屋外タンク貯蔵所の耐震安全性に係る調査検討

報　告　書

平 成 ２ ９ 年 ３ 月

総務省消防庁危険物保安室

はじめに

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でも、危険物の流出事故はほとんど報告されておらず、「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」（座長：亀井浅道）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、東日本大震災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められていたことを踏まえ、消防庁危険物保安室では平成 26 年度から「屋外タンク貯蔵所の耐震安全性に係る調査検討会」を開催し、新たな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開始した。

平成 26 年度及び平成 27 年度は、内閣府が公開している南海トラフ地震の想定地震動に対する屋外タンク貯蔵所の耐震安全性について、屋外貯蔵タンク、基礎・地盤及び浮き屋根に分けて検討を行った。屋外貯蔵タンクについては、大規模地震の挙動をより正確に反映させるため、従来のものより精緻な 1 質点系モデルを採用して時刻歴応答解析により側板直下部の浮き上がり変位及び浮き上がり回数を検討し、それを基に 2 次元軸対称モデルによる浮き上がりの繰返し挙動を考慮した隅角部の疲労損傷度の評価及び 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の評価を行った。基礎・地盤については、断面２次元非線形有効応力解析によりその変形の評価を行った。浮き屋根については、線形有限要素法浮き屋根動的応答解析システムを用いて、時刻歴地震応答解析を行いポンツーンに発生する応力を評価した。

平成 28 年度は、同じく内閣府が公開している首都直下地震の想定地震動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った。この想定地震動は周期が 2～3 秒よりも短い領域で強く揺れることを想定したものであることから、短周期地震動の影響を強く受ける屋外貯蔵タンク及び基礎・地盤について検討した。なお、解析手法は平成 26 年度及び平成 27 年度の解析手法を踏襲している。

３ヶ年の検討の結果、南海トラフ地震及び首都直下地震において、概ね致命的な被害はないとの評価結果が得られたところである。また、各事業者が自ら更なる耐震安全性の向上を図る上で有効な対策についても取りまとめられた。今後新たな知見を踏まえた地震動の想定がなされた際等に各事業所等が屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の検討を行う上で参考とされることを期待するものである。

本報告書がとりまとめられたのは、ご多忙中にも関わらず積極的に参加し、専門的な知見からの貴重な意見により熱い議論をしていただいた委員各位の協力の賜であり、深く感謝申し上げる次第である。

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・・・

第１部　調査検討の概要

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。なお、首都直下地震の長周期地震動の地震波形は検討会開催時点では公開されていない。

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。その際、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)　屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析
(3)　基礎・地盤の耐震安全性の解析
(4)　浮き屋根の耐震安全性の解析（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

・石油コンビナート等災害防止法第２条第２号に規定する石油コンビナート等特別防災区域・・・特防区域

３　調査検討体制

屋外タンク貯蔵所の耐震安全性に係る調査検討会（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 27 年度まで））

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　　元横浜国立大学　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長（平成 28 年度）

（白石　暢彦　消防庁危険物保安室長（平成 27 年度））

（鈴木　康幸　消防庁危険物保安室長（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））

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

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を作成し、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、検証を行った。

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、周期帯に限らず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り、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、屋外タンク貯蔵所の本体や基礎・地盤の振動の強さと比較的相関があると考えられる。このことから、解析対象地区の選定基準として計測震度を採用する。

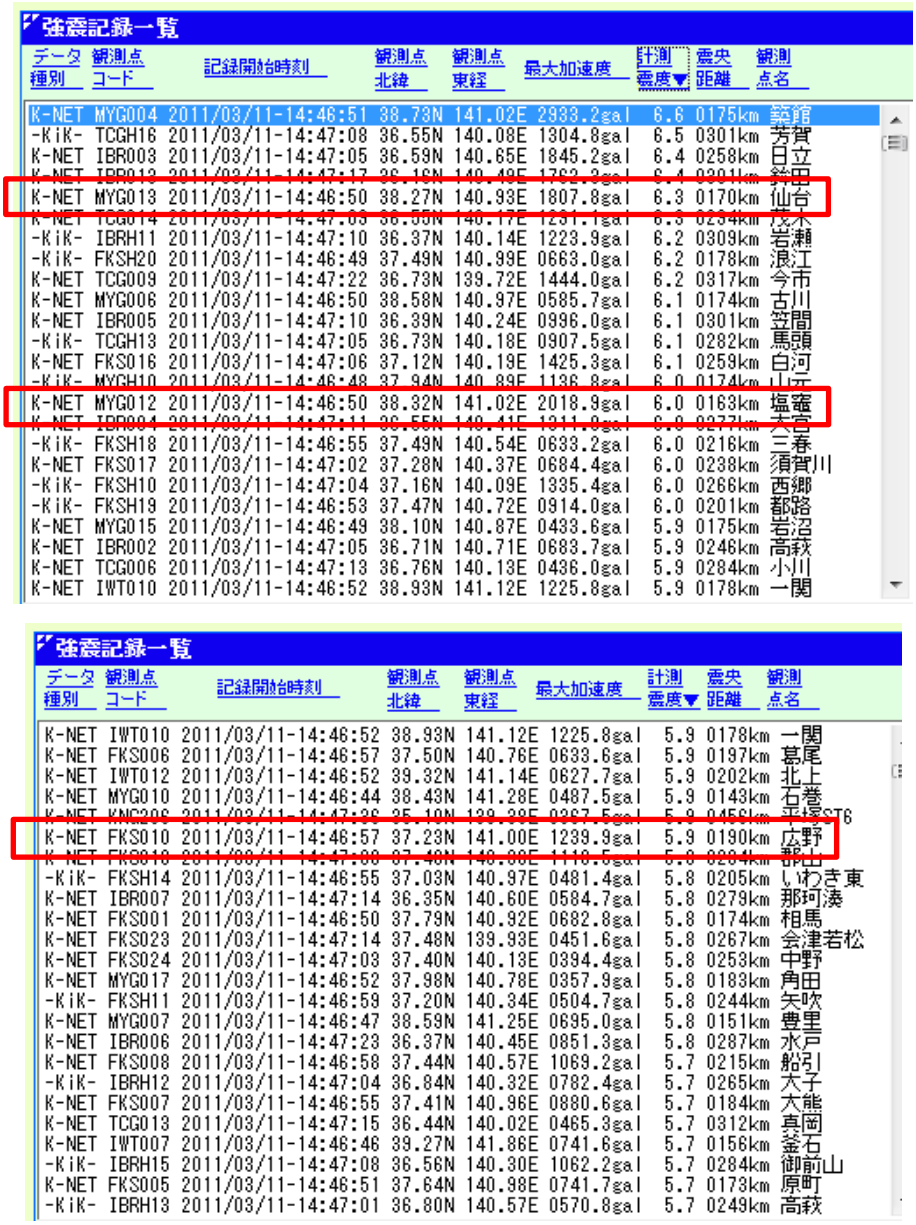
1.2.2　検証を行う地区の選定

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	38.78N	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	MYG013	2011/03/11-14:46:50	38.27N	140.93E	1807.8gal	6.3	0170km	仙台
-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
K-NET	MYG012	2011/03/11-14:46:50	38.32N	141.02E	2018.9gal	6.0	0163km	塩竈
-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	FKS010	2011/03/11-14:46:57	37.23N	141.00E	1239.9gal	5.9	0190km	広野
-KiK-	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
-KiK-	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
-KiK-	IBRH12	2011/03/11-14:47:04	36.84N	140.32E	0782.4gal	5.7	0265km	大子
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
-KiK-	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
-KiK-	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。

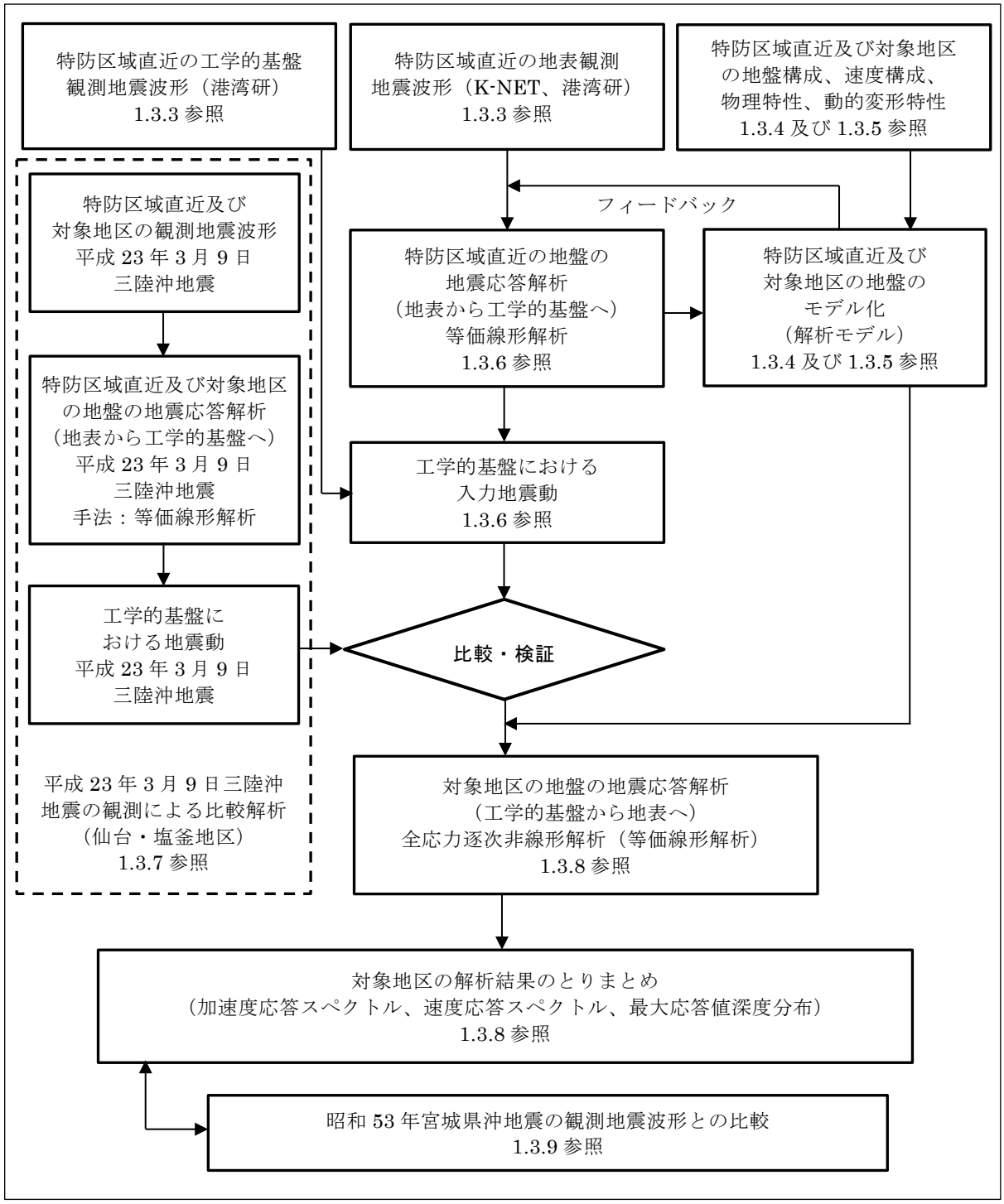


図 1.3.1　地表の地震波形の再現解析の流れ

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

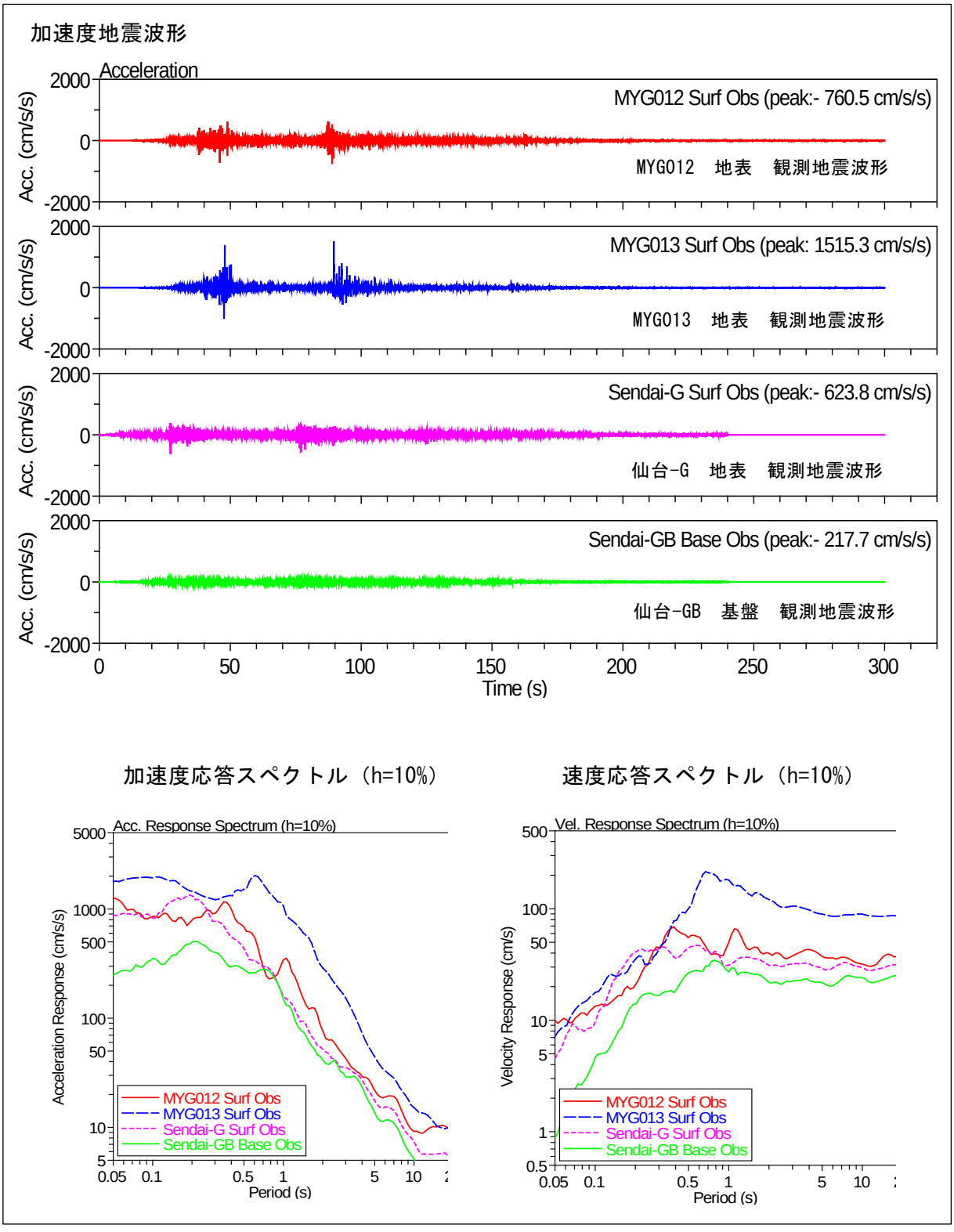


図 1.3.3　東北地方太平洋沖地震の観測地震波形の比較（仙台・塩釜地区：NS 成分）

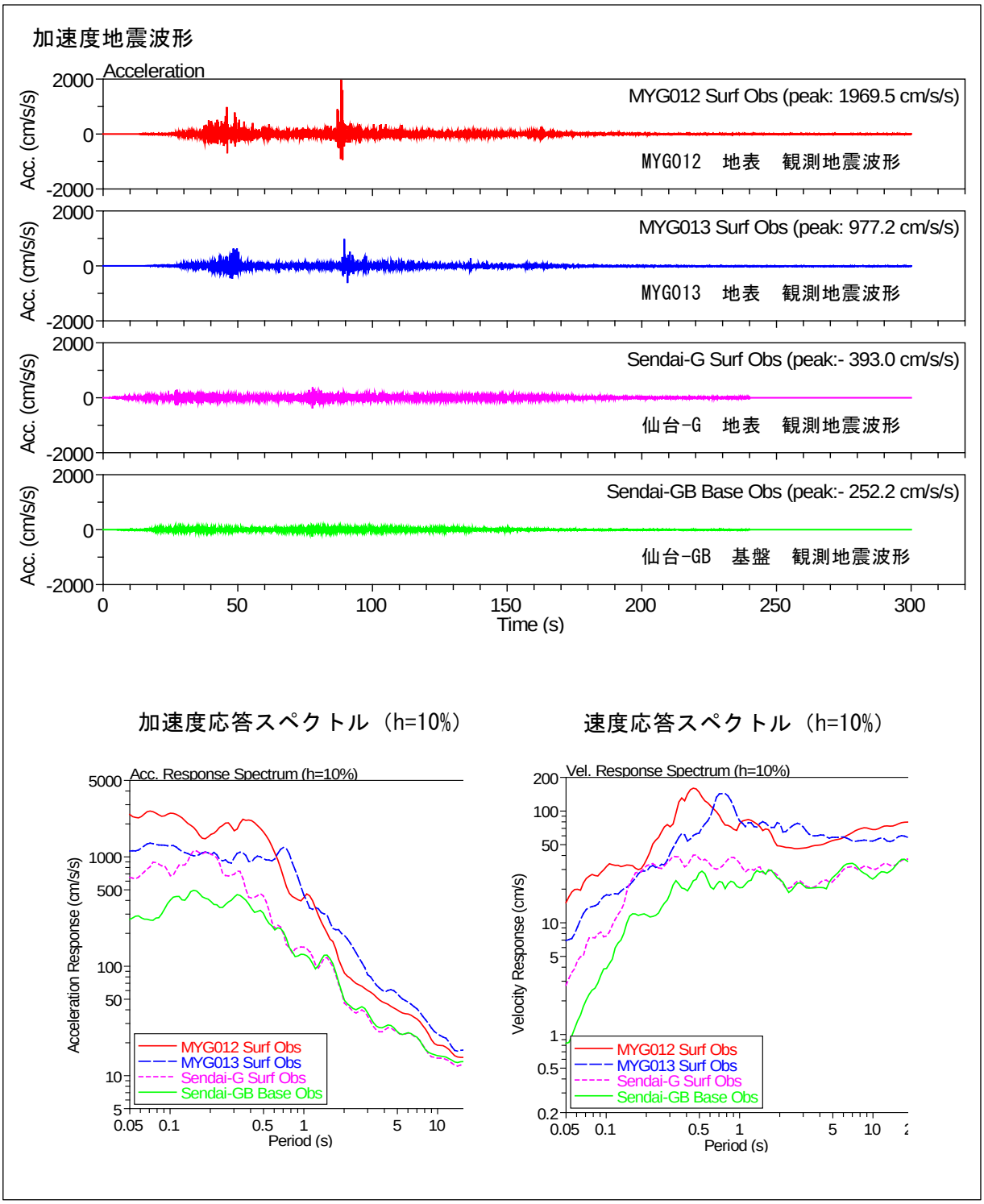


図 1.3.4　東北地方太平洋沖地震の観測地震波形の比較（仙台・塩釜地区：EW 成分）

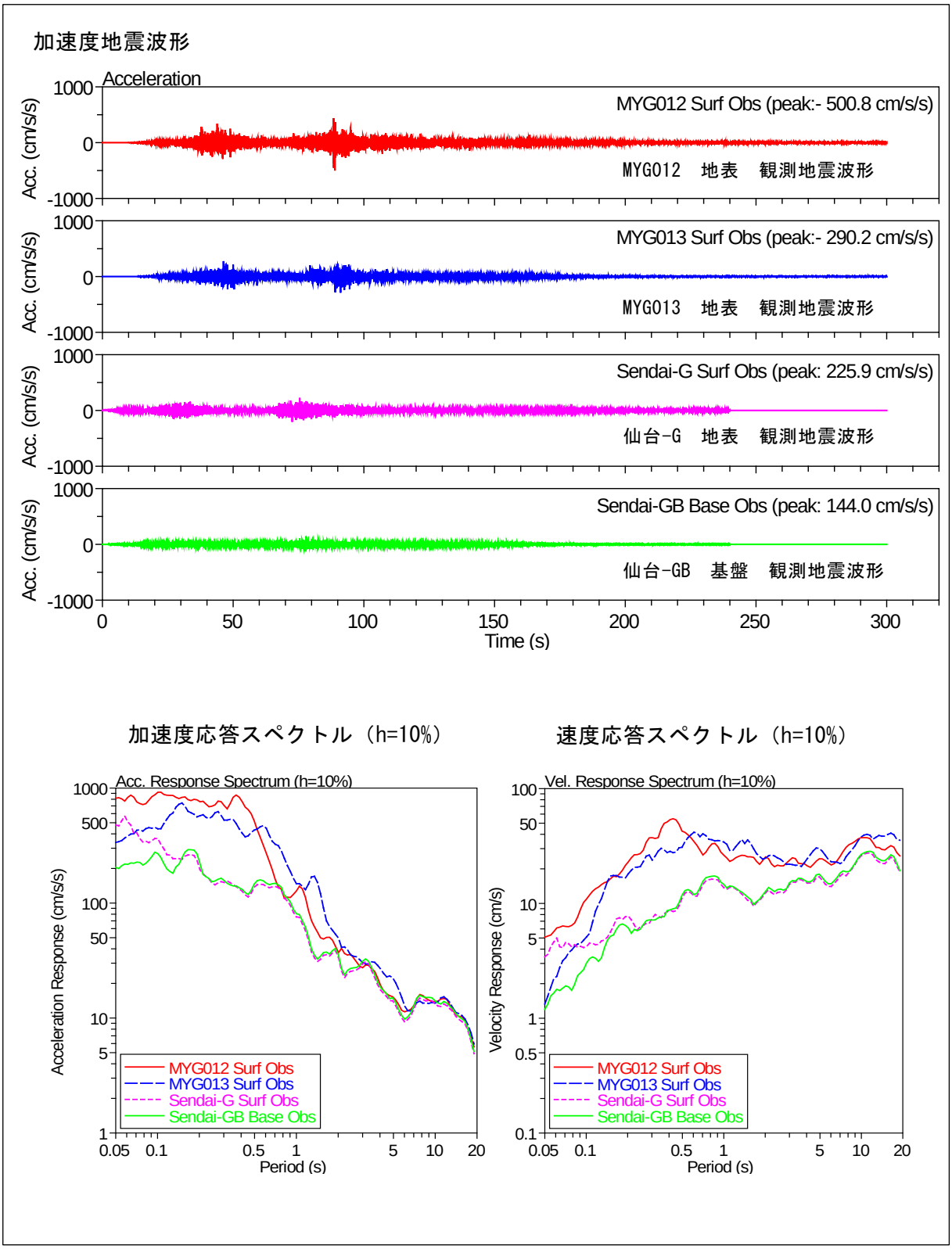


図 1.3.5　東北地方太平洋沖地震の観測地震波形の比較（仙台・塩釜地区：UD 成分）

1.3.4　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～）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）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	V_s (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）

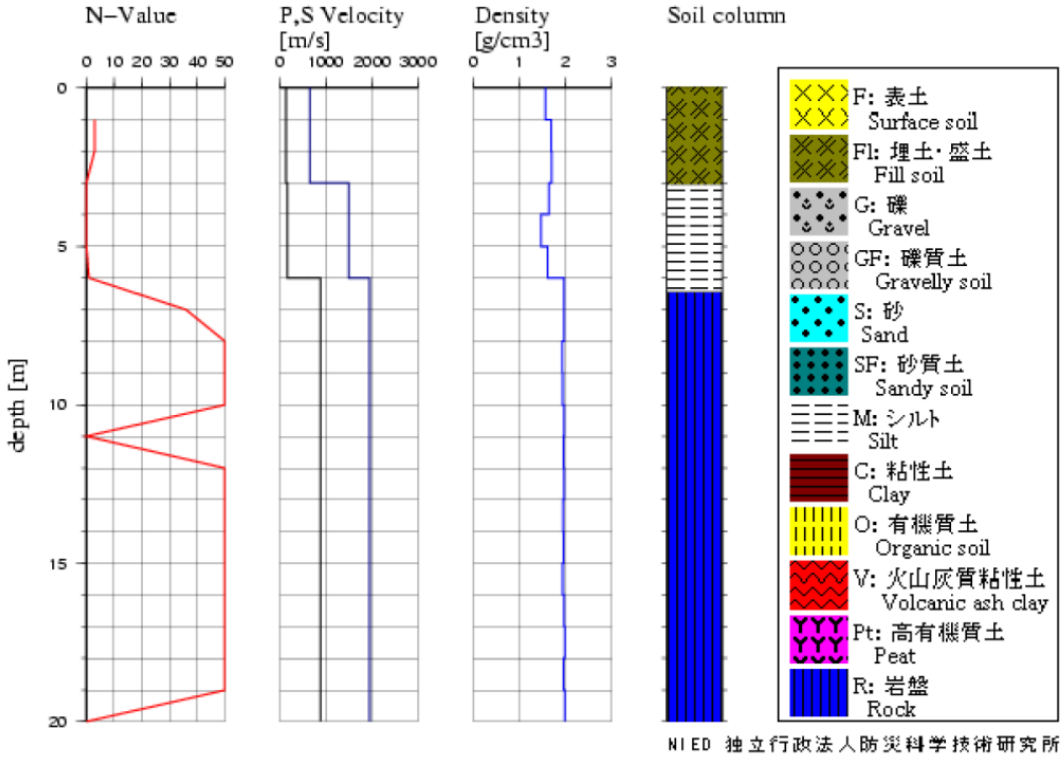
No.	深さ (G.L.-m)	土質	V_s (m/s)	ρ (g/cm^3)
1	2.70	Fl （埋土）	120	1.6
2	14.05	As （沖積砂質土）	130	1.8
3	25.65	As （沖積砂質土）	130	1.8
4	35.50	Dc （洪積粘性土）	170	1.6
5	-	R （基盤）	850	2.2

※　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)	V_s (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

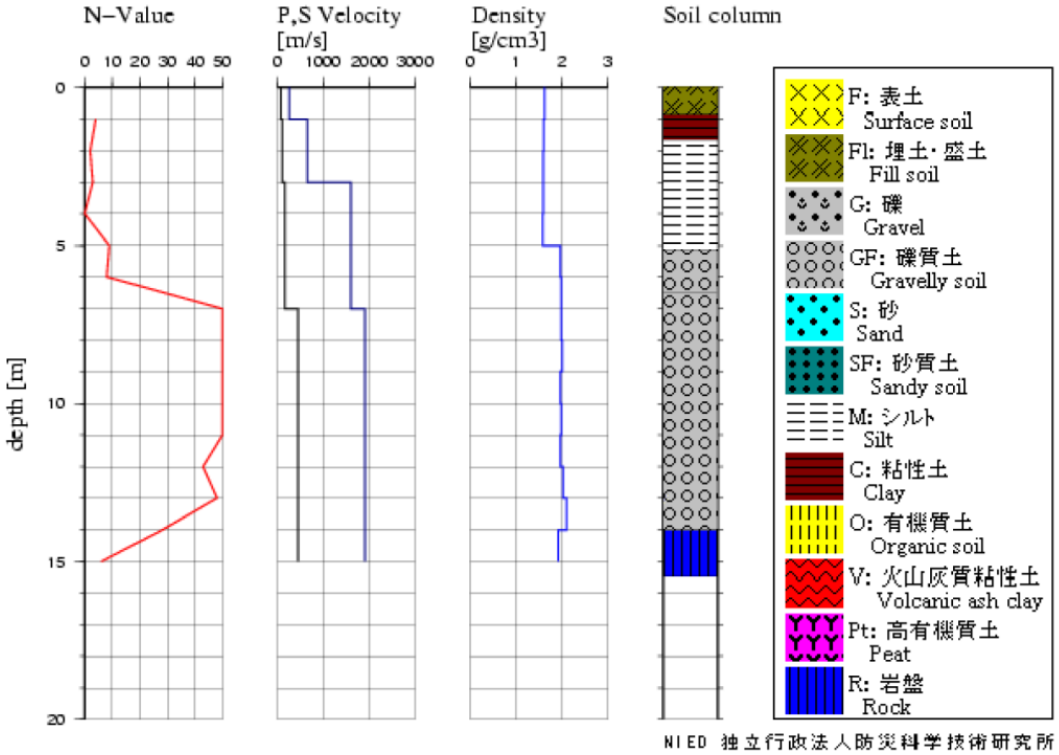


Copyright (c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, All rights Reserved.

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)	V_s (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



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）

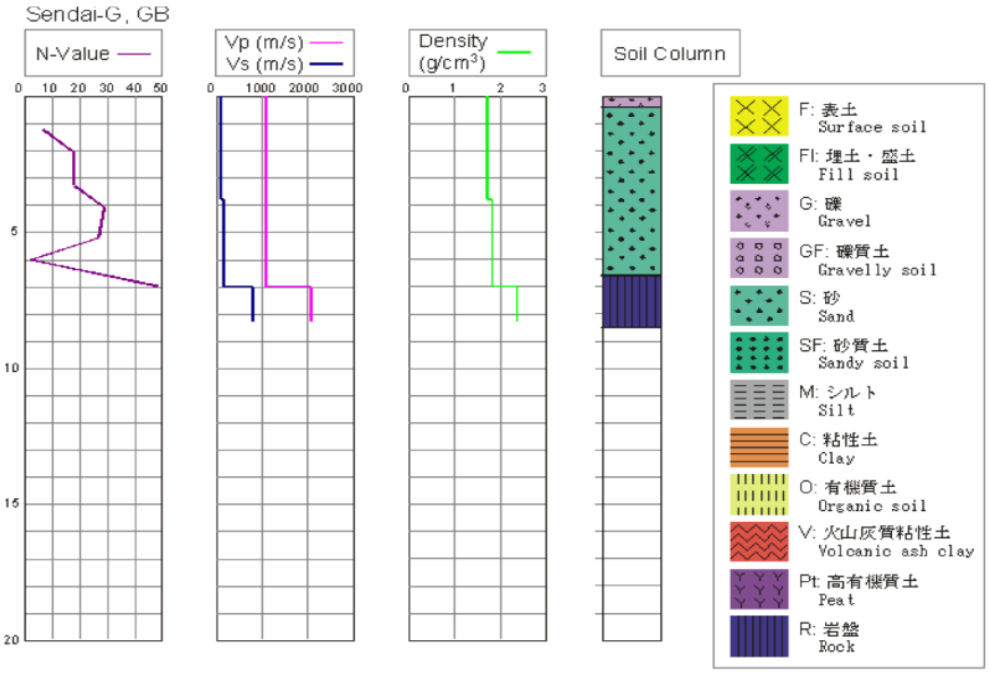
No.	深さ (G.L.-m)	土質	Vp (m/s)	V_s (m/s)	ρ (g/cm^3)
1	0.50	Ag（沖積礫質土）	1100	130	1.75
2	3.00	As（沖積砂質土）	1100	130	1.75
3	7.00	As（沖積砂質土）	1100	180	1.85
4		R （基盤）	2100	820	2.40

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。

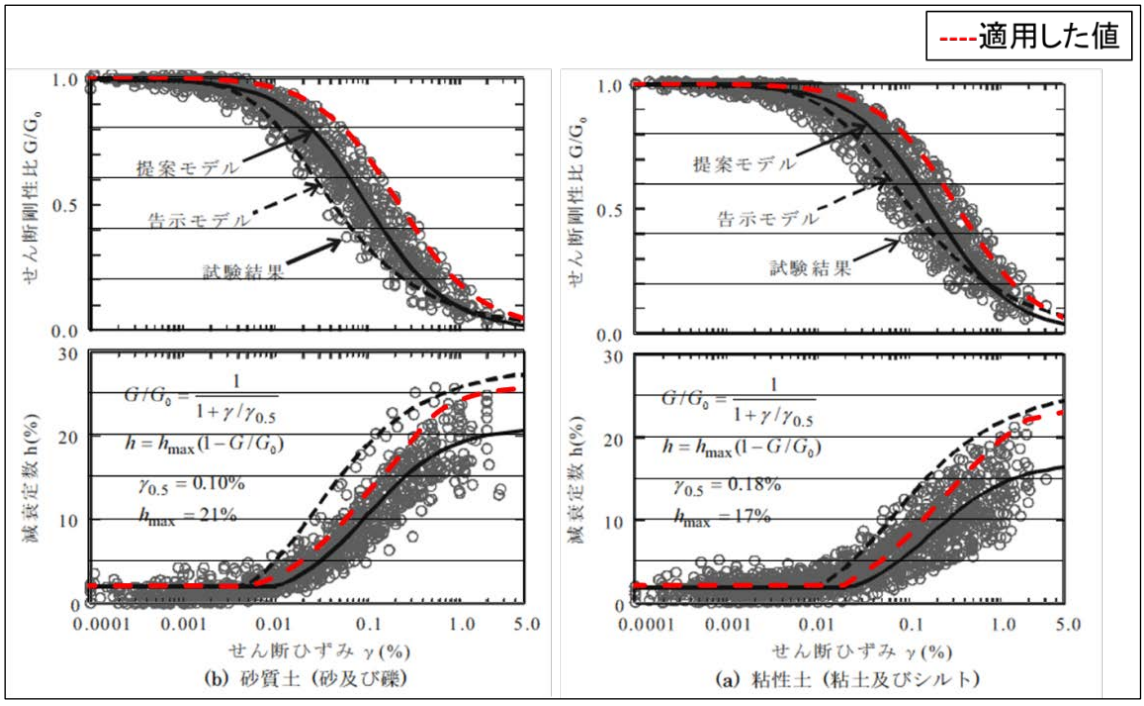


図 1.3.9　採用した動的変形特性曲線

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

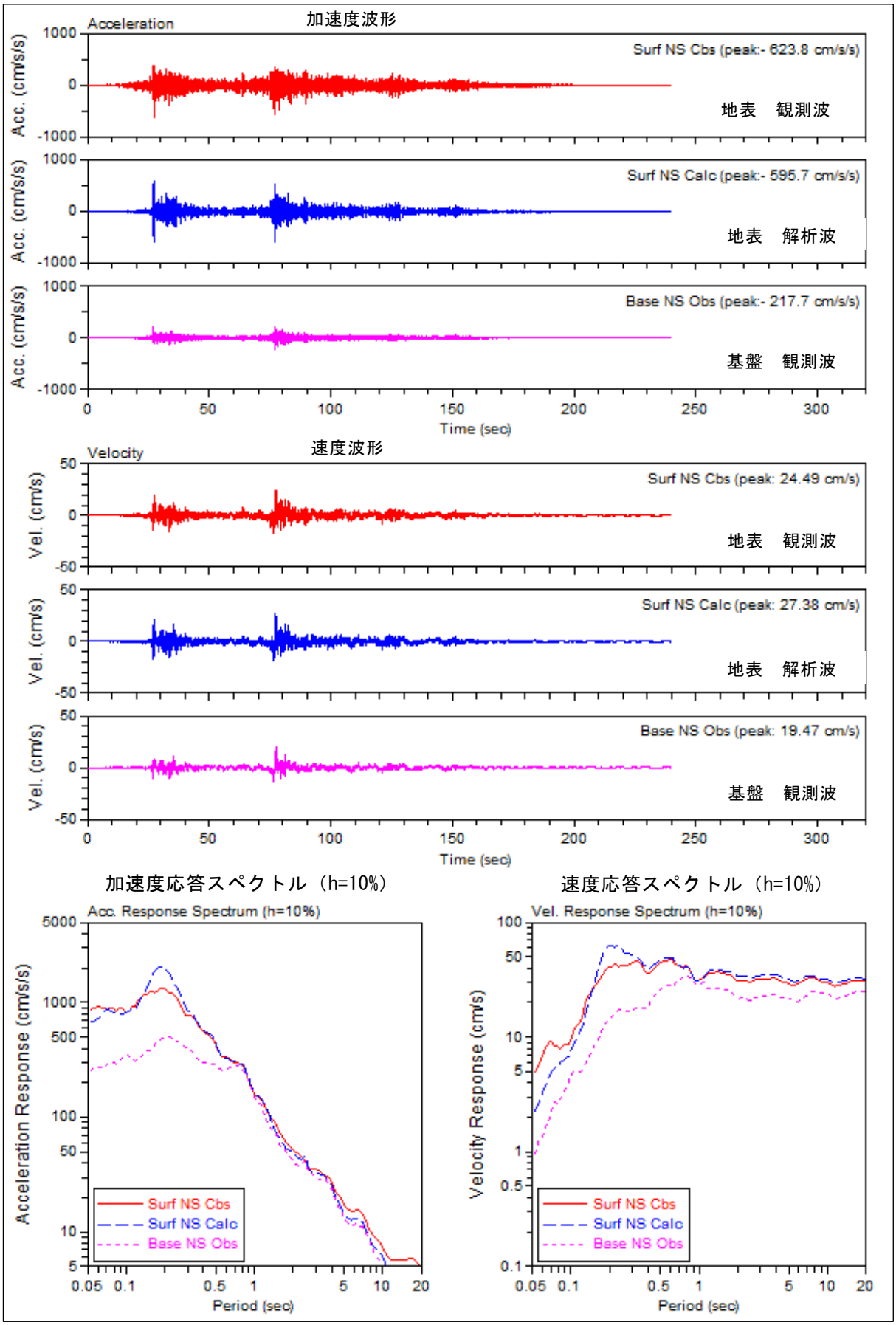


図 1.3.10　観測地震波形と解析地震波形との比較（仙台 G　：NS 成分）

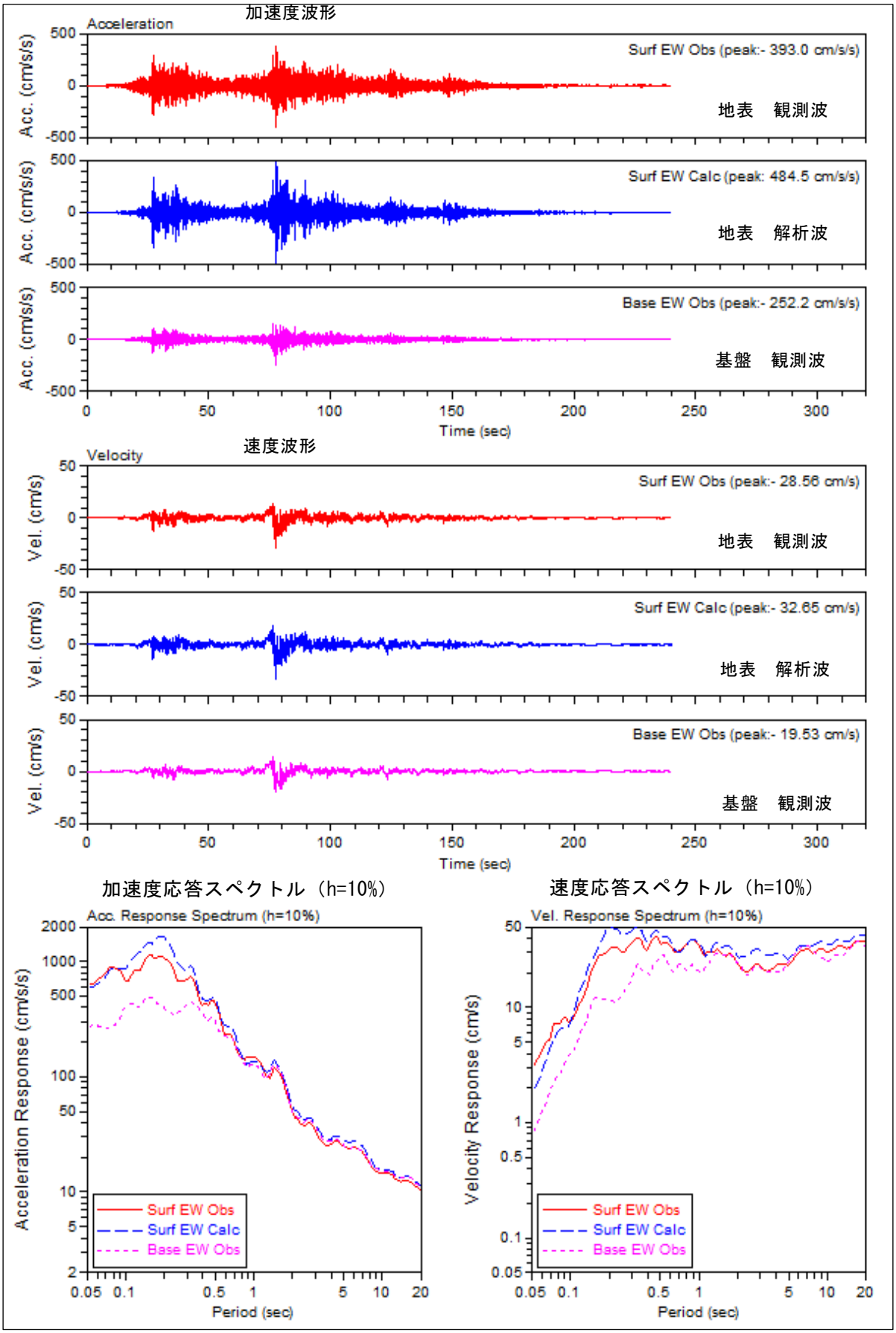


図 1.3.11　観測地震波形と解析地震波形との比較（仙台 G、GB：EW 成分）

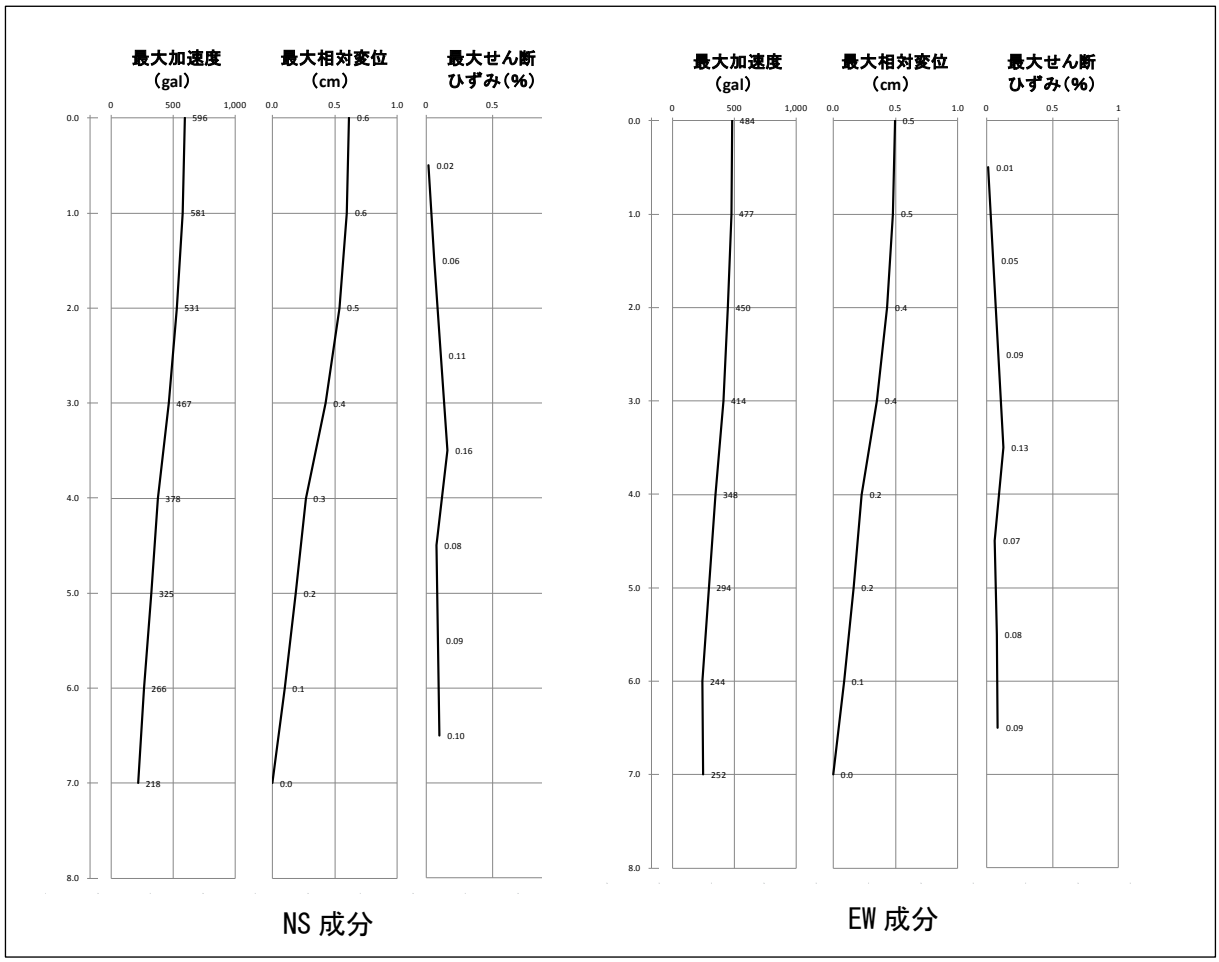


図 1.3.12　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（港湾研観測地点）

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」（注１）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を確認している。（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、MYG012、MYG013 の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と仙台 G 及び仙台 GB について、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

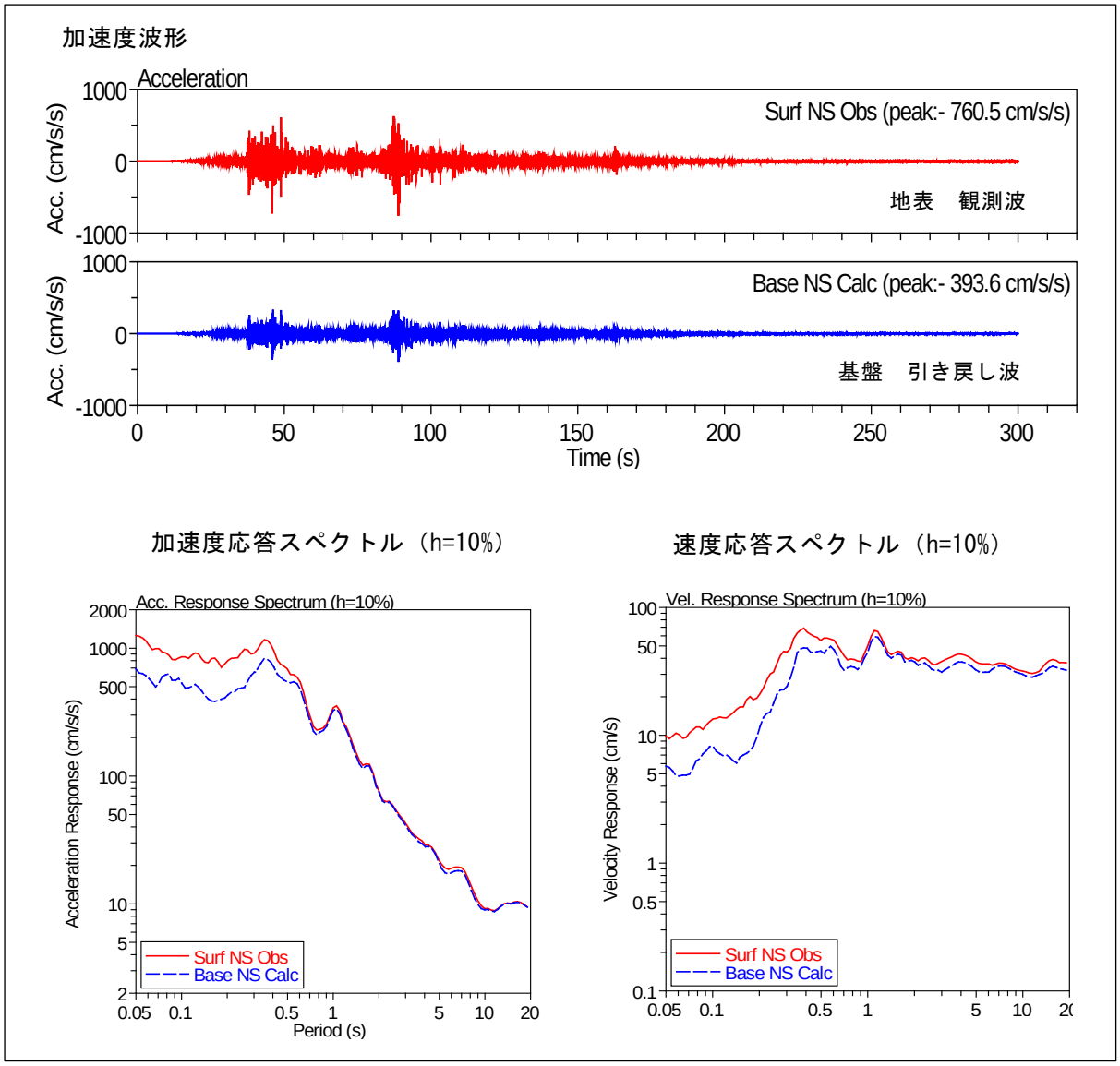


図 1.3.13　地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG012・NS 成分）

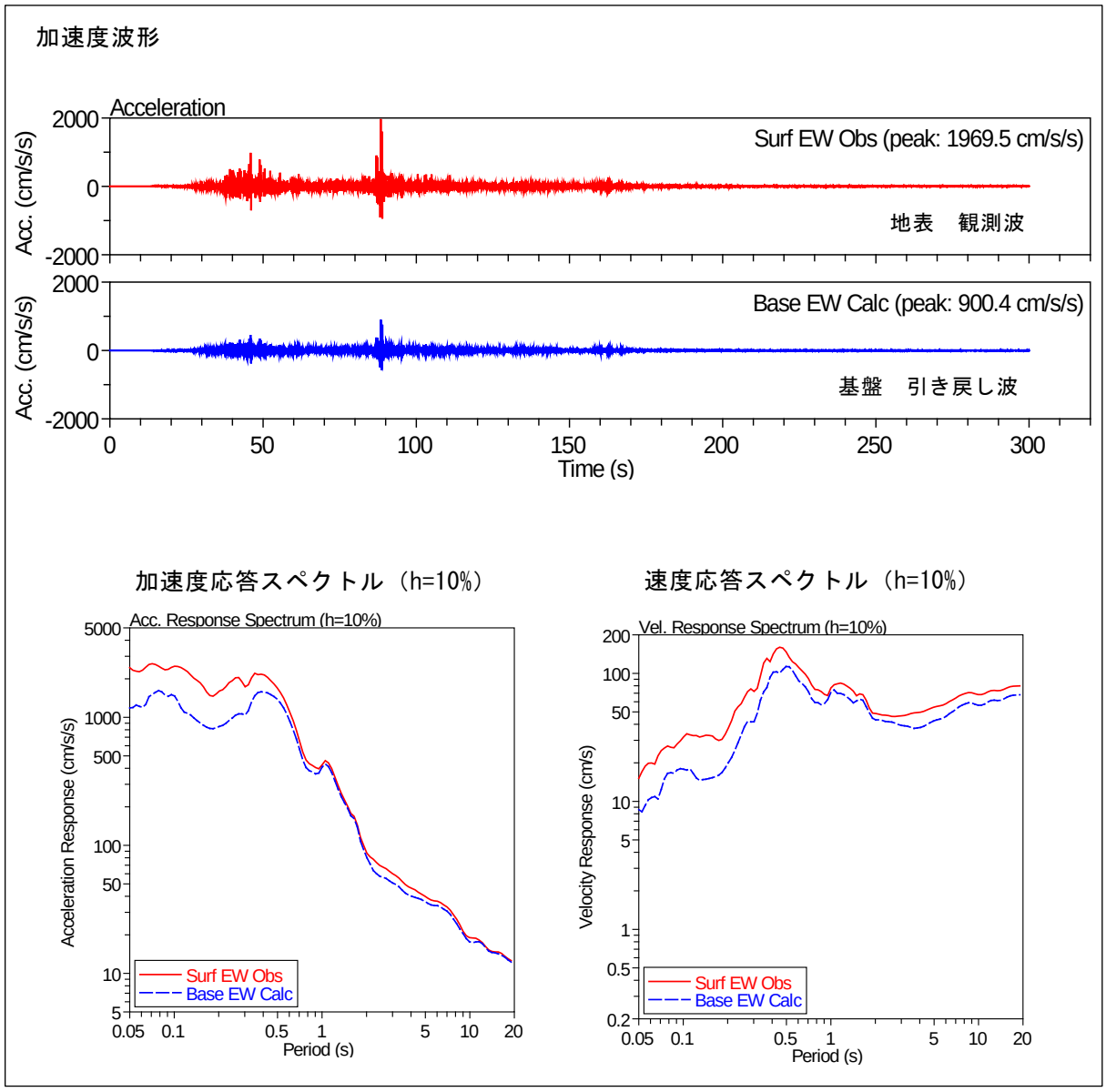


図 1.3.14　地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG012・EW 成分）

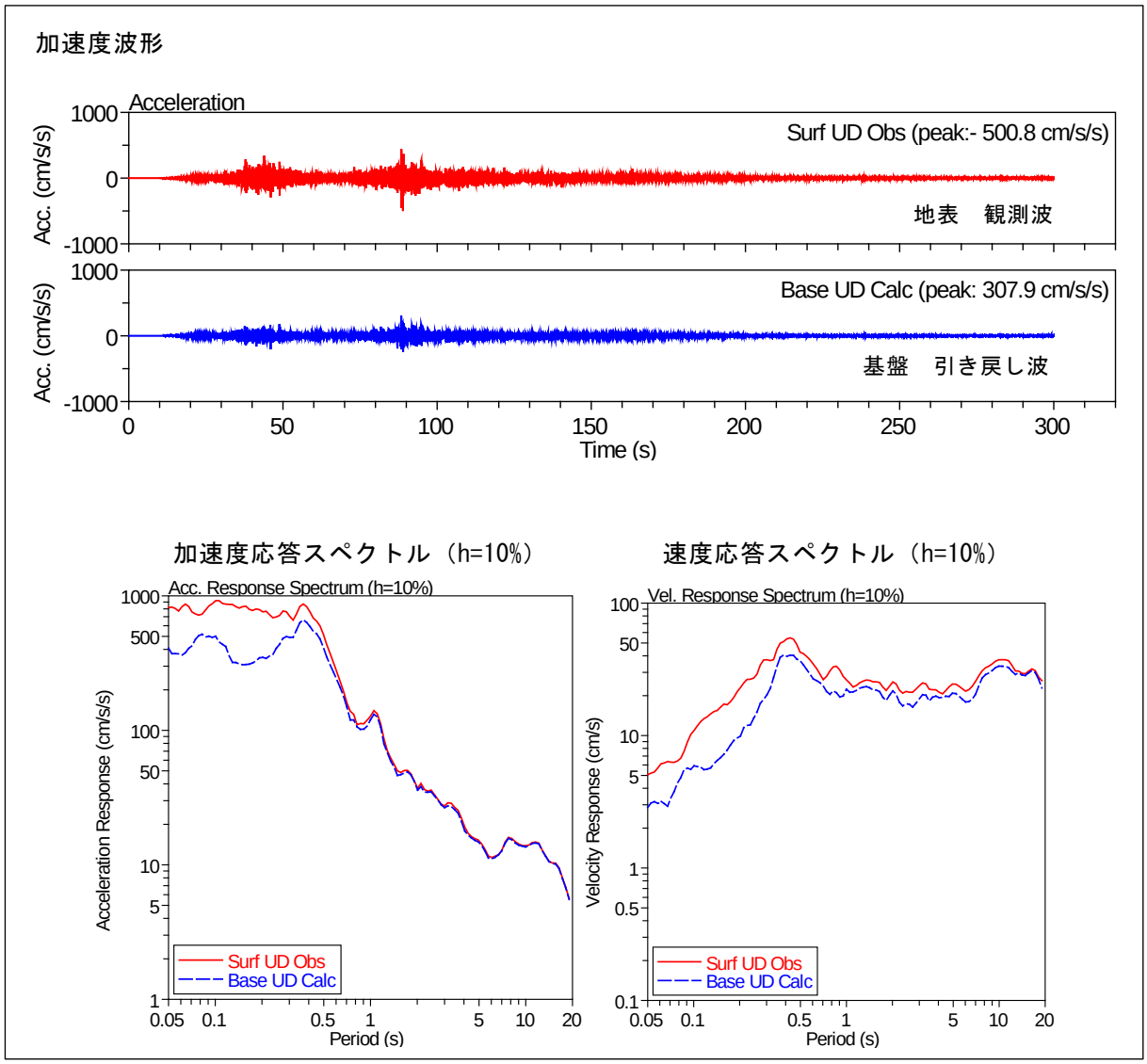


図 1.3.15　地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG012・UD 成分）

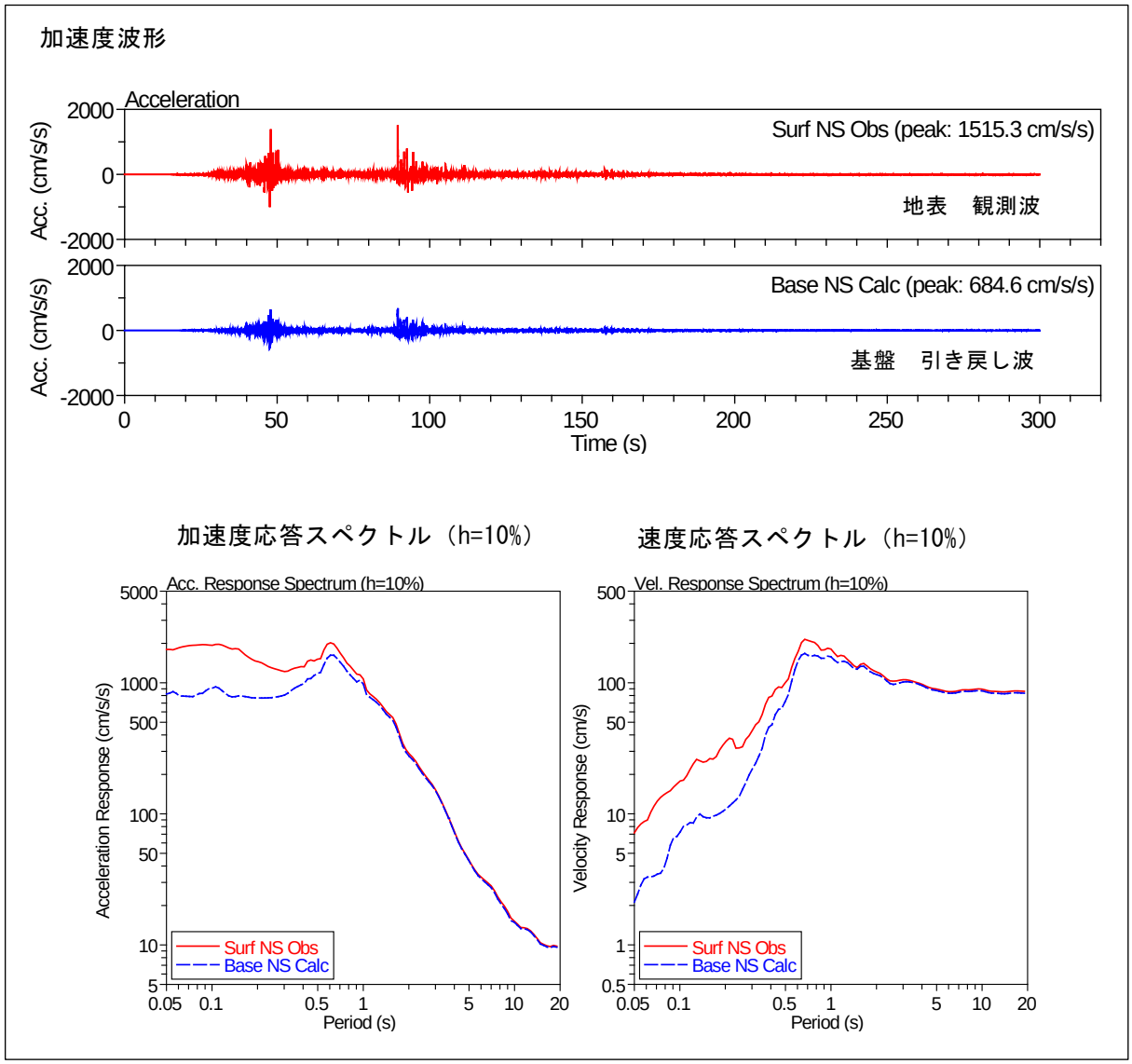


図 1.3.16　地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG013・NS 成分）

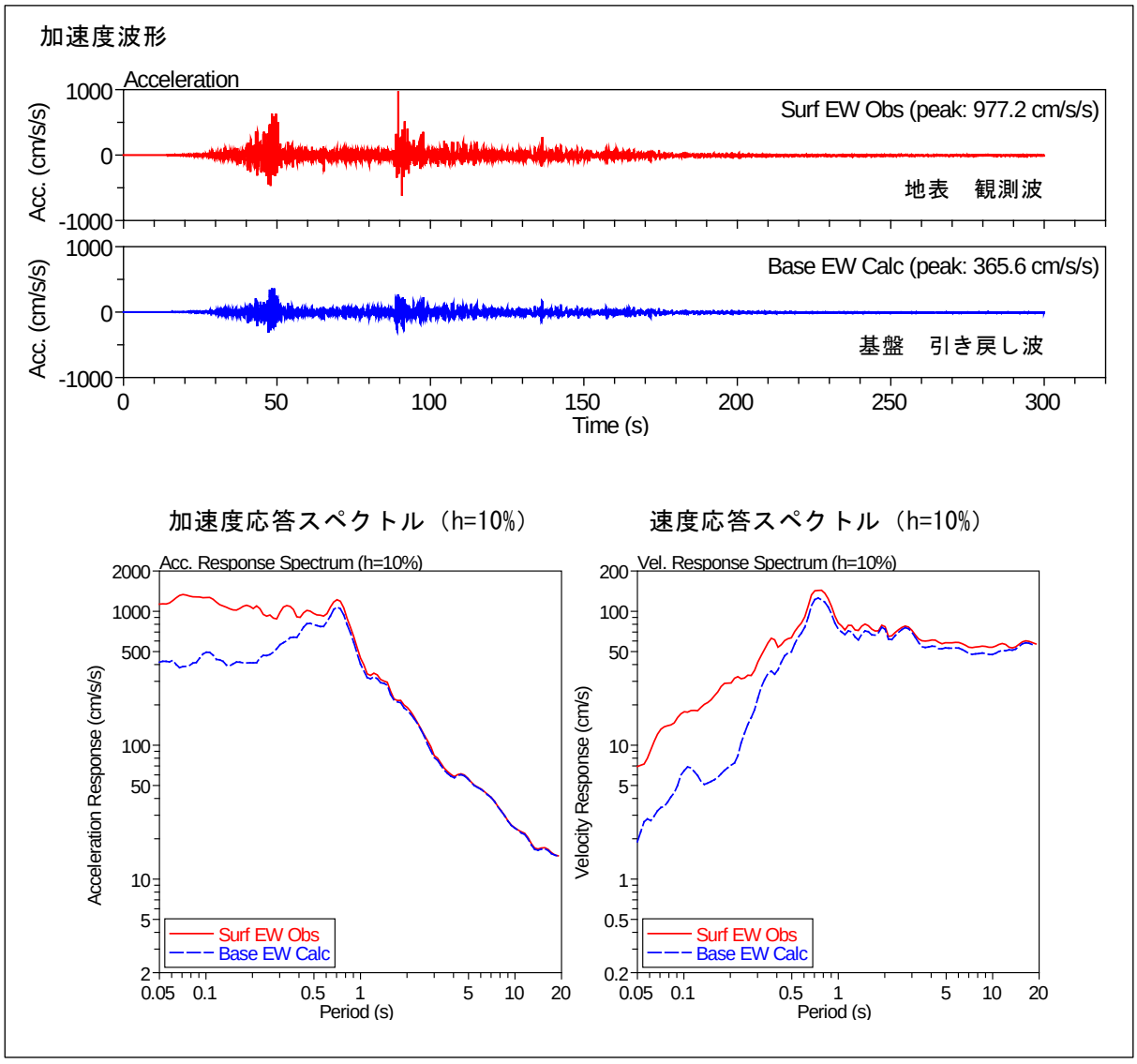


図 1.3.17　地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG013・EW 成分）

（注１）*YUSAYUSA*は，東京大学・土木工学科・土質研究室（石原研而，東畑郁生）により開発された一次元有効応力地震応答解析プログラムである。その後，石原と佐藤工業（株）・吉田望により新しい応力ひずみ関係がつけ加えられる等の改良が行われ、それをYUSAYUSA－2と呼んでいる。

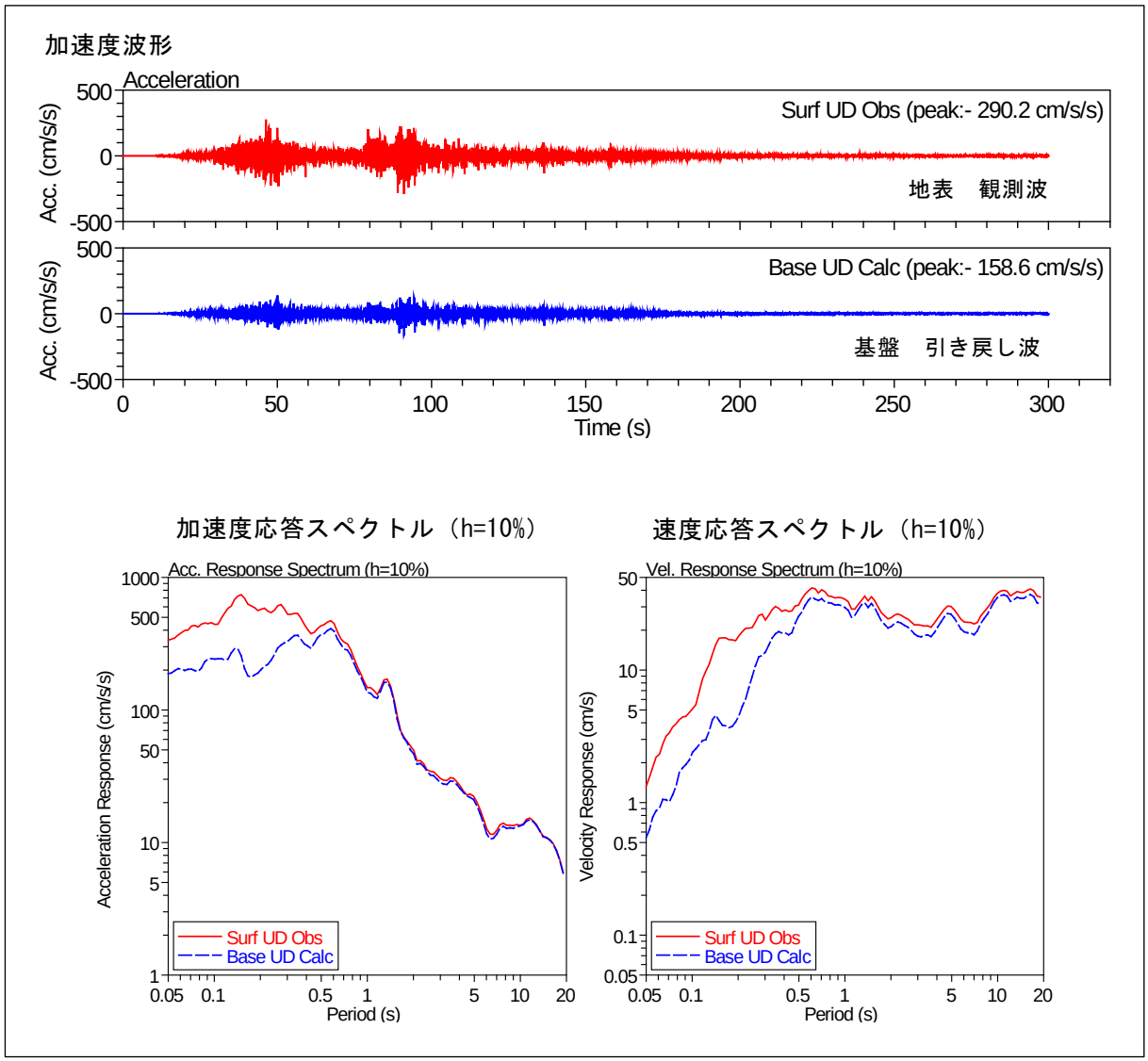


図 1.3.18　地表の観測地震波形と工学的基盤の解析地震波形の比較（MYG013・UD 成分）

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、宮城県塩竈市

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

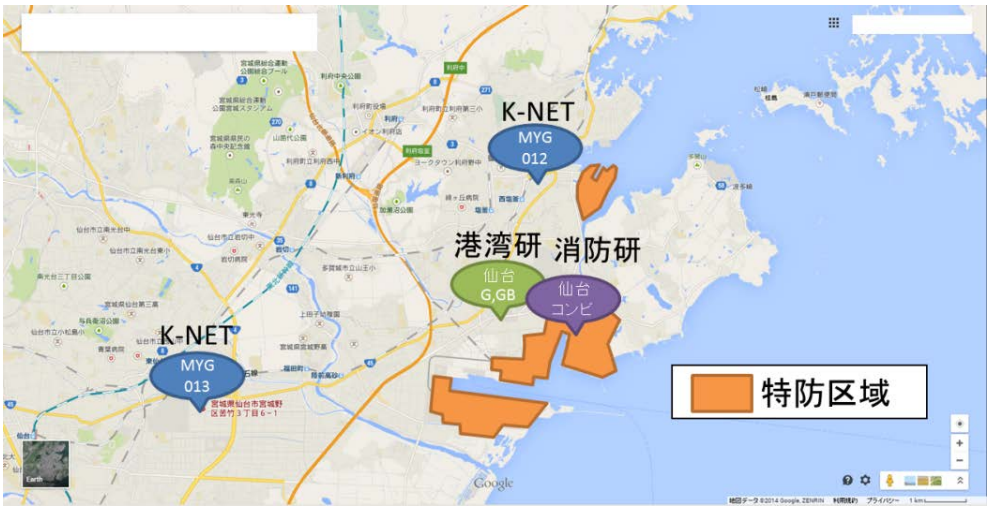


図 1.3.19　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の観測地点の位置
（仙台・塩釜地区）

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

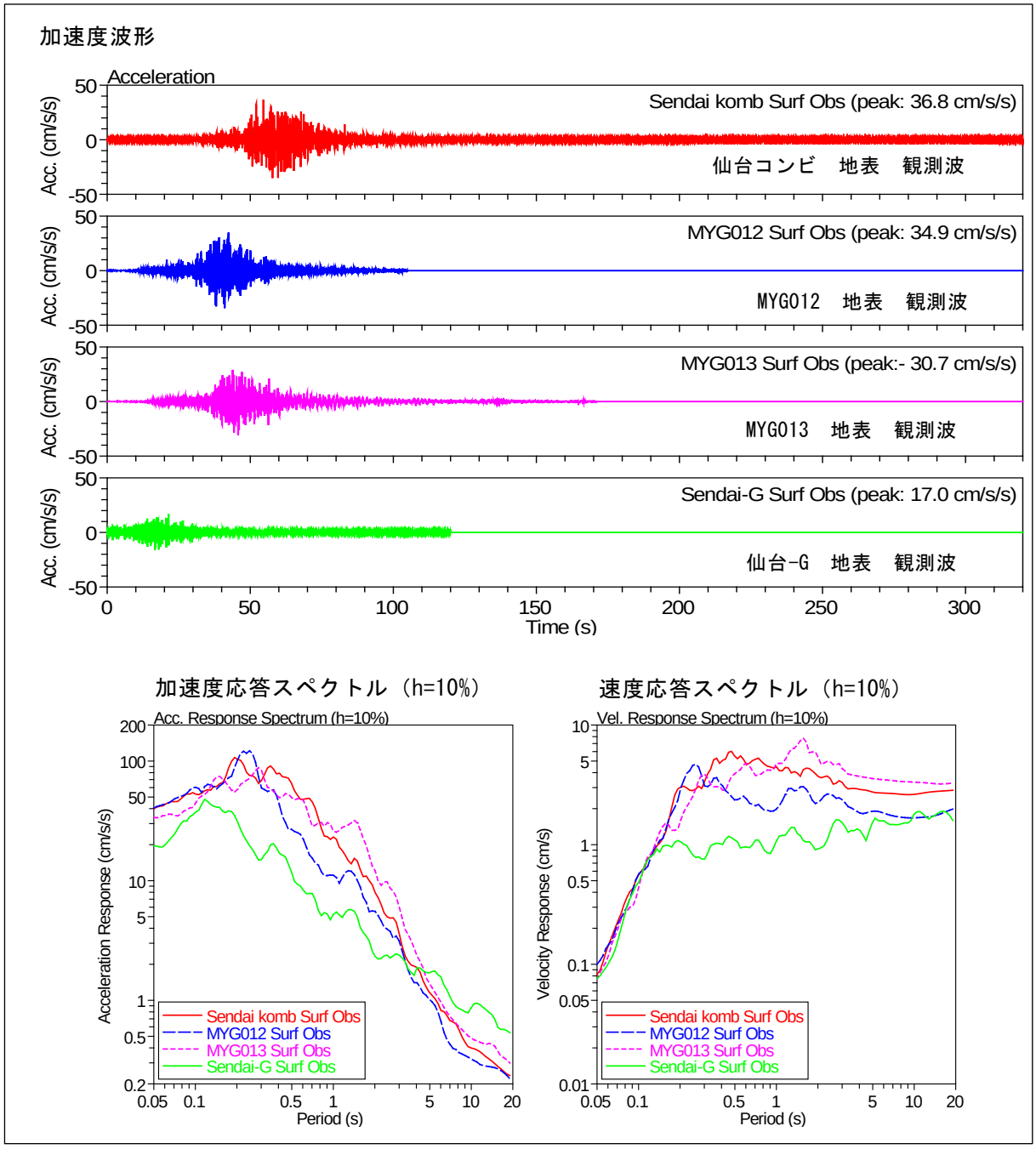


図 1.3.20　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の地表における観測地震波形の比較（NS 成分）

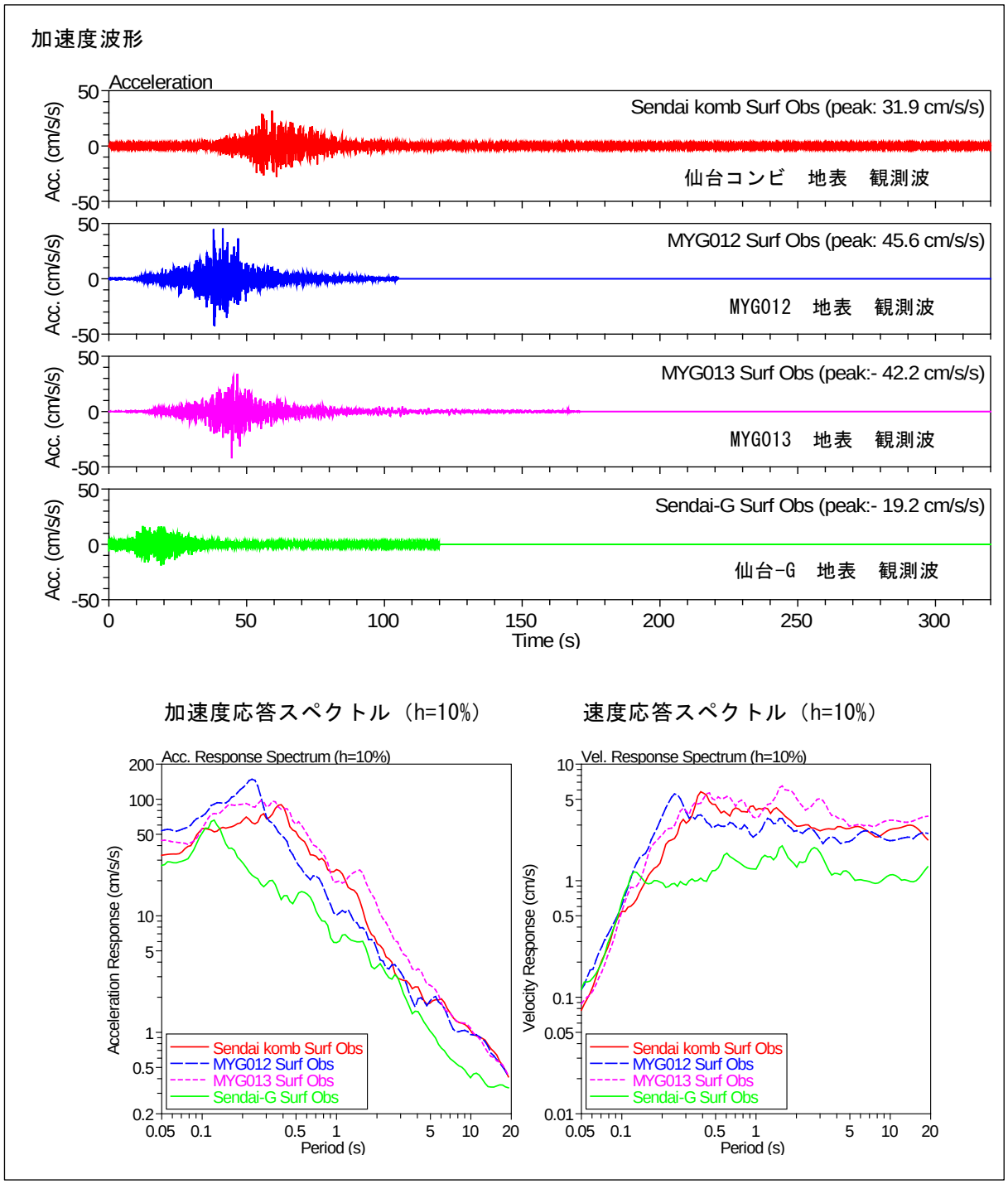


図 1.3.21　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の地表における観測地震波形の比較（EW 成分）

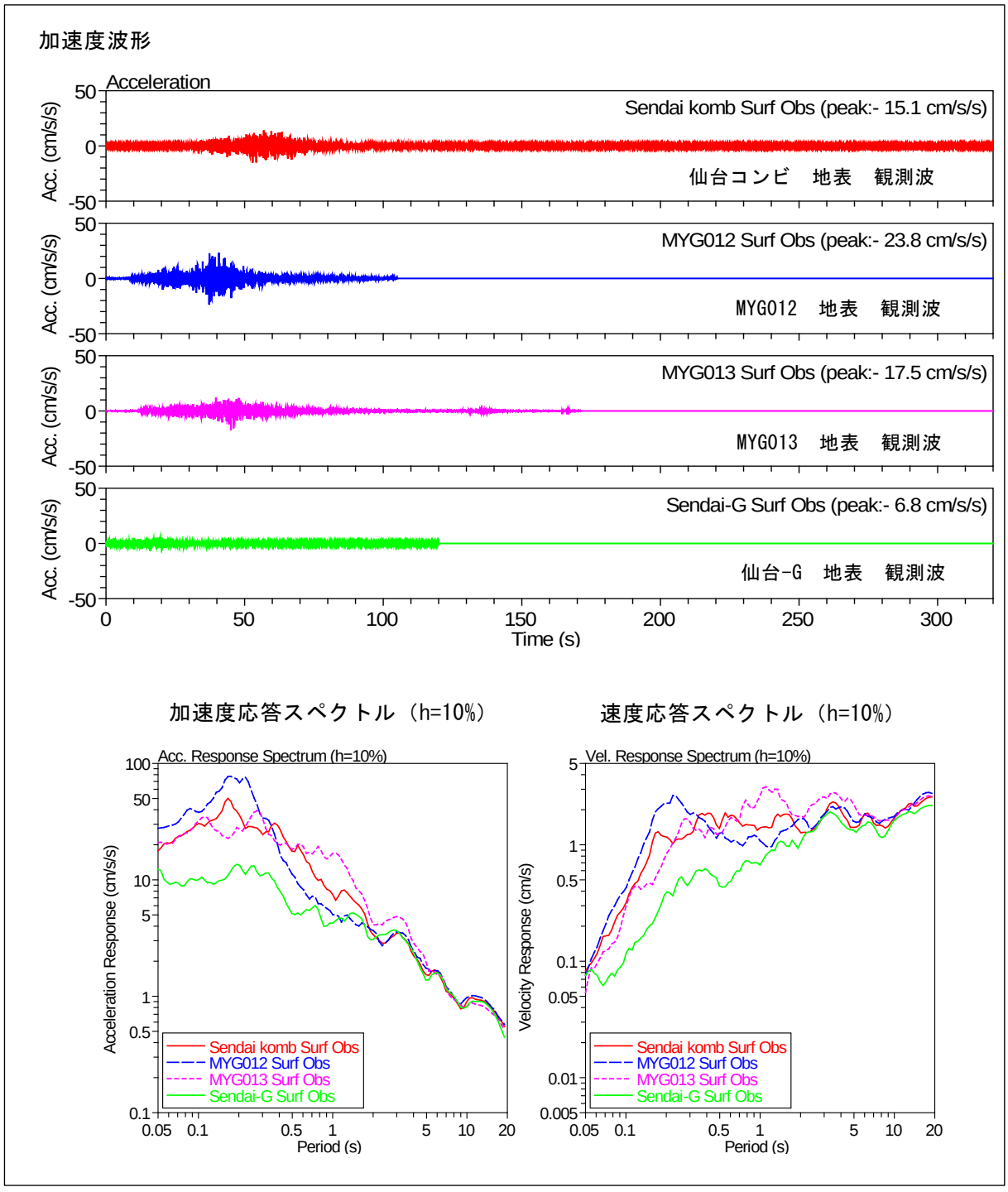


図 1.3.22　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の地表における観測地震波形の比較（UD 成分）

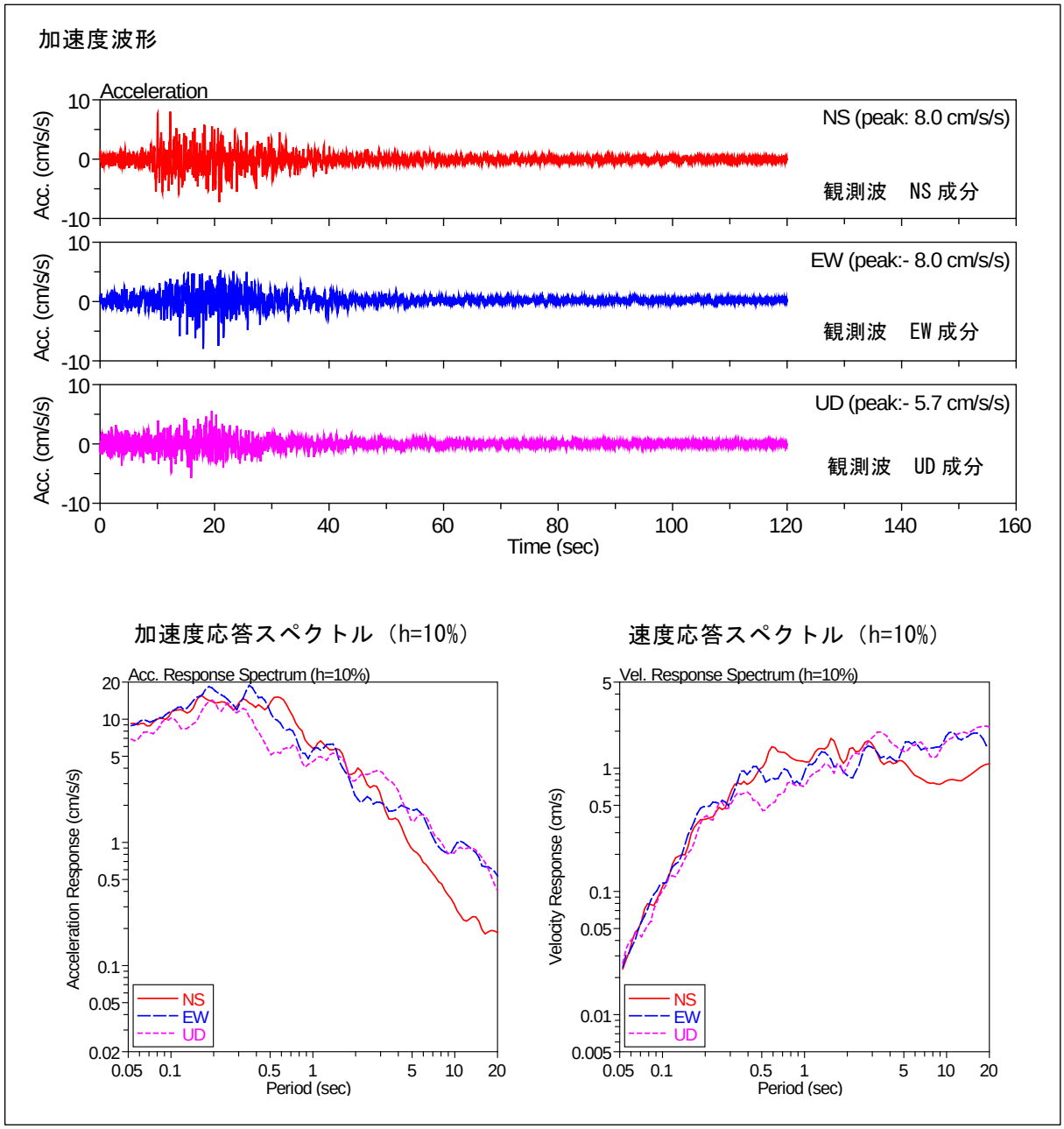


図 1.3.23　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における観測地震波形
（港湾研　仙台 GB）

1.3.7.4　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	V_s (m/s)	ρ (g/cm^3)
1	3.00	Fl（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

1.3.7.5　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、屋外貯蔵タンク本体の固有周期である 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

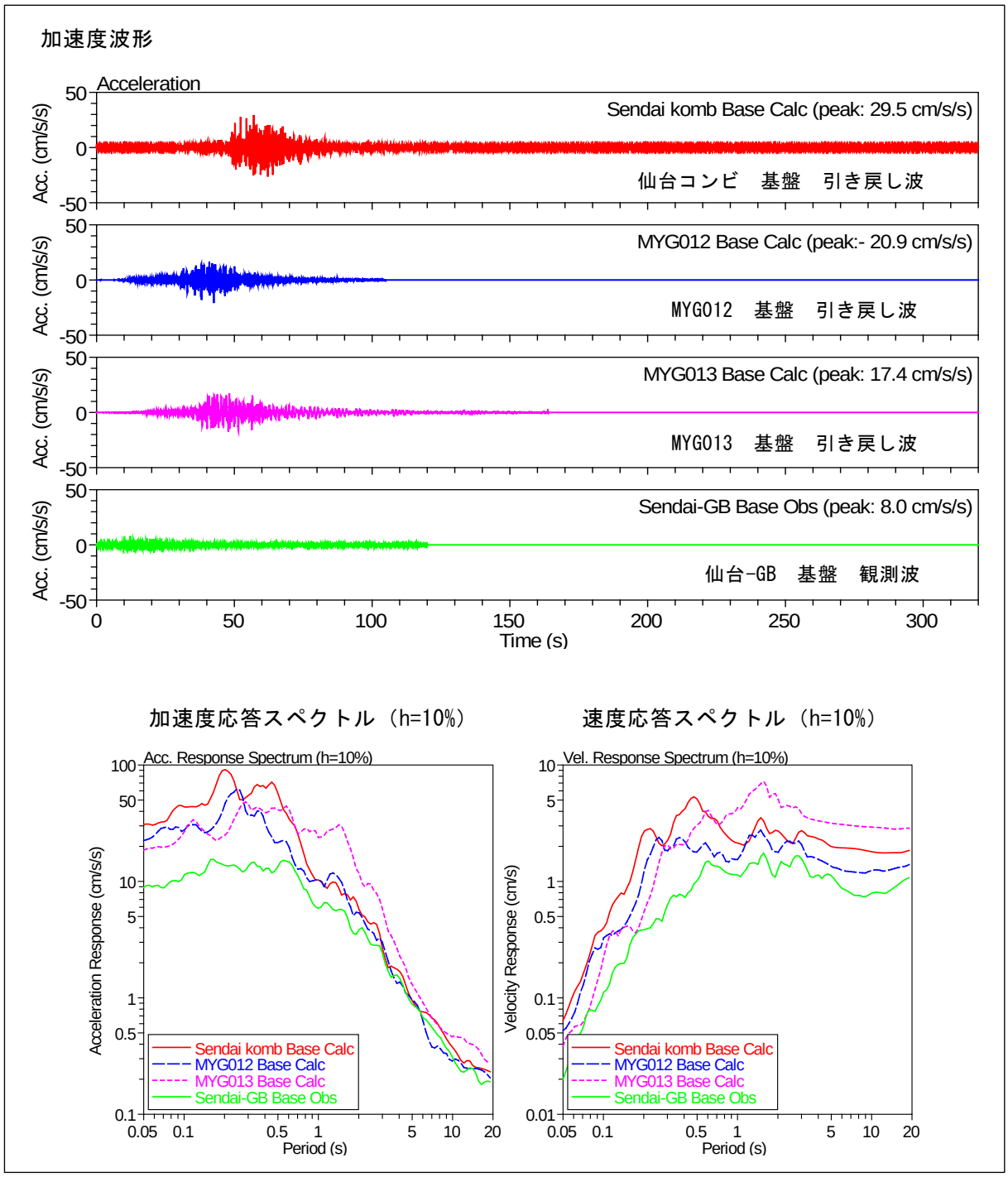


図 1.3.24　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における波形（NS 成分）

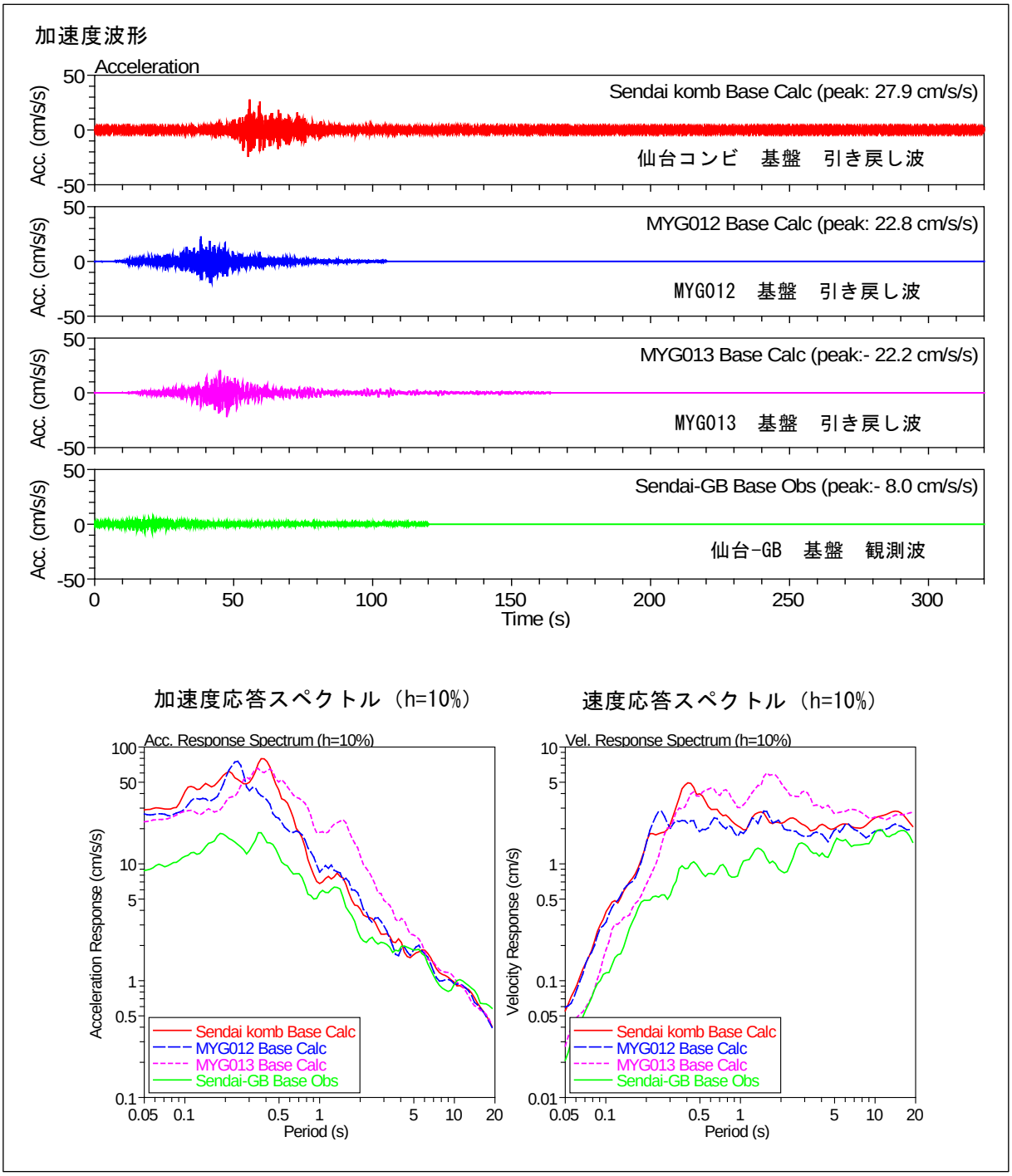


図 1.3.25　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における波形（EW 成分）

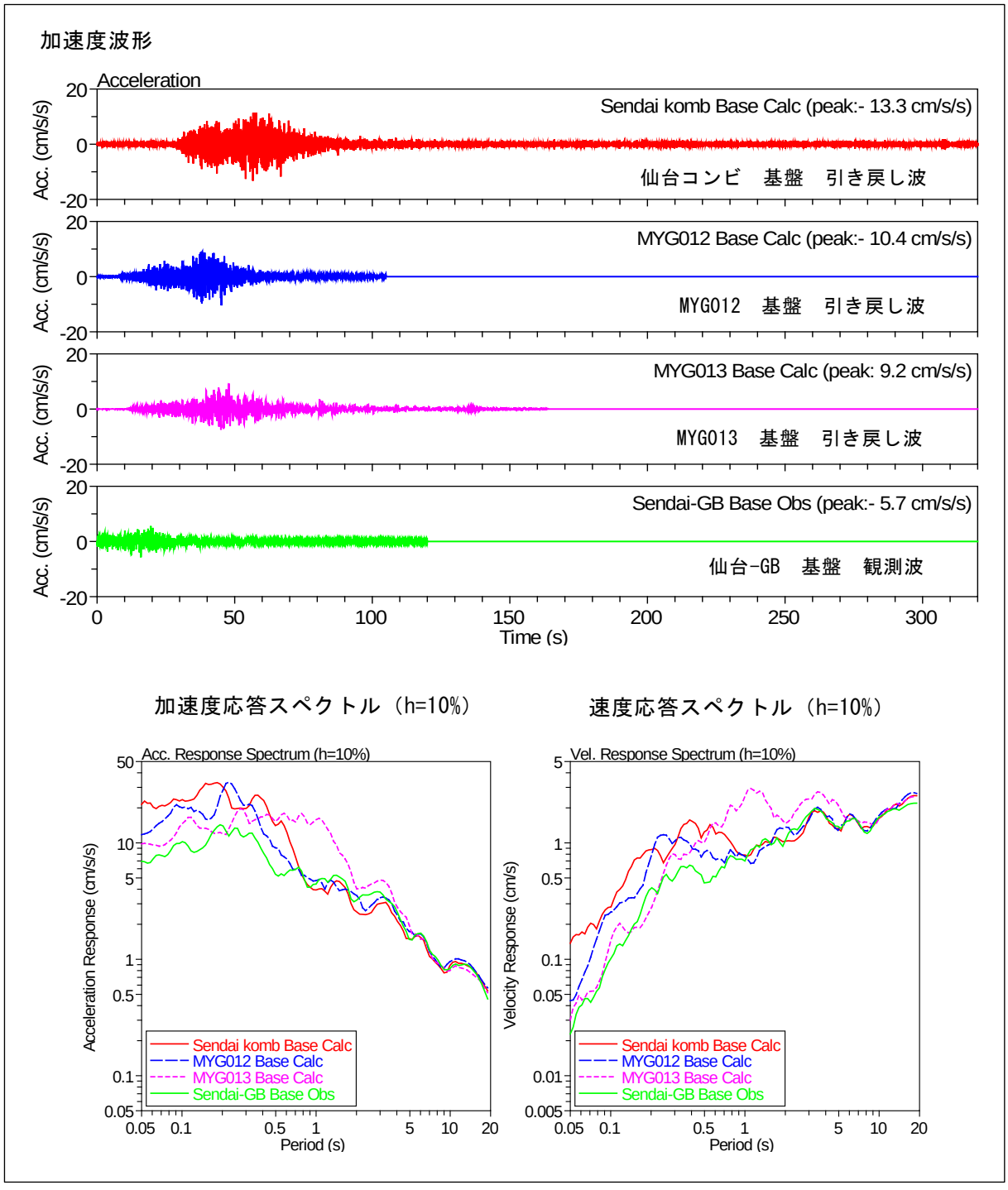


図 1.3.26　平成 23 年 3 月 9 日 三陸沖地震の工学的基盤における地震波形（UD 成分）

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。

なお、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り、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。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おり、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が、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。

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	―

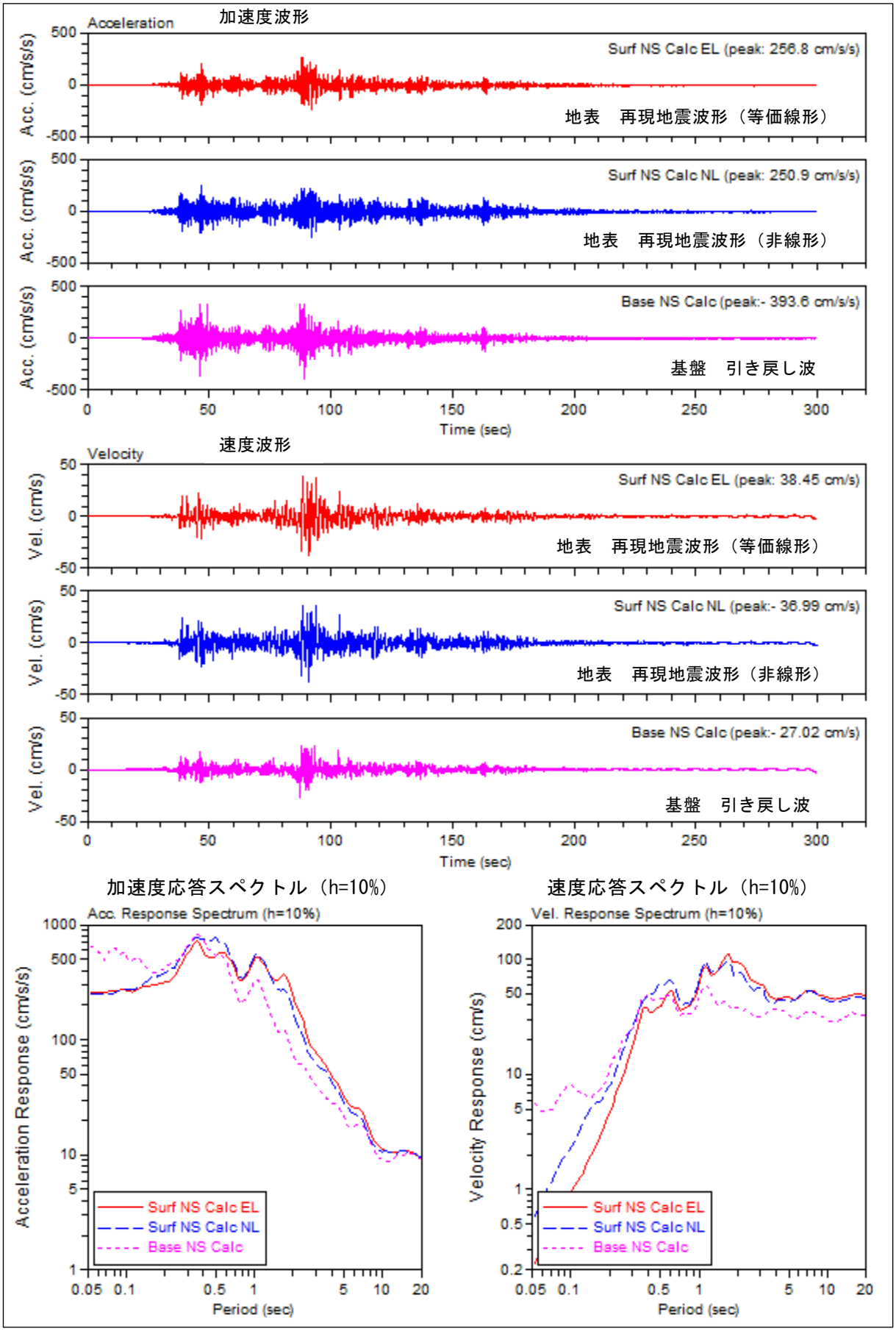


図 1.3.27　地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が深いケース・NS 成分）

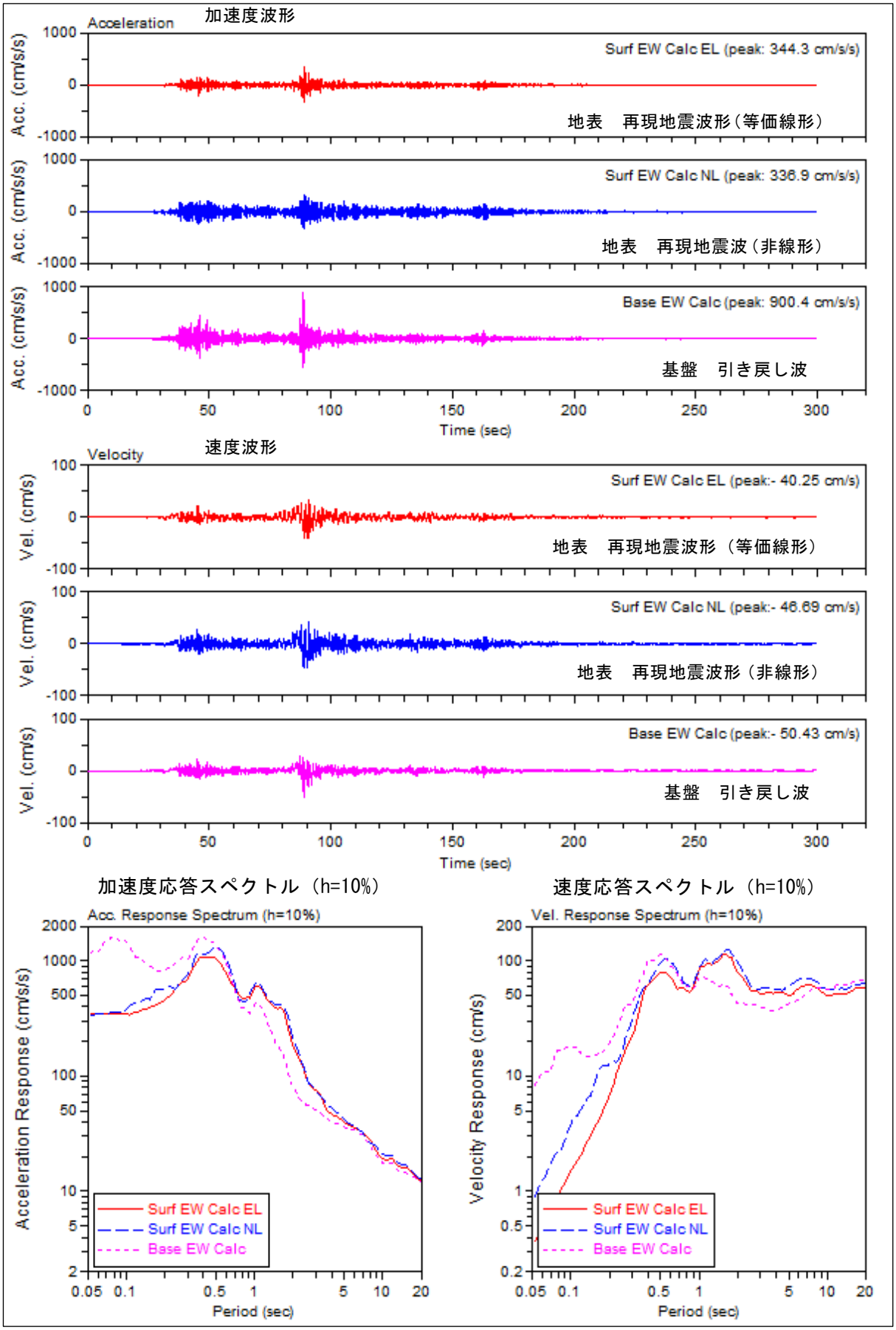


図 1.3.28　地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が深いケース・EW 成分）

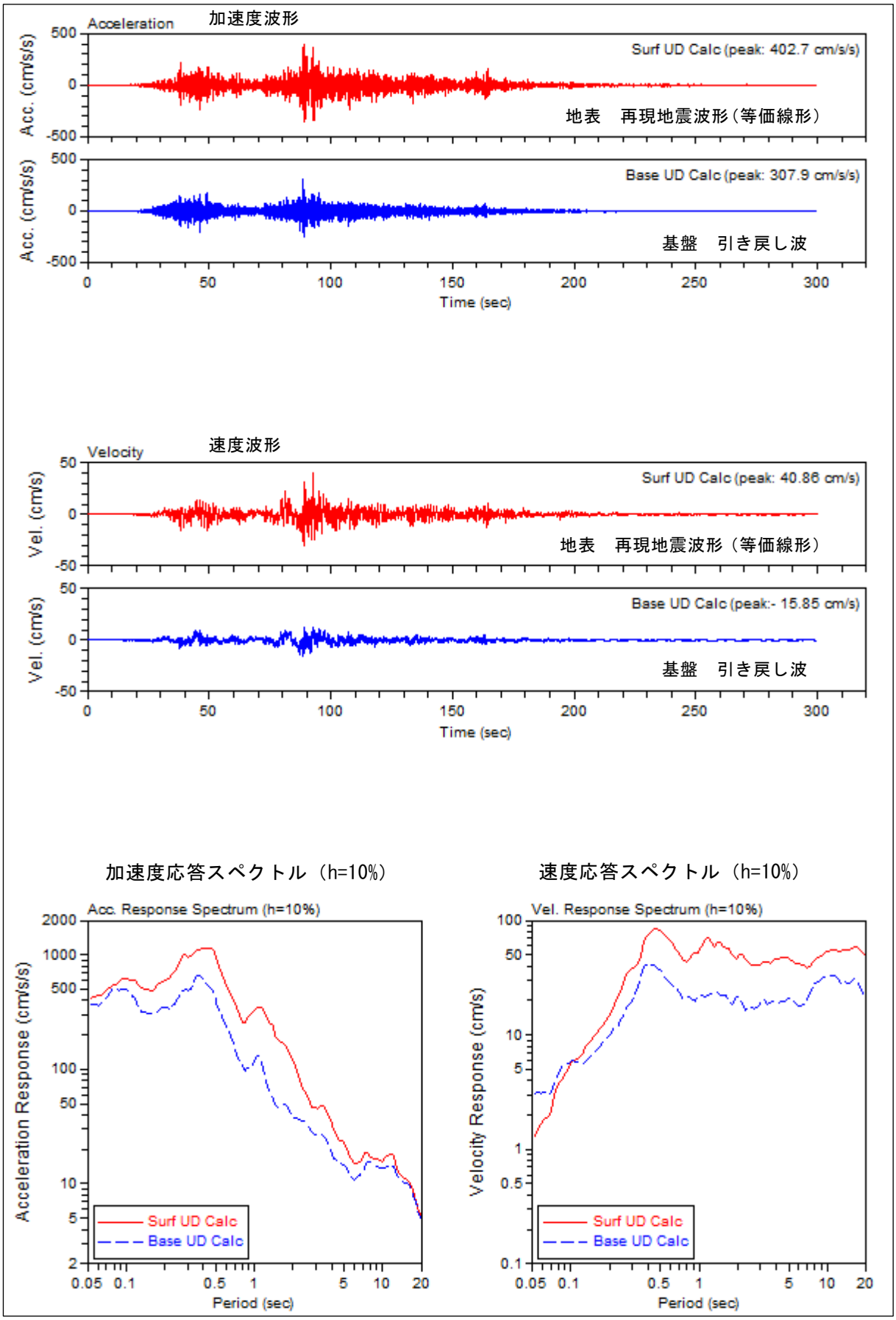


図 1.3.29　地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が深いケース・UD 成分）

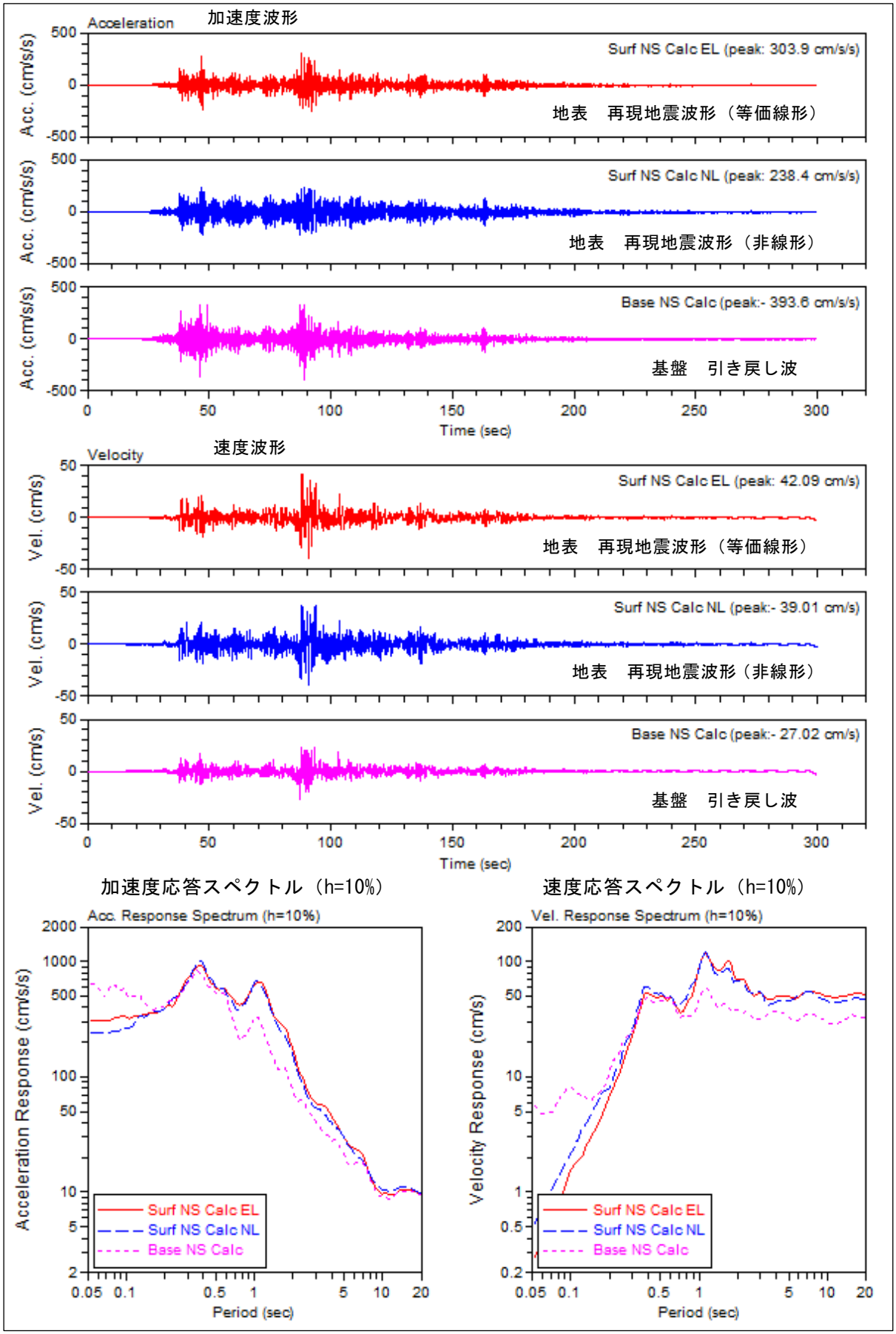


図 1.3.30　地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が浅いケース・NS 成分）

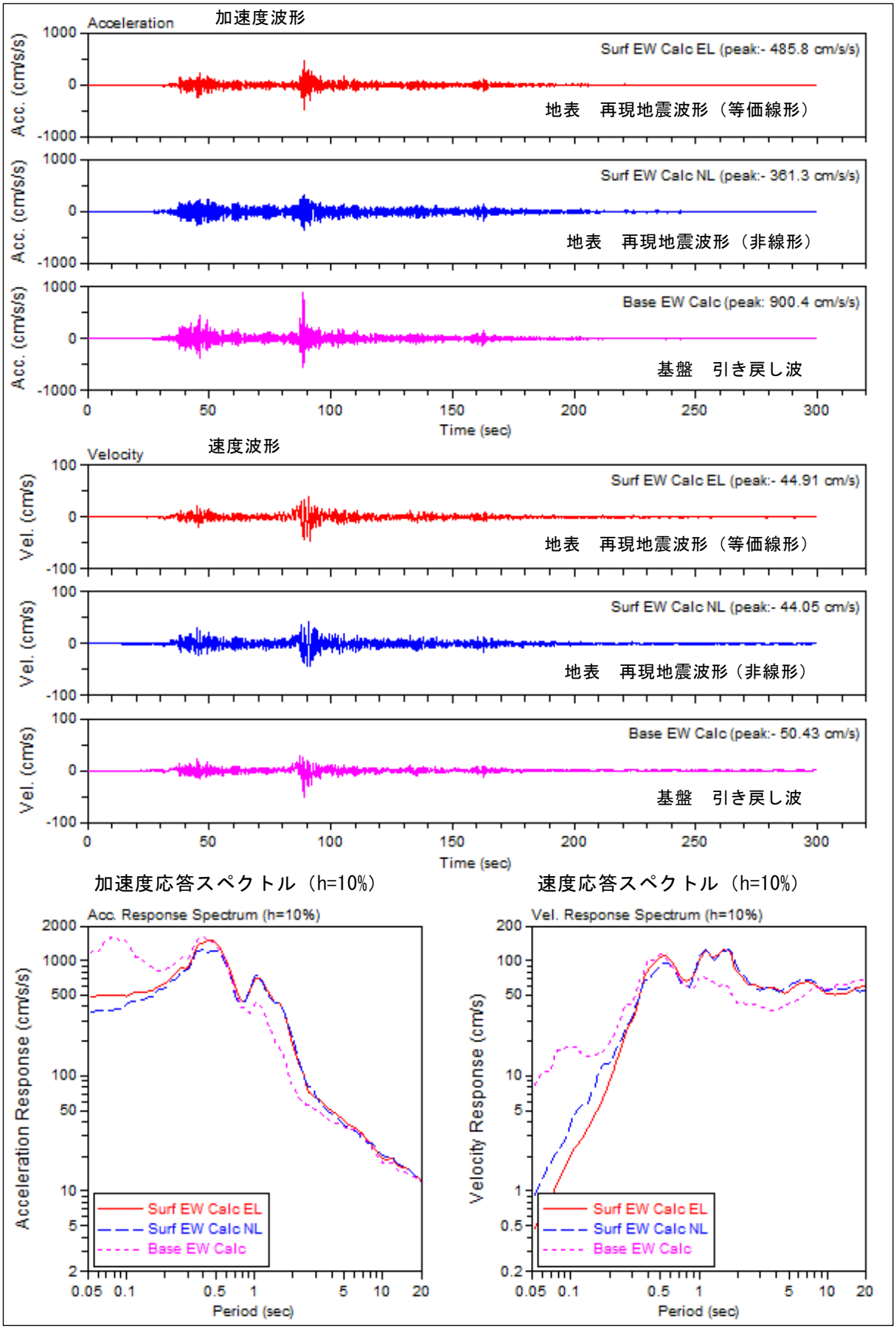


図 1.3.31　地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が浅いケース・EW 成分）

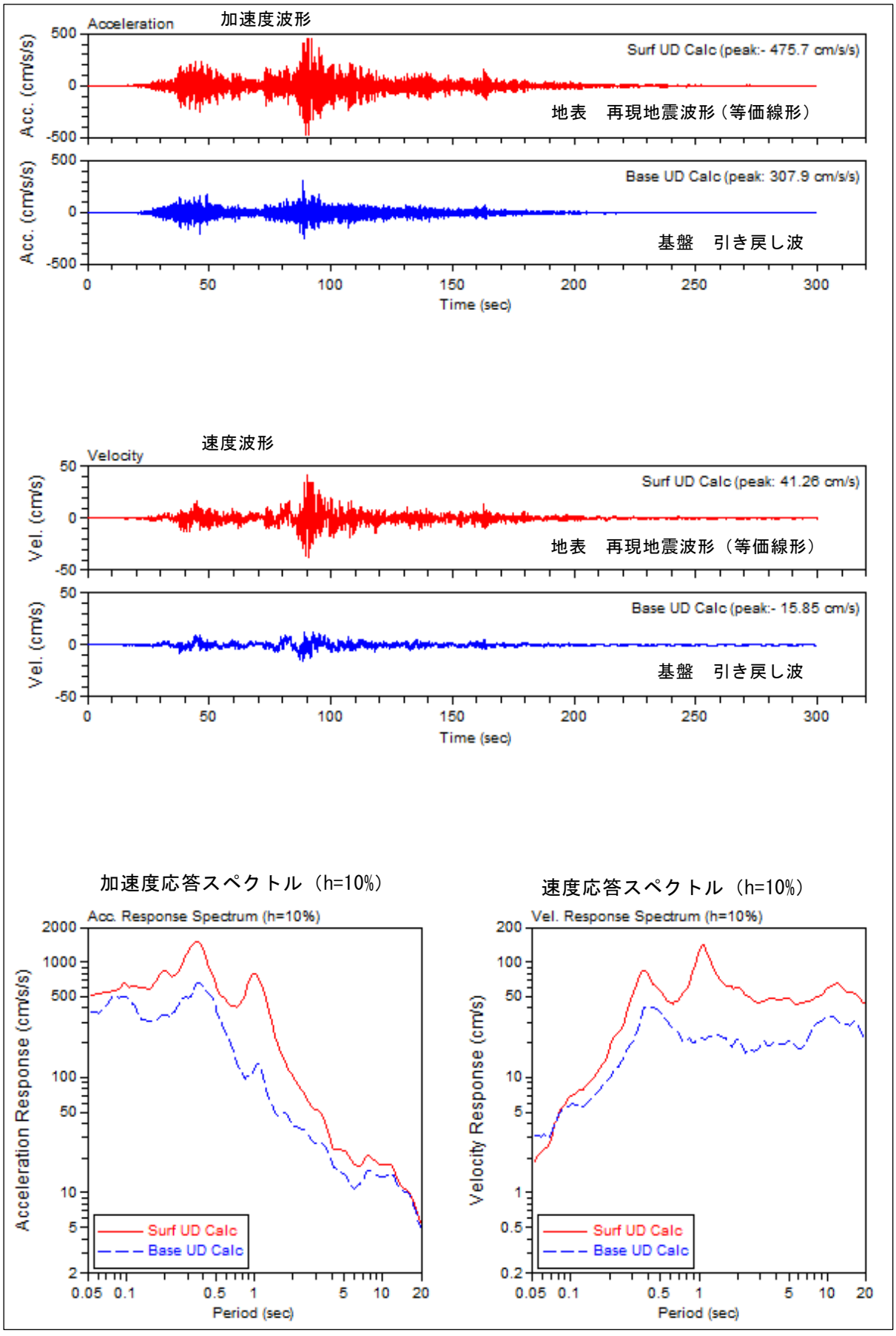


図 1.3.32　地震応答解析による地表の地震波形の再現結果（基盤が浅いケース・UD 成分）

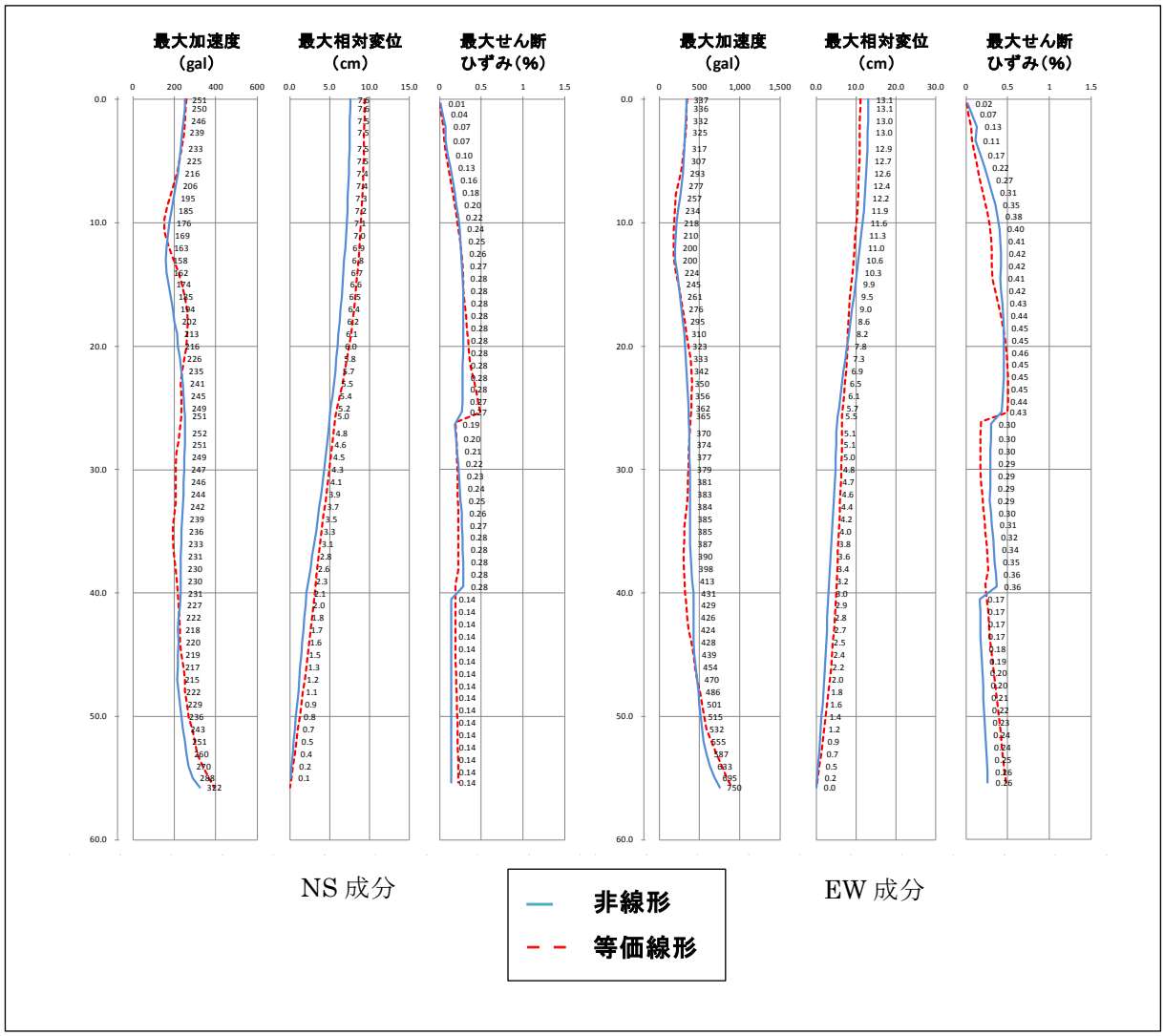


図 1.3.33　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（基盤が深いケース）

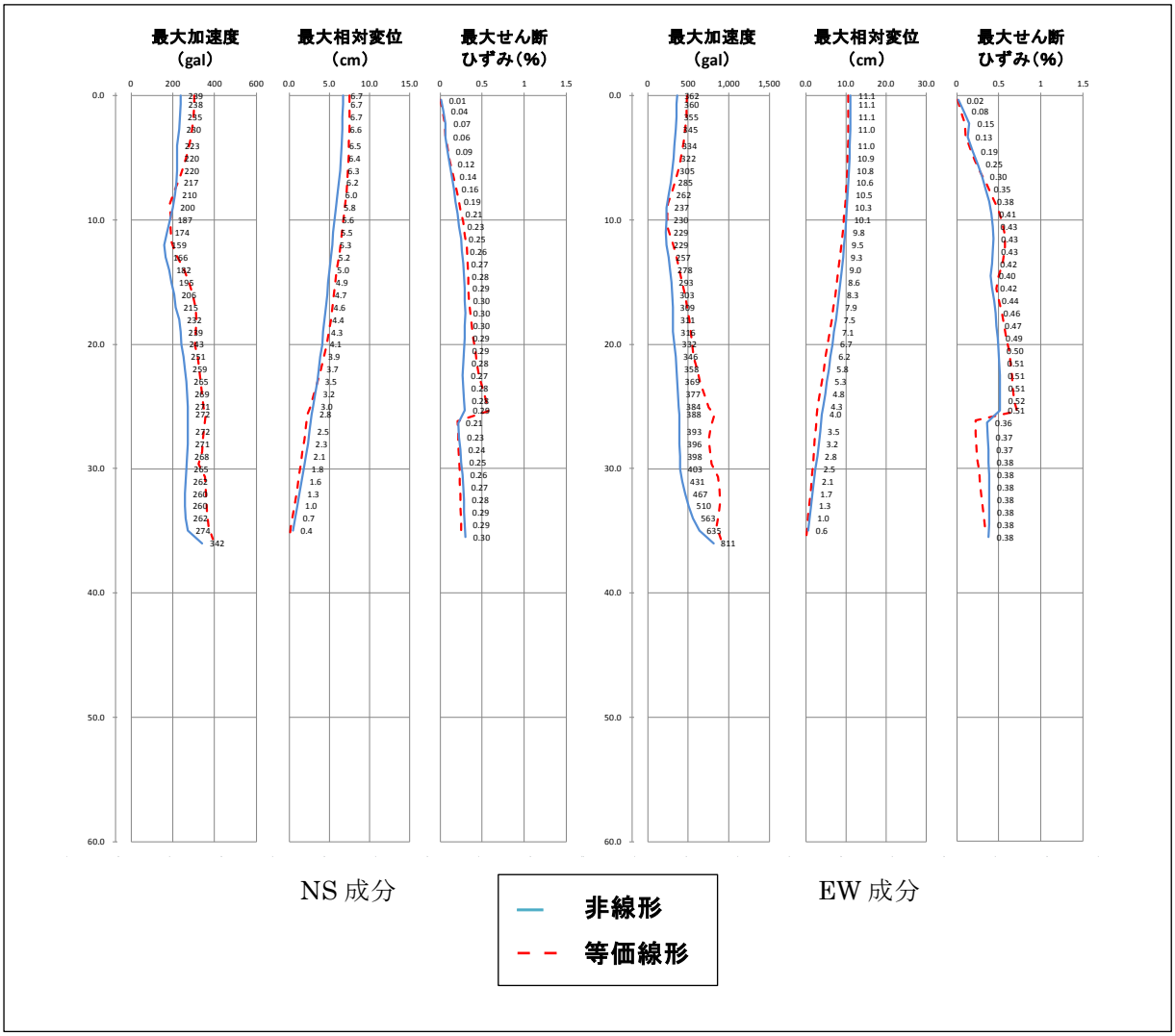


図 1.3.34　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（基盤が浅いケース）

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

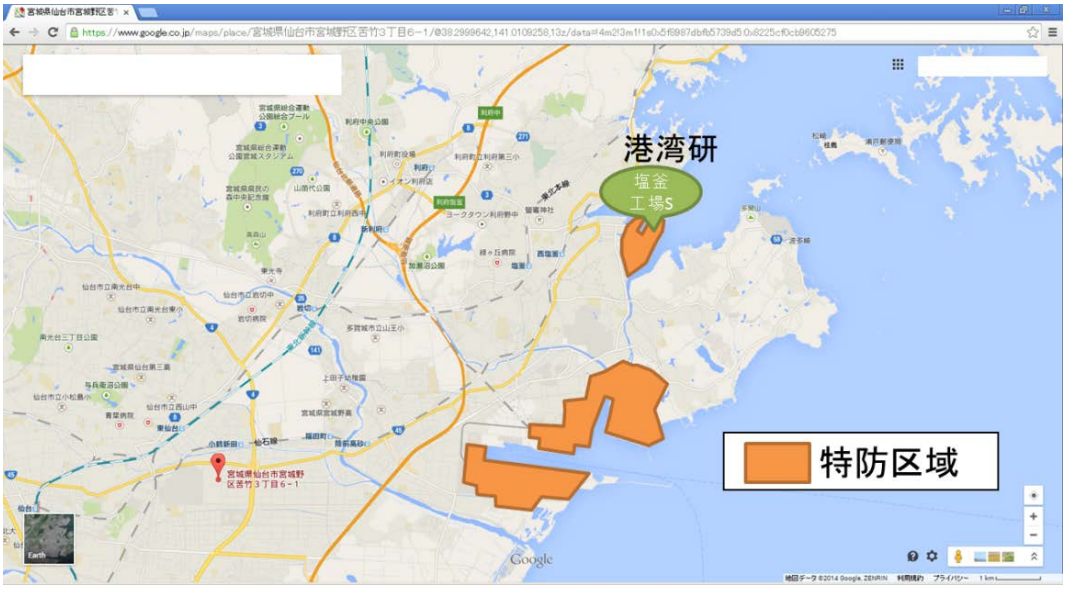


図 1.3.35　昭和 53 年宮城県沖地震の観測地点の位置（仙台・塩釜地区）

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)	V_s (m/s)	ρ (g/cm^3)
1	3.40	Fl（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

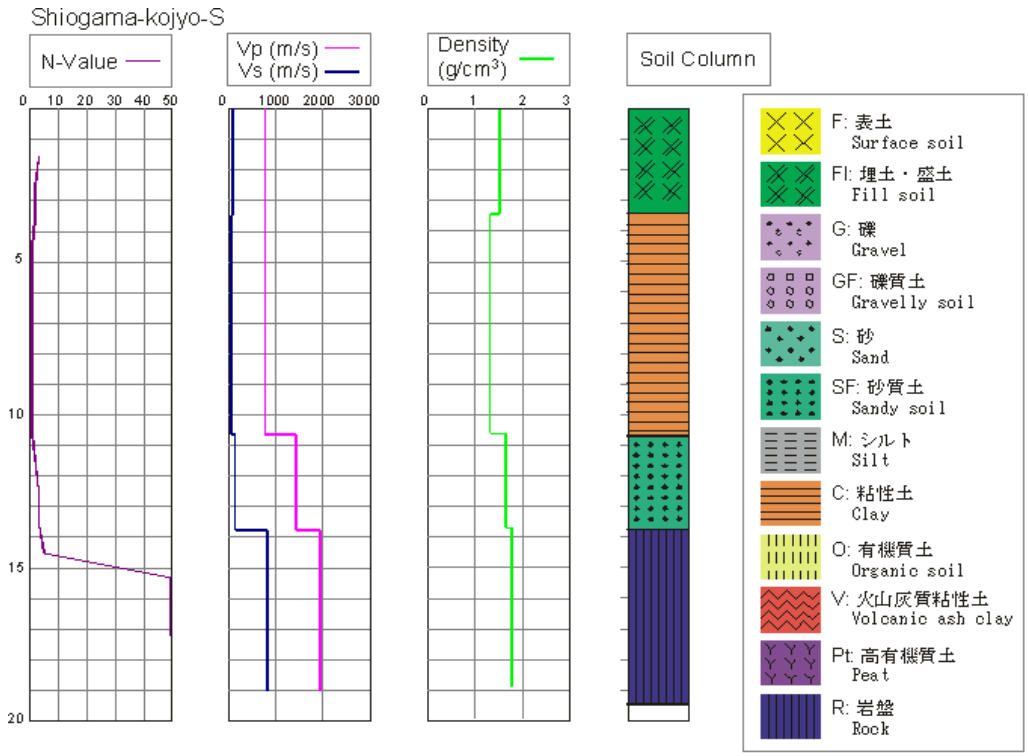


図 1.3.36　塩釜工場-S の地盤構成

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。

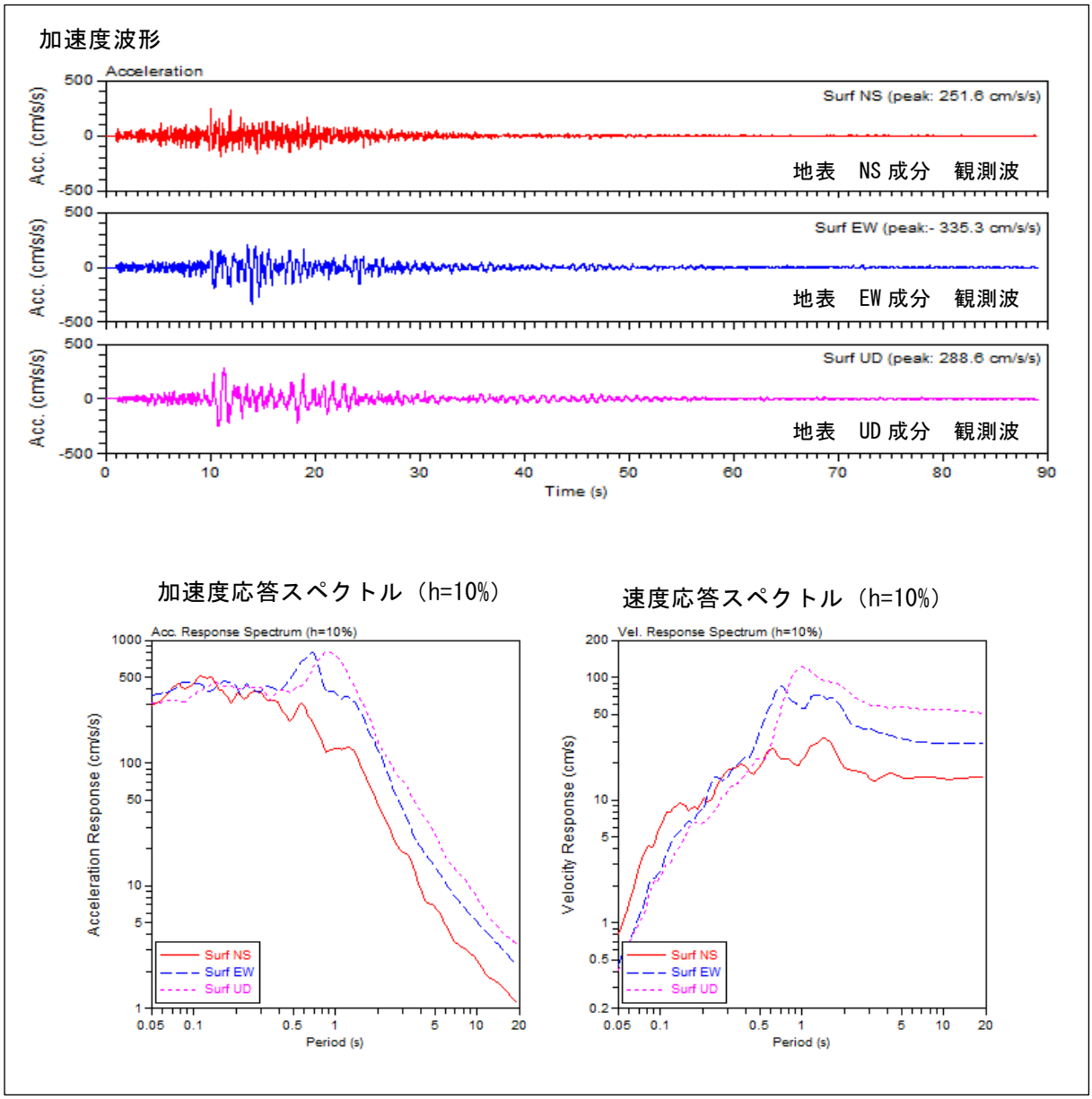


図 1.3.37　塩釜工場-S における昭和 53 年宮城県沖地震の観測波形

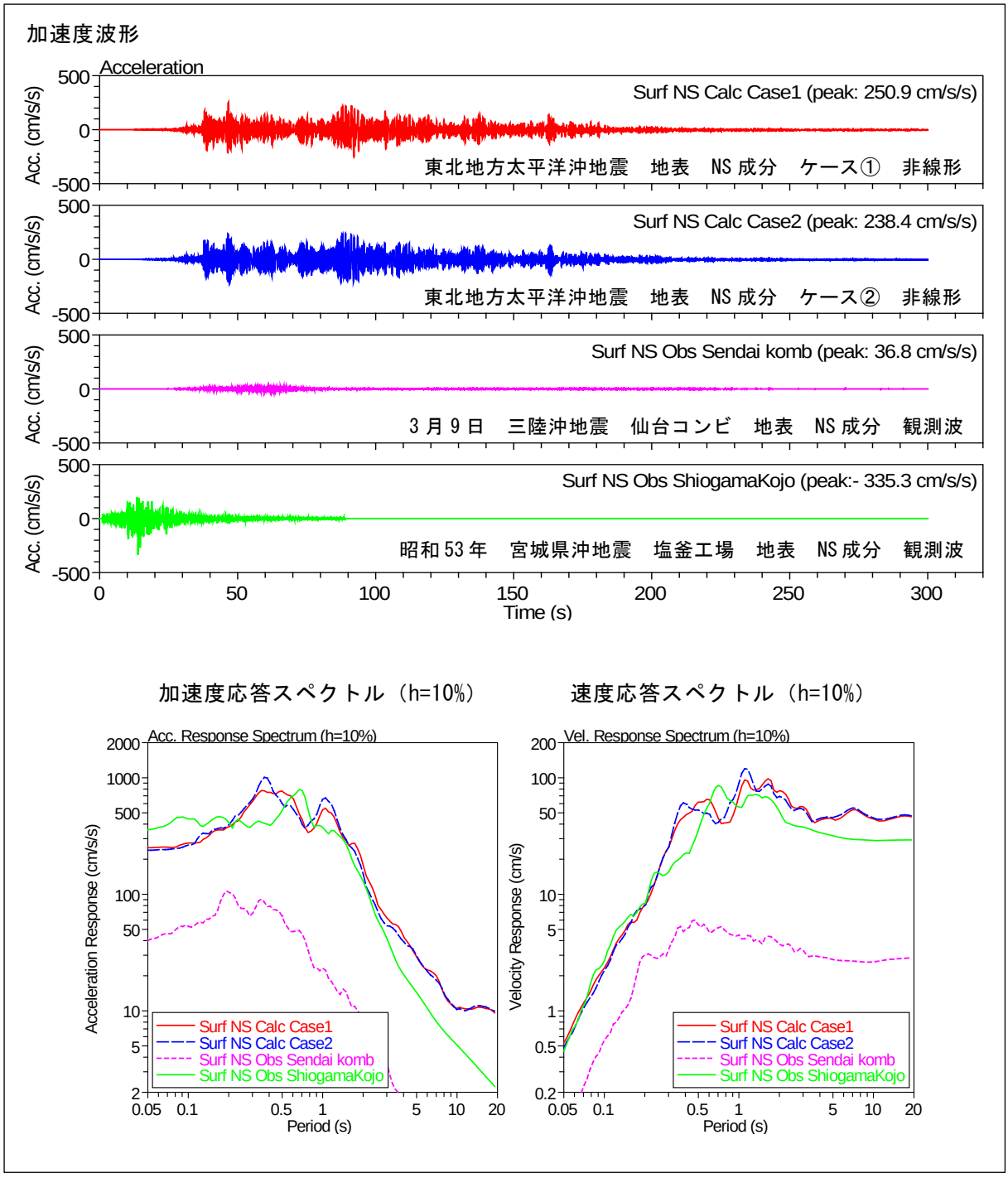


図 1.3.38　東北地方太平洋沖地震の解析地震波形と平成 23 年 3 月 9 日三陸沖地震、昭和 53 年宮城県沖地震の観測波形の比較（NS 成分）

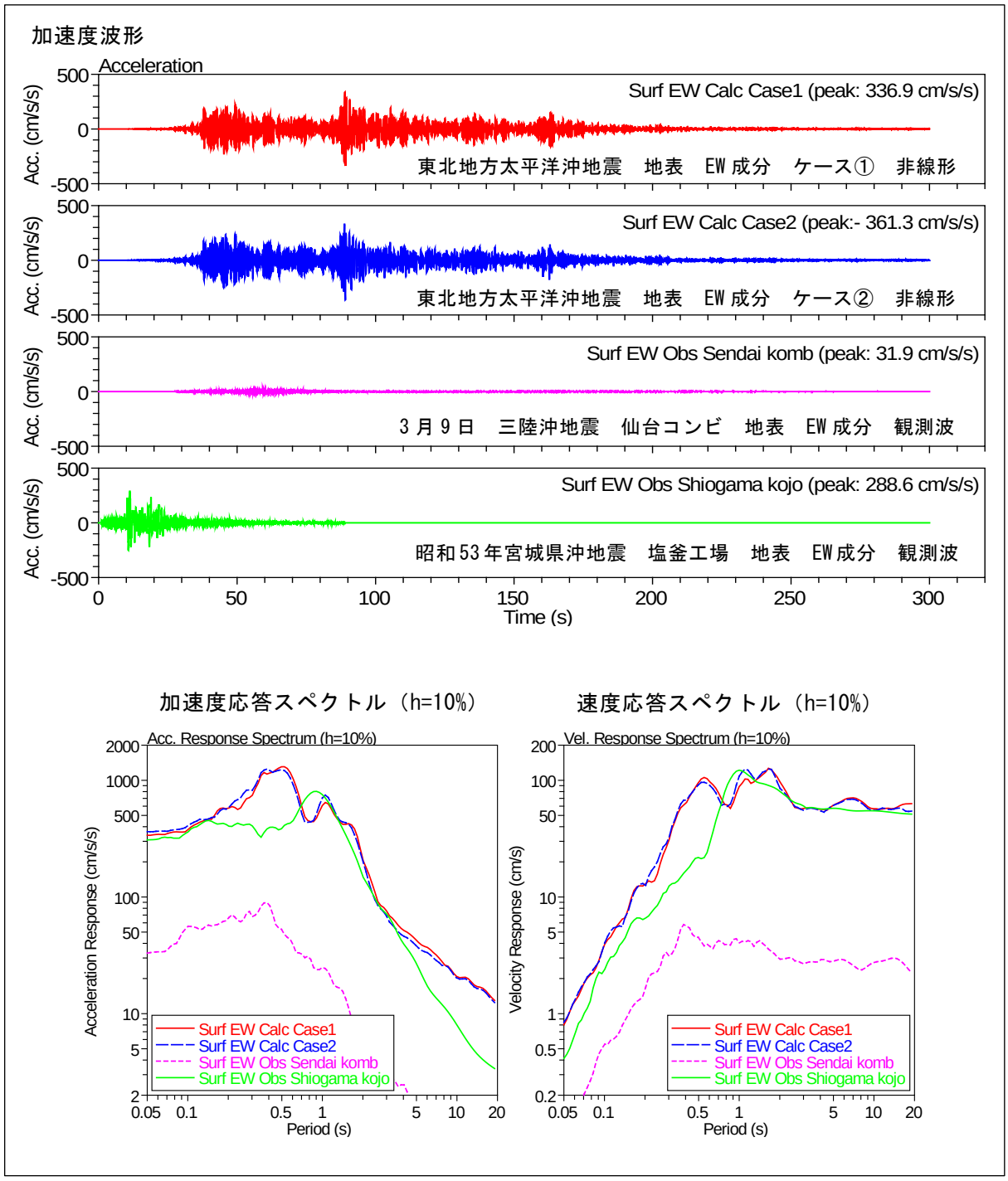


図 1.3.39　東北地方太平洋沖地震の解析波形と平成 23 年 3 月 9 日三陸沖地震、昭和 53 年宮城県沖地震の観測波形の比較（EW 成分）

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。

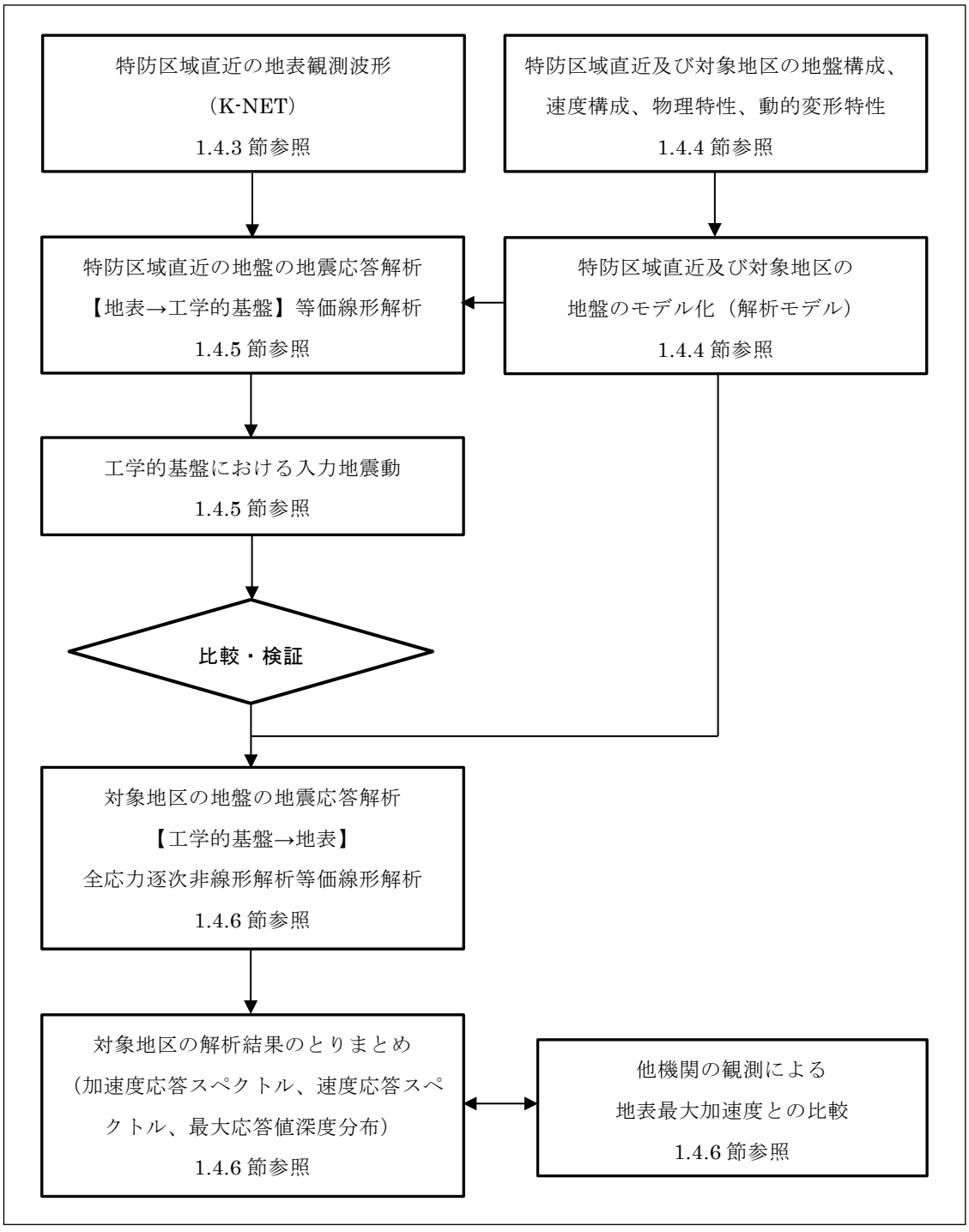


図 1.4.1　地表の地震波形の再現解析の流れ

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。

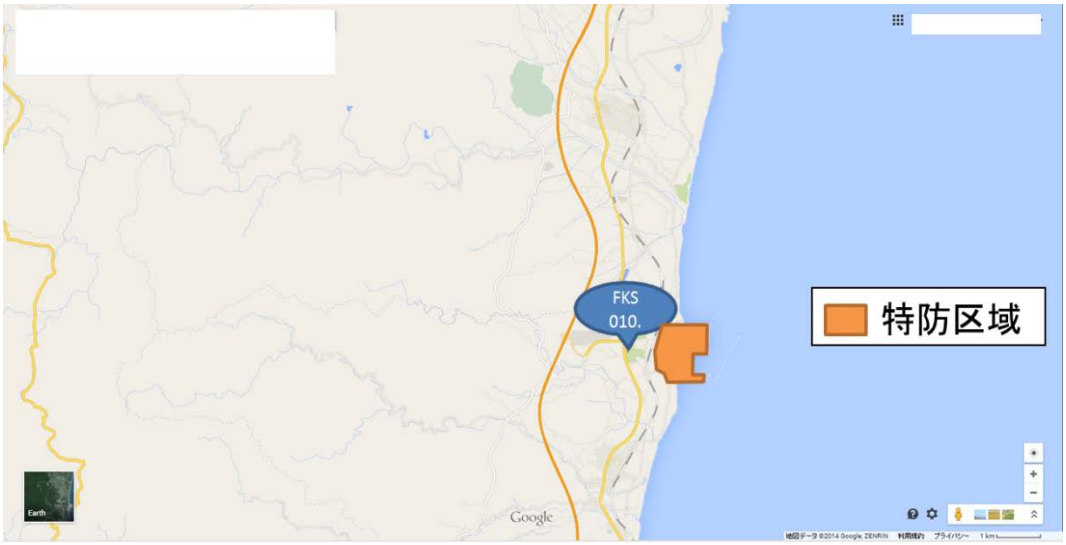


図 1.4.2　広野地区及び近傍の観測地点の位置（広野地区）

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

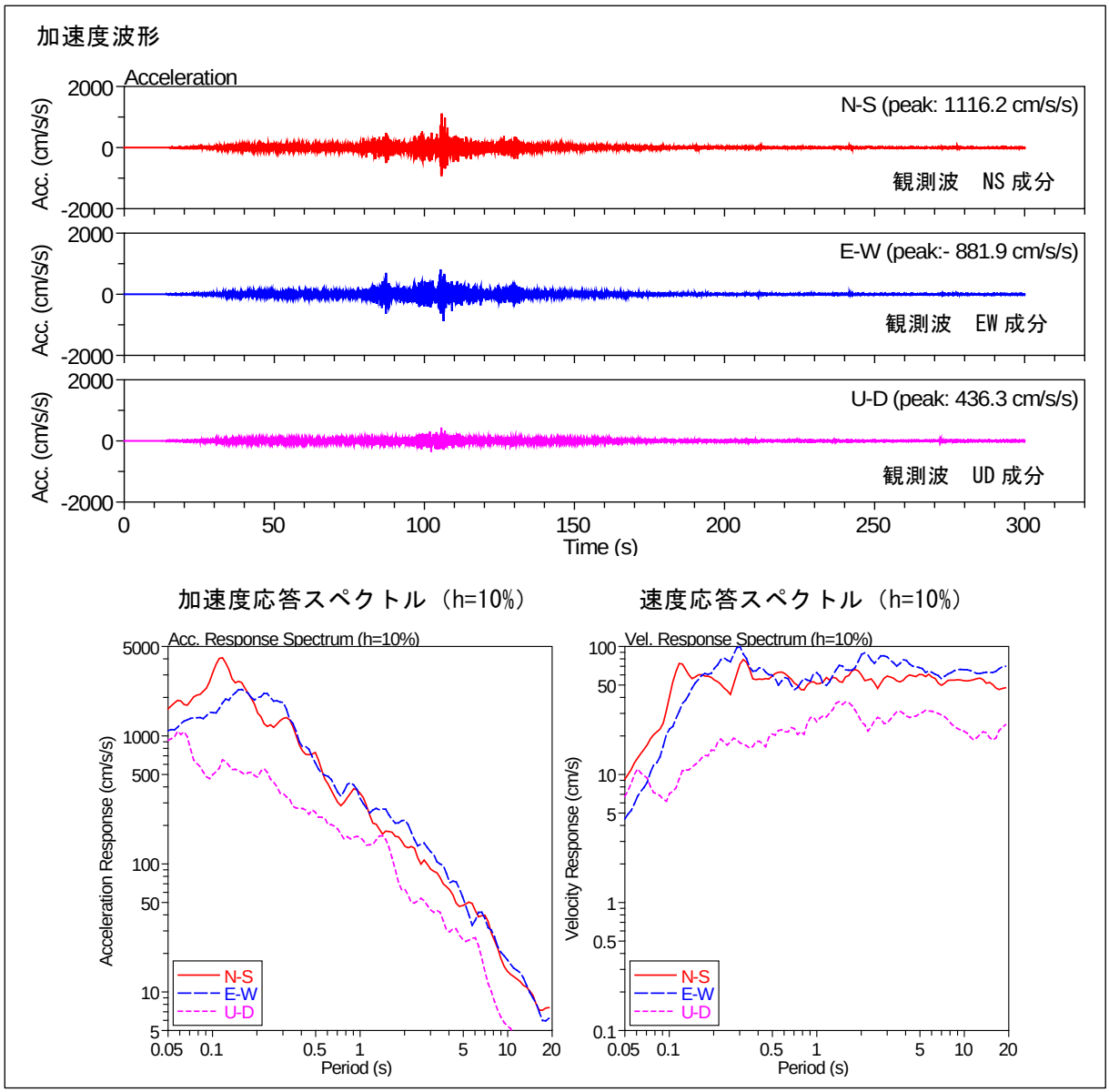


図 1.4.3　東北地方太平洋沖地震の観測地震波形（FKS010）

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。また、図 1.4.5 に地質図を示す。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	V_s (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	V_s (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。

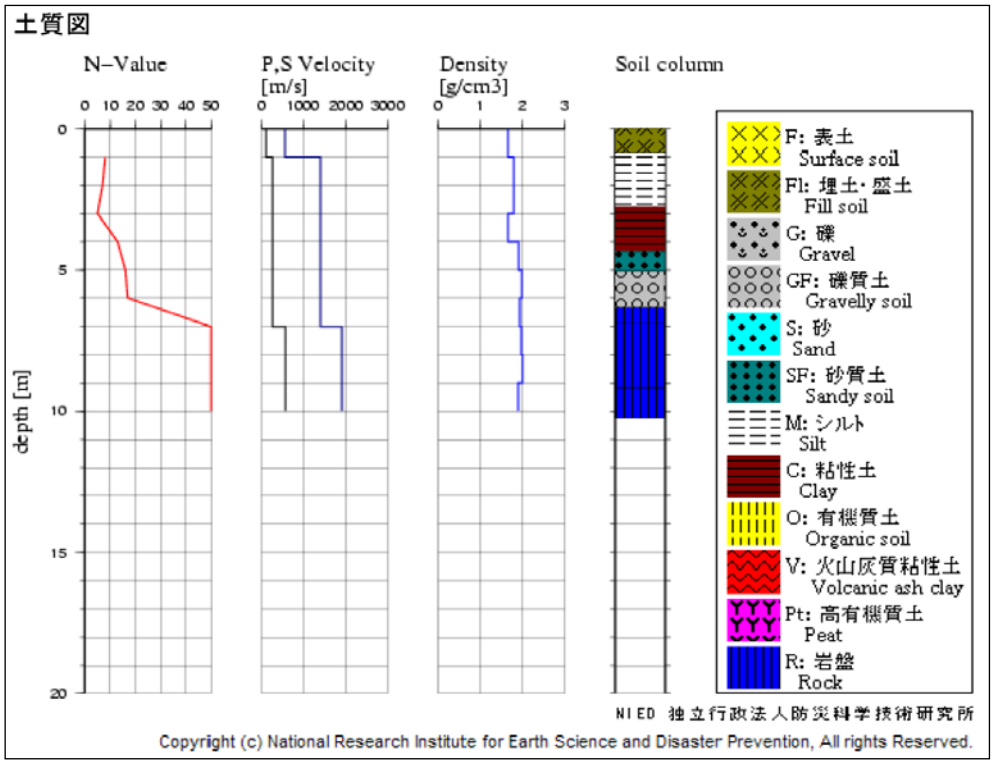


図 1.4.4　観測地点の地盤モデル（FKS010）

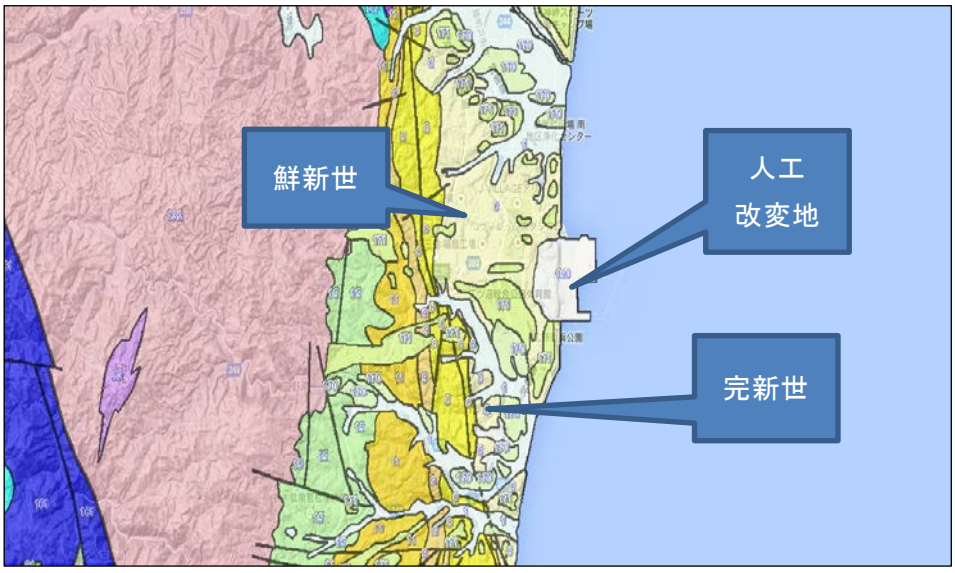


図 1.4.5　20 万分の 1　日本シームレス地質図に加筆

（出典：産業技術総合研究所 地質調査総合センター）

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 1.4.6 から図 1.4.8 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

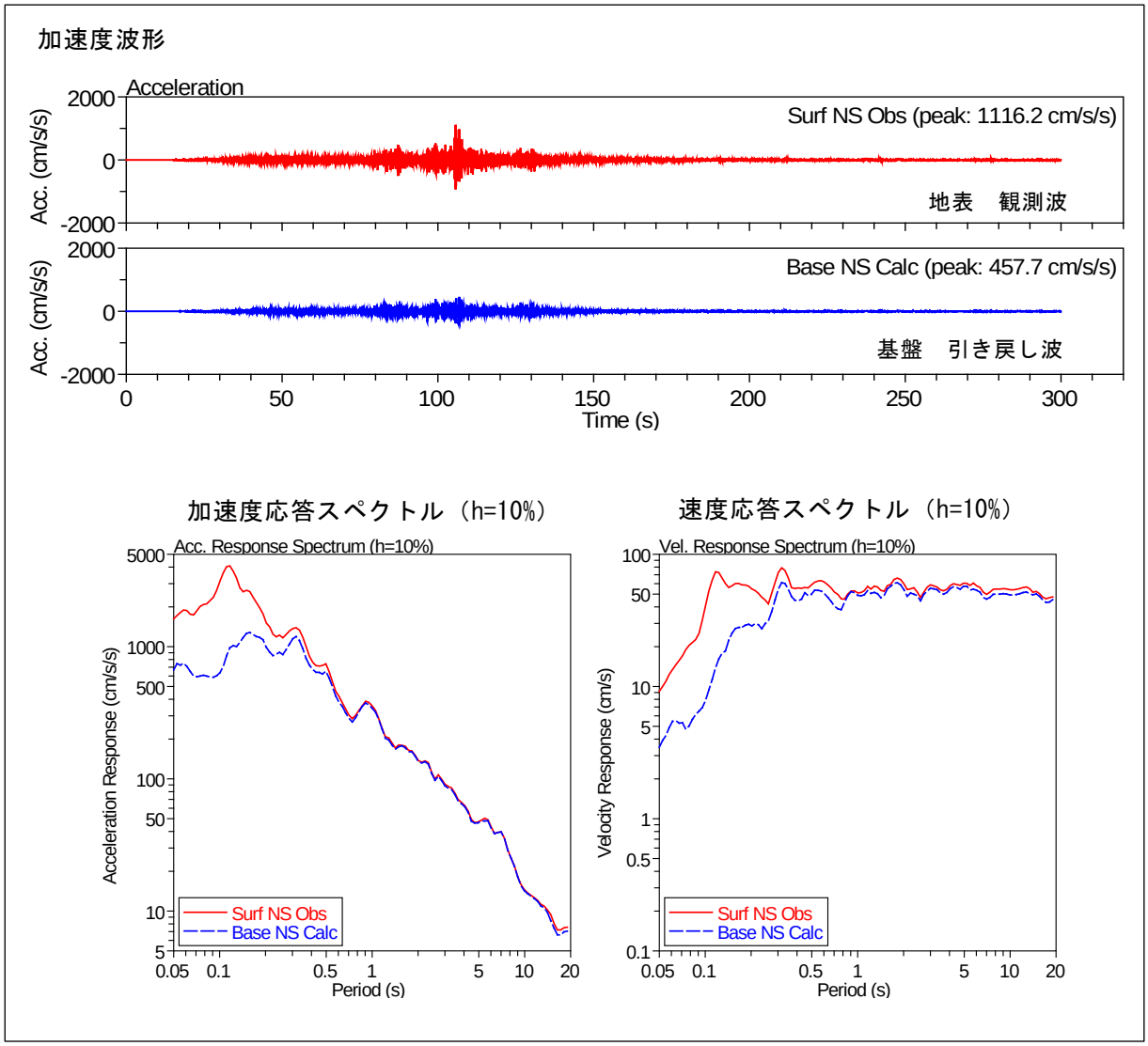


図 1.4.6　工学的基盤の解析地震波形（NS 成分）

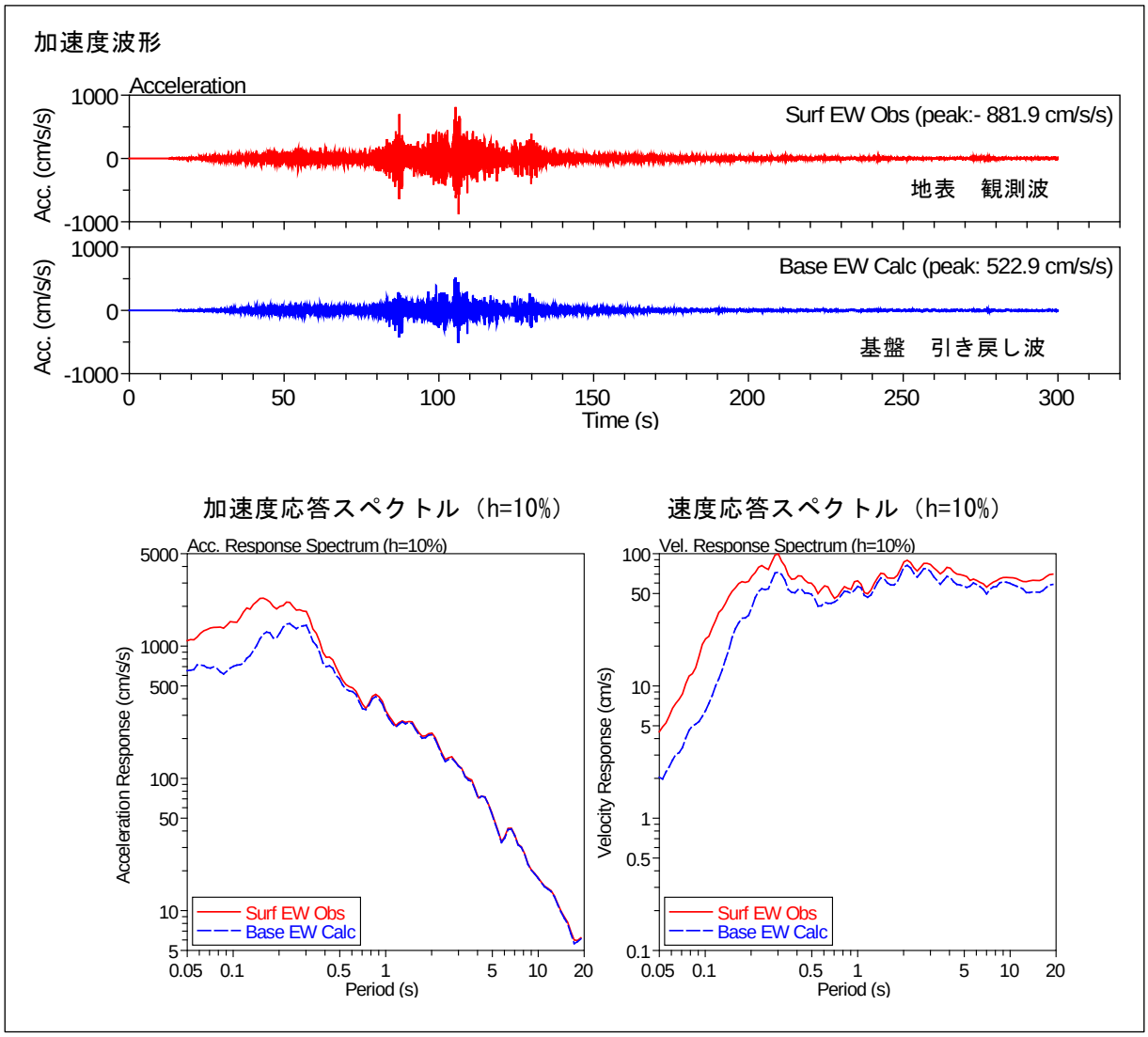


図 1.4.7　工学的基盤の解析地震波形（EW 成分）

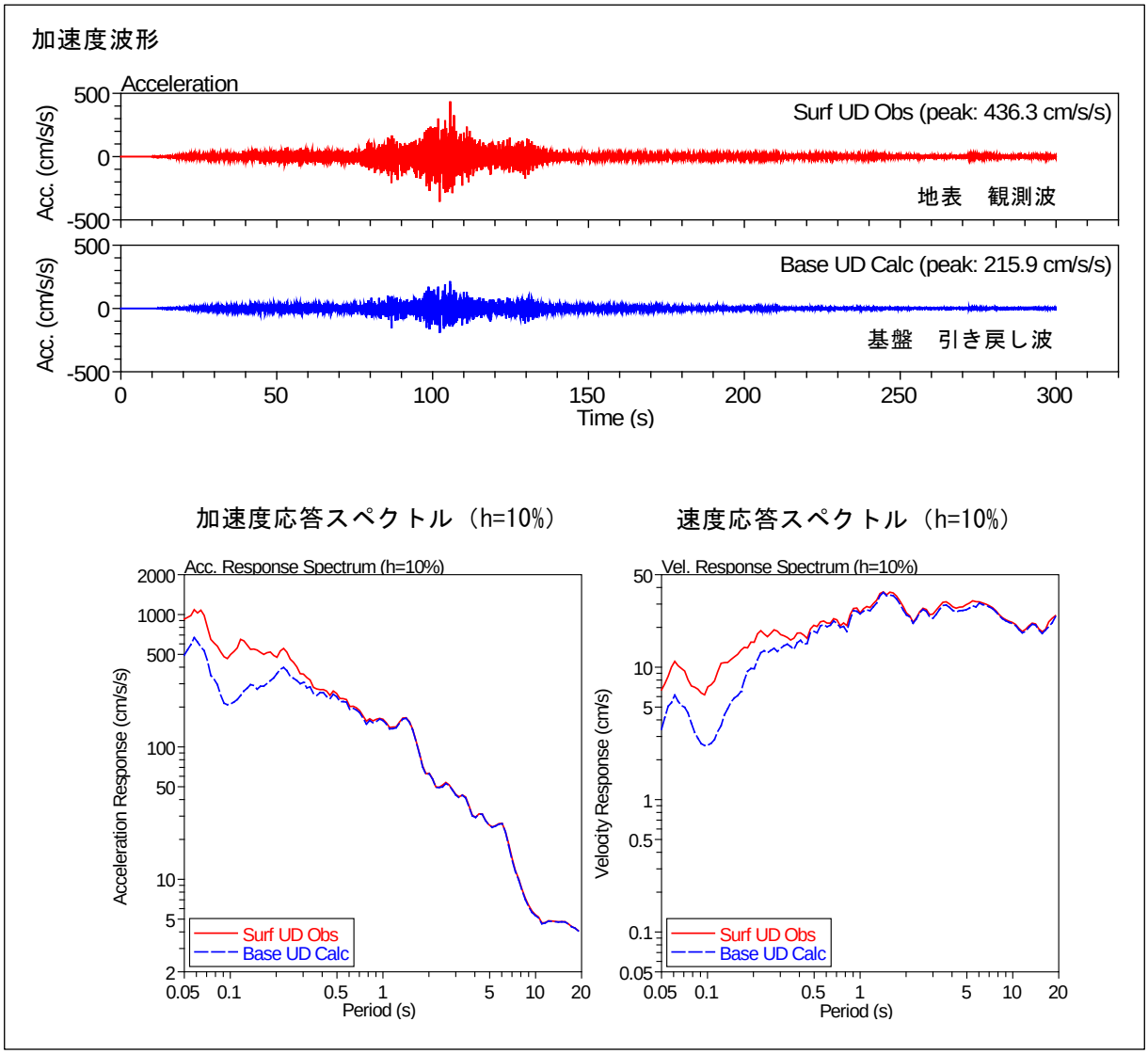


図 1.4.8　工学的基盤の解析地震波形（UD 成分）

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 1.4.9 から図 1.4.12 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。

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	ー

※　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

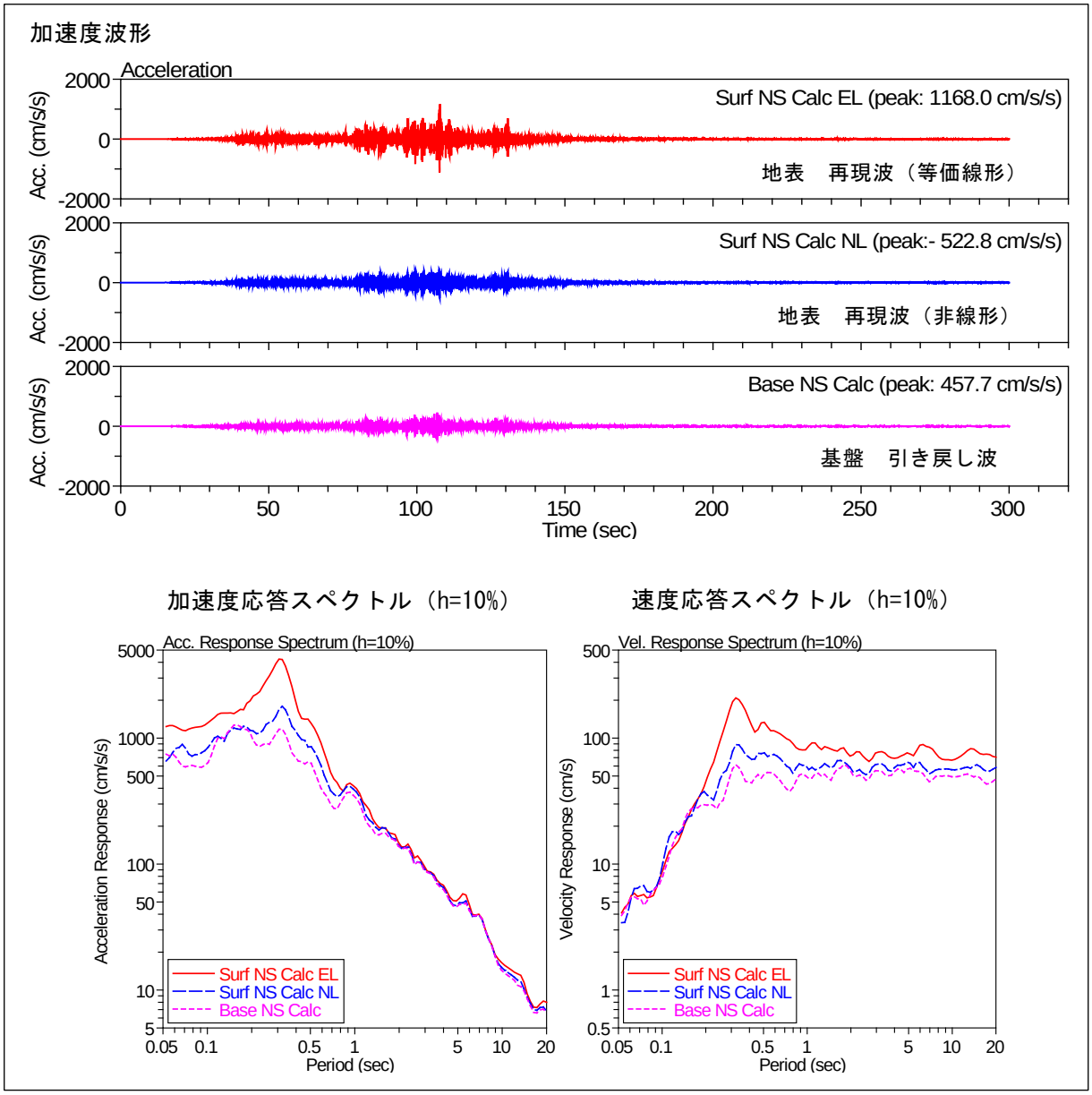


図 1.4.9　地表及び工学的基盤における解析地震波形（NS 成分）

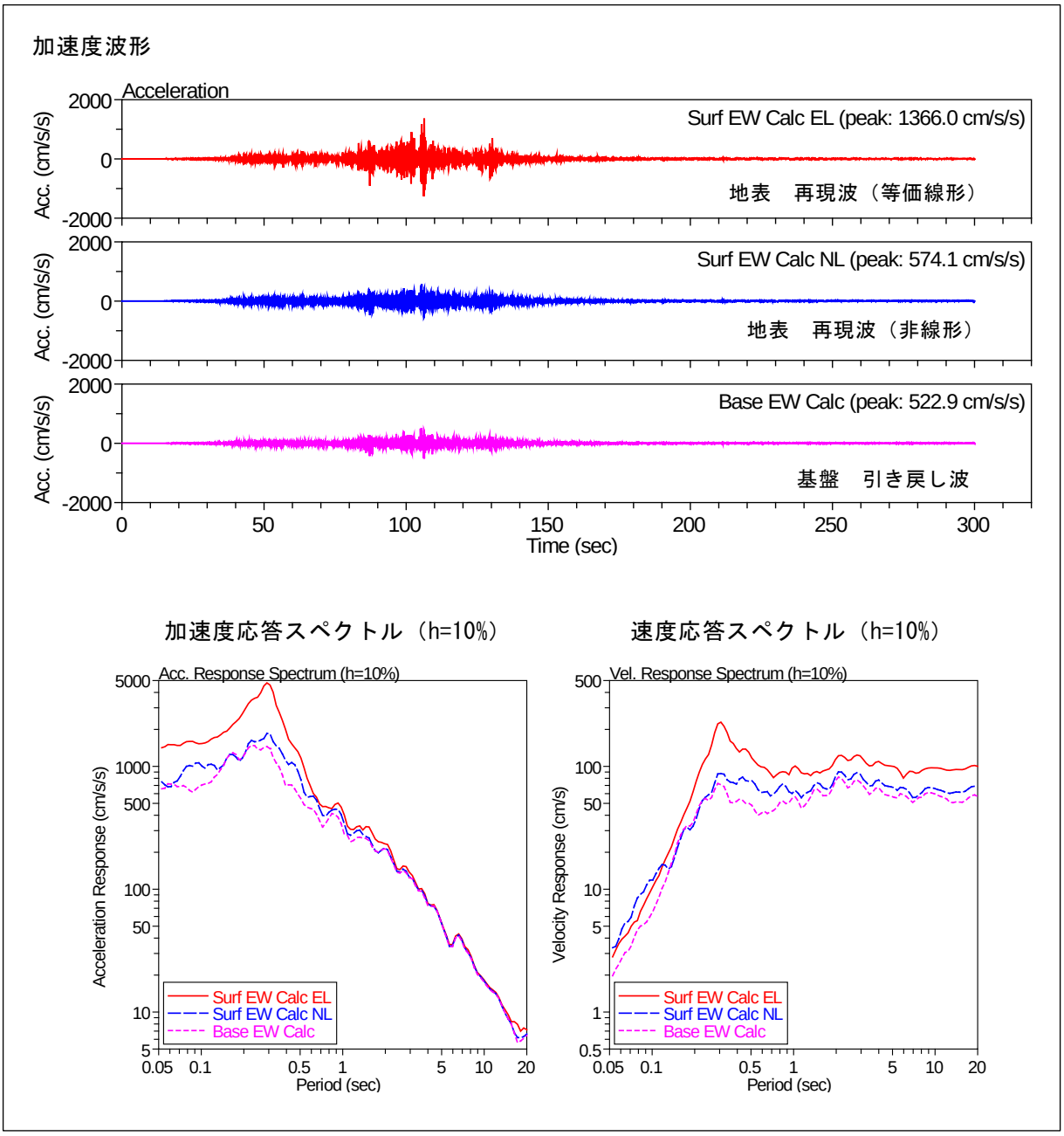


図 1.4.10　地表及び工学的基盤における解析地震波形（EW 成分）

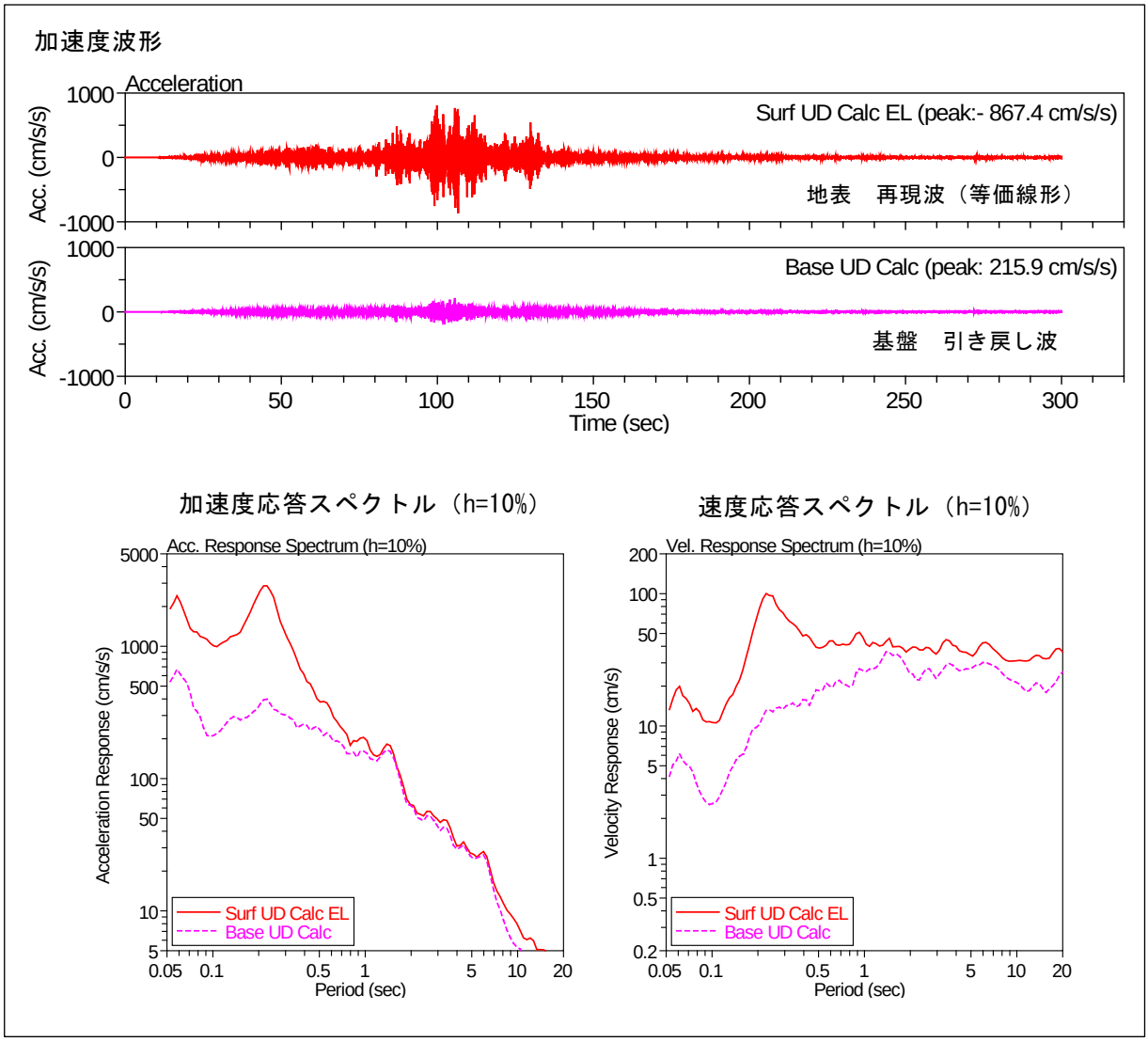


図 1.4.11　地表及び工学的基盤における解析地震波形（UD 成分）

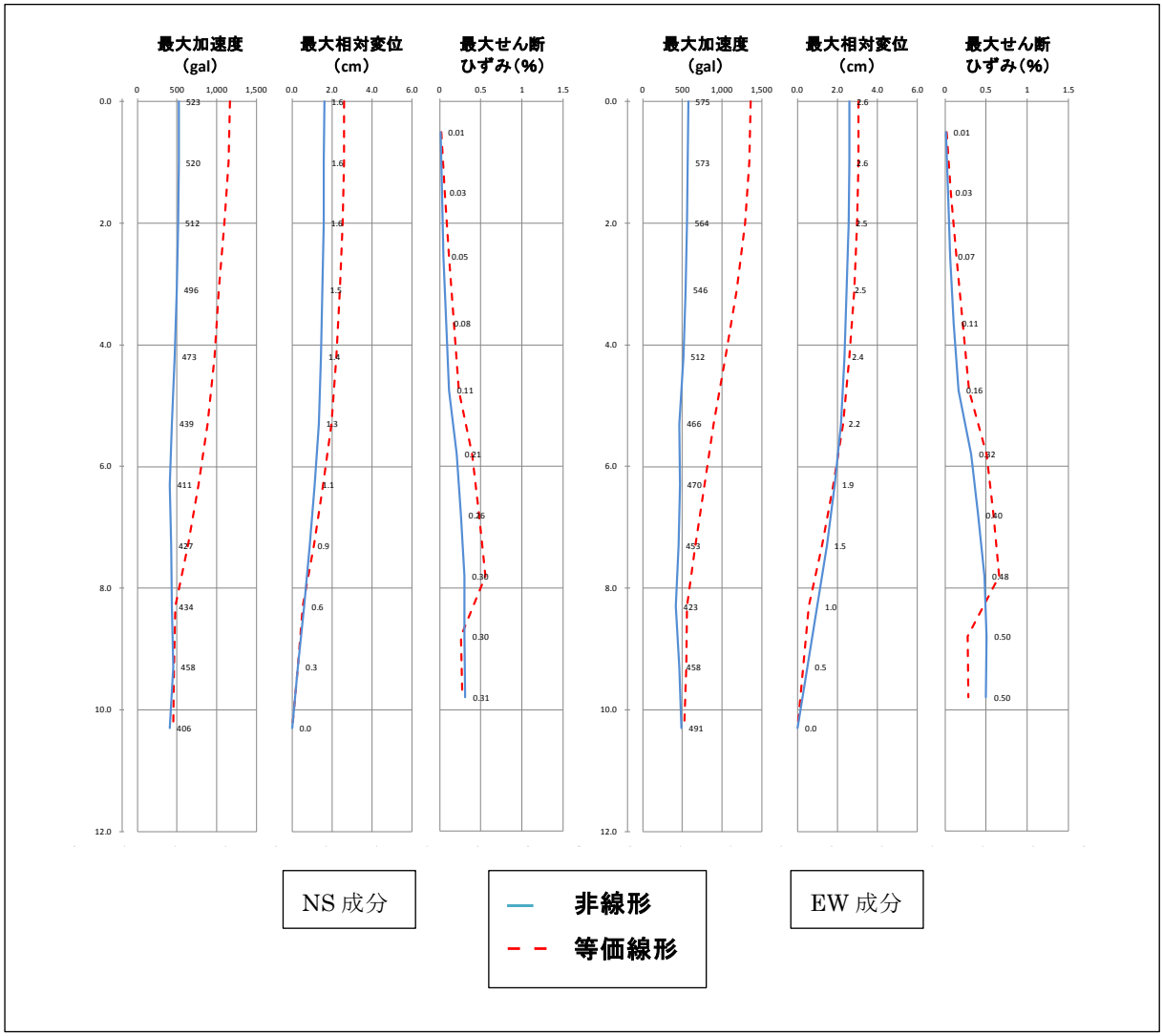


図 1.4.12　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（広野地区）

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) 作成した工学的基盤の地震波形から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1.5.1及び図1.5.2)、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一致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1.5.3及び図1.5.4)、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、以下に示す条件が整っていれば、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。

検討した東北地方太平洋沖地震の 2 地区 3 波の再現地震波形の時刻歴の想定地震波形を図1.5.5に、再現地震波形の応答スペクトル（10%減衰）を図1.5.6に示す。

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	V_s (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	V_s (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。

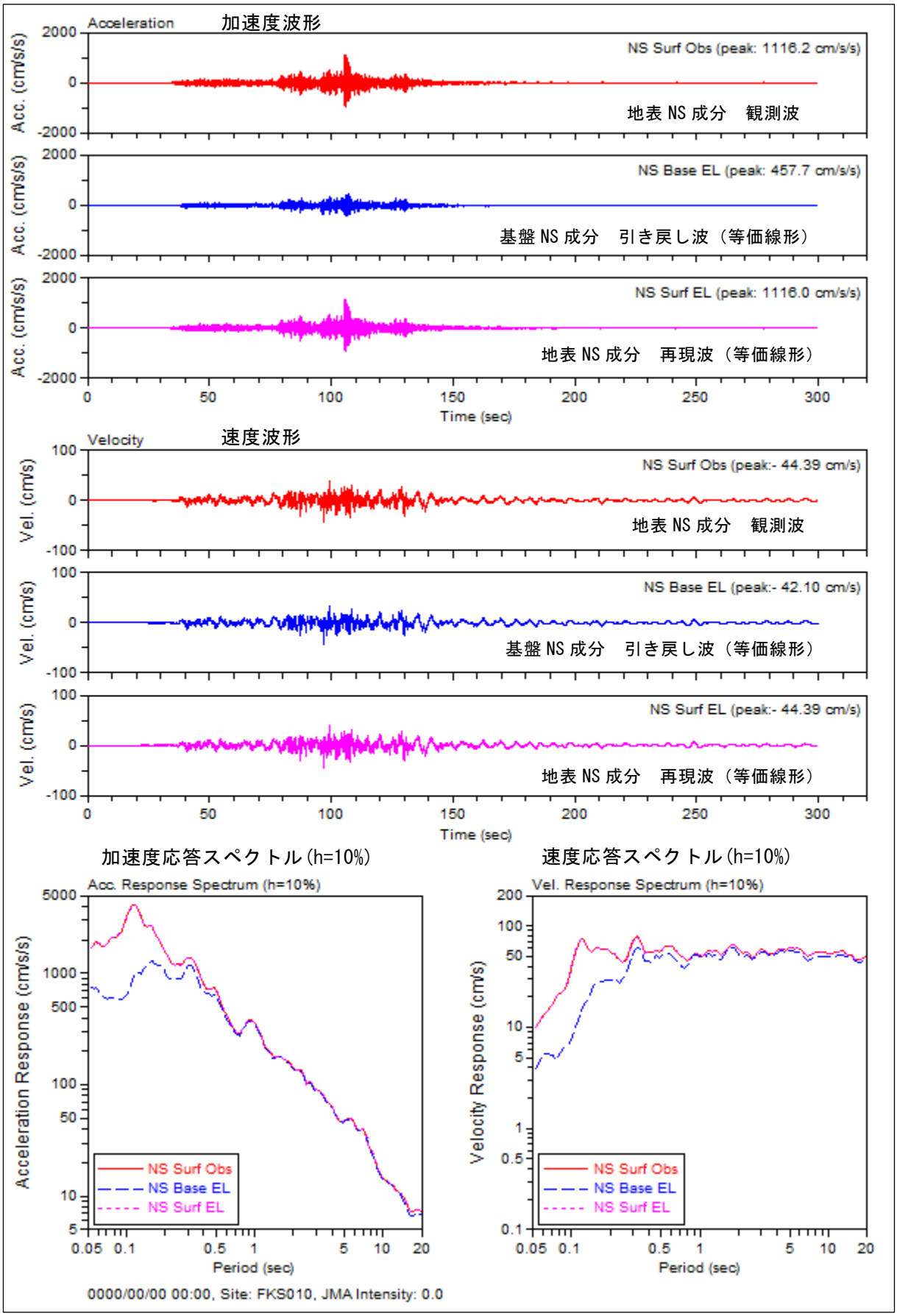


図 1.5.1　K-NET（FKS010　NS）における等価線形計算結果

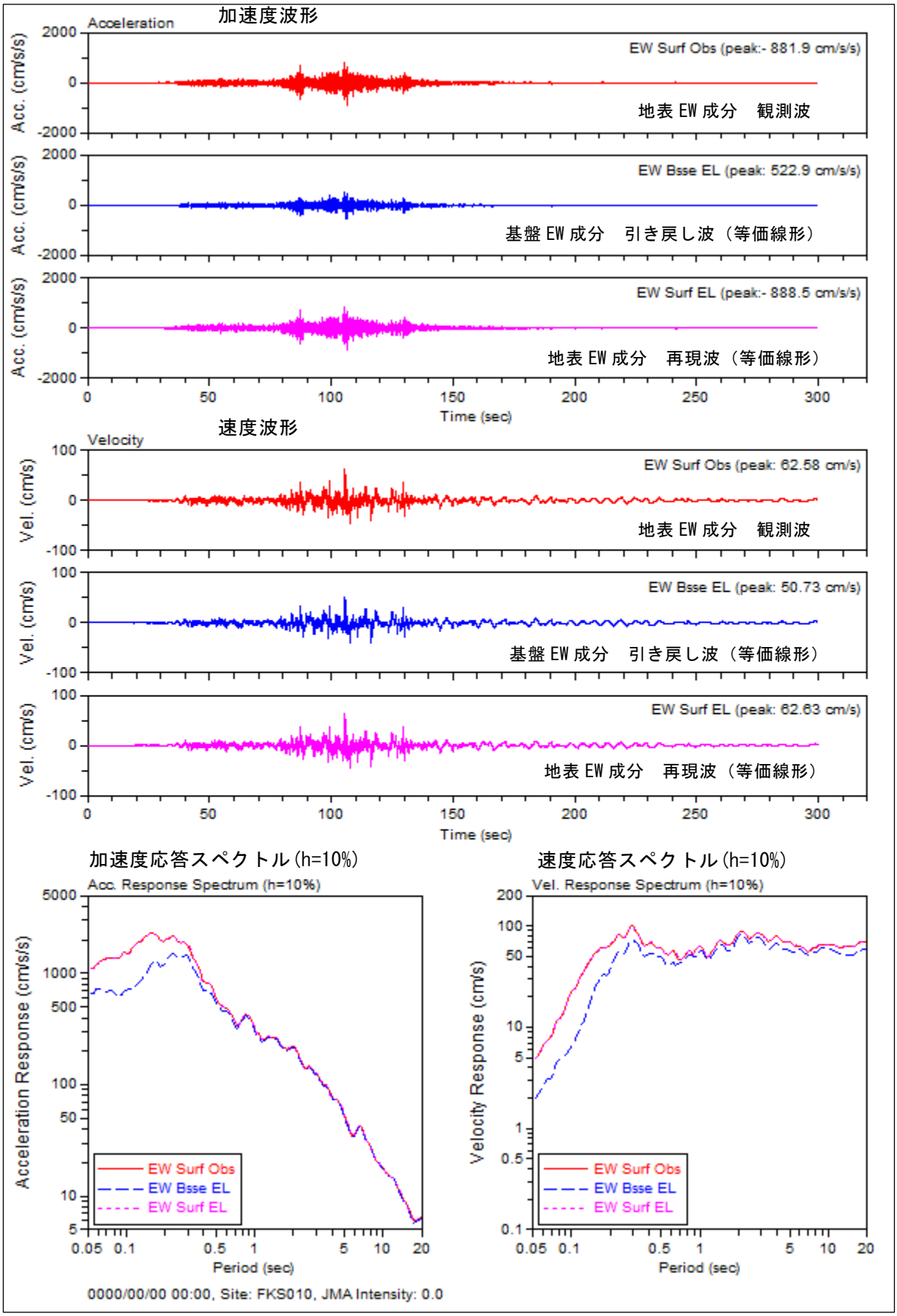


図 1.5.2　K-NET（FKS010　EW）における等価線形計算結果

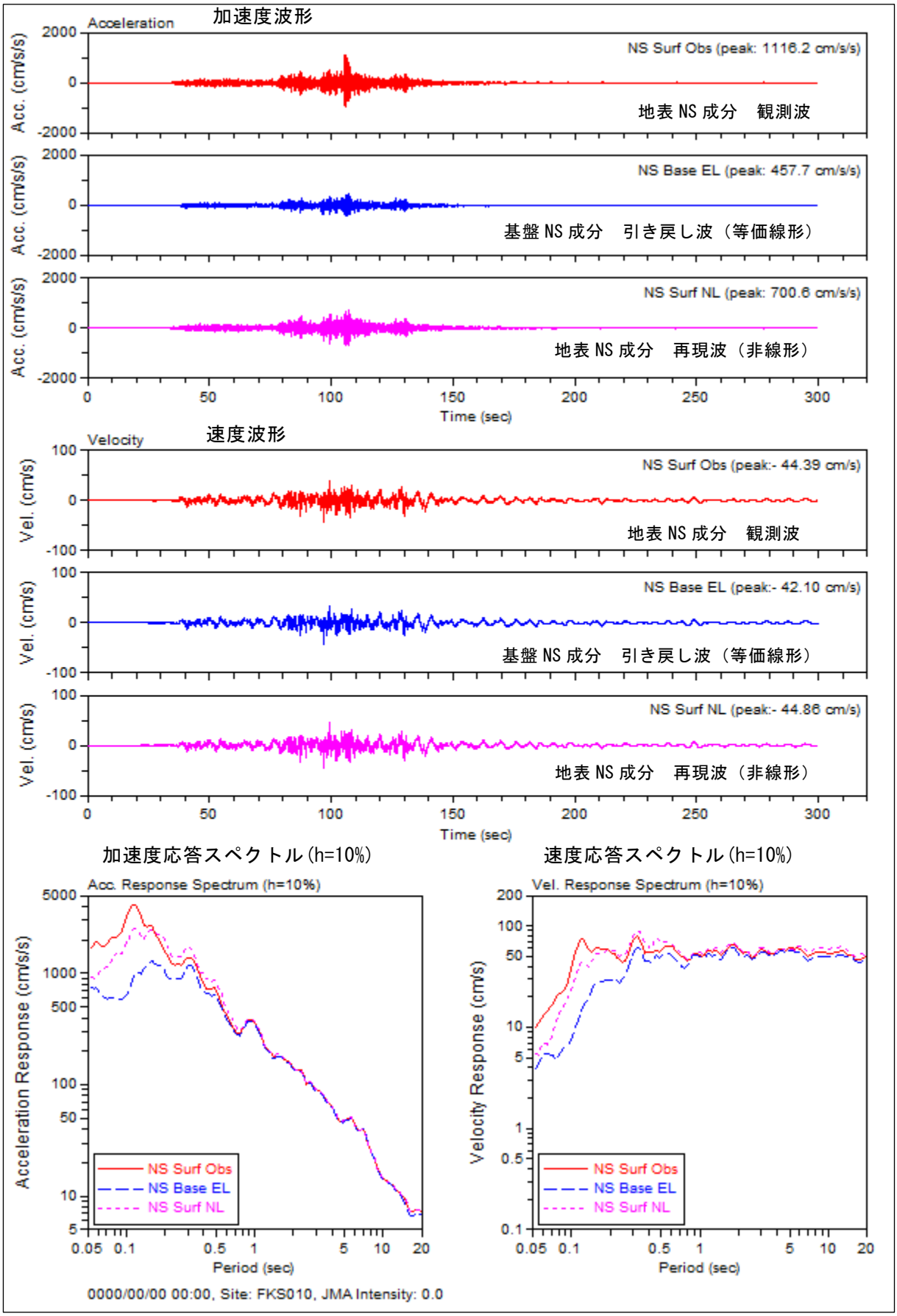


図 1.5.3　K-NET（FKS010　NS）における非線形計算結果

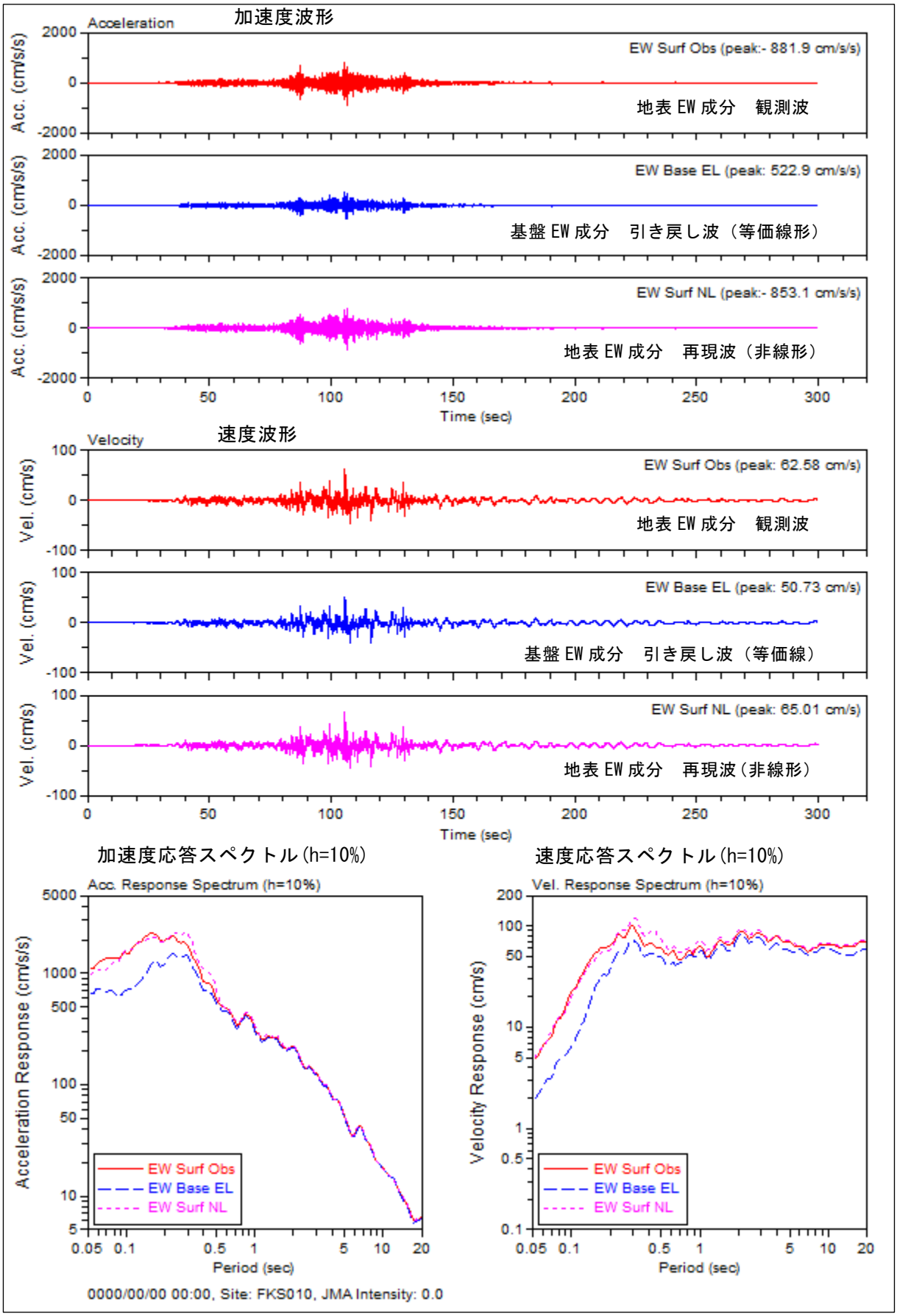


図 1.5.4　K-NET（FKS010　EW）における非線形計算結果

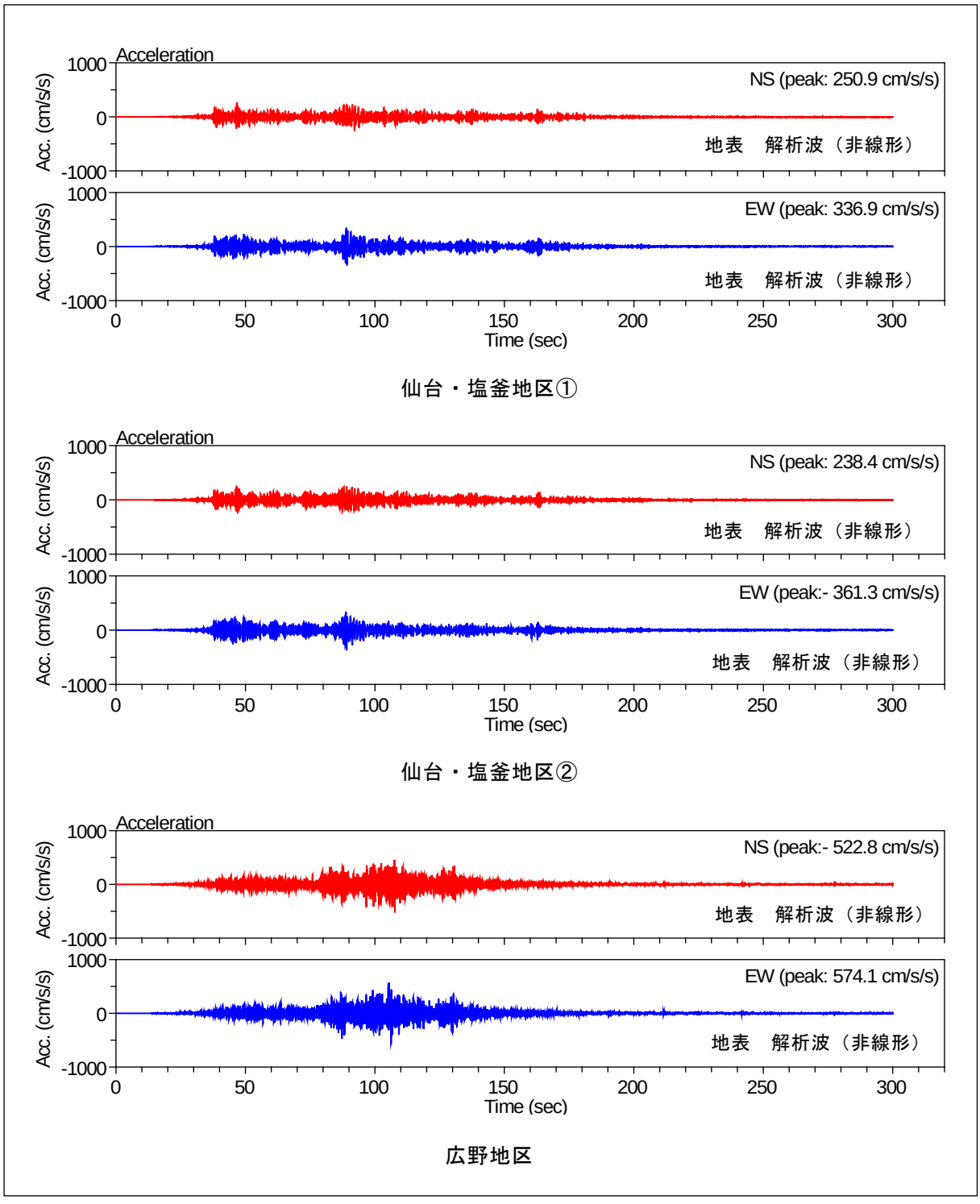


図 1.5.5　東北地方太平洋沖地震の再現波加速度時刻歴波形（NS 成分・EW 成分）

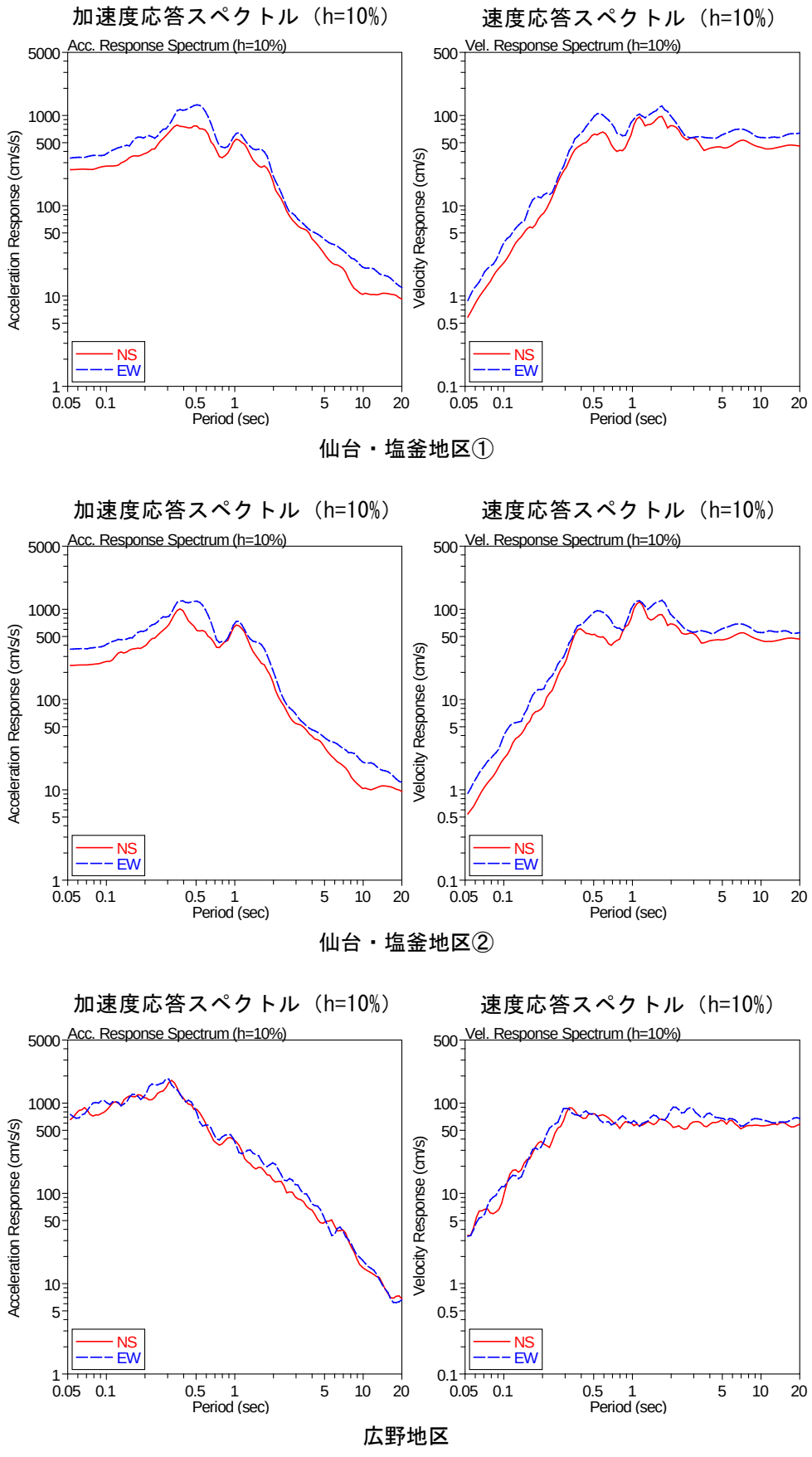


図 1.5.6　東北地方太平洋沖地震の再現波（NS 成分・EW 成分）

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。

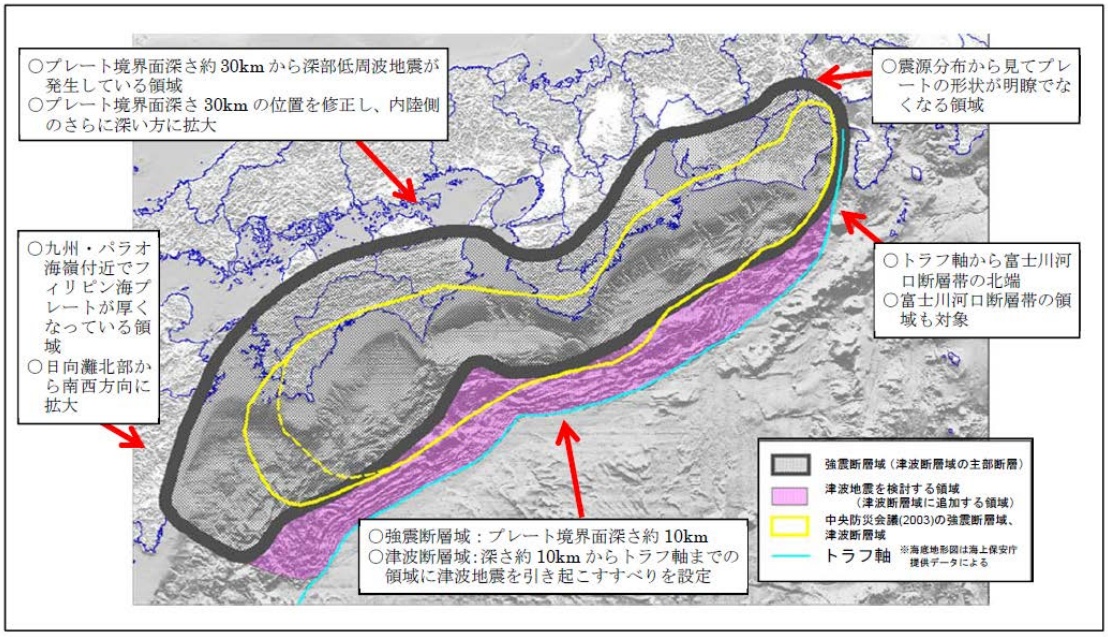


図 2.1.1　南海トラフ地震の震源域

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の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。

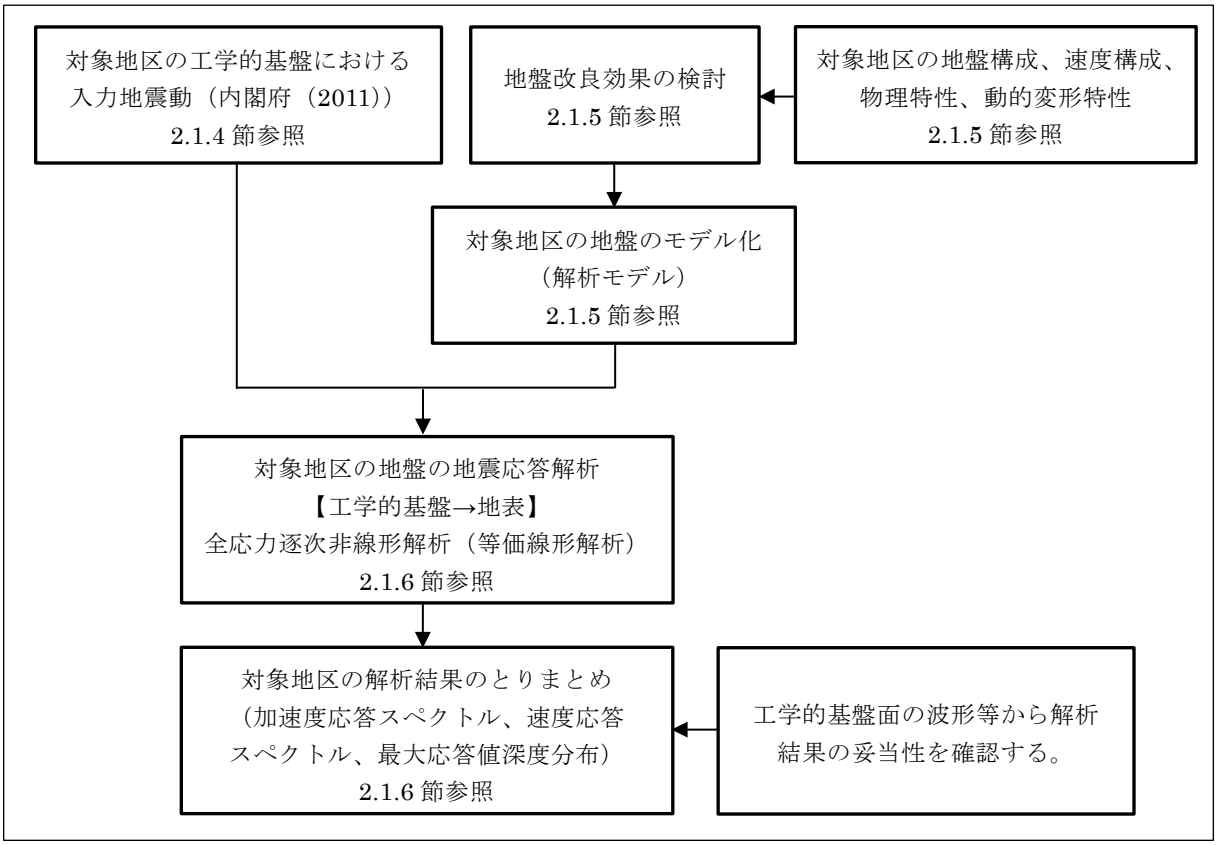


図 2.2.1　地表面地震波形の解析の流れ

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。

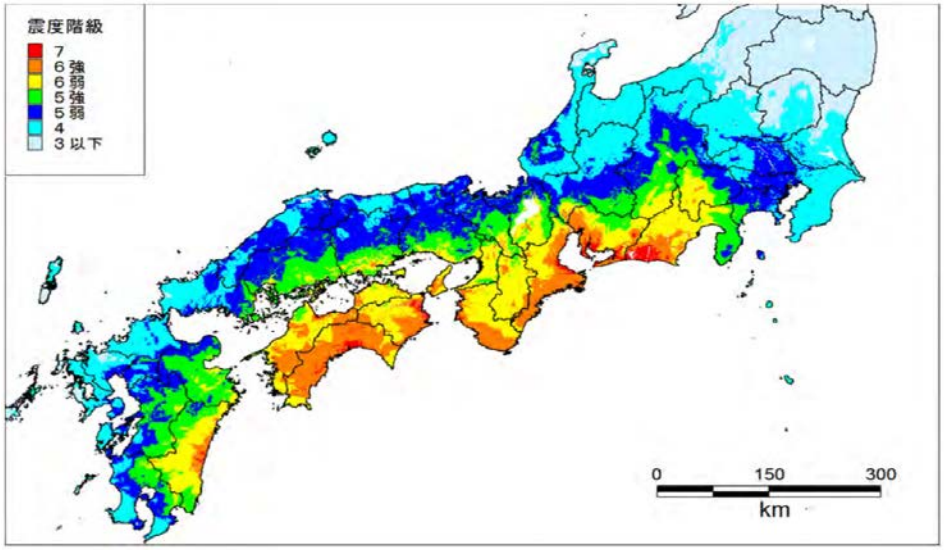


図 2.3.1　南海トラフの巨大地震による震度分布

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、多様な解析を行うため、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≦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）	－	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ 注入固化 改良後N値	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ 一部調査中 改良後N値	ﾊﾞｲﾌﾞﾛ ｺﾝﾎﾟｰｻﾞｰ 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

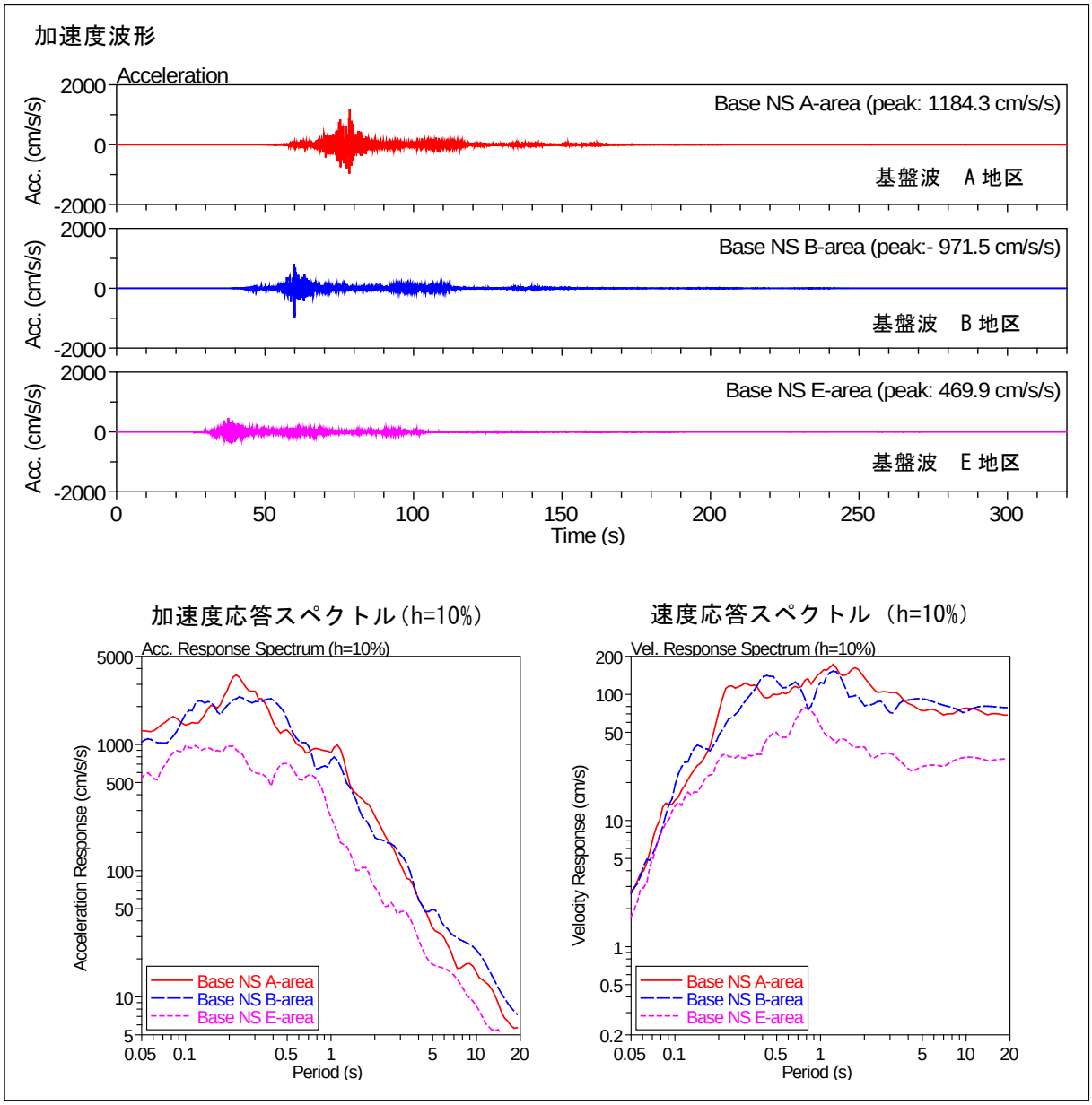


図 2.4.1　南海トラフ地震の工学的基盤における地震波形（NS 成分）

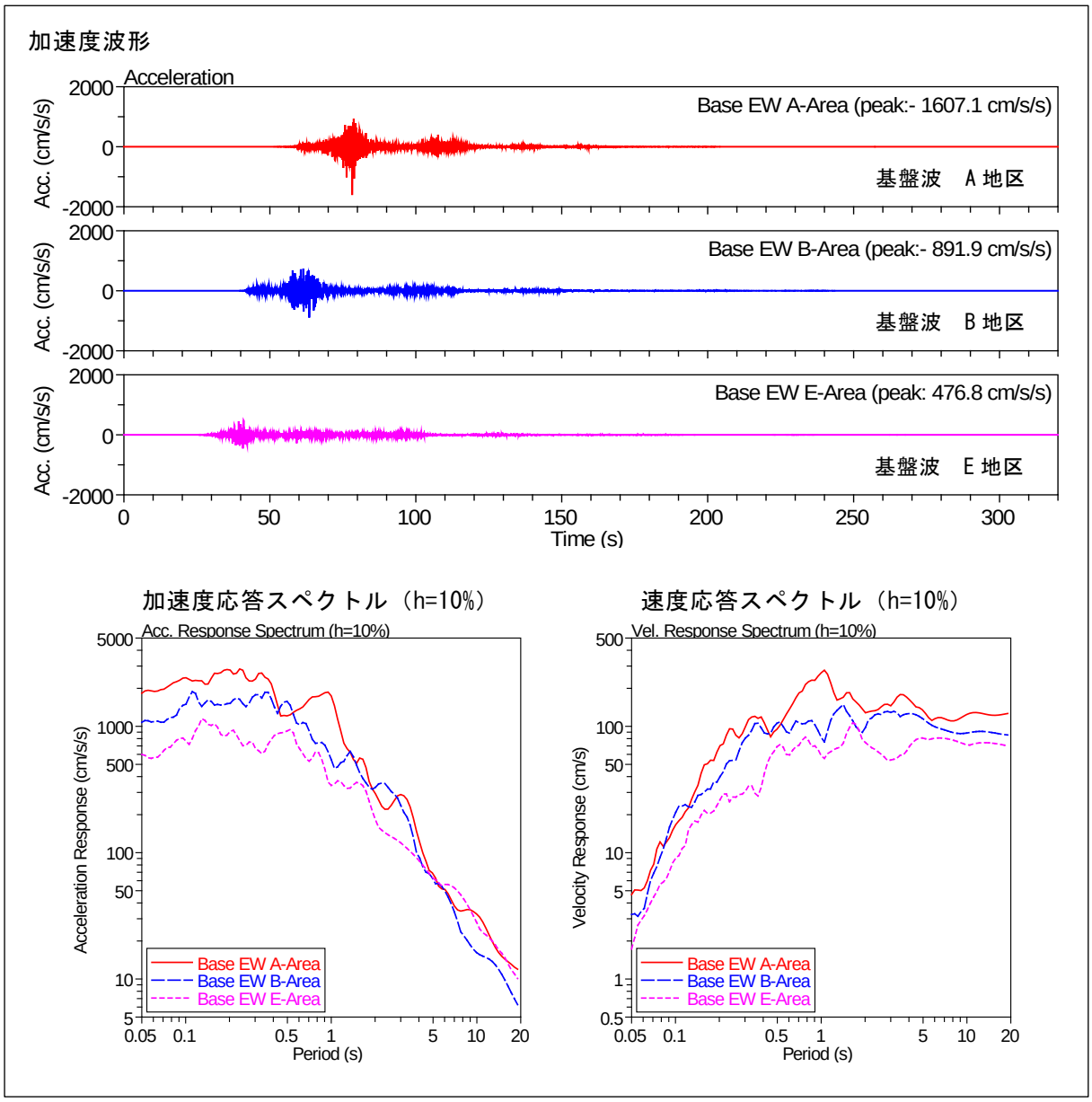


図 2.4.2　南海トラフ地震の工学的基盤における地震波形（EW 成分）

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施工前後の 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**

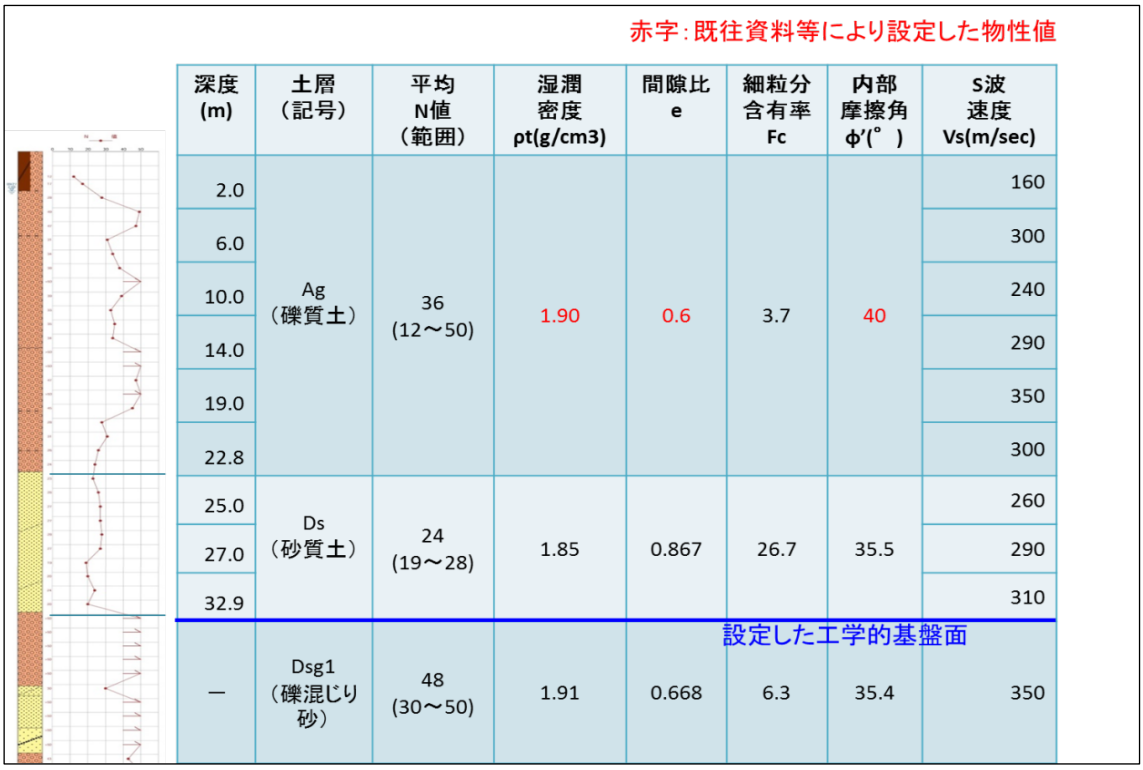
E 地区において設定した地盤モデルについて図 2.5.5 に示す。

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。



赤字：既往資料等により設定した物性値

深度 (m)	土層（記号）	平均 N値（範囲）	湿潤密度 ρt(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)
2.0	Ag（礫質土）	36 (12～50)	1.90	0.6	3.7	40	160
6.0							300
10.0							240
14.0							290
19.0							350
22.8							300
25.0	Ds（砂質土）	24 (19～28)	1.85	0.867	26.7	35.5	260
27.0							290
32.9							310
					設定した工学的基盤面		
—	Dsg1（礫混じり砂）	48 (30～50)	1.91	0.668	6.3	35.4	350

図 2.5.1　A 地区の地盤モデル

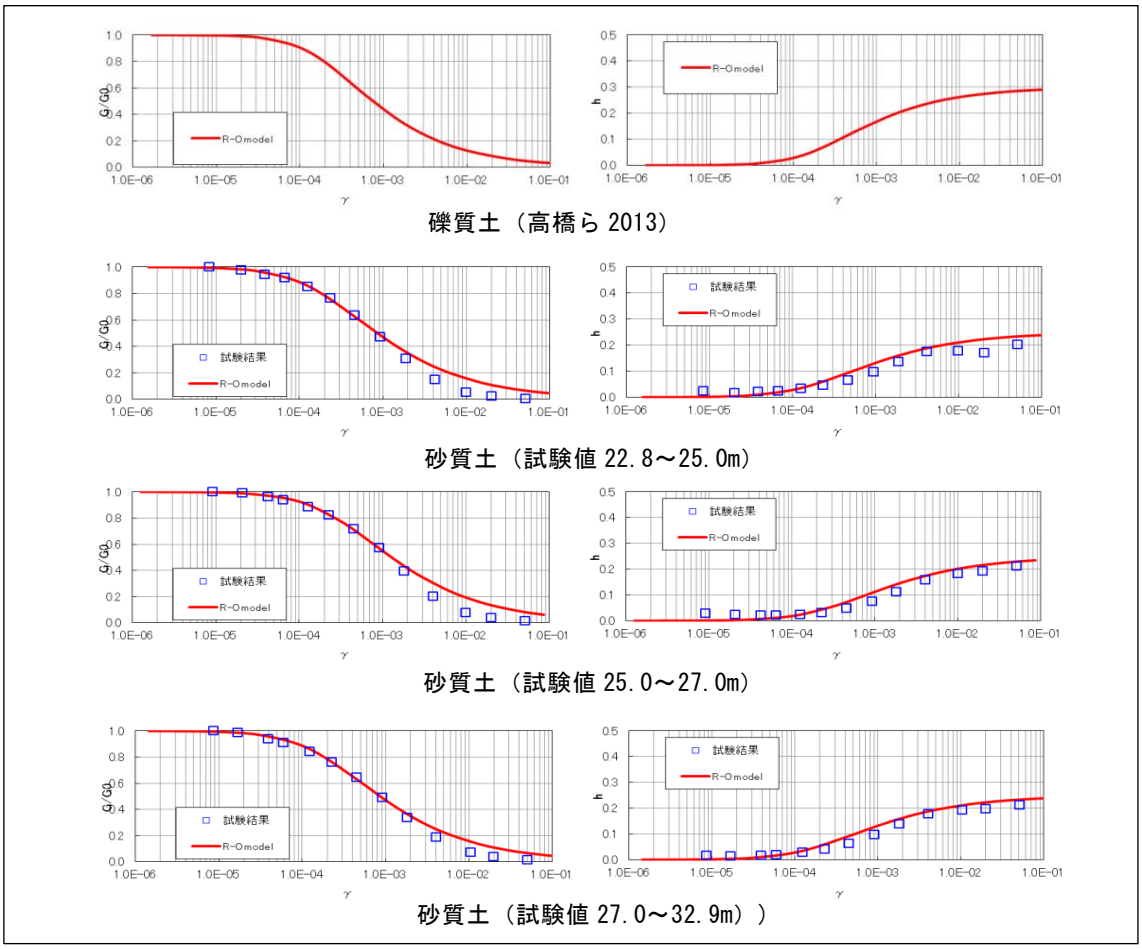
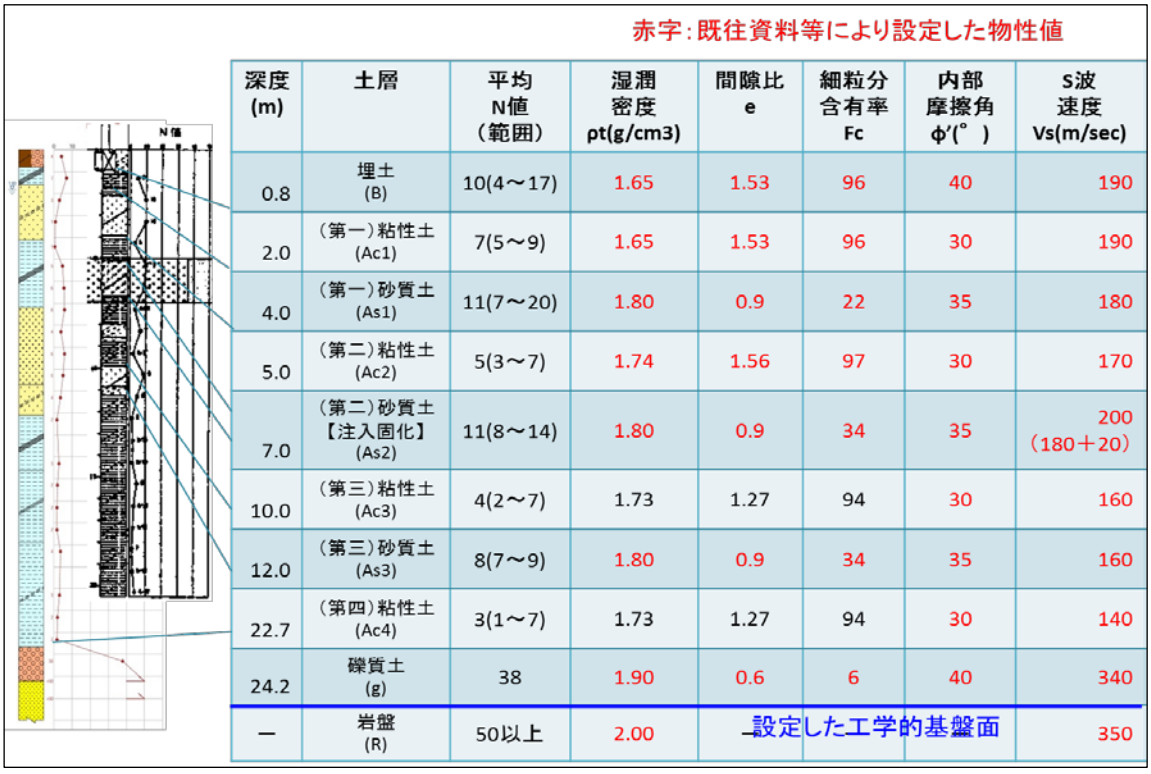


図 2.5.2　A 地区で採用した動的変形曲線



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 (範囲)	湿潤 密度 ρt(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)
0.8	埋土 (B)	10(4～17)	1.65	1.53	96	40	190
2.0	(第一)粘性土 (Ac1)	7(5～9)	1.65	1.53	96	30	190
4.0	(第一)砂質土 (As1)	11(7～20)	1.80	0.9	22	35	180
5.0	(第二)粘性土 (Ac2)	5(3～7)	1.74	1.56	97	30	170
7.0	(第二)砂質土 【注入固化】 (As2)	11(8～14)	1.80	0.9	34	35	200 (180＋20)
10.0	(第三)粘性土 (Ac3)	4(2～7)	1.73	1.27	94	30	160
12.0	(第三)砂質土 (As3)	8(7～9)	1.80	0.9	34	35	160
22.7	(第四)粘性土 (Ac4)	3(1～7)	1.73	1.27	94	30	140
24.2	礫質土 (g)	38	1.90	0.6	6	40	340
―	岩盤 (R)	50以上	2.00	―			350

設定した工学的基盤面

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

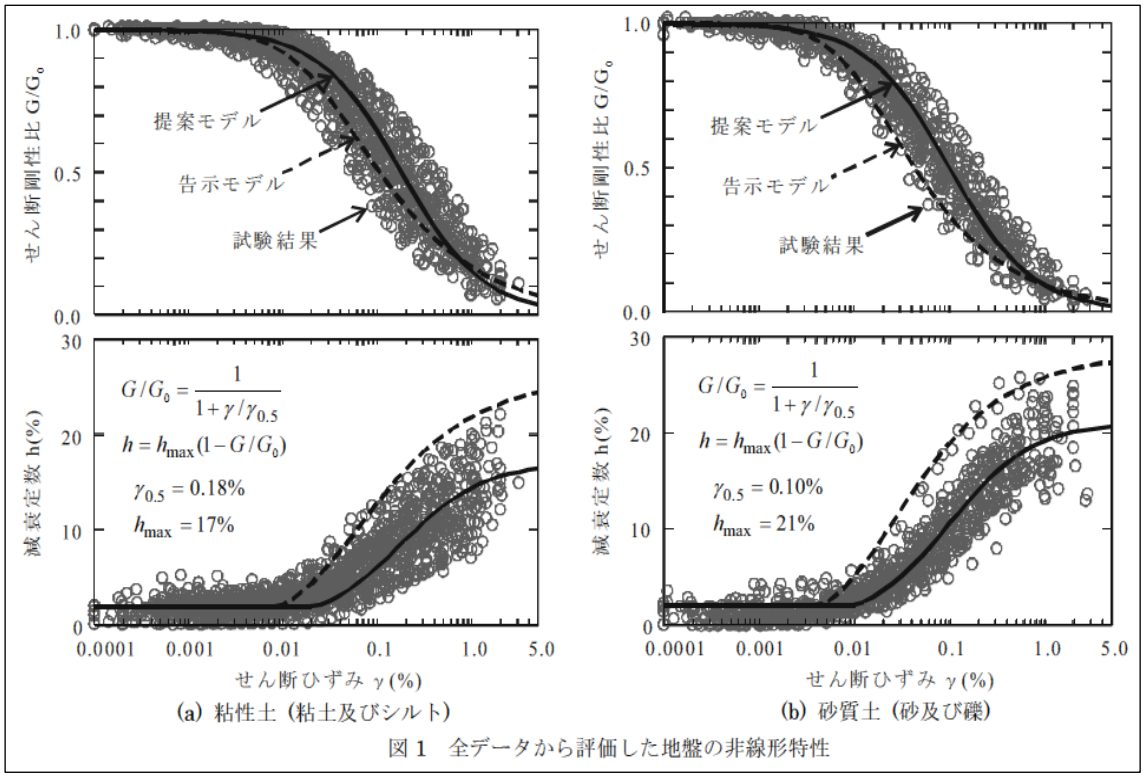


図 2.5.4　B 地区で採用した動的変形曲線（古山田、2003）

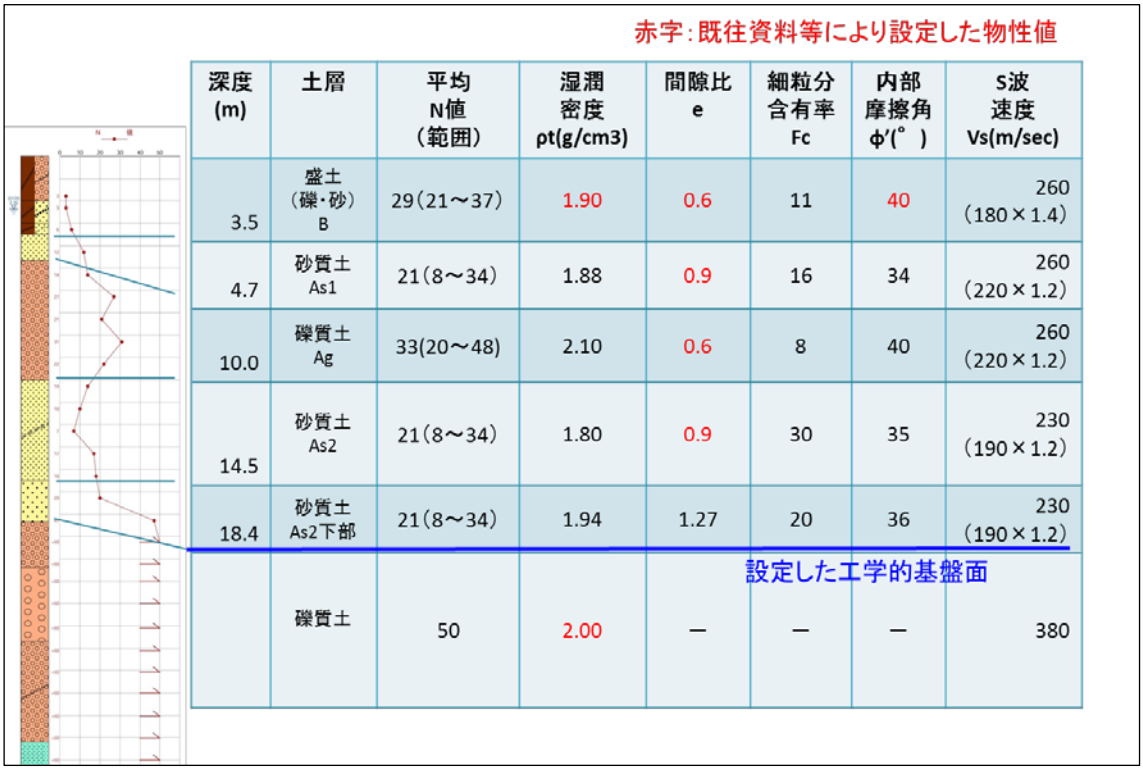


図 2.5.5　E 地区の地盤モデル

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

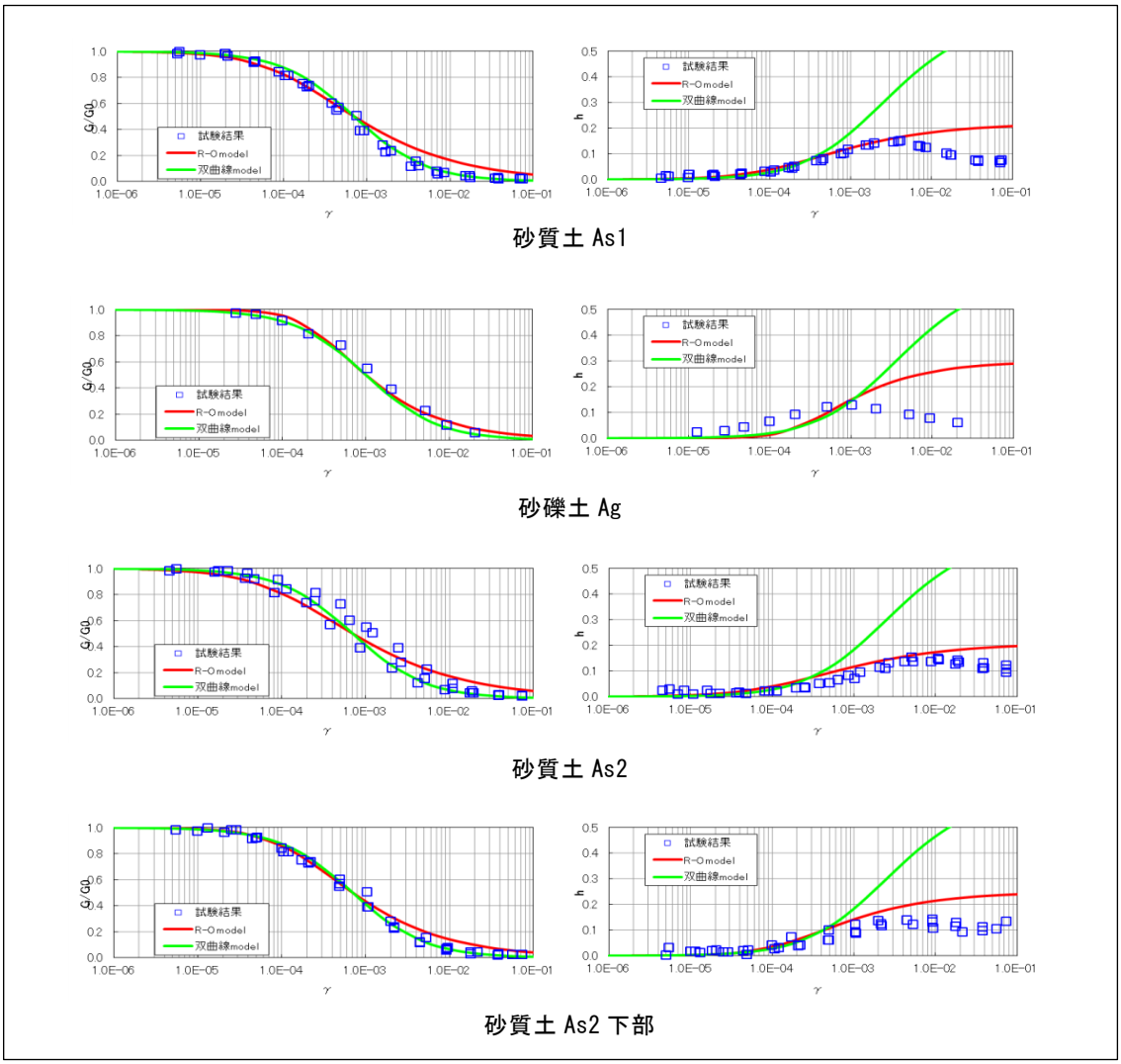


図 2.5.6　E 地区で採用した動的変形曲線

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 22m から 25m 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、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の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。

検討した南海トラフ地震の 3 地区 3 波の時刻歴の想定地震波形を図 2.6.10 に、再現地震波形の応答スペクトル（10%減衰）を図 2.6.11 に示す。

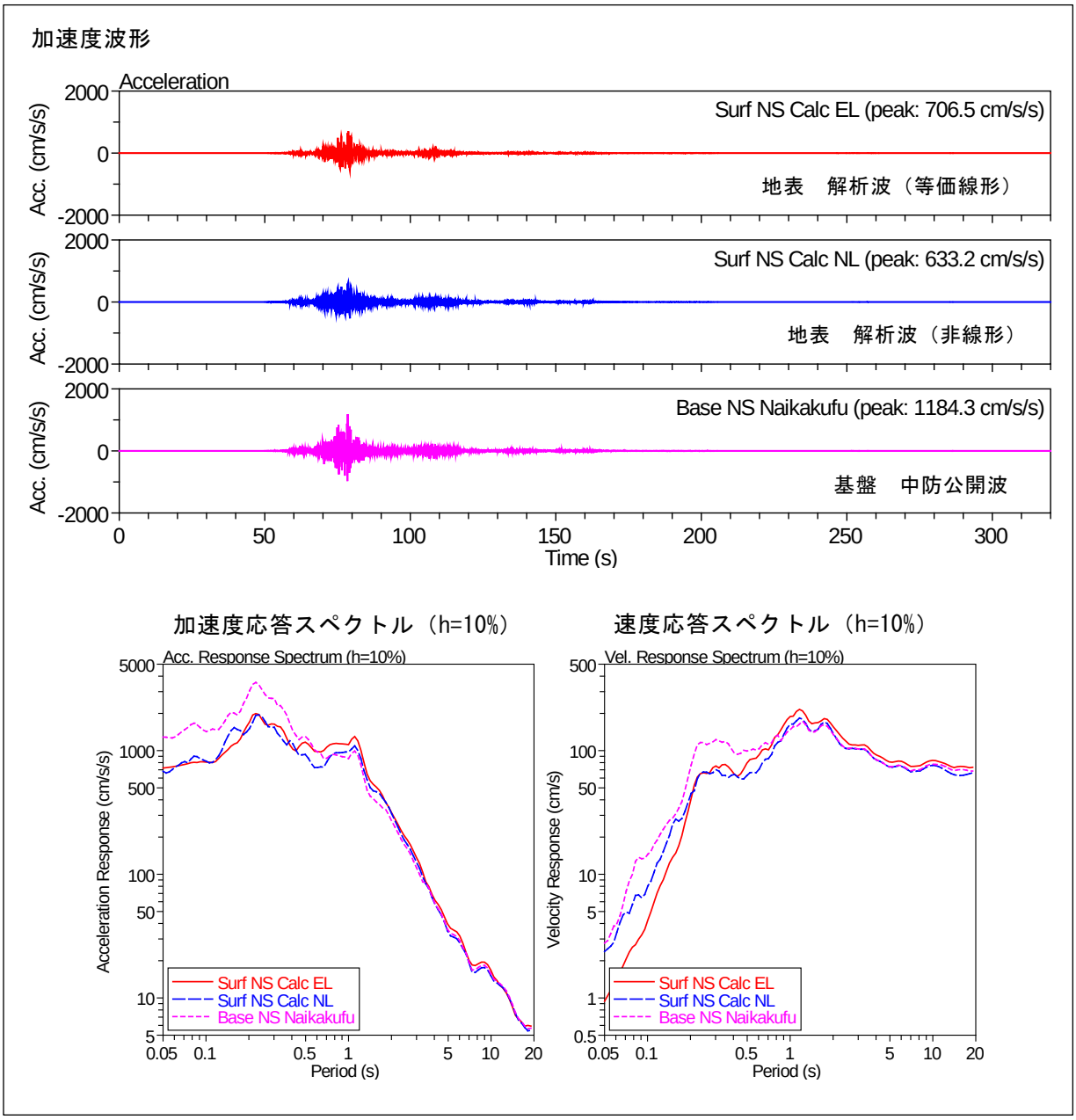


図 2.6.1　地表及び工学的基盤における解析地震波形（NS 成分）（南海トラフ地震・A 地区）

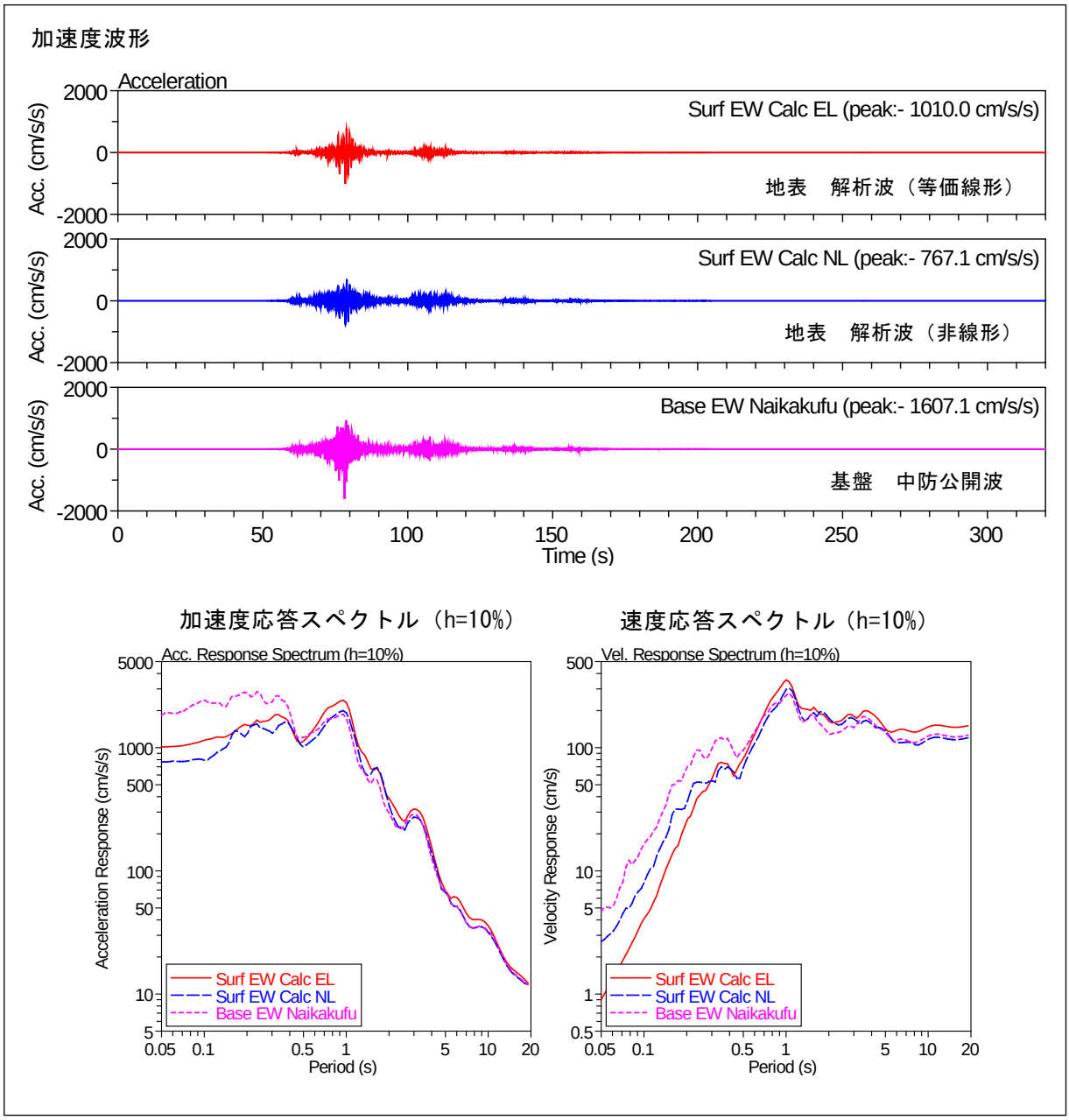


図 2.6.2　地表及び工学的基盤における解析地震波形（EW 成分）（南海トラフ地震・A 地区）

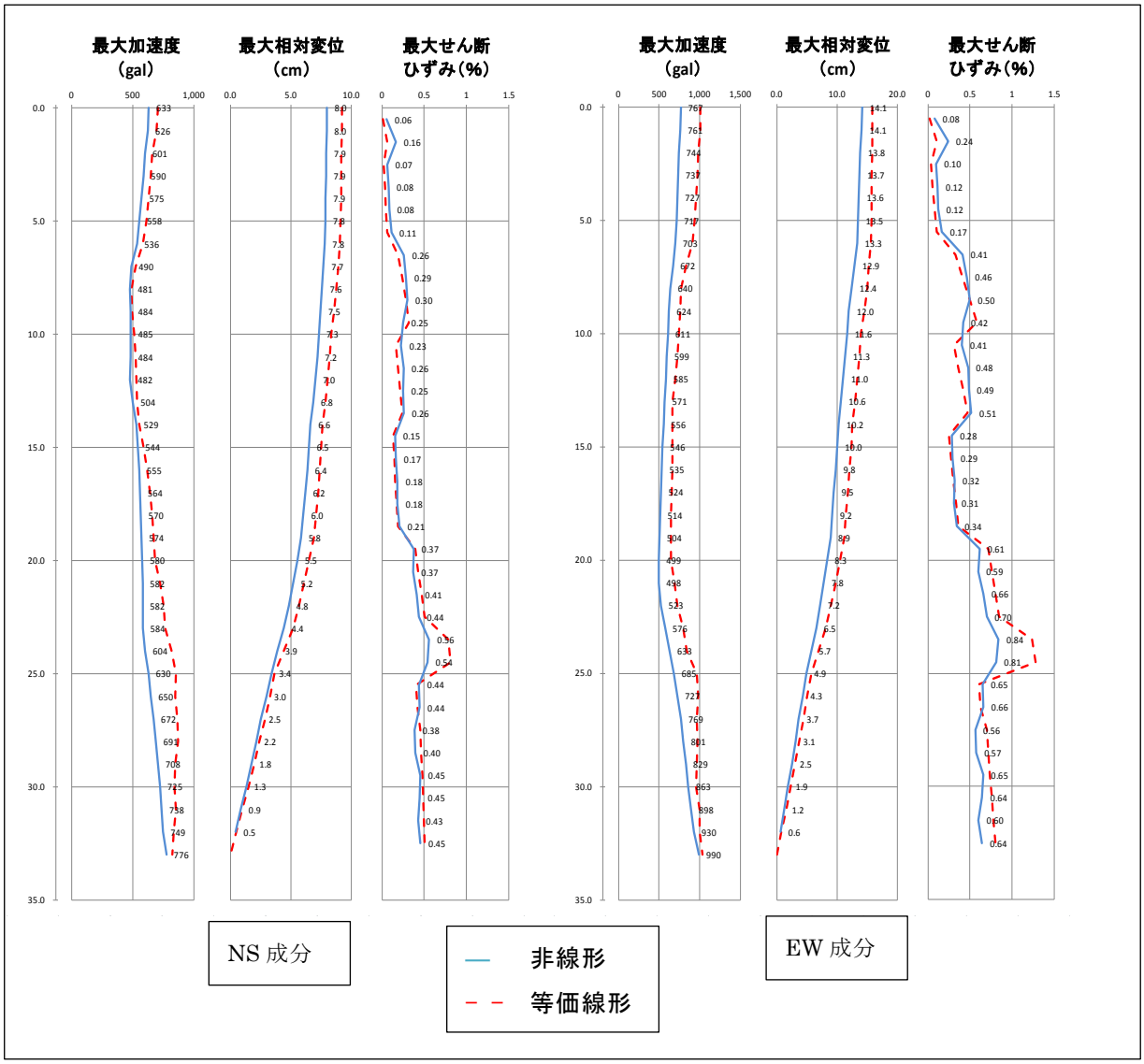


図 2.6.3　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（南海トラフ地震・A 地区）

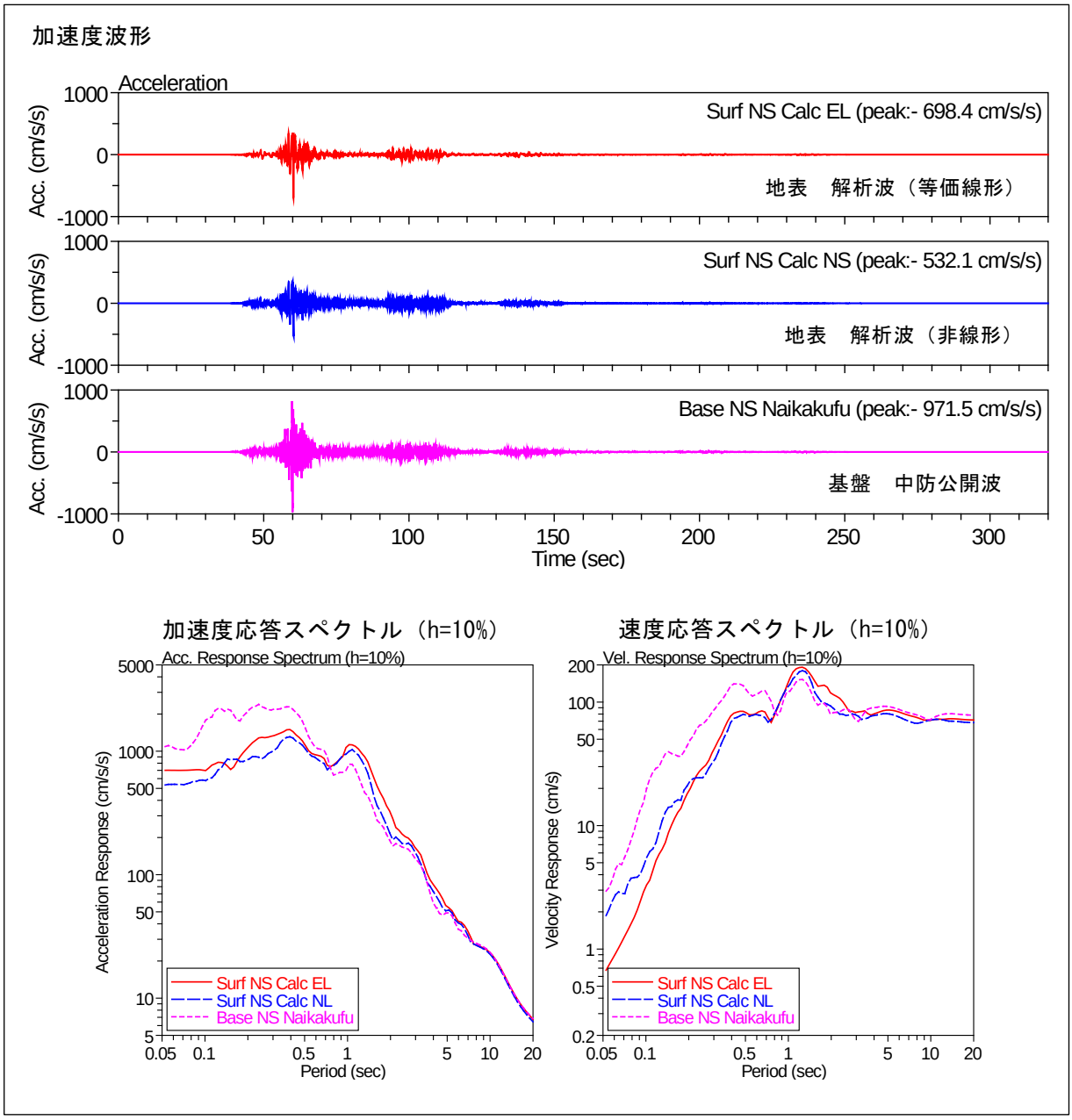


図 2.6.4　地表及び工学的基盤における解析地震波形（NS 成分）（南海トラフ地震・B 地区）

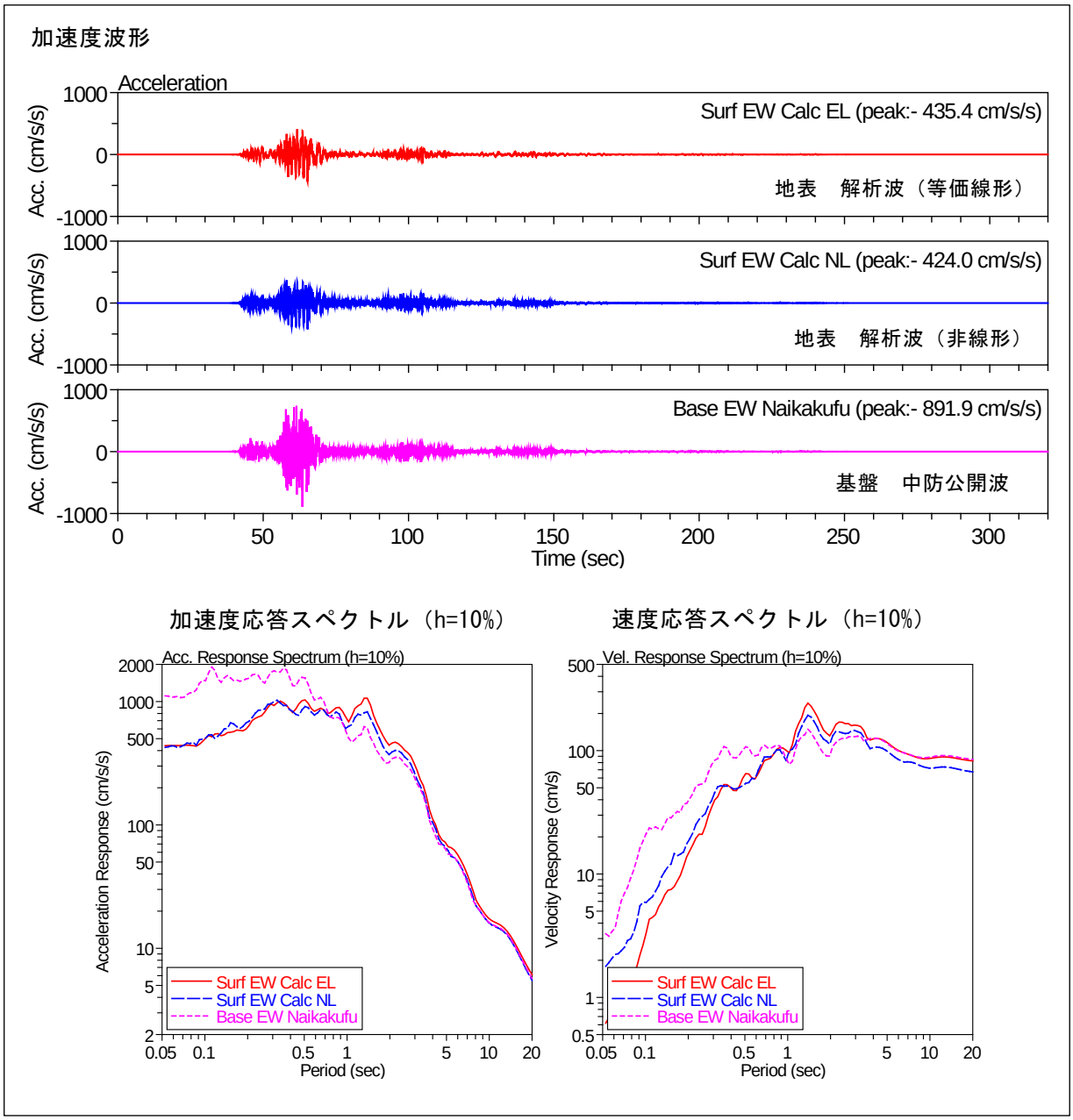


図 2.6.5　地表及び工学的基盤における解析地震波形（EW 成分）（南海トラフ地震・B 地区）

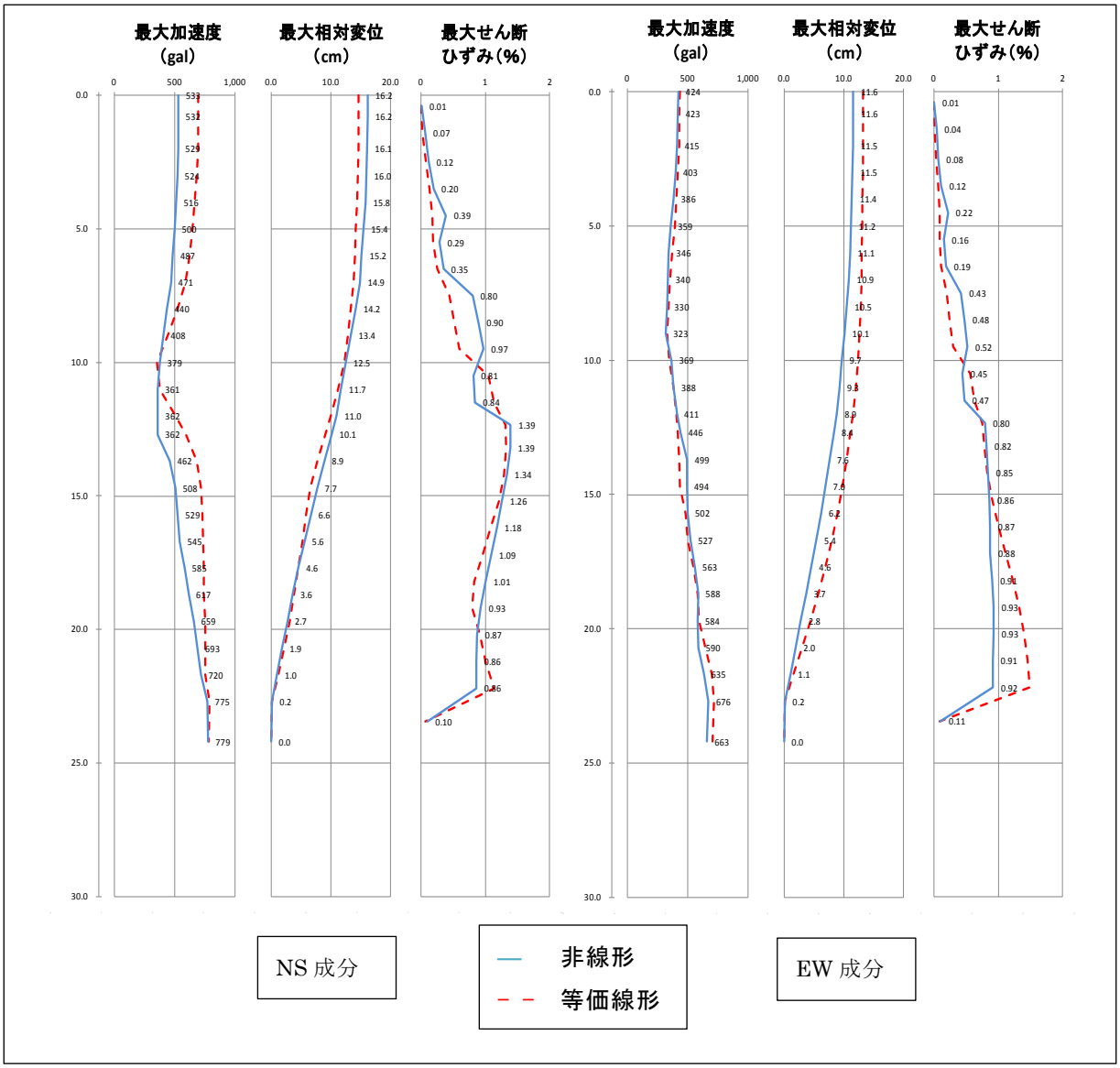


図 2.6.6　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（南海トラフ地震・B 地区）

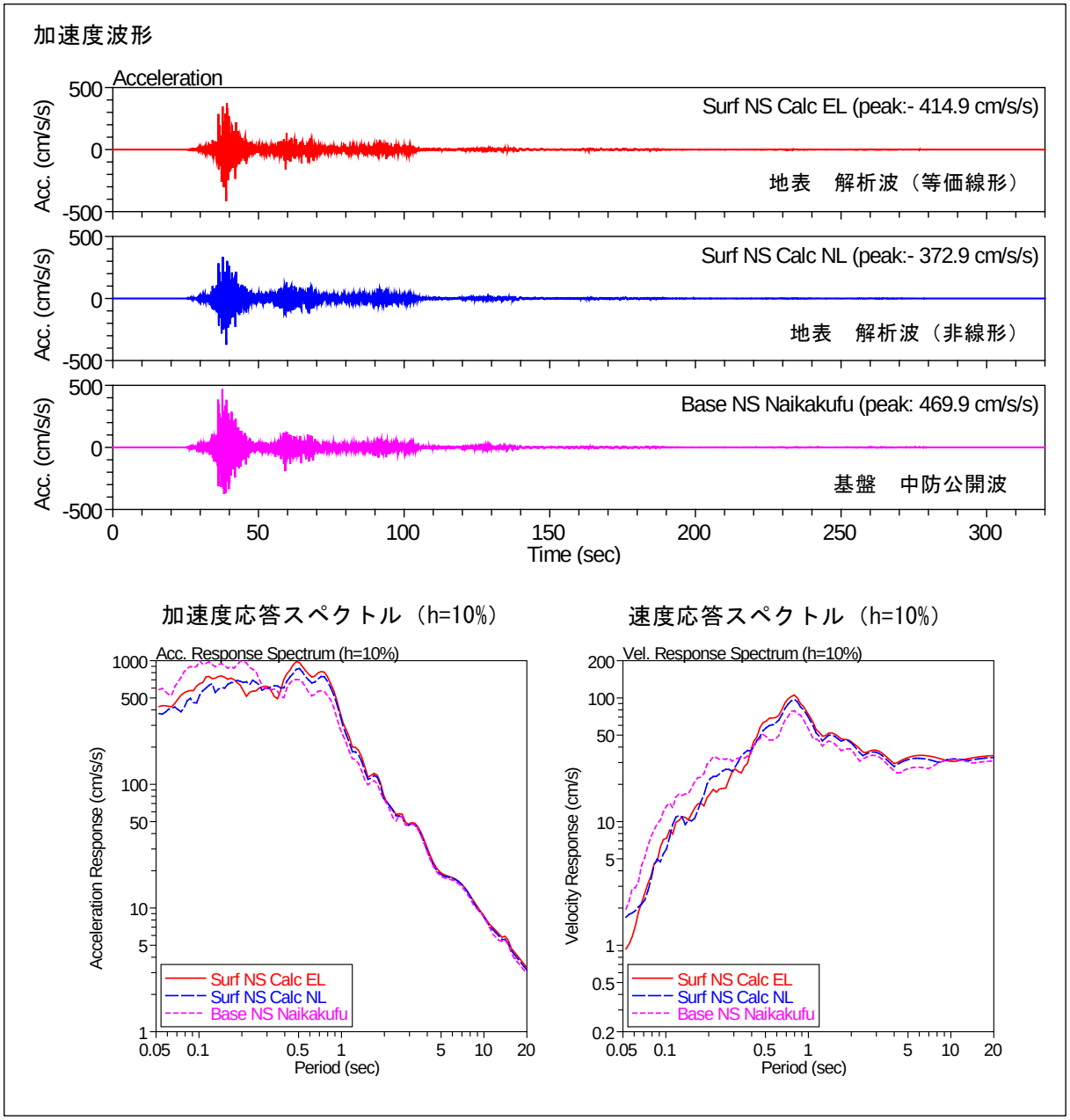


図 2.6.7　地表及び工学的基盤における解析地震波形（NS 成分）（南海トラフ地震・E 地区）

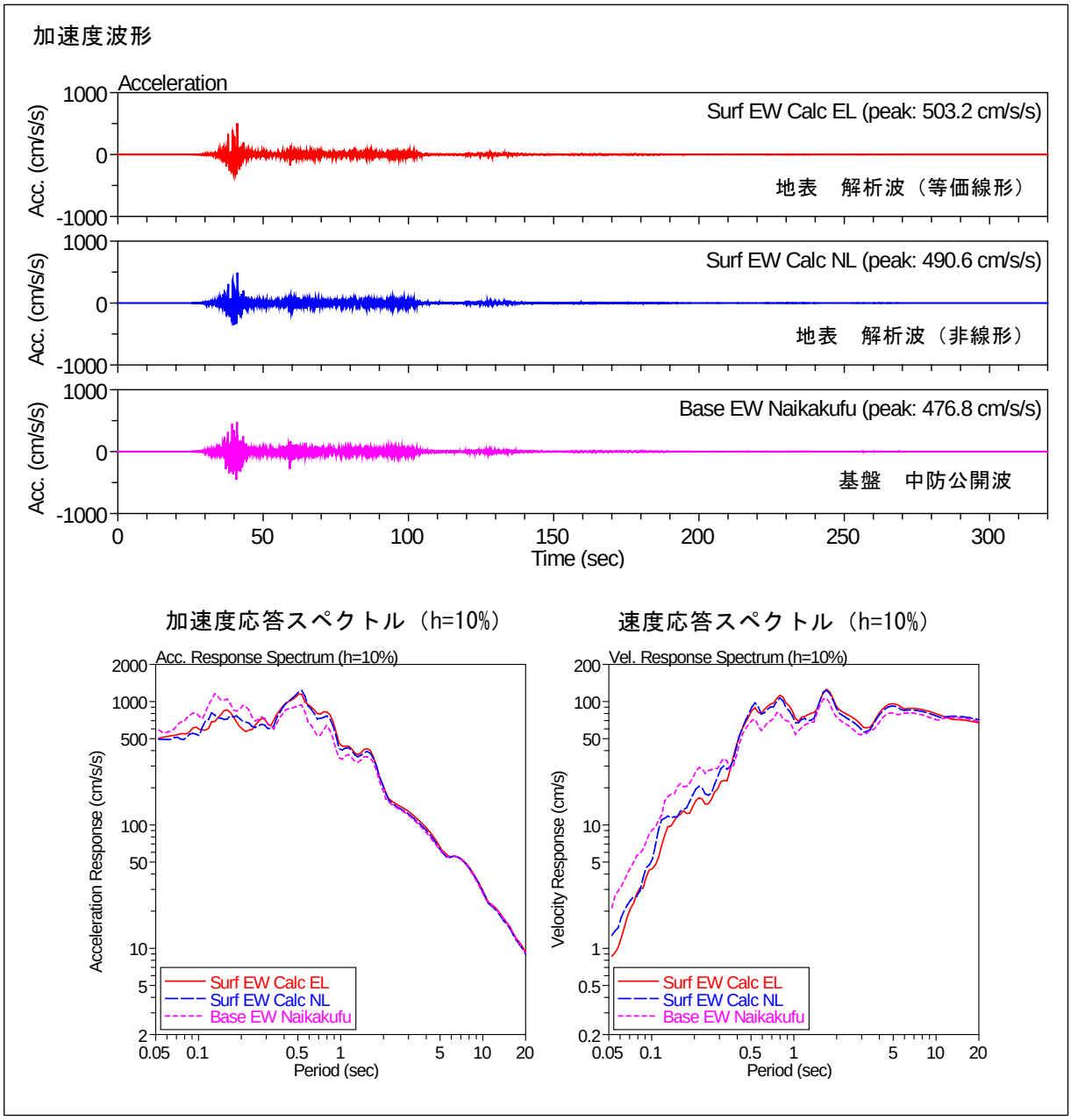


図 2.6.8　地表及び工学的基盤における解析地震波形（EW 成分）（南海トラフ地震・E 地区）

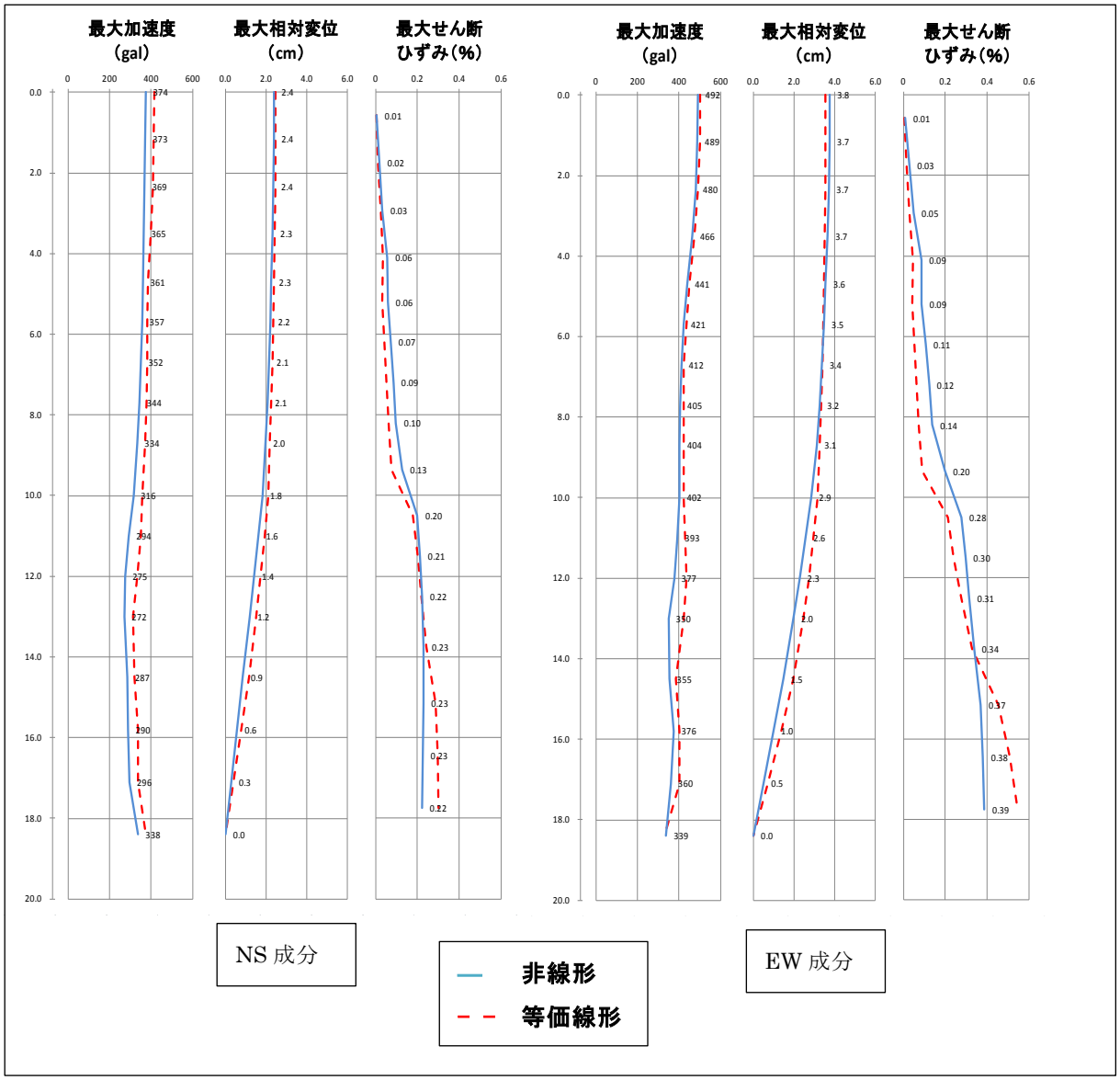


図 2.6.9　地震応答解析による深さ方向の最大加速度等の値（南海トラフ地震・E 地区）

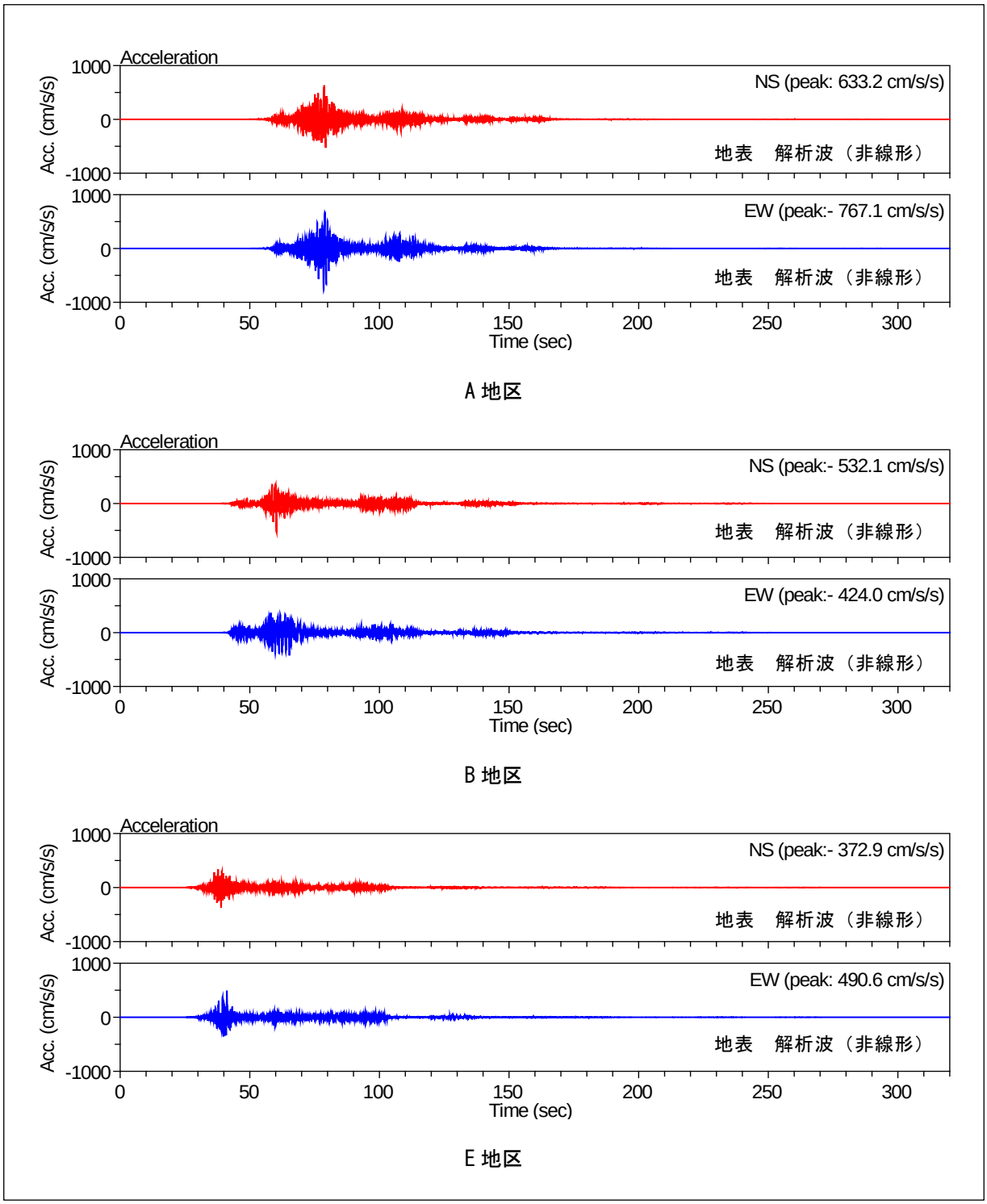
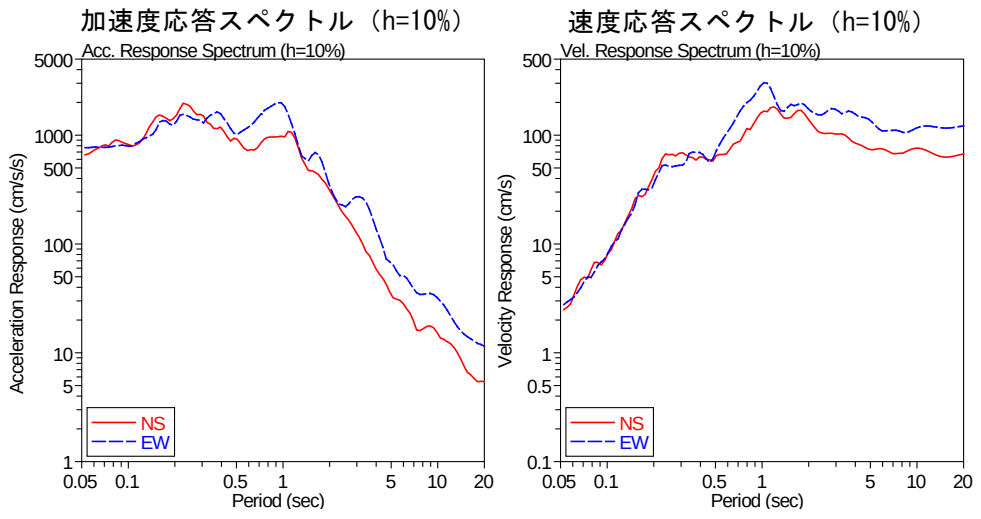
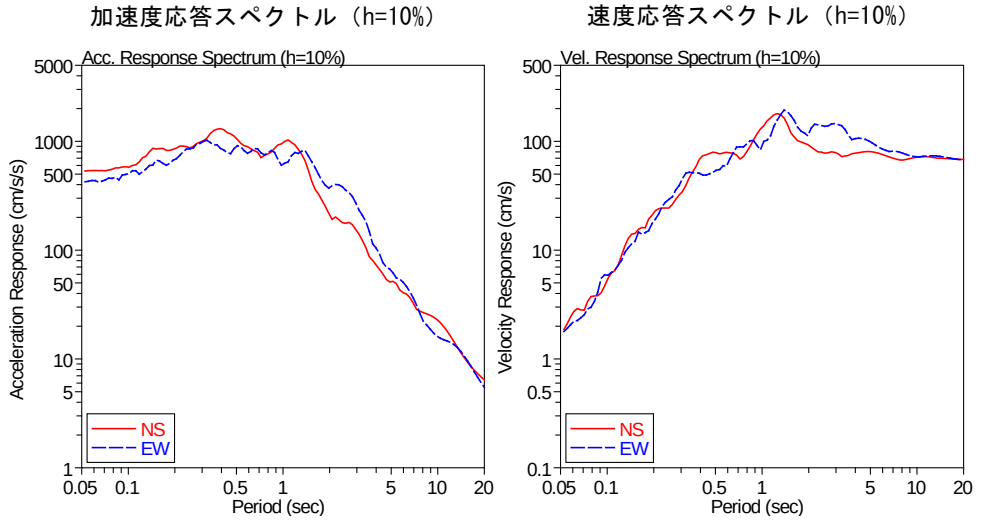


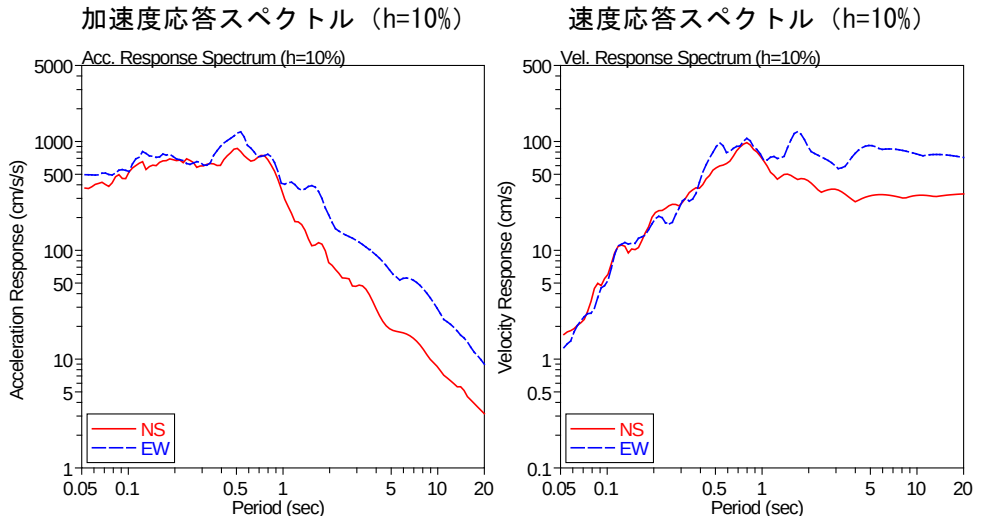
図 2.6.10　南海トラフ地震の想定波加速度時刻歴波形（NS 成分・EW 成分）



A 地区



B 地区



E 地区

図 2.6.11　南海トラフ地震の想定波（NS 成分・EW 成分）

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の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。

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

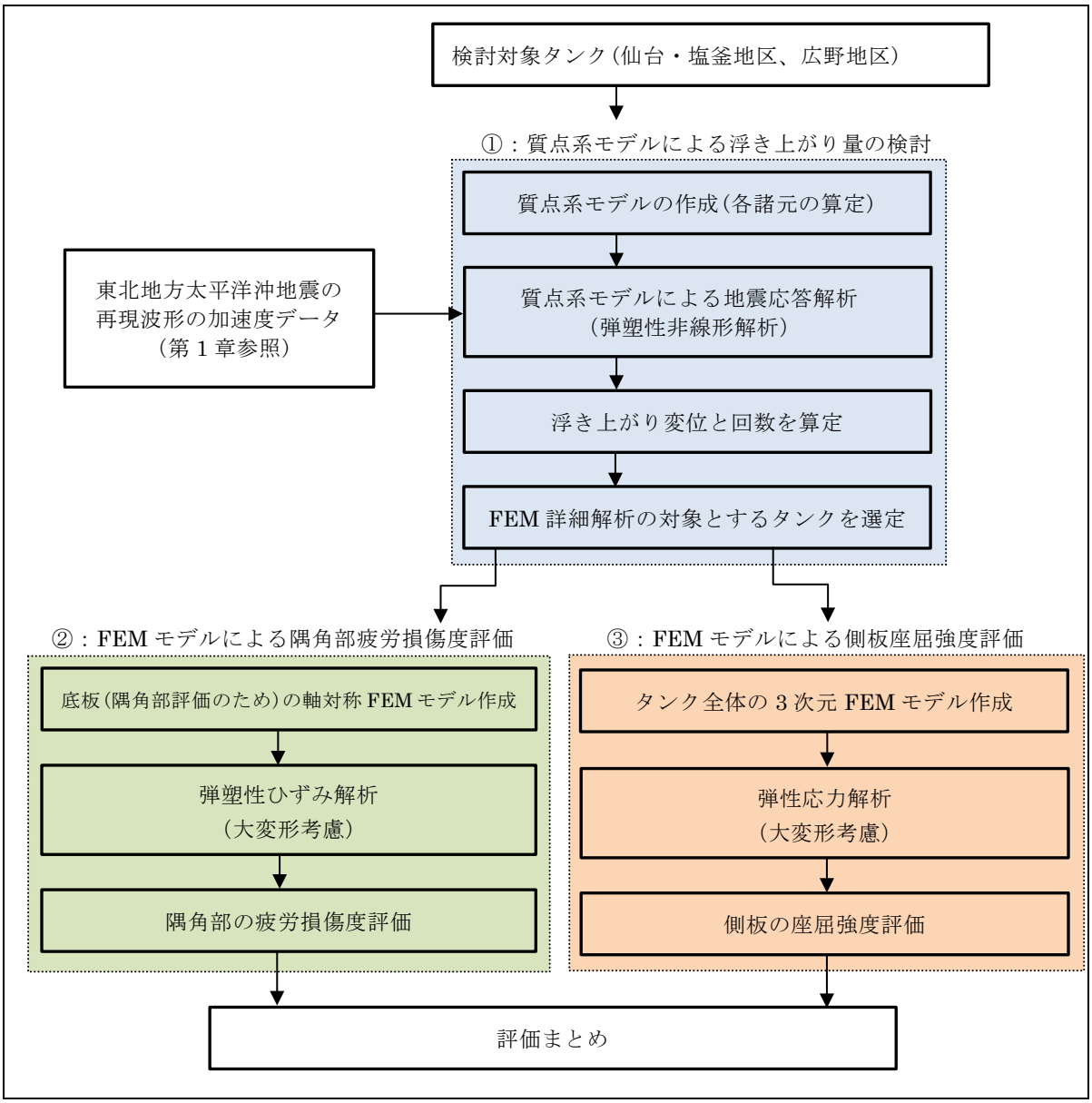


図 1.1.1　東北地方太平洋沖地震の再現波形に対する屋外タンク貯蔵の応答確認の流れ

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 1.2.1 から表 1.2.3 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 1.2.1 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。

$0 \leqq Q < Q_0$：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。
$Q_0 \leqq Q < Q_e$：タンクは弾性変形範囲で側板の浮き上がりが発生する。
$Q_e \leqq Q < Q_p$：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。
$Q_p \leqq Q < Q_{pp}$：タンクの隅角部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。

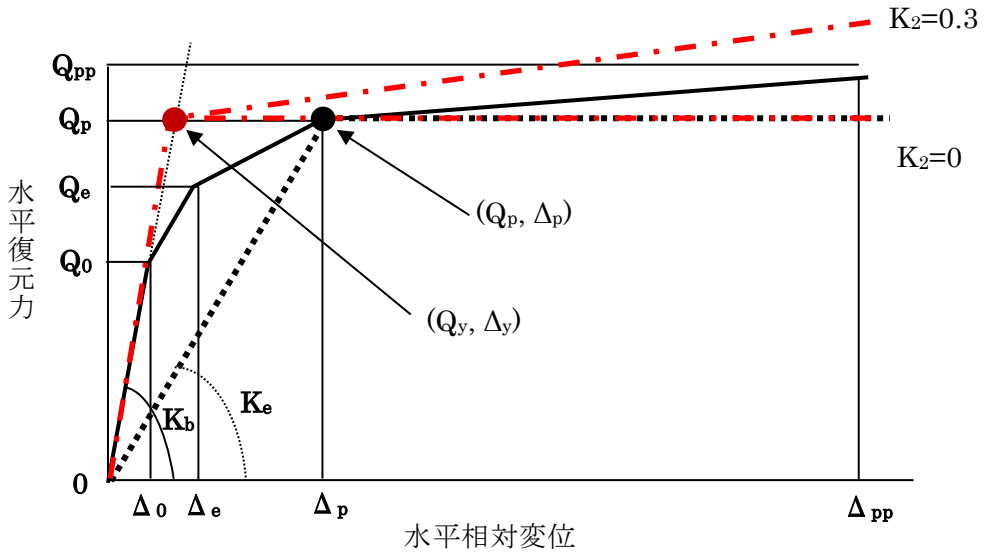


図 1.2.1　質点系モデルの水平復元力・水平相対変位関係

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。

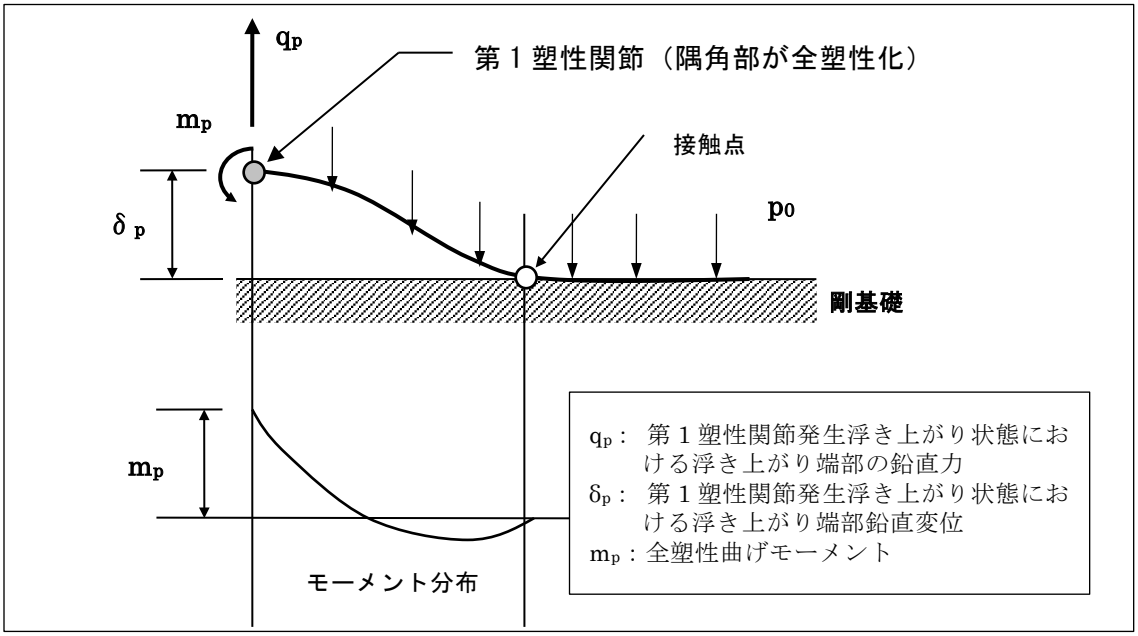


図 1.2.2　第 1 塑性関節発生浮き上がり状態

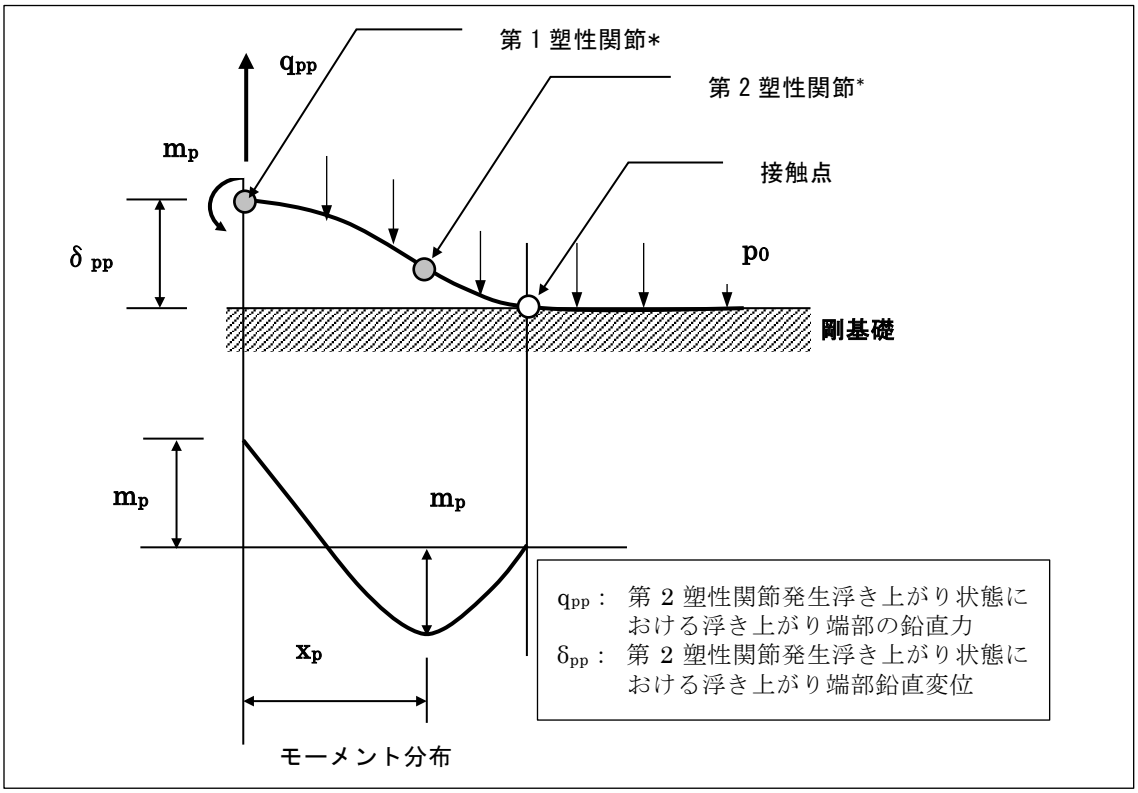


図 1.2.3　第 2 塑性関節発生浮き上がり状態

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、0～0.3 ×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。

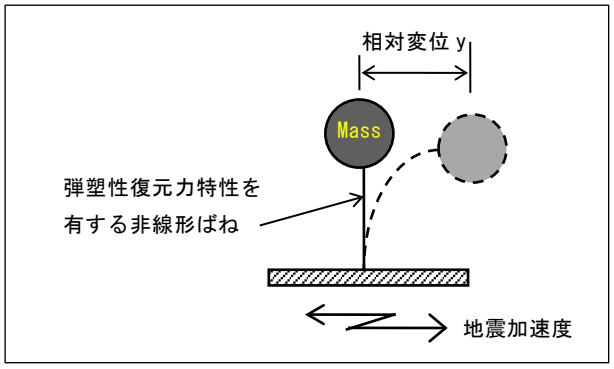


図 1.2.4　質点系モデル

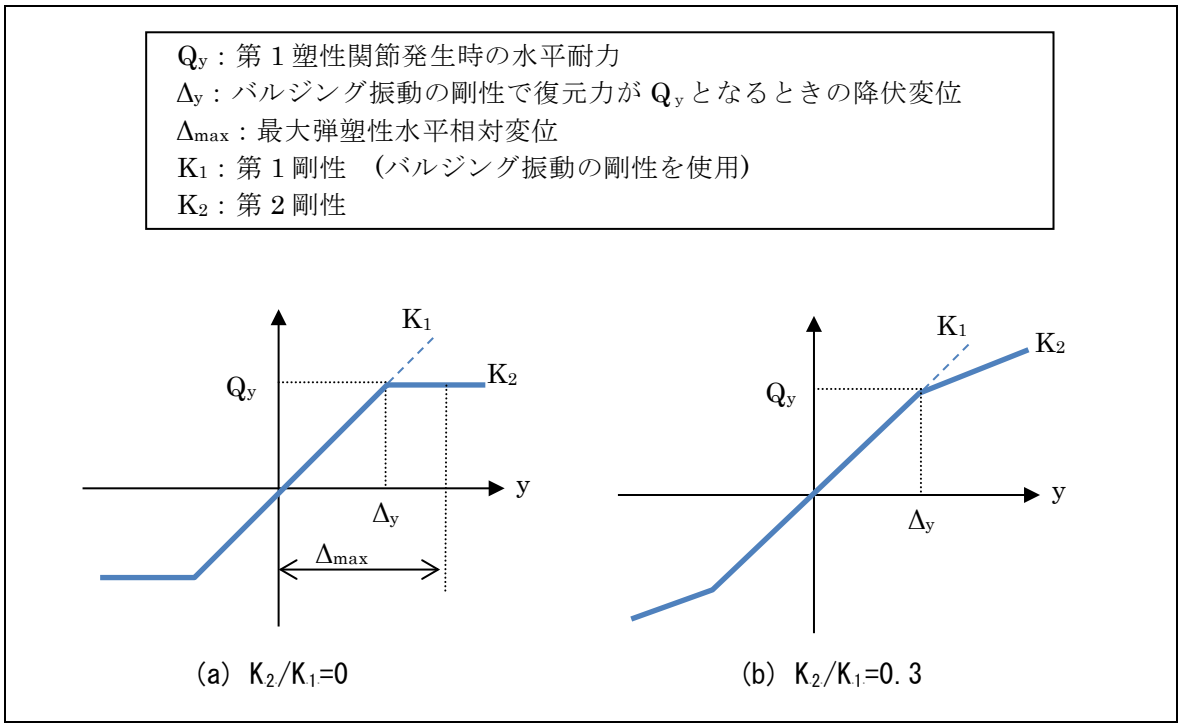


図 1.2.5　S 字非ループ型復元力線図（水平復元力－水平相対変位）

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/s²）で表されていることに合わせ、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。

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

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

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：内溶液重量（N）

E：側板材料のヤング率（N/cm^2）

$t_{1/3}$：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/s^2）

(2) 質点有効重量 W_1と等価水平ばね係数 K_b

図 1.2.4 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。

$$T_b = 2\pi\sqrt{\frac{W_1}{gK_b}} \quad (\mathrm{s}) \qquad (1.2.3)$$

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

$$W_1 = f_{W1} W \quad (\mathrm{N}) \qquad (1.2.5)$$

$$f_{W1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$$

（1.2.6）

図 1.2.6 における質点重心高さは、次式で表される。

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

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

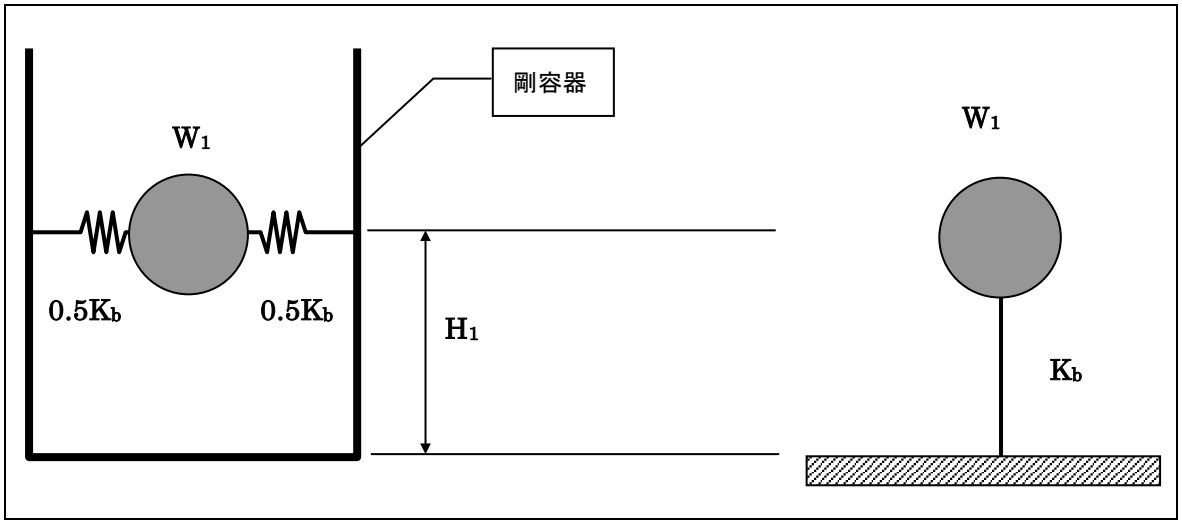


図 1.2.6　剛基礎に固定された円筒形貯槽の液体･貯槽
連成バルジング振動に対する質点・ばねモデル

(3) 隅角部アニュラ板の保有水平耐力 Qy

通常､特定屋外貯蔵タンクは､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板の隅肉溶接止端部がき裂･破損にいた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。

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

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 1.2.7 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.）

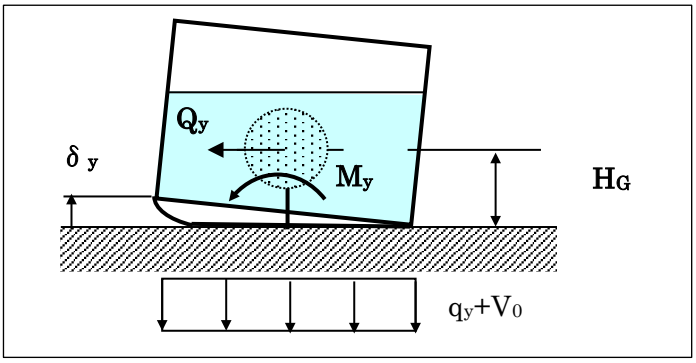


図 1.2.7　タンク降伏浮き上がり状態

(4) 側板下端の最大浮き上がり変位 δ_{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 Δ_{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 δ_{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、

Δ_{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）

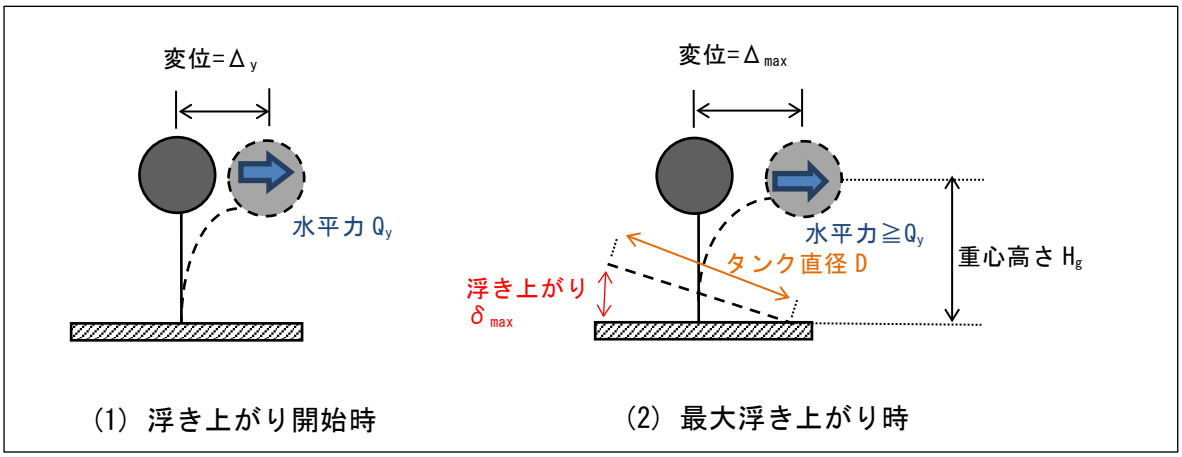


図 1.2.8　質点系モデルによる浮き上がり変位の算出

1.2.4　解析結果

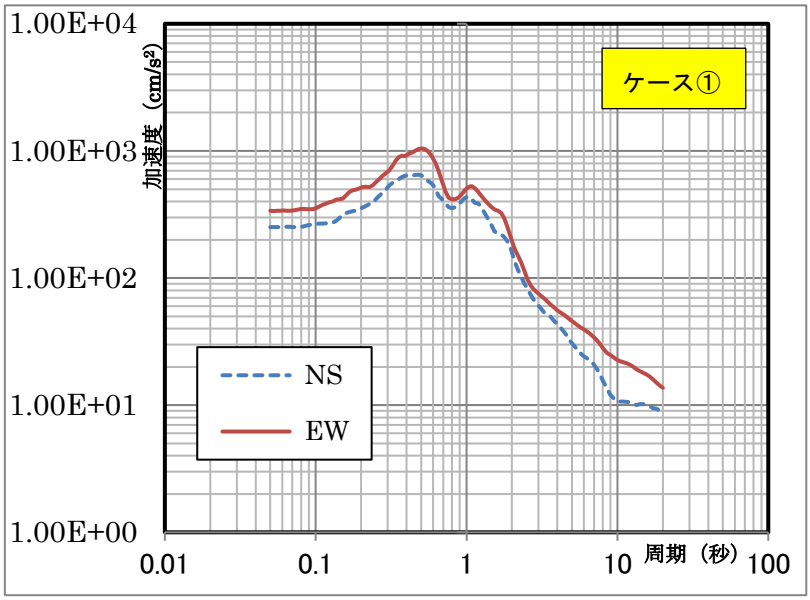
非線形ばね特性を有する質点系モデルを用いて、仙台・塩釜地区（ケース①とケース②）*1及び広野地区の再現地震波形（3 地表波×2 方向）が作用した場合について、検討対象の屋外貯蔵タンク 13 基（仙台・塩釜地区：旧法タンク 10 基の、広野地区：新法タンク 3 基）の地震応答解析を実施した。

*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。



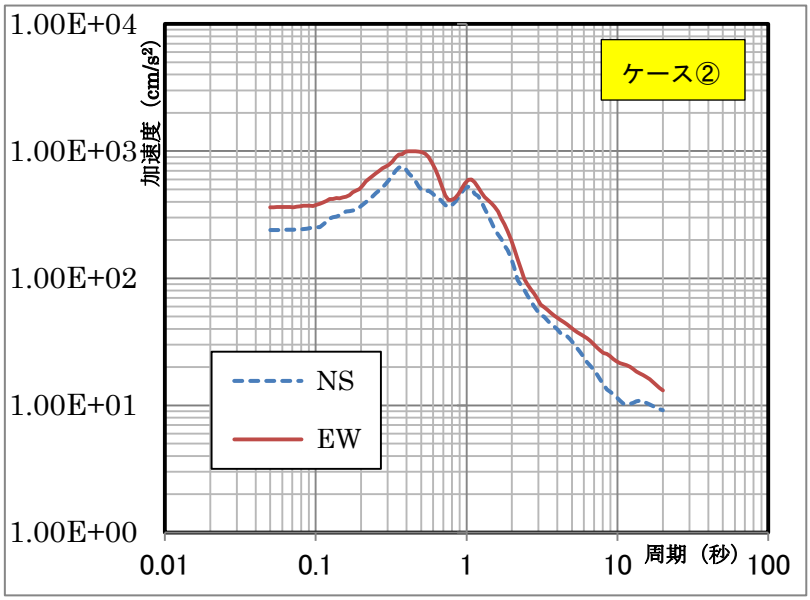


図 1.2.9　仙台・塩釜地区再現地震波形の
地震加速度の応答スペクトル(減衰比 15%)

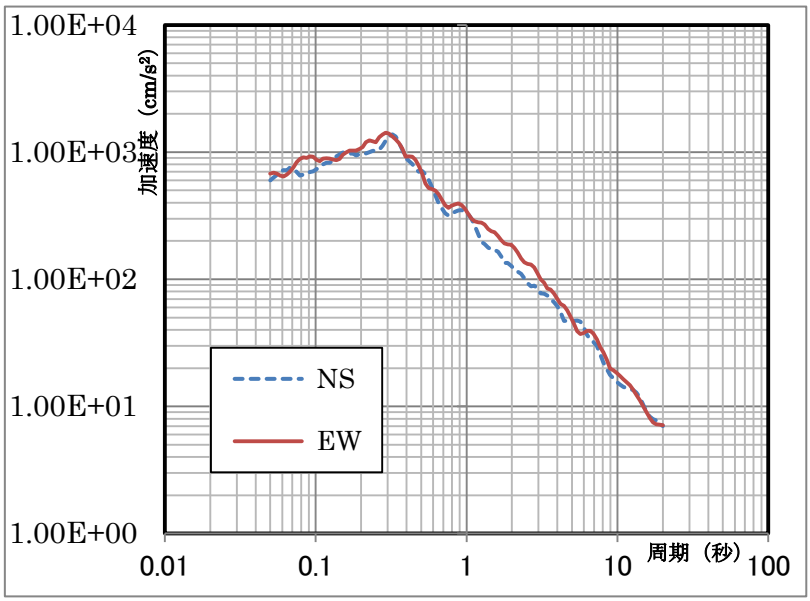


図 1.2.10　広野地区再現地震波形の地震
加速度の応答スペクトル(減衰比 15%)

*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、自由地盤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	ｶﾞｿﾘﾝ	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	ｶﾞｿﾘﾝ	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、両タンクのバルジング振動の固有周期（No.2：Tb=0.2682（s)、 No.3： Tb=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、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。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ー（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（Δy）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、バネ復元力を算定した結果を図 1.2.13 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ー（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。

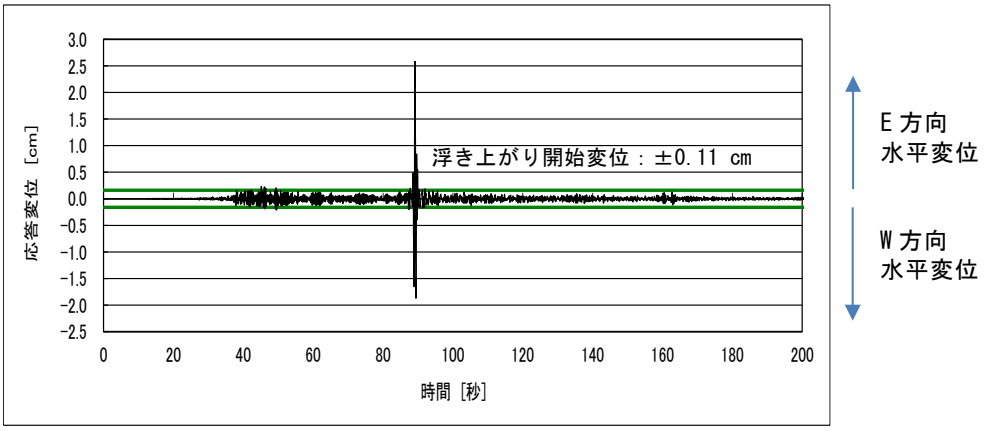


図 1.2.11　仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の質点系モデルの応答変位の時刻歴
（仙台・塩釜地区の再現地震波形：ケース②EW）

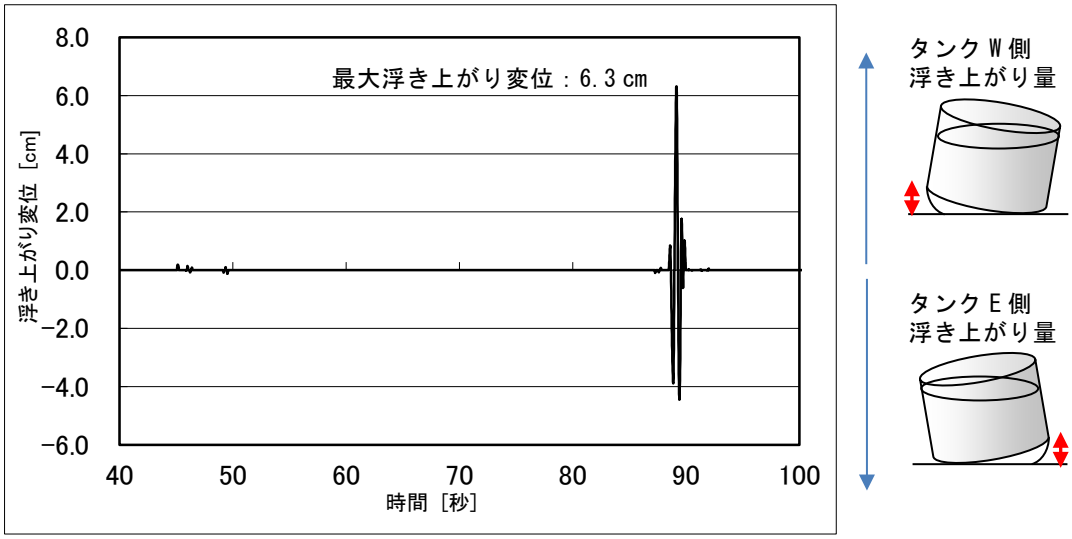


図 1.2.12　仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の質点系モデルの浮き上がり変位の時刻歴
（仙台・塩釜地区の再現地震波形：ケース②EW）

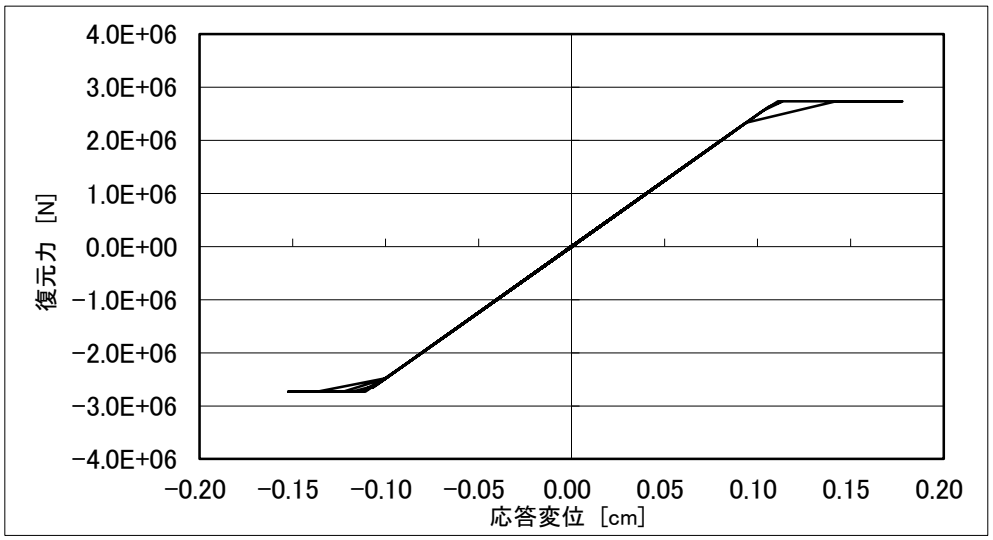


図 1.2.13　仙台・塩釜地区の旧法タンク No.4 の質点系モデルのばね復元力履歴図
（仙台・塩釜地区の再現地震波形：ケース②EW）

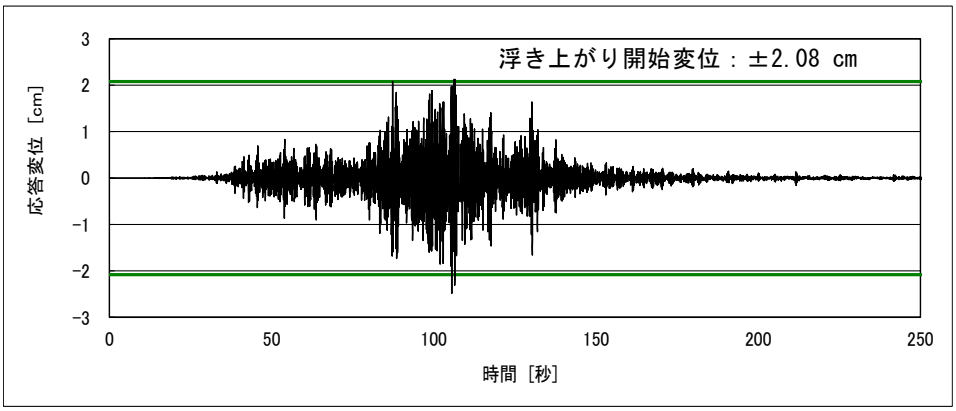


図 1.2.14　広野地区の新法タンク No.3 の質点系モデルの応答変位の時刻歴
（広野地区の再現地震波形 EW）

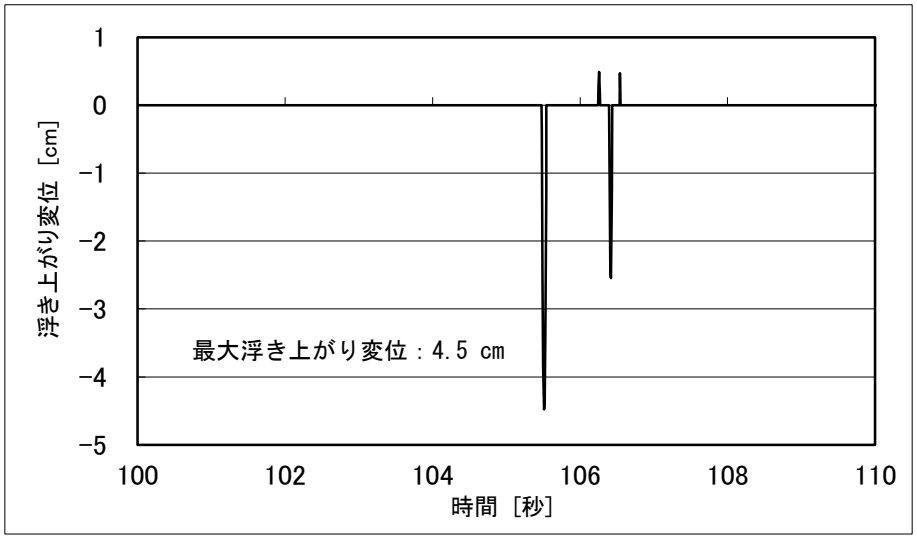


図 1.2.15　広野地区の新法タンク No.3 の質点系モデルの浮き上がり変位の時刻歴
（広野地区の再現地震波形 EW）

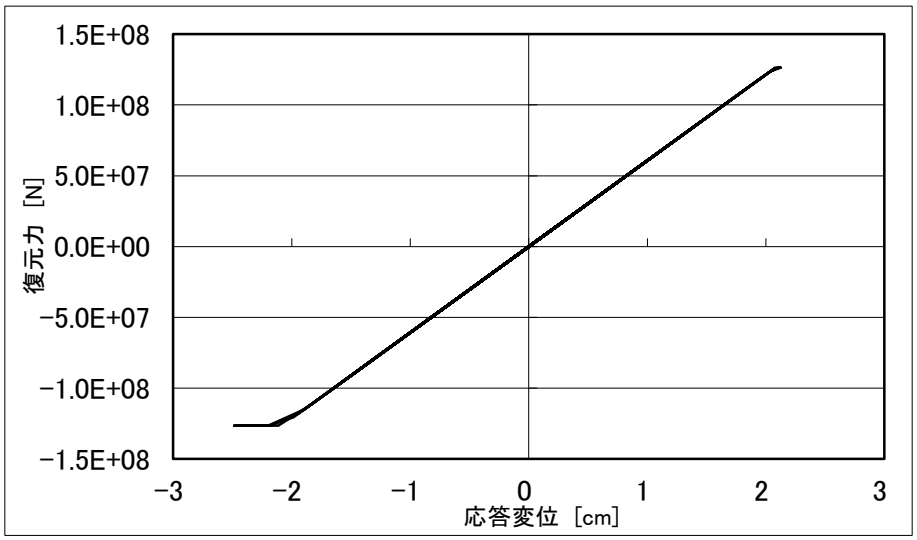


図 1.2.16　広野地区の新法タンク No.3 の質点系モデルのばね復元力履歴図
（広野地区の再現地震波形 EW）

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 及び広野地区の新法タンク 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。

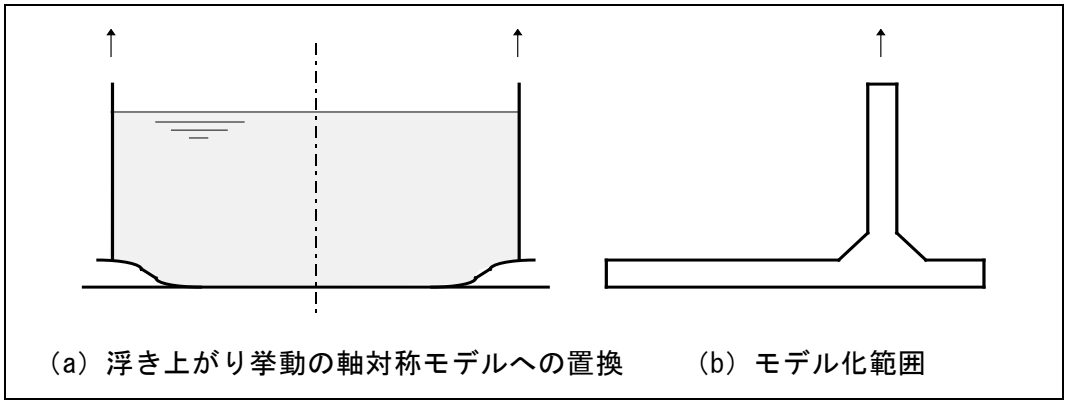


図 1.3.1　解析方法のイメージ図

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（底板に一様分布、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（繰り返し回数 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。

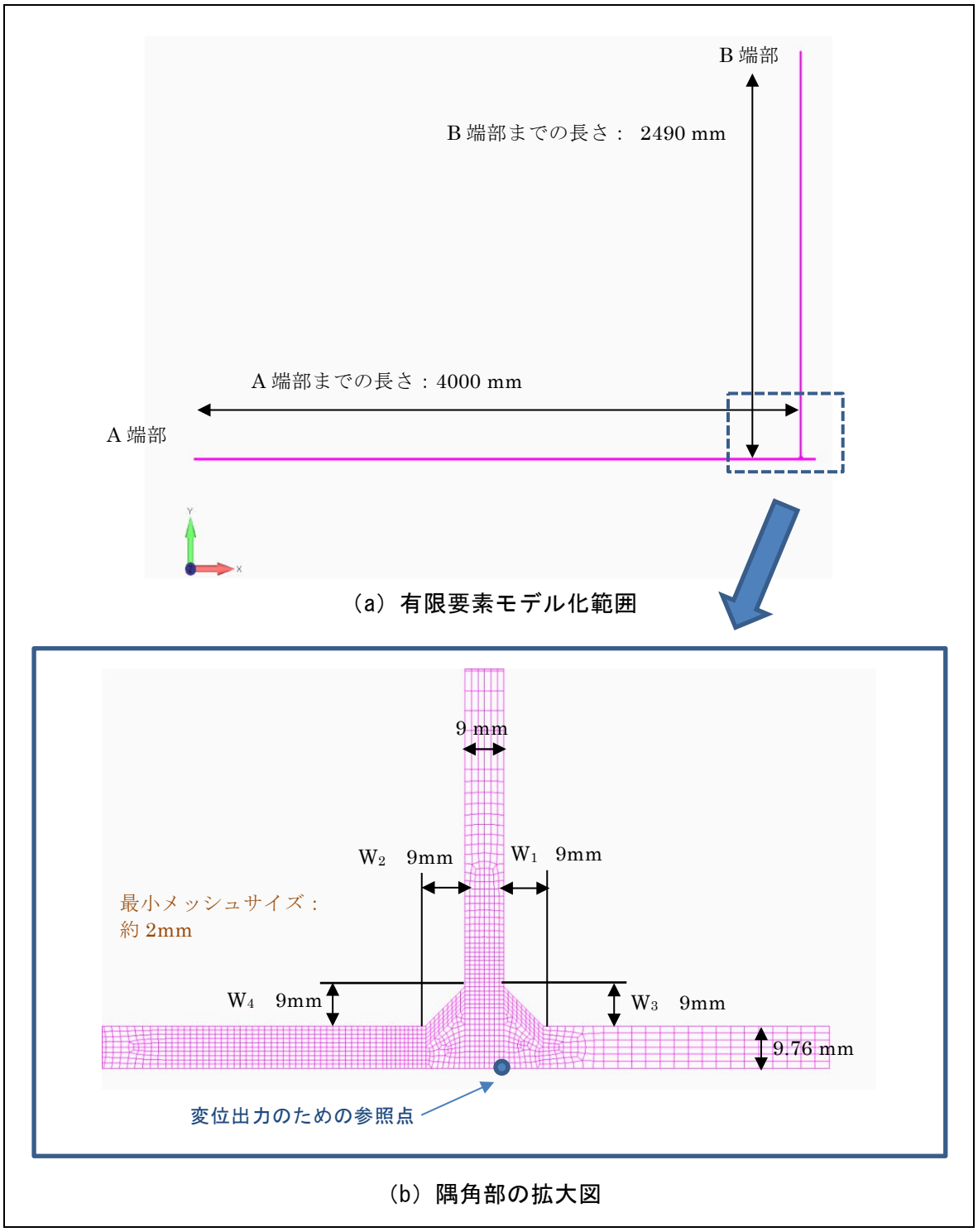


図 1.3.2 隅角部のモデル

(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/mm²)	Sy	245
引張強度 (N/mm²)	Su	400
ポアソン比	ν	0.3
ヤング率 (N/mm²)	E	205939.7

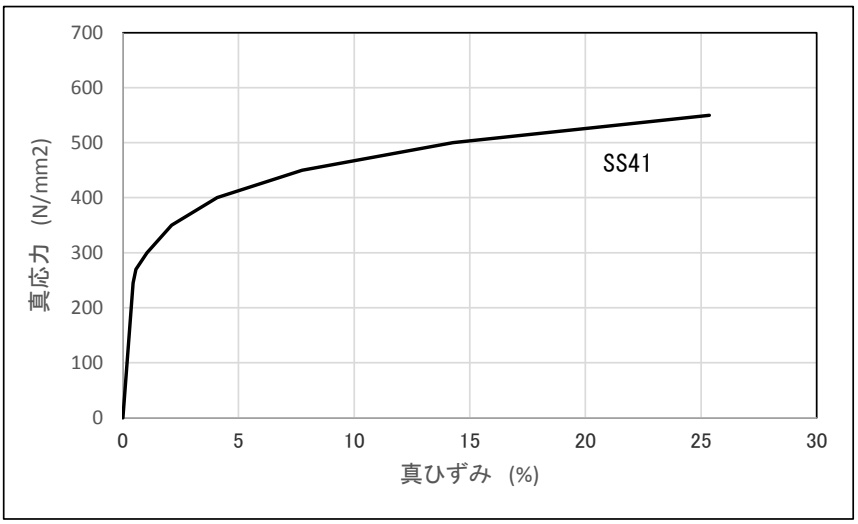


図 1.3.3　弾塑性解析入力用の応力－ひずみカーブ

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

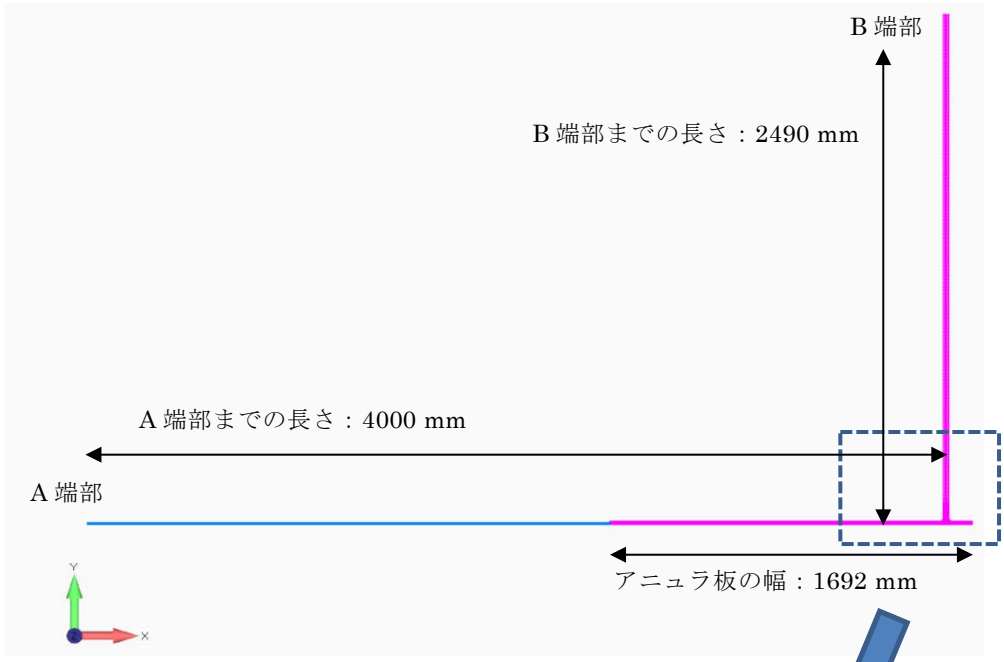
広野地区　新法タンクNo.3									
許可容量	50000 KL	側板の板厚と材料							
タンク内径	61000 mm	1 段	26 mm	SPV50	6 段	10 mm	SPV50		
タンク高さ	21000 mm	2 段	23 mm	SPV50	7 段	10 mm	SPV50		
液面高さ	14562.35 mm	3 段	20 mm	SPV50	8 段	10 mm	SS41		
液比重	0.95	4 段	17 mm	SPV50	9 段	10 mm	SS41		
屋根形式	ｼﾝｸﾞﾙﾃﾞｯｷ浮き屋根	5 段	14 mm	SPV50	―	―	―		
		アニュラ板の板厚と材料				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

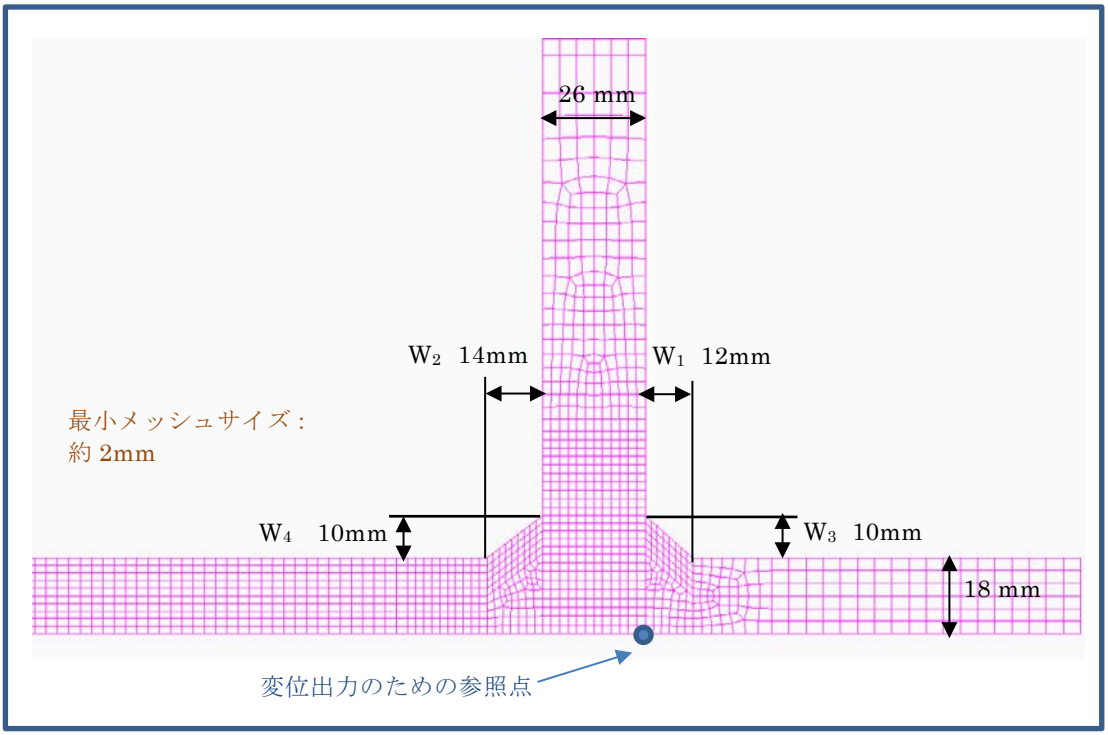
隅角部モデル化範囲を図 1.3.4（a）、隅角部の一部の要素分割を図 1.3.4（b）に示す。図 1.3.4（a）の左端 A 端部の半径方向変位を拘束し、同図上端 B 端は強制変位を与える位置とした。隅角部溶接部近傍のメッシュ分割サイズは約 2mm とした。

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/mm²）	Sy	490	245
引張強度（N/mm²）	Su	610	400
ポアソン比	ν	0.3	0.3
ヤング率（N/mm²）	E	205939.7	205939.7

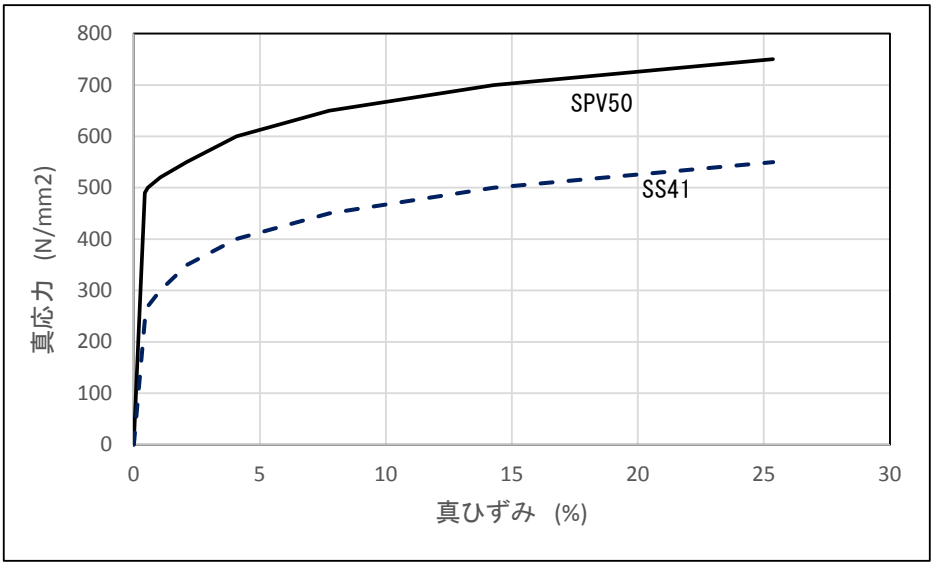


図1.3.5　弾塑性解析入力用の応力－ひずみカーブ

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

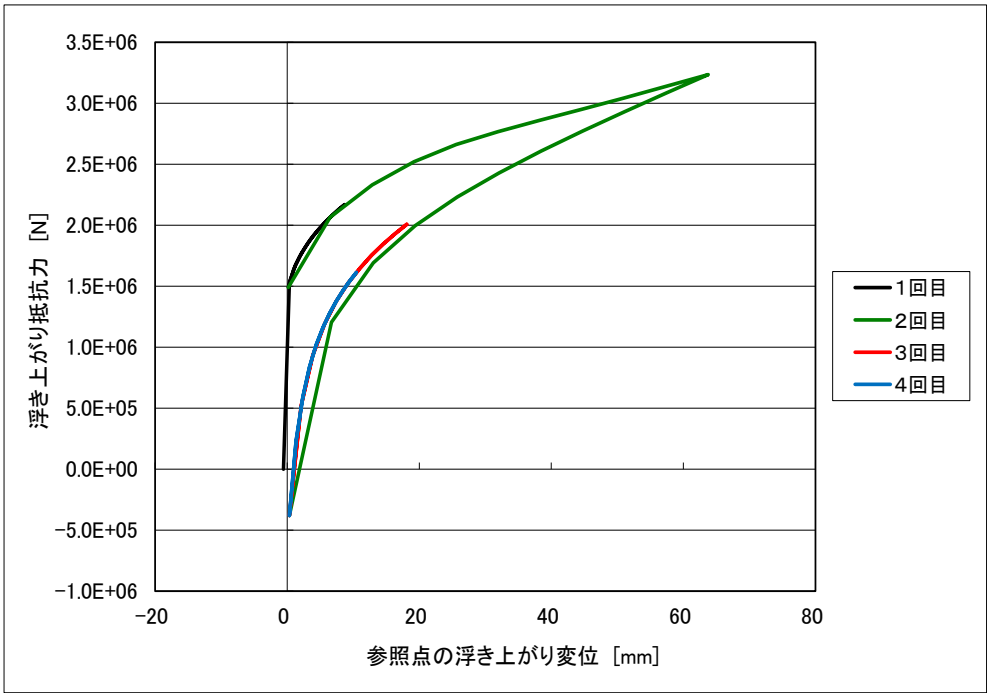


図1.3.6　浮き上がり変位とＢ端部の算定された抵抗力の関係

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			

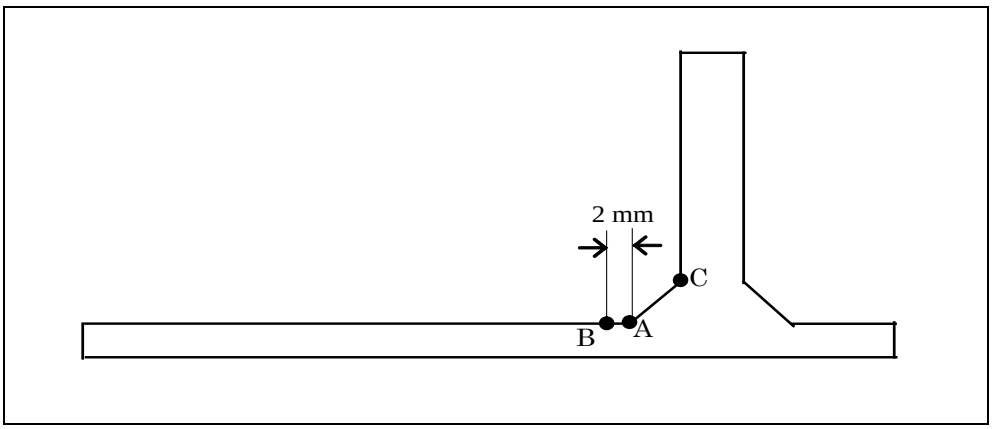


図1.3.7　ひずみ評価位置

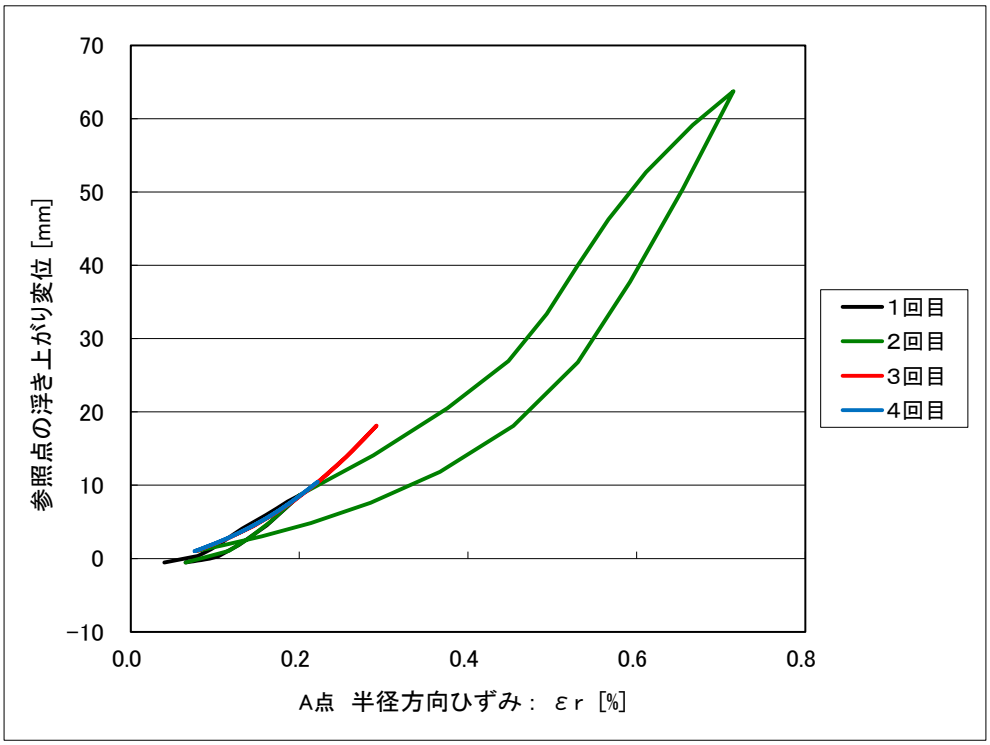


図1.3.8　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

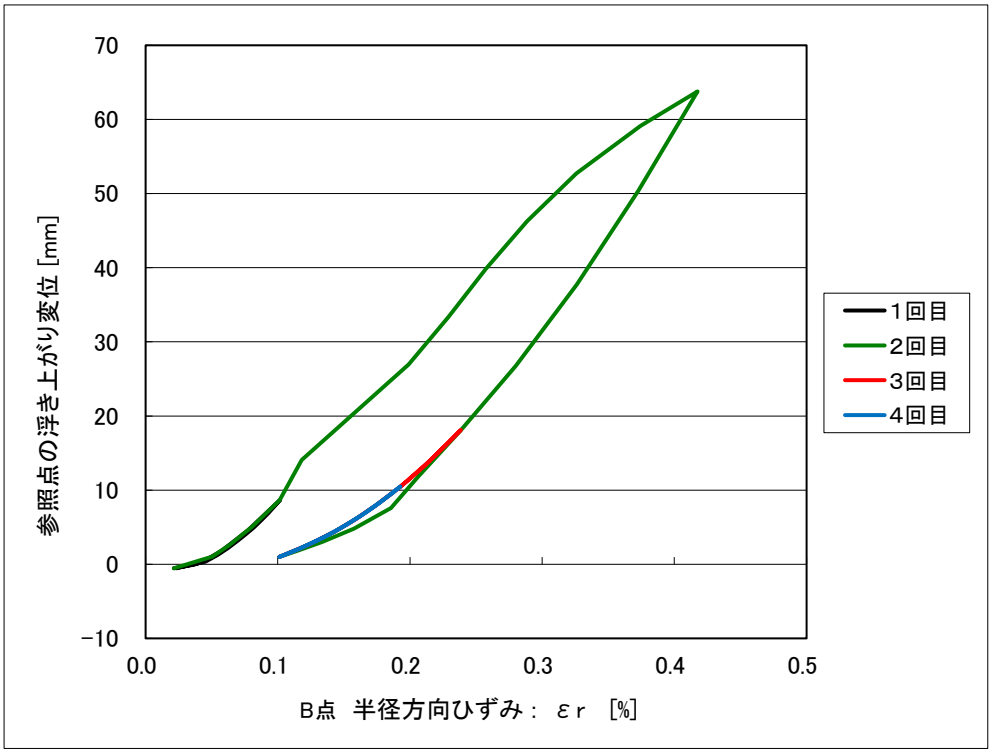


図1.3.9　浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

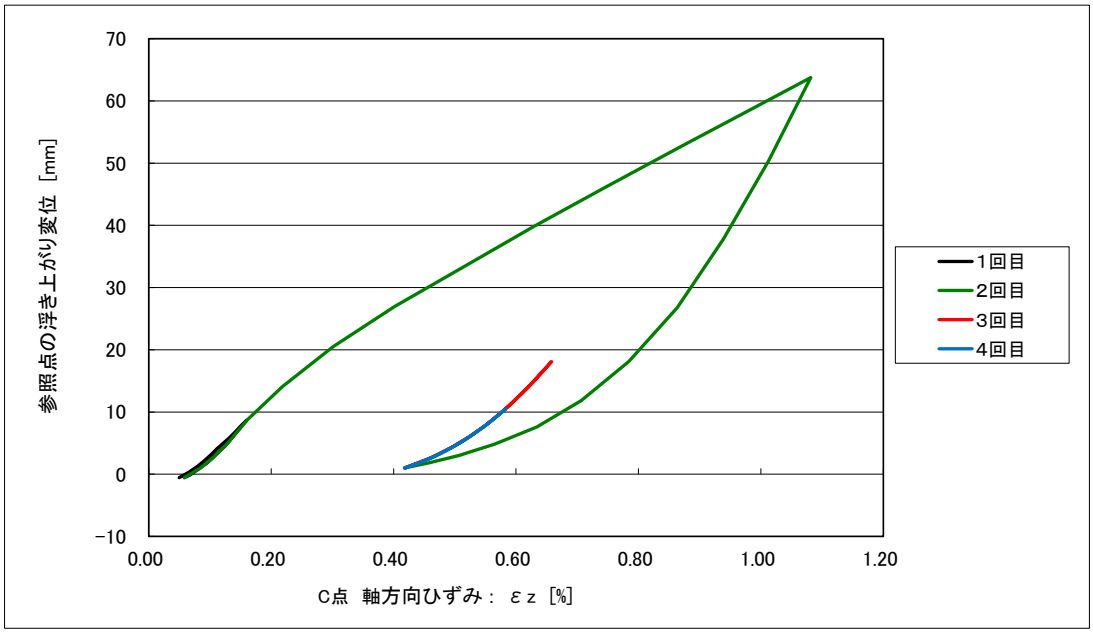


図1.3.10　浮き上がり変位とC点に発生した軸方向ひずみの関係

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。

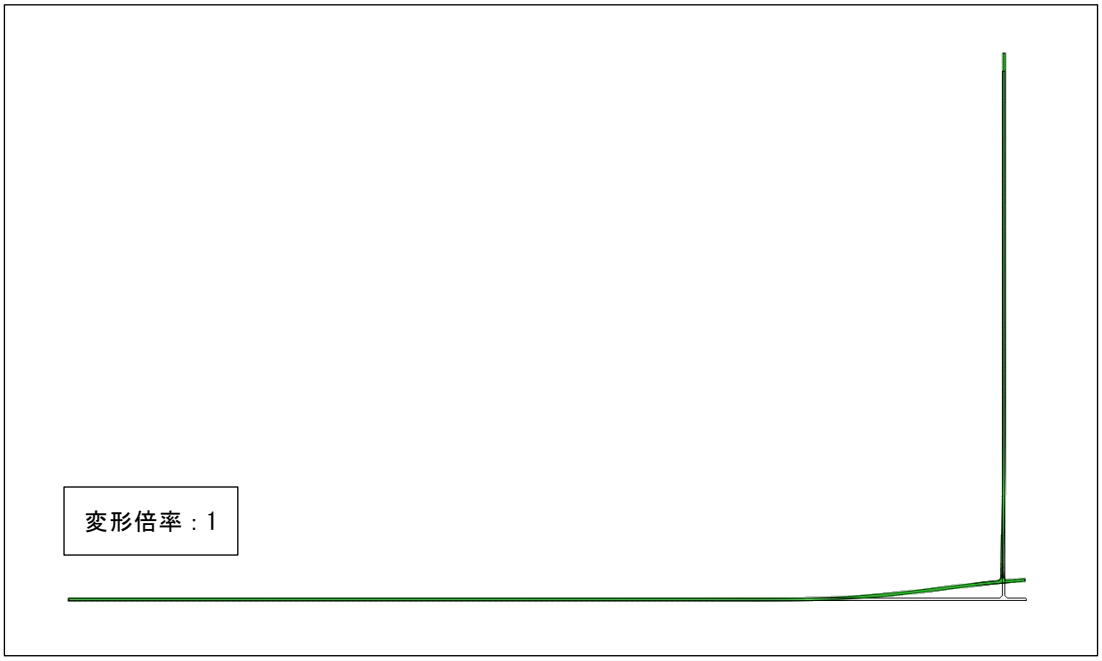


図1.3.11　変形図（サイクル2回目、最大浮き上がり変位：6.3cm）

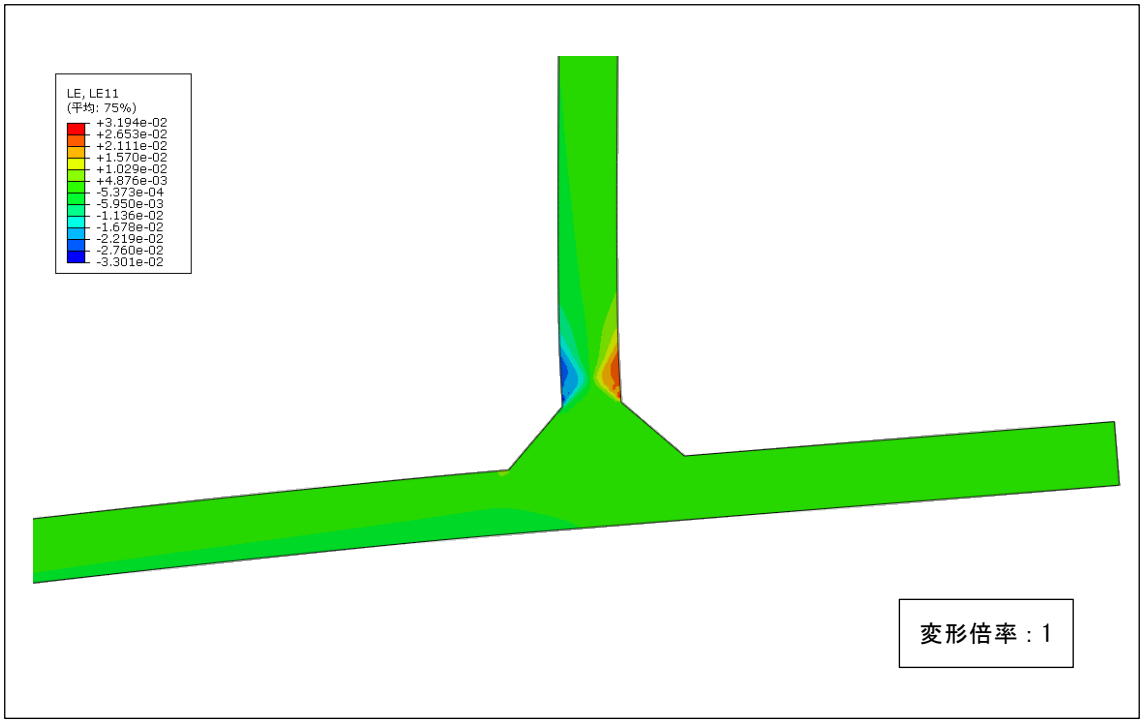


図1.3.12　隅角部の半径方向ひずみ成分の分布図
（サイクル2回目、最大浮き上がり変位：6.3cm）

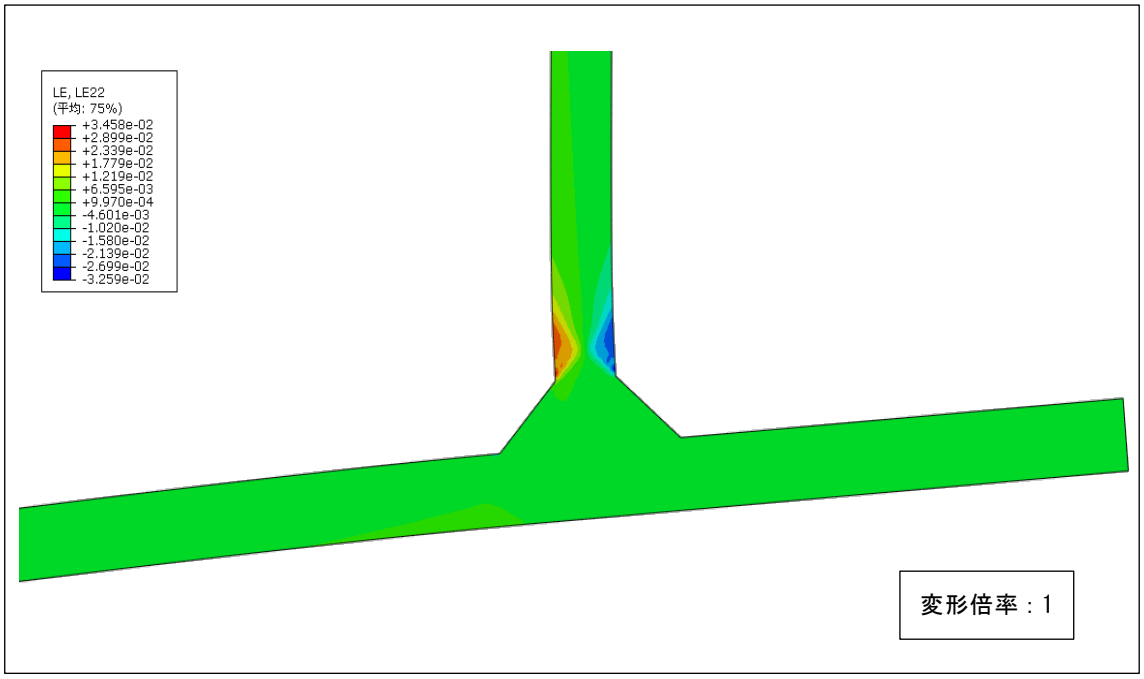


図1.3.13　隅角部の軸方向ひずみ成分の分布図
（サイクル2回目、最大浮き上がり変位：6.3cm）

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

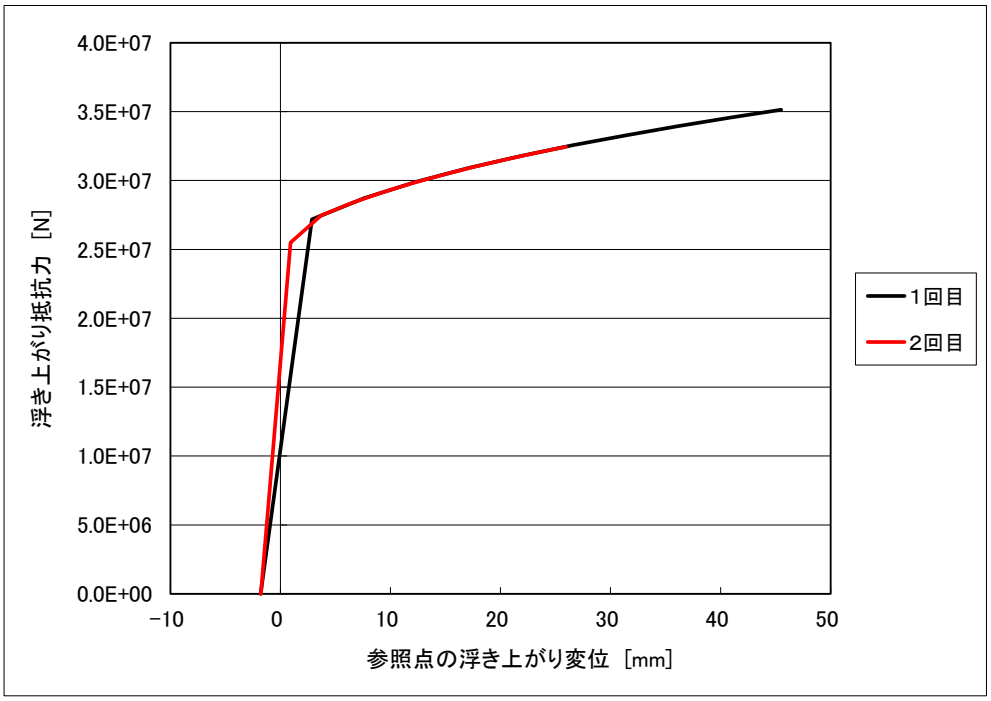


図1.3.14　浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

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$\Delta\varepsilon_r$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
		$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,z}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,z}$
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			

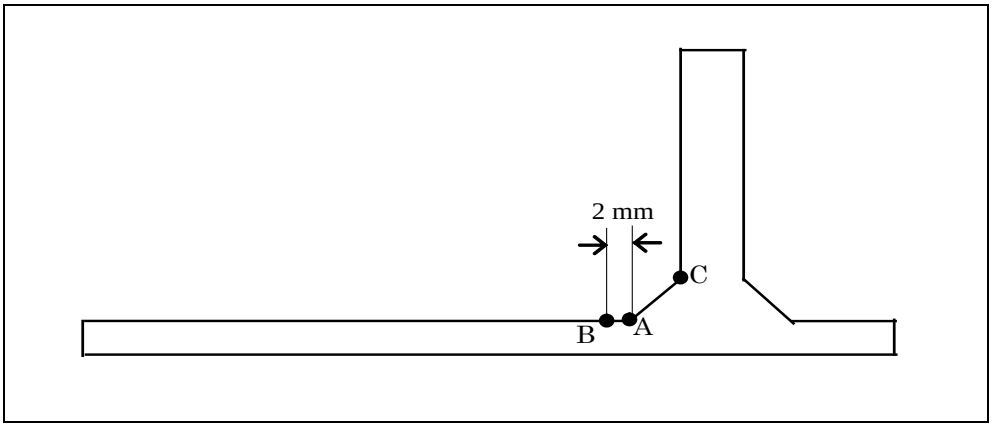


図1.3.15　ひずみ評価位置

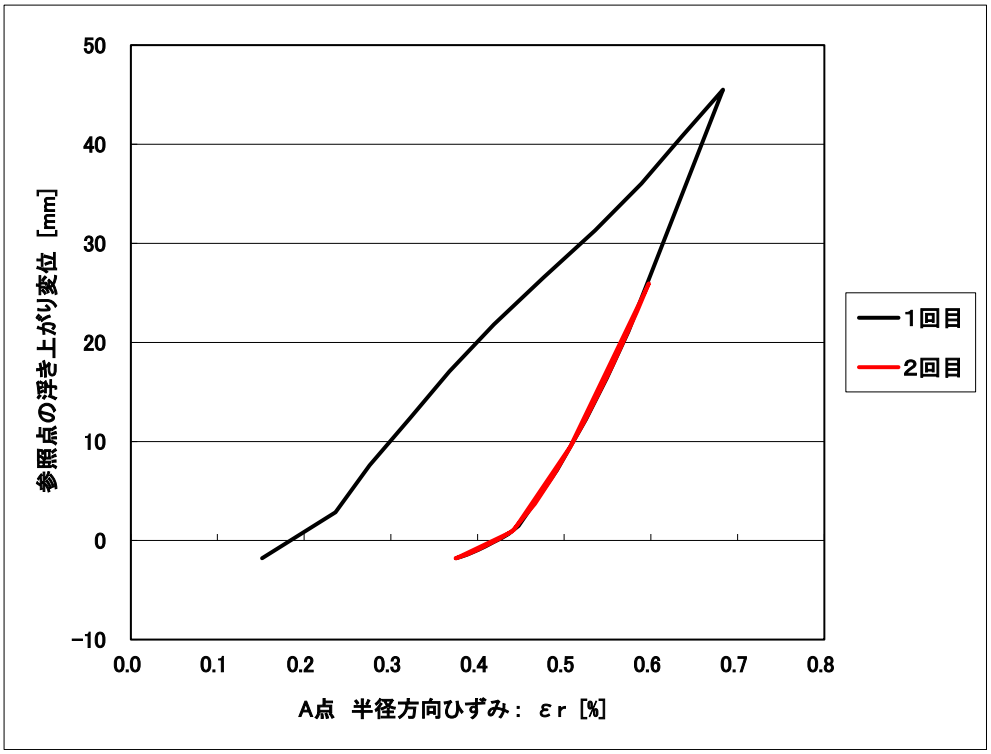


図1.3.16　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

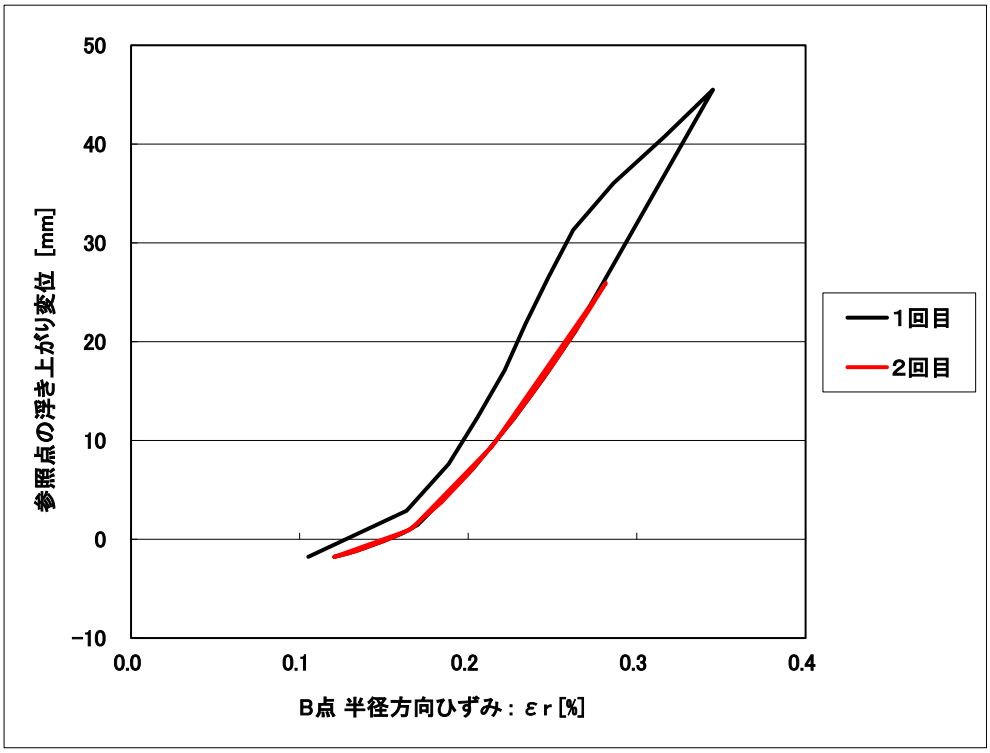


図1.3.17　浮き上がり変位とＢ点に発生した半径方向ひずみの関係

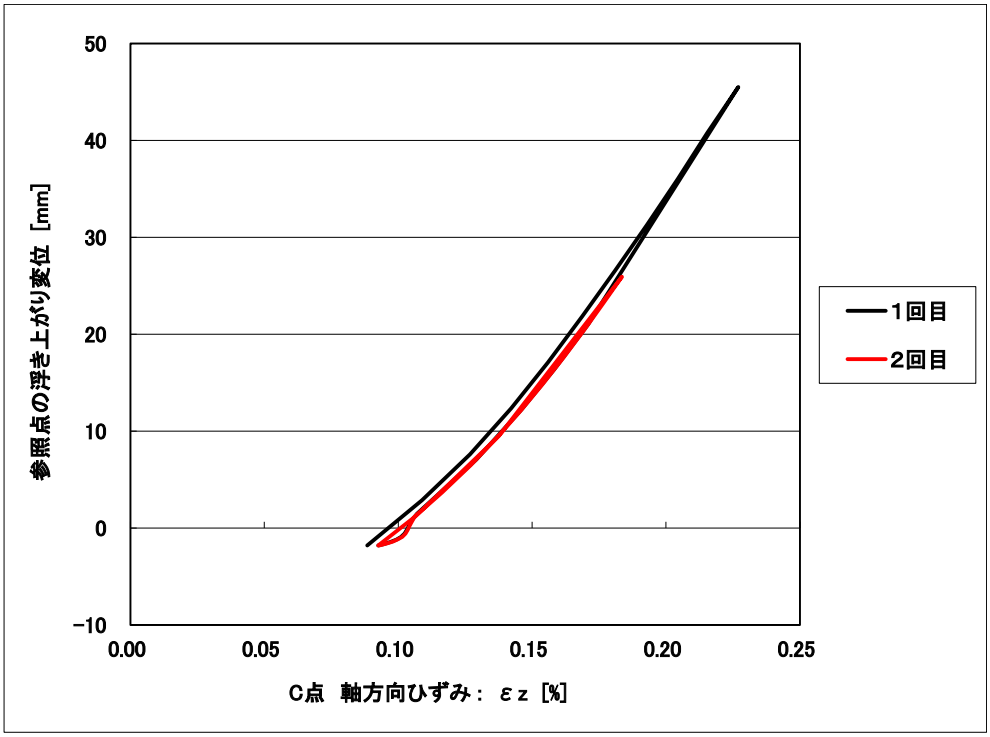


図1.3.18　浮き上がり変位とC点に発生した軸方向ひずみの関係

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。

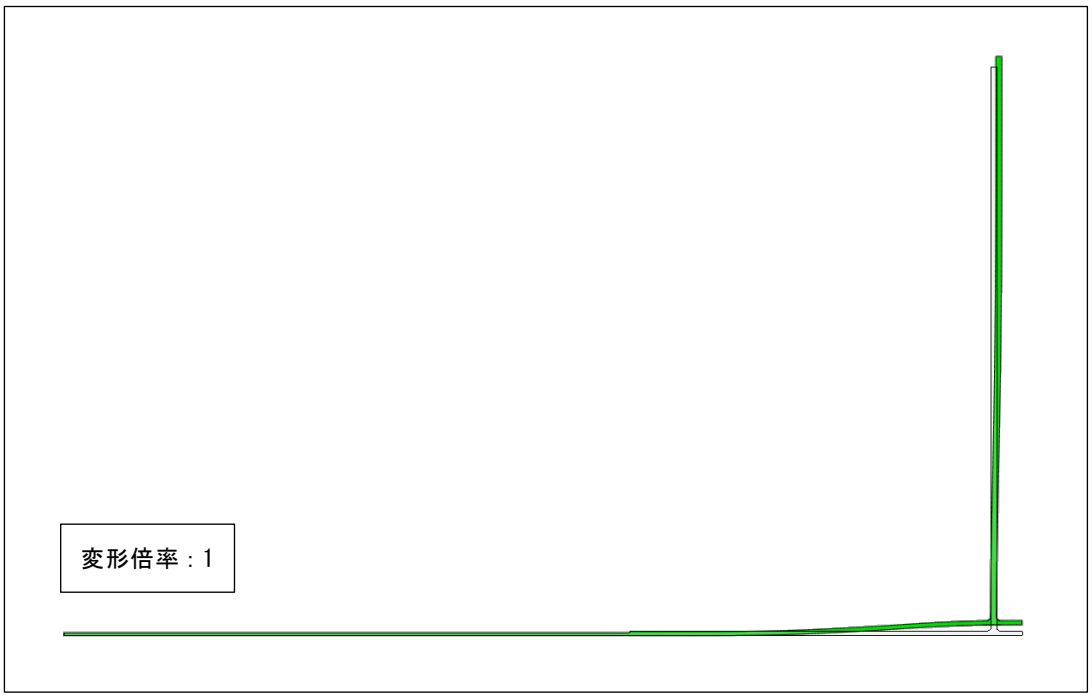


図1.3.19　浮き上がり時の隅角部の変形図
（サイクル1回目、最大浮き上がり変位：4.5cm）

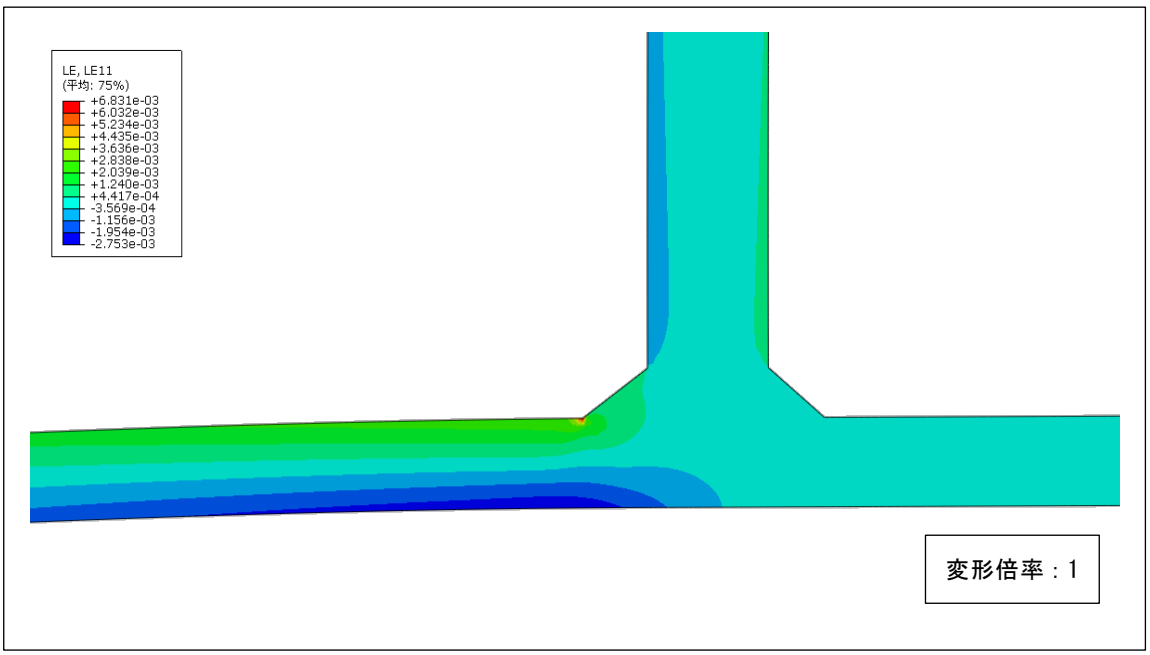


図1.3.20　隅角部の半径方向ひずみ成分分布図
（サイクル1回目、最大浮き上がり変位：4.5cm）

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 Nc 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。

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

上式を図示すると図 1.3.21 になる。

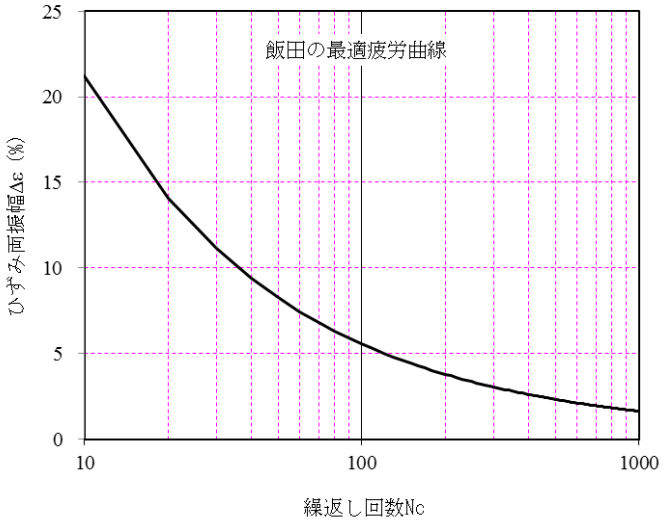


図 1.3.21　飯田の最適疲労曲線

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。

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

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 Nc 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 $\delta_{.i}$ (mm)	A 点			B 点		
		ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{.r}$ (%)	繰り返し回数 Nc	疲労損傷度 D	ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{.r}$ (%)	繰り返し回数 Nc	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：

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

B 点：

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

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 Nc 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 $\delta_{.i}$ (mm)	A 点			B 点		
		ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{.r}$ (%)	繰り返し回数 Nc	疲労損傷度 D	ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{.r}$ (%)	繰り返し回数 Nc	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：

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

B 点：

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

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に作用する動液圧は，次式で表される。

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

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。

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

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

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。

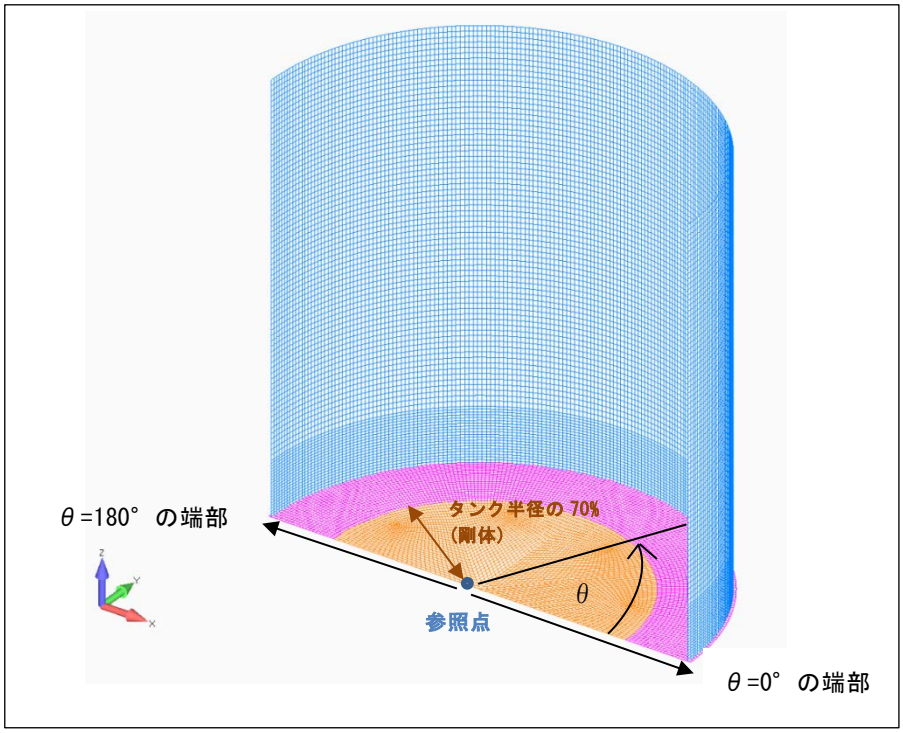


図1.4.1 仙台・塩釜地区の旧法タンクNo.4の解析モデル

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。

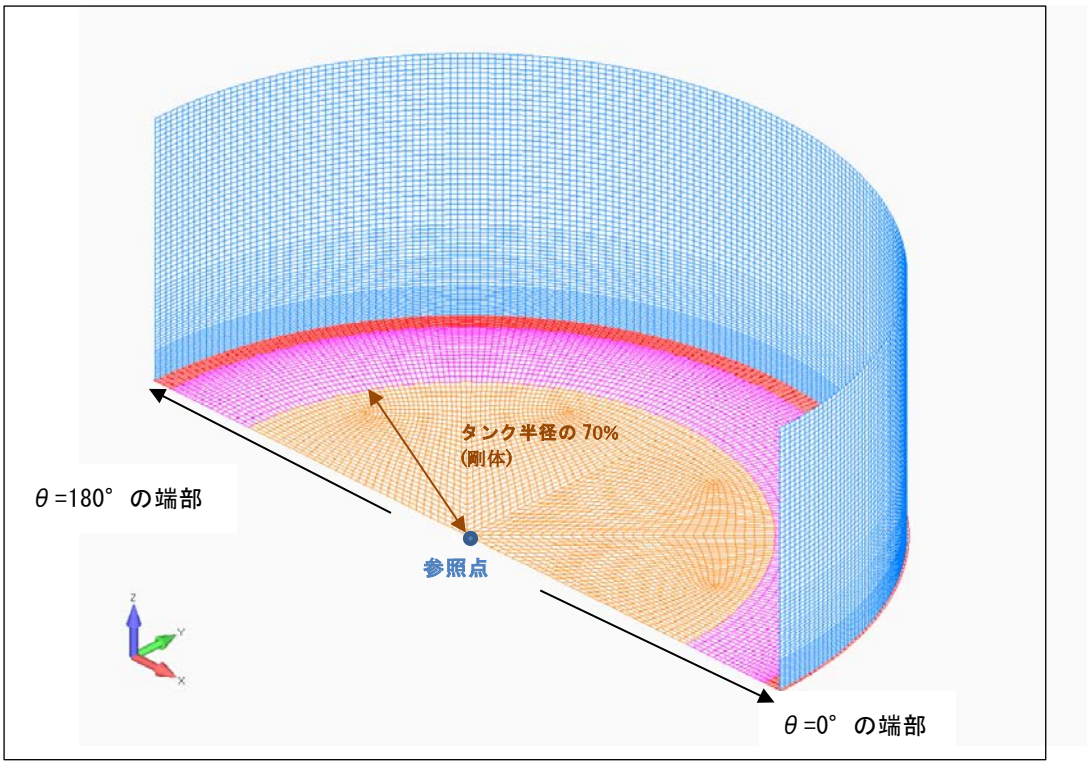


図1.4.2　広野地区の新法タンクNo.3の3次元シェルモデル

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。

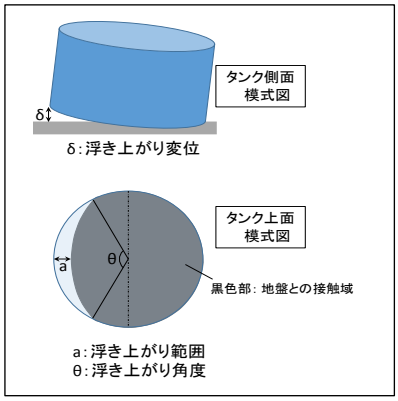
表1.4.1　側板最下端の浮き上がり変位及び浮き上がり範囲

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：Ph=0.02 N/mm²

最大動液圧と最大静液圧の比：P_h/P_0=0.2



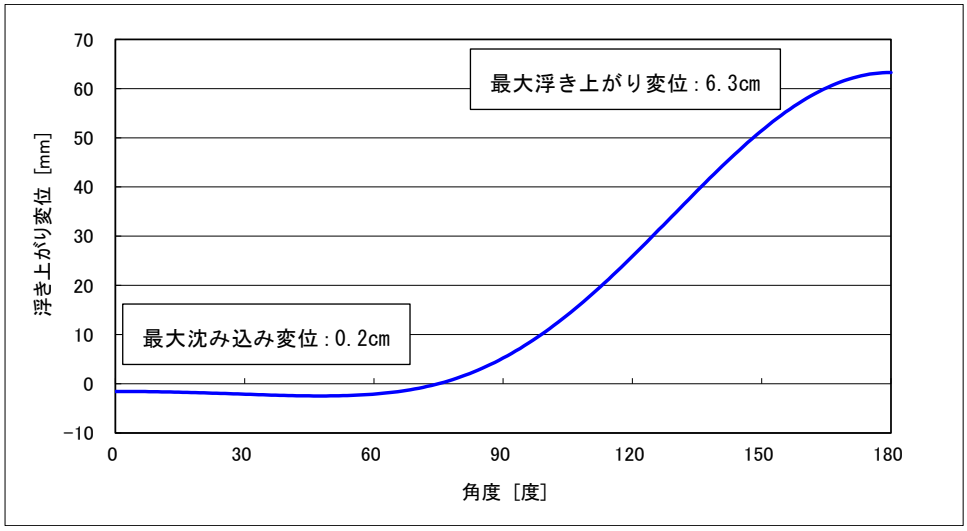


図1.4.3　側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

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/mm²）	
		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：Ph=0.02 N/mm²

最大動液圧と最大静液圧の比：$Ph/P_0=0.2$

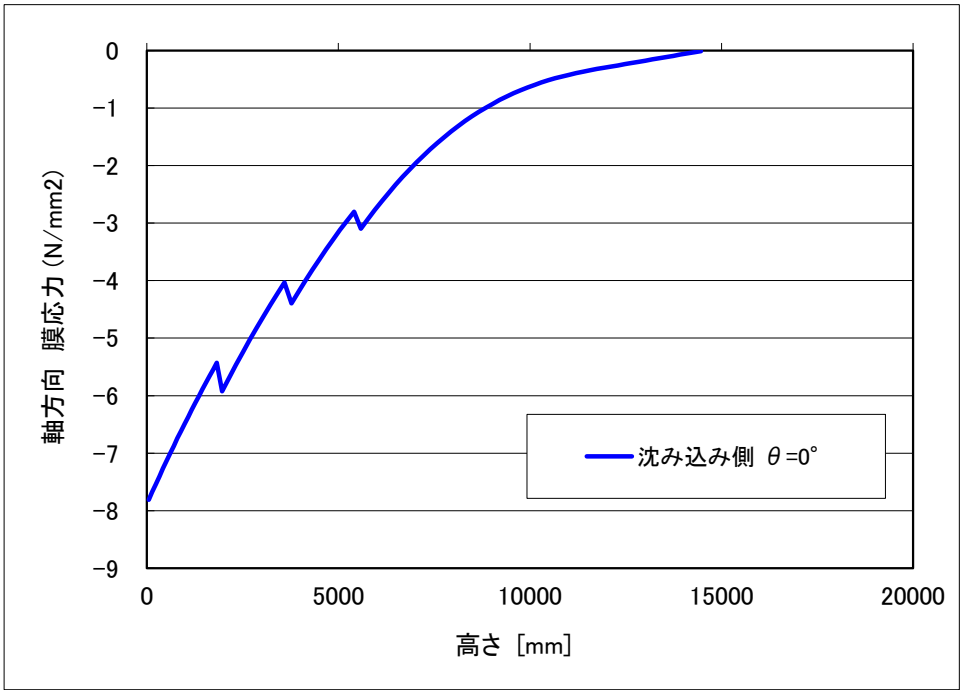


図1.4.4　側板に発生した軸方向の膜応力と側板高さの関係

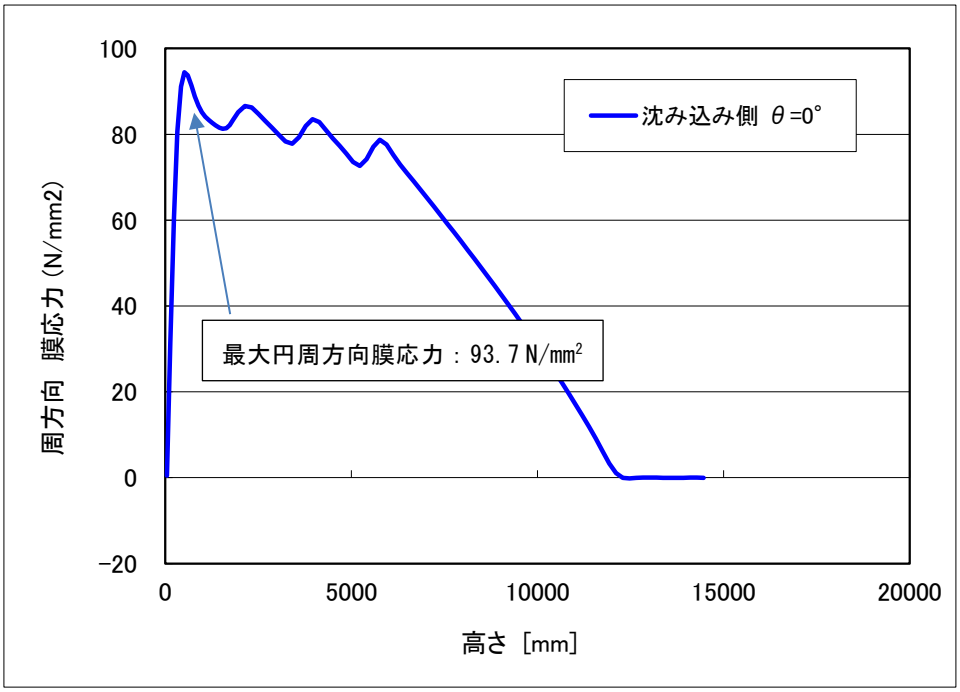


図1.4.5　側板に発生した円周方向の膜応力と側板高さの関係

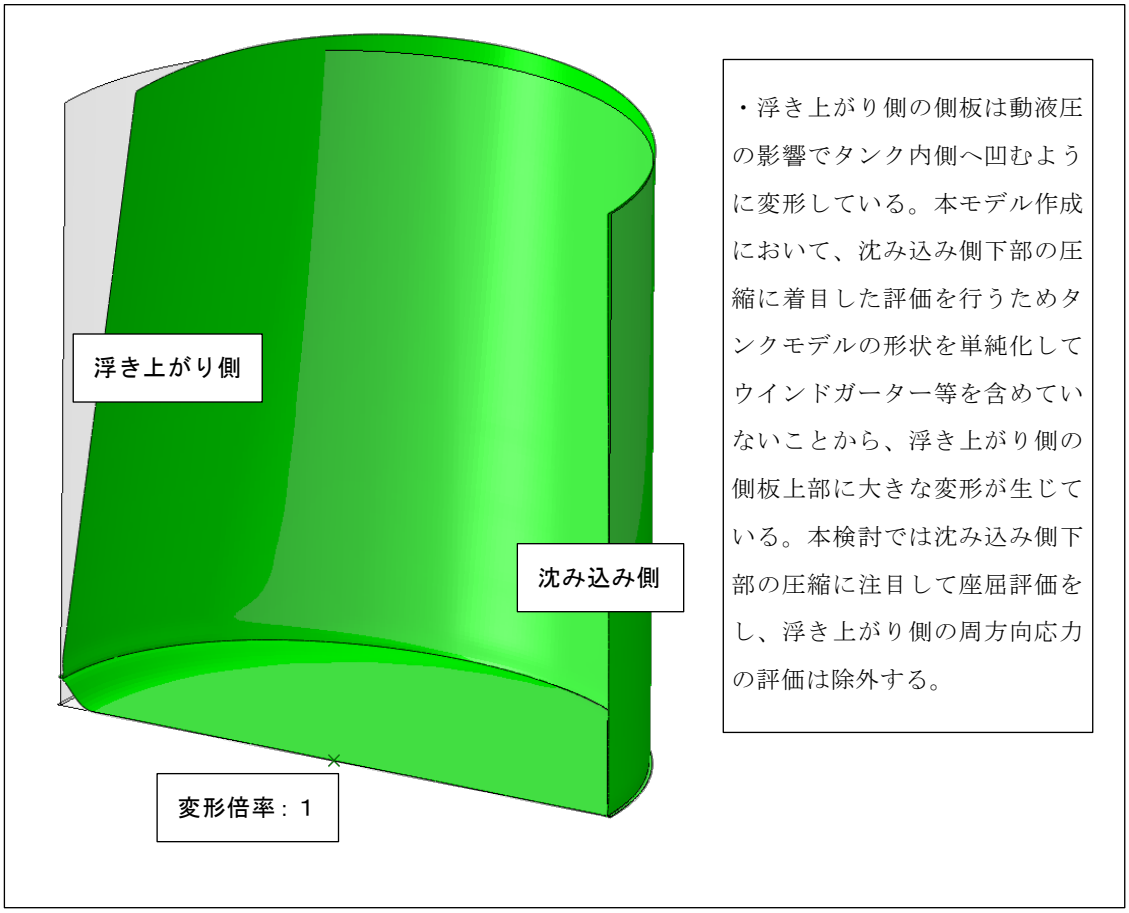


図1.4.6　変形図（最大浮き上がり変位：6.3cm）

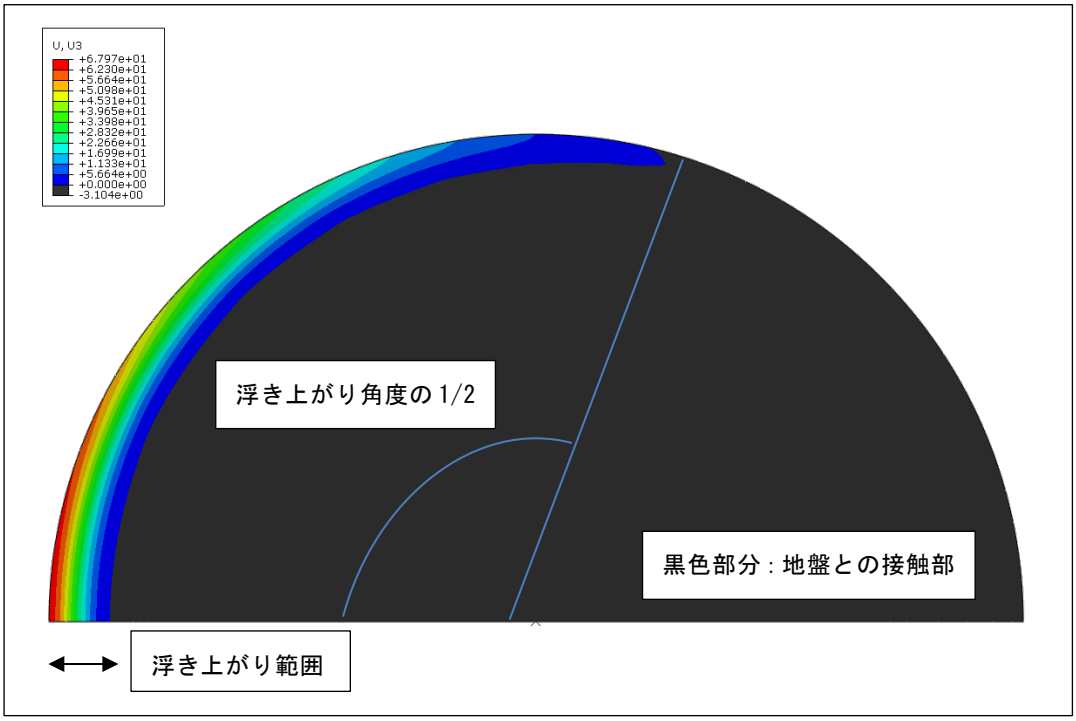


図1.4.7　浮き上がり変位の分布図（最大浮き上がり変位：6.3cm）

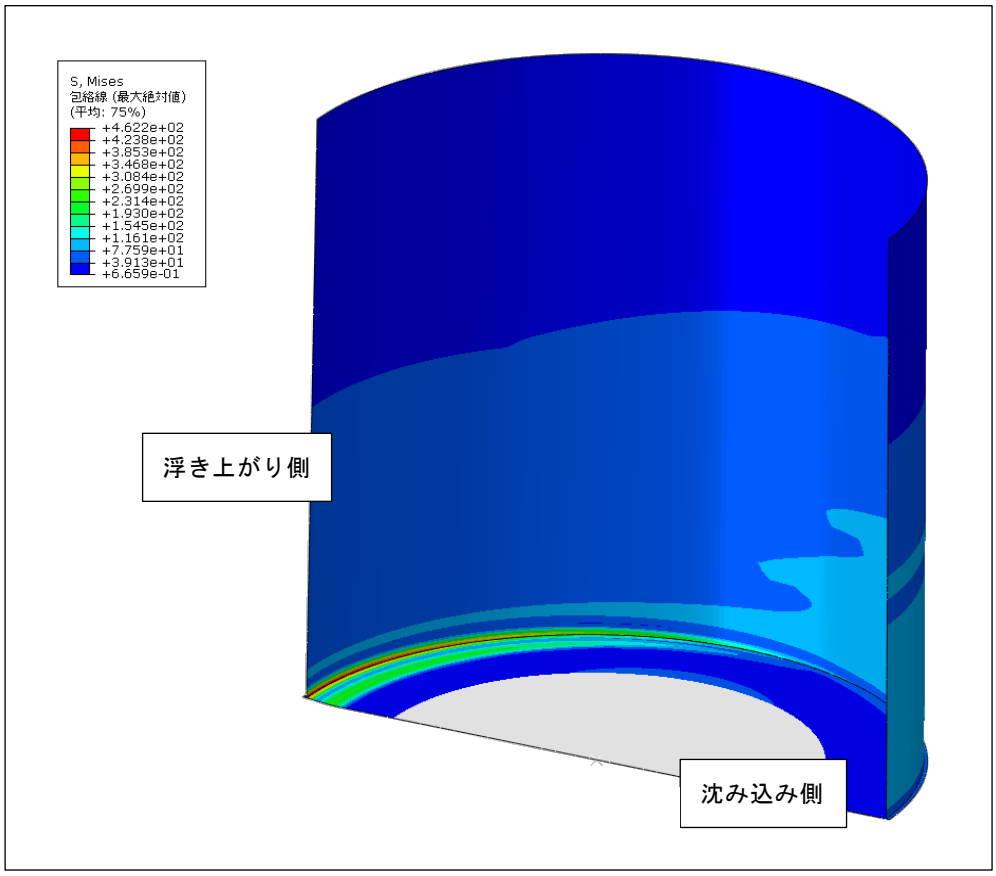


図1.4.8　相当応力の分布図（最大浮き上がり変位：6.3cm）

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。

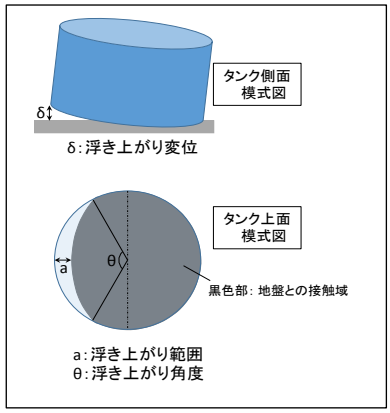
表1.4.3　側板最下端の浮き上がり変位及び浮き上がり範囲

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：$Ph=0.055\ N/mm^2$

最大動液圧と最大静液圧の比：$Ph/P_0=0.4$



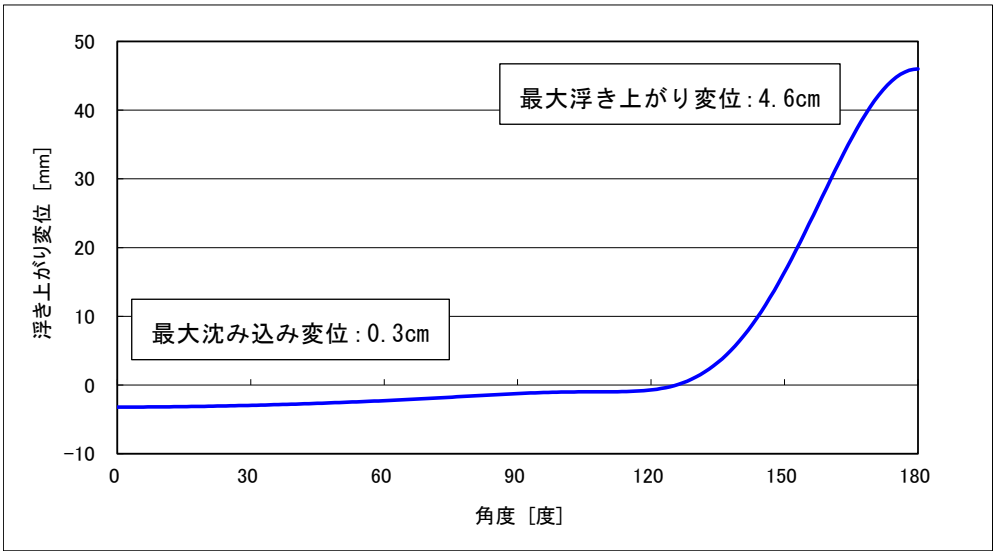


図1.4.9　側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

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/mm²）	
		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：$Ph=0.055\ N/mm^2$

最大動液圧と最大静液圧の比：$Ph/P_0=0.4$

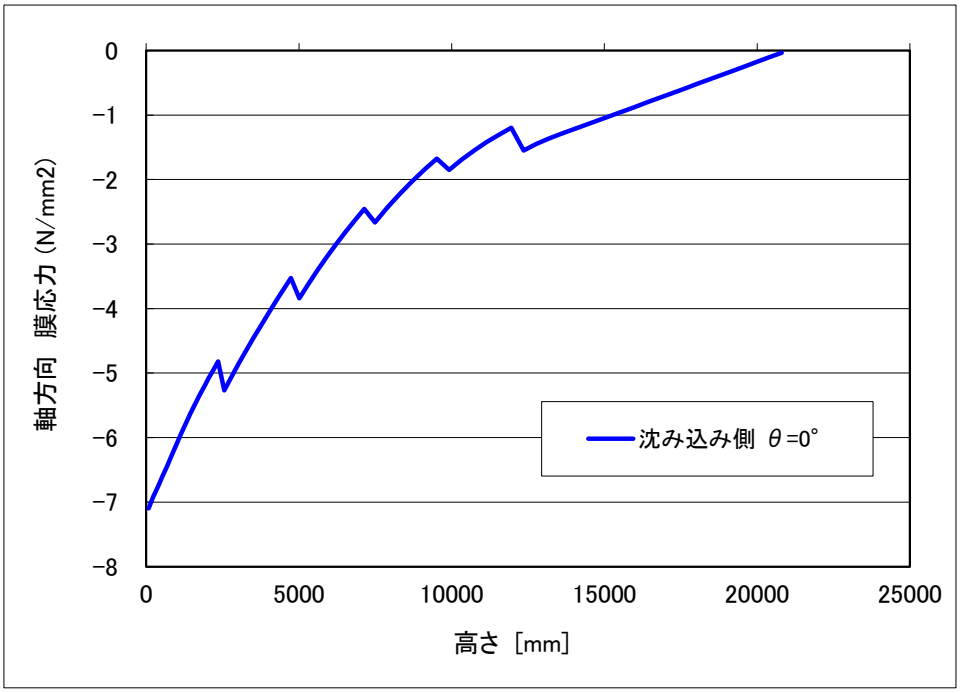


図1.4.10　側板に発生した軸方向の膜応力（圧縮応力）と
側板高さの関係

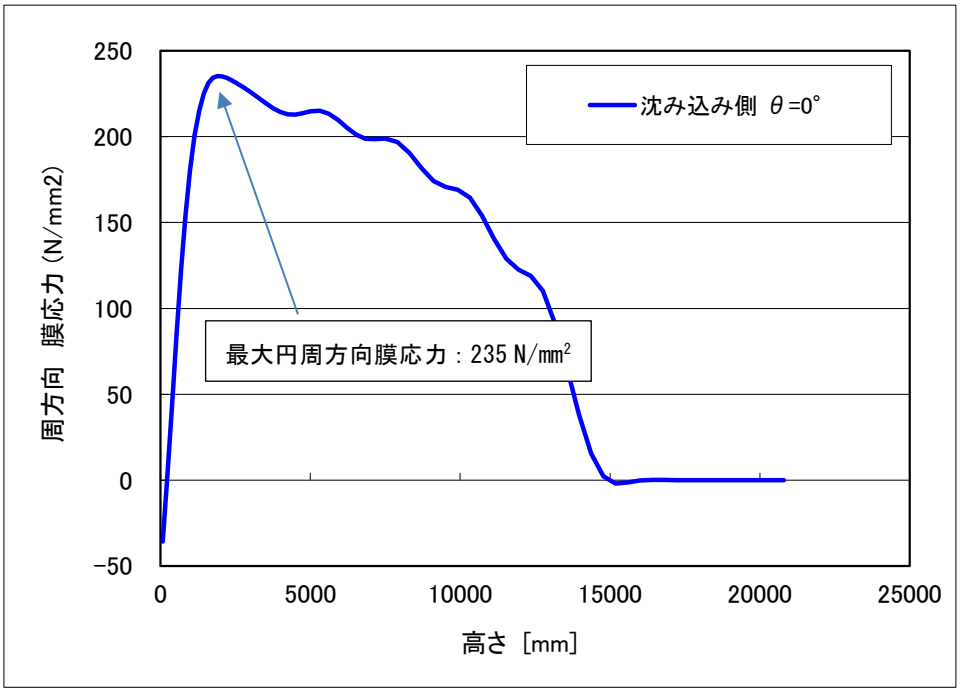
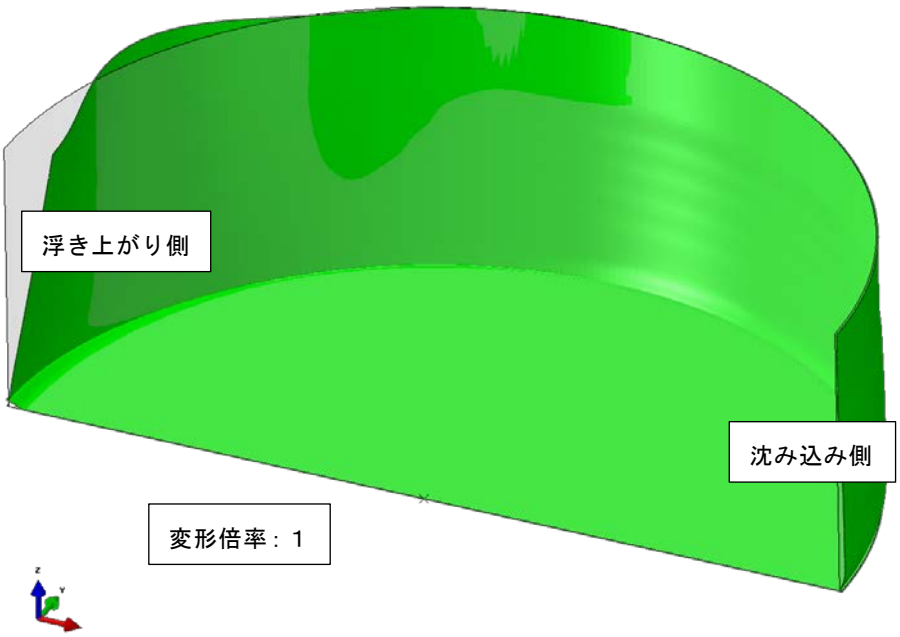


図1.4.11　側板に発生した円周方向の膜応力（フープ応力）と
側板高さの関係



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タ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ている。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、浮き上がり側の周方向応力の評価は除外する。

図1.4.12　変形図（最大浮き上がり変位：4.6cm）

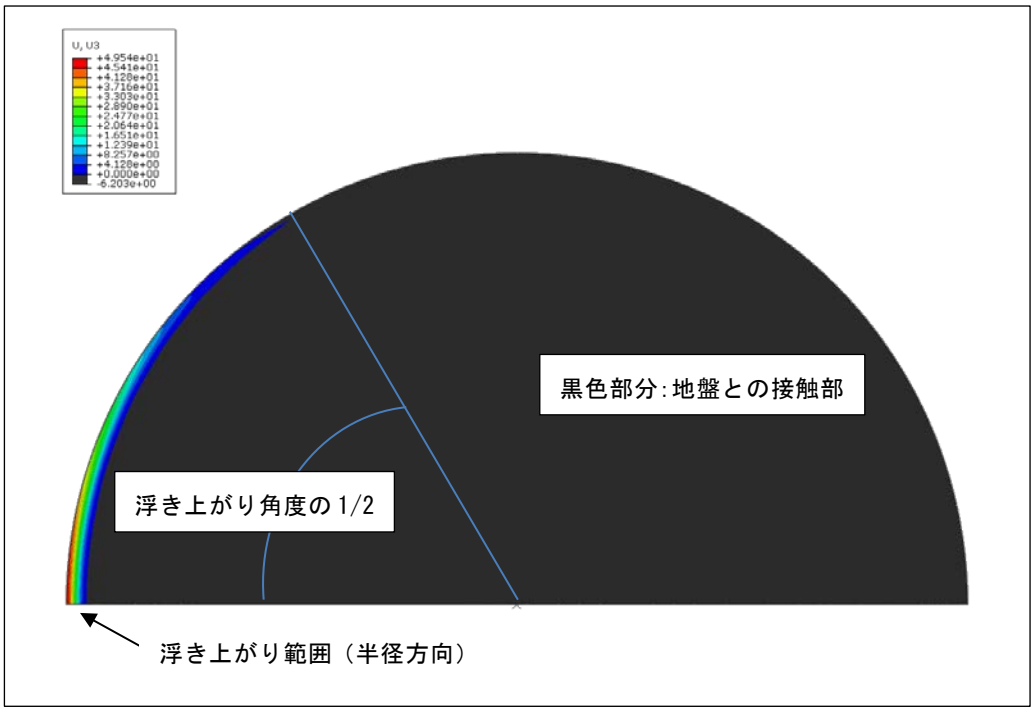


図1.4.13　浮き上がり変位の分布図（最大浮き上がり変位：4.6cm）

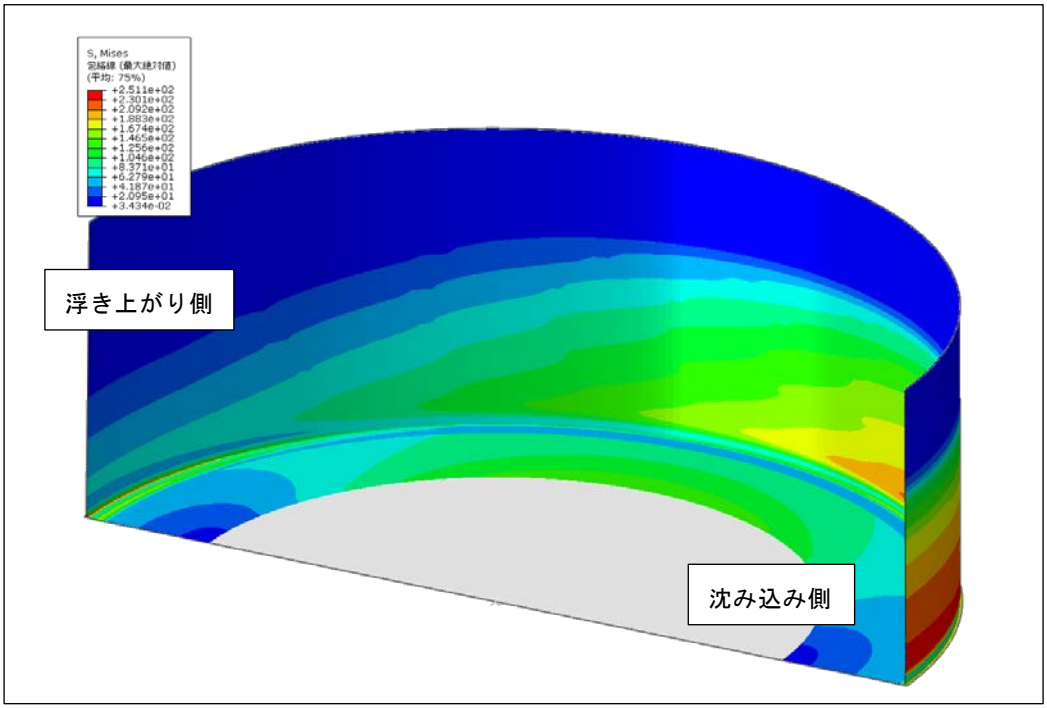


図1.4.14　相当応力の分布図（最大浮き上がり変位：4.6cm）

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。

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

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。

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

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

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 N/mm^2、側板厚 t_s=9 mm、内径 D=14630 mm を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 σ_{cr} =50.7 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 7.8N/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 N/mm^2、側板厚 ts=26 mm、直径 D=61000 mm を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 σ_{cr} =35.1 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 7.1N/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%としたが、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　屋外貯蔵タンク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

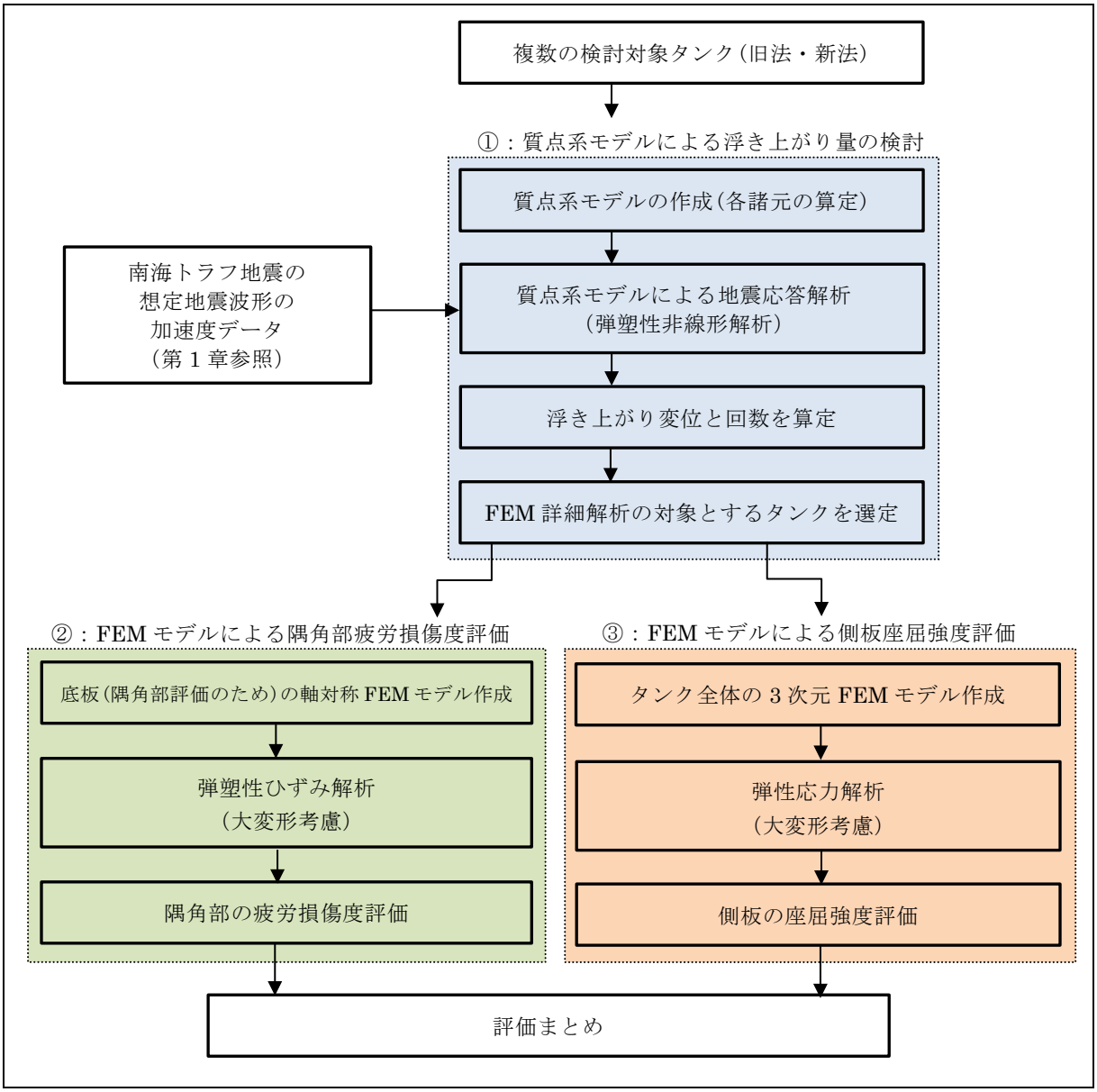


図 2.1.1　南海トラフ地震に対する屋外貯蔵タンク耐震安全性の解析の流れ

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。

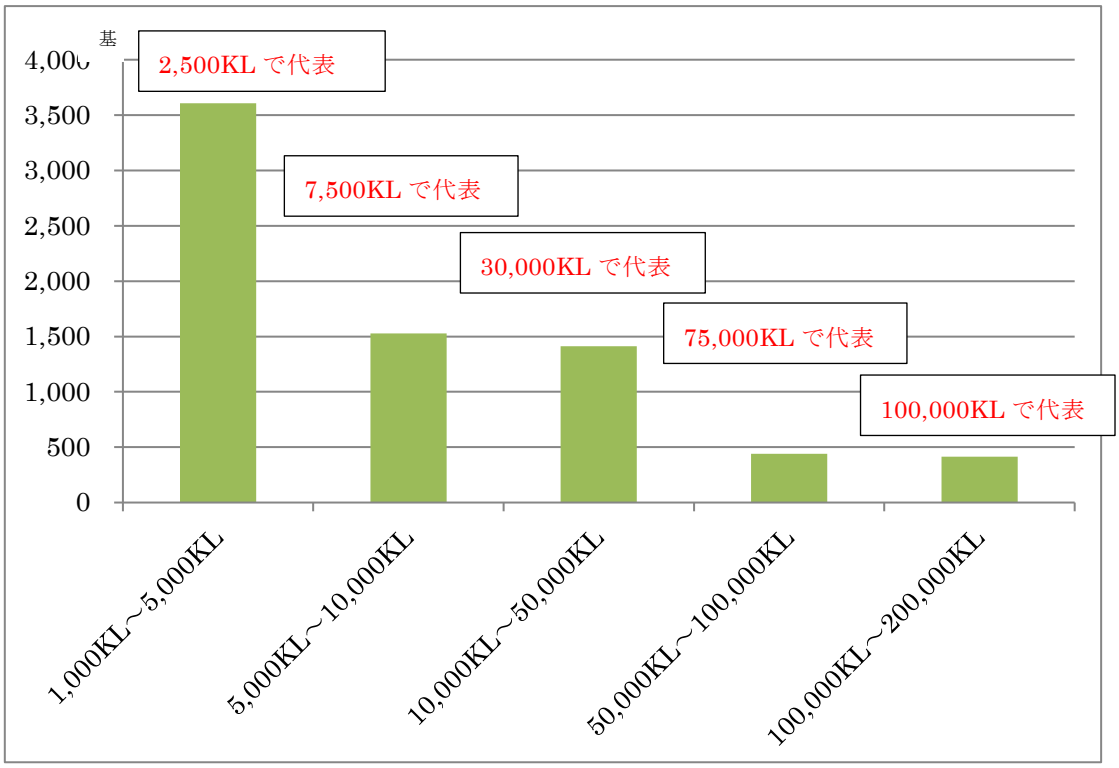


図 2.2.1　容量別特定屋外タンク貯蔵所のタンク数
（危険物規制事務統計表より　平成 26 年 3 月末現在）

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に比例することから、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約 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	ｶﾞｿﾘﾝ	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。

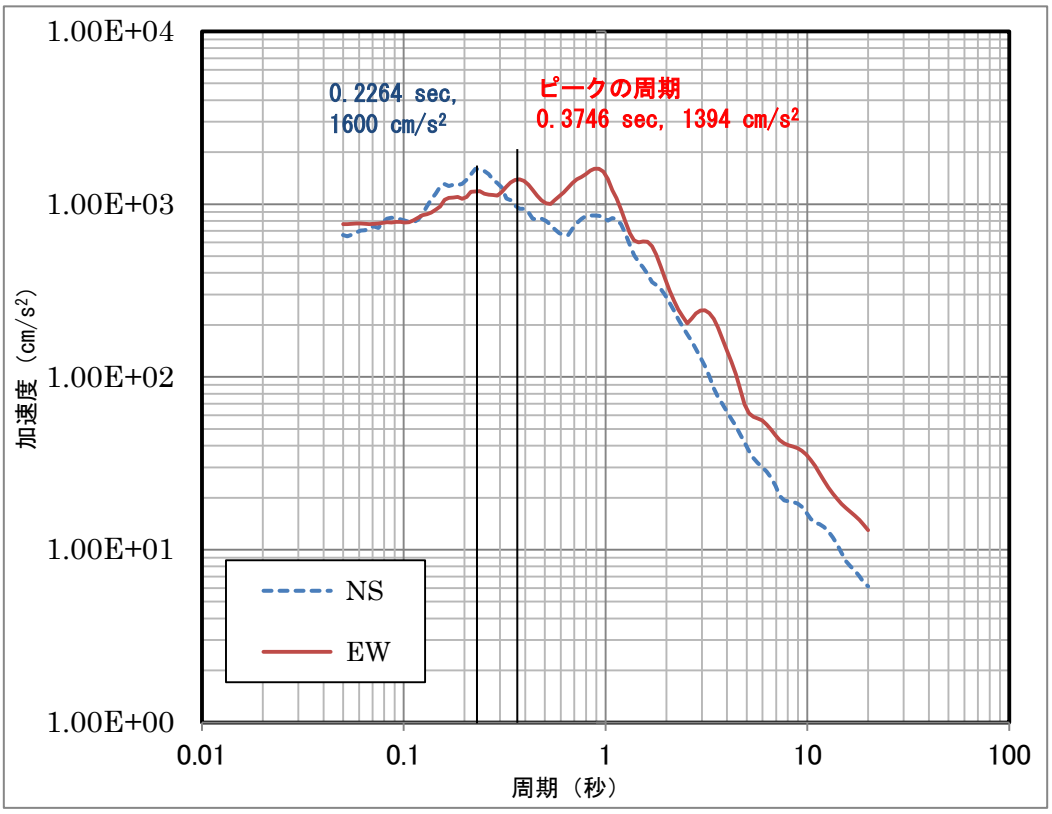


図 2.3.1　A 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル（15%減衰）

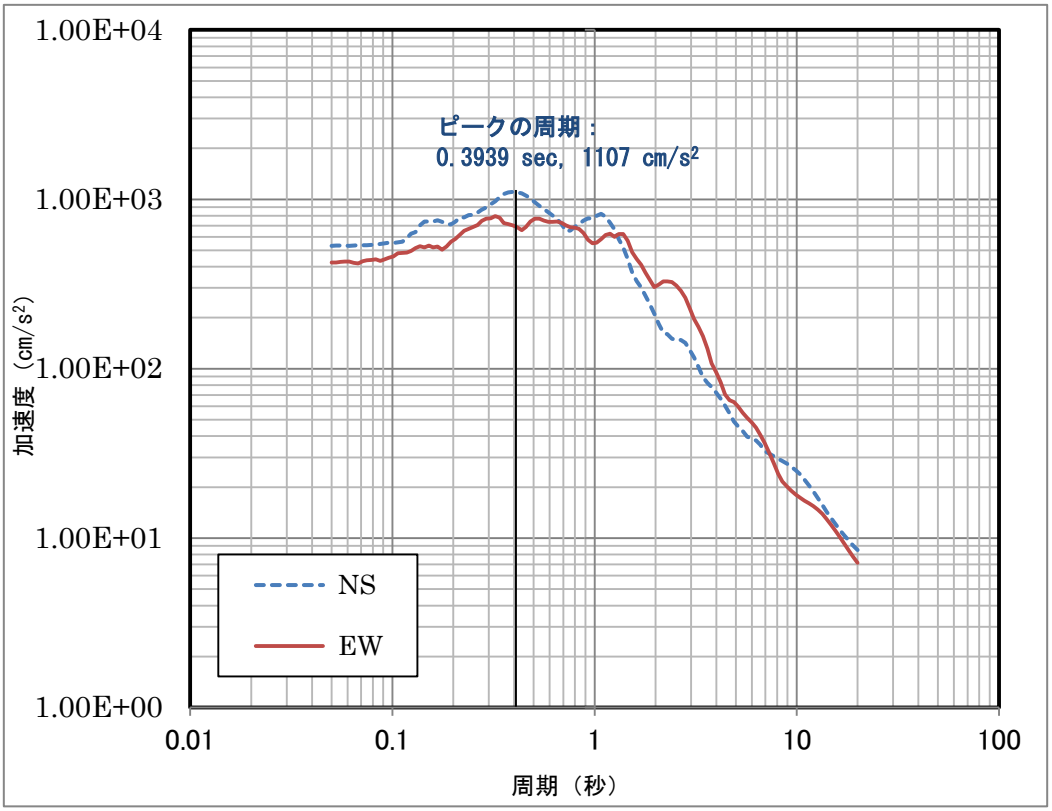


図 2.3.2　B 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル（15%減衰）

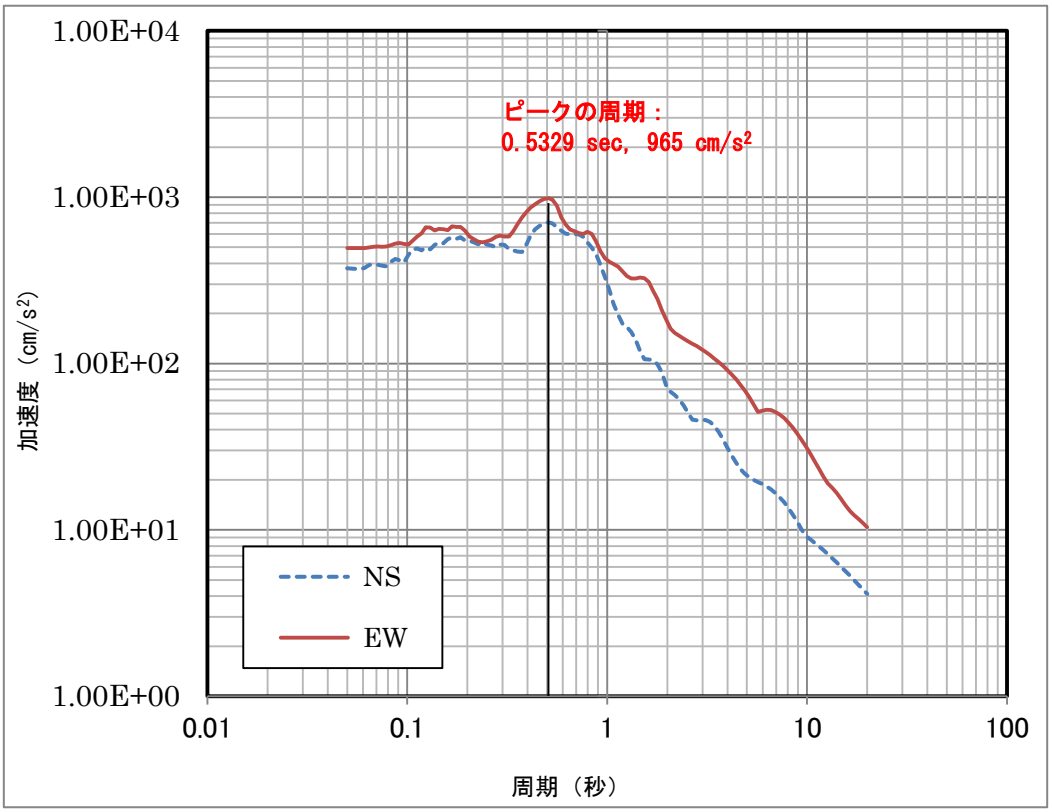


図 2.3.3　E 地区の想定地震波形の加速度応答スペクトル（15%減衰）

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 Δmax(cm)	最大浮き上がり変位 δmax(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はなく、アニュラ板材料の降伏強度（=245 N/mm^2）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ないかと懸念された。そこで別途、東北地方太平洋沖地震で解析手法を検証する際に解析したタンクのうち、固有周期が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に比例する）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 Δmax(cm)	最大浮き上がり変位 δmax(cm)	ﾀﾝｸ周期 Tb(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

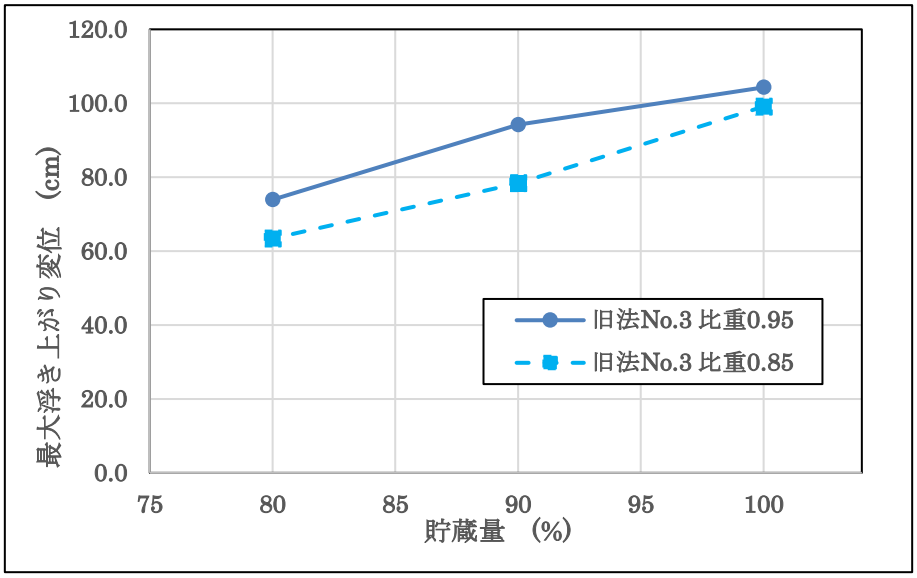


図 2.3.4　貯蔵量と液比重の変化による浮き上がり変位の
低減傾向に関する調査結果

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）。

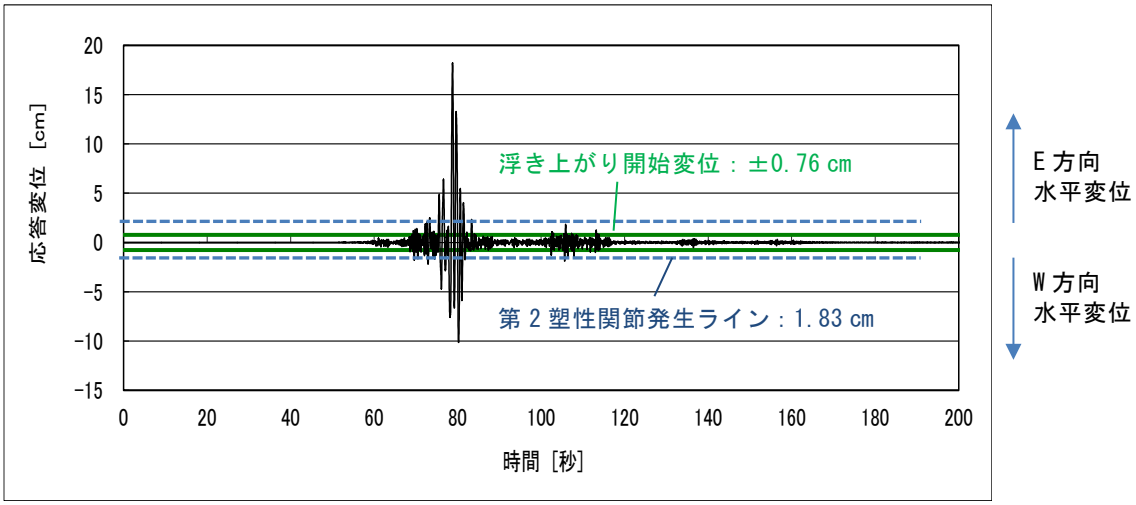


図 2.3.5　旧法タンク No.3 の質点モデルの応答変位時刻歴
（A 地区想定地震波形 EW）

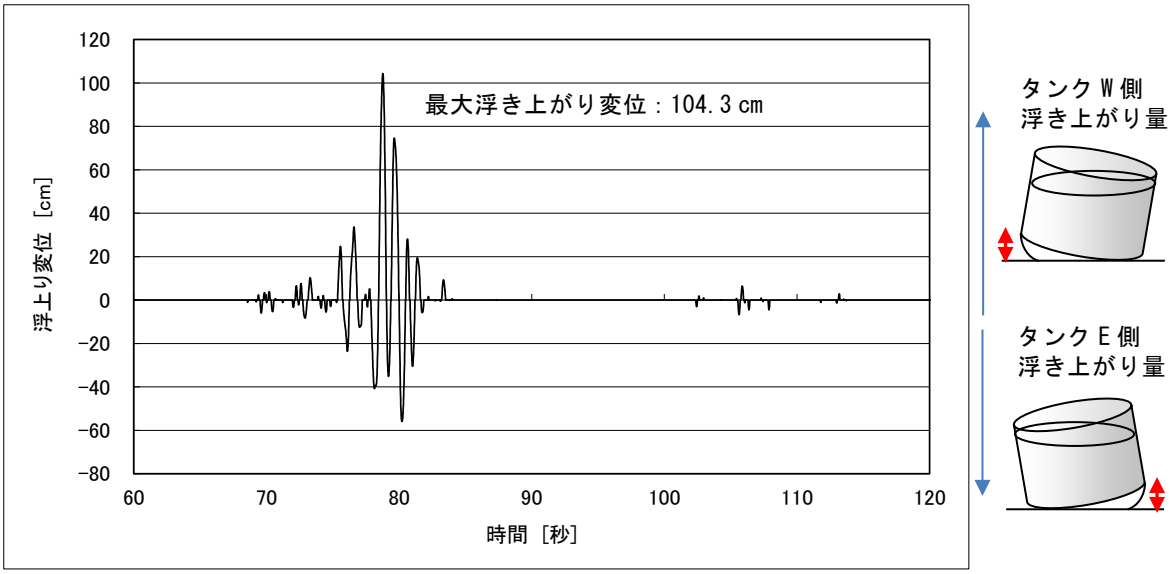


図 2.3.6　旧法タンク No.3 の質点モデルの浮き上がり変位時刻歴（A 地区想定地震波形 EW）

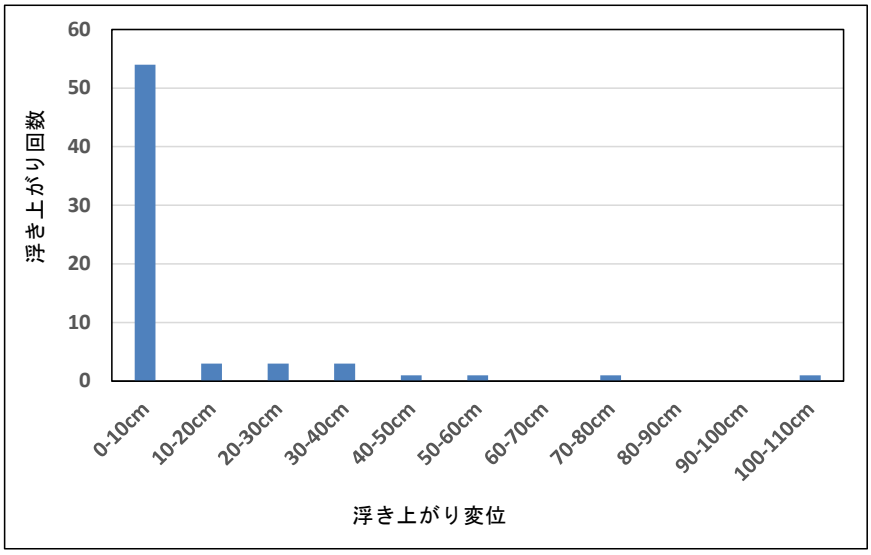


図 2.3.7　旧法タンク No.3 の質点モデルの浮き上がり変位と
回数のヒストグラム（A 地区想定地震波形 EW）

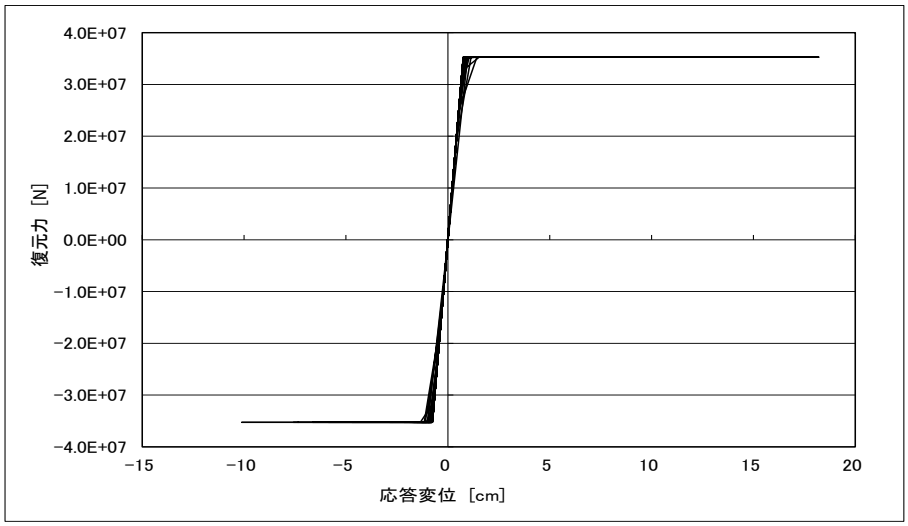


図 2.3.8　旧法タンク No.3 の質点モデルのばね復元力履歴図（A 地区想定地震波形 EW）

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

<table>
<tr><th colspan="8">旧法タンクNo.3</th></tr>
<tr><td>許可容量</td><td>30000 KL</td><td colspan="6">側板の板厚と材料</td></tr>
<tr><td>タンク内径</td><td>45100 mm</td><td>1 段</td><td>18 mm</td><td>HW50</td><td>6 段</td><td>8 mm</td><td>HW50</td></tr>
<tr><td>タンク高さ</td><td>21270 mm</td><td>2 段</td><td>15 mm</td><td>HW50</td><td>7 段</td><td>8 mm</td><td>HW50</td></tr>
<tr><td>液面高さ</td><td>18802 mm</td><td>3 段</td><td>13 mm</td><td>HW50</td><td>8 段</td><td>8 mm</td><td>SS41</td></tr>
<tr><td>液比重</td><td>0.95</td><td>4 段</td><td>11 mm</td><td>HW50</td><td>9 段</td><td>8 mm</td><td>SS41</td></tr>
<tr><td rowspan="2">屋根形式</td><td rowspan="2">ｼﾝｸﾞﾙﾃﾞｯｷ
浮き屋根</td><td>5 段</td><td>9 mm</td><td>HW50</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td colspan="4">アニュラ板の板厚と材料</td><td>12 mm</td><td>SM400C</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="4">底板の板厚と材料</td><td>8 mm</td><td>SS41</td></tr>
<tr><td colspan="2">隅角部隅肉溶接部脚長（mm）</td><td>W1</td><td colspan="2">12 mm</td><td>W2</td><td colspan="2">12 mm</td></tr>
</table>

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/cm^{3}の力が生じるように設定した。

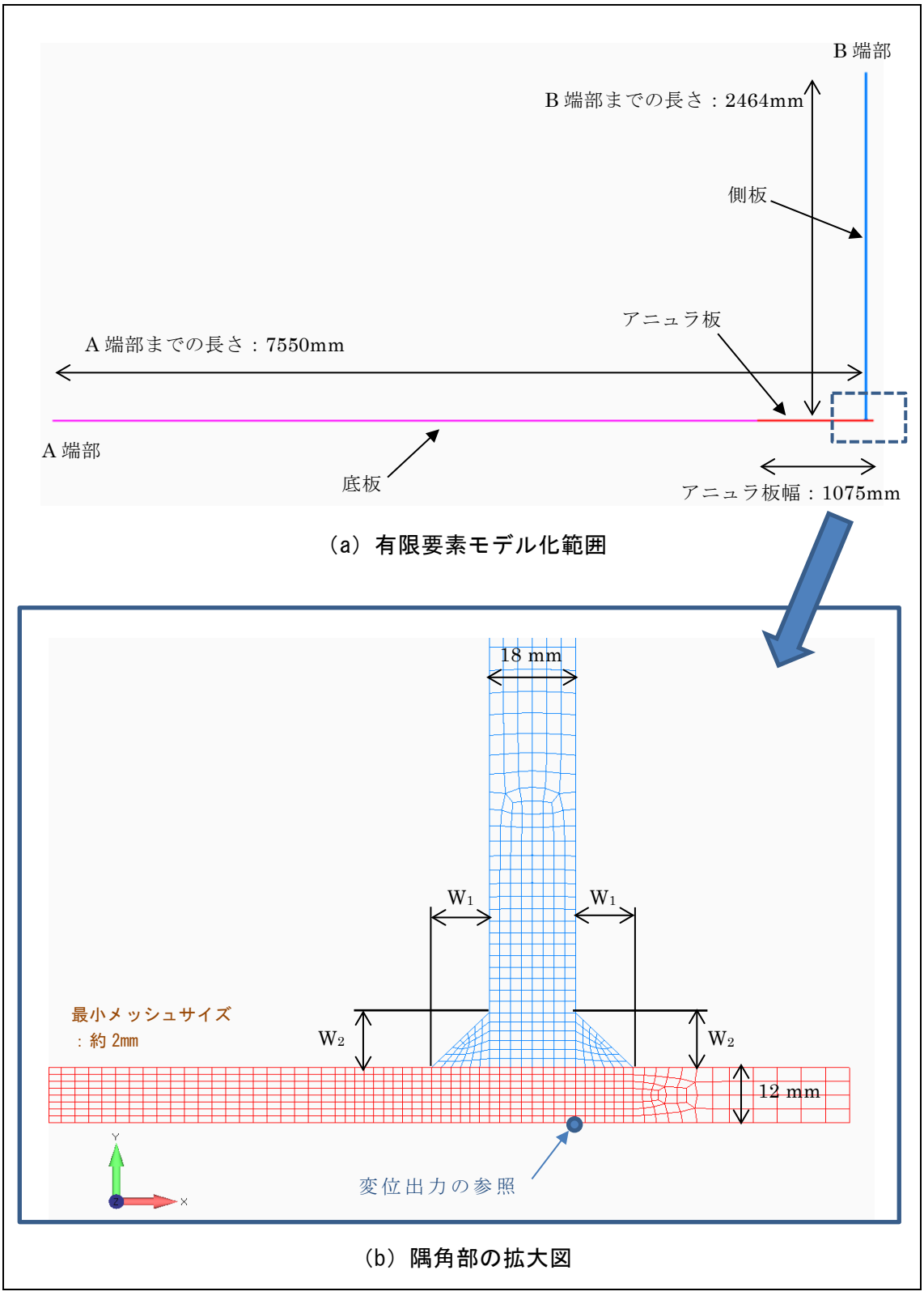


図 2.4.1　隅角部の解析モデル

(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 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2.4.2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

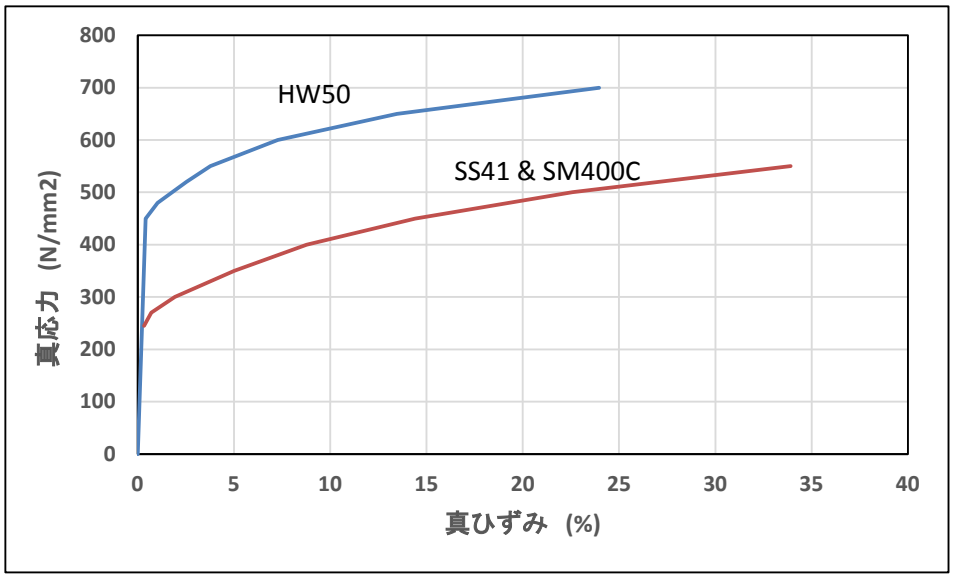


図2.4.2　弾塑性解析入力用の応力—ひずみカーブ

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	ｼﾝｸﾞﾙﾃﾞｯｷ浮き屋根	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294N/cm^{3}の力が生じるように設定した。

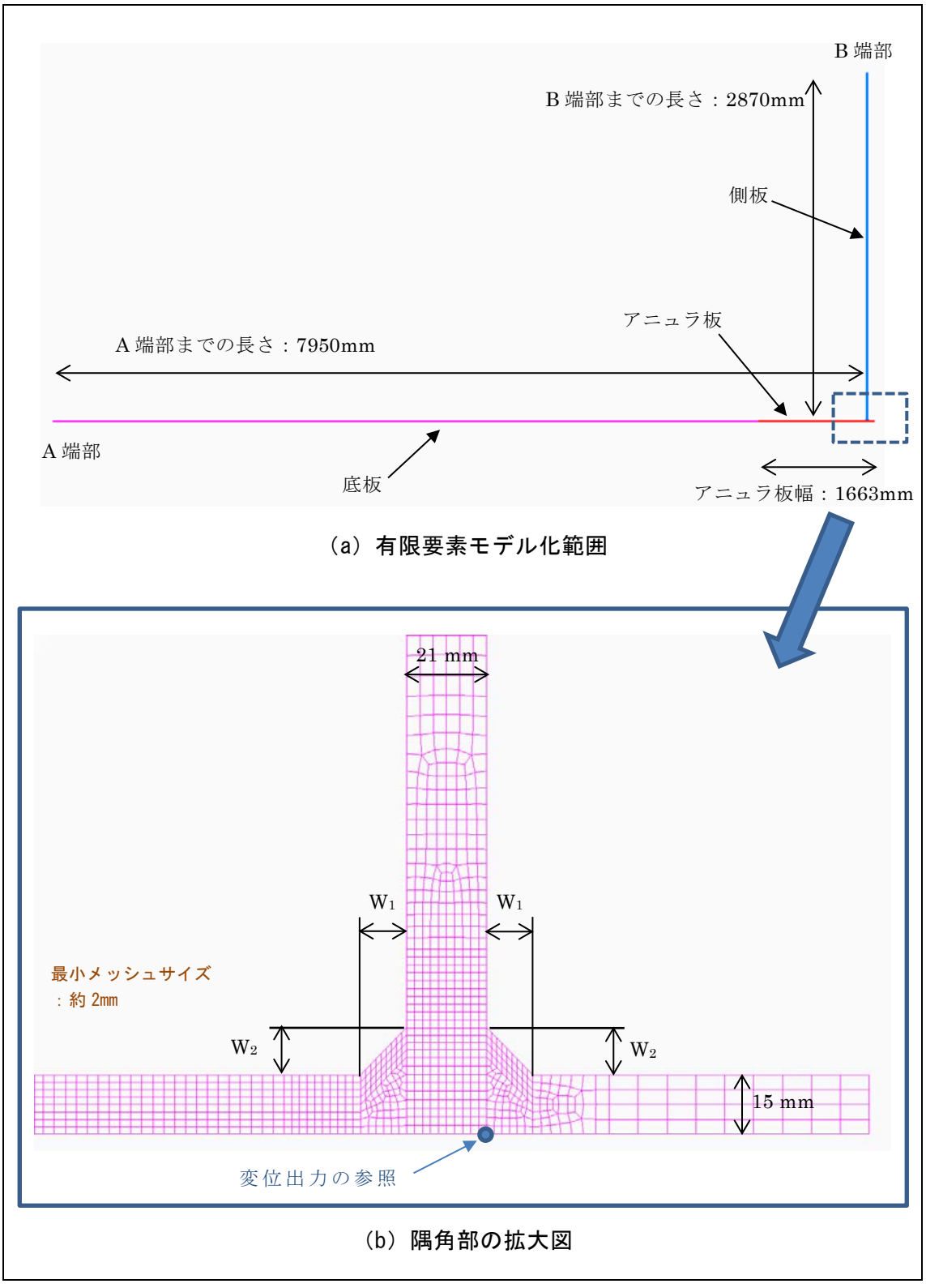


図2.4.3　隅角部の解析モデル

(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

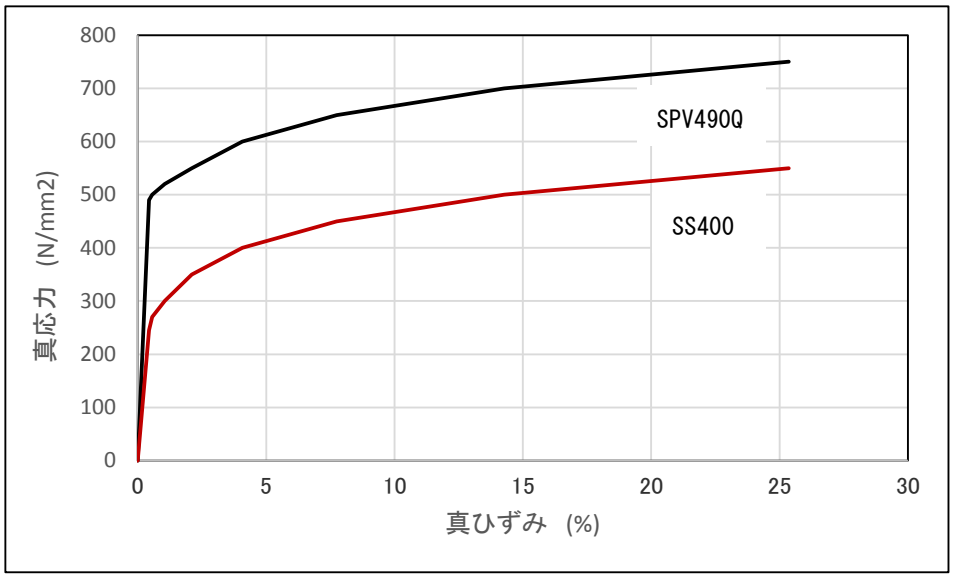


図2.4.4　弾塑性解析入力用の応力—ひずみカーブ

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

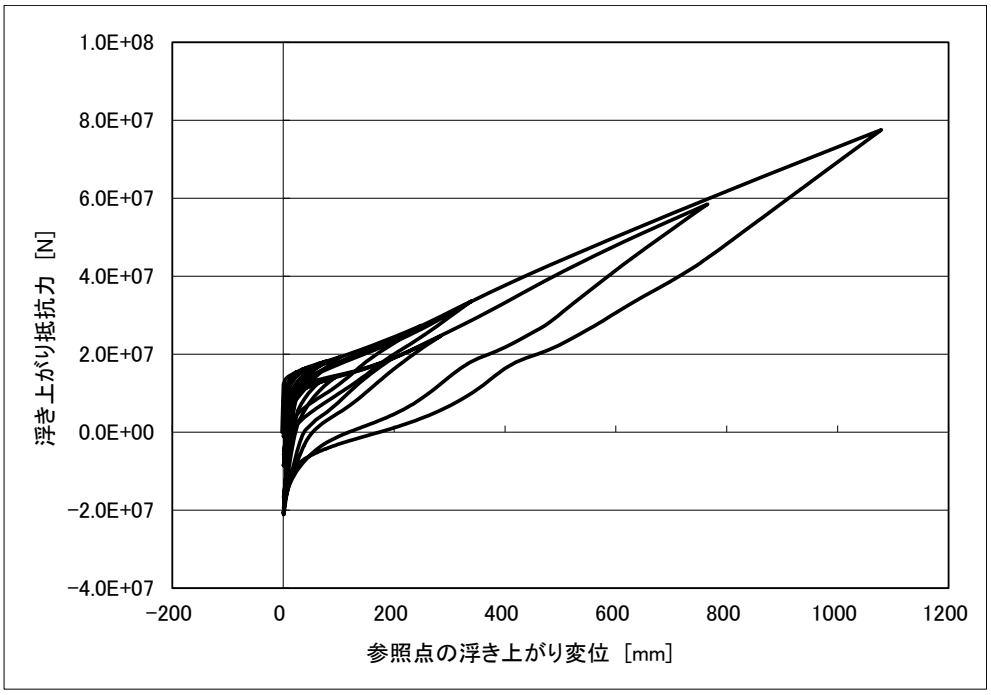


図2.4.5　浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

(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$\Delta\varepsilon_r$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			

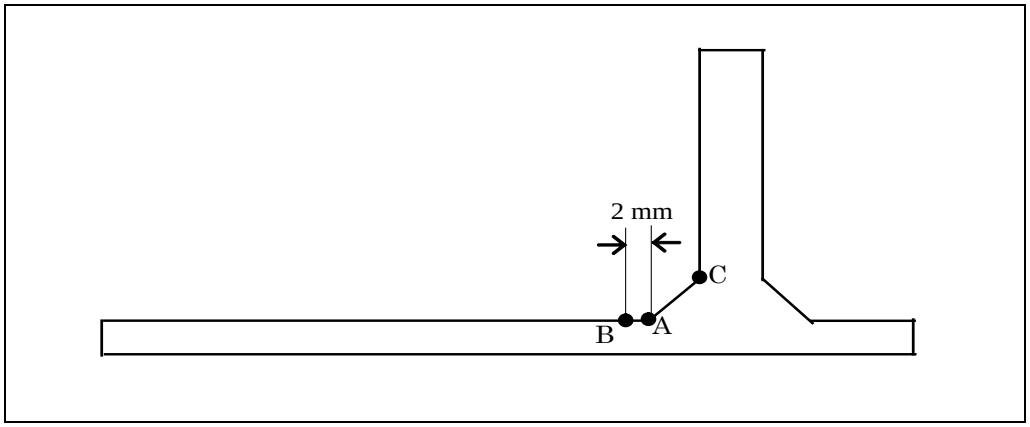


図2.4.6　ひずみ評価位置

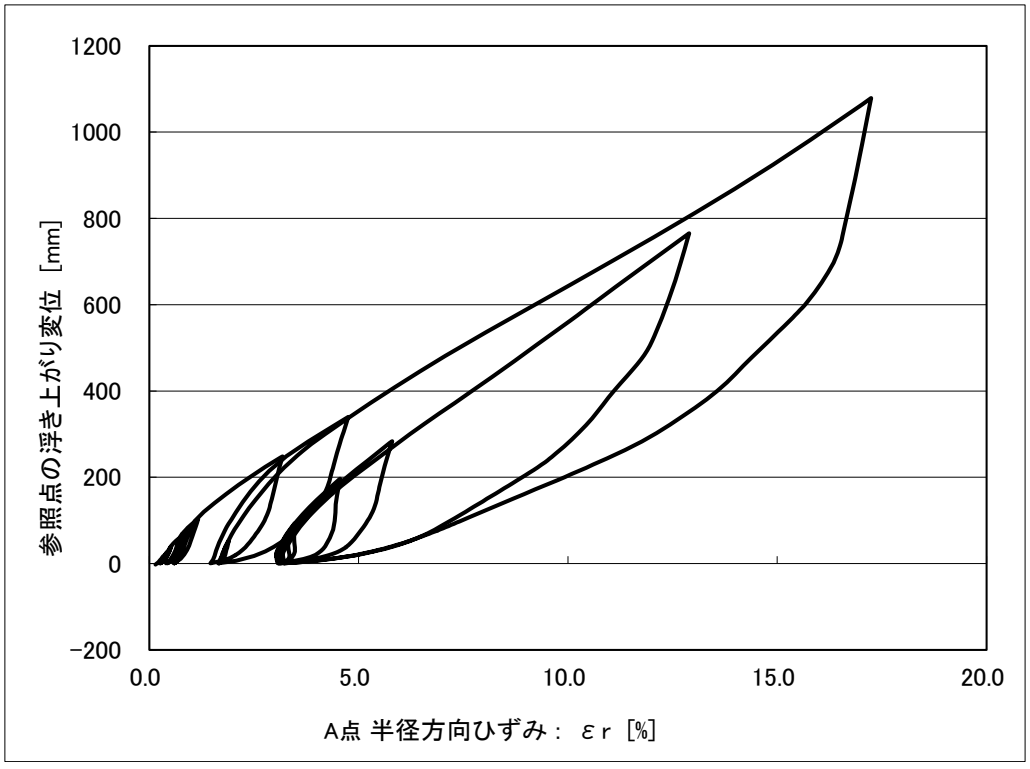


図2.4.7　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

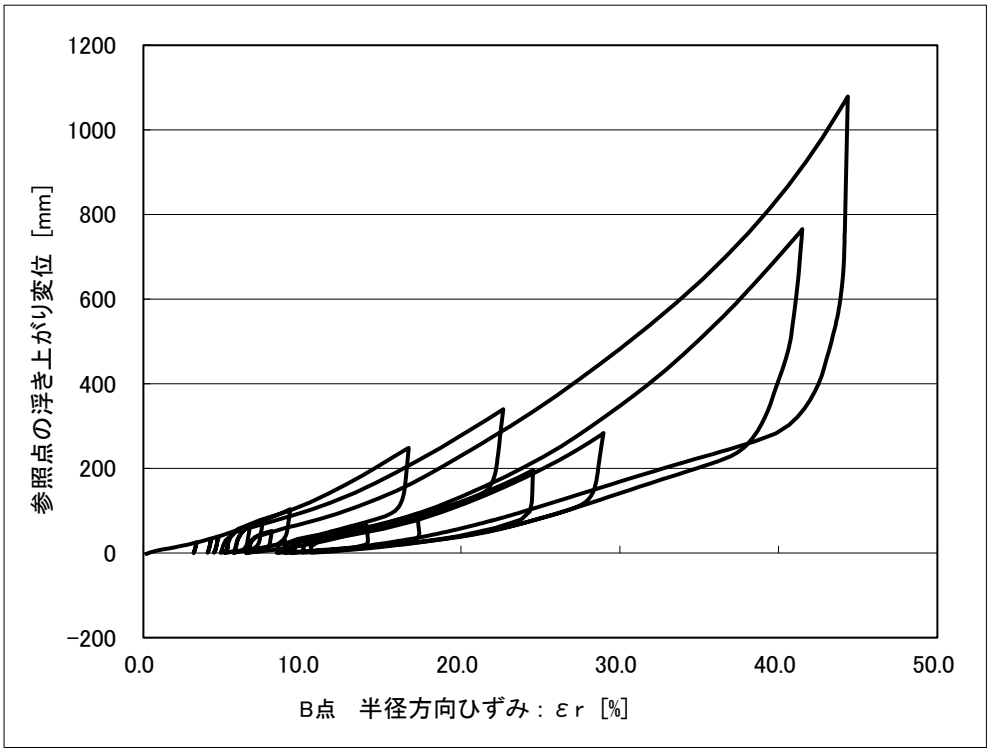


図2.4.8　浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

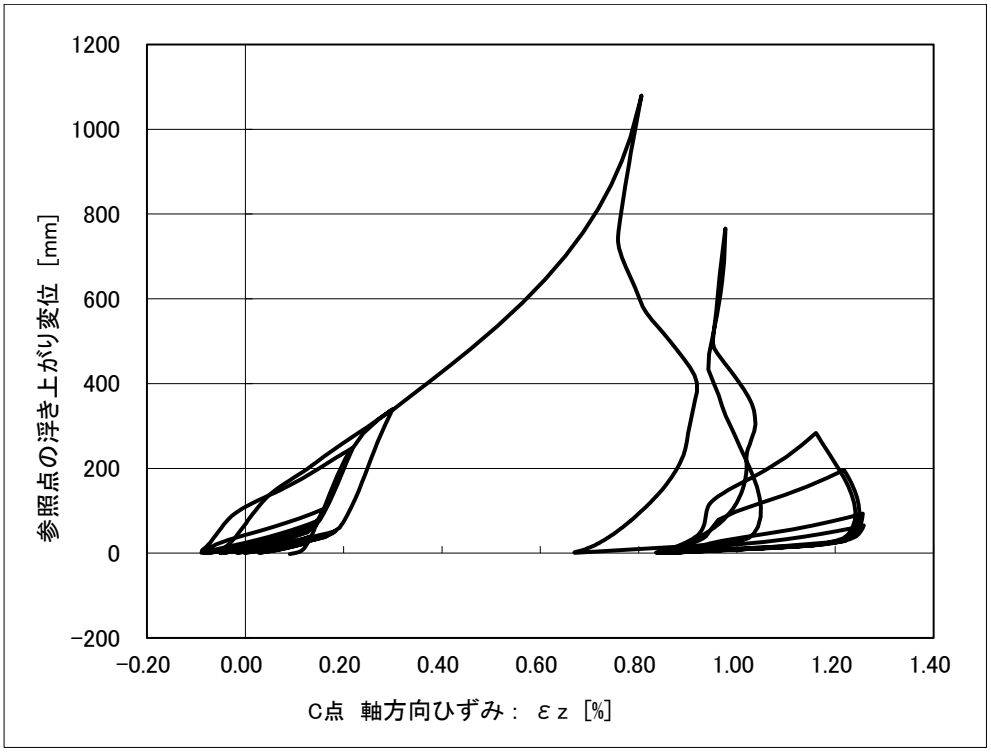


図2.4.9　浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向ひずみの関係

(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。

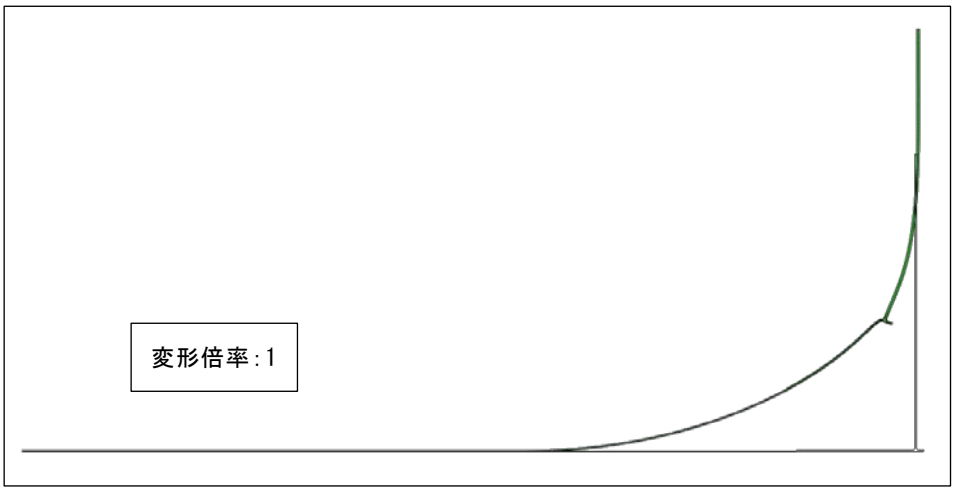


図2.4.10　浮き上がり時の隅角部の変形図
（サイクル13回目の浮き上がり時）

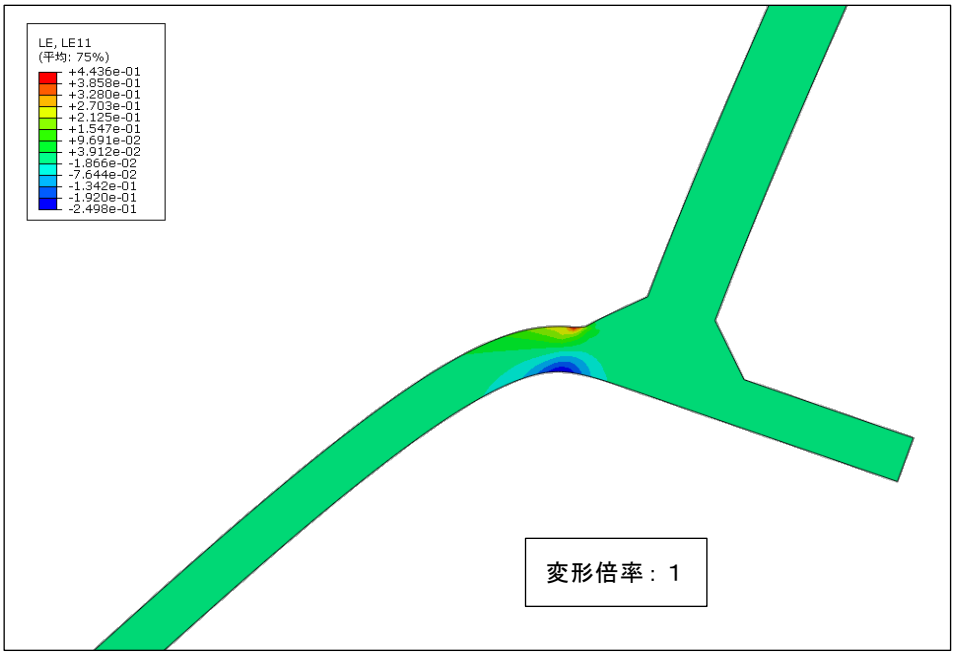


図2.4.11　隅角部の半径方向ひずみ成分分布図
（サイクル13回目 最大浮き上がり変位：104.3cm）

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

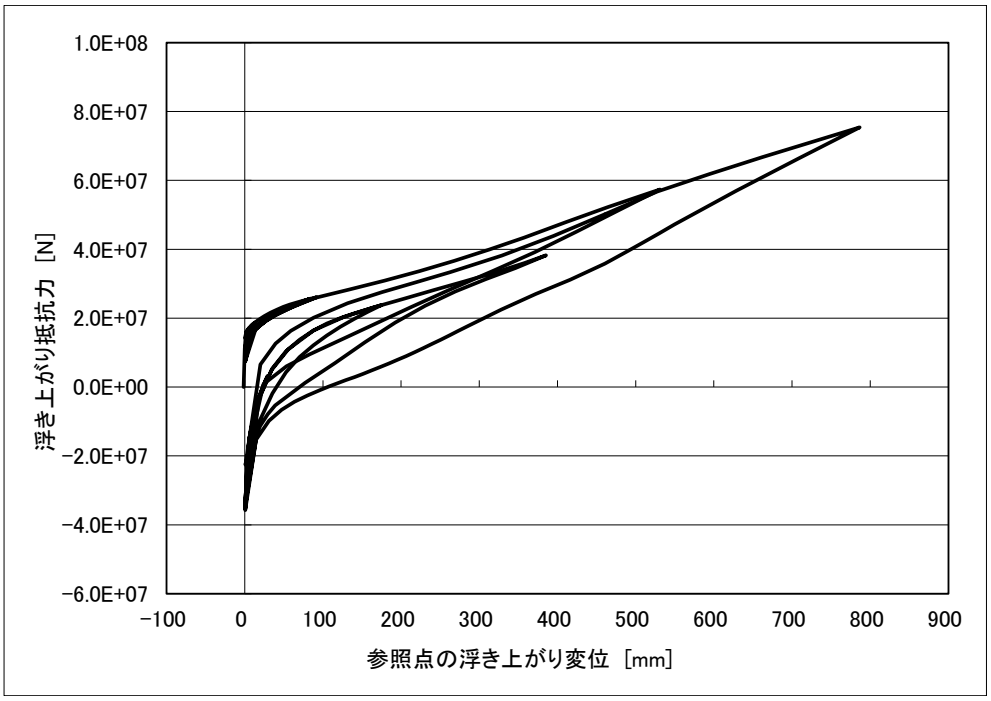


図2.4.12　浮き上がり変位とB端部の算定された抵抗力の関係

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 $\Delta\varepsilon_r$ 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
		$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,z}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,z}$
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			

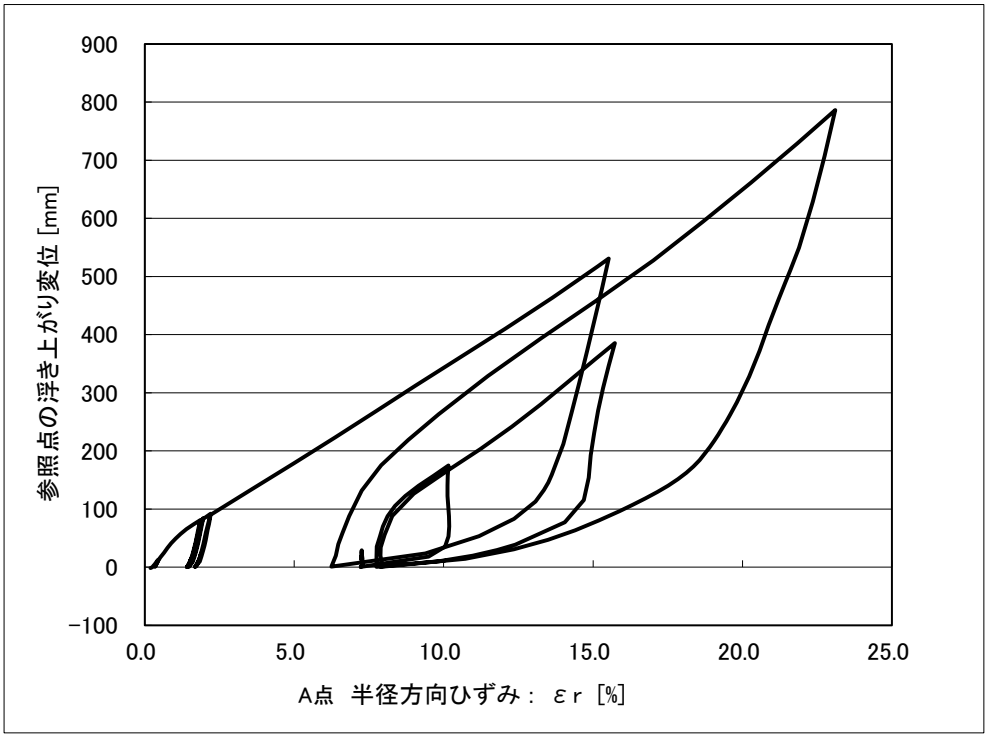


図2.4.13　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係

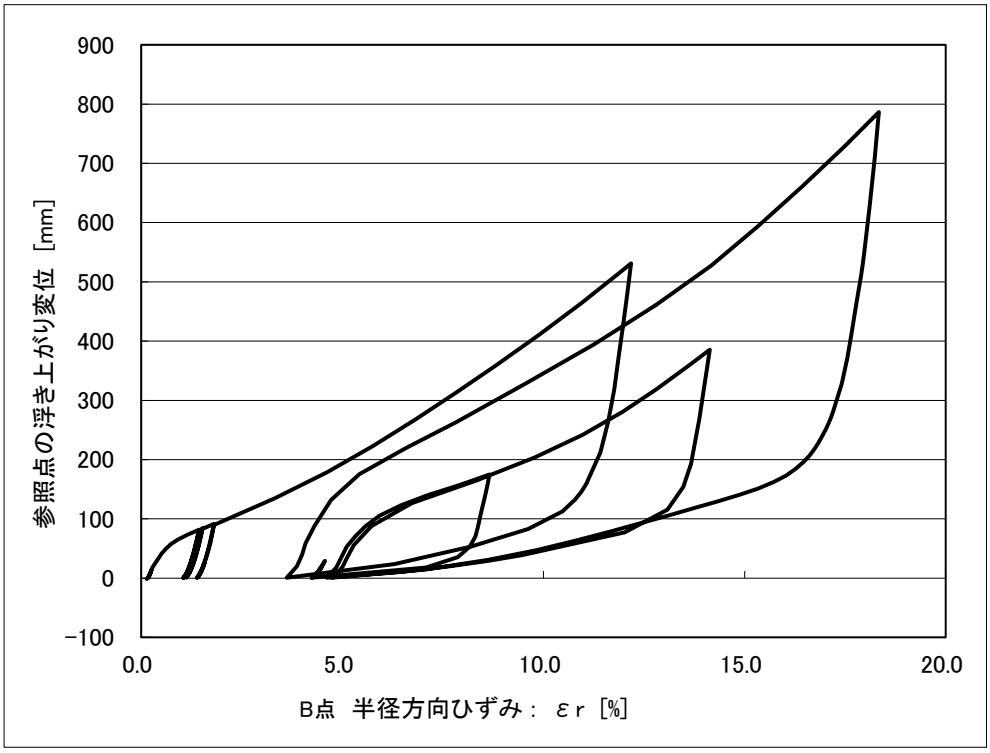


図2.4.14　浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係

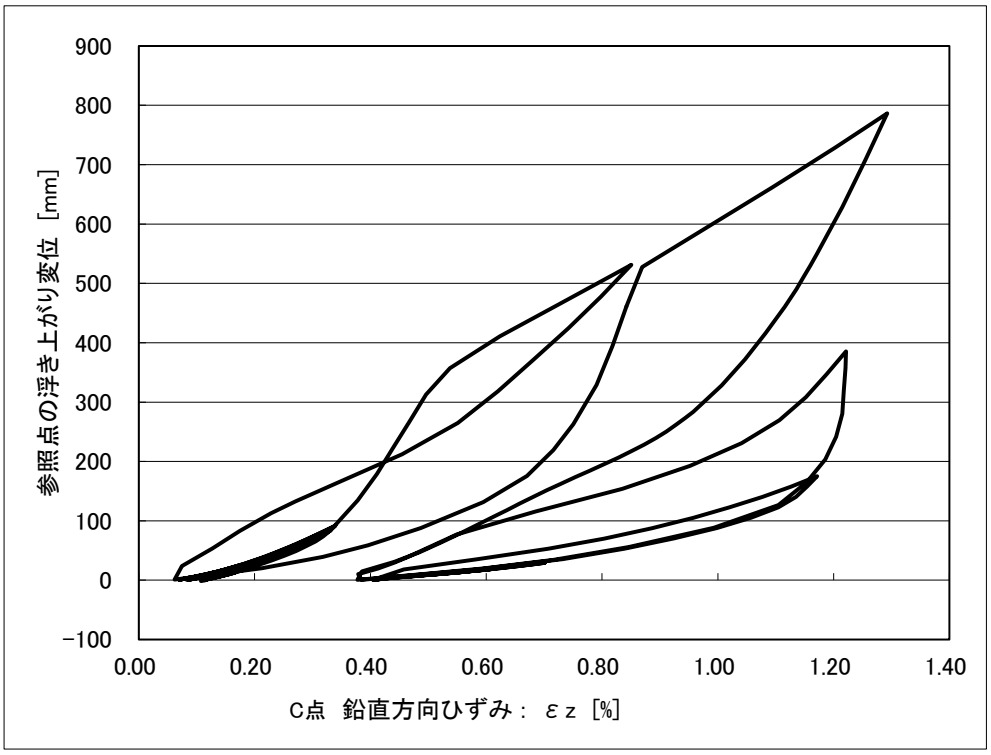


図2.4.15　浮き上がり変位とC点に発生した軸方向ひずみの関係

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。

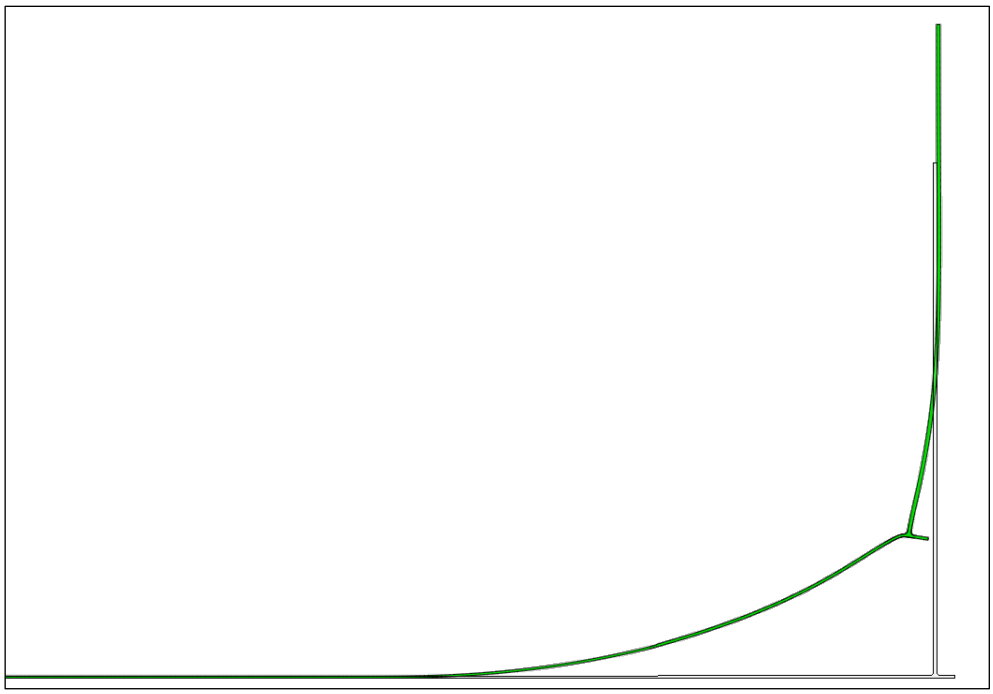


図 2.4.16　変形図（最大浮き上がり変位：77.5cm）

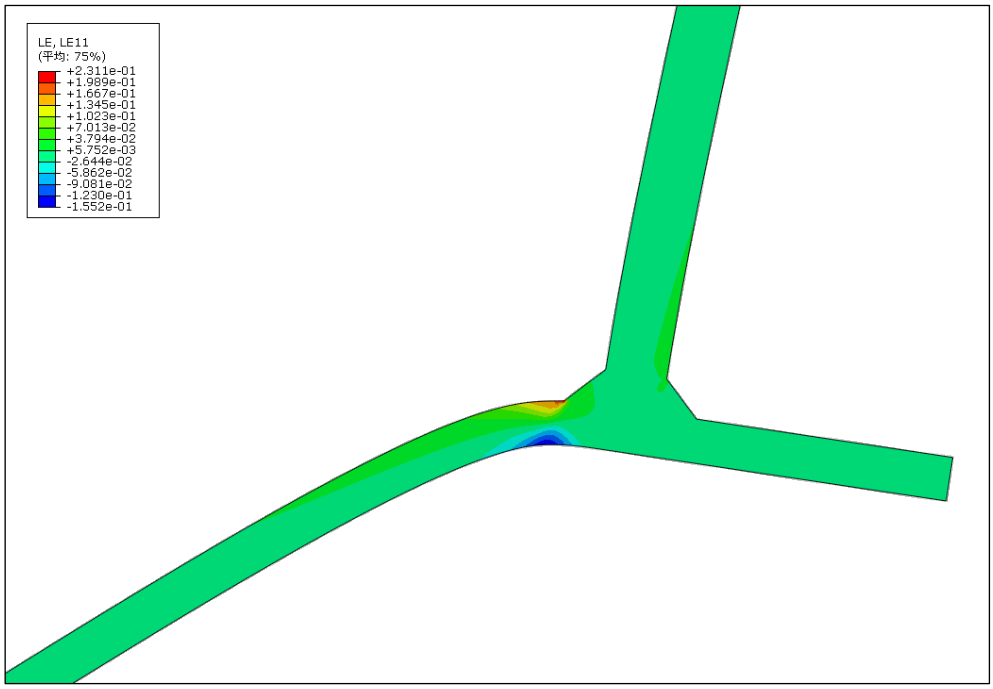


図 2.4.17　隅角部の半径方向ひずみ成分の分布図
（サイクル 10 回目、最大浮き上がり変位：77.5cm）

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Nc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。

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

上式を図示すると図2.4.18になる。

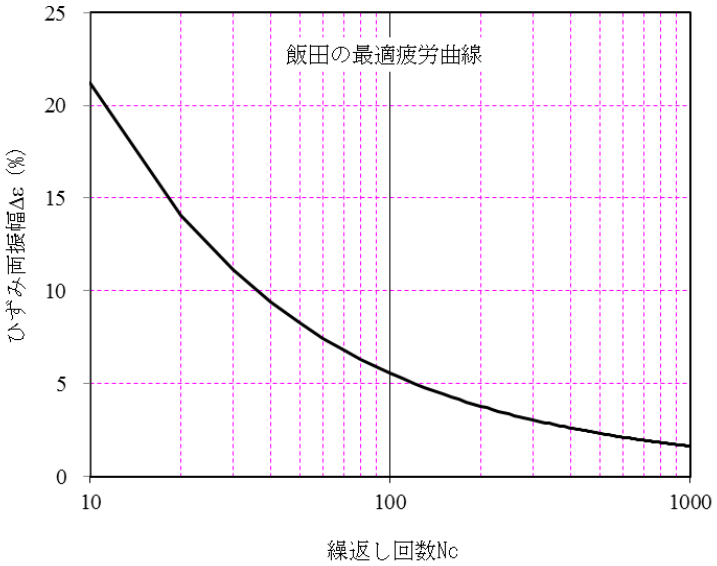


図 2.4.18　飯田の最適疲労曲線

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。

$$D=\frac{n(\Delta\varepsilon_1)}{N_c(\Delta\varepsilon_1)}+\frac{n(\Delta\varepsilon_2)}{N_c(\Delta\varepsilon_2)}+\frac{n(\Delta\varepsilon_3)}{N_c(\Delta\varepsilon_3)}+\cdots<1.0 \qquad (2.4.2)$$

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。

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 Nc 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、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 $\Delta\varepsilon_r$（%）	繰り返し回数 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 に示す許容繰り返し回数を用いて、 以下のように A 点の疲労.損傷度 D（合計）を計算した。

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

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 Nc 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 Nc	疲労損傷度 D	ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_r$（%）	繰り返し回数 Nc	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：

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

B 点：

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

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/cm^{3}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。

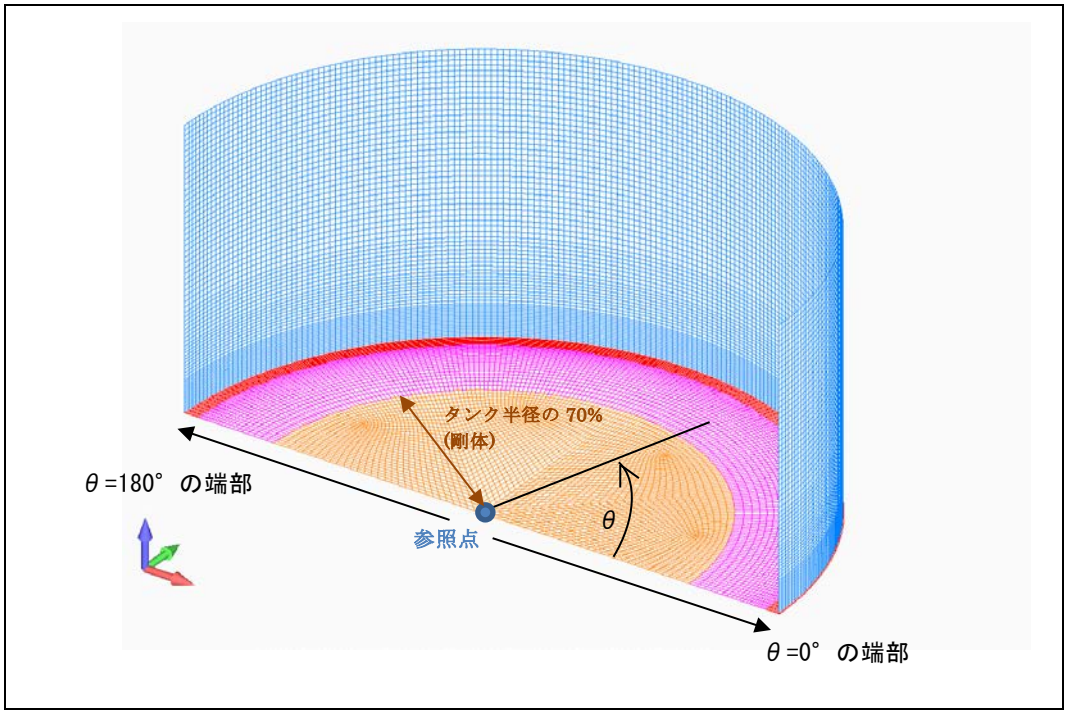


図2.5.1　旧法タンクNo.3の3次元シェルモデル

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。

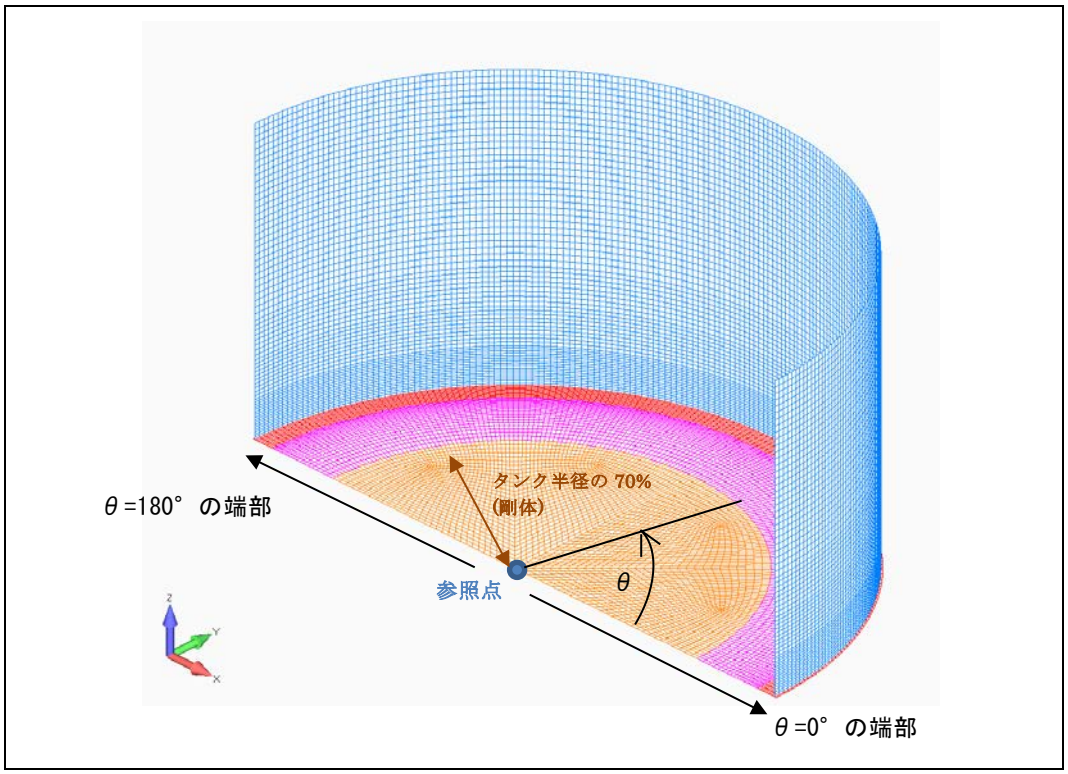


図2.5.2　新法タンクNo.3の3次元シェルモデル

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。

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

P_h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。

P_{h0}及び P_{h1}は 次式のとおり。

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

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

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に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。

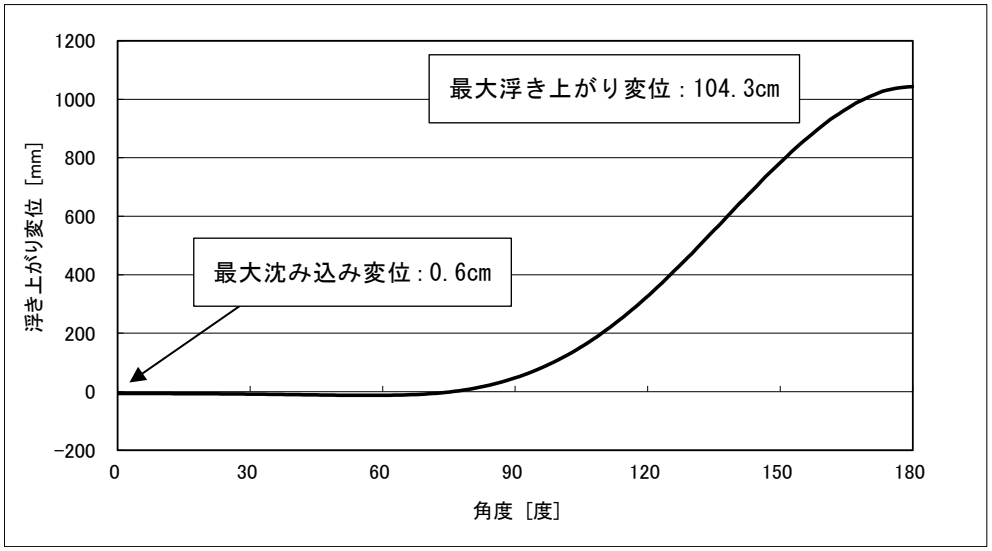


図2.5.3　側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

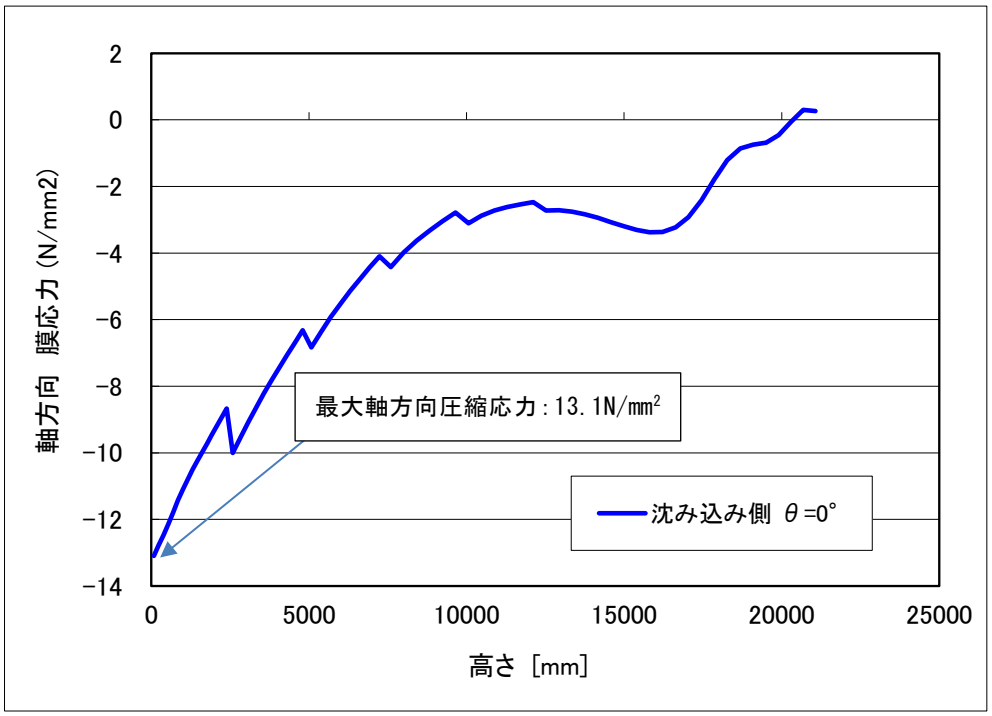


図2.5.4　側板に発生した軸方向の膜応力と側板の高さの関係

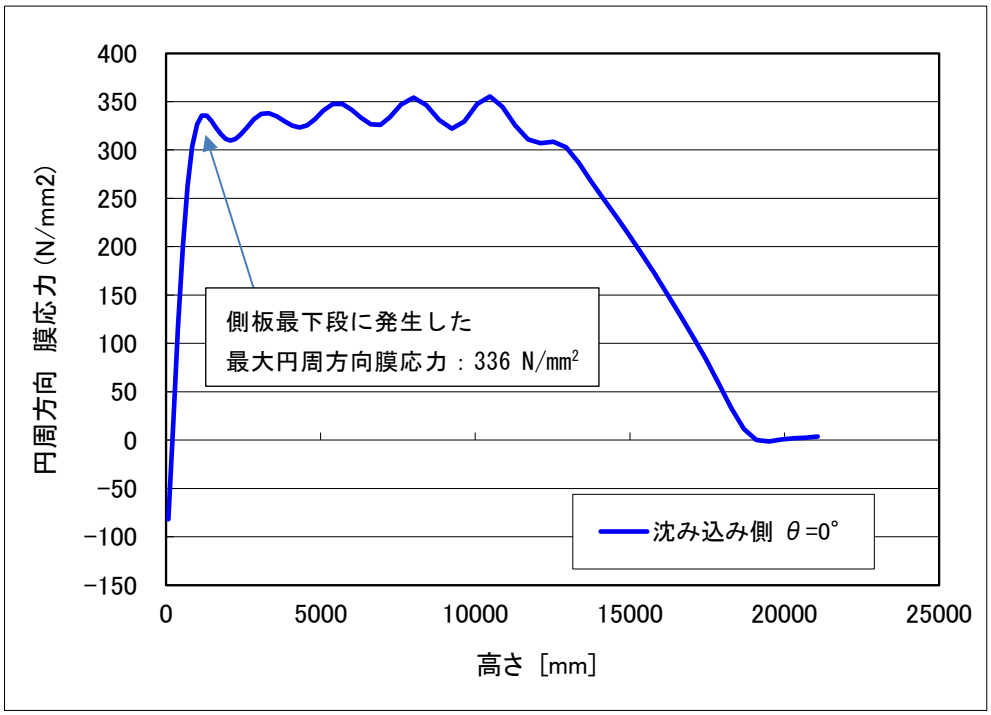


図2.5.5　側板に発生した円周方向の膜応力と側板の高さの関係

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。

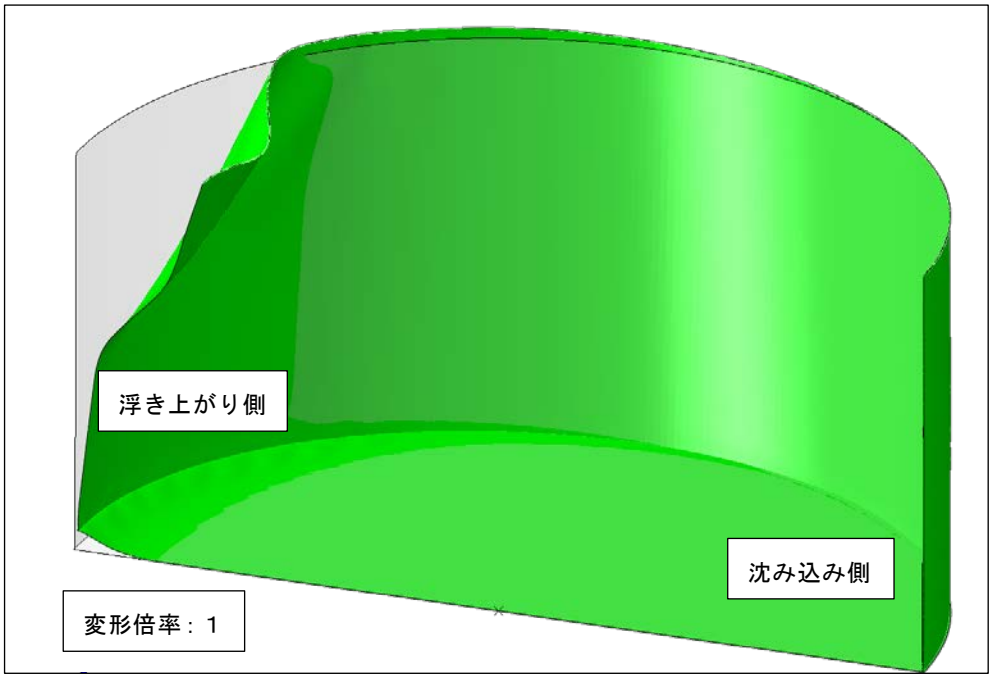


図2.5.6　変形図（104.3cm浮き上がり時）

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。

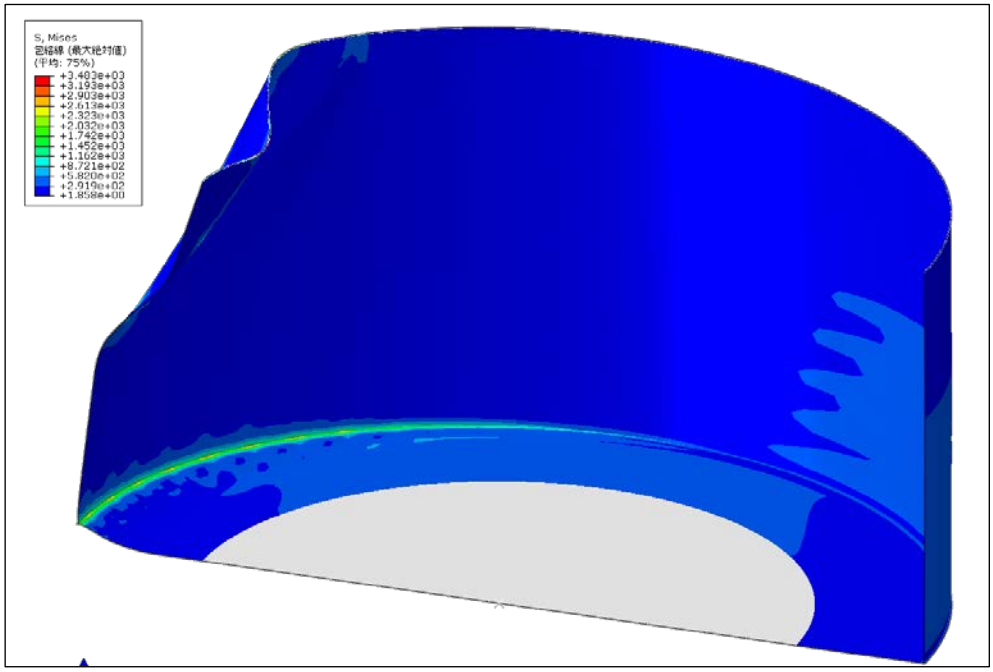


図2.5.7　相当応力分布図（104.3cm浮き上がり時）

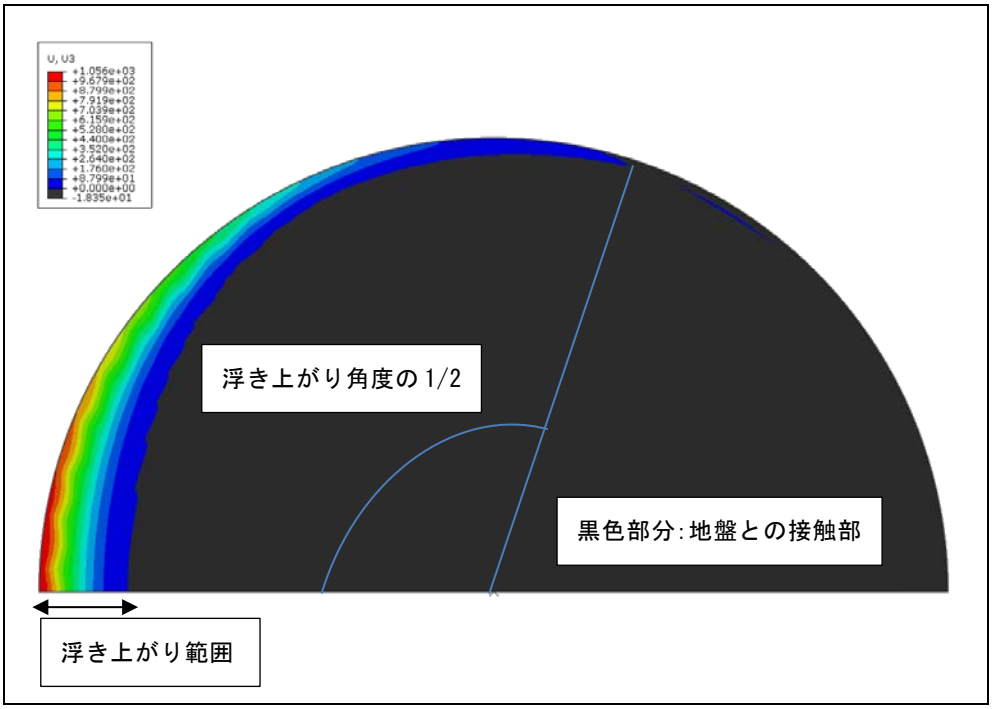


図2.5.8　浮き上がり範囲（104.3cm浮き上がり時）

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/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2.5.11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/mm²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。

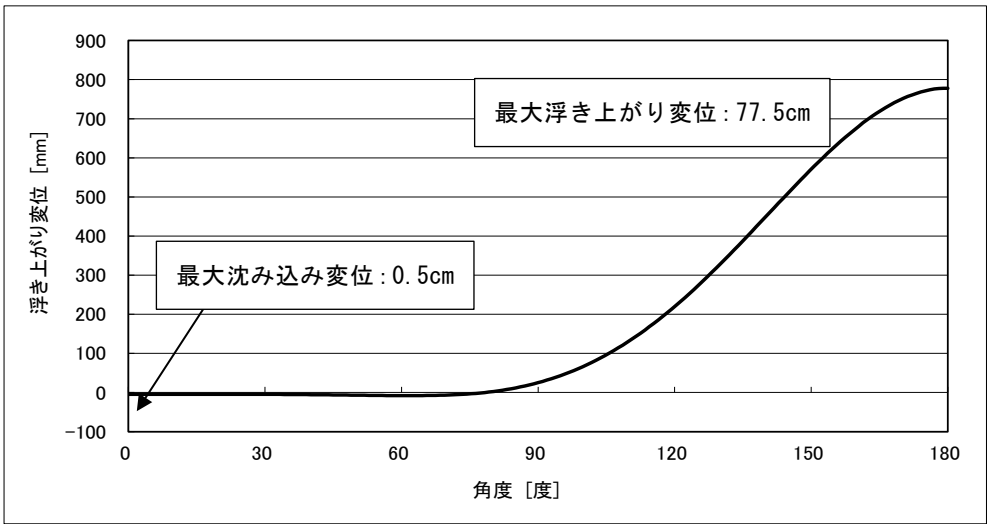


図2.5.9　側板下端部の円周方向の角度に対応する軸方向変位

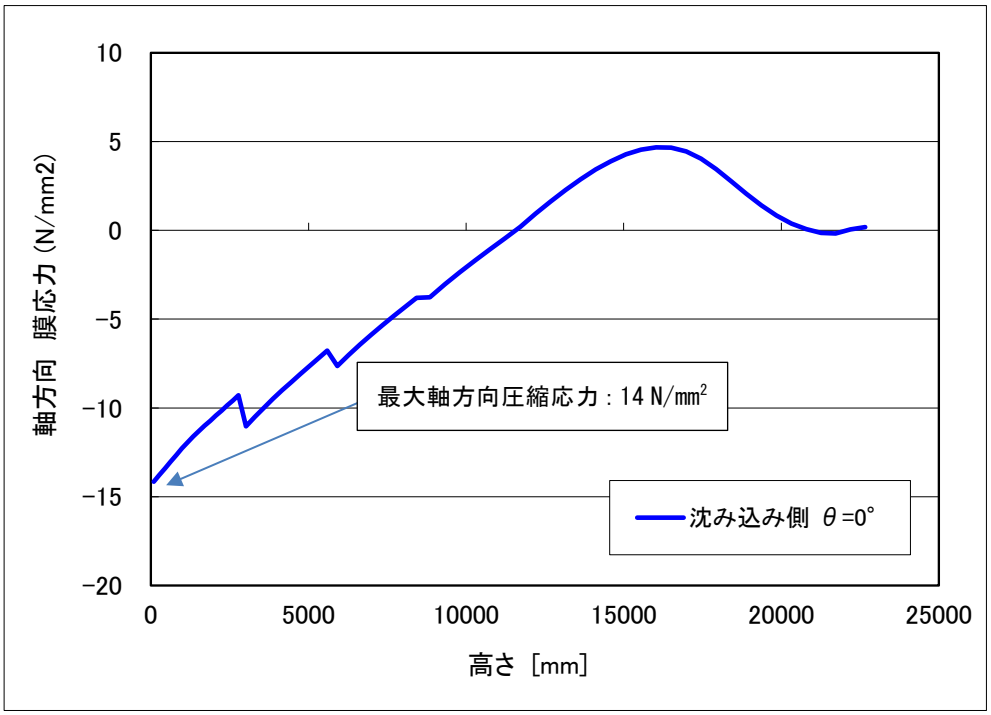


図2.5.10　側板に発生した軸方向の膜応力と側板の高さの関係

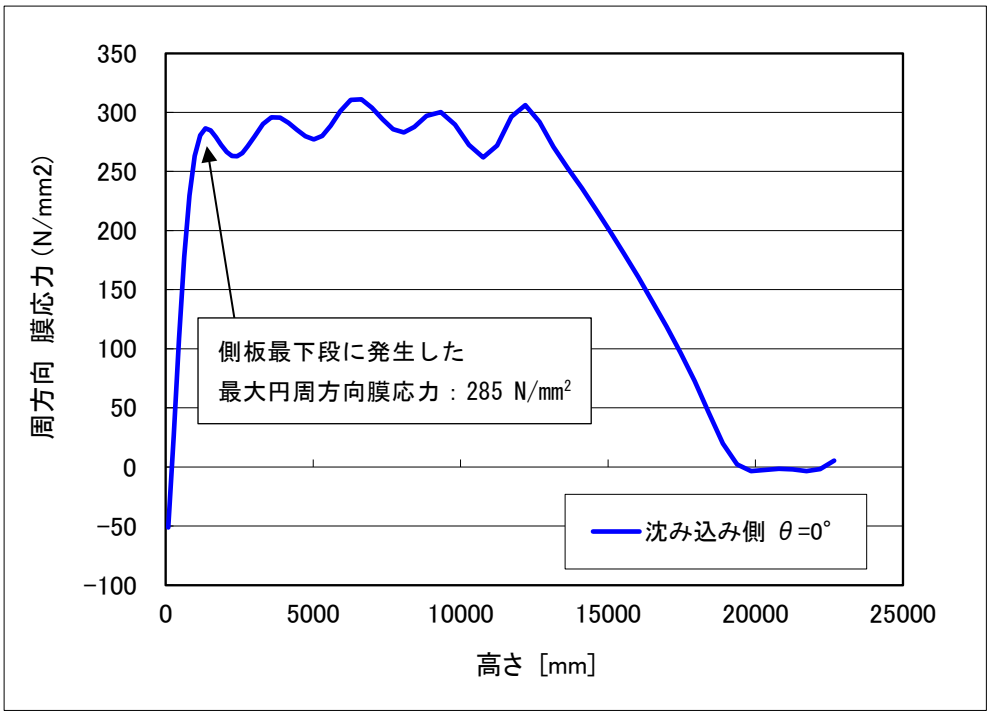


図2.5.11　側板に発生した円周方向の膜応力と側板の高さの関係

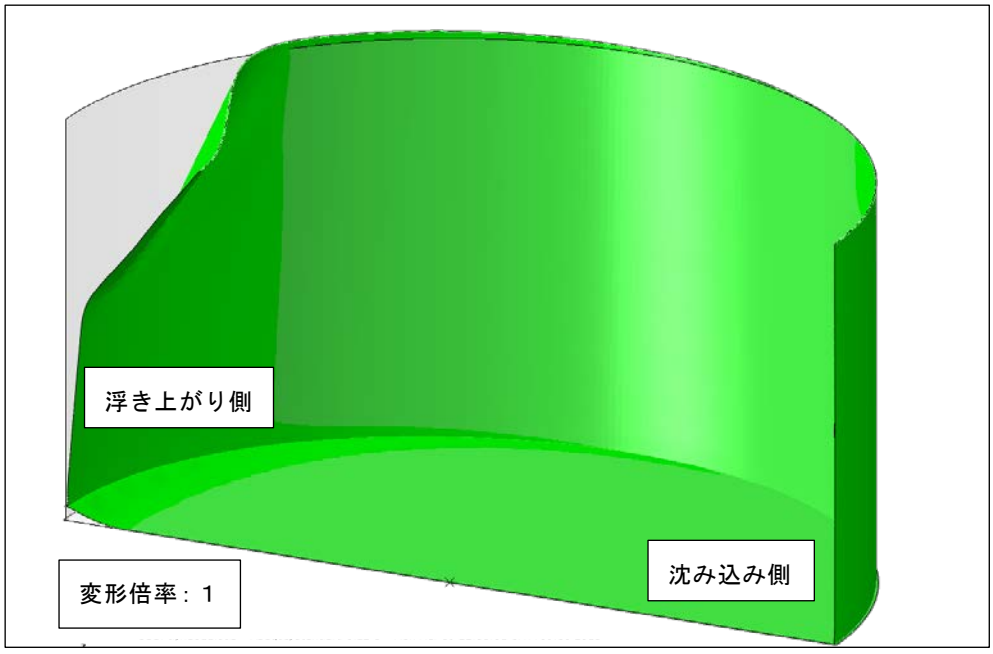


図2.5.12　変形図（77.5cm浮き上がり時）

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。

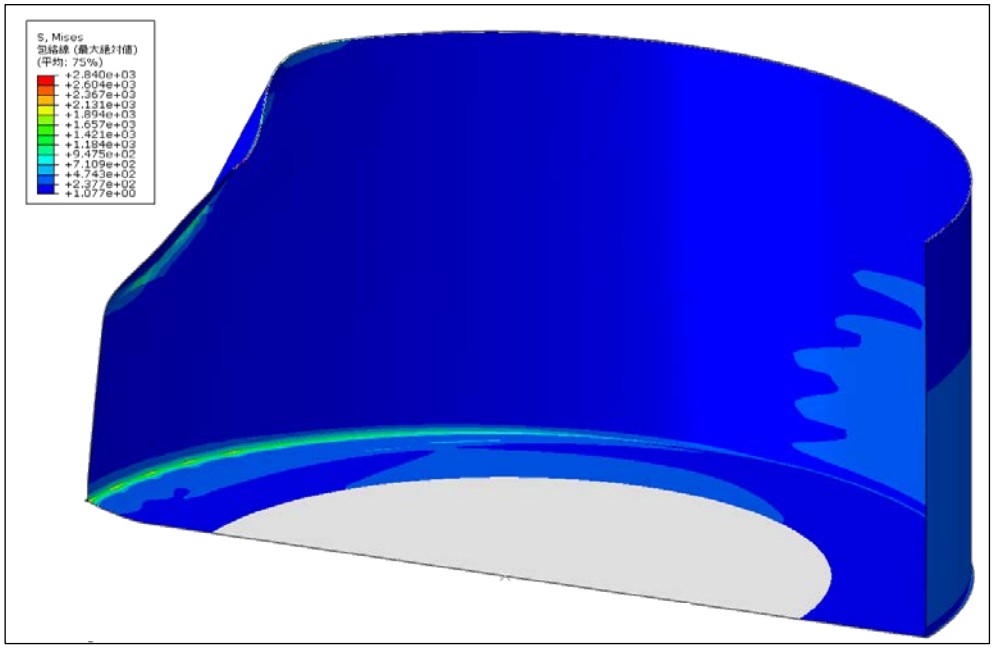


図2.5.13　相当応力分布図（77.5cm浮き上がり時）

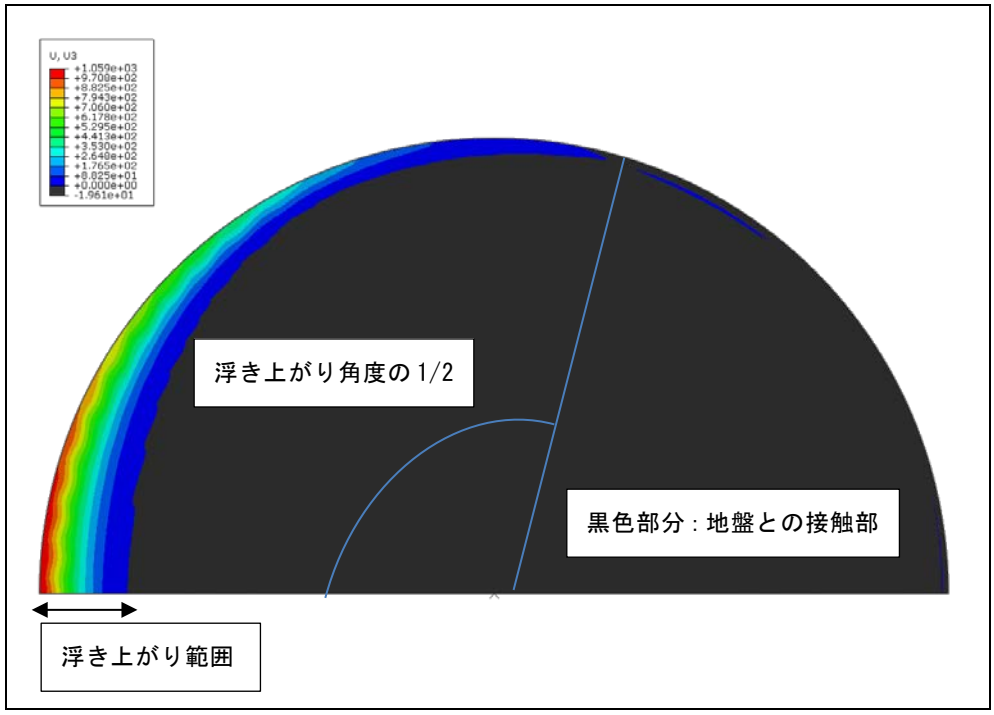


図2.5.14　浮き上がり範囲（77.5cm浮き上がり時）

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。

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

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。

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

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

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 σ_{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 ts=21 mm、直径 D=45900 mm を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 σ_{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。

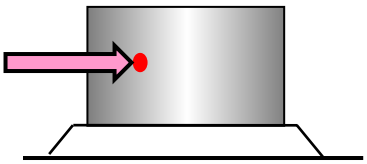
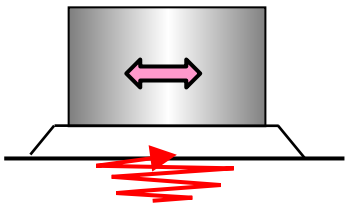
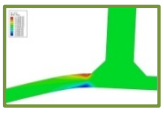
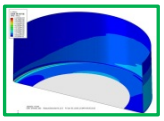
2.6　まとめ

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 秒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） 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

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　屋外貯蔵タンク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、解析を効率的に進めるため、1 質点系モデルによる解析条件を単純化して実際よりも浮き上がり変位が大きくなるモデルで検討した結果ではあり、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

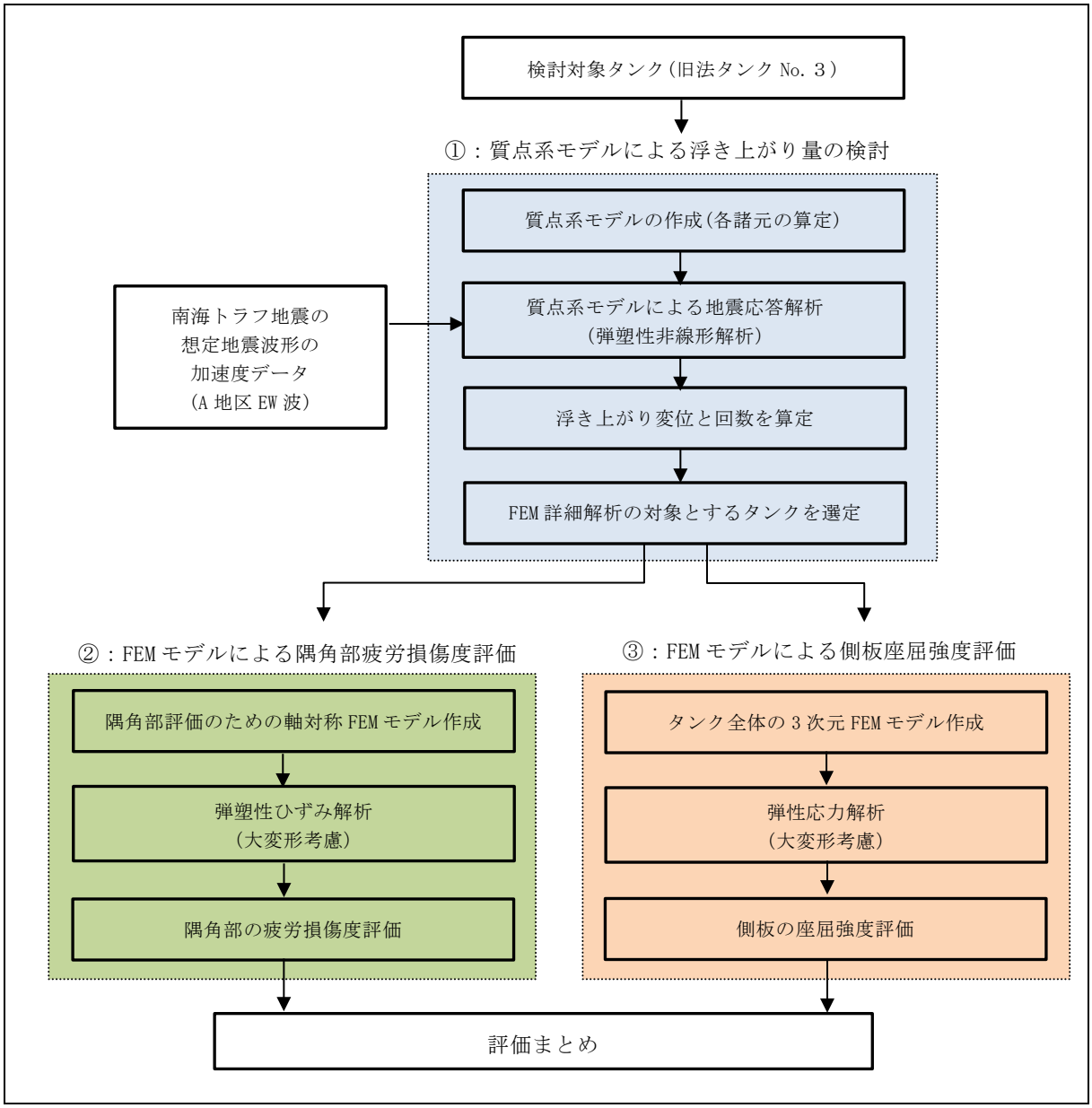


図 3.1.1　南海トラフ地震に対する屋外貯蔵タンク耐震安全性確認の再解析の流れ

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言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。

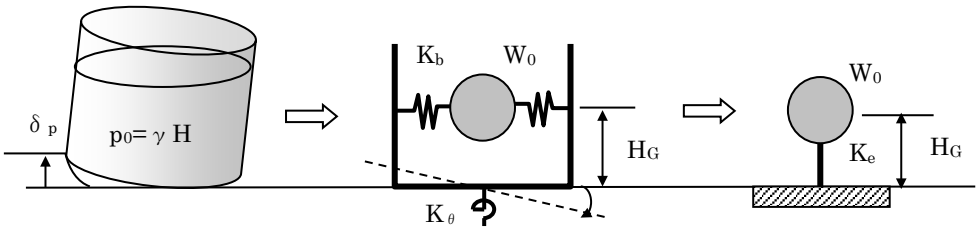
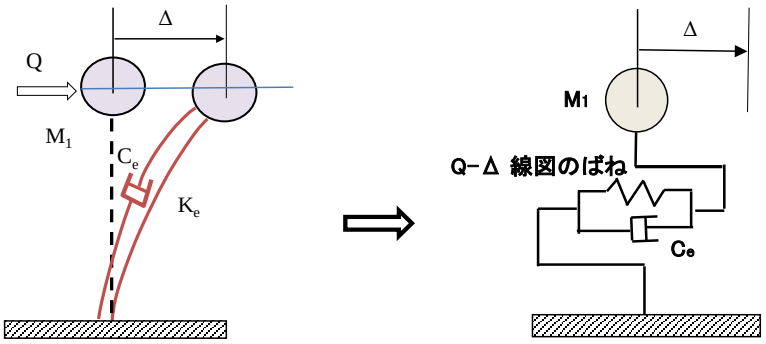


図 3.2.1　バルジング振動質点系モデル化（側板下端が片浮き上がりする場合）

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−Δ 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−Δ 線図と略称する））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）。



（a）平成 26 年度　　(b)平成 27 年度

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

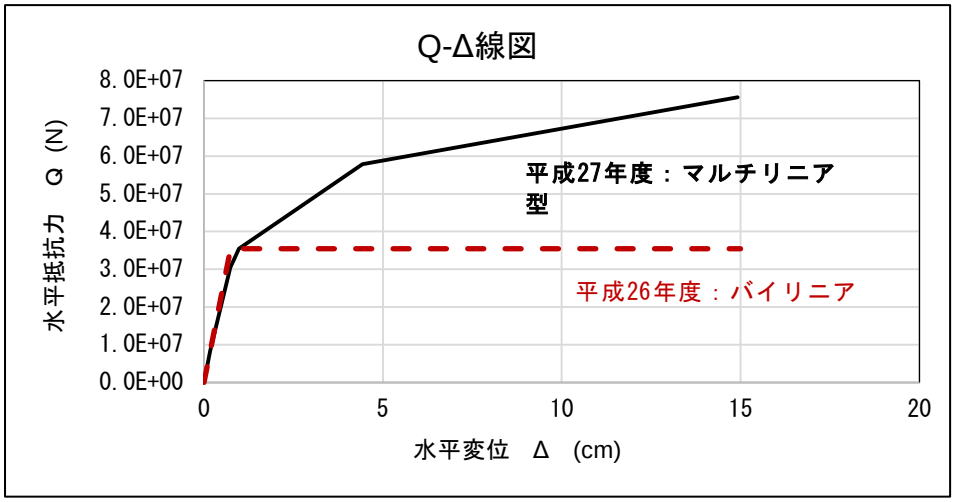


図 3.2.3　1 質点モデルの非線形水平ばね特性概念図

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。

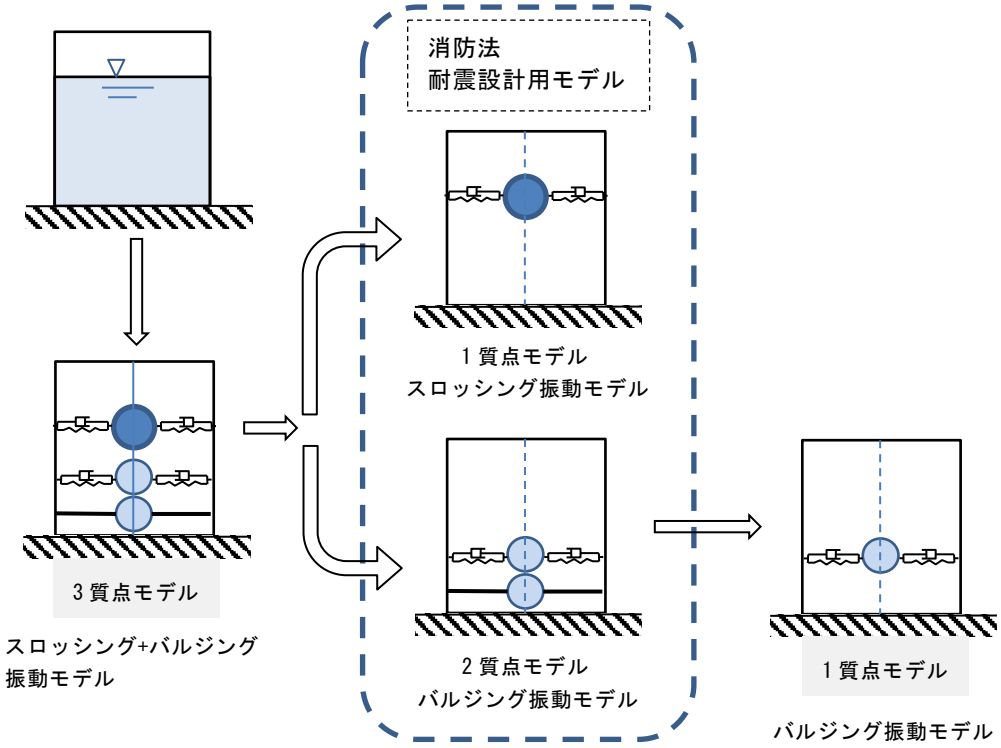


図 3.2.4　貯油タンクの振動モデル概念図（仮定：剛基礎に固定されたタンク）

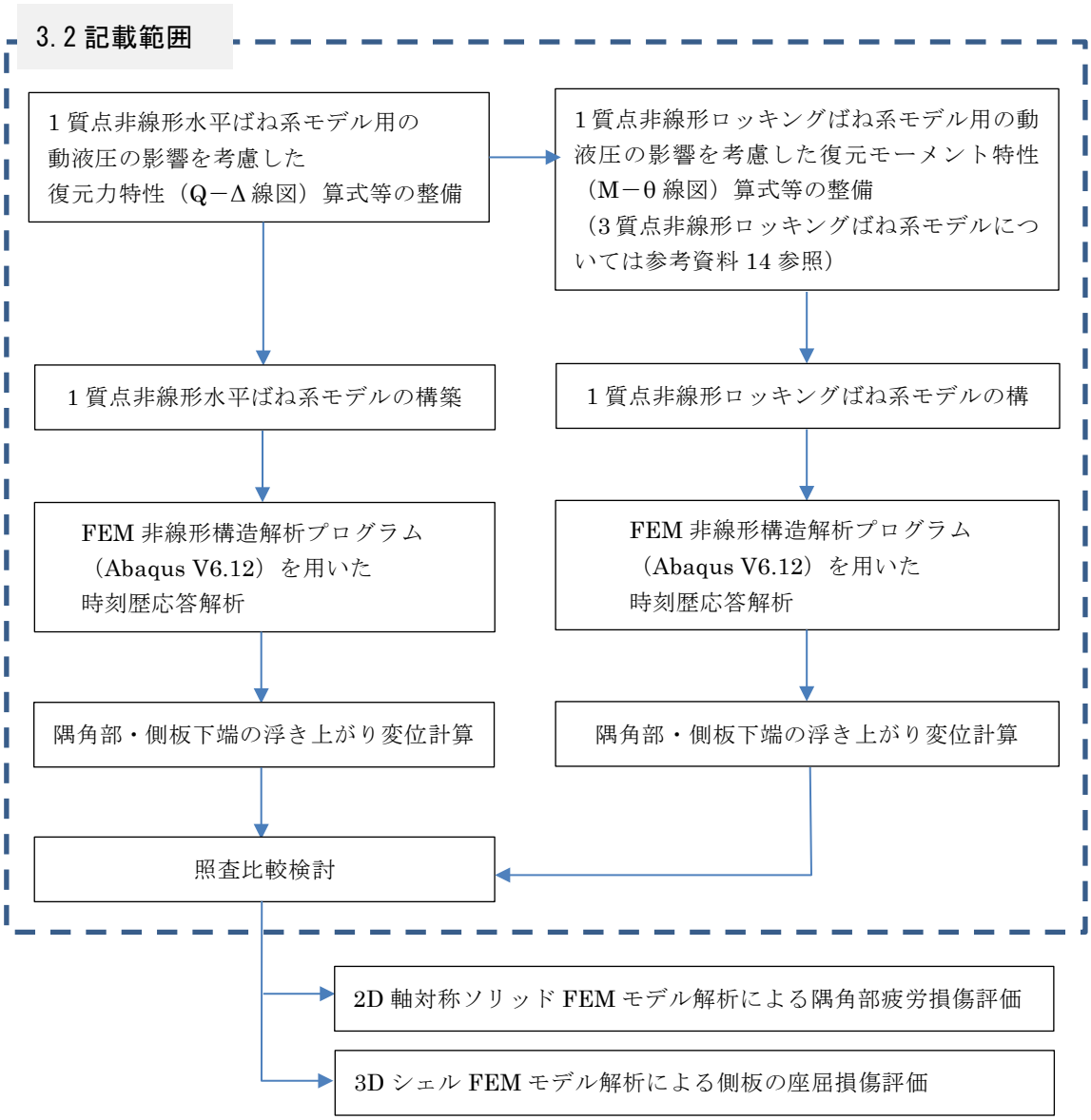


図 3.2.5　質点系モデルでの検討内容とのフローチャート

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－Δ 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－θ 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－θ 線図）の整備

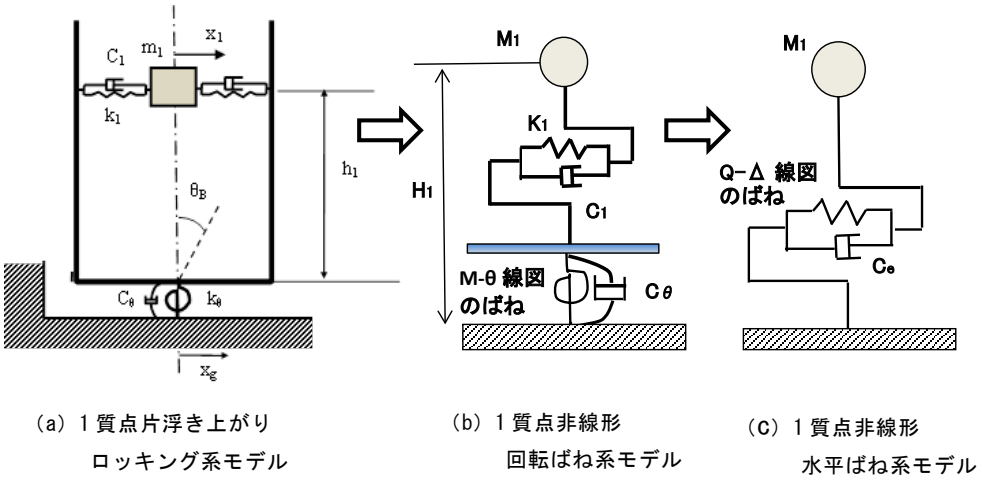
（定式化によるばね特性の算定は簡便的な近似方法であり、解析結果が保守的になり現実とは異なることが懸念される。そのため FEM 解析モデルを用いたばね特性での検討を

実施し、定式化ばねの結果と比較する。）

（4）定式化による Q－Δ 線図と定式化による M－θ 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－θ 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－Δ 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。



（a）1 質点片浮き上がり
ロッキング系モデル

（b）1 質点非線形
回転ばね系モデル

（c）1 質点非線形
水平ばね系モデル

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－Δ 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)。

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

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/s²）

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 ------ $(Q_{Ry}+Q_{Rt}, \Delta_{ey})$　　弾性限界浮き上がり点

(3) Point P ------ $(Q_{Rp}+Q_{Rt}, \Delta_{ep})$　　塑性関節発生浮き上がり点

(4) Point 4 ------ $(Q_{R4}+Q_{Rt}, \Delta_{e4})$　　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。

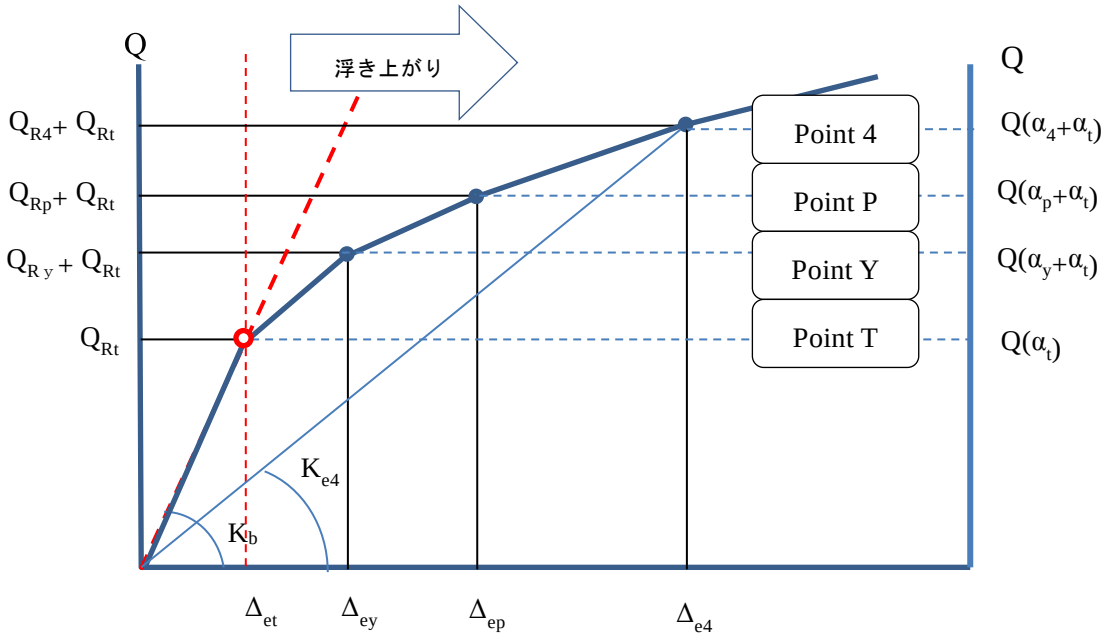


図 3.2.7　非線形水平ばねの復元力特性（Q－Δ線図）

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－Δ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－Δ線図用記号と折れ曲がり点の座標値

記号	Δ（cm）	Q（N）
Δ00	0.00	0
Δet	0.17	8.26E+06
Δey	0.74	3.05E+07
Δep	0.97	3.54E+07
Δe4	4.43	5.79E+07
Δe5	14.92	7.56E+07

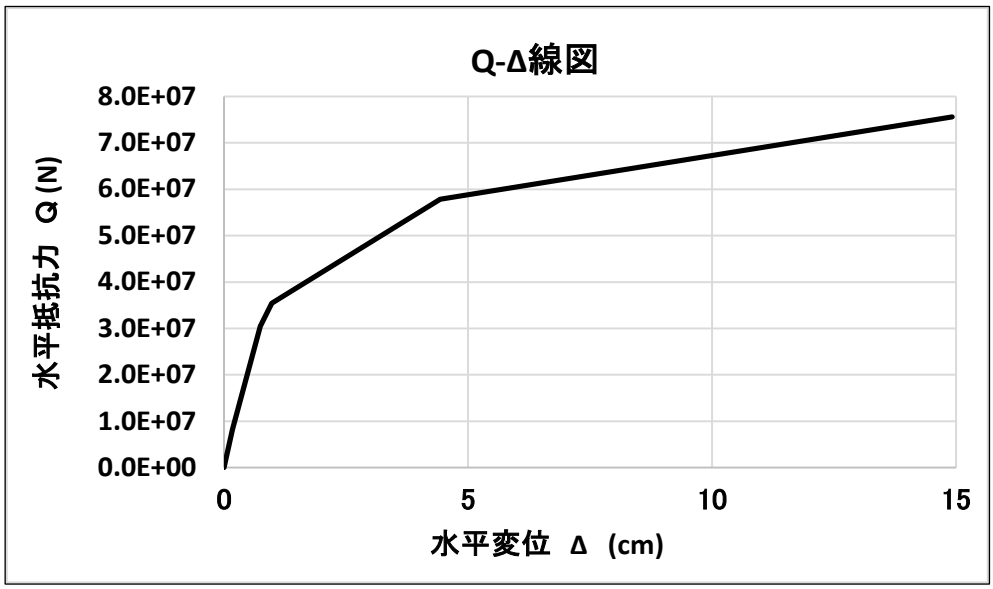


図 3.2.8 非線形水平ばねの復元力特性（Q-Δ線図）

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－θ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－θ 線図）の計算方法の定式化を検討した。構築した M－θ 線図を図 3.2.9 に示す。

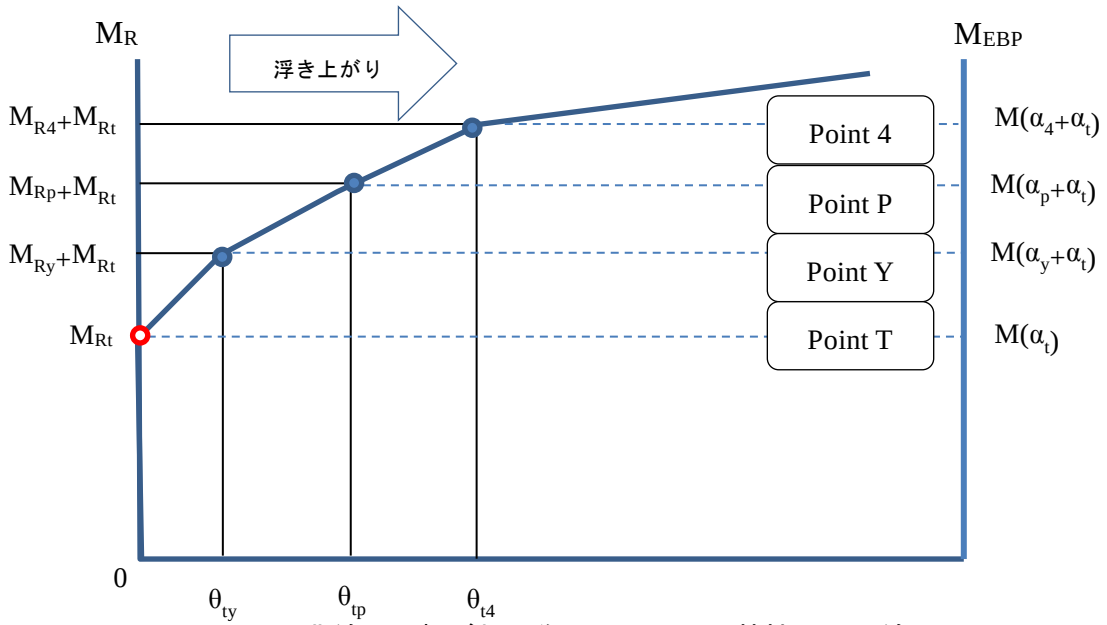


図 3.2.9　非線形回転ばねの復元モーメント特性（M-θ線図）

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
Δt4	4.25E-03	4.37E+10
Δt5	1.77E-02	5.70E+10

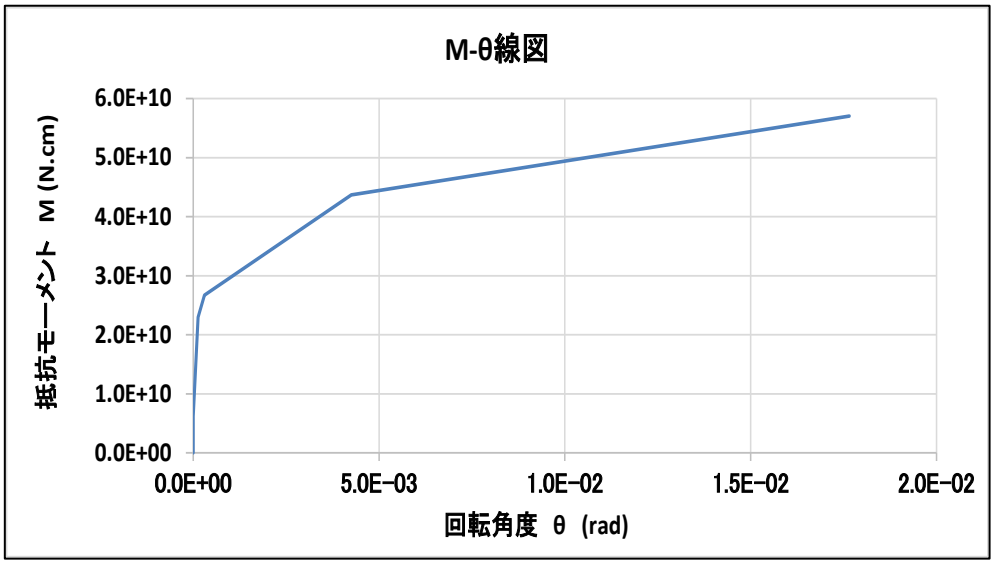


図 3.2.10　非線形回転ばねの復元モーメント特性（M-θ線図）

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。

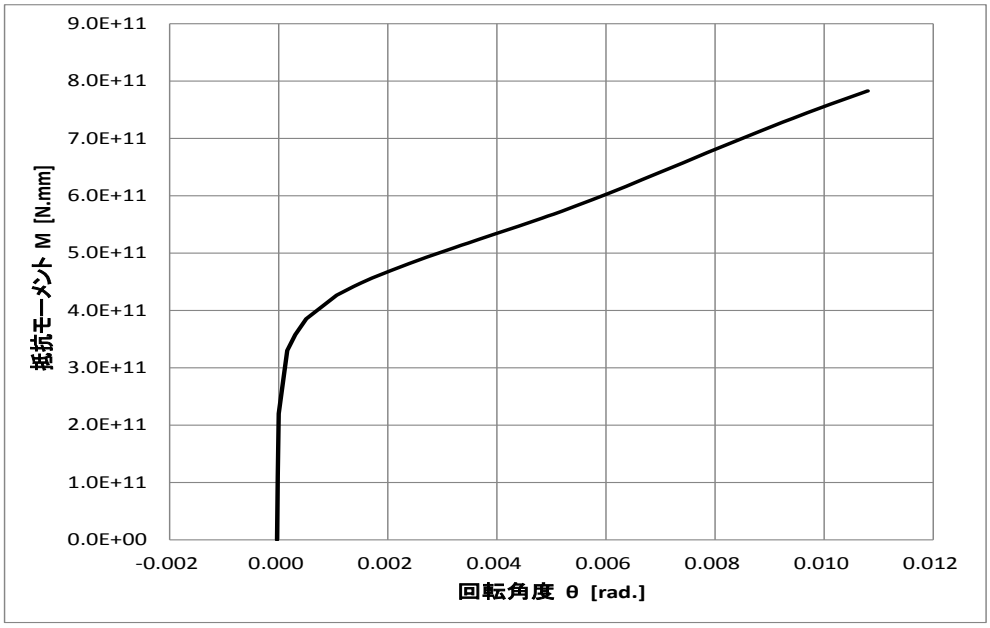


図 3.2.11　3D シェルモデルの M－θ線図

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　ta	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バルジング固有周期、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（バルジング振動）	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
バルジング振動　ばね係数	K_1	4.74E+07	N/cm
バルジング振動　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－θ 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/s^2 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 次バ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。

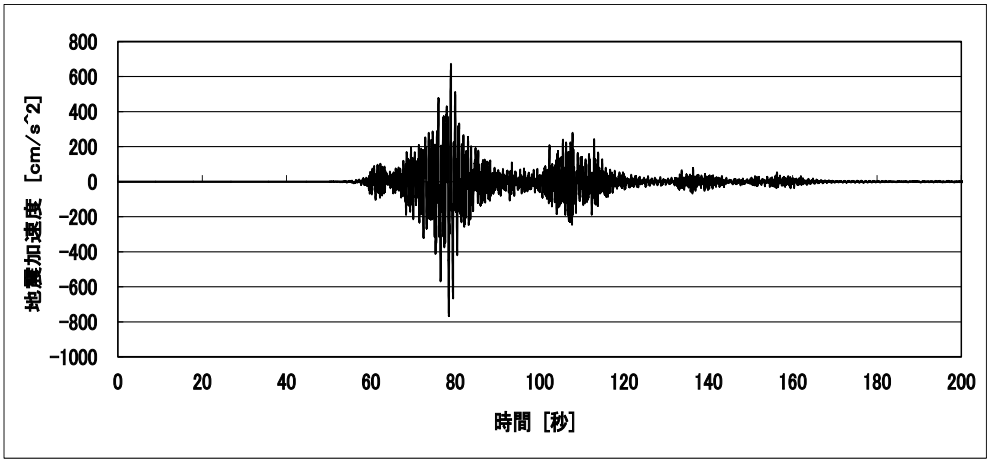


図 3.2.12　A 地区の想定地震動の加速度の波形（EW 方向）

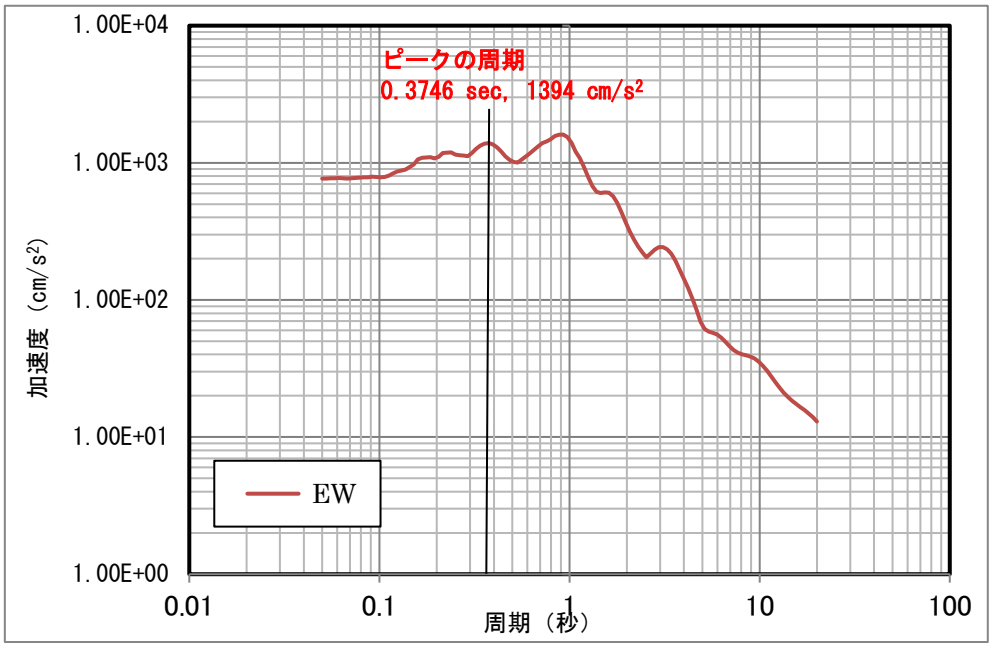


図 3.2.13　A 地区の想定地震動（EW 方向）の加速度応答スペクトル(減衰比：0.15)

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 $\delta_{u\text{-}max}$ は近似的に次式で表わされる。

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

ここで、

Δ_{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=4510cm）

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）

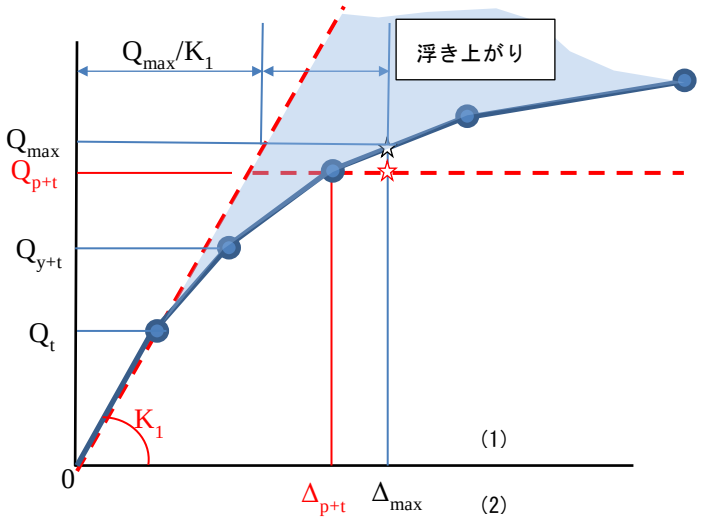


図 3.2.14　1 質点非線形ばね系モデルによる浮き上がり変位の算出の概念図

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 $\delta_{u\text{-}max}$ は近似的に次式より計算される。

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

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。

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

あるいは、

$$Kh_1 = \approx M /(W_1 H_1) \qquad (3.2.5)$$

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

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

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

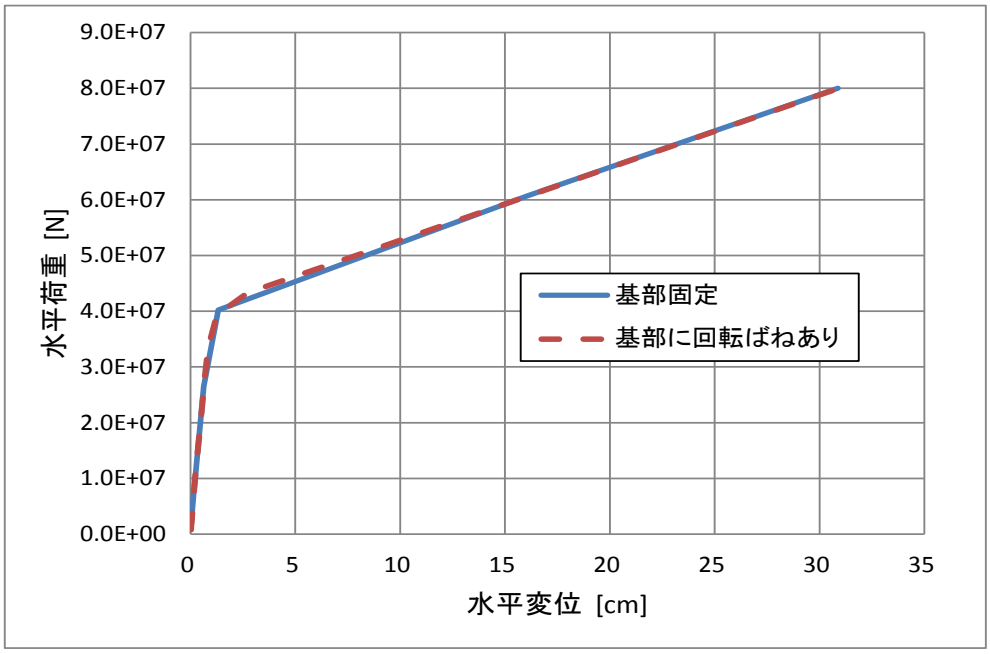


図 3.2.15　2 つの 1 質点モデルの水平変位と水平力の履歴図（正弦加振、減衰なし）

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

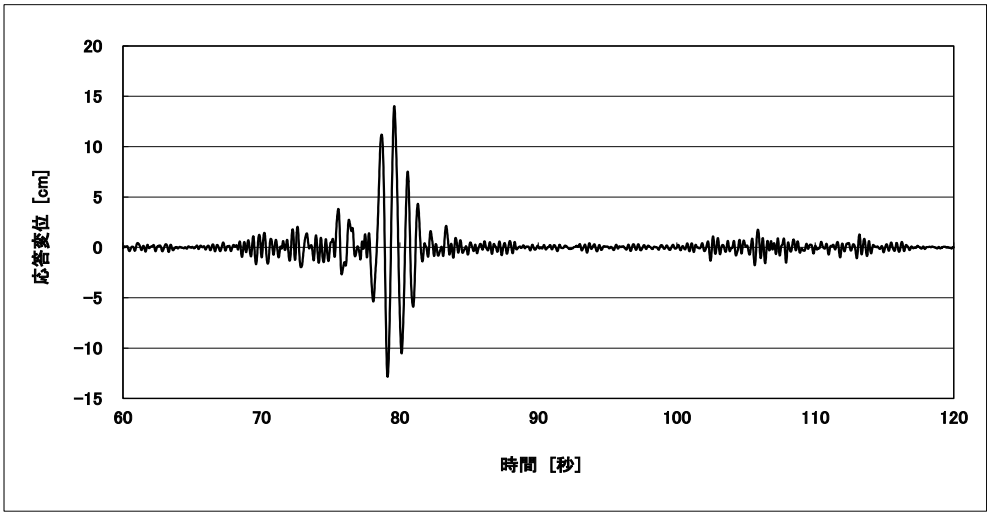


図 3.2.16 応答変位の時刻歴（定式化による Q－Δ線図使用）

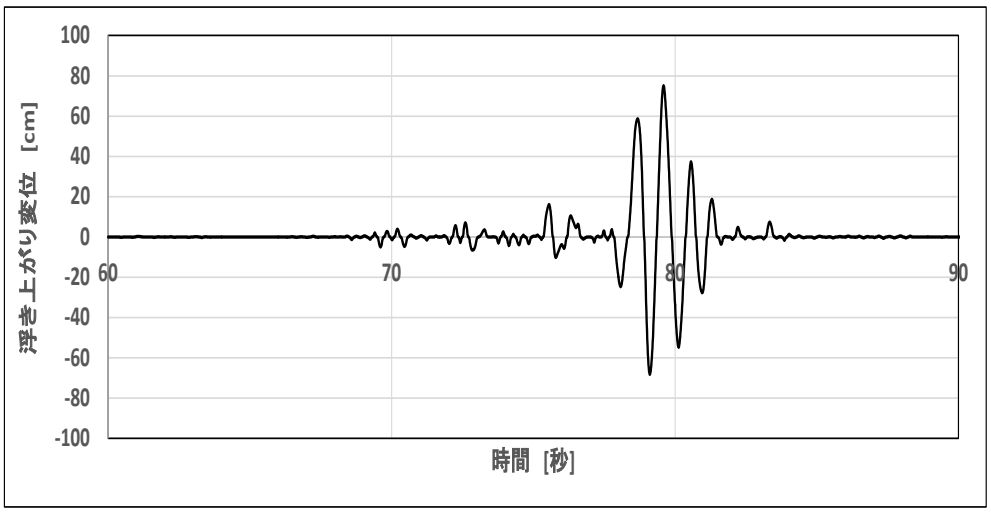


図 3.2.17　浮き上がり変位の時刻歴（定式化による Q－Δ線図使用）

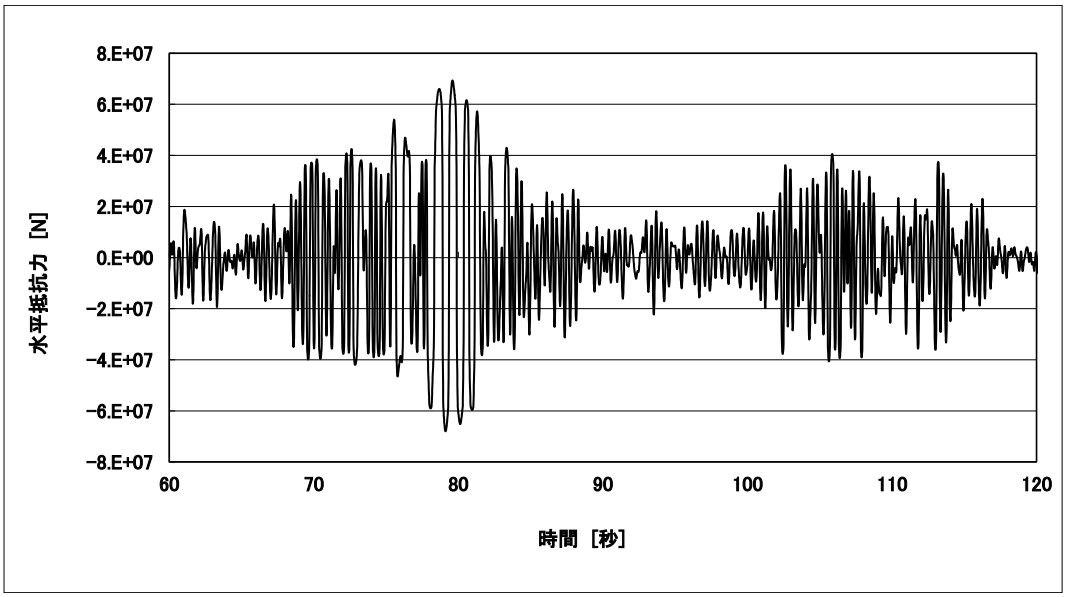


図 3.2.18　非線形水平ばねに発生した水平抵抗力の時刻歴
（定式化による Q－Δ線図使用）

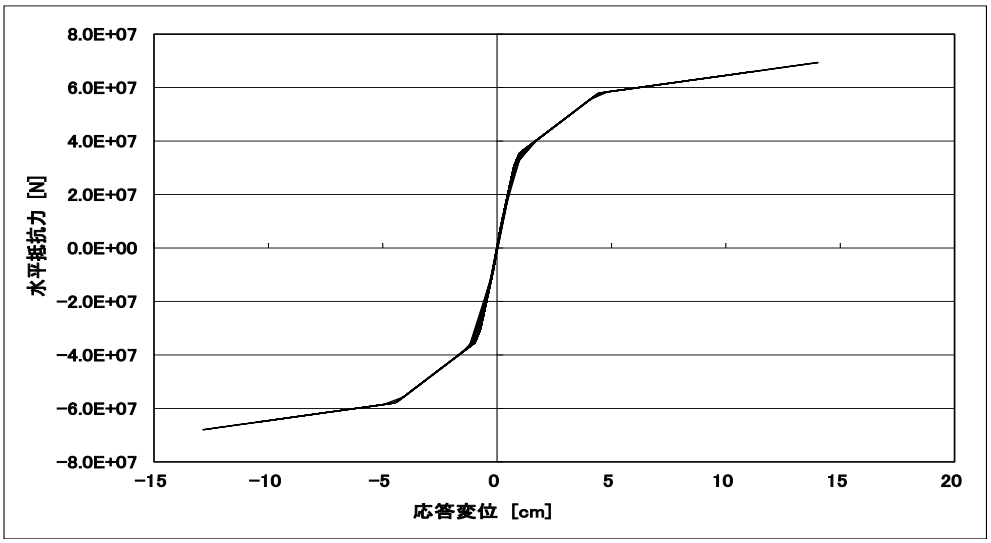


図 3.2.19　非線形水平ばねの復元力履歴図（定式化による Q－Δ線図使用）

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－θ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－θ 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－θ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

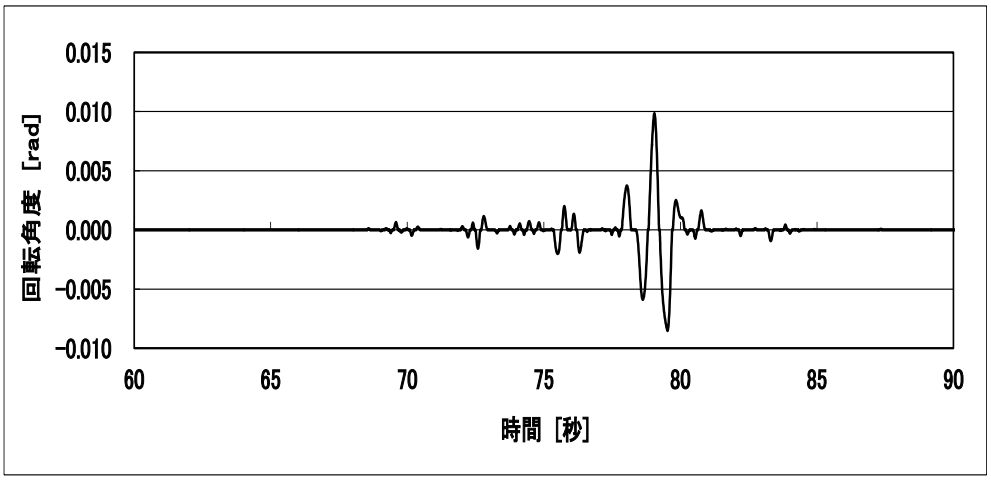


図 3.2.20　回転角度の時刻歴（3D シェルモデルの M－θ線図使用）

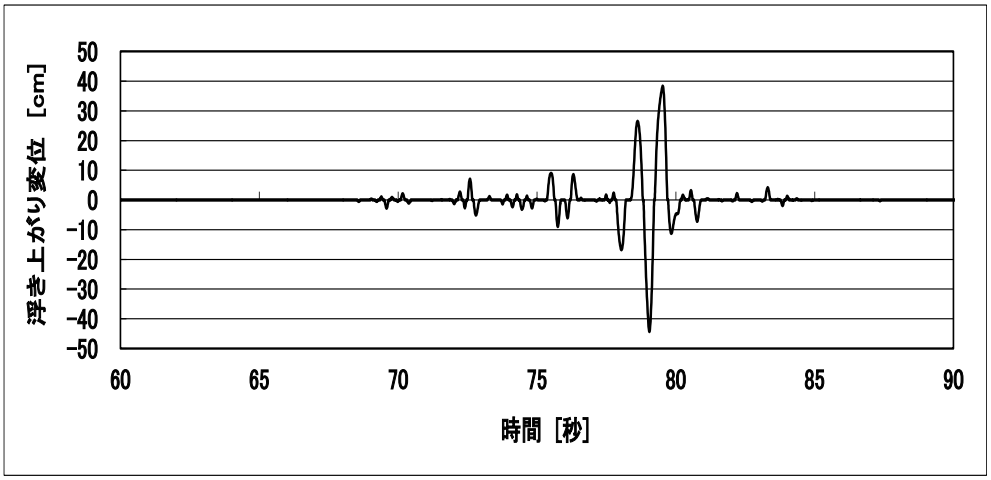


図 3.2.21　浮き上がり変位の時刻歴（3D シェルモデルの M－θ線図使用）

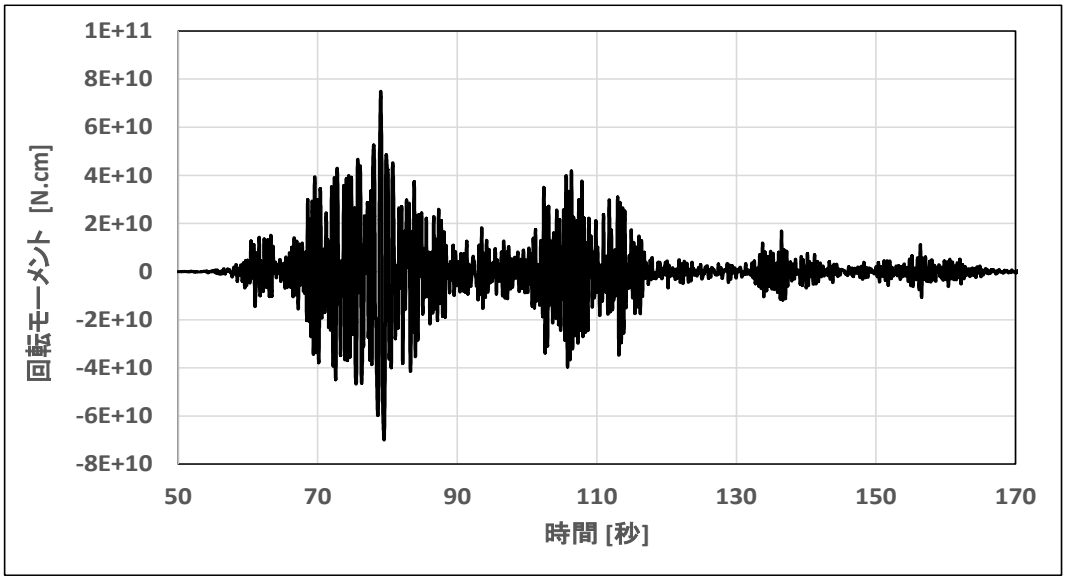


図 3.2.22　非線形回転ばねに発生した回転モーメントの時刻歴
（3D シェルモデルの M－θ線図使用）

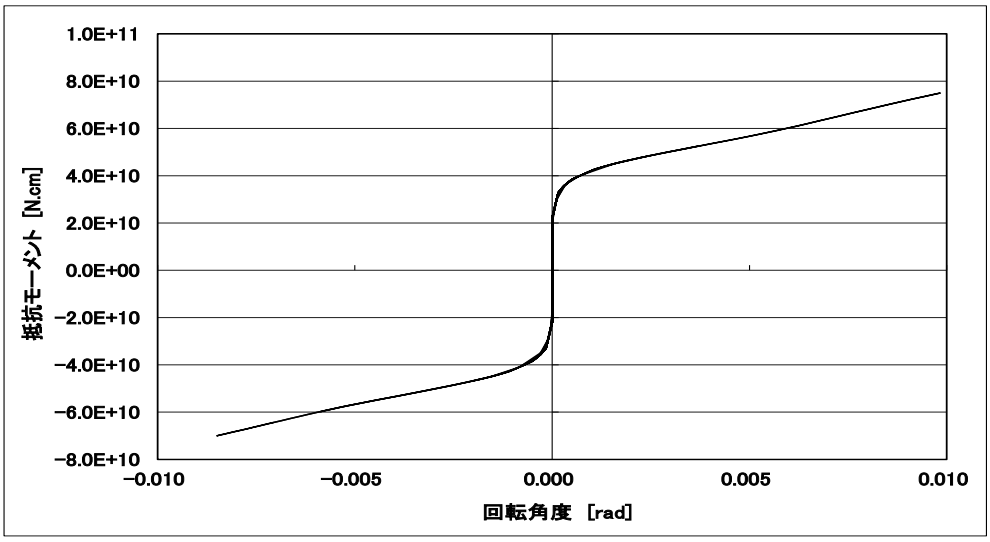


図 3.2.23　非線形ばねの復元力特性線図
（3D シェルモデルの M－θ線図使用）

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、解析を効率的に進めるため、非線形水平ばね特性に実際よりも大きな浮き上がり変位がでる 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−Δ 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−Δ 線図の特性と 3D のシェルモデルから得られた M−θ 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 （安全側の設定）	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−Δ 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−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−Δ 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−θ 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	ｼﾝｸﾞﾙﾃﾞｯｷ	5 段	9 mm	HW50	―	―	―
	浮き屋根	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。

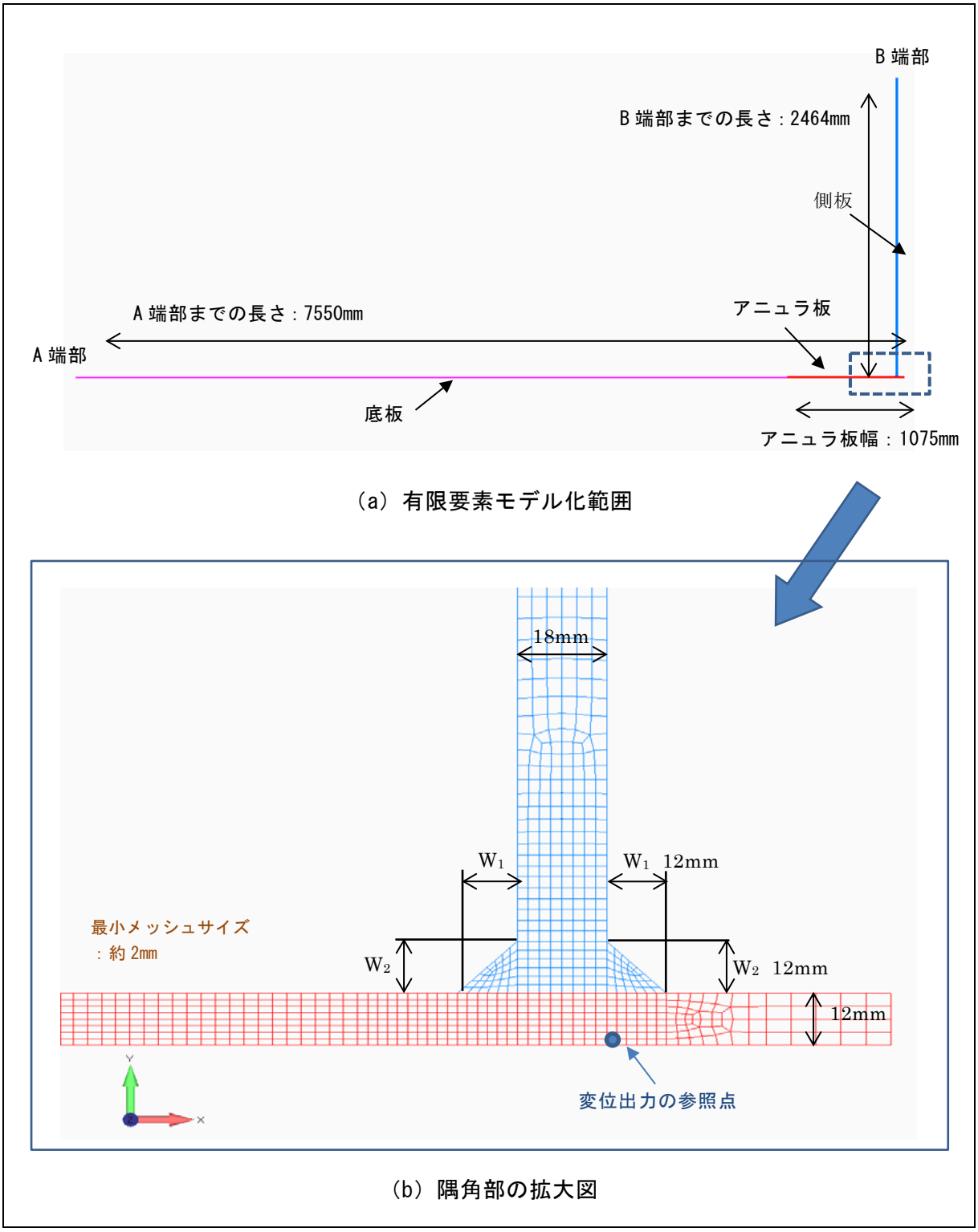


図3.3.1　隅角部の解析モデル

(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$M-\theta$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。

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

あるいは、

$$Kh_1 = \approx M /(W_1 H_1) \qquad (3.3.2)$$

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

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

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=0.18N/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 $\delta_{u\text{-}max}$（cm）	最大応答水平震度 Kh_1	動液圧 Ph_1（N/mm²）	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=0.067N/mm²（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/mm²）	Sy	490	245
引張強度（N/mm²）	Su	610	400
ポアソン比	ν	0.3	0.3
ヤング率（N/mm²）	E	205939.7	205939.7

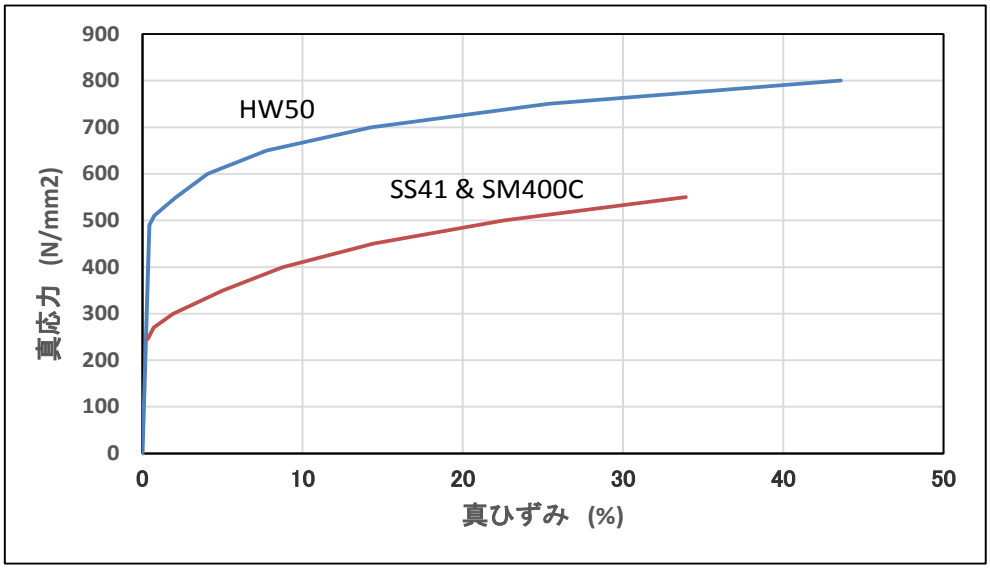


図3.3.2　弾塑性解析入力用の応力—ひずみ線図

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

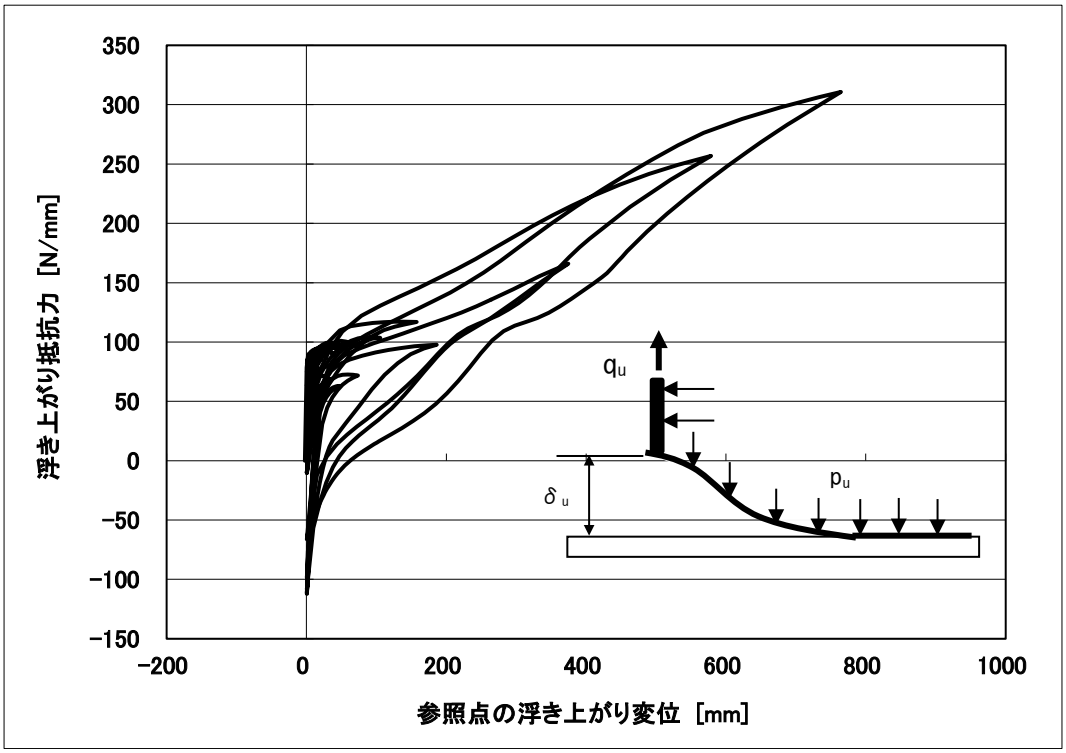


図3.3.3　浮き上がり変位（δ_u）とB端部の算定された抵抗力（q_u）の関係
（ケース1）

(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$\Delta\varepsilon_r$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。

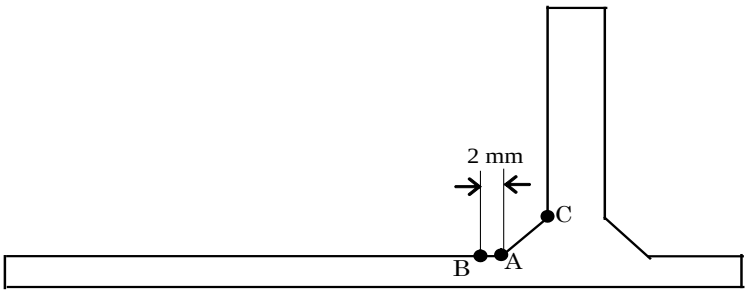


図3.3.4　ひずみ評価位置

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
		$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,z}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,z}$
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			

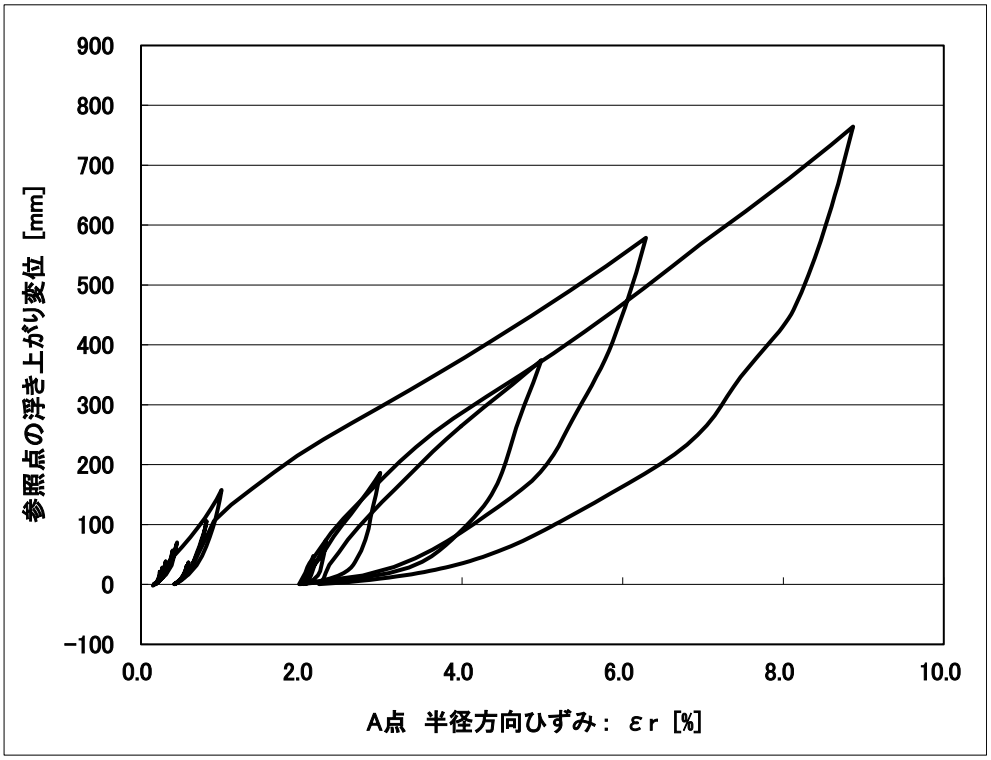


図3.3.5　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース1）

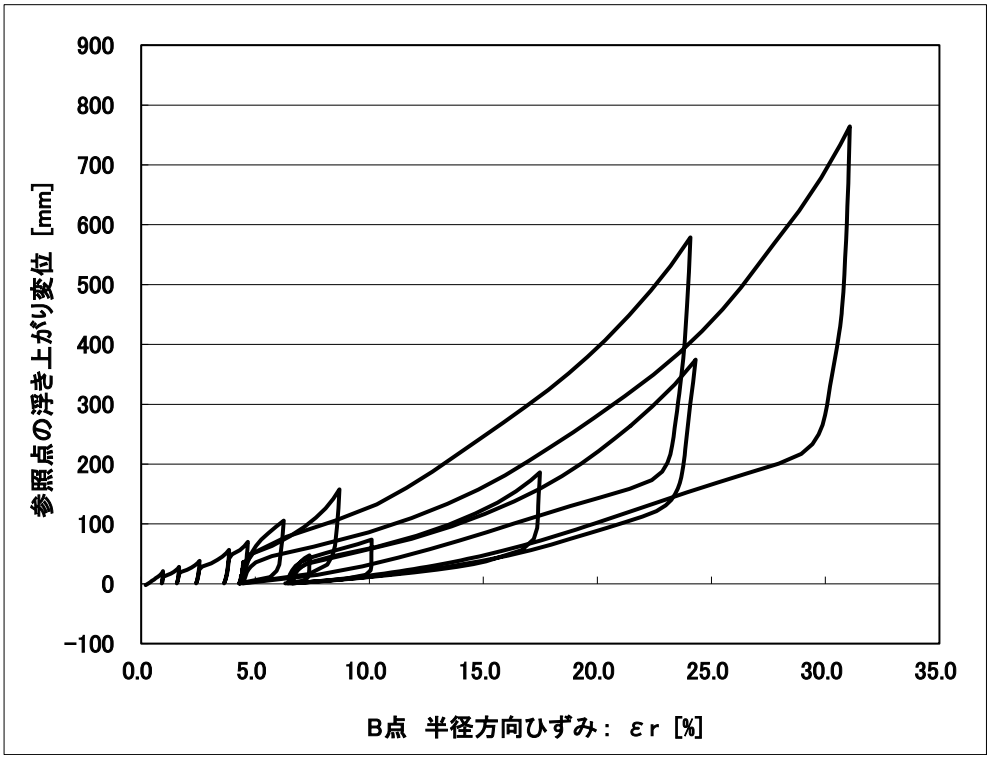


図3.3.6　浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース1）

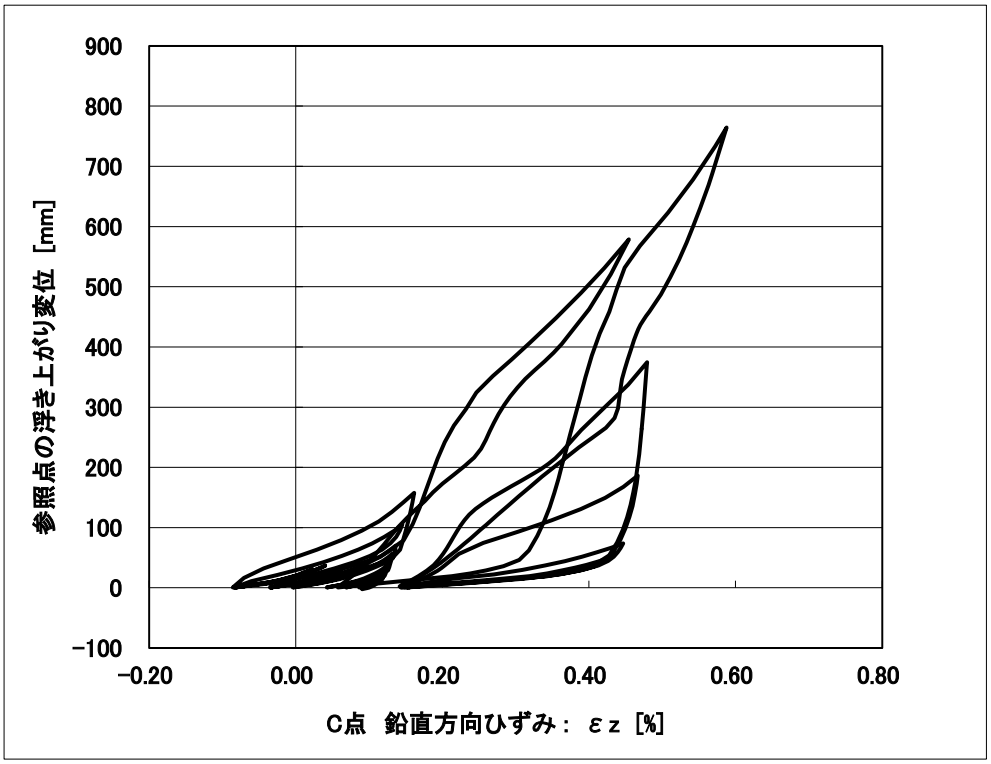


図3.3.7　浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向ひずみの関係（ケース1）

(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。

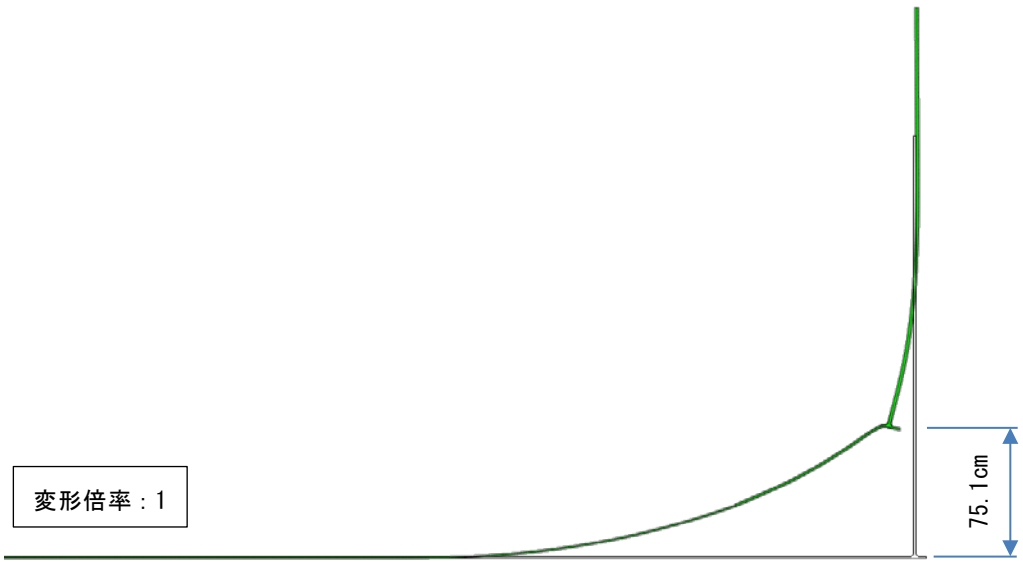


図 3.3.8　浮き上がり時の隅角部の変形図
（ケース 1：最大浮き上がり 75.1cm）

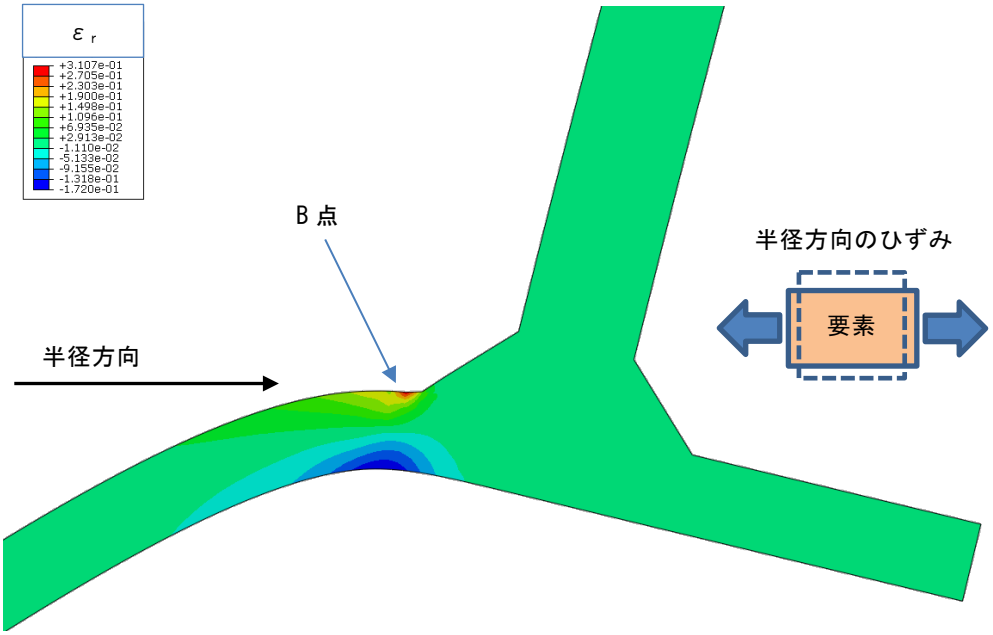


図 3.3.9　隅角部の半径方向ひずみ成分 ε_r 分布図
（ケース１：最大浮き上がり 75.1cm）

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

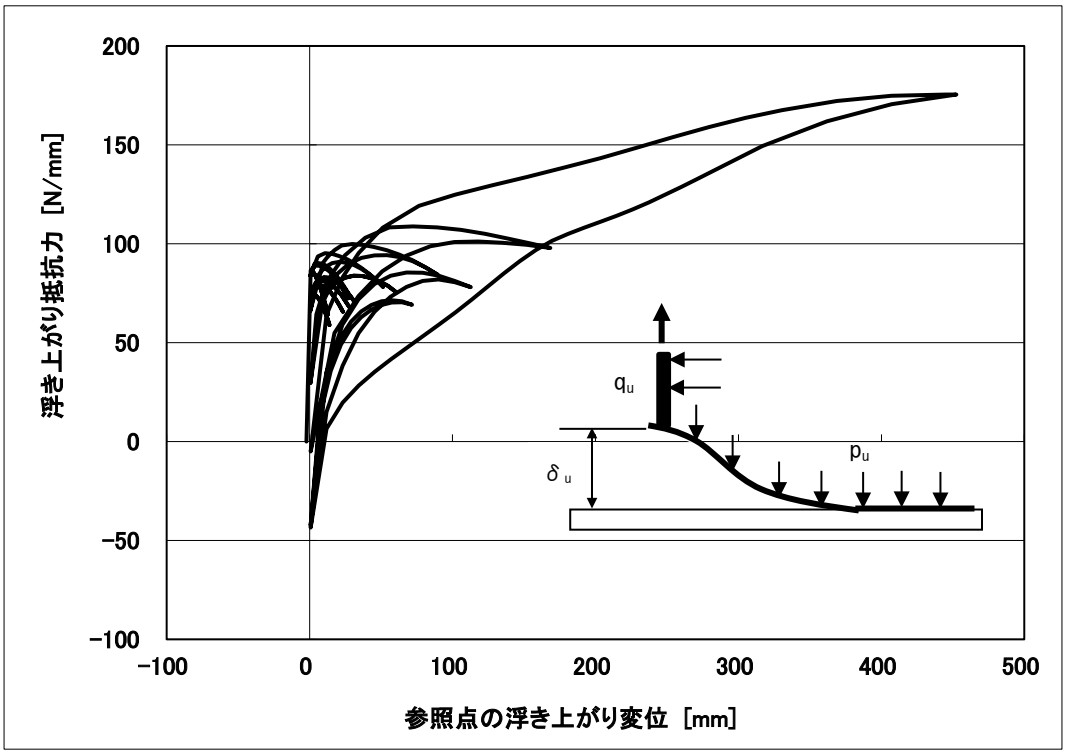


図3.3.10　浮き上がり変位（δ_u）とB端部の算定された抵抗力（q_u）の関係（ケース2）

(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$\Delta\varepsilon_r$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。

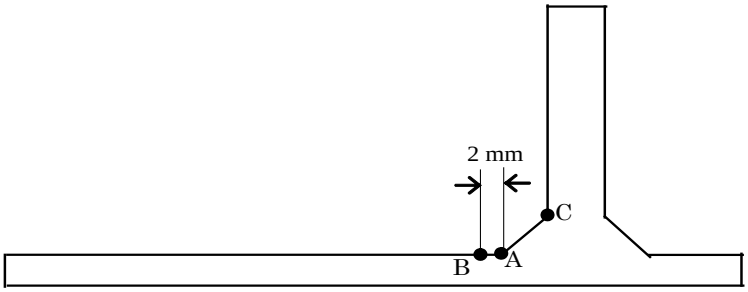


図3.3.11　ひずみ評価位置

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
		$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,r}$	$\varepsilon_{,z}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,r}$	$\Delta\varepsilon_{,z}$
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			

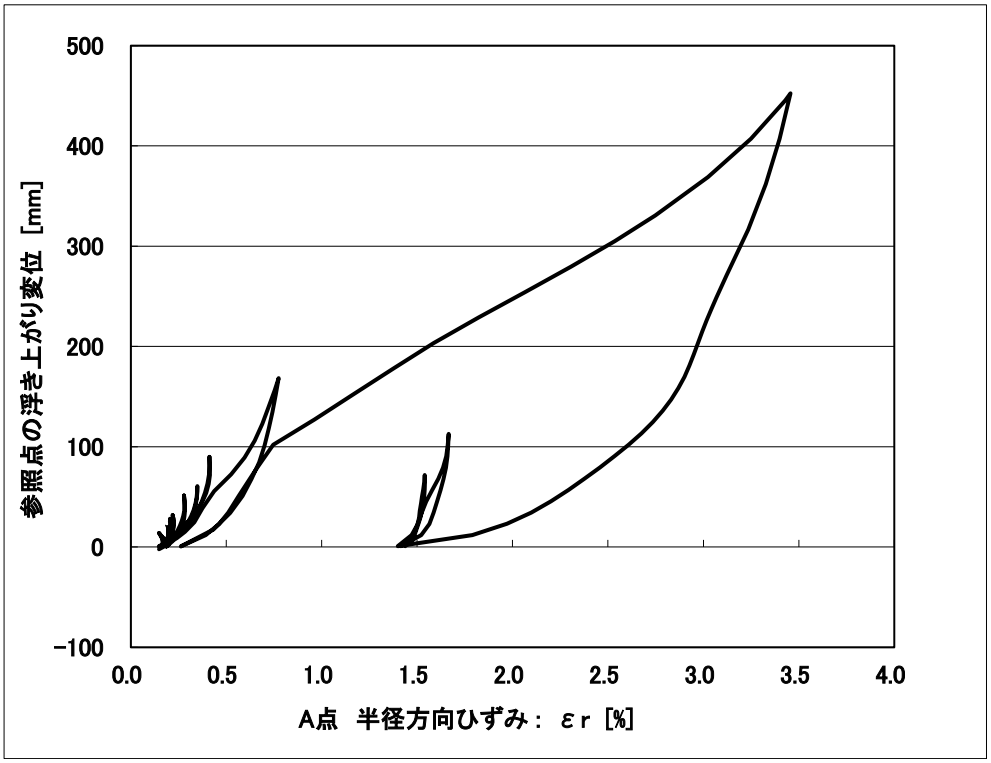


図3.3.12　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース2）

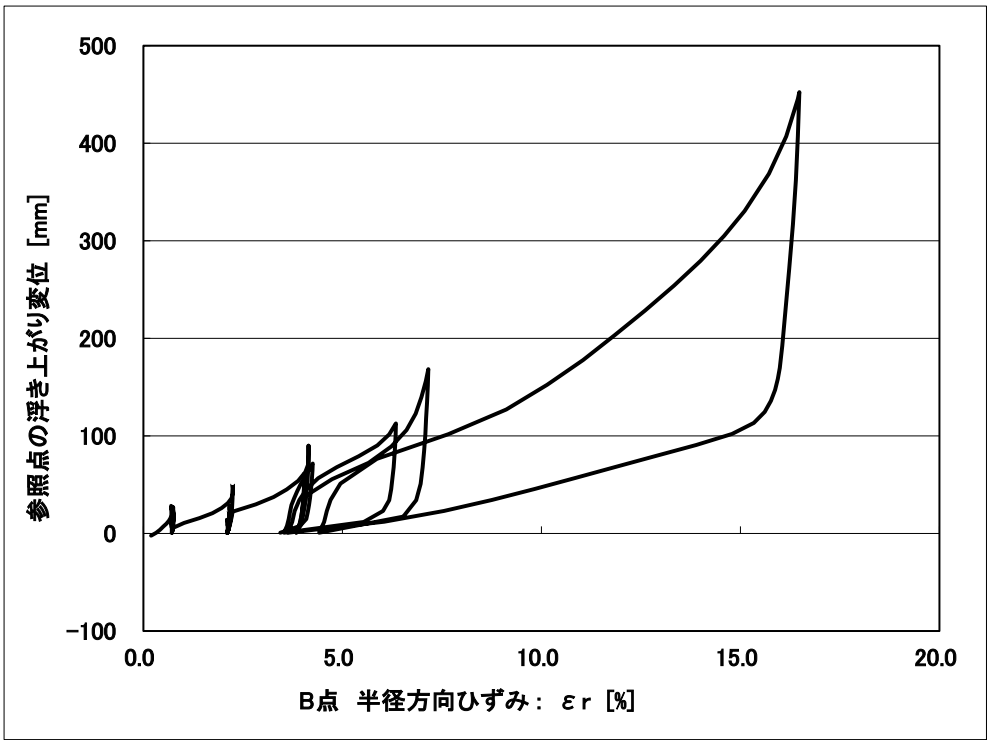


図3.3.13　浮き上がり変位とB点に発生した半径方向ひずみの関係（ケース2）

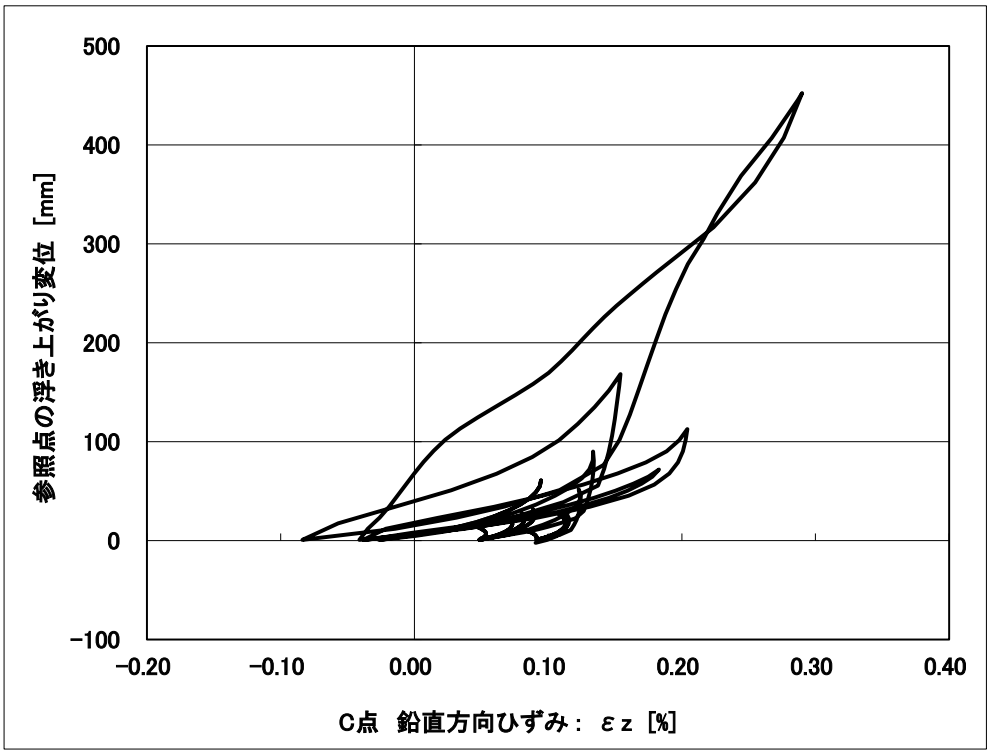


図3.3.14　浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向ひずみの関係（ケース2）

(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。

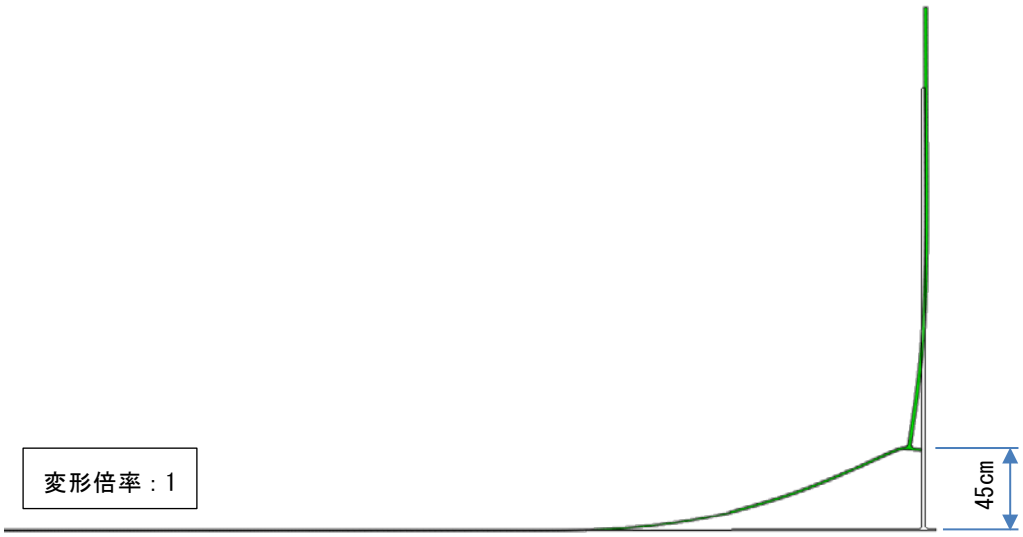


図 3.3.15　浮き上がり時の隅角部の変形図
（ケース 2：最大浮き上がり 45cm）

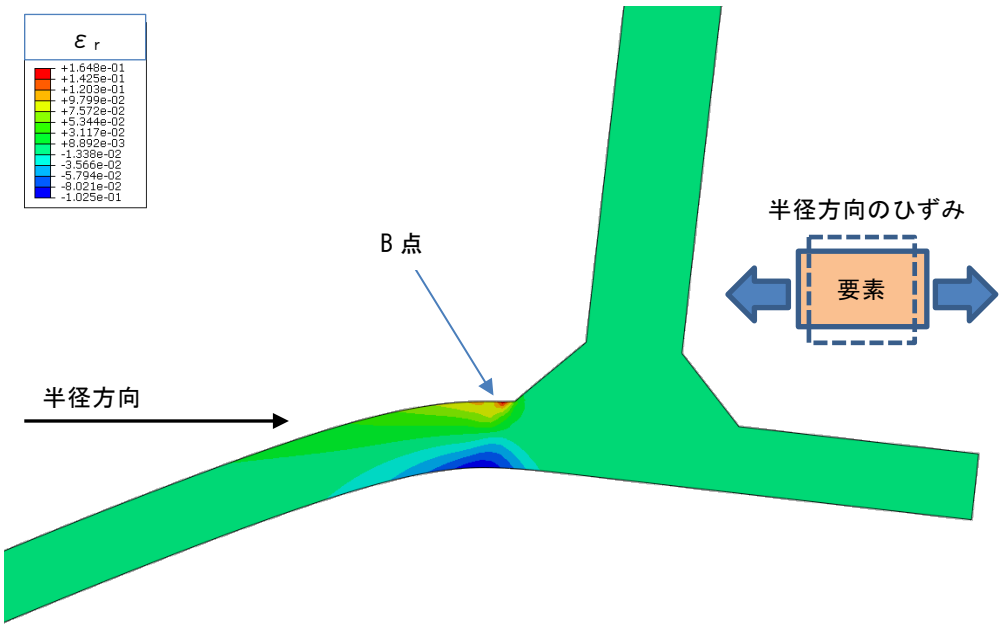
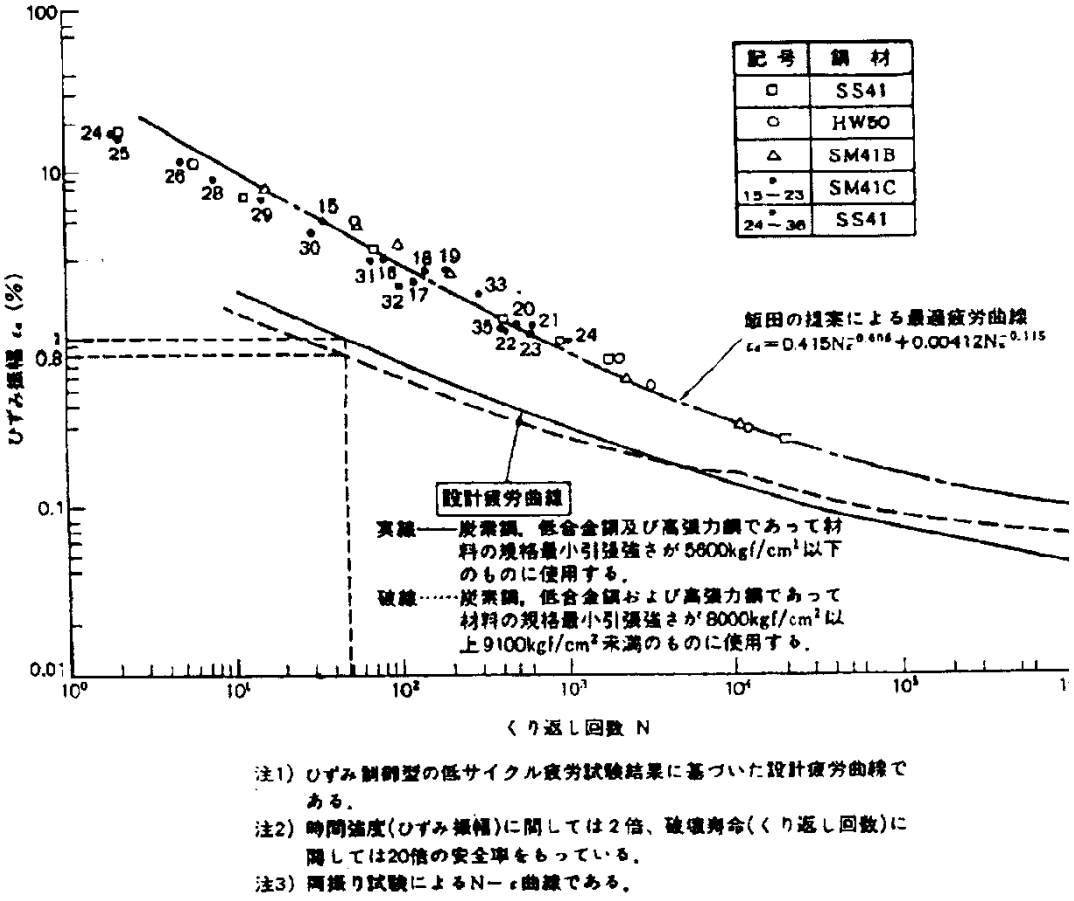


図 3.3.16　隅角部の半径方向ひずみ成分 ε_r 分布図
（ケース 2：最大浮き上がり 45cm）

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 Nc をひずみ両振幅 Δε(=2εa、εa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)。

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



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。

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

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 Nc 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−θ 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 $\Delta\varepsilon_r$（%）	繰り返し回数 n	許容繰り返し回数 Nc	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。

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

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 Nc 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 Nc	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。

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

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ィ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。

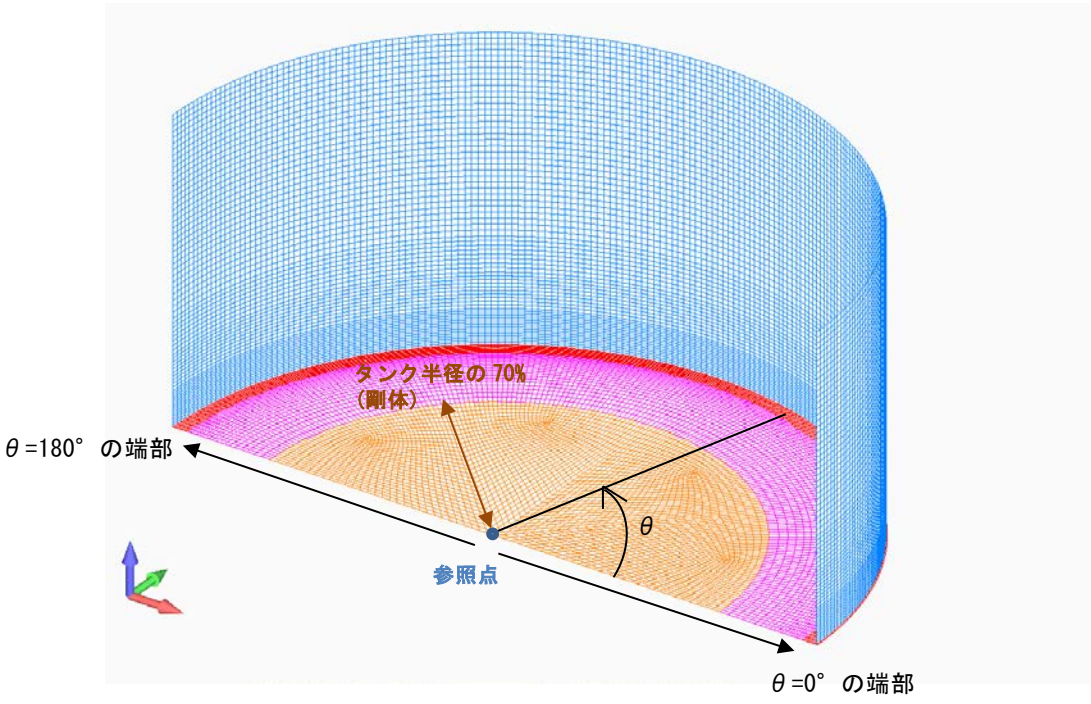


図3.4.1　旧法タンクNo.3の3次元シェルモデル

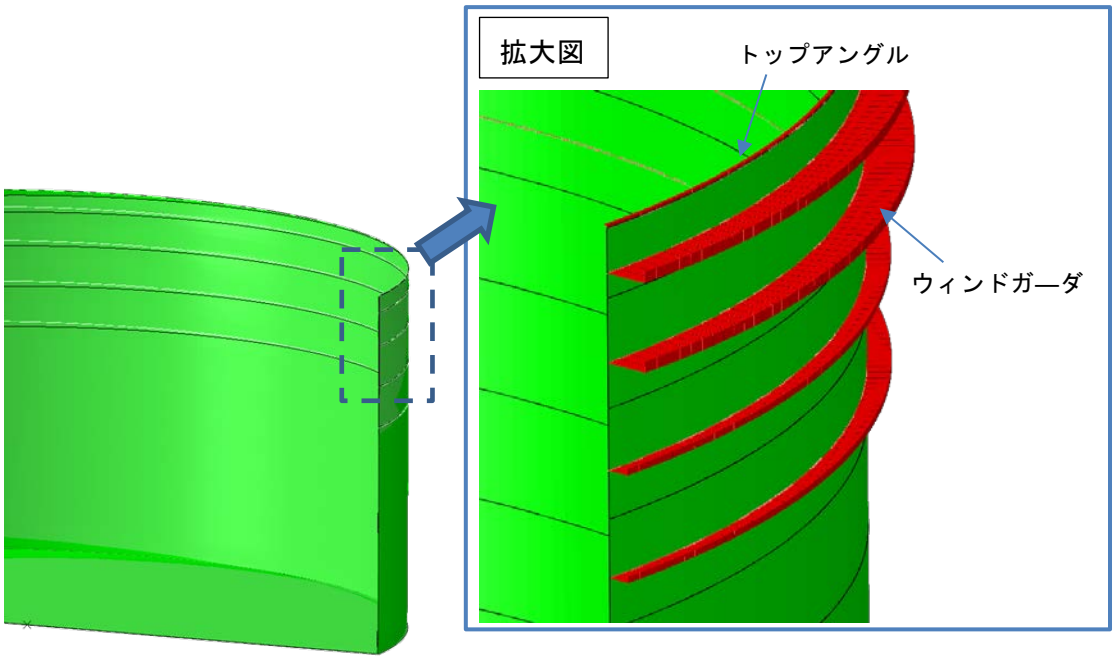


図3.4.2　タンクモデルのトップアングル及びウィンドガータ

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。

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

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。

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

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

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。

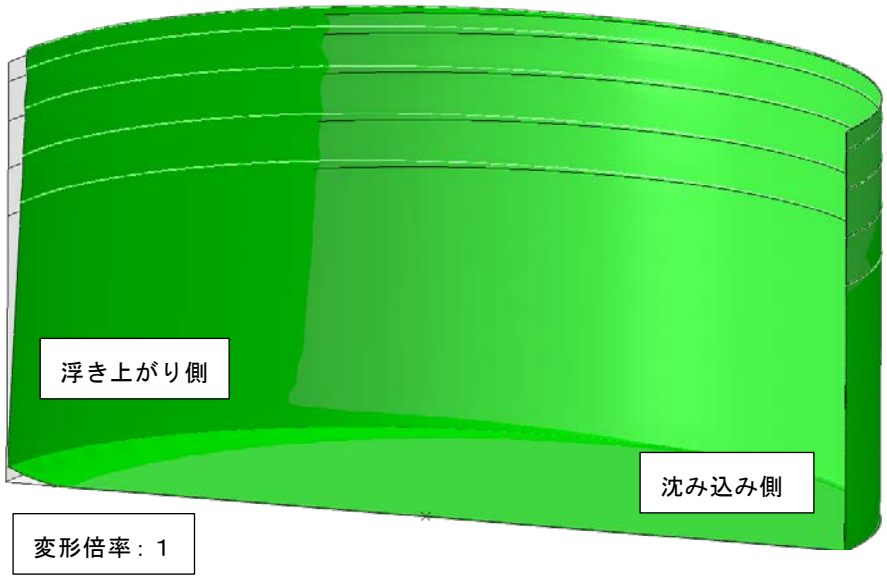


図3.4.3 変形図（75.1cm浮き上がり時）

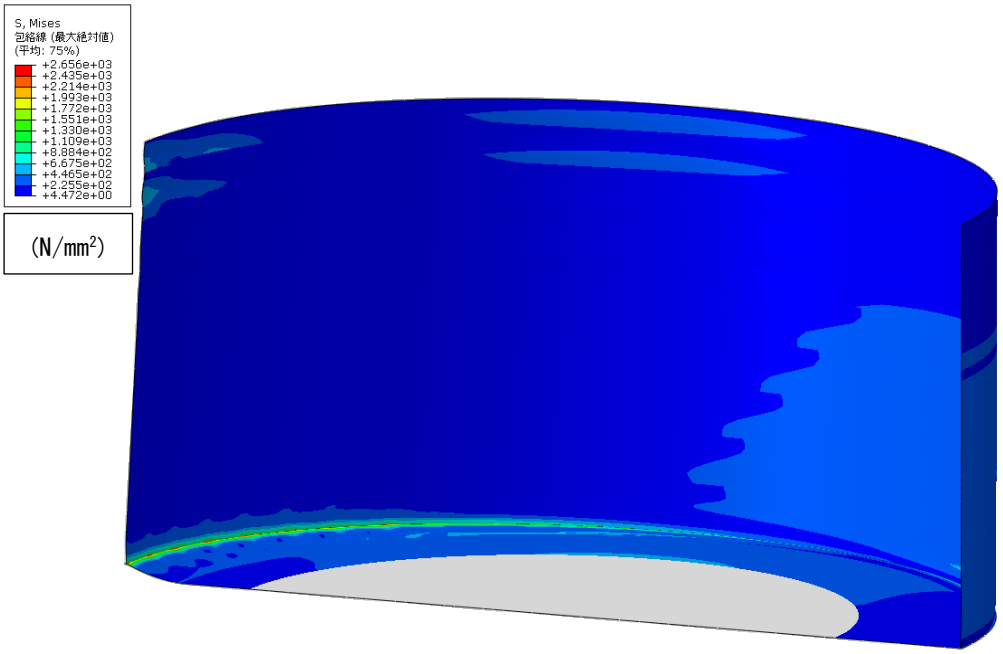


図 3.4.4　相当応力分布図（75.1cm 浮き上がり時）

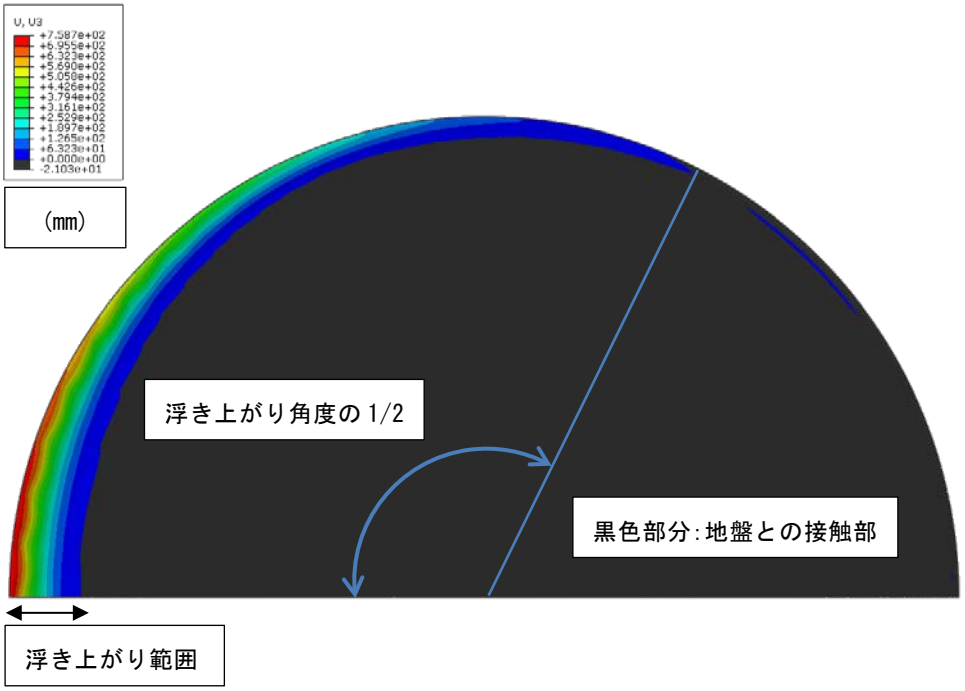


図3.4.5　浮き上がり範囲（75.1cm浮き上がり時）

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/mm^{2}であった。

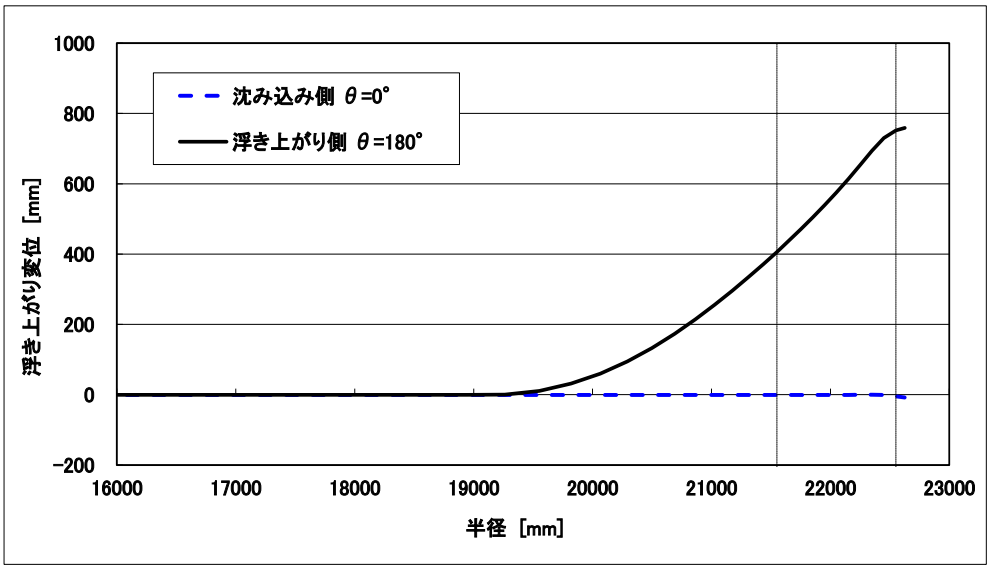


図3.4.6　側板下端部の半径方向に対応する軸方向変位

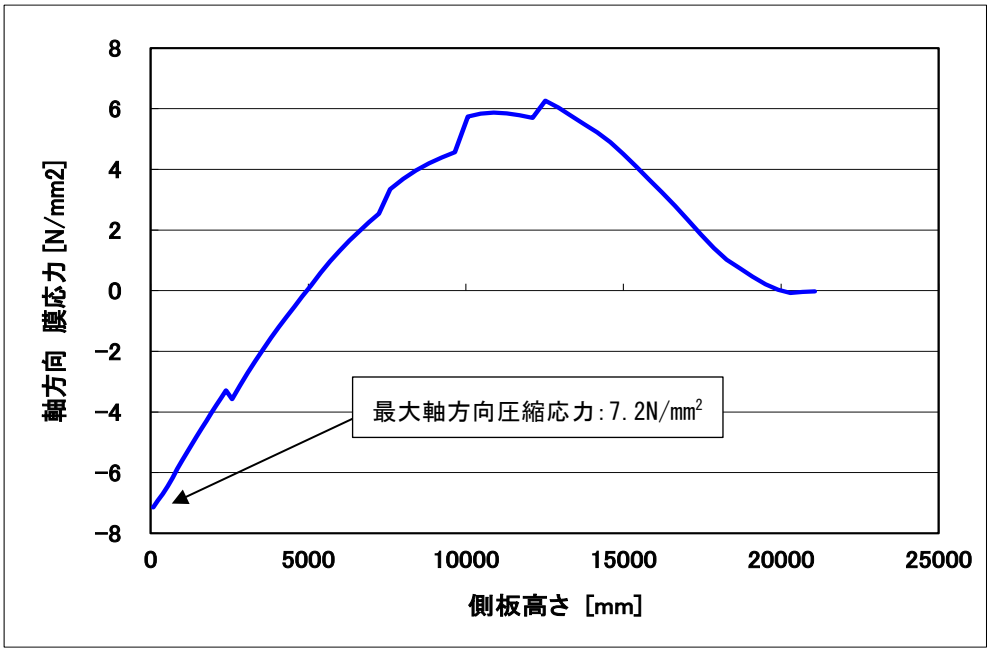


図3.4.7　側板に発生した軸方向の膜応力と側板の高さの関係（沈み込み側）

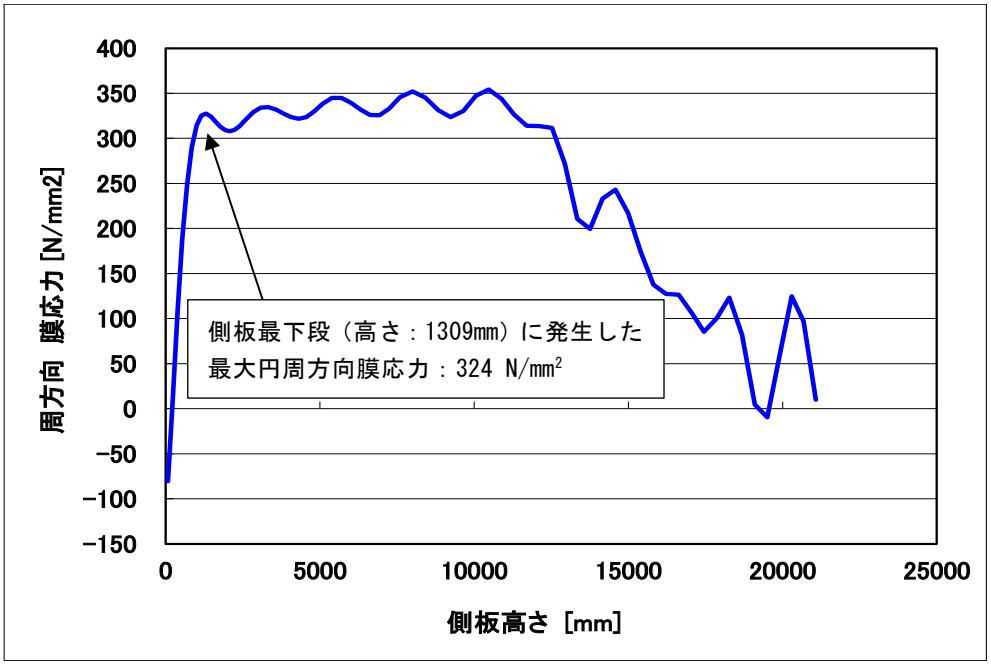


図3.4.8　側板に発生した円周方向の膜応力と側板の高さの関係（沈み込み側）

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。

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

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。

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

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

当該タンク材料のヤング率 E=205939.7 N/mm^2、側板厚 t_s=18mm、内径 D=45100mm を代入すると、軸圧縮限界座屈応力 σ_{cr} =32.9 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、解析を効率的に進めるため、非線形水平ばね特性に実際よりも浮き上がり変位が大きくなる 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−Δ 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−Δ 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−θ 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 （安全側の設定）	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−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。

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 N/mm^2 ＜ 軸圧縮座屈限界応力 32.9 N/mm^2
・側板下端の最大軸圧縮応力 7.2 N/mm^2 ＜ 象の脚座屈限界応力 28.4 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－Δ 線図を非線形水平ばねとした場合）では、安全側に設定した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－θ 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。

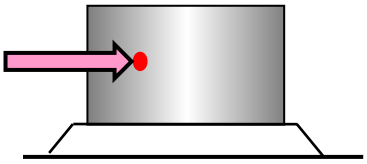
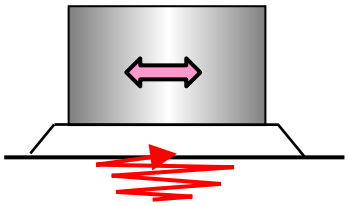
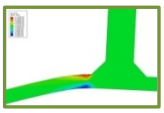
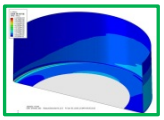
4　屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析のまとめ

4.1　屋外貯蔵タンク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 秒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） 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。

4.3　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、解析を効率的に進めるため、非線形水平ばね特性に実際よりも浮き上がり変位が大きくなる 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−Δ 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−Δ 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−θ 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 （安全側の設定）	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。

参考資料 1

質点系モデルの入力諸元の計算結果

仙台・塩釜特防区域旧法タンク No.4 及び広野特防区域新法タンク No.3 の質点系モデルの諸元計算シートを以下に示す。

(1) 仙台・塩釜特防区域旧法タンク No.4

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）

公称容量	VOL(kl)	2272	(kl)
貯槽内径	D	14630	(mm)
側板高さ	Hmax	14632	(mm)
最下段側板厚	t_S	9	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	7	(mm)
アニュラ板厚	t_b	9.76	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	12123	(mm)
液密度	γ	8.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	1.21	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.83	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		7.15E-01	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		6.60E-01	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		4.16E-01	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		4.63E-01	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		1.01E-01	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	3.48E+02	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	4.76E+01	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	6.08E+01	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	1.30E+01	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	4.12E+01	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	5.11E+05	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.1542	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.2574	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	1.70E+07	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	1.75E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.25E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.15E+07	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.71	(－)
	f_{w1}	0.66	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		504.27	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		561.32	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.42	(－)
	f_{h1}	0.46	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	111.16	(N/cm)
ばね係数	K_b	1.95E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	396.52	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	507.68	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	3.04E+06	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	0.16	(cm)
減衰係数	C	1.44E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	2.61	(－)

(2) 広野特防区域新法タンク No.3

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）

公称容量	VOL(kl)	50000	(kl)
貯槽内径	D	61000	(mm)
側板高さ	Hmax	21000	(mm)
最下段側板厚	t_S	26	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23	(mm)
アニュラ板厚	t_b	18	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	490.00	(N/mm^2)
最高液高さ	H	14562.35	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	4.19	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.24	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.28	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.27	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.38	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.14	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	6.77E+02	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	4.32E+03	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	1.11E+07	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.2695	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3922	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	3.96E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	4.07E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.16E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.09E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.28	(－)
	f_{w1}	0.27	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		582.57	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		553.15	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.38	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	578.45	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.07E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	1198.29	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1776.74	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.27E+08	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	2.09	(cm)
減衰係数	C	1.44E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	11.0	(－)

参考資料 2

地下逸散減衰を含むタンクの逸散減衰の設定についての理論的検討

1　目的

東北地方太平洋沖地震の発生後に、屋外貯蔵タンクでは、タンクの側板の浮上りについての痕跡は、確認できていない。本検討においては、質点系モデルの浮上り解析を実施するに当り、本検討での解析の結果がこのような実現象に近い結果を再現できるように、タンクに適用する地下逸散減衰を含む等価減衰を適切に設定することを目的とする。

2　基本方針

質点系モデルの地震応答解析の結果から、仙台・塩釜地区及び広野地区においては、EW 方向の地震波によるタンクの浮上りが大きいという結果となった。よって、本検討では、仙台・塩釜地区及び広野地区におけるタンクを対象として地下逸散減衰を含む等価逸散減衰を推定し、全てのタンクの等価逸散減衰のうち最小値を選択し、その値を一律に全タンクの等価逸散減衰と設定するものとする。下記の参考文献を用いた検討手順は以下のとおり。

(1) 地震動が小さな場合の地下逸散を考慮した等価減衰定数の推定

文献①の梅林らの方法により、各タンクの諸元および設置地盤のせん断波速度（V_s）から推定する地下逸散減衰を考慮した等価減衰定数を算定する。

(2) 地震動が大きな場合の地盤の V_s 値の低減率の推定

文献②及び③より、地下逸散減衰は、地盤の V_s に反比例するとされている。

その理論に則り、地震動が大きな場合の等価減衰定数を算定するため、地震動が大きな場合の V_s 値の推定を行う。文献④においては、地表面の震度が最大 0.3 のときの V_s 値の低減率が与えられている。これらの値と、地盤応答解析から推定される V_s 値の低減率の推定値を採用する。

(3) 地震動が大きな場合の等価減衰定数の推定

仙台・塩釜地区、および広野地区における全検討対象タンクの大地震時の等価減衰定数の推定を行い、今後、全タンクの質点系モデルでの応答解析に適用する一律の等価減衰定数を設定する。

参考文献

①梅林、他 4 名；平底円筒形貯槽の地下逸散減衰、圧力技術、第 21 巻、第 1 号、1983 年
②日本建築学会；容器構造設計指針・同解説、2010
③山本；平底円筒形貯槽の耐震設計上の諸問題、日本機械学会誌、第 87 巻、第 792 号、昭和 59 年 11 月
④Eurocode 8: Design provisions for earth quake resistance of structures, Part 5. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, DD ENV 1998-5: 1996

3　検討結果

文献①の梅林らの方法により、各タンクの諸元および設置地盤のせん断波速度（V_s）から推定する地下逸散減衰を考慮した等価減衰定数を算定した結果を表 1 及び表 2 に示す。

また、文献②及び③から、構造物と地盤の系を連続するせん断棒と仮定した 1 次元波動理論によれば、地下逸散減衰に対応する減衰定数 h は次式により表わされる。

$$h = \frac{2\rho_0 V_0}{\pi \rho_1 V_1}$$

ρ_0，ρ_1　：構造及び地盤の密度（kg/m^3）

V_0，V_1　：構造及び地盤のせん断波速度（m/s）

上記の式の $\rho_0 V_0 / \rho_1 V_1$ は貯槽と地盤の波動インピーダンス比で、この値が大きいものほど、地下逸散減衰は大きくなる。このインピーダンス比は地盤の剛性の（V_s）には反比例している。そこで、地震動が大きな場合の地盤の V_s の低減率を推定し、この関係を利用して地震動が大きな場合の地下逸散減衰定数を推定する。

文献④によると、地表面震度が 0.3 のとき、20m 以浅の地盤における V_s の標準的な低減率は 0.6 と示されている（V_s が 300m/s 以下の場合に限る）。地表面震度が 0.3 より大きければ、より大きな低減率が期待できるが、ここでは安全側の値として 0.6 を採用することとし、上記条件に合致する仙台・塩釜地区ケース①の地盤の V_s、及び広野地区の地盤の V_s の低減率に適用する。また、仙台・塩釜地区ケース②の地盤の V_s の低減率については、東北地方太平洋沖地震の模擬地震波で地盤応答解析を実施し、その結果として得られた 0.57 を大ひずみ時の V_s の低減率とする。

以上から、大ひずみ時の V_s の低減を考慮した地下逸散減衰を含む等価減衰定数を表 1 及び表 2 の最も右の欄に示す。以上の結果から、最も小さい等価減衰定数は 15%となり、今後の全タンクの質点系モデルの応答解析に適用する地下逸散減衰を考慮した一律の等価減衰定数を 15%と設定する。

表１　仙台・塩釜地区の再現地震波 EW による屋外貯蔵タンクの浮き上がり解析結果及び地盤の逸散減衰を含む等価逸散減衰定数

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 (%)	最大浮上り変位 (cm)	浮上り回数正負合計	周期 Tb (s)	液高 (m)	貯蔵内径／液高	地盤の V_s (m/s)	文献①の等価減衰定数(%)	地盤の V_s の低減率	V_s の低減率を考慮した等価減衰定数 (%)
1	RG	27.50	1542	1218	79	0.1	3	0.110	10.1	2.71	140	18.0	0.57	31.6
2	ｶﾞｿﾘﾝ	13.54	1570	1262	80	0	0	0.106	8.7	1.55	140	11.8		20.7
3	軽油	13.54	1780	1408	79	0.2	5	0.112	9.8	1.39	140	10.5		18.4
4	LSA	14.63	2272	2040	90	6.3	25	0.154	12.1	1.21	140	8.6		15.0
5	灯油	17.07	3425	2689	79	2.9	10	0.145	11.8	1.45	140	11.0		19.4
6	ﾅﾌｻ	23.248	5540	5300	96	0.1	1	0.159	12.7	1.83	140	14.9		26.1
7	重油	26.151	10930	8400	77	0.8	6	0.171	15.7	1.67	140	13.4		23.5
8	軽油	37.776	22450	17100	76	1.3	1	0.253	15.3	2.47	140	17.9		31.4
9	ｶﾞｿﾘﾝ	58.113	53620	48200	90	1.6	1	0.309	18.1	3.21	150	16.1	0.60	26.8
10	原油	78.471	98060	86800	89	0	0	0.343	18.1	4.34	150	11.7		19.5

タンク No.1～8 はケース②を適用、タンク No.9～10 はケース①を適用

表２　広野地区の再現地震波 EW による屋外貯蔵タンクの浮き上がり解析結果及び地盤の逸散減衰を含む等価逸散減衰定数

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 (%)	最大浮上り変位 (cm)	浮上り回数正負合計	周期 Tb (s)	液高 (m)	貯蔵内径／液高	地盤の V_s (m/s)	文献①の等価減衰定数(%)	地盤の V_s の低減率	V_s の低減率を考慮した等価減衰定数 (%)
1	軽油	15.5	2000	1477	74	0.5	6	0.115	7.9	1.95	180	12.7	0.60	21.1
2	燃料	61.0	50000	35955	72	0	0	0.268	12.6	4.83	180	9.0		15.0
3	燃料	61.0	50000	41654	83	4.5	4	0.294	14.6	4.19	180	10.8		18.0

以上

参考資料３

3-1　減衰比 10%および Q_y 算出に側板重量を考慮しない条件での質点系による浮き上がり解析結果

第 2 章、1 での検討（減衰率を 15%、Qy 補正）では、ほとんどのタンクは浮き上がり変位が小さい結果となり、現実を再現できていると考えられる。ここでは、浮き上がりやすいタンクの調査を目的とし、解析条件をより安全側（減衰率を 10%、Qy 算出には側板重量を含めない）に調整して地震応答解析を実施した結果を参考のため以下に示す。

各タンクの浮き上がり変位と回数の算定結果を以下の付表 3-1 から付表 3-2 に示す。表中の浮き上がり回数は、小さい浮き上がり～最大浮き上がりを全て数え上げたものである（例：仙台・塩釜特防区域の再現地震波形 EW に対して、旧法タンク No.9 の最大浮き上がり変位は 45.5cm である）。このように、多くのタンクで顕著な浮き上がりが生じるという解析結果となり、実現象を再現していないものと考えられる。

付表 3-1　仙台・塩釜特防区域再現地震波形 EW による浮き上がり解析結果

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 (%)	最大浮上り変位（cm）	浮上り回数 正負合計
1	RG	27.500	1542	1218	79	7	20
2	ガソリン	13.540	1570	1262	80	0.17	6
3	軽油	13.540	1780	1408	79	6.3	17
4	LSA	14.630	2272	2040	90	9.4	102
5	灯油	17.070	3425	2689	79	12	45
6	ナフサ	23.248	5540	5300	96	11.6	17
7	重油	26.151	10930	8400	77	16.5	50
8	軽油	37.776	22450	17100	76	21.6	25
9	ガソリン	58.113	53620	48200	90	45.5	47
10	原油	78.471	98060	86800	89	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）。

付表 3-2　仙台・塩釜特防区域再現地震波形 NS による浮き上がり解析結果

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 (%)	最大浮上り変位 (cm)	浮上り回数 正負合計
1	RG	27.500	1542	1218	79	0.1	2
2	ガソリン	13.540	1570	1262	80	0	0
3	軽油	13.540	1780	1408	79	0	0
4	LSA	14.630	2272	2040	90	5	65
5	灯油	17.070	3425	2689	79	5.6	64
6	ナフサ	23.248	5540	5300	96	0.1	3
7	重油	26.151	10930	8400	77	5.2	30
8	軽油	37.776	22450	17100	76	1.2	7
9	ガソリン	58.113	53620	48200	90	8.5	28
10	原油	78.471	98060	86800	89	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）。

付表 3-3　広野特防区域再現地震波形 EW による浮き上がり解析結果

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 (%)	最大浮上り変位 (cm)	浮上り回数 正負合計
1	軽油	15.500	2000	1477	74	9.4	88
2	燃料	61.000	50000	35955	72	0	0
3	燃料	61.000	50000	41654	83	18.3	25

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）。

付表 3-4　広野特防区域再現地震波形 NS による浮き上がり解析結果

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 (%)	最大浮上り変位 (cm)	浮上り回数 正負合計
1	軽油	15.500	2000	1477	74	9.9	72
2	燃料	61.000	50000	35955	72	0	0
3	燃料	61.000	50000	41654	83	4.5	7

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）。

・旧法タンク

仙台・塩釜特防区域の旧法タンク No.8（ケース②の地震波形作用）及び No.9（ケース①の地震波形作用）に大きな浮き上がり変位が発生することがわかった。この 2 基のタンクのバルジング振動の固有周期は 0.253 秒と 0.309 秒と算定され、両地震の加速度応答スペクトルのピークの周期（0.4-0.5 秒）と非常に近いことによる結果と考えられる。なお、旧法タンク No.10 の固有周期は 0.34 であり、地震加速度スペクトルのピークに近いが、アニュラ板が厚く（21.6mm）、浮き上がりが抑えられていると考えられる（No10 のアニュラ板を 12mm とした試計算では、浮き上がり変位は 63.5cm であることが確認された）。

・新法タンク

広野特防区域の再現地震波形の最大加速度は、仙台・塩釜特防区域の再現地震波より約 1.6 倍が大きいにもかかわらず、同容量（50000 KL）の旧法タンクと比べ、新法タンク（50000 KL）の浮き上がり変位が小さく計算された。これは、新法タンクのアニュラ板（18mm）が厚くてかつ良い材質（降伏強度：490 N/mm^{2}以上）のものを使用されているため、耐震性がより強いと示されている。

広野特防区域の新法タンク No.2 と N0.3 が同サイズのタンクであるが、応答量の違う結果となった。その原因は震災時貯蔵量が違うことによって、両タンクのバ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 N0.3 の固有周期が広野特防区域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。

3-2　減衰比と Qy の定数の違いが及ぼすタンク浮上り変位に関する調査結果

南海トラフ A 地区 EW 方向の想定地震波を用い、代表タンクモデルの旧法タンク No.6（100,000KL 級）について、減衰比と Qy の定数の違いがタンク浮上り変位にどれだけ影響するのか調査した。

＜定数の設定条件＞

- ○　減衰比は、10%と 15%の 2 種類を設定
- ○　Qy 値は、1 倍（側板重量含めないもの）と 1.4 倍（側板重量を含むもの）の 2 種類を設定

上記設定条件による調査結果を次表にまとめる。

表　代表タンクモデルの旧法タンク No.6（100000KL）の浮上り変位解析結果

ケース番号	減衰比（%）	Qy の増加倍率	D/H1	降伏変位 Δy（cm）	最大応答変位 Δmax（cm）	最大浮き上がり変位 δmax（cm）	低減率（%）
1	10	1	11.91	2.27	18.90	198.1	-
2	15	1		2.27	11.72	112.5	43.2
3	10	1.4		3.04	10.15	84.7	57.2
4	15	1.4		3.04	6.36	39.5	80.1

注）代表タンクモデルの旧法タンク No.6（100000KL）では側板重量分を加味すると Qy の値は約 1.4 倍となる。

本調査より、当該タンクにおいて Qy 値の補正（側板重量分を含むものと含めないもの）と、減衰比の変更（10%と 15%）では、タンクの最大浮上り変位に対する影響は同程度であると確認した。

ケース 1 とケース 2 の比較では、減衰比 10%から 15%にすることで最大浮上り量は 43%小さくなるのに対し、ケース 1 とケース 3 の比較では Qy 値を補正(1.4 倍)することにより、57%の減少となった。

参考資料 4

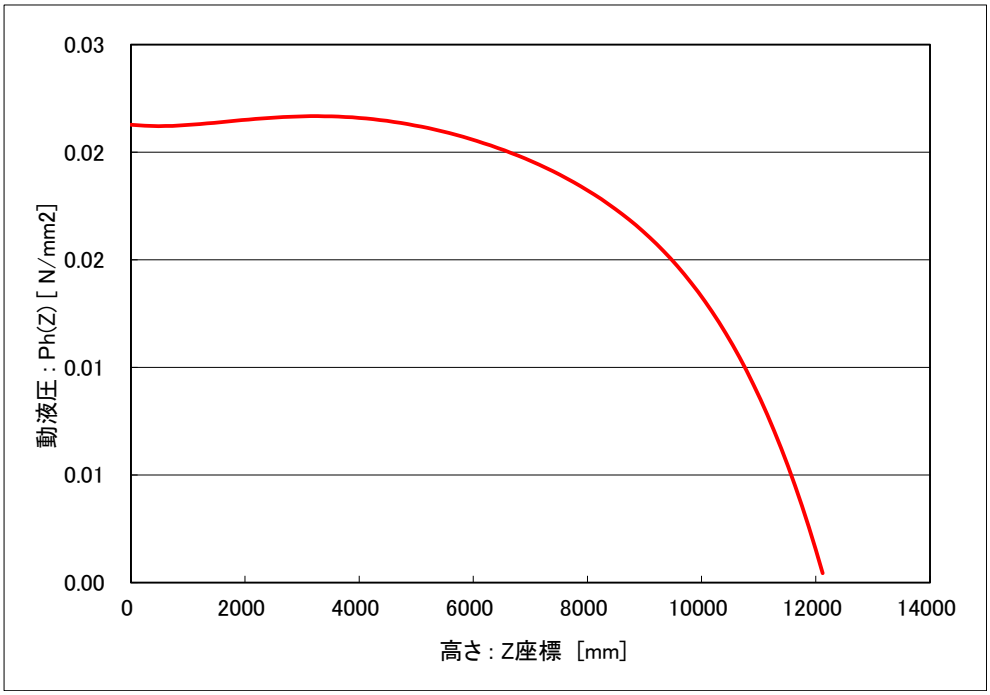
動液圧の計算シート

（1）仙台・広野特防区域の旧法タンク No.4 の動液圧の計算結果を以下に示す。

D	14630 mm
H	12123 mm
Kh_1	0.4169
ν_3	1.39
ρ	8.50E-07 kg/mm^2

H/D	0.82864
分割	100
ΔH	121.23 mm
g	9.8 m/sec^2
Z	3.07E+11 mm^3

C00	C01	C02	C03	C04	C05
0.558969	-0.13214	1.04432	-4.24286	5.670024	-2.88859
C10	C12	C12	C13	C14	C15
0.368103	0.027991	2.164487	-6.08181	6.824774	-3.29167



付図 4-1　側板の高さにおける動液圧の分布
（仙台・塩釜特防区域の旧法タンク No.4）

				P = 2D*Ph(z)*π/4 より		
Z (mm)	Ph0(Z) (N/mm2)	Ph1(Z) (N/mm2)	Ph(Z) (N/mm2)	P (N/mm)	M (N.mm)	Q (N)
0.00	0.01693	0.00435	0.02128	488.99	2.5836E+10	4.9669E+06
121.23	0.01689	0.00435	0.02125	488.27	2.5238E+10	4.9077E+06
242.46	0.01686	0.00436	0.02123	487.79	2.4646E+10	4.8485E+06
363.69	0.01684	0.00438	0.02121	487.52	2.4062E+10	4.7894E+06
484.92	0.01681	0.00440	0.02121	487.44	2.3485E+10	4.7303E+06
606.15	0.01679	0.00442	0.02121	487.52	2.2915E+10	4.6712E+06
727.38	0.01678	0.00445	0.02122	487.74	2.2352E+10	4.6121E+06
848.61	0.01676	0.00447	0.02124	488.08	2.1797E+10	4.5530E+06
969.84	0.01675	0.00450	0.02126	488.52	2.1249E+10	4.4938E+06
1091.07	0.01674	0.00454	0.02128	489.05	2.0707E+10	4.4345E+06
1212.30	0.01673	0.00457	0.02131	489.64	2.0173E+10	4.3752E+06
1333.53	0.01673	0.00461	0.02133	490.29	1.9647E+10	4.3158E+06
1454.76	0.01672	0.00465	0.02136	490.97	1.9127E+10	4.2563E+06
1575.99	0.01671	0.00469	0.02139	491.67	1.8615E+10	4.1967E+06
1697.22	0.01670	0.00473	0.02143	492.38	1.8109E+10	4.1371E+06
1818.45	0.01669	0.00477	0.02146	493.09	1.7612E+10	4.0774E+06
1939.68	0.01668	0.00481	0.02149	493.78	1.7121E+10	4.0175E+06
2060.91	0.01666	0.00485	0.02152	494.45	1.6637E+10	3.9576E+06
2182.14	0.01665	0.00489	0.02154	495.08	1.6161E+10	3.8977E+06
2303.37	0.01663	0.00494	0.02157	495.67	1.5692E+10	3.8376E+06
2424.60	0.01661	0.00498	0.02159	496.21	1.5231E+10	3.7775E+06
2545.83	0.01659	0.00502	0.02161	496.69	1.4777E+10	3.7173E+06
2667.06	0.01657	0.00506	0.02163	497.11	1.4330E+10	3.6571E+06
2788.29	0.01654	0.00510	0.02165	497.46	1.3890E+10	3.5968E+06
2909.52	0.01652	0.00514	0.02166	497.73	1.3457E+10	3.5364E+06
3030.75	0.01648	0.00518	0.02167	497.93	1.3032E+10	3.4761E+06
3151.98	0.01645	0.00522	0.02167	498.04	1.2615E+10	3.4157E+06
3273.21	0.01641	0.00526	0.02167	498.06	1.2204E+10	3.3553E+06
3394.44	0.01637	0.00530	0.02167	497.99	1.1801E+10	3.2950E+06
3515.67	0.01633	0.00533	0.02166	497.84	1.1405E+10	3.2346E+06
3636.90	0.01628	0.00537	0.02165	497.58	1.1017E+10	3.1743E+06
3758.13	0.01624	0.00540	0.02164	497.23	1.0636E+10	3.1140E+06
3879.36	0.01618	0.00543	0.02162	496.78	1.0262E+10	3.0537E+06
4000.59	0.01613	0.00546	0.02159	496.24	9.8953E+09	2.9935E+06
4121.82	0.01607	0.00549	0.02157	495.59	9.5360E+09	2.9334E+06
4243.05	0.01601	0.00552	0.02153	494.85	9.1840E+09	2.8734E+06
4364.28	0.01595	0.00555	0.02150	494.00	8.8393E+09	2.8134E+06
4485.51	0.01588	0.00557	0.02146	493.05	8.5019E+09	2.7536E+06
4606.74	0.01581	0.00560	0.02141	492.00	8.1717E+09	2.6939E+06
4727.97	0.01574	0.00562	0.02136	490.86	7.8487E+09	2.6343E+06
4849.20	0.01567	0.00564	0.02131	489.61	7.5330E+09	2.5749E+06
4970.43	0.01559	0.00566	0.02125	488.26	7.2244E+09	2.5156E+06
5091.66	0.01551	0.00568	0.02118	486.81	6.9230E+09	2.4565E+06
5212.89	0.01543	0.00569	0.02112	485.26	6.6288E+09	2.3976E+06
5334.12	0.01534	0.00570	0.02104	483.61	6.3417E+09	2.3389E+06
5455.35	0.01525	0.00572	0.02097	481.86	6.0617E+09	2.2803E+06
5576.58	0.01516	0.00573	0.02089	480.01	5.7888E+09	2.2220E+06
5697.81	0.01507	0.00573	0.02080	478.06	5.5229E+09	2.1640E+06
5819.04	0.01497	0.00574	0.02071	476.00	5.2641E+09	2.1061E+06
5940.27	0.01487	0.00575	0.02062	473.85	5.0122E+09	2.0486E+06
6061.50	0.01477	0.00575	0.02052	471.59	4.7674E+09	1.9912E+06
6182.73	0.01467	0.00575	0.02042	469.23	4.5294E+09	1.9342E+06
6303.96	0.01456	0.00575	0.02031	466.76	4.2984E+09	1.8775E+06
6425.19	0.01445	0.00574	0.02020	464.18	4.0742E+09	1.8211E+06
6546.42	0.01434	0.00574	0.02008	461.49	3.8568E+09	1.7649E+06
6667.65	0.01423	0.00573	0.01996	458.69	3.6463E+09	1.7092E+06
6788.88	0.01411	0.00572	0.01983	455.77	3.4424E+09	1.6537E+06

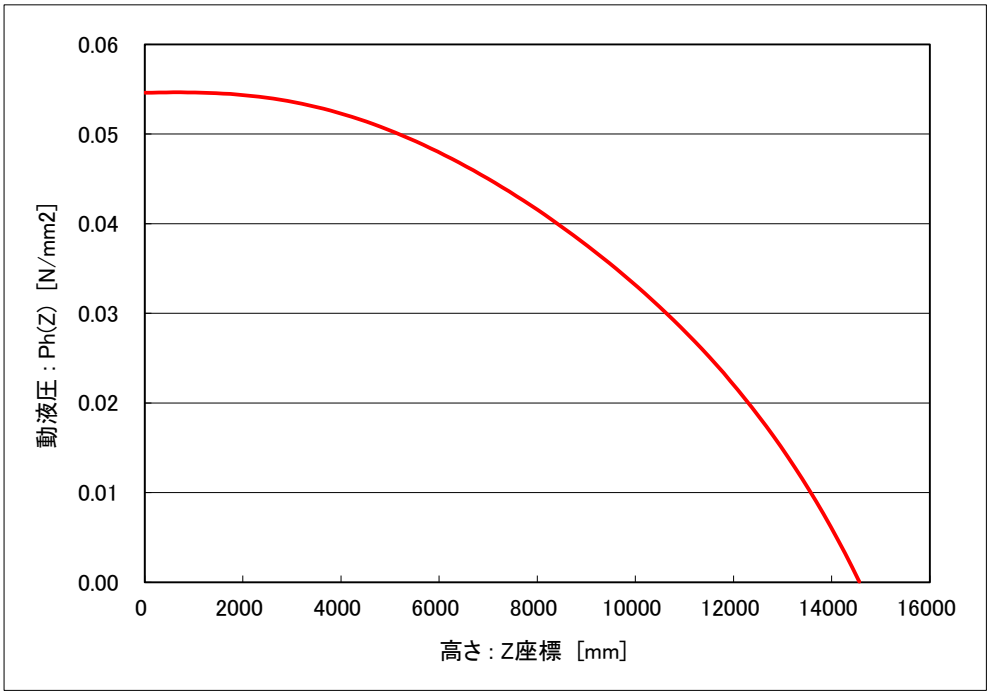
6910.11	0.01399	0.00571	0.01970	452.73	3.2453E+09	1.5987E+06
7031.34	0.01387	0.00569	0.01956	449.56	3.0548E+09	1.5440E+06
7152.57	0.01374	0.00568	0.01942	446.26	2.8709E+09	1.4897E+06
7273.80	0.01361	0.00566	0.01927	442.82	2.6936E+09	1.4358E+06
7395.03	0.01348	0.00564	0.01911	439.24	2.5227E+09	1.3823E+06
7516.26	0.01334	0.00561	0.01895	435.51	2.3584E+09	1.3293E+06
7637.49	0.01320	0.00558	0.01878	431.61	2.2004E+09	1.2767E+06
7758.72	0.01305	0.00555	0.01860	427.55	2.0488E+09	1.2247E+06
7879.95	0.01291	0.00552	0.01842	423.32	1.9035E+09	1.1731E+06
8001.18	0.01275	0.00548	0.01823	418.89	1.7643E+09	1.1220E+06
8122.41	0.01259	0.00544	0.01803	414.27	1.6314E+09	1.0715E+06
8243.64	0.01243	0.00539	0.01782	409.43	1.5045E+09	1.0216E+06
8364.87	0.01226	0.00534	0.01760	404.37	1.3836E+09	9.7227E+05
8486.10	0.01208	0.00529	0.01737	399.07	1.2687E+09	9.2357E+05
8607.33	0.01189	0.00523	0.01712	393.52	1.1597E+09	8.7553E+05
8728.56	0.01170	0.00517	0.01687	387.70	1.0564E+09	8.2818E+05
8849.79	0.01150	0.00510	0.01661	381.60	9.5882E+08	7.8155E+05
8971.02	0.01130	0.00503	0.01633	375.18	8.6686E+08	7.3567E+05
9092.25	0.01108	0.00495	0.01603	368.45	7.8040E+08	6.9060E+05
9213.48	0.01086	0.00487	0.01572	361.37	6.9936E+08	6.4636E+05
9334.71	0.01062	0.00478	0.01540	353.92	6.2363E+08	6.0300E+05
9455.94	0.01038	0.00468	0.01506	346.08	5.5310E+08	5.6057E+05
9577.17	0.01012	0.00458	0.01470	337.83	4.8766E+08	5.1912E+05
9698.40	0.00985	0.00447	0.01432	329.14	4.2718E+08	4.7869E+05
9819.63	0.00957	0.00436	0.01392	319.98	3.7153E+08	4.3934E+05
9940.86	0.00927	0.00423	0.01350	310.32	3.2058E+08	4.0114E+05
10062.09	0.00896	0.00410	0.01306	300.14	2.7420E+08	3.6413E+05
10183.32	0.00863	0.00396	0.01259	289.40	2.3222E+08	3.2840E+05
10304.55	0.00829	0.00381	0.01210	278.08	1.9449E+08	2.9400E+05
10425.78	0.00793	0.00365	0.01158	266.12	1.6085E+08	2.6101E+05
10547.01	0.00755	0.00349	0.01103	253.51	1.3112E+08	2.2952E+05
10668.24	0.00714	0.00331	0.01045	240.20	1.0511E+08	1.9959E+05
10789.47	0.00672	0.00312	0.00984	226.15	8.2624E+07	1.7132E+05
10910.70	0.00628	0.00292	0.00920	211.33	6.3462E+07	1.4480E+05
11031.93	0.00581	0.00270	0.00851	195.68	4.7403E+07	1.2013E+05
11153.16	0.00532	0.00248	0.00780	179.16	3.4217E+07	9.7412E+04
11274.39	0.00480	0.00224	0.00704	161.74	2.3660E+07	7.6748E+04
11395.62	0.00425	0.00199	0.00624	143.36	1.5477E+07	5.8254E+04
11516.85	0.00368	0.00172	0.00539	123.96	9.3971E+06	4.2051E+04
11638.08	0.00307	0.00144	0.00450	103.51	5.1351E+06	2.8262E+04
11759.31	0.00243	0.00114	0.00357	81.94	2.3903E+06	1.7021E+04
11880.54	0.00175	0.00082	0.00258	59.20	8.4543E+05	8.4655E+03
12001.77	0.00104	0.00049	0.00153	35.24	1.6615E+05	2.7410E+03
12123.00	0.00029	0.00014	0.00043	9.98	0.0000E+00	0.0000E+00

(2) 広野特防区域の新法タンク No.3 の動液圧の計算結果を以下に示す。

D	61000 mm
H	14562.35 mm
Kh_1	0.493
ν_3	1.643
ρ	9.50E-07 kg/mm^2

H/D	0.238727
分割	100
ΔH	145.6235 mm
g	9.8 m/sec^2
Z	2.23E+13 mm^3

C00	C01	C02	C03	C04	C05
0.824775	-0.13239	0.693809	-4.24775	5.721618	-2.85775
C10	C12	C12	C13	C14	C15
0.804867	0.270873	-1.3522	0.347311	0.028917	-0.10053



付図 4-2　側板の高さにおける動液圧の分布
（広野特防区域の新法タンク No.3）

				P = 2D*Ph(z)*π/4 より		
Z (mm)	Ph0(Z) (N/mm2)	Ph1(Z) (N/mm2)	Ph(Z) (N/mm2)	P (N/mm)	M (N.mm)	Q (N)
0.00	0.03355	0.02105	0.05461	5232.28	3.1038E+11	5.4464E+07
145.62	0.03350	0.02112	0.05462	5233.83	3.0251E+11	5.3702E+07
291.25	0.03345	0.02118	0.05464	5235.14	2.9474E+11	5.2940E+07
436.87	0.03341	0.02123	0.05465	5236.15	2.8709E+11	5.2177E+07
582.49	0.03337	0.02128	0.05465	5236.75	2.7955E+11	5.1415E+07
728.12	0.03333	0.02132	0.05465	5236.89	2.7212E+11	5.0652E+07
873.74	0.03330	0.02135	0.05465	5236.48	2.6479E+11	4.9889E+07
1019.36	0.03326	0.02138	0.05464	5235.47	2.5759E+11	4.9127E+07
1164.99	0.03322	0.02140	0.05462	5233.78	2.5049E+11	4.8365E+07
1310.61	0.03319	0.02141	0.05460	5231.36	2.4350E+11	4.7603E+07
1456.24	0.03315	0.02142	0.05456	5228.16	2.3662E+11	4.6841E+07
1601.86	0.03310	0.02142	0.05452	5224.13	2.2986E+11	4.6080E+07
1747.48	0.03306	0.02141	0.05447	5219.22	2.2320E+11	4.5320E+07
1893.11	0.03301	0.02140	0.05441	5213.39	2.1666E+11	4.4560E+07
2038.73	0.03296	0.02138	0.05434	5206.60	2.1022E+11	4.3801E+07
2184.35	0.03291	0.02135	0.05426	5198.83	2.0390E+11	4.3044E+07
2329.98	0.03285	0.02132	0.05417	5190.03	1.9769E+11	4.2287E+07
2475.60	0.03278	0.02128	0.05406	5180.18	1.9158E+11	4.1532E+07
2621.22	0.03271	0.02124	0.05395	5169.26	1.8559E+11	4.0779E+07
2766.85	0.03264	0.02119	0.05382	5157.25	1.7971E+11	4.0027E+07
2912.47	0.03256	0.02113	0.05369	5144.13	1.7393E+11	3.9277E+07
3058.09	0.03247	0.02107	0.05354	5129.87	1.6827E+11	3.8529E+07
3203.72	0.03238	0.02100	0.05338	5114.48	1.6271E+11	3.7783E+07
3349.34	0.03228	0.02092	0.05320	5097.94	1.5726E+11	3.7039E+07
3494.96	0.03218	0.02084	0.05302	5080.24	1.5192E+11	3.6298E+07
3640.59	0.03207	0.02076	0.05282	5061.37	1.4669E+11	3.5560E+07
3786.21	0.03195	0.02066	0.05261	5041.34	1.4157E+11	3.4824E+07
3931.83	0.03182	0.02057	0.05239	5020.14	1.3655E+11	3.4091E+07
4077.46	0.03169	0.02046	0.05216	4997.77	1.3164E+11	3.3362E+07
4223.08	0.03156	0.02036	0.05191	4974.23	1.2683E+11	3.2636E+07
4368.71	0.03141	0.02024	0.05166	4949.53	1.2213E+11	3.1913E+07
4514.33	0.03126	0.02012	0.05139	4923.66	1.1754E+11	3.1194E+07
4659.95	0.03111	0.02000	0.05110	4896.65	1.1305E+11	3.0479E+07
4805.58	0.03094	0.01987	0.05081	4868.49	1.0866E+11	2.9768E+07
4951.20	0.03077	0.01973	0.05050	4839.19	1.0438E+11	2.9062E+07
5096.82	0.03060	0.01959	0.05019	4808.76	1.0020E+11	2.8359E+07
5242.45	0.03042	0.01944	0.04986	4777.22	9.6117E+10	2.7661E+07
5388.07	0.03023	0.01929	0.04952	4744.56	9.2140E+10	2.6968E+07
5533.69	0.03003	0.01913	0.04916	4710.81	8.8263E+10	2.6279E+07
5679.32	0.02983	0.01897	0.04880	4675.97	8.4485E+10	2.5596E+07
5824.94	0.02962	0.01880	0.04843	4640.06	8.0807E+10	2.4918E+07
5970.56	0.02941	0.01863	0.04804	4603.08	7.7228E+10	2.4245E+07
6116.19	0.02919	0.01845	0.04764	4565.05	7.3746E+10	2.3577E+07
6261.81	0.02897	0.01827	0.04723	4525.98	7.0361E+10	2.2915E+07
6407.43	0.02873	0.01808	0.04682	4485.88	6.7072E+10	2.2259E+07
6553.06	0.02850	0.01789	0.04639	4444.75	6.3877E+10	2.1609E+07
6698.68	0.02825	0.01769	0.04595	4402.62	6.0778E+10	2.0964E+07
6844.30	0.02801	0.01749	0.04550	4359.48	5.7771E+10	2.0326E+07
6989.93	0.02775	0.01728	0.04504	4315.35	5.4857E+10	1.9695E+07
7135.55	0.02749	0.01707	0.04457	4270.23	5.2035E+10	1.9070E+07
7281.17	0.02723	0.01685	0.04408	4224.12	4.9303E+10	1.8451E+07
7426.80	0.02696	0.01663	0.04359	4177.04	4.6660E+10	1.7839E+07
7572.42	0.02669	0.01641	0.04309	4128.98	4.4106E+10	1.7235E+07
7718.05	0.02640	0.01618	0.04258	4079.95	4.1640E+10	1.6637E+07
7863.67	0.02612	0.01594	0.04206	4029.94	3.9260E+10	1.6047E+07
8009.29	0.02583	0.01570	0.04153	3978.95	3.6966E+10	1.5463E+07
8154.92	0.02553	0.01545	0.04098	3926.99	3.4756E+10	1.4888E+07

8300.54	0.02523	0.01520	0.04043	3874.03	3.2630E+10	1.4320E+07
8446.16	0.02492	0.01495	0.03987	3820.08	3.0585E+10	1.3759E+07
8591.79	0.02460	0.01469	0.03929	3765.11	2.8622E+10	1.3207E+07
8737.41	0.02428	0.01443	0.03871	3709.13	2.6738E+10	1.2663E+07
8883.03	0.02396	0.01416	0.03811	3652.10	2.4933E+10	1.2127E+07
9028.66	0.02362	0.01389	0.03751	3594.01	2.3205E+10	1.1599E+07
9174.28	0.02328	0.01361	0.03689	3534.85	2.1554E+10	1.1080E+07
9319.90	0.02294	0.01333	0.03626	3474.58	1.9978E+10	1.0570E+07
9465.53	0.02258	0.01304	0.03562	3413.17	1.8475E+10	1.0068E+07
9611.15	0.02222	0.01275	0.03497	3350.59	1.7045E+10	9.5760E+06
9756.77	0.02185	0.01245	0.03430	3286.81	1.5685E+10	9.0927E+06
9902.40	0.02147	0.01215	0.03362	3221.79	1.4396E+10	8.6188E+06
10048.02	0.02108	0.01185	0.03293	3155.48	1.3174E+10	8.1545E+06
10193.65	0.02069	0.01154	0.03223	3087.84	1.2020E+10	7.6999E+06
10339.27	0.02028	0.01122	0.03151	3018.82	1.0931E+10	7.2552E+06
10484.89	0.01987	0.01090	0.03077	2948.35	9.9063E+09	6.8207E+06
10630.52	0.01944	0.01058	0.03002	2876.39	8.9439E+09	6.3966E+06
10776.14	0.01900	0.01025	0.02925	2802.87	8.0425E+09	5.9831E+06
10921.76	0.01855	0.00992	0.02847	2727.71	7.2005E+09	5.5804E+06
11067.39	0.01808	0.00958	0.02767	2650.85	6.4164E+09	5.1888E+06
11213.01	0.01760	0.00924	0.02684	2572.20	5.6885E+09	4.8085E+06
11358.63	0.01711	0.00889	0.02600	2491.69	5.0151E+09	4.4398E+06
11504.26	0.01660	0.00854	0.02514	2409.23	4.3945E+09	4.0830E+06
11649.88	0.01608	0.00818	0.02426	2324.72	3.8251E+09	3.7383E+06
11795.50	0.01553	0.00782	0.02336	2238.05	3.3049E+09	3.4060E+06
11941.13	0.01497	0.00746	0.02243	2149.14	2.8321E+09	3.0866E+06
12086.75	0.01439	0.00709	0.02148	2057.86	2.4049E+09	2.7803E+06
12232.37	0.01379	0.00671	0.02050	1964.11	2.0214E+09	2.4874E+06
12378.00	0.01316	0.00633	0.01949	1867.75	1.6795E+09	2.2084E+06
12523.62	0.01252	0.00594	0.01846	1768.66	1.3772E+09	1.9437E+06
12669.24	0.01184	0.00555	0.01739	1666.71	1.1123E+09	1.6935E+06
12814.87	0.01114	0.00515	0.01630	1561.75	8.8282E+08	1.4585E+06
12960.49	0.01042	0.00475	0.01517	1453.63	6.8643E+08	1.2389E+06
13106.12	0.00966	0.00435	0.01401	1342.21	5.2083E+08	1.0353E+06
13251.74	0.00887	0.00393	0.01281	1227.33	3.8369E+08	8.4824E+05
13397.36	0.00805	0.00352	0.01157	1108.80	2.7255E+08	6.7814E+05
13542.99	0.00720	0.00309	0.01030	986.46	1.8490E+08	5.2558E+05
13688.61	0.00631	0.00267	0.00898	860.13	1.1816E+08	3.9113E+05
13834.23	0.00538	0.00223	0.00761	729.62	6.9627E+07	2.7538E+05
13979.86	0.00441	0.00179	0.00621	594.73	3.6547E+07	1.7895E+05
14125.48	0.00340	0.00135	0.00475	455.25	1.6055E+07	1.0250E+05
14271.10	0.00235	0.00090	0.00325	310.97	5.1908E+06	4.6707E+04
14416.73	0.00125	0.00044	0.00169	161.68	8.9501E+05	1.2292E+04
14562.35	0.00009	−0.00002	0.00007	7.14	0.0000E+00	0.0000E+00

参考資料 5

質点系モデルの入力諸元の計算結果（南海トラフ検討用）

代表的な旧法タンク 6 基と新法タンク 6 基の質点系モデルの入力諸元の計算結果の一覧表を付表 1-1 に示す。

代表的な旧法タンク 6 基の質点系モデルの入力諸元の計算シートを付表 1-2 に示す。

代表的な新法タンク 6 基の質点系モデルの入力諸元の計算シートを付表 1-3 に示す。

付表 1-1　質点系モデルの入力諸元の計算結果の一覧表

タンク番号	容量 (KL)	アニュラ板			側板自重による抵抗力 V_0 (N/cm)	浮き上がり抵抗力 q_y (N/cm)	保有水平耐力 Q_y (N)	Qy の増加倍率	降伏変位 Δ_y (cm)	タンク周期 T_b (sec)
		板厚 (mm)	材質	降伏強度 (N/mm^2)						
旧法 No.1	2500	9	SM41C	245	121.2	405.4	3.2E+06	1.30	0.15	0.1736
旧法 No.2	7500	12	SS41	245	148.2	648.0	1.9E+07	1.30	0.45	0.1740
旧法 No.3	30000	12	SM400C	245	195.1	641.7	3.5E+07	1.30	0.76	0.3388
旧法 No.4	50000	12	WT62	490	320.5	936.9	8.5E+07	1.34	1.44	0.3717
旧法 No.5	75000	12	HW50	450	318.6	879.0	1.2E+08	1.36	1.82	0.3608
旧法 No.6	100000	12	SPV490Q	450	343.6	861.4	1.9E+08	1.40	3.04	0.3890

タンク番号	容量 (KL)	アニュラ板			側板自重による抵抗力 V_0 (N/cm)	浮き上がり抵抗力 q_y (N/cm)	保有水平耐力 Q_y (N)	Qy の増加倍率	降伏変位 Δ_y (cm)	タンク周期 T_b (sec)
		板厚 (mm)	材質	降伏強度 (N/mm^2)						
新法 No.1	2500	12	SM400	245	140.7	542.9	4.1E+06	1.26	0.17	0.1655
新法 No.2	7500	12	SM41C	245	107.3	500.1	1.8E+07	1.21	0.39	0.1683
新法 No.3	30000	15	SPV490Q	490	244.9	1147.4	6.0E+07	1.21	1.19	0.3368
新法 No.4	50000	18	SPV50	490	578.5	1314.9	1.6E+08	1.44	2.34	0.3052
新法 No.5	75000	18	SPV50	490	324.7	1393.8	1.7E+08	1.24	2.50	0.3670
新法 No.6	100000	21	HW50	450	363.1	1586.7	2.5E+08	1.23	3.33	0.3882

付表 1-2　代表的な旧法タンク 6 基の質点系モデルの入力諸元の計算シート

［旧法タンク No.1］

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）

公称容量	VOL(kl)	2500	(kl)
貯槽内径	D	15500	(mm)
側板高さ	Hmax	15087	(mm)
最下段側板厚	t_S	10	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	8	(mm)
アニュラ板厚	t_b	9	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	13344	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	1.16	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.86	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.73	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.67	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.42	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.47	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.12	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	4.13E+02	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	5.52E+01	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	1.08E+02	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	6.75E+01	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	1.22E+01	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	4.25E+01	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	6.99E+05	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.1736	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.2514	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	2.35E+07	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	2.42E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.75E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.61E+07	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.73	(－)
	f_{w1}	0.67	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		556.65	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		624.33	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.42	(－)
	f_{h1}	0.47	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	121.23	(N/cm)
ばね係数	K_b	2.15E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	405.55	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	526.78	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	3.18E+06	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	0.15	(cm)
減衰係数	C	1.78E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	2.48	(－)

［旧法タンク No.2］

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）

公称容量	VOL(kl)	7500	(kl)
貯槽内径	D	29000	(mm)
側板高さ	Hmax	12200	(mm)
最下段側板厚	t_S	16	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	12	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	11410	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	2.54	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.39	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.46	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.44	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.40	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.11	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	8.64E+02	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	5.92E+01	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	2.40E+02	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	1.75E+02	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	1.18E+01	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	1.35E+06	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.1740	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3523	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	7.02E+07	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	7.16E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		3.28E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		3.18E+07	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.46	(－)
	f_{w1}	0.44	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		457.83	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		454.29	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.40	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	148.17	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.23E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	500.02	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	648.18	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.88E+07	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	0.45	(cm)
減衰係数	C	3.51E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	6.38	(－)

［旧法タンク No.3］

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）

公称容量	VOL(kl)	30000	(kl)
貯槽内径	D	45100	(mm)
側板高さ	Hmax	21270	(mm)
最下段側板厚	t_S	18	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	13	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	18802	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	2.40	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.42	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.48	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.47	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.40	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.18	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	2.41E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	3.50E+02	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	1.43E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	3.51E+02	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	0.00E+00	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	4.55E+06	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3388	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3466	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	2.80E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	2.84E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.36E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.32E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.48	(－)
	f_{w1}	0.47	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		755.38	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		754.51	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.40	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	195.11	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.64E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	641.86	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	836.97	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	3.54E+07	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	0.76	(cm)
減衰係数	C	7.51E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	5.98	(－)

［旧法タンク No.5］

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）

公称容量	VOL(kl)	73500	(kl)
貯槽内径	D	69765	(mm)
側板高さ	Hmax	21355	(mm)
最下段側板厚	t_S	29	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	450	(N/mm^2)
最高液高さ	H	19229	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	3.63	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.28	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.33	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.32	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.38	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.18	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	6.29E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	6.89E+02	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	2.34E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	5.05E+02	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	0.00E+00	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	9.83E+06	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3608	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3824	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	6.85E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	6.95E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		2.30E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		2.20E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.33	(－)
	f_{w1}	0.32	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		769.06	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		737.93	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.38	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	318.63	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.81E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	8.80E+02	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1.20E+03	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.24E+08	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	1.82	(cm)
減衰係数	C	1.17E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	9.45	(－)

［旧法タンク No.6］

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）

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)
最高液面高さの 1/3 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	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	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} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.26	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.25	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		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	W_{s0}	7.79E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	1.18E+03	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	2.65E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	6.58E+02	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	0.00E+00	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	1.23E+07	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3890	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3967	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	9.32E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	9.44E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		2.47E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		2.32E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.26	(－)
	f_{w1}	0.25	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		738.25	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		697.64	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.38	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	343.57	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.16E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	861.64	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1205.22	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.87E+08	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	3.04	(cm)
減衰係数	C	1.14E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	11.91	(－)

付表 1-3　代表的な新法タンク 6 基の質点系モデルの入力諸元の計算シート

［新法タンク No.1］

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）

公称容量	VOL(kl)	2535	(kl)
貯槽内径	D	15500	(mm)
側板高さ	Hmax	15200	(mm)
最下段側板厚	t_s	14	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	9	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	13459	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	1.15	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.87	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.73	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.67	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.42	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.47	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.13	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	4.65E+02	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	5.65E+01	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	1.09E+02	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	7.07E+01	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	4.82E+01	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	4.44E+01	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	7.94E+05	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.1655	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.2500	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	2.37E+07	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	2.45E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.78E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.63E+07	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.73	(－)
	f_{w1}	0.67	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		561.81	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		631.20	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.42	(－)
	f_{h1}	0.47	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	140.66	(N/cm)
ばね係数	K_b	2.39E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	543.06	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	683.72	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	4.09E+06	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	0.17	(cm)
減衰係数	C	1.89E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	2.46	(－)

［新法タンク No.2］

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）

公称容量	VOL(kl)	7600	(kl)
貯槽内径	D	29060	(mm)
側板高さ	Hmax	12945	(mm)
最下段側板厚	t_S	16	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	13	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	11420	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	2.54	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.39	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.46	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.44	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.40	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.11	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	9.20E+02	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	5.92E+01	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	1.01E+02	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	1.99E+06	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.1683	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3525	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	7.06E+07	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	7.26E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		3.32E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		3.22E+07	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.46	(－)
	f_{w1}	0.44	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		458.22	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		454.61	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.40	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	107.25	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.58E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	500.23	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	607.49	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.77E+07	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	0.39	(cm)
減衰係数	C	3.68E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	6.39	(－)

［新法タンク No.3］

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）

公称容量	VOL(kl)	31800	(kl)
貯槽内径	D	45900	(mm)
側板高さ	Hmax	23000	(mm)
最下段側板厚	t_S	21	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	14	(mm)
アニュラ板厚	t_b	15	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	490	(N/mm^2)
最高液高さ	H	19240	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	2.39	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.42	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.48	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.47	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.40	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.18	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	3.18E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	3.50E+02	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	1.39E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	0.00E+00	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	4.92E+06	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3368	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3460	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	2.97E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	3.02E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.45E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.41E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.48	(－)
	f_{w1}	0.47	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		773.07	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		772.69	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.40	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	244.86	(N/cm)
ばね係数	K_b	5.00E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	1147.81	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1392.67	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	5.96E+07	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	1.19	(cm)
減衰係数	C	8.04E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	5.94	(－)

［新法タンク No.4］

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）

公称容量	VOL(kl)	50000	(kl)
貯槽内径	D	61000	(mm)
側板高さ	Hmax	21000	(mm)
最下段側板厚	t_S	26	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23	(mm)
アニュラ板厚	t_b	18	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	490	(N/mm^2)
最高液高さ	H	17545	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	3.48	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.29	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.35	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.33	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.39	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.16	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	6.77E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	0.00E+00	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	4.32E+03	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	1.11E+07	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3052	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3793	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	4.78E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	4.89E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		1.69E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		1.62E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.35	(－)
	f_{w1}	0.33	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		701.76	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		675.65	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.39	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	578.45	(N/cm)
ばね係数	K_b	7.01E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	1315.30	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1893.75	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.64E+08	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	2.34	(cm)
減衰係数	C	1.02E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	9.03	(－)

［新法タンク No.5］

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）

公称容量	VOL(kl)	74600	(kl)
貯槽内径	D	69750	(mm)
側板高さ	Hmax	21855	(mm)
最下段側板厚	t_S	29	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23	(mm)
アニュラ板厚	t_b	18	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	490	(N/mm^2)
最高液高さ	H	19715	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	3.54	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.28	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.34	(—)
消防法/有効液重量率 f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.33	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.38	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.18	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	6.43E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	6.89E+02	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	2.81E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	0.00E+00	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	9.93E+06	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3670	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3806	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	7.02E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	7.12E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		2.42E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		2.32E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.34	(－)
	f_{w1}	0.33	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		788.52	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		758.12	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.38	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	324.73	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.93E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	1394.27	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1719.00	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	1.41E+08	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	2.03	(cm)
減衰係数	C	1.21E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	9.20	(－)

［新法タンク No.6］

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）

公称容量	VOL(kl)	102700	(kl)
貯槽内径	D	80000	(mm)
側板高さ	Hmax	22000	(mm)
最下段側板厚	t_S	35	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	27	(mm)
アニュラ板厚	t_b	21	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	450	(N/mm^2)
最高液高さ	H	20440	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	3.91	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.26	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.31	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.29	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.38	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.19	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	7.95E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	1.18E+03	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	3.95E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	W_{cr0}	0.00E+00	(KN)
固定屋根附属品重量	W_{cr1}	0.00E+00	(KN)
固定屋根骨重量	W_{cr2}	0.00E+00	(KN)
本体重量　合計	W_{sr}	1.31E+07	(N)

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期			
$T_b = 2/\lambda \, \mathrm{sqrt}\left(W/\left(g\pi E * t_{1/3}\right)\right) * j$		0.3882	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30 * (H/D) + 0.46$		0.3877	(－)
液重量　$W = g\gamma\pi D^2 H/4$	W	9.57E+08	(N)
合計重量　$(W + W_{sr})$	$W+W_{sr}$	9.70E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(－)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j=	1	(－)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W + W_{sr})$		2.97E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W + W_{sr})$		2.83E+08	(N)
消防法/有効液重量率	f_{w0}	0.31	(－)
	f_{w1}	0.29	(－)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$		817.54	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$		779.96	(cm)
消防法/有効液の重心高さ	f_{h0}	0.40	(－)
	f_{h1}	0.38	(－)
側板自重による鉛直抵抗力	V_0	363.06	(N/cm)
ばね係数	K_b	7.55E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	1587.24	(N/cm)
浮き上がり抵抗力＋鉛直抵抗力　$(q_y + V_0)$	q_y+V_0	1950.30	(N/cm)
保有水平耐力（降伏耐力）	Q_y	2.51E+08	(N)
降伏変位　$(= Q_y/K_b)$	Δ_y	3.33	(cm)
減衰係数	C	1.40E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	10.26	(－)

参考資料 6

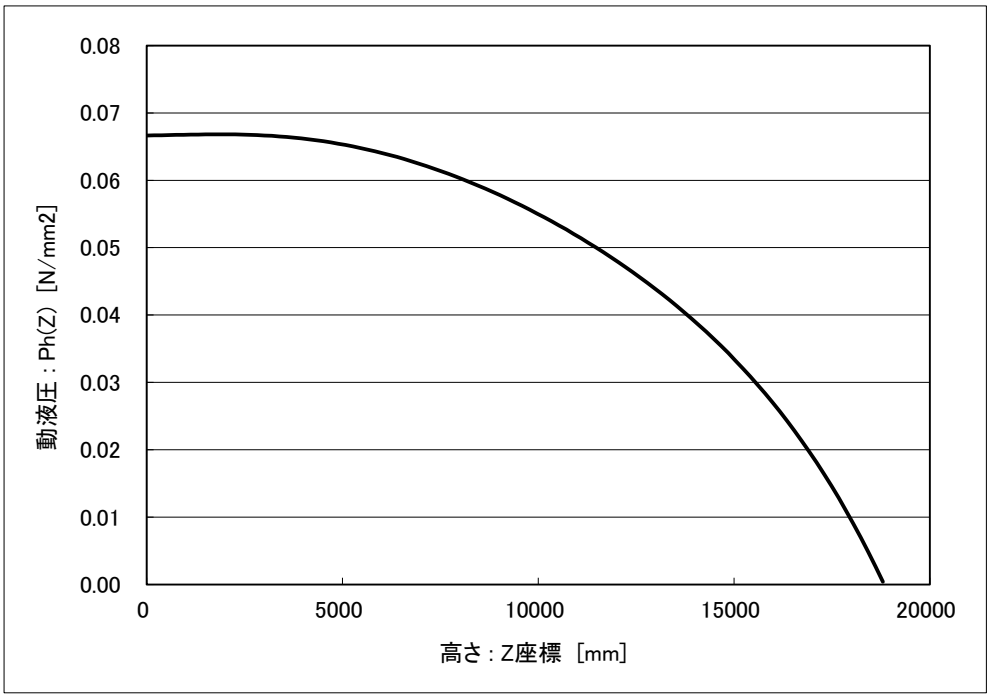
動液圧計算結果

(1) 旧法タンク No.3 の動液圧計算結果

D	45100 mm
H	18802 mm
Kh_1	0.504
ν_3	1.68
ρ	9.50E-07 kg/mm^2

H/D	0.416896
分割	100
ΔH	188.02 mm
g	9.8 m/sec^2
Z	9.01E+12 mm^3

C00	C01	C02	C03	C04	C05
0.782173	-0.12951	0.723741	-4.12859	5.558585	-2.80014
C10	C12	C12	C13	C14	C15
0.716301	0.23289	-0.34748	-1.52302	1.928093	-1.00475



付図 2-1　側板の高さにおける動液圧の分布（旧法タンク No.3）

				P = 2D*Ph(z)*π/4 より		
Z (mm)	Ph0(Z) (N/mm2)	Ph1(Z) (N/mm2)	Ph(Z) (N/mm2)	P (N/mm)	M (N.mm)	Q (N)
0.00	0.04108	0.02558	0.06665	4721.95	5.0051E+11	6.6342E+07
188.02	0.04101	0.02566	0.06667	4723.18	4.8812E+11	6.5454E+07
376.04	0.04095	0.02574	0.06669	4724.67	4.7590E+11	6.4566E+07
564.06	0.04090	0.02582	0.06672	4726.30	4.6384E+11	6.3678E+07
752.08	0.04085	0.02589	0.06674	4727.98	4.5195E+11	6.2789E+07
940.10	0.04080	0.02596	0.06676	4729.60	4.4023E+11	6.1900E+07
1128.12	0.04076	0.02602	0.06678	4731.09	4.2868E+11	6.1010E+07
1316.14	0.04072	0.02608	0.06680	4732.35	4.1729E+11	6.0121E+07
1504.16	0.04067	0.02614	0.06681	4733.31	4.0607E+11	5.9231E+07
1692.18	0.04063	0.02619	0.06682	4733.89	3.9502E+11	5.8341E+07
1880.20	0.04059	0.02624	0.06682	4734.03	3.8413E+11	5.7451E+07
2068.22	0.04054	0.02628	0.06682	4733.66	3.7341E+11	5.6561E+07
2256.24	0.04049	0.02632	0.06681	4732.72	3.6286E+11	5.5671E+07
2444.26	0.04043	0.02635	0.06678	4731.16	3.5248E+11	5.4781E+07
2632.28	0.04038	0.02638	0.06675	4728.92	3.4226E+11	5.3892E+07
2820.30	0.04031	0.02640	0.06671	4725.97	3.3221E+11	5.3003E+07
3008.32	0.04025	0.02641	0.06666	4722.25	3.2233E+11	5.2115E+07
3196.34	0.04017	0.02642	0.06659	4717.72	3.1262E+11	5.1227E+07
3384.36	0.04010	0.02642	0.06652	4712.36	3.0307E+11	5.0341E+07
3572.38	0.04001	0.02642	0.06643	4706.13	2.9369E+11	4.9455E+07
3760.40	0.03992	0.02641	0.06633	4699.00	2.8447E+11	4.8571E+07
3948.42	0.03982	0.02639	0.06622	4690.95	2.7542E+11	4.7688E+07
4136.44	0.03972	0.02637	0.06609	4681.96	2.6654E+11	4.6807E+07
4324.46	0.03961	0.02634	0.06595	4671.99	2.5782E+11	4.5928E+07
4512.48	0.03949	0.02631	0.06579	4661.05	2.4927E+11	4.5050E+07
4700.50	0.03936	0.02627	0.06563	4649.11	2.4088E+11	4.4175E+07
4888.52	0.03922	0.02622	0.06544	4636.17	2.3266E+11	4.3302E+07
5076.54	0.03908	0.02616	0.06525	4622.21	2.2460E+11	4.2432E+07
5264.56	0.03893	0.02610	0.06503	4607.22	2.1670E+11	4.1564E+07
5452.58	0.03877	0.02603	0.06481	4591.20	2.0897E+11	4.0699E+07
5640.60	0.03861	0.02596	0.06457	4574.16	2.0139E+11	3.9838E+07
5828.62	0.03844	0.02588	0.06431	4556.07	1.9398E+11	3.8979E+07
6016.64	0.03825	0.02579	0.06404	4536.95	1.8674E+11	3.8125E+07
6204.66	0.03806	0.02569	0.06376	4516.80	1.7965E+11	3.7273E+07
6392.68	0.03787	0.02559	0.06346	4495.61	1.7272E+11	3.6426E+07
6580.70	0.03766	0.02548	0.06315	4473.40	1.6595E+11	3.5583E+07
6768.72	0.03745	0.02537	0.06282	4450.15	1.5934E+11	3.4744E+07
6956.74	0.03723	0.02524	0.06247	4425.89	1.5288E+11	3.3910E+07
7144.76	0.03700	0.02511	0.06212	4400.61	1.4659E+11	3.3080E+07
7332.78	0.03677	0.02498	0.06175	4374.32	1.4044E+11	3.2255E+07
7520.80	0.03653	0.02483	0.06136	4347.02	1.3446E+11	3.1435E+07
7708.82	0.03628	0.02468	0.06096	4318.72	1.2862E+11	3.0620E+07
7896.84	0.03602	0.02453	0.06055	4289.43	1.2294E+11	2.9811E+07
8084.86	0.03576	0.02436	0.06012	4259.14	1.1741E+11	2.9007E+07
8272.88	0.03549	0.02419	0.05968	4227.88	1.1203E+11	2.8210E+07
8460.90	0.03521	0.02401	0.05922	4195.63	1.0680E+11	2.7418E+07
8648.92	0.03493	0.02383	0.05876	4162.41	1.0172E+11	2.6632E+07
8836.94	0.03464	0.02364	0.05827	4128.21	9.6789E+10	2.5853E+07
9024.96	0.03434	0.02344	0.05778	4093.05	9.2001E+10	2.5080E+07
9212.98	0.03403	0.02323	0.05727	4056.91	8.7357E+10	2.4314E+07
9401.00	0.03372	0.02302	0.05674	4019.80	8.2857E+10	2.3554E+07
9589.02	0.03341	0.02280	0.05620	3981.72	7.8499E+10	2.2802E+07
9777.04	0.03308	0.02257	0.05565	3942.66	7.4282E+10	2.2057E+07
9965.06	0.03275	0.02234	0.05509	3902.61	7.0204E+10	2.1320E+07
10153.08	0.03241	0.02209	0.05451	3861.58	6.6264E+10	2.0590E+07
10341.10	0.03207	0.02185	0.05392	3819.54	6.2461E+10	1.9868E+07
10529.12	0.03172	0.02159	0.05331	3776.49	5.8792E+10	1.9153E+07
10717.14	0.03136	0.02132	0.05269	3732.42	5.5258E+10	1.8447E+07
10905.16	0.03100	0.02105	0.05205	3687.30	5.1855E+10	1.7750E+07
11093.18	0.03062	0.02077	0.05140	3641.12	4.8582E+10	1.7061E+07
11281.20	0.03024	0.02049	0.05073	3593.85	4.5438E+10	1.6381E+07
11469.22	0.02985	0.02019	0.05005	3545.47	4.2421E+10	1.5710E+07
11657.24	0.02946	0.01989	0.04935	3495.95	3.9530E+10	1.5048E+07
11845.26	0.02905	0.01958	0.04863	3445.25	3.6762E+10	1.4395E+07
12033.28	0.02864	0.01926	0.04790	3393.35	3.4116E+10	1.3752E+07
12221.30	0.02822	0.01893	0.04715	3340.20	3.1590E+10	1.3119E+07
12409.32	0.02778	0.01860	0.04638	3285.76	2.9181E+10	1.2496E+07

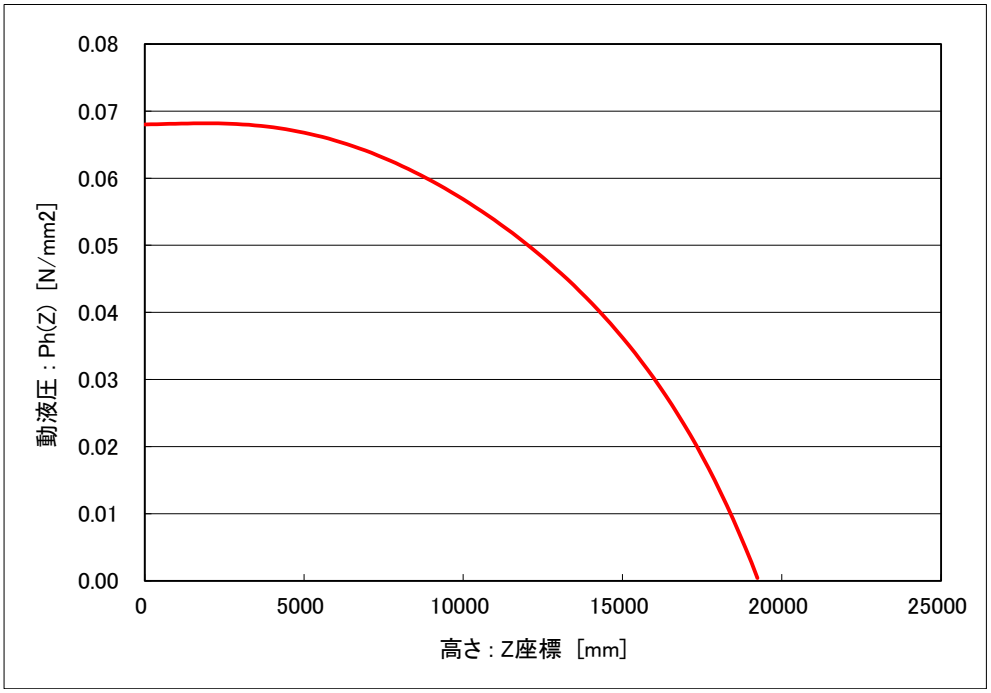
12597.34	0.02734	0.01825	0.04559	3229.99	2.6889E+10	1.1884E+07
12785.36	0.02689	0.01790	0.04479	3172.82	2.4712E+10	1.1282E+07
12973.38	0.02642	0.01754	0.04396	3114.21	2.2646E+10	1.0691E+07
13161.40	0.02594	0.01717	0.04311	3054.09	2.0690E+10	1.0111E+07
13349.42	0.02545	0.01679	0.04224	2992.41	1.8843E+10	9.5425E+06
13537.44	0.02495	0.01640	0.04135	2929.08	1.7101E+10	8.9858E+06
13725.46	0.02443	0.01599	0.04043	2864.05	1.5463E+10	8.4412E+06
13913.48	0.02390	0.01558	0.03948	2797.22	1.3926E+10	7.9090E+06
14101.50	0.02335	0.01516	0.03851	2728.51	1.2487E+10	7.3895E+06
14289.52	0.02279	0.01473	0.03752	2657.84	1.1146E+10	6.8832E+06
14477.54	0.02220	0.01429	0.03649	2585.11	9.8977E+09	6.3903E+06
14665.56	0.02160	0.01383	0.03543	2510.21	8.7413E+09	5.9113E+06
14853.58	0.02098	0.01337	0.03434	2433.04	7.6735E+09	5.4466E+06
15041.60	0.02033	0.01289	0.03322	2353.49	6.6917E+09	4.9966E+06
15229.62	0.01966	0.01240	0.03206	2271.44	5.7932E+09	4.5618E+06
15417.64	0.01897	0.01190	0.03087	2186.76	4.9749E+09	4.1427E+06
15605.66	0.01825	0.01138	0.02963	2099.32	4.2338E+09	3.7397E+06
15793.68	0.01751	0.01085	0.02836	2008.99	3.5670E+09	3.3535E+06
15981.70	0.01674	0.01030	0.02704	1915.61	2.9712E+09	2.9846E+06
16169.72	0.01593	0.00974	0.02568	1819.03	2.4430E+09	2.6335E+06
16357.74	0.01510	0.00917	0.02427	1719.10	1.9791E+09	2.3009E+06
16545.76	0.01423	0.00858	0.02281	1615.65	1.5760E+09	1.9874E+06
16733.78	0.01332	0.00797	0.02129	1508.51	1.2299E+09	1.6936E+06
16921.80	0.01237	0.00735	0.01973	1397.49	9.3719E+08	1.4205E+06
17109.82	0.01139	0.00671	0.01810	1282.40	6.9380E+08	1.1685E+06
17297.84	0.01036	0.00605	0.01642	1163.05	4.9570E+08	9.3862E+05
17485.86	0.00929	0.00538	0.01467	1039.24	3.3869E+08	7.3159E+05
17673.88	0.00817	0.00468	0.01286	910.74	2.1837E+08	5.4827E+05
17861.90	0.00700	0.00397	0.01097	777.34	1.3020E+08	3.8957E+05
18049.92	0.00578	0.00323	0.00902	638.81	6.9470E+07	2.5644E+05
18237.94	0.00451	0.00248	0.00699	494.90	3.1274E+07	1.4986E+05
18425.96	0.00318	0.00170	0.00488	345.38	1.0523E+07	7.0866E+04
18613.98	0.00178	0.00090	0.00268	189.99	1.9305E+06	2.0535E+04
18802.00	0.00033	0.00007	0.00040	28.45	0.0000E+00	0.0000E+00

(2) 新法タンク No.3 の動液圧計算結果

D	45900 mm
H	19240 mm
Kh_1	0.5037
ν_3	1.679
ρ	9.50E-07 kg/mm^2

H/D	0.419172
分割	100
ΔH	192.4 mm
g	9.8 m/sec^2
Z	9.49E+12 mm^3

C00	C01	C02	C03	C04	C05
0.78058	-0.12958	0.726131	-4.13109	5.56109	-2.8015
C10	C12	C12	C13	C14	C15
0.71432	0.231797	-0.3307	-1.55307	1.958823	-1.01887



付図 2-2　側板の高さにおける動液圧の分布（新法タンク No.3）

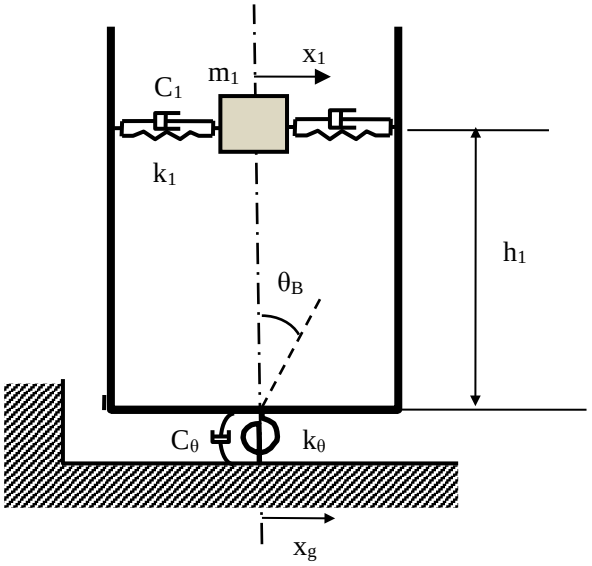
				P = 2D*Ph(z)*π/4 より		
Z (mm)	Ph0(Z) (N/mm2)	Ph1(Z) (N/mm2)	Ph(Z) (N/mm2)	P (N/mm)	M (N.mm)	Q (N)
0.00	0.04195	0.02606	0.06801	4903.50	5.4473E+11	7.0539E+07
192.40	0.04188	0.02615	0.06803	4904.75	5.3125E+11	6.9595E+07
384.80	0.04182	0.02623	0.06805	4906.28	5.1795E+11	6.8651E+07
577.20	0.04177	0.02631	0.06807	4907.96	5.0483E+11	6.7707E+07
769.60	0.04172	0.02638	0.06810	4909.70	4.9189E+11	6.6763E+07
962.00	0.04167	0.02645	0.06812	4911.40	4.7914E+11	6.5818E+07
1154.40	0.04162	0.02652	0.06814	4912.96	4.6657E+11	6.4873E+07
1346.80	0.04158	0.02658	0.06816	4914.29	4.5418E+11	6.3928E+07
1539.20	0.04154	0.02664	0.06817	4915.32	4.4197E+11	6.2982E+07
1731.60	0.04149	0.02669	0.06818	4915.96	4.2994E+11	6.2036E+07
1924.00	0.04145	0.02674	0.06819	4916.15	4.1810E+11	6.1090E+07
2116.40	0.04140	0.02678	0.06818	4915.82	4.0643E+11	6.0145E+07
2308.80	0.04135	0.02682	0.06817	4914.90	3.9495E+11	5.9199E+07
2501.20	0.04129	0.02685	0.06815	4913.33	3.8365E+11	5.8253E+07
2693.60	0.04123	0.02688	0.06812	4911.07	3.7254E+11	5.7308E+07
2886.00	0.04117	0.02690	0.06807	4908.07	3.6160E+11	5.6364E+07
3078.40	0.04110	0.02692	0.06802	4904.28	3.5085E+11	5.5420E+07
3270.80	0.04103	0.02693	0.06796	4899.65	3.4028E+11	5.4477E+07
3463.20	0.04095	0.02693	0.06788	4894.16	3.2989E+11	5.3534E+07
3655.60	0.04086	0.02693	0.06779	4887.77	3.1968E+11	5.2593E+07
3848.00	0.04077	0.02692	0.06769	4880.44	3.0965E+11	5.1654E+07
4040.40	0.04067	0.02691	0.06758	4872.16	2.9980E+11	5.0715E+07
4232.80	0.04056	0.02689	0.06745	4862.90	2.9013E+11	4.9779E+07
4425.20	0.04045	0.02686	0.06730	4852.64	2.8064E+11	4.8844E+07
4617.60	0.04033	0.02682	0.06715	4841.36	2.7134E+11	4.7912E+07
4810.00	0.04020	0.02678	0.06698	4829.05	2.6221E+11	4.6981E+07
5002.40	0.04006	0.02673	0.06679	4815.69	2.5326E+11	4.6054E+07
5194.80	0.03991	0.02668	0.06659	4801.28	2.4449E+11	4.5128E+07
5387.20	0.03976	0.02662	0.06638	4785.80	2.3589E+11	4.4206E+07
5579.60	0.03960	0.02655	0.06615	4769.26	2.2748E+11	4.3287E+07
5772.00	0.03943	0.02647	0.06590	4751.64	2.1923E+11	4.2371E+07
5964.40	0.03925	0.02639	0.06564	4732.95	2.1117E+11	4.1459E+07
6156.80	0.03907	0.02630	0.06537	4713.18	2.0328E+11	4.0550E+07
6349.20	0.03887	0.02621	0.06508	4692.33	1.9557E+11	3.9645E+07
6541.60	0.03867	0.02610	0.06478	4670.42	1.8803E+11	3.8744E+07
6734.00	0.03846	0.02599	0.06446	4647.43	1.8066E+11	3.7848E+07
6926.40	0.03825	0.02588	0.06412	4623.38	1.7346E+11	3.6956E+07
7118.80	0.03802	0.02575	0.06378	4598.26	1.6644E+11	3.6069E+07
7311.20	0.03779	0.02562	0.06341	4572.09	1.5958E+11	3.5187E+07
7503.60	0.03755	0.02548	0.06304	4544.87	1.5290E+11	3.4310E+07
7696.00	0.03731	0.02534	0.06264	4516.60	1.4638E+11	3.3438E+07
7888.40	0.03705	0.02519	0.06224	4487.29	1.4003E+11	3.2572E+07
8080.80	0.03679	0.02503	0.06182	4456.95	1.3384E+11	3.1712E+07
8273.20	0.03652	0.02486	0.06138	4425.58	1.2782E+11	3.0857E+07
8465.60	0.03624	0.02469	0.06093	4393.19	1.2197E+11	3.0009E+07
8658.00	0.03596	0.02451	0.06047	4359.78	1.1628E+11	2.9167E+07
8850.40	0.03567	0.02432	0.05999	4325.36	1.1075E+11	2.8331E+07
9042.80	0.03537	0.02413	0.05950	4289.92	1.0537E+11	2.7502E+07
9235.20	0.03507	0.02392	0.05899	4253.47	1.0016E+11	2.6680E+07
9427.60	0.03476	0.02371	0.05847	4216.01	9.5107E+10	2.5866E+07
9620.00	0.03444	0.02350	0.05794	4177.55	9.0208E+10	2.5058E+07
9812.40	0.03412	0.02327	0.05739	4138.07	8.5464E+10	2.4258E+07
10004.80	0.03379	0.02304	0.05683	4097.57	8.0873E+10	2.3466E+07
10197.20	0.03345	0.02281	0.05626	4056.05	7.6433E+10	2.2682E+07
10389.60	0.03311	0.02256	0.05567	4013.50	7.2144E+10	2.1905E+07
10582.00	0.03275	0.02231	0.05506	3969.91	6.8003E+10	2.1137E+07
10774.40	0.03240	0.02205	0.05444	3925.26	6.4010E+10	2.0378E+07
10966.80	0.03203	0.02178	0.05381	3879.55	6.0161E+10	1.9627E+07
11159.20	0.03166	0.02150	0.05316	3832.75	5.6456E+10	1.8885E+07
11351.60	0.03128	0.02122	0.05249	3784.84	5.2893E+10	1.8152E+07
11544.00	0.03089	0.02093	0.05181	3735.80	4.9470E+10	1.7429E+07
11736.40	0.03049	0.02063	0.05112	3685.61	4.6186E+10	1.6715E+07
11928.80	0.03009	0.02032	0.05041	3634.22	4.3038E+10	1.6011E+07
12121.20	0.02967	0.02000	0.04968	3581.62	4.0024E+10	1.5317E+07
12313.60	0.02925	0.01968	0.04893	3527.76	3.7143E+10	1.4633E+07
12506.00	0.02882	0.01935	0.04816	3472.60	3.4392E+10	1.3959E+07
12698.40	0.02838	0.01900	0.04738	3416.09	3.1770E+10	1.3296E+07

12890.80	0.02792	0.01865	0.04658	3358.19	2.9275E+10	1.2645E+07
13083.20	0.02746	0.01829	0.04575	3298.84	2.6904E+10	1.2004E+07
13275.60	0.02698	0.01793	0.04491	3237.99	2.4654E+10	1.1376E+07
13468.00	0.02650	0.01755	0.04404	3175.57	2.2525E+10	1.0759E+07
13660.40	0.02600	0.01716	0.04316	3111.51	2.0513E+10	1.0154E+07
13852.80	0.02548	0.01676	0.04224	3045.74	1.8617E+10	9.5614E+06
14045.20	0.02495	0.01635	0.04131	2978.19	1.6833E+10	8.9819E+06
14237.60	0.02441	0.01593	0.04034	2908.77	1.5159E+10	8.4156E+06
14430.00	0.02385	0.01551	0.03935	2837.39	1.3593E+10	7.8628E+06
14622.40	0.02327	0.01507	0.03834	2763.97	1.2132E+10	7.3239E+06
14814.80	0.02267	0.01461	0.03729	2688.39	1.0774E+10	6.7994E+06
15007.20	0.02206	0.01415	0.03621	2610.55	9.5145E+09	6.2897E+06
15199.60	0.02142	0.01367	0.03510	2530.35	8.3519E+09	5.7951E+06
15392.00	0.02076	0.01319	0.03395	2447.66	7.2830E+09	5.3162E+06
15584.40	0.02008	0.01269	0.03277	2362.37	6.3047E+09	4.8535E+06
15776.80	0.01937	0.01217	0.03154	2274.33	5.4138E+09	4.4075E+06
15969.20	0.01864	0.01165	0.03028	2183.41	4.6070E+09	3.9786E+06
16161.60	0.01788	0.01110	0.02898	2089.47	3.8811E+09	3.5676E+06
16354.00	0.01709	0.01055	0.02763	1992.35	3.2325E+09	3.1749E+06
16546.40	0.01626	0.00998	0.02624	1891.90	2.6576E+09	2.8012E+06
16738.80	0.01541	0.00939	0.02480	1787.95	2.1526E+09	2.4472E+06
16931.20	0.01452	0.00879	0.02331	1680.32	1.7139E+09	2.1136E+06
17123.60	0.01359	0.00817	0.02176	1568.84	1.3373E+09	1.8010E+06
17316.00	0.01262	0.00753	0.02016	1453.31	1.0188E+09	1.5103E+06
17508.40	0.01162	0.00688	0.01850	1333.54	7.5398E+08	1.2422E+06
17700.80	0.01057	0.00621	0.01677	1209.32	5.3851E+08	9.9757E+05
17893.20	0.00947	0.00551	0.01499	1080.44	3.6777E+08	7.7729E+05
18085.60	0.00833	0.00480	0.01313	946.67	2.3698E+08	5.8228E+05
18278.00	0.00713	0.00407	0.01120	807.79	1.4119E+08	4.1350E+05
18470.40	0.00588	0.00332	0.00920	663.54	7.5247E+07	2.7196E+05
18662.80	0.00458	0.00255	0.00712	513.69	3.3816E+07	1.5871E+05
18855.20	0.00322	0.00175	0.00497	357.98	1.1347E+07	7.4855E+04
19047.60	0.00179	0.00093	0.00272	196.13	2.0731E+06	2.1549E+04
19240.00	0.00030	0.00008	0.00039	27.87	0.0000E+00	0.0000E+00

参考資料 7

1 質点減衰付きロッキング系モデル

1 質点減衰付きロッキング系モデルの概念図を付図 7.1 に示す。



付図 7.1　1 質点減衰付きロッキング系モデルの概念図

ラグランジュの方程式を用いて、1 質点減衰付きロッキング系モデルの運動方程式は次式で求められる。

$$\begin{bmatrix} m_1 & m_1h_1 \\ m_1h_1 & m_1h_1^2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{\theta}_B \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_\theta \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{\theta}_B \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_\theta \end{bmatrix}\begin{bmatrix} x_1 \\ \theta_B \end{bmatrix}=-\begin{bmatrix} m_1 \\ m_1h_1 \end{bmatrix}\ddot{x}_g \qquad (7.1)$$

一方、ベースシア Q 及び転倒モーメント M_{EBP}は、次式で表される。

$$Q(t)=m_1(\ddot{x}_1+\ddot{x}_g+\ddot{\theta}_B\cdot h_1)+C_1\dot{x}_1 \qquad (7.2)$$

$$M_{EBP}(t)=m_1(\ddot{x}_1+\ddot{x}_g+\ddot{\theta}_B\cdot h_1)h_1+\dot{C}_\theta\theta_B \qquad (7.3)$$

ここで、

m_1：バルジング振動有効液質量（kg）

h_1：バルジング有効液質量高さ（cm）

C_1：バルジング振動減衰係数（N.s/cm）

C_θ：タンク基部のロッキング減衰係数（N.s.cm/rad）

k_1：バルジング振動ばね定数（N/mm）

k_θ：タンク基部のロッキングばね定数（N.cm/rad）

x_1：質点の変位（cm）
$\dot{x}_1$：速度（cm/s）
$\ddot{x}_1$：加速度（cm/s²）
θ_B：タンク基部のロッキング角変位（rad）
$\dot{\theta}_B$：角速度（rad/s）
$\ddot{\theta}_B$：角加速度（rad/s²）
x_g：タンク基礎の変位（cm）
$\dot{x}_g$：速度（cm/s）
$\ddot{x}_g$：加速度（cm/s²）

また、$u_1 = x_1 + h_1\theta_B$ とおくと、式（7.1）は次式のように表される。

$$m_1\ddot{u}_1 + C_e\dot{u}_1 + k_e u_1 = -m_1\ddot{x}_g \qquad (7.4)$$

ただし、

$$\frac{1}{k_e} = [\frac{1}{k_1} + \frac{h_1^2}{k_\theta}] \qquad (7.5)$$

$$\frac{1}{C_e} = [\frac{1}{C_1} + \frac{h_1^2}{C_\theta}] \qquad (7.6)$$

－－

以下、式の誘導過程を示す。

［運動方程式の誘導］

ラグランジュの方程式は、

$$\frac{\partial}{\partial t}(\frac{\partial T}{\partial \dot{x}_1}) - \frac{\partial T}{\partial x_1} + \frac{\partial F}{\partial \dot{x}_1} + \frac{\partial V}{\partial x_1} = 0 \qquad (7.7)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}_B}) - \frac{\partial T}{\partial \theta_B} + \frac{\partial F}{\partial \dot{\theta}_B} + \frac{\partial V}{\partial \theta_B} = 0 \qquad (7.8)$$

運動エネルギーとポテンシャルエネルギー及び粘性減衰エネルギーは、

$$T = \frac{1}{2}m_1(\dot{x}_1 + \dot{x}_g + \dot{\theta}_B \cdot h_1)^2 \qquad (7.9)$$

$$V = \frac{1}{2}k_1 x_1^2 + \frac{1}{2}k_\theta \theta_B^2 \qquad (7.10)$$

$$F = \frac{1}{2}C_1 \dot{x}_1^2 + \frac{1}{2}C_\theta \dot{\theta}_B^2 \qquad (7.11)$$

そして、

$$\frac{\partial}{\partial t}(\frac{\partial T}{\partial \dot{x}_1}) = m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g + \ddot{\theta}_B \cdot h_1) \qquad (7.12)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}_B}) = m_1 h_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g + \ddot{\theta}_B \cdot h_1) \qquad (7.13)$$

さらに、

$$\frac{\partial T}{\partial x_1} = 0 \qquad (7.14)$$

$$\frac{\partial T}{\partial \theta_B} = 0 \qquad (7.15)$$

そして、

$$\frac{\partial V}{\partial x_1} = k_1 x_1 \qquad (7.16)$$

$$\frac{\partial V}{\partial \theta_B} = k_\theta \theta_B \qquad (7.17)$$

一方、

$$\frac{\partial F}{\partial \dot{x}_1} = C_1 \dot{x}_1 \qquad (7.18)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \dot{\theta}_B} = C_\theta \dot{\theta}_B \qquad (7.19)$$

これより、運動方程式は、

$$m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g + \ddot{\theta}_B \cdot h_1) + C_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 = 0 \qquad (7.20)$$

$$m_1 h_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g + \ddot{\theta}_B \cdot h_1) + C_\theta \dot{\theta}_B + k_\theta \theta_B = 0 \qquad (7.21)$$

マトリックス表示すれば、

$$\begin{bmatrix} m_1 & m_1 h_1 \\ m_1 h_1 & m_1 h_1^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{\theta}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{\theta}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ \theta_B \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} m_1 \\ m_1 h_1 \end{bmatrix} \ddot{x}_g \qquad (7.22)$$

また、質点の絶対変位を用いた表示形式は以下のように求められる。

$u_1 = x_1 + h_1 \theta_B$ とおくと、運動方程式は、

$$m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{x}_g) + C_1\dot{x}_1 + k_1 x_1 = 0 \qquad (7.23)$$

$$m_1 h_1(\ddot{u}_1 + \ddot{x}_g) + C_\theta\dot{\theta}_B + k_\theta\theta_B = 0 \qquad (7.24)$$

上式（7.24）を書き直して、

$$m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{x}_g) + \frac{C_\theta}{h_1^2}(\dot{u}_1 - \dot{x}_1) + \frac{k_\theta}{h_1^2}(u_1 - x_1) = 0 \qquad (7.25)$$

式（7.23)、（7.26）及び（7.25）を比較して、

$$C_1\dot{x}_1 = (\frac{C_\theta}{h_1^2})h_1\dot{\theta}_B \qquad (7.26)$$

$$k_1 x_1 = (\frac{k_\theta}{h_1^2})h_1\theta_B \qquad (7.27)$$

ここで、u_1に関する運動方程式を導入する。この場合、減衰係数を C_e及びばね係数を k_eとする。

$$m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{x}_g) + C_e\dot{u}_1 + k_e u_1 = 0 \qquad (7.28)$$

これより、式（3.26）及び式（1..27）の関係を用いて、

$$C_e\dot{u}_1 = C_e(\dot{x}_1 + h_1\dot{\theta}_B) = C_e[\frac{1}{C_1} + \frac{h_1^2}{C_\theta}]C_1\dot{x}_1 \qquad (7.29)$$

$$k_e u_1 = k_e(x_1 + h_1\theta_B) = k_e[\frac{1}{k_1} + \frac{h_1^2}{k_\theta}]k_1 x_1 \qquad (7.30)$$

これより、

$$\dot{x}_1 = \frac{1}{C_1[\frac{1}{C_1} + \frac{h_1^2}{C_\theta}]}\dot{u}_1 \qquad (7.31)$$

$$x_1 = \frac{1}{k_1[\frac{1}{k_1} + \frac{h_1^2}{k_\theta}]}u_1 \qquad (7.32)$$

上式の関係を用い、式（7..23）と式（7..28）比較すれば、次式が得られる。

$$\frac{1}{C_e} = [\frac{1}{C_1} + \frac{h_1^2}{C_\theta}] \qquad (7.33)$$

$$\frac{1}{k_e}=[\frac{1}{k_1}+\frac{h_1^2}{k_\theta}] \qquad (7.34)$$

算式の一覧表を以下に示す。

ロッキングばねが非線形の場合には、復元力特性を以下のように置き換えることになる。

(1) 2 元連立微分方程式表示　(x_1,θ_B)　運動方程式：$k_\theta\theta_B$　→　$M(\theta_B)$

(2) 1 元微分方程式表示　(x_1)　運動方程式：$k_e u_1$　→　$Q(u_1)$

付表 7.1　1 質点減衰付き R モデル一覧表［線形ロッキングばね k_θ の場合］

	2 元連立微分方程式表示 (x_1,θ_B)	1 元微分方程式表示 $u_1=x_1+h_1\theta_B$
運動 方程式	$\begin{bmatrix} m_1 & m_1h_1 \\ m_1h_1 & m_1h_1^2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{\theta}_B \end{bmatrix}$ $+\begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_\theta \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{\theta}_B \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_\theta \end{bmatrix}\begin{bmatrix} x_1 \\ \theta_B \end{bmatrix}=-\begin{bmatrix} m_1 \\ m_1h_1 \end{bmatrix}\ddot{x}_g$	$m_1\ddot{u}_1+C_e\dot{u}_1+k_eu_1=-m_1\ddot{x}_g$
ばね定数	k_1 ， k_θ	$\frac{1}{k_e}=\frac{1}{k_1}+\frac{h_1^2}{k_\theta}$
減衰係数	C_1 ， C_θ	$\frac{1}{C_e}=\frac{1}{C_1}+\frac{h_1^2}{C_\theta}$
相対変位	x_1	$x_1=\frac{k_e}{k_1}u_1$
回転変位	$h_1\theta_B$	$h_1\theta_B=\frac{k_eh_1^2}{k_\theta}u_1$
地動変位	x_g	x_g
絶対変位	$x_1+h_1\theta_B+x_g$	u_1+x_g

参考資料 8

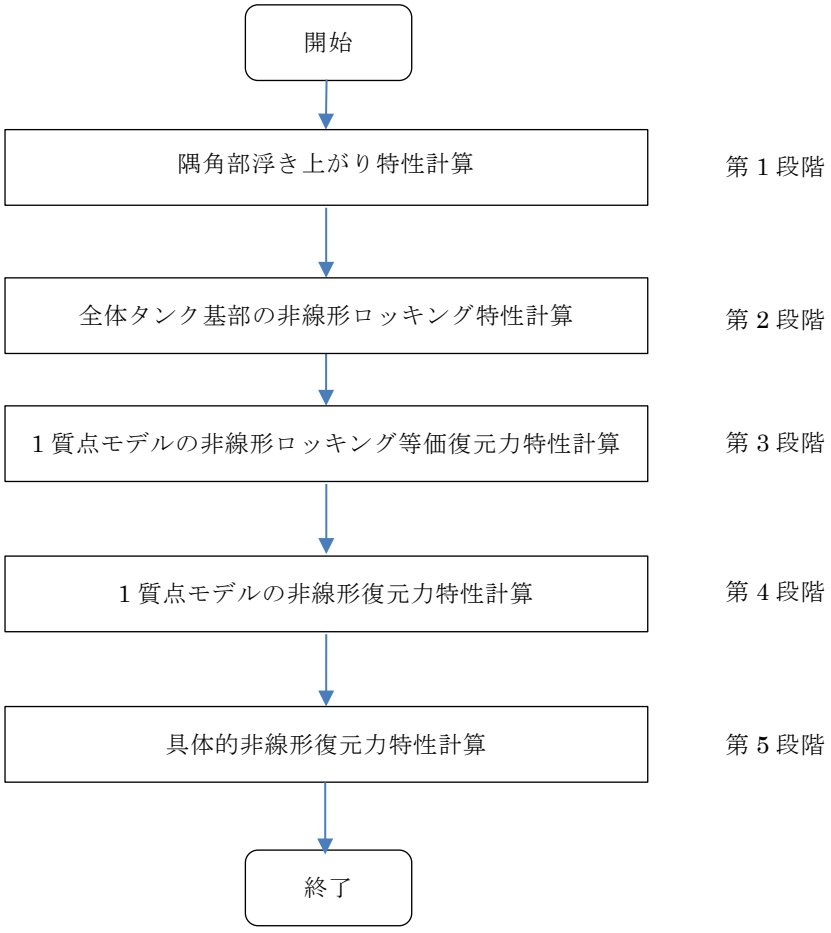
動液圧の影響を考慮したタンク全体の浮き上がりロッキング特性
「Wozniak モデル」に基づく方法

1　計算手順

動液圧の影響を考慮したタンク全体の浮き上がりロッキング特性計算手順は、以下の 5 段階に分かれる（付図 8.1 参照）。

第 1 段階：隅角部浮き上がり特性計算
第 2 段階：全体タンク基部の非線形ロッキング特性計算
第 3 段階：1 質点モデルの非線形ロッキング等価復元力特性計算
第 4 段階：1 質点非線形ばね系モデルの復元力特性計算
第 5 段階：具体的復元力特性計算

ただし、タンク自重の影響及び水平地震動によるタンク転倒モーメントに係る動液圧の影響は無視する。



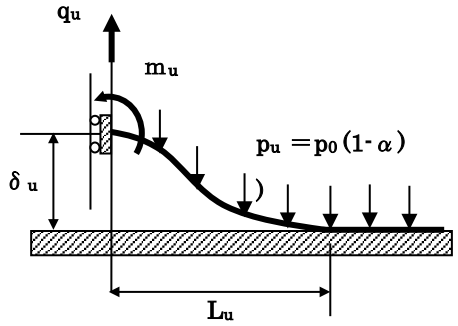
付図 8.1　動液圧の影響を考慮したタンク全体の浮き上がりロッキング特性計算手順

2　隅角部浮き上がり特性計算

Wozniak モデルを用いて計算する。この場合の主な仮定条件は下記のとおりである。
なお、側板下端に作用する自重の影響は別途取り扱うこととする。

① タンク基礎は剛基礎とする。
② タンク隅角部に作用する内圧は（静液圧＋動液圧）とする。
③ 隅角部アニュラ板の曲げ剛性 D_sは∞とする。隅角部浮き上がり位置のアニュラ板端部は回転拘束（固定）で浮き上がりは可能な境界条件とする。
④ アニュラ板は微小変形弾性理論に立脚する単位幅のはりとする。

隅角部浮き上がりモデルは、付図 8.2 に示す通りで、隅角部浮き上がり特性計算手順は付図 8.3 のとおりである。隅角部アニュラ板の曲げモーメント m_uを設定した場合、浮き上がり抵抗力と浮き上がり変位の関係は、次式で表される。



付図 8.2　隅角部浮き上がり・Wozniak モデル

$$q_u = \sqrt[4]{\frac{128}{9} D_a} \sqrt[4]{P_u^3} \sqrt[4]{\delta_u} \qquad (8.1)$$

ただし、

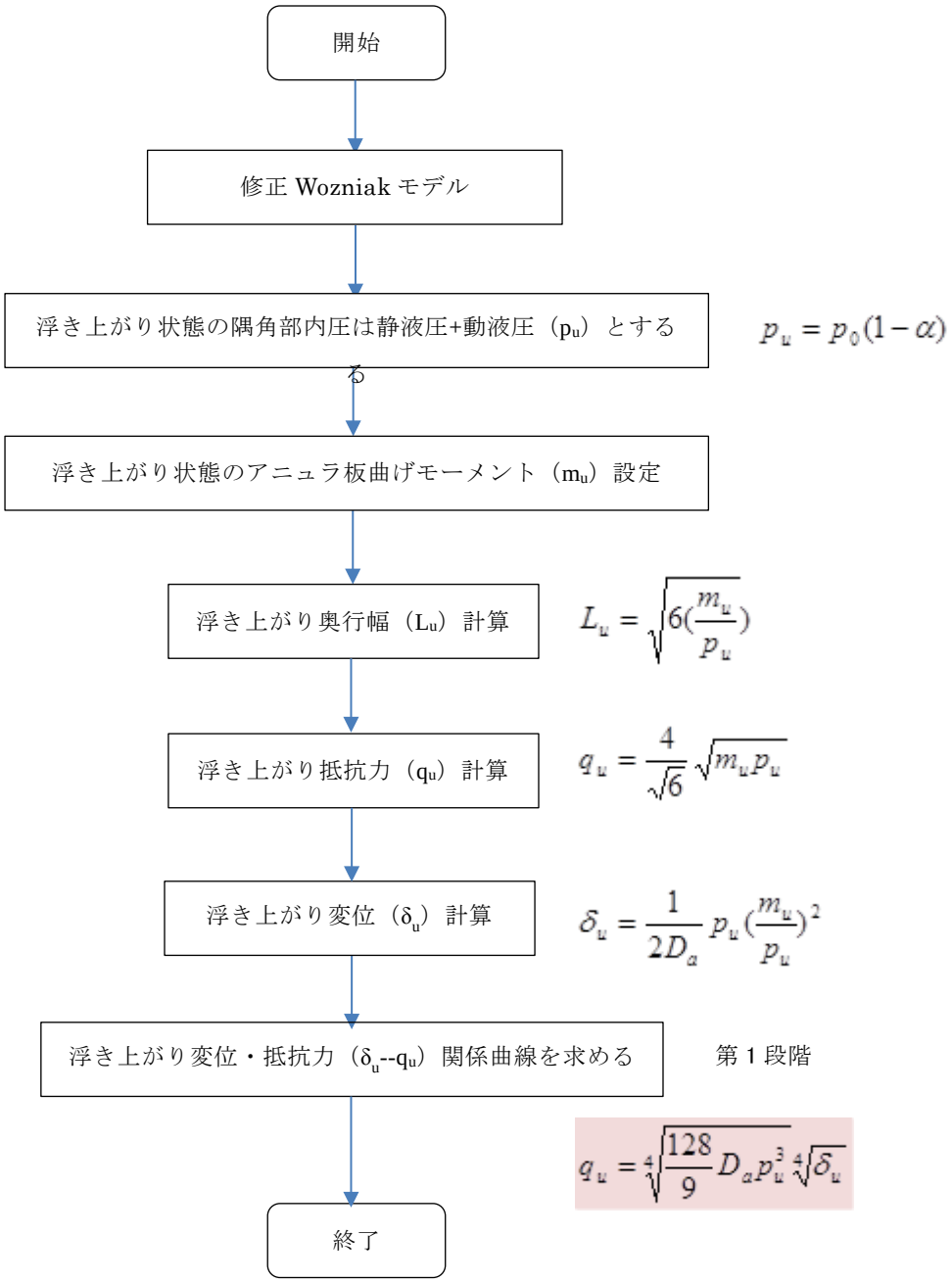
$$P_u = P_0(1-\alpha) \qquad (8.2)$$

$$\alpha = ph_1 / P_0 \qquad (8.3)$$

$$\delta_u = \frac{1}{2D_a}\left(\frac{m_u^2}{P_u}\right) \qquad (8.4)$$

$$m_u = \sigma_u t_a^2 / 6 \qquad (8.5)$$

隅角部アニュラ板が降伏モーメント m_yに達するとき、$\sigma_u=\sigma_y$ として、降伏浮き上がり抵抗力 q_yと降伏変位 δ_yの関係が得られる。また、隅角部アニュラ板に全塑性モーメント m_pに達するとき、$\sigma_u=1.5\sigma_y$ として、全塑性降伏浮き上がり抵抗力 q_pと降伏変位 δ_pの関係が得られる。



付図 8.3　隅角部浮き上がり特性計算手順（第 1 段階）

3　全体タンク基部の非線形ロッキング特性計算

主な仮定条件は下記のとおりである。

なお、側板下端に作用する自重の影響は別途取り扱うこととする。

①　隅角部内圧は、円周にわたって余弦分布し次式で与える（付図 8.4 参照）。

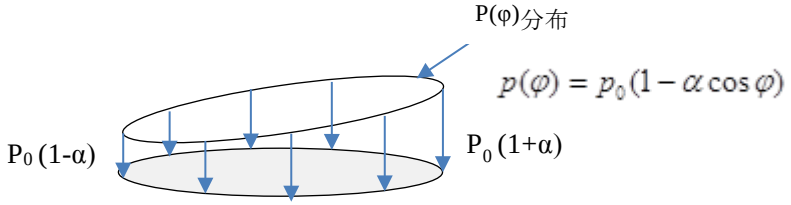
$$P(\varphi) = P_0(1-\alpha\cos\varphi)$$

②　隅角部浮き上がり変位は、円周にわたって一様傾斜分布し次式で与える（付図 8.5 参照）。

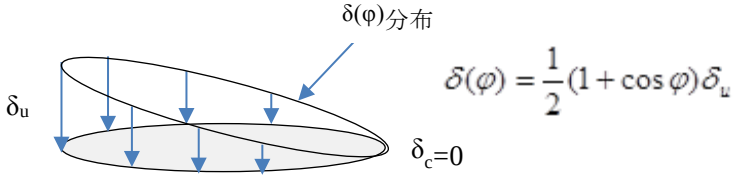
$$\delta(\varphi) = \frac{1}{2}(1+\cos\varphi)\delta_u$$

③　円周任意点の隅角部の抵抗力は、次式で与える（付図 8.6 参照）。

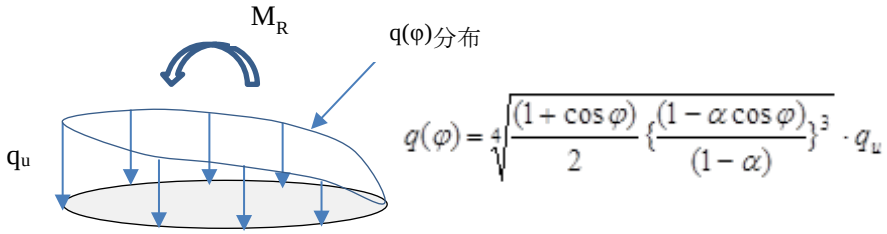
$$q(\varphi) = \sqrt[4]{\frac{(1+\cos\varphi)}{2}\{\frac{(1-\alpha\cos\varphi)}{(1-\alpha)}\}^3}\cdot q_u$$



付図 8.4　隅角部の内圧分布



付図 8.5　側板下端の片浮き上がり抵抗力分布と転倒抵抗モーメント



付図 8.6　側板下端の片浮き上がり抵抗力分布と転倒抵抗モーメント

片浮き上がり状態におけるタンク全体基部の非線形ロッキング特性計算手順は付図 8.7 のとおりである。

抵抗転倒モーメント-回転角の関係は次式で表される（付図 8.4 及び付図 8.6 参照）。

$$M_R = C_M(\alpha) R^2 \sqrt[4]{RD_a p_0^3} \sqrt[4]{\theta_t} \qquad (8.6)$$

ただし、$C_M(\alpha) = -5.9588\alpha + 13.381$ (8.7)

上式は、以下のように求められる。

抵抗転倒モーメント M_R と隅角部浮き上がり抵抗力 q_u の関係式は、

$$M_R = 2\int_0^{\pi} q(\varphi)\cdot(1+\cos\varphi)R^2 d\varphi = 2q_u R^2 \int_0^{\pi} \sqrt[4]{\frac{(1+\cos\varphi)}{2}\{\frac{(1-\alpha\cos\varphi)}{(1-\alpha)}\}^3}(1+\cos\varphi)d\varphi$$
$$= 2q_u R^2 \int_0^{\pi} \sqrt[4]{\frac{(1+\cos\varphi)^5}{2}\{\frac{(1-\alpha\cos\varphi)}{(1-\alpha)}\}^3} d\varphi \qquad (8.8)$$

これより、積分を実行して二次曲線近似すれば、

$$M_R = 2q_u R^2 f_\varphi(\alpha) \qquad (8.9)$$

$$f_\varphi(\alpha) = 2.0571\alpha^2 + 0.7074\alpha + 2.8963 \qquad (8.10)$$

一方、片浮き上がりしたタンクの傾斜角 θ_t と隅角部の最大浮き上がり変位 δ_u の関係式は、

$$\theta_t = \frac{\delta_u}{2R} \qquad (8.11)$$

これより、隅角部の最大浮き上がり点の抵抗力は、

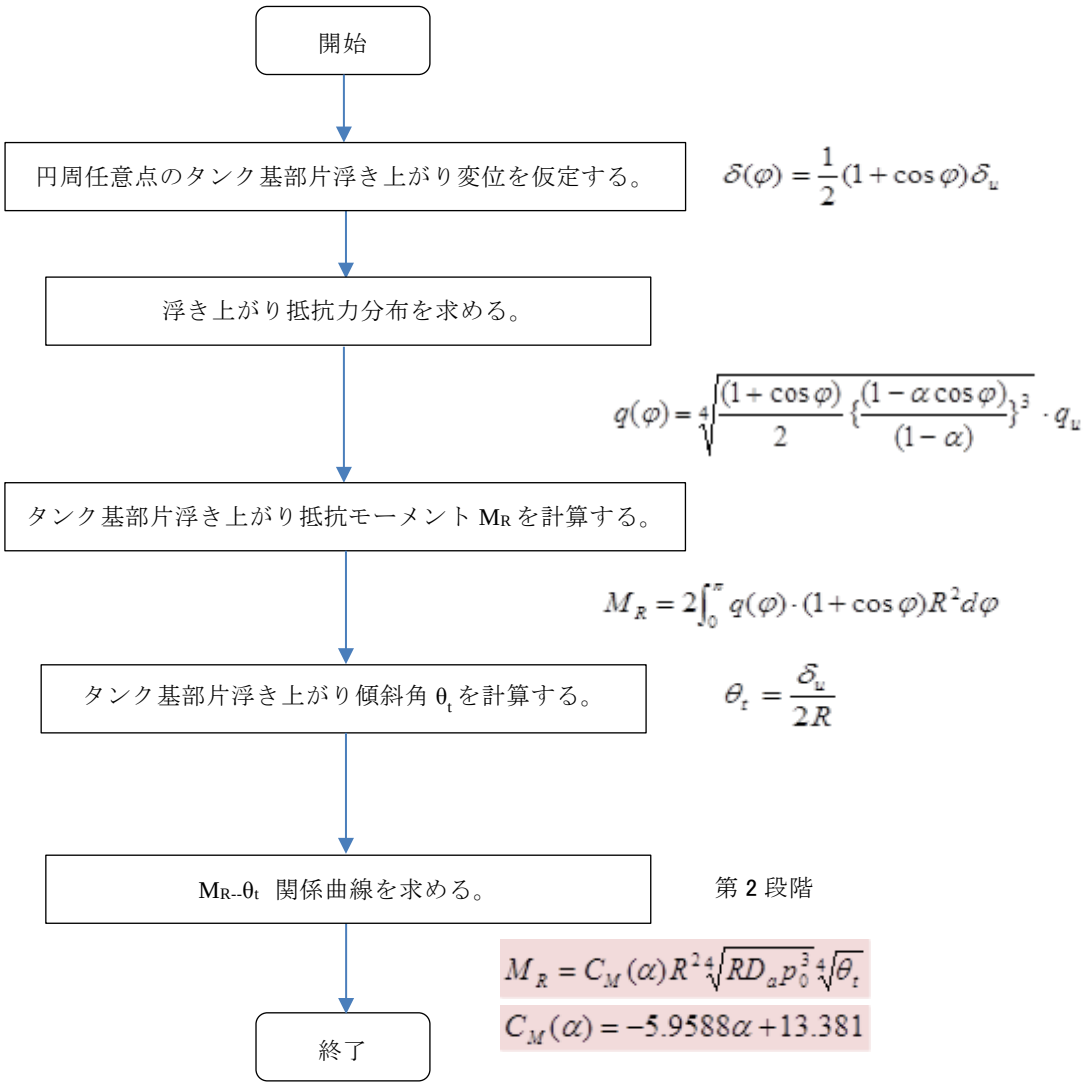
$$q_u = \sqrt[4]{\frac{128}{9} D_a P_u^3}\cdot\sqrt[4]{\delta_u} = \sqrt[4]{\frac{256}{9} RD_a P_u^3}\cdot\sqrt[4]{\theta_t}$$
$$= \sqrt[4]{\frac{256}{9} RD_a P_0^3 (1-\alpha)^3}\cdot\sqrt[4]{\theta_t} \qquad (8.12)$$

したがって、

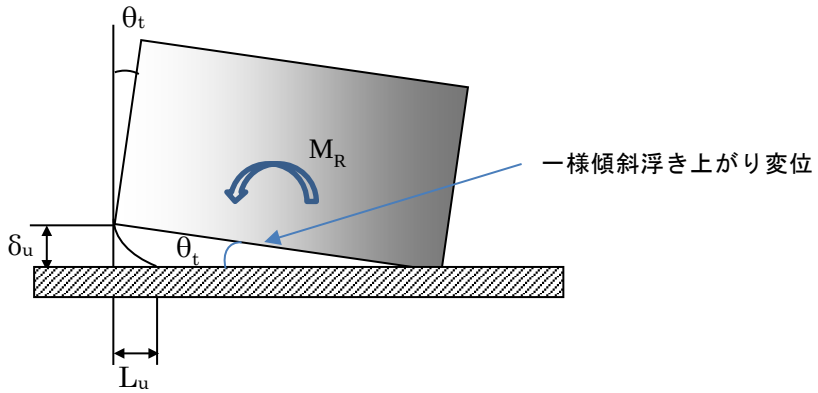
$$M_R = 2q_u R^2 f_\varphi(\alpha) = [2\sqrt[4]{\frac{256}{9}} f_\varphi(\alpha)\sqrt[4]{(1-\alpha)^3}]\times R^2\sqrt[4]{RD_a P_0^3}\cdot\sqrt[4]{\theta_t}$$
$$= C_M(\alpha) R^2 \sqrt[4]{RD_a P_0^3}\cdot\sqrt[4]{\theta_t} \qquad (8.13)$$

ここで、

$$C_M(\alpha) = -5.9588\alpha + 13.381 \qquad (8.14)$$



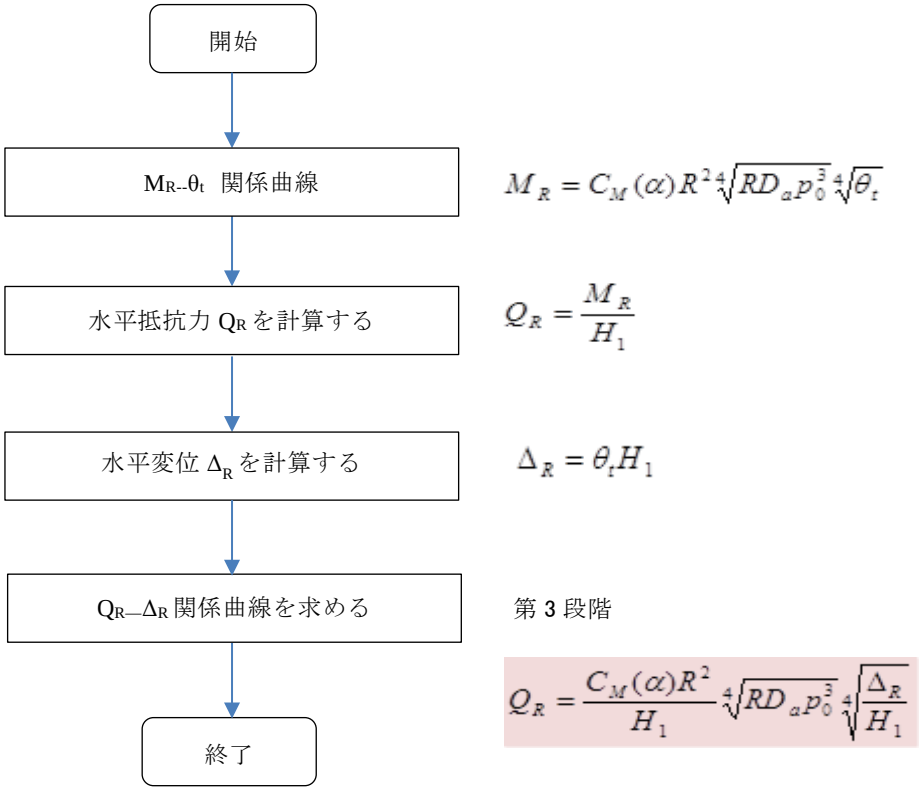
付図 8.7　全体タンク基部の非線形ロッキング特性計算手順（第 2 段階）



付図 8.8　側板下端の一様傾斜浮き上がり変位（仮定）

4　1 質点モデルにおける非線形ロッキング等価復元力特性計算

片浮き上がり状態におけるタンク全体基部の非線形ロッキング等価復元力特性計算手順は次のとおりである。



付図 8.9　質点ばね系モデルにおける非線形ロッキング復元力特性計算手順（第 3 段階）

非線形ロッキング復元力特性は、次式で表される（付図 8.10 参照）。

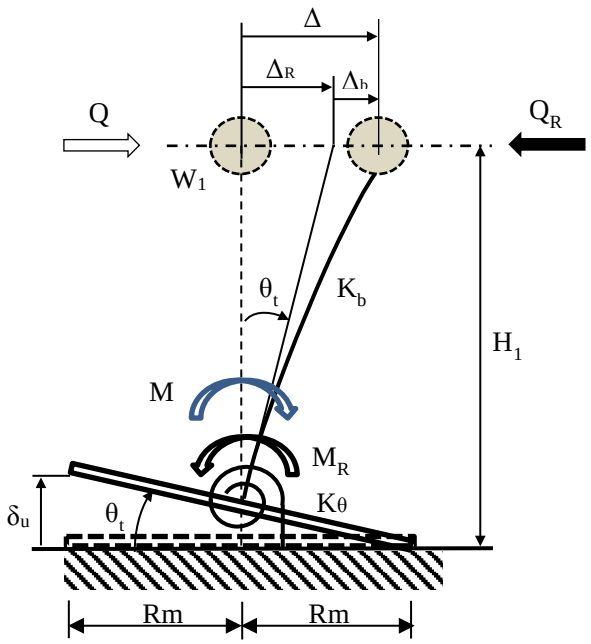
$$Q_R = \frac{C_M(\alpha)R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_a P_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_R}{H_1}} \qquad (8.15)$$

上式は、式（2.15）に、以下に示す式（2.16）と式（2.17）を代入して求められる。
抵抗転倒モーメント M_R と抵抗水平力 Q_R の関係式は、

$$M_R = Q_R \cdot H_1 \qquad (8.16)$$

片浮き上がりしたタンクの傾斜角 θ_t と水平変位 Δ_R の関係式は、

$$\theta_t = \frac{\Delta_R}{H_1} \qquad (8.17)$$



付図 8.10　1 質点モデルにおけるロッキングに関する抵抗水平力と水平変位

5　1 質点モデルにおける非線形復元力特性計算

1 質点非線形ばね系モデル（SDOF-K_e モデル）の運動方程式は、

$$(\frac{W_1}{g})\ddot{\Delta} + C_1\dot{\Delta} + K_e\Delta = -(\frac{W_1}{g})\ddot{z}_0 \qquad (8.18)$$

非線形復元力は、次式で表される（付図 2.11 参照）。

$$Q(\Delta) = K_e\Delta \qquad (8.19)$$

この場合、水平変位は、

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_R = \frac{Q(\Delta)}{K_b} + \Delta_R = \frac{Q_R(\Delta_R)}{K_b} + \Delta_R \qquad (8.20)$$

ただし、

$$K_b = (\frac{2\pi}{T_b})^2(\frac{W_1}{g}) \qquad (8.21)$$

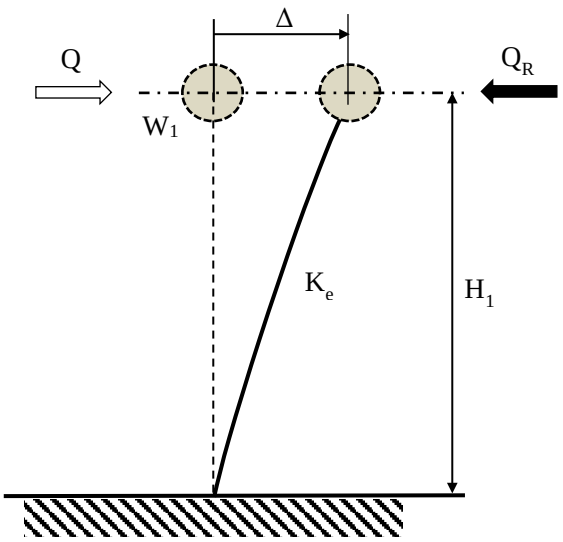
ここで、

K_e：非線形ばね係数

T_b：バルジング固有周期

W_1：有効液重量

C_1：減衰係数



付図 8.11　1 質点モデル（SDOF-NR モデル）抵抗水平力と水平変位

自重の影響を考慮した場合の算式のついては、次表にまとめて示す。

付表 8.1　動液圧の影響を考慮した場合の算式
（自重の影響を考慮した場合の算式等）

	自重無視	自重考慮
動液圧比	$\alpha = Ph_1 / P_0$	$\alpha = Ph_1 / P_0$
最大浮き上がり点の内圧	$P_u = P_0(1-\alpha)$	$P_u = P_0(1-\alpha)$
$q_u-\delta_u$ 関係式	$q_u = \sqrt[4]{\frac{128}{9}D_a}\sqrt[4]{P_u^3}\sqrt[4]{\delta_u}$	$q_u = \sqrt[4]{\frac{128}{9}D_a}\sqrt[4]{P_u^3}\sqrt[4]{\delta_u} + q_t$
$M_R-\theta_t$ 関係式	$M_R = C_M(\alpha)R^2\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\theta_t}$ $C_M(\alpha) = -5.9588\alpha + 13.381$	$M_R = C_M(\alpha)R^2\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\theta_t} + 2\pi R^2 q_t$ $C_M(\alpha) = -5.9588\alpha + 13.381$
$Q_R-\Delta_R$ 関係式	$Q_R = \frac{C_M(\alpha)R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_R}{H_1}}$	$Q_R = \frac{C_M(\alpha)R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_R}{H_1}} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$
$Q-\Delta$ 関係式	$Q = Q_R$ $\Delta = \Delta_b + \Delta_R = \frac{Q_R}{K_b} + \Delta_R$	$Q = Q_R$ $\Delta = \Delta_b + \Delta_R = \frac{Q_R}{K_b} + \Delta_R$

比較のため、動液圧の影響を無視した場合の算式について、次表に示す。

付表 8.2　動液圧の影響を無視した場合の算式
（自重の影響を考慮した場合の算式等）

	自重無視	自重考慮
動液圧比	$\alpha = 0$	$\alpha = 0$
最大浮き上がり点の内圧	$p_u = p_0$	$p_u = p_0$
$q_u-\delta_u$ 関係式	$q_u = \sqrt[4]{\frac{128}{9}D_a}\sqrt[4]{P_0^3}\sqrt[4]{\delta_u}$	$q_u = \sqrt[4]{\frac{128}{9}D_a}\sqrt[4]{P_0^3}\sqrt[4]{\delta_u} + q_t$
$M_R-\theta_t$ 関係式	$M_R = 2\pi R^2\sqrt[4]{\frac{256RD_a}{9}P_0^3}\sqrt[4]{\theta_t}$	$M_R = 2\pi R^2\sqrt[4]{\frac{256RD_a}{9}P_0^3}\sqrt[4]{\theta_t} + 2\pi R^2 q_t$
$Q_R-\Delta_R$ 関係式	$Q_R = \frac{2\pi R^2}{H_1}\sqrt[4]{\frac{256RD_a}{9}P_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_R}{H_1}}$	$Q_R = \frac{2\pi R^2}{H_1}\sqrt[4]{\frac{256RD_a}{9}P_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_R}{H_1}} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$
$Q-\Delta$ 関係式	$Q = Q_R$ $\Delta = \Delta_b + \Delta_R = \frac{Q_R}{K_b} + \Delta_R$	$Q = Q_R$ $\Delta = \Delta_b + \Delta_R = \frac{Q_R}{K_b} + \Delta_R$

（注）消防法の保有水平耐力計算においては、自重無視の算式が用いられている。

6　具体的復元力特性計算

(1) 動液圧比とベーススシア・転倒モーメントの関係

地震動により発生する動液圧、ベーススシア及び転倒モーメントは以下のよう表される。

$$Ph_1 = [Kh_1\{(C_{00} - C_{10})\frac{1}{\nu_3} + C_{10}\}]P_0 \approx Kh_1 C_{10} P_0 \qquad (8.21)$$

$$Q = Kh_1\{(W_0 - W_1)\frac{1}{\nu_3} + W_1\} \approx Kh_1 W_1 \qquad (8.22)$$

$$M = Kh_1\{(W_0 H_0 - W_1 H_1)\frac{1}{\nu_3} + W_1 H_1\} \approx Kh_1 W_1 H_1 \qquad (8.23)$$

一方、動液圧比は次式で定義されている。

$$\alpha = \frac{Ph_1}{P_0} \qquad (8.24)$$

したがって、上式と式（8.21）より、

$$\alpha = Kh_1 C_{10} \qquad (8.25)$$

これより、ベーススシア及び転倒モーメントと動液圧比の関係式は、次式で表される。

$$Q = \frac{\alpha}{C_{10}} W_1 \qquad (8.26)$$

$$M = \frac{\alpha}{C_{10}} W_1 H_1 \qquad (8.27)$$

(2) 全体タンク基部の非線形ロッキング特性計算

具体的計算手順は、以下のとおりである。

① M_Rを設定する。

② $M=M_R$とおいて、α を計算する。

$$\alpha = \frac{M_R}{W_1 H_1} C_{10}$$

③ $M=M_R$より、$\theta=\theta_t$を計算する。

$$\theta_t = [\frac{\{\frac{\alpha}{C_{10}} W_1 H_1\}}{\{C_M(\alpha) R^2 \sqrt[4]{RD_a P_0^3}\}}]^4$$

④ ステップ①～③を繰返して、非線形ロッキングばね特性［M－θ］線図を求める。

参考資料 16 参照

(3) 1 質点モデルにおける非線形ばねの復元力特性

具体的計算手順は、以下のとおりである。

① Q_Rを設定する。

② $Q=Q_R$とおいて、α を計算する。

$$\alpha = \frac{Q_R}{W_1} C_{10}$$

③ ［$Q_R-\Delta_R$］関係式より、Δ_Rを計算する。

$$\Delta_R = [\frac{\{\frac{\alpha}{C_{10}} W_1\}}{\frac{C_M(\alpha)R^2}{H_1} \sqrt[4]{RD_a P_0^3} \sqrt[4]{\frac{1}{H_1}}}]^4$$

④ 質点の水平変位 Δ を計算する。

$$\Delta = \frac{Q_R}{K_b} + \Delta_R$$

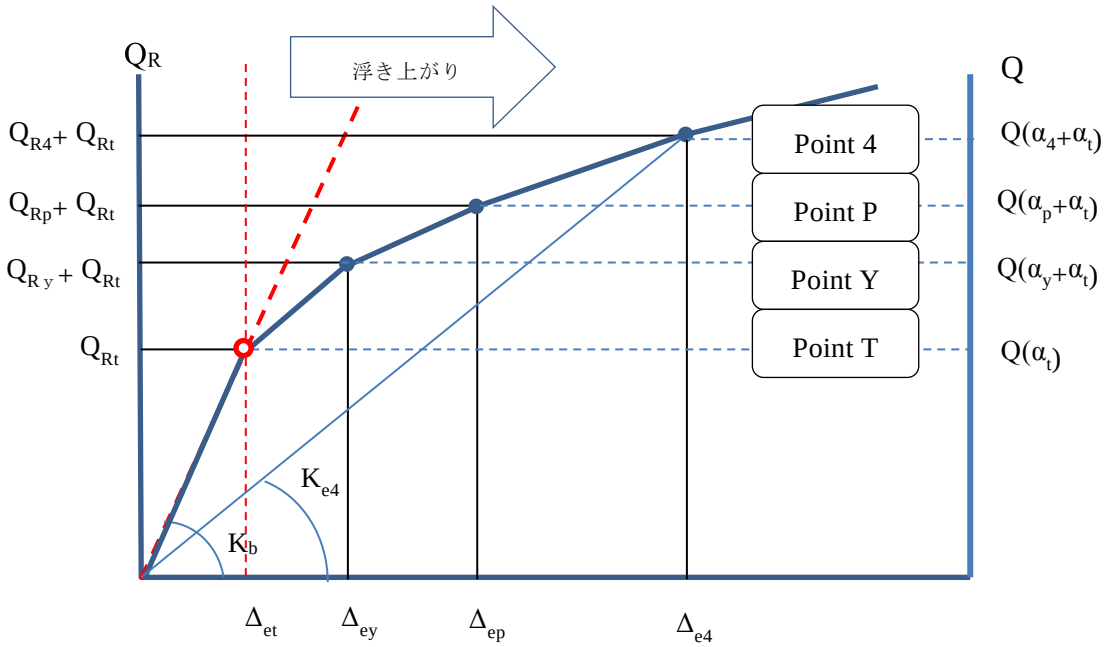
⑤ ステップ①～④を繰返して、1 質点モデルにおける非線形水平ばねの復元力特性［Q－Δ］線図を求める。

参考資料 15 参照

参考資料 9

非線形水平ばね特性を表現する Q-Δ線図の整理と定式化

剛基部上に置かれている満液円筒形貯槽を 1 質点でモデル化し、非線形水平ばねにより質点に作用する水平力と水平変位の復元力特性線図を付図 9.1 に示す。



付図 9.1　水平力と水平変位の復元力特性線図

各点における浮き上がり状態及び各点の水平変位と水平抵抗力の計算手順は以下に示す。

① Point T ------ （Q_{Rt} , Δ_{et}）　　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、線図上に任意点の追加も可能となる。

(1) Point T ------ （Q_{Rt} , Δ_{et}）の計算手順

①　側板下端に作用する自重抵抗力 qt に対応するタンク水平抵抗力 Q_{Rt} を計算する。

$$Q_{Rt} = \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1} \qquad (9.1)$$

（注）Q_{Rt} は、自重による抵抗転倒モーメント M_{Rt} を H_1 で除して求める。

$$Q_{Rt} = M_{Rt} / H_1 = \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1} \qquad (9.2)$$

② Q_{Rt}と短周期水平地震動による作用水平力$Q_{\alpha t}$を等しいとおいて、α_tを計算する。

$$Q_{Rt} = Q_{\alpha t} = \frac{\alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) \qquad (9.3)$$

これより、

$$\alpha_t = \frac{Q_t C_{10}}{(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (9.4)$$

（注）$Q_{\alpha t}$は、有効液重量W_1による作用水平力（ベースシア）として近似的に求めている。

$$Q_{\alpha t} = Kh_1 W f_{W1} = \frac{\alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) \qquad (9.5)$$

関係式は以下の通りである。

水平抵抗力： $Q = Kh_1 W\{(f_{W0} - f_{W1})\frac{1}{\nu_3} + f_{W1}\} \approx Kh_1 W f_{W1}$ (9.6)

動液圧： $P_h = [Kh_1\{(C_{00} - C_{10})\frac{1}{\nu_3} + C_{10}\}]P_0 \approx Kh_1 C_{10} P_0$ (9.7)

動液圧と静液圧との比： $\alpha = \frac{P_h}{P_0} = Kh_1 C_{10}$ (9.8)

ここに、

R：タンクの半径

W：内溶液重量

有効液重量: $W_1 = f_{W1} W$ (9. 9)

有効液重量係数：

$$f_{W1} = -0.1429(\frac{H}{D})^4 + 0.9653(\frac{H}{D})^3 - 2.2807(\frac{H}{D})^2 + 2.3017(\frac{H}{D}) - 0.1634 \qquad (9.10)$$

質点重心高さ： $H_1 = f_{H1} H$ (9.11)

重心高さ係数：

$$f_{H1} = 0.0256(\frac{H}{D})^4 - 0.1387(\frac{H}{D})^3 + 0.216(\frac{H}{D})^2 + 0.0207(\frac{H}{D}) + 0.3644 \qquad (9.12)$$

C_{00}と 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。

③　$\alpha=\alpha_t$に対応するΔ_t を求める。

$$Q_t=\frac{\alpha_t}{C_{10}}\times(\pi f_{W1}P_0R^2)=Q_{Rt}=C_M(\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_t}{H_1}}+\frac{2\pi R^2q_t}{H_1} \tag{9.13}$$

これより、

$$C_M(\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_t}{H_1}}=0$$

これより、

$\Delta_t=0$　-----　浮き上がりは生じない。

（注）タンク側板下端が片浮き上がり状態にある水平抵抗力と水平変位の関係は、次式で表される。この場合、浮き上がり傾斜 θ_tは最大浮き上がり変位 δ_uを 2R で除した値（$\theta_t=\delta_u/2R$）として、円周方向単位幅当りの浮き上がり抵抗力 q（φ）は、当該円周角位置の動液圧の影響を考慮して求める。そして、浮き上がり抵抗力 q（φ）によるタンク側板下端の浮き上がり抵抗モーメント M_Rを計算し、これを H_1で除して水平抵抗力 Q_Rを求め、その時の水平変位 $\Delta=\theta_t\times H_1$と関係づけている。

$$Q_R=C_M(\alpha)\frac{R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta}{H_1}}+\frac{2\pi R^2q_t}{H_1} \tag{9.14}$$

関係式は、

$$M_R=C_M(\alpha)R^2\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\theta_t}+2\pi R^2q_t \tag{9.15}$$

$$C_M(\alpha)=-5.9588\alpha+13.381 \tag{9.16}$$

④　1 質点の水平変位 Δet は、次式により求める。この場合、質点には、水平力 $Q_{\alpha t}=Q_{Rt}$が作用しているので、基礎固定の弾性有効重量 W_1の一次固有周期 T_bから定まるばね係数 K_bに関する変形 Q_t/K_bを考慮する。

$$\Delta_{et}=\Delta_t+\frac{Q_{Rt}}{K_b}=\frac{Q_{Rt}}{K_b} \tag{9.17}$$

ただし、

$$K_b=(\frac{2\pi}{T_b})^2(\frac{W_1}{g})=(\frac{2\pi}{T_b})^2(\frac{f_{W1}W}{g}) \tag{9.18}$$

⑤　Point T は次の座標となる。

$$Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2q_t}{H_1} \tag{9.19}$$

$$\Delta_{et} = \frac{Q_{Rt}}{K_b} \qquad (9.20)$$

(2) Point Y ------（$Q_{Ry}+Q_{Rt}$、Δ_{ey}）の計算手順

① 弾性限界水平耐力 Q_{Ry} を設定する。

$$Q_{Ry} = \frac{2\pi R^2 q_y}{H_1} \qquad (9.21)$$

ただし、

$$q_y = \frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y P_0} \qquad (9.22)$$

（Wozniak モデルにおける弾性限界（降伏）抵抗力）

② ［$Q_{Ry}+Q_{Rt}$］と短周期水平地震動による作用水平力 $Q_{(\alpha y+\alpha t)}$ を等しいとおいて、$\alpha_y+\alpha_t$ を計算する。

$$Q_{Ry}+Q_{Rt} = Q_{(\alpha_y+\alpha_t)} = \frac{(\alpha_y+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) \qquad (9.23)$$

これより、

$$\alpha_y+\alpha_t = \frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]C_{10}}{(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (9.24)$$

③ $\alpha_y+\alpha_t$ に対応する、Δy を計算する。この場合、質点に作用する応答加速度に対応する α は $\alpha y+\alpha_t$ である。

$$Q_{(\alpha_y+\alpha_t)} = \frac{(\alpha_y+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2)$$

$$= Q_{Ry}+Q_{Rt} = C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_a P_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_y}{H_1}} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$$

これより、

$$\Delta_y = \frac{H_1[Q_{Ry}]^4}{RD_a P_0^3 [C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4} \qquad (9.25)$$

④ 1 質点の Δ_{ey} は、次式により求める。

$$\Delta_{ey} = \Delta_y + \frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b} \qquad (9.26)$$

⑤ Point Y は次の座標となる。

$$Q_{Ry} + Q_{Rt} = \frac{2\pi R^2 q_y}{H_1} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$$

$$\Delta_{ey} = \Delta_y + \frac{[Q_{Ry} + Q_{Rt}]}{K_b}$$

(3) Point P ------（$Q_{Rp}+Q_{Rt}$，Δ_{ep}）の計算手順

① 弾性限界水平耐力 Q_{Ry} を設定する。

$$Q_{Rp} = \frac{2\pi R^2 q_p}{H_1} \qquad (9.27)$$

ただし、

$$q_p = \frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p P_0} \qquad (9.28)$$

（Wozniak モデルにおける第 1 塑性関節発生時の抵抗力）

② ［$Q_{Rp}+Q_{Rt}$］と短周期水平地震動による作用水平力 $Q_{(\alpha p+\alpha t)}$ を等しいとおいて、$\alpha_p+\alpha_t$ を計算する。

$$Q_{Rp} + Q_{Rt} = Q_{(\alpha p+\alpha t)} = \frac{(\alpha_p + \alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) \qquad (9.29)$$

これより、

$$\alpha_p + \alpha_t = \frac{[Q_{Rp} + Q_{Rt}]C_{10}}{(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (9.30)$$

③ $\alpha_p+\alpha_t$ に対応する、Δ_p を計算する。この場合、質点に作用する応答加速度に対応する α は $\alpha_p+\alpha_t$ である。

$$Q_{(\alpha p+\alpha t)} = \frac{\alpha_p + \alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2)$$

$$Q_{Rp} + Q_{Rt} = C_M(\alpha_p + \alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_a P_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_p}{H_1}} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$$

これより、

$$\Delta_p = \frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a P_0^3 [C_M(\alpha_p + \alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4} \qquad (9.31)$$

④ 1 質点系の Δ_{ep} は、次式により求める。

$$\Delta_{ep} = \Delta_p + \frac{Q_{Rp} + Q_{Rt}}{K_b} \qquad (9.32)$$

⑤ Point P は次の座標となる。

$$Q_{Rp} = \frac{2\pi R^2 q_p}{H_1} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$$

$$\Delta_{ep} = \Delta_p + \frac{Q_{Rp} + Q_{Rt}}{K_b}$$

(4) Point 4 ------（$Q_{R4}+Q_{Rt}$, Δ_{e4}）の計算手順

① 水平耐力 Q_{R4}を設定する。

$$Q_{R4} = \frac{2\pi R^2 q_4}{H_1} \qquad (9.33)$$

ただし、

$$q_4 = \frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 P_0} \qquad (9.34)$$

（Wozniak モデルにおけるモーメント m_4発生時抵抗力）

② $Q_{R4}+Q_{Rt}$と短周期水平地震動による作用水平力 $Q_{(\alpha 4+\alpha t)}$を等しいとおいて、$\alpha_{4+}\alpha_t$を計算する。

$$Q_{R4} + Q_{Rt} = Q_{(\alpha 4+\alpha t)} = \frac{\alpha_4 + \alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) \qquad (9.35)$$

これより、

$$\alpha_4 + \alpha_t = \frac{[Q_{R4} + Q_{Rt}]C_{10}}{(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (9.36)$$

③ $\alpha_{4+}\alpha_t$ に対応する Δ_4を計算する。この場合、質点に作用する応答加速度に対応する α は $\alpha_{4+}\alpha_t$である。

$$Q_{(\alpha 4+\alpha t)} = \frac{(\alpha_4 + \alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2)$$

$$= Q_{R4} + Q_{Rt} = C_M(\alpha_4 + \alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\sqrt[4]{RD_a P_0^3}\sqrt[4]{\frac{\Delta_4}{H_1}} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$$

これより、

$$\Delta_4 = \frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a P_0^3 [C_M(\alpha_4 + \alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4} \qquad (9.37)$$

④　1 質点の Δ_{e4} は、次式により求める。

$$\Delta_{e4} = \Delta_4 + \frac{Q_{R4} + Q_{Rt}}{K_b} \qquad (9.38)$$

⑤　Point 4 は次の座標となる。

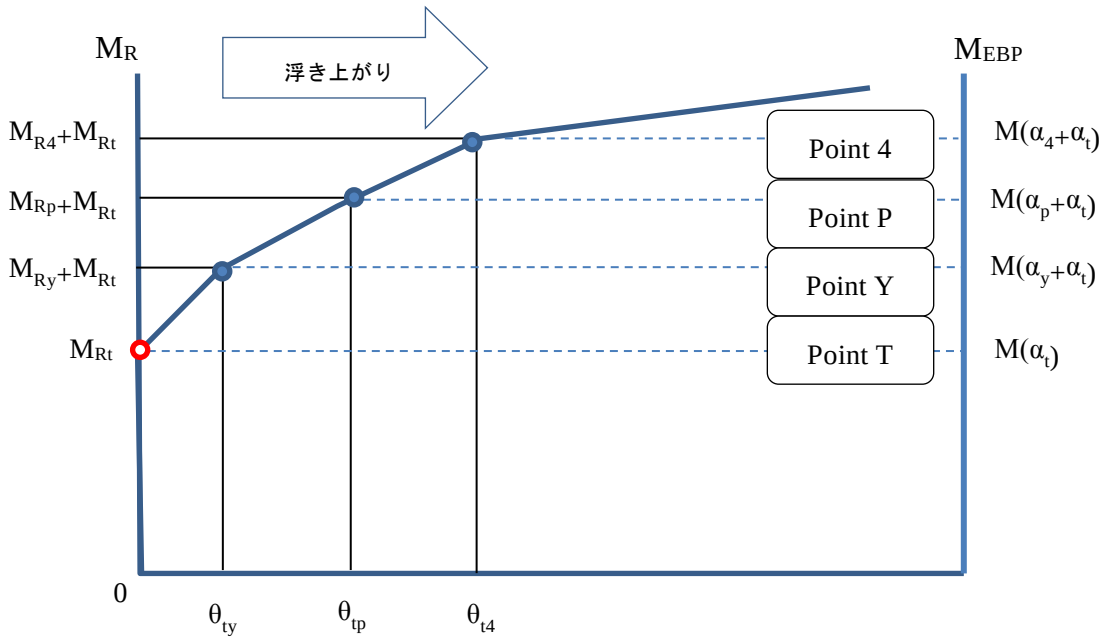
$$Q_{R4} + Q_{Rt} = \frac{2\pi R^2 q_4}{H_1} + \frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$$

$$\Delta_{e4} = \Delta_4 + \frac{Q_{R4} + Q_{Rt}}{K_b}$$

参考資料 10

基部に回転ばねありの質点系モデル用の非線形回転ばね特性
（M-θ線図）の整理と定式化

非線形回転ばねの抵抗モーメントと回転角度の復元モーメント特性線図を付図 10.1 に示す。



付図 10.1　抵抗モーメントと回転角度の復元モーメント特性線図

上図における各 Point は下記するとおりであり、計算方法は以下に続いて記述する。

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、線図上に任意点の追加も可能となる。

動液圧の変動を考慮した転倒抵抗モーメント M_R と動液圧変動係数 $C_M(\alpha)$ の関係式は、以下に示す；

$$M_R = C_M(\alpha)R^2\sqrt[4]{RD_aP_0^3}\sqrt[4]{\theta_t} + 2\pi R^2 q_t \qquad (10.1)$$

$$C_M(\alpha) = -5.9588\alpha + 13.381 \qquad (10.2)$$

(1) Point T ------（M_{Rt}, 0）の計算手順

① 側板下端に作用する自重抵抗力 qt に対応するタンク転倒抵抗モーメント M_{Rt} を計算する。

$$M_{Rt} = 2\pi R^2 q_t \qquad (10.3)$$

② M_{Rt} と短周期水平地震動による転倒モーメント $M_{\alpha t}$ を等しいとおいて、α_t を計算する。

$$M_{Rt} = Q_{\alpha t} H_1 = \frac{\alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 \qquad (10.4)$$

これより、

$$\alpha_t = \frac{M_{Rt} C_{10}}{H_1 (\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (10.5)$$

注）$Q_{\alpha t}$ は、有効液重量 W_1 による作用水平力（ベースシア）として近似的に求めている。

$$Q_{\alpha t} = K h_1 W f_{W1} = \frac{\alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) \qquad (10.6)$$

関係式は以下の通りである。

$$Q = K h_1 W \{ (f_{W0} - f_{W1}) \frac{1}{\nu_3} + f_{W1} \} \approx K h_1 W f_{W1} \qquad (10.7)$$

$$P_h = [K h_1 \{ (C_{00} - C_{10}) \frac{1}{\nu_3} + C_{10} \}] P_0 \approx K h_1 C_{10} P_0 \qquad (10.8)$$

$$\alpha = \frac{Ph}{P_0} = K h_1 C_{10} \qquad (10.9)$$

③ $\alpha = \alpha_t$ に対応する θt-t を求める。

$$M_{\alpha t} = \frac{\alpha_t}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 = M_{Rt} = C_M(\alpha_t) R^2 \sqrt[4]{R D_a P_0^3} \sqrt[4]{\theta_{t-t}} + 2\pi R^2 q_t \qquad (10.10)$$

これより、

$$C_M(\alpha_t) R^2 \sqrt[4]{R D_a P_0^3} \sqrt[4]{\theta_{t-t}} = 0$$

これより、

$\theta_{t-t} = 0$ ----- 浮き上がりは生じない。

④ Point T は次の座標となる。

$$M_{Rt} = 2\pi R^2 q_t$$

$$\theta_{t-t} = 0$$

(2) Point Y ------（$M_{Ry}+M_{Rt}$，θ_{ty}）の計算手順

① 弾性限界タンク転倒抵抗モーメント M_{Ry} を設定する。

$$M_{Ry} = 2\pi R^2 q_y \qquad (10.11)$$

ただし、

$$q_y = \frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y P_0} \qquad (10.12)$$

（Wozniak モデルにおける弾性限界（降伏）抵抗力）

② ［$M_{Ry}+M_{Rt}$］と短周期水平地震動による作用水平力 $M_{(\alpha y+\alpha t)}$ を等しいとおいて、$\alpha_y+\alpha_t$ を計算する。

$$M_{Ry}+M_{Rt} = M_{(\alpha_y+\alpha_t)} = \frac{(\alpha_y+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 \qquad (10.13)$$

これより、

$$\alpha_y+\alpha_t = \frac{[M_{Ry}+M_{Rt}]C_{10}}{H_1(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (10.14)$$

③ $\alpha_y+\alpha_t$ に対応する θty を計算する。この場合、質点に作用する応答加速度に対応する α は $\alpha y+\alpha_t$ である。

$$M_{(\alpha_y+\alpha_t)} = \frac{(\alpha_y+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1$$
$$= M_{Ry}+M_{Rt} = C_M(\alpha_y+\alpha_t)R^2 \sqrt[4]{RD_a P_0^3}\sqrt[4]{\theta_{ty}} + 2\pi R^2 q_t \qquad (10.15)$$

これより、

$$\theta_{ty} = \frac{[M_{Ry}]^4}{RD_a P_0^3 [C_M(\alpha_y+\alpha_t)R^2]^4} \qquad (10.16)$$

④ Point Y は次の座標となる。

$$M_{Ry}+M_{Rt} = 2\pi R^2 q_y + 2\pi R^2 q_t$$

$$\theta_{ty} = \frac{[M_{Ry}]^4}{RD_a P_0^3 [C_M(\alpha_y+\alpha_t)R^2]^4}$$

(3) Point P ------（$M_{Rp}+M_{Rt}$、θ_{tp}）の計算手順

① 塑性関節発生時タンク転倒抵抗モーメント M_{Rp} を設定する。

$$M_{Rp} = 2\pi R^2 q_p \qquad (10.17)$$

ただし、

$$q_p = \frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p P_0} \qquad (10.18)$$

（Wozniak モデルにおける塑性関節発生時抵抗力）

② ［$M_{Rp}+M_{Rt}$］と短周期水平地震動による作用水平力 $M_{(\alpha p+\alpha t)}$ を等しいとおいて、$\alpha_p+\alpha_t$ を計算する。

$$M_{Rp}+M_{Rt} = M_{(\alpha_p+\alpha_t)} = \frac{(\alpha_p+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 \qquad (10.19)$$

これより、

$$\alpha_y + \alpha_t = \frac{[M_{Rp}+M_{Rt}]C_{10}}{H_1(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (10.20)$$

③ $\alpha_p+\alpha_t$ に対応する θ_{tp} を計算する。この場合、質点に作用する応答加速度に対応する α は $\alpha_p+\alpha_t$ である。

$$\begin{aligned} M_{(\alpha_p+\alpha_t)} &= \frac{(\alpha_p+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 \\ &= M_{Ry} + M_{Rt} = C_M(\alpha_y+\alpha_t) R^2 \sqrt[4]{R D_a P_0^3}\sqrt[4]{\theta_{tp}} + 2\pi R^2 q_t \end{aligned} \qquad (10.21)$$

これより、

$$\theta_{tp} = \frac{[M_{Rp}]^4}{R D_a P_0^3 [C_M(\alpha_p+\alpha_t)R^2]^4} \qquad (10.22)$$

④ Point P は次の座標となる。

$$M_{Rp}+M_{Rt} = 2\pi R^2 q_p + 2\pi R^2 q_t \qquad (10.23)$$

$$\theta_{tp} = \frac{[M_{Rp}]^4}{R D_a P_0^3 [C_M(\alpha_p+\alpha_t)R^2]^4} \qquad (10.24)$$

(4) Point 4 ------（M_{R4}+M_{Rt}，θ_{t4}）の計算手順

① 転倒抵抗モーメント M_{R4} を設定する。

$$M_{R4} = 2\pi R^2 q_4 \qquad (10.25)$$

ただし、

$$q_4 = \frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 P_0} \qquad (10.26)$$

（Wozniak モデルにおけるモーメント m_4 発生時抵抗力）

② ［M_{R4}+ M_{Rt}］と短周期水平地震動による作用水平力 $M_{(\alpha 4+\alpha t)}$ を等しいとおいて、$\alpha_4+\alpha_t$ を計算する。

$$M_{R4} + M_{Rt} = M_{(\alpha_4+\alpha_t)} = \frac{(\alpha_4+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 \qquad (10.27)$$

これより、

$$\alpha_4 + \alpha_t = \frac{[M_{R4} + M_{Rt}]C_{10}}{H_1(\pi f_{W1} P_0 R^2)} \qquad (10.28)$$

③ $\alpha_4+\alpha_t$ に対応する、θ_{t4} を計算する。この場合、質点に作用する応答加速度に対応する α は $\alpha_4+\alpha_t$ である。

$$\begin{aligned} M_{(\alpha_4+\alpha_t)} &= \frac{(\alpha_4+\alpha_t)}{C_{10}} \times (\pi f_{W1} P_0 R^2) H_1 \\ &= M_{R4} + M_{Rt} = C_M(\alpha_4+\alpha_t) R^2 \sqrt[4]{R D_a P_0^3}\sqrt[4]{\theta_{t4}} + 2\pi R^2 q_t \end{aligned} \qquad (10.29)$$

これより、

$$\theta_{t4} = \frac{[M_{R4}]^4}{R D_a P_0^3 [C_M(\alpha_4+\alpha_t) R^2]^4} \qquad (10.30)$$

④ Point 4 は次の座標となる。

$$M_{R4} + M_{Rt} = 2\pi R^2 q_4 + 2\pi R^2 q_t$$

$$\theta_{t4} = \frac{[M_{R4}]^4}{R D_a P_0^3 [C_M(\alpha_p+\alpha_t) R^2]^4}$$

参考資料 11

質点系モデルの入力諸元の計算シート

付表 11.1　質点系モデルの諸元計算シート（No.1）

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）

公称容量	VOL(kl)	30000	(kl)
貯槽内径	D	45100	(mm)
側板高さ	Hmax	21270	(mm)
最下段側板厚	t_S	18	(mm)
最高液面高さの 1/3 高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	13	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率	E	205939.7	(N/mm^2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(—)
降伏応力	σy	245	(N/mm^2)
最高液高さ	H	18802	(mm)
液密度	γ	9.50E-07	(kg/mm^3)
直径/液高さ比	D/H	2.40	(—)
液高さ/直径比	H/D	0.42	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w0} $f_{w0} = -0.1408\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.8427\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 1.916\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.0933\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1172$		0.48	(—)
消防法/有効液重量率　f_{w1} $f_{w1} = -0.1429\left(\frac{H}{D}\right)^4 + 0.9653\left(\frac{H}{D}\right)^3 - 2.2807\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2.3017\left(\frac{H}{D}\right) - 0.1634$		0.47	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h0} $f_{H0} = 0.0384\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1493\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.204\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 0.0807\left(\frac{H}{D}\right) + 0.4096$		0.40	(—)
消防法/有効液の重心高さ係数　f_{h1} $f_{H1} = 0.0256\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 0.1387\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 0.216\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0.0207\left(\frac{H}{D}\right) + 0.3644$		0.40	(—)
底板に作用する最大静液圧 $P_0 = g\gamma H$		0.18	(N/mm^2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	W_{s0}	2.41E+03	(KN)
側板附属品重量	W_{s1}	3.50E+02	(KN)
浮き屋根重量	W_{r0}	1.43E+03	(KN)
浮き屋根附属品重量	W_{r1}	3.51E+02	(KN)
側板＋附属品　重量合計	M_t	2.82E+05	(kg)

付表 11.2　質点系モデルの諸元計算シート（No.2）

［計算式と質点系モデルの入力数値］（紫字：入力値）

貯槽の固有周期（バルジング振動）			
$T_b = \frac{2}{\lambda}\sqrt{\frac{W}{\pi g E t_{1/3}}}$	T_b	0.336	(sec)
$\lambda = 0.067(H/D)^2 - 0.30(H/D) + 0.46$	λ	0.347	(−)
固有周期（スロッシング振動）			
$T_s = 2\pi\sqrt{\frac{D}{3.68g}coth\left(\frac{3.68H}{D}\right)}$	T_s	7.359	(sec)
有効液重量			
固定液重量　$M_0 = f_{w0} * M$	M_0	1.37E+07	(kg)
自由液重量　$M_1 = f_{w1} * M$	M_1	1.33E+07	(kg)
スロッシング液重量　$M_2 = f_{W2} * M$	M_2	1.42E+07	(kg)
側板重量　M_t	M_t	2.82E+05	(kg)
底板重量　M_b	Mb	1.05E+05	(kg)
自由液＋側板　M_{11}	M_{11}	1.36E+07	(kg)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	7.55E+02	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	7.55E+02	(cm)
$H_2 = f_{h2} * H$	H_2	1.09E+03	(cm)
ばね係数			
バルジング振動ばね係数	K_1	4.74E+07	(N/cm)
スロッシング振動ばね係数	K_2	1.03E+05	(N/cm)
減衰係数			
バルジング振動減衰係数　$C_1 = 2\zeta_1\sqrt{M_{11} \cdot k_1}$	C_1	7.61E+05	(N/(cm/s))
スロッシング振動減衰係数　$C_2 = 2\zeta_2\sqrt{M_2 \cdot k_2}$	C_2	2.42E+03	(N/(cm/s))

付表 11.3　質点系モデルの諸元計算シート（No.3）

Point T

$Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_1}{H_1}$　　$\alpha_1=\frac{[Q_{Rt}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$　　$\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{Kh_1}$

Q_{Rt}	8.26E+06	(N)
C_{10}	0.71	(−)
α_t	0.04	(−)
Δ_{et}	0.17	(cm)

Point Y

$q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_yP_0}$　　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a^2$　　$Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$

$D_a\left(=\frac{Et_a^3}{12(1-\nu^2)}\right)$　　$\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$

$\Delta_y=\frac{H_1[Q_{Ry}]^4}{RD_aP_0^3\left[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\right]^4}$　　$\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{Q_{Ry}+Q_{Rt}}{K_b}$

m_y	5.88E+03	(N)
q_y	5.24E+02	(N/cm)
Q_{Ry}	2.22E+07	(N)
α_y	0.12	(−)
C_M	12.39	(−)
D_a	3.26E+06	(N.cm)
Δ_y	0.10	(cm)
Δ_{ey}	0.74	(cm)
$Q_{Ry}+Q_t$	3.05E+07	(N)

Point P

$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_pP_0}$　　$m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a^2$　　$Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$

$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$

$\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_aP_0^3\left[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\right]^4}$　　$\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$

m_p	8.82E+03	(N)
q_p	6.42E+02	(N/cm)
Q_{Rp}	2.72E+07	(N)
α_p	0.15	(−)
C_M	12.23	(−)
D_a	3.26E+06	(N.cm)
Δ_p	0.23	(cm)
Δ_{ep}	0.97	(cm)
$Q_{Rp}+Q_t$	3.54E+07	(N)

Point 4

$q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4P_0}$　　$Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　　$\alpha_4=\frac{[Q_{R4}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$

$\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_aP_0^3\left[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}\right]^4}$　　$\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$

m_4	2.94E+04	(N)
q_4	1.17E+03	(N/cm)
Q_{R4}	4.96E+07	(N)
α_4	0.27	(−)
C_M	11.50	(−)
D_a	3.26E+06	(N.cm)
Δ_4	3.21	(cm)
Δ_{e4}	4.43	(cm)
$Q_{R4}+Q_{Rt}$	5.79E+07	(N)

Point 5

$q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5P_0}$

m_5	5.41E+04	(N)
q_5	1.59E+03	(N/cm)
Q_{R5}	6.73E+07	(N)
α_5	0.37	(−)
C_M	10.93	(−)
D_a	3.26E+06	(N.cm)
Δ_5	13.32	(cm)
Δ_{e5}	14.918	(cm)
$Q_{R5}+Q_{Rt}$	7.56E+07	(N)

付表 11.4　質点系モデルの諸元計算シート（No.4）

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_1}{H_1}$　$\alpha_1=\frac{[Q_{Rt}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$　$M_{Rt}=2\pi R^2=Q_{Rt}H_1$ $\theta_{t-t}=0$	Q_{Rt}	8.26E+06	(N)
	C_{10}	0.71	(−)
	α_{t}	0.04	(−)
	M_{Rt}	6.23E+09	(N.cm)
	θ_{t0}	0.006	(rad)
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_yP_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a^2$　$Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$ $D_a\left(=\frac{Et_a^3}{12(1-\nu^2)}\right)$　$\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$ $M_{Ry}=Q_{Ry}H_1$　$\theta_{ty}=\frac{[M_{Ry}]^4}{RD_aP_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)R^2]^4}$	m_y	5.88E+03	(N)
	q_y	5.24E+02	(N/cm)
	Q_{Ry}	2.22E+07	(N)
	α_{y}	0.12	(−)
	C_M	12.39	(−)
	D_a	3.26E+06	(N.cm)
	M_{Ry}	1.67E+10	(N.cm)
	θ_{ty}	1.26E−04	(rad)
	$M_{Ry}+M_{Rt}$	2.30E+10	(N.cm)
Point P $q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_pP_0}$　$m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a^2$　$Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$ $\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$　$M_{Rp}=Q_{Rp}H_1$ $\theta_{tp}=\frac{H_1[M_{Rp}]^4}{RD_aP_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)R^2]^4}$	m_p	8.82E+03	(N)
	q_p	6.42E+02	(N/cm)
	Q_{Rp}	2.72E+07	(N)
	α_{p}	0.15	(−)
	C_M	12.23	(−)
	D_a	3.26E+06	(N.cm)
	M_{Rp}	2.05E+10	(N.cm)
	θ_{tp}	2.99E−04	(rad)
	$M_{Rp}+M_{Rt}$	2.67E+10	(N.cm)
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4P_0}$　$Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{[Q_{R4}]C_{10}}{(\pi f_{W1}P_0R^2)}$ $M_{R4}=Q_{R4}H_1$　$\theta_{t4}=\frac{H_1[M_{R4}]^4}{RD_aP_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)R^2]^4}$	m_4	2.94E+04	(N)
	q_4	1.17E+03	(N/cm)
	Q_{R4}	4.96E+07	(N)
	α_{4}	0.27	(−)
	C_M	11.50	(−)
	D_a	3.26E+06	(N.cm)
	M_{R4}	3.74E+10	(N.cm)
	θ_{t4}	4.25E−03	(rad)
	$M_{R4}+M_{Rt}$	4.37E+10	(N.cm)
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5P_0}$	m_5	5.41E+04	(N)
	q_5	1.59E+03	(N/cm)
	Q_{R5}	6.73E+07	(N)
	α_{5}	0.366	(−)
	C_M	10.93	(−)
	D_a	3.26E+06	(N.cm)
	M_{R5}	5.08E+10	(N.cm)
	θ_{t5}	1.766E−02	(rad)
	$M_{R5}+M_{Rt}$	5.70E+10	(N.cm)

参考資料 12

FEM モデルによる抵抗モーメントと回転角度の関係に関する検討

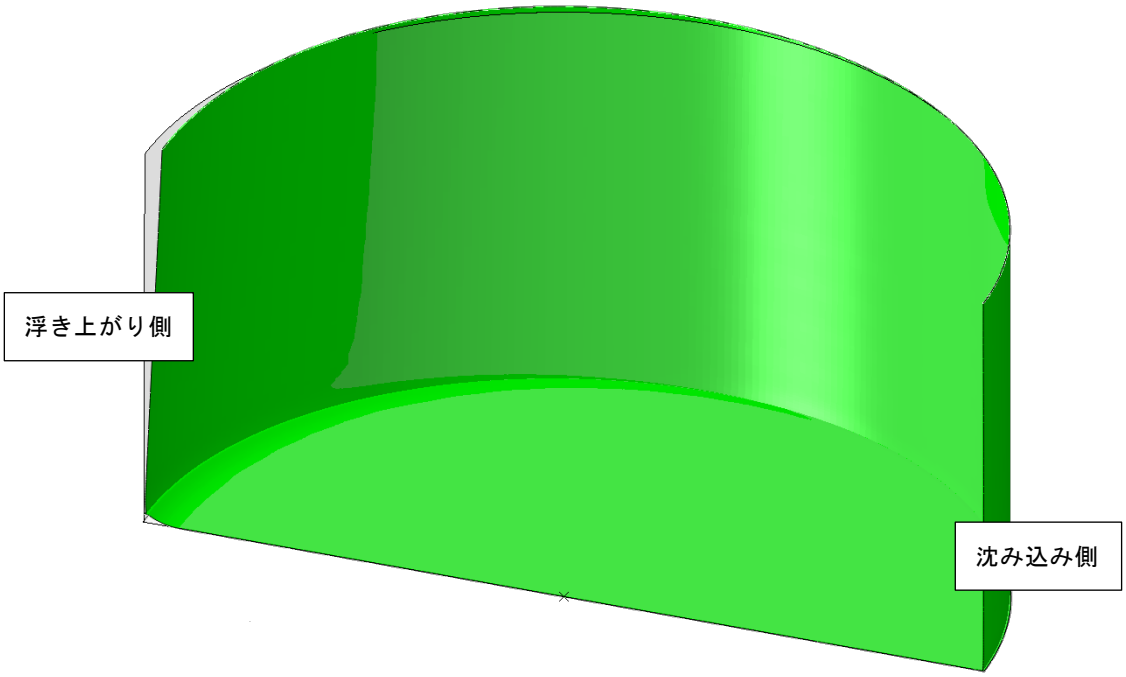
1　3D シェルモデルによる解析結果から求めた抵抗モーメントと回転角度の関係

付図 12.1 に示す 3D シェルモデル（平成 26 年度作成したモデル使用）を使用することにより、抵抗モーメントと回転角度の関係を調査するために、以下の FEM 解析を実施した。

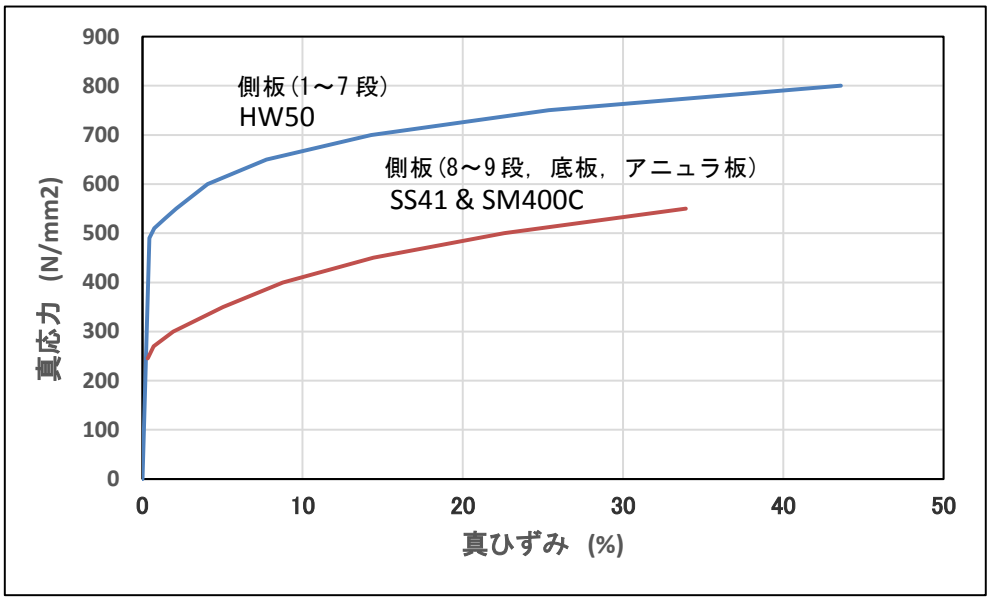
(1) 弾塑性、大変形の静解析

荷重は静液圧と動液圧（平成 26 年度で算定した動液圧使用）の両方の分布を考慮した。材料には弾塑性特性を使用した（付図 12.2 参照）。

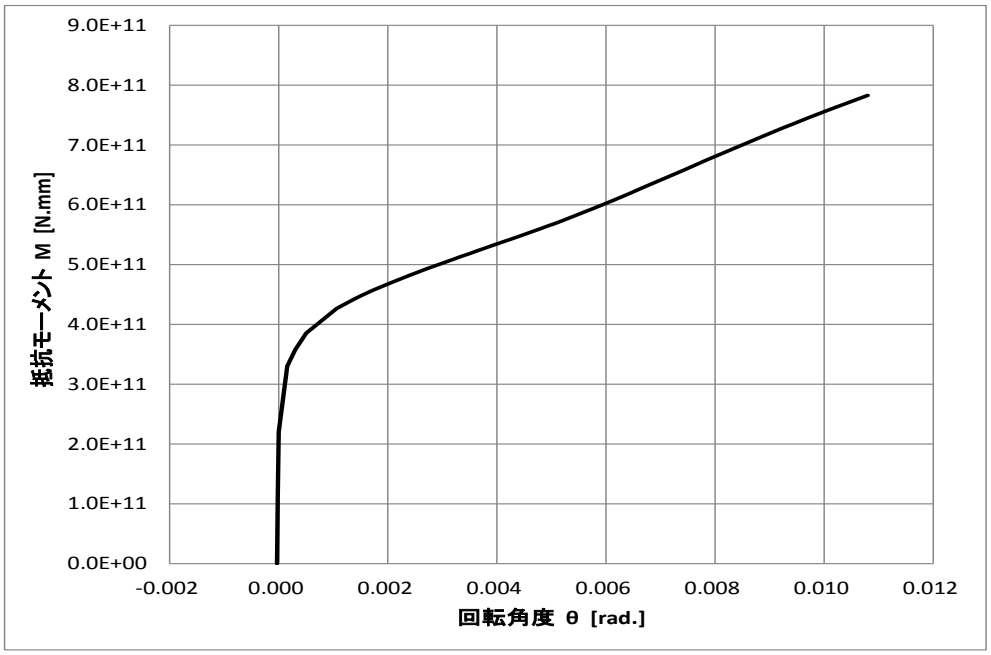
解析結果から求めた抵抗モーメントと回転角度の関係線図（M－θ 線図）を付図 12.3 に示す。



付図 12.1　3D シェルモデルの変形図



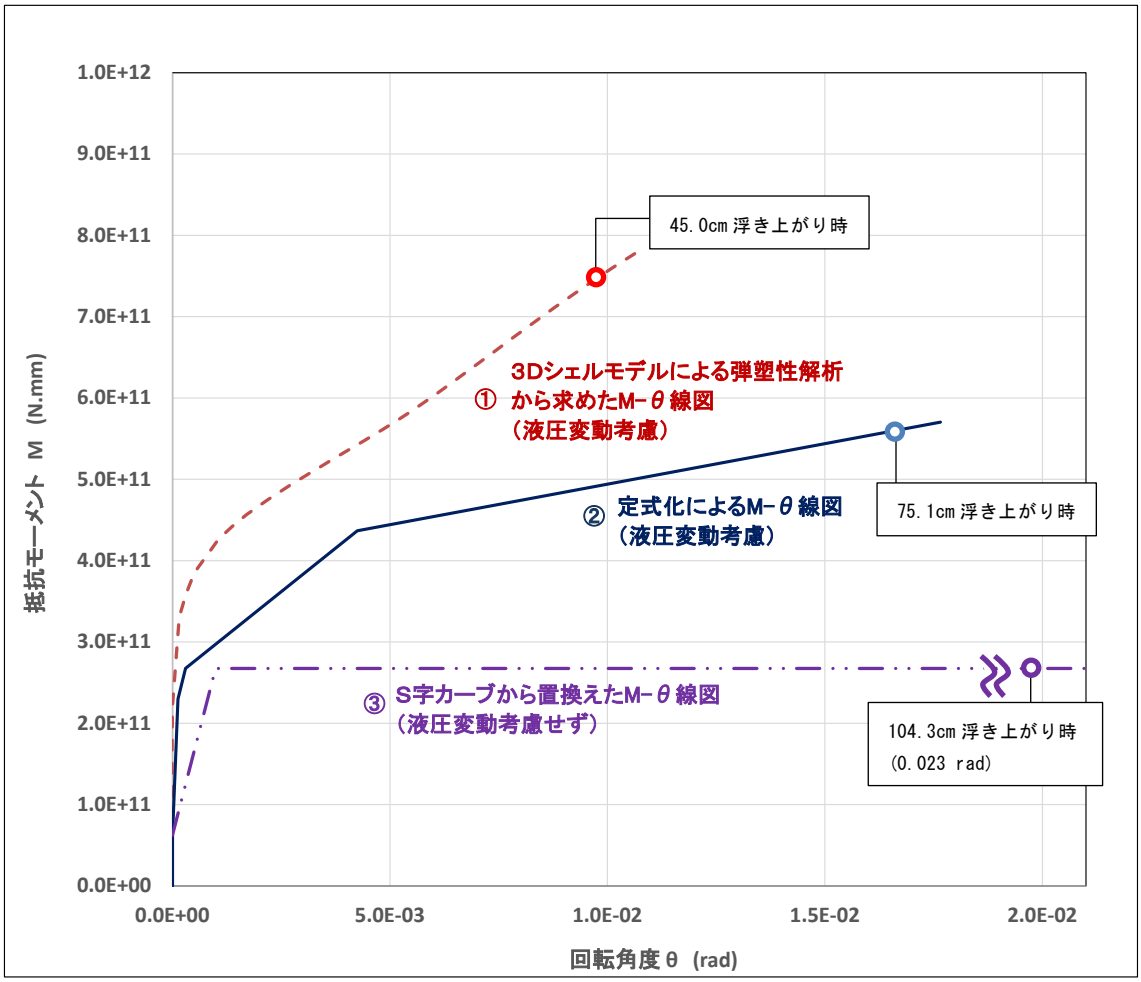
付図 12.2　モデルに使用した応力-ひずみ特性



付図 12.3　3D シェルモデルの M-θ 線図

2　各 M-θ 線図の比較

以上の 3D シェルモデルの M－θ 線図と定式化による M－θ 線図との比較図は以下の付図 12.4 に示す。算定された M－θ 線図は FEM 解析から求めた線図より低めの線図であることが確認されたため、この線図を使用して計算される質点系の応答はより厳しい側の結果になると考えられる。



付図 12.4　各 M-θ 線図の比較

これらの M－θ 線図の算出において、タンク基礎条件や材料物性などの条件はそれぞれ異なる。以下表にその条件一覧を記載する。

		タンク基礎	タンク側板	材料特性	幾何学的な条件など	液圧の変動
①	マルチリニア型ばね 3D シェルモデルより算出	ばね支持 （249N/mm²）	側板の剛性を考慮	弾塑性 ※1	3D の形状 (大変形も考慮)	あり
②	マルチリニア型ばね 式より算出	剛	剛（モーメントは考慮）	弾完全塑性 ※2	なし	あり
③	バイリニア型ばね 式より算出 （平成 26 年度使用）	剛	剛	弾完全塑性 ※2	なし	なし

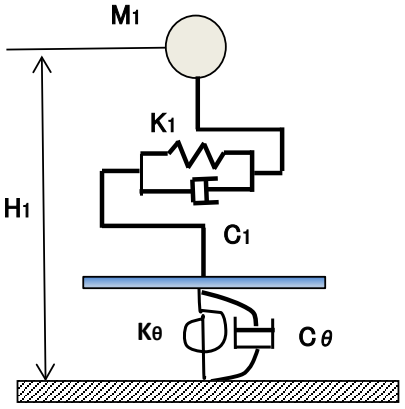
※1　弾塑性特性は付図 12.2 に示すとおり（10%ひずみ時の硬化率 dσ/dε：約 900N/mm²/-）。

※2　アニュラ板、底板の材料（SM400C, SS41）の降伏強度は 245N/mm² を使用。

参考資料 13

減衰係数の設定に関する検討

付図 13.1 に示す基部に回転ばねありの 1 質点モデルの水平ばね k_1 と基部の回転ばね k_θ は線形ばねである場合、系全体の等価的なばね定数 k_e と等価的減衰係数 C_e が以下の関係式から求められる。



付図 13.1　減衰係数設定用の 1 質点系モデル

$$\frac{1}{k_e}=\frac{1}{k_1}+\frac{H_1^2}{k_\theta} \qquad (13.1)$$

$$\frac{1}{C_e}=\frac{1}{C_1}+\frac{H_1^2}{C_\theta} \qquad (13.2)$$

ここで、

$$C_e=2\varsigma_e\sqrt{M_1k_e} \qquad (13.3)$$

$$C_1=2\varsigma_1\sqrt{M_1k_1} \qquad (13.4)$$

$$C_\theta=2\varsigma_\theta\sqrt{M_1H_1^2k_\theta} \qquad (13.5)$$

以上の線形関係式を整理して、等価的な減衰比 ζ_e が設定された場合、系の減衰比 ζ_1 と ζ_θ は次式より算定できる。

$$\varsigma_1=\varsigma_e\frac{1}{\sqrt{1-\alpha}} \qquad (13.6)$$

$$\varsigma_\theta = \varsigma_e \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \qquad (13.7)$$

ここで、α は以下の式となる。

$$\alpha = 1 - \frac{1}{k_1(\frac{1}{k_1} + \frac{H_1^2}{k_\theta})} \qquad (13.8)$$

回転ばねが非線形の場合、すなわち M－θ 線図を使う場合、k_θが時時刻に変化されるため、以上の関係は成り立っていないことが分かった。

ここで、一つの近似的なやり方としては、M－θ 線図上の各点（4 点の平均）の k_θの平均値を求め、それを用いて、線形関係の式（13.1）によって、系の等価的なばね定数 k_eを求める。k_1と k_eが既知であれば、C_1を変数として、以下の 1997 年 Malhotra（文献［1］）に提案された関係式によって C_θを概算することができる。

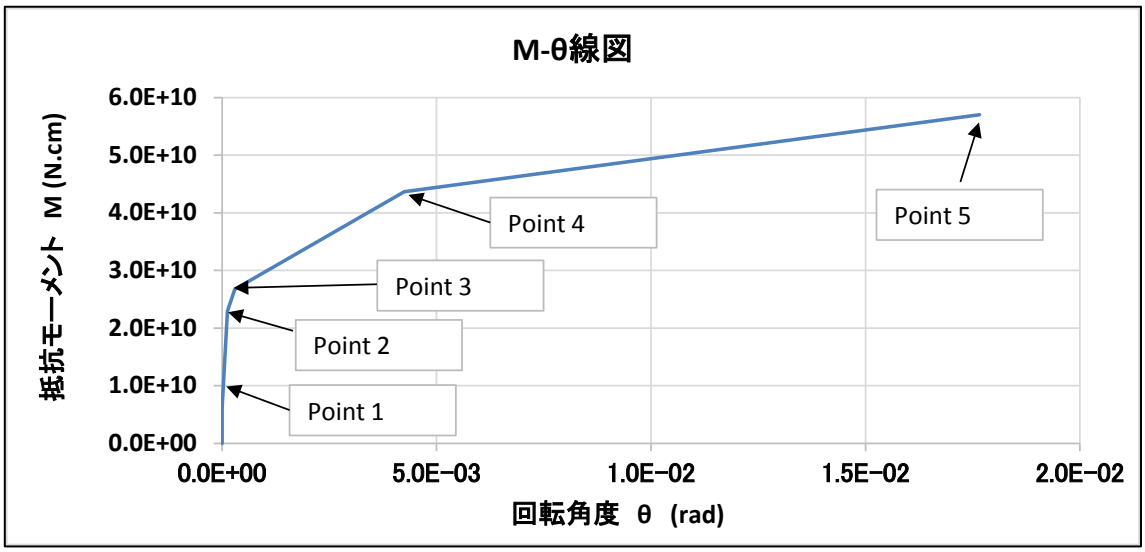
$$C_e = C_1(\frac{k_e}{k_1}) + C_\theta \frac{1}{H_1^2}(1 - \frac{k_e}{k_1}) \qquad (13.9)$$

線形関係式の式（13.3）、式（13.4）と式（13.5）を式（13.9）に代入して、整理すると、回転ばねの減衰比の ζ_θの計算式が以下の式（13.10）に書き換えられる。

$$\varsigma_\theta = \frac{[\varsigma_e - \varsigma_1(\beta / \sqrt{\beta})]H_1}{\sqrt{\frac{k_\theta}{k_e}}(1-\beta)} \qquad (13.10)$$

ここでは、$\beta = k_e / k_1$ とした。

旧法タンク No.3 の M－θ 線図は以下の付図 13.1 に示します。線図から各点の回転ばね剛性 $k_{\theta i}$及び計算した 4 点の平均値 k_θ^*を付表 13.1 に示す。



付図 13.2　旧法タンク No.3 の定式化による M-θ 線図

付表 13.1　旧法タンク No.3 の M-θ 線図の数値と k_θ の平均値

	記号	θ (rad)	M (N·cm)	$K_{\theta i}$ (N.cm/rad)
		0.00E+00	0.00E+00	—
Point 1		0.00E+00	6.23E+09	—
Point 2	Δty	1.26E-04	2.30E+10	1.82E+14
Point 3	Δtp	2.99E-04	2.67E+10	8.94E+13
Point 4	Δt4	4.25E-03	4.37E+10	1.03E+13
Point 5	Δt5	1.77E-02	5.70E+10	3.23E+12
			平均値 K_θ*	7.12E+13

付表 13.2　平均値の K_θ* を用いて算定された各パラメータの数値

k_θ*	k_e	$\beta=k_e/k_1$	k_θ*/k_e
N.cm/rad	N/cm	-	cm^2/rad
7.12E+13	3.44E+07	7.25E-01	2.07E+06

基部固定の 1 質点モデルの減衰係数 C_1 を系全体の等価減衰係数 C_e（すなわち、ζ_e=0.15）とする。基部固定の 1 質点モデルの応答に対する減衰効果に合わせるため、基部に回転ばねありの 1 質点モデルの ζ_1 を変数とする場合、ζ_θ の計算値は付表 13.3 に示す数値となる。

付表 13.3　ζ_θ の計算値

H_1 (cm)	ζ_e -	ζ_1 -	ζ_θ -
755	0.15	0.05	0.21
		0.1	0.124
		0.15	0

採用

算定された減衰比 ζ_1=0.1、ζ_θ=0.124 を採用し、これらの結果を用いて算定した 1 質点モデル、2 質点モデル及び 3 質点モデルの減衰係数 C_1 と C_θ を付表 13.4 に示す。

付表 7.4　減衰係数 C_1 と C_θ の算定値

モデル 基部に回転ばねあり	回転慣性モーメント I_0 ($kg.cm^2$)	減衰係数 C_1 (N.s/cm)	減衰係数 C_θ (N.s.cm/rad)
1 質点	7.72E+12	5.07E+05	5.81E+11
2 質点	1.55E+13	5.07E+05	8.25E+11
3 質点	3.24E+13	5.07E+05	1.19E+12

各質点系の回転慣性モーメント I_0 及び回転に対する減衰係数 C_θ は以下の式より算定される。

1 質点モデル：$I_0 = M_1H_1^2$　　$C_\theta = 2\zeta_\theta\sqrt{(M_1H_1^2)k_\theta{}^*}$

2 質点モデル：$I_0 = M_1H_1^2 + M_0H_0^2$　　$C_\theta = 2\zeta_\theta\sqrt{(M_1H_1^2 + M_0H_0^2)k_\theta{}^*}$

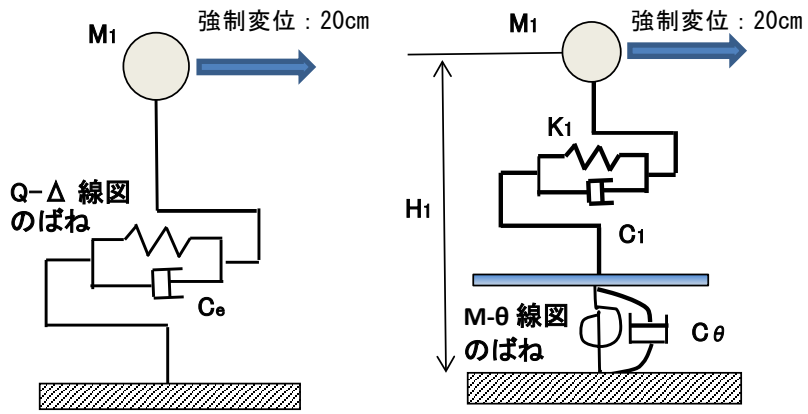
3 質点モデル：$I_0 = M_1H_1^2 + M_0H_0^2 + M_2H_2^2$　　$C_\theta = 2\zeta_\theta\sqrt{(M_1H_1^2 + M_0H_0^2 + M_2H_2^2)k_\theta{}^*}$

減衰の効果を検証するため、付図 13.3 に示す基部固定（定式化による Q－Δ 線図使用）と、基部に回転ばねありの 2 つの 1 質点モデル（定式化による M－θ 線図使用）を作成した。以下の 2 ケースの解析を実施し、結果の比較と検証を行った。

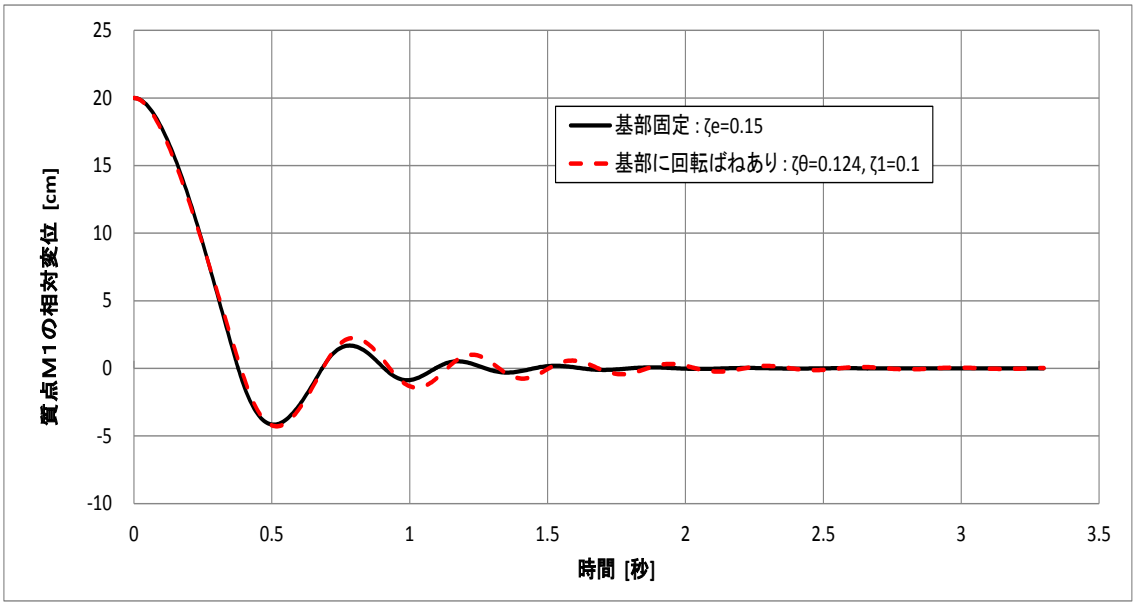
ケース 1：等価減衰係数 C_e=7.61E+5N.s/cm（モデル上 C_1）（相当減衰比：ζ_e=0.15）を使用

ケース 2：付表 13.4 に示す 1 質点の減衰係数 C_1 と減衰係数 C_θ を使用

両モデルの質点 M_1 に 20cm の水平方向強制変位を与えて、求めた質点 M_1 の応答変位の比較図を付図 13.4 示す。両モデルの結果はよく合っていることが確認された。



付図 13.3　検証用の 2 つの 1 質点非線形ばね系モデルの概念図



付図 13.4　質点 M_1 の応答変位の時刻歴（荷重：水平方向強制変位 20cm）
（赤色破線：算定された減衰比 ζ_θ=0.124、ζ_1=0.1 を使用
黒色実線：等価減衰比 ζ_e=0.15 を使用）

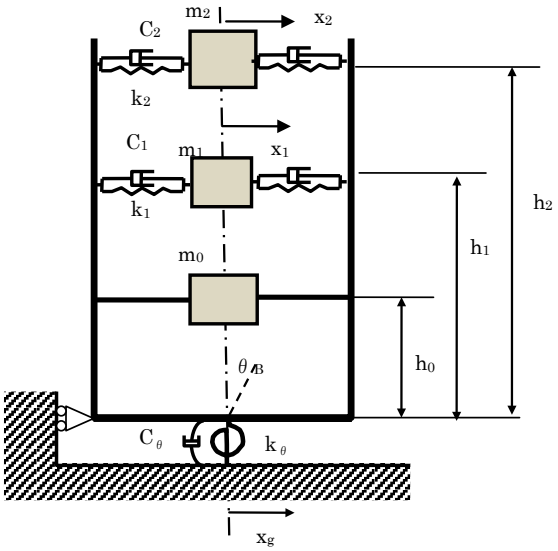
参考資料 14

3 質点非線形ロッキングばね系モデルによる時刻歴地震応答解析

14.1　3 質点非線形ロッキングばね系モデル

タンクのバルジング振動有効固定液質量 M_0、バルジング振動有効液質量 M_1及びスロッシング振動有効液質量 M_2の 3 質点ロッキングばね付きモデルを付図 14.1 に示す。この場合、運動方程式は次式で表される。

$$\begin{bmatrix} m_2 & 0 & m_2h_2 \\ 0 & m_1 & m_1h_1 \\ m_2h_2 & m_1h_1 & m_2h_2^2+m_1h_1^2+m_0h_0^2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{\theta}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_2 & 0 & 0 \\ 0 & C_1 & 0 \\ 0 & 0 & C_\theta \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{x}_2 \\ \dot{x}_1 \\ \dot{\theta}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_2 & 0 & 0 \\ 0 & k_1 & 0 \\ 0 & 0 & k_\theta \end{bmatrix}\begin{bmatrix} x_2 \\ x_1 \\ \theta_B \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} m_2 \\ m_1 \\ m_2h_2+m_1h_1+m_0h_0 \end{bmatrix}\ddot{x}_g \tag{14.1}$$



付図 14.1　3 質点非線形ロッキングばね系モデル

ここで、

m_0：バルジング振動有効固定液質量（kg）

m_1：バルジング振動有効液質量（kg）

m_2：スロッシング振動有効液質量（kg）

h_0（=H_0）：バルジング有効固定液質量高さ（cm）

h_1（=H_1）：バルジング有効液質量高さ（cm）

h_2（=H_2）：スロッシング有効液質量高さ（cm）

C_1：バルジング振動減衰係数（N.s/cm）

C_2：スロッシング振動減衰係数（N.s/cm）

C_H：タンク基部のスウェイ減衰係数（N.s/cm）

C_θ：タンク基部のロッキング減衰係数（N.s.cm/rad）

k_1：バルジング振動ばね定数（N/cm）

k_2：スロッシング振動ばね定数（N/cm）

k_H：タンク基部のスウェイばね定数（N/cm）

k_θ：タンク基部のロッキングばね定数（N.cm/rad）

x_1：バルジング質点の変位（cm）

$\dot{x}_1$：速度（cm/s）

$\ddot{x}_1$：加速度（cm/s²）

x_2：スロッシング質点の変位（cm）

$\dot{x}_2$：速度（cm/s）

$\ddot{x}_2$：加速度（cm/s²）

x_B：タンク基部のスウェイ変位（cm）

$\dot{x}_B$：速度（cm/s）

$\ddot{x}_B$：加速度（cm/s²）

θ_B：タンク基部のロッキング角変位（rad）

$\dot{\theta}_B$：角速度（rad/s）

$\ddot{\theta}_B$：角加速度（rad/s²）

x_g：タンク基部の変位（cm）

$\dot{x}_g$：速度（cm/s）

$\ddot{x}_g$：加速度（cm/s²）

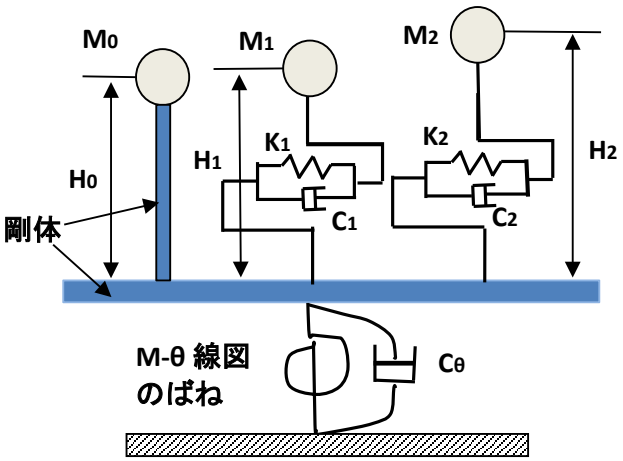
k_1は、基部固定のタンクのバルジング振動の固有周期から求められるK_bである。

K_2は、基部固定のタンクスロッシングの固有周期から求められるK_sである。

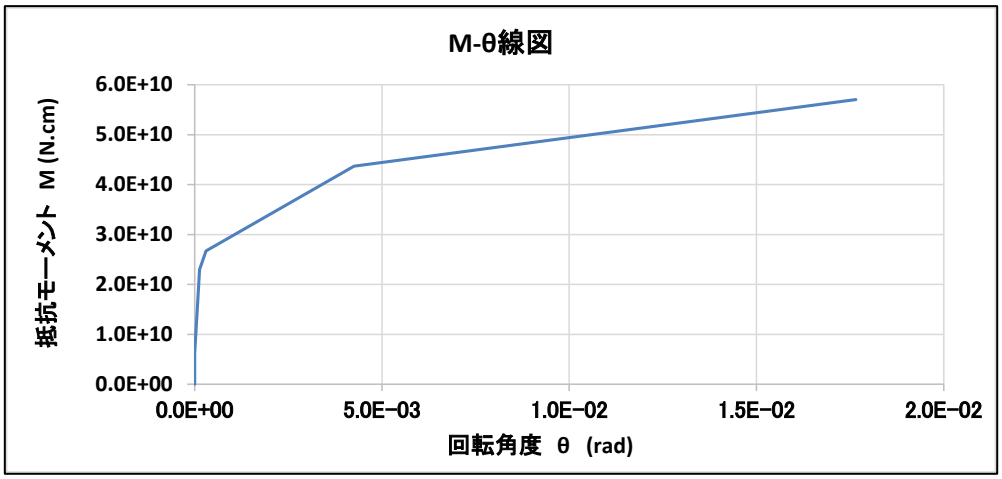
上式の基部のロッキングばねk_θは非線形ロッキングばね特性M－θ線図による変数である。すなわち、ある回転角度θと抵抗モーメントMにおけるk_θ=M/θと計算される。

本検討においては、地盤の弾性ロッキングばね及び地盤の弾性スウェイばねは考慮しない。

ロッキングばねが非線形の場合、解析用の3質点モデルは付図14.2のように現せるこの場合、タンク基部の復元モーメント特性（$M=k_\theta\theta_B$）を付図14.3に示す非線形回転ばね特性を表現するM－θ線図に置換することとなる。



付図 14.2　3 質点非線形ロッキングばね系モデルの概念図



付図 14.3　定式化による M-θ 線図

14.2　解析対象タンク及び解析条件

(1) 解析対象タンクの主な諸元

本文に示す表 3.2.3 と同じである。

(2) 3 質点非線形ロッキングばね系モデルの諸元

消防法の算式を用いて計算した 3 質点系非線形ロッキングばねモデルの諸元を付表 14.1 に示す（参考資料 11 に示す諸元計算シート参照)。

バルジング振動減衰係数 C_1 とタンク基部のロッキング減衰係数 C_θ は参考資料 13 に示す 1997 年 Praveen K.Malhotra に提案された計算方法で算定したものである。

付表 14.1　3 質点非線形ロッキングばね系モデルの諸元

固有周期（バルジング振動）	T_b	3.36E-01	s
固有周期（スロッシング振動）	T_s	7.36E+00	s
固定液有効質量	M_0	1.37E+07	kg
自由液有効質量	M_1 ($+M_t$)	1.36E+07	kg
スロッシング液有効質量	M_2	1.42E+07	kg
固定液の重心高さ	H_0	7.55E+02	cm
自由液の重心高さ	H_1	7.55E+02	cm
スロッシング液の重心高さ	H_2	1.09E+03	cm
バルジング振動　ばね係数	K_1	4.74E+07	N/cm
スロッシング振動　ばね係数	K_2	1.03E+05	N/cm
スロッシング振動　減衰係数	C_2	2.42E+03	N.s/cm
バルジング振動　減衰係数	C_1	5.07E+05	N.s/cm
ロッキング・減衰係数	C_θ	1.19E+12	N.cm.s/rad
復元モーメント特性	図 3.2.10 に示す M－θ 線図使用		

注：M_t は側板の重量分

(3) 入力地震波の諸元

本文 3.2.3 節に示す A 地区 EW 波を使用した。

(4) 浮き上がり変位の計算方法

基部に回転ばねありの 3 質点モデルの場合、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 $\delta_{u\text{-max}}$は近似的に次式より計算される。

$$\delta_{u-\max} = \theta_{\max} D \qquad (14.2)$$

14.3 時刻歴地震応答解析結果

付表 14.1 に示す 3 質点モデルの諸元を使用して、A 地区の想定地震動の EW 波を作用した場合の以下の 2 ケースの解析を実施した。

ケース 1：定式化による M－θ 線図使用（付図 14.3 参照）

ケース 2：3D シェルモデルの M－θ 線図使用（別添資料 12 参照）

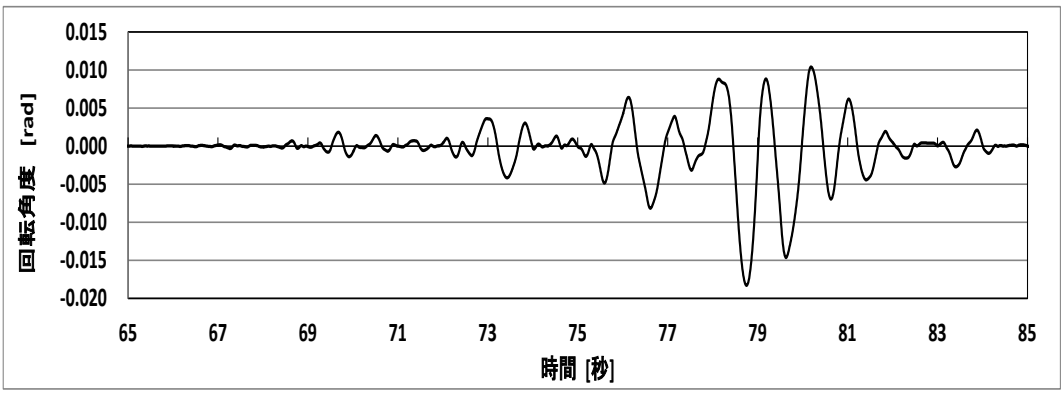
(1) 定式による M－θ 線図を使用した 3 質点モデルの時刻歴地震応答解析結果

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 M－θ 線図を 3 質点モデルの非線形回転ばね特性として使用し、A 地区の想定地震動の EW 波に対して、時刻歴地震応答解析を実施した。得られた当該タンク基部の回転ばねの回転角度、浮き上がり変位及び回数を付表 14.2、応答解析結果を付図 14.4 から付図 14.7 に示す。

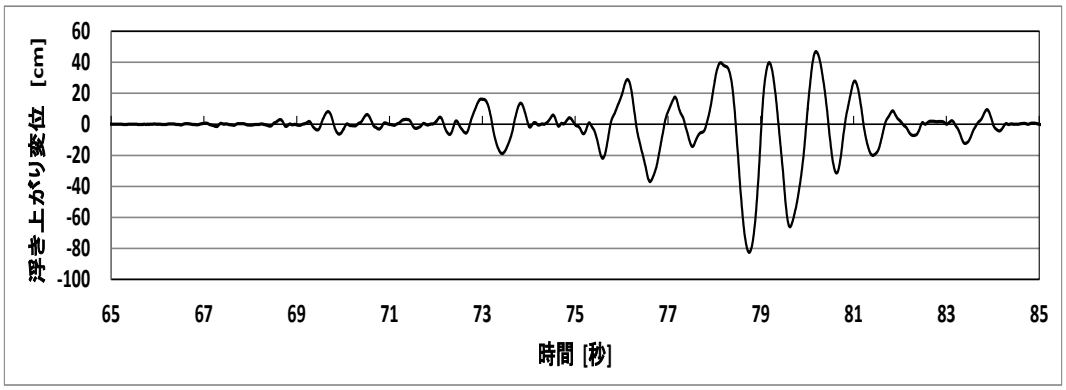
付表 14.2　定式による M-θ 線図を使用した 3 質点モデルの解析結果のまとめ

（想定地震動：A 地区 EW 波）

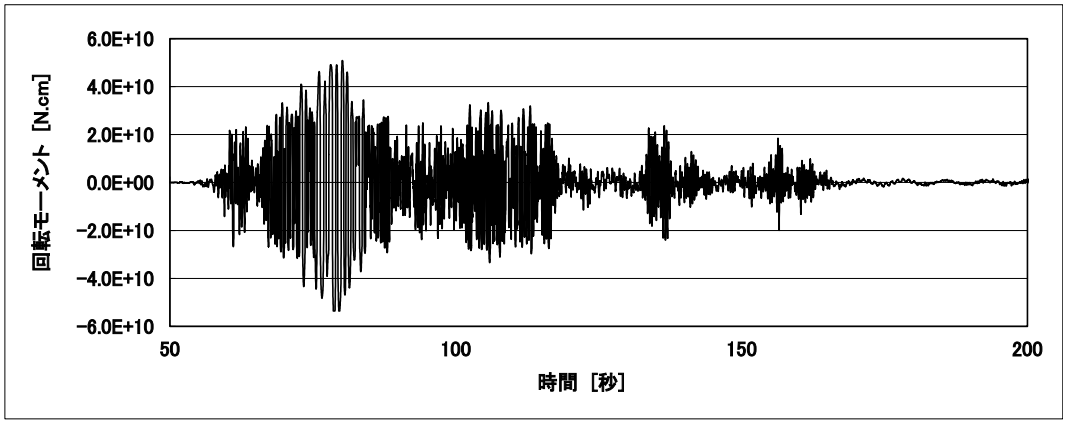
最大／最小 地震加速度 (cm/s^2)	最大／最小 回転角度 (rad)	最大 浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数
672.2/-767.1	0.010/-0.018	81.2	35



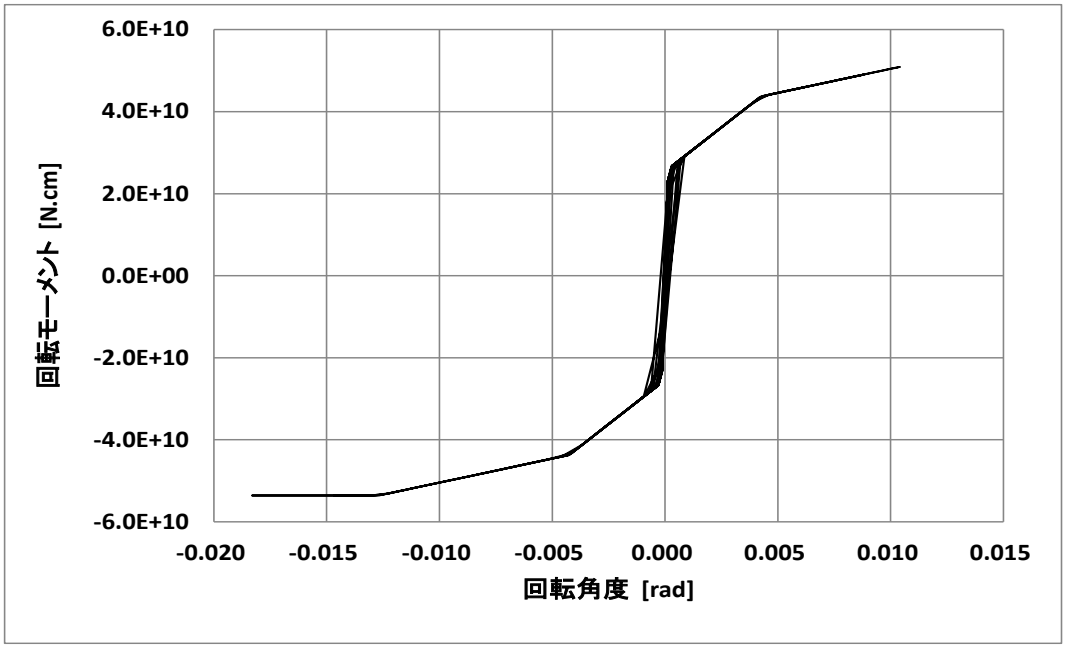
付図 14.4　回転角度の時刻歴（定式化による M－θ 線図使用）



付図 14.5　浮き上がり変位の時刻歴（定式化による M－θ線図使用）



付図 14.6　回転ばねに発生した回転モーメントの時刻歴
（定式化による M－θ線図使用）



付図 14.7　非線形回転ばねの復元モーメント特性線図
（定式化による M－θ線図使用）

最大浮き上がり変位（81.2cm）発生時（78.8 秒における）の回転モーメント、本文に示す式（3.2.4）から式（3.2.7）によって算定された最大応答水平震度及び動液圧比を次表に示す。

付表 14.3　最大浮き上がり変位発生時（78.8 秒）の
最大応答水平震度及び動液圧比

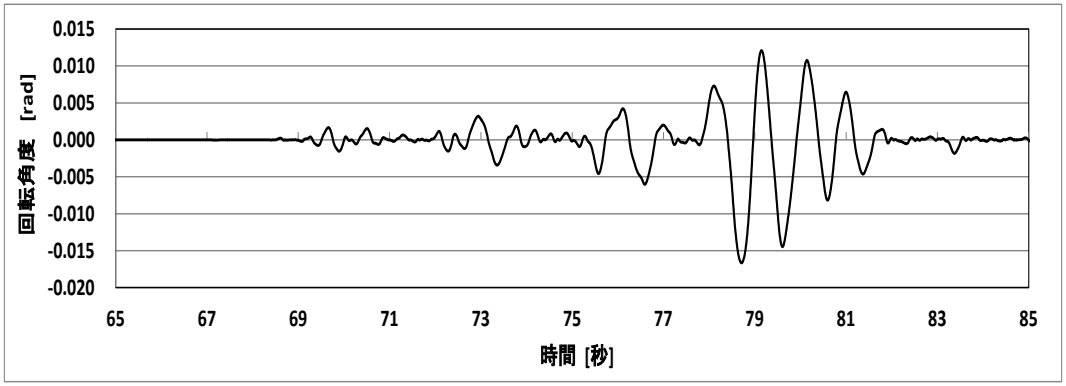
回転モーメント M (N.cm)	応答水平震度 Kh_1	動液圧 Ph_1 (N/mm2)	動液圧比 α
5.36E+10	0.533	0.067	0.38

(2) 3D シェルモデルの M－θ線図を使用した 3 質点非線形ばね系モデルの時刻歴地震応答解析結果

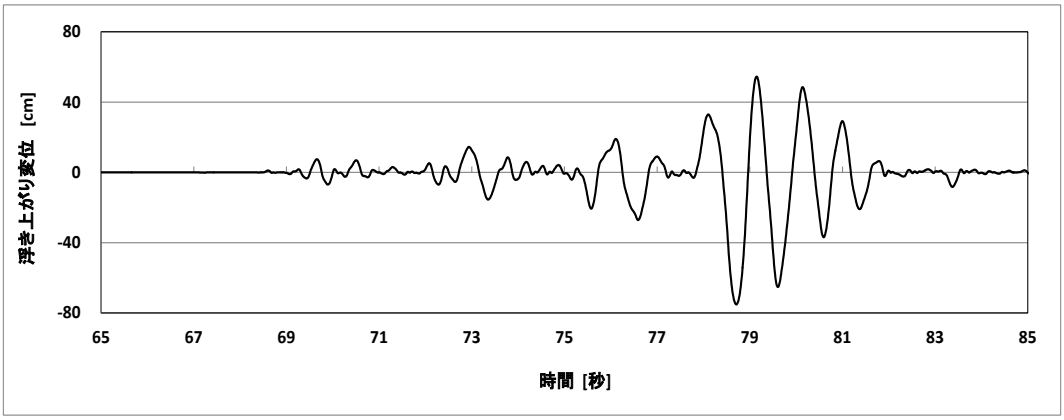
解析対象タンクとする旧法タンク No.3 について、3D シェルモデルの M－θ線図を 3 質点モデルの非線形回転ばねの復元モーメント特性として使用し、A 地区の想定地震動の EW 波に対して、時刻歴地震応答解析を実施した。得られた当該タンク基部の回転ばねの回転角度、浮き上がり変位及び回数を付表 14.4、結果の時刻歴出力を付図 14.8 から付図 14.11 に示す。

付表 14.4　3D シェルモデルの M－θ線図を使用した 3 質点モデルの
解析結果のまとめ（想定地震動：A 地区 EW 波）

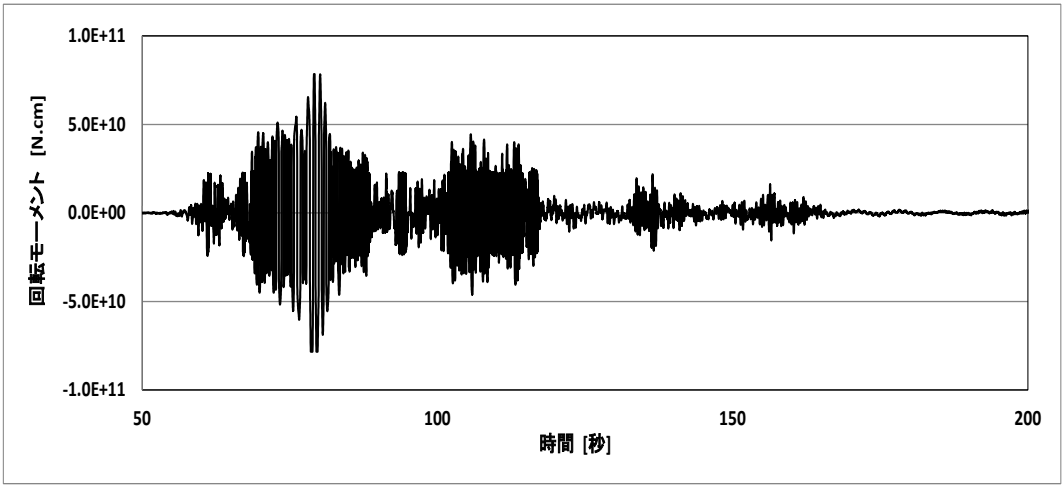
最大／最小 地震加速度 (cm/s^2)	最大／最小 回転角度 (rad)	最大 浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数
672.2/-767.1	0.012/-0.017	76.7	40



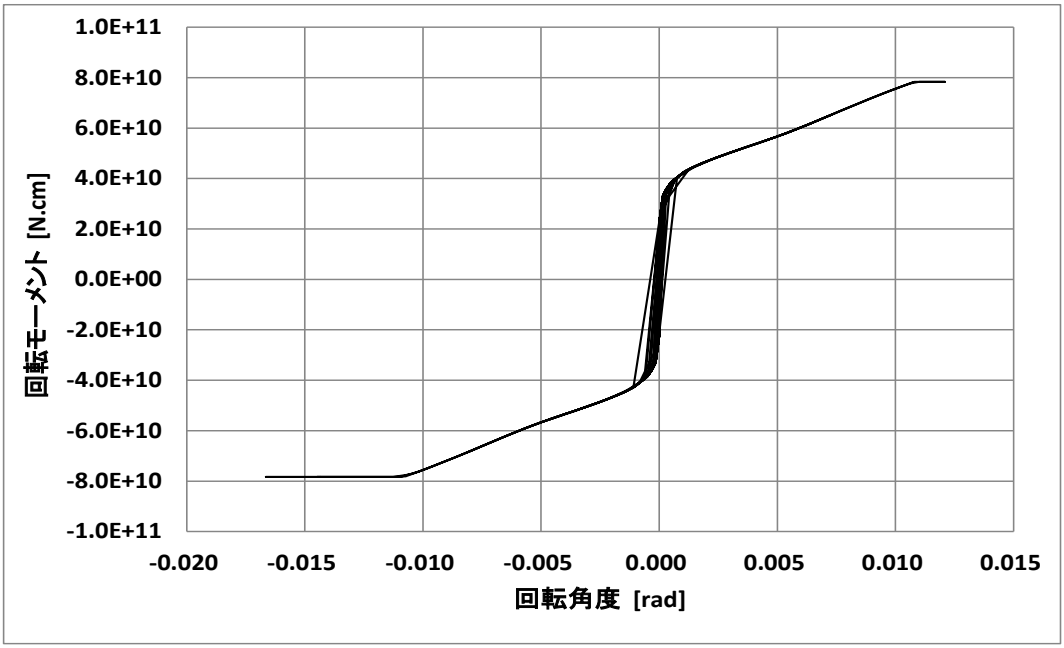
付図 14.8　回転角度の時刻歴（3D シェルモデルの M－θ線図使用）



付図 14.9　浮き上がり変位の時刻歴（3D シェルモデルの M－θ線図使用）



付図 14.10　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－θ線図使用）



付図 14.11　非線形回転ばねの復元モーメント特性線図
（3D シェルモデルの M－θ線図使用）

最大浮き上がり変位（76.7cm）発生時（78.7 秒における）の回転モーメントを用いて、本文に示す式（3.2.4）から式（3.2.7）によって算定された最大応答水平震度及び動液圧比を次表に示す。

付表 14.5　最大浮き上がり変位発生時（78.7 秒）の
最大応答水平震度及び動液圧比

回転モーメント M (N.cm)	応答水平震度 Kh_1	動液圧 Ph_1 (N/mm2)	動液圧比 α
7.83E+10	0.78	0.097	0.55

(3) 3 質点非線形ばね系モデルの解析結果の比較

2 ケースの 3 質点非線形ばね系モデルの時刻歴地震応答解析結果の比較を付表 14.6 と付表 14.7 に示す。

付表 14.6　3 質点非線形ばね系モデルの地震応答解析結果の比較

M－θ 線図	解析結果	回転角度		質点 M_0.(相対変位)		質点 M_1.(相対変位)		質点 M_2.(相対変位)	
		角度(rad)	時間(秒)	変位(cm)	時間(秒)	変位(cm)	時間(秒)	変位(cm)	時間(秒)
定式化	最大値	0.010	80.2	13.8	78.8	14.6	78.8	37.4	77.8
	最小値	-0.018	78.8	-7.8	80.2	-9.1	80.2	-32.6	72.4
3D シェル モデル	最大値	0.012	79.1	12.6	78.7	13.6	78.7	37.3	77.8
	最小値	-0.017	78.7	-9.1	79.1	-11.0	79.1	-32.5	72.4

付表 14.7　浮き上がり変位の算定結果の比較

M－θ 線図	最大回転角度(rad)	最大浮き上がり変位(cm)
定式化	0.018	81.2
3D シェルモデル	0.017	76.7

(4) 照査比較検討

定式化による Q－Δ 線図及び定式化による M－θ 線図を使用した 1 質点非線形水平ばね系モデルと 3 質点非線形ロッキングばね系モデルの解析結果の比較を付表 14.8 に示す。

付表 14.8　定式化による復元力・復元モーメント特性を用いた
1 質点と 3 質点モデルの解析結果の比較

	1 質点非線形水平ばね系モデル （定式化による Q－Δ線図使用）	3 質点非線形ロッキングばね系モデル （定式化による M－θ線図使用）
最大浮き上がり変位 $\delta_{u\text{-}max}$（cm）	75.1	81.2
最大浮き上がり変位 発生時の動液圧比 α *1	0.35	0.38

*1　消防法式で計算した動液圧比α=0.38

タンク全体の 3D シェルの M－θ線図を用いた 1 質点非線形水平ばね系モデルと 3 質点非線形ロッキングばね系モデルの解析結果の比較を付表 14.9 に示す。

付表 14.9　3D シェルモデルの M－θ線図を用いた
1 質点と 3 質点モデルの解析結果の比較

	1 質点非線形水平ばね系モデル （定式化による Q－Δ線図使用）	3 質点非線形ロッキングばね系モデル （定式化による M－θ線図使用）
最大浮き上がり変位 $\delta_{u\text{-}max}$（cm）	45.0	76.7
最大浮き上がり変位 発生時の動液圧比 α *1	0.55	0.55

参考資料 15

2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2 の算定式による応力－ひずみ線図

2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2 の算定式で計算した旧法タンク No.3 の側板（材料：HW50）及びアニュラ板（材料：SS41）と底板（材料：SM400C）の応力－ひずみ線図の数値を付表 15.1 と付表 15.2 及び付図 15.1 に示す。

付表 15.1　側板（材料：HW50）の応力－ひずみ線図の計算値

Stress Strain Curve

σ_{ys}	490	MPa
σ_{uts}	610	MPa
R	0.803279	
K	0.32621	
m_2	0.118033	
A_2	883.334	
ε_p	2.00E-05	
ε_{ys}	2.00E-03	
M_1	4.80E-02	
A_1	6.62E+02	
E_y	205939.7	MPa

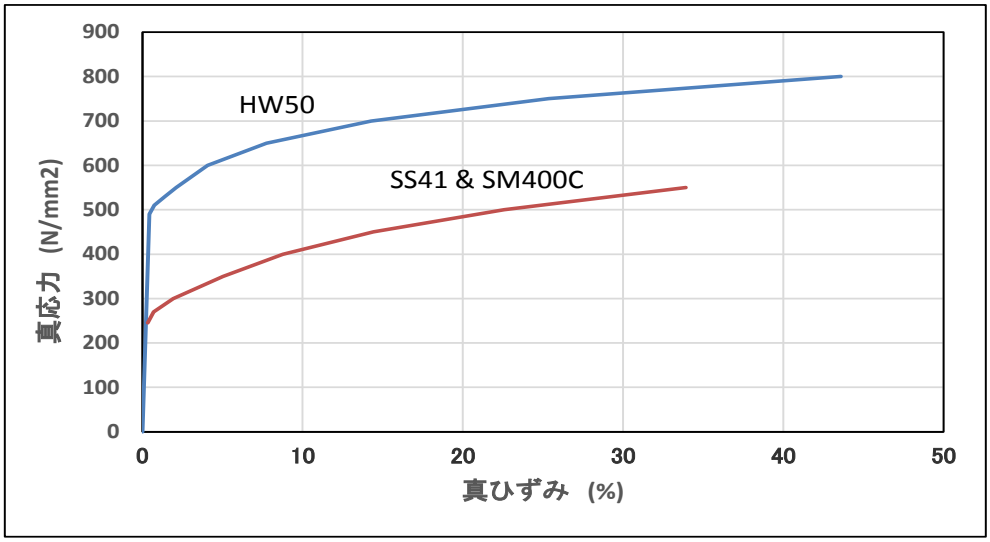
σ_t	H	ε_1	ε_2	γ_1	γ_2	ε_{ts}
490	-2	1.92E-03	6.79E-03	0.001882083	0.000122083	0.004383503
500	-1.48908	2.92E-03	8.05E-03	0.002777976	0.000390025	0.005595896
520	-0.46725	6.61E-03	1.12E-02	0.004744693	0.003166872	0.010436576
550	1.06551	2.13E-02	1.81E-02	0.002255762	0.016144203	0.021070651
600	3.620102	1.30E-01	3.77E-02	9.33161E-05	0.037720572	0.040727362
650	6.174693	6.90E-01	7.44E-02	2.98867E-06	0.074370384	0.077529636
700	8.729285	3.23E+00	1.39E-01	8.45288E-08	0.139340602	0.14273974
750	11.28388	1.36E+01	2.50E-01	2.1491E-09	0.249995839	0.253637684
800	13.83847	5.21E+01	4.32E-01	4.97979E-11	0.431915069	0.435799701
850	16.39306	1.84E+02	7.22E-01	1.07438E-12	0.721876619	0.726004041
900	18.94765	6.06E+02	1.17E+00	0	1.171585245	1.175955456

付表 15.2　アニュラ板（材料：SS41）と底板（材料：SM400C）
の応力－ひずみ線図の計算値

Stress Strain Curve

σ_{ys}	245	MPa
σ_{uts}	400	MPa
R	0.6125	
K	0.392399	
m_2	0.2325	
A_2	708.5004	
ε_p	2.00E-05	
ε_{ys}	2.00E-03	
M_1	1.07E-01	
A_1	4.77E+02	
E_y	205939.7	MPa

σ_t	H	ε_1	ε_2	γ_1	γ_2	ε_{ts}
245	-2	1.96E-03	1.04E-02	0.001925735	0.000186808	0.003302212
270	-1.17793	4.87E-03	1.58E-02	0.004445078	0.001366084	0.007122226
300	-0.19144	1.30E-02	2.48E-02	0.007752831	0.010061834	0.019271402
350	1.452709	5.51E-02	4.82E-02	0.002861343	0.045662654	0.050223523
400	3.096857	1.92E-01	8.55E-02	0.000391944	0.08535765	0.08769191
450	4.741004	5.79E-01	1.42E-01	4.41059E-05	0.141940466	0.144169678
500	6.385152	1.55E+00	2.23E-01	4.41043E-06	0.223328681	0.225760986
550	8.029299	3.78E+00	3.36E-01	4.01425E-07	0.3364951	0.339166186
600	9.673446	8.54E+00	4.89E-01	3.38073E-08	0.489226792	0.4921403
650	11.31759	1.80E+01	6.90E-01	2.66751E-09	0.690279014	0.69343528
700	12.96174	3.61E+01	9.49E-01	1.99111E-10	0.949409156	0.95280821
800	16.25004	1.26E+02	1.69E+00	9.64416E-13	1.686091523	1.689976155
900	19.53833	3.79E+02	2.80E+00	0	2.79828532	2.802655531



付図 15.1　応力-ひずみ特性

参考資料 16

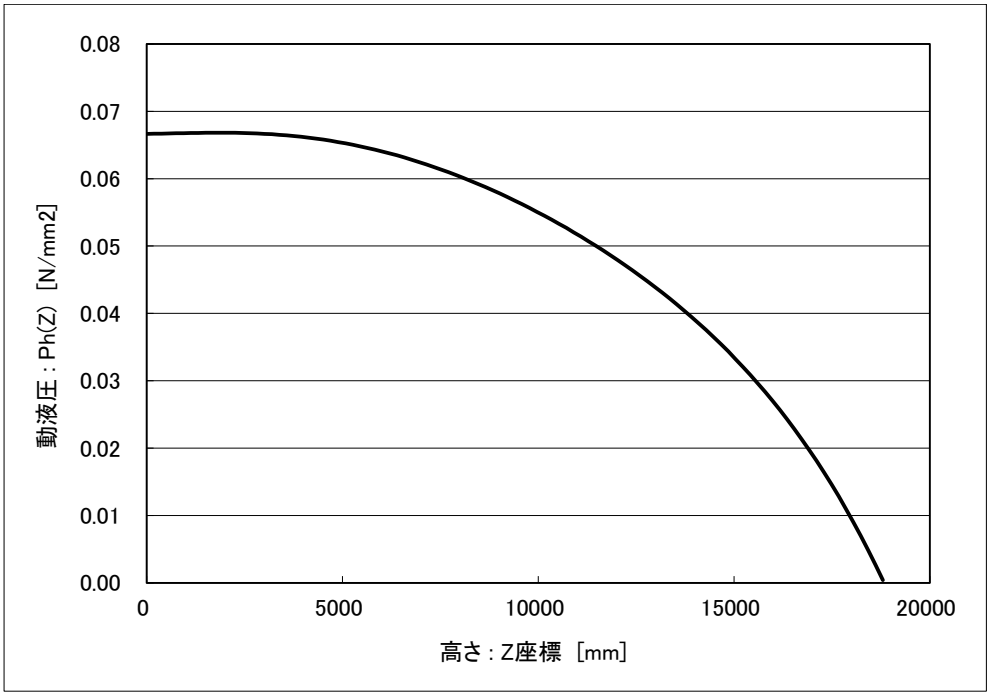
旧法タンク No.3 の動液圧の計算結果

付表 16.1　旧法タンク No.3 の動液圧計算用入力データ

D	45100 mm
H	18802 mm
Kh_1	0.504
ν_3	1.68
ρ	9.50E-07 kg/mm^2

H/D	0.416896
分割	100
ΔH	188.02 mm
g	9.8 m/sec^2
Z	9.01E+12 mm^3

C00	C01	C02	C03	C04	C05
0.782173	-0.12951	0.723741	-4.12859	5.558585	-2.80014
C10	C12	C12	C13	C14	C15
0.716301	0.23289	-0.34748	-1.52302	1.928093	-1.00475



付図 16.1　側板の高さにおける動液圧の分布（旧法タンク No.3）

付表 16.2　旧法タンク No.3 の動液圧計算結果

				P = 2D*Ph(z)*π/4 より		
Z (mm)	Ph0(Z) (N/mm2)	Ph1(Z) (N/mm2)	Ph(Z) (N/mm2)	P (N/mm)	M (N.mm)	Q (N)
0.00	0.04108	0.02558	0.06665	4721.95	5.0051E+11	6.6342E+07
188.02	0.04101	0.02566	0.06667	4723.18	4.8812E+11	6.5454E+07
376.04	0.04095	0.02574	0.06669	4724.67	4.7590E+11	6.4566E+07
564.06	0.04090	0.02582	0.06672	4726.30	4.6384E+11	6.3678E+07
752.08	0.04085	0.02589	0.06674	4727.98	4.5195E+11	6.2789E+07
940.10	0.04080	0.02596	0.06676	4729.60	4.4023E+11	6.1900E+07
1128.12	0.04076	0.02602	0.06678	4731.09	4.2868E+11	6.1010E+07
1316.14	0.04072	0.02608	0.06680	4732.35	4.1729E+11	6.0121E+07
1504.16	0.04067	0.02614	0.06681	4733.31	4.0607E+11	5.9231E+07
1692.18	0.04063	0.02619	0.06682	4733.89	3.9502E+11	5.8341E+07
1880.20	0.04059	0.02624	0.06682	4734.03	3.8413E+11	5.7451E+07
2068.22	0.04054	0.02628	0.06682	4733.66	3.7341E+11	5.6561E+07
2256.24	0.04049	0.02632	0.06681	4732.72	3.6286E+11	5.5671E+07
2444.26	0.04043	0.02635	0.06678	4731.16	3.5248E+11	5.4781E+07
2632.28	0.04038	0.02638	0.06675	4728.92	3.4226E+11	5.3892E+07
2820.30	0.04031	0.02640	0.06671	4725.97	3.3221E+11	5.3003E+07
3008.32	0.04025	0.02641	0.06666	4722.25	3.2233E+11	5.2115E+07
3196.34	0.04017	0.02642	0.06659	4717.72	3.1262E+11	5.1227E+07
3384.36	0.04010	0.02642	0.06652	4712.36	3.0307E+11	5.0341E+07
3572.38	0.04001	0.02642	0.06643	4706.13	2.9369E+11	4.9455E+07
3760.40	0.03992	0.02641	0.06633	4699.00	2.8447E+11	4.8571E+07
3948.42	0.03982	0.02639	0.06622	4690.95	2.7542E+11	4.7688E+07
4136.44	0.03972	0.02637	0.06609	4681.96	2.6654E+11	4.6807E+07
4324.46	0.03961	0.02634	0.06595	4671.99	2.5782E+11	4.5928E+07
4512.48	0.03949	0.02631	0.06579	4661.05	2.4927E+11	4.5050E+07
4700.50	0.03936	0.02627	0.06563	4649.11	2.4088E+11	4.4175E+07
4888.52	0.03922	0.02622	0.06544	4636.17	2.3266E+11	4.3302E+07
5076.54	0.03908	0.02616	0.06525	4622.21	2.2460E+11	4.2432E+07
5264.56	0.03893	0.02610	0.06503	4607.22	2.1670E+11	4.1564E+07
5452.58	0.03877	0.02603	0.06481	4591.20	2.0897E+11	4.0699E+07
5640.60	0.03861	0.02596	0.06457	4574.16	2.0139E+11	3.9838E+07
5828.62	0.03844	0.02588	0.06431	4556.07	1.9398E+11	3.8979E+07
6016.64	0.03825	0.02579	0.06404	4536.95	1.8674E+11	3.8125E+07
6204.66	0.03806	0.02569	0.06376	4516.80	1.7965E+11	3.7273E+07
6392.68	0.03787	0.02559	0.06346	4495.61	1.7272E+11	3.6426E+07
6580.70	0.03766	0.02548	0.06315	4473.40	1.6595E+11	3.5583E+07
6768.72	0.03745	0.02537	0.06282	4450.15	1.5934E+11	3.4744E+07
6956.74	0.03723	0.02524	0.06247	4425.89	1.5288E+11	3.3910E+07
7144.76	0.03700	0.02511	0.06212	4400.61	1.4659E+11	3.3080E+07
7332.78	0.03677	0.02498	0.06175	4374.32	1.4044E+11	3.2255E+07
7520.80	0.03653	0.02483	0.06136	4347.02	1.3446E+11	3.1435E+07
7708.82	0.03628	0.02468	0.06096	4318.72	1.2862E+11	3.0620E+07
7896.84	0.03602	0.02453	0.06055	4289.43	1.2294E+11	2.9811E+07
8084.86	0.03576	0.02436	0.06012	4259.14	1.1741E+11	2.9007E+07
8272.88	0.03549	0.02419	0.05968	4227.88	1.1203E+11	2.8210E+07
8460.90	0.03521	0.02401	0.05922	4195.63	1.0680E+11	2.7418E+07
8648.92	0.03493	0.02383	0.05876	4162.41	1.0172E+11	2.6632E+07
8836.94	0.03464	0.02364	0.05827	4128.21	9.6789E+10	2.5853E+07
9024.96	0.03434	0.02344	0.05778	4093.05	9.2001E+10	2.5080E+07
9212.98	0.03403	0.02323	0.05727	4056.91	8.7357E+10	2.4314E+07
9401.00	0.03372	0.02302	0.05674	4019.80	8.2857E+10	2.3554E+07
9589.02	0.03341	0.02280	0.05620	3981.72	7.8499E+10	2.2802E+07
9777.04	0.03308	0.02257	0.05565	3942.66	7.4282E+10	2.2057E+07
9965.06	0.03275	0.02234	0.05509	3902.61	7.0204E+10	2.1320E+07
10153.08	0.03241	0.02209	0.05451	3861.58	6.6264E+10	2.0590E+07
10341.10	0.03207	0.02185	0.05392	3819.54	6.2461E+10	1.9868E+07
10529.12	0.03172	0.02159	0.05331	3776.49	5.8792E+10	1.9153E+07
10717.14	0.03136	0.02132	0.05269	3732.42	5.5258E+10	1.8447E+07
10905.16	0.03100	0.02105	0.05205	3687.30	5.1855E+10	1.7750E+07
11093.18	0.03062	0.02077	0.05140	3641.12	4.8582E+10	1.7061E+07
11281.20	0.03024	0.02049	0.05073	3593.85	4.5438E+10	1.6381E+07
11469.22	0.02985	0.02019	0.05005	3545.47	4.2421E+10	1.5710E+07
11657.24	0.02946	0.01989	0.04935	3495.95	3.9530E+10	1.5048E+07
11845.26	0.02905	0.01958	0.04863	3445.25	3.6762E+10	1.4395E+07
12033.28	0.02864	0.01926	0.04790	3393.35	3.4116E+10	1.3752E+07
12221.30	0.02822	0.01893	0.04715	3340.20	3.1590E+10	1.3119E+07
12409.32	0.02778	0.01860	0.04638	3285.76	2.9181E+10	1.2496E+07

12597.34	0.02734	0.01825	0.04559	3229.99	2.6889E+10	1.1884E+07
12785.36	0.02689	0.01790	0.04479	3172.82	2.4712E+10	1.1282E+07
12973.38	0.02642	0.01754	0.04396	3114.21	2.2646E+10	1.0691E+07
13161.40	0.02594	0.01717	0.04311	3054.09	2.0690E+10	1.0111E+07
13349.42	0.02545	0.01679	0.04224	2992.41	1.8843E+10	9.5425E+06
13537.44	0.02495	0.01640	0.04135	2929.08	1.7101E+10	8.9858E+06
13725.46	0.02443	0.01599	0.04043	2864.05	1.5463E+10	8.4412E+06
13913.48	0.02390	0.01558	0.03948	2797.22	1.3926E+10	7.9090E+06
14101.50	0.02335	0.01516	0.03851	2728.51	1.2487E+10	7.3895E+06
14289.52	0.02279	0.01473	0.03752	2657.84	1.1146E+10	6.8832E+06
14477.54	0.02220	0.01429	0.03649	2585.11	9.8977E+09	6.3903E+06
14665.56	0.02160	0.01383	0.03543	2510.21	8.7413E+09	5.9113E+06
14853.58	0.02098	0.01337	0.03434	2433.04	7.6735E+09	5.4466E+06
15041.60	0.02033	0.01289	0.03322	2353.49	6.6917E+09	4.9966E+06
15229.62	0.01966	0.01240	0.03206	2271.44	5.7932E+09	4.5618E+06
15417.64	0.01897	0.01190	0.03087	2186.76	4.9749E+09	4.1427E+06
15605.66	0.01825	0.01138	0.02963	2099.32	4.2338E+09	3.7397E+06
15793.68	0.01751	0.01085	0.02836	2008.99	3.5670E+09	3.3535E+06
15981.70	0.01674	0.01030	0.02704	1915.61	2.9712E+09	2.9846E+06
16169.72	0.01593	0.00974	0.02568	1819.03	2.4430E+09	2.6335E+06
16357.74	0.01510	0.00917	0.02427	1719.10	1.9791E+09	2.3009E+06
16545.76	0.01423	0.00858	0.02281	1615.65	1.5760E+09	1.9874E+06
16733.78	0.01332	0.00797	0.02129	1508.51	1.2299E+09	1.6936E+06
16921.80	0.01237	0.00735	0.01973	1397.49	9.3719E+08	1.4205E+06
17109.82	0.01139	0.00671	0.01810	1282.40	6.9380E+08	1.1685E+06
17297.84	0.01036	0.00605	0.01642	1163.05	4.9570E+08	9.3862E+05
17485.86	0.00929	0.00538	0.01467	1039.24	3.3869E+08	7.3159E+05
17673.88	0.00817	0.00468	0.01286	910.74	2.1837E+08	5.4827E+05
17861.90	0.00700	0.00397	0.01097	777.34	1.3020E+08	3.8957E+05
18049.92	0.00578	0.00323	0.00902	638.81	6.9470E+07	2.5644E+05
18237.94	0.00451	0.00248	0.00699	494.90	3.1274E+07	1.4986E+05
18425.96	0.00318	0.00170	0.00488	345.38	1.0523E+07	7.0866E+04
18613.98	0.00178	0.00090	0.00268	189.99	1.9305E+06	2.0535E+04
18802.00	0.00033	0.00007	0.00040	28.45	0.0000E+00	0.0000E+00

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設定

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。

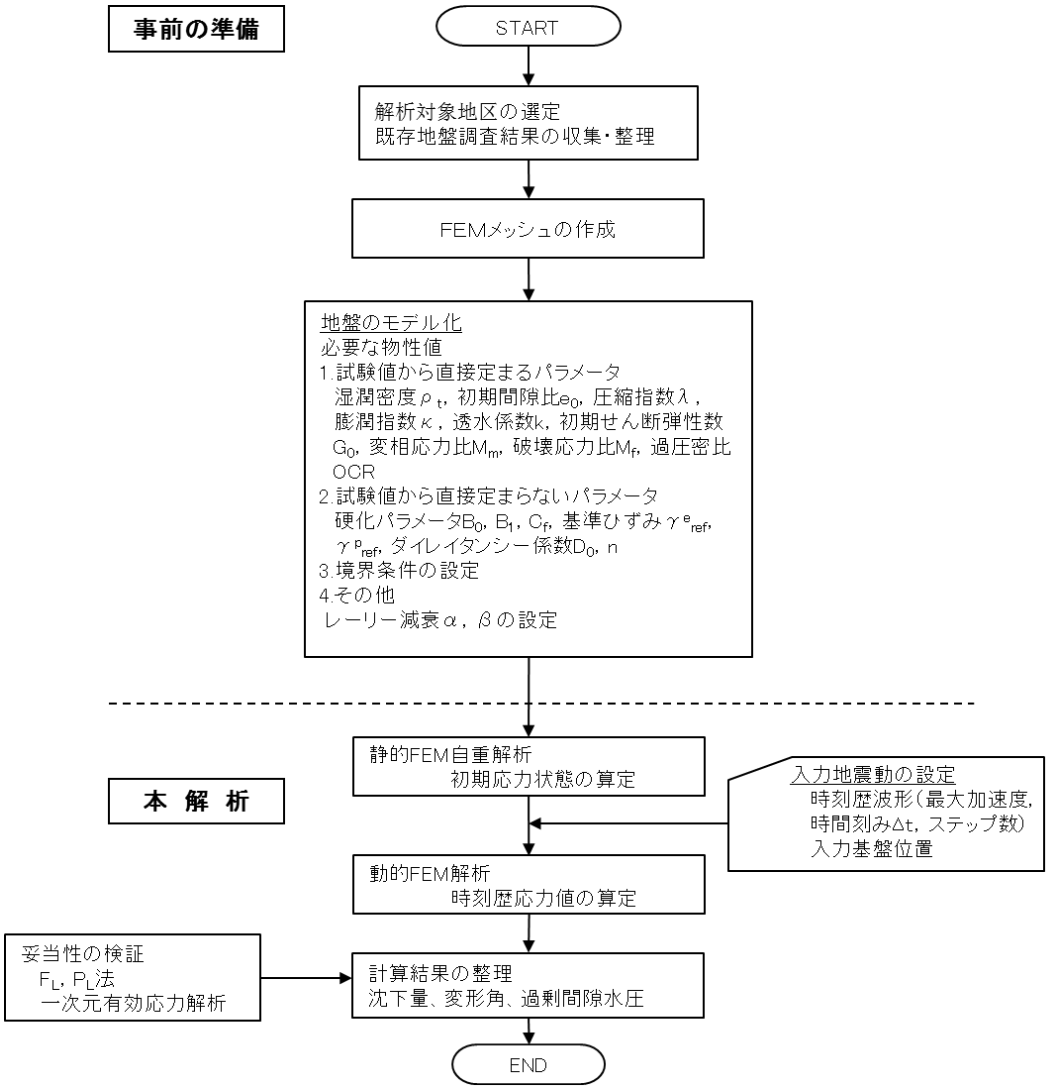


図 1.1.1　南海トラフ地震に対する基礎・地盤の耐震安全性の解析の流れ

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、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地区のうち、計測震度が大きいB地区と、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）	－	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ 注入固化 改良後N値	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ 一部調査中 改良後N値	ﾊﾞｲﾌﾞﾛ ｺﾝﾎﾟｰｻﾞｰ 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うる泥岩・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	砂質シルト	3～5
				第一砂質土層	シルト質砂	3～7
				第二粘性土層	砂質シルト	1～6
				第二砂質土層	シルト質砂・細砂・中砂	6～13
				第三粘性土層	砂質シルト	2～4
				第三砂質土層	シルト質砂	4～7
				第四粘性土層	粘土質シルト・シルト質粘土	2～5
		更新世	洪積層	礫質土層	砂礫	38～50以上
	第三紀	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うる泥岩・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/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	450	(N/mm2)
最高液高さ	H	18447	(mm)
液密度	γ	9.50E−07	(kg/mm3)
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/mm2)

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。

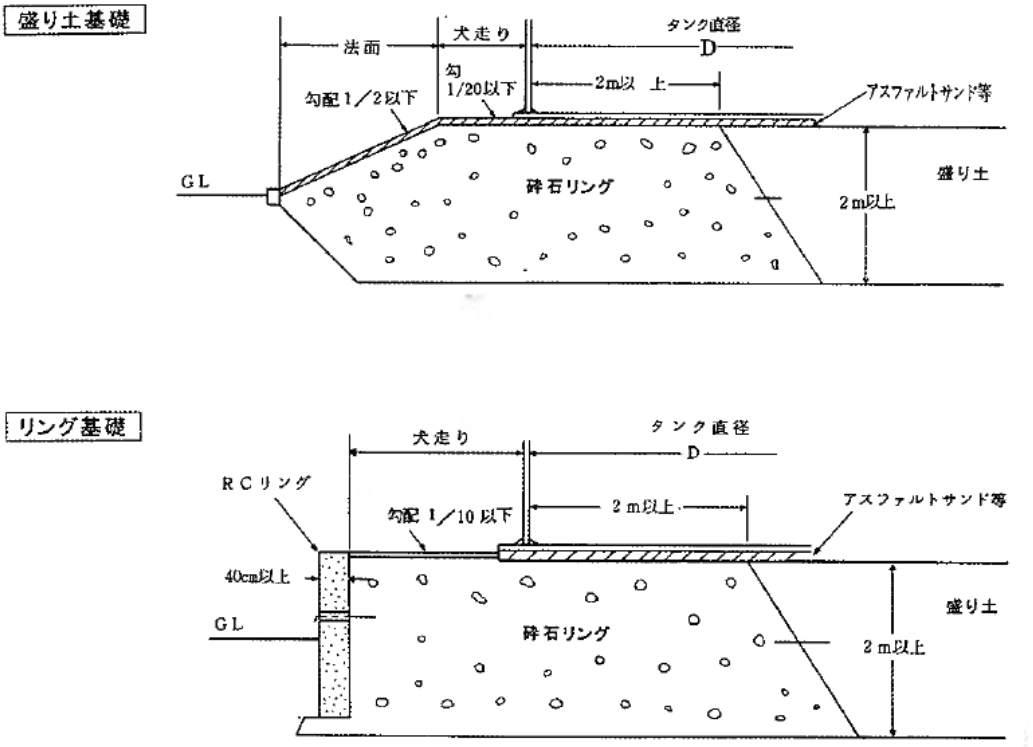


図 1.5.1　屋外タンク貯蔵所の基礎の概要

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。

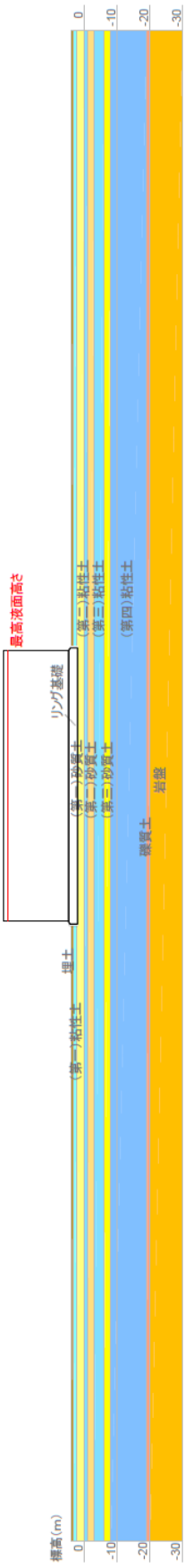


図 1.5.2　B地区の解析用断面図

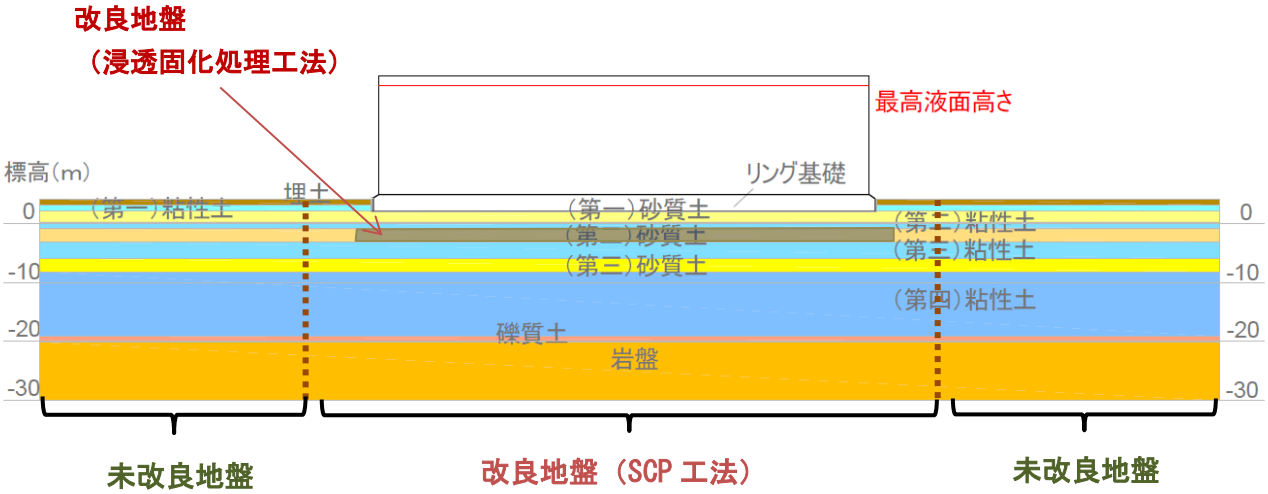


図 1.5.3　Ｂ地区の解析用断面図（地盤改良範囲の拡大図）

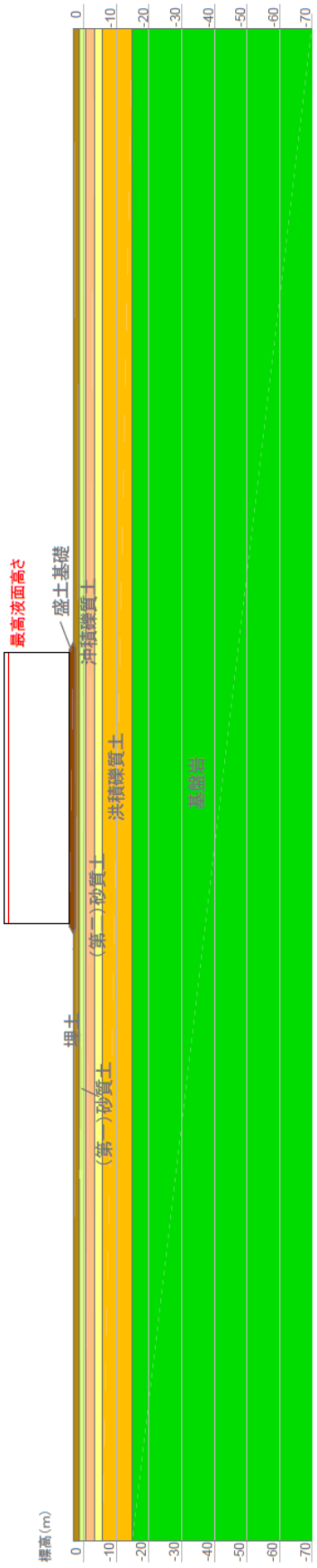


図 1.5.4　E地区の解析用断面図

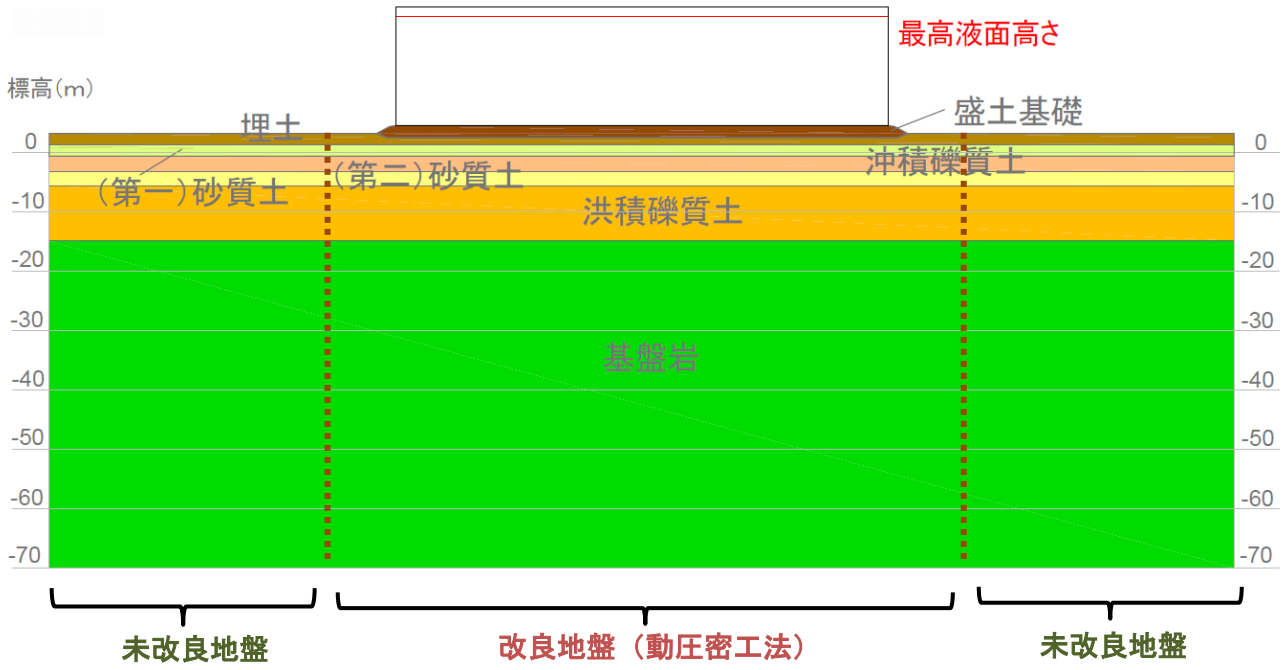


図 1.5.5　E地区の解析用断面図（地盤改良範囲の拡大図）

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「ＬＩＱＣＡ」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。

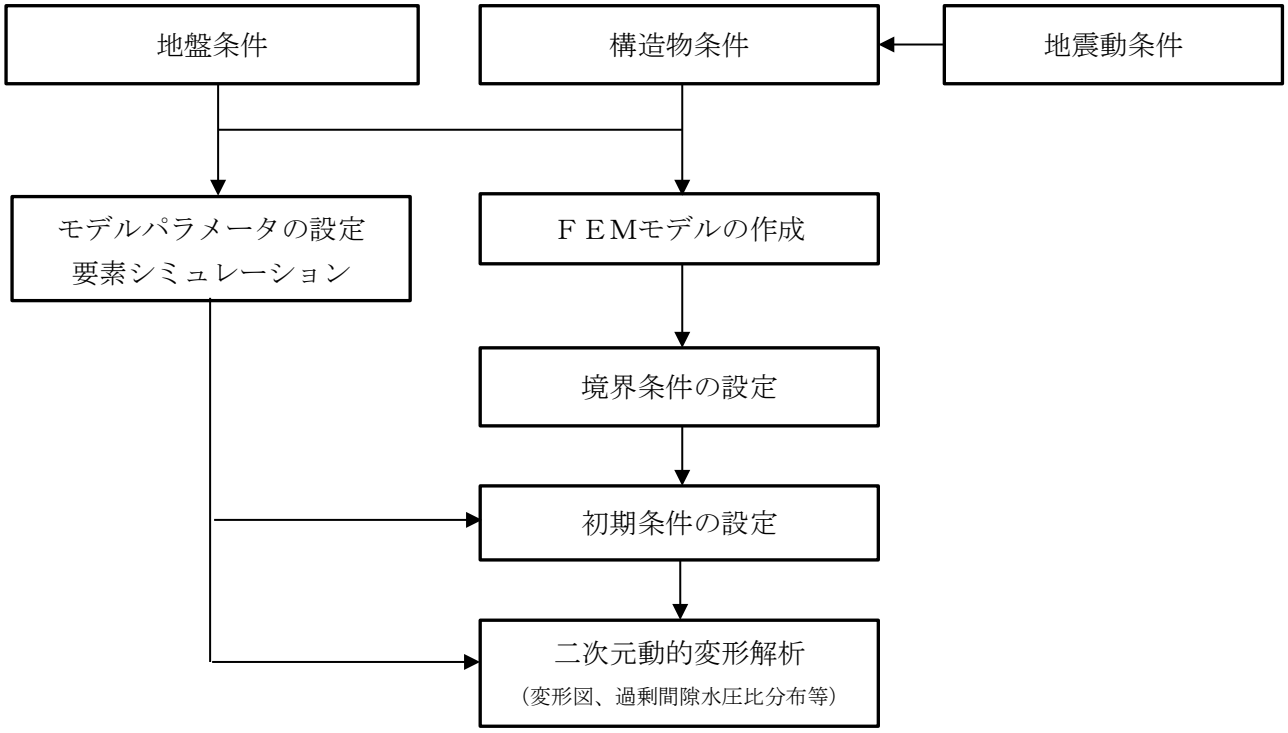


図 1.6.1　断面２次元解析の流れ

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) ひずみは微少ひずみ
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

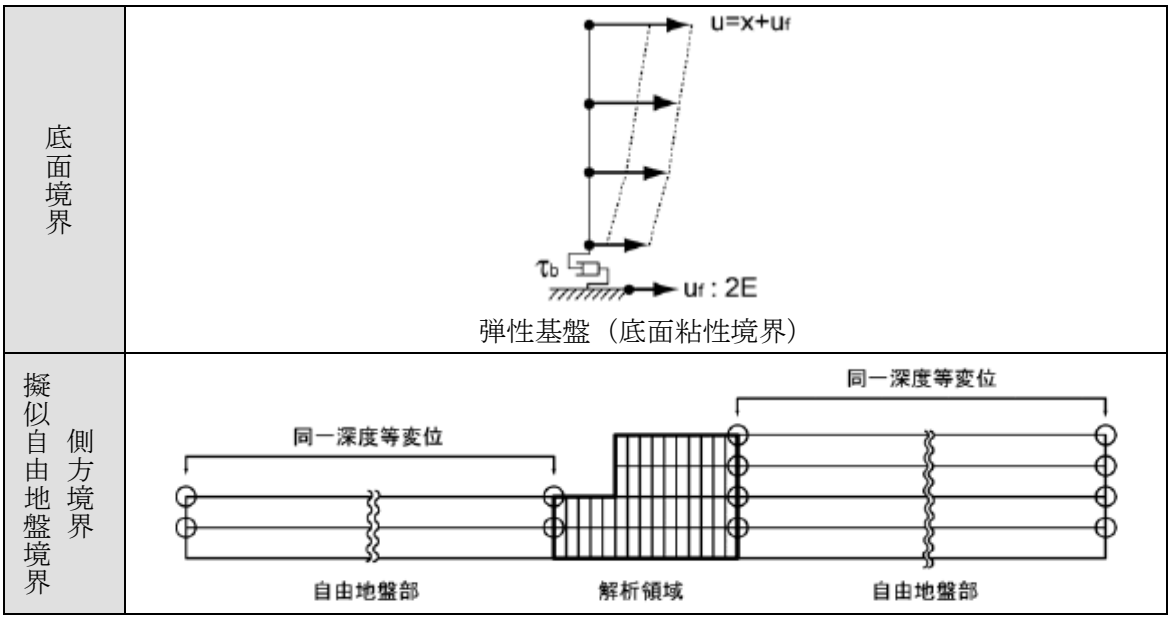
条件項目	条件内容
バージョン	LIQCA2D12 (2012 公開版)
地盤モデル	液状化層：砂の弾塑性繰返しモデル 非液状化層：修正 R-O モデル
解析領域	150m の領域
境界条件	底面：粘性境界(ρ V_s, Vp) 側方：疑似自由地盤(1500m)の同一深度等変位境界とする
レーレー減衰	1次元線形地盤の第1次固有振動モードに対して、小さな減衰定数(1.0%)を与えるように設定 α_0=0.0, α_1=0.002
Newmark の β法	β=0.3025, γ=0.6
解析時間間隔	ΔT=0.002(入力地震波の時間間隔 0.02 秒の 1/10)
解析ステップ	初期応力：地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える。

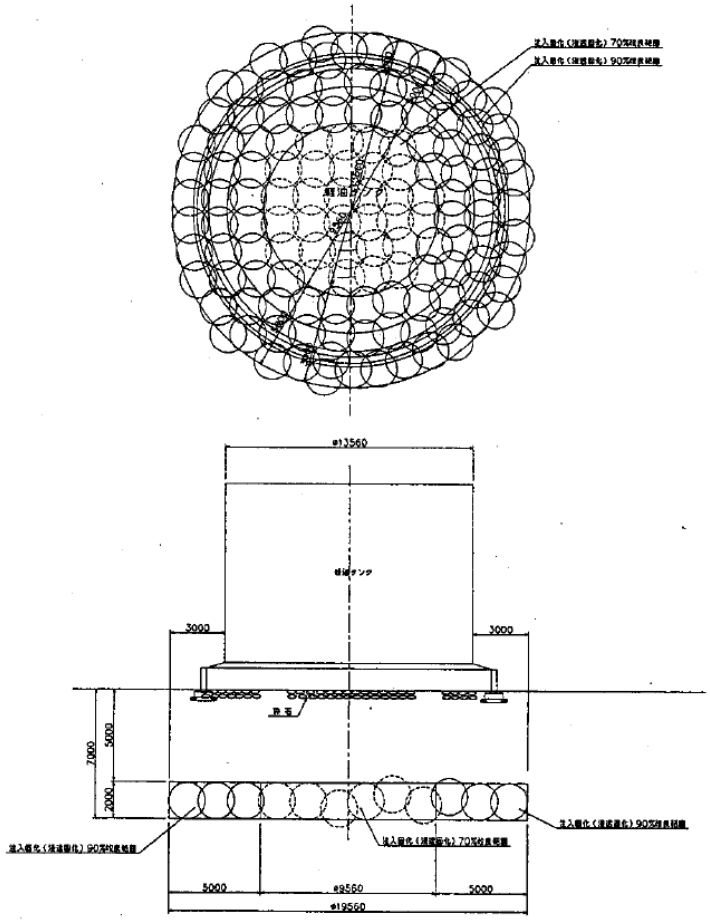


図 3　液状化対策工事の概念図

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 $k_h=k_{h0}\cdot D^{-3/4}\cdot y^{-1/2}$ …… (3.13)

③ $k_h=0.15N$（置換率 70% 程度の高置換率の場合，(×9.8 MN/m³)）… (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）(×9.8 MN/m³)

$k_{h0}=6.6a_s+5.1(1-a_s)\cdot q_u$ …… (3.15)

q_u：杭間粘性土の一軸圧縮強度（×9.8 MN/m²）

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。

「地盤改良効果の予測と実際」（地盤工学会）P163 より抜粋

【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。

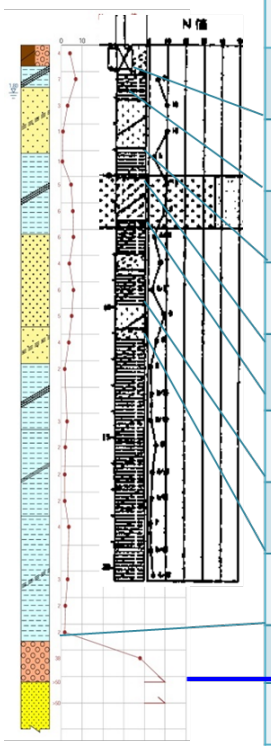
解析モデルの設定に際し、地盤改良の効果を表わす各パラメータについては、表 1.7.2 に示すとおりである。

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 Δ_U（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 ρt(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
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	—			350

設定した工学的基盤面

表 1.7.4　砕石及び浸透固化処理改良後の物性値

	湿潤密度 ρ_t(g/cm3)	粘着力 c(kN/m2)	せん断抵抗角 φ(°)	S 波速度 V_s(m/s)
砕石	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

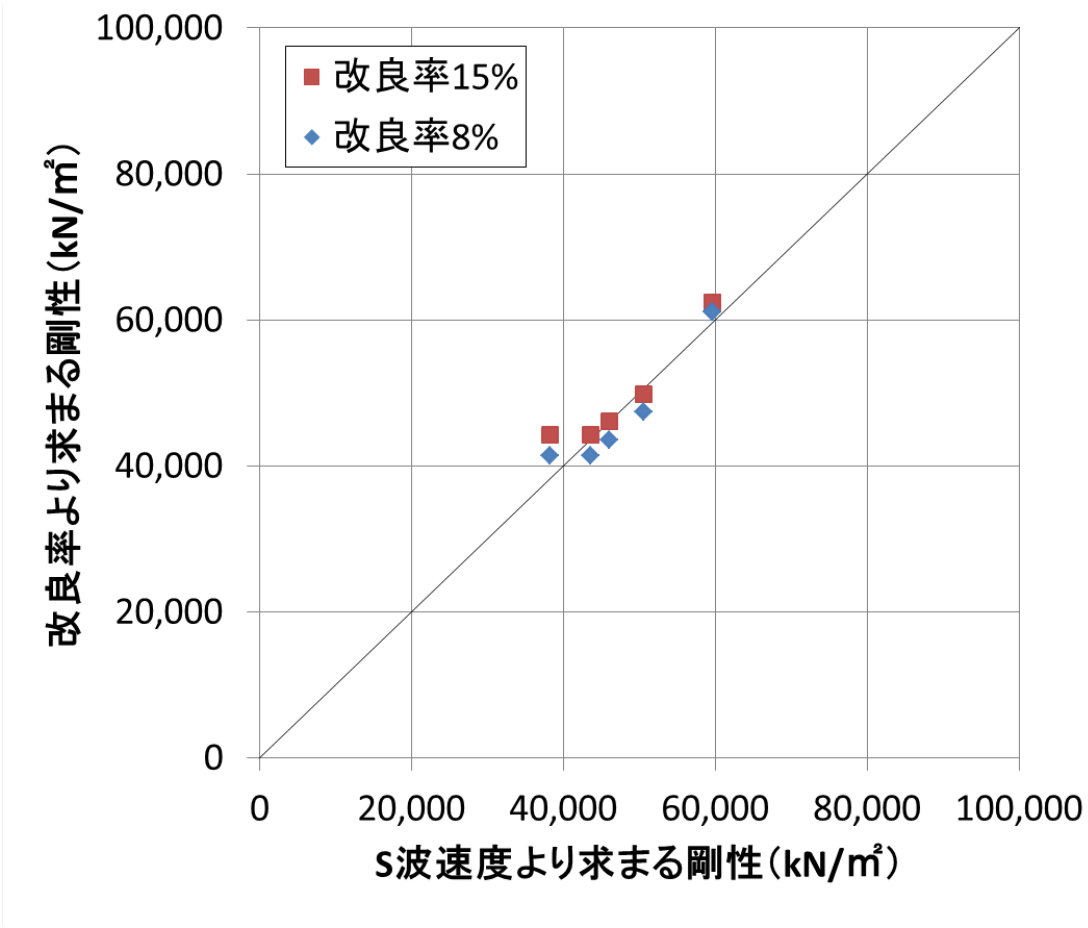


図 1.7.2　B地区の複合地盤（地盤改良後粘性土）の剛性比較

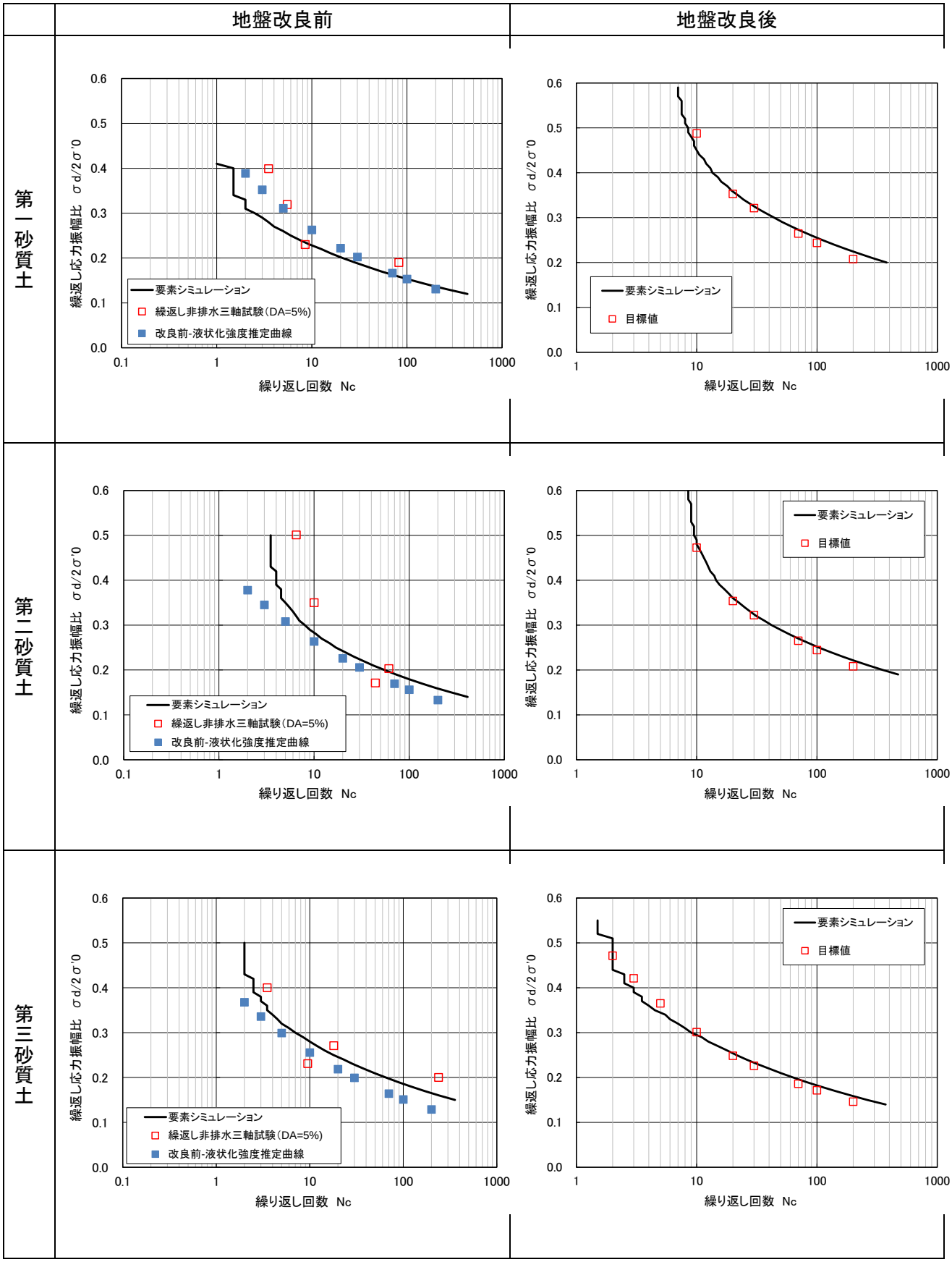


図 1.7.3　要素シミュレーション結果

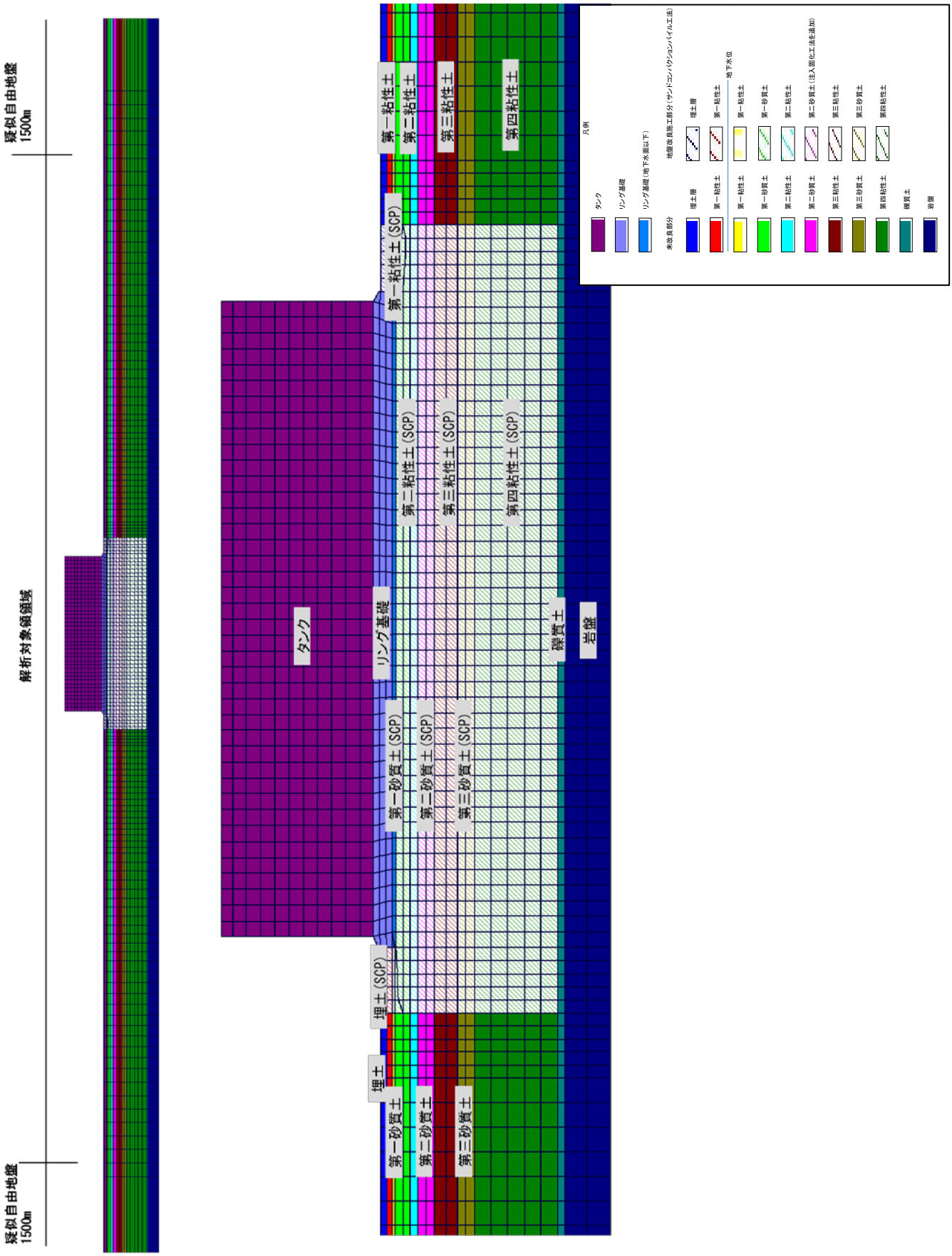


図 1.7.4　解析メッシュ図（B地区）

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 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 1.7.6 に地盤改良前後の繰返し応力振幅比を示す。縦軸のσ_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=τ／σ_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。

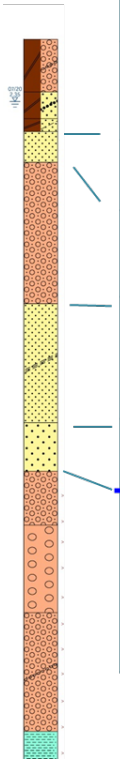
解析モデルの設定に際し、地盤改良の効果を表わす各パラメータについては、表 1.7.7 に示すとおりである。

表 1.7.7　地盤改良の効果を表す各パラメータ

①	σ_d／2 σ_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 ρt(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

設定した工学的基盤面

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

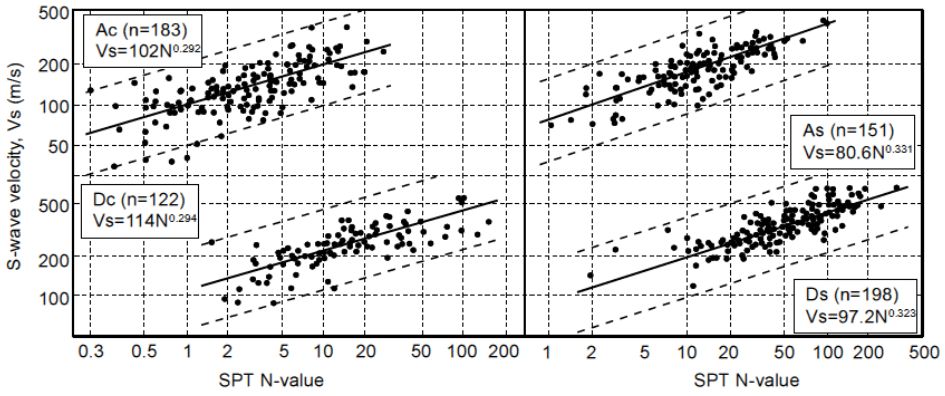


図 1.7.5　V_s−N値関係（計測値と経験式）の例

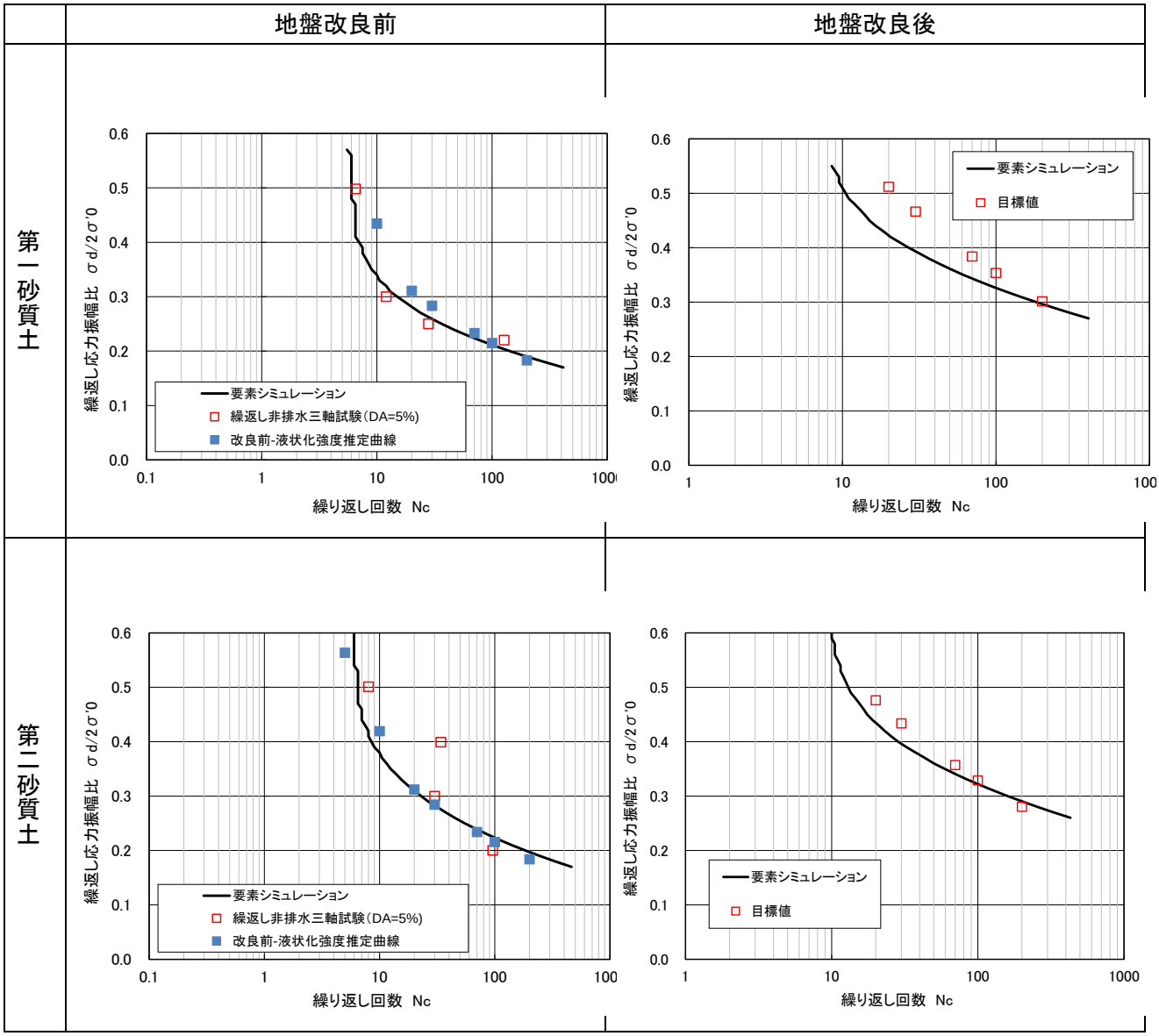


図 1.7.6　要素シミュレーション結果

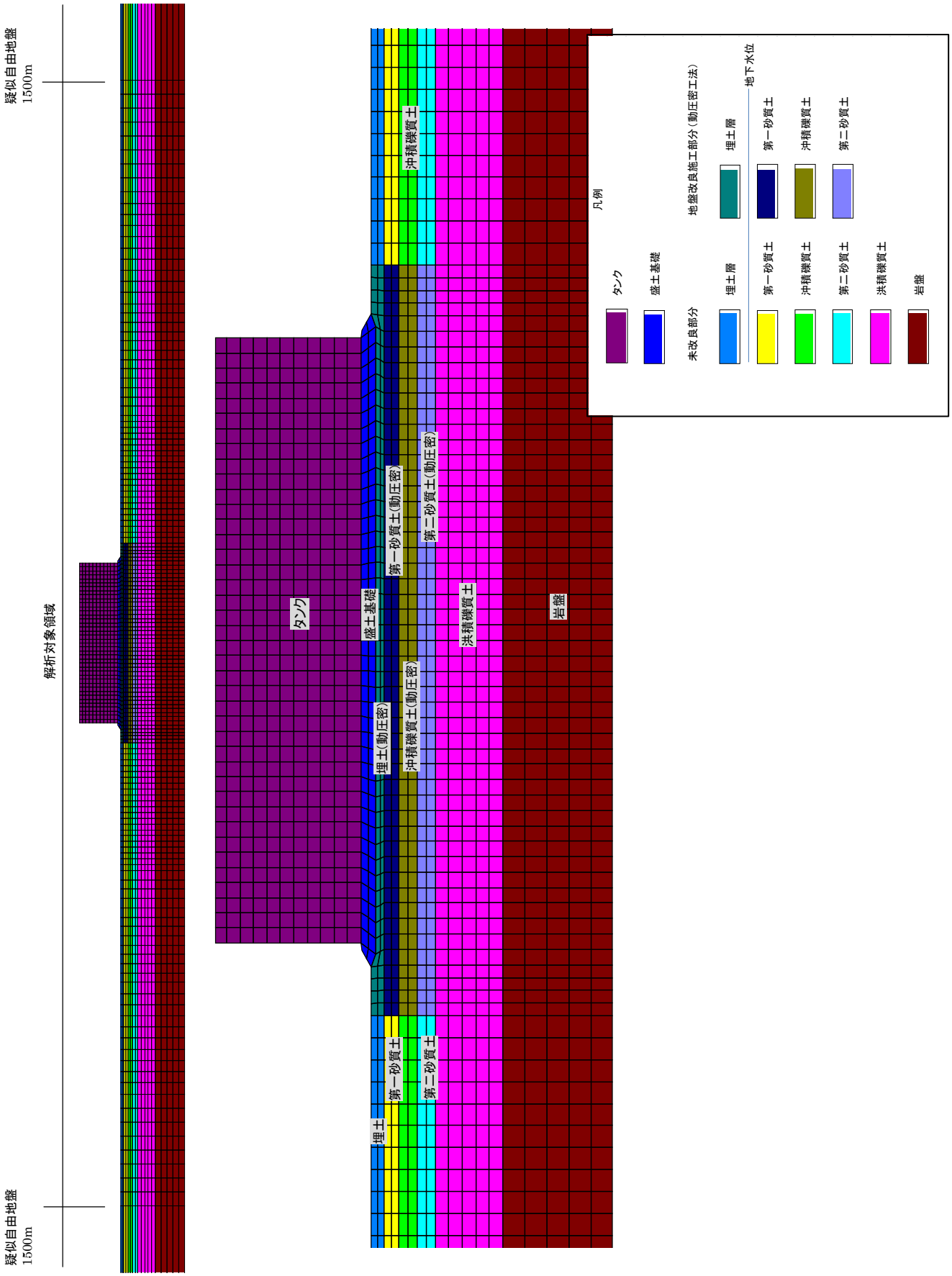


図 1.7.7　解析メッシュ図（E地区）

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。

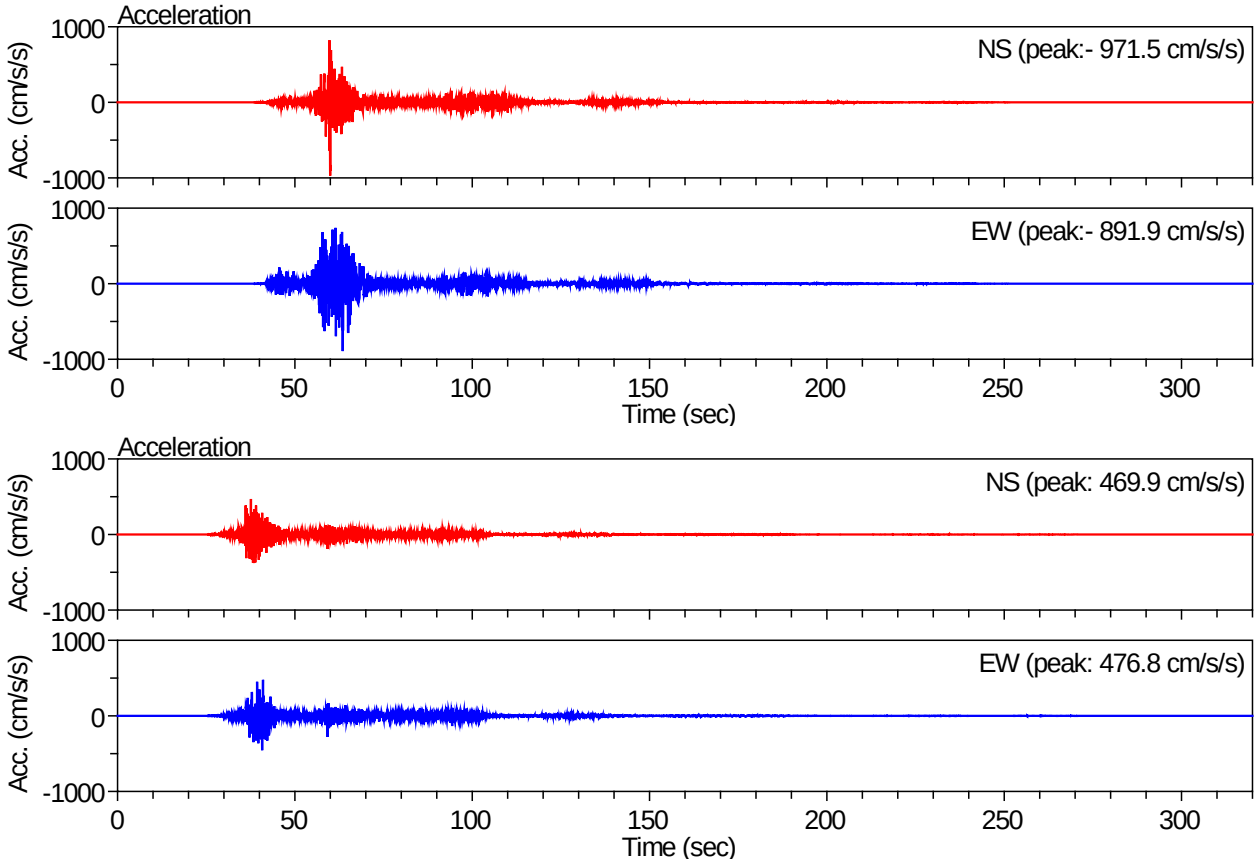


図 1.8.1　工学的基盤面における加速度波形（上：Ｂ地区、下：Ｅ地区）

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

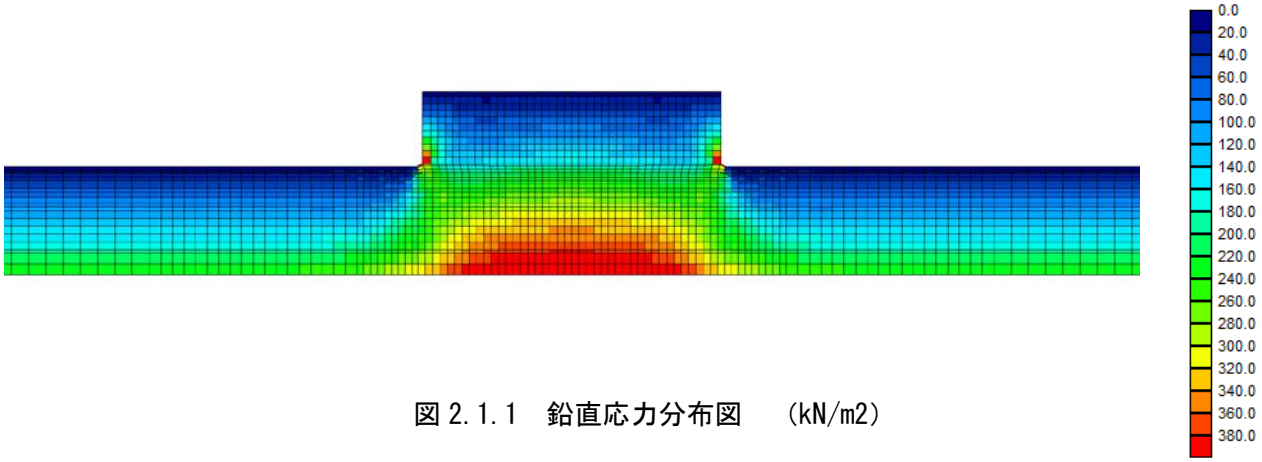


図 2.1.1　鉛直応力分布図　　(kN/m2)

(2) Ｅ地区

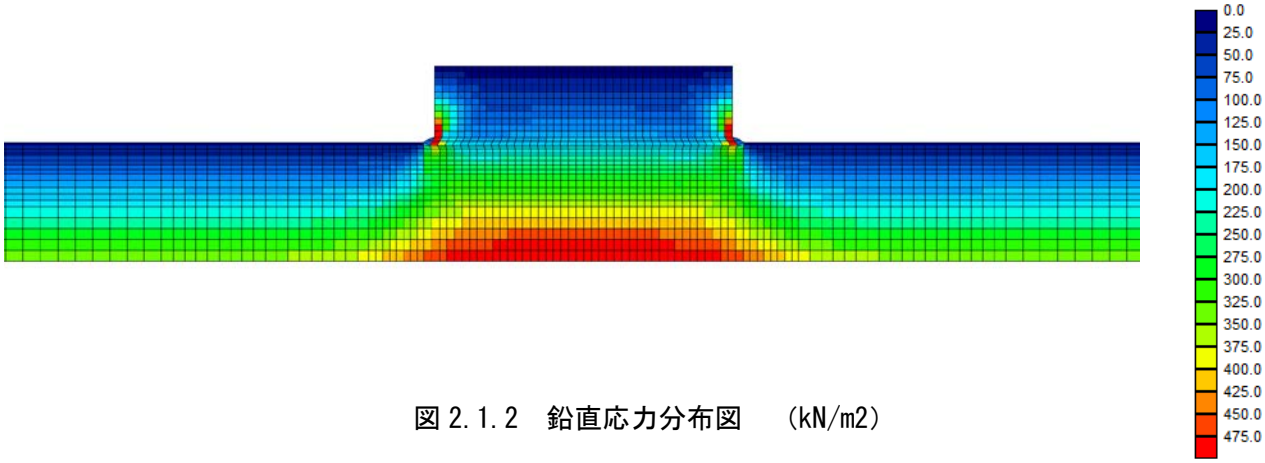


図 2.1.2　鉛直応力分布図　　(kN/m2)

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５cm 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の比較により、液状化対策の効果は２地区ともに確認できた。

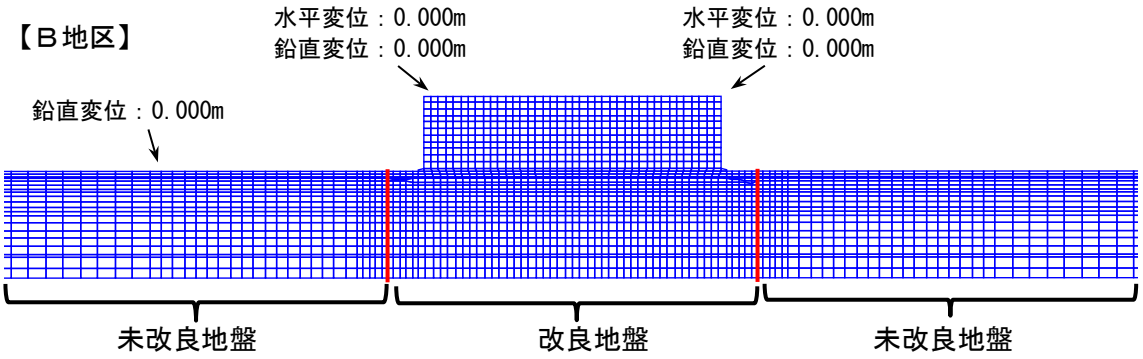


図 2.2.1　加振前（0秒後）の変形図（縦横比等倍）

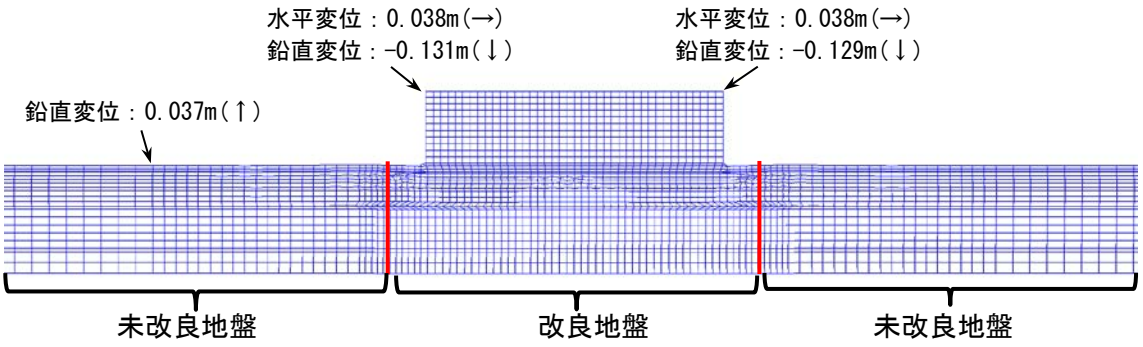


図 2.2.2　加振終了時（約 170 秒後）の変形図（縦横比等倍）

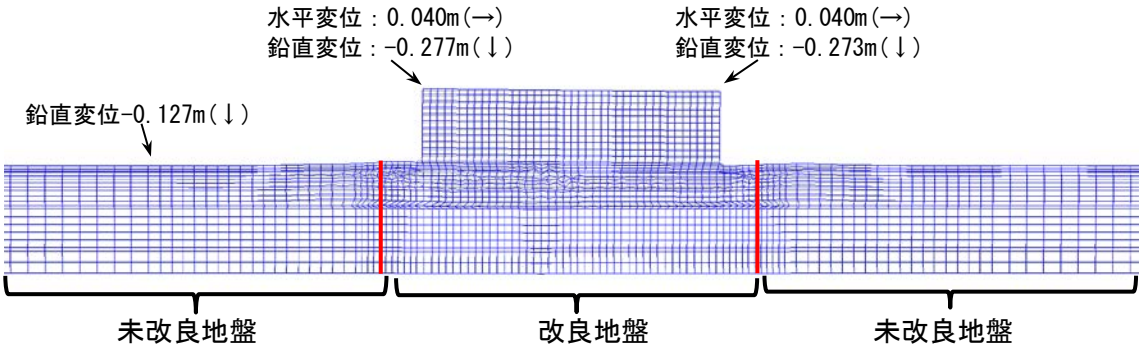


図 2.2.3　過剰間隙水圧消散後（約 45 日後）の変形図（縦横比等倍）

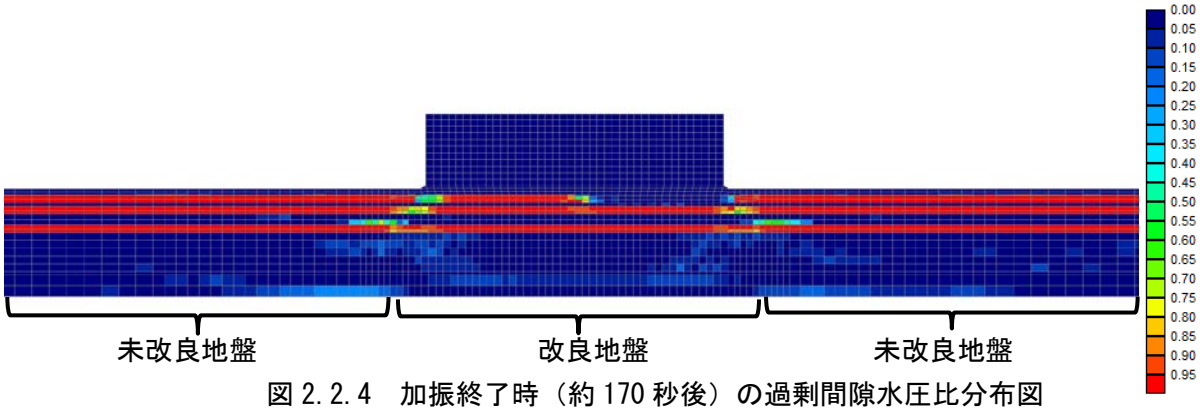


図 2.2.4　加振終了時（約 170 秒後）の過剰間隙水圧比分布図

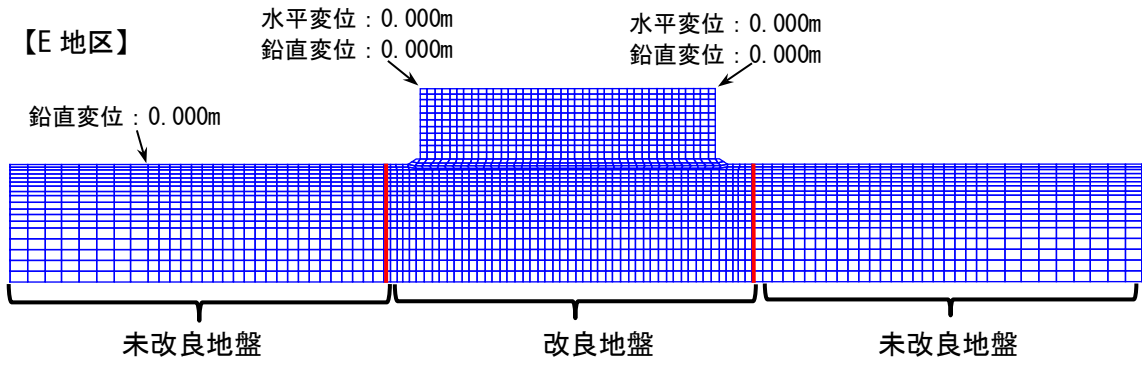


図 2.2.5　加振前（0 秒後）の変形図（縦横比等倍）

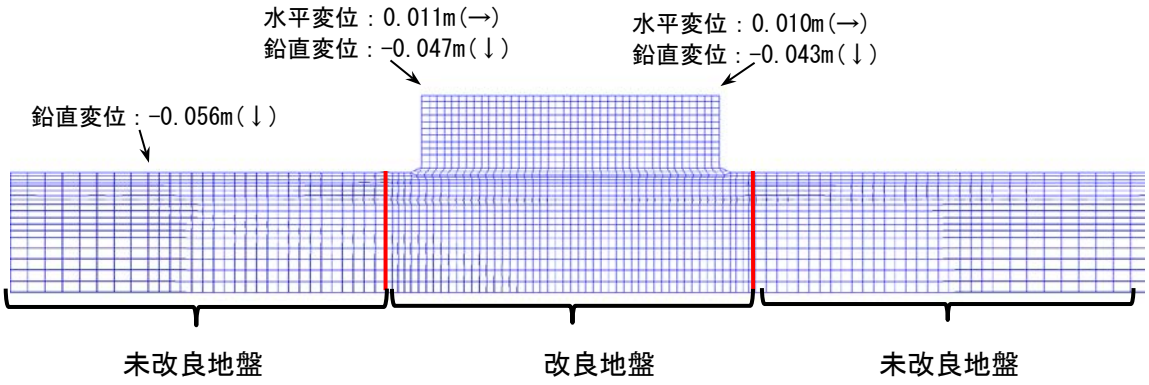


図 2.2.6　加振終了時（約 150 秒後）の変形図（縦横比等倍）

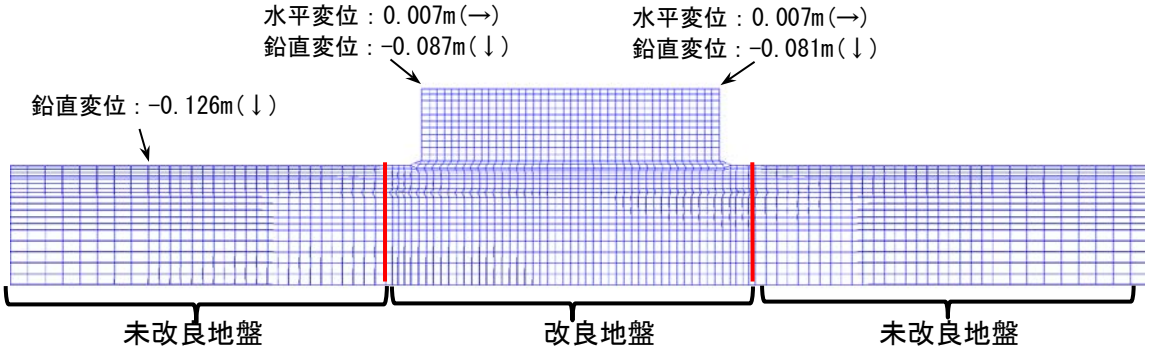


図 2.2.7　過剰間隙水圧消散後（約 2.5 時間後）の変形図（縦横比等倍）

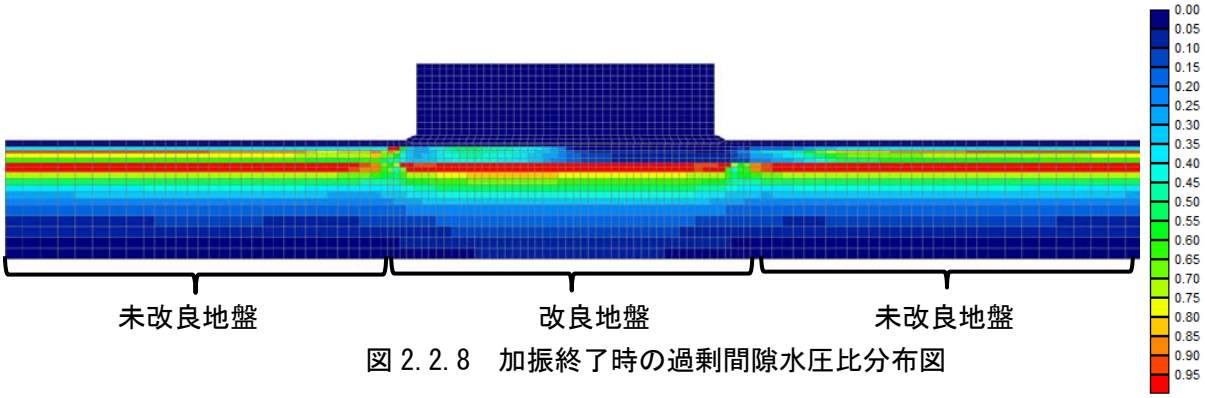


図 2.2.8　加振終了時の過剰間隙水圧比分布図

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。

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資料に示す。

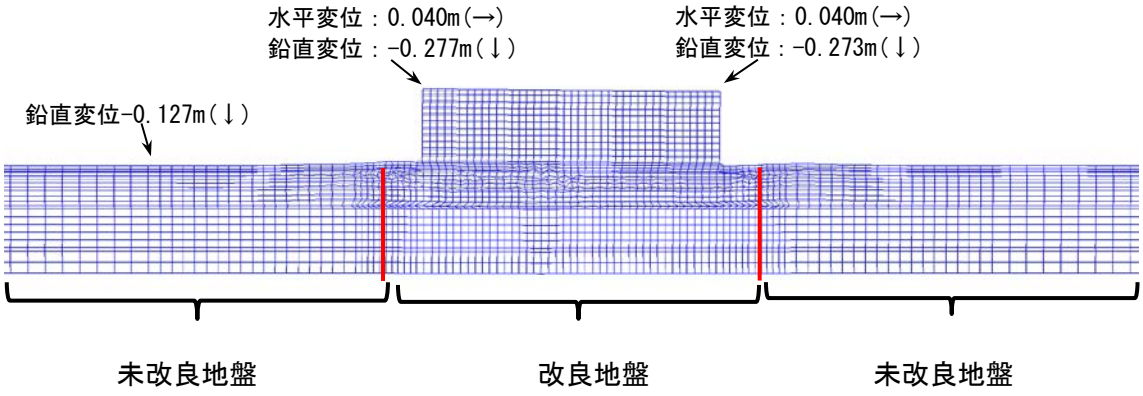


図 3.2.1　Ｂ地区の過剰間隙水圧消散後（約 45 日後）の変形図（縦横比等倍）

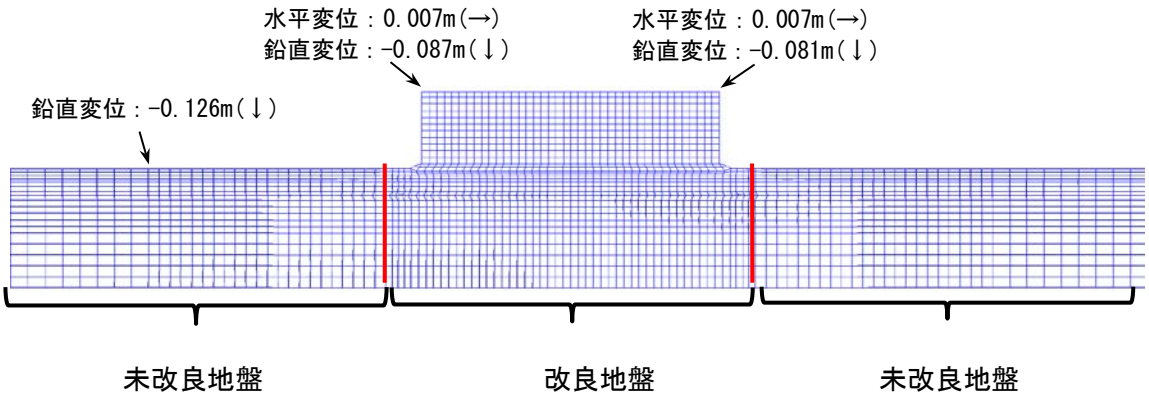


図 3.2.2　E 地区の過剰間隙水圧消散後（約 2.5 時間後）の変形図（縦横比等倍）

3.3　まとめ

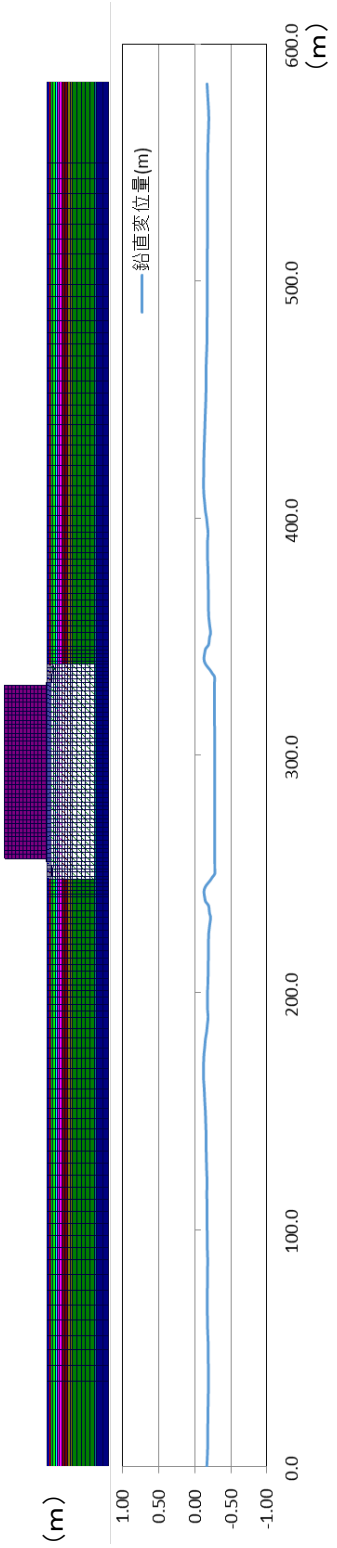
南海トラフ地震に対して、屋外貯蔵タンク直下の液状化対策による地盤改良効果と周辺の未改良地盤が屋外貯蔵タンク本体に与える影響を確認するために解析を実施した。解析の対象とした地区は、想定地震動が大きく、また、当該地区の中では液状化が発生する可能性の高い地区を選定したが、想定地震動が大きいにもかかわらず、構造物に影響を与えるような地盤の変形は確認されないという解析結果が得られた。また、液状化対策による地盤改良についてもその効果を考慮していくことの必要性が確認された。

簡易的な手法である FRLR 法・PRLR 法では、明治以前など古い時代に建設された埋立地や自然沖積地盤など年代効果が大きくなる地盤ほど、非液状化箇所で「液状化する」と判定されるケースが相当数みられ液状化危険度を過大評価することが指摘されている一方、若い時代の埋め立て地の液状化をほぼ妥当に判定する（国土交通省、2011P0F1P)。この簡易法は、基本的には通常の地盤を検討対象としており、大型タンクの支持地盤の液状化の可能性を検討するためには、タンクの自重とタンクに作用する水平慣性力が支持地盤の液状化強度に与える影響を適切に考慮する必要がある。また、この簡易法は地盤液状化に伴う地盤と構造物の変位を直接に予測する方法ではない。なお、過剰間隙水圧の最大値だけに着目する有効応力法による解析では、締固めの効果を著しく過小評価する可能性があることが指摘されている（龍岡ら、2014P1F2P)。

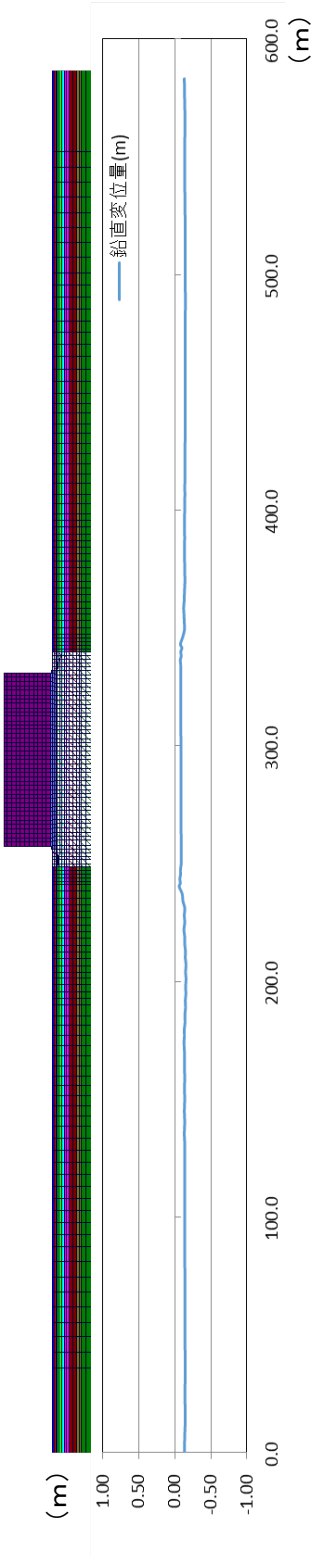
今回解析の対象としたような改良された地盤では、その締固め効果などが発揮され、実際、非排水繰り返し載荷による強度低下は、考えられているよりはるかに小さいという報告がされており、これらを適切に評価していくという課題があるが、現在研究が行われている段階である。

【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特防区域から、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」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。

$$Kh_2 = 0.15 \cdot \nu_1 \cdot \nu_4 \cdot \nu_5 \quad \cdots①$$

Kh_2：　液面揺動の設計水平震度

ν_1：　地域別補正係数

ν_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

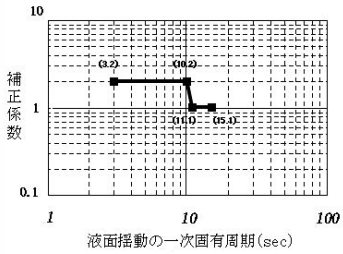
$$\nu_4 = \frac{4.5}{Ts_1} \quad \cdots②$$

Ts_1：　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

ν_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つては、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つては、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。）

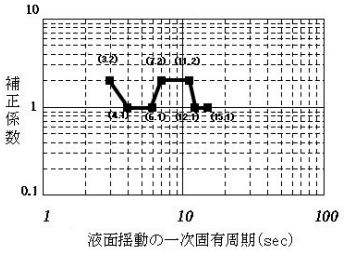
区域イ

（苫小牧、新潟東港、新潟西港）



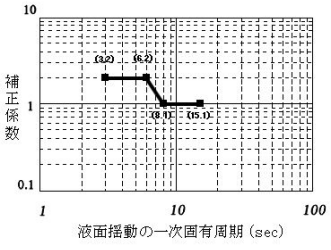
区域ロ

（京葉臨海北部、京葉臨海中部、京葉臨海南部、**京浜臨海**、**根岸臨海**、久里浜）



区域ハ

（石狩、北斗、秋田、清水、衣浦、**名古屋港臨海**、**四日市臨海**、大阪北港、**堺泉北臨海**、関西国際空港）



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。

$$Kh_2 \cong \frac{1}{g} \cdot \frac{2\pi}{Ts} \cdot Sv \qquad \cdots③$$

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、

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{2\pi}{Ts} \cdot Sv = 0.15 \cdot \nu_1 \cdot \nu_4 \cdot \nu_5$$

$$\therefore \quad Sv = 105.4 \cdot \nu_1 \cdot \nu_5 \qquad \cdots④$$

式④より、地域別補正係数 ν_1及び長周期地震動に係る地域特性に応じた補正係数 ν_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 ν_1	長周期地震動に係る地域特性に応じた補正係数 ν_5		速度応答スペクトル Sv の最大値(cm/s)
(一)	イ、ロ、ハ	1.0～2.0	210.8
1.0	その他	1.0	105.4
(二)	イ、ロ、ハ	1.0～2.0	179.2
0.85	その他	1.0	89.6
(三)	イ、ロ、ハ	1.0～2.0	154.6
0.7	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、関東地方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

No.	地方	地域区分 ν_1	地域特性区域※	NS 方向		EW 方向	
				(s)	(cm/s)	(s)	(cm/s)
1	関東地方	(一)1.0	その他	2.9	49.8	3.8	46.2
2	関東地方	(一)1.0	ロ	9.0	112.1	5.7	119.1
3	関東地方	(一)1.0	ロ	3.9	140.4	3.8	137.0
4	関東地方	(一)1.0	ロ	2.2	226.4	2.1	123.0
5	中部地方	(一)1.0	ハ	2.3	285.2	3.1	305.4
6	中部地方	(一)1.0	ハ	2.0	326.5	2.5	271.1
7	関西地方	(一)1.0	ハ	2.2	312.7	2.2	296.5
8	関西地方	(一)1.0	その他	2.4	56.3	2.1	55.4
9	中国地方	(二)0.85	その他	17.2	13.0	10.8	17.9
10	中国地方	(三)0.7	その他	11.4	49.0	11.3	77.4
11	中国地方	(三)0.7	その他	18.3	53.0	8.5	76.9
12	中国地方	(三)0.7	その他	17.8	35.4	11.8	63.6
13	四国地方	(二)0.85	その他	13.0	47.8	12.7	60.6

※　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）No.２地区（関東地方）

地域区分（一）：地域別補正係数 ν_1＝1.0

長周期地震動に係る地域特性区域：ロ

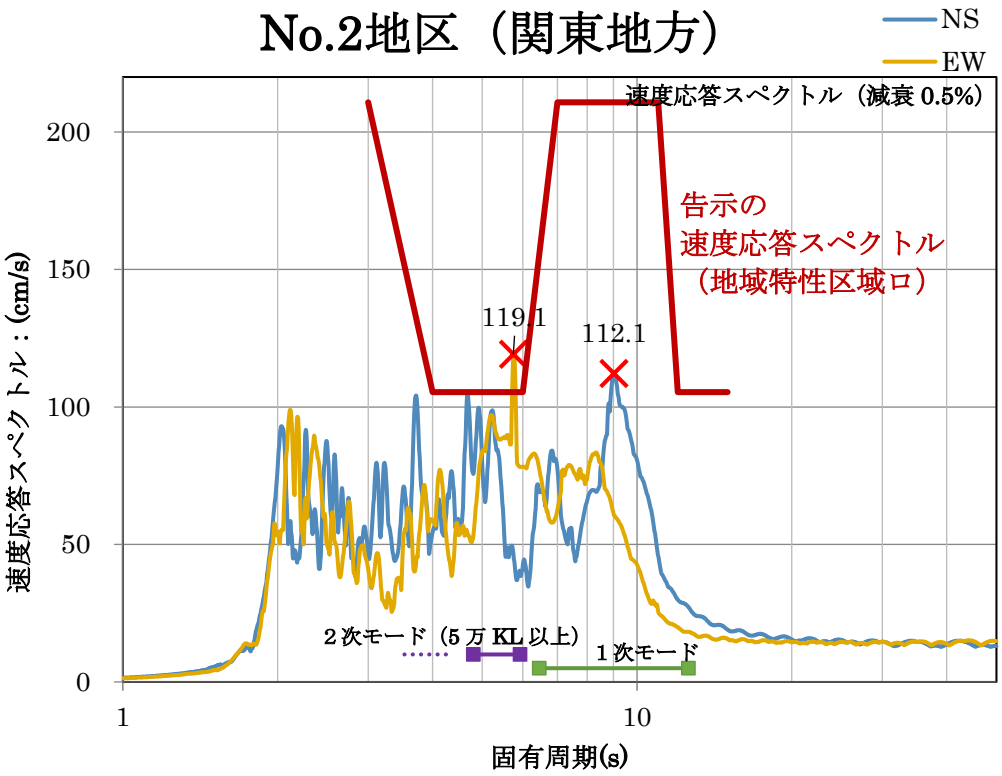


表 2.1.3　改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の Sv が告示の Sv を上回る改修済タンクの基数
		１次モード Ts_1	２次モード Ts_2	
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。

（２）No.３地区（関東地方）

地域区分（一）：地域別補正係数 ν_1＝1.0

長周期地震動に係る地域特性区域：ロ

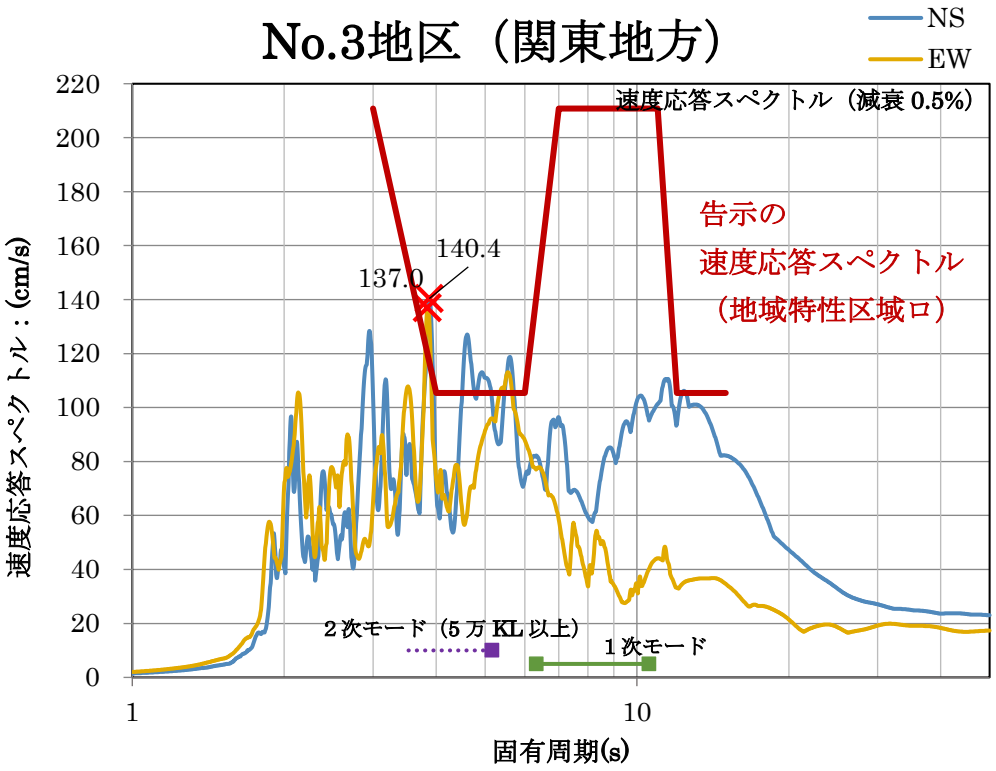


表 2.1.4　改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の Sv が告示の Sv を上回る改修済タンクの基数
		１次モード Ts_1	２次モード Ts_2	
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。

（３）No. 4 地区（関東地方）

地域区分（一）：地域別補正係数 ν_1＝1. 0

長周期地震動に係る地域特性区域：ロ

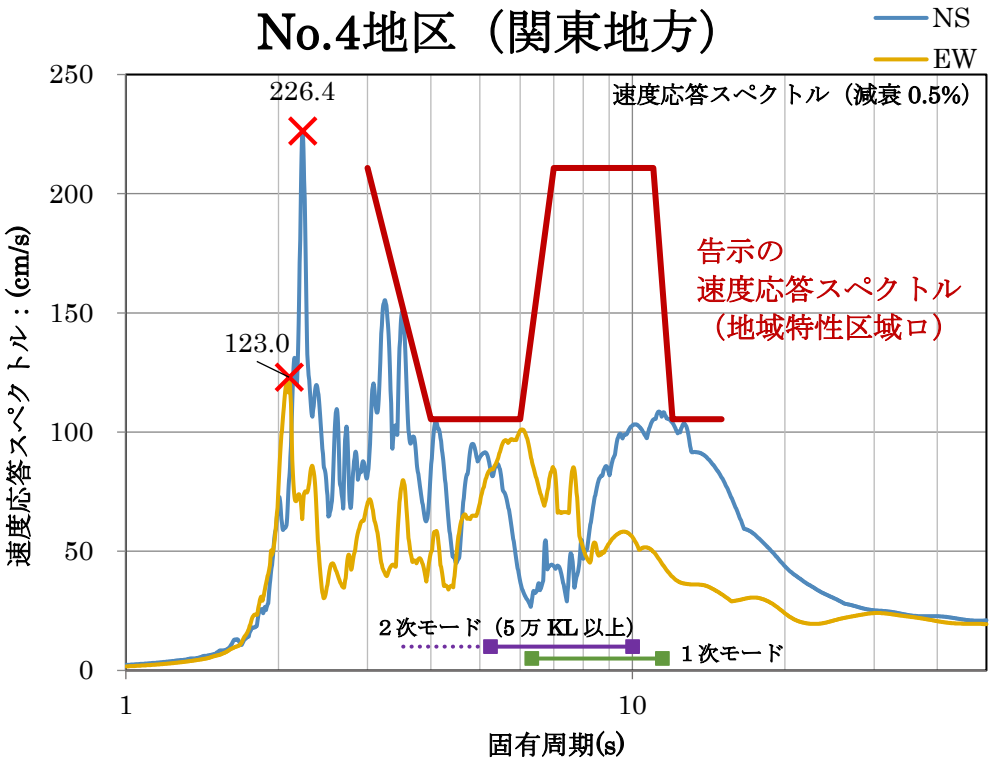


表 2. 1. 5　改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の Sv が告示の Sv を上回る改修済タンクの基数
		１次モード Ts_1	２次モード Ts_2	
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。

（４）No. 5 地区（中部地方）

地域区分（一）：地域別補正係数 ν_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

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の Sv が告示の Sv を上回る改修済タンクの基数
		１次モード Ts_1	２次モード Ts_2	
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。

（５）No.６地区（中部地方）

地域区分（一）：地域別補正係数 ν_1＝1.0

長周期地震動に係る地域特性区域：ハ

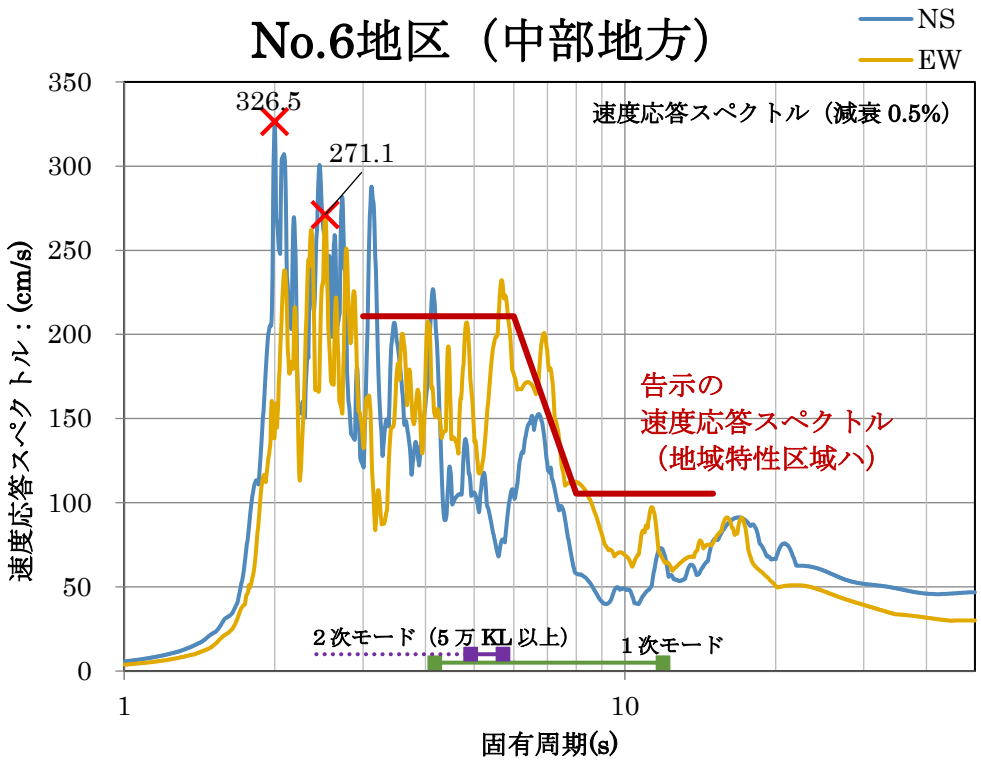


表 2.1.7　改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期

タンク容量(KL)	基数	液面揺動の固有周期(s)		想定地震動の Sv が告示の Sv を上回る改修済タンクの基数
		１次モード Ts_1	２次モード Ts_2	
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。

（６）No.７地区（関西地方）

地域区分（一）：地域別補正係数 ν_1＝1.0

長周期地震動に係る地域特性区域：ハ

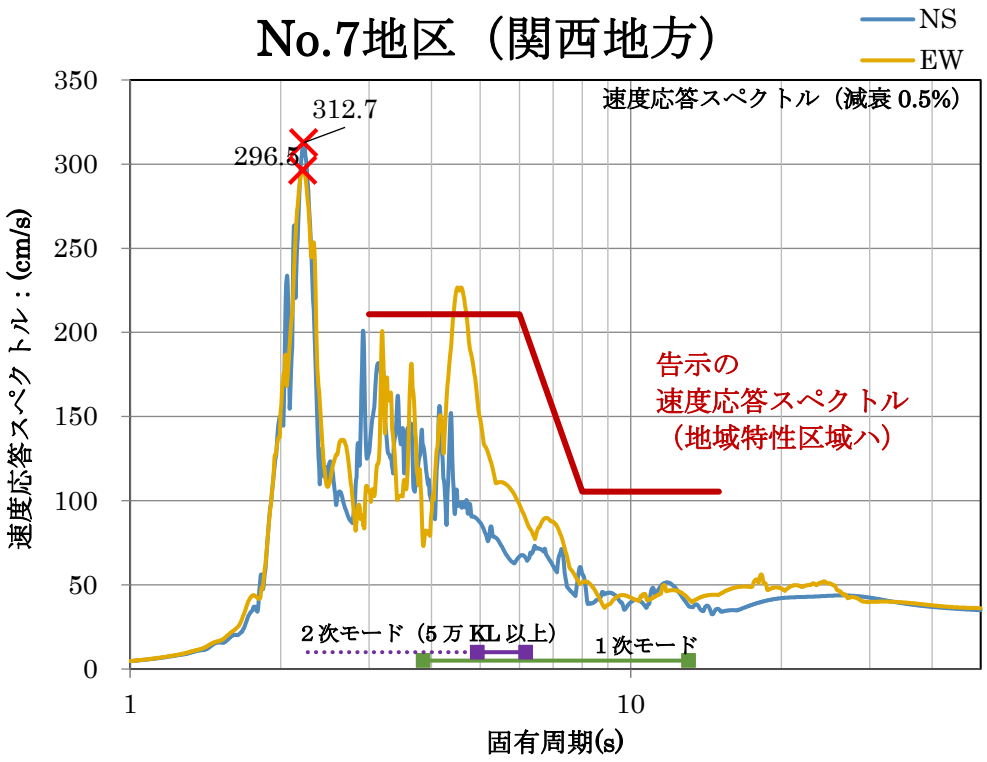


表 2.1.8　改修済タンクの基数及び液面揺動の固有周期

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 Sv が告示による Sv を上回る改修済タンクの基数
		１次モード Ts_1	２次モード Ts_2	
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。

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ＦＥＭ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ＦＥＭ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、三大都市圏の関東地方、中部地方、関西地方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）関東地方

No.2地区は、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、No.4地区は、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No.3地区を検討対象地区に選定した。

（2）中部地方

No.5地区は、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No.6地区を検討対象地区に選定した。

（3）関西地方

解析候補タンクが、No.7地区に10基存在し、他の地区には存在しないことから、No.7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）No.3 地区（関東地方）

No.3 地区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。

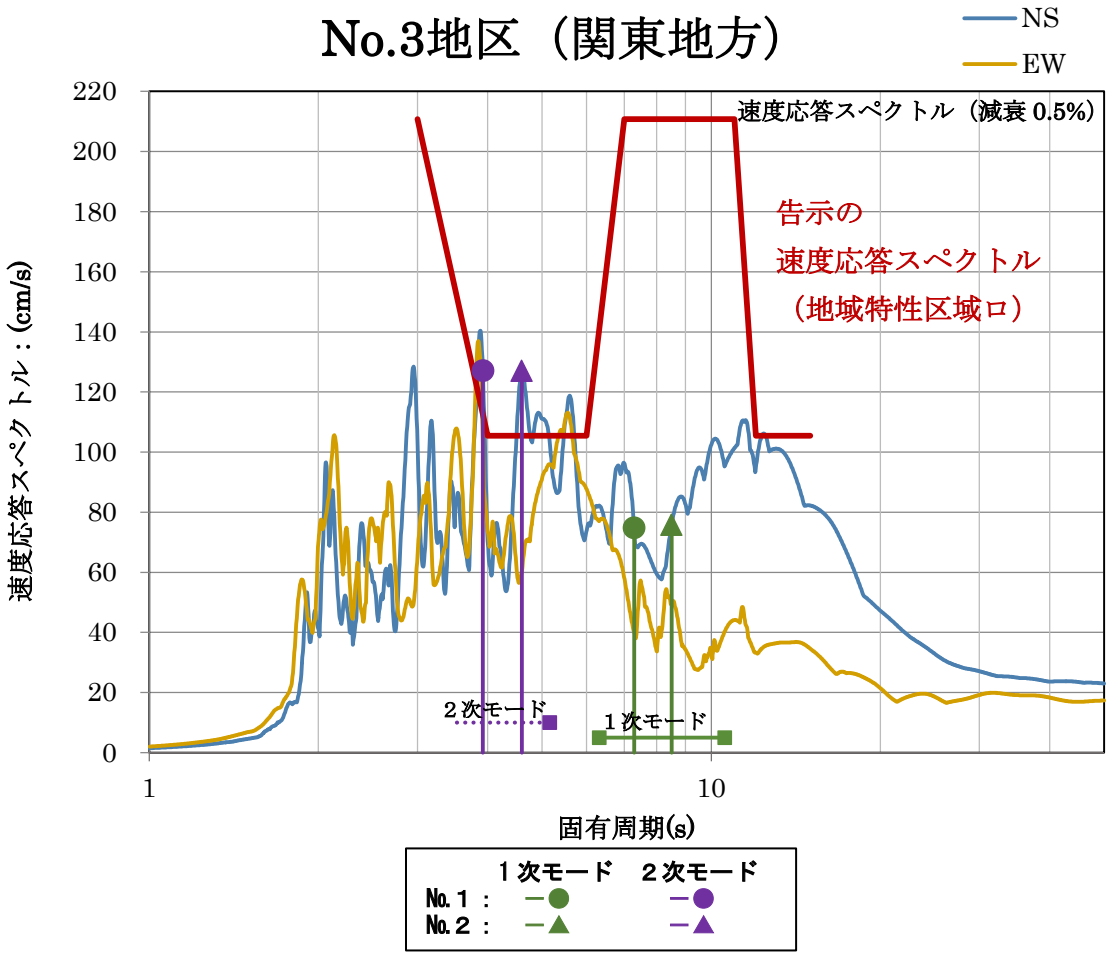


表 2.2.1　解析対象タンク

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）No.６地区（中部地方）

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。

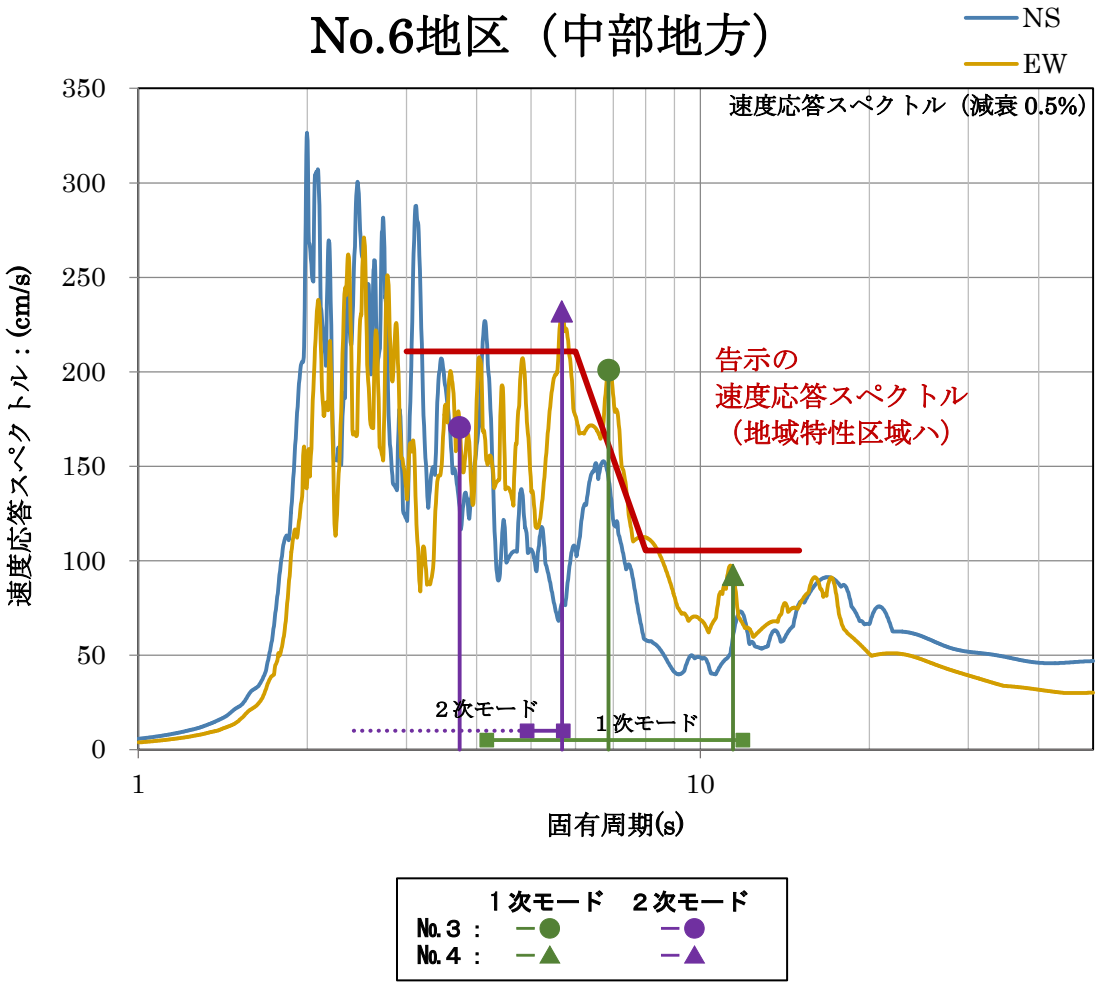


表 2.2.2　解析対象タンク

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）No.７地区（関西地方）

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。

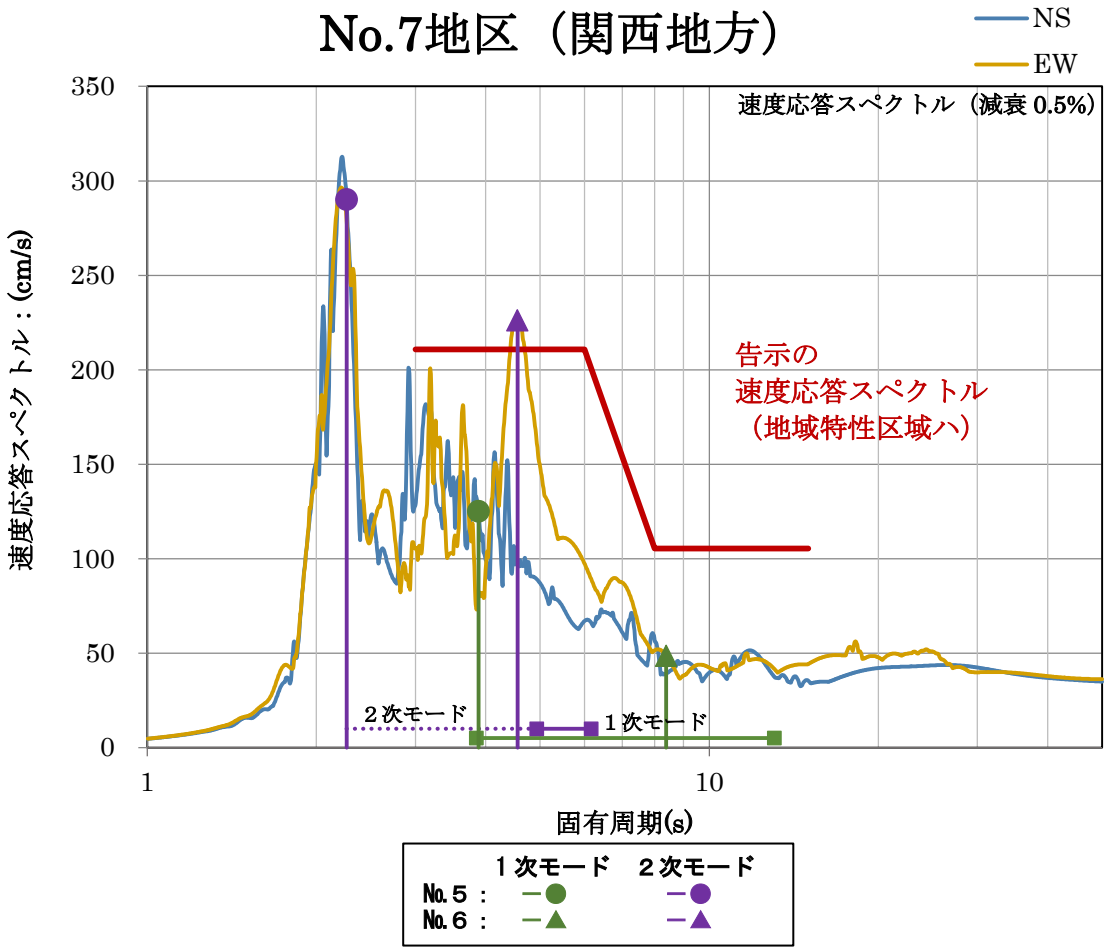


表 2.2.3　解析対象タンク

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	ヘプタン	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。

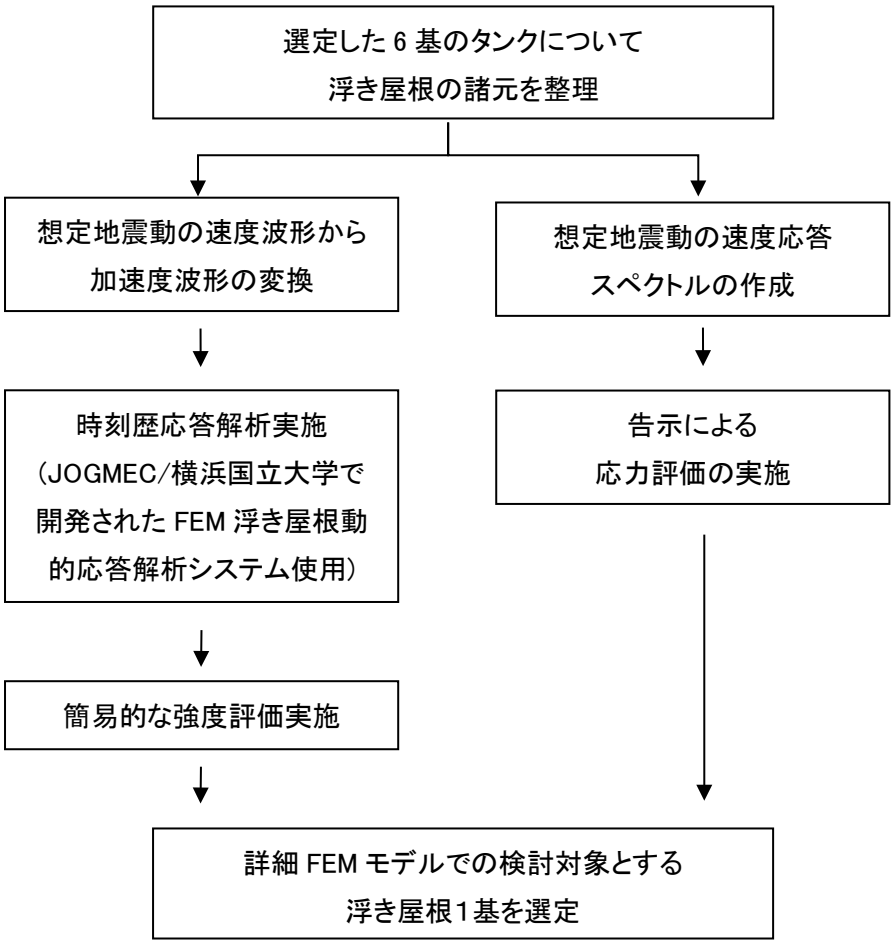


図 3.1.1　浮き屋根ポンツーンの簡易耐震強度評価の流れ

3.2　検討対象特防区域及び検討対象タンクの選定

２で検討対象として選定した特防区域（Ａ地区、Ｂ地区、Ｃ地区）に置かれている６基のタンクの諸元を表 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		A地区		B地区		C地区	
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。Ｂ地区及びＣ地区の想定地震動の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
A地区	No.1	1万～2万kl未満	17420	40.68	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
A地区	No.2	3万～5万kl未満	46789	56.00	18.990	原油	8.5	21.7	4.6	7.6	11.6	108.8	4.6	127.0	210.7	105.4
B地区	No.3	1万～2万kl未満	13200	36.80	12.655	灯油	6.9	14.3	3.7	5.2	6.9	200.8	4.2	223.9	152.0	210.7
B地区	No.4	10万kl以上	110050	84.27	20.025	原油	11.4	32.5	5.7	11.3	11.4	93.8	5.7	231.9	105.4	210.7
C地区	No.5	1千～5千kl未満	1260	13.56	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
C地区	No.6	3万～5万kl未満	46030	55.00	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ときの液面高さ

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）
A地区	No.1	13.4	11.6	4.3	3.9	13.4
A地区	No.2	19.0	11.6	7.5	4.6	19.0
B地区	No.3	12.7	6.9	12.7	4.2	3.6
B地区	No.4	20.0	11.4	20.0	5.7	20.0
C地区	No.5	8.8	4.6	3.2	2.3	2.8
C地区	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イ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（Ｂ地区の No.4 解析タンク）を添付資料１に示す。

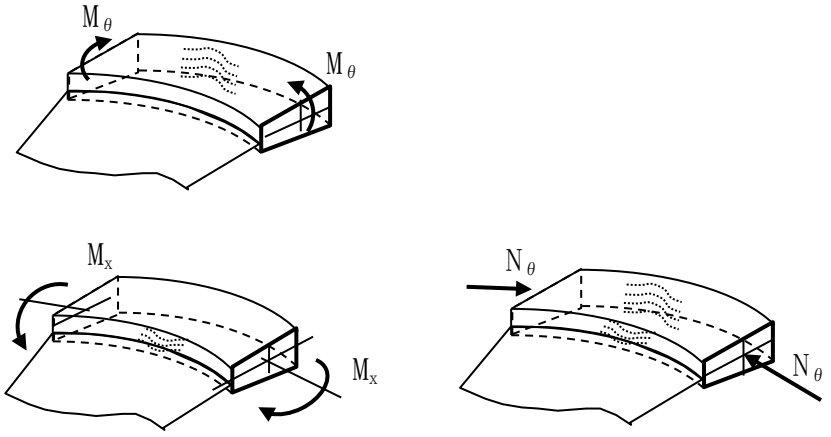


図 3.4.1　円周方向面外曲げモーメント M_θ、水平面内曲げモーメント M_x、及び円周方向圧縮力 N_θの概念図

表 3.4.1　浮き屋根の時刻歴応答解析結果

	特防区域		A地区		B地区		C地区	
	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 Mθ	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 Mx	KN.m	4.9	64.9	44.9	815.3	21.3	70.4
	最大円周方向圧縮力 Nθ	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 Mθ	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 Mx	KN.m	4.2	52.2	32.8	857.5	25.3	70.4
	最大円周方向圧縮力 Nθ	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 $Z_{\theta-eff}$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/mm^{2}と設定する)である。

$$M_{\theta-Y} = \sigma_y \times Z_{\theta-eff} \qquad (3.4.1)$$

(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。

$$N_{\theta-Y} = \sigma_y \times A_{eff} \qquad (3.4.2)$$

(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-eff}を用いて、当該許容耐力は次式で計算する。

$$M_{x-Y} = \sigma_y \times Z_{x-eff} \qquad (3.4.3)$$

(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。

$$\frac{M_\theta}{M_{\theta-Y}}+\frac{N_\theta}{N_{\theta-Y}}+\frac{M_x}{M_{x-Y}}\leq 1.0 \qquad (3.4.4)$$

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Ｂ地区の No.4 解析タンク(11 万 KL)であり、次は、Ｃ地区の 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				A地区		B地区		C地区	
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係る有効断面	$Z_{\theta-eff}$	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	Z_{x-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。

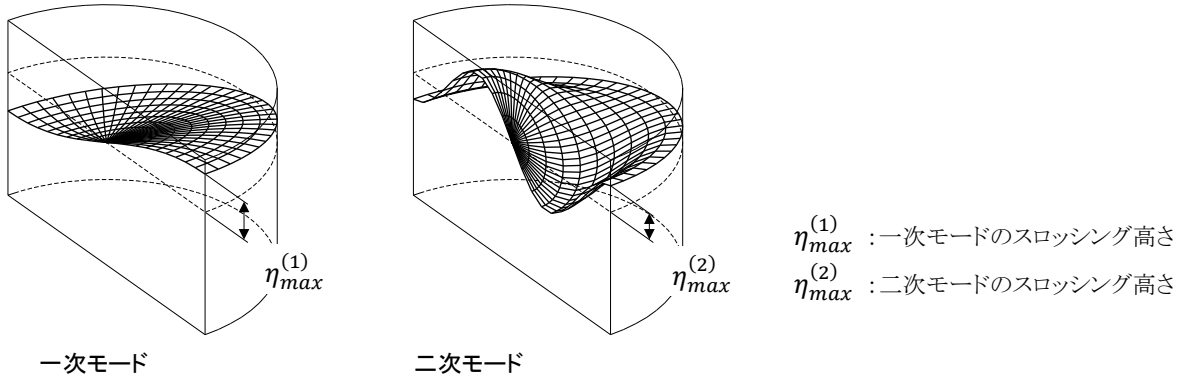


図 3.5.1　スロッシングの一次モード及び二次モード

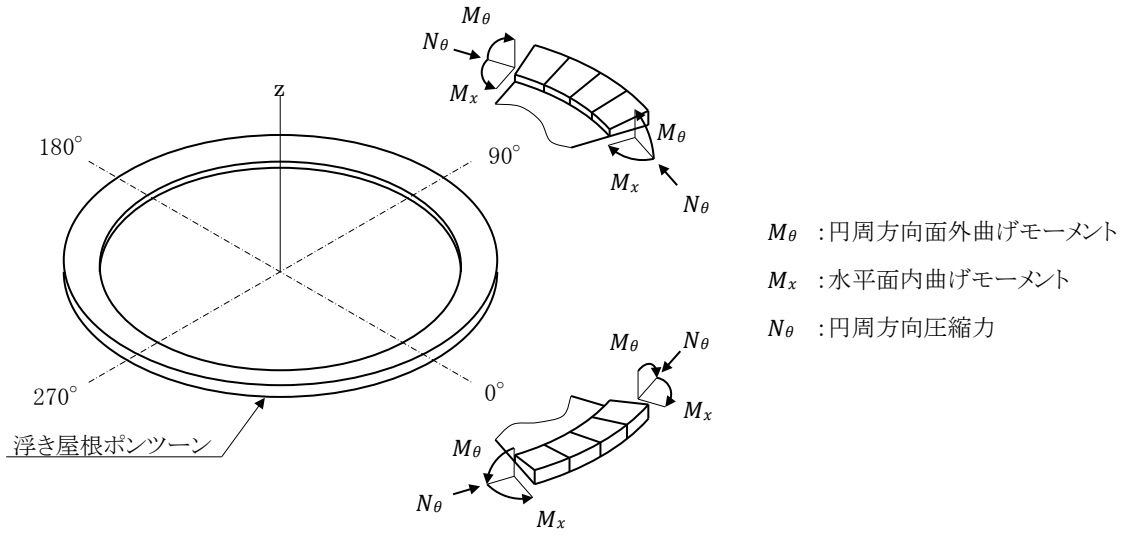


図 3.5.2　断面力の概念図

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。

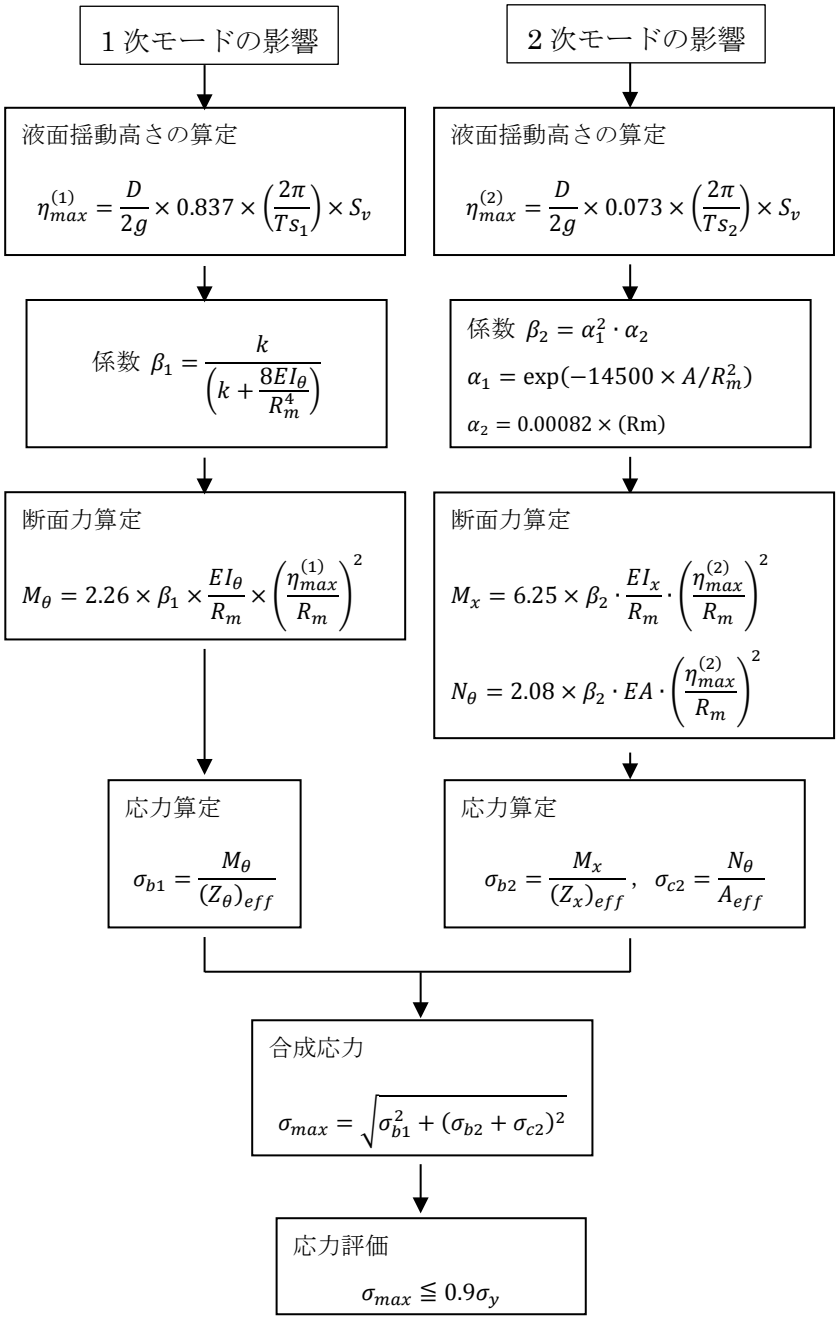


図 3.5.3　浮き屋根ポンツーンの応力算定と評価手順

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（B 地区の 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		A地区		B地区		C地区	
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C 地区の No.6 タンク(4.6 万 KL)であり、次は、B 地区の 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		A地区		B地区		C地区	
	方向	解析タンク		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
		最大浮き屋根揺動変位	m	0.6	1.4	2.9	2.2	0.9	1.2
線形FEM	EW	円周方向面外曲げモーメント	KN.m	3.9	10.4	8.0	127.5	6.1	8.9
浮き屋根動的		水平面内曲げモーメント Mx	KN.m	4.9	64.9	44.9	815.3	21.3	70.4
応答解析		円周方向圧縮力 Nθ	KN	5.1	32.7	21.7	183.8	8.0	33.1
システム		最大浮き屋根揺動変位	m	1.2	0.9	2.0	1.1	1.2	0.8
	NS	円周方向面外曲げモーメント	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 Mx	KN.m	4.2	52.2	32.8	857.5	25.3	70.4
		円周方向圧縮力 Nθ	KN	8.4	23.4	17.0	196.4	8.9	34.9
		最大浮き屋根揺動変位	m	1.6	1.9	2.9	1.9	2.1	0.9
消防法告示		円周方向面外曲げモーメント	KN.m	194.6	314.4	662.5	168.9	93.7	56.5
	EW/NS	水平面内曲げモーメント Mx	KN.m	36.7	163.2	32.1	2572.7	0.0	418.9
		円周方向圧縮力 Nθ	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Ｂ地区の 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、Ｂ地区の 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Ｂ地区の 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。

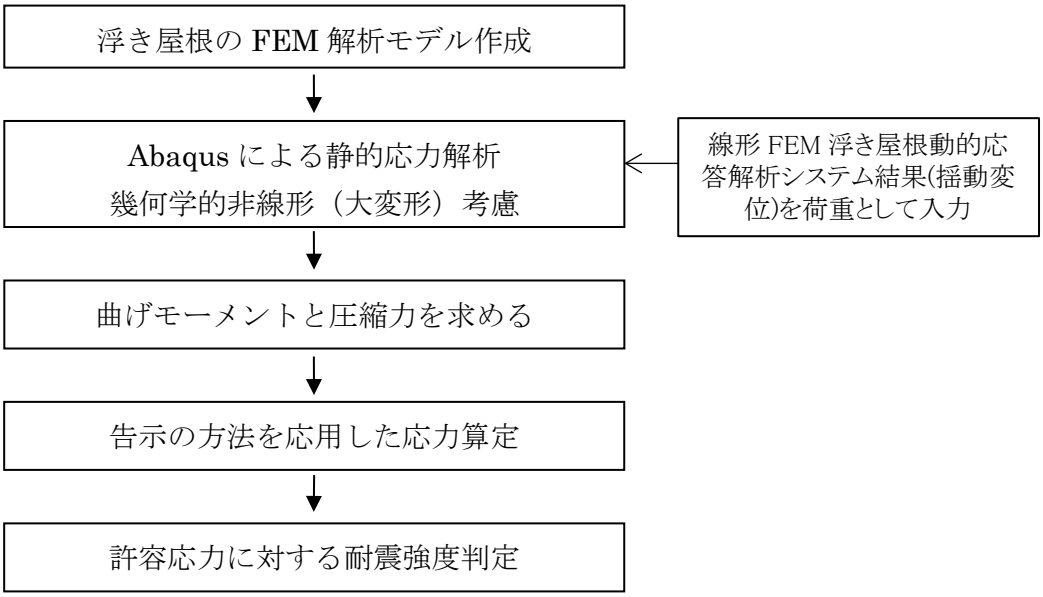


図 4.1.1　浮き屋根ポンツーンの耐震強度評価のフロー図

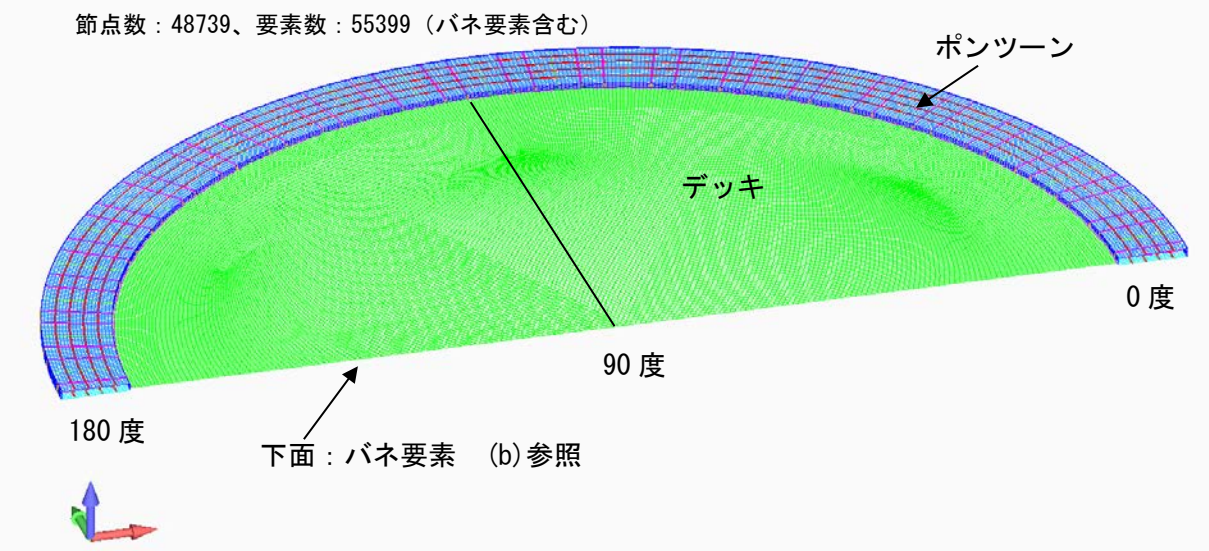
4.2　解析モデルと解析条件

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。

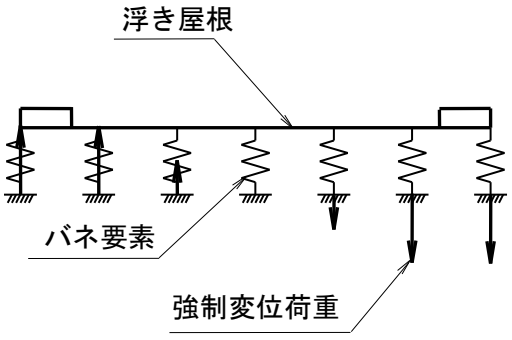
4.2.1 解析モデル形状

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（B地区のNo.4タンク）

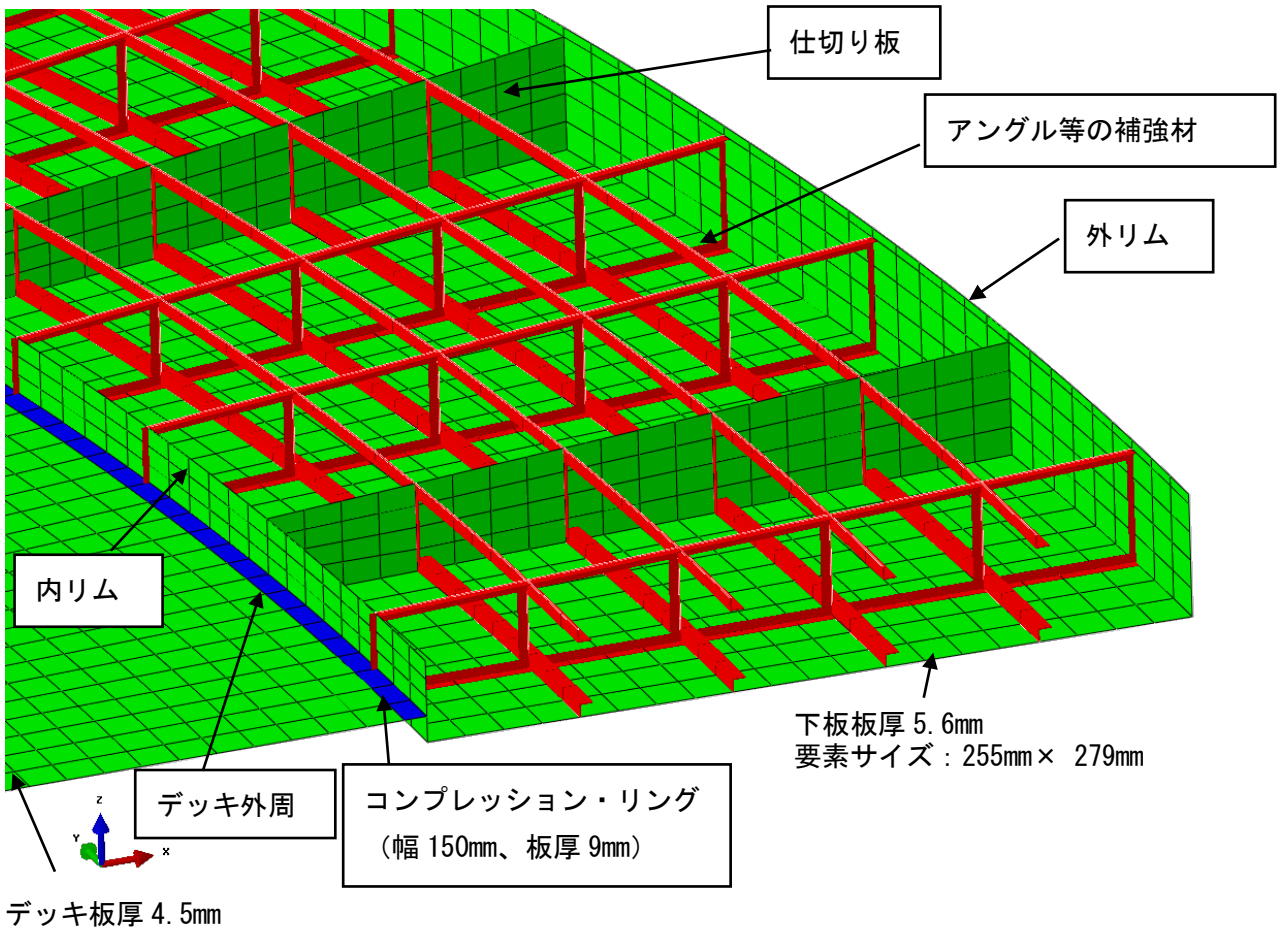
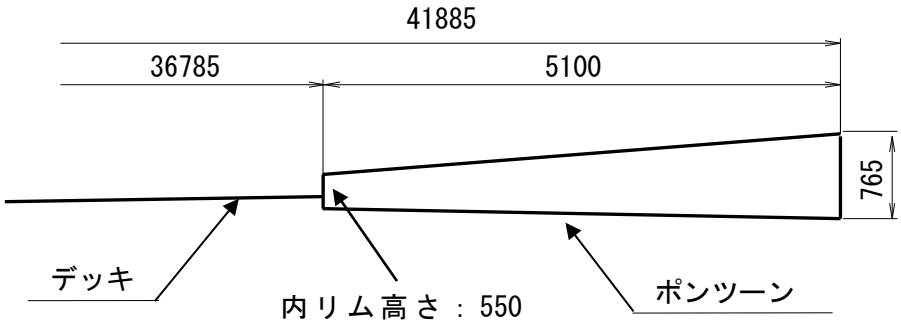


図 4.2.1.2　浮き屋根解析モデル（ポンツーン部内部拡大図）

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	B 地区 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	7.85×10^{-6} 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＝$\rho\times10^{-6}\cdot g\cdot A$ [N/mm] ρ：内容液比重 g：重力加速度 =9.80665m/s^2 A：受持面積 [mm^2]
内溶液比重	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

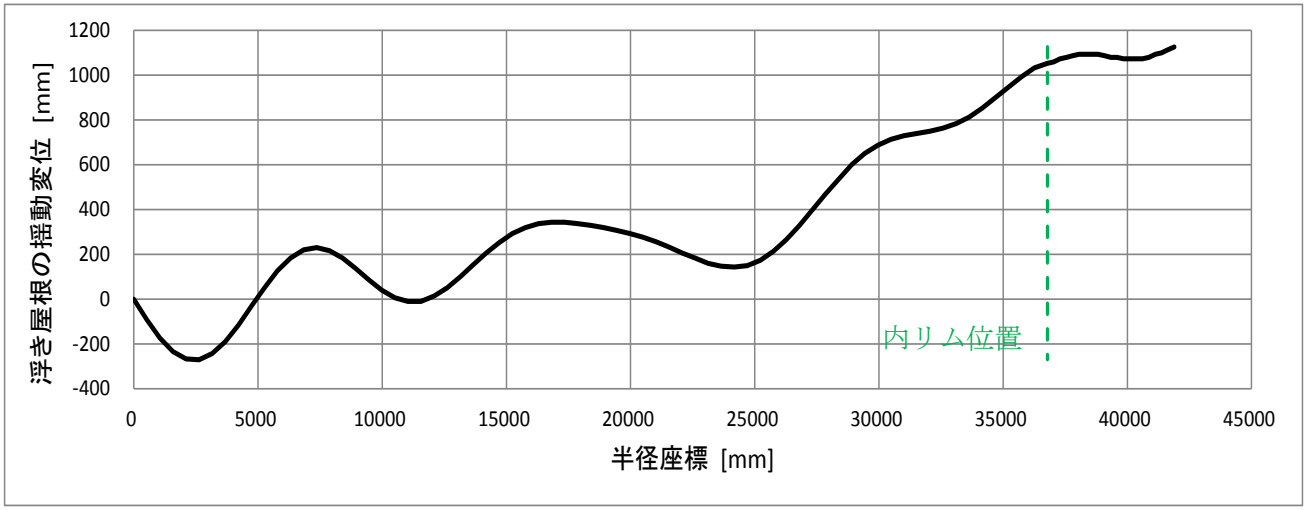


図 4.2.2.1　選定揺動変位形状（変位①：NS 波 132.92 秒後）

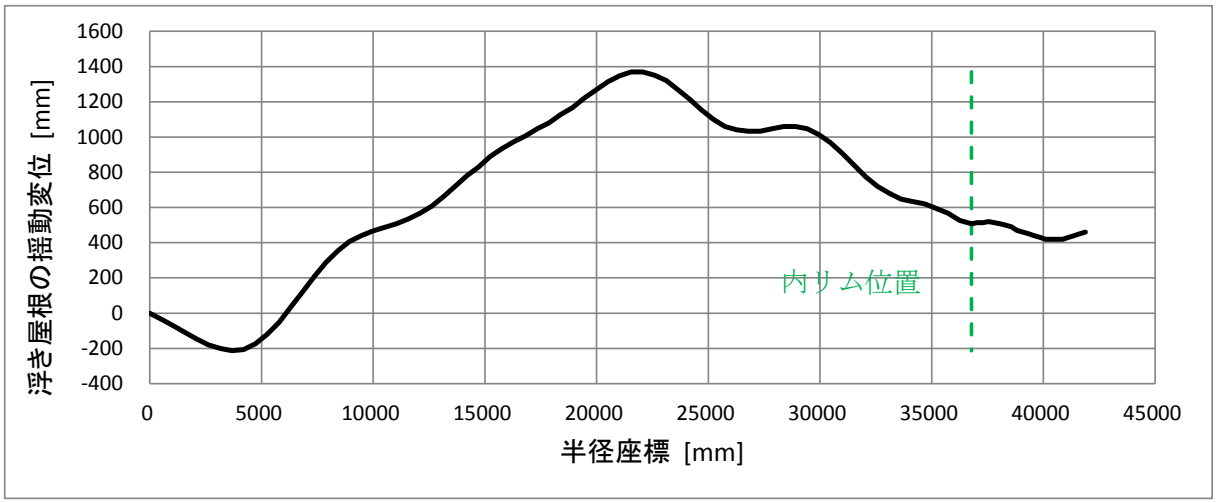


図 4.2.2.2　選定揺動変位形状（変位②：EW 波 92.02 秒後）

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。

$$M_\theta = \sum_k N_{\theta k} L_k (z_k - z_G) \qquad (4.3.1)$$

$$M_x = \sum_k N_{\theta k} L_k (r_k - r_G) \qquad (4.3.2)$$

$$N_\theta = \sum_k N_{\theta k} L_k \qquad (4.3.3)$$

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)

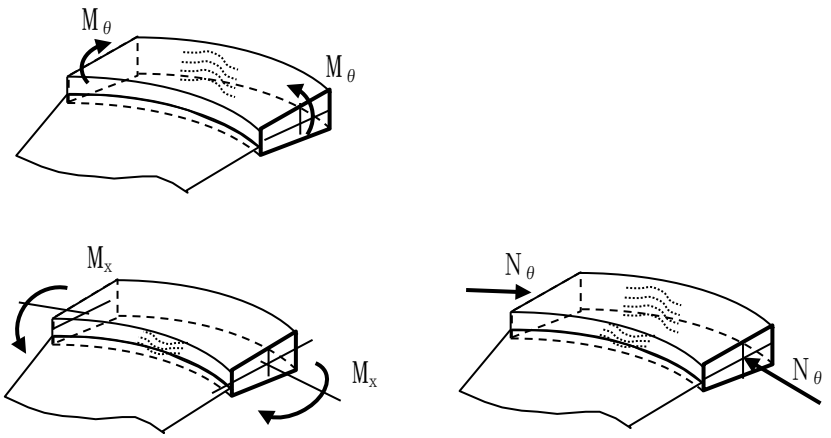


図 4.3.1　円周方向面外曲げモーメント M_θ、水平面内曲げモーメント M_x、及び
円周方向圧縮力 N_θ の概念図

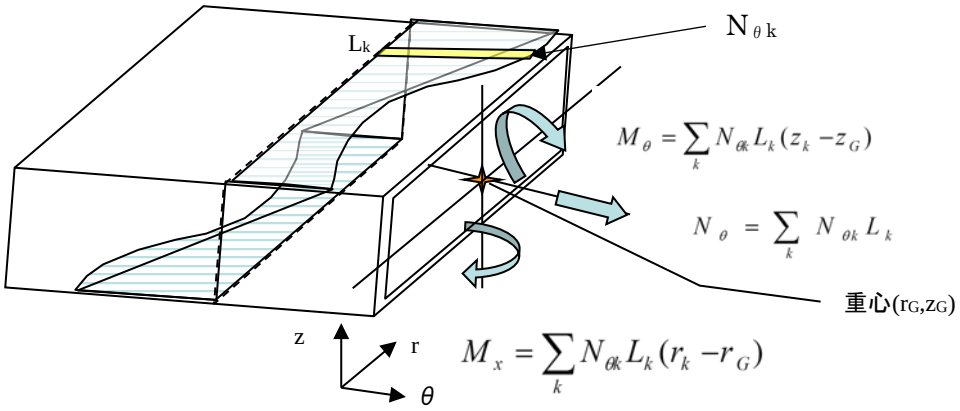


図 4. 3.2　ポンツーン断面力・曲げモーメント算定の概念図

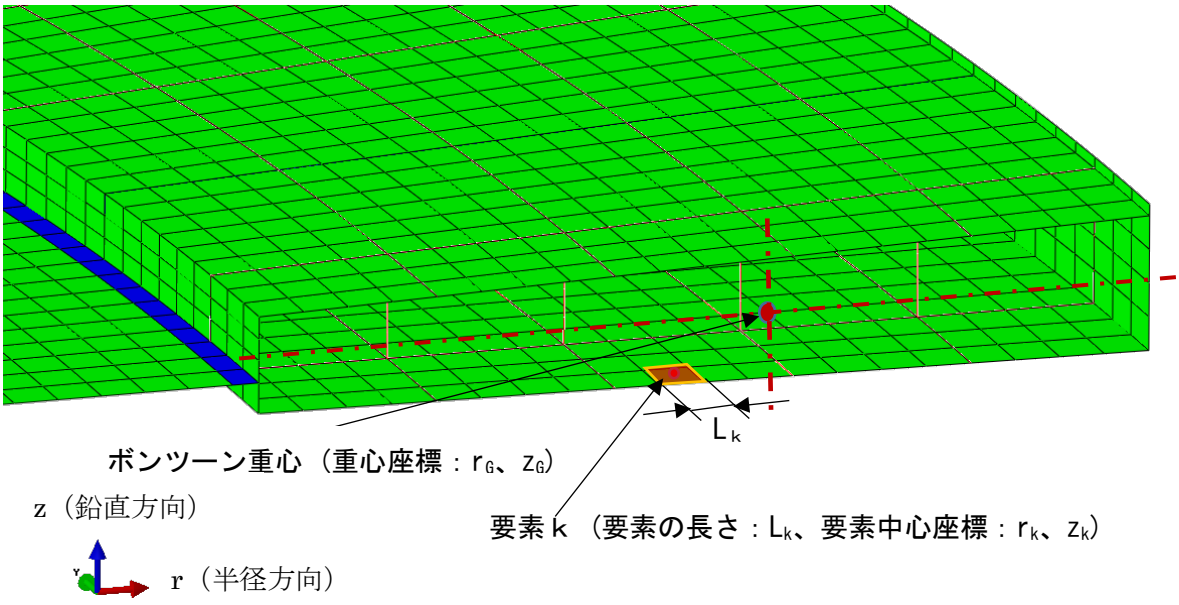


図 4.3.3 ポンツーンを構成する要素及び重心位置の概念図

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。

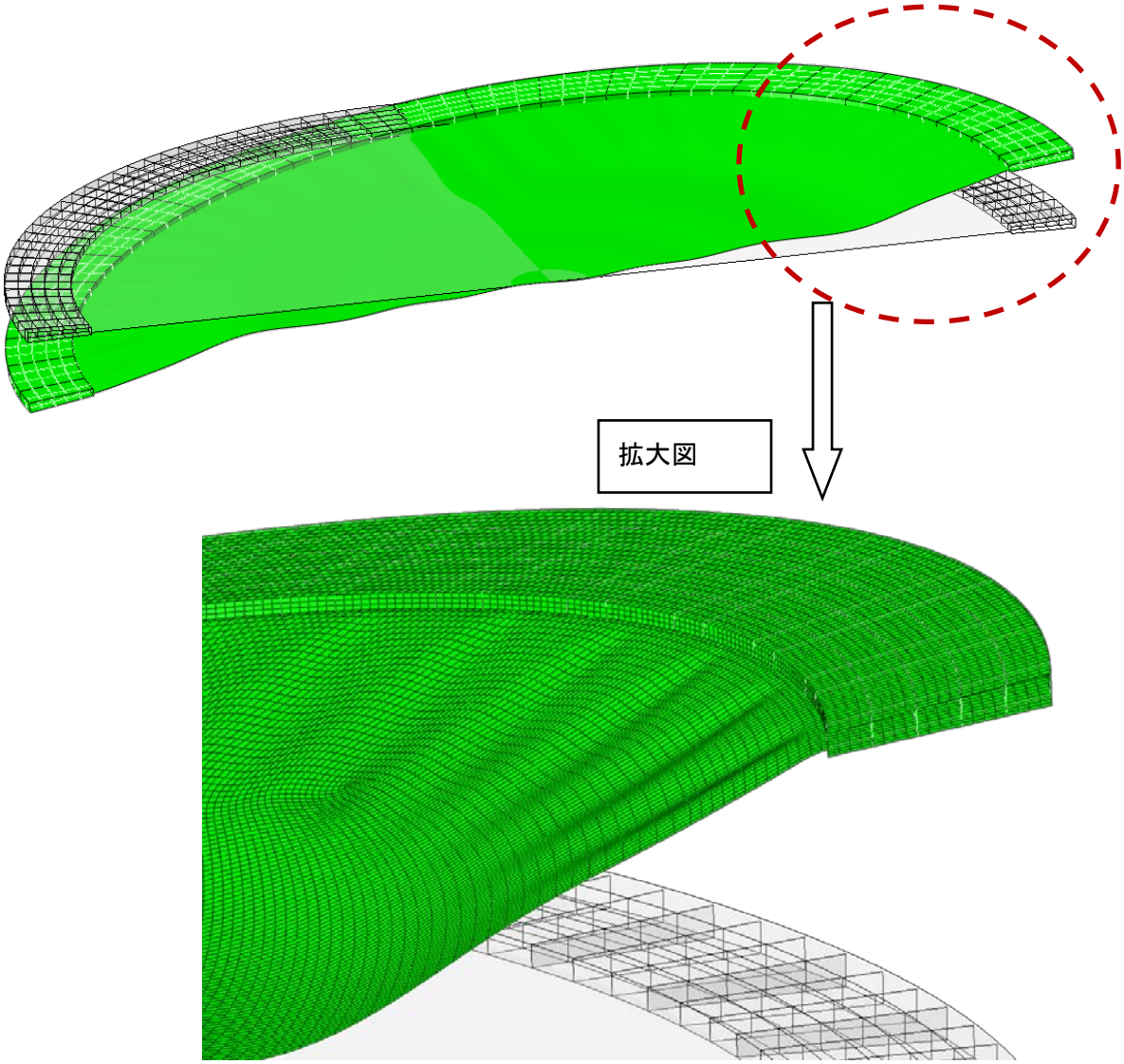


図 4.3.1.1　変形図(揺動変位①)　変形倍率：10 倍

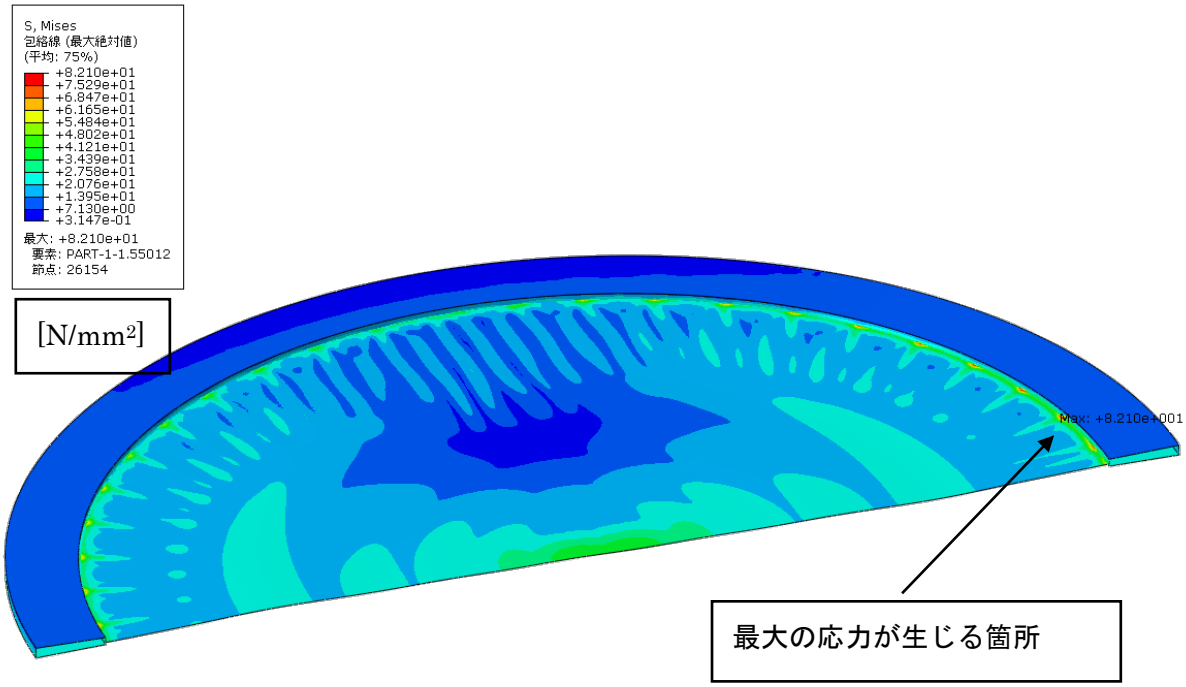


図 4.3.1.2　浮き屋根全体の相当応力分布図(揺動変位①)

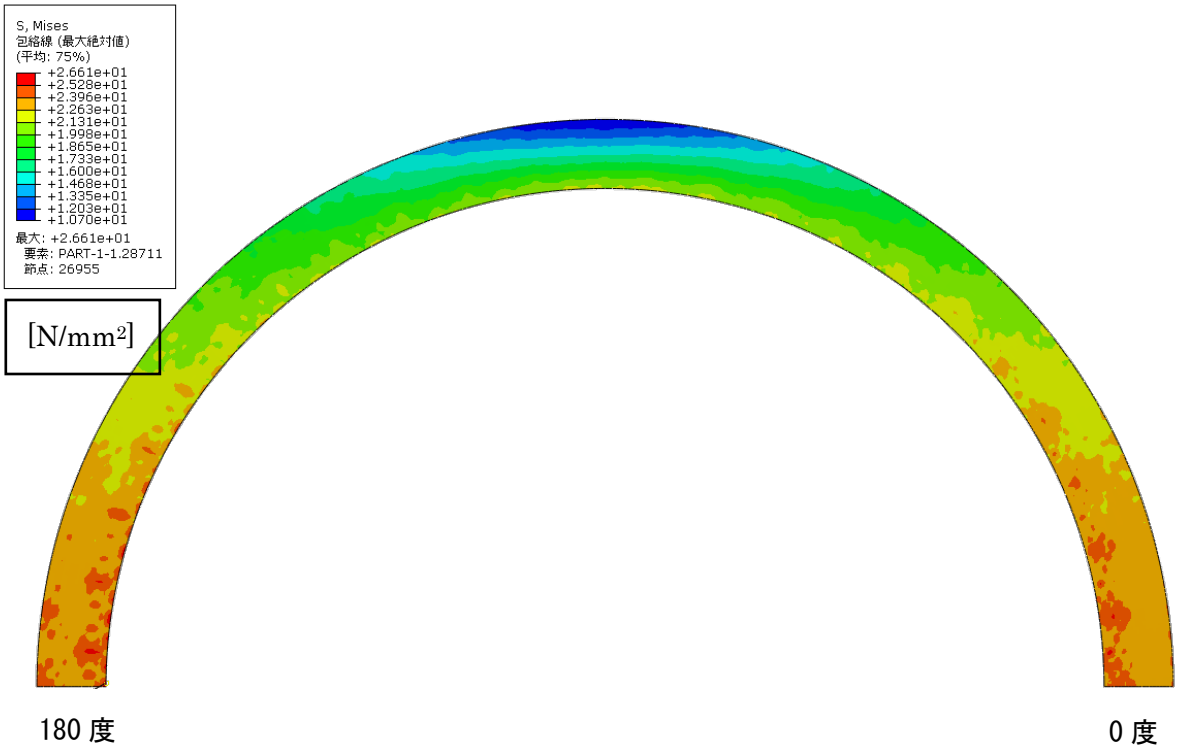


図 4.3.1.3　ポンツーン下板の相当応力分布図(揺動変位①)

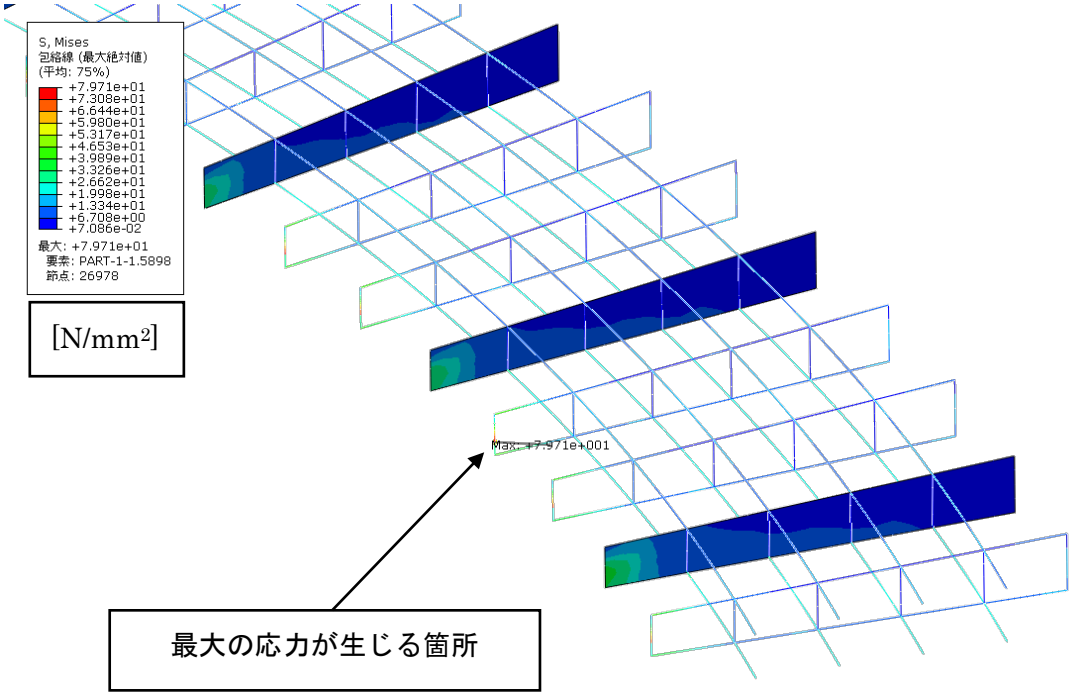


図 4.3.1.4　ポンツーンの仕切り板と補強材の相当応力分布図(揺動変位①)

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。

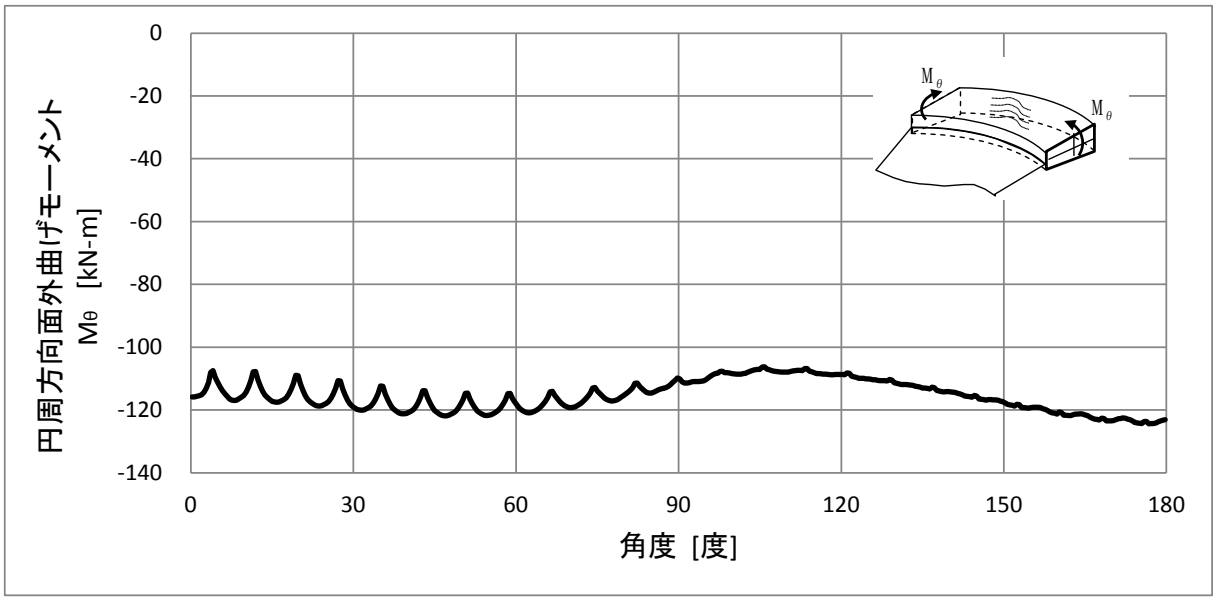


図 4.3.1.5　ポンツーン断面に発生した円周方向面外曲げモーメント M_θ の分布(揺動変位①)

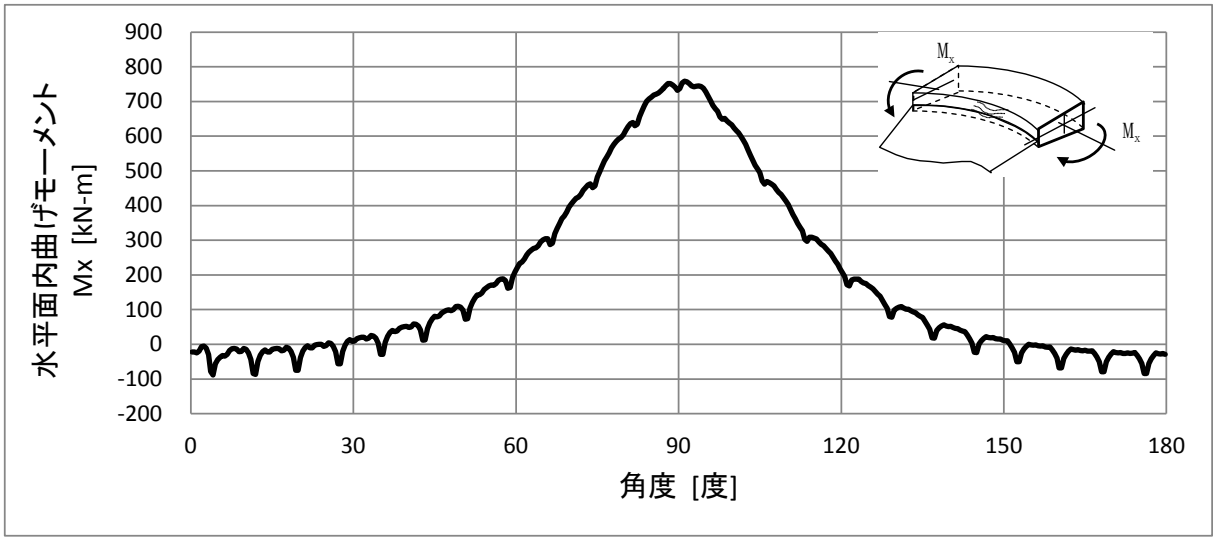


図 4.3.1.6　ポンツーン断面に発生した水平面内曲げモーメント M_x の分布(揺動変位①)

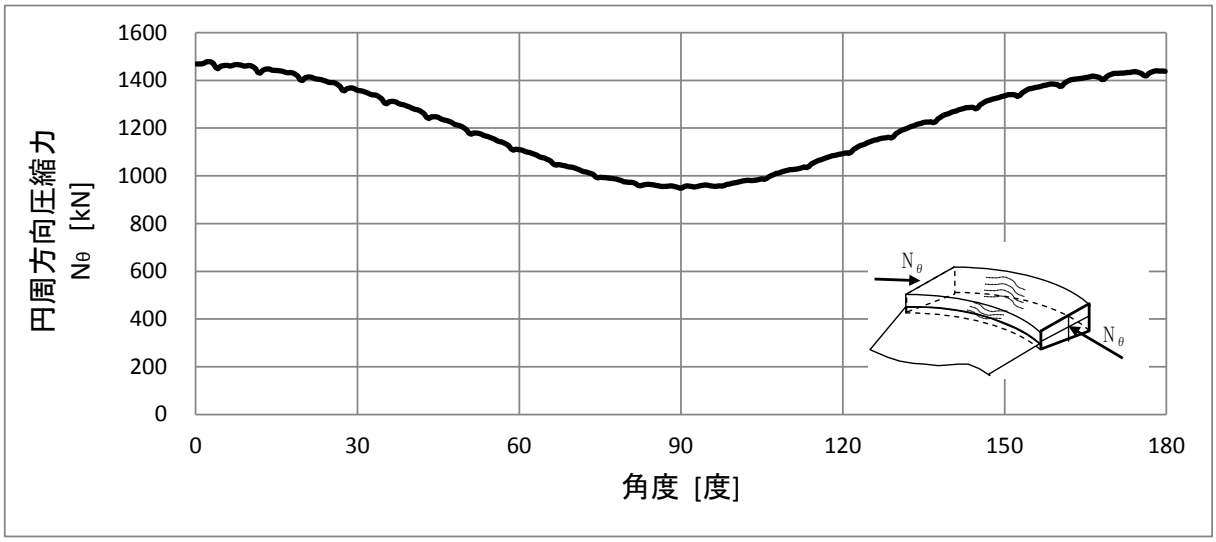


図 4.3.1.7　ポンツーン断面に発生した円周方向圧縮力 N_θ の分布(揺動変位①)

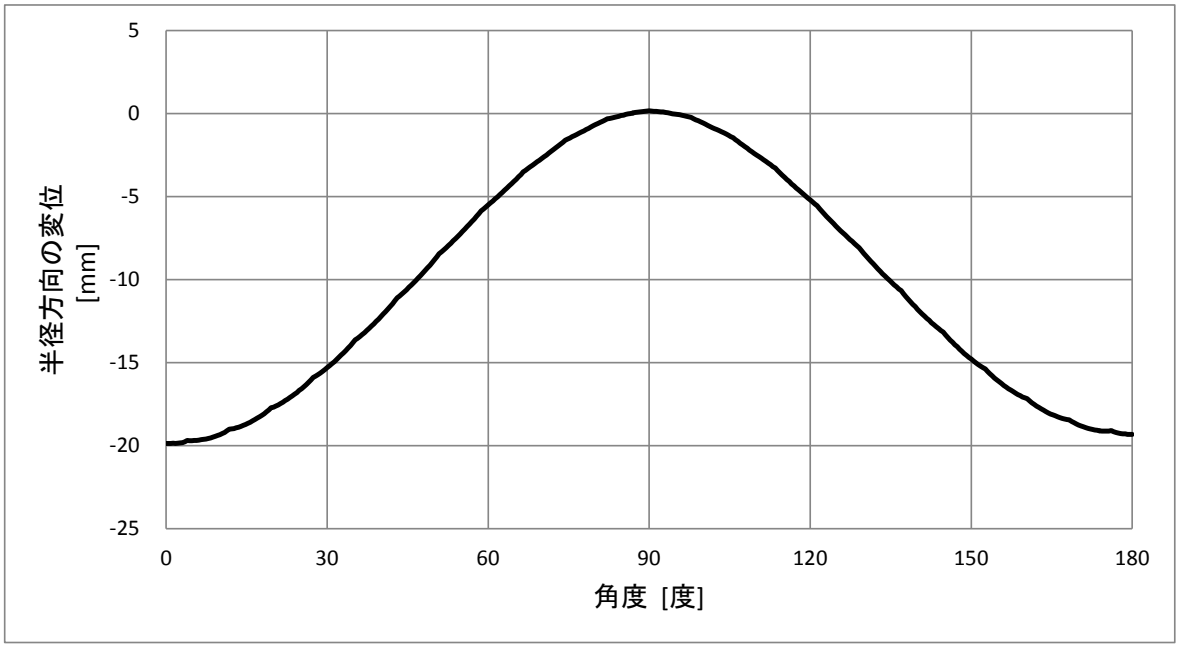


図 4.3.1.8　デッキ外周に発生した半径方向変位
(揺動変位①)

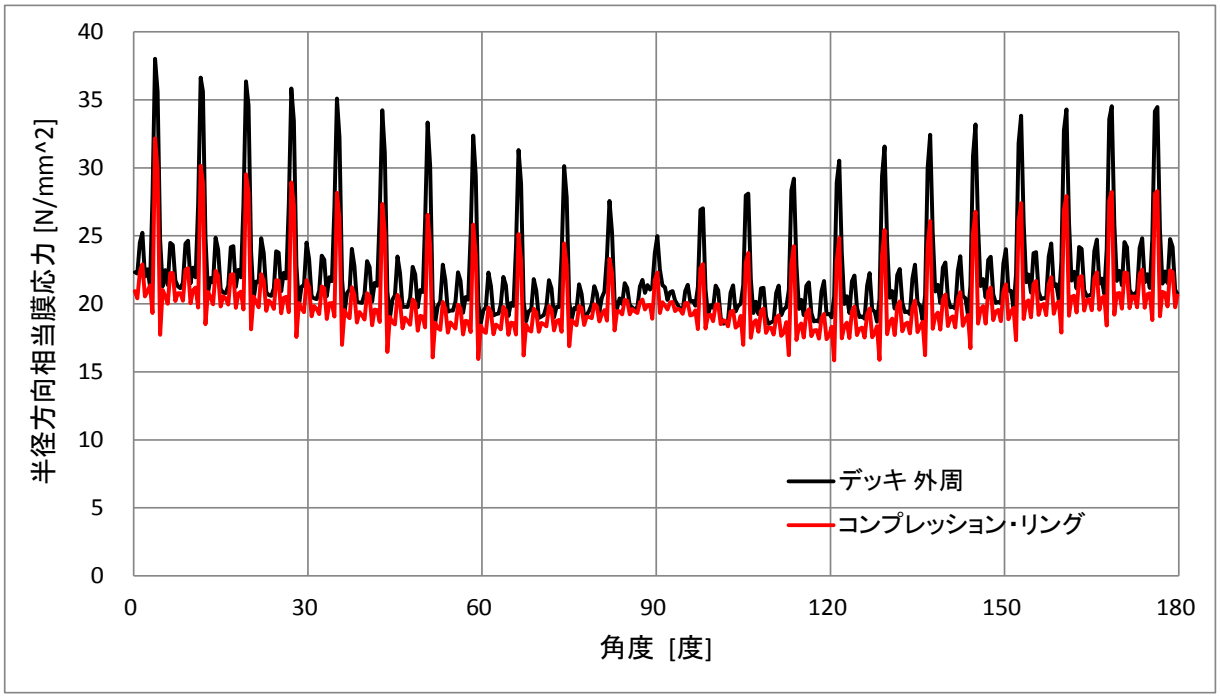


図 4.3.1.9　デッキ外周とコンプレッション・リングに発生した半径方向相当膜応力の分布
（揺動変位①）

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。

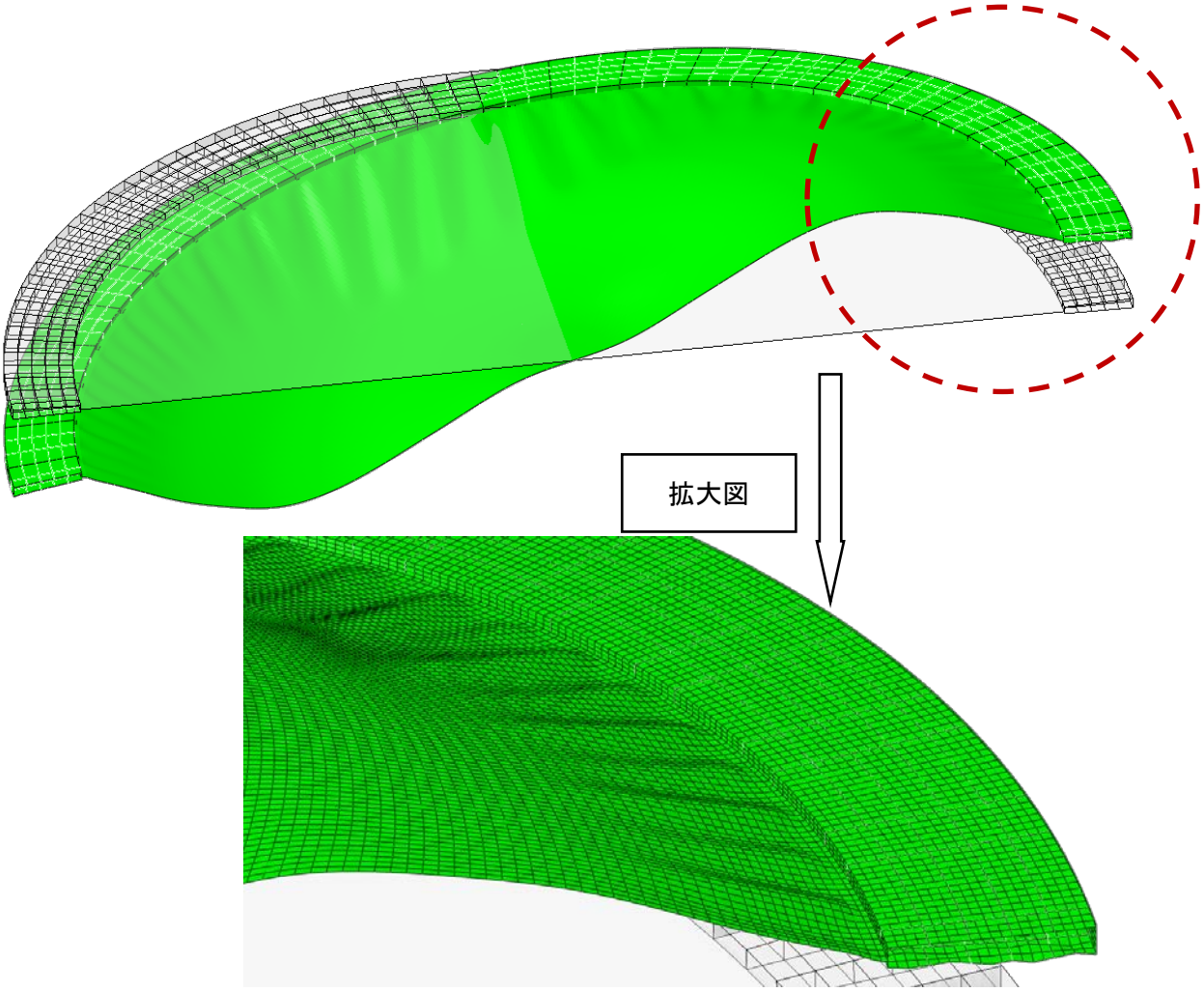


図 4.3.2.1　変形図(揺動変位②) 変形倍率：10 倍

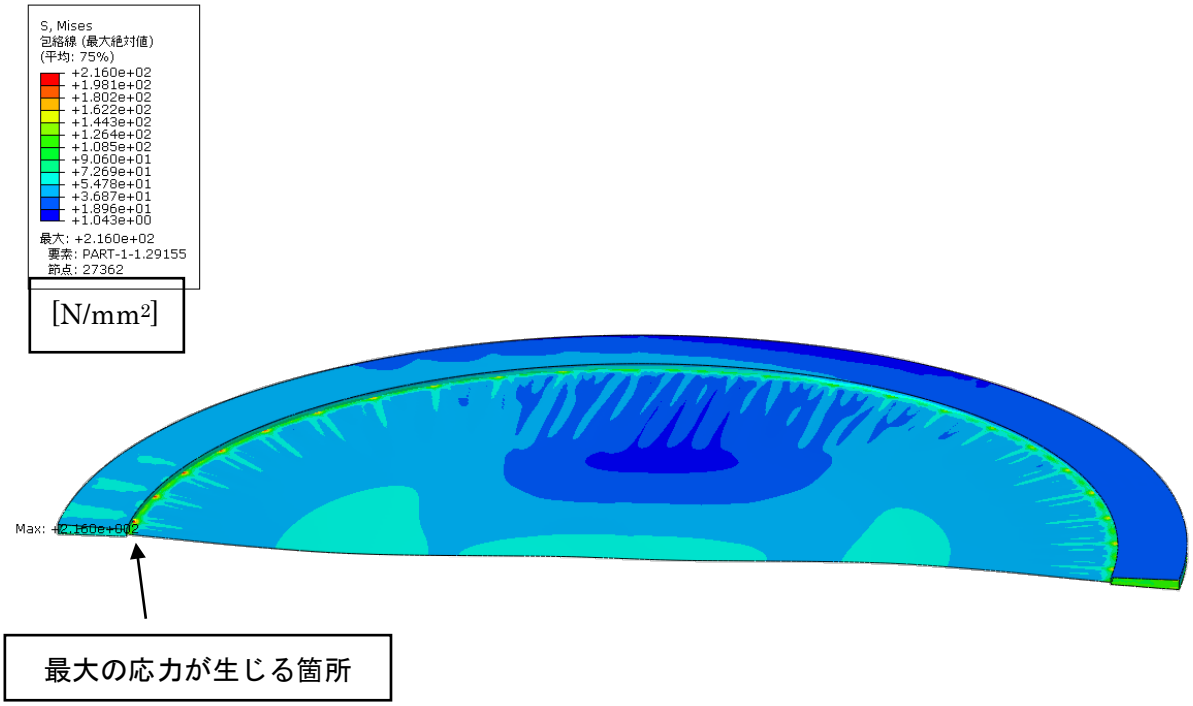


図 4.3.2.2　浮き屋根全体の相当応力分布図(揺動変位②)

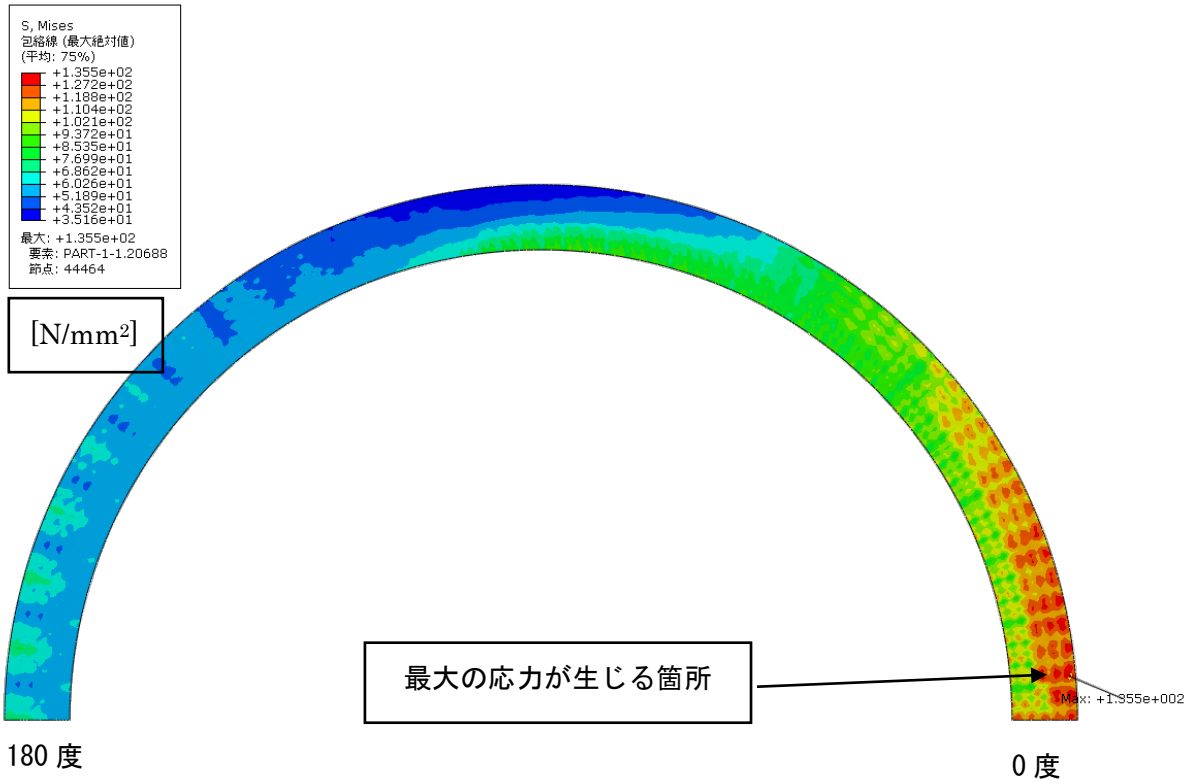


図 4.3.2.3　ポンツーン下板の相当応力分布図(揺動変位②)

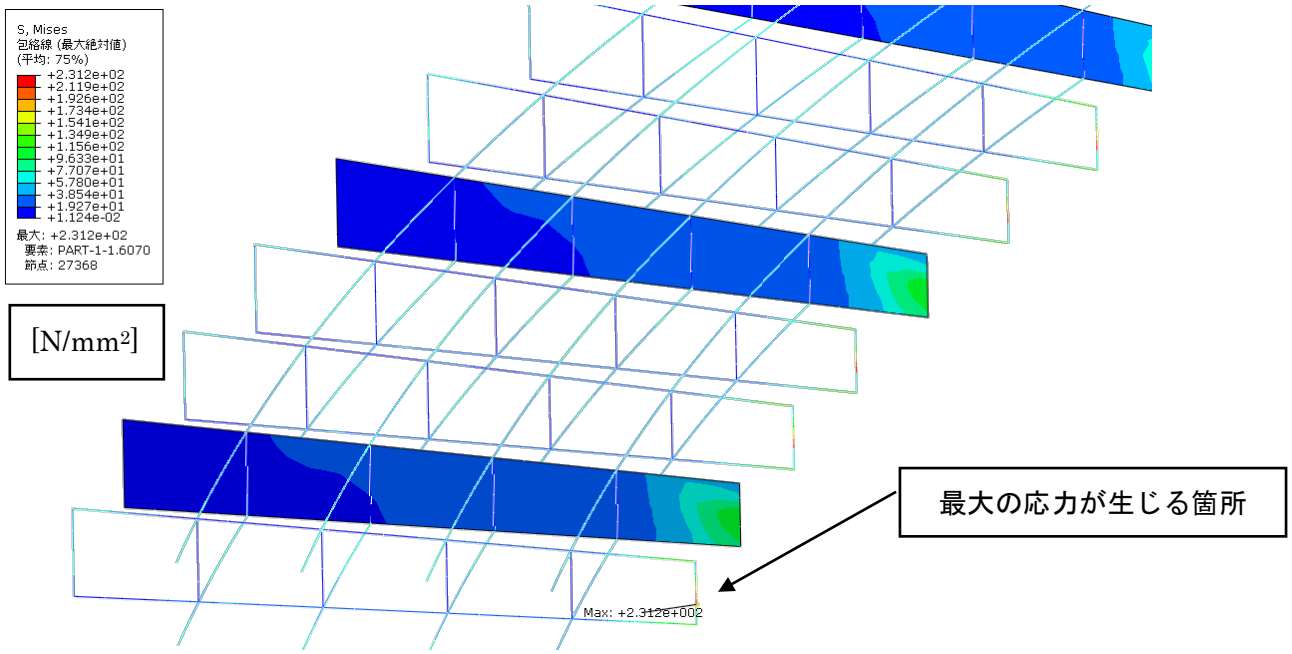


図 4.3.2.4　ポンツーンの仕切り板と補強材の相当応力分布図(揺動変位②)

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

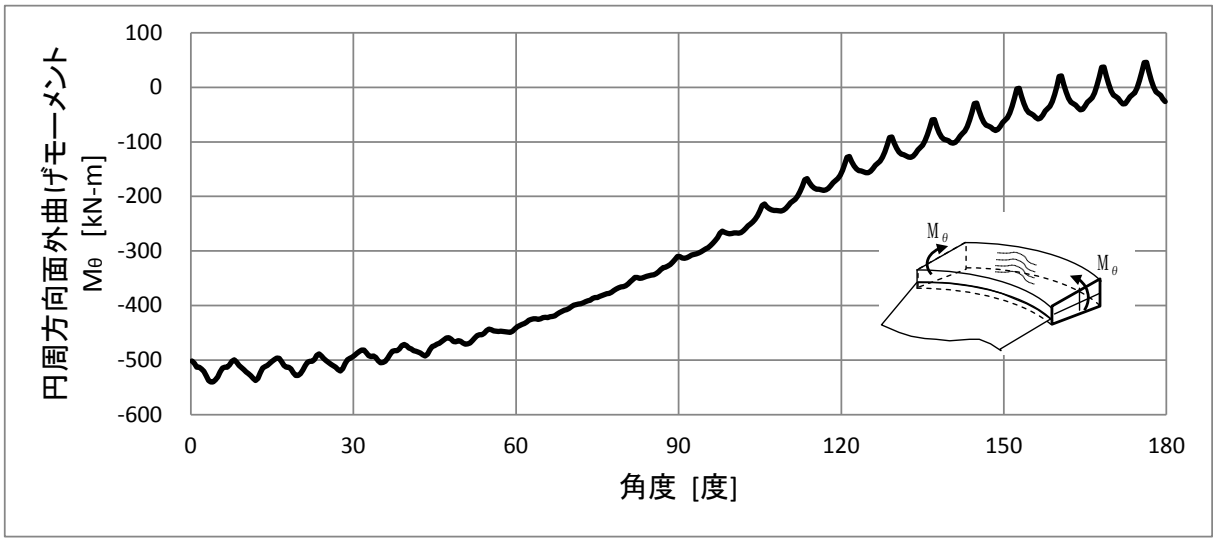


図 4.3.2.5　ポンツーン断面に発生した円周方向面外曲げモーメント M_θ の分布(揺動変位②)

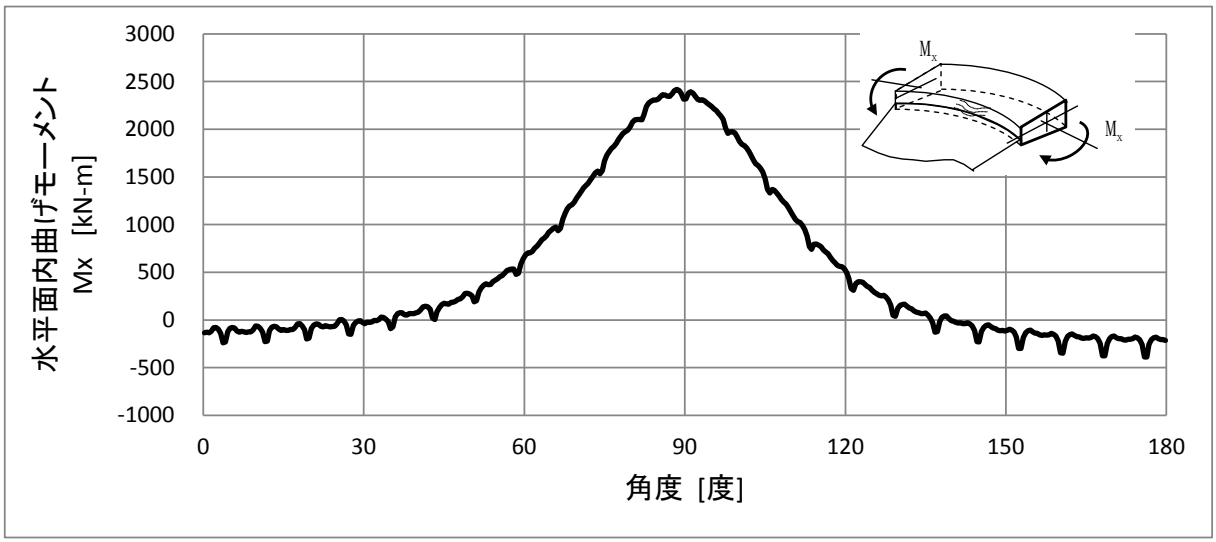


図 4.3.2.6　ポンツーン断面に発生した水平面内曲げモーメント M_x の分布(揺動変位②)

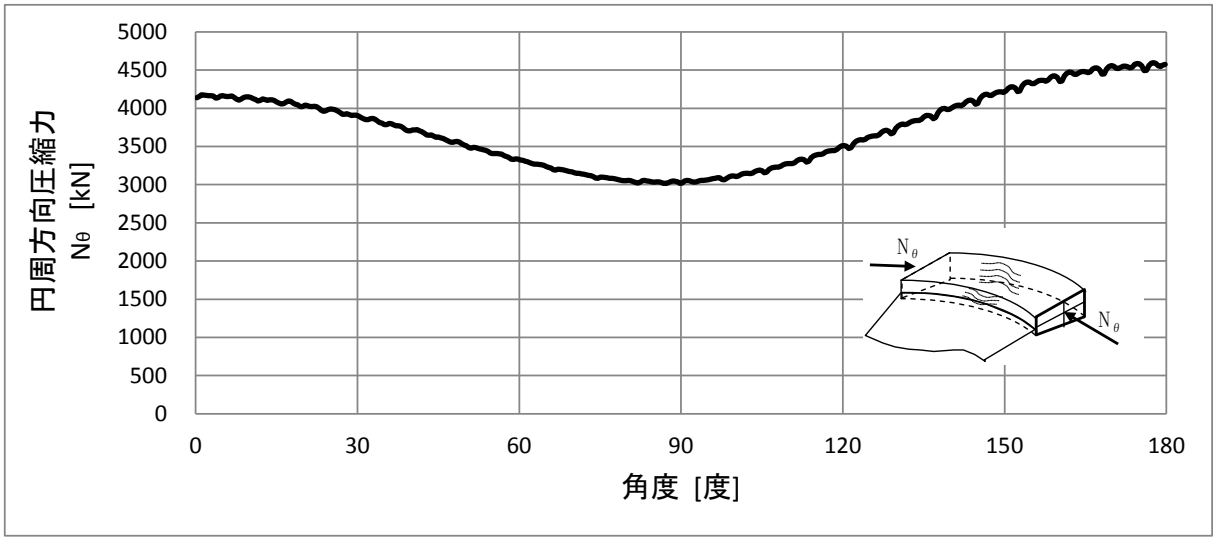


図 4.3.2.7　ポンツーン断面に発生した円周方向圧縮力 N_θ の分布(揺動変位②)

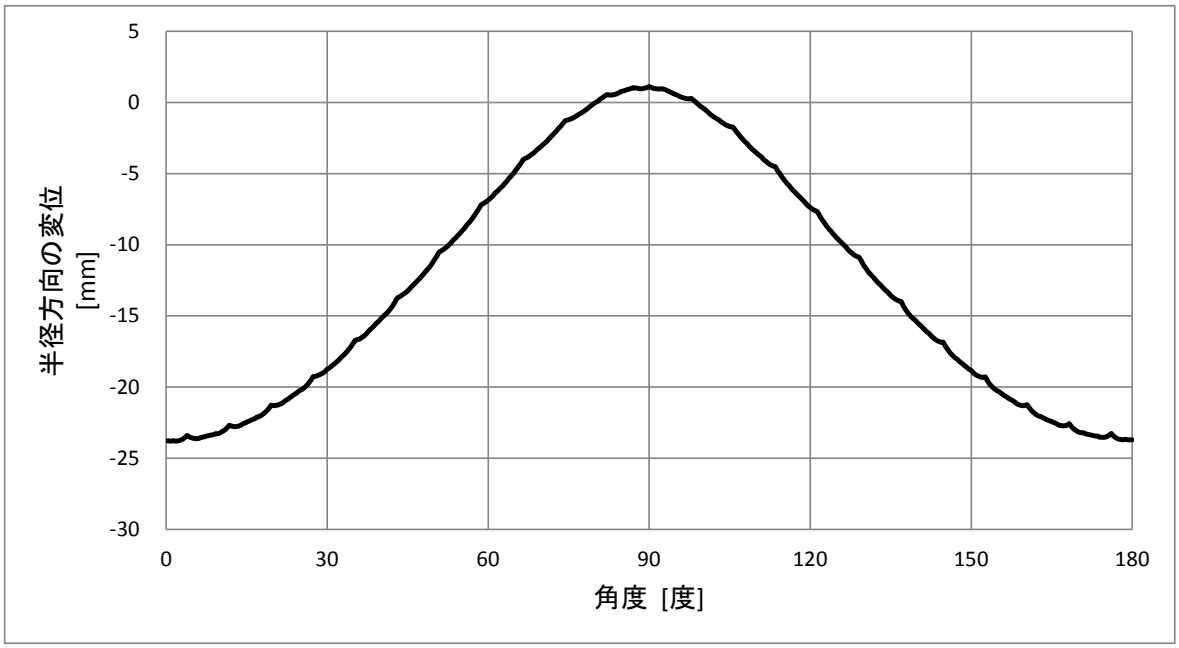


図 4.3.2.8 デッキ外周に発生した半径方向の変位（揺動変位②）

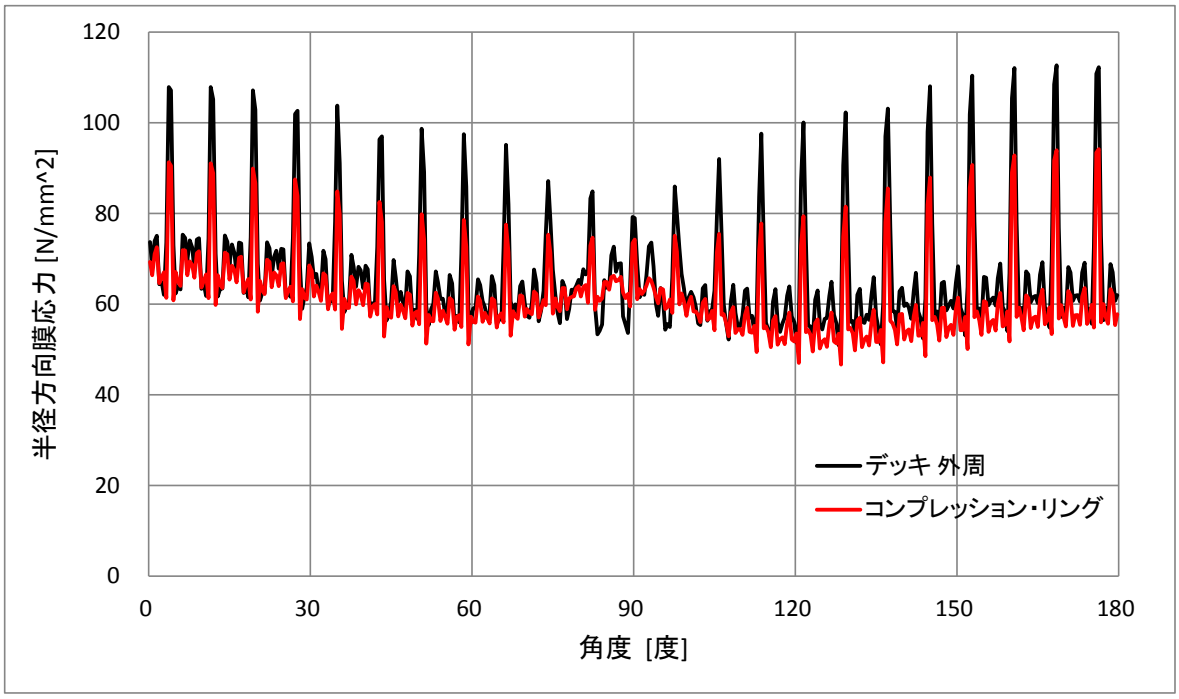


図 4.3.2.9　デッキ外周とコンプレッション・リングに発生した半径方向の相当膜応力の分布（揺動変位②）

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。(図 4.3.1.2、図 4.3.2.2)

(2) 応力分布図及び変形図より、応力が大きいポンツーン接合部まわりのデッキには波打ち(皺)の模様が現れている。(図 4.3.1.1、図 4.3.1.2、図 4.3.2.1、図 4.3.2.2)

(3) ポ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。(図 4.3.1.5、図 4.3.1.6、図 4.3.2.5、図 4.3.2.6)

(4) FEM 解析から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の比較を表 4.3.3.1 に示す。

表 4.3.3.1　ポ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)作用によるポ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ポ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 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。

4.4.1　告示の方法を応用したポンツーンの応力算定と評価

4.4.1.1　ポンツーン応力評価式

浮屋根ポンツーンに発生するポ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ポンツーンの耐震強度評価を次式により行う。

$$\sigma_{\max} \leq 0.9\sigma_y \qquad (4.4.1.1)$$

ここで、σ_y はポンツーン材料(SS400)の降伏応力(最小値 235 N/mm^2 使用)である。
また、σ_{max} は以下式より算出する

$$\sigma_{\max} = \sqrt{\sigma_{b1}^2 + (\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2} \qquad (4.4.1.2)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{M_\theta}{Z_{\theta-eff}} \qquad (4.4.1.3)$$

$$\sigma_{b2} = \frac{M_x}{Z_{x-eff}} \qquad (4.4.1.4)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N_\theta}{A_{eff}} \qquad (4.4.1.5)$$

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Ｂ地区の 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		$Z_{\theta\text{-}eff}$	mm^3	9.49E+06
		$Z_{x\text{-}eff}$	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/mm^2)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、安全側で評価するため、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。

<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。

$$\frac{M_{\theta}}{M_{\theta-Y}}+\frac{N_{\theta}}{N_{\theta-Y}}+\frac{M_{x}}{M_{x-Y}}\leq 1.0 \qquad (4.4.1.6)$$

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、$Sa=0.9\sigma_{y}$ 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/mm^2 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。

$$M_{\theta-Y}=S_{a}Z_{\theta-eff} \qquad (\mathrm{N.mm}) \qquad (4.4.1.7)$$

(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。

$$N_{\theta-Y}=S_{a}A_{eff} \qquad (\mathrm{N}) \qquad (4.4.1.8)$$

(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。

$$M_{x-Y}=S_{a}Z_{x-eff} \qquad (\mathrm{N.mm}) \qquad (4.4.1.9)$$

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Ｂ地区の 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	$Z_{\theta\text{-}eff}$		mm^3	9.49E+06
	$Z_{x\text{-}eff}$		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	$\frac{M_\theta}{M_{\theta-Y}} + \frac{N_\theta}{N_{\theta-Y}} + \frac{M_x}{M_{x-Y}} \le 1.0$		0.22
	変位②			0.78

Sa：許容応力（$=0.9\sigma_y=211.5\ N/mm^2$）

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、安全側で評価するため、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。

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　浮き屋根の耐震安全性の解析の概要のまとめ

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（Ａ地区、Ｂ地区、Ｃ地区）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Ｂ地区の No.4 タンクを FEM 解析の対象に選定した。

Ｂ地区の 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。

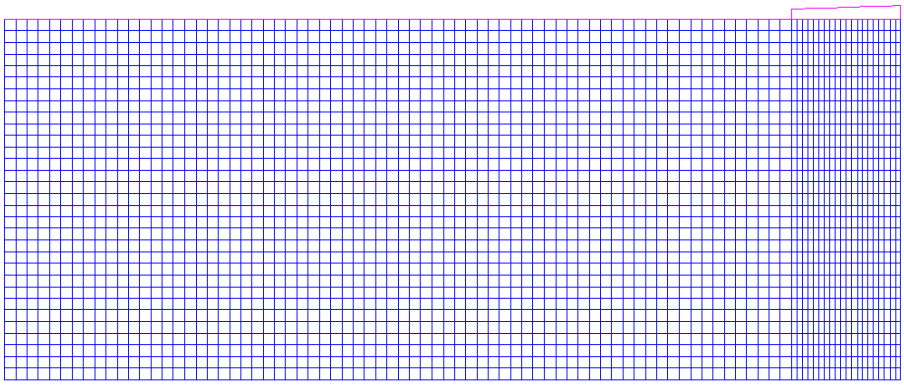
参考文献

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

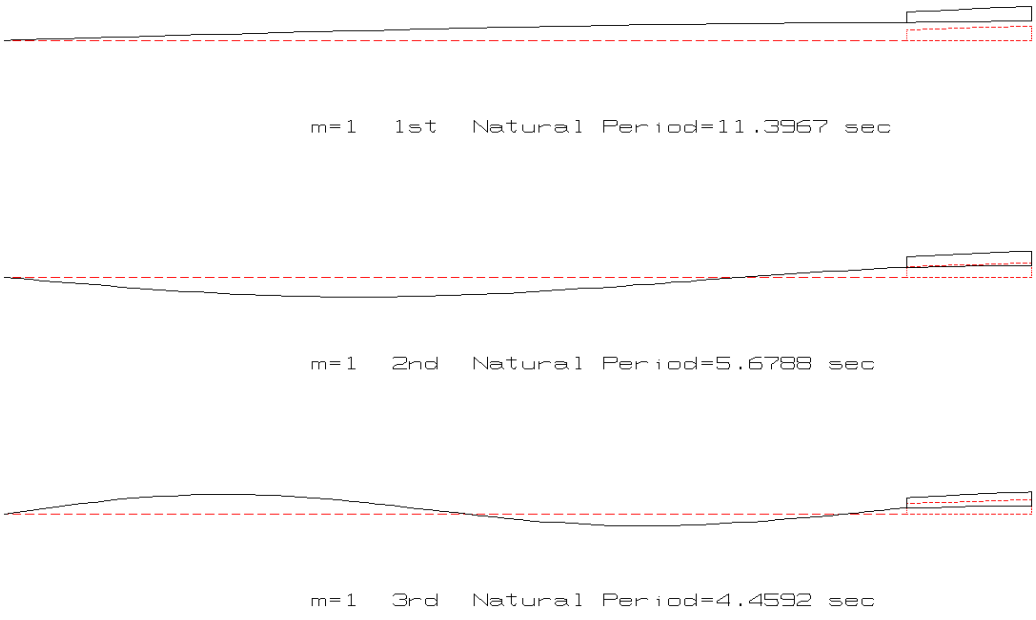
添付資料１

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）

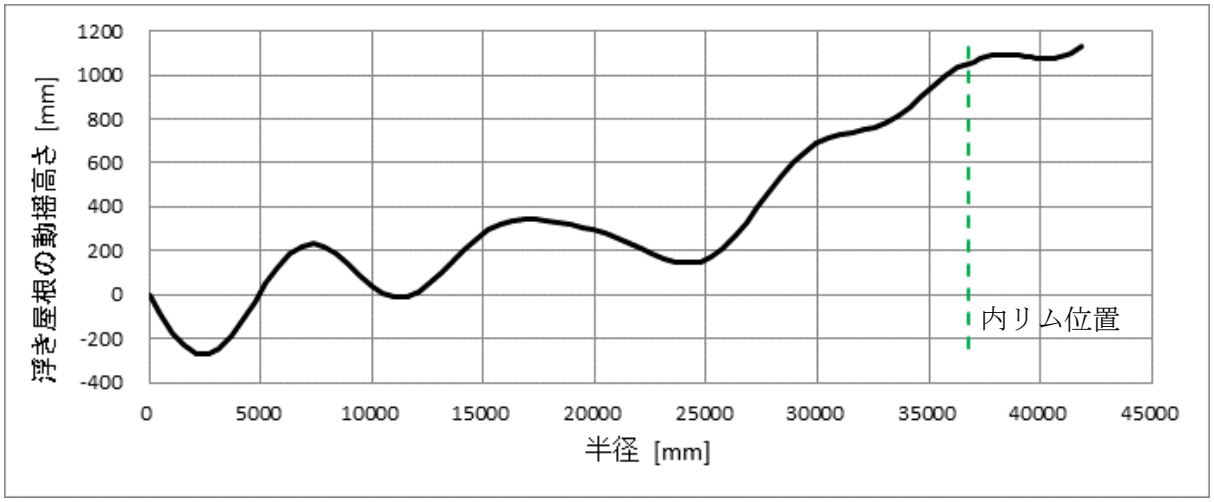
代表的な１ケースの応答時刻歴の解析結果の出力例として、Ｂ地区の No.4 解析タンク（11 万 KL）に当該区域の想定地震加速度波形（NS 方向）が作用した場合の解析結果の出力時刻歴波形を以下に示す。



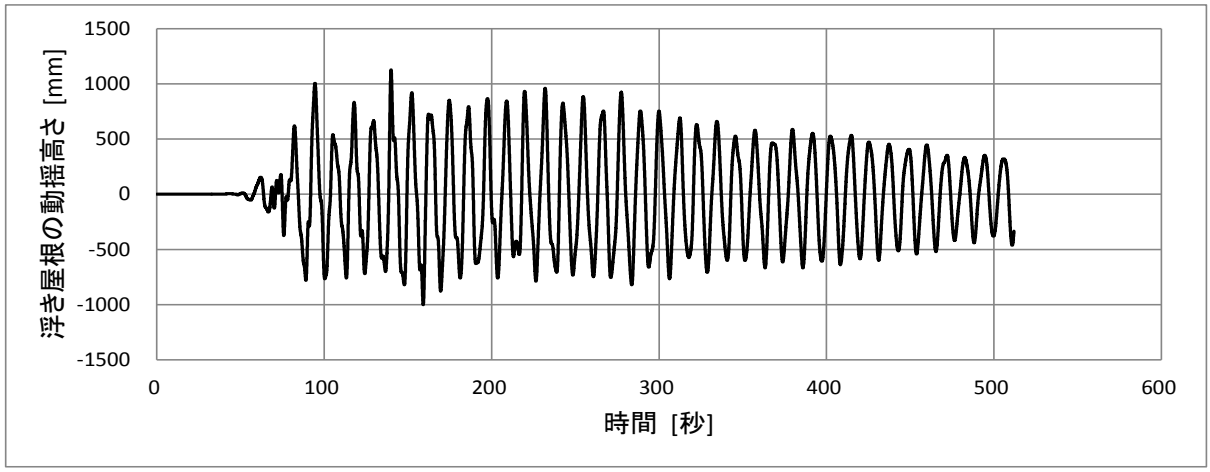
付図 1.1 解析モデル図（Ｂ地区の No.4 解析タンク）



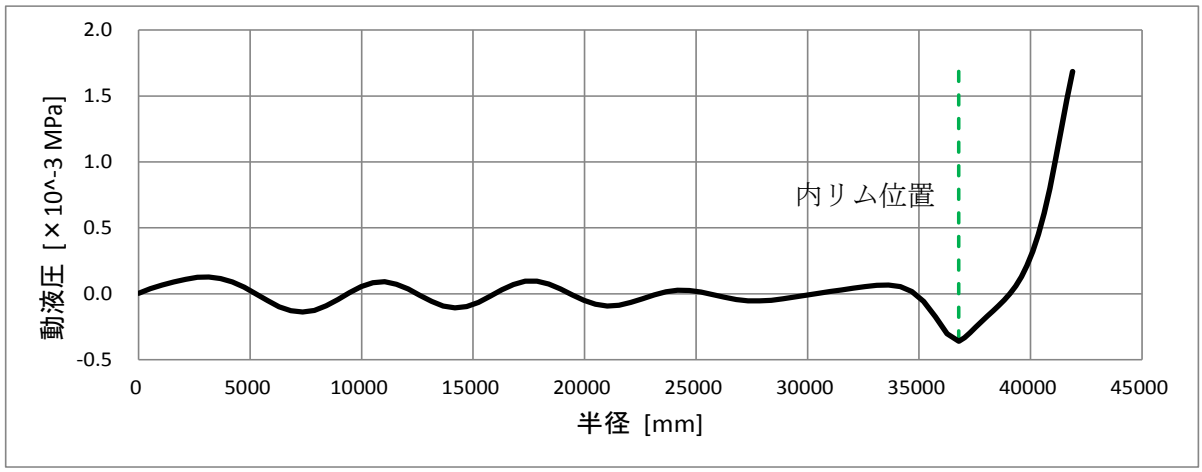
付図 1.2 浮き屋根の揺動の固有モード（1 次、2 次と 3 次）



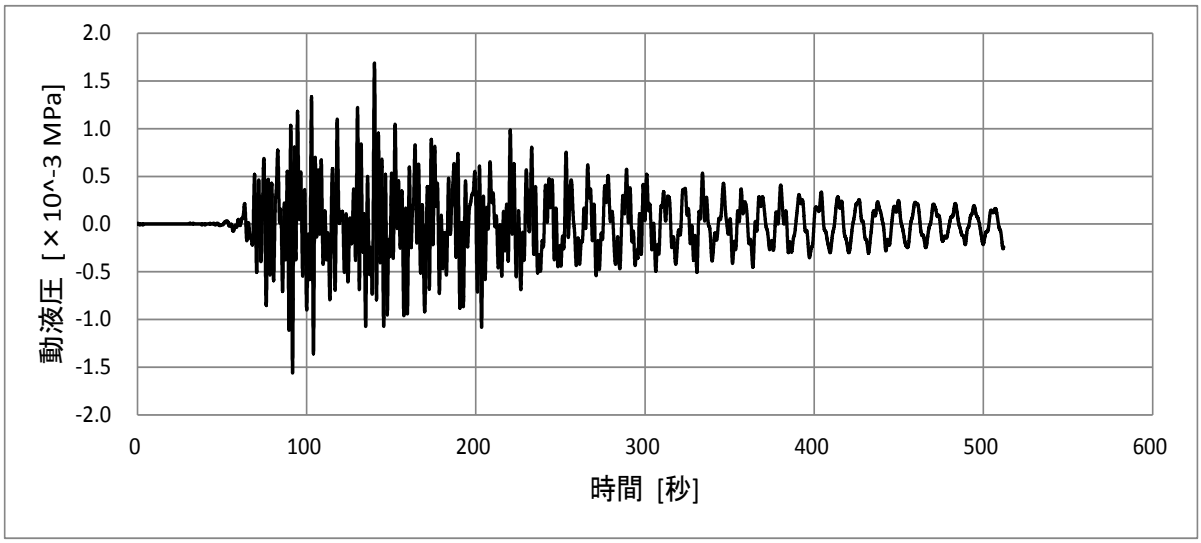
付図 1.3　浮き屋根の半径方向の揺動高さの分布（時刻：140 秒）



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 ㎜）



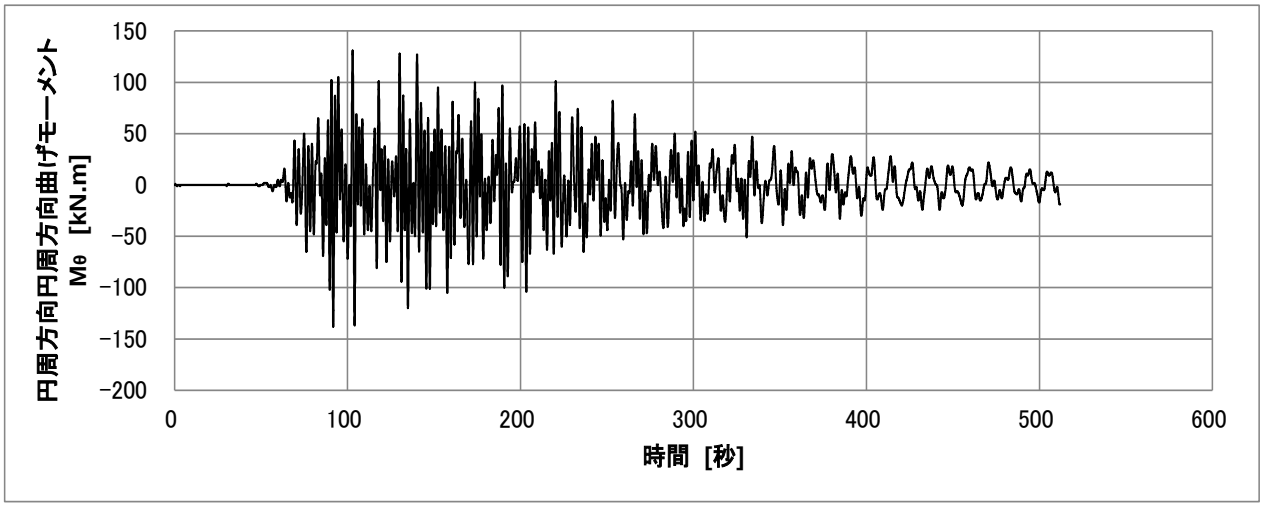
付図 1.5　浮き屋根の半径方向の動液圧の分布（時刻：140 秒、外リムの最大揺動高さ時）



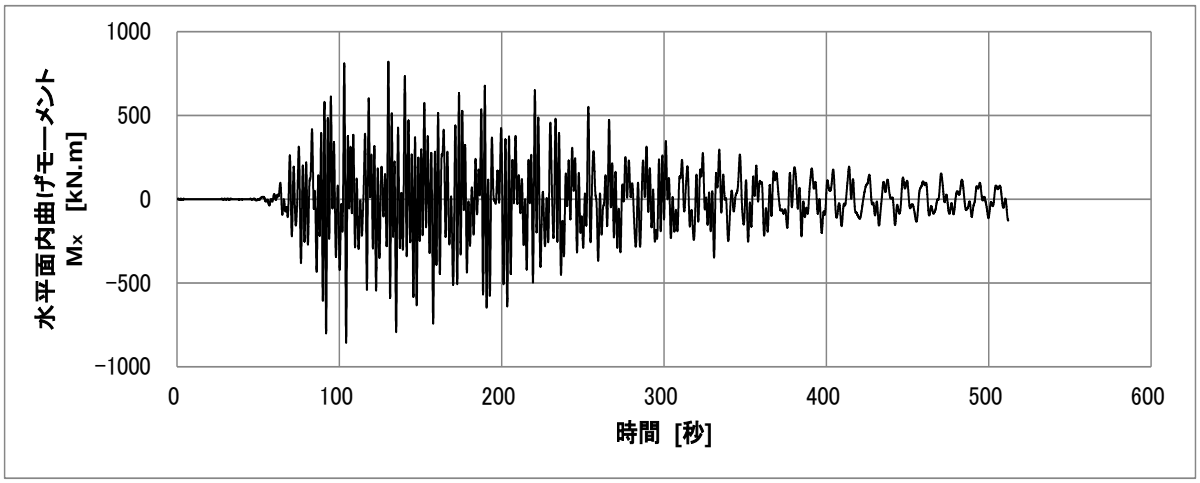
付図 1.6　浮き屋根の外リム側の動液圧の時刻歴（浮き屋根の半径：41885 mm）

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

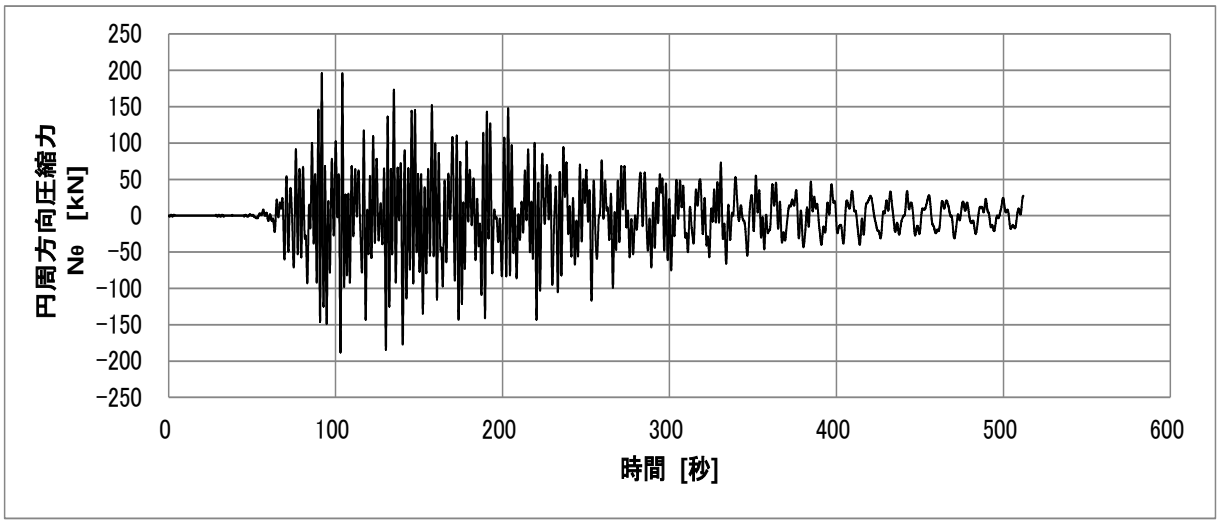
		最大値		発生時刻（sec）
入力地震加速度		67.3	cm/s^2	140
円周方向面外曲げモーメント	M_θ	137.7	kN.m	92
水平面内曲げモーメント	M_r	857.5	kN.m	104
円周方向圧縮力	N_θ	196.4	kN	104



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) Ａ地区の 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)	$(Z_{\theta 1})_{eff}$	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)	$(Z_{\theta 2})_{eff}$	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	$(A)_{eff}$	1.72.E+04		mm^2	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{eff}$	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) Ａ地区の 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)	$(Z_{\theta 1})_{eff}$	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)	$(Z_{\theta 2})_{eff}$	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	$(A)_{eff}$	2.34.E+04		mm^2	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{eff}$	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) B地区の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)	$(Z_{\theta 1})_{eff}$	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)	$(Z_{\theta 2})_{eff}$	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	$(A)_{eff}$	1.91.E+04		mm^2	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{eff}$	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) B地区の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)	$(Z_{\theta 1})_{eff}$	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)	$(Z_{\theta 2})_{eff}$	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	$(A)_{eff}$	4.96.E+04		mm^2	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{eff}$	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)　C地区の 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)	$(Z_{\theta 1})_{eff}$	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)	$(Z_{\theta 2})_{eff}$	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	$(A)_{eff}$	5.74.E+03		mm^2	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{eff}$	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) C地区の 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)	$(Z_{\theta 1})_{eff}$	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)	$(Z_{\theta 2})_{eff}$	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	$(A)_{eff}$	1.98.E+04		mm^2	
	曲げ	有効断面係数	$(Z_x)_{eff}$	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）
（Ｂ地区の 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	Ix	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）	$\alpha 2$	3.225	
4	応力補正係数	$\beta 2$	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	Mx	2.5863164E+08	N.cm
9	有効断面係数	Ze	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

計算式一覧表（消防法告示参照）

$\alpha_1 = \exp(-14500\frac{A}{R_m^2})$	0.44
$\alpha_2 = 0.00082 \quad R_m$	3.23
$\Delta = 2.041\alpha_1\eta_{\max}^{(2)}$	72.28
$u_{r0} = 0.00082 \quad \Delta^2$	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

$M_x = 6.25\beta_2 \frac{EI_x}{R_m}(\frac{\eta_{\max}^{(2)}}{R_m})^2$	258631637.14
$\sigma_{b2} = \frac{M_x}{(Z_x)_{eff}}$	3073.25
$f_{m2} = \frac{EA}{R_m^2}(\frac{u_{r0}}{2})$	2496.67
$N_\theta = 2.08\beta_2 EA(\frac{\eta_{\max}^{(2)}}{R_m})^2$	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
$M_\theta = 2.26\beta_1 \frac{EI_\theta}{R_m}(\frac{\eta_{\max}^{(1)}}{R_m})^2$	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方が大きな値であり、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 節記載のものと同じであるため、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（$M_{\theta\text{-cr}}$、$N_{\theta\text{-cr}}$ 及び $M_{x\text{-cr}}$）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)]

$$\frac{M_\theta}{M_{\theta-cr}(1-\frac{N_\theta}{N_{\theta-cr}})}+\frac{N_\theta}{N_{\theta-cr}}+\frac{M_x}{M_{x-cr}(1-\frac{N_\theta}{N_{\theta-cr}})}\le 1.0 \qquad \text{(a. 1)}$$

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ポ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ポ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。

$$M_{\theta-cr} = S_{a-c} \times Z_{\theta-eff} \leq M_{\theta-Y} \qquad \text{(a.2)}$$

(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。

$$N_{\theta-cr} = S_{a-c} \times A_{eff} \leq N_{\theta-Y} \qquad \text{(a.3)}$$

(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。

$$M_{x-cr} = S_{a-c} \times Z_{x-eff} \leq M_{x-Y} \qquad \text{(a.4)}$$

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　地震波形の作成

１　地震波形の作成

首都直下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 25 年に内閣府から公開された工学的基盤における首都直下地震の想定地震動（短周期地震動）から、地震応答解析により地表の地震波形の作成を行う。

1.1　首都直下地震の概要

内閣府 [1]が推定した首都直下地震の震源域を図 1.1.1 1 に示す。このうち国が防災対策上の対象地震としており、地震波形が公開提供されている「都心南部直下（Mw7.3)」の地震を、本検討においても対象地震とする。

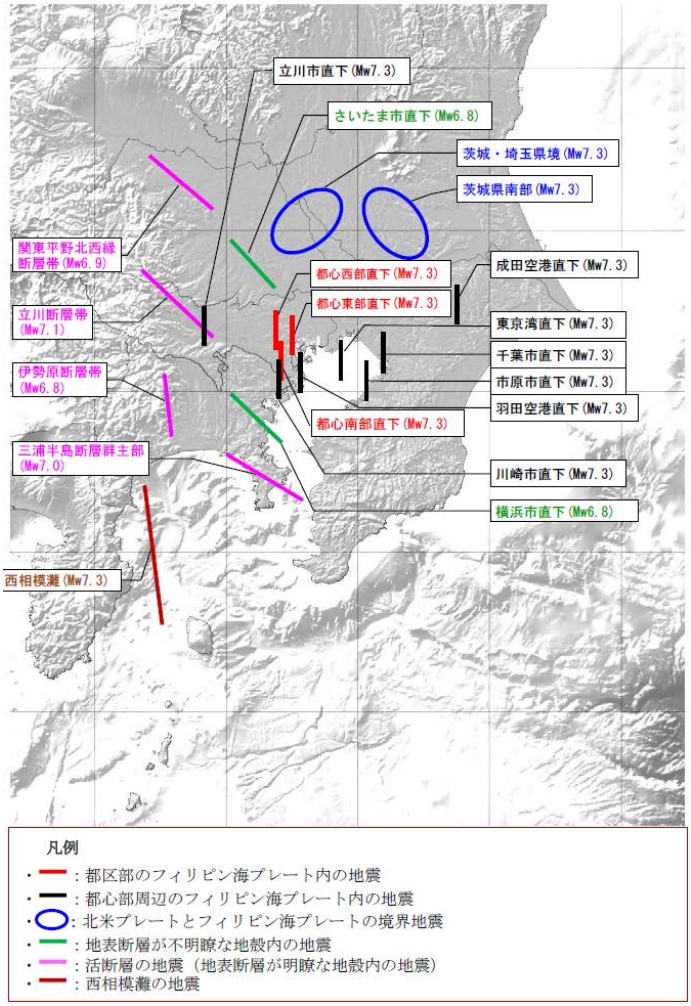


図 1.1.1　首都直下地震の震源域

[1] 内閣府首都直下地震モデル検討会：首都直下のＭ７クラスの地震及び相模トラフ沿いのＭ８クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書（平成 25 年 12 月 19 日発表）

1.2　地表における地震波形の作成の流れ

図 1.2.1 に示す手順により、首都直下地震の想定地震波形を作成する。

内閣府が作成した工学的基盤における首都直下地震の地震波形は、震源モデルや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、今回の作成手法は、一定の妥当性があることを確認している平成 26 年度の南海トラフ地震の地震波形の作成手法（第２部第１章）と同様の手法を用いる。一方、内閣府から公開された想定地震波形については、統計的グリーン関数法により工学的基盤約 1km メッシュごとに推計した結果であり、統計上のばらつきが生じている可能性があること、また、解析対象とする特防区域で複数のメッシュが存在することから、対象地域の地震波形を選定する際には統計的に処理して妥当性を確認する。なお、統計的グリーン関数法により推計された地震波形は、南海トラフ地震の長周期地震動などで採用されている三次元差分法による推計と異なり、主に短周期成分に着目した結果であることに留意する必要がある。

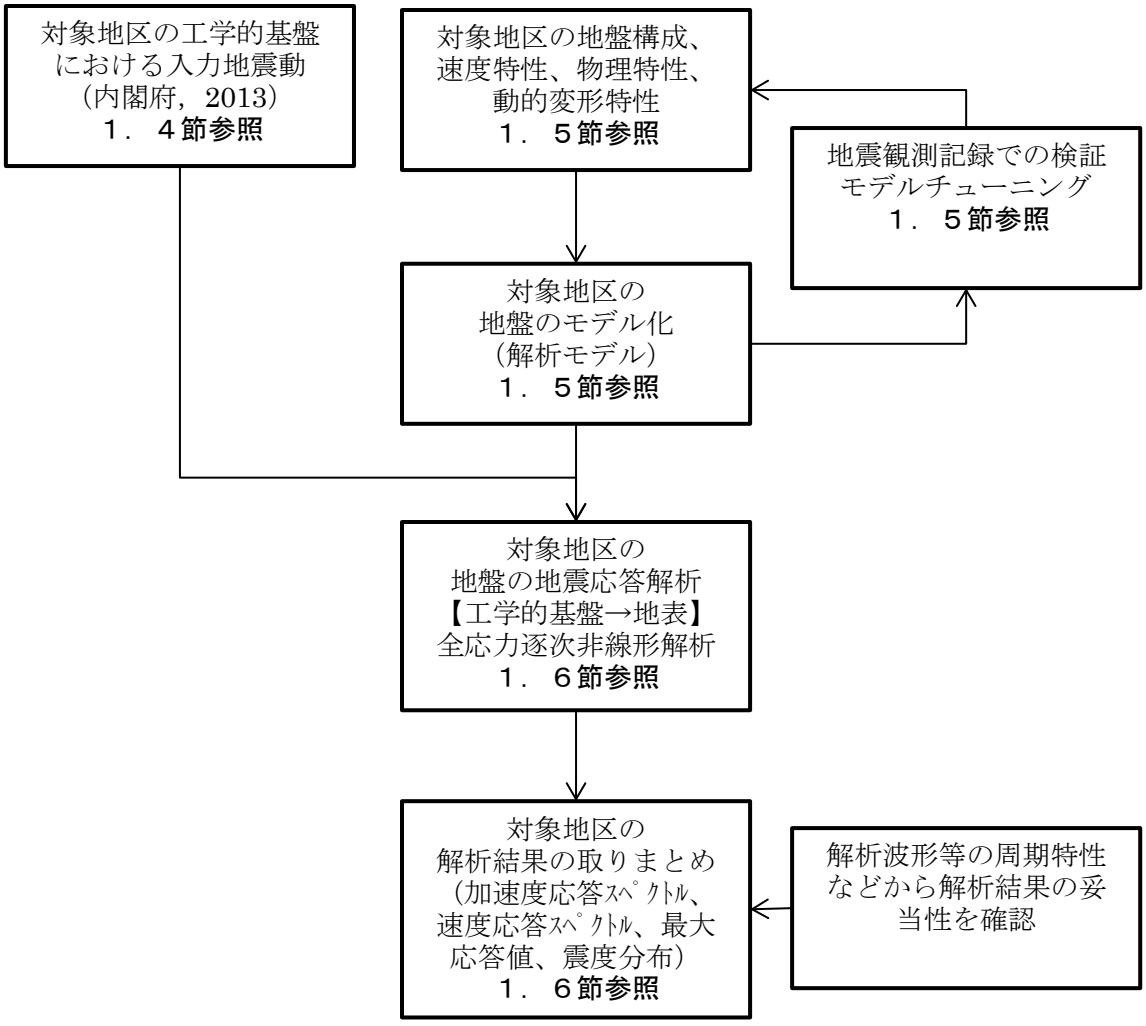


図 1.2.1　地表面地震波形の解析の流れ

1.3　対象地区

内閣府から公開されている首都直下地震による震度分布（図 1.3.1）を参照して、東京湾沿岸の特防区域のうち、大規模な屋外タンク貯蔵所が多数所在し、かつ、想定震度が震度６強となる主な特防区域として、京浜臨海、根岸臨海、京葉臨海中部の３地区を選定した。

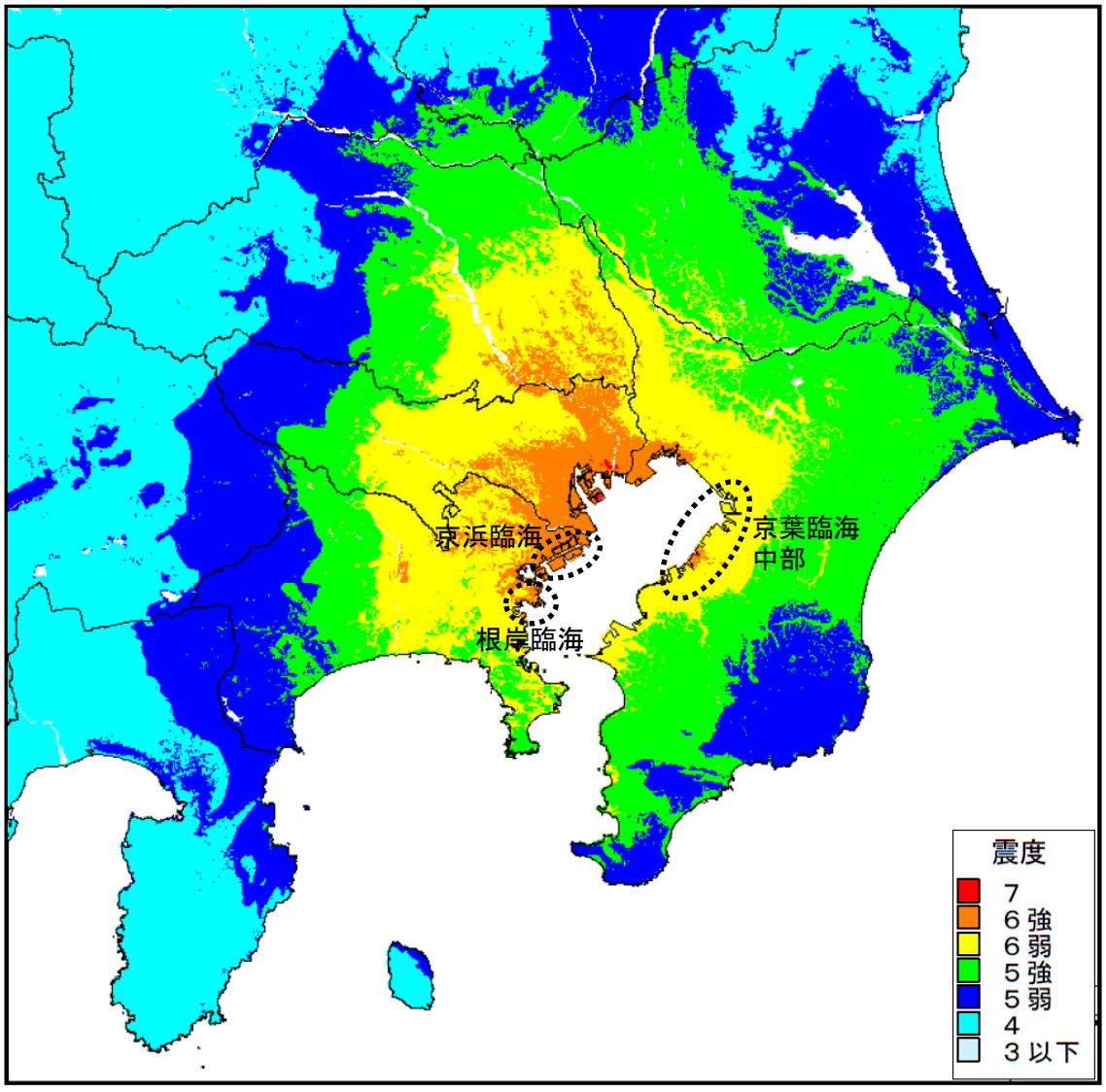


図 1.3.1　首都直下地震による震度分布
出典：内閣府首都直下地震モデル検討会：
首都直下のＭ７クラスの地震及び相模トラフ沿いのＭ８クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書　図表集（平成 25 年 12 月 19 日発表）

1.4　計算に用いる首都直下地震の工学的基盤における地震波形

内閣府から公開されている解析対象地区の工学的基盤での波形（1km メッシュ毎）から各地区に存在するタンクのバルジング固有周期帯で加速度応答スペクトルが最大となる波形を選定した。表 1.4.1 に最大加速度値を示す。また、工学的基盤での波形及びスペクトルを図 1.4.1～図 1.4.12 に示す。

表 1.4.1　首都直下地震の工学的基盤での最大加速度

対象地区	最大加速度（cm/s²）	
	NS	EW
京浜臨海地区	220.5	562.4
根岸臨海地区	168.4	469.3
京葉臨海中部地区	442.6	46.8

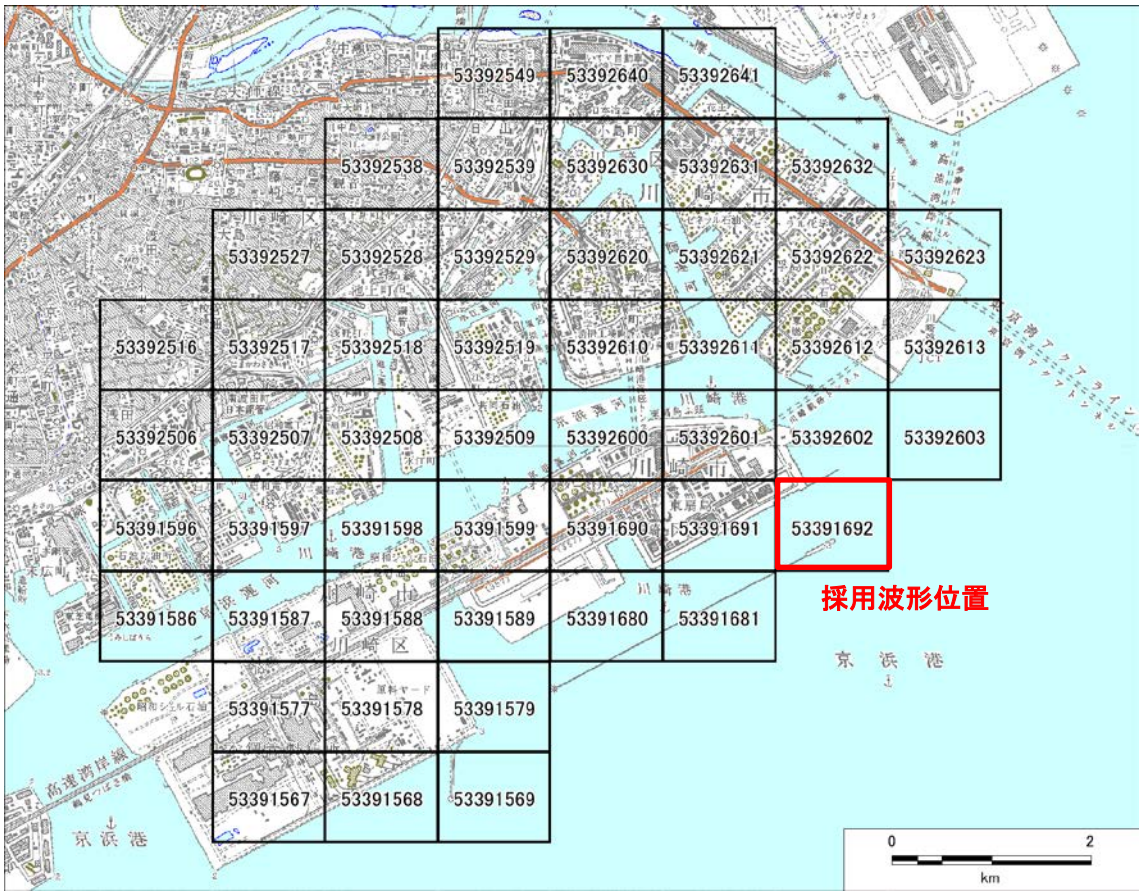


図 2.4.1　京浜臨海地区（川崎）の内閣府（2013）波形公開位置（約 1km メッシュ）と採用波形の位置

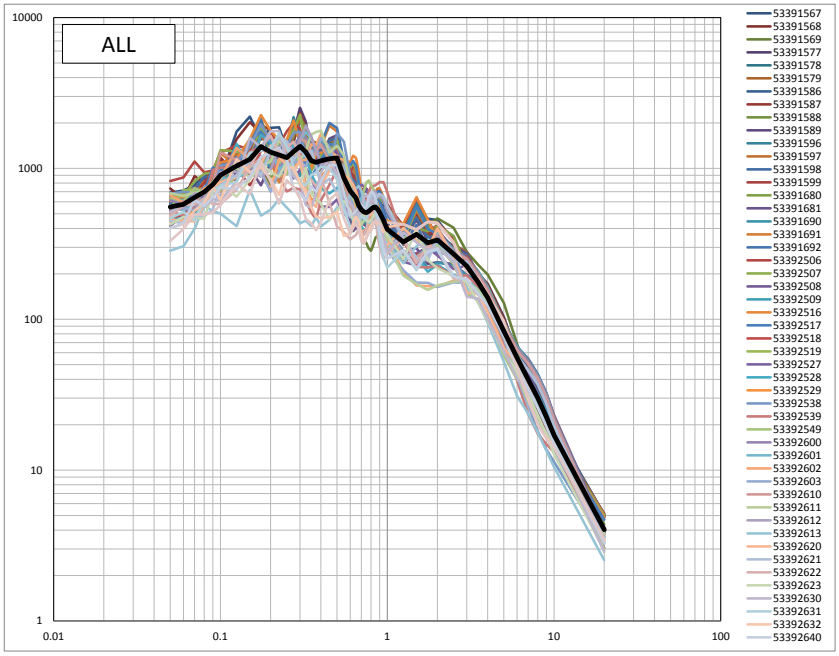


図 1.4.2　京浜臨海地区（川崎）の全メッシュと平均の加速度応答スペクトル
（EW 成分　h=5%）

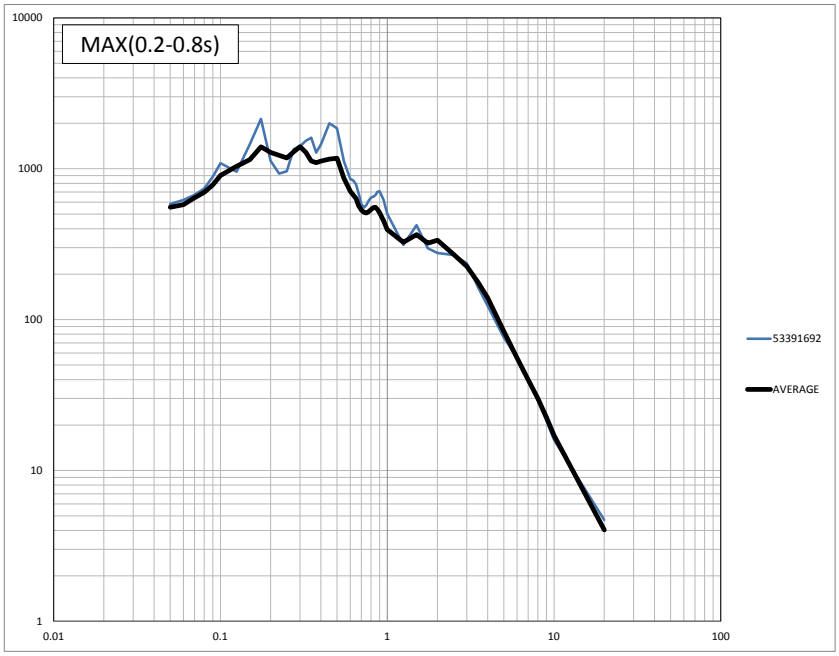


図 1.4.3　京浜臨海地区（川崎）の平均と周期 0.2～0.8 秒での最大の加速度応答スペクトル（EW 成分　h=5%）

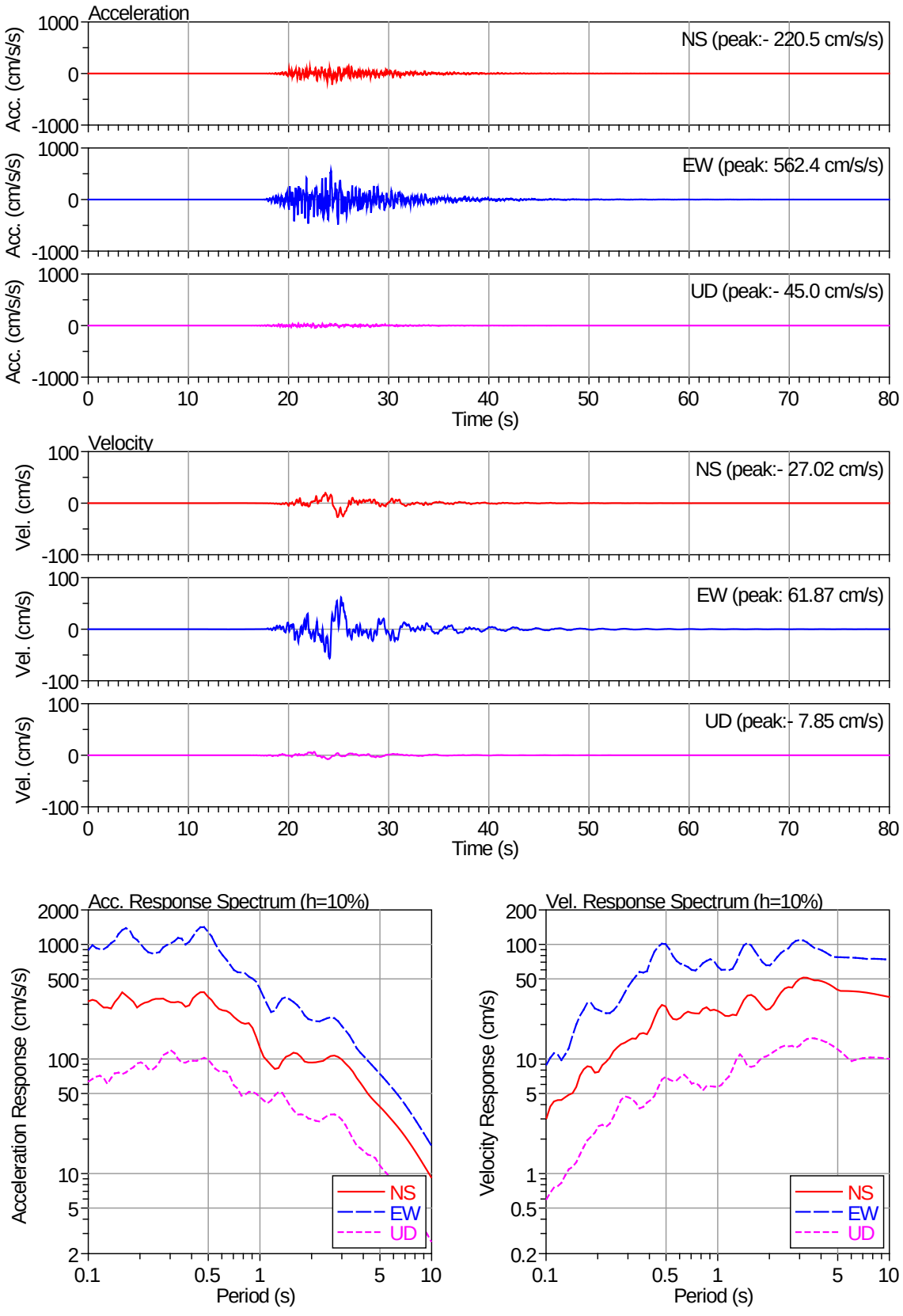


図 1.4.4　京浜臨海地区（川崎）で採用した時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）

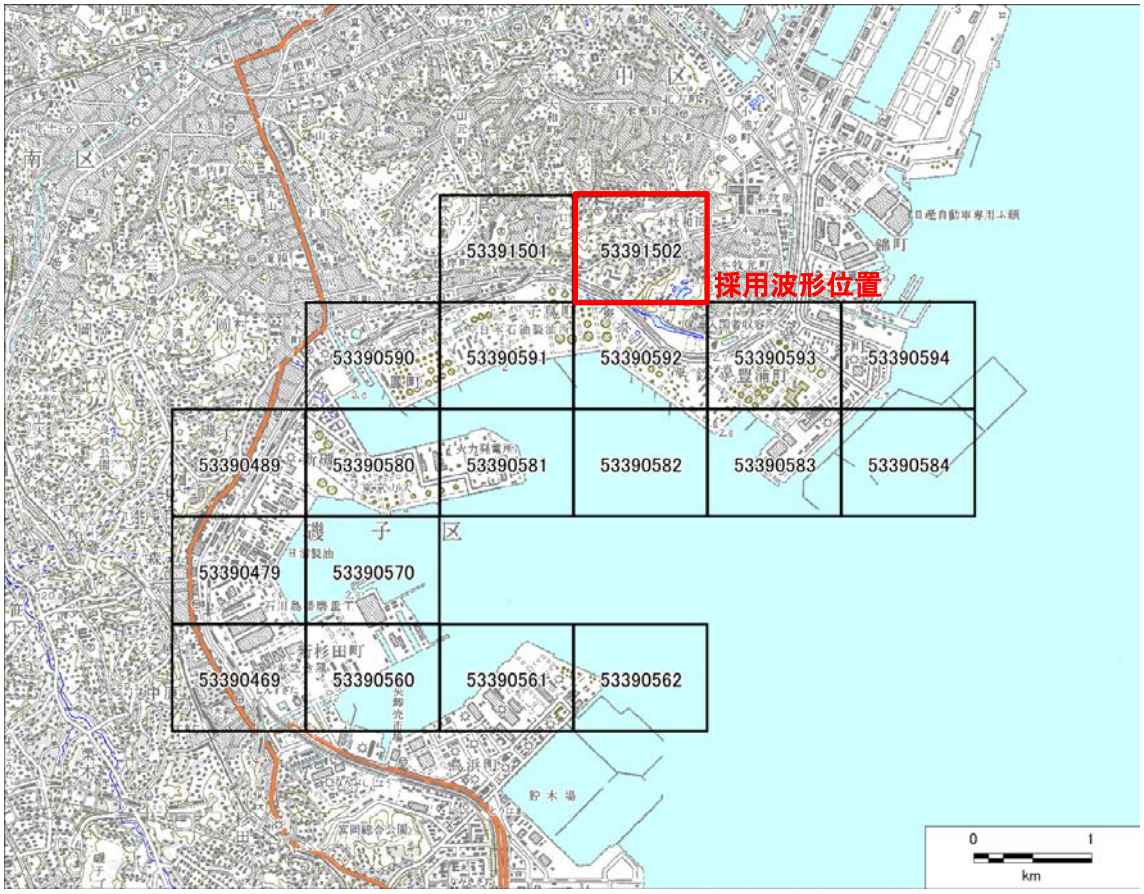


図 1.4.5　根岸臨海地区の内閣府（2013）波形公開位置（約 1km メッシュ） と
採用波形の位置

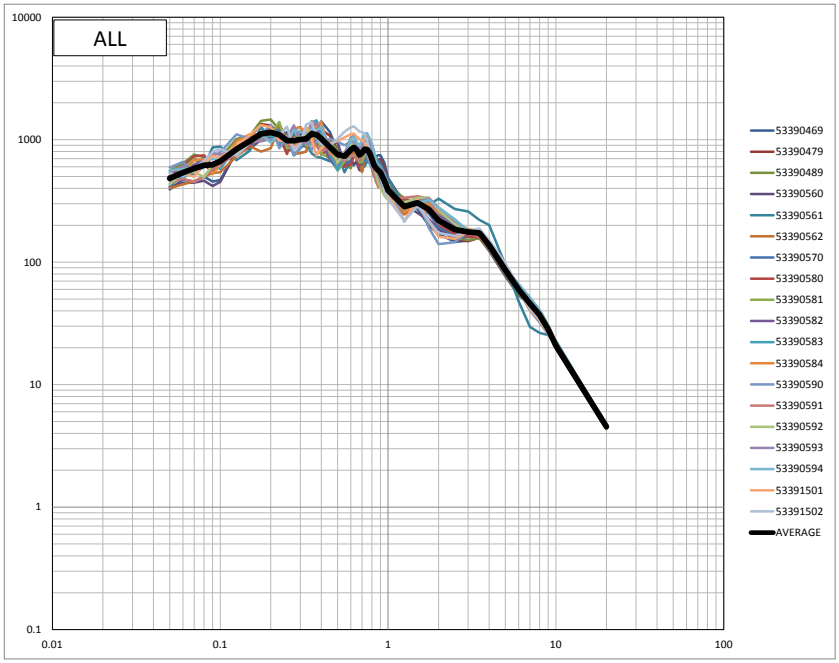


図 1.4.6　根岸臨海地区の全メッシュと平均の加速度応答スペクトル

（EW 成分　h=5%）

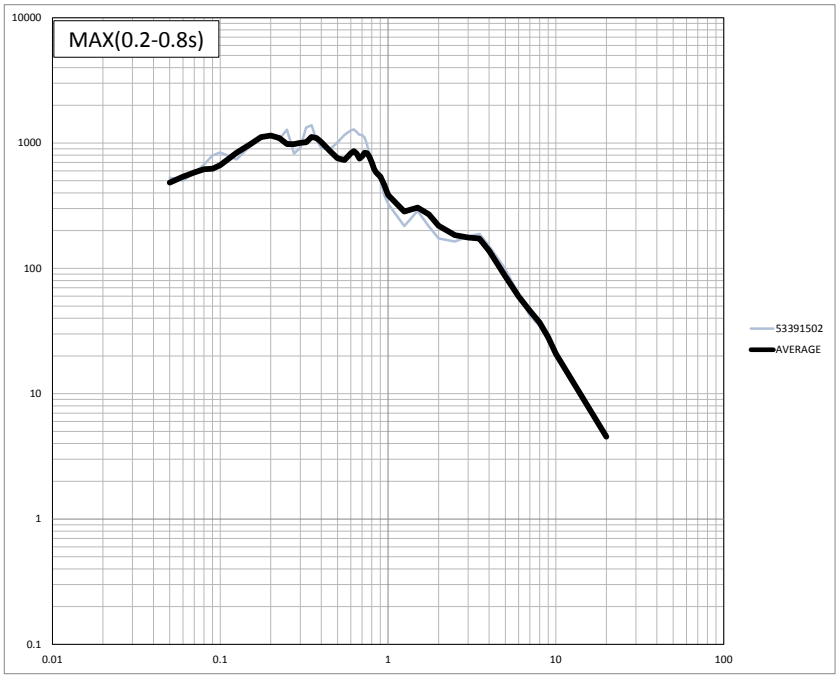


図 1.4.7　根岸臨海地区の平均と周期 0.2～0.8 秒での最大の加速度応答スペクトル

（EW 成分　h=5%）

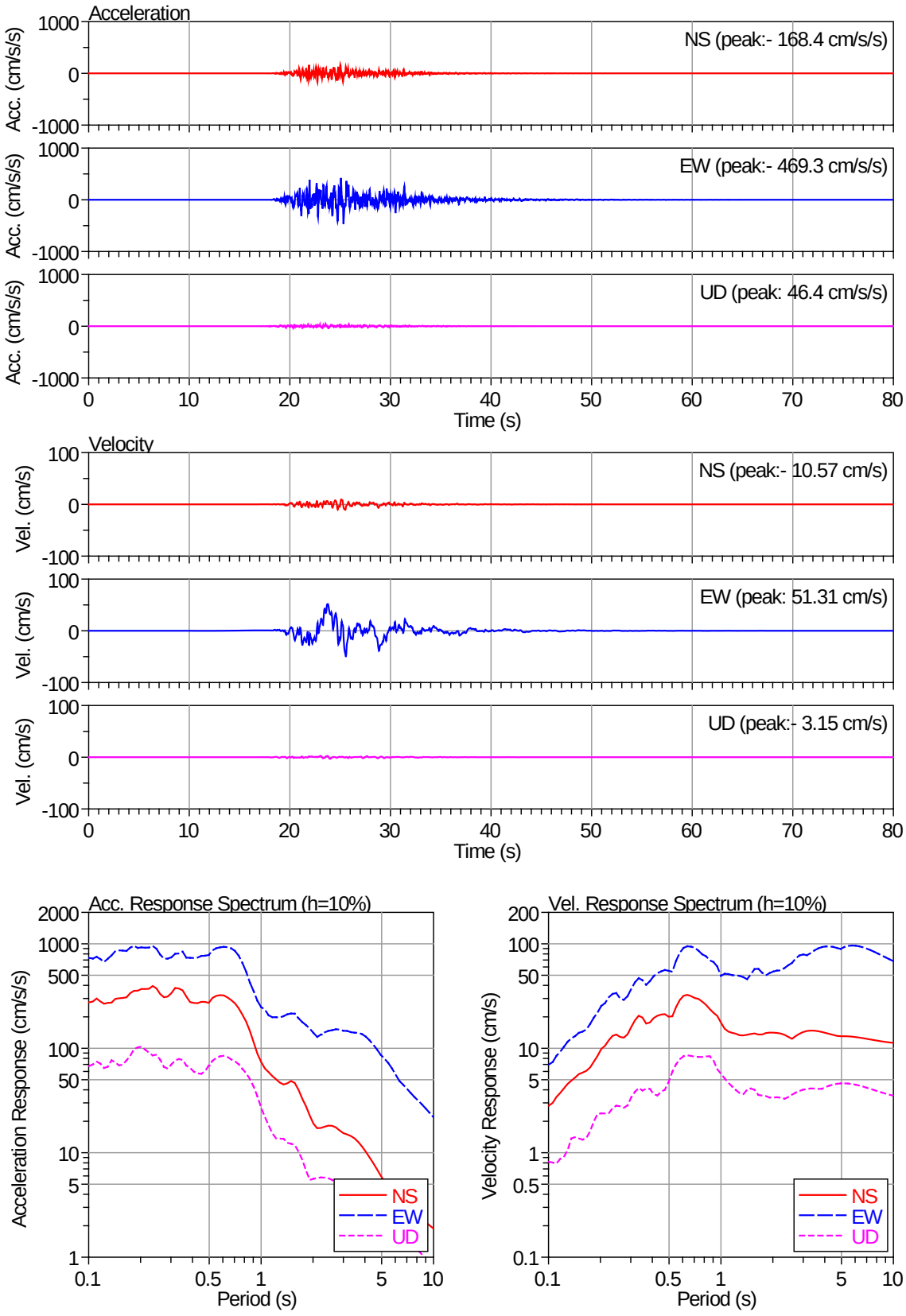


図 1. 4. 8　根岸臨海地区で採用した時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）

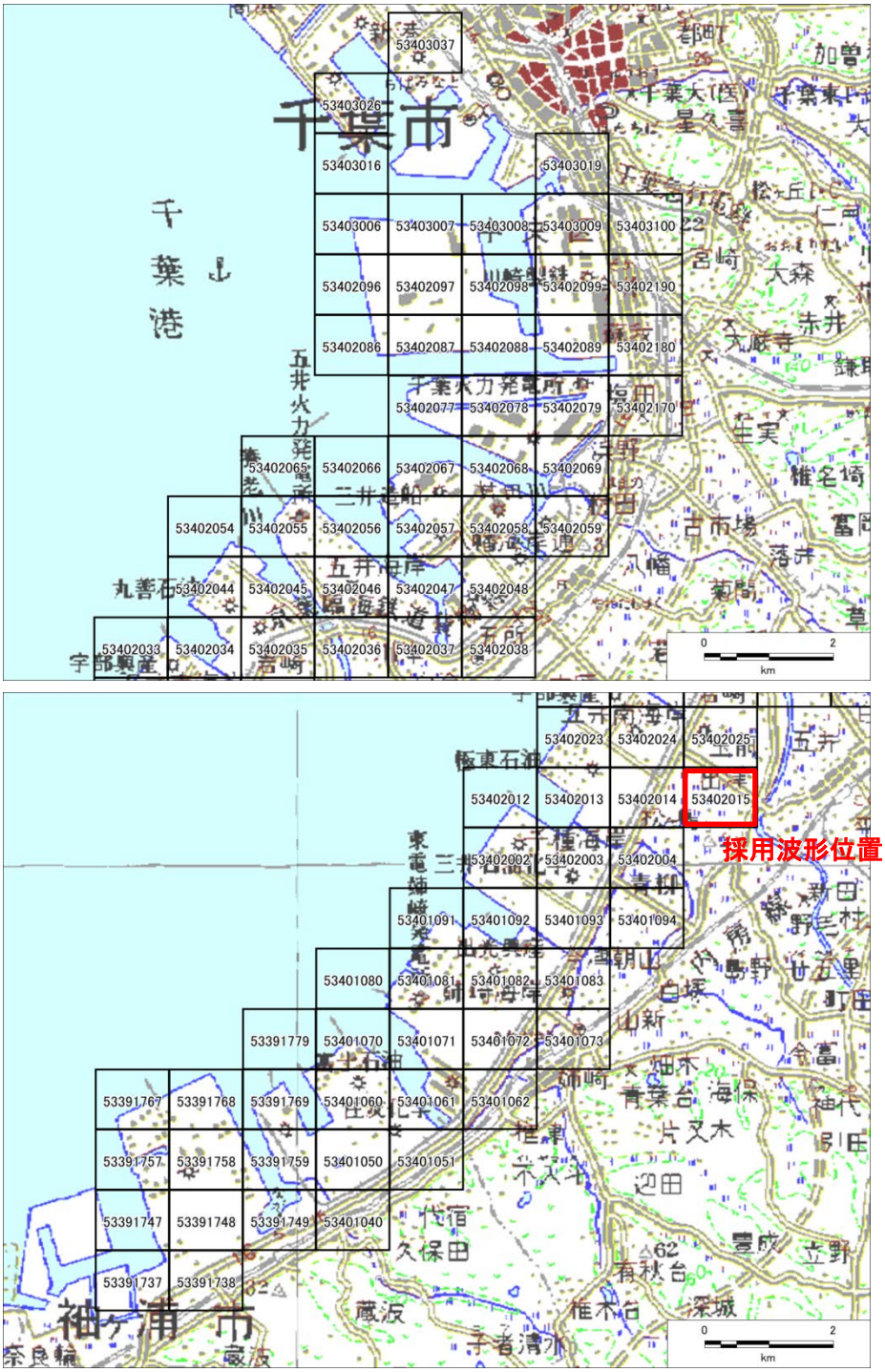


図 1.4.9　京葉臨海中部地区の内閣府（2013）波形公開位置（約 1km メッシュ） と採用波形の位置

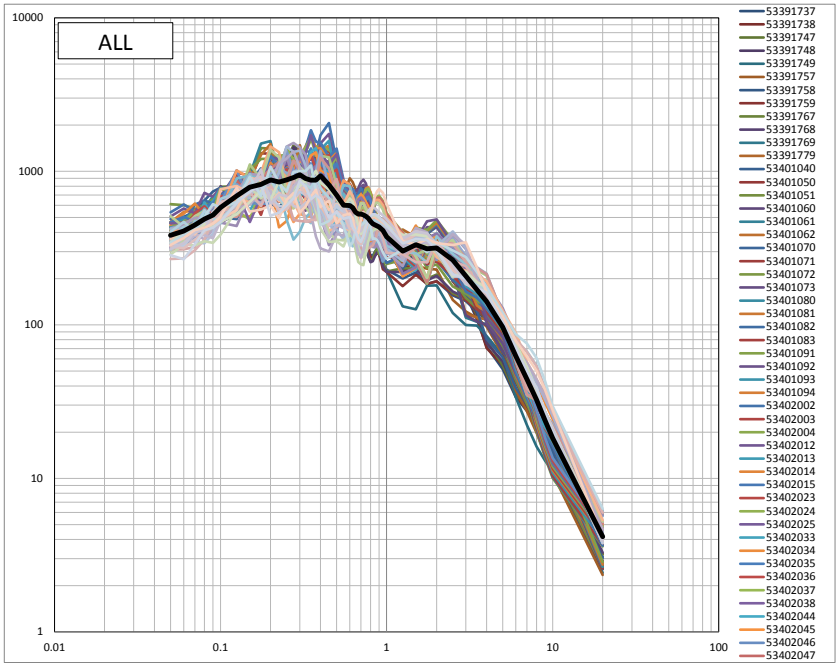


図 1.4.10　京葉臨海中部地区の全メッシュと平均の加速度応答スペクトル

（NS 成分　h=5%）

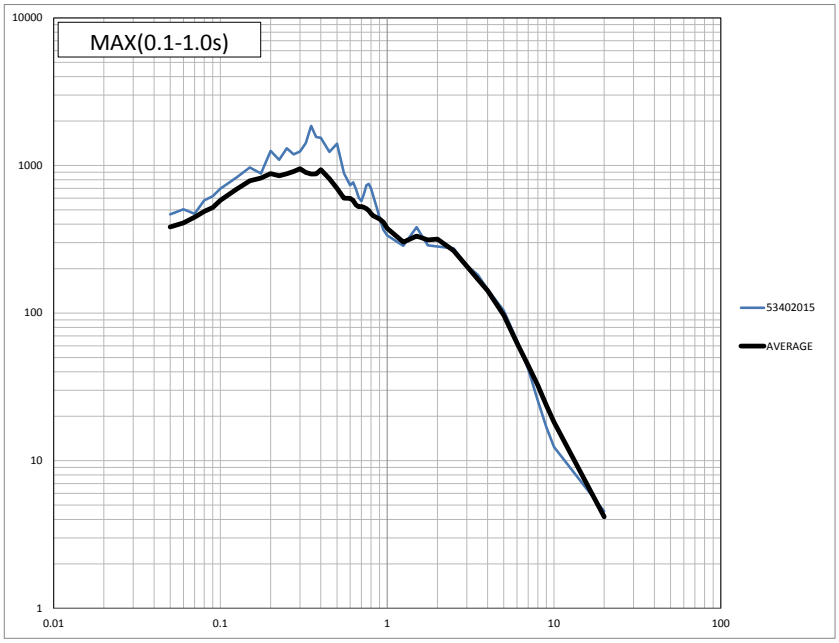
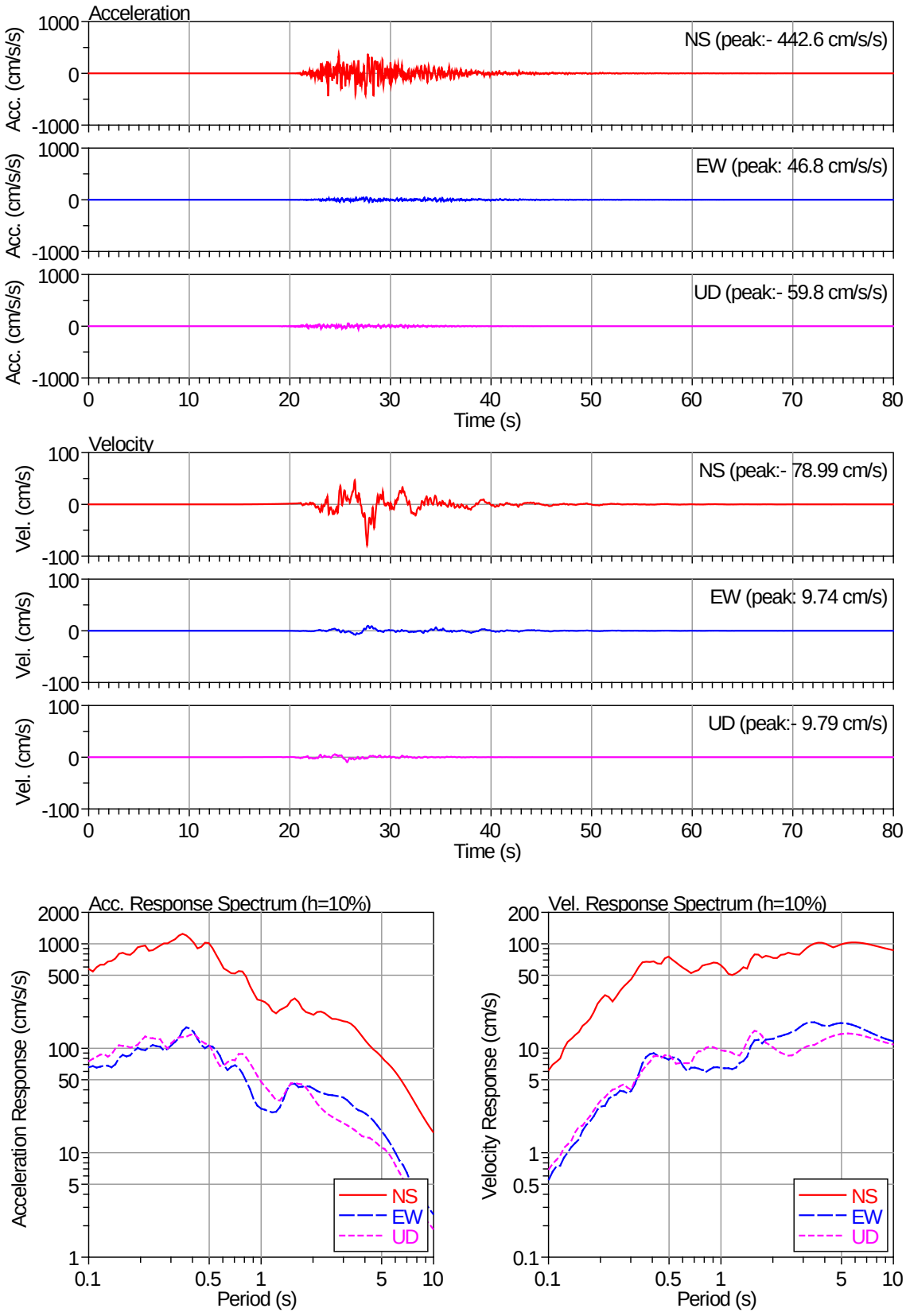


図 1.4.11　京葉臨海中部地区の平均と周期 0.1～1.0 秒での最大の加速度応答スペクトル

（NS 成分　h=5%）



0000/00/00 00:00, Site: SMAX 53402015 SA, JMA Intensity: 0.0

図 1.4.12　京葉臨海中部地区で採用した時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）

1.5　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、屋外タンク貯蔵所の基礎・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、関係団体より提供されたデータ（地盤調査及び液状化対策工法に関する資料）を詳細に吟味するとともに、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定数を設定した。

1.5.1　京浜臨海地区

設定した地盤モデルについて表 1.5.1 に示す。埋め立て地盤であり、地表から深さ 10m 付近までN値 10 前後の砂質土層と深さ 10m～30m 付近まで粘性土層の有楽町層と呼ばれる沖積層、その下部には粘性土と砂質土の互層となる洪積層が深さ 70m 付近まで続き、S 波速で 450m/s となる礫質層が工学的基盤となる地盤構成となっている。図 1.5.1 に示す港湾地域強震観測（川崎地-M）が設置されている地点の地盤情報等を元にモデル化を行った。動的変形曲線は、池田ら（2012）[2]（図 1.5.2）を参考に設定した。

また、図 1.5.3 及び図 1.5.4 で示すように東京湾で発生した地震による観測記録を用いて再現計算を行ったうえで、モデルの妥当性を確認した。

1.5.2　根岸臨海地区

設定した地盤モデルについて表 1.5.2 に示す。埋め立て地盤であり、地表から深さ 6m 程度で N 値 50 以上、S 波速で 470m/s、工学的基盤となる上総層群が確認され、その上部に沖積の砂質土層や粘性土層が薄く堆積する地盤構成となっている。原地盤の地盤情報を元にモデル化を行った。図 1.5.5 に示す横浜市が公開している柱状図[3]を基本に、図 1.5.6 港湾地域強震観測（山下-F）が設置されている地点の地盤情報等を元にモデル化を行った。動的変形曲線は、京浜臨海地区同様に池田ら（2012）より設定した。

根岸臨海地区周辺には一般公開されている地震観測記録はなく、その妥当性は検証できていないが、地盤モデルが比較的単純であるため影響は少ないと判断した。

1.5.3　京葉臨海中部地区

設定した地盤モデルについて表 1.5.3 に示す。埋め立て地盤であり、地表から深さ 20m 付近までN値 5～15 前後の砂質土層、N 値 0～3 前後の粘性土層からなる沖積層が堆積している。沖積層の下には埋没した段丘堆積物である N 値 50 を確認する洪積層があり、一般的な杭基礎などはこの層を基盤としている。しかし、下部には N 値 20 以上ではあるも

[2] 池田他（2012）：地盤の非線形地震応答解析による 2011 年東北地方太平洋沖地震における東京湾臨海部の地震時挙動の検討,土木学会第 67 回年次学術講演会　I -232

[3] 横浜市地盤地図情報　「地盤Ｖｉｅｗ（じばんびゅー）」
http://wwwm.city.yokohama.lg.jp/agreement.asp?dtp=3&

のの洪積の粘性土層があらわれ、50m 付近で N 値 50 以上と工学的基盤となるような砂質土層からなる地盤構成となっている。図 1.5.7 に示す千葉県が公開している柱状図[4]を基本に、図 1.5.8 に示す港湾地域強震観測（千葉-G）が設置されている地点の地盤情報等を元にモデル化を行った動的変形曲線は、京浜臨海地区同様に池田ら（2012）を参考に設定した。

さらに、港湾地域強震観測（千葉-G）においては、図 1.5.9 及び図 1.5.10 で示すように、H23 東北地方太平洋沖地震等による観測記録を用いて再現計算を行ったうえで、観測記録の増幅特性などを再現できる S 波速度を設定するなど地盤定数のチューニングを行い、工学的基盤の S 波速度を 700m/s に設定するなどモデル化に反映した。

表 1.5.1　京浜臨海地区の地盤モデル

記号	土質	深さ(m)		代表 N 値	密度	P 波速度	S 波速度
		上端	下端		ρ(t/m3)	Vp (m/sec)	V_s (m/sec)
Fl	埋土・盛土	0.00	0.50	5	1.90	460	150
SF	沖積砂質土	0.50	5.00	5	1.95	1500	150
SF	沖積砂質土	5.00	12.00	12	1.95	1500	190
M	沖積シルト	12.00	16.00	3	1.65	1500	130
M	沖積シルト	16.00	32.00	3	1.65	1500	150
C	沖積粘性土	32.00	42.50	5	1.65	1500	210
SF	洪積砂質土	42.50	46.50	30	1.85	1500	380
C	洪積粘性土	46.50	52.50	14	1.70	1500	250
SF/M	洪積砂質土	52.50	60.50	30	1.70	1500	250
M	洪積シルト	60.50	68.00	14	1.70	1500	250
GF	礫質土	68.00	74.00	50	2.00	1500	450

[4] 千葉情報マップ　https://www.pref.chiba.lg.jp/jousei/chibamap/

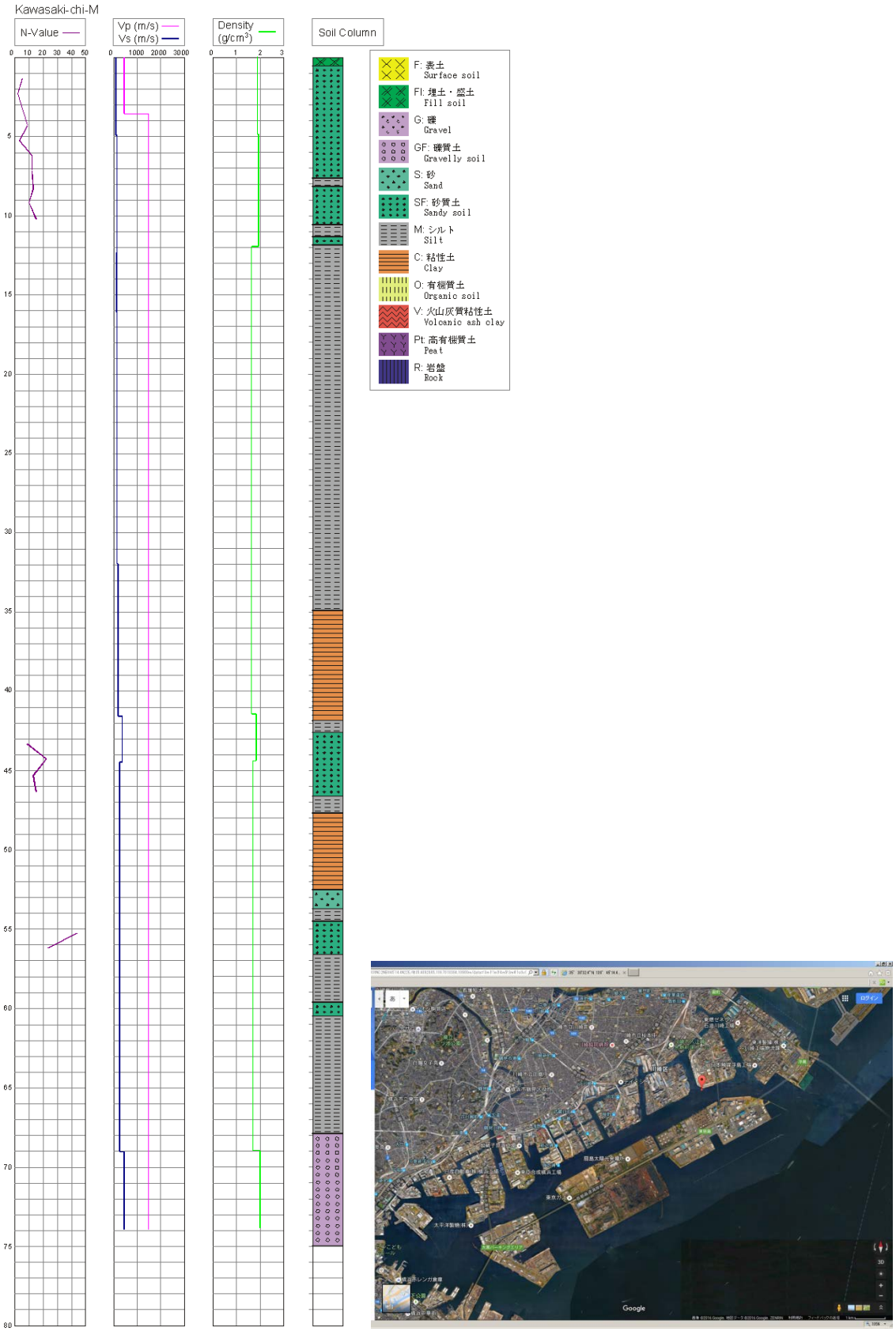


図 1.5.1　京浜臨海地区の参考とした柱状図例（港湾強震計　川崎地-M）

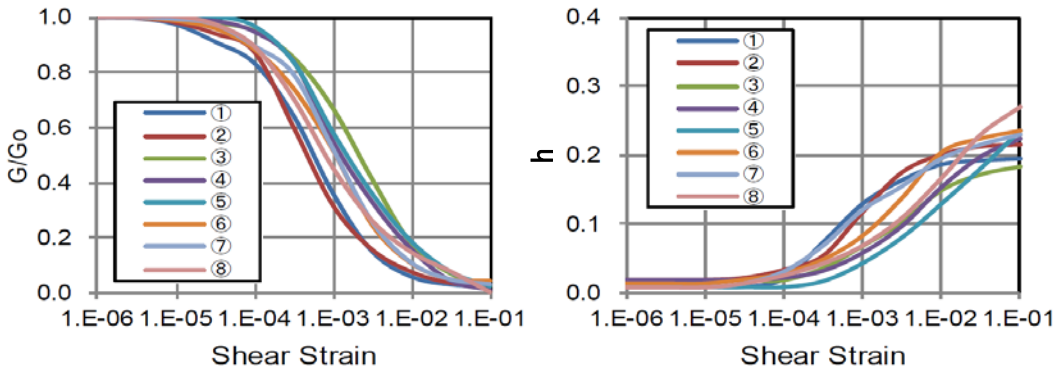
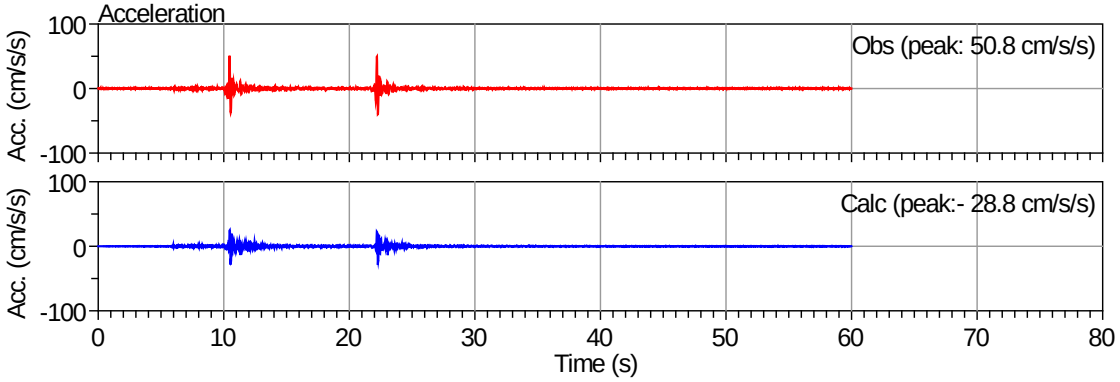
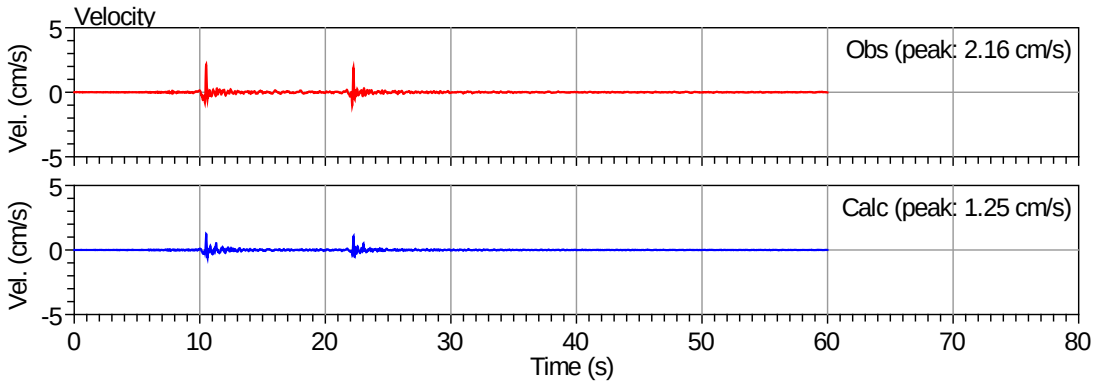


図 1.5.2　京浜臨海地区で参考にした動的変形曲線





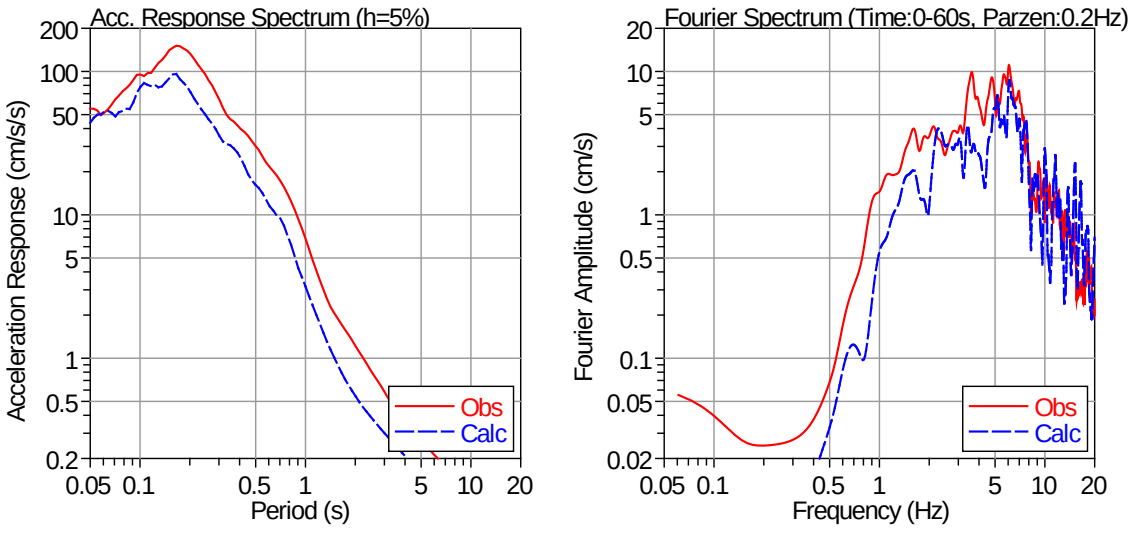
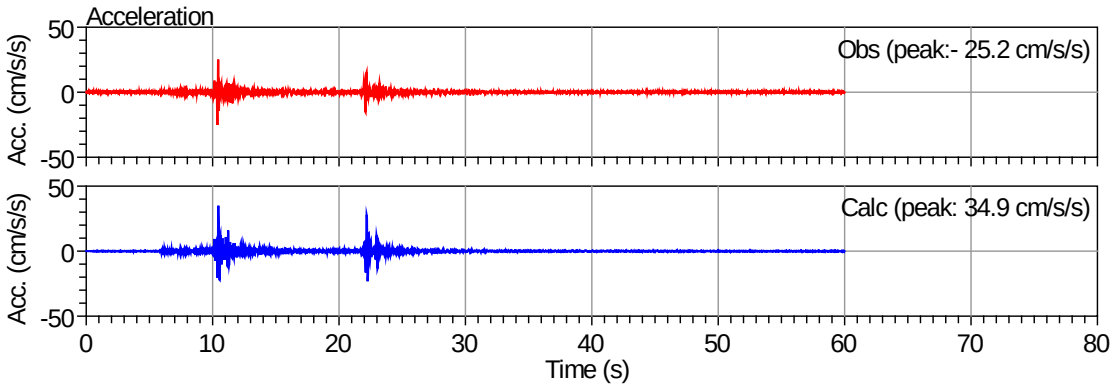
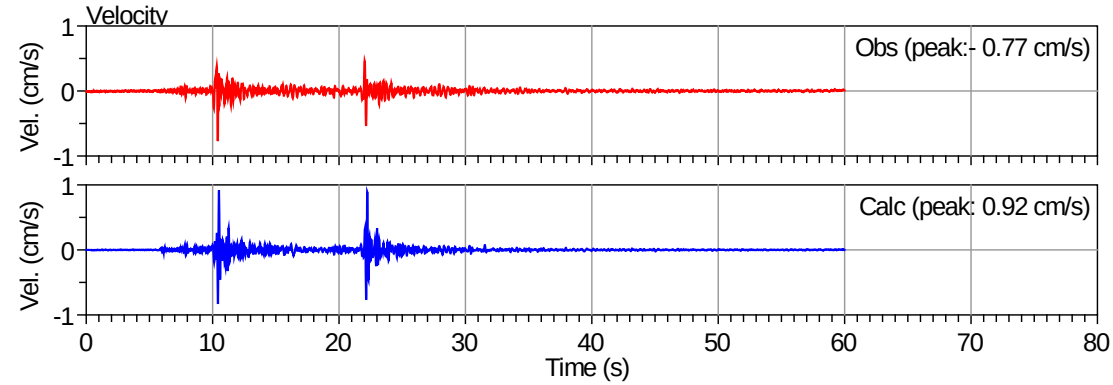


図 1.5.3　2005.6 の東京湾での地震の再現計算結果（京浜臨海地区 NS 成分）





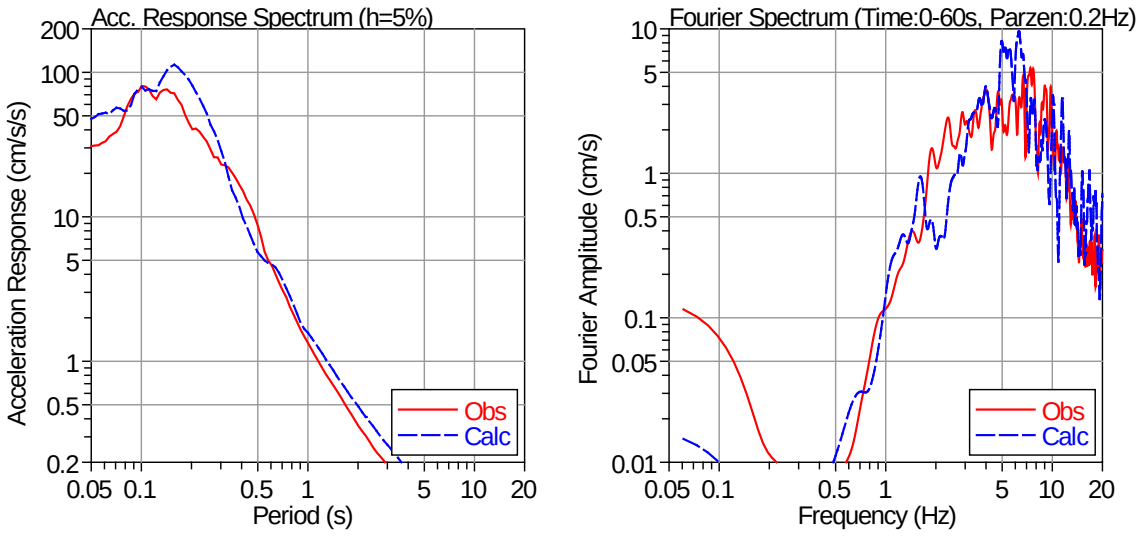


図 1.5.4　2005.6 の東京湾での地震の再現計算結果（京浜臨海地区 EW 成分）

表 1.5.2　根岸臨海地区の地盤モデル

記号	土質	深さ(m) 上端	深さ(m) 下端	代表 N 値	密度 ρ(t/m3)	P 波速度 Vp (m/sec)	S 波速度 V_s (m/sec)
Fl	埋土・盛土	0.00	2.40	10	1.60	380	160
S	沖積砂質土	2.40	4.80	11	1.70	1290	230
M	沖積シルト	4.80	6.00	3	1.60	1530	220
R	岩盤	6.00	8.35	50	1.90	1790	470

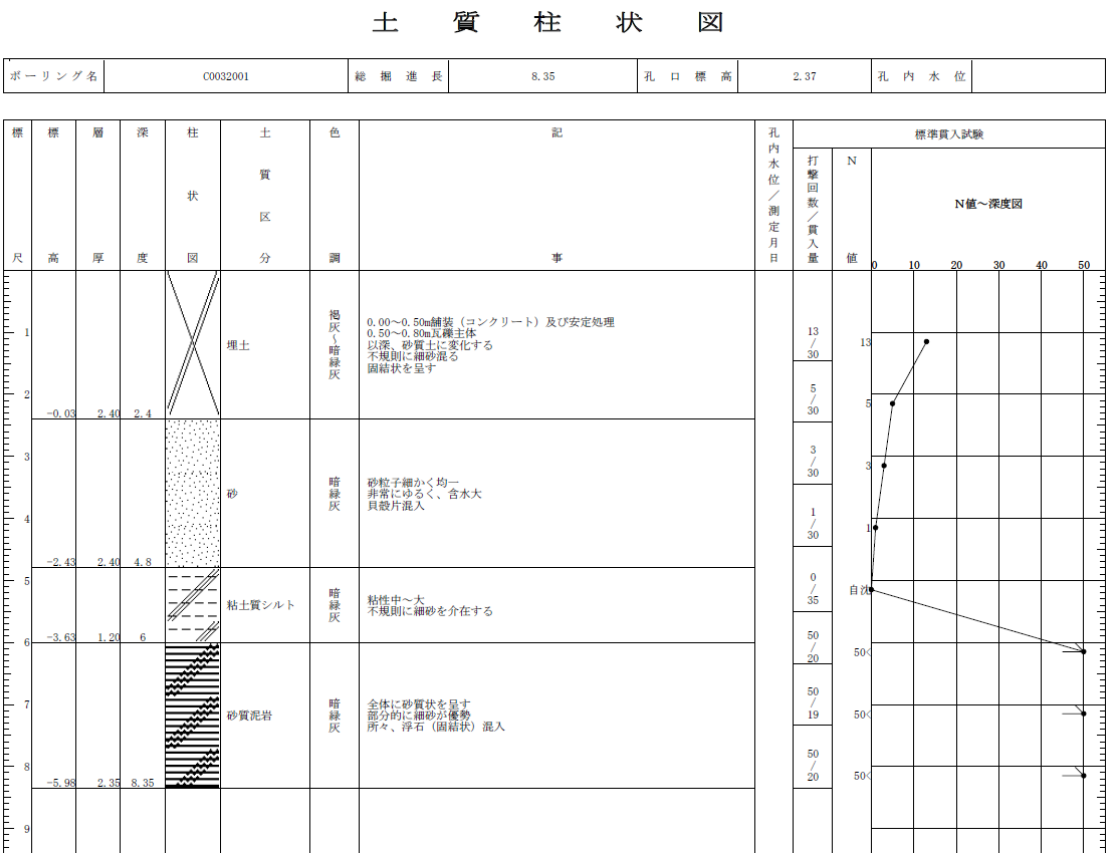
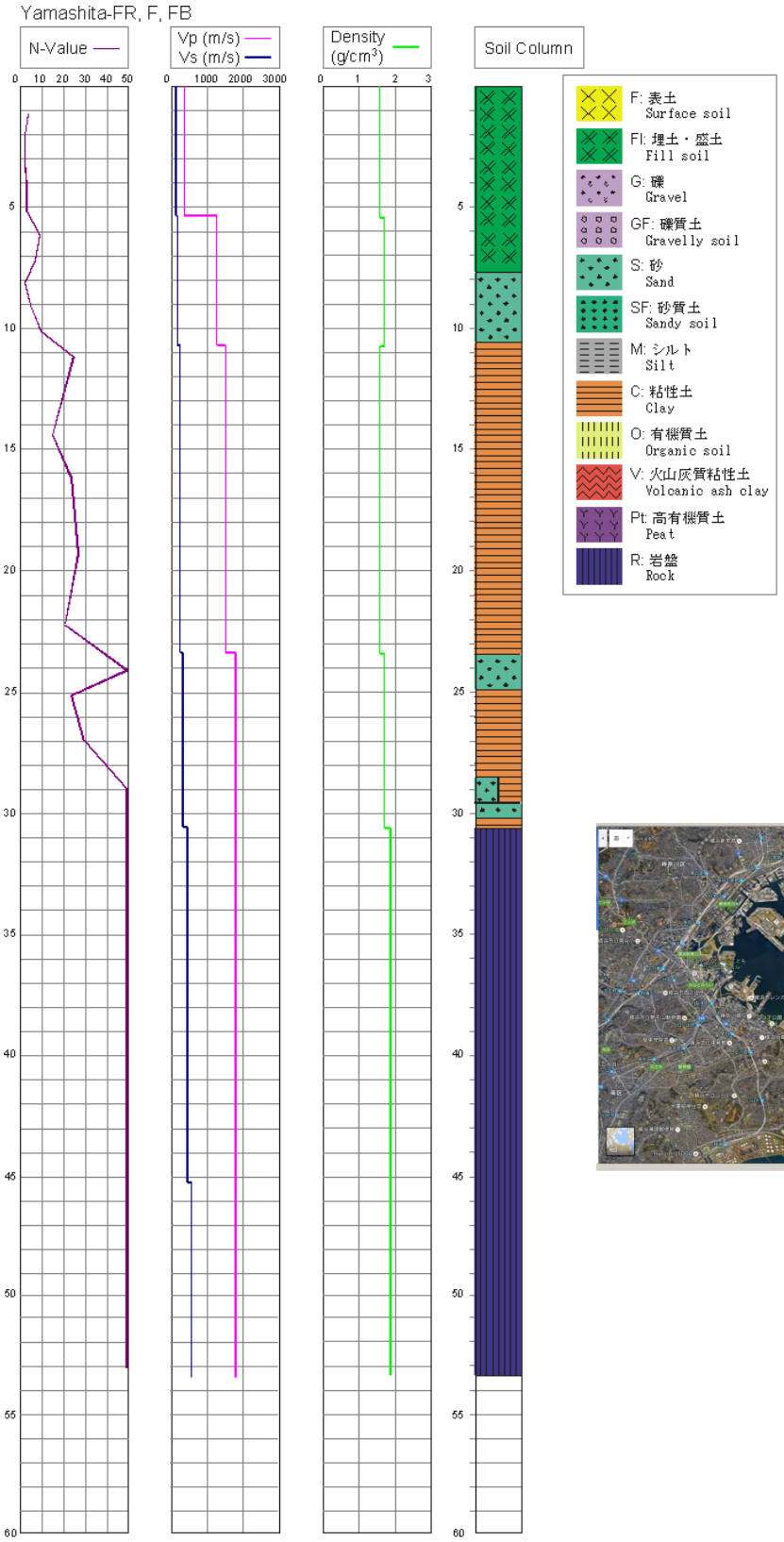


図 1.5.5　根岸臨海地区の参考とした柱状図例

（横浜市地盤地図情報　「地盤Ｖｉｅｗ（じばんびゅー）」）



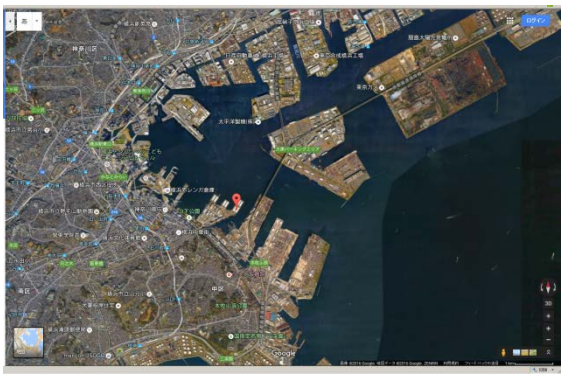


図 1.5.6　根岸臨海地区の参考とした柱状図例
（港湾強震計　山下-F）

表 1.5.3　京葉臨海中部地区の地盤モデル

記号	土質	深さ(m)		代表 N 値	密度	P 波速度	S 波速度
		上端	下端		ρ(t/m3)	Vp (m/sec)	V_s (m/sec)
B	埋土・盛土	0.00	1.20	13.0	1.60	460	100
As1	沖積砂質土	1.20	2.50	6.0	1.60	1410	100
Ac1	沖積粘性土	2.50	4.30	0.0	1.50	1410	100
As2	沖積砂質土	4.30	11.70	16.1	1.80	1410	150
Ac2	沖積粘性土	11.70	19.40	3.1	1.70	1410	120
Ds1	洪積砂質土	19.40	22.80	43.7	2.00	1580	290
Dc1	洪積粘性土	22.80	26.05	25.3	2.00	1580	290
Dc2	洪積粘性土	26.05	32.80	46.9	2.00	1580	290
Dc3	洪積粘性土	32.80	48.10	28.8	1.90	1580	250
Ds2	洪積砂質土	48.10	50.00	41.5	2.00	1500	290
Ds3	洪積砂質土	50.00	53.44	50.0	2.20	1640	700

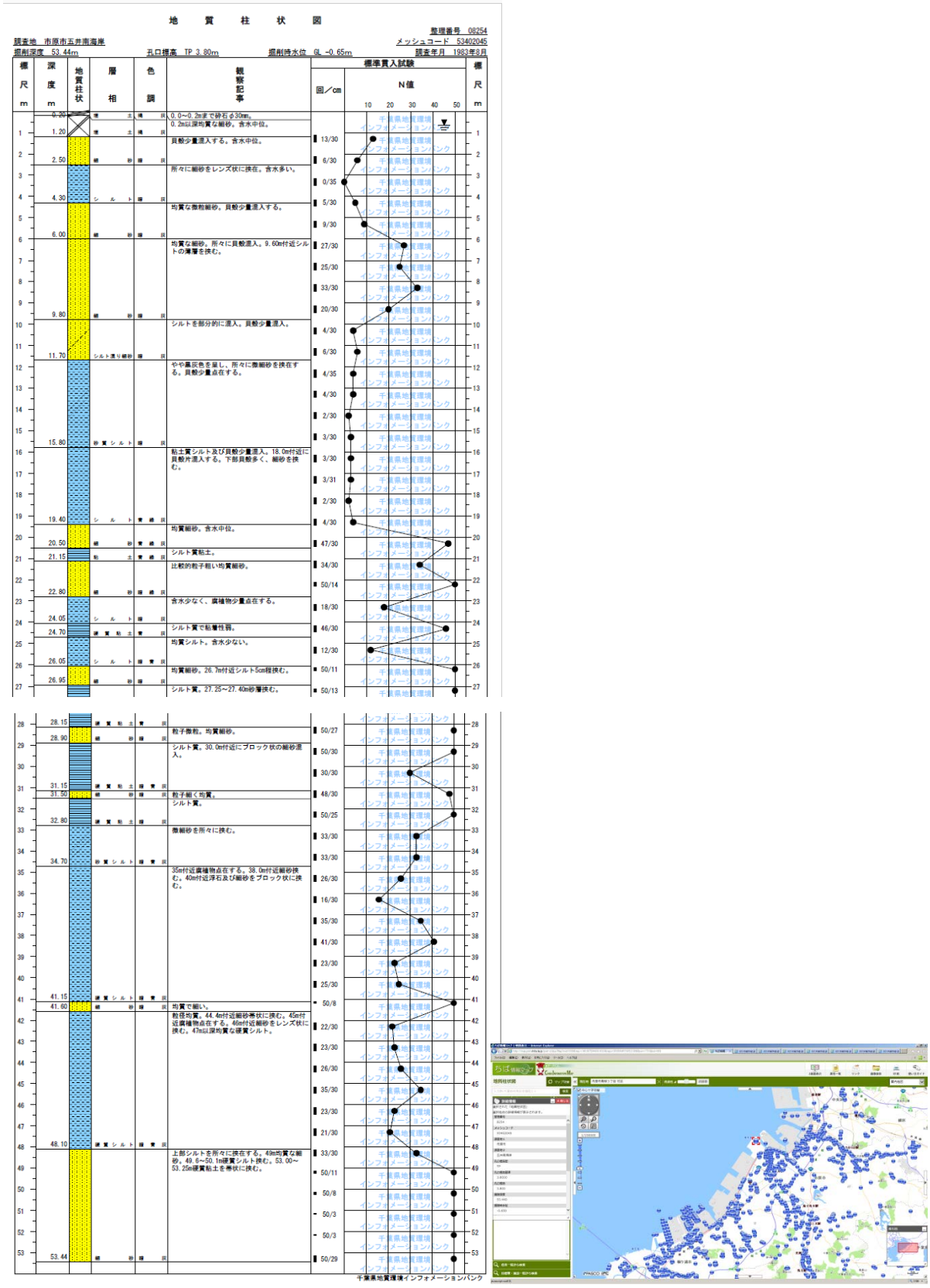


図 1.5.7　京葉臨海中部地区の参考とした柱状図例（千葉マップ）

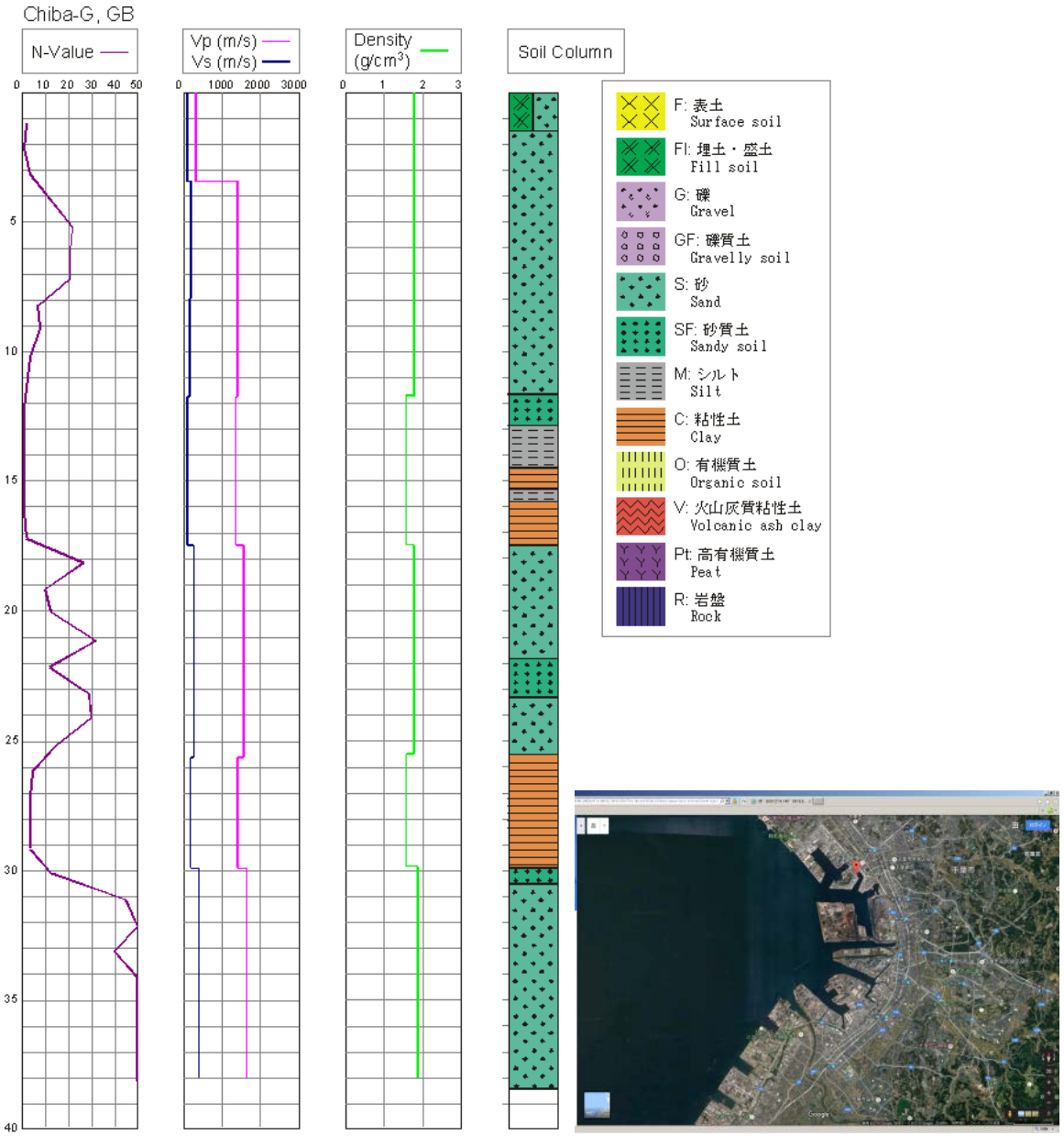
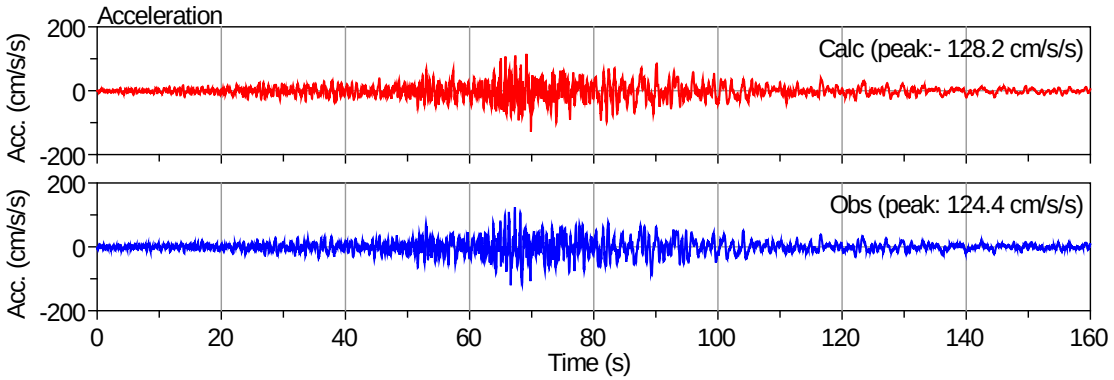
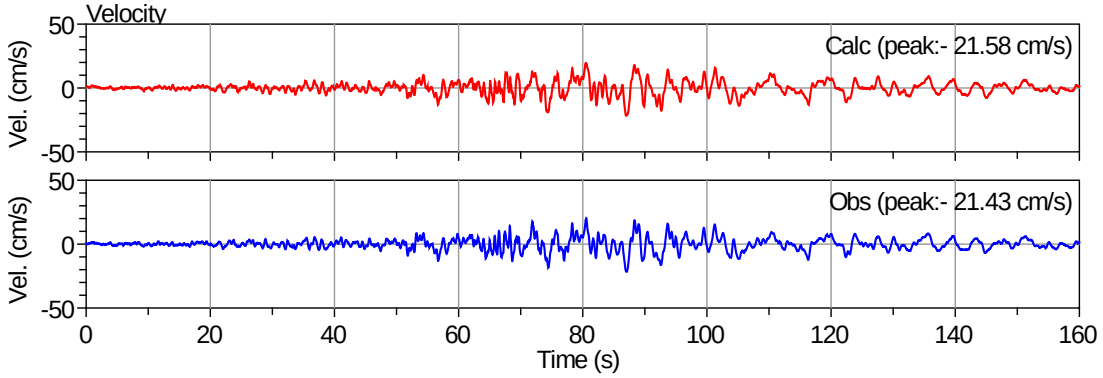


図 1.5.8　京葉臨海中部地区の参考とした柱状図例（港湾強震計　千葉-G）





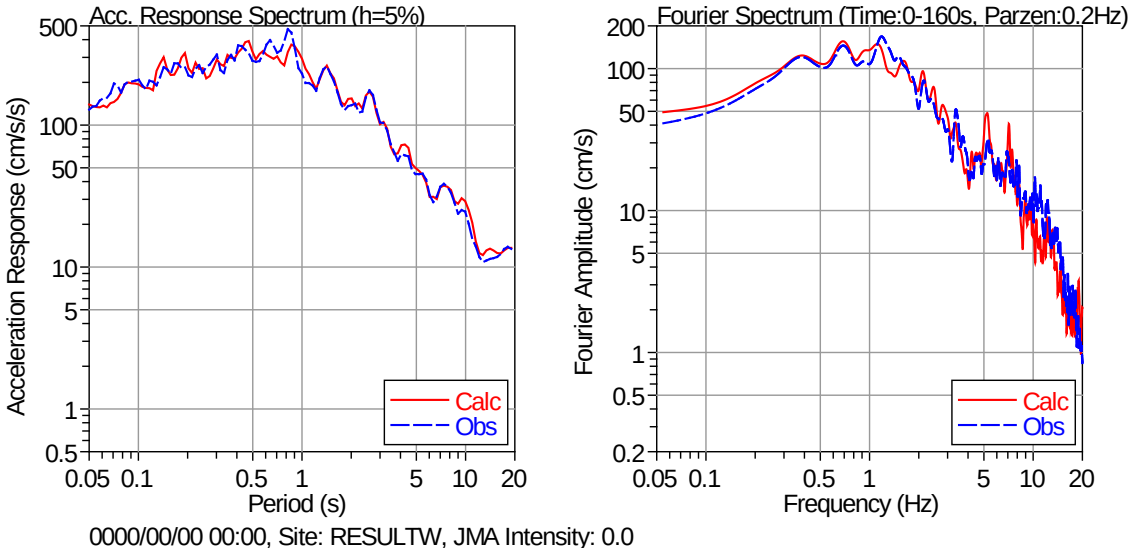
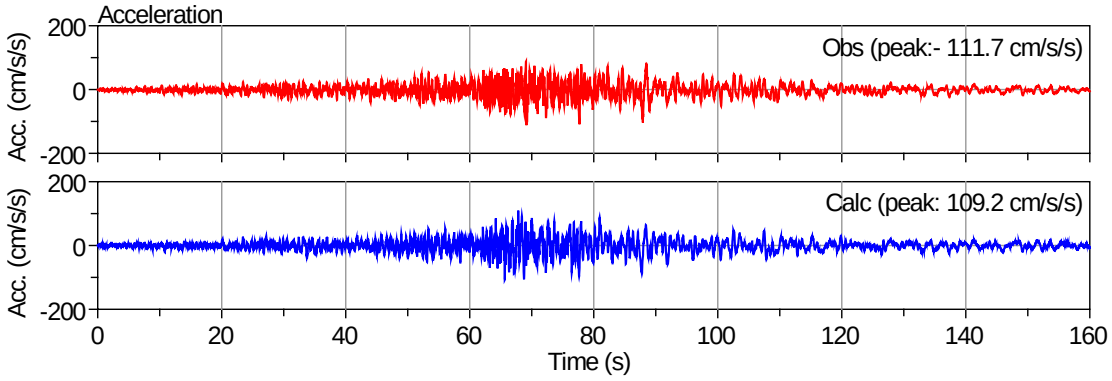
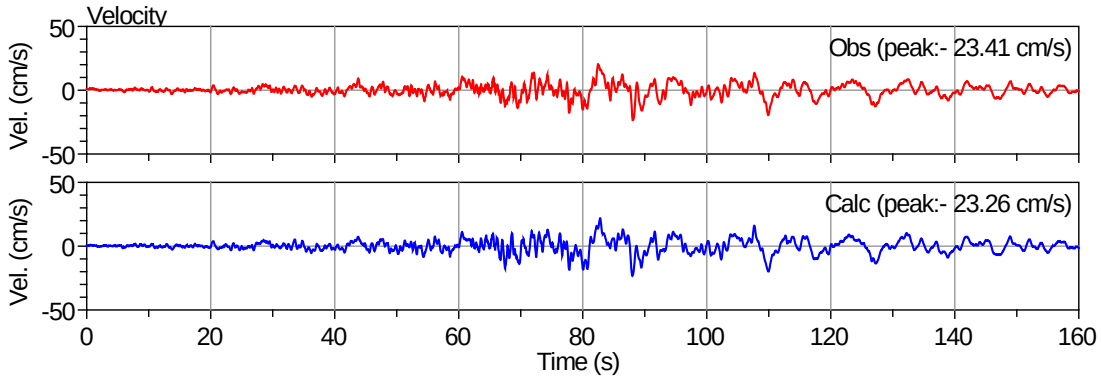


図 1.5.9　H23 東北地方太平洋沖地震の再現計算結果（京葉臨海中部地区 NS 成分）





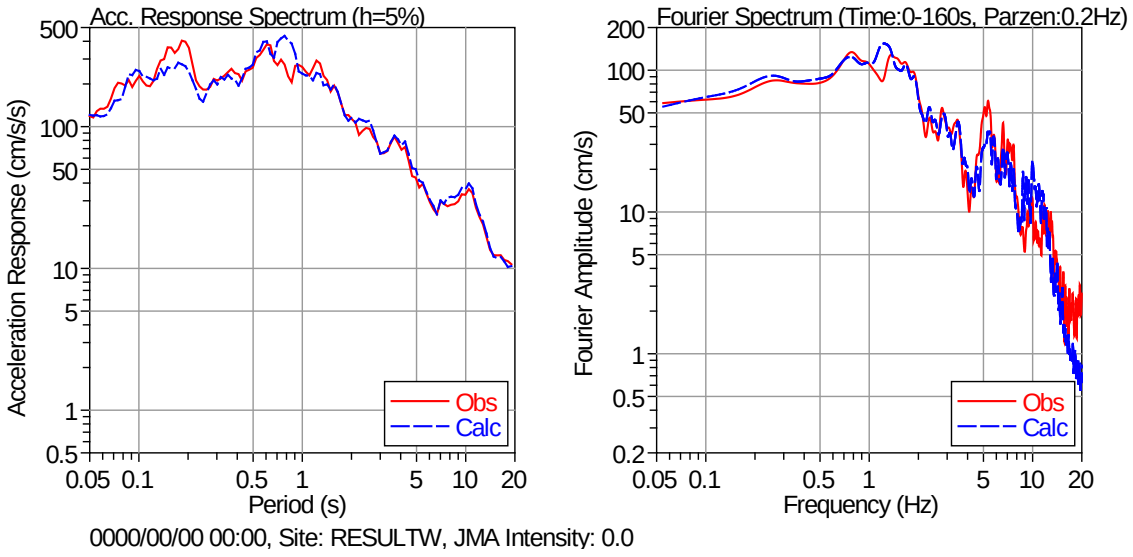


図 1.5.10　H23 東北地方太平洋沖地震の再現計算結果（京葉臨海中部地区 EW 成分）

1.6　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、首都直下地震の工学的基盤の波形を入力地震波として、対象地区における地表面での地震波形の作成を行った。

地震応答解析は、首都直下地震という大きな地震動を検討対象とするため、同じ全応力法でも等価線形解析より大きなひずみで精度が高い全応力逐次非線形解析を採用し、プログラムコードは、南海トラフ地震の検討と同様に『ＹＵＳＡＹＵＳＡ-２』[5]を採用した。

解析結果を表 1.6.1、図 1.6.1～図 1.6.3、深さごとの最大応答値を図 1.6.4～図 1.6.6 に示す。

京浜臨海地区では、深さ 10m～30m 付近の有楽町層においてひずみ 0.5%を超えて 1%まで達しており、非線形特性が顕著に表れた結果、最大相対変位は 25cm と大きくなる一方、最大加速度は 340cm/s²程度に減衰している。

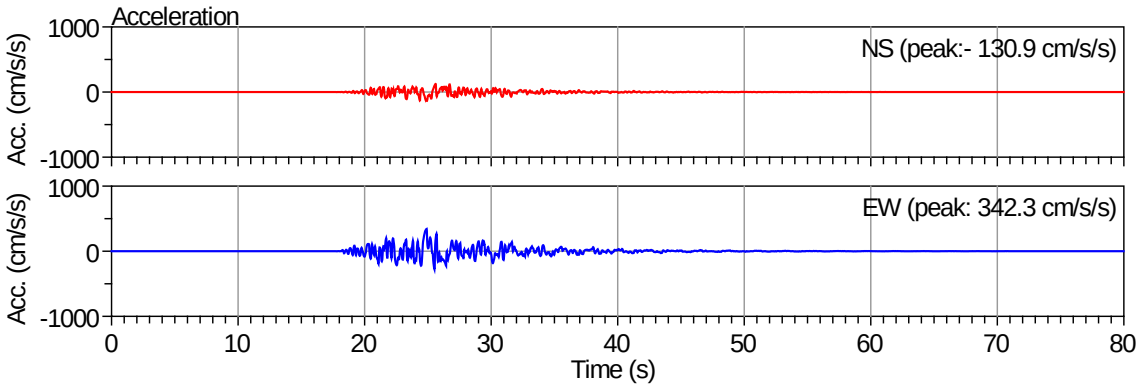
根岸臨海地区では堆積層が薄く、ひずみも最大 0.2%程度であり非線形特性は表れていない。その結果、最大相対変位は最大 1cm と小さいが、最大加速度は 570cm/s²に増幅している。

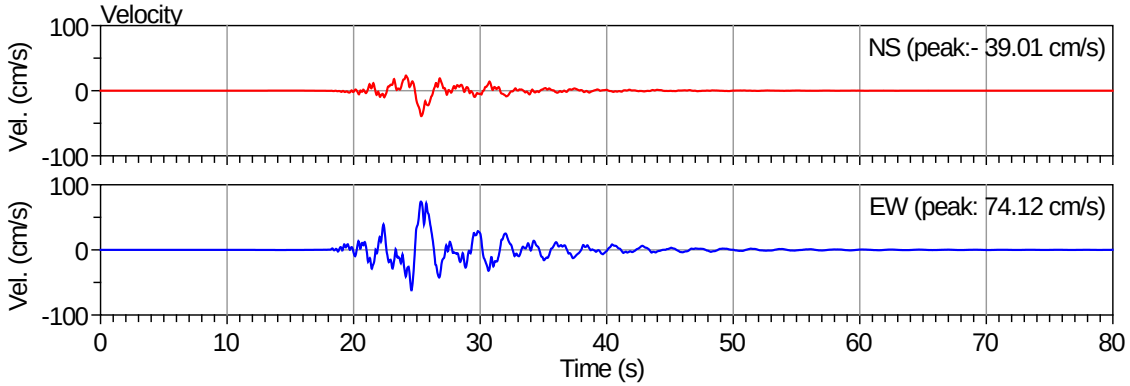
京葉臨海中部地区では、深さ 10m～20m 付近の有楽町層においてひずみ 0.5%を超えて非線形特性が表れているが、最大相対変位は 10cm 程度にとどまり、最大加速度は 300cm/s²程度に若干減衰した結果となっている。

表 1.6.1　首都直下地震の地表での最大加速度

対象地区	最大加速度（cm/s²）	
	NS	EW
京浜臨海地区	130.9	342.3
根岸臨海地区	242.9	568.5
京葉臨海中部地区	301.3	86.1

[5] 吉田望，東畑郁生：YUSAYUSA-2 SIMMDL-2 理論と使用法　v2.10，2003





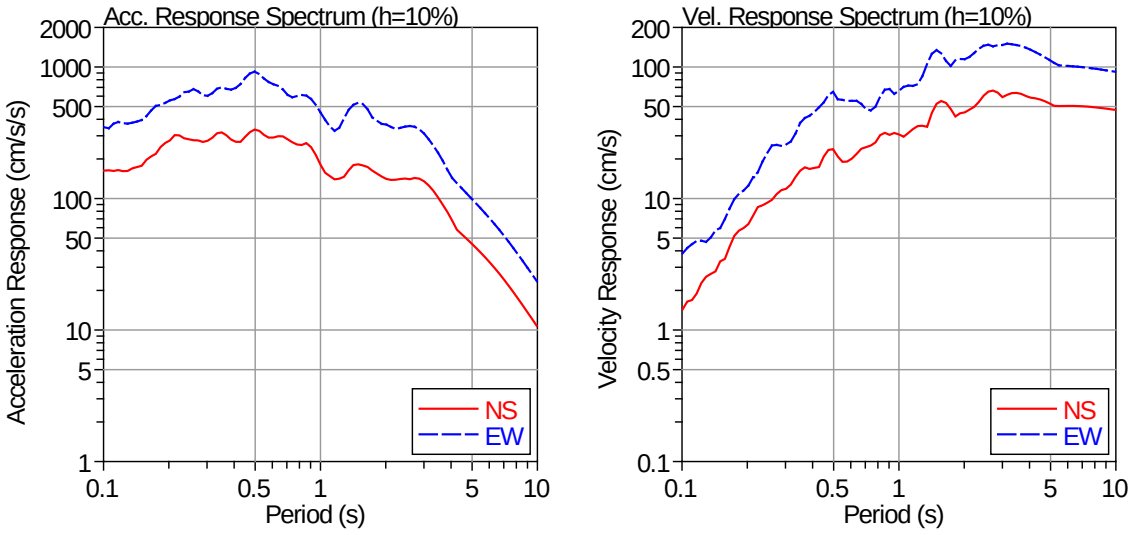
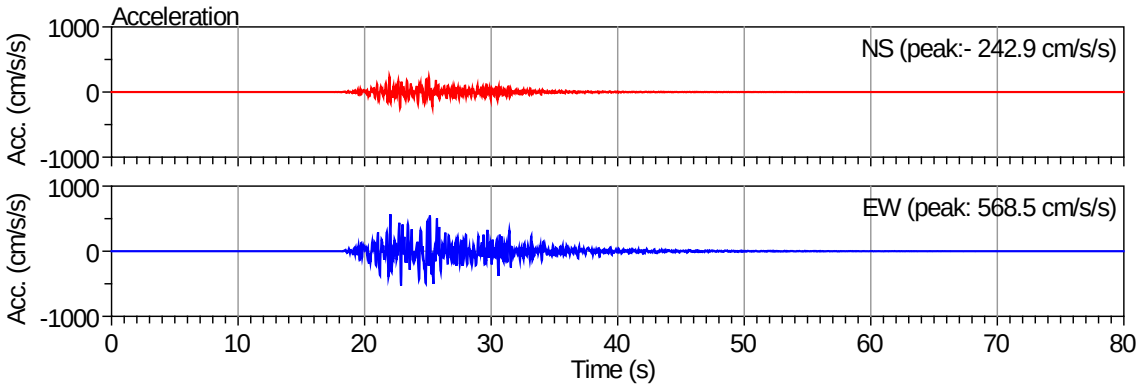
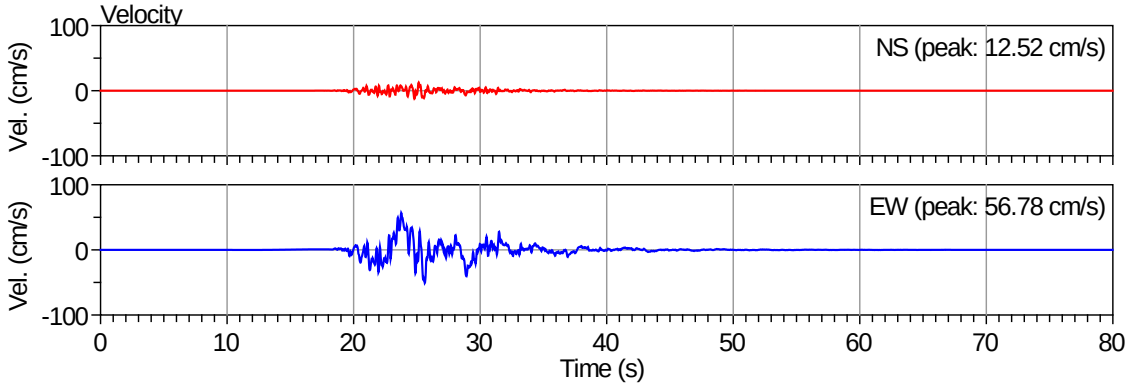


図 1.6.1　京浜臨海地区の地表面での時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）





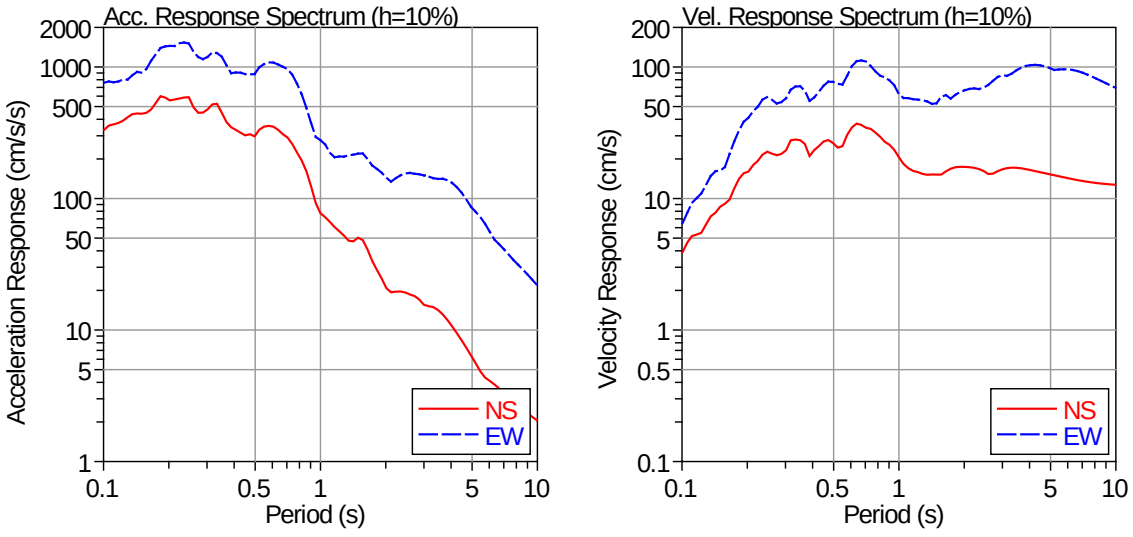
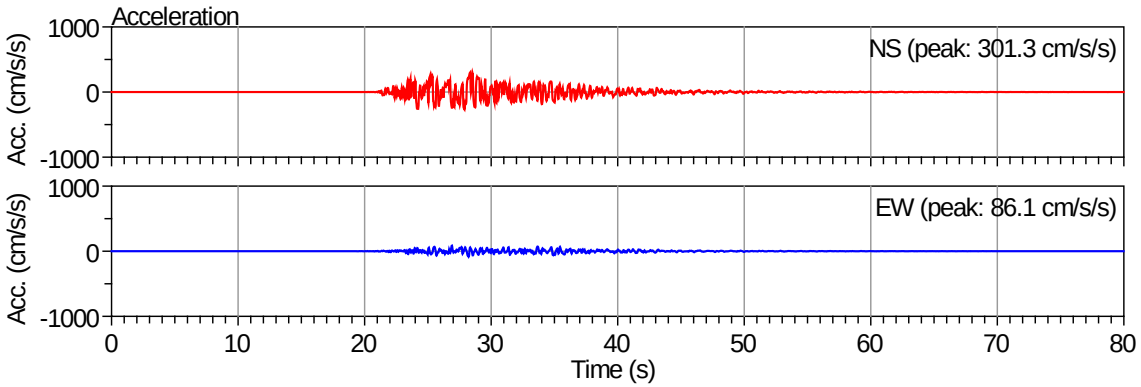
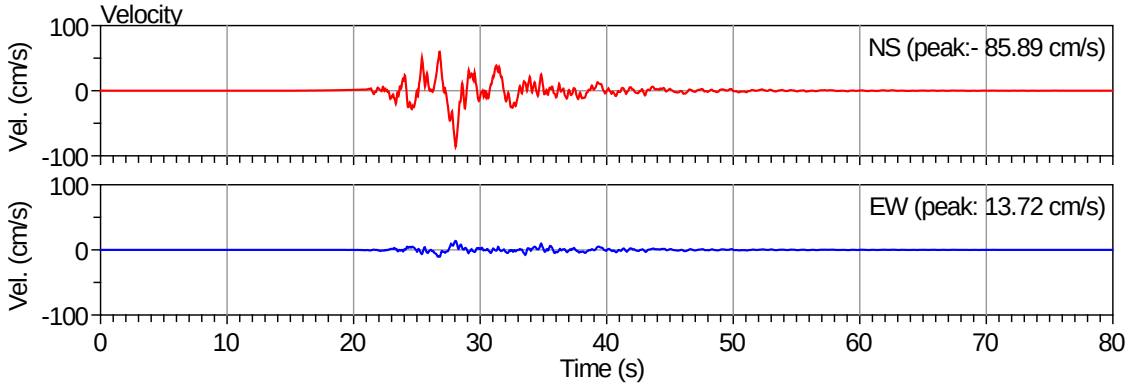


図 1.6.2　根岸臨海地区の地表面での時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）





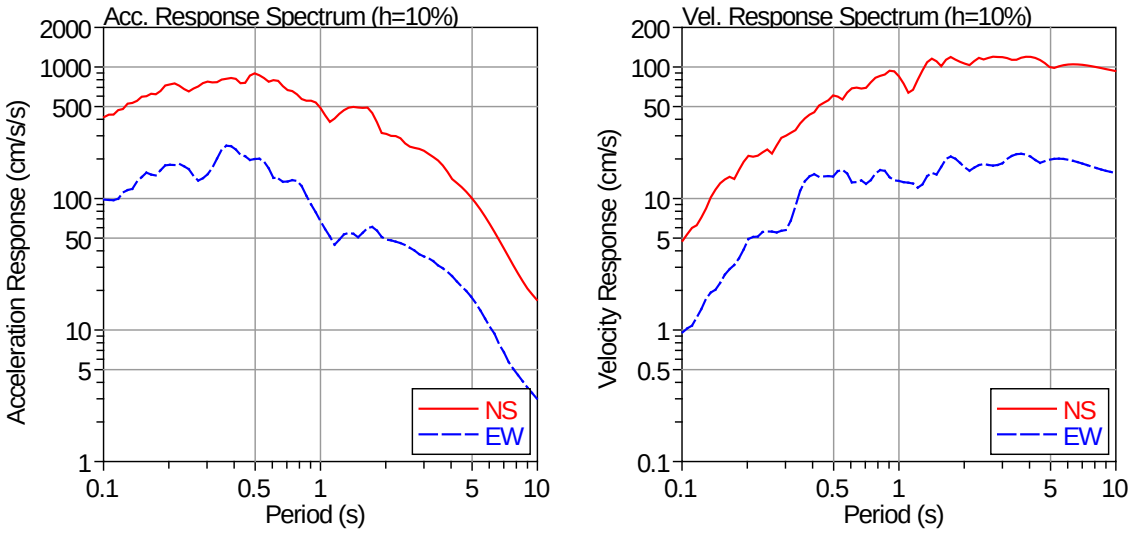


図 1.6.3　京葉臨海中部地区の地表面での時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）

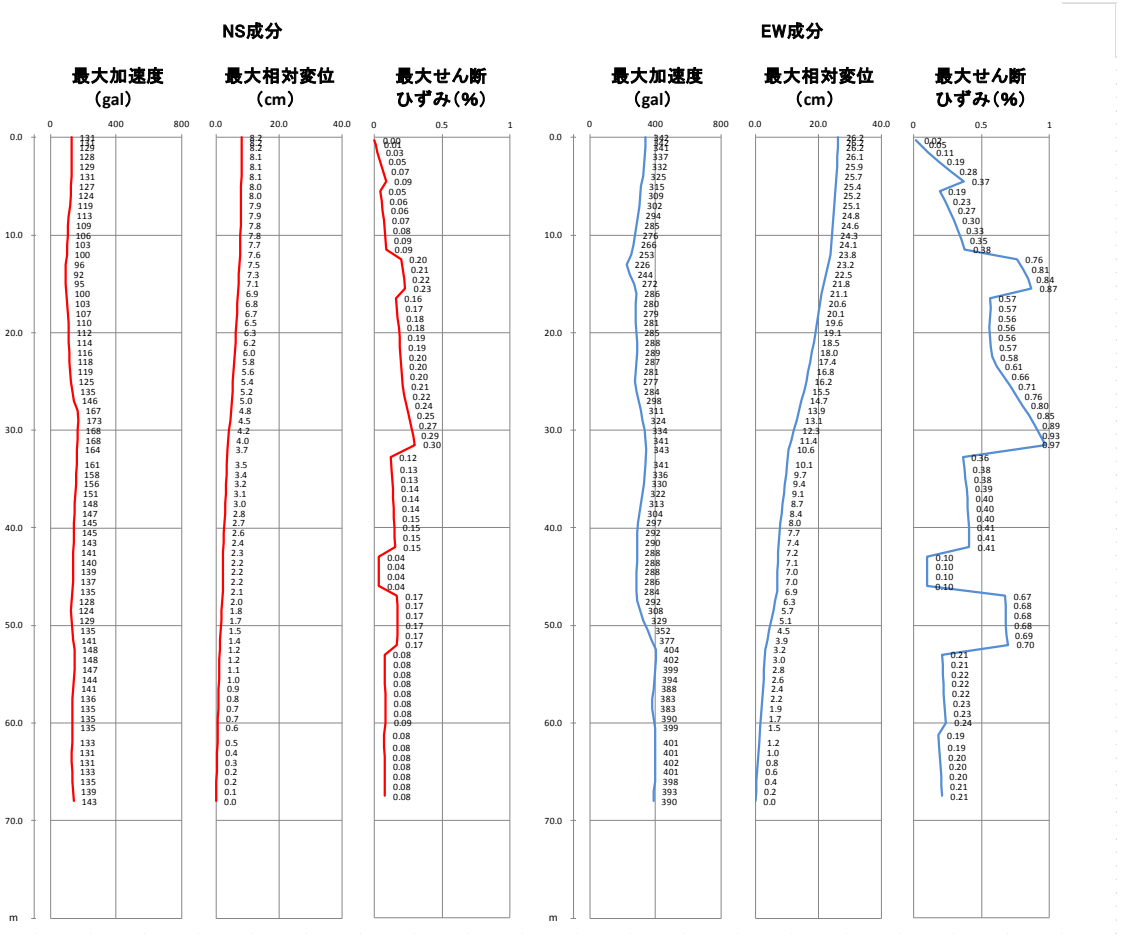


図 1.6.4　京浜臨海地区の深さ方向最大応答分布

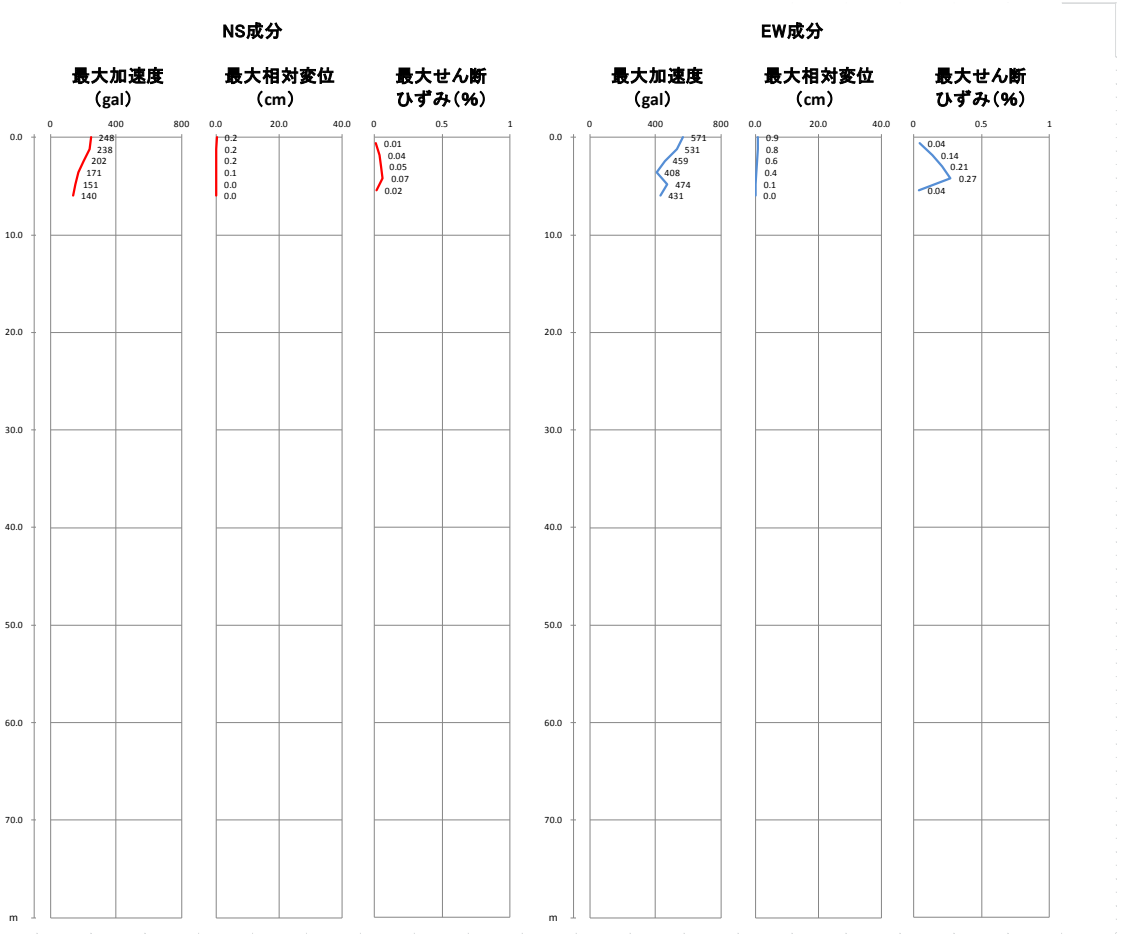


図 1.6.5　根岸臨海地区の深さ方向最大応答分布

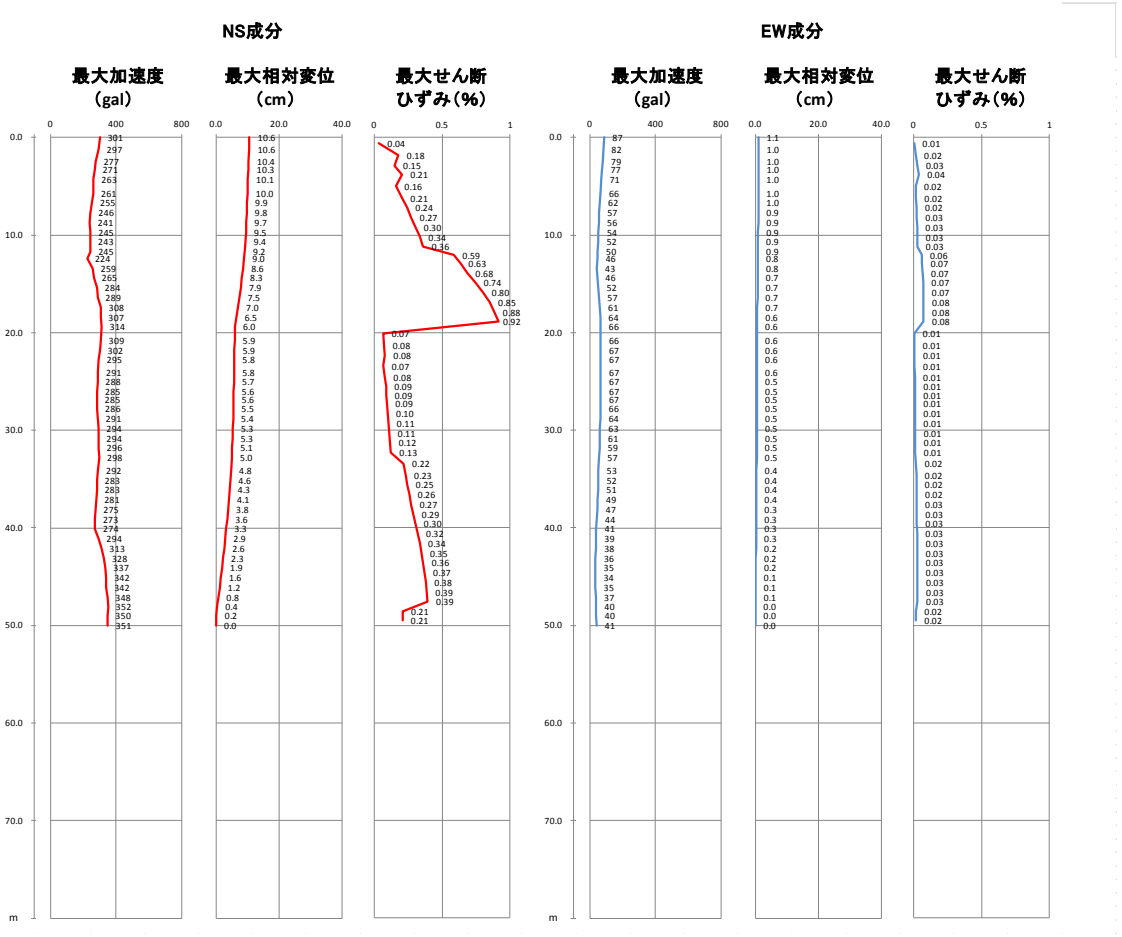


図 1.6.6　京葉臨海中部地区の深さ方向最大応答分布

２　地震波形作成のまとめ

首都直下地震として選定した都心南部直下（Mw7.3）は、フィリピン海プレート内のＭ７クラスの地震として、地震の発生場所の想定は難しいが都区部及び首都地域の中核都市等の直下に想定する地震として設定されたものである。その強震断層モデルはシンプルに南北に設定されていることから、解析において方位依存性の影響が顕著に表れた結果となっており、公開波形の NS 成分、EW 成分のバランスが極端になっていることを考えると、各地域の大きい成分を解析において利用するのが妥当である。図 2.1 に３地区の最大成分の比較を示す。

最大加速度で比較すると、根岸臨海地区 ＞ 京浜臨海地区 ＞ 京葉臨海中部地区である。加速度応答スペクトルで比較すると 0.8 秒より短周期成分で根岸臨海地区が大きく、長周期成分では京浜臨海地区が大きい結果となっている。

京浜臨海地区は震源からも近く、工学的基盤面での入力地震動は最大であったにもかかわらず、地表での最大加速度値などは一番小さくなっている。この結果は前項２．５で示した地盤モデル、特に工学的基盤の深さや軟弱な粘土層である有楽町層の層厚の影響により、地盤の非線形特性が表れている結果である。図 2.2 に東京湾の海底地形に約 2 万年前に古い地層を削った古東京川を示したもの、図 2.3 に関東地方の海進・海退による地形の変遷を示す。

屋外タンク貯蔵所の固有周期 0.2 秒～0.8 秒付近の加速度応答値では、根岸臨海地区が一番大きく、京浜臨海地区、京葉臨海中部地区は同程度であることがわかる。

まとめると、３地区において短周期成分が卓越しタンクの浮き上がりなどに一番厳しい状況が予想されるのは根岸臨海地区である。また、非線形特性が顕著に表れ地震動の長周期化や大きな地盤変形が予想されるのは京浜地区である。京葉臨海中部地区は、どの周期帯をとっても、特徴的な 2 地区の中間的な地震応答結果を示す。

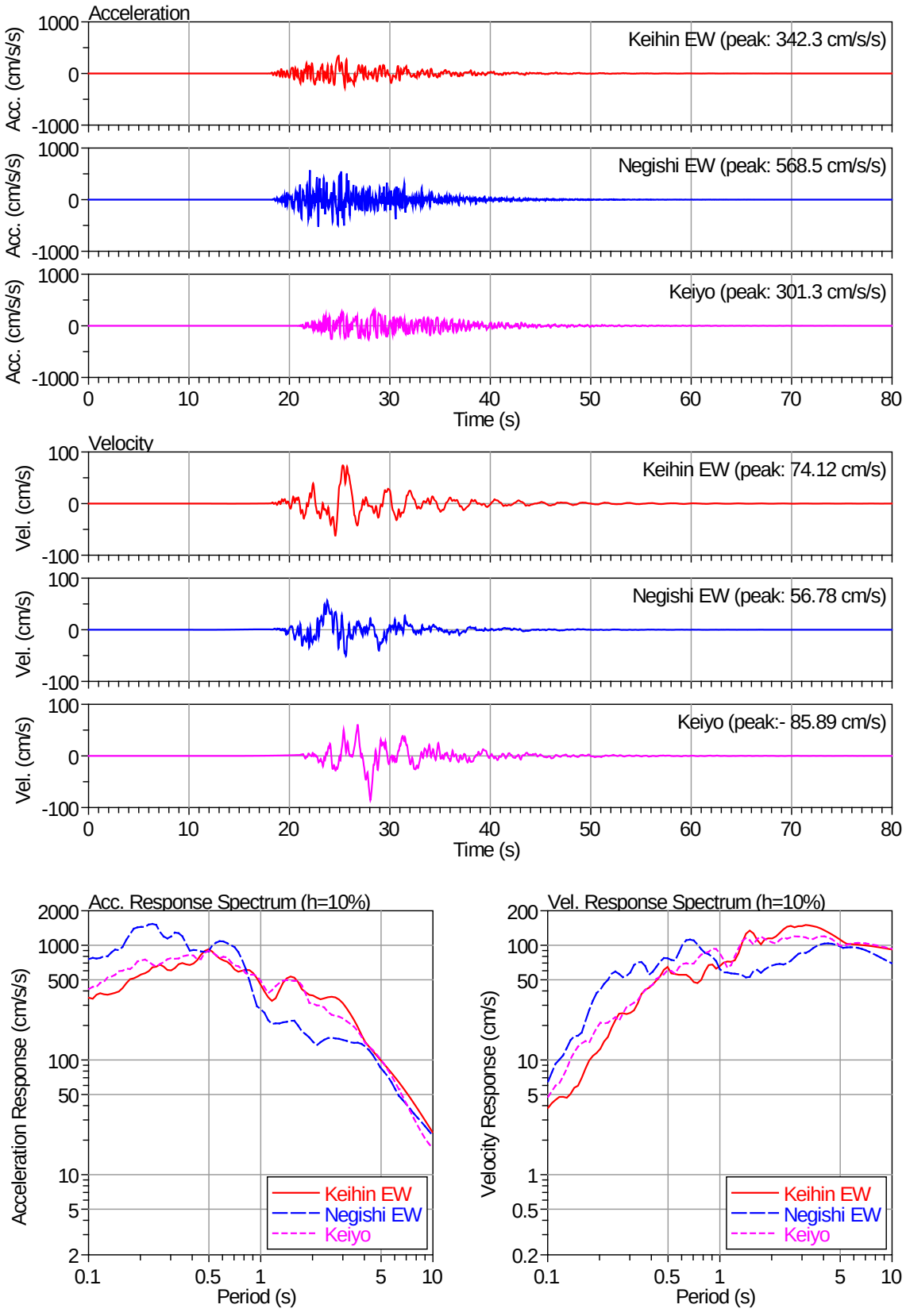
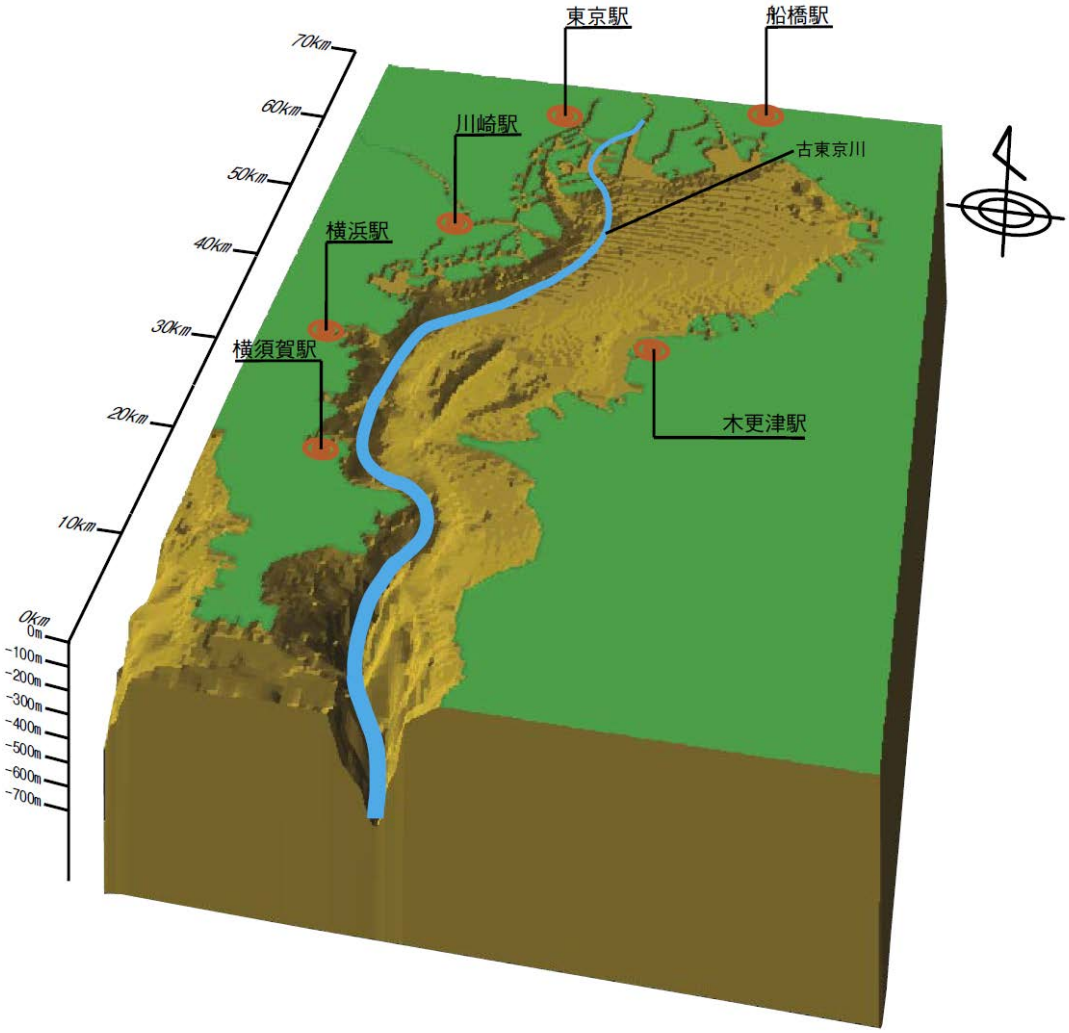


図 2.1　３地区の最大成分の時刻歴波形と応答スペクトル（h=10%）



図中緑の部分は陸地を表し、茶色の部分は海底地形を表す。
なお、陸地部の地形の凹凸は表現していない。

図 2.2　東京湾の海底地形[6]

（(財) 日本水路協会海洋情報センターの海底地形データを参考に作成）

[6] 社団法人東京都地質調査業協会:技術ノート（No.37）特集東京湾(平成 16 年 11 月)

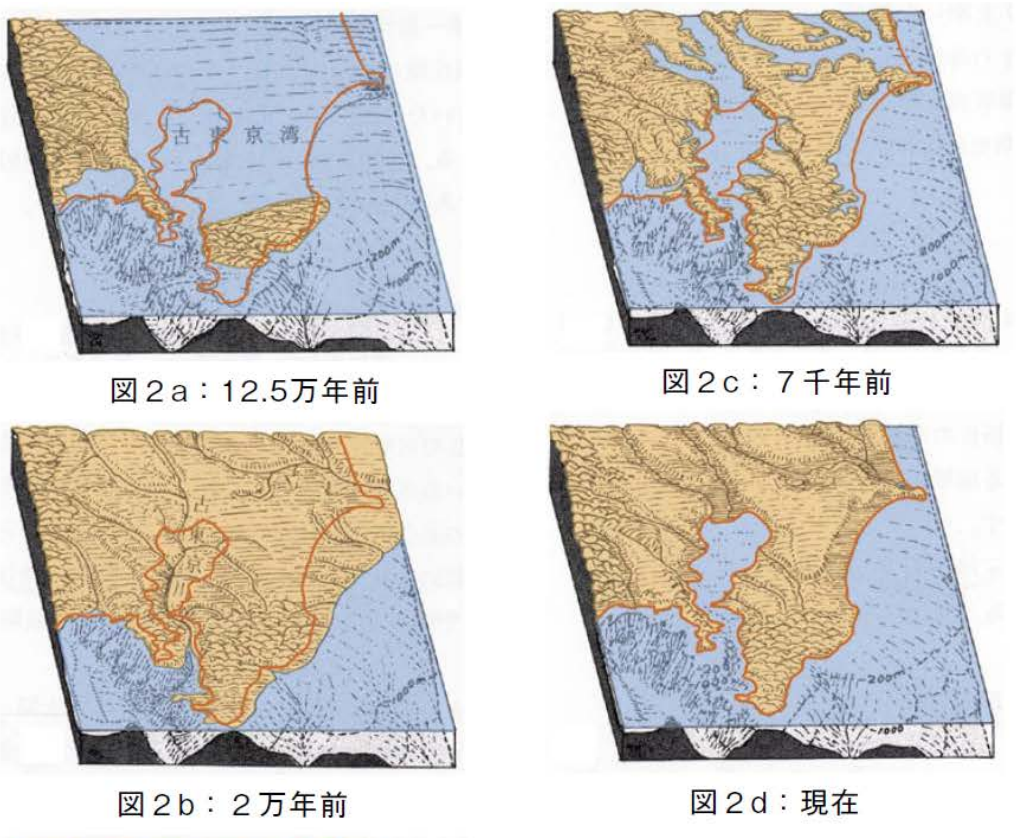


図 2.3　関東地方の海進・海退による地形の変遷（赤線は現在の海岸線を示す。）[7]
（「日本の自然４　日本の平野と海岸」：貝塚爽平他（岩波書店）、に加筆）

[7] 社団法人東京都地質調査業協会:技術ノート（No.37）特集東京湾(平成 16 年 11 月)

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の概要

東北地方太平洋沖地震の再現波形で検証された解析手法及び平成 27 年度に検討されたマルチリニア型非線形ばね特性を使用する質点系モデル（第２部第２章）を用い、首都直下地震（短周期地震動の水平成分）に対する屋外貯蔵タンクの耐震安全性を解析にて確認する。

1.1　解析の流れ

本調査は図 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代表タンクの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が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

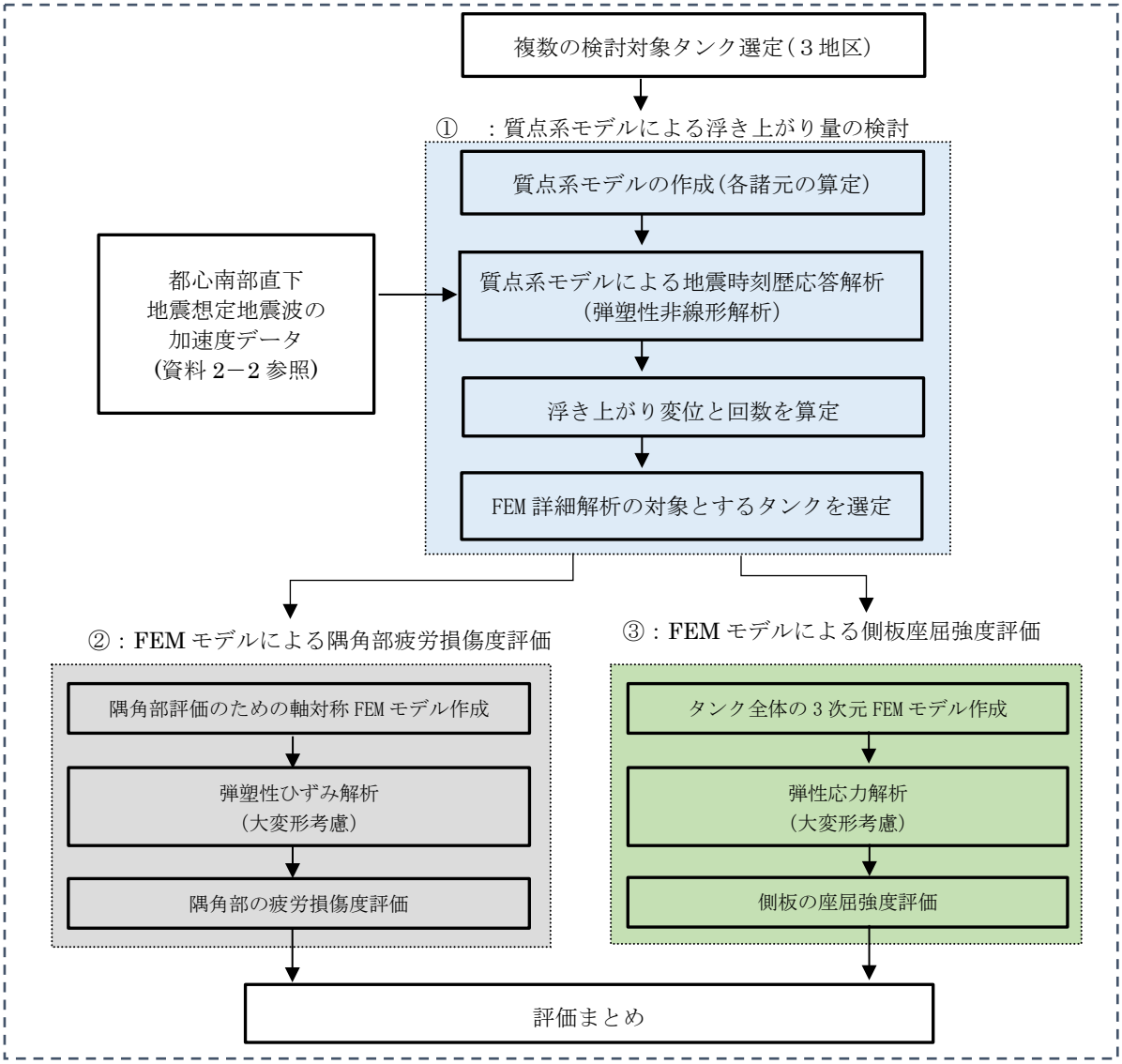


図 1.1　首都直下地震に対する屋外貯蔵タンク耐震安全性確認解析の流れ

1.2　解析対象タンクの検討

首都直下地震の想定地震動の作成対象の 3 つの特防地区（A 地区、B 地区、C 地区）に設置された屋外タンク貯蔵所のタンクを容量別に整理し、1000 KL、5000 KL～6000 KL、10000 KL、30000 KL、50000 KL、70000 KL～77000 KL、100000 KL の容量のものを検討対象とした。これらの容量をもつ各地区の代表タンクの板厚、材質等は入手データに基づき、表 1.2.1 のとおりとした。

表 1.2.1　3 つの地区の代表タンクモデル（合計 20 基）の諸元

地区	タンク番号	許可容量	内容物	比重	内径	高さ	許可液面	側板板厚（mm）		アニュラ板厚	材質	
		(KL)			(m)	(m)	(m)	最下段	液高1/3	(mm)	側板	アニュラ板
	1	1000	ヘキサン	0.67	11.60	12.19	10.88	6.0	4.9	10.0	SS41	SM400C
A	2	5000	軽油	0.83	23.24	12.24	11.79	12.0	9.2	9.0	SS41	SS41
(6基)	3	10000	ナフサ	0.74	32.93	15.20	11.70	19.0	14.1	12.0	SM41A	SM400C
	4	30000	原油	0.89	53.60	16.46	12.88	35.0	26.9	12.0	SM41W	SS41
	5	50000	原油	0.89	61.00	20.10	16.16	21.0	17.3	15.0	WELCON2H	SM490C
	6	75000	軽油	0.88	70.00	21.96	19.62	30.0	23.9	18.0	HW50	SPV490Q
	1	1000	潤滑油	1.00	11.63	10.72	9.42	6.0	4.1	6.0	SS41	SS41
B	2	6000	重油	1.00	29.07	10.76	9.07	14.0	8.4	9.0	SS41	SS400
(7基)	3	10000	重油材	1.00	32.94	13.80	11.63	18.0	12.8	8.0	SS41	SS41
	4	30000	重油	1.00	52.33	16.75	13.16	17.0	13.8	12.0	HT60	SPV490Q
	5	50000	原油	0.87	69.77	15.29	12.61	22.1	18.1	11.4	HT60	HT60
	6	77000	原油	0.86	77.27	19.49	16.36	30.0	22.8	12.0	HT60	SM58Q
	7	100000	原油	1.00	81.48	22.57	19.06	36.0	28.0	12.0	HT60	HT60
	1	1000	DIB	0.72	11.62	12.16	10.85	6.0	4.4	9.0	SS41	SS41
C	2	5000	ジェット	0.76	23.25	13.76	12.38	13.0	9.9	12.0	SS41	SM41C
(7基)	3	10000	重油	0.86	32.93	13.76	11.89	18.0	13.5	12.0	SS41	SM400C
	4	30000	ガソリン	0.80	45.76	20.14	16.48	18.0	12.2	12.0	SPV50	SPV50
	5	50000	ナフサ	0.75	67.80	18.28	14.41	26.0	20.9	12.0	2H	2H
	6	70000	原油	0.89	67.80	21.96	19.83	30.0	22.3	12.0	HT60	HT60
	7	100000	原油	1.00	81.60	21.88	18.63	30.0	23.0	12.0	HW50	HW50

1.2　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。

(2) 内容液の比重

今回の検討においては、各検討タンクの実内容液の比重を使用して解析を行った。

1.3　質点系モデルによる側板下端部の浮き上がり解析

首都直下地震の検討地域として選択した A 地区、B 地区及び C 地区での代表タンク 20 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、それぞれの地区のタンクに設置された地区での想定地震動を作用させる地震応答解析を実施した。

解析には有限要素法非線形構造解析プログラム Abaqus 2016 を用いた。

1.3.1　解析モデル・条件

(1) 解析モデルの設定

浮き上がり解析は図 1.3.1 に示す質点系非線形水平ばねモデルを用い、ばねの復元力特性は図 1.3.2 に示すような屋外貯蔵タンクの浮き上がり挙動を模擬するマルチリニア型非線形水平ばね特性(Q-Δ 線図)を使用した。このモデルは平成 27 年度に検討した質点系モデルとして定式化したものである。

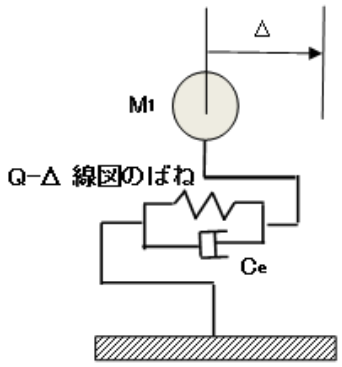


図 1.3.1　質点系非線形水平ばねモデル

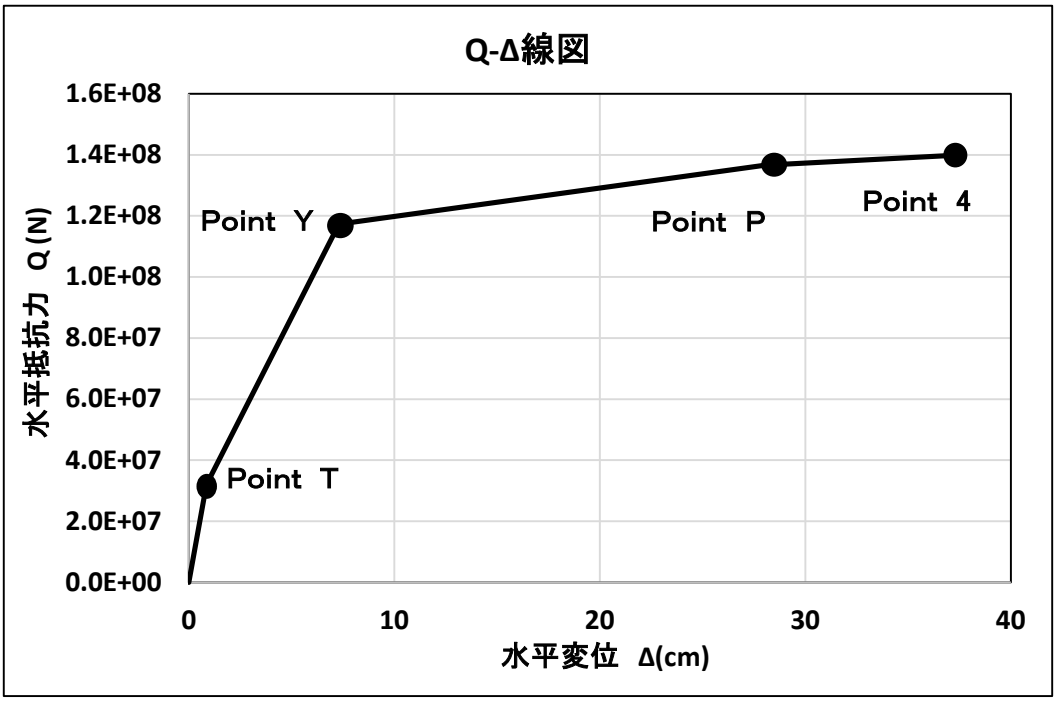


図 1.3.2　水平抵抗力 Q と水平変位 Δ の線図（一例）

代表タンク 20 基の質点系モデルの諸元を表 1.3.1 から表 1.3.3 に示す（詳細は添付資料 1 の諸元計算シート参照)。解析条件は、平成 27 年度南海トラフ想定地震動に対する屋外貯蔵タンクの浮き上がり解析と同様（減衰比一律 0.15、側板重量等（側板、側板の付属品及び固定屋根の重量を含む）を考慮)とした。

表 1.3.1　A 地区の代表タンクの主な諸元

諸元	単位	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
許可容量	KL	1,000	5,000	10,000	30,000	50,000	75,000
バルジング振動の固有周期 T_b	s	0.145	0.179	0.172	0.216	0.349	0.378
補正係数 j *1	–	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
バルジング振動の初期剛性 K_b	N/cm	1.03E+07	2.85E+07	4.29E+07	6.31E+07	4.26E+07	6.13E+07
有効液重量 W_1	N	5.33E+06	2.27E+07	3.16E+07	7.30E+07	1.29E+08	2.18E+08
減衰係数 C_e	N/cm/s	7.09E+04	2.44E+05	3.53E+05	6.50E+05	7.10E+05	1.11E+06
側板自重による鉛直抵抗力 q_t	N/cm	7.02E+01	1.25E+02	2.26E+02	2.80E+02	2.34E+02	3.49E+02
最大静液圧 P_0	N/mm2	7.00E-02	1.00E-01	8.00E-02	1.10E-01	1.40E-01	1.70E-01
タンク直径と重心高さとの比 D/H_1	–	2.22	4.76	7.16	10.96	9.86	9.29

*1: j は、基礎及び地盤とタンク本体の連成の影響に基づく補正係数である

表 1.3.2　B 地区の代表タンクの主な諸元

諸元	単位	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7
許可容量	KL	1,000	6,000	10,000	30,000	50,000	77,000	100,000
バルジング振動の固有周期 T_b	s	0.149	0.179	0.191	0.29	0.293	0.334	0.377
補正係数 j *1	-	1	1	1	1	1	1	1
バルジング振動の初期剛性 K_b	N/cm	1.21E+07	2.85E+07	4.58E+07	4.02E+07	3.74E+07	5.64E+07	7.56E+07
有効液重量 W_1	N	6.68E+06	2.25E+07	4.14E+08	8.37E+07	7.95E+07	1.56E+08	2.66E+08
減衰係数 C_e	N/cm/s	8.62E+04	2.43E+05	4.17E+05	5.55E+05	5.22E+05	8.95E+05	1.36E+06
側板自重による鉛直抵抗力 q_t	N/cm	6.57E+01	1.35E+02	1.99E+02	2.64E+02	1.97E+02	3.22E+02	4.10E+02
最大静液圧 P_0	N/mm2	9.00E-02	9.00E-02	1.10E-01	1.30E-01	1.10E-01	1.40E-01	1.90E-01
タンク直径と重心高さとの比 D/H_1	-	2.68	8.26	7.21	10.43	14.78	12.53	11.27

表 1.3.3　C 地区の代表タンクの主な諸元

諸元	単位	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7
許可容量	KL	1,000	5,000	10,000	30,000	50,000	77,000	100,000
バルジング振動の固有周期 T_b	s	0.143	0.156	0.175	0.32	0.269	0.352	0.41
補正係数 j *1	-	1	1	1	1	1	1	1
バルジング振動の初期剛性 K_b	N/cm	1.13E+07	3.68E+07	4.87E+07	3.56E+07	5.24E+07	7.11E+07	6.04E+07
有効液重量 W_1	N	5.74E+06	2.23E+07	3.71E+08	9.05E+07	9.39E+07	2.19E+08	2.52E+08
減衰係数 C_e	N/cm/s	7.70E+04	2.74E+05	4.07E+05	5.44E+05	6.72E+05	1.20E+06	1.18E+06
側板自重による鉛直抵抗力 q_t	N/cm	7.10E+01	1.02E+02	1.76E+02	1.95E+02	2.60E+02	3.38E+02	3.54E+02
最大静液圧 P_0	N/mm2	8.00E-02	9.00E-02	1.00E-01	1.30E-01	1.10E-01	1.70E-01	1.80E-01
タンク直径と重心高さとの比 D/H_1	-	2.24	4.49	7.03	7.05	12.47	8.86	11.56

地震の揺れによるタンク隅角部が片浮き上がりを生じたことと想定し、各時刻 t に発生した浮き上がり変位 $\delta_u(t)$は近似的に次式で表される。

$$\delta_u(t) = \frac{D}{H_1}[\Delta(t) \ - \frac{Q(t)}{K_b}] \tag{1.3.1}$$

ここで、

$\Delta(t)$：質点の水平相対変位（応答変位）(cm)

$Q(t)$：非線形ばねに発生した水平抵抗力 (N)

D： タンクの直径(cm)

D/H_1: タンクの直径と質点重心高さとの比

$K_b(=K_e)$：バルジング振動における等価ばね定数 (N/cm)

図 1.3.3 に示すように、最大応答変位 Δ_{max}と最大応答変位になる時刻における水平抵抗力 Q_{max}を用いて、最大浮き上がり変位 $\delta_{u\text{-}max}$は以下の式で求められる。

$$\delta_{u-\max} = \frac{D}{H_1}(\Delta_{\max} - \frac{Q_{\max}}{K_b}) \tag{1.3.2}$$

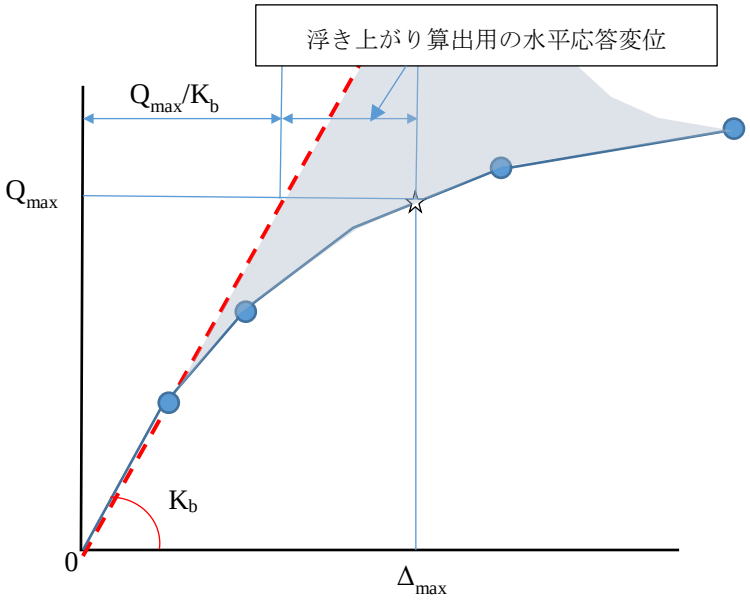


図 1.3.3 浮き上がり変位算出の概念図

最大浮き上がり変位発生時の最大応答水平震度K_{h1}、動液圧P_{h1}及び動液圧比αは、浮き上がり解析から求めたその時刻における水平抵抗力Q、有効液重量W_1及び静液圧P_0を用いて、以下の式で算定する。

$$K_{h1} \approx Q/W_1 \qquad (1.3.3)$$

$$p_{h1} \approx K_{h1} C_{10} p_0 \qquad (1.3.4)$$

$$\alpha = p_{h1} / p_0 \qquad (1.3.5)$$

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。(屋外貯蔵所のタンクの基準による算定、それぞれのタンクの算定値は添付資料 1 参照)。

(2) 入力地震波

入力に使用した A 地区、B 地区、C 地区の首都直下地震の想定地震動(2 方向、合計 6 本)の最大加速度とその発生時刻を表 1.3.4 に、各想定地震動の加速度応答スペクトルを図 1.3.4 から図 1.3.6 に示す。また、対象タンクの固有周期近傍の加速度応答スペクトルのピーク周期及びその値も同図に記す。

表 1.3.4 想定地震動の最大加速度と発生時刻

地区	地震動の方向	最大加速度(正) (cm/s/s)	時刻 (s)	最大加速度(負) (cm/s/s)	時刻 (s)

A	EW	342.3	24.9	−276.7	25.5
	NS	122.9	25.6	−130.9	24.8
B	EW	568.5	22.0	−527.2	22.9
	NS	237.0	22.0	−242.9	22.8
C	EW	86.1	26.9	−85.5	28.2
	NS	301.3	28.3	−265.0	27.9

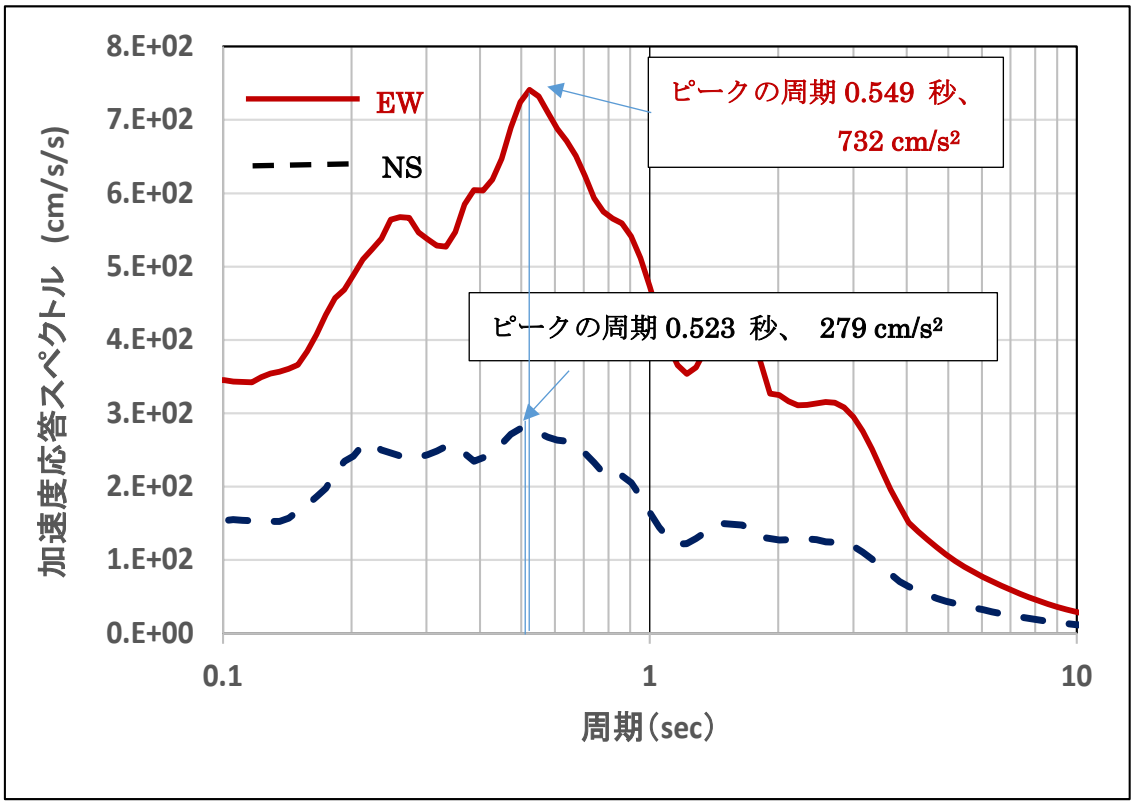


図 1.3.4　A 地区の想定地震動の加速度応答スペクトル（減衰比：0.15）

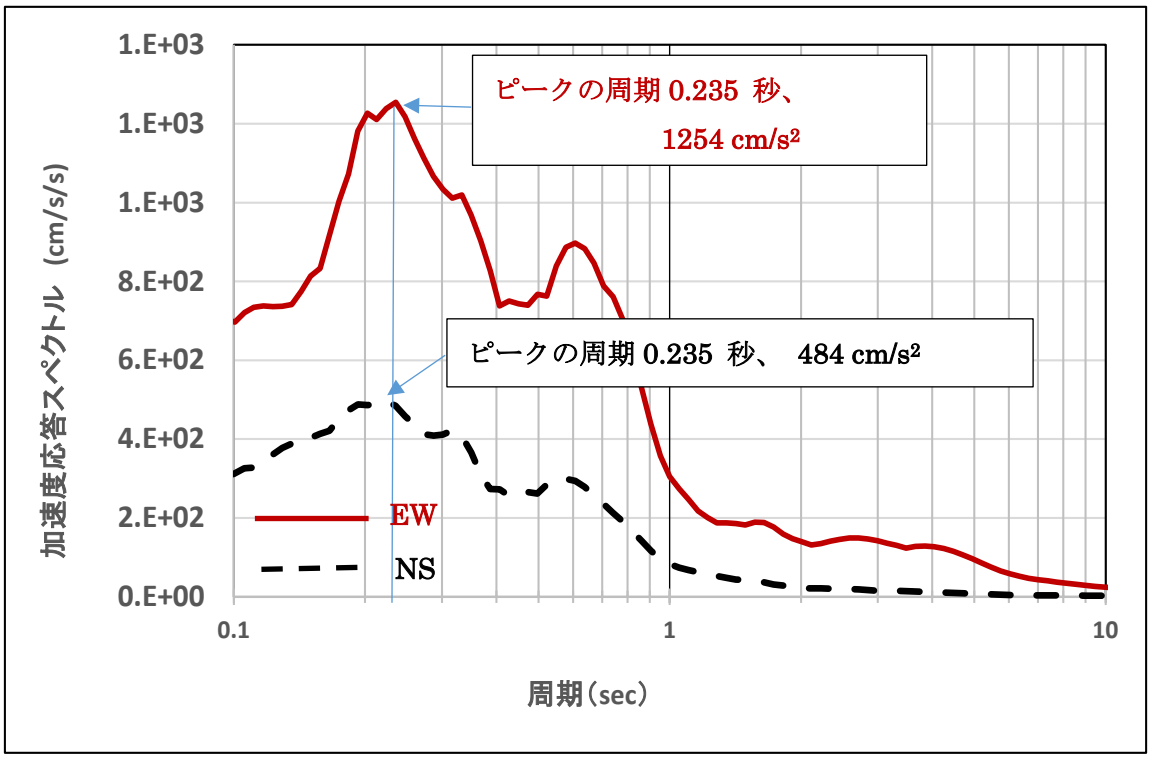


図 1.3.5　B 地区の想定地震動の加速度応答スペクトル（減衰比：0.15）

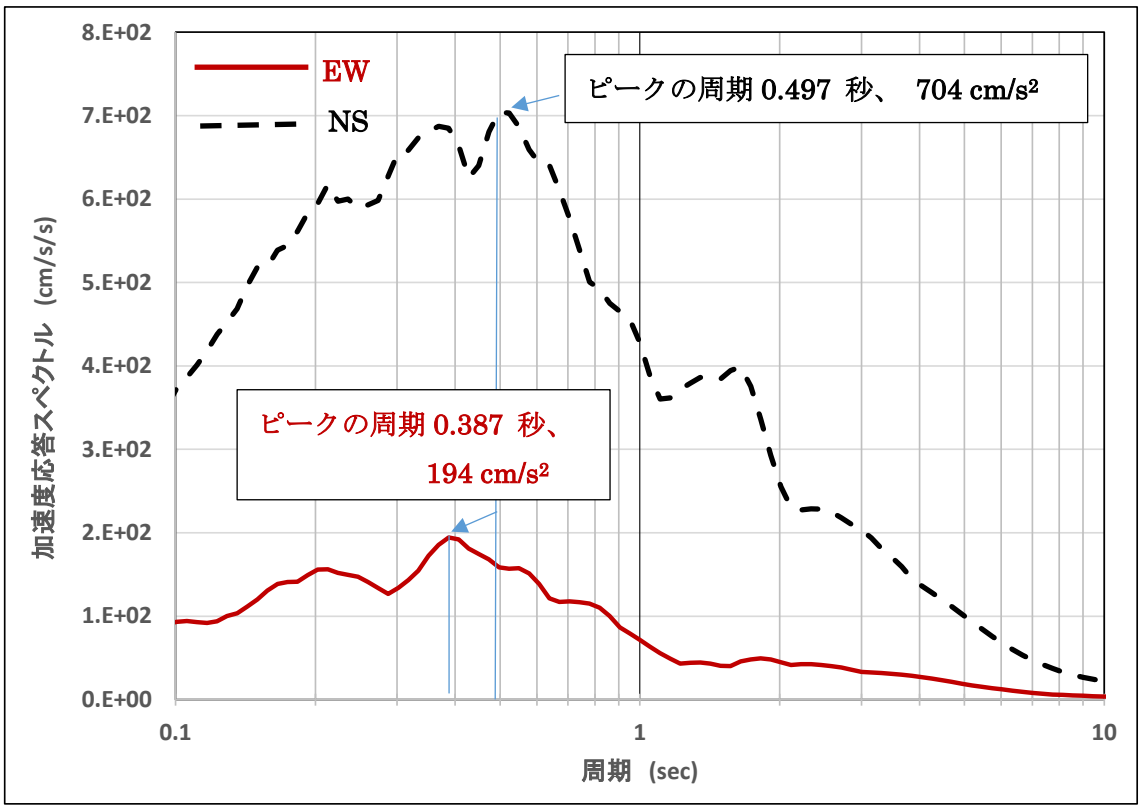


図 1.3.6　C 地区の想定地震動の加速度応答スペクトル（減衰比：0.15）

1.3.2　解析結果

各地区の代表タンクの浮き上がり変位と浮き上がり回数の解析結果一覧を表 1.3.5 から表 1.3.7 に示す。各地区の最大浮き上がり変位発生タンクの解析結果の比較を表 1.3.8 に示す。また、解析結果を用いて、式(1.3.3)～式(1.3.5)より算定した最大浮き上がり変位発生時の最大応答水平震度及び動液圧比を表 1.3.9 に示す。

代表タンク 20 基の浮き上がり変位の時刻歴詳細結果は添付資料 2 に示す。

表 1.3.5　A 地区想定地震動による浮き上がり解析結果

タンク番号	内容物	貯蔵内径 (m)	許可容量 (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
1	ヘキサン	11.6	1000	2.3	72	0.5	46
2	軽油	23.2	5000	2.5	66	0.4	17
3	ナフサ	32.9	10000	1	11	0	0
4	原油	53.6	30000	1	5	0	0
5	原油	61.0	50000	2.8	42	0.5	10
6	軽油	70.0	75000	6.6	42	0.9	8

表 1.3.6　B 地区想定地震動による浮き上がり解析結果

タンク番号	内容物	貯蔵内径 (m)	許可容量 (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
1	潤滑油	11.6	1000	5.6	109	1.2	63
2	重油	29.1	6000	6.7	79	0.9	18
3	重油材	32.9	10000	8.8	81	0.9	24
4	重油	52.3	30000	8.6	48	1.4	6
5	原油	69.8	50000	14.2	32	0	0
6	原油	77.3	77000	7.3	37	0.9	3
7	原油	81.5	100000	6.3	39	0.4	6

表 1.3.7　C 地区想定地震動による浮き上がり解析結果

タンク番号	内容物	貯蔵内径 (m)	許可容量 (KL)	C地区 EW		C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
1	DIB	11.6	1000	0.2	15	2.3	101
2	ジェット	23.3	5000	0.2	4	2.3	113
3	重油	32.9	10000	0	0	1.6	66
4	ガソリン	45.8	30000	0.6	10	7.8	72
5	ナフサ	67.8	50000	0	0	6	11
6	原油	67.8	70000	0.4	4	8.1	58
7	原油	81.6	100000	0	0	4.1	43

表 1.3.8　各地区の最大浮き上がり変位発生タンクの解析結果の比較

地区	タンク番号 (容量)	地震動の方向	地震動の最大加速度 (cm/s/s)	解析結果の最大値			加速度応答倍率	タンク周期 Tb (s)
				応答加速度 (cm/s/s)	応答変位 (cm)	浮き上がり変位 (cm)		
A	6 (75000KL)	EW	342.3	578.4	2.8	6.6	1.7	0.3792
B	5 (50000KL)	EW	568.5	739.2	2.4	14.2	1.3	0.3156
C	6 (70000KL)	NS	301.3	570.3	2.5	8.1	1.9	0.3509

表 3.2.9　最大浮き上がり変位発生時の最大応答水平震度及び動液圧比

地区	タンク番号 (容量)	地震動の方向	水平抵抗力 Q (N)	最大応答水平震度 K_{h1}	静液圧 P_0 (N/mm2)	動液圧 P_{h1} (N/mm2)	動液圧比 $\alpha=P_{h1}/P_0$
A	6 (75000KL)	EW	1.25E+08	0.573	0.169	0.078	0.462
B	5 (50000KL)	EW	5.16E+07	0.649	0.107	0.056	0.523
C	6 (70000KL)	NS	1.15E+08	0.525	0.174	0.072	0.414

代表的な解析結果の一例として、B 地区の最大浮き上がり変位発生タンク(B-5 タンク、容量：50000 KL)の解析結果の出力線図を図 1.3.7 から図 1.3.9 に示す。サイクルごとの浮き上がり変位結果を表 1.3.10 に示す。この代表タンクの最大浮き上がり変位は 14.2 cm となった。

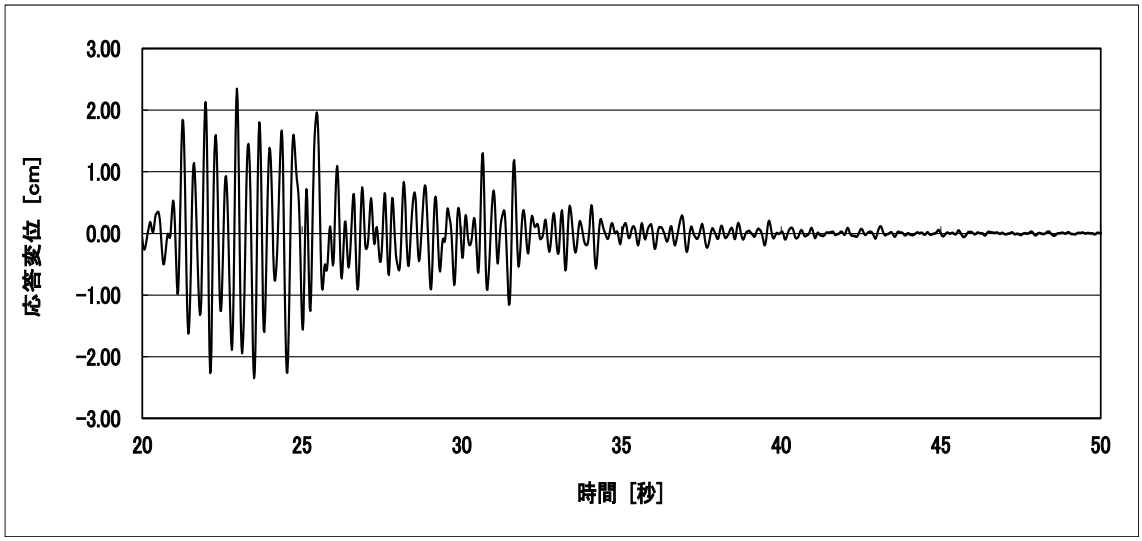


図 1.3.7　応答変位の時刻歴（B 地区想定地震動 EW、B-5 タンク）

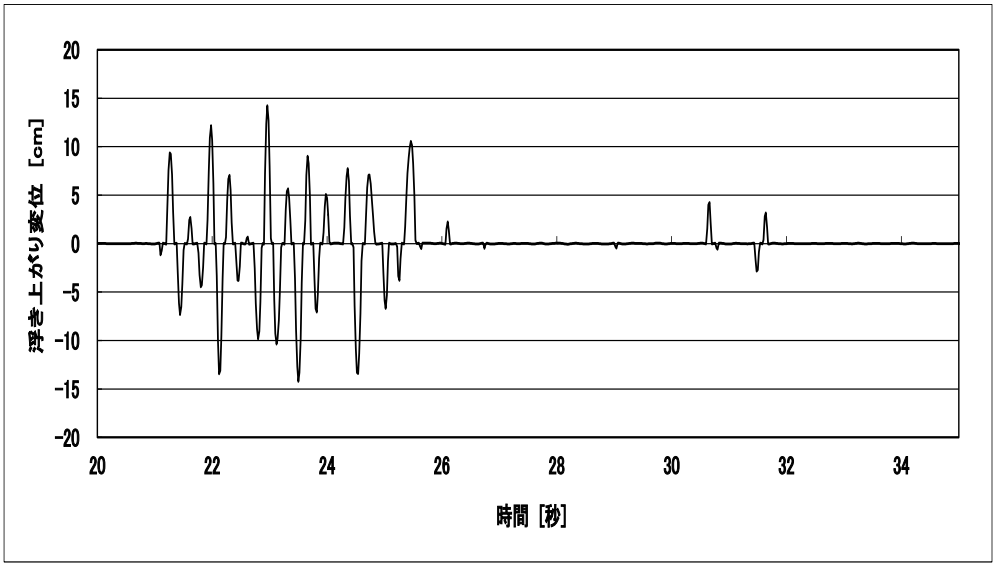


図 1.3.8　浮き上がり変位の時刻歴（B 地区想定地震動 EW、B-5 タンク）

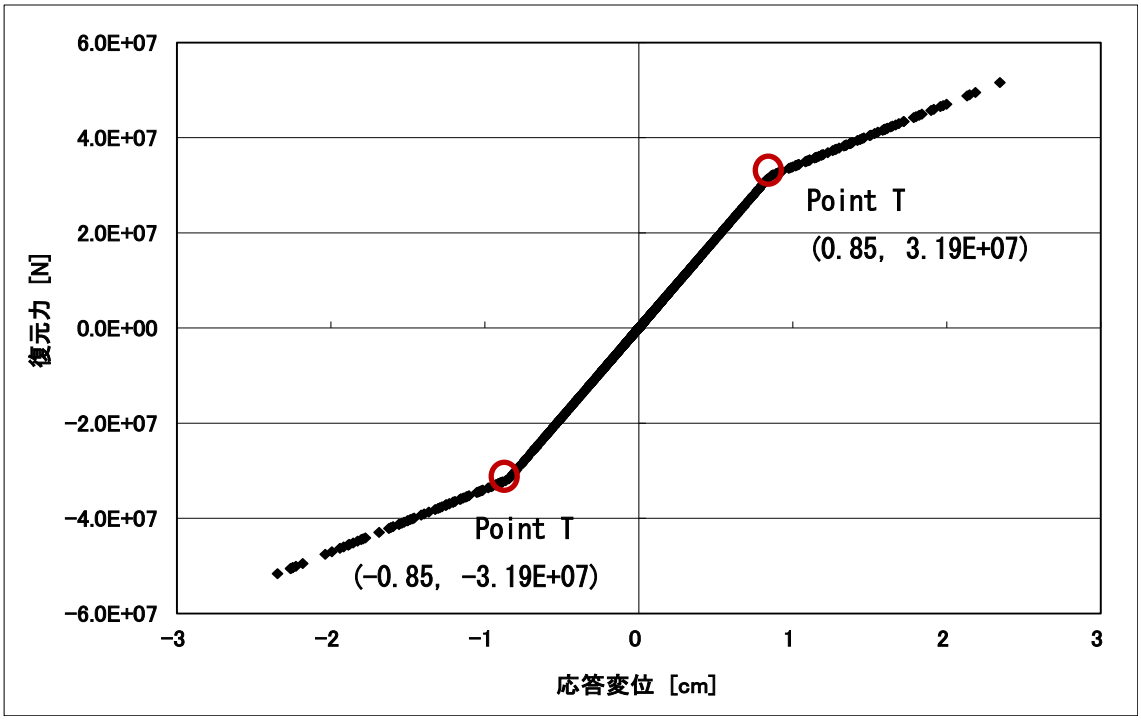


図 1.3.9　復元力の履歴線図（B 地区想定地震動 EW、B-5 タンク）

表 1.3.10　浮き上がり変位結果
（B 地区想定地震動 EW、B-5 タンク）

サイクル No.	浮き上がり変位 (cm)	
	0度側	180度側
1	9.4	1.2
2	2.7	7.3
3	12.2	4.5
4	7.1	13.4
5	0.7	3.8
6	14.2	9.9
7	5.7	10.4
8	9.0	14.2
9	5.1	7.1
10	7.8	13.4
11	7.1	6.7
12	10.5	3.8
13	2.3	0.5
14	4.3	0.5
15	3.2	0.5
16	-	0.6
17	-	2.9

1.3.3　解析結果まとめ及び詳細検討タンクの選定

検討した 3 地区において、想定地震動を受ける代表タンク 20 基の浮き上がり解析結果から以下のことが確認された。

(1) 今回検討した想定地震動のうち、B 地区 EW 方向の地震動は加速度応答スペクトルの応答加速度(特に 0.15～0.4 秒あたりのタンク周期近傍)が最も大きく、この地震動による B-5 タンク（50,000KL）の最大浮き上がり変位 14.2 cm が最も大きな浮き上がり変位であった。次に大きいのは C 地区の NS 方向の地震動による C-6 タンク(70,000 KL)の 8.1 cm、A 地区の EW 方向の地震動による A-6 タンク(75,000 KL)の 6.6 cm という順である。

(2) A 地区 EW 方向の想定地震動では、A-6 タンク(75,000 KL)の浮き上がり変位が最も大きく、6.6 cm と算定された。

A 地区 NS 方向の地震動の加速度応答スペクトルは EW 方向の地震動の半分以下であるため、この NS 方向の地震動による代表タンク 6 基の浮き上がり変位は EW 方向の地震動による値より小さく､浮き上がりなしあるいは 1.0 cm 以下という結果となった。

(3) B 地区 EW 方向の想定地震動では、代表タンクの 7 基はすべて 5 cm 以上浮き上がるという結果となった。その中でも B-5 タンク（50,000 KL）の浮き上がり変位は最も大きく、14.2 cm と算定された。また、同タンクの挙動は片側（180 度側）に 10 cm 以上の浮き上がり回数が 4 回となることが確認された(表 3.2.5 参照)。

B 地区 NS 方向の地震動の加速度応答スペクトルは EW 方向の地震動の半分以下であるため、この NS 方向の地震動による代表タンク 7 基の浮き上がり変位は EW 方向の地震動による値より小さく、全ての応答値が 1.5 cm 以下という結果となった。

(4) C 地区 NS 方向の想定地震動では、C-6 タンク(70,000 KL)の浮き上がり変位が最も大きく、約 8.1 cm と算定された。

C 地区 EW 方向の想定地震動の加速度応答スペクトルは NS 方向の地震動の半分以下であるため、この EW 方向の地震動による代表タンク 7 基の浮き上がり変位は NS 方向の地震動による値より小さく、全ての応答値が 1.0 cm 以下という結果となった。

3 地区 20 基の代表タンクの中で、最も浮き上がり応答変位が大きいのは B 地区の B-5 タンクという結果から、本タンクを FEM 詳細解析による隅角部の疲労損傷評価及び側板下端部の座屈強度評価の対象として選定する。

選定タンク：<u>B 地区の B-5 タンク(50,000 KL)　　最大浮き上がり応答変位 14.2 cm</u>

1.4　2 次元軸対称ソリッド要素モデルによる隅角部の疲労損傷度評価

選定したタンク（B-5 タンク）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 2016 による有限要素法を用いた静的弾塑性大たわみ解析を行った。

1.4.1　解析モデル

B-5タンク（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1.4.1に示す。表に示した側板とアニュラ板の板厚は実測板厚である。

表1.4.1　解析対象タンクの主な寸法と諸元

B地区　B-5 タンク		
許可容量	50000 KL	
タンク内径	69765 mm	
タンク高さ	15290 mm	
液面高さ	12608 mm	
液比重	0.866	
側板の板厚と材料		
1段	22.1 mm	HT60
2段	19.9 mm	HT60
3段	18.1 mm	HT60
4段	15.6 mm	HT60
5段	13.8 mm	HT60
6段	10.5 mm	HT60
7段	9.5 mm	HT60
8段	9.7 mm	HT60
9段	9.3 mm	SS41
10段	9.8 mm	SS41
アニュラ板厚と材料	11.4 mm	HT60
底板の板厚	8 mm	SS41
隅角部隅肉溶接部脚長	W1&W2	12 mm

最大浮き上がり点の隅角部の挙動は、2次元軸対称ソリッド要素を用いた静的弾塑性大たわみFEM解析法を用いて解析し、変形とひずみ等を算定する。

隅角部モデル化の範囲を図1.4.1(a)、隅角部の一部の要素分割を図1.4.1(b)に示す。図1.4.1(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2 mm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294 N/cm^{3}の力を有するノンテンションばねを設置した。

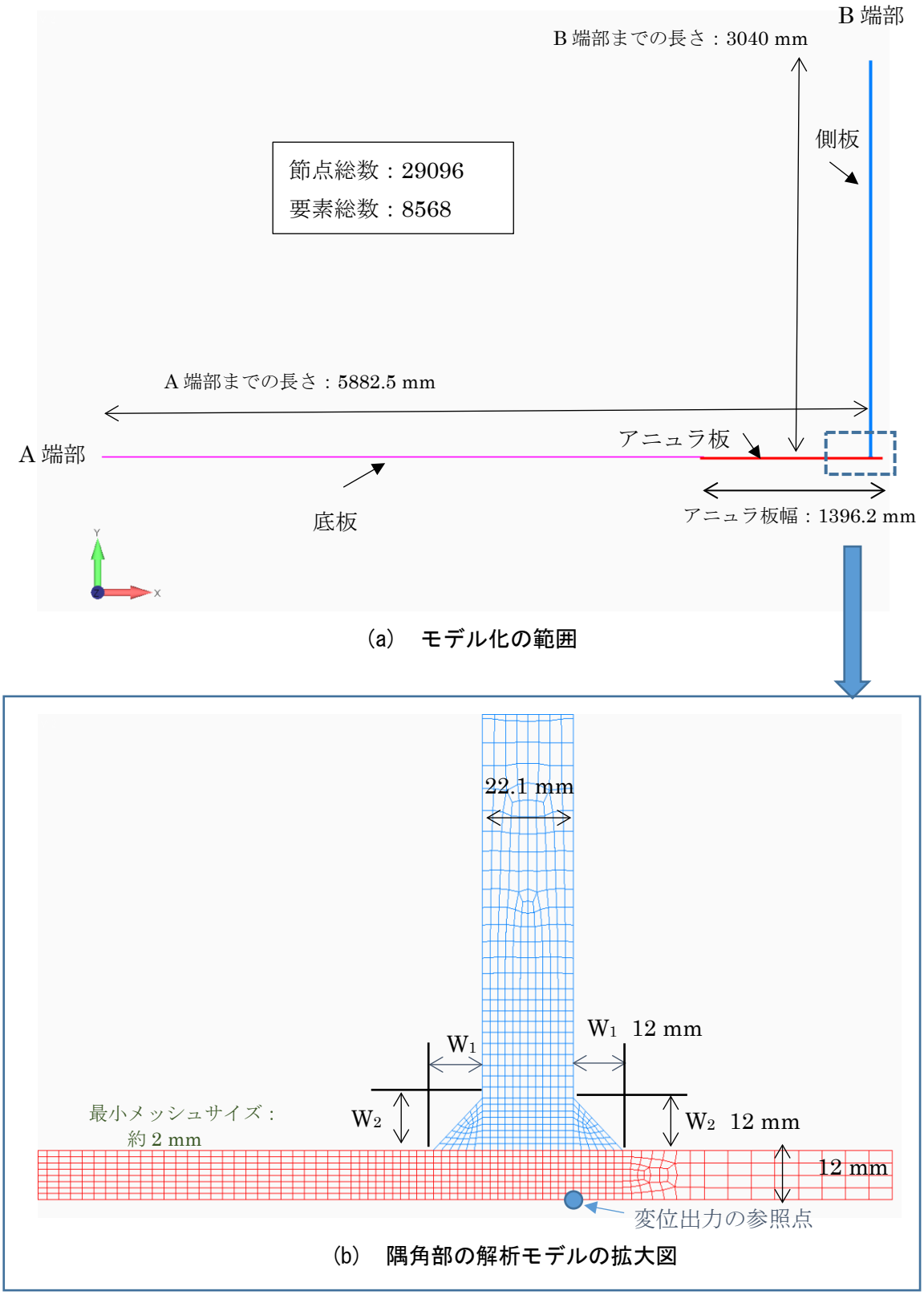


図1.4.1　B-5タンクのFEM解析モデル

(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(合計4320kN)を負荷する。

イ　強制変位

質点系モデルの片側の浮き上がり変位をB端部に強制的に付与する。

強制的に付与する浮き上がり変位と回数を表4.1.2に示す。

ウ　浮き上がり回数及び浮き上がり変位

質点系モデルの片側の浮き上がり変位が 1 cm 以上となるサイクルを選択して、そのサイクルでの最大浮き上がり変位を求め、表 1.4.2 にまとめた。

表1.4.2　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 δu (mm)
1	11.7
2	73.3
3	44.6
4	134.5
5	38.1
6	98.6
7	103.8
8	142.4
9	70.8
10	134.2
11	67.0
12	38.1
13	29.0

エ　液圧

アニュラ板と側板に作用する液圧の組合せは表1.4.3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で一定とし、側板に作用する液圧は高さに応じて変化させた。

最大応答水平震度K_{h1}、動液圧P_{h1}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を用いて式(1.3.3)～式(1.3.5)により算定した。算定結果を表1.4.4に示す。

表1.4.3　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=0.107 N/mm^2 動液圧：P_{h1}	側板内面に作用する液圧
浮き上がり方向（＋）	$P_u=(P_0-P_{h1})=P_0(1-\alpha)$	静液圧分布
沈み込み方向（－）	$P_u=P_0$	静液圧分布

表1.4.4　最大応答水平震度K_{h1}、動液圧P_{h1}及び動液圧比αの計算結果

タンク No.	最大浮き上がり変位 δ_{u-max} (cm)	最大応答水平震度 K_{h1}	動液圧 P_{h1} (N/mm^2)	動液圧比 α (=P_{h1}/P_0)
B-5	14.2	0.649	0.056	0.523

注：消防法式で計算した水平震度K_{h1}=0.448、 動液圧P_{h1}=0.039N/mm^2 (添付資料3参照)

(2) 材料の物性値

1段から8段までの側板の材料はHT60、9段と10段の側板の材料はSS41、アニュラ板の材料はHT60、底板の材料はSS41であり、それぞれの材料の物性値を表1.4.5に示す。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1.4.2及び添付資料4参照)。硬化則には移動硬化則を使用した。

表1.4.5　材料の物性値

材料特性		HT60	SS41
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
縦弾性係数 (N/mm^2)	E	205939.7	205939.7

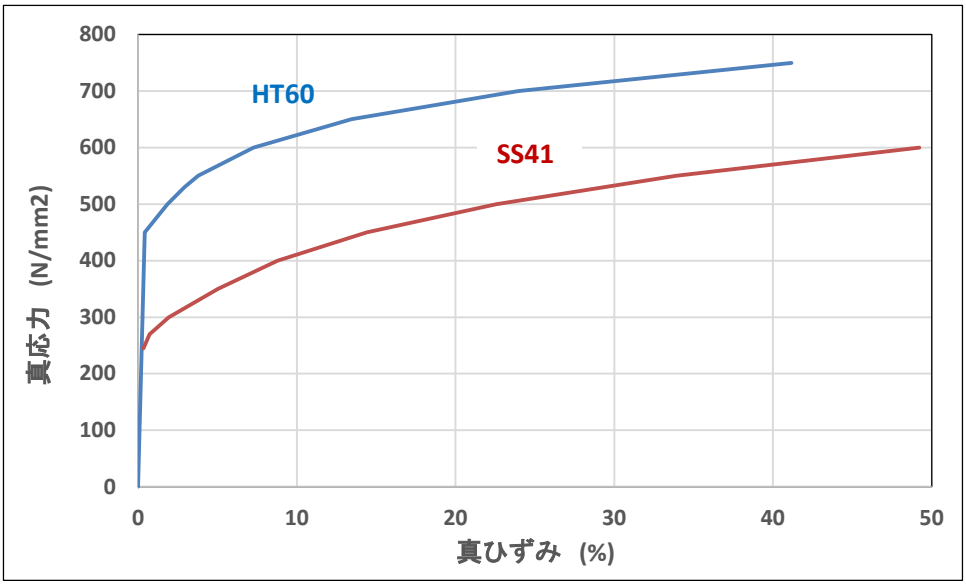


図1.4.2　弾塑性解析入力用の応力―ひずみ線図

1.4.2　弾塑性ひずみ解析結果

(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1.4.6に示す。また、その関係を線図で表示すると図1.4.3のとおりである。(変位出力参照点の位置：図4.1.1(b)参照)

表1.4.6　浮き上がり変位と抵抗力の関係

サイクル	浮き上がり	抵抗力	浮き上がり変位 (mm)	
No.	位置	(N/mm)	参照点	B端
	開始	0.0E+00	−1.5	−2.1
1	最高	5.8E+01	12.2	12.0
	最低	6.3E+01	0.6	0.0
2	最高	7.6E+01	73.3	73.0
	最低	6.2E+01	0.6	0.0
3	最高	6.9E+01	45.2	45.0
	最低	6.2E+01	0.6	0.0
4	最高	8.4E+01	134.3	134.0
	最低	4.8E+01	0.6	0.0
5	最高	6.5E+01	38.2	38.0
	最低	4.8E+01	0.6	0.0
6	最高	7.8E+01	99.3	99.0
	最低	4.8E+01	0.6	0.0
7	最高	7.9E+01	104.3	104.0
	最低	4.8E+01	0.6	0.0
8	最高	8.5E+01	142.3	142.0
	最低	4.5E+01	0.6	0.0
9	最高	7.3E+01	71.2	71.0
	最低	4.5E+01	0.6	0.0
10	最高	8.4E+01	134.3	134.0
	最低	4.5E+01	0.6	0.0
11	最高	7.2E+01	67.2	67.0
	最低	4.5E+01	0.6	0.0
12	最高	6.4E+01	38.2	38.0
	最低	4.5E+01	0.6	0.0
13	最高	6.1E+01	29.2	29.0
	最低	4.5E+01	0.6	0.0

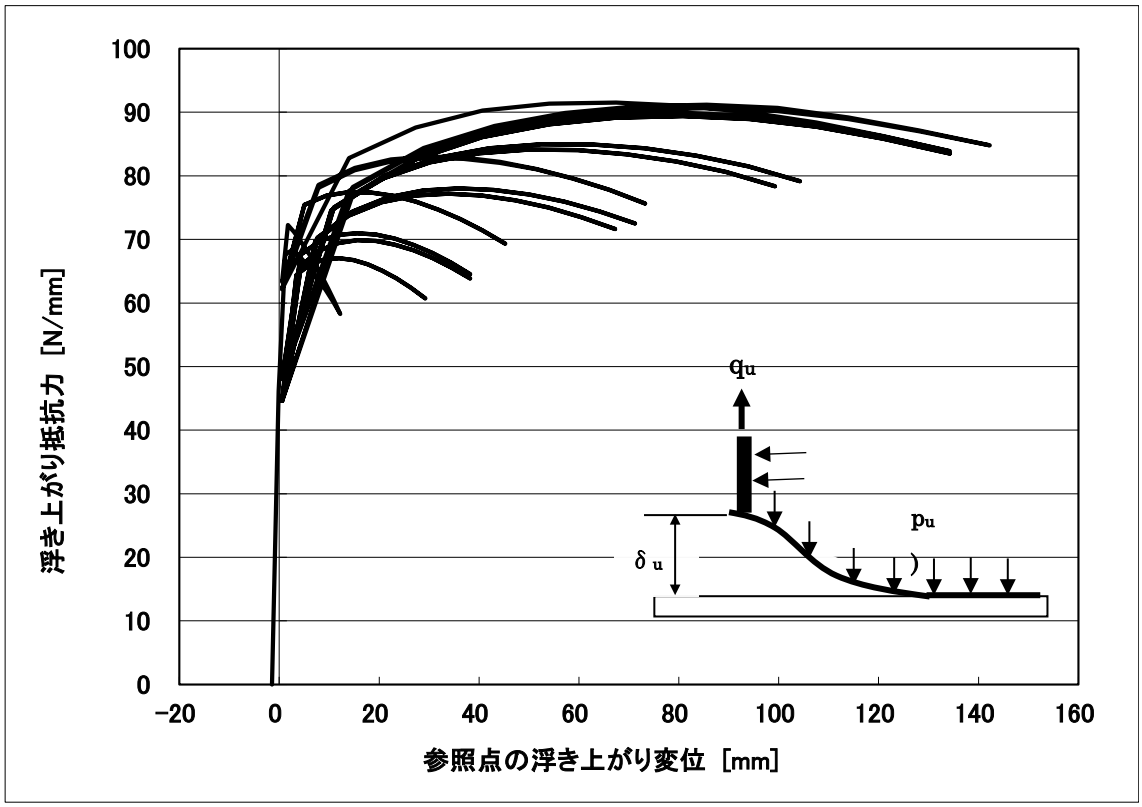


図1.4.3　浮き上がり変位（δ_u）とB端部の算定された抵抗力（q_u）の関係

(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1.4.4に示す）に発生した全ひずみ（弾性ひずみ＋塑性ひずみの和）とひずみ両振幅（浮き上がり最高位置の全ひずみとその前後の最低位置の全ひずみとの差の最大値）の計算結果を表1.4.7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、その鉛直方向全ひずみをε_zとする。また、ひずみ両振幅は$\Delta\varepsilon_r$等とする。13サイクルにおける各A~C点の浮き上がり変位と全ひずみとの関係線図を図1.4.5から図1.4.7に示す。

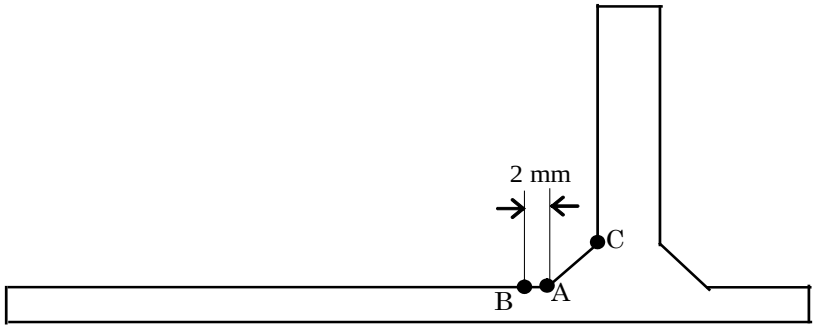


図1.4.4　ひずみ評価位置

表1.4.7　各サイクルにおける隅角部隅肉溶接部の全ひずみとひずみ両振幅

サイクル No.	浮き上がり位置	ひずみ (%)			ひずみ両振幅 (%)		
		A点 εr	B点 εr	C点 εz	A点 $\Delta\varepsilon r$	B点 $\Delta\varepsilon r$	C点 $\Delta\varepsilon z$
1	開始	0.17	0.14	0.07	0.04	0.03	0.01
	最高	0.18	0.15	0.06			
	最低	0.21	0.17	0.07			
2	最高	0.44	0.43	0.13	0.23	0.26	0.06
	最低	0.28	0.28	0.07			
3	最高	0.37	0.37	0.10	0.08	0.09	0.03
	最低	0.28	0.28	0.07			
4	最高	0.73	1.12	0.16	0.45	0.84	0.12
	最低	0.43	0.83	0.04			
5	最高	0.51	0.93	0.08	0.09	0.10	0.03
	最低	0.43	0.83	0.04			
6	最高	0.66	1.07	0.14	0.24	0.24	0.09
	最低	0.43	0.83	0.04			
7	最高	0.67	1.08	0.14	0.25	0.25	0.10
	最低	0.42	0.83	0.04			
8	最高	0.77	1.28	0.16	0.34	0.45	0.12
	最低	0.44	0.96	0.04			
9	最高	0.63	1.15	0.11	0.18	0.19	0.07
	最低	0.44	0.96	0.04			
10	最高	0.75	1.27	0.16	0.31	0.31	0.12
	最低	0.44	0.96	0.04			
11	最高	0.61	1.14	0.11	0.17	0.18	0.07
	最低	0.44	0.96	0.04			
12	最高	0.53	1.07	0.08	0.09	0.10	0.04
	最低	0.44	0.96	0.04			
13	最高	0.50	1.04	0.06	0.06	0.08	0.03
	最低	0.44	0.96	0.04			

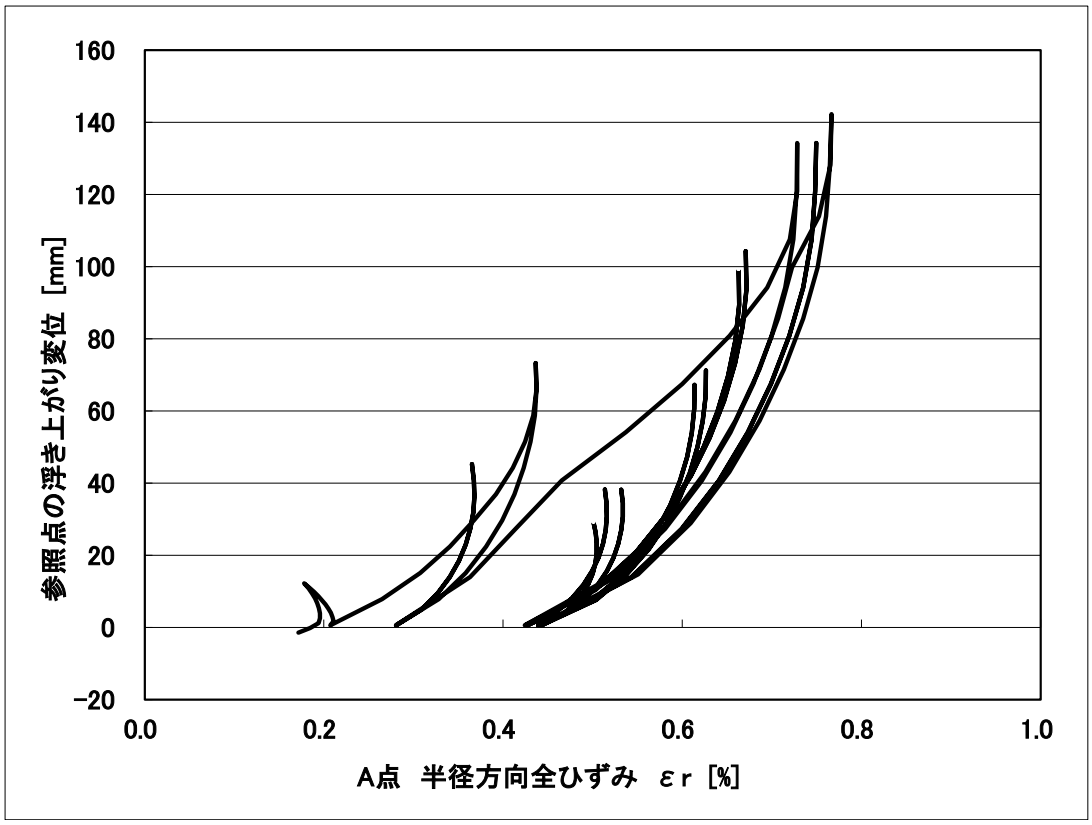


図1.4.5　浮き上がり変位とA点に発生した半径方向全ひずみの関係

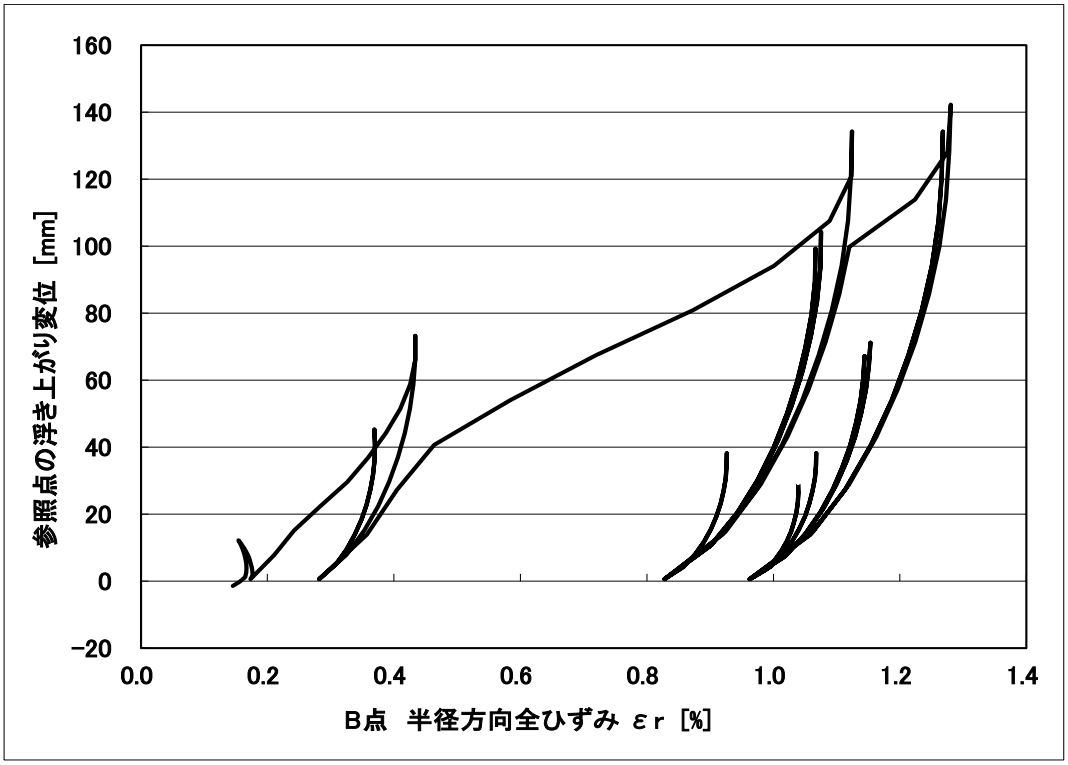


図1.4.6　浮き上がり変位とB点に発生した半径方向全ひずみの関係

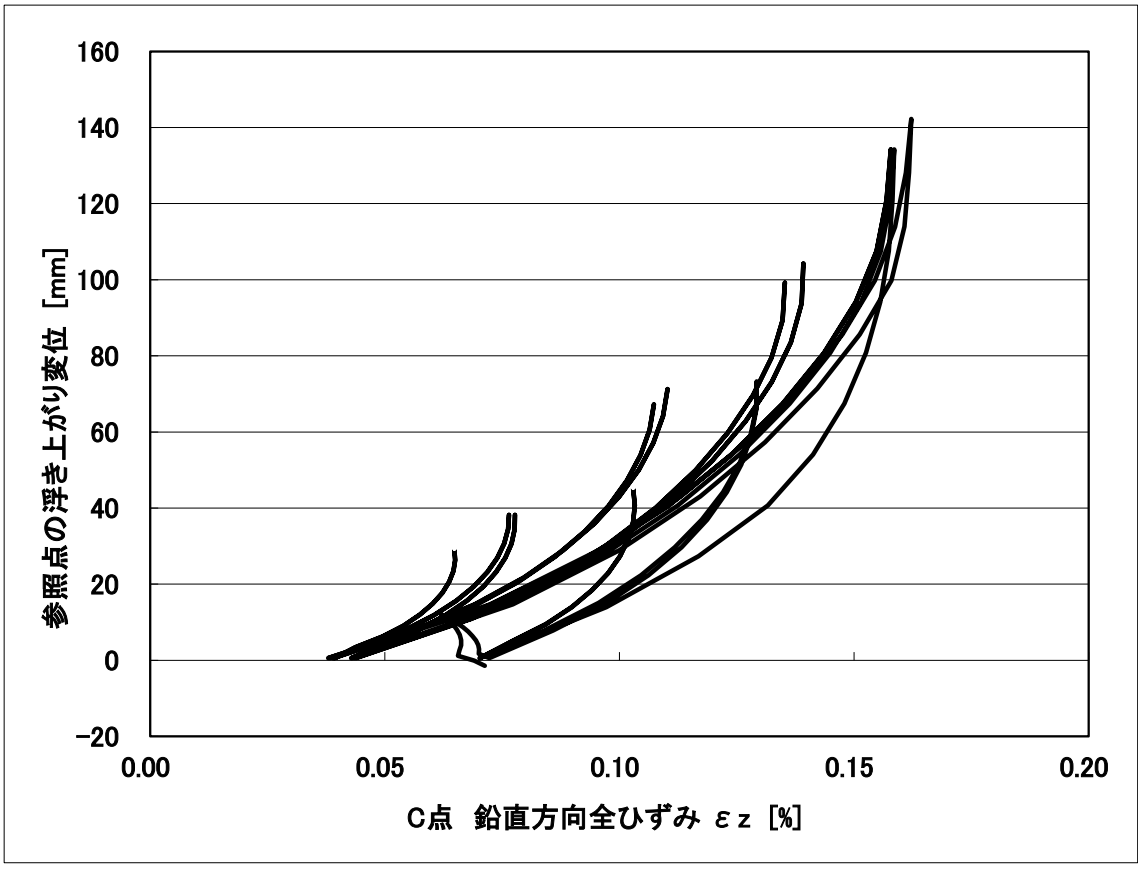


図1.4.7　浮き上がり変位とC点に発生した鉛直方向全ひずみの関係

(3) 隅角部の変形及び全ひずみ分布

最大浮き上がり変位が14.2 cmになるときの隅角部の変形図及び半径方向全ひずみ成分分布を図1.4.8と図1.4.9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から2 mmの点（B点）に最も大きなひずみが発生した。



図 1.4.8　浮き上がり時の隅角部の変形図（最大浮き上がり 14.2 cm）

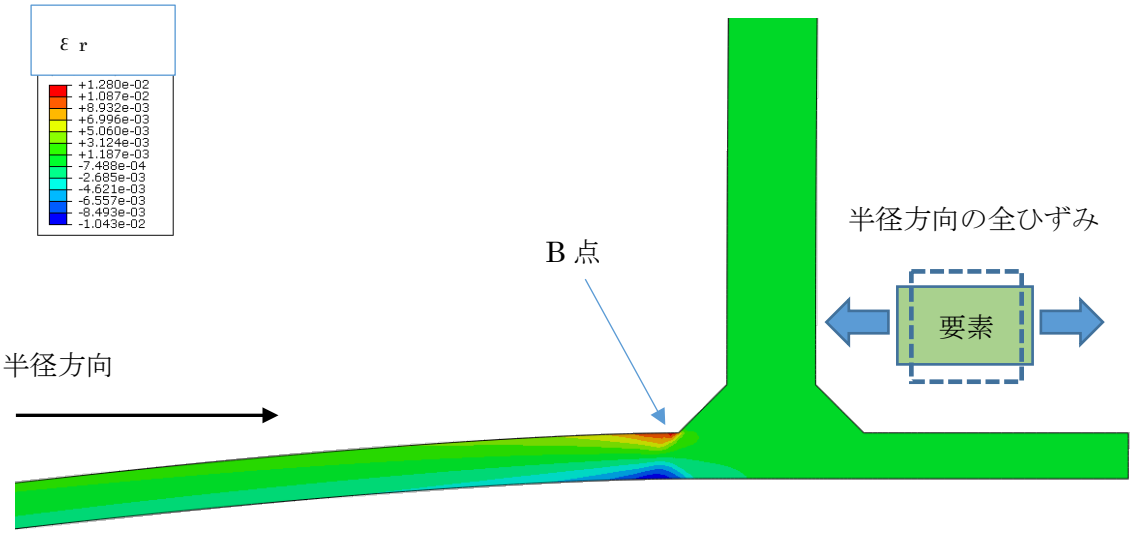


図 1.4.9　隅角部の半径方向全ひずみ成分 ε_r 分布図（最大浮き上がり 14.2 cm）

1.4.3　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、低サイクル疲労を生じる。飯田※は、溶接構造用鋼、高張力鋼、一般構造用鋼などの 10 種の鋼のひずみ制御疲労試験を実施し、き裂発生寿命 Nc をひずみ振幅 Δε(=2 ε 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 1.4.10 に飯田の最適疲労曲線及び設計疲労曲線等を示す。

$$\frac{\Delta\varepsilon}{2} = 0.415N_C^{-0.606} + 0.00412N_C^{-0.115} \qquad (1.4.1)$$

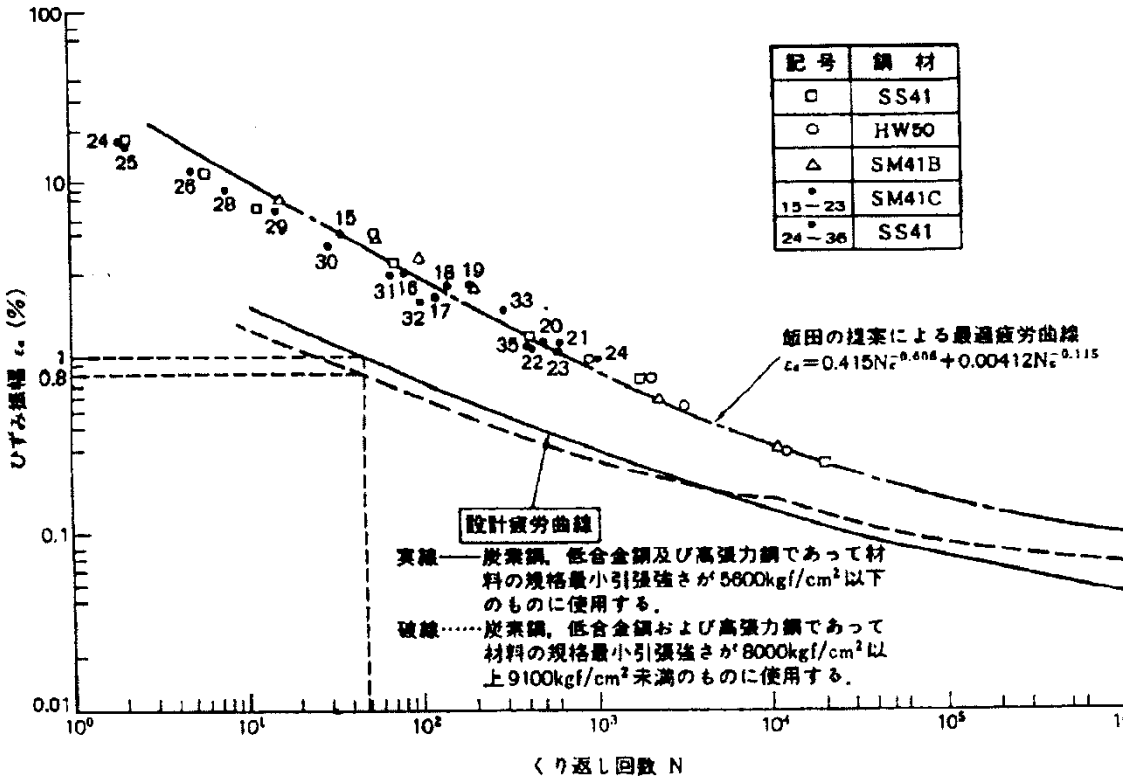


図 1.4.10　飯田の最適疲労曲線

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(4.3.2)により隅角部の疲労損傷度の評価※を実施する。

$$D = \frac{n(\Delta\varepsilon_1)}{N_c(\Delta\varepsilon_1)} + \frac{n(\Delta\varepsilon_2)}{N_c(\Delta\varepsilon_2)} + \frac{n(\Delta\varepsilon_3)}{N_c(\Delta\varepsilon_3)} + \cdots < 1.0 \qquad (1.4.2)$$

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

※出典：日本ガス協会、ガス導管耐震設計指針（1982 年）p119

B-5 タンク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 13 回で設定し、この条件での疲労損傷度 D を算定した。

表 1.4.7 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(1.4.1)で求めた疲労寿命 Nc を用いた疲労損傷度評価結果を表 1.4.8 に示す。同表より、最大浮き上がり変位 14.2 cm となる B 地区 EW 方向の想定地震動に対し、当該タンクは隅角部の溶接部止端部近傍の B 点の疲労損傷度Dは 0.00033 であり、1.0 以下という結果になった。

表 1.4.8　B-5 タンクの隅角部 B 点における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			
		ひずみ両振幅 $\Delta\varepsilon_r$ (%)	繰り返し回数 n	許容繰返し回数 Nc	疲労損傷度 D
1	11.7	0.03	1	5.92E+12	0.00000
2	73.3	0.26	1	1.74E+05	0.00001
3	44.6	0.09	1	3.28E+08	0.00000
4	134.5	0.84	1	4.23E+03	0.00024
5	38.1	0.10	1	4.87E+04	0.00002
6	98.6	0.24	1	2.65E+05	0.00000
7	103.8	0.25	1	2.25E+05	0.00000
8	142.4	0.45	1	2.24E+04	0.00004
9	70.8	0.19	1	8.93E+05	0.00000
10	134.2	0.31	1	8.94E+04	0.00001
11	67.0	0.18	1	1.23E+06	0.00000
12	38.1	0.11	1	6.83E+07	0.00000
13	29.0	0.08	1	1.04E+09	0.00000
				合計	0.00033

1.5　3 次元シェル要素モデルによる側板の座屈強度評価

非線形構造解析プログラム Abaqus 2016 を用いて、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た。非線形ばねを持つ質点系モデルの浮き上がり変位解析結果から得られた最大浮き上がり変位が生じるときに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、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。

5.1　解析モデル

水平一方向の動液圧による加力によるタンクの浮き上がり側及び沈み込み側の挙動に着目するため、タンクの解析モデルは 3 次元シェル要素モデルを作成した。図 1.5.1 に示すように、タンクの解析モデルは加力方向を切断面とする対称条件を有するタンクの半割リモデルとした。底板は全て要素分割して作成しているが、タンク半径の 70%の位置から中心部分の底板は一部剛体要素でモデル化し、中心の参照点と連動させている。

B-5 タンク(50000 KL)の解析モデルを図 1.5.1 及び図 1.5.2 に示す。タンクの主な寸法と諸元は 1.4 節の表 1.4.1 に示す。タンク側板の上端にトップアングル及びウィンドガーダーをモデル化した。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、上下方向の圧縮のみに 294 N/cm^{3}の力が生じるノンテンションばねを設置した。

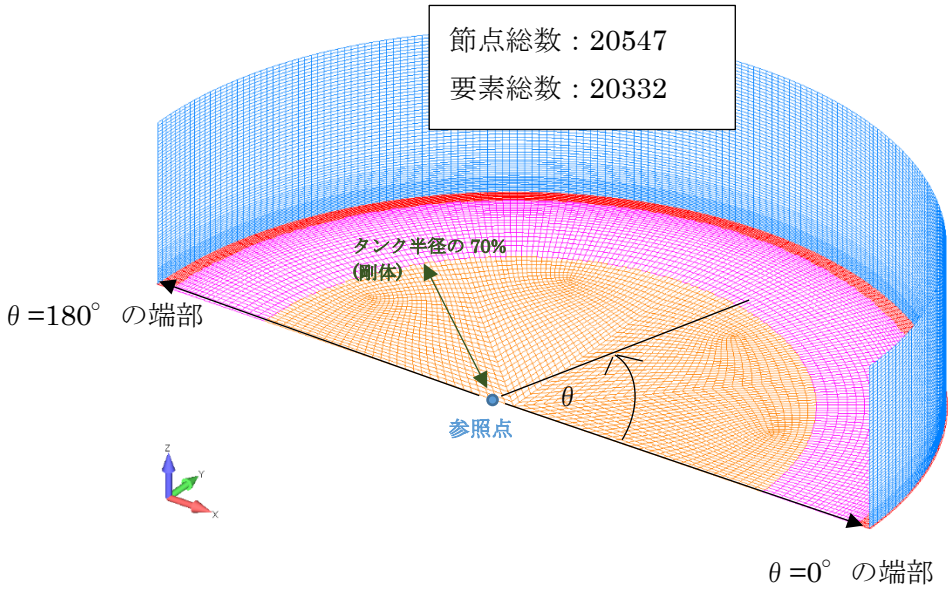


図1.5.1　B-5タンクの３次元シェルモデル

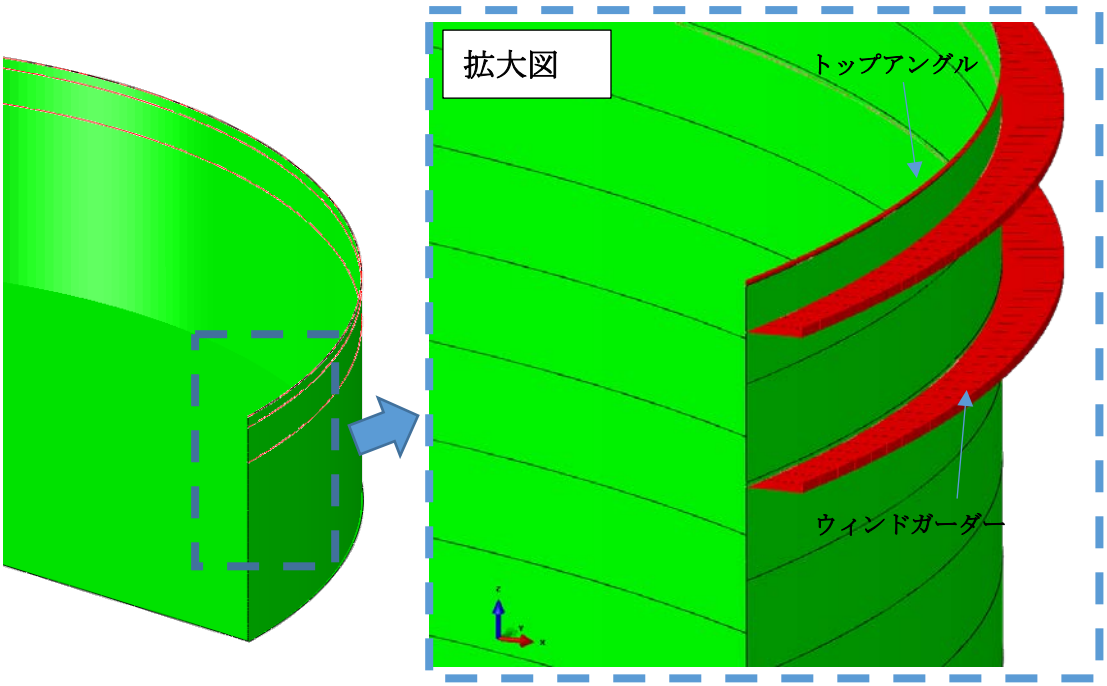


図1.5.2　タンクモデルのトップアングル及びウィンドガーダー

側板重量等(合計4320 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。材料の物性値は1.4節の表1.4.4に示すとおりである。

1.5.2　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した。アニュラ板と底板の自重をモデル上考慮した。

(2) 動液圧の算定

動液圧及び動液圧分布の算定に当っては、消防法で規定されている算出式を用いた。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。

消防法における水平方向地震動による側板部に作用する液圧は次式で表される。

$$P_h = P_{h0} + P_{h1} \qquad (1.5.1)$$

P_h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。

P_{h0}及びP_{h1}は次式のとおり。

$$P_{h0} = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{0i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}K_{h1}/\nu_3 \qquad (1.5.2)$$

$$P_{h1} = \frac{9.80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{1i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\left(1-\frac{1}{\nu_3}\right)K_{h1} \qquad (1.5.3)$$

ここで、K_{h1}は設計水平震度、ρは、貯蔵液の比重、Hは最高液面高さ(m)、v_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。

上記式により算定されたタンクの動液圧を添付資料3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、動液圧を段階的に増加させ負荷した。

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。

1.5.3　解析結果

以下にB-5タンクの最大浮き上がり変位14.2 cmになった時点の解析結果を示す。

側板最下端の浮き上がり14.2 cm時の変形を図1.5.3、相当応力分布を図1.5.4、浮き上がり範囲を図1.5.5に示す。

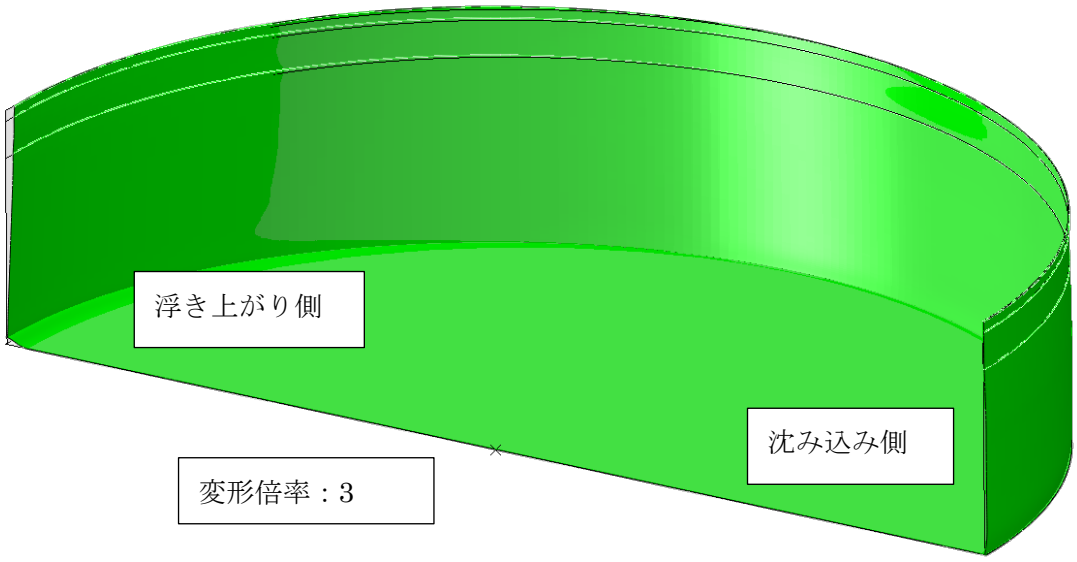


図1.5.3　変形図（14.2 cm浮き上がり時）

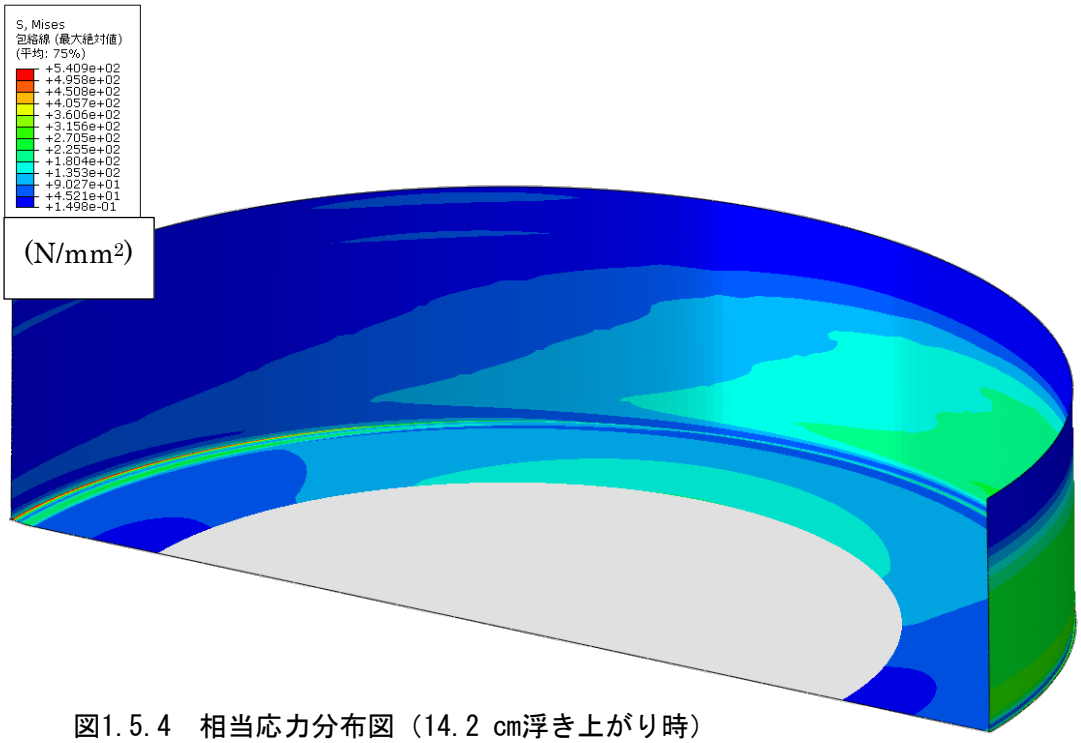


図1.5.4　相当応力分布図（14.2 cm浮き上がり時）

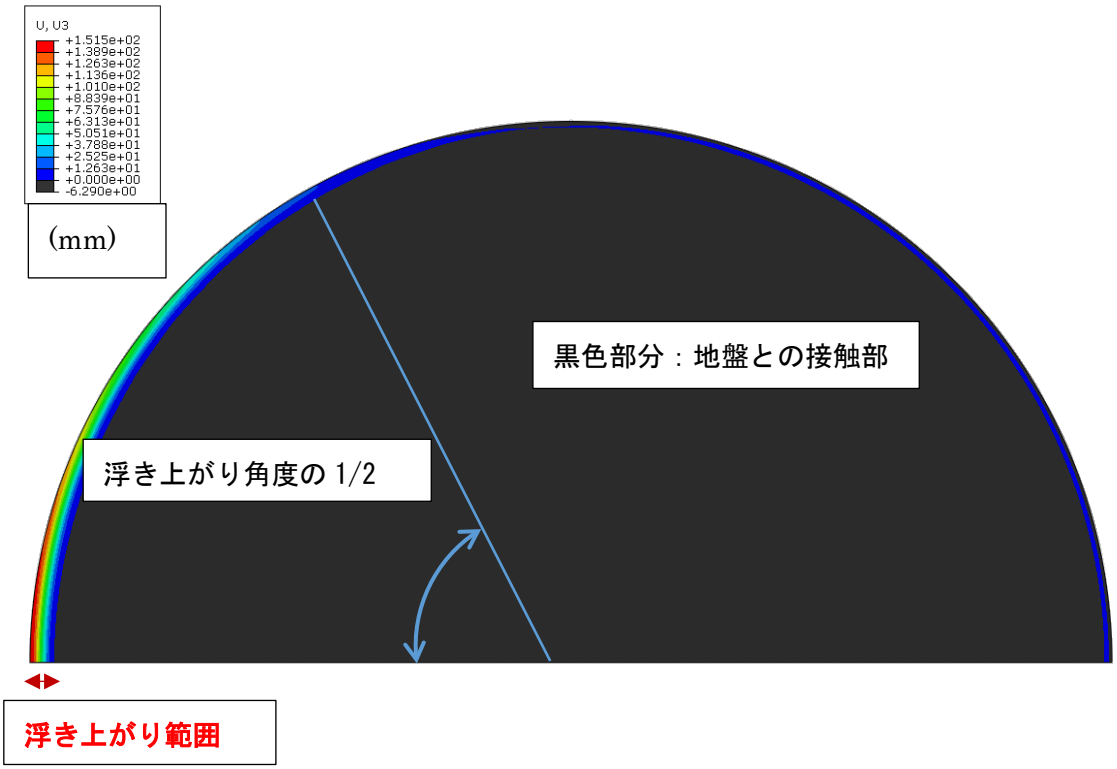


図1.5.5　浮き上がり範囲（14.2 cm浮き上がり時）

側板下端部の半径方向に対応する軸方向(上下)変位を図1.5.6に示す。最大浮き上がり変位が14.2 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1.5.7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4.5 N/mm^{2}であった（図1.5.7参照）。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1.5.8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：1805 mm）に発生する最大円周方向膜応力は282 N/mm^{2}であった（図1.5.8参照）。

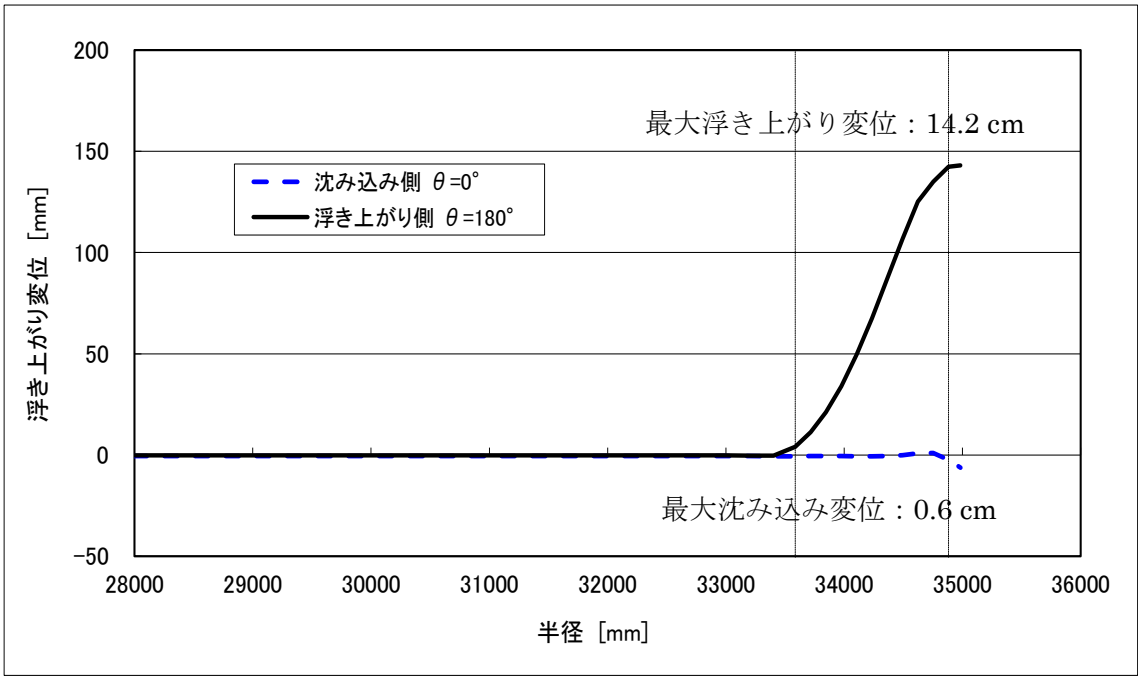


図1.5.6　側板下端部の半径方向に対応する浮き上がり変位

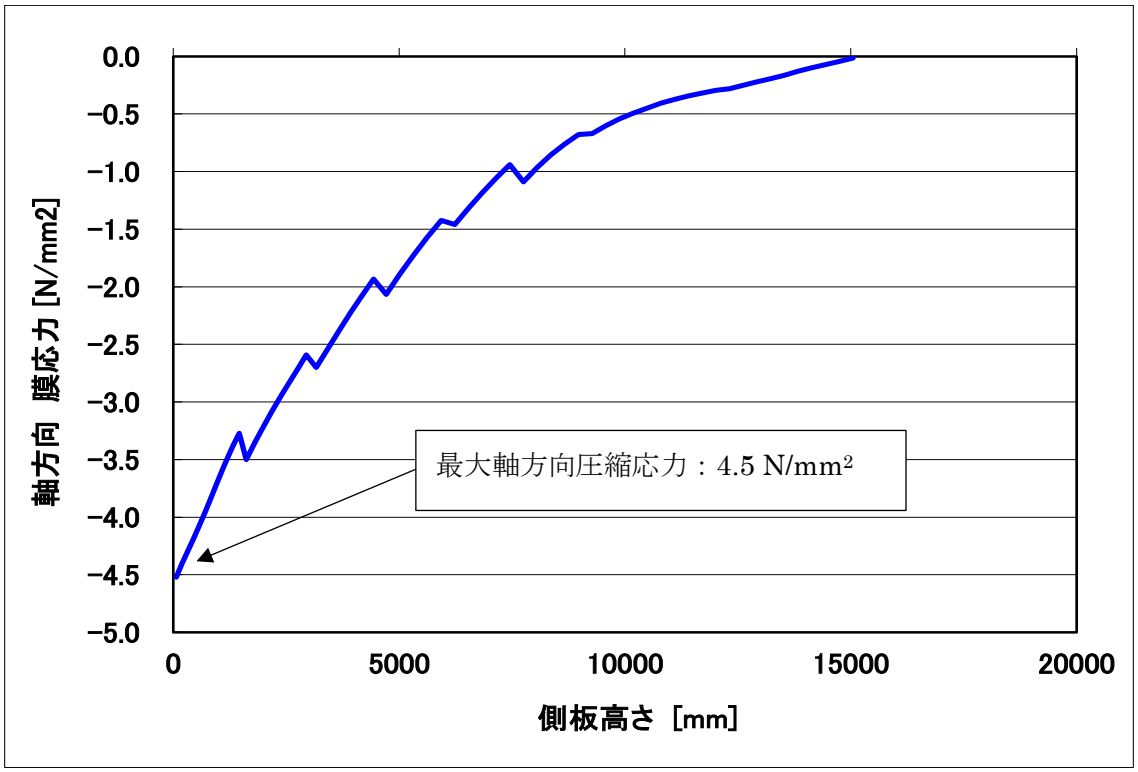


図1.5.7　側板に発生した軸方向の膜応力と側板高さの関係（沈み込み側）

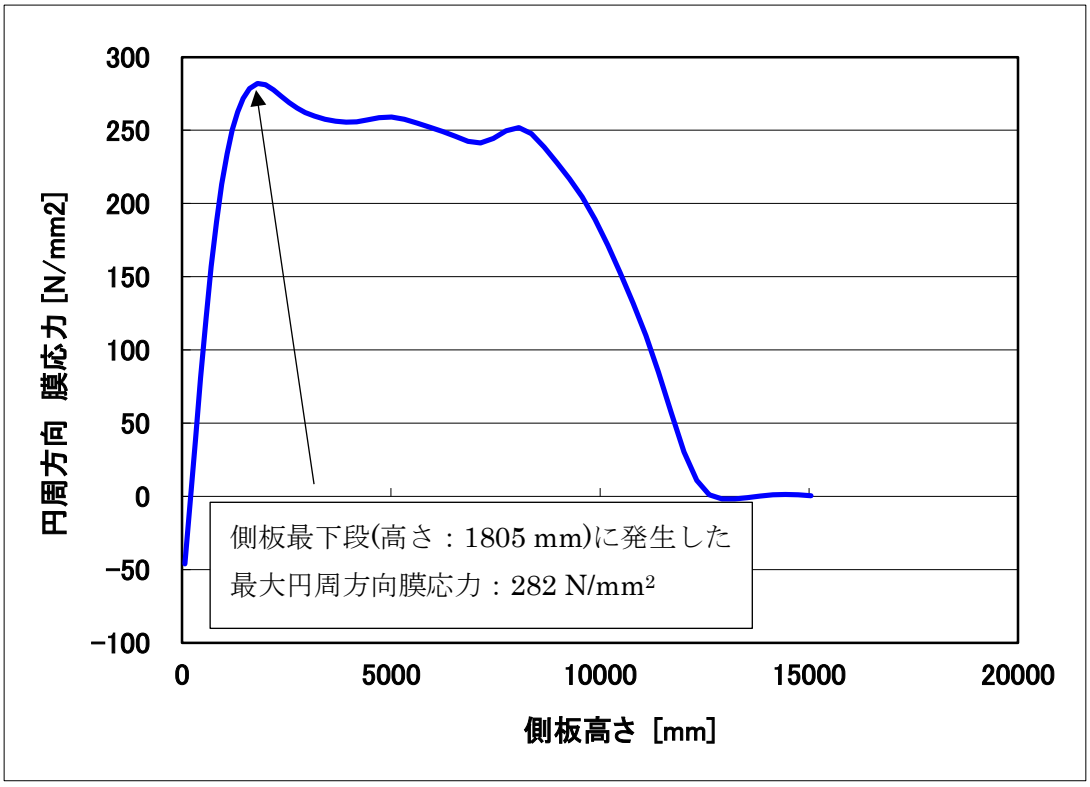


図1.5.8　側板に発生した円周方向の膜応力と側板高さの関係（沈み込み側）

5.4　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。

$$\sigma_{cr} = 0.4E\frac{t_s}{D} \qquad (1.5.4)$$

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：　側板の縦弾性係数　（N/mm²）

t_s：　側板最下端の板厚　（mm）

D：　タンクの直径　（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 1.5.5 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、円周方向膜応力と降伏強度との比が 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。

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

$$\sigma_{cr} = 0.96E\frac{t_s}{D}(1-\frac{\sigma_\phi}{\sigma_y}) \qquad (1.5.5)$$

B-5 タンクの側板最下段に発生した最大円周方向膜応力(282 N/mm²)は、降伏強度(450 N/mm²)との比(0.63)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。

表 1.5.1 に示す側板材料の物性値と寸法を用いて、式(1.5.4)と式(1.5.5)より、軸圧縮限界座屈応力及び象の脚型圧縮の限界座屈応力を算定して同表に示した。

表1.5.1　B-5タンクの側板の座屈強度評価結果

側板材料物性値		タンク内径	側板最下端	限界座屈応力 σcr		軸圧縮	評価
縦弾性係数	降伏強度	D	板厚	軸圧縮	象の脚型	膜応力	
E (N/mm2)	σy (N/mm2)	(mm)	ts (mm)	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)	
205939.7	450	69765	22.1	26.1	23.2	4.5	合格

解析結果から得られた浮き上がり時側板に発生した軸圧縮膜応力の最大値の4.5 N/mm²は、軸圧縮及び象の脚型の両方の限界座屈応力以下であるため、当該区域の想定地震動に対して、B-5タンクの最大浮き上がり変位が14.2 cm発生した場合の圧縮応力は、従来評価手法の限界座屈応力を超えない評価結果となった。

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。

２　屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析のまとめ

今年度は首都直下地震の発生を想定し、代表とする 3 地区のタンク 20 基の浮き上がり挙動と耐震安全性を解析により検討した。想定する入力地震動により、最も浮き上がりの影響を受けるタンクにおいて隅角部の疲労損傷及び側板の座屈強度の評価を実施し、許容値以下であることを確認した。

2.1　質点系モデルによる浮き上がり解析結果

マルチリニア型非線形ばね特性を持つ質点系モデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、特防区域代表 3 地区の代表タンク合計 20 基の浮き上がり量を検討した。検討した代表タンクのうち、B 地区の B-5 タンク(50000 KL)が最も大きな浮き上がり変位（14.2 cm）を生じる結果となり、当該タンクを FEM 詳細解析による隅角部疲労損傷度評価、側板座屈評価の対象に選定した。

2.2　2 次元軸対称ソリッド要素モデルによる隅角部の疲労損傷度評価

選定した B-5 タンクの質点系モデルでの浮き上がり履歴を使用して、2 次元軸対称ソリッド要素モデルによる静的弾塑性大たわみ解析を実施した。タンク隅角部に発生したひずみ両振幅と飯田の最適疲労曲線式から算定した疲労寿命、及びその繰り返し回数から求めた疲労損傷度 D は 0.00033 となり、許容値以内であった。

2.3　3 次元シェル要素モデルによる側板の座屈強度評価

選定した B-5 タンクの 3 次元シェル要素モデルによる静的弾性解析を実施した。選定した B-5 タンクが 14.2 cm の浮き上がりを発生する時の側板沈み込み側の最大軸圧縮応力（4.5N/㎟）は、軸圧縮限界座屈応力（26.1N/㎟）及び象の脚型限界座屈応力（23.2N/㎟）以内であることを確認した。

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。

添付資料１

代表タンクの質点系モデルの入力諸元の計算シート

（１） A 地区（代表タンク：合計 6 基、A-1～A-6）

付表 1.1-1 A-1 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	1000	(kl)
貯槽内径	D	11600	(mm)
側板高さ	Hmax	12190	(mm)
最下段側板厚	t_s	6	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	4.87	(mm)
アニュラ板厚	t_b	10	(mm)
鋼材のヤング率（SM400C）	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	245	(N/mm2)
最高液高さ	H	10882	(mm)
液密度	γ	6.67E−07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	1.07	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.94	(−)
消防法／有効液重量率　f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.75	(−)
消防法／有効液重量率　f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.67	(−)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0}=0.0384(\frac{H}{D})^4-0.1493(\frac{H}{D})^3+0.204(\frac{H}{D})^2-0.0807(\frac{H}{D})+0.4096$		0.42	(−)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.48	(−)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.07	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	2.56E+02	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	1.62E+02	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	2.56E+05	(N)

付表 1.1-2 A タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \, sqrt((W)/(g\pi E*t_{1/3}))*j$		0.1445	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.2375	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	7.52E+06	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	7.78E+06	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	5.62E+06	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	5.33E+06	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.75	(−)
	f_{w1}	0.67	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	456.94	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	521.50	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.42	(−)
	f_{h1}	0.48	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	70.17	(N/cm)
ばね係数	K_b	1.03E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	340.97	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	411.14	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.67E+06	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	0.16	(cm)
減衰係数	Ce	7.09E+04	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	2.22	(−)

付表　1.1-3　A-1 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	2.84E+05	N
	C10	0.27	–
	αt	0.02	–
	Δet	0.03	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	4.08E+03	N
	qy	2.78E+02	N/cm
	QRy	1.13E+06	N
	αy	0.06	–
	CM	12.94	–
	Da	1.89E+06	N.cm
	Δy	0.44	cm
	Δey	0.58	cm
	QRy+Qt	1.41E+06	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	6.13E+03	N
	qp	3.41E+02	N/cm
	QRp	1.38E+06	N
	αp	0.07	–
	CM	12.86	–
	Da	1.89E+06	N.cm
	Δp	1.02	cm
	Δep	1.18	cm
	QRp+Qt	1.67E+06	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	8.17E+03	N
	q4	3.94E+02	N/cm
	QR4	1.60E+06	N
	α4	0.08	–
	CM	12.79	–
	Da	1.89E+06	N.cm
	Δ4	1.85	cm
	Δe4	2.03	cm
	QR4+QRt	1.88E+06	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	1.02E+04	N
	q5	4.40E+02	N/cm
	QR5	1.78E+06	N
	α5	0.09	–
	CM	12.73	–
	Da	1.89E+06	N.cm
	Δ5	2.95	cm
	Δe5	3.15	cm
	QR5+QRt	2.07E+06	N

付表 1.2-1 A-2 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	5000	(kl)
貯槽内径	D	23240	(mm)
側板高さ	Hmax	12235	(mm)
最下段側板厚	t_s	12	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	9.2	(mm)
アニュラ板厚	t_b	9	(mm)
鋼材のヤング率 (SS41)	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	245.1663	(N/mm2)
最高液高さ	H	11790	(mm)
液密度	γ	8.32E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	1.97	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.51	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.55	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.53	(-)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.41	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.10	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	6.37E+02	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	2.75E+02	(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	9.12E+05	(N)

付表 1.2-2 A-2 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \, sqrt((W)/(g \pi E * t_{1/3})) * j$		0.1790	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3250	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	4.08E+07	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	4.17E+07	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	2.25E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	2.27E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.55	(−)
	f_{w1}	0.53	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	476.57	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	488.20	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.41	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	124.88	(N/cm)
ばね係数	K_b	2.85E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	356.87	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	481.75	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	8.37E+06	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	0.29	(cm)
減衰係数	Ce	2.44E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	4.76	(−)

付表　1.2-3　A-2 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	2.17E+06	N
	C10	0.63	–
	αt	0.06	–
	Δet	0.08	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	3.31E+03	N
	qy	2.91E+02	N/cm
	QRy	5.06E+06	N
	αy	0.15	–
	CM	12.13	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δy	0.18	cm
	Δey	0.43	cm
	QRy+Qt	7.23E+06	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	4.96E+03	N
	qp	3.57E+02	N/cm
	QRp	6.20E+06	N
	αp	0.18	–
	CM	11.94	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δp	0.43	cm
	Δep	0.72	cm
	QRp+Qt	8.37E+06	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	6.62E+03	N
	q4	4.12E+02	N/cm
	QR4	7.16E+06	N
	α4	0.21	–
	CM	11.77	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δ4	0.80	cm
	Δe4	1.13	cm
	QR4+QRt	9.33E+06	N

付表 1.3-1 A-3 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	10000	(kl)
貯槽内径	D	32930	(mm)
側板高さ	Hmax	15195	(mm)
最下段側板厚	t_s	19	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	14.11	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SM400C)	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	245	(N/mm2)
最高液高さ	H	11697	(mm)
液密度	γ	7.35E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	2.82	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.36	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.42	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.41	(-)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.39	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.08	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	1.60E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	8.56E+01	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	7.37E+02	(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	2.34E+06	(N)

付表 1.3-2 A-3 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g \pi E * t_{1/3}))} * j$		0.1722	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3619	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	7.18E+07	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	7.41E+07	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	3.02E+07	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	3.16E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.42	(−)
	f_{w1}	0.41	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	468.57	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	459.92	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.39	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	225.75	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.29E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	445.31	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	671.05	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	2.49E+07	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	0.58	(cm)
減衰係数	Ce	3.53E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	7.16	(−)

付表　1.3-3　A-3 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	8.36E+06	N
	C10	0.75	–
	αt	0.22	–
	Δet	0.19	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	5.88E+03	N
	qy	3.64E+02	N/cm
	QRy	1.35E+07	N
	αy	0.35	–
	CM	10.02	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.39	cm
	Δey	0.89	cm
	QRy+Qt	2.18E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	8.82E+03	N
	qp	4.45E+02	N/cm
	QRp	1.65E+07	N
	αp	0.43	–
	CM	9.56	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	1.05	cm
	Δep	1.63	cm
	QRp+Qt	2.49E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	1.18E+04	N
	q4	5.14E+02	N/cm
	QR4	1.90E+07	N
	α4	0.49	–
	CM	9.17	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	2.21	cm
	Δe4	2.85	cm
	QR4+QRt	2.74E+07	N

付表 1.4-1 A-4 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	30000	(kl)
貯槽内径	D	53600	(mm)
側板高さ	Hmax	16455	(mm)
最下段側板厚	t_s	35	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	26.89	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SS41)	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	245.1663	(N/mm2)
最高液高さ	H	12875	(mm)
液密度	γ	8.85E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	4.16	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.24	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.29	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.27	(-)
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 $P_0=g\gamma H$		0.11	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	4.71E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	1.67E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	4.71E+06	(N)

付表 1.4-2 A-4 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g \pi E * t_{1/3}))} * j$		0.2159	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3918	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	2.52E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	2.57E+08	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	7.22E+07	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	7.30E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.29	(−)
	f_{w1}	0.27	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	515.06	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	489.25	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	279.63	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.31E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	512.83	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+qt	792.46	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	7.31E+07	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	1.16	(cm)
減衰係数	Ce	6.50E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	10.96	(−)

付表　1.4-3　A-4 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	2.58E+07	N
	C10	0.81	–
	αt	0.31	–
	Δet	0.41	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	5.88E+03	N
	qy	4.19E+02	N/cm
	QRy	3.86E+07	N
	αy	0.46	–
	CM	8.83	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.32	cm
	Δey	1.34	cm
	QRy+Qt	6.44E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	8.83E+03	N
	qp	5.13E+02	N/cm
	QRp	4.73E+07	N
	αp	0.56	–
	CM	8.22	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	0.95	cm
	Δep	2.11	cm
	QRp+Qt	7.31E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	1.18E+04	N
	q4	5.92E+02	N/cm
	QR4	5.46E+07	N
	α4	0.65	–
	CM	7.70	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	2.19	cm
	Δe4	3.46	cm
	QR4+QRt	8.04E+07	N

付表 1.5-1 A-5 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	50000	(kl)
貯槽内径	D	61000	(mm)
側板高さ	Hmax	20095	(mm)
最下段側板厚	t_s	21	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	17.31	(mm)
アニュラ板厚	t_b	15	(mm)
鋼材のヤング率 (SM490C)	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	325	(N/mm2)
最高液高さ	H	16163	(mm)
液密度	γ	8.85E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	3.77	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.26	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.32	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.30	(-)
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 $P_0=g\gamma H$		0.14	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	4.49E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	1.94E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	4.49E+06	(N)

付表 1.5-2 A-5 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E * t_{1/3}))} * j$		0.3489	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3852	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	4.10E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	4.14E+08	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	1.30E+08	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	1.29E+08	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.32	(−)
	f_{w1}	0.30	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	646.44	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	618.39	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	234.37	(N/cm)
ばね係数	K_b	42639506.26	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	826.95	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	1061.32	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.00E+08	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	2.35	(cm)
減衰係数	Ce	710374.38	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	9.86	(−)

付表　1.5-3　A-5 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	2.22E+07	N
	C10	0.80	–
	αt	0.14	–
	Δet	0.52	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.22E+04	N
	qy	6.75E+02	N/cm
	QRy	6.38E+07	N
	αy	0.41	–
	CM	10.08	–
	Da	6.36E+06	N.cm
	Δy	0.36	cm
	Δey	2.38	cm
	QRy+Qt	8.60E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.83E+04	N
	qp	8.27E+02	N/cm
	QRp	7.82E+07	N
	αp	0.50	–
	CM	9.53	–
	Da	6.36E+06	N.cm
	Δp	1.02	cm
	Δep	3.37	cm
	QRp+Qt	1.00E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.44E+04	N
	q4	9.55E+02	N/cm
	QR4	9.03E+07	N
	α4	0.58	–
	CM	9.06	–
	Da	6.36E+06	N.cm
	Δ4	2.21	cm
	Δe4	4.85	cm
	QR4+QRt	1.12E+08	N

付表 1.6-1 A-6 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	75000	(kl)
貯槽内径	D	70000	(mm)
側板高さ	Hmax	21958	(mm)
最下段側板厚	t_s	30	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23.89	(mm)
アニュラ板厚	t_b	18	(mm)
鋼材のヤング率 (SPV490Q)	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	490	(N/mm2)
最高液高さ	H	19618	(mm)
液密度	γ	8.80E−07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	3.57	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.28	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.34	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.32	(−)
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/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	7.68E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	2.45E+03	(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	7.68E+06	(N)

付表 1.6-2 A-6 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \, sqrt((W)/(g \pi E * t_{1/3})) * j$		0.3784	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3812	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	6.52E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	6.59E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	2.19E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	2.18E+08	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.34	(−)
	f_{w1}	0.32	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	784.63	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	753.86	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	349.15	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.13E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	1338.61	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	1687.76	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.72E+08	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	2.81	(cm)
減衰係数	Ce	1.11E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	9.29	(−)

付表　1.6-3　A-6 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	3.56E+07	N
	C10	0.80	–
	αt	0.13	–
	Δet	0.58	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	2.65E+04	N
	qy	1.09E+03	N/cm
	QRy	1.12E+08	N
	αy	0.42	–
	CM	10.06	–
	Da	1.10E+07	N.cm
	Δy	0.88	cm
	Δey	3.28	cm
	QRy+Qt	1.47E+08	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	3.97E+04	N
	qp	1.34E+03	N/cm
	QRp	1.37E+08	N
	αp	0.52	–
	CM	9.49	–
	Da	1.10E+07	N.cm
	Δp	2.48	cm
	Δep	5.30	cm
	QRp+Qt	1.72E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	5.29E+04	N
	q4	1.55E+03	N/cm
	QR4	1.58E+08	N
	α4	0.60	–
	CM	9.02	–
	Da	1.10E+07	N.cm
	Δ4	5.43	cm
	Δe4	8.58	cm
	QR4+QRt	1.93E+08	N

（２） B 地区（代表タンク：合計 7 基、B-1～B-7）

付表 1.7-1 B-1 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	1000	(kl)
貯槽内径	D	11630	(mm)
側板高さ	Hmax	10715	(mm)
最下段側板厚	t_s	6	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	4.1	(mm)
アニュラ板厚	t_b	6	(mm)
鋼材のヤング率（SS41）	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	245.1663	(N/mm2)
最高液高さ	H	9421	(mm)
液密度	γ	1.00E−06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	1.23	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.81	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.71	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.66	(−)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0}=0.0384(\frac{H}{D})^4-0.1493(\frac{H}{D})^3+0.204(\frac{H}{D})^2-0.0807(\frac{H}{D})+0.4096$		0.42	(−)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.46	(−)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.09	(N/mm2)

タンク本体重量（赤字:入力値）

側板重量	Ws0	1.74E+02	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	6.63E+01	(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	2.40E+05	(N)

付表 1.7-2 B-1 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{(W)/(g\pi E * t_{1/3})} * j$		0.1489	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.2609	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	9.81E+06	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	1.01E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	6.95E+06	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	6.68E+06	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.71	(−)
	f_{w1}	0.66	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	391.22	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	433.56	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.42	(−)
	f_{h1}	0.46	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	65.66	(N/cm)
ばね係数	K_b	1.21E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	233.16	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	298.82	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.46E+06	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	0.12	(cm)
減衰係数	Ce	8.62E+04	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	2.68	(−)

付表 1.7-3 B-1 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	3.22E+05	N
	C10	0.36	–
	αt	0.02	–
	Δet	0.03	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.47E+03	N
	qy	1.90E+02	N/cm
	QRy	9.33E+05	N
	αy	0.05	–
	CM	12.96	–
	Da	4.07E+05	N.cm
	Δy	0.17	cm
	Δey	0.27	cm
	QRy+Qt	1.25E+06	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	2.21E+03	N
	qp	2.33E+02	N/cm
	QRp	1.14E+06	N
	αp	0.06	–
	CM	12.89	–
	Da	4.07E+05	N.cm
	Δp	0.39	cm
	Δep	0.51	cm
	QRp+Qt	1.46E+06	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.94E+03	N
	q4	2.69E+02	N/cm
	QR4	1.32E+06	N
	α4	0.07	–
	CM	12.84	–
	Da	4.07E+05	N.cm
	Δ4	0.70	cm
	Δe4	0.84	cm
	QR4+QRt	1.64E+06	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	5.88E+03	N
	q5	3.81E+02	N/cm
	QR5	1.87E+06	N
	α5	0.10	–
	CM	12.65	–
	Da	4.07E+05	N.cm
	Δ5	2.96	cm
	Δe5	3.14	cm
	QR5+QRt	2.19E+06	N

付表 1.8-1 B-2 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	6000	(kl)
貯槽内径	D	29070	(mm)
側板高さ	Hmax	10760	(mm)
最下段側板厚	t_s	14	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	8.4	(mm)
アニュラ板厚	t_b	9	(mm)
鋼材のヤング率 (SS400)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	245.16625	(N/mm2)
最高液高さ	H	9074	(mm)
液密度	γ	1.00E-06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	3.20	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.31	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.37	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.36	(-)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.39	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.09	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	7.32E+02	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	4.99E+02	(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+06	(N)

付表 1.8-2 B-2 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{(W)/(g\pi E * t_{1/3})} * j$		0.1785	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3729	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	5.91E+07	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	6.03E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	2.21E+07	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	2.25E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.37	(−)
	f_{w1}	0.36	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	363.06	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	352.01	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.39	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	134.86	(N/cm)
ばね係数	K_b	2.85E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	343.23	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	478.10	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.80E+07	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	0.63	(cm)
減衰係数	Ce	2.43E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	8.26	(−)

付表 1.8-3 B-2 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	5.09E+06	N
	C10	0.78	–
	αt	0.19	–
	Δet	0.18	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	3.31E+03	N
	qy	2.80E+02	N/cm
	QRy	1.06E+07	N
	αy	0.39	–
	CM	9.96	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δy	0.24	cm
	Δey	0.79	cm
	QRy+Qt	1.57E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	4.96E+03	N
	qp	3.43E+02	N/cm
	QRp	1.29E+07	N
	αp	0.47	–
	CM	9.44	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δp	0.68	cm
	Δep	1.31	cm
	QRp+Qt	1.80E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	6.62E+03	N
	q4	3.96E+02	N/cm
	QR4	1.49E+07	N
	α4	0.55	–
	CM	9.01	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δ4	1.46	cm
	Δe4	2.16	cm
	QR4+QRt	2.00E+07	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	1.32E+04	N
	q5	5.60E+02	N/cm
	QR5	2.11E+07	N
	α5	0.77	–
	CM	7.65	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δ5	11.20	cm
	Δe5	12.122	cm
	QR5+QRt	2.62E+07	N

付表 1.9-1 B-3 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	10000	(kl)
貯槽内径	D	32940	(mm)
側板高さ	Hmax	13795	(mm)
最下段側板厚	t_s	18	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	12.8	(mm)
アニュラ板厚	t_b	8	(mm)
鋼材のヤング率 (SS41)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σ y	245	(N/mm2)
最高液高さ	H	11627	(mm)
液密度	γ	1.00E−06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	2.83	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.35	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.42	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.41	(−)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.39	(−)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.11	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	1.36E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	7.02E+02	(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	2.06E+06	(N)

付表 1.9-2 B-3 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E*t_{1/3}))}*j$		0.1909	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3625	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	9.72E+07	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	9.92E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	4.06E+07	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	4.14E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.42	(−)
	f_{w1}	0.41	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	465.73	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	456.84	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.39	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	199.36	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.58E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	345.24	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	544.60	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	2.03E+07	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	0.44	(cm)
減衰係数	Ce	4.17E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	7.21	(−)

付表 1.9-3 B-3 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ 線図の計算シート

(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	7.44E+06	N
	C10	0.76	–
	αt	0.14	–
	Δet	0.16	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	2.61E+03	N
	qy	2.82E+02	N/cm
	QRy	1.05E+07	N
	αy	0.20	–
	CM	11.33	–
	Da	9.66E+05	N.cm
	Δy	0.12	cm
	Δey	0.51	cm
	QRy+Qt	1.80E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	3.92E+03	N
	qp	3.45E+02	N/cm
	QRp	1.29E+07	N
	αp	0.25	–
	CM	11.05	–
	Da	9.66E+05	N.cm
	Δp	0.29	cm
	Δep	0.73	cm
	QRp+Qt	2.03E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	5.23E+03	N
	q4	3.99E+02	N/cm
	QR4	1.49E+07	N
	α4	0.29	–
	CM	10.83	–
	Da	9.66E+05	N.cm
	Δ4	0.56	cm
	Δe4	1.04	cm
	QR4+QRt	2.23E+07	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	1.05E+04	N
	q5	5.64E+02	N/cm
	QR5	2.10E+07	N
	α5	0.40	–
	CM	10.12	–
	Da	9.66E+05	N.cm
	Δ5	2.91	cm
	Δe5	3.53	cm
	QR5+QRt	2.85E+07	N

付表 1.10-1 B-4 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	30000	(kl)
貯槽内径	D	52330	(mm)
側板高さ	Hmax	16745	(mm)
最下段側板厚	t_s	17	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	13.8	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SPV490Q)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σ y	490	(N/mm2)
最高液高さ	H	13158	(mm)
液密度	γ	1.00E−06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	3.98	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.25	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.30	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.29	(−)
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 $P_0=g\gamma H$		0.13	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	2.90E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	1.43E+03	(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	4.34E+06	(N)

付表 1.10-2 B-4 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E * t_{1/3}))} * j$		0.2896	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3888	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	2.78E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	2.82E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	8.35E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	8.37E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.30	(−)
	f_{w1}	0.29	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	526.30	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	501.53	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	263.88	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.02E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	779.09	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	1042.97	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	8.95E+07	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	2.23	(cm)
減衰係数	Ce	5.55E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	10.43	(−)

付表 1.10-3 B-4 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$ $\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	2.26E+07	N
	C10	0.81	–
	αt	0.23	–
	Δet	0.56	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$ $m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a^{\,2}$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$ $D_a(=\frac{Et_a^{\,3}}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.18E+04	N
	qy	6.36E+02	N/cm
	QRy	5.46E+07	N
	αy	0.55	–
	CM	8.71	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	1.22	cm
	Δey	3.14	cm
	QRy+Qt	7.72E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a^{\,2}$ $q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$ $\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.76E+04	N
	qp	7.79E+02	N/cm
	QRp	6.68E+07	N
	αp	0.68	–
	CM	7.97	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	3.91	cm
	Δep	6.13	cm
	QRp+Qt	8.95E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$ $\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.35E+04	N
	q4	9.00E+02	N/cm
	QR4	7.72E+07	N
	α4	0.78	–
	CM	7.34	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	9.63	cm
	Δe4	12.12	cm
	QR4+QRt	9.98E+07	N

付表 1.11-1 B-5 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	50000	(kl)
貯槽内径	D	69765	(mm)
側板高さ	Hmax	15290	(mm)
最下段側板厚	t_s	22.1	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	18.1	(mm)
アニュラ板厚	t_b	11.4	(mm)
鋼材のヤング率 (HT60)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	450	(N/mm2)
最高液高さ	H	12608	(mm)
液密度	γ	8.66E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	5.53	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.18	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.20	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.18	(-)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.37	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.107	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	4.32E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	3.22E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	4.32E+06	(N)

付表 1.11-2 B-5 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g \pi E * t_{1/3}))} * j$		0.2927	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.4080	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	4.09E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	4.14E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	8.32E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	7.95E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.20	(−)
	f_{w1}	0.18	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	505.38	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	472.05	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.37	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	197.09	(N/cm)
ばね係数	K_b	3.74E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	680.12	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	877.21	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.42E+08	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	3.80	(cm)
減衰係数	Ce	5.22E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	14.78	(−)

付表 1.11-3 B-5 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$ $\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	3.19E+07	N
	C10	0.81	–
	αt	0.35	–
	Δet	0.85	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$ $m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$ $D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	9.75E+03	N
	qy	5.28E+02	N/cm
	QRy	8.54E+07	N
	αy	0.92	–
	CM	5.82	–
	Da	2.79E+06	N.cm
	Δy	4.16	cm
	Δey	7.30	cm
	QRy+Qt	1.17E+08	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$ $q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$ $\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.46E+04	N
	qp	6.46E+02	N/cm
	QRp	1.05E+08	N
	αp	1.13	–
	CM	4.58	–
	Da	2.79E+06	N.cm
	Δp	24.38	cm
	Δep	28.04	cm
	QRp+Qt	1.37E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$ $\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	1.56E+04	N
	q4	6.67E+02	N/cm
	QR4	1.08E+08	N
	α4	1.17	–
	CM	4.36	–
	Da	2.79E+06	N.cm
	Δ4	33.82	cm
	Δe4	37.57	cm
	QR4+QRt	1.40E+08	N

付表 1.12-1 B-6 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	77000	(kl)
貯槽内径	D	77270	(mm)
側板高さ	Hmax	19490	(mm)
最下段側板厚	t_s	30	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	22.8	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SM58Q)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σ y	460	(N/mm2)
最高液高さ	H	16355	(mm)
液密度	γ	8.55E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	4.72	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.21	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.25	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.23	(-)
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 $P_0=g\gamma H$		0.14	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	7.82E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	3.11E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	7.82E+06	(N)

付表 1.12-2 B-6 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g \pi E * t_{1/3}))} * j$		0.3338	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3995	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	6.43E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	6.51E+08	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	1.59E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	1.56E+08	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.25	(−)
	f_{w1}	0.23	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	654.72	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	616.90	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	322.12	(N/cm)
ばね係数	K_b	5.64E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	778.19	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+qt	1100.31	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.67E+08	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	2.97	(cm)
減衰係数	Ce	8.98E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	12.53	(−)

付表 1.12-3 B-6 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	4.90E+07	N
	C10	0.81	–
	αt	0.27	–
	Δet	0.87	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.10E+04	N
	qy	6.35E+02	N/cm
	QRy	9.66E+07	N
	αy	0.53	–
	CM	8.62	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.87	cm
	Δey	3.46	cm
	QRy+Qt	1.46E+08	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.66E+04	N
	qp	7.78E+02	N/cm
	QRp	1.18E+08	N
	αp	0.65	–
	CM	7.91	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	2.77	cm
	Δep	5.74	cm
	QRp+Qt	1.67E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.21E+04	N
	q4	8.99E+02	N/cm
	QR4	1.37E+08	N
	α4	0.75	–
	CM	7.31	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	6.76	cm
	Δe4	10.05	cm
	QR4+QRt	1.86E+08	N

付表 1.13-1 B-7 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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	81480	(mm)
側板高さ	Hmax	22570	(mm)
最下段側板厚	t_s	36	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	28	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (HT60)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σ y	450	(N/mm2)
最高液高さ	H	19063	(mm)
液密度	γ	1.00E−06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	4.27	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.23	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.28	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.26	(−)
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 $P_0=g\gamma H$		0.19	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	1.05E+04	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	3.68E+03	(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	1.05E+07	(N)

付表 1.13-2 B-7 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g \pi E * t_{1/3}))} * j$		0.3765	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3935	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	9.75E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	9.85E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	2.71E+08	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	2.66E+08	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.28	(−)
	f_{w1}	0.26	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	762.69	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	723.19	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	409.84	(N/cm)
ばね係数	K_b	7.56E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	898.67	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+qt	1308.51	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.89E+08	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	2.50	(cm)
減衰係数	Ce	1.36E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	11.27	(−)

付表 1.13-3 B-7 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T

$$Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1} \qquad \alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$$

$$\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$$

QRt	5.91E+07	N
C10	0.81	–
αt	0.19	–
Δet	0.78	cm

Point Y

$$q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0} \qquad m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$$

$$Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1} \qquad D_a\left(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)}\right)$$

$$\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$$

$$\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$$

$$\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$$

my	1.08E+04	N
qy	7.34E+02	N/cm
QRy	1.06E+08	N
αy	0.34	–
CM	10.26	–
Da	3.26E+06	N.cm
Δy	0.34	cm
Δey	2.52	cm
QRy+Qt	1.65E+08	N

Point P

$$m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2 \qquad q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$$

$$Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1} \qquad \alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$$

$$\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$$

$$\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$$

mp	1.62E+04	N
qp	8.99E+02	N/cm
QRp	1.30E+08	N
αp	0.41	–
CM	9.82	–
Da	3.26E+06	N.cm
Δp	0.91	cm
Δep	3.41	cm
QRp+Qt	1.89E+08	N

Point 4

$$q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$$

$$Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1} \qquad \alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$$

$$\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$$

$$\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$$

m4	2.16E+04	N
q4	1.04E+03	N/cm
QR4	1.50E+08	N
α4	0.47	–
CM	9.44	–
Da	3.26E+06	N.cm
Δ4	1.90	cm
Δe4	4.66	cm
QR4+QRt	2.09E+08	N

（３） C 地区（代表タンク：合計 7 基、C-1～C-7）

付表 1.14-1 C-1 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	1000	(kl)
貯槽内径	D	11620	(mm)
側板高さ	Hmax	12160	(mm)
最下段側板厚	t_s	6	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	4.4	(mm)
アニュラ板厚	t_b	9	(mm)
鋼材のヤング率（SS41）	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	245.1663	(N/mm2)
最高液高さ	H	10850	(mm)
液密度	γ	7.20E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	1.07	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.93	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.75	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.67	(-)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0}=0.0384(\frac{H}{D})^4-0.1493(\frac{H}{D})^3+0.204(\frac{H}{D})^2-0.0807(\frac{H}{D})+0.4096$		0.42	(-)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.48	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.08	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	1.95E+02	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	6.46E+01	(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	2.59E+05	(N)

付表 1.14-2 C-1 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E * t_{1/3}))} * j$		0.1432	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.2383	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	8.12E+06	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	8.38E+06	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	6.06E+06	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	5.74E+06	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.75	(−)
	f_{w1}	0.67	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	455.43	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	519.28	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.42	(−)
	f_{h1}	0.48	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	70.99	(N/cm)
ばね係数	K_b	1.13E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	318.47	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	389.46	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.59E+06	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	0.14	(cm)
減衰係数	Ce	7.70E+04	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	2.24	(−)

付表 1.14-3 C-1 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$ $\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	2.90E+05	N
	C10	0.27	–
	αt	0.01	–
	Δet	0.03	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$ $m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$ $D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	3.31E+03	N
	qy	2.60E+02	N/cm
	QRy	1.06E+06	N
	αy	0.05	–
	CM	12.98	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δy	0.36	cm
	Δey	0.48	cm
	QRy+Qt	1.35E+06	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$ $q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$ $\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	4.96E+03	N
	qp	3.18E+02	N/cm
	QRp	1.30E+06	N
	αp	0.06	–
	CM	12.91	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δp	0.83	cm
	Δep	0.98	cm
	QRp+Qt	1.59E+06	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$ $\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	6.62E+03	N
	q4	3.68E+02	N/cm
	QR4	1.50E+06	N
	α4	0.07	–
	CM	12.85	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δ4	1.51	cm
	Δe4	1.67	cm
	QR4+QRt	1.79E+06	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	1.32E+04	N
	q5	5.20E+02	N/cm
	QR5	2.12E+06	N
	α5	0.11	–
	CM	12.67	–
	Da	1.37E+06	N.cm
	Δ5	6.40	cm
	Δe5	6.61	cm
	QR5+QRt	2.41E+06	N

付表 1.15-1 C-2 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	5000	(kl)
貯槽内径	D	23250	(mm)
側板高さ	Hmax	13755	(mm)
最下段側板厚	t_s	13	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	9.93	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SM41C)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	245.16625	(N/mm2)
最高液高さ	H	12382	(mm)
液密度	γ	7.59E−07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	1.88	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.53	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.57	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.55	(−)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h0} $f_{H0}=0.0384(\frac{H}{D})^4-0.1493(\frac{H}{D})^3+0.204(\frac{H}{D})^2-0.0807(\frac{H}{D})+0.4096$		0.41	(−)
消防法／有効液の重心高さ係数 f_{h1} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.42	(−)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.09	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	7.47E+02	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	3.42E+02	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	7.47E+05	(N)

付表 1.15-2 C-2 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E * t_{1/3}))} * j$		0.1561	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3192	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	3.91E+07	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	3.99E+07	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	2.23E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	2.23E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.57	(−)
	f_{w1}	0.55	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	501.49	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	517.31	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.41	(−)
	f_{h1}	0.42	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	102.30	(N/cm)
ばね係数	K_b	3.68E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	465.74	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	568.04	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	9.32E+06	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	0.25	(cm)
減衰係数	Ce	2.74E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	4.49	(−)

付表 1.15-3 C-2 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	1.68E+06	N
	C10	0.61	–
	αt	0.05	–
	Δet	0.05	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	5.88E+03	N
	qy	3.80E+02	N/cm
	QRy	6.24E+06	N
	αy	0.18	–
	CM	12.05	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.27	cm
	Δey	0.49	cm
	QRy+Qt	7.92E+06	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	8.83E+03	N
	qp	4.66E+02	N/cm
	QRp	7.64E+06	N
	αp	0.22	–
	CM	11.81	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	0.66	cm
	Δep	0.91	cm
	QRp+Qt	9.32E+06	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	1.18E+04	N
	q4	5.38E+02	N/cm
	QR4	8.83E+06	N
	α4	0.25	–
	CM	11.62	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	1.25	cm
	Δe4	1.53	cm
	QR4+QRt	1.05E+07	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	1.77E+04	N
	q5	6.59E+02	N/cm
	QR5	1.08E+07	N
	α5	0.30	–
	CM	11.28	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ5	3.16	cm
	Δe5	3.497	cm
	QR5+QRt	1.25E+07	N

付表 1.16-1 C-3 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	10000	(kl)
貯槽内径	D	32930	(mm)
側板高さ	Hmax	13755	(mm)
最下段側板厚	t_s	18	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	13.5	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SM400C)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	245	(N/mm2)
最高液高さ	H	11890	(mm)
液密度	γ	8.60E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	2.77	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.36	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.43	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.41	(−)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.39	(−)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.10	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	1.31E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(KN)
固定屋根重量	Wcr0	5.07E+02	(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	1.82E+06	(N)

付表 1.16-2 C-3 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{(W)/(g\pi E * t_{1/3})} * j$		0.1752	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3604	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	8.54E+07	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	8.72E+07	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	3.64E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	3.71E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.43	(−)
	f_{w1}	0.41	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	476.41	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	468.40	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.39	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	175.62	(N/cm)
ばね係数	K_b	4.87E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	485.65	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+qt	661.26	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	2.40E+07	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	0.49	(cm)
減衰係数	Ce	4.07E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	7.03	(−)

付表 1.16-3 C-3 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	6.39E+06	N
	C10	0.75	–
	αt	0.14	–
	Δet	0.13	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	5.88E+03	N
	qy	3.97E+02	N/cm
	QRy	1.44E+07	N
	αy	0.31	–
	CM	10.74	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.25	cm
	Δey	0.68	cm
	QRy+Qt	2.08E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	8.82E+03	N
	qp	4.86E+02	N/cm
	QRp	1.77E+07	N
	αp	0.38	–
	CM	10.33	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	0.66	cm
	Δep	1.15	cm
	QRp+Qt	2.40E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	1.18E+04	N
	q4	5.61E+02	N/cm
	QR4	2.04E+07	N
	α4	0.43	–
	CM	9.99	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	1.34	cm
	Δe4	1.89	cm
	QR4+QRt	2.68E+07	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	1.76E+04	N
	q5	6.87E+02	N/cm
	QR5	2.50E+07	N
	α5	0.53	–
	CM	9.41	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ5	3.84	cm
	Δe5	4.481	cm
	QR5+QRt	3.14E+07	N

付表 1.17-1 C-4 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	30000	(kl)
貯槽内径	D	45760	(mm)
側板高さ	Hmax	20143	(mm)
最下段側板厚	t_s	18	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	12.2	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (SPV50)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	490.3325	(N/mm2)
最高液高さ	H	16481	(mm)
液密度	γ	8.00E−07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	2.78	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.36	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.43	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.41	(−)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.39	(−)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.13	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	2.80E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	1.30E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	2.80E+06	(N)

付表 1.17-2 C-4 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E*t_{1/3}))}*j$		0.3197	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3606	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	2.13E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	2.15E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1.1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0}*(W)$	W_0	9.04E+07	(N)
$W_1 = f_{w1}*(W)+Wsr$	W_1	9.05E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.43	(−)
	f_{w1}	0.41	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0}*H$	H_0	660.34	(cm)
$H_1 = f_{h1}*H$	H_1	649.06	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.39	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	194.95	(N/cm)
ばね係数	K_b	3.56E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	780.15	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	975.10	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	4.94E+07	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	1.39	(cm)
減衰係数	Ce	5.44E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	7.05	(−)

付表 1.17-3 C-4 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	9.88E+06	N
	C10	0.75	–
	αt	0.08	–
	Δet	0.28	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.18E+04	N
	qy	6.37E+02	N/cm
	QRy	3.23E+07	N
	αy	0.28	–
	CM	11.23	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.65	cm
	Δey	1.83	cm
	QRy+Qt	4.22E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.77E+04	N
	qp	7.80E+02	N/cm
	QRp	3.95E+07	N
	αp	0.34	–
	CM	10.86	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	1.67	cm
	Δep	3.06	cm
	QRp+Qt	4.94E+07	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.35E+04	N
	q4	9.01E+02	N/cm
	QR4	4.57E+07	N
	α4	0.39	–
	CM	10.55	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	3.34	cm
	Δe4	4.90	cm
	QR4+QRt	5.55E+07	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	3.53E+04	N
	q5	1.10E+03	N/cm
	QR5	5.59E+07	N
	α5	0.48	–
	CM	10.02	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ5	9.22	cm
	Δe5	11.07	cm
	QR5+QRt	6.58E+07	N

付表 1.18-1 C-5 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	50000	(kl)
貯槽内径	D	67800	(mm)
側板高さ	Hmax	18275	(mm)
最下段側板厚	t_s	26	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	20.9	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (2H)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	490.3325	(N/mm2)
最高液高さ	H	14407	(mm)
液密度	γ	7.48E−07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	4.71	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.21	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.25	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.23	(−)
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 $P_0=g\gamma H$		0.11	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	5.53E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	6.59E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	5.53E+06	(N)

付表 1.18-2 C-5 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値
(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{((W)/(g\pi E * t_{1/3}))} * j$		0.2687	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3993	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	3.82E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	3.87E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	9.50E+07	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	9.39E+07	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.25	(−)
	f_{w1}	0.23	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	576.73	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	543.54	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	259.80	(N/cm)
ばね係数	K_b	5.24E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	705.31	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+qt	965.11	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.28E+08	(N)
降伏変位 ($=Q_y/K_b$)	Δ_y	2.45	(cm)
減衰係数	Ce	6.72E+05	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	12.47	(−)

付表 1.18-3 C-5 ンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート(No.3 計算シート)

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	3.45E+07	N
	C10	0.81	–
	αt	0.32	–
	Δet	0.66	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.18E+04	N
	qy	5.76E+02	N/cm
	QRy	7.65E+07	N
	αy	0.70	–
	CM	7.29	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	2.53	cm
	Δey	4.64	cm
	QRy+Qt	1.11E+08	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.77E+04	N
	qp	7.05E+02	N/cm
	QRp	9.37E+07	N
	αp	0.86	–
	CM	6.35	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	9.88	cm
	Δep	12.33	cm
	QRp+Qt	1.28E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.12E+04	N
	q4	7.73E+02	N/cm
	QR4	1.03E+08	N
	α4	0.94	–
	CM	5.86	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	19.63	cm
	Δe4	22.25	cm
	QR4+QRt	1.37E+08	N

付表 1.19-1 C-6 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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)	70000	(kl)
貯槽内径	D	67800	(mm)
側板高さ	Hmax	21960	(mm)
最下段側板厚	t_s	30	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	22.3	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (HT60)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(-)
降伏応力	σy	449.99971	(N/mm2)
最高液高さ	H	19833	(mm)
液密度	γ	8.93E-07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	3.42	(-)
液高さ／直径比	H/D	0.29	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.35	(-)
消防法／有効液重量率 f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.34	(-)
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} $f_{H1}=0.0256(\frac{H}{D})^4-0.1387(\frac{H}{D})^3+0.216(\frac{H}{D})^2+0.0207(\frac{H}{D})+0.3644$		0.39	(-)
底板に作用する最大静液圧 $P_0=g\gamma H$		0.17	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	7.19E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	2.10E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	7.19E+06	(N)

付表 1.19-2 C-6 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \sqrt{(W)/(g\pi E * t_{1/3})} * j$		0.3523	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3780	(−)
液重量　$W = g\gamma \pi D^2 H / 4$	W	6.27E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	6.34E+08	(N)
減衰比	ζ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	2.20E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	2.19E+08	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.35	(−)
	f_{w1}	0.34	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	793.31	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	764.87	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.39	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	337.55	(N/cm)
ばね係数	K_b	7.11E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	866.21	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+q_t	1203.76	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.14E+08	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	1.60	(cm)
減衰係数	Ce	1.20E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	8.86	(−)

付表 1.19-3 C-6 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	3.19E+07	N
	C10	0.79	–
	αt	0.12	–
	Δet	0.45	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.08E+04	N
	qy	7.07E+02	N/cm
	QRy	6.68E+07	N
	αy	0.25	–
	CM	11.19	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.33	cm
	Δey	1.72	cm
	QRy+Qt	9.86E+07	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.62E+04	N
	qp	8.66E+02	N/cm
	QRp	8.18E+07	N
	αp	0.31	–
	CM	10.85	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	0.84	cm
	Δep	2.43	cm
	QRp+Qt	1.14E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.16E+04	N
	q4	1.00E+03	N/cm
	QR4	9.44E+07	N
	α4	0.35	–
	CM	10.57	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	1.65	cm
	Δe4	3.43	cm
	QR4+QRt	1.26E+08	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	5.40E+04	N
	q5	1.58E+03	N/cm
	QR5	1.49E+08	N
	α5	0.56	–
	CM	9.35	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ5	16.85	cm
	Δe5	19.40	cm
	QR5+QRt	1.81E+08	N

付表 1.20-1 C-7 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.1 計算シート)

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	81600	(mm)
側板高さ	Hmax	21880	(mm)
最下段側板厚	t_s	30	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率 (HW50)	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	490.3325	(N/mm2)
最高液高さ	H	18628	(mm)
液密度	γ	1.00E−06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	4.38	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.23	(−)
消防法／有効液重量率 f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.27	(−)
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 $P_0=g\gamma H$		0.18	(N/mm2)

タンク本体重量(赤字:入力値)

側板重量	Ws0	9.08E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	3.78E+03	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	0.00E+00	(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	9.08E+06	(N)

付表 1.20-2 C-7 タンクの質点系モデルの諸元計算シート(No.2 計算シート)

[計算式と質点系モデルの入力数値]　　紫字:モデルの入力値

(単位:N, cm)

貯槽の固有周期			
$T_b = 2 / \lambda \, sqrt((W)/(g \pi E * t_{1/3})) * j$		0.4097	(sec)
$\lambda = 0.067(H / D)^2 - 0.30*(H / D) + 0.46$		0.3950	(−)
液重量　$W = g \gamma \pi D^2 H / 4$	W	9.55E+08	(N)
合計重量(W+Wsr)	W+Wsr	9.64E+08	(N)
減衰比	ξ	0.15	(−)
基礎地盤と貯槽本体の連成振動補正係数	j	1	(−)
有効液重量			
$W_0 = f_{w0} * (W)$	W_0	2.58E+08	(N)
$W_1 = f_{w1} * (W) + Wsr$	W_1	2.52E+08	(N)
消防法／有効液重量率	f_{w0}	0.27	(−)
	f_{w1}	0.25	(−)
有効液の重心高さ			
$H_0 = f_{h0} * H$	H_0	745.37	(cm)
$H_1 = f_{h1} * H$	H_1	705.63	(cm)
消防法／有効液の重心高さ係数	f_{h0}	0.40	(−)
	f_{h1}	0.38	(−)
側板自重による鉛直抵抗力qt	qt	354.15	(N/cm)
ばね係数	K_b	6.04E+07	(N/cm)
浮き上がり抵抗力	q_y	927.31	(N/cm)
浮き上がり抵抗力+鉛直抵抗力(q_y+qt)	q_y+qt	1281.46	(N/cm)
保有水平耐力(降伏耐力)	Q_y	1.90E+08	(N)
降伏変位 (=Q_y/K_b)	Δ_y	3.14E+00	(cm)
減衰係数	Ce	1.18E+06	(N/(cm/s))
貯蔵内径と有効液の重心高さの比	D/H_1	11.56	(−)

付表 1.20-3 C-7 タンクの非線形水平ばねの復元力特性とする Q-Δ線図の計算シート

（No.3 計算シート）

非線形ロッキングばね特性線図計算

Point T $Q_{Rt}=\frac{2\pi R^2 q_t}{H_1}$　$\alpha_t=\frac{Q_{Rt}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_{et}=\frac{Q_{Rt}}{K_b}$	QRt	5.25E+07	N
	C10	0.81	–
	αt	0.18	–
	Δet	0.87	cm
Point Y $q_y=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_y p_0}$　$m_y=\frac{\sigma_y}{6}t_a{}^2$ $Q_{Ry}=\frac{2\pi R^2 q_y}{H_1}$　$D_a(=\frac{Et_a{}^3}{12(1-\nu^2)})$ $\alpha_y=\frac{[Q_{Ry}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_y=\frac{H_1[Q_y]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_y+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ey}=\Delta_y+\frac{[Q_{Ry}+Q_{Rt}]}{K_b}$	my	1.18E+04	N
	qy	7.57E+02	N/cm
	QRy	1.12E+08	N
	αy	0.37	–
	CM	10.10	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δy	0.43	cm
	Δey	3.15	cm
	QRy+Qt	1.65E+08	N
Point P $m_p=\frac{\sigma_y}{4}t_a{}^2$　$q_p=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_p p_0}$ $Q_{Rp}=\frac{2\pi R^2 q_p}{H_1}$　$\alpha_p=\frac{[Q_{Rp}]C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_p=\frac{H_1[Q_{Rp}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_p+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{ep}=\Delta_p+\frac{Q_{Rp}+Q_{Rt}}{K_b}$	mp	1.77E+04	N
	qp	9.27E+02	N/cm
	QRp	1.37E+08	N
	αp	0.46	–
	CM	9.60	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δp	1.18	cm
	Δep	4.32	cm
	QRp+Qt	1.90E+08	N
Point 4 $q_4=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_4 p_0}$ $Q_{R4}=\frac{2\pi R^2 q_4}{H_1}$　$\alpha_4=\frac{Q_{R4}C_{10}}{(\pi f_{W1}p_0R^2)}$ $\Delta_4=\frac{H_1[Q_{R4}]^4}{RD_a p_0^3[C_M(\alpha_4+\alpha_t)\frac{R^2}{H_1}]^4}$ $\Delta_{e4}=\Delta_4+\frac{Q_{R4}+Q_{Rt}}{K_b}$	m4	2.35E+04	N
	q4	1.07E+03	N/cm
	QR4	1.59E+08	N
	α4	0.53	–
	CM	9.18	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ4	2.51	cm
	Δe4	6.01	cm
	QR4+QRt	2.11E+08	N
Point 5 $q_5=\frac{4}{\sqrt{6}}\sqrt{m_5 p_0}$	m5	4.71E+04	N
	q5	1.51E+03	N/cm
	QR5	2.24E+08	N
	α5	0.75	–
	CM	7.87	–
	Da	3.26E+06	N.cm
	Δ5	18.61	cm
	Δe5	23.20	cm
	QR5+QRt	2.77E+08	N

添付資料２

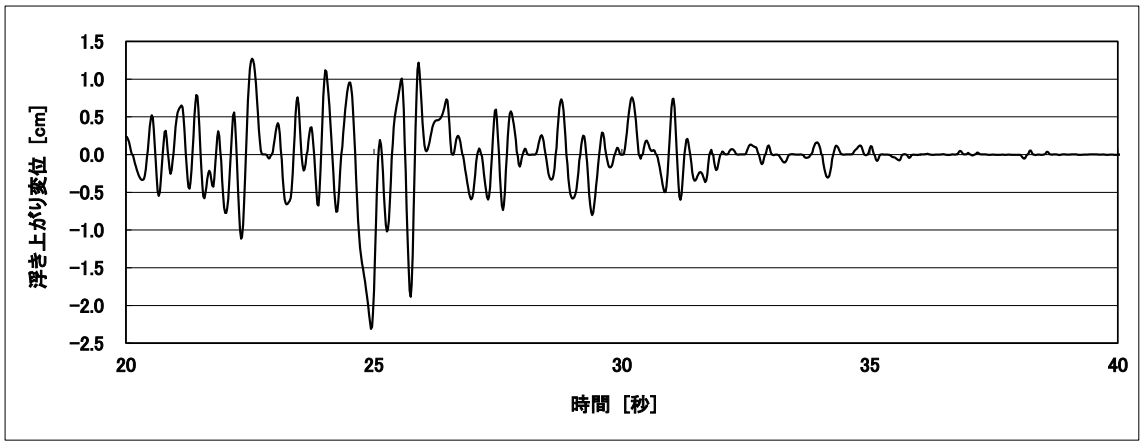
代表タンク 20 基の浮き上がり解析結果のまとめ

以下の代表三地区の代表タンク 20 基の最大浮き上がり変位と回数のまとめを付表 2.1 に示す。各代表タンクの浮き上がり変位の時刻歴を付図 2.1 から付図 2.34 に示す。

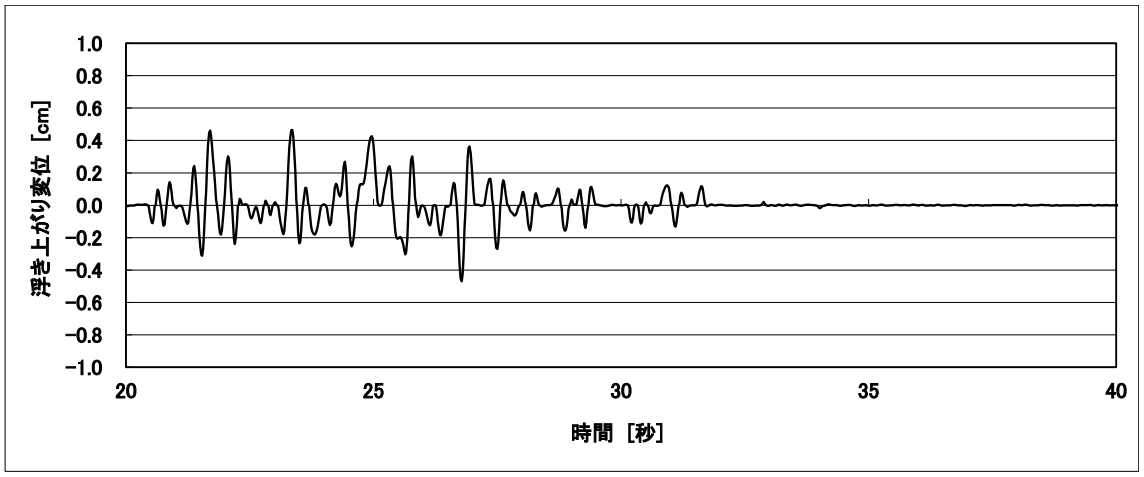
付表 2.1 代表タンク 20 基の最大浮き上がり変位と回数のまとめ

地区	タンク番号	タンク容量 (KL)	EW			NS		
			最大浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数		最大浮き上がり変位 (cm)	浮き上がり回数	
				0度側	180度側		0度側	180度側
A	1	1000	2.3	36	36	0.5	21	25
	2	5000	2.5	32	34	0.4	10	7
	3	10000	1	6	5	0	0	0
	4	30000	1	2	3	0	0	0
	5	50000	2.8	19	23	0.5	5	5
	6	75000	6.6	20	22	0.9	4	4
B	1	1000	5.6	52	57	1.2	29	34
	2	6000	6.7	41	38	0.9	10	8
	3	10000	8.8	43	38	0.9	11	13
	4	30000	8.6	23	25	1.4	2	4
	5	50000	14.2	15	17	0	0	0
	6	77000	7.3	19	18	0.9	1	2
	7	100000	6.3	20	19	0.4	3	3
C	1	1000	0.2	6	9	2.3	48	53
	2	5000	0.2	0	4	2.3	53	58
	3	10000	0	0	0	1.6	29	37
	4	30000	0.6	6	4	7.8	34	38
	5	50000	0	0	0	6	7	4
	6	70000	0.4	3	1	8.1	27	31
	7	100000	0	0	0	4.1	21	22

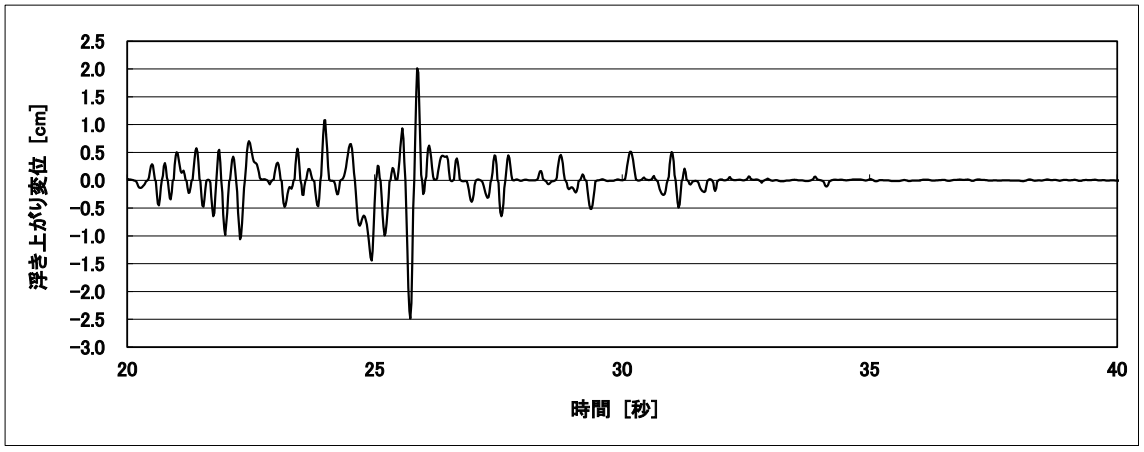
（1）A 地区（代表タンク：合計 6 基、A-1～A-6）



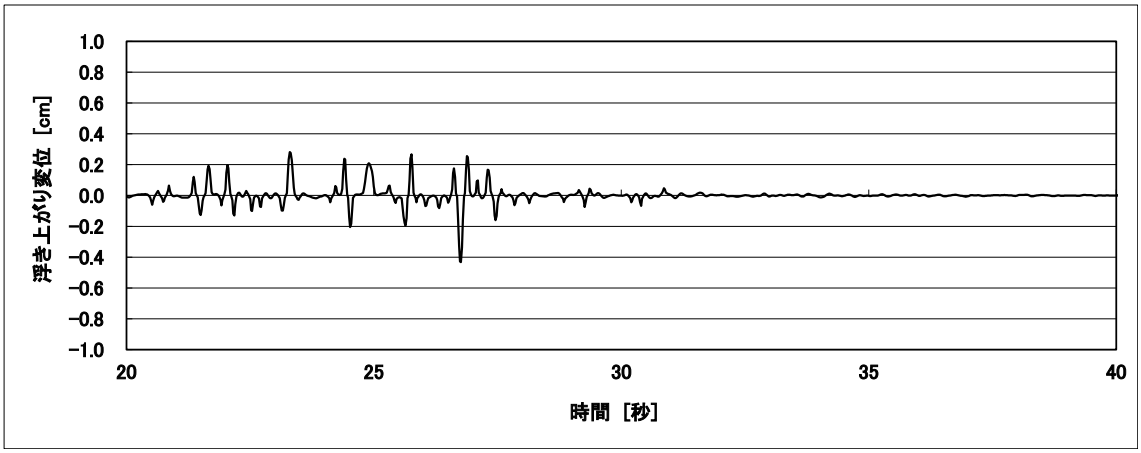
付図 2.1 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 EW、A-1 タンク）



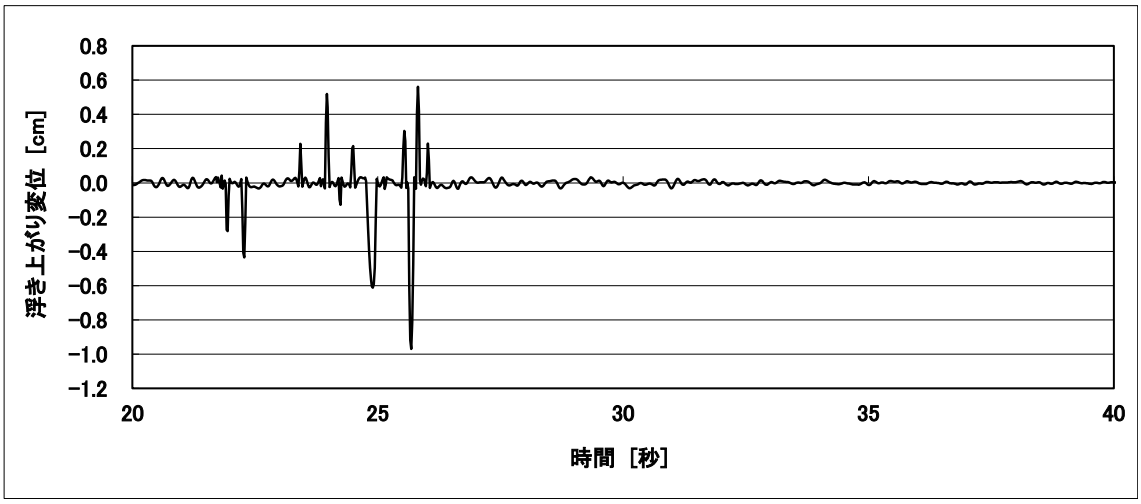
付図 2.2 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 NS、A-1 タンク）



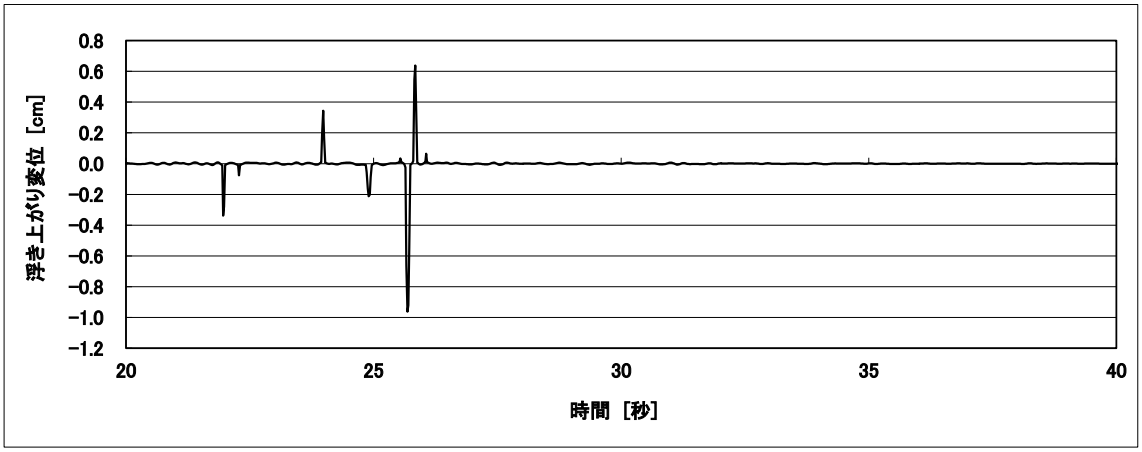
付図 2.3 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 EW、A-2 タンク）



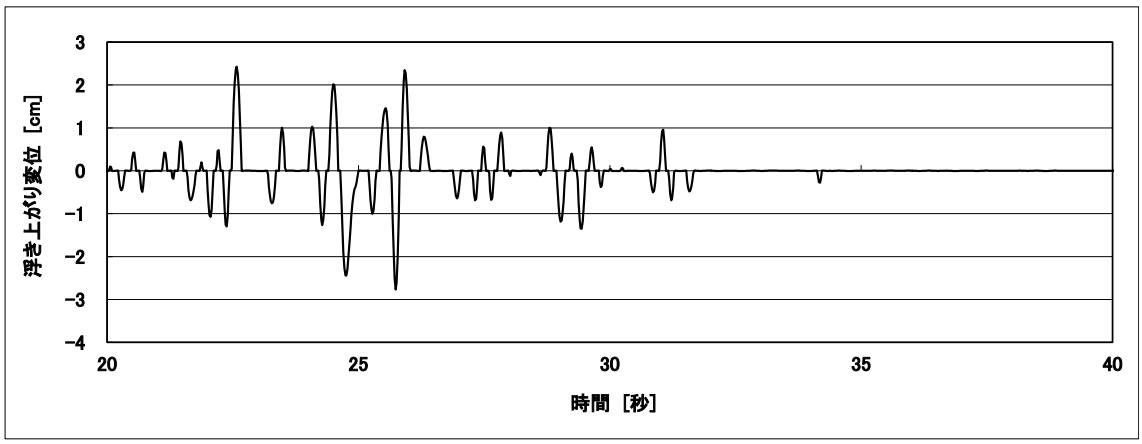
付図 2.4 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 NS、A-2 タンク）



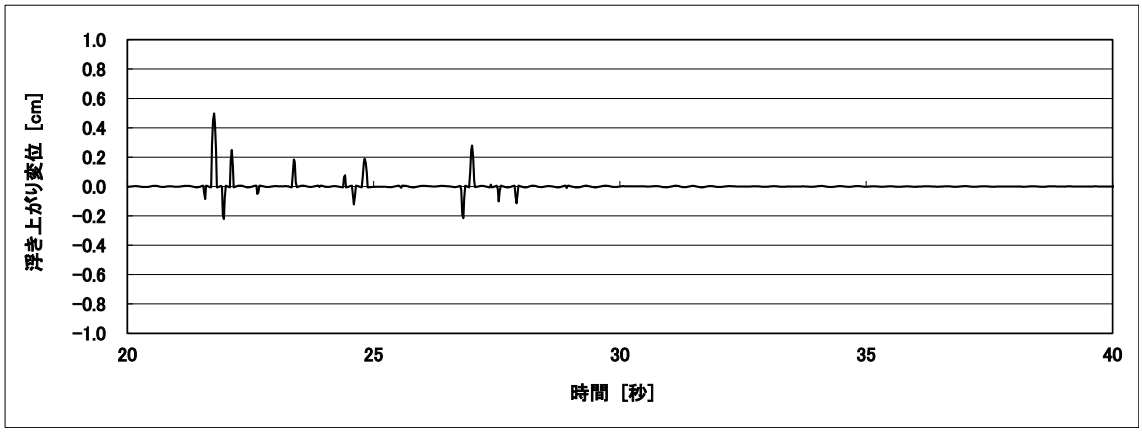
付図 2.5 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 EW、A-3 タンク）



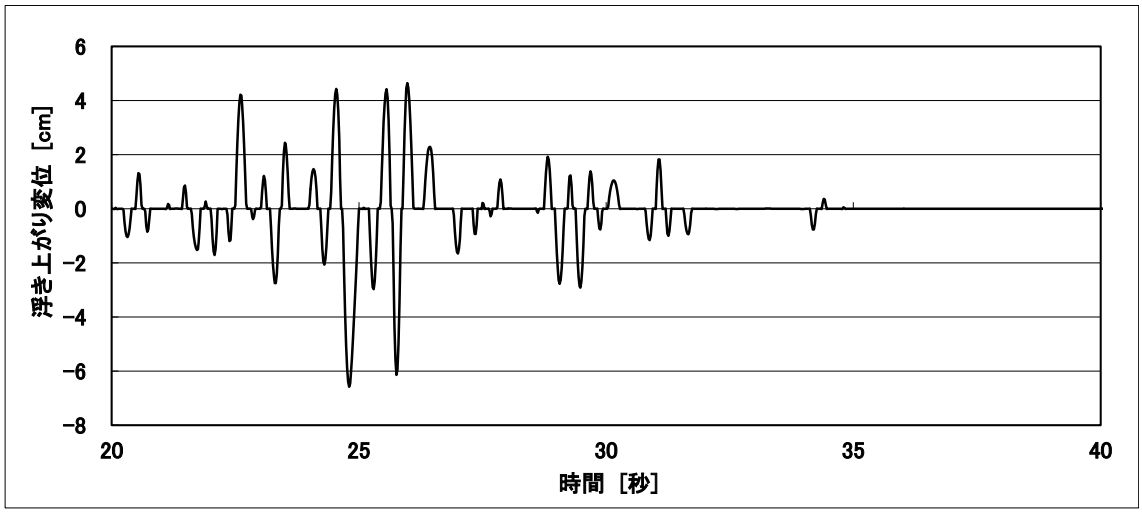
付図 2.6 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 ES、A-4 タンク）



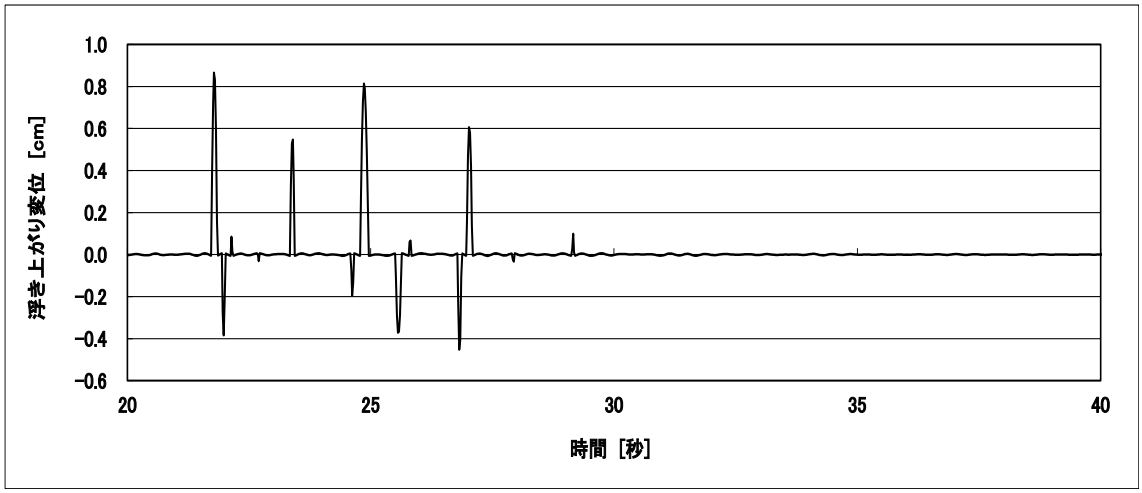
付図 2.7 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 EW、A-5 タンク）



付図 2.8 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 NS、A-5 タンク）

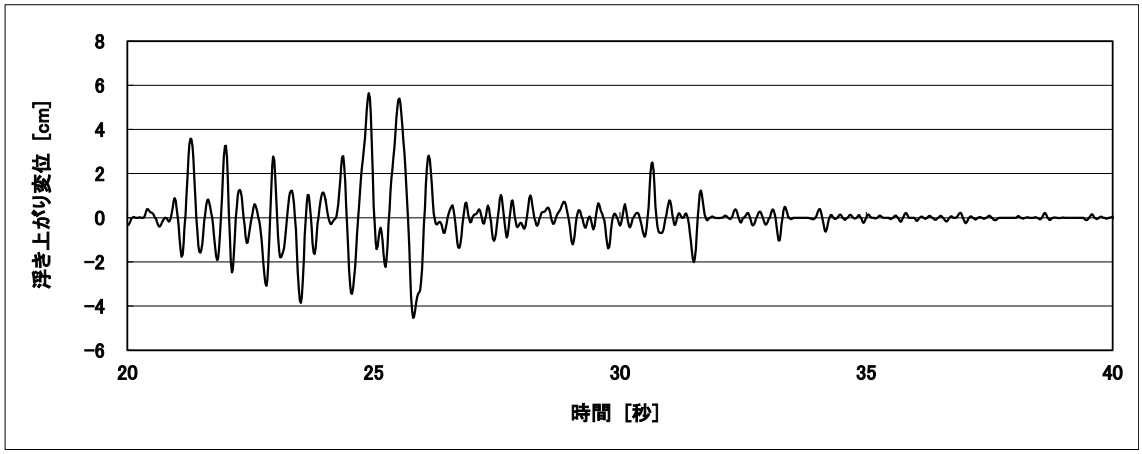


付図 2.9 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 EW、A-6 タンク）

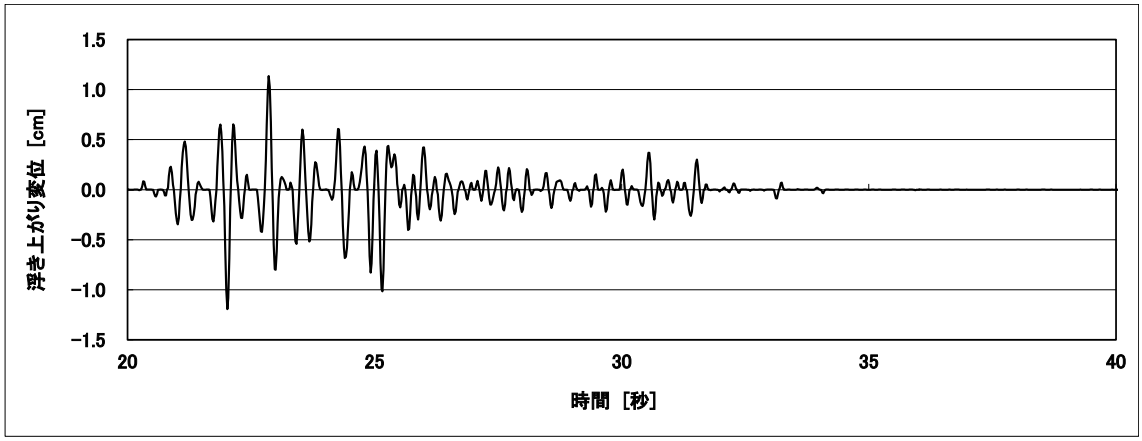


付図 2.10 浮き上がり変位の時刻歴（A 地区 NS、A-6 タンク）

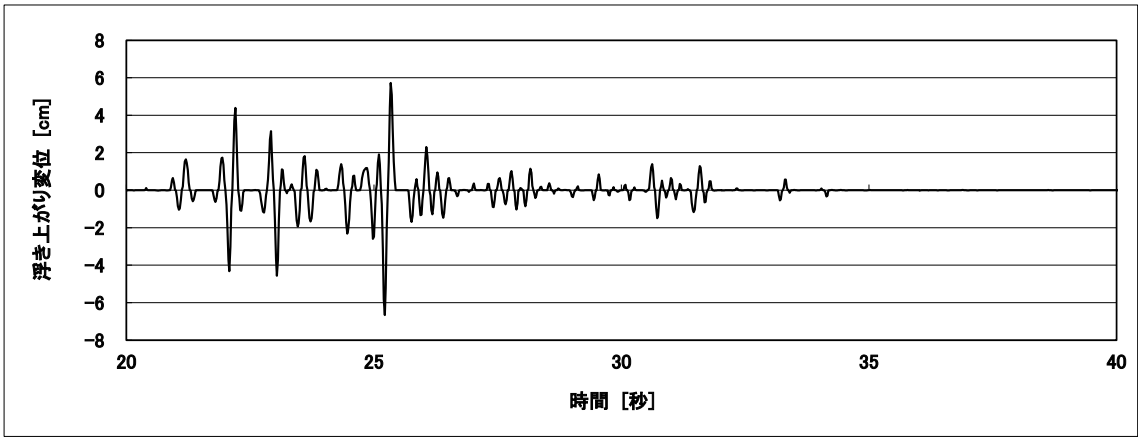
（2） B 地区（代表タンク：合計 7 基、B-1～B-7）



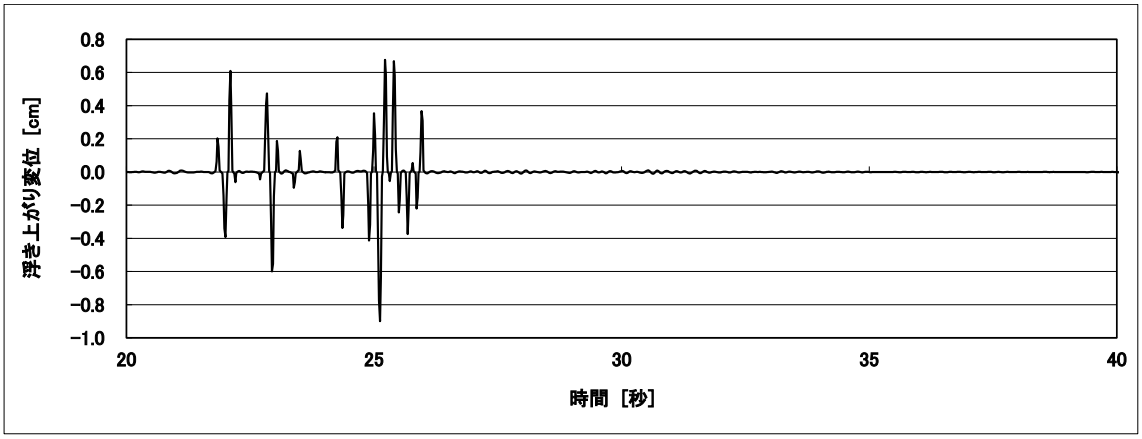
付図 2.11 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-1 タンク）



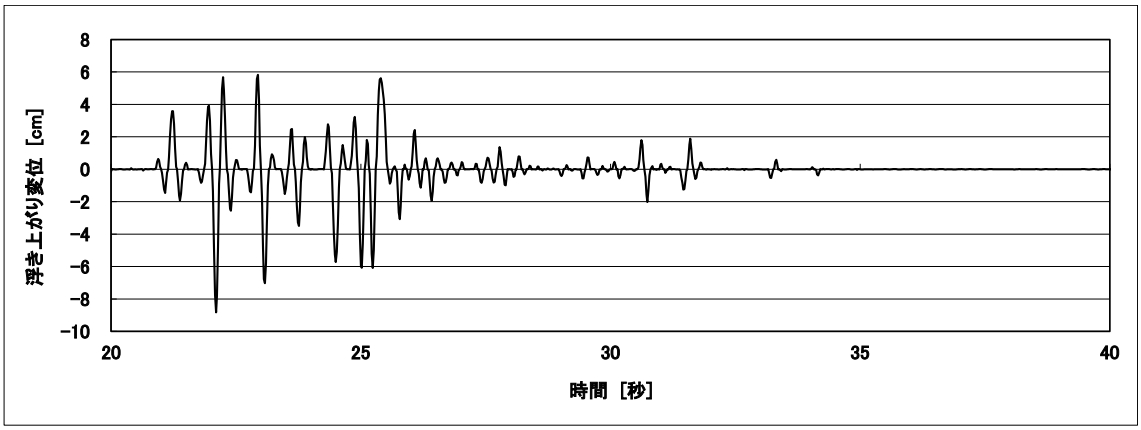
付図 2.12 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 NS、B-1 タンク）



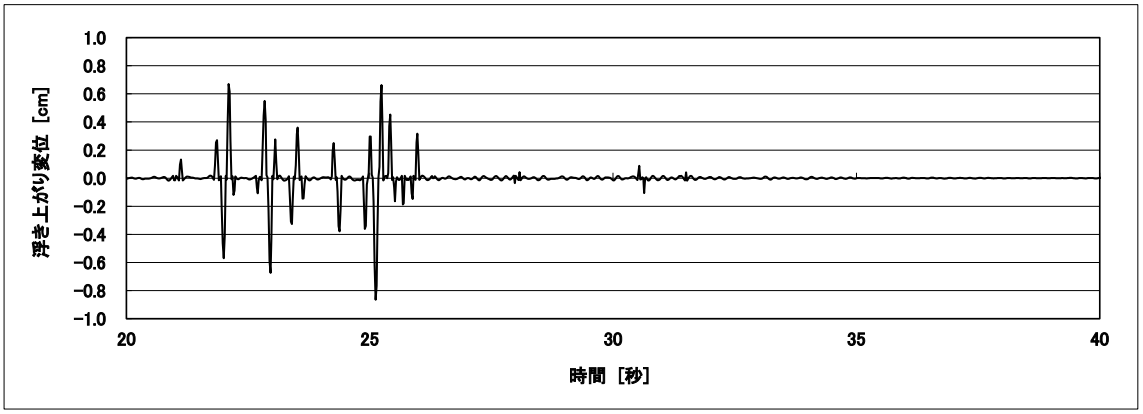
付図 2.13 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-2 タンク）



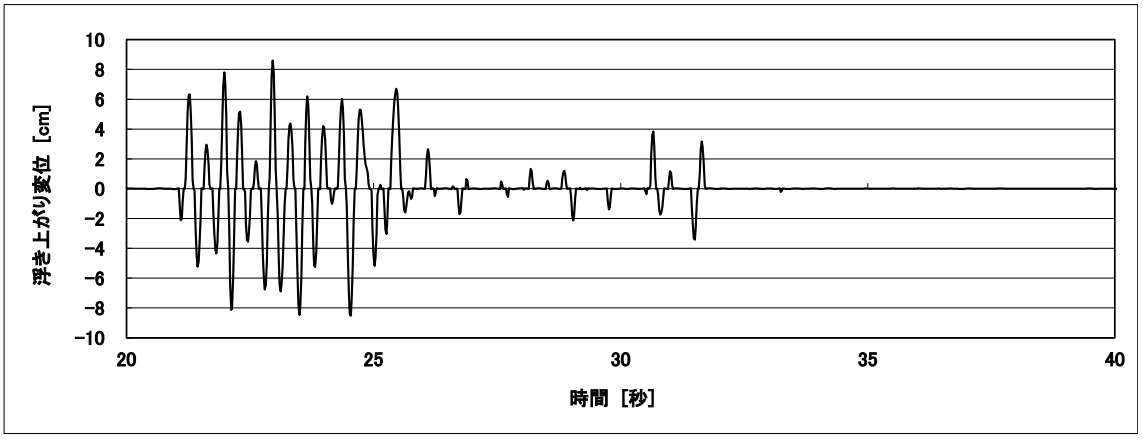
付図 2.14 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 NS、B-2 タンク）



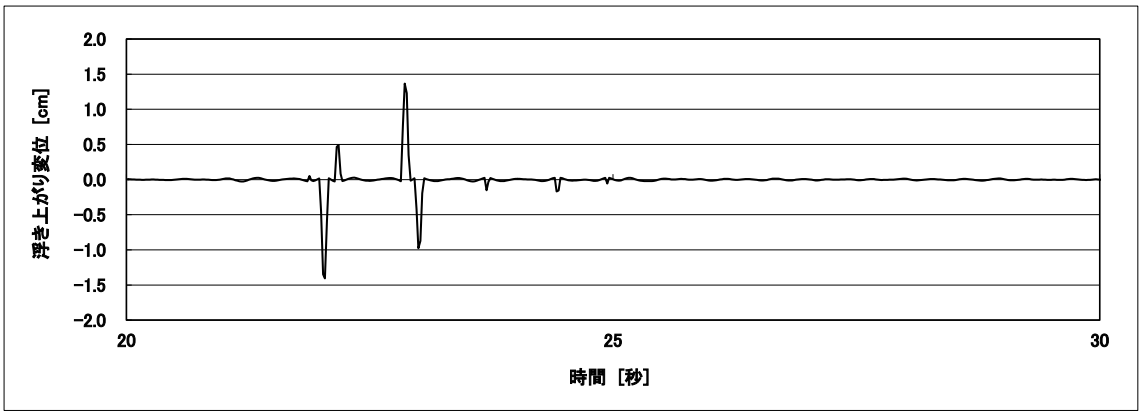
付図 2.15 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-3 タンク）



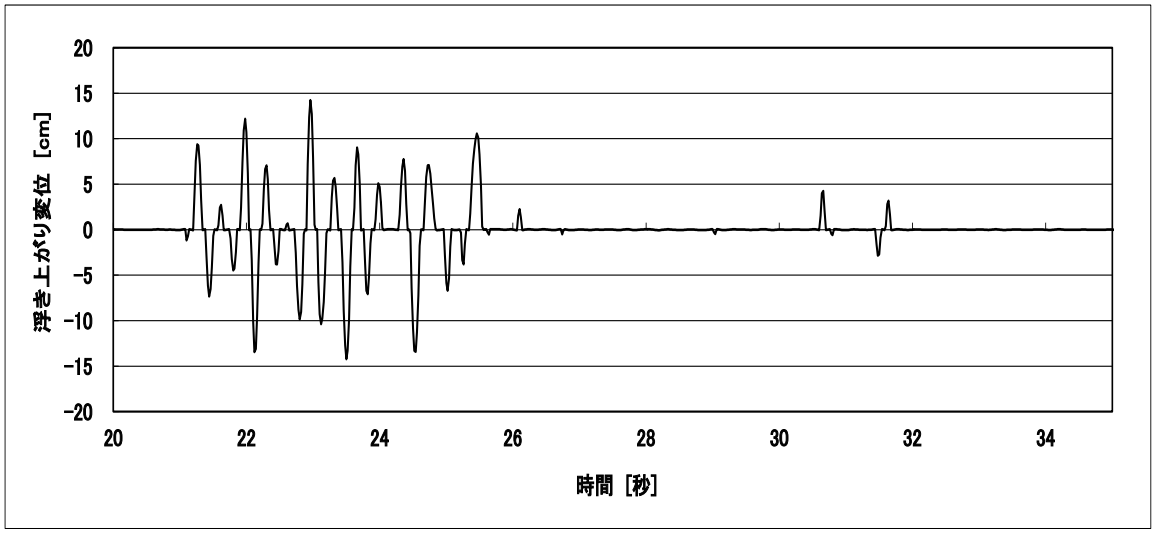
付図 2.16 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 NS、B-3 タンク）



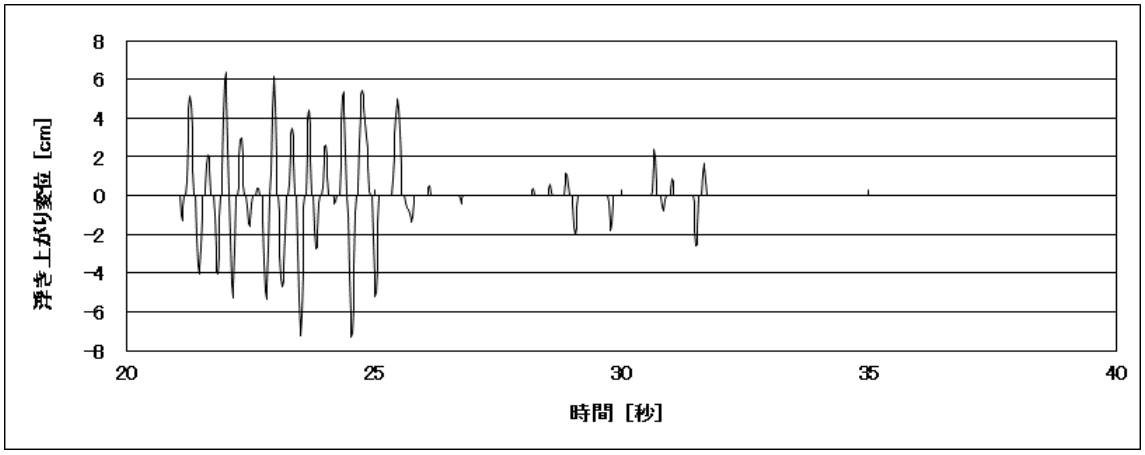
付図 2.17 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-4 タンク）



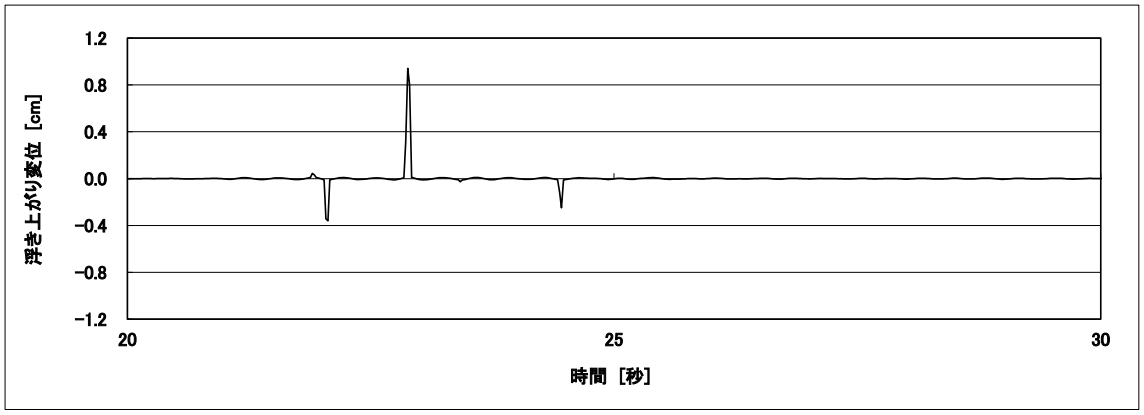
付図 2.18 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 NS、B-4 タンク）



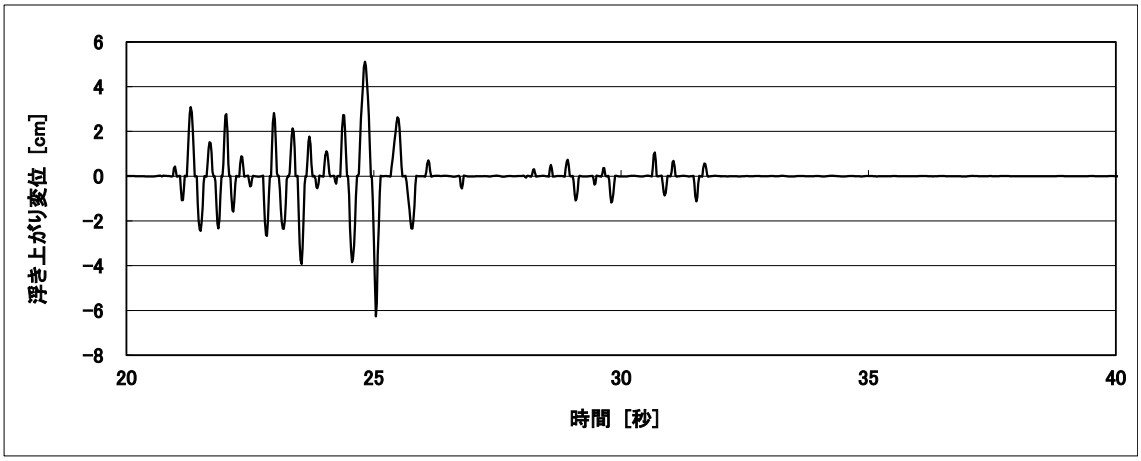
付図 2.19 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-5 タンク）



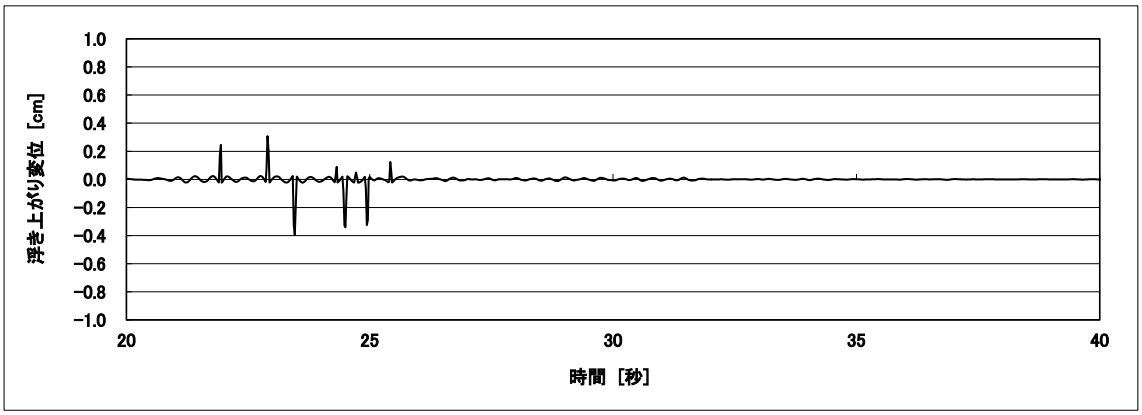
付図 2.20 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-6 タンク）



付図 2.21 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 NS、B-6 タンク）

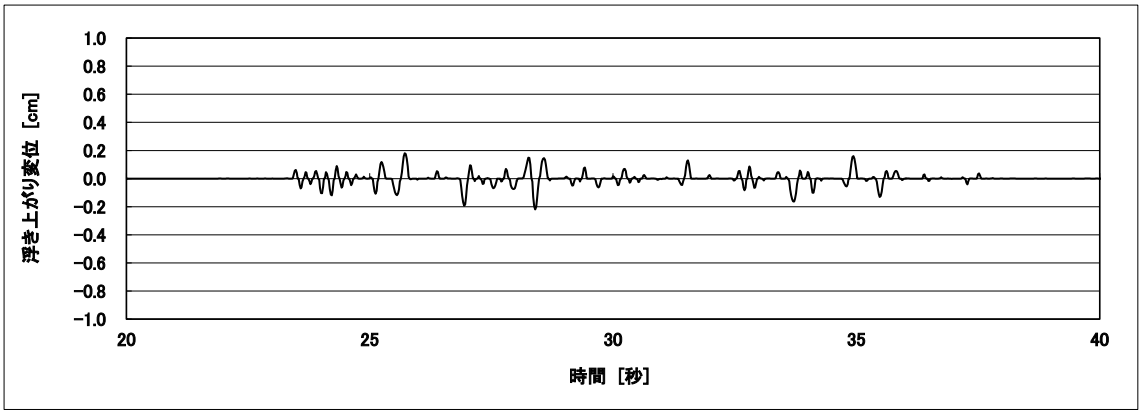


付図 2.22 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 EW、B-7 タンク）

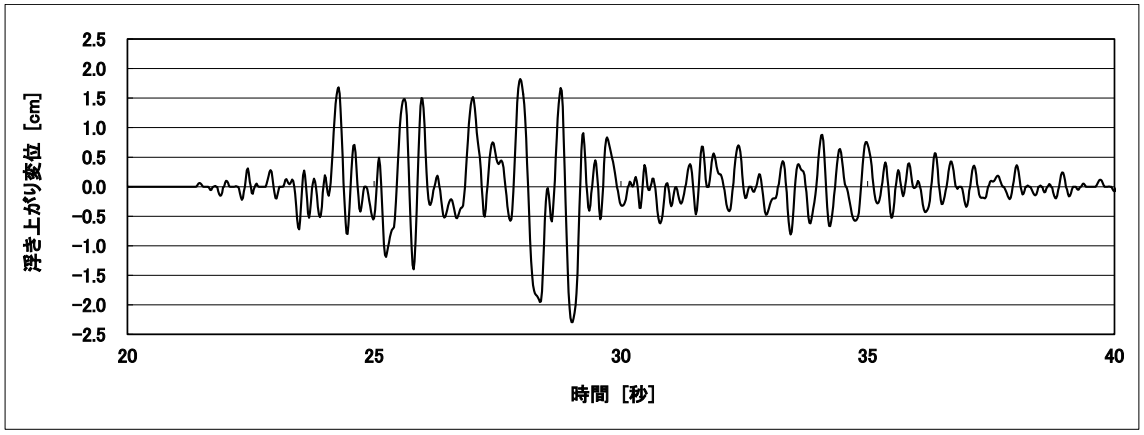


付図 2.23 浮き上がり変位の時刻歴（B 地区 NS、B-7 タンク）

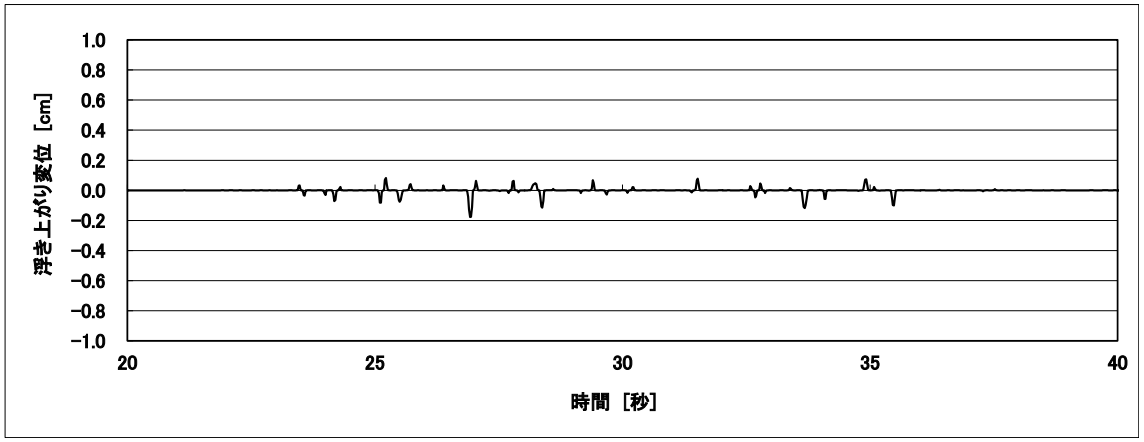
（3） C 地区（代表タンク：合計 7 基、C-1～C-7）



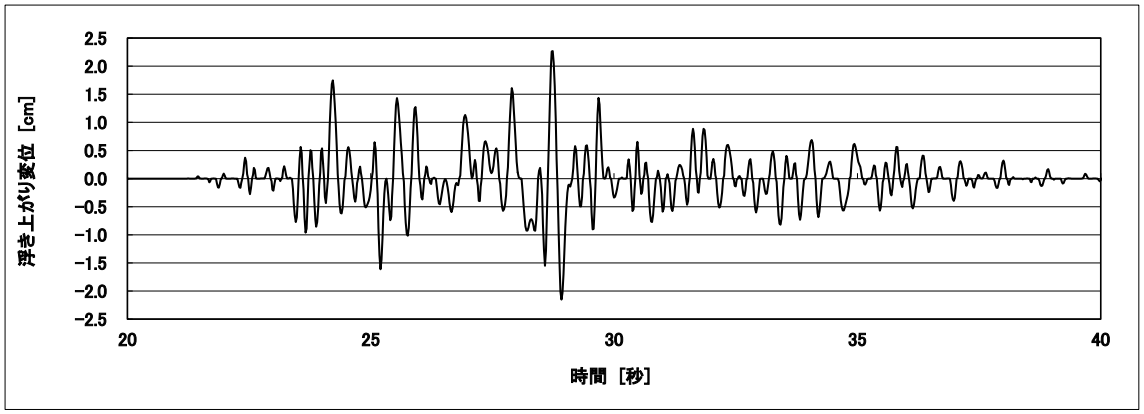
付図 2.24 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 EW、C-1 タンク）



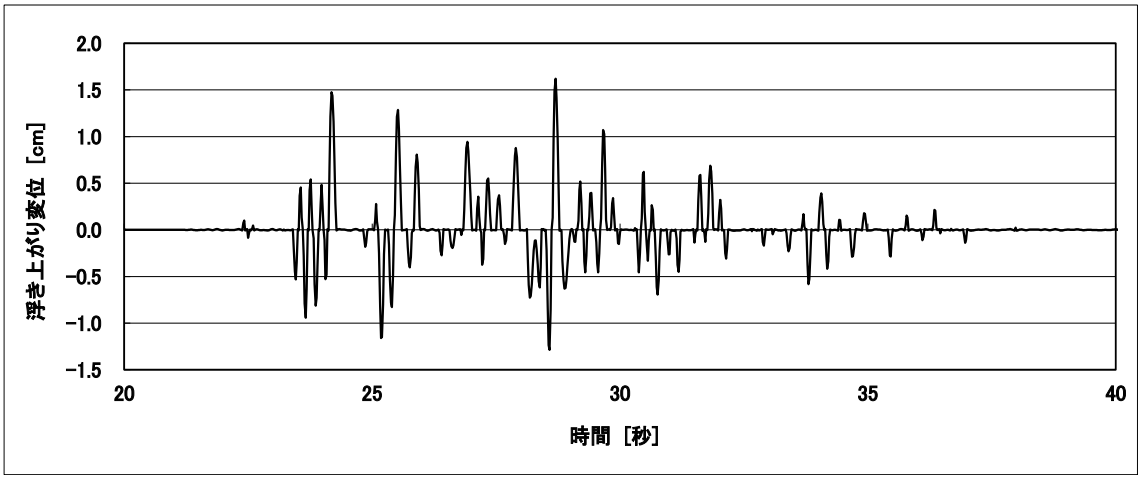
付図 2.25 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-1 タンク）



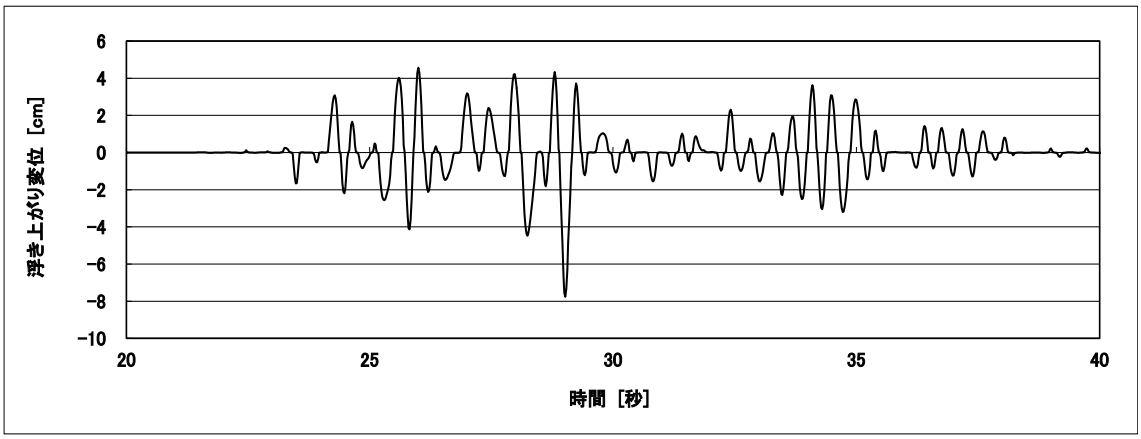
付図 2.26 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 EW、C-2 タンク）



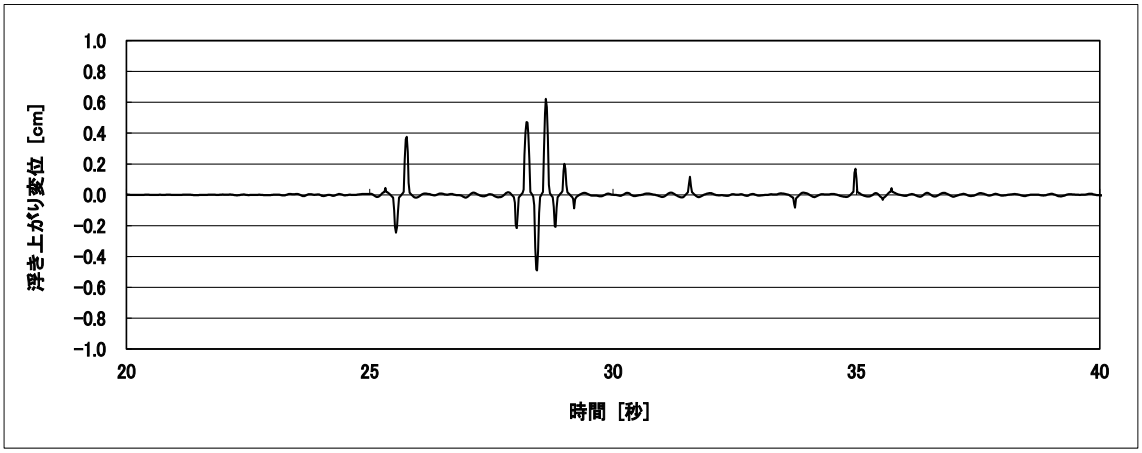
付図 2.27 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-2 タンク）



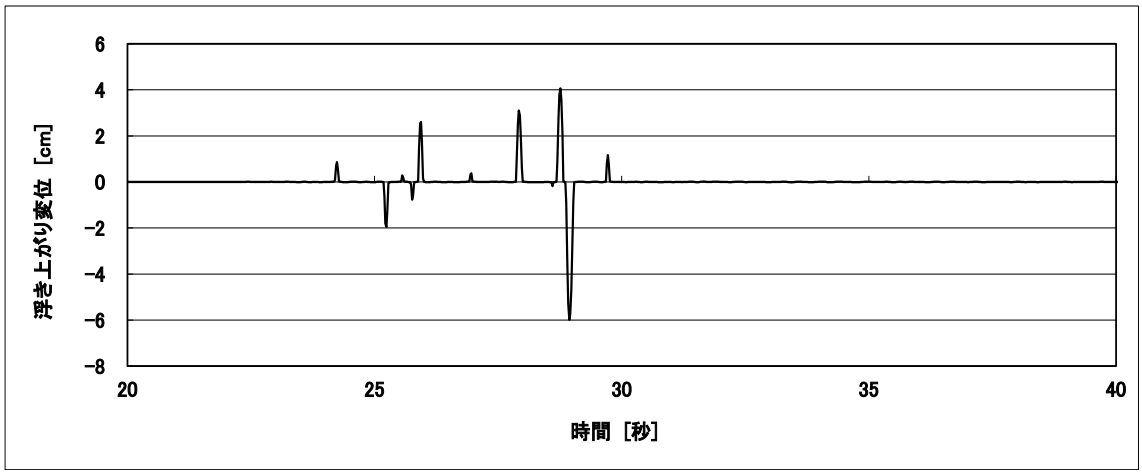
付図 2.28 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-3 タンク）



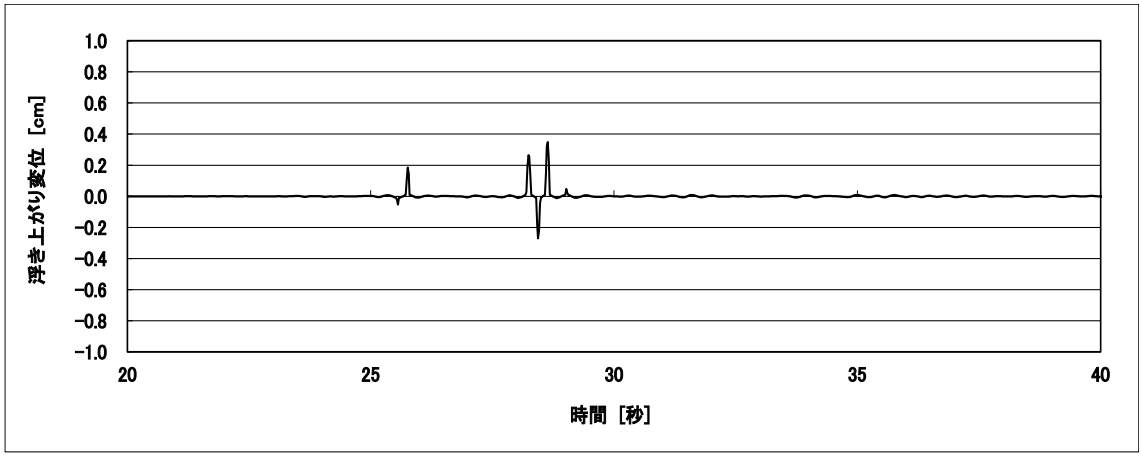
付図 2.29 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 EW、C-4 タンク）



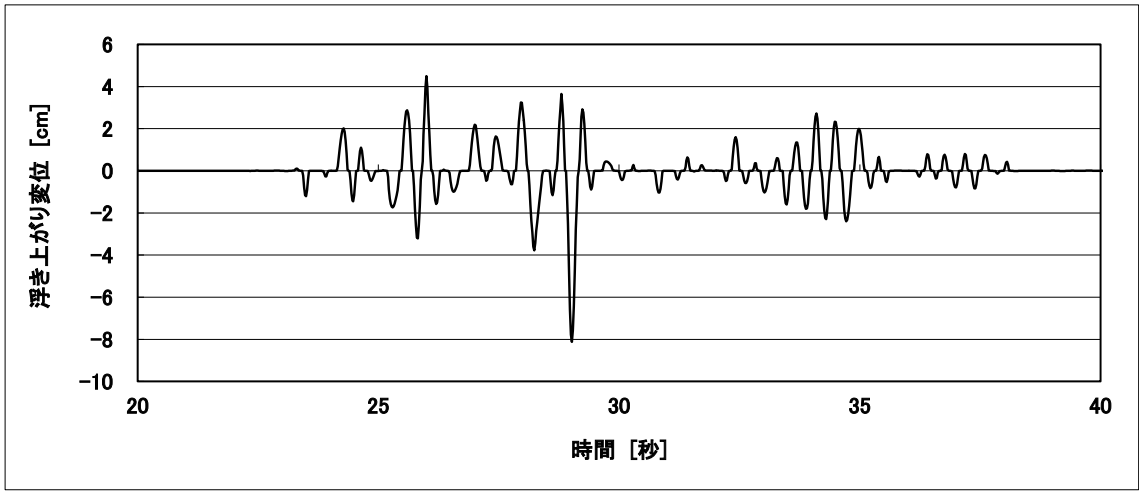
付図 2.30 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-4 タンク）



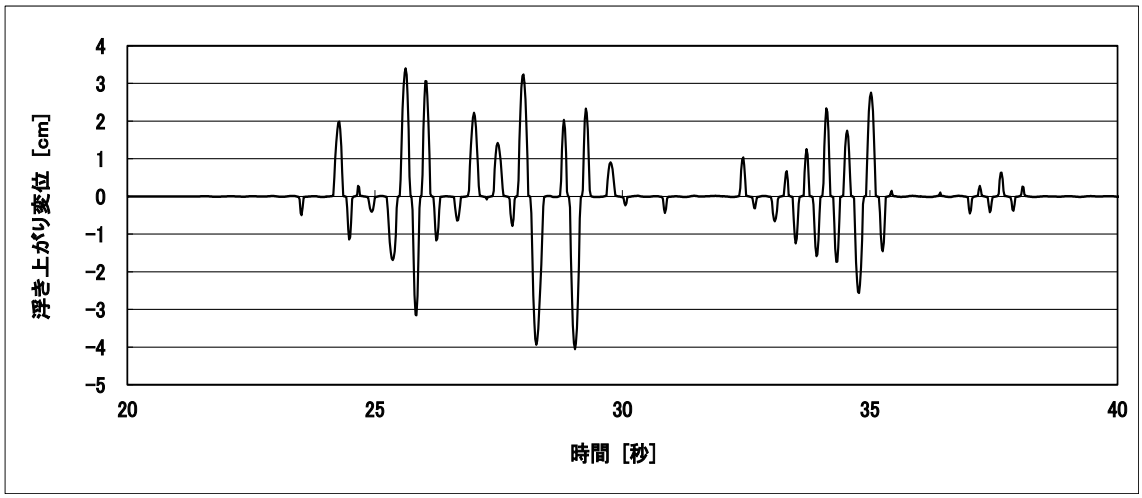
付図 2.31 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-5 タンク）



付図 2.32 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 EW、C-6 タンク）



付図 2.33 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-6 タンク）



付図 2.34 浮き上がり変位の時刻歴（C 地区 NS、C-7 タンク）

添付資料 3

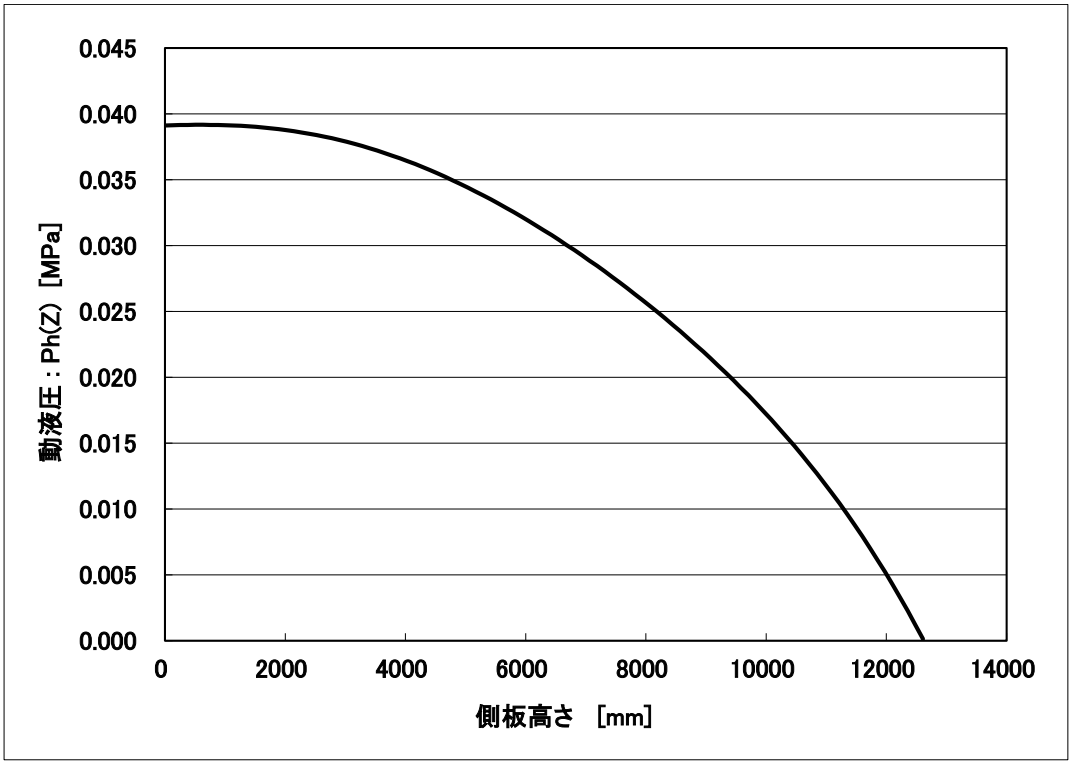
B-5 タンクの動液圧の計算結果

付表 3.1 B-5 タンクの動液圧計算用入力データ

D	69765 mm
H	12608 mm
Kh1	0.4484
ν 3	1.79
ρ	8.66E-07 kg/mm3

H/D	0.180721
分割	100
⊿H	126.08 mm
g	9.8 m/sec2
Z	3.33E+13 mm3

C00	C01	C02	C03	C04	C05
0.818987	-0.13123	0.688	-4.22843	5.706144	-2.85
C10	C12	C12	C13	C14	C15
0.810687	0.254276	-1.46843	0.572191	-0.20929	0.041771



付図 3.1 側板の高さにおける動液圧の分布（B-5 タンク）

付表 3.2 B-5 タンクの動液圧計算結果

				P = 2D*Ph(z)*π/4 より		
Z (mm)	Ph0(Z) (MPa)	Ph1(Z) (MPa)	Ph(Z) (MPa)	P (N/mm)	M (N.mm)	Q (N)
0.00	0.02195	0.01717	0.03912	4286.90	1.8708E+11	3.8198E+07
126.08	0.02192	0.01722	0.03914	4288.80	1.8230E+11	3.7658E+07
252.16	0.02189	0.01726	0.03915	4290.35	1.7759E+11	3.7117E+07
378.24	0.02186	0.01730	0.03916	4291.50	1.7294E+11	3.6576E+07
504.32	0.02183	0.01733	0.03917	4292.20	1.6836E+11	3.6035E+07
630.40	0.02181	0.01736	0.03917	4292.38	1.6385E+11	3.5494E+07
756.48	0.02179	0.01738	0.03917	4291.99	1.5941E+11	3.4952E+07
882.56	0.02176	0.01740	0.03916	4291.00	1.5504E+11	3.4411E+07
1008.64	0.02174	0.01740	0.03914	4289.35	1.5074E+11	3.3870E+07
1134.72	0.02171	0.01741	0.03912	4287.01	1.4650E+11	3.3330E+07
1260.80	0.02169	0.01741	0.03909	4283.95	1.4233E+11	3.2790E+07
1386.88	0.02166	0.01740	0.03906	4280.11	1.3823E+11	3.2250E+07
1512.96	0.02163	0.01738	0.03901	4275.48	1.3420E+11	3.1710E+07
1639.04	0.02160	0.01737	0.03896	4270.03	1.3024E+11	3.1172E+07
1765.12	0.02156	0.01734	0.03891	4263.73	1.2634E+11	3.0634E+07
1891.20	0.02153	0.01731	0.03884	4256.56	1.2251E+11	3.0096E+07
2017.28	0.02149	0.01728	0.03877	4248.50	1.1875E+11	2.9560E+07
2143.36	0.02145	0.01724	0.03869	4239.53	1.1506E+11	2.9025E+07
2269.44	0.02140	0.01719	0.03860	4229.63	1.1143E+11	2.8491E+07
2395.52	0.02135	0.01714	0.03850	4218.79	1.0787E+11	2.7959E+07
2521.60	0.02130	0.01709	0.03839	4207.00	1.0438E+11	2.7428E+07
2647.68	0.02124	0.01703	0.03827	4194.26	1.0096E+11	2.6898E+07
2773.76	0.02118	0.01697	0.03815	4180.54	9.7599E+10	2.6370E+07
2899.84	0.02112	0.01690	0.03801	4165.86	9.4307E+10	2.5844E+07
3025.92	0.02105	0.01682	0.03787	4150.20	9.1082E+10	2.5320E+07
3152.00	0.02098	0.01674	0.03772	4133.55	8.7922E+10	2.4797E+07
3278.08	0.02090	0.01666	0.03756	4115.93	8.4829E+10	2.4277E+07
3404.16	0.02082	0.01657	0.03739	4097.34	8.1800E+10	2.3760E+07
3530.24	0.02073	0.01648	0.03721	4077.76	7.8837E+10	2.3244E+07
3656.32	0.02064	0.01638	0.03702	4057.22	7.5939E+10	2.2731E+07
3782.40	0.02055	0.01628	0.03683	4035.70	7.3105E+10	2.2221E+07
3908.48	0.02045	0.01617	0.03662	4013.22	7.0335E+10	2.1714E+07
4034.56	0.02035	0.01606	0.03641	3989.79	6.7630E+10	2.1209E+07
4160.64	0.02024	0.01594	0.03619	3965.40	6.4987E+10	2.0708E+07
4286.72	0.02013	0.01582	0.03595	3940.08	6.2408E+10	2.0209E+07
4412.80	0.02001	0.01570	0.03571	3913.82	5.9891E+10	1.9714E+07
4538.88	0.01990	0.01557	0.03547	3886.63	5.7436E+10	1.9223E+07
4664.96	0.01977	0.01544	0.03521	3858.54	5.5044E+10	1.8734E+07
4791.04	0.01964	0.01530	0.03495	3829.54	5.2712E+10	1.8250E+07
4917.12	0.01951	0.01516	0.03467	3799.64	5.0441E+10	1.7769E+07
5043.20	0.01938	0.01502	0.03439	3768.86	4.8231E+10	1.7292E+07
5169.28	0.01924	0.01487	0.03410	3737.21	4.6081E+10	1.6818E+07
5295.36	0.01909	0.01471	0.03381	3704.69	4.3990E+10	1.6349E+07
5421.44	0.01894	0.01456	0.03350	3671.32	4.1958E+10	1.5884E+07
5547.52	0.01879	0.01440	0.03319	3637.10	3.9984E+10	1.5424E+07
5673.60	0.01864	0.01423	0.03287	3602.05	3.8068E+10	1.4967E+07
5799.68	0.01848	0.01406	0.03254	3566.18	3.6210E+10	1.4515E+07
5925.76	0.01832	0.01389	0.03221	3529.49	3.4408E+10	1.4068E+07
6051.84	0.01815	0.01371	0.03187	3491.99	3.2662E+10	1.3625E+07
6177.92	0.01798	0.01353	0.03152	3453.68	3.0972E+10	1.3188E+07
6304.00	0.01781	0.01335	0.03116	3414.58	2.9337E+10	1.2755E+07
6430.08	0.01763	0.01316	0.03079	3374.69	2.7755E+10	1.2327E+07
6556.16	0.01745	0.01297	0.03042	3334.01	2.6228E+10	1.1904E+07
6682.24	0.01727	0.01278	0.03005	3292.55	2.4753E+10	1.1486E+07
6808.32	0.01708	0.01258	0.02966	3250.30	2.3331E+10	1.1074E+07
6934.40	0.01689	0.01238	0.02927	3207.27	2.1961E+10	1.0666E+07
7060.48	0.01670	0.01217	0.02887	3163.46	2.0641E+10	1.0265E+07
7186.56	0.01650	0.01196	0.02846	3118.87	1.9372E+10	9.8688E+06
7312.64	0.01630	0.01175	0.02805	3073.48	1.8152E+10	9.4784E+06
7438.72	0.01609	0.01153	0.02762	3027.29	1.6982E+10	9.0938E+06
7564.80	0.01588	0.01131	0.02720	2980.30	1.5859E+10	8.7151E+06
7690.88	0.01567	0.01109	0.02676	2932.50	1.4784E+10	8.3424E+06
7816.96	0.01545	0.01087	0.02632	2883.87	1.3755E+10	7.9757E+06
7943.04	0.01523	0.01064	0.02586	2834.40	1.2772E+10	7.6152E+06

8069.12	0.01500	0.01040	0.02541	2784.07	1.1834E+10	7.2610E+06
8195.20	0.01477	0.01017	0.02494	2732.87	1.0941E+10	6.9132E+06
8321.28	0.01453	0.00993	0.02446	2680.77	1.0091E+10	6.5720E+06
8447.36	0.01429	0.00969	0.02398	2627.75	9.2832E+09	6.2373E+06
8573.44	0.01405	0.00944	0.02349	2573.78	8.5174E+09	5.9094E+06
8699.52	0.01379	0.00919	0.02298	2518.84	7.7926E+09	5.5884E+06
8825.60	0.01353	0.00894	0.02247	2462.88	7.1078E+09	5.2743E+06
8951.68	0.01327	0.00868	0.02195	2405.89	6.4622E+09	4.9674E+06
9077.76	0.01300	0.00843	0.02142	2347.81	5.8548E+09	4.6677E+06
9203.84	0.01272	0.00817	0.02088	2288.61	5.2847E+09	4.3754E+06
9329.92	0.01243	0.00790	0.02033	2228.25	4.7510E+09	4.0907E+06
9456.00	0.01214	0.00763	0.01977	2166.67	4.2527E+09	3.8136E+06
9582.08	0.01183	0.00736	0.01920	2103.83	3.7889E+09	3.5444E+06
9708.16	0.01152	0.00709	0.01861	2039.67	3.3585E+09	3.2832E+06
9834.24	0.01120	0.00681	0.01801	1974.13	2.9605E+09	3.0302E+06
9960.32	0.01087	0.00653	0.01740	1907.14	2.5938E+09	2.7855E+06
10086.40	0.01053	0.00625	0.01678	1838.66	2.2575E+09	2.5494E+06
10212.48	0.01017	0.00597	0.01614	1768.59	1.9504E+09	2.3220E+06
10338.56	0.00981	0.00568	0.01548	1696.88	1.6715E+09	2.1035E+06
10464.64	0.00943	0.00539	0.01481	1623.44	1.4194E+09	1.8942E+06
10590.72	0.00903	0.00509	0.01413	1548.19	1.1932E+09	1.6943E+06
10716.80	0.00863	0.00480	0.01342	1471.05	9.9161E+08	1.5039E+06
10842.88	0.00820	0.00450	0.01270	1391.91	8.1337E+08	1.3234E+06
10968.96	0.00776	0.00420	0.01196	1310.69	6.5725E+08	1.1531E+06
11095.04	0.00731	0.00389	0.01120	1227.29	5.2196E+08	9.9308E+05
11221.12	0.00683	0.00358	0.01042	1141.61	4.0616E+08	8.4375E+05
11347.20	0.00634	0.00327	0.00961	1053.52	3.0851E+08	7.0537E+05
11473.28	0.00583	0.00296	0.00879	962.92	2.2759E+08	5.7825E+05
11599.36	0.00529	0.00264	0.00794	869.69	1.6196E+08	4.6272E+05
11725.44	0.00473	0.00233	0.00706	773.70	1.1015E+08	3.5912E+05
11851.52	0.00415	0.00201	0.00616	674.83	7.0633E+07	2.6781E+05
11977.60	0.00355	0.00168	0.00523	572.93	4.1826E+07	1.8915E+05
12103.68	0.00291	0.00136	0.00427	467.87	2.2115E+07	1.2354E+05
12229.76	0.00225	0.00103	0.00328	359.50	9.8273E+06	7.1378E+04
12355.84	0.00156	0.00070	0.00226	247.67	3.2409E+06	3.3102E+04
12481.92	0.00084	0.00036	0.00121	132.22	5.7706E+05	9.1539E+03
12608.00	0.00009	0.00003	0.00012	12.99	0.0000E+00	0.0000E+00

添付資料 4

2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2 の算定式による応力ーひずみ線図

2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2 の算定式で計算した B-5 タンクの側板とアニュラ板（両方の材料：HT60）及び底板（材料：SS41）の応力―ひずみ線図の数値を付表 4.1 と付表 4.2 に示す。

ASME Code の算定式と記号に関する記述文の抜粋を付録 4. 1 に示す。

付表 4.1 側板とアニュラ板（材料：HT60）の応力―ひずみ線図の計算値

σys	450	N/mm2
σuts	570	N/mm2
R	0.7894737	
K	0.3381026	
m2	0.1263158	
A2	839.91085	
εp	2.00E-05	
εys	2.00E-03	mm/mm
M1	5.18E-02	
A1	6.22E+02	
Ey	205940	N/mm2

σt N/mm2	H	ε1	ε2	γ1	γ2	εt mm/mm
450	-2.00E+00	1.92E-03	7.15E-03	1.89E-03	1.29E-04	4.20E-03
500	4.65E-01	1.47E-02	1.65E-02	4.16E-03	1.18E-02	1.84E-02
530	1.94E+00	4.53E-02	2.61E-02	9.11E-04	2.56E-02	2.91E-02
550	2.93E+00	9.27E-02	3.50E-02	2.64E-04	3.49E-02	3.79E-02
600	5.39E+00	4.98E-01	6.97E-02	1.03E-05	6.97E-02	7.27E-02
650	7.86E+00	2.34E+00	1.31E-01	3.49E-07	1.31E-01	1.35E-01
700	1.03E+01	9.78E+00	2.36E-01	1.05E-08	2.36E-01	2.40E-01
750	1.28E+01	3.71E+01	4.08E-01	2.89E-10	4.08E-01	4.12E-01
800	1.53E+01	1.29E+02	6.80E-01	7.27E-12	6.80E-01	6.84E-01

ここに、σ_t：真応力、 ε_t：真ひずみ

付表 4.2 底板（材料：SS41）の応力―ひずみ線図の計算値

σys	245	N/mm2
σuts	400	N/mm2
R	0.6125	
K	0.3923987	
m2	0.2325	
A2	708.50043	
εp	2.00E-05	
εys	2.00E-03	mm/mm
M1	1.07E-01	
A1	4.77E+02	
Ey	205940	N/mm2

σt (N/mm2)	H	ε1	ε2	γ1	γ2	εt (mm/mm)
245	-2.00E+00	1.96E-03	1.04E-02	1.93E-03	1.87E-04	3.30E-03
270	-1.18E+00	4.87E-03	1.58E-02	4.45E-03	1.37E-03	7.12E-03
300	-1.91E-01	1.30E-02	2.48E-02	7.75E-03	1.01E-02	1.93E-02
350	1.45E+00	5.51E-02	4.82E-02	2.86E-03	4.57E-02	5.02E-02
400	3.10E+00	1.92E-01	8.55E-02	3.92E-04	8.54E-02	8.77E-02
450	4.74E+00	5.79E-01	1.42E-01	4.41E-05	1.42E-01	1.44E-01
500	6.39E+00	1.55E+00	2.23E-01	4.41E-06	2.23E-01	2.26E-01
550	8.03E+00	3.78E+00	3.36E-01	4.01E-07	3.36E-01	3.39E-01
600	9.67E+00	8.54E+00	4.89E-01	3.38E-08	4.89E-01	4.92E-01
650	1.13E+01	1.80E+01	6.90E-01	2.67E-09	6.90E-01	6.93E-01
700	1.30E+01	3.61E+01	9.49E-01	1.99E-10	9.49E-01	9.53E-01

ここに、σ_t：真応力、 ε_t：真ひずみ

付録 4.1

2013 ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec VIII, Division 2 の抜粋

3.D.3 Stress Strain Curve

The following model for the stress-strain curve shall be used in design calculations where required by this Division when the strain hardening characteristics of the stress-strain curve are to be considered. The yield strength and ultimate tensile strength in paragraphs 3.D.1 and 3.D.2 may be used in this model to determine a stress-strain curve at a specified temperature.

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_y} + \gamma_1 + \gamma_2 \tag{3.D.1}$$

where

$$\gamma_1 = \frac{\varepsilon_1}{2}\left(1.0 - \tanh\left[H\right]\right) \tag{3.D.2}$$

$$\gamma_2 = \frac{\varepsilon_2}{2}\left(1.0 + \tanh\left[H\right]\right) \tag{3.D.3}$$

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{\sigma_t}{A_1}\right)^{\frac{1}{m_1}} \tag{3.D.4}$$

$$A_1 = \frac{\sigma_{ys}\left(1+\varepsilon_{ys}\right)}{\left(\ln\left[1+\varepsilon_{ys}\right]\right)^{m_1}} \tag{3.D.5}$$

$$m_1 = \frac{\ln\left[R\right] + \left(\varepsilon_p - \varepsilon_{ys}\right)}{\ln\left[\frac{\ln\left[1+\varepsilon_p\right]}{\ln\left[1+\varepsilon_{ys}\right]}\right]} \tag{3.D.6}$$

$$\varepsilon_2 = \left(\frac{\sigma_t}{A_2}\right)^{\frac{1}{m_2}} \tag{3.D.7}$$

$$A_2 = \frac{\sigma_{uts}\exp\left[m_2\right]}{m_2^{m_2}} \tag{3.D.8}$$

$$H = \frac{2\left[\sigma_t - \left(\sigma_{ys} + K\left\{\sigma_{uts} - \sigma_{ys}\right\}\right)\right]}{K\left(\sigma_{uts} - \sigma_{ys}\right)} \tag{3.D.9}$$

$$R = \frac{\sigma_{ys}}{\sigma_{uts}} \tag{3.D.10}$$

$$\varepsilon_{ys} = 0.002 \tag{3.D.11}$$

$$K = 1.5R^{1.5} - 0.5R^{2.5} - R^{3.5} \tag{3.D.12}$$

The parameters m_2, and ε_p are provided in Table 3.D.1.The development of the stress strain curve should be limited to a value of true ultimate tensile stress at true ultimate tensile strain. The stress strain curve beyond this point should be perfectly plastic. The value of true ultimate tensile stress at true ultimate tensile strain is calculated as follows:

$$\sigma_{uts,t} = \sigma_{uts}\exp\left[m_2\right] \tag{3.D.13}$$

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

東日本大震災では、石油タンクの周辺において地盤が変形したことが確認されているが、震度６を超える地震動であったにもかかわらず、大規模な貯蔵物の流出につながる屋外タンク貯蔵所の損傷は無かった。このことは、1977 年（昭和 52 年）以降に設置された屋外タンク貯蔵所が、堅固な地盤の上に設置することが求められていること、1977 年（昭和 52 年）以前に設置されていた既存の屋外タンク貯蔵所が、1994 年（平成６年）の危険物の規制に関する法令改正により、耐震対策として地盤の液状化に対する強度の確保が求められており、それらの成果の表れであると考えられる。また、本検討会において平成 26 年度に南海トラフ地震が発生した場合の特防区域の屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤改良効果とその周辺地盤が屋外貯蔵タンク本体に与える影響を確認した。

しかしながら、将来発生が危惧される首都直下地震が発生した場合の東京湾周辺の特防地区の安全性については、確認されていない。

よって、本検討では、首都直下地震が発生した場合に、屋外貯蔵タンク本体の直下の地盤改良効果とそ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するとともに、従来の設計レベルを超えるような大きな地震外力に対しての安全性を検討するうえ、地盤改良効果を解析に組み込むことの効果と重要性を示すことを目指すものとする。

解析の流れを図 1.1.1 に示す。

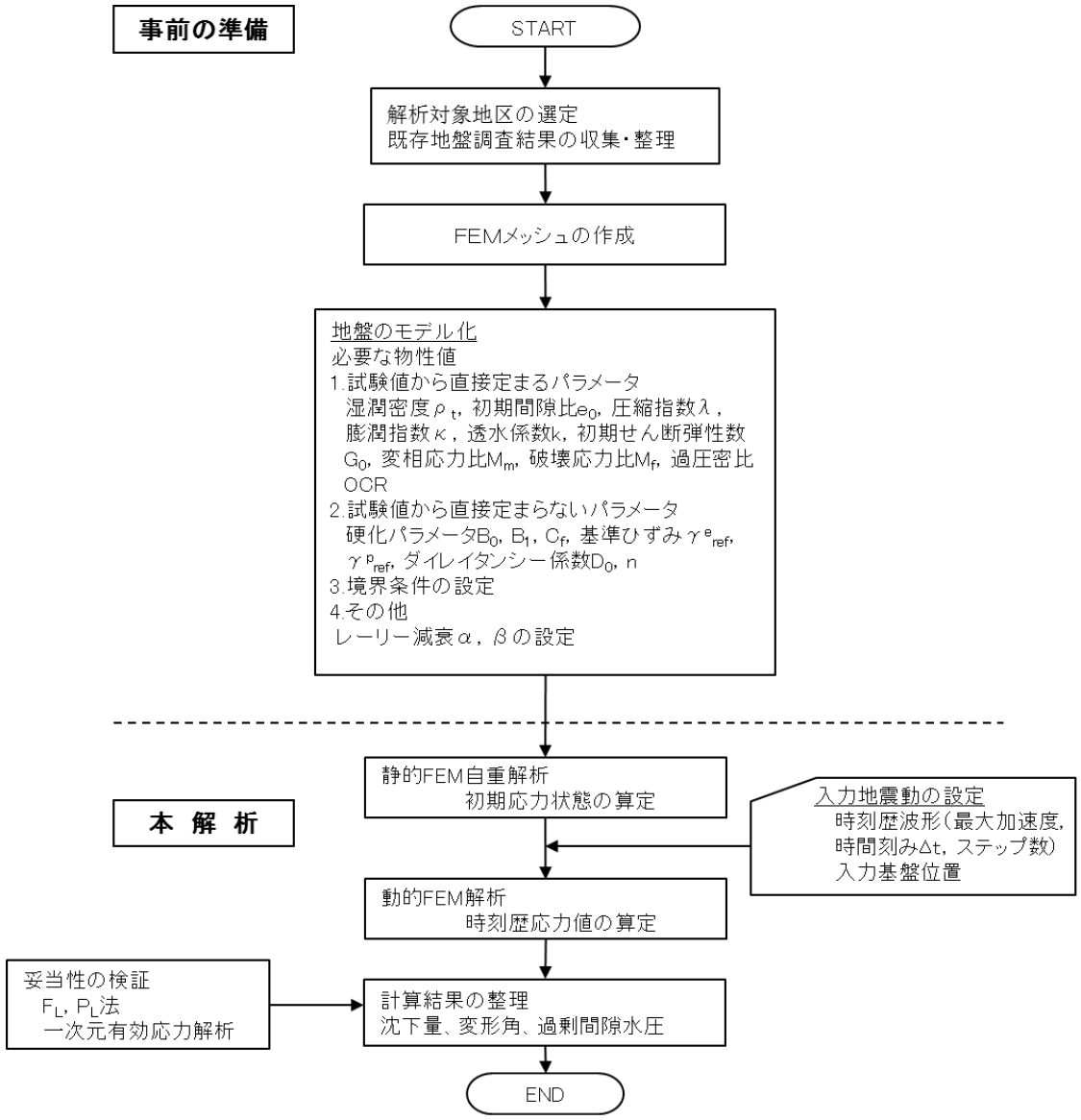

事前の準備
START
解析対象地区の選定
既存地盤調査結果の収集・整理
FEMメッシュの作成
地盤のモデル化
必要な物性値
1.試験値から直接定まるパラメータ
湿潤密度ρt，初期間隙比e0，圧縮指数λ，
膨潤指数κ，透水係数k，初期せん断弾性数
G0，変相応力比Mm，破壊応力比Mf，過圧密比
OCR
2.試験値から直接定まらないパラメータ
硬化パラメータB0，B1，Cf，基準ひずみγ^e_ref，
γ^p_ref，ダイレイタンシー係数D0，n
3.境界条件の設定
4.その他
レーリー減衰α，βの設定
本 解 析
静的FEM自重解析
初期応力状態の算定
入力地震動の設定
時刻歴波形（最大加速度，
時間刻みΔt，ステップ数）
入力基盤位置
動的FEM解析
時刻歴応力値の算定
妥当性の検証
FL，PL法
一次元有効応力解析
計算結果の整理
沈下量、変形角、過剰間隙水圧
END

図 1.1.1　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。

東京湾沿岸の特防区域のうち想定震度が震度６強となる主な特防区域として一次元応答解析において対象とした、３地区（A 地区、B 地区、C 地区）のうち２地区を選定した。

なお、２地区の選定においては以下の５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

○ 特徴：東京湾沿岸の地盤条件として特徴的であるか

○ 解析上異なる特徴をもつ解析対象地区を選定する

上記により総合的に判断した結果、３地区のうち一次元応答解析結果から顕著な非線形挙動を示す A 地区と、非線形挙動はしないものの地震動の短周期成分が卓越し大きな地表面加速度が予想される B 地区を解析対象地区とした。

候補となった３地区の項目の比較を表 1.2.1 に示す。

なお、石油タンクの地盤については、液状化対策が講じられた地盤とすることを求めており、貯蔵量ベースで 98%を占める大規模なタンクについては平成 25 年 12 月 31 日までに全て基準に適合しており、小規模な石油タンクについても平成 28 年度末までに耐震基準に適合させるよう耐震化を進めている。

表 1.2.1 特防区域の震度・地盤状況等の比較

	A 地区	B 地区	C 地区
想定震度階	6 強	6 強	6 強
液状化可能性 （N 値≦15 程度の砂・砂礫層で高い）	高い N 値 5～10 程度の沖積砂質土層が続く	中くらい N 値 5 以下の沖積砂質土層が若干ある	高い N 値 5～16 程度の沖積砂質土層が挟在
解析精度 （既存資料）	非常に良い	非常に良い	非常に良い
地盤改良 （既存資料）	サンドコンパクションパイル他	サンドパイル他	サンドコンパクションパイル他
一次元応答解析結果	非線形挙動顕著であり、長周期化	非線形挙動を示さず短周期が卓越	ほか 2 地区の中間的応答
二次元動的変形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　Ａ地区

地質層序表を表1.3.1に示す。表層に埋土層が分布しており、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、更新世の砂質土層と粘性土層が互層に分布、その下位に工学的基盤と考えうる礫質土層が分布する。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・第一粘性土層・第二粘性土層である。

表1.3.1　Ａ地区における地質層序表

地質時代			地層名		厚生	N 値
現　世				埋土層	砂質土	5
新生代	第四紀	完新世	沖積層	第一砂質土層	砂	12
				第一粘性土層	シルト	3
				第二粘性土層	粘土	5
		更新世	洪積層	第二砂質土層	シルト質砂	30
				第三粘性土層	粘土	14
				第三砂質土層	シルト質砂	30
				第四粘性土層	シルト	14
				礫質土層	礫	50

1.3.2　B地区

地質層序表を表1.3.2に示す。表層に埋土層が薄く分布しており、その下位は完新世の砂質土層と薄い粘性土層が分布している。完新世の砂質土層は緩い締まり具合、粘性土は軟らかい。これらの地層の下位は、上総層群であり工学的基盤と考えうる砂質泥岩が分布する。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・第二粘性土層である。

表1.3.2　B地区における地質層序表

地質時代			地層名		厚生	N値
現　世				埋土層	砂質土	9
新生代	第四紀	完新世	沖積層	第一砂質土層	砂	3
				第一粘性土層	シルト	1
	第三紀	鮮新世		岩盤層	砂質泥岩	50

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首都直下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 に示す計 11 基を設定している。

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、Ａ地区では（公称容量：7.5万KL）を、Ｂ地区では（公称容量：10万KL）のタンクを選定した。

屋外貯蔵タンク本体の詳細な諸元を表 1.4.2、表 1.4.3 に示す。

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

【Ａ地区】

タンク番号	内容物	許可容量（KL）	貯蔵内径（m）
1	ヘキサン	1000	11.60
2	軽油	5000	23.24
3	ナフサ	10000	32.93
4	原油	30000	53.60
5	原油	50000	61.00
6	軽油	75000	70.00

【Ｂ地区】

タンク番号	内容物	許可容量（KL）	貯蔵内径（m）
1	潤滑油	1000	11.63
2	重油	6000	29.07
3	重油材	10000	32.94
4	重油	30000	52.33
5	原油	50000	69.77
6	原油	77000	77.27
7	原油	100000	81.48

表 1.4.2　A 地区選定屋外貯蔵タンク本体の諸元一覧（SI 単位）

A　**地区　T801 タンク**　　（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)	75000	(kl)
貯槽内径	D	70000	(mm)
側板高さ	Hmax	21958	(mm)
最下段側板厚	t_s	30	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	23.89	(mm)
アニュラ板厚	t_b	18	(mm)
鋼材のヤング率（SPV490Q）	E	2.06E+05	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	490	(N/mm2)
最高液高さ	H	19618	(mm)
液密度	γ	8.80E−07	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	3.57	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.28	(−)
消防法／有効液重量率　f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.34	(−)
消防法／有効液重量率　f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.32	(−)
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/mm2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	Ws0	7.68E+03	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	2.45E+03	(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	7.68E+06	(N)

表 1.4.3　B地区選定屋外貯蔵タンク本体の諸元一覧（SI 単位）

B　**地区　NO.111 タンク**　　（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	81480	(mm)
側板高さ	Hmax	22570	(mm)
最下段側板厚	t_s	36	(mm)
1／3の最高液高さにおける側板厚	$t_{1/3}$	28	(mm)
アニュラ板厚	t_b	12	(mm)
鋼材のヤング率（HT60）	E	205939.65	(N/mm2)
鋼材のポアソン比	ν	0.3	(−)
降伏応力	σy	450	(N/mm2)
最高液高さ	H	19063	(mm)
液密度	γ	1.00E−06	(kg/mm3)
直径／液高さ比	D/H	4.27	(−)
液高さ／直径比	H/D	0.23	(−)
消防法／有効液重量率　f_{w0} $f_{W0}=-0.1408(\frac{H}{D})^4+0.8427(\frac{H}{D})^3-1.916(\frac{H}{D})^2+2.0933(\frac{H}{D})-0.1172$		0.28	(−)
消防法／有効液重量率　f_{w1} $f_{W1}=-0.1429(\frac{H}{D})^4+0.9653(\frac{H}{D})^3-2.2807(\frac{H}{D})^2+2.3017(\frac{H}{D})-0.1634$		0.26	(−)
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 $P_0=g\gamma H$		0.19	(N/mm2)

タンク本体重量（赤字：入力値）

側板重量	Ws0	1.05E+04	(KN)
側板付属品重量	Ws1	0.00E+00	(KN)
浮き屋根重量	Wr0	0.00E+00	(KN)
浮き屋根付属品重量	Wr1	3.68E+03	(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	1.05E+07	(N)

1.5　屋外タンク貯蔵所の基礎の選定、及び地盤改良工法

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Ａ地区についてリング基礎、Ｂ地区においては盛り土基礎を設定する。

また、本調査で収集したＡ地区、Ｂ地区の資料のうち、地盤改良について得られた結果を表 1.5.1 に示す。どの地区においても砂杭による地盤改良が主であるかとがわかる。

図 1.5.1 にＡ地区における地盤改良事例、図 1.5.2～図 1.5.5 に地盤改良後の地盤調査結果例を示す。図 1.5.6 にＢ地区における地盤改良事例、図 1.5.7 に地盤改良後の地盤調査結果例を示す。

収集した資料からは地盤改良後の調査が、杭芯、杭間のどちらで実施されているかまでは判明しなかったが、この地域では設計段階の改良目標 N 値が概ね 15 程度と設定されており、地盤調査の結果からも確認された。

上記により設定した解析断面図を図 1.5.8、図 1.5.9 に示す。

本調査ではタンク周辺の地質断面図を収集しており、タンク直下に限れば概ね水平成層であることを確認しているため解析断面においても理想的な水平成層として設定している。しかし、自然地盤の多くでは、少なからず地層構成に傾きや工学的基盤の起伏が生じる。その場合、不等沈下などの問題の恐れがあるので、モデルの設定には面的な地盤調査の結果を十分に反映させることが必要である。

表 1.5.1　収取した地盤改良工法実績

地区	改良工法	収集できた資料数
A 地区	サンドコンパクションパイル	7
	バイブロフローテーション	4
	バックドレイン	1
	サンドドレイン	1
	深層混合	1
	改良なし	2
B 地区	サンドコンパクションパイル	4

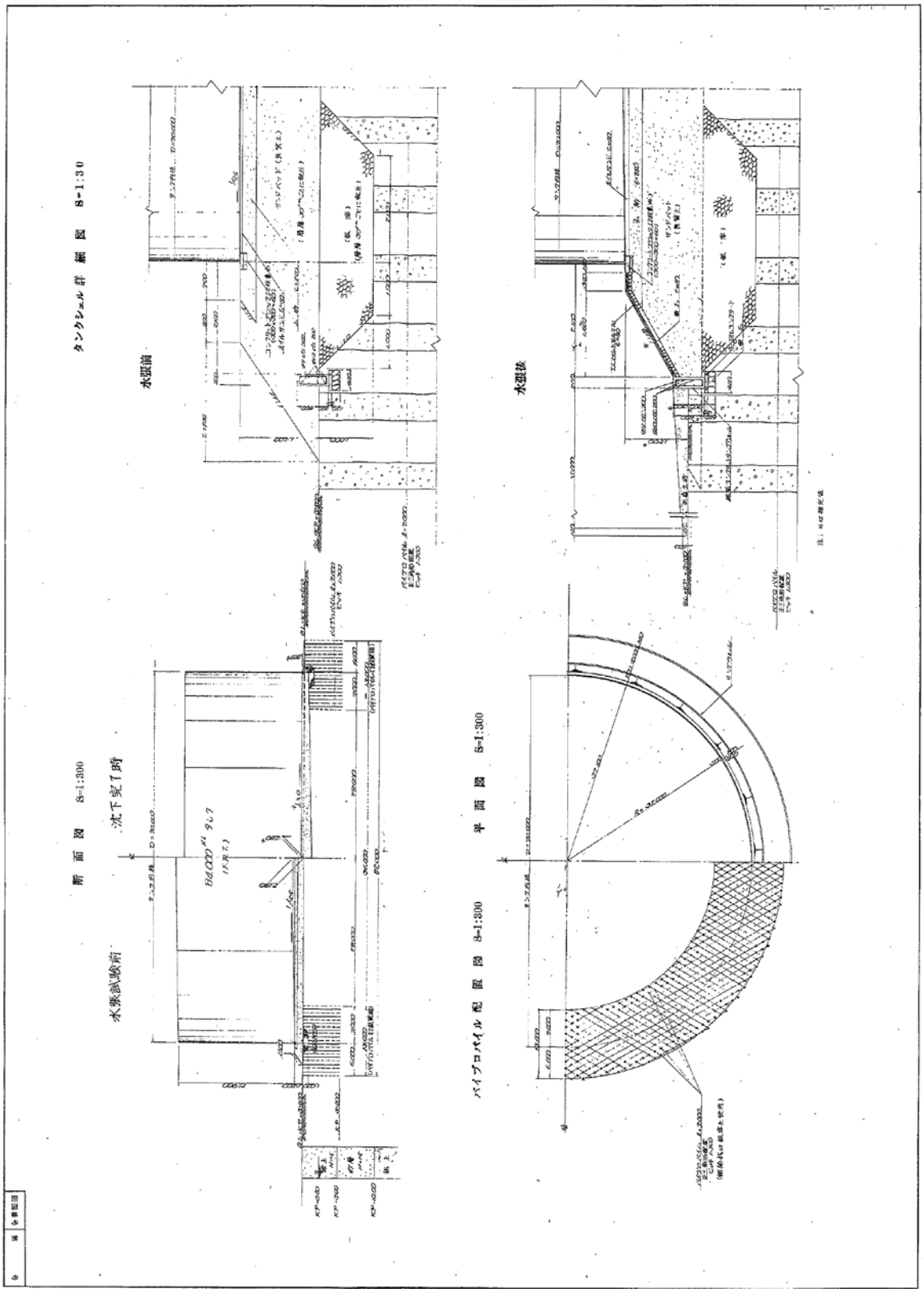


図 1.5.1　A地区での地盤改良事例

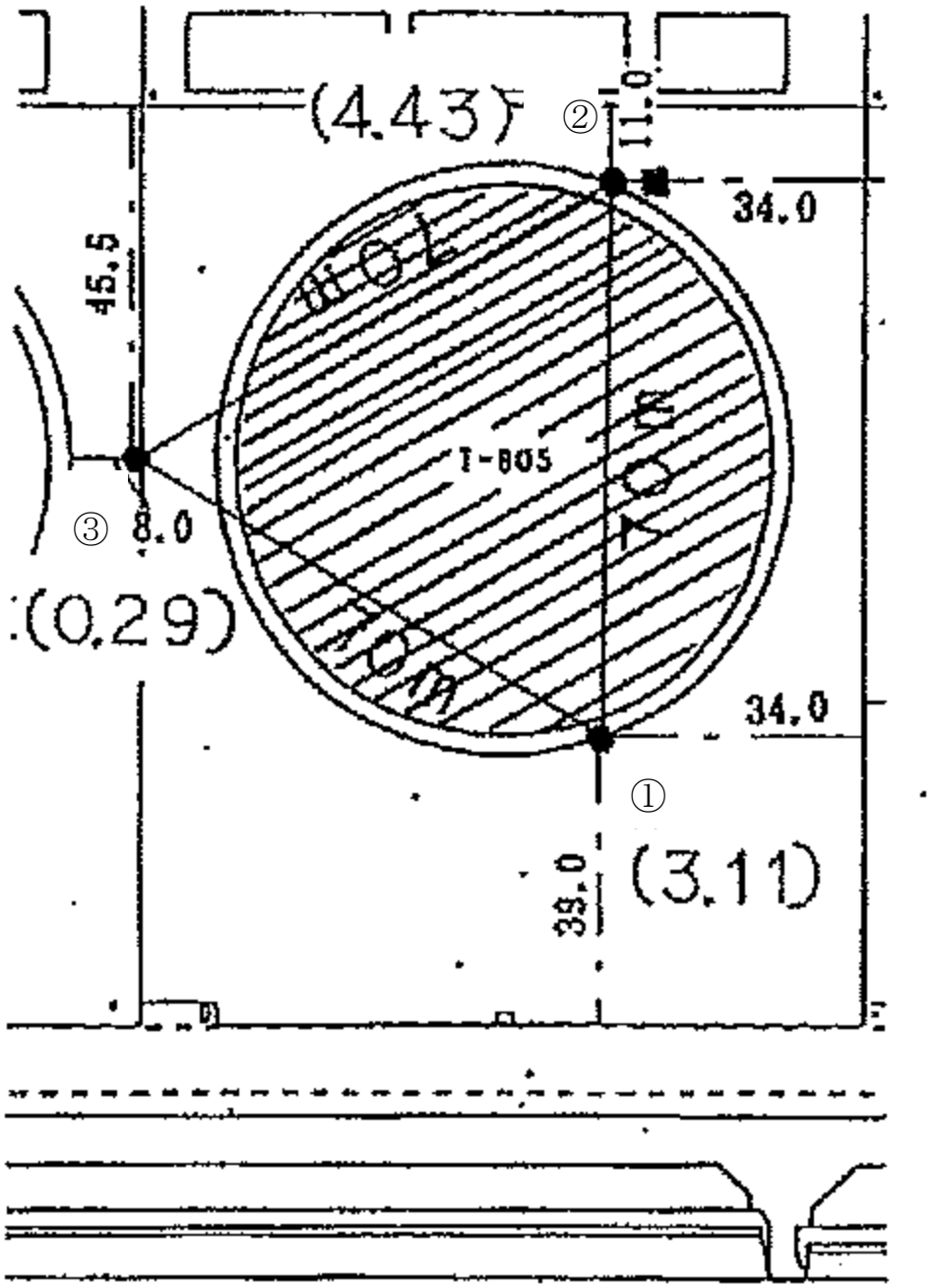


図 1.5.2　Ａ地区での改良後の地盤調査位置

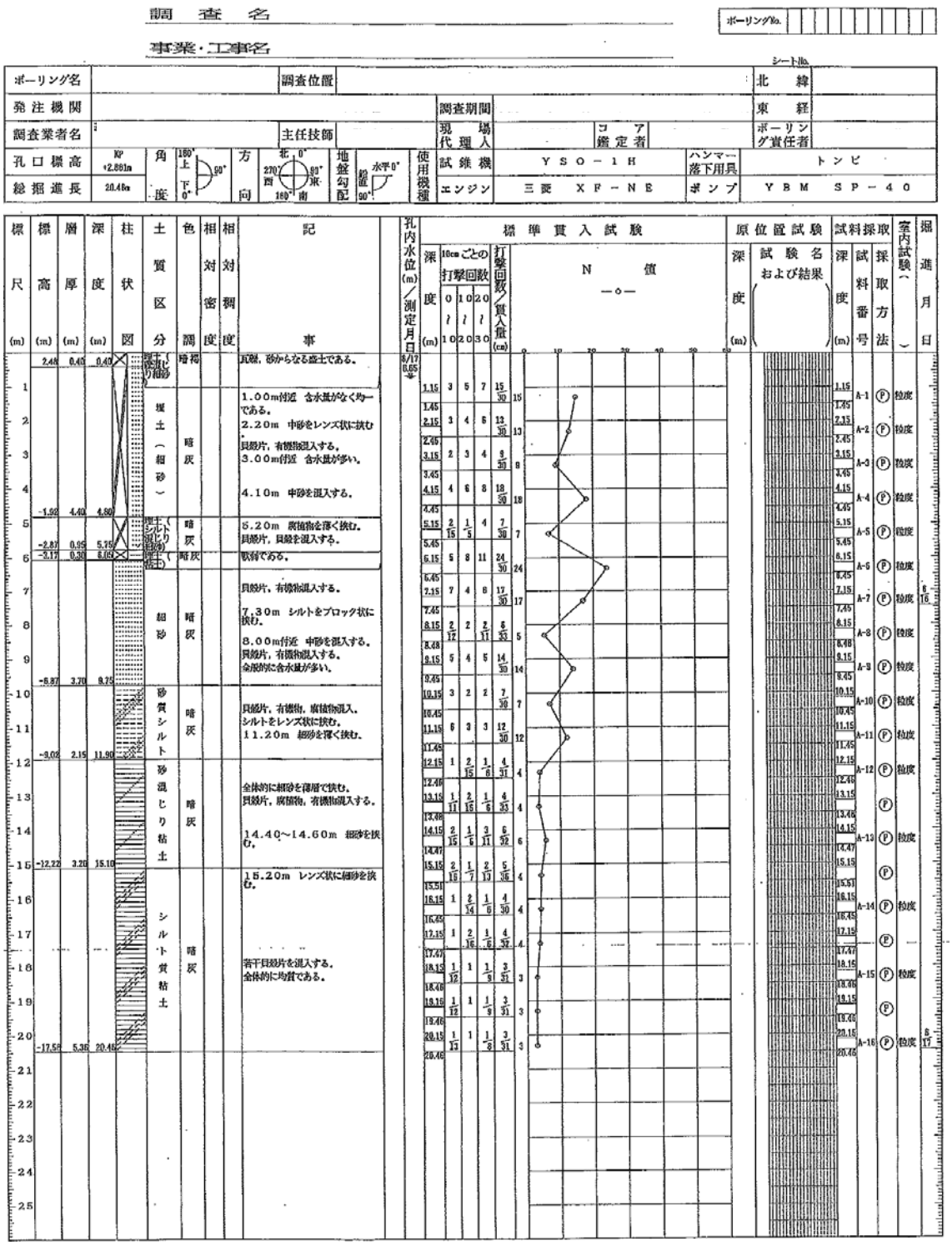


図 1.5.3　A地区での改良後の地盤結果例①

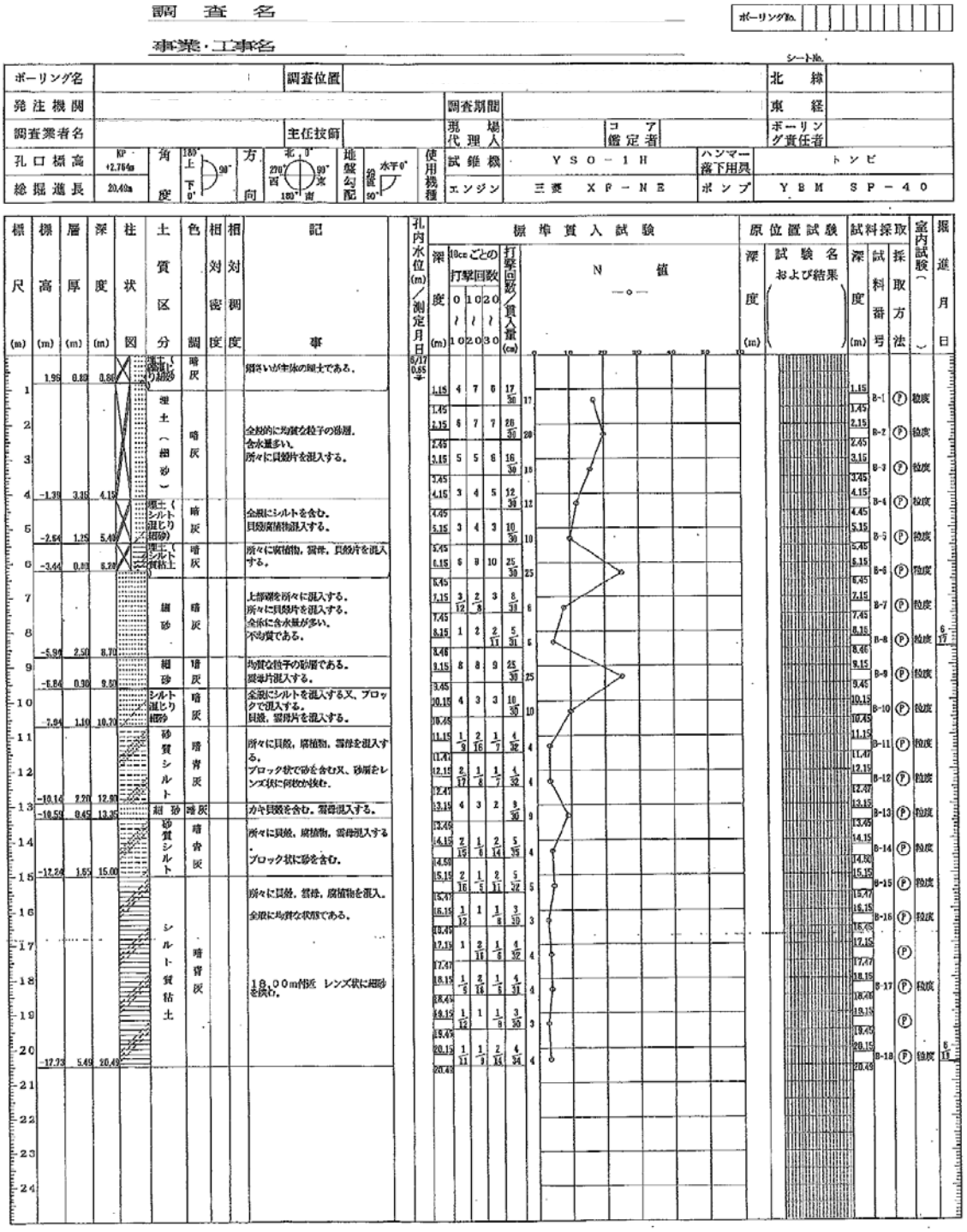


図 1.5.4　A地区での改良後の地盤結果例②

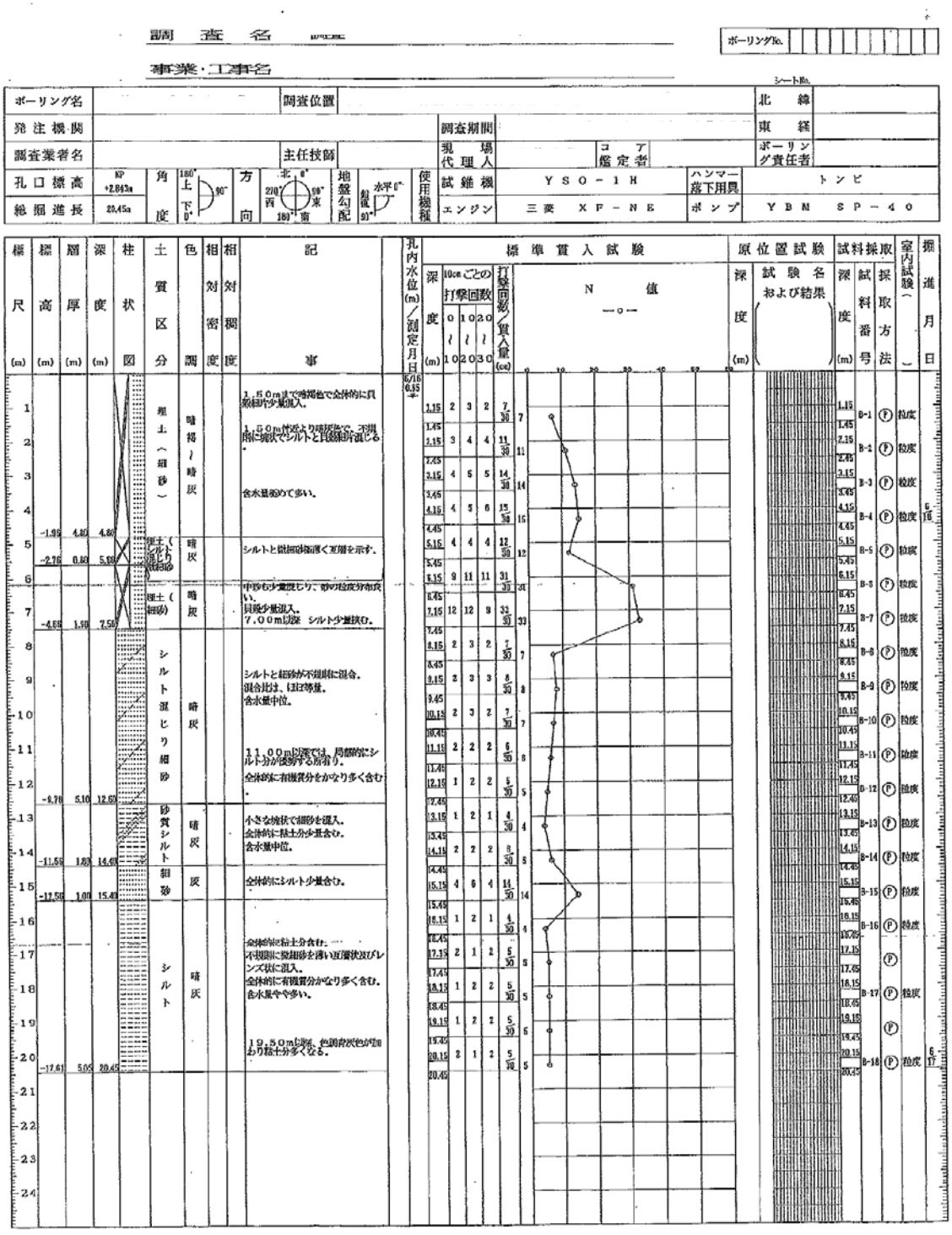


図 1.5.5　A地区での改良後の地盤結果例③

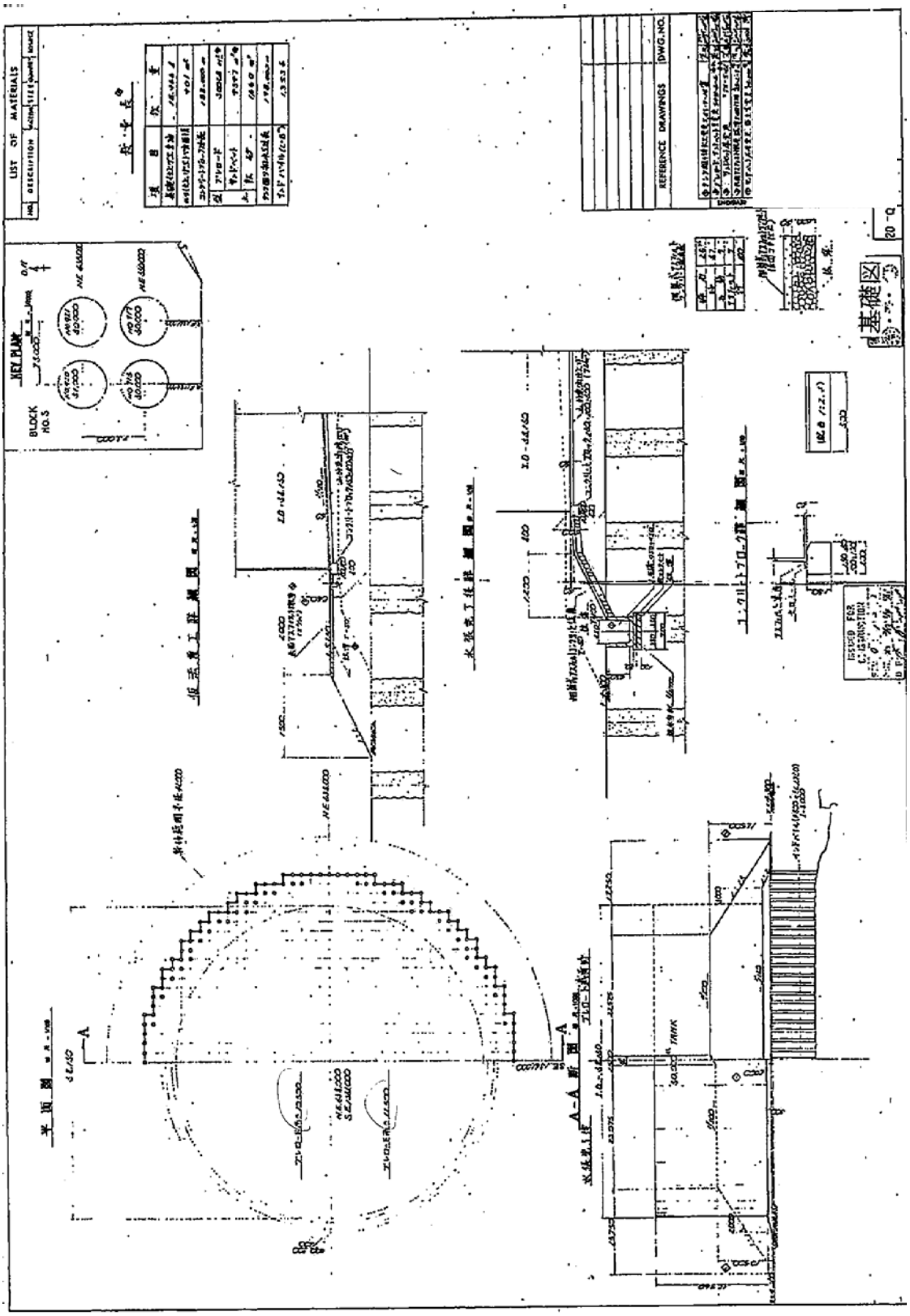


図 1.5.6　B地区での地盤改良事例

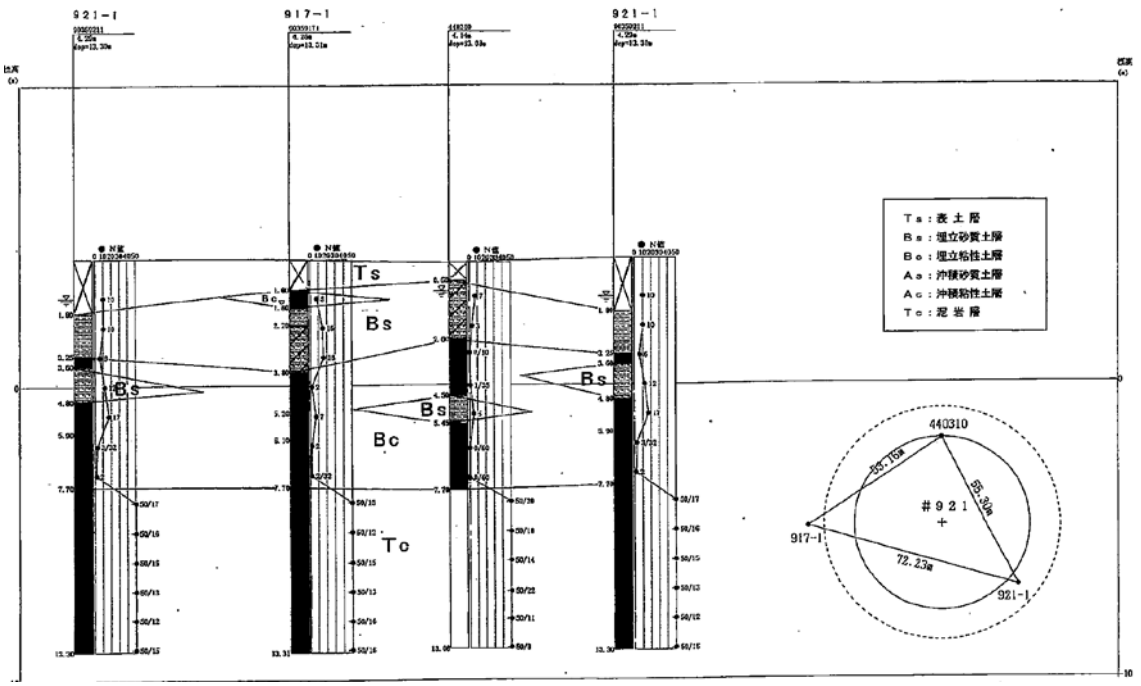


図 1.5.7　Ｂ地区での改良後の地盤調査・断面例

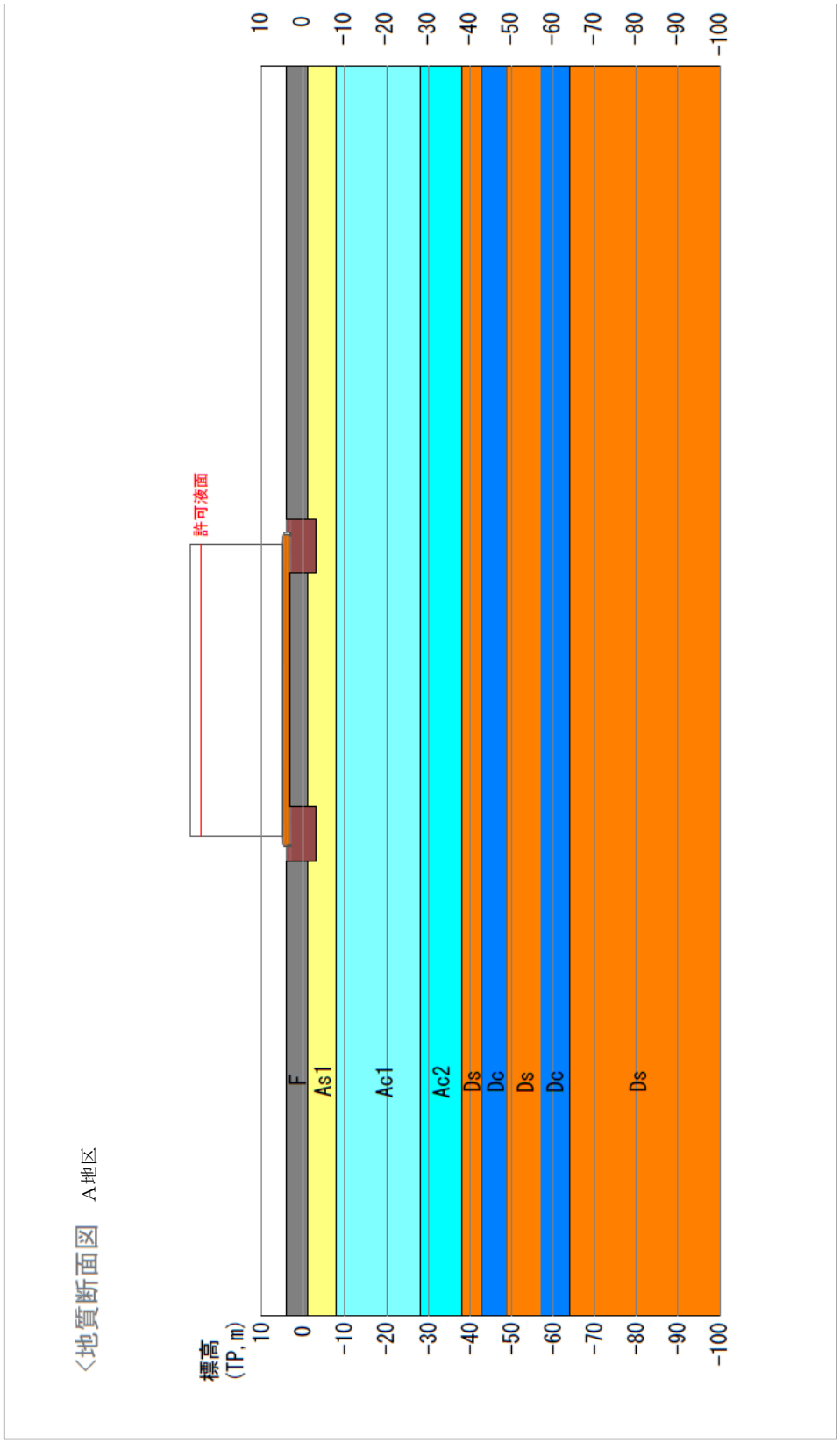


図 1.5.8　Ａ地区の二次元動的変形解析用断面

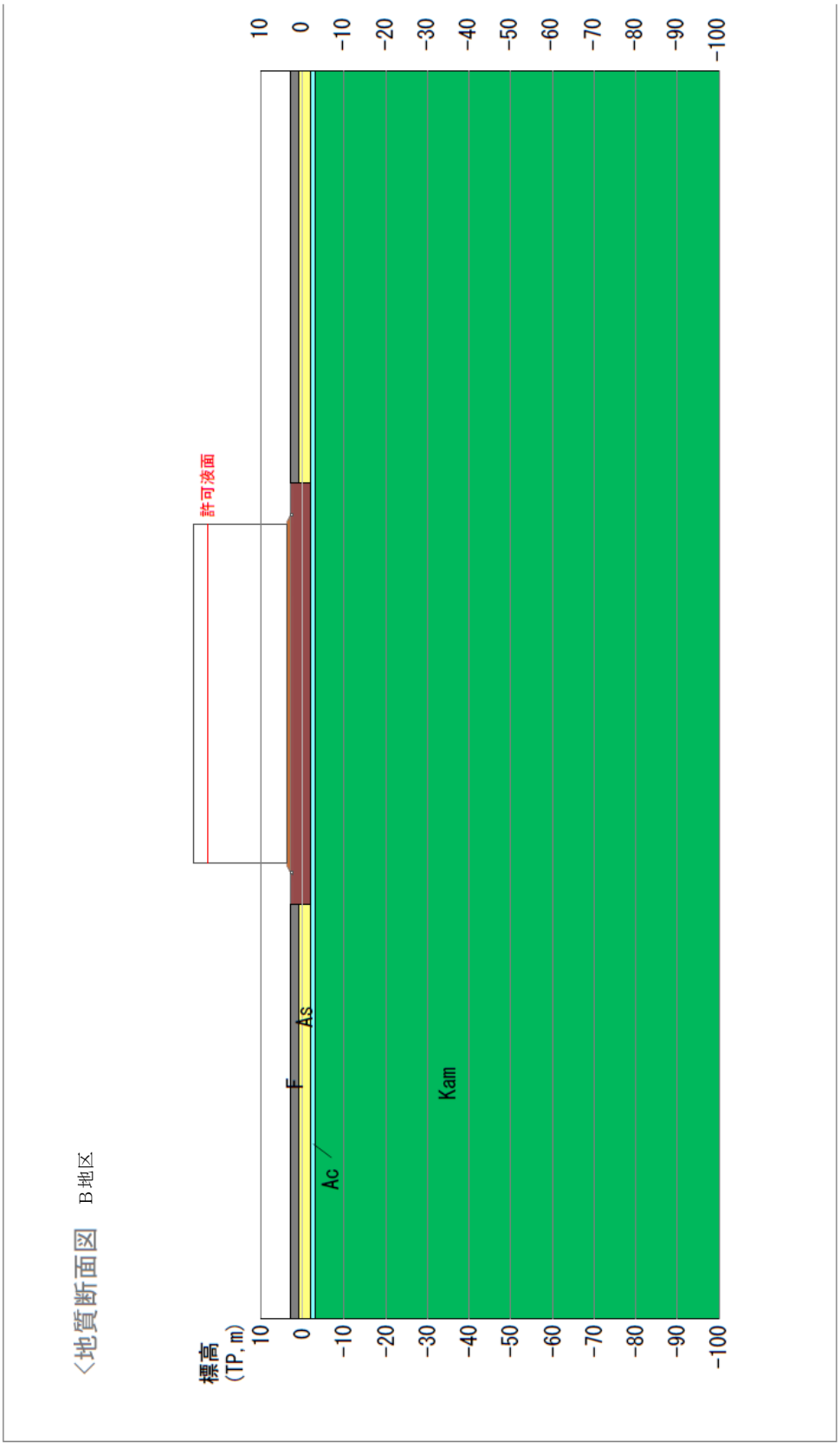


図 1.5.9　B地区の二次元動的変形解析用断面

1.6　解析条件の設定

平成26年度に行った南海トラフ地震に対する解析（第２部第３章）と同様に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、首都直下地震の想定地震とする。

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。 また、断面の切り方にもよるが、一般的に３次元解析よりも２次元解析の方が厳しい条件となることから、２次元解析による評価は安全側の検討になることが言われている。

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（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「ＬＩＱＣＡ」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。

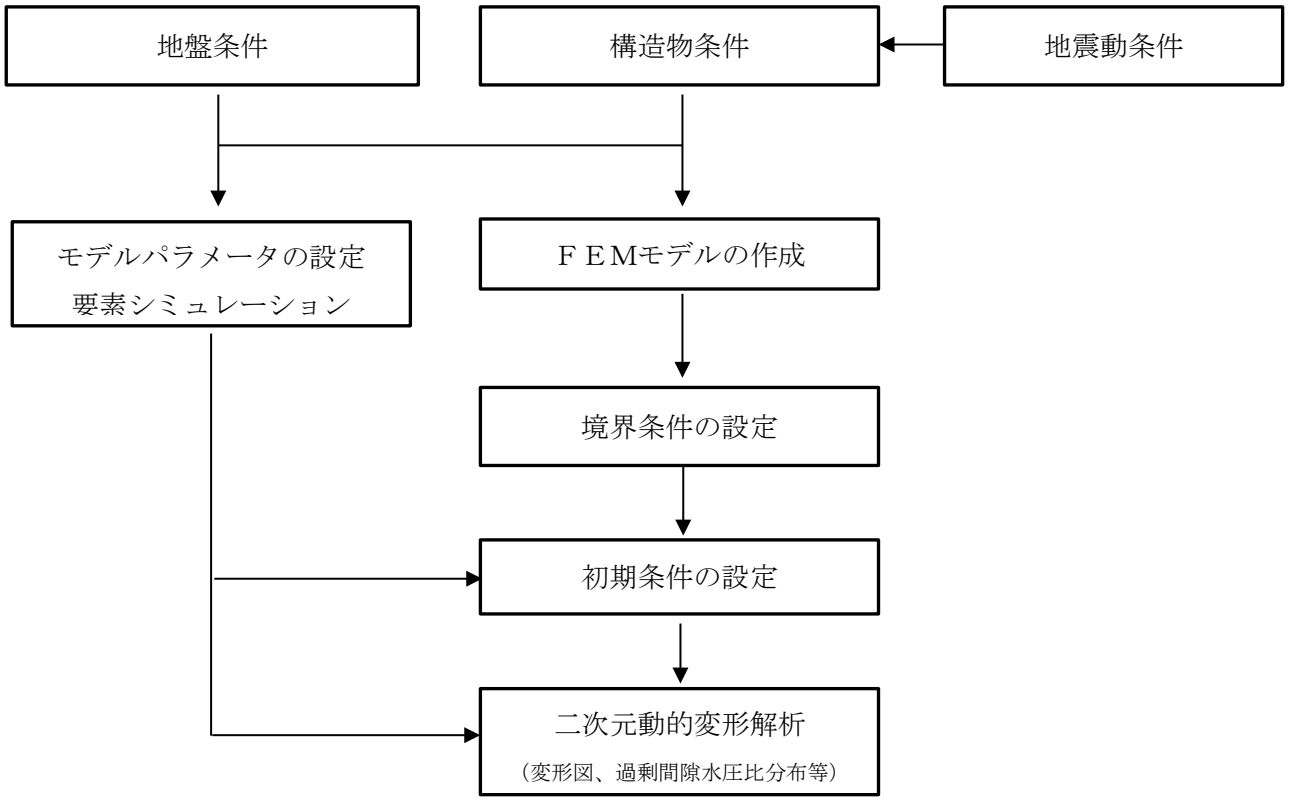


図1.6.1　断面２次元解析の流れ

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) ひずみは微少ひずみ
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

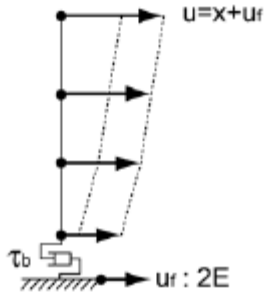
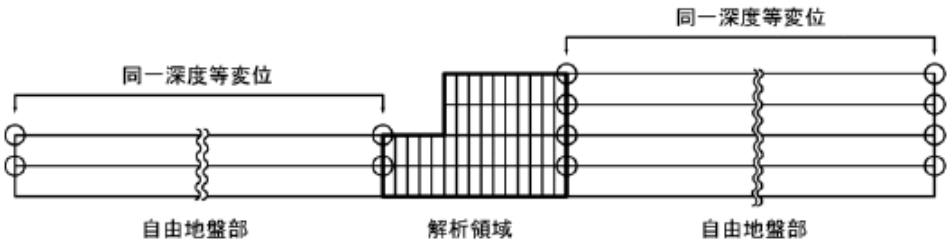
条件項目	条件内容
バージョン	LIQCA2D16(2016 公開版)
地盤モデル	液状化層:砂の繰返し弾塑性モデル 非液状化層:修正 R-O モデル
解析領域	150m の領域
境界条件	底面:粘性境界(ρ V_s, Vp) 側方:疑似自由地盤(1500m)の同一深度等変位境界とする
レーレー減衰	1 次元線形地盤の第1次固有振動モードに対して、小さな減衰定数(1.0%)を与えるように設定 α_0=0.0, α_1=0.002
Newmark の β法	β=0.3025, γ=0.6
解析時間間隔	ΔT=0.002(入力地震波の時間間隔 0.02 秒の 1/10)
解析ステップ	初期応力:地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

底面境界	 弾性基盤（底面粘性境界）
側方境界 擬似自由地盤境界	

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

Ａ地区、Ｂ地区ともに、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。主な設定項目を以下に示す。

① 地下水位
② 地盤改良
③ 基礎部分
④ 屋外貯蔵タンク本体部分
⑤ 繰返し応力振幅比
⑥ 解析地盤メッシュ

なお、本検討では平成26年度の検討手法を基本に検討した。さらに、動液圧が地盤の液状化程度に与える影響を加味するために、新たにタンク本体と内容液を個別に考慮することで、タンク本体と内容液の固有周期の違いなどを反映させるモデルの検討を別途行った。参考として巻末に解析結果を示す。

また、本検討で採用しているような断面２次元非線形有効応力解析は、地震動による影響について時刻歴を追って詳細を把握することができる反面、設定する定数なども多く、高度な技術・専門性が要求される。よって、二次元解析の導入として、近似的であるがより実務的な手法である「全応力法の地震応答解析に基づく飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し載荷による低下を考慮した残留変形解析」のタンクへの適用性を検討することとした。具体的には龍岡らが提唱、ため池などの安全性検討に採用されている手法を参考とした。（参考資料１）

1.7.1　Ａ地区

Ａ地区において設定した物性値を表1.7.1に示す。

【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。Ａ地区では、ボーリング調査結果の孔内水位よりGL-1.5mに設定した。

【地盤改良】

Ａ地区の地盤は、地表から埋土層～沖積砂層、粘性土層、その下部に洪積層となっており、地下水位より深い埋土層と第一砂質土層が液状化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リング基礎直下のサンドコンパクションパイル工法が施工されている。（図1.5.1参照）。

地盤改良後の地盤情報としては、地盤改良後の地盤調査結果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N値から推定されるS波速度(推定S波)は、砂質土層で1.2～1.4 倍程度となった。

【基礎部分】

屋外タンク貯蔵所の基礎部分の鉱滓の物性値についてはコンクリート並みの強度を与えた。

【屋外貯蔵タンク本体部分】

基礎・地盤の解析において、屋外貯蔵タンク本体部分の物性値については上載圧として、表1.4.2からタンク本体重量と底板に作用する最大静液圧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。よって、本来ならば円形を三次元で表現するところを二次元断面にて設定することなど、別途検討している屋外貯蔵タンク本体部分の解析を主目的にしていないため、簡易的な設定となっていることに注意する必要がある。

【繰返し応力振幅比】

図1.7.1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(2012)に従って算出したものを参考に、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1.5.8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。解析地盤メッシュを図1.7.2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1.7.1　Ａ地区の物性値一覧表（地盤改良後の値を含む）

地層名		平均 Ｎ値 改良前⇒後	湿潤 密度 ρ_t(g/cm3)	間隙比 e	細粒分 含有率 Fc	内部 摩擦角 ϕ'（°）	Ｓ波速度 V_s(m/s) 改良前⇒後
	埋土層	5⇒13	1.90	0.95	40	36	110⇒150
沖積層	第一砂質土層	12⇒21	1.85	0.80	30	36	160⇒190
	第一粘性土層	3	1.65	1.65	80	－	130
	第二粘性土層	5	1.65	1.15	85	40	150
洪積層	第二砂質土層	30	1.80	0.85	－	－	250
	第三粘性土層	14	1.75	1.15	－	40	250
	第三砂質土層	30	1.80	0.85	－	－	250
	第四粘性土層	14	1.75	1.15	－	－	250
	礫質土層	50	2.00	－	－	－	450

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	－	鉱滓	コンクリート並みの強度を与えた

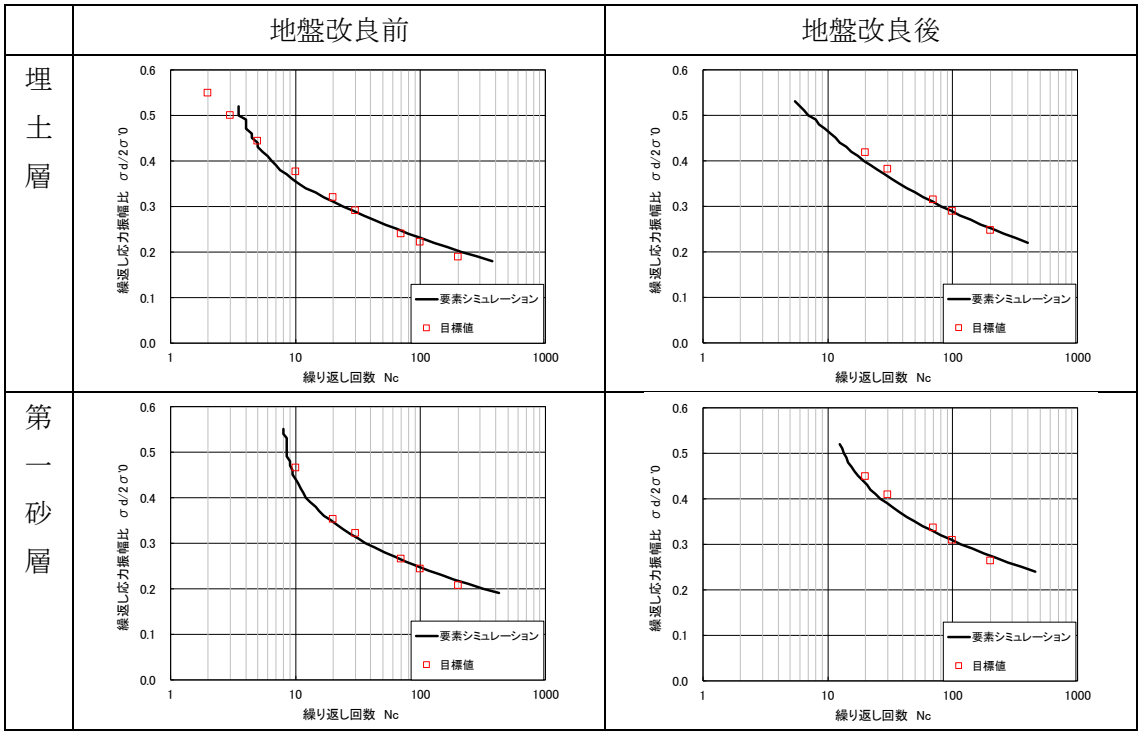


図1.7.1　Ａ地区の地盤改良前後の繰返し応力振幅比

※ここでの繰返し応力振幅比は、ひずみ５％でのものを示している。ひずみレベルが変わることにより曲線は変化することになる。

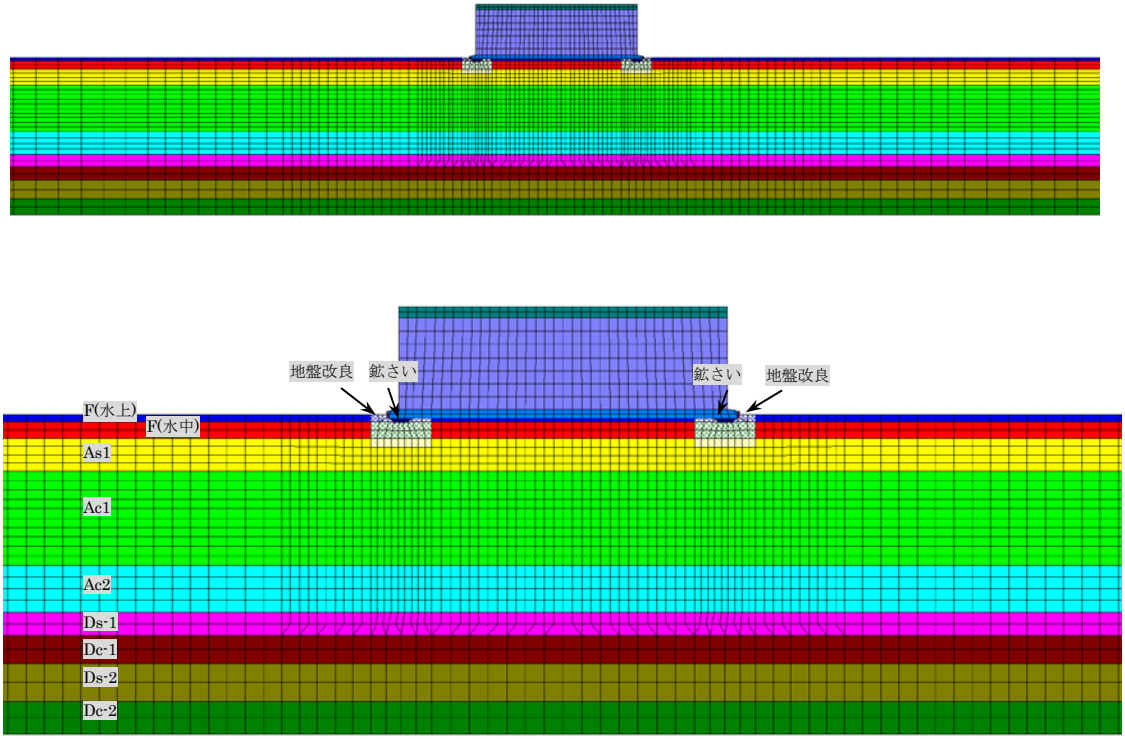


図1.7.2　Ａ地区解析地盤メッシュ

1.7.2　B地区

B地区において設定した物性値を表1.7.3に示す。

【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-1.5mに設定した。

【地盤改良】

B地区の地盤は、地表から埋土層～沖積砂層、粘性土層、その下部に岩盤層となっており、地下水位より深い埋土層と第一砂質土層が液状化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岩盤層までサンドコンパクションパイル工法が施工されている。（図1.5.6参照）。

改良後の情報としては、地盤改良後のボーリング調査結果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N値から推定されるS波速度(推定S波)は、粘性土層で1.4倍程度、砂質土層で1.1～1.5倍程度となった。

【基礎部分】

解析において土構造物として設定する盛土基礎部分については、十分に締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、基礎部分を設定した。

【屋外貯蔵タンク本体部分】

基礎・地盤の解析において、屋外貯蔵タンク本体部分の物性値については上載圧として、表1.4.3からタンク本体重量と底板に作用する最大静液圧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。よって、本来ならば円形を三次元で表現するところを二次元断面にて設定することなど、別途検討している屋外貯蔵タンク本体部分の解析を主目的にしていないため、簡易的な設定となっていることに注意する必要がある。

【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(2012)に従って算出したものを参考に、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1.5.9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。解析地盤メッシュを図1.7.4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1.7.4に示すとおりである。

表1.7.3　B地区の物性値一覧表（地盤改良後の値を含む）

地層名		平均 N 値 改良前⇒後	湿潤 密度 ρ_t(g/cm3)	間隙比 e	細粒分 含有率 Fc	内部 摩擦角 ϕ'(°)	S波速度 V_s(m/s) 改良前⇒後
	埋土層	9⇒10	1.60	1.15	50.7	40	150⇒160
沖積層	第一砂質土層	3⇒11	1.70	1.20	24.1	37	150⇒230
沖積層	第一粘性土層	1⇒3	1.60	1.70	85.5	−	150⇒220
	岩盤層	50	1.80	−	−	−	470

表1.7.4　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 Δ_U（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

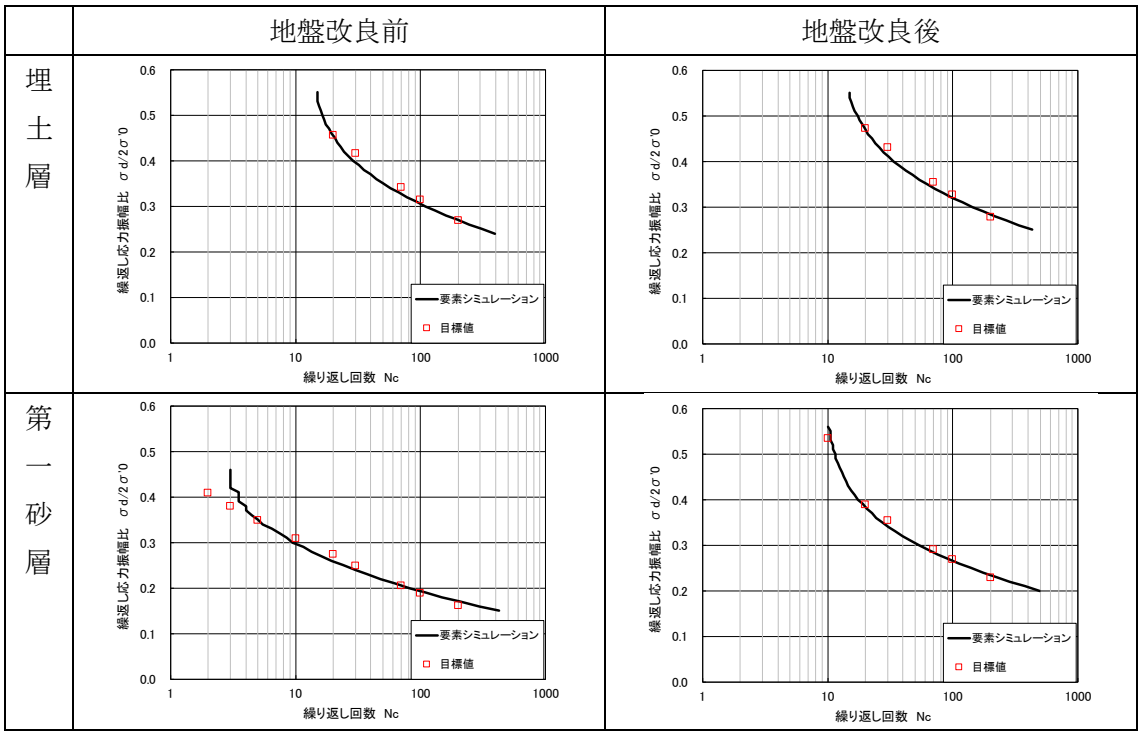


図1.7.3　B地区の地盤改良前後の繰返し応力振幅比

※ここでの繰返し応力振幅比は、ひずみ５％でのものを示している。ひずみレベルが変わることにより曲線は変化することになる。

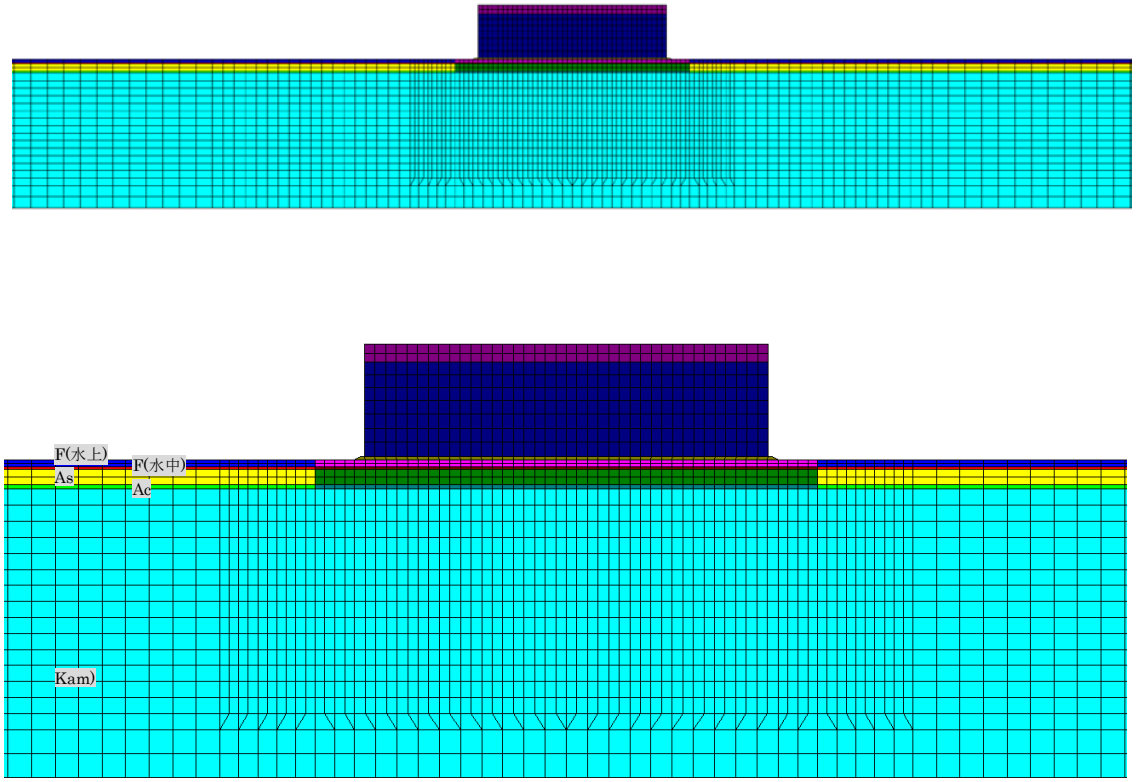


図1.7.4　Ｂ地区解析地盤メッシュ

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。本検討では、各地点共に最大加速度が大きいEW成分を入力地震動とした。

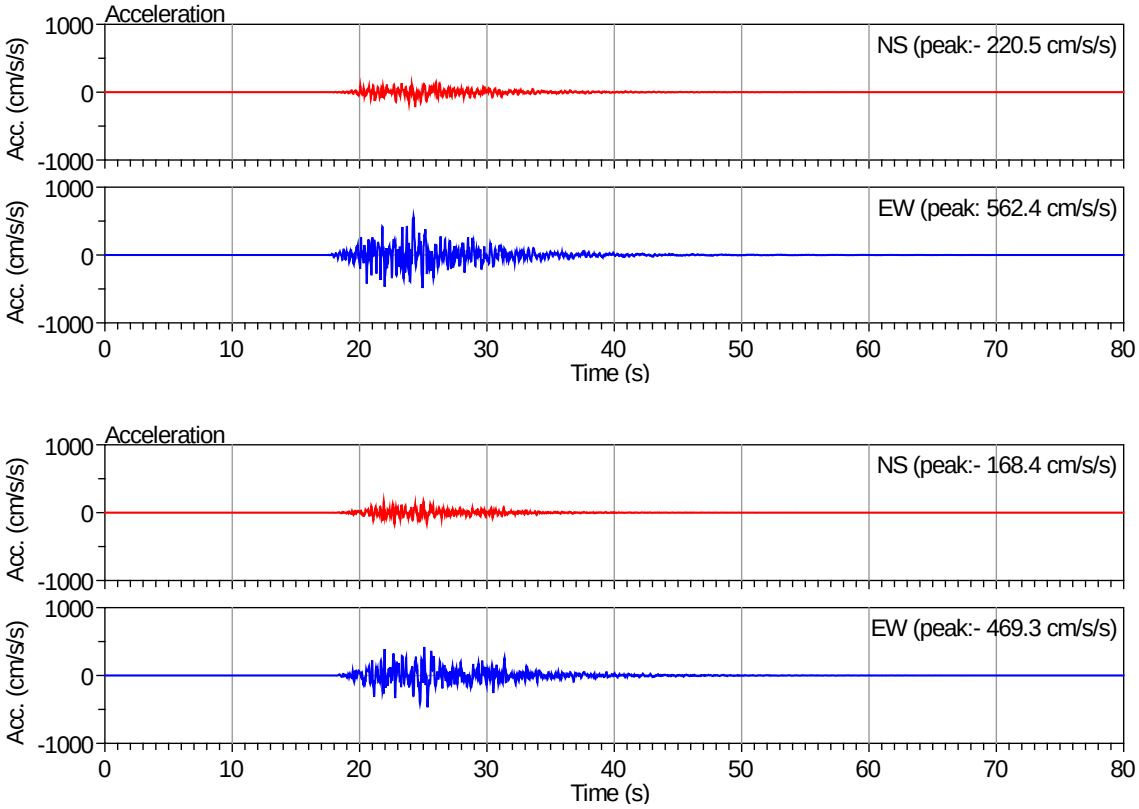


図1.8.1　工学的基盤面における加速度波形（上：Ａ地区、下：Ｂ地区）

２　基礎・地盤の耐震安全性の解析

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、図2.1.2に示す。

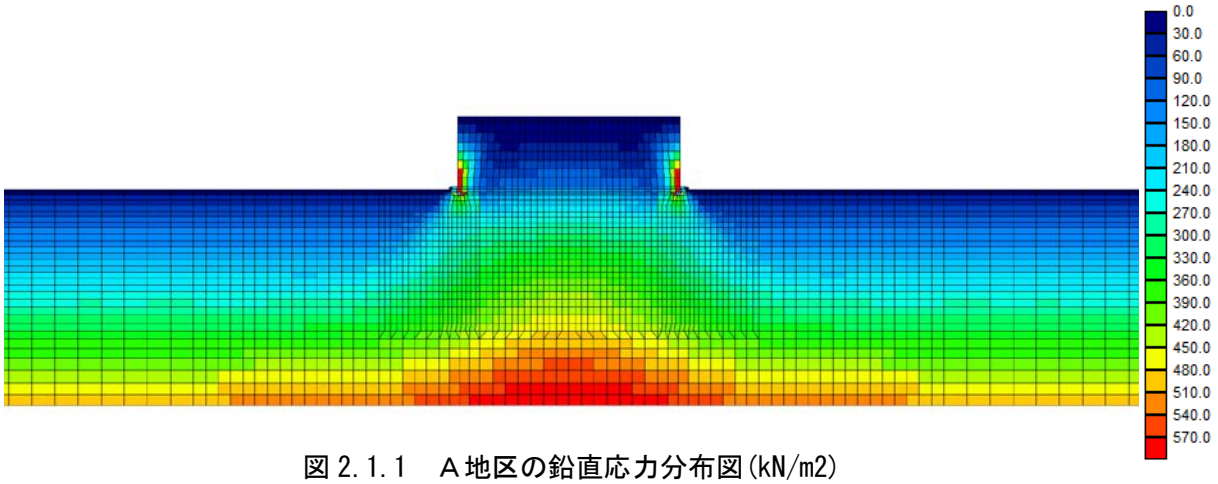


図 2.1.1　Ａ地区の鉛直応力分布図(kN/m2)

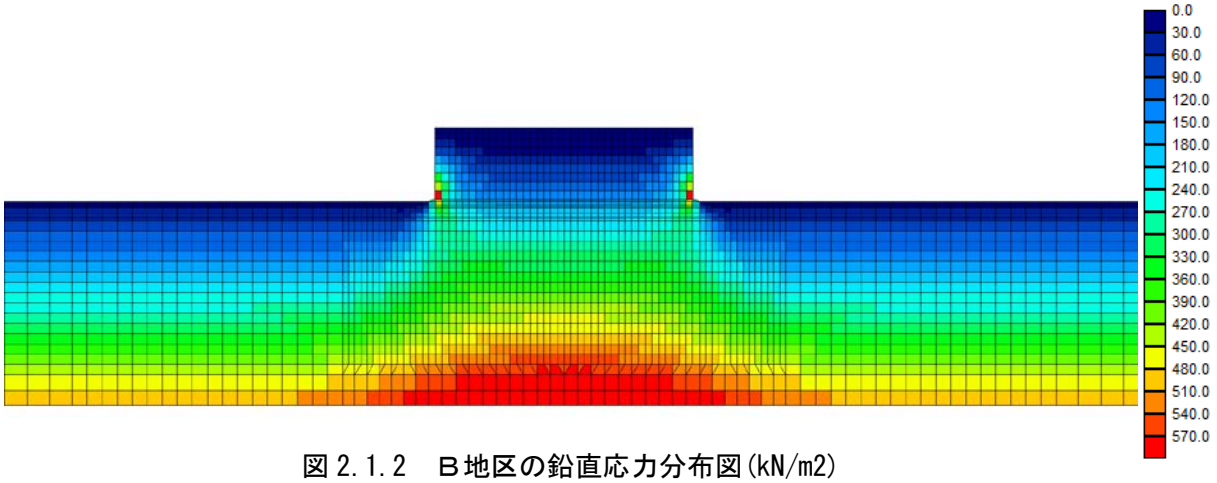


図 2.1.2　Ｂ地区の鉛直応力分布図(kN/m2)

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～図2.2.8に示す。

Ａ地区では、最終的に屋外貯蔵タンク本体の直下で32cm 沈下し、その周辺の未改良地盤では10cm程度沈下することが予測された。首都直下地震の想定地震動が大きく、沖積層も厚いため、屋外貯蔵タンク本体の直下の沈下はやや大きい結果となっている。なお、過剰間隙水圧は、埋土層、砂層で上昇が激しい結果となっているが、リング基礎直下の地盤改良効果が表れていることから不等沈下などの傾きが起こるようなことはなく、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。

そのうえ、本解析は２次元で表現しているため、特にリング基礎直下の３次元的な地盤改良効果を評価できていない。安全側の検討ではあるが、実際の改良効果はもっと期待できるものと考えられるため、さらに厳しい条件の場合などには３次元解析によって表現することが考えられる。

さらに、タンク直下の支持地盤はタンク脇の同様な自由地盤よりも、通常は液状化しにくくなる。これは、タンクの重量によって地盤内の初期有効上載圧が増加して液状化しにくくなる一方、タンクに作用する水平地震荷重による支持地盤に作用する地震時水平せん断応力が増加して液状化しやすくなるが、通常は前者の要因が後者の要因よりも大きくなるためである。これは、1)タンクは剛体ではなく入力地震動に対する水平加速度応答倍率は自由地盤内よりも小さくなることと、2)「タンク直下の支持地盤内での、タンクの全重量に比例するとした地震時水平せん断応力のタンク全重量による地盤内の初期有効応力に対する比」は「自由地盤内での、対象深度よりも上層の地盤の全重量に比例するとした地震時水平せん断応力の上層地盤の有効重量による初期有効上載圧に対する比」よりも小さくなる、と言う二つの理由のためである。この点では本解析は安全側であり、より詳細な解析ではこの点を慎重に検討する必要がある。

Ｂ地区では、最終的に屋外貯蔵タンク本体の直下で4mm 沈下し、その周辺の未改良地盤では、7cm 程度沈下することが予測された。工学的基盤層まで地盤改良がおこなわれているため、屋外貯蔵タンク本体や基礎に影響を与えるような変形はないことが分かる。

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、Ａ地区及びＢ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。

【A地区】

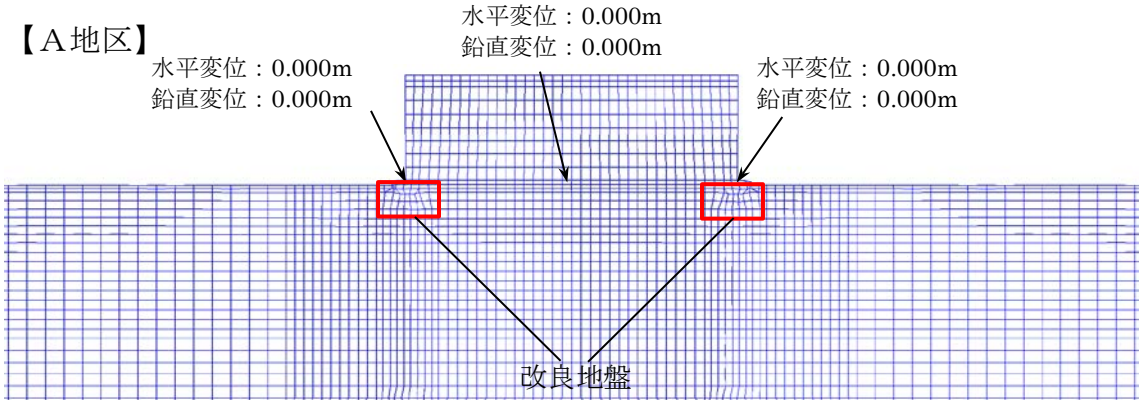


図 2.2.1　加振前（0 秒後）の変形図（実スケールの 10 倍表示）

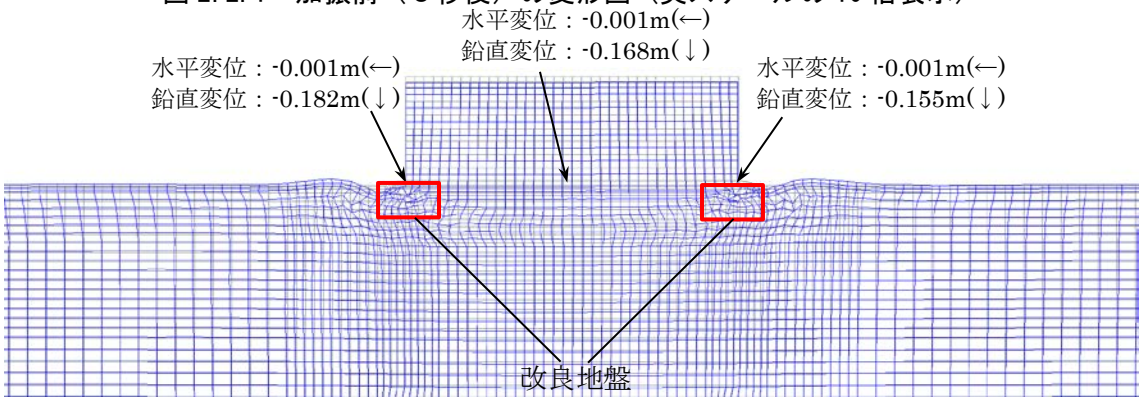


図 2.2.2　加振終了後（約 80 秒後）の変形図（実スケールの 10 倍表示）

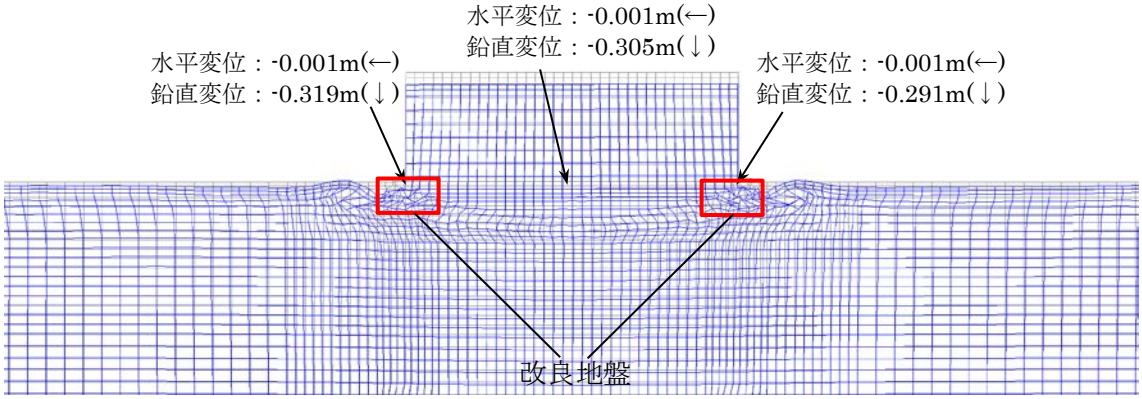


図 2.2.3　過剰間隙水圧消散後（約 3 時間後）の変形図（実スケールの 10 倍表示）

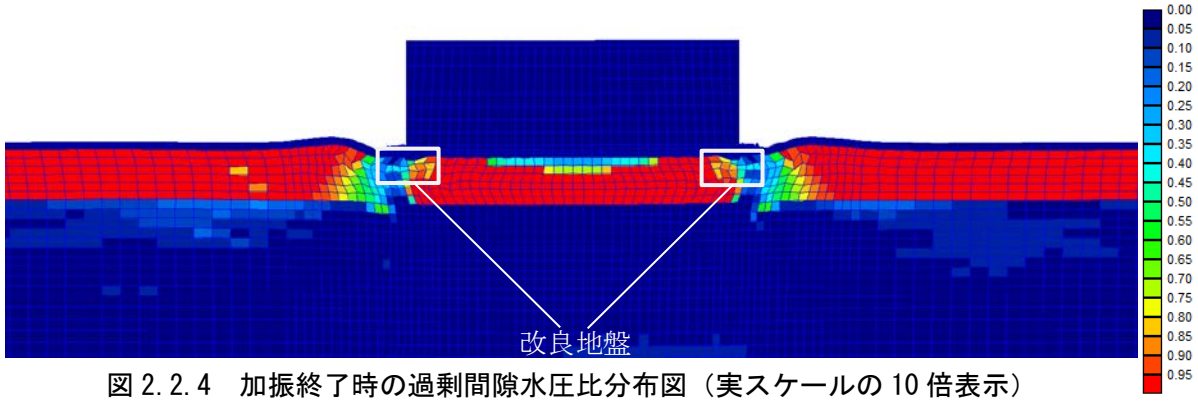


図 2.2.4　加振終了時の過剰間隙水圧比分布図（実スケールの 10 倍表示）

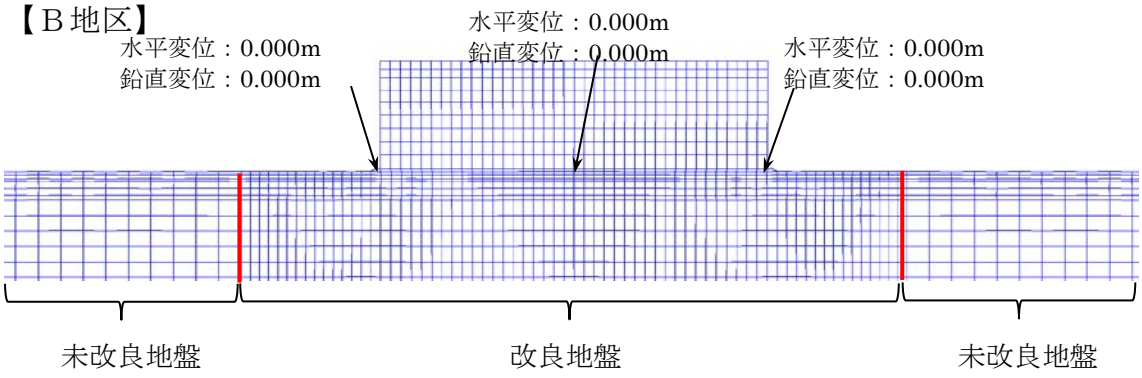


図 2.2.5　加振前（０秒後）の変形図（実スケールの 10 倍表示）

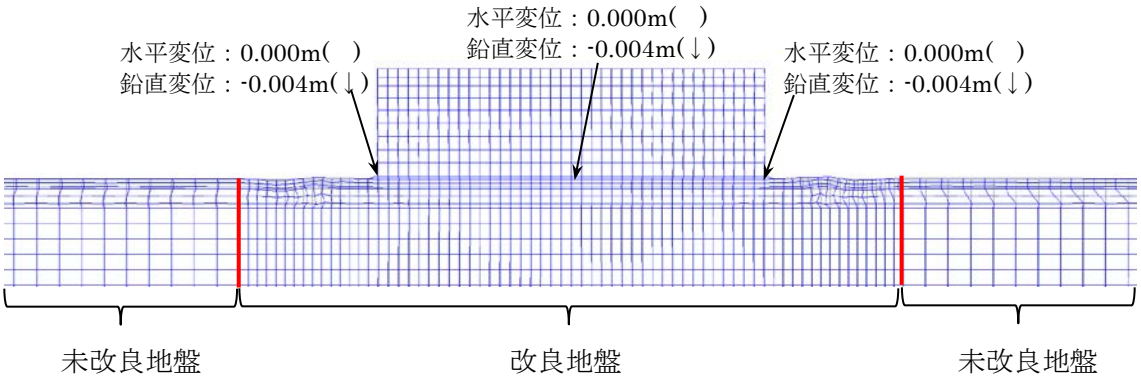


図 2.2.6　加振終了後（約 80 秒後）の変形図（実スケールの 10 倍表示）

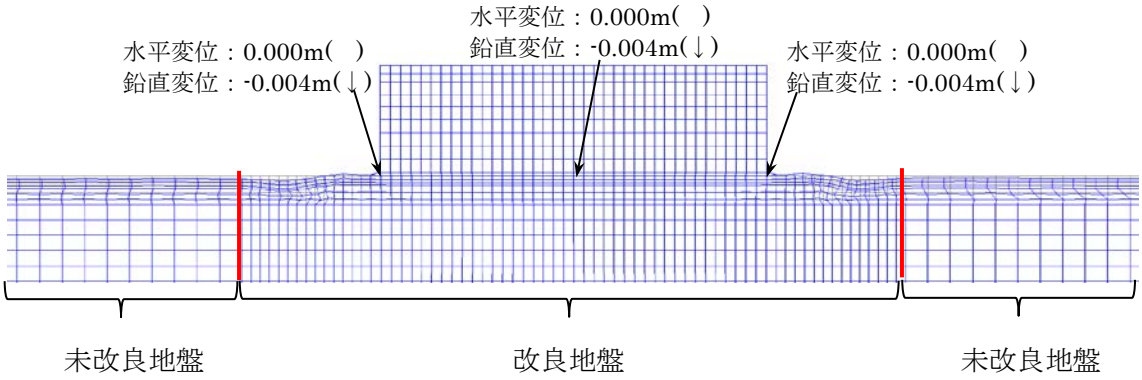


図 2.2.7　過剰間隙水圧消散後（約 3 時間後）の変形図（実スケールの 10 倍表示）

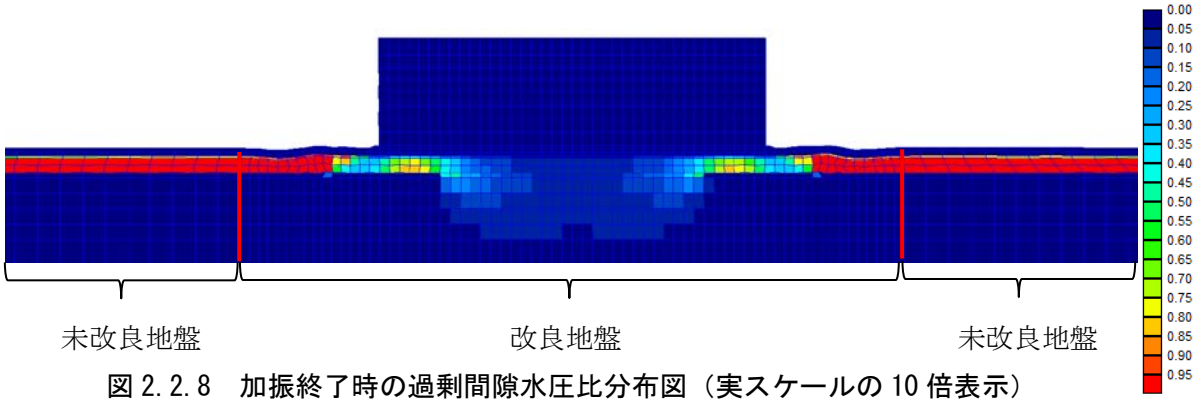


図 2.2.8　加振終了時の過剰間隙水圧比分布図（実スケールの 10 倍表示）

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

今年度は、首都直下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。本調査では行っていないが、液状化改良における効果を具体的に把握するためにも、未改良であった場合を想定して解析を行うことも有効な手段である。

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Ａ地区の過剰間隙水圧消散後の変形を図 3.2.1 に、Ｂ地区の過剰間隙水圧消散後の変形を図 3.2.2 に示す。

Ａ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のリング基礎直下の地盤で 32cm 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。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、10cm 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 20cm 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。

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 4mm の沈下が予測されたが、屋外貯蔵タンク本体に大きな応力がかかるような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、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小さく、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、Ａ地区とＢ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図 3.2.3、図 3.2.4 に示す。

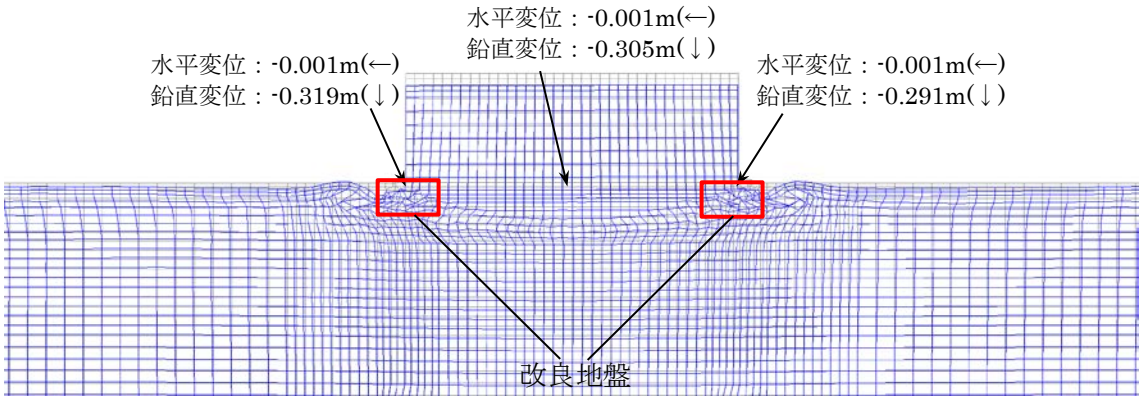


図 3.2.1　A 地区の過剰間隙水圧消散後（約 3 時間秒後）の変形図（縦横比 10 倍表示）

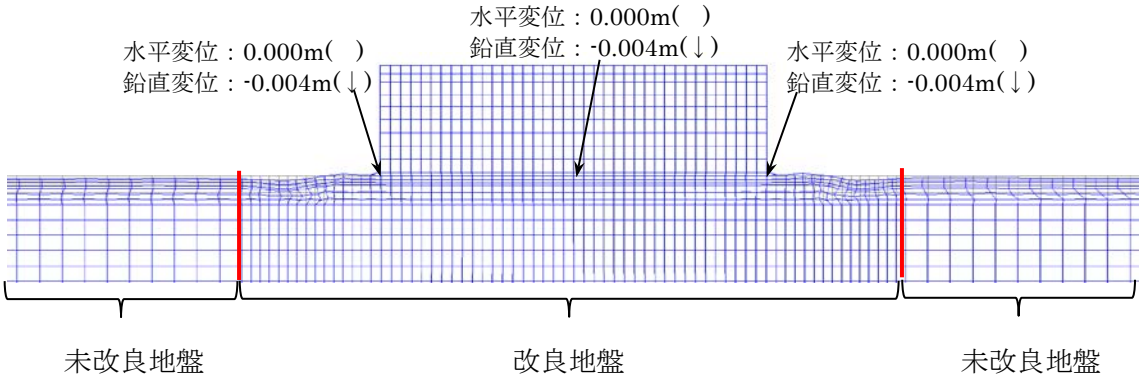


図 3.2.2　B 地区の過剰間隙水圧消散後（約 3 時間秒後）の変形図（縦横比 10 倍表示）

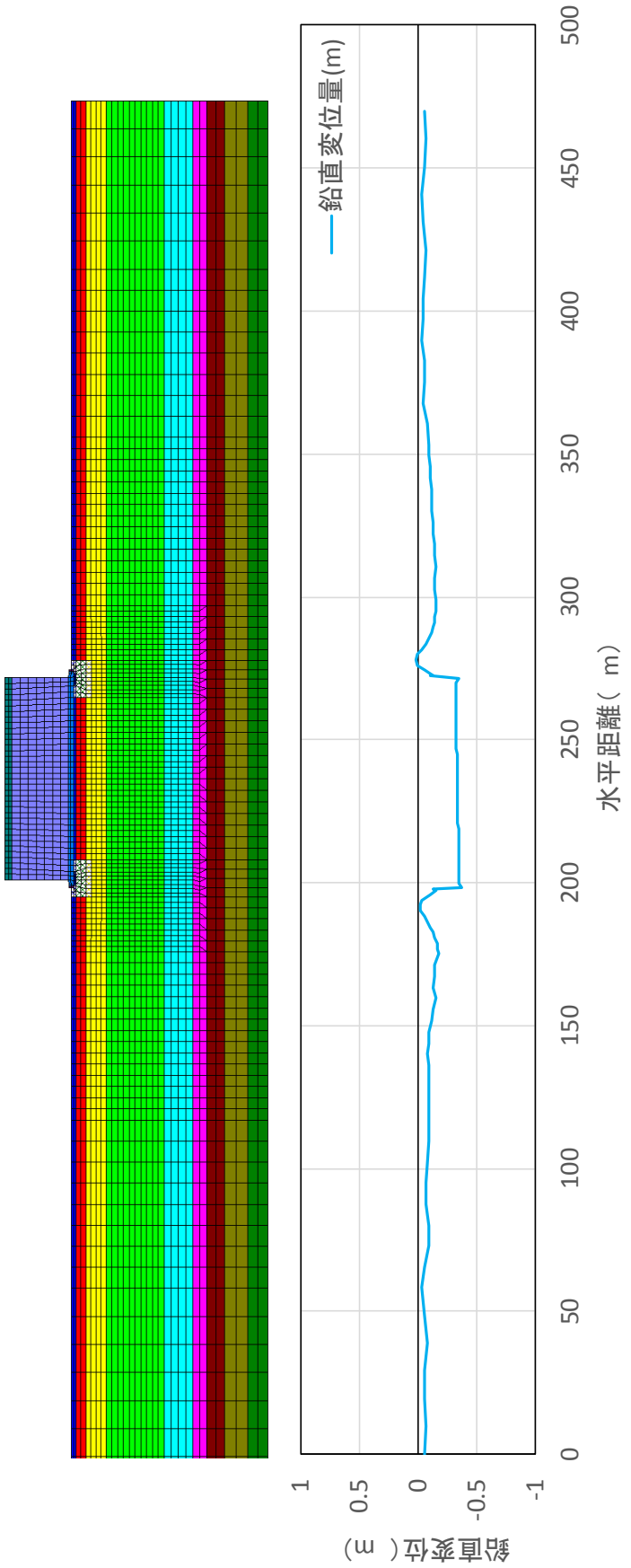


図 3.2.3　Ａ地区における過剰間隙水圧消散後の地表面の鉛直変位量分布

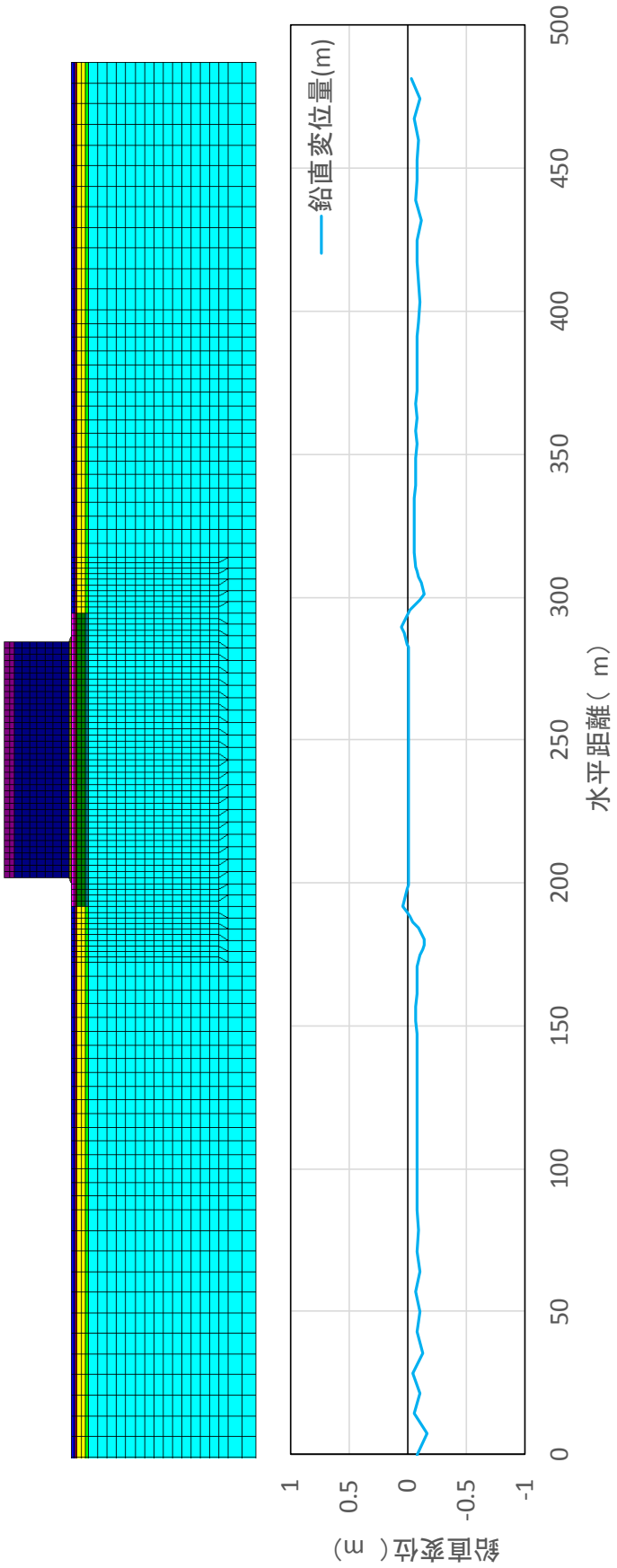


図 3.2.4　Ｂ地区における過剰間隙水圧消散後の地表面の鉛直変位量分布

3.3 まとめ

首都直下地震に対して、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Ａ地区と地震動が大きく慣性力が大きく働くＢ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。

簡易的な手法であるＦRLR法・ＰRLR法では、明治以前など古い時代に建設された埋立地や自然沖積地盤など年代効果が大きくなる地盤ほど、非液状化箇所で「液状化する」と判定されるケースが相当数みられ液状化危険度を過大評価することが指摘されている一方、若い時代の埋め立て地の液状化をほぼ妥当に判定する（国土交通省、2011P0F1P）。この簡易法は、基本的には通常の地盤を検討対象としており、大型タンクの支持地盤の液状化の可能性を検討するためには、タンクの自重とタンクに作用する水平慣性力が支持地盤の液状化強度に与える影響を適切に考慮する必要がある。また、この簡易法は地盤液状化に伴う地盤と構造物の変位を直接に予測する方法ではない。なお、過剰間隙水圧の最大値だけに着目する有効応力法による解析では、締固めの効果を著しく過小評価する可能性があることが指摘されている（龍岡ら、2014P1F2P）。よって、本調査では基礎・地盤の安全性について、平成26年度調査の詳報を踏襲しながら、新たな知見として、より実務的な手法である「飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し載荷による低下を考慮した残留変形解析」のタンクへの適用性を参考資料に示した。

また、一般的にはタンク直下の支持地盤はタンク脇の同様の自由地盤よりも液状化しにくくなる。その要因の一つとして、動液圧が地盤の液状化程度に与える影響を加味するために、新たにタンク本体と内容液を個別に考慮することで、タンク本体と内容液の固有周期の違いなどを反映させるモデルの検討を別途行い参考資料に示した。その結果、条件によってはタンクと内溶液を個別に評価することで、位相などの違いが表現され、地盤に働く地震力が相殺されて液状化及び変形に対する影響が小さくなる可能性を解析において確認した。その反面、動液圧を表現するモデル化に際して、基礎形式によってはタンク重量を上載圧として地盤に適切に伝えられていない課題も挙げられた。この課題を含め、タンク重量によって生じる地盤内の初期有効上載圧の増加による増加を適切に考慮した液状化強度を設定することが重要である。その解決方法の一つとして、上載圧を加味したうえで液状化強度を設定することなどが考えられる。

以上の検討より、東京湾沿岸に屋外タンクを保有する各事業者が、従来の設計レベルを超えるような大きな地震外力に対しての安全性を検討する際には、検討対象地の既往地盤調査資料を可能な限り収集し、これまで実施してきた地盤改良効果を見込むことの重要性を示した。

今後は、本検討結果を参考に、地盤状況の把握したうえで地震動を適切に評価し、簡易的手法から、二次元解析、高度な三次元解析まで、各解析レベルの特徴を把握したうえで、その結果を適正な安全確認、対策につなげていくことが必要である。

[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１

飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し載荷による低下を考慮した残留変形解析の概説

本検討で用いる「飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し載荷による低下を考慮した残留変形解析 [1]（以下、本手法と称する）」は龍岡らにより提唱され、ため池などの安全性検討に使用されている手法である。本手法は、地震時の液状化による変形を土の剛性劣化・強度劣化を考慮した応力ひずみ関係で簡易的に模擬する手法であり、有効応力動的 FEM 解析と比較すると以下の特徴があげられる。

・本手法は、全応力解析である。
・有効応力動的 FEM 解析は、時刻歴を追って解析を実施するため、より詳細に現象を把握できる反面、高度な専門知識がないと実施が難しく、構成則の違いや解析者の技術的な力量によって結果が左右される可能性がある。一方で、本手法には構成則がなく、実際の土質試験結果を直接、解析に反映させることができるため、解析者による結果の違いが小さく、また有効応力動的 FEM 解析に比べて安全側の評価となる傾向である。

①地震応答解析

せん断剛性率と減衰係数のひずみ依存性を考慮した全応力法による等価線形化法による断面 2 次元地震応答解析（全応力解析）を実施し、応答加速度、応答応力の時刻歴を求める。

②液状化による構造劣化・強度低下の算出 1（室内土質試験）

非排水繰返し試験を実施した直後に、非排水単調載荷試験を実施、強度低下と両振幅せん断ひずみの関係（図１）、液状化による構造劣化を考慮した応力ひずみ関係（図２）を求める。

③液状化による構造劣化程度の算出 2（断面 2 次元解析）

液状化による構造劣化程度は、累積損傷度理論の枠組みで評価する。すなわち、①で算出した応答応力の時刻歴を用い、FEM の各要素における損傷度 D およびひずみ振幅 DA の時刻歴を求め、ひずみ振幅 DA に応じて②で求めた強度低下とそれに対応した劣化した応力ひずみ関係を設定する。

④変形解析

③で求めた強度低下、応力ひずみ関係を用いて準静的な力の釣り合いより変形量（図３）を求める。なお、例として示した A 地区の計算結果に用いた室内土質試験値は、今回の検討では収集もされていないため、龍岡らがため池の検討に用いた関係を利用した。よって、ここで示させるものは解析の一例であることに注意する必要があり本来は室内土質試験を実施するなどして、適切に物性値を設定する必要がある。また、本結果は地震による加振時の結果を示しているため、本編で示した過剰間隙水圧消散後の沈下状況を得るには別途の解析が必要となる。

[1] DUTTINE, Antonie，新保，龍岡，矢崎：非排水繰返し載荷による土の剛性・強度の劣化を考慮した Newmark 法と準静的 FEM による盛土の残留変形解析，第 51 回地盤工学研究発表会（岡山），pp.1039-1040，2016 年 6 月.

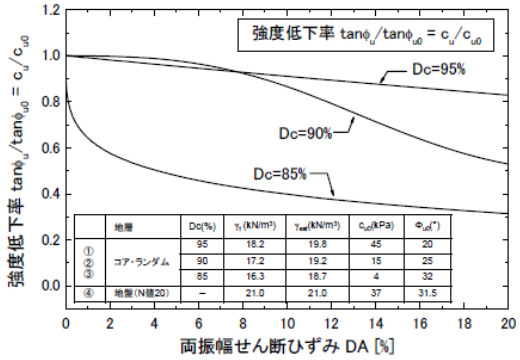


図１　強度低下率と DA の関係の例[1]

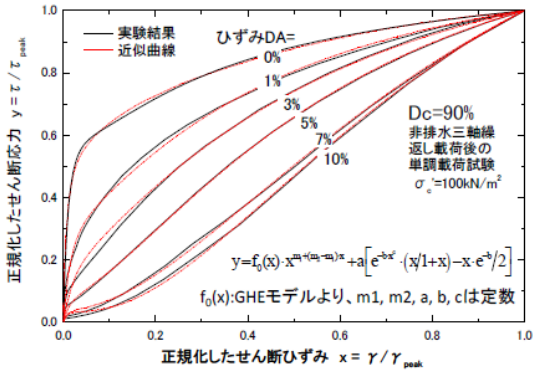


図２　構造劣化を考慮した応力ひずみ関係の例[1]

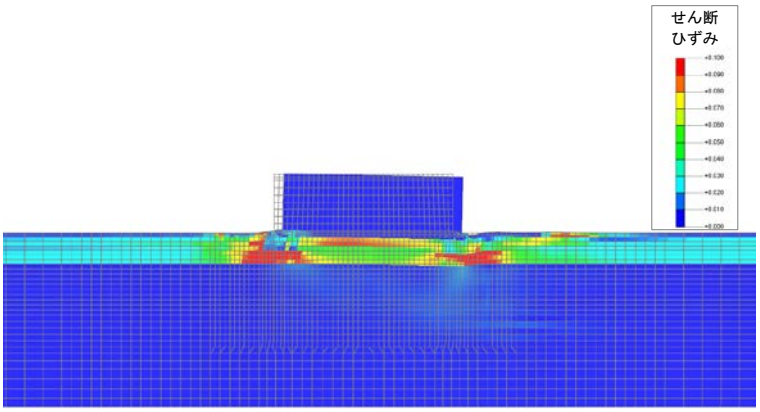


図３　計算結果例（最大せん断ひずみ分布）

参考資料２

タンクのモデル化方法の差異について

本検討では動液圧が地盤の液状化程度に与える影響を加味するために、新たにタンク本体と内容液を個別に考慮することで、固有周期の違いなどを反映させるモデルの検討を行った。検討概要について以下に示す。

【モデル化】

タンクを以下の２つの方法でモデル化した。

① 平成 26 年度検討と同様に，タンクと内容液を一体として平面要素でモデル化（以下，平面モデル，図１参照）

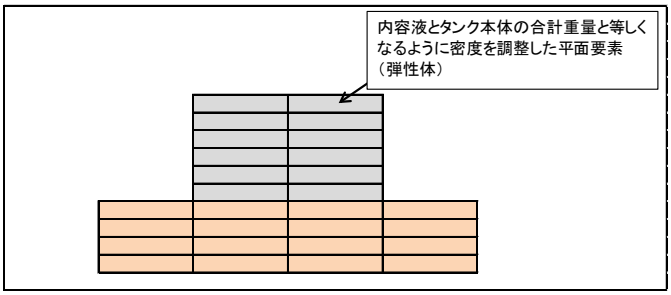


図１　平面モデルのモデル化の概略図

② 内容液の動液圧の影響を考慮できるように，タンクおよび内容液をそれぞれ梁・質点モデルでモデル化（以下，梁モデル，図２参照）

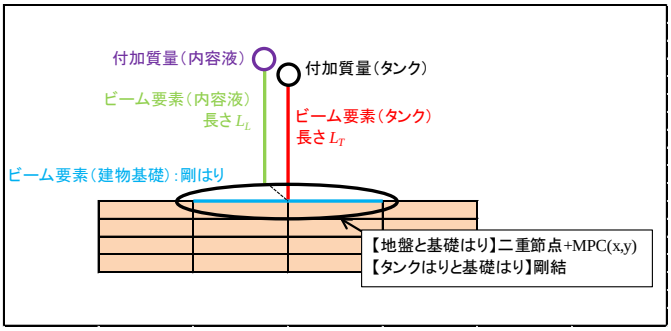


図２　梁モデルのモデル化の概略図

【検討ケース】

それぞれのタンクのモデル化の影響を確認するため４ケースの検討を行った。

表１　検討ケース

ケース名	タンクのモデル化	液状化の考慮	備考
Case1	平面モデル	なし	
Case2	梁モデル	なし	
Case3	平面モデル	あり	H26 検討
Case4	梁モデル	あり	

【検討結果】

検討結果を表２、図３～図６に示す。なお B 地区については本編でも示した通り、液状化による地盤沈下量が数 mm と極僅かということもあり、ここでは A 地区の結果のみを示す。

- 液状化を考慮しない状態でタンクのモデル化の違いを比較（Case1 と Case2）すると、平面モデルの方が、沈下量が数 cm 大きい結果である。これはタンク本体と内容液の周期が異なるため、タンクが地盤に及ぼす外力が相殺されて小さくなっているものと考えられる
- 液状化の考慮あり（Case1、Case2）、なし（Case3、Case4）を比較すると液状化を考慮した方が、大きな沈下量という当然の結果が得られた。

検討ケースのなかで一番大きな沈下量 32cm が想定されたのは、液状化を考慮した平面モデル（Case3）、平成 26 年度検討と同等の条件である。今回新たに検討した梁モデルでの沈下量は 23cm 程度となっている。

タンクの沈下量は、地震動、タンク、内容液の周期特性により異なり、どのような状況においても梁モデルの方が小さくなるという結論ではないが、動液圧を考慮することが解析結果に影響することを示した。

表２　検討ケース

液状化考慮なしのモデル

地点	タンクモデル	液状化程度	タンク沈下量※1(m)			
			左端	中央	右端	相対沈下※2
A地区	平面モデル（Case1）	---	0.099	0.093	0.086	0.013
	はりモデル（Case2）	---	0.085	0.085	0.085	0.000

※1 沈下を正、隆起を負とする。
※2 相対沈下は左端と右端の相対沈下量。左端の沈下量が大きい場合を正とする。

液状化考慮のモデル

地点	タンクモデル	液状化程度	タンク沈下量※1(m)（消散終了時）			
			左端	中央	右端	相対沈下※2
A地区	平面モデル（Case3）	改良域以外ほぼ液状化（はりモデルと同等）	0.319	0.305	0.291	0.028
	はりモデル（Case4）	改良域以外ほぼ液状化	0.225	0.228	0.230	−0.005

※1 沈下を正、隆起を負とする。
※2 相対沈下は左端と右端の相対沈下量。左端の沈下量が大きい場合を正とする。

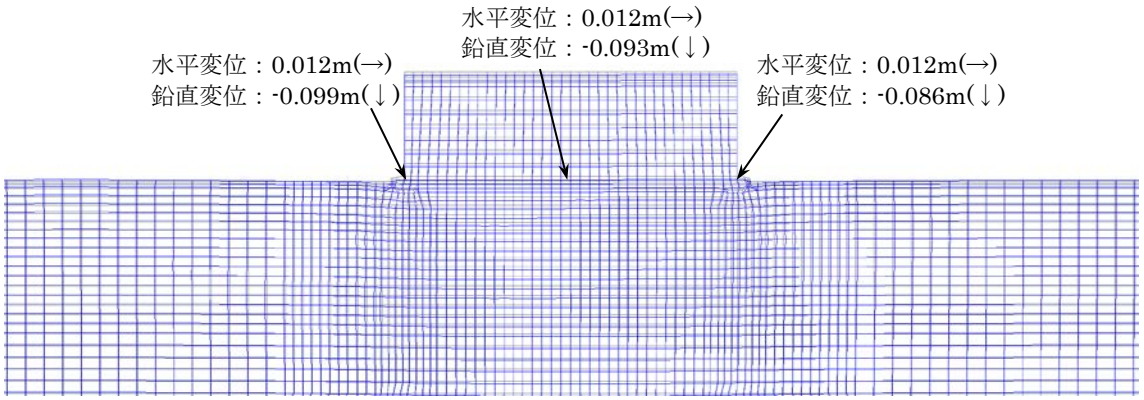


図 3　Case1 の変形図

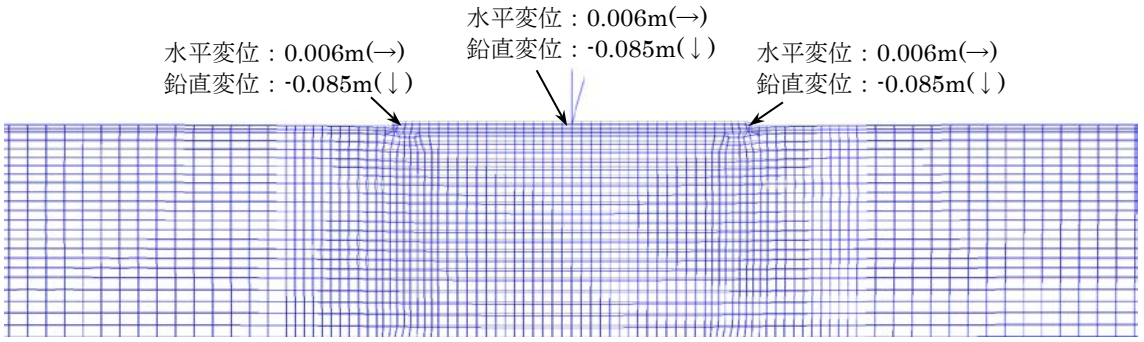


図 4　Case2 の変形図

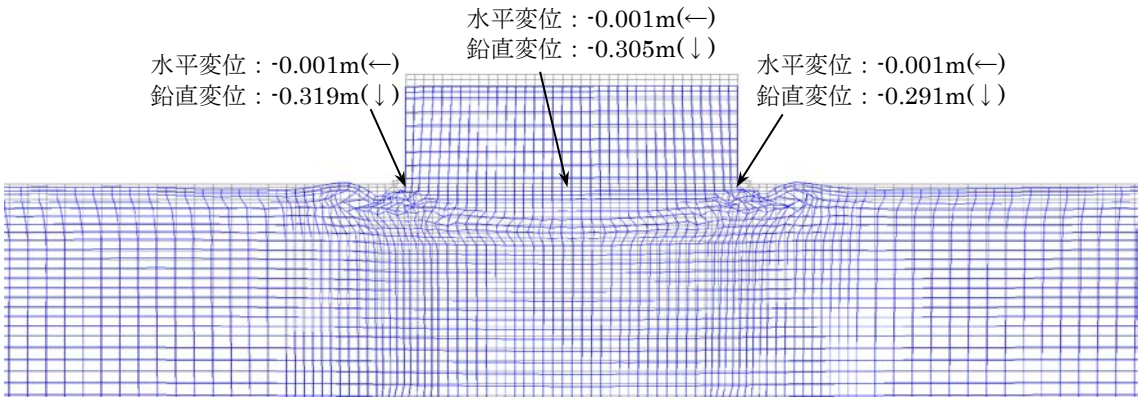


図 5　Case3 の変形図

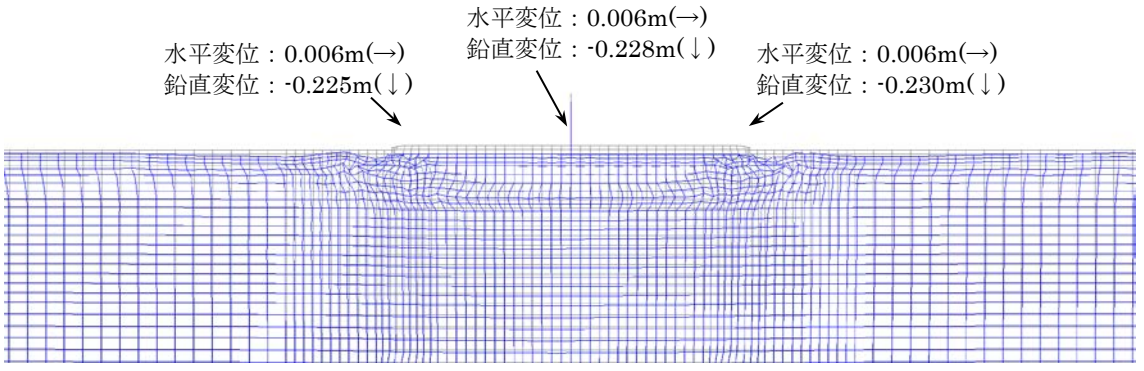


図 6　Case4 の変形図

参考資料 3

二次元解析の追加検討について

1 はじめに

本検討では，以下の点に着目した 2 次元有効応力動的解析（LIQCA）を実施した。

①タンクモデル化（液面揺動を考慮できるモデルと液面揺動を考慮できないモデル）による影響検討

②地盤改良のモデル化(A 地区において締固め改良体の中に存在する鋼滓のモデル化の違い)による影響検討

2 タンクモデル化による影響検討

2.1 タンクのモデル化方法

本検討では，タンクを以下の 2 つの方法でモデル化した。

① 一昨年の検討と同様に，タンクと内容液を一体として平面要素でモデル化（以下，平面モデル，図 2.1 参照）

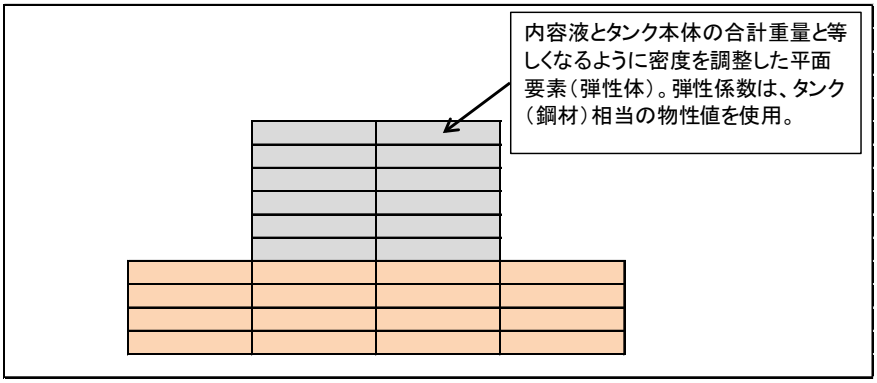


図 2.1 平面モデルのモデル化の概略図

② 内容液の液面揺動の影響を考慮できるように，タンクおよび内容液をそれぞれ梁・質点モデルでモデル化（以下，梁モデル，図 2.2 参照）

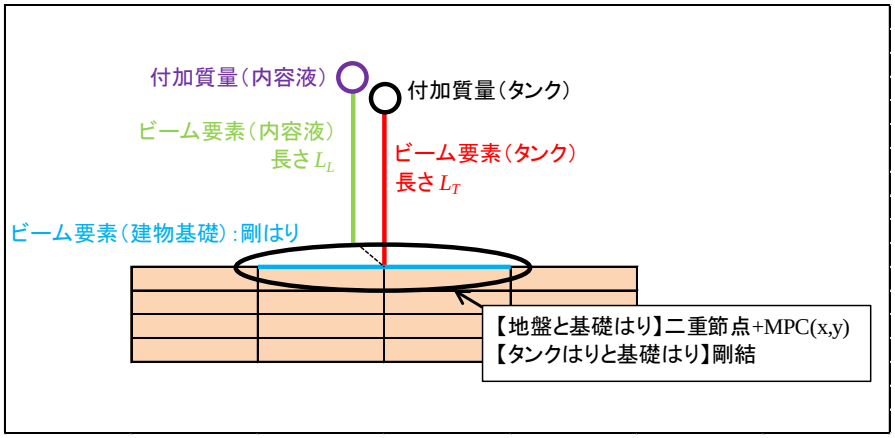


図 2.2 梁モデルのモデル化の概略図

※梁モデルについて

本検討では、タンク本体及び内容液を梁・質点系でモデル化を行った。モデル化に当たって、それぞれの梁の長さはタンク及び内容液の重心までの高さとし、梁自体の重量はゼロとした。梁の剛性は、タンク及び内容液の 1 次固有周期と一致するように調整した。なお、梁・質点系の応答を地盤に伝えるために地盤とタンク底板の接触部に当たる部分には剛はりを配置した。

2.2　検討ケース

本検討では，前述したそれぞれのタンクモデルについて地盤の液状化を考慮したケースと考慮しないケースを実施した。検討ケースは以下のとおりである。

表 2.1　検討ケース

ケース名	タンクのモデル化	液状化の考慮
Case1	平面モデル	なし
Case2	梁モデル	なし
Case3	平面モデル	あり
Case4	梁モデル	あり

※Case1 vs Case2：タンクモデル化の影響検討（液状化考慮なし）

Case3 vs Case4：タンクモデル化の影響検討（液状化考慮）

2.3　タンクモデル化の影響検討（液状化を考慮しないケース（Case1 と Case2）の比較）

まずは，タンクモデル化のみの影響を確認するために，地盤の影響化を考慮しないケースについて比較を行った。

(1) タンクの変位，水平加速度（図 2.3，図 2.4）

水平変位に着目すると，A 地区，B 地区ともに梁モデルでは，タンクと内容液がそれぞれ独立して変位しており，内容液の液面揺動を表現できていることがわかる。

また，加振中の鉛直変位は，梁モデルと平面モデルのタンク中央部ではほぼ同等である。

水平加速度は，梁モデルでは，タンク本体の加速度が卓越し，内容液の加速度は小さいことがわかる。なお，梁モデルのタンク本体の加速度と平面モデルの加速度を比較すると梁モデルの方が短周期の波形となっており，かつ加速度の絶対値は梁モデルの方が大きい。この差が地盤の液状化を考慮した場合の液状化程度や変形の違いを生じさせる要因の一つであると考えられる。

(2) タンク直下地盤の上載応力の変化（図 2.5，図 2.6）

タンク直下地盤の初期の上載応力は，梁モデルと平面モデルで同等である。一方，入力地震動最大時および地震動終了時の上載応力を見ると，タンク中央付近では概ね同等であるが，タンク左右端部付近で差異を生じている。この差が地盤の液状化を考慮した場合の液状化程度や変形の違いを生じさせる要因の一つであると考えられる。

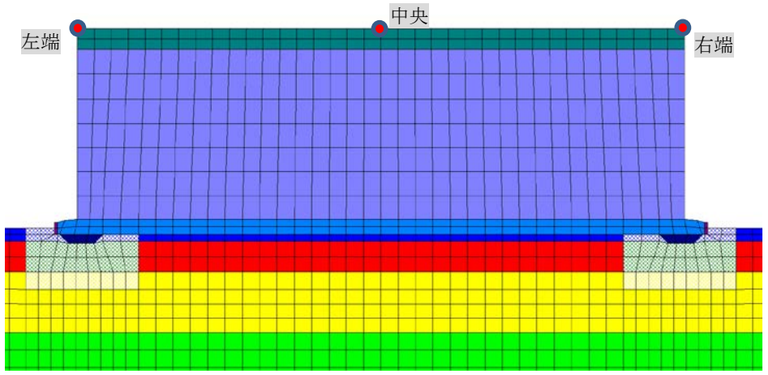
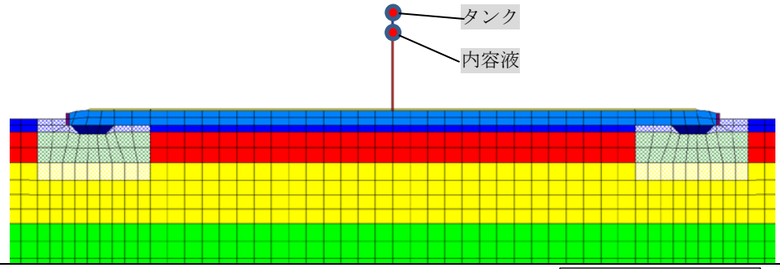
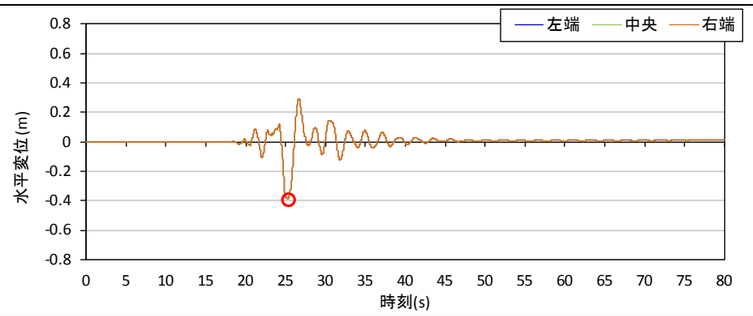
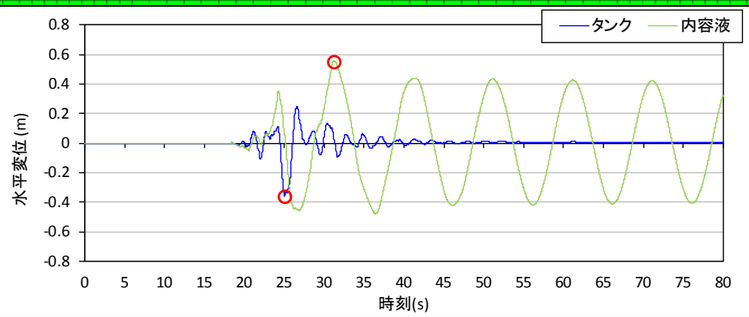
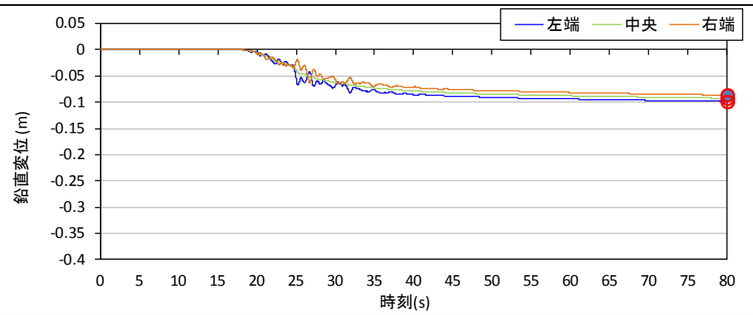
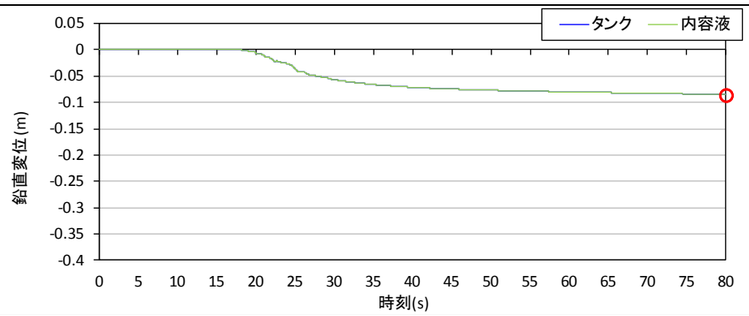
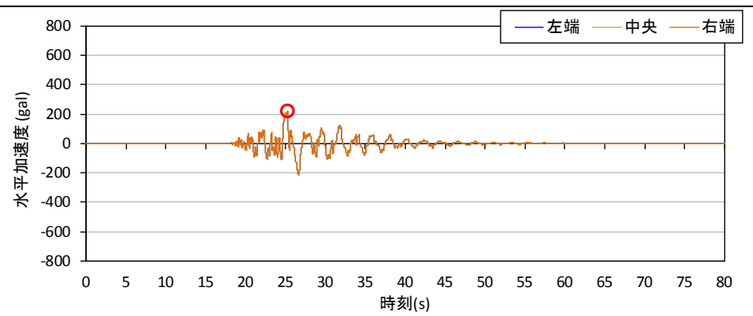
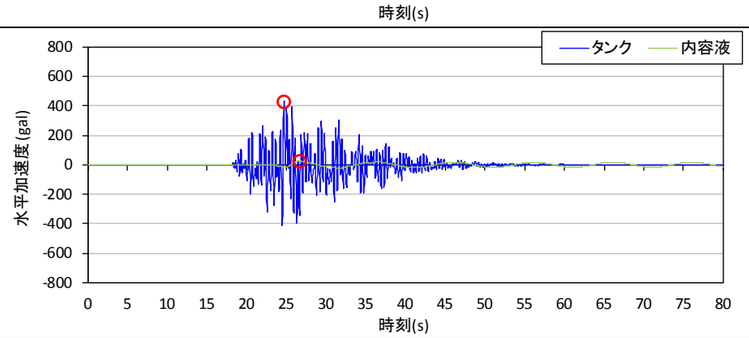
	Case1：平面モデル非液状化	Case2：梁モデル非液状化
出力位置		
水平変位		
鉛直変位		
水平加速度		

図 2.3　A 地区（鋼滓部コンクリート相当）の変位と加速度（非液状化）

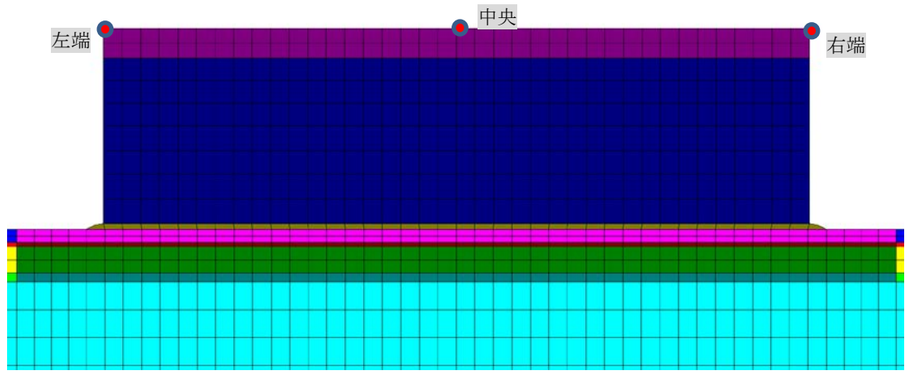
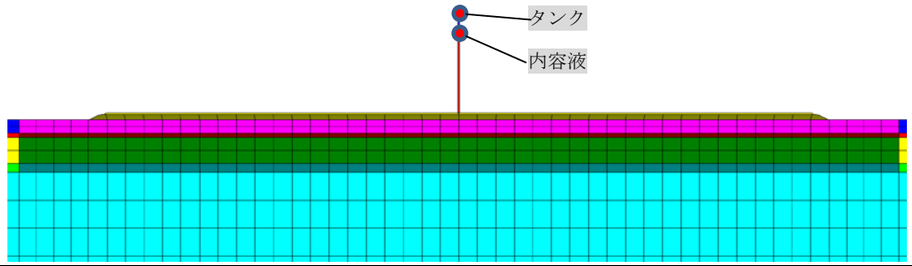
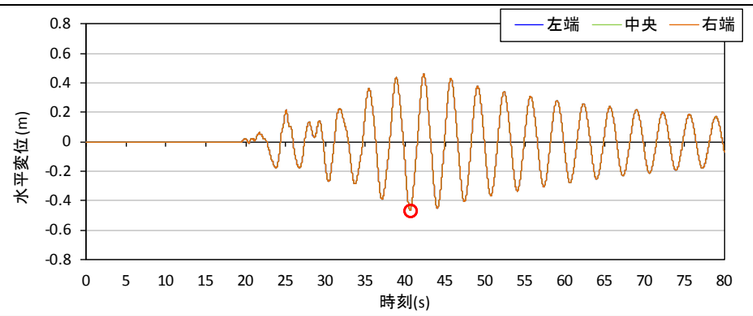
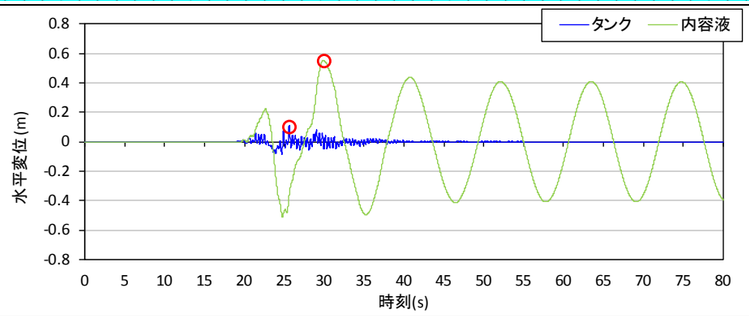
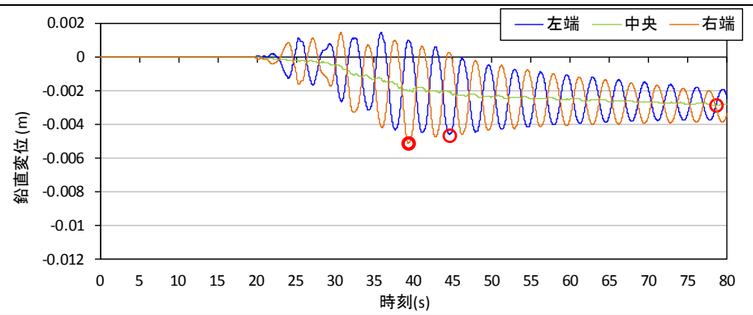
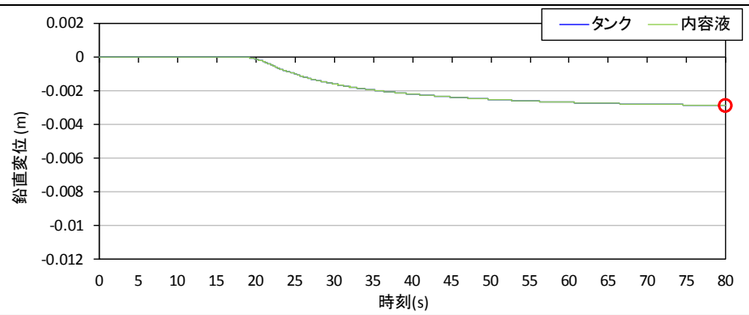
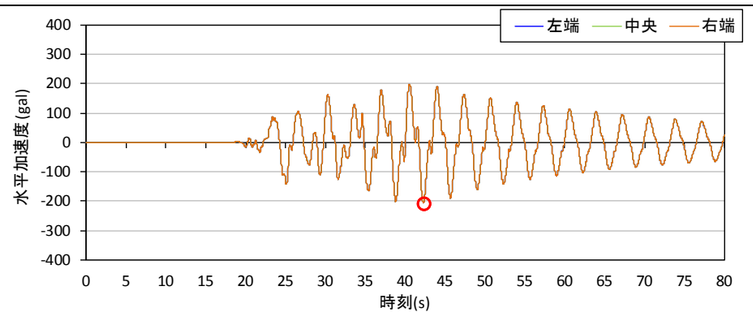
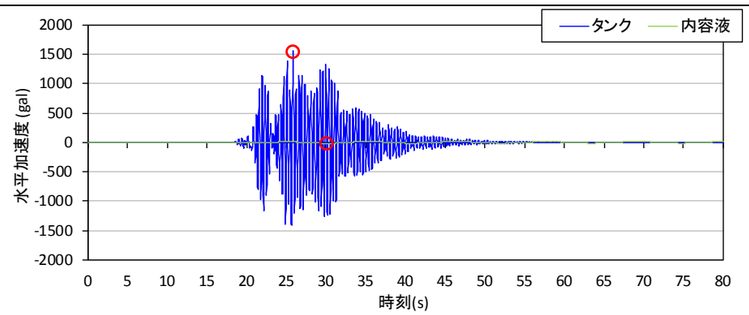
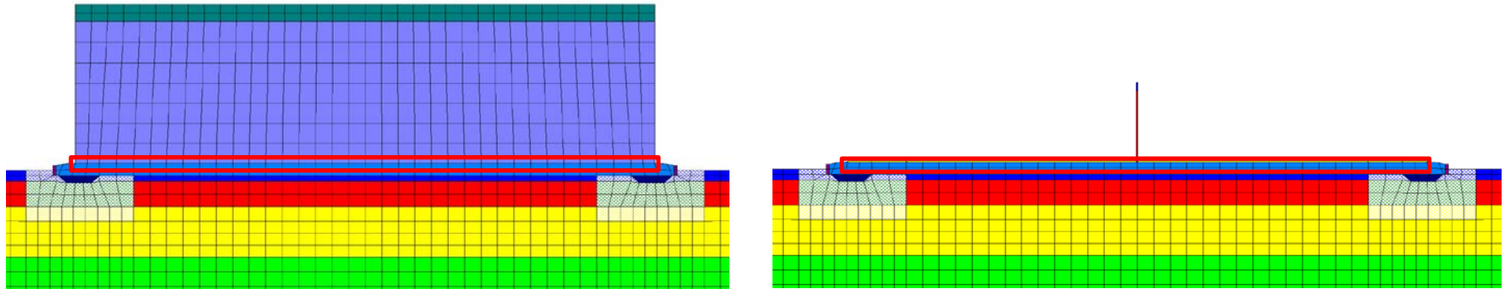
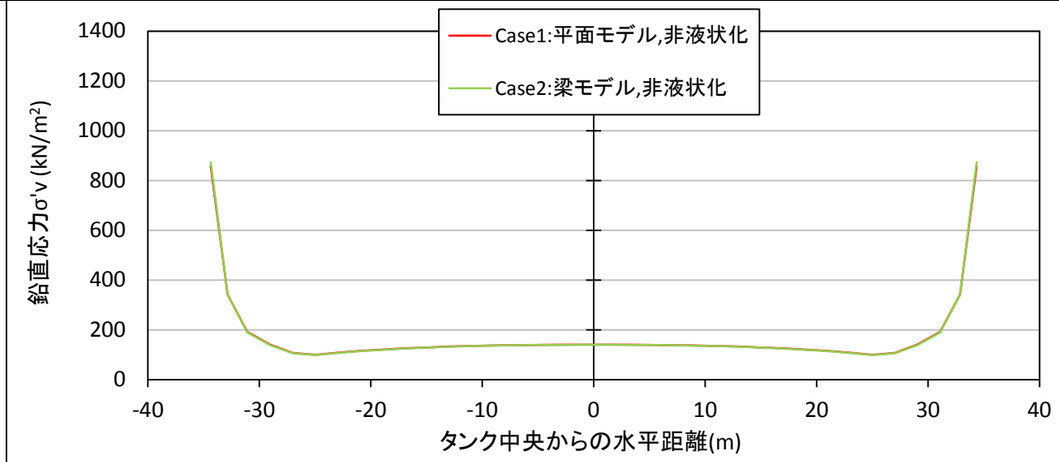
	Case1：平面モデル非液状化	Case2：梁モデル非液状化
出力位置		
水平変位		
鉛直変位		
水平加速度		

図 2.4　B 地区の変位と加速度（非液状化）

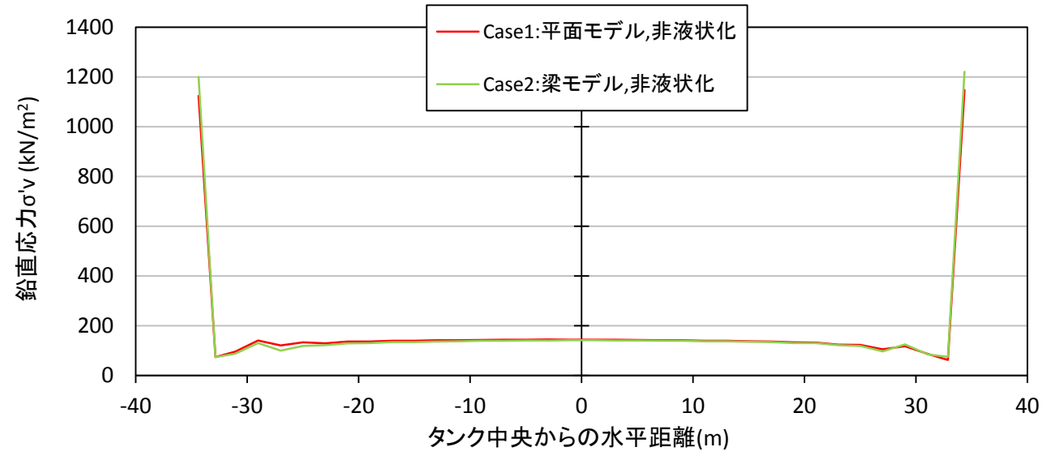
出力位置



初期応力



入力地震動最大時



地震動終了時

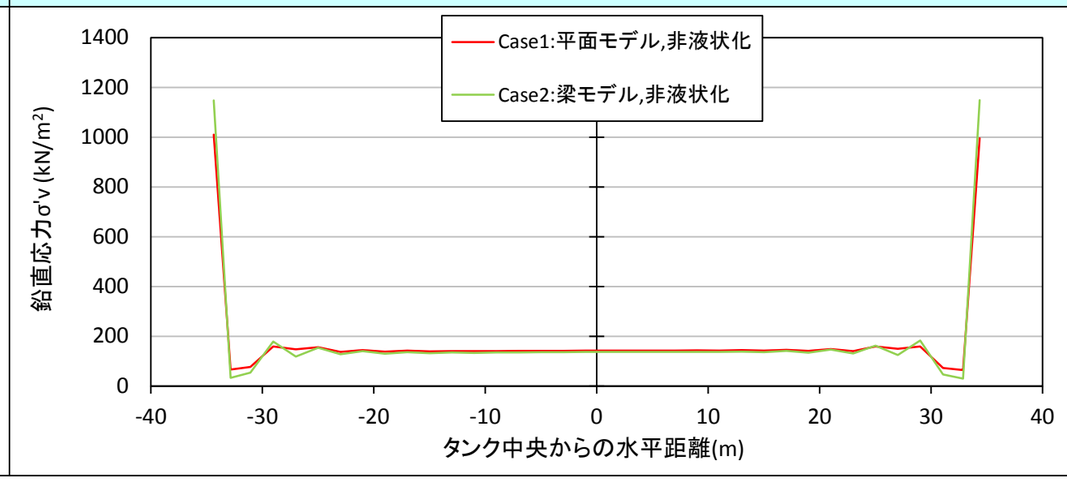
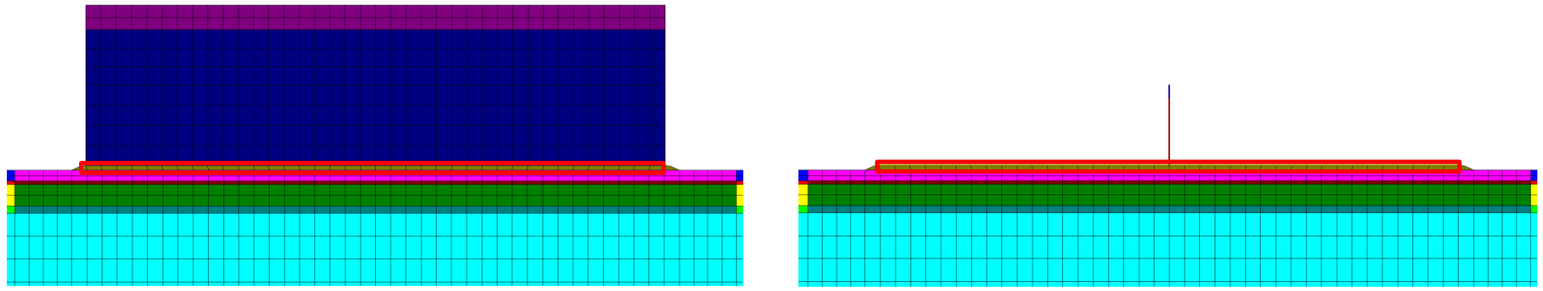
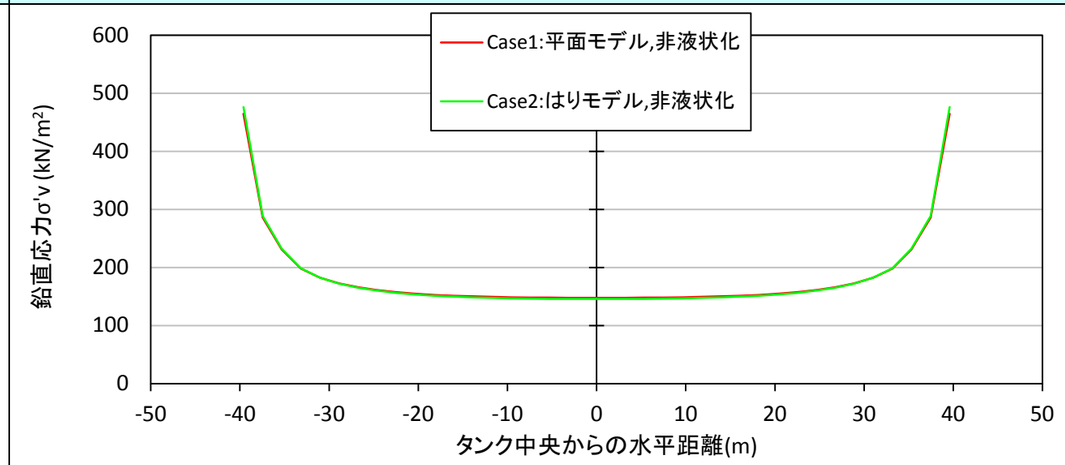


図 2.5　A 地区（鋼滓部コンクリート相当）のタンク直下地盤要素の上載圧分布（非液状化）

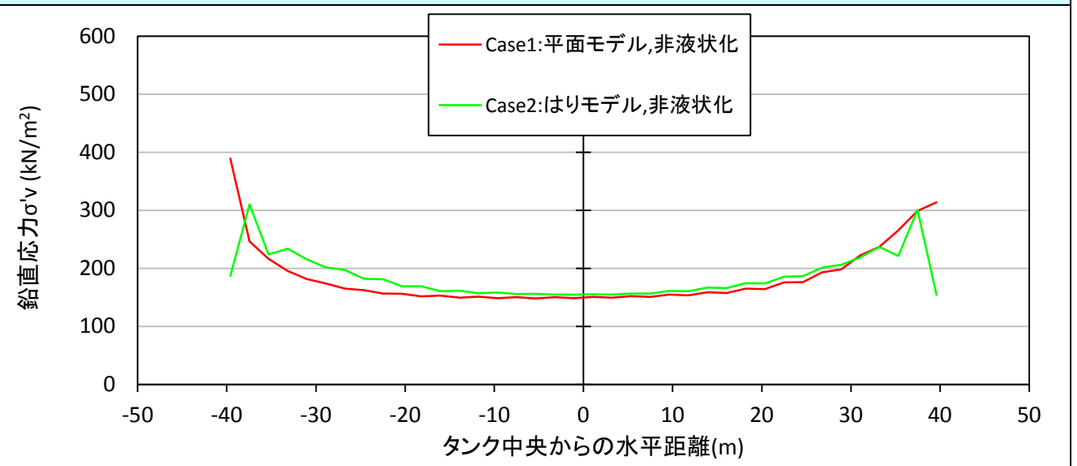
出力位置



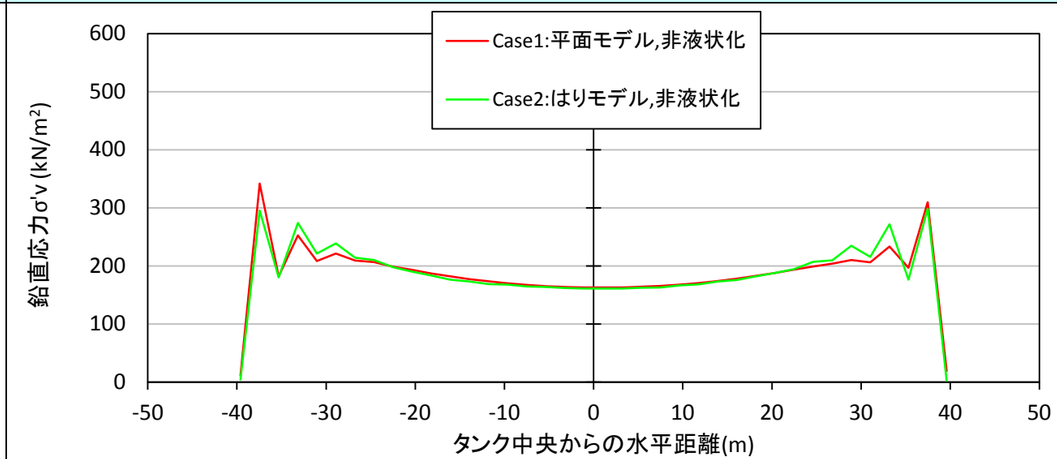
初期応力



入力地震動最大時



地震動終了時



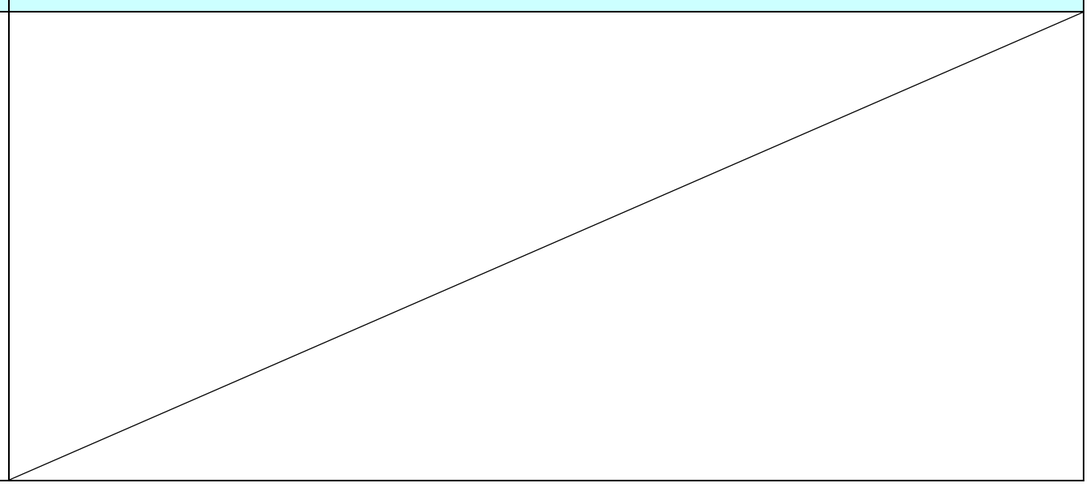


図 2.6　B 地区のタンク直下地盤要素の上載圧分布（非液状化）

2.4　タンクモデル化の影響検討（液状化を考慮するケース（Case3 と Case4）の比較）

水平変位は，A 地区，B 地区ともに非液状化の場合と同様に梁モデルでは，タンクと内容液がそれぞれ独立して変位しており，内容液の液面揺動を表現できていることがわかる。

また，加振中の鉛直変位は，梁モデルと平面モデルのタンク中央部では**表 2.2** に示すような差が生じる結果となった。これは，モデル化の違い（タンク本体と内容液の位相差の影響など）による水平加速度の違い（**図 2.7**，図 2.8 参照）や，上載応力の違い（図 2.9，図 2.10 **参照**）に起因するものであると考えられる。

表 2.2　梁モデルと平面モデルの沈下量の比較

地点	タンクモデル	タンク沈下量※1(m)（地震終了時）				タンク沈下量※1(m)（消散終了時）			
		左端	中央	右端	相対沈下※2	左端	中央	右端	相対沈下※2
A地区	はりモデル	0.140	0.143	0.146	−0.006	0.225	0.228	0.230	−0.005
	平面モデル	0.182	0.168	0.155	0.027	0.319	0.305	0.291	0.028
B地区	はりモデル	0.009	0.009	0.009	0.000	0.010	0.010	0.010	0.000
	平面モデル	0.004	0.004	0.004	0.000	0.004	0.004	0.004	0.000

※1 沈下を正、隆起を負とする。
※2 相対沈下は左端と右端の相対沈下量。左端の沈下量が大きい場合を正とする。

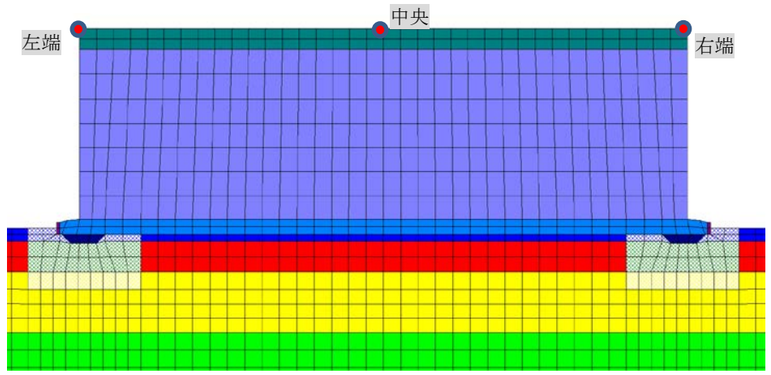
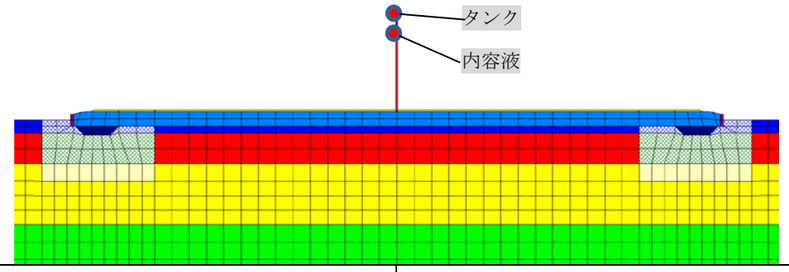
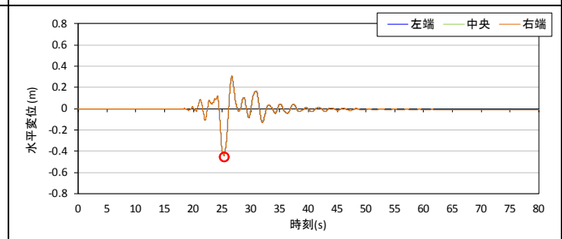
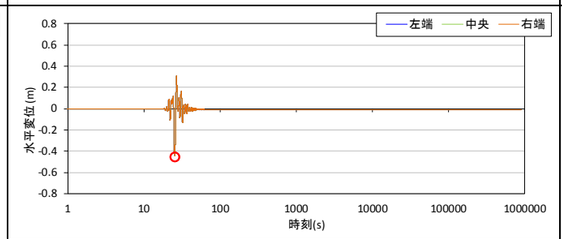
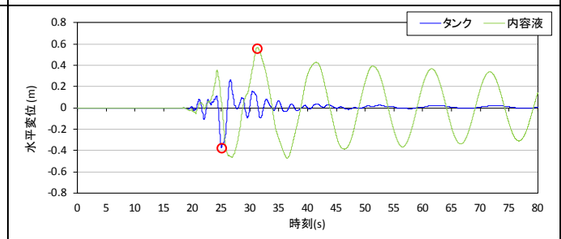
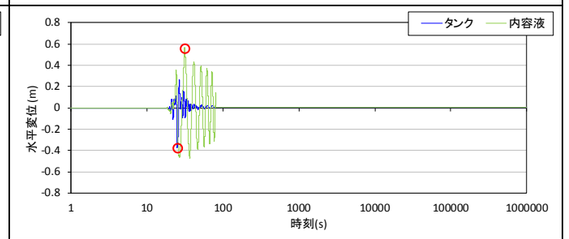
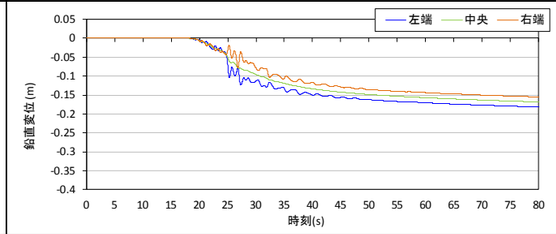
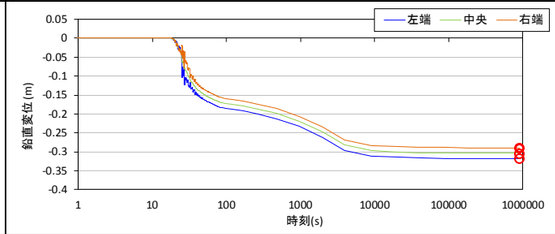
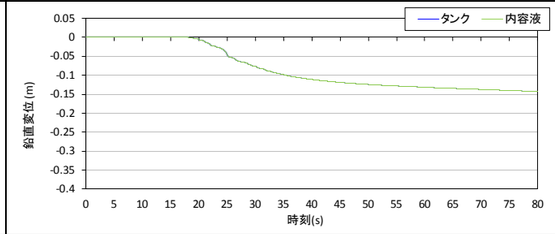
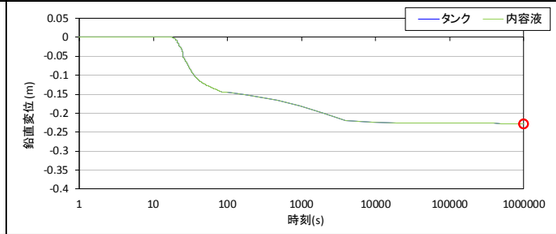
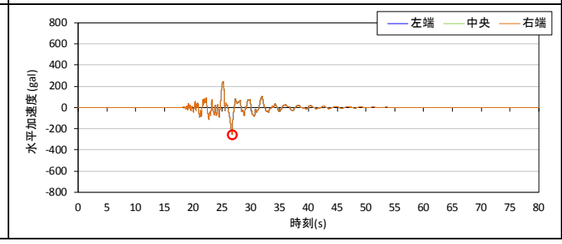
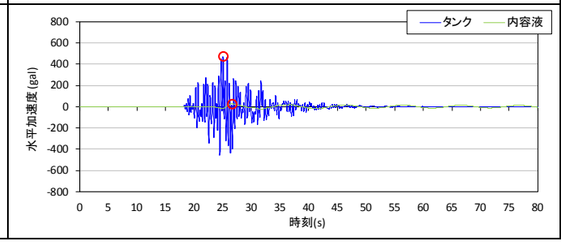
	Case3：平面モデル液状化		Case4：梁モデル液状化	
出力位置				
	加振中	過剰間隙水圧消散まで	加振中	過剰間隙水圧消散まで
水平変位				
鉛直変位				
水平加速度				

図 2.7　A 地区（鋼滓部コンクリート相当）の変位と加速度（液状化考慮）

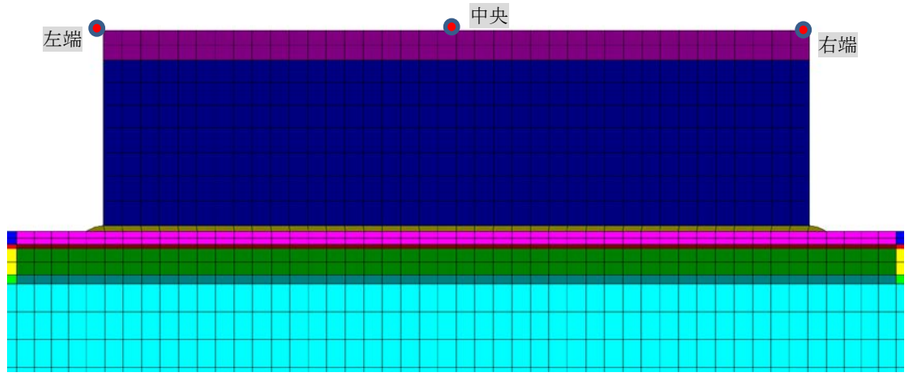
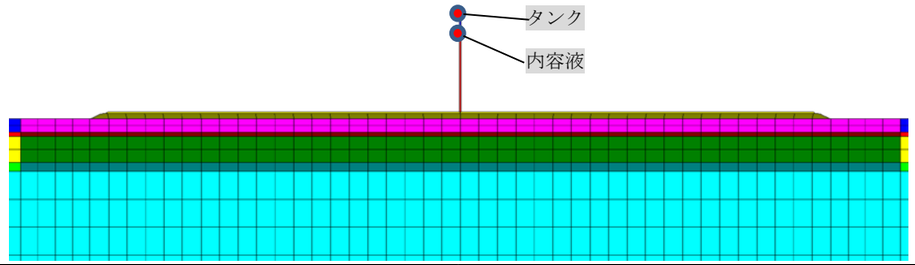
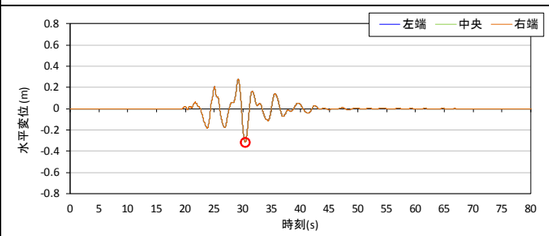
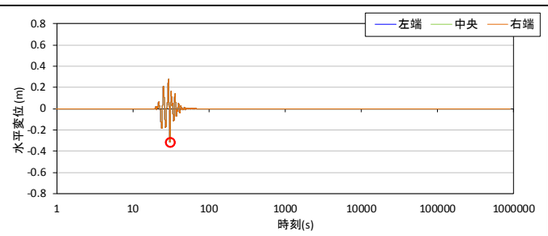
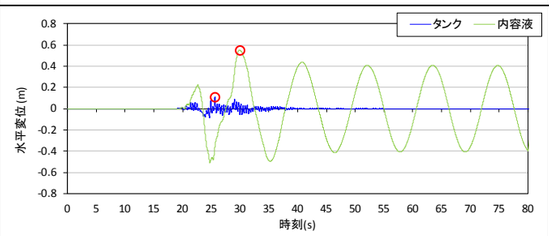
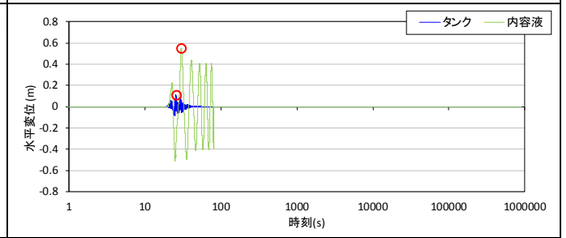
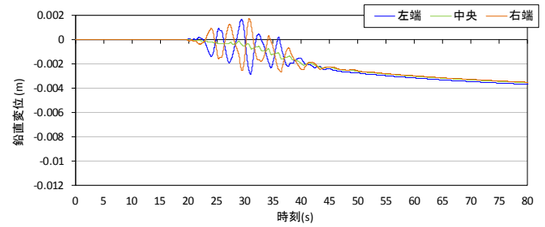
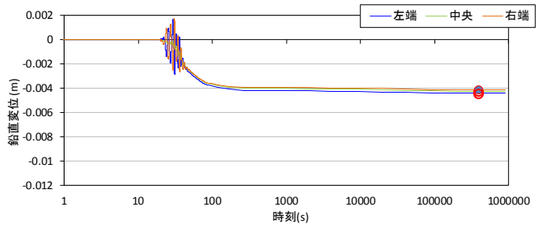
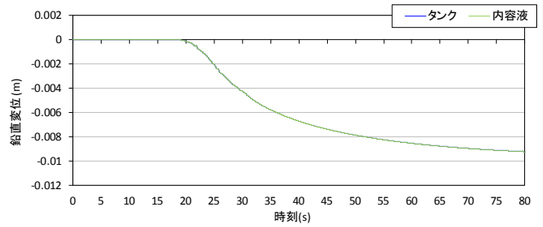
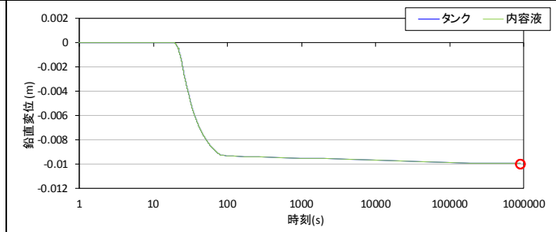
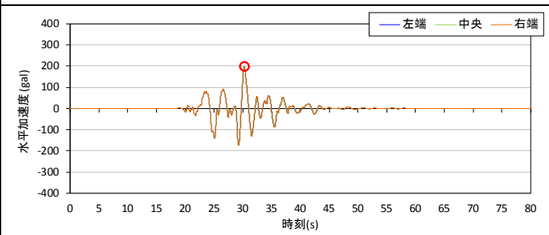
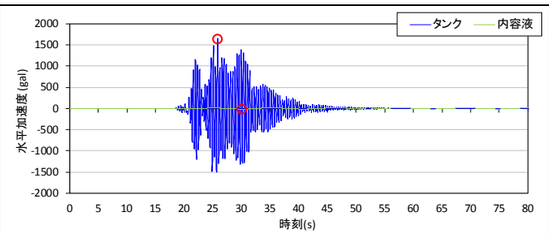
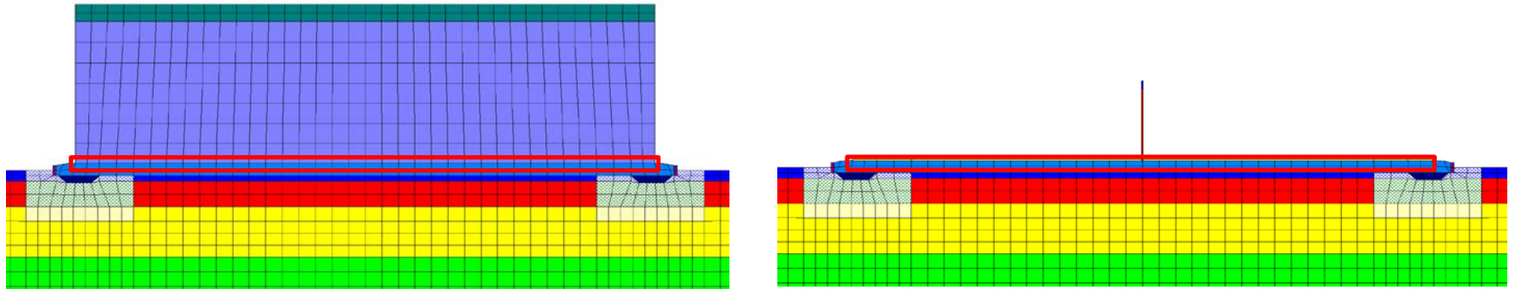
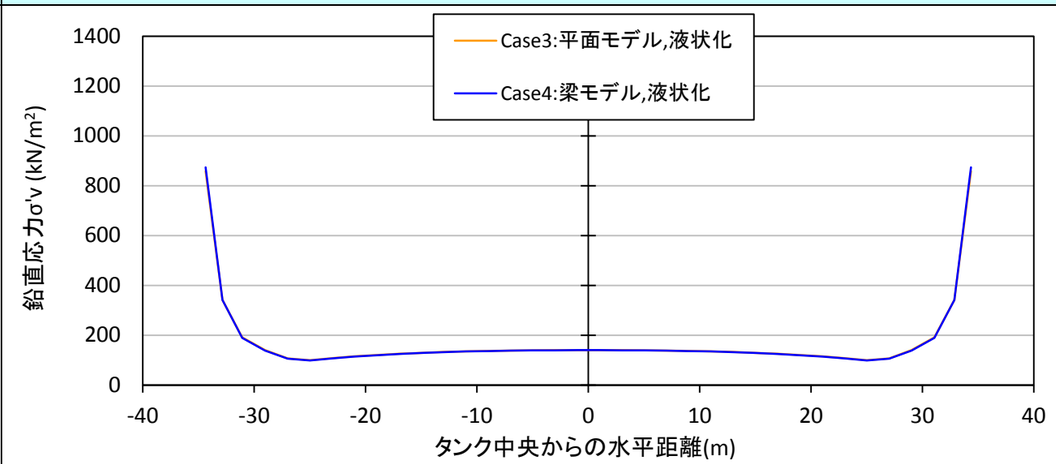
	Case3：平面モデル液状化		Case4：梁モデル液状化	
出力位置				
	加振中	過剰間隙水圧消散まで	加振中	過剰間隙水圧消散まで
水平変位				
鉛直変位				
水平加速度				

図 2.8　B 地区の変位と加速度（液状化考慮）

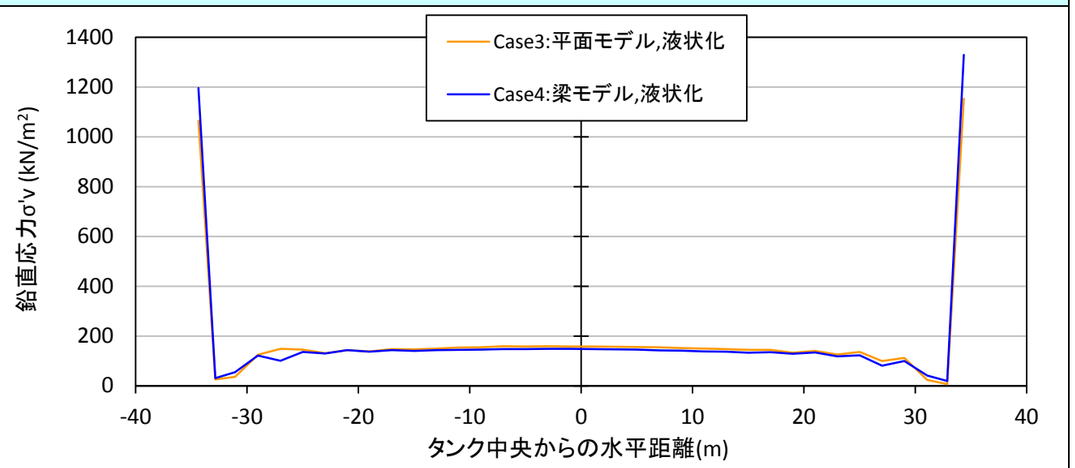
出力位置



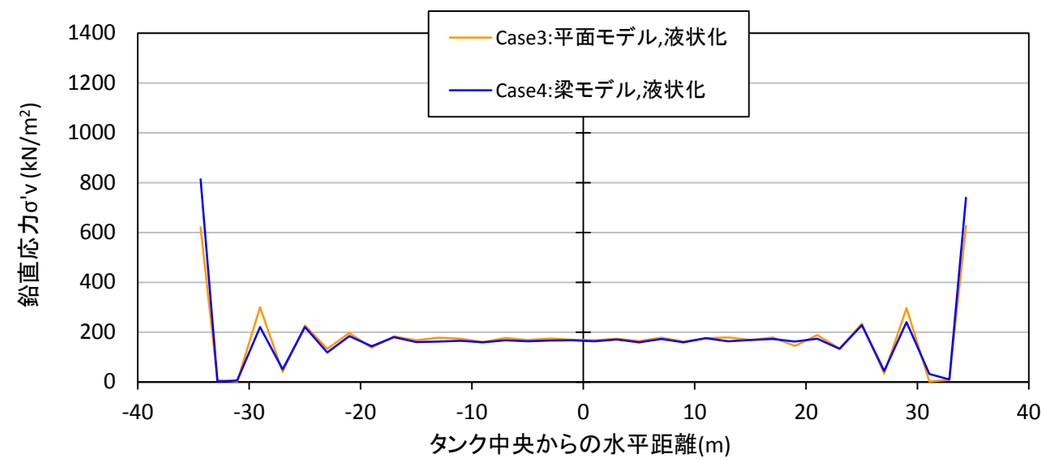
初期応力



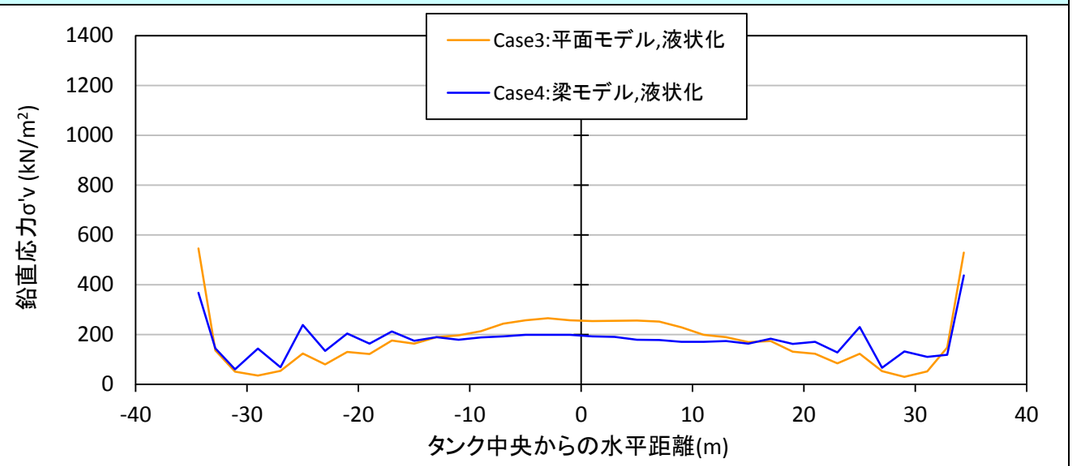
入力地震動最大時



地震動終了時



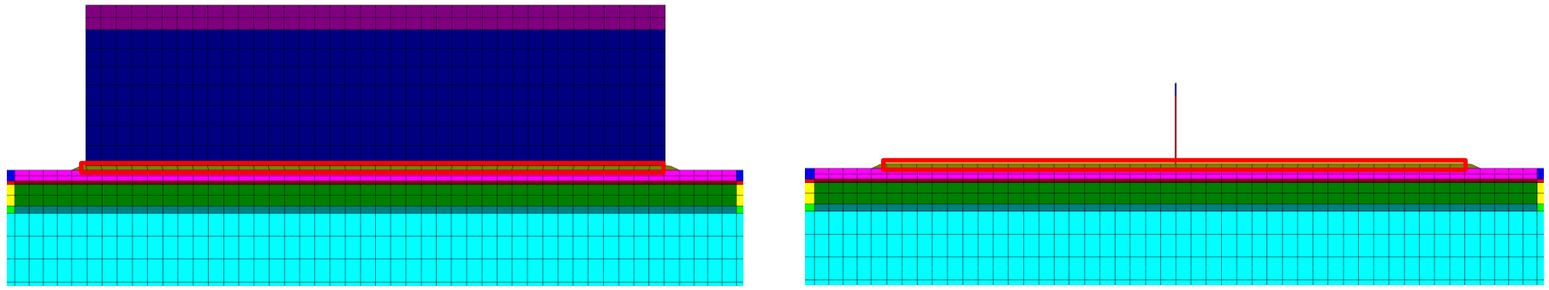
過剰間隙水圧消散時



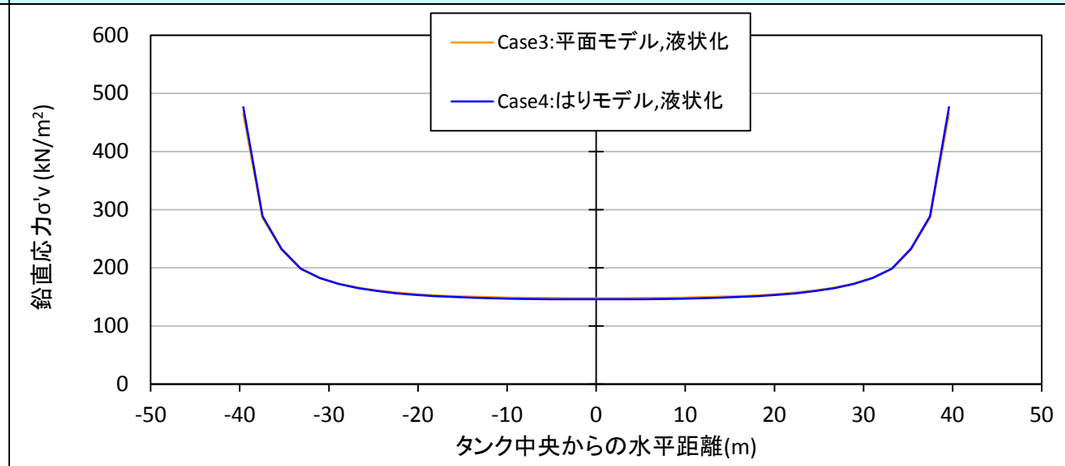
鉛直応力（単位奥行き）

図 2.9　A 地区（鋼滓部コンクリート相当）のタンク直下地盤要素の上載圧分布（液状化考慮）

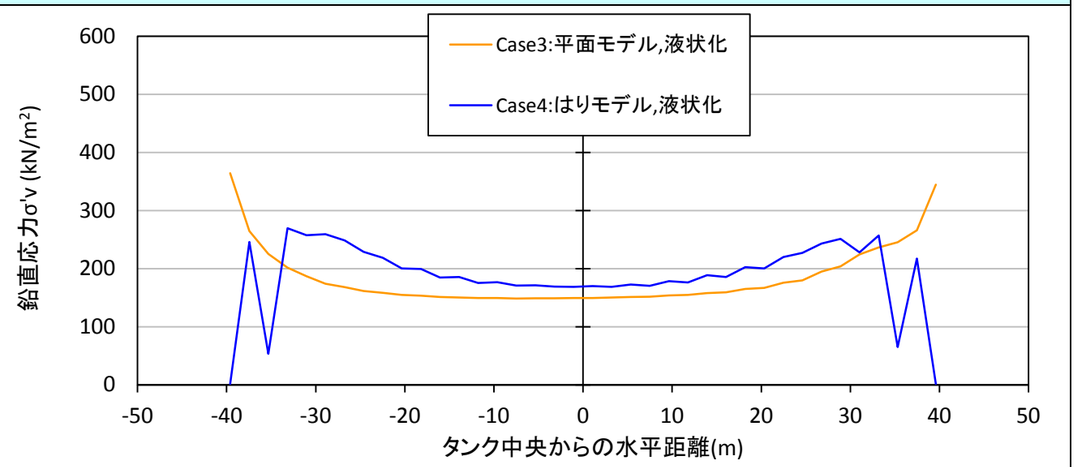
出力位置



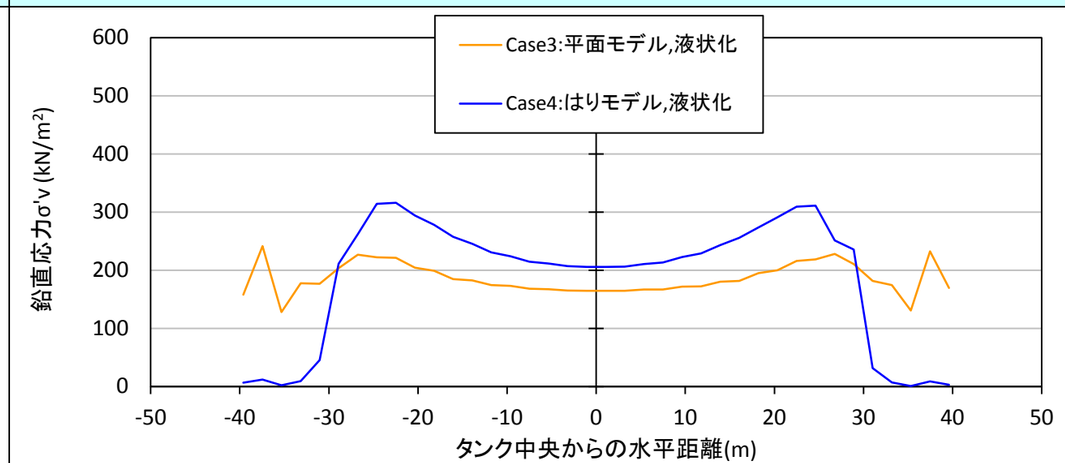
初期応力



入力地震動最大時



地震動終了時



過剰間隙水圧消散時

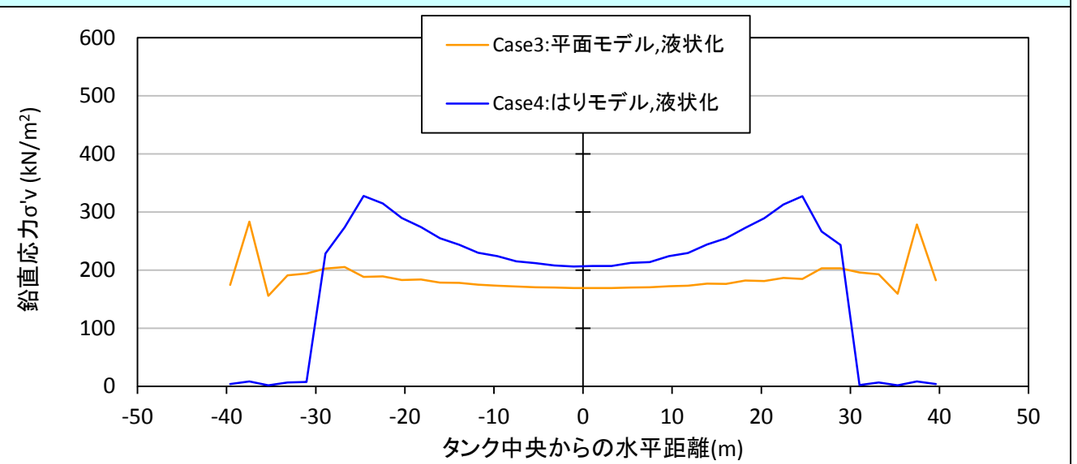


図 2.10　B 地区のタンク直下地盤要素の上載圧分布（液状化考慮）

2.5　タンクモデル化の影響のまとめ

上述したタンクのモデル化の違いによって，解析結果に以下の差異が生じた。

①タンク（タンク本体及び内容液）の水平加速度

②タンク直下地盤の上載応力

③①および②に起因する地盤の液状化程度の違い，変位の違い

ただし，地盤の条件（基盤層までの層厚や液状化層厚など）によって，梁モデルと平面モデルのどちらのモデルが安全側となるかはまちまちであった（基盤までの層厚および液状化層厚が厚い A 地区では平面モデルの方が沈下量が大，基盤までの層厚および液状化層厚が薄い B 地区では梁モデルの方が沈下量が大）。一般的に，基盤までの層厚や液状化層厚が厚くなると，応答地震動の周期が長くなり，固有周期がタンクよりも長周期である液面揺動の影響が大きくなると考えられる。このことを考慮すると，基盤までの層厚，液状化層厚が厚い A 地区で，梁モデルと平面モデルの差異が大きくなった本検討は妥当な結果であると考える。なお，本検討では，**表 2.3** に示すようにモデル化の違いによるタンク直下地盤の沈下量の違いは，タンクの絶対沈下量で最大 10cm 程度，タンク左右の相対変位量で 4cm 程度であった。

表 2.3　梁モデルと平面モデルの沈下量の比較（まとめ）

液状化考慮なしのモデル

地点	タンクモデル	タンク沈下量※1(m)(地震終了時)			
		左端	中央	右端	相対沈下※2
A地区	はりモデル	0.085	0.085	0.085	0.000
	平面モデル	0.099	0.093	0.086	0.013
B地区	はりモデル	0.003	0.003	0.003	0.000
	平面モデル	0.002	0.003	0.003	-0.001

※1 沈下を正、隆起を負とする。
※2 相対沈下は左端と右端の相対沈下量。左端の沈下量が大きい場合を正とする。

液状化考慮のモデル

地点	タンクモデル	タンク沈下量※1(m)(消散終了時)			
		左端	中央	右端	相対沈下※2
A地区	はりモデル	0.225	0.228	0.230	-0.005
	平面モデル	0.319	0.305	0.291	0.028
B地区	はりモデル	0.010	0.010	0.010	0.000
	平面モデル	0.004	0.004	0.004	0.000

※1 沈下を正、隆起を負とする。
※2 相対沈下は左端と右端の相対沈下量。左端の沈下量が大きい場合を正とする。

3 地盤改良のモデル化による影響検討（A 地区）

A 地区の地盤改良は，図 3.1 に示すように地盤改良の一部（タンクの端部付近の地盤）に鋼滓が用いられている。この鋼滓の考慮の仕方が，どの程度タンクの沈下に対する影響をするか検討を行った。鋼滓の考慮の仕方については以下の 2 パターン検討した。

①鋼滓が固化していることを想定し，コンクリート相当の物性値を設定したケース

②鋼滓は周りの地盤改良相当であると考え，周辺改良地盤相当の物性値を設定したケース

解析結果の変形図を図 3.2，図 3.3 に示し，タンク沈下量のまとめを表 3.1 に示す。鋼滓をコンクリート相当と想定したケースの方が周辺地盤相当と想定したケースよりも最大で 12cm 程度沈下量が小さくなる結果となった。なお，図 3.2，図 3.3 にはタンクを平面モデルでモデル化したケースを示したが，この傾向は梁モデルでも同様であった。

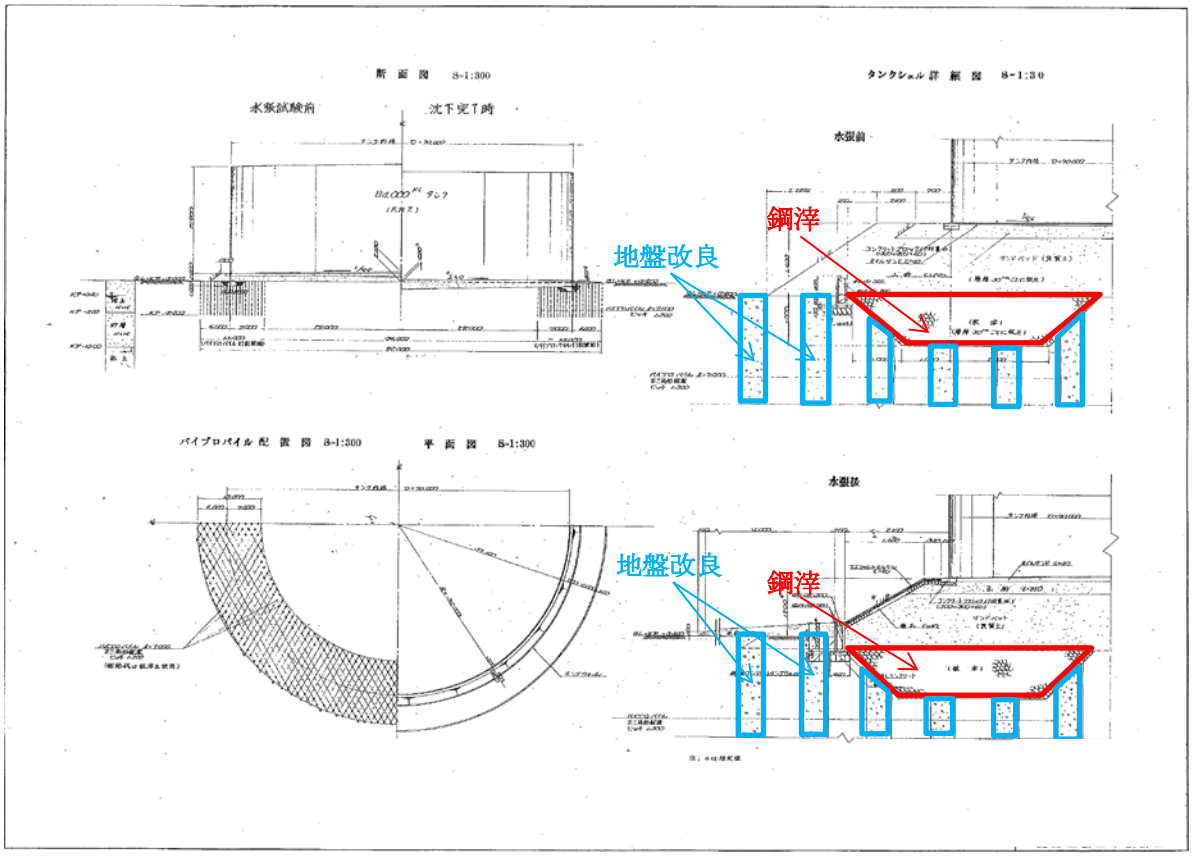
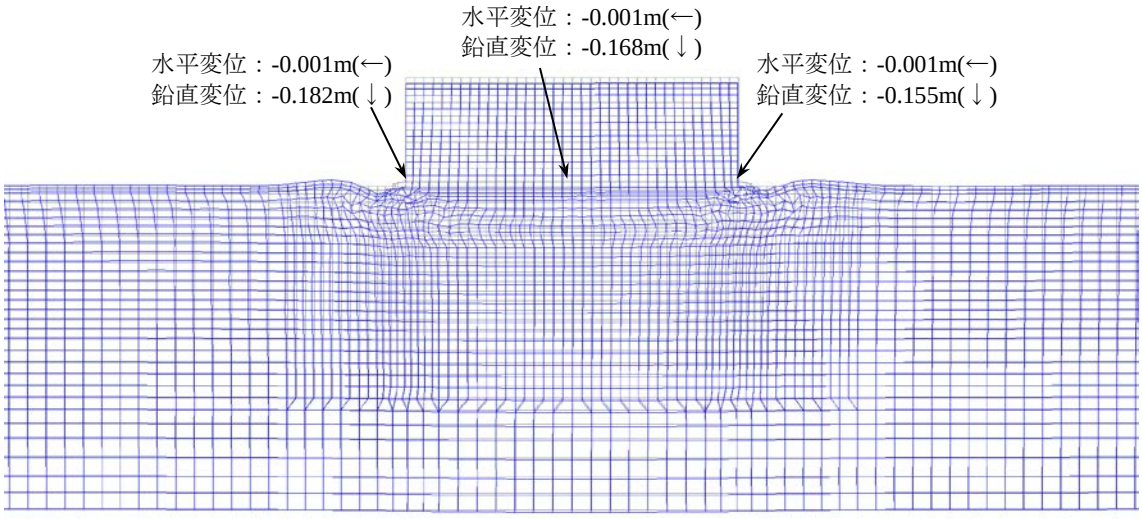


図 3.1　A 地区の地盤改良状況

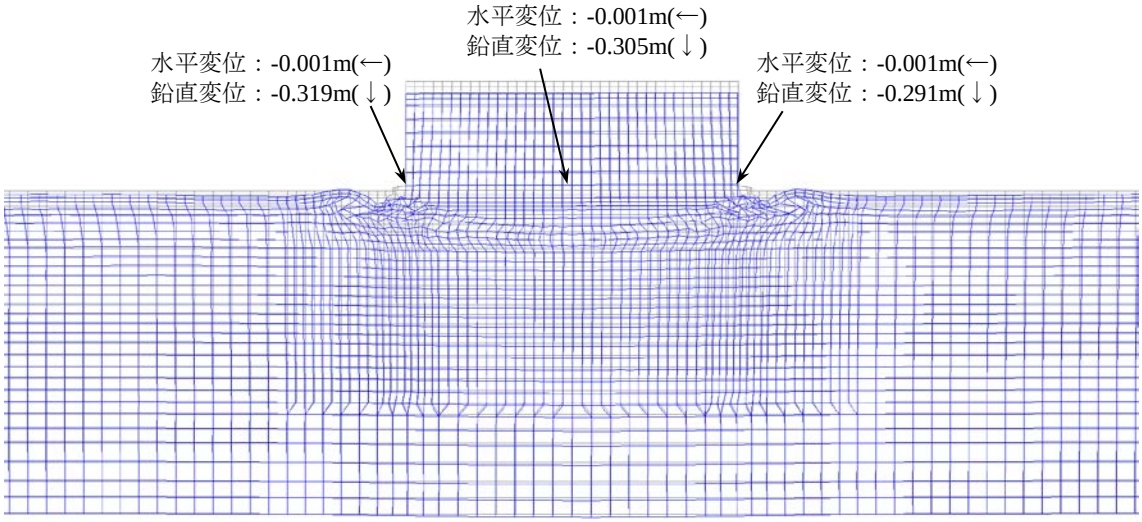
表 3.1　鋼滓のモデル化の違いによるタンク沈下量

タンクモデル	鉱さいのモデル化	タンク沈下量※1(m)(地震終了時)				タンク沈下量※1(m)(消散終了時)			
		左端	中央	右端	相対沈下※2	左端	中央	右端	相対沈下※2
はりモデル	コンクリート相当	0.140	0.143	0.146	-0.006	0.225	0.228	0.230	-0.005
	改良地盤相当	0.147	0.152	0.157	-0.010	0.235	0.239	0.244	-0.009
平面モデル	コンクリート相当	0.182	0.168	0.155	0.027	0.319	0.305	0.291	0.028
	改良地盤相当	0.222	0.205	0.189	0.033	0.352	0.336	0.320	0.032

変形図（10 倍表示）



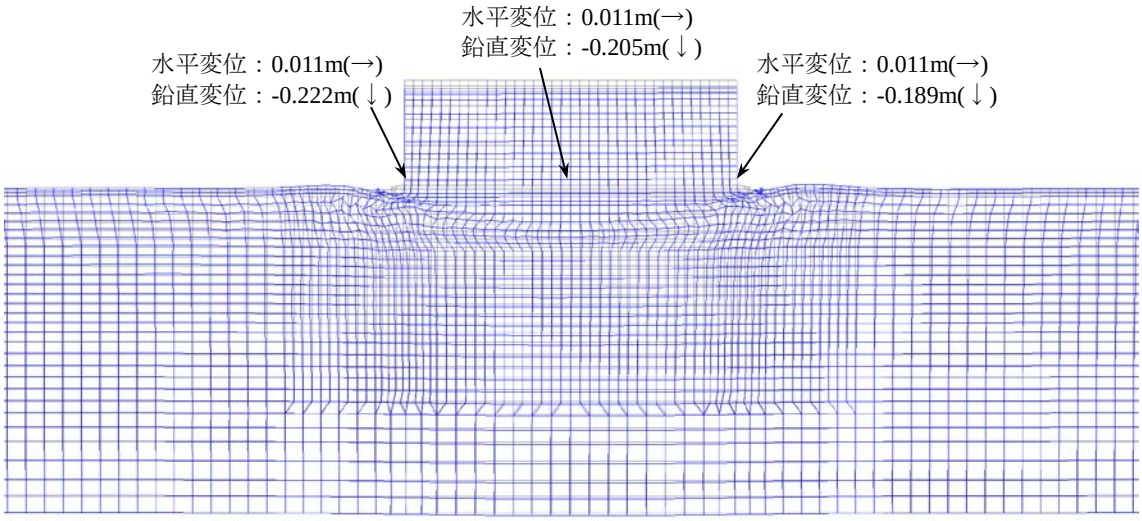
加振終了時



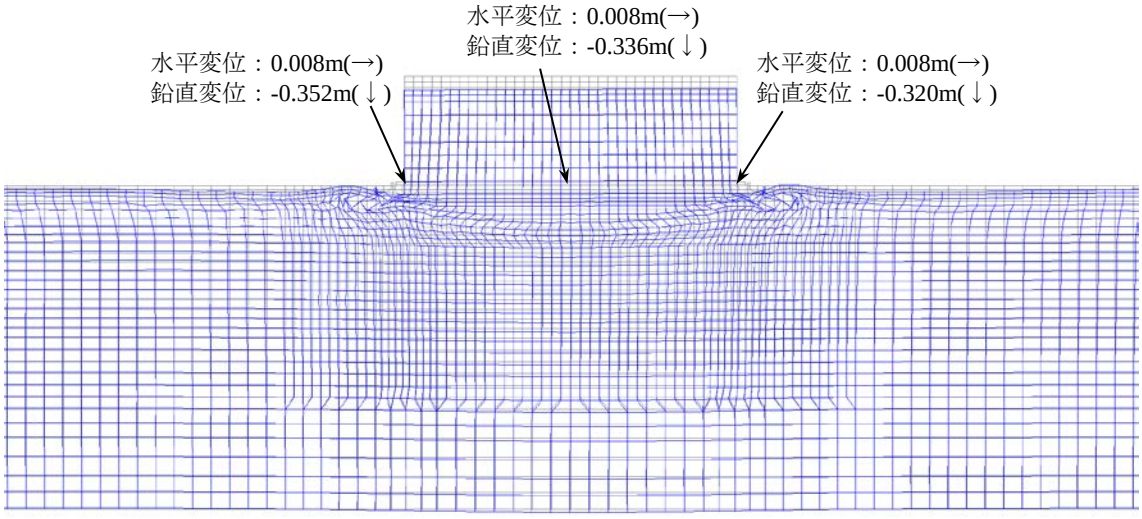
過剰間隙水圧消散後

図 3.2　鋼滓：コンクリート相当の変形図

変形図（10 倍表示）



加振終了時



過剰間隙水圧消散後

図 3.3　鋼滓：周辺地盤改良相当の変形図

第４部　まとめ

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（注1）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、以下に示す条件が整っていれば、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に、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生じる可能性が高い。
- 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

内閣府から公開されている南海トラフ地震の震度分布を参照し、想定震度が７となる特防区域を抽出した。これらの中から、コンビナート地域の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。解析の幅を持たせる観点から、５地区のうち、計測震度や地盤構成、液状化対策の状況等を勘案して３地区（Ａ地区、Ｂ地区、Ｅ地区）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の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

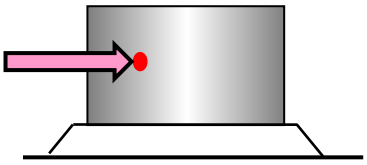
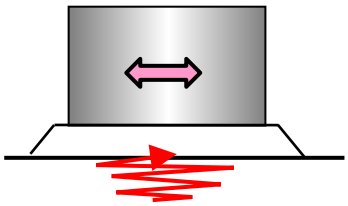
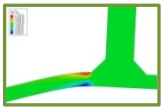
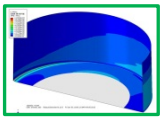
1.2.1　屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析手法の検証（平成 26 年度、平成 27 年度）

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被害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 秒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） 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 1.2.2 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 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（2272 KL）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残ら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、浮き上がり変位で大きい結果が生じたタンク（仙台・塩釜地区の旧法タンク（2272 KL）及び広野地区の新法タンク（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（3 万 KL）　104.3cm 浮き上がり
- 新法タンク：A地区（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、旧法タンク、新法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、旧法タンクについては、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、解析を効率的に進めるため、非線形水平ばね特性に実際よりも浮き上がり変位が大きくなる 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−Δ 特性ばね））を使用したため、検討対象タンクのうち、A地区の旧法タンク（3 万 KL）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−Δ 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−θ 線図の特性（ケース 2 という）を有するものであり、それぞれ以下のような違いがある。

表 1.2.4　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

これらの特性を活用して、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 1.2.5　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　基礎・地盤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』（注2）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 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と考えられるタンクを FEM 解析の対象に選定した。

当該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。

（注１）YUSAYUSAは，東京大学・土木工学科・土質研究室（石原研而，東畑郁生）により開発された一次元有効応力地震応答解析プログラムである。その後，石原と佐藤工業（株）・吉田望により新しい応力ひずみ関係がつけ加えられる等の改良が行われ、それをYUSAYUSA－2と呼んでいる。

（注2）『ＬＩＱＣＡ』（Computer Program for Liquefaction Analysis）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。詳細は p357 参照。

２　首都直下地震に対する耐震安全性の確認

2.1　地震波形の作成

内閣府から公開されている首都直下地震による震度分布を参照して、東京湾沿岸の特防区域のうち、大規模な屋外タンク貯蔵所が多数所在し、かつ、想定震度が震度６強となる主な特防区域として、Ａ地区、Ｂ地区、Ｃ地区の３地区を選定し、南海トラフ地震の地震波形作成手法と同様の手法により、内閣府から公開された工学的基盤における首都直下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。

３地区において短周期成分が卓越しタンクの浮き上がりなどに一番厳しい状況が予想されるのはＢ地区であった。また、非線形特性が顕著に表れ地震動の長周期化や大きな地盤変形が予想されるのはＡ地区であった。Ｃ地区は、どの周期帯をとっても、特徴的な２地区の中間的な地震応答結果を示した。

2.2　屋外貯蔵タンクの耐震安全性の解析

南海トラフ地震の解析と同様の手法（平成 27 年度）を用い、首都直下地震の発生を想定し、代表とする 3 地区のタンク 20 基の浮き上がり挙動と耐震安全性を解析により検討した。検討した代表タンクのうち、B 地区の B-5 タンク(50000 KL)が最も大きな浮き上がり変位（14.2 cm）を生じる結果となり、当該タンクを FEM 詳細解析による隅角部疲労損傷度評価、側板座屈評価の対象に選定した。選定した B-5 タンクの質点系モデルでの浮き上がり履歴を使用して、2 次元軸対称ソリッド要素モデルによる静的弾塑性大たわみ解析を実施した。タンク隅角部に発生したひずみ両振幅と飯田の最適疲労曲線式から算定した疲労寿命、及びその繰り返し回数から求めた疲労損傷度 D は 0.00033 となり、許容値以内であった。また、3 次元シェル要素モデルによる静的弾性解析を実施した。選定した B-5 タンクが 14.2 cm の浮き上がりを発生する時の側板沈み込み側の最大軸圧縮応力(4.5N/㎟)は、軸圧縮限界座屈応力（26.1N/㎟）及び象の脚型限界座屈応力（23.2N/㎟）以内であることを確認した。

2.3　基礎・地盤の耐震安全性の解析

首都直下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。

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（A地区及びB地区）し、解析対象地区とした。

A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のリング基礎直下の地盤で 32cm 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。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、10cm 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 20cm 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。

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 4mm の沈下が予測されたが、屋外貯蔵タンク本体に大きな応力がかかるような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、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小さく、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。

（注３）首都直下地震の長周期地震動の地震波形は公開されていないため、浮き屋根の耐震安全性の解析は行っていない。

３　耐震安全性確保策

南海トラフ地震及び首都直下地震に対する屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の検討では、解析のために一定の条件を設定して解析を行っているが、当該検討で前提とした条件を超えるような場合も否定できないことや、今後、新たな知見を踏まえた地震動の想定も考えられることから、当該検討結果が今後起こり得る全ての大規模地震に対する屋外貯蔵タンクの耐震安全性を必ずしも担保するものではないことに留意が必要である。

したがって、新たな知見を踏まえた地震動の想定への対応や個々の屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の確保には、当該検討の手法も参考にして各事業所において検証し、必要な対策を講ずることが望まれる。

各事業者が自ら地震のリスクを検証して必要な改修を行う上で、一般的に懸念される事象に対して更なる耐震安全性を確保する上で有効な対策については、以下の内容が考えられる。

3.1　短周期地震動に対する安全性確保策

3.1.1　隅角部の破断への対策

検討結果では、隅角部の破断は起きないが、かなりの疲労損傷が蓄積するという評価であった。このため、熊本地震のように大きな地震が続けて起こったり、維持管理が不十分で必要な板厚が確保できていなかったりする場合等も考慮する必要がある。

隅角部の疲労強度はアニュラ板の厚さに依ることから、底板の取替えの際に、より板厚の厚いアニュラ板に更新することが考えられる。

3.1.2　液状化への対策

容量 500KL 以上の屋外タンク貯蔵所については、液状化対策を含む耐震改修が平成 28 年度末までに完了しているところであるが、屋外貯蔵タンク周辺の地盤については、液状化の可能性も否定できない。以下の対策をとることにより、液状化による被害を軽減できると考えられる。

3.1.2.1　緊急遮断弁の設置

液状化により配管が損傷する過程の解明が十分にされていないものの、液状化によりタンクと配管の相対的な位置が大きくずれると、配管を通じて危険物が大量に流出する可能性がある。現行法令では 10,000KL 以上の屋外タンク貯蔵所には緊急遮断弁が義務づけられているが、タンク周辺の液状化が予想される場合には、10,000KL 未満のタンクにも緊急遮断弁を設置することが考えられる。その際、停電時にも確実に弁の閉鎖を行えるよう必要な対策をとることが望ましい。

なお、緊急遮断弁は津波対策にも有効である。

3.1.2.2　防油堤の補強

液状化により防油堤が損傷する過程の解明が十分にされていないものの、タンクから危険物が流出した場合、防油堤による被害の拡大防止が重要であることから、液

状化対策技術の開発動向を踏まえた防油堤の液状化対策を行うことが考えられる。

3.1.3　配管の耐震対策

配管の支持物について、想定する地震動にも耐えうるよう、基礎部の連結や柱の補強、ブレースの追加等により耐震補強を図ることが考えられる。

3.2　長周期地震動に対する安全性確保策

一部の特防区域に所在する容量 20,000KL 以上又は Hc が 2m 以上のタンクの浮き屋根については、平成 28 年度までに耐震改修が行われることとなっているが、浮き屋根は風雨にさらされやすく、過去に維持管理不十分により沈降する事故やデッキ上に危険物が流出する事故等が数多く起きている。風荷重を受けた場合の耐風強度の評価手法については検討が必要であるものの、このような状態にある浮き屋根は、スロッシングに対する強度も落ちていることが推測される。

このことから、耐震改修が行われた浮き屋根についても、維持管理を十分に行うべきである。

3.3　その他

3.3.1　タンク及び危険物の配置

屋外タンク貯蔵所において貯蔵する危険物について見直す場合は、地震や津波等の自然災害のリスクを低減するため、危険物の危険性に応じて津波や液状化等の被害を受けにくいタンクに貯蔵することを検討することが考えられる。

3.3.2　地震後の点検

地震の際、安全かつ迅速に被害状況を確認するため、地震動等からスロッシング高さ等を推測するシステムや監視カメラ等の遠隔から様子を確認できる設備の導入が考えられる。

4　おわりに

本検討は、従来の想定を超えるような南海トラフ地震及び首都直下地震の想定地震動に対し、現行の耐震設計基準によって建設された屋外タンク貯蔵所のうち、最も条件が厳しいと考えられるタンクを選定し、詳細な解析手法を採用してより精緻に耐震安全性を確認したものであり、タンク隅角部の破断、側板の座屈、基礎・地盤の大きな不等沈下、浮き屋根の沈没といった被害は生じないという結果となった。この結果から、これらの地震に対して現在設置されている屋外タンク貯蔵所について、危険物の大量流出や全面火災につながる油面の露出といった大きな被害が生じる蓋然性は低いと評価できる。

しかしながら、当該検討で前提とした条件を超えるような場合も否定できないことや、今後、新たな知見を踏まえた地震動の想定も考えられることから、当該検討結果が今後起こり得るすべての大規模地震に対する屋外タンク貯蔵所の耐震安全性を必ずしも担保するものではないことに留意が必要である。

また、本検討に使用した解析手法や提示した耐震安全性確保策について、各事業所が新たな知見を踏まえた地震動の想定への対応や個々の屋外タンク貯蔵所の耐震安全性の確保を検討する上で参考とされることを期待する。