

安全研究成果報告

S/NRA/R Research Report

地震・津波及びその他の外部事象等に係る 施設・設備の脆弱性評価に関する研究

Research on fragilities of facilities and equipment related to earthquakes,
tsunamis and other external events

大橋守人 山崎宏晃 日比野憲太 北村俊也 田岡英斗
日高慎士郎 森和成 森谷寛 太田良巳 東喜三郎
市原義孝 鳥山拓也 永井穰

OHASHI Morito, YAMAZAKI Hiroaki, HIBINO Kenta, KITAMURA Toshiya,
TAOKA Hideto, HIDAKA Shinjiro, MORI Kazunari, MORITANI Hiroshi,
OTA Yoshimi, AZUMA Kisaburo, ICHIHARA Yoshitaka, TORIYAMA Takuya, and
NAGAI Minoru

地震・津波研究部門

Division of Research for Earthquake and Tsunami

原子力規制庁

長官官房技術基盤グループ

Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority (S/NRA/R)

令和3年6月

June 2021

本報告は、原子力規制庁長官官房技術基盤グループが行った安全研究プロジェクトの活動内容・成果をとりまとめたものです。

なお、本報告の内容を規制基準、評価ガイド等として審査や検査に活用する場合には、別途原子力規制委員会の判断が行われることとなります。

本報告の内容に関するご質問は、下記にお問い合わせください。

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 地震・津波研究部門
〒106-8450 東京都港区六本木 1-9-9 六本木ファーストビル
電 話：03-5114-2226
ファックス：03-5114-2236

地震・津波及びその他の外部事象等に係る
施設・設備のフラジリティ評価に関する研究

原子力規制庁 長官官房技術基盤グループ
地震・津波研究部門

大橋守人 山崎宏晃 日比野憲太 北村俊也 田岡英斗 日高慎士郎
森和成 森谷寛 太田良巳 東喜三郎 市原義孝 鳥山拓也 永井穰

要 旨

平成 25 年 7 月に施行された「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」において、「地震による損傷の防止」（第 4 条）のみならず「津波による損傷の防止」（第 5 条）が強化されるとともに、地震・津波以外の「外部からの衝撃による損傷の防止」（第 6 条）が明記された。また、「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則」において、特別の試験条件として「核燃料輸送物が最大の破損を受けるよう」落下試験を実施する場合の要件が規定されている。

一方、平成 25 年に改正された「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」により、事業者による安全性の向上のための評価の実施が規定された。この評価においては、外部事象に係る確率論的リスク評価(PRA)の活用が見込まれる。

このため、地震・津波等の外部事象に関するリスク評価の不確実さの低減の観点から、施設・設備のフラジリティに係る評価手法を精緻化することが重要である。また、地震・津波以外の外部事象に対しても、解析精度の向上のための新たな技術的知見の収集を行い、衝突・衝撃に対する構造健全性評価手法に反映していくことが重要である。

以上を踏まえ、平成 29 年度から令和 2 年度にわたり、以下の研究課題（(1)～(4)）に取り組んだ。

(1) 津波に対するフラジリティ評価手法の検討（平成 29 年度～令和 2 年度）

a. 防潮堤の津波に対する応答評価

防潮堤に作用する津波荷重に係る知見を得るために、漂流物の衝突による荷重の評価手法、防潮堤前面の砂丘が津波によって侵食された場合の津波波圧の評価手法及び最大持続波力評価手法について、防潮堤を模擬した実験及びシミュレーション解析に基づき検討を行った。

b. 地震との組合せを考慮した構築物等の津波フラジリティ評価

地震が津波フラジリティに影響する知見を得るために、地震によって防潮堤の一部が

損傷すること等を想定し、津波が越流した場合の津波波圧の検討を行った。検討は研究課題(1) a. への対応の中で合わせて取りまとめた。

(2) 地震に対するフラジリティ評価手法の検討（平成 29 年度～令和 2 年度）

a. 地震時の建屋・構築物等の三次元挙動評価

建屋の地震による応答挙動に係る知見を得るために、原子炉建屋三次元有限要素法（FEM）モデルを用いたパラメータスタディ及び地震観測記録のシミュレーション解析に基づき検討を行った。

b. 地震時の埋立地盤の液状化評価

原子力発電所敷地沿岸部に分布する礫質土地盤の液状化特性に係る知見を得るために、遠心載荷模型実験及びシミュレーション解析に基づき検討を行った。

c. 地震に対する耐震重要設備の耐力評価

地震に対する安全性向上評価に用いられる設備の耐力に係る知見を得るために、既往試験に基づき設備の現実的耐力を再評価した。また、PWR 原子炉鋼製格納容器を対象として、FEM に基づく座屈評価を行い、既往評価より精緻な座屈耐力を把握した。

(3) 外部事象等による衝突・衝撃に対する評価手法の検討（平成 29 年度～令和 2 年度）

a. 飛翔体等による衝突・衝撃挙動に係る応答・耐力評価

飛翔体の衝突による衝撃力が構造物内を伝播する衝撃挙動に係る知見を得るために、大型衝突実験及びシミュレーション解析に基づき検討を行った。

さらに、衝撃力に対する設備の耐力に係る知見を得るために、衝撃振動試験に基づき検討を行った。

b. 輸送容器の落下による衝撃挙動に係る構造健全性評価

兼用キャスクのスラップダウン落下による衝撃挙動に係る知見を得るために、落下試験を行うとともに、既往の評価手法の適用性の検討を行った。

(4) 地震時亀裂進展評価手法の検討（平成 29 年度～令和 2 年度）

a. 地震時亀裂進展評価

経年劣化した設備が、設計を超える地震や複数回の地震を受けた場合の耐力に係る知見を得るために、経年配管のフラジリティ評価による検討を行った。

なお、本研究の一部は、大成建設株式会社、国立大学法人京都大学、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構、国立大学法人東北大学及び鹿島建設株式会社に委託した。

Research on fragilities of facilities and equipment related to
earthquakes, tsunamis and other external events

OHASHI Morito, YAMAZAKI Hiroaki, HIBINO Kenta, KITAMURA Toshiya, TAOKA Hideto,
HIDAKA Shinjiro, MORI Kazunari, MORITANI Hiroshi, OTA Yoshimi, AZUMA Kisaburo,
ICHIHARA Yoshitaka, TORIYAMA Takuya, and NAGAI Minoru

Division of Research for Earthquake and Tsunami,
Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority (S/NRA/R)

Abstract

In the NRA Ordinance prescribing Standards for the Location, Structure, and Equipment of Commercial Power Reactors and their Auxiliary Facilities that came into effect in July 2013, prevention of damage caused by earthquakes (Article 4) and prevention of damage caused by tsunamis (Article 5) were strengthened, and prevention of damage caused by external impacts (Article 6) other than earthquakes and tsunamis was newly stipulated. In addition, the NRA Ordinance on Off-site Transportation of Nuclear Fuel Materials, etc. stipulates the requirements for conducting a drop test so that nuclear fuel transport materials undergo maximum damage as a special test condition.

On the other hand, the Act on the Regulation of Nuclear Source Material, Nuclear Fuel Material and Reactors amended in 2013, required the licensees to conduct the periodic assessment of safetyimprovement. In the assessment, external events probabilistic risk assessments (PRAs) are expected to be utilized.

For this reason, it is important to refine the evaluation method for the fragilities of facilities and equipment from the viewpoint of reducing the uncertainties in risk assessments for external events such as earthquakes and tsunamis. In addition, it is important to collect new technical information to improve the analysis accuracy for natural disasters other than earthquakes and tsunamis and reflect it in structural integrity evaluation methods for collisions and impacts.

Based on the abovementioned information, the following areas ((1)–(4)) were addressed from FY2017 to FY2020.

- (1) Examination of a method for evaluating the tsunamis fragilities (FY2017 to FY2020)
 - a. Evaluation of the response of seawalls to tsunamis

To obtain information on a tsunami load acting on a seawall, the evaluation method for the load due to a collision with a drifting object, evaluation method for the tsunami wave pressure when a sand dune in front of a seawall is eroded by a tsunami, and the maximum continuous wave force evaluation were examined based on the experiments simulating seawalls and simulation analyses.

b. Evaluation of the tsunami fragility of structures considering combination with earthquakes

To obtain information on how the earthquake affects the tsunami fragility, we examined the tsunami wave pressure, assuming that the part of the seawall would break due to the earthquake. The examination was summarized in the response to the area (1) a.

(2) Examination of a method for evaluating the seismic fragilities (FY2017 to FY2020)

a. Evaluation of the 3D behavior of buildings, structures, etc. during earthquakes

To obtain information on the response behavior of buildings during an earthquake, an examination was carried out based on parameter studies using the three dimensional Finite Element Method (FEM) model of the reactor building and simulation analyses of seismic observation records.

b. Evaluation of the liquefaction of the landfill ground during earthquakes

To obtain information on the liquefaction characteristics of gravels distributed along the coast of a nuclear power plant site, an examination was carried out based on centrifugal loading model experiments and a simulation analysis.

c. Evaluation of the seismic capacity of equipment important to safety against seismic hazards.

To obtain information on the seismic capacity of equipment used for the periodic assessment of safety improvement for earthquakes, the realistic seismic capacity of the equipment was reevaluated based on past tests. In addition, a buckling evaluation was performed based on FEM for the steel containment vessel of a PWR, and a more precise buckling resistance was obtained than the previous one.

(3) Examination of evaluation methods for collisions and impacts caused by external hazards and others (FY2017 to FY2020)

a. Evaluation of response and resistance to collision and impact due to flying objects

To obtain information on the impact behavior, in which the impact force caused by the collision of a flying object propagates in a structure, an examination was carried out based on large scale collision experiments and simulation analyses.

Furthermore, to obtain information on the strength of the equipment against the impact

force, an examination was carried out based on a shock vibration test.

b. Structural integrity evaluation of transport vessels on impact due to fall

To obtain information on the impact due to the slapdown fall of a dual-purpose cask, a drop test was carried out, and the applicability of a past evaluation method was examined.

(4) Examination of the seismic crack propagation evaluation method (FY2017 to FY2020)

a. Evaluation of crack propagation during earthquakes

To obtain information on the strength of aged equipment in the case of an earthquake exceeding the design basis or multiple earthquakes, the fragility evaluation of an aged piping was examined.

Parts of this research were performed by Taisei Construction Co., Ltd., Kyoto University, Japan Atomic Energy Agency, Tohoku University, and Kajima Construction Co., Ltd. under the auspices of the Nuclear Regulation Authority.

目次

1. 序論	1
1.1 背景	1
1.2 目的	1
1.3 全体行程	1
1.4 報告書の構成	2
2. 本論	4
2.1 津波に対する防潮堤のフラジリティ評価	4
2.1.1 背景・目的	4
2.1.2 漂流物衝突荷重影響	6
2.1.3 砂移動荷重影響	25
2.1.4 最大持続波力の体系的評価	38
2.1.5 まとめ	48
2.2 地震に対する建屋のフラジリティ評価	50
2.2.1 背景・目的	50
2.2.2 三次元 FEM モデルを用いた地震時の建屋の三次元挙動評価	51
2.2.3 まとめ	64
付録 繰返し荷重載荷が耐震壁の剛性及び耐力へ与える影響	66
2.3 地震に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価	73
2.3.1 背景・目的	73
2.3.2 礫質土等を用いた遠心模型実験	73
2.3.3 遠心模型実験の数値シミュレーション解析	82
2.3.4 中空ねじり試験に基づく遠心模型実験及びシミュレーション解析結果の分析	86
2.3.5 まとめ	89
2.4 地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価	90
2.4.1 背景・目的	90
2.4.2 既往試験データの分析	90
2.4.3 既往試験の知見を活用した詳細評価	95
2.4.4 まとめ	101
2.5 地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価	102
2.5.1 背景・目的	102
2.5.2 設計を超える地震時の亀裂進展評価	102
2.5.3 複数回の設計を超える地震荷重を受ける経年配管のフラジリティ評価	107
2.5.4 まとめ	110

2.6	飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価	112
2.6.1	背景・目的	112
2.6.2	衝突実験の概要	113
2.6.3	衝突実験の結果	115
2.6.4	解析結果	121
2.6.5	衝撃挙動に対する境界条件確認実験	123
2.6.6	まとめ	125
2.7	飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価	127
2.7.1	背景・目的	127
2.7.2	設備の分類と評価対象の選定	127
2.7.3	設備の耐力評価例	129
2.7.4	既往知見における耐力との比較	148
2.7.5	耐力評価を行う上での留意事項	148
2.7.6	まとめ	151
2.8	落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価	153
2.8.1	背景・目的	153
2.8.2	低アスペクト比のキャスクのスラップダウン落下試験	154
2.8.3	静的解析に基づく構造健全性評価手法の適用性	168
2.8.4	まとめ	176
3.	結論	177
3.1	成果の要点	177
3.2	目的の達成状況	181
3.3	成果の公表等	182
3.4	成果の活用等	187
3.5	今後の課題等	188
	参考文献一覧	191
	執筆者一覧	200

表 目 次

表 2.1.1	漂流物緒元.....	7
表 2.1.2	波条件	8
表 2.1.3	試験条件.....	8
表 2.1.4	補正後の最大曲げひずみエネルギー	14
表 2.1.5	気中衝突試験結果.....	17
表 2.1.6	漂流物衝突荷重 (F) 一覧.....	18
表 2.1.7	既往式の算出方法及び試験条件一覧	21
表 2.1.8	既往式のパラメーター一覧.....	21
表 2.1.9	試験ケース概要.....	26
表 2.1.10	固定床の荷重値一覧.....	29
表 2.1.11	移動床の荷重値一覧.....	32
表 2.1.12	最大密度、砂丘浸食量一覧.....	32
表 2.1.13	最大荷重、最大密度、砂丘浸食量一覧 (砂粒径比較)	33
表 2.1.14	最大荷重、最大密度、砂丘浸食量一覧 (移動床の固定床との比率)	36
表 2.1.15	通過波検定試験条件.....	39
表 2.1.16	波力試験条件.....	39
表 2.3.1	遠心模型実験における加振ケースの例	77
表 2.3.2	シミュレーション解析に用いた主な地盤物性値.....	83
表 2.4.1	評価対象設備に係る M2、M3 への分類	91
表 2.4.2	静的設備に係る耐力評価一覧表	92
表 2.4.3	動的設備に係る耐力評価一覧表	93,94
表 2.4.4	解析条件.....	97
表 2.4.5	弾性座屈固有値.....	98
表 2.4.6	座屈耐力と基準荷重.....	99
表 2.5.1	亀裂進展試験の試験条件一覧	104
表 2.5.2	フラジリティ評価条件一覧	108
表 2.6.1	実験ケース.....	115
表 2.7.1	評価対象設備.....	129
表 2.7.2	キープリレーの試験結果.....	136

表 2.7.3	キープリレーの前後方向加振試験結果	137
表 2.7.4	計器用変圧器の試験結果	140
表 2.7.5	ショック波の試験結果	141
表 2.7.6	ランダム波の試験結果	141
表 2.7.7	電動弁駆動部の試験結果	146
表 2.7.8	ランダム波の試験結果	146
表 2.7.9	試験体が機能維持した加速度のまとめ	148
表 2.8.1	供試体の諸元	156
表 2.8.2	試験ケース	157
表 2.8.3	蓋締付けボルトの最大ひずみの比較	162
表 2.8.4	試験前後の気密漏えい試験結果	167
表 2.8.5	CRUSH コードによる解析の条件	168
表 2.8.6	水平落下試験結果と CRUSH コード解析結果の加速度の比較	169
表 2.8.7	スラップダウン落下試験結果と CRUSH コード解析結果との比較	172
表 2.8.8	水平落下試験結果と CRUSH コード解析結果の変位の比較	175
表 3.5.1	振動試験設備の性能	190

目 次

図 1.3.1	本研究プロジェクトの作業行程	2
図 2.1.1	試験装置概要	9
図 2.1.2	堤体概要	9
図 2.1.3	漂流物模型概要	10
図 2.1.4	入力津波形状（孤立波、正弦波）	10
図 2.1.5	衝突確認試験結果	12
図 2.1.6	水面勾配概要	12
図 2.1.7	ひずみの計測結果（Wf10, Type A, 初期位置：上 1.5m, 下 2.0m）	15
図 2.1.8	ひずみエネルギーの時系列（Wf10, Type A, 初期位置 2.0m, 12 回目）	15
図 2.1.9	無次元初期位置と衝突確率の関係	16
図 2.1.10	既往式による衝突力と試験による衝突力の比較	23
図 2.1.11	FEMA II 式と実験値の比較（漂流物が比較的高い位置に衝突）	24
図 2.1.12	試験装置概要	26
図 2.1.13	堤体概要	27
図 2.1.14	入力津波形状：孤立波（WG1）及び長周期波（WG6）	27
図 2.1.15	固定床の荷重時系列及び代表時刻	29
図 2.1.16	移動床の荷重時系列及び代表時刻	33
図 2.1.17	シールズ数と砂密度の関係	34
図 2.1.18	防潮堤がない場合の砂丘変化（津波到達後約 30s 後）	34
図 2.1.19	波力及びシールズ数、砂密度の時系列（砂粒径比較）	35
図 2.1.20	試験装置概要	40
図 2.1.21	堤体概要	40
図 2.1.22	入力津波条件：孤立波（Wc11～Wc15）、正弦波（Wc21, Wc22, Wc31, Wc32）	41
図 2.1.23	堤体位置における浸水深、フルード数、比エネルギーの時系列の例	42
図 2.1.24	波圧試験の計測結果（単純勾配，汀線位置，Wc11）	43
図 2.1.25	最大持続波力作用時における圧力分布（単純勾配，汀線位置）	43
図 2.1.26	最大比エネルギーと最大せりあがり高さの関係	46
図 2.1.27	越流度合と低減係数の関係	46
図 2.1.28	最大持続波力の体系的評価に関わるフロー図	47
図 2.2.1	研究概要	51
図 2.2.2	規制庁で作成した解析モデルの例（基準モデル）	53

図 2.2.3	感度解析で用いた入力地震動（検討用地震動）	54
図 2.2.4	建屋－地盤間の接触・剥離現象のモデル化に関する感度解析の例	55
図 2.2.5	地震観測記録と再現解析結果の比較の例	58
図 2.2.6	解析モデルの外観(FINAS/STAR 及び FINAL).....	59
図 2.2.7	せん断応力－層間変形角関係(地震動 2 倍、EW 方向、FINAS/STAR 及び FINAL、 地下 3 階・1 階・4 階)	62
図 2.2.8	せん断応力－層間変形角関係(地震動 4 倍、EW 方向、FINAS/STAR 及び FINAL、 地下 3 階・1 階・4 階)	63
図 2.3.1	礫質土及び砂質土の模型地盤の形状	75
図 2.3.2	礫質土の粒径加積曲線.....	76
図 2.3.3	礫質土及び砂質土の液状化強度曲線	76
図 2.3.4	礫質土で作成した模型地盤の外観	77
図 2.3.5	遠心模型実験における入力加速度の時刻歴の例（熊本地震）	77
図 2.3.6	遠心模型実験によって計測された変位時刻歴.....	79
図 2.3.7	遠心模型実験で得られた過剰間隙水圧比の時刻歴.....	79
図 2.3.8	地下水面より上方の土槽壁の境界に法面を設けない模型地盤の外観	80
図 2.3.9	通常の作成方法による模型地盤[図 2.3.8 参照]で計測された加速度の時刻歴....	81
図 2.3.10	通常の作成方法[図 2.3.8 参照]と改良した作成方法[図 2.3.4 参照]による模型地 盤の過剰間隙水圧の時刻歴（盛土中央下）	81
図 2.3.11	解析条件及び解析メッシュの概要	82
図 2.3.12	シミュレーション解析に用いた液状化強度曲線.....	83
図 2.3.13	シミュレーション解析による過剰間隙水圧比の最大値コンター	85
図 2.3.14	シミュレーション解析によるせん断応力の最大値コンター	85
図 2.3.15	遠心模型実験とシミュレーション解析の過剰間隙水圧比の時刻歴	85
図 2.3.16	遠心模型実験とシミュレーション解析の変位時刻歴.....	86
図 2.3.17	中空ねじり試験の概要.....	87
図 2.3.18	中空ねじり試験とシミュレーション解析の比較（盛土中央下）	88
図 2.3.19	中空ねじり試験で得られた変相角及び破壊曲線.....	88
図 2.4.1	fragility 評価に係る現実的応答及び現実的耐力の関係.....	91
図 2.4.2	PWR-CV の耐震信頼性実証試験体.....	95
図 2.4.3	PWR-CV 試験入力波	96
図 2.4.4	質点系モデル.....	96
図 2.4.5	JEAG4601・補-1984 による座屈評価	97
図 2.4.6	弾性座屈固有値解析に用いる FEM モデル	98

図 2.4.7	弾性座屈モード.....	98
図 2.4.8	荷重変位曲線.....	100
図 2.4.9	Mises 応力コンター(最大荷重時).....	100
図 2.5.1	亀裂進展試験に用いた試験片形状.....	104
図 2.5.2	完全両振り条件 ($R = -1.0$) での亀裂進展速度の試験結果と予測値との比較 : (a) K_{max} に対してプロットした場合、(b) $U\Delta K$ に対してプロットした場合	106
図 2.5.3	各モデルの亀裂進展速度の比較.....	106
図 2.5.4	配管溶接部のフラジリティ.....	110
図 2.6.1	模型構造物の概要.....	113
図 2.6.2	施工状況.....	114
図 2.6.3	模型構造物外観.....	114
図 2.6.4	模型飛翔体.....	114
図 2.6.5	代表的な実験における飛翔体衝突時のスナップショット (0.005s)	116
図 2.6.6	各実験における模型飛翔体の移動量の比較	117
図 2.6.7	各実験における模型飛翔体の速度の比較	117
図 2.6.8	2 階外壁衝突における衝突位置近傍の 3 階床の面外加速度応答 (TEST1~4)	118
図 2.6.9	2 階床外壁衝突における衝突位置近傍の 2 階床の面外加速度応答 (TEST5~8)	119
図 2.6.10	2 階壁部衝突における 3 階各部床での面外加速度時刻歴 (TEST2)	119
図 2.6.11	2 階床外壁衝突における 2 階各部床での面外加速度時刻歴 (TEST6)	120
図 2.6.12	TEST1 における 1 階中央床の加速度オービット	121
図 2.6.13	TEST1 における最大加速度と距離の関係.....	121
図 2.6.14	TEST1 における床及び壁の面外方向変位応答.....	121
図 2.6.15	解析モデル図 (LS-DYNA)	122
図 2.6.16	位置 2F-1 及び 2F-5 における加速度時刻歴の計測結果と解析結果の比較	123
図 2.6.17	RC 試験体の状況	124
図 2.6.18	RC 試験体および飛翔体の概要.....	124
図 2.6.19	剛飛翔体衝突に伴う加速度時刻歴.....	125
図 2.7.1	設備の分類.....	129
図 2.7.2	建屋床の衝撃振動のイメージ.....	130
図 2.7.3	台形波パルスのイメージ.....	131
図 2.7.4	ショック波応答倍率の例.....	131

図 2.7.5	加速度、速度変化と構造物損傷の関係の概念図（損傷境界曲線）	131
図 2.7.6	応答倍率の算定例	131
図 2.7.7	ランダム波加速度時刻歴の例	132
図 2.7.8	ランダム波応答倍率の例	132
図 2.7.9	リレー4種の外観	135
図 2.7.10	リレー3種の加振試験の状況	135
図 2.7.11	キープリレーの加振試験の状況	136
図 2.7.12	キープリレーの損傷例（損傷モード①）	137
図 2.7.13	キープリレーの損傷例（損傷モード②）	137
図 2.7.14	計器用変圧器の概要	139
図 2.7.15	計器用変圧器の加振試験の状況	140
図 2.7.16	電圧の計測例	140
図 2.7.17	SDS の損傷例（接点の変形、損傷モード①）	142
図 2.7.18	SDS の損傷例（接点の離れ、損傷モード②）	142
図 2.7.19	PDS の損傷例（引き抜け、損傷モード③）	142
図 2.7.20	インターロックピン受穴の変形	143
図 2.7.21	簡易補強後の試験体（L字金物で固定）	143
図 2.7.22	電動弁駆動部の概要	145
図 2.7.23	電動弁駆動部の加振試験の状況	145
図 2.7.24	電動弁駆動部の損傷例（リミットスイッチの損傷、損傷モード①）	147
図 2.7.25	電動弁駆動部の損傷例（モーター・フレームの損傷、損傷モード②）	147
図 2.8.1	キャスクの落下姿勢	153
図 2.8.2	キャスクのスラップダウン落下の概念	154
図 2.8.3	供試体の概要	155
図 2.8.4	落下試験の概要	156
図 2.8.5	各種計測系の位置	157
図 2.8.6	水平落下試験時の胴部の変位時刻歴	158
図 2.8.7	水平落下試験時の高速度カメラ画像	158
図 2.8.8	スラップダウン落下試験時の胴部の変位時刻歴	159
図 2.8.9	スラップダウン落下試験時の高速度カメラ画像	159
図 2.8.10	水平落下試験時の胴部の加速度時刻歴	160
図 2.8.11	スラップダウン落下試験時の胴部の加速度時刻歴	160
図 2.8.12	水平落下試験時の衝撃緩衝体の変形状況	161
図 2.8.13	スラップダウン落下試験時の衝撃緩衝体の変形状況	161
図 2.8.14	水平落下試験時の蓋締付けボルトの軸力計測結果	162

図 2.8.15	スラップダウン落下試験時の蓋締付けボルトの軸力計測結果	163
図 2.8.16	水平落下試験時のフランジのひずみ分布	164
図 2.8.17	スラップダウン落下試験時のフランジのひずみ分布	165
図 2.8.18	フランジの変形とひずみの関係	166
図 2.8.19	スラップダウン落下試験後の一次蓋ガスケットの特異点の例	167
図 2.8.20	ABAQUS コードの入力加速度及び緩衝体反力分布	169
図 2.8.21	応力評価断面	170
図 2.8.22	水平落下試験結果と ABAQUS コード解析結果との応力比較	171
図 2.8.23	スラップダウン落下試験結果と ABAQUS コード解析結果との応力比較	173
図 2.8.24	落下試験と静解析における木材補正係数が加速度と変位に及ぼす影響 (CRUSH 割増係数 1.2)	174
図 3.5.1	導入中の振動試験設備	189

1. 序論

1.1 背景

平成 25 年 7 月に施行された「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」において、「地震による損傷の防止」（第 4 条）のみならず「津波による損傷の防止」（第 5 条）が強化されるとともに、地震・津波以外の「外部からの衝撃による損傷の防止」（第 6 条）が明記された。また、「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則」において、特別の試験条件として「核燃料輸送物が最大の破損を受けるよう」落下試験を実施した場合の要件が規定されている。

一方、平成 25 年に改正された「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」により、事業者に対する安全性の向上のための評価（以下「安全性向上評価」という。）の実施が規定された。安全性向上評価においては、外部事象に係る確率論的リスク評価(PRA)の活用が見込まれる。

このため、地震・津波等の外部事象に関するリスク評価の不確実さの低減の観点から、施設・設備のフラジリティに係る評価手法を精緻化することが重要である。また、地震・津波以外の外部事象に対しても、解析精度の向上のための新たな技術的知見の収集を行い、衝突・衝撃に対する構造健全性評価手法に反映していくことが重要である。

1.2 目的

本プロジェクトは、地震、津波及び衝撃等の外部事象に係る確率論的リスク評価(PRA)に関する科学的・技術的知見及び関連評価ガイド策定のための知見の拡充を行い、また、将来の規制活動への反映に向けて地震時亀裂進展に係る知見を蓄積することを目的とする。

目的を達成するために以下の課題に係る研究を行う。

- (1) 津波に対するフラジリティ評価手法の検討
 - a. 防潮堤の津波に対する応答評価
 - b. 地震との組合せを考慮した構築物等の津波フラジリティ評価
- (2) 地震に対するフラジリティ評価手法の検討
 - a. 地震時の建屋・構築物等の三次元挙動評価
 - b. 地震時の埋立地盤の液状化評価
 - c. 地震に対する耐震重要設備の耐力評価
- (3) 外部事象等による衝突・衝撃に対する評価手法の検討
 - a. 飛翔体等による衝突・衝撃挙動に係る応答・耐力評価
 - b. 輸送容器の落下による衝撃挙動に係る構造健全性評価
- (4) 地震時亀裂進展評価手法の検討
 - a. 地震時亀裂進展評価

1.3 全体行程

本研究は平成 29 年度から令和 2 年度にかけて実施したものであり、得られた成果を本報告書に取りまとめる。なお、「(1) a. 防潮堤の津波に対する応答評価」及び「b. 地震との組合せを考慮した構築物等の津波フラジリティ評価」の一部は、大成建設株式会社（以下「大成建設」という。）及び国立大学法人京都大学（以下「京都大学」という。）に委託した。「(2) a. 地震時の建屋・構築物等の三次元挙動評価」の一部は、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（以下「原子力機構」という。）に委託した。「(2) b. 地震時の埋め立て地盤の液状化評価」の一部は、国立大学法人東北大学（以下「東北大学」という。）に委託した。「(3) a. 飛翔体等による衝突・衝撃挙動に係る応答・耐力評価」の一部は、鹿島建設株式会社（以下「鹿島建設」という。）に委託した。「(4) a. 地震時亀裂進展評価」の一部は、原子力機構に委託した。

本研究プロジェクトの全体行程を図 1.3.1 に示す。

研究課題	平成 29 年度	平成 30 年度	令和 元年度	令和 2 年度
(1) 津波に対するフラジリティ評価手法の検討				
a. 防潮堤の津波に対する応答評価				
b. 地震との組合せを考慮した構築物等の津波 フラジリティ評価				
(2) 地震に対するフラジリティ評価手法の検討				
a. 地震時の建屋・構築物等の三次元挙動評価				
b. 地震時の埋立地盤の液状化評価				
c. 地震に対する耐震重要設備の耐力評価				
(3) 外部事象等による衝突・衝撃に対する評価手 法の検討				
a. 飛翔体等による衝突・衝撃挙動に係る応答・ 耐力評価				
b. 輸送容器の落下による衝撃挙動に係る構造 健全性評価				
(4) 地震時亀裂進展評価手法の検討				
a. 地震時亀裂進展評価				

——— 委託作業
 - - - - 職員作業・請負作業

図 1.3.1 本研究プロジェクトの作業行程

Fig. 1.3.1 Overall schedule of the research program

1.4 報告書の構成

本報告書は、取りまとめの際に研究課題を以下の様に再構成して報告する。

2.1 津波に対する防潮堤のフラジリティ評価

研究課題(1) a.b.

2.2 地震に対する建屋のフラジリティ評価

研究課題(2) a.

2.3 地震に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価

研究課題(2) b.

2.4 地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価

研究課題(2) c.

2.5 地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価

研究課題(4) a.

2.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価

研究課題(3) a.

2.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

研究課題(3) a.

2.8 落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価

研究課題(3) b.

2. 本論

2.1 津波に対する防潮堤の脆弱性評価

2.1.1 背景・目的

防潮堤は、津波防護施設の一つであり、原子力発電所敷地内への津波の浸水を抑制する重要な構造物である。そのため、津波の波圧特性を適切に把握し、防潮堤の津波に対する構造健全性を評価する必要がある。

平成25年6月に制定された「耐津波設計に係る工認審査ガイド」^{2.1.1}では、「津波防護施設的设计方針」並びに「荷重及び荷重の組合せ」として、以下の内容が示されている。

- ・ 越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるように設計すること。
- ・ 機能へ及ぼす影響を考慮して荷重設定が行われていることを確認すること。
- ・ 越流の可能性を検討し、必要に応じて越流時の荷重を踏まえた荷重設定が行われていることを確認すること。
- ・ 漂流物の衝突についても考慮されていることを確認すること。

これより、津波防護施設的设计に当たっては、越流時の耐性にも配慮した津波荷重、漂流物衝突荷重、さらに、砂移動に伴う作用荷重についても考慮する必要がある。

また、平成25年11月に改正された原子炉等規制法^{2.1.2}では、今後、外部事象に係る確率論的リスク評価(PRA)の活用が見込まれている。津波PRAでは、防潮堤を越流しない設計条件範囲に加え防潮堤を越流する範囲までを評価対象とするが、現状、防潮堤を越流する場合の最大波力/波圧の評価手法についての検討は十分ではない。このため、地震によって防潮堤の一部が損傷する等で防潮堤を越流する場合までを含め、これらについての評価手法を整備することで、今後の妥当性確認などへの活用が期待される。

以上を踏まえて、防潮堤に作用する①漂流物衝突荷重影響、②砂移動荷重影響、③最大持続波力の体系的評価に係る検討を、水理試験を基に実施した。

本研究は、大成建設及び京都大学への委託研究により得られた結果を基に、原子力規制庁（以下「規制庁」という。）が評価手法の提案等を実施したものである。

漂流物衝突荷重影響に係る、水理試験及び漂流物衝突確認試験、漂流物衝突力試験のうちひずみエネルギーの評価並びに衝突荷重の評価、既往式の適用性の把握は、大成建設による委託研究により実施したものである。規制庁は、砕波位置に基づく衝突可能性の評価、補正係数を修正した衝突荷重の評価、既往式を用いた評価値と試験値の比較の考察を実施した。

砂移動荷重影響に係る、水理試験によるデータ取得は京都大学への委託により実施したものであり、本研究における砂移動による水理試験による堤体作用荷重の評価は、同大学の成果である。規制庁は、堤体作用荷重の考察及び、固定床と移動床の比較、砂移動影響を含めた水密度に関する検討を実施した。

最大持続波力の体系的評価に係る、水理試験によるデータ取得は、大成建設への委託事

業によるものであり、本研究における通過波検定試験、波圧試験及び越流時の波圧/波力評価は、同社の成果である。規制庁は、非越流から越流まで含めた波圧/波力評価について検討した。

①漂流物衝突荷重影響

漂流物の衝突により生じる荷重評価式については、これまで複数のものが提案されており、運動方程式に基づくFEMA(2012)^{2.1.3}の式や、河川の橋脚を被衝突物とする道路橋示方書(2002)^{2.1.4}の式等が、比較的良好に知られている。また、漂流物の剛性^{2.1.5}、既往の評価式の適用性^{2.1.6}及び津波波力と衝突力の重畳^{2.1.7}に着目した既往研究も行われている。一方、特に被衝突物近傍海域における津波の特性を踏まえた、各評価式の適用条件や適用範囲についての知見は十分には得られていない。

本研究では、原子力発電所の防潮堤に作用する漂流物衝突荷重について、既往評価式の適用条件や適用範囲等を確認し、漂流物衝突荷重評価の考え方を提示することを目的とする。

②砂移動荷重影響

砂を含む津波が防潮堤に作用した際の作用波圧は、真水の場合の算出値に流体密度を乗じて評価するのが一般的である。流体密度としては複数の値が提示されており、例えば、FEMA(2008)^{2.1.8}及びFEMA(2019)^{2.1.9}では、設定した浮遊砂濃度を踏まえ、それぞれ真水密度の1.2倍及び1.128倍を使うこととされている。一方、防潮堤前面の砂丘等の砂が、津波によって移動した際の防潮堤に対する作用荷重の評価に係る知見は十分とは言えない。

本研究では、前面に砂丘等を有する原子力発電所の防潮堤に作用する砂移動荷重について、一般的な流体密度を用いた評価の適用性をはじめとした考え方を提示することを目的とする。

③最大持続波力の体系的評価

防潮堤に作用する津波波圧には段波波圧と持続波圧がある。段波波圧は、最初に防潮堤に衝突する津波が与える短時間で大きく変化する波圧のことである。一方、持続波圧は、段波波圧の後の継続時間の長い波圧のことであり、防潮堤には長時間で一定の範囲の波圧が作用する。両者の防潮堤の構造健全性に与える影響については、概して持続波圧による影響の方が大きいことを、NRA技術報告(2015)^{2.1.10}にて報告している。

本研究では、防潮堤のフラジリティ評価に必要となる津波により防潮堤に生じる現実的な最大波力/波圧を評価する手法を整備することを目的とする。評価対象は、構造健全性に与える影響が大きい持続波とし、最大比エネルギーに基づいた越流度合を指標に用いて、設計条件範囲内から設計条件を超えて防潮堤を越流する津波も含めた体系的な評価手法を提案した。

2.1.2 漂流物衝突荷重影響

本研究項目のうち、水理試験及び漂流物衝突確認試験、漂流物衝突力試験のうちひずみエネルギーの評価並びに衝突荷重の評価、既往式の適用性の把握は、大成建設による委託研究により実施したものである。規制庁は、砕波位置に基づく衝突可能性の評価、補正係数を修正した衝突荷重の評価、既往式を用いた評価値と試験値の比較の考察を実施した。

(1) 水理試験

本項目は、大成建設の成果^{2.1.11}を記載する。漂流物衝突試験で用いた試験設備の概要を図2.1.1に示す。図には、堤体位置、水路中の波高計及び流速計の設置位置を示す。水路は全長29 m、幅0.8 mとし、堤体は実規模に対する縮尺1/80を想定した。堤体は、漂流物衝突位置で幅4 cmの4本の帯状の壁体をわずかな隙間（0.1 mm程度）で並べ、それ以外は固定した壁体で作成した（図2.1.2）。漂流物模型は長さ14 m、質量約78 tonの小型船舶を模擬したType Aを基本とし、長さや重さの異なる合計5種類を製作した（図2.1.3、表2.1.1）。表2.1.1は、括弧付で実機相当の長さや重量についても記載している。具体的には重量は同程度で細長形状としたType B及びType C、高さ以外を相似的に小さくして軽くしたType D、相似的に大きくして重くしたType Eを用いた。漂流物模型はアクリル製とし、内部に電池とLEDを組み込むことにより、画像による移動軌跡の取得を容易とした。漂流物模型は電磁石により微弱な力で漂流物の初期位置（漂流物の沿岸からの距離）を保持し、津波が入射するタイミングで電流を遮断して、漂流物が自由に移動できる状態とした。

計測項目は水位・流速、堤体前面圧力、ひずみ鉛直分布とし、衝突時の動画撮影を行った。水位及び流速は、計測点ACDE(E')の4点において、容量式水位計及びプロペラ流速計により計測した。また、事前に実施した造波テストの際に、計測点を増やし、汀線から沖合へ0.25 m、0.5 m間隔で水位を計測し、水面勾配の算出に用いた。ここで、水面勾配とは波前面の傾斜角を表す。圧力とひずみの計測位置を図2.1.2に示す。圧力の計測点は、堤体の中央付近となるように、側壁より28.5 cmの位置とし、高さ方向に5 cm又は10 cm間隔で小型の水圧計を設置して計測した。ひずみは、堤体の裏側に高さ方向に5 cm又は10 cm間隔でひずみゲージを貼付して計測した。

堤体位置は、実規模での汀線から防潮堤までの距離50 m及び100 mを模擬し、汀線から陸側へ0.625 m及び1.25 mとした。水路底面勾配は直立護岸形状とした。作用波の種類は孤立波（We10）、正弦波（Wf20、Wf10、Wf30）とした（図2.1.4、表2.1.2）。Wf10は水底をかさ上げし、波速を変化させた。Wf30は汀線付近で砕波する波とした。なお、砕波点については、動画を確認し、波先端部が垂直に切り立つ付近の点とした。

漂流物衝突力試験に先立ち、漂流物の初期位置を逐次変え、漂流状況及び衝突の有無を確認する衝突確認試験を実施した。防潮堤位置は、汀線から0.625 m離れた位置とし、Wf10、Wf20、Wf30を作用波として、汀線から0.5 m刻みで初期位置を変化させた。防潮堤に設置

したひずみゲージの変化により、漂流物衝突の有無を確認した。具体的は、短時間に5 μ 以上のひずみが発生している場合に衝突が生じたと判定した。繰り返し回数は3回とした。

We10にも同様の検討を行い、衝突しやすい条件について検討した。

衝突確認試験の結果を踏まえ、表2.1.3の条件で、漂流物衝突力試験を実施した。

堤体壁面の波圧測定点に作用する波圧及びひずみを計測するとともに、衝突時の漂流状態を動画撮影した。漂流状態は、水槽側壁のガラス面より高速ビデオカメラにより撮影し、撮影した動画から衝突時の漂流物の接近速度を取得した。接近速度は、堤体から30 cm～10 cmの20 cmの間の移動時間で距離を除いて求めることを基本としたが、映像が不鮮明な場合には、これになるべく近い範囲で漂流物が確認出来る映像を選択して算定した。

津波による水上の船舶の漂流状況として、流速により生じる流れによる漂流と水面変動による漂流が考えられるが、今回は堤体付近では流速がゼロとなる断面2次元水槽を用いたため、主に水面変動による漂流を対象にした。ただし、流れによる漂流については、先端部以外の水面変動が小さい津波では重要な現象である。また、護岸直角方向の流速がゼロであっても慣性等の影響で護岸に衝突することから、別途、平面的な流況場における水理試験や再現解析等で、衝突の可能性について評価する必要がある。

表 2.1.1 漂流物緒元

Table 2.1.1 The condition of debris

No	長さ L[m]	幅 B[m]	深さ H[m]	重量 M[kg]	直径 D[m]	剛性[N/m]	軸剛性 [N/m]	線形剛性 [N/m]
A	0.175 (14)	0.06	0.025	0.1537 (78694)	0.044	6.53E+05	1.31E+06	1.08E+06
B	0.209 (16.72)	0.05	0.025	0.1553 (79514)	0.040	6.59E+05	1.32E+06	1.09E+06
C	0.26 (20.8)	0.04	0.025	0.1501 (76851)	0.036	7.97E+05	1.59E+06	1.28E+06
D	0.1167 (9.34)	0.04	0.025	0.0442 (22630)	0.036	1.53E+05	3.06E+05	2.92E+05
E	0.2625 (21)	0.09	0.0375	0.503 (257536)	0.066	2.84E+05	5.68E+05	5.22E+05

注：()内は実スケール換算の値

出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成

表 2.1.2 波条件

Table 2.1.2 Condition of waves

No.	種類	波高[m]	汀線位置水深 [m]	継続時間 [s]	砕波点 [m] 汀線から沖側への距離
We10	孤立波	0.2	0.15	10	4.5
Wf10	正弦波	0.1	0.1	10	4
Wf20	正弦波	0.2	0.15	10	4.5
Wf30	正弦波	0.1	0.15	10	1

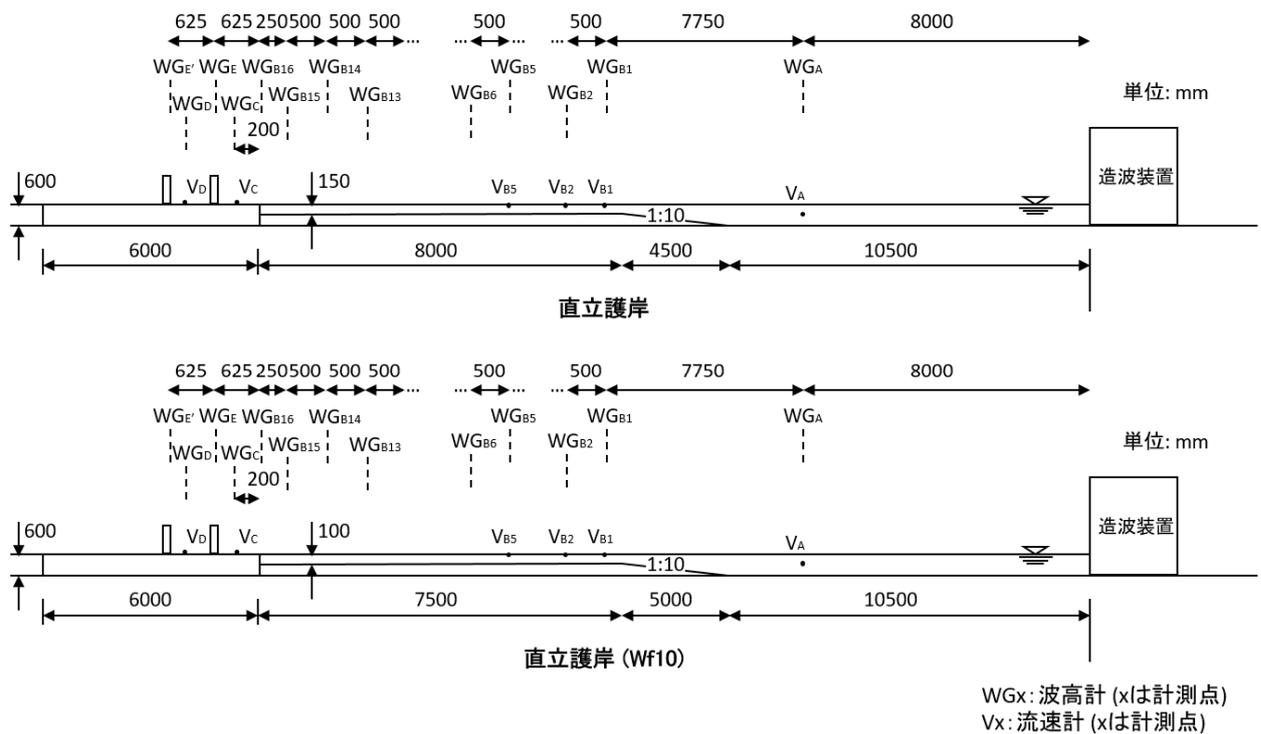
出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成

表 2.1.3 試験条件

Table 2.1.3 Test conditions

No	波形	堤体 (m)	漂流物	位置 (m)	繰返	No	波形	堤体 (m)	漂流物	位置 (m)	繰返
1	We10	0.625	A	0.1	15	24	Wf10	0.625	A	1.0	15
2				0.5		25				1.5	
3				1.0		26				2.0	
4				2.0		27			C	1.0	
5				2.5		28				1.5	
6				3.0		29				2.0	
7				3.5		30			Wf20	A	
8	Wf20	0.1	31	2.5							
9		0.5	32	4.0							
10		1.0	33	5.0							
11		2.0	34	1.25	A	2.0					
12		2.5	35		4.0						
13		3.0	36		5.0						
14	3.5	37	0.625	C	2.0						
15	Wf20	B			0.1	38	4.0				
16					0.5	39	5.0				
17				1.0	40	D	2.0				
18				2.0	41		4.0				
19			2.5	42	5.0						
20			3.0	43	5.5						
21			4.0	44	E	2.0					
22			4.5	45		4.0					
23	5.0	46	5.0								
						47	Wf30	0.625	A	0.5	
						48				0.75	
						49				1.0	
						50			C	0.5	
						51				0.75	
						52				1.0	
						53			D	0.75	
						54				1.0	
						55				1.25	

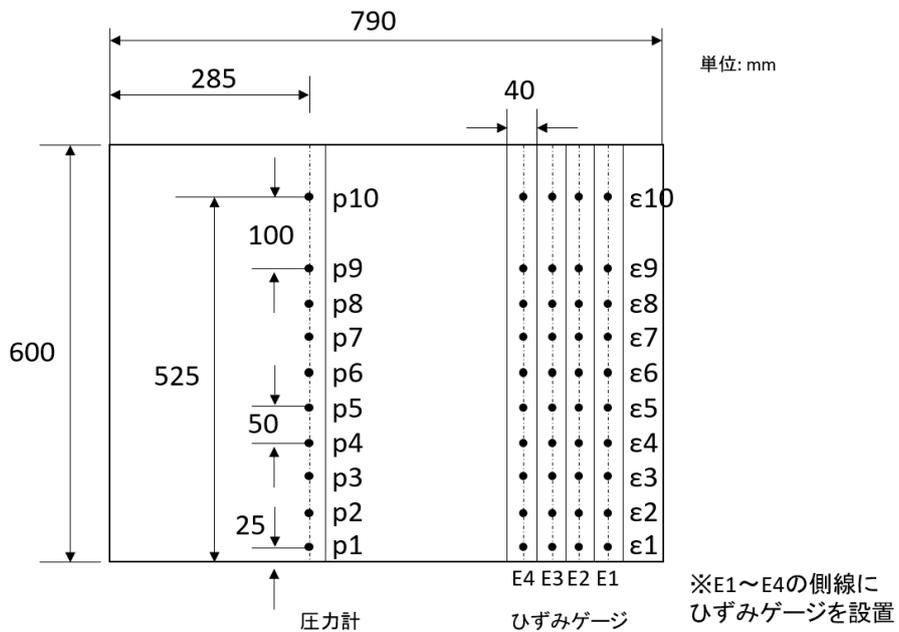
出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成



出典) 大成建設 (2020) 2.1.11 を基に作成

図 2.1.1 試験装置概要

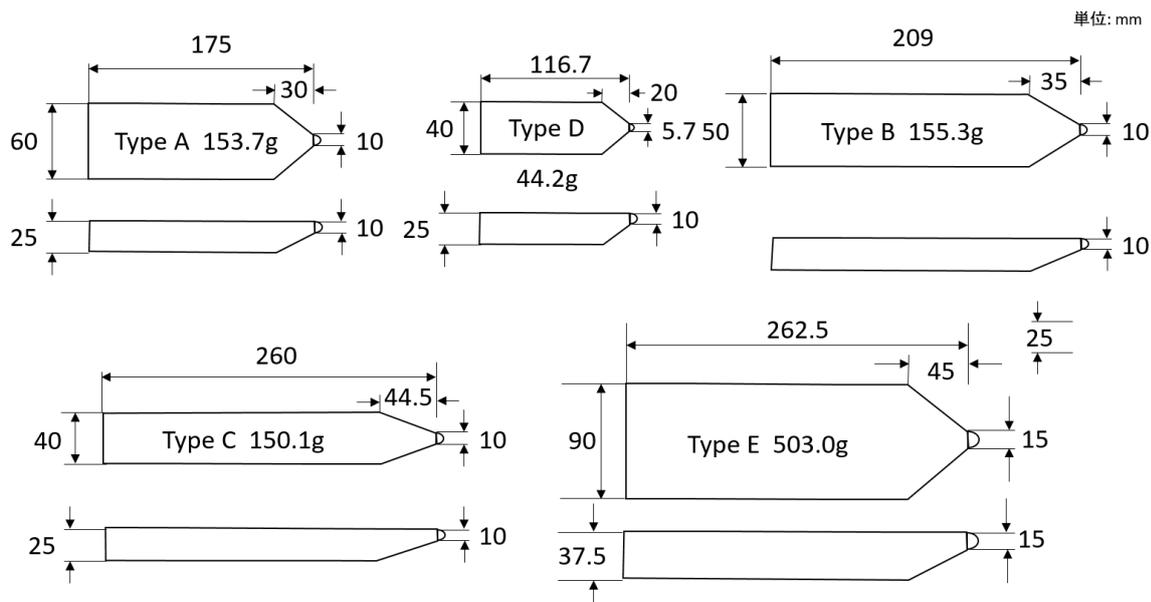
Fig. 2.1.1 Outline of hydraulic flume



出典) 大成建設 (2020) 2.1.11 を基に作成

図 2.1.2 堤体概要

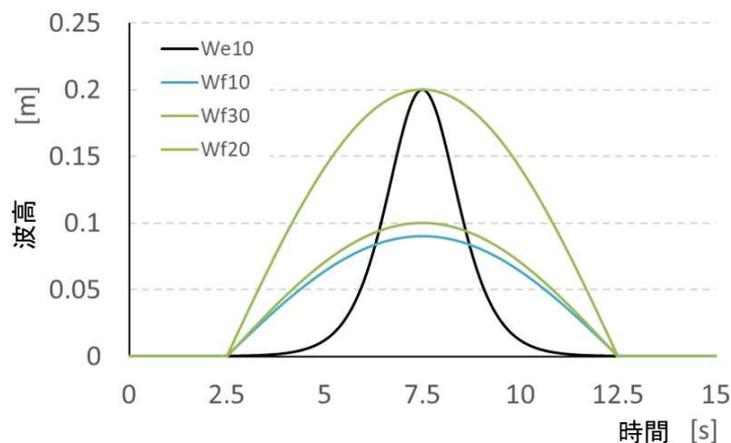
Fig. 2.1.2 Outline of seawall model



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成

図 2.1.3 漂流物模型概要

Fig. 2.1.3 Outline of debris models



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

図 2.1.4 入力津波形状 (孤立波、正弦波)

Fig. 2.1.4 Waveforms for flume tests: solitary wave, and sine waves

(2) 試験結果及び結果の考察

① 漂流物衝突確認試験

本項目は、大成建設の成果^{2.1.11}を記載する。図2.1.5に、漂流物衝突確認試験における衝突の有無についての結果の一覧を示す。それぞれの分類は、○：衝突する、△：波に連行されるが波の反射により衝突しない、×：波に連行されない、ことを意味する。波に連行されるとは、漂流物が主に波の先端に乗っている状態を表す。また同図には、波検定から得られた碎波点及び水面勾配も併せて示した。水面勾配は、事前に実施した波検定で計測

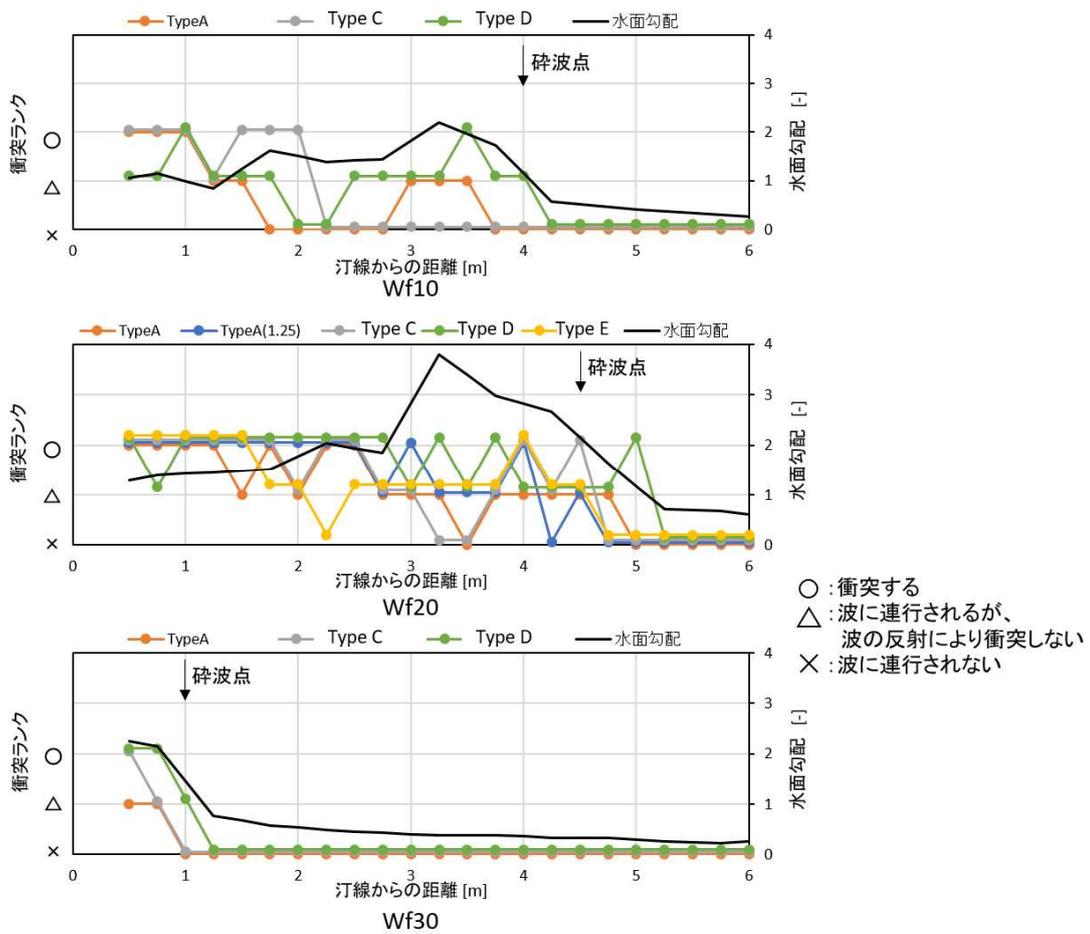
した水位 ($\eta(t)$) 時系列から $d\eta/dt$ を定め、これを同地点の波速で除すことにより求めた (図 2.1.6)。

最大3回の試行回数において、衝突は主に初期位置が砕波点より岸側の場合に生じていることが分かった。初期位置が砕波点より沖側の場合も衝突するケースがあるものの、砕波点よりも1 m以上沖側では、波に連行されていない。また、水面勾配と比較すると、水面勾配1以下では波に連行されるケースがないことが分かった。また、水面勾配1は、砕波に至るまでの過程で生じる傾向があることから、衝突の可能性については、漂流物の初期位置と砕波位置の関係から判断が可能と考えられる。

漂流物タイプについて比較すると、船尾の受圧面積 (断面積) が質量に対して相対的に大きい、Type Dがもっとも衝突しやすかった。ついで、船長が長いType Cが、船体の回転による沈み込みが起りにくく、漂流・衝突しやすかった。Type EとType Aについてはほとんど差がなく、船の縦横比が同一なら、質量が異なっても漂流のしやすさは同じと考えられる。

よって、漂流物の衝突の可能性については、漂流物位置が津波の砕波位置より沿岸側である場合、又は沖合側であっても漂流物位置の水面勾配が概略1を超える場合には、防潮堤に衝突する可能性があると考えられる。

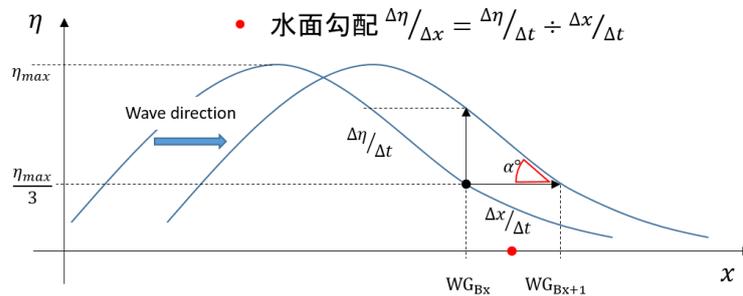
なお、衝突の可能性に漂流物の質量の違いの影響は小さく、質量に対する相対的な受圧面積が大きいほど流されやすく、船の長さが長いほど沈み込みによる遅れが発生しにくいことが分かった。



出典) 大成建設 (2020) 2.1.11 を一部修正

図 2.1.5 衝突確認試験結果

Fig. 2.1.5 Results of debris location test



※ 水面勾配 $\frac{\Delta\eta}{\Delta x} = 1$ とは、波の全面勾配 $\alpha^\circ = 45^\circ$ を表す

図 2.1.6 水面勾配概要

Fig. 2.1.6 Outline of wave slope

②漂流物衝突力試験

a ひずみエネルギーの評価

本項目は、大成建設の成果^{2.1.11}を記載する。漂流物衝突確認試験で、漂流物の衝突を確認したケースのうちの2ケース（Wf10、Type A、初期位置：1.5 m及び2.0 m）について、漂流物衝突によるひずみが確認された側線（E1～E4）のひずみ時系列変化を図2.1.7に示す。なお、これらの図は、漂流物が衝突し、又は堤体にもっとも近づいたと考えられる時間付近の1秒間の時系列を拡大して示している。

漂流物初期位置 1.5 mの条件では、波圧による長周期のひずみが最大値を示す前に、漂流物衝突による短周期ひずみが発生したことが確認できた。一方、漂流物初期位置2.0 mの条件では、津波の到達から0.5 s以上遅れて衝突によるひずみが発生しており、津波の先端部に乗らずに遅れて漂流物が衝突したケースであることが分かる。

次に、計測したひずみ分布から堤体に生じたひずみエネルギー（E）について、下式を用いて計算する。なお、 J_y はヤング率を表し、 I は断面二次モーメントを表す。 d は堤体厚さを表す。 z は堤体高さ方向を表す。

$$E = \int \frac{2\varepsilon^2 J_y I}{d^2} dz \cdots \cdots \cdots (2.1.1)$$

図2.1.8に、ひずみエネルギー時系列の例を示す。図より、漂流物衝突を計測した側線E2のひずみエネルギーが卓越していることが分かる。E2のひずみエネルギーは、衝突荷重及び津波波圧によって生じたひずみエネルギーの両方を含むが、衝突力を保守的に評価できる方向であることから、衝突荷重が確認された側線のひずみエネルギーは、全て漂流物の衝突によって生じたとして考えた。

この最大ひずみエネルギー（E）は、曲げひずみのエネルギーのみを表したものであるため、せん断ひずみへの分配が主となる堤体下部に衝突するようなケースについては、補正係数により散逸分を補正した。補正後の最大ひずみエネルギー（E'）を表2.1.4に示す。ただし、堤体の根本部分に衝突したようなケースについては、除外した。

b 砕波位置に基づく衝突可能性の評価

本項目は、規制庁の成果を記載する。15回繰り返した漂流物衝突力試験の結果から、漂流物の初期位置ごとの衝突確率を評価した。漂流物の初期位置を各波の砕波位置で基準化した無次元初期位置に対する衝突確率の変化を、図2.1.9のとおり示した。

Wf30は、砕波位置がそもそも防潮堤に近く、砕波位置より陸側の初期位置であれば、同程度の衝突確率となっており、他の波と異なり、砕波位置近傍でも比較的衝突しやすい傾向を示したと考えられる。初期位置が砕波位置に近づくにつれて衝突確率は減少し、（初期位置／砕波位置）が1.25付近で、衝突確率がゼロとなった。これは前述の通り、砕波に至るまでの過程で水面勾配1が生じる傾向があるためである。砕波位置から一定の離隔で衝突

の可能性を判断出来ると考えられる。

したがって、砕波位置のみで判断する場合は、漂流物の初期位置が、汀線から砕波位置の距離×1.25よりも沿岸側にある場合に、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があると考えられる。

表 2.1.4 補正後の最大曲げひずみエネルギー

Table 2.1.4 Revised maximum bending energy acting on the seawall

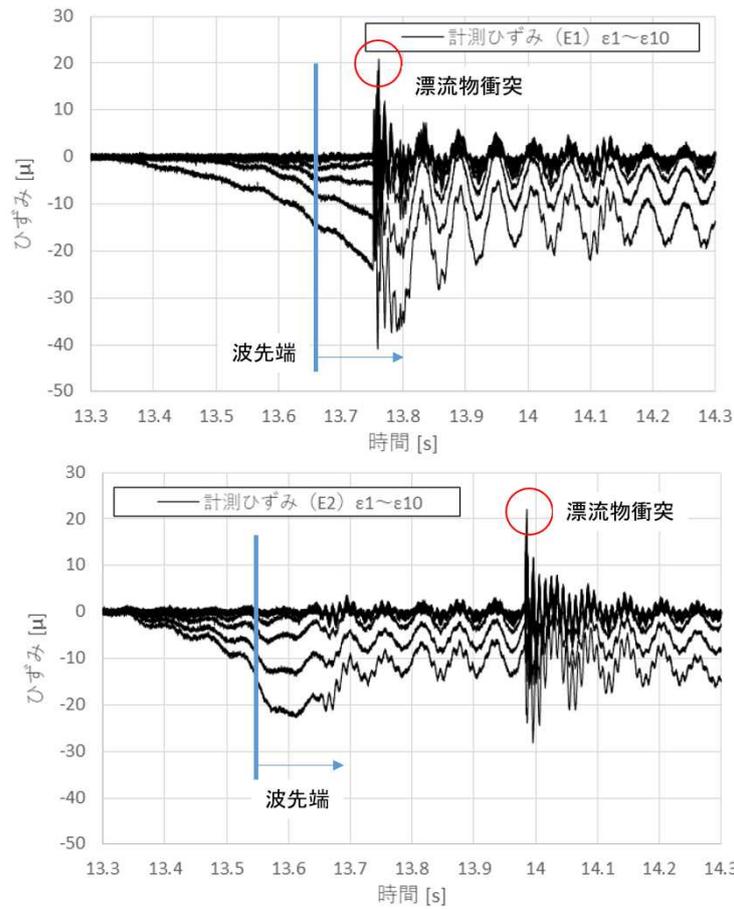
(a) Wf10																	($\times 10^{-2}$ J)			
波形	Type	初期位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	平均	最大	最小
WF10	A	1.0m	0.72	0.06					2.22			0.08	0.24	0.14				0.57	2.22	0.08
WF10	A	1.5m									0.05							0.05	0.05	0.05
WF10	A	2.0m												0.04				0.04	0.04	0.04
WF10	C	1.0m	0.04	0.03		2.92	1.90	2.45	0.02	2.14	2.05	4.85	0.04	0.51	3.07	1.77	0.89	1.62	4.85	0.02
WF10	C	1.5m		2.50				0.02		0.08	0.06					1.85		0.90	2.50	0.02
WF10	C	2.0m		0.11							0.02							0.06	0.11	0.02

(b) Wf20																	($\times 10^{-2}$ J)			
波形	Type	初期位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	平均	最大	最小
WF20	A	2.0m											2.94					2.94	2.94	2.94
WF20	A	2.5m			0.18	3.93		19.9	0.71						0.22			4.99	19.9	0.18
WF20	A	4.0m																0.00	0.00	0.00
WF20	A	5.0m																0.00	0.00	0.00
WF20 (1.25)	A	2.0m	0.02	0.05		0.09							0.12					0.07	0.12	0.02
WF20 (1.25)	A	4.0m																0.00	0.00	0.00
WF20 (1.25)	A	5.0m																0.00	0.00	0.00
WF20	C	2.0m					14.7		13.0					0.21	0.06			6.97	14.7	0.06
WF20	C	4.0m								0.26				3.34		3.73		2.44	3.73	0.26
WF20	C	5.0m																0.00	0.00	0.00
WF20	D	2.0m		0.03		1.79	0.06		0.24	0.33	0.06	0.43	0.24		0.06	0.78	1.17	0.47	1.79	0.06
WF20	D	4.0m																0.00	0.00	0.00
WF20	D	5.0m	1.08				0.33	2.97				0.01						1.10	2.97	0.01
WF20	D	5.5m																0.00	0.00	0.00
WF20	E	2.0m				48.7		0.26					5.13					18.0	48.7	0.26
WF20	E	4.0m								60.0								60.0	60.0	60.0
WF20	E	5.0m																0.00	0.00	0.00

(c) Wf30																	($\times 10^{-2}$ J)				
波形	Type	初期位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	平均	最大	最小	
WF30	A	0.5m	0.00	5.46	0.54	0.75	0.35	0.55	1.01	0.56	1.66	0.37		3.85		0.63	3.41	1.47	5.46	0.00	
WF30	A	0.75m		0.24											0.16			0.20	0.24	0.16	
WF30	A	1.0m																0.00	0.00	0.00	
WF30	C	0.5m	0.74	1.23	2.62	0.00	1.62	1.72	1.71	1.72	0.00	1.59	1.66	2.49	2.16	1.60	2.54	1.56	2.62	0.00	
WF30	C	0.75m																0.00	0.00	0.00	
WF30	C	1.0m																0.00	0.00	0.00	
WF30	D	0.75m			0.78	0.08	1.34	0.80	1.30	0.15		0.23	1.18	0.92	0.02	1.01	0.15	0.66	1.34	0.02	
WF30	D	1.0m	1.74	1.38				0.80	0.10		1.87			0.25	2.62		0.22	0.41	1.04	2.62	0.10
WF30	D	1.25m																0.00	0.00	0.00	

※黒塗りは除外データ

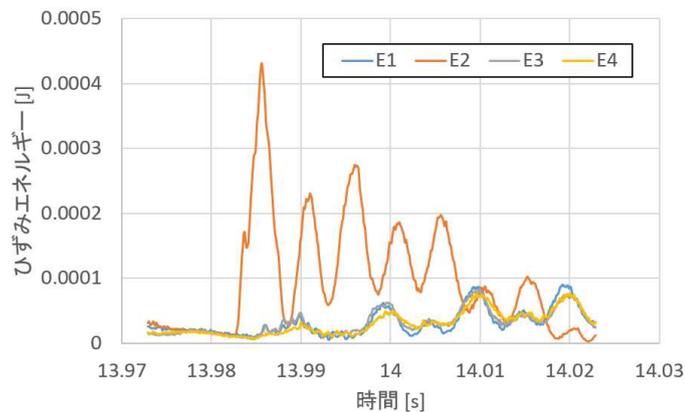
出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を一部修正



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

図 2.1.7 ひずみの計測結果 (Wf10, Type A, 初期位置 : 上 1.5 m, 下 2.0 m)

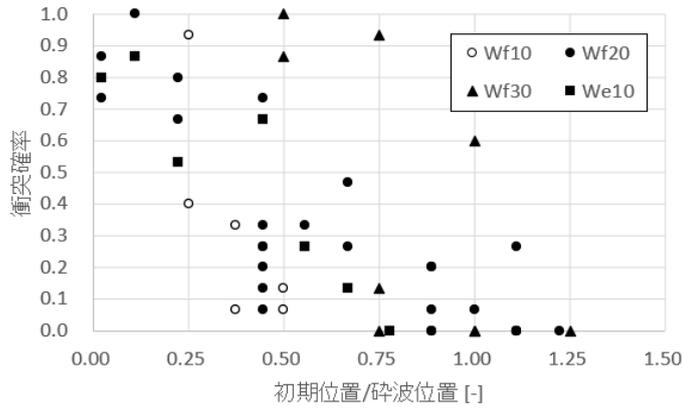
Fig. 2.1.7 Results of strain tests (Wf10, Type A, Upper: 1.5 m, Lower: 2.0 m)



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

図 2.1.8 ひずみエネルギーの時系列 (Wf10, Type A, 初期位置 2.0 m, 12 回目)

Fig. 2.1.8 Time history of bending energy (Wf10, Type A, 2.0 m, 12 th)



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

図 2.1.9 無次元初期位置と衝突確率の関係

Fig. 2.1.9 Non-dimensional debris location and collision probability

(3) 漂流物衝突荷重評価及び比較

①漂流物衝突荷重評価

a 衝突荷重の評価

本項目は、大成建設の成果^{2.1.11}を記載する。既往式による評価結果と比較するため、漂流物衝突試験により取得した最大ひずみエネルギー (E') から、漂流物衝突力 (F) を算定する。

堤体に生じた最大ひずみエネルギー (E') は、質量M、衝突速度V₀のエネルギーを有する漂流物が、衝突によって伝達率 (α) の係数分与えたものとして考える。

$$E' = \frac{1}{2} \alpha M V_0^2 \dots \dots \dots (2.1.2)$$

ここでは現象を単純化し、衝突により堤体に生じたエネルギー (E') に対し、堤体及び漂流物がそれぞれの剛性に応じて線形に変形するバネモデルを想定する。堤体及び漂流物の剛性は、両者を統合した線形ばね定数 (k) を用いて考える。ばねによる反発力 (F') は、ばねの初速 (V₀) 及び、ばねの最大変位が生じるまでの最大縮み時間 (Δt) を用いて、下式で評価できる。

$$F' = \sqrt{2kE'} = \sqrt{\alpha k M} V_0 \dots \dots \dots (2.1.3)$$

$$F' = \frac{\pi E'}{\Delta t V_0} \dots \dots \dots (2.1.4)$$

ただし、本来は動的な衝突現象であり、上記の単純なモデル化により評価できる静的な衝突力 (F') よりも大きな衝突力が生じた可能性がある。このような評価モデルの不確かさを踏まえ、補正係数 (β) を用いて、漂流物衝突力 (F) を下式で評価した。

$$F = \beta \cdot \frac{\pi}{\Delta t} \sqrt{\frac{\alpha M E'}{2}} \dots\dots\dots(2.1.5)$$

最大縮み時間（Δt）については、漂流物衝突から最大ひずみエネルギー（E'）が発生するまでの時間（衝突時間）を用いた。入力エネルギーと堤体に生じた応答エネルギーの比率である伝達率（α）については、剛性比を基に理論的に算出した。応答エネルギーから動的な荷重を算出するに当たっての補正係数（β）、衝突時間（Δt）については、別途実施した気中試験により、漂流物模型ごとの数値を評価した。

b 補正係数を修正した衝突荷重の評価

本項目は、規制庁の成果を記載する。入力エネルギーと堤体に生じた応答エネルギーの比率である伝達率（α）及び応答エネルギーから動的な荷重を算出するに当たっての補正係数（β）として、気中試験の実験結果を用いた（表2.1.5）。導出した式を用いて、算出した漂流物衝突荷重（F）を表2.1.6に示す。

この漂流物衝突力（F）は、固い構造物に衝突し、衝突時間が船舶の剛性で決定するような場合に生じる荷重であり、柔らかい構造物に衝突する場合は、これよりも小さい値となった。

表 2.1.5 気中衝突試験結果

Table 2.1.5 Results of air crash tests

漂流物形状	α	β	Δt [s]
Type A	0.702	4.49	0.0006
Type B	0.68	4.66	0.00044
Type C	0.627	5.85	0.00056
Type D	0.343	4.83	0.00044
Type E	0.541	2.76	0.00118

出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成

表 2.1.6 漂流物衝突荷重 (F) 一覧

Table 2.1.6 List of crash force

(a) Wf10 [kg m/s²]

波形	Type	初期位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	平均	最大	最小
Wf10	A	1.0m	236	67					415			51	136	104				168	415	51
Wf10	A	1.5m									64							64	64	64
Wf10	A	2.0m												58				58	58	58
Wf10	C	1.0m	67	62		607	489	555	52	519	508	781	69	252	622	472	335	385	781	52
Wf10	C	1.5m		561				53		102	86					483		257	561	53
Wf10	C	2.0m		115							44							79	115	44

(b) Wf20 [kg m/s²]

波形	Type	初期位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	平均	最大	最小
Wf20	A	2.0m											477					477	477	477
Wf20	A	2.5m			120	552		1243	234						131			456	1243	120
Wf20	A	4.0m																		
Wf20	A	5.0m																		
Wf20 (1.25)	A	2.0m	44	60		84							95					71	95	44
Wf20 (1.25)	A	4.0m																		
Wf20 (1.25)	A	5.0m																		
Wf20	C	2.0m					1359		1277					162	90			722	1359	90
Wf20	C	4.0m								180				648		686		505	686	180
Wf20	C	5.0m																		
Wf20	D	2.0m		35		290	37		107	125	38	142	105		52	192	235	124	290	35
Wf20	D	4.0m																		
Wf20	D	5.0m	225				124	374				21						186	374	21
Wf20	D	5.5m																		
Wf20	E	2.0m				874		64					284					407	874	64
Wf20	E	4.0m								970								970	970	970
Wf20	E	5.0m																		

(c) Wf30 [kg m/s²]

波形	Type	初期位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	平均	最大	最小
Wf30	A	0.5m	13	651	205	242	165	207	280	208	359	169		546		221	515	291	651	13
Wf30	A	0.75m		136											113			124	136	113
Wf30	A	1.0m																		
Wf30	C	0.5m	306	393	575	19	452	466	464	466	21	448	458	560	521	450	565	411	575	19
Wf30	C	0.75m																		
Wf30	C	1.0m																		
Wf30	D	0.75m			191	62	251	194	247	85		104	235	208	30	218	84	159	251	30
Wf30	D	1.0m	286	255				194	68		297		108	351		102	139	200	351	68
Wf30	D	1.25m																		

出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

②既往式の分析

本項目は、大成建設の成果^{2.1.11}を記載する。防潮堤に作用する漂流物衝突荷重の評価手法を整備するに当たり、本項では既往の漂流物衝突力評価式について分析する。

まず、既往式の実験条件と、本研究で対象とした漂流物条件を比較し、実験条件から既

往式の選別を実施する。本研究で対象とした漂流物条件及び、剛性の考え方を表2.1.7に示す。ただし、直径Dは漂流物の断面積を同じ面積の円として考えた場合の値を示す。FEMA(2012)^{2.1.3}に記載される式をFEMA II式と呼び、FEMA(2019)^{2.1.9}に記載される式をFEMA III式と呼んでいる。

表2.1.7から明らかなように、水上の船舶を想定した既往式はなく、主に陸上設置の漂流物を対象として、既往式が提案されてきたことが分かった。ここで、津波による水上の船舶の漂流状況として、流れによる漂流と水面変動による漂流が考えられる。

表中の既往式は、衝突体の質量M、質量係数C_{MA}、衝突速度V等の共通パラメータを有する。ここで、質量係数C_{MA}は、流体による見掛けの質量増加を補正する係数である。衝突速度Vは、式によっては最大流速や表層流速を指すものもあるが、それらは流速に伴う流れによる衝突を想定したものである。本試験は、主に水面変動による漂流が主要であるため、衝突速度Vには漂流物自身の衝突速度を用いた。

また、漂流物形状として船舶を対象としているため、既往式を船舶に当てはめる場合、剛性等のパラメータを組み込み可能な既往式を用いることが望ましいと考えられる。松富(1999)^{2.1.12}の式は漂流物対象が木材で固定であり、池野ら(2004)^{2.1.13}の式は漂流物対象が剛体となっており、有川ら(2004)^{2.1.15}の式は漂流物が均質体となっている。水谷ら(2005)^{2.1.14}の式及び道路橋示方書(2002)^{2.1.4}の式(以下「道示式」という。)は評価の困難な衝突時間をパラメータとしている。

そのため、本研究では、国際的に広く用いられているFEMA II式、FEMA III式について、比較する。一方で、橋梁に対する流木等の衝突を想定した道示式についても、適用の可能性について検討する。

FEMA II式は、漂流物の運動方程式に基づいたものであり、有効軸剛性 \hat{k} のみにより衝突力を評価するものである。被衝突構造物の変位を無視出来る場合には、 \hat{k} を漂流物の軸剛性とすることが出来るが、本試験のように堤体の変位を無視できない場合には、評価式による算定値は大きくなる。そのような場合には、被衝突構造物の剛性を考慮した有効軸剛性を考慮する必要がある。木材やコンテナの有効軸剛性や付加質量係数を与えているが、その他の漂流物については、別途有効軸剛性の評価の必要がある。C_{MA}については木材の場合は1.0、コンテナの場合は1.2~1.3が与えられているが、波が壁の横から回り込むことが出来ない場合はこれよりも小さくなることが指摘されている。また、Vは本来衝突速度を意味するが、流れによる衝突では衝突速度は流速以下であるという考えに基づき、保守性の観点から流速の最大値が推奨されている。

$$F = 1.3V\sqrt{\hat{k}MC_{MA}} \dots\dots\dots(2.1.6)$$

この式を変形すると、下式となる。

$$F = 1.3\sqrt{C_{MA}\frac{\hat{k}}{M}} \cdot MV \dots\dots\dots(2.1.7)$$

FEMAⅢ式では、ASCEの建築及びその他の構造物の設計外力基準に準拠するとしている。ASCEによると、重要度係数 $I_{tsu}=1.25$ 、 $C_0=0.65$ であるが、 C_0 は漂流物の衝突方向の不確かさを考慮した低減係数であるため、これを1と考えると、FEMAⅡ式との相違は、重要度係数が1.3から1.25となっていることと、質量係数 C_{MA} が考慮されていないことである。なお、剛性 \hat{k} については、被衝突構造物と漂流物の剛性の小さい方の値としているため、FEMAⅡ式よりも剛性は大きくなり、安全側の評価を与える。また、FEMAⅡ式においては、木材の場合は $C_{MA}=1.0$ としており、また不透過の壁構造物に衝突する際には1以下となる場合もあることが指摘されていることから、質量係数 C_{MA} の有無は、荷重に大きな影響を与えないと考えられる。

$$F = I_{tsu} C_0 \sqrt{\frac{\hat{k}}{M}} \cdot MV \dots \dots \dots (2.1.8)$$

道路橋示方書では、橋脚を対象とし、衝突力推定式を提案している。Vは表層流速を表す。簡易式となるが、導出過程は不明確な部分が多い。係数0.1は重力加速度の逆数と考えられ、衝突時間 $\Delta t=1$ sを内包すると考えられる。

$$F = \frac{0.1g}{\Delta t} \cdot MV \dots \dots \dots (2.1.9)$$

既往式と実験値を比較するに当たり、既往式のパラメーター一覧を表 2.1.8 に示す。道示式については縮尺効果を考慮し、 Δt を $1/\sqrt{80}$ s とした。

表 2.1.7 既往式の算出方法及び試験条件一覧

Table 2.1.7 List of previous evaluation methods and this test condition

手法	漂流物 位置	形状	長さ L[m]	重量 M[kg]	直径 D[m]	速度 [m/s]	剛性の考え方
本研究	水上	船舶	0.12~ 0.26	0.04~ 0.50	0.036~ 0.066	0.54~ 2.94	-
FEMII ^{2.1.3}	-	コンテナ 流木	理論式				線形剛性
FEMIII ^{2.1.9}	-	不明	理論式				線形剛性
道示式 ^{2.1.4}	不明						衝突時間 1s に相当する剛性
松富 ^{2.1.12}	気中と 水中	流木	0.16~ 0.0384	8.6~ 0.3	0.012~ 0.0048	2.5~ 0.5	木材の降伏応力
池野ら ^{2.1.13}	陸上	円柱, 角 柱, 球	0.089~ 0.02	3.04~ 0.09	0.008~ 0.0029	2.5	剛体
水谷ら ^{2.1.14}	陸上	コンテナ		0.09~ 0.015		1	衝突時間により剛性を評価
有川ら ^{2.1.15}	陸上	コンテナ 流木	1.21	3.04~ 0.09	0.57	2.2~ 0.9	漂流物や被衝突構造物の剛性から評価

出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成

表 2.1.8 既往式のパラメータ一覧

Table 2.1.8 List of parameters of previous equation

FEMII式	C_{MA}	\hat{k}		
	1	実験値		
FEMIII式	C_{MA}	I_{tsu}	C_0	\hat{k}
	-	1.25	1	実験値
道示式	C_{MA}	Δt		
	-	$1/\sqrt{80}$		

出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} を基に作成

③適用可能な既往式の把握

a 既往式の適用性の把握

本項目は、大成建設の成果^{2.1.11}を記載する。既往式による衝突力と試験による衝突力の比較を図2.1.10に示す。試験による衝突力は、水理試験で計測したひずみ値に基づく衝突力である。既往式による衝突力は、各既往式に、前述のパラメータ値及び水理試験で計測した衝突速度を代入した評価値である。

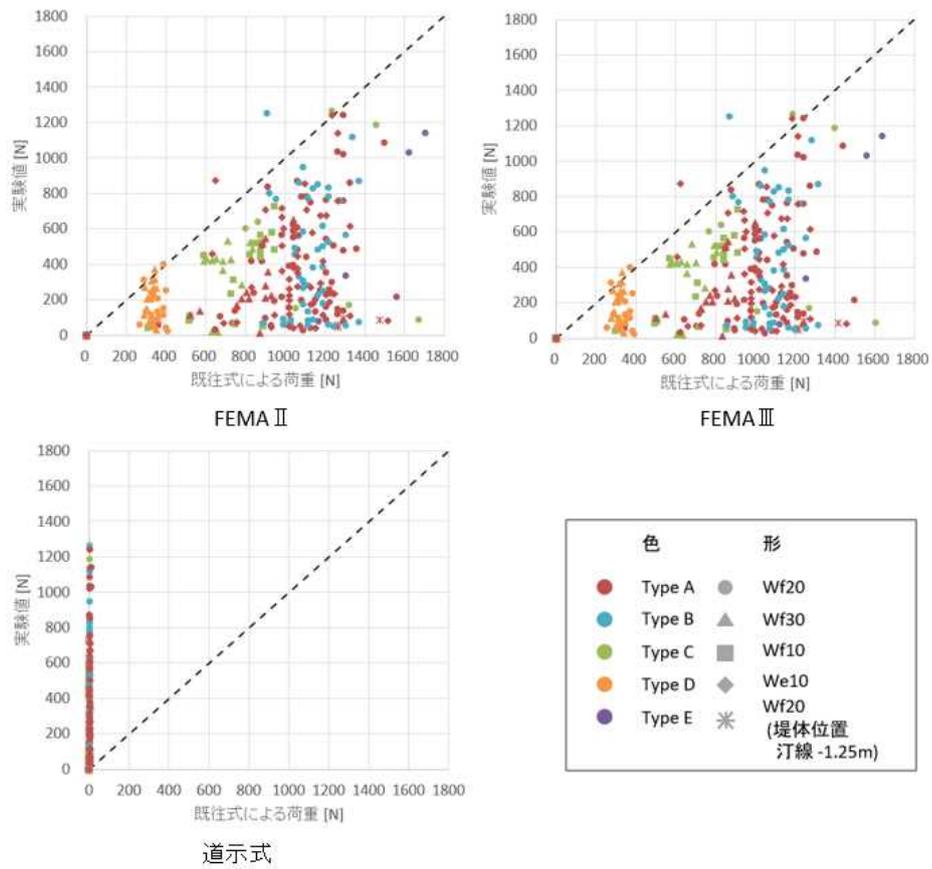
試験結果及び既往式を用いた評価結果より、今回の試験条件の範囲内では、FEMA II式及びFEMA III式を用いることによって、おおむね保守的に漂流物衝突力を評価できることが分かった。

b 既往式を用いた評価値と試験値の比較の考察

本項目は、規制庁の成果を記載する。実験値の方が大きな値を示した2点(Wf20、Type B、1m、3th 及び We10、Type A、0.1 m、5 th) は、衝突高さが低い位置にあり、せん断ひずみエネルギーとして散逸したエネルギーを過剰に補正したと考えられる。

次に、漂流物が比較的高い位置(0.15 m)に衝突したケースについて、FEMA II式と実験結果の比較を図2.1.11に示す。衝突高さが堤体下端0.15 mよりも上に衝突したケースは、津波の到達より遅れて漂流物が衝突するケースを表す。これは、反射波の影響で堤体前面の水位が高くなり、衝突高さが高くなったことに起因する。津波の到達より遅れて漂流物が衝突する場合、津波波形の先端部分が先行して堤体に到達し、漂流物が近接する時には堤体前面の水位が上昇し、又は反射波が生じ、堤体に衝突する直前は反射波の抵抗により漂流速度が小さくなり、衝突力は相対的に小さくなった。漂流物の初期位置が海岸線から離れる方が、津波の到達より遅れて漂流物が衝突する状況が発生しやすかった。一方で、その発生条件については、漂流物の初期位置の影響の定量的な関係性を把握できなかった。例えば、砕波位置より沖側にあるにも関わらず衝突したケースについては、津波先端で衝突する現象が発生し、相対的に衝突力も大きな値を示した。また、同条件であっても、津波の先端に乗る場合とそうでない場合があり、定量的な条件付けは困難と考えられる。

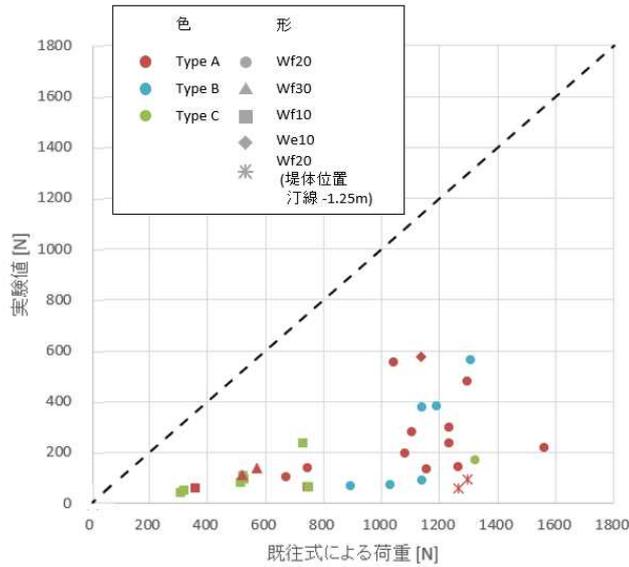
このような現象の不確かさはあるものの、水上の船舶が漂流し、比較的剛な防潮堤に衝突する場合を想定した漂流物衝突式としては、FEMA II式、FEMA III式を用いることができると考えられる。ただし、これらの式には、被衝突構造物の剛性を考慮した有効軸剛性や漂流物の衝突方向に関わる係数があり、評価対象に応じて、適切なものを設定する必要がある。



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

図 2.1.10 既往式による衝突力と試験による衝突力の比較

Fig. 2.1.10 Comparison of test results and previous equation results



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.11} のデータを用いて作成

図 2.1.11 FEMA II 式と実験値の比較 (漂流物が比較的高い位置に衝突)

Fig. 2.1.11 Comparison of test results and previous equation results (high hits, FEMA II)

(4) 漂流物衝突荷重の検討のまとめ

原子力発電所の防潮堤に作用する漂流物衝突荷重について、既往式の適用条件や適用範囲等を確認し、衝突荷重評価の考え方を検討した。

漂流物が防潮堤に衝突する可能性の評価については、今回の試験条件では、漂流物位置が津波の砕波位置より沿岸側で、かつ、その位置での水面勾配が概略1 (45°) を超える場合には、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があることが分かった。また、砕波位置のみで判断する場合は、漂流物の初期位置が、汀線から砕波位置の距離×1.25よりも沿岸側にある場合に、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があることが分かった。なお、衝突の可能性に漂流物の質量の違いの影響は小さく、質量に対する相対的な受圧面積が大きいほど流されやすく、船の長さが長いほど沈み込みによる遅れが発生しにくいことが分かった。

次に、水上の漂流物が漂流し、比較的剛な防潮堤に衝突する場合を想定した漂流物衝突式としては、FEMA II 式、FEMA III 式を用いることができると考えられる。

道路橋示方書式は、衝突の可能性が否定できない初期位置に存在する津波漂流物の衝突荷重の評価において過小評価となり得ることから、適用条件や適用範囲は限定的になると判断さる。具体的には、漂流物の初期位置が沿岸から遠く防潮堤に衝突する可能性が低いもののその可能性を否定できない場合等、限定的な条件での道路橋示方書式の適用の可能性が考えられる。

なお、今回は主に水面変動による漂流を対象にしており、別途、平面的な流況場についての水理試験や再現解析等で、衝突の可能性について評価する必要がある。

2.1.3 砂移動荷重影響

本研究項目のうち、水理試験によるデータ取得は京都大学への委託により実施したものであり、本研究における砂移動による水理試験による堤体作用荷重の評価は、同大学の成果である。規制庁は、堤体作用荷重の考察及び、固定床と移動床の比較、砂移動影響を含めた水密度に関する検討を実施した。

(1) 水理試験

本項目は、規制庁の提案した研究計画を基に実施した京都大学の成果^{2.1.16}を記載する。水理試験で用いた試験設備の概要を図2.1.12に示す。図には、水路中の波高計、流速計及び濁度計の設置位置を示した。水路は全長45 m、幅4.0 mであり、水路底面勾配は勾配1/10の遠浅形状とした。堤体は実規模に対する縮尺として1/80、高さ0.25 mの木製（防水塗装）で、底面を固定した壁体とした。堤体位置は、汀線から陸側に0.8 m及び1.375 mとした。

砂丘模型は実規模で高さ6 m、長さ60 mを想定し、角を丸めた台形断面形状とした。砂丘模型は20 cmの平坦部を有する。水路全幅を木製（防水塗装）で構成した砂丘模型を固定床と呼び、水路全幅のうち約1/3を細砂で構成した砂丘模型を移動床と呼ぶ。仕切り板が完全に中央でない理由は、繰り返し試験における砂形成の時間短縮のためであり、固定床側の荷重と砂丘が崩壊しないケースでの移動床側の荷重がおおむね同じことは確認している。砂の固定床は移動床と異なり、細砂の洗堀や巻きあがりを生じない模型であり、移動床と比較することで、それらの影響を定量的に把握するベースモデルとなる。細砂は、粒径約0.2 mm、密度2,560 kg/m³の6号珪砂及び粒径約0.1 mm、密度2,560 kg/m³の7号珪砂を用いた。移動床を用いる場合は、試験通水後の砂丘地形全体は、各ケース一旦撤去し、次ケース実施時に前の地形を残さないようにした。また、砂丘の締め固めの程度は、同一となるように留意して砂丘を形成した。

計測項目は波高及び流速、濁度、堤体作用圧力、高速カメラによる動画撮影を行った。波高の計測には容量式水位計を用い、流速の計測にはプロペラ流速計を用い、濁度の計測では透過光量の変化を測定するものを用いた。濁度計については、水中の微粒子の混入度（濁度）を光の透過光量の変化として時系列で変化を捉えた。

堤体作用圧力については、図2.1.13のとおり、高さ方向に3.5 cmまたは2 cm間隔で設置した小型の圧力計により計測し、60 Hzフィルタリングによりノイズを除去した。高速カメラを用いた動画撮影により、移動床の変形を目視で確認できるようにした。

入力波は孤立波及び長周期波形状とした。孤立波は、防潮堤をかろうじて越流しない程度の波高を目標に、WG1位置にて波高12.5 cmを設定した。長周期波は、防潮堤をかろうじて越流しない程度の波高を目標に、汀線位置（WG6）で12.5 cmの波高が20秒程度持続する波を設定した。図2.1.14に、事前に実施した波検定の結果による波高時刻歴を示す。波検定では固定床及び移動床を設置していないため、実際の汀線位置波高は17.5 cm程度の波高が継続する波形となった。

実施した水理試験の試験ケースを、表2.1.9に示す。

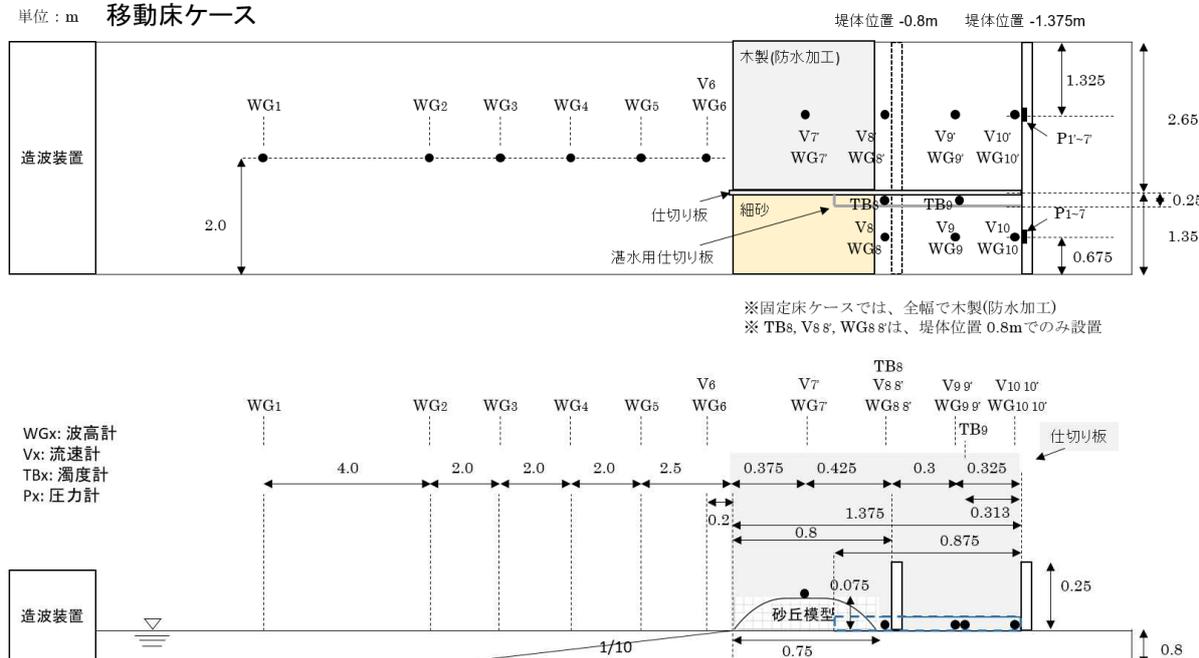
表 2.1.9 試験ケース概要

Table 2.1.9 List of test cases

模型種類	ケース	波高 [cm]	波形	堤体位置 (汀線を原点とする)	砂丘粒径	回数
固定床	Case1-5	12.5	孤立波	-137.5 cm	-	各 5
	Case6-10			-80 cm		
	Case11-15	17.5	長周期波	-137.5 cm		
	Case16-20			(汀線) -80 cm		
移動床	Case21-25	12.5	孤立波	-137.5 cm	6号珪砂	各 5
	Case26-30			-80 cm		
	Case31-35	17.5	長周期波	-137.5 cm		
	Case36-40			(汀線) -80 cm		
	Case41-45	-137.5 cm	7号珪砂			

出典) 京都大学 (2020) 2.1.16 を基に作成

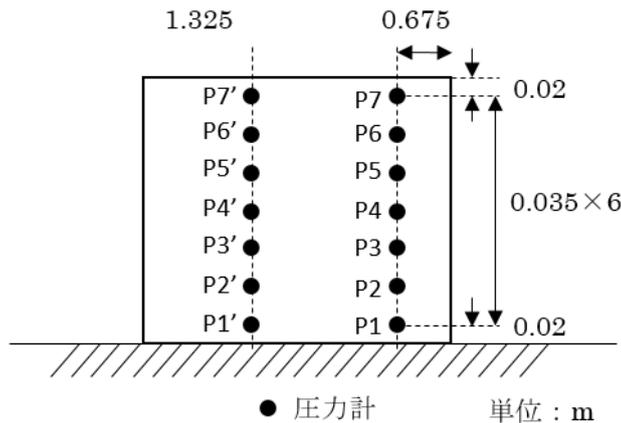
単位: m 移動床ケース



出典) 京都大学 (2020) 2.1.16 を基に作成

図 2.1.12 試験装置概要

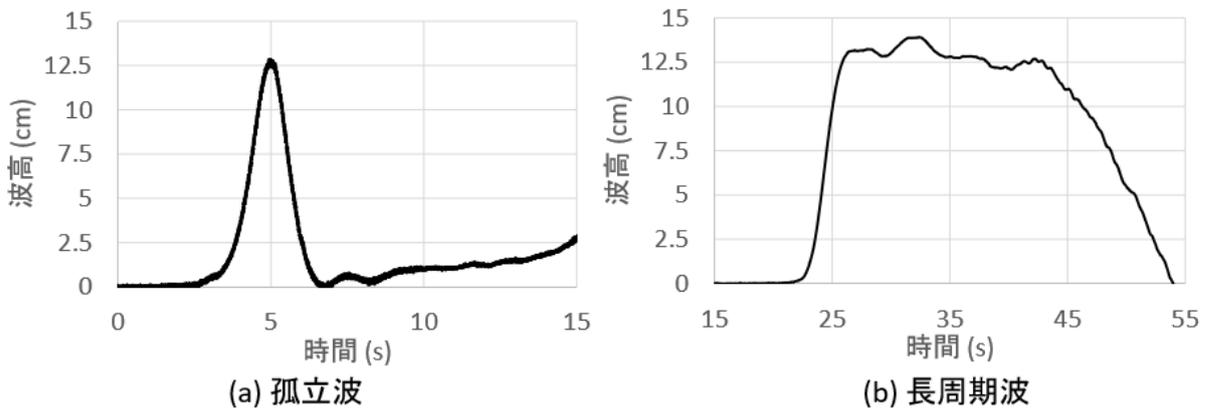
Fig. 2.1.12 Outline of hydraulic flume



出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} を基に作成

図 2.1.13 堤体概要

Fig. 2.1.13 Outline of seawall model



出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} のデータを用いて作成

図 2.1.14 入力津波形状：孤立波 (WG1) 及び長周期波 (WG6)

Fig. 2.1.14 Input waveforms for flume tests: solitary wave (WG1) and long period wave (WG6)

(2) 試験結果及び結果の考察

① 固定床試験

a 堤体作用荷重の評価

本項目は、規制庁の研究計画を基に実施した京都大学の成果^{2.1.16}を記載する。本項では、前項の条件で実施した水理試験（固定床）で得た各時刻歴データを基に、固定床を用いた場合の堤体作用荷重等の特性について確認する。

堤体作用荷重 ($F(t)$) は、堤体作用圧力データの時系列 ($p_1(t) \sim p_7(t)$) から、下式を用いて評価した。

$$F(t) = 0.02 \times p_1(t) + 0.035 \sum_{i=1}^6 \frac{(p_i(t) + p_{i+1}(t))}{2} \dots \dots \dots (2.1.10)$$

ここで、波圧は作用時刻によって、段波波圧及び持続波圧に分類され、それぞれの特性は異なる。そのため本研究では、防潮堤前面に生じるせり上がり波高の最大値が発生する時刻を境界として、段波領域及び持続波領域に分割し、それぞれの領域で堤体作用荷重(F(t))を評価した。

孤立波については、最大段波荷重及び最大持続波荷重を評価した。

長周期波については、段波が生じにくい波形であったため、最大持続波荷重及び27秒での荷重を評価した。27秒での荷重については、砂移動影響が時間経過により傾向が変化する可能性を確認するため、持続波がある程度継続した領域での評価値として採用した。

図2.1.15に堤体前面浸水深と堤体作用荷重の時系列の例を示す。図には、最大浸水深が発生する時刻及び持続波力に関わる時刻についても示した。

b 堤体作用荷重の考察

本項目は、規制庁の成果を記載する。津波先端が緩やかな長周期波では、最大浸水深と最大持続波力が近い時刻で発生しているのに対し、波先端の切り立つ孤立波では、最大浸水深発生後、水塊落下の影響と考えられるピークで最大持続波力が発生した。防潮堤に衝突して打ち上がった水塊が堤体付近に落下して波に戻るとき、大きな荷重が生じることによる。なお、長周期波の27秒付近で浸水深が増加した原因は、造波の組み合わせにより生じる水位増加の影響によるものである。孤立波の12.5秒程度に生じる浸水深の増加は、水塊落下によって部分的に増えた水量が、再び防潮堤に作用したことによるものである。-80 cmのケースで有意に生じた理由は、落水位置に固定床が存在することによる。

表2.1.10および図2.1.15に波力に関わる評価結果を示す。各荷重値は5ケースの平均値を示す。全てのケースにおいて、最大持続波荷重が全時刻歴中で最も大きな荷重値となった。特に孤立波については、最大持続波荷重は水塊落下による荷重値を計測している場合が多く、水塊落下による荷重増加の影響が重要であることが分かった。

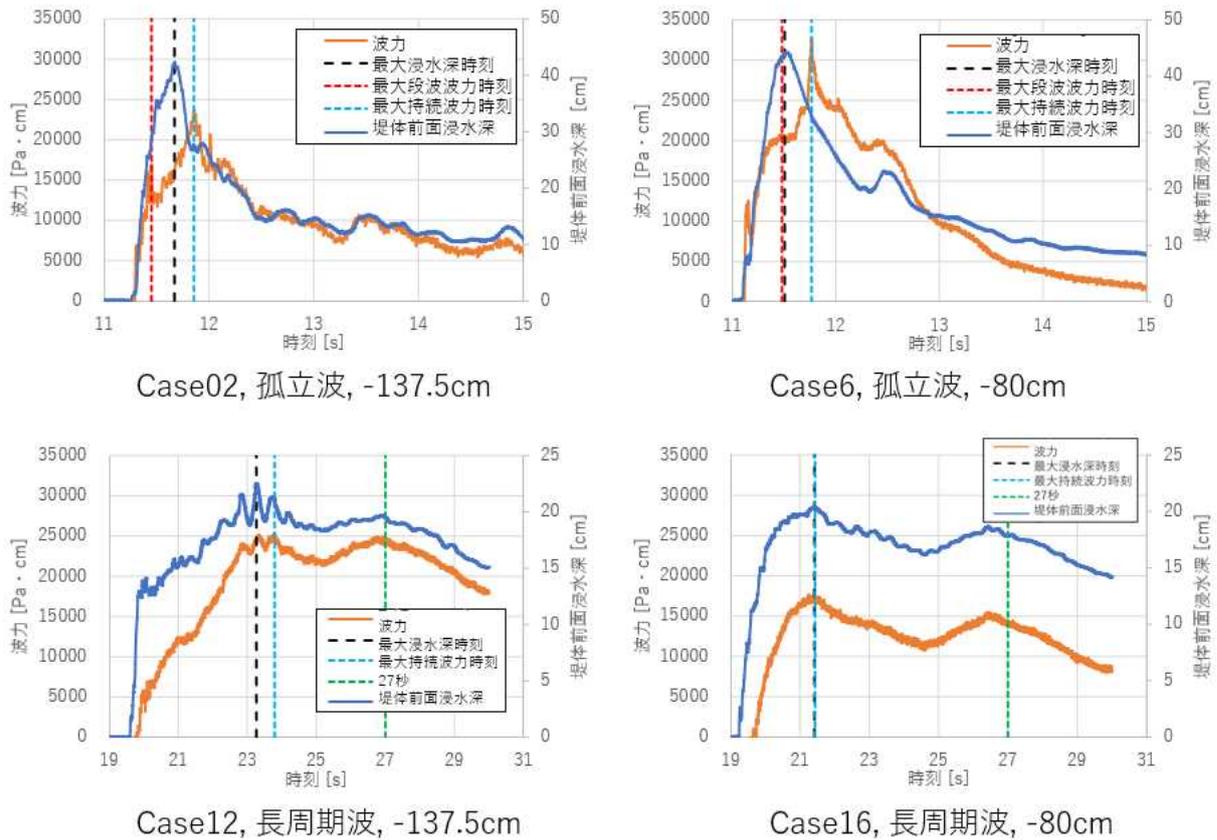
孤立波では各荷重は堤体と砂丘が近い方が大きく、長周期波では各荷重は堤体と砂丘が遠い方が大きいという結果を得た。堤体が近い方が、砂丘を駆け下りた勢いの強い先端波が堤体上部に当たることにより、水塊落下の影響が大きく出たと考えられる。また、堤体と砂丘間の空間が狭く、この部分の水位が上昇しやすいことも考えられる。一方、長周期波のような定常波に近い持続波の作用については、砂丘のすぐ後ろに堤体がある場合には、砂丘及び反射波によって入射波が阻害されることにより、荷重は小さくなる傾向にあったと考えられる。また、長周期波において最大段波荷重及び27秒での荷重は、最大持続波荷重に比べると小さく、段波影響及び時間経過影響は小さいと言える。

表 2.1.10 固定床の荷重値一覧

Table 2.1.10 List of forces acting on seawall with solid model

ケース	波高 [cm]	波形	堤体位置 (汀線を原点とする) [cm]	最大段波荷 重 [Pa・cm]	最大持続波 荷重 [Pa・cm]	27秒での荷 重 [Pa・cm]
Case1-5	12.5	孤立波	-137.5	17409	23829	-
Case6-10			-80	18277	33263	-
Case11-15	17.5 (汀線)	長周期 波	-137.5	-	25504	24704
Case16-20			-80	-	17957	14519

出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} のデータを用いて作成



出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} のデータを用いて作成

図 2.1.15 固定床の荷重時系列及び代表時刻

Fig. 2.1.15 Time histories of wave forces and representative times with solid model

②移動床試験

a 堤体作用荷重の評価

本項目は、規制庁の研究計画を基に実施した京都大学の成果^{2.1.16}を記載する。本項では、前項の条件で実施した水理試験（移動床）で得た各時系列データを、考察に用いるパラメータに変換する。

移動床B側線の流速計（V7'）で計測した流速（ $v_{7'}(t)$ ）及び粒子径（ d ）、粒子密度 ρ_s からシールズ数の時系列（ $\tau_7(t)$ ）を下式により算出した。シールズ数とは、流体が砂粒子を動かそうとする力とこれに抵抗する力の比を与える無次元数で、砂移動の程度に係る指標とした。

$$\tau_7(t) = \frac{v_{7'}(t)^2}{(\rho_s(t)-1)/gd} \dots\dots\dots(2.1.11)$$

濁度計（TB8、TB9）で計測した濁度（ $tb_8(t)$ 、 $tb_9(t)$ ）から、密度の時系列変化（ $\rho_8(t)$ 、 $\rho_9(t)$ ）及び最大密度（ ρ ）を下式により算出した。密度の時系列変化（ $\rho_8(t)$ ）の算出式を下式に示す。密度の時系列変化（ $\rho_9(t)$ ）も同様の式で算出した。なお、粒子密度2.56の砂を用いた。

$$\rho_8(t) = \frac{10^6 + tb_8(t)}{10^6 + tb_8(t)/2.56} \dots\dots\dots(2.1.12)$$

さらに、高速度カメラの画像解析により求めた入射波のみの砂丘の変形形状及び、通水後の変形形状から砂丘浸食量を算出した。画像解析では、対象時刻の砂丘の表面を1 cmピッチで読み取り、残っている砂丘の体積を算出し、初期状態の体積との比率を算出した。計測のタイミングは、砂丘に反射波が到達する以前の時間範囲で、砂丘陸端位置で波高が最大となる時刻であり、おおむね反射波が砂丘端に到達する直前の時刻となった。

b 堤体作用荷重の考察

本項目は、規制庁の成果を記載する。図2.1.16に堤体前面浸水深と波力の時系列の例を示す。図には、最大浸水深が発生する時刻及び最大持続波力が発生した時刻についても示した。図2.1.15と比較すると、固定床の最大浸水深時系列及び波力時系列と移動床の時系列に大きな差異はなく、砂移動が最大浸水深時系列及び波力時系列に与える影響は小さいことが分かった。

表2.1.11に波力に関わる評価結果を示す。各荷重値は5ケースの平均値を示す。全てのケースにおいて、固定床と同様に、最大持続波荷重が全時刻歴中で最も大きな荷重値となった。また、固定床と同様に、孤立波では各荷重は堤体と砂丘が近い方が大きく、長周期波では各荷重は堤体と砂丘が遠い方が大きいという結果を得た。

次に、シールズ数と砂密度の時系列を図2.1.17に示す。図2.1.17より、堤体と砂丘の距離

が大きい方が、密度及びシールズ数の継続時間が長く、砂が長く多く削られていることが分かる。これは、堤体位置-80 cmの条件では砂丘のすぐ後ろに堤体があり、-137.5 cmのケースよりも早く反射波がシールズ数計測位置である砂丘頂上に達し、堤体に向かう方向の流速が早く減少したからと考えられる。シールズ数の継続時間の減少により、砂密度の増加時間も準じて減少した。なお、防潮堤がない場合のように、長時間シールズ数が継続するような場合においては、最終的に大きく砂丘は削られる（図2.1.18）。

また、密度時系列の傾向として、波到達初期の時間で最大値を示し、その後は低い値を継続しつづけた。これは、初期の押し流しで表面の砂が多めに押し流され、その後は同じシールズ数が継続しても大きくは削り取られなかったことや、津波到達から時間が経つと全体的な水量が増えて希釈されたことが原因と考えられる。孤立波で堤体が遠いケースについては、濁度計の位置に砂を多く含んだ波先端の水塊落下が生じたため、密度の急増が2回生じた。

次に、表2.1.12に砂丘浸食に関わる評価結果を示す。最大密度、砂丘浸食量は5ケースの平均値を示す。通水最大時とは、記録した高速ビデオ画像から、砂丘の洗掘開始後に砂の移動が止まった時（戻り流れが発生する直前）とした。

長周期波については、通水最大時浸食率及び通水後浸食率ともに、反射波の影響により、堤体から遠い方が大きな値となった。一方、周期の短い孤立波については、通水最大時浸食率は堤体から近い方が大きい値となったが、大きな差異ではなく、ばらつきの範囲と考える。

次に、砂粒径の異なるケースについて、波力、シールズ数及び砂密度の時系列を図2.1.19に示す。また、表2.1.13に評価結果を示す。図2.1.19及び表2.1.13より、粒径が小さくなることによって、流速及び粒径から評価されるシールズ数は大きくなるのに対し、密度時系列及び、波力は全体的に小さくなったことが分かった。

これは、粒径が小さくなることによって、砂丘が密になり、より大きなシールズ数であっても、砂丘が浮遊しにくい状況にあったことが一因と考えられる。

今回の砂粒径は実スケール換算で16 mmと実際よりも大きいと考えられる粒径に相当する実験である。このため、実際よりも大きな波力を生じる傾向の水利試験とみなすことができ、今回の試験による砂移動影響は、安全側の評価結果を示すと考えられる。

これより、砂丘と防潮堤間の距離が遠いほど、砂丘浸食量は大きくなる傾向があり、粒径が小さいほど、砂丘浸食量は小さくなる傾向があることが分かった。

また、津波の状態を表す流速と、砂丘の状態である粒子径や粒子密度から評価できる無次元数であるシールズ数を算出しており、今回の実験の傾向を他の条件に当てはめる際は、活用できると考えられる。

表 2.1.11 移動床の荷重値一覧

Table 2.1.11 List of forces acting on seawall

ケース	波高	波形	堤体位置 (汀線を 原点とす る) [cm]	最大密度 [g/cm ³]	最大段波荷 重 [Pa・cm]	最大持続波 荷重 [Pa・ cm]	27 秒での荷 重 [Pa・cm]
Case21-25	12.5	孤立波	-137.5	1.074	18627	26378	-
Case26-30			-80	1.083	19002	35759	-
Case31-35	17.5 (汀線)	長周期 波	-137.5	1.087	-	21964	19870
Case36-40			-80	1.057	-	16918	12612

出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} のデータを用いて作成

表 2.1.12 最大密度、砂丘浸食量一覧

Table 2.1.12 The list of maximum density and erosion rate

ケース	波高 [cm]	波形	堤体位置 (汀線を 原点とす る) [cm]	最大密 度 [g/cm ³]	通水最大時浸食 率 [%]	通水後浸食率 [%]
Case21-25	12.5	孤立 波	-137.5	1.074	2.52	37.3
Case26-30			-80	1.083	3.01	27.8
Case31-35	17.5 (汀線)	長周 期波	-137.5	1.087	4.36	37.0
Case36-40			-80	1.057	1.20	19.1

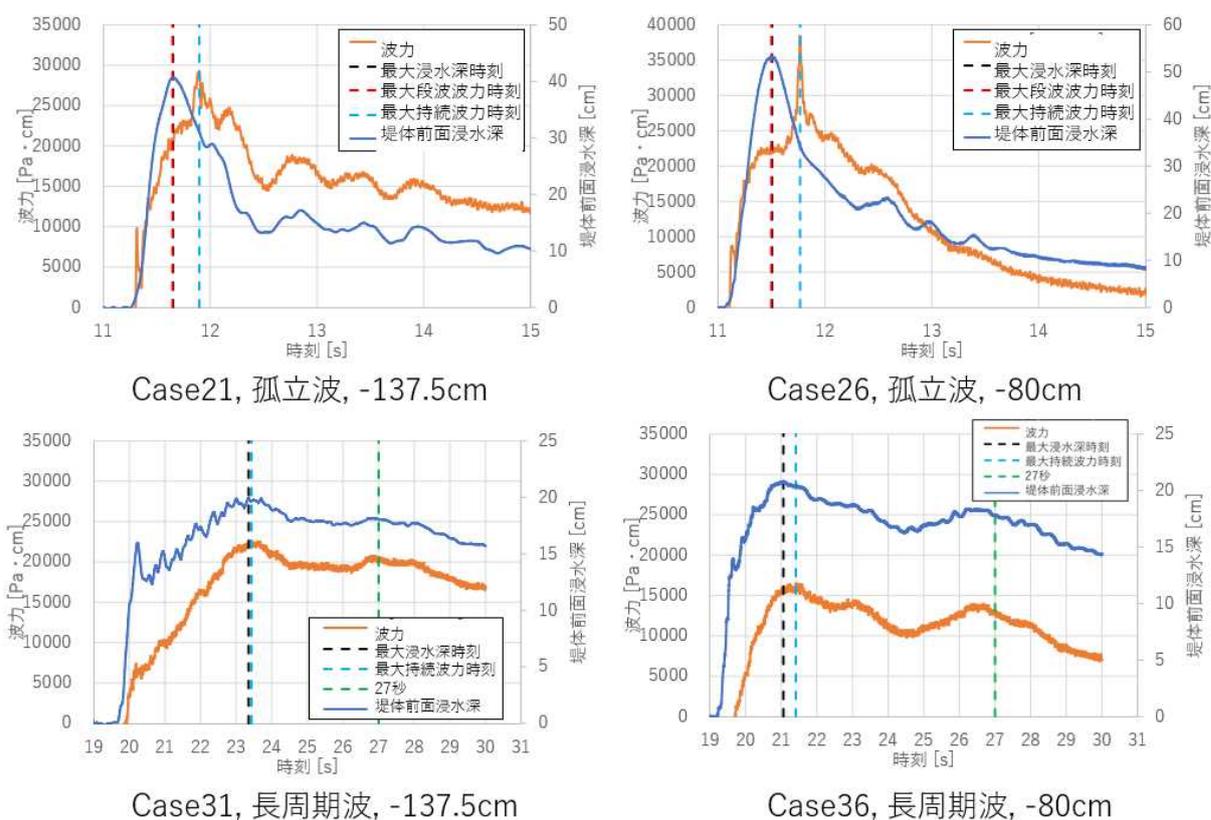
出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.13} のデータを用いて作成

表 2.1.13 最大荷重、最大密度、砂丘浸食量一覧（砂粒径比較）

Table 2.1.13 List of maximum forces, maximum density and erosion rate

ケース	波高 [cm]	波 形	堤体位 置 (汀線 を原点 とする) [cm]	最大密度 [g/cm ³]	最大持続波 荷重 [Pa・ cm]	27秒での荷 重 [Pa・cm]	通水最 大時浸 食率 [%]	通水後 浸食率 [%]
Case31-35	17.5	長 周 期 波	-137.5	1.025	20066	17233	4.59	33.0
Case41-45	(汀 線)		-137.5	1.087	21964	19870	4.36	37.0

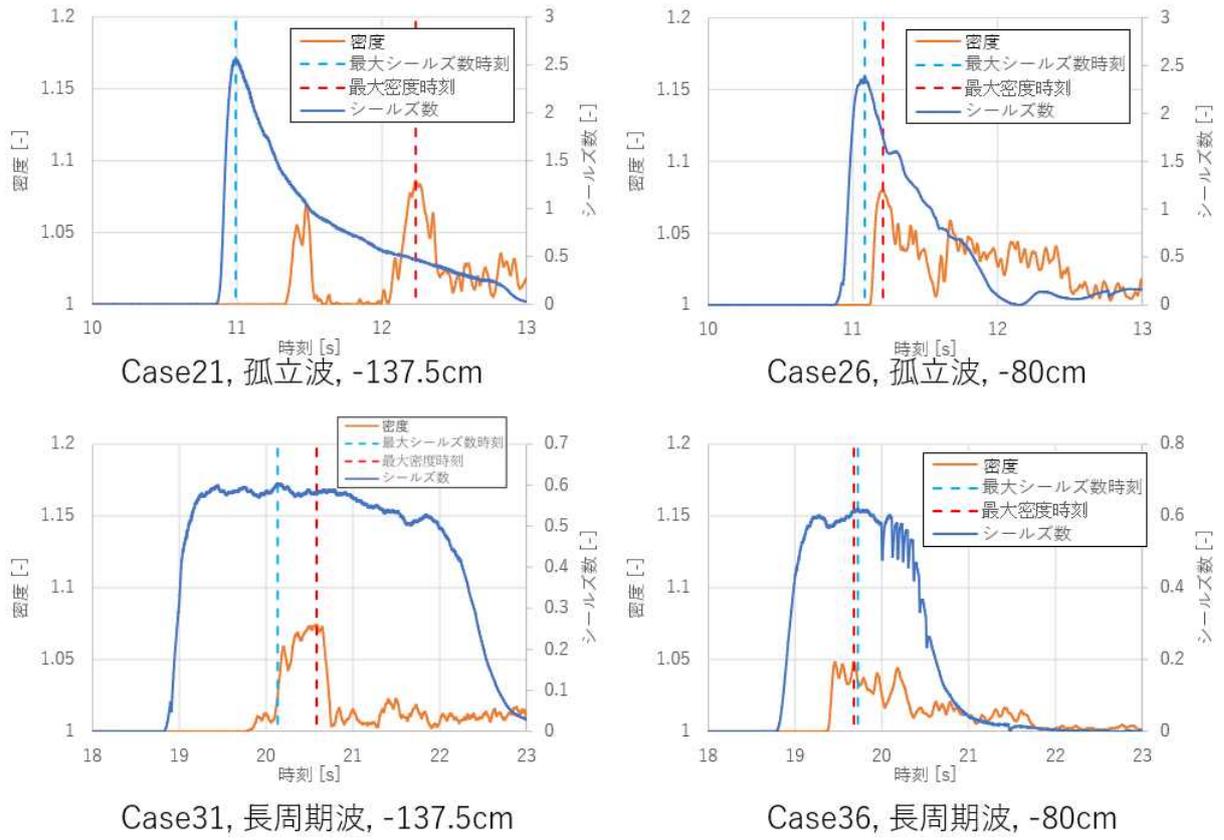
出典) 京都大学 (2020) 2.1.16 のデータを用いて作成



出典) 京都大学 (2020) 2.1.16 のデータを用いて作成

図 2.1.16 移動床の荷重時系列及び代表時刻

Fig. 2.1.16 Time histories of wave forces and representative times with sand model



出典) 京都大学 (2020) 2.1.16 のデータを用いて作成

図 2.1.17 シールドズ数と砂密度の関係

Fig. 2.1.17 Time history of Shields number and sand density

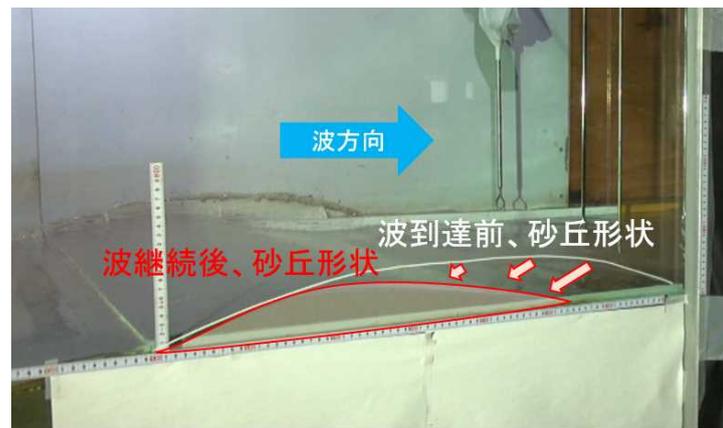
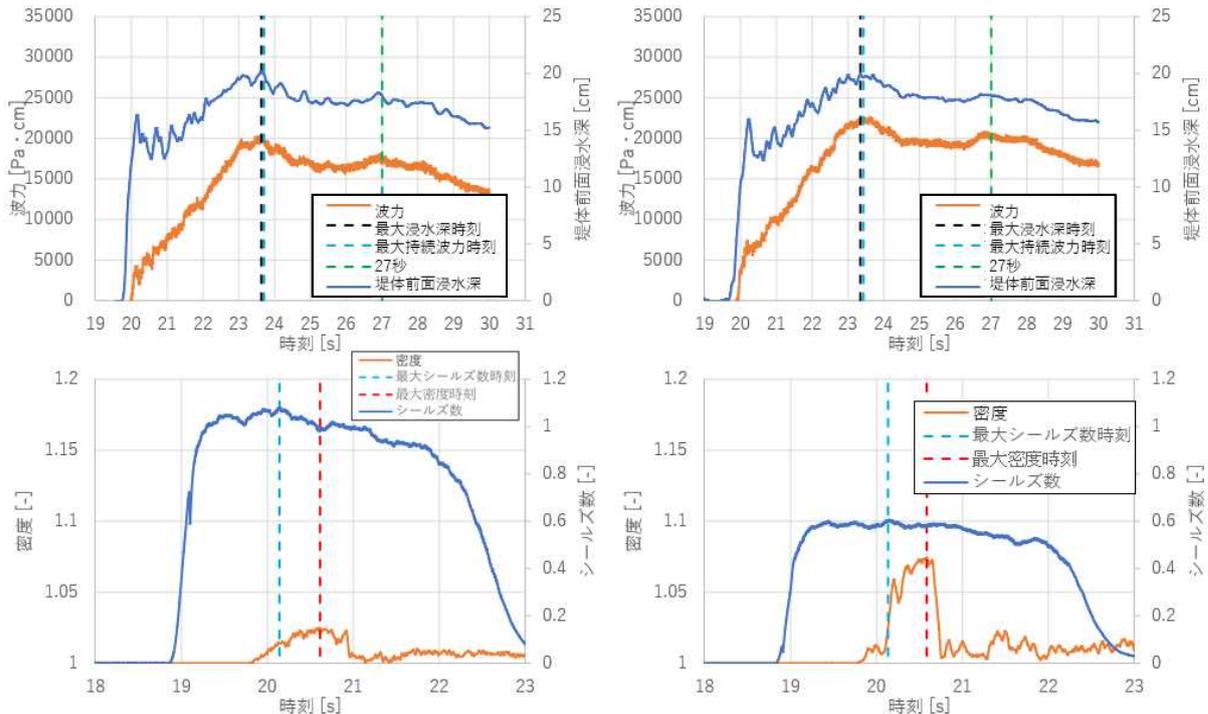


図 2.1.18 防潮堤がない場合の砂丘変化 (津波到達後約 30 s 後)

Fig. 2.1.18 Sand erosion without seawall (after 30 s)



Case31, 長周期波, -137.5cm, $d=0.11\text{mm}$

Case41, 長周期波, -137.5cm, $d=0.2\text{mm}$

出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} のデータを用いて作成

図 2.1.19 波力及びシールズ数、砂密度の時系列 (砂粒径比較)

Fig. 2.1.19 Time history of wave force Shields number and sand density

③固定床と移動床の比較

本項目は、規制庁の成果を記載する。前項までに評価した各荷重について、固定床と移動床（同条件のもの同士）で比率を算出し、荷重増加率等を算出した。表2.1.14に荷重比や砂丘浸食量比（移動床／固定床）をまとめた。

表2.1.14に示すとおり、孤立波については、移動床上を砂が移動することによって、最大段波荷重及び最大持続波荷重は増加傾向を示した。

孤立波での最大持続波荷重は波先端による水塊落下の影響を含む場合が多い。水塊落下による荷重は波先端で生じるため、最大段波荷重及び最大持続波荷重は反射波の影響を比較的受けなかったと考えられる。そのため、最大密度と同程度に、荷重が増加したと考えられる。ただし、水塊落下による荷重は、段波荷重と同様にばらつきが大きいため、今回の増加傾向が、ばらつきの範囲による可能性は否定できないと考えられる。

よって、最大段波荷重及び水塊落下の影響を含む最大持続波荷重については、砂移動による浮遊砂密度の増加分が、荷重増加に影響したと考えられる。

一方、長周期波については、移動床上を砂が移動することによって、最大持続波荷重及び27秒での荷重は減少傾向を示した。

これは、長周期波は孤立波と異なり、堤体に波が到達してから最大持続波荷重を示すま

での時間が長く、反射波の影響を受けやすい。移動床を用いることで、時間経過により砂丘が削れ、固定床では砂丘と堤体間に貯まっていた水による戻り流れが発生したことが一因として考えられる。また、移動床を経由することで、摩擦や洗掘にエネルギーが消費されたことも一因と考えられる。

よって、水塊落下の影響を含まない持続波荷重については、エネルギー消費等の影響を受けるため、移動床を経由することにより減少し得ると言える。

表 2.1.14 最大荷重、最大密度、砂丘浸食量一覧（移動床の固定床との比率）

Table 2.1.14 List of maximum forces, maximum density and erosion rate (ratio of sand model to solid model)

波形	堤体位置 (汀線を原点とする) [cm]	最大密度 [g/cm ³]	最大段波荷重の比率	最大持続波荷重比率	27秒での荷重の比率	通水最大時浸食率 [%]
孤立波	-137.5	1.074	1.07	1.11	—	2.52
	-80	1.083	1.04	1.08	—	3.01
長周期波	-137.5	1.087	—	0.86	0.80	4.36
	-80	1.057	—	0.94	0.87	1.20

出典) 京都大学 (2020) ^{2.1.16} のデータを用いて作成

(3) 砂移動影響を含めた水密度に関する検討

本項目は、規制庁の成果を記載する。本項では、水理試験で得た堤体前面の砂移動が作用荷重に与える影響の結果から、砂移動影響を含めた水密度を考察することで、砂丘が防潮堤に与える影響評価手法を検討する。

FEMA(2008) ^{2.1.8}では、浮遊砂密度の最大値として10%を想定しており、海水密度 ($\rho=1.03 \text{ g/cm}^3$) の1.1倍に保守性を含めて、 $\rho=1.200 \text{ g/cm}^3$ が示されている。また、FEMA(2019) ^{2.1.9}では、浮遊砂密度の最大値として7%を想定しており、 $\rho=1.128 \text{ g/cm}^3$ が示されている。

今回の水理試験の結果から、孤立波での堤体の作用荷重に最も大きな影響を与える水塊落下の影響を含む最大持続波荷重については、砂移動によって、浮遊砂密度の増加分が、荷重増加に影響したと考えられる。長周期波での水塊落下の影響を含まない持続波荷重については、砂移動によって、エネルギー消費等の影響を受けて荷重が減少しうることを示した。そのため、評価手法の検討にあたっては、水塊落下影響を含む最大持続波荷重への影響を基に、砂移動による作用荷重影響評価手法を検討する。

今回の試験結果では、最大持続波荷重の比率は最大でも1.11であり、1.15倍程度の余裕を見込むことで評価できると考えられる。砂移動による作用荷重の影響については、海水密度 ($\rho=1.03 \text{ g/cm}^3$) を含めても、真水の密度から1.2倍程度 ($\rho=1.2 \text{ g/cm}^3$) の余裕を含める

FEMA(2008)^{2.1.8}の手法の適用範囲に収まることが確認できた。

(4) 砂移動影響の検討のまとめ

本研究では、防潮堤前面に砂丘等を有する場合を想定し、津波によって砂丘の砂に移動が生じた場合に防潮堤に作用する荷重影響について、評価の考え方を検討した。

その結果、今回の試験結果では、最大持続波荷重の比率は最大でも1.11であり、1.15倍程度の余裕を見込むことで評価できると考えられる。砂移動による作用荷重の影響については、海水密度 ($\rho \approx 1.03 \text{ g/cm}^3$) を含めても、真水の密度から1.2倍程度 ($\rho = 1.2 \text{ g/cm}^3$) の余裕を含めるFEMA(2008)^{2.1.8}の手法の適用範囲に収まることが確認できた。

なお、砂丘と防潮堤間の距離が遠いほど、粒径が大きいほど、砂丘浸食量は大きくなる傾向が確認できた。

2.1.4 防潮堤に作用する最大持続波力の体系的評価

本研究項目のうち、水理試験によるデータ取得は、大成建設への委託事業によるものであり、本研究における通過波検定試験、波圧試験及び越流時の波圧/波力評価は、同社の成果である。規制庁は、非越流から越流まで含めた波圧/波力評価について検討した。

(1) 水理試験

本項目は、大成建設の成果^{2.1.17}を記載する。原子力発電所の津波に対する確率論的リスク評価（PRA）への活用を念頭に、原子力発電所の防潮堤に作用する津波波力について、防潮堤を大きく越流する場合も含めた津波波圧影響の評価手法を検討するため、防潮堤を越流する範囲まで含めた水理試験を実施し、津波波圧に関するデータを計測した。防潮堤を越流しない設計範囲については、NRA技術報告（2016）^{2.1.19}で既に評価されているため、本研究で実施した水理試験の津波範囲は主に、防潮堤の高さを越流する範囲とした。防潮堤に生じる持続波の影響を評価するため、防潮堤の高さを越流する範囲について、通過波検定試験及び波圧試験の2つの水理試験を実施した。

通過波検定試験は、堤体を設置しない場合の試験であり、堤体が設置されるはずの位置における浸水深、流速等を計測することにより、作用波の流体性状を把握することを目的とする。波圧試験は、堤体前面に設置した波圧計により、防潮堤の作用波圧等を計測する試験であり、持続波圧の影響を把握することを目的とする。

水理試験で用いた試験設備の概要を図2.1.20に示す。水路は全長29 m、幅0.8 mである。堤体は実規模に対する縮尺1/80を想定し、高さの異なる2種類の堤体を用いた。堤体は、幅0.79 m、厚さ0.008 mのアルミ製の壁とした。堤体高さA（高さ0.275 m）は波圧試験に際し波が越流する高さとなることを想定し、堤体高さB（高さ0.8 m）は波が非越流となる高さを想定した（図2.1.21）。堤体位置は、実規模での汀線から防潮堤までの距離0 m、50 mまたは100 mを模擬し、汀線位置、汀線から陸側へ1.25 m又は2.5 mとした。水路底面勾配は直立護岸形状または1/20の単純勾配形状とした。波高計及び流速計はノイズ対策と防水対策を施し、データ収録のサンプリング間隔は0.001 秒（1000 Hz）とした。波高計は容量式波高計を用い、流速計は沖側については電磁流速計、陸域についてはプロペラ流速計（V8）及び底面電磁流速計（V9）を用いた。波圧計は超小型圧力計を用い、図2.1.21に示した堤体の壁面に鉛直方向に5cm間隔で設置し、堤体高さAは10個、堤体高さBは20個設置した。

作用波の種類は孤立波（Wc11～Wc13）、正弦波（Wc21、Wc22、Wc31、Wc32）とした（図2.1.22）。また、直立護岸のケースでは、汀線付近で砕波する孤立波を試行錯誤的に作成し、Wc14、Wc15として2波を加えた。

通過波検定試験は表2.1.15のとおり実施し、波圧試験は表2.1.16のとおり実施した。

表 2.1.15 通過波検定試験条件

Table 2.1.15 Test condition of run-up tests

試験項目					繰返回数
試験	水路底面勾配	堤体位置(m)	沖側波高 (沖側 15m 位置での目標値 : m)		
通過波 検定試験	0 (汀線での水深 0.3 m)	無し	孤立波 (Wc11~Wc15)	0.1、0.125、0.15、0.2、0.25 (計 5 波)	3 回
			半周期 7.5s 正弦波 (Wc21、Wc22)	0.15、0.2 (計 2 波)	3 回
			半周期 10s 正弦波 (Wc31、Wc32)	0.15、0.2 (計 2 波)	3 回
	1/20 (汀線での水深 0 m)	無し	孤立波 (Wc11~Wc13)	0.15、0.2、0.25 (計 3 波)	3 回
			半周期 7.5s 正弦波 (Wc21、Wc22)	0.15、0.2 (計 2 波)	3 回
			半周期 10s 正弦波 (Wc31、Wc32)	0.15、0.2 (計 2 波)	3 回

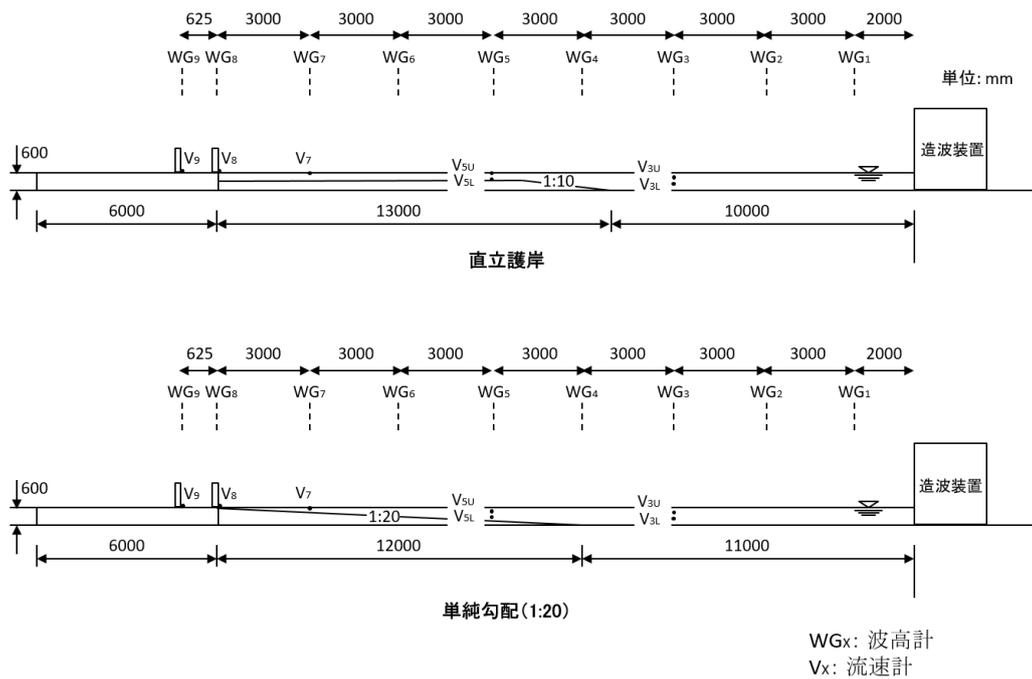
出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.17} のデータを用いて作成

表 2.1.16 波力試験条件

Table 2.1.16 Test condition of wave pressure tests

試験項目					繰返回数
試験	水路底面勾配	堤体位置(m)	沖側波高 (沖側 15m 位置での目標値 : m)		
波圧試験	0 (汀線での水深 0.3 m)	汀線 0.625	孤立波 (Wc11~Wc15)	0.1、0.125、0.15、0.2、0.25 (計 5 波)	堤体高さ A : 3 回 堤体高さ B : 15 回
			半周期 7.5s 正弦波 (Wc21、Wc22)	0.15、0.2 (計 2 波)	堤体高さ A : 3 回 堤体高さ B : 15 回
			半周期 10s 正弦波 (Wc31、Wc32)	0.15、0.2 (計 2 波)	堤体高さ A : 3 回 堤体高さ B : 15 回
	1/20 (汀線での水深 0 m)	汀線 0.625	孤立波 (Wc11~Wc13)	0.15、0.2、0.25 (計 3 波)	堤体高さ A : 3 回 堤体高さ B : 15 回
			半周期 7.5s 正弦波 (Wc21、Wc22)	0.15、0.2 (計 2 波)	堤体高さ A : 3 回 堤体高さ B : 15 回
			半周期 10s 正弦波 (Wc31、Wc32)	0.15、0.2 (計 2 波)	堤体高さ A : 3 回 堤体高さ B : 15 回

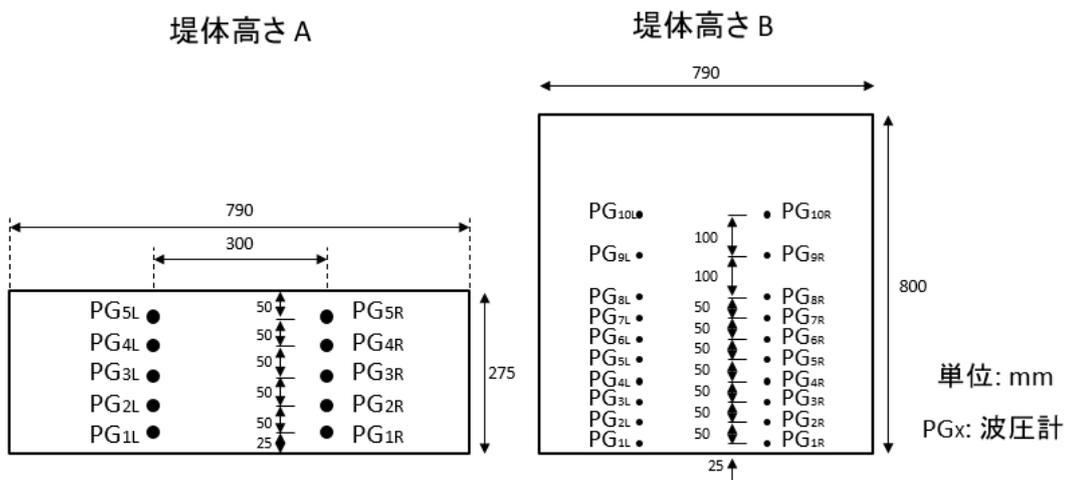
出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.17} のデータを用いて作成



出典) 大成建設 (2020) 2.1.17 のデータを用いて作成

図 2.1.20 試験装置概要

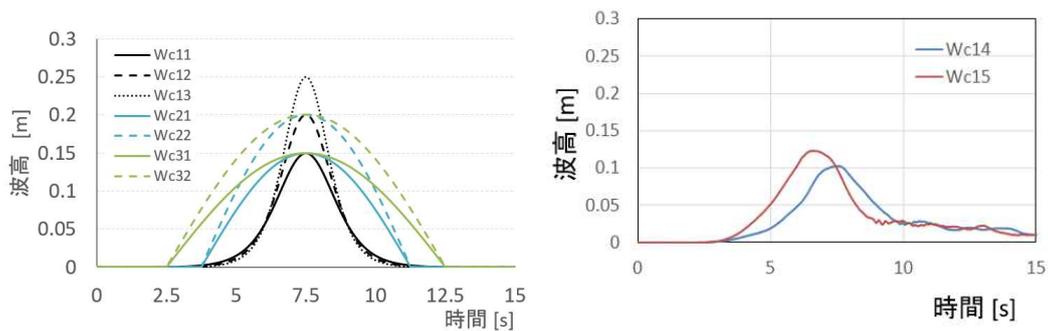
Fig. 2.1.20 Schematic of hydraulic flume.



出典) 大成建設 (2020) 2.1.17 のデータを用いて作成

図 2.1.21 堤体概要

Fig. 2.1.21 Position of gauges on seawall



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.17} のデータを用いて作成

図 2.1.22 入力津波条件：孤立波 (Wc11～Wc15)、正弦波 (Wc21, Wc22, Wc31, Wc32)

Fig. 2.1.22 Input wave condition: solitary waves (Wc11–Wc15) and sine waves (Wc21, Wc22, Wc31, Wc32)

(2) 試験結果及び結果の考察

①通過波検定試験

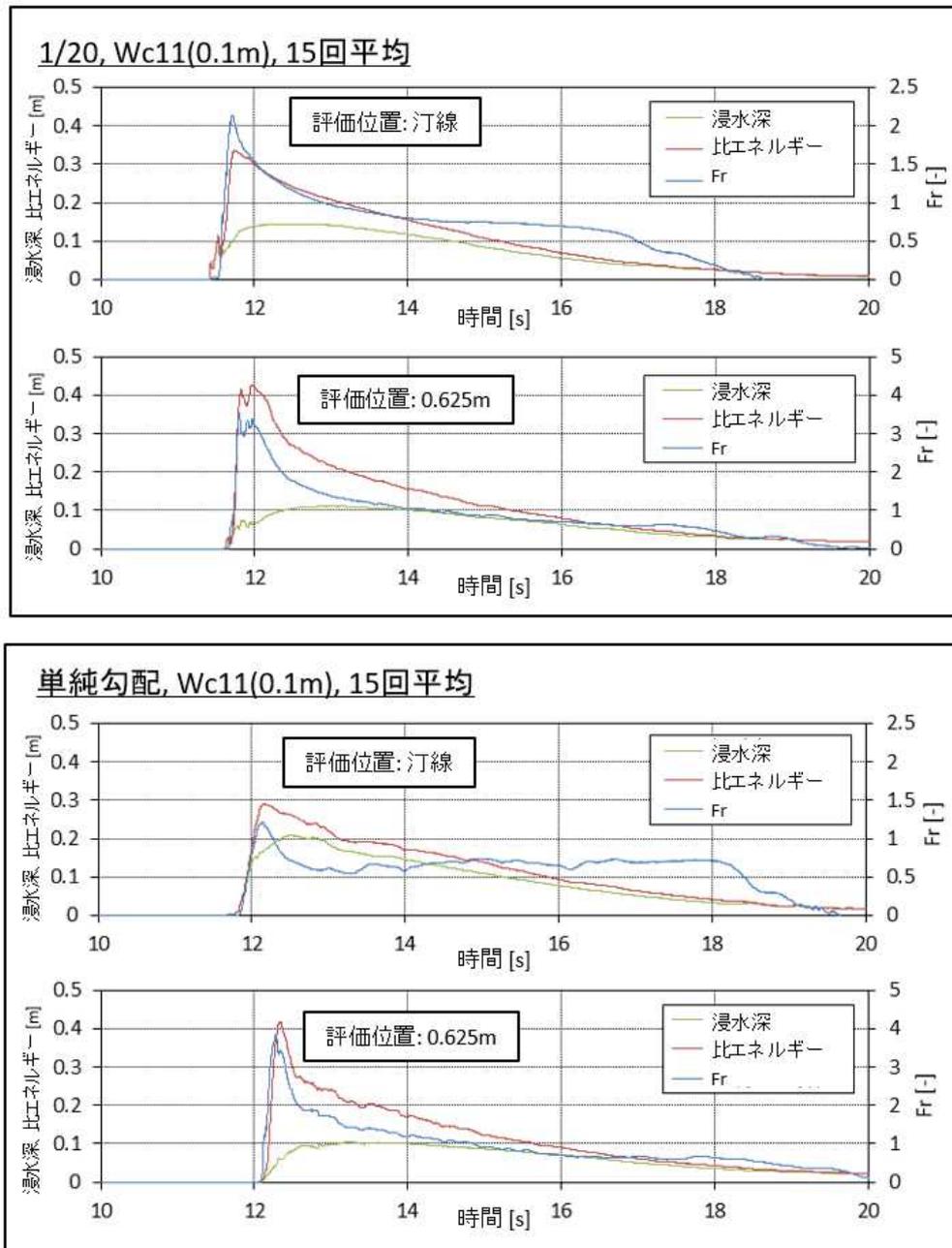
本項目は、大成建設の成果^{2.1.17}を記載する。通過波検定試験の結果を用いて、流体性状を表すパラメータであるフルード数 (Fr) 及び比エネルギー (E) により、その特性を把握した。フルード数 (Fr) は、流体の慣性力 (勢い) と重力の比を表す無次元数であり、浸水深 (η) 及び流速 (v) から、下式のように表される。gは重力加速度を表す。

$$Fr = v / \sqrt{g\eta} \cdots \cdots (2.1.13)$$

比エネルギー (E) は、単位重量あたりの水の持つ全エネルギー (全水頭) である。非粘性、定常、一次元流れを対象としたベルヌーイの定理を基にしたパラメータであり、下式のように表される。

$$E = 0.5v^2/g + \eta \cdots \cdots (2.1.14)$$

図2.1.23に、堤体位置における浸水深 (η)、フルード数 (Fr) 及び比エネルギー (E) の時系列の例を示す。フルード数 (Fr) 及び比エネルギー (E) は、津波到達時におおむね最大値を示し、その後時間経過とともに小さくなった。直立護岸の汀線位置では、波形の初期においてフルード数が1.0～1.3の最大値を示し、その後0.7程度のほぼ一定値となった。護岸を越流する際には、 $Fr=1$ となる支配断面が汀線の少し陸側 (下流側) に発生したと考えられる。そのため汀線位置では、これよりも少し小さい値でほぼ一定値を示したと考えられる。また、単純勾配と直立護岸を比較すると、単純勾配では堤体の設置位置によらず、堤体位置における浸水深 (η)、フルード数 (Fr) 及び比エネルギー (E) が類似の時系列を示したのに対し、直立護岸では両者が異なった時系列形状となった。このことから、直立護岸の汀線位置に堤体を設置したケースでは、他のケースとは異なった流況となったと考えられる。



出典) 大成建設 (2020) 2.1.17 のデータを用いて作成

図 2.1.23 堤体位置における浸水深、フルード数、比エネルギーの時系列の例

Fig. 2.1.23 Time histories of wave height, Froude number, and specific energy

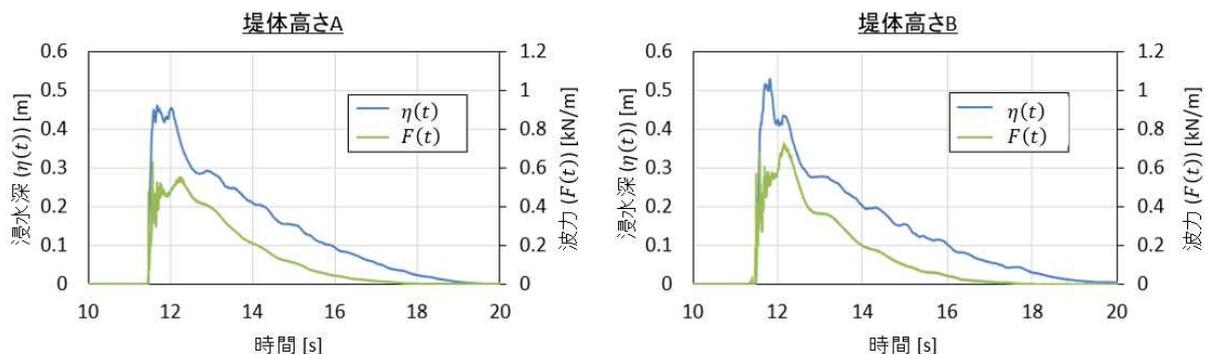
②波圧試験

本項目は、大成建設の成果^{2.1.17}を記載する。波圧試験結果として、堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$) 及び、堤体の波圧測定点に作用した波圧を鉛直方向に積算することで算出した波力 ($F(t)$) を、堤体高さA及び堤体高さBについて、図2.1.24にそれぞれ示す。

堤体高さAにおいては、浸水深 ($\eta(t)$) 時系列形状は、堤体高さBの場合とほぼ同じであ

るが、最大値が堤体高さBの場合よりも小さくなった。堤体高さAの波力 ($F(t)$) の時系列形状についても、堤体高さBの場合とほぼ同様の時系列形状をしたが、波力最大値の大きさは堤体高さBの場合よりも小さくなった。

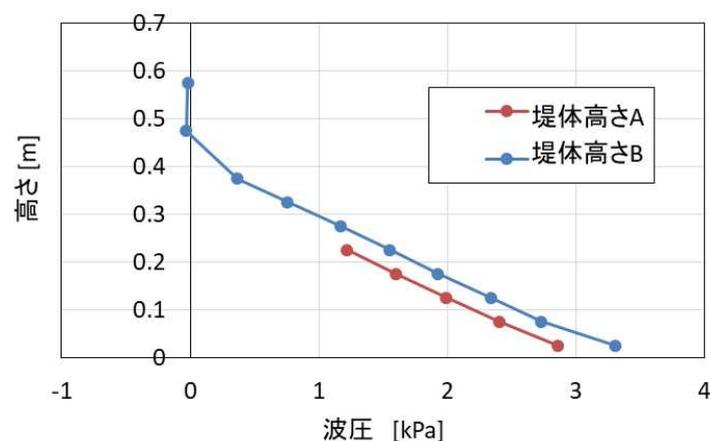
最大持続波力作用時における圧力分布の計測結果を、堤体高さA及び堤体高さBについて図2.1.25にそれぞれ示す。持続波領域については、両者がともに静水圧形状となったが、越流する堤体高さAの方が堤体高さBの場合よりも全体的に圧力は小さくなった。越流により圧力分布自体が低減することが分かった。



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.17} のデータを用いて作成

図 2.1.24 波圧試験の計測結果 (単純勾配、汀線位置、Wc11)

Fig. 2.1.24 Time history of wave height and wave force (1/20 slope, shoreline, Wc11)



出典) 大成建設 (2020) ^{2.1.17} のデータを用いて作成

図 2.1.25 最大持続波力作用時における圧力分布 (単純勾配、汀線位置)

Fig. 2.1.25 Wave pressure distributions when continuous wave forces become maximum (1/20 slope, shoreline)

(3) 最大持続波力評価手法の検討

a 非越流時の波圧/波力評価

本項目は、規制庁の成果^{2.1.18}を記載する。本項では、フラジリティ評価で用いる最大持続波力評価に関する考え方を検討する。

まず、非越流の場合の持続波力（ F_S ）については、NRA技術報告（2016）^{2.1.19}の評価に基づき、ベルヌーイの式から、下式のように評価することができる。

$$\alpha_E = 0.5Fr_E^2 + 1 \cdots \cdots \cdots (2.1.15)$$

$$F_S = 0.5\rho g(\alpha_E\eta_E)^2 \cdots \cdots \cdots (2.1.16)$$

NRA技術報告（2016）^{2.1.19}について、水理試験結果が理論式(2.1.15)から対数正規分布すると仮定すれば、対数標準偏差0.217を評価することができる。本研究ではこれを、非越流の場合の持続波力（ F_S ）の不確かさと考え、対数標準偏差 σ_{α_E} で表す。

b 越流時の波圧/波力評価

本項目は、大成建設の成果^{2.1.17}を記載する。本項では、防潮堤を越流する場合の津波波圧評価について検討する。

防潮堤を越流する場合の持続波圧については、非越流である堤体高さBの場合と比べて、越流することにより全体的に小さい静水圧分布となった。この越流による圧力分布の全体的な低減効果を、非越流の水深係数（ α_E ）に対する係数倍を意味する低減係数（ β ）で表現した。防潮堤を越流する場合の水深係数（ α'_E ）を、非越流の水深係数（ α_E ）と低減係数（ β ）の積として表現した。

$$\alpha'_E = \beta\alpha_E \cdots \cdots \cdots (2.1.17)$$

低減係数（ β ）に関する研究として、織田ら^{2.1.20}は、防潮堤前面の最大せり上がり高さの低減率を定式化しており、その評価式を水深係数の低減係数式として用いることができる。具体的には堤体高さBの場合による防潮堤前面の最大せりあがり高さ（ η^* ）及び防潮堤高さ（ h_d ）を用いて、以下のようにまとめられる。

$$\beta = \frac{2 + \sqrt{3\left(\frac{\eta^*}{h_d}\right)^2 - 2}}{3\frac{\eta^*}{h_d}} \cdots \cdots \cdots (2.1.18)$$

c 非越流から越流まで含めた波圧/波力評価

本項目は、規制庁の成果^{2.1.18}を記載する。堤体前面の最大せりあがり高さ（ η^* ）については、定常状態の1次元流れを仮定した場合、堤体位置の最大比エネルギー（ E_{max} ）として置き換えることができると考える。津波の流れは浸水深や流速が時間及び場所で変化する非定常現象であるが、最大せりあがり高さ（ η^* ）と最大比エネルギー（ E_{max} ）の関係は図2.1.26に示すとおり、おおむね近い値となったことから、最大せりあがり高さ（ η^* ）が最大比エネルギー（ E_{max} ）と等しくなると仮定した。なお、図2.1.26に示すとおり、直立護岸の汀線位置に防潮堤が設置されるような条件では、最大せりあがり高さ（ η^* ）は見かけ上最大比エネルギー（ E_{max} ）の2倍程度となっているが、これは護岸の影響で鉛直方向の流速が増加して、作用波圧に寄与しないしぶきが大きく打ち上がる影響によるものと考えられる。直立護岸の汀線位置に防潮堤が設置されるような条件では、以降の評価式を用いる

に当たり留意が必要である。

最大せりあがり高さ (η^*) と等しいとして考えた最大比エネルギー (E_{max}) を、防潮堤高さ (h_d) で除することによって評価した越流度合 (E_{max}/h_d) と低減係数 (β) の関係を、織田らによる理論式及び試験結果と併せて図2.1.27に示す。ばらつきはあるものの、試験結果は理論値に沿って減少する傾向を示した。なお、越流度合 (E_{max}/h_d) が1を超える領域が、防潮堤を津波が越流する領域として考えることができる。

低減係数 (β) が越流度合 (E_{max}/h_d) をパラメータとする対数正規分布に従うと仮定すると、理論式からの対数標準偏差 (σ_β) として、 $\sigma_\beta=0.085$ が評価される。この対数標準偏差に含まれる不確かさの要因として、越流度合に最大せりあがり高さ (η^*) の代わりに最大比エネルギー (E_{max}) を用いたことによる差異や、低減係数 (β) の理論式自体の不確かさが含まれる。

水深係数 (α_E) 及び低減係数 (β) の積で表される防潮堤を越流する場合の水深係数 (α'_E) については、対数正規分布同士の積であるため、中央値は $\beta\alpha_E$ となり、対数標準偏差は二乗和平方根 $\sqrt{(\sigma_{\alpha_E}^2 + \sigma_\beta^2)}$ となる。

防潮堤を越流する場合の持続波力 ($F's$) は、防潮堤を越流する場合の水深係数 (α'_E) 及び通過波の最大比エネルギー発生時刻による浸水深 (η_E) を用いて式(2.1.20)で評価できる。今回の評価においては、防潮堤を越流する場合の持続波力 ($F'S$) の不確かさを対数標準偏差 ($\sqrt{(\sigma_{\alpha_E}^2 + \sigma_\beta^2)}$) で表した。なお、越流度合 (E_{max}/h_d) が1を超える領域を、防潮堤を津波が越流する領域として考える。

$$\alpha'_E = \beta\alpha_E = \frac{2 + \sqrt{3\left(\frac{E_{max}}{h_d}\right)^2 - 2}}{3\frac{E_{max}}{h_d}} \cdot (0.5Fr_E^2 + 1) \dots\dots\dots(2.1.19)$$

$$F'_S = \rho g(\alpha'_E \eta_E) h_d - 0.5\rho g h_d^2 \dots\dots\dots(2.1.20)$$

次に、導出した持続波力評価式を基に、最大持続波力の体系的評価に係る考え方を検討する。

持続波力評価式として、非越流の場合の持続波力 (F_S) を表す式及び防潮堤を越流する場合の持続波力 ($F's$) を表す式を導出した。それぞれ対数正規分布に従うとし、

$$\begin{cases} F_S = 0.5\rho g(\alpha_E \eta_E)^2 & \dots (0 \leq E_{max}/h_d \leq 1) \dots\dots\dots(2.1.21) \\ F'_S = \rho g(\alpha'_E \eta_E) h_d - 0.5\rho g h_d^2 & \dots (1 < E_{max}/h_d) \end{cases}$$

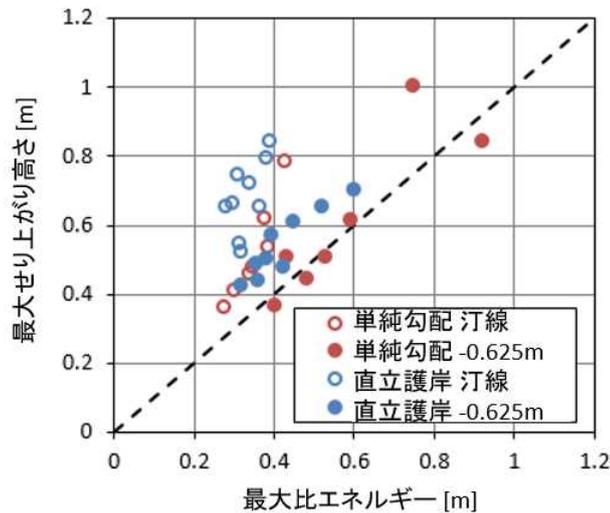
式(2.1.21)は、式(2.1.19)で表される水深係数 (α'_E) を含んでおり、フルード数 (Fr_E) 及び最大比エネルギー (E_{max}) の2つの変数を有する式となっている。最大比エネルギー (E_{max}) とフルード数 (Fr_E) の関係を用いて、変数を無次元量である越流度合 (E_{max}/h_d) の1つにまとめた。

$$E_{max} = (0.5Fr_E^2 + 1)\eta_E \dots\dots\dots(2.1.22)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_S = \frac{\rho g h_d^2}{2} \left(\frac{E_{max}}{h_d} \right)^2 \quad \dots \left(0 \leq \frac{E_{max}}{h_d} \leq 1 \right) \\ F'_S = \frac{\rho g h_d^2}{2} \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \sqrt{3 \left(\frac{E_{max}}{h_d} \right)^2 - 2} \right) \quad \dots \left(1 < \frac{E_{max}}{h_d} \right) \end{array} \right. \dots \dots \dots (2.1.23)$$

以上を踏まえ、防潮堤を越流する場合まで含めた持続波圧の影響評価手法として、最大持続波力評価の考え方を、以下の通り提示する（図2.1.28）。

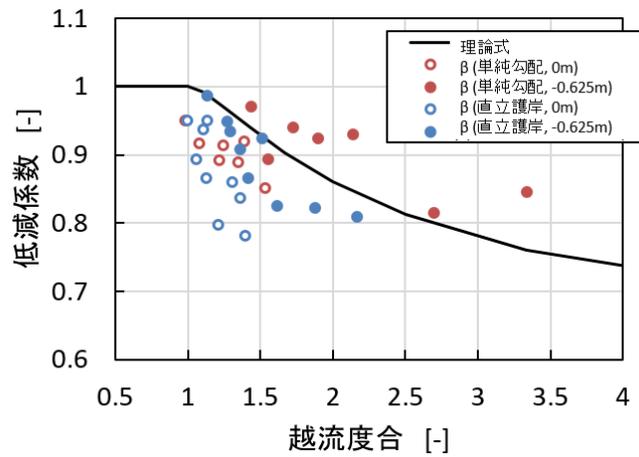
- 通過波評価を実施し、堤体位置における浸水深及び流速を評価する。
- 堤体位置の最大比エネルギー（ E_{max} ）を評価し、防潮堤高さ（ h_d ）から越流度合（ E_{max}/h_d ）を評価する。
- 越流度合（ E_{max}/h_d ）が1を超えない場合は、非越流の場合の最大持続波力（ F_s ）を評価する。
- 越流度合（ E_{max}/h_d ）が1を超える場合は、防潮堤を越流する場合の最大持続波力（ F'_s ）を評価する。



出典) 大成建設 (2020) 2.1.17 のデータを用いて作成

図 2.1.26 最大比エネルギーと最大せり上がり高さの関係

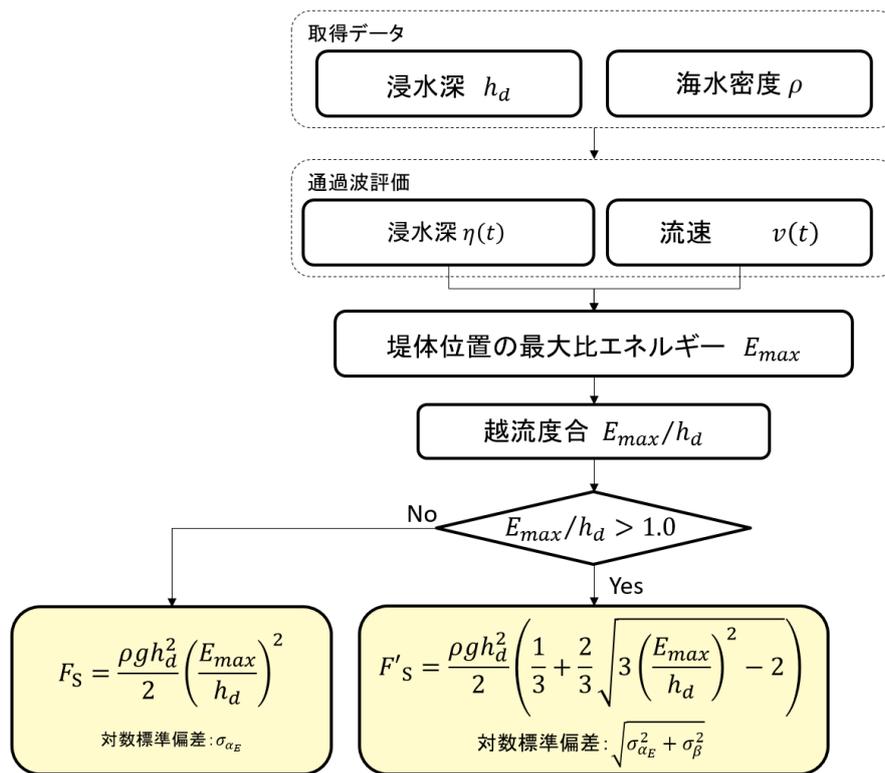
Fig. 2.1.26 Relationship between the maximum specific energy and the maximum wave height



出典) 大成建設 (2020) 2.1.17 のデータを用いて作成

図 2.1.27 越流量合と低減係数の関係

Fig. 2.1.27 Relationship between the overflow rate and the reduction factor



出典) 大成建設 (2020) 2.1.17 のデータを用いて作成

図 2.1.28 最大持続波力の体系的評価に関わるフロー図

Fig. 2.1.28 Flow chart to evaluate the maximum continuous wave force

(4) 最大持続波力評価手法の検討のまとめ

本研究では、フラジリティ評価に必要となる津波により防潮堤に生じる現実的な最大波力・波圧を体系的に評価する手法についての考え方を検討した。

その結果、設計条件範囲内から設計条件を超えて防潮堤を越流する津波までを含む、最大持続波力の評価式(2.1.24)を提案し、下記のとおり、防潮堤を越流する場合まで含めた持続波圧の影響評価手法として、最大持続波力評価の考え方を提示する。

- 通過波評価を実施し、堤体位置における浸水深及び流速を評価する。
- 堤体位置の最大比エネルギー (E_{max}) を評価し、防潮堤高さ (h_d) から越流度合 (E_{max}/h_d) を評価する。
- 越流度合 (E_{max}/h_d) が1を超えない場合は、非越流の場合の最大持続波力 (F_s) を評価する。
- 越流度合 (E_{max}/h_d) が1を超える場合は、防潮堤を越流する場合の最大持続波力 (F'_s) を評価する。

$$\left\{ \begin{array}{l} F_s = \frac{\rho g h_d^2}{2} \left(\frac{E_{max}}{h_d} \right)^2 \quad \dots \left(0 \leq \frac{E_{max}}{h_d} \leq 1 \right) \\ F'_s = \frac{\rho g h_d^2}{2} \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \sqrt{3 \left(\frac{E_{max}}{h_d} \right)^2 - 2} \right) \quad \dots \left(1 < \frac{E_{max}}{h_d} \right) \end{array} \right. \dots \dots \dots (2.1.24)$$

2.1.5 まとめ

漂流物衝突荷重影響については、漂流物が防潮堤に衝突する可能性の評価が重要であり、今回の試験条件では、漂流物位置が津波の砕波位置より沿岸側で、かつ、その位置での水面勾配が概略1 (45°) を超える場合には、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があると考えられる。また、砕波位置のみで判断する場合は、漂流物の初期位置が、汀線から砕波位置の距離×1.25よりも沿岸側にある場合に、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があることと考えられる。水上の漂流物が漂流し、比較的剛な防潮堤に衝突する場合を想定した漂流物衝突式としては、FEMA II式、FEMA III式を用いることができると考えられる。道路橋示方書式は、衝突の可能性が否定できない初期位置に存在する津波漂流物の衝突荷重の評価において過小評価となり得ることから、適用条件や適用範囲は限定的になると判断される。具体的には、漂流物の初期位置が沿岸から遠く防潮堤に衝突する可能性が低いもののその可能性を否定できない場合等、限定的な条件での道路橋示方書式の適用の可能性が考えられる。

なお、今回は主に水面変動による漂流を対象にしており、別途、平面的な流況場についての水理試験や再現解析等で、衝突の可能性について評価する必要がある。

砂移動影響について、本研究の条件範囲内においては、一般的な流体密度として真水の密度に、1.2倍程度 ($\rho=1.2 \text{ g/cm}^3$) の余裕を含めるFEMA(2008)^{2.1.8}の手法は、防潮堤前面の陸域の砂丘の砂移動が、津波荷重に与える影響評価において適用の可能性があると考えら

れる。なお、砂丘と防潮堤間の距離が遠いほど、粒径が大きいほど、砂丘浸食量は大きくなる傾向が確認できた。

最大持続波力の体系的評価手法については、最大比エネルギーに基づいた越流度合を指標として、設計条件範囲内から設計条件を超えて防潮堤を越流する津波までを含む、最大持続波力の評価式を提案するとともに、その評価フローの考え方を提示した。

2.2 地震に対する建屋のフラジリティ評価

2.2.1 背景・目的

原子炉施設のうち建屋の地震応答解析は、これまで、建屋の各階に分布している質量を床位置に集中させた一次元の質点系モデルにより解析が行われている。しかし、「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」^{2.2.1}及び「耐震設計に係る工認審査ガイド」^{2.2.2}が制定され、新たに質点系モデルの妥当性確認や水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せ等に関する審査が行われるようになった。これに伴い、新規制基準適合性に係る審査（以下「適合性審査」という。）において、建屋の三次元挙動を踏まえた質点系モデルの妥当性確認等の審査が行われるようになり、建屋の耐震安全性に係る新たな検討として、建屋の柱、壁、床等の主要部材を有限要素法（Finite Element Method、以下「FEM」という。）に基づき立体的にモデル化した三次元詳細モデル（以下「三次元 FEM モデル」という。）による地震応答解析結果が議論されるようになった。このような背景から、適合性審査を行うに当たり、建屋の三次元挙動に係る評価手法に関する技術的知見の更なる蓄積が求められている。

また、原子力規制委員会では、東京電力株式会社福島第一原子力発電所事故の教訓を踏まえ、リスク評価の重要性を認識し研究に取り組んでいる^{2.2.3}。リスク評価を考慮した原子炉施設の耐震安全性に係る研究においては、リスクの大きさや重要なリスク因子を同定するため、地震に対する建屋や機器等の現実的な応答及び耐力に基づく損傷の度合い（フラジリティ）に係る評価の精度向上が重要である。この中で、原子炉施設のうち建屋のフラジリティに係る評価の精度向上に関しては、基準地震動 S_s を上回る大きさの地震動に対し、建屋の三次元挙動等を考慮した地震応答評価が必要であり、現実的な応答の評価に関する技術的知見の蓄積も重要な研究課題となっている。

これらを踏まえ、三次元 FEM モデルによる原子炉施設の地震応答解析から建屋地震時挙動の精緻な推定に資する技術的知見の取得を目的に、三次元 FEM モデルによる地震応答解析において、建屋の応答特性に関するモデル化因子が建屋の耐震安全性及び床応答に与える影響を検討する。さらに、これらの知見を踏まえて、設計及び設計を超える地震に対する建屋等の三次元挙動に係る解析手法について検討を行い、現実的な応答評価に必要な解析手法に関する技術的知見を取得することでリスク評価に資する。なお、本研究は、関連する一部業務を「原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全性評価手法の高度化）事業」（平成 29 年度から令和 2 年度まで）^{2.2.4}として原子力機構に委託することで実施した。本研究の成果は、新規制基準適合性に係る審査や将来的な安全性向上評価のガイド改正等の要否の検討及び安全性に係る評価の高度化に資するものであり、成果の一部は NRA 技術報告（2021）^{2.2.5}にまとめられている。

2.2.2 三次元 FEM モデルを用いた地震時の建屋の三次元挙動評価

本研究では、基準地震動 S_s 及びそれを超える地震時にも適用可能な地震応答解析手法に関する技術的知見を取得するため、まず、原子炉建屋の三次元 FEM モデルに関する各種モデル化因子が地震応答解析結果に与える影響について文献調査等を行い、着目すべきモデル化因子を同定した。さらに、仮想サイトを対象とした原子炉建屋の三次元 FEM モデルを作成し、同定したモデル化因子に対して基準地震動 S_s に相当する検討用の地震動（以下「検討用地震動」という。）を入力とした感度解析を行い、建屋の耐震安全性及び床応答に与える影響を検討した。そして、この感度解析結果に基づき、実サイトを対象とした原子炉建屋の三次元 FEM モデルを作成し、当該原子炉建屋で観測された地震記録の再現解析からモデル化手法の妥当性を確認し、建屋地震時挙動の精緻な推定に資する技術的知見を取得した。これらの検討は基準地震動 S_s に相当する地震動を用いた検討であり、【実施項目(1)】に該当する。また、基準地震動 S_s を超える地震動に対し、地盤の影響を無視した原子炉建屋のみの三次元 FEM モデルによる地震応答解析を実施し、この解析モデル及び解析手法の検討は【実施項目(2)】に該当する。

図 2.2.1 にこちらの研究概要を示す。

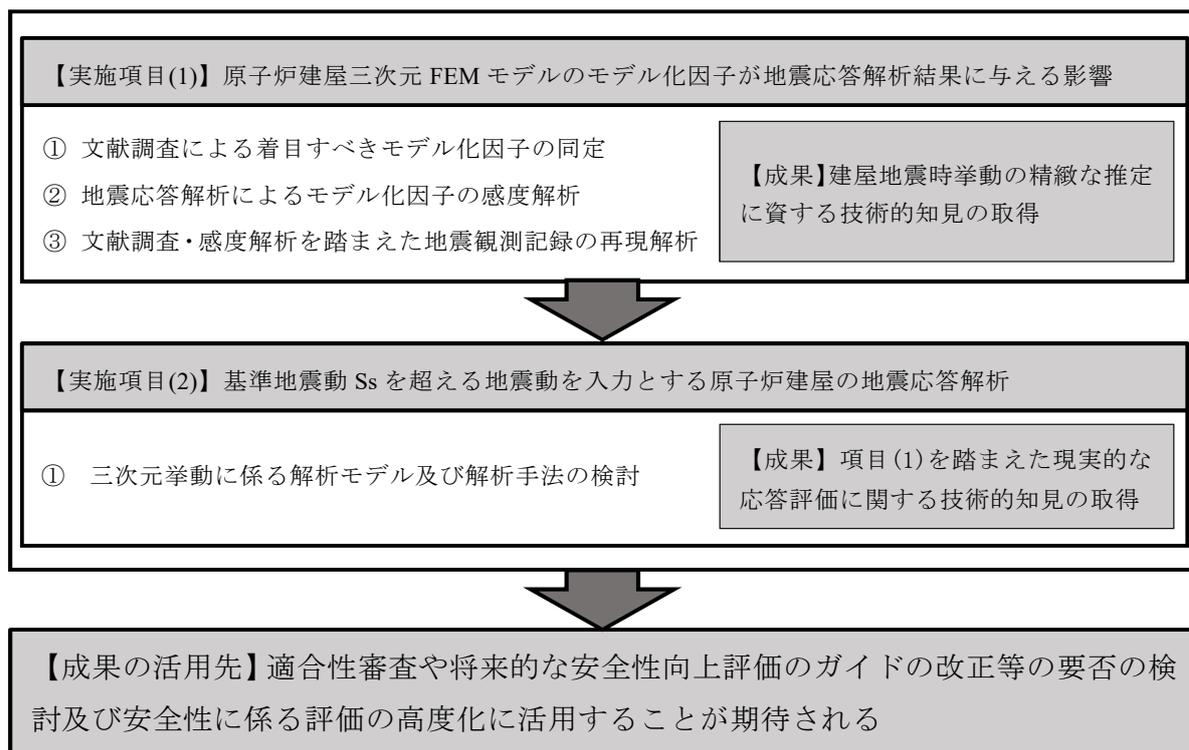


図 2.2.1 研究概要

Fig.2.2.1 Overall framework of this research project

本研究では、原子力機構が、原子炉建屋を対象とした三次元 FEM モデルによるモデル化因子の時刻歴応答解析法による感度・再現解析及び基準地震動 S_s を超える地震動を入力

とする原子炉建屋の地震応答解析を行った。規制庁では、規制への活用の観点からモデル化因子の同定に係る文献調査、周波数応答解析法による感度・再現解析並びに原子力機構及び規制庁の解析結果の分析・考察・評価等の検討を行った。規制庁での検討の実施に当たっては、委託事業より得られた三次元 FEM モデルの入力データから規制庁で用いる解析プログラムでの解析モデル及び入力データを作成した。また、委託事業より得られた解析結果^{2.2.4}のデータを用いて規制庁においても委託事業の解析結果の分析・考察・評価を行った。なお、原子力機構では、解析プログラムとして、伊藤忠テクノソリューションズ株式会社が開発した大規模非線形構造解析システム FINAS/STAR^{2.2.6} 及び株式会社大林組が開発したコンクリート系構造物の FEM 非線形解析用プログラム FINAL^{2.2.7} を使用し、検討用地震動及びそれを超える地震動を対象とした検討を時刻歴応答解析により実施した。一方、規制庁では、異なる解析手法により解析結果の妥当性を確認するため、GP テクノロジー社 (Ghiocel Predictive Technologies, Inc.) が開発した地盤・構造物動的相互作用解析プログラム ACS SASSI^{2.2.8} を使用し、主に検討用地震動を用いた周波数応答解析により検討した。

本研究の成果の一部は、NRA 技術報告 (2021)^{2.2.5} として公表した。また、委託事業により得られた原子力機構の成果は、委託事業報告書^{2.2.4} として公表されている。

図 2.2.1 に示した各実施項目の主な検討及びその成果を以下に示す。

(1) 原子炉建屋三次元 FEM モデルのモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響

① 文献調査による着目すべきモデル化因子の同定

原子炉建屋の三次元 FEM モデルについて、委託事業及び委託事業成果報告書^{2.2.4} を基に規制庁で実施した文献調査から、当該解析事例に係る技術的知見の収集を行った。これらを踏まえ、以下に示す建屋の三次元挙動に及ぼす影響が大きいと思われるモデル化因子 a から h の同定を行った。なお、これら文献調査の詳細については、委託事業成果報告書^{2.2.4} 及び NRA 技術報告 (2021)^{2.2.5} を参照されたい。

- a. 水平 2 方向及び鉛直方向の地震動入力
- b. 有限要素タイプ
- c. メッシュサイズ (有限要素による要素分割)
- d. 格納容器内部の大型機器のモデル化
- e. 鉄筋コンクリート材料の非線形挙動に係るモデル化
- f. 建屋－地盤間の接触・剥離現象のモデル化
- g. 建屋－地盤間に接続するジョイント要素に付加する初期応力の算定方法
- h. 減衰のモデル化

② 地震応答解析によるモデル化因子の感度解析

仮想サイトの原子炉建屋の三次元 FEM モデルについて、検討用地震動を入力とした地震応答解析から代表的なモデル化因子を対象に感度解析を行い、建屋の耐震安全性及び床応答に与える影響を検討した。

本検討の実施に当たっては、委託事業により得られた三次元 FEM モデルの入力データから用いる解析プログラムでの解析モデル及び入力データを作成した。また、委託事業より得られた解析結果^{2.2.4}のデータを用いて規制庁においても委託事業の解析結果の分析・考察・評価を実施した。

本検討では、IAEA (International Atomic Energy Agency) の Kashiwazaki-Kariwa Research Initiative for Seismic Margin Assessment (以下「KARISMA」という。)^{2.2.9}で国際的なベンチマーク解析の対象となった原子炉建屋を参考に解析モデルの作成を行い、地震応答解析による感度解析を行った。地震応答解析は、JEAG4601 (1991)^{2.2.10}の規定及び既往の研究等を参考に解析条件の設定を行った。本感度解析では、基準となる解析モデル(以下「基準モデル」という。)を定め、その基準モデルをベースに同定したモデル化因子を対象とした感度解析用の解析モデル(以下「感度解析モデル」という。)を作成し、双方の解析結果を比較した。これら基準モデルによる解析結果との比較から、各モデル化因子が建屋の最大加速度応答、床応答スペクトル等に与える影響を評価した。図 2.2.2 に規制庁で作成した解析モデルの例(基準モデル)を示す。なお、委託事業における基準モデルは、規制庁の基準モデルが地盤を薄層要素でモデル化しているのに対し、地盤を有限要素法によるソリッド要素でモデル化した地盤有限要素法による三次元 FEM モデルである。

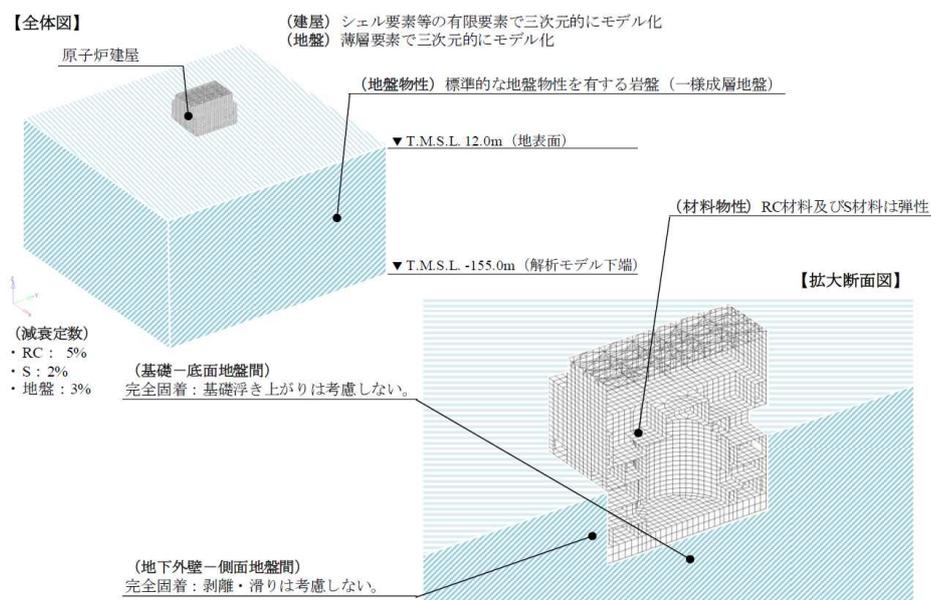


図 2.2.2 規制庁で作成した解析モデルの例 (基準モデル)^{2.2.5}

Fig.2.2.2 Example of NRA analysis model (reference model)

原子炉建屋の支持地盤は、表層の比較的軟らかい地盤によって建屋に複雑な応答が生じることを極力排除するため、KARISMA で対象とした地盤条件とは異なる標準的な地盤物性を有する岩盤とし、代表的な BWR 原子炉建屋周辺地盤のせん断波速度を参考に、仮想の敷地条件として理想的な一様地盤を仮定した。また、入力地震動は、「基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド」^{2.2.11}（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）の「3.3.1 応答スペクトルに基づく地震動評価」の(1)の①において規定される地震動評価に基づき、距離減衰式に基づく経験的方法によって規制庁独自に設定を行った。このとき、地震動の振幅レベルは、KARISMA で対象とした敷地の基準地震動に相当する加速度レベルとなるよう水平方向に対し最大加速度 600 cm/s^2 、鉛直方向に対し最大加速度 400 cm/s^2 を設定した。図 2.2.3 に入力地震動（検討用地震動）を示す。

感度解析結果の例として、NRA 技術報告（2021）^{2.2.5} に示している建屋—地盤間の接触・剥離現象のモデル化に関する感度解析ケースの結果を図 2.2.4 に示す。解析条件の詳細、他の解析結果等については NRA 技術報告（2021）^{2.2.5} を参照されたい。図 2.2.4 は、モデル化因子 f に着目して基準モデル（図中凡例の「基準モデル（C1-2）」）と感度解析モデル（図中凡例の「接触・剥離モデル（C6-2）」）について、建屋の最大応答加速度分布及び原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルを比較したものである^{2.2.5}。ここでの感度解析モデルは、建屋—地盤間を固着とした基準モデルの地震応答解析による建屋側面地盤の土圧分布の変動性状から、建屋—地盤間で剥離・滑りが生じていると判断した箇所について、建屋—地盤間の固着を外すことにより、基礎—底面地盤間での基礎浮き上がり及び地下外壁—側面地盤間での剥離・滑りを考慮している。感度解析の結果、最大応答加速度分布の比較から、基準モデルと比較して感度解析モデルでは、NS 及び UD 方向において最大応答加速度が大きく、EW 方向において最大応答加速度が小さくなった。感度解析モデルでは、基準モデルと比較して地盤の拘束効果が弱まり、建屋—地盤連成系の固有振動数が低振動数側に变化したことで、入力地震動の加速度応答スペクトルのピークとの関係から、NS 方向では応答が増幅、EW 方向では応答が低下したものと考えられる。UD 方向については、地盤の拘束効果が低下したことにより建屋回転挙動の影響を受け応答が増幅したものと考えられる。

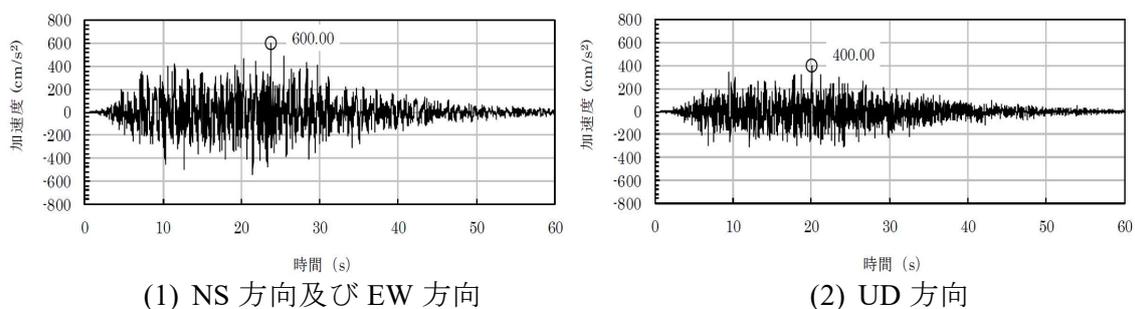
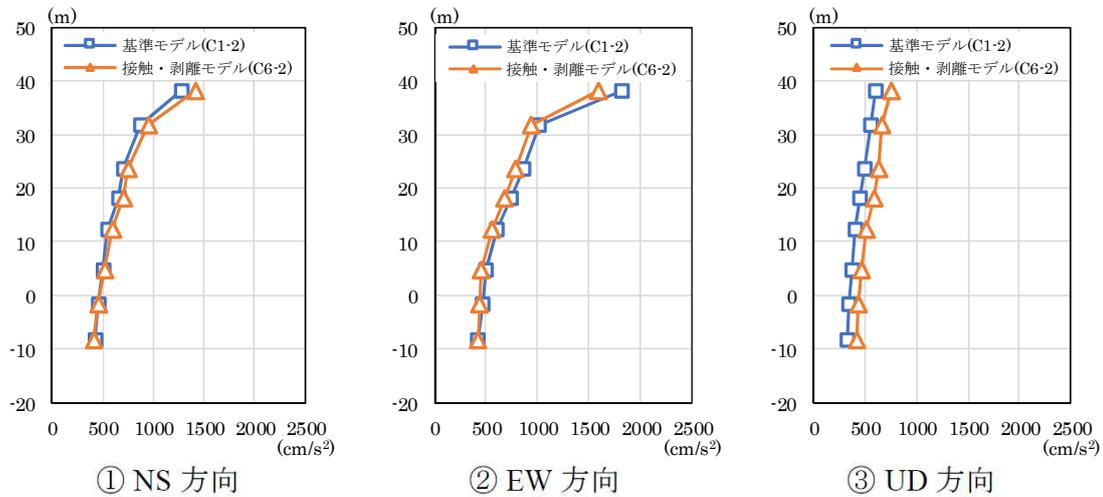
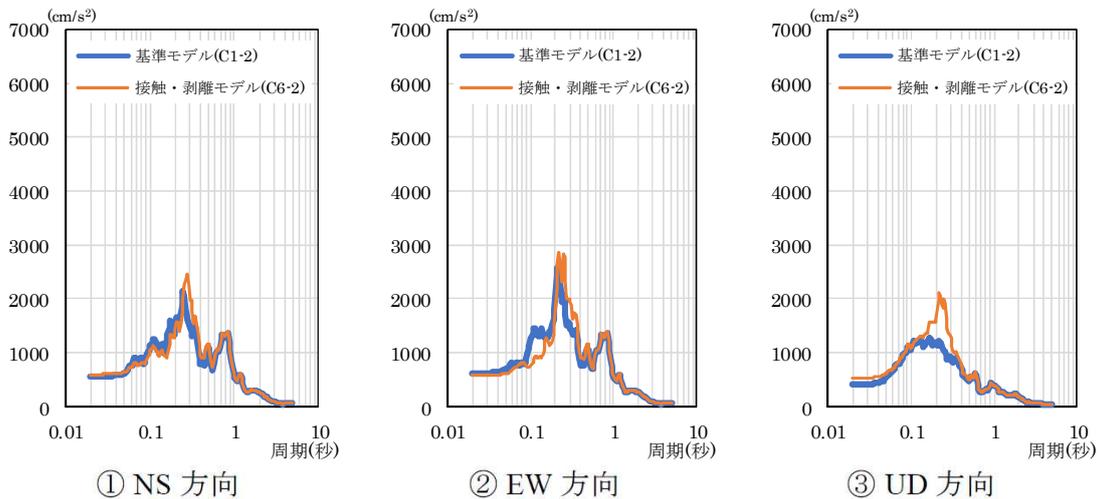


図 2.2.3 感度解析で用いた入力地震動（検討用地震動）^{2.2.5}

Fig.2.2.3 Acceleration time histories of earthquake for sensitivity analysis



(1) 建屋の最大応答加速度分布の比較



(2) 建屋 1 階代表位置での床応答スペクトルの比較

図 2.2.4 建屋—地盤間の接触・剥離現象のモデル化に関する感度解析の例 ^{2.2.5}

(周波数領域の地震応答解析結果の比較)

Fig.2.2.4 Maximum peak accelerations and floor response spectra: reference model and contact-separation model for sensitivity analyses (seismic response analysis in frequency domain)

仮想サイトの原子炉建屋の三次元 FEM モデルを用いた上述の感度解析結果から、モデル化因子 f (建屋—地盤間の接触・剥離現象のモデル化) については、建屋—地盤間の接触・剥離を考慮することで建屋—地盤連成系の解析モデルの固有振動数が変化することから、感度解析等により実状を踏まえて接触・剥離範囲を適切に設定する必要があると考えられる。

モデル化因子 a から e、g 及び h について、モデル化因子 f と同様に仮想サイトの原子炉建屋の三次元 FEM モデルを用いた感度解析による検討結果^{2.2.4, 2.2.5}の概要を以下に示す。

- ・モデル化因子 a については、建屋の形状、構造部材の配置及び開口部のレイアウトのバランスに大きな偏りが無ければ、建屋全体挙動に与える影響は小さいと考えられる。
- ・モデル化因子 b 及び c については、採用する有限要素タイプ及びメッシュサイズが解析結果に影響を与えるため、解析の目的に応じた適切な設定になっていることを感度解析等により確認する必要があると考えられる。
- ・モデル化因子 d については、大型機器の形状を有限要素でモデル化した場合、建屋応答はその機器の固有振動数の影響を受けるが、その影響は小さく大型機器のモデル化の違いが建屋全体に与える影響も小さいと考えられる。
- ・モデル化因子 e については、材料の非線形挙動に係るモデル化手法だけでなく、その非線形挙動を解くために解析プログラムが採用している計算手法の設定も解析結果に影響を与えるため、感度解析等により適切なモデル化手法及び計算手法の設定になっていることを確認する必要があると考えられる。
- ・モデル化因子 g については、初期応力が建屋の埋め込みや地盤状況、周辺建屋の配置等の影響を受けるため、感度解析等により実状に則した初期応力の算定方法になっていることを確認する必要があると考えられる。
- ・モデル化因子 h については、三次元 FEM モデルを用いた時間領域の地震応答解析で採用されることが多いレーリー減衰等の振動数依存性を有する減衰モデルでは、感度解析等により主要な振動数帯での減衰特性が適切な設定になっていることを確認する必要があると考えられる。

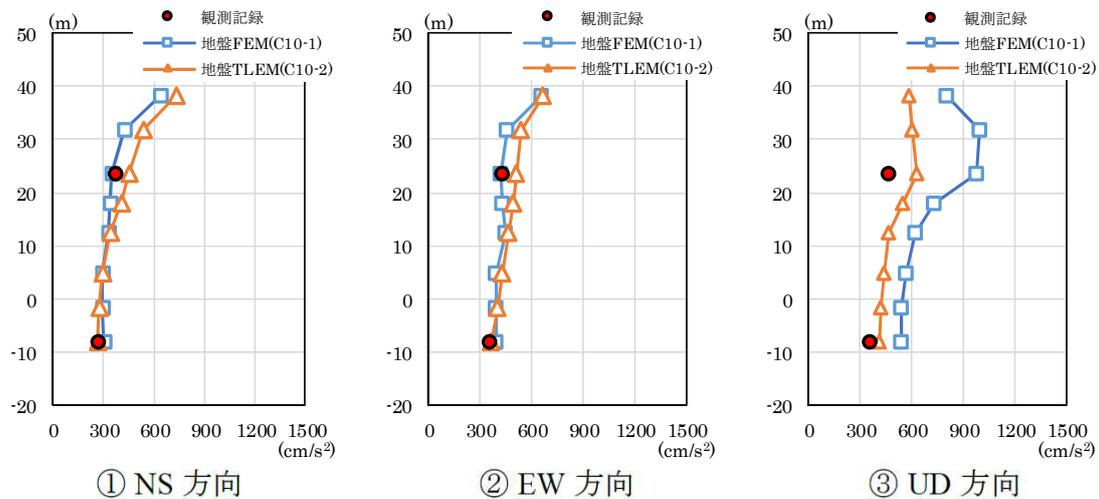
③ 文献調査・感度解析を踏まえた地震観測記録の再現解析

文献調査及びモデル化因子 a から h の感度解析の検討結果を踏まえ、実サイトを対象とした原子炉建屋の三次元 FEM モデルを作成し、原子炉建屋で実際に観測された地震記録の再現解析を行い、モデル化手法の妥当性を確認した。

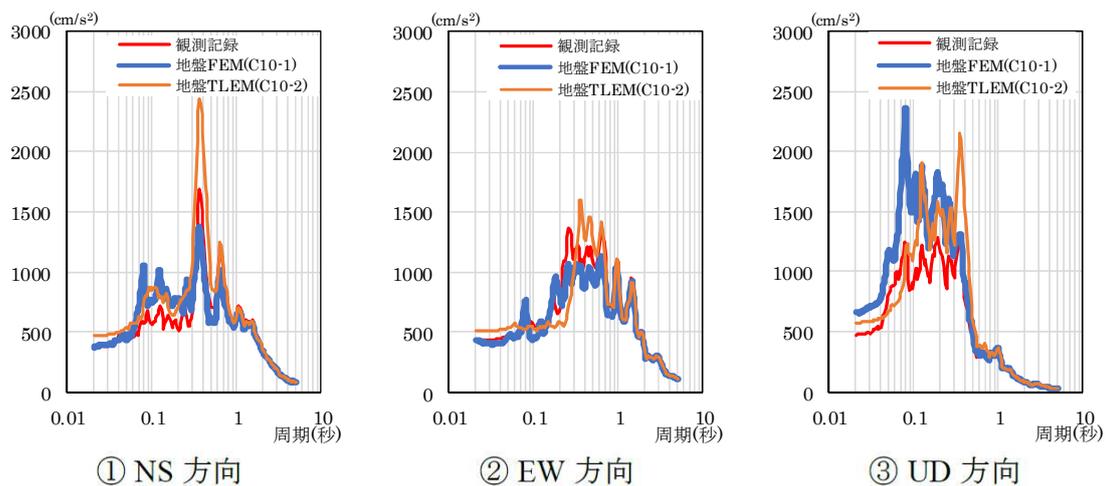
本検討の実施に当たっては、委託事業により得られた三次元 FEM モデルの入力データから規制庁で用いる解析プログラムでの解析モデル及び入力データを作成した。また、規制庁において自ら解析した解析結果と委託事業の解析結果^{2.2.4}の比較を行い、分析・考察・評価を実施した。

本検討では、感度解析で用いた原子炉建屋の解析モデルをベースに、KARISMA で対象とした地盤条件を用いた三次元 FEM モデルによる、2007 年新潟県中越沖地震 (M6.8) の再現解析を行った。解析条件の詳細、他の解析結果等については NRA 技術報告 (2021)^{2.2.5}を参照されたい。

再現解析結果の例を図 2.2.5 に示す。解析結果は、建屋地下 3 階と 3 階の観測点における地震観測記録について、委託事業より得られた時刻歴応答解析による再現解析結果^{2.2.4}（図中凡例の「地盤 FEM (C10-1)」）及び規制庁による周波数応答解析による再現解析結果（図中凡例の「地盤 TLEM (C10-2)」）の建屋の最大応答加速度分布及び床応答スペクトルの結果として比較したものである^{2.2.5}。なお、ここで示す再現解析では、委託事業及び規制庁ともに、文献調査で得られた知見に基づき建屋－地盤間の接触・剥離現象を考慮したモデルを用いた。再現解析の結果、NS 方向及び EW 方向の水平方向の建屋応答については、それぞれの解析手法の違いにより多少の差はあるものの、再現解析としては観測記録とおおむね整合性の取れた解析結果が得られることが分かった。一方、UD 方向については、観測記録との間に明らかな応答の差が見られた。床応答スペクトルの周期 0.08 秒付近に、観測記録には見られない最大応答加速度のピークが見られるなど、解析結果と観測記録との間に十分な整合性が見られなかった。これら整合性が確認できない理由として、委託事業成果報告書^{2.2.4}を参考に、解放基盤の入力地震動を作成する過程で現れた 0.08 秒付近の入力地震動の加速度応答スペクトルのピークと建屋－地盤連成系の 0.08 秒付近の固有振動数が重なりあった影響で、これら観測記録に見られないピークが生じて建屋応答に大きな影響を及ぼしたものと推定した。この入力地震動の影響に加え、実際には地震力に抵抗する雑壁や小梁等の部材を三次元 FEM モデルで表しきれていないことの影響も考えられ、それらを単純形状の有限要素を組み合わせる際の詳細なモデル化手法について更なる検討が必要になるものと考えられる。



(1) 建屋の最大応答加速度分布の比較



(2) 建屋3階の観測点での床応答スペクトルの比較

図 2.2.5 地震観測記録と再現解析結果の比較の例 ^{2.2.5}

Fig.2.2.5 Maximum accelerations and floor response spectrum: comparison of observation and simulation analyses

上述の 2007 年新潟県中越沖地震の再現解析から、水平方向の建屋応答については、観測記録とおおむね整合性の取れた結果が得られることを確認した。一方で、UD 方向については、本手法の適用に留意が必要であることを確認した。これら整合性の確認が取れていない箇所については、今後より多くの観測記録を分析しつつ、入力地震動の作成方法、雑壁や小梁のモデル化方法等の詳細なモデル化手法に関する更なる検討が必要になるものと考えられる。

(2) 基準地震動 S_s を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析

(1)で検討した解析モデルをベースに、地盤部分を除いた原子炉建屋の三次元 FEM モデルを用い、基準地震動 S_s を超える地震動を入力とする地震応答解析を実施して解析モデル及び解析手法について検討した。

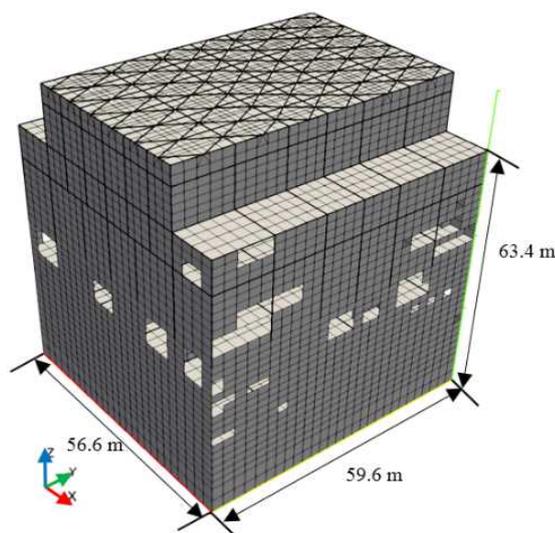
本報告では、委託事業成果報告書^{2.2.4}を基に規制庁で考察した、下記 2 項目についてその内容を要約する。

① 三次元挙動に係る解析モデル及び解析手法の検討

建屋フラジリティ評価手法の高度化に資する基準地震動 S_s を超える地震動を入力とした原子炉建屋の地震応答解析を実施した^{2.2.4}。

本検討では、三次元 FEM モデルを用いて、2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を定数倍した波形を入力地震動とする複数の地震応答解析から、建屋応答に及ぼす影響を評価した。入力地震動の振幅レベルを、観測記録の 2 及び 4 倍とした検討結果を示す。

本検討では、解析プログラム FINAS/STAR 及び解析プログラム FINAL による解析から、2つの解析プログラムにおける鉄筋コンクリート（以下「RC」という。）材料の非線形特性等の違いが建屋応答に与える影響を比較検討した。解析モデルは、RC 材料の非線形特性の影響に着目するため原子炉建屋のみとし、地震応答解析は、基礎固定モデルにより実施した。図 2.2.6 に解析モデルの外観を示す。FINAS/STAR 及び FINAL の解析モデルの要素分割パターンは同じである。



出典) 国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 (2020)^{2.2.4}

※ 図の右下方向が北側

図 2.2.6 解析モデルの外観(FINAS/STAR 及び FINAL)

Fig.2.2.6 Appearance of analysis model (FINAS/STAR and FINAL)

図 2.2.7 及び図 2.2.8 に FINAS/STAR 及び FINAL による、観測記録の 2 倍及び 4 倍の入力地震動での EW 方向の代表階でのせん断応力-層間変形角関係を示す^{2.2.4}。せん断応力は、各層の層せん断力をせん断断面積で除したものである。図中の赤線が解析結果、黒線は JEAG4601 (1991)^{2.2.10}に基づき算出された該当階のせん断挙動に係るスケルトンカーブである。このスケルトンカーブの第一勾配が質点系モデルでのせん断挙動に係る初期剛性に相当する。

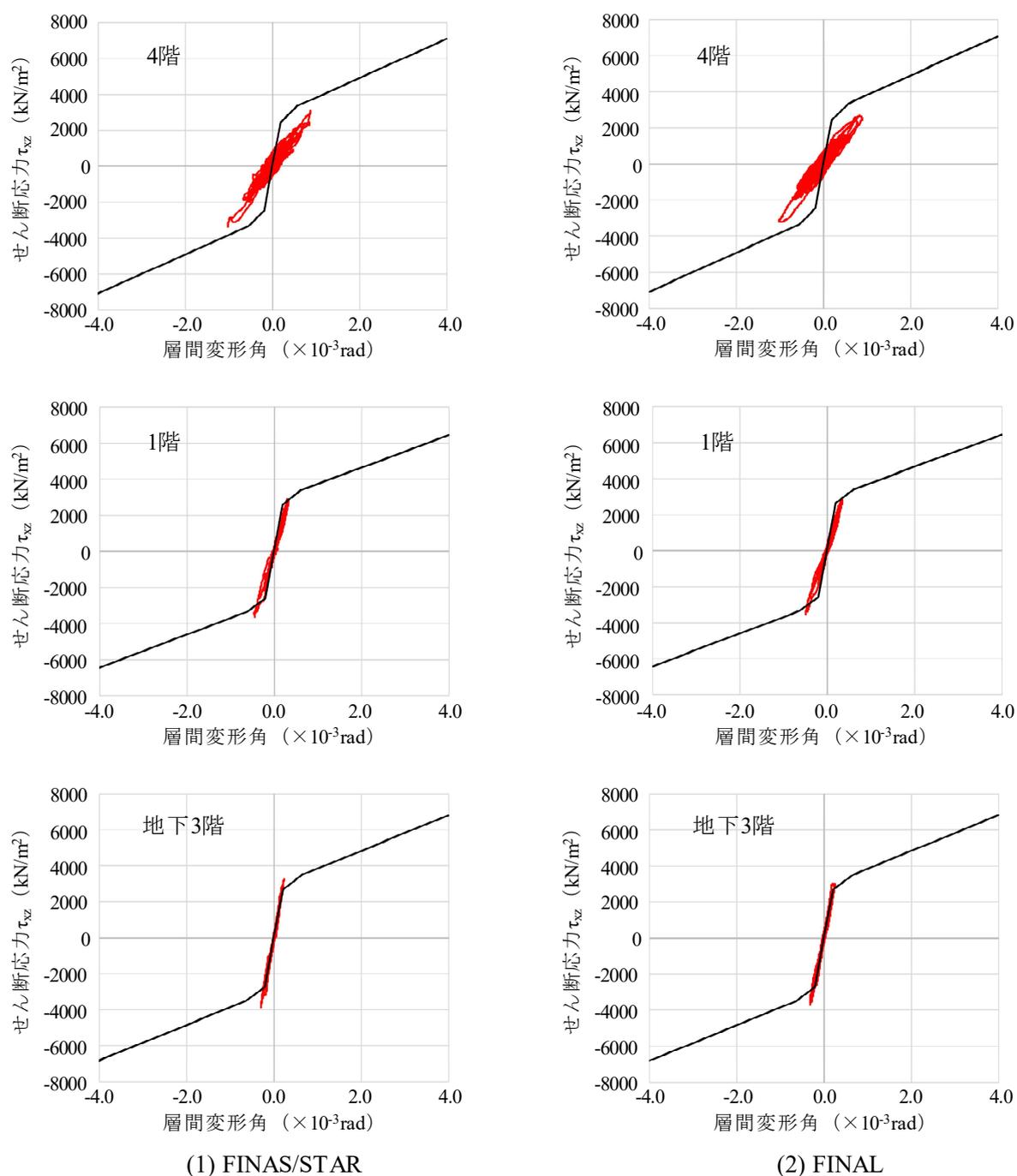
ここでの解析は建屋の RC 耐震壁の要素モデルに材料非線形性を考慮した材料モデルを用いたモデル化手法である。各解析プログラムでは、それぞれ RC 部材の材料モデルに違いがあり、非線形挙動を忠実にシミュレーションするためにそれぞれ考案されたものである。各解析モデルの妥当性は一般に構造実験結果との比較により、検証されている。ここでは、地震時における耐震壁の実際の非線形挙動を確認するため、地震のような繰り返し水平荷重が作用した時の耐震壁の荷重-変位関係の参考として、財団法人原子力工学試験センター（以下「原工試」という。）で行われた RC 造耐震壁の静的・動的復元力に係わる試験を付録に示す。この試験は RC 造耐震壁の履歴ループ、スケルトンカーブ等に関する基礎的な資料であり、繰り返し荷重載荷が RC 造耐震壁の剛性・耐力へ与える影響を確認した結果について考察したものである。また、この付録では、各ひずみレベルでの荷重-変位関係の最大荷重と最大変位を包絡するスケルトンカーブについて、建物の地震応答解析で用いる質点系モデルのせん断力-せん断変位の関係（スケルトンカーブ）と比較も行っている。以後の FINAS/STAR と FINAL の結果について、付録での試験結果やスケルトンカーブと比較することにより、実際の RC 耐震壁の非線形挙動をどの程度シミュレートしているのか等の観点で見るための参考資料として添付したものである。

FINAS/STAR、FINAL とともに、初期剛性が質点系モデルより低くなっており、この傾向は上層階ほど顕著であった。委託事業成果報告書^{2.2.4}では、地上階で三次元 FEM モデルの剛性が低くなる理由として、三次元 FEM モデルで曲げ変形を大きく評価していること等の影響を挙げている。三次元 FEM モデルで曲げ変形を大きく評価している理由として、壁や床の接合部の剛域を考慮せずにモデル化しているために剛性を小さめに評価していること等が考えられる。また、4 階で初期剛性の乖離が特に大きい理由として、壁厚の大きい部材が複雑に接合されているプール壁周辺について、接合部の剛域を考慮しないモデル化が剛性評価に大きな影響を与えたこと等が考えられる。非線形性を考慮した三次元 FEM モデルによる地震応答解析には、実際の複雑な建屋形状をシェル要素やソリッド要素等の単純形状の有限要素を組み合わせる際のモデル化手法、RC 材料の非線形挙動に係るモデル化手法、解析精度等に留意する必要がある。そのため、解析結果を使用する際には、試験結果や他の解析プログラムによる解析結果と比較する等、それらのモデル化の妥当性について検討する必要があると考えられる。試験結果の参考として、原工試で行われた、RC 造耐震壁の履歴ループ、スケルトンカーブ等に関する基礎的な資料である

RC造耐震壁の動的復元力に係わる試験^{2.2.12}を対象に、繰返し荷重載荷がRC造耐震壁の剛性・耐力へ与える影響を確認した結果を付録に示す。

一方、FINAS/STARとFINALの結果を比較した時、全体としてはほぼ同様な傾向を示すものの、履歴ループが囲む面積を比べるとFINALよりFINAS/STARの方がやや大きく、最大層間変形角についてもFINALよりもFINAS/STARの方がやや大きい等の違いがあることが分かる。これらの違いは、双方のプログラムで異なるRCの材料モデルが採用されていること等、解析プログラムが採用している計算手法の設定の差が原因と考えられる。

上述の地震応答解析結果から、基準地震動 S_s を超える入力地震動を受けた建屋の最大層間変形角等、建屋全体のフラジリティ評価に必要な情報等を取得した。非線形性を考慮した三次元FEMモデルによる地震応答解析には、実際の複雑な建屋形状のモデル化手法、RC材料の非線形挙動に係るモデル化手法、解析精度等に特に留意する必要がある。そのため、解析結果を使用する際には試験結果や他の解析プログラムによる解析結果と比較する等、それらのモデル化の妥当性について検討する必要があると考えられる。また、採用する応答評価手法や使用する解析プログラムの違いにより、フラジリティ評価に必要な情報にばらつきが生じ得ることから、入力地震動の不確かさが大きいことも踏まえ、建屋のフラジリティ評価の精度向上へ向け、引き続き技術的知見の蓄積が必要と考えられる。



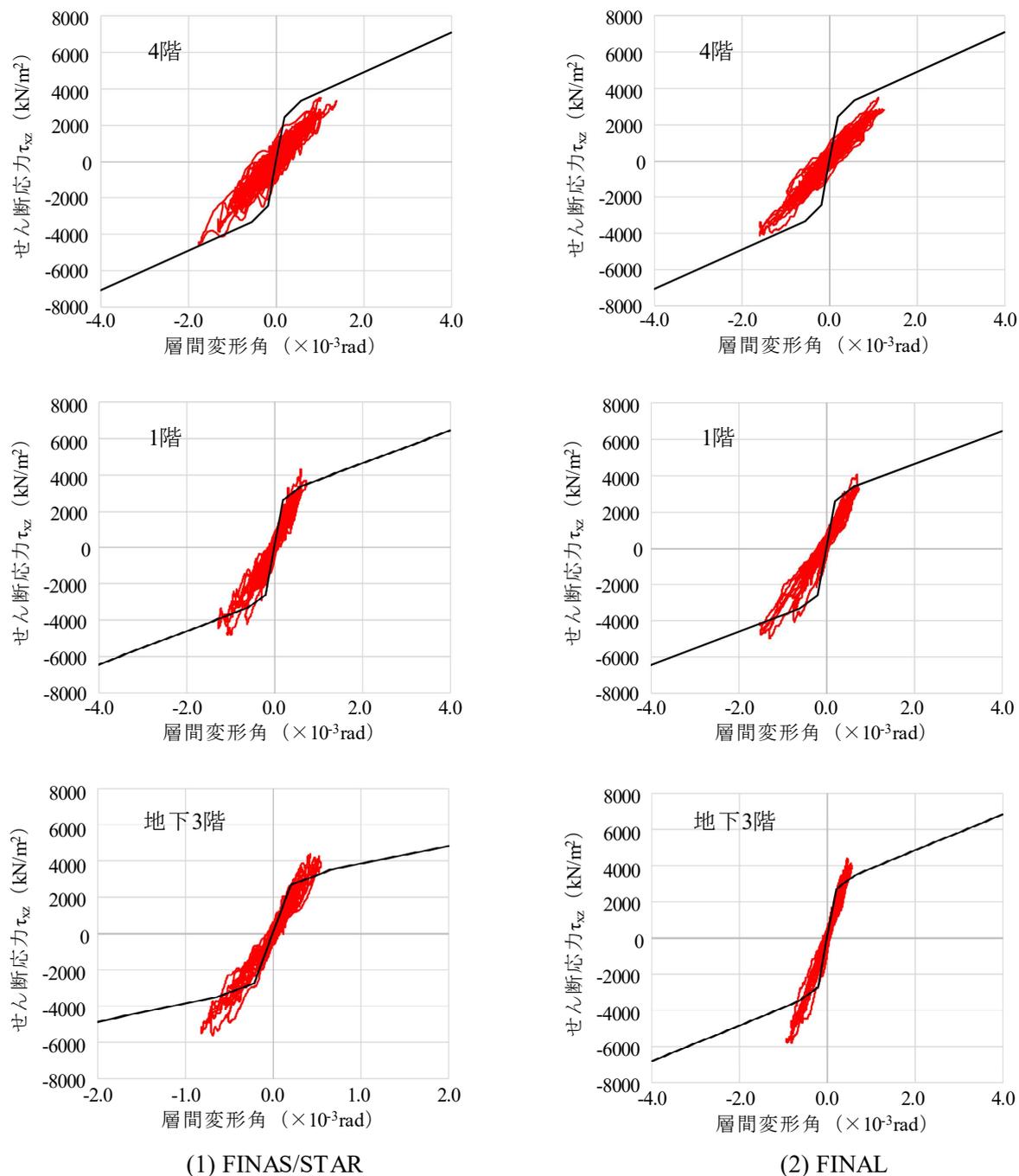
出典) 国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 (2020) ^{2.2.4} を一部編集

図 2.2.7 せん断応力-層間変形角関係

(地震動 2 倍、EW 方向、FINAS/STAR 及び FINAL、地下 3 階・1 階・4 階)

Fig.2.2.7 Shear stress and inter story drift angle

(Twice the seismic motion, EW direction, FINAS/STAR and FINAL, 3rd basement floor, 1st floor and 4th floor)



出典) 国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 (2020) ^{2.2.4} を一部編集

図 2.2.8 せん断応力-層間変形角関係

(地震動 4 倍、EW 方向、FINAS/STAR 及び FINAL、地下 3 階・1 階・4 階)

Fig.2.2.8 Shear stress and inter story drift angle

(Four times seismic motion, EW direction, FINAS/STAR and FINAL, 3rd basement floor, 1st floor and 4th floor)

2.2.3 まとめ

三次元 FEM モデルによる原子炉施設の地震応答解析から建屋地震時挙動の精緻な推定に資する技術的知見の取得を目的に、三次元 FEM モデルによる地震応答解析において、建屋の応答特性に影響を及ぼす可能性のあるモデル化が建屋の耐震安全性及び床応答に与える影響を検討した。さらに、これらの知見を踏まえて、設計及び設計を超える地震に対する建屋等の三次元挙動に係る解析手法について検討を行い、現実的な応答評価に必要な解析手法に関する技術的知見を取得した。仮想サイトの原子炉建屋の三次元 FEM モデル及び国際的なベンチマーク解析の対象となった実サイトの原子炉建屋の三次元 FEM モデルを用いた地震応答解析から、以下に示す技術的知見が得られた。

- ・ 水平 2 方向及び鉛直方向の地震動入力の影響は、建屋の形状、構造部材の配置及び開口部のレイアウトのバランスに偏りが無ければ、建屋全体挙動に与える影響は小さいと考えられる。
- ・ 有限要素タイプ及びメッシュサイズは解析結果に影響を与えるため、解析の目的に応じた適切な設定になっていることを感度解析等により確認する必要があると考えられる。
- ・ 格納容器内部の大型機器のモデル化については、大型機器の形状を有限要素でモデル化した場合、建屋応答はその機器の固有振動数の影響を受けるが、その影響は小さく格納容器内部の大型機器のモデル化の違いが建屋全体に与える影響は小さいと考えられる。
- ・ 鉄筋コンクリート材料の非線形挙動に係るモデル化については、材料のモデル化手法だけでなく、その非線形挙動を解くために解析プログラムが採用している計算手法の設定も解析結果に影響を与えるため、感度解析等により適切なモデル化手法及び計算手法の設定になっていることを確認する必要があると考えられる。
- ・ 建屋－地盤間の接触・剥離現象のモデル化は、建屋モデルの固有振動数を変化させることから、感度解析等により実状を踏まえて接触・剥離範囲を適切に設定する必要があると考えられる。
- ・ 建屋－地盤間に接続するジョイント要素に付加する初期応力については、その初期応力が建屋の埋め込みや地盤状況、周辺建屋の配置等の影響を受けるため、感度解析等により実状に則した初期応力の算定方法になっていることを確認する必要があると考えられる。
- ・ 三次元 FEM モデルを用いた時間領域の地震応答解析で採用されることが多いレイリー減衰の場合、従来の質点系モデルの地震応答解析で用いられるひずみエネルギー比例型減衰と異なり減衰特性が振動数に依存するため、感度解析等により主要な

振動数帯での減衰特性が適切な設定になっていることを確認する必要があると考えられる。

- ・ 本研究では、三次元 FEM モデルによる建屋－地盤連成系の地震応答解析を行うに当たり、入力地震動を応答スペクトルに基づく方法の 1 波（水平 2 方向及び鉛直方向）、地震観測記録に基づく方法の 1 波（水平 2 方向及び鉛直方向）のみとした。このため、原子炉建屋の応答性状の推定の精緻化という観点では、今後、応答特性の異なる複数の入力地震動を対象に、より定量的な検討を行う必要があると考えられる。
- ・ 2007 年新潟県中越沖地震の再現解析から、水平方向の建屋応答について、建屋－地盤間の接触・剥離現象を考慮した三次元 FEM モデルを使い、観測記録とおおむね整合性の取れた再現解析結果が得られることを確認した。一方で、鉛直方向については、観測記録との間に十分な整合性が見られなかったことから、今後、入力地震動の作成手法、雑壁や小梁のモデル化手法等の詳細なモデル化手法に関する更なる検討が必要になるものと考えられる。
- ・ 基準地震動 S_s を超える入力地震動を受けた原子炉建屋の非線形挙動に着目した地震応答解析より、実際の複雑な建屋形状のモデル化手法、RC 材料の非線形挙動に係るモデル化手法、解析精度等に特に留意する必要があるため、解析結果を使用する際には試験結果や他の解析プログラムによる解析結果と比較する等、それらのモデル化の妥当性について検討する必要があると考えられる。
- ・ 建屋のフラジリティ評価において、入力地震動等の外部事象の不確かさが大きいことを踏まえると、建屋－地盤間の接触・剥離現象に係るモデル化手法、原子炉建屋の RC 造耐震壁の材料特性に係るモデル化等の非線形現象に関するモデル化手法について、それら因子が建屋の耐震安全性及び床応答に与える影響を更に検討する必要があると考えられる。

付録 繰返し荷重載荷が耐震壁の剛性及び耐力へ与える影響

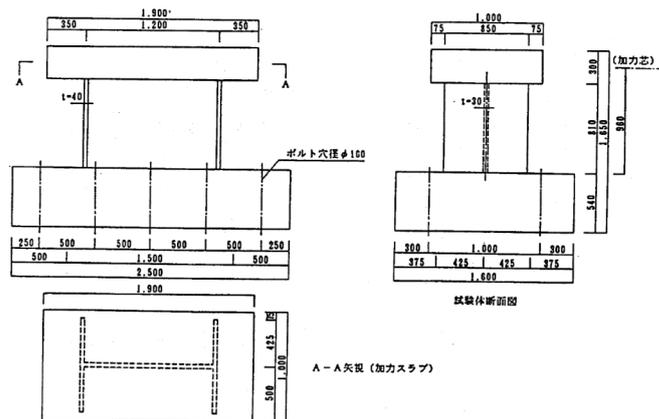
(1) はじめに

繰返し荷重載荷が RC 造耐震壁の剛性及び耐力へ与える影響について、原工試で行われた耐震試験結果^{付 2.2.1}を調査し、RC 造耐震壁の剛性と繰返し荷重載荷による最大部材角との関係を図化した。また、試験で計測されたせん断応力-部材角関係と試験体諸元に基づき算定した JEAG4601 (1991)^{付 2.2.2}のスケルトンカーブを比較した。

(2) 繰返し荷重載荷が耐震壁の剛性及び耐力へ与える影響

① 耐震試験^{付 2.2.1}の概要

原工試により、RC 造耐震壁の剛性と耐力に及ぼす載荷速度の影響を検討し、地震応答解析で用いる建屋の履歴特性に関する基礎資料を得ることを目的に試験が行われた。付録図 2.2.1 及び付録図 2.2.2 に耐震試験での試験体形状及び加力装置の概要を示す。耐震壁試験体は I 型断面であり、水平力の載荷速度をパラメータ（静的及び載荷速度 0.5～10 cm/sec）とした繰返し試験が実施された。加力はダイナミックジャッキによる水平加力とし、鉛直軸方向力（軸方向応力 1.66 N/mm²）を油圧ジャッキで同時に載荷された。繰返し荷重試験体の加力は正弦波（静的加力試験体 VC-1 を除く）の変位制御で行い、各 RUN の繰返し回数は 5 回であった。RUN 毎に目標変位を漸増させながら破壊するまで加力した。動的加力での水平力の載荷速度は 0.5、1.0、5.0 及び 10.0 cm/sec の 4 レベルであり、静的加力と合わせて全 5 ケース実施した。表 2.2.1 に試験ケース一覧を示す。



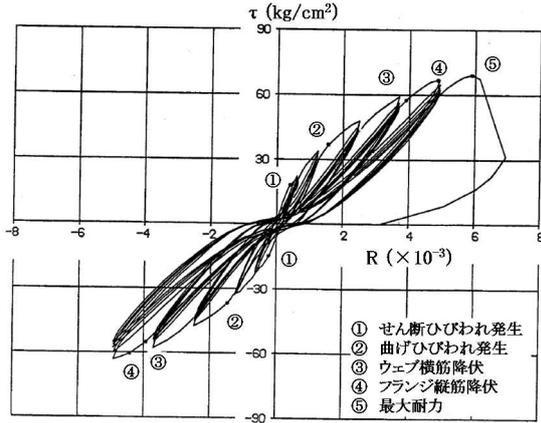
出典) 財団法人原子力工学試験センター (1989)^{付 2.2.1}

付録図 2.2.1 試験体形状

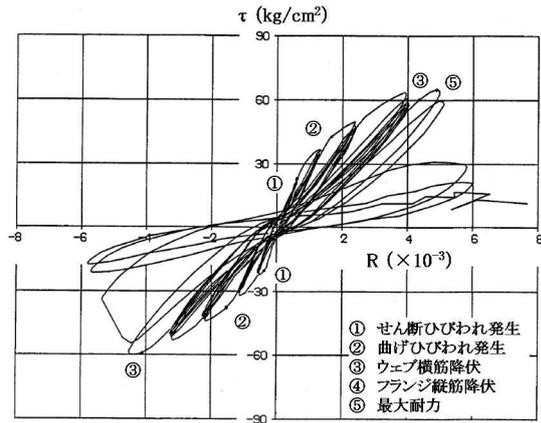
Appendix Fig.2.2.1 Overview of specimen

② 繰返し荷重载荷が耐震壁の剛性へ与える影響

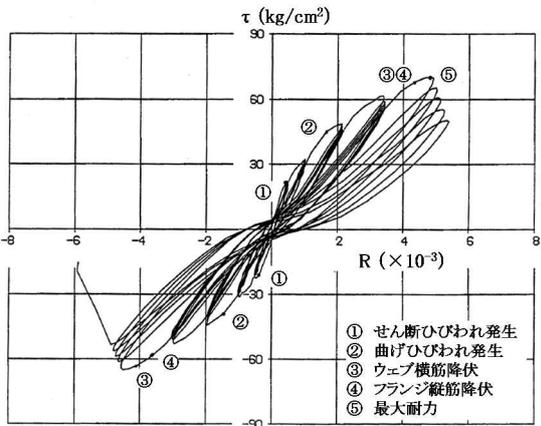
付録図 2.2.3 に各試験体のせん断応力-部材角関係^{付 2.2.1}を、付録図 2.2.4 に試験体 VC-3 を対象に残存剛性率と経験最大部材角の関係を図化した結果を示す。残存剛性率は、付録図 2.2.3 における各 RUN の各繰返し载荷時の最大せん断力と最大変位から求まる剛性を初期剛性で除して算出した。初期剛性は荷重-変位関係のひび割れ発生以前の荷重時(約 5t)における割線剛性である。経験最大部材角は、各 RUN の各繰返し载荷時の壁の上下間の最大相対水平変位を壁の高さで除したものである。付録図 2.2.4 を見ると、加力速度によるばらつきがあるが、繰返し载荷を受けた耐震壁試験体の剛性は低下すること、経験最大部材角が大きくなるほど、残存剛性率は低下することが分かる。試験データのばらつきについては、VC-2～VC-5 の動的加力の試験ケースでは、繰返し载荷の目標変位にばらつきが大きいので、試験結果のばらつきには加力制御等の影響も含まれると考えられる。経験最大部材角が同じであれば、残存剛性率にあまり変化が見られないことから、一度経験した最大部材角の範囲内であれば、その最大部材角での割線剛性を評価することで試験体の残存剛性率を評価できることが分かる。



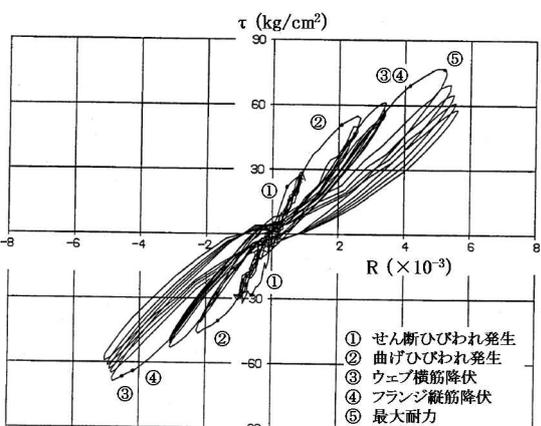
(1) 試験体 VC-1



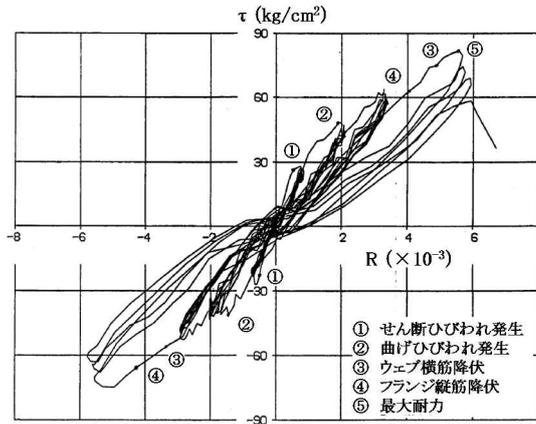
(2) 試験体 VC-2



(3) 試験体 VC-3



(4) 試験体 VC-4

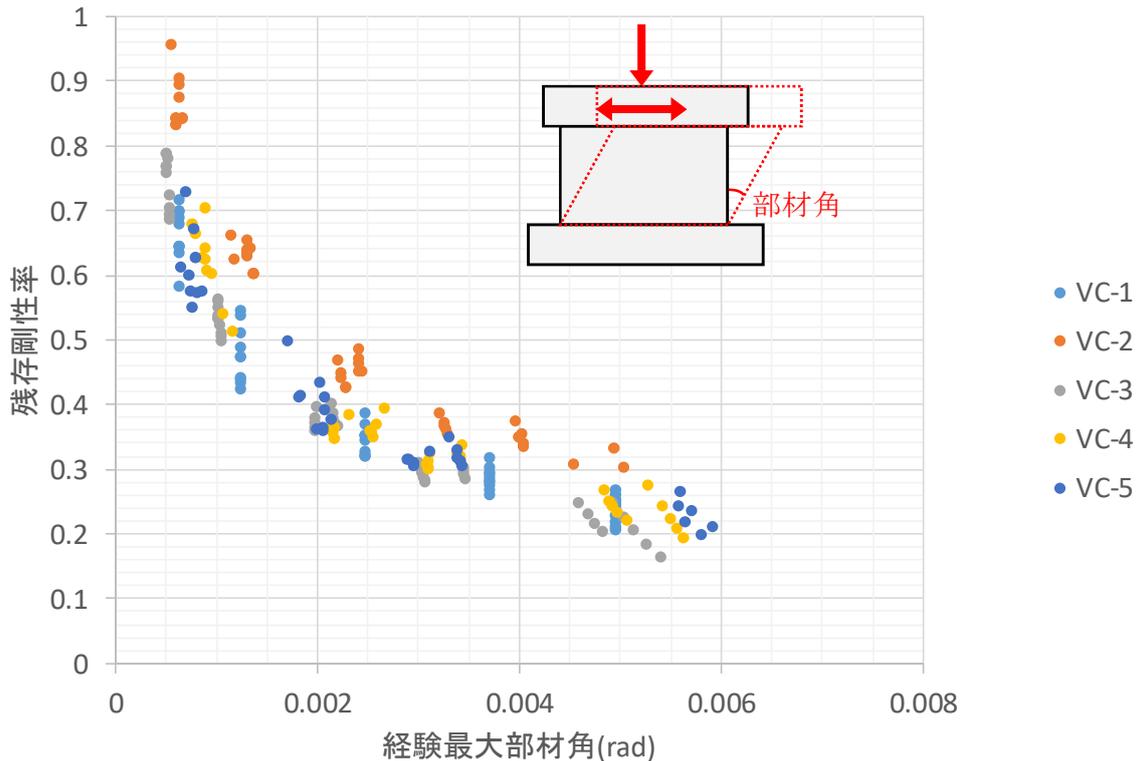


(5) 試験体 VC-5

出典) 財団法人原子力工学試験センター (1989) 付 2.2.1 を一部編集

付録図 2.2.3 せん断応力-部材角関係 (試験体 VC-1 から VC-5)

Appendix Fig.2.2.3 Shear stress and member angle (specimen VC-1 to VC-5)



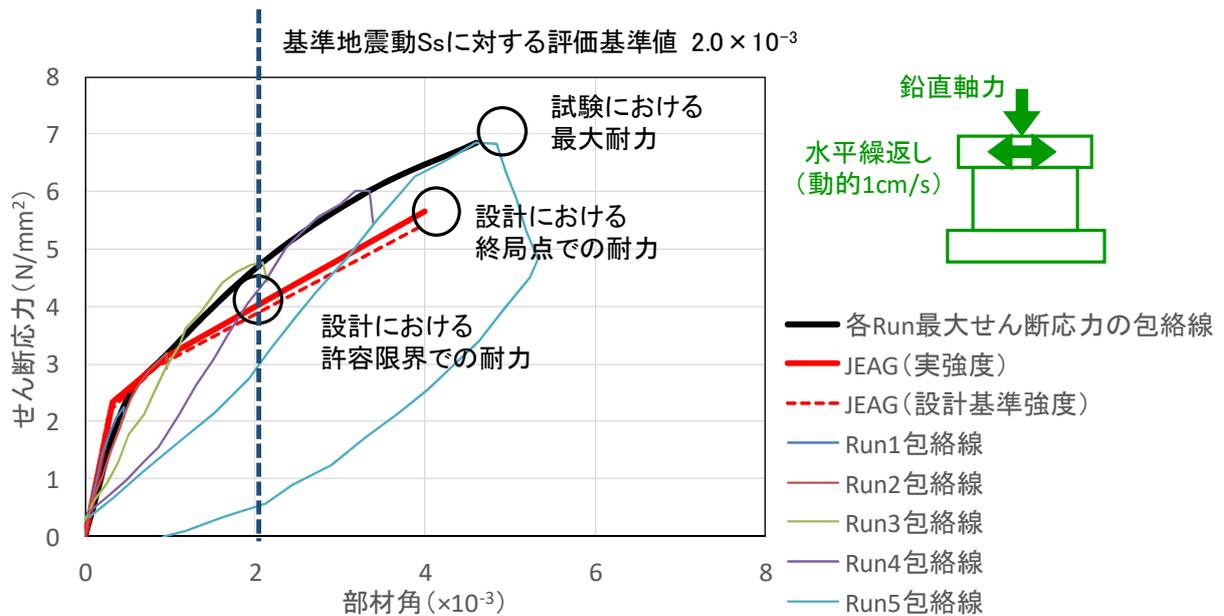
付録図 2.2.4 耐震壁試験体の残存剛性率と経験最大部材角の関係

Appendix Fig.2.2.4 Residual stiffness of shear wall specimen and maximum experienced member angle in test

③ 繰返し荷重載荷が耐震壁の耐力へ与える影響

付録図 2.2.5 に耐震試験^{付 2.2.1}のせん断応力度一部材角関係の一例(試験体 VC-3)を示す。黒線は、各 RUN の最大せん断応力の点を結んだ包絡線である。赤線及び赤破線は、JEAG4601 (1991)^{付 2.2.2}に基づき、コンクリートの実強度及び設計基準強度から算出されたせん断変形のスケルトンカーブである。試験条件を踏まえてせん断ひずみが部材角に相当すると仮定し、耐震試験の各 RUN の最大せん断応力の包絡線とスケルトンカーブを比較すると、繰返し荷重を受けた耐震壁試験体の設計における許容限界での耐力及び終局点での耐力は、JEAG4601 (1991)^{付 2.2.2}に基づき算出されたスケルトンカーブの各々の耐力を上回ること、試験における最大耐力は、設計における終局点での耐力を上回ることが分かる。

また、既に示した付録図 2.2.3 の各試験体のせん断応力一部材角関係から、同じ部材角での繰返し荷重載荷により何れの試験体でも若干の耐力低下が確認できるが、最大耐力に至るまでは、経験済みの最大部材角を超える新たな荷重載荷により、一度は低下した耐力が、元の耐力を超えて回復することが分かる。



付録図 2.2.5 耐震試験のせん断応力度—部材角関係の一例 (試験体 VC-3)

Appendix Fig.2.2.5 Example of shear stress and maximum member angle in test (specimen VC-3)

(3) まとめ

原工試の耐震試験結果^{付 2.2.1}を調査し、RC 造耐震壁の剛性と繰返し荷重载荷による最大部材角との関係を図化した。また、試験で計測されたせん断応力—部材角関係と試験体諸元に基づき算定した JEAG4601 (1991)^{付 2.2.2}のスケルトンカーブを比較した。これらから、繰返し荷重载荷が RC 造耐震壁の剛性及び耐力へ与える影響について、下記を確認した。

① 繰返し荷重载荷が耐震壁の剛性に与える影響

原工試の耐震試験では、繰返し载荷を受けた耐震壁試験体の剛性は、部材角の大きさにより変化することが確認できた。また、同じ部材角の範囲内であれば、耐震壁の剛性は、その中で経験した最大部材角の割線剛性で評価できる結果を示した。

② 繰返し荷重载荷が耐震壁の耐力に与える影響

原工試の耐震試験では、繰返し载荷を受けた耐震壁試験体の許容限界での耐力及び終局点での耐力が、JEAG4601 (1991)^{付 2.2.2}に基づき算出されたスケルトンカーブの各々の耐力を上回ること、試験における最大耐力が、設計における終局点での耐力を上回ることが確認できた。

付録の参考文献

- 付 2.2.1 原子力工学試験センター、昭和 63 年度原子炉建屋の弾塑性試験 動的復元力に係る試験、1989
- 付 2.2.2 日本電気協会、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版、平成 3 年 12 月 20 日

2.3 地震に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価

2.3.1 背景・目的

原子力発電所においては、これまで耐震設計上重要な施設が岩盤等の堅固な地盤上に設置されてきたことから、液状化が懸念されるような地盤を対象とする検討は、杭基礎構造の構築物等、一部の施設に限られていた。その後、2011年東北地方太平洋沖地震における津波による福島第一原子力発電所事故を踏まえて策定された『実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則（原規技発第1306193号（平成25年6月19日原子力規制委員会決定））』では、津波に対する防護設計が規制要件化され、多くの発電所で敷地沿岸部に防潮堤等の津波防護施設の設置が進められている。しかし、原子力発電所の敷地沿岸部では、基礎岩盤が傾斜し表層地盤には堆積土や埋立土等の地盤が多く、地震時の液状化が懸念される。

液状化に対する検討は、主に飽和した砂質土を対象に、これまで道路や港湾等、各機関において積極的に研究、開発が進められ、地盤の挙動や評価の考え方等に関して多くの知見が得られている。また、1995年兵庫県南部地震では、人工埋立地における大粒径の礫を含む地盤の液状化や液状化に伴う沿岸地盤の流動現象等が発生し、これらの課題に対し土木・建築関係の指針類において、礫分に対する考え方を踏まえた見直しも行われている^{例えば 2.3.1, 2.3.2}。

しかし、材料挙動に関する検討例^{例えば 2.3.3, 2.3.4}はあるものの原子力発電所敷地沿岸部の様な複雑な地盤条件における礫質土地盤の詳細挙動を対象とした検討例^{例えば 2.3.5}は少なく、特に密に締め固められた礫質土地盤の液状化に伴う変形挙動等に関する知見は十分に得られていない。

そこで、本研究では、密な礫質土地盤を対象に遠心力場での加振実験（以下「遠心模型実験」という。）及びその結果を対象とした数値シミュレーション解析を行い、礫質土地盤の過剰間隙水圧の蓄積や変形挙動等を確認し、液状化評価に係る技術的知見を拡充する。

なお、遠心模型実験、材料試験（中空ねじり試験）及び遠心模型実験のシミュレーション解析の業務を東北大学に「原子力施設等防災対策等委託費（防潮堤等の基礎地盤の液状化の影響評価に関する実験的検討及び解析的検討）事業」（平成30年度から令和2年度まで）として委託した。本報告では2.3.2節において、この委託事業により得られた実験結果及びこれに対する規制庁の考察を示し、2.3.3節に規制庁において委託事業とは別の解析コードを用いて検討した数値シミュレーション解析の結果を示す。これらの結果に対し、2.3.4節の委託事業における材料試験結果も踏まえ、密な礫質土地盤の液状化に伴う変形挙動等について規制庁で分析した。

2.3.2 礫質土等を用いた遠心模型実験

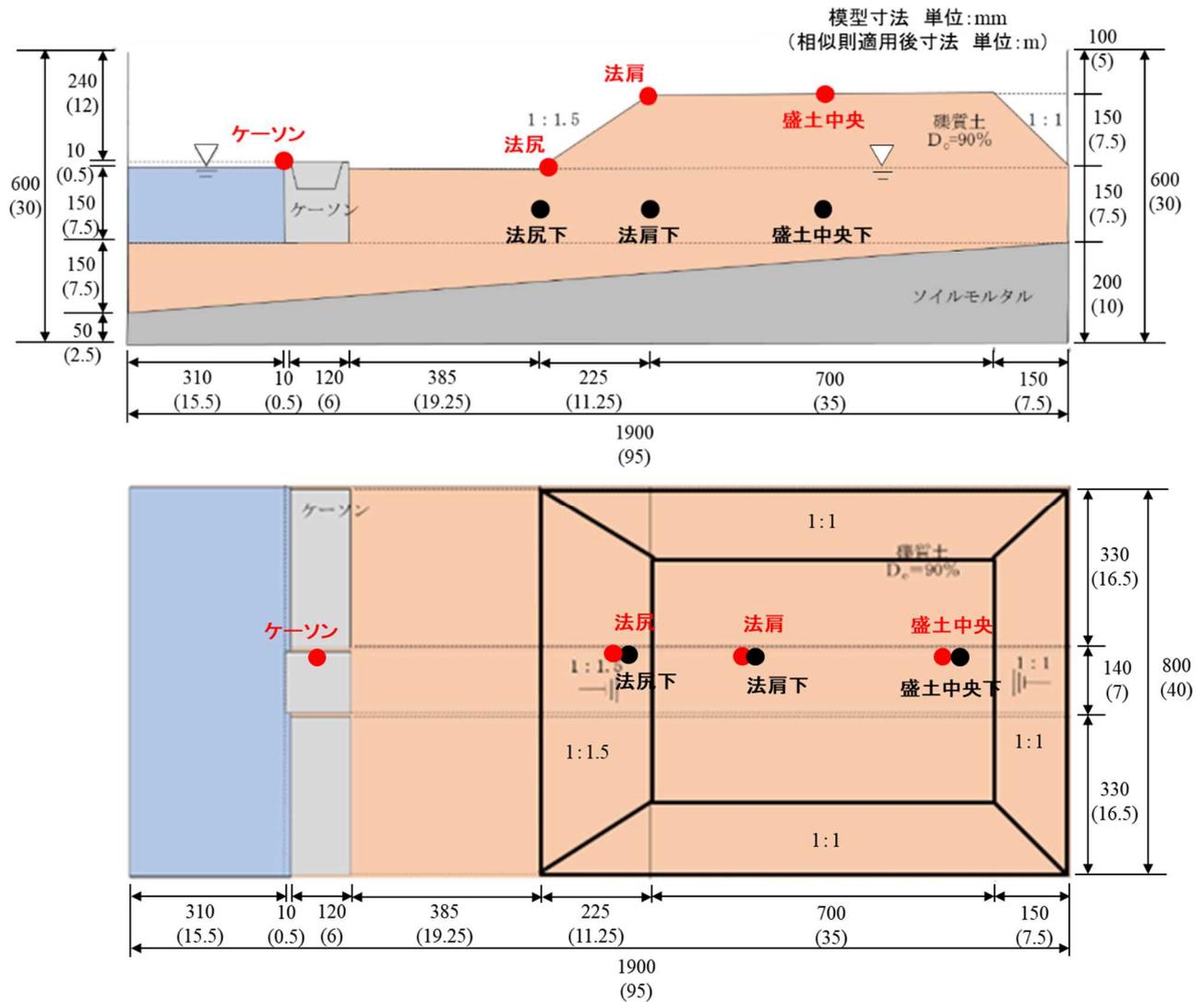
本節では、委託事業において実施した実験概要について示すとともに、実験結果に対する規制庁の考察を示す。

遠心模型実験は、原子力発電所の代表的な敷地沿岸部の断面形状を想定し、密に締固めた礫質土を用いて実施した。また、礫質土地盤がどの程度液状化し易いのか、液状化によってどの程度の変形挙動を示すのかを定量的に把握するため、礫質土地盤よりも更に密に締固めた砂質土を用いて同形状のモデルによる実験も行った。なお、遠心模型実験は、遠心加速度 50 G 場（ここで、重力加速度 $G=9.80665 \text{ m/s}^2$ ）で加振した。

(1)実験概要

模型地盤は、図 2.3.1 に示すとおり、傾斜した基盤層（岩盤相当としてソイルモルタルを使用）と、ケーソン及びその後背部の盛土で形成した（模型スケール：1/50）。礫質土は、福島県伊達産の礫材料（平均粒径 $D_{50}=1.54 \text{ mm}$ ）を、砂質土は珪砂 7 号（平均粒径 $D_{50}=0.15 \text{ mm}$ ）を使用した。なお、上記の礫質土は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説^{2,3,6}」（以下「港湾基準」という。）の粒度分布による液状化判定によれば、「液状化の可能性あり（均等係数の大きな地盤材料の場合）」の粒径の大きさに上限に近い粒度分布範囲に入っている。また、砂質土地盤については、盛土部分の法面形状を保持することを目的にトチクレを全体の 5%程度混合している。礫質土の粒度分布を図 2.3.2 に、礫質土、砂質土の液状化強度特性を図 2.3.3 に示す。地下水位はケーソン背面地盤表面レベルとし真空脱気により飽和地盤を作成した。模型地盤の非対称性から土槽は剛土槽とした。また、模型地盤と土槽壁の摩擦による影響を軽減するため、盛土部は地下水面より上方に法面を設け、盛土と土槽壁が接触しない条件とした（図 2.3.4 参照）。さらに、土槽内側壁面にテフロンシートを二重に張り付け、土槽壁とテフロンシート及びテフロンシート同士の間にはグリースを塗布した。

入力加速度波形には、防災科学技術研究所の地震観測網（NIED K-NET、KiK-net）より近年に観測された強震動波形のうち、大振幅の波形として 2016 年 4 月 16 日の熊本地震の観測記録（菊池、KMMH03）（以下「熊本地震」という。）を選定し、比較的振幅が大きく継続時間の長い波形として 2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の観測記録（田老、IWTH14）（以下「東北地震」という。）を選定した。また、これらの地震動を入力した際の模型地盤応答の卓越振動数付近である 1.6 Hz の正弦波（最大加速度 500 cm/s^2 、50 波）を採用し、これら一連の加振は同一モデルで段階的に実施した。本報告では、実験結果の一例として、図 2.3.5 の入力加速度波形を用いた礫質土地盤と砂質土地盤の加振ケースの例（表 2.3.1 参照）を示す。



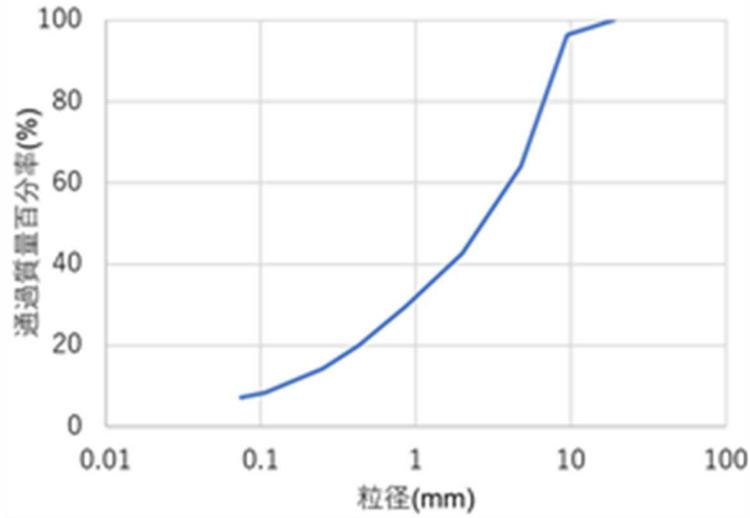
出典) 東北大学 (2020) ^{2.3.8} を一部編集

図 2.3.1 礫質土及び砂質土の模型地盤の形状 (上: 断面図、下: 平面図)

[● : 変位の計測位置、● : 過剰間隙水圧の計測位置]

Fig. 2.3.1 Shape of the experimental model of the gravel and sand (Up: Vertical projection,
Down: Horizontal projection)

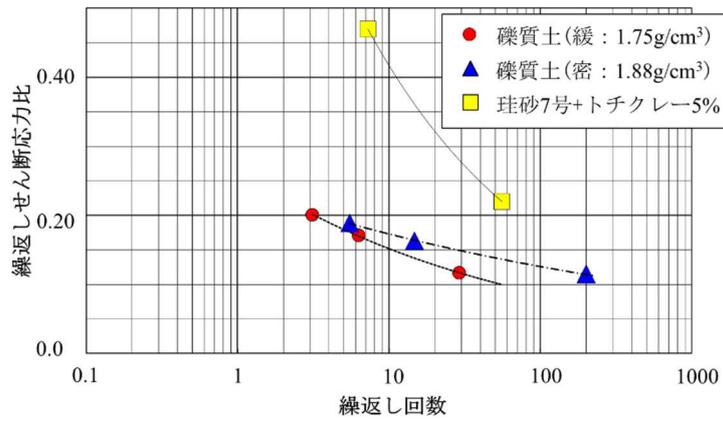
[● : Displacement gauge point, ● : Excess water pressure gauge point]



出典) 東北大学 (2019) ^{2.3.7}

図 2.3.2 礫質土の粒径加積曲線

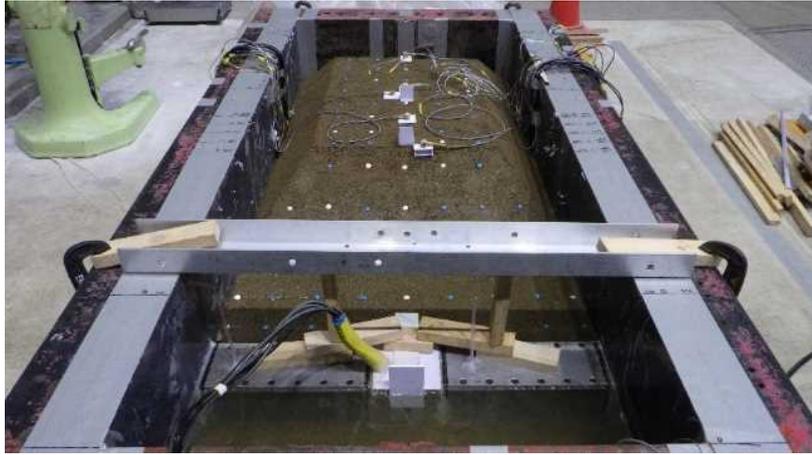
Fig. 2.3.2 Grain size distribution curve of the gravel



出典) 東北大学 (2021) ^{2.3.9} を一部編集

図 2.3.3 礫質土及び砂質土の液状化強度曲線

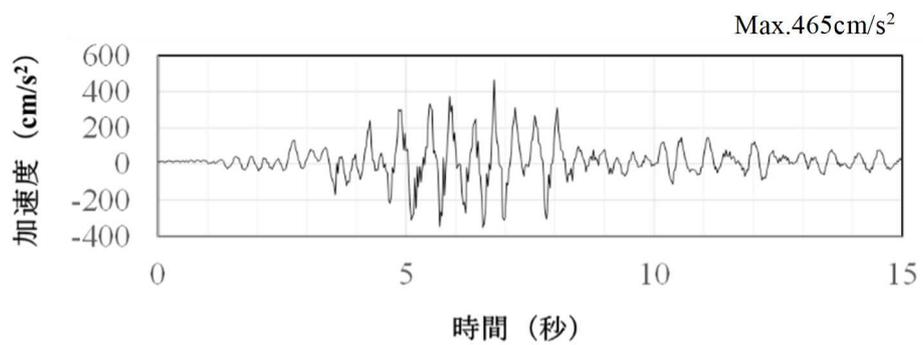
Fig. 2.3.3 Liquefaction strength curve of the gravel and sand



出典) 東北大学 (2020) ^{2.3.8}

図 2.3.4 礫質土で作成した模型地盤の外観

Fig. 2.3.4 Aspect of the experimental model to use gravel



出典) 東北大学 (2020) ^{2.3.8}

図 2.3.5 遠心模型実験における入力加速度の時刻歴の例 (熊本地震)
 Fig. 2.3.5 Example of time history of input acceleration on the centrifuge test
 (Kumamoto Earthquake)

表 2.3.1 遠心模型実験における加振ケースの例

Table 2.3.1 Example of case of shaking event on the centrifuge test

加振ケース名	地盤種別	入力加速度
ケース G1	礫質土 (Dr=80%)	熊本地震
ケース S1	砂質土 (Dr=100%)	熊本地震

Dr : 相対密度 (%)

(2)実験結果

本報告では、加振による塑性変形履歴の影響を受けていない状態で大きな加振を行ったケース G1（礫質土地盤、熊本地震）及びケース S1（砂質土地盤、熊本地震）の結果の一部を示す。その他の結果については、外部発表資料^{2.3.10,2.3.11}、委託報告書^{2.3.7~2.3.9}を参照されたい。なお、実験は図 2.3.5 に示す加速度時刻歴の継続時間で加振したが、加振後の土中の間隙水圧（土粒子間の水圧）が消散するまで計測を行った。また、以降の結果は、模型地盤の相似則を適用した実スケール換算で示す。

① 水平変位・沈下量

図 2.3.6 にケース G1 及びケース S1 の応答変位時刻歴を示す。これより、盛土中央部の沈下量は、実スケール換算でケース G1 が 0.25 m、ケース S1 が 0.17 m となり、図 2.3.3 に示すように液状化強度の小さな礫質土の方が 1.5 倍程度大きくなっているものの、盛土法肩部やケーソンの水平変位は砂質土の方が 2~3 倍程度大きくなっている。この結果に対する規制庁の考察の結果、この一因としては、液状化強度の大きな砂質土地盤は間隙水圧があまり上昇しないで地盤の残存剛性が大きく応答加速度が礫質土地盤ほど低減せず水平変位が大きくなったもの、礫質土地盤は後述のとおりサイクリックモビリティ（地震の繰り返し作用により地盤の剛性が低下、回復を繰り返す現象）の影響により水平変位が抑制されたものと推察される。

② 過剰間隙水圧比

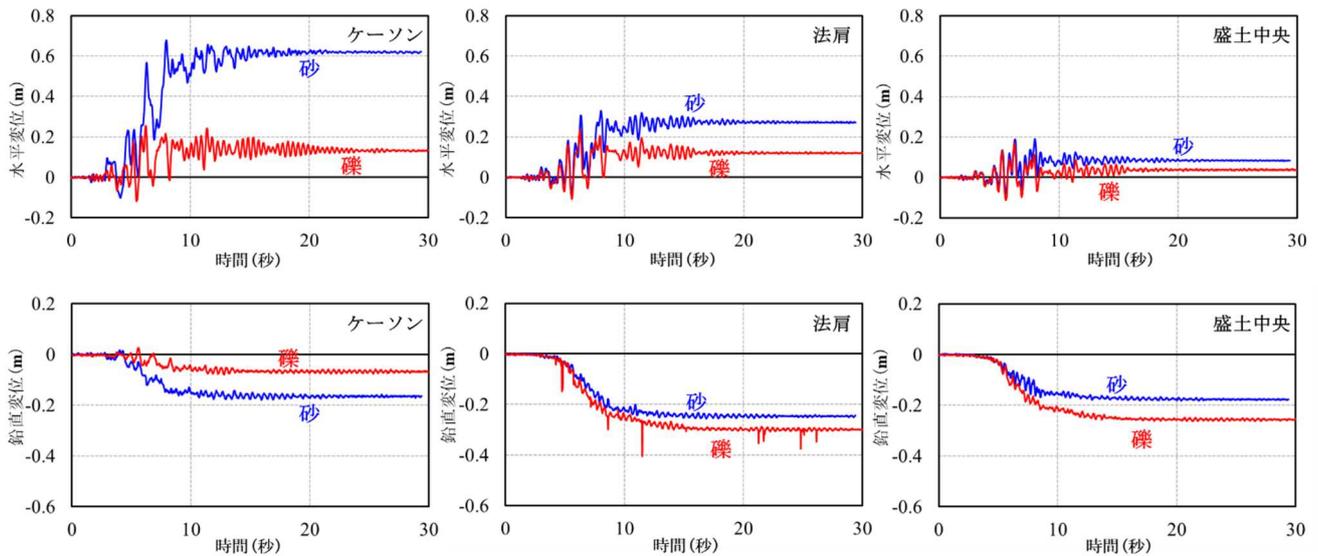
図 2.3.7 にケース G1 及びケース S1 の過剰間隙水圧比（地盤の平均有効主応力 σ'_m と過剰間隙水圧 Δu の比 $\Delta u/\sigma'_m$ 、 $\Delta u/\sigma'_m=1.0$ で完全液状化となる）の時刻歴を示す。これより、場所ごとに過剰間隙水圧の蓄積の程度や上昇及び消散の傾向が異なり、盛土地形による地盤内の複雑な応力状態等の影響によるものと考えられた。全体的に礫質土地盤では、過剰間隙水圧の上昇が早く加振中に上昇と消散を繰り返し加振後に急速に低下している。盛土中央下では過剰間隙水圧比が一瞬 1.0 に達する時間が生じるが、全体的には 1.0 を下回り完全液状化に至ってはいない。砂質土地盤では礫質土地盤よりも相対密度が大きいため過剰間隙水圧比は小さくなっているが、上昇及び消散が遅く、特に消散は加振後にわたって継続している。

盛土中央下の両ケースの過剰間隙水圧比は、液状化強度の大小と過剰間隙水圧の蓄積が対応するが、盛土法尻下では最大の過剰間隙水圧比は 0.4 程度と礫質土地盤と砂質土地盤が同程度となっている。この結果に対する規制庁の考察では、法面部やケーソン付近では異方応力状態や初期せん断応力の影響を受け、加振中の礫質土及び砂質土地盤の剛性が回復しやすく、有効応力がそれ程低下しなかったことが示唆される。また、礫質土の方がサイクリックモビリティの影響が顕著に表れ、ケーソンの変位や盛土法肩部の水平変位を抑制したものと推察される。

③ 沈下率

盛土中央部の沈下量（加振終了後の沈下量）を基に、規制庁で層厚に対する沈下率を算

定すると、ケース G1 で 1.7 %、ケース S1 で 1.1 % となり、各々の相対密度を踏まえると既往の完全液状化した砂地盤における沈下率の関係^{2.3.12,2.3.13}と同程度となり、礫質土地盤においても既往の沈下率評価の適用性が伺える。但し、②に示すように今回の実験では礫質土地盤、砂質土地盤ともに完全液状化に達していないことを踏まえると、密な礫質土地盤において、簡易的に液状化による沈下量評価を行う場合、地震動が大きい等で更に液状化の程度が進んだ（過剰間隙水圧が大きくなった）状態では、既往の沈下率よりも大きくなる可能性があることに留意する必要性が示唆される。



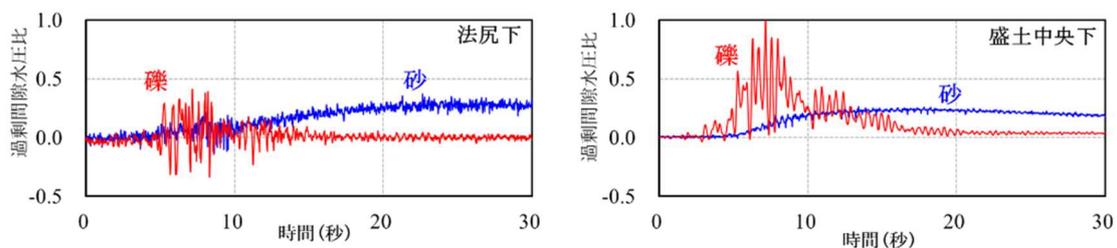
出典) 東北大学 (2021)^{2.3.9} を一部編集

図 2.3.6 遠心模型実験によって計測された変位時刻歴

(水平のプラスが海側、鉛直のマイナスが沈下)

Fig. 2.3.6 Time history of displacement gauged by the centrifuge test

(Plus horizontal is directed for sea. Minus vertical is directed for settlement.)



出典) 東北大学 (2021)^{2.3.9} を一部編集

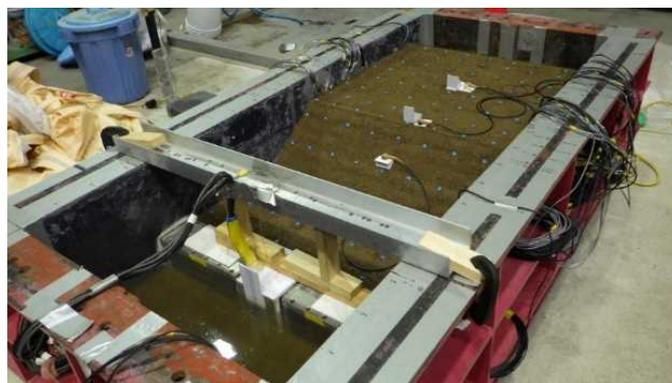
図 2.3.7 遠心模型実験で得られた過剰間隙水圧比の時刻歴

Fig. 2.3.7 Time history of excess pore water pressure ratio obtained by the centrifuge test

(3) 模型地盤と土槽壁の摩擦が及ぼす影響

本研究では、模型地盤（盛土部）と土槽壁の摩擦が実験結果に影響を及ぼすことが確認できたことから、その概要を以下に示す。本研究で実施した遠心模型実験では、当初、砂質土地盤の実験で通常用いられている方法で模型地盤を作成しており図 2.3.8 に示すように、盛土と土槽壁の間に法面を設けず、地盤と土槽壁の間のテフロンシートの張り付けが二重ではなかった。この当初の模型地盤による実験結果の応答加速度時刻歴を図 2.3.9 に示す。これより、土槽中央部と土槽壁近くでは、応答加速度時刻歴の位相が反転しているとともに、土槽壁近くで加速度振幅値が大きくなっており、同一深さに設置された加速度記録に顕著な違いが見られた。また、図 2.3.10 に示すとおり、当初の模型地盤と図 2.3.4 で示した模型地盤（礫質土）の過剰間隙水圧の時刻歴（図 2.3.7）を比較すると、盛土中央下の過剰間隙水圧に大きな違いがみられた。これより、当初の模型地盤では、土槽壁と礫質土地盤との摩擦抵抗により模型地盤のせん断変形が抑制され過剰間隙水圧の蓄積がほとんど見られない結果となったものと考えられた。なお、盛土中央部の応答変位については、両ケースで同程度の結果となっていた。

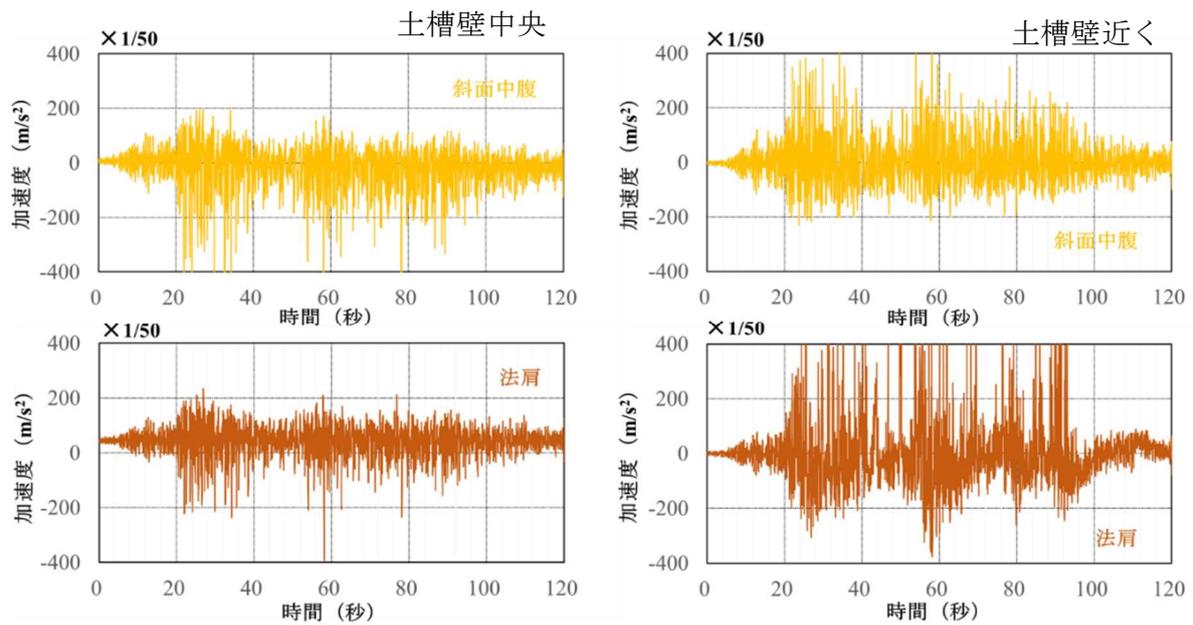
礫質土の内部摩擦角は、砂質土よりも大きいため、礫質土地盤と土槽壁との接触部の摩擦抵抗による影響は大きく、礫質土地盤を用いた遠心模型実験を行う場合、土槽壁との境界部分については、これまで以上にその影響に留意して模型地盤を作成する必要があると考える。



出典) 東北大学 (2020) ^{2.3.8}

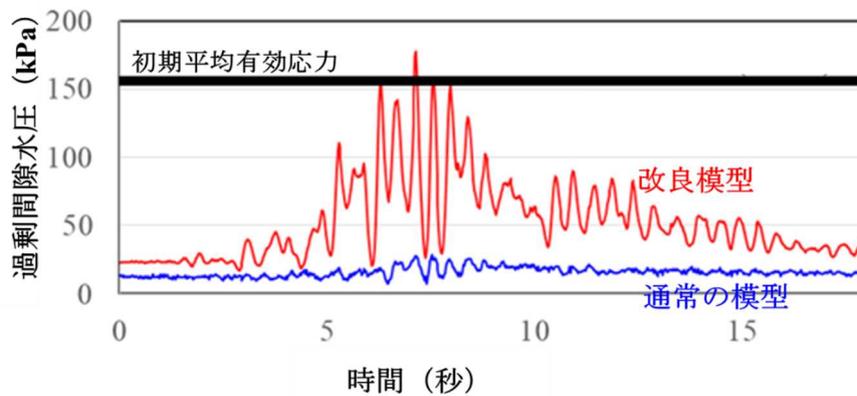
図 2.3.8 地下水面より上方の土槽壁の境界に法面を設けない模型地盤の外観

Fig. 2.3.8 Aspect of the experimental model without slope at the wall boundary
above ground water level



出典) 東北大学 (2020) ^{2.3.8} を一部編集

図 2.3.9 通常の作成方法による模型地盤[図 2.3.8 参照]で計測された加速度の時刻歴
 Fig. 2.3.9 Time history of acceleration gauged by the experimental model [refer to Fig. 2.3.8] made by the normal method



出典) 東北大学 (2020) ^{2.3.8} を一部編集

図 2.3.10 通常の作成方法[図 2.3.8 参照]と改良した作成方法[図 2.3.4 参照]による模型地盤の過剰間隙水圧の時刻歴 (盛土中央下)

Fig. 2.3.10 Time history of excess water pressure gauged on the experimental model [refer to Fig. 2.3.8] made by usual way and by improved way [refer to Fig. 2.3.4] (Under middle of embankment)

2.3.3 遠心模型実験の数値シミュレーション解析

遠心模型実験のうち礫質土地盤を用いたケース G1 を対象に 2 次元の有効応力解析によるシミュレーション解析を行った。解析コードは、一般社団法人 FLIP コンソーシアムで開発された『液状化による構造物被害予測プログラム FLIP (ROSE ver.7)』^{2.3.14}を用いた。

(1)解析モデル・解析条件

解析モデルの概要を図 2.3.11 に示す。解析モデルの要素寸法は、模型地盤の寸法に相似則を適用した実大地盤スケール（遠心模型地盤モデルの 50 倍）とした。解析モデルの境界は、遠心模型実験が左右非対称な供試体であり剛土槽を使用したことから、側部を水平固定、鉛直自由及び底部を固定境界とした。

解析条件として、礫質土及びソイルモルタルの地盤物性を表 2.3.2 に、中空ねじり試験結果の要素シミュレーションによって算出した液状化強度曲線を図 2.3.12 に示す。ここで、礫質土の非線形性については、動的変形特性試験結果に対し H-D モデルでフィッティングした応力ひずみ関係を適用した。なお、礫質土下部のソイルモルタルは岩盤相当の基盤層として用いており非液状化層としてモデル化した。

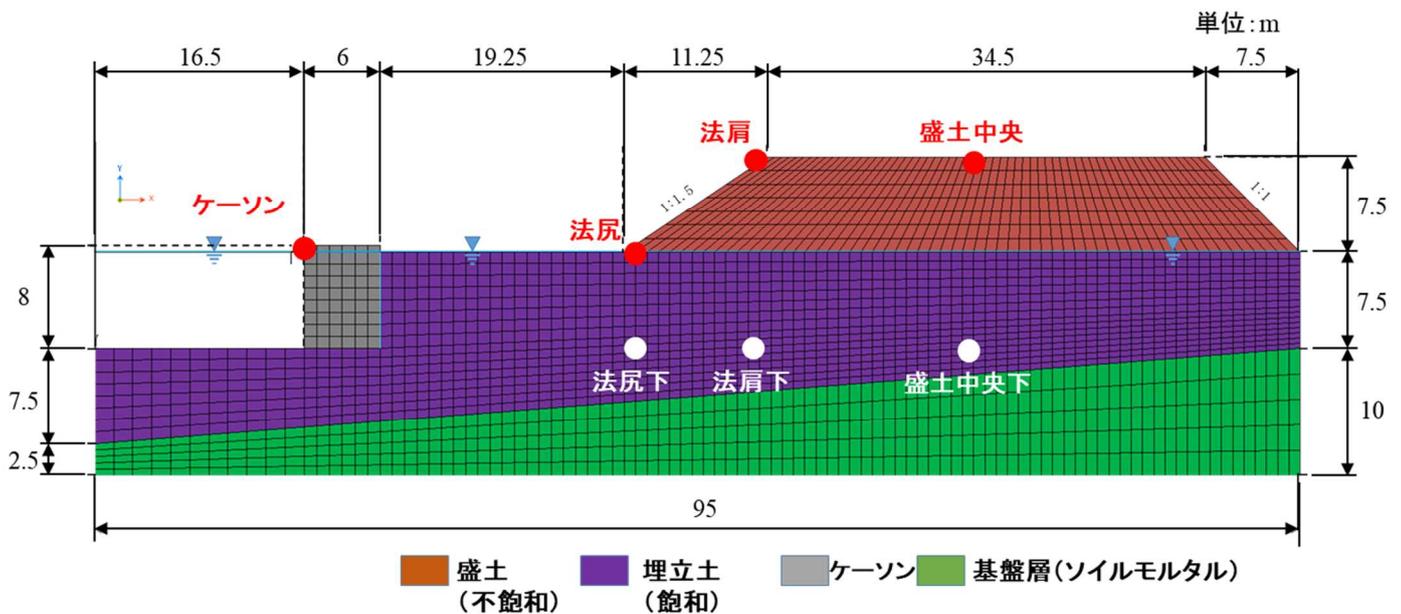


図 2.3.11 解析条件及び解析メッシュの概要

(● : 変位の抽出位置、○ : 過剰間隙水圧の抽出位置)

Fig. 2.3.11 Outline of the analytical condition and analytical mesh

(● : Displacement extract point, ○ : Excess water pressure extract point)

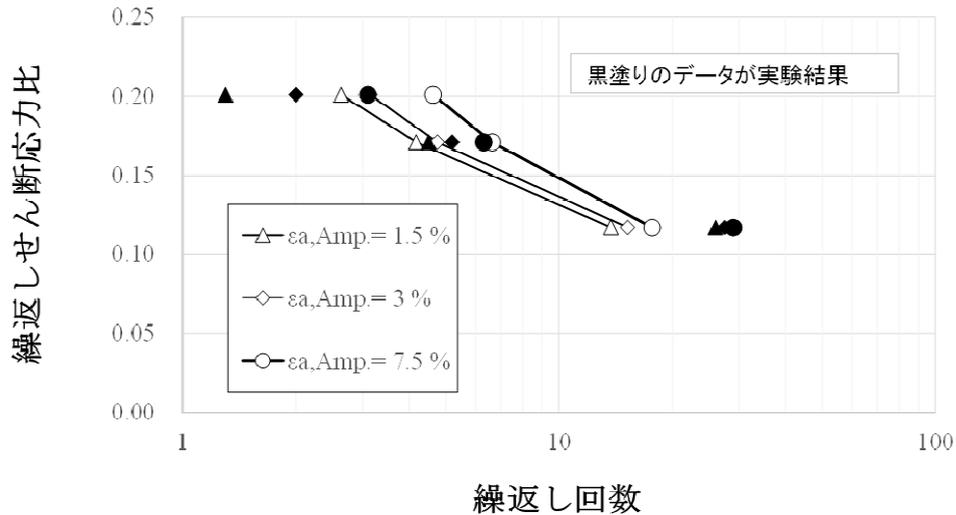


図 2.3.12 シミュレーション解析に用いた液状化強度曲線
 Fig. 2.3.12 Liquefaction strength curves used in the simulation analysis

表 2.3.2 シミュレーション解析に用いた主な地盤物性値

Table 2.3.2 Soil material values used in the simulation analysis

項目	礫質土 (盛土)	礫質土 (埋立土)	ソイルモルタル (基盤層 (線形))
密度 (g/cm ³)	2.10	2.10	1.56
間隙率	0.346	0.346	-
初期せん断弾性係数 (kN/m ²)	43,000	43,000	87,970
体積弾性係数 (kN/m ²)	112,140	112,140	-
内部摩擦角 (度)	45	33.6	-
最大減衰定数	0.26	0.26	-
ポアソン比	0.33	0.33	0.33

(2)解析結果

過剰間隙水圧比の最大値、最大せん断応力のコンター図を図 2.3.13、図 2.3.14 に示す。これより、盛土中央下、ケーソン下端部付近では過剰間隙水圧比が、それぞれ 0.5~0.7 程度と小さく、盛土法面下、ケーソン背面地盤付近において、過剰間隙水圧比が 0.8~0.9 程度に達しているものの全体として完全な液状化には達していない。また、最大せん断応力については、盛土中央下及びケーソン中央下に比べ、盛土法面下及びケーソン端部下でせん断応力が大きくなっている。また、法尻下及び盛土中央下の過剰間隙水圧比の時刻歴を図 2.3.15 に示す。これより、解析が法尻下で 0.6 程度、盛土中央下で 0.8 程度、実験が法

尻下で 0.4 程度、盛土中央下で 1.0 程度と差異が見られるが、法尻下では、実験、解析共に初期せん断応力等に伴いサイクリックモビリティが顕著に発生し、過剰間隙水圧の上昇を抑制していることと推察される。一方、盛土中央下の過剰間隙水圧については、実験ではサイクリックモビリティの様相が見られるが、解析においてはその様相は見られず、礫質土材料特有の影響が現れているものと推察される。今後、この点については、更なる検討が必要と考える。

次に、ケーソン、盛土法肩及び盛土中央の変位時刻歴を図 2.3.16 に示す。これより、ケーソンの水平変位については、どちらも海側に変形し全体挙動としては同様の傾向が見られるが、解析が 60 cm 程度、実験が 20 cm 程度と大きな差異が見られる。一方、沈下量については、解析が 10 cm 程度、実験が 8 cm 程度と同程度の値となっている。盛土法肩の水平変位については、解析が 80 cm 程度、実験が 20 cm 程度と大きな差異が見られるが、沈下量については、解析が 50 cm 程度、実験が 30 cm 程度であり、解析が大きくなっている。盛土中央の水平変位については、解析が 30 cm 程度、実験が 5 cm 程度と差異が見られる。沈下量については、解析が 35 cm 程度、実験が 25 cm 程度と同程度の値となっている。この様に変形挙動については、水平方向については解析と実験の差異が比較的大きく見られたが、沈下量については盛土法肩以外でおおむね解析結果が実験結果と整合したものとなった。

水平変位について、解析結果と実験結果で比較的大きくなった要因としては、両者のサイクリックモビリティの発生程度に起因するものと考えられる。実験では、水平方向のみの加振であったが、供試体の上下方向のロッキング挙動も確認され、これによる地盤内の拘束圧の変動が発生し、サイクリックモビリティの発生程度に影響を及ぼし、水平変位が小さくなったものとも考えられる。また、本実験では土槽壁との摩擦を極力低減したものの必ずしもゼロでは無いことから、これが影響していることも考えられる。

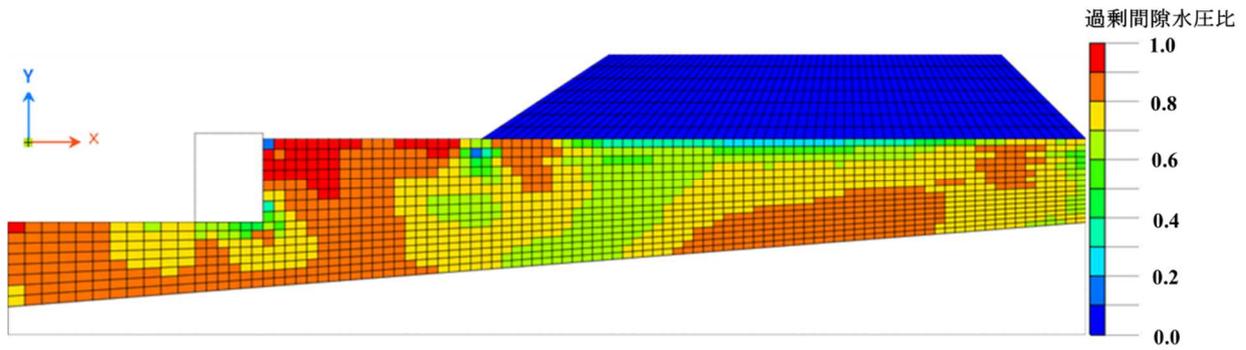


図 2.3.13 シミュレーション解析による過剰間隙水圧比の最大値コンター

Fig. 2.3.13 Contour of maximum excess pore water pressure ratio by the simulation analysis

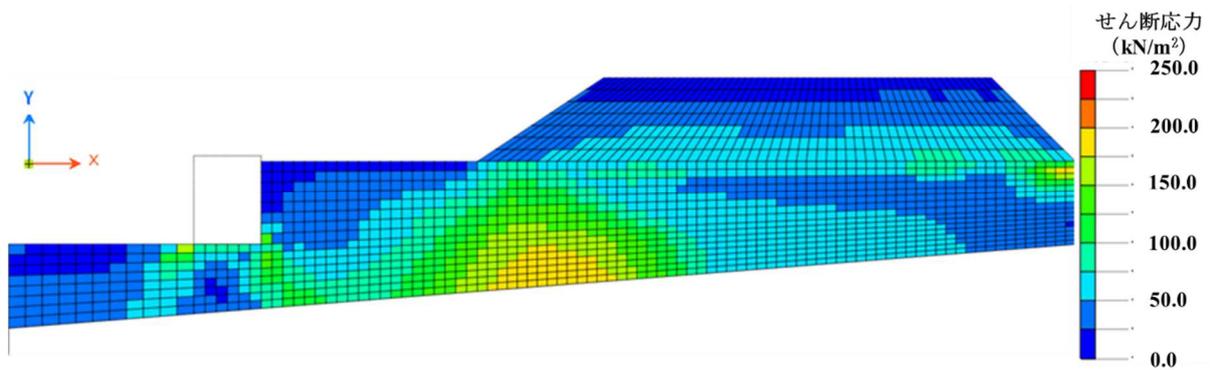
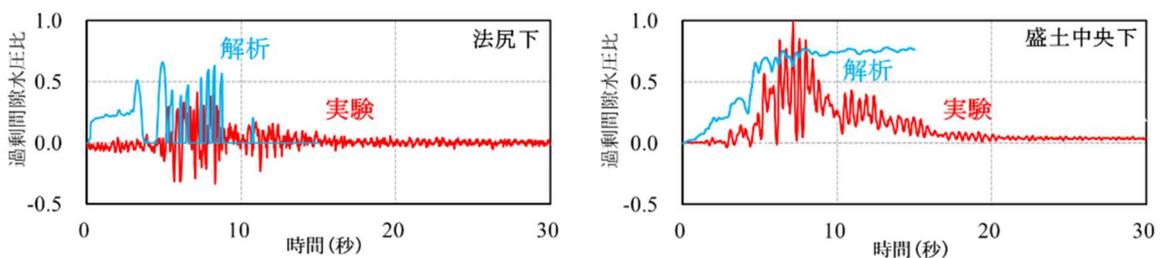


図 2.3.14 シミュレーション解析によるせん断応力の最大値コンター

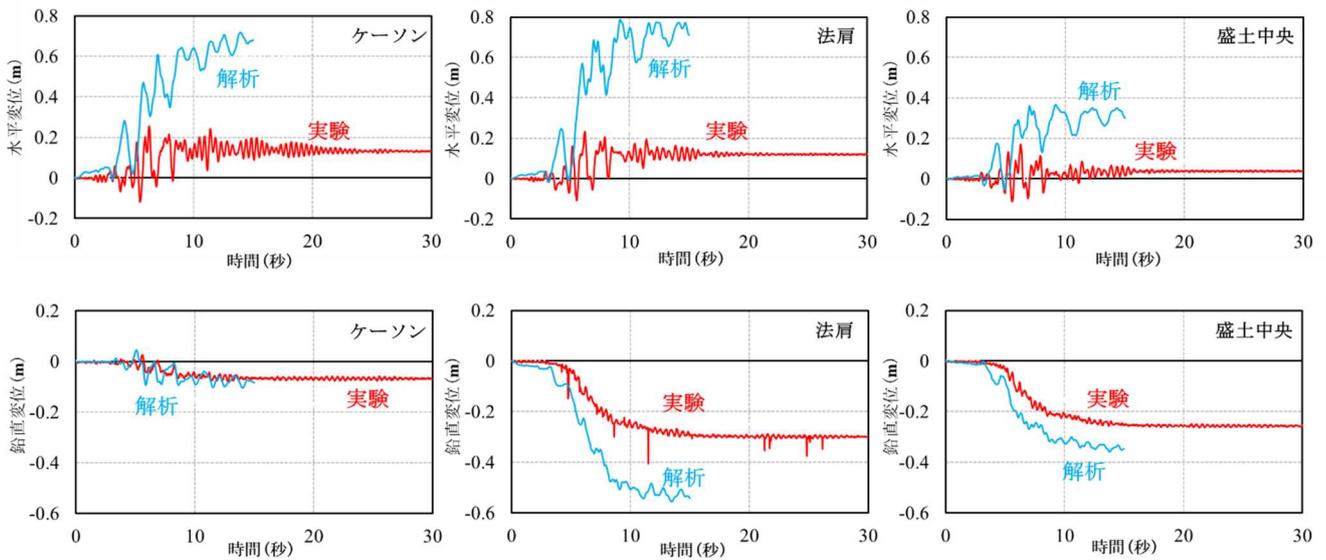
Fig. 2.3.14 Contour of maximum shear stress by the simulation analysis



出典) 東北大学の実験データ^{2.3.8}に規制庁の解析結果を重ねて作図

図 2.3.15 遠心模型実験とシミュレーション解析の過剰間隙水圧比の時刻歴

Fig. 2.3.15 Time history of excess pore water pressure ratio by the centrifuge test and simulation analysis



出典) 東北大学の実験データ^{2.3.8}に規制庁の解析結果を重ねて作図

図 2.3.16 遠心模型実験とシミュレーション解析の変位時刻歴
(水平変位のプラスが海側、鉛直変位のマイナスが沈下)

Fig. 2.3.16 Time history of displacement by the centrifuge test and simulation analysis
(Plus horizontal directs for sea. Minus vertical directs for settlement.)

2.3.4 中空ねじり試験に基づく遠心模型実験及びシミュレーション解析結果の分析

(1)中空ねじり試験による分析の概要

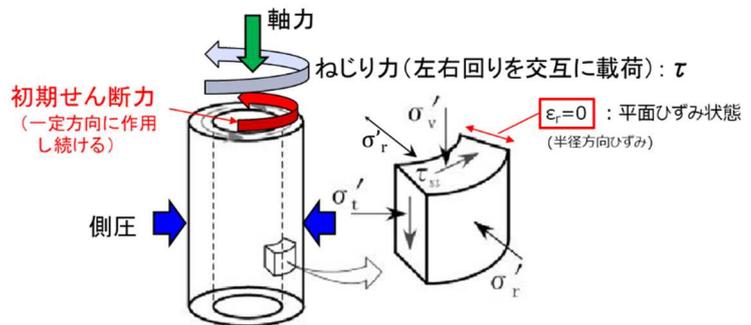
礫質土を用いた遠心模型実験及びシミュレーション解析の結果、礫質土においては過剰間隙水圧の上昇が見られるものの、サイクリックモビリティにより過剰間隙水圧及び変形は抑制されることが示唆された。そこで、中空ねじり試験を用いて礫質土の液状化特性について、規制庁で分析を行った。

(2)中空ねじり試験による分析

中空ねじり試験は、遠心模型実験に用いた礫質土から 10mm 程度以上の礫分を取り除いた尖頭粒度とした礫質土材料を用いて行った。なお、比較対象として砂質土（トチクレー含む）を用いた試験も行った。中空ねじり試験の概要を図 2.3.17 に、礫質土による試験結果の一例を図 2.3.18 に示す。本結果は、ケース G1 のシミュレーション解析の結果から盛土中央部のせん断応力を抽出し、これを初期せん断応力として考慮した等方応力状態での試験を行ったものである。中空ねじり試験結果と解析結果を比較すると、試験結果は平均有効応力がゼロ付近に達し完全液状化の様相を示すのに対し、解析結果は完全液状化に達していない。この中空ねじり試験は、上述のとおり地盤内のごく一部の要素に着目した等

方応力状態での試験であるが、解析は隣り合う要素等、周辺との相互影響や異方応力状態でのものあり、この様な両者の境界条件や応力状態の違いにより、この試験と解析の相違が見られたものと考えられる。

また、東北大学での委託研究^{2.3.9}より、各地盤材料で複数の条件下で中空ねじり試験を行い、有効応力経路図から変相角及び破壊曲線を求めた結果を図 2.3.19 に示す。これより、礫質土の変相角は砂質土に比べて小さく、礫質土の方が小さな応力比からモビリティ（地盤剛性の回復）が発生しやすいことが分かる。これは、遠心模型実験に見られた礫質土地盤におけるサイクリックモビリティの顕著な発生と、これによる過剰間隙水圧の上昇や消散の傾向、水平変位や沈下量の変形挙動が砂質土と相違していたことに整合していることが分かる。



試験体に载荷する荷重のイメージ

試験装置の外観

図 2.3.17 中空ねじり試験の概要

Fig. 2.3.17 Outline of the torsional shear test

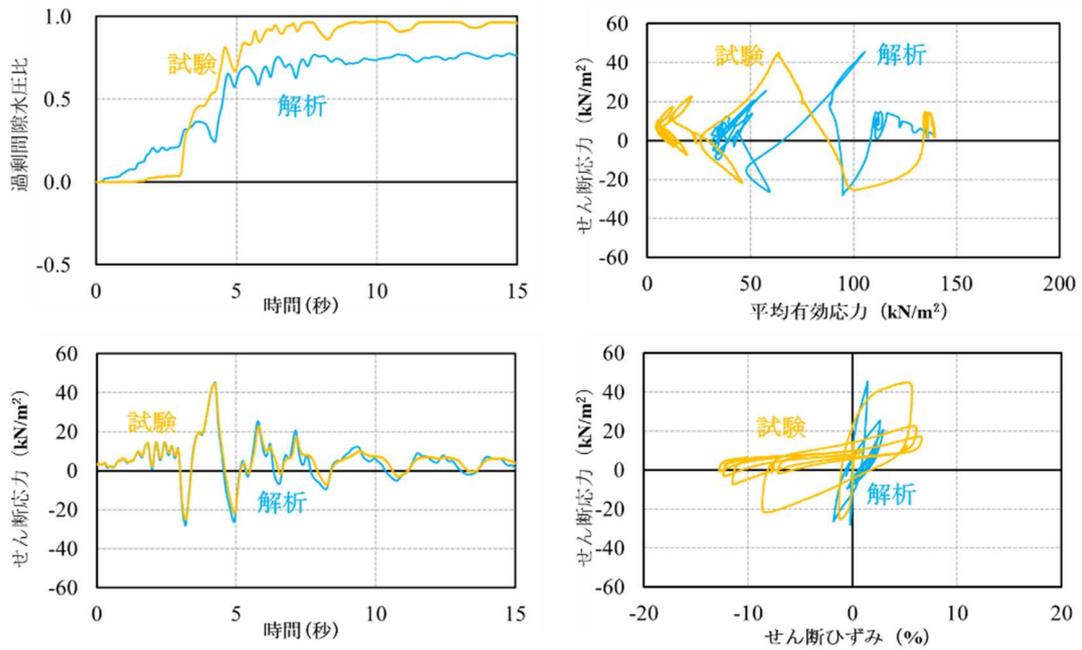
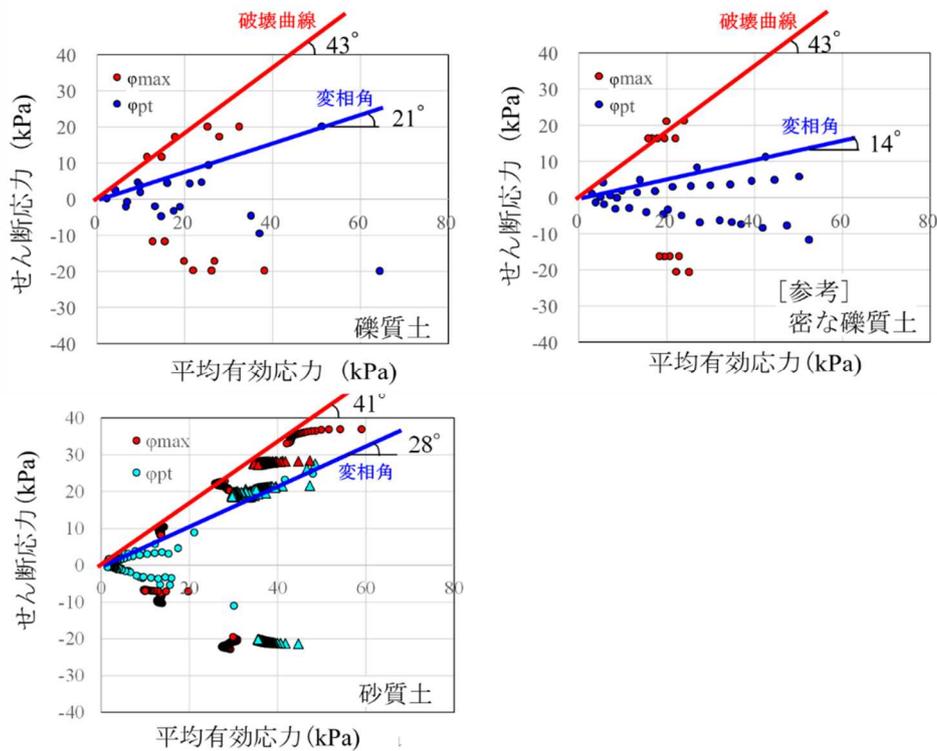


図 2.3.18 中空ねじり試験とシミュレーション解析の比較（盛土中央下）

Fig. 2.3.18 Comparison between results of the torsional shear test and simulation analysis



出典) 東北大学 (2021) ^{2.3.9} を一部編集

図 2.3.19 中空ねじり試験で得られた変相角及び破壊曲線

Fig. 2.3.19 Phase transformation angle and failure line obtained by the torsional shear test

2.3.5 まとめ

原子力発電所敷地沿岸部の代表的な地形を想定し、港湾基準において「液状化の可能性あり」とされる範囲の粒度分布の礫質土を密に締固めた地盤を用いた遠心模型実験及び数値シミュレーション解析を行い、過剰間隙水圧の蓄積による密な礫質土地盤の変形挙動等について検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ 今回の委託事業による遠心模型実験の結果においては、密に締固めた礫質土地盤は、礫質土よりも密に締固めた砂質土地盤に比べ過剰間隙水圧の上昇及び消散が速く、全体の蓄積量が小さかった。また、沈下量は液状化強度に応じて砂質土地盤よりも大きくなったものの、水平変位は砂質土地盤に比べ小さくなった。この結果に対する規制庁の考察の結果、この一因としては、礫質土は砂質土よりも間隙比が小さいことから過剰間隙水圧の移動量が小さいこと、サイクリックモビリティが砂質土に比べて小さな応力レベルで発生することから、礫質土は変形が抑制され易いもの、液状化強度の大きな砂質土地盤では残存剛性が大きく応答加速度が礫質土地盤ほど低減せず水平変位が大きくなったものと推察された。
- ・ 委託事業による材料試験（中空ねじり試験）の結果から、礫質土の変相角は砂質土に比べて小さく、礫質土の方が小さな応力比からモビリティが発生しやすいことが分かった。これは、遠心模型実験に見られた礫質土と砂質土の過剰間隙水圧の時刻歴や変形挙動の相違に整合していた。
- ・ 遠心模型実験から液状化した地盤の既往の沈下率を用いた簡易的な評価を行う場合、礫質土地盤の評価においてもある程度適用の可能性が確認されたが、今回の実験では完全液状化に至らない状態で既往の沈下率と同程度であったことを踏まえると、地震動が大きく液状化の程度が進んだ（過剰間隙水圧が大きくなった）状態では、既往の沈下率評価よりも大きくなる可能性があることに留意しておく必要があると考える。
- ・ 今回の遠心模型実験の礫質土地盤において、一般的に用いられている砂質土地盤と同様の土槽側面壁の処理では、せん断摩擦抵抗が大きいことから土槽側面壁の影響が見られた。これより、礫質土地盤を用いる場合、土槽側面壁の影響に留意して遠心模型供試体を作成する必要がある。
- ・ 有効応力解析による遠心模型実験のシミュレーション解析の結果、沈下量についてはある程度整合が見られたが、水平変位は差異が大きくなった。また、過剰間隙水圧の挙動については、過剰間隙水圧の上昇の程度は同様であったが、消散及び蓄積の程度が異なっていた。遠心模型実験の土槽壁の影響確認とともに礫質土地盤への有効応力解析の適用にあたっては、今後更なる検討が必要と考える。

2.4 地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価

2.4.1 背景・目的

地震に対する設備のフラジリティ評価において、新たな耐震設計評価を導入することで、安全性向上評価に用いられる耐力値の精度を向上させることは重要である。従って、現実的に耐力を評価するには、設備の損傷モードを踏まえながら耐震試験結果や耐震性評価方法を分析し、既往振動試験のデータ等に基づき改良した評価方法で再評価することが必要となってくる。

これを踏まえて、既往振動試験のデータから放射性物質の拡散を防護する観点より選定した設備の現実的耐力について、静的設備と動的設備を横断的に見てデータベースを作成し、地震に対する損傷モードや評価部位に対する事例より知見を収集し、耐震重要設備の現実的耐力の分析・評価を実施する。

2.4.2 既往試験データの分析

地震に対するフラジリティ評価には、現実的耐力及び現実的応答を用いる。ここで、現実的耐力、設計耐力、現実的応答及び設計応答の関係を図 2.4.1 に示す。現実的耐力と現実的応答の定義並びに設計裕度(M2)、設計耐力における保守性(M3)に係る定義は、日本原子力学会の「原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015」に準拠する。まず、耐力を評価する設備について、原工試及び独立行政法人原子力安全基盤機構により実施された耐震試験の知見が M2 と M3 のどちらに該当するのかを表 2.4.1 に分類する。次に、下記に示すように動的設備と静的設備ごとに分類して現実的耐力を検討した。

(1) 静的設備

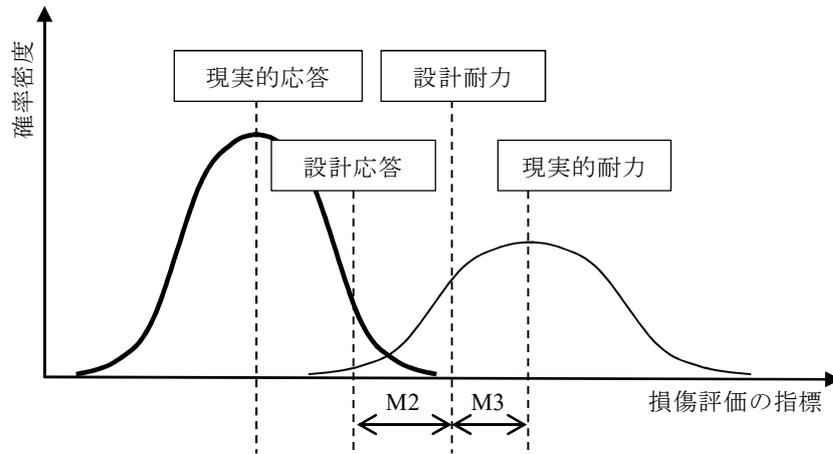
静的設備に係る耐力評価一覧表を表 2.4.2 に示す。評価対象設備のうち最小となる耐力値と設計許容値の比は、PWR 原子炉格納容器の座屈評価では 1.08 である。PWR 原子炉格納容器の座屈評価は、エンドースされている JEAG4601・補-1984^{2.4.1}に記載される座屈評価式に基づく保守的な評価を実施しており表 2.4.1 に示すように M2（設計裕度）に分類されるため、2.4.3 項で FEM モデルに基づく現実的な座屈評価を実施した。

また、支持構造物（機器アンカー部、スナバ、基礎ボルト等）の耐力値と設計許容値の比は、追設等による対策より荷重負荷の軽減が図れるため、参考とする。

(2) 動的設備

動的設備に係る耐力評価一覧表を表 2.4.3 に示す。評価対象設備のうち最小となる耐力値と設計許容値の比は、大型立形ポンプの動的機能維持評価では 1.4 である。

なお、これまでに振動試験がなされていないような設備が新たに導入されている場合には、振動試験を行う等のことにより耐力を把握することが必要である。



現実的耐力と現実的応答の定義並びに設計裕度(M2)、設計耐力における保守性(M3)に係る定義は、日本原子力学会の「原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015」に準拠する。

図 2.4.1 フラジリティ評価に係る現実的応答及び現実的耐力の関係

Fig. 2.4.1 Relationship between realistic capacity and realistic demand of fragility evaluation

表 2.4.1 評価対象設備に係る M2、M3 への分類

Table 2.4.1 Classification of equipment (M2 and M3)

M2 と M3 への分類	M2(設計裕度)	M3(設計耐力における保守性)
評価対象設備	PWR 原子炉格納容器 BWR 原子炉格納容器	配管終局強度 オイルスナバ メカニカルスナバ 機器アンカー部 復水貯蔵タンク(BWR) 各種弁 大型立形ポンプ 横型ポンプ ファン

表 2.4.2 静的設備に係る耐力評価一覧表

Table 2.4.2 Capacity list of passive equipment

評価対象設備	損傷モード	入力方向	設計許容値	耐力値	耐力値/ 設計許容値	出典
PWR 原子炉格納容器	座屈	水平 and ^(注1) 鉛直	1.0	1.0/0.92	1.08	(財)原子力工学試験センター, 原子力発電施設信頼性実証試験の現状, 1984
BWR 原子炉格納容器	座屈	水平 and ^(注1) 鉛直	1.0	1.0/0.53	1.88	(財)原子力工学試験センター, 原子力発電施設信頼性実証試験の現状, 1989
配管終局強度	疲労	水平	2.3m/s ^{2(注2)}	28.6m/s ^{2(注3)}	12.4	(独)原子力安全基盤機構, 平成 15 年度 原子力発電施設耐震信頼性実証に関する報告書 配管終局強度, 2003
オイルスナバ	構造強度	引張 圧縮	160kN ^(注4)	294.2kN	1.8	(独)原子力安全基盤機構, 平成 21~22 年度 耐震機能限界試験 (スナバ) に係る報告書, 2012
メカニカルスナバ	構造強度	引張 圧縮	100kN ^(注4)	181.5kN ^(注5)	1.8	(独)原子力安全基盤機構, 平成 21~22 年度 耐震機能限界試験 (スナバ) に係る報告書, 2012
機器アンカー部	構造強度	—	基準化 面外力 P/Pu=0.52	P/Pu=0.6	1.15	(独)原子力安全基盤機構, 平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験に係る報告書, 2009
復水貯蔵タンク(BWR)	せん断座屈 亀裂発生	水平	— ^(注6)	27.6m/s ²	1.5	(独)原子力安全基盤機構, 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 機器耐力その 4(タンク)に係る報告書, 2008

注 1:and は水平方向と鉛直方向の同時加振を示す

注 2:設計上許容される S2 地震の入力地震レベル

注 3:1 回の地震で配管が疲労破損するとしたときの想定入力地震レベル

注 4:スナバ定格容量

注 5:本試験体の荷重周波数条件と同条件の場合のみ用いることができる暫定値

注 6:報告書では、簡易評価から求められる座屈発生加速度を 18.5m/s²としている

表 2.4.3(1/2) 動的設備に係る耐力評価一覧表

Table 2.4.3(1/2) Capacity list of active equipment

評価対象設備	損傷モード	入力方向	設計許容値	耐力値	耐力値/ 設計許容値	出典
電動グローブ弁(2B)	動的機能維持	水平 or ^(注1) 鉛直	6.0[G] ^(注2)	12.3[G]	2.0	(独)原子力安全基盤機構, 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する 試験及び調査 機器耐力その 4(弁)に係る 報告書, 2009
電動ゲート弁(3B)	動的機能維持	水平 or ^(注1) 鉛直	6.0[G] ^(注2)	9.5[G]	1.5	電動グローブ弁(2B)と同様
電動バタフライ弁 (20B)	動的機能維持	水平 or ^(注1) 鉛直	6.0[G] ^(注2)	12.2[G]	2.0	電動グローブ弁(2B)と同様
電動ゲート弁(16B)	動的機能維持	水平 or ^(注1) 鉛直	6.0[G] ^(注2)	10.2[G]	1.7	電動グローブ弁(2B)と同様
主蒸気隔離弁(PWR)	動的機能維持	水平 or ^(注1) 鉛直	— ^(注3)	6.0[G]	—	電動グローブ弁(2B)と同様
主蒸気隔離弁操作用 電磁弁パネル	動的機能維持	水平	2.2[G] ^(注2)	6.1[G]	2.7	電動グローブ弁(2B)と同様
		鉛直	2.0[G] ^(注2)	3.4[G]	1.7	

※ 「駆動部重心位置での応答加速度が $12 \times 9.8 \text{m/s}^2$ または最大加振加速度 $10 \times 9.8 \text{m/s}^2$ まで試験を実施する。」と記載。

注 1: or は水平方向と鉛直方向の単独加振を示す。

注 2: 水平は JEAG4601-1991 記載値、鉛直は JEAC4601-2008 記載値。

注 3: JEAC4601-2008 に記載なし。

表 2.4.3(2/2) 動的設備に係る耐力評価一覧表

Table 2.4.3(2/2) Capacity list of active equipment

評価対象設備	損傷モード	入力方向	設計許容値	耐力値	耐力値/ 設計許容値	出典
大型立形ポンプ	動的機能維持	水平	10.0[G] ^(注1)	14.6[G]	1.4	(独)原子力安全基盤機構,平成17年度原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 機器耐力その3(大型立形ポンプ)に係る報告書,2006
		鉛直	1.0[G] ^(注1)	1.6[G]	1.6	
横型ポンプ	動的機能維持	水平(軸)	1.4[G] ^(注1)	8.4[G]	6.0 ^(注2)	(独)原子力安全基盤機構,平成16年度原子力発電施設耐震信頼性実証に関する報告書 機器耐力その1(横形ポンプ、電気品),2005
		鉛直	1.0[G] ^(注1)	—	—	
ファン (遠心直結型ファン)	動的機能維持	水平(軸直)	2.3[G] ^(注1)	5.0[G]	2.1	(独)原子力安全基盤機構,平成20~21年度原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 耐震機能限界試験(ファン)に係る報告書,2011
		鉛直	1.0[G] ^(注1)	4.2[G]	4.2	
ファン (軸流直動型ファン)	動的機能維持	水平(軸)	2.4[G] ^(注1)	7.8[G]	3.2	遠心直結型ファンと同様
		鉛直	1.0[G] ^(注1)	4.6[G]	4.6	

注1:水平は JEAG4601-1991 記載値、鉛直は JEAC4601-2008 記載値。

注2:応答倍率1倍(ポンプ据付位置加速度=ポンプ軸位置加速度)とみなし、発生値/設計許容値を算出。

2.4.3 既往試験の知見を活用した詳細評価

PWR 原子炉鋼製格納容器（以下「PWR-CV」という。）の座屈評価について、耐震信頼性実証試験の知見を活用し、JEAG4601・補-1984^{2.4.1}に記載される座屈評価式を用いた評価（以下「JEAG4601・補-1984による座屈評価」という。）より精緻な評価が可能となる FBR 座屈研究^{2.4.2、2.4.3、2.4.4、2.4.5、2.4.6、2.4.7}に基づく FEM モデルを用いた静的弾塑性座屈解析による座屈評価（以下「FEMによる座屈評価」という。）を実施した。

(1) 耐震信頼性実証試験^{2.4.8}

PWR-CV の耐震信頼性実証試験では、試験体として図 2.4.2 に示すように 800MWe 級改良標準型プラントの PWR-CV の 1/3.7 縮尺模型で、半球部、円筒部、ポーラクレーン、機器搬入口、エアロック等を模擬した実証部と振動台への固定のためのサポート部からなり、形状、材質などはできるだけ実機に近いものが使用された。また、入力波として図 2.4.3 に示す改良標準化高地震帯用地震波 S2 に基づく PWR-CV の床応答波が使用された。試験体の強度については、試験体の応答が許容値以下であり、実証試験前後の耐圧・漏えい試験で気密性が保たれていることが確認された。座屈評価では、実機サイズの軸対称シェルモデルの地震応答解析結果から JEAG4601・補-1984 による式(2.4.1)より得られる評価値 0.92 となり、座屈耐力 1 を下回ることから実機の健全性が確認された。

$$\frac{\alpha(P/A)}{f_c} + \frac{\alpha(M/Z)}{f_b} \leq 1 \dots\dots\dots (2.4.1)$$

ここで、 P は軸力、 A は断面積、 M は曲げモーメント、 Z は断面係数、 P/A は軸圧縮応力、 M/Z は曲げ圧縮応力、 f_c は軸圧縮座屈応力、 f_b は曲げ圧縮座屈応力、 α は安全率である。



図 2.4.2 PWR-CV の耐震信頼性実証試験体
Fig. 2.4.2 Seismic proving test model of PWR-CV

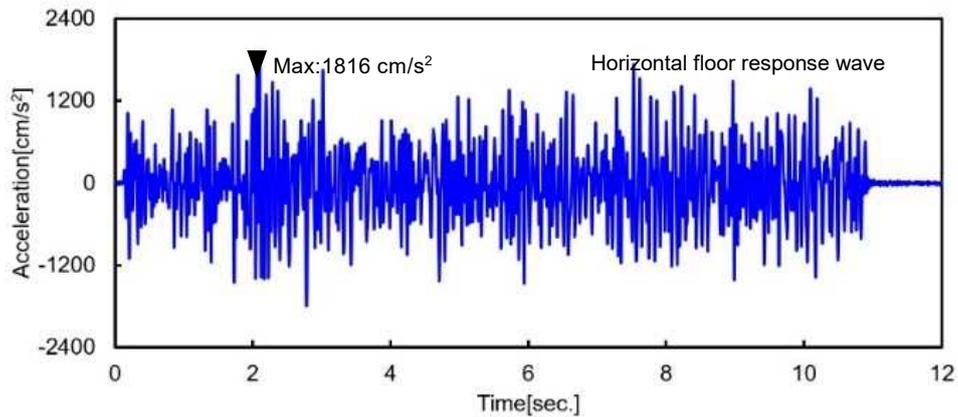


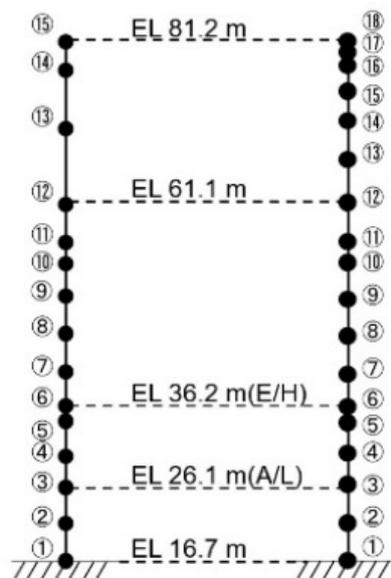
図 2.4.3 PWR-CV 試験入力波

Fig. 2.4.3 Input wave for PWR-CV test

(2) FEM による座屈評価に用いる条件設定の考え方

① FEM による座屈評価に用いる入力荷重の算定

FEM による座屈評価に用いる入力荷重は、表 2.4.4 の解析条件とする図 2.4.4 の実機サイズの質点系モデルに試験と同様の改良標準化高地震帯用地震波 S2 に基づく PWR-CV の床応答波を入力とする地震応答解析より得られる荷重分布を用いる。図 2.4.4 の節点①における各時刻の軸力と曲げモーメントでの JEAG4601・補-1984 による座屈評価結果を図 2.4.5 に示す。FEM による座屈評価に用いる地震荷重の組合せは、図 2.4.5 より最も厳しい 21.803 秒時に質点系モデルより抽出された軸荷重分布とせん断荷重分布とする。FEM による座屈評価では、自重を載荷した後に水平荷重と鉛直荷重の比率を維持して漸増負荷した。



水平 上下

図 2.4.4 質点系モデル

Fig. 2.4.4 Lumped mass model

表 2.4.4 解析条件

Table 2.4.4 Analysis conditions

Parameter	Lumped mass model [scale: 1/1]
Material	SGV480
Temperature [°C]	49
Young's modulus [MPa]	2.01×10^5
Poisson's ratio	0.3
Damping Factor [%]	1.0

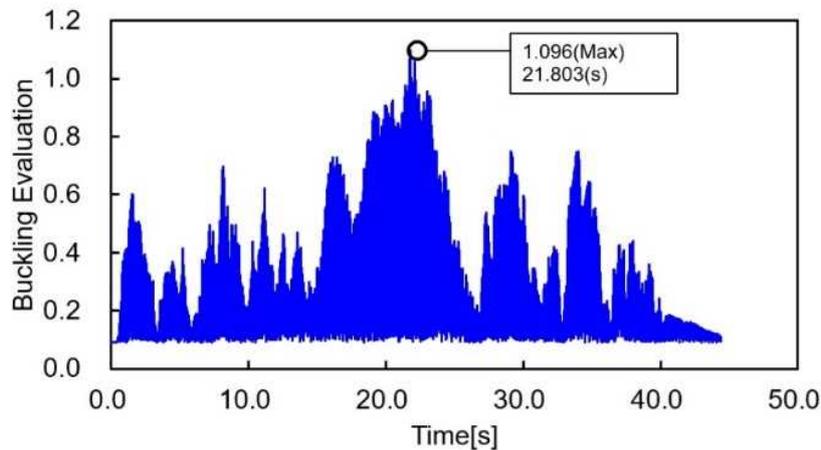


図 2.4.5 JEAG4601・補-1984 による座屈評価

Fig. 2.4.5 The buckling evaluation based on JEAG4601

② FEM による座屈評価に用いる解析条件の設定

FEM による座屈評価に用いる解析条件は、評価への影響を及ぼす観点より選定した初期不整形、初期不整量及び材料物性値に対して、設計評価に近い下限値相当となるように円筒殻に係る座屈の既往研究及び規格に基づいて設定したものである。

初期不整形には、せん断座屈と曲げ座屈の両方の弾性座屈モードを用いて設定した^{2.4.3, 2.4.6, 2.4.9, 2.4.10}。弾性座屈固有値解析に用いる実機 PWR-CV の FEM モデルを図 2.4.6 に示す。解析は、FEM モデルの下端を完全固定とし、水平方向荷重はリングガード高さでの中央に単位集中荷重 (1 MN) として 0°、90°、180°、270° 方向に与えた。なお、リングガード高さの形状は、単位集中荷重前の形状が保持される。水平 4 方向の弾性座屈固有値解析結果を表 2.4.5 に、単位集中荷重を 270° 方向に与えた場合の弾性座屈モードを図 2.4.7 に示す。1 次モードの 4 方向の弾性座屈固有値 (以下「 λ_e 」という。) を比較すると違いは最大でも 3% とほとんど差異はない。0° と 180° 方向の λ_e が 90° と 270° 方向の λ_e に比べて若干高い理由は、せん断座屈が生じる位置に機器搬入口、エアロックがあり、開口がスティフナにより補強されていることが原因として考えられる。

次に、初期不整量は設計建設規格^{2.4.11}より最大内径と最小内径との差が当該断面の呼び内径の 1% 以下とし、胴の基準となる形状から内側、外側のそれぞれに 0.1 m (40.0 m × 1%/4)

と設定した。

材料物性値(応力-ひずみ曲線)は、縦弾性係数 (2.01×10^5 MPa) を第 1 勾配とし、設計降伏点 (258 MPa) 以降の塑性領域の加工硬化係数を縦弾性係数の 1/100 とするバイリニアとして設定した^{2.4.12}。

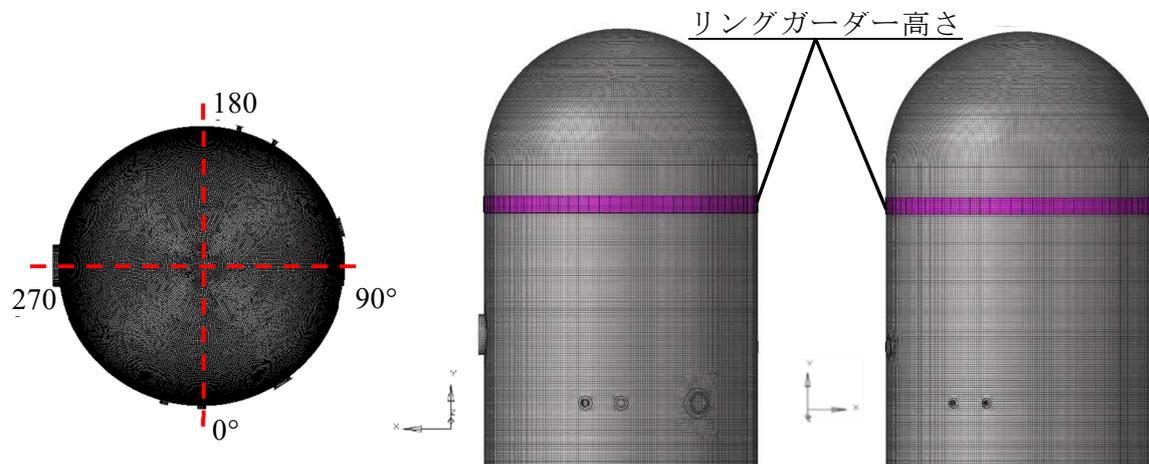


図 2.4.6 弾性座屈固有値解析に用いる FEM モデル

Fig. 2.4.6 FEM model used for elastic buckling eigenvalues analysis

表 2.4.5 弾性座屈固有値

Table 2.4.5 Elastic buckling eigenvalues

Buckling mode	0°	90°	180°	270°
Shear buckling mode	1st 174.2	1st 173.0	1st 177.4	1st 172.8
	3rd 193.0	3rd 174.3	3rd 193.0	3rd 174.8
Bending buckling mode	124th 469.6	124th 464.0	125th 466.7	129th 467.0

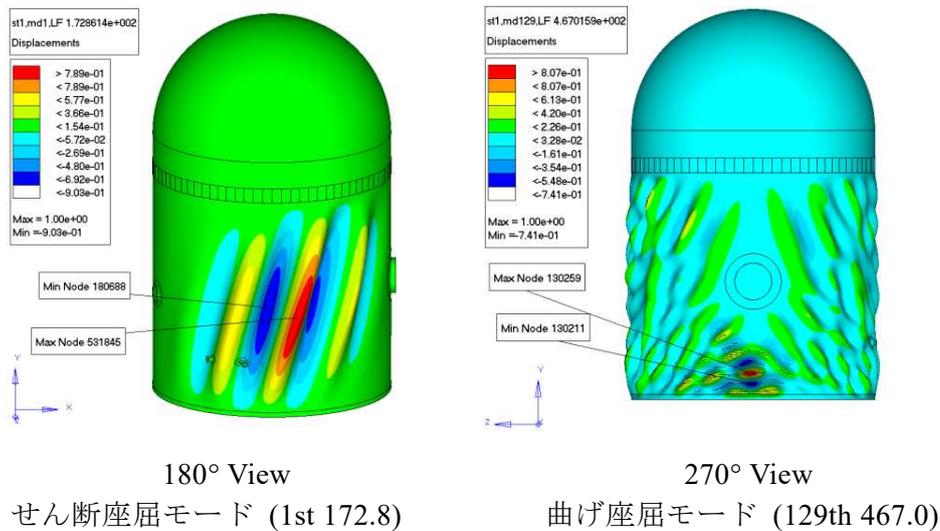


図 2.4.7 弾性座屈モード

Fig. 2.4.7 Elastic buckling mode

(3) FEMによる座屈評価に関する検討

表 2.4.4 に示す材料物性及び(2)①で記載した解析条件に基づき実機 PWR-CV の FEM モデルを作成し、(2)①で記載した入力荷重より FEM による座屈評価を実施した。

FEM による座屈評価より得られる座屈耐力について、水平荷重 4 方向それぞれに入力した解析より得られた結果を表 2.4.6 に示す。表 2.4.6 に記載する基準荷重は、JEAG4601・補-1984 による座屈評価の座屈耐力相当になるように基準地震動 S2 加振時の質点系モデルより得られる水平荷重を補正したものである。具体的には、改良標準化高地震帯用地震波 S2 に基づく PWR-CV の床応答波を入力とする荷重分布による水平荷重は 115.44 MN であるが、JEAG4601・補-1984 による座屈評価が 1.096 であったため (図 2.4.5)、水平荷重を 1/1.096 より補正した。また、座屈耐力と基準荷重の比を座屈耐力比とする。座屈耐力比は 1.23 から 1.33 と差が 8 %以内に収まっており、荷重方向に対する解析への影響は少ない。なお、耐力が最も低い荷重方向 90°の座屈耐力は、JEAG4601・補-1984 による座屈評価の座屈耐力相当値よりも 23 %高くなった。

荷重方向 90°の解析結果について、水平荷重と CV 頂部水平変位の関係を図 2.4.8 に示す。また、最大荷重時における Mises 応力分布及び CV の変形を図 2.4.9 に示す。変形は実際の変位量を 10 倍に拡大して示している。図 2.4.8 の荷重変位曲線について、最大荷重より低い荷重から、勾配が徐々に緩やかになる非線形挙動が生じている。これは、最大荷重に達する前から座屈変形が進み、CV の剛性が低下したこと、塑性変形が生じたことが原因として考えられる。また、図 2.4.9 の最大荷重時における Mises 応力分布において、せん断座屈により生じた斜めのしわの頂部や、曲げ座屈により生じた横しわの頂部において、降伏応力 (258 MPa) を超える応力が生じていることを確認した。

表 2.4.6 座屈耐力と基準荷重

Table 2.4.6 Buckling capacities and a reference load

Direction	Reference load P_{rl} [MN]	Buckling capacity P_{cr} [MN]	Buckling capacity Ratio γ
0°	105.4	140.7	1.33
90°		129.9	1.23
180°		131.8	1.25
270°		136.2	1.29

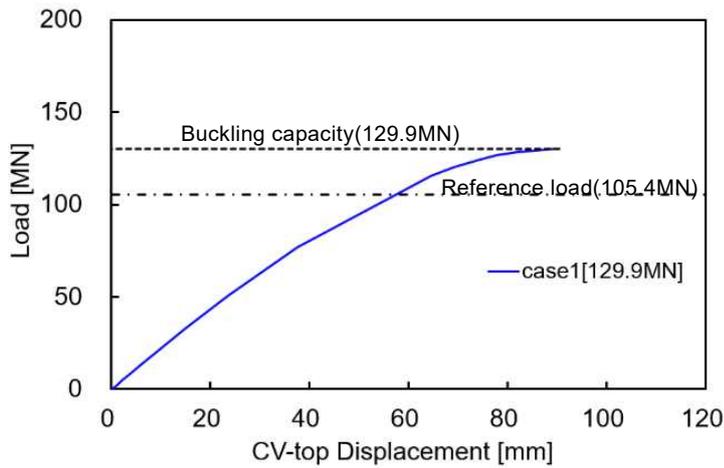


図 2.4.8 荷重変位曲線

Fig. 2.4.8 Load displacement curve

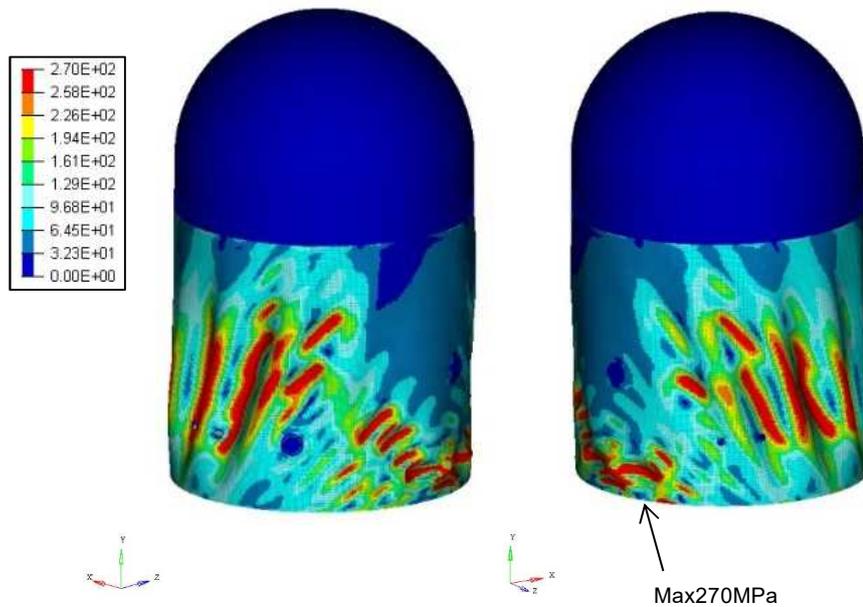


図 2.4.9 Mises 応力コンター(最大荷重時)

Fig. 2.4.9 Mises stress contour (at maximum loading)

(4) まとめ

本検討では、耐震信頼性実証試験による試験体の振動特性を反映させた FEM モデルを用いて、PWR-CV の FEM による座屈評価に係る知見を拡充した。耐震信頼性実証試験において、座屈評価値は JEAG4601・補-1984 による式(2.4.1)の座屈耐力 1.0 に対して 0.92 であった。FEM による座屈評価では、基準地震動 S2 の床応答波を入力とする水平荷重を JEAG4601・補-1984 による式(2.4.1)の座屈耐力 1.0 相当に補正し、座屈耐力 1.0 相当に対する座屈耐力比を確認した。結果として、FEM による座屈評価より算出する座屈耐力は、JEAG4601・補-1984 による式(2.4.1)の座屈耐力 1.0 相当に対して 1.23 倍になることを確認し

た。したがって、FEMより開口部等の構造要素の変化や非線形性を考慮することで、保守的なJEAG4601・補-1984による座屈評価より精緻な座屈耐力を把握することができた。

2.4.4 まとめ

既往振動試験のデータ等から放射性物質の拡散を防護する観点より選定した設備について、過去に実施した既往試験より動的設備と静的設備に分類し、現実的耐力に係る知見を分析した。

この結果、各設備の試験から得られた最小の耐力値と設計許容値の比は、下記となった。

- ・静的設備：PWR原子炉格納容器の座屈評価より1.08
- ・動的設備：大型立形ポンプの動的機能維持より1.4

ここで、PWR原子炉格納容器については、現実的な耐力を把握するためFEMによる座屈評価を行ったところ、耐力値と設計許容値の比が1.23となった。

以上より、今回の検討範囲において既往振動試験のデータ等から放射性物質の拡散を防護する観点より選定した設備は、仮に応答が設計許容値と同等であっても、1.2倍程度まで機能維持できるものと考えられる。ただし、PWR原子炉格納容器の座屈評価において、あらかじめFEMによる座屈評価を適用している場合、この限りではない。

なお、これまでに振動試験がなされていないような設備が新たに導入されている場合には、振動試験を行う等のことにより耐力を把握することが必要である。

2.5 地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価

2.5.1 背景・目的

「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」^{2.5.1}の参考資料1によれば、確率論的リスク評価（PRA）実施手法の一例として、地震等の外部事象 PRA のフラジリティ評価において、「経年劣化が既にある設備の現実的耐力評価においては、減肉及び亀裂進展等の経年劣化モードを考慮する」ことが示されている。地震 PRA においては、設計を超える地震動の発生を考慮しなければならないが、亀裂を有する機器・設備に対して設計を超えるような強い繰り返し荷重が作用する場合、既往評価式よりも亀裂進展速度が大きくなる可能性が指摘されている^{2.5.2}。特に余震を含む複数回の地震による繰り返し荷重を想定する条件では、亀裂の進展が損傷確率に影響する可能性があるが、このような経年劣化の効果がフラジリティ曲線に及ぼす影響は明確でない。そこで本研究では、設計を超える地震荷重を受ける経年機器・配管系のフラジリティ評価に必要な知見を拡充するため、設計を超える地震を想定した亀裂進展試験、及び複数回の設計を超える地震荷重を想定する経年配管のフラジリティ評価を行った。

なお、本研究で使用した亀裂進展試験及びフラジリティ評価のデータは、前プロジェクト（外部事象に係る構造健全性関連研究）において実施した平成26年度から平成28年度の新潟工科大学への委託事業（平成26～28年度原子力施設等防災対策等委託費（安全性向上評価に向けた経年変化を考慮した配管の耐震性評価手法の高度化に係る調査・研究）事業）、及び本プロジェクトにおいて実施した平成29年度から平成31年度の原子力機構への委託事業（平成29～31年度原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）事業）において取得したものである。2.5.2節では、新潟工科大学が取得した試験データの一部を用いて、規制庁が既往の亀裂閉口モデルに基づいて考察した結果を記載する。2.5.3節では、原子力機構が作成した各解析ケースの入出力データの一部を用いて、規制庁において地震による負荷応力レベルごとに分析し、考察した結果を記載する。

2.5.2 設計を超える地震時の亀裂進展評価

(1) 序論

プラントの運転中のサイクル荷重を受ける設備に存在する亀裂では、疲労亀裂進展が起こる可能性がある。運転中の疲労亀裂進展を精度良く予測することは、プラント設備の構造健全性評価において重要である。荷重サイクル当たりの疲労亀裂進展速度 da/dN を予測するための手順は、線形破壊力学の概念を用いて定められている。小規模降伏条件であれば、亀裂先端の応力状態は応力拡大係数 K によって定義され、疲労サイクルにおける亀裂進展速度は応力拡大係数範囲 ΔK と関連付けられる。原子力プラントの機器・設備に広く用いられるフェライト鋼においても、日本機械学会発電用原子力設備規格維持規格^{2.5.3}や

米国機械学会ボイラ・圧力容器規格 Section XI（以下「ASME Section XI」という。）^{2.5.4}等において、亀裂進展則は

$$da/dN = 3.78 \times 10^{-9} \Delta K^{3.07} \text{ (mm/cycle)} \cdots \cdots (2.5.1)$$

と規定されている。ここで、地震のような交番荷重（引張と圧縮を交互に繰り返す荷重）では、 $\Delta K = K_{max}$ と定義する。

しかし、設計を超える地震荷重で、荷重レベルが大きくなり、小規模降伏条件を満たさない場合、応力拡大係数 K に基づく評価では亀裂進展量を正確に予測することができない可能性がある。例えば、亀裂周辺の塑性域の影響で、亀裂閉口挙動が変化し、亀裂進展速度が変化することが知られる。そこで ASME Section XI^{2.5.4} では、小規模降伏条件を超える条件においても簡易的に応力拡大係数 K に基づく評価を行うため、交番荷重下の亀裂閉口挙動の変化による亀裂進展速度の増加を保守的に評価するための手法として、

$$K_{max} - K_{min} > 1.12 \times \sigma_f (\pi a)^{0.5} \cdots \cdots (2.5.2)$$

を満たす場合、式(2.5.1)の ΔK を $K_{max} - K_{min}$ として評価することを規定している。ここで、 a は亀裂サイズ、 σ_f は流動応力で、引張強さと降伏応力の平均値として定義される値である。ただし、米国規制委員会（NRC）はこの亀裂閉口モデルを策定するには試験データが十分ではないと指摘しており^{2.5.2}、より保守的な取扱いとして、式(2.5.2)の代わりに、

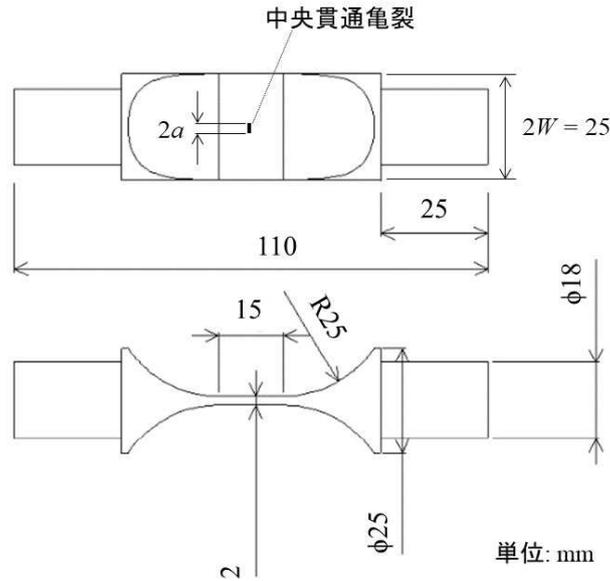
$$K_{max} - K_{min} > 0.8 \times 1.12 \times \sigma_f (\pi a)^{0.5} \cdots \cdots (2.5.3)$$

を用いることを要求している。このように、小規模降伏条件を超える場合には、評価方法が確立されてはならず、その適用性について、十分に検証する必要がある。

原子力規制庁では、平成 26 年度から平成 28 年度に新潟工科大学への委託事業として、圧力容器鋼等に用いられるフェライト鋼（JIS G3120 SQV2A 低合金鋼）を対象に、設計を超える地震荷重を想定した亀裂進展試験を実施した。以下、項目(2)では新潟工科大学が実施した試験概要、項目(3)では規制庁が検討した既往の亀裂閉口モデルの概要を記す。項目(4)では、新潟工科大学が取得した試験データを示すとともに、亀裂進展速度と亀裂閉口モデルの関係を規制庁が考察した結果について記載する。

(2) 試験条件

Bloom らによる既往の試験で 4 点曲げ試験^{2.5.5}が用いられているが、(1) 300°Cの加熱下で精度良く亀裂長さを測定するとともに、及び(2) 既往の亀裂閉口モデルを適用するため、本試験では試験片には中央切り欠き平板試験片を用いた。亀裂進展試験に用いた試験片の形状を図 2.5.1 に示す。大気下、300°Cの条件で、亀裂面に対し垂直方向に引張・圧縮の繰り返し荷重を負荷して亀裂を進展させ、光学顕微鏡により亀裂進展量を測定した^{2.5.6}。試験条件の一覧を表 2.5.1 に示す。



出典) 新潟工科大学(2017)^{2.5.18}を一部編集
 図 2.5.1 亀裂進展試験に用いた試験片形状
 Fig. 2.5.1 Specimen for crack growth tests

表 2.5.1 亀裂進展試験の試験条件一覧
 Table 2.5.1 Test conditions for fatigue crack testing in air

No.	Temperature, °C	R	σ_{\max} , MPa	σ_{\min} , MPa	$\Delta\sigma$, MPa	$\Delta\sigma/\sigma_f$
H-1.0-1	300	-1.0	163	-163	326	0.70
H-1.0-2	300	-1.0	186	-186	372	0.80
H-1.0-3	300	-1.0	210	-210	419	0.90
H-1.0-4	300	-1.0	233	-233	466	1.00
H-1.0-5	300	-1.0	244	-244	488	1.05
H-1.0-6	300	-1.0	256	-256	512	1.10
H-1.0-7	300	-1.0	268	-268	535	1.15

出典) 新潟工科大学(2017)^{2.5.18}を一部編集

(3) 亀裂閉口モデル

平成 28 年度までに実施した試験結果における亀裂閉口の影響を分析するため、平成 29 年度から令和元年度は、既往の亀裂閉口モデルに基づき、高応力条件下での亀裂進展速度の変化を詳細に検討した。亀裂閉口挙動の変化を表すモデルのうち、代表的なものとして、以下の Newman のモデルが挙げられる^{2.5.7}。Newman のモデルによれば、交番荷重下の亀裂閉口係数 U 及び亀裂開口応力比 γ は以下の式で定義できる。

$$U = (1 - \gamma)/(1 - R) \quad \text{for } -2 < R < 0 \dots\dots\dots(2.5.4)$$

$$\gamma = \sigma_{\text{open}}/\sigma_{\text{max}} = (A_0 + A_1 R) \quad \text{for } -2 < R < 0 \dots\dots\dots(2.5.5)$$

ここで R は負荷応力の最大値 σ_{max} と最小値 σ_{min} の比である ($R = \sigma_{\text{max}}/\sigma_{\text{min}}$)。係数 A の定義には、既往研究を参照して以下の式を用いた^{2.5.8}。

$$A_0 = (0.825 - 0.34\alpha_c + 0.05\alpha_c^2) \cdot \left| \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{K_{\max}}{K_0}\right) \right|^{\alpha_c} \cdot \text{sign}\left[\cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{K_{\max}}{K_0}\right)\right], \dots\dots\dots(2.5.6)$$

$$A_1 = (0.417 - 0.071\alpha_c) \cdot \frac{K_{\max}}{K_0}, \dots\dots\dots(2.5.7)$$

ここで α_c は亀裂先端の拘束状態に係る係数で、試験条件によって大きく異なる（平面応力状態であれば 1、平面ひずみ状態であれば 3）。 K_0 は参照応力拡大係数で、本研究では降伏応力と引張強さから予測される繰り返し降伏応力の値から決定した^{2.5.9}。

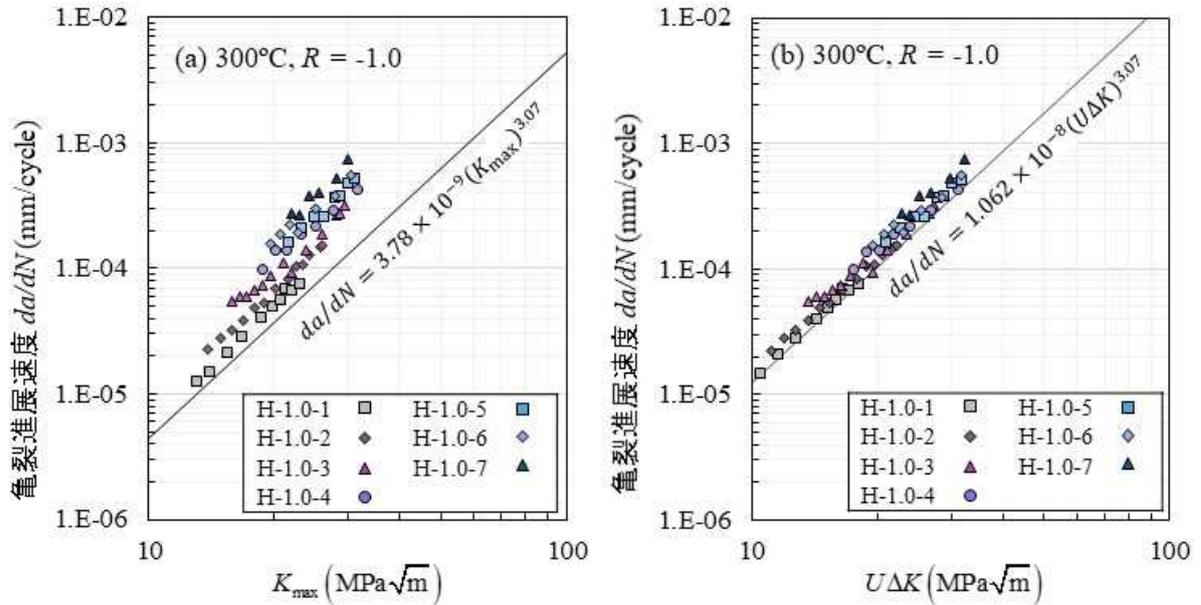
(4) 試験結果と考察

負荷応力の最大値と最小値の絶対値が等しい完全両振り試験 ($R = -1$) について、亀裂進展速度の試験結果を図 2.5.2 に示す。図 2.5.2 (a) では、試験結果を K_{\max} に対してプロットしたところ、ASME Section XI の亀裂進展則から予測される値（図中の直線）^{2.5.4} と比較した場合、応力が低い条件では試験結果と良く一致した。しかし、応力が高い条件では、亀裂進展量が大きく、予測値と比較して最大で 7 倍程度の亀裂進展速度の差が観測された。

亀裂閉口の影響を確認するため、式 2.5.4~7 から計算した $U\Delta K$ に対して同じ試験データをプロットした結果を図 2.5.2 (b) に示す。また、既往の交番荷重下でのフェライト鋼の Bloom らの亀裂進展則^{2.5.5} に、計算した $U\Delta K$ を代入して求めた値を図中の直線で示す。図 2.5.2 (b) では、試験結果と予測値との乖離が小さくなり、高い応力が負荷されている試験条件においても、亀裂進展速度の差が最大で 2 倍程度となった。この結果から、高い応力が負荷されている試験条件では、観測される亀裂進展速度に亀裂閉口の影響が顕著に表れること、またその変化の傾向は既往のモデルを用いることで予測できることが確認された。

本研究で用いたモデルと、その他の既往研究のモデルとの比較を行うため、低合金鋼 (ASTM A533B)^{2.5.10} の片側切欠材を想定した場合に各モデルに基づいて亀裂進展速度を計算した結果を図 2.5.3 に示す。概して応力が低い範囲では各モデルから予測される亀裂進展速度に大きな違いは見られないが、応力が高い条件では亀裂進展速度が大きく異なっている。具体的には、 $0.8\sigma_f < \Delta\sigma < \sigma_f$ の範囲で、ASME Section XI の亀裂進展則に比較して、NRC のモデルは非常に高い亀裂進展速度を与えることが分かる。また、 $\Delta\sigma < \sigma_f$ の範囲で ASME Section XI の亀裂進展則と 4 点曲げ試験の結果に基づく Bloom らのモデル^{2.5.11} とは良く一致するが、中央切り欠き平板試験片に基づく本研究のモデルは、両者よりも比較的高い亀裂進展速度が予測された。両者の試験の主要な違いとして、塑性域の大きさが挙げられる。4 点曲げ試験では試験片の板厚が大きく、平面ひずみ状態に近いと考えられる。一般にこのような平面ひずみ状態では塑性域寸法が相対的に平面応力状態と比較して小さく、周囲の弾性域により亀裂周辺が強く拘束される。一方で、本試験で使用した中央切り欠き平板試験片は板厚が亀裂の大きさに対して小さく、平面応力状態に近い試験条件にな

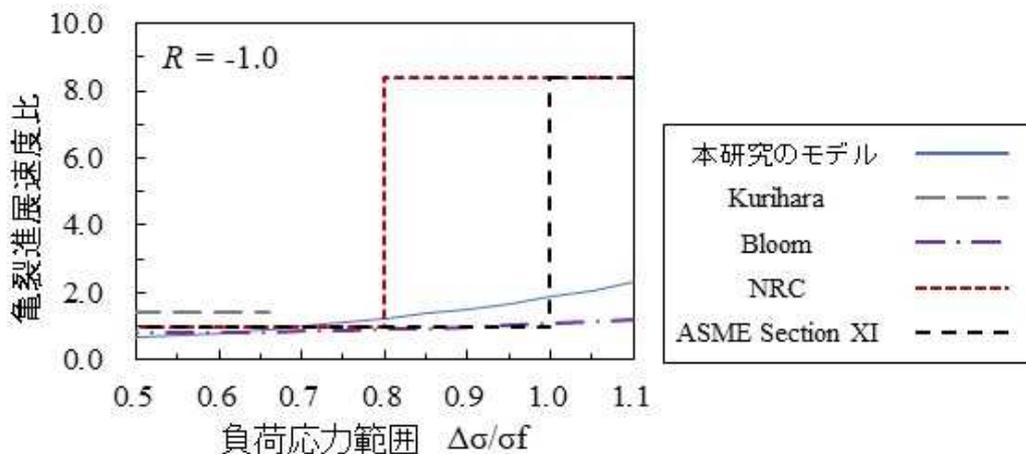
ると考えられるため、4点曲げ試験と比較して、拘束が弱くなることが挙げられる。以上の結果から、設計を超える地震動によって負荷応力範囲 $\Delta\sigma$ が $0.8\sigma_f$ を超え、かつ拘束が弱い条件を想定する場合には、本研究のモデルに基づいて精度良く亀裂進展速度を評価するか、あるいはNRCのモデルを用いて保守的に亀裂進展速度を評価することが推奨される。本知見は、設計を超える地震動を受ける構造物の亀裂進展を評価するための技術的知見として活用することが期待される。



出典) Azuma (2020) ^{2.5.6} を一部編集

図 2.5.2 完全両振り条件 ($R = -1.0$) での亀裂進展速度の試験結果と予測値との比較：
(a) K_{max} に対してプロットした場合、(b) $U\Delta K$ に対してプロットした場合

Fig. 2.5.2 Comparison of observed and calculated fatigue crack growth rate for $R = -1.0$. (a) da/dN versus K_{max} . (b) da/dN versus $U\Delta K$.



出典) Azuma (2020) ^{2.5.6} を一部編集

図 2.5.3 各モデルの亀裂進展速度の比較

Fig. 2.5.3 Comparison of crack growth rates da/dN versus $\Delta\sigma/\sigma_f$

2.5.3 複数回の設計を超える地震荷重を受ける経年配管のフラジリティ評価

(1) 序論

経年機器・配管系が設計を超える地震荷重を受ける場合、進展した亀裂によって機器・配管系の現実的耐力が変化する可能性がある。一般に応力腐食割れ等の亀裂の発生が確認された配管等の設備については、亀裂の発生及び進展が設備の耐震安全性に影響しないように維持管理がされている。しかし、設計を超える地震や複数回の地震を想定した場合に、このような経年劣化と維持管理が、当該設備のフラジリティに及ぼす影響は明らかではない。そこで本研究では、フラジリティ評価における経年劣化と維持管理の影響を検討するため、設計を超える複数回の地震荷重による経年配管のフラジリティ評価を行った。

フラジリティ評価には、原子力機構が開発した確率論的破壊力学解析コード PASCAL のうち、配管を対象とした解析コード PASCAL-SP^{2.5.12}を使用した。PASCAL-SP における解析モデルの設定及び損傷確率の評価は、平成 29 年度から平成 31 年度の原子力機構への委託事業として実施した。以下、項目(2)では原子力機構が実施した解析の概要を記す。項目(3)では、原子力機構が実施した解析のデータを用いて、規制庁が分析及び考察した結果を記す。

(2) 解析条件

本研究では、経年劣化によるフラジリティ曲線の変化を調べるため、過去に亀裂の発生が確認された機器・配管系の代表部位として、オーステナイト系ステンレス鋼配管の溶接熱影響部を対象とした。

PASCAL-SP では、運転による経年劣化（疲労亀裂進展及び応力腐食割れによる亀裂進展）による亀裂の貫通、及び亀裂を有する断面における破壊評価（日本機械学会維持規格の弾塑性破壊力学評価法）^{2.5.3}により、損傷確率を算出する。再循環系で用いられるオーステナイト系ステンレス鋼配管を想定し、直径 318.5 mm、肉厚 21.4 mm と設定した。応力腐食割れによる亀裂進展速度は、内圧による膜応力（33.5 MPa）、及び溶接残留応力（内表面で最大約 280 MPa）を負荷した条件で算出した。基準地震動によって溶接熱影響部近傍に生じる曲げ応力は、過去の地震応答解析事例で発生した最大値（45 MPa）を中央値とする対数正規分布モデルを用いて設定した^{2.5.13}。各ケースの解析条件をまとめたものを表 2.5.2 に示す。各解析ケースの詳細は以下のとおりである。

- ・ ケース 1 では、複数回の地震による損傷確率の変化を確認するための解析を行った。運転期間中にランダムに発生する亀裂に対し、経年劣化による亀裂進展後に、本震と余震の 2 回の地震動が作用した場合の損傷確率を算出した。意図的に損傷確率の変化が顕著に表れるようにするため、同時に同一断面上に 2 つの亀裂を発生させるとともに、本震よりもさらに大きな余震を与えた（地震動の強さの比率は、本震：余震 = 0.8 : 1.0）。亀裂の発生位置は国内 BWR プラントの再循環系配管における粒界型応力腐食割れの発生データに基づくモデルを用いた。

- ・ ケース 2、3、4 では、定期検査等の維持管理の効果を確認するため、非破壊検査及び応力緩和のモデルを取り入れて損傷確率を算出した。溶接熱影響部に深さ 5 mm の周方向内表面亀裂が存在するケースを想定した。ケース 2 では維持管理を行わない一方で、ケース 3、4 では、非破壊検査は 5 年に一度の頻度で行い、検出確率には高い熟練度の検査チームが亀裂を検出するモデルを用いた^{2.5.14}。検出された亀裂は、日本機械学会維持規格^{2.5.3}が規定する欠陥評価手法に従い、亀裂が一定程度大きく、構造健全性評価上有害な亀裂であると判定された場合は、亀裂を補修（亀裂深さを 0 に設定）した。また運転 10 年目に高周波誘導加熱を行い、配管内表面における溶接残留応力が圧縮応力となるように応力分布を変化させた。

なお、本研究では経年劣化の影響を調べるために、溶接熱影響部での亀裂進展による貫通、又は 1 次応力による塑性崩壊を、損傷モードと想定している。エルボ部でのラチェット変形等のその他の損傷モードに起因する損傷確率は考慮していない。本研究で評価しているフラジリティが、必ずしも配管系の最弱部での破壊挙動を表しているとは限らないことに留意する。

表 2.5.2 フラジリティ評価条件一覧

Table 2.5.2 Analytical conditions for fragility evaluation
出典) Azuma (2021)^{2.5.17} を一部編集

		0	5	10	15	20 (年)
Case 1	半楕円亀裂	-	-	-	-	-
Case 2	半楕円亀裂	-	-	-	-	-
Case 3	半楕円亀裂	-	(1)	(1), (2)	(1)	(1)
Case 4	全周亀裂	-	(1)	(1), (2)	(1)	(1)

(1): 検査及び欠陥評価 (2): 応力緩和

(3) 解析結果と考察

各ケースの溶接熱影響部のフラジリティを評価した結果を図 2.5.4 に示す。横軸は基準値 (45 MPa) に対する地震動強さの比率、縦軸は溶接熱影響部での損傷確率を表す。図 2.5.4 (a) のケース 1 では、本震による損傷確率と、本震及び余震を加えた場合の損傷確率を示している。各曲線は運転年数の違いを表しており、明らかに運転年数の増加が損傷確率の増加に寄与していることが分かる。一方で、いずれの曲線においても、余震を加えた評価結果は、本震のみの評価結果と損傷確率がほとんど変化しておらず、余震の影響が極めて小さい。この結果は、複数回の地震を受ける場合においても、地震による疲労亀裂進展の影響は限定的であり、損傷確率の変化は主に経年劣化による亀裂進展が寄与していることを示唆している。

次に、溶接熱影響部で発生した半楕円亀裂に対し、維持管理を行わない場合（ケース 2）の各運転年数での損傷確率を図 2.5.4 (b)に示す。基準とする地震動に対して強さが 3 倍程度（約 135 MPa）以下の範囲の場合、運転年数が 12 年まで経過しても損傷確率に顕著な差が見られない。運転年数が 16 年以上経過すると損傷確率の増加が見られるが、地震による負荷が無い場合（0 MPa 付近）でも損傷する確率が増加していることから、これらの損傷は地震荷重によって亀裂進展及び塑性崩壊により破損したものよりも、経年劣化によって進展した亀裂の貫通が寄与していると考えられる。以上の結果は、負荷応力が低い範囲では、運転年数の経過による地震時の損傷確率の変化は限定的であることを示唆している。一方で地震動の強さが 3 倍程度を超える条件では、運転年数の増加に従って損傷確率が上昇していることから、このような高い負荷応力を想定した評価を行う場合には、経年劣化の影響が無視できない。

次にケース 3 では、維持管理の損傷確率への効果を確認するため、ケース 2 と同じ溶接熱影響部で発生した半楕円亀裂に対し維持管理を行うことを想定した。ケース 3 の各運転年数での損傷確率を図 2.5.4 (c)に示す。ケース 3 では、運転年数によらず、地震動の強さが 3 倍程度以下での損傷がほとんど見られない。これは維持管理によって経年劣化による亀裂の進展が抑えられ、貫通亀裂が発生せず、損傷確率が評価開始時点（運転 0 年目）と同程度まで低下したことを示す。地震動の強さが 3 倍程度以上では運転年数の増加によって、僅かに損傷確率が増加するものの、12 年以上では一定の値に留まっている。この結果は 10 年目に実施した応力緩和策により、応力腐食割れによる亀裂の進展が抑えられ、損傷確率が変化しなくなったことを示唆している。以上の結果から、適切な維持管理が行われている配管系では、運転年数の増加による亀裂の進展の影響は十分に低減できると考えられる。

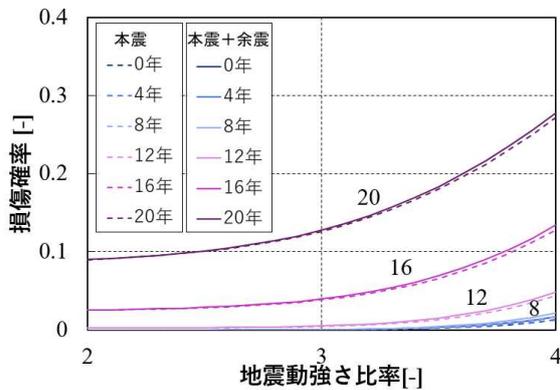
続いてケース 4 では、ケース 2、3 と同じ亀裂を同じ深さの全周亀裂として保守的にモデル化した。ケース 4 のフラジリティを評価した結果を図 2.5.4 (d)に示す。ケース 3 と比較して、0 年目及び 4 年目の損傷確率が増加しており、亀裂のモデル化の方法によって、損傷確率に大きく変化することが分かる。対照的に、8 年目以降は、5 年毎の検査及び、10 年目での応力緩和策により、損傷確率が低く抑えられている。ケース 3 及び 4 の結果から、全周亀裂は半楕円亀裂よりも損傷確率が増加するが、適切な維持管理を行うことで、損傷確率を同程度の大きさまで低減できることが示唆された。

以上の結果から、以下の知見が得られた。

- ・ 地震時の疲労亀裂進展の損傷確率への寄与は限定的であり、複数回の地震であってもフラジリティ曲線はほとんど変化しない。
- ・ SCC による亀裂進展は損傷確率に影響する可能性がある一方で、その影響は適切な維持管理を行うことで十分に低減することができる。

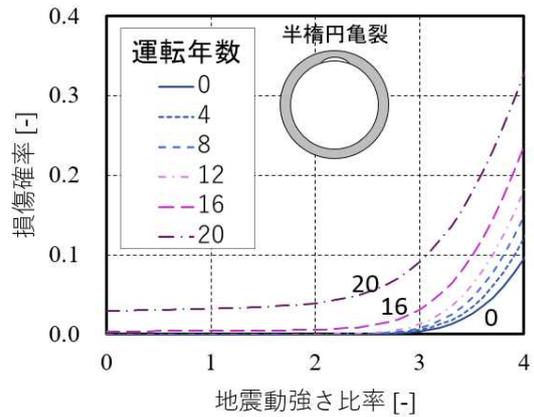
- ・ 基準地震動で想定される応力の範囲では、5年ごとの検査及び10年目に応力緩和策を行うことで、経年配管の損傷確率が、運転年数によって変化しないことを確認した。

本知見は、設計を超える地震動を受ける構造物のフラジリティを評価するための技術的知見として活用されることが期待される。



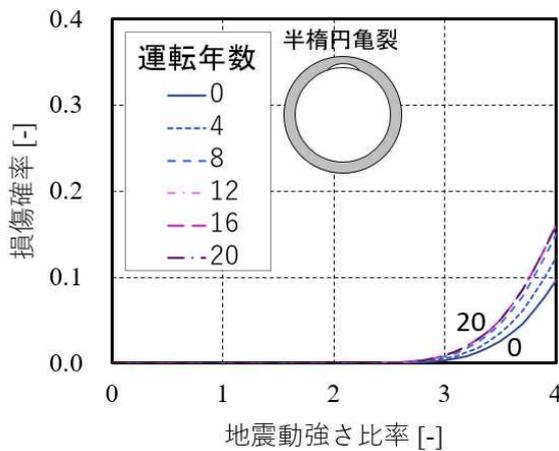
(a) ケース 1 :

複数半楕円亀裂、維持管理無し



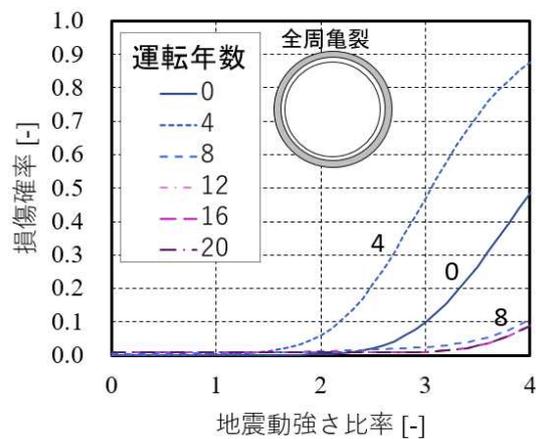
(b) ケース 2 :

半楕円亀裂、維持管理無し



(c) ケース 3 :

半楕円亀裂、維持管理有り



(d) ケース 4 :

全周亀裂、維持管理有り

出典) 日本原子力研究開発機構(2019、2020)^{2.5.15, 2.5.16}、
及び Azuma (2021)^{2.5.17} を一部編集
図 2.5.4 配管溶接部のフラジリティ

Fig. 2.5.4 Fragility curves at the weld of the pipe model

2.5.4 まとめ

本研究では、設計を超える地震荷重を受ける経年機器・配管系のフラジリティ評価に必要な知見を拡充するため、設計を超える地震を想定した亀裂進展試験、及び複数回の

設計を超える地震荷重を受ける経年配管のフラジリティ評価を行った。

フェライト鋼を対象として設計を超える地震動を想定した疲労亀裂進展試験の結果、負荷応力範囲 $\Delta\sigma$ が $0.8\sigma_f$ を超え、かつ亀裂を有する部位の拘束が弱い条件が想定される場合には、本研究のモデルにより精度良く亀裂進展速度を評価することができることを確認した。また、NRC の推奨するモデルであれば、多くの試験条件で保守的に亀裂進展速度を評価できることを確認した。

続いて、複数回の設計を超える地震荷重を受ける経年配管のフラジリティ評価を行った結果、複数回の設計を超える地震荷重を想定した場合においても、地震時の疲労亀裂進展の損傷確率への寄与は限定的であり、フラジリティ曲線はほとんど変化しないことを確認した。また、経年劣化による亀裂進展は損傷確率に影響する可能性がある一方で、その影響は適切な維持管理を行うことで十分に低減することが可能であり、特に基準地震動で想定される応力の範囲では、経年配管の損傷確率が、運転年数によって変化しないことを確認した。

これらの知見は、設計を超える地震動を受ける構造物のフラジリティを評価するための技術的知見として活用されることが期待される。

2.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価

2.6.1 背景・目的

実用発電用原子炉及びその付属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則^{2.6.1}では、第6条「外部からの衝撃による損傷の防止」において、様々な衝撃が示され、それらに対する評価が求められている。外部からの衝撃の例として、竜巻、地滑り、火山の影響、飛来物（航空機落下等）、爆発、船舶の衝突等が示されている。これまで、内部衝突物の評価として昭和52年7月20日に原子炉安全専門審査会より「タービンミサイル評価について^{2.6.2}」が公開されてきたが、新たに新規基準の考え方にに基づき具体的な規制として外部衝突物の評価として原子力規制委員会が平成25年6月制定の「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド^{2.6.3}」や平成26年9月制定の「実用発電用原子炉に係る航空機衝突影響評価に関する審査ガイド^{2.6.4}」などで、飛来物衝突による原子力施設への影響評価を要求するなど、構造物に対する物体の衝突問題の重要性はますます高まっている。

物体の衝突による構造物の局部損傷評価については、損傷様式（貫入量、裏面剥離、貫通）に応じて数多くの評価式^{例えば2.6.5}が提案されている。原子力規制庁においても高速衝突に伴う鉄筋コンクリートの局部損傷に係る研究を実施し成果^{例えば2.6.6-2.6.7}を公表してきている。これら既往知見を基に原子力発電所の局部損傷に係る評価が実施され、外壁の健全性が確認されている。一方、物体が構造物に衝突した際には、応力波が生じ構造物内を伝播する。構造物に作用する衝撃力が大きい場合や衝突位置の近傍に重要設備がある場合には、構造物内を伝播する応力波による内包設備の健全性も確認する必要がある。しかし、衝突に伴う応力波の伝播に関する研究^{例えば2.6.8-2.6.9}はほとんど行われていないのが現状である。OECD/NEA（2016）^{2.6.8}では、4つの鋼製脚で支持された単純鉄筋コンクリート製ボックスへの衝突実験が実施され、その実験結果の再現解析を各国の研究機関等が実施し、衝撃解析手法の向上を目指した。このプロジェクトには規制庁も参加している^{2.6.9}。当該プロジェクトでは、境界条件や構造物の減衰等が課題となった。

本研究では、実際の構造物が複数階層からなる構造物であることから、様々な床を有する構造物が衝撃作用を受けた際の挙動を明確にするとともに、その評価手法を確認することを目的に、鉄筋コンクリート製構造物（以下「模型構造物」という。）への、剛及び柔飛翔体の衝突実験を実施し、衝突時に発生する模型構造物の加速度応答の分析と、衝突実験の再現解析を行うことにより、実験及び解析の両面から応力波の伝播及び衝撃荷重の影響について検討した。さらに、周辺地盤による衝撃作用を受ける構造物の衝撃挙動への影響について実験から確認した。

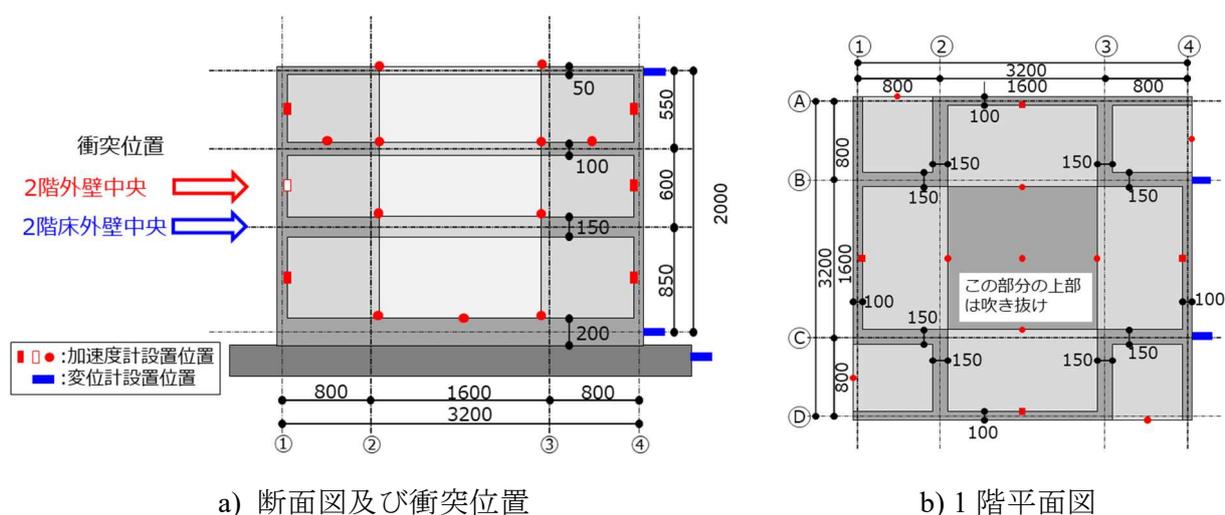
本研究は、鹿島建設に委託し実験等を実施した^{2.6.10-2.6.13}。その成果を基に規制庁と鹿島建設で検討し、学会発表および論文等で公表^{2.6.14-2.6.26}している。本報告では、「2.6.2 衝突実験の概要」、「2.6.4 解析検討」及び「2.6.5 衝撃挙動に対する境界条件確認実験」に委託事業報告書^{2.6.10-2.6.13}の内容の概略を示す。「2.6.3 衝突実験の結果」では、「(1)模型飛翔体の損傷」及び「(2)床の加速度応答」に委託事業報告書^{2.6.10-2.6.13}の内容の概略を示すと

もに、「(3)模型構造物の衝撃挙動」に委託事業で取得した実験データを基に規制庁が分析した結果を示す。

2.6.2 衝突実験の概要

本節は、委託事業報告書^{2.6.10-2.6.13}の内容の概略を示す。

衝突を受ける模型構造物は、平面 3.2 m×3.2 m、高さ 2.125 m、質量約 20 t の 3 階構造の鉄筋コンクリート製である。図 2.6.1 に模型構造物の平面図と断面図を示す。本研究の目的が衝撃作用を受ける構造物の衝撃挙動を確認することであることから、様々な固有振動数を有する床となるように設計し、高さ及び水平方向の空間構成は単純化した。製作及び計測装置設置のために、内部に大きな吹き抜けを有する他、外壁部分の一部がない構造とした。壁部の厚さは、外壁 100 mm、内壁 200 mm とした。床の厚さは、1 階床 200 mm、2 階床 150 mm、3 階床 100 mm、屋上階 50 mm とした。図 2.6.2 に配筋時の施工状況、図 2.6.3 に模型構造物の外観を示す。



a) 断面図及び衝突位置

b) 1 階平面図

出典) 鹿島建設 (2019) ^{2.6.11} を一部編集

図 2.6.1 模型構造物の概要

Fig. 2.6.1 Overview of model structure



図2.6.2 施工状況^{2.6.19}
Fig. 2.6.2 Status^{2.6.19}



図2.6.3 模型構造物外観^{2.6.19}
Fig. 2.6.3 Appearance of model structure^{2.6.19}

(2) 模型飛翔体

模型飛翔体は、柔飛翔体、剛飛翔体の2種類とし、柔飛翔体6体及び剛飛翔体2体を用いた。各飛翔体の直径及び質量は、同一とし、直径0.24 m、質量25 kgとした。柔飛翔体の長さは2.6 m、剛飛翔体の長さは約0.6 mとする。柔飛翔体については、中空の円錐台と円筒から構成され、中央部が重い質量分布となるように、錘を貼り付けている。ステンレス製の飛翔体は衝突時にアコーディオン状の座屈変形をし、一方で、樹脂製の飛翔体は衝突時に脆性破壊する。また、柔飛翔体は自ら変形することでエネルギー吸収するが、剛飛翔体は衝突直前に有していた運動エネルギーがそのまま模型構造物に伝わる。これらの衝突時特性を比較することで、その影響の差を把握する。なお、これら飛翔体は、加速距離10 m程度の飛翔体発射装置にて、衝突時速度150m/sに達する加速度に耐えられる構造とした。図2.6.4に衝突実験に用いた模型飛翔体を示す。



ステンレス製模型柔飛翔体



剛飛翔体



樹脂製模型柔飛翔体

出典) 鹿島建設 (2019) ^{2.6.11}

図2.6.4 模型飛翔体

Fig. 2.6.4 Model projectile

(3) 実験ケース及び計測装置

表 2.6.1 に実験ケースを示す。ステンレス製模型柔飛翔体については衝突速度 50 m/s と 150 m/s の 2 ケースとし、速度の差による影響を把握する。樹脂製については、衝突速度 150 m/s とし、柔飛翔体が脆性破壊し破片が飛散する場合の特性を把握することを目的とする。1 回の衝突ごとに模型構造物を回転させて模型構造物の 4 面に各飛翔体を衝突させ 1 体の模型構造物で 4 回の衝突実験を実施した。

本実験は飛翔体衝突による構造物内の応力波の伝播について知見を得ることも目的としており、各床及び外壁に加速度計を設置した。衝突による壁の変形を測定するため、衝突壁面中央の鉄筋にひずみ計を設置した。模型柔飛翔体の損傷状況等は高速度カメラで記録した。映像から模型飛翔体の衝突面位置、速度等を推定した。衝突時の実測速度は、模型構造物前に設置した光電管を通過する時刻等をもとに算出した。また、衝突を受ける壁に正対する壁の頂部 (TOP) と 1 階部 (1F) 及び模型構造物が載っている基礎盤 (Base) の両端の水平変位を計測した。これにより、模型構造物の滑動、回転及びロッキングを推定する。

表 2.6.1 実験ケース
Table 2.6.1 Experimental case

ケース名	飛翔体種類	目標衝突速度(m/s)	実測衝突速度(m/s)	衝突面位置
TEST1	ステンレス製柔飛翔体	50	52.2	2 階外壁中央
TEST2	ステンレス製柔飛翔体	150	150.7	
TEST3	樹脂製柔飛翔体	150	146.5	
TEST4	鋼製剛飛翔体	50	44.3	
TEST5	ステンレス製柔飛翔体	50	49.8	2 階床外壁
TEST6	ステンレス製柔飛翔体	150	150.3	
TEST7	樹脂製柔飛翔体	150	145.1	
TEST8	鋼製剛飛翔体	50	48.8	

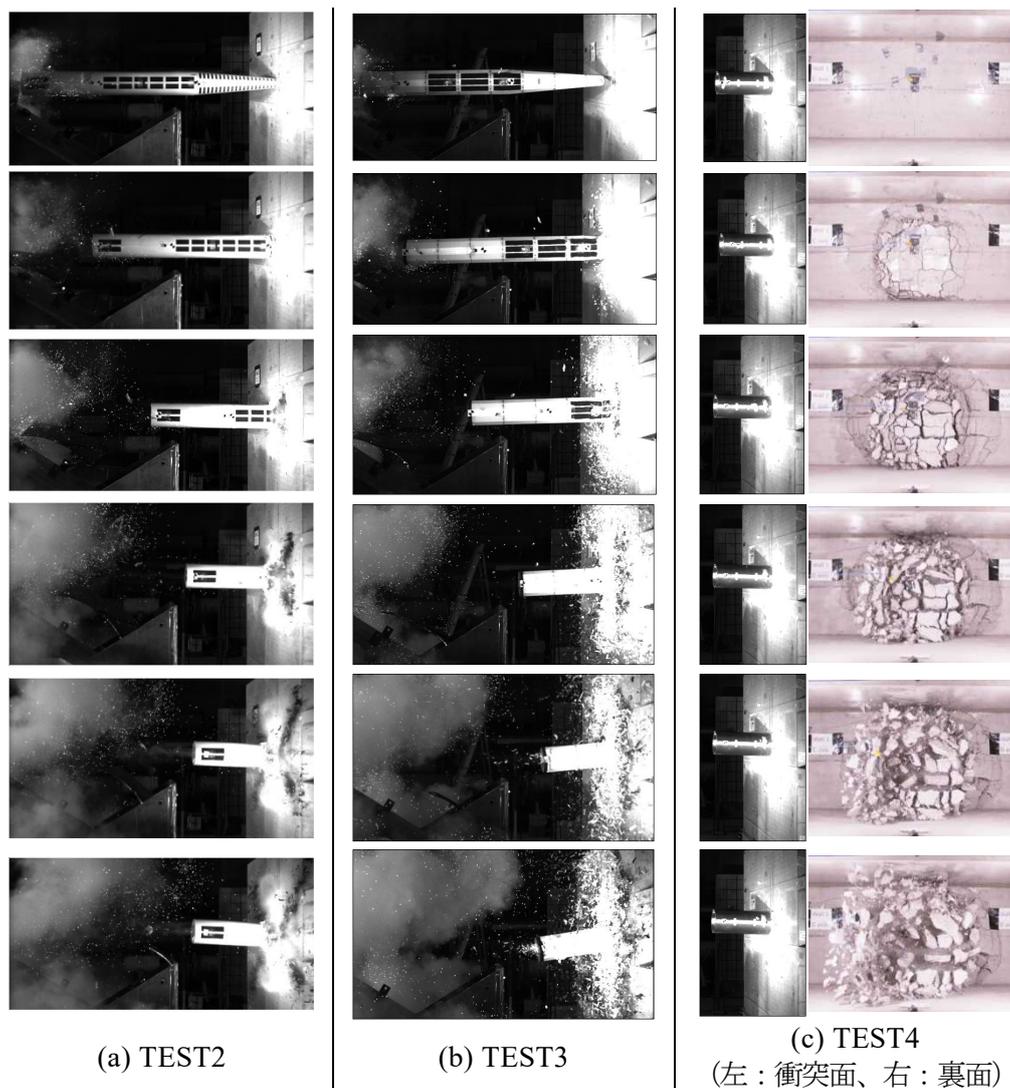
出典) 鹿島建設 (2019) ^{2.6.11}、(2020) ^{2.6.12} を一部編集

2.6.3 衝突実験の結果

本節の(1)項及び(2)項は、委託事業報告書 ^{2.6.10-2.6.13} の内容の概略を示す。(3)項は委託事業報告書 ^{2.6.10-2.6.13} のデータを基に規制庁で分析した結果を示す。

衝突時の様子として、代表的な実験ケースについて 0.005 s 毎のスナップショットを図 2.6.5 に示す。高速度カメラの映像より、ステンレス製柔飛翔体及び樹脂製柔飛翔体の衝突による損傷状況や剛飛翔体の衝突による模型構造物の裏面剥離の状況が見てとれる。TEST2 では、瞬時にステンレス製柔飛翔体の前 1/3 部が圧壊してしまうこと、中 1/3 部が

潰れること、柔飛翔体衝突時にコンクリート表面を傷つけ噴煙が上がるのが読み取れる。TEST3では、TEST2と同様に、瞬時に前1/3部が圧壊してしまうこと、模型柔飛翔体衝突時に樹脂製柔飛翔体の破損部が小片として飛び散っていく様子が読み取れる。衝突位置の剛性が異なるTEST6及びTEST7も同様の挙動を示している。また、TEST4では、剛飛翔体が少しずつ貫入し、その影響が裏面に伝わり、ひび割れとなり、それが広がるとともに、破片となって飛び散っていく様子が見られる。



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11を一部編集

図2.6.5 代表的な実験における飛翔体衝突時のスナップショット (0.005s)

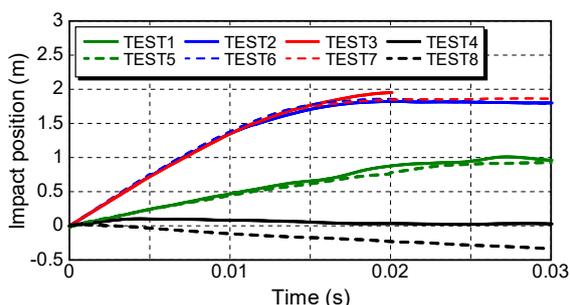
Fig. 2.6.5 Snapshots at the time of a projectile collision in a typical experiment (0.005s)

(1) 模型飛翔体の挙動

高速度カメラの画像分析から評価した衝突面における飛翔体の移動量及び速度時刻歴を図 2.6.6、及び図 2.6.7 にそれぞれ示す。

衝突後のステンレス製柔飛翔体の損傷状況は、約 50 m/s で衝突した TEST1 及び TEST5、約 150 m/s で衝突した TEST2 及び TEST6 の同条件においては、衝突部の剛性によらずほぼ同程度の損傷状況となった。樹脂製柔飛翔体を衝突させた TEST3 及び TEST7 においても同様である。これは、図 2.6.6 及び図 2.6.7 に示す移動量及び速度時刻歴において、それぞれ同じ傾きを示していることから見て取れる。一方、衝突後の剛飛翔体は、ほぼ原型のままであった。

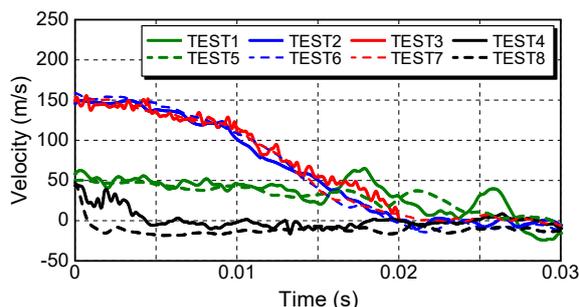
高速度カメラの画像分析をもとに評価した模型飛翔体の衝突面における位置と速度の時刻歴によると、柔飛翔体 50 m/s での衝突である TEST1 と TEST5、柔飛翔体 150 m/s での衝突である TEST2 と TEST3 及び TEST6 と TEST7 がおおむね同様の挙動であることが確認できる。これらより、衝突する構造体の壁の後方に床が存在するかどうかにかかわらず、柔飛翔体は模型構造物に比べて相対的に十分柔であり、模型構造物の衝突部の剛性が飛翔体の損傷程度に及ぼす影響は小さいと推察する。また、ステンレス製柔飛翔体と樹脂製柔飛翔体はおおむね同等の強度と質量分布を有すること、ほぼ同程度の衝撃荷重を与えたことが再確認できる。また、TEST8 は剛飛翔体が固い床部に衝突することにより瞬間的に反跳していることが確認された。



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11、(2020) 2.6.12 のデータを基に作図

図2.6.6 各実験における模型飛翔体の移動量の比較

Fig. 2.6.6 Comparison of the amount of movement of model projectiles in each experiment



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11、(2020) 2.6.12 のデータを基に作図

図2.6.7 各実験における模型飛翔体の速度の比較

Fig. 2.6.7 Comparison of speeds of model projectiles in each experiment

(2) 床の加速度応答

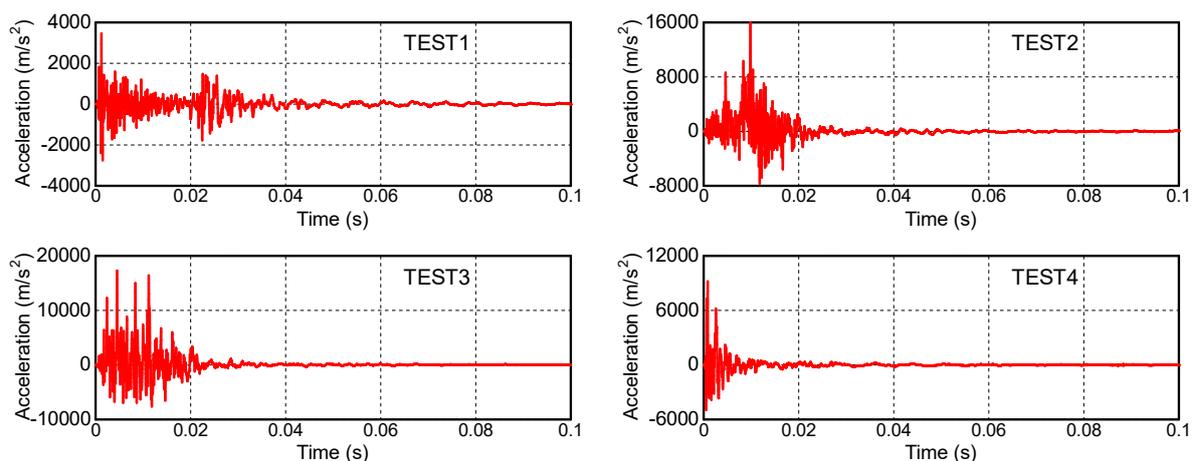
図 2.6.8 に TEST1 から TEST4 における衝突面裏面の 3 階床の自由端中央での面外加速度時刻歴を示す。ここで、面外加速度とは、衝突方向に対して鉛直方向の加速度である。図 2.6.8 に示すとおり、TEST1 では、衝突直後に振動し始め一旦減衰したが、その後 0.02 s 以降に再び増え、0.04 s で小さくなるなど衝撃荷重が段階的に作用したことが確認できる。TEST2 の最大加速度値は TEST1 と比べて 4 倍程度である。振動し始めた後、0.008 s ごろに大きなピークがみられる。これは模型飛翔体の中 1/3 部が衝突し始めた時刻とおおむね整合する。一方 0.02 s で小さくなっており、TEST1 より衝撃荷重の作用時間が短かったこ

とと整合する。TEST3 の最大加速度値は TEST2 と比べ 1.5 倍程度であり、スパイク的な応答が見られる。大きなピークは周期的に表れている。TEST4 では、振動開始から一様に減衰しており、加わった衝撃荷重は単純な波形で表されることが考えられる。

図 2.6.9 に TEST5 から TEST8 における衝突面側の 2 階床の自由端中央での面外加速度時刻歴を示す。TEST5 での最大加速度値が約 $2,000 \text{ m/s}^2$ であるのに対し、TEST6 では $30,000 \text{ m/s}^2$ である。特に TEST6 では、飛翔体の中央部が衝突に至る際に大きな加速度が生じている。TEST7 での加速度は TEST6 とおおむね同程度であるが加速度のピークは TEST6 よりも早い時刻に生じている。TEST8 では、衝突直後の加速度は大きい、その継続時間は非常に短い。

図 2.6.10 に壁部衝突における加速度伝播の一例として、TEST2 の 3 階床の自由端中央の面外方向の加速度時刻歴を示す。衝突壁面から遠いほど、床の振動開始時刻が遅れ振幅が小さくなることを確認できる。一方、ほぼ同距離にある床では、模型構造物が衝突軸に対して非対称であるため差異が生じるが、同程度の振幅を示す。面積の広い内側自由端の床と面積の小さい外側自由端の床では振動特性が異なることを確認できる。壁で計測された加速度応答も同様の傾向である。

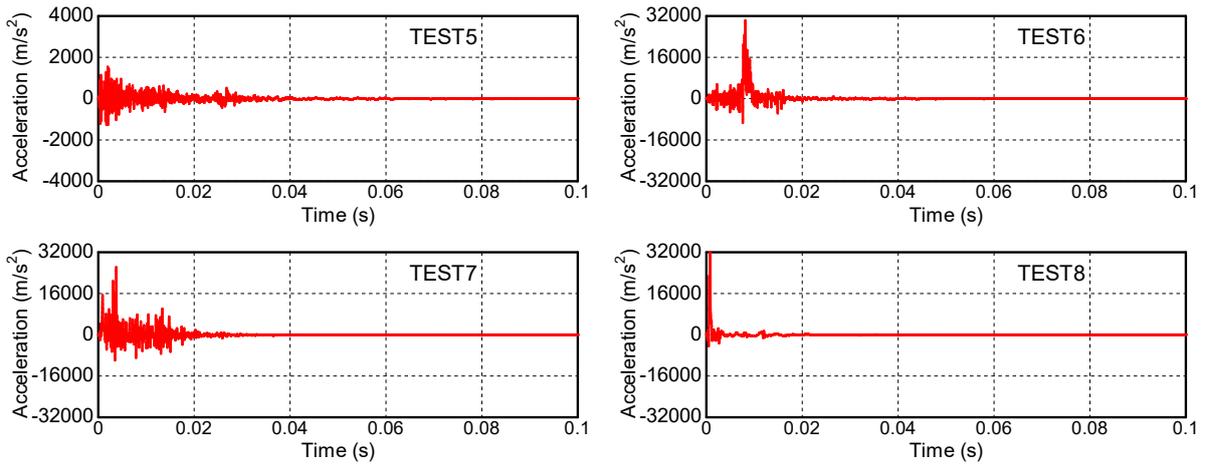
図 2.6.11 に、床部衝突における加速度伝播の一例として、TEST6 の 2 階床の面外加速度時刻歴を示す。衝突面側に対し、反対面側の床の最大加速度値は 1/10 程度であることがわかる。衝突面側 2 階床では、正側に片ぶれしたパルス的な性状となっているのに対し、その他の床では正負でおおむね同振幅の波形になっている。これは、模型構造物で剛な箇所である床に剛飛翔体が衝突することにより、模型構造物・飛翔体の両者で損傷によるエネルギー損失がなく、衝突エネルギーが模型構造物に伝達し瞬間的に大きな加速度が生じたものと考えられる。



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11 を一部編集

図2.6.8 2階外壁衝突における衝突位置近傍の3階床の面外加速度応答 (TEST1~4)

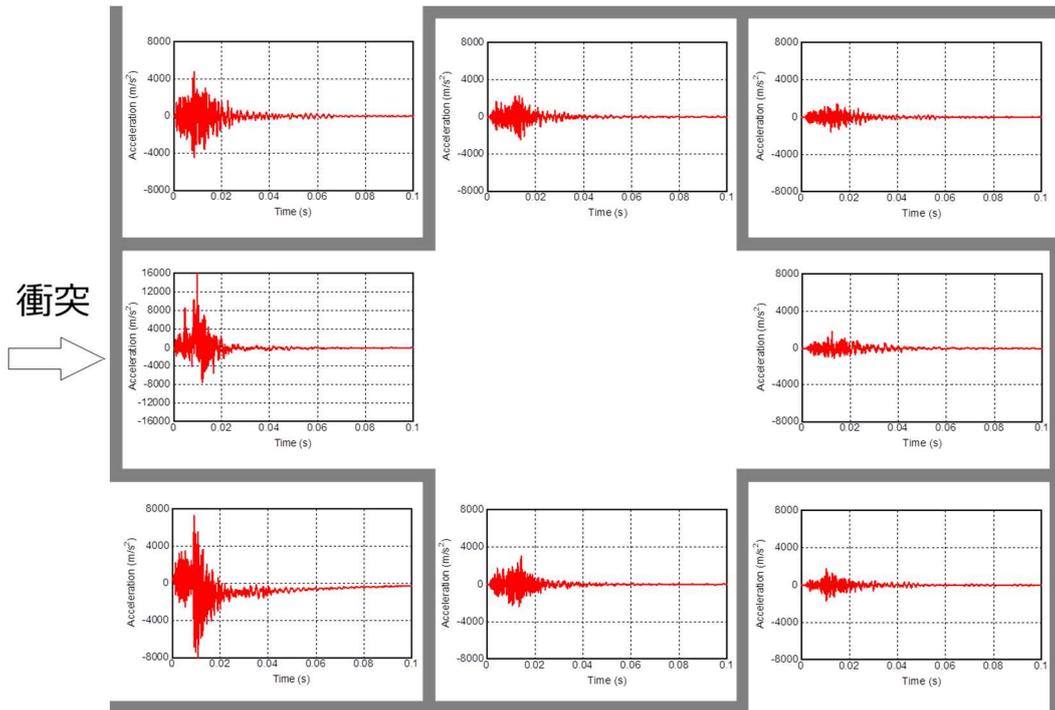
Fig. 2.6.8 Out-of-plane acceleration response of the 3rd floor near the impact position in the 2nd floor outer wall impact (TEST1-4)



出典) 鹿島建設 (2020) 2.6.12を一部編集

図2.6.9 2階床外壁衝突における衝突位置近傍の2階床の面外加速度応答 (TEST5~8)

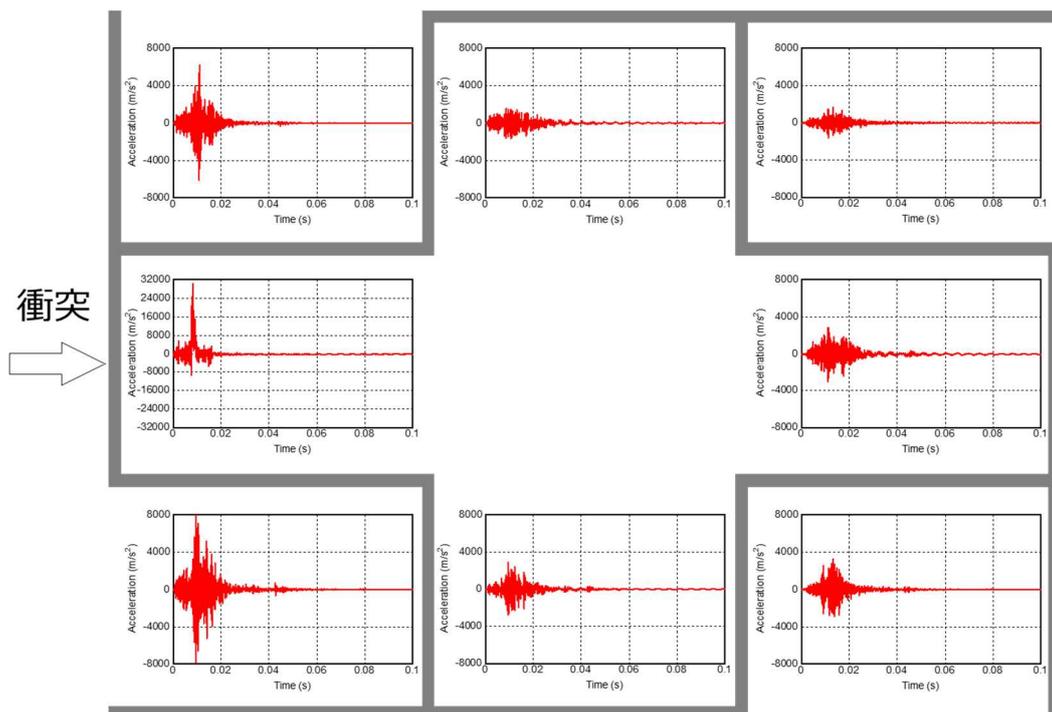
Fig. 2.6.9 Out-of-plane acceleration response of the 2nd floor near the impact position in the 2nd floor outer wall impact (TEST5-8)



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11を一部編集

図2.6.10 2階壁部衝突における3階各部床での面外加速度時刻歴 (TEST2)

Fig. 2.6.10 Out-of-plane acceleration time history on each floor of the 3rd floor in the impact with the 2nd floor outer wall impact (TEST2)



出典) 鹿島建設 (2020) 2.6.12 を一部編集

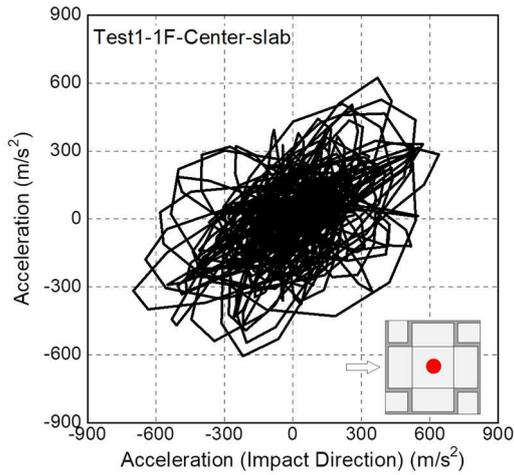
図 2.6.11 2 階床部衝突における 2 階各部床での面外加速度時刻歴 (TEST6)

Fig. 2.6.11 Out-of-plane acceleration time history on each floor of the 2nd floor in the impact of 2nd floor outer wall impact (TEST6)

(3) 模型構造物の衝撃挙動

委託事業で取得した実験データを用いて規制庁が模型構造物の衝撃挙動について分析した一例として TEST1 (柔飛翔体、衝突速度 50 m/s、2 階外壁中央衝突) の結果を示す。

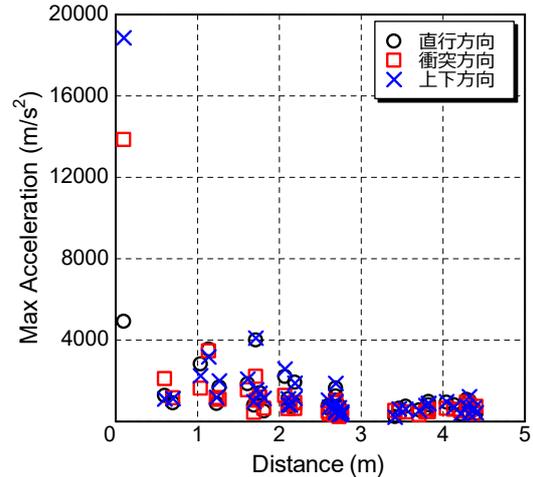
図 2.6.12 に 1 階中央床の加速度オービットを示す。作用する衝撃力に方向性があるため衝突方向に延びた応答を示している。また、模型構造物が回転対称体であるため若干衝突方向からずれている。図 2.6.13 に最大加速度と距離の関係を示す。この時、衝突位置から加速度計測位置までの距離は、模型構造物の展開図から算出した最短経路としている。衝突位置からの距離に応じて、大きな低減が見られる。図 2.6.14 に衝突位置に対して正対する床及び壁で計測された面外方向加速度を 2 階積分し算出した変位応答を示す。数値積分の際の基線補正には太田らの手法^{2.6.27}を用いた。衝突に伴い床及び壁に変位が生じていることがわかる。



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11のデータを基
に作図

図2.6.12 TEST1における1階中央床の
加速度オービット

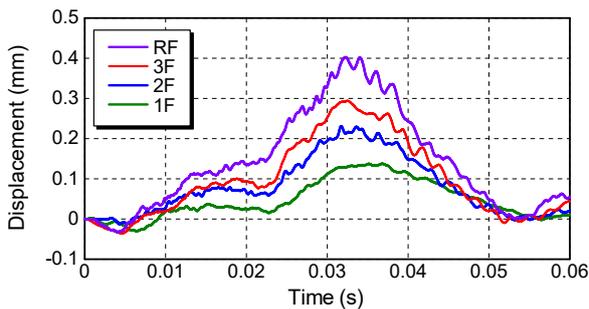
Fig. 2.6.12 Acceleration orbit of the central
floor of the first floor at TEST1



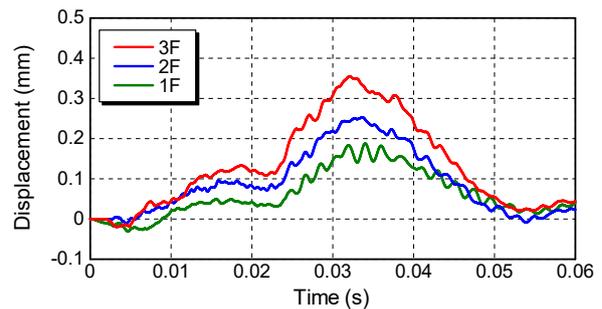
出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11のデータを基に
作図

図2.6.13 TEST1における最大加速度と
距離の関係

Fig. 2.6.13 Relationship between maximum
acceleration and distance in TEST1



a) 床



b) 壁

出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11のデータを基に分析・作図

図2.6.14 TEST1における床及び壁の面外方向変位応答

Fig. 2.6.14 Out-of-plane displacement response of floor and wall in TEST1

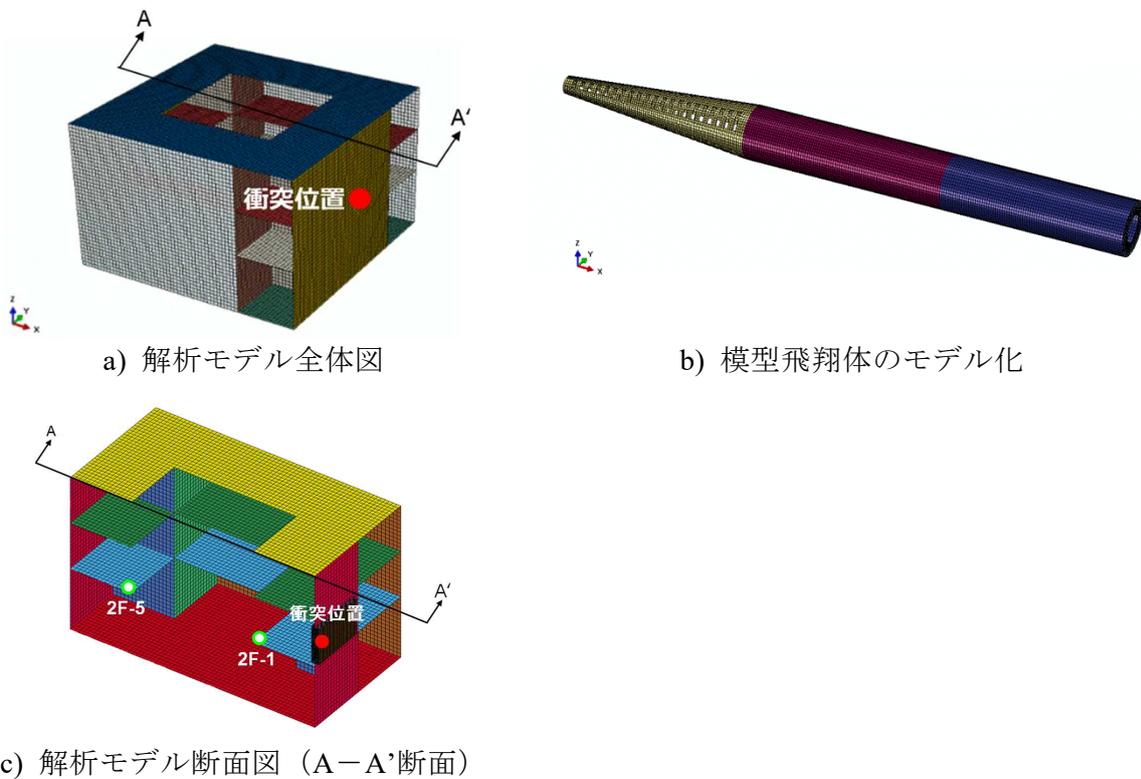
2.6.4 解析検討

前項までに述べた衝突実験に対して実験のシミュレーション解析を実施した。ここでは、委託先である鹿島建設が実施した実験結果の解析検討の一例を示す。

実験結果の再現解析を行う際の躯体構造物の解析モデル全体図を図 2.6.15 に示す。躯体構造物の壁と床は積層シェル要素にてモデル化した。なお、剛飛翔体衝突時等、局部損傷の追跡が重要な場合、当該部分の壁のみソリッド要素でモデル化する方針とした。躯体構造物のモデル底面には地盤との相互作用を模擬する複数のばねとダッシュポットを配置することとした。使用する解析コードは LS-DYNA である。底面地盤ばねは、節点の支配面積に応じたウインクラーばねとしてモデル化した。模型飛翔体の衝突により基礎盤と模型

構造物間に変位が生じていることから、解析モデルでは基礎盤－模型構造物間に摩擦を考慮する。実験結果の分析及び摩擦係数のパラメータ解析より摩擦係数を 0.35 とした。模型飛翔体モデルについては、図 2.6.4 に示す模型飛翔体をモデル化して初期速度 50m/s、150m/s を与えることで直接衝突させて解析することとした。減衰モデルは、質量比例項のみを考慮し、500 Hz で減衰定数 1 %とする質量比例型とした。

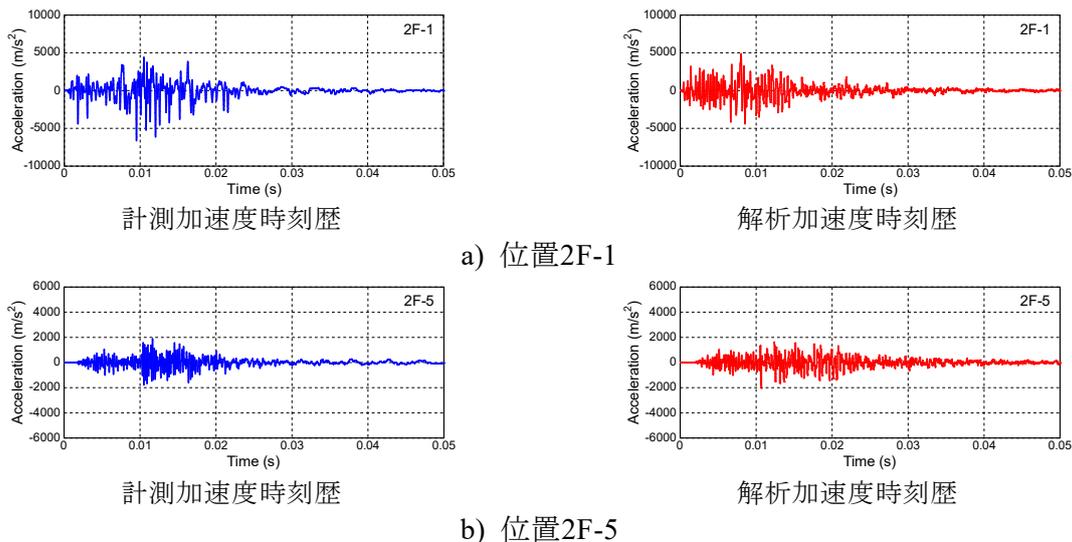
LS-DYNA を用いた解析結果の一例として、図 2.6.15 c)に示す位置 2F-1 及び 2F-5 の面外加速度時刻歴を図 2.6.16 に示す。位置 2F-1 は 2 階の衝突位置近傍の床の自由端中央、位置 2F-5 は 2F-1 と正対する床の自由端中央である。位置 2F-1 においては、最大加速度値は若干小さいものの加速度波形をおおむね再現できている。位置 2F-5 においては、最大加速度値及び加速度波形をおおむね再現できた。



出典) 鹿島建設 (2019) 2.6.11 を一部編集

図2.6.15 解析モデル図 (LS-DYNA)

Fig. 2.6.15 Analysis model diagram (LS-DYNA)



出典) 鹿島建設 (2019) ^{2.6.11}を一部修正
 図2.6.16 位置2F-1及び2F-5における加速度時刻歴の計測結果と解析結果の比較

Fig. 2.6.16 Comparison of measured and analyzed acceleration time histories at positions 2F-1 and 2F-5.

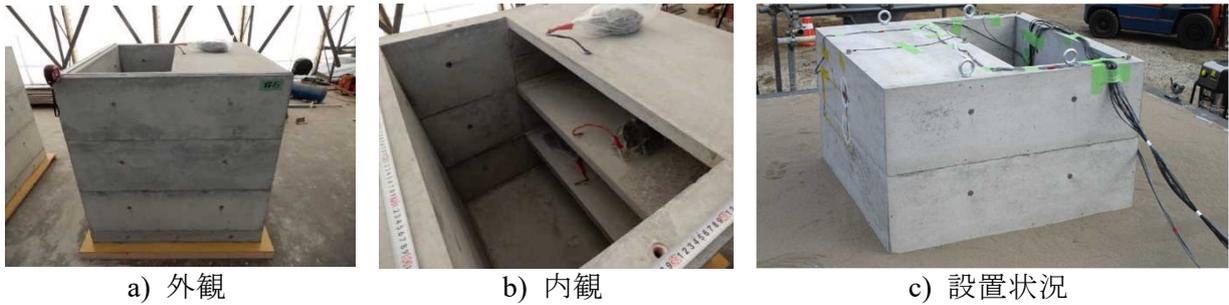
2.6.5 衝撃挙動に対する境界条件確認実験

本節は委託事業報告書 ^{2.6.12-2.6.13} の内容の概略を示す。

衝撃挙動に対する境界条件確認実験として、周辺地盤への逸散に関する実験を実施した。埋込みを有する構造物に衝撃荷重が作用した場合、構造物の応答は埋込み深さや地盤物性によって変化すると考えられる。しかし、既往研究においてはこのような観点に着目した衝突実験は報告されていない。そこで、衝撃荷重を受ける構造物の応答に地盤条件が与える影響を確認するための実験を実施した。実験は、鉄筋コンクリート製試験体（以下「RC試験体」という。）を地盤上に設置又は地盤に埋込設置し、飛翔体を衝突させた。その際のRC試験体の挙動及び地盤内の挙動を計測し、埋込効果や地盤への逸散効果について確認した。

図 2.6.17 に RC 試験体を示す。RC 試験体は中間階を有する 3 層構造となっており、中間床の 1 次固有振動数は 240 Hz である。RC 試験体の外壁厚さは 8 cm とし、剛飛翔体が速度 20m/s で衝突した場合においても、裏面剥離は生じない設計とした。図 2.6.18 に実験方法の概念図として、RC 試験体と土槽の関係、飛翔体の外観を示す。実験に用いた飛翔体は、剛と柔の 2 種類製作した。剛飛翔体はアルミパイプの先端に半球を取り付けた形状とし、柔飛翔体はアルミパイプの先端に低反発ウレタンスポンジを取り付けた形状とした。飛翔体の質量は剛及び柔ともに 3.12 kg とした。RC 試験体を設置する地盤は、3 m×3 m×2 m の鋼製型枠に珪砂を敷設した土槽を用いた。RC 試験体への衝突方法は、飛翔体を所定の高さ（5 m、10 m）から初速ゼロで滑走させ重力によって飛翔体に水平速度を与え、RC 試験体に衝突させた。

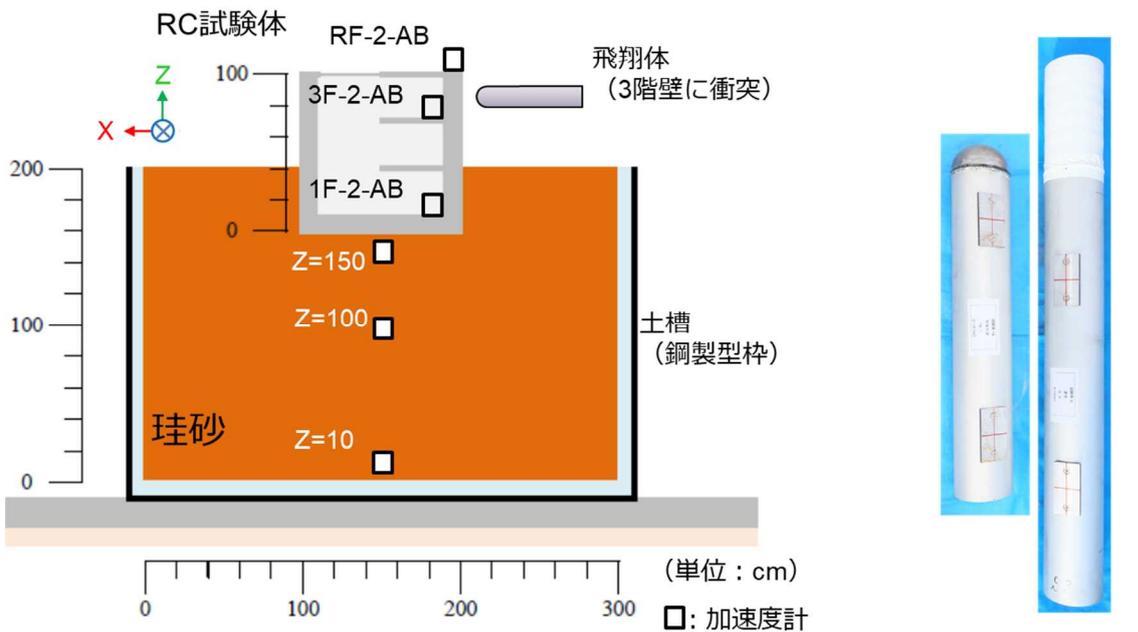
実験結果の一例として、RC 試験体の 1 階部分を土槽に埋込み、剛飛翔体を衝突させた際の RC 試験体及び土槽地盤中の加速度時刻歴を図 2.6.19 に示す。図 2.6.19 によれば、RC 試験体 1 階の最大加速度値は衝突位置真裏の最大加速度値に対して 1/4 程度になっている。さらに、RC 試験体裏側から地盤内 10 cm 位置の最大加速度値は RC 試験体 1 階の最大加速度値に対して比較すると 1/10 程度になっている。また、地盤内では衝突方向の加速度は深度方向に大きな減衰がみられた。



出典) 鹿島建設 (2020) 2.6.12

図2.6.17 RC試験体の状況

Fig. 2.6.17 Status of RC specimens



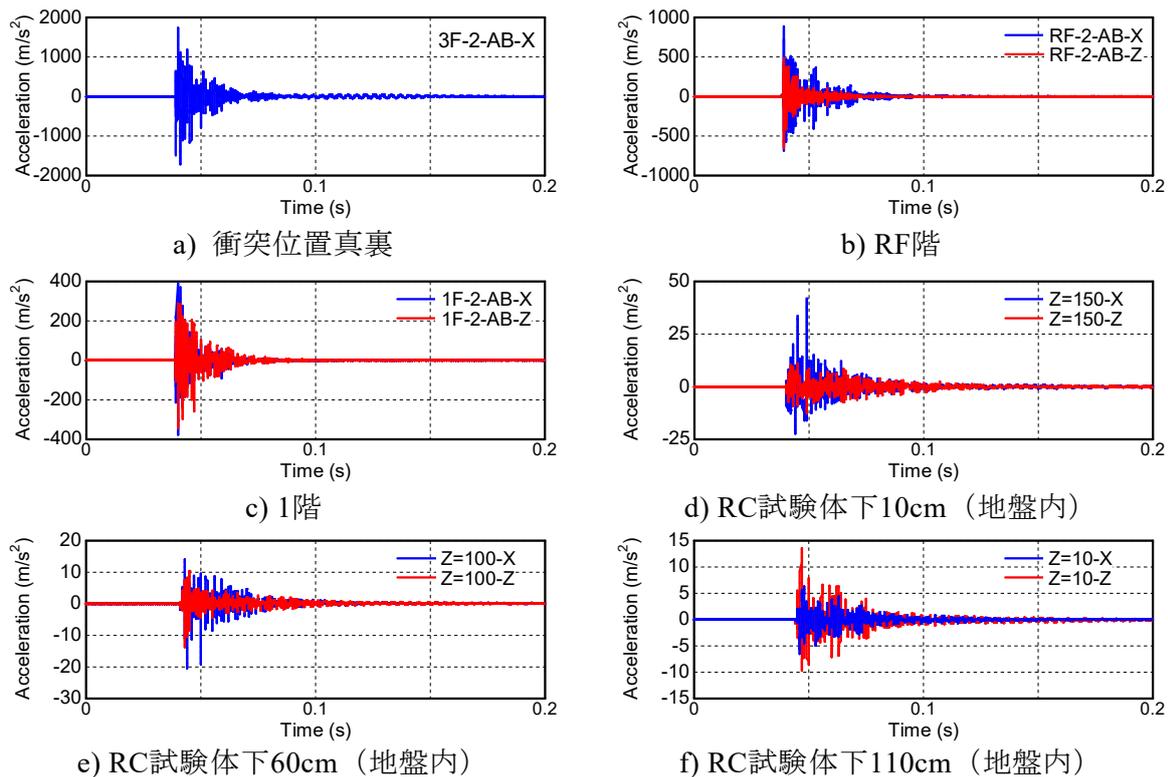
a) RC試験体及び土槽の概念図

b) 剛・柔飛翔体

出典) 鹿島建設 (2020) 2.6.12を一部編集

図2.6.18 RC試験体及び飛翔体の概要

Fig. 2.6.18 Overview of RC test specimen and projectiles



出典) 鹿島建設 (2020) 2.6.12のデータを基に作図

図2.6.19 剛飛翔体衝突に伴う加速度時刻歴

Fig. 2.6.19 Acceleration time history associated with a rigid projectile impa

2.6.6 まとめ

鹿島建設に委託し飛翔体衝突に伴い構造物内を伝播する衝撃挙動について大型衝突実験を実施するとともに、得られた実験結果の再現解析を実施した。また、衝撃挙動に対する境界条件確認実験として、周辺地盤への逸散に関する実験を実施した^{2.6.10-2.6.13}。その成果を基に規制庁と鹿島建設で検討し、学会発表および論文等で公表^{2.6.14-2.6.26}した。その結果、以下の知見を得た。

- 模型構造物の壁中央及び床部に対する飛翔体を衝突させる実験を実施した。壁中央に衝突させたケースと比べ、床部への衝突では、衝撃によって模型構造物の衝突面近傍に生じた加速度は大きかった。ほぼ同距離にある壁や床では、同程度の振幅であり、衝突面から遠いほど、揺れ始めが遅れ、振幅が減少した。壁と比べ床の振動時間は長い。
- 実験結果の再現解析においては、加速度応答を個別地点で詳細に精査するとそれぞれ実験結果と解析結果に差異はあるものの、加速度波形をおおむね再現出来た。
- RC試験体の1階部分を土槽に埋込み、剛飛翔体を衝突させた際の実験では、RC試験体1階の最大加速度値は衝突位置真裏の最大加速度値に対して1/4程度になった。さらに、RC試験体裏側から地盤内10cm位置の最大加速度値はRC試験体1階の最大加速度値に対して1/10程度になった。また、地盤内では深度方向に大き

な減衰がみられた。今後、埋込条件の異なる実験結果についてさらに分析し論文等で公表していく予定である。

2.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

2.7.1 背景・目的

飛翔体等の衝突により建屋に高周波成分を有する衝撃荷重が伝播した場合、建屋内設備への影響が懸念される。実用発電用原子炉に係る新規制基準（「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」^{2.7.1}）では、工場等には、特定重大事故等対処施設を設けなければならないとし、原子炉建屋への故意による大型航空機の衝突その他のテロリズムに対してその重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること（第42条）を要求している。航空機衝突の衝撃荷重による振動に対する建屋内設備の機能維持評価を行うに当たり、海外の判断基準（NEI 07-13 Revision 8P Table3-3^{2.7.2}、以下「NEI07-13」という。）に加えて、国内で使用されている設備について衝撃荷重による振動に対する損傷加速度限界に関する知見収集が望まれている。そこで、国内で使用されている設備について衝撃荷重による振動に対する機能維持、もしくは損傷する加速度に関するデータ取得を目的に以下を実施した。

まず、国内で使用されている設備から、衝撃荷重による振動に対して感度を有し機能が影響を受けると想定される代表的なものを選定して加振試験を実施し、衝撃荷重による振動に対する建屋内設備の機能維持評価に係るデータを取得した。さらに、加振試験を実施するに当たり参照した振動に対する設備耐力に関する既往知見と、今回の加振試験で得られた知見の比較を実施した。以上を踏まえて、衝撃荷重による振動に対する設備の耐力評価を行う上での留意点の抽出を行った。

2.7.2 設備の分類と評価対象の選定

重大事故等に対処するための設備には、原子炉格納容器の破損防止に必要な安全機能（熔融炉心の冷却、格納容器内の冷却・減圧、電源設備他のサポート機能等）が要求されている。

国内で使用されている設備を対象に加振試験を実施するに当たり、上記の安全機能に係る設備を機構の観点から分類し、設備の分類ごとに衝撃振動に対して脆弱であると予想される機構について、国内外の既往の耐震評価及び衝撃荷重に対する評価の知見を参照して分析、検討し、評価対象を選定した。

(1) 設備の分類と評価対象の選定方針

建屋内設備は、電気品（盤・電気設備）、動的設備、静的設備に分類できる(図 2.7.1)。このうち静的設備については、従来の耐震評価で行われる解析的手法により評価可能であるため評価対象外とした。これは、静的設備（タンク、配管等）の損傷モードは振動による構造物弱部における変形、損傷であり、部位に発生する応力、変形の評価は既往の耐震評価と同様に解析による評価が可能と考えられることによる。ただし、耐震評価で使用している解析方法の適用性については今後の検討とした。

それ以外の電気品、動的設備を加振試験の対象とし、既往の知見を参照して、①原子力施設の安全システムの動作に係わる設備、②地震に対する設備の評価^{2.7.3}で耐力が小さいと評価された設備、③NEI07-13で耐力が小さいとされた設備、から選定することとした。

また、設備への高周波入力に対する検討例としては、Electric Power Research Instituteが20 Hz～40 Hzの範囲で卓越する高周波地震に対する設備の潜在的な脆弱性を把握するために耐力評価を実施している^{2.7.4}。ここでは、設備の耐力評価の対象選定に当たり、高周波振動に対し感度が高い設備、機構、損傷モードを抽出し、分析している。特に発生の可能性の高い損傷モードとして、接点のチャタリング、出力信号、設定点の変化、及び電氣的接続の断続等を挙げ、原子力施設の安全機能に影響をもたらす可能性がある設備としてリレー、スイッチ、遮断器等を選定し、加振試験を実施している。

航空機衝突により建屋内の設備にもたらされる振動は、地震動より高周波かつ高加速度となることが想定される。そのため、本研究では設備の内部構造に接点機構を有するリレー、スイッチに加えて、締結具や部品の機械的な位置ずれ・接続の緩み・拘束等についても考慮の必要があると考え、盤・ユニットに格納されることで電気回路を構成する設備、動的設備の駆動機構も評価対象とすることが適切であると判断した。

以上の方針・知見を基に、衝撃振動に対するシステム・設備上の最弱の機構を以下のよう

- ・ 電気品の接点機構（リレー、スイッチ、リミットスイッチ、端子等）
- ・ 動的設備の駆動系（ガバナー、リンク機構）

本研究では、上記のうち、まずは安全システムで多用され安全システム及び設備の制御に係わる電気品の評価を優先することとし、動的設備の駆動系（ガバナー、リンク機構）については次期以降の安全研究の対象とした。

(2) 評価対象の選定結果

(1)の評価対象の選定方針を基に、安全システム系統内の随所に使用されシステム信号の制御に使用されるリレー（4種）、メタルクラッドスイッチギア内で使用され電源供給設備の電圧監視装置や保護装置の母線電圧を適切な電圧に変換する機能を有し通電するための接点機構が存在する6.6 kV回路用接地型計器用変圧器及び配管内の流体の制御を行う電動弁の動作に係わり内部にリミットスイッチ等の電気品部位を有する電動弁駆動部を選定した（表 2.7.1）。

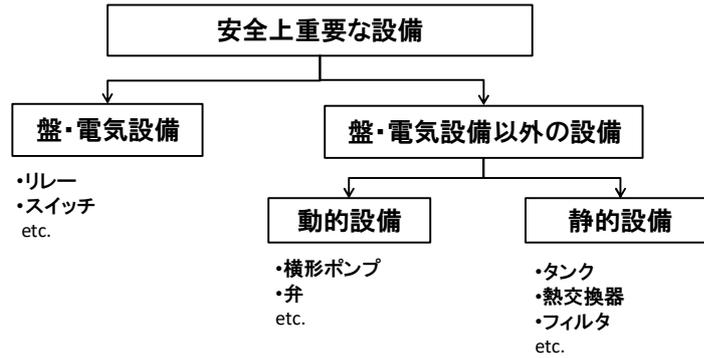


図 2.7.1 設備の分類

Fig.2.7.1 Equipment classification

表 2.7.1 評価対象設備

Table 2.7.1 Target equipment

分類	設備	システム・設備上の最弱の機構
電気品	パワーリレー	リレー
	補助リレー	リレー
	タイマーリレー	リレー
	キーブリレー	リレー
	6.6kV 回路用接地型計器用変圧器	端子
	電動弁駆動部（電気品部位）	リミットスイッチ、トルクスイッチ他

2.7.3 設備の耐力評価例

評価対象として選定した設備の衝撃振動を想定した加振試験について、試験条件、試験結果を示す。

(1) 試験条件（共通事項）

① 入力波

NEI07-13 では、衝撃振動の高周波成分として 200 Hz までを想定としている。そこで、耐震評価で考慮される上限レベルに相当する 20 Hz から 200 Hz までの範囲で卓越する周波数成分を有する加速度時刻歴波形を作成し、振動台上の入力波とした。加速度時刻歴波形として、衝撃振動の伝播における極初期の振動を想定した作用時間の極めて短いショック波、それ以降の建屋の自由振動を想定した作用時間の長いランダム波を使用した（図 2.7.2）。

ショック波は、日本産業規格（環境試験方法—電気・電子—第 2-27 部：衝撃試験方法（試験番号：Ea） JIS C 60068-2-27）^{2.7.5}に基づき、振動台上の目標加速度の片振幅を有する台形波パルスとした（図 2.7.3）。パルス幅 D（6 ms～24 ms）を変えて卓越する周波数領域の

異なる複数の波形を設定することで、周波数領域 20 Hz～200 Hz の範囲で一定の応答倍率を確保するようにした (図 2.7.4)。一般に構造物の耐衝撃強度は加速度Aと速度変化 ΔV の2つのパラメータで規定されることが知られている (図 2.7.5)。ここで、ショック波の速度変化 ΔV は次式で表され、加速度振幅のパルス幅Dに比例する。

$$\Delta V(m/s) = 0.9 \times A(m/s^2) \times D(s) \dots\dots\dots (2.7.1)$$

加速度Aが同じでパルス幅Dが異なる波形の場合、パルス幅Dの大きい波形の方が、速度変 ΔV が大きくなり、図 2.7.5 の関係からすると構造物の損傷の可能性が大きくなる。

ランダム波の作成に際しては、2.6 節のコンクリート躯体の試験で計測された床スラブ上の加速度記録の加速度応答スペクトル (減衰 1%) の応答倍率を参考にした。具体的には、同スペクトルを実機相当の周波数を換算し、その 200 Hz における加速度応答値と周波数毎の加速度応答値の比 (応答倍率) を算定した。その結果、各試験ケースの最大の応答倍率で約 2～8 倍程度であった。応答倍率の算定例を図 2.7.6 に示す。この結果を参考に、ランダム波は、周波数領域 20 Hz～200 Hz の範囲で減衰 1%での応答倍率 7 倍程度のターゲットスペクトルを設定し、これに適合するランダム位相の加速度時刻歴波形を作成した (図 2.7.7)。ランダム波の作成に際しては、作成した 1 波形の加振時間を調整することで卓越する周期帯の異なる波形を作成し、各波形の振幅回数は同じになるようにした。

加振試験に際して、作成した加速度時刻歴波形は、最大振幅が振動台上の目標加速度となるよう振幅を調整した。ショック波と同様に卓越する周波数領域の異なる複数の波形を設定して、周波数領域 20 Hz～200 Hz の範囲で想定する応答倍率を確保した (図 2.7.8)。なお加速度時刻歴波形作成に当たり加振時間内の波形の減衰は考慮していない。

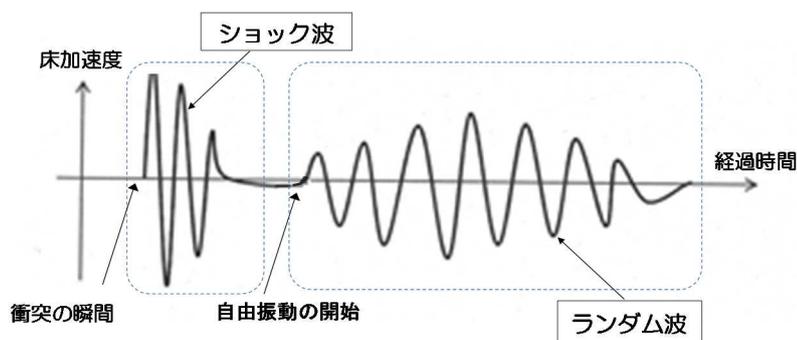


図 2.7.2 建屋床の衝撃振動のイメージ
Fig.2.7.2 Image of floor vibration by impact

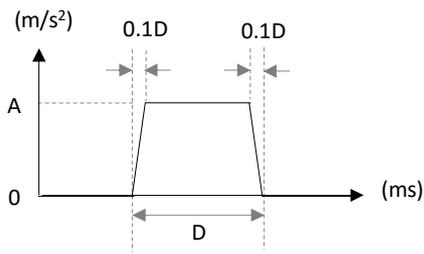


図 2.7.3 台形波パルスのイメージ
Fig.2.7.3 Image of trapezoidal wave pulse

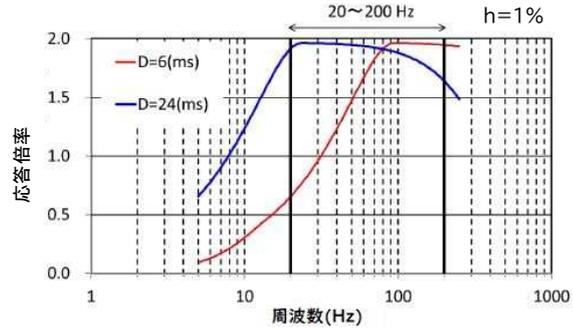


図 2.7.4 ショック波応答倍率の例
Fig.2.7.4 Example of response magnification of shock wave

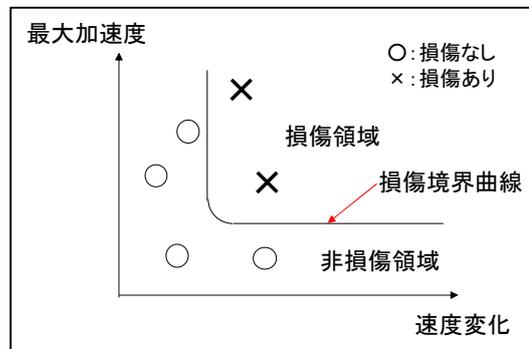
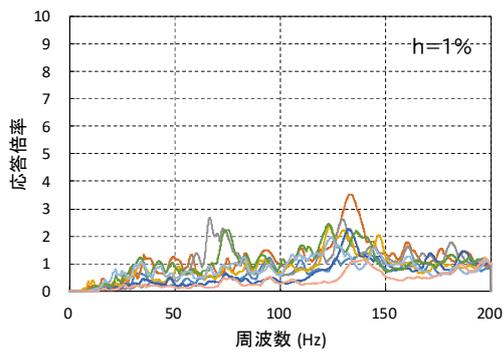
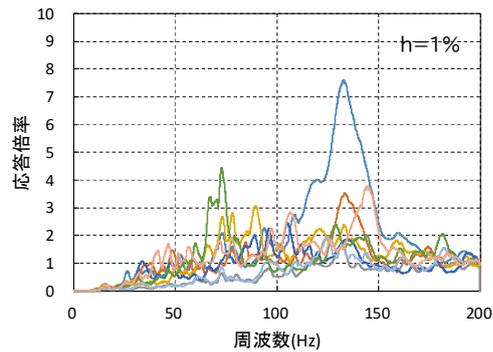


図 2.7.5 加速度、速度変化と構造物損傷の関係の概念図（損傷境界曲線）
Fig.2.7.5 Conceptual diagram of the relationship between acceleration, velocity variation and structural damage(damage boundary curve)



(a) TEST2



(b) TEST3

図 2.7.6 応答倍率の算定例
Fig.2.7.6 Example of calculation of response magnification

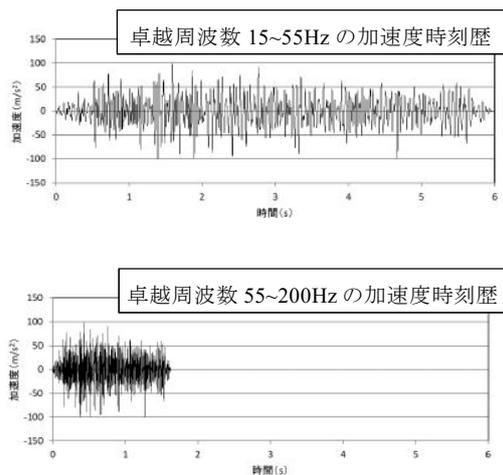


図 2.7.7 ランダム波加速度時刻歴の例

Fig.2.7.7 Example of random wave acceleration time history

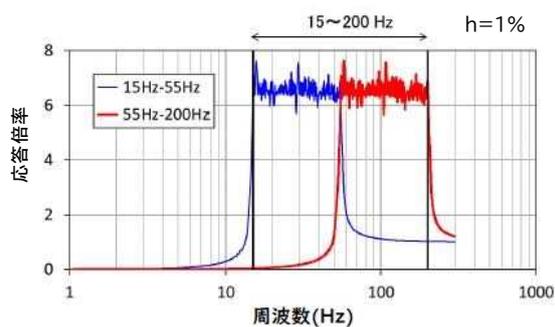


図 2.7.8 ランダム波応答倍率の例

Fig.2.7.8 Example of response magnification of random wave

②試験手順

試験手順の概略は以下のとおりである。なお、加振試験は、既往知見である NEI07-13 の耐力の最小カテゴリーの加速度を参考に振動台上の目標加速度（生成した加速度時刻歴波形の最大値） 300 m/s^2 程度を目安に実施することとした。

- ・加振方向を踏まえて試験体を振動台に固定治具を介して設置
- ・試験体に通電し、試験体からの出力信号、出力電位等の計測開始
- ・3方向（鉛直・前後・左右）について単軸の加振を実施。なお、ショック波加振では単軸上の極性（±）も考慮。
- ・加振後に試験体の状態を確認
 - a. 試験体の状態を目視で確認
 - b. 試験体の通電状態を確認
 - c. スイッチ、接点の切替の動作、電動弁駆動部の模擬弁棒の操作の確認
- ・試験体が機能異常を示すまで、あるいは振動台の加振限界まで加振

③判定条件

試験体の機能維持の判定は、加振により機能喪失に至る損傷をせず、加振後の自己回復性の観点から、以下により判定することとした。

- ・加振後に正常に動作すること
- ・加振後に切替操作が可能なこと
- ・損傷、変形、脱落が見られないこと

※ 設備の衝撃振動収束後の使用を想定して、加振中の信号異常（チャタリング）、電流・電圧の変化は、判定条件に含まない

(2)試験結果

以下に、評価対象設備ごとに試験結果を示す。

①リレー

リレー（4種）については、各リレーについて加振1方向につき1体若しくは3体同時加振試験を実施した。ここで、試験体を3体とした理由は、微細な構造を有するリレーに個々の試験体でばらつきが見られるかを確認するという意図である。図2.7.9に、リレー4種の外観を示す。加振後に、各試験体について接点の切替動作、構造の損傷の有無を確認した。3体加振した場合は、3体全てにおいて機能異常及び損傷が無い場合を機能維持と判定した。

1) パワーリレー、補助リレー、タイマーリレー

図2.7.10に、リレー3種の水平方向の加振試験のため振動台上に設置された状況を示す。ここで、加振方向については、リレーの治具取り付け面の垂直方向を前後方向（図中パワーリレーではx方向）、その水平直角方向を左右方向（図中パワーリレーではy方向）、振動台面の鉛直方向を鉛直方向（図中ではz方向）とした。リレー3種は、ショック波試験では 500 m/s^2 まで、ランダム波試験では 300 m/s^2 まで加振し、各リレーの3体は正常に動作し、構造に損傷の無いことを確認した。

2) キープリレー

図2.7.11に、キープリレーの鉛直方向の加振試験のため振動台上に設置された状況を示す。キープリレーは治具の取付面上に4体を設置可能にし、その内3体は機能維持・喪失の確認に、残り1体はリレー内部の振動の様子を確認するために設置した。ここで、加振方向については前述と同様に、リレーの治具取り付け面の垂直方向を前後方向、その水平直角方向を左右方向、振動台面の鉛直方向を鉛直方向とした。

キープリレーの加振試験の結果を表2.7.2に示す。前後方向加振については、別途実施した加振試験の結果を表2.7.3に示す。

ショック波試験では、 270 m/s^2 まで正常に動作することを確認した。前後方向加振では 500 m/s^2 まで正常に動作したが、鉛直方向加振は 300 m/s^2 、左右方向加振は 280 m/s^2 で試験体の取付支持部の咬み合わせの外れによる試験体の脱落が発生した（損傷モード①）（図2.7.12）。

ランダム波試験では、 170 m/s^2 まで正常に動作することを確認した。前後方向加振では 500 m/s^2 まで正常に動作したが、鉛直方向加振及び左右方向加振は 180 m/s^2 で試験体の脱

落が発生した。取付支持部の位置決めプラスチックに損傷が見られた（損傷モード②）（図 2.7.13）。

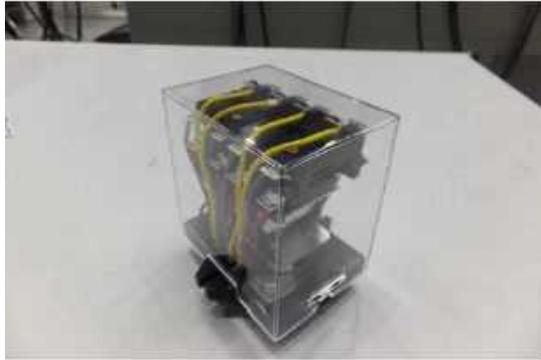
取付支持部以外への影響を確認するため、リレーを簡易固定して加振試験を実施したところ、ショック波、ランダム波ともに 300 m/s^2 まで正常に動作すること、構造損傷の発生がないことを確認した。なお、入力波形によらず加振中にチャタリングは発生した。

キープリレーとその他のリレーで異なる結果が得られた要因は、キープリレーの高さが他 3 種のリレーと比較して大きく重いため（キープリレー高さ 123 mm 、質量 580 g 、パワーリレー高さ 81.5 mm 、質量 410 g ）、その取付状態から鉛直方向及び左右方向の振動に対して取付支持部により大きな負荷が掛かったためと推察される。

機能喪失に至る損傷モードは、振動によるリレーの固定機構の外れによるリレーの脱落、他にはランダム波で取付支持部のプラスチックに損傷があった。ランダム波での部材損傷は、今回試験で設定したランダム波はショック波と比較して応答倍率が約 3.5 倍であり、部材損傷に至る応力を発生させる可能性が高い傾向があることが推察される。

また、ショック波での試験体の損傷は、複数の入力波のうち 100 Hz 以下で卓越する入力波で発生した。試験体の共振周波数は事前の計測では鉛直方向で 52 Hz 、左右方向で 91 Hz であった。試験体の損傷は 100 Hz 以上で卓越する入力波では発生しなかったことから、ショック波試験でのリレーの脱落は試験体全体の共振の影響が存在すると推測される。一方、ランダム波での試験体の損傷は、 45 Hz 以下で卓越する入力波で発生し、 45 Hz 以上で卓越する入力波では発生しなかったことから、必ずしも試験体全体の共振の観点ではなく試験体を構成する個別要素から分析する必要があると思われる。

試験体 3 体で損傷した加速度のばらつきについては、正常に動作することが確認された加速度がショック波 270 m/s^2 に対し損傷の発生した加速度のばらつきは左右方向加振で 20 m/s^2 、ランダム波 170 m/s^2 に対し損傷が発生した加速度のばらつきは鉛直方向加振で 40 m/s^2 あったこと、左右方向加振では同一加速度（ 200 m/s^2 ）での再加振に結果の相違（1 回目は試験体 1 体で機能維持、2 回目は試験体 3 体で機能喪失）が見られた。これらの要因については、個々の試験体、試験自体（振動台の加振制御、治具の特性、試験体の取付状態等）に起因する等が推察されるが、ばらつきの支配的な要因については今後の分析が必要である。



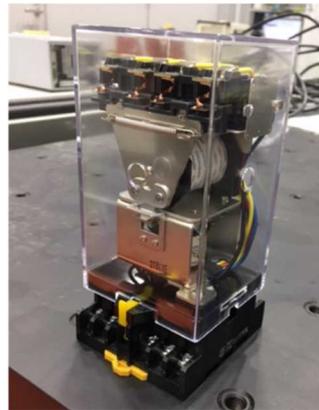
(a) パワーリレー



(b) 補助リレー



(c) タイマーリレー



(d) キープリレー

図 2.7.9 リレー4種の外観

Fig.2.7.9 Four types of relays

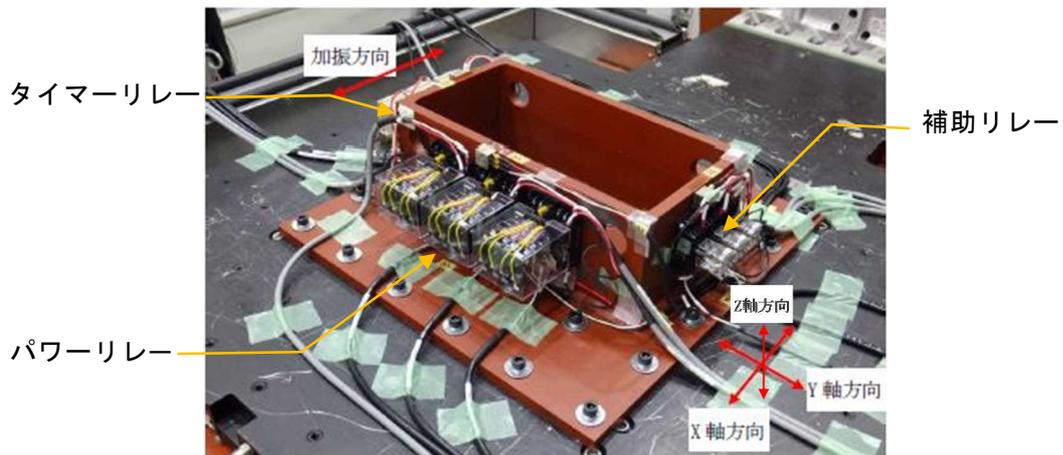


図 2.7.10 リレー3種の加振試験の状況

Fig.2.7.10 Three types of relays on the shaking table

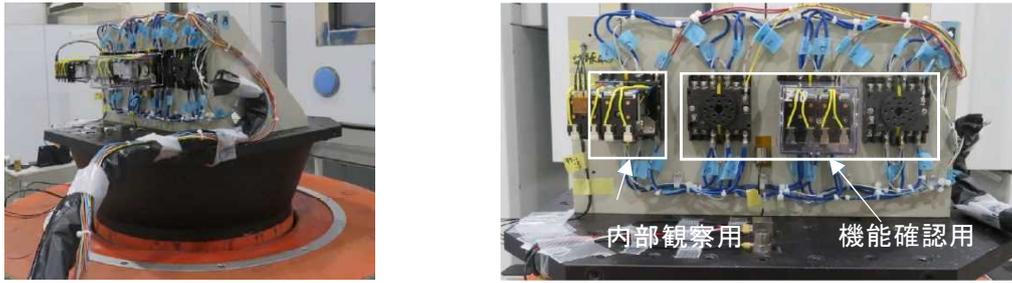


図 2.7.11 キープリレーの加振試験の状況

Fig.2.7.11 Keep relays on the shaking table

表 2.7.2 キープリレーの試験結果

Table 2.7.2 Keep relay test results

(○：機能維持、×：機能喪失、－：試験体無し)

目標加速度 (m/s ²)	ショック波			ランダム波		
	鉛直	左右	前後	鉛直	左右	前後
100				-○-	-○-	-○-
150				○○○	-○-	
160				○○○	○○○	
170				○○○	○○○	
180				○×○ ①	○×○ ①	
190				×-○ ①	○-○	
200				--○	××× ①②①	
210				--○	○-○	
220				--× ①	○-○	
250		○○○			-×- ①	
260		○○○				
270		○○○				
280		○×○ ①				
290	-○-	○-○				
300	×○○ ①	×-× ① ①	-○-			
310	-×× ①①					
350	-×- ①					
500			-○-			

(注) 記号位置は試験体 3 体の配置を示し、各記号は試験体の状態を示す。記号下の丸数字は試験体の損傷モードを表す。①：試験体の取付支持部の咬み合わせの外れによる試験体の脱落、②：取付支持部の位置決めプラスチックの損傷

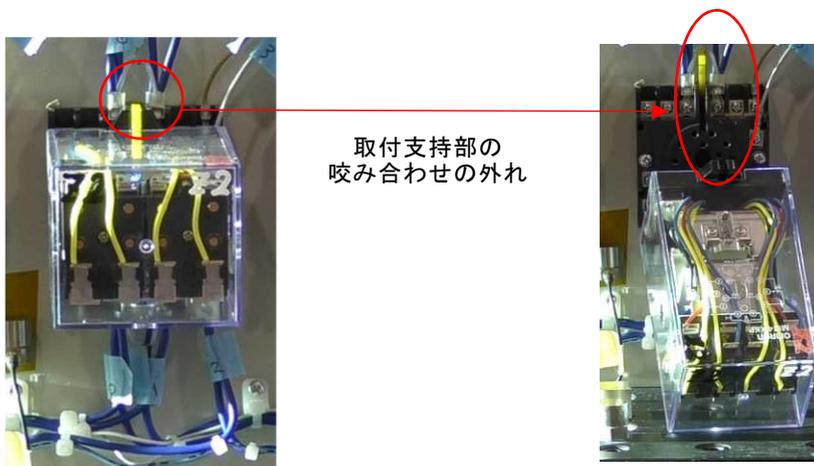
表 2.7.3 キープリレーの前後方向加振試験結果

Table 2.7.3 Keep relay test results by longitudinal direction shaking

(○：機能維持、×：機能喪失)

目標加速度(m/s ²)	ショック波	ランダム波
100	○○○	○○○
200	○○○	○○○
300	○○○	○○○
400	○○○	○○○
500	○○○	○○○

(注) 記号位置は試験体 3 体の配置を示し、各記号は試験体の状態を示す。



(a) 損傷前

(b) 損傷後

図 2.7.12 キープリレーの損傷例 (損傷モード①)

Fig.2.7.12 Example of damage of the keep relay(damage mode1)



(a) 損傷前 (リレー底面)

(b) 損傷後 (リレー底面と損傷部位)

図 2.7.13 キープリレーの損傷例 (損傷モード②)

Fig.2.7.13 Example of damage of the keep relay(damage mode2)

② 6.6 kV 回路用接地型計器用変圧器（計器用変圧器）

試験に使用した計器用変圧器は、変圧器本体を台車に搭載した状態で、台車をユニット内に格納し、台車とユニット間の断路部で接点を構成し電氣的に接続する構造となっている（図 2.7.14）。台車は、インターロックピンによりユニット内の位置を決められている。加振試験では、ユニットを治具を介して振動台に取付けた状態で実施した（図 2.7.15）。ここで加振方向は、台車引出方向を前後方向（図中（X））、台車引出方向の水平直角方向を左右方向（図中（Y））、振動台面直角方向を鉛直方向（図中（Z））とした。

試験体の機能は、試験体を常時通電し、試験体の入出力電圧を計測し、電圧変化の有無により確認した。変圧器への入力である一次電圧、変圧器からの出力である二次、三次電圧の計測例を図 2.7.16 に示す。図 2.7.16（a）は加振中に一時的に出力電圧の変動が見られたが（図中の矢印の範囲）、加振終了後の出力電圧は正常であり、機能は維持しているとした。図 2.7.16（b）は衝撃振動を受け出力電圧に乱れが生じて以降、加振前のレベルの出力電圧が計測されておらず、機能を喪失しているとした。

加振試験の結果を表 2.7.4 に示す。加振試験の結果、ショック波、ランダム波ともに 20 m/s^2 まで正常に動作することを確認した。

20 m/s^2 以上の加速度における試験では、変圧器本体に損傷は見られなかったが、振動により変圧器本体を搭載している台車と台車を格納するユニットとを電氣的に接続する接点の接触状態が変化した。鉛直方向、左右方向の加振では、制御回路断路部（SDS）の接点に変形（損傷モード①）（図 2.7.17）又は接点離れ（損傷モード②）（図 2.7.18）が生じて開回路となり、二次、三次電圧検出が不可能となり機能喪失した。前後方向加振では、ユニットから台車が抜け出して主回路断路部（PDS）の接点が引き抜け、一次側で開回路となり機能喪失した（損傷モード③）（図 2.7.19）。これは、台車の位置を決めているインターロックピンの受け穴が台車の挙動によりピンから力を受けて変形し、更にはピンが受け穴から外れたことによる（図 2.7.20）。

以上のように、加振方向により、損傷の発生する部位と損傷モードが異なった。SDS の接点の変形は、鉛直方向加振、左右方向加振で発生したが、これは台車の上下振動、及び回転振動により生じたと推察される。SDS の接点離れは、左右方向加振で発生し、これは台車の水平振動によると推察される。また PDS の接点の引き抜けは、台車引出方向である前後方向加振でのみ発生した。

ショック波の波形毎の試験結果を表 2.7.5 に、ランダム波の波形毎の試験結果を表 2.7.6 に示す。入力波形に対して試験結果に以下の傾向が見られた。ショック波では作用時間が長い波形で、ランダム波では卓越周波数の低い波形（加振時間長の波形）で、SDS の接点の変形、離れ、PDS の引き抜けが発生する結果となった。鉛直方向及び左右方向加振ではショック波より低加速度レベルのランダム波で SDS の接点の変形、離れが、前後方向加振ではランダム波より低加速度レベルのショック波で台車が引き抜ける結果が得られた。ショック波では作用時間の短い波形より作用時間の長い波形、つまり、より速度変化が大き

い波形で損傷モードの①～③が発生したことは、速度変化と設備の損傷の関係に即したものである。ランダム波においても加振時間の短い波形より長い波形において低レベルの加速度で損傷が発生することは、ランダム波の波形毎の振幅回数が等しいことから試験体に作用する時間の影響と考えられるが、今後の分析が必要である。

これらの損傷の要因は、試験対象とした変圧器の特徴である台車構造に起因し、ガタ振動による移動・衝突が原因と分析した。そこで、台車の引出方向について止め金具で簡易的に固定し、ランダム波より低レベルの加速度で台車が引き抜けたショック波を入力として前後方向加振試験を実施したところ 300 m/s²まで機能維持した（図 2.7.21）。これより、損傷の要因についての分析が正しいことが確かめられた。

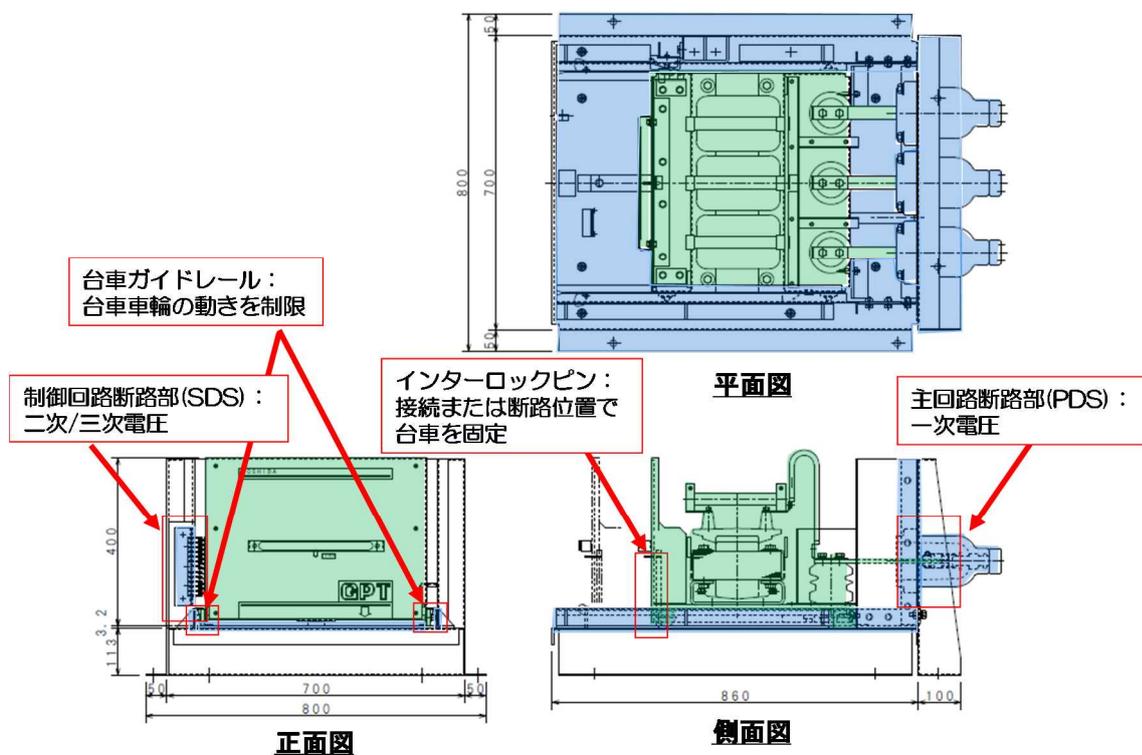


図 2.7.14 計器用変圧器の概要

Fig.2.7.14 Outline of potential transformer

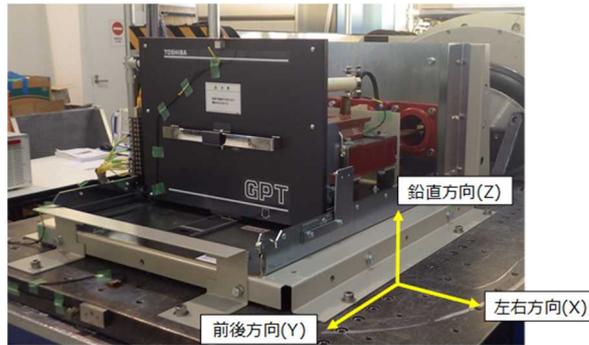


図 2.7.15 計器用変圧器の加振試験の状況

Fig.2.7.15 Potential Transformer on the shaking table

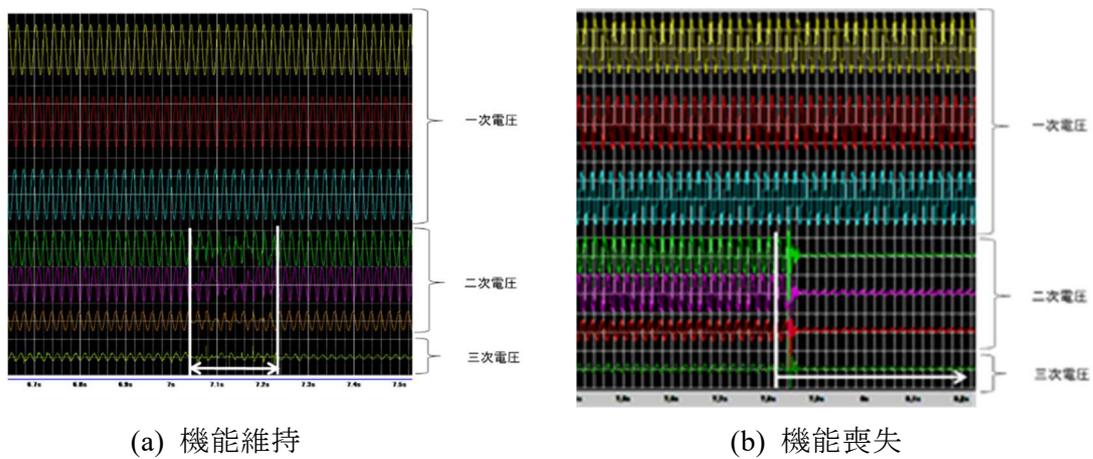


図 2.7.16 電圧の計測例

Fig.2.7.16 Example of measurement of voltage

表 2.7.4 計器用変圧器の試験結果

Table 2.7.4 Test results of potential transformer

(○ : 機能維持、× : 機能喪失)

目標加速度 (m/s ²)	ショック波			ランダム波		
	鉛直	左右	前後	鉛直	左右	前後
20	○	○	○	○	○	○
40				×①	×①	○
50			×③	×①	×②	○
75						×③
100	×①	×①				
200	×①	×②				

(注) 記号横の丸数字は損傷モードを表す。① : SDS の接点の変形、② : SDS の接点離れ、
③ : PDS の接点引き抜け

表 2.7.5 ショック波の試験結果

Table 2.7.5 Test results by shock wave

(○：機能維持、×：機能喪失)

条件		鉛直		左右		前後	
パルス幅(ms)		6	18/13 ^{※1}	6	18/13 ^{※1}	6	18/13 ^{※1}
速度変化(m/s)		0.6	1.7	0.6	1.7	0.6	1.7
目標 加 速度 (m/s ²)	20		○	○	○		○
	50						× ^③
	100	○	× ^①	○	× ^{①, ②} ^{※2}	○	
	150					○	
	200	× ^①		× ^②			

(注) 記号横の丸数字は損傷モードを表す。①：SDS の接点の変形、②：SDS の接点離れ、
③：PDS の接点引き抜け

※1：2～10G は 18ms、15～20G は 13ms、※2：極性+で①、極性-で②が発生

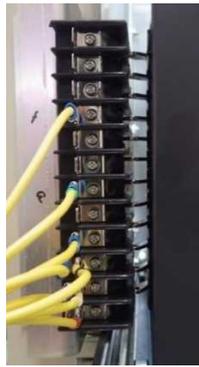
表 2.7.6 ランダム波の試験結果

Table 2.7.6 Test results by random wave

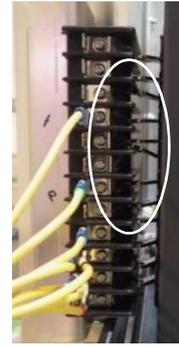
(○：機能維持、×：機能喪失)

条件		鉛直		左右		前後	
周期帯(Hz)		200～55	55～15	200～55	55～15	200～55	55～15
加振時間(s)		1.7	6.0	1.7	6.0	1.7	6.0
目標 加 速度 (m/s ²)	20		○	○	○	○	○
	40		× ^①	○	× ^①	○	○
	50		× ^①	○	× ^②	○	○
	75					○	× ^③
	100	○					

(注) 記号横の丸数字は損傷モードを表す。①：SDS の接点変形、②：SDS の接点離れ、
③：PDS の接点引き抜け



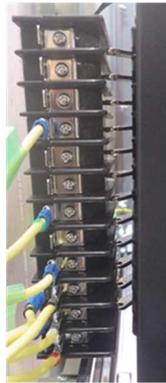
(a) 機能喪失前



(b) 機能喪失後

図 2.7.17 SDS の損傷例 (接点の変形、損傷モード①)

Fig.2.7.17 Example of damage of SDS(deformation, damage mode1)



(a) 機能喪失前



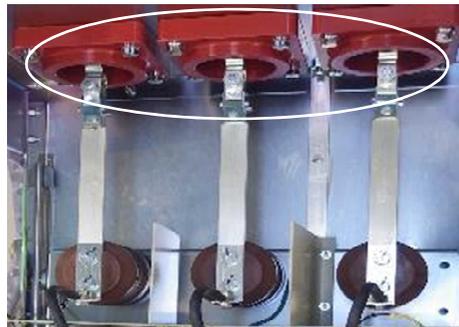
(b) 機能喪失後

図 2.7.18 SDS の損傷例 (接点の離れ、損傷モード②)

Fig.2.7.18 Example of damage of SDS(separation, damage mode2)



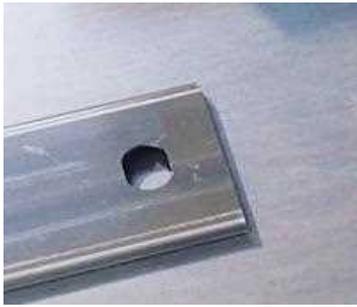
(a) 機能喪失前



(b) 機能喪失後

図 2.7.19 PDS の損傷例 (引き抜け、損傷モード③)

Fig.2.7.19 Example of damage of PDS(pulling out, damage mode3)



(a) 機能喪失前



(b) 機能喪失後

図 2.7.20 インターロックピン受穴の変形

Fig.2.7.20 Deformation of interlock pin receiving hole

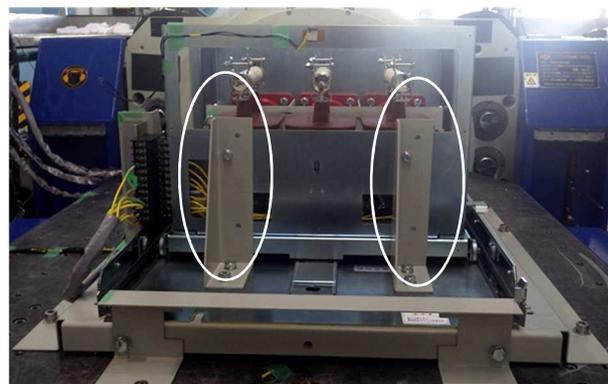


図 2.7.21 簡易補強後の試験体 (L字金物で固定)

Fig.2.7.21 Reinforced specimen (Specimen was fixed with L-shaped hardware)

③ 電動弁駆動部

試験に使用した電動弁駆動部は、電動機とスイッチ類が格納されている電気室、ハウジングから構成されている (図 2.7.22)。電動機、電気室及びハウジングの重量を下端部の取付ボルトで支持する片持ち構造である。

加振試験では、電動弁駆動部を治具を介して振動台に設置した (図 2.7.23)。加振方向については、電動機軸方向を左右方向、電動機軸水平直角方向を前後方向、振動台面の鉛直方向を鉛直方向とした。試験体には模擬弁棒を取付け、加振後に弁の開閉操作、弁の開閉信号の受信を行うことで、試験体の動作を確認した。

加振試験の結果を表 2.7.7 に示す。ショック波試験では、加振方向に寄らず 300 m/s^2 まで正常に動作することを確認した。ランダム波試験では、 240 m/s^2 まで正常に動作することを確認した。それ以上の加速度になると機能喪失となる事例が発生した。機能喪失の原因は、試験体の構成部材の損傷によるものであったが、加振方向により損傷が発生した部材は異なった。

鉛直方向加振では、ランダム波 260 m/s^2 で樹脂製のリミットスイッチのフィンガーペー

スの取付位置にひび割れが生じ、リミットスイッチ端部でスイッチの接点離れが生じたことにより弁の開閉を確認することが出来ない状態となった(図 2.7.24 (a))。ランダム波 300 m/s²に至るとリミットスイッチの脱落が生じた(損傷モード①)(図 2.7.24 (b))。同様のリミットスイッチのフィンガーベースの取付位置のひび割れは、前後方向加振 250 m/s²でも発生した。左右方向加振では、ランダム波 290 m/s²で鋳鉄製のモーター・フレーム上面にひび割れが生じた(図 2.7.25 (a))。ランダム波 300 m/s²に至るとモーター・フレームが破断し、電動機の脱落が生じた(損傷モード②)(図 2.7.25 (b)、(c))。

表 2.7.8 に、ランダム波の波形ごとの試験結果を示す。損傷モード①は、卓越周波数高の波形(加振時間短の波形)において、卓越周波数低の波形(加振時間長の波形)より低加速度で発生した。損傷モード②は卓越周波数低の波形(加振時間長の波形)で発生している。損傷モード②について、同じ加速度レベルの卓越周波数高の波形(加振時間短の波形)での試験結果は試験手順の関係から得られていないが、損傷モード①と損傷モード②では、入力波形の卓越周波数により発生する傾向は異なっていることが推察される。

今回の試験体では、機構的な動作不良は発生せず、樹脂製のリミットスイッチ、鋳鉄製のモーター・フレームに構造損傷が発生した。リミットスイッチに使用されている樹脂については、電氣的絶縁のために使用され、試験体を構成するその他の部品と比較して衝撃振動に対して強度を有していないと思われる。また、モーター・フレームに使用されている鋳鉄は、一般に強度を有するものの粘りが少なく衝撃には弱いとされている。今回の試験では、このような特性を有する材料を使用した部位に、衝撃振動に対する最弱部位として損傷が集中したと考えられる。

リミットスイッチとモーター・フレームの損傷の発生が、ランダム波の卓越周波数で異なっていることについては、個別要素の振動特性によるものか、個別要素の衝撃振動に対する材料特性によるものかについては更に分析する必要がある。また、同加速度レベルのショック波で損傷は生ぜず、ランダム波で構造損傷が生じていることは、初通過破壊的なものではない可能性も考えられ、入力波の加速度・速度変化レベルに加えて、振幅回数の観点からも分析が必要と考えられる。

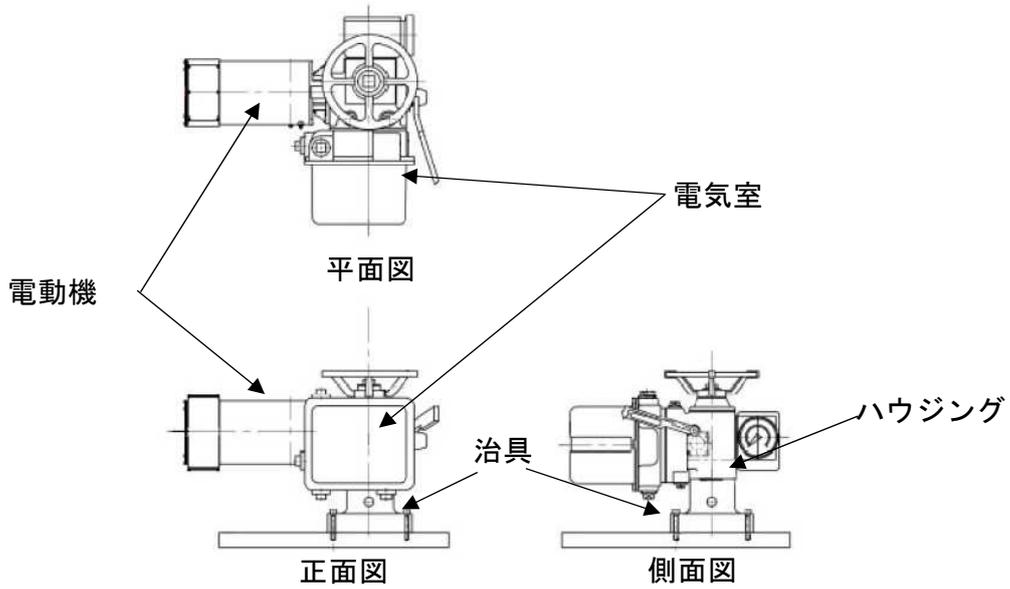


図 2.7.22 電動弁駆動部の概要

Fig.2.7.22 Outline of motor operated valve drive unit



(a) 電気室側



(b) 電気室反対側

図 2.7.23 電動弁駆動部の加振試験の状況

Fig.2.7.23 Motor operated valve drive unit on the shaking table

表 2.7.7 電動弁駆動部の試験結果

Table 2.7.7 Test results of motor operated valve drive unit

(○：機能維持、×：機能喪失)

目標加速度 (m/s ²)	ショック波			ランダム波		
	鉛直	左右	前後	鉛直	左右	前後
200	○	○	○	○	○	○
240				○	○	○
250	○	○	○	○	○	×①
260				×①	○	×①
270					○	
280					○	
290					×②	
300	○*	○	○*	×①	×②	

(注) 記号横の丸数字は試験体の損傷モードを表す。①：リミットスイッチの損傷、②：モーター・フレームの損傷。

※：試験体は機能を維持したが、試験工程終了後に試験体を分解したところリミットスイッチに亀裂が見られた。

表 2.7.8 ランダム波の試験結果

Table 2.7.8 Test results by random wave

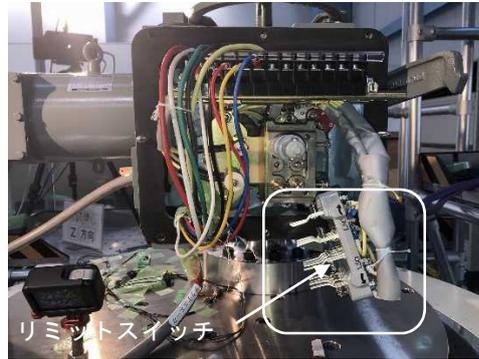
(○：機能維持、×：機能喪失)

条件		鉛直		左右		前後	
		200～63	63～20	200～63	63～20	200～63	63～20
周期帯(Hz)		200～63	63～20	200～63	63～20	200～63	63～20
加振時間(s)		1.9	6.0	1.9	6.0	1.9	6.0
目標 加 速 度 (m/s ²)	200	○	○	○	○	○	○
	240	○	○	○	○	○	○
	250	○	○	○	○	×①	○
	260	×①	○	○	○	×①	○
	270			○	○		
	280			○	○		
	290				×②		
	300		×①		×②		

(注) 記号横の※丸数字は試験体の損傷モードを表す。①：リミットスイッチの損傷、②：モーター・フレームの損傷



(a) フィンガーベースのひび割れ



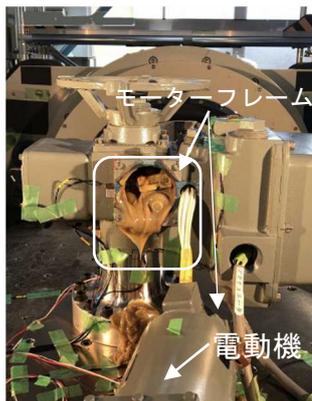
(b) リミットスイッチの脱落

図 2.7.24 電動弁駆動部の損傷例 (リミットスイッチの損傷、損傷モード①)

Fig.2.7.24 Example of damage to motor operated valve drive unit(damage to limit switch damage mode1)



(a) モーター・フレーム上面のひび割れ



(b) 電動機の脱落



(c) モーター・フレーム損傷面

図 2.7.25 電動弁駆動部の損傷例 (モーター・フレームの損傷、損傷モード②)

Fig.2.7.25 Example of damage to motor operated valve drive unit(damage to moter flame damage mode2)

2.7.4 既往知見における耐力との比較

今回の耐力評価を行う上で参照した衝撃振動に対する既往知見である NEI07-13 では、リレー等の衝撃振動に対する耐力を 27 G($G=9.80665 \text{ m/s}^2$)とし、これが設備分類ごとの耐力の中で最小値となっている。

今回の試験で対象設備が正常に動作することを確認した加速度を表 2.7.9 にまとめる。

今回の試験結果について、ショック波試験では、設置位置に固定されていない接地型計器用変圧器を除き、NEI07-13 の最小カテゴリーの値 27 G($G=9.80665 \text{ m/s}^2$)にほぼ相当する結果が得られていると考えられる。一方、ランダム波試験では、キープリレー及び電動弁駆動部の樹脂製の部品といった構成部材の弱部に損傷が見られる結果となり、NEI07-13 の値を下回る結果となった。これは、入力波の主要周期帯の応答倍率がランダム波の場合 7 倍程度で、ショック波の 2 倍程度を大きく上回ることが主な要因と推察される。加えて、ショック波のパルス幅は数ミリ秒であるのに対し、ランダム波の加振時間は数秒であり、作用時間も大きく異なる。入力波形の加振時間、振幅回数が設備に与える影響については、今後、更に分析する必要がある。

試験に使用した入力波の周波数特性から、(i)ショック波、ランダム波の各々で比較するとより低周波の成分を有する入力波で、(ii)ショック波とランダム波ではランダム波で構造損傷しやすい傾向が見られた。このことから、衝撃振動に対する設備の耐力を評価する上で、試験対象に入力される振動台上の加速度値に加えて、(i)から(a)速度変化の影響つまり試験体へ力が作用する時間の効果(力積)、(ii)から(b)振動の繰り返しと構造物の応答値(応力変動レンジ)、の観点からの評価も併せて重要であると推察される。

表 2.7.9 試験体が機能維持した加速度のまとめ

Table 2.7.9 Summary of acceleration that specimens maintained functions

対象設備	ショック波で機能維持した加速度(m/s^2)	ランダム波で機能維持した加速度(m/s^2)
パワーリレー	500	300
補助リレー	500	300
タイマーリレー	500	300
キープリレー	270	170
接地型計器用変圧器	20	20
電動弁駆動部 (電気品部位)	300	240

2.7.5 耐力評価を行う上での留意事項

本研究の加振試験の経験を踏まえて、設備の衝撃振動に対する耐力評価(以下「衝撃評価」という。)を行う上での留意事項を、地震に対する耐力評価(以下「耐震評価」という。)

との比較等の観点も踏まえ抽出した。多くは耐震評価における留意事項と共通している。以下に衝撃評価を行う上での留意事項の例を示す。

(1) 機能維持判定条件

衝撃評価と耐震評価では、設備に振動を入力して機能維持を確認することは同様である。しかし、既往の耐震評価では設備の常時使用状態を想定しており、リレーなどの電気品についてはチャタリングを機能異常の判定条件の一つとしている。一方、今回の衝撃試験では、対象設備の使用状況の想定から、振動収束後に設備への要求機能が正常に動作すれば異常なしと判定している。このように、設備の目的と使用状態を踏まえた機能判定条件を設定することに留意する必要がある。

そのため、設備の機能維持を確認した加速度値について、既往の耐震評価の結果と直接比較は出来ないことにも注意が必要である。

(2) 異常要因分析

設備の加振試験を行う上で、事前の異常要因分析は重要である。設備の異常要因分析に関して、分析・抽出される損傷モードは、地震動の場合も衝撃振動の場合も振動問題として捉えた場合、設備を構成する構造及び機構を基にして分析する点において同様である。このことから、耐震評価における分析を、衝撃評価における分析のベースとして活用することは有用であり、これを基に衝撃振動特有の事象を適宜追加することが現実的であると考えられる。なお、耐震評価の分析をベースに検討するに当たり、耐震評価で挙げられた損傷モードについて衝撃評価の観点からどのレベルまで深掘り且つ細分化するかについては、更に検討する必要がある。

ちなみに、今回の試験で生じた機能喪失状況から、損傷モード、損傷要因の分析において留意すべきものを以下に示す。以下に挙げる現象は、耐震評価における事前の異常要因分析においても列挙され、耐震試験においても同様の現象の発生が確認されている。

- ・今回の試験では、キープリレーの取付支持部、電動弁駆動部のリミットスイッチのフィンガーベースにプラスチック等の樹脂材料が使用され、各試験体における最弱部位であった。これらを踏まえて、設備の取付支持部等に、樹脂材料の使用の有無を確認する必要がある。また、樹脂材料を使用した部位は、加振方向によって損傷発生の有無、損傷する加速度が異なっていた。これより、樹脂材料を使用している場合は、当該部位に衝撃振動により過大な荷重が作用する構造か、損傷することにより設備の機能に影響する部位かを確認する必要がある。
- ・今回の試験で対象にした接地型計器用変圧器は、台車の位置決めをインターロックピン1本で担い、その他の台車を固定する処置はなされていなかった。台車構造などガタを

有する機構がある設備については、その設置状況に留意する必要がある。例えば、衝撃振動が作用した際に当該設備が自由に挙動しないように固定されているか、また固定方法の確実さを確認する必要がある。

- ・今回の試験では、電動弁駆動部の鋳鉄製のモーター・フレームに損傷が発生した。同損傷は試験体の最弱部位ではなかった。鋳鉄は脆性材料であり、強度は高いが、衝撃には比較的脆いとされている。従来の耐震評価における異常要因分析では、設備のフレームより締結部のボルトの強度に着目した分析が行われていた。しかし、今回の試験結果から、鋳鉄等の脆性材料を用いている部位について、材料特性（例：鋳鉄の炭素含有量と衝撃に対する強度特性等）も踏まえ、異常要因分析に反映する必要がある。

(3) 入力波の設定

試験に使用する入力波には、設備設置床の床応答特性を反映したものを使用することが望ましい。入力波には、衝撃による極初期の応力波と、衝撃を受けた建屋構造に由来する振動の2つの局面がある。これらを踏まえその特性を包絡する入力波を設定するためには、別途、試験、解析評価を行う必要がある。また、設備の設置位置、設置位置の振動特性等が不明な場合は、前述の建屋への飛翔体衝突に伴う衝撃振動の2つ局面を想定した波形、例えば今回試験で使用したようなショック波、ランダム波の2波形を設定する必要がある。

ちなみに、今回の試験では、ショック波試験とランダム波試験では、機能喪失する加速度、発生する損傷モードが異なる事例が見られた。設備を構成する部材の構造損傷に関しては、ショック波試験よりもランダム波試験で多く発生した。ショック波試験で生じた機能喪失に至る損傷モードは、キープリレーの脱落、接地型計器用変圧器の台車の引出しなど設備の固定機構が外れる傾向が見られた。このような現象は地震時にも見られるが、より高加速度を想定した衝撃振動下では設備の固定機構の外れと言った現象が地震時よりも顕著に表れることが推察される。

(4) 振動台上で生成した入力波のばらつき

試験に使用する振動台の特性と加振条件によっては、試験ごとに振動台を加振制御して、同一の最大加速度を有する加速度波形を繰り返し生成することが難しい。この場合は、試験ごとの入力制御のばらつきが、試験結果及び耐力のばらつき評価に与える影響を検討しておく必要がある。

また、前述の理由から、同一機種で耐力のばらつきを評価する場合は、可能であるならば試験体を個別に加振するよりも複数の試験体を同時加振して評価することが望ましい。その際には試験体を搭載する治具について、治具自体の共振特性に加えて、試験体の搭載位置での局所的な振動性状を明確にしておく必要がある。

(5) 加振対象の制限

衝撃振動を想定した加振試験では高周波、高加速度で加振を行う必要があるため、振動台の制約から大型の実機設備（盤・ラック、大型ポンプ等）を対象とした加振試験が困難である。対処方法としては、①縮尺モデルを使用した試験、②設備の要素部品を対象とした試験実施を考慮に入れる必要がある。

いずれの方法においても、試験方法、及び得られた試験結果を実機に適用する際に詳細な検討が必要である。

(6) 試験体の疲労

衝撃試験で試験体が機能維持する耐力を確認する過程では、設備の耐力を確認する加速度ごとの加振に加えて振動台調整のための予備加振を行うなど、高加速度の加振を繰り返し実施する。これにより試験体に疲労が蓄積し、耐力を過小に評価する可能性がある。このため、試験体の準備数、目標加速度の設定、予備加振における試験体への負荷とそれに対する処置等に、留意する必要がある。

今回の試験の例では、接地型計器用変圧器の前後方向加振による台車移動による接点引き抜けは台車－ユニット間のガタが主要な要因と考えるが、試験過程での繰り返し加振による台車の位置を決めているインターロックピンの受け穴の変形に対する影響もあったものと推察される。

2.7.6 まとめ

飛翔体の衝突により建屋に高周波成分を有する衝撃荷重が伝播した場合の建屋内設備への影響把握の一環として、国内の原子力施設で使用されている設備を対象に衝撃振動を想定した加振試験を実施し、設備の衝撃荷重による振動に対する機能維持、もしくは損傷する加速度に関するデータを取得した。

試験を実施する当たり、まず衝撃振動に対して感度を有する機構・構造を検討し、検討の結果、接点機構を有する電気品に着目し、安全システムの機能維持に重要な設備として、リレー4種、接地型計器用変圧器及び電動弁駆動部を選定した。

選定した対象について20 Hz～200 Hzの周期帯で卓越する加速度時刻歴波形を入力とした加振試験を実施した結果、今回の試験条件下では、振動台上の加速度として、リレー3種（パワーリレー、タイマーリレー、補助リレー）は300 m/s²、リレー1種（キープリレー）は170 m/s²、接地型計器用変圧器は20 m/s²、電動弁駆動部は240 m/s²まで正常に動作することを確認した。なお、接地型計器用変圧器については、簡易的に補強し台車引出方向に加振したところ、300 m/s²まで正常に動作することを確認した。

また、本研究における試験実施経験等を踏まえ、衝撃振動を想定した加振試験を行う上での留意事項を抽出し、取りまとめた。留意事項としては以下のようなものがある。今回の試験では試験体の特定の材質（樹脂、鋳鉄）の構成部材に損傷が集中したことを踏まえ

事前の異常要因分析に反映する必要がある。また、接地型計器用変圧器のような台車構造が衝撃振動に大きく影響されることが確認され、設備設置状況を確認することが重要である。

今後の課題としては、試験に使用する振動台の入力波について、使用した入力波の特性により試験結果が異なることが確認されたことから、設備を内包する建屋への飛来物の衝撃と建屋の振動性状を踏まえた検討が必要である。衝撃振動に対する設備の耐力を評価する上で、衝撃振動と部材の材質の関係に着目した検討が挙げられる。また、今回対象にしたリレー、接地型計器用変圧器は盤内部に収納され、電動弁駆動部は弁体を介して配管に接続している。このような設備の設置状況を踏まえ、設備への入力と設備の応答の関係に着目した各々の評価方法について既往評価手法の適用性の確認が課題である。これらの課題に対処することで、設備の異常要因分析、最弱部位の抽出、設備損傷に対する対策方法に関する知見が得られることが期待される。

2.8 落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価

2.8.1 背景・目的

「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則」^{2.8.1}及び「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する技術上の基準に係る細目等を定める告示」^{2.8.2}は、輸送貯蔵兼用キャスク等に対して、特別の試験条件下において、最大線量当量率及び放射性物質の漏えい量が基準を満たすことを要求している。

この特別の試験条件の一つとして、9 m 落下試験がある。「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に係る核燃料輸送物設計承認及び容器承認等に関する申請手続ガイド」^{2.8.3}は、この9 m 落下試験について、図 2.8.1 に示すような垂直落下、水平落下、コーナー落下、傾斜落下試験後の輸送物の状況について説明するとともに、密封機能維持等への影響の観点から、それぞれの落下姿勢における最大損傷の状態と最大損傷を受ける条件について評価することを求めている。また、傾斜落下に対する評価においては、アスペクト比（容器長さ/容器外径）が5以上の高アスペクト比のキャスクの場合は、図 2.8.2 に示すような転倒による二次衝撃（スラップダウン落下）について説明することも求めている。

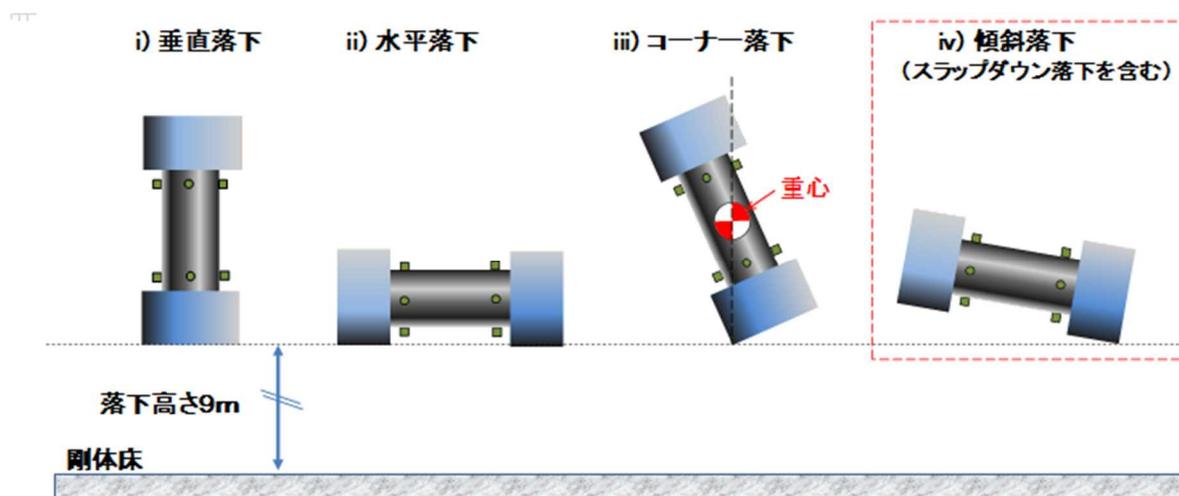


図 2.8.1 キャスクの落下姿勢

Fig.2.8.1 Dropping posture of cask

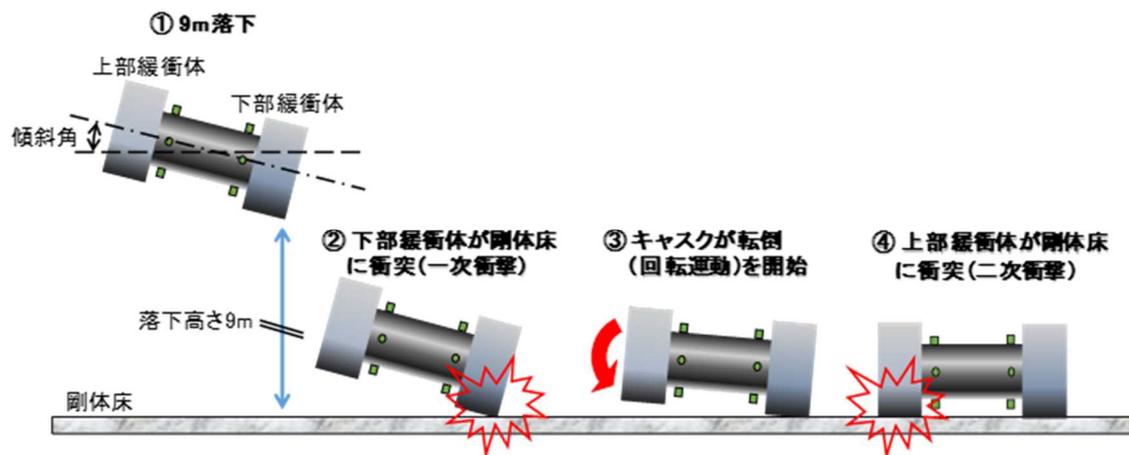


図 2.8.2 キャスクのスラップダウン落下の概念

Fig.2.8.2 Concept of slapdown drop of cask

スラップダウン落下に関しては、高アスペクト比のキャスクに対してのみ注意が払われてきたが、ドイツの連邦材料試験研究所（Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, BAM）は、アスペクト比が 2.3 程度の低アスペクト比のキャスクに対して最大損傷が生じる落下姿勢に着目したスラップダウン落下試験を実施し、本体胴に作用する二次衝撃による加速度が一次衝撃加速度に対して約 2.2 倍大きくなることを報告している^{2.8.4}。

このため、低アスペクト比のキャスクについて、スラップダウン落下の影響を確認することを目的に、スケールモデルを用いた低アスペクト比のキャスクの水平落下試験及びスラップダウン落下試験を実施し、その落下による衝撃に対するキャスクの挙動に係る各種データを計測し、比較を行った。

また、現行の設計承認に係る審査では、低アスペクト比のキャスクについて、参考評価の位置付けで、静的解析に基づく構造健全性評価がなされている。そこで、上述の水平落下試験及びスラップダウン落下試験の結果を用いて、この静的解析に基づく構造健全性評価手法の適用性や評価上の配慮等について、併せて検討した。

2.8.2 低アスペクト比のキャスクのスラップダウン落下試験

低アスペクト比のキャスクについて、スラップダウン落下の影響を確認すること目的に、1/2.3 スケールモデルを用いた低アスペクト比のキャスクの水平落下試験及びスラップダウン落下試験を実施し、その落下による衝撃に対するキャスクの挙動に係る各種データを計測し、比較を行った。

(1) 試験方法

① 供試体

一般的なキャスクの概要は以下のとおりである。

キャスク本体（胴及び底板）は、三次蓋とともに密封境界を構成しており、胴内の圧力に耐えられる構造になっている。外筒は中性子遮蔽材を保持する構造になっている。キャスクは、熱応力及び振動に対しても耐えられる構造になっている。

一次蓋、二次蓋は、蓋ボルトによってキャスク本体に固定される。キャスク本体との密封は金属ガスケットを用いて行い、通常の輸送時における圧力等の負荷に耐え密封性能を維持できる構造になっている。また、三次蓋は、三次蓋ボルトによってキャスク本体に固定される。キャスク本体との密封はOリングを用いて行い、密封境界として圧力等の負荷に耐えられる構造になっている。三次蓋は、輸送中は上部緩衝体によって覆われている。

バスケットは、胴内において燃料集合体を分散・集合させないように支持する構造になっている。

上部及び下部緩衝体は、キャスク本体の上部及び下部にそれぞれボルトによって取り付けられる構造になっており、落下等による機械的衝撃を吸収する。また、上部トラニオンは、輸送容器の吊上げ荷重に耐えられる構造になっている。さらに、下部トラニオンは、輸送容器の縦起し時及び横倒し時、並びに貯蔵中にかかる荷重に耐えられる構造になっている。

今回用いた落下試験供試体は、これらの機能等を落下試験に影響しない部分（胴と底板の溶接形状の簡略化、模擬伝熱フィンの構造の簡略化）を除き可能な限り再現した。

供試体は、国内使用済燃料輸送・貯蔵兼用キャスクを模した低アスペクト比のキャスクを想定した 1/1 スケールモデルを基に、1/2.3 にスケールダウンしたものとした。供試体の概要図を図 2.8.3 に、諸元を表 2.8.1 に示す。

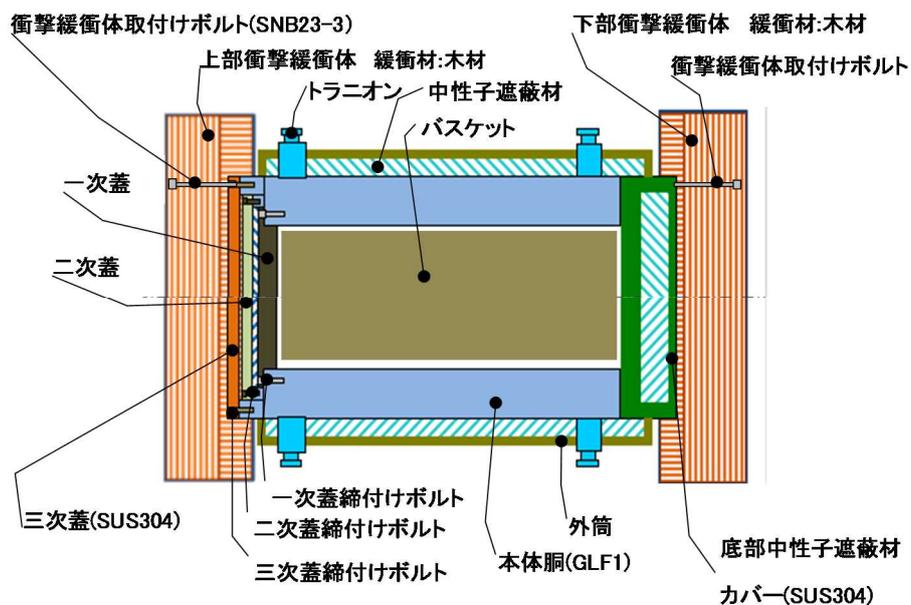


図 2.8.3 供試体の概要

Fig.2.8.3 Overview of test specimen

表 2.8.1 供試体の諸元

Table 2.8.1 Specifications of test specimen

項目		諸元
全長		約 3000 mm
直径（緩衝体含む）		約 1550 mm
外筒外径 ㉑		約 1040 mm
容器長さ ㉒		約 2420 mm
アスペクト比 (=㉒/㉑)		約 2.32
上部緩衝体	外径	約 1550 mm
	幅	約 510 mm
下部緩衝体	外径	約 1550 mm
	幅	約 370 mm
重量		約 11 ton

② 落下試験方法

供試体を所定の落下姿勢にクレーンで吊り上げ、高さ 9 m から落下台に自由落下させることで試験を実施した。落下試験の概要を図 2.8.4 に示す。落下台は IAEA No.SSG-26^{2.8.5}の要件を満たす。また、試験ケースを表 2.8.2 に示す。

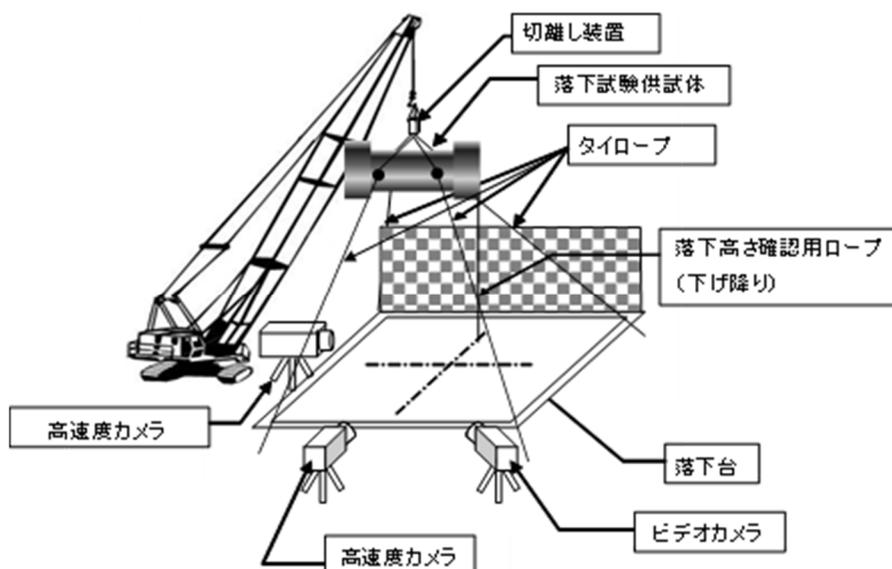


図 2.8.4 落下試験の概要

Fig.2.8.4 Overview of drop test

表 2.8.2 試験ケース

Table 2.8.2 Test case

No.	落下姿勢	落下高さ	傾斜角
1	水平落下	9 m	0°
2	スラップダウン落下	9 m	8°

③ 計測方法

供試体の落下挙動、速度、加速度、変位、各部のひずみ、衝撃緩衝体の変形量等を計測し、落下時の全体挙動、蓋密封部の変形挙動等を取得した。また、落下時に高速度カメラで撮影を行うとともに、落下試験の前後に蓋部の気密漏えい試験を実施し、気密性能への影響を確認した。

以後の報告にも関連するキャスク胴部の変位及び加速度計測位置、蓋部のフランジ周りのひずみ計測位置を図 2.8.5 に示す。

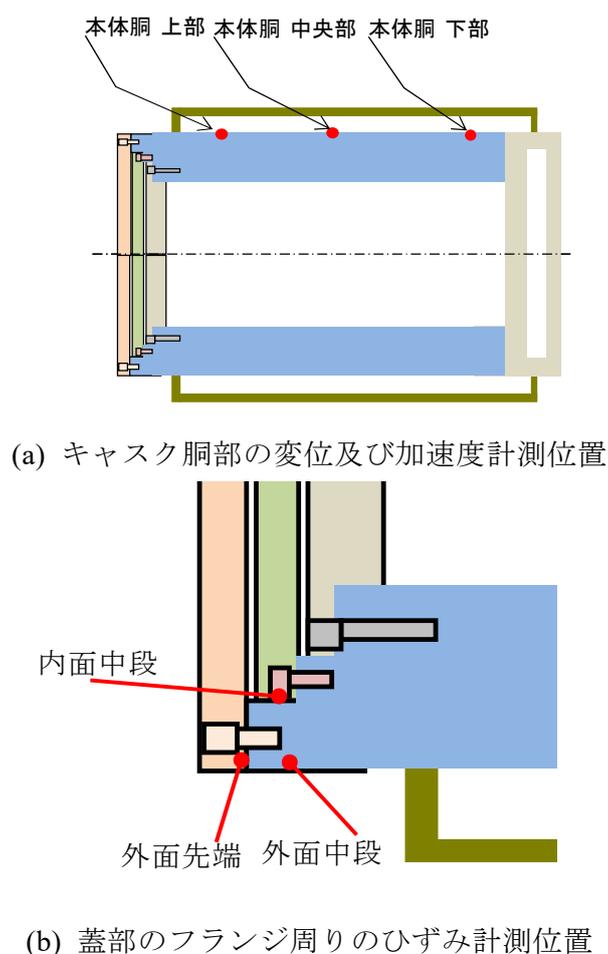


図 2.8.5 各種計測系の位置

Fig.2.8.5 Position of various measuring instruments

(2) 試験結果

① 落下挙動

a. 変位及び高速度カメラ画像

水平落下試験時の胴部の変位時刻歴（上向きを正）及び高速度カメラ画像を図 2.8.6 及び図 2.8.7 に示す。水平落下試験では、上下の衝撃緩衝体がほぼ同時に落下試験台と衝突し、圧潰した。本試験では、上部衝撃緩衝体と比較して、下部衝撃緩衝体の圧潰が長時間継続したため胴下部の変位が大きくなり、供試体に胴下部側への回転が発生した。

スラップダウン落下試験時の胴部の変位時刻歴（上向きを正）及び高速度カメラ画像を図 2.8.8 及び図 2.8.9 に示す。スラップダウン落下試験では、図 2.8.2 に示したように、まず下部衝撃緩衝体が落下試験台と衝突し、容器全体が胴上部側に回転しつつ圧潰した。下部衝撃緩衝体と落下試験台の間には滑りが生じた。その後、胴上部側に回転しつつ上部衝撃緩衝体が落下試験台と衝突し、めり込む様な状態となった。

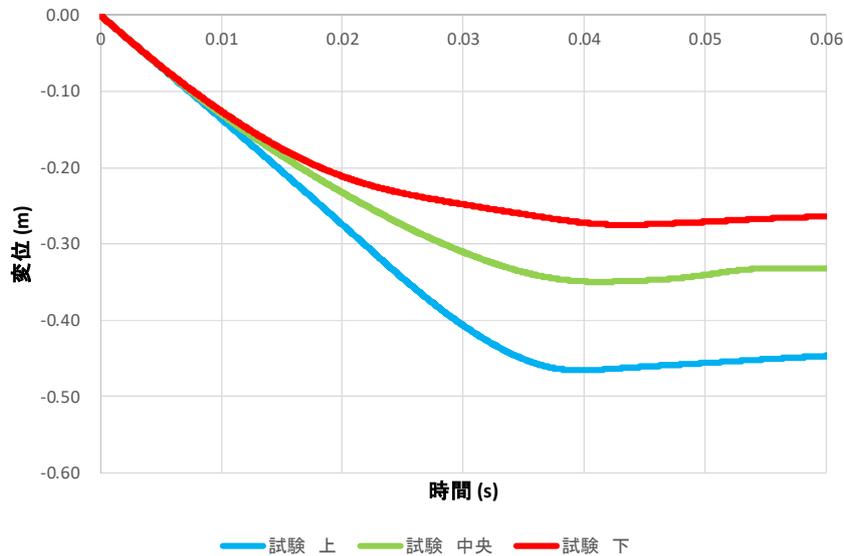


図 2.8.6 水平落下試験時の胴部の変位時刻歴

Fig.2.8.6 Time history of displacement of cask in the horizontal drop test

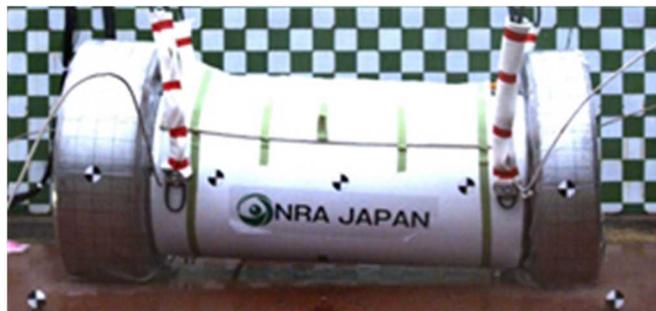


図 2.8.7 水平落下試験時の高速度カメラ画像

Fig.2.8.7 High speed camera image in the horizontal drop test

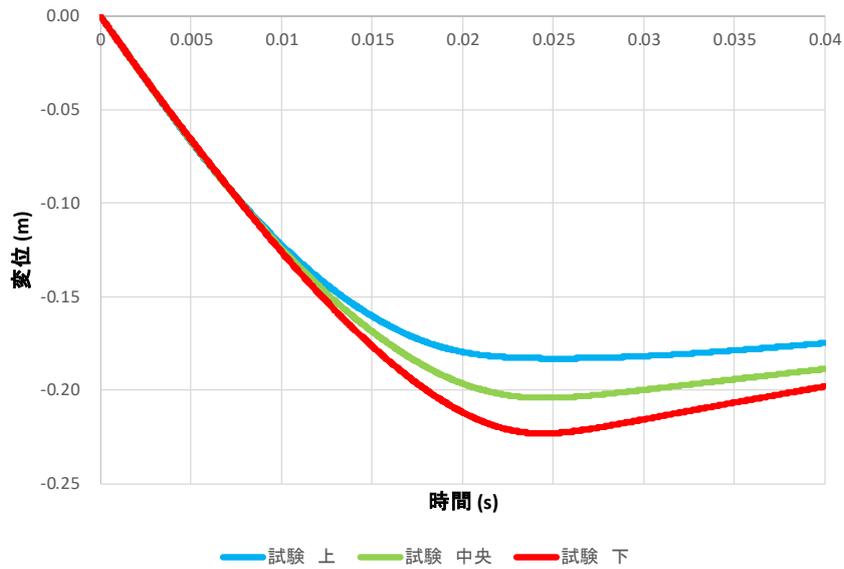
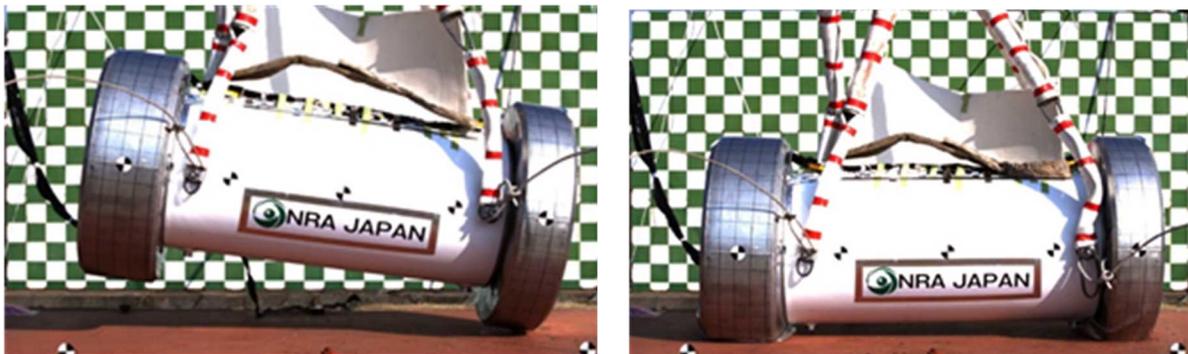


図 2.8.8 スラップダウン落下試験時の胴部の変位時刻歴

Fig.2.8.8 Time history of displacement of cask in the slapdown drop test



(a) 下部衝撃緩衝体の衝突

(b) 上部衝撃緩衝体の衝突

図 2.8.9 スラップダウン落下試験時の高速度カメラ画像

Fig.2.8.9 High speed camera images in the slapdown drop test

b. 加速度

水平落下試験時の胴部の加速度時刻歴（上向きを正）を図 2.8.10 に示す。下部の加速度が減少し上部が大きくなったが、それ以降に再び下部が大きくなり、加速度が最大となった。

スラップダウン落下試験時の胴部の加速度時刻歴（上向きを正）を図 2.8.11 に示す。胴上部、中央部及び下部は、一次衝突において胴下部の加速度が最大となった。その後、胴下部の加速度が減少している途中に上部緩衝体が落下試験台に二次衝突し、胴上部の加速度が最大となった。二次衝突による最大加速度（胴上部：1,486 m/s^2 ）は、一次衝撃による

最大加速度（胴下部：605 m/s²）に対して約 2.5 倍大きくなった。この結果から、上述の BAM の報告と同様の傾向であることを確認した。

キャスクの密封機能維持の観点から、両試験時に蓋密封部（胴上部）で発生した最大加速度を比較すると、スラップダウン落下試験時の二次衝突による最大加速度（胴上部：1,486 m/s²）は、水平落下試験時における最大加速度（胴上部：825 m/s²）に対して約 1.8 倍大きくなった。

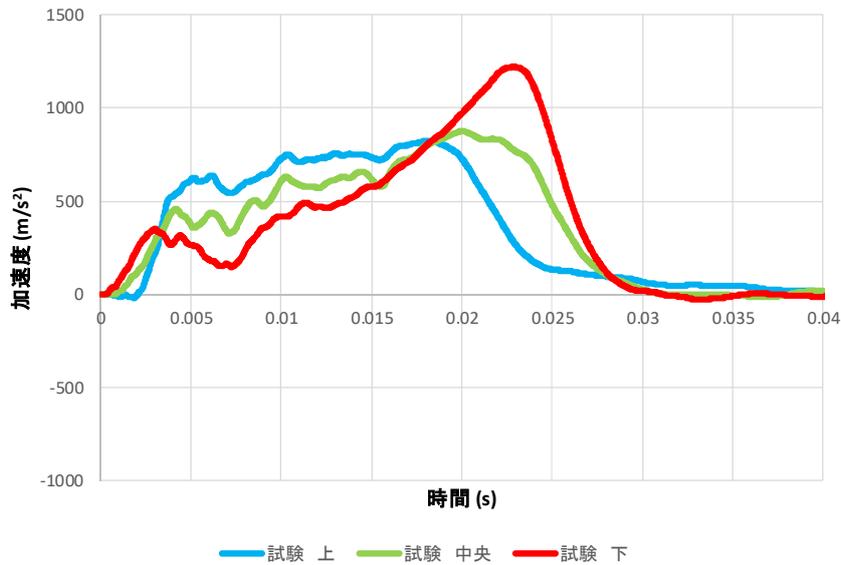


図 2.8.10 水平落下試験時の胴部の加速度時刻歴

Fig.2.8.10 Time history of acceleration of cask in the horizontal drop test

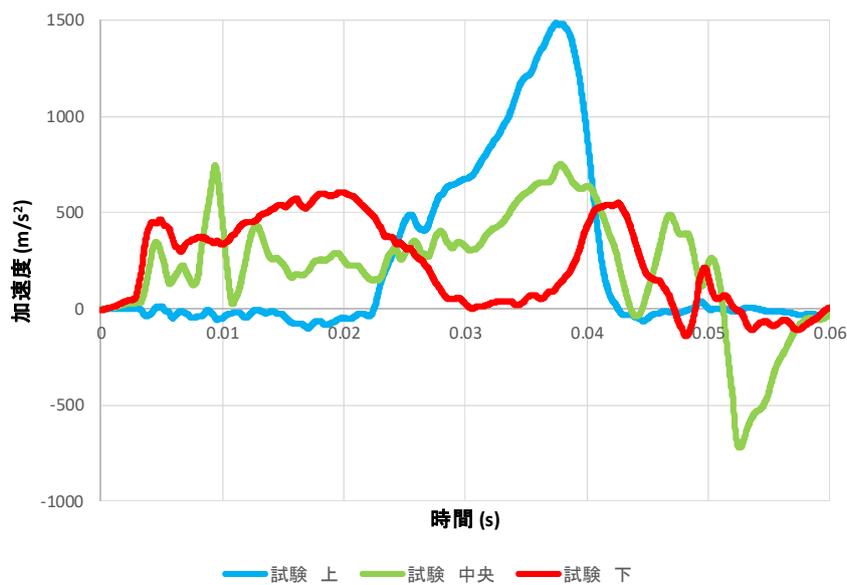


図 2.8.11 スラップダウン落下試験時の胴部の加速度時刻歴

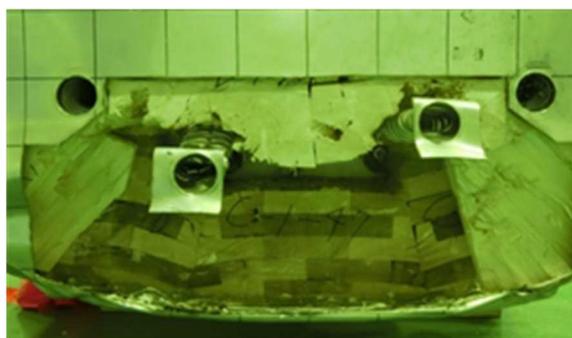
Fig.2.8.11 Time history of acceleration of cask in the slapdown drop test

c. 衝撃緩衝体の変形量及び変形状況

落下試験前後で緩衝体外鋼板の落下方向長さを計測し、その差を変形量とした。

水平落下試験での最大変形量は上部緩衝体が 170 mm、下部緩衝体が 230 mm となり、下部緩衝体の方が大きくなった。衝撃緩衝体の変形状況を図 2.8.12 に示す。

スラップダウン落下試験での最大変形量は上部緩衝体が 150 mm、下部緩衝体が 180 mm となり、下部緩衝体の方が大きくなった。衝撃緩衝体の変形状況を図 2.8.13 に示す。



(a) 上部衝撃緩衝体



(b) 下部衝撃緩衝体

図 2.8.12 水平落下試験時の衝撃緩衝体の変形状況

Fig.2.8.12 Deformation status of shock absorber in the horizontal drop test



(a) 上部衝撃緩衝体



(b) 下部衝撃緩衝体

図 2.8.13 スラップダウン落下試験時の衝撃緩衝体の変形状況

Fig.2.8.13 Deformation status of shock absorber in the slapdown drop test

② ひずみ分析

a. 蓋締付けボルト

水平落下試験及びスラップダウン落下試験での落下衝突部に最も近い角度に配置された一次蓋ボルト (180°)、二次蓋ボルト (180°)、三次蓋ボルト (180°) の最大ひずみをそれぞれ表 2.8.3 に示す。

水平落下試験及びスラップダウン落下試験とも、一次蓋ボルト、二次蓋ボルトに発生した最大引張ひずみ及び曲げひずみは、降伏応力に対応するひずみ (4,600 μ) 以下であった。

また、三次蓋ボルトは最大引張ひずみに比べて曲げひずみの方が支配的であり、最大ひずみは降伏応力に対応するひずみ（4,600 μ ）以下であった。いずれの落下条件においても、最大ひずみは上部緩衝体が衝突する時刻に発生した。

表 2.8.3 蓋締付けボルトの最大ひずみの比較
Table 2.8.3 Comparison of maximum strain of lid bolts

落下姿勢	計測箇所	膜ひずみ (μ)	曲げひずみ (μ)
水平落下*	一次蓋	245.3	222.4
	二次蓋	240.1	425.4
	三次蓋	284.2	1,086.6
スラップダウン落下	一次蓋	229.9	280.0
	二次蓋	326.6	333.0
	三次蓋	-275.2	1,142.6

*：水平落下試験においては、発生したひずみがレンジオーバーしたために参考扱いとする。

水平落下試験及びスラップダウン落下試験での蓋締付けボルトの軸力計測結果を、それぞれ図 2.8.14 及び図 2.8.15 に示す。ボルトの軸力は試験の前後にひずみ値を計測し、その差分により算出した。

いずれの落下条件においても、全ての蓋締付ボルトで試験後に軸力の低下が確認されたが、応力レベルにおいて降伏応力の 20 %以上となり、金属ガスケットやゴム O リングに必要な締付け力は確保された。

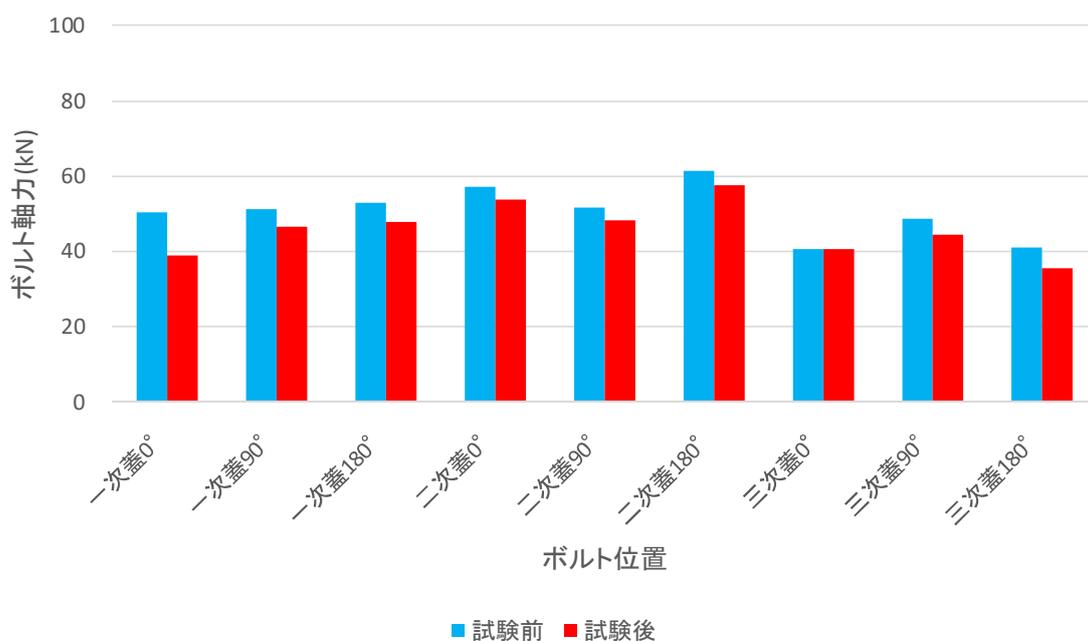


図 2.8.14 水平落下試験時の蓋締付けボルトの軸力計測結果

Fig.2.8.14 Axial force measurement results of lid bolts in the horizontal drop test

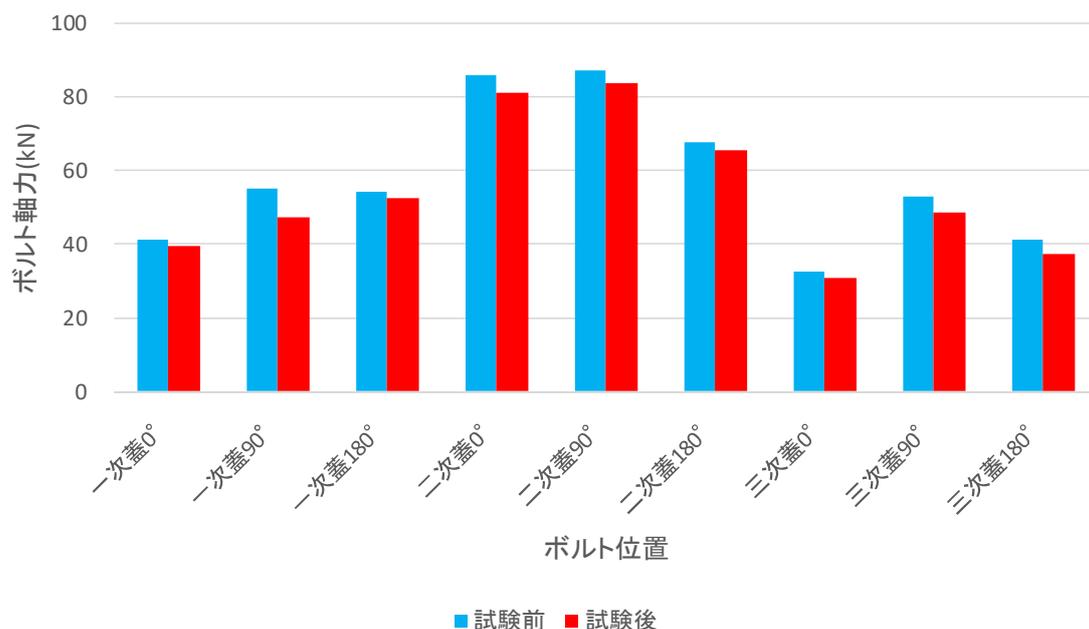


図 2.8.15 スラップダウン落下試験時の蓋締付けボルトの軸力計測結果
 Fig.2.8.15 Axial force measurement results of lid bolts in the slapdown drop test

b. フランジ

水平落下試験及びスラップダウン落下試験でのフランジ外面先端及びフランジ中段の軸方向及び周方向のひずみ分布を図 2.8.16 及び図 2.8.17 に示す。また、フランジの変形とひずみの関係を図 2.8.18 に示す。

水平落下試験及びスラップダウン落下試験とも、衝突部近傍のフランジ外面先端（135°及び180°）に発生したひずみは、軸方向と比較して周方向のひずみが大きく、それぞれ軸方向には 235～500 μ 、周方向には-1000～-362 μ のひずみが発生し、そのひずみ値はおおむね金属キャスク構造規格^{2.8.6}に示された降伏応力に対応するひずみ（1,000 μ ）以下であった。また、周方向に圧縮のひずみが発生していることから、本体胴の断面形状が楕円形に変形しているものと考えられる。さらに、いずれの落下条件においても、最大ひずみは上部緩衝体が衝突する時刻に発生した。

水平落下試験及びスラップダウン落下試験とも、衝突部近傍のフランジ外面中段（180°）に発生したひずみは、軸方向には 595～700 μ 、周方向には-900～-720 μ のひずみが発生し、そのひずみ値は降伏応力に対応するひずみ以下であった。フランジ中段は、その内外面のひずみ差から、軸方向に曲げが発生しながら、楕円形に変形しているものと考えられる。また、いずれの落下条件においても、最大ひずみは上部緩衝体が衝突する時刻に発生している。

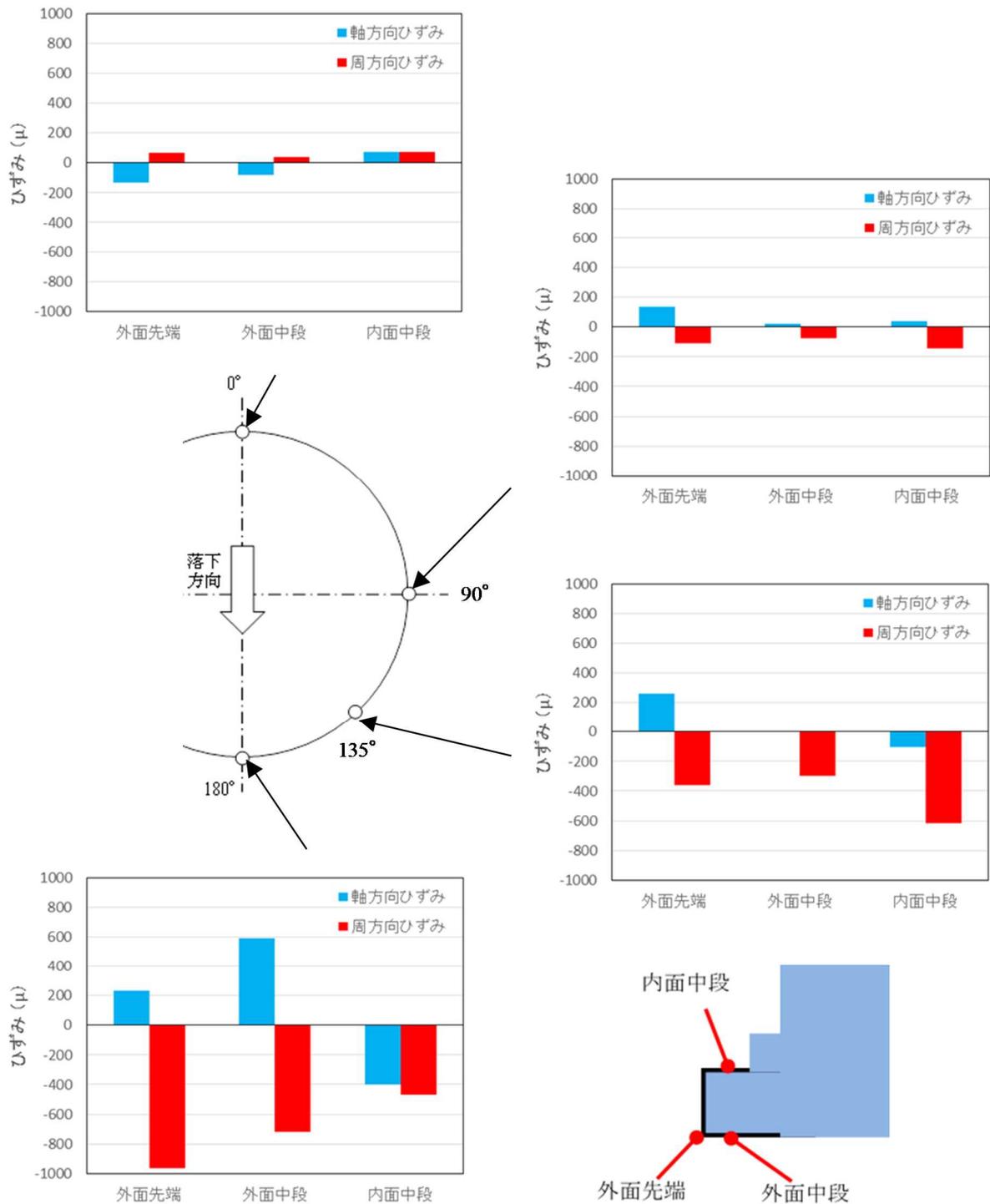


図 2.8.16 水平落下試験時のフランジのひずみ分布

Fig.2.8.16 Flange strain distributions in the horizontal drop test

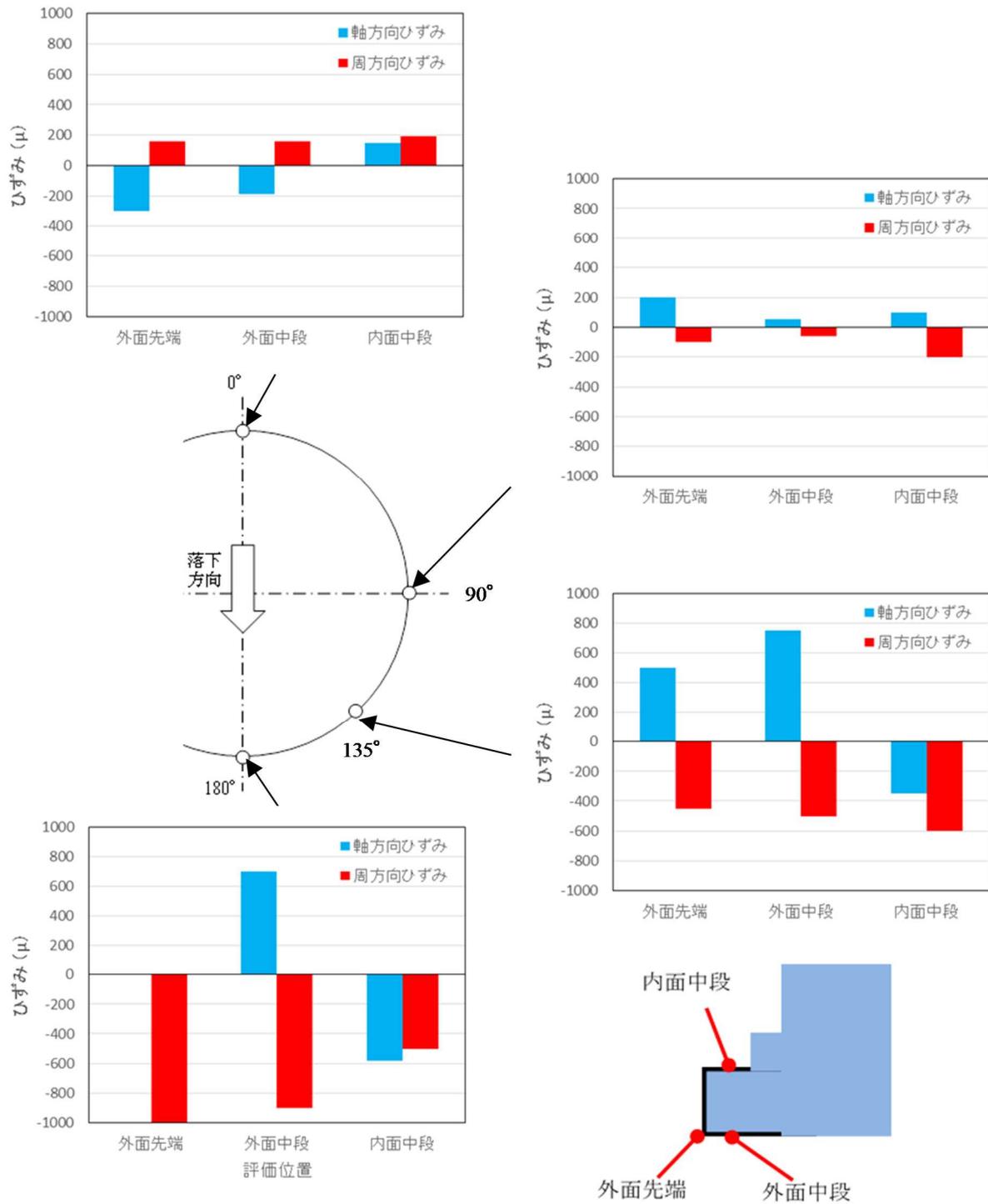


図 2.8.17 スラップダウン落下試験時のフランジのひずみ分布

Fig.2.8.17 Flange strain distributions in the slapdown drop test

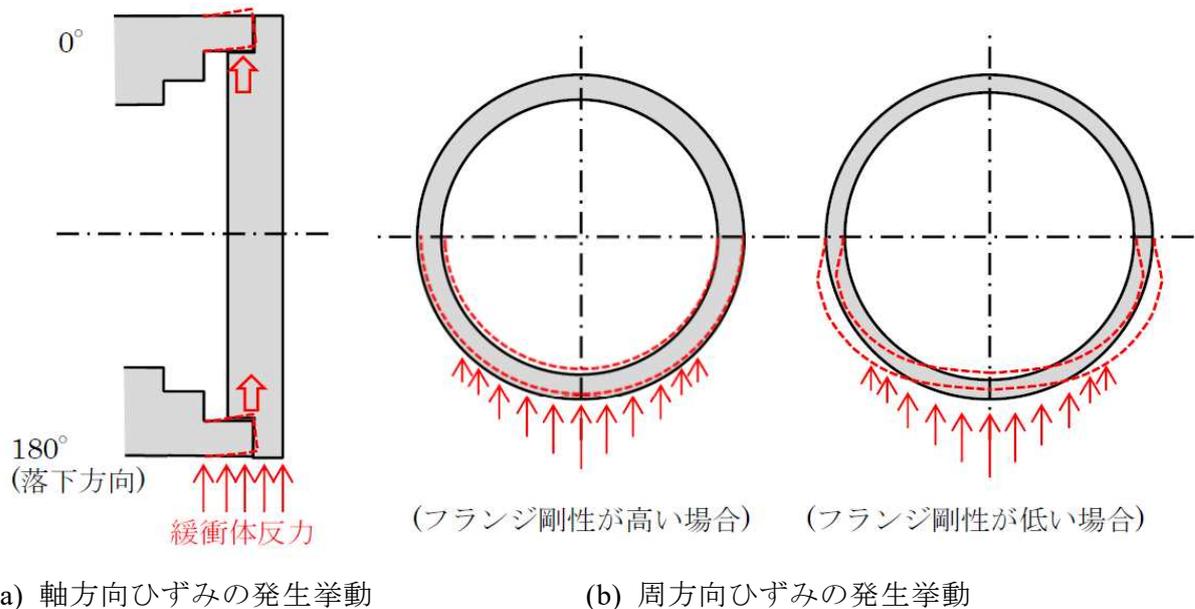


図 2.8.18 フランジの変形とひずみの関係

Fig.2.8.18 Relationship between flange displacements and strains

③ 気密漏えい

a. 気密漏えい試験の方法

落下試験前後に一次蓋、二次蓋及び三次蓋の気密漏えい試験を実施し、漏えい率を計測した。気密漏えい試験は、一次蓋及び二次蓋は金属ガスケットのため He リーク法^{2.8.7}にて行い、三次蓋はゴム O リングのため加圧放置法^{2.8.8}にて行った。

b. 気密漏えい試験結果

水平落下試験及びスラップダウン落下試験での気密漏えい試験結果を表 2.8.4 に示す。

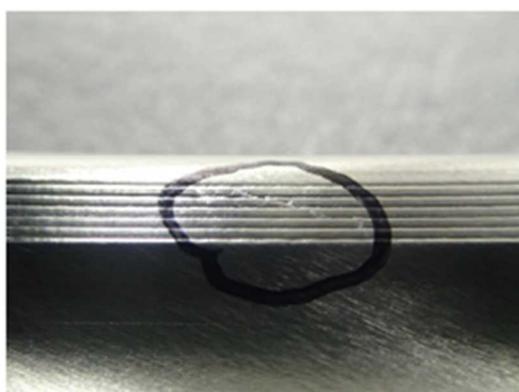
水平落下試験では、試験前後で漏えい率の増加は確認されなかった。スラップダウン落下試験では、落下試験前後で漏えい率の増加が確認されたが、試験後の漏えい率は判定基準を満足した。

スラップダウン落下後の金属ガスケット外表面を外観観察した結果を図 2.8.19 に示す。漏えい率の大幅な増加が観察されなかったため、漏えい箇所の特定は困難であるが、金属ガスケット表面に複数の微小な傷や打痕を確認した。フランジのオーバル変形、曲げによる横ずれや蓋とフランジの相対運動による横ずれによって微小な傷が生じ、これらがリークパスとなり漏えい率増加につながったと推定される。

表 2.8.4 試験前後の気密漏えい試験結果

Table 2.8.4 Air leakage test results before and after the drop test

落下姿勢	箇所	落下試験前	落下試験後	試験方法	判定基準
水平落下	一次蓋	$1 \times 10^{-12} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$ 以下	$1 \times 10^{-12} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$ 以下	He リーク試験	$1 \times 10^{-4} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$
	二次蓋	$1 \times 10^{-12} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$ 以下	$1 \times 10^{-12} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$ 以下		
	三次蓋	$5.5 \times 10^{-4} \text{ std cm}^3/\text{s}$	$6.7 \times 10^{-4} \text{ std cm}^3/\text{s}$	加圧放置法	$5 \times 10^{-3} \text{ std cm}^3/\text{s}$
スラップダウン落下	一次蓋	$1 \times 10^{-12} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$ 以下	$1.2 \times 10^{-9} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$	He リーク試験	$1 \times 10^{-4} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$
	二次蓋	$1 \times 10^{-12} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$ 以下	$5.5 \times 10^{-8} \text{ Pa} \cdot \text{m}^3/\text{s}$		
	三次蓋	$7.2 \times 10^{-4} \text{ std cm}^3/\text{s}$	$7.1 \times 10^{-4} \text{ std cm}^3/\text{s}$	加圧放置法	$5 \times 10^{-3} \text{ std cm}^3/\text{s}$



(a) 傷の例



(b) 打痕の例

図 2.8.19 スラップダウン落下試験後の一次蓋ガスケットの特異点の例

Fig.2.8.19 Example of singularity of primary lid gasket after the slapdown drop test

(3) まとめ

低アスペクト比のキャスクについて、スラップダウン落下の影響を確認すること目的に、1/2.3 スケールモデルを用いた低アスペクト比のキャスクの水平落下試験及びスラップダウン落下試験を実施し、その落下による衝撃に対するキャスクの挙動に係る各種データを計測し、比較を行った。

その結果、スラップダウン落下時の本体胴に作用する二次衝撃による加速度は、一次衝撃加速度に対して約 2.5 倍大きくなった。よって、本試験条件（供試体形状、構造等）の範囲内においては、低アスペクト比のキャスクについても、スラップダウン落下の影響が大きいことが分かった。

スラップダウン落下試験時の本体胴に作用する二次衝撃による最大加速度は、水平落下試験時の本体胴に作用する最大加速度に対して約 1.8 倍大きくなった。落下試験後のひずみ分析の結果、蓋ボルト及びフランジ並びに衝突部近傍のフランジ外面先端に発生したひずみは、おおむね降伏応力に対応するひずみ以下であった。また、蓋ボルト軸力を試験の

前後で比較した結果、試験後に軸力の低下が発生した。

気密漏えい試験の結果、水平落下試験では試験前後で漏えい率の増加は確認されなかった。一方、スラップダウン落下試験では、落下試験前後で漏えい率の増加が確認されたが、試験後の漏えい率は判定基準を満足した。

2.8.3 静的解析に基づく構造健全性評価手法の適用性

現行の設計承認に係る審査では、低アスペクト比のキャスクについて、参考評価の位置付けで、静的解析に基づく構造健全性評価がなされている。そこで、2.8.2 で実施した水平落下試験及びスラップダウン落下試験の結果を用いて、この静的解析に基づく構造健全性評価手法の適用性や評価上の配慮等について検討した。

(1) 水平落下時の適用性

① 加速度の評価

a. 解析条件

キャスクの水平落下時の最大衝撃加速度の評価には、特殊法人日本原子力研究所が開発した CRUSH コード^{2,8,9}を用いた。CRUSH コードは、まず衝撃緩衝体の変位－荷重特性を定め、キャスク全体の質量を一質点としたばねマス系モデルを構築する。そして、キャスクの落下高さから位置エネルギーを算定し、これを入力として構築したモデルを用いてキャスクの応答加速度と衝撃緩衝体の変形を算出する。

構造健全性評価時に用いる解析条件を表 2.8.5 に示す。

表 2.8.5 CRUSH コードによる解析の条件

Table 2.8.5 Analysis conditions of CRUSH code

No.	項目	解析条件
1	温度	常温（試験と同じ）
2	木材の応力－ひずみ曲線	一般財団法人電力中央研究所（以下「電中研」という。）の試験方法 ^{2,8,10} に基づいた木材単体試験を実施して求めた試験値
3	木材の応力－ひずみ曲線のひずみ速度依存性による割増し	考慮する（文献 ^{2,8,11,2,8,12} に基づき、木材の種類毎に設定）
4	木材の応力－ひずみ曲線の組数（CRUSH コードの制限は最大 4 組）	4 組に集約（木材 3 種類×木目 2 方向で組み合わせられるばね値を合成）
5	CRUSH 割増係数（1.2 以上とすることで解析結果のばらつきを包絡する。）	1.2

b. 試験結果と解析結果との比較

キャスクの上部及び下部で計測/評価された最大衝撃加速度の試験結果と解析結果を表 2.8.6 に示す。この結果から、解析結果は試験結果を保守的に評価できることを確認した。

表 2.8.6 水平落下試験結果と CRUSH コード解析結果の加速度の比較

Table 2.8.6 Comparison of the acceleration between horizontal drop test and CRUSH code analysis

計測箇所	水平落下試験結果 (G)	水平落下解析結果 (G)
キャスク本体胴 上部	85	168
キャスク本体胴 下部	125	182

② 作用応力の評価

a. 解析条件

キャスクの水平落下時の作用応力は、CRUSH コードから得られた加速度を基に、ABAQUS コードを用いた静的解析で評価した。FEM 解析モデルの入力加速度及び緩衝体反力分布等を図 2.8.20 に示す。解析モデルの加速度以外の蓋締付けボルト初期締付け力の荷重条件は、従来申請で用いられてきた手法を適用した。また、各主要部位の応力評価断面を図 2.8.21 に示す。

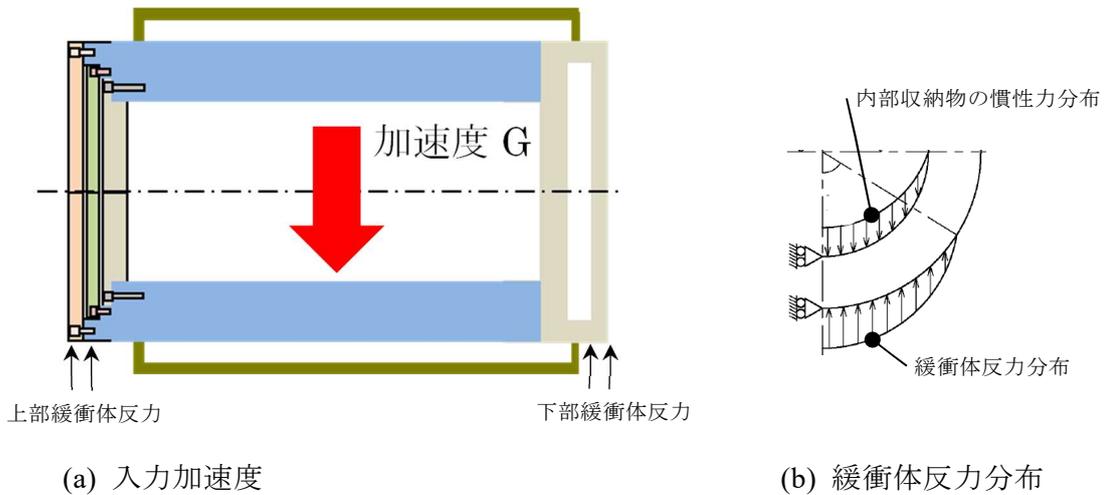


図 2.8.20 ABAQUS コードの入力加速度及び緩衝体反力分布

Fig.2.8.20 Acceleration and shock absorber reaction force conditions of ABAQUS code

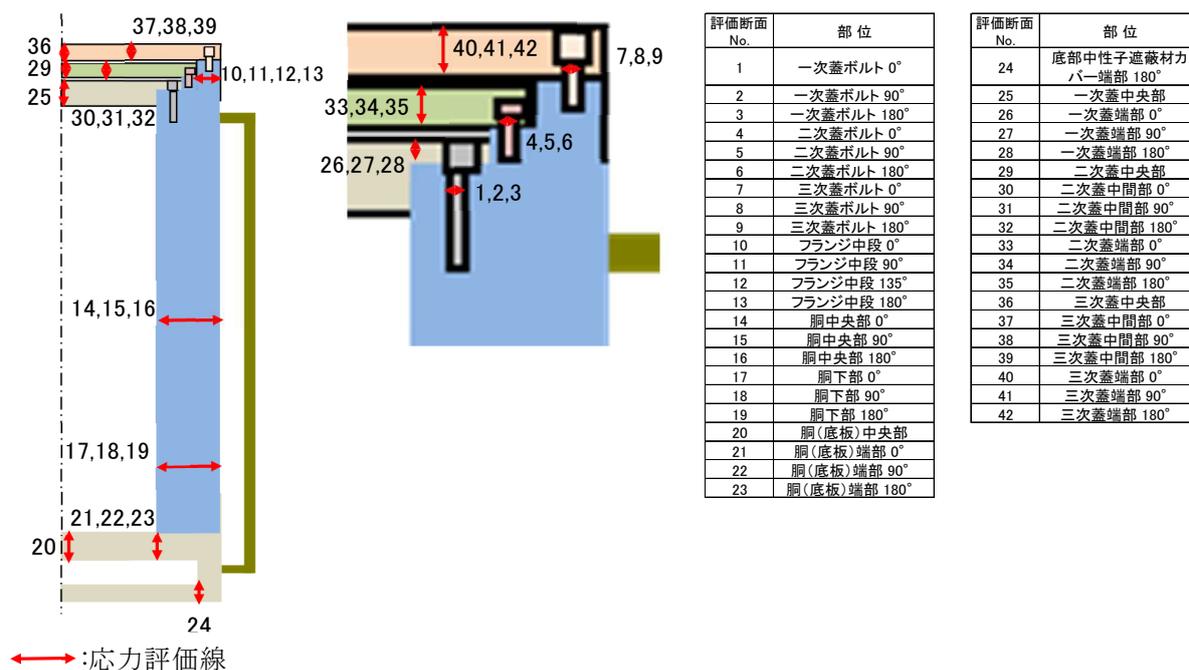


図 2.8.21 応力評価断面

Fig.2.8.21 Positions of stress evaluation

b. 試験結果と解析結果との比較

キャスクの代表箇所にて計測/評価された最大発生応力の試験結果と解析結果を図 2.8.22 に示す。試験結果と解析結果の応力の絶対値を比較し、本解析結果は水平落下試験をおおむね保守的に評価できることを確認した。

図中で赤色に塗りつぶした箇所は、解析結果が試験結果を下回り、非保守的な結果が得られた計測位置を示している。しかしながら、解析結果は約半分位試験結果を下回った程度であり、発生応力に対して降伏応力は充分余裕があり、構造健全性に影響を及ぼさないと考えられる。

また、試験結果はひずみの絶対値の最大値から応力値を算出しており、試験結果と ABAQUS 解析結果の間で発生応力の向きが異なり、蓋ボルトやフランジ部において、変形モードに差異がある箇所があることを確認した。そのため、ABAQUS 解析による構造健全性評価では、厳しい変形モードに対して応力評価を行う必要がある。

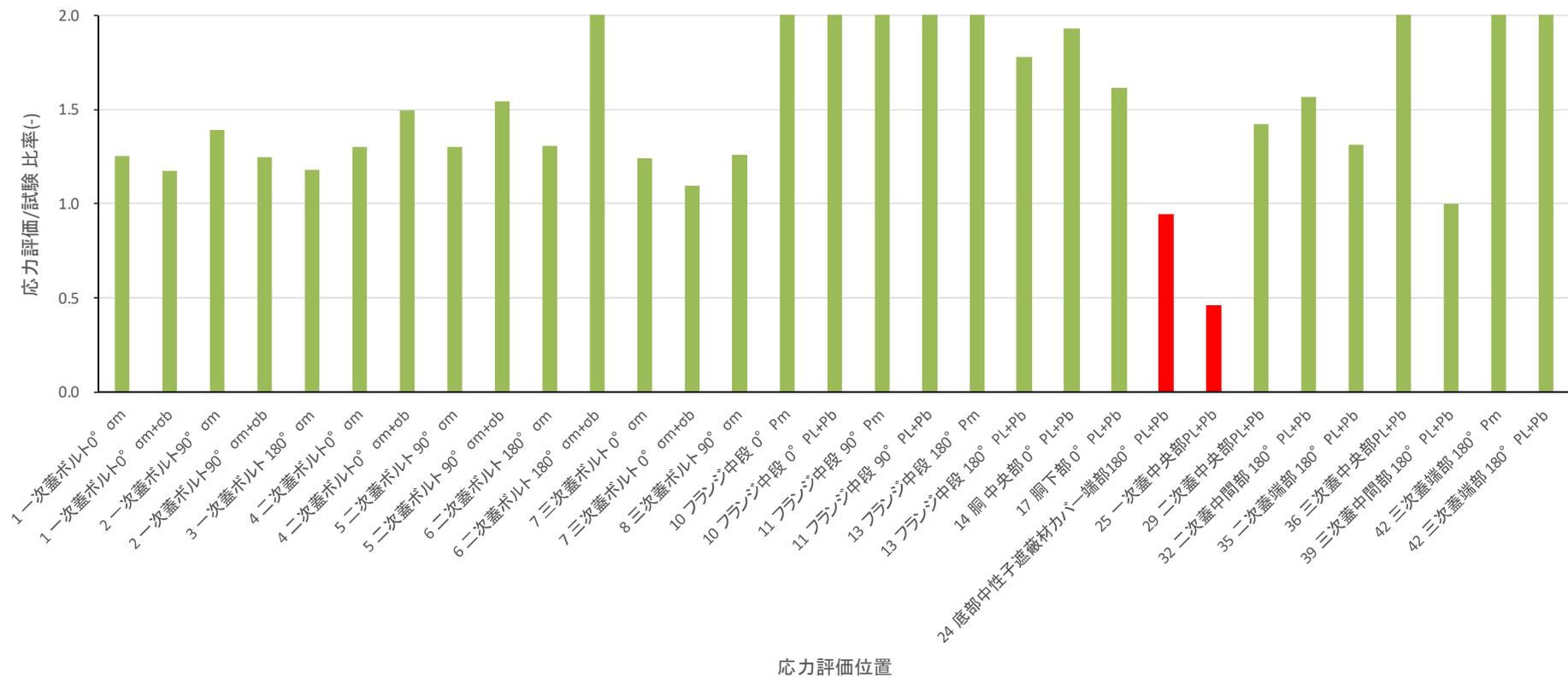


図 2.8.22 水平落下試験結果と ABAQUS コード解析結果との応力比較 (比率 2 以上は非表記)

Fig.2.8.22 Comparison of the stress ratio between horizontal drop test and static analysis (2 or more are not shown)

(2) スラップダウン落下時の適用性

① 加速度の評価

2.8.2 で実施した落下試験結果から、本試験条件においては、スラップダウン落下時の最大衝撃加速度は、水平落下時と比較して約 1.8 倍大きくなった。CRUSH コードでは、スラップダウン落下時の加速度を直接計算することが不可能である。そこで、スラップダウン落下時の加速度評価にあたり、水平落下解析結果に 1.8 の割り増し係数を乗じてスラップダウン落下時の加速度を想定した。

キャスクの上部及び下部で計測/評価されたスラップダウン落下時の最大衝撃加速度の試験結果と水平落下時の解析結果を表 2.8.7 に示す。この結果から、スラップダウン落下時の解析結果はスラップダウン落下時の試験結果を上回る衝撃加速度が得られることを確認した。

表 2.8.7 スラップダウン落下試験結果と CRUSH コード解析結果との比較
Table 2.8.7 Comparison between the acceleration obtained by slapdown drop test and that by CRUSH code analysis

計測箇所	スラップダウン落下試験結果 (G)	スラップダウン落下解析結果 (G) {=1.8×B}	水平落下解析結果 (G) {B}
キャスク本体胴 上部	152	303	168
キャスク本体胴 下部	62	328	182

② 作用応力の評価

キャスクの代表箇所計測/評価されたスラップダウン落下時の最大発生応力の試験結果と解析結果を図 2.8.23 に示す。なお、作用応力評価のための解析条件は、水平落下時の解析条件と同様である。

試験結果と解析結果の応力の絶対値を比較し、キャスクのスラップダウン落下時の解析結果はスラップダウン落下時の試験結果をおおむね保守的に評価できることを確認した。

図中で赤色に塗りつぶした項目は、解析結果が試験結果を下回り、非保守的な結果が得られた計測位置を示している。しかしながら、解析結果は約半分位試験結果を下回った程度であり、発生応力に対して降伏応力は充分余裕があり、構造健全性に影響を及ぼさないと考えられる。

さらに、試験結果はひずみの絶対値の最大値から応力値を算出しているため、試験結果と ABAQUS 解析結果の間で発生応力の向きが異なり、蓋ボルトやフランジ部において、変形モードに差異がある箇所があることを確認した。そのため、ABAQUS 解析による構造健全性評価では、厳しい変形モードに対して応力評価を行う必要がある。

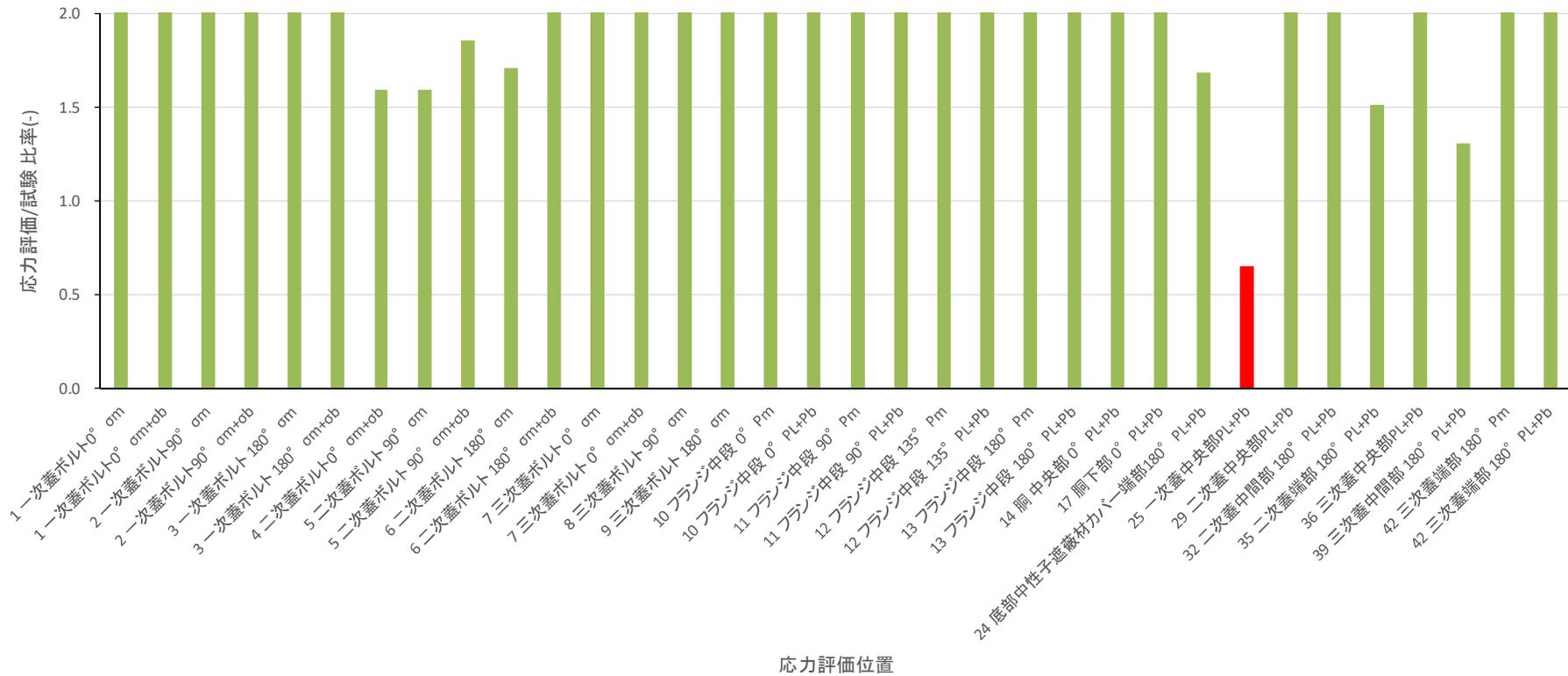


図 2.8.23 スラップダウン落下試験結果と ABAQUS コード解析結果との応力比較（比率 2 以上は非表記）

Fig.2.8.23 Comparison of the stress ratio between slapdown drop test and static analysis (2 or more are not shown)

(3) 構造健全性評価上の配慮点

上述までの検討から得られた構造健全性上の配慮点は下記の5点である。

① 割り増し係数

現行の設計承認に係る審査では、スラップダウン落下時の加速度設定においては、CRUSHコードによる水平落下の加速度に対して割り増し係数を乗じている。したがって、割り増し係数は大きな影響を及ぼす。

② 構造健全性評価に影響の大きいパラメータ

CRUSHコードを用いた加速度の評価において、木材の応力-ひずみ曲線の形状の差異が解析結果に大きく影響を及ぼすことを確認した。

電中研が実施した拘束型木材単体試験方法による木材の応力-ひずみ曲線を1とした場合の木材補正係数の効果を図2.8.24に示す。なお、図中にはキャスクの重心の加速度、及び緩衝体の変位を示している。

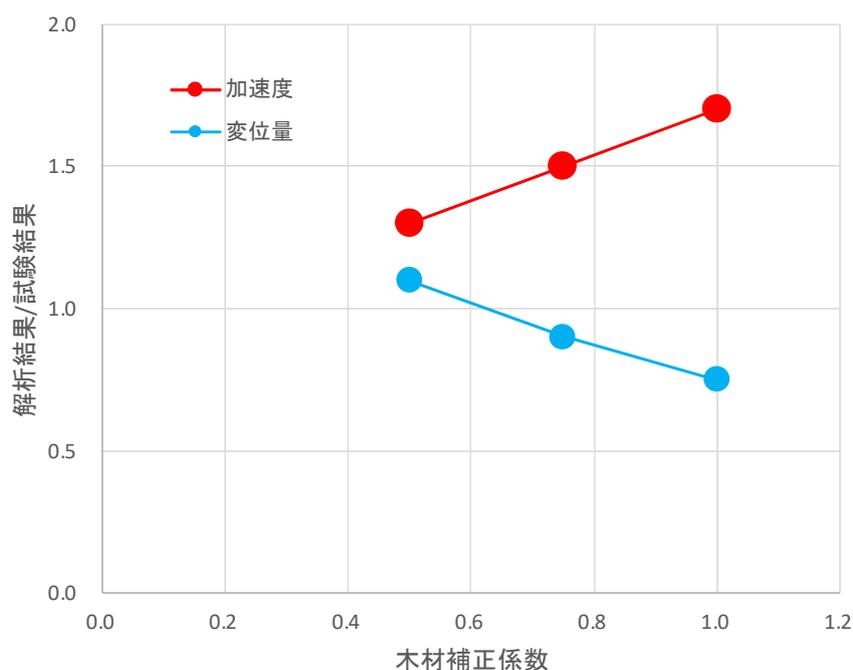


図 2.8.24 落下試験と静解析における木材補正係数が加速度と変位に及ぼす影響 (CRUSH 割増係数 1.2)

Fig.2.8.24 Effect of the wood correlation factor on acceleration and displacement between drop test and static analysis

木材の応力-ひずみ曲線の形状に影響を与えるパラメータとして、下記の設定に注意が必要である。

- 温度（高温になると木材補正係数が低下する）
- ひずみ速度依存性による割増し（高ひずみ速度では木材補正係数が上昇する）
- 材料試験と実機における木材の組合せ・構造の差異（衝撃緩衝体内部では材料試験と拘束状況が異なり、木材補正係数が低下する）

③ 緩衝体の変形量

CRUSH コードを用いて落下時の加速度を評価する際には、キャスクの構造材の応力評価を保守的に評価する目的で、一般的に木材の材料特性を以下の点において加速度が保守的となる様に設定した解析条件を用いている。

- 常温時における木材の応力-ひずみ曲線を用いている（高温時（80℃）よりも硬い）
- 電中研の試験方法に基づいた木材単体試験値を用いている（供試体の拘束度が大きく硬めの試験値が得られる）

そのため、変形量については過小に評価されている可能性がある。参考として、水平落下時の衝撃緩衝体の変形量を比較した結果（CRUSH 割増係数 1.2）を表 2.8.8 に記す。

表 2.8.8 水平落下試験結果と CRUSH コード解析結果の変位の比較

Table 2.8.8 Comparison of the displacement between horizontal drop test and CRUSH code analysis

計測箇所	水平落下結果 (mm)	解析結果 (mm)
上部衝撃緩衝体	170	130
下部衝撃緩衝体	230	147

④ 衝撃応答の考慮

蓋中央部、中間部等の部材厚が小さい部位（一次蓋中央部や三次蓋中間部等）で衝撃応答が生じる場合があることを確認した。これらの部位の余裕率に注意を払う必要がある。

⑤ 変形モードの差異

試験結果と ABAQUS 解析結果の間で発生応力の向きが異なり、変形モードに差異がある箇所があることを確認した。そのため、ABAQUS 解析による構造健全性評価では、厳しい変形モードに対して応力評価を行う必要がある。

(4) まとめ

2.8.2 で実施したキャスクの落下試験結果に対して、静的解析に基づく構造健全性評価を

実施した結果、評価結果はその試験結果をおおむね保守的に評価できることを確認した。

また、CRUSH コードによる水平落下の加速度に対しての割り増し係数は解析結果に大きな影響を及ぼすことを確認した。さらに、木材緩衝材の応力-ひずみ曲線の形状の差異が解析結果に大きく影響を及ぼすことを確認した。木材の応力-ひずみ曲線の形状に影響を与えるパラメータとして、温度、ひずみ速度依存性による割増し、材料試験と実機における木材の組合せ・構造の差異の設定に注意が必要である。

2.8.4 まとめ

低アスペクト比のキャスクについて、スラップダウン落下の影響を確認することを目的に、1/2.3 スケールモデルを用いた低アスペクト比のキャスクの水平落下試験及びスラップダウン落下試験を実施し、その落下による衝撃に対するキャスクの挙動に係る各種データを計測し、比較を行った。

その結果、スラップダウン落下時の本体胴に作用する二次衝撃による加速度は、一次衝撃加速度に対して約 2.5 倍大きくなった。よって、本試験条件（供試体形状、構造等）の範囲内においては、低アスペクト比のキャスクについても、スラップダウン落下の影響が大きいことが分かった。

上記で実施したキャスクの落下試験結果に対して、静的解析に基づく構造健全性評価を実施した結果、評価結果はその試験結果をおおむね保守的に評価できることを確認した。また、CRUSH コードによる水平落下の加速度に対しての割り増し係数は解析結果に大きな影響を及ぼすことを確認した。さらに、木材緩衝材の応力-ひずみ曲線の形状の差異が解析結果に大きく影響を及ぼすことを確認するとともに、評価時の留意点を抽出した。

3. 結論

3.1 成果の要点

3.1.1 津波に対する防潮堤のフラジリティ評価

漂流物衝突荷重影響については、漂流物が防潮堤に衝突する可能性の評価が重要であり、大成建設の成果^{2.1.8}から、今回の試験条件では、漂流物位置が津波の砕波位置より沿岸側で、かつ、その位置での水面勾配が概略1(45°)を超える場合には、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があると考えられる。また、砕波位置のみで判断する場合は、漂流物の初期位置が、汀線から砕波位置の距離×1.25よりも沿岸側にある場合に、漂流物が防潮堤に衝突する可能性があると考えられる。大成建設の成果^{2.1.11}から、水上設置の漂流物が漂流し、比較的剛な防潮堤に衝突する場合を想定した漂流物衝突式としては、FEMAI式、FEMAI式を用いることができると考えられる。道路橋示方書式は、衝突の可能性が否定できない初期位置に存在する津波漂流物の衝突荷重の評価において過小評価となり得ることから、適用条件や適用範囲は限定的になると判断される。具体的には、漂流物の初期位置が沿岸から遠く防潮堤に衝突する可能性が低いもののその可能性を否定できない場合等、限定的な条件での道路橋示方書式の適用の可能性が考えられる。

砂移動影響については、京都大学が実施した試験結果^{2.1.16}から、今回の試験結果では、最大持続波荷重の比率は最大でも1.11であり、1.15倍程度の余裕を見込むことで評価できると考えられる。砂移動による作用荷重の影響については、海水密度($\rho=1.03\text{ g/cm}^3$)を含めても、真水の密度から1.2倍程度($\rho=1.2\text{ g/cm}^3$)の余裕を含めるFEMA(2008)^{2.1.8}の手法の適用範囲に収まることが確認できた。

最大持続波力評価手法については、大成建設の成果^{2.1.20}である低減係数を用いて、設計条件範囲内から設計条件を超えて防潮堤を越流する津波までを含む、最大持続波力の評価式を提案した。ここでは地震によって防潮堤の一部が損傷する等で防潮堤を越流する場合までを含めた持続波圧の影響評価手法として、最大持続波力評価の考え方を提示した。

3.1.2 地震に対する建屋のフラジリティ評価

従来の質点系モデルでは評価し難い建屋の三次元挙動評価の妥当性確認のための技術的知見の拡充を目的に、三次元FEMモデルによる原子炉建屋の地震応答解析結果から建屋地震時挙動の精緻な推定に資する技術的知見を取得した。原子力機構への委託研究^{2.2.4}及び規制庁で実施した原子炉建屋の地震応答解析のモデル化因子に関する検討から、建屋—地盤間の接触・剥離現象に係るモデル化、有限要素タイプ、メッシュサイズ、RC材料の非線形挙動に係るモデル化及び減衰のモデル化については、解析の目的に応じて適切な設定になっていることを感度解析等により確認が必要であることを確認した。また、建屋—地盤間の接触・剥離現象を考慮した三次元FEMモデルによる地震観測記録の再現解析から、水平方向の建屋応答について観測記録とおおむね整合性の取れた結果が得られることを確認した一方で、鉛直方向の建屋応答については、入力地震動の作成手法、雑壁や小

梁のモデル化手法等の詳細なモデル化手法に関する更なる検討が必要である。さらに、原子力機構への委託研究^{2.2.4}で実施した RC 材料の非線形性を考慮した原子炉建屋の三次元 FEM モデルを用いた基準地震動 S_s を超える地震動を入力とする地震応答解析を行って解析モデル及び解析手法について検討した。その結果、解析結果を使用する際には試験結果や他の解析プログラムによる解析結果と比較する等、モデル化の妥当性について検討する必要があることを確認した。

3.1.3 地盤に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価

原子力発電所敷地沿岸部の代表的な地形形状を想定し、東北大学への委託事業^{2.3.8}として、密に締固められた礫質土地盤を用いた遠心模型実験及び数値シミュレーション解析を行い、過剰間隙水圧の蓄積による礫質土地盤の変形挙動等について検討を行った。その結果得られた知見として、砂質土地盤による実験結果に比べ過剰間隙水圧の上昇及び消散が速く、全体の蓄積量も小さかった。この結果に対し規制庁は、礫質土は砂質土よりも間隙比が小さいことから過剰間隙水圧の移動量が小さいことに加え、サイクリックモビリティが砂質土に比べて小さな応力レベルで発生することから、礫質土は変形が抑制され易いものと推察した。

また、規制庁による、有効応力解析による遠心模型実験のシミュレーション解析の結果、沈下量についてはある程度、実験結果と整合が見られたが、水平変位や過剰間隙水圧においては解析結果が実験結果よりも大きくなった。これらにより、礫質土地盤の液状化評価に係る技術的知見を拡充した。

3.1.4 地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価

放射性物質の拡散を防護する観点より選定した設備について、過去に実施した既往試験より動的設備と静的設備に分類し、現実的耐力に係る知見を分析した。評価対象設備より最小となる耐力値と設計許容値の比は、静的設備は PWR 原子炉格納容器の座屈評価より 1.08、動的設備は大型立形ポンプの動的機能維持より 1.4 となった。

さらに、上記評価対象設備の精緻な耐力を把握するため、耐震信頼性実証試験による試験体の振動特性を反映させた FEM モデルを用いて、PWR 原子炉格納容器の FEM による座屈評価に係る知見を拡充した。PWR 原子炉格納容器の座屈評価は、JEAG4601 による式の座屈耐力 1.0 とすると、FEM モデルを用いた座屈評価を行うことにより 1.23 倍となることがわかった。

3.1.5 地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価

設計を超える地震荷重を受ける経年機器・配管系のフラジリティ評価に必要な知見を拡充するため、設計を超える地震を想定した亀裂進展試験^{2.5.18}、及び複数回の設計を超える地震荷重を受ける経年配管のフラジリティ評価を行った^{2.5.15, 2.5.16}。

フェライト鋼を対象として疲労亀裂進展試験を実施した結果、強い繰り返し荷重を受ける条件であっても、本研究のモデルにより精度良く亀裂進展速度を評価することができることを確認した。また米国 NRC の推奨するモデルであれば、多くの試験条件で保守的に亀裂進展速度を評価できることを確認した。

続いて、複数回の設計を超える地震荷重を受ける経年配管のフラジリティ評価を行い、複数回の設計を超える地震荷重を想定した場合においても、地震時の疲労亀裂進展の損傷確率への寄与は限定的であり、フラジリティ曲線はほとんど変化しないことを確認した。また、応力腐食割れによる亀

裂進展は損傷確率に影響する可能性がある一方で、その影響は適切な維持管理を行うことで十分に低減することが可能であり、特に基準地震動で想定される応力の範囲では、経年配管の損傷確率が、運転年数によって変化しないことを確認した。

3.1.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価

鹿島建設に委託し、飛翔体衝突に伴い構造物内を伝播する衝撃挙動を把握するために、大型衝突実験を実施するとともに、得られた実験結果の再現解析を実施した^{2.6.10-2.6.13}。また、その成果を基に規制庁と鹿島建設で検討し、学会発表および論文等で公表^{2.6.14-2.6.26}した。

大型衝突実験では、模型構造物の壁中央部及び床部に対する飛翔体を衝突させる実験を実施した。床部への衝突は、壁中央部に衝突させたケースと比べて、衝突位置の損傷は小さかったが、模型構造物の衝突面近傍に生じた加速度は大きかった。また、同一実験ケースにおける振動分布については、ほぼ同距離にある壁や床では、同程度の振幅が生じ、衝突面から遠いほど、揺れ始めが遅れ、振幅が減少した。振動継続時間については、床の継続時間は壁よりも長かった。再現解析においては、加速度応答を個別地点で詳細に精査するとそれぞれ実験結果と解析結果に差異はあるものの、加速度波形をおおむね再現出来ることを確認した。

さらに、衝撃挙動に対する境界条件確認実験として、周辺地盤への逸散に関する実験を実施した。鉄筋コンクリート製試験体の1階部分を土槽に埋込み、剛飛翔体を衝突させた際の実験では、衝突位置真裏の加速度応答と同試験体1階の加速度応答を比較すると最大加速度値で1/4程度になった。さらに、1階の加速度応答と同試験体裏側から地盤内10 cm位置の加速度応答を比較すると最大加速度値で1/10程度になった。また、地盤内では深度方向に大きな減衰がみられた。

3.1.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

飛翔体の衝突により建屋に高周波成分を有する衝撃荷重が伝播した場合の建屋内設備への影響把握の一環として、国内の原子力施設で使用されている設備を対象に衝撃振動を想定した加振試験を実施した。

試験を実施するあたり、先ず衝撃振動に対して感度を有する機構を検討し、検討の結果、接点機構を有する電気品に着目し、安全機能に係わる重要な設備として、リレー4種、6.6 kV 回路用接地型計器用変圧器、電動弁駆動部を選定した。

選定した対象について 20 Hz～200 Hz の周期帯で卓越する加速度時刻歴波形を入力とした加振試験を実施した結果、今回の試験条件下では、振動台上の加速度として、リレー3種（パワーリレー、タイマーリレー、補助リレー）は 30 G、リレー1種（キープリレー）は 17 G、接地型計器用変圧器は 2 G、電動弁駆動部は 24 G まで正常に動作することを確認した。また、本研究における試験実施経験等を踏まえ、衝撃振動を想定した加振試験を行う上での留意事項を抽出し、取りまとめた。

3.1.8 落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価

低アスペクト比のキャスクについて、スラップダウン落下の影響を確認することを目的に、1/2.3 スケールモデルを用いた低アスペクト比のキャスクの水平落下試験及びスラップダウン落下試験を実施し、その落下による衝撃に対するキャスクの挙動に係る各種データを計測し、比較を行った。

その結果、スラップダウン落下時の本体胴に作用する二次衝撃による加速度は、一次衝撃加速度に対して約 2.5 倍大きくなった。よって、本試験条件（供試体形状、構造等）の範囲内においては、低アスペクト比のキャスクについても、スラップダウン落下の影響が大きいことが分かった。

上記で実施したキャスクの落下試験結果に対して、静的解析に基づく構造健全性評価を実施した結果、評価結果はその試験結果をおおむね保守的に評価できることを確認した。また、特殊法人日本原子力研究所が開発したCRUSHコードによる水平落下の加速度に対しての割り増し係数は解析結果に大きな影響を及ぼすことを確認した。さらに、木材緩衝材の応力-ひずみ曲線の形状の差異が解析結果に大きく影響を及ぼすことを確認するとともに、評価時の留意点を抽出した。

3.2 目的の達成状況

3.2.1 津波に対する防潮堤のフラジリティ評価

2.1に示すとおり平成29年度から令和2年度までの実施期間で、漂流物衝突荷重影響については、既往評価式の適用条件や適用範囲等を確認し、衝突荷重評価の考え方を提示することができ、当初の目的を達成した。砂移動荷重影響については、一般的な流体密度を用いた評価の適用性をはじめとした考え方を提示することができ、当初の目的を達成した。最大持続波力の体系的評価については、防潮堤に生じる現実的な最大波力/波圧を評価する手法を整備することができ、当初の目的を達成した。

3.2.2 地震に対する建屋のフラジリティ評価

2.2に示すとおり平成29年度から令和2年度までの実施期間で、原子炉建屋の地震時挙動の精緻な推定等に関する評価により、質点系モデルの妥当性確認等に係る技術的知見を拡充することができ、当初の目的を達成した。

3.2.3 地震に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価

2.3に示すとおり平成29年度から令和2年度までの実施期間で、礫質土地盤を用いた遠心模型実験及びシミュレーション解析を実施し、礫質土の強震動下での変形挙動に関する知見を拡充することができ、当初の目的を達成した。

3.2.4 地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価

2.4に示すとおり平成29年度から令和元年度までの実施期間の当初の目的を達成した。

3.2.5 地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価

2.5に示すとおり平成29年度から令和元年度までの実施期間の当初の目的を達成した。

3.2.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価

2.6に示すとおり平成29年度から令和2年度までの実施期間において、大型衝突実験の結果から実験及び解析の両面から構造物内の応力波の伝播及び衝撃荷重の影響に関する知見を拡充し、当初の目的を達成した。

3.2.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

2.7に示すとおり平成29年度から令和2年度までの実施期間の当初の目的を達成した。

3.2.8 落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価

2.8に示すとおり平成29年度から令和2年度までの実施期間の当初の目的を達成した。

3.3 成果の公表等

3.3.1 津波に対する防潮堤のフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) 国際会議のプロシーディング (査読付)

- ① Toriyama T. and Ishida N. “A METHOD FOR EVALUATING TSUNAMI LOADING ON SEAWALLS DURING OVERFLOW”, Proceedings of 37th Conference on Coastal Engineering, 2020.

委託先による公表

(1) 国際会議のプロシーディング (査読付)

- ① Oda Y., Honda T. and Omata T., “EXPERIMENTAL STUDY ON TSUNAMI FORCES ACTING ON VERTICAL SEAWALLS UNDER OVERFLOW”, Proceedings of 36th Conference on Coastal Engineering, structures. 37, 2018.

3.3.2 地震に対する建屋のフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) NRA 技術報告

- ① 原子力規制委員会、“NRA 技術報告 原子炉施設の建屋三次元地震時挙動の精緻な推定に資する影響因子の分析とそのモデル化に関する検討”、NTEC-2021-4002、令和 3 年 3 月

(2) 論文 (査読付)

- ① ICHIHARA Yoshitaka, NAKAMURA Naohiro, MORITANI Hiroshi, CHOI Byunghyun, NISHIDA Akemi, “3D FEM Soil-Structure Interaction Analysis for Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Considering Soil Separation and Sliding”, frontier in Build Environment; Earthquake Engineering.

<https://www.frontiersin.org/articles/10.3389/fbuil.2021.676408/full>

- ② 市原義孝、中村尚弘、森谷寛、堀口朋裕、崔炳賢、“鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討”、日本原子力学会和文論文誌 (令和 3 年 3 月投稿)

委託先による公表

(1) その他

- ① 日本原子力研究開発機構、“原子炉建屋に対する健全性評価手法の高度化、安全研究センター成果報告書 (平成 27 年度～平成 29 年度) ”、JAEA-Review、平成 31 年 1 月
- ② 日本原子力研究開発機構、“外部事象を考慮した原子力施設の健全性評価手法の高度化”、平成 30 年度安全研究センター報告会 (ポスター発表)、平成 30 年 11 月 8 日
- ③ 日本原子力研究開発機構、“建屋等の耐震安全評価手法の高度化”、平成 30 年度 研究

開発・評価報告書 研究開発課題「原子力安全規制行政への技術的支援及びそのための安全研究」（中間評価）、JAEA-Evaluation 2019-001、令和元年 6 月

- ④ 日本原子力研究開発機構、“R&D on Structural Integrity Assessment Methods for Nuclear Structures and Components Considering External Events”、27th International Conference on Nuclear Engineering (ICONE27、パネル展示)、2019.5.19-2019.5.24
- ⑤ 日本原子力研究開発機構、“原子炉建屋に対する健全性評価手法の高度化”、安全研究センター成果報告書（平成 30 年度）、JAEA-Review 2019-015、令和元年 11 月
- ⑥ Akemi Nishida, Byunghyun Choi, Tadahiko Shiomi, Yinsheng Li, “Reliability Enhancement of Seismic Risk Assessment of Nuclear Power Plants - Study on Standardization of Seismic Response Analysis Method of Reactor Building using Three-Dimensional Model -”, JASMiRT Workshop, 2019.8.8
- ⑦ 日本原子力研究開発機構、“外部事象を考慮した原子力施設の健全性評価手法の高度化”、令和元年度安全研究センター報告会（ポスター発表）、令和元年 11 月 26 日
- ⑧ 日本原子力研究開発機構、“原子炉建屋に対する健全性評価手法の高度化”、安全研究センター成果報告書（令和元年度）、JAEA-Review 2020-020、令和 2 年 11 月
- ⑨ 日本原子力研究開発機構、“外部事象を考慮した原子力施設の健全性評価手法の高度化”、令和 2 年度安全研究センター報告会（ポスター発表）、令和 2 年 11 月 27 日
- ⑩ 崔炳賢、“建屋の 3 次元詳細モデルを用いた耐震評価手法に関する研究”、令和 2 年度安全研究センター報告会（口頭発表）、令和 2 年 11 月 27 日

3.3.3 地震に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) その他

- ① 河井正、山崎宏晃、森和成他、“密な礫質土地盤の動的遠心模型実験に対する数値シミュレーション”、第 65 回理論応用力学講演会・第 22 回土木学会応用力学シンポジウム、2019.

委託先による公表

(1) 国際会議のプロシーディング（査読付）

- ① Tadashi KAWAI, “A study of measuring stress conditions in the embankment model ground during a shaking event of the centrifuge test-Towards a validation of effective stress analysis-”, 20th International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2022. (submitted in June, 2021.)

(2) その他

- ① 百間幸晴、河井 正、風間基樹、野田利弘、山田正太郎、“飽和地盤の地震時挙動解析の妥当性検証に向けて—密な礫質土で構成された盛土を有する護岸部地盤を対象とし

た検討”、第 54 回地盤工学研究発表会、2019.

- ② 高橋幸希、河井正、“巨大地震時の密な礫質土で構成された盛土法面内部の応力状態に着目した遠心模型実験”、第 55 回地盤工学研究発表会、2020.

3.3.4 地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) 論文 (査読付)

- ① S. Hidaka, K. Azuma, G. Shoji, “Evaluation of Buckling Criteria for Reactor Containment Vessels under Seismic Loadings”, 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE) , 2021. (accepted in April, 2021.)

3.3.5 地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) 論文 (査読付)

- ① Y. Li, K. Azuma, K. Hasegawa, “Failure bending moment of pipes containing multiple circumferential flaws with complex shape”, International Journal of Pressure Vessels and Piping 171, pp.305–310, 2019.
- ② K. Azuma, S. Hidaka, Y. Yamazaki, “Effects of crack closure on the fatigue crack growth rates of ferritic steels subjected to severe reversing loads”, J. Pressure Vessel Technol., 142(6): 061503, 2020.
- (2) 国際会議のプロシーディング (査読付)
- ① K. Azuma, Y. Yamaguchi, Y. Li, “Pilot study on seismic fragility evaluation for degraded austenitic stainless steel piping using probabilistic fracture mechanics code PASCAL-SP”, Proceedings of the ASME 2021 Pressure Vessels and Piping Conference, 2021. (accepted in March, 2021.)

委託先による公表

(1) 国際会議のプロシーディング (査読付)

- ① Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, “Crack growth prediction for cracked dissimilar metal weld joint in pipe under large seismic cyclic loading”, Proceedings of the ASME 2018 Pressure Vessels and Piping Conference, 2018.

3.3.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) 論文 (査読付)

- ① 太田良巳、松澤遼、鈴木哲夫、吉田匡佑、“国際ベンチマーク解析プロジェクト IRIS3

- フェーズ A に係る鉄筋コンクリート構造物の衝撃評価に関する基礎的研究”、土木学会、第 12 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、2019.
- ② 太田良巳、澤田祥平、山田和彦、紺谷修、二階堂雄司、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、安本宏、“衝撃作用を受ける構造物の衝撃挙動評価に関する取り組み”、日本建築学会シンポジウム「耐衝撃設計の合理化に向けて－現状と新しい流れ、今後の課題－」、pp.135-144、2019.
- (2) その他
- ① 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、鈴木哲夫、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 1：全体計画概要）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、20115、pp.229-230、2018.
- ② 山田和彦、相馬和貴、岡安隆史、澤田祥平、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 2：柔飛翔体の製作・試射）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、20116、pp.231-232、2018.
- ③ 二階堂雄司、山田和彦、澤田祥平、金子貴司、安本宏、日向大樹、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 3：ステンレス製模型柔飛翔体の衝突実験）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、20126、pp.251-252、2019.
- ④ 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 4：樹脂製模型柔飛翔体と剛飛翔体の衝突実験）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、20127、pp.253-254、2019.
- ⑤ 山田和彦、澤田祥平、金子貴司、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 5：壁中央への衝突実験結果の比較）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、20128、pp.255-256、2019.
- ⑥ 二階堂雄司、山田和彦、澤田祥平、石木健士朗、岡安隆史、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 6：床レベルへの衝突実験結果の概要）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、20169、pp.337-338、2020.
- ⑦ 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、金子貴司、相馬和貴、安本宏、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 7：床レベルへの衝突実験結果の比較）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、20170、pp.339-340、2020.
- ⑧ 太田良巳、相馬和貴、澤田祥平、金子貴司、田中彩、山田和彦、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 8：埋込効果影響計画概要）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、2021.
- ⑨ 二階堂雄司、石木健士朗、澤田祥平、岡安隆史、太田良巳、山田和彦、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その 9：埋込効果影響実験結果）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、2021.

委託先による公表

(1) 論文（査読付）

- ① 相馬和貴、山田和彦、澤田祥平、岡安隆史、安本宏、“Riera の方法による柔飛翔体衝突時の強度分布推定”、土木学会、第 12 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、2019.

3.3.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) その他

- ① 原子力規制委員会、“接地型計器用変圧器の支持部にガタが有る場合の衝撃耐力に係る試験結果について（案）”、第 43 回技術情報検討会、令和 2 年 10 月 29 日

3.3.8 落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価

原子力規制庁の職員が著者に含まれる公表

(1) その他

- ① 原子力規制委員会、“キャスクのスラップダウン落下試験から得られた最新知見について（案）”、第 38 回技術情報検討会、令和元年 9 月 4 日
- ② Minoru Nagai, Toshiya Kitamura, Eiji Yoshimura, “Verification of shock absorber based on 1/2.3 scale-model compression tests”, Proceedings of the 19th International Symposium on the Packaging and Transportation of Radioactive Materials, PATRAM 2019, New Orleans, LA, USA, August 4-9, 2019.

3.4 成果の活用等

3.4.1 津波に対する防潮堤の脆弱性評価

本研究の成果は、論文等で公表済みであり、適合性審査において防潮堤に作用する津波波力や津波漂流物の衝突力を評価するための技術的知見として活用されることが期待される。

3.4.2 地震に対する建屋の脆弱性評価

本研究の成果は、NRA 技術報告等で公表済みであり、適合性審査において建屋の 3 次元挙動や解析モデルの妥当性の評価及び将来的な安全性向上評価等のガイドの改正の要否の検討のための技術的知見として活用されることが期待される。

3.4.3 地震に対する地盤の液状化に係る脆弱性評価

本研究の成果は、論文等で公表済みであり、適合性審査において礫質土地盤の液状化挙動を評価するための技術的知見として活用されることが期待される。

3.4.4 地震に対する設備の耐力評価に係る脆弱性評価

本研究の成果は、論文等で公表予定（論文投稿中）であり、適合性審査や安全性向上評価において設備の耐力を評価するための技術的知見として活用することが期待される。

3.4.5 地震に対する設備の亀裂進展に係る脆弱性評価

本研究の成果は、論文等で公表済みであり、安全性向上評価において設計を超える地震動を受ける設備の脆弱性を評価するための技術的知見として活用することが期待される。

3.4.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋の脆弱性評価

本研究の成果は、論文等で公表済みであり、適合性審査において衝撃時の建屋応答を評価するための技術的知見として活用することが期待される。

3.4.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備の脆弱性評価

本研究の成果は、技術情報検討会等で公表済みであり、適合性審査において衝撃時の設備耐力を評価するための技術的知見として活用することが期待される。

3.4.8 落下による衝撃に対する核燃料輸送容器の脆弱性評価

本研究の成果は、技術情報検討会等で公表済みであり、輸送貯蔵兼用キャスクに係る審査において落下時のキャスクの健全性を評価するための技術的知見として活用することが期待される。

3.5 今後の課題等

3.5.1 津波に対する防潮堤の脆弱性評価

漂流物衝突荷重影響や砂移動荷重影響、最大持続波力の体系的評価に係る研究課題については、当初の目的を達成した。一方、沿岸の地形効果による影響が現れる条件の把握及び防潮堤への作用波力に与える影響評価については、黒津波による波圧影響等の、沿岸海域の地形効果が防潮堤の作用波圧へ与える影響について把握することにより、津波に対する防潮堤の応答評価の精緻化に向けた知見を拡充する必要があると考えられる。

3.5.2 地震に対する建屋の脆弱性評価

建屋の三次元 FEM モデルを用いた地震応答解析では、建屋－地盤間の接触・剥離現象に係るモデル化手法、原子炉建屋の RC 造耐震壁の非線形特性に関するモデル化手法について、今後より多くの観測記録を分析する等を行い、技術的知見を更に蓄積する必要があると考えられる。

3.5.3 地震に対する地盤の液状化に係る脆弱性評価

密な礫質土地盤の過剰間隙水圧の蓄積や変形挙動等について、遠心模型実験及びシミュレーション解析を用いた検討では、沈下量はおおむね両者で整合した結果が得られたものの、水平変位や過剰間隙水圧には差異がみられたため、今後、礫質土地盤の有効応力解析の適用にあたっては、更なる検討が必要と考える。

また、津波防護施設等の脆弱性評価に資するため、過剰間隙水圧の上昇や地盤の変状による施設への影響について、技術的知見を蓄積する必要があると考えられる。

3.5.4 地震に対する設備の耐力評価に係る脆弱性評価

新規基準に適合した既設プラントの確率論的リスク評価や安全裕度評価に資するため、大きな地震を経験した設備の耐震性や新たに導入された設備の耐震性、特にその基準地震動を超える領域での耐震性を明らかにする必要があると考えられる。

3.5.5 地震に対する設備の亀裂進展に係る脆弱性評価

本テーマについては当初の目的を達成したため、当面の課題はないものと考えられる。

3.5.6 飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋の脆弱性評価

原子力施設には、様々な設置状況の構造物が存在する。また、構造物は複雑な形状を有している。その様な原子力施設の状況を踏まえ、設置状況や形状特性を考慮したより現実的な耐衝撃評価に係る技術的知見を蓄積していく必要があると考えられる。

3.5.7 飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

令和2年度までに実施してきた電気品等の設備の衝撃振動試験では、ガタを有する機構によって衝撃応答が増幅し、設備が損傷する事例を確認した。そのため、衝撃力に対する設備の健全性を評価するには、設備を構成する要素の耐力に係る知見に加え、ガタを有する機構を含む設備の応答に係る知見も拡充する必要があると考えられる。

3.5.8 落下による衝撃に対する輸送容器のフラジリティ評価

本テーマについては当初の目的を達成したため、当面の課題はないものと考えられる。

3.5.9 振動試験設備の導入

地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価（3.5.4 節）及び飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価（3.5.7 節）で挙げた今後の課題を遂行するため、導電式振動試験設備を導入している。導入中の振動試験設備を図 3.5.1、その性能を表 3.5.1 に示す。



図3.5.1 導入中の振動試験設備

Fig.3.5.1 Being introduced shaking test equipment

表 3.5.1 振動試験設備の性能

Table 3.5.1 Performance of the shaking test equipment

項目	内容
使用機器	IMV 社製振動試験装置 K350
加振波	正弦波、又は供試体を共振させる周波数特性を有するランダム波、ショック波等
加振力	ランダム波：315 kN ショック波：700 kN 正弦波：350 kN
最大加速度	ランダム波：700 m/s ² rms ショック波：2,000 m/s ² peaks 正弦波：1,000 m/s ²
最大速度	正弦波：76.2 mmp-p 機械的ストローク：94 mmp-p
振動数範囲	垂直補助テーブル(2,000 mm×2,000 mm)使用時：5～200 Hz 水平補助テーブル(2,000 mm×2,000 mm)使用時：5～500 Hz
最大積載量	治具を含めて 1,000 kg 程度まで
許容偏心モーメント	4,900 N・m

参考文献一覧

津波に対する防潮堤のフラジリティ評価

- 2.1.1 原子力規制委員会、“実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈”、2013.
- 2.1.2 原子力規制委員会、“実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド”、2013.
- 2.1.3 Federal Emergency Management Agency, “Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition”, FEMA, p.646, 2012.
- 2.1.4 社団法人日本道路協会、“道路橋示方書・同解説”、2002.
- 2.1.5 一般財団法人電力中央研究所、“大規模水理実験による津波フラジリティ評価手法の高度化(その2)ー津波漂流物の衝突力評価手法の適用性検証ー”、2015.
- 2.1.6 一般財団法人電力中央研究所、“原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術-現状調査とその適用に関する考察-”、2017.
- 2.1.7 一般財団法人電力中央研究所、“津波波力と漂流物衝突力を受けるコンクリート壁の応答評価法の提案”、2018.
- 2.1.8 Federal Emergency Management Agency, “Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis”, FEMA, p. 646, 2008.
- 2.1.9 Federal Emergency Management Agency, “Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition”, FEMA, p. 646, 2019.
- 2.1.10 石田暢生、森谷寛、中村英孝、飯島亨、川内英史、“防潮堤に作用する津波段波の影響について Effects of Bore Pressure of Tsunami on Seawall”、NTEC-2015-4001、2015.
- 2.1.11 大成建設株式会社、“耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理試験（漂流物影響）（令和2年度分）”、令和2年度原子力規制庁委託成果報告書、2020.
- 2.1.12 松富英夫、“流木衝突力の実用的な評価式と変化特性”、土木学会論文集、No.621、1999.
- 2.1.13 池野正明、田中寛好、“段波津波による漂流物の衝突力に関する実験的研究”、電力中央研究所報告、U03052、2004.
- 2.1.14 水谷法美、高木祐介、白石和睦、宮嶋正悟、富田孝史、“エプロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究”、海岸工学論文集、第52巻、pp.741-745、2005.
- 2.1.15 有川太郎、大坪大輔、中野史丈、下迫健一郎、石川信隆、“遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験”、海岸工学論文集、第54巻、pp.846-850、2007.
- 2.1.16 国立大学法人京都大学、“耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理試験（砂移動影響）（令和2年度分）”、令和2年度原子力規制庁委託成果報

告書、2020.

- 2.1.17 大成建設株式会社、“耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理試験（波圧影響）（平成29年度分）”、平成29年度原子力規制庁委託成果報告書、2018.
- 2.1.18 Toriyama T., Ishida N., “A METHOD FOR EVALUATING TSUNAMI LOADING ON SEAWALLS DURING OVERFLOW”, Proceedings of 36v Conference on Coastal Engineering, p.61, 2020.
- 2.1.19 石田暢生、森谷寛、東喜三郎、鳥山拓也、中村英孝、“防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について Water Depth Coefficients for Evaluating Tsunami Pressure on Seawall”、NTEC-2016-4001、2016.
- 2.1.20 Oda Y., Honda T. and Omata T., “EXPERIMENTAL STUDY ON TSUNAMI FORCES ACTING ON VERTICAL SEAWALLS UNDER OVERFLOW”, Proceedings of 36th Conference on Coastal Engineering, structures. 37, 2018.

地震に対する建屋のフラジリティ評価

- 2.2.1 原子力規制委員会、“実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈”、原規技発第1306193号、平成25年6月19日
- 2.2.2 原子力規制委員会、“耐震設計に係る工認審査ガイド”、原管地発第1306195号、平成25年6月19日
- 2.2.3 原子力規制委員会、“今後推進すべき安全研究の分野及びその実施方針（平成29年度以降の安全研究にむけて）”、平成28年7月13日
<https://www.nsr.go.jp/data/000158683.pdf> (2020年12月1日確認)
- 2.2.4 日本原子力研究開発機構、“平成31年度原子力施設等防災対策委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全性評価手法の高度化）事業報告書”、2020.
- 2.2.5 原子力規制委員会、“NRA技術報告 原子炉施設の建屋三次元地震時挙動の精緻な推定に資する影響因子の分析とそのモデル化に関する検討”、NTEC-2020-4002、令和3年3月
- 2.2.6 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社、“FINAS/STAR大規模非線形構造解析システム”
https://www.engineering-eye.com/FINAS_STAR (2020年12月1日確認)
- 2.2.7 株式会社大林組、“コンクリート系構造の3次元非線形解析技術「FINAL」”
<https://www.obayashi.co.jp/chronicle/database/t52-2.html> (2020年12月1日確認)
- 2.2.8 Ghiocel Predictive Technologies, Inc.、“Engineering Tools - Software Packages - ACS SASSI”
<https://www.ghiocel-tech.com/engineering-tools> (2020年12月1日確認)
- 2.2.9 International Atomic Energy Agency (IAEA), Review of Seismic Evaluation

Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, 2013

- 2.2.10 日本電気協会、“原子力発電所耐震設計技術指針JEAG 4601-1991 追補版”、平成3年12月20日
- 2.2.11 原子力規制委員会、“基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド”、原管地発第1306192号、平成25年6月19日
- 2.2.12 原子力工学試験センター、“昭和63年度原子炉建屋の弾塑性試験 動的復元力に係る試験”、1989.

地震に対する地盤の液状化に係るフラジリティ評価

- 2.3.1 松尾修、“道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題”、土木学会論文集No. 757/III-66、pp.1-20、2004.
- 2.3.2 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム、“東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討”、土木研究所資料、第4280号、2014.
- 2.3.3 後藤佑介、佐々真志、山崎浩之、高橋英紀、小濱英司、“岩ずりの繰返しせん断による体積収縮特性と密度特性”、港湾空港技術研究所資料、No.1278、2013.
- 2.3.4 田中他、“1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明（その1）—地盤調査・試験と液状化判定”、電力中央研究所報告（U94007）、1994.
- 2.3.5 小濱英司、瀬戸口修造、楠謙吾、八尾規子、山崎浩之、水谷崇亮、平井壮、“岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動に関する実験および解析”、港湾空港技術研究所報告、第54巻、第2号、pp.51-105、2015.
- 2.3.6 公益社団法人日本港湾協会、“港湾の施設の技術上の基準・同解説”、平成19年7月
- 2.3.7 国立大学法人東北大学、“平成30年度原子力施設等防災対策等委託費（防潮堤等の基礎地盤の液状化の影響評価に関する実験的検討及び解析的検討）事業成果報告書”、pp.4-59、2019.
- 2.3.8 国立大学法人東北大学、“平成31年度原子力施設等防災対策等委託費（防潮堤等の基礎地盤の液状化の影響評価に関する実験的検討及び解析的検討）事業成果報告書”、pp.4-132、2020.
- 2.3.9 国立大学法人東北大学、“令和2年度原子力施設等防災対策等委託費（防潮堤等の基礎地盤の液状化の影響評価に関する実験的検討及び解析的検討）事業成果報告書”、2021.
- 2.3.10 河井正、山崎宏晃、百間幸晴、森和成、山田正太郎、野田利弘、“密な礫質土地盤の動的遠心模型実験に対する数値シミュレーション”、第65回理論応用力学講演会・第22回土木学会応用力学シンポジウム、2019.
- 2.3.11 Tadashi KAWAI, “A study of measuring stress conditions in the embankment model

ground during a shaking event of the centrifuge test-Towards a validation of effective stress analysis-”, 20th International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2022. (submitted in June, 2021.)

- 2.3.12 Kenji Ishihara and Mitsutoshi Yoshimime, “Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes”, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp.173-188, 1992.
- 2.3.13 海野寿康、風間基樹、渦岡良介、仙頭紀明、“同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係”、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 4、pp.757-766、2006.
- 2.3.14 一般社団法人FLIPコンソーシアム、“研究成果報告書 FLIP 研究会14年間の検討成果のまとめ”、2011.

地震に対する設備の耐力評価に係るフラジリティ評価

- 2.4.1 日本電気協会、“原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編、JEAG4601・補-1984”、1984.
- 2.4.2 秋山宏、大坪英臣、山田大彦、中村秀治、松浦真一、萩原豊、湯原哲夫、平山浩、中川正紀、大岡裕二、“高速増殖炉容器の耐震座屈設計法に関する研究（第1報、座屈設計技術指針（案）の骨子）”、日本機械学会論文集（A編）、60巻575号、pp.204–211、1994.
- 2.4.3 S. Matsuura, H. Nakamura, Y. Sawada, S. Ogiso, M. Suzuki and Y. Ooka, “Shear buckling of 304S.S. cylinders having radius-to-thickness ratio of 100 thru 400 transverse shearing loads”, Proceedings of the 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology(SMiRT-10), pp.219–224, 1989.
- 2.4.4 S. Matsuura, H. Nakamura, S. Ogiso, Y. Ooka and H. Akiyama, “Buckling strength evaluation of FBR main vessels under lateral seismic loads”, Proceedings of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology(SMiRT-11), pp.269–280, 1991.
- 2.4.5 T. Murakami, H. Yoguchi, H. Hirayama, H. Nakamura and S. Matsuura, “The effect of geometrical imperfection on shear buckling strength of cylindrical shells”, Proceedings of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology(SMiRT-11), pp.287–292, 1991.
- 2.4.6 村上俊明、興口廣光、平山浩、中村秀治、松浦真一、“高速増殖炉容器の耐震座屈設計法に関する研究（第3報、円筒殻のせん断曲げ座屈に対する形状不整の影響）”、日本機械学会論文集（A編）、60巻579号、pp.144–147、1994.
- 2.4.7 動力炉・核燃料開発事業団、“薄肉円筒殻のせん断曲げ座屈試験(そのI) 一座屈挙動に及ぼす形状パラメータの影響に関する検討”、1992.

- 2.4.8 原子力工学試験センター、発電設備技術検査協会、“原子力発電施設信頼性実証試験の現状”、1982-1984.
- 2.4.9 久田俊明、野口裕久、川上高、仲戸川哲人、田井浩一、“原子炉格納容器の動的座屈の安全裕度に関する研究”、日本機械学会論文集 (A編)、59巻557号、pp.203-210、1993.
- 2.4.10 加藤秀雄、佐々木亨、“円筒容器における座屈強度の感度解析”、INSS JOURNAL、第8号、pp.80-91、2001.
- 2.4.11 日本機械学会、“発電用原子炉設備規格 設計・建設規格 <第I編 軽水炉規格> (2012年版) ”、JSME S NC1-2012、2012.
- 2.4.12 日本道路協会、“道路橋示方書・同解説 V耐震設計編”、2017.
- 2.4.13 日高慎士郎、東喜三郎、庄司学、藤本滋、“耐震信頼性実証試験に基づくPWR鋼製原子炉格納容器の耐震性評価に関する検討 (PWR-CVの座屈に対する解析に基づく設計評価に係る知見拡充) ”、日本機械学会論文集、2021. (投稿中)

地震に対する設備の亀裂進展に係るフラジリティ評価

- 2.5.1 原子力規制庁、“実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド”、原規規発第17032914号、2017.
- 2.5.2 “American Society of Mechanical Engineers (ASME) Codes and New and Revised ASME Code Cases; Final Rule,” 76 Federal Register 119 (21 June 2011), p. 36240, 2011.
- 2.5.3 日本機械学会, "発電用原子力設備規格 維持規格 (2012年版) ," JSME S NA1-2012, 2012.
- 2.5.4 ASME, ASME B&PV Code Section XI, “Rules for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Components”, American Society of Mechanical Engineers, New York, 2017.
- 2.5.5 J. M. Bloom, “An Approach to Account for Negative R-Ratio Effects in Fatigue Crack Growth Calculations for Pressure Vessels Based on Crack Closure Concepts”, J. Pressure Vessel Technol., 116(1), pp.30-35, 1994.
- 2.5.6 K. Azuma, S. Hidaka, Y. Yamazaki, “Effects of crack closure on the fatigue crack growth rates of ferritic steels subjected to severe reversing loads”, J. Pressure Vessel Technol., 142(6): 061503, 2020.
- 2.5.7 J. J. Newman, “A crack-closure model for predicting fatigue-crack growth under aircraft spectrum loading”, NASA Technical Memorandum, NASA-TM-81941, 1981.
- 2.5.8 R. C. McClung, G. G. Chell, Y. -D. Lee, D. A. Russell, G. E. Orient, “Development of a Practical Methodology for Elastic-Plastic and Fully Plastic Fatigue Crack Growth”, NASA Technical Report, NASA/CR-1999-209428, 1999.
- 2.5.9 G. Zonfrillo, “New Correlations Between Monotonic and Cyclic Properties of Metallic Materials”, J. Mater. Eng. Perform., 26(4), pp.1569-1580, 2017.

- 2.5.10 ASME, ASME B&PV Code Section II, “Part D Properties (Customary)”, American Society of Mechanical Engineers, New York, 2017.
- 2.5.11 J. M. Bloom, J. L. Hechmer, “High stress crack growth-Part II predictive methodology using a crack closure model”, Fatigue and Fracture: Proceedings of the 1997 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, 350, pp.351-357, 1997.
- 2.5.12 H. Itoh, D. Kato, K. Osakabe, H. Nishikawa, K. Onizawa, “User’s Manuals of Probabilistic Fracture Mechanics Analysis Code for Aged Piping, PASCAL-SP”, Japan Atomic Energy Agency, Tokai, Japan, JAEA-Data/Code 2009-025, 2010.
- 2.5.13 Yamaguchi, Y., Katsuyama, J., Li, Y., “Failure Probability Analysis of Aged Piping Using Probabilistic Fracture Mechanics Methodology Considering Seismic Loads”, ASME 2016 Pressure Vessels and Piping Conference, PVP2016-63801, July 17–21, 2016.
- 2.5.14 M.A. Khaleel, F.A. Simonen, “Evaluations of Structural Failure Probabilities and Candidate Inservice Inspection Programs”, NUREG/CR-6986, 2009.
- 2.5.15 日本原子力研究開発機構、“平成30年度原子力施設等防災対策委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全性評価手法の高度化）事業報告書”、2019.
- 2.5.16 日本原子力研究開発機構、“平成30年度原子力施設等防災対策委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全性評価手法の高度化）事業報告書”、2020.
- 2.5.17 K. Azuma, Y. Yamaguchi, Y. Li, “Pilot study on seismic fragility evaluation for degraded austenitic stainless steel piping using probabilistic fracture mechanics code PASCAL-SP”, Proceedings of the ASME 2021 Pressure Vessels and Piping Conference, 2021. (投稿中)
- 2.5.18 新潟工科大学、“平成28年度原子力施設等防災対策委託費（安全性向上評価に向けた経年劣化を考慮した配管の耐震性評価手法の高度化に係る調査・研究）事業報告書”、2017.

飛翔体等の衝突による衝撃に対する建屋のフラジリティ評価

- 2.6.1 原子力規制委員会、“実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈”、2013.
- 2.6.2 原子炉安全専門審査会、“タービンミサイル評価について”、1977.
- 2.6.3 原子力規制委員会、“原子力発電所の竜巻影響評価ガイド”、2013.
- 2.6.4 原子力規制委員会、“実用発電用原子炉に係る航空機衝突影響評価に関する審査ガイド”、2014.
- 2.6.5 Q.M.Li, S.R.Reid, H.M.Wen, A.R.Telford, “Local impact effects of hard missile on concrete targets”, International Journal of Impact Engineering, 32, pp.224-284, 2005.
- 2.6.6 太田良巳、高橋千明、蔡飛、鈴木哲夫、“柔飛翔体の衝突による鉄筋コンクリート板の局部損傷評価に関する実験的研究”、土木学会、構造工学論文集、Vol.65A、pp.890-990、2019.

- 2.6.7 太田良巳、松澤遼、高橋千明、蔡飛、“剛飛翔体衝突を受ける鉄筋コンクリート板の局部損傷評価に関する一考察”、コンクリート工学年次論文集、Vol.42、No.2、pp.577-582、2020.
- 2.6.8 OECD Nuclear Energy Agency (NEA), “Improving Robustness Assessment of Structures Impacted by a large missile at medium velocity, IRIS phase 3”, 2016.
- 2.6.9 太田良巳、松澤遼、鈴木哲夫、吉田匡佑、“国際ベンチマーク解析プロジェクトIRIS3 フェーズAに係る鉄筋コンクリート構造物の衝撃評価に関する基礎的研究”、土木学会、第12回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、2019.
- 2.6.10 鹿島建設株式会社、“平成29年度原子力施設等防災対策等委託費（衝突に伴う構造物の衝撃伝搬に関する基礎的研究）事業委託成果報告書”、2018.
- 2.6.11 鹿島建設株式会社、“平成30年度原子力施設等防災対策等委託費（衝突に伴う構造物の衝撃伝搬に関する基礎的研究）事業委託成果報告書”、2019.
- 2.6.12 鹿島建設株式会社、“平成31年度原子力施設等防災対策等委託費（衝突に伴う構造物の衝撃伝搬に関する基礎的研究）事業委託成果報告書”、2020.
- 2.6.13 鹿島建設株式会社、“令和2年度原子力施設等防災対策等委託費（衝突に伴う構造物の衝撃伝搬に関する基礎的研究）事業委託成果報告書”、2021.
- 2.6.14 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、鈴木哲夫、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その1：全体計画概要）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、20115、pp.229-230、2018.
- 2.6.15 山田和彦、相馬和貴、岡安隆史、澤田祥平、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その2：柔飛翔体の製作・試射）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、20116、pp.231-232、2018.
- 2.6.16 二階堂雄司、山田和彦、澤田祥平、金子貴司、安本宏、日向大樹、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その3：ステンレス製模型柔飛翔体の衝突実験）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、20126、pp.251-252、2019.
- 2.6.17 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その4：樹脂製模型柔飛翔体と剛飛翔体の衝突実験）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、20127、pp.253-254、2019.
- 2.6.18 山田和彦、澤田祥平、金子貴司、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その5：壁中央への衝突実験結果の比較）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、20128、pp.255-256、2019.
- 2.6.19 太田良巳、澤田祥平、山田和彦、紺谷修、二階堂雄司、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、安本宏、“衝撃作用を受ける構造物の衝撃挙動評

価に関する取り組み”、本建築学会シンポジウム「耐衝撃設計の合理化に向けて－現状と新しい流れ、今後の課題－」、pp.135-144、2019.

- 2.6.20 二階堂雄司、山田和彦、澤田祥平、石木健士朗、岡安隆史、太田良巳、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その6：床レベルへの衝突実験結果の概要）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、20169、pp.337-338、2020.
- 2.6.21 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、金子貴司、相馬和貴、安本宏、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その7：床レベルへの衝突実験結果の比較）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、20170、pp.339-340、2020.
- 2.6.22 太田良巳、相馬和貴、澤田祥平、金子貴司、田中彩、山田和彦、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その8：埋込効果影響計画概要）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、2021.
- 2.6.23 二階堂雄司、石木健士朗、澤田祥平、岡安隆史、太田良巳、山田和彦、“飛翔体衝突による構造物内の衝撃伝播に関する基礎的研究（その9：埋込効果影響実験結果）”、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、2021.
- 2.6.24 太田良巳、アイダン オメル、“加速度から変位を求める積分手法と実地震記録への適用”、海-自然と文化」東海大学紀要海洋学部、第5巻、第2号、 pp.1-12、2007.

飛翔体等の衝突による衝撃に対する設備のフラジリティ評価

- 2.7.1 原子力規制委員会、“実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈”、2013.
- 2.7.2 Nuclear Energy Institute, “Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (NEI 07-013 Revision 8P) ”, 2011.
- 2.7.3 独立行政法人原子力安全基盤機構、“平成 14～15 年度 原子力発電施設耐震信頼性実証に関する報告書 機器耐力その 1（横型ポンプ、電気品）”、2003.
- 2.7.4 Electric Power Research Institute, “Hi-Frequency Program TECHNICAL REPORT”, 2014.
- 2.7.5 日本産業規格、“環境試験方法－電気・電子－第 2-27 部：衝撃試験方法（試験番号：Ea） JIS C 60068-2-27”、2011.

落下による衝撃に対する核燃料輸送容器のフラジリティ評価

- 2.8.1 原子力規制委員会、“核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則（昭和五十三年十二月二十八日総理府令第五十七号）”、令和 2 年 12 月 17 日
- 2.8.2 原子力規制委員会、“核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する技術上の基準に係る細目等を定める告示（平成二年科学技術庁告示第五号）”、令和 2 年 12 月 17 日

- 2.8.3 原子力規制委員会、“核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に係る核燃料輸送物設計承認及び容器承認等に関する申請手続ガイド(令和2年2月、原子力規制委員会) 別記第2 輸送容器の設計及び核燃料物質等を当該輸送容器に収納した場合の核燃料輸送物の安全性に関する説明書(外運搬規則第21条第1項第2号及び外運搬告示第41条第1項)の記載要領”、令和2年11月18日
- 2.8.4 Bernhard Droste, “EXPERIENCES AND PERSPECTIVES OF PACKAGE TESTING UNDER HYPOTHETICAL ACCIDENT CONDITIONS”, Proceedings of the 15th International Symposium on the Packaging and Transportation of Radioactive Materials PATRAM 2007, October 21-26, 2007.
- 2.8.5 IAEA, “Advisory Material for the IAEA Regulations for the Safe Transport of Radioactive Material”, Specific Safety Guide No. SSG-26, 2012 Edition.
- 2.8.6 日本機会学会、“使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格”、2007年版
- 2.8.7 日本原子力学会標準、“使用済燃料中間貯蔵施設用金属キャスクの安全設計及び検査基準”、社団法人日本原子力学会、2008年7月
- 2.8.8 日本規格協会、“JIS Z 2331:2006 ヘリウム漏れ試験方法”、2006年3月
- 2.8.9 幾島毅、浅田和雄、“放射性物質輸送容器の衝突解析用簡易計算コードの開発 (I) 緩衝体付き輸送容器衝突計算コード CRUSH”、日本原子力学会誌、Vol.33、No.4, 1991.
- 2.8.10 白井孝治、南波宏介、三枝利有、“緩衝体木材の圧潰特性評価－温度(80°C以下)とひずみ速度の関係－”、電力中央研究所報告：N08074、2009.
- 2.8.11 茶谷明義他、“K-0740 低比重木材の衝撃強度に関する研究 (S10-3 衝撃材料試験における新展開 (3))(S10 衝撃材料試験における新展開)”、日本機械学会年次大会講演論文集：JSME annual meeting、pp.369-370、2001.
- 2.8.12 茶谷明義他、“433 バルサの衝撃強度に関する研究”、日本材料学会学術講演会講演論文集 50、pp.320-321、2001.

執筆者一覧

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 地震・津波研究部門

大橋 守人 首席技術研究調査官（取りまとめ）

山崎 宏晃 統括技術研究調査官（(2) a、(2) b、(3) a）

日比野 憲太 統括技術研究調査官（(1) a、(1) b、(2) c、(3) b）

北村 俊也 主任技術研究調査官（(3) b）

田岡 英斗 主任技術研究調査官（(3) a）

日高 慎士郎 主任技術研究調査官（(2) c）

森 和成 技術研究調査官（(2) b）

森谷 寛 技術研究調査官（(2) a）

太田 良巳 技術研究調査官（(3) a）

東 喜三郎 技術研究調査官（(4) a）

市原 義孝 技術研究調査官（(2) a）

鳥山 拓也 技術研究調査官（(1) a、(1) b）

永井 穰 技術研究調査官（(3) b）

括弧は、要旨に述べた技術課題について、主に執筆した番号を示す。

（所属や役職は、令和3年3月31日時点）