も応答が大きいタンクとなっていると推察される。

- (3) A 地区 NS 方向の想定地震波形の加速度応答スペクトル曲線では、周期 0.2264 秒にピークがあり、タンクの固有周期がこれに近いと大きな浮き上がりを生じるのではないかと懸念された。そこで別途、固有周期に近いタンクを選定して A 地区 NS 方向の想定地震波形による応答解析を実施して、その浮き上がり変位を確認した。

ア 対象タンク：仙台・塩釜地区の No.7 タンク (1 万 KL) (表 1.2.4 参照)、貯蔵量 100%、
内容物比重 0.95、周期 0.2348 秒

イ 浮き上がり解析結果：20.1 cm

計算された浮き上がり変位は A 地区 EW 方向の想定地震波形による旧法タンク No.3 (3 万 KL) の応答値よりも小さい値であった。

(4) B 地区 NS 方向の想定地震波形により大きな応答が発生したタンクは次の 3 基である。

ア 旧法タンク

No.3 (3 万 KL)、No.4 (7 万 KL)

イ 新法タンク

No.3 (3 万 KL)

これら 3 基のタンクのバルジング周期は 0.3368 秒から 0.3717 秒までの範囲内であり、B 地区の NS 方向の想定地震波形の加速度応答スペクトル曲線のピーク(周期:0.3939 秒)にタンク固有周期が接近しているため応答が大きくなっているものと考えられる(図 2.3.2 参照)。

(5) 旧法タンク、新法タンクはそれぞれ A 地区想定地震波形に対して最も浮き上がっており、以下 2 基のタンクについて疲労損傷、側板の座屈を確認する。

ア 旧法タンク

No.3 (3 万 KL)

イ 新法タンク

No.3 (3 万 KL)

(6) B 地区及び E 地区の想定地震波形に対して、旧法タンク、新法タンクとも、A 地区に比べ地震時の浮き上がり量は少なくなっている。

(7) これらのタンクの地震応答は最大貯蔵量(100%)と最大液比重(0.95)で算定されたものであるため、浮き上がりの応答値を大きめに想定するかなり保守的な設定と考えている。

質点系モデルの場合、貯蔵量の減少による液の有効質量の減少によって、地震加速度による慣性力(加速度と液の有効質量との積で表現する)が小さくなるとともにばねの復元力(初期剛性が液の有効質量と比例する)も小さくなるので、系の地震応答(応答変位と浮き上がり変位を含む)は減少する傾向となる。従って、最大貯蔵量(100%)と最大液比重(0.95)で算定される場合、質点系モデルの地震応答は最大となると考えられる。

貯蔵量を 90%、80%、液比重を 0.85 と仮定した場合、検討対象の旧法タンク No.3 (3 万 KL) の地震応答は低減される傾向となった(表 2.3.5 及び図 2.3.4 参照)。この調査結果から、同規模タンクでも貯蔵量や比重が減少した場合、A 地区 EW 方向の想定地震波のような強い地震に対しても浮き上がり量が減少することが推測される。

他の地震波形、例えば、B 地区 NS 方向の想定地震波形が作用する場合でも、貯蔵量や比重の減少によってタンクの浮き上がり量も低減すると推測される。

表 2.3.5 貯蔵量と液比重変更の調査結果 (A 地区 EW 方向の想定地震波形)

旧法タンク 番号	液比重	貯蔵量 (%)	D/H1	降伏変位 Δy (cm)	最大応答変位 Δ_{max} (cm)	最大浮き上がり変位 δ_{max} (cm)	タンク周期 T_b (s)
3	0.95	100	5.98	0.76	18.2	104.3	0.3388
		90	6.73	0.85	14.8	94.2	0.3125
		80	7.68	0.97	10.6	73.9	0.2865
	0.85	100	5.98	0.73	17.3	99.1	0.3208
		90	6.73	0.81	12.5	78.4	0.2959
		80	7.68	0.93	9.2	63.4	0.2713

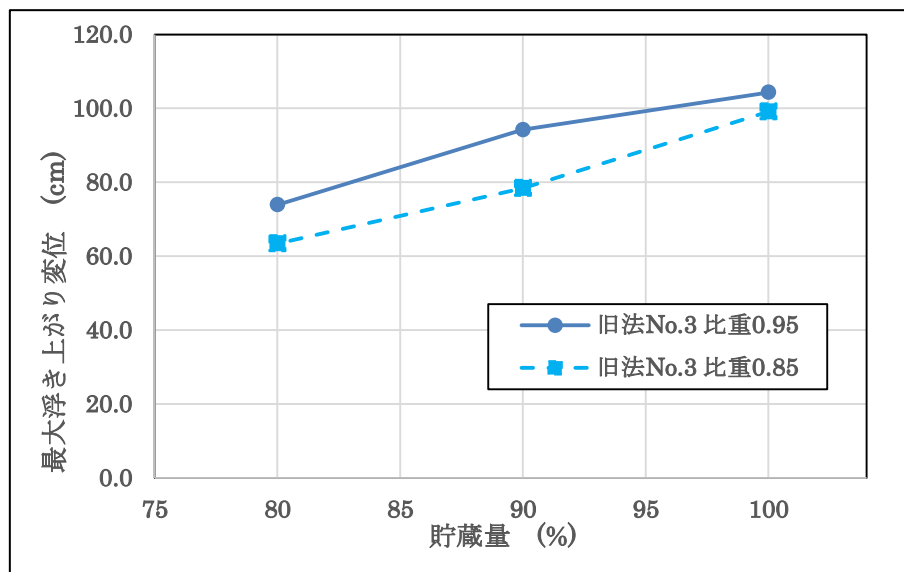


図 2.3.4 貯蔵量と液比重の変化による浮き上がり変位の低減傾向に関する調査結果

解析したタンクの中で最も浮き上がりの大きかった旧法タンク No.3 の変位についての解析結果を図 2.3.5 から図 2.3.7 に記載する。また、図 2.3.8 には応答解析における復元力の履歴を示す。図 2.3.5 は EW 方向の地震波形を作用させたときの、質点モデルの水平 E 方向への応答変位（相対変位）を+（プラス）、W 方向への応答変位を-（マイナス）で示している。また、当該タンクにおいて、浮き上がりが始まると判定する水平方向の変位 (Δ_y) は ± 0.76 cm と算定され、図中に緑の線で表示している（この緑線を越えるときにタンクは浮き上がると判定）。また、水平方向の応答変位からタンクの浮き上がり変位を算定した結果を図 2.3.6 に示す。この図においては、タンク W 側の浮き上がり量を+（プラス）、タンク E 側の浮き上がり量を-（マイナス）で示している（注：沈み込み量ではない）。

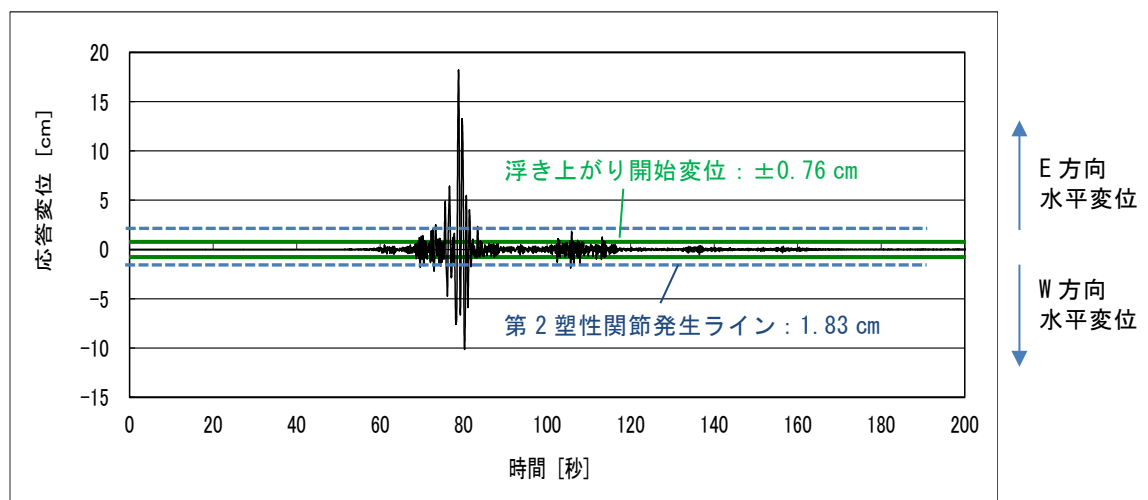


図 2.3.5 旧法タンク No. 3 の質点モデルの応答変位時刻歴 (A 地区想定地震波形 EW)

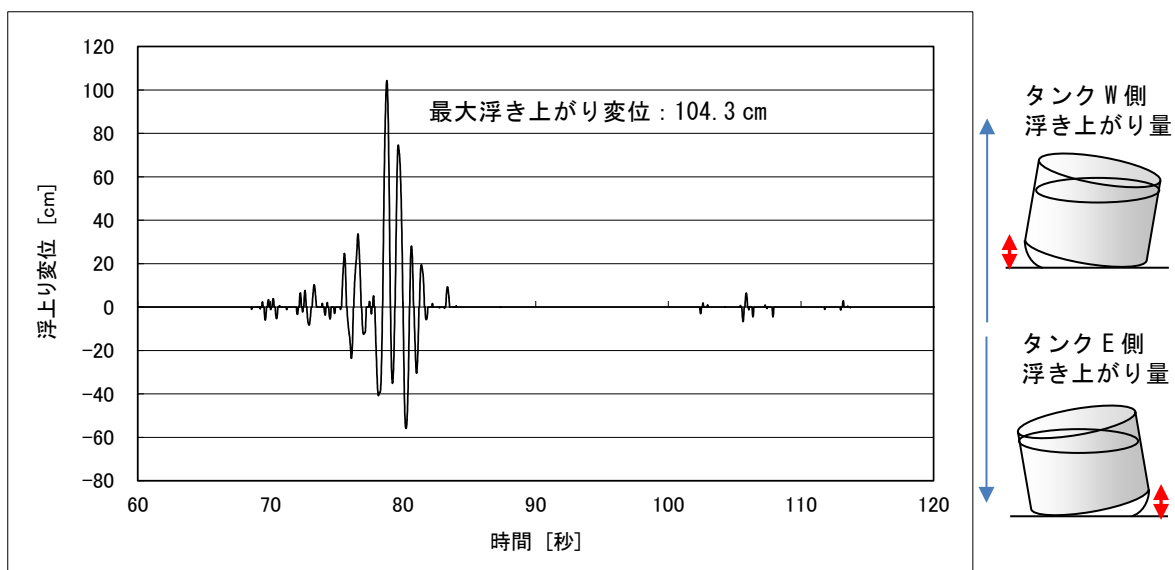


図 2.3.6 旧法タンク No. 3 の質点モデルの浮き上がり変位時刻歴 (A 地区想定地震波形 EW)

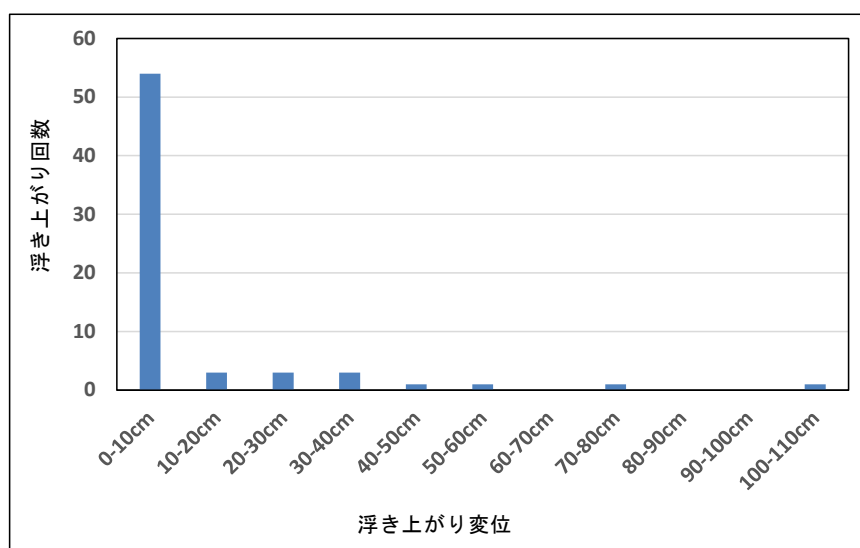


図 2.3.7 旧法タンク No. 3 の質点モデルの浮き上がり変位と回数のヒストグラム (A 地区想定地震波形 EW)

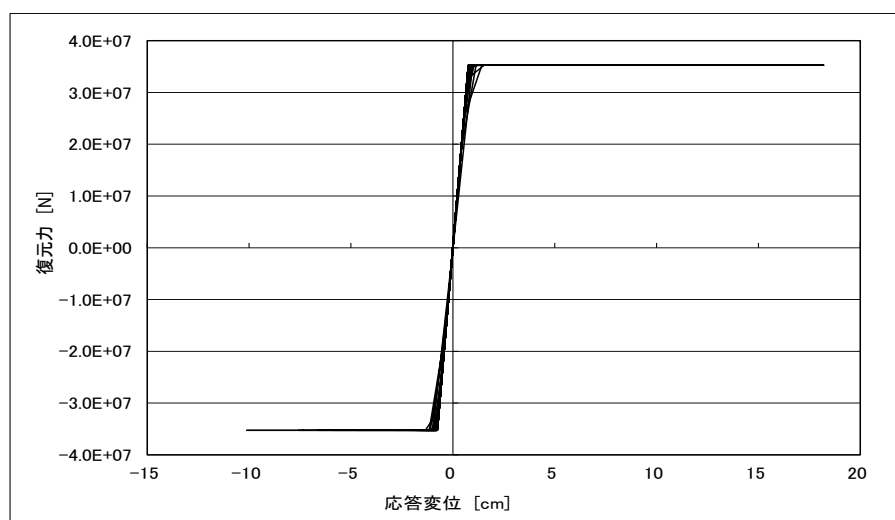


図 2.3.8 旧法タンク No. 3 の質点モデルのばね復元力履歴図 (A 地区想定地震波形 EW)

2.4 2次元軸対称モデルによる底板の疲労損傷度評価

2.3.2に示す質点系モデルによる浮き上がり変位と回数の解析結果から選定されたA地区の旧法タンク No.3 及び新法タンク No.3 について、この2基のタンクの浮き上がり時に隅角部に発生するひずみ量及び疲労損傷に対する強度を確認するために、有限要素法を用いた静的応力解析を行った。

2.4.1 解析モデル

2.4.1.1 旧法タンクNo.3の解析モデル

旧法タンクNo.3（公称容量30000 KL）の隅角部を対象として解析モデルを作成した。タンクの主な寸法と諸元を表2.4.1に示す。

表2.4.1 解析対象タンクの主な寸法と諸元

旧法タンクNo. 3							
許可容量	30000 KL	側板の板厚と材料					
タンク内径	45100 mm	1 段	18 mm	HW50	6 段	8 mm	HW50
タンク高さ	21270 mm	2 段	15 mm	HW50	7 段	8 mm	HW50
液面高さ	18802 mm	3 段	13 mm	HW50	8 段	8 mm	SS41
液比重	0.95	4 段	11 mm	HW50	9 段	8 mm	SS41
屋根形式	シングルデッキ 浮き屋根	5 段	9 mm	HW50	—	—	—
		アニュラ板の板厚と材料				12 mm	SM400C
		底板の板厚と材料				8 mm	SS41
隅角部隅肉溶接部脚長 (mm)		W1	12 mm		W2	12 mm	

隅角部モデル化範囲を図2.4.1（a）、隅角部の一部の要素分割を図2.4.1（b）に示す。図2.4.1（a）の左端A端部の半径方向変位を拘束し、同図上端B端部は強制変位を与える位置とした。隅角部溶接部近傍はメッシュ分割を約2mmとした。

なお、図に示した寸法はモデル上のA端部とB端部までの長さである。

地盤との接触部には非線形ばねを設置し、圧縮方向に294N/cm³の力が生じるように設定した。

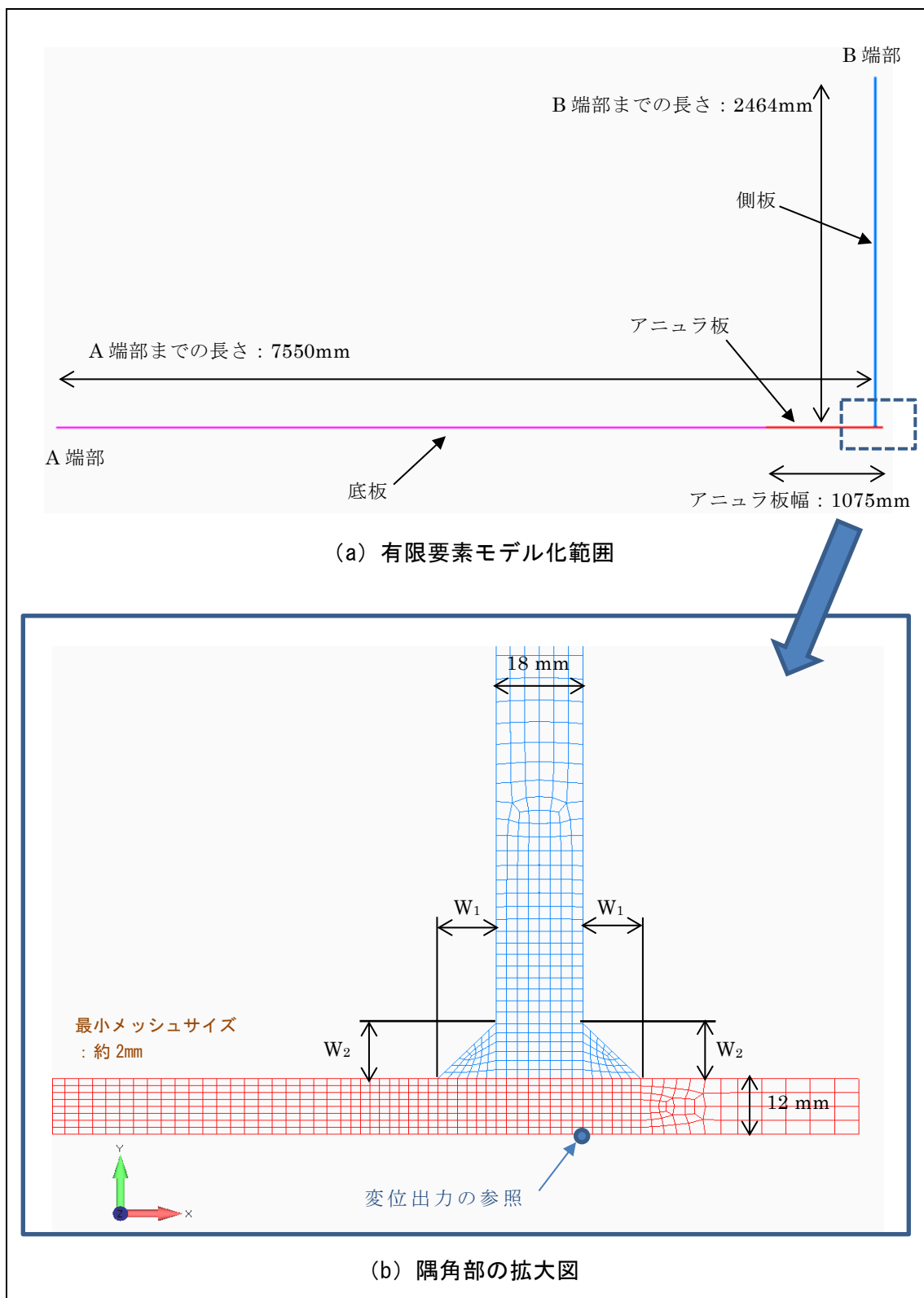


図 2.4.1 隅角部の解析モデル

(1) 解析条件

1.3で示した解析方法に従い、以下の条件で解析を行った。

ア 荷重

B端部（円周上）に側板の全重量（=2764.4 kN）を負荷する。

イ 液圧

アニュラ板に一様分布の静液圧（ $=0.18 \text{ N/mm}^2$ ）を作用させた。

側板には高さに応じて液圧（静液圧）を作用させた。

ウ 強制変位

表2.4.2に示す片側の浮き上がり変位を強制的に付与する。

エ 繰返しサイクル

片側の浮き上がり回数の21回と設定した（最大の浮き上がり変位を含む10mm以上の浮き上がり変位のみ考慮する場合の回数）。

表2.4.2 各サイクルにおける浮き上がり変位

サイクルNo.	浮き上がり変位 (mm)
1	24.4
2	33.8
3	38.8
4	65.0
5	76.0
6	102.8
7	16.9
8	20.7
9	247.0
10	336.6
11	25.9
12	51.4
13	1042.7
14	746.3
15	281.2
16	195.2
17	15.7
18	92.8
19	18.7
20	64.4
21	28.5

(2) 材料の物性値

1段から7段までの側板の材料はHW50（SPV450と相当する）、8段と9段の側板の材料はSS41、アニュラ板の材料はSM400C、底板の材料はSS41であり、それぞれの材料の物性値は表2.4.3に示すとおりである。また、塑性後の応力－ひずみ特性は2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2に提示される方法で作成したものを使用した（図2.4.2参照）。硬化則には移動硬化則を使用した。

表2. 4. 3 材料の物性値

材料の物性値		HW50	SS41/SM400C
降伏強度 (N/mm ²)	Sy	450	245
引張強度 (N/mm ²)	Su	570	400
ポアソン比	ν	0. 3	0. 3
ヤング率 (N/mm ²)	E	205939. 7	205939. 7

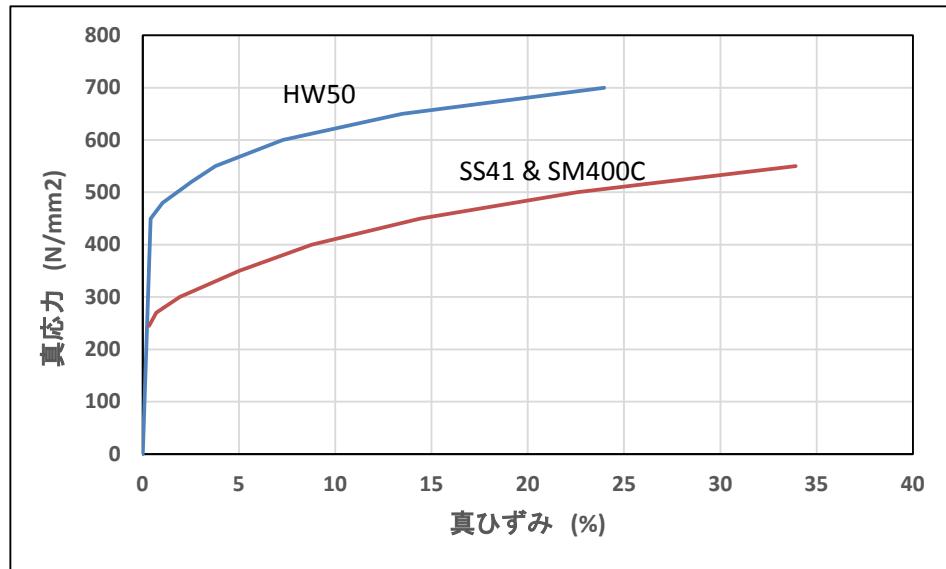


図2. 4. 2 弾塑性解析入力用の応力—ひずみカーブ

2. 4. 1. 2 新法タンク No. 3 の解析モデル

新法タンクNo.3（公称容量30000 kL）の隅角部を対象として解析モデルを作成した。タンクの主な寸法と諸元を表2.4.4に示す。

表2. 4. 4 解析対象タンクの主な寸法と諸元

旧法タンクNo. 3									
許可容量	30000 KL	側板の板厚と材料							
タンク内径	45900 mm	1 段	21 mm	SPV490Q	5 段	9 mm	SPV490Q		
タンク高さ	23000 mm	2 段	17 mm	SPV490Q	6 段	9 mm	SPV490Q		
液面高さ	19240 mm	3 段	14 mm	SPV490Q	7 段	9 mm	SS400		
液比重	0. 95	4 段	12 mm	SPV490Q	8 段	9 mm	SS400		
屋根形式	シングルデッキ 浮き屋根	アニュラ板の板厚と材料				15 mm	SPV490Q		
		底板の板厚と材料				12 mm	SS400		
隅角部隅肉溶接部脚長 (mm)		W1		12 mm		W2		12 mm	

隅角部モデル化範囲を図2.4.3（a）、隅角部の一部の要素分割を図2.4.3（b）に示す。図2.4.3（a）の左端A端部の半径方向変位を拘束し、同図上端B端部は強制変位を与える位置とした。隅角部溶接部近傍のメッシュ分割サイズは約2mmとした。

なお、図に示した寸法はモデル上のA端部とB端部までの長さである。

地盤との接触部には非線形ばねを設置し、圧縮方向に $294\text{N}/\text{cm}^3$ の力が生じるように設定した。

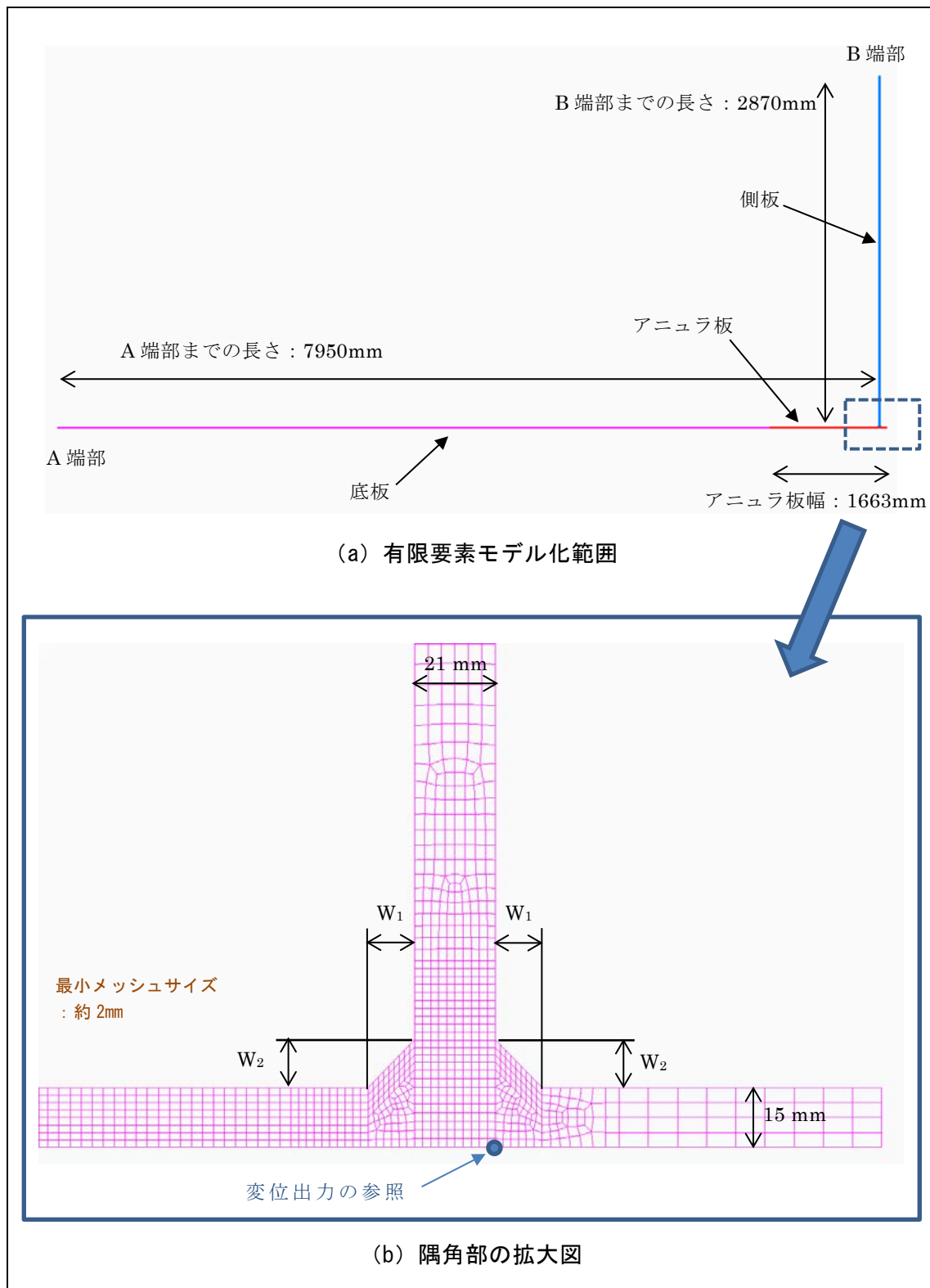


図2.4.3 隅角部の解析モデル

(1) 解析条件

1.3で示した解析方法に従い、以下の条件で解析を行った。

ア 荷重

B端部（円周上）に側板の全重量（=3180 kN）を負荷する。

イ 液圧

アニュラ板に一様分布の静液圧（=0.18 N/mm²）を作用させた。

側板には高さに応じて液圧（静液圧）を作用させた。

ウ 強制変位

表2.4.5に示す片側の浮き上がり変位を強制的に付与する。

エ 繰返しサイクル

片側の浮き上がり回数の14回と設定した（最大の浮き上がり変位を含む10mm以上の浮き上がり変位のみ考慮する場合の回数）。

表2.4.5 各サイクルにおける浮き上がり変位

サイクルNo.	浮き上がり変位 (mm)
1	12.6
2	80.8
3	10.2
4	14.6
5	10.3
6	83.4
7	91.1
8	23.7
9	526.9
10	775.3
11	382.8
12	174.0
13	28.6
14	18.6

(2) 材料の物性値

1段から6段までの側板の材料はSPV490Q、7段と8段の側板の材料はSS400、アニュラ板の材料はSPV490Q、底板の材料はSS400であり、それぞれの材料の物性値は表2.4.6に示すとおりである。また、塑性後の応力－ひずみ特性は2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2に提示される方法で作成したものを使用した（図2.4.4参照）。硬化則には移動硬化則を使用した。

表2.4.6 材料の物性値

材料の物性値		SPV490Q	SS400
降伏強度 (N/mm ²)	Sy	490	245
引張強度 (N/mm ²)	Su	610	400
ポアソン比	ν	0.3	0.3
ヤング率 (N/mm ²)	E	205939.7	205939.7

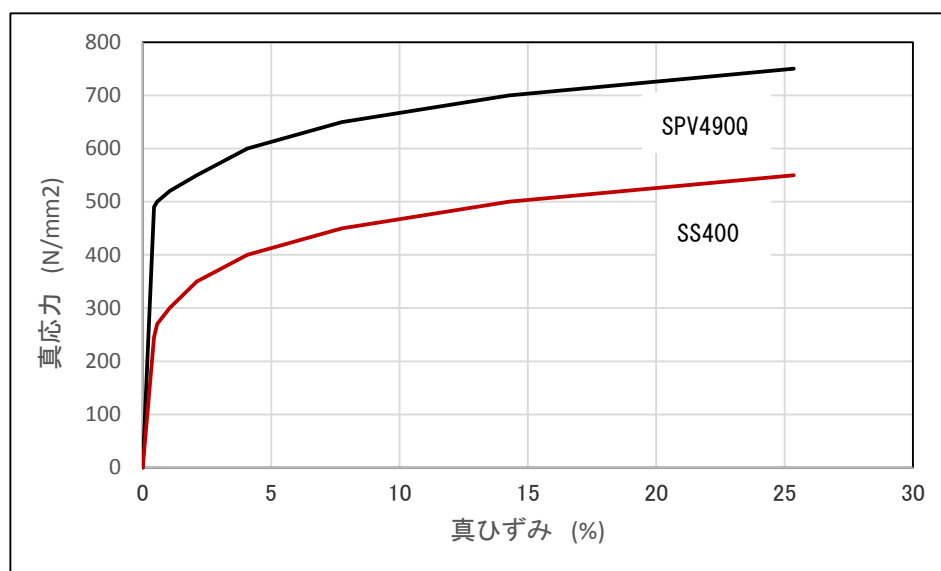


図2.4.4 弾塑性解析入力用の応力-ひずみカーブ

2.4.2 解析結果

2.4.2.1 旧法タンクNo.3の解析結果

(1) 浮き上がり変位と抵抗力の関係

各サイクルの参照点の浮き上がり変位とB端部に強制変位をかけた時の算定された軸方向の抵抗力（B端部の断面上節点力の合計値）の数値を表2.4.7に、その関係を線図で表示すると図2.4.5に示すとおりである（変位出力参照点の位置：図2.4.1（b）を参照）。

表2.4.7 浮き上がり変位と抵抗力の関係

サイクル No.	浮き上がり 位置	抵抗力 (N)	浮き上がり変位 (mm)	
			参照点	B端
1	開始	0.00E+00	-2.15	-2.90
	最高	1.55E+07	25.02	24.36
	最低	8.02E+06	0.63	0.00
2	最高	1.16E+07	34.46	33.80
	最低	5.91E+06	0.63	0.00
3	最高	1.64E+07	39.43	38.77
	最低	4.78E+06	0.64	0.00
4	最高	1.77E+07	65.66	64.98
	最低	3.78E+05	0.67	0.00
5	最高	1.82E+07	76.66	75.97
	最低	-2.09E+05	0.68	0.00
6	最高	1.94E+07	103.56	102.83
	最低	-1.14E+06	0.69	0.00
7	最高	1.01E+07	17.49	16.88
	最低	-1.14E+06	0.69	0.00
8	最高	1.10E+07	21.34	20.73
	最低	-1.14E+06	0.69	0.00
9	最高	2.73E+07	248.53	246.95
	最低	-5.80E+06	0.73	0.00
10	最高	3.36E+07	339.61	336.57
	最低	-8.62E+06	0.76	0.00
11	最高	1.06E+07	26.55	25.92
	最低	-8.61E+06	0.76	0.00
12	最高	1.41E+07	52.07	51.40
	最低	-8.54E+06	0.76	0.00
13	最高	7.75E+07	1079.16	1042.74
	最低	-1.67E+07	0.69	0.00
14	最高	5.85E+07	765.74	746.32
	最低	-1.96E+07	0.79	0.00
15	最高	2.46E+07	283.48	281.17
	最低	-2.07E+07	0.80	0.00
16	最高	1.89E+07	196.41	195.25
	最低	-2.11E+07	0.81	0.00
17	最高	5.18E+06	16.25	15.67
	最低	-2.11E+07	0.80	0.00
18	最高	1.40E+07	93.49	92.84
	最低	-2.09E+07	0.80	0.00
19	最高	7.82E+06	19.31	18.74
	最低	-2.09E+07	0.80	0.00
20	最高	1.28E+07	65.05	64.44
	最低	-2.06E+07	0.80	0.00
21	最高	1.01E+07	29.11	28.53
	最低	-2.06E+07	0.79	0.00

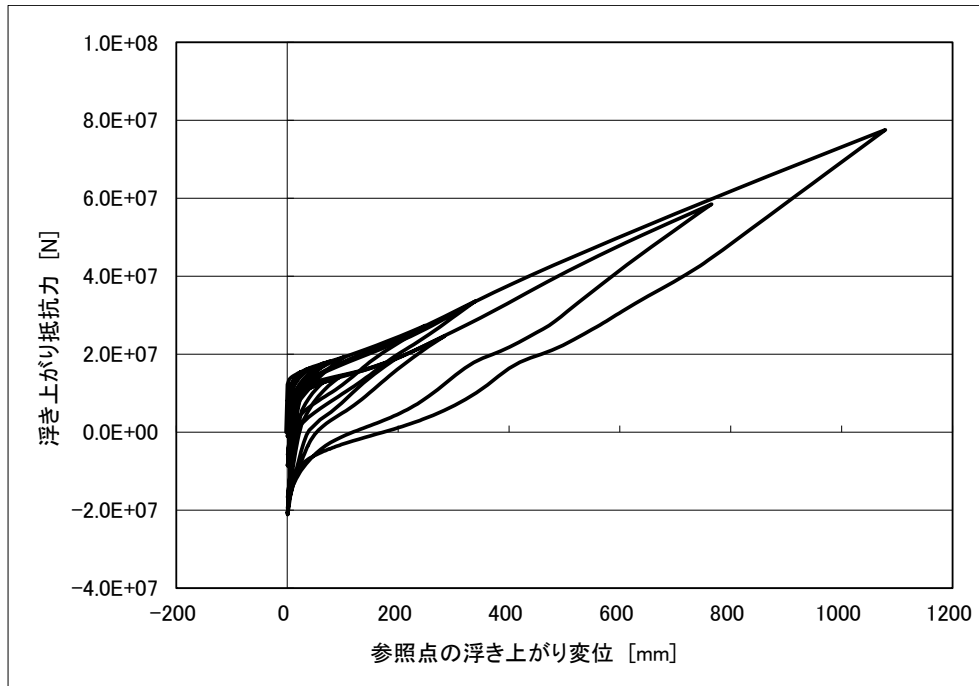


図2.4.5 浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

(2) 隅角部隅肉溶接部のひずみ振幅

浮き上がり変位を与えて、隅角部を浮上らせる静的応力解析結果の、隅角部隅肉溶接部近傍の注目点（A点、B点とC点、3つの点の位置を図2.4.6に示す。）に発生した全ひずみと全ひずみ振幅を表2.4.8に示す。A点は隅肉溶接部止端部、B点はA点から2 mm内側のアニュラ板上の点（実タンクを想定した場合にひずみ計測が可能な最も側板に近い位置）であり、両点の半径方向全ひずみを ϵ_r とする。C点は側板内面の止端部であり、その鉛直方向ひずみを ϵ_z とする。また、全ひずみ振幅は $\Delta\epsilon_r$ 等とする。21サイクルにおける各点の浮き上がり変位とひずみとの関係線図を図2.4.7から図2.4.9に示す。

表2.4.8 各サイクルにおける隅角部隅肉溶接部のひずみとひずみ振幅
(最大浮き上がり変位 : 104.3cm)

サイクル No.	浮き上がり 位置	ひずみ (%)			ひずみ振幅 (%)		
		A点	B点	C点	A点	B点	C点
		ε_r	ε_r	ε_z	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_z$
1	開始	0.15	0.20	0.09	0.26	3.15	0.10
	最高	0.41	3.35	0.13			
	最低	0.24	3.17	0.03			
2	最高	0.49	4.27	0.13	0.23	0.23	0.13
	最低	0.27	4.04	0.00			
3	最高	0.53	4.73	0.13	0.25	0.28	0.15
	最低	0.28	4.45	-0.02			
4	最高	0.79	6.72	0.14	0.39	1.03	0.22
	最低	0.40	5.70	-0.07			
5	最高	0.88	7.52	0.15	0.44	1.85	0.23
	最低	0.44	5.68	-0.08			
6	最高	1.17	9.25	0.16	0.57	4.08	0.24
	最低	0.60	5.18	-0.08			
7	最高	0.74	5.33	0.01	0.15	0.16	0.09
	最低	0.60	5.17	-0.08			
8	最高	0.76	5.34	0.02	0.17	0.18	0.11
	最低	0.60	5.16	-0.08			
9	最高	3.18	16.72	0.22	1.72	11.85	0.31
	最低	1.46	4.87	-0.09			
10	最高	4.75	22.66	0.30	3.11	16.13	0.35
	最低	1.65	6.53	-0.05			
11	最高	1.76	6.79	0.12	0.10	0.32	0.17
	最低	1.67	6.47	-0.05			
12	最高	1.90	8.09	0.18	0.23	1.60	0.23
	最低	1.67	6.49	-0.05			
13	最高	17.24	44.36	0.81	14.02	34.85	0.14
	最低	3.22	9.51	0.67			
14	最高	12.90	41.50	0.98	9.68	30.89	0.14
	最低	3.22	10.61	0.84			
15	最高	5.80	28.98	1.16	2.70	18.95	0.32
	最低	3.10	10.03	0.84			
16	最高	4.56	24.57	1.22	1.49	15.22	0.37
	最低	3.07	9.35	0.85			
17	最高	3.04	9.32	1.12	0.05	0.01	0.27
	最低	3.09	9.30	0.85			
18	最高	3.47	17.27	1.26	0.35	8.29	0.40
	最低	3.13	8.99	0.86			
19	最高	3.08	9.04	1.16	0.07	0.12	0.30
	最低	3.15	8.92	0.86			
20	最高	3.33	14.07	1.26	0.15	5.56	0.40
	最低	3.18	8.51	0.86			
21	最高	3.15	8.94	1.22	0.06	0.55	0.36
	最低	3.21	8.39	0.87			

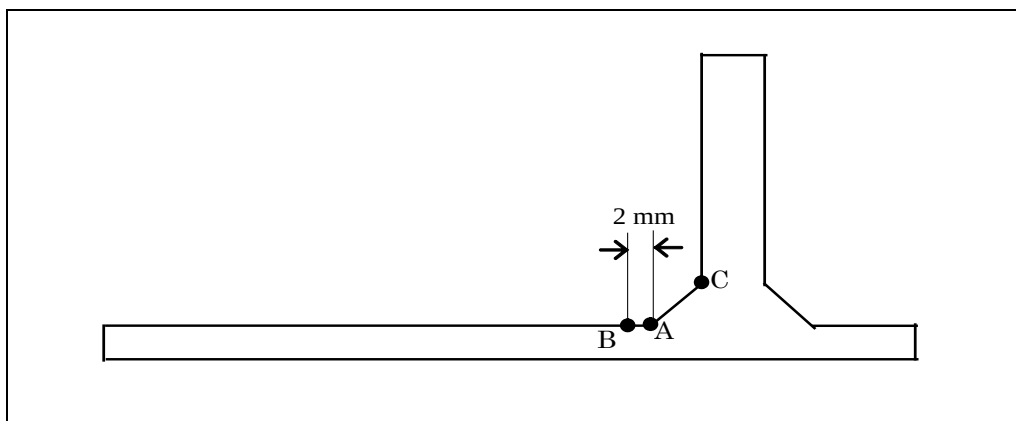


図2.4.6 ひずみ評価位置

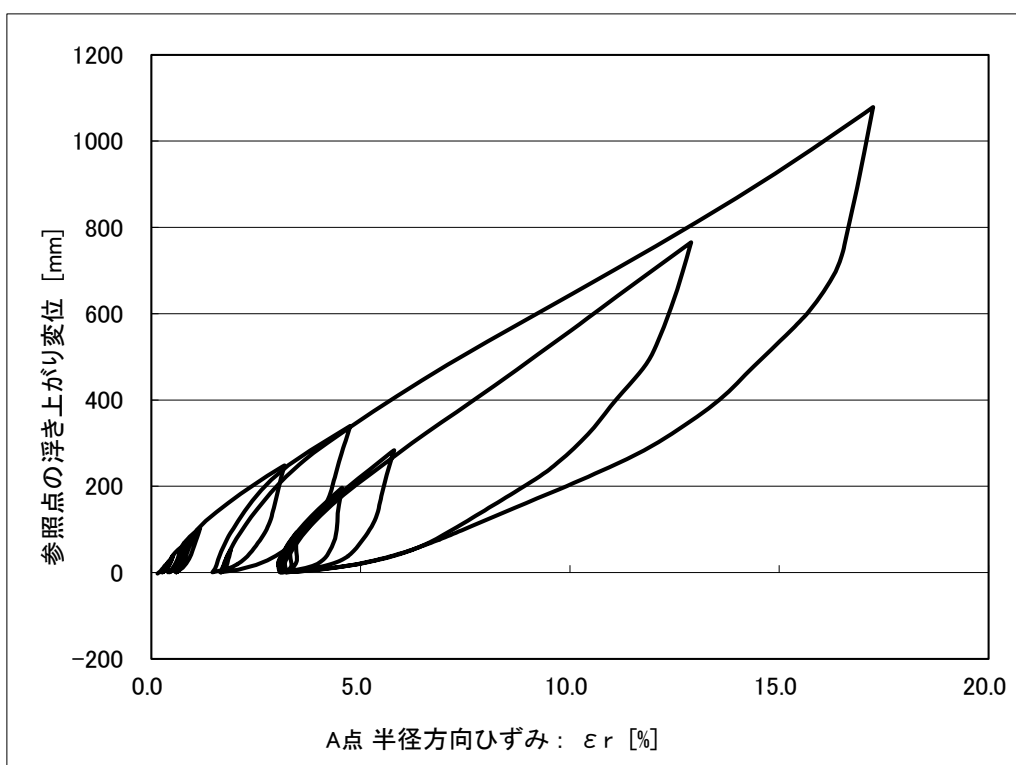


図2.4.7 浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

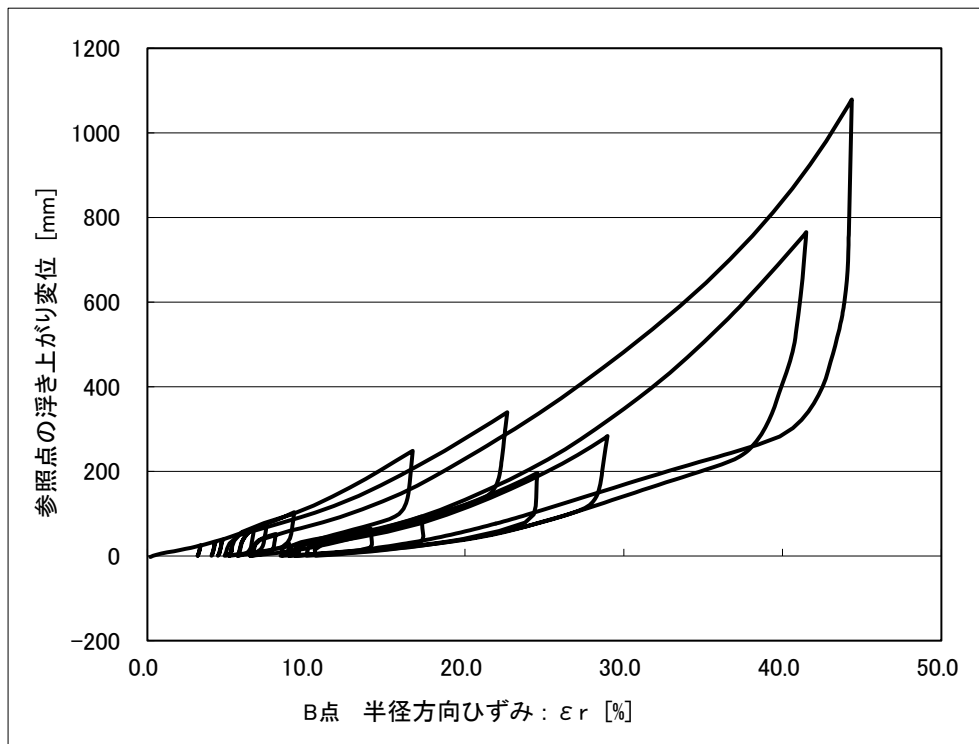


図2.4.8 浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

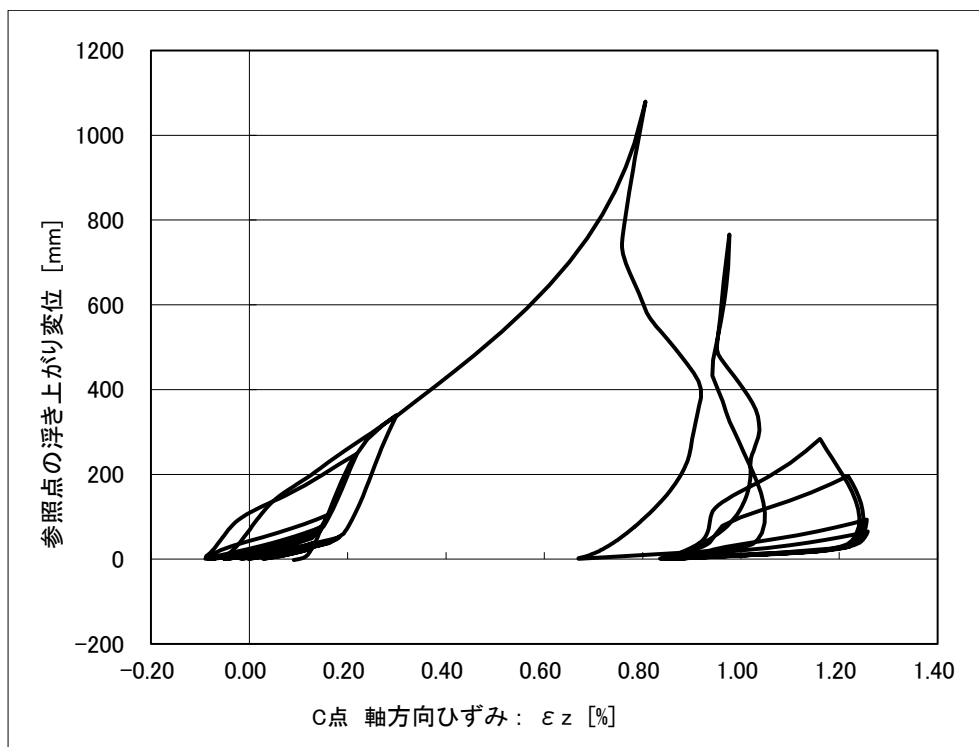


図2.4.9 浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向ひずみの関係

(3) 変形図とひずみ分布図

最大浮き上がり変位が104.3 cmになるときの、隅角部の変形及び塑性ひずみ分布図を図2.4.10及び図2.4.11に示す。

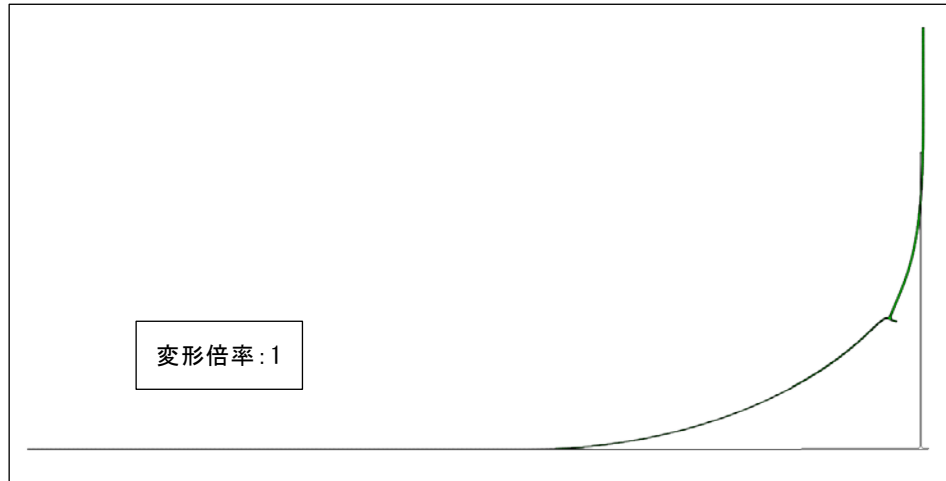


図2. 4. 10 浮き上がり時の隅角部の変形図
(サイクル13回目の浮き上がり時)

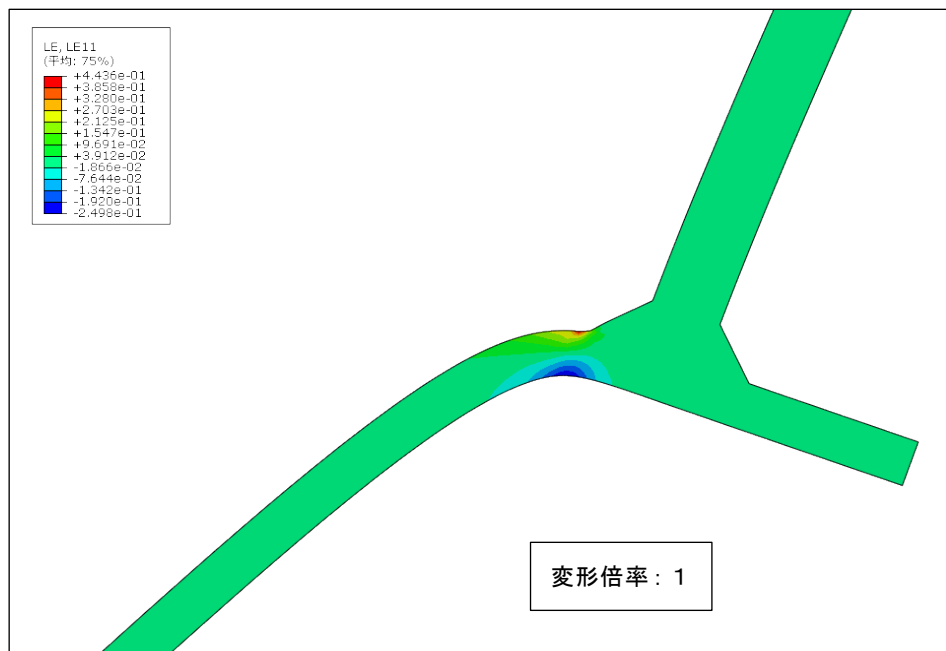


図2. 4. 11 隅角部の半径方向ひずみ成分分布図
(サイクル13回目 最大浮き上がり変位: 104.3cm)

浮き上がり挙動によって、隅角部が曲げられ、隅角部の溶接部の止端部（B点）に最も大きなひずみが発生した。この表面上のひずみは局部的なものであり、全断面での平均値はこれよりも小さい。

2. 4. 2. 2 新法タンク No. 3 の解析結果

各サイクルの参照点の浮き上がり変位と B 端部に強制変位をかけた時の算定された軸方向の抵抗力（B 端部の断面上節点力の合計値）の数値を表 2.4.9 に、その関係を線図で表示すると図 2.4.12 に示すとおりである（変位出力参照点の位置：図 2.4.3（b）を参照）。

表2.4.9 浮き上がり変位と抵抗力の関係

サイクル No.	浮き上がり 位置	抵抗力 (N)	浮き上がり変位 (mm)	
			参照点	B端
1	開始	0.00E+00	-1.54	-2.26
	最高	1.88E+07	13.26	12.60
	最低	1.42E+07	0.63	0.00
2	最高	2.25E+07	81.61	80.80
	最低	9.54E+06	0.60	0.00
3	最高	1.67E+07	10.81	10.20
	最低	9.54E+06	0.60	0.00
4	最高	1.77E+07	15.22	14.60
	最低	9.54E+06	0.60	0.00
5	最高	1.67E+07	10.91	10.30
	最低	9.54E+06	0.60	0.00
6	最高	2.57E+07	84.21	83.40
	最低	9.05E+06	0.60	0.00
7	最高	2.61E+07	91.91	91.10
	最低	7.50E+06	0.60	0.00
8	最高	1.88E+07	24.33	23.70
	最低	7.50E+06	0.60	0.00
9	最高	5.74E+07	531.08	526.90
	最低	-2.26E+07	0.82	0.00
10	最高	7.54E+07	786.40	775.30
	最低	-3.58E+07	0.74	0.00
11	最高	3.82E+07	385.25	382.80
	最低	-3.53E+07	0.74	0.00
12	最高	2.38E+07	174.97	174.00
	最低	-3.44E+07	0.73	0.00
13	最高	3.12E+06	29.15	28.60
	最低	-3.44E+07	0.73	0.00
14	最高	-2.41E+06	19.13	18.60
	最低	-3.44E+07	0.73	0.00

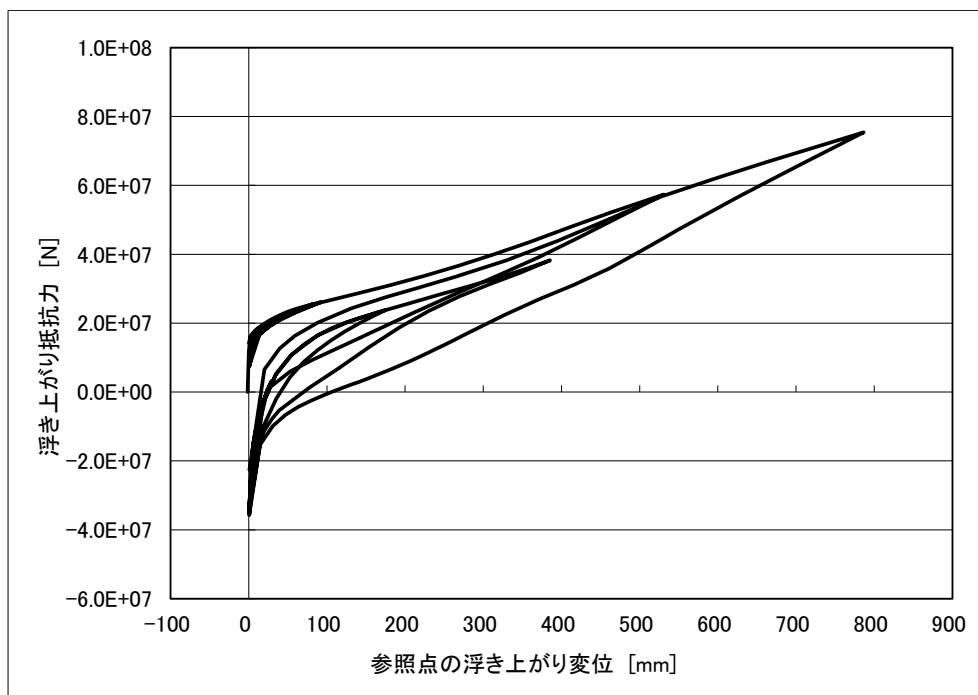


図2.4.12 浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

浮き上がり変位を与えて、隅角部を浮き上がらせる静的応力解析結果の隅角部隅肉溶接部近傍の注目点（A点、B点とC点、3つの点の位置を図2.4.6に示す。）に発生した全ひずみと全ひずみ振幅を表2.4.10に示す。A点は隅肉溶接部止端部で、B点はA点から2 mm内側のアニュラ板上の点（実タンクを想定した場合にひずみ計測が可能な最も側板に近い位置）で、両点の半径方向全ひずみを ϵ_r とし、C点は側板内面の止端部でその鉛直方向ひずみを ϵ_z とする。また、全ひずみ振幅は $\Delta\epsilon_r$ 等とする。14サイクルにおける各点の浮き上がり変位とひずみとの関係線図を図2.4.13から図2.4.15に示す。

表2.4.10 各繰返しサイクルにおける隅角部隅肉溶接部のひずみとひずみ振幅

サイクル No.	浮き上がり 位置	ひずみ (%)			ひずみ振幅 (%)		
		A点	B点	C点	A点	B点	C点
		ε_r	ε_r	ε_z	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_z$
1	開始	0.20	0.14	0.11	0.26	0.12	0.06
	最高	0.46	0.25	0.17			
	最低	0.34	0.16	0.12			
2	最高	1.87	1.44	0.33	0.46	0.39	0.24
	最低	1.41	1.05	0.09			
3	最高	1.52	1.14	0.13	0.11	0.09	0.05
	最低	1.41	1.05	0.09			
4	最高	1.55	1.17	0.15	0.14	0.12	0.07
	最低	1.41	1.05	0.09			
5	最高	1.52	1.15	0.14	0.11	0.09	0.05
	最低	1.41	1.05	0.09			
6	最高	1.95	1.52	0.33	0.47	0.40	0.25
	最低	1.48	1.13	0.08			
7	最高	2.21	1.81	0.34	0.52	0.43	0.27
	最低	1.69	1.39	0.07			
8	最高	1.89	1.57	0.17	0.20	0.18	0.10
	最低	1.69	1.39	0.07			
9	最高	15.52	12.18	0.85	9.28	8.56	0.79
	最低	6.24	3.62	0.06			
10	最高	23.11	18.34	1.29	15.21	13.60	0.91
	最低	7.89	4.74	0.38			
11	最高	15.73	14.14	1.22	7.97	9.53	0.84
	最低	7.75	4.61	0.38			
12	最高	10.17	8.66	1.17	2.93	4.42	0.77
	最低	7.24	4.24	0.40			
13	最高	7.26	4.56	0.70	0.03	0.32	0.30
	最低	7.23	4.24	0.41			
14	最高	7.24	4.49	0.61	0.02	0.25	0.21
	最低	7.23	4.24	0.41			

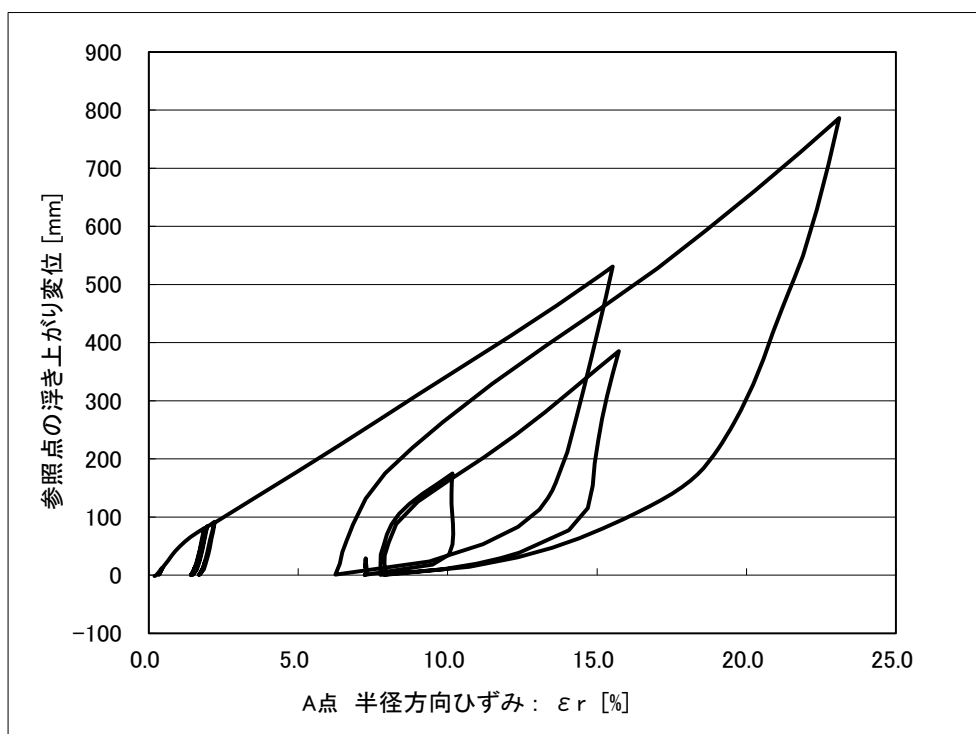


図2. 4. 13 浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

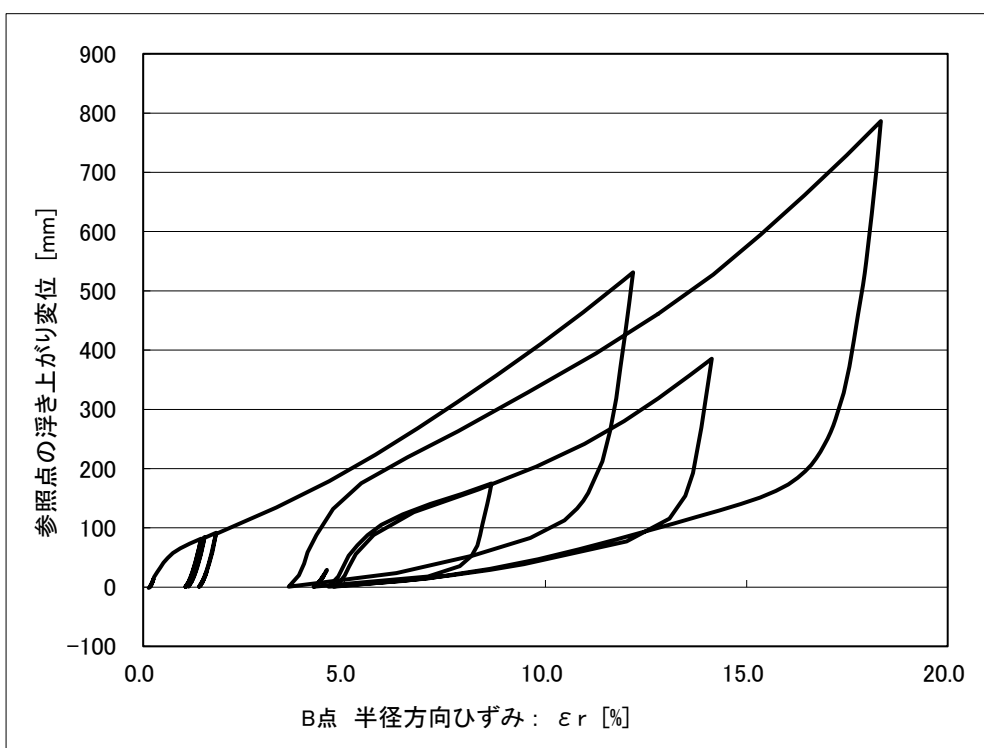


図2. 4. 14 浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

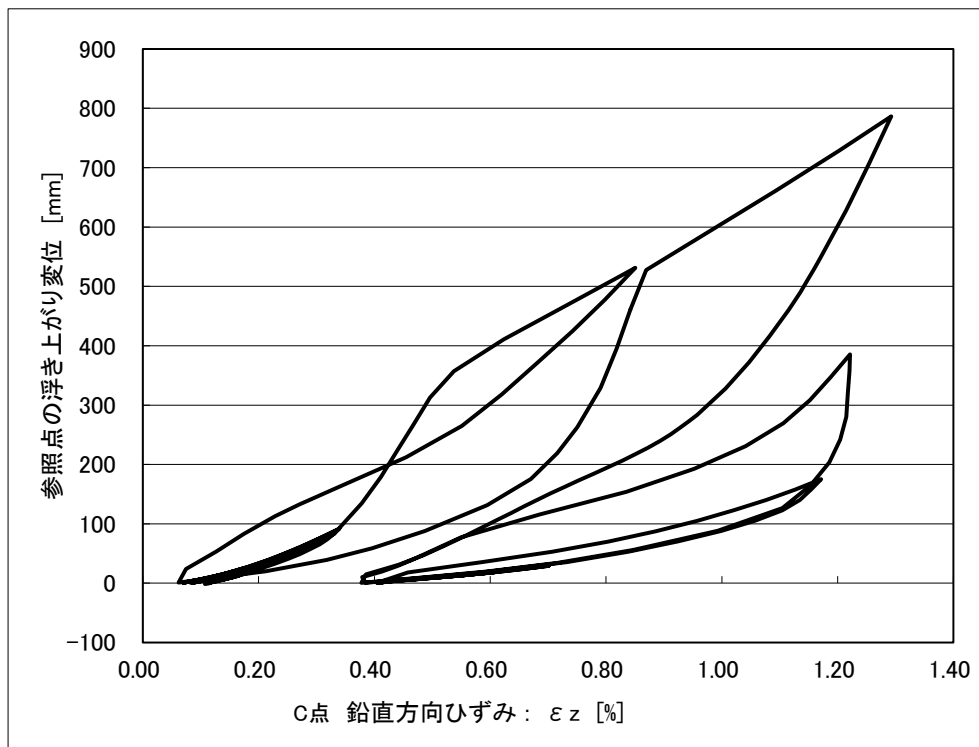


図2.4.15 浮き上がり変位とC点に発生した軸方向ひずみの関係

最大浮き上がり変位が77.5 cmになるときの、隅角部の変形及び塑性ひずみ分布図を図2.4.16及び図2.4.17に示す。

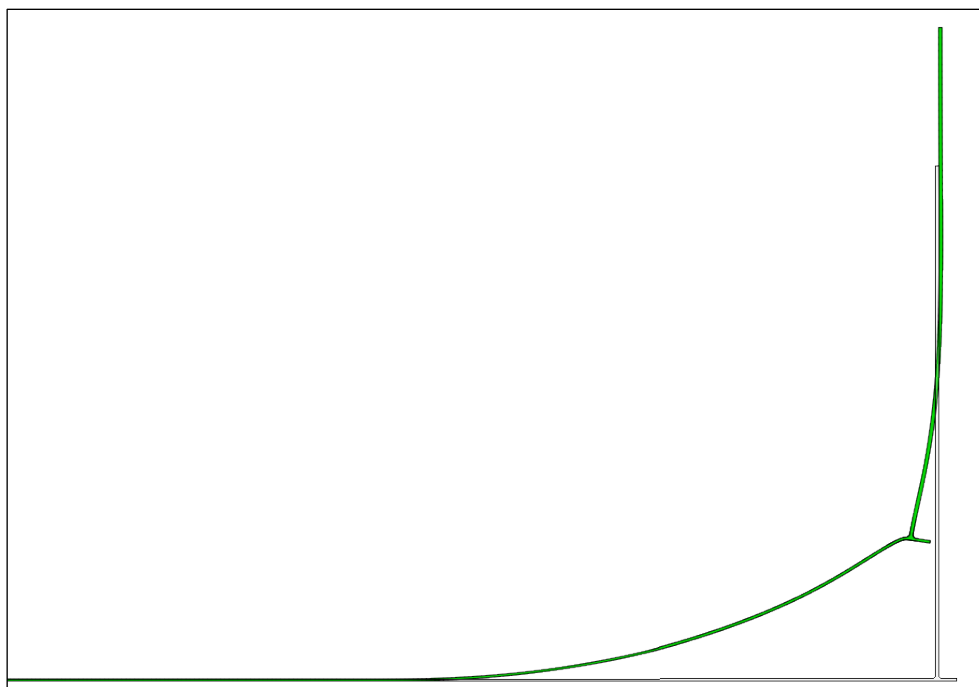


図 2.4.16 変形図 (最大浮き上がり変位 : 77.5cm)



図 2.4.17 隅角部の半径方向ひずみ成分の分布図
(サイクル 10 回目、最大浮き上がり変位 : 77.5cm)

浮き上がり挙動によって、隅角部が曲げられ、隅角部の溶接部の止端部（A 点）に最も大きなひずみが発生した。この表面上のひずみは局部的なものであり、全断面での平均値はこれよりも小さい。

2.4.3 低サイクル疲労評価

地震時の浮き上がりに対する隅角部挙動は、低サイクル疲労である。飯田^{*}は、溶接構造用鋼、高張力鋼、一般構造用鋼などの10種の鋼をひずみ制御疲労試験を実施し、き裂発生寿命 N_c をひずみ振幅 $\Delta \varepsilon$ に対して整理し、次式で最適疲労曲線を表した。

$$\frac{\Delta \varepsilon}{2} = 0.415 N_c^{-0.606} + 0.00412 N_c^{-0.115} \quad (2.4.1)$$

上式を図示すると図2.4.18になる。

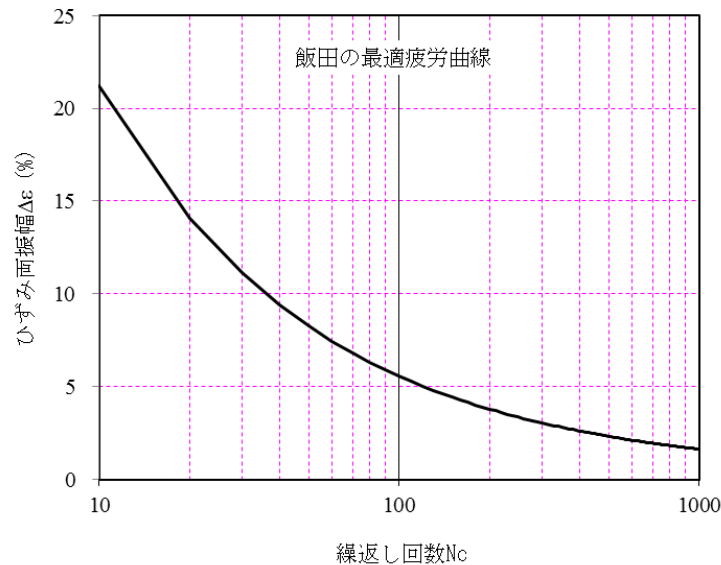


図 2.4.18 飯田の最適疲労曲線

マイナー則では、次式の疲労損傷度 $D=1.0$ のときを疲労寿命としており、式 (2.4.2) により隅角部の疲労損傷度の評価を実施した。

$$D = \frac{n(\Delta\epsilon_1)}{N_c(\Delta\epsilon_1)} + \frac{n(\Delta\epsilon_2)}{N_c(\Delta\epsilon_2)} + \frac{n(\Delta\epsilon_3)}{N_c(\Delta\epsilon_3)} + \dots < 1.0 \quad (2.4.2)$$

ただし、 D ：疲労損傷度

$\Delta\epsilon_i$ ：ひずみ振幅

$N(\Delta\epsilon_i)$ ：ひずみ振幅 $\Delta\epsilon_i$ の繰返し回数

$N_c(\Delta\epsilon_i)$ ：ひずみ振幅 $\Delta\epsilon_i$ の疲労寿命

※ 文献：日本材料学会編、疲労設計便覧、養賢堂、pp.135-136、1995年。

2.4.3.1 旧法タンク No.3 の疲労損傷度評価

旧法タンク No.3 の浮き上がり回数は最大の浮き上がり変位が算出された側の 21 回で設定し、この条件での疲労損傷度 D を算定した。

表 2.4.8 に示した A 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅に対する、飯田の最適疲労曲線式 (2.4.1) で求めた疲労寿命 N_c を表 2.4.11 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 104.3 cm となる A 地区 EW 方向の想定地震波形に対し、当該タンクは隅角部の溶接部止端部の A 点の疲労損傷度 D は 0.085 であり、は 1.0 以下という結果になった。

表 2.4.8 に示した B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅の一部には約 35% という数値が出ており、飯田の最適疲労曲線式のグラフ範囲外となる。なお、同式にて仮に疲労損傷度 D を算出すると 0.756 となる。今回の隅角部の疲労破壊の可能性評価については、1994 年三陸はるか沖地震や 1995 年兵庫県南部地震に対する石油タンク隅角部の繰返し片浮き上がり挙動解析に用いられた一連の解析システムを採用したが、今回のような大きな浮き上がりに対し、そのまま適用することの妥当性については、別途検討していく必要がある。

表 2.4.11 旧法タンク No.3 の隅角部の疲労損傷度評価結果

サイクル No.	浮き上がり変位 δ_i (mm)	A 点		
		ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰返し回数 Nc	疲労損傷度 D
1	24.4	0.26	177350	0.000006
2	33.8	0.23	320500	0.000003
3	38.8	0.25	212800	0.000005
4	65.0	0.39	36130	0.000028
5	76.0	0.44	24390	0.000041
6	102.8	0.57	11410	0.000088
7	16.9	0.15	500000	0.000002
8	20.7	0.17	500000	0.000002
9	247.0	1.72	902	0.001109
10	336.6	3.11	288	0.003472
11	25.9	0.10	500000	0.000002
12	51.4	0.23	320500	0.000003
13	1042.7	14.02	20	0.050000
14	746.3	9.68	38	0.026316
15	281.2	2.70	375	0.002667
16	195.2	1.49	1207	0.000829
17	15.7	0.05	500000	0.000002
18	92.8	0.35	52810	0.000019
19	18.7	0.07	500000	0.000002
20	64.4	0.15	500000	0.000002
21	28.5	0.06	500000	0.000002
			合計	0.084598

表 2.4.11 に示す許容繰返し回数を用いて、以下のように A 点の疲労損傷度 D(合計) を計算した。

$$D = \sum_{i=1}^{21} \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{177350} + \frac{1}{320500} + \frac{1}{212800} + \dots + \frac{1}{20} + \frac{1}{38} + \frac{1}{375} + \dots + \frac{1}{500000} = 0.084598$$

2.4.3.2 新法タンク No.3 の疲労損傷度評価

新法タンク No.3 の浮き上がり回数は最大の浮き上がり変位が算出された側の 14 回で設定し、この条件での疲労損傷度 D を算定した。

表 2.4.10 に示した A 点と B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅に対する、飯田の最適疲労曲線式 (2.4.1) で求めた疲労寿命 N_c を表 2.4.12 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 77.5 cm となる A 地区 EW 方向の想定地震波形に対し、当該タンクは隅角部の溶接部止端部の A 点と B 点の疲労損傷度 D は 0.190 と 0.101 であり、1.0 以下という結果になった。

表 2.4.12 新法タンク No.3 の隅角部の疲労損傷度評価結果

サイクル No.	浮き上がり 変位 δ_i (mm)	A 点			B 点		
		ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し 回数 N_c	疲労損傷度 D	ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し 回数 N_c	疲労損傷度 D
1	12.6	0.26	177350	0.000006	0.12	500000	0.000002
2	80.8	0.46	21250	0.000047	0.39	36130	0.000028
3	10.2	0.11	500000	0.000002	0.09	500000	0.000002
4	14.6	0.14	500000	0.000002	0.12	500000	0.000002
5	10.3	0.11	500000	0.000002	0.09	500000	0.000002
6	83.4	0.47	19900	0.000050	0.40	33190	0.000030
7	91.1	0.52	14770	0.000068	0.43	262300	0.000004
8	23.7	0.20	500000	0.000002	0.18	500000	0.000002
9	526.9	9.28	41	0.024390	8.56	47	0.021277
10	775.3	15.21	17	0.058824	13.60	21	0.047619
11	382.8	7.97	53	0.018868	9.53	39	0.025641
12	174.0	2.93	322	0.003106	4.42	151	0.006623
13	28.6	0.03	500000	0.000002	0.32	73940	0.000014
14	18.6	0.02	500000	0.000002	0.25	212800	0.000005
			合計	0.189968			
					合計		0.101249

表 2.4.12 に示す許容繰り返し回数を用いて、以下のように A 点と B 点の疲労損傷度 D(合計) を計算した。

A 点：

$$D = \sum_{i=1}^{14} \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{177350} + \frac{1}{21250} + \frac{1}{500000} + \dots + \frac{1}{41} + \frac{1}{17} + \frac{1}{53} + \dots + \frac{1}{500000} = 0.189968$$

B 点：

$$D = \sum_{i=1}^{14} \frac{1}{N_{ci}} = \frac{1}{500000} + \frac{1}{36130} + \frac{1}{500000} + \dots + \frac{1}{47} + \frac{1}{21} + \frac{1}{39} + \dots + \frac{1}{212800} = 0.101249$$

2.5 3次元シェルモデルによる側板の座屈強度評価解析

非線形ばねを有する質点系モデルの浮き上がり解析結果によって、以下の浮き上がりが発生した2基のタンクを選定し、3次元シェル要素モデルによる弾性大変形解析を実施し、最大浮き上がり変位が生じるときの沈み込み側の側板下端に発生する最大軸方向圧縮応力を求めた（通常は側板の最下端付近が最大となる）。側板の限界座屈応力との比較により側板の地震時の座屈強度評価を行った。

(1) 旧法タンク

No.3 (30000 KL) (算定された最大浮き上がり変位：104.3 cm)

(2) 新法タンク

No.3 (30000 KL) (算定された最大浮き上がり変位：77.5 cm)

2.5.1 解析モデル

タンクの浮き上がり側及び沈み込み側に着目するため、2基のタンクの3次元シェルモデルを作成した。タンク形状は1/2部分であるが、その切断面には対称条件を設定した。底板は形状として全面作成しているが、タンク半径の70%の位置からの底板の一部を剛体要素でモデル化し、中心の参照点と連動させている。

タンク側板上端のトップアングルのみモデル上には含まれている。上端拘束条件はフリーとした。底板およびアニュラ板と基礎との接触・離間を考慮するため、軸方向の圧縮のみに294N/cm³の力が生じるようなばね要素を設定した。

2.5.1.1 旧法タンクNo.3の解析モデル

旧法タンク No.3 (30000KL) を対象として解析モデルを作成した（図 2.5.1 参照）。タンクの主な寸法と諸元は2.4の表 2.4.1 に示すとおりである。

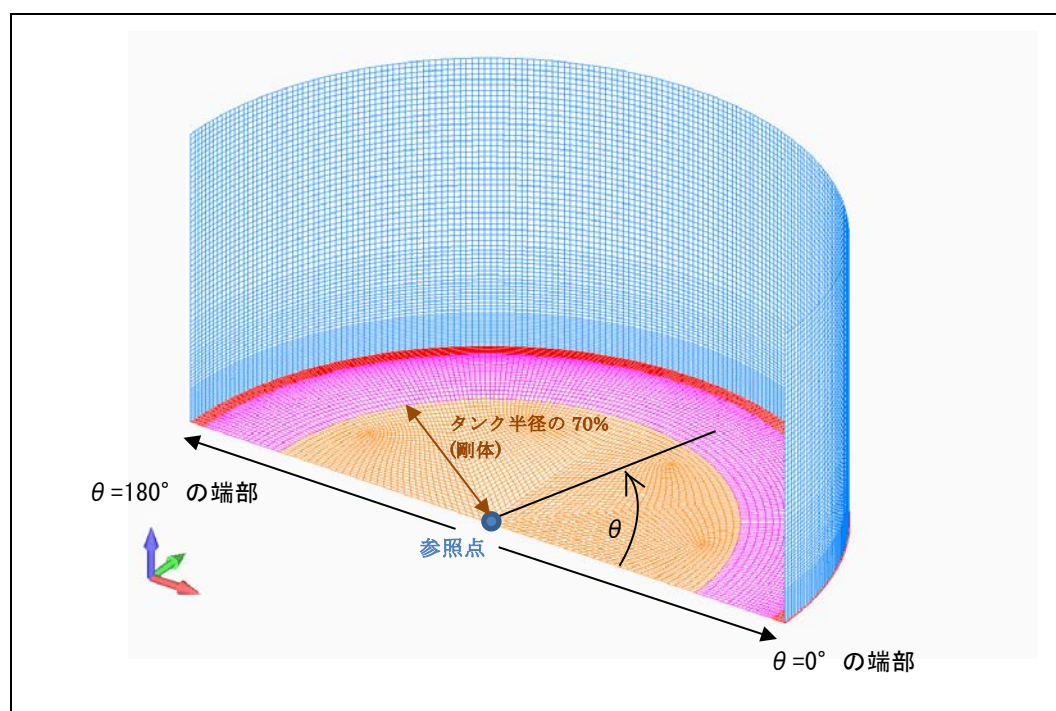


図2.5.1 旧法タンクNo.3の3次元シェルモデル

側板と付属物の重量分（合計：2760 kN）は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）した。アニュラ板と底板の自重もモデル上考慮した。

材料の物性値は2.4の表2.4.3に示しているとおりである。

2.5.1.2 新法タンクNo. 3の解析モデル

新法タンクNo.3（30000 KL）を対象として解析モデルを作成した（図2.5.2参照）。タンクの主な寸法と諸元は2.4の表2.4.4に示しているとおりである。

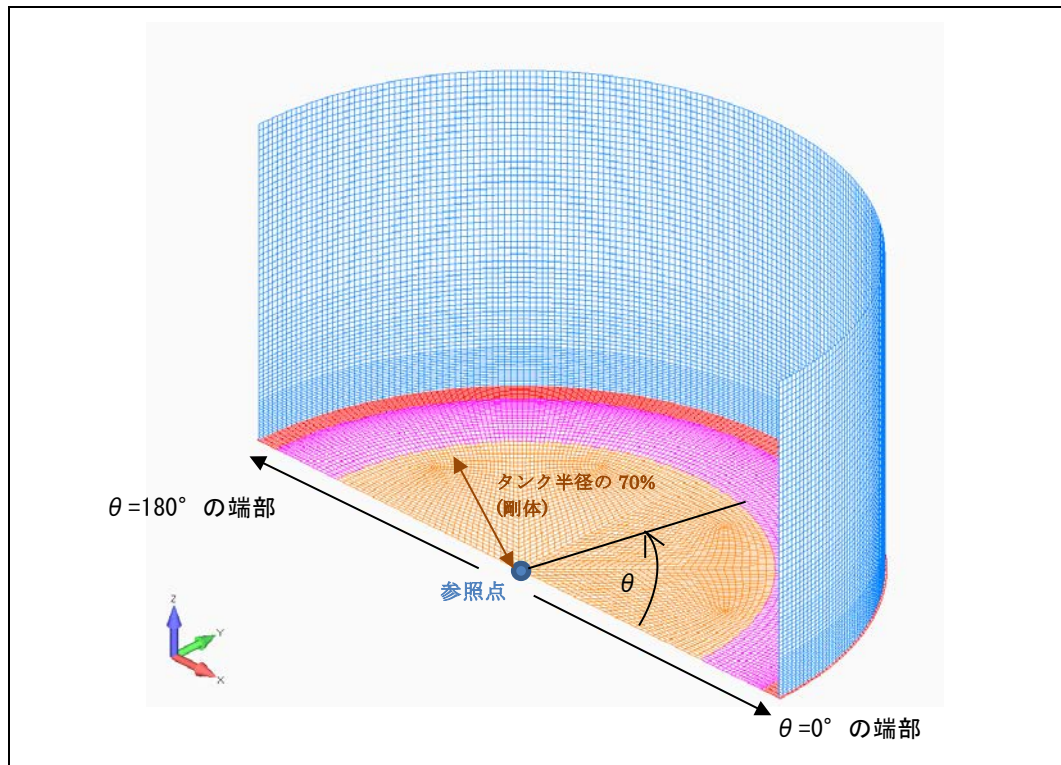


図2.5.2 新法タンクNo. 3の3次元シェルモデル

側板と付属物の重量分（合計：3530 kN）は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）した。アニュラ板と底板の自重もモデル上考慮した。

材料の物性値は2.4の表2.4.6に示しているとおりである。

2.5.1.3 荷重条件

(1) 荷重

側板の付属物及び屋根の重量分は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）した。アニュラ板と底板の自重もモデル上考慮した。

(2) 動液圧の算定

入力地震動は、地震動レベル1の設計水平震度 Kh_1 を基準として、消防法により規定された以下の算出式で求めた動液圧を静的に作用させた。算出した動液圧は、1/2対称境界面を最大／最小として、側板と底板の周方向に余弦分布させてモデルに入力した。

水平方向地震動による側板部作用する液圧は、次式で表される。

$$Ph = Ph_0 + Ph_1 \quad (2.5.1)$$

Ph は、底部からの高さ Z における側板部に作用する動液圧（N/mm²）である。

Ph_0 及び Ph_1 は 次式のとおり。

$$Ph_0 = \frac{9.80665\rho H}{1000} \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{0i} \left(\frac{Z}{H} \right)^i \right\} Kh_1 / \nu_3 \quad (2.5.2)$$

$$Ph_1 = \frac{9.80665\rho H}{1000} \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{1i} \left(\frac{Z}{H} \right)^i \right\} \left(1 - \frac{1}{\nu_3} \right) Kh_1 \quad (2.5.3)$$

ここで、 ρ は貯蔵液の比重、 H は最高液面高さ（m）、 ν_3 は特定屋外貯蔵タンクの固有周期を考慮した応答倍率（－）、 C_{0i} と C_{1i} は、特定屋外貯蔵タンクの最高液面高さと直径との比により、求めた係数である。

算定された2基の対象タンクの動液圧を参考資料6に示す。

(3) 解析ステップ

解析ステップを、次のように2段階に分けて実施した。

ア ステップ 1

通常時荷重（静液圧）

イ ステップ 2

地震時荷重（静液圧＋動液圧）

静液圧が負荷されている状態から、動液圧を準静的に段階的に負荷させた。

質点系モデルにて算定された最大浮き上がり変位となるときの側板に発生する応力を確認した。

2.5.2 解析結果

2.5.2.1 旧法タンクNo.3の解析結果

以下に旧法タンクNo.3の最大浮き上がり変位104.3 cmまでの解析結果を示す。

側板下端部の円周方向角度に対応する軸方向変位を図2.5.3に示す。最大浮き上がり変位が104.3 cmのとき、沈み込み側の最大沈み込み変位は僅か0.6 cmであることが確認された。

沈み込み側の軸方向膜応力と側板の高さの関係を図2.5.4に示す。このとき沈み込み側の側板下端に発生する最大軸方向圧縮応力は13.1 N/mm²であった。また、沈み込み側の円周方向膜応力と側板の高さの関係を図2.5.5に示す。このとき沈み込み側の側板最下段に発生する最大円周方向膜応力は336 N/mm²であった。

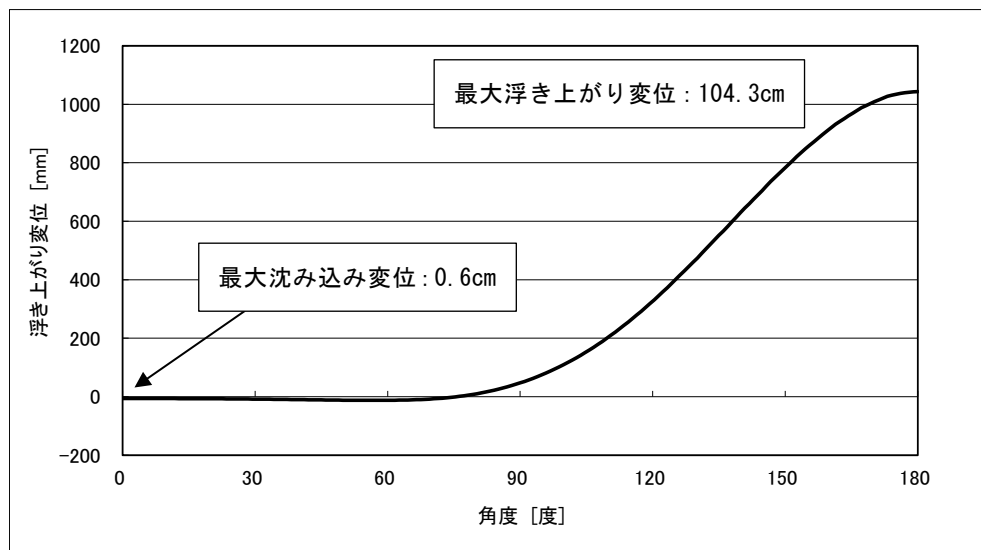


図2.5.3 側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

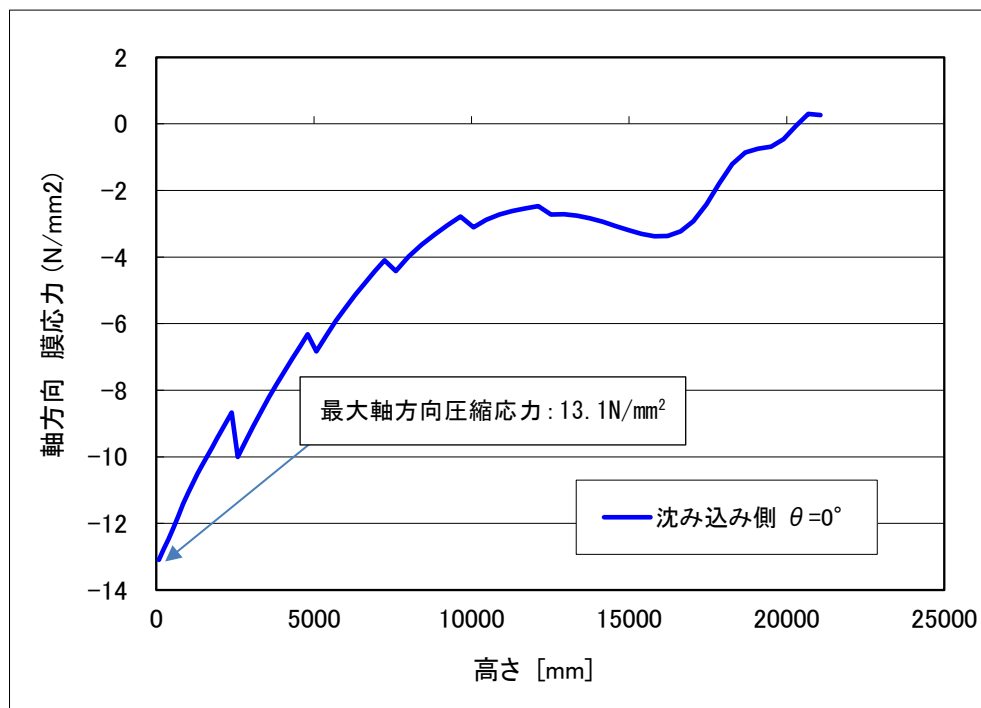


図2.5.4 側板に発生した軸方向の膜応力と側板の高さの関係

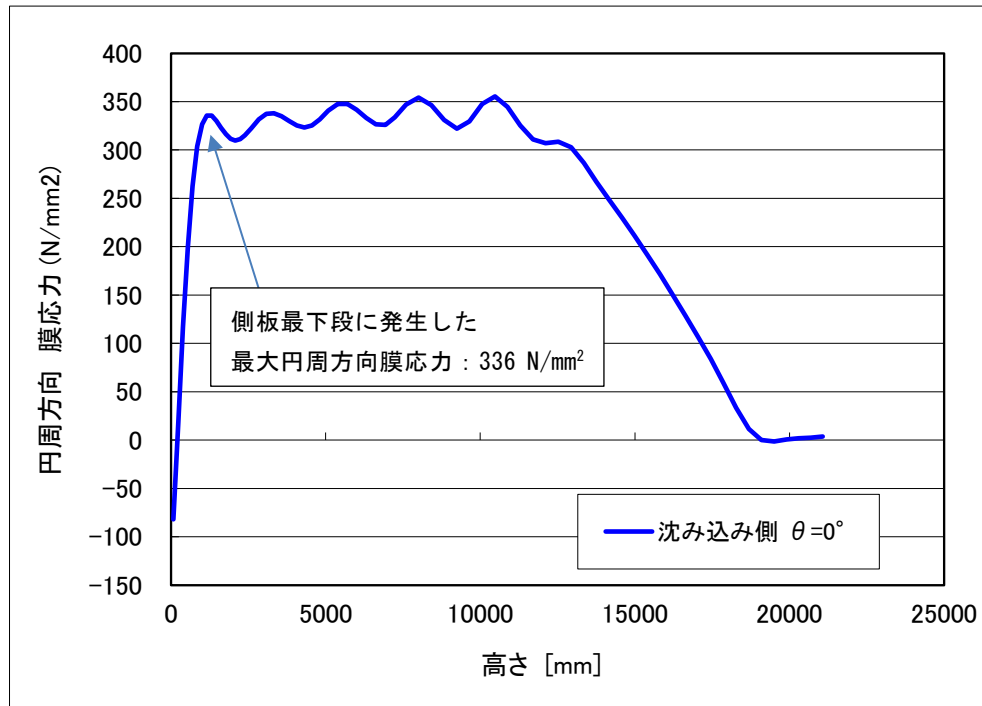


図2.5.5 側板に発生した円周方向の膜応力と側板の高さの関係

側板最下端の浮き上がり104 cm時の変形を図2.5.6、応力分布を図2.5.7、浮き上がり範囲を図2.5.8に示す。

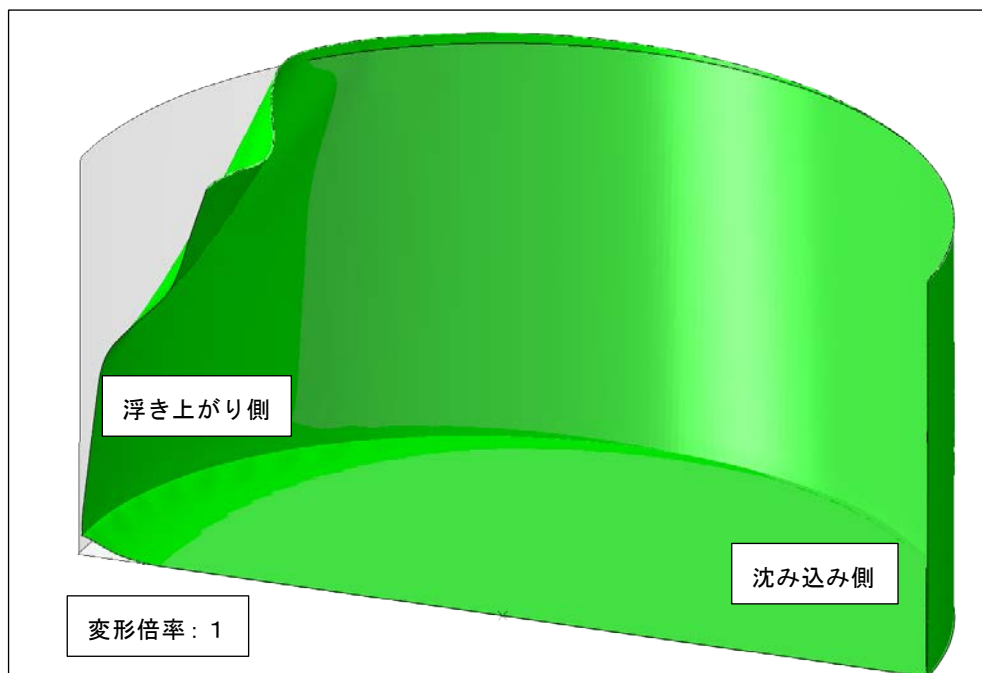


図2.5.6 変形図 (104.3cm浮き上がり時)

浮き上がり側の側板は動液圧の影響でタンク内側へ凹むように変形している。本モデルでは形状を単純化してウインドガータ等を含めていないために大きな変形となっているが、実際のタンクでは変形は抑えられると推測する。本検討では沈み込み側下部の圧縮に注目して座屈評価をし、今回は浮き上がり側の周方向応力の評価は除外する。

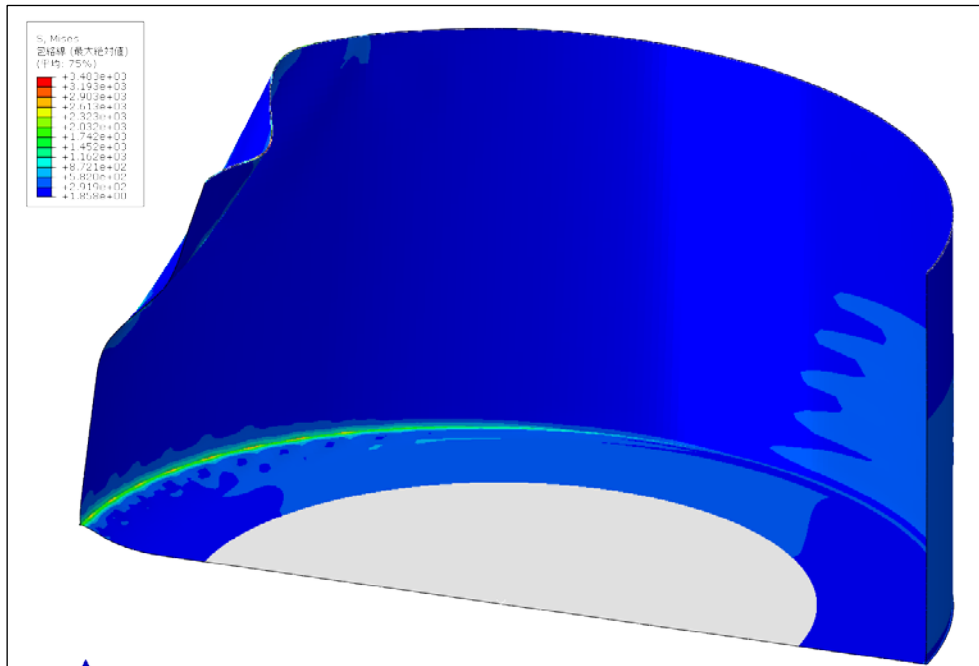


図2.5.7 相当応力分布図（104.3cm浮き上がり時）

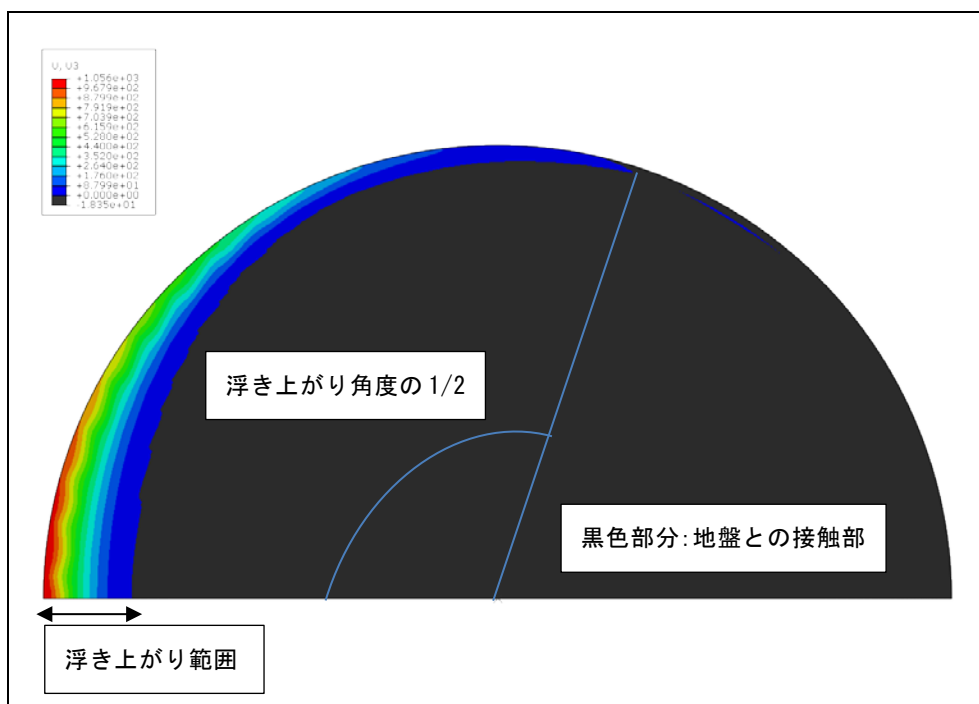


図2.5.8 浮き上がり範囲（104.3cm浮き上がり時）

2.5.4.2 新法タンクNo.3の解析結果

以下に新法タンクNo.3の最大浮き上がり変位77.5 cmまでの解析結果を示す。

側板下端部の円周方向角度に対応する軸方向変位を図2.5.9に示す。最大浮き上がり変位が77.5 cmのとき、沈み込み側の最大沈み込み変位は僅か0.5 cmであることが確認された。

沈み込み側の軸方向膜応力と側板の高さの関係を図2.5.10に示す。このとき沈み込み側の

側板下端に発生する最大軸方向圧縮応力は 14.0 N/mm^2 であった。また、沈み込み側の円周方向膜応力と側板の高さの関係を図2.5.11に示す。このとき沈み込み側の側板最下段に発生する最大円周方向膜応力は 285 N/mm^2 であった。

側板最下端の浮き上がり77.5 cm時の変形を図2.5.12、応力分布を図2.5.13、浮き上がり範囲を図2.5.14に示す。

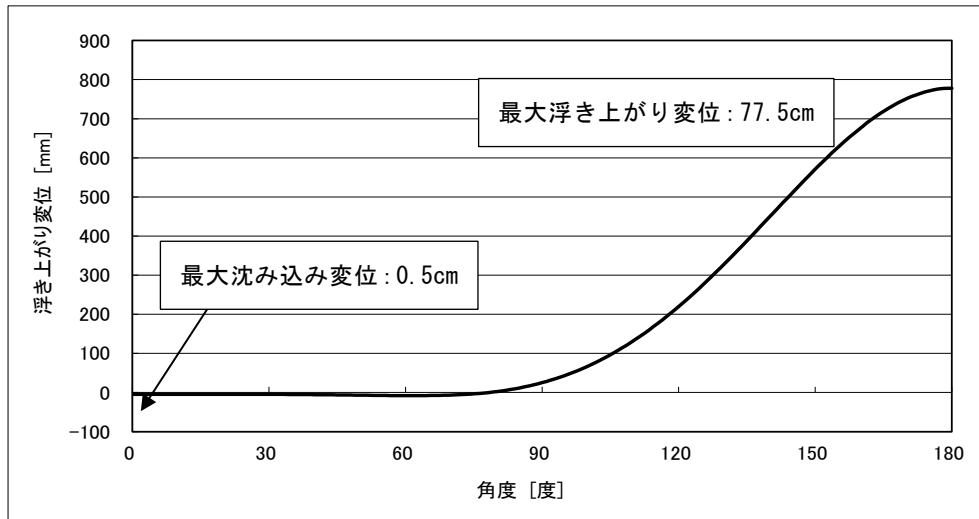


図2.5.9 側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

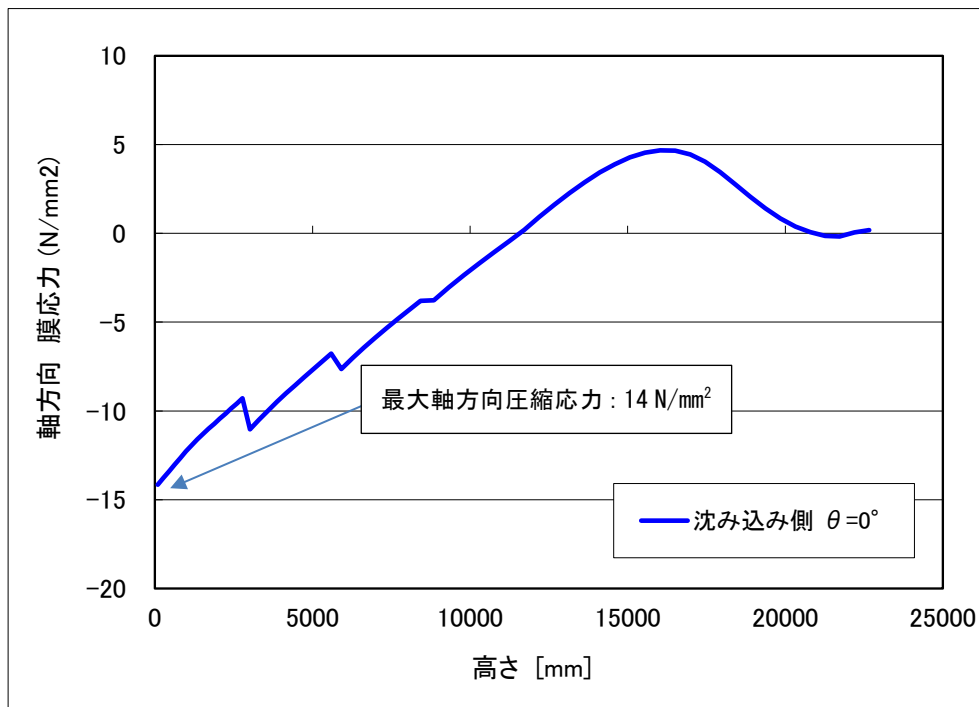


図2.5.10 側板に発生した軸方向の膜応力と側板の高さの関係

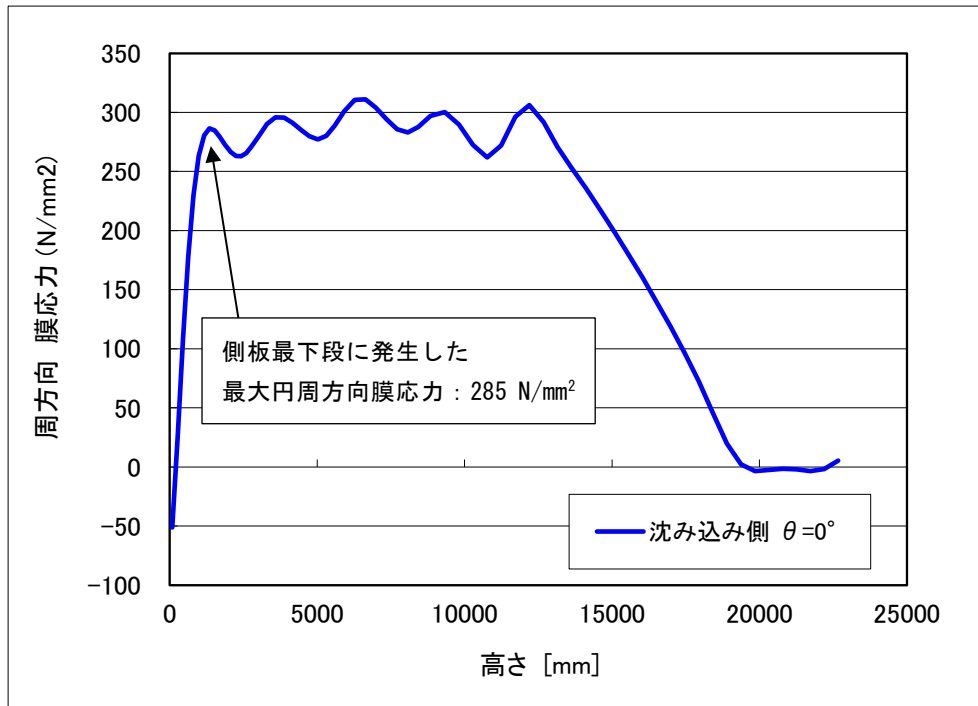


図2. 5. 11 側板に発生した円周方向の膜応力と側板の高さの関係

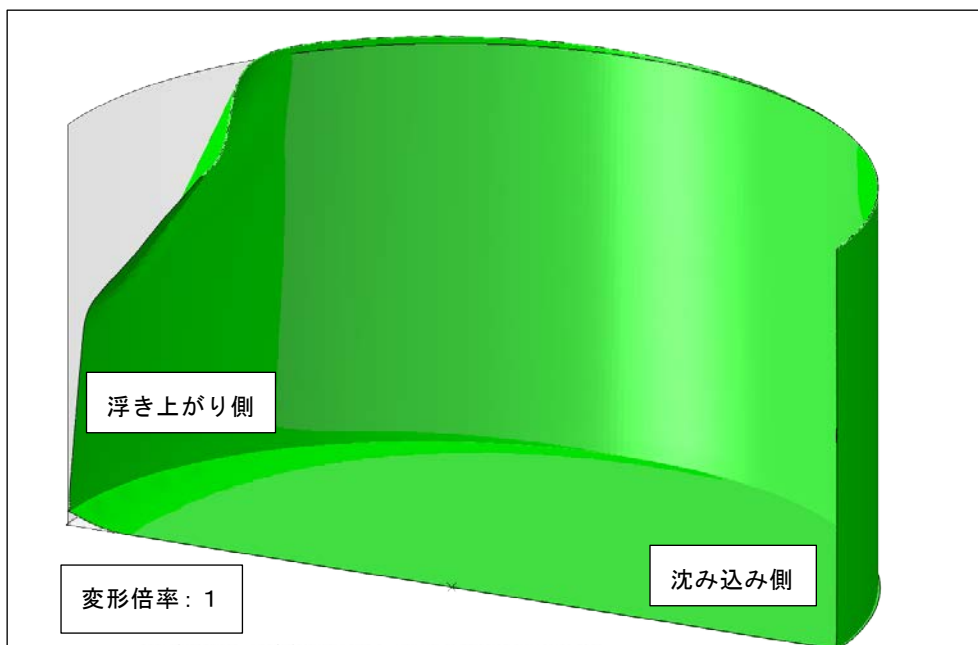


図2. 5. 12 変形図 (77.5cm浮き上がり時)

浮き上がり側の側板は動液圧の影響でタンク内側へ凹むように変形している。本モデルでは形状を単純化してウインドガータ等を含めていないために大きな変形となっているが、実際のタンクでは変形は抑えられると推測する。本検討では沈み込み側下部の圧縮に注目して座屈評価をし、今回は浮き上がり側の周方向応力の評価は除外する。

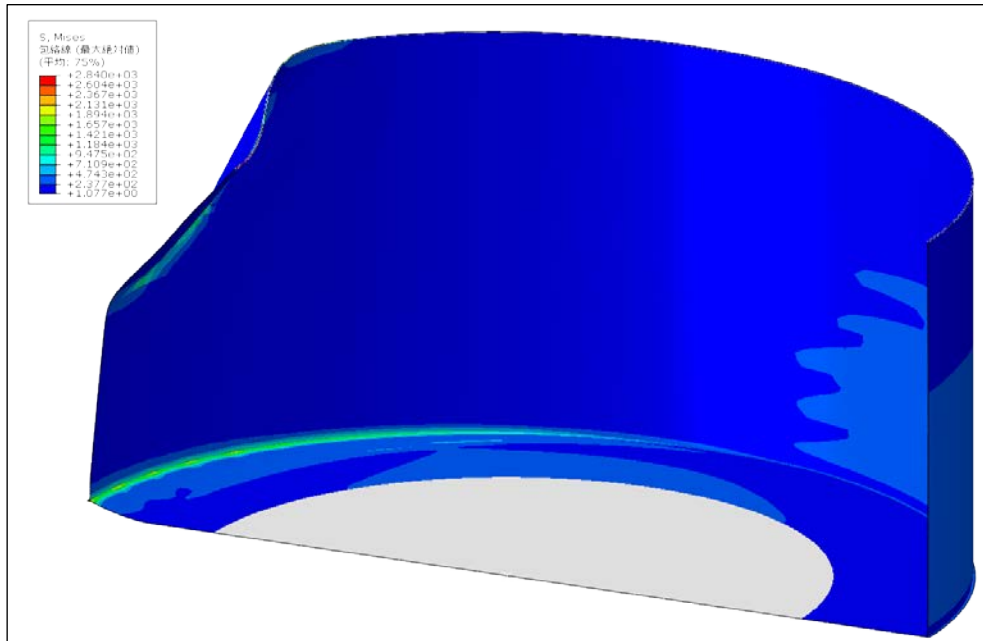


図2.5.13 相当応力分布図（77.5cm浮き上がり時）

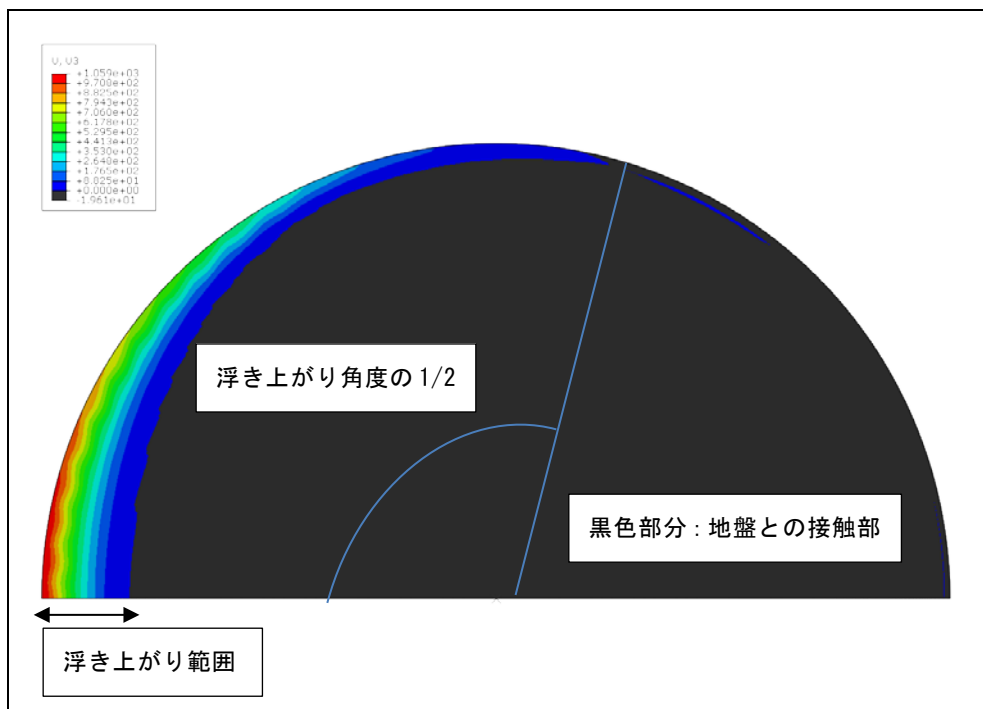


図2.5.14 浮き上がり範囲（77.5cm浮き上がり時）

2.5.3 座屈強度評価

座屈強度評価においては、以下のような手順で軸圧縮限界座屈応力を評価するが、必要に応じて内圧を考慮した評価を行う。

一様軸圧縮を受ける内圧のない円筒殻の弾性軸圧縮限界座屈応力は、次式で表される。

$$\sigma_{cr} = 0.4E \frac{t_s}{D} \quad (2.5.4)$$

ここで、

σ_{cr} : 一様軸圧縮を受ける円筒殻の弾性軸圧縮限界座屈応力 (N/mm²)

E : 側板のヤング率 (N/mm²)

t_s : 側板最下端の板厚 (mm)

運転時満液状態にある平底円筒形石油貯槽においては、地震時動液圧負荷側（図 2.5.7、図 2.5.13 の沈み込み側）の最下段側板の円周方向膜応力が、降伏応力の 0.3 倍を上回っている場合、象の脚型座屈の評価が要求されている。

ここでは容器構造設計指針において、円周方向膜応力／降伏応力比が 0.3 以上の場合の限界座屈応力値に着目し、内圧下における側板の象の脚型座屈限界応力を以下に示す。

$$\frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_y} \geq 0.3 \quad \text{かつ} \quad \frac{D}{t_s} \geq 1.614 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) \quad \text{の場合}$$

$$\sigma_{cr} = 0.96E \frac{t_s}{D} \left(1 - \frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_y} \right) \quad (2.5.5)$$

2.5.3.1 旧法タンク No.3 の座屈強度評価

当該タンクの材料のヤング率 $E=205940$ N/mm²、側板厚 $t_s=18$ mm、内径 $D=45100$ mm を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 $\sigma_{cr}=32.9$ N/mm²となる。

当該タンクの側板最下段に発生した最大円周方向膜応力 (336 N/mm²) は、降伏応力 (450 N/mm²) との比 (0.75) が 0.3 以上であることが確認されたので、象の脚型座屈の評価は必要となる。式 (2.5.5) で計算された象の脚座屈限界応力は 19.7 N/mm²となる。

以上により、計算された旧法タンク No.3 の限界座屈応力は、32.9 N/mm² (ダイヤモンド型座屈)、19.7 N/mm² (象の脚型座屈) となり、解析結果から得られた軸圧縮応力の最大値の 13.1N/mm²よりも大きな値となっている。

そのため、当該区域の再現地震波形に対して、旧法タンク No.3 の最大浮き上がり変位が 104.3 cm 発生した場合の応力は、従来評価手法の限界応力を超えない。

2.5.3.2 新法タンク No.3 の座屈強度評価

当該タンクの材料のヤング率 $E=205940$ N/mm²、側板厚 $t_s=21$ mm、直径 $D=45900$ mm を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 $\sigma_{cr}=37.7$ N/mm²となる。

当該タンクの側板最下段に発生した最大円周方向膜応力 (285 N/mm²) は、降伏応力 (490 N/mm²) との比 (0.58) が 0.3 以上であることが確認されたので、象の脚座屈の評価は必要となる。式 (2.5.3) で計算された象の脚座屈限界応力は 38.0 N/mm²となる。

以上により、計算された新法タンク No.3 の限界座屈応力は、37.7 N/mm² (ダイヤモンド型座屈)、38.0 N/mm² (象の脚型座屈) となり、解析結果から得られた軸圧縮応力の最大値の 14.0 N/mm²よりも大きな値となっている。

そのため、当該区域の再現地震波形に対して、新法タンク No.3 の最大浮き上がり変位が 77.5 cm 発生した場合の応力は、従来評価手法の限界応力を超えない。

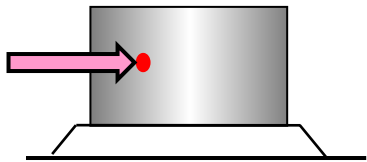
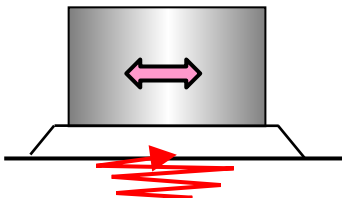
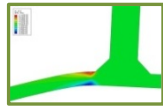
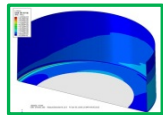
2.6 まとめ

2.6.1 解析手法等

今年度は、南海トラフ沿いで発生する最大クラスの巨大地震に対する屋外貯蔵タンクの単体による解析を、タンク本体への影響という観点から短周期地震動に着目し実施した。なお、この解析にあたっては、解析手法について一定の信頼性があることを確認するため、東北地方太平洋沖地震における屋外タンク貯蔵所の実態を再現できることの確認を行った。今回対象とした地震動は、現時点で考えられる最新の科学的知見を踏まえ内閣府の検討会においてとりまとめられたものであるが、通常のタンクの設計で用いられるような比較的発生頻度の高い地震ではなく、千年に一度あるいはそれよりもっと発生頻度が低いものであり、また、考え得る最大クラスの地震動である。

今回の解析においては、入力する地震動は、揺れが大きい地区を選定するなど安全側となるような評価を実施しつつ、このような地震動に対するタンクの挙動を再現し耐震安全性を確認するという観点から、通常の耐震設計で用いられている簡易な方法ではなく、詳細な解析手法を採用し、より精緻に耐震安全性を確認した。タンクで通常用いられている耐震設計と今回の解析の主な違いについて、以下にまとめた。

表 2.6.1 特定屋外タンク貯蔵所の耐震設計と今回の耐震評価による主な比較

	耐震設計	今回の耐震評価
評価手法	静的耐震評価法の1つである修正震度法を用いて、構造物の固有周期に応じた加速度を構造物の中心に作用させる。  修正震度法のイメージ	動的耐震評価法の1つである時刻歴応答法を用いて、加速度を 1/100 程度の刻みで構造物に作用させる。  時刻歴応答法のイメージ
耐震評価	以下のような簡易的な方法で評価 ○隅角部 保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること。 $Q_{dw} = 0.15 \nu_1 \nu_2 \nu_3 \nu_p \cdot D_s \cdot W_0$ 0.15 $\nu_1 \nu_2 \nu_3$: 設計水平震度 ν_p : 塑性設計係数 D_s : 構造特性係数 W_0 : 有効液重量 ○側板部 発生応力が許容応力以下であること。 (例) $\text{許容圧縮応力 } S' = \frac{0.4E \cdot t}{2.25D} \times 1.5$ D : 直径、E : ヤング率、t : 側板厚	以下のような詳細な方法で評価。 ○隅角部 質点系による浮き上がり量に基づく FEM モデルによる評価  解析モデルのイメージ ○側板部 質点系による浮き上がり量に基づく FEM モデルによる評価  解析モデルのイメージ

また、今回の解析に用いた解析条件については、表 2.6.2 のとおり、実態に即した形としながらも、安全側の評価となるように設定を行った。

表 2.6.2 解析に用いた条件

項目	解析条件
入力地震動	特防区域を含む市町村において南海トラフ巨大地震の想定震度が 7 の地域を抽出し、その中で特防区域の揺れが大きい地区を選定し入力地震動を作成
タンクモデル	容量の違いを考慮した代表的なタンクモデルについて、簡易的に浮き上がり量を解析し、浮き上がり量が多いものを選定し詳細解析を実施
貯蔵量（液高さ）	100%の液高さで解析 （液高さを変化させた場合も解析）
比重	石油類の比重の最大値を想定し 0.95 で解析 （0.85 の場合も解析）
タンクの弾塑性の復元力モデルの非線形ばね特性	非線形ばね特性の第 2 剛性の K_2 を 0 として解析 （タンクの底部板の全断面が塑性化した以降のばね特性は 0～0.3 の値と想定されるが、安全側となるよう 0 とした。）
浮き上がり量の解析手法	1 質点系モデルにより解析 （一般に 3 質点系より安全側の評価を与える。）
地下逸散減衰	通常 10%であるが、東日本大震災での実態の再現性から、15%を採用

2.6.2 解析結果

(1) 質点系モデル解析結果

入力に使用した南海トラフの想定地震波形のうち、A 地区で旧法タンク及び新法タンクともに最も大きな浮き上がりが生じており、最も大きな浮き上がりが生じた以下 2 基のタンクについて隅角部溶接部の疲労損傷、側板の座屈を確認した。

ア 旧法タンク

A 地区 No.3（3 万 KL） 104.3cm 浮き上がり

イ 新法タンク

A 地区 No.3（3 万 KL） 77.5cm 浮き上がり

(2) 疲労損傷評価

隅角部の疲労損傷は、旧法 No.3 タンク、新法 No.3 タンクともに疲労損傷度 D は 1.0 以下という結果になったが、旧法 No.3 の表 2.4.8 に示した B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅の一部には約 35%という飯田の最適疲労曲線式のグラフ範囲外の数値が出ており、適切な評価ができなかった。

(3) 側板座屈評価

側板の座屈評価は、旧法タンク、新法タンクともに座屈応力が限界座屈応力以内という結果になった。

3 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析（平成 27 年度）

平成 26 年度に検討された質点系モデル解析において、南海トラフ地震の想定地震動に対する側板直下部の浮き上がり量を解析したところ、最大で 104.3cm となるタンク（旧法 No3 タンク、30000kL、直径 45.1m）があった。

これは、1 質点系モデルによる解析条件を単純化して安全側で検討した結果ではあるが、この結果を元に、FEM 解析により同タンクの隅角部のひずみを解析したところ、全ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon$ が約 35% となり、一般的な低サイクル疲労の疲労損傷度評価手法（飯田の最適疲労曲線）では評価できない範囲となった。

また、FEM 解析により側板の弾性応力解析を行ったところ、本モデル作成において、沈み込み側下部の圧縮に着目した評価を行うためタンクモデルの形状を単純化してウインドガーダー等を含めていないことから、浮き上がり側の側板上部に大きな変形が生じた。

このことから、浮き上がり変位をより精緻に検討し、その結果をもって再度耐震安全性の解析を行う。

3.1 解析の流れ

本調査では図 3.1.1 に示す手順により、以下の 3 種類の解析を実施した。

- (1) 質点系モデル等の見直し及びタンク側板下端部の浮き上がり解析
- (2) 2 次元軸対称モデルによる浮き上りの繰返し挙動を考慮した隅角部の疲労損傷度評価解析
- (3) 3 次元シェルモデルによる底板浮き上がり時の側板の座屈強度評価解析

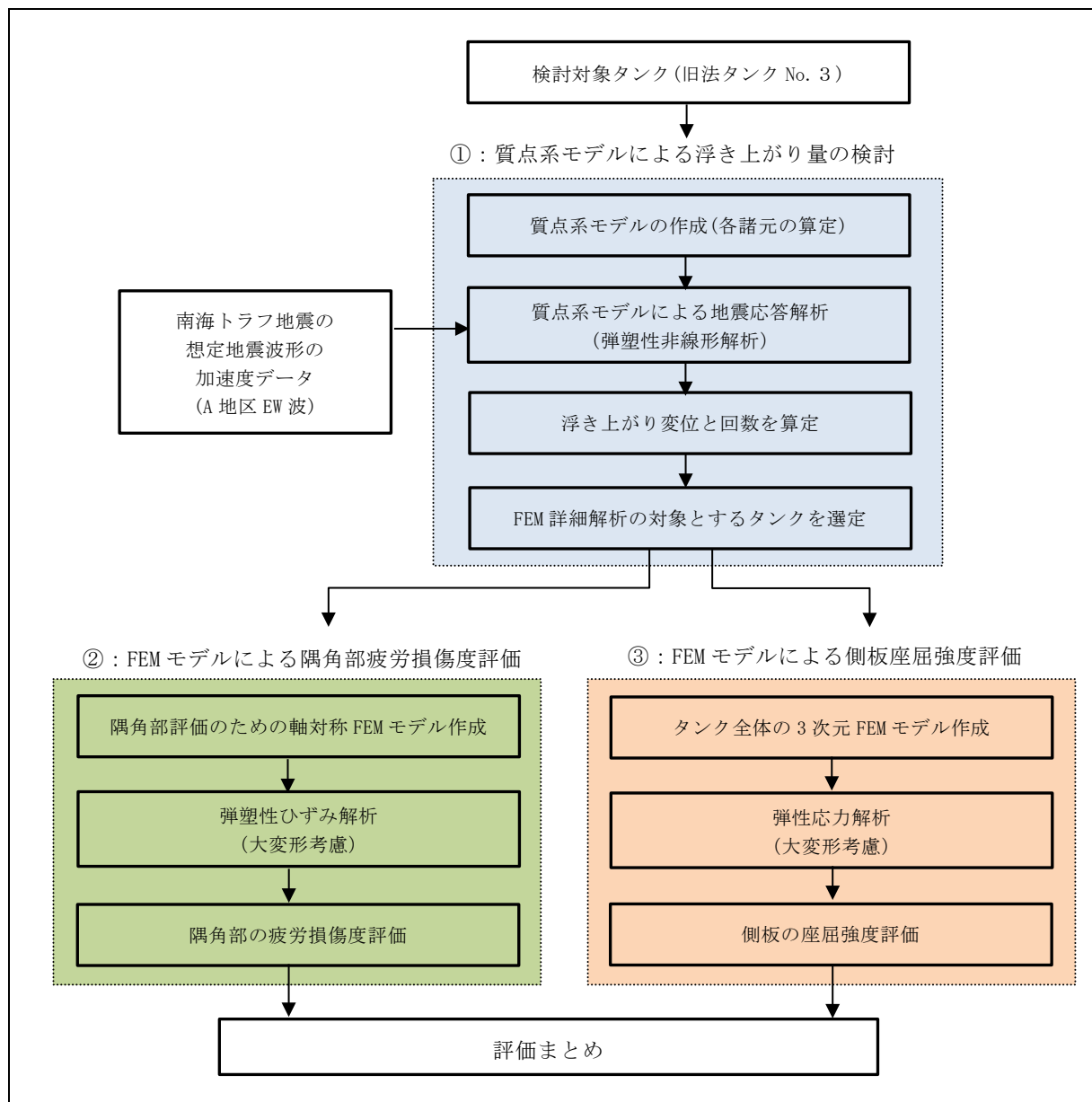


図 3.1.1 南海トラフ地震に対する屋外貯蔵タンク耐震安全性確認の再解析の流れ

3.2 質点系モデル等の見直し及びタンク側板下端部の浮き上がり解析

平成 26 年度の検討ではモデルを単純にして安全側で検討を行ったが、平成 27 年度は、質点系モデルや解析条件の見直し等を行って浮き上がり変位をより精緻に検討する。

3.2.1 質点系モデルの見直し

通常、特定屋外タンクはアンカーで固定されることなく盛土基礎上に直接載置される。従って、内容液に満たされたタンクの隅角部は、強い地震動の影響を受けると基礎面から浮き上がる現象を繰返して、当該隅角部アニュラ板の内側の隅肉溶接止端部がき裂・破損に至るおそれがある。消防法では、地震後のタンクに多少変形が残っても、き裂・破損・漏洩がなければ良いという基本概念に基づいて、終局強度耐震設計法が定められている。

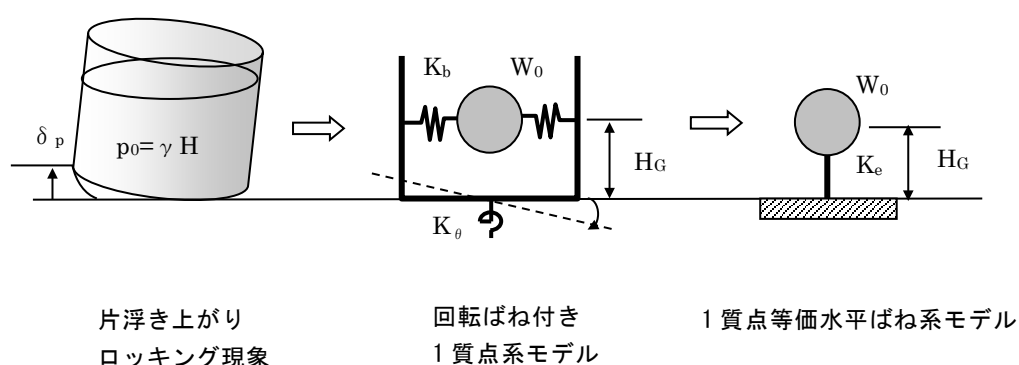


図 3.2.1 バルジング振動質点系モデル化（側板下端が片浮き上がりする場合）

平成 26 年度は、消防法の終局強度耐震設計法に採用された水平方向の地震応答を考慮した解析モデル（図 3.2.1 参照）の基本的考え方に沿って作成した 1 質点非線形ばね系モデルを用いて水平方向地震力に対する時刻歴応答解析を行い、タンクの浮き上がり量の検討を実施した。当該解析・検討では、非線形水平ばね特性に、S 字非ループ型の弾塑性復元力特性（第 2 剛性を無視した水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図（以下バイリニア型 $Q-\Delta$ 線図と略称する））を持つ動液圧の影響を無視した簡便な非線形水平ばねを使用したため、検討対象タンクのうち、旧法タンク No.3 では大きな浮き上がり変位を生じる結果となった。

そこで、平成 27 年度はタンクの浮き上がり量をより適切に評価するため、1 質点モデルの非線形水平ばね特性に、S 字非ループ型の弾塑性復元力特性（第 2 剛性以降を考慮した水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図（以下マルチリニア型 $Q-\Delta$ 線図と略称する））を持つ動液圧の影響を考慮した非線形水平ばねを採用して解析を行う（図 3.2.2 及び図 3.2.3 参照）。

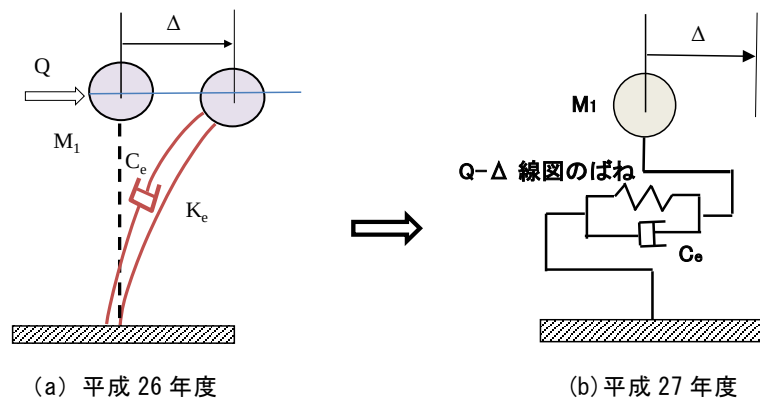


図 3.2.2 タンクの片浮き上がりロッキング挙動解析用
1 質点非線形水平ばね系モデルの概念図

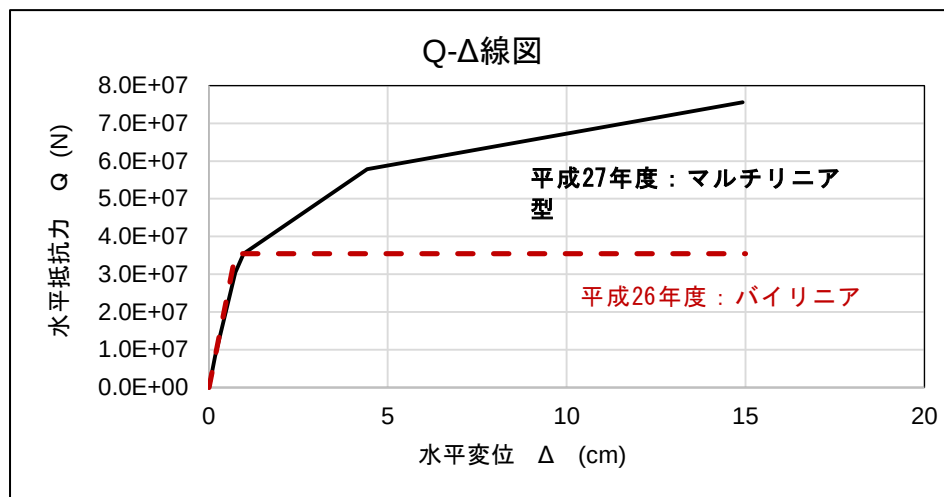


図 3.2.3 1 質点モデルの非線形水平ばね特性概念図

また、参考として、図 3.2.4 に示す貯油タンクの振動モデルの考え方に基づき、スロッシング振動とバルジング振動の両方を考慮できる 3 質点モデルに対して、タンクの片浮き上がり挙動に対応する 3 質点非線形ロッキング系モデルを構築して解析・検討を実施し、バルジング振動に着目した簡易解析モデル（1 質点非線形水平ばね系モデル）の解析結果の比較を行い、参考資料 14 に示した。

なお、消防法における貯油タンクの耐震設計は、長周期設計地震動に対してスロッシング振動 1 質点モデル、短周期設計地震動に対してはバルジング振動 2 質点モデルを用いて個別に修正震度法により行われていることを付記する。本年度の検討内容のフローチャートを示せば図 3.2.5 のとおりである。

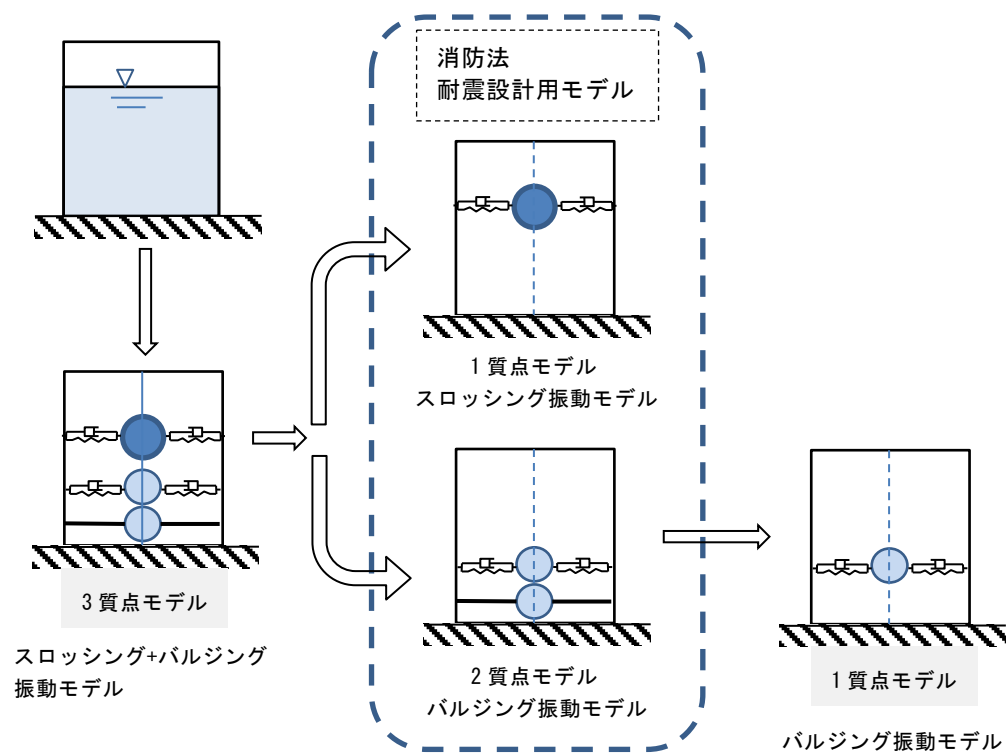


図 3.2.4 貯油タンクの振動モデル概念図（仮定：剛基礎に固定されたタンク）

3.2 記載範囲

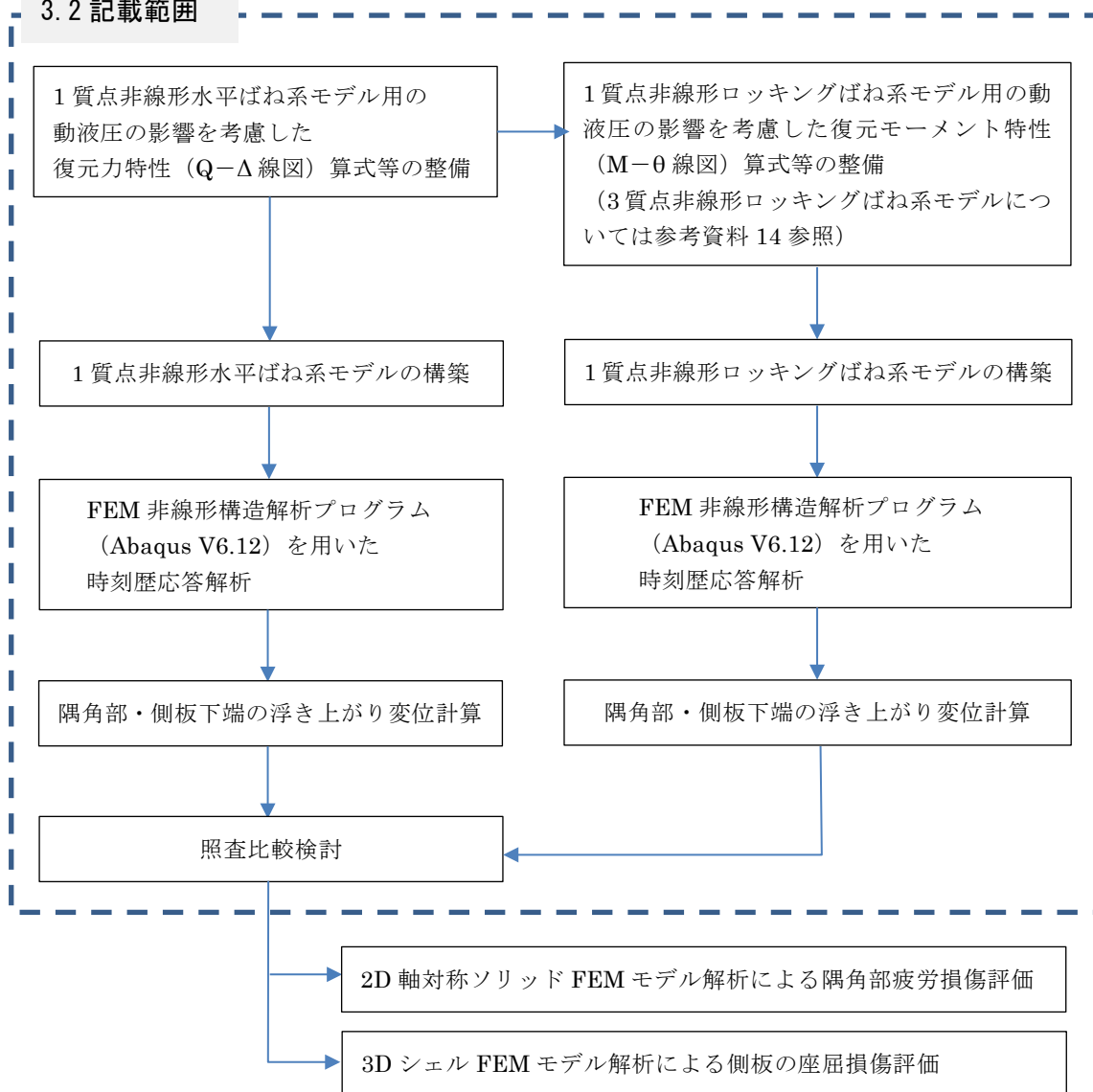


図 3.2.5 質点系モデルでの検討内容とのフローチャート

3.2.2 1 質点非線形ばね系モデルによる時刻歴地震応答解析の検討

1 質点非線形ばね系モデルによる時刻歴地震応答解析を実施するために、以下の検討を行った。

- (1) 定式化による非線形水平ばねの水平力 Q と水平変位の復元力特性 ($Q-\Delta$ 線図) の整備と算定
- (2) 定式化による非線形回転ばねの回転モーメント M と回転角度 θ の復元モーメント特性 ($M-\theta$ 線図) の整備と算定
- (3) 3D シェル FEM 解析モデルを用いる弾塑性大たわみ解析結果から求める回転モーメント M と回転角度 θ との復元モーメント特性 ($M-\theta$ 線図) の整備

(定式化によるばね特性の算定は簡便的な近似方法であり、解析結果が保守的になり現実とは異なることが懸念される。そのため FEM 解析モデルを用いたばね特性での検討を

実施し、定式化ばねの結果と比較する。)

(4) 定式化による $Q-\Delta$ 線図と定式化による $M-\theta$ 線図の同等性の確認・検討

3.2.2.1 1 質点非線形ばね系ばねモデルの検討

図 3.2.6 (a) は、剛基礎から片浮き上がりロッキングする円筒形貯槽（液体・貯槽連成バルジング振動）モデルである。片浮き上がり非線形回転ばね特性を表現する $M-\theta$ 線図を用いると、図 3.2.6 (b) に示す 1 質点非線形回転ばね系モデルとなる。非線形水平ばねを表現する $Q-\Delta$ 線図を用いると、図 3.2.6 (c) に示す 1 質点非線形水平ばね系モデルとなる。すなわち、図 3.2.6 (b) と (c) に示す両 1 質点非線形ばね系モデルは、ばねなどを等置することにより、理論的に一致する。

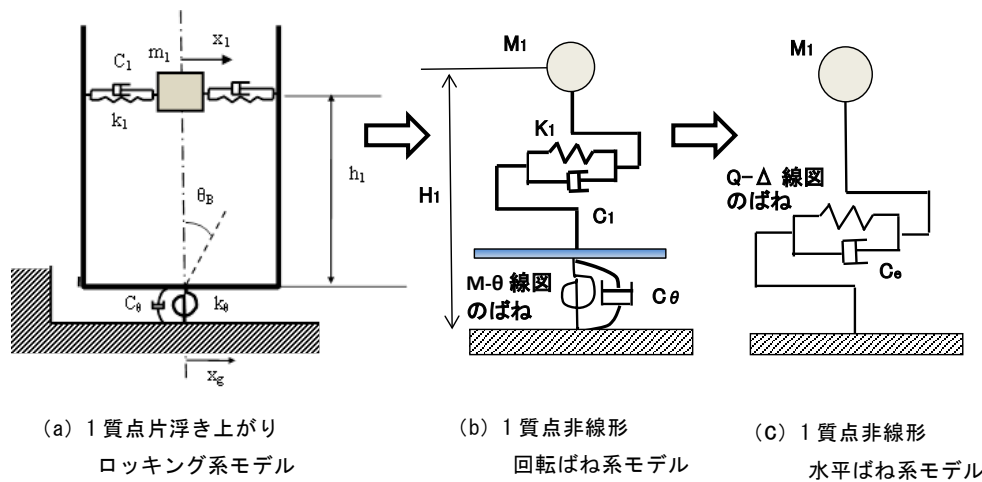


図 3.2.6 1 質点片浮き上がりロッキング系モデルと 1 質点非線形ばね系モデル

本検討では、図 3.2.6 (b) と (c) に示す浮き上がり変位解析用の 2 つの簡便的な 1 質点非線形ばね系モデルを用いて、想定される地震波入力による時刻歴応答解析を実施し、1 質点モデルの弾塑性地震応答変位を求めるとともに弾塑性変形と隅角部の片浮き上がり挙動との関連づけを行う。

$Q-\Delta$ 線図で表現する非線形水平ばねの復元力特性を持つ基礎固定の 1 質点モデルの振動方程式は次のように書ける（基礎に回転ばねありの 1 質点モデルの振動方程式については参考資料 7 参照）。

$$M_1 \ddot{\Delta} + C_e \dot{\Delta} + Q(\Delta) = -M_1 \ddot{x}_g \quad (3.2.1)$$

ここで、

M_1 : 質点の有効質量 (kg)

$C_e \dot{\Delta}$: 粘性減衰力 (N)

$Q(\Delta)$: 非線形水平ばねの復元力 (N)

$\ddot{x}_g$: 地震加速度 (cm/s^2)

Δ : 質点の相対変位 (cm)

$\dot{\Delta}$: 質点の相対速度 (cm/s)

$\ddot{\Delta}$: 質点の相対加速度 (cm/s)

$\ddot{\Delta} + \ddot{x}_g$: 質点の絶対加速度 (cm/s)

3.2.2.2 非線形水平ばねの復元力特性 (Q-Δ線図) の算定方法

剛基部上に置かれた満液状態の円筒形貯槽を 1 質点でモデル化し、タンクの浮き上がり挙動を非線形水平ばね特性で表現する。この非線形水平ばねにより質点に作用する水平力 Q と水平変位 Δ の復元力線図を図 3.2.7 に示す。計算方法と計算式は参考資料 8 と参考資料 9 に示す。

下図における各 Point の定義は下記のとおりである。

- (1) Point T ----- (Q_{Rt} , Δ_{et}) 弾性浮き上がり開始点
- (2) Point Y ----- ($Q_{Ry}+Q_{Rt}$, Δ_{ey}) 弾性限界浮き上がり点
- (3) Point P ----- ($Q_{Rp}+Q_{Rt}$, Δ_{ep}) 塑性関節発生浮き上がり点
- (4) Point 4 ----- ($Q_{R4}+Q_{Rt}$, Δ_{e4}) 想定される最大浮き上がり変位における点

必要に応じて、Point 4 の算定式を用いて、線図上に任意点 (Point 5 など) の追加も可能となる。

なお、図の中に使用される記号 α は、動液圧 Ph_1 と静液圧 P_0 の比 ($\alpha=Ph_1/P_0$) とし、浮き上がり変位の変動によって変化する値である。浮き上がり変位に動液圧による影響を取り入れることによって、側板下部がより浮き上がり易くなる現象を数式で表現できるようになる。

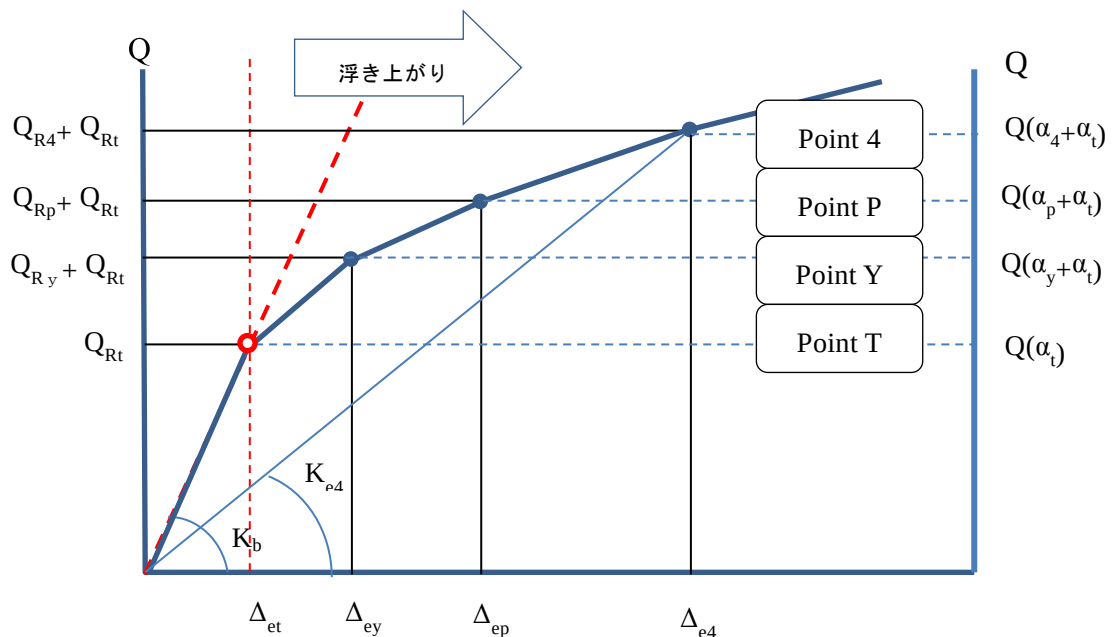


図 3.2.7 非線形水平ばねの復元力特性 (Q-Δ線図)

参考資料 9 に示す計算式を用いて、算定した旧法タンク No.3 の 1 質点モデルの非線形水平ばねの復元力特性とする $Q-\Delta$ 線図上の折れ曲がり点の座標値と線図を表 3.2.1 と図 3.2.8 に示す（参考資料 11 に示す質点系の諸元計算シート参照）。

表 3.2.1 $Q-\Delta$ 線図用記号と折れ曲がり点の座標値

記号	Δ (cm)	Q (N)
$\Delta 00$	0.00	0
Δet	0.17	8.26E+06
Δey	0.74	3.05E+07
Δep	0.97	3.54E+07
$\Delta e4$	4.43	5.79E+07
$\Delta e5$	14.92	7.56E+07

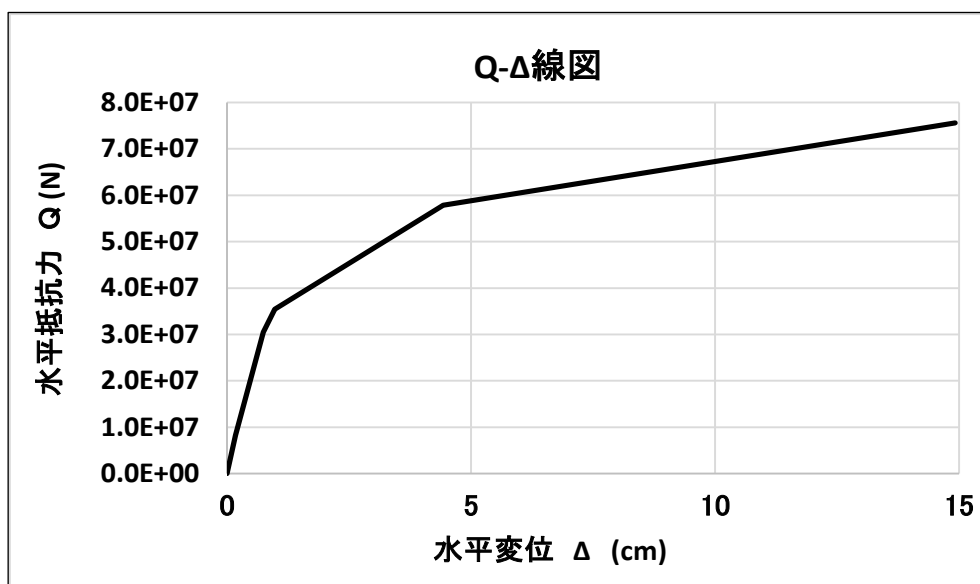


図 3.2.8 非線形水平ばねの復元力特性（ $Q-\Delta$ 線図）

3.2.2.3 非線形ロッキングばねの復元モーメント特性（ $M-\theta$ 線図）の算定方法

3.2.2.2 に記述された非線形水平ばねの復元力特性の算定方法に基づき、非線形回転ばね用の抵抗モーメント M と回転角度 θ の復元モーメント特性（ $M-\theta$ 線図）の計算方法の定式化を検討した。構築した $M-\theta$ 線図を図 3.2.9 に示す。

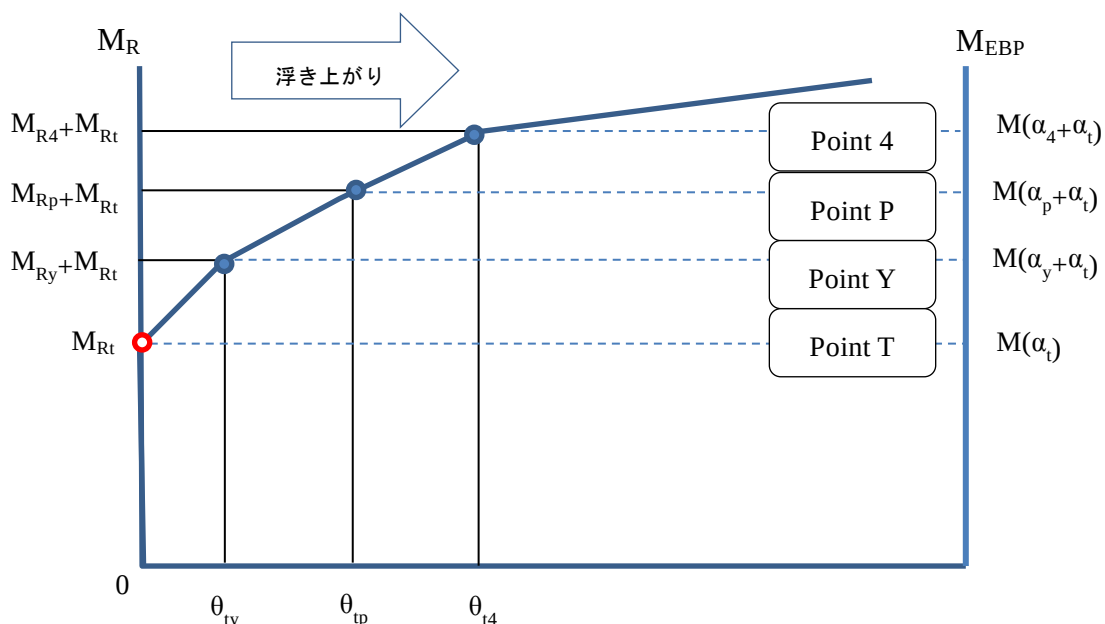


図 3.2.9 非線形回転ばねの復元モーメント特性 (M-θ 線図)

上図における各 Point は下記するとおりであり、計算方法は参考資料 10 に記載する。

- (1) Point T ----- (M_{Rt} , 0) 弾性浮き上がり開始点
- (2) Point Y ----- ($M_{Ry}+M_{Rt}$, θ_{ty}) 弾性限界浮き上がり点
- (3) Point P ----- ($M_{Rp}+M_{Rt}$, θ_{tp}) 塑性関節発生浮き上がり点
- (4) Point 4 ----- ($M_{R4}+M_{Rt}$, θ_{t4}) 想定される最大浮き上がり変位における点

必要に応じて、Point 4 の算定式を用いて、線図上に Point 5 の追加も可能となる。

表 3.2.2 M-θ 線図用記号と折れ曲がり点の座標値

記号	θ (rad)	M (N・cm)
	0.00E+00	0.00E+00
	0.00E+00	6.23E+09
Δty	1.26E-04	2.30E+10
Δtp	2.99E-04	2.67E+10
$\Delta t4$	4.25E-03	4.37E+10
$\Delta t5$	1.77E-02	5.70E+10

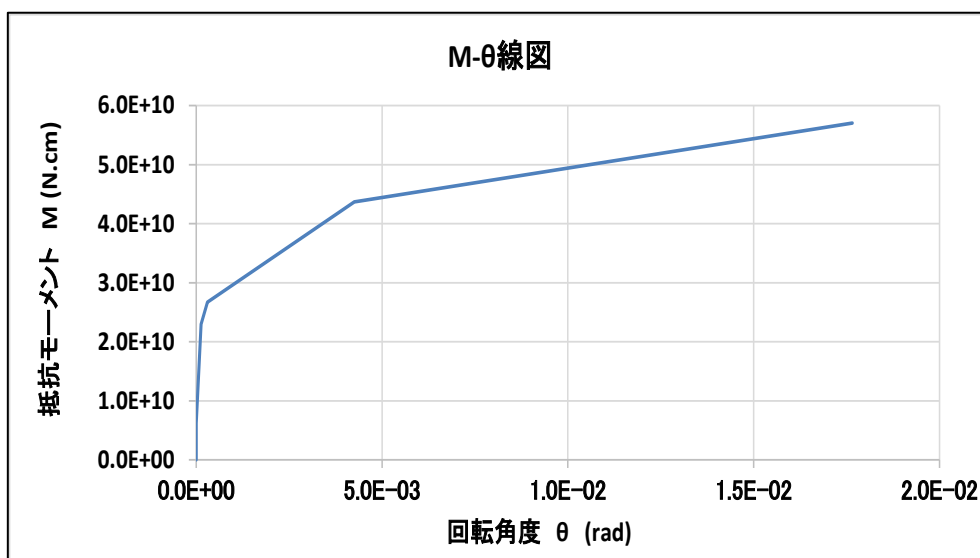


図 3.2.10 非線形回転ばねの復元モーメント特性 (M- θ 線図)

3.2.2.4 3D シェル FEM 解析結果から求めた非線形ロッキングばねの復元モーメント特性

3.2.2.3 に記述した定式化による非線形回転ばねの復元モーメント特性の算定方法は、簡便的な近似方法であり、保守的な計算結果になると推測されている。ここでは、タンク全体の 3D シェルモデルを用いた FEM 弾塑性大たわみ解析を実施し、その結果から求めた抵抗モーメント M と回転角度 θ の復元モーメント特性 (M- θ 線図) を算定し、それを質点系モデルの非線形回転ばね特性として使用する。

旧法タンク No.3 の 3D シェル FEM モデルの弾塑性大たわみ解析結果から求めた抵抗モーメント M と回転角度 θ の復元モーメント特性 (以下 3D シェルモデルの M- θ 線図と略称する) を図 3.2.11 に示す。解析モデル及び解析条件の詳細を参考資料 12 に記述する。

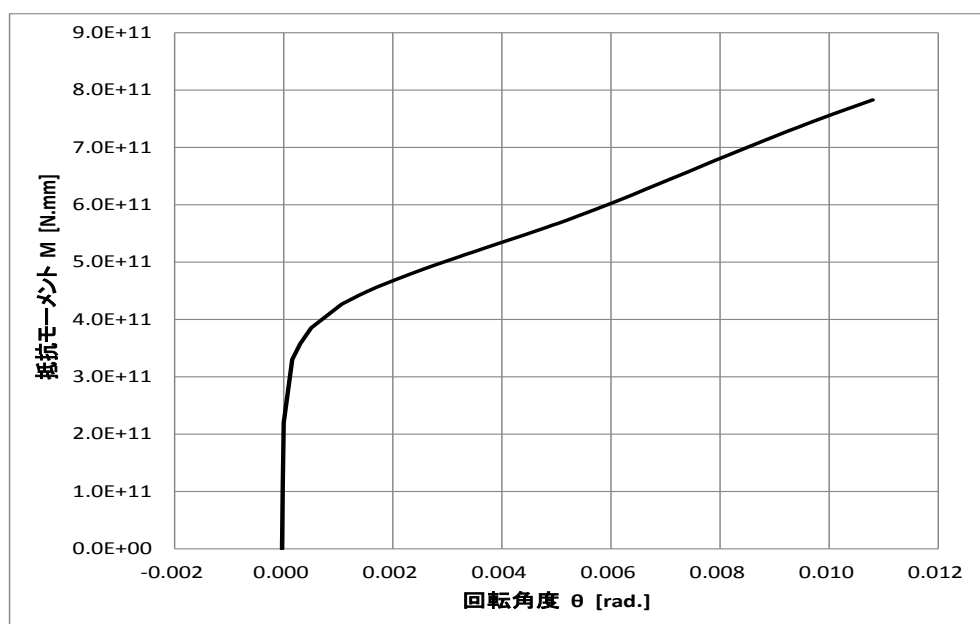


図 3.2.11 3D シェルモデルの M- θ 線図

3.2.3 解析対象タンク及び解析条件

3.2.3.1 解析対象タンクの主な諸元

解析対象タンクとする旧法タンク No.3 の主な寸法と諸元を表 3.2.3 に示す。

表3.2.3 解析対象タンクの主な寸法と諸元

旧法タンク No. 3	
許可容量	30000 KL
タンク内径 D	45100 mm
タンク高さ Ht	21270 mm
液面高さ H	18802 mm
液比重 γ	0.95
最下段側板の板厚 t_s	18 mm
H/3 高さの側板の板厚 $t_{1/3}$	13 mm
アニュラ板厚 t_a	12 mm
屋根形式	シングルデッキ浮屋根

3.2.3.2 1 質点非線形ばね系モデルの諸元

消防法新基準に基づいて算出したタンクのパルジング固有周期、有効質量と参考資料 11 に示す算定式による非線形水平ばね特性(水平力と水平変位の復元力線図のばね及び側板の自重を考慮)等を 1 質点非線形ばね系モデルの解析上の諸元とする(参考資料 11 に示す 1 質点系モデルの諸元計算シート参照)。

基礎固定の 1 質点非線形水平ばね系モデル(図 3.2.6 (c) 参照)の諸元を表 3.2.4 に示す。

表 3.2.4 1 質点非線形水平ばね系モデルの諸元

固有周期(パルジング振動)	T_b	0.336	s
自由液有効質量	$M_1 (+M_t)$	1.36E+07	kg
自由液の重心高さ	H_1	7.55E+02	cm
パルジング振動 ばね係数	K_1	4.74E+07	N/cm
パルジング振動 減衰係数	$C_e=C_1$	5.07E+05	N. s/cm
復元力特性	図 2.23.3 に示す Q- Δ 線図参照		

注: M_t は側板の重量分

基礎に回転ばねありの 1 質点非線形回転ばね系モデル(図 3.2.6 (b) 参照)では表 3.2.4 に示す諸元を使用し、非線形回転ばねの復元モーメント特性に図 3.2.10 に示す $M-\theta$ 線図を使用している(回転ばねの減衰係数は $C_\theta=0$)。

3.2.3.3 入力地震波

南海トラフ巨大地震の A 地区の想定地震動(EW 方向)の加速度波形を図 3.2.12 に示す。EW 方向の加速度波形の最大と最小加速度値は 672.2/-767.1 cm/s² である。図 3.2.13 に、その地震動に関する減衰比 0.15 の加速度応答スペクトルを示す。また、タンクの 1 次パルジング振動周期近傍のピークの周期及びその応答加速度も同図に記す。

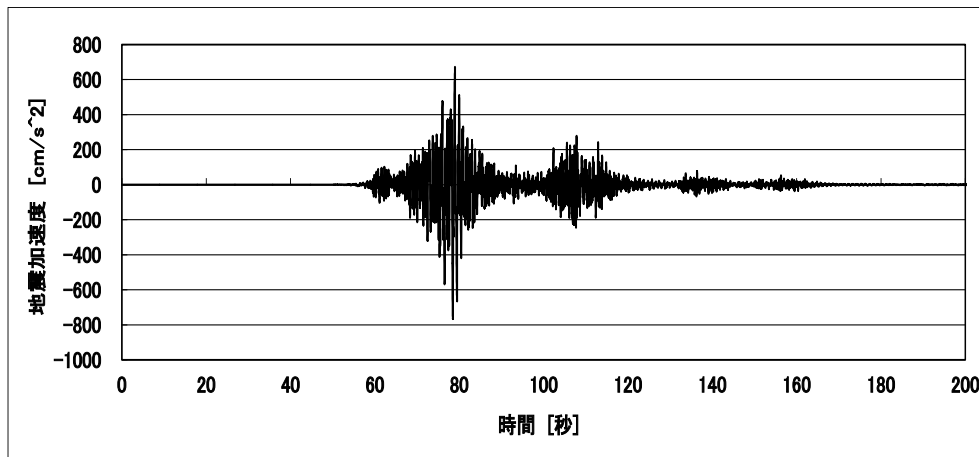


図 3.2.12 A 地区の想定地震動の加速度の波形（EW 方向）

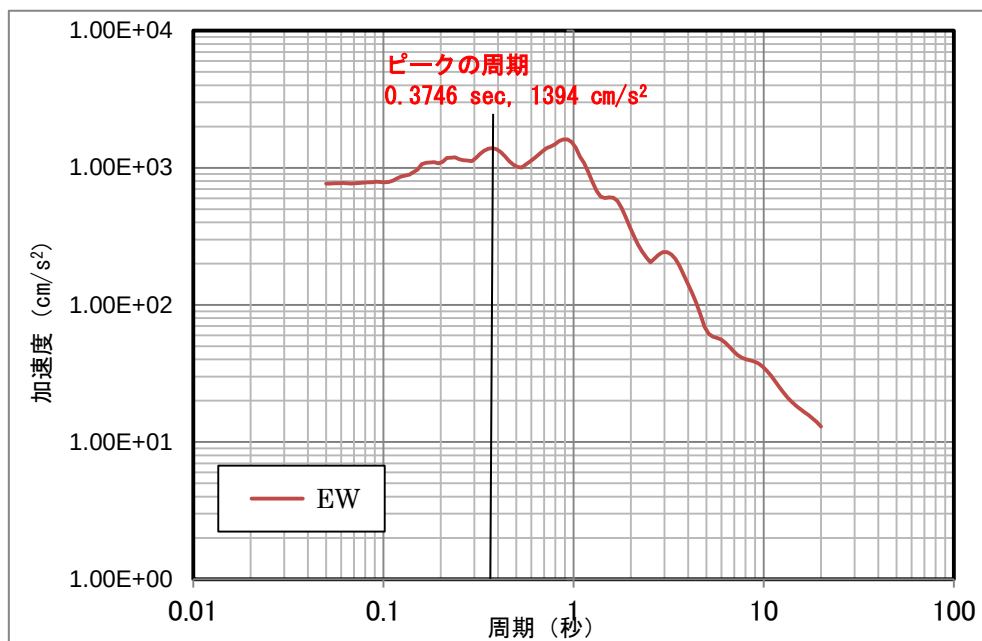


図 3.2.13 A 地区の想定地震動（EW 方向）の加速度応答スペクトル（減衰比：0.15）

3.2.3.4 側板下端の浮き上がり変位の計算方法（基部固定の 1 質点非線形ばね系モデルの場合）

図 3.2.14 に示すようにタンク側板下端が片浮き上がりを生じたことと想定し、最大浮き上がり変位 $\delta_{u-\max}$ は近似的に次式で表わされる。

$$\delta_{u-\max} = \frac{D}{H_1} \left(\Delta_{\max} - \frac{Q_{\max}}{K_1} \right) \quad (3.2.2)$$

ここで、

$\Delta_{\max}$ ：最大水平変位（最大地震応答変位）（cm）

$Q_{\max}$ ：最大水平変位になるときの最大水平力（N）

D ：タンクの直径（cm）（No.3 旧法タンクの場合、 $D=4510\text{cm}$ ）

H_1 ：バルジング有効液質量高さ（cm）

K_1 ：バルジング振動ばね定数（N/cm）

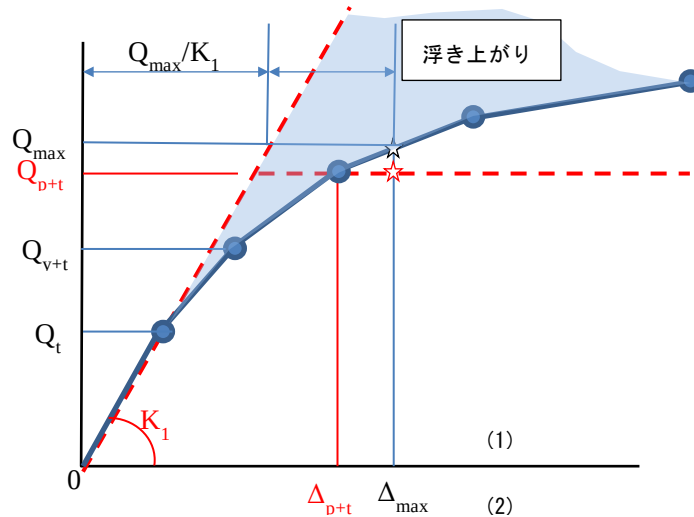


図 3.2.14 1 質点非線形ばね系モデルによる浮き上がり変位の算出の概念図

- 3.2.3.5 側板下端の浮き上がり変位の計算方法（基部に回転ばねありの質点系モデルの場合）
時刻歴応答解析から求めた基部の最大回転角度を用いて、最大浮き上がり変位 δ_{u-max} は近似的に次式より計算される。

$$\delta_{u-max} = \theta_{max} D \quad (3.2.3)$$

3.2.3.6 応答水平震度と動液圧の算定

最大応答水平震度 Kh_1 、動液圧 Ph_1 及び動液圧比 α は、浮き上がり解析から求めた水平力 Q 及び回転モーメント M を用いて、以下の式(算定方法の詳細について参考資料 9 参照)によって算定する。

$$Kh_1 \approx Q / W_1 \quad (3.2.4)$$

あるいは、

$$Kh_1 \approx M / (W_1 H_1) \quad (3.2.5)$$

$$ph_1 \approx Kh_1 C_{10} p_0 \quad (3.2.6)$$

$$\alpha = ph_1 / p_0 \quad (3.2.7)$$

ここで、 W_1 ：自由液有効重量、 P_0 ：静液圧、 C_{10} は、特定屋外貯蔵タンクの最高液面高さ H と直径 D との比により求めた係数である。ここでは、 $C_{10}=0.71$ とした（屋外貯蔵所のタンクの基準参照）。

3.2.3.7 時刻歴地震応答解析方法

有限要素法による非線形構造解析プログラム Abaqus/Standard V6.12 を用いて、質点系モデルの時刻歴地震応答解析を実施する。Abaqus による一般的な非線形動的解析は、陰的時間積分法を用いて、構造系の動的過度応答（地震による時刻歴応答）や準静的な応答を計

算する。

3.2.3.8 Q-Δ線図とM-θ線図の同等性の検討結果

3.2.2.2 及び 3.2.2.3 で記述した非線形ばね特性（Q-Δ線図と M-θ線図）を持つ 2 つの 1 質点モデルでの地震応答の同等性を明らかにするため、以下の比較解析を行った。

昨年度検討した旧法タンク No.3 に対して、図 3.2.6 (b) と (c) に示す 2 つの 1 質点モデルを作成した。基部固定の 1 質点モデル（平成 26 年度モデルの改良モデル）の非線形水平ばねの特性は、図 3.2.8 に示す Q-Δ線図を使用した。基部に回転ばねがある 1 質点モデルの非線形回転ばねの特性は、図 3.2.10 に示す M-θ線図を使用した。

正弦波加振（正弦波周期：0.336sec（バルジング振動の固有周期 T_b と同じ）、最大加速度振幅：1500cm/sec²）による 2 つの 1 質点非線形ばね系モデル（減衰なし）の解析結果の比較を表 3.2.5、水平力と水平変位の関係を示す復元力履歴の比較を図 3.2.15 に示す。

表 3.2.5 時刻歴応答解析による検証結果（正弦波加振、減衰なし）

1 質点モデル	最大回転角度 (rad)	最大浮き上がり変位 (cm)	M1 質点の最大/最小応答変位 (cm)
基礎固定	—	125.9	22.0/-22.5
基礎部に回転ばねがある	0.028	125.8	22.1/-22.5

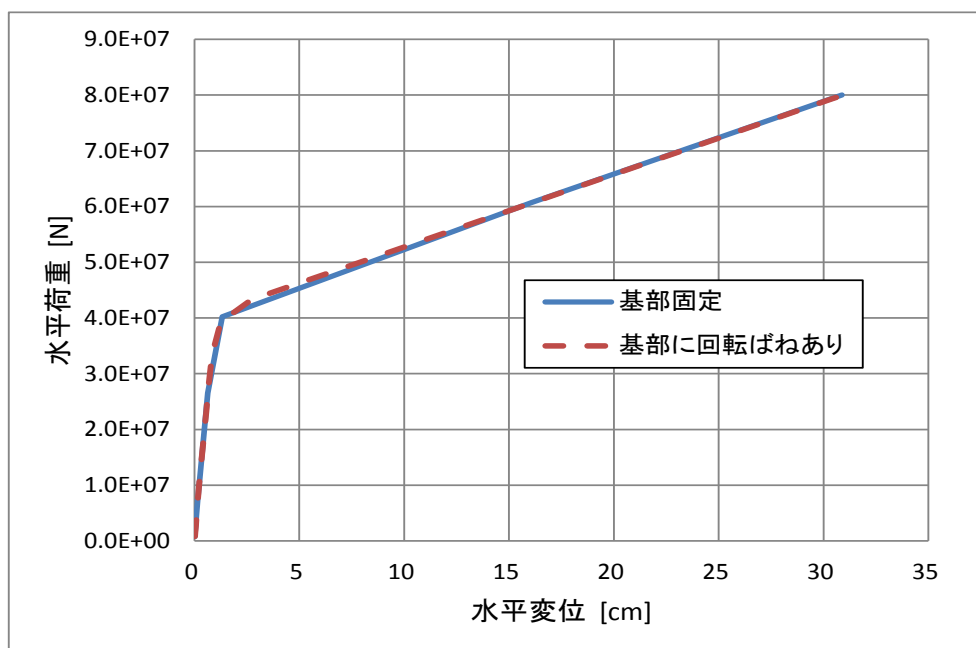


図 3.2.15 2 つの 1 質点モデルの水平変位と水平力の履歴図（正弦加振、減衰なし）

以上の比較結果によって、正弦波を受ける場合、Q-Δ線図を使用した基部固定の 1 質点モデルの解析結果と M-θ線図を使用した基部に回転ばねありの 1 質点モデルの正弦波加振の応答解析結果及び水平力と水平変位の関係を示す復元力の履歴は同等であることが確認された。これにより、3 質点系モデルの解析のため、M-θ線図の使用もできるようになる。

3.2.4 解析結果

3.2.4.1 定式化による Q-Δ 線図を使用した 1 質点非線形ばね系モデル時刻歴応答解析

解析対象タンクとする旧法タンク No.3 について、定式化による Q-Δ 線図を非線形水平ばねの復元力特性とする 1 質点非線形ばね系モデルを用いて、A 地区の想定地震動の EW 波に対する時刻歴地震応答解析を実施した。得られた当該タンクの水平応答変位、浮き上がり変位及び回数を表 3.2.6、応答解析結果を図 3.2.16 から図 3.2.19 に示す。

表 3.2.6 定式化による Q-Δ 線図を使用した 1 質点モデルの
解析結果のまとめ（想定地震動：A 地区 EW 波）

最大/最小 地震加速度 (cm/s ²)	最大/最小 応答水平変位 (cm)	最大 浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数
672.2/-767.1	14.0/-12.9	75.1	34

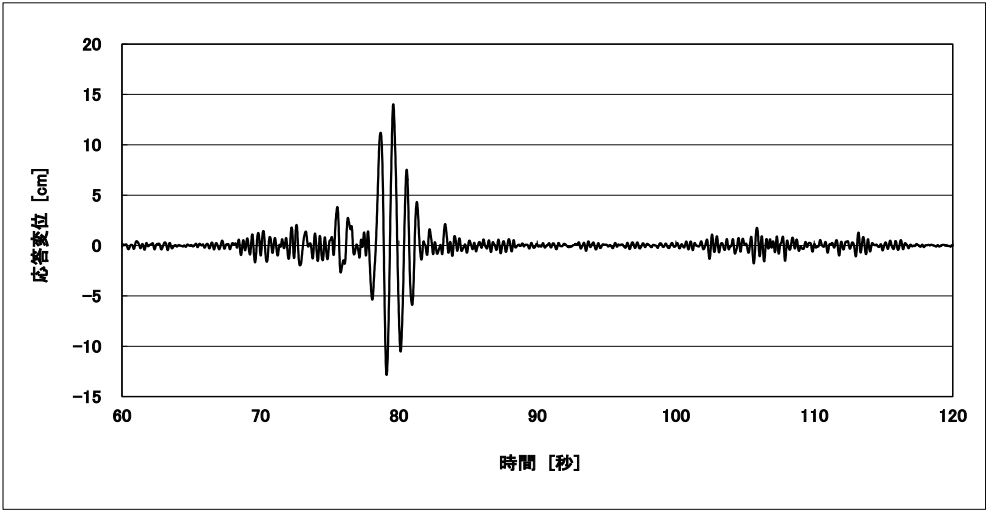


図 3.2.16 応答変位の時刻歴（定式化による Q-Δ 線図使用）

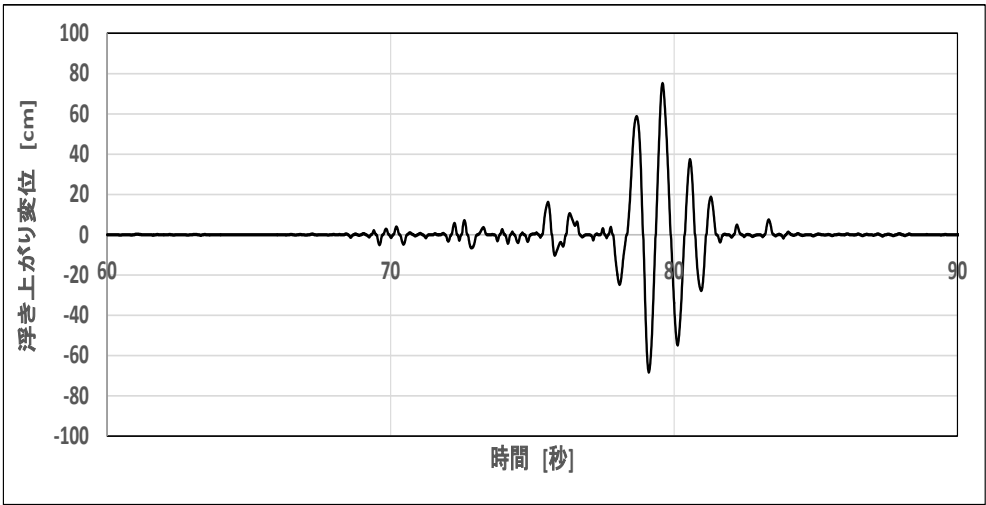


図 3.2.17 浮き上がり変位の時刻歴（定式化による Q-Δ 線図使用）

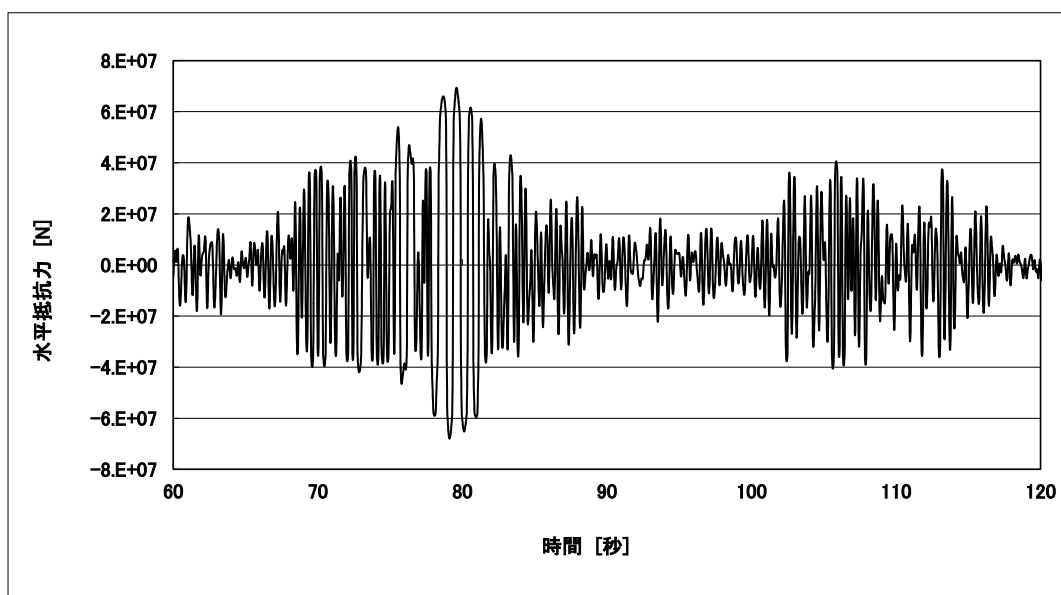


図 3.2.18 非線形水平ばねに発生した水平抵抗力の時刻歴
(定式化による $Q-\Delta$ 線図使用)

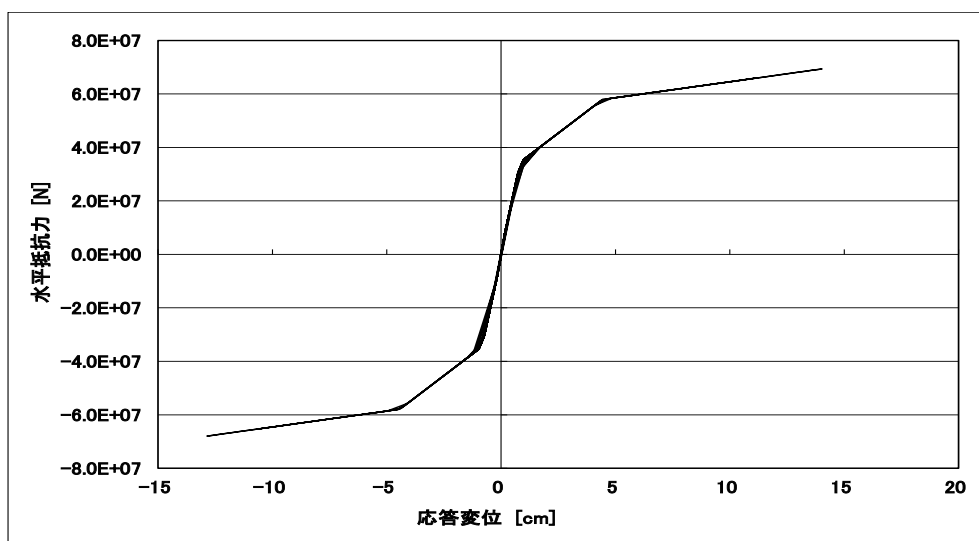


図 3.2.19 非線形水平ばねの復元力履歴図 (定式化による $Q-\Delta$ 線図使用)

最大浮き上がり変位 (75.1cm) 発生時 (79.6 秒) における水平抵抗力及び式 (3.2.4) ～ 式 (3.2.7) から算定した最大応答水平震度と動液圧及び動液圧比を表 3.2.7 に示す。

表 3.2.7 最大浮き上がり変位発生時 (79.6 秒) の
最大応答水平震度及び動液圧

水平抵抗力 Q (N)	応答水平震度 Kh_1	動液圧 Ph_1 (N/mm ²)	動液圧比 α
6.48E+07	0.487	0.063	0.35

3.2.4.2 3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図を使用した 1 質点非線形ばね系モデルの時刻歴応答解析

解析対象タンクとする旧法タンク No.3 について、3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図を基部の回転ばねの非線形回転ばね特性とする 1 質点非線形ばねモデルを用いて、A 地区の想定地震動の EW 波に対する時刻歴地震応答解析を実施した。

得られた当該タンクの最大回転角度、浮き上がり変位及び回数を表 3.2.8 に、応答解析結果を図 3.2.20 から図 3.2.23 に示す。

表 3.2.8 3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図を使用した 1 質点非線形ばね系モデル
解析結果のまとめ（想定地震動：A 地区 EW 波）

最大/最小 地震加速度 (cm/s^2)	最大回転角度 (rad)	最大浮き上がり 変位 (cm)	浮き上がり回数
672.2/-767.1	0.01	45.0	29

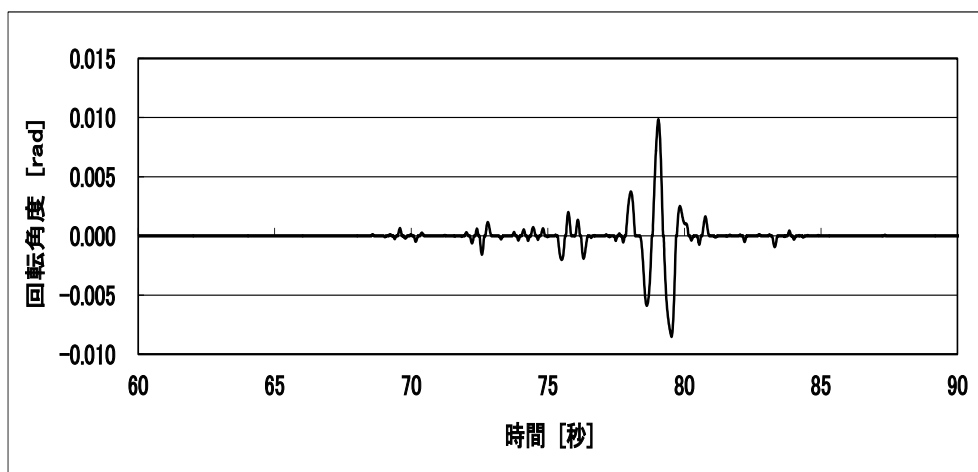


図 3.2.20 回転角度の時刻歴（3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図使用）

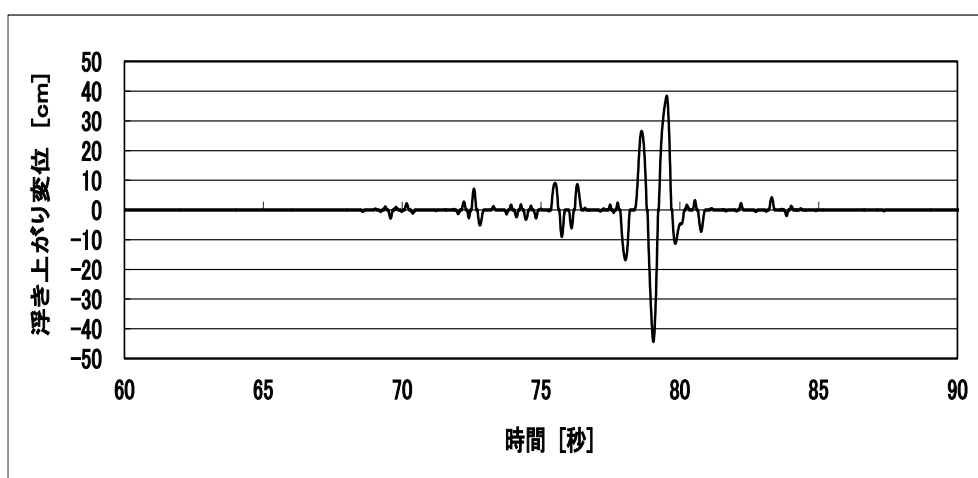


図 3.2.21 浮き上がり変位の時刻歴（3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図使用）

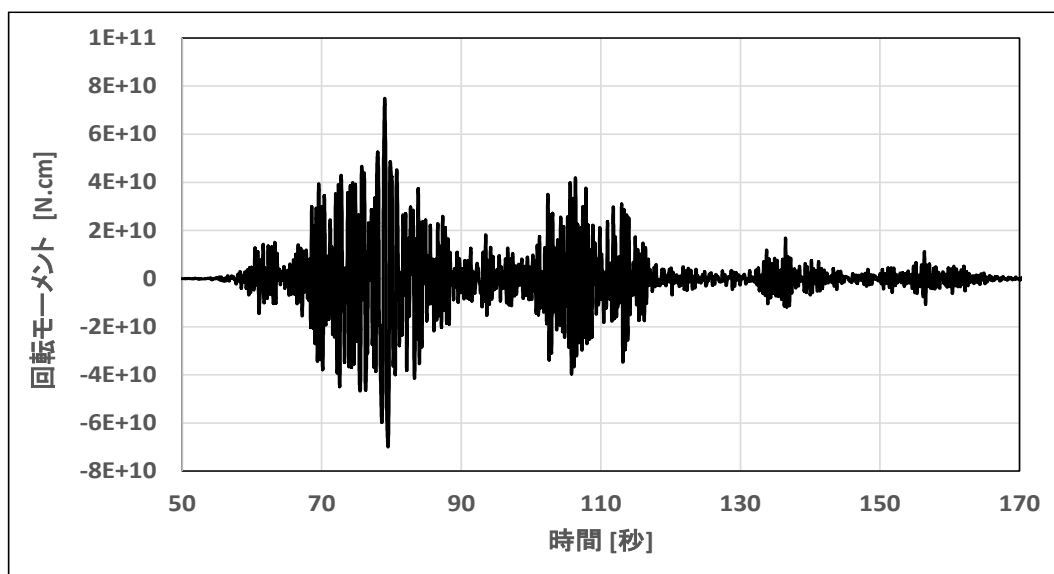


図 3. 2. 22 非線形回転ばねに発生した回転モーメントの時刻歴
(3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図使用)

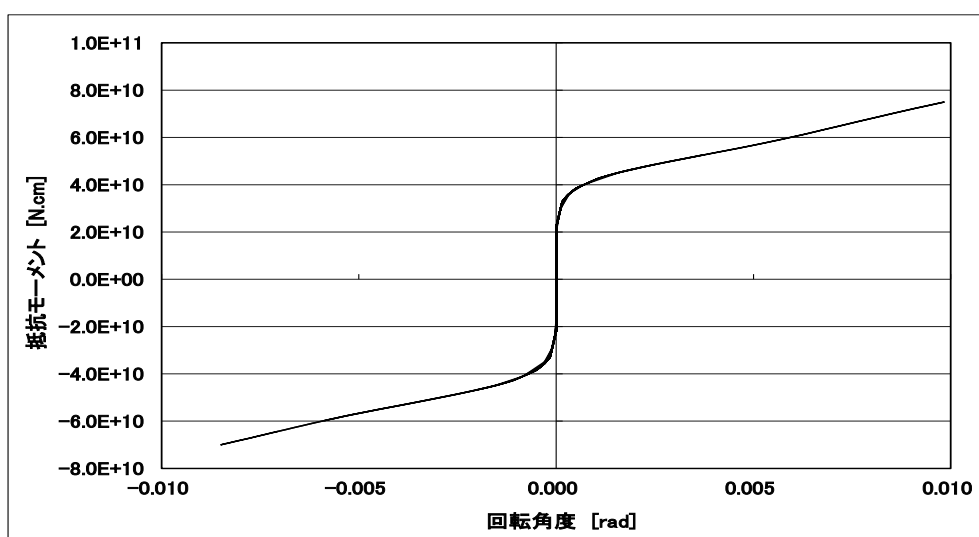


図 3. 2. 23 非線形ばねの復元力特性線図
(3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図使用)

最大浮き上がり変位 (45cm) 発生時 (79 秒における) の回転モーメント及び式 (3.2.4) ~ 式 (3.2.7) から算定した最大応答水平震度と動液圧及び動液圧比を表 3.2.9 に示す。

表 3. 2. 9 最大浮き上がり変位発生時 (79 秒) の最大応答水平震度及び動液圧

回転モーメント Q (N. cm)	応答水平震度 Kh_1	動液圧 Ph_1 (N/mm ²)	動液圧比 α
7. 50E+10	0. 747	0. 096	0. 55

3.2.5 見直した質点系モデルでの浮き上がり解析結果まとめ

平成 26 年度は、現行消防法の終局強度耐震設計法に採用された解析モデルの基本的考え方に沿って作成した 1 質点系モデルを用いて時刻歴応答解析を行い、南海トラフ巨大地震発生時におけるタンクの浮き上がり量の検討を実施した。当該解析・検討では、非線形水平ばね特性に、S 字非ループ型の簡便な弾塑性復元力特性（第 2 剛性を無視した水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図を持つ動液圧の影響を無視した簡便な非線形水平ばね（バイリニア型 $Q-\Delta$ 特性ばね））を使用したため、検討対象タンクのうち、旧法タンク No.3 では大きな浮き上がり変位を生じる結果となった。そこで、平成 27 年度はタンクの浮き上がり量をより適切に評価するため、1 質点系モデルの非線形水平ばね特性を見直し、第 2 剛性以降も考慮し、かつ動液圧の影響も考慮した非線形水平ばね（マルチリニア型特性ばね）を採用して解析を行った。

採用したマルチリニア型特性ばねは、定式化による $Q-\Delta$ 線図の特性と 3D のシェルモデルから得られた $M-\theta$ 線図の特性であり、それぞれ以下のような違いがある。

表 3.2.10 採用したばね特性の比較

	定式化による特性のばね	3D シェルモデルより得られる特性のばね
動液圧の影響	考慮	考慮
タンク浮き上がりを繰り返すことにより 2 回目以降は浮き上がり易くなる効果	Wozniak モデルを使用繰返しにより浮き上がり易くなる傾向を考慮	考慮せず
作成されるばね特性	比較的柔らかいばね (保守的な設定)	比較的固いばね
ばね特性作成の簡便さ	作成が容易 (算定式を利用)	時間と手間がかかる (FEM 解析が必要)

これらの特性を使用して、昨年度と同条件である南海トラフの想定地震波形 A 地区 EW 方向を入力地震波形とした旧法タンク No.3 (30000KL) の浮き上がり解析を実施した結果は以下となった。

- ① 定式化による $Q-\Delta$ 線図を非線形水平ばねの復元力特性とした 1 質点非線形ばねモデルの解析結果：最大 75.1cm の浮き上がり
- ② 3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図を非線形回転ばねの復元モーメント特性とした 1 質点非線形ばねモデルの解析結果：最大 45.0 cm の浮き上がり
- ③ 平成 26 年度（参考）：最大 104.3 cm の浮き上がり

【考察】

- (1) 定式化による $Q-\Delta$ 線図を非線形水平ばねとした場合、保守的な設定による比較的柔らかいばね特性となるため、求めた浮き上がり変位 (75.1cm) は、比較的安全側の結果と考えられる。
- (2) 3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図で表現する非線形回転ばね特性については、解析上では、動液圧を静的な荷重として 1 回だけの作用による片側の浮き上がり挙動現象を模擬したが、繰り返しの履歴変形挙動 (2 回目や 3 回目) によるタンク変形に起因する浮

き上がりばね特性の低下は、本ばね特性を使用して求めた最大浮き上がり変位(45.0cm)よりも、実際は浮き上がりが大きくなる可能性があると考えられる。

従って、A 地区想定地震波を受ける当該タンクの最大浮き上がり変位は 45.0cm～75.1cm の幅内にあると推定される。

参考資料として、3 質点非線形ロッキングばね系モデルの構築、時刻歴地震応答解析結果及び 1 質点非線形ばね系モデルによる解析結果との照査・比較検討を参考資料 14 に示す。

3.3 2次元軸対称モデルによる隅角部の疲労損傷度評価

旧法タンク No.3 の質点系モデルによる浮き上がり変位と回数の解析結果より、隅角部に発生するひずみ量及び疲労損傷に対する強度を確認するため、非線形構造解析プログラム Abaqus V6.12 による有限要素法を用いた静的弾塑性ひずみ解析を行った。

3.3.1 解析モデル

旧法タンク No.3（公称容量：30000KL）の隅角部を対象として解析モデルを作成した。タンクの主な寸法と諸元を表3.3.1に示す。

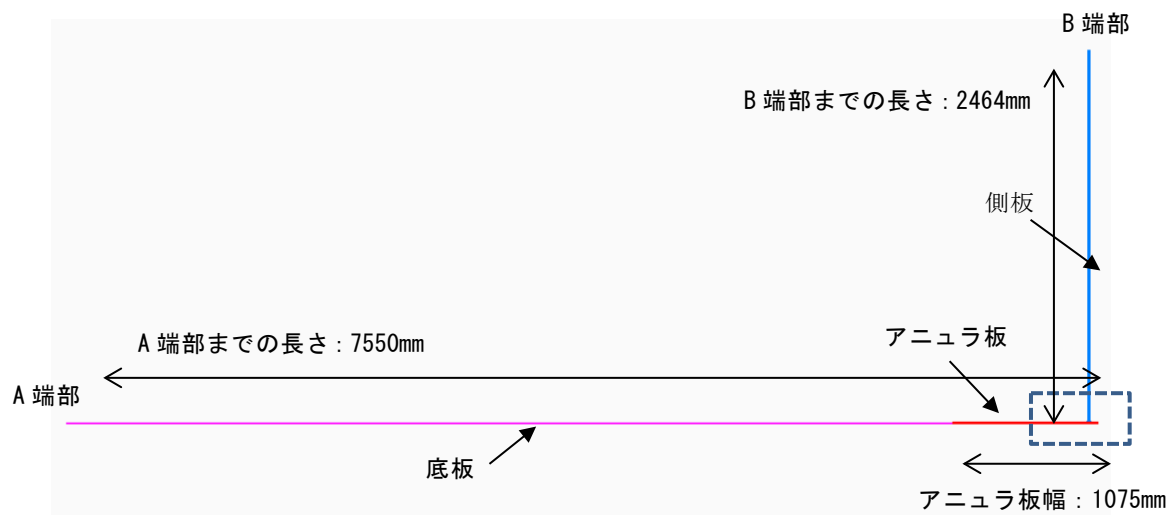
表3.3.1 解析対象タンクの主な寸法と諸元

A地区 旧法タンクNo. 3							
許可容量	30000 KL	側板の板厚と材料					
タンク内径	45100 mm	1 段	18 mm	HW50	6 段	8 mm	HW50
タンク高さ	21270 mm	2 段	15 mm	HW50	7 段	8 mm	HW50
液面高さ	18802 mm	3 段	13 mm	HW50	8 段	8 mm	SS41
液比重	0.95	4 段	11 mm	HW50	9 段	8 mm	SS41
屋根形式	シングルデッキ 浮き屋根	5 段	9 mm	HW50	—	—	—
		アニュラ板の板厚と材料				12 mm	SM400C
		底板の板厚と材料				8 mm	SS41
隅角部隅肉溶接部脚長 (mm)		W1		12 mm		W2 12 mm	

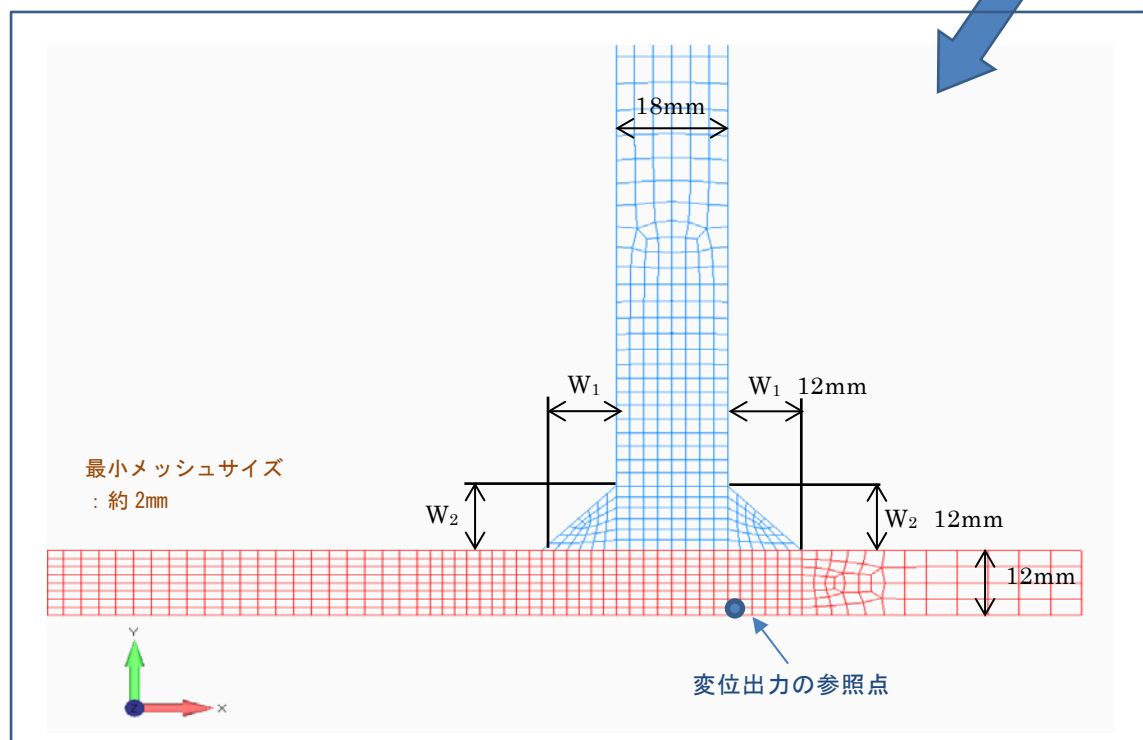
最大浮き上がり点の隅角部の挙動は、2D軸対称ソリッド要素を用いた弾塑性大たわみ静的FEM解析法により実施する。

隅角部モデル化範囲を図3.3.1 (a)、隅角部の一部の要素分割を図3.3.1 (b) に示す。

図3.3.1 (a) の左端A端部の半径方向変位を拘束し、同図上端B端部は強制変位を与える位置とした。また、隅角部溶接部近傍はメッシュ分割を約2mmとした。なお、図に示した寸法はモデル上のA端部とB端部までの長さである。地盤との接触部には、圧縮ばね 294N/cm^3 の力を有するノンテンションばねを設置した。



(a) 有限要素モデル化範囲



(b) 隅角部の拡大図

図3.3.1 隅角部の解析モデル

(1) 解析条件

以下の条件で解析を行った。

ア 荷重

B端部（円周上）に側板重量等（=2764.4 kN）を負荷した。

イ 強制変位

片側の浮き上がり変位量を強制的に付与した。検討は以下の2ケースで行った。

① ケース1

定式化によるQ-Δ線図を非線形水平ばねの復元力特性とした1質点系モデルの片側の浮き上がり変位と回数（表3.3.2参照）。

② ケース2

3DシェルモデルのM-θ線図を非線形回転ばねの復元モーメント特性とした1質点系モデルの片側の浮き上がり変位と回数（表3.3.3参照）。

ウ 繰り返しサイクル

片側の浮き上がり回数を設定した（最大の浮き上がり変位を含む10mm以上の浮き上がり変位のみ考慮する場合の回数）。

表3.3.2 各サイクルにおける浮き上がり変位
(ケース1 定式化によるQ-Δ線図使用)

サイクルNo.	浮き上がり変位 δ_u (mm)
1	20.7
2	27.8
3	38.0
4	56.3
5	69.6
6	35.2
7	25.2
8	13.0
9	157.2
10	105.0
11	30.7
12	36.4
13	572.0
14	751.0
15	372.1
16	186.0
17	47.4
18	73.5

表3.3.3 各サイクルにおける浮き上がり変位
(ケース2 3DシェルモデルのM-θ線図使用)

サイクルNo.	浮き上がり変位 δ_u (mm)
1	28.1
2	12.7
3	26.6
4	51.1
5	13.8
6	23.1
7	31.5
8	27.4
9	89.7
10	60.6
11	168.1
12	450.0
13	112.5
14	71.5

エ 液圧

アニュラ板と側板に作用する液圧の組合せは表3.3.4に示すとおりである。アニュラ板に作用する液圧は一様分布とし、側板に作用する液圧は高さに応じて変化させた。

各ケースの最大応答水平震度 Kh_1 、動液圧 Ph_1 及び動液圧比 α は、浮き上がり解析から求めた水平抵抗力 Q 及び回転モーメント M を用いて、以下の式によって算定した（式(3.2.4)と同様）。計算結果を表3.3.5に示す。

$$Kh_1 \approx Q/W_1 \quad (3.3.1)$$

あるいは、

$$Kh_1 \approx M/(W_1 H_1) \quad (3.3.2)$$

$$Ph_1 \approx Kh_1 C_{10} P_0 \quad (3.3.3)$$

$$\alpha = Ph_1 / P_0 \quad (3.3.4)$$

表3.3.4 アニュラ板と側板に作用する液圧の組合せ

強制変位作用方向	アニュラ板上面に作用する液圧 P_u 静液圧： $P_0=0.18\text{N/mm}^2$ 動液圧： Ph_1	側板内面に作用する 液圧
浮き上がり方向（+）	$P_u=(P_0-Ph_1)=P_0(1-\alpha)$	静液圧分布
沈み込み方向（-）	$P_u=P_0$	静液圧分布

表3.3.5 最大応答水平震度 Kh_1 、動液圧 Ph_1 及び動液圧比 α の計算結果

ケース No.	最大浮き上がり変位 δ_{u-max} (cm)	最大応答水平震度 Kh_1	動液圧 Ph_1 (N/mm ²)	動液圧比 α ($=Ph_1/P_0$)
1	75.1	0.487	0.063	0.35
2	45.0	0.747	0.096	0.55

注：消防法式で計算した水平震度 $Kh_1=0.504$ 、動液圧 $Ph_1=0.067\text{N/mm}^2$ （参考資料8）

(2) 材料の物性値

タンクの1段から7段までの側板材料はHW50、8段と9段の側板の材料はSS41、アニュラ板の材料はSM400C、底板の材料はSS41であり、それぞれの材料の物性値は表3.3.6に示すとおりである。また、塑性後の応力—ひずみ線図は2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2に提示される方法で作成したものを使用した（図3.3.2及び参考資料15参照）。硬化則には移動硬化則を使用した。

表 3.3.6 材料の物性値

材料特性		HW50	SS41/SM400C
降伏強度 (N/mm ²)	Sy	490	245
引張強度 (N/mm ²)	Su	610	400
ポアソン比	ν	0.3	0.3
ヤング率 (N/mm ²)	E	205939.7	205939.7

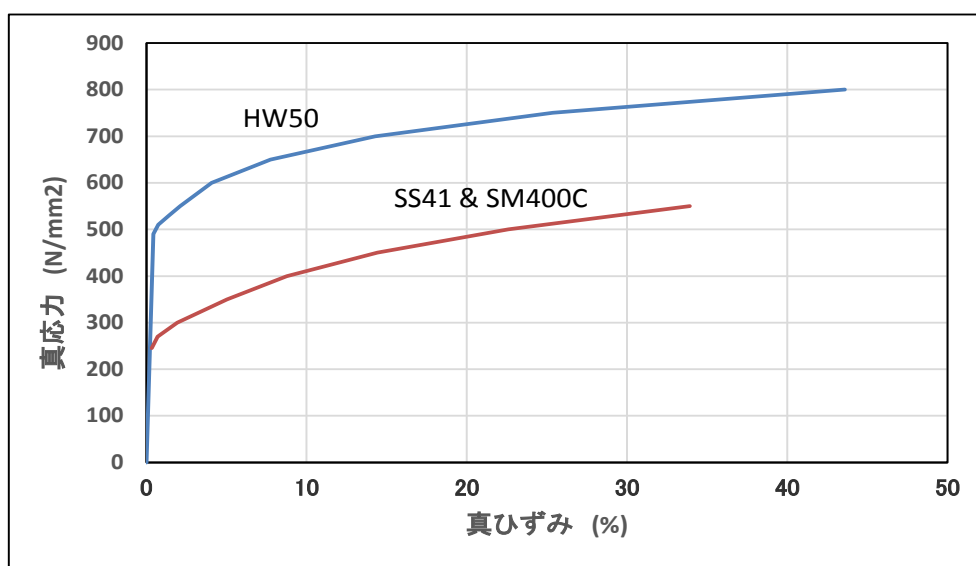


図3.3.2 弾塑性解析入力用の応力—ひずみ線図

3.3.2 解析結果

3.3.2.1 旧法タンクNo.3のケース1の解析結果

(1) 浮き上がり変位と抵抗力の関係

各サイクルの参照点とB端の浮き上がり変位及びB端部に強制変位をかけた時の算定された軸方向の抵抗力（単位長さあたりの抵抗力）の数値を表3.3.7に示す。また、その関係を線図で表示すると図3.3.3のとおりである（変位出力参照点の位置：図3.3.1 (b) 参照）。

表 3.3.7 浮き上がり変位と抵抗力の関係 (ケース 1)

サイクル No.	浮き上がり 位置	抵抗力 (N/mm)	浮き上がり変位 (mm)	
			参照点	B端
1	開始	0.0E+00	-2.2	-2.9
	最高	8.5E+02	21.1	20.7
	最低	8.2E+02	0.6	0.0
2	最高	8.7E+02	28.2	27.8
	最低	7.5E+02	0.6	0.0
3	最高	9.0E+02	38.4	38.0
	最低	6.3E+02	0.6	0.0
4	最高	9.5E+02	56.7	56.3
	最低	4.1E+02	0.6	0.0
5	最高	9.8E+02	70.0	69.6
	最低	2.5E+02	0.6	0.0
6	最高	7.9E+02	35.5	35.2
	最低	2.5E+02	0.6	0.0
7	最高	7.1E+02	25.5	25.2
	最低	2.5E+02	0.6	0.0
8	最高	5.7E+02	13.3	13.0
	最低	2.5E+02	0.6	0.0
9	最高	1.2E+03	157.6	157.2
	最低	-1.0E+02	0.7	0.0
10	最高	1.0E+03	105.4	105.0
	最低	-1.0E+02	0.7	0.0
11	最高	6.4E+02	31.0	30.7
	最低	-1.0E+02	0.7	0.0
12	最高	6.9E+02	36.7	36.4
	最低	-1.0E+02	0.7	0.0
13	最高	2.6E+03	578.6	572.0
	最低	-6.6E+02	0.7	0.0
14	最高	3.1E+03	764.3	751.1
	最低	-9.8E+02	0.5	0.0
15	最高	1.7E+03	374.6	372.1
	最低	-1.1E+03	0.5	0.0
16	最高	9.8E+02	186.4	186.0
	最低	-1.1E+03	0.5	0.0
17	最高	6.3E+02	47.6	47.4
	最低	-1.1E+03	0.5	0.0
18	最高	7.2E+02	73.7	73.5
	最低	-1.1E+03	0.5	0.0

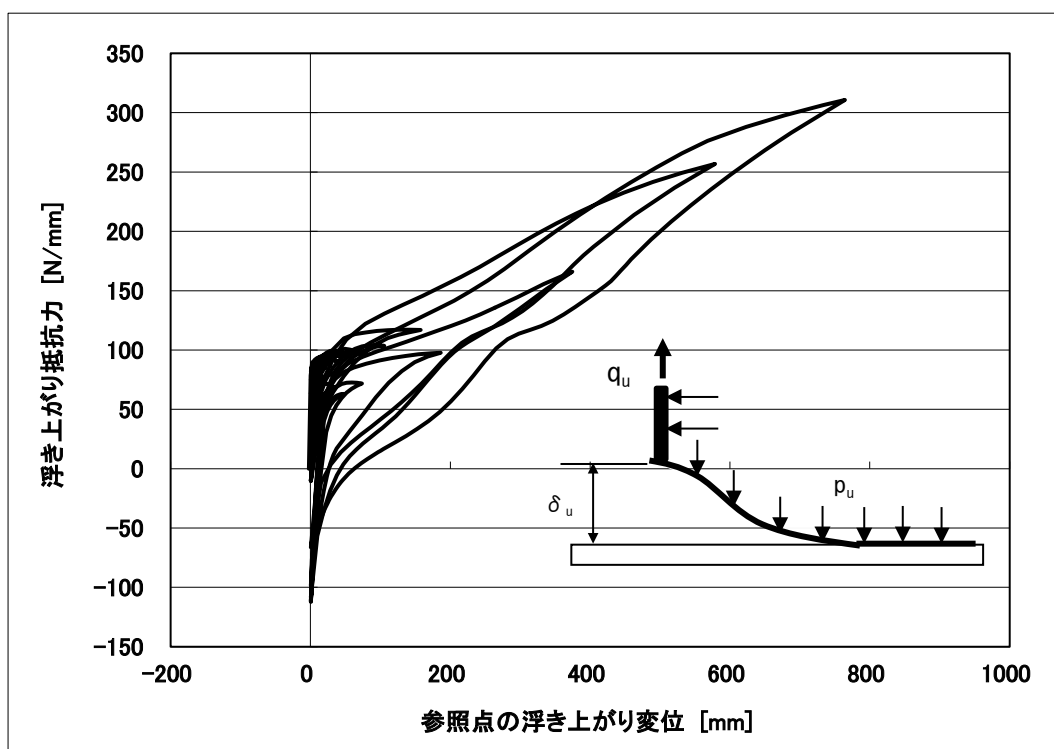


図3.3.3 浮き上がり変位 (δ_u) とB端部の算定された抵抗力 (q_u) の関係
(ケース1)

(2) 隅角部隅肉溶接部のひずみ両振幅

浮き上がり変位を与えた静的応力解析結果の、隅角部隅肉溶接部近傍の注目点(A点、B点とC点、3つの点の位置を図3.3.4に示す)に発生したひずみ(弾性ひずみ+塑性ひずみの和)とひずみ両振幅の計算結果を表3.3.8に示す。A点は隅肉溶接部止端部、B点はA点から2mm内側のアニュラ板上の点(実タンクを想定した場合にひずみ計測が可能な最も側板に近い位置)であり、両点の半径方向ひずみを ϵ_r とする。C点は側板内面の止端部であり、その鉛直方向ひずみを ϵ_z とする。また、ひずみ両振幅は $\Delta\epsilon_r$ 等とする。18サイクルにおける各点の浮き上がり変位とひずみとの関係線図を図3.3.5から図3.3.7に示す。

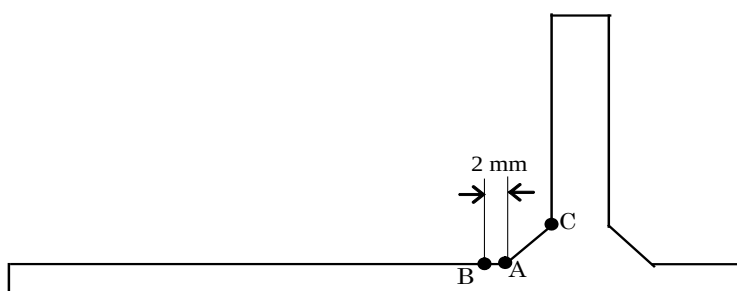


図3.3.4 ひずみ評価位置

表3.3.8 各サイクルにおける隅角部隅肉溶接部のひずみとひずみ両振幅（ケース1）

サイクル No.	浮き上がり 位置	ひずみ (%)			ひずみ振幅 (%)		
		A点	B点	C点	A点	B点	C点
		ε_r	ε_r	ε_z	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_z$
1	開始	0.149	0.197	0.091	0.085	0.761	0.031
	最高	0.234	0.958	0.118			
	最低	0.188	0.902	0.086			
2	最高	0.263	1.658	0.121	0.084	0.095	0.053
	最低	0.179	1.563	0.069			
3	最高	0.306	2.556	0.126	0.138	0.148	0.083
	最低	0.168	2.408	0.042			
4	最高	0.395	3.856	0.132	0.226	0.226	0.136
	最低	0.169	3.630	-0.004			
5	最高	0.448	4.674	0.136	0.282	0.358	0.171
	最低	0.165	4.316	-0.035			
6	最高	0.341	4.489	0.067	0.177	0.173	0.101
	最低	0.164	4.316	-0.034			
7	最高	0.296	4.445	0.041	0.133	0.129	0.075
	最低	0.163	4.316	-0.034			
8	最高	0.224	4.375	0.000	0.061	0.058	0.034
	最低	0.163	4.316	-0.034			
9	最高	1.004	8.695	0.162	0.581	4.291	0.248
	最低	0.424	4.404	-0.086			
10	最高	0.816	6.244	0.145	0.401	1.933	0.229
	最低	0.415	4.311	-0.084			
11	最高	0.569	4.462	0.023	0.153	0.159	0.106
	最低	0.416	4.303	0.083			
12	最高	0.591	4.480	0.040	0.172	0.189	0.123
	最低	0.418	4.291	-0.082			
13	最高	6.290	24.076	0.455	4.321	19.604	0.397
	最低	1.969	4.471	0.058			
14	最高	8.870	31.072	0.588	6.653	24.549	0.443
	最低	2.217	6.523	0.145			
15	最高	4.989	24.310	0.479	3.003	17.676	0.336
	最低	1.985	6.634	0.144			
16	最高	2.980	17.486	0.467	1.006	10.875	0.318
	最低	1.974	6.612	0.149			
17	最高	2.147	7.375	0.423	0.125	0.943	0.272
	最低	2.022	6.432	0.152			
18	最高	2.302	10.101	0.447	0.264	3.781	0.291
	最低	2.037	6.320	0.155			

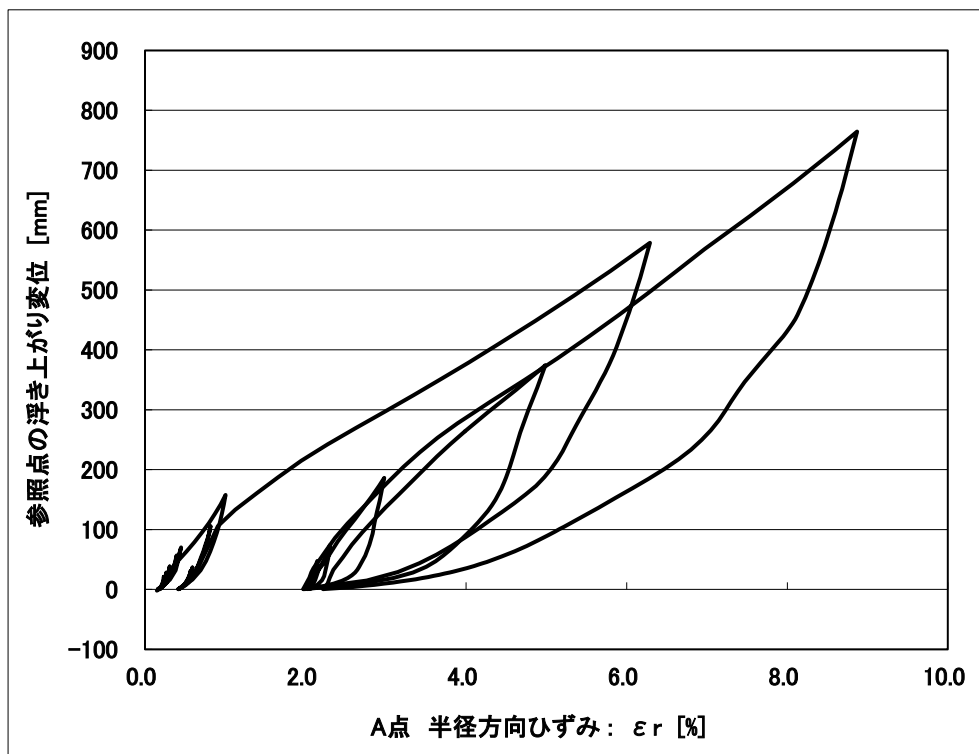


図3.3.5 浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース1）

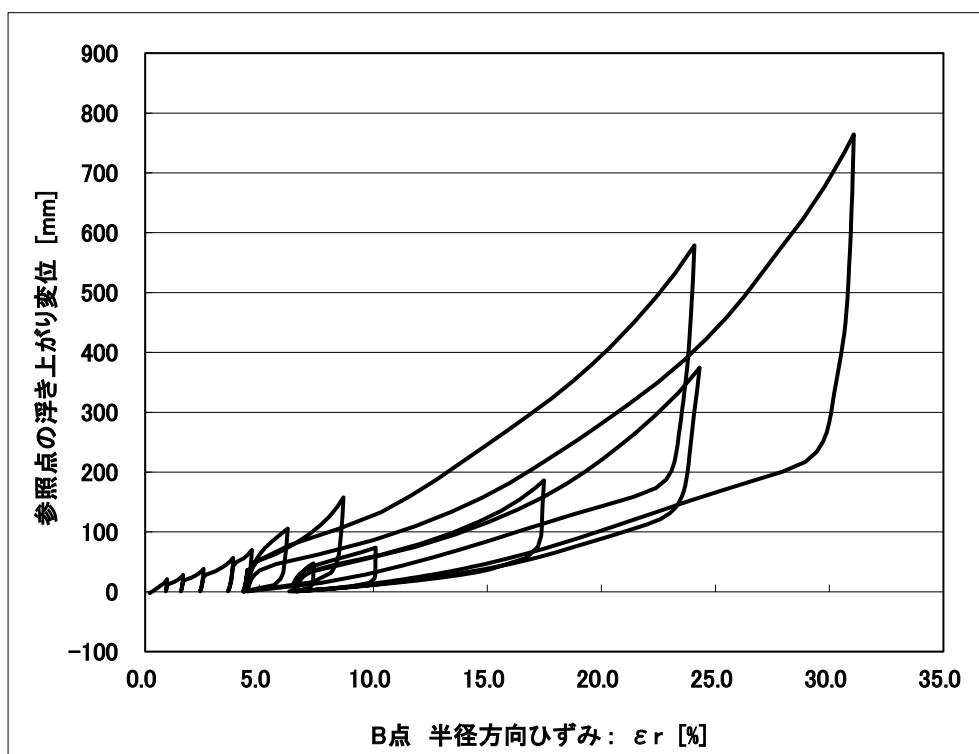


図3.3.6 浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース1）

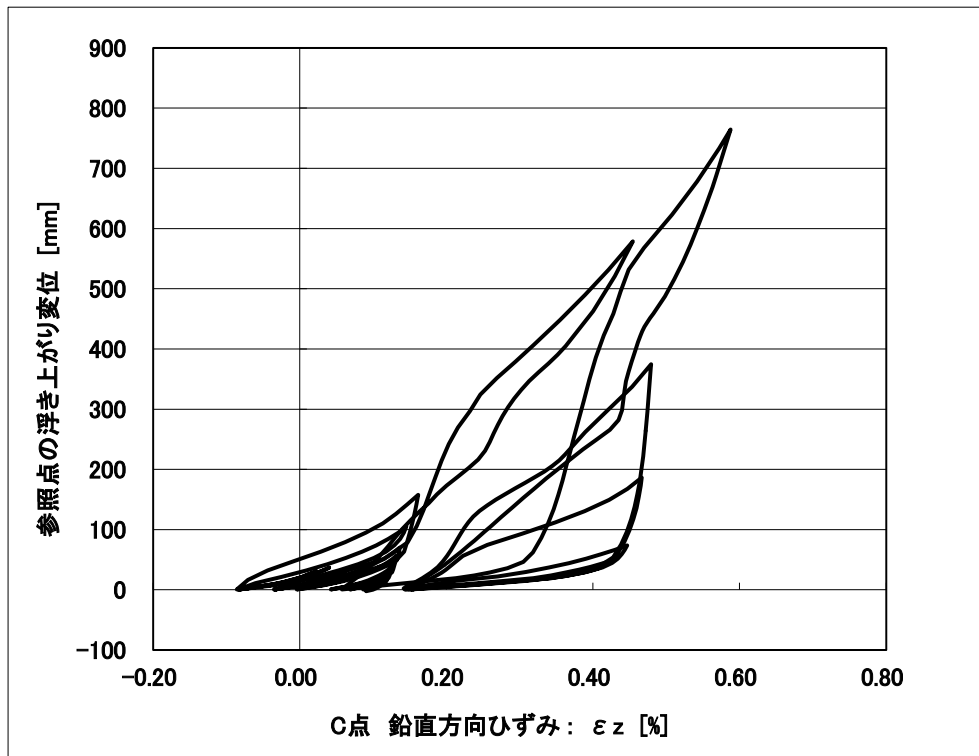


図3.3.7 浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向ひずみの関係（ケース1）

(3) 隅角部の変形及びひずみ分布

最大浮き上がり変位が75.1cmになるときの隅角部の変形及び塑性ひずみ分布を図3.3.8と図3.3.9に示す。浮き上がり挙動によって隅角部が曲げられ、隅角部の溶接部の止端部（B点）に最も大きなひずみが発生する。

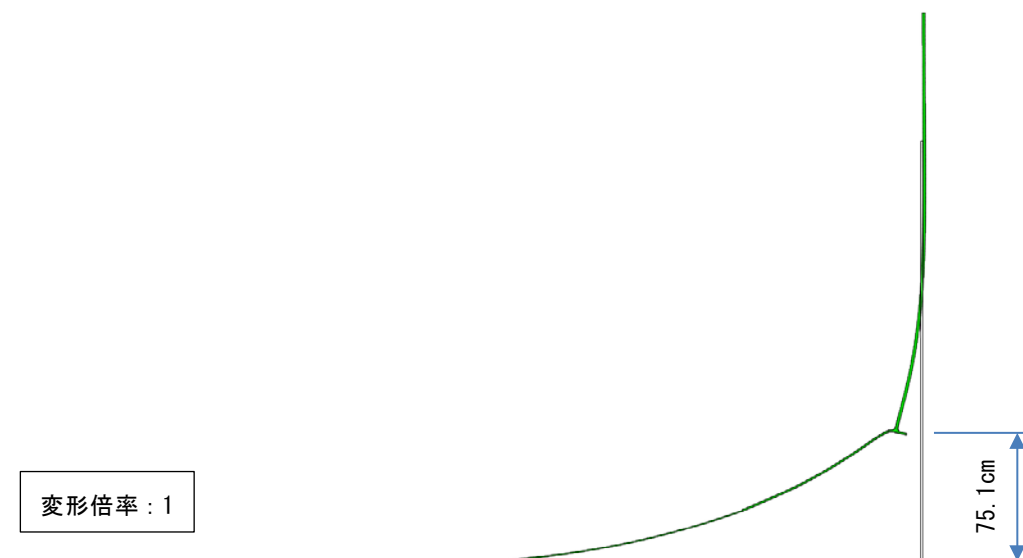


図 3.3.8 浮き上がり時の隅角部の変形図
（ケース1：最大浮き上がり 75.1cm）

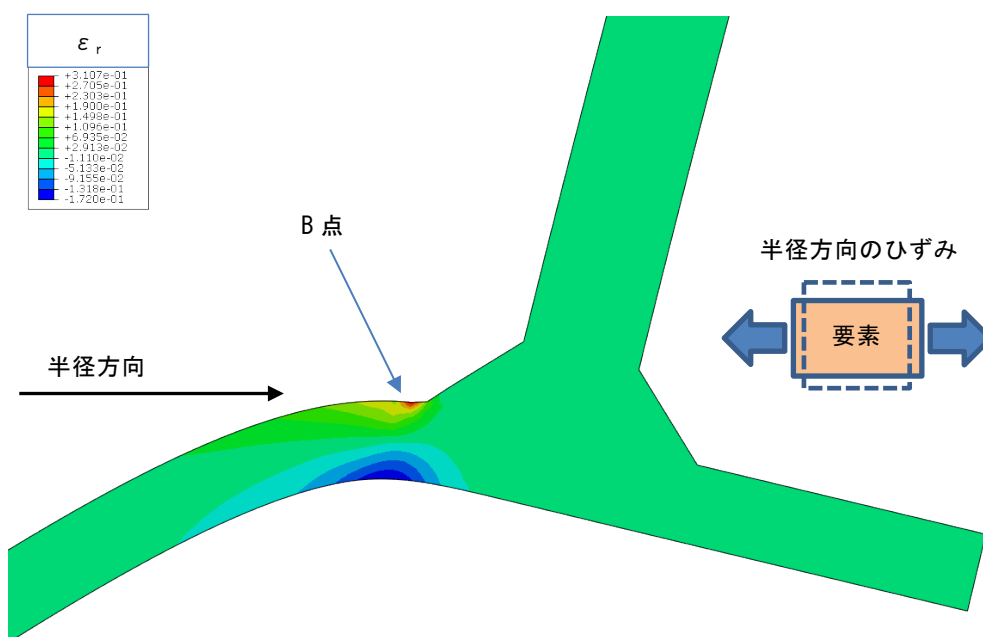


図 3.3.9 隅角部の半径方向ひずみ成分 ϵ_r 分布図
(ケース 1 : 最大浮き上がり 75.1cm)

3.3.2.2 旧法タンクNo. 3のケース2の解析結果

(1) 浮き上がり変位と抵抗力の関係

各サイクルの参照点とB端の浮き上がり変位及びB端部に強制変位をかけた時の算定された軸方向の抵抗力（単位長さあたりの抵抗力）の数値を表3.3.9に、その関係を線図で表示すると図3.3.10に示すとおりである（変位出力参照点の位置：図3.3.1（b）参照）。

表 3.3.9 浮き上がり変位と抵抗力の関係（ケース 2）

サイクル No.	浮き上がり 位置	抵抗力 (N/mm)	浮き上がり変位 (mm)	
			参照点	B端
1	開始	0.0E+00	-2.2	-2.9
	最高	7.3E+02	28.4	28.1
	最低	8.4E+02	0.6	0.0
2	最高	6.4E+02	12.9	12.7
	最低	8.4E+02	0.6	0.0
3	最高	7.2E+02	26.9	26.6
	最低	8.4E+02	0.6	0.0
4	最高	7.8E+02	51.4	51.1
	最低	6.6E+02	0.6	0.0
5	最高	5.9E+02	14.0	13.8
	最低	6.6E+02	0.6	0.0
6	最高	6.6E+02	23.3	23.1
	最低	6.6E+02	0.6	0.0
7	最高	7.0E+02	31.7	31.5
	最低	6.6E+02	0.6	0.0
8	最高	6.8E+02	27.6	27.4
	最低	6.6E+02	0.6	0.0
9	最高	8.4E+02	89.9	89.7
	最低	3.0E+02	0.6	0.0
10	最高	7.5E+02	60.8	60.6
	最低	3.0E+02	0.6	0.0
11	最高	9.8E+02	168.3	168.1
	最低	-5.0E+01	0.7	0.0
12	最高	1.8E+03	452.4	450.0
	最低	-4.3E+02	0.7	0.0
13	最高	7.8E+02	112.7	112.5
	最低	-4.2E+02	0.7	0.0
14	最高	6.9E+02	71.7	71.5
	最低	-4.2E+02	0.7	0.0

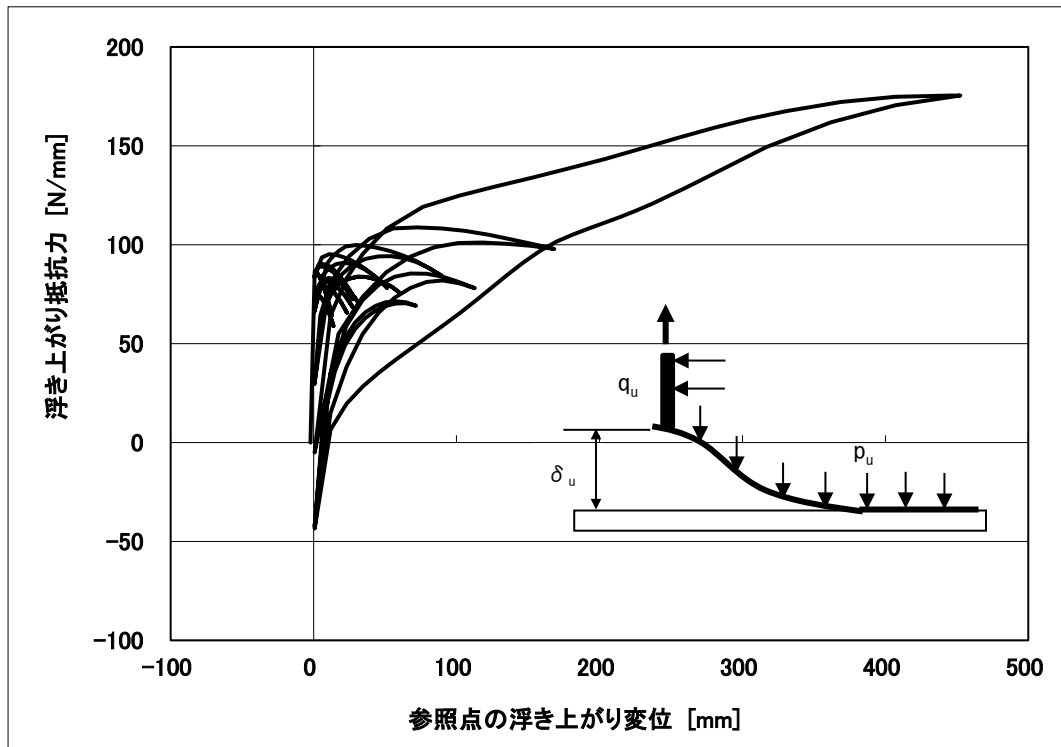


図3.3.10 浮き上がり変位 (δ_u) とB端部の算定された抵抗力 (q_u) の関係
(ケース2)

(2) 隅角部隅肉溶接部のひずみ両振幅

浮き上がり変位を与えた静的応力解析結果の、隅角部隅肉溶接部近傍の注目点(A点、B点とC点、3つの点の位置を図3.3.11に示す。)に発生したひずみとひずみ両振幅の計算結果を表3.3.10に示す。A点は隅肉溶接部止端部、B点はA点から2 mm内側のアニュラ板上の点(実タンクを想定した場合にひずみ計測が可能な最も側板に近い位置)であり、両点の半径方向ひずみを ϵ_r とする。C点は側板内面の止端部であり、その鉛直方向ひずみを ϵ_z とする。また、ひずみ両振幅は $\Delta\epsilon_r$ 等とする。14サイクルにおける各点の浮き上がり変位とひずみとの関係線図を図3.3.12から図3.3.14に示す。

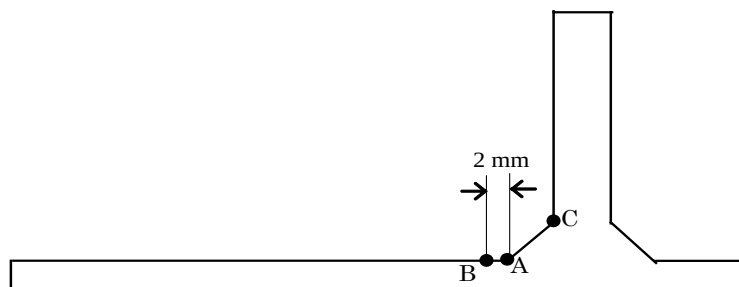


図3.3.11 ひずみ評価位置

表3.3.10 各サイクルにおける隅角部隅肉溶接部のひずみとひずみ両振幅（ケース2）

サイクル No.	浮き上がり 位置	ひずみ (%)			ひずみ振幅 (%)		
		A点	B点	C点	A点	B点	C点
		ε_r	ε_r	ε_z	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_r$	$\Delta \varepsilon_z$
1	開始	0.149	0.197	0.091	0.059	0.520	0.021
	最高	0.207	0.698	0.112			
	最低	0.188	0.718	0.091			
2	最高	0.151	0.689	0.077	0.037	0.028	0.015
	最低	0.188	0.718	0.091			
3	最高	0.204	0.747	0.108	0.016	0.029	0.016
	最低	0.188	0.718	0.091			
4	最高	0.279	2.242	0.123	0.119	0.131	0.074
	最低	0.159	2.111	0.049			
5	最高	0.148	2.105	0.047	0.011	0.005	0.002
	最低	0.159	2.111	0.049			
6	最高	0.189	2.148	0.070	0.031	0.037	0.022
	最低	0.159	2.111	0.049			
7	最高	0.220	2.180	0.089	0.061	0.070	0.040
	最低	0.158	2.111	0.049			
8	最高	0.205	2.165	0.080	0.047	0.054	0.031
	最低	0.158	2.111	0.049			
9	最高	0.412	4.147	0.134	0.262	0.306	0.160
	最低	0.150	3.841	-0.027			
10	最高	0.348	4.043	0.095	0.202	0.200	0.120
	最低	0.146	3.843	-0.026			
11	最高	0.775	7.161	0.154	0.513	2.746	0.238
	最低	0.262	4.416	-0.084			
12	最高	3.457	16.482	0.290	2.058	12.846	0.331
	最低	1.399	3.636	-0.041			
13	最高	1.665	6.343	0.204	0.250	2.808	0.242
	最低	1.415	3.535	-0.038			
14	最高	1.540	4.256	0.183	0.102	0.815	0.218
	最低	1.438	3.441	-0.035			

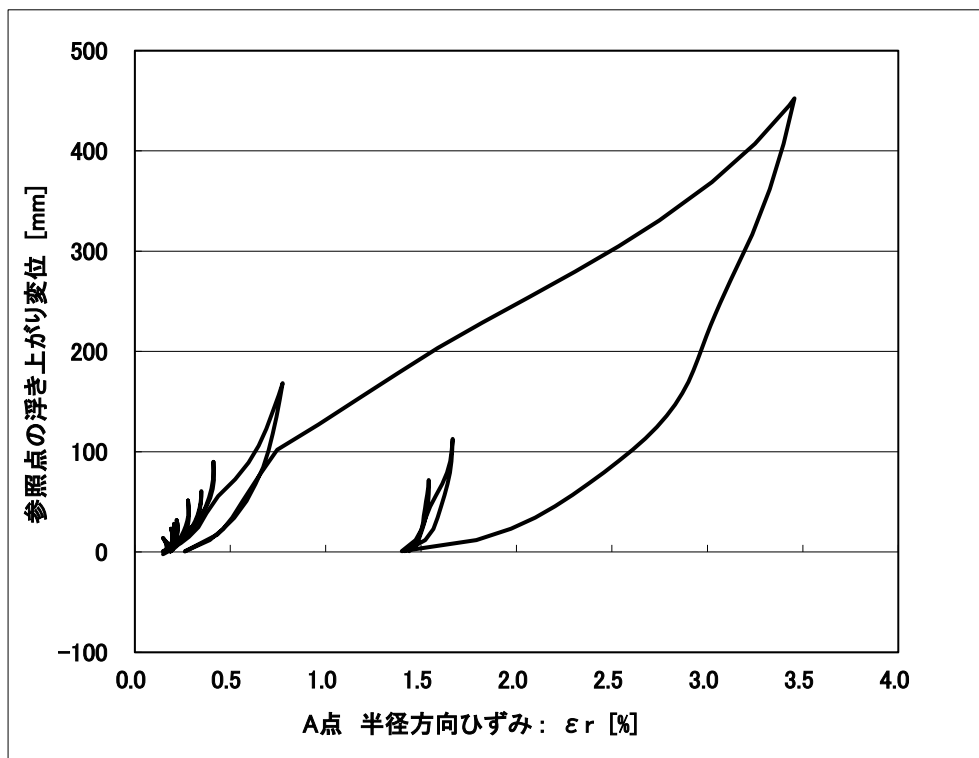


図3.3.12 浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース2）

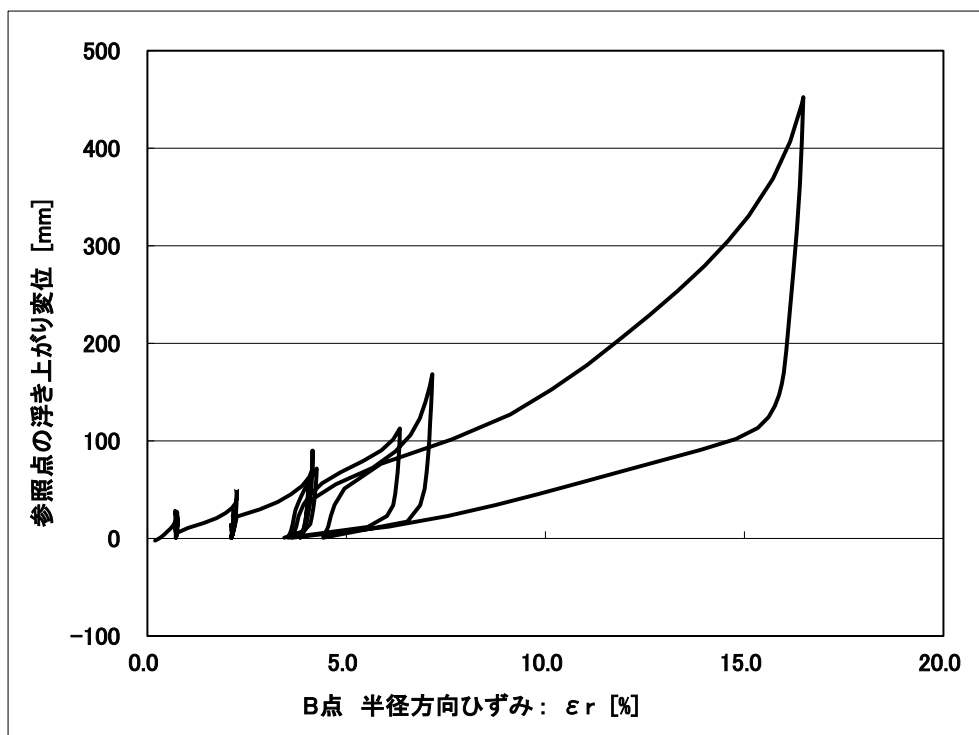


図3.3.13 浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース2）

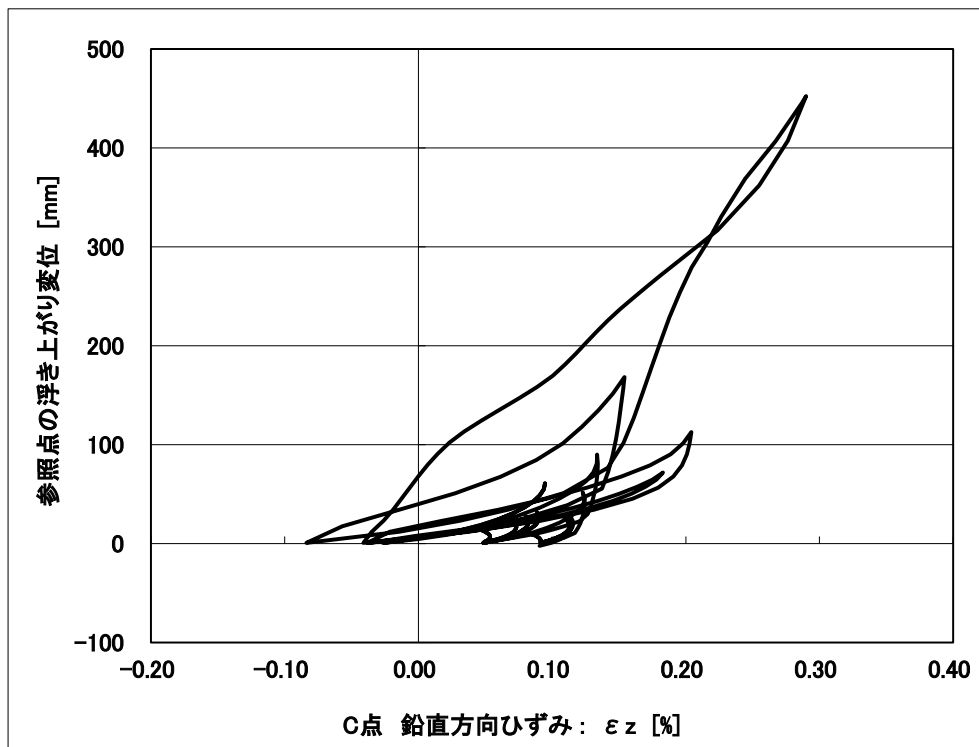


図3.3.14 浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向ひずみの関係（ケース2）

(3) 隅角部の変形及びひずみ分布

最大浮き上がり変位が45.0cmになるときの隅角部の変形及び塑性ひずみ分布を図3.3.15と図3.3.16に示す。浮き上がり挙動によって隅角部が曲げられ、隅角部の溶接部の止端部（B点）に最も大きなひずみが発生する。



図 3.3.15 浮き上がり時の隅角部の変形図
（ケース2：最大浮き上がり 45cm）

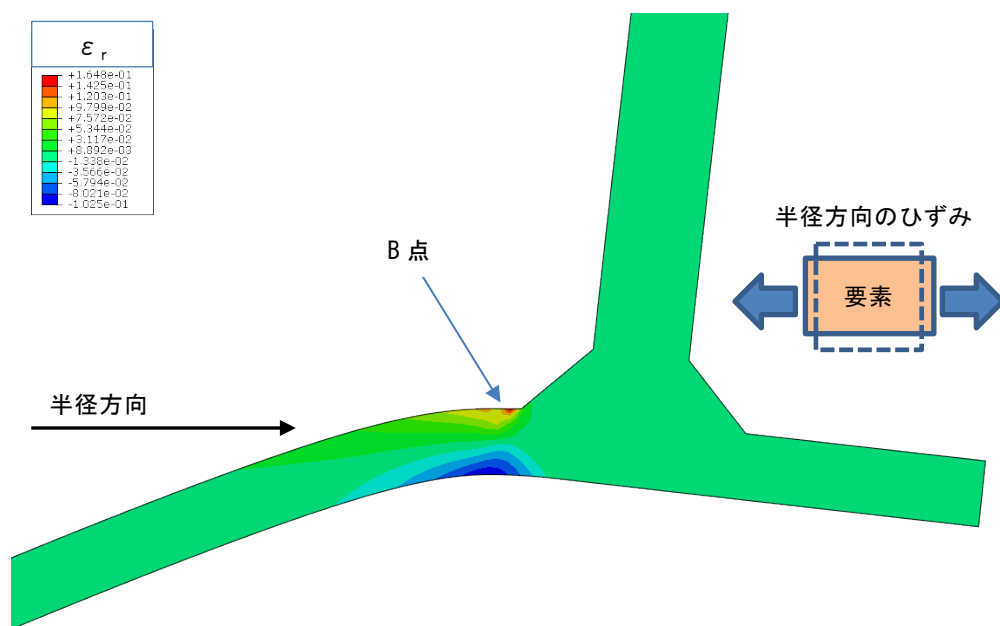
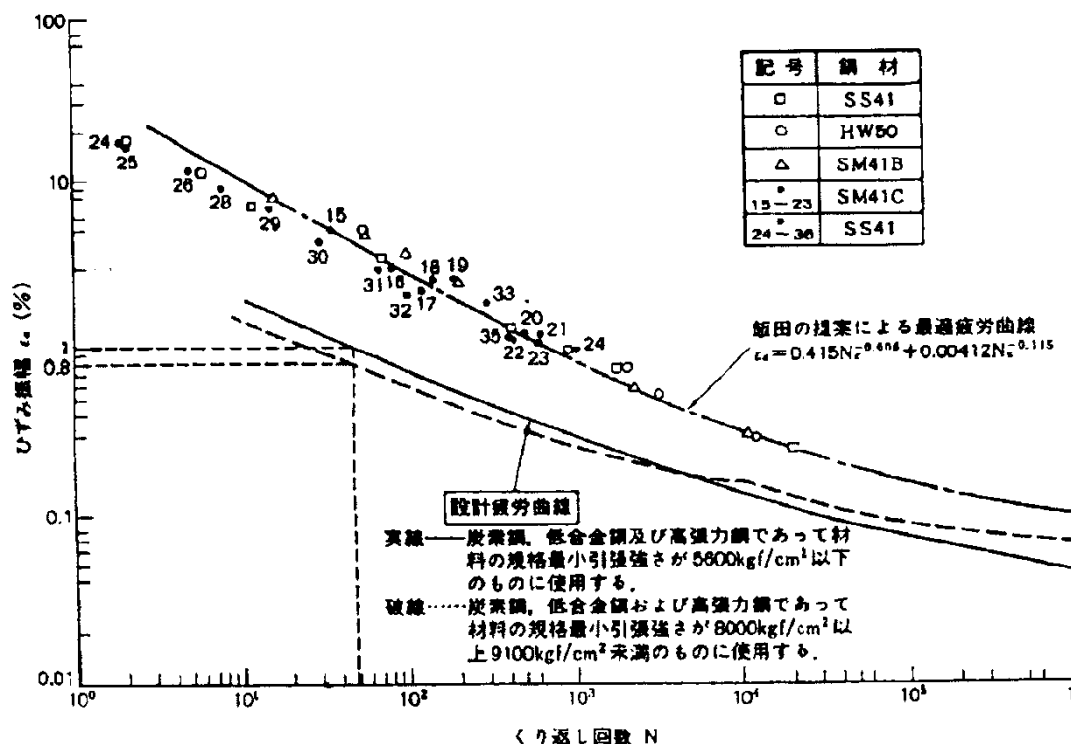


図 3.3.16 隅角部の半径方向ひずみ成分 ϵ_r 分布図
(ケース 2 : 最大浮き上がり 45cm)

3.3.3 低サイクル疲労評価

地震時の浮き上がりに対する隅角部挙動は、低サイクル疲労である。飯田^{*}は、溶接構造用鋼、高張力鋼、一般構造用鋼などの10種の鋼をひずみ制御疲労試験を実施し、き裂発生寿命 N_c をひずみ両振幅 $\Delta\varepsilon$ ($=2\varepsilon_a$ 、 ε_a は最適疲労曲線に使用されるひずみ振幅(片振幅)) に対して整理し、次式で最適疲労曲線を表した(図3.3.17参照)。

$$\varepsilon_a (= \frac{\Delta\varepsilon}{2}) = 0.415N_c^{-0.606} + 0.00412N_c^{-0.115} \quad (3.3.5)$$



- 注1) ひずみ制御型の低サイクル疲労試験結果に基づいた設計疲労曲線である。
 注2) 時間強度(ひずみ振幅)に関しては2倍、破壊寿命(くり返し回数)に関しては20倍の安全率をもっている。
 注3) 両振り試験によるN-ε曲線である。

図 3.3.17 飯田の最適疲労曲線

マイナー則では、次式の疲労損傷度 $D=1.0$ のときを疲労寿命としており、式(3.3.6)により隅角部の疲労損傷度の評価を実施した。

$$D = \frac{n(\Delta\varepsilon_1)}{N_c(\Delta\varepsilon_1)} + \frac{n(\Delta\varepsilon_2)}{N_c(\Delta\varepsilon_2)} + \frac{n(\Delta\varepsilon_3)}{N_c(\Delta\varepsilon_3)} + \dots < 1.0 \quad (3.3.6)$$

ただし、

D : 疲労損傷度

$\Delta\varepsilon_i$: ひずみ両振幅

$n(\Delta\varepsilon_i)$: ひずみ両振幅 $\Delta\varepsilon_i$ の繰返し回数

$N_c(\Delta\varepsilon_i)$: ひずみ両振幅 $\Delta\varepsilon_i$ の疲労寿命

(1) ケース 1 の疲労損傷度評価

旧法タンク No.3 の浮き上がり回数は最大の浮き上がり変位が算出された側の 18 回で設定し、この条件での疲労損傷度 D を算定した。

表 3.3.8 に示した B 点に発生した板表面上のひずみ両振幅に対する、飯田の最適疲労曲線式 (3.3.5) で求めた疲労寿命 N_c を表 3.3.11 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 75.1 cm となる A 地区 EW 方向の想定地震波形に対し、当該タンクは隅角部の溶接部止端部の A 点の疲労損傷度 D は 0.333 であり、1.0 以下という結果になった。

表 3.3.8 に示した B 点に発生した板表面上のひずみ両振幅の 1 サイクルには 24.5 % という数値が出ており、飯田の最適疲労曲線の上端部（繰返し回数 10 回以下の範囲）となる。なお、疲労損傷度 D を算出する際に安全係数を考慮していない。今回の隅角部の疲労破壊の可能性評価については、1994 年三陸はるか沖地震や 1995 年兵庫県南部地震に対する石油タンク隅角部の繰返し片浮き上がり挙動解析に用いられた一連の解析システムを採用したが、今回のような大きな浮き上がりに対し、そのまま適用することの妥当性については 3 次元シェルモデルの有限要素法による解析から得られたた非線形回転ばね特性を表現する $M-\theta$ 線図を使用した場合の評価結果（ケース 2）との比較により、検討していく必要がある。

表 3.3.11 旧法タンク No. 3 の隅角部の疲労損傷度評価結果

サイクル No.	浮き上がり変位 δ_u (mm)	B 点			
		ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰返し回数 n	許容繰返し回数 N_c	疲労損傷度 D
1	20.7	0.761	1	5398	0.000
2	27.8	0.095	1	156376362	0.000
3	38.0	0.148	1	4773960	0.000
4	56.3	0.226	1	350665	0.000
5	69.6	0.358	1	48675	0.000
6	35.2	0.173	1	1649470	0.000
7	25.2	0.129	1	13248396	0.000
8	13.0	0.058	1	10623598099	0.000
9	157.2	4.291	1	160	0.006
10	105.0	1.933	1	715	0.001
11	30.7	0.159	1	2889661	0.000
12	36.4	0.189	1	950923	0.000
13	572.0	19.604	1	11	0.091
14	751.0	24.549	1	8	0.125
15	372.1	17.676	1	14	0.071
16	186.0	10.875	1	31	0.032
17	47.4	0.943	1	3250	0.000
18	73.5	3.781	1	201	0.005
				合計	0.333

表 3.3.11 に示す許容繰返し回数を用いて、以下のように B 点の疲労損傷度 D （合計）を計算した。

$$D = \sum_{i=1}^{18} \frac{n}{N_{ci}} = \frac{1}{5398} + \frac{1}{156376362} + \dots + \frac{1}{11} + \frac{1}{8} + \frac{1}{14} + \frac{1}{31} + \frac{1}{3250} + \frac{1}{201} = 0.333$$

疲労損傷度 $D=1$ になるまで、約 3 倍の余裕度がある。

(2) ケース 2 の疲労損傷度評価

旧法タンク No.3 の浮き上がり回数は最大の浮き上がり変位が算出された片側の 14 回で設定し、この条件での疲労損傷度 D を算定した。

表 3.3.10 に示した B 点に発生した板表面上のひずみ両振幅に対する、飯田の最適疲労曲線式 (3.3.5) で求めた疲労寿命 N_c を表 3.3.12 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 45cm となる A 地区 EW 方向の想定地震波形に対し、当該タンクは隅角部の溶接部止端部の A 点の疲労損傷度 D は 0.05 であり、1.0 以下という結果になった。

表 3.3.12 旧法タンク No. 3 の隅角部の疲労損傷度評価結果

サイクル No.	浮き上がり変位 δ_u (mm)	B 点			
		ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_r$ (%)	繰り返し回数 n	許容繰り返し回数 N_c	疲労損傷度 D
1	28.1	0.520	1	14772	0.000
2	12.7	0.028	1	5.92E+12	0.000
3	26.6	0.029	1	4.36E+12	0.000
4	51.1	0.131	1	11777162	0.000
5	13.8	0.005	1	1.90E+19	0.000
6	23.1	0.037	1	5.25E+11	0.000
7	31.5	0.070	1	2373380661	0.000
8	27.4	0.054	1	19721889496	0.000
9	89.7	0.306	1	88219	0.000
10	60.6	0.200	1	682172	0.000
11	168.1	2.746	1	364	0.003
12	450.0	12.846	1	23	0.043
13	112.5	2.808	1	349	0.003
14	71.5	0.815	1	4572	0.000
				合計	0.049

表 3.3.12 に示す許容繰り返し回数を用いて、以下のように B 点の疲労損傷度 D (合計) を計算した。

$$D = \sum_{i=1}^{14} \frac{n}{N_{ci}} = \frac{1}{14772} + \frac{1}{5.92E12} + \dots + \frac{1}{364} + \frac{1}{23} + \frac{1}{349} + \frac{1}{4572} = 0.049$$

疲労損傷度 $D=1$ になるまで、約 20 倍の余裕度がある

3.4 3次元シェルモデルによる側板の座屈強度評価解析

非線形ばねを持つ質点系モデルの浮き上がり解析結果によって、3次元シェル要素モデルによる弾性大変形解析を実施し、最大浮き上がり変位が生じるときの沈み込み側の側板下端に発生する最大軸方向圧縮応力を求めた（通常は側板の最下端付近が最大となる）。側板の限界座屈応力との比較により側板の地震時の座屈強度評価を行った。

なお、消防法の座屈評価では上下動も加算するが、今回は水平動のみの検討である。

3.4.1 解析モデル

タンクの浮き上がり側及び沈み込み側に着目するため、タンクの3次元シェルモデルを作成した。タンク形状は1/2部分であるが、その切断面には対称条件を設定した。底板は形状として全面作成しているが、タンク半径の70%の位置からの底板の一部を剛体要素でモデル化し、中心の参照点と連動させている。

旧法タンク No.3 (30000KL) の解析モデルを図 3.4.1 及び図 3.4.2 に示す。タンクの主な寸法と諸元は表 3.3.1 に示すとおりである。タンク側板には上端のトップアングル及びウインドガーダーをモデルに含んでいる。また、底板およびアニュラ板と基礎との接触・離間を考慮するため、軸方向の圧縮のみに 294N/cm^3 の力が生じるノンテンションばねを設置した。

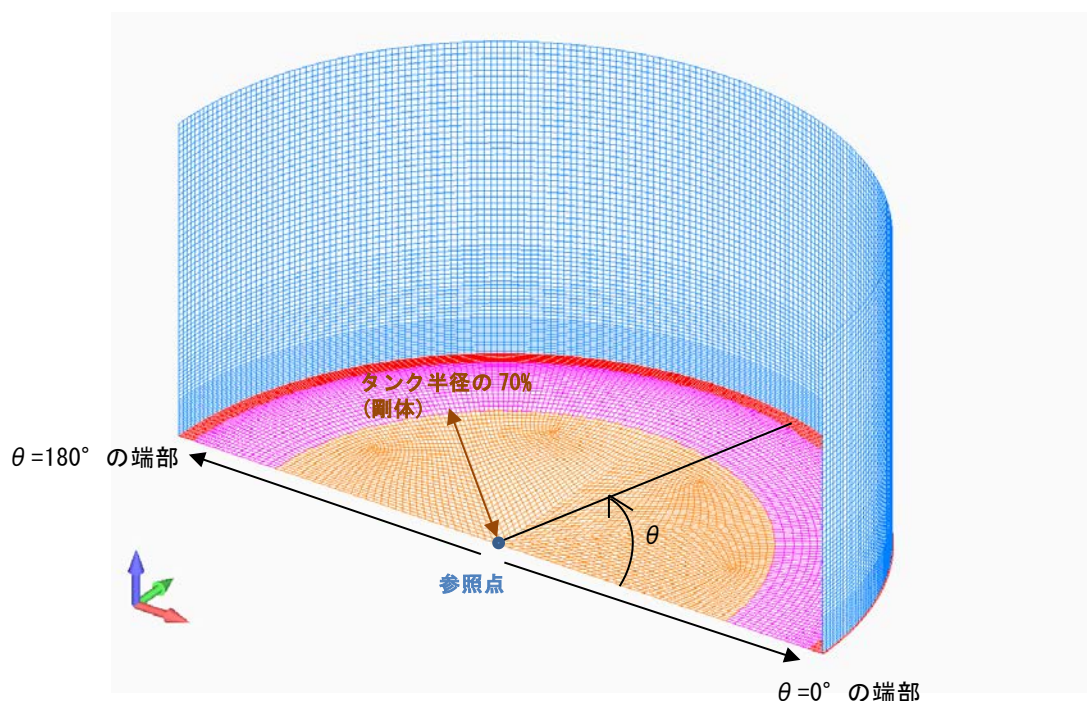


図3.4.1 旧法タンクNo. 3の3次元シェルモデル

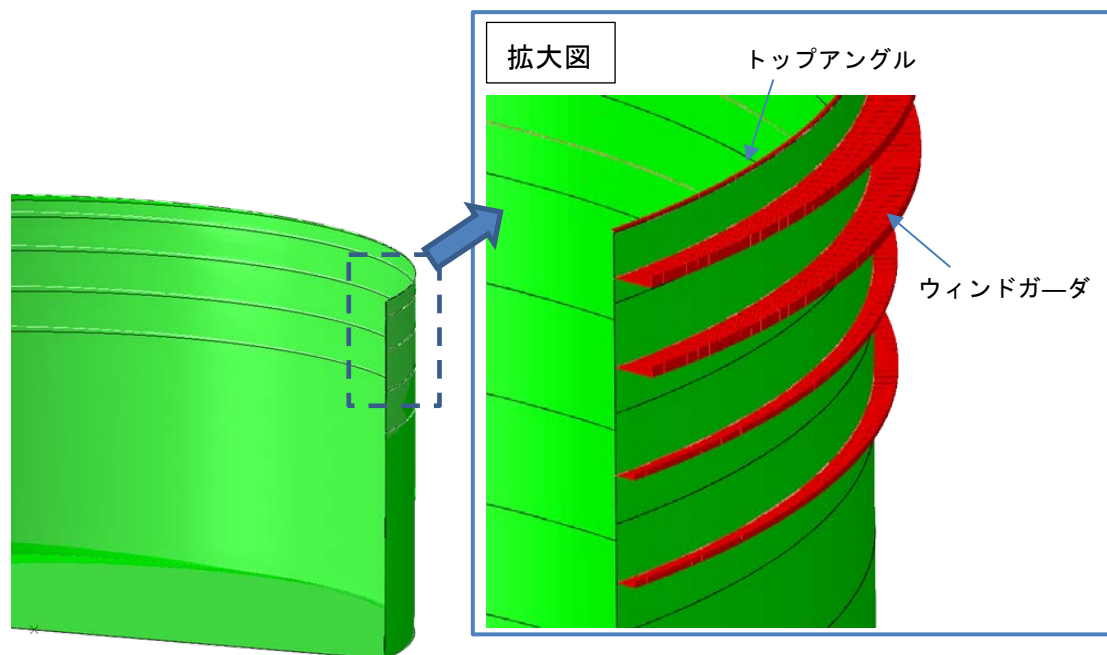


図3.4.2 タンクモデルのトップアングル及びウィンドガーダ

側板重量等（合計：2760 kN）は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）している。

材料の物性値は表3.3.6に示すとおりである。

3.4.2 荷重条件

(1) 荷重

側板重量等は側板に均等に分布させて調整（側板の質量密度を増加）した。アニュラ板と底板の自重もモデル上考慮した。

(2) 動液圧の算定

入力地震動は、地震動レベル1の設計水平震度 Kh_1 を基準として、消防法により規定された以下の算出式で求めた動液圧を静的に作用させた。算出した動液圧は、1/2 対称境界面を最大／最小として、側板と底板の周方向に余弦分布させてモデルに入力した。

水平方向地震動による側板部作用する液圧は次式で表される。

$$Ph = Ph_0 + Ph_1 \quad (3.4.1)$$

Ph は、底部からの高さ Z における側板部に作用する動液圧（N/mm²）である。

Ph_0 及び Ph_1 は次式のとおり。

$$Ph_0 = \frac{9.80665\rho H}{1000} \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{0i} \left(\frac{Z}{H} \right)^i \right\} Kh_1 / \nu_3 \quad (3.4.2)$$

$$Ph_1 = \frac{9.80665\rho H}{1000} \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{1i} \left(\frac{Z}{H} \right)^i \right\} \left(1 - \frac{1}{\nu_3} \right) Kh_1 \quad (3.4.3)$$

ここで、 ρ は貯蔵液の比重、 H は最高液面高さ（m）、 ν_3 は特定屋外貯蔵タンクの固有周期を考慮した応答倍率（－）、 C_{0i} と C_{1i} は、特定屋外貯蔵タンクの最高液面高さと直径との比により求めた係数である。

算定されたタンクの動液圧を参考資料16に示す。

(3) 解析ステップ

解析ステップを、次のように2段階に分けて実施した。

ステップ1：通常時荷重（静液圧）

ステップ2：地震時荷重（静液圧＋動液圧）

静液圧が負荷されている状態から、動液圧を準静的に段階的に負荷した。

質点系モデルにて算定された最大浮き上がり変位となるときに側板に発生する応力を確認した。

3.4.3 解析結果

以下に旧法タンクNo.3の最大浮き上がり変位75.1cmまでの解析結果を示す。

側板最下端の浮き上がりが75.1cm時の変形を図3.4.3、応力分布を図3.4.4、浮き上がり範囲を図3.4.5に示す。

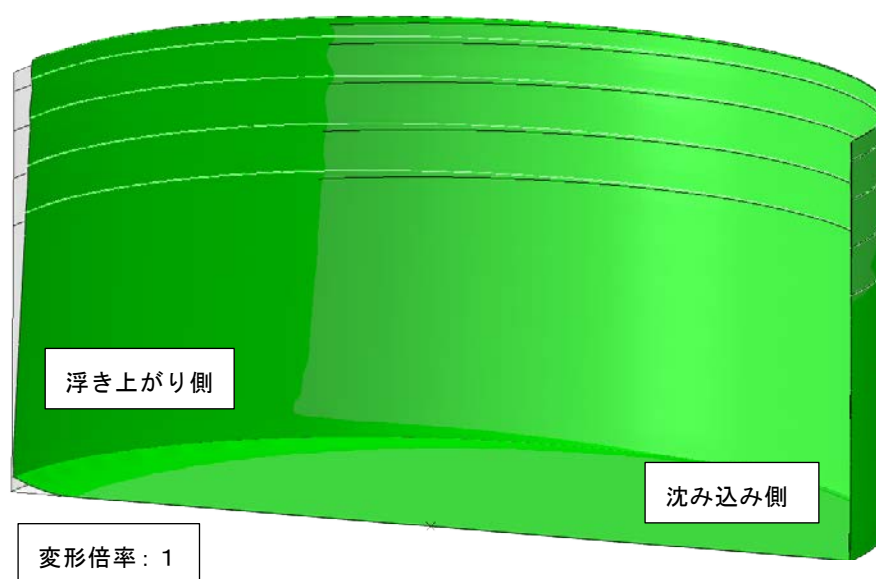


図3.4.3 変形図（75.1cm浮き上がり時）

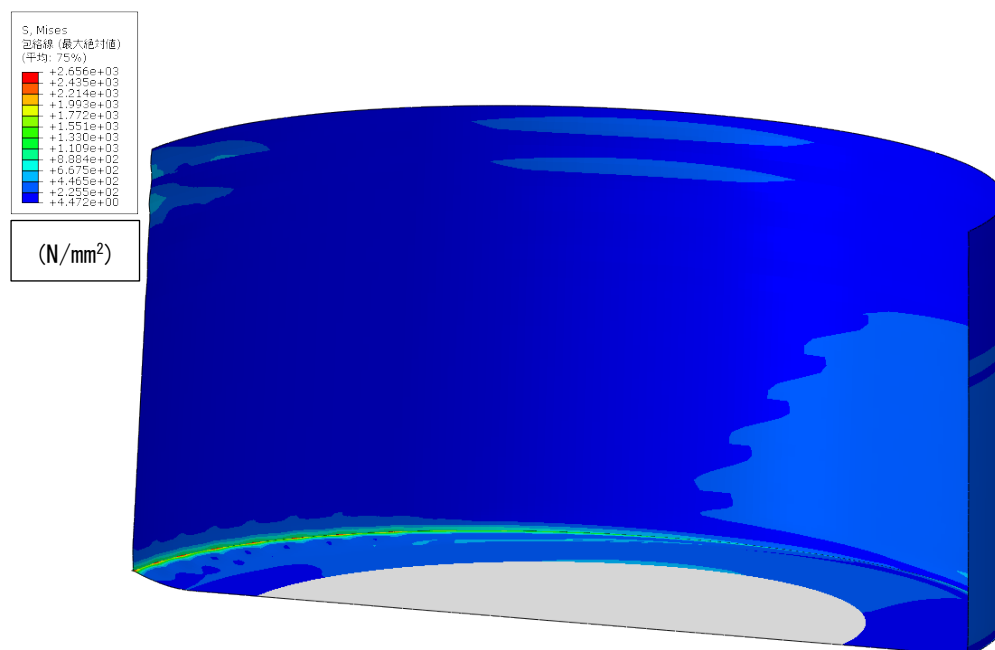


図 3. 4. 4 相当応力分布図（75.1cm 浮き上がり時）

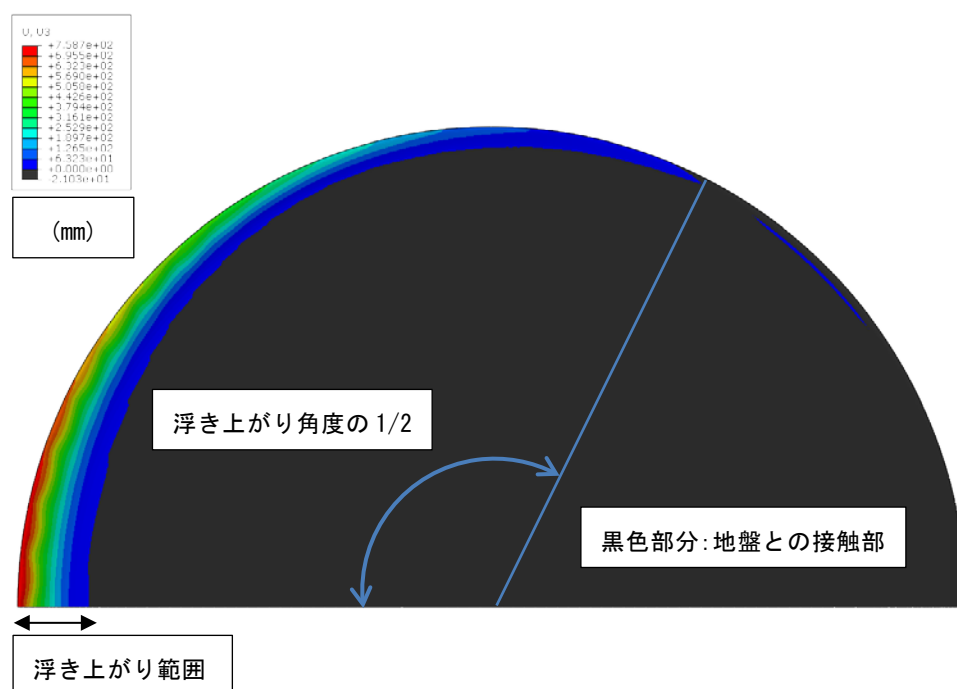


図3. 4. 5 浮き上がり範囲（75.1cm浮き上がり時）

側板下端部の半径方向に対応する軸方向（上下）変位を図3.4.6に示す。最大浮き上がり変位が75.1cmのとき、沈み込み側の最大沈み込み変位は僅か0.44cmであることが確認された。

沈み込み側の軸方向膜応力と側板の高さの関係を図3.4.7に示す。このとき沈み込み側の側板下端に発生する最大軸方向圧縮応力は7.2 N/mm²であった。また、沈み込み側の円周方

向膜応力と側板の高さの関係を図3.4.8に示す。このとき沈み込み側の側板最下段（下端からの高さ：1309mm）に発生する最大円周方向膜応力は324 N/mm²であった。

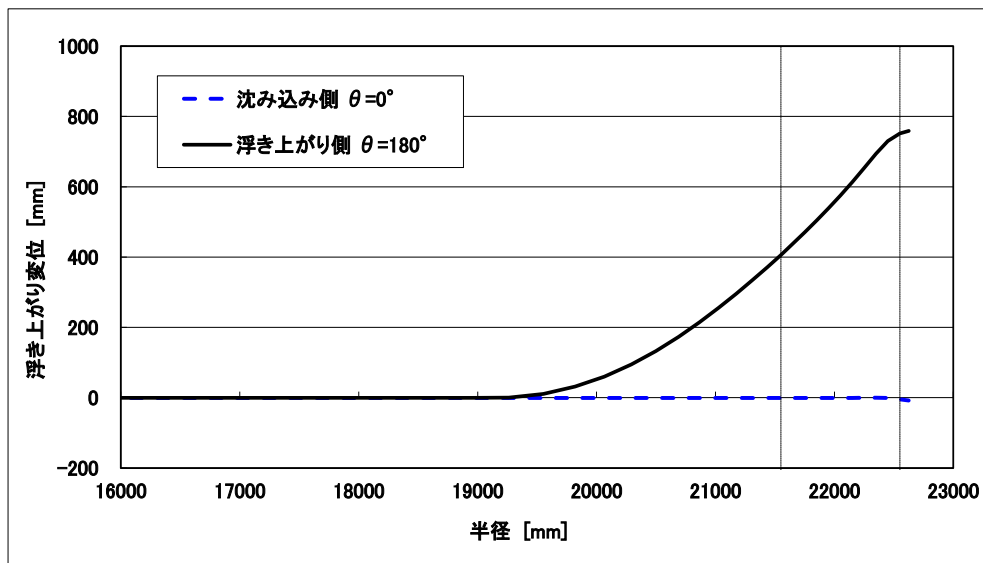


図3.4.6 側板下端部の半径方向に対応する軸方向変位

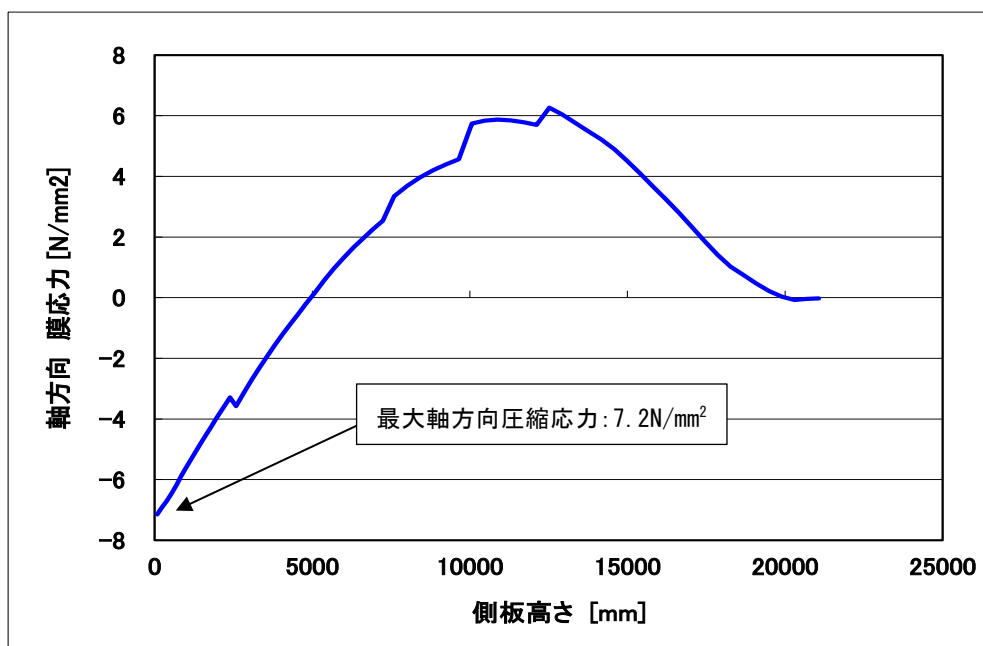


図3.4.7 側板に発生した軸方向の膜応力と側板の高さの関係（沈み込み側）

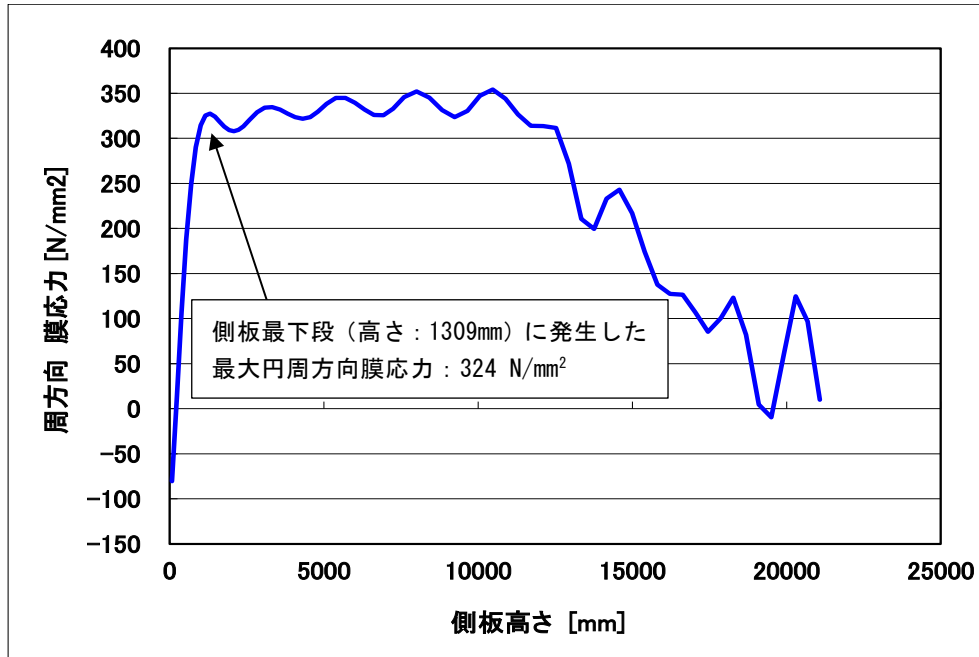


図3.4.8 側板に発生した円周方向の膜応力と側板の高さの関係（沈み込み側）

3.4.4 座屈強度評価

座屈強度評価においては、以下のような手順で軸圧縮限界座屈応力を評価するが、必要に応じて内圧を考慮した評価を行う。

一様軸圧縮を受ける内圧のない円筒殻の弾性軸圧縮限界座屈応力は次式で表される。

$$\sigma_{cr} = 0.4E \frac{t_s}{D} \quad (3.4.4)$$

ここで、

σ_{cr} ：一様軸圧縮を受ける円筒殻の弾性軸圧縮限界座屈応力（N/mm²）

E ：側板のヤング率（N/mm²）

t_s ：側板最下端の板厚（mm）

運転時満液状態にある平底円筒形石油貯槽においては、地震時動液圧負荷側（図 3.4.5 の沈み込み側）の最下段側板の円周方向膜応力が、降伏応力の 0.3 倍を上回っている場合、象の脚型座屈の評価が要求されている。

ここでは容器構造設計指針において、円周方向膜応力／降伏応力比が 0.3 以上の場合の限界座屈応力値に着目し、内圧下における側板の象の脚型座屈限界応力を以下に示す。

$$\frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_y} \geq 0.3 \quad \text{かつ} \quad \frac{D}{t_s} \geq 1.614 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) \quad \text{の場合}$$

$$\sigma_{cr} = 0.96E \frac{t_s}{D} \left(1 - \frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_y} \right) \quad (3.4.5)$$

(1) 旧法タンクNo.3の座屈強度評価

当該タンク材料のヤング率 $E=205939.7 \text{ N/mm}^2$ 、側板厚 $t_s=18\text{mm}$ 、内径 $D=45100\text{mm}$ を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 $\sigma_{cr}=32.9 \text{ N/mm}^2$ となる。

また、当該タンクの側板最下段に発生した最大円周方向膜応力 (324 N/mm^2) は、降伏応力 (490 N/mm^2) との比 (0.66) が 0.3 以上であるため、象の脚型座屈の評価が必要となる。象の脚座屈限界応力は、式 (3.4.5) より 28.4 N/mm^2 と計算される。

以上により、計算された旧法タンク No.3 の限界座屈応力は、 32.9 N/mm^2 (ダイヤモンド型座屈)、 28.4 N/mm^2 (象の脚型座屈) となり、解析結果から得られた軸圧縮応力の最大値の 7.2 N/mm^2 よりも大きな値となっている。そのため、当該区域の再現地震波形に対して、旧法タンク No.3 の最大浮き上がり変位が 75.1 cm 発生した場合の応力は、従来評価手法の限界応力を超えないという評価結果となった。

なお、消防法の座屈評価では上下動も加算するが、今回は水平動のみでの検討である。

3.5 解析・評価結果のまとめ

(1) 質点系モデル解析結果

平成 26 年度は消防法の終局強度耐震設計法に採用された解析モデルの基本的考え方に沿って作成した 1 質点非線形ばね系モデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、南海トラフ巨大地震発生時におけるタンクの浮き上がり量の検討を実施した。当該解析・検討では、非線形水平ばね特性に S 字非ループ型の簡便な弾塑性復元力特性（第 2 剛性を無視した水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図を持つ動液圧の影響を無視した簡便な非線形水平ばね（バイリニア $Q-\Delta$ 特性ばね））を使用したため、検討対象タンクの内、旧法タンク No.3 では大きな浮き上がり変位を生じる結果となった。そこで、平成 27 年度はタンクの浮き上がり量をより適切に評価するため、1 質点系モデルの非線形水平ばね特性を見直し、第 2 剛性以降も考慮し、かつ動液圧の影響も考慮した非線形水平ばね（マルチリニア特性ばね）を採用して解析を行った。

採用した非線形ばねは、定式化による $Q-\Delta$ 線図の特性（ケース 1 という）と 3D のシェルモデルから得られた $M-\theta$ 線図の特性（ケース 2 という）であり、それぞれ以下のような違いがある。

	ケース 1 定式化による特性のばね	ケース 2 3D シェルモデルより 得られる特性のばね
動液圧の影響	考慮	考慮
タンク浮き上がりを繰り返すことにより 2 回目以降は浮き上がり易くなる効果	Wozniak ^{※1} モデルを使用繰返しにより 浮き上がり易くなる傾向を考慮	考慮せず
作成されるばね特性	比較的柔らかいばね (保守的な設定)	比較的固いばね
ばね特性作成の簡便さ	作成が容易 (算定式を利用)	時間と手間がかかる (FEM 解析が必要)

※1 参考文献：

Wozniak, R.S. and Mitchell, W.W. “Basis of Seismic Design provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks”, API Refining Dept. 43rd Midyear Meeting, Toronto, May 1978

これらの特性を使用して、前年度と同条件である南海トラフの想定地震波形 A 地区 EW 方向を入力地震波形とした旧法タンク No.3（30000KL）の浮き上がり解析を実施した結果は以下となった。

ケース 1：最大 75.1cm の浮き上がり

ケース 2：最大 45.0cm の浮き上がり

参考（平成 26 年度）：最大 104.3cm の浮き上がり

(2) 疲労損傷評価

平成 26 年度は、バイリニア $Q-\Delta$ 特性ばねを持つ 1 質点系モデルで求めたタンク浮き上がり履歴を使用して解析した旧法タンク No.3 隅角部のひずみ振幅の一部に飯田の最適疲労曲線式の範囲外となる大きなひずみ量があり、同値を使用しての疲労損傷評価の妥当性が懸念された。平成 27 年度はより精緻に検討したばね（ケース 1 及びケース 2）の 1 質点系モデルでの浮き上がり履歴を使用して解析を実施したところ、ひずみ振幅は飯田の

最適疲労曲線式の範囲内であり、両ケースともに隅角部の疲労損傷度 D は 1.0 以下となり、許容値以内であった。

評価ケース	最大浮き上がり変位 (cm)	疲労損傷度 D
ケース 1	75.1	0.33
ケース 2	45.0	0.05

(3) 側板座屈評価

平成 26 年度のタンク側板の座屈評価では、旧法タンク No.3 が 104.3cm 浮き上がり時に発生するタンク沈み込み側の最大軸圧縮応力は、軸圧縮限界座屈応力及び象の脚限界座屈応力以内であり、座屈の問題はないという結果であった。平成 27 年度も同様の手順にて、より精緻に検討した質点系モデルでの浮き上がり量（75.1cm：ケース 1 とケース 2 の解析結果の大きい方）を使用して解析・評価を実施したところ、最大軸圧縮応力は軸圧縮限界座屈応力及び象の脚限界座屈応力以内となることを確認した。

なお、消防法の座屈評価では上下動も加算するが、今回は水平動のみでの検討である。

- ・側板下端の最大軸圧縮応力 $7.2 \text{ N/mm}^2 < \text{軸圧縮座屈限界応力 } 32.9 \text{ N/mm}^2$
- ・側板下端の最大軸圧縮応力 $7.2 \text{ N/mm}^2 < \text{象の脚座屈限界応力 } 28.4 \text{ N/mm}^2$

(4) 考察・まとめ

平成 27 年度はタンクの浮き上がり量をより適切に評価するため、質点系モデルの非線形水平ばね特性を見直したタンクの浮き上がり解析を実施した。また、平成 26 年度と同様に、質点系モデルの解析結果を基にしてタンク隅角部の疲労損傷と側板の座屈を評価して以下の結果を得た。

ア ケース 1（定式化による $Q-\Delta$ 線図を非線形水平ばねとした場合）では、保守的な設定による比較的柔らかいばね特性となるため、今回算定した最大浮き上がり変位（75.1cm）よりも実際の浮き上がりは小さくなる可能性がある。また、ケース 1 の浮き上がり変位を解析条件として算定した疲労損傷度においても、実際の値はこれよりも小さくなると考えられる。

イ ケース 2(3D シェルモデルの $M-\theta$ 線図を非線形回転ばねとした場合)のばね特性は、1 回だけの液圧の静的な作用による片側の浮き上がり挙動現象を捉えているが、繰り返し挙動（2 回目や 3 回目）によるタンク変形に起因する浮き上がりばね特性の低下は無視されている。そのため、ケース 2 で求めた最大浮き上がり変位（45.0cm）よりも、実際は浮き上がりが大きくなると考えられる。また、ケース 2 の浮き上がり変位を解析条件として算定した疲労損傷度においても、実際の値はこれよりも大きくなると考えられる。

ウ 従って、A 地区想定地震波を受ける当該タンクの最大浮き上がり変位は両ケースから求めた浮き上がり変位（45.0cm～75.1cm）の幅内にあると推定される。この場合でのタンク隅角部の疲労損傷度も両ケースの間であると予測され、疲労損傷の問題はないと

考えられる。

エ 側板の座屈評価は、ケース 1 での最大浮き上がり **75.1cm** において、従来評価手法の限界応力を超えないことという結果となった。上述の通り、実際の浮き上がりは **75.1cm** より小さくなると推測され、圧縮応力はより小さくなるために座屈の問題はないと考えられる。

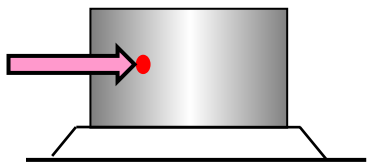
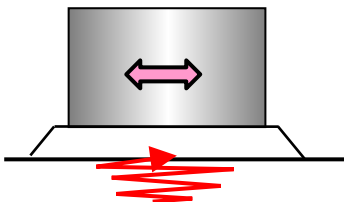
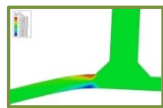
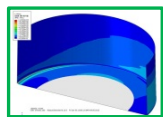
4 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析のまとめ

4.1 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性解析手法の検証

屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の妥当性を検証するため、東北地方太平洋沖地震における屋外タンク貯蔵所の実態を再現できることの確認を行った。

今回の解析においては、入力する地震動は、揺れが大きい地区を選定するなど安全側となるような評価を実施しつつ、このような地震動に対するタンクの挙動を再現し耐震安全性を確認するという観点から、通常の耐震設計で用いられている簡易な方法ではなく、詳細な解析手法を採用し、より精緻に耐震安全性を確認した。タンクで通常用いられている耐震設計と今回の解析の主な違いについては、表 4.1.1 のとおりである。

表 4.1.1 特定屋外タンク貯蔵所の耐震設計と今回の耐震評価による主な比較

	耐震設計	今回の耐震評価
評価手法	静的耐震評価法の 1 つである修正震度法を用いて、構造物の固有周期に応じた加速度を構造物の中心に作用させる。  修正震度法のイメージ	動的耐震評価法の 1 つである時刻歴応答法を用いて、加速度を 1/100 程度の刻みで構造物に作用させる。  時刻歴応答法のイメージ
耐震評価	以下のような簡易的な方法で評価 ○隅角部 保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること。 $Q_{dw} = 0.15 \nu_1 \nu_2 \nu_3 \nu_p \cdot D_s \cdot W_0$ $0.15 \nu_1 \nu_2 \nu_3$: 設計水平震度 ν_p : 塑性設計係数 D_s : 構造特性係数 W_0 : 有効液重量 ○側板部 発生応力が許容応力以下であること。 (例) $\text{許容圧縮応力 } S' = \frac{0.4E \cdot t}{2.25D} \times 1.5$ D : 直径、E : ヤング率、t : 側板厚	以下のような詳細な方法で評価。 ○隅角部 質点系による浮き上がり量に基づく FEM モデルによる評価  解析モデルのイメージ ○側板部 質点系による浮き上がり量に基づく FEM モデルによる評価  解析モデルのイメージ

また、今回の解析に用いた解析条件については、表 4.1.1 のとおり、実態に即した形としながらも、安全側の評価となるように設定を行った。

表 4.1.2 解析に用いた条件

項目	解析条件
入力地震動	特防区域を含む市町村において南海トラフ巨大地震の想定震度が 7 の地域を抽出し、その中で特防区域の揺れが大きい地区を選定し入力地震動を作成
タンクモデル	容量の違いを考慮した代表的なタンクモデルについて、簡易的に浮き上がり量を解析し、浮き上がり量が大きいものを選定し詳細解析を実施
貯蔵量（液高さ）	100%の液高さで解析 （液高さを変化させた場合も解析）
比重	石油類の比重の最大値を想定し 0.95 で解析 （0.85 の場合も解析）
タンクの弾塑性の復元力モデルの非線形ばね特性	非線形ばね特性の第 2 剛性の K_2 を 0 として解析 （タンクの底部板の全断面が塑性化した以降のばね特性は 0～0.3 の値と想定されるが、安全側となるよう 0 とした。）
浮き上がり量の解析手法	1 質点系モデルにより解析 （一般に 3 質点系より安全側の評価を与える。）
地下逸散減衰	通常 10%であるが、東日本大震災での実態の再現性から、15%を採用

解析の結果、最大の浮き上がり変位は仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の 6.3cm であり、これ以外のタンクの浮き上がり変位は非常に小さいものであった。

今回解析対象とした全てのタンクについて、関係団体を通じて地震の影響による浮き上がりを確認したが、関係各社から浮き上がりがなかったとの回答が得られており、タンクの浮き上がりによって生じることが想定される接地（アース線）の破断や雨水浸入防止材の巻き込みなどにつながるような浮き上がりを示す痕跡も確認されなかった。本解析で示した浮き上がり程度ではこのような痕跡はつかないと考えられるため、解析結果は現実を説明できている。

また、浮き上がり変位が大きい結果が生じたタンク（仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4（2272 KL）及び広野地区の新法タンク No.3（50000 KL））について、タンク隅角部の疲労強度及び沈み込み側のタンク側板の座屈強度について有限要素法解析によって評価した。この 2 基のタンクのそれぞれの隅角部の疲労強度において、疲労損傷度 D は 1.0 以下という結果が、また、最大浮き上がり変位が生じるときの側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮応力が限界座屈応力以内という結果が得られ、この解析結果は、東北地方太平洋沖地震における実態と矛盾しないことを確認できた。

4.2 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析（平成 26 年度）

作成した 3 つの特防区域の地震波形を用いて解析した結果、旧法タンク及び新法タンクのそれぞれで最も大きな浮き上がりが生じたタンクは、以下のとおりであった。

- ・ 旧法タンク：A 地区 No.3（3 万 KL） 104.3cm 浮き上がり
- ・ 新法タンク：A 地区 No.3（3 万 KL） 77.5cm 浮き上がり

この 2 基のタンクについて、タンク隅角部の疲労強度及び沈み込み側のタンク側板の座屈強度について有限要素法解析によって評価した。この 2 基のタンクのそれぞれの隅角部の疲労強度において、旧法 No.3 タンク、新法 No.3 タンクともに疲労損傷度 D は 1.0 以下という結果になったが、旧法 No.3 の表 2.4.8 に示した B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅の一部には約 35%という飯田の最適疲労曲線式のグラフ範囲外の数値が出ており、適切な評価ができなかった。

また、最大浮き上がり変位が生じるときの側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮応力が限界座屈応力以内という結果が得られた。

4.3 屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の解析（平成 27 年度）

平成 26 年度は消防法の終局強度耐震設計法に採用された解析モデルの基本的考え方に沿って作成した 1 質点非線形ばね系モデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、南海トラフ巨大地震発生時におけるタンクの浮き上がり量の検討を実施した。当該解析・検討では、非線形水平ばね特性に S 字非ループ型の簡便な弾塑性復元力特性（第 2 剛性を無視した水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図を持つ動液圧の影響を無視した簡便な非線形水平ばね（バイリニア $Q-\Delta$ 特性ばね））を使用したため、検討対象タンクの内、旧法タンク No.3 では大きな浮き上がり変位を生じる結果となった。そこで、平成 27 年度はタンクの浮き上がり量をより適切に評価するため、1 質点系モデルの非線形水平ばね特性を見直し、第 2 剛性以降も考慮し、かつ動液圧の影響も考慮した非線形水平ばね（マルチリニア特性ばね）を採用して解析を行った。

採用した非線形ばねは、定式化による $Q-\Delta$ 線図の特性（ケース 1 という）と 3D のシェルモデルから得られた $M-\theta$ 線図の特性（ケース 2 という）であり、それぞれ以下のような違いがある。

表 4.3.1 採用した非線形ばね特性の比較

	ケース 1 定式化による特性のばね	ケース 2 3D シェルモデルより 得られる特性のばね
動液圧の影響	考慮	考慮
タンク浮き上がりを繰り返すことにより 2 回目以降は浮き上がり易くなる効果	Wozniak ^{※1} モデルを使用繰返しにより 浮き上がり易くなる傾向を考慮	考慮せず
作成されるばね特性	比較的柔らかいばね (保守的な設定)	比較的固いばね
ばね特性作成の簡便さ	作成が容易 (算定式を利用)	時間と手間がかかる (FEM 解析が必要)

※1 参考文献：

Wozniak, R.S. and Mitchell, W.W. “Basis of Seismic Design provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks”, API Refining Dept. 43rd Midyear Meeting, Toronto, May 1978

これらの特性を使用して、前年度と同条件である南海トラフの想定地震波形 A 地区 EW 方向を入力地震波形とした旧法タンク No.3 の浮き上がり解析を実施した結果は以下となった。

- ・ ケース 1：最大 75.1cm の浮き上がり
- ・ ケース 2：最大 45.0cm の浮き上がり
- ・ 参考（平成 26 年度）：最大 104.3cm の浮き上がり

平成 26 年度は、バイリニア Q- Δ 特性ばねを持つ 1 質点系モデルで求めたタンク浮き上がり履歴を使用して解析した旧法タンク No.3 隅角部のひずみ振幅の一部に飯田の最適疲労曲線式の範囲外となる大きなひずみ量があり、同値を使用しての疲労損傷評価の妥当性が懸念された。平成 27 年度はより精緻に検討したばね（ケース 1 及びケース 2）の 1 質点系モデルでの浮き上がり履歴を使用して解析を実施したところ、ひずみ振幅は飯田の最適疲労曲線式の範囲内であり、両ケースともに隅角部の疲労損傷度 D は 1.0 以下となり、許容値以内であった。

表 4.3.2 浮き上がり変位と疲労損傷度の比較

評価ケース	最大浮き上がり変位 (cm)	疲労損傷度 D
ケース 1	75.1	0.33
ケース 2	45.0	0.05

また、最大浮き上がり変位が生じるときの側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮応力が限界座屈応力以内という結果が得られた。

第3章 基礎・地盤の耐震安全性の解析

1 基礎・地盤の耐震安全性の解析条件の検討

1.1 基礎・地盤の耐震安全性の解析の流れ

南海トラフ地震に対する屋外貯蔵タンク直下の基礎・地盤の耐震安全性を、図 1.1.1 のとおり解析する。

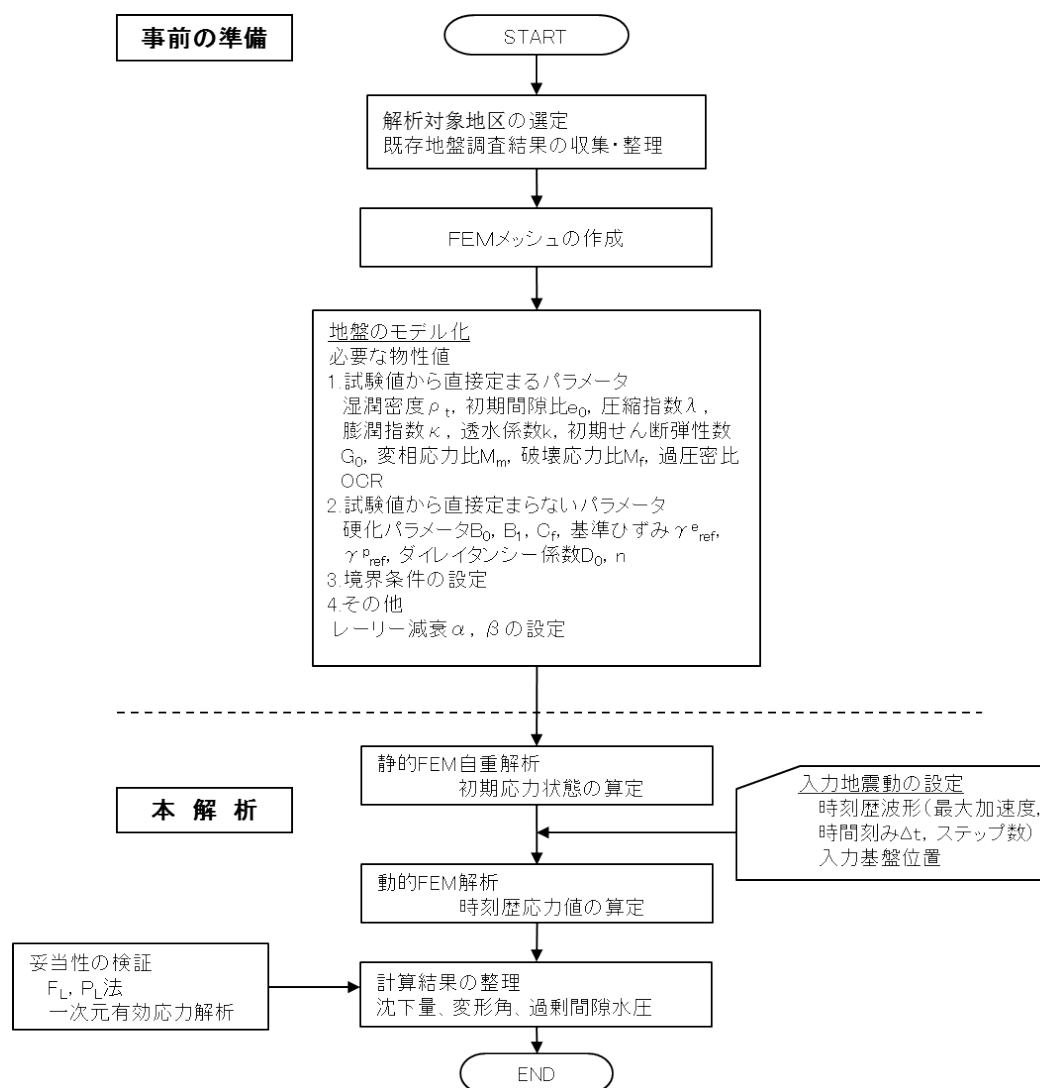


図 1.1.1 南海トラフ地震に対する基礎・地盤の耐震安全性の解析の流れ

1.2 解析対象地区の選定

解析対象地区は、検討目的である「屋外貯蔵タンク本体直下の地盤改良効果とその周辺地盤の影響を確認する」ために適した地区を選定する。地区の選定の条件としては、南海トラフ巨大地震によって、大きな揺れ（計測震度 6.4 以上）が想定されている地区であることとする。そのうち、西日本の代表的な特防区域 5 地区を候補に挙げたうえ、対象とする 2 地区を選定した。

なお、2 地区の選定においては以下の 3 項目を考慮しながら総合的に判断した。

- 砂層の有無：地盤変形の可能性が高いか。
- 解析精度：既存資料により解析精度が担保できるか。
- 液状化対策効果：地盤改良の実施状況を確認できるか

上記により総合的に判断した結果、地盤変形の可能性が高い 3 地区（B、C、E 地区）のうち、計測震度 6.8、サンドコンパクションパイル（SCP）工法及び浸透固化処理工法を実施している B 地区と、計測震度 6.4、動圧密工法を実施している E 地区を解析対象地区とした。

候補となった 5 地区の項目の比較を表 1.2.1 に示す。

表 1.2.1 特防区域の計測震度・地盤状況等の比較

	A地区	B地区	C地区	D地区	E地区
想定震度階 (計測震度)	7 (6.8)	7 (6.8)	7 (6.5)	6強 (6.4)	6強 (6.4)
液状化可能性 (N値≤15程度の砂・砂礫層で高い)	低い N値>20の砂礫層が続く	高い N値<10の砂と粘土の互層	高い N値4~20の砂礫層（含む埋土）	中くらい N値0~30のシルト層に砂層挟在	高い N値3~30の砂・砂礫層
解析精度 (既存資料)	非常に良い	良い	良い	良い	非常に良い
地盤改良 (既存資料)	—	サンドコンパクション 注入固化 改良後N値	サンドコンパクション 一部調査中 改良後N値	バイブロ コンポーザー 改良後N値	動圧密 改良後N値
二次元動的解析の 対象とする地区	—	対象	—	—	対象

1.3 解析対象地区の地層構成概要

選定した解析対象地区の地層について概要を示す。

1.3.1 B地区

B地区における地質層序表を表 1.3.1 に示す。B地区は、表層に埋土層が薄く分布しており、その下位は完新世の粘性土層と砂質土層が互層状に分布している。完新世の粘性土は比較的軟らかく、砂質土層は緩い～中位の締まり具合である。これらの地層の下位は、岩盤が風化した礫質土が堆積し、その下位に工学的基盤と考える泥岩・砂岩が分布する。このような堆積状況において、地盤の変形が懸念される層は、埋土層・第一砂質土層・第二砂質土層及び第三砂質土層である。

表 1.3.1 B地区における地質層序表

地質時代			地層名	構成	N値
現 世			埋土層	玉石混り砂礫・砂礫	7～17
新 生 代	第 四 紀	完 新 世	沖積層	第一粘性土層	3～5
				第一砂質土層	3～7
				第二粘性土層	1～6
				第二砂質土層	6～13
				第三粘性土層	2～4
				第三砂質土層	4～7
				第四粘性土層	2～5
	第 三 紀	更 新 世	洪積層	礫質土層	38～ 50以上
		中 新 世	岩盤層	泥岩・砂岩	50以上

1.3.2 E地区

E地区における地質層序表を表1.3.2に示す。E地区は、表層に盛土層が分布しており、その下位は完新世の砂質土層と礫質土層が互層状に分布している。完新世の砂質土層は比較的緩い締まり具合であり、礫質土層においても締まり具合が中位程度である。これらの地層の下位は、更新世の締まった礫質土層が堆積し、その下位に工学的基盤と考える泥岩・砂岩・頁岩が分布する。このような堆積状況において、地盤の変形が懸念される層は、盛土層・第一砂質土層および第二砂質土層である。

表 1.3.2 E地区における地質層序表

地質時代			地層名		構成	N値
現 世				盛土層	玉石混り砂礫・礫混り中砂 シルト混り細砂	3～6
新 生 代	第 四 紀	完 新 世	沖積層	第一砂質土層	細砂	12～14
				礫質土層	砂礫	21～31
				第二砂質土層	シルト質細砂・粗砂	7～20
		更 新 世	洪積層	礫質土層	砂礫・玉石混り砂礫・玉石	50以上
	第 三 紀	中 新 世	尾鷲層群	基盤層	泥岩・泥質砂岩・頁岩	50以上

1.4 屋外貯蔵タンク本体の選定

解析に用いる屋外貯蔵タンク本体については、その大きさや高さによって地盤に対する影響や地盤の変状に伴う屋外貯蔵タンク本体の変状にも影響を及ぼすため、慎重に設定を行う必要がある。

質点系モデルによる南海トラフ地震における屋外貯蔵タンク本体の浮き上がり変位解析において、代表的なタンクモデルとして表 1.4.1 に示す 5 基を設定している。

表 1.4.1 浮き上がり変位解析で設定したタンクの諸元一覧

タンク 番号	内容物	貯蔵内径 (m)	容量 (KL)
旧法No.1	重油/原油 相当 比重:0.95	15.5	2500
旧法No.2		29.0	7500
旧法No.3		45.1	30000
旧法No.4		69.8	75000
旧法No.5		83.1	100000

解析断面に載荷させる屋外貯蔵タンク本体の選定においては以下の 2 項目を考慮しながら総合的に判断した。

- 重量が重く地盤変形が生じた場合の影響が大きいと考えられること
- 万が一事故が発生した場合の影響が大きいと考えられること

上記により判断した結果、旧法 No. 5（公称容量：10 万 KL）を選定した。

旧法 No. 5 の屋外貯蔵タンク本体の詳細な諸元を表 1.4.2 に示す。

表 1. 4. 2 旧法 No. 5 の屋外貯蔵タンク本体の諸元一覧 (SI 単位)

質点系モデルによる側板下端の浮き上がり変位計算用諸元

(赤字:入力値)

[諸元]			
公称容量	VOL (kl)	100000	(kl)
貯槽内径	D	83100	(mm)
側板高さ	Hmax	19985	(mm)
最下段側板厚	t_s	33	(mm)
1/3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	25	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SPV450Q)	E	205939.7	(N/mm ²)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σ_y	450	(N/mm ²)
最高液高さ	H	18447	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm ³)
直径/液高さ比	D/H	4.50	(-)
液高さ/直径比	H/D	0.22	(-)
消防法/有効液重量率 f_{w0}			
$f_{w0} = -0.1408(\frac{H}{D})^4 + 0.8427(\frac{H}{D})^3 - 1.916(\frac{H}{D})^2 + 2.0933(\frac{H}{D}) - 0.1172$		0.26	(-)
消防法/有効液重量率 f_{w1}			
$f_{w1} = -0.1429(\frac{H}{D})^4 + 0.9653(\frac{H}{D})^3 - 2.2807(\frac{H}{D})^2 + 2.3017(\frac{H}{D}) - 0.1634$		0.25	(-)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0}			
$f_{h0} = 0.0384(\frac{H}{D})^4 - 0.1493(\frac{H}{D})^3 + 0.204(\frac{H}{D})^2 - 0.0807(\frac{H}{D}) + 0.4096$		0.40	(-)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1}			
$f_{h1} = 0.0256(\frac{H}{D})^4 - 0.1387(\frac{H}{D})^3 + 0.216(\frac{H}{D})^2 + 0.0207(\frac{H}{D}) + 0.3644$		0.38	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g \gamma H$		0.17	(N/mm ²)

タンク本体重量 (赤字:入力値)

側板重量	Ws0	7.79E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	1.18E+03	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	2.65E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	6.58E+02	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	Wcr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根付属品重量	Wcr2	0.00E+00	(KN)
タンク本体重量 合計	Wsr	1.23E+07	(N)

1.5 屋外タンク貯蔵所の基礎の選定

屋外タンク貯蔵所の基礎の施工実績では、盛り土基礎が最も多く、リング基礎を検討に加えることにより、ほとんどの屋外タンク貯蔵所の基礎を網羅できると考えられる。今回の解析においてはB地区についてリング基礎を、E地区の解析においては盛り土基礎を設定する。一般的な盛り土基礎及びリング基礎の概要を図1.5.1に示す。

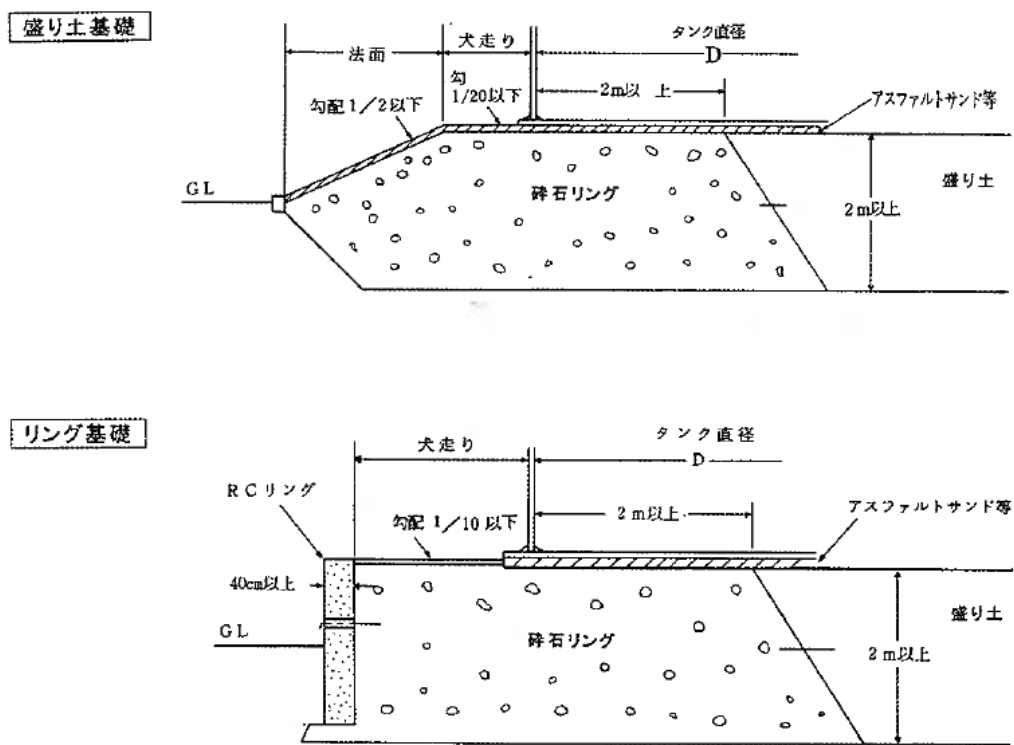


図 1.5.1 屋外タンク貯蔵所の基礎の概要

上記により設定した解析断面図を図1.5.2～1.5.5に示す。

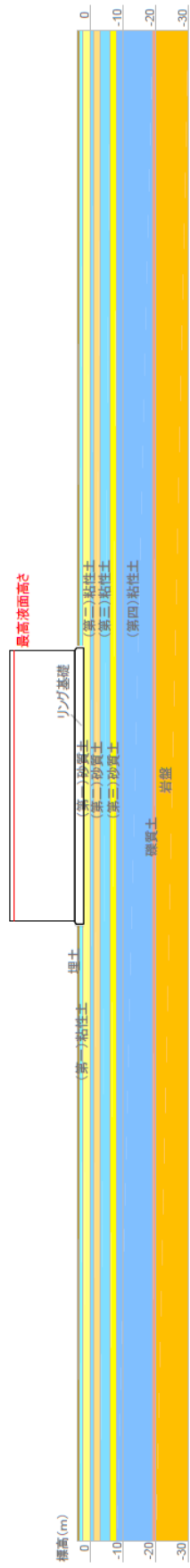


図 1.5.2 B地区の解析用断面図

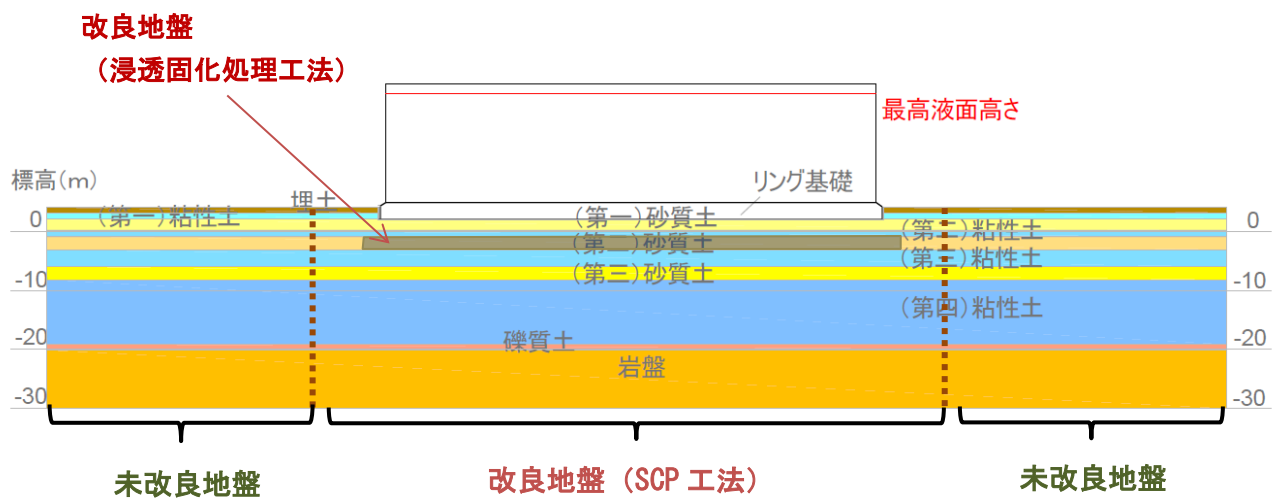


図 1.5.3 B地区の解析用断面図（地盤改良範囲の拡大図）

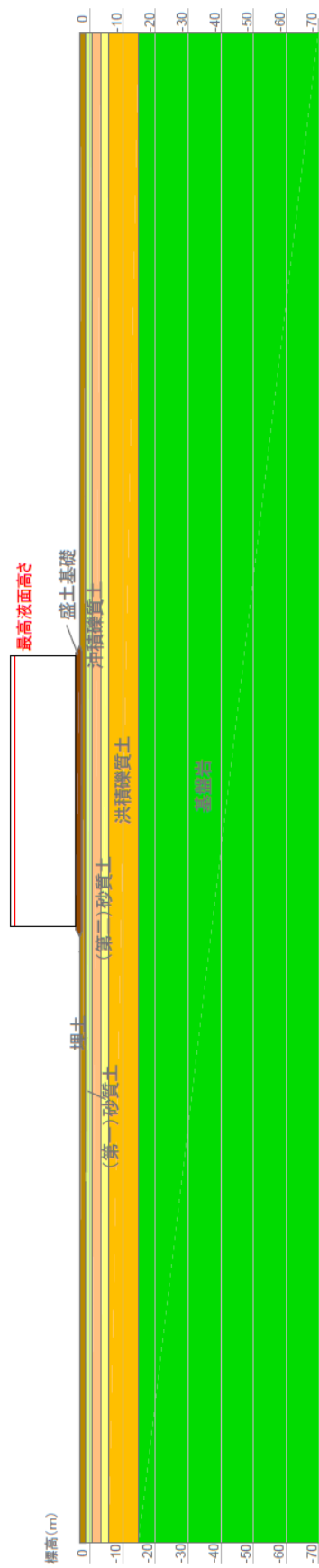


図 1.5.4 E地区の解析用断面図

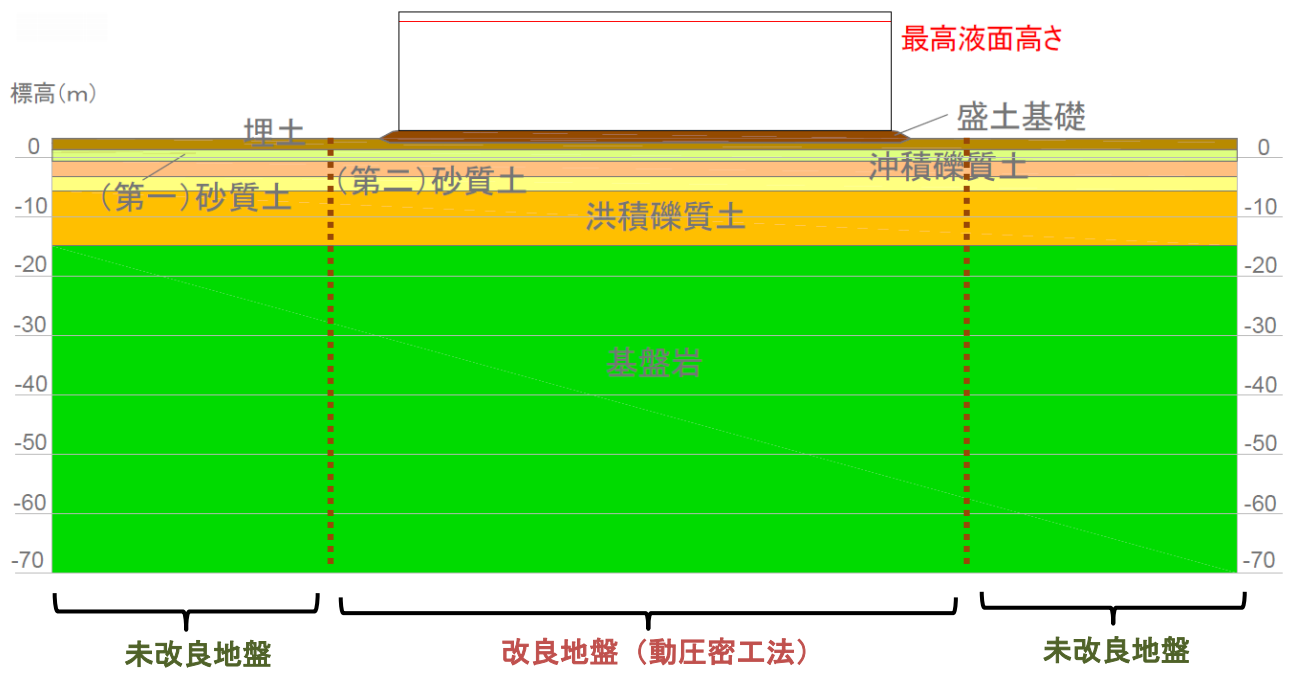


図 1.5.5 E地区の解析用断面図（地盤改良範囲の拡大図）

1.6 解析条件の設定

以下のような流れで、地盤及び構造物（基礎及び屋外貯蔵タンク本体）の解析を行う。

解析で入力する地震動は、南海トラフ地震の想定地震動とする。

動的変形解析は、3次元非線形有効応力解析を実施することが望ましいが、現状では3次元非線形有効応力解析の実績はまだ少ないため、より使用実績の多い断面2次元非線形有効応力解析で実施するものとする。

断面2次元非線形有効応力解析によって、地盤の変形の評価を行うとともに、変形の発生が想定される場合は、屋外貯蔵タンク本体の沈下量や変形角及び過剰間隙水圧比の経時変化の評価を行う。

上記の評価を行うために、加振後（動的解析後）の排水解析が可能であり、過剰間隙水圧の消散に伴う圧密解析が可能なプログラムが必要であり、これらの条件を満足するプログラムである、『Computer Program for Liquefaction Analysis（以下「L I Q C A」という。）』を使用して解析を行う。断面2次元非線形有効応力解析の流れを図1.6.1に示す。

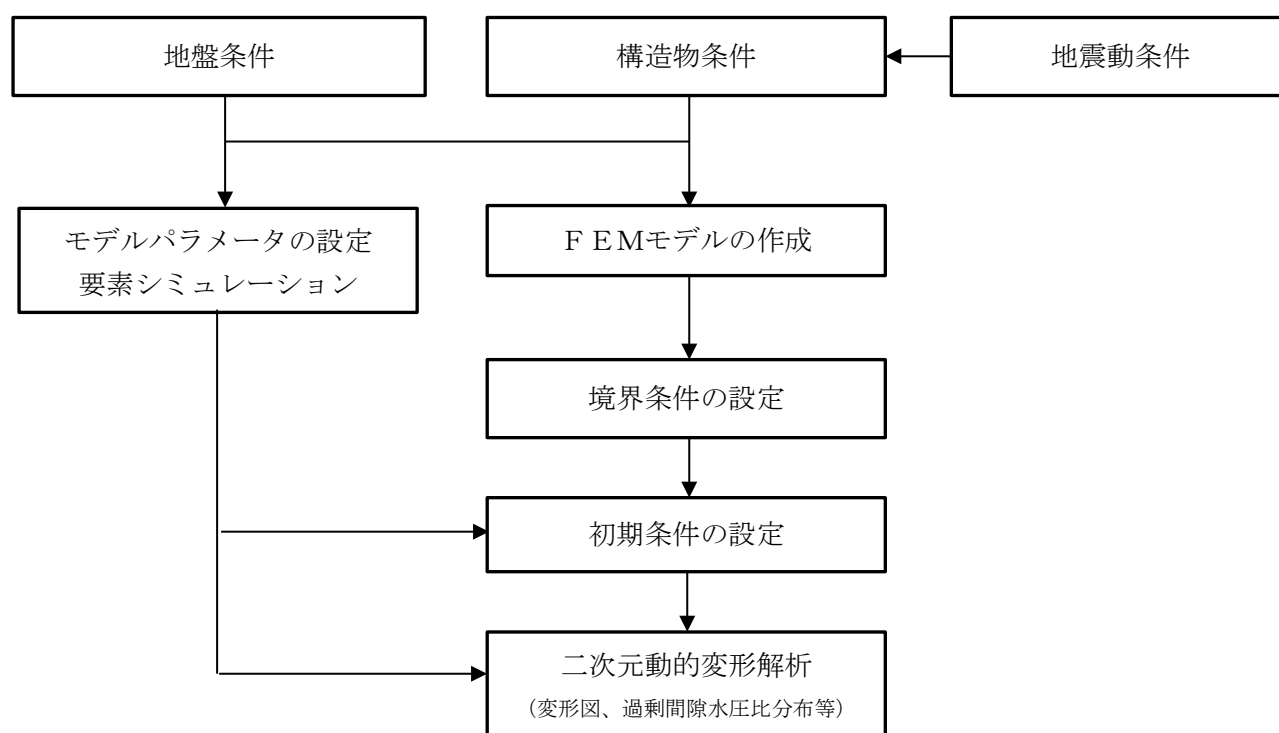


図 1.6.1 断面2次元解析の流れ

以下に『LIQCA』の概要について説明する。

『LIQCA』は、固体力学に基づく土の骨格と間隙水圧の連成問題の支配方程式を解く数値解析コードである。この連成問題は、固相と液層の二相からなる飽和多孔質体を扱ったBiotの理論より導かれる。Biotの式には、未知数の取り方や近似の方法により、様々な定式化がなされているが、『LIQCA』では、固相の変位 u 、液相の間隙水圧 p を未知数とした u - p 定式化を用いている。支配方程式の離散化は、力のつりあい式の空間的な離散化には有限要素法、連続式の間隙水圧の項の空間的な離散化には直交格子に対する有限差分を拡張した有限体積法を用いている。また、時間離散化には陰解法であるNewmarkの β 法を用い、減衰にはRayleigh減衰が用いられている。

定式化には以下のことが仮定されている。

- 1) ひずみは微小ひずみ
- 2) 間隙率、液相(間隙水)の密度、透水係数の空間に対する勾配は十分小さい
- 3) 液相の固相に対する相対加速度は、固相の加速度に比べて十分に小さい
- 4) 土粒子は非圧縮性である
- 5) 温度変化は無視する

なお、『LIQCA』では動解後の排水解析が可能であり、過剰間隙水圧の消散に伴う圧密解析を行うことができる。

以下に、『LIQCA』中で使用する構成式および各条件について概要を示す。

(1) 動的解析に用いられる土の構成式

- 1) Okaら(1999)の砂の繰返し弾塑性モデル
- 2) 修正 Ramberg-Osgood (RO) モデル
- 3) 弾性モデル
- 4) 繰返し弾粘塑性モデル (2011 年度版より配布開始、2次元のみ適用)

(2) 要素

取り扱っている要素は、平面要素、ジョイント要素、ビーム要素(タイロッドは曲げ剛性を非常に小さくすることで表現)、付加質量

(3) 境界条件

変位境界、等変位境界、粘性境界、排水境界

(底面境界は剛基盤 (E+F) および弾性基盤 (2E) の設定が可能)

(4) 入力動条件

sin 波、地震波 (水平、鉛直の同時入力が可能)、表面力

(5) 計算条件

計算条件の設定について、表 1.6.1 に示す。

表 1.6.1 計算条件の設定

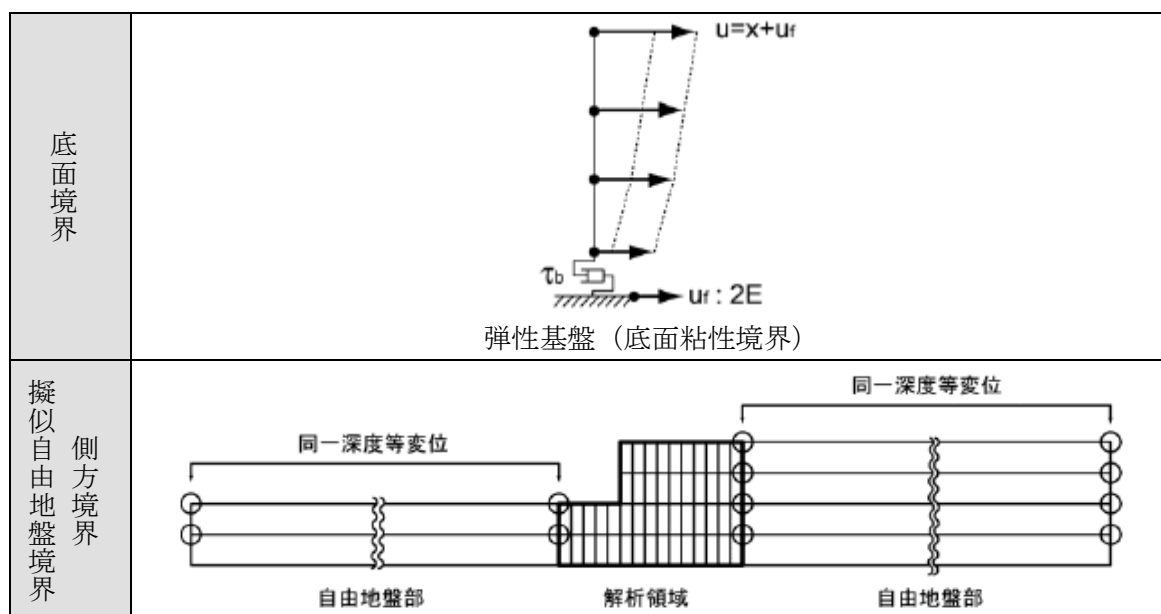
条件項目	条件内容
バージョン	LIQCA2D12 (2012 公開版)
地盤モデル	液状化層: 砂の弾塑性繰返しモデル 非液状化層: 修正 R-O モデル
解析領域	150m の領域
境界条件	底面: 粘性境界(ρ , V_s , V_p) 側方: 疑似自由地盤(1500m)の同一深度等変位境界とする
レーレー減衰	1次元線形地盤の第1次固有振動モードに対して、小さな減衰定数(1.0%)を与えるように設定 $\alpha_0=0.0$, $\alpha_1=0.002$
Newmark の β 法	$\beta=0.3025$, $\gamma=0.6$
解析時間間隔	$\Delta T=0.002$ (入力地震波の時間間隔 0.02 秒の 1/10)
解析ステップ	初期応力: 地盤の自重による初期応力解析 動的解析: 地震応答解析 圧密排水解析: 加振終了後に圧密解析

(6) 境界条件

解析モデルの底面及び左右側面に用いる境界条件は、初期自重解析及び地震応答解析に対してそれぞれ、表 1.6.2 に示す通り設定する。

表 1.6.2 境界条件の設定

位置	初期自重解析	地震時応答解析
底面境界	XY 固定境界	粘性境界
左右側方境界	鉛直ローラー	疑似自由地盤境界



LIQCA2D マニュアル資料より抜粋

1.7 解析対象地区における物性値の設定

1.7.1 B地区

B地区において設定した物性値を表 1.7.1 に示す。

物性値については、関係団体から提供された屋外タンク貯蔵所に係る地盤調査資料等のデータにおいて B地区における既往の室内土質試験結果が存在する場合はその結果を用いるとともに、既往調査資料や各種文献などのデータも参考にしながら設定した。

【地下水位】

地下水位は、季節や時間によって変動するものであるが、解析においてはその設定が重要となってくる。B地区では、ボーリング調査結果の孔内水位より GL-2m に設定した。よって、 F_L 法などの簡易法においては、表層の埋土層は解析対象外となり、その下位の砂質土層から解析対象となる。

【地盤改良】

B地区の地盤は、地表から粘性土層と砂層が互層状になっており、埋土層と第一砂質土～第三砂質土層が対象層と考えられる。当該地に関しては、液状化対策の地盤改良としてサンドコンパクションパイル（SCP）工法が施工されている。加えて、第二砂質土層を対象として浸透固化処理工法による地盤改良も施工されている（図 1.7.1 参照）。

地盤改良後の地盤情報としては、チェックボーリングのデータが存在しており、サンドコンパクションパイル打設前後のN値を比較することができる。地盤改良前後の実測N値及びN値から推定したS波速度を比較して表 1.7.5 に示す。地盤改良前後のN値から推定されるS波速度（道路橋示方書V耐震設計編（2012 年）により推定。以下「推定S波」という。）は、粘性土層で 1.0～1.1 倍程度、砂質土層で 1.1～1.4 倍程度となった。

また、第二砂質土層の浸透固化処理工法による地盤改良の効果については、土木学会論文などの報告を考慮して、S波速度で+20m/s 程度の増加を見込み、200m/s とした。

さらに、サンドコンパクションパイル（SCP）工法による一般的な地盤改良率は、およそ 8%～15% 程度であるが、その部分だけの物性値が変わるというわけではない。よって、本解析のモデル化においては、屋外貯蔵タンク本体の直下及びその周辺 10m の範囲において、改良地盤は一様に平均化した物性値を設定した。サンドコンパクションパイル（SCP）工法による地盤改良については、「地盤改良効果の予測と実際」（地盤工学会）より表 1.7.1 の提案式が示されている。

チェックボーリングから設定した剛性（ G_0 ）と、表 1.7.6 に示す条件の砂杭を設定し、表 1.7.1 に示す①式により平均化して剛性（ G_0 ）と比較することで妥当性を検証した。

検証結果を図 1.7.2 に示す。設定したS波速度から求めた値と、地盤の改良率を設定して求めた値が、ほぼ一致した値であることから、一様に設定した剛性は妥当と考えられる。

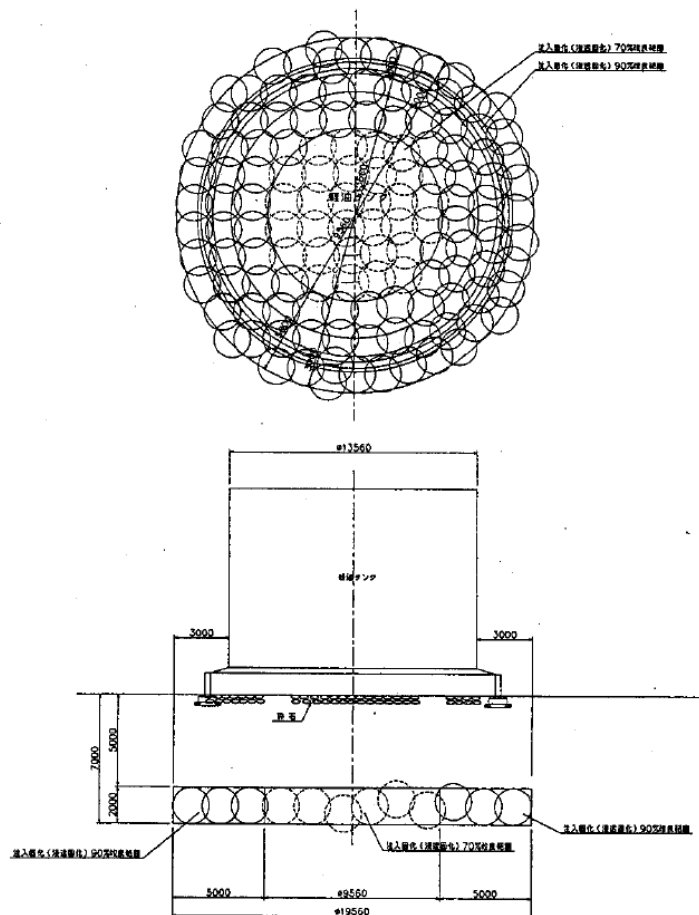


図 3 液状化対策工事の概念図

図 1.7.1 B地区の地盤改良工事の概念図

表 1.7.1 SCP 工法による改良地盤の k_h (横方向地盤反力係数)

①	$k_h = a_s \cdot k_s + (1 - a_s) \cdot k_c$	(3.12)
②	$k_h = k_{h0} \cdot D^{-1/4} \cdot y^{-1/2}$	(3.13)
③	$k_h = 0.15 N$ (置換率 70% 程度の高置換率の場合, $(\times 9.8 \text{ MN/m}^2)$) ...	(3.14)

ここに、 k_h ：改良地盤の横方向地盤反力係数 (MN/m³)

k_s, k_c ：砂杭および杭間粘性土の横方向地盤反力係数 (MN/m³)

a_s ：置換率

D ：杭径 (cm)

y ：変位 (cm)，一般に常時で 1 cm，地震時で 1.5 cm

k_{h0} ：比 k 値 (径 1 cm の杭が、1 cm 変位したときの値) ($\times 9.8 \text{ MN/m}^2$)

$$k_{h0} = 6.6 a_s + 5.1 (1 - a_s) \cdot q_u \dots \dots \dots (3.15)$$

q_u ：杭間粘性土の一軸圧縮強度 ($\times 9.8 \text{ MN/m}^2$)

N ：改良地盤の N 値で、例えば以下のように求める。

$$N = (\phi_n - 20)^2 / 12$$

$$\phi_n = \tan^{-1} (\mu_s \cdot a_s \cdot \tan \phi_s)$$

μ_s ：応力集中係数

$$\mu_s = n / \{1 + (n - 1) \cdot a_s\}$$

n ：応力分担比

である。

【基礎部分】

屋外タンク貯蔵所の基礎部分の砕石及び浸透固化処理範囲（第二砂質土）の物性値については、表 1.7.4 に示す。

【屋外貯蔵タンク本体部分】

屋外貯蔵タンク本体部分の物性値については、表 1.4.2 から単位面積当たりの重量を算出し、液面高を考慮したうえで、各メッシュに重量を割り当て、地盤に対して十分に大きな剛性を与えて設定した。

【繰返し応力振幅比】

図 1.7.3 に地盤改良前後の繰返し応力振幅比を示す。縦軸の $\sigma_d/2\sigma_0'$ は室内土質試験結果における繰返し応力振幅比 (R) を表わしており、せん断応力 (τ) を有効拘束圧 (σ_0') で除した（正規化）もの ($R=\tau/\sigma_0'$) をいう。ここで、せん断応力 (τ) と、繰返し軸差応力の片振幅 (σ_d) の関係は、 $\tau=\sigma_d/2$ であるため、 $R=\sigma_d/2\sigma_0'$ となる。この図では、N 値より道路橋示方書(2002)に従って算出したものを青塗、赤の白抜きは周辺の繰返し非排水三軸試験 (DA=5%) の値を示す。この二つの値を参考に、解析モデルとしてフィッティングさせた関係が黒線である。繰返し応力振幅比についても、地盤改良後の N 値を用いて地盤改良効果を見込んだ設定を行う。

【解析地盤メッシュ】

図 1.5.2 に示した断面図から、解析を実施するのに必要となるメッシュ図を作成した。解析地盤メッシュ図を図 1.7.1 に示す。

以上のように、解析モデルを設定した。

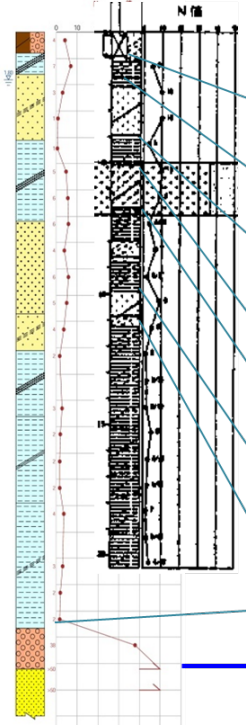
解析モデルの設定に際し、地盤改良の効果を表わす各パラメータについては、表 1.7.2 に示すとおりである。

表 1.7.2 地盤改良の効果を表す各パラメータ

①	$\sigma_d/2\sigma_0'$	繰返し応力振幅比	N 値より改良による効果分を設定 ΔU （間隙水圧）より効果分を把握
②	G_0	剛性	S 波速度より改良による効果分を設定
③	ϕ	内部摩擦角	変更なし
④	C	粘着力	第二砂質土の浸透固化処理に対して、 50kN/m^2 を改良による効果分として設定

表 1.7.3 B地区の物性値一覧表（地盤改良後の値を含む）

赤字: 既往資料等により設定した物性値



深度 (m)	土層	平均 N値 改良前⇒後	湿潤 密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	細粒分 含有率 Fc	内部 摩擦角 $\phi'(^{\circ})$	S波速度 $V_s(\text{m/sec})$ 改良前⇒後
0.8	埋土	10⇒10	1.65	1.53	96	40	190⇒190
2.0	(第一)粘性土	7⇒7	1.65	1.53	96	30	190⇒190
4.0	(第一)砂質土	5⇒11	1.80	0.9	22	35	130⇒180
5.0	(第二)粘性土	4⇒5	1.74	1.56	97	30	160⇒170
7.0	(第二)砂質土 【浸透固化処理】	6⇒11	1.80	0.9	34	35	150⇒200 (180+20)
10.0	(第三)粘性土	3⇒4	1.73	1.27	94	30	150⇒160
12.0	(第三)砂質土	6⇒8	1.80	0.9	34	35	150⇒160
22.7	(第四)粘性土	3	1.73	1.27	94	30	140
24.2	礫質土	38	1.90	0.6	6	40	340
—	岩盤	50以上	2.00	—設定した工学的基盤面			350

表 1.7.4 碎石及び浸透固化処理改良後の物性値

	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 $\phi (^{\circ})$	S波速度 $V_s(\text{m/s})$
碎石	2.0	20	35	300
第二砂質土 (浸透固化処理 部分)	1.8	50	35	200

表 1.7.5 B地区における地盤改良前後のN値とS波速度の比較

土層	実測 N 値		N 値から求めた S 波速度 (m/s)		S 波速度の比 地盤改良後／地盤改良前
	改良前	改良後	改良前	改良後	
第一粘性土	7	7	191	191	1.0
第一砂層	5	11	132	179	1.4
第二粘性土	4	5	162	167	1.0
第二砂層	6	11	149	178	1.2
第三粘性土	3	4	145	162	1.1
第三砂層	6	8	149	160	1.1
第四粘性土	3	3	140	140	1.0

表 1.7.6 砂杭本体の土質定数

ϕ	30°
c	0
目標 N 値	15

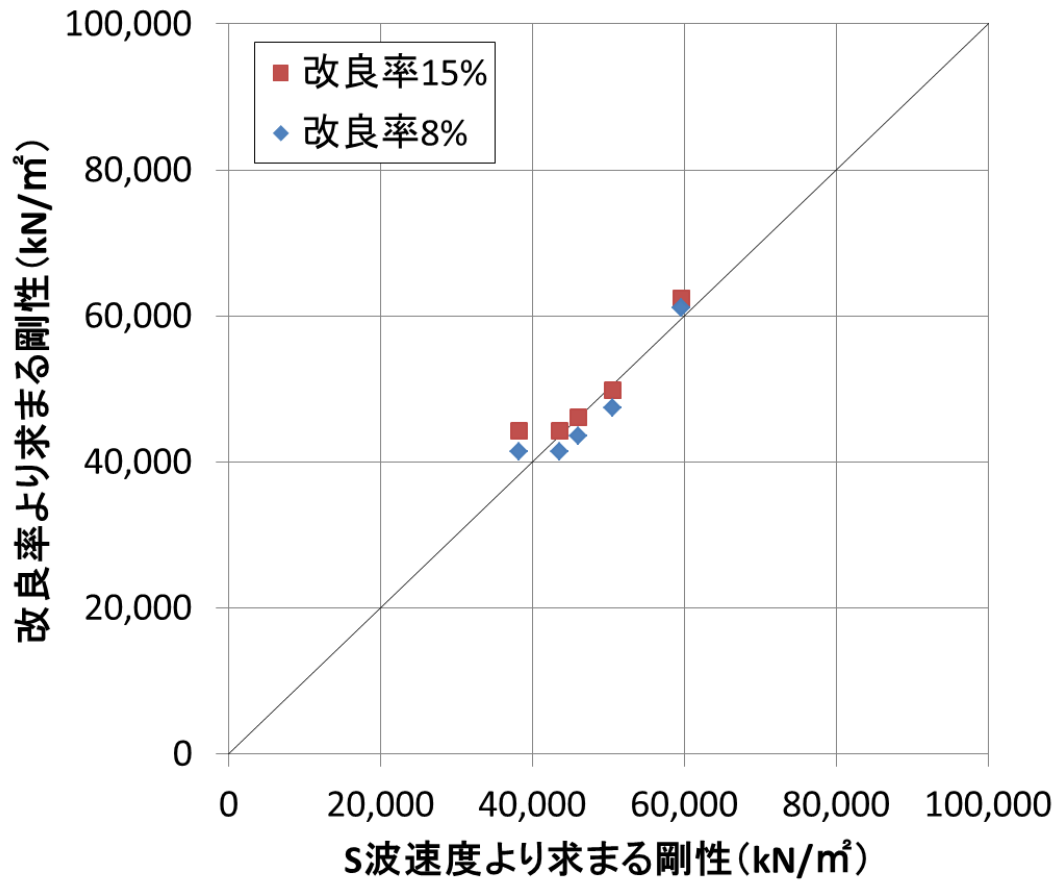


図 1.7.2 B地区の複合地盤（地盤改良後粘性土）の剛性比較

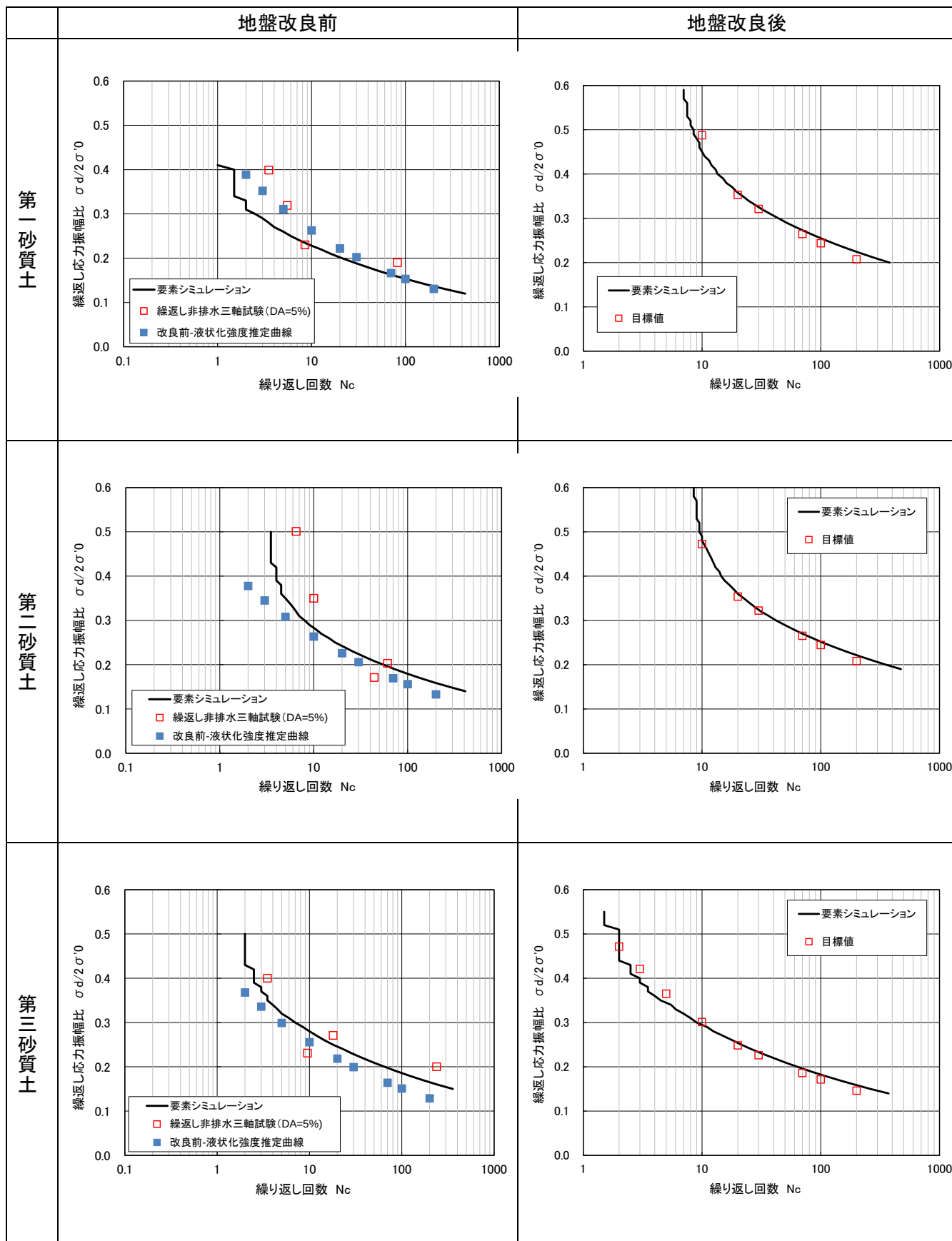
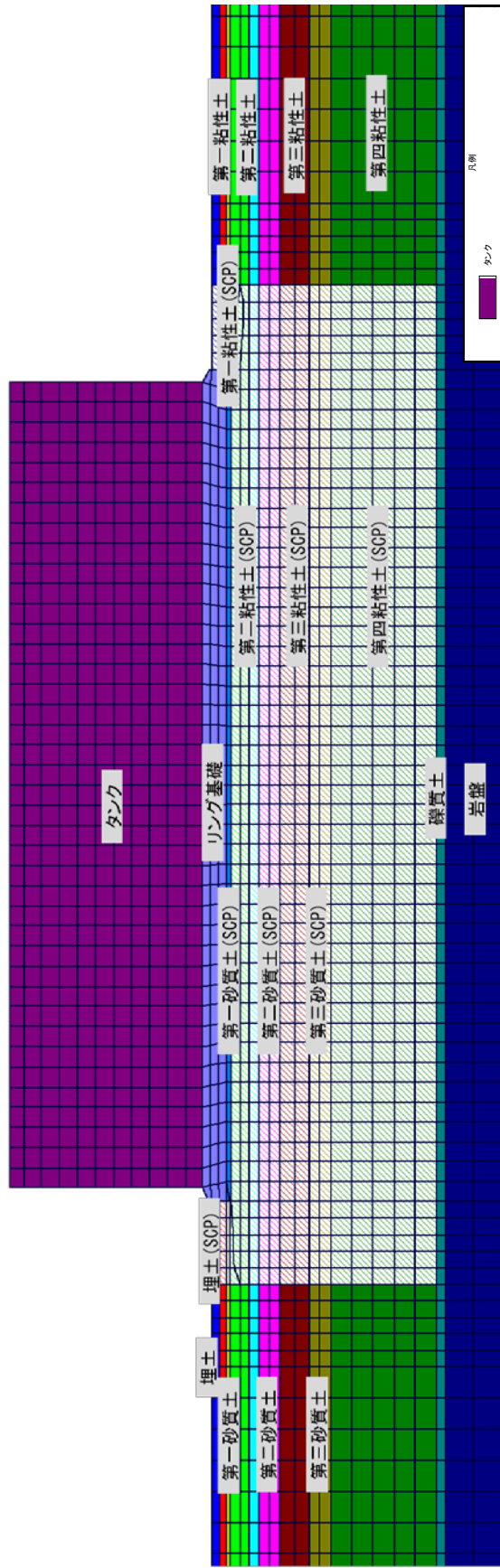
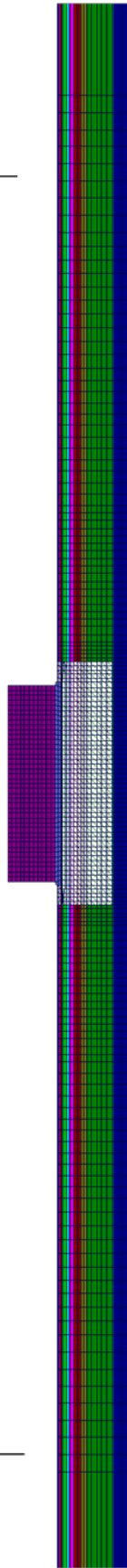


図 1.7.3 要素シミュレーション結果

疑似自由地盤
1500m

解析対象領域

疑似自由地盤
1500m



凡例

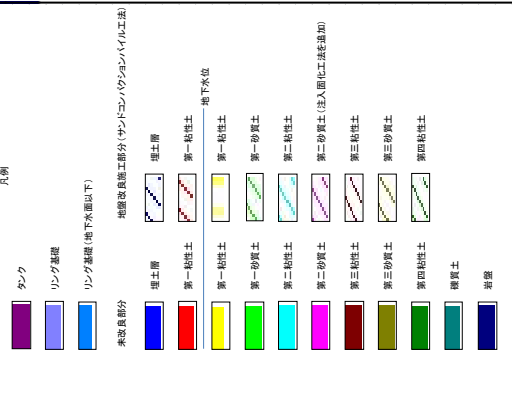


図 1.7.4 解析メッシュ図 (B地区)

1.7.2 E地区

E地区において設定した地盤モデルについて表 1.7.8 に示す。

物性値については、関係団体から提供された屋外タンク貯蔵所に係る地盤調査資料等のデータにおいて E地区における既往の室内土質試験結果が存在する場合はその結果を用いるとともに、既往調査資料や各種文献などのデータも参考にしながら設定した。

【地下水位】

地下水位は、季節や時間によって変動するものであるが、解析においてはその設定が重要となってくる。

E地区では、ボーリング調査結果の孔内水位より GL-3m に設定した。よって、地下水位以下の基盤となる礫質土までが解析対象となる。

なお、E地区の地盤は、地表から砂層と礫層が互層状になっており、盛土層と第一砂質土・第二砂質土層が解析対象層と考えられる。

【地盤改良】

E地区の地盤は、液状化対策の地盤改良として動圧密工法が施工されている。B地区と同様に地盤改良前後の実測N値を比較して表 1.7.9 に示す。地盤改良前後のN値から推定したS波速度(推定S波)の倍率を土質区分毎に求めたところ、1.2~1.4 倍程度となった。

ここで、B地区と同様の手法により推定S波から解析定数を設定することも可能であるが、E地区ではPS 検層が実施されており、地盤改良前のS波速度が把握(検層S波)されている。この推定S波と検層S波は、概ね一致しているが、図 1.7.5 に示したように推定S波は一定のバラつきのある値であり、一般的には検層S波は精度が良いとされている。本検討では、地盤改良効果を把握できるのはN値のみであったため、推定S波よりS波速度の変化を把握したうえで、より精度の高い検層S波に乗ずることで地盤改良後の定数を設定した。

なお、E地区については、粘性土層が存在しないため複合地盤の考え方からは除外される。また、液状化対策として動圧密工法を採用しているため、均質に施工されている想定のもとN値から推定したS波速度より剛性(G_0)を屋外貯蔵タンク本体の直下及びその周辺 10mの範囲に設定した。

【基礎部分】

解析において土構造物として設定する盛り土基礎部分については、十分に締め固められて施工されていると考えられることから、施工管理の条件などを確認の上、基礎部分の設定を行う。

【屋外貯蔵タンク本体部分】

屋外貯蔵タンク本体部分の物性値については、表 3.1.2 から単位面積当たりの重量を算出し、液面高を考慮したうえで、各メッシュに重量を割り当て、地盤に対して十分に大きな剛性を与えて設定した。

【繰返し応力振幅比】

図 1.7.6 に地盤改良前後の繰返し応力振幅比を示す。縦軸の $\sigma_d/2\sigma_0'$ は室内土質試験結果における繰返し応力振幅比 (R) を表わしており、せん断応力 (τ) を有効拘束圧 (σ_0') で除した (正規化) もの ($R=\tau/\sigma_0'$) をいう。ここで、せん断応力 (τ) と、繰返し軸差応力の片振幅 (σ_d) の関係は、 $\tau=\sigma_d/2$ であるため、 $R=\sigma_d/2\sigma_0'$ となる。この図では、N 値より道路橋示方書 (2002) に従って算出したものを青塗、赤の白抜きは周辺の繰返し非排水三軸試験 (DA=5%) の値を示す。この二つの値を参考に、解析モデルとしてフィッティングさせた関係が黒線である。繰返し応力振幅比についても、地盤改良後の N 値を用いて地盤改良効果を見込んだ設定を行う。

【解析地盤メッシュ】

図 1.5.4 に示した断面図から、解析を実施するのに必要となるメッシュ図を作成した。解析地盤メッシュ図を図 1.7.7 に示す。

以上のように、解析モデルを設定した。

解析モデルの設定に際し、地盤改良の効果を表わす各パラメータについては、表 1.7.7 に示すとおりである。

表 1.7.7 地盤改良の効果を表す各パラメータ

①	$\sigma_d/2\sigma_0'$	繰返し応力振幅比	N 値より改良による効果分を設定 ΔU (間隙水圧) より効果分を把握
②	G_0	剛性	S 波速度より改良による効果分を設定
③	ϕ	内部摩擦角	変更なし
④	C	粘着力	変更なし

表 1.7.8 E地区の物性値一覧表（地盤改良後の値を含む）

赤字: 既往資料等により設定した物性値

深度 (m)	土層	平均 N値 改良前⇒後	湿潤 密度 pt(g/cm3)	間隙比 e	細粒分 含有率 Fc	内部 摩擦角 φ'(°)	S波速度 Vs(m/sec) 改良前⇒後
3.5	盛土 (礫・砂) B	10⇒29	1.90	0.6	11	40	180⇒260
4.7	砂質土 As1	12⇒21	1.88	0.9	16	34	220⇒260
10.0	礫質土 Ag	20⇒33	2.10	0.6	8	40	220⇒260
14.5	砂質土 As2	12⇒21	1.80	0.9	30	35	190⇒230
18.4	砂質土 As2下部	12⇒21	1.94	1.27	20	36	190⇒230
	礫質土	50	2.00	—	—	—	380

表 1.7.9 E地区における地盤改良前後のN値とS波速度の比較

土層	実測N値の平均		N値から求めた S波速度 (m/s)		S波速度の比 地盤改良後／地盤改良前	PS 検層による S波速度 (m/s)	
	改良前	改良後	改良前	改良後	k	改良前	改良後※
盛土	10	29	170	246	1.4	180	260
礫質土	20	33	218	257	1.2	220	260
砂質土	12	21	182	219	1.2	190	230
粘性土	5	8	171	203	1.2	190	230

※改良前S波速度×k

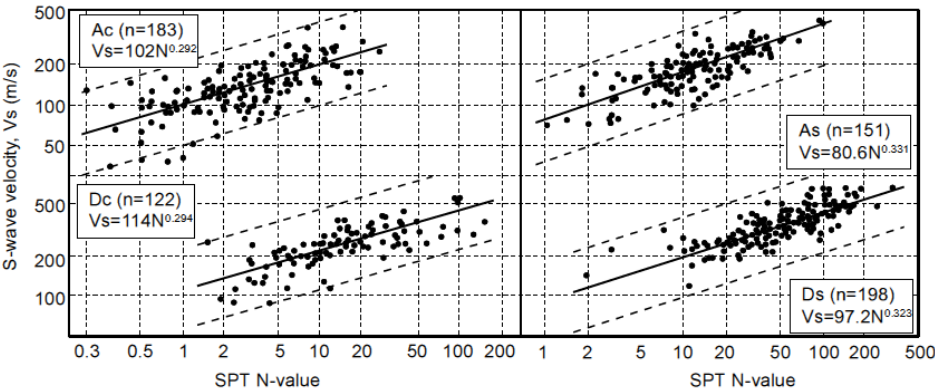


図 1.7.5 Vs-N値関係（計測値と経験式）の例

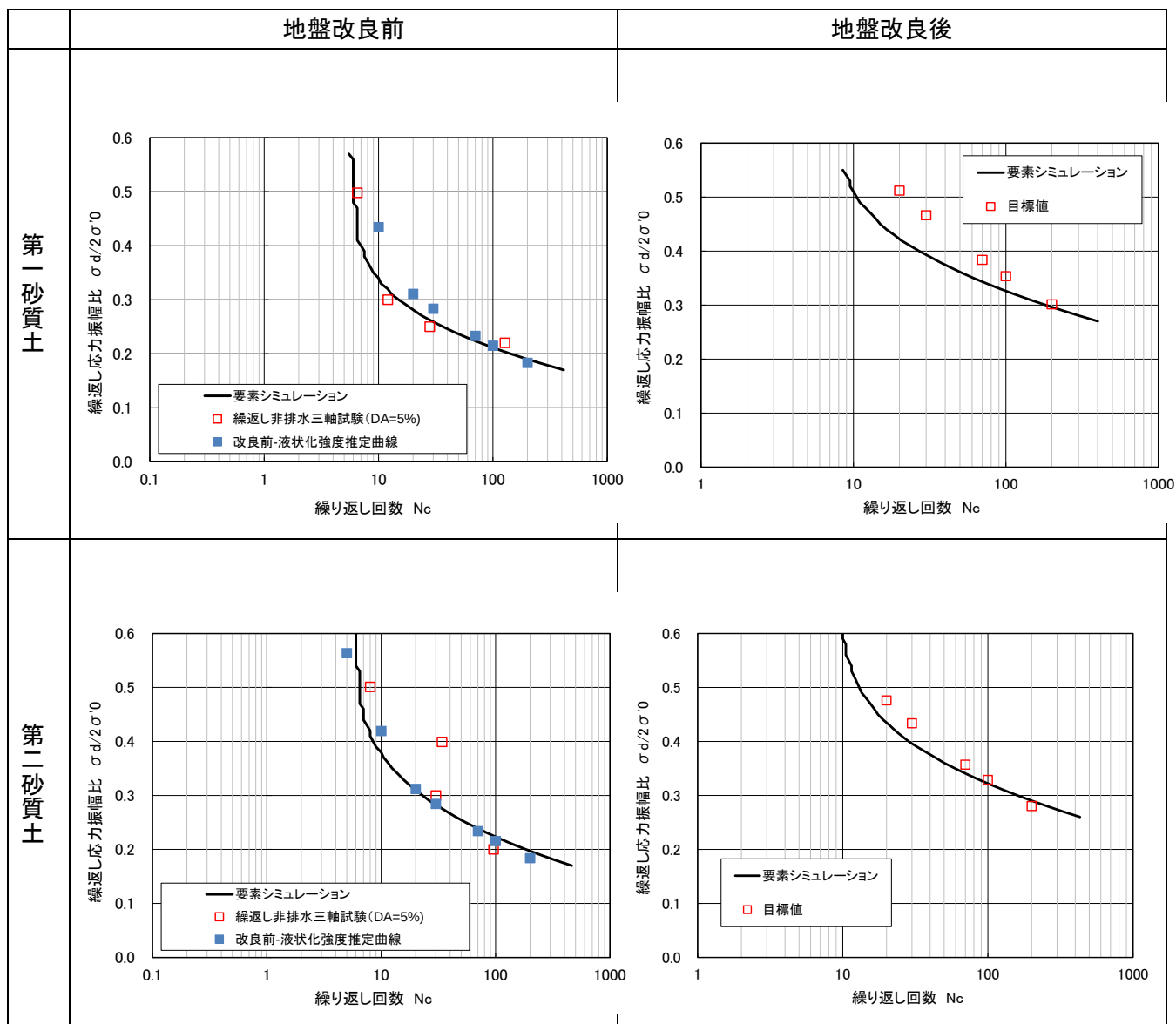


図 1.7.6 要素シミュレーション結果

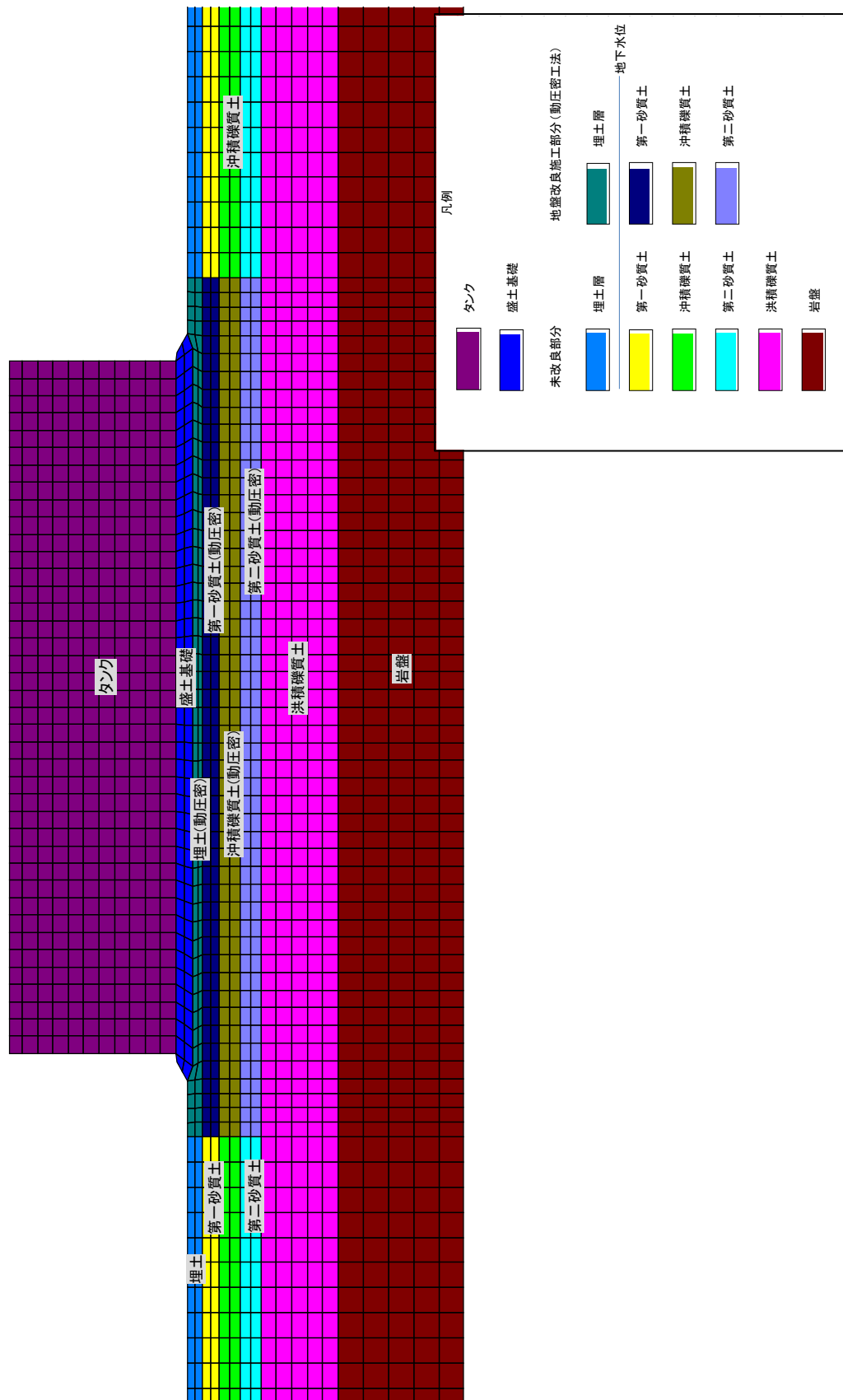
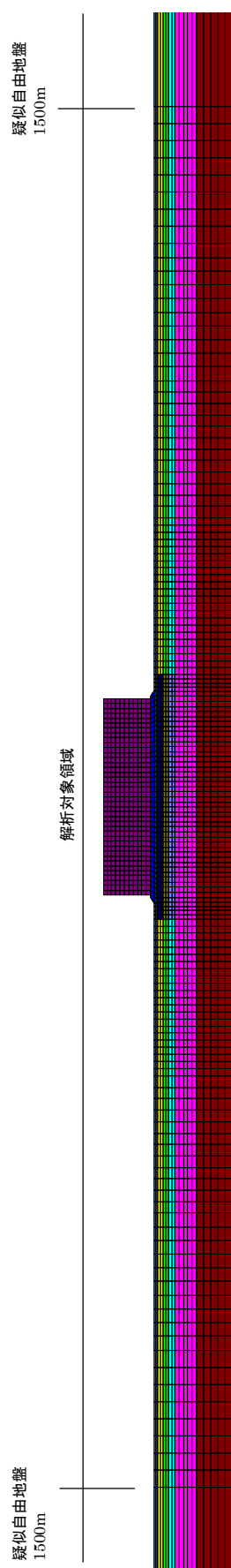


図 1.7.7 解析メッシュ図 (E地区)

1.8 工学的基盤面の加速度波形

解析対象地区で採用する工学的基盤面における加速度波形を図 1.8.1 に示す。

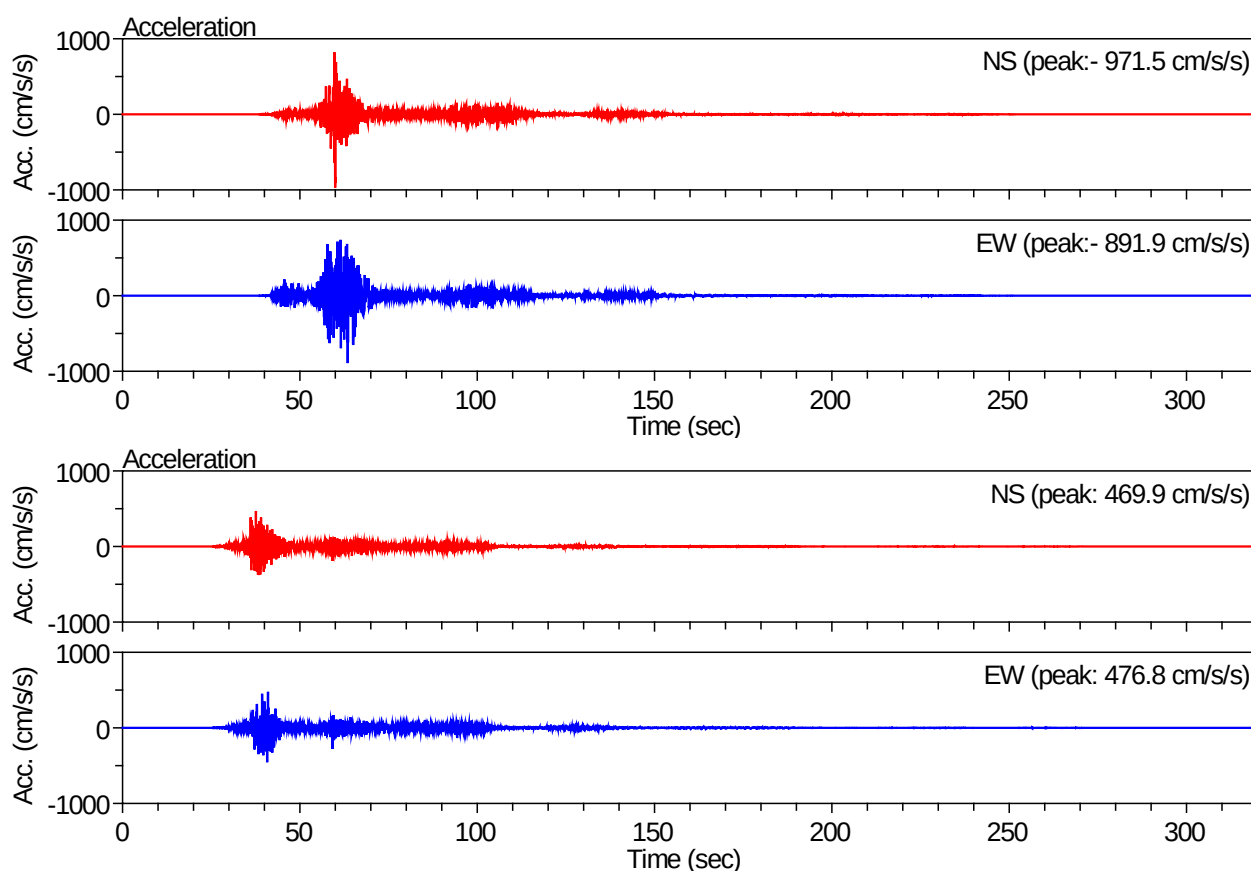


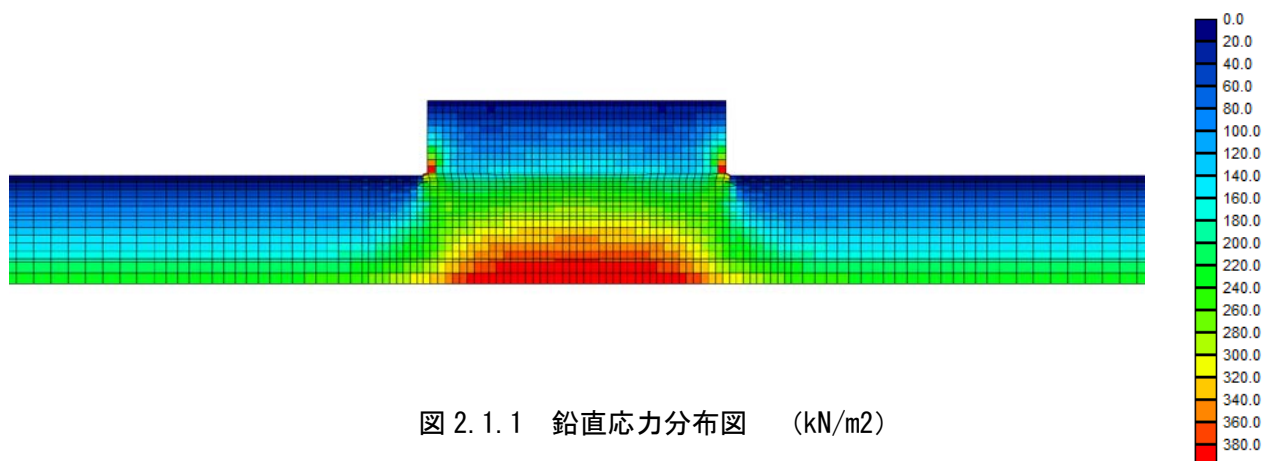
図 1.8.1 工学的基盤面における加速度波形（上：B地区、下：E地区）

2 基礎・地盤の耐震安全性の解析結果

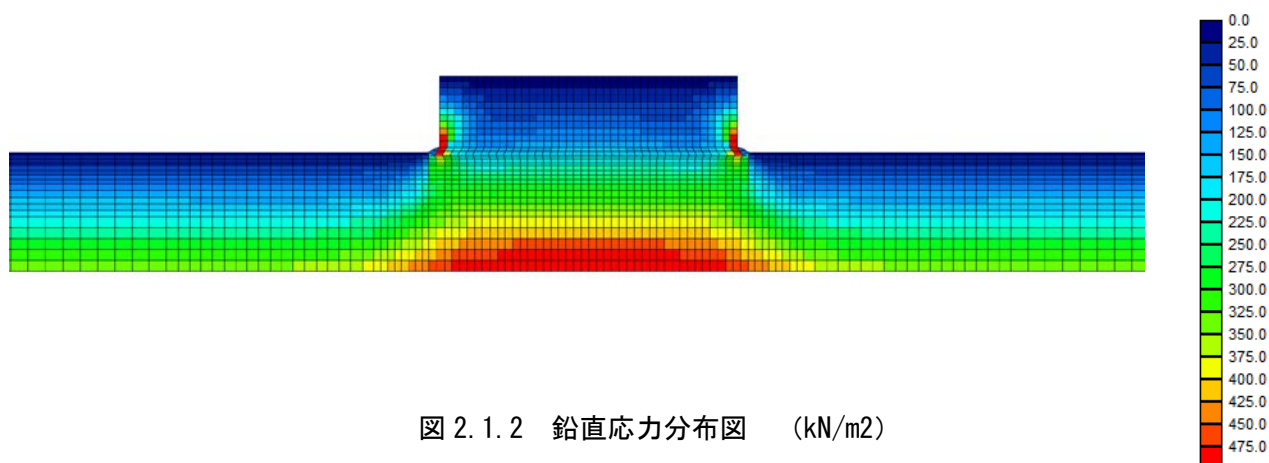
2.1 静的自重解析

前述の解析条件における初期応力状態の解析結果を図 2.1.1 及び図 2.1.2 に示す。

(1) B 地区



(2) E 地区



2.2 動的変形解析

前述の解析条件における動的解析による解析結果を図 2.2.1～2.2.8 に示す。

B 地区では、最終的に屋外貯蔵タンク本体の直下で 27.7cm 沈下し、その周辺の未改良地盤では 12.7cm 沈下することが予測された。南海トラフの想定地震動が大きいため、屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤の変形がやや大きい結果となっている。なお、過剰間隙水圧は、各砂層で上昇が激しい結果となっているが、粘性土層に挟まれていること、各層の層厚が厚くないことから、屋外貯蔵タンク本体に大きな影響を与えるほどの変形とはなっていない。

一方、E 地区では、最終的に屋外貯蔵タンク本体の直下で 8.9cm 沈下し、その周辺の未改良地盤では、13cm 程度沈下することが予測された。その差は 5 cm 程度あるが、未改良地盤の変形に引きずられる格好で、改良地盤も変形しているが、タンク周辺 10m の改良地帯が緩衝帯として働くことで、地盤が若干外側には変形するが、改良地盤が一定の沈下となり、屋外貯蔵タンク本体や基礎に影響を与えるような変形とはなっていないことが分かる。

また、 F_L 法、 P_L 法及び 1 次元の有効応力解析を実施した結果、B 地区及び E 地区における地盤改良前後の間隙水圧の上昇具合や変位を比較する限り、液状化対策の効果は 2 地区ともに確認できた。

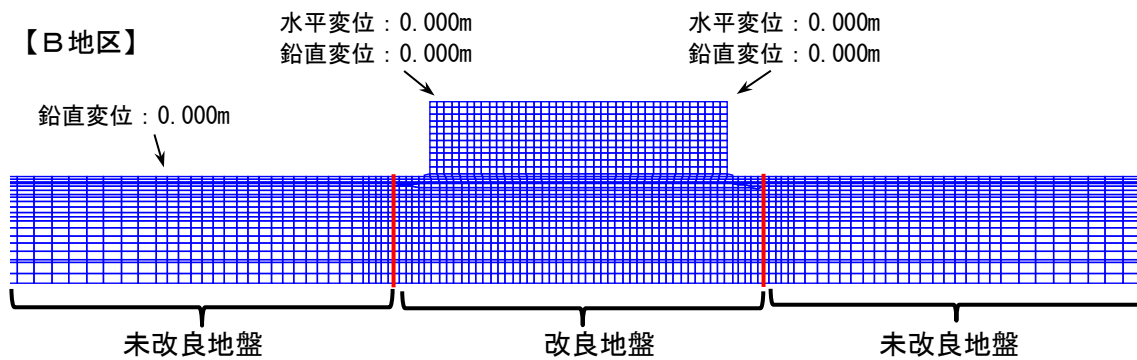


図 2. 2. 1 加振前（0秒後）の変形図（縦横比等倍）

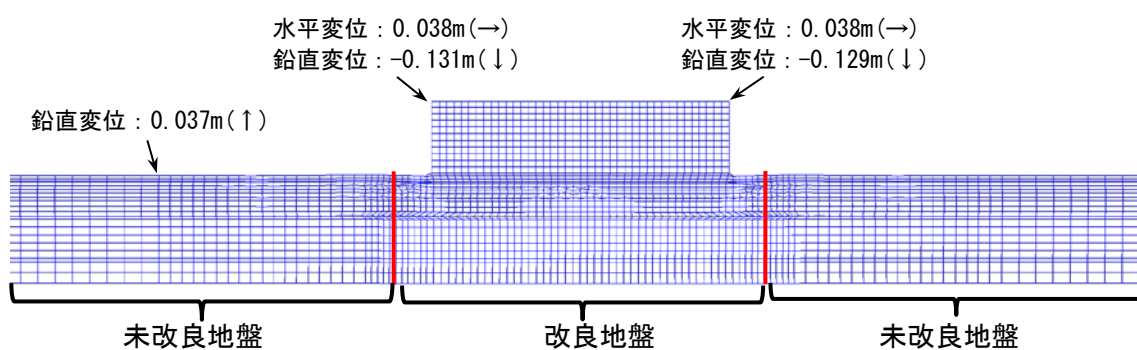


図 2. 2. 2 加振終了時（約 170 秒後）の変形図（縦横比等倍）

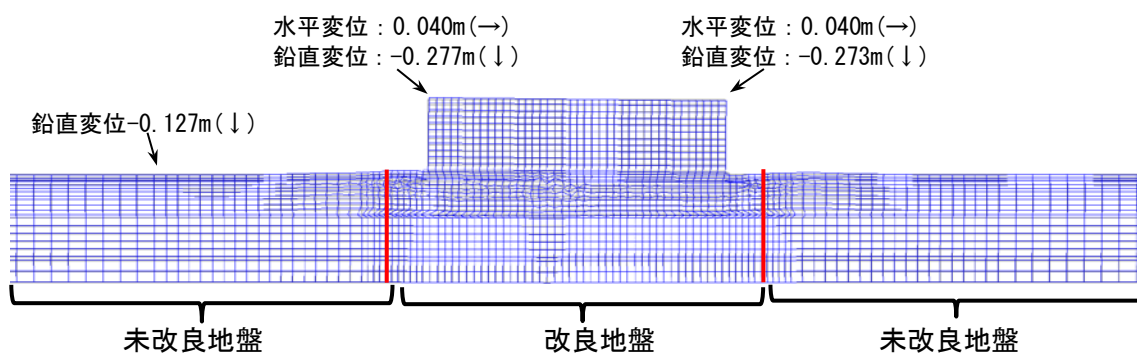


図 2. 2. 3 過剰間隙水圧消散後（約 45 日後）の変形図（縦横比等倍）

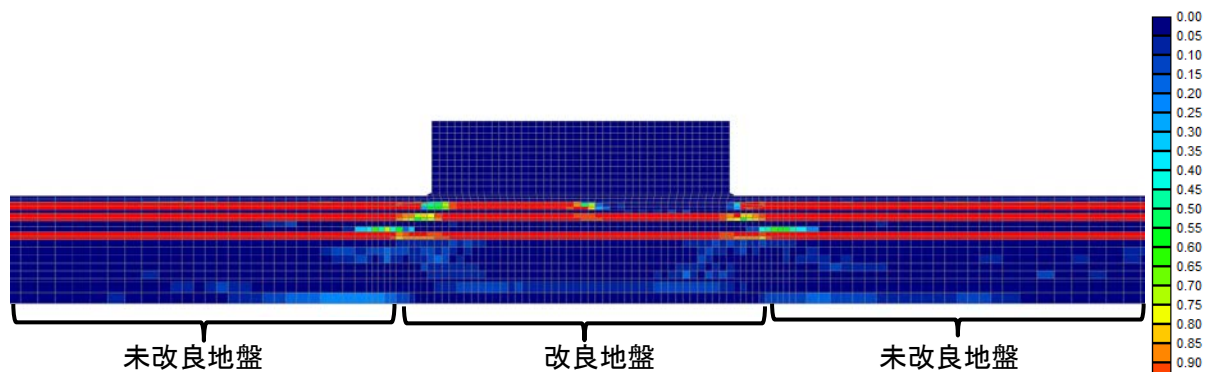


図 2. 2. 4 加振終了時（約 170 秒後）の過剰間隙水圧比分布図

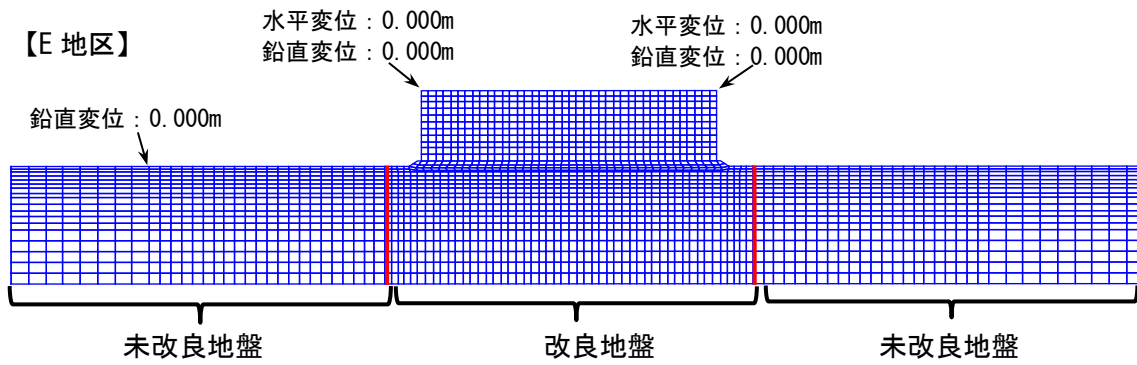


図 2.2.5 加振前 (0 秒後) の変形図 (縦横比等倍)

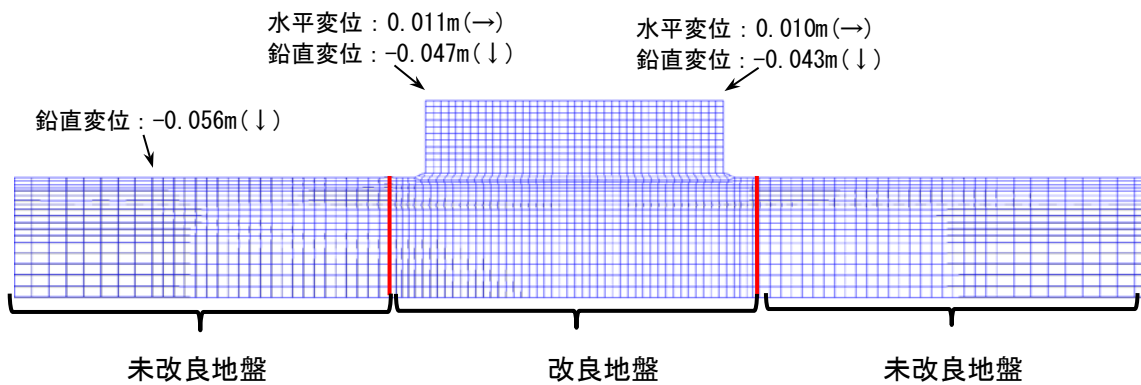


図 2.2.6 加振終了時 (約 150 秒後) の変形図 (縦横比等倍)

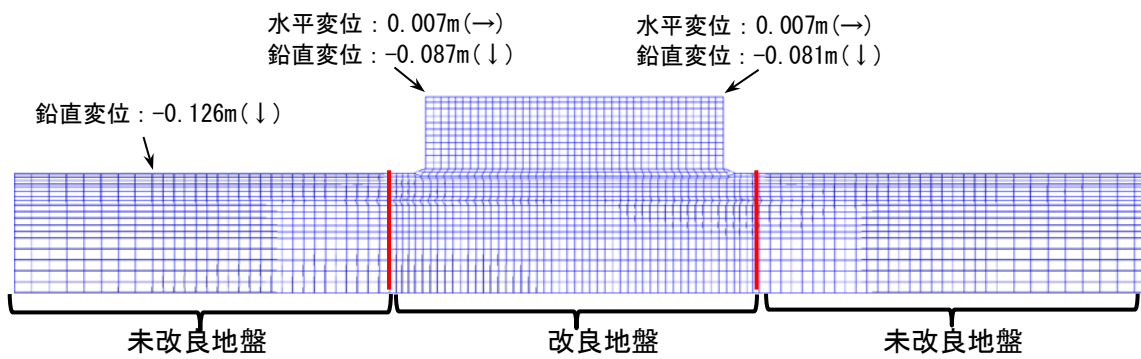


図 2.2.7 過剰間隙水圧消散後 (約 2.5 時間後) の変形図 (縦横比等倍)

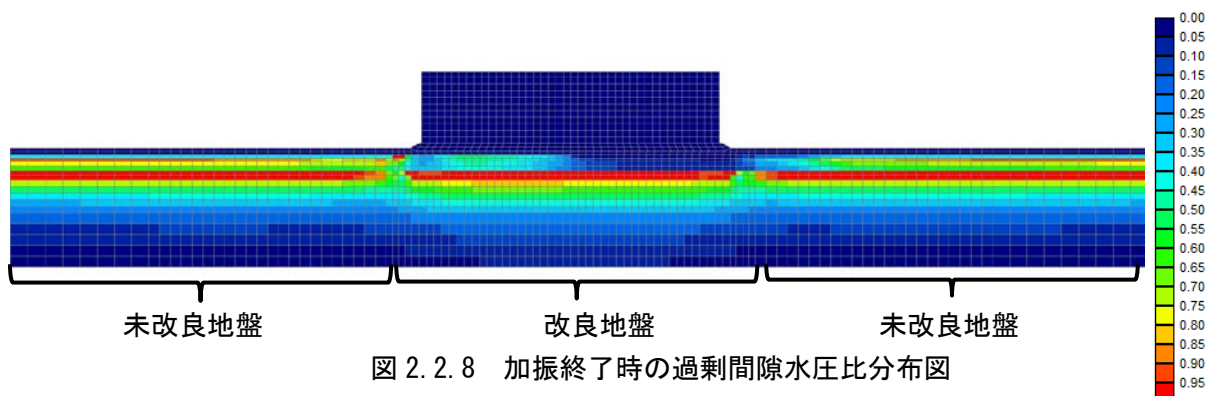


図 2.2.8 加振終了時の過剰間隙水圧比分布図

3 基礎・地盤の耐震安全性の解析のまとめ

3.1 解析手法等

南海トラフ地震が発生した場合における、屋外貯蔵タンク本体の直下の液状化対策による地盤改良効果、仮に液状化が生じた場合における屋外貯蔵タンク本体の周辺地盤が屋外貯蔵タンク本体に与える影響を確認することを目的とし、断面 2 次元非線形有効応力解析を実施した。

本解析により、屋外タンク貯蔵所の地盤の変形の評価を行うとともに、屋外貯蔵タンク本体の沈下量や変形角、過剰間隙水圧比の経時変化の評価を行った。

評価には、加振後（動的解析後）の排水解析や過剰間隙水圧の消散に伴う圧密解析が可能なプログラムが必要であり、これらの条件を満足するプログラムとして『LIQCA』を採用した。

3.2 解析結果

解析対象とした B 地区の過剰間隙水圧消散後の変形を図 3.2.1 に、E 地区の過剰間隙水圧消散後の変形を図 3.2.2 に示す。

B 地区では、液状化対策のため地盤改良された屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤で 27.7cm の沈下が予測されたが、一様沈下であり、屋外貯蔵タンク本体に大きな応力がかかるような不等沈下は確認されなかった。また、屋外貯蔵タンク本体直下から外れた未改良地盤については、12.7cm の沈下となっている。未改良地盤の沈下量と屋外貯蔵タンク本体直下の改良地盤の沈下量との差は 25cm 程度であり、屋外貯蔵タンク本体や基礎への影響がみられるような変形は確認されなかった。

E 地区では、液状化対策のため地盤改良された屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤で 8.7cm の沈下が予測されたが、B 地区と同様に一様沈下であり、屋外貯蔵タンク本体に大きな応力がかかるような不等沈下は確認されなかった。また、屋外貯蔵タンク本体から外れた未改良地盤については、12.6cm の沈下となっている。未改良地盤の沈下量と屋外貯蔵タンク本体直下の改良地盤の沈下量との差は 5 cm 程度であり、B 地区と同様に屋外貯蔵タンク本体や基礎への影響がみられるような変形は確認されなかった。

なお、B 地区と E 地区における過剰間隙水圧消散後の地表面での鉛直変位量分布を参考として巻末に示す。

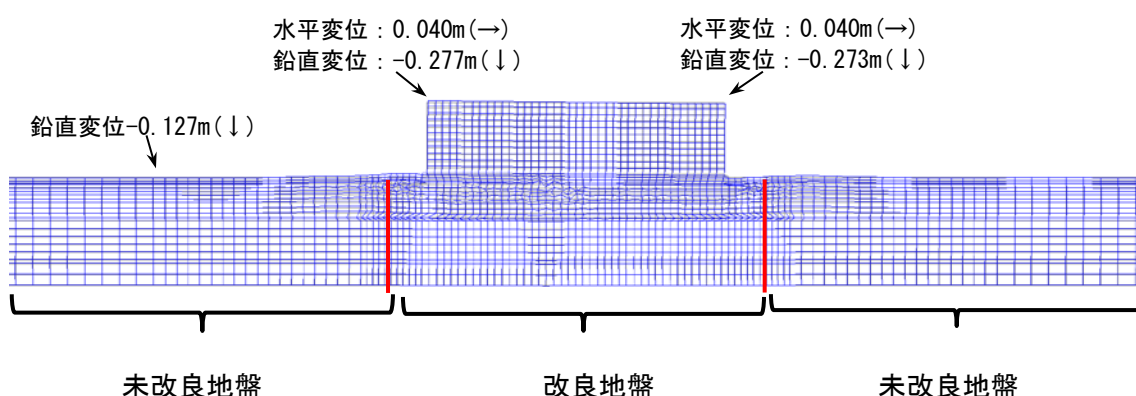


図 3.2.1 B 地区の過剰間隙水圧消散後（約 45 日後）の変形図（縦横比等倍）

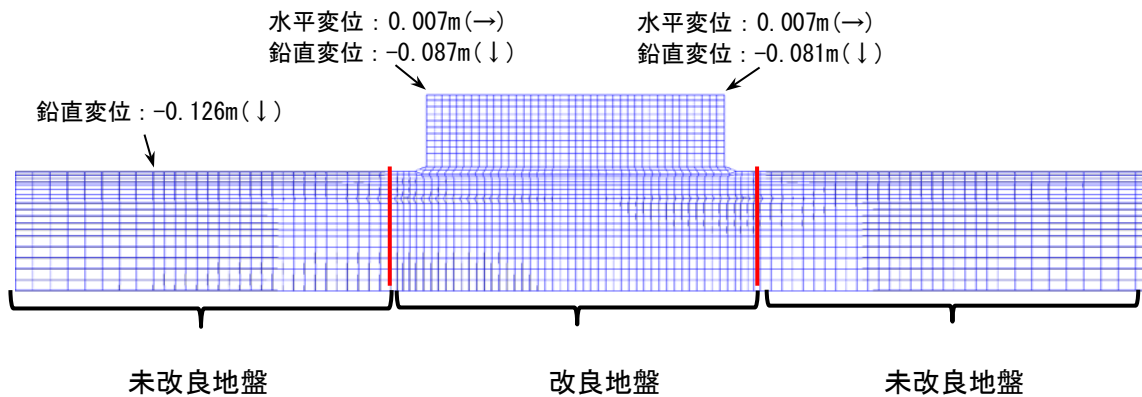


図 3.2.2 E 地区の過剰間隙水圧消散後（約 2.5 時間後）の変形図（縦横比等倍）

3.3 まとめ

南海トラフ地震に対して、屋外貯蔵タンク直下の液状化対策による地盤改良効果と周辺の未改良地盤が屋外貯蔵タンク本体に与える影響を確認するために解析を実施した。解析の対象とした地区は、想定地震動が大きく、また、当該地区の中では液状化が発生する可能性の高い地区を選定したが、想定地震動が大きいにもかかわらず、構造物に影響を与えるような地盤の変形は確認されないという解析結果が得られた。また、液状化対策による地盤改良についてもその効果を考慮していくことの必要性が確認された。

南海トラフ地震のように繰り返し大きなせん断力が生じる場合、簡易的な手法である F_L 法・ P_L 法では、「液状化しない」と判定される「見逃し」はなかった。」（国土交通省、2011¹）にもあるように、液状化危険度を過大評価することが指摘されている。また、過剰間隙水圧の最大値だけに着目する一次元の有効応力解析などでは、締固めの効果を著しく過小評価することが指摘されている（龍岡ら、2014²）。

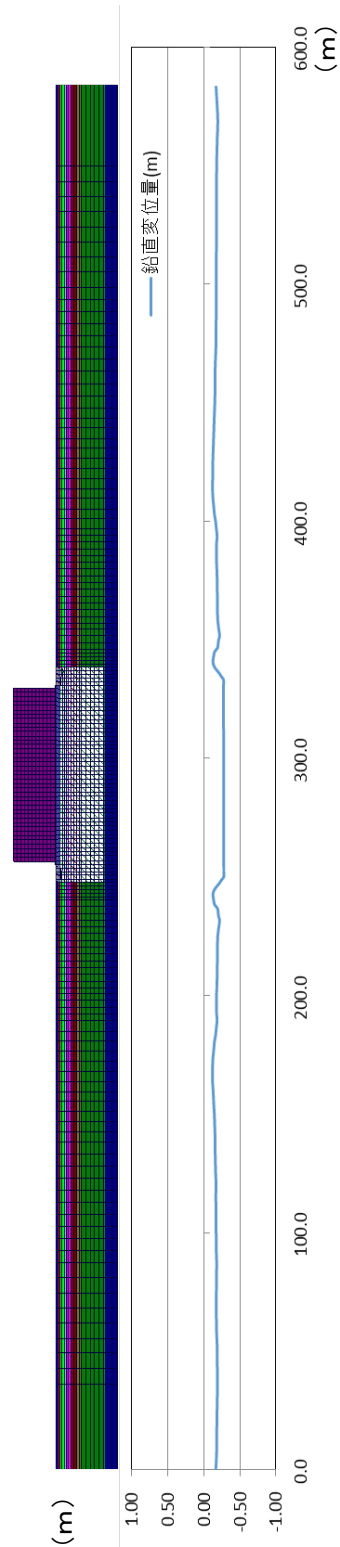
今回解析の対象としたような改良された地盤では、その締固め効果などが発揮され、実際、非排水繰り返し載荷による強度低下は、考えられているよりはるかに小さいという報告がされており、これらを適切に評価していくという課題があるが、現在研究が行われている段階である。

¹ 「液状化対策技術検討会議」検討成果：国土交通省 液状化対策技術検討会議、2011.3

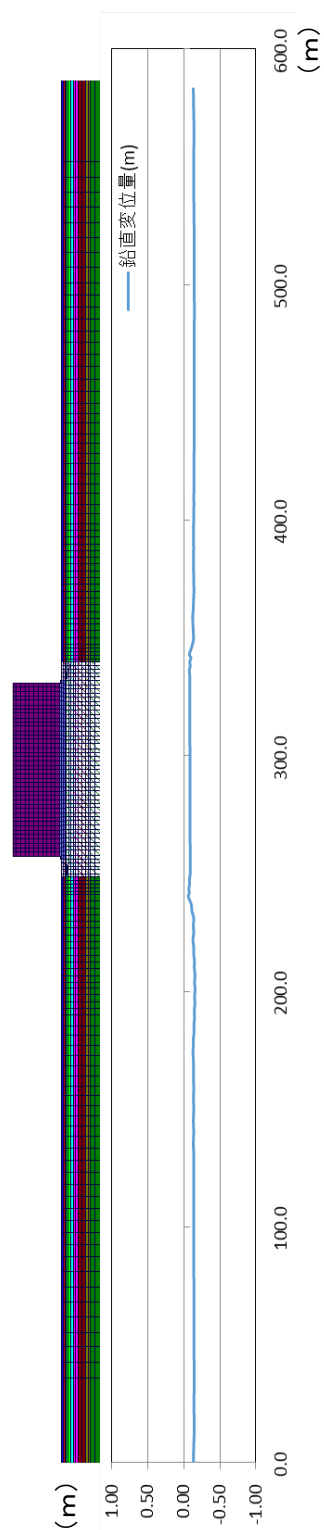
² 龍岡ほか：非排水繰り返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定、地盤工学シンポジウム、2014.5

【参考資料】

B地区及びE地区について、南海トラフの想定地震を入力した地盤解析における過剰間隙水圧消散後の地表面の鉛直変位量分布の詳細を参考図1及び参考図2に示す。ここでは、屋外貯蔵タンク本体の中心から水平方向に300mの範囲における鉛直変位量を水色線で示す。



参考図1 B地区における過剰間隙水圧消散後の地表面の鉛直変位量分布（垂直方向を30倍に強調）



参考図 2 E地区における過剰間隙水圧消散後の地表面の鉛直変位量分布（垂直方向を 30 倍に強調）

第4章 浮き屋根の耐震安全性の解析

1 浮き屋根の耐震安全性の解析の概要

南海トラフ地震等の大規模地震に対する長周期地震動を想定した屋外貯蔵タンクの浮き屋根の耐震安全性に関する調査を目的とし、以下の手順で検討を実施した。

① 検討対象地区及びタンクの選定

近畿、中部及び関東地方の大規模な屋外貯蔵タンクを有する製油所等が所在する石油コンビナート等災害防止法第2条第2項に規定する石油コンビナート等特別防災区域（以下「特防区域」という。）から、南海トラフ地震で想定される長周期地震動の速度応答スペクトルを比較して地方別に1区域ずつ検討対象区域を選定する。

なお、検討に使用した長周期地震動は、内閣府の南海トラフの巨大地震モデル検討会・首都直下地震モデル検討会が平成27年12月にとりまとめた「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告」において、「南海トラフ沿いの最大クラスの地震における長周期地震断層モデル」に対して推計されたもののうち、各特防区域の浮き屋根式屋外貯蔵タンク近傍の1,000m×1,000mメッシュの区域内の地震波形（以下「想定地震動」という。）である。

また、選定した区域に所在するタンクについて、危険物の規制に関する技術上の基準を定める告示（以下「告示」という。）の計算式から想定地震動を入力とした場合の液面の最大揺動高さ、浮き屋根に係る最大応力等を算出し、解析対象とするタンクを各区域から2基ずつ計6基選定した。

② 浮き屋根の簡易耐震強度評価

選定したタンク6基について、浮き屋根動的応答解析システム及び告示の式を併用して浮き屋根の強度を簡易的に評価し、強度上最も不利（想定地震動に対し、強度上許容応力を超えるもの、または許容応力の余裕度が最も小さいものをいう。以下同じ。）であると考えられる浮き屋根をもつタンクを1基選定した。

③ 浮き屋根の有限要素法モデルによる詳細耐震強度評価

選定したタンクの浮き屋根を対象として詳細な有限要素法モデルを作成し、揺動変位を荷重とした応力解析を実施した。解析より求めたポンツーンの断面力（円周方向面外、水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力）から当該タンク浮き屋根の耐震強度を評価した。

2 解析対象地区及びタンクの選定

2.1 想定地震動の速度応答スペクトルと告示で規定する速度応答スペクトルの比較

告示第4条の21の3に規定される容量2万キロリットル以上、または告示第2条の2に規定するHcが2.0m以上となる一枚板構造の浮き屋根を有する特定屋外貯蔵タンクの技術基準は、平成15年の十勝沖地震におけるタンクの被害を受け、平成17年に策定されたものであり、既設のタンクは、この技術基準に基づき改修を行うこととなり、その改修期限は平成29年3月末である。

想定地震動に対する改修後の浮き屋根の耐震安全性を確認するため、浮き屋根の耐震強度評価に大きく係る速度応答スペクトルについて、告示で規定される技術基準から求まる値と、想定地震動から求まる値（減衰定数0.5%）についての比較を行った。

2.1.1 告示の速度応答スペクトルの算出

告示第4条の20第2項第3号より、液面揺動の設計水平震度は次の式による。

$$Kh2 = 0.15 \cdot \nu 1 \cdot \nu 4 \cdot \nu 5 \quad \dots \textcircled{1}$$

Kh2 : 液面揺動の設計水平震度

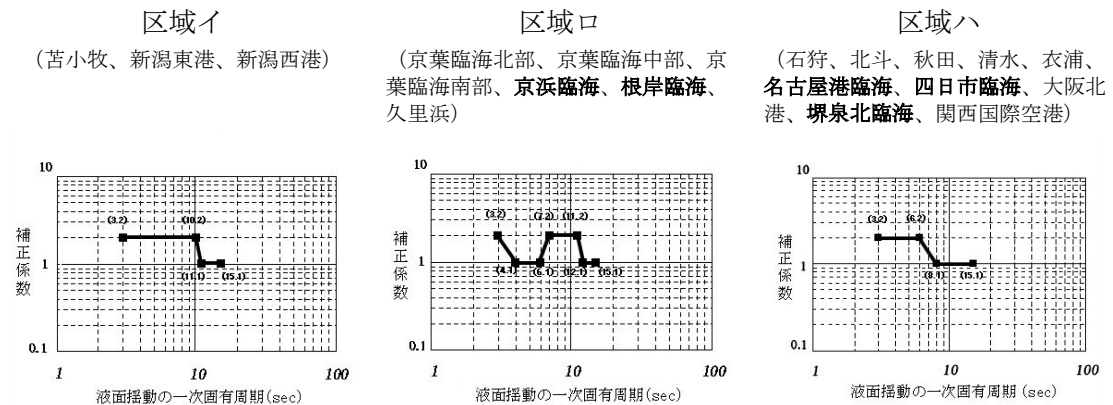
$\nu 1$: 地域別補正係数

$\nu 4$: 液面揺動の一次固有周期を考慮した応答倍率であつて、次の式により求めた値

$$\nu 4 = \frac{4.5}{Ts1} \quad \dots \textcircled{2}$$

Ts1 : 液面揺動の一次固有周期であつて、次の式により求めた値

$\nu 5$: 長周期地震動に係る地域特性に応じた補正係数（次のイからハまでに規定する区域に設置される特定屋外貯蔵タンクにあつては当該特定屋外貯蔵タンクの存する敷地又はその周辺で得られた強震計地震動記録等に基づき、地域特性を考慮して予想された速度応答スペクトルから、当該特定屋外貯蔵タンクの液面揺動の一次固有周期に応じた速度を100cm/sで除した値（当該値が次のイからハまでにそれぞれ掲げる図から当該特定屋外貯蔵タンクの液面揺動の一次固有周期に応じて求めた値を下回る場合にあっては、当該図から求めた値とする。ただし、適切な強震計地震動記録等が得られていない場合にあっては、当該図から求めた値とすることができる。）とし、その他の特定屋外貯蔵タンクにあつては1.0とする。）



また、液面揺動の設計水平震度と速度応答スペクトルの関係は次式で表される。

$$Kh2 \cong \frac{1}{g} \cdot \frac{2\pi}{Ts} \cdot Sv \quad \dots \textcircled{3}$$

Sv : 速度応答スペクトル (cm/s)

g : 重力加速度 (cm/s²)

Ts : スロッシング固有周期 (s)

ここで、式①に式③を代入し、式②を考慮すると、

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{2\pi}{Ts} \cdot Sv = 0.15 \cdot \nu 1 \cdot \nu 4 \cdot \nu 5$$

$$\therefore Sv = 105.4 \cdot \nu 1 \cdot \nu 5 \quad \dots \textcircled{4}$$

式④より、地域別補正係数 $\nu 1$ 及び長周期地震動に係る地域特性に応じた補正係数 $\nu 5$ に応じて速度応答スペクトル Sv の最大値は、下表のとおりとなる。

表 2.1.1 告示で想定される速度応答スペクトル Sv の最大値

地域別補正係数 $\nu 1$	長周期地震動に係る地域特性に応じた 補正係数 $\nu 5$		速度応答スペクトル Sv の最大値(cm/s)
(一) 1.0	イ、ロ、ハ	1.0～2.0	210.8
	その他	1.0	105.4
(二) 0.85	イ、ロ、ハ	1.0～2.0	179.2
	その他	1.0	89.6
(三) 0.7	イ、ロ、ハ	1.0～2.0	154.6
	その他	1.0	73.8

2.1.2 想定地震動の速度応答スペクトル

特防区域における想定地震動の速度応答スペクトルの最大値を表 2.1.2 に示す。

なお、想定地震動の推計地域が、東北地方、九州地方及び日本海側は対象となっていないことから、鹿島臨海特防区域から西の太平洋側及び瀬戸内海に所在し、タンクが多数設置されている特防区域のみ示している。

表 2.1.2 想定地震動の速度応答スペクトルの最大値と卓越周期

番号 ※ 1	特防区域	地域区分 v 1	地域特性 区域※ 2	NS 方向		EW 方向	
				(s)	(cm/s)	(s)	(cm/s)
13	鹿島臨海	(一)1.0	その他	2.9	49.8	3.8	46.2
		(一)1.0		9.0			
		(一)1.0		3.9			
		(一)1.0		2.2			
		(一)1.0		2.3			
		(一)1.0		2.0			
		(一)1.0		2.2			
47	和歌山北部臨海南部	(一)1.0	その他	2.4	56.3	2.1	55.4
48	水島臨海	(二)0.85	その他	17.2	13.0	10.8	17.9
52	岩国・大竹	(三)0.7	その他	11.4	49.0	11.3	77.4
54	周南	(三)0.7	その他	18.3	53.0	8.5	76.9
55	宇部・小野田	(三)0.7	その他	17.8	35.4	11.8	63.6
62	菊間	(二)0.85	その他	13.0	47.8	12.7	60.6

※ 1 石油コンビナート等特別防災区域を指定する政令別表に規定する特防区域の番号

※ 2 告示第 4 条の 20 第 2 項第 3 号に規定する長周期地震動に係る地域特性区域

2.1.3 速度応答スペクトルの比較

表 2.1.2 に示した特防区域のうち、想定地震動の速度応答スペクトルが最大で 100cm/s を超える区域について、同速度応答スペクトルと告示の速度応答スペクトルと比較した図に示す。

表 2.1.3～2.1.8 には、該当する特防区域に設置されているタンクのうち、告示第 4 条の 21 の 3 に規定される容量 2 万キロリットル以上、または告示第 2 条の 2 に規定する Hc が 2.0m 以上となる一枚板構造で、現行の技術基準を満足するタンク（以下「改修済タンク」という。）の基数及び満液時の液面揺動の固有周期を示す。

また、図中には表 2.1.3～2.1.8 に示す液面揺動の固有周期を、1 次モード域を緑線で、2 次モード域を紫線（容量 5 万 KL 以上のタンクを実線、5 万 KL 未満のタンクを破線）で示す。

(1) 首都圏

15. 京葉臨海中部特防区域

地域区分 (一) : 地域別補正係数 $\nu_1 = 1.0$

長周期地震動に係る地域特性区域 : ロ

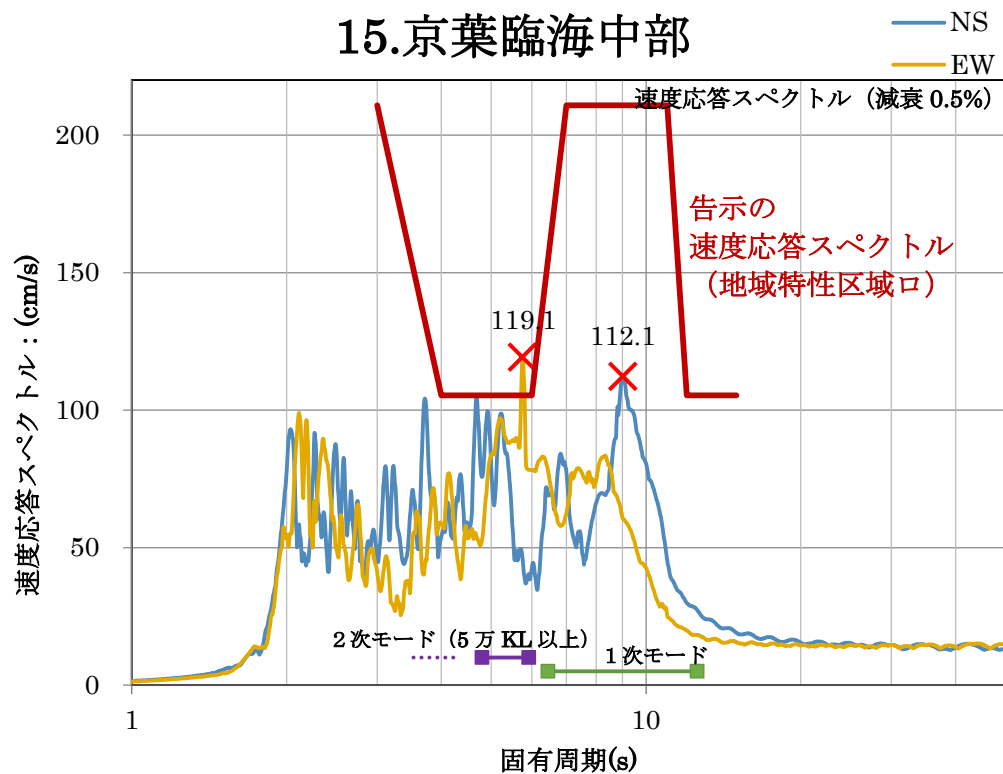


表 2.1.3 改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期 (15. 京葉臨海中部)

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の S_v が 告示の S_v を上回 る改修済タンクの基数
		1次モード T_{s1}	2次モード T_{s2}	
1千～5千KL未満	-	—	—	-
5千～1万KL未満	11	6.471～6.472	3.528～3.528	0
1万～2万KL未満	8	6.451～8.346	3.628～4.130	0
2万～3万KL未満	26	6.495～7.854	3.738～4.195	0
3万～5万KL未満	2	8.030～8.031	4.323～4.323	0
5万～10万KL未満	70	8.854～11.654	4.800～5.603	0
10万KL以上	3	12.573～12.575	5.918～5.919	0

【比較結果】 周期 5.7s 近傍において、想定地震動のピーク値 119.1cm/s が告示の 105.4cm/s をやや上回る箇所があるが、全体的には概ね告示の値以下である。想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつ改修済タンクは見受けられない。

19. 京浜臨海特防区域

地域区分（一）：地域別補正係数 $\nu 1=1.0$

長周期地震動に係る地域特性区域：ロ

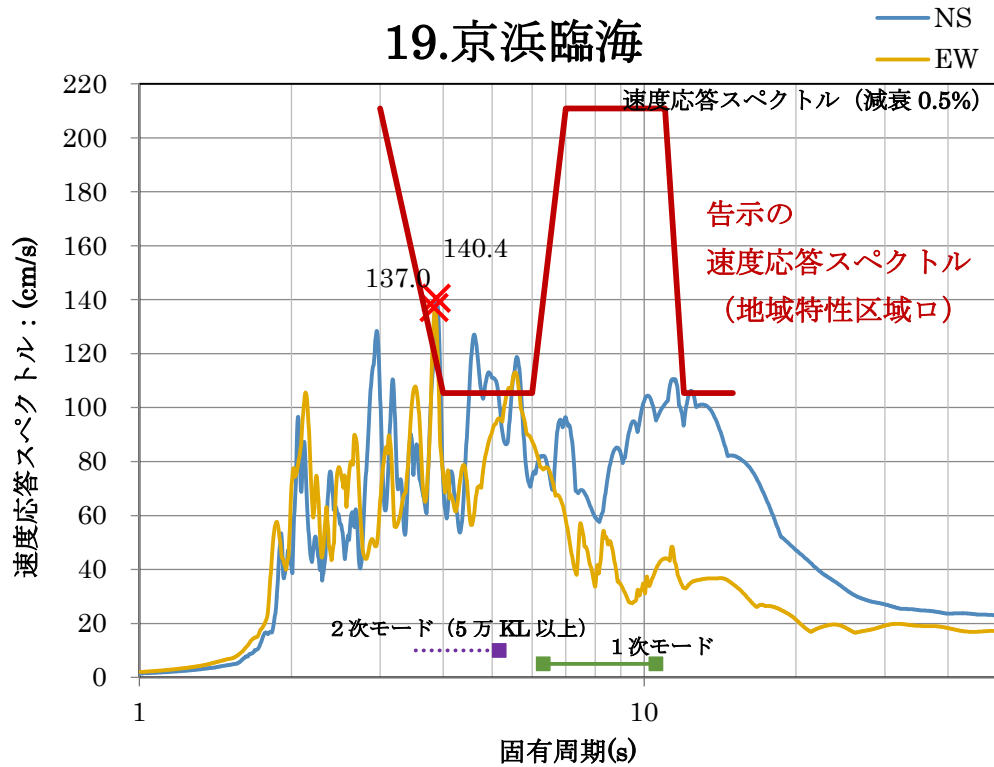


表 2.1.4 改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期（19. 京浜臨海）

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の S_v が 告示の S_v を上回る改修 済タンクの基数
		1次モード T_{s1}	2次モード T_{s2}	
1千～5千 KL 未満	-	—	—	-
5千～1万 KL 未満	1	6.752	3.535	0
1万～2万 KL 未満	9	6.325～8.062	3.527～4.119	2基（2次）
2万～3万 KL 未満	5	6.480～9.098	3.728～4.526	1基（2次）
3万～5万 KL 未満	25	7.418～10.569	4.164～4.983	16基（2次）
5万～10万 KL 未満	4	10.218～10.224	5.164～5.164	0
10万 KL 以上	-	—	—	-

【比較結果】周期 4.5～5.7s 近傍において、想定地震動の速度応答スペクトルのピーク値 127cm/s が告示の 105.4cm/s をやや上回る箇所があるが、全体的には概ね告示の値以下である。想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつ改修済タンクは、2次モードにおいて見受けられるが、全てのタンクが2次モードの影響が少ない5万 KL 未満のタンクである。

20. 根岸臨海特防区域

地域区分（一）：地域別補正係数 $\nu_1 = 1.0$

長周期地震動に係る地域特性区域：ロ

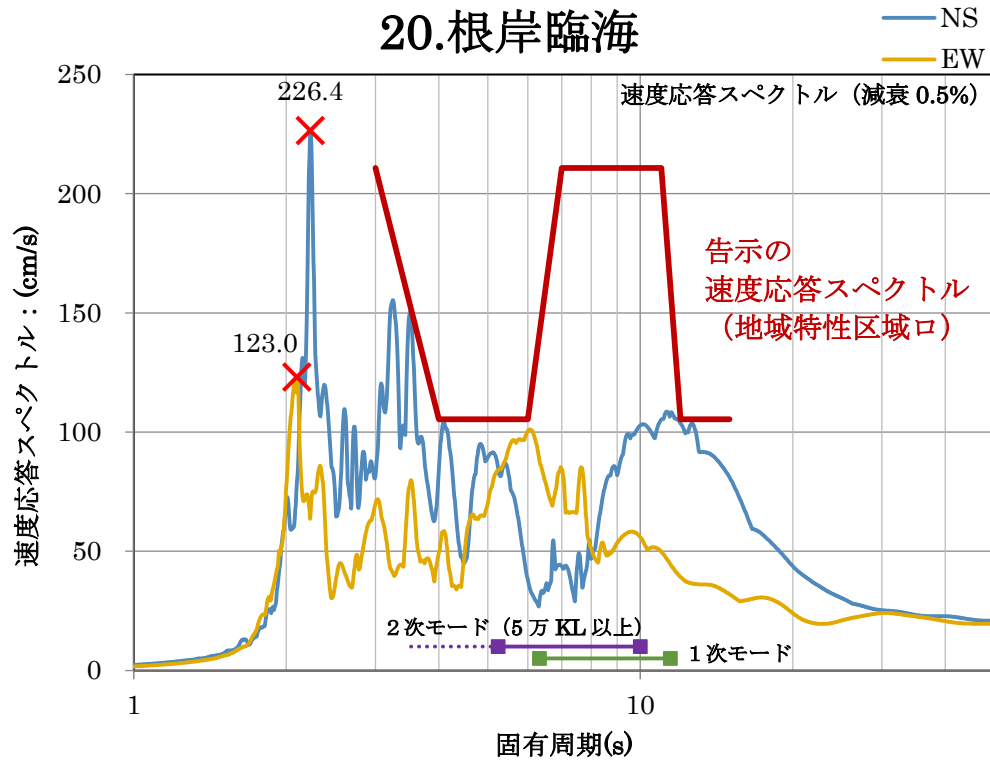


表 2.1.5 改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期 (20. 根岸臨海)

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の S_v が 告示の S_v を上回る改修 済タンクの基数
		1次モード T_{s1}	2次モード T_{s2}	
1千～5千KL未満	-	—	—	-
5千～1万KL未満	-	—	—	-
1万～2万KL未満	9	6.323～8.041	3.528～4.117	3基 (2次)
2万～3万KL未満	8	6.477～8.323	3.729～4.209	0
3万～5万KL未満	6	11.454～11.462	5.243～5.244	0
5万～10万KL未満	9	10.467～11.385	5.244～5.585	0
10万KL以上	-	—	—	-

【比較結果】想定地震動は、全体的に告示の値以下である。想定地震動の速度応答スペクトルが告示の技術基準の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつ改修済タンクは、2次モードにおいて見受けられるが、その速度応答スペクトルの差はごく僅かであり、さらに全てのタンクが2次モードの影響が少ない5万KL未満のタンクである。

(2) 中京圏

35. 名古屋港臨海特防区域

地域区分 (一) : 地域別補正係数 $\nu_1 = 1.0$

長周期地震動に係る地域特性区域 : ハ



表 2.1.6 改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期 (35. 名古屋港臨海)

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の S_v が告示の S_v を上回る改修済タンクの基数
		1次モード T_{s1}	2次モード T_{s2}	
1千～5千KL未満	2	4.738～4.883	2.771～2.836	0
5千～1万KL未満	21	5.141～5.777	2.963～3.313	15基 (2次)
1万～2万KL未満	11	6.151～6.850	3.578～3.826	3基 (2次)
2万～3万KL未満	5	6.873～7.005	3.954～3.983	0
3万～5万KL未満	-	—	—	-
5万～10万KL未満	17	8.277～11.024	4.600～5.525	0
10万KL以上	11	11.002～12.304	5.574～5.923	0

【比較結果】周期 3.0～4.0s において、想定地震動のピーク値が告示の 210.8cm/s を上回る箇所があるが、全体的には概ね告示の値以下である。想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつ改修済タンクは、2次モードにおいて見受けられるが、全てのタンクが2次モードの影響が少ない5万KL未満のタンクである。

36. 四日市臨海特防区域

地域区分（一）：地域別補正係数 $\nu_1=1.0$

長周期地震動に係る地域特性区域：ハ

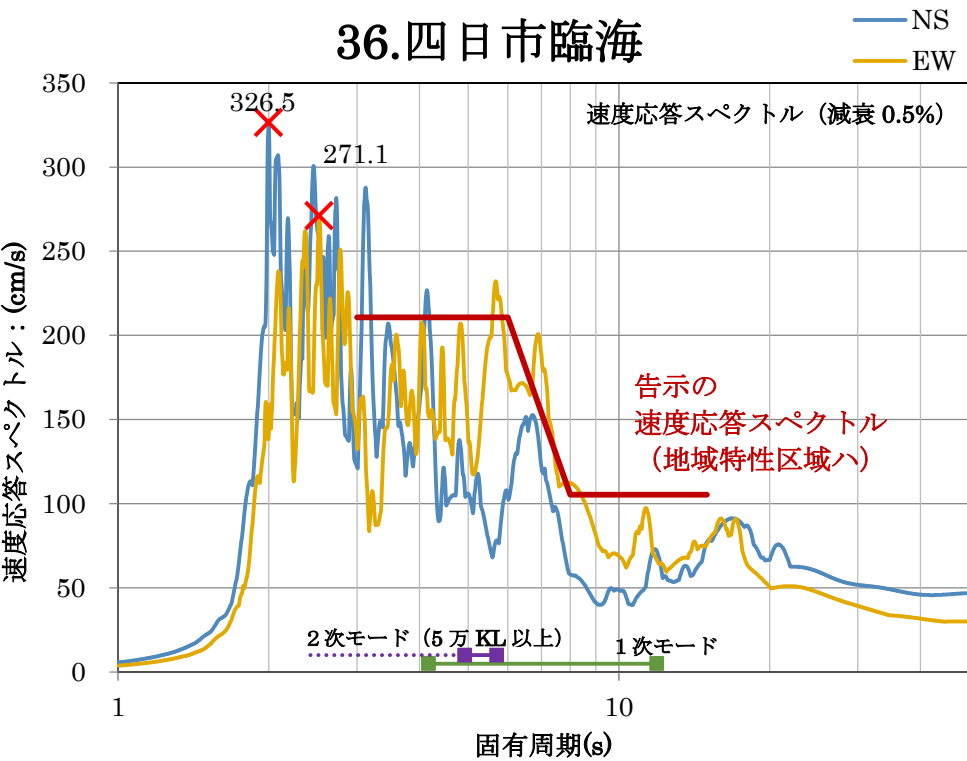


表 2.1.7 改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期 (36. 四日市臨海)

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の S_v が 告示の S_v を上回る改修 済タンクの基数
		1次モード T_{s1}	2次モード T_{s2}	
1千～5千 KL 未満	22	4.172～5.302	2.419～2.966	6基 (1次&2次)
5千～1万 KL 未満	5	5.126～6.577	2.963～3.523	0
1万～2万 KL 未満	7	6.872～7.013	3.730～3.733	7基 (1次)
2万～3万 KL 未満	3	7.633～7.792	4.188～4.194	2基 (1次)
3万～5万 KL 未満	7	9.066～10.132	4.698～4.944	0
5万～10万 KL 未満	13	9.346～11.909	4.923～5.705	1基 (2次)
10万 KL 以上	11	11.023～11.720	5.567～5.692	4基 (2次)

【比較結果】周期 4.0s、5.5s、7.0s 近傍において、想定地震動のピーク値が告示の 210.8cm/s を上回る箇所があるが、全体的には概ね告示の値以下である。想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつ改修済タンクは、1次モード、2次モードともに見受けられる。

(3) 関西圏

39. 堺泉北臨海特防区域

地域区分 (一) : 地域別補正係数 $\nu_1 = 1.0$

長周期地震動に係る地域特性区域 : ハ



表 2.1.8 改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期 (39. 堺泉北臨海)

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動による S_v が告示による S_v を上回る改修済タンクの基数
		1次モード T_{s1}	2次モード T_{s2}	
1千～5千 KL 未満	13	3.855～4.749	2.263～2.772	1基 (2次)
5千～1万 KL 未満	24	4.613～6.311	2.707～3.475	1基 (1次)
1万～2万 KL 未満	11	5.678～6.908	3.304～3.825	0
2万～3万 KL 未満	3	7.024～7.060	3.921～3.989	0
3万～5万 KL 未満	11	7.867～9.771	4.330～4.832	8基 (2次)
5万～10万 KL 未満	19	9.575～11.319	4.938～5.457	0
10万 KL 以上	2	13.060～13.060	6.168～6.168	0

【比較結果】周期 4.5s 近傍において、想定地震波のピーク値が告示 210.8cm/s を上回る箇所があるが、全体的には告示の範囲内に入る。想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつ改修済タンクは、1次モード、2次モードともに見受けられるが、全てのタンクが2次モードの影響が少ない5万KL未満のタンクである。

2.2 解析対象地区及び解析対象タンクの選定

想定地震動に対する改修済タンクの耐震安全性を確認するため、解析の対象とするタンクを 1 基選定し、3 次元 F E M による解析を行う。

まず、その前段階として、JOGMEC/横浜国立大学で開発された線形 F E M 浮き屋根動的応答解析システムによるスクリーニングを行うため、2.1 節で示した結果から解析対象となる地区を、特防区域から 3 地区選定し、さらにその解析対象地区ごとに解析対象となるタンクを 2 基ずつ、合計 6 基を選定した。

2.2.1 解析対象地区の選定

想定地震動の推計地域については、東北地方、九州地方及び日本海側は対象となっておらず、三大都市圏の首都圏、中京圏、関西圏周辺とされていることから、三大都市圏近傍に位置する特防区域からそれぞれ 1 カ所ずつ選定した。

(1) 首都圏

京葉臨海中部特防区域は、想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回る固有周期をもつタンク（以下「解析候補タンク」という。）が存在しないことから、検討対象地区から除外した。

また、根岸臨海特防区域は、解析候補タンクが 3 基であり、想定地震動の速度応答スペクトルと告示の速度応答スペクトルの差が小さいことから、検討対象地区から除外し、解析候補タンクが 19 基存在する京浜臨海地区を検討対象地区に選定した。

(2) 中京圏

名古屋港臨海特防区域は、解析候補タンクは 18 基あり、そのすべてのタンクの 2 次モードの固有周期について、想定地震動の速度応答スペクトルが告示の速度応答スペクトルを上回っている。しかしながら、タンク容量が 5,190KL～18,484KL であり、2 次モードの影響が小さい 5 万 KL 未満のタンクであることから、検討対象地区からは除外し、解析候補タンクに 10 万 KL クラスが含まれる四日市臨海特防区域を検討対象地区に選定した。

(3) 関西圏

解析候補タンクが、堺泉北臨海地区に 10 基存在し、他の地区には存在しないことから、堺泉北臨海地区を解析対象地区に選定した。

2.2.2 解析対象タンクの選定

(1) 首都圏（19. 京浜臨海特防区域）

京浜臨海特防区域に存在する解析候補タンクは、容量 17,416KL～46,789KL の 19 基であることから、容量が最小である 17,400KL 台及び容量が最大である 46,700KL 台のタンクの中から、それぞれ強度上最も不利であると考えられるタンクを 1 基ずつ選定した。

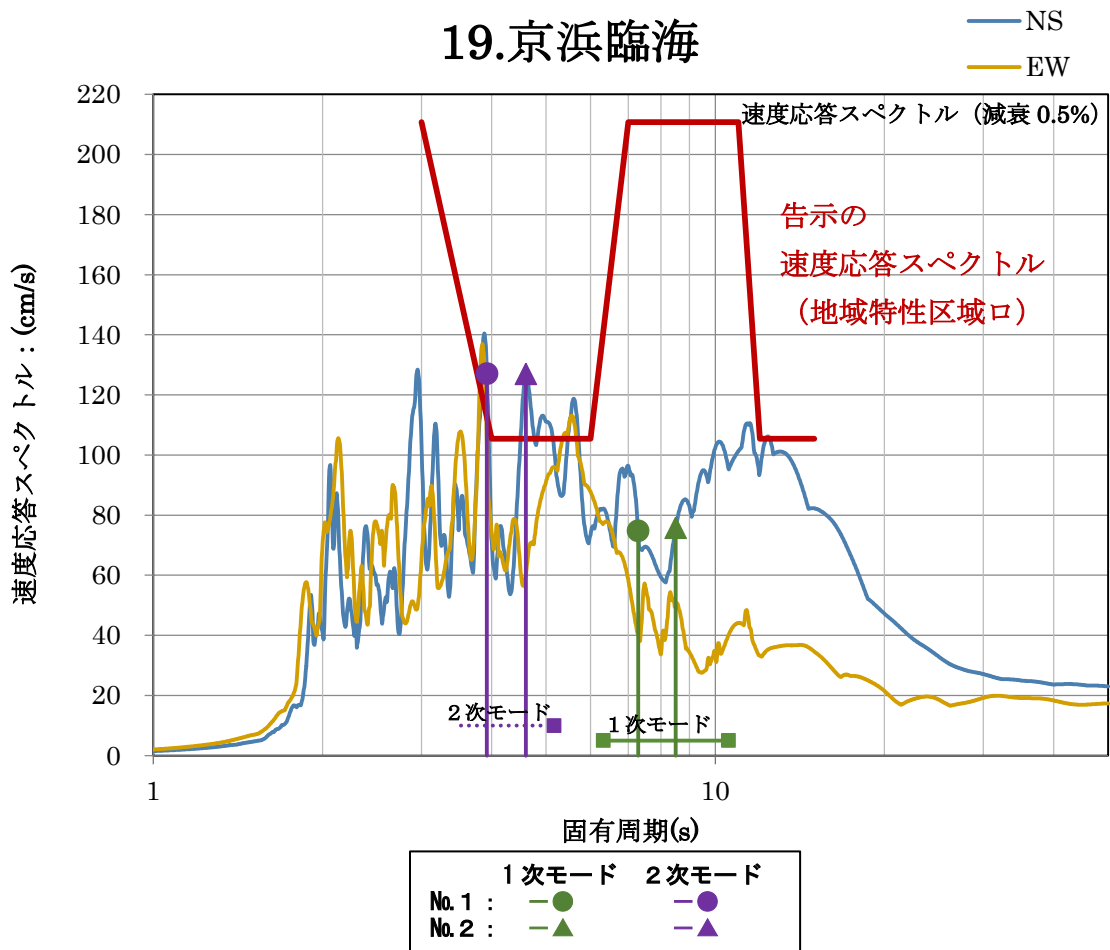


表 2.2.1 解析対象タンク（京浜臨海特防区域）

No.	許可容量 (KL)	直径 (m)	許可液面 高さ (m)	貯蔵物	比重	速度応答スペクトル(cm/s)			
						1 次モード		2 次モード	
						告示	想定波	告示	想定波
1	17,420	40.680	13.403	ナフサ	0.74	210.7	● 74.8	110.4	● 127.1
2	46,789	56.000	18.990	原油	1.00	210.7	▲ 75.8	105.4	▲ 127.0

(2) 中京圏 (36. 四日市臨海特防区域)

解析候補タンクのうち、1次モードの速度応答スペクトルが、想定地震動と告示の値の差が大きい容量 12,450KL～13,200KL のタンクの中から、強度上最も不利であると考えられる容量 13,200KL のタンクを選定した。また、10 万 KL クラスのタンクの中から、強度上最も不利であると考えられるタンクを 1 基選定した。

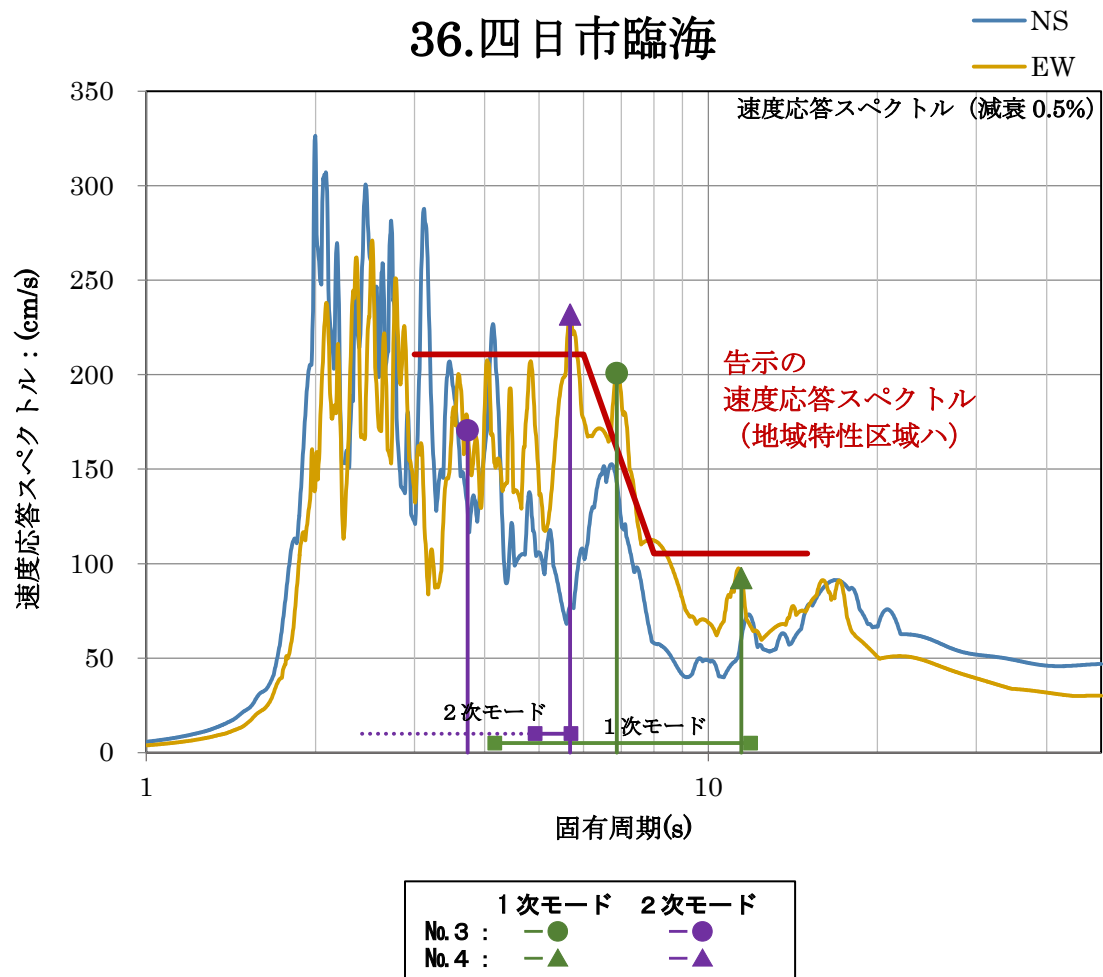


表 2. 2. 2 解析対象タンク (36. 四日市臨海特防区域)

No.	許可容量 (KL)	直径 (m)	許可液面 高さ (m)	貯蔵物	比重	速度応答スペクトル(cm/s)			
						1 次モード		2 次モード	
						告示	想定波	告示	想定波
3	13,200	36.800	12.655	灯油	0.79	152.0	●200.8	210.7	●170.6
4	110,050	84.270	20.025	原油	0.87	105.4	▲92.4	210.7	▲231.9

(3) 関西圏 (39. 堺泉北臨海特防区域)

想定地震動の速度応答スペクトルが全タンク中最大の値 290.2cm/s (2 次モード) を示した 1,260KL のタンクと容量が 4 万 KL 台のタンクの中から、強度上最も不利であると考えられるタンクを 1 基選定した。

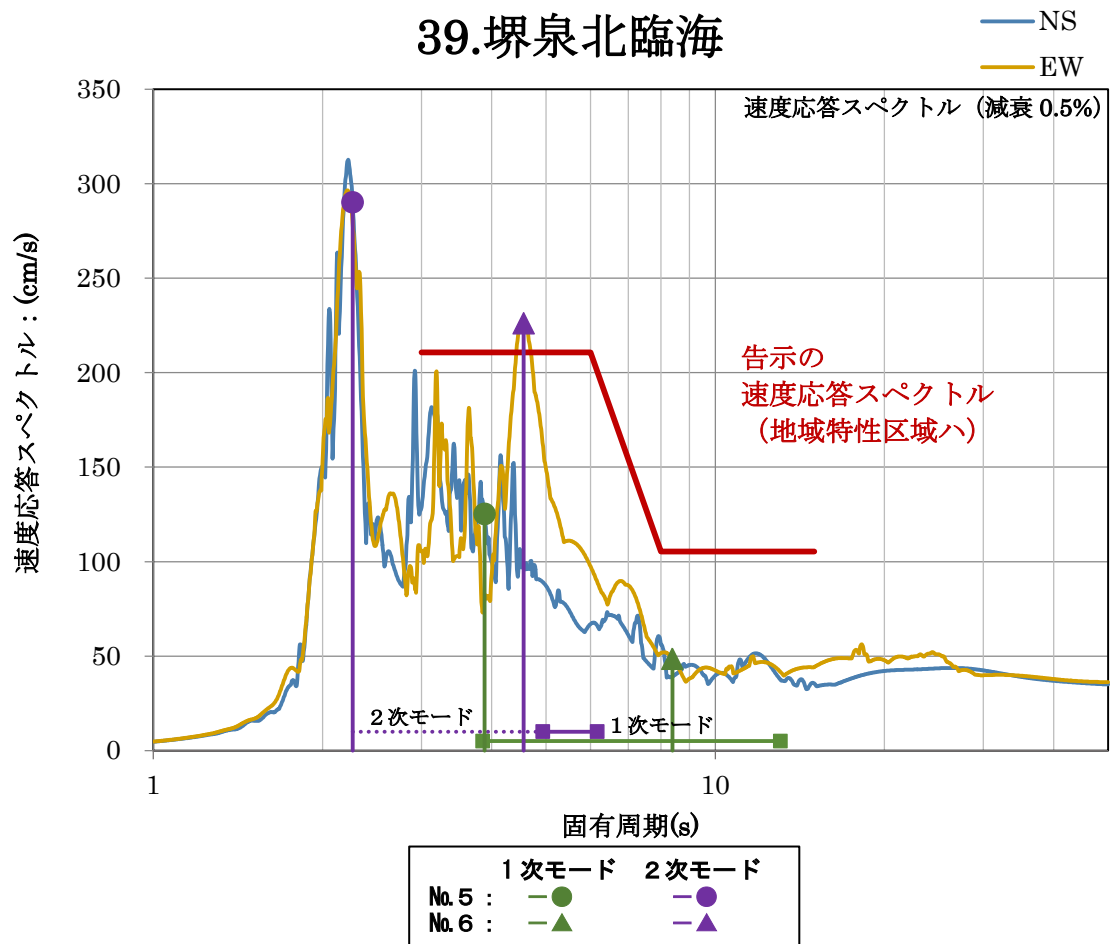


表 2. 2. 3 解析対象タンク (39. 堺泉北臨海特防区域)

No.	許可容量 (KL)	直径 (m)	許可液面 高さ (m)	貯蔵物	比重	速度応答スペクトル(cm/s)			
						1 次モード		2 次モード	
						告示	想定波	告示	想定波
5	1,260	13.560	8.750	ヘブタン	0.68	210.7	●125.2	210.7	●290.2
6	46,030	55.000	19.078	重油	0.97	105.4	▲48.6	210.7	▲226.2

3. 浮き屋根の簡易耐震強度評価

3.1 6基の浮き屋根の簡易耐震強度評価の概要

選定された3つの特防区域に設置されている6基のタンクについて、浮き屋根のポンツーンの耐震強度傾向を調査し、その結果から詳細にFEM解析で検討する浮き屋根式タンク1基を選定する。検討のフローは図3.1.1に示す。

2つの評価方法を併用し、6基のタンクの浮き屋根の強度（傾向調査）を簡易的に評価して強度上最も不利と考えられる浮き屋根の1基を選び、次の詳細FEM解析の検討対象として選定する。

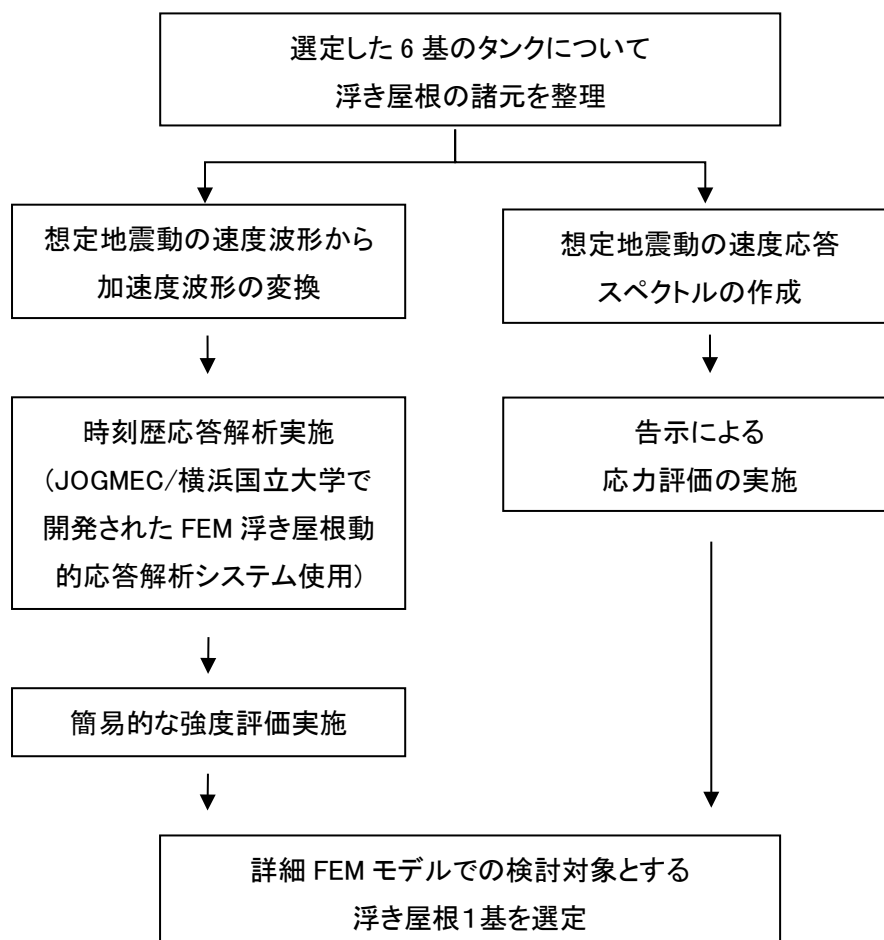


図 3.1.1 浮き屋根ポンツーンの簡易耐震強度評価の流れ

3.2 検討対象特防区域及び検討対象タンクの選定

2章で示したとおり、以下の検討対象の特防区域と検討対象タンクを選定した。

(1) 検討対象とする特防区域

- 1) 京浜臨海区域
- 2) 四日市臨海区域
- 3) 堺泉北臨海区域

(2) 検討対象タンクの諸元

上記の3つの特防区域に置かれる6基のタンクの浮き屋根を検討対象として選定した。各タンクの諸元を表3.2.1に示す。

表 3.2.1 選定された6基のタンクの諸元と各ポンツーンの寸法

特防区域		京浜臨海		四日市臨海		堺泉北臨海	
解析タンク		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
貯蔵物		ナフサ	原油	灯油	原油	ヘプタン	重油
許可容量	kl	17420	46789	13200	110050	1260	46030
タンク直径	mm	40680	56000	36800	84270	13560	55000
液面高さ	mm	13403	18990	12655	20025	8750	19078
液体密度	kg/cm ³	0.00074	0.001	0.00079	0.00087	0.00068	0.00097
デッキ半径	mm	17641	24700	15570	36785	4550	24200
インナーリム高さ	mm	575	500	500	550	560	410
アウターリム高さ	mm	889	850	940	765	915	810
デッキ取付高さ	mm	300	250	150	175	0	205
ポンツーン幅	mm	2485	3100	2600	5100	2030	3100
上板、下板傾き		上314、下0	上350、下0	上220、下220	上150、下65	上60、下295	上300、下100
デッキ板厚	mm	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
インナーリム板厚	mm	9	12	24	28	4.5	15
アウターリム板厚	mm	6	6	9	18	4.5	4.5
ポンツーン上板厚	mm	4.5	4.5	6	6	4.5	4.5
ポンツーン下板厚	mm	4.5	4.5	6	6	4.5	4.5
デッキ取付板	mm	75×12t	150×12t	150×9t	117.6×9t	—	75×9t
デッキ密度	kg/cm ³	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785
ポンツーン密度	kg/cm ³	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785

3つの特防区域に置かれている合計6基のタンクの浮き屋根について、使用上許容されている液面位置での揺動固有周期の変動幅を検討した。揺動固有周期変動幅の間において想定地震動の速度応答スペクトルが最大となる値を表3.2.2に示す。比較のため、告示の速度応答スペクトル値も同表に示す。四日市臨海及び堺泉北臨海区域の想定地震動の1次及び2次モードの速度応答スペクトル値は告示の値を超えている。

参考のため、1次モードと2次モードの最大値と最小値の変動幅の中に、速度応答スペクトルが最大となるときの液面高さを表3.2.3に示す。

表 3. 2. 2 想定地震動の速度応答スペクトル及び告示の速度応答スペクトルの比較

特防 区域	解析タンク	許可容量の 区分 (kl)	許可容量 (kl)	直径 (m)	許可液面 高さ(m)	貯蔵物	固有周期 (s)				速度応答スペクトルSvが最大となる時の値(※3)				消防法告示	
							1次モード		2次モード		1次モード		2次モード		1次モード	2次モード
							最小(※1)	最大(※2)	最小(※1)	最大(※2)	固有周期(s)	Sv (cm/s)	固有周期(s)	Sv (cm/s)	Sv	Sv
京浜臨海	No.1	1万～2万kl未満	17420	40.7	13.403	ナフサ	7.3	15.8	3.9	5.7	11.6	108.8	3.9	127.1	210.7	110.4
京浜臨海	No.2	3万～5万kl未満	46789	56.0	18.990	原油	8.5	21.7	4.6	7.6	11.6	108.8	4.6	127.0	210.7	105.4
四日市臨海	No.3	1万～2万kl未満	13200	36.8	12.655	灯油	6.9	14.3	3.7	5.2	6.9	200.8	4.2	223.9	152.0	210.7
四日市臨海	No.4	10万kl以上	110050	84.3	20.025	原油	11.4	32.5	5.7	11.3	11.4	93.8	5.7	231.9	105.4	210.7
堺泉北臨海	No.5	1千～5千kl未満	1260	13.6	8.750	ヘプタン	3.9	5.5	2.3	2.4	4.6	226.8	2.3	290.2	210.7	210.7
堺泉北臨海	No.6	3万～5万kl未満	46030	55.0	19.078	重油	8.4	21.3	4.6	7.5	8.4	48.6	4.6	226.2	105.4	210.7

※1 固有周期の最小値は、最大許可液面高さの時の固有周期

※2 固有周期の最大値は、液面高さ2mの時の固有周期

※3 1次モードおよび2次モードそれぞれ、※1～※2の間で速度応答スペクトルが最大となる時の値 (EWとNS中の)

表 3. 2. 3 速度応答スペクトルが最大となる時の液面高さ

特防 区域	解析タ ンク	許可液面 高さ(m)	速度応答スペクトルが最大となる時の液面高さ			
			1次モード		2次モード	
			固有周期(s)	液面高さ (m)	固有周期(s)	液面高さ (m)
京浜臨海	No.1	13.4	11.6	4.3	3.9	13.4
京浜臨海	No.2	19.0	11.6	7.5	4.6	19.0
四日市臨海	No.3	12.7	6.9	12.7	4.2	3.6
四日市臨海	No.4	20.0	11.4	20.0	5.7	20.0
堺泉北臨海	No.5	8.8	4.6	3.2	2.3	2.8
堺泉北臨海	No.6	19.1	8.4	19.1	4.6	19.1

3.3 ポンツーンの耐震強度の簡易評価方法

以下の2つの評価方法(方法1と方法2)を併用し、6基のタンクの浮き屋根の強度(傾向調査)を簡易的に評価して強度上最も不利と考えられる浮き屋根の1基を選び、次の詳細FEM解析の検討対象として選定する。

方法1：浮き屋根動的応答解析システムを利用した評価

JOGMEC と横浜国立大学にて開発された線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システム JY-SeiRA-FR-Y (解析方法の詳細については「平成 26 年度 大規模地震に対する石油備蓄タンクのセーフティマネージメントに関する調査研究」委託業務成果報告書の 4 章を参照)を用いて、浮き屋根をモデル化し、3組の特防区域の想定地震加速度波形(EW と NS)を用いて、時刻歴応答解析を実施する。各浮き屋根の最大揺動高さ、ポンツーンに発生する曲げモーメント及び円周方向圧縮力を算出し、これらの解析結果を用いて簡易的な強度評価を行う。この評価結果から、6基の浮き屋根の中で最も耐力の小さい浮き屋根を選び出す。(詳細は 3.4 節を参照)

方法2：告示に示された式での評価

告示による応力算定式を用いて、各特防区域の想定地震波の速度応答スペクトルを入力値としてポンツーンに発生する最大合成応力を算定する。この結果から6基の浮き屋根の中で、発生応力の大きい浮き屋根を選び出す。(詳細は 3.5 節を参照)

以上の2つの簡易評価方法は、ここでは強度の傾向調査のスクリーニングのツールとして使用する。

3.4 浮き屋根動的応答解析システムを利用した評価

3.4.1 時刻歴応答解析

JOGMEC/横浜国立大学にて開発された線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システム (JY-SeiRA-FR-Y) を用いて、浮き屋根をモデル化し、選定された 3 つの特防区域の想定地震加速度波形を与えた場合の時刻歴応答解析を実施した。

解析条件として、

(1) 地震加速度：

3 つの特防区域の想定地震波の 6 本の加速度波形 (EW と NS) を使用した。

(2) ポンツーンの寸法と板厚：

表 3.2.1 に示すポンツーンの寸法と各部材の設計板厚を使用した。

解析結果として、以下の出力が得られた。

(1) 浮き屋根の変形モード

(2) 浮き屋根の揺動変位及び動液圧分布

(3) ポンツーンに発生する円周方向面外曲げモーメント M_θ 、水平面内曲げモーメント M_x 、及び円周方向圧縮力 N_θ (図 3.4.1 に示す概念図を参照)

解析結果のまとめを表 3.4.1 に示す。想定地震波による時刻歴応答解析結果の詳細な出力図表の一例 (四日市臨海特防区域の No. 4 解析タンク) を添付資料 1 に示す。

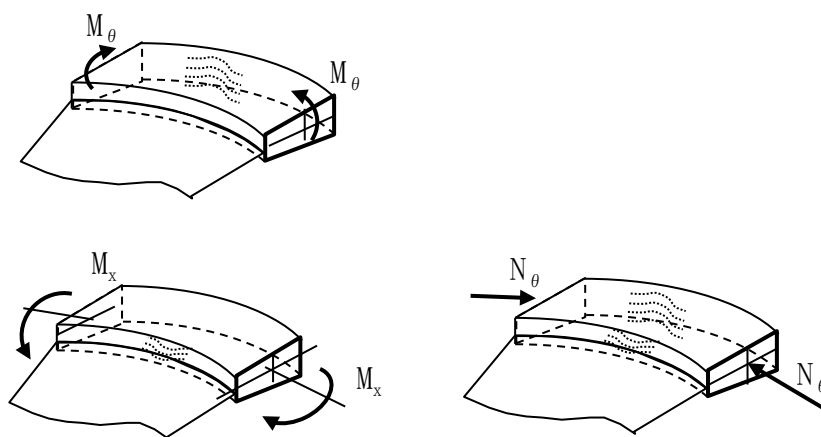


図 3.4.1 円周方向面外曲げモーメント M_θ 、水平面内曲げモーメント M_x 、及び円周方向圧縮力 N_θ の概念図

表 3.4.1 浮き屋根の時刻歴応答解析結果

地震波	特防区域		京浜臨海		四日市臨海		堺泉北臨海	
	解析タンク		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
地震波	固有周期 1次	s	7.3	8.5	6.8	11.5	3.9	8.4
	固有周期 2次	s	3.9	4.6	3.7	5.7	1.9	4.6
EW	最大浮き屋根揺動変位	mm	580.4	1384.1	2924.0	2188.1	856.7	1236.8
	最大動液圧	KPa	0.5	1.0	2.4	1.6	1.0	1.1
	最大円周方向面外曲げモーメント M_θ	KN.m	3.9	10.4	8.0	127.5	6.1	8.9
	最大水平面内曲げモーメント M_x	KN.m	4.9	64.9	44.9	815.3	21.3	70.4
	最大円周方向圧縮力 N_θ	KN	5.1	32.7	21.7	183.8	8.0	33.1
NS	最大浮き屋根揺動変位	mm	1234.0	932.2	1987.1	1124.4	1214.9	804.9
	最大動液圧	KPa	0.9	0.7	1.8	1.6	1.4	1.2
	最大円周方向面外曲げモーメント M_θ	KN.m	7.5	7.1	7.8	137.7	7.7	7.8
	最大水平面内曲げモーメント M_x	KN.m	4.2	52.2	32.8	857.5	25.3	70.4
	最大円周方向圧縮力 N_θ	KN	8.4	23.4	17.0	196.4	8.9	34.9

3.4.2 許容耐力による浮き屋根強度評価

各浮き屋根のポンツーン断面性能評価結果（添付資料2を参照）を用いて、以下の許容耐力算定式及び強度評価式から、ポンツーン断面強度の簡易的な評価を行った。

(1) ポンツーンの円周方向面外曲げ（円周方向曲げ）許容耐力

円周方向面外曲げモーメントに対するポンツーン箱形有効断面の最小有効断面係数 $Z_{\theta\text{-eff}}$ を用いて、当該許容耐力は次式で計算する。ここで、 σ_y は降伏応力（一律 245 N/mm² と設定する）である。

$$M_{\theta-Y} = \sigma_y \times Z_{\theta\text{-eff}} \quad (3.4.1)$$

(2) ポンツーンの円周方向圧縮許容耐力

円周方向圧縮力に対するポンツーン箱形有効断面の有効断面積 A_{eff} を用いて、当該許容耐力は次式で計算する。

$$N_{\theta-Y} = \sigma_y \times A_{\text{eff}} \quad (3.4.2)$$

(3) ポンツーンの水平面内曲げ（半径方向曲げ）許容耐力

水平面内曲げモーメントに対するポンツーン箱形有効断面の最小有効断面係数 $Z_{x\text{-eff}}$ を用いて、当該許容耐力は次式で計算する。

$$M_{x-Y} = \sigma_y \times Z_{x\text{-eff}} \quad (3.4.3)$$

(4) ポンツーン断面強度評価

浮き屋根ポンツーンに発生するポンツーン断面の円周方向面外曲げモーメント M_θ 、円周方向圧縮力 N_θ 、及び水平面内曲げモーメント M_x を浮き屋根動的応答解析システムを用いて求め、対応するポンツーン断面強度評価に係る許容耐力（ $M_{\theta-Y}$ 、 $N_{\theta-Y}$ 及び M_{x-Y} ）との対比によりポン

ツーンの耐震強度評価を次式により行う。

$$\frac{M_{\theta}}{M_{\theta-Y}} + \frac{N_{\theta}}{N_{\theta-Y}} + \frac{M_x}{M_{x-Y}} \leq 1.0 \quad (3.4.4)$$

表 3.4.2 に全 6 基のタンクの浮き屋根の耐震強度評価結果を示す。6 基中の最も耐力の小さい(より 1 に近い)浮き屋根は四日市臨海特防区域の No.4 解析タンク (11 万 KL)であり、次は、堺泉北臨海特防区域の No.6 解析タンク (4.6 万 KL)である。

表 3.4.2 ポンツーン強度評価結果

特防区域				京浜臨海		四日市臨海		堺泉北臨海	
解析タンク				No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
強度 評価	(1) ポンツーンの有効断面係数								
	円周方向面外曲げモーメントに係る有効断面係数	$Z_{\theta\text{-eff}}$	mm^3	3.82E+06	5.46E+06	3.56E+06	8.09E+06	1.70E+06	4.31E+06
	水平面内曲げモーメントに係る有効断面係数	$Z_{x\text{-eff}}$	mm^3	6.93E+06	2.02E+07	1.24E+07	8.42E+07	3.25E+06	9.14E+06
	円周方向圧縮力に係る有効断面積	A_{eff}	mm^2	1.72E+04	2.34E+04	1.91E+04	4.96E+04	5.74E+03	1.98E+04
	(2) ポンツーンの許容耐力								
	円周方向面外曲げモーメントに係る許容耐力	$M_{\theta-Y}$	N.mm	9.36E+08	1.34E+09	8.72E+08	1.98E+09	4.16E+08	1.06E+09
	水平面内曲げモーメントに係る許容耐力	M_{x-Y}	N.mm	1.70E+09	4.95E+09	3.04E+09	2.06E+10	7.96E+08	2.24E+09
	円周方向圧縮力に係る許容耐力	$N_{\theta-Y}$	N	4.21E+06	5.73E+06	4.67E+06	1.22E+07	1.41E+06	4.85E+06
	(3) ポンツーンの強度評価								
	EW			8.26E-03	2.66E-02	2.86E-02	1.19E-01	4.71E-02	4.67E-02
	NS			1.25E-02	1.99E-02	2.34E-02	1.27E-01	5.66E-02	4.60E-02

3.5 告示による浮き屋根ポンツーンの強度評価

浮き屋根ポンツーンの強度評価式は、平成 17 年 1 月 14 日付け消防危第 14 号、及び平成 18 年 6 月 30 日付け消防危第 157 号に示されている。これより、告示 第 4 条の 21 の 4 に規定された液面揺動（スロッシング）一次モード及び二次モード（図 3.5.1 参照）による円周方向面外曲げモーメント M_θ 及び水平面内曲げモーメント M_x 並びに円周方向圧縮力 N_θ （図 3.5.2 参照）を算定し、浮き屋根ポンツーンに生じる応力を評価する。

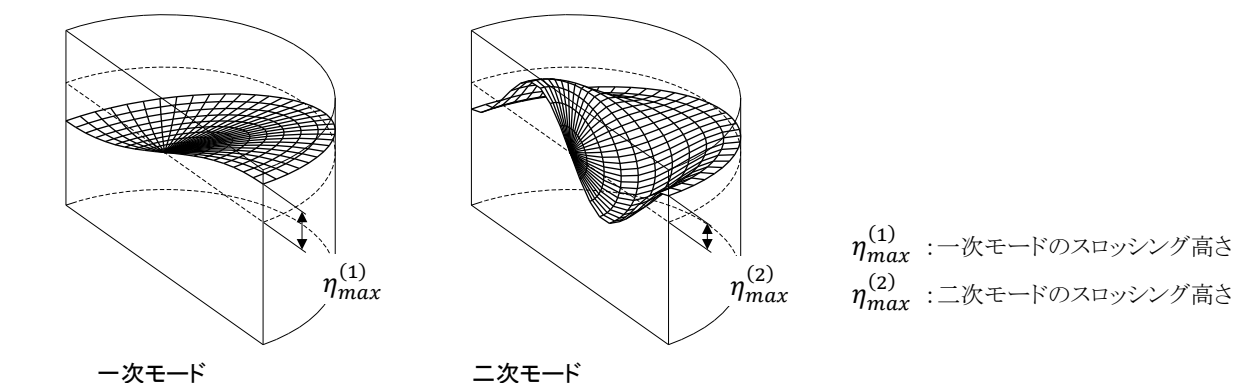


図 3.5.1 スロッシングの一次モード及び二次モード

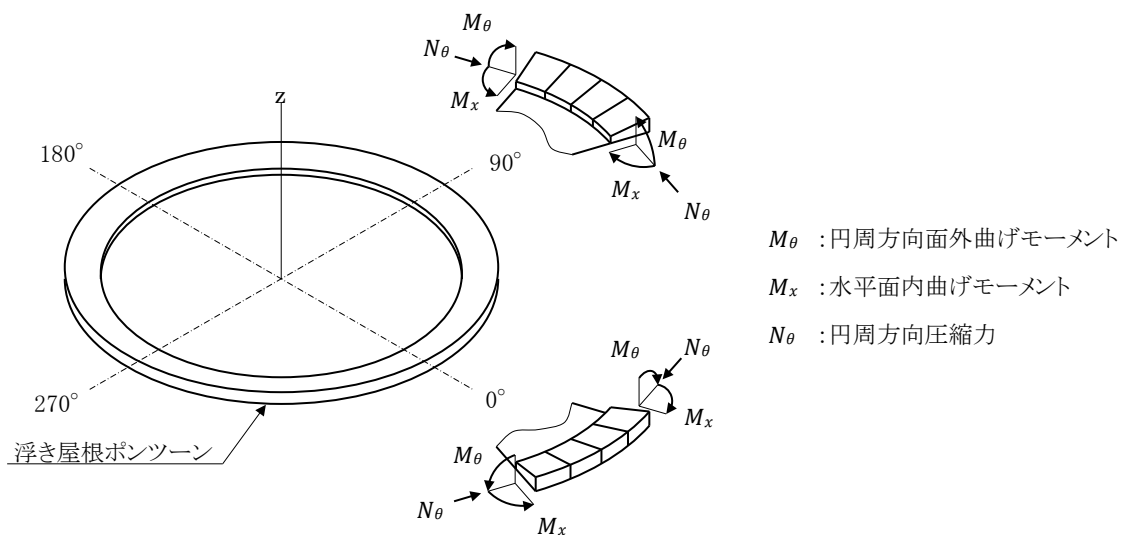


図 3.5.2 断面力の概念図

告示による浮き屋根ポンツーンの応力算定と評価手順を図 3.5.3 に示す。

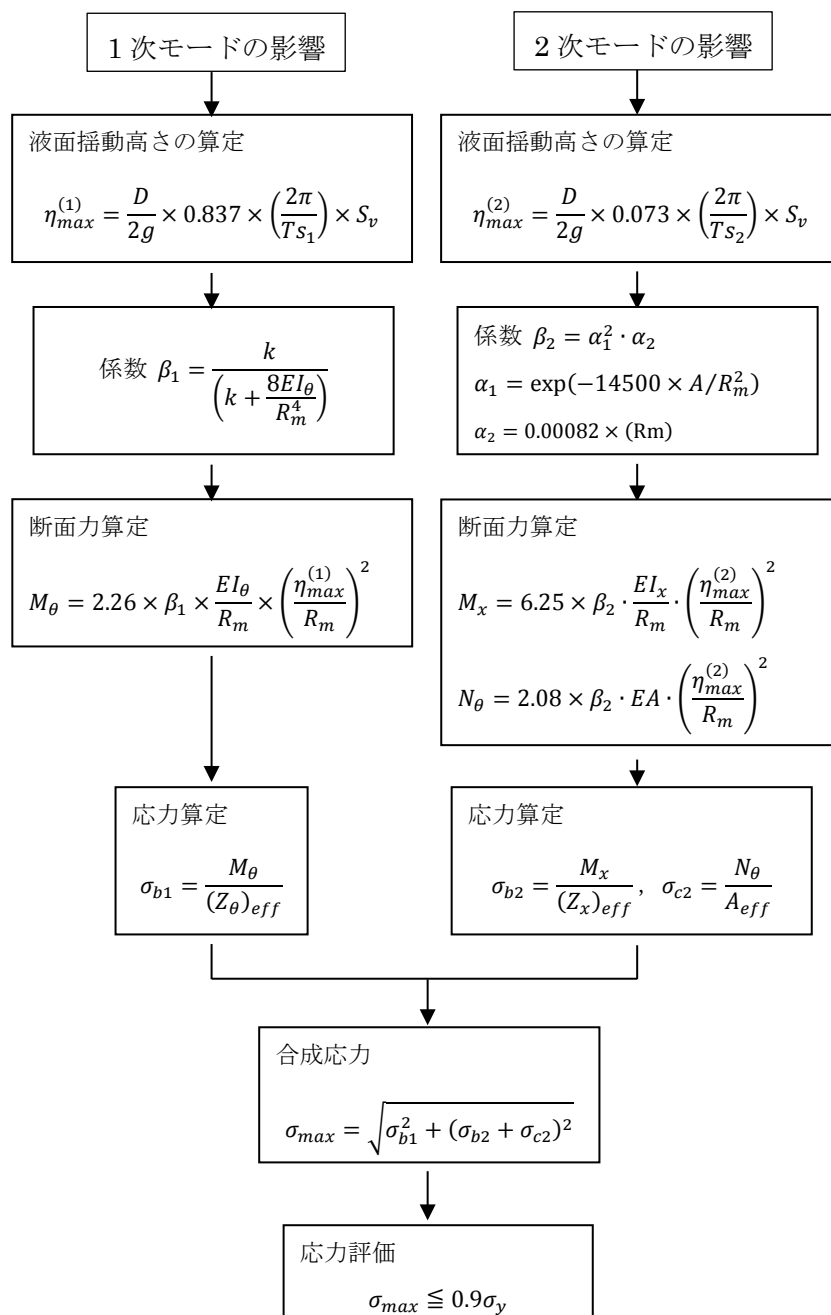


図 3.5.3 浮き屋根ポンツーンの応力算定と評価手順

選定された6基のタンクの浮き屋根の中に、想定地震動の速度スペクトルを入力とした場合、どの浮き屋根の発生応力が最も大きいかを調査するため、図 3.5.3 に示す告示によるポンツーンの応力算定と評価手順に従って応力計算を実施した。算定した液面揺動固有周期、液面揺動

高さ、1 次モードの影響による曲げ応力、2 次モードの影響による曲げ応力と圧縮応力、合成応力を表 3.5.1 に示す。

応力計算条件として、表 3.2.2 に示す 3 つの特防区域に置かれている 6 基のタンクの浮き屋根の液面揺動の 1 次モードと及び 2 次モードの変動幅の間で想定地震動の速度スペクトルが最大となる値(EW 波と NS 波の中)を使用した。

最大応力を算定するための各ポンツーンの有効断面係数は添付資料 2 に示す外リム側と内リム側の中の最小値を使用した。

代表的な計算結果の一例（四日市臨海特防区域に置かれている No.4 解析タンク）の計算シートを添付資料 3 に示す。

表 3.5.1 告示による応力計算結果と評価結果

特防区域		京浜臨海		四日市臨海		堺泉北臨海	
解析タンク		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
想定地震動の速度応答スペクトル(入力値)							
1次モード Sv	cm/s	108.8	108.8	200.8	93.8	226.8	48.6
2次モード Sv	cm/s	127.1	127.0	223.9	231.9	290.2	226.2
解析結果							
液面揺動固有周期 1次	s	7.3	8.5	6.9	11.4	3.9	8.4
液面揺動固有周期 2次	s	3.9	4.6	3.7	5.7	2.3	4.6
液面揺動高さ 1次	cm	162.9	192.3	288.5	185.2	210.1	85.5
液面揺動高さ 2次	cm	30.0	36.1	51.6	80.4	40.6	63.8
1次モード 曲げ応力	N/mm ²	50.9	57.6	186.1	20.9	55.2	13.1
2次モード 曲げ応力	N/mm ²	5.3	8.1	2.6	30.7	0.0	45.8
2次モード 圧縮応力	N/mm ²	17.3	48.4	9.2	197.8	0.0	184.1
合成応力	N/mm ²	55.7	80.7	186.4	229.4	55.2	230.3

6 基中の最も発生応力の大きい浮き屋根は堺泉北臨海の特防区域の No.6 タンク(4.6 万 KL)であり、次は、四日市臨海区域の No.4 解析タンク(11 万 KL)である。

3.6 解析結果の比較

2つの解析方法（JOGMECの線形FEM浮き屋根動的応答解析システムと告示）から求めた最大浮き屋根揺動変位、各ポンツーンに発生する最大円周方向面外曲げモーメント、最大水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力の比較を表3.6.1に示す。

表 3.6.1 2つの解析方法から求めた最大浮き屋根揺動変位及びポンツーン断面力の比較

評価方法	地震波	特防区域		京浜臨海		四日市臨海		堺泉北臨海	
	方向	解析タンク		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
線形FEM 浮き屋根動的 応答解析 システム	EW	最大浮き屋根揺動変位	m	0.6	1.4	2.9	2.2	0.9	1.2
		円周方向面外曲げモーメント $M\theta$	KN.m	3.9	10.4	8.0	127.5	6.1	8.9
		水平面内曲げモーメント M_x	KN.m	4.9	64.9	44.9	815.3	21.3	70.4
		円周方向圧縮力 $N\theta$	KN	5.1	32.7	21.7	183.8	8.0	33.1
	NS	最大浮き屋根揺動変位	m	1.2	0.9	2.0	1.1	1.2	0.8
		円周方向面外曲げモーメント $M\theta$	KN.m	7.5	7.1	7.8	137.7	7.7	7.8
		水平面内曲げモーメント M_x	KN.m	4.2	52.2	32.8	857.5	25.3	70.4
		円周方向圧縮力 $N\theta$	KN	8.4	23.4	17.0	196.4	8.9	34.9
消防法告示	EW/NS	最大浮き屋根揺動変位	m	1.6	1.9	2.9	1.9	2.1	0.9
		円周方向面外曲げモーメント $M\theta$	KN.m	194.6	314.4	662.5	168.9	93.7	56.5
		水平面内曲げモーメント M_x	KN.m	36.7	163.2	32.1	2572.7	0.0	418.9
		円周方向圧縮力 $N\theta$	KN	296.8	1135.1	174.9	9755.7	0.0	3650.9

No.5 解析タンクの結果を除いて、線形FEM浮き屋根動的応答解析システムを用いて求めた最大浮き屋根揺動変位は、告示による結果とほぼ同じ傾向であり、両者ともに、最大浮き屋根揺動変位（=2.9m）が四日市臨海特防区域のNo.3タンクに発生した。しかし、前者の断面力の結果は、告示による結果よりかなり小さい。

3.7 詳細検討対象とするタンク浮き屋根の選定

浮き屋根動的応答解析システム、及び告示の式より6基のタンクの浮き屋根の強度（傾向調査）を簡易的に評価した。浮き屋根の耐震強度に比べて各ポンツーンに発生する応力、円周方向面外曲げモーメント、水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力が最も大きくなるタンクとして、四日市臨海区域のNo.4タンクを選定することとし、詳細FEMモデルでの解析対象とする。

4 浮き屋根の有限要素法モデルによる詳細耐震強度評価

4.1 検討概要

選定された四日市臨海特防区域の No. 4 タンク（11 万 KL）の浮き屋根を詳細に FEM でモデル化し、JOGMEC/横浜国立大学にて開発された線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システム（JY-SeiRA-FR-Y）を用いて、時刻歴地震応答解析から求めた浮き屋根の揺動変位（以下選定揺動変位と略称する）を荷重とした応力解析を実施した。解析結果より求めたポンツーンの断面力（円周方向面外及び水平面内曲げモーメントと円周方向圧縮力）を使用して当該タンク浮き屋根の耐震強度を評価した。

検討のフローは図 4.1.1 に示すとおりである。

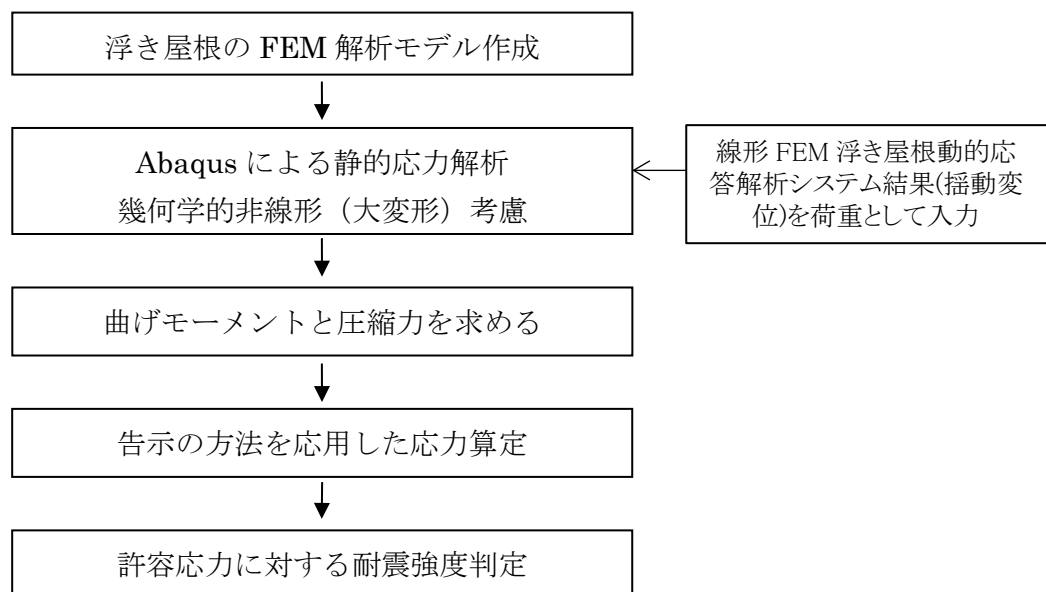


図 4.1.1 浮き屋根ポンツーンの耐震強度評価のフロー図

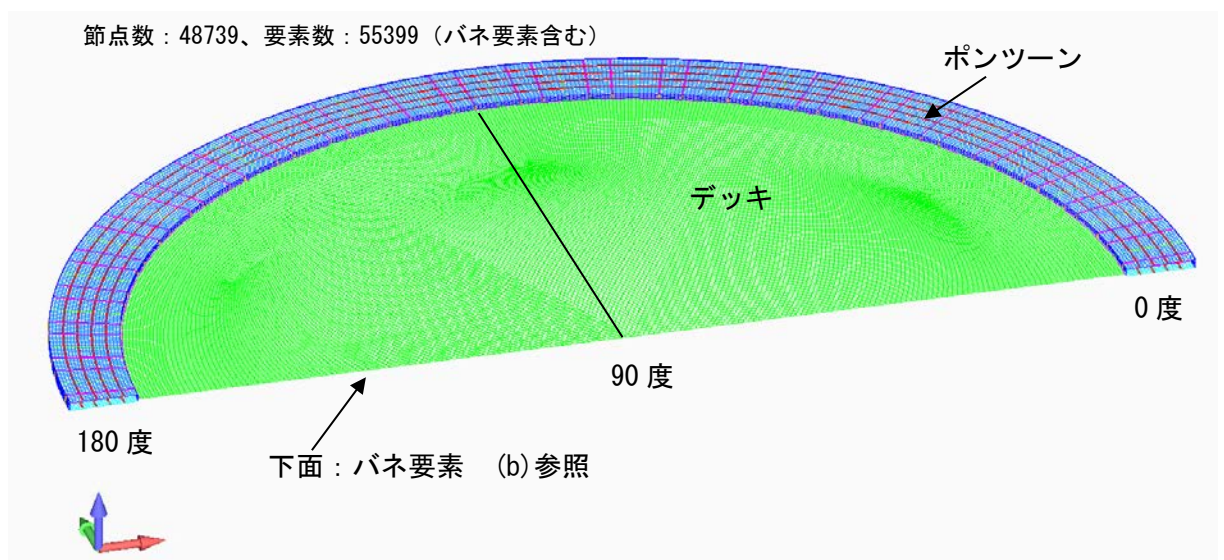
4.2 解析モデルと解析条件

応力解析は幾何学的非線形性（大たわみ）を考慮した有限変形弾性理論に基づく非線形静解析を実施した。解析にはFEM 非線形構造解析プログラム Abaqus 6.12 を使用した。

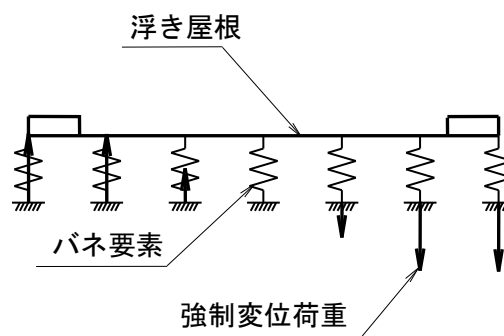
4.2.1 解析モデル形状

解析モデルを図 4.2.1.1 及び図 4.2.1.2 に示す。浮き屋根構造はシェル要素（補強材を梁要素）を用いて 1/2 部分（0 度から 180 度まで）をモデル化して対象条件を設定した。また、デッキ中央を水平方向に拘束している。浮き屋根の下面には液体を模したバネ要素を設けており、バネを介して選定した揺動変位を強制変位（荷重）として入力する。

解析モデルの仕様を表 4.2.1.1 に示す。各部の板厚は実測値の最小板厚値を採用した。

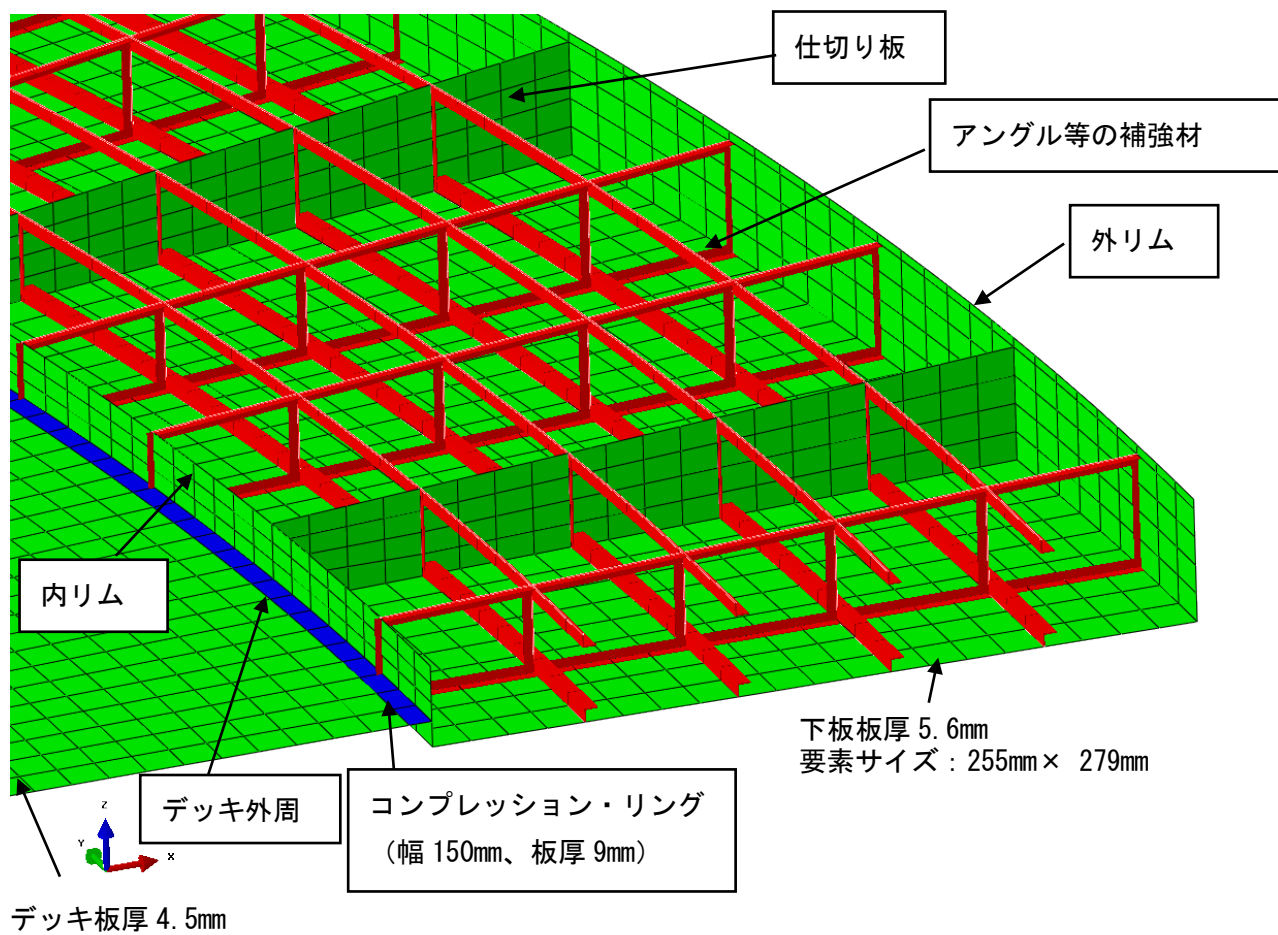


(a) 浮き屋根モデルの全体図



(b) バネ要素の設置と強制変位の概念図

図 4.2.1.1 浮き屋根解析モデル（四日市臨海特防区域の No. 4 タンク）

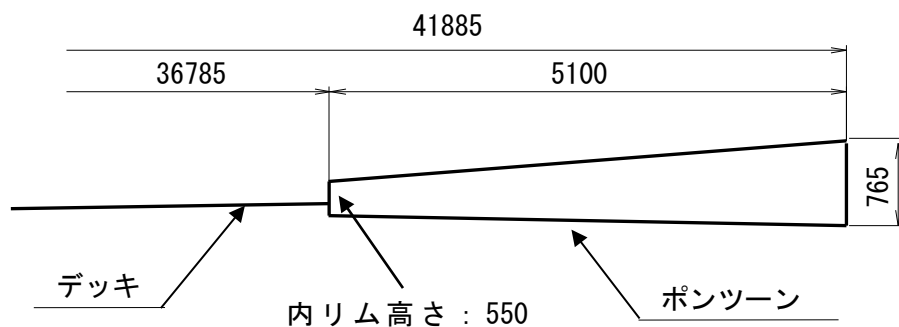


節点数 : 48739、要素数 : 55399 (バネ要素含む)

図 4.2.1.2 浮き屋根解析モデル (ポンツーン部内部拡大図)

表 4.2.1.1 解析モデル仕様

項目	内容・値	備考
解析対象タンク	四日市臨海特防区域 No.4 タンク	
タンク内半径 R	42135 mm	
液面高さ H	20025 mm	
浮屋根本体要素分割	シェル要素、梁要素（アングル等） （Abaqus 要素タイプ：S4R、B31）	
デッキ半径 R_d	36785 mm	内リム板中央の寸法でモデル化
デッキ板厚	4.5 mm	
外リム半径 R_o	41885 mm	外リム板中央の寸法でモデル化
ポンツーン高さ	850 mm(モデル上：830 mm)	上板・下板中央の寸法でモデル化
内リム板厚	27.9 mm（最小計測値）	
外リム板厚	17.5 mm（最小計測値）	
上板板厚	5.6 mm（最小計測値）	
下板板厚	5.6 mm（最小計測値）	
ポンツーン室数	46 室	
仕切り板厚	6 mm	
コンプレッション・リング幅と板厚	幅 150mm 、板厚 9mm	
鋼材単位質量	$7.85 \times 10^{-6} \text{ kg/mm}^3$	本解析では重力は考慮しないこととし、計算には未使用
縦弾性係数	205940 N/mm ²	
最小降伏強度 σ_y	235 N/mm ²	
応力解析における内容液	ばね要素 （Abaqus 要素タイプ: SPRING2）	ばね定数 $= \rho \times 10^{-6} \cdot g \cdot A$ [N/mm] ρ : 内容液比重 g : 重力加速度 $= 9.80665 \text{ m/s}^2$ A : 受持面積 [mm ²]
内容液比重	0.87	



4.2.2 荷重条件

浮き屋根の FEM 解析モデルに与える揺動変位として、線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システムでの時刻歴地震応答解析結果のうち、揺動高さやポンツーンの発生モーメントが大きくなる以下の 2 条件を選定した。

変位①：揺動変位が最も大きくなる時刻の揺動変位

(NS 波 132.92 秒後 スロッシングの 1 次固有モードが卓越)

変位②：ポンツーン断面力が最大になる時刻の揺動変位

(EW 波 92.02 秒後 スロッシングの 2 次固有モードが卓越)

これらの 2 つの選定揺動変位の詳細を表 4.2.2.1、及び図 4.2.2.1 と図 4.2.2.2 に示す。
なお、モデルへの入力では、これらの揺動変位を角度方向(0～180 度)に余弦分布させて浮き屋根に作用させた。

表 4.2.2.1 選定揺動変位の詳細

選定揺動変位	地震方向	揺動変位 (mm)		発生時刻 (sec)	備考
		最大	最小		
変位①	NS	1126.7	-270.0	132.92	ポンツーンの変位が最大になる時刻の変位形状
変位②	EW	1370.0	-213.3	92.02	ポンツーンの断面力 N_θ 、 M_x 、 M_θ が最大になる時刻の変位形状

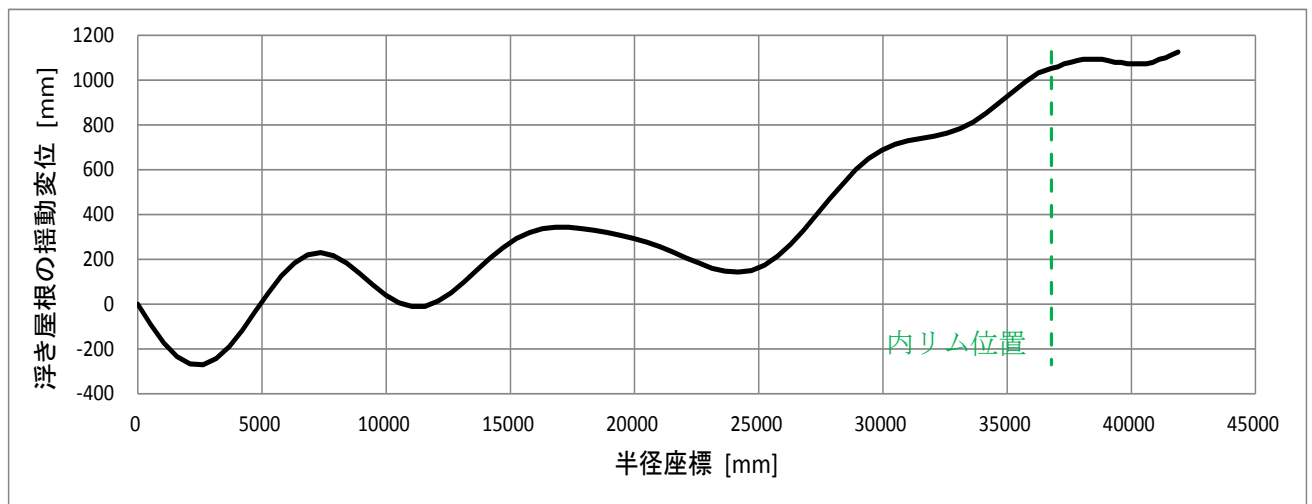


図 4.2.2.1 選定揺動変位形状 (変位①：NS 波 132.92 秒後)

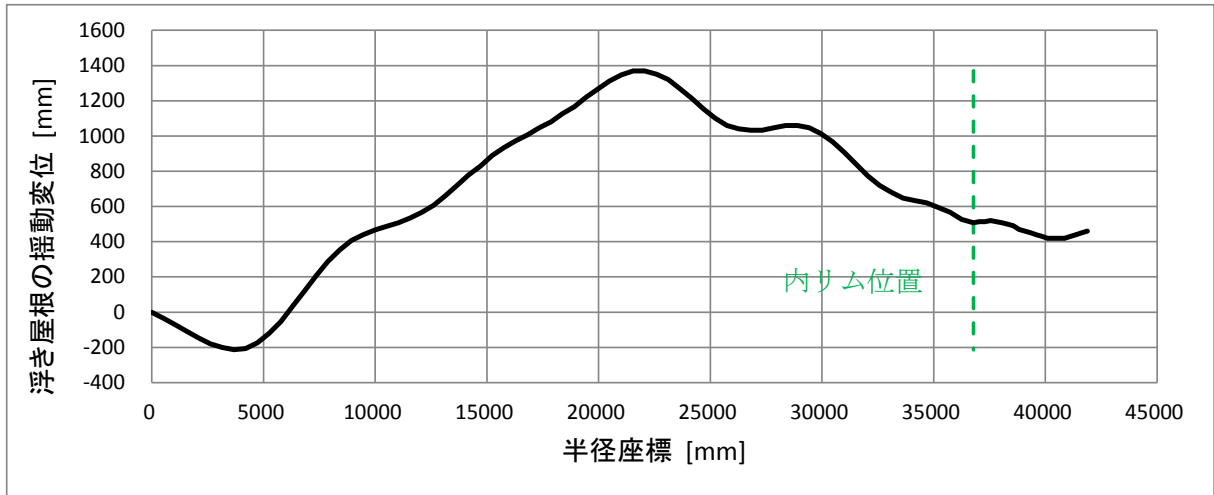


図 4.2.2.2 選定揺動変位形状（変位②：EW 波 92.02 秒後）

4.3 解析結果

ここでは2つの選定揺動変位で実施した応力解析の結果を示す。また、それぞれの揺動変位時におけるポンツーン(内部補強材除外)断面に発生する円周方向面外及び水平面内曲げモーメントと円周方向圧縮力についてポンツーンを構成するシェル要素の円周方向膜力 $N_{\theta k}$ (Abaqus の断面力の出力値)を用いて、式(4.3.1)～(4.3.3)で求めている。これらの値は告示の応力算定式から求めた値とも比較した。

曲げモーメント、圧縮力の概念図及びポンツーン断面からこれらの断面力算定の概念図は図 4.3.1 と図 4.3.2 に示すとおりである。

$$M_{\theta} = \sum_k N_{\theta k} L_k (z_k - z_G) \quad (4.3.1)$$

$$M_x = \sum_k N_{\theta k} L_k (r_k - r_G) \quad (4.3.2)$$

$$N_{\theta} = \sum_k N_{\theta k} L_k \quad (4.3.3)$$

ここに、

- $N_{\theta k}$: ポンツーンを構成する要素 k の円周方向膜力 (N/mm)
- L_k : ポンツーンを構成する要素 k の長さ (mm) (図 4.3.3 参照)
- (r_k, z_k) : ポンツーンを構成する要素 k の中心の座標 (mm) (図 4.3.3 参照)
- (r_G, z_G) : ポンツーン重心の座標 (mm) (図 4.3.3 参照)
- M_{θ} : ポンツーンの円周方向 (面外) 曲げモーメント (N・mm)
- M_x : ポンツーンの半径方向 (水平面内) 曲げモーメント (N・mm)
- N_{θ} : ポンツーンの円周方向圧縮力 (N)

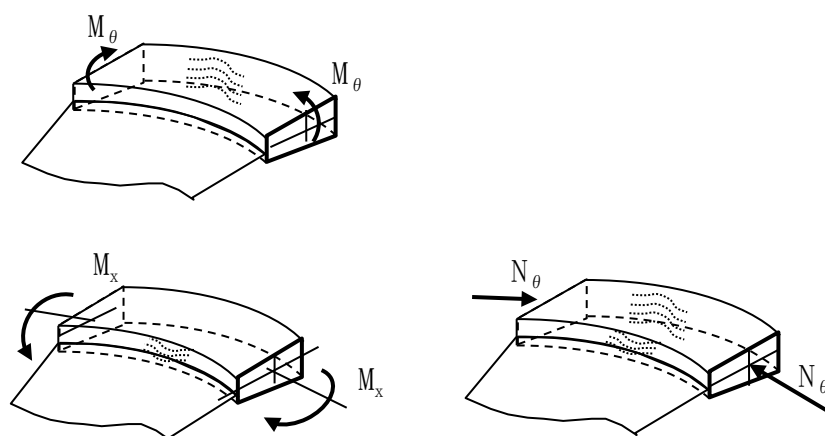


図 4.3.1 円周方向面外曲げモーメント M_θ 、水平面内曲げモーメント M_x 、及び円周方向圧縮力 N_θ の概念図

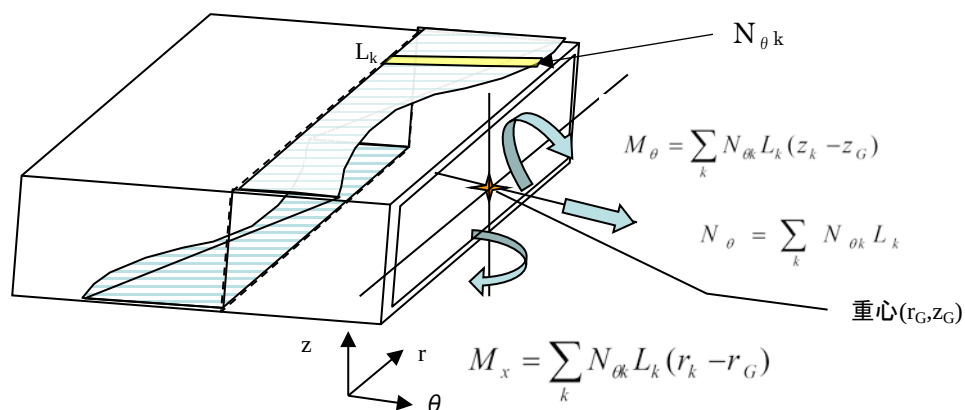


図 4. 3. 2 ポンツーン断面力・曲げモーメント算定の概念図

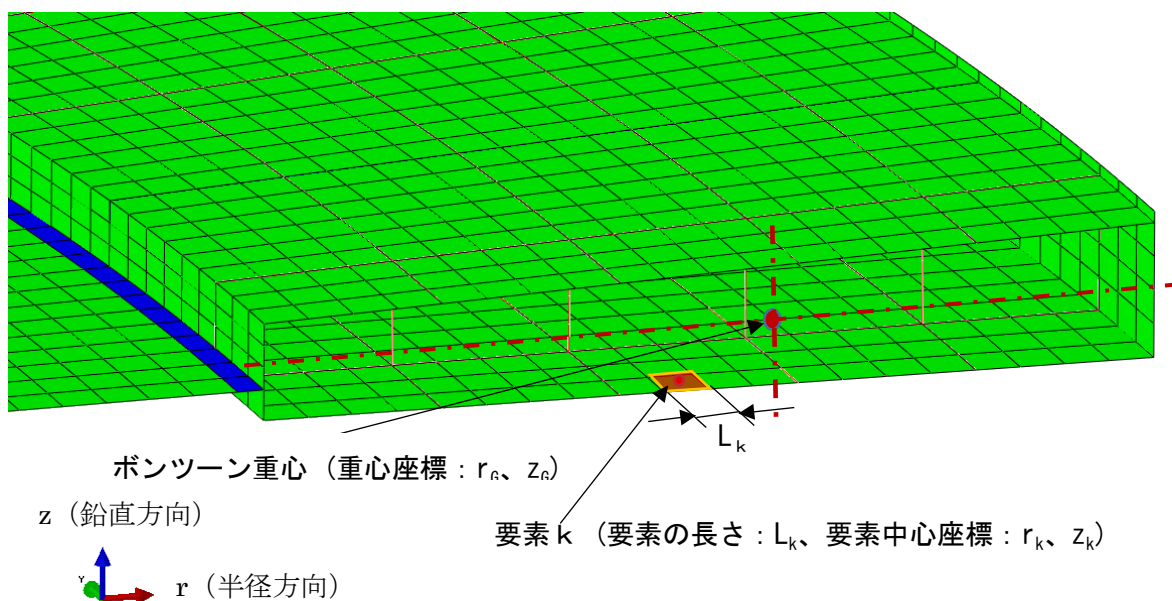


図 4. 3. 3 ポンツーンを構成する要素及び重心位置の概念図

4. 3. 1 選定揺動変位①を荷重とした場合の解析結果

選定揺動変位①を強制変位とした場合の浮き屋根の変形、相当応力分布（全体、ポンツーン下板及び仕切り板と補強材）を図 4. 3. 1. 1 から図 4. 3. 1. 4 に示す。

式(4. 3. 1)～式(4. 3. 3)から求めたポンツーン断面(内部補強材除外)に発生した円周方向面外及び水平面内曲げモーメントと円周方向圧縮力の最大値/最小値を表 4. 3. 1. 1 に示す。また、それぞれの値の角度における変化を図 4. 3. 1. 5 から図 4. 3. 1. 7 に示す。

デッキ外周（コンプレッション・リングを含む）に発生した片側の半径方向変位（ボンツーン全体の圧縮による楕円化を示す参考値）及びデッキ外周（最外周の1要素）とコンプレッション・リング（モデル上1要素のみ、図4.2.1.2参照）に発生した半径方向の相当膜応力の分布を図4.3.1.8と図4.3.1.9に示す。

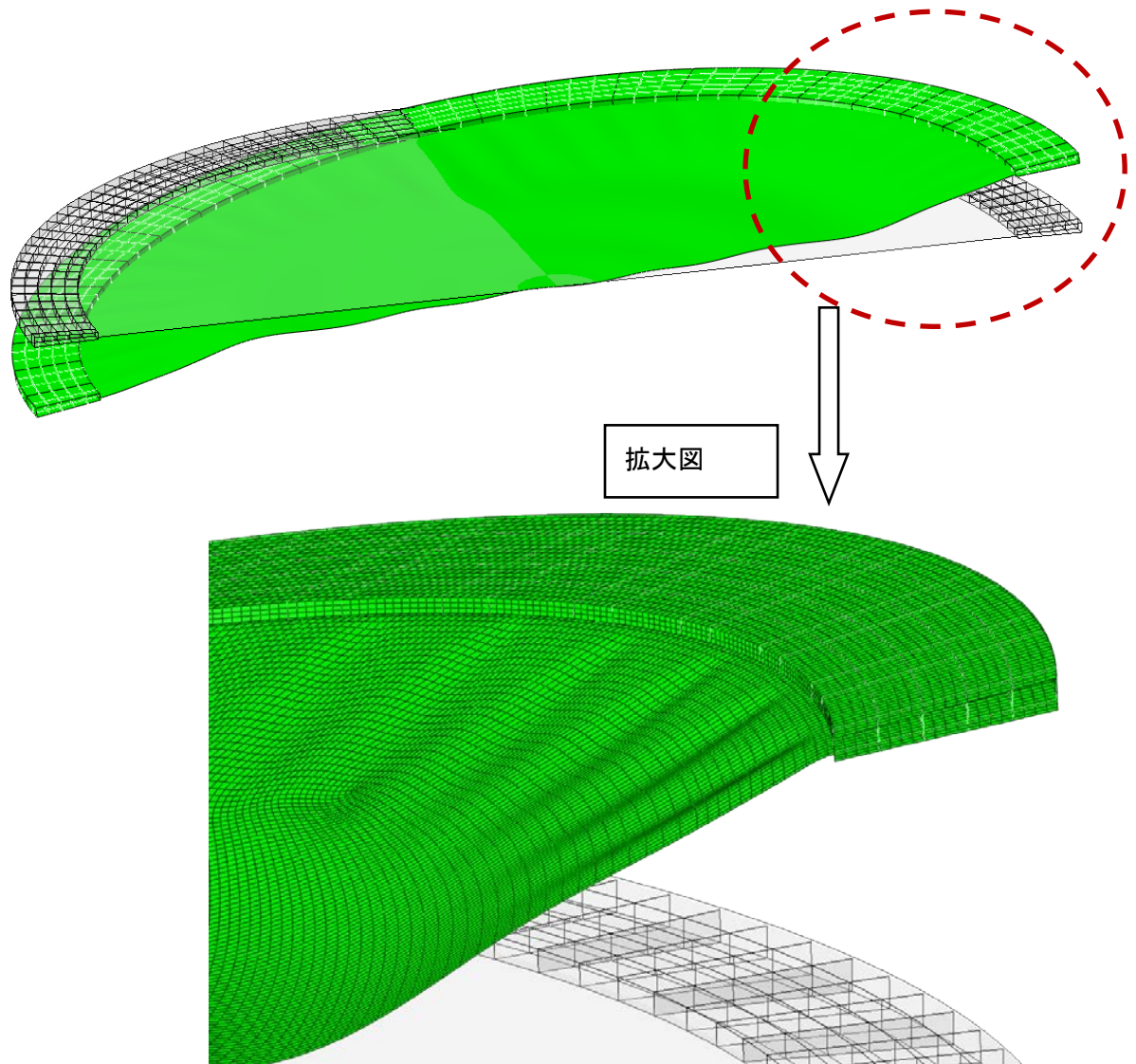


図 4.3.1.1 変形図(揺動変位①) 変形倍率：10 倍

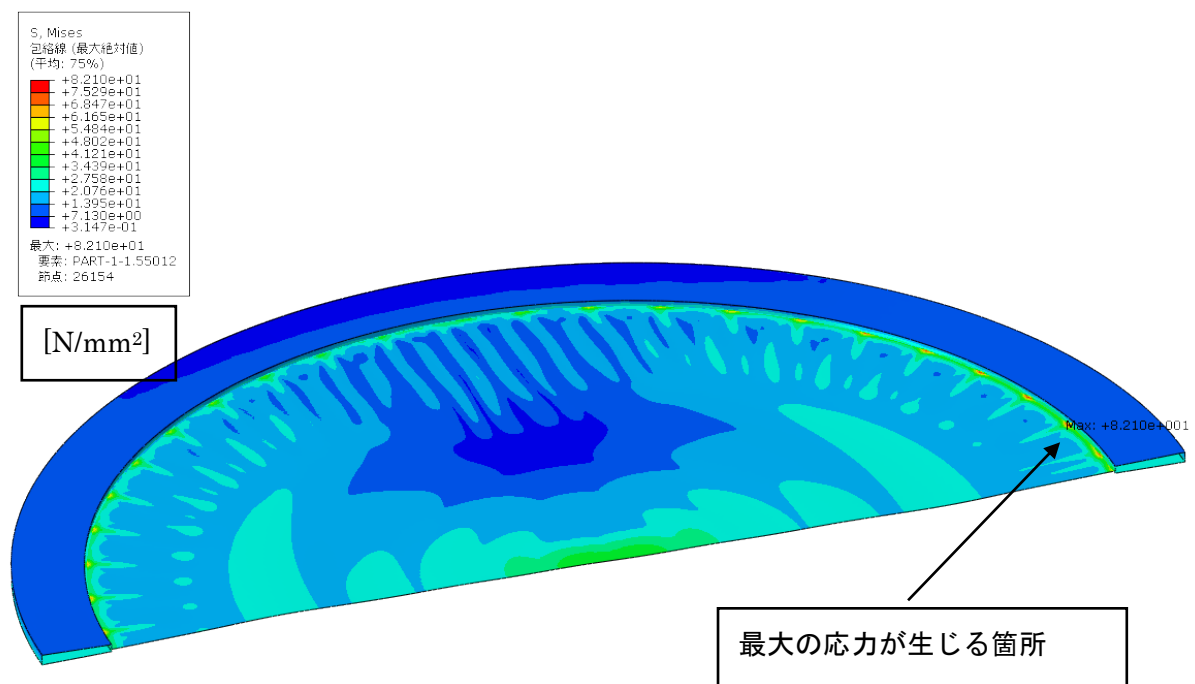


図 4.3.1.2 浮き屋根全体の相当応力分布図(揺動変位①)

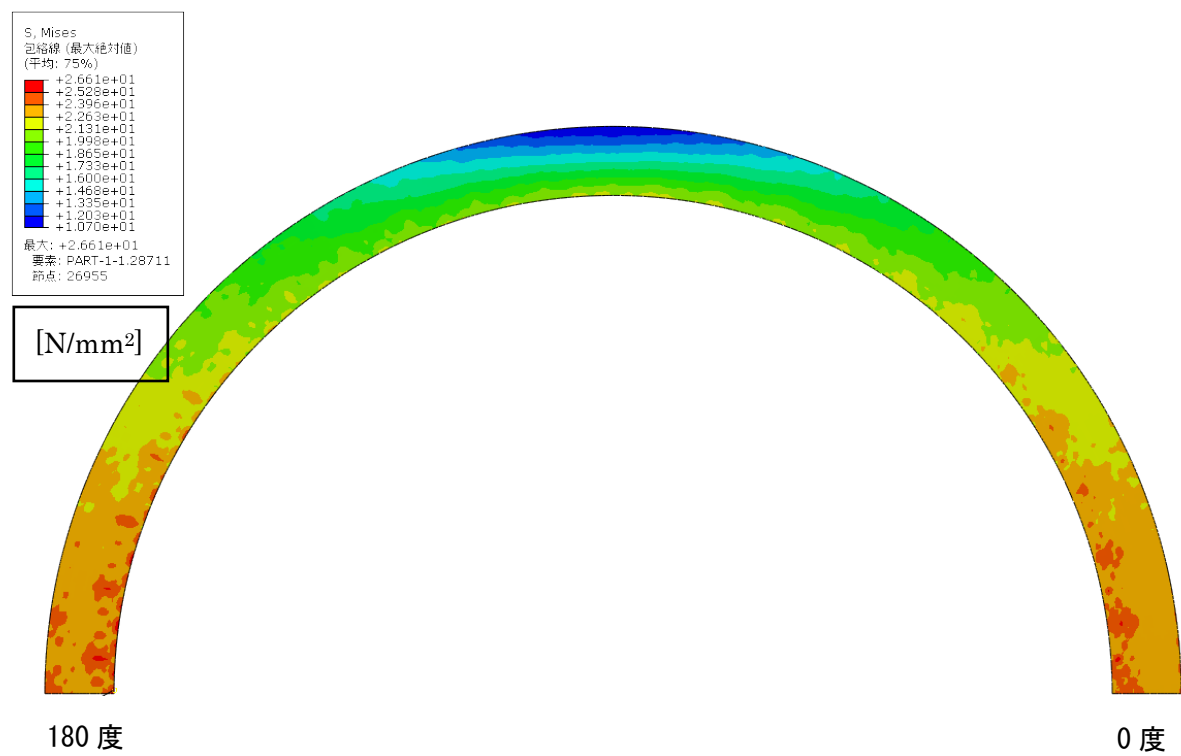


図 4.3.1.3 ポンツーン下板の相当応力分布図(揺動変位①)

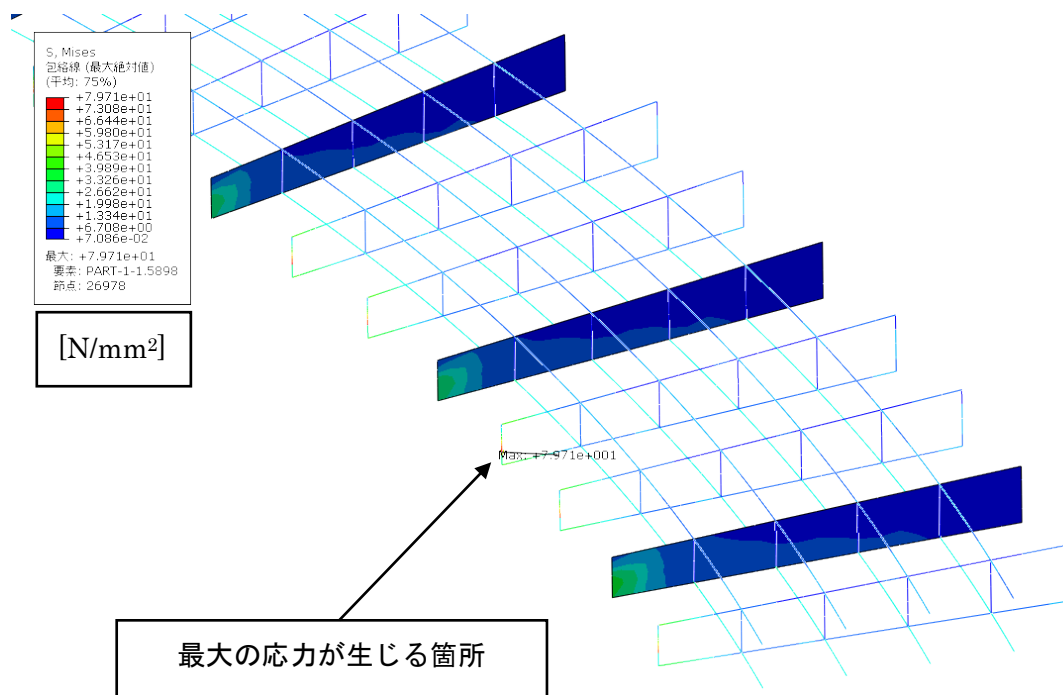


図 4.3.1.4 ポンツーンの仕切り板と補強材の相当応力分布図(揺動変位①)

表 4.3.1.1 ポンツーンの算定断面力の最大値と最小値(揺動変位①)

断面力の種別	最大値			最小値		
	角度 (度)	断面力		角度 (度)	断面力	
円周方向面外曲げモーメント M_{θ}	105.9	-106.2	kN.m	176.7	-124.4	kN.m
水平面内曲げモーメント M_x	91.1	758.5	kN.m	4.1	-88.2	kN.m
円周方向圧縮力 N_{θ}	2.4	1478.9	kN	89.8	948.1	kN

ここで示す断面力の符号 (+あるいは-) は、以下の設定に従って示す。

- (1) 円周方向面外曲げモーメント M_{θ} : 下板が引っ張られる場合、符号が+となる。
上板が引っ張られる場合、符号が-となる。
- (2) 水平面内曲げモーメント M_x : 外リムが引っ張られる場合、符号が+となる。
- (3) 円周方向圧縮力 N_{θ} : 断面が圧縮される場合、符号が+となる。

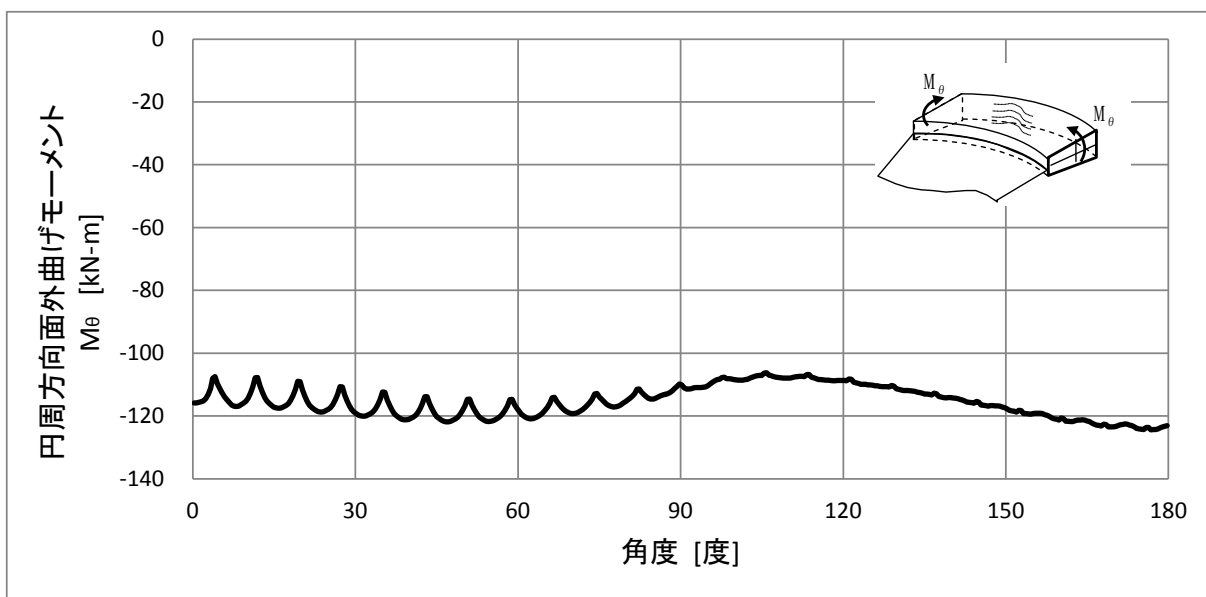


図 4.3.1.5 ポンツーン断面に発生した円周方向面外曲げモーメント M_θ の分布 (揺動変位①)

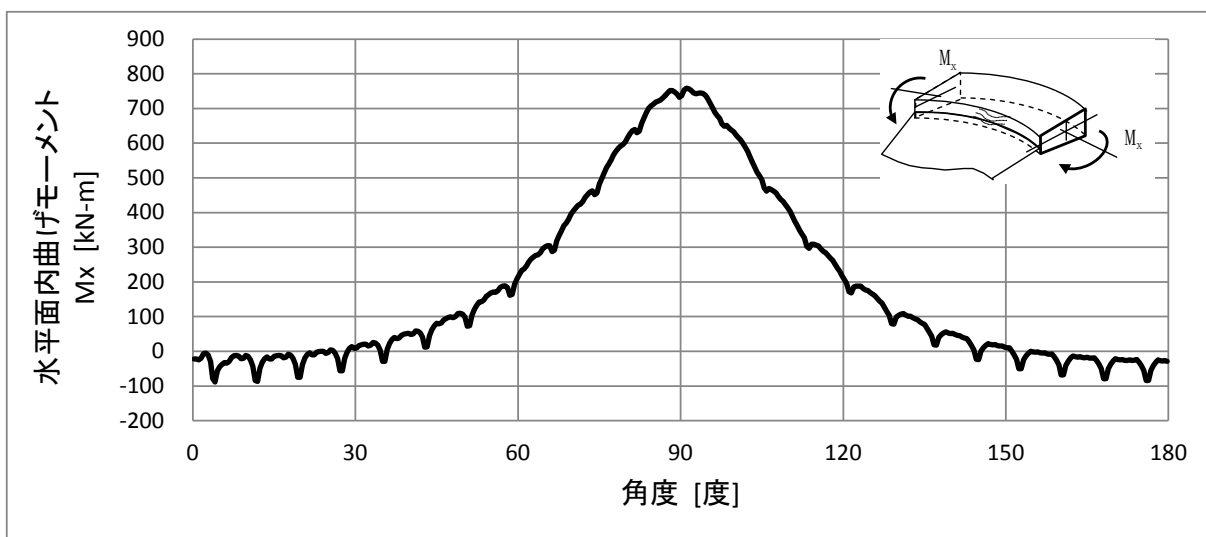


図 4.3.1.6 ポンツーン断面に発生した水平面内曲げモーメント M_x の分布 (揺動変位①)

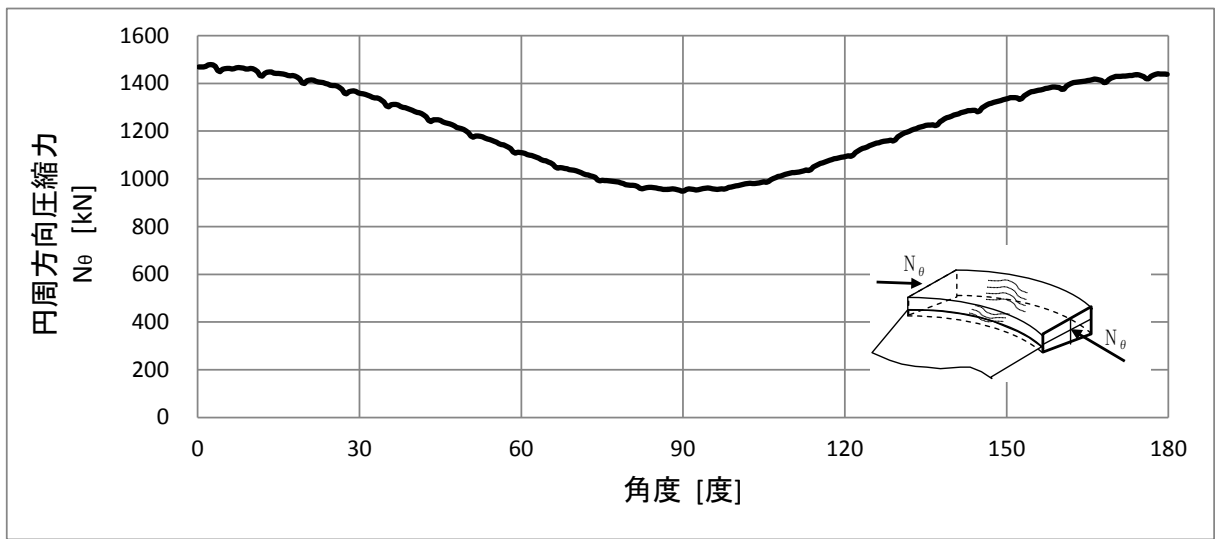


図 4.3.1.7 ポンツーン断面に発生した円周方向圧縮力 N_θ の分布 (揺動変位①)

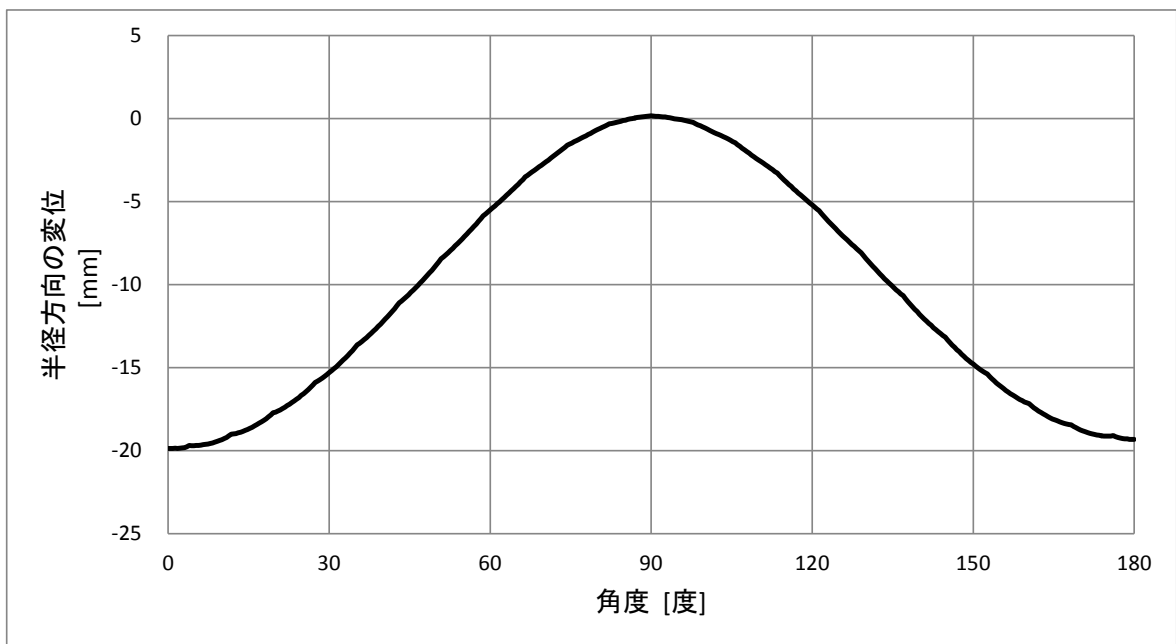


図 4.3.1.8 デッキ外周に発生した半径方向変位 (揺動変位①)

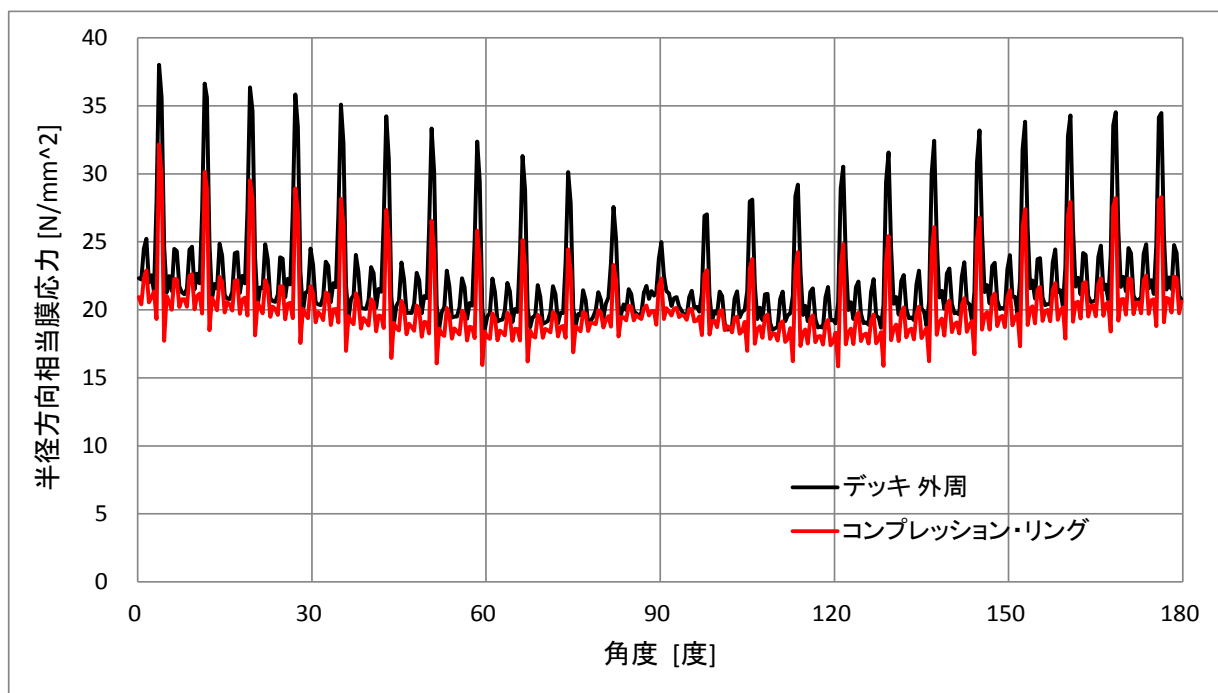


図 4. 3. 1. 9 デッキ外周とコンプレッション・リングに発生した半径方向相当膜応力の分布
(揺動変位①)

4.3.2 選定揺動変位②を荷重とした場合の解析結果

選定揺動変位②を強制変位とした場合の浮き屋根の変形、相当応力分布（全体、ポンツーン下板及び仕切り板と補強材）を図4.3.2.1から図4.3.2.4に示す。

式(4.3.1)～式(4.3.3)から求めたポンツーン(内部補強材除外)断面に発生した円周方向面外及び水平面内曲げモーメントと円周方向圧縮力の最大値/最小値を表4.3.2.1に示す。また、それぞれの値の角度における変化を図4.3.2.5から図4.3.2.7に示す。

デッキ外周（コンプレッション・リングを含む）に発生した片側の半径方向変位（ポンツーン全体の圧縮による楕円化を示す参考値）及びデッキ外周（最外周の1要素）とコンプレッション・リング（モデル上1要素のみ、図4.2.1.2参照）に発生した半径方向の相当膜応力の分布を図4.3.2.8と図4.3.2.9に示す。

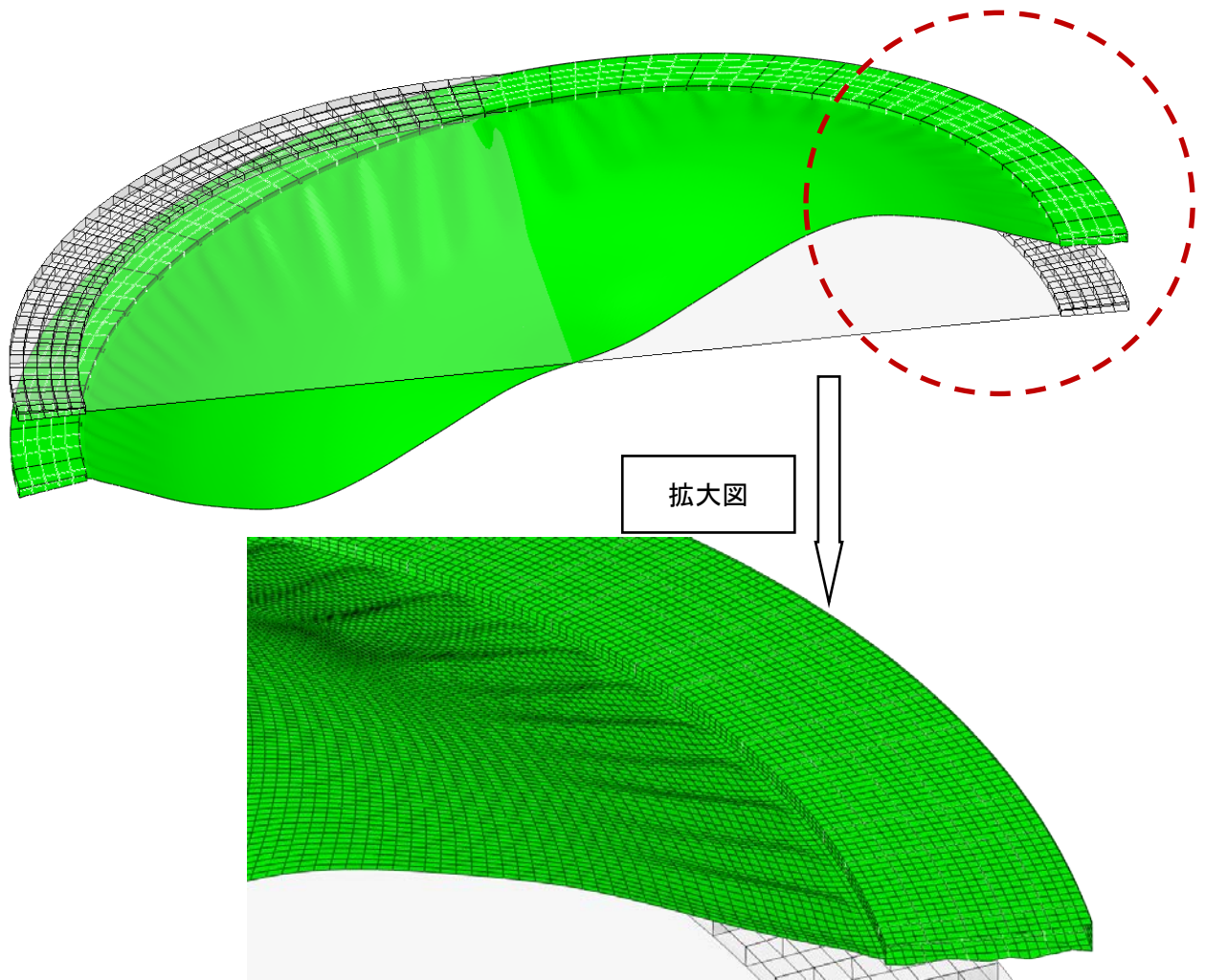


図 4.3.2.1 変形図(揺動変位②) 変形倍率：10 倍

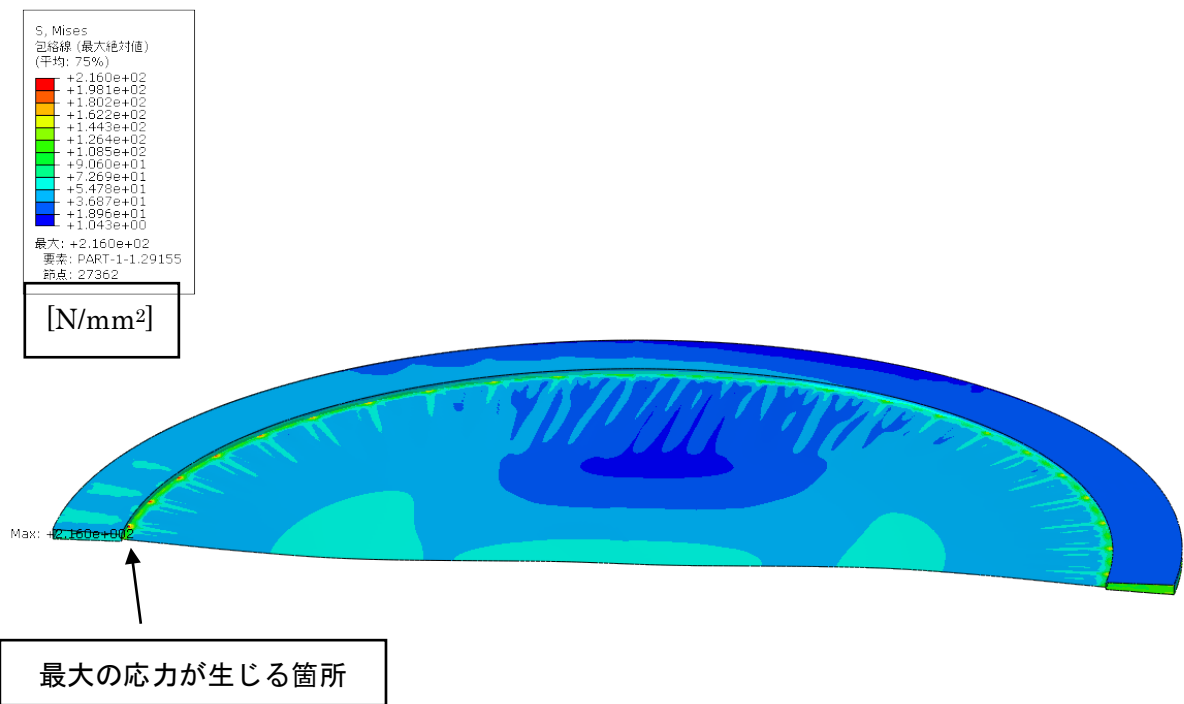


図 4.3.2.2 浮き屋根全体の相当応力分布図(揺動変位②)

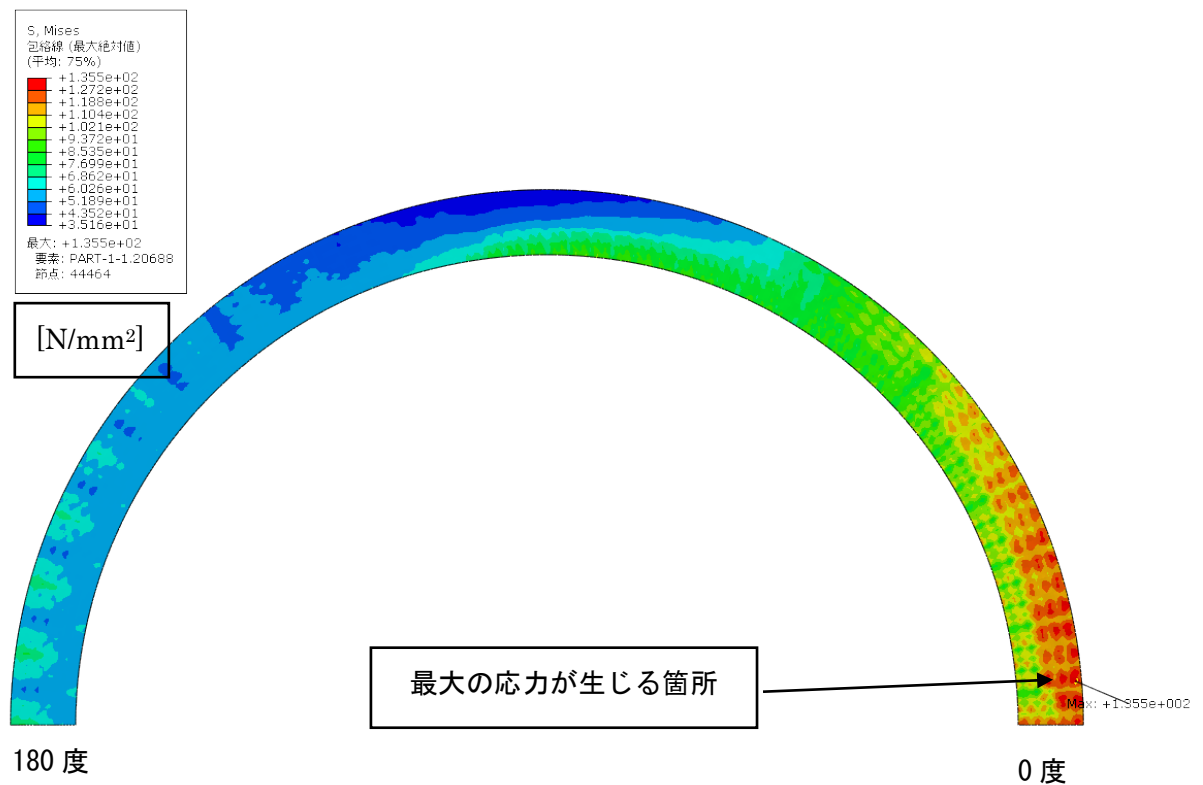


図 4.3.2.3 ポンツーン下板の相当応力分布図(揺動変位②)

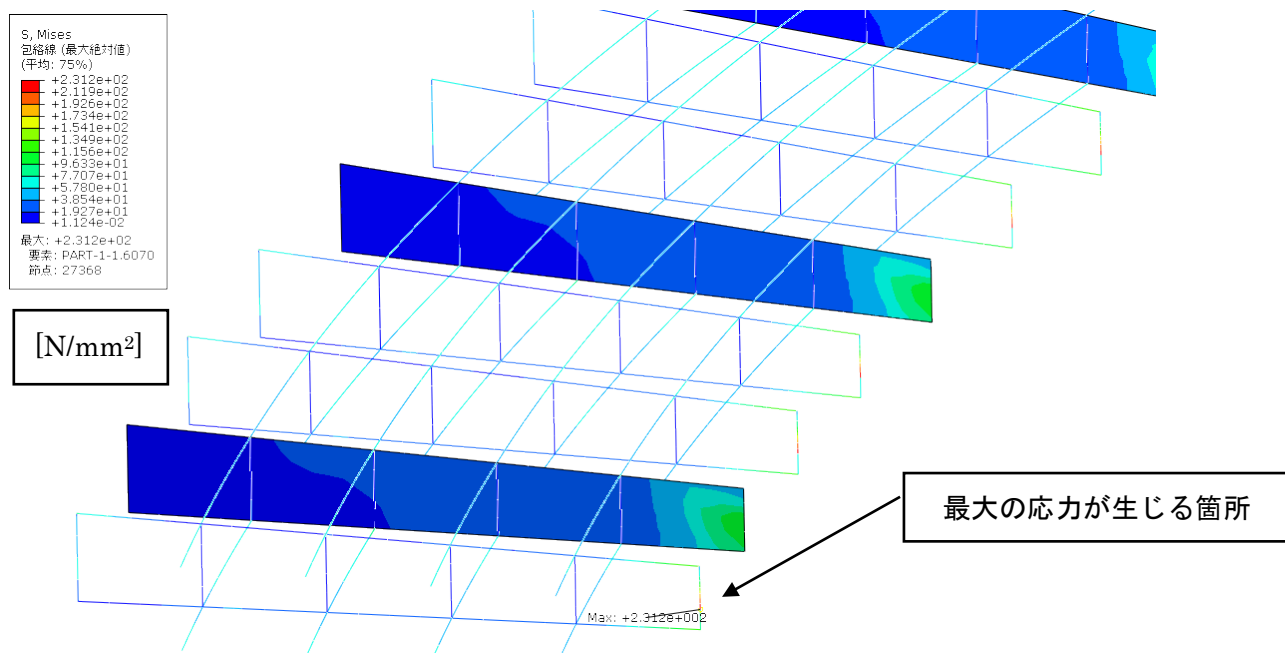


図 4.3.2.4 ポンツーンの仕切り板と補強材の相当応力分布図(揺動変位②)

表 4.3.2.1 ポンツーンの算定断面力の最大値と最小値

断面力の種別		最大値			最小値		
		角度(度)	断面力		角度(度)	断面力	
円周方向面外曲げ モーメント	M_θ	176.3	45.7	kN.m	4.1	-540.1	kN.m
水平面内曲げ モーメント	M_x	88.5	2416.0	kN.m	176.3	-388.2	kN.m
円周方向圧縮力	N_θ	177.6	4597.8	kN	87.2	3015.7	kN

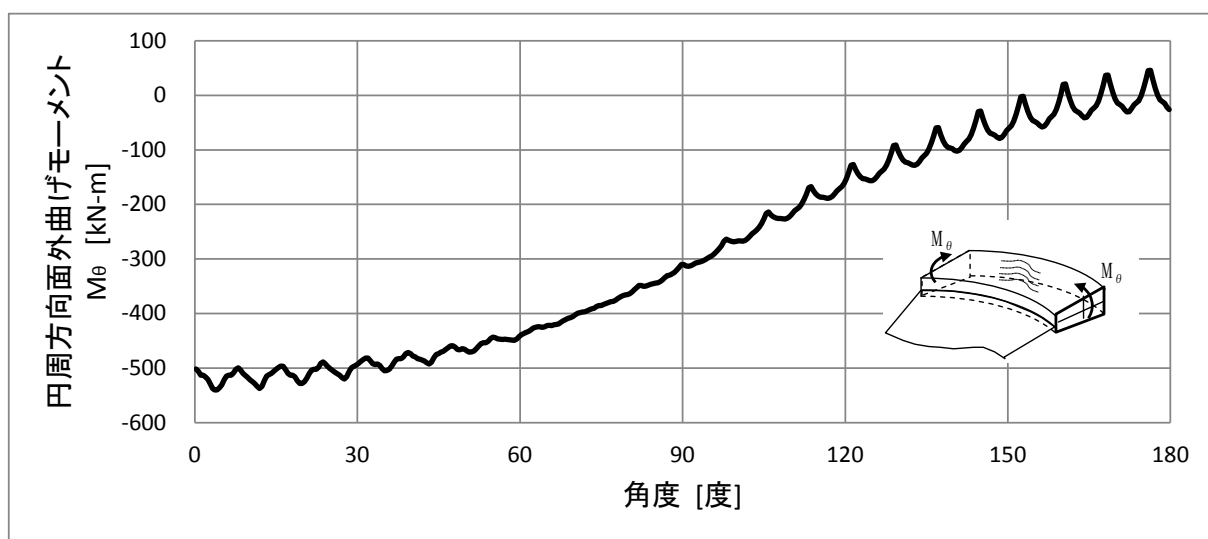


図 4.3.2.5 ポンツーン断面に発生した円周方向面外曲げモーメント M_θ の分布(揺動変位②)

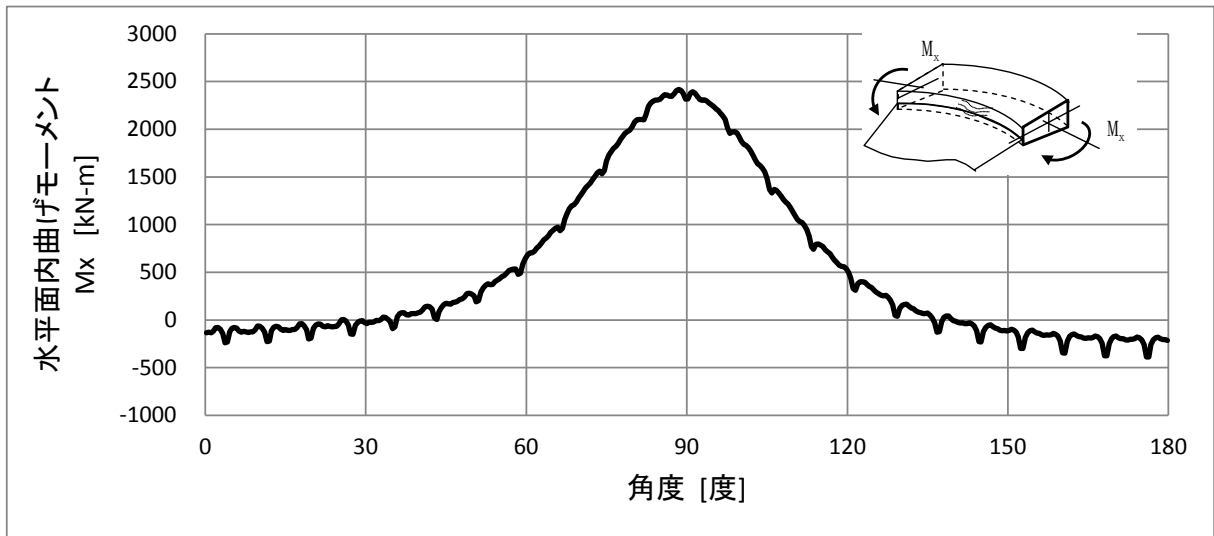


図 4.3.2.6 ポンツーン断面に発生した水平面内曲げモーメント M_x の分布 (揺動変位②)

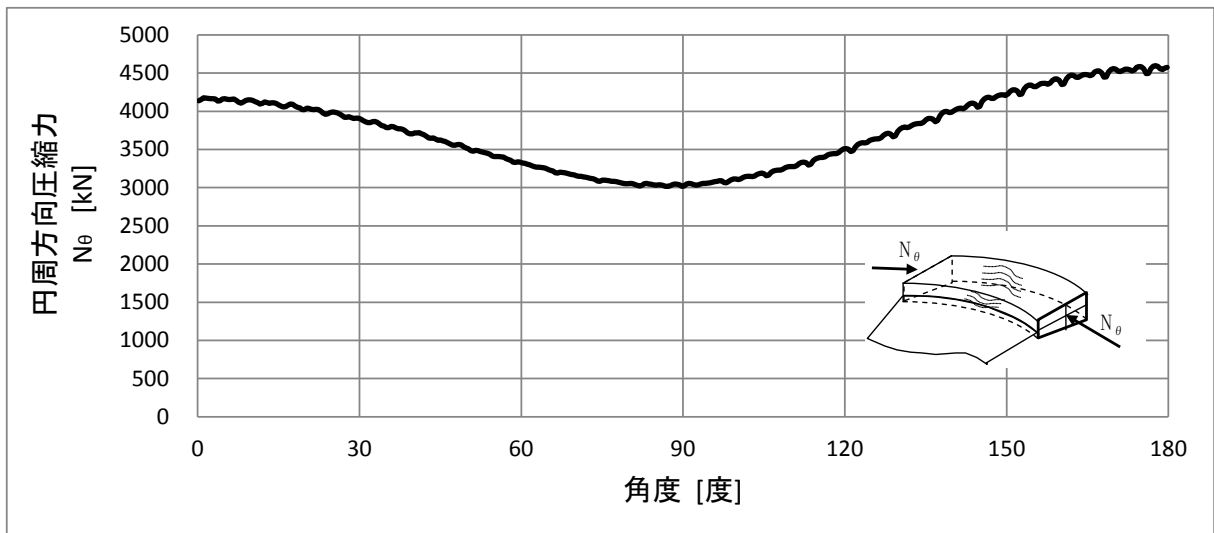


図 4.3.2.7 ポンツーン断面に発生した円周方向圧縮力 N_θ の分布 (揺動変位②)

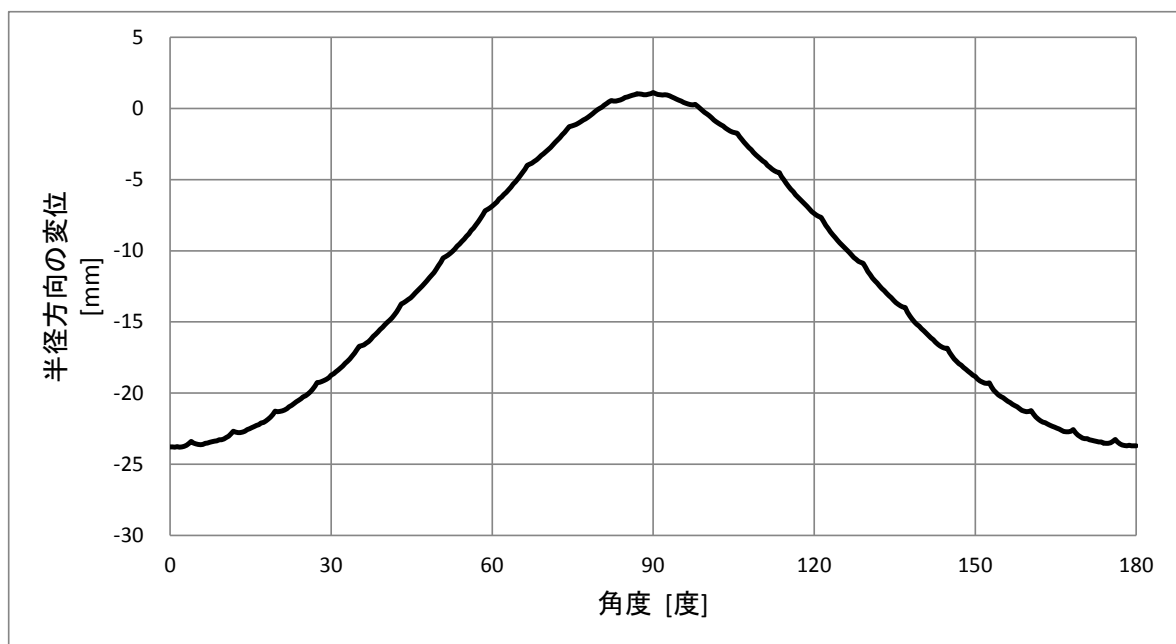


図 4.3.2.8 デッキ外周に発生した半径方向の変位(揺動変位②)

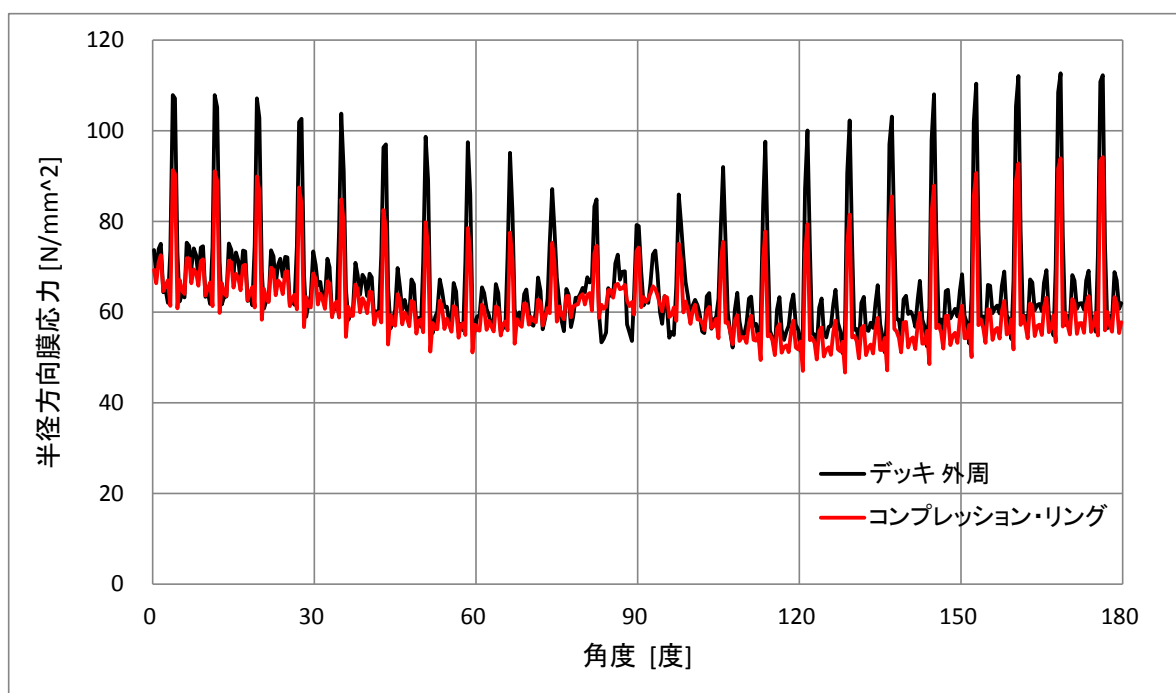


図 4.3.2.9 デッキ外周とコンプレッション・リングに発生した半径方向の相当膜応力の分布(揺動変位②)

4.3.3 解析結果まとめ・考察

解析結果及び発生する断面力から以下のことが確認された。

- (1) 揺動変位を荷重として作用した場合、2 ケースともに、浮き屋根の内リムとデッキの接合

部の周りに大きな応力が生じる。

- (2) 応力分布図及び変形図より、応力が大きいボンツーン接合部まわりのデッキには波打ち（皺）の様子が現れている。
- (3) ボンツーンの仕切り板の位置（断面剛性の変化）によって、円周方向面外及び水平面内曲げモーメントの分布図に波（変動幅）が見られる。
- (4) FEM 解析から求めたボンツーンに発生する最大円周方向面外曲げモーメント、最大水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力の比較を表 4. 3. 3. 1 に示す。

表 4. 3. 3. 1 ボンツーンに発生する最大断面力の結果の比較（揺動変位①と②）

最大断面力		揺動変位①	揺動変位②
円周方向面外曲げモーメント M_θ	kN.m	124.4	540.1
水平面内曲げモーメント M_x	kN.m	758.5	2416.0
円周方向圧縮力 N_θ	kN	1478.9	4597.8

揺動変位①（1 次固有モード卓越）作用によるボンツーンに発生する断面力より、揺動変位②（2 次固有モード卓越）作用による断面力の方が約 3～4 倍程度大きい。このことから、2 次固有モードが卓越する揺動変位はボンツーン断面力に与える影響が大きいと考えられる。

- (5) デッキ外周に発生した片側の最小半径方向変位（ボンツーン全体の圧縮による楕円化を示す参考値）及びに最大半径方向の相当膜応力を表 4. 3. 3. 2 に示す。2 ケースともに、デッキ外周（コンプレッション・リングを含む）に発生する最大相当膜応力は許容応力 ($0.9 \sigma_y = 211.5 \text{ N/mm}^2$) より小さい。（板厚の違いによって、コンプレッション・リングに発生する膜応力はデッキ外周の応力値より小さい）

表 4. 3. 3. 2 デッキ外周に発生した半径方向変位と相当膜応力

変位と膜応力		揺動変位①	揺動変位②
最小半径方向変位	mm	-19.9	-23.8
最大半径方向相当膜応力	N/mm ²	38.0	112.7

（告示の算定式から求めた断面力との比較は参考として添付資料 4 に記載する。）

4.4 浮き屋根の耐震強度評価

詳細 FEM 解析を利用して求めたボンツーンの最大断面力から、告示の方法を応用して応力を算定し、許容応力との比較による耐震強度評価を行った。

4.4.1 告示の方法を応用したボンツーンの応力算定と評価

4.4.1.1 ボンツーン応力評価式

浮屋根ボンツーンに発生するボンツーン断面の最大円周方向面外曲げモーメント M_{θ} 、最大円周方向圧縮力 N_{θ} 、及び最大水平面内曲げモーメント M_x から応力を算定し、許容応力と対比してボンツーンの耐震強度評価を次式により行う。

$$\sigma_{\max} \leq 0.9\sigma_y \quad (4.4.1.1)$$

ここで、 σ_y はボンツーン材料(SS400)の降伏応力(最小値 235 N/mm²使用)である。

また、 $\sigma_{\max}$ は以下式より算出する

$$\sigma_{\max} = \sqrt{\sigma_{b1}^2 + (\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2} \quad (4.4.1.2)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{M_{\theta}}{Z_{\theta\text{-eff}}} \quad (4.4.1.3)$$

$$\sigma_{b2} = \frac{M_x}{Z_{x\text{-eff}}} \quad (4.4.1.4)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N_{\theta}}{A_{\text{eff}}} \quad (4.4.1.5)$$

4.4.1.2 ポンツーン耐震強度評価結果(告示の方法を応用した応力評価)

詳細 FEM 解析結果を利用して求めたポンツーンの最大断面力から、告示の方法を応用して応力を算定し、許容応力との比較による耐震強度評価を行った。表 4.4.1.1 に四日市臨海特防区域の No. 4 タンクの浮き屋根のポンツーン応力評価結果のまとめを示す。

表 4.4.1.1 ポンツーン応力評価結果

ケースNo.		算定断面力		
揺動 変位①	最大円周方向面外曲げモーメント	kN.m	1.24E+02	
	最大水平面内曲げモーメント	kN.m	7.59E+02	
	最大円周方向圧縮力	kN	1.48E+03	
揺動 変位②	最大円周方向面外曲げモーメント	kN.m	5.40E+02	
	最大水平面内曲げモーメント	kN.m	2.42E+03	
	最大円周方向圧縮力	kN	4.60E+03	
有効断面係数	$Z_{\theta-eff}$	mm ³	9.49E+06	
	Z_{x-eff}	mm ³	9.47E+07	
	A_{eff}	mm ²	5.61E+04	
算定応力	揺動 変位①	σ_{b1}	N/mm ²	13.1
		σ_{b2}	N/mm ²	8.0
		σ_{c2}	N/mm ²	26.4
		σ_{max}	N/mm ²	36.8
	揺動 変位②	σ_{b1}	N/mm ²	56.9
		σ_{b2}	N/mm ²	25.5
		σ_{c2}	N/mm ²	81.9
		σ_{max}	N/mm ²	121.6

ポンツーンの合成応力値 σ_{max} は、揺動変位①、揺動変位②ともに許容応力である $0.9\sigma_y$ (=211.5 N/mm²) 以下となり、当該浮き屋根のポンツーン応力は許容値を満足しているという評価結果となった。

ここでの計算に使用している断面力 M_θ 、 M_x 、 N_θ は、全ポンツーンの中から最大値を選び出したものであり、発生している断面位置は異なる。今回は安全側での評価としている。

＜参考 ポンツーンの許容耐力との比較による評価＞

ポンツーンに発生する応力の評価だけでなく、JOGMEC「平成 20 年度陸上タンク開放検査周期の合理化に関する調査検討委託業務成果報告書」¹⁾で提案されている方法として、ポンツーン断面が塑性崩壊するか否かを判定するために許容耐力での評価を参考として記載する。

ポンツーン断面強度評価式

浮屋根ポンツーンに発生するポンツーン断面の円周方向面外曲げモーメント M_{θ} 、円周方向圧縮力 N_{θ} 、及び水平面内曲げモーメント M_x と対応するポンツーン断面強度評価に係る許容耐力 ($M_{\theta-Y}$ 、 $N_{\theta-Y}$ 及び M_{x-Y}) を対比してポンツーンの耐震強度評価を次式により行う。

$$\frac{M_{\theta}}{M_{\theta-Y}} + \frac{N_{\theta}}{N_{\theta-Y}} + \frac{M_x}{M_{x-Y}} \leq 1.0 \quad (4.4.1.6)$$

ポンツーン断面強度評価に係る許容耐力の算定

浮き屋根のポンツーン断面性能を用いて、以下の算定式からポンツーン断面の許容耐力を計算する。許容応力は、告示による応力評価に基づき、 $S_a=0.9\sigma_y$ と設定した。ここで、 σ_y はポンツーン材料(SS400)の降伏応力(最小値 235 N/mm²使用)である。

(1) ポンツーンの円周方向面外曲げ（円周方向曲げ）許容耐力

円周方向面外曲げモーメントに対するポンツーン箱形有効断面の最小有効断面係数 $Z_{\theta-eff}$ を用いて、当該許容耐力を次式で計算する。

$$M_{\theta-Y} = S_a Z_{\theta-eff} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.4.1.7)$$

(2) ポンツーンの円周方向圧縮許容耐力

円周方向圧縮力に対するポンツーン箱形有効断面の有効断面積 A_{eff} を用いて、当該許容耐力は次式で計算する。

$$N_{\theta-Y} = S_a A_{eff} \quad (\text{N}) \quad (4.4.1.8)$$

(3) ポンツーンの水平面内曲げ（半径方向曲げ）許容耐力

水平面内曲げモーメントに対するポンツーン箱形有効断面の最小有効断面係数 Z_{x-eff} を用いて、当該許容耐力を次式で計算する。

$$M_{x-Y} = S_a Z_{x-eff} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.4.1.9)$$

ポンツーン耐震強度評価結果(許容耐力評価)

表 4.4.1.2 に四日市臨海特防区域の No. 4 タンクの許容耐力での浮き屋根のポンツーン断面強度評価結果を示す。

表 4.4.1.2 ポンツーン断面強度評価結果 (許容耐力評価)

ケースNo.	算定断面力		
揺動 変位①	最大円周方向面外曲げモーメント	kN.m	1.24E+02
	最大水平面内曲げモーメント	kN.m	7.59E+02
	最大円周方向圧縮力	kN	1.48E+03
揺動 変位②	最大円周方向面外曲げモーメント	kN.m	5.40E+02
	最大水平面内曲げモーメント	kN.m	2.42E+03
	最大円周方向圧縮力	kN	4.60E+03
有効断面係数	$Z_{\theta-eff}$	mm ³	9.49E+06
	Z_{x-eff}	mm ³	9.47E+07
	A_{eff}	mm ²	5.61E+04
許容耐力	$M_{\theta-Y} = S_a Z_{\theta-eff}$	N.mm	2.01E+09
	$M_{x-Y} = S_a Z_{x-eff}$	N.mm	2.00E+10
	$N_{\theta-Y} = S_a A_{eff}$	N	1.19E+07
強度評価	変位①	$\frac{M_{\theta}}{M_{\theta-Y}} + \frac{N_{\theta}}{N_{\theta-Y}} + \frac{M_x}{M_{x-Y}} \leq 1.0$	0.22
	変位②		0.78

Sa : 許容応力 (=0.9 σ_y = 211.5 N/mm²)

ポンツーン断面強度評価指標値は、揺動変位①、揺動変位②ともに 1.0 以下となり、当該浮き屋根のポンツーン断面強度は許容値を満足しているという評価結果となった。

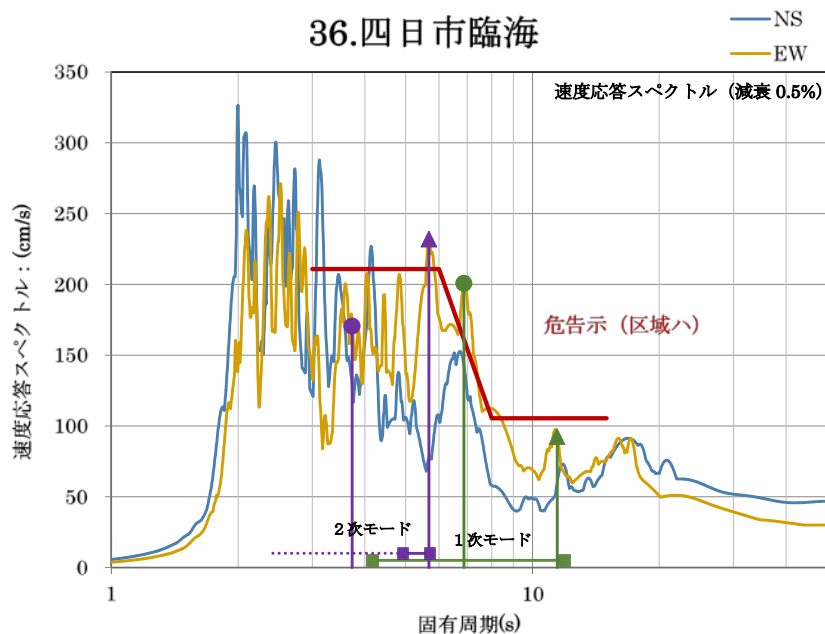
ここでの計算に使用している断面力 M_{θ} 、 M_x 、 N_{θ} は、全ポンツーンの中から最大値を選び出したものであり、発生している断面位置は異なる。今回は安全側での評価としている。

なお、耐震強度の評価項目には他にも、JOGMEC「平成 20 年度陸上タンク開放検査周期の合理化に関する調査検討委託業務成果報告書」で提案されている、ポンツーン構造部材の強度評価に対する許容耐力（局部及び全体座屈に係る耐力）の方法もあり、参考として添付資料 5 に示す。

5. まとめ

告示第4条の21の3に規定される容量2万キロリットル以上、または告示第2条の2に規定するHcが2.0m以上となる一枚板構造で、現行の技術基準を満足するタンクを対象として、内閣府から示された南海トラフ地震の想定地震動(長周期成分)に対する耐震安全性を確認するため、本詳細解析の対象とするタンクの浮き屋根を選定して3次元FEM解析を行った。

タンク選定の前段階として、三大都市圏の首都圏、中京圏、関西圏近傍の特防区域から1カ所ずつ区域を選定した後、各区域からタンク容量も考慮して、強度上不利であると考えられるタンクを2基ずつ選定した。また、その中から線形FEM浮き屋根動的応答解析システム及び告示による算定式を併用して、想定地震動に対する浮き屋根の耐震強度が最も不利となるタンクと考えられる四日市臨海特防区域のNo.4タンクをFEM解析の対象に選定した。



No.	許可容量 (kl)	直径 (m)	許可液面 高さ (m)	貯蔵物	比重	速度応答スペクトル(cm/s)			
						1次モード		2次モード	
						消防法	想定波	消防法	想定波
3	13,200	36.800	12.655	灯油	0.79	152.0	●200.8	210.7	●170.6
4	110,050	84.270	20.025	原油	0.87	105.4	▲92.4	210.7	▲231.9

四日市臨海特防区域のNo.4タンクの浮き屋根の詳細FEM解析モデルを作成し、想定地震動を入力とした線形FEM浮き屋根動的応答解析システムによる時刻歴応答解析の結果のうち、浮き屋根の変位が最大になる応答変位(揺動変位①:1次モード卓越)、及び浮き屋根ポンツーンの断面力が最大になる変位(揺動変位②:2次モード卓越)を選定して、これらの揺動変位を強制変位入力とした。これらを入力した場合にポンツーン断面に発生する円周方向面外、水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力を応力解析結果から求めた。これらの結果を用いて告示の応力評価算定から耐震強度を評価したところ、算定応力値は、2ケースともに許容応力以下

となり、当該浮き屋根のポンツーン断面強度は許容値を満足していることが確認された。また、許容耐力の算定方法によるポンツーン断面の耐震強度でも評価したところ、塑性崩壊に対するポンツーン断面強度評価指標値は、2 ケースともに 1.0 以下となり、当該浮き屋根のポンツーン断面強度は許容値を満足していることが確認された。

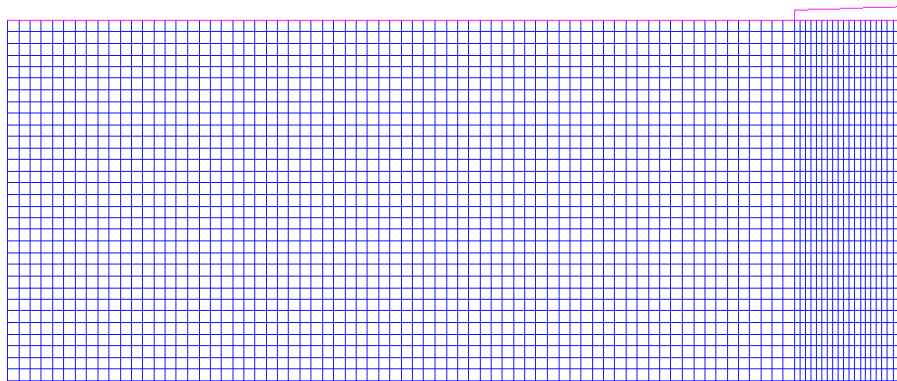
参考文献

- 1) JOGMEC「平成 20 年度陸上タンク開放検査周期の合理化に関する調査検討委託業務成果報告書」2 章：浮き屋根スロッシング応答解析の実用化

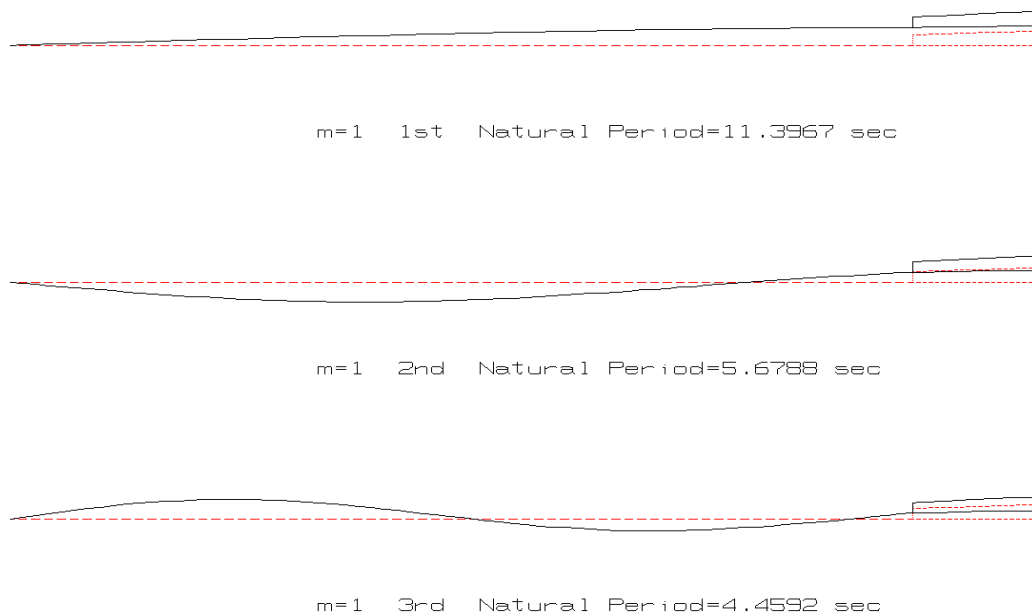
添付資料 1

特防区域の想定地震加速度を受ける場合の浮き屋根の時刻歴応答解析結果 (JOGMEC の線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システム)

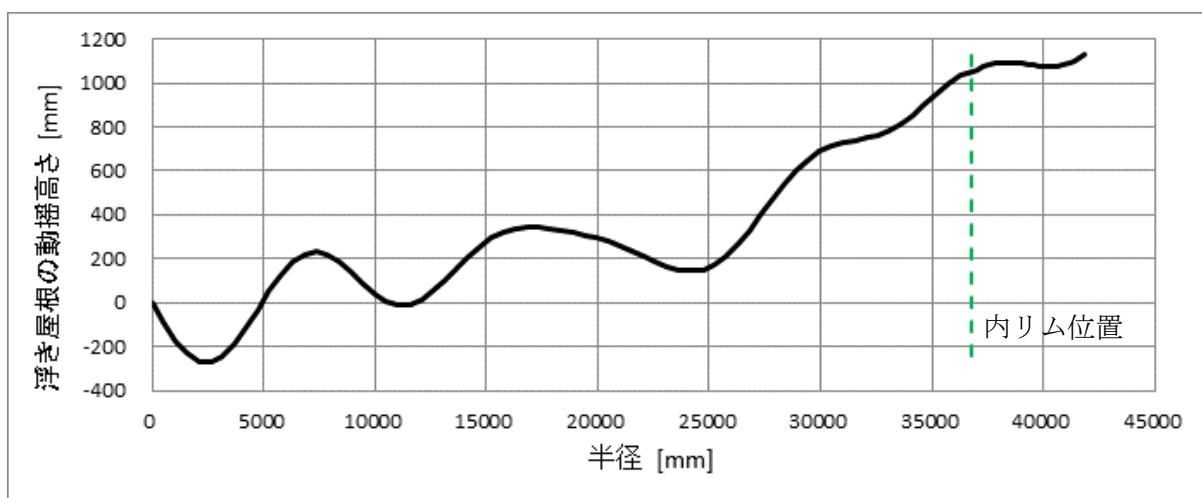
代表的な 1 ケースの応答時刻歴の解析結果の出力例として、四日市臨海特防区域の No. 4 解析タンク (11 万 KL) に当該区域の想定地震加速度波形 (NS 方向) が作用した場合の解析結果の出力時刻歴波形を以下に示す。



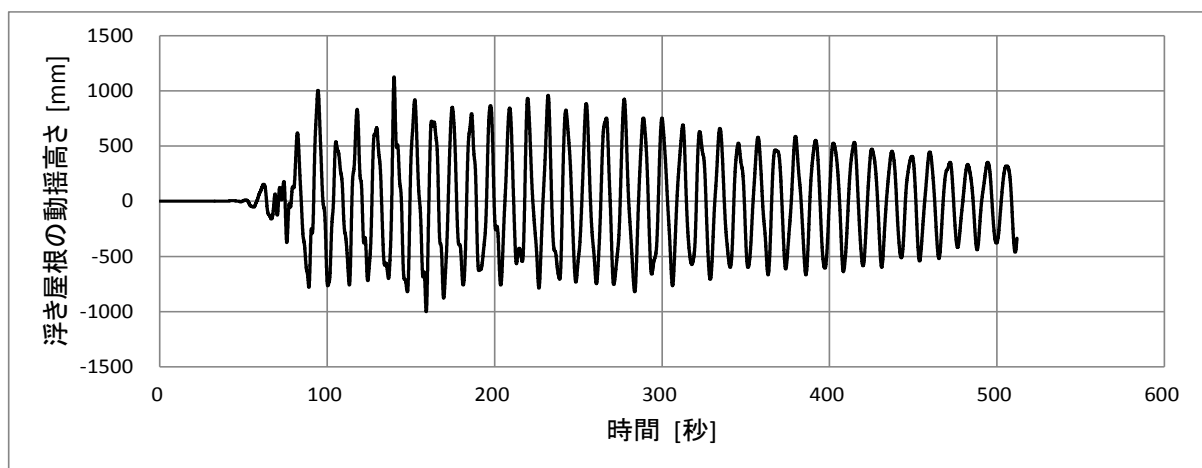
付図 1.1 解析モデル図 (四日市臨海特防区域の No. 4 解析タンク)



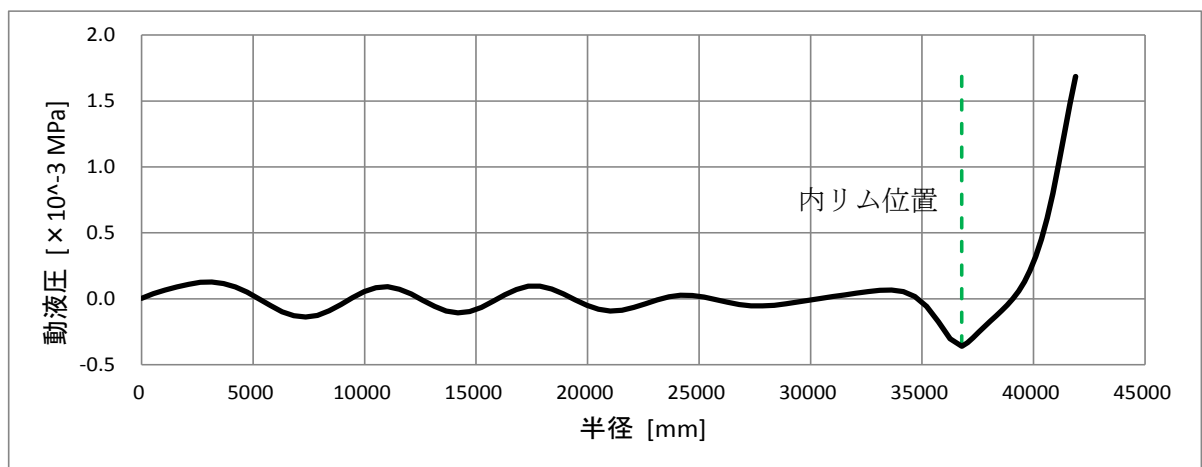
付図 1.2 浮き屋根の揺動の固有モード (1 次、2 次と 3 次)



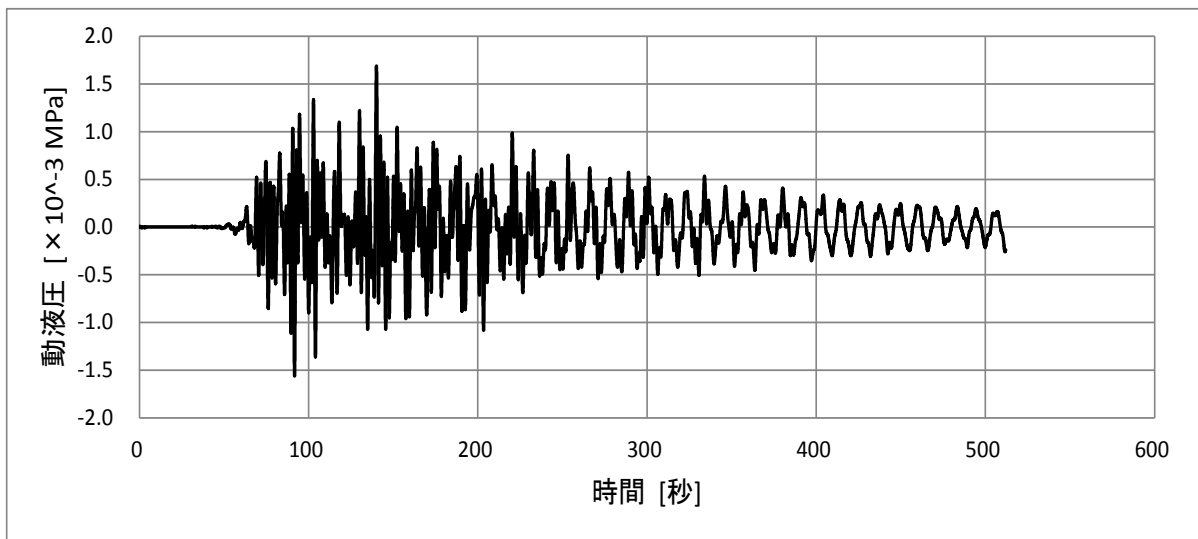
付図 1.3 浮き屋根の半径方向の揺動高さの分布（時刻：140 秒）



付図 1.4 浮き屋根の外リム側の揺動高さの時刻歴（浮き屋根の半径：41885 mm）



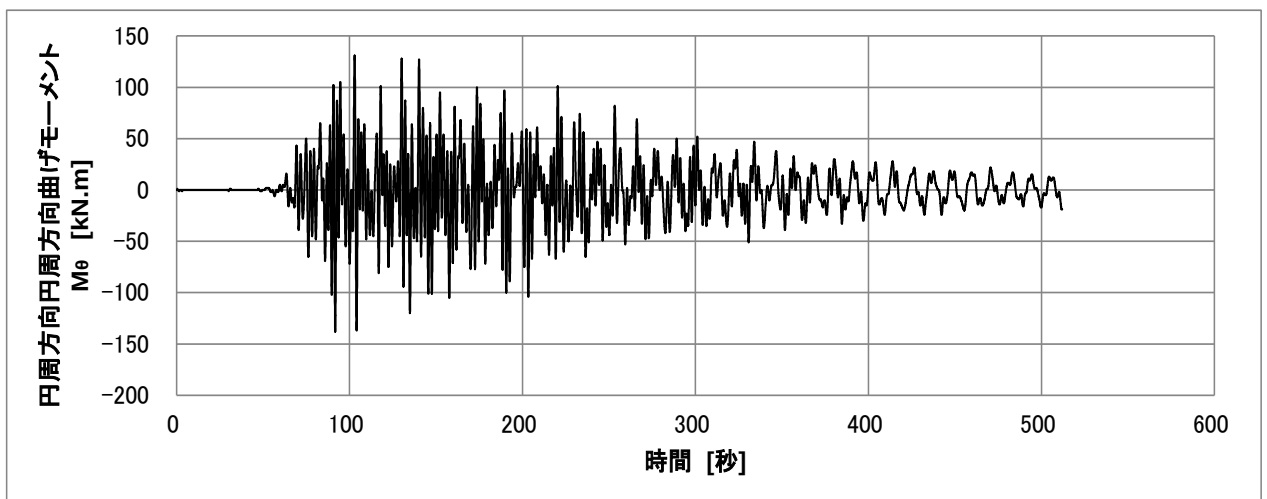
付図 1.5 浮き屋根の半径方向の動液圧の分布（時刻：140 秒、外リムの最大揺動高さ時）



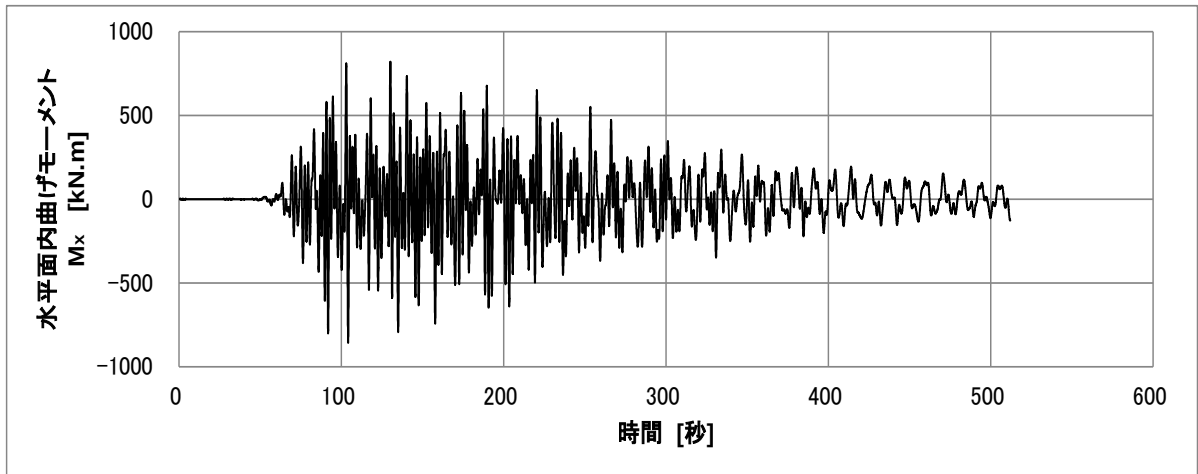
付図 1.6 浮き屋根の外リム側の動液圧の時刻歴（浮き屋根の半径：41885 mm）

付表 2.1 ポンツーンに発生した断面力の最大値と発生時刻

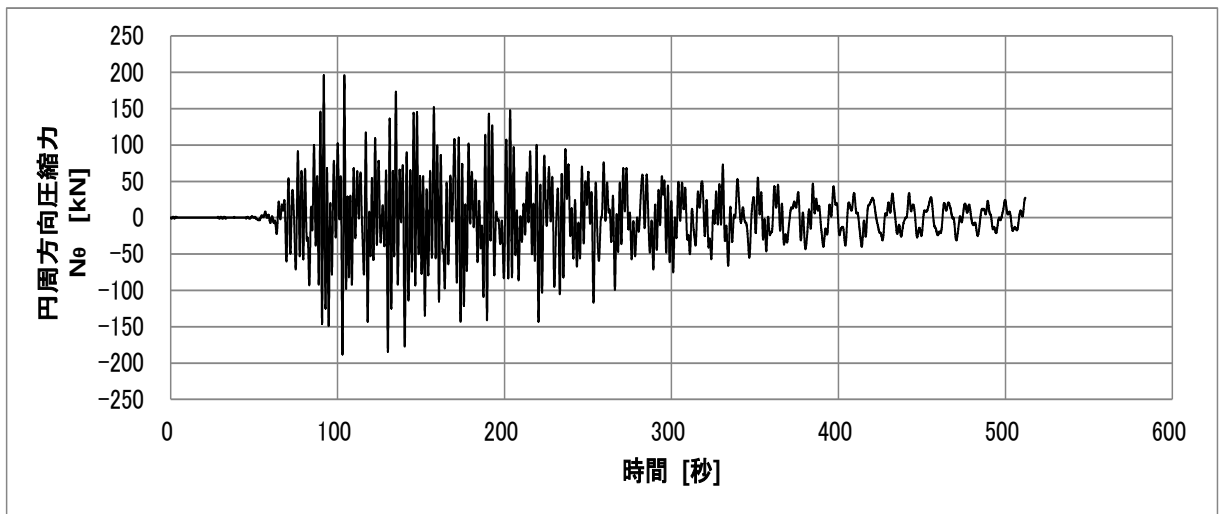
		最大値	発生時刻 (sec)
入力地震加速度		67.3 cm/s ²	140
円周方向面外曲げモーメント	M_{θ}	137.7 kN.m	92
水平面内曲げモーメント	M_r	857.5 kN.m	104
円周方向圧縮力	N_{θ}	196.4 kN	104



付図 1.7 ポンツーンに発生した円周方向面外曲げモーメントの時刻歴（時刻：92 秒）



付図 1.8 ポンツーンに発生した水平面内曲げモーメントの時刻歴（時刻：104 秒）



付図 1.9 ポンツーンに発生した円周方向圧縮力の時刻歴（時刻：104 秒）

添付資料 2

ポンツーンの断面性能

(1) 京浜臨海特防区域の No. 1 解析タンク

1. 全断面

	項目	記号	数値	単位	備考
全断面 (初期断面)	全断面積	A	3.85.E+04	mm ²	
	全断面二次モーメント	I_{θ}	4.46.E+09	mm ⁴	(円周方向曲げ)
	全段目二次モーメント	I_x	2.99.E+10	mm ⁴	(水平方向曲げ)

2. 有効断面

		項目	記号	外リム側	内リム側	単位	備考
一次モード の影響	曲げ(1)	有効断面係数(1)	$(Z_{\theta 1})_{\text{eff}}$	5.92.E+06	5.92.E+06	mm ³	上板有効
		中心軸からの距離	－	4.83.E+02	4.83.E+02	mm	
	曲げ(2)	有効断面係数(2)	$(Z_{\theta 2})_{\text{eff}}$	3.82.E+06	7.52.E+06	mm ³	下板有効
		中心軸からの距離	－	6.81.E+02	3.46.E+02	mm	
二次モード の影響	圧縮	有効断面積	$(A)_{\text{eff}}$	1.72.E+04		mm ²	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{\text{eff}}$	6.93.E+06	1.43.E+07	mm ³	(水平方向曲げ)
		中心軸からの距離	－	1.74.E+03	8.42.E+02	mm	

(注記) 一次モードの影響評価では、有効断面係数は上記のうち小さい方の値を用いる。

(2) 京浜臨海特防区域の No. 2 解析タンク

1. 全断面

	項目	記号	数値	単位	備考
全断面 (初期断面)	全断面積	A	4.70.E+04	mm ²	
	全断面二次モーメント	I_{θ}	5.30.E+09	mm ⁴	(円周方向曲げ)
	全段目二次モーメント	I_x	5.90.E+10	mm ⁴	(水平方向曲げ)

2. 有効断面

		項目	記号	外リム側	内リム側	単位	備考
一次モード の影響	曲げ(1)	有効断面係数(1)	$(Z_{\theta 1})_{\text{eff}}$	5.91.E+06	5.91.E+06	mm ³	上板有効
		中心軸からの距離	－	4.92.E+02	4.92.E+02	mm	
	曲げ(2)	有効断面係数(2)	$(Z_{\theta 2})_{\text{eff}}$	5.46.E+06	1.64.E+07	mm ³	下板有効
		中心軸からの距離	－	6.53.E+02	2.17.E+02	mm	
二次モード の影響	圧縮	有効断面積	$(A)_{\text{eff}}$	2.34.E+04		mm ²	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{\text{eff}}$	2.02.E+07	2.23.E+07	mm ³	(水平方向曲げ)
		中心軸からの距離	－	1,708.4050	1,551.5950	mm	

(注記) 一次モードの影響評価では、有効断面係数は上記のうち小さい方の値を用いる。

(3) 四日市臨海特防区域の No.3 解析タンク

1. 全断面

	項目	記号	数値	単位	備考
全断面 (初期断面)	全断面積	A	4.97.E+04	mm ²	
	全断面二次モーメント	I_{θ}	4.81.E+09	mm ⁴	(円周方向曲げ)
	全段目二次モーメント	I_x	5.12.E+10	mm ⁴	(水平方向曲げ)

2. 有効断面

		項目	記号	外リム側	内リム側	単位	備考
一次モード の影響	曲げ(1)	有効断面係数(1)	$(Z_{\theta 1})_{\text{eff}}$	3.75.E+06	5.82.E+06	mm ³	上板有効
		中心軸からの距離	－			mm	
	曲げ(2)	有効断面係数(2)	$(Z_{\theta 2})_{\text{eff}}$	3.56.E+06	6.11.E+06	mm ³	下板有効
		中心軸からの距離	－			mm	
二次モード の影響	圧縮	有効断面積	$(A)_{\text{eff}}$	1.91.E+04		mm ²	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{\text{eff}}$	1.24.E+07	3.00.E+07	mm ³	(水平方向曲げ)
		中心軸からの距離	－			mm	

(注記) 一次モードの影響評価では、有効断面係数は上記のうち小さい方の値を用いる。

(4) 四日市臨海特防区域の No.4 解析タンク

1. 全断面

	項目	記号	数値	単位	備考
全断面 (初期断面)	全断面積	A	8.76.E+04	mm ²	
	全断面二次モーメント	I_{θ}	7.17.E+09	mm ⁴	(円周方向曲げ)
	全段目二次モーメント	I_x	3.02.E+11	mm ⁴	(水平方向曲げ)

2. 有効断面

		項目	記号	外リム側	内リム側	単位	備考
一次モード の影響	曲げ(1)	有効断面係数(1)	$(Z_{\theta 1})_{\text{eff}}$	9.40.E+06	1.13.E+07	mm ³	上板有効
		中心軸からの距離	－	4.76.E+02	3.97.E+02	mm	
	曲げ(2)	有効断面係数(2)	$(Z_{\theta 2})_{\text{eff}}$	8.09.E+06	1.29.E+07	mm ³	下板有効
		中心軸からの距離	－	5.57.E+02	3.48.E+02	mm	
二次モード の影響	圧縮	有効断面積	$(A)_{\text{eff}}$	4.96.E+04		mm ²	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{\text{eff}}$	8.42.E+07	8.61.E+07	mm ³	(水平方向曲げ)
		中心軸からの距離	－	2,637.9650	2,579.6350	mm	

(注記) 一次モードの影響評価では、有効断面係数は上記のうち小さい方の値を用いる。

(5) 堺泉北臨海特防区域の No. 5 解析タンク

1. 全断面

	項目	記号	数値	単位	備考
全断面 (初期断面)	全断面積	A	2.44.E+04	mm ²	
	全断面二次モーメント	I_{θ}	2.91.E+09	mm ⁴	(円周方向曲げ)
	全段目二次モーメント	I_x	1.25.E+10	mm ⁴	(水平方向曲げ)

2. 有効断面

		項目	記号	外リム側	内リム側	単位	備考
一次モード の影響	曲げ(1)	有効断面係数(1)	$(Z_{\theta 1})_{\text{eff}}$	1.70.E+06	2.86.E+06	mm ³	上板有効
		中心軸からの距離	－	7.24.E+02	4.29.E+02	mm	
	曲げ(2)	有効断面係数(2)	$(Z_{\theta 2})_{\text{eff}}$	2.10.E+06	2.52.E+06	mm ³	下板有効
		中心軸からの距離	－	6.34.E+02	5.29.E+02	mm	
二次モード の影響	圧縮	有効断面積	$(A)_{\text{eff}}$	5.74.E+03		mm ²	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{\text{eff}}$	3.25.E+06	3.43.E+06	mm ³	(水平方向曲げ)
		中心軸からの距離	－	1,083.0793	1,026.9207	mm	

(注記) 一次モードの影響評価では、有効断面係数は上記のうち小さい方の値を用いる。

(6) 堺泉北臨海特防区域の No. 6 解析タンク

1. 全断面

	項目	記号	数値	単位	備考
全断面 (初期断面)	全断面積	A	4.28.E+04	mm ²	
	全断面二次モーメント	I_{θ}	4.43.E+09	mm ⁴	(円周方向曲げ)
	全段目二次モーメント	I_x	4.21.E+10	mm ⁴	(水平方向曲げ)

2. 有効断面

		項目	記号	外リム側	内リム側	単位	備考
一次モード の影響	曲げ(1)	有効断面係数(1)	$(Z_{\theta 1})_{\text{eff}}$	6.97.E+06	9.02.E+06	mm ³	上板有効
		中心軸からの距離	－	4.41.E+02	3.41.E+02	mm	
	曲げ(2)	有効断面係数(2)	$(Z_{\theta 2})_{\text{eff}}$	4.31.E+06	9.64.E+06	mm ³	下板有効
		中心軸からの距離	－	6.52.E+02	2.91.E+02	mm	
二次モード の影響	圧縮	有効断面積	$(A)_{\text{eff}}$	1.98.E+04		mm ²	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{\text{eff}}$	9.14.E+06	1.56.E+07	mm ³	(水平方向曲げ)
		中心軸からの距離	－	2,008.1542	1,179.8458	mm	

(注記) 一次モードの影響評価では、有効断面係数は上記のうち小さい方の値を用いる。

添付資料 3

告示による応力計算シート（一例） （四日市臨海特防区域の No. 4 タンクの応力計算シート）

消防法告示の応力算定と評価方法による
No. 4 解析タンクのシングルデッキ浮き屋根の応力計算シート

タンク諸元

No	項目	記号	値	単位
1	タンク容量		110050	KL
2	タンク内径	D	8427	cm
3	側高さ	H_t	2335	cm
4	液高さ	H	2002.5	cm
5	液比重	ρ	0.87	g/cm^3
6	重力加速度	g	980.665	cm/s^2
7	縦弾性係数	E	20600000	N/cm^2
8	せん断弾性係数	G	7943386.5	N/cm^2
9	外リム取付半径	R_o	4188.5	cm
10	内リム取付半径	R_i	3678.5	cm
11	ポンツーン中心半径	R_m	3933.5	cm
12	ポンツーン幅	B	510	cm
13		H/D	0.238	
14		H_t-H	332.5	cm

赤字：入力値

1) 水平面内曲げモーメント

1	全断面二次モーメント	I_x	3.02E+07	cm ⁴
2	補正係数（ポンツーン断面剛性）	α_1	0.440	
3	補正係数（ポンツーン断面剛性）	α_2	3.225	
4	応力補正係数	β_2	0.625	
5	スロッシング面外変形量	Δ	72.3	cm
6	ポンツーン半径方向変位量	u_{r0}	4.28	cm
7	半径方向膜力	f_{m1}	66.85	N/cm
8	曲げモーメント	M_x	2.5863164E+08	N・cm
9	有効断面係数	Z_e	8.42E+04	cm ³
10	曲げ応力	σ_{b2}	3073	N/cm ²

2) 円周方向圧縮応力

1	全断面積	A	8.76E+02	cm ²
2	ポンツーン断面剛性	A/R_m^2	5.659E-05	
3	半径方向膜力	f_{m2}	2497	N/cm
4	円周方向圧縮力	N_θ	9807242	N
5	有効断面積	A_e	4.96E+02	cm ²
6	圧縮応力	σ_{c2}	19766	N/cm ²

A	合計 ($\sigma_{b2} + \sigma_{c2}$)		22840	N/cm ²
---	------------------------------------	--	-------	-------------------

3) 円周方向曲げ応力

1	全断面二次モーメント	I_θ	7.17E+05	cm ⁴
2	スロッシング波高（一次）	$\eta_{max}^{(1)}$	185.2	cm
3	浮力ばね定数	k	4.351210605	N/cm ²
4	応力補正係数	β_1	0.898	
5	曲げモーメント	M_θ	16891342	N・cm
6	有効断面係数（上板・下板考慮）	Z_θ	8.09E+03	cm ³
7	曲げ応力	σ_{b1}	2087	N/cm ²

4) 合成応力

B	$\sqrt{((\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2 + \sigma_{b1}^2)}$		22935	N/cm ²
---	--	--	-------	-------------------

計算式一覽表（消防法告示参照）

$\alpha_1 = \exp(-14500 \frac{A}{R_m^2})$	0. 44
$\alpha_2 = 0.00082 \ R_m$	3. 23
$\Delta = 2.041\alpha_1\eta_{\max}^{(2)}$	72. 28
$u_{r0} = 0.00082 \ \Delta^2$	4. 28
$u_{r1} = \frac{u_{r0}}{2}$	2. 14
$f_{m1} = \frac{12EI_x}{R_m^4}u_{r1}$	66. 85
$\beta_2 = \alpha_1^2\alpha_2$	0. 63

$M_x = 6.25\beta_2 \frac{EI_x}{R_m} \left(\frac{\eta_{\max}^{(2)}}{R_m}\right)^2$	258631637.14
$\sigma_{b2} = \frac{M_x}{(Z_x)_{eff}}$	3073.25
$f_{m2} = \frac{EA}{R_m^2} \left(\frac{u_{r0}}{2}\right)$	2496.67
$N_\theta = 2.08\beta_2 EA \left(\frac{\eta_{\max}^{(2)}}{R_m}\right)^2$	9807241.63
$\sigma_{c2} = \frac{N_\theta}{(A)_{eff}}$	19766.45
$k = g \frac{\rho B}{1000}$	4.35
$\beta_1 = \frac{k}{\frac{8EI_\theta}{R_m^4} + k}$	0.90
$M_\theta = 2.26\beta_1 \frac{EI_\theta}{R_m} \left(\frac{\eta_{\max}^{(1)}}{R_m}\right)^2$	16891342.05
$\sigma_{b1} = \frac{M_\theta}{(Z_\theta)_{eff}}$	2086.82

添付資料 4

FEM 解析から求めたポンツーンに発生する断面力と告示の算定値との比較

告示による応力算定式を用いて求めたポンツーンに発生する最大円周方向面外曲げモーメント、最大水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力と今回の FEM 応力解析結果との比較を付表 4.1 に示す。

付表 4.1 ポンツーンに発生する断面力の結果の比較(揺動変位①と②)

断面力		揺動変位①	揺動変位②	告示算定式の値※
円周方向面外曲げモーメント M_θ	kN.m	124.4	540.1	168.9
水平面内曲げモーメント M_x	kN.m	758.5	2416.0	2572.7
円周方向圧縮力 N_θ	kN	1478.9	4597.8	9755.7

※ 告示の応力算定式での値は NS と EW 方向波形の最大値を掲載

告示による浮き屋根ポンツーンの断面力算定において、 M_θ は 1 次モードの影響を見ており、 M_x と N_θ は 2 次モードの影響を見ている。そこで、揺動変位①(1 次固有モード卓越)の M_θ 、揺動変位②(2 次固有モード卓越)での M_x 、 N_θ と比較すると、両者はほぼ同じか告示の断面力のほうが大きな値であり、本検討の浮き屋根・条件において告示の算定式が安全側となっている。

本検討手法では、浮き屋根の変形状態を線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システムで計算(微小変形での計算)し、その変位を入力値とした詳細形状の FEM モデルの解析(幾何学的非線形考慮)で得られる応力分布結果を用いてポンツーンの断面力を計算している。

今回使用した浮き屋根の揺動変位は計算プログラムが微小変形を前提としたものであるため、告示で採用している液面での有限振幅を前提とした振動変位と同列には評価できない。

また、2 次モードに関して、告示では 2 次モードまでの限られたきれいな曲線の揺動波形としているのに対し、本手法ではデッキ変形を計算する際には高次のモードまで含み、想定地震動に対応した複雑な波形を入力として計算している。これらの入力波形の違いが断面力の差にも表れていると考えられる(本文 図 4.2.2.1 及び図 4.2.2.2 の揺動変位参照)。

添付資料 5

ポンツーン構造部材の強度評価に対する許容耐力での評価

耐震強度の評価には、他にも JOGMEC「平成 20 年度陸上タンク開放検査周期の合理化に関する調査検討委託業務成果報告書¹⁾」に提案される許容耐力によるポンツーン断面の耐震強度評価がある。本資料では参考としてここで提案されている方法を紹介する。

ポンツーン断面力から耐震強度評価を行う際に、以下 2 つの目的に応じた許容耐力で評価する。

- (1) ポンツーンの断面強度評価に対する許容耐力（塑性崩壊に係る耐力）
- (2) ポンツーン構造部材の強度評価に対する許容耐力（局部及び全体座屈に係る耐力）

このうち、(1)については 4.4 節記載のものと同一であるため、ここでは(2)についてのみ記載する。

ポンツーンの部材強度評価式

ポンツーン断面の円周方向面外曲げモーメント M_θ 、円周方向圧縮力 N_θ 、及び水平面内曲げモーメント M_x と部材強度に係るポンツーンの許容耐力 ($M_{\theta-cr}$ 、 $N_{\theta-cr}$ 及び M_{x-cr}) を対比して、ポンツーンの耐震強度評価を次式により行う。この場合、曲げモーメントによる変形の上に円周方向圧縮力が作用して生じる付加曲げモーメント効果を考慮している。²⁾

$$\frac{M_\theta}{M_{\theta-cr} \left(1 - \frac{N_\theta}{N_{\theta-cr}}\right)} + \frac{N_\theta}{N_{\theta-cr}} + \frac{M_x}{M_{x-cr} \left(1 - \frac{N_\theta}{N_{\theta-cr}}\right)} \leq 1.0 \quad (\text{a. 1})$$

ポンツーンの部材強度評価に係る許容耐力

ポンツーンは、薄板及び補強・補剛材で構成される箱形断面の環状リング構造であり、次のような座屈様式を考慮しなければならない。

- 1) 構成薄板材（上板・下板等）の局部座屈
- 2) 薄板に接合される補強・補剛材の座屈
- 3) 薄板で構成されるコーナー部有効断面円弧材の座屈
- 4) 環状リング構造の全体座屈

ここでは、構成薄板材の局部座屈を許容し、当該薄板材の有効幅を考慮することにより、上記 2) ～4) の座屈強度を検討した上、各座屈様式に対応する許容座屈応力(安全係数の設定を含む)から、許容耐力の算定を行う。部材（板か、補強材か）によって、算定式がすでに実用化されている。

算定式の一例として、コーナー部座屈に係るボンツーンの許容耐力の算定式を以下に示す。

コーナー部座屈に係るボンツーンの許容耐力は、当該許容座屈応力 S_{a-c} 及び求める個別許容耐力に対応する有効断面性能を用いて以下のように求められる。

(1) コーナー部座屈に係る面外曲げ許容耐力 $M_{\theta-cr}$

最小の円周方向面外曲げ有効断面係数 ($Z_{\theta-eff}$) を用いて次式で計算する。ただし、断面強度評価に係る面外曲げ許容耐力 $M_{\theta-Y}$ 以下とする。

$$M_{\theta-cr} = S_{a-c} \times Z_{\theta-eff} \leq M_{\theta-Y} \quad (a.2)$$

(2) コーナー部座屈に係る円周方向圧縮許容耐力 $N_{\theta-cr}$

最小の円周方向圧縮有効断面積 (A_{eff}) を用いて次式で計算する。ただし、断面強度評価に係る円周方向圧縮許容耐力 $N_{\theta-Y}$ 以下とする。

$$N_{\theta-cr} = S_{a-c} \times A_{eff} \leq N_{\theta-Y} \quad (a.3)$$

(3) コーナー部座屈に係る面内曲げモーメントに対する許容耐力 M_{x-Y}

最小の水平面内曲げ有効断面係数 (Z_{x-eff}) を用いて次式で計算する。ただし、断面強度評価に係る水平面内曲げ許容耐力 M_{x-Y} 以下とする。

$$M_{x-cr} = S_{a-c} \times Z_{x-eff} \leq M_{x-Y} \quad (a.4)$$

参考文献

- 1) JOGMEC「平成 20 年度陸上タンク開放検査周期の合理化に関する調査検討委託業務成果報告書」2 章：浮き屋根スロッシング応答解析の実用化
- 2) 土木学会：鋼構造物設計指針、PART A 一般構造物(1987)

第4部 まとめ

1 南海トラフ地震に対する耐震安全性の確認

1.1 地震波形の作成

1.1.1 地震波形作成手法の検証

東北地方太平洋沖地震における観測地震波形を用い、工学的基盤の地震波形から地表の地震波形を解析する手法について検証を行った。

この地震応答解析には、地盤の非線形効果を考慮して全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードにはYUSAYUSA-2を採用した。併せて、地震動応答解析の実績が格段に多い、等価線形解析法による計算も行い、両者による解析と観測地震波形とを比較した。

また、東北地方太平洋沖地震の2日前に起こった前震や昭和53年宮城県沖地震の観測地震波形と比較し、その妥当性を確認した。

その結果、解析手法などに起因するいくつかの課題はあるものの、以下に示す件が整っていれば、非線形解析を用いた提案手法は概ね妥当であると考えられる、

- ・ 波形を観測した地盤が、著しい非線形挙動は生じていない。
- ・ 再現波を作成する対象地域が非線形挙動をする可能性が高い。
- ・ 検討対象で議論する卓越周期の再現性が確認できる。

1.1.2 地震波形の作成

解析の幅を持たせる観点から計測震度や地盤構成、液状化対策の状況等を勘案して3つの特防区域を選定し、東北地方太平洋沖地震の観測地震波形を用いて検証された地震波形作成手法により、内閣府から公開された工学的基盤における南海トラフ地震の想定地震動を基に地表の地震波形をそれぞれ作成した。

この地震波形は、震源特性や地盤特性等以外で物理的に優位でない要因の影響が大きくなかったため、妥当なものであると考えられる。

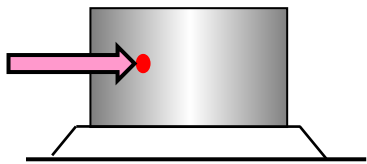
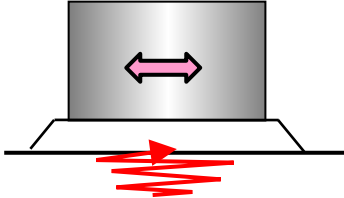
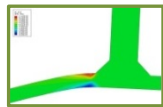
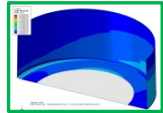
1.2 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析

1.2.1 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の検証

屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の妥当性を検証するため、東北地方太平洋沖地震における屋外タンク貯蔵所の実態を再現できることの確認を行った。

今回の解析においては、入力する地震動は、揺れが大きい地区を選定するなど安全側となるような評価を実施しつつ、このような地震動に対するタンクの挙動を再現し耐震安全性を確認するという観点から、通常の耐震設計で用いられている簡易な方法ではなく、詳細な解析手法を採用し、より精緻に耐震安全性を確認した。タンクで通常用いられている耐震設計と今回の解析の主な違いについては、表1.2.1のとおりである。

表 1.2.1 特定屋外タンク貯蔵所の耐震設計と今回の耐震評価による主な比較

	耐震設計	今回の耐震評価
評価手法	静的耐震評価法の 1 つである修正震度法を用いて、構造物の固有周期に応じた加速度を構造物の中心に作用させる。  修正震度法のイメージ	動的耐震評価法の 1 つである時刻歴応答法を用いて、加速度を 1/100 程度の刻みで構造物に作用させる。  時刻歴応答法のイメージ
耐震評価	以下のような簡易的な方法で評価 ○隅角部 保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること。 $Q_{dw} = 0.15 \nu_1 \nu_2 \nu_3 \nu_p \cdot D_s \cdot W_0$ $0.15 \nu_1 \nu_2 \nu_3$: 設計水平震度 ν_p : 塑性設計係数 D_s : 構造特性係数 W_0 : 有効液重量 ○側板部 発生応力が許容応力以下であること。 (例) $\text{許容圧縮応力 } S' = \frac{0.4E \cdot t}{2.25D} \times 1.5$ D : 直径、E : ヤング率、t : 側板厚	以下のような詳細な方法で評価。 ○隅角部 質点系による浮き上がり量に基づく F E M モデルによる評価  解析モデルのイメージ ○側板部 質点系による浮き上がり量に基づく F E M モデルによる評価  解析モデルのイメージ

また、今回の解析に用いた解析条件については、表 1.2.1 のとおり、実態に即した形としながらも、安全側の評価となるように設定を行った。

表 1.2.2 解析に用いた条件

項目	解析条件
入力地震動	特防区域を含む市町村において南海トラフ巨大地震の想定震度が7の地域を抽出し、その中で特防区域の揺れが大きい地区を選定し入力地震動を作成
タンクモデル	容量の違いを考慮した代表的なタンクモデルについて、簡易的に浮き上がり量を解析し、浮き上がり量が大きいものを選定し詳細解析を実施
貯蔵量（液高さ）	100%の液高さで解析 （液高さを変化させた場合も解析）
比重	石油類の比重の最大値を想定し 0.95 で解析 （0.85 の場合も解析）
タンクの弾塑性の復元力モデルの非線形ばね特性	非線形ばね特性の第2 剛性の K_2 を 0 として解析 （タンクの底部板の全断面が塑性化した以降のばね特性は 0～0.3 の値と想定されるが、安全側となるよう 0 とした。）
浮き上がり量の解析手法	1 質点系モデルにより解析 （一般に 3 質点系より安全側の評価を与える。）
地下逸散減衰	通常 10%であるが、東日本大震災での実態の再現性から、15%を採用

解析の結果、最大の浮き上がり変位は仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4 の 6.3 cm であり、これ以外のタンクの浮き上がり変位は非常に小さいものであった。

今回解析対象とした全てのタンクについて、関係団体を通じて地震の影響による浮き上がりを確認したが、関係各社から浮き上がりがなかったとの回答が得られており、タンクの浮き上がりによって生じることが想定される接地（アース線）の破断や雨水浸入防止材の巻き込みなどにつながるような浮き上がりを示す痕跡も確認されなかった。本解析で示した浮き上がり程度ではこのような痕跡はつかないと考えられるため、解析結果は現実を説明できている。

また、浮き上がり変位が大きい結果が生じたタンク（仙台・塩釜地区の旧法タンク No. 4（2272 KL）及び広野地区の新法タンク No. 3（50000 KL））について、タンク隅角部の疲労強度及び沈み込み側のタンク側板の座屈強度について有限要素法解析によって評価した。この2基のタンクのそれぞれの隅角部の疲労強度において、疲労損傷度Dは1.0以下という結果が、また、最大浮き上がり変位が生じるときの側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮

応力が限界座屈応力以内という結果が得られ、この解析結果は、東北地方太平洋沖地震における実態と矛盾しないことを確認できた。

1.2.2 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析（平成 26 年度）

作成した 3 つの特防区域の地震波形を用いて解析した結果、旧法タンク及び新法タンクのそれぞれで最も大きな浮き上がりが生じたタンクは、以下のとおりであった。

- ・ 旧法タンク：A 地区 No. 3（3 万 KL） 104.3cm 浮き上がり
- ・ 新法タンク：A 地区 No. 3（3 万 KL） 77.5cm 浮き上がり

この 2 基のタンクについて、タンク隅角部の疲労強度及び沈み込み側のタンク側板の座屈強度について有限要素法解析によって評価した。この 2 基のタンクのそれぞれの隅角部の疲労強度において、旧法 No.3 タンク、新法 No.3 タンクともに疲労損傷度 D は 1.0 以下という結果になったが、旧法 No.3 の表 2.4.8 に示した B 点に発生した板表面上の全ひずみ振幅の一部には約 35%という飯田の最適疲労曲線式のグラフ範囲外の数値が出ており、適切な評価ができなかった。

また、最大浮き上がり変位が生じるときの側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮応力が限界座屈応力以内という結果が得られた。

1.2.3 屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析（平成 27 年度）

平成 26 年度は消防法の終局強度耐震設計法に採用された解析モデルの基本的考え方に沿って作成した 1 質点非線形ばね系モデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、南海トラフ巨大地震発生時におけるタンクの浮き上がり量の検討を実施した。当該解析・検討では、非線形水平ばね特性に S 字非ループ型の簡便な弾塑性復元力特性（第 2 剛性を無視した水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図を持つ動液圧の影響を無視した簡便な非線形水平ばね（バイリニア $Q-\Delta$ 特性ばね））を使用したため、検討対象タンクの内、旧法タンク No. 3 では大きな浮き上がり変位を生じる結果となった。そこで、平成 27 年度はタンクの浮き上がり量をより適切に評価するため、1 質点系モデルの非線形水平ばね特性を見直し、第 2 剛性以降も考慮し、かつ動液圧の影響も考慮した非線形水平ばね（マルチリニア特性ばね）を採用して解析を行った。

採用した非線形ばねは、定式化による $Q-\Delta$ 線図の特性（ケース 1 という）と 3D のシェルモデルから得られた $M-\theta$ 線図の特性（ケース 2 という）であり、それぞれ以下のような違いがある。

表 1.2.3 採用した非線形ばね特性の比較

	ケース 1 定式化による特性のばね	ケース 2 3D シェルモデルより 得られる特性のばね
動液圧の影響	考慮	考慮
タンク浮き上がりを繰り返すことにより 2 回目以降は浮き上がり易くなる効果	Wozniak ^{※1} モデルを使用繰返しにより 浮き上がり易くなる傾向を考慮	考慮せず
作成されるばね特性	比較的柔らかいばね (保守的な設定)	比較的固いばね
ばね特性作成の簡便さ	作成が容易 (算定式を利用)	時間と手間がかかる (FEM 解析が必要)

※1 参考文献：

Wozniak, R.S. and Mitchell, W.W. “Basis of Seismic Design provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks”, API Refining Dept. 43rd Midyear Meeting, Toronto, May 1978

これらの特性を使用して、前年度と同条件である南海トラフの想定地震波形 A 地区 EW 方向を入力地震波形とした旧法タンク No.3 の浮き上がり解析を実施した結果は以下となった。

- ・ ケース 1：最大 75.1cm の浮き上がり
- ・ ケース 2：最大 45.0cm の浮き上がり
- ・ 参考（平成 26 年度）：最大 104.3cm の浮き上がり

平成 26 年度は、バイリニア Q- Δ 特性ばねを持つ 1 質点系モデルで求めたタンク浮き上がり履歴を使用して解析した旧法タンク No.3 隅角部のひずみ振幅の一部に飯田の最適疲労曲線式の範囲外となる大きなひずみ量があり、同値を使用しての疲労損傷評価の妥当性が懸念された。平成 27 年度はより精緻に検討したばね（ケース 1 及びケース 2）の 1 質点系モデルでの浮き上がり履歴を使用して解析を実施したところ、ひずみ振幅は飯田の最適疲労曲線式の範囲内であり、両ケースともに隅角部の疲労損傷度 D は 1.0 以下となり、許容値以内であった。

表 1.2.4 浮き上がり変位と疲労損傷度の比較

評価ケース	最大浮き上がり変位 (cm)	疲労損傷度 D
ケース 1	75.1	0.33
ケース 2	45.0	0.05

また、最大浮き上がり変位が生じるときの側板の座屈強度の解析結果において、軸圧縮応力が限界座屈応力以内という結果が得られた。

1.3 地盤・構造物の耐震安全性の解析

南海トラフ地震が発生した場合における、屋外貯蔵タンク本体の直下の液状化対策による地盤改良効果、仮に液状化が生じた場合における屋外貯蔵タンク本体の周辺地盤が屋外貯蔵タンク本体に与える影響を確認することを目的とし、断面2次元非線形有効応力解析を実施した。評価には、加振後（動的解析後）の排水解析や過剰間隙水圧の消散に伴う圧密解析が可能なプログラムが必要であり、これらの条件を満足するプログラムとして『LIQCA』を採用した。

解析の幅を持たせる観点から、計測震度や砂層の有無、液状化対策の状況等を勘案して2つの特防区域を選定（B地区及びE地区）し、解析対象地区とした。

B地区では、液状化対策のため地盤改良された屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤で27.7cmの沈下が予測されたが、一様沈下であり、屋外貯蔵タンク本体に大きな応力がかかるような不等沈下は確認されなかった。また、屋外貯蔵タンク本体直下から外れた未改良地盤については、12.7cmの沈下となっている。未改良地盤の沈下量と屋外貯蔵タンク本体直下の改良地盤の沈下量との差は25cm程度であり、屋外貯蔵タンク本体や基礎への影響がみられるような変形は確認されなかった。

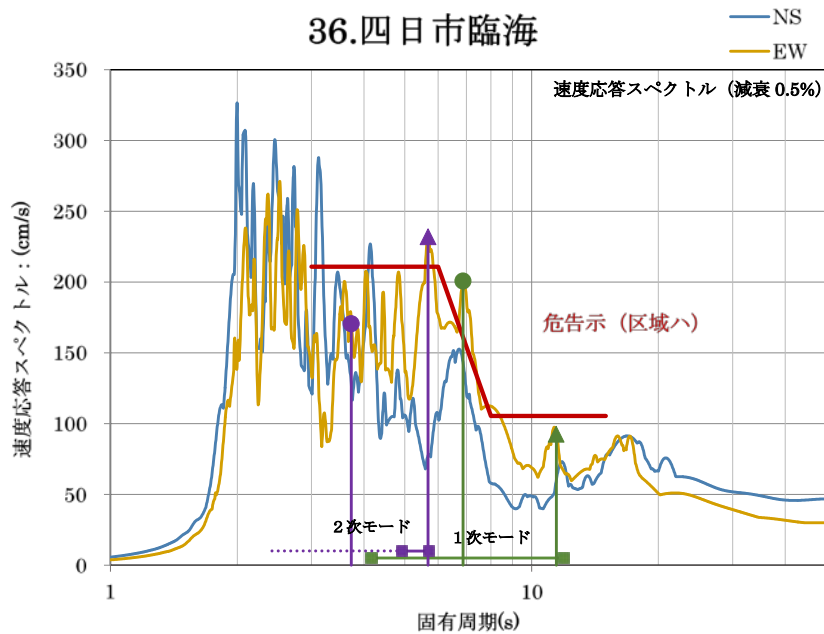
E地区では、液状化対策のため地盤改良された屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤で8.7cmの沈下が予測されたが、B地区と同様に一様沈下であり、屋外貯蔵タンク本体に大きな応力がかかるような不等沈下は確認されなかった。また、屋外貯蔵タンク本体から外れた未改良地盤については、12.6cmの沈下となっている。未改良地盤の沈下量と屋外貯蔵タンク本体直下の改良地盤の沈下量との差は5cm程度であり、B地区と同様に屋外貯蔵タンク本体や基礎への影響がみられるような変形は確認されなかった。

1.4 浮き屋根の耐震安全性の解析

告示第4条の21の3に規定される容量2万キロリットル以上、または第2条の2に規定する H_c が2.0m以上となる一枚板構造で、現行の技術基準を満足するタンクを対象として、内閣府から示された南海トラフ地震の想定地震動（長周期成分）に対する耐震安全性を確認するため、本詳細解析の対象とするタンクの浮き屋根を選定して3次元FEM解析を行った。

タンク選定の前段階として、三大都市圏の首都圏、中京圏、関西圏近傍の特防区域から1カ所ずつ区域を選定した後、各区域からタンク容量も考慮して、強度上不利であると考えられるタンクを2基ずつ選定した。また、その中から線形FEM浮き屋根動的応答解析システム及び消防法告示による算定式を併用して、想定地震動に対する浮き屋根の耐震強度が最も不利となるタンクと考えられる四日市臨海特防区域のNo.4タンクをFEM解析の対象に選定した。

36.四日市臨海



No.	許可容量 (kl)	直径 (m)	許可液面 高さ (m)	貯蔵物	比重	速度応答スペクトル(cm/s)			
						1次モード		2次モード	
						消防法	想定波	消防法	想定波
3	13,200	36.800	12.655	灯油	0.79	152.0	●200.8	210.7	●170.6
4	110,050	84.270	20.025	原油	0.87	105.4	▲92.4	210.7	▲231.9

四日市臨海特防区域の No. 4 タンクの浮き屋根の詳細 FEM 解析モデルを作成し、想定地震動を入力とした線形 FEM 浮き屋根動的応答解析システムによる時刻歴応答解析の結果のうち、浮き屋根の変位が最大になる応答変位(揺動変位①：1次モード卓越)、及び浮き屋根ポンツーンの断面力が最大になる変位(揺動変位②：2次モード卓越)を選定して、これらの揺動変位を強制変位入力とした。これらを入力した場合にポンツーン断面に発生する円周方向面外、水平面内曲げモーメント及び円周方向圧縮力を応力解析結果から求めた。これらの結果を用いて消防法告示の応力評価算定から耐震強度を評価したところ、算定応力値は、2 ケースともに許容応力以下となり、当該浮き屋根のポンツーン断面強度は許容値を満足していることが確認された。また、許容耐力の算定方法によるポンツーン断面の耐震強度でも評価したところ、塑性崩壊に対するポンツーン断面強度評価指標値は、2 ケースともに 1.0 以下となり、当該浮き屋根のポンツーン断面強度は許容値を満足していることが確認された。

2 首都直下地震に対する耐震安全性の確認

(審議結果を踏まえ記載)

3 耐震安全性確保策

(審議結果を踏まえ記載)

4 おわりに

(審議結果を踏まえ記載)