



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	塑性率を考慮した原子力発電所の耐震設計に関する研究
Author(s)	長澤, 和幸
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第12822号
Issue Date	2017-06-30
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k12822
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/66498
Type	doctoral thesis
File Information	Kazuyuki_Nagasawa.pdf



塑性率を考慮した
原子力発電所の耐震設計に関する研究

Study on seismic design of nuclear power plants
considering the ductility factor

(学位論文)

平成 29 年 5 月

長澤 和幸

目 次

第 1 章 緒 論	6
1.1 本研究の背景	7
1.2 本研究の目的	13
1.3 本研究の構成	14
本章の参考図書 References	15
第 2 章 応答塑性率を用いた静的震度設計法の提案	18
2.1 はじめに	19
2.2 設備の弾塑性挙動と応答塑性率	20
2.3 新たな静的震度設計法の提案	27
2.4 まとめ	39
本章の参考図書 References	40
第 3 章 東北地方太平洋沖地震における福島第一原子力発電所の地震応答に 関する分析について	42
3.1 はじめに	43
3.2 福島第一原子力発電所 1 号、2 号及び 3 号炉の地震による影響分析	44
3.3 静的震度で設計された設備の耐震裕度	56
3.4 まとめ	70
本章の参考図書 References	71
第 4 章 新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所の地震応答に関す る分析について	74
4.1 はじめに	75
4.2 新潟県中越沖地震と柏崎刈羽原子力発電所への影響	76
4.3 設備の損傷と新潟県中越沖地震地震動の分析	82
4.4 まとめ	92
本章の参考図書 References	93

第5章	損傷評価指標としての応答塑性率に関する考察	96
5.1	はじめに	97
5.2	対象とする損傷評価指標	98
5.3	損傷評価指標の比較分析	100
5.4	まとめ	110
	本章の参考図書 References	111
第6章	新たな静的震度設計法に関する適用性の検証	114
6.1	はじめに	115
6.2	許容塑性率の設定	116
6.3	実際の原子力設備への適用性	121
6.4	まとめ	129
	本章の参考図書 References	130
第7章	結 論	132
謝 辞		139
略語集		141

第 1 章 緒 論

1.1 本研究の背景

1.1.1 国内原子力発電所における地震経験

(1) 最近の原子力発電所における地震経験

国内の原子力発電所（以下、「NPS」という。）設備の耐震設計は、敷地周辺で発生する可能性のある最大の揺れを想定した基準地震動（以下、「DBE」という。）と、建築基準法に基づく地震層せん断力係数に施設の重要度分類に応じた係数を乗じて得られる震度を用いて行われるが、近年では、国内の NPS において、DBE を超過する地震動が観測されている。

DBE を超過する地震動を受けた NPS の実績を表 1-1 に整理する。

Table 1-1 Examples of earthquakes in Japanese NPS exceeded their DBEs

NPS	Earthquake	Date Magnitude* ¹	Epicentral distance	Maximum observed acceleration at reactor base mat (Gal)
Shika NPS	The 2007 Noto Hanto Earthquake	3.25.2007 Mj = 6.9	18 km	264 (Unit 2)
Kashiwazaki-Kariwa NPS	The 2007 Niigata-ken Chuetsu-Oki Earthquake	7.16.2007 Mj = 6.8	16 km	680 (Unit 1)
Hamaoka NPS	The Suruga Bay earthquake	8.11.2009 Mj = 6.5	37 km	426 (Unit 5)
Fukushima Daiichi NPS	The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake	3.11.2011 Mj = 8.4 Mw = 9.0	178 km	550 (Unit 2)
Fukushima Daini NPS			183 km	277 (Unit 3)
Onagawa NPS			123 km	607 (Unit 2)
Tokai Daini NPS			270 km	225

※1 The values of magnitudes indicate the Japan Meteorological Agency's Magnitude、 Mj. In the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake、 its moment magnitude is also described as Mw.

このうち、東京電力株式会社（当時。現在、東京電力ホールディングス株式会社）（以下、「TEPCO」という。）柏崎刈羽原子力発電所（以下、「KK NPS」という。）で観測された 2007 年新潟県中越沖地震¹⁻¹⁾（以下、「the NCO Earthquake」という。）では、最大で DBE の約 2.5 倍の地震動が観測された（1 号炉）。この地震による安全上重要な設備への影響は確認されなかったが、新たな DBE の策定や耐震強化対策等の実施により 1、5、6 及び 7 号炉の 4 プラントの再稼働に約 3 年半を要した（他のプラントは 2011 年東北地方太平洋沖地震の影響で再稼働をしていない）。北陸電力株式会社志賀原子力発電所で観測された 2007 年能登半島地震¹⁻²⁾、中部電力株式会社浜岡原子力発電所で観測された駿河湾の地震（2009

年)¹⁻³⁾では観測記録は DBE を一部の周期帯でわずかに上回った程度であり地震による安全上重要な設備への影響の疑いは無かったが、再稼働まで数ヶ月程度を要するとともに、特に、浜岡原子力発電所 5 号炉については特異であった地震動の伝搬の分析を実施する必要性が生じ、再稼働は地震の約 1 年 5 ヶ月後であった。

さらに、2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、「the GEJE」という。）では、東北電力株式会社女川原子力発電所、TEPCO 福島第一原子力発電所（以下、「1F NPS」という。）及び福島第二原子力発電所（以下、「2F NPS」という。）ならびに日本原子力発電株式会社東海第二原子力発電所が被災したが、それぞれ観測された地震動は DBE を一部の周期帯でわずかに超える程度であった^{1-4) 1-5) 1-6)}。

NPS の耐震設計が大きな余裕をもって行われていることについてコンセンサスが得られ、安全上重要な設備への影響が無いことが明らかであれば、DBE を超過する地震動を受けたとしても、再起動をした後に地震動、地震伝搬及び設備設計に関する検討を行うことで、経済性に大きく貢献する社会インフラをより有効に活用することができると考える。

以下、the GEJE と the NCO Earthquake について NPS における状況を概観する。

(2) 2011 年東北地方太平洋沖地震

2011 年 3 月 11 日に発生した the GEJE では、最大で震度 7、東北地方の太平洋沿岸の広い地域で震度 6 強を記録し、東北電力株式会社女川原子力発電所、TEPCO 1F NPS ならびに 2F NPS、及び日本原子力発電株式会社東海第二原子力発電所が被災した。特に 1F NPS においては、定格出力運転中であった 1、2、3 号炉が地震による揺れの中で緊急停止（全制御棒の全挿入）に成功したものの、津波による被害から停止後の冷却に失敗して炉心が溶融し、放射性物質が環境に放出された。

1F NPS 事故とその進展の経緯については、様々な研究論文や報告書により事故の検証が行われており、本事故の主要因は津波による非常用電源喪失と海水ヒートシンク喪失であるものと考えられている。特に地震発生から津波襲来までの間は、安全上重要な設備の健全性は維持されており、スクラム信号発信後の原子炉の制御が正常に行われたと考えられる^{1-7) 1-8) 1-9)}。また、耐震安全性に関しては、TEPCO は観測された地震動に基づく安全上重要な設備の地震応答解析を

実施しており、すべての安全上重要な設備において健全性が確保されていた可能性が高いことを報告した¹⁻⁵⁾。

なお、東京電力福島原子力発電所事故調査委員会調査報告書【本編】（東京電力福島原子力発電所事故調査委員会，2012）（以下、「国会事故調査報告書」という。）¹⁻¹⁰⁾は、1F NPS 1 号炉で確認された原子炉建屋内の出水について、安全上重要な非常用復水系（IC 系）の配管破損が原因であることを示唆するとともに、非常用ディーゼル発電機の機能喪失は地震を原因とする可能性があるとは指摘し、さらなる検証を求めているが、その後の原子力規制委員会における検討により、当該の出水は燃料プールのスロッシングによるもの、また、非常用ディーゼル発電機の機能喪失は津波によるものであるとの検証結果が得られている¹⁻¹¹⁾。

1F NPS における地震と発電所設備の状況については本論第 3 章に述べる。

(3) 2007 年新潟県中越沖地震

2007 年 7 月 16 日、新潟県中越沖を震源とするマグニチュード 6.8 の地震が TEPCO KK NPS を襲った。発電所における観測記録は一部の周期帯を除いて DBE を超えており、1 号炉の原子炉建屋基礎版上に設置された加速度計では 680 Gal を記録（EW 方向）、当時の DBE 273 Gal（EW 方向）の約 2.5 倍の加速度であった。この揺れにより、定格運転中であった 3、4、7 号炉ならびに起動中であった 2 号炉が地震により自動停止（原子炉地震スクラム）した。TEPCO では地震後にプラントのウォークダウン、基本点検、詳細点検ならびに観測記録を用いた地震応答解析を実施し設備の状況を確認するとともに、当該地震により得られた知見を踏まえて新たな DBE を策定し、これに基づき耐震強化工事を実施してプラントの再稼働を目指した。これら点検及び解析において、安全上重要な設備に地震による損傷や機能喪失は確認されず、原子炉安全上の問題は生じなかったことは明らかであると考えるが、一部の低耐震クラスの設備においては地震による損傷が見られ、特に 3 号炉の所内変圧器で発生した火災については社会的な反響が見られた。また、耐震工学的にはこれら破損した設備の分析を行う貴重な機会を得た。

KK NPS における地震と発電所設備の状況については本論第 4 章に述べる。

1.1.2 原子力発電所の耐震設計における課題と今後の見通し

(1) 基準地震動の超過

1978 年、当時の原子力委員会により「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」（以下、「耐震設計審査指針」という。）を制定されて以降（1981 年に当時の原子力安全委員会により一部改訂）、NPS 施設に考慮すべき地震力の算定に、過去の地震の発生状況、敷地周辺の活断層の性質及び地震地体構造を考慮した DBE ならびに静的地震力を用いることが定められた。この考え方は 2013 年に規定された現在の原子力規制庁による新たな規制基準においても同様である。この間、断層モデルの導入等、地震学及び地震工学に関する新たな知見の蓄積を踏まえ、地震力の算定の高度化が行われてきたが、地震は自然現象であることから不確実性を有することを念頭におくことは必然であり、今後も DBE を超える地震動が NPS で観測されるリスクを考慮する必要があると考える。現在の規制基準による既設プラントへのバックフィットの対応は、あくまで DBE に対する耐震安全性を確認するプロセスにとどまる。DBE を超える地震が発生した場合の安全性の確保の方針を、いかに構築しておくかが重要と考える。

(2) 機器・配管系の耐震設計

NPS の機器・配管系（以降、電気・機械設備を総称して「設備」という。）の耐震設計は、上記の規制基準に基づき実施されるが、その詳細は一般社団法人日本電気協会の定める「原子力発電所耐震設計技術規程」（以下、「JEAC4601」という。）等に基づいている。地震応答解析は DBE を用いた時刻歴応答解析法またはスペクトルモーダル解析法が適用される（ただし、剛構造の設備の地震応答解析には当該設備が設置される建屋・構築物の最大応答加速度を用いた静的解析法が適用できる）。地震応答解析は、多質点系モデルまたは 1 質点系モデルを用いた弾性解析であり、従って、設備の弾塑性挙動は等価線形として取り扱うことができる範囲に限られ、許容値は塑性域に対して十分な余裕をもって規定されている¹⁻¹²⁾。

実際に DBE を大きく超えた TEPCO KK NPS においても、安全上重要な設備の地震による影響は確認されなかった。これは現行の耐震設計体系の有する十分な余裕による要因が大きいと判断するが、予め DBE を超える地震を想定する

場合には、その余裕の取り扱いを安全性確保の方針の中で整理しておく必要があるものとする。

(3) 耐震設計に関わる深層防護

1F NPS の事故後、深層防護に関する種々の検討が各機関において実施されている。上記の通り、これまで DBE を超える地震動が各 NPS において観測されており、この状態を深層防護の方針としてどう取り入れるか、議論が必要である。2006 年の耐震設計審査指針の改訂においては、「残余のリスク」を考慮することとし、確率論的安全評価、いわゆる地震 PSA を取り入れることが規定されたが、個々の設備の設計に DBE を超える状態を考慮すべきかについては議論されていない。

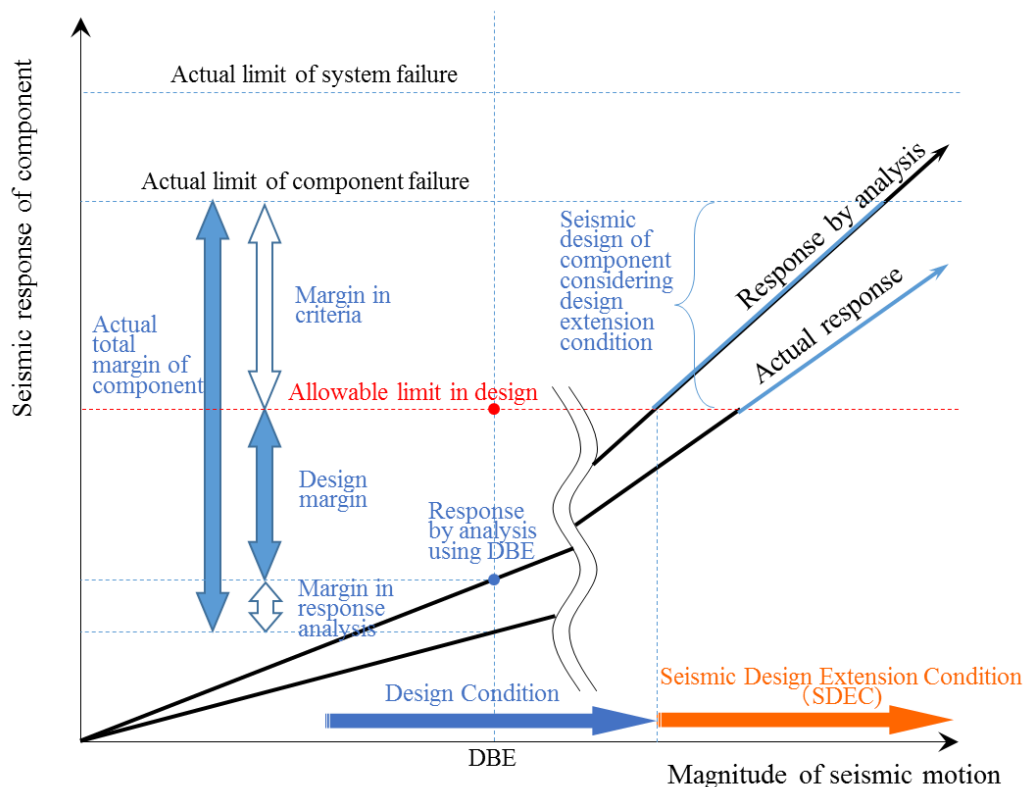


Fig. 1-1 Safety margin in the current seismic design and design extension condition

ここで、IAEA の Safety Guide では、設計での想定を超える状態を、設計拡張状態（Design Extension Condition）と定義し、これを施設的设计に反映するよう

記載されている¹⁻¹³⁾。ここには耐震設計に関する記載は無いが、DBE を超える地震が発生した状態についても同様に **Design Extension Condition** と捉え、これを考慮した耐震設計の導入が必要ではないかと考えられる。

図 1-1 は現行の耐震設計体系が有する裕度の概念と、地震動が DBE を超えて大きくなる場合の設備の地震応答の増加を示している。現行の耐震設計においては、DBE に基づき設備の地震応答解析を実施（図 1-1 中の **Response by analysis using DBE**）して許容基準（図 1-1 中の **Allowable limit in design**）との比較を実施するので、許容基準に対する解析値の余裕が設計裕度に相当するが、現行の耐震設計体系においては許容基準と解析手法についても、それぞれ裕度を有している。従って、設備の損傷限界ないしは機能維持限界と実際の設備の地震応答を比較すると、相当の余裕を有しているものと考えられる（図 1-1 中左の縦矢印）。さらに設備の集合体としてのシステムを考慮したとき設備の多重化、多様化を施しておけば、システム全体の機能維持限界をさらに高いレベルに引き上げられる可能性がある。

DBE を超過する地震動を想定した場合であっても設計裕度により直ちに設備の応答が許容基準を超えることは無い。許容基準に相当する応答以下であれば、「設計状態」（図 1-1 中の **Design condition**）の範囲内であると考えられる。本論ではこれより大きな地震動を想定した状態を **Seismic Design Extension Condition**（以下、「**SDEC**」という。）と定義した。すなわち、許容基準を超え設備の損傷限界ないしは機能維持限界に至る領域を **SDEC** とし、IAEA の **Safety Guide** に従って、この **SDEC** における安全性の確保を目的とした設備の設計手法の構築を提案するものである。

1.2 本研究の目的

本研究は、自然現象である地震の不確実性を考慮し DBE を超過するような地震動が発生する状態を SDEC と定義したとき、SDEC における NPS の安全上重要な設備の機能維持を確実にする耐震設計手法の高度化に資することを目的とする。

具体的には設備の弾塑性挙動を踏まえ、これらの損傷限界ないしは機能維持限界を表現する損傷評価指標として応答塑性率を選定し、応答塑性率を一定値以下に抑えられる静的震度を算出して設計に用いる新たな静的震度設計法の提案を行う。これにより、設計状態を考慮した DBE に基づく地震応答解析による動的設計と、本論で提案する SDEC を考慮した静的設計を組み合わせることで、耐震設計体系の高度化、多様化を図る。

1.3 本研究の構成

第 1 章では、これまでの地震経験に基づき、耐震設計と深層防護に関わる課題を明らかにし、SDEC を定義した上で耐震設計体系の高度化、多様化という本研究の目的を設定した。

第 2 章では、耐震設計の高度化、多様化を志向するための手法として用いる「応答塑性率」を定義するとともに、これを用いた新たな静的震度設計法を提案する。また、新たな設計静的震度設計法の適用範囲について検討する。

第 3 章では the GEJE に被災した 1F NPS における設備の地震応答を応答塑性率の他、エネルギー等の観点から分析し、1F NPS における地震の影響を考察する。

第 4 章では、同じく the NCO Earthquake に被災した KK NPS における設備の地震応答を応答塑性率の観点から分析し、設備の損傷ないしは機能喪失に影響を与えると考えられる応答塑性率レベルを考察する。

第 5 章では、応答塑性率を設備の損傷ないし機能喪失を表す「損傷評価指標」(DIP : Damage Indicating Parameter)として利用するとき、これまで提案されている他の指標との比較のもと、応答塑性率の有効性について考察する。

第 6 章では、第 3 章、第 4 章の分析結果を踏まえ、適切な許容塑性率を明らかにするとともに、実際の設備として特に地震に対する頑健性が求められる KK NPS 特定重大事故等対処施設を例にとり、設計への入力条件、設計用静的震度を算出し、静的震度設計手法の適用性を検証する。

本章の参考図書 References

- 1-1) Tokyo Electric Power Company, Impact of the Niigata Chuetsu-oki Earthquake on the Tokyo Electric Power Company (TEPCO) Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Station and countermeasures, available from <<http://www.tepco.co.jp/en/news/presen/pdf-1/0709-e.pdf#search=%272007+kashiwazaki+nuclear+tepco+earthquake%27>>, (2007), (accessed on 15, January, 2017).
- 1-2) Hokuriku Electric Power Company, Report on seismic safety evaluation of Shika Nuclear Power Station based on the 2007 Noto Hanto earthquake, available from <<http://www.rikuden.co.jp/press/attach/07041902.pdf#search=%27%E8%83%BD%E7%99%BB%E5%8D%8A%E5%B3%B6%E5%9C%B0%E9%9C%87+%E5%BF%97%E8%B3%80%E5%8E%9F%E5%AD%90%E5%8A%9B%27>>, (2007), (accessed on 15, January, 2017), (in Japanese).
- 1-3) Chubu Electric Power Company, Situation of the Hamaoka Nuclear Power Station in Suruga Bay earthquake, available from <http://www.chuden.co.jp/energy/hamaoka/hama_pickup/jishin_suruga/index.html>, (2007), (accessed on 15, January, 2017), (in Japanese).
- 1-4) Nagasawa, K., Sakuraba, T., Kato, K., Tomura, N., Abe, S., A digest of the Nuclear Safety Division Report on the Fukushima Dai-ichi Accident Seminar (3); Incidents at Fukushima Dai-ichi, Onagawa and Tokai No.2 Nuclear Power Station, The Atomic Energy Society of Japan, Journal of the Atomic Energy Society of Japan, Vol.55, No.10 (2013), pp. 12 - 22 (in Japanese).
- 1-5) Nagasawa, K., Structural integrity of Fukushima-Daiichi SSCs after the 2011 Great East Japan Earthquake, IAEA experts' meeting on protection against extreme earthquakes and tsunamis in the light of the accident at the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant, PR21, IAEA (2012), available from <<https://gnssn.iaea.org/actionplan/Shared%20Documents/Action%2001%20-%20Safety%20Assessments/IEM%20on%20Protection%20against%20Extreme%20Earthquakes%20and%20Tsunamis%20in%20the%20Light%20of%20the%20Accident%20at%20the%20Fukushima%20Daiichi%20NPP/Presentations/Technical%20Session%20II/Nagasawa.pdf>> (accessed on 15, January, 2017).
- 1-6) Tohoku Electric Power Company, Analysis of earthquake observation records at Onagawa Nuclear Power Station in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake and survey results of tsunami (2011), available from <https://www.tohoku-epco.co.jp/ICSFiles/afildfile/2011/04/26/110407_np_t3.pdf#search=%27%E5%A5%B3%E5%B7%9D%E5%8E%9F%E5%AD%90%E5%8A%9B+%E9%9C%87%E5%A4%AE%E8%B7%9D%E9%9B%A2%27>, (accessed on 15, January, 2017)(in Japanese).

- 1-7) Kobayashi, M., Narabayashi, T., Tuji, M., Chiba, G., Nagata, Y. and Shimoe, T., Accident analysis of Fukushima Daiichi Nuclear Power Station unit 1, Atomic Energy Society of Japan, Vol.14, No.1 (2015), pp.12–14 (in Japanese).
- 1-8) Kobayashi, M. and Narabayashi, T., Time historical plant behavior analysis for Fukushima Daiichi Nuclear Power Station during from the earthquake to the tsunami (part 1), Japan Society of Maintenology, Hozengaku Vol.12, No.2 (2013), pp. 84 –93 (in Japanese).
- 1-9) Kobayashi, M. and Narabayashi, T., Time historical plant behavior analysis for Fukushima Daiichi Nuclear Power Station during from the earthquake to the tsunami (part 2), Japan Society of Maintenology, Hozengaku Vol.12, No.4 (2014), pp. 69–78 (in Japanese).
- 1-10) The National Diet of Japan, Fukushima Nuclear Accident Independent Investigation Committee, The official report (2012), pp. 228 –236 (in Japanese).
- 1-11) Nuclear Regulation Authority, Analysis of the TEPCO Fukushima Daiichi NPS Accident (2014).
- 1-12) Japan Electric Association, The technical code for seismic design of nuclear power plants, JEAC4601-2008, JEA (2008) (in Japanese).
- 1-13) International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Report Series No. SSR-2/1 (Rev.1), Safety of nuclear power plant: Design (2016).

第 2 章 応答塑性率を用いた静的震度設計法の提案

2.1 はじめに

我国の NPS の設備は、耐震安全上の重要度に応じて耐震 S、B、C クラスに分類されている。耐震 S クラス設備（及び一部の B クラス設備）では DBE を用いた動的な地震応答解析に基づく耐震設計が施される。これに加えて、耐震クラスに応じた静的震度を用いて耐震設計が行われている。設備はこれら動的設計と静的設計の双方の基準を満足するよう設計される。また、許容基準は概ね弾性範囲か塑性ひずみが生じる場合であっても、その量が小さなレベルに留まって破断延性限界に十分な余裕を有する範囲で定められていることから、設備の実際の機能維持限界に対しては大きな余裕を有している。

本章では、上記のうち、静的設計に用いられる静的震度を設備の損傷防止ないし機能維持を目標とした震度と改め、SDEC における耐震設計を達成する、新たな静的震度設計法を提唱する。新たな静的震度の導出には、応答塑性率の概念を用いるとともに、設計に用いることを容易にするため、設備の固有周期との連関が容易な RDS を新たに定義した。すなわち、弾塑性領域の設備の地震応答を応答塑性率として整理し、設計に想定した地震動のもとでの各設備の応答塑性率を一定程度以下に抑えるよう設計用静的震度を定義する手法とした。

まず、設備の弾塑性挙動の評価を行うための応答塑性率と RDS の導出過程を述べる。応答塑性率と RDS の導出に際し、設備の荷重－変位特性を代表する規格化されたバイリニアモデルを提案し、想定する地震動を入力として時刻歴解析を実施することで、設備の仕様、すなわち、固有周期と降伏耐力に応じた応答塑性率と RDS を導出する。

次に、設備の損傷ないしは機能喪失を防止するために許容塑性率を定め、これをもとに設備の設計に用いる静的震度を定める静的震度設計法を提案する。

2.2 設備の弾塑性挙動と応答塑性率

これまでの地震被害の経験から、交番性の荷重を対象とする耐震設計では、「ねばり」のある構造物とすることが極めて重要と考えられている。ここで、「ねばり」とは弾性限度を超えて塑性域に入る場合の伸びの程度である。NPS における設備の設計基準である許容応力体系では弾塑性解析も可能としているが、構造物に生じる応力を許容値と比較する許容応力度設計法（Allowable Stress design）（以下、「ASD」という。）による現行の設計体系では降伏応力を基準とした許容応力が体系化されていることから、結果としてひずみが極めて小さく抑えられている。これは、耐震設計の基本として線形解析を主に用いていることにも起因する。

新たな耐震設計法の構築においては、設備の弾塑性挙動を見極め、適切な許容状態を定義することが重要である。

2.2.1 荷重－変形特性の採用

NPS の設備は一般的に延性、靱性の高い金属材料で製作され、地震時損傷には大きな塑性変形を伴うと考えられることから、それらの損傷評価には地震時の塑性域の状態をみる必要がある。NPS の設備が地震によって機能喪失する際には、地震相対変位による強制変位の入力などの一部の損傷形態を除き、設備構造の大きな変形が機能を担保する各部位の損傷ないしは機能喪失を引き起こすものと考えられる。対象とする設備の地震荷重による応力が弾性限度以下であれば損傷は生ぜず、また、静的機器の要求機能（支持能力、内蔵流体などの保持能力）は塑性状態でも達成される。これに対して現行の耐震設計に用いられる JEAG4601²⁻¹⁾に示される ASD では、許容される塑性域の変形量は極めて小さい値に制限される。第 3 章、第 4 章に詳述するように、実際に大きな地震動を受けた TEPCO IF NPS ならびに KK NPS においても許容限界を超える設備が機能を維持していることを確認したことから、この許容応力体系が大きな余裕を持つことは明らかである（第 3 章、第 4 章参照）。

そこで、本章においては設備の地震動下での弾塑性挙動を、設備の荷重－変形曲線（図 2-1 参照）の考え方をを用いて整理することを試みる。荷重－変形曲線は、

一般に使われる材料の応力－ひずみ線図とは異なり、構造物全体の挙動を表すものである。応力－ひずみ線図は、構造解析によって荷重から算出された応力と材料特性を直接比較できる指標であるが、構造物全体の挙動を表現していない。一方、荷重－変形曲線は設備の詳細構造によって特性が左右されるものの、NPSにおける設備の耐震設計においては構造物全体の固有周期が地震応答の分析の上で重要であるとともに、地震動下における塑性域での構造物全体でのエネルギー吸収の概念が表現できると考え、本論においては荷重－変形特性を用いることとした。

荷重－変形特性を模式的に図 2-1 のように表すと、実際には、変形が塑性域に達しても (δ_y を超えても) 設備は直ぐには損傷せず、大きな変形 (図 2-1 の δ_{ult}) を伴って損傷するものと想定される。地震荷重が徐々に大きくなると設備の構成部材のうち、脆弱な部位から損傷ないしは機能喪失すると考えられるので、 δ_{ult} は損傷モードごとに複数存在し、それが変曲点となる。例えば、床に脚で固定された容器は、基礎ボルトの損傷、脚の曲げ、胴の座屈等の損傷モードが存在するが、地震荷重が増加すれば、これが順次出現し、そこで荷重－変形特性が変化する。

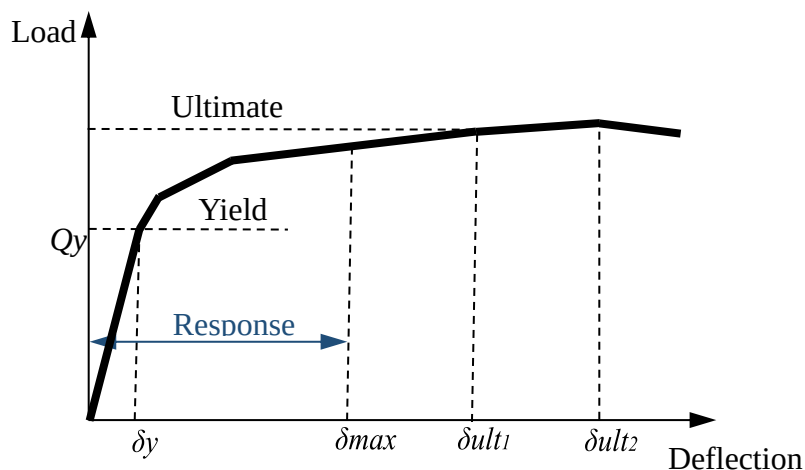


Fig.2-1 Typical static load-deflection curve

地震荷重のような交番性の慣性力では変形が成長する過程のねばりが極めて重要であり、荷重の交番性によって地震最大応答変形量が制限され、変形が無制

限に進むことはない。すなわち、地震荷重のような交番性の荷重のもとで許容変形量 δ_{ult} に達する前に荷重の方向が変化することで最大応答変形量（図 2-1 の δ_{max} ）が制御されれば、設備の機能は維持されることになる。

本論で提案する新たな静的耐震設計法においては、 δ_{ult} を設計の目標とし、設備の仕様と地震動の交番性から定まる δ_{max} がこれを超えないことを達成できる手法を提案するものである。

2.2.2 応答塑性率による損傷の分析

図 2-1 において、最大応答変形量 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除して無次元化した値を塑性率（ μ ）と呼ぶ。NPS の耐震設計における塑性率の概念は古くから存在する。Newmark らは塑性変形に伴うエネルギー吸収を考慮し、最大変位一定則ならびにポテンシャルエネルギー一定則に基づき塑性率を応答加速度の低減係数に用いる手法を提言した²⁻²⁾。この概念は地震応答解析で一般的な線形解析に便利である一方、地震動の交番性の中で生ずる塑性率の変化ならびに設備の機能維持限界は考慮されておらず、従って、この概念を用いた設計では総じて塑性変形は小さなレベルに抑えられている。

また、高速増殖炉では、容器の耐震座屈設計で変位一定則による塑性率を用いた応答低減係数が提案されており、上記と同様、塑性変形は小さなレベルである^{2-3) 2-4)}。

これに対して本論に提案する設計手法は、設備の大変形を想定した場合の耐震性能の評価を指向しており、その指標として応答塑性率を用いることを提案したものである。地震動の交番性（変位制御性）を考慮して地震動下での時々刻々の塑性率の変化を分析して最大の塑性変形を導出し、設備の機能維持限界を担保する許容塑性率と比較することにより設備の耐震性能を評価するもので、先行の研究成果に対してより大きな塑性率を許容することが期待できる。

(1) 1自由度系バイリニアモデルの定義

種々の型式を有する NPS の設備の耐震設計において、設計用の静的震度は一律に与えることが便利である。従って、荷重－変形特性を 1 自由度系モデルに

より規格化することの耐震設計上の利便性を考慮し、本論では、図 2-2 に示すモデルを提案する。

なお、配管系や建物との連成が必要な大型構造物などを除き、多くの設備は 1 自由度系のモデルを用いて地震応答解析される。

図 2-2(a)のように、設備の重心位置に地震荷重が作用すると、支持部等の脆弱部位及び設備本体の変形によって重心位置が移動する。この地震応答変位量が、降伏限界（降伏変位）を超えるとその部分が塑性変形し剛性が低下して変位が急激に増大する。応答解析に用いる復元力特性（骨格曲線）は、対象設備の構造、材料特性に応じて試験または詳細な弾塑性構造解析などにより得られ、種々の特性が提案されている。本論においてはバイリニアモデルと呼ばれる復元力特性（図 2-2 (b)）に単純化したモデルを提案する（落合、長澤、2014）²⁻⁵⁾。

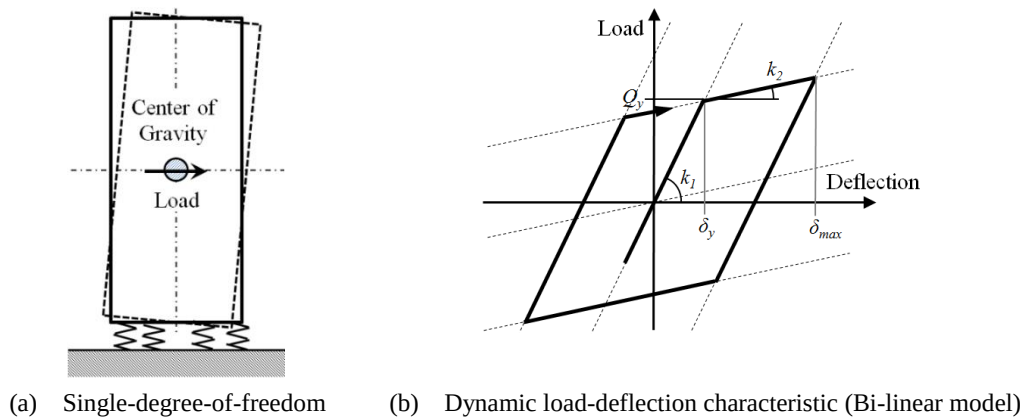


Fig.2-2 Elastoplastic response analysis model

図 2-2 (b)で Q_y は降伏荷重、 δ_y は降伏変形、 δ_{max} は最大変形を表し、一次剛性 k_1 は弾性剛性、二次剛性 k_2 は塑性剛性を示している。系の固有周期 T と k_1 の間には式(1)が成り立つ。ここで、 W は質点の質量、 g は重力加速度である。また、 Q_y と W の式(2)において降伏荷重を与える震度（式(2)中の α ）を降伏静的震度 S_c と呼ぶ。なお、建築分野では式(2)の α は「降伏層せん断力係数」と呼ばれるが、NPS 設備の耐震設計における降伏を与える静的震度 S_c と同義である。前項に示した通り、塑性率 μ は式(3)のように δ_y と δ_{max} の比と定義する。

$$k_1 = \frac{4\pi^2 W}{T^2 g} \quad (1)$$

$$Q_y = \alpha W \quad (2)$$

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (3)$$

図中の一次剛性は、設備の固有周期と降伏静的震度により定まる。また、二次剛性は機器系の解析に多く用いられる、一次剛性の 0.05 倍を提案した。

このように、設備の地震動下での弾塑性挙動を規格化したバイリニアモデルで評価することで、設備の固有周期、降伏状態を与える降伏静的震度 S_c との関連を容易にでき、設備設計への反映が簡便となるとともに、設計の普遍性を得られることが期待される。

(2) 応答塑性率の導出

図 2-2 に示したバイリニアモデルを用いて、地震動下の応答塑性率を算出する過程を述べる。

バイリニアモデルに任意の地震動を入力し時刻歴弾塑性応答解析を実施することで地震力の特性に応じた荷重－変位ヒステリシス応答が出力されるとともに、地震継続時間中の最大塑性率が得られる。

ここで、バイリニアモデルに入力する地震動が各地点で観測された加速度波形である場合、水平 2 方向 (NS 方向及び EW 方向) の合成波を地震入力とする。ここで、合成にあたっては観測記録のうち最大加速度を記録した時刻に着目し、当該時刻の加速度ベクトルの方向を基準としてベクトル和を行った。

なお、上下動については、NPS の設備の脆弱部位を想定したとき、損傷ないし機能喪失の評価には支配的とならないとの判断のもと、本手法においては水平動のみを扱うこととした。

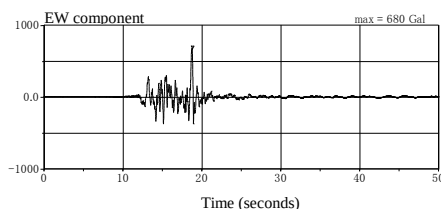


Fig.2-3 (a) Example of seismic ground motion

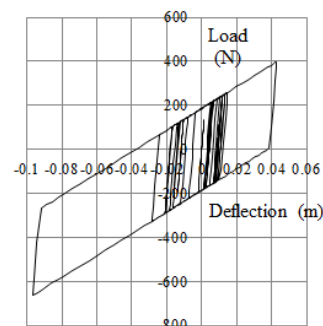


Fig.2-3 (b) Example of load-deflection hysteresis

図 2-3(b)は the NCO Earthquake における KK NPS 1 号炉の原子炉建屋基礎版上の地震観測記録（図 2-3 (a)）を静的震度 0.2 のバイリニアモデル（ $W=100$ kg、固有振動数=5Hz）に入力した際に得られる荷重－変位ヒステリシス応答の例である。

(3) 応答塑性率スペクトルの導出

静的震度 S_c を一定として固有振動数を変化させたバイリニアモデルを用いて上記の計算を行って最大塑性率をプロットすると、応答塑性率スペクトル（以下、「RDS」という。）が得られる。

なお、上記の弾塑性応答解析においては、弾性域の減衰定数を 0.05、固有周期は 0.033 秒（固有振動数：30Hz）から 0.05 秒（20Hz）、0.05 秒から 0.1 秒（10Hz）、0.1 秒から 0.5 秒（2Hz）、0.5 秒から 5 秒（0.2Hz）の間を各々対数軸で 80 等分した値とした。

現行の NPS の静的震度設計では、耐震重要度に応じて分類された、S クラス、B クラス、C クラスのそれぞれの設備について、設計用静的震度として $3.6 C_i$ 、 $1.8 C_i$ 、 $1.2 C_i$ の値が採用される²⁻¹⁾。ここで C_i は、標準層せん断力係数 C_0 に地域係数等を考慮して建築基準法で定められる建屋の A_i 分布を考慮して求められる値である。なお、国内の NPS における C_0 にはすべて 0.2 が採用されている。

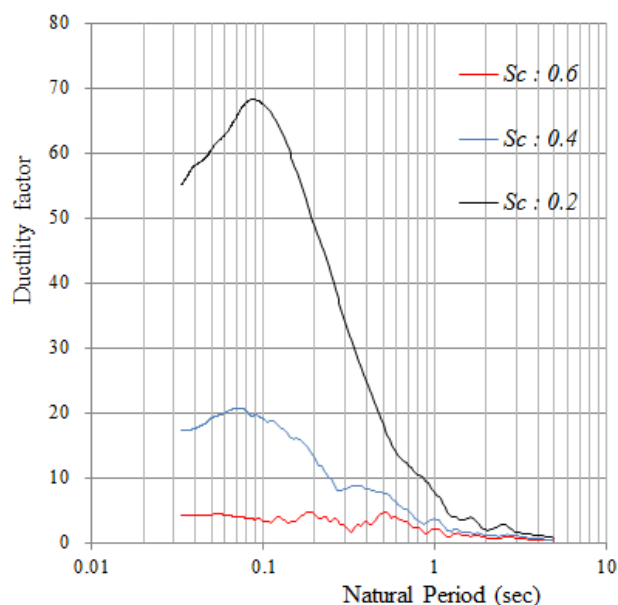


Fig.2-4 Example of ductility factor response spectrum (RDS)

従って、ここでの例示のため、図 2-4 には the NCO Earthquake における KK NPS 1 号炉の原子炉建屋基礎版上において、 S_c を 0.2、0.4、0.6 とした場合の RDS を示す。

(3) 応答塑性率スペクトルによる損傷の分析

実際に大きな地震動を受けた NPS の設備について、その設計上の降伏静的震度 S_c と観測記録により RDS を導出して、設備の損傷ないしは機能喪失の有無と比較することにより、設備の機能維持に影響すると考えられる応答塑性率レベルを把握できる。NPS における設備は多種多様であるため、広範囲の設備について分析を行うことで、統計的な見地から、設備の損傷ないしは機能喪失を防止するための許容塑性率を導出することが可能と考えられる。例えば、許容塑性率を 30 と仮定すれば、図 2-4 より S_c を 0.4 に設定することで、いかなる固有周期を有する設備においても損傷を回避できるとの結論が得られ、従って、これを設計用静的震度として採用して実際の設備の設計を行えば、想定した地震動に対して機能維持を図ることができる。このように、許容塑性率から設計用静的震度を定めて一律に設備の設計に利用できる簡便性は、意義が大きいと考える。

ここまで、本論で提案する新たな静的震度設計法を述べたが、構造物全体としての地震荷重と変形を支配するのが降伏静的震度であることに注目して、これをパラメータとして地震応答解析を行い、応答塑性率を縦軸、固有周期を横軸とした RDS を作成する手法は、本論において初めて試みる手法である。

また、以降の本論においては、ここで提案した「静的震度をパラメータとした RDS」に対し、実プラントの設備の破損事例からその有効性を検証していくが、これも初めての試みであって、次章以降に示す通り、the GEJE と the NCO Earthquake を受けた設備を RDS により分析ができた意義は大きい。

2.3 新たな静的震度設計法の提案

本章では、これまでに述べた設備の弾塑性挙動に着目した地震応答解析手法に基づき、許容塑性率を満足するよう設計用静的震度を定めて設備の設計を行う新たな静的震度設計法の構築を提案する。DBE を用いて概ね弾性範囲内で設計を行う動的設計と合わせて、設備の損傷限界ないしは機能維持限界を考慮して行う静的震度設計を組み合わせることで、SDEC に対する設計配慮が可能となり、我国の NPS 耐震設計の多様化による信頼性向上に寄与するものとする。

2.3.1 静的震度設計手法の概要

許容塑性率を用いた静的震度設計の手順を図 2-5 のように提案する。図 2-5 は静的震度設計に用いる設計用静的震度の導出プロセスを示している。

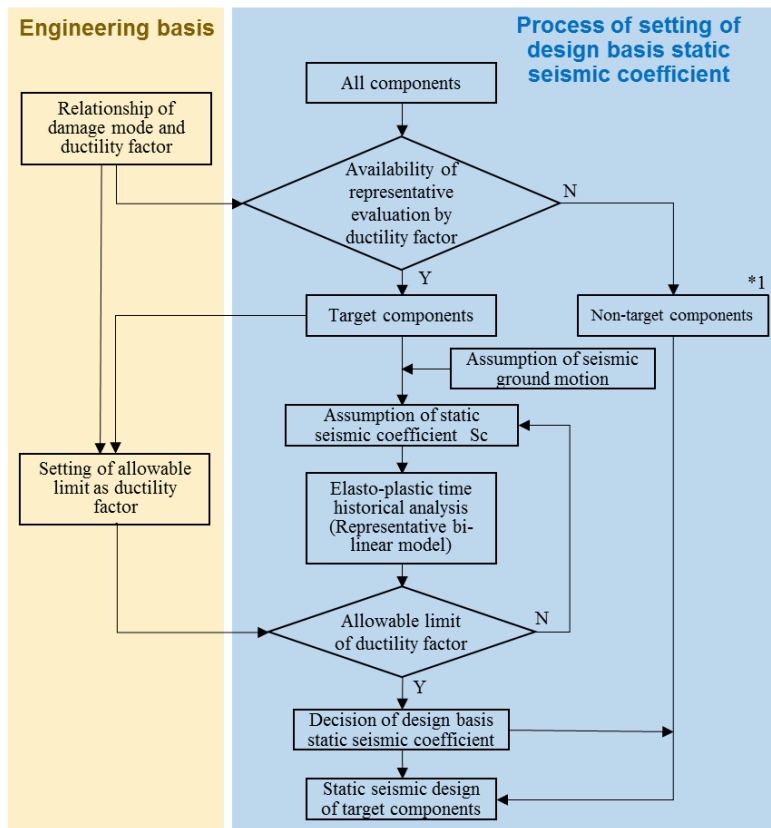
設計者は、まず、本手法を適用できる設備を選定する必要がある。第 2.3.3 項に示す通り設備の機種ならびに損傷モードによっては本手法が適用できない可能性があるため、対象とする設備を選定する。リレーのチャタリング、地震時の相対変位や内部部品の接触等のように、応答塑性率で損傷ないし機能喪失を代表できない設備については、個別の設計を行うことが必要である。

次に入力となる地震動を選定する。想定される地震動としては当該 NPS における DBE 等をもとに、DBE の不確実性を考慮し、これを上回る地震動を想定することが望ましい。入力となる地震動を用いて RDS を導出するにあたり、降伏静的震度 S_c を定め、バイリニアモデルを用いた時刻歴弾塑性解析を実施する。これにより求められた RDS が全固有周期帯において許容塑性率を下回るまで、降伏静的震度 S_c を大きくしながら解析を繰り返すことで、許容塑性率を満足する降伏静的震度 S_c が見出せる。さらに、これに保守性を考慮して設計用静的震度を定め、各設備の静的震度設計に用いる手法を提案した。

2.3.2 性能目標

DBE を用いた動的設計が概ね弾性設計によっているのに対して、本論が提案する静的震度設計法では、入力対象となる地震動に対して、設備の損傷ないし機能喪失を防止することを性能目標とする。また、設計手法における設備の応答についても、これまでの応力－ひずみ特性による評価に対して、荷重－変位特性に

よる評価を取り入れることで、地震交番荷重のもとでの設備の弾塑性応答を、より現実的に考慮できる体系を提案する。



*1: A component, whose damage modes are not associated with the ductility factor, should be non-target component. Examples of these damage modes are ratcheting fatigue, contact of internal parts, short circuit of electrical equipment, relay chattering, etc.

Fig. 2-5 Procedure of setting of design basis static seismic coefficient

2.3.3 許容塑性率を用いた静的震度設計の適用性

応答塑性率及び RDS の算出には、1 自由度系モデルを用いた。多くの設備の設計においては 1 自由度系モデルが用いられるため、本手法の適用性は高いと期待できるが、NPS の設備の機種は多様である。

そこで、本項では NPS に採用される設備の機種ごとに、許容塑性率を用いた静的震度設計の適用性について検討を行う。

2.3.3.1 設備の耐震設計モデル

JEAC4601 の 2008 年版²⁻¹⁾では、設備の耐震設計手法について詳述されている。また、the NCO Earthquake を受けた TEPCO KK NPS においては、地震後の点検を行うにあたり、設備の地震応答特性に基づいて脆弱部位を明らかにした²⁻⁶⁾。表 2-1 に、設備の耐震設計に一般的に用いられる解析モデルの代表例と、それらの脆弱部位及び損傷モードを機種ごとにまとめた。

2.3.3.2 新たな静的震度設計法の適用性

(1) 破壊モードに対する適用性

動的に繰り返される荷重については、機械設備の耐震設計では初通過破壊と累積疲労破壊の 2 種が考慮されている（日本機械学会、1985）²⁻⁷⁾。また、実際の地震を受けた NPS では、地盤変状や設備間の異なる振動に伴う相対変位による破損が確認されている他、構造強度に起因しない地震による機能喪失の可能性も指摘される（リレーのチャタリング等）。

本論に提案する手法は、これまでの静的震度設計法と同様、地震慣性力による設備の初通過破壊に適用するものとして提案した。これは、地震荷重のように荷重サイクル数が小さい低サイクル疲労では、極めて地震動の継続時間が長い the GEJE に遭遇した 1F NPS でも地震慣性力による疲労破壊の発生の可能性は小さいこと（第 3 章に記述）、さらには the NCO Earthquake に被災した KK NPS では単一のパルス状の加速度波形が観測されておりこれが設備の被害の要因となっていること（第 4 章に記述）を考慮したものである。

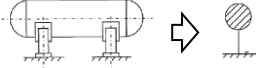
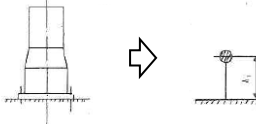
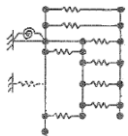
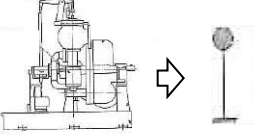
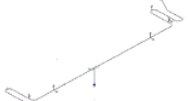
本手法が他の損傷モードに対しても適用できないか、表 2-2 にまとめるとともに、以下に各機種とそれらの損傷モードに対する適用性の考え方を記す。本検討により、本手法がこれまでの静的震度設計法に準じた範囲で適用が可能であることを明らかにするとともに、配管系の支持構造物等、耐震安全性の向上のため、これまでの範囲を拡大して適用できる見込みを得た。

(1) 1 自由度系モデル

表 2-1 に示す通り、多くの床置き設備及び動的機器は 1 自由度系モデルで代表される。これらの設備は、架台の変形や基礎ボルトの破断等を最弱部位及び損傷モードとして設計を行う設備であり、本論で提案する許容塑性率を用いた静的

震度設計法が適用できる。対象設備は、容器、熱交換器、横型ポンプ、縦型ポンプ（短尺・高剛性）、ファン（高剛性）、ディーゼル発電機、電動機、空調ユニット等、多岐にわたる。

Table 2-1 Examples of the major models of components for seismic analysis and typical vulnerable parts

Type of components	Model for seismic design	Vulnerable part and the damage mode
Tanks	One-degree- of-freedom model 	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation)
Horizontal Pumps	One-degree- of-freedom model 	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation)
Vertical Pumps (short body or strength)	One-degree- of-freedom model 	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation) Bearings (Wearing)
Vertical Pumps (long body)	2D multi-mass system model 	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation) Bearings (Wearing)
Turbine driving pump	One-degree- of-freedom model 	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation)
Motors	One-degree- of-freedom model	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation)
Chillers	One-degree- of-freedom model	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation)
Diesel Generators	One-degree- of-freedom model	Anchor bolts (Shear fracture, plastic deformation)
Piping system	3D multi-mass system model 	Support structure (plastic deformation) Piping (Ratchetting fatigue)

これらのうち、動的機器については、加振試験による動的機能確認済加速度を確認された型式から設備を選定するのが一般的な設計手法であるが、加振試験に先立つ構造解析においては、脆弱部位に着目した本手法の適用が可能と考え

られる。すなわち、本手法は動的機器の耐震設計に対しても間接的に貢献できるものと考えられ、これまでの静的震度設計法を拡大して利用できる。

Table 2-2 Availability of the new seismic method for each type of component and damage mode

Components / Failurer mode			First passage destruction	Low cycle fatigue	Others
One-dgree-freedom model	Tank Heat Exchanger Horizontal pump Tubine-driven pimp motor Chiller	Applicable	Fracture (Anchor bolt) Buckling (structure) deformation (support leg)	—	—
	Diesel generator Piping system (constant pitch supporting) Cable tray Air ventilating duct	Not applicable	—	—	Loss of dynamic function (Pump, Motor, etc.) Fracture by relative displacement (Cable tray, etc.) Wearing of internals (Turbine driven pump, etc.)
Multi-mass model	Piping system Vertical pump Etc.	Applicable	Support structure (incl. Snubber) (Piping system) Fracture (Anchor bolt)	—	Bearing function loss (Vertical pump)
		Not applicable	Fracture (Piping system)	Low cycle fatigue (Piping system)	Fracture by relative displacement (Piping system) Loss of dynamic function (Vertical pump)
Components without structural design (Relay, detector, etc.)		Not applicable	—	—	Chattering (Relay)

(2) 多質点系モデル

NPS の設備において多質点系モデルで設計される設備としては、動的解析としてスペクトルモーダル解析を実施する配管系、長尺の縦型ポンプ等が挙げられる。多質点系モデルであっても、設備の機能喪失を生じる脆弱部位（最弱部位）が把握され、かつ、当該部位の機能喪失に影響を与える振動モードが特定できる場合には、この振動モードに着目して、設備全体の荷重－変位特性を表現する等

価な 1 自由度系モデルを定義することで、本論の手法を用いた静的震度設計を行うことが可能であると考ええる。

配管系についてはこれまで多くの試験が行われており、大きな耐震余裕を有していることが確認されており²⁻⁸⁾、その破損モードは一次応力による破損ではなく、ラチェットを伴う低サイクル疲労であることが知られている。SDECにおいても、その余裕は確保されると考えられ、敢えて、本手法を適用する意義は低い。ただし、配管系の支持構造物であるスナバについては、配管系本体に比して余裕が小さく、本手法の適用が望まれる。スナバについては、限界耐力試験により各構成部材の耐力を明らかにしているので、配管からの荷重の付加を時刻歴で解析することにより本手法の適用が可能である。

長尺の縦型ポンプについては、最弱部位が軸受けであることを明らかにしているので、弾塑性プッシュオーバー解析で荷重－変形特性と許容塑性率を求めることで本手法の適用が可能であると考ええる。

本手法については、多質点モデルであっても、実験的アプローチまたは解析的アプローチにより、等価な 1 自由度系モデルに置き換え、脆弱な損傷部位に着目して許容塑性率を求めることで、本手法を適用できる見込みを得た。

(3) 構造強度によらず設計される設備

電気機器等については、構造強度設計は行わず、機能検定試験により合格した設備の中から、採用する器具を選定する。機能検定試験で用いられる加速度は通常は 5G 前後であり大きい加速度であるので、本手法を適用する意義は低い。

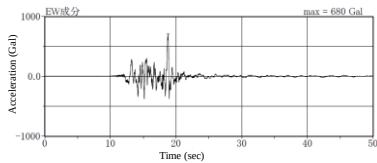
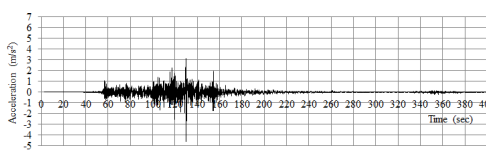
以上の通り、新たな静的震度設計法は、地震慣性力による設備の破損に対応するものであり、低サイクル疲労や相対変位による破損等の他の損傷モードについては別手法による対応を要するが、これまでの耐震設計において採用される静的震度設計に準じた範囲で適用可能であり、また、スナバへの適用、軸受への適用で述べた通り、試験や弾塑性構造解析等を通じて、適用範囲を拡大することが期待できる。

2.3.3.3 地震動の特性を考慮した適用性

2.3.3.2 項に示した通り、新たな静的震度設計法は地震動のもとでの設備の初通過破壊に対する設計手法として提案したが、第 2 章、第 3 章に詳述するように、the NCO Earthquake と the GEJE では地震動の特性が異なり、the NCO Earthquake においては特異なパルス波により屋外設備の初通過破壊が現れ、the GEJE については極めて継続時間が長い地震であったにも係わらず、耐震 S クラス設備では地震による低サイクル疲労は考慮する必要の無い地震であったことを明らかにした（表 2-3 参照）。

従って、本耐震設計法について、これまでの静的震度設計法と同様、初通過破壊に対して適用することの意義は大きいものと判断するが、第 3 章においては、応答塑性率を用いた低サイクル疲労に対する評価にも拡大する手法を考案した。

Table 2-3 The earthquake characteristics and failure mode should be focused

		The NCO Earthquake	The GEJE
Waveform		 KK-1 Reactor Building Base mat A pulsed wave was observed, which was the cause of the first passage fracture of components in the yard.	 1F-6 Reactor Building Base mat Even though it was an earthquake with a long duration, the need for consideration for low-cycle fatigue is negligible. First passage fracture of low seismic class component was not found.
Failure mode	First passage fracture	High necessity of consideration	Necessity of consideration
	Low-cycle fatigue failure	Negigible	Negigible

2.3.3.4 許容塑性率の導出

(1) 許容塑性率の導出方法

本論においては、許容塑性率を第 3 章及び第 4 章に示す、実際に大きな地震を受けた NPS における設備の分析結果から導出する。

地震を受けた設備の設計情報から、この設備の降伏静的震度 S_c 及び固有周期が得られることから、受けた地震動の時刻歴波形をもとに、当該の S_c に対して RDS を描き、当該設備の固有周期に相当する応答塑性率が求められる。

図 2-6 に許容塑性率の導出の概念を示す。複数の設備の分析により、損傷ないしは機能喪失した設備と、機能を維持した設備が一つの RDS 上に描け、損傷の境界となる塑性率レベルが明らかとなる。このレベルを満足する静的震度 S_c 、つまり図 2-6 では $S_c=0.4$ を設計用静的震度として定めれば、いかなる固有周期の設備を設計しても、目標性能が達成できることとなる。

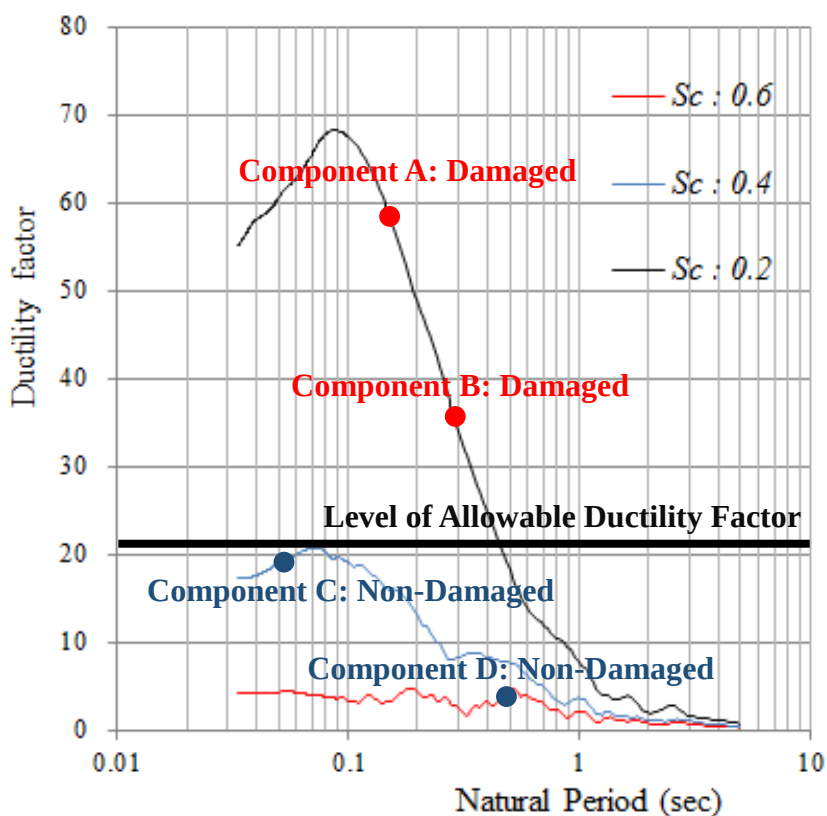


Fig. 2-6 Setting of the allowable ductility factor

これまで、種々の加振試験が行われてきたが、設備を損傷させるまで実施した試験はほとんど無く、上記の概念での許容塑性率は検討されてこなかった。本論では第 3 章と第 4 章に、実際に大きな地震動を受けた設備の分析を行うが、不幸にも襲った NPS における地震は、許容塑性率の導出に大きな意義を持つものであると考える。

(2) 許容塑性率設定にあたっての配慮

NPS に採用される設備は、表 2-1 の通り多種、多様であり、その弾塑性挙動、すなわち荷重－変形特性も設備により異なるが、新たな静的震度設計法においては、図 2-2 の通り規格化した荷重－変形特性を提案した。従って、前項に示す RDS 上のプロットも、実際の設備の応答塑性率を示すのでは無く、当該設備と同じ S_c と固有周期を持つバイリニアモデルの応答を示したものである。

実際の設備の荷重－変形特性と規格化されたバイリニアモデルを比較した場合、弾性域での応答には差が無いと考えられるが、バイリニアモデルで設定した二次剛性は設備によって異なり、またバイリニアモデルのように直線的な挙動を示さないものと考えられる。

そこでバイリニアモデルの二次剛性をパラメータとして、RDS の感度を調べた。図 2-7 は以下の条件のもと作成した RDS である。

地震動入力：The NCO Earthquake

KK NPS 5 号炉原子炉建屋基礎版上観測波形

静的震度 (S_c)：0.2

二次剛性：一次剛性の、0.01、0.03、0.05、0.1 倍

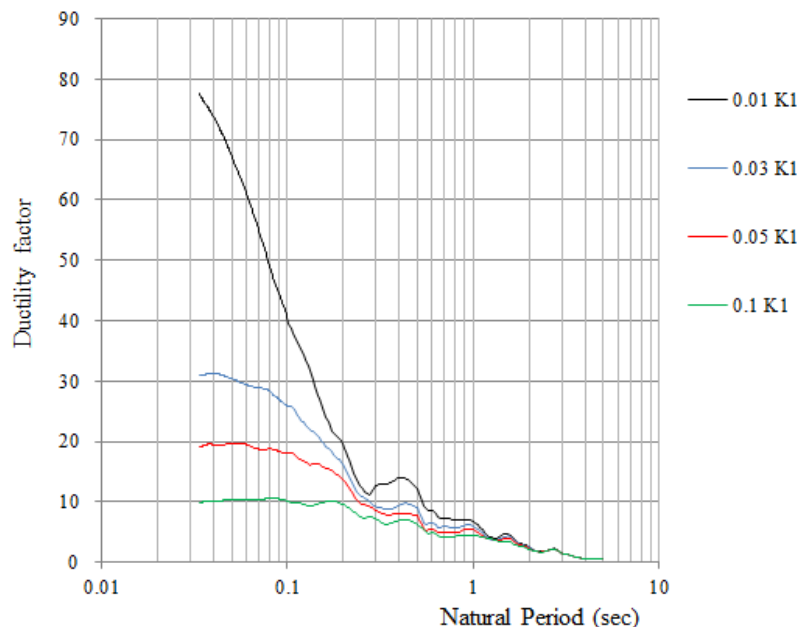


Fig. 2-7 Sensitivity of secondary stiffness on the response ductility factor spectrum

図 2-7 より二次剛性の感度は大きいことがわかる。

0.05 倍より大きな倍率の設備に対して 0.05 倍を用いて本手法による設計用静的震度設計を求める際には、設計用静的震度として保守的な震度が得られるので問題はない。設備の剛性として 0.03 倍程度までの考慮をするとき、0.05 倍で規格化する場合には、図 2-7 より 1.5 倍程度の保守性を見込んでおく必要がある。

次に、降伏静的震度を増加させたときの、二次剛性の違いによる応答塑性率の低減の程度を比較した。すなわち、規格化した二次剛性（一次剛性の 0.05 倍）のバイリニアモデルを用いた場合に、例えば、 S_c を 0.2 から 0.6 に増加させたときの応答塑性率の低減と、二次剛性を一次剛性の 0.1 倍としたバイリニアモデルを用いた場合の同様の条件での応答塑性率の低減を比較する（図 2-8 参照）。なお、ここでは、第 4 章に示す KK NPS の大湊側ヤードの地震計（5G-1）における the NCO Earthquake における観測記録を用いた。

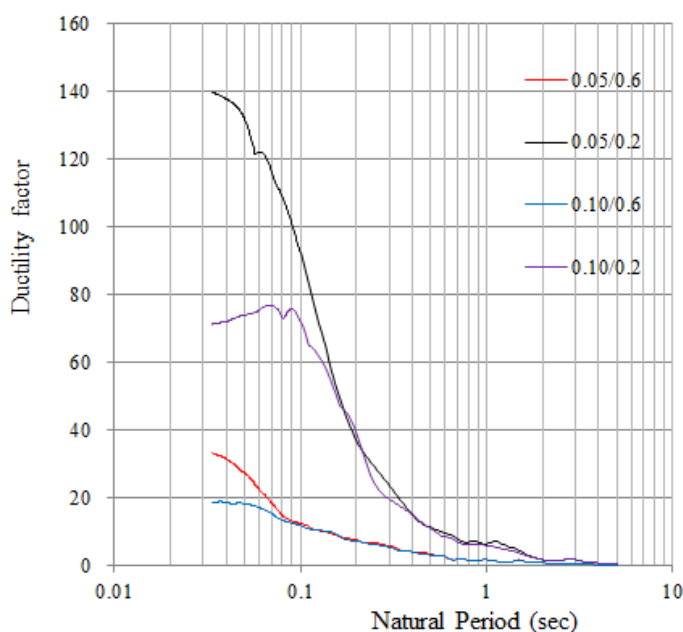


Fig. 2-8 Reduction of ductility factor under increasing S_c value

上記のそれぞれの二次剛性について、各固有周期において S_c を 0.2 から 0.6 に増加させた場合の応答塑性率の低減率を図 2-9 に示す。

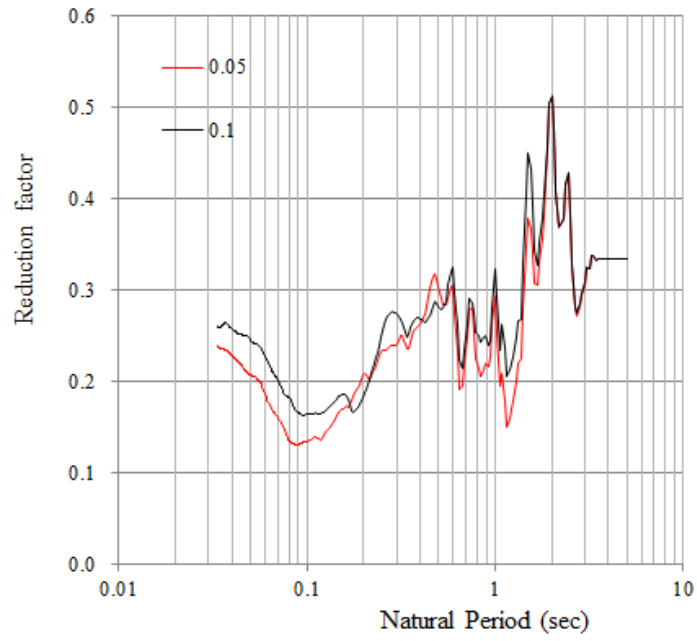


Fig. 2-9 Reduction factor of ductility factor ($Sc = 0.2 \sim 0.6$, $k_2 = 0.05k_1, 0.1k_1$)

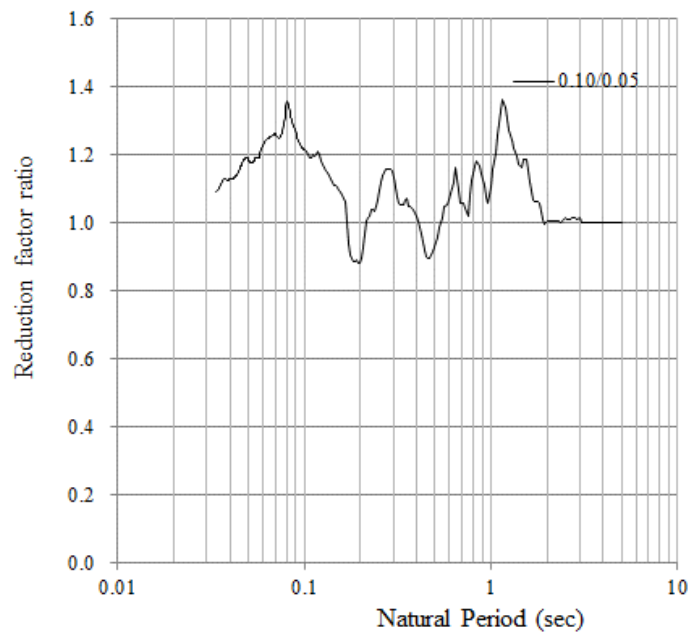


Fig. 2-10 Reduction factor ratio of ductility factor ($Sc = 0.2 \sim 0.6$, $k_2 = 0.05k_1, 0.1k_1$)

さらに、図 2-9 における応答塑性率の低減率の比を求めると図 2-10 の通りとなる。二次剛性を一次剛性の 0.05 倍にした場合の低減率に対する、0.1 倍にした場合の低減率の比を示している。

図 2-9 と図 2-10 より S_c を増加させた場合の応答塑性率の低減効果は、二次剛性を一次剛性の 0.05 倍としたときと、0.1 倍としたときで、概ね相似性を有することが明らかとなった。他の地震観測記録、他の二次剛性を用いても同様の傾向である。従って、二次剛性を一次剛性の 0.05 倍として規格化したバイリニアモデルを用いる場合、図 2-10 より 2 倍程度の保守性を見込むことで、他の二次剛性を代表できると考えられる。

以上より、二次剛性の相違による応答塑性率の出力の相違を考慮して、規格化したバイリニアモデルを用いる際には、これを保守性として許容塑性率の設定に考慮することとし、この保守性を、余裕を見て 2~3 倍程度とすることで、本手法に提案する規格化したバイリニアモデルの汎用性が確保できるとの結論を得た。

2.4 まとめ

本章では、第 1 章に示した SDEC、すなわち DBE を大きく超過する地震動を受けた際の NPS の耐震設計体系を確立するため、新たな静的震度設計法を構築し提案した。これは、DBE に基づき概ね弾性設計される現行の体系に対して、DBE を超える地震を想定し、設備の損傷限界ないしは機能維持限界を基準とする設計法とすることで合理的に SDEC における耐震体系を達成することをねらったものである。

種々の構造を持つ設備の地震動の交番性の中での大変形を評価するため、設備の構造全体を代表する規格化した荷重－変形特性を用いることを提案するとともに、これを用いた時刻歴解析により、塑性域におけるエネルギー吸収を反映した、最大塑性率（地震動下での設備の最大変形量）を評価する手法を取り入れた。

さらに、構造全体としての地震荷重と変形の関係は、静的震度と固有周期に支配されることに注目して、静的震度をパラメータとした RDS を作成するとの初めての試みを実施した。

上記の考え方を用いて、設備の損傷限界ないしは機能維持限界を代表する許容塑性率を定義し、これを満足する静的震度を RDS に基づき決定することで、新たな静的震度設計法の入力とする手順を定めた。

新たな静的震度設計法は、地震慣性力による設備の破損に対応するものであり、低サイクル疲労や相対変位による破損等の他の損傷モードについては別手法による対応が必要であるが、これまでの耐震設計において採用される静的震度設計に準じた範囲で適用可能であり、また、試験や弾塑性構造解析等を通じて、適用範囲を拡大することが期待できる。

本章の参考図書 References

- 2-1)The Japan Electric Association, The technical code for seismic design of nuclear power plants, JEAC4601-2008, JEA (2008) (in Japanese).
- 2-2)U. S. Nuclear Regulatory Committee, Development of criteria for seismic review of selected nuclear power plants (NUREG/CR-0098), (1978).
- 2-3)Matsuura, S., Nakamura, H., Ogiso, S., Ohtsubo, H., Studies on the seismic buckling design guideline of FBR main vessels: 5th Report, Applicability of the numerical buckling analysis method, Transactions of the JSME (A), 61(585), pp138-146, (1995) (in Japanese).
- 2-4)Hagiwara, Y., Yamamoto, K., Kawamoto, Y., Nakagawa, M., Akiyama, H., Studies on the seismic buckling design guideline of FBR main vessels: 9th Report, Buckling evaluation under elastic-plastic seismic response, Transactions of the JSME (A), 64(626), pp163-170, (1998) (in Japanese).
- 2-5)Ochiai, K., Nagasawa, K., Some considerations on the physical meaning of static seismic coefficient for mechanical components, Mechanical engineering congress, Japan 2014, The Japan Society of Mechanical Engineers, J1010204 (2014) (in Japanese).
- 2-6)International Atomic Energy Agency, Earthquake preparedness and response for nuclear power plants, IAEA Safety Report Series No.66 (2011).
- 2-7)The Japan Society of Mechanical Engineers ed., Seismic design and structural dynamics (1985), pp.223–237, The Japan Society of Mechanical Engineers (in Japanese).
- 2-8)The Nuclear Power engineering Corporation (NUPEC), Report Vol.1, Ultimate Strength piping Test Program (2004), The Nuclear Power Engineering Corporation (in Japanese).

第 3 章 東北地方太平洋沖地震における福島第一原子力発電所の 地震応答に関する分析について

3.1 はじめに

The GEJE における TEPCO 1F NPS 事故とその進展の経緯については、これまで、各機関によりその解明が行われており、津波による非常用電源喪失と海水ヒートシンク喪失が事故の主要因であるものと考えられている。特に地震発生から津波襲来までの間は、安全上重要な設備の健全性は維持されており、スクラム信号発信後の原子炉の制御が正常に行われたと考えられる。しかしながら、国会事故調査報告書³⁻¹⁾等において、地震により安全上重要な設備（例えば、非常用復水系（IC））の健全性が失われたことが事故の要因である可能性があるとする記述が見られるため、本章においては、1F NPS の安全上重要な設備に対する地震による影響を地震応答解析結果等に基づき考察するとともに、同発電所において観測された地震動の記録を応答塑性率の観点から分析し、耐震設計が施された原子力設備に対する the GEJE による影響を一般化して論ずる。

3.2 福島第一原子力発電所 1 号、2 号及び 3 号炉の地震による影響分析

3.2.1 地震後の設備健全性の確認方法

大きな地震を受けた後、安全上重要な設備を含む NPS の健全性を評価する方法は、the NCO Earthquake を受けた TEPCO KK NPS の再起動に向けた取り組みを参考に、「Earthquake preparedness and response for nuclear power plants」（IAEA、2011）³⁻²⁾に取り纏めた。ここには、

- ① 設備の基本点検（目視確認等）ないし詳細点検（分解点検等）
- ② 地震応答解析
- ③ 設備の機能確認試験

を組み合わせた総合的な評価手法が纏められている。KK NPS 1 号、5 号、6 号及び 7 号炉については、これら評価に準じた確認を実施して再起動し、東北地方太平洋沖地震後に停止するまで問題無く運転を続けた。

これに対し、the GEJE により事故に至った 1F NPS 1 号、2 号及び 3 号炉においては、上記の評価手法を採用して地震の影響を実物から見極めることは以下の理由により困難である。

- ① 水素爆発による影響と炉心損傷による高線量により設備の点検を行うことが困難であること
- ② 津波による水没、損傷を受けている設備について地震による影響を峻別することが困難であること

従って、当該号炉の地震による影響を論ずる場合には、以下の各項を総合的に分析して工学的に判断するのが合理的であると考ええる。

- ① 地震後、津波襲来までのプラント制御状況
- ② 地震応答解析の実施
- ③ 類似号炉（例えば 1F NPS 5 号炉）の評価

3.2.2 津波襲来までのプラント制御状況

The GEJE の際に運転中であった 1F NPS 1 号、2 号及び 3 号炉においては、地震により原子炉保護系（RPS）インターロックが動作し、「地震加速度大スクラム」信号が発せられたこと、さらにそれにより制御棒が緊急挿入され「全制御棒全挿入」に成功したことを、TEPCO が公開している the GEJE 発生時の 1F NPS

のプラントデータ集³⁻³⁾にあるアラームタイプの記録から確認した(図3-1 参照)。これは、原子炉の緊急停止(スクラム)に成功したことを意味している。また、東京電力福島原子力発電所における事故調査・検証委員会の最終報告書(東京電力福島原子力発電所における事故調査・検証委員会、2012)³⁻⁴⁾、福島第一原子力発電所1号機の事故分析(小林他、2015)等³⁻⁵⁾³⁻⁶⁾に示される通り、地震加速度大スクラム後、主蒸気隔離弁(MSIV)論理回路の電源喪失によりMSIVが自動閉動作し、各号炉の原子炉は隔離状態となった。各号炉においては、IC、原子炉隔離時冷却系(RCIC)、高圧注入系(HPCI)を用いて原子炉からの崩壊熱除去を行ったことが確認されており、この間の各号炉の原子炉水位と圧力は正常にコントロールされたと判断する(図3-2 参照)。

特に1号炉のICについては、地震発生時に当該箇所に居合わせた作業員により配管近傍からの出水が報告されているが、この水は燃料プールのスロッシング水が空調系ダクトを通じて下階に流れ、当該箇所から出水したものと推定される。IC自体の除熱性能については、1号炉における地震から津波来襲までの間の時系列評価を実施した文献(小林、奈良林、2014)³⁻⁷⁾に、これが正常に維持できていたことが示されている。

さらに、原子炉格納容器についても地震発生から津波襲来までは想定通りの温度、圧力変化を示しており、原子炉一次冷却水の漏洩や格納容器自体の機能の低下を示すデータは無い。

また、これら原子炉の制御に必要な電源は、地震で損壊した外部電源に替わり非常用ディーゼル発電機が自動起動して津波襲来までの間、必要な電力を供給したことを確認した。

このように地震発生から津波襲来までの間は、安全上重要な機能が確保されるという、通常地震スクラムで想定されるプラントの状態が維持されていたと推定でき、国会事故調査報告書以外の各報告書においても、同様の結論を導いている。

H	MIN	SEC	MSEC	PID	ABBREVIATION	STATUS
14	46	46	400	D564*	SEISMIC TRIP C	TRIP
14	46	46	410	D534	REACTOR SCRM A	TRIP
14	46	58	420	D563	SEISMIC TRIP B	TRIP
14	46	58	430	D535	REACTOR SCRM B	TRIP
1446	A538	REM		BYP	ON	
1446	B500	CONT ROD DRFT ALRM			ON	
14	47	00	020	D562	SEISMIC TRIP A	TRIP
14	47	00	030	D565	SEISMIC TRIP D	TRIP
1447	C020	SUPPRESSION	LEVEL	-40.8<	-20.0 MM	
1447	A523	APRM	DOWN	SCAL	TRBL	
1447	A539	RWM	ROD	BLOK	ON	
1447	A553	ALL CR	FULL	IN	ON	
1447	G002	GENERATR	VOLT	18.56>	18.50 KV	
1447	C000	CONT ROD SYST	FLOW	OVR	FLW	
1447	C020	SUPPRESSION	LEVEL	16.0	MM	NORMAL R
14	47	09	140	D520	REAC WTR LEVEL A	
1447	C004	REACTOR	WATR	LEVEL	516<	800 MM
14	47	09	150	D521	REAC WTR LEVEL B	LOW
1447	E004	SWCHGEAR	BUS	1A	7217>	7200 V
14	47	10	910	D523	REAC WTR LEVEL D	LOW
1447	C020	SUPPRESSION	LEVEL	21.6>	20.0 MM	
14	47	10	910	D522	REAC WTR LEVEL C	LOW
1447	A549	LOW POWR	ALRM	POINT	UNDER	
14	47	20	620	D522	REAC WTR LEVEL C	NORM
1447	D622	PCIS	ISO	IN	TRIP	ON
14	47	20	620	D523	REAC WTR LEVEL D	NORM

Fig. 3-1 Records of Alarm Typer of Unit 1 of 1F NPS
(Postscript to records on the TEPCO home page)

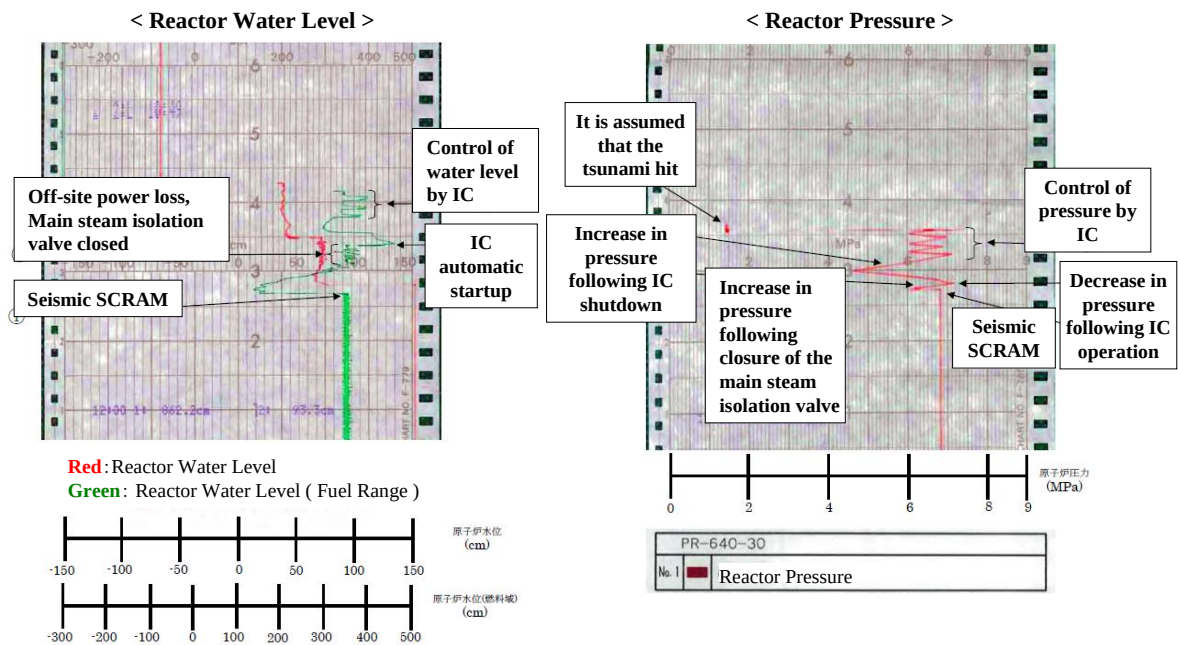


Fig. 3-2 Records of reactor pressure and water level in Unit 1 of 1F NPS
(Postscript to records on the TEPCO home page)

3.2.3 地震応答解析

3.2.3.1 地震動の特徴

The GEJE は最大震度 7、1F NPS の立地する大熊町、双葉町で震度 6 強を観測している。1F NPS 各号炉の原子炉建屋に設置された地震計は、最大水平加速度 550 Gal、最大鉛直加速度 302 Gal（いずれも 2 号炉）を記録しているが、水平加速度は現行の基準地震動 Ss を約 2 割上回る程度と分析し、各号炉の加速度を俯瞰すると、概ね基準地震動 Ss と同程度の地震動を受けたものと結論づけた（表 3-1 参照）。

Table 3-1 Peak acceleration recorded in each unit of 1F and 2F NPS in the GEJE

		Observed records of maximum acceleration at Reactor Building Base Mat (Gal)			Estimated maximum acceleration of Design Basis Earthquake (Ss) (Gal)		
		NS	EW	UD	NS	EW	UD
Fukushima Daiichi NPS (1F NPS)	Unit 1	460 ^{※1※2}	447 ^{※1}	258 ^{※1}	487 ^{※2}	489 ^{※2}	412
	Unit 2	348 ^{※1}	550 ^{※1※2}	302 ^{※1※2}	441	438	420
	Unit 3	322 ^{※1}	507 ^{※1}	231 ^{※1}	449	441	429 ^{※2}
	Unit 4	281 ^{※1}	319 ^{※1}	200 ^{※1}	447	445	422
	Unit 5	311 ^{※1}	548 ^{※1}	256 ^{※1}	452	452	427
	Unit 6	298 ^{※1}	444 ^{※1}	244	445	448	415
Fukushima Daini NPS (2F NPS)	Unit 1	254	230 ^{※1※2}	305 ^{※2}	434 ^{※2}	434 ^{※2}	512 ^{※2}
	Unit 2	243	196 ^{※1}	232 ^{※1}	428	429	504
	Unit 3	277 ^{※1※2}	216 ^{※1}	208 ^{※1}	428	430	504
	Unit 4	210 ^{※1}	205 ^{※1}	288 ^{※1}	415	415	504

※1 Seismometers stopped recording after 130 to 150 seconds of the earthquake.

※2 Maximum values of observed records and design values by each direction in each NPS

地震動のスペクトルを見ても、観測記録が基準地震動 Ss に概ね包絡されていることを確認した。また、1F NPS は 1967 年に 1 号炉を着工し、1971 年（1 号炉）から 1979 年（6 号炉）にかけて供用を開始したが、各号炉の建設時に用いられた、当時の観測記録（エルセントロ、タフト波）等をベースとした設計用地震動は、設備の設計に大きな影響を与える 0.1～0.2 秒の領域で、現行の基準地震動 Ss と比較して大きな応答加速度を想定しており、各設備は今回の地震に対して大きな余裕をもっていたものと分析した（図 3-3 参照）。

従って、観測された地震動は、設備の耐震設計の観点からは、設備の損傷や機能喪失に対するリスクを生ずるレベルではなかったと判断した。

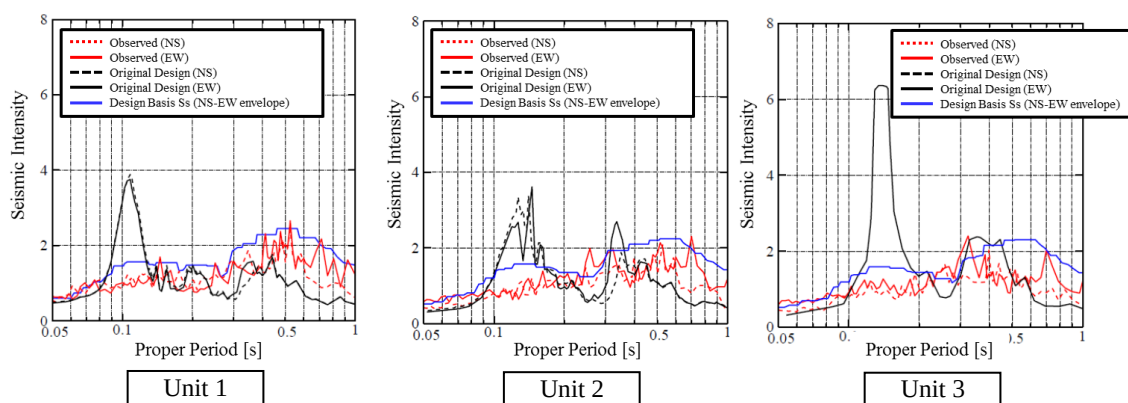


Fig. 3-3 Floor Response Spectrum of observed record at 1F NPS NPS (Reactor building base mat)

なお、1F NPS においては、供用開始後、1981 年制定の旧耐震設計審査指針に基づきバックチェックが実施されたとともに、2006 年の当指針改訂に伴い DBE を見直して再度バックチェックを実施していたところである。

3.2.3.2 安全上重要な設備の地震応答解析

観測された地震動を用いて 1F NPS 1 号、2 号及び 3 号炉の安全上重要な設備の地震応答解析を、通常の設計で用いられる手法に準じて実施した。具体的な解析条件を以下の(1)から(4)に示す。

これらの手法を用いて、各号炉とも耐震安全上重要な設備を網羅する約 100 設備に対して解析を実施した結果³⁻⁸⁾、算出された各設備の応答は、すべて許容基準を下回るものであり、各設備が the GEJE において損傷を受けた可能性は低いことを明らかにした (表 3-2 参照)。

特に地震時に出水事象が確認された付近 (1 号炉原子炉建屋 4 階) に配置される IC 系配管についても、許容基準に対して約 3 倍以上の余裕を有しており、出水の原因が当該配管の地震による破損による可能性が低いとの結論を得た (図 3-4 参照)。なお、出水箇所の近傍にある IC 系の配管はベント用の小口径配管のみであり、耐震性について主系統と同等の要求はない箇所である。仮に地震によ

り当該箇所に破断が生じたとしても系統機能への影響はない。以上より、IC 系配管の破断が事故の原因であったという可能性を否定する知見が得られた。

(1) 評価用地震動

The GEJE（本震）の観測記録による。

(2) 地震応答計算

(1)の地震動の時刻歴データを建屋モデルに入力し、地震応答解析を配管等についてはスペクトルモーダル解析、原子炉压力容器（炉内構造物を含む）、原子炉格納容器等については原子炉建屋と連成させた 2 次元梁モデルの時刻歴解析により実施した。

(3) 床応答スペクトル

床応答スペクトルは、周期方向に±10%拡張したものをを用いた。

(4) 減衰定数

設備の減衰定数は JEAC4601 の 2008 年版（日本電気協会、2008）³⁻⁹⁾に基づき、溶接構造物及びポンプ、ファン等の機械装置は水平方向、垂直方向ともに 0.05、配管については表 3-2 に解析結果を代表で示した主蒸気系、残留熱除去系について、それぞれ 0.02、0.03 を用いた。

Table 3-2 Example results of seismic response analysis for safety related components of 1F NPS

Components	Evaluation Point	Item	Unit 1		Unit 2		Unit 3	
			Calculation value	Evaluation criteria	Calculation value	Evaluation criteria	Calculation value	Evaluation criteria
RPV	Foundation	Primary Stress (MPa)	93	222	29	222	50	222
Core Support Structure	Shroud Support	Primary Stress (MPa)	103	196	122	300	100	300
PCV	Drywell Body	Primary Stress (MPa)	98	411	87	278	158	278
Main Steam Line System	Piping	Primary Stress (MPa)	269	374	208	360	151	378
Residual Removal System (Shut Down Cooling System for Unit 1)	Piping	Primary Stress (MPa)	228	414	87	315	269	363
	Volt of Pump	Primary Stress (MPa)	8	127	45	185	42	185
Control Rod	Fuel Assembly	Relative Displacement (mm)	26.4	40	33.2	40	24.1	40

Piping Model	Calculation value (MPa)	Evaluation criteria (MPa)	Margin
IC-PD-1	106	414	3.90
IC-PD-2	106	414	3.90
IC-R-1	94	414	4.40
IC-R-2	85	414	4.87
IC-R-3	105	310	2.95
IC-R-4	86	310	3.60
IC-R-5	75	351	4.68
IC-R-6	82	351	4.28

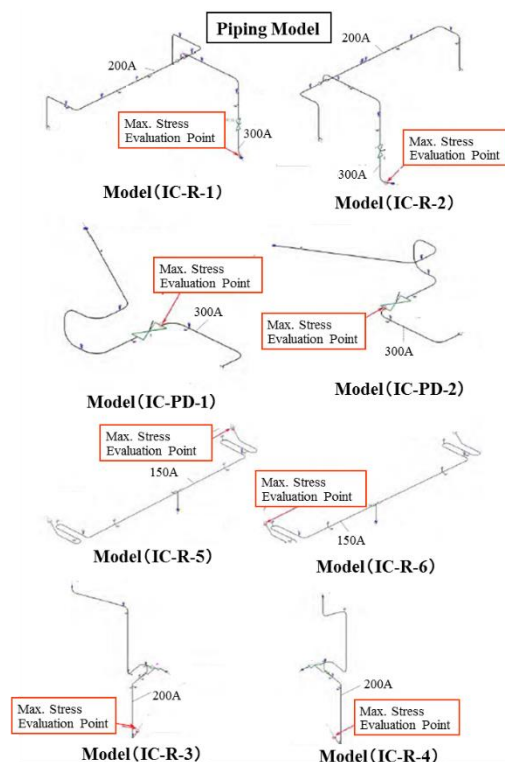


Fig. 3-4 Result of seismic response analysis of Isolation Condenser system piping (unit 1)

Reactor Building				Turbine Building	
4th/ 3rd Floor	 RCIC Pump No equipment abnormality in terms of external appearance [3rd]	 Flammability Control System Although some signs of corrosion is found in both units, there are no equipment abnormalities in terms of external appearance	 FPC Pump No equipment abnormality in terms of external appearance	 SLC Pump No equipment abnormality in terms of external appearance [4th]	2nd Floor HP Turbine There are some cracks on the front standard foundation bolt
2nd/ 1st Floor	 MSIV No equipment abnormality in terms of external appearance [1st]	 HCU No equipment abnormality in terms of external appearance	 CUW Pump No equipment abnormality in terms of external appearance [2nd]	 RCW Heat Exchanger No equipment abnormality in terms of external appearance	1st Floor Instrument Compressor No equipment abnormality in terms of external appearance
Base- ment Floor	 Core Spray Pump No equipment abnormality in terms of external appearance Retained water on the floor Signs of leakage on the wall penetration in the same area	 RHR Pump No equipment abnormality in terms of external appearance Retained water on the floor	 HPCI No equipment abnormality in terms of external appearance	 CRD Pump No equipment abnormality in terms of external appearance	 Moisture Separator Insulation and support came loose
PCV	 MSIV	 SRV No equipment abnormality in terms of external appearance	 Pedestal	 RPV Skirt	 Piping around Moisture Separator No3 Damage to the small diameter pipe that branches off from the moisture separator drain pipe
	 Stabilizer (PCV)	 Stabilizer (RPV) No equipment abnormality in terms of external appearance	 PLR Riser Piping		Base- ment Floor 6.9KV M/C Receiving electricity after installment of drain P/C6B-1 was inoperable because of inundation
					 D/G No equipment abnormality in terms of external appearance
					 M/D-RFP No equipment abnormality in terms of external appearance

Fig. 3-5 Result of plant walk down at unit 5

3.2.4 類似号炉の評価

1号、2号及び3号炉については、上記の地震応答解析を確認する実物の点検が困難であることから、2号及び3号炉と炉型が同じ5号炉を類似号炉として選定し設備の基本点検を実施した。

3.2.4.1 基本点検

5号炉について、耐震安全上重要な設備を内包する原子炉建屋のみならず、耐震重要度分類の低いクラスの設備が内包されるタービン建屋についてもウォークダウンによる設備の外観目視点検を実施した。

点検の結果、原子炉建屋内では津波の浸水と思われる水たまりが確認されたものの、低耐震クラスの設備を含め地震の影響による設備に異常が無いことが明らかとなった。また、タービン建屋内の低耐震クラス設備についても、外観による確認ができたおよそ190設備について、地震の影響による設備に異常はなかったとの結果を得た（図3-5及び表3-3参照）。異常を確認したのは、耐震Bクラスの小口径配管の破断（1箇所）のみであり、低耐震クラス設備についても、想定以上の頑健性を発揮したものと評価した。本事象については次項で詳述する。

Table 3-3 Result of visual inspection at walk down (unit 5)

Area and Seismic class		Reactor Building			Turbine Building		
		S	B	C	S	B	C
Inspection for components	Number of components inspected	41	40	38	32	102	88
	Components with abnormality due to the earthquake	0	0	0	0	0	0
Inspection for piping and valve	Area inspected	All accessible area			All accessible area		
	Components with abnormality due to the earthquake	0	0	0	0	1	0

3.2.4.2 地震による損傷箇所の分析評価

表3-3に示した5号炉の基本点検結果において損傷が確認された1箇所は、タービン建屋1階ヒータールーム内に設置された耐震Bクラスの湿分分離器ド

レン配管（配管口径 25A）のソケット溶接部近傍での配管破断事象であった。本項において破断面の観察結果に基づき破断要因を分析する。

(1) 現場状況調査

当該の湿分分離器の周囲には地震時の揺れに伴い落下した保温材が散乱していたが、破断したドレン配管（配管口径 25A）は、湿分分離器母管（配管口径 350A）の真下に位置しており、母管の保温材及びドレン配管に目立った打痕が確認されていないことから、落下した保温材が接触したことによる破断への影響は無いと推定した（図 3-6 参照）。なお、保温材については耐震性を期待するものではなく、落下自体に問題は無い。

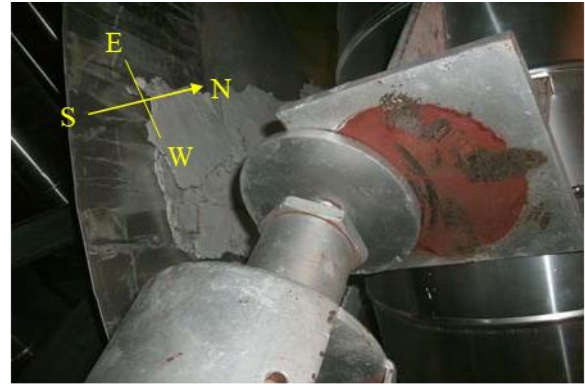


Fig.3-6 Photo of Moisture Separator after the earthquake

図 3-7(a)に示す通り、母管のコラムサポートは斜めに傾くとともに、アンカ部にも浮き上がりを生じており、地震により系統に過大な変位を生じたものと推定した。また、図 3-7(b)に示すサポートの接触痕から、南北方向に相対的に大きな変位が生じていたことが推定される。ただし、湿分分離器のサポート埋込部の損傷、サポートの折損、湿分分離器の接触痕などから、系全体として東西方向にも大きな変位が生じていたものと推定した。



(a) Fig.6 arrow A



(b) Fig. 6 arrow B

Fig. 3-7 Photo of supporting structure of Moisture Separator after the earthquake

(2) 破面調査

当該破断部のうち、母管に接続されていた側を切断し、目視及びルーペによる外観観察を実施した。

破面の様相を見ると、南北側は軸方向に垂直で平坦な破面であり、一方、東側の破面は配管外面側に約 45°、西側は配管内面側に約 45°傾斜しており、東西破面がほぼ平行になっていることを確認した（図 3-8 参照）。

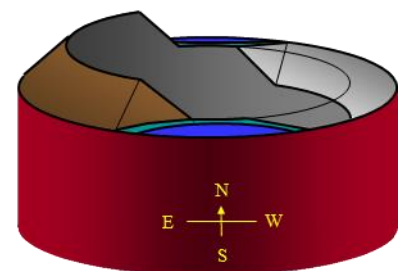
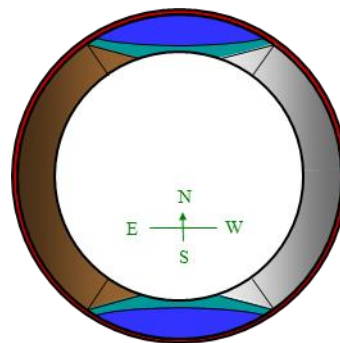
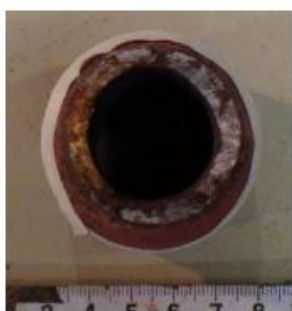


Fig. 3-8 Observation of fracture cross-section

また、各方向の破面の特徴を見てみると、まず南北側については破面様相が平滑でビーチマーク状の縞模様が見られることから、地震に起因する南北方向の繰返し荷重による低サイクル疲労破面と推定した（図 3-9 参照）。

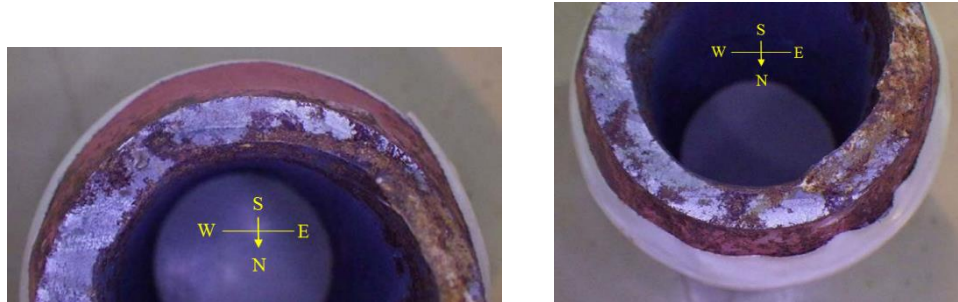


Fig. 3-9 Photo of the north and south side cross-section

東西側については、主たる変形は東西ともに 45° 方向の主応力に起因すると考えられる。ここで、東側においては配管内外表面近傍で破面の角度が変化しているが、これは 45° 傾いた主応力面に沿った破断時に形成されたせん断の痕跡であると考えられ、 45° 方向の最大主応力に起因した延性破断が生じたものと推定した（図 3-10 参照）。西側においては配管外面近傍に管外側に向けて主応力方向と反対方向にめくれるような変形が生じており、最終破断に至る直前に最大主応力と反対方向の荷重が作用したと推定した（図 3-11 参照）。

Maximum principal stress



Fig. 3-10 Photo of the east side cross-section

Maximum principal stress



Fig. 3-11 Photo of the west side cross-section

以上の各方向の破面様相から、当該部は、まず南北方向の繰返し荷重により低サイクル疲労を生じ、き裂の進展に伴い断面積が減少したのち、主に東西方向の過大な荷重により延性破断を生じたものと推定される。最終破断に至る過程で支配的となったのは、東西側の破面様相より斜め方向の地震荷重もしくは東西方向のせん断荷重であると推定される。ただし、西側破面の様相の一部には上記過大荷重と逆方向に荷重が作用したことを示唆する様相も見られることから、

一撃の荷重で破断したものではなく、すなわち初通過破壊ではなく、最終破断までに複雑な地震荷重が重畳して作用したと推定される。

なお、本損傷事例は、大きく変位する大口径配管に小口径配管を接続した部位で発生したものであるが、小口径配管のサポートを接続部から十分な距離を取らずに施工したことにより、接続部に大きな二次応力が発生したことが要因であると推定した。

3.2.5 影響分析

The GEJE を受けた 1F NPS 1 号、2 号及び 3 号炉における地震発生から津波襲来までの間の設備健全性について、これまでの各報告書、学術論文の記載に加えて、以下の分析及び確認結果から「耐震安全上重要な設備は地震によっても機能喪失することなく、地震スクラム後の原子炉のコントロールが正常に行われた」ことを明らかにした。

- ① TEPCO が公開する地震発生後の運転記録ならびに各報告書、学術論文の分析から、地震発生後も、「止める」「冷やす」「閉じこめる」の各機能に異常はなかったことを明らかにした。
- ② 1 号、2 号及び 3 号炉の耐震安全上重要な設備の地震観測記録を用いた地震応答解析の結果、各設備は許容基準を十分に満足していたことから、地震後においてもその機能を維持していたこと可能性が高いことを明らかにした。
- ③ 類似号炉である 5 号炉について、ウォークダウンによる設備点検を実施した結果、耐震安全上重要な設備（耐震重要度分類 S クラス）に異常は見られず、また、より低耐震クラスの設備（B クラス）についても損傷はごく一部のみであったことから、設備は想定される状況よりもさらに頑健性を有していることを明らかにした。

3.3 静的震度で設計された設備の耐震裕度

我国の NPS の設備は、耐震安全上の重要度に応じて耐震 S、B、C クラスに分類されている。耐震 S クラス設備（及び一部の B クラス設備）では DBE を用いた動的解析に基づく耐震設計が施される。これに加えて、耐震 S、B、C クラスの設備に対して静的震度を用いた耐震設計が行われている。前項では、DBE による動的解析に基づく設計手法にならない 1F NPS 1 号、2 号及び 3 号炉の耐震 S クラス設備の健全性を、観測された地震動を用いて動的に評価した。また、類似号炉での設備点検の結果から耐震 B、C クラス設備についても損傷がごく一部に限られることを明らかにした。本項では、DBE と同程度と考えられる地震動においても、耐震 B、C クラス設備の損傷が限定的であったことを分析するため、系統的な地震観測が実施された 6 号炉の観測記録をもとに、静的震度を動的な視点から評価して地震時の設備の損傷の可能性を論じる。

3.3.1 プラント建設時に考慮された静的震度と地震動観測結果

6 号炉には原子炉建屋内の 8 箇所、タービン建屋内の 3 箇所に加速度計が設置されているが（観測点の概略位置を図 3-12 に示す）、ここでは主要動の継続時間を通して完全な記録がある代表的な 6 箇所の建屋内観測記録、及び、屋外に設置された地表面の観測点 1 点を追加した合計 7 点の観測記録を評価する。各点で観測された最大加速度及び建設時に考慮された静的震度を表 3-4 に示す。観測された地震動の水平方向 NS 及び EW の 2 方向加速度記録のベクトル和の最大値（水平最大加速度合成値）は、タービン・発電機架台（以下、「T-G 架台」という。）及び屋外（地表面）において耐震 S クラスに考慮された静的震度を上回っている。水平面内の時刻歴の加速度ベクトル変化に対し、最大加速度合成値の発生方向成分を抽出して、400 秒間の時刻歴加速度波形としたものを以降の検討に用いるが、代表として原子炉建屋 6 階（図 3-12 の観測点 P2）及び原子炉建屋基礎版上（図 3-12 の観測点 P3）の例を図 3-13 に示す（最大加速度観測時間近傍（126 秒から 8 秒間）の詳細もあわせて表示した）。全 7 点の応答絶対加速度スペクトル（減衰定数：0.05）を図 3-14 に示す。絶対加速度応答は耐震 S クラスにおいても一部の固有周期で表 3-4 に示す静的震度を超えている。また、耐震 B、

Cクラスについては、絶対加速度応答のみならず、観測された加速度最大値自体が静的震度を超えている。

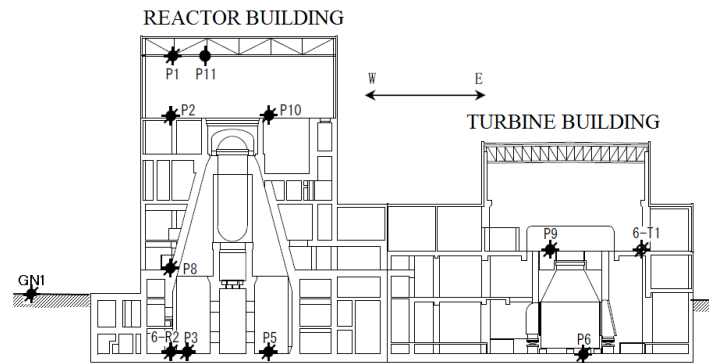


Fig. 3-12 Location of earthquake motion recorders

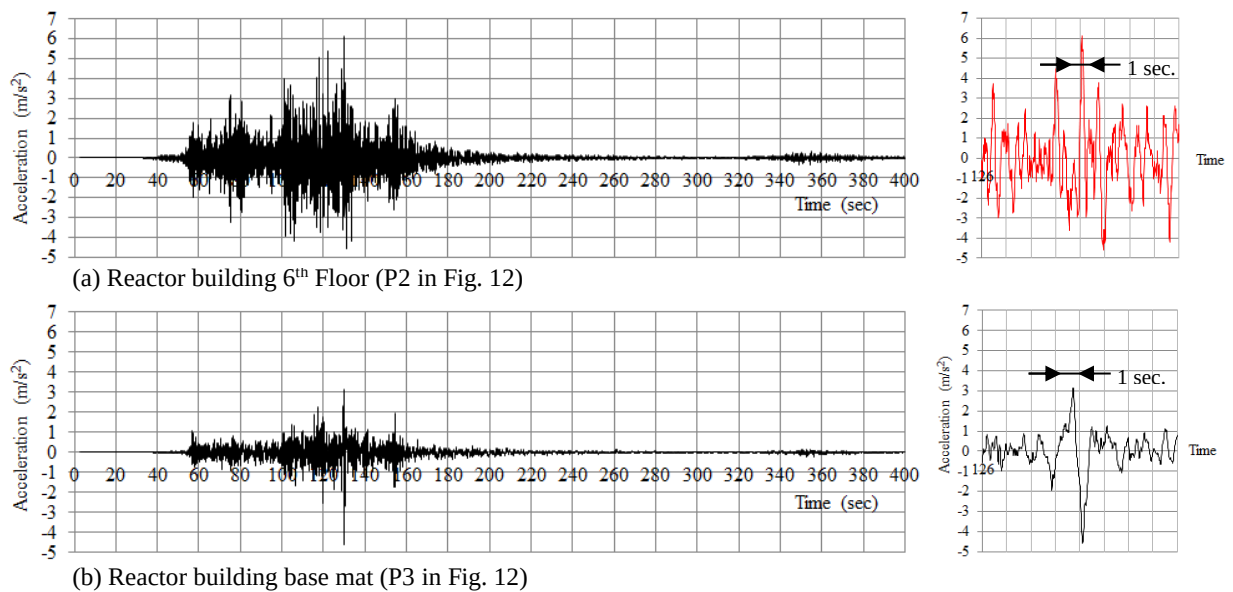


Fig. 3-13 Resultant horizontal acceleration time-histories

Table 3-4 Observed peak acceleration and static design seismic coefficient at typical locations

No.	Accelerometers		Observed Max. Acceleration (Gal)			Resultant Horizontal Max. Acceleration (Gal)		Static Seismic Coefficient		
	Location	Point	NS	EW	UD	(Gal)	Normalized by 980 Gal	Class S	Class B	Class C
1	R/B Roof	P1	962	661	353	965	0.985	1.008	0.504	0.336
2	R/B 6 th Floor	P2	575	487	334	612	0.624	0.864	0.432	0.288
3	R/B 2 nd Floor	P8	358	390	209	418	0.427	0.634	0.317	0.211
4	R/B Base Mat	P3	290	431	163	459	0.468	0.576	0.288	0.192
5	T-G Pedestal	P9	728	790	262	791	0.807 ^{※1}	0.662 ^{※1}	0.331	0.221
6	T/B Base Mat	P6	299	505	211	521	0.532	0.576	0.288	0.192
7	Ground Surface	GN1	570	699	239	726	0.741 ^{※1}	0.576 ^{※1}	0.288	0.192

※1 Resultant horizontal maximum acceleration exceeds static seismic coefficient at T-G pedestal and ground surface.

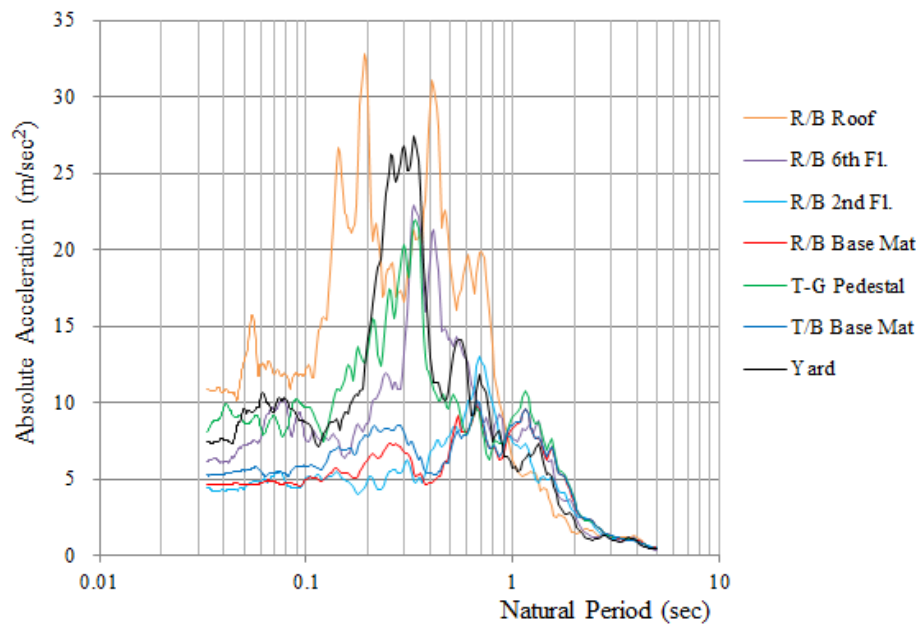


Fig. 3-14 Response absolute acceleration spectra (Damping ratio: 0.05)

3.3.2 プラント設備の地震時弾塑性挙動

NPS の設備は一般的に延性、靱性の高い金属材料で製作され、地震時損傷には大きな塑性変形を伴うと考えられることから、それらの損傷評価には地震時の塑性域の状態をみる必要がある。評価は、第 2 章に示した手法に従い、バイリニアモデルとしては図 2-2 に示す荷重－変形特性を用いた。

本章では耐震 S、B、C クラス設備それぞれの設計で用いられる静的震度（表 3-4 参照）を S_c としたバイリニアモデルを定義し、各耐震クラスに対して各観測点（7 点）の記録を用いた弾塑性解析を実施した（全 21 ケース、表 3-4 の右 3 列の静的震度を利用）。入力地震動は、観測された加速度波形をもとに作成した水平 2 方向合成波（図 3-13 参照）とした。

表 3-4 の通り原子炉建屋では上階ほど震度が大きく、タービン建屋ではペデスタルの震度の方が基礎版上の震度より大きい。従って、例えば安全上重要な設備が設置される原子炉建屋では、地震動の位相特性が類似であれば、上階ほど応答塑性率が大きくなると予想できる。また、耐震クラスが低いほど、応答塑性率が大きくなる傾向となると予想できる。一方、原子炉基礎版上では観測記録に建物が設置された岩盤の地動の影響が強く反映されていると考えられ、上階ほど建物の振動性状が観測記録に反映されると考えられる。原子炉建屋の各観測点の解析の結果、下記に示す通り、原子炉建屋 6 階の応答塑性率より、基礎版上の応答塑性率が大きい（耐震 C クラス）との特徴的な結果が明らかになった。安全上重要な設備が設置される原子炉建屋 6 階と原子炉建屋基礎版上の 2 点について、耐震 S クラスと耐震 C クラスの 2 ケースを代表として図 3-15 に示すが、下記に原子炉建屋における解析結果の傾向を詳述する。

- ① 原子炉建屋 6 階床から原子炉建屋基礎版上に至るまで耐震 S クラスはほぼ線形の挙動を示していること。

図 3-14 より固有周期 0.2 秒における応答加速度は、耐震 S クラスに用いられる静的震度（当該床でそれぞれ 0.864、0.576（表 3-4 参照））をわずかに超えているが、その程度はごくわずかであることに起因するものであると考えられる。

- ② 原子炉建屋 6 階床から原子炉建屋基礎版上に至るまで耐震 C クラスは大きな応答塑性率を示していること。

図 3-14 より固有周期 0.2 秒における応答加速度は、耐震 C クラスに用いられる静的震度（当該床でそれぞれ 0.288、0.192（表 3-4 参照））を大きく超えていることに起因するものである。

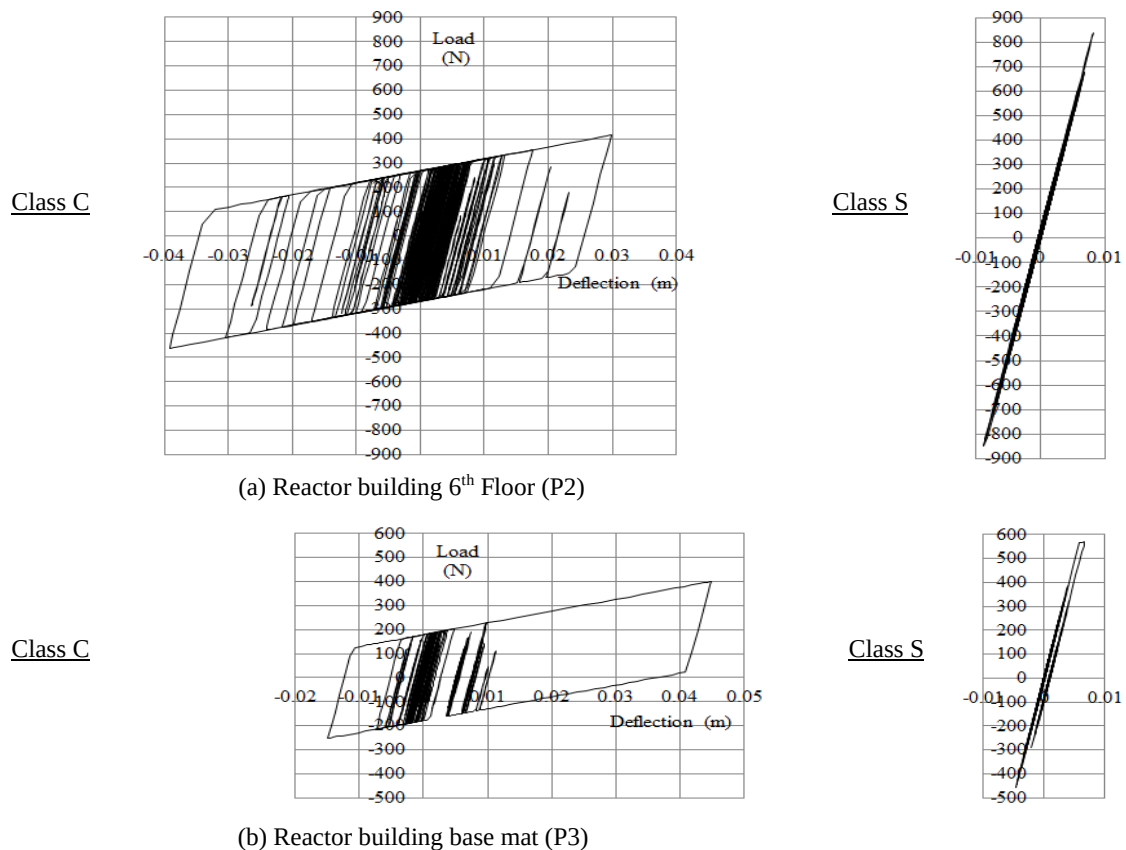


Fig. 3-15 Load-Deflection diagram calculated (Example)
(Natural period: 0.2 sec., Damping ratio: 0.05)

- ③ 耐震 C クラスの応答塑性率は原子炉建屋基礎版上の方が大きく、かつ正負の変形量が異なること。

最大加速度値は 6 階床で 612 Gal、基礎版上で 459 Gal と基礎版上の方が小さいにもかかわらず（表 3-4 参照）、最大変形量は基礎版の方が大きい。また、荷重－変位ヒステリシスの形状は、基礎版上では変形の正の方向と負の方向のバランスが取れていないのに対し、6 階床では正負のバランスが取れている。これは、地震入力の位相特性の違いが大きく寄与していると考えられる。基礎版上で見られる継続時間が 1 秒程度のパルス状

の波形は 6 階床上では消え、建物の固有周期（図 3-14 より約 0.35 秒程度と推定）の正弦状の波形が連続している（図 3-13 参照）。地震動のようなランダム波で励振される構造物の振動応答の特徴と考えられ、建物の上階では建物自体の振動によって設備の受ける荷重が正弦波状の交番力に近づき、設備の応答塑性率は、むしろ上層階のほうが下層階よりも低下する現象があることを確認した。

3.3.3 プラント設備の地震時損傷評価(初通過破壊)

塑性域の損傷評価では、対象とする設備のクリティカルとなる部位の塑性変形の度合いが重要な因子であり、第 2 章で示した応答塑性率を用いた評価を試みる。

表 3-4 に示す各観測点（計 7 点）について、耐震 S、B、C クラスの設備について、表 3-4 の静的震度の値をそれぞれ用いて RDS を算出した（図 3-16 参照）。

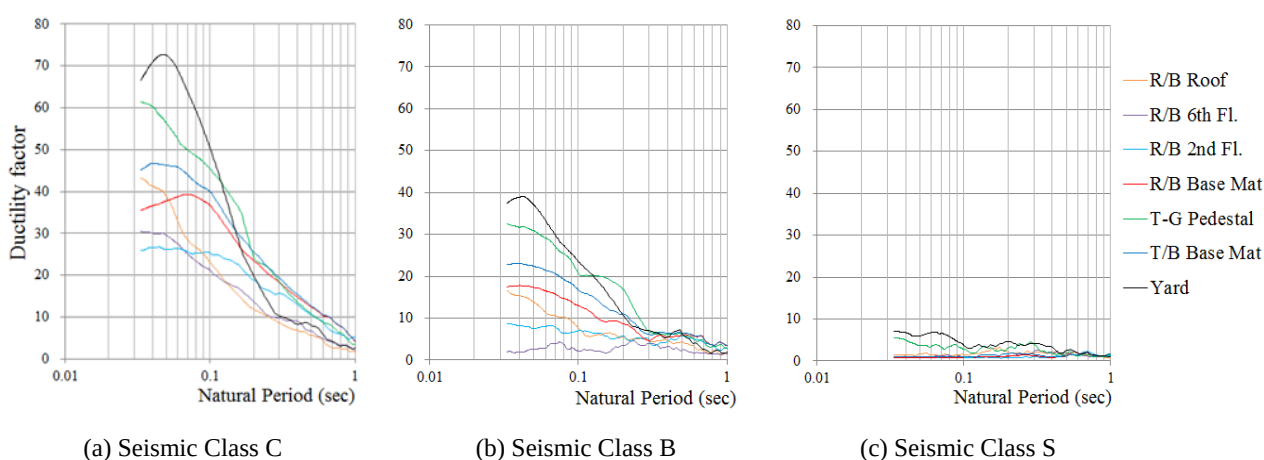


Fig. 3-16 Ductility simulated at the earthquake observation points (Damping ratio: 0.05)

図 3-16 では、地表面及び T-G 架台を除き、耐震 S クラスの設備の応答塑性率は、その固有周期によらずほぼ 1（ほぼ弾性範囲）を保っていることを示しており、破壊が生じる可能性は無いとの結論を得た。また、図 2-2 に示すように、バイリニアモデルの第一象限では、塑性状態に入ると変位が増す方向の変化はあたかもすべり免震装置のように二次剛性直線上を移動することになるが、変形が減

じる方向では一次剛性の直線上で振動を再開することになる。従って、塑性域での移動量（相対変位量）は入力となる地震動の特性に大きく依存している。一方、図 2-2 に示す通り、静的震度を一定、すなわち降伏荷重を一定とすると降伏変位は固有周期の 2 乗に比例して大きくなるので、固有周期が大きくなると応答塑性率が小さくなる傾向が、図 3-16 の耐震 B、C クラスの特性に現れている。

また、応答塑性率が大きくなる位置は、地表面、T-G 架台、タービン建屋基礎版上、原子炉建屋基礎版上であり、振動応答が大きくなる建物上階の値を上回っている。3.3.2 節で述べたように、原子炉建屋基礎版上で観測された継続時間が 1 秒程度のパルス状の波形は原子炉建屋 6 階床では消えて、建物の固有周期の正弦状の波形が連続していることが分かる（図 3-13 参照）。

原子炉建屋基礎版上では塑性変形がこのパルス状の波形によって荷重制御的に進行し、これが仮に閾値を超えると一次応力の性質によって初通過破壊に至る可能性が生じる。一方、パルス波が低減された原子炉建屋上層階では地震慣性力の交番性によって、塑性域の変位の進行は変位制御的であり、二次応力の性質によって延性破壊が抑制されると考える。

6 号炉の実際の設備については 3.2.4 節に示したのと同様、低耐震クラスであっても破損したものは限定的であったことが確認されており、従って、図 3-16 の B クラス、C クラスの RDS より、相当量の応答塑性率が算出されても設備の損傷は回避できる可能性があるとの知見を得た。ただし、図 3-16 は実際の設備の設計仕様を反映したものではなく、設計用の静的震度を用いているので、設計仕様に基づく静的震度を用いると、設計余裕に相当する分、応答塑性率が低減されることとなる。

一方、第 4 章に示す通り、設備の損傷を与える応答塑性率レベルを 30 程度とすると（落合、長澤、2014）³⁻¹⁰⁾、解析結果は以下の通りと分析できる。

- ① 耐震 S クラスの設備はほぼ弾性振動を繰り返して破壊に至ることはない
- ② 耐震 B クラスの設備は塑性域に入ることはあっても一部の設置位置を除いて初通過破壊が発生する可能性は小さい
- ③ 剛な耐震 C クラスの設備については初通過破壊を生じる可能性がある（しかしながら、実際の設備は各種の余裕や安全率の確保により損傷は限定的であった）

3.3.4 プラント設備の地震時損傷評価(累積疲労破壊)

マグニチュードが 9.0 と極めて大きく、図 3-13 のように主要動の継続時間が長い the GEJE では、設備が塑性変形を長時間繰り返し、疲労の蓄積による破壊（累積疲労破壊）の発生が懸念される。事実、この地震では、体育館などの建物の吊天井の落下や、半導体製造施設の空調用ダクトの吊ボルトに見られるように、吊り下げ型の構造物の損傷が顕著との特徴が確認されている。

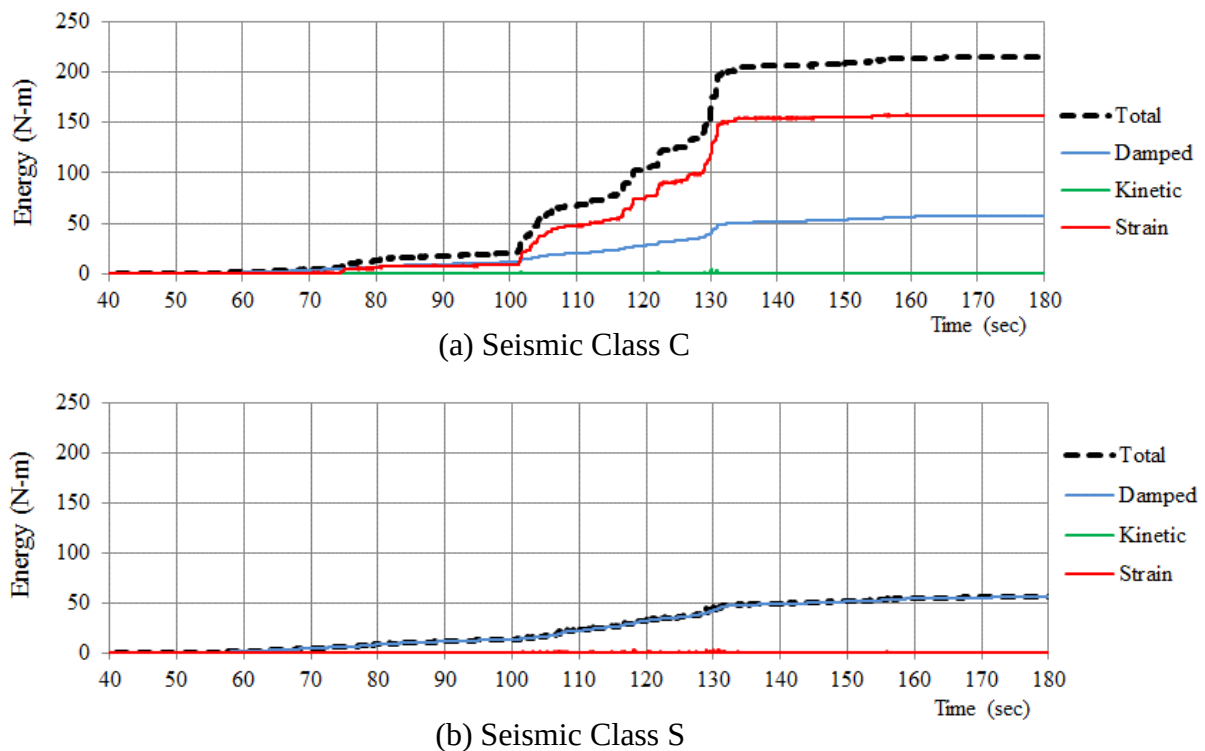


Fig. 3-17 Energy response time-history at reactor building 6th floor
(Natural period: 0.2 sec, Damping ratio: 0.05, Mass: 100 kg)

ここでは、累積疲労破壊の可能性を破壊エネルギーの視点から考察する。地震慣性力を外力とした運動方程式の各項に変位増分を掛けて積分することによって、地震動によって系に入力されたエネルギー（総エネルギー）、質点の運動エネルギー、系の運動によって消費された減衰エネルギー、変形（弾性及び塑性）エネルギー（歪エネルギー）が計算される。総エネルギーは運動エネルギー、減衰エネルギー、塑性エネルギーの和となる。弾性変形の歪エネルギーは弾性振動によって質点の運動エネルギーに変化し、また、その逆を繰り返しながら最終的

には消散（減衰）していく。従って、ある程度の時間経過後の歪エネルギーは塑性変形として系に蓄えられたエネルギーのみとなり、系から消散した減衰エネルギーとの和が総エネルギーとなる。

例えば、図 3-13 に示す地震動波形の主要動の部分について、原子炉建屋 6 階に設置された質量 100 kg、固有周期 0.2 秒、減衰定数 0.05 の設備のエネルギー時刻歴を解析した結果は図 3-17 の通りである。耐震 S クラスの設備は変形エネルギーの蓄積は極めて小さく、入力されたエネルギーはほとんど減衰エネルギーとして散逸しており、前述したように、ほぼ弾性振動を繰返して破壊には至らないことが改めて明らかとなった。耐震 C クラスの設備は、図 3-13 の最大加速度発生時刻周辺の 30 秒の間で塑性エネルギーが増加しているとの結果を得た。

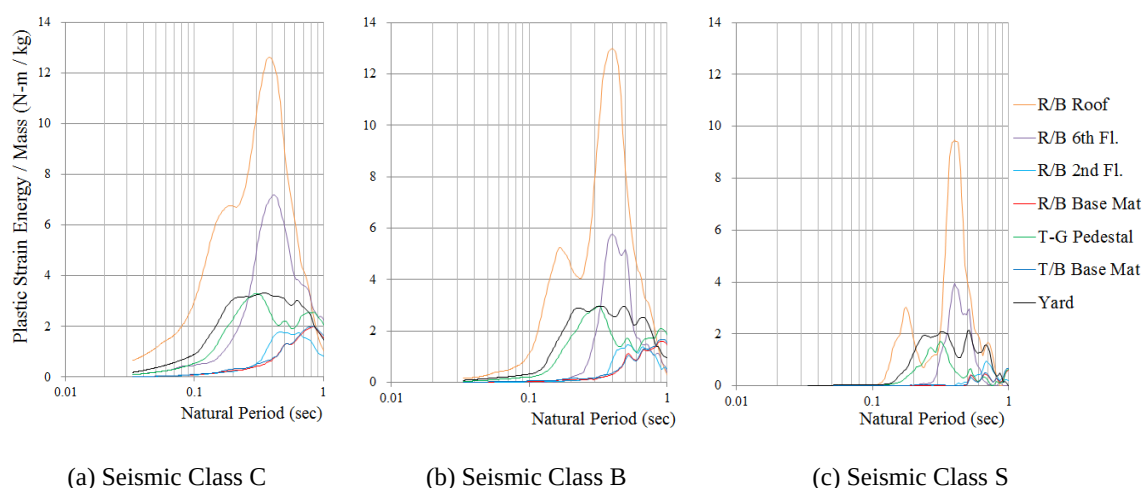


Fig. 3-18 Plastic Strain Energy Spectra (Damping ratio: 0.05)

表 3-4 に示す各観測点について、耐震 S、B、C クラスの設備に生じる塑性変形エネルギーを系の固有周期を変化させて解析した結果を図 3-18 に示す（弾性振動における減衰定数は 0.05 としている）。図 3-17 に示すような累積値（積分値）である塑性変形エネルギーは、初通過破壊の指標とした瞬時値の塑性率（図 3-16）とは異なる周期特性を示すことが確認された。即ち、固有周期が短く（剛に）なると応答変位が低下してエネルギーが減少するという一般的な傾向に加え、設置される設備の固有周期が建物の固有周期に近づくと、特に建物の上階では共振現象により大きな変位が繰り返されて、エネルギーが増大する傾向となることを明らかにした。

また、耐震クラスの影響は、エネルギーのピーク値を低下させるのみならず、ピークの幅も減少させるという特徴を確認した。建物の屋根と 6 階床では、応答加速度（図 3-14）が耐震 S クラスの静的震度、1.008 及び 0.864（表 3-4）を上回っており、弾性状態と塑性状態を繰り返すため、耐震 S クラスとすることによる塑性変形エネルギーの低下は応答塑性率の低下（図 3-16）ほど顕著ではないとの結果を得た。

次に、累積疲労破壊の低サイクル疲労について評価を行うため、エネルギー換算法による等価繰り返し回数設定の考えを基に、図 3-18 に示す塑性歪エネルギーの蓄積量を、最大変形量を記録した 1 サイクル当たりのエネルギーで除して等価繰り返し回数を算出する方法を提案した。この手法は、計算結果のスペクトル表示が可能であり、新たな設備を設計する場合には、想定する地震動に対して同様の計算を実施することで、設計しようとする設備の固有値解析結果に基づき疲労評価の実施の要否が容易に判断できる利点がある。

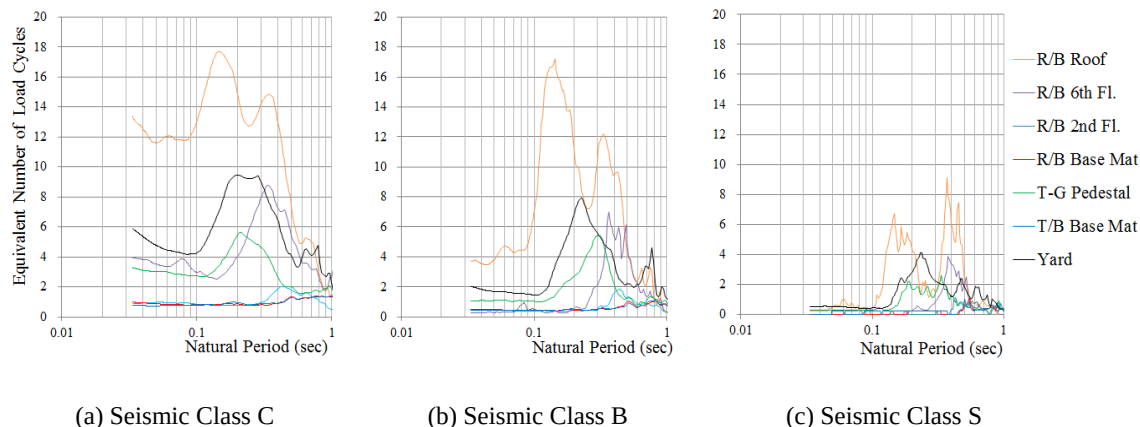


Fig. 3-19 Equivalent number of load cycles based on the equivalent energy method

ここで実施した 1F NPS における解析結果は図 3-19 に示す通りであり、塑性変形エネルギーは建物の地震動との共振による増幅があることから、原子炉建物の屋根では大きく増幅され、最大変形の等価的な繰り返し数は 20 回近い値を示すとの結果を得た。なお、原子炉建屋の屋根には設備は設置されていない。原子炉建屋 6 階床、屋外（地表面）、および T-G 架台上に設置されている設備に想

定される最大変形の等価的な繰り返し数は、耐震 C クラスで 10 回以下、耐震 B クラスで 8 回以下、耐震 S クラスの設備では最大でも 4 回程度であるとの知見を得た。

これら設置位置において最大の繰り返し回数を示す固有周期を図 3-19 から求め、当該固有周期の応答塑性率を図 3-16 より導出して、耐震クラスごとの等価繰り返し回数と応答塑性率の関係を整理した（表 3-5）。この結果をもとに、応答塑性率から許容繰り返し回数を導出し、観測された地震動の等価繰り返し回数と比較して、地震による低サイクル疲労の考慮の要否を分析する。なお、表 3-5 中には、求められた応答塑性率に対して、弾性ひずみ限度が 0.2% の材料を仮定して、これを相当全ひずみ範囲に換算した値を記載した。

Table 3-5 Relations between equivalent number and ductility factor

Seismic class	Location	Maximum equivalent number of load (Fig. 3-19)	Maximum ductility at the natural period (Fig. 3-16)	Strain Range ^{※1} (%)
		Corresponding natural period		
S	R/B 6th Floor	3.9	0.38	1.9
	T-G Pedestal	2.6	0.33	2.3
	Ground Surface	4.1	0.23 – 0.24	3.8
B	R/B 6th Floor	7.0	0.36	2.8
	T-G Pedestal	5.4	0.29 – 0.31	7.2
	Ground Surface	8.0	0.23	8.2
C	R/B 6th Floor	8.8	0.33	9.2
	T-G Pedestal	5.6	0.21	23.5
	Ground Surface	9.5	0.20	20.1

※1 Material with 0.2% yield strain assumed.

全ひずみ範囲から許容繰り返し回数を知る方法としては、試験結果に基づく疲労線図から読み取る方法や Manson-Coffin 則より算出する方法等が挙げられる。これらの方法は材料の応力－ひずみ関係に依拠しているが、本論では構造全体を 1 自由度系とした荷重－変形特性を用いており、設備の構成部材のそれぞれの挙動により荷重－変形特性が支配されると考えられることから、構成部材の応力－ひずみ関係とは異なる挙動を示すことに留意する必要がある。第 2 章に示した通り、多くの NPS 設備は 1 質点系モデルで設計されるため、脆弱部位の挙動が支配的となる弾性範囲においては、荷重－変形特性と応力－ひずみ関係は相似であるものとするが、塑性域の挙動は局部部材の応力－ひずみ関係とは異なる特性を示すと考えられる。

本評価においては、設計に用いる際の簡便性の観点から、規格化された荷重－変形特性を採用したが、上記の観点から、両者の塑性域の特性の相違に着目し、荷重－変形特性に汎用性を与えるため、保守的ではあるが、荷重－変形特性の二次剛性の感度を見込んだ分析を行うこととした。

(1) 疲労線図からの評価

既存の原子力材料の疲労に関する知見（「NUREG / CR-6909, Rev.1」（U.S.NRC, 2014））³⁻¹¹⁾に照らして疲労強度を整理する。上記の文献の中に、米国、日本、ドイツ等で実施された炭素鋼の疲労試験結果がまとめられている（図 3-20 参照）。

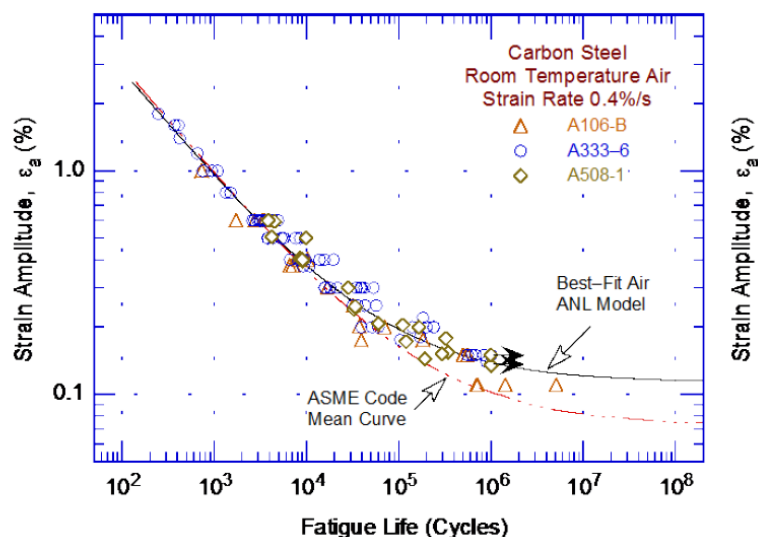


Fig. 3-20 Fatigue curve for carbon steel shown in the NUREG/CR-6909, Rev.1 (pp. 41)

表 3-5 に示す相当全ひずみ振幅から疲労寿命を読み取り、これを許容繰り返し回数とした。結果は表 3-6 にまとめる。なお、表 3-6 の「-」表示は、解析された塑性率に基づき算出したひずみ範囲が参考とした資料の低サイクル疲労試験データのひずみ範囲を超えており、評価が困難なことを示している。

(2) Manson-Coffin 則による評価

上記の NUREG/CR-6909, Rev. 1 の疲労線図では、地震による荷重サイクルのような極低サイクル（繰り返し数が数回）の範囲をカバーできないので、極低サ

イクル領域において非保守的（許容繰返し回数を高めに見積もる）との知見もあるが、ここでは、Manson-Coffin 則による評価を試みる。

$$N_C = \left(\frac{C}{\varepsilon_t} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (1)$$

N_C	許容繰返し回数
C	疲労延性係数（材料定数）
k	疲労延性指数（材料定数）
ε_t	全ひずみ範囲

ここで、 C は、例えば S45C や SS400 の破断延性伸びを想定し 20%、 k は一般的に 0.5～0.7 の範囲であるので、0.6、 ε_t を前項の通り応答塑性率から算出した相当全ひずみ範囲の変形量（弾性限界のひずみレベル 0.2%）として N_C を計算した。

また、二次剛性の感度を分析するため、荷重－変形特性で規格化した 0.05 に対してより柔らかな二次剛性を考慮し、0.05 で算出された応答塑性率に 2 を乗じて N_C' を計算した。

結果を表 3-6 に示す。

(3) 応答塑性率を用いた疲労評価結果

表 3-5 に示した各耐震クラス、各位置における最大等価繰返し回数を得る固有周期の設備に対する上記、(1)、(2)の評価結果を表 3-6 に示す。

NUREG/CR-6909, Rev. 1 の疲労線図による評価に比して、Manson-Coffin 則による評価は、やや保守的な結果を得るとの知見を得た。また、荷重－変形特性の二次剛性の感度を考慮した結果においては、B クラス、C クラス設備において等価繰返し回数が許容繰返し回数を上回る、すなわち、個別の詳細な疲労評価が必要であるとの結果を得たが、the GEJE では、少なくとも S クラス設備については、保守的な条件のもとでも地震による低サイクル疲労の考慮は必要ないことを明らかにした。

本評価で用いた規格化された荷重－変形特性と、設備を構成する部材の応力－ひずみ特性は異なるものであり、荷重－変形特性を用いて疲労線図に基づく許容繰返し回数の評価を行うことはこれまで実施されておらず、初めての試

みとして実施した。荷重－変形特性の二次剛性の感度を考慮することで保守的ではあるが汎用性を持たせた評価が可能である見込みを得、本評価手法による許容繰返し回数の導出は適用性があることを明らかにした。さらに、将来的な検討によっては初通過破壊から疲労破壊までを、一貫して応答塑性率で評価できる可能性があり、応答塑性率による地震動の分析は、設計上の利用を考慮すると、大きな意義を持つものであることを明らかにした。

依然として検討すべき課題はあるものの、汎用的な荷重－変形特性を、個々の設備を構成する材料の疲労特性の評価にも拡張できる手法を考案した。

Table 3-6 Result of fatigue evaluation using ductility factor

Seismic class	Location	Strain Range ^{※1} (%)	Max. equivalent number of load (Fig. 3-19)	Allowable number of load					
				Fatigue curve in the NUREG ^{※2}		Nc Manson-Coffin Law (1) ^{※3}		Nc' Manson-Coffin Law (2) ^{※4}	
S	R/B 6th Floor	0.76	3.9	Approx. 10 ³	OK	233	OK	73	OK
	T-G Pedestal	0.92	2.6			169	OK	53	OK
	Ground Surface	1.52	4.1	Approx. 200	OK	73	OK	23	OK
B	R/B 6th Floor	1.12	7.0	a few dozen	OK	122	OK	38	OK
	T-G Pedestal	2.88	5.4			26	OK	8	OK
	Ground Surface	3.28	8.0			20	OK	6	NG
C	R/B 6th Floor	3.68	8.8	-	-	17	OK	5	NG
	T-G Pedestal	9.40	5.6			4	NG	1	NG
	Ground Surface	8.04	9.5			5	NG	1	NG

※1 Material with 0.2% yield strain assumed.

※2 Equivalent numbers read off NUREG/CR-6909, Rev. 1, Effect of LWR Coolant Environments on the Fatigue Life of Reactor Materials, ML14087A068

以上より、the GEJE は極めて主要動の継続時間の長い地震であったが耐震 S クラスの設備では累積疲労破壊が生じるレベルではなかったことを明らかにした。

一方、相対変位による塑性変形にも留意する必要がある。3.2.4.2 項に示した小口径の配管が損傷した事例は、大型機器である湿分分離器がその支持構造の特性により振動し、これに接続された小口径の配管が剛に支持されていたために、相対変位によって接続部に大きな塑性変形を生じて低サイクル疲労ならびにそれに続く延性破断に至ったものと推定される。大型機器と小口径配管の接続には、各々の支持構造に十分な配慮を行う必要がある。

3.4 まとめ

The GEJE を受けた TEPCO 1F NPS では、事故が地震によるものとの指摘も見られたが、本章では同 NPS の設備について耐震工学の見地から分析を行い、地震による原子炉安全への影響が無かったことを明らかにした。

まず、地震発生後、津波来襲までの間のプラントの制御状況について、これまでの知見とプラントデータの分析により、制御が正常に行われていたことを明らかにした。また、津波や水素爆発により点検が困難な 1～4 号炉に替えて類似号炉である 5 号炉の点検を実施し、低耐震クラスの設備を含めて地震による影響は限定的であることを明らかにした。

次に、設備に対する影響を分析するため、安全上重要な設備に対して観測された地震動を用いた地震応答解析を実施した。解析では、すべての設備について地震による応答値は許容値を下回ることを明らかとし、地震発生から津波来襲までの間、これら設備が機能を維持していた可能性が高いことをつきとめた。

合わせて、観測された地震動に対して、設備の静的震度設計に着目し、応答塑性率をパラメータとした初通過破壊、塑性エネルギーをパラメータとした低サイクル疲労について、それぞれ分析を実施した。この結果、低耐震クラスの設備であっても、地震慣性力によりこれら初通過破壊が発生する可能性は、一部の範囲に限られ、耐震 S クラスの設備では、損傷の可能性は無いとの知見を得た。

また、The GEJE は継続時間が極めて長い大きな地震であったにも係わらず、安全上重要な設備（耐震 S クラスの設備）については、設計上、設備の疲労損傷に対する考慮の必要性は低いと結論付けた。

この結果は、第 3.2 項で分析した 1F NPS の設備が地震による影響をほぼ受けなかったとの結論を裏付けるとともに、NPS の諸設備に求められる静的震度による耐震設計が、地震慣性力による設備の損傷（初通過破壊）を防止する観点で極めて重要な意味を持つことを明らかにした。

本章の参考図書 References

- 3-1) The National Diet of Japan Fukushima Nuclear Accident Independent Investigation Committee, The official report (2012), pp. 228 – 236 (in Japanese).
- 3-2) International Atomic Energy Agency, Earthquake preparedness and response for nuclear power plants, IAEA Safety Report Series No.66 (2011), available from <http://www-pub.iaea.org/MTCD/publications/PDF/Pub1473_web.pdf>, (accessed on 13 February, 2016).
- 3-3) Tokyo Electric Power Company, Fukushima Daiichi Nuclear Power Station plant data at the Tohoku Taiheiyoku-Oki Earthquake, available from <<http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/index10-j.html>> (accessed on 5, January, 2016) (in Japanese).
- 3-4) Investigation Committee on the Accident at Fukushima Nuclear Power Stations of Tokyo Electric Power Company, Final report (2012) (in Japanese).
- 3-5) Kobayashi, M., Narabayashi, T., Tuji, M., Chiba, G., Nagata, Y. and Shimoe, T., Accident analysis of Fukushima Daiichi Nuclear Power Station unit 1, Atomic Energy Society of Japan, Vol.14, No.1(2015), pp.12-14(in Japanese).
- 3-6) Kobayashi, M. and Narabayashi, T., Time historical plant behavior analysis for Fukushima Daiichi Nuclear Power Station during from the earthquake to the tsunami (part 1), Japan Society of Maintenology, Hozengaku Vol.12, No.2 (2013), pp. 84 – 93(in Japanese).
- 3-7) Kobayashi, M. and Narabayashi, T., Time historical plant behavior analysis for Fukushima Daiichi Nuclear Power Station during from the earthquake to the tsunami (part 2), Japan Society of Maintenology, Hozengaku Vol.12, No.4(2014), pp. 69 – 78(in Japanese).
- 3-8) Nagasawa, K., Structural integrity of Fukushima-Daiichi SSCs after the 2011 Great East Japan Earthquake, IAEA experts' meeting on protection against extreme earthquakes and tsunamis in the light of the accident at the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant, PR21, IAEA (2012), available from <https://gnssn.iaea.org/actionplan/Shared%20Documents/Action%2001%20-%20Safety%20Assessments/IEM%20on%20Protection%20against%20Extreme%20Earthquakes%20and%20Tsunamis%20in%20the%20Light%20of%20the%20Accident%20at%20the%20Fukushima%20Daiichi%20NPP/Presentations/Technical%20Session%20II/Nagasawa.pdf> > (accessed on 20, February, 2016).
- 3-9) The Japan Electric Association, Technical code for seismic design of nuclear power plants, JEAC4601-2008, JEA (2008) (in Japanese).
- 3-10) Ochiai, K. and Nagasawa, K., Physical implication of static seismic coefficient for design of mechanical components, JSME (2014), J1010204 (in Japanese).

3-11) U.S.NRC, NUREG/CR-6909, Rev.1, Effect of LWR coolant environments on the fatigue life of reactor materials (2014), p.41, available from <<http://www.nrc.gov/reading-rm/doc-collections/nuregs/contract/cr6909>>, (accessed on 31 March, 2016).

第 4 章 新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所の 地震応答に関する分析について

4.1 はじめに

2007 年 7 月 16 日、TEPCO KK NPS は、震源距離 23 km の極めて近い位置を震源とする the NCO Earthquake に被災し、当時定格運転中であった 3、4、7 号炉ならびに起動中であった 2 号炉が地震により自動停止（原子炉地震スクラム）した。その後、実施した点検、検査及び解析において、安全上重要な施設に地震による損傷や機能喪失は確認されず、原子炉安全上の問題は生じていなかったことが明らかとなったが、一部の低耐震クラスの設備においては地震による損傷が見られ、特に 3 号炉の所内変圧器で発生した火災については社会的な反響が見られた。TEPCO は、被災した設備の復旧、プラントの健全性評価、新たな基準地震動の策定、ならびにこれに基づく耐震強化工事等を経て、2011 年の GEJE までに、1、5、6、7 号炉の再稼働を行った。この再稼働までの諸手順については、KK NPS での知見と経験を踏まえ、IAEA の Safety Report にまとめられている⁴¹⁾。

The NCO Earthquake においては内陸地殻内地震に特異とされるパルス状の波形が観測されており、これが低耐震クラスの設備の損傷につながった可能性があるものと考え、本章においては、地震動の記録を分析し、耐震設計が施された NPS 設備に対する the NCO Earthquake による地震加速度の影響を一般化して論ずる。

4.2 新潟県中越沖地震と柏崎刈羽原子力発電所への影響

4.2.1 新潟県中越沖地震の概要

TEPCO KK NPS は新潟県の柏崎市と刈羽村にまたがる敷地面積約 420 万 m^2 の発電所であり、1100MWe の沸騰水型原子炉（BWR）を 5 プラント、1356MWe の改良型沸騰水型原子炉（ABWR）を 2 プラント擁する、総発電量 8212MWe の世界最大の原子力発電所である。1 号炉の運転開始は 1985 年、7 号炉の運転開始は 1997 年である。

2007 年 7 月 16 日 10 時 13 分頃、柏崎刈羽原子力発電所から震央距離 16km、震源距離 23km の新潟県中越沖を震源とするマグニチュード 6.8 の地震が発生し、新潟県と長野県で最大震度 6 強を観測した（図 4-1 参照）。

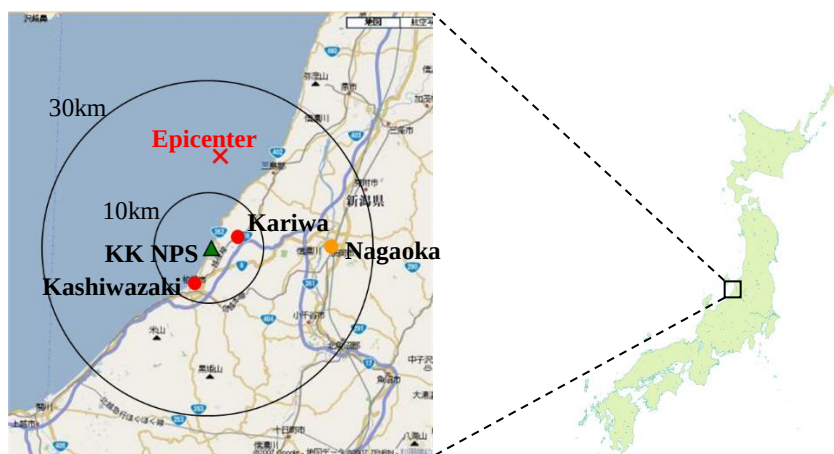


Fig 4-1 Epicenter of the NCO Earthquake and location of KK NPS

図 4-2 に示す通り、柏崎刈羽原子力発電所には各号炉の原子炉建屋の基礎版上及び中間階、タービン建屋の基礎版上及びペデスタルに地震計が設置されている。また、屋外の揺れを観測するため 1 号炉から 4 号炉を配置する荒浜側ヤードと 5 号炉から 7 号炉を配置する大湊側ヤードにそれぞれ地震観測小屋を設け、ヤード観測用地震計を設けている。さらに、1、5 及び 6 号炉の近傍には、地盤系の揺れを観測するための地震計を設置している。

このうち、荒浜側ヤード観測用記録計（1G-1）については地震観測小屋自体が地震による地盤変状により影響を受けていることから、観測記録は建屋の緩衝を受けているものと考えられ、正しい記録を観測できていないと考えられる。ま

た、地盤系地震計については、余震による記録が上書きされ、本震の記録が残存していない。

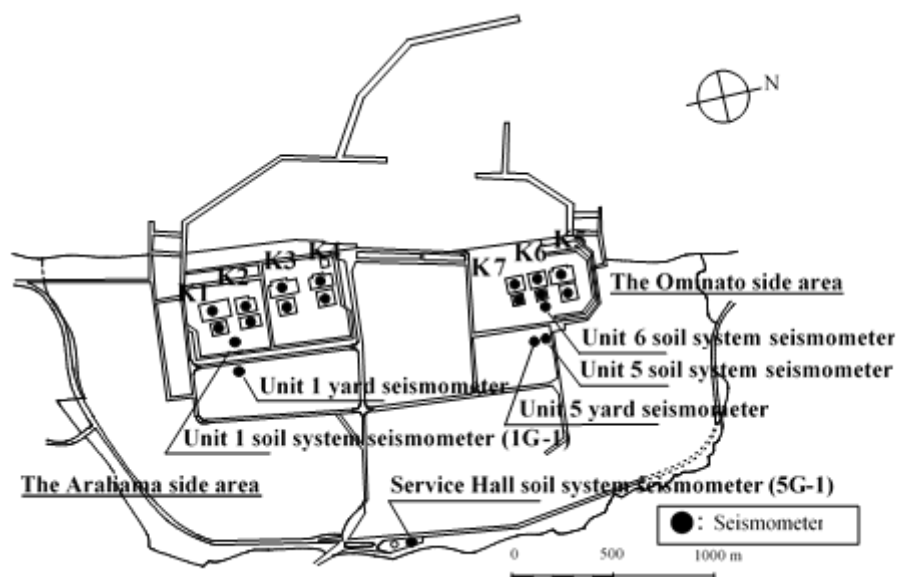


Fig. 4-2 KK NPS seismometer locations

原子炉建屋基礎版上の地震観測記録では、1号炉において観測された680Galが全号炉の中で最大であった（表4-1参照）。また、各号炉の原子炉建屋基礎版上の観測記録を見ると、15秒から20秒の間に顕著なパルス状の波が発生しているのが確認できる（図4-3参照）。1号炉ではこのパルス状の波の大きさである680Galが基礎版上での最大加速度となっている。このパルス波は北方向に向かって（1、2、3、4、7、6、5号炉の順に）小さくなる傾向が明らかとなり、1、2、3及び7号炉で基礎版上の最大加速度を与えている。

また、代表として1号炉と7号炉について、原子炉建屋基礎版における観測記録と建設時の設計用の床応答スペクトルを比較した（図4-4参照）。1号炉は耐震設計審査指針が発効する前に設計されており、エルセントロ、タフトなどの観測記録を元に設計用の地震動を定めていた。7号炉については同指針に基づき設計用最強地震 S_1 と設計用限界地震 S_2 を用いて設計を行っている。

これら設計用の地震動は耐震安全上重要な設備に対して適用されるものであるが、1号炉、7号炉とも原子炉基礎版上で観測された記録は、建設時の設計用

の地震動を一部の周期帯を除き大きく上回っており、設備への影響が懸念される地震動であったと分析した。

Table 4-1 Observed maximum acceleration at the base mat of reactor buildings

Unit	NS (Gal)		EW (Gal)		UD (Gal)	
	Observation	Design	Observation	Design	Observation	Design*
1	311	274	680	273	408	(235)
2	304	167	606	167	282	(235)
3	308	192	384	193	311	(235)
4	310	193	492	194	337	(235)
5	277	249	442	254	205	(235)
6	271	263	322	263	488	(235)
7	267	263	356	263	355	(235)

* Static coefficient is used as UD design value.

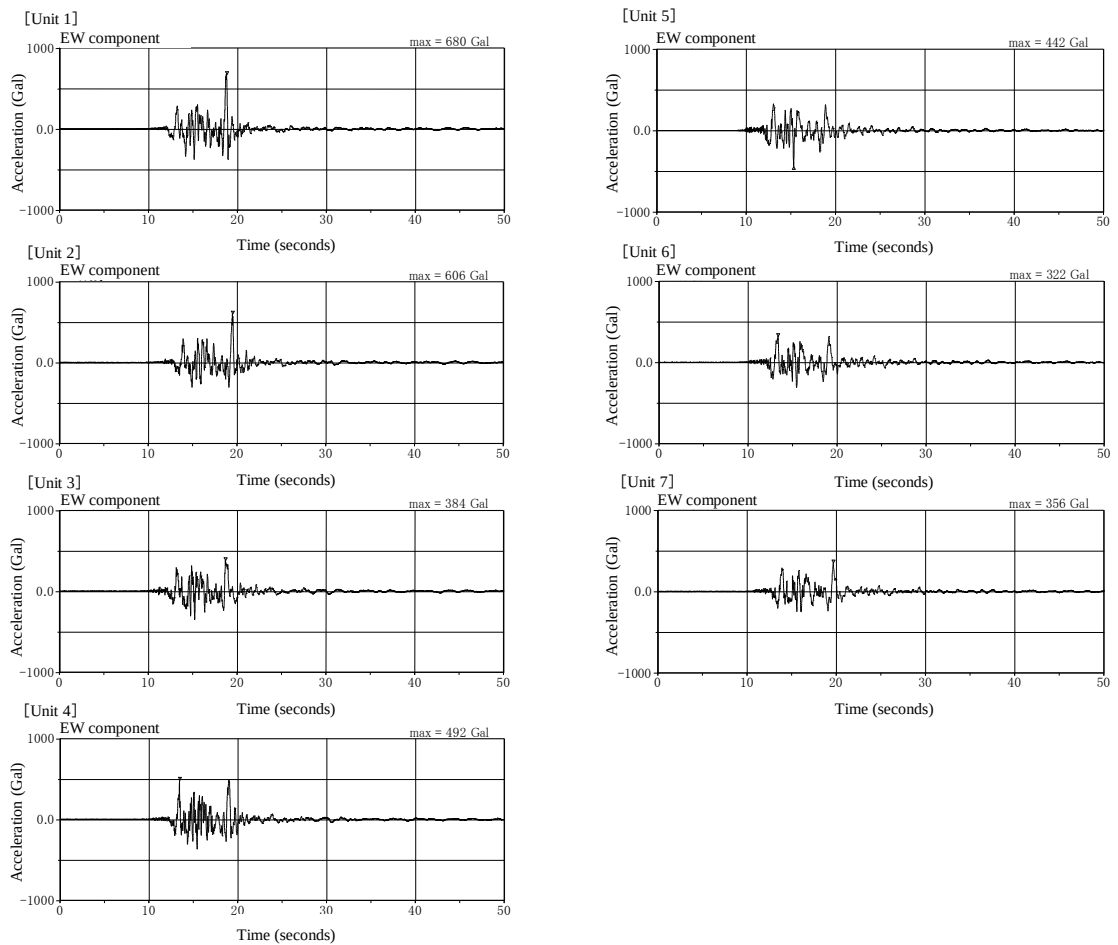
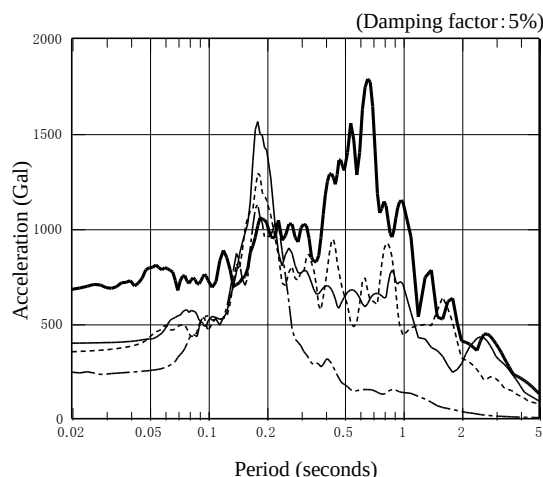


Fig. 4-3 Time historical ground motion at each reactor building base mat

[Unit 1]

— Observation record
 — Response by EL CENTRO (450 Gal standardization)
 - - - Response by TAFT (450 Gal standardization)
 - · - Response by GOLDEN GATE (450 Gal standardization)



[Unit 7]

— Observation record
 — Response using the reference seismic motion S2

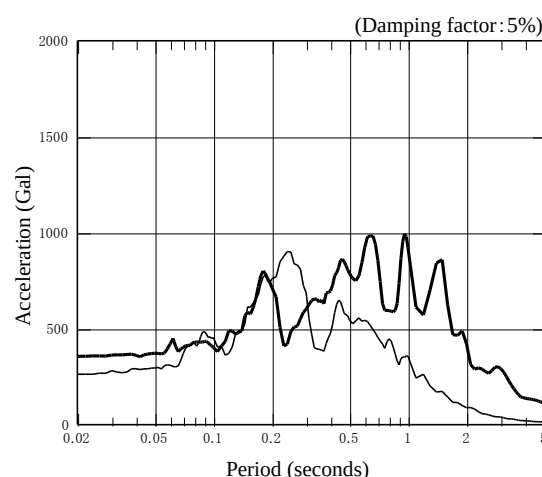


Fig. 4-4 Comparison of observed records and design basis (EW direction) for the base mat of reactor buildings (unit 1/7)

4.2.2 柏崎刈羽原子力発電所における地震被害の概要

TEPCO はスクラム対応等の初動活動の後、地震を受けた設備の被害状況の確認のため速やかにプラントウォークダウンを実施するとともに、電気事業法に基づく事業用電気工作物の工事計画書に記載のあるすべての設備を対象として、基本点検ならびに詳細点検を実施した。これらの点検は、対象となる設備の型式分類ごとに地震による設備の損傷形態を整理した上で点検手法を確立して実施した。基本点検では、目視点検、漏えい試験、機能確認等を実施し、基本点検においてさらなる点検が必要であると判断した設備に対して、分解点検、非破壊検査等の詳細点検を実施した^{4-2) 4-3)}。

点検対象設備数は1プラントあたり約1000から2000であり、1号炉では2001設備、7号炉では1362設備であった。点検では地震を起因とする異常以外の経年変化に伴うもの（消耗品の劣化等）も抽出されたが、地震による異常と判断されたもので、かつ、設備の健全性に影響を与えられとされる事象は、1号炉で36設備（点検設備数の約1.8%）、7号炉で9設備（同約0.7%）であることを明らかにした（表4-2参照）。また、原子力発電所の設備は耐震重要度に応じて、

耐震 S、B、C クラスに分類されるが、耐震 S クラス設備、すなわち安全上重要な設備に異常は無かったことが明らかとなった。

Table 4-2 Summary of inspection result after the NCO Earthquake at Unit 1 and Unit 7

	Unit 1	Unit 7	Note
Total number of inspected components	2001	1362	
Components with abnormality	268	71	
due to the NCO Earthquake *1	68	29	Limited to non-safety related components such as transformer anchor bolt damage, turbine blade wear marks, etc.
Influence to components integrity*1	36	9	
Safety related components *1	0	0	No damage to safety related components

*1 Unit 1 data does not include 86 components' abnormalities due to internal flooding caused by rupture of the fire protection piping.

さらに、1号炉から7号炉までの点検結果を俯瞰して、地震を起因とした設備の異常を、以下の通り分類した（図 4-5 参照）。

- ① 地震加速度による損傷
- ② 地震による設備構成部品間の変位によるずれ、接触、損傷、異常
- ③ 地盤変状（地盤沈下、支持地盤相対変位）による損傷

①の代表例として、廃棄物処理系焼却炉に付随するセラミックフィルタの破損、変圧器類の基礎ボルトの損傷、ろ過水及び純水タンクの胴板座屈及び基礎ボルトの損傷、屋外クレーンの変形等を確認した。

②の代表例として、低圧タービンの内部構造物の接触、損傷、主発電機内部構造物の接触、損傷、原子炉建屋クレーンケーブルベアのレールからの逸脱等を確認した。

③の代表例として、1号炉原子炉建屋近傍で埋設された消火系配管の継手の脱離、3号炉所内変圧器の火災、トレンチと建屋を跨ぐ配管及び支持構造物変形等を確認した。

また、損傷が発生した場所に着目すると、損傷のほとんどは屋外の低耐震クラスの設備で発生しており、原子炉建屋、タービン建屋などの屋内においては、低耐震クラスの設備を含め、損傷は限定的であることを明らかにした。特に地震加速度による設備の損傷は、軽微なものを除き、建屋内では確認されていない。原

子炉建屋、タービン建屋等は頑健な地盤に支持されていることから、屋外に比べて地震による揺れが大きくなかったことが要因と分析した。

なお、特に社会的な反響が大きかった3号炉の所内変圧器の火災については、地盤変位に伴いバスダクト部に相対変位が生じ、漏えいした絶縁油に引火したことが原因と考えられるが、当時の基準に従って低耐震クラスの設備の火災は想定されるべきものであり、原子炉建屋等の安全上重要な設備への延焼防止は延焼防止壁により確実に図られていたことを確認するとともに、実際の延焼も生じなかったことを確認した。

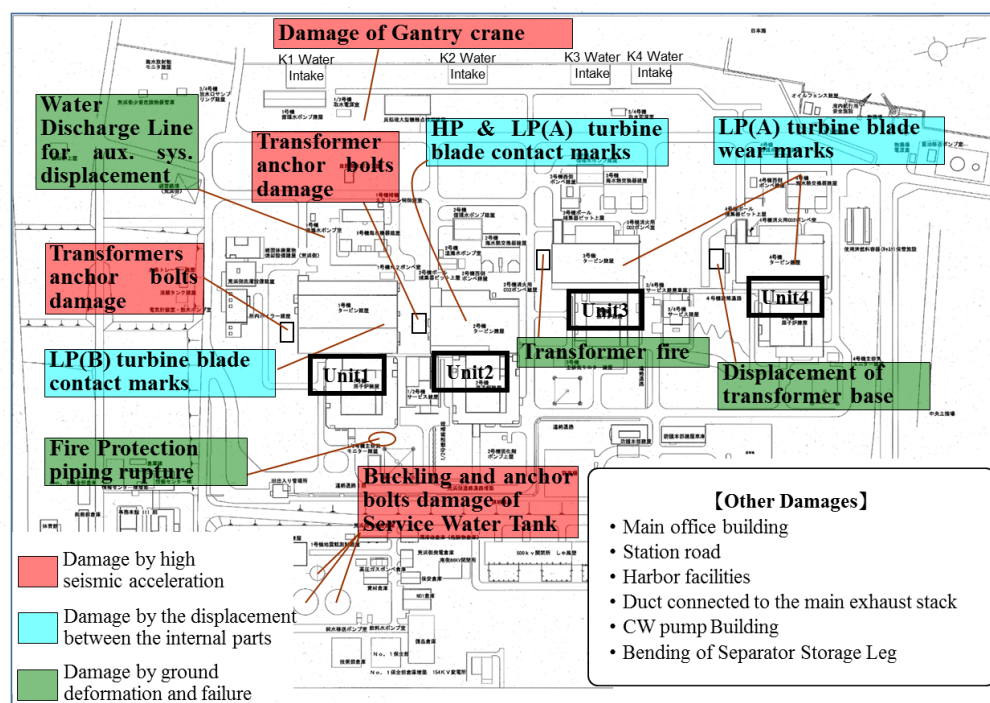


Fig. 4-5 Overview of the NCO Earthquake damage state at Arahama Area in KK NPS (unit 1 – 4)

4.3 設備の損傷と新潟県中越沖地震地震動の分析

本項では、図 4-3 のように特徴的なパルス状の波を発生した新潟県中越沖地震と設備損傷の関係を分析する。分析にあたっては、第 2 章、図 2-2 に示したバイリニアモデルを用い、地震観測記録を用いた時刻歴の弾塑性解析を行って得られた「応答塑性率」と設備損傷の関係を考察する。

前項に示した通り、the NCO Earthquake による KK NPS の設備の損傷モードは多様なものであるが、第 2 章に示した通り、多くの損傷モードは設備全体の変形に関連づけられるものと考えられ、上記のモデルを用いて評価が可能であるものとする。また、損傷を与える応答塑性率レベルは実際の設備の地震被害を統計的に整理することで得られるのではないかと期待される。本項では、実際に KK NPS で被害を受けた設備に着目して分析を行う。

また、the NCO Earthquake の経験を踏まえて TEPCO が国立研究開発法人防災科学技術研究所（以下、「NIED」という。）E-ディフェンスで実施した機器基礎定着部に対する試験の結果も合わせて分析する。

4.3.1 応答塑性率及び応答塑性率スペクトルの導出

ここでは、the NCO Earthquake における地震加速度による損傷事例を対象として、静的震度を動的な視点から評価することで、一般的に設計に用いられる静的震度と損傷との関係を分析する。

図 2-2 のバイリニアモデルを弾塑性応答解析することにより、各観測記録に対する荷重－変位ヒステリシス応答が得られ、地震継続時間中の最大変形と降伏変形の比を求めることにより応答塑性率が得られる。さらに、バイリニアモデルで定義した S_c と固有振動数ごとに応答塑性率をプロットすると、RDS が得られる。以下に、1 号炉及び 7 号炉の原子炉建屋基礎版上の観測記録の解析例を示す。

Table 4-3 Typical load-deflection hysteresis calculated
(Mass: 100 kg, Elastic Natural Frequency: 5 Hz, Input Wave: Resultant NS and EW)

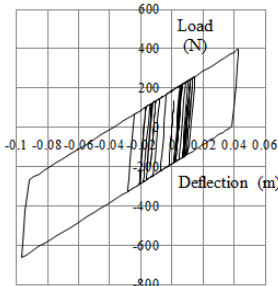
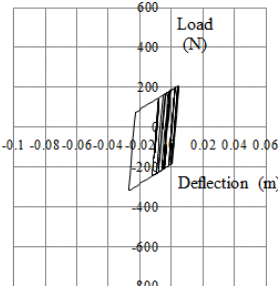
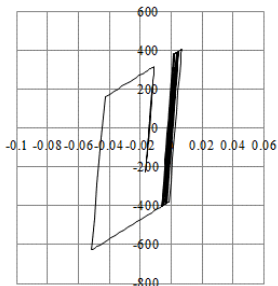
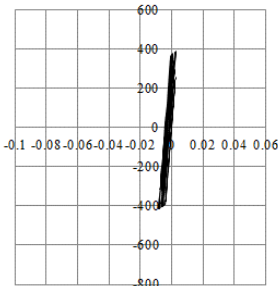
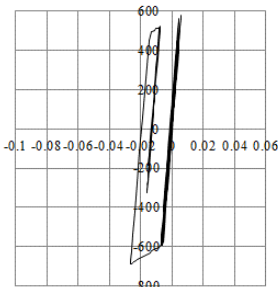
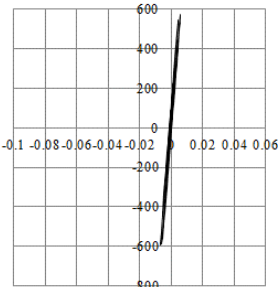
Limit Static Seismic Coefficient	Unit 1 Reactor Building base mat	Unit 7 Reactor Building base mat
Sc: 0.2		
Sc: 0.4		
Sc: 0.6		

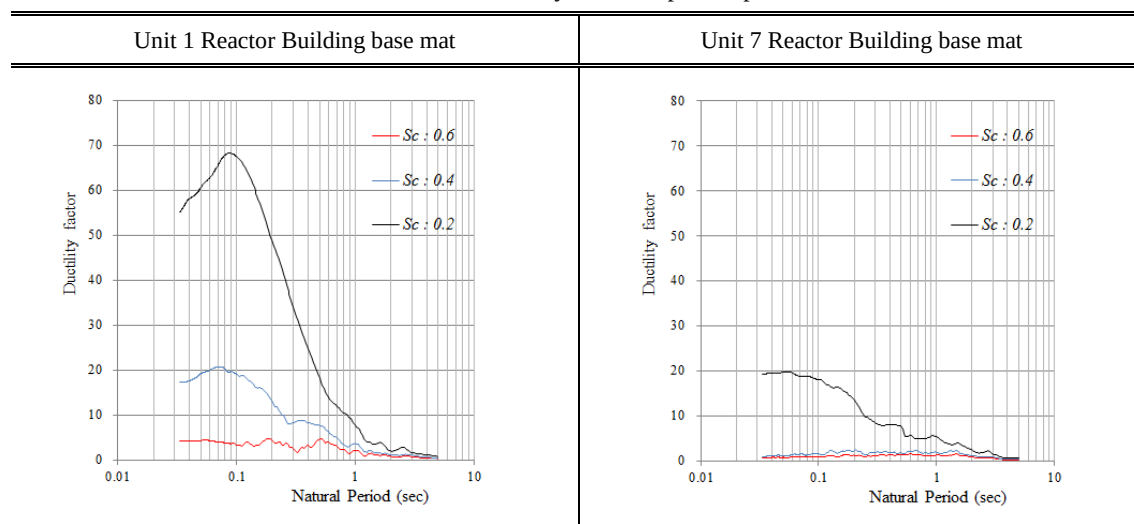
表 4-3 は、 Sc を 0.2、0.4、0.6 としたバイリニアモデル（弾性域の固有振動数 5 Hz）に対し、1 号炉及び 7 号炉原子炉建屋基礎版上で観測された波形を入力として解析した荷重－変形ヒステリシスを示している。第 4.2.1 項に述べたように、

1号炉では最大加速度が680 Gal（NS、EW合成で685 Gal）のパルス波が観測されており、このパルスにより静的震度が0.2の系では10 cm近い最大相対変位が発生している。また、静的震度を大きくすると応答変位は低下する傾向となる。一方、7号炉では、最大加速度が356 Gal（NS、EW合成で396 Gal）であるが、パルス波の影響は1号炉より小さく、静的震度0.6になると線形（弾性）状態の振動となる。

上記のように算出された最大相対変位と降伏変位の比（応答塑性率）を固有振動数についてプロットし、表4-4に示すRDSを得た。1号炉の原子炉建屋基礎版上に設置された静的震度が0.2で設計された設備は、固有振動数が10 Hzでは70程度の応答塑性率となるが、静的震度が0.6では5程度以下にまで低下し、また、7号炉については、静的震度を0.4程度とすると、応答塑性率は無視できる程度にまで低減することが確認できた。

実際の地震のもとでの損傷事例と応答塑性率を比較することで、損傷の限界となる応答塑性率を見極めることが期待でき、それをもとに損傷防止の観点から有効な設備設計用の静的震度を導き出すことが可能となる。

Table 4-4 Ductility factor response spectrum



4.3.2 応答塑性率を用いた設備損傷の分析

4.3.2.1 柏崎刈羽原子力発電所における設備損傷の分析

前項に示した RDS による静的震度と設備損傷との関係を分析するため、ここでは KK NPS の屋外の変圧器とろ過水及び純水タンクの基礎ボルトの損傷事例に着目する（図 4-6 参照）。損傷を受けた変圧器は荒浜側ヤードの 1 号炉所内変圧器、1 号炉及び 3 号炉励磁電源変圧器、2 号炉及び 3 号炉主変圧器である。

また、損傷を受けたタンクは荒浜側ヤードの No.1 及び No.2 純水タンク、大湊側ヤードの No.3 ろ過水タンクである。これらの設備はすべて耐震 C クラスである。



Fig. 4-6 Anchor bolts fracturing of Filtered Water Tank and transformer

損傷を受けた設備の近傍では、図 4-2 に示す荒浜側ヤードと大湊側ヤードの地震計（1G-1 及び 5G-1）で観測記録が得られており、最大で 1223 Gal（EW 方向）の加速度を記録している（表 4-5 参照）。この記録は大湊側ヤードの地震計の記録であるが、前述した通り、荒浜側ヤードの地震計は地盤変状の影響で実際の揺れを正しく観測しておらず、表 4-1 に示した原子炉建屋基礎版上の記録の傾向から推測すると、大湊側ヤードよりも高い加速度を受けていた可能性が高いと考えられる。従って、本評価においては、大湊側ヤードより対象設備を選定することとし、大湊側ヤードで損傷事例の無い変圧器については、同一機種の中から代表を選び参考として評価を実施した。

Table 4-5 Observed peak acceleration and static design seismic coefficient at typical locations

Accelerometers		Observed Max. acceleration (Gal)					Design basis static seismic coefficient		
		Resultant horizontal Max. acceleration (Gal)							
Location	Point	NS	EW	UD	(Gal)	Normalized by 980 Gal	Class S	Class B	Class C
Unit1yard *1	1G-1	890	890	715	926	0.9449	0.576	0.324	0.216
Unit5 yard	5G-1	964	1223	539	1248	1.2735	0.576	0.324	0.216

評価の対象とした設備は、1号炉の所内変圧器、励磁電源変圧器、3号炉の主変圧器ならびに、大湊側ヤードの No.3 ろ過水タンクとしたが、特に No.3 ろ過水タンクと同一設計で隣接する No.4 ろ過水タンクについては基礎ボルトが伸びたものの損傷を逃れており、比較のため評価の対象に追加した（表 4-6 参照）。

Table 4-6 Specification of damaged transformers and water tanks

	Components	Anchor bolts			Weight*1 (Kg)	Minimum estimated critical shear acceleration (Limit static seismic coefficient Sc)	Natural period (sec)	Ductility factor
		Material	Size	No. of bolts fracturing				
1G-1	Unit 1 Exciter Trans.	SS400	M24	4 / 4	37700	0.52	0.2	5
	Unit 1 House Trans.	SS400	M36	4 / 4	76000	0.59	0.2	4
	Unit 3 Main Trans.	SS400	M42	16 / 16	770000	0.32	0.2	22
5G-1	No.4 Filtered Water Tank	S45C	M42	2 / 12	1044000	0.26	0.16	30
	No.3 Filtered Water Tank*2	S45C	M42	0 / 12	1044000	0.26	0.16	30

*1 Weight of the tanks include water mass inside.

*2 Bolts of No.3 Filtered Water Tank deformed plastically without fracturing (reference data to No.4 tank)

対象とした設備の基礎ボルトの損傷形態は、現場の状況からいずれも伸びを伴うせん断破壊と判断した。従って、対象設備の諸元から、基礎ボルトがせん断破壊を生じる震度 Sc を求め、第 2 章に示した手法で観測記録を用いた弾塑性応答解析を行うことで、RDS を算出するとともに、各設備の固有周期からそれぞれの設備の応答塑性率を算出した。

地震計 5G-1 の観測記録を用いて大湊側ヤードに設置される No.3 及び No.4 ろ過水タンクの RDS を求めた結果を図 4-7 に示す。当該タンクの固有周期は 0.16 秒、応答塑性率は図 4-7 より約 30 であることから、この値が基礎ボルトの損傷を生じる境界のレベルであったものと考えられる。なお、表 4-6 のうち荒浜側ヤードに設置される変圧器については、実際の地震動が計算に用いたものより相当に大きかったであろうことを考慮すると、さらに大きな応答塑性率であるものと考えられ、これらについては参考値とした。

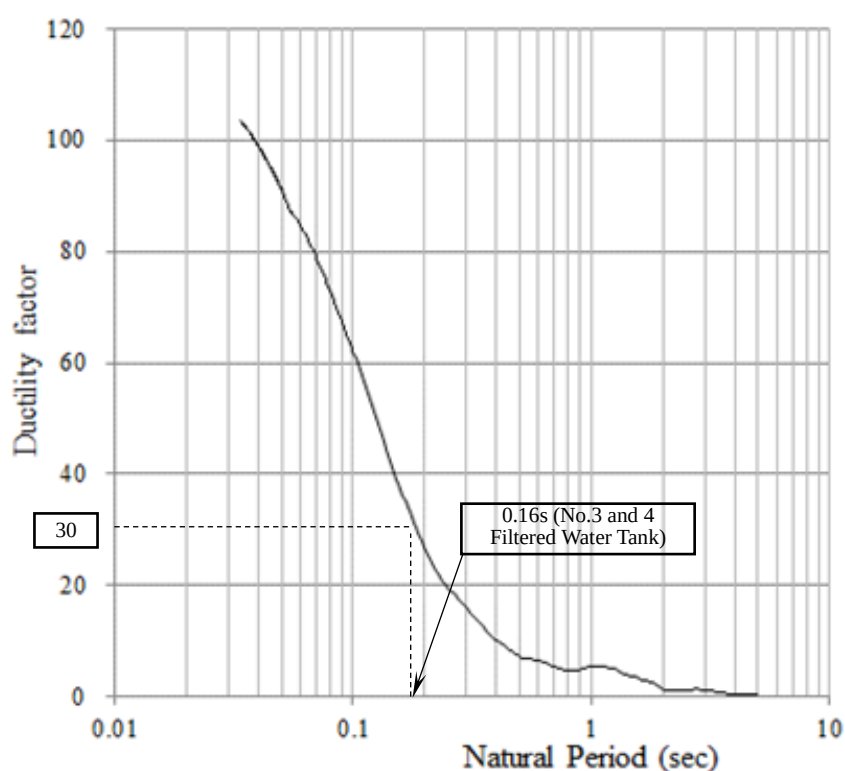


Fig. 4-7 Ductility factor spectrum for Filtered Water Tank ($S_c = 0.26$, 5G-1)

4.3.2.2 柏崎刈羽原子力発電所の建屋内設備の分析

ここでは、1 号炉と 7 号炉の原子炉建屋に設置された設備について評価を行うこととするが、第 4.2.2 項に示した通り、耐震安全上重要な設備に地震加速度による損傷は確認されておらず、また、原子炉建屋においては低耐震クラスの設備を含めて損傷は確認されていない。

1号炉と7号炉の原子炉建屋には、図4-8に示す通り基礎版上と中間階の2つの床に地震計を設置しており、the NCO Earthquakeの観測記録が得られていることから、当該床に設置される設備を全33設備選定して評価を行った。評価の手法は前項に示した方法と同様であり、各設備の基礎ボルトに着目して応答塑性率を算出した。

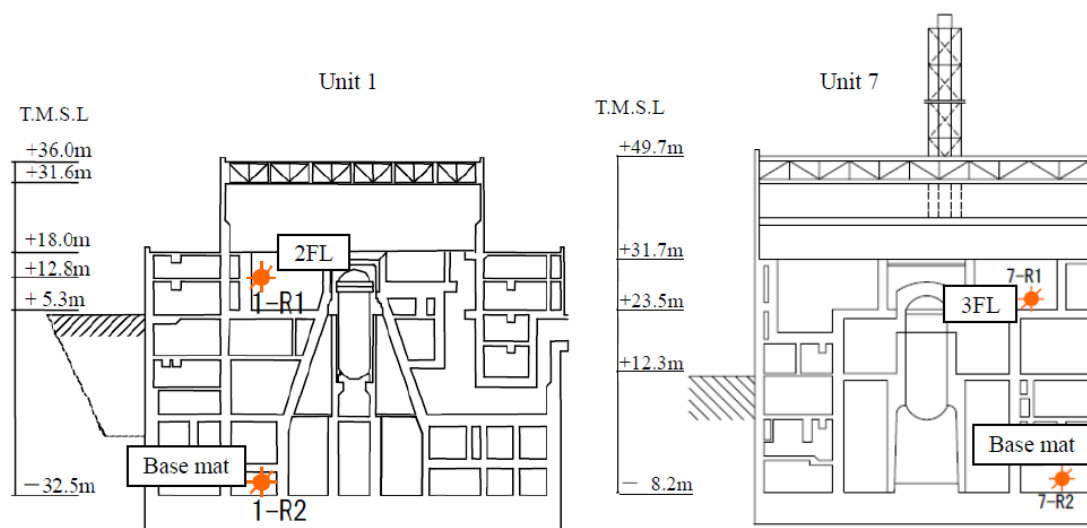


Fig. 4-8 Location of seismometer in unit 1 and 7 reactor building

評価対象設備を号炉、耐震クラス、設備種別（動的機器、静的機器）により分類し、各分類の中で S_c が最少である設備について評価結果を表4-7に示した。また、1号炉及び7号炉で限界震度が最も小さかった設備（1号炉SD（非放射性ドレン）収集タンク、7号炉CUW（原子炉冷却材浄化系）再生熱交換器）について、応答塑性率の算出に用いたRDSを図4-9に示す。

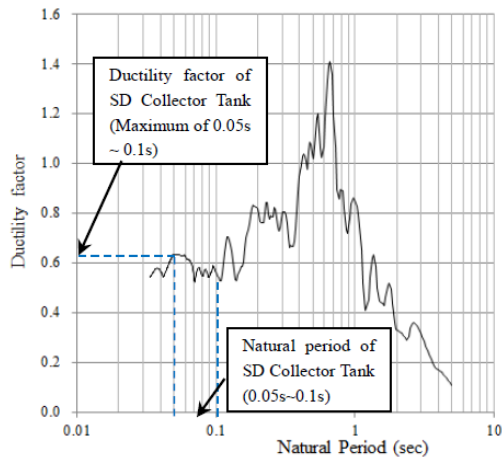
表4-7には合わせて設計用の静的震度を記載したが、どの設備についても S_c は設計用静的震度に比べて相当大きな値となっている。これは、動的機器においては振動等、静的機器においては熱伸びに対する配慮等、の耐震以外の入力条件が支配的となり設計されたことによるものであり、結果として地震に対しては余裕をもって設計されたということである。観測記録を用いた応答塑性率の評価でも最大で0.65程度と損傷に至るレベルには全く到達しておらず、基準地震動を大きく超えるthe NCO Earthquakeにおいても、低耐震クラスの設備を含め原子炉建屋内での設備の損傷を防止できたことを裏付けた。

Table 4-7 Estimated ductility factors of components located in reactor buildings in the NCO Earthquake

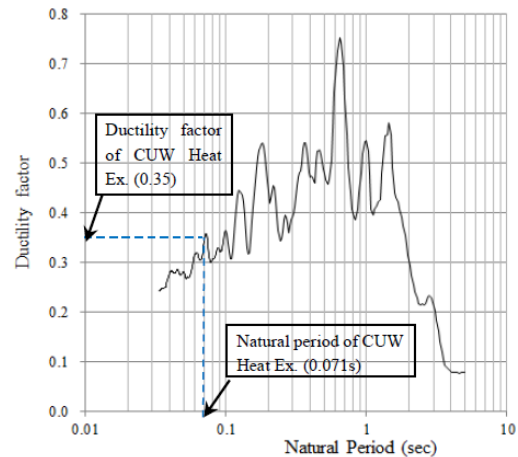
Unit	Seismic class	Category	Minimum estimated critical shear acceleration (Limit static seismic coefficient Sc)	Required design basis static seismic coefficient (Reference)	Estimated ductility factor of component with min. critical acc.	Component with min. acceleration (Location)
1	S	Active	4.3	0.9	0.35	SGTS Exhaust Fan (2FL)
		Static	7.0	0.9	Approx. 0	HPIW Surge Tank (2FL)
	B	Active	25.4	0.4	Approx. 0	CUW F/D Pre-coat Pump (2FL)
		Static	1.5	0.3	0.55	HCW Collector Tank (base mat)
	C	Active	7.0	0.3	Approx. 0	Ventilation Machine Area Blower (2FL)
		Static	1.3	0.2	0.65*1	SD Collector Tank (base mat)
7	S	Active	10.6	0.8	Approx. 0	SLC Pump (3FL)
		Static	2.4	0.8	0.25	SLC Tank (3FL)
	B	Active	20.3	0.3	Approx. 0	CUW Pump (base mat)
		Static	1.6	0.3	0.35*2	CUW Heat Exchanger (base mat)
	C	Active	7.1	0.3	Approx. 0	R/B Purge Fan (3FL)
		Static	4.4	0.3	Approx. 0	HWH Back up Heat Exchanger (3FL)

*1 See (a) in Fig. 4-9

*2 See (b) in Fig. 4-9



(a) Unit 1 R/B base mat ($Sc = 1.3$, 1R-2)



(b) Unit 7 R/B base mat ($Sc = 1.6$, 7R-2)

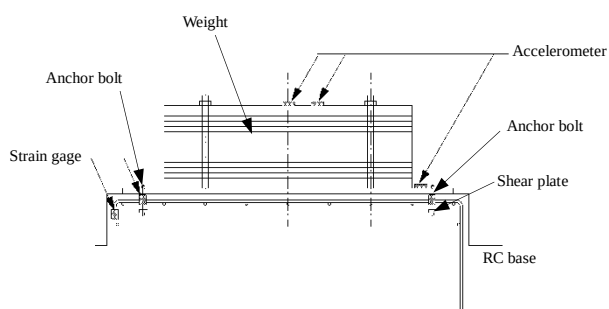
Fig. 4-9 Ductility factor spectrum

4.3.2.3 E-ディフェンスにおける試験結果の分析

TEPCO は基礎ボルト等、機器基礎定着部の健全性評価のため、NIED の大型振動台 E-ディフェンスを用いて、the NCO Earthquake の知見を踏まえた限界耐力試験を行った（図 4-10 参照）⁴⁻⁴⁾。本項では、この試験結果を用いて前項と同様に応答塑性率とボルトの損傷の関係を分析する。



(a) One of the test bodies



(b) Configuration of a test body



(c) 12 test bodies on the shaking table

Fig. 4-10 Dynamic shear loading test of anchor bolts at E-Defense

図 4-10 は有効径 8 mm の 4 本の基礎ボルトで固定された 12 体の試験体を示している。また、試験体の質量は 2.9 t から 8.1 t まで 3 段階で変化させている（表 4-8 参照）。振動台の入力は、the NCO Earthquake において KK NPS 1 号原子炉建屋の基礎版上で観察された時刻歴加速度波形（EW 方向）を用い、この最大加速度値を 1270 Gal に正規化した波とした。この結果、 S_c が 0.25 に相当する 2 体の試験体（表 4-8 中の II-1-4）で基礎ボルトがせん断破壊したが、 S_c が 0.41 に相当する試験体には全く損傷が見られなかったことが確認されている。

Table 4-8 Summary of the test bodies and result of E-Defense shaking table test

Test body No. *1	Anchor bolt Size (Material)	Weight (ton)	Minimum estimated critical shear acceleration (Limit seismic coefficient)	Test result	Note
II-1-2 (2)	M8 (SS400)	2.9	0.70	No damage	2 test bodies in this category
II-1-1 (2) II-1-3 (2) II-1-5 (2) II-1-6 (2)		4.9	0.41	No damage	8 test bodies in this category
II-1-4 (2)		8.1	0.25	Damage	2 test bodies in this category

この試験体について第 2 章で示したバイリニアモデルを用いて前項までと同様の手法により RDS を導出した（図 4-11 参照）。基礎ボルトのせん断破壊は限界震度が 0.25 と 0.41 の 2 本の曲線で示す応答塑性率の間で発生していることになり、また、試験体の弾性域での固有振動数は約 8.8Hz（固有周期：約 0.11 秒）と評価されていることから、基礎ボルトのせん断破壊の限界となる応答塑性率は、約 30 から約 70 までの間に存在することを明らかにした。

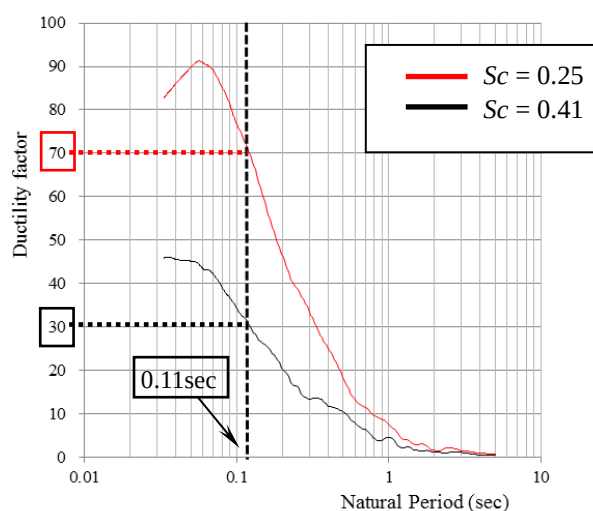


Fig. 4-11 Ductility factor Spectrum of test case at E-Defense

4.4 まとめ

2007年に発生した the NCO Earthquake に被災した KK NPS に関しては、地震後の詳細な調査と地震応答解析を通じて多くの貴重な知見を得た。耐震安全上重要な設備については地震による影響は見られないことを明らかにするとともに、基準地震動を大きく超える地震動に対して、設備の被害は主に屋外の低耐震クラスの設備に見られることを明らかとし、建屋内の設備については、被害は限定的であったとの分析結果を得た。

本章では、新潟県中越沖地震の観測記録と設備の被害状況を踏まえ、応答塑性率と実際の地震による設備の損傷の関係を分析した。

応答塑性率を用いた地震動の分析の結果、地震動の特徴として特異なパルス波が確認されており、これが応答塑性率に大きく影響し、屋外設備の損傷を招いた可能性が大きいことを明らかにした。

地震により屋外で損傷したタンク及び変圧器の評価では、損傷を生ずる応答塑性率は 30 程度であるとの知見を得た（第 4.3.2.1 項）。また、the NCO Earthquake を踏まえた E-ディフェンスの試験では、応答塑性率が約 30～70 で損傷が生じたことを明らかにした（第 4.3.2.3 項）。さらに、柏崎刈羽原子力発電所 1 号炉と 7 号炉の原子炉建屋内の設備については、地震のもとでの応答塑性率はごく僅かであり設備が損傷に至らなかった結果を裏付けた。従って、本論で提案した新たな静的震度設計法を屋内設備に適用し、設計用静的震度を現行で規定される震度以上に見直す場合であっても設備仕様を大きく見直す必要性は低く、本手法の適用により合理的に NPS 設備の耐震性を示せる見込みを得た。

本章の参考図書 References

- 4-1) International Atomic Energy Agency, Earthquake preparedness and response for nuclear power plants, IAEA Safety Report Series No.66 (2011), available from <http://www-pub.iaea.org/MTCD/publications/PDF/Pub1473_web.pdf>, (accessed on 11 August, 2016).
- 4-2) Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc., Inspection and evaluation report on component integrity of KK NPS Unit 7 after the NCO Earthquake (2008) (in Japanese), available from <http://www.tepco.co.jp/cc/press/betu08_j/images/080919d.pdf>, (accessed on 11 August, 2016).
- 4-3) Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. Inspection and evaluation report on component integrity of KK NPS Unit 1 after the NCO Earthquake (Rev. 1) (2010) (in Japanese), available from <<http://www.tepco.co.jp/cc/press/10031901-j.html>>, (accessed on 11 August, 2016).
- 4-4) Nagasawa, K., Orita, S., Ohshima, N., Tohyama, N., Nakanishi, K., Orito, Y., Vibration test for integrity of equipment foundations affected by dynamic load, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering (SE/EE)), Vol. 65, No. 1 (2009), PP 354-367 (in Japanese), available from <https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscejseee/65/1/65_1_354/_article>, (accessed on 11 August, 2016).

第 5 章 損傷評価指標としての応答塑性率に関する考察

5.1 はじめに

前章までの分析の結果は、NPS 設備の地震動による初通過破壊を考慮したとき、応答塑性率が設備の損傷ないし機能喪失の指標、すなわち「損傷評価指標」（以下、「DIP」という。）として活用できる可能性を示している。

地震動を受けた設備の DIP の候補としては、気象庁の震度階（以下、「JMA 震度階」という。）、地表面の最大速度（以下、「PGV」という。）、地表面の最大加速度（以下、「PGA」という。）及び米国の Electric Power Research Institute（以下、「EPRI」という。）が提唱する Cumulative Absolute Velocity（以下、「CAV」という。）等があるが、本章においては、実際に観測された地震動に基づき、これら指標と応答塑性率の比較を行う。

5.2 対象とする損傷評価指標

主として防災の視点からは、地震動の強さは体感及び地震被害と結び付けて震度で表現することが一般的であり、この「震度（階）」には、JMA 震度階をはじめとして、改正メルカリ震度階（以下、「MMI 震度階」という。）、MSK 震度階、EMS 震度階などが国際的に広く用いられている。これらのうち、JMA 震度階は 1996 年から地震観測記録（加速度記録）をもとに計算される計測震度によって地震動の強さ（地震被害の大きさ）と関係付けられている。気象庁の計測震度（以下、「 I_{JMA} 」という。）は、観測された地震動記録 3 成分（水平動 2 成分、上下動 1 成分）から計算される a から(1)式で算出される⁵⁻¹⁾。この計測震度により JMA 震度階が決められ、例えば I_{JMA} が 6.5 以上であれば震度 7 の地震と定められる。

$$I_{JMA} = 2 \log a + 0.94 \quad (1)$$

(1)式の a （以下、「 A_{JMA} 」という。）は、加速度記録に 3 種の周波数特性を有するフィルターを考慮して地震動の周波数特性を変えるとともに、3 方向加速度合成絶対値の超過時間合計値が 0.3 秒となる値としており、速度や加速度の継続時間にも配慮した、地震被害に対する有効最大加速度の性格を有する値（単位は Gal）と考えられる。

また、米国においては地震発生直後に地震被害の程度を想定する防災上の必要性から、アメリカ地質調査所（以下、「USGS」という。）は、MMI 震度階と PGV 、 PGA を関係付けており、地震被害が発生しうる大きな MMI 震度階 ($V \leq I_{mm} \leq IX$) については、 PGV から MMI 震度階の暫定値を(2)式で算出している⁵⁻²⁾。ここで、 I_{MM} は改正メルカリ震度である。

$$I_{MM} = 3.47 \log (PGV) + 2.35 \quad (2)$$

上記の 2 種の震度階は、いずれも物理量 A_{JMA} 、 PGV の対数がとられており、地震被害が発生する震度階の高い領域で数値が飽和することから、特に機械設備のような耐震性が高いものに対する指標としては適切でない。また、他の物理

量との比較を容易にするためには、線形性を保持することが望ましい。本章では I_{JMA} 、 I_{MM} に代わり、 A_{JMA} 及び PGV を対象として検討を行う。

また、米国の NPS では、地震に遭遇した後の発電所の点検、運転に関して、地震被害の視点から地震動が有意なものであるか否かを判定する指標として、EPRI が提案した CAV を採用している⁵⁻³⁾。 CAV は加速度時刻歴の絶対値を地震動の継続時間を通して積分したもので、エネルギーに配慮した指標とされている。設備を対象とする場合は、初通過破壊より累積疲労破壊の指標と考えられる⁵⁻⁴⁾。加速度時刻歴の絶対値を継続時間で単純に積分すると、地震被害には関係のない小さな加速度も積算され不必要に値が増大することに配慮し、加速度が 0.025 G を超えることのない 1 秒間の刻みについては積分対象から除くことによって値の安定化を図っており、これを特に、標準 CAV (以下、「S- CAV 」という。) という。

我国の NPS における地震動の観測では PGA が大きく扱われることが多い。 PGA は、必ずしも地震被害の程度とは関係がなく、地震動の強さを表す指標としては適切でないとされるが、加速度計を用いた観測記録から直接に読めるという便宜さに加え、加速度と質量との積が地震荷重(慣性力)として強度評価に用いられることから、耐震設計との関係を理解しやすいという利点がある。

上記を踏まえて、本章における応答塑性率との比較分析には、

- ① A_{JMA} (気象庁計測震度 I_{JMA} の代替)
- ② PGV (改正メルカリ震度 I_{MM} 速報値の代替)
- ③ PGA
- ④ S- CAV

を選定した。

5.3 損傷評価指標の比較分析

5.3.1 分析手法

本項では第 2 章で定義し、第 3 章、第 4 章において実際の発電所における設備の分析に用いた、応答塑性率と前項で検討の対象とした、 A_{JMA} 、 PGV 、 PGA 、 $S-CAV$ を実際の地震動を対象として比較評価する。応答塑性率の算出は、第 2 章に示した手法に則り実施する。

5.3.2 検討対象地震動

ここでは、設備の損傷と地震動の特性の関係を初通過破壊の観点から調査するため、実際に観測された近地地震を対象として検討を進める。近地地震とは、いわゆる内陸地殻内地震を示し、プレート境界型の地震に比べて、震源が浅く、また震源近傍で地震被害に遭う可能性がある。近地地震はマグニチュードが比較的小さいことから影響は局所的であるが、震源近傍では伝播距離が短いことから波動が減衰せずに破壊力の大きなものが記録されている。近地地震として、国内の地震記録から複数の波形を選択し弾塑性応答を解析する。

選択した地震動は、NIED が公開している強震観測網（K-NET、KiK-net）のデータについて下記の条件で検索した地上観測波形で、3 方向合成加速度が大きな上位 60 波形とした。

- ① 記録開始時刻：1996 年以降 2016 年 4 月まで
- ② 最大加速度（3 方向合成最大加速度）：500 Gal から 5000 Gal
- ③ 震央距離：0 km から 30 km

観測された地震動波形は、一般に、水平面内の加速度ベクトルがリサージュを描いており、弾塑性域の応答を波形相互間で比較するには、加速度ベクトルを合成した入力とする必要がある。一方、設備の耐震設計の観点からは、上下方向には重力加速度が作用していることから観測された地震動の水平方向が重要と考え、ここでは破壊への影響をみる目的から水平 2 方向（NS、EW 方向）加速度合成値の最大加速度発生方向成分を取り出した時刻歴波形を作成し、1 自由度モデルの地震入力としている（第 2 章から 4 章と同様）。

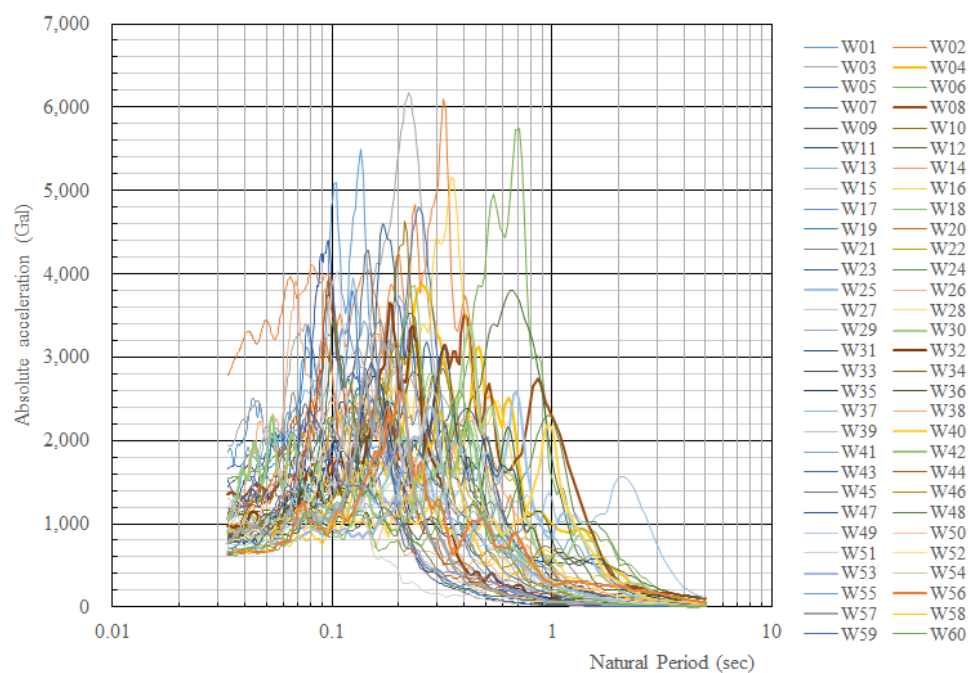


Fig.5-1 Absolute acceleration response spectrum (Damping ratio: 0.05)

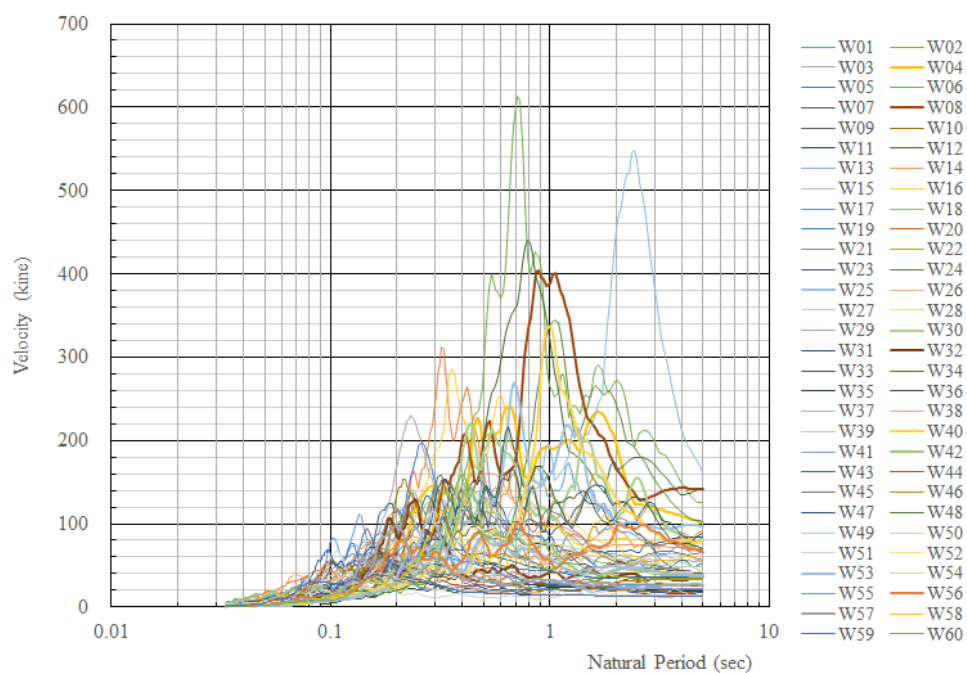


Fig.5-2 Absolute velocity response spectrum (Damping ratio: 0.05)

合成された水平方向の最大加速度値を添付表 A-1 に、減衰定数 0.05 の応答絶対加速度及び応答相対速度のスペクトル特性（線形応答）を図 5-1 及び図 5-2 に

示す。加速度応答スペクトルは振動数が比較的高い 10 Hz (0.1 秒) 程度の成分が卓越し、速度応答スペクトルは 1 Hz から 2 Hz 程度の成分が卓越する傾向を示している。また、図には平成 28 年熊本地震で観測された 9 波形 (W04、W08、W25、W32、W40、W42、W53、W56 及び W57) の応答スペクトルが含まれているが、過去の近地地震の応答でほぼ包絡されており、特に異常な特性は示していない。ただし、速度応答スペクトルでは相対的に高いレベルにあり、これが破壊力の大きさに繋がったと考えられる。

5.3.3 損傷評価指標の分析

(1) 応答塑性率とその他指標の比較

第 2 章にて示した手法を用い、静的震度 S_c を 0.2 (耐震 C クラスに相当)、0.4、0.6 (耐震 S クラスに相当)、0.8、1.0 の 5 段階に、また、対象とする設備の固有振動数を 2 Hz、5 Hz、10 Hz、20 Hz の 4 段階に変化させた計 20 ケースについて、弾塑性応答解析を実施した。解析で得られる応答変位から応答塑性率を算出し、各波形について計算した 4 指標 (A_{JMA} 、 PGA 、 PGV 、 $S-CAV$) との関係を分析した。代表的な解析例として、a. S_c : 0.2、固有振動数 : 5 Hz、b. S_c : 0.4、固有振動数 : 10 Hz、c. S_c : 0.6、固有振動数 : 20 Hz の 3 ケースについて、応答塑性率と 4 指標との関係をグラフ化したものを表 5-1 に示す。表 5-1 の各グラフには回帰直線と相関係数を示している。

応答塑性率が大きく、延性破壊の可能性が否定できない a. のケースでは、 A_{JMA} と PGV は応答塑性率との相関性が高いが、 PGA の応答塑性率との相関性は極めて低い。延性破壊の発生の可能性が低く、機能維持設計の目標レベルとも考えられる b. のケースでは、応答塑性率と A_{JMA} の相関性が最も高く、 PGV 、 PGA 、 $S-CAV$ の順に相関性が低下している。耐震 S クラス相当の大きな静的震度が考慮され、かつ剛領域の c. のケースでは、 PGA が最も良い相関性を示している。 $S-CAV$ はいずれのケースでも応答塑性率との相関性が低い結果となっている。

Table 5-1 Ductility factor vs. DIPs (Typical)

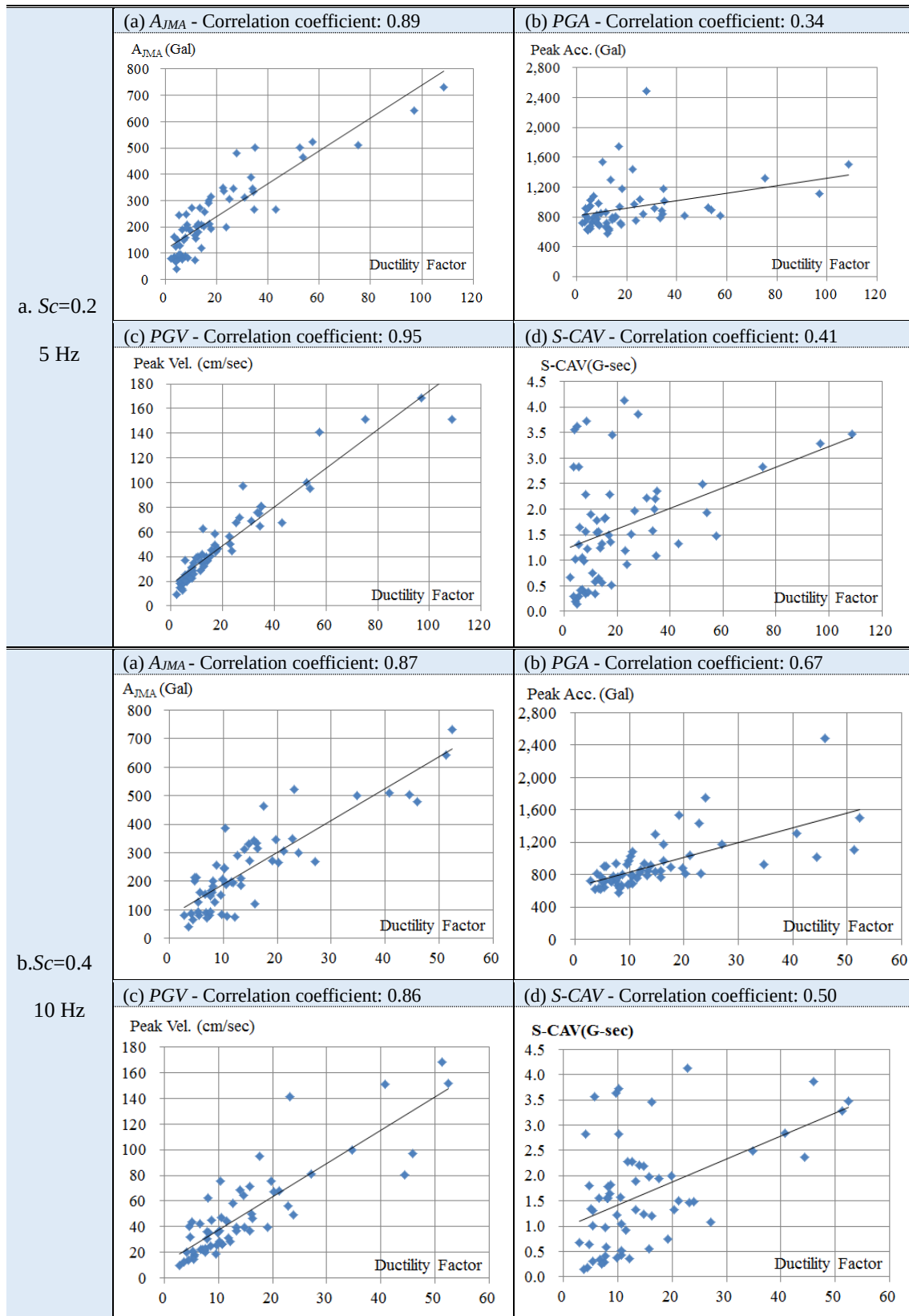
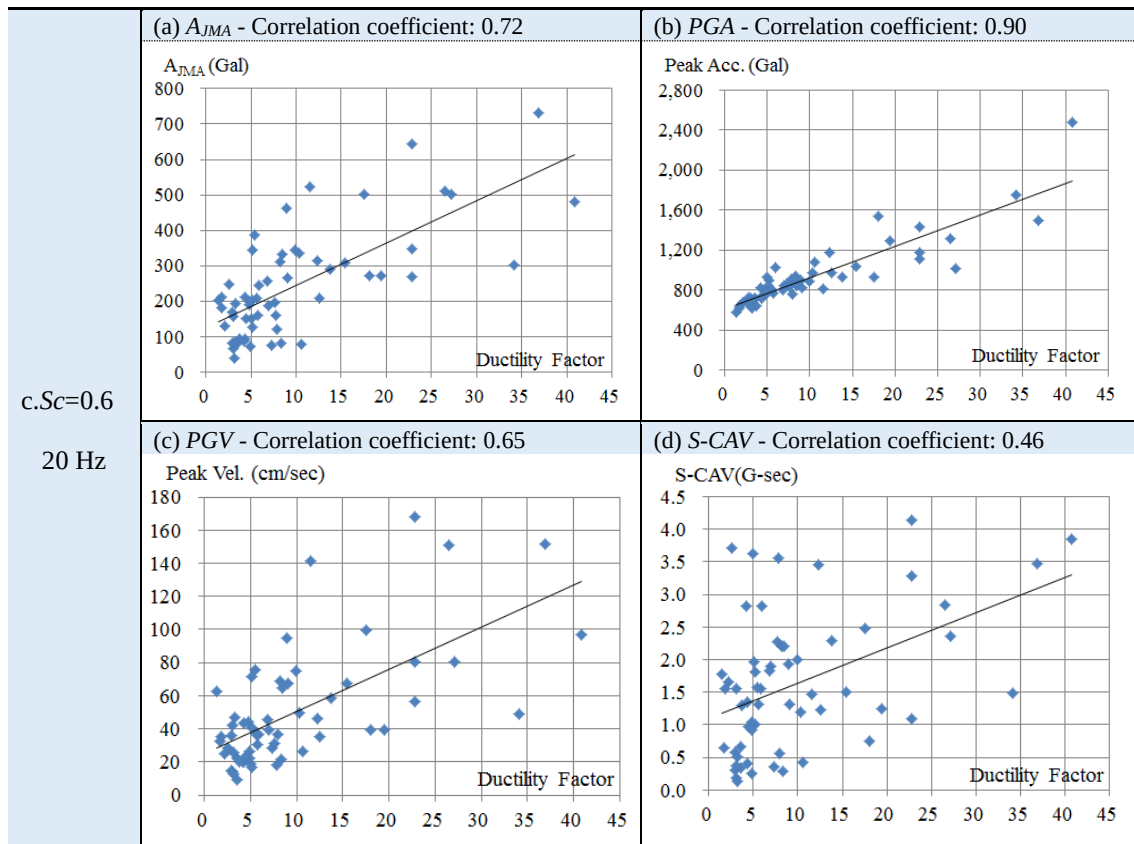


Table 5-1 Ductility factor vs. DIPs (Typical) – Continued



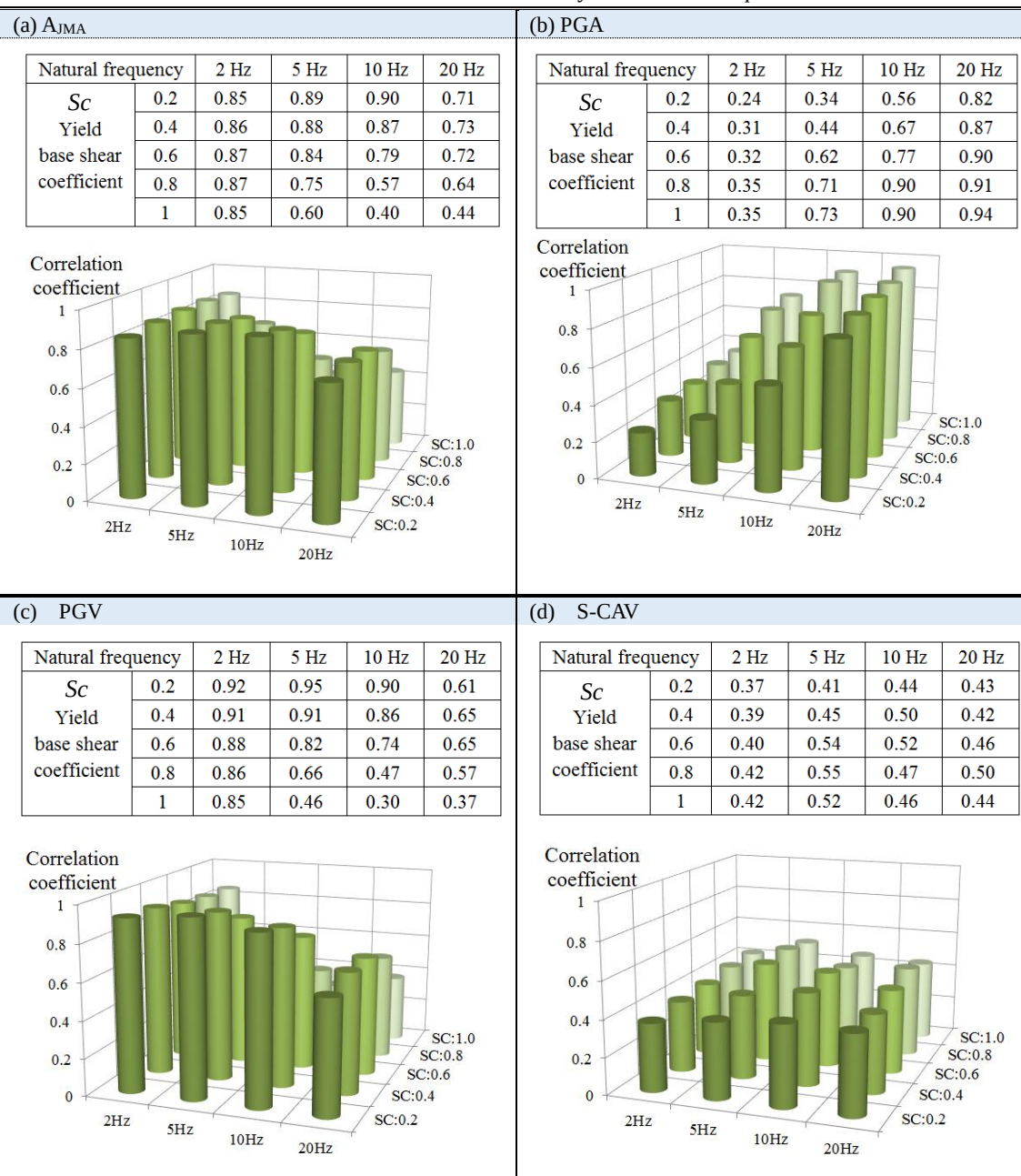
(2) 応答塑性率とその他指標の相関係数

解析を実施した 20 ケースの応答塑性率と各地震動指標との相関係数解析値及びその棒グラフを表 5-2 に示す。

PGA は、 Sc が大きく（即ち、応答全体で線形応答の占める部分が大きく）、設備が剛で変位応答が小さい場合には応答塑性率との適合性が高いと言える。すなわち、等価線形が成り立ち、慣性力による損傷が発生し難い状態での地震動強さの指標であり、設備の限界耐力を論じる耐震性能評価より等価線形範囲の耐震設計手法における指標として適していると結論付けた。

一方、 PGV は PGA と逆の特性を示している。剛構造設計を基本とせず、また、静的震度を考慮しない設計手法を採用している米国においては、設備の損傷の可能性を示す地震動強さの指標として適しており、 PGV をもとに改正メルカリ震度の速報値を計算することの妥当性を示していると言える。

Table 5-2 Correlation coefficient between Ductility factor and earthquake hazard indices



A_{JMA} は、加速度の単位を持ちながら PGV に似た特性を示しており、比較的継続時間の長いパルス状の加速度波形（破壊力が大きく、キラーパルスとも称される）の特性にも対応できる指標と考えられる。その算出手順から、最大加速度と最大速度の中間的な特性を示すと考えられ、 PGA 、 PGV に比してより広範な Sc と固有振動数の領域に適した指標と評価した。また、地震国である我国には貴重な地震被害経験が蓄積されているが、多くの被害事例は震度階との関係で整理

されており、気象庁震度階と直接的に関係付けられる A_{JMA} は、それらの分析にも適した指標と考える。

S-CAV は、総じて応答塑性率との相関性が低いが、これは、S-CAV が積分型の指標であるためと考えられ、従って、S-CAV が累積疲労破壊などの地震時損傷モードに対する指標であると結論付けた。

(3) PGV / PGA / A_{JMA} の相関

上記の通り、近地地震における応答塑性率との関係では、 A_{JMA} は PGV に近い特性を示すが、地震動波形から直接に計算される A_{JMA} と PGA、PGV の相関を求めると図 5-3 及び図 5-4 の通りである。ここで、図 5-3 は、第 2 章に示す 1 自由度系バイリニアモデルを解析するために水平方向の 1 次元として合成された波形を用いており、図 5-4 は、各波形の NS、EW、UD の 3 方向について合成したものをを用いている。なお、気象庁計測震度は 3 方向の加速度を合成して算出されており、図 5-4 は気象庁計測震度（算出の元となる A_{JMA} ）と 3 方向を合成した PGA および PGV の相関を示している。

図 5-3 及び図 5-4 において、PGV と A_{JMA} は極めて良い相関を示すとの知見を得た。一方、PGA と A_{JMA} の関係は、回帰直線から大きく乖離する地震動があり、それらは図 5-3（水平 1 方向）では、W02、W03 及び W05、図 5-4（3 方向合成）では更に W01 を加えた 4 波形で、これらが相関性を低下させている。

W01: 2008 年岩手・宮城内陸地震 一関西観測波形 (最大加速度: 3866 Gal(UD))
W02: 2008 年岩手・宮城内陸地震 東成瀬観測波形 (最大加速度: 2449 Gal(EW))
W03: 2004 年新潟県中越地震 十日町観測波形 (最大加速度: 1716 Gal(NS))
W05: 2011 年岐阜県飛騨地方の地震 高根観測波形 (最大加速度: 1530 Gal(EW))

3 方向合成加速度が 4022 Gal という極めて大きな最大加速度を記録した W01 は上下方向成分が卓越しており、水平 1 方向入力（図 5-3(a)）で他の多くの近地地震と同様の傾向を示すのは当然として、3 方向合成波の入力でも、 A_{JMA} 、PGV については他の波形と同様な傾向を示している。これは、加速度を積分した速度では、加速度の高振動数成分の寄与が低下することに加え、 A_{JMA} ではハイカット

フィルターによって加速度波形の 10 Hz 以上の成分を除去しているためと考えられる。これらは、加速度波形の高振動数成分は機械設備の損傷には繋がらないとする報告（落合、2014 年）⁵⁻⁵⁾と一致している。従って、10 Hz 以上の高振動数成分を除去することによって、PGA も A_{JMA} や PGV と同様に、地震時の損傷を示すのに有効な DIP として期待できることを明らかにした。

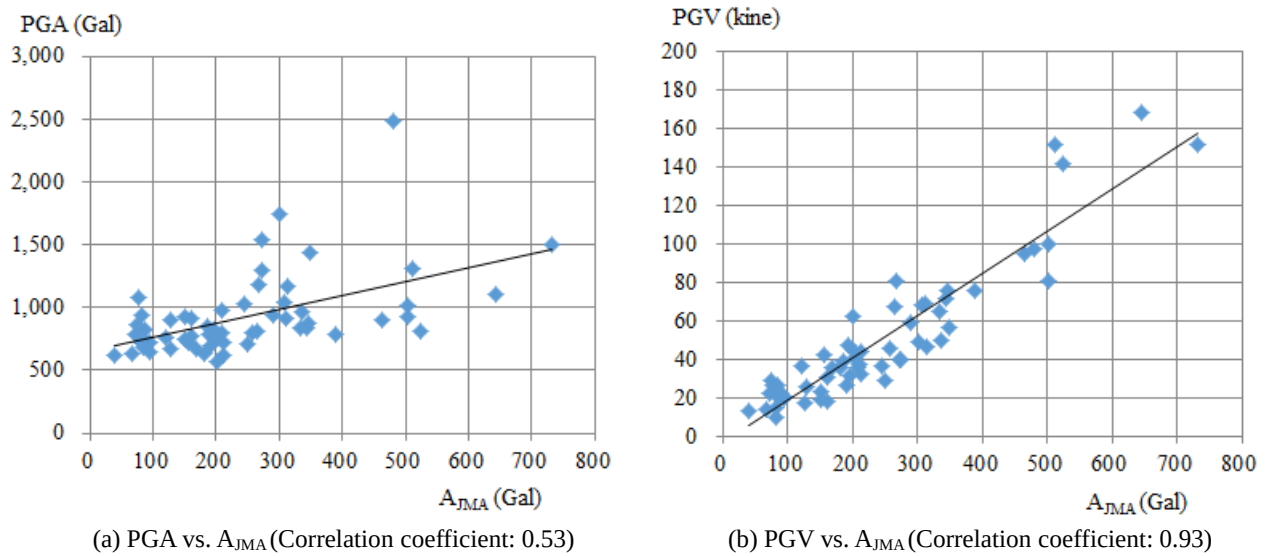


Fig.5-3 Correlation among DIPs
(One directional horizontal resultant input earthquake motions)

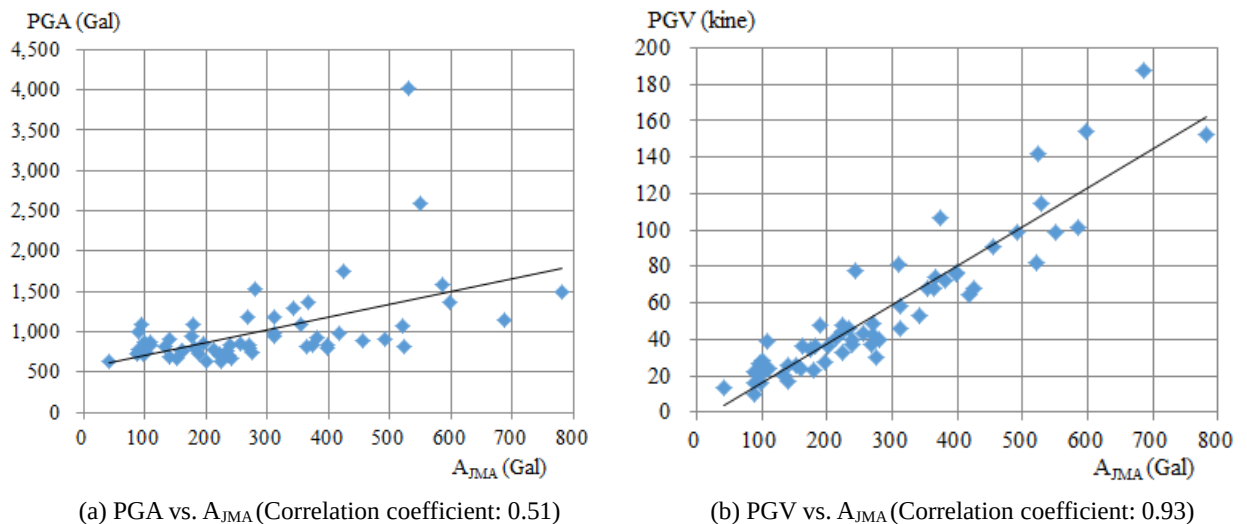


Fig.5-4 Correlation among DIPs
(Three directional input earthquake motions)

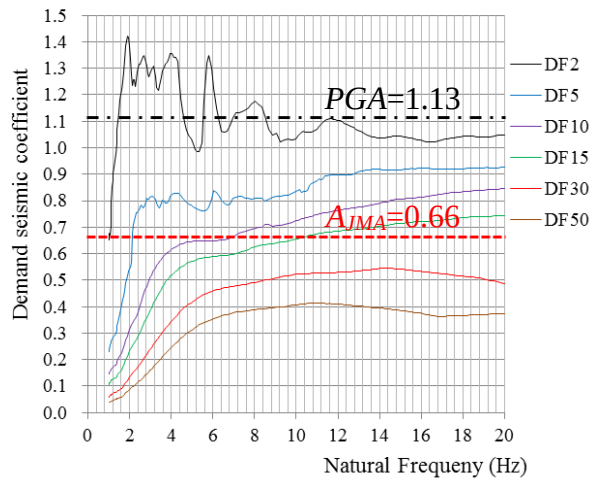
(4) 設備の耐震設計を考慮した DIP の考察

加速度値は質量との積が慣性力となることから、ASD を採用する耐震設計では速度よりもよく利用されている。 A_{JMA} は、PGA が必ずしも損傷には繋がらないという欠点を補い、かつ、速度の特性も兼ね備えた加速度の単位を有する指標であることから、質量との積と地震時損傷との関係が注目される。

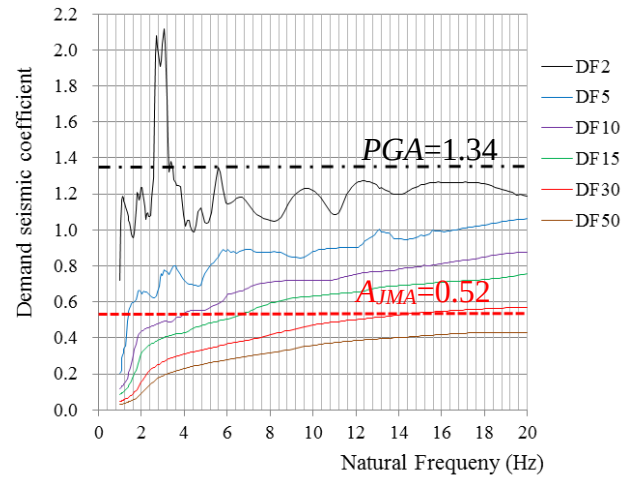
第 2 章で示した RDS は S_c を一定として応答塑性率をプロットしたものであるが、応答塑性率を一定として、これが達成されるに必要な S_c をプロットすると、一定塑性率応答スペクトルが得られる。「震度 7」、「震度 6 強」、「震度 6 弱」及び「震度 5 強」の震度階が記録された近地地震で、前項に述べた特異な応答を示した波形を除く 4 波形 (W12、W08、W32、W57) について、一定塑性率応答スペクトルを算出した (図 5-5 参照)。各図は、応答塑性率 (図中の DF) を、2、5、10、15、30、50 の 6 段階とし、横軸は対象とする設備の固有振動数 (Hz)、縦軸は応答塑性率を達成するのに必要な S_c としている。図には表示していないが、応答塑性率が 1 (DF=1) は弾性状態を示し、スペクトルの形状は弾性域の加速度応答スペクトルに一致する。応答塑性率が大きくなるに従い、スペクトル形状が塑性域の滑らかな形状に変化する様子が分かる。

仮に、PGA から算出される慣性力で弾性範囲にあるように耐震設計する場合には、図に黒の一点鎖線で示すように、応答塑性率は 2 程度であり、ほぼ線形に近い応答を示して破壊には至らない。一方、 A_{JMA} から算出される慣性力で弾性範囲にあるように設計する場合には、震度 7 及び震度 6 強では応答塑性率は 15 から 30 のレベルに保たれるが、震度の低下とともに応答塑性率が大きくなり、損傷の可能性が高まることになる。震度 7 及び震度 6 強では、対応する A_{JMA} 値を静的震度として弾性範囲内で設計することが有効と考えるが、それよりも低い震度階については、 A_{JMA} よりも大きな静的震度を設定する必要があるとの結果を得た。

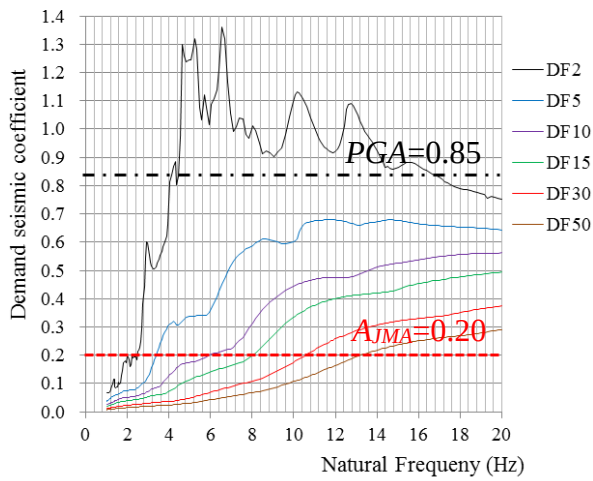
今後、更なる地震被害事例の収集、分析などによって、対象設備の破壊モードに対応する各 DIP の関係を解明して行くことが期待される。



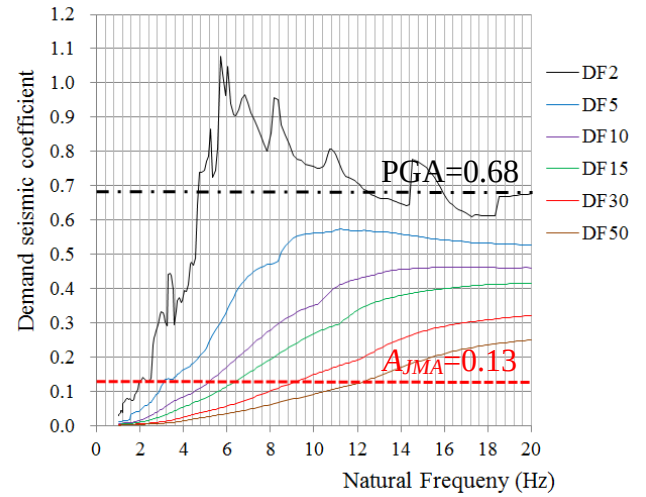
(a) Wave No. W12 (JMA Seismic Intensity: 7)



(b) Wave No. W08 (JMA Seismic Intensity: 6U)



(c) Wave No. W32 (JMA Seismic Intensity: 6L)



(d) Wave No. W57 (JMA Seismic Intensity: 5U)

Fig. 5-5 PGA & A_{JMA} compared in constant ductility response spectra (typical)

5.4 まとめ

本章では、損傷評価指標として、本論で提案する応答塑性率と、その他の指標として A_{JMA} 、 PGV 、 PGA 及び $S-CAV$ を取り上げ比較分析した。その結果、以下に示す通り、設計用静的震度の導出を目的とした損傷評価指標として、応答塑性率は妥当なものであることを明らかにした。

- ① PGA は Sc が大きく比較的剛な設備が弾性応答をしている場合に応答塑性率と良い相関を示す。等価線形が成り立ち、慣性力による損傷が発生し難い状態での地震動強さの指標で、設備の限界耐力を扱う本論の手法に用いるより、等価線形範囲の耐震設計手法における指標として適しているとの結論を得た。
- ② PGV は PGA と逆の特性で、 Sc が小さく比較的柔な設備において応答塑性率と良い相関を示す。改正メルカリ震度の計算に用いられており、剛構造設計を基本としない設備の損傷を示すには良い手法と評価するが、 NPS で標準的に採用される剛構造設計においては設備の損傷限界を正しく表現できない可能性があるとの結論を得た。
- ③ A_{JMA} は PGV に近いが高 Sc 、剛な領域においても PGV より応答塑性率との相関が良い。気象庁震度階に用いられるように損傷評価指標として有効であるが低震度の地震動で応答塑性率より非保守的な設計用震度を与えることを明らかにした。従って、損傷評価指標としては応答塑性率の方が、有効性が高いものと結論づけた。
- ④ $S-CAV$ は、設備の初通過破壊より累積疲労損傷の指標として適していると考えられ、応答塑性率との相関は低く、地震慣性力による初通過破壊を対象としている本論の手法には用いることができないと結論づけた。

本章の参考図書 References

- 5-1) Japan Meteorological Agency, Derivation method of JMA Instrumental Seismic Intensity, available from <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/kaisetsu/calc_sindo.htm>, (accessed on 18 February, 2017) (in Japanese).
- 5-2) U. S. Geological Survey, ShakeMap Manual, Version 1.0 6/19/06, p54 (2006).
- 5-3) Electric Power Research Institute, Standardization of the cumulative absolute velocity, EPRI TR-100082 (1991).
- 5-4) International Atomic Energy Agency, Earthquake preparedness and response for nuclear power plants, IAEA Safety Report Series No.66 (2011), available from <http://www-pub.iaea.org/MTCD/publications/PDF/Pub1473_web.pdf>, (accessed on 11 August, 2016).
- 5-5) Ochiai, K., “Consideration on earthquake motion exceeding 10 Hz and integrity of mechanical components”, The 14th Japan Earthquake Engineering Symposium, G011-Fri-6, (2014), available from <<http://www.genanshin.jp/association/techcolumn/data/JANSI-G011-Fri-6.pdf#search=%2710+Hz%E3%82%92%E8%B6%85%E3%81%88%E3%82%8B%E5%9C%B0%E9%9C%87%E5%8B%95%E6%88%90%E5%88%86%E3%81%A8%E6%A9%9F%E6%A2%B0%E8%A8%AD%E5%82%99%E3%81%AE%E5%81%A5%E5%85%A8%E6%80%A7%E3%81%AB%E9%96%A2%E3%81%99%E3%82%8B%E8%80%83%E5%AF%9F%27>>, (accessed on 18 February, 2017) (in Japanese).

第 6 章 新たな静的震度設計法に関する適用性の検証

6.1 はじめに

我国における NPS の設備は、DBE ならびに弾性設計用地震動を用いた地震応答解析による地震力と、静的地震力を組み合わせて耐震設計を行うことが規定されている⁶⁻¹⁾。現行の設備の耐震設計体系は相当の保守性を有しており、第 3 章、第 4 章に示した通り the NCO Earthquake、the GEJE など、実際に NPS で経験した大きな地震動に対しても、TEPCO KK NPS ならびに 1F 及び 2F NPS においては、安全上重要な設備の地震による損傷ないしは機能喪失が無かったことを地震動の分析等に基づき明らかにした。

一方で、近年では DBE の策定をめぐり、

- ① 「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」の検討に断層モデルを導入すること
- ② 「震源を特定せず策定する地震動」の検討において全国で記録された内陸地殻内地震を合理的に考慮すること

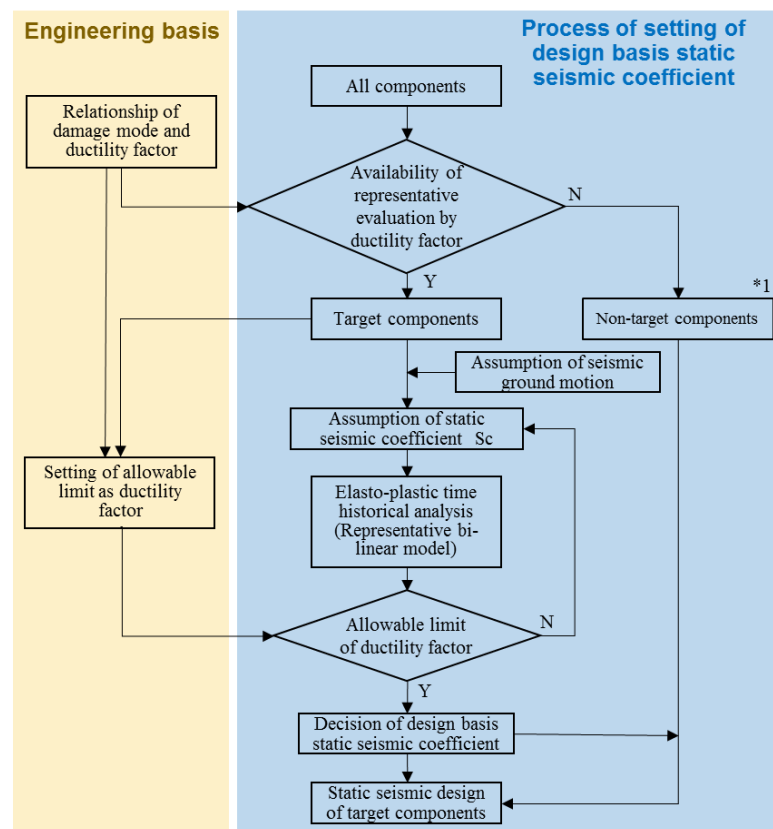
が規定され、自然現象である地震の不確かさを設備の設計段階で考慮することの重要性が高まっている。

第 2 章で考案した新たな静的震度設計法について、第 3 章における the GEJE での 1F NPS における設備の分析⁶⁻²⁾、第 4 章における The NCO Earthquake での KK NPS における設備の分析⁶⁻³⁾では、弾塑性領域の地震応答を応答塑性率として整理することで、地震動の特性と設備の損傷の関係を表現できることが示され、静的震度設計法が成立する見込みを得た。

本章では、実際の NPS の設備として TEPCO KK NPS の特定重大事故等対処施設を例にとり、新たな静的震度設計法の実設備への適用性について検証する。

6.2 許容塑性率の設定

第2章において新たに提案した静的震度設計法（図6-1参照）に基づき、実際の設備設計における設計用静的震度の導出を試みる。第2章では、新たな静的震度設計法の手順や適用範囲について述べた。本項では、第3章、第4章での分析結果等を踏まえ、許容塑性率の検討を行う。



*1: A component, whose damage modes are not associated with the ductility factor, should be non-target component. Examples of these damage modes are ratcheting fatigue, contact of internal parts, short circuit of electrical equipment, relay chattering, etc.

Fig. 6-1 Procedure of setting of design basis static seismic coefficient

6.2.1 地震による設備被害の整理

静的震度設計を行う際の適用震度は NPS ごとに定めることで設計の合理性が得られる。本手法においても、機種に係らず、第 2 章の手法により得られた RDS から許容塑性率を満足する設計用静的震度を一律に定めるのが合理的と考える。

第 2 章に述べた通り、実際に地震を受けた NPS における知見が蓄積されていることは、許容塑性率の検討を行う上で、貴重な経験となっている。これらの経験を統計的見地から整理して許容塑性率を定義することは、地震を経験して初めて可能となるもので、これまで検討されてこなかった。第 3 章及び第 4 章に、the NCO Earthquake を受けた KK NPS、the GEJE を受けた 1F NPS の各設備について、それぞれの地震の観測記録に基づき、応答塑性率の観点から被害状況を整理した。また、第 4 章に the NCO Earthquake を考慮した NIED E-Defense 試験の結果も分析した。

ここでは、上記に加えて、the NCO Earthquake における KK NPS の設備について、さらに分析範囲を拡げて許容塑性率レベルを検討する（表 6-2 参照）。なお、本検討においては応答塑性率が高かったと想定される低耐震クラスの設備を中心にサンプルを抽出し評価を行った。

(1) 同仕様の設備の比較

KK NPS の設備のうち、設置場所が近接し、ないしは地盤の地震応答特性が類似し、かつ仕様がほぼ同じ設備の間で損傷の有無の相違が確認された。

1、2、3 号炉の主変圧器、所内変圧器、励磁電源変圧器について、仕様は号炉間でほぼ同等である。主変圧器の応答塑性率は 22～25（損傷は 2、3 号炉）、所内変圧器の応答塑性率は 4（損傷は 1、3 号炉）（ただし、3 号炉所内変圧器は地盤相対変位により発生した火災の影響で地震荷重による構造への影響は不明）、励磁電源変圧器の応答塑性率は 5（損傷は 1、3 号炉）であった。ここで、これら設備の評価に用いた観測記録が得られた屋外ヤードの地震計が、設置地盤の変状による影響で実際より小さな加速度記録しか得られていなかった可能性がある⁶⁻³⁾。地震計が健全であれば、導出される応答塑性率も相当大きくなった可能性が高く、上記の応答塑性率は参考的な数値である。

5 号炉ヤードのろ過水タンク（No.3、4 ろ過水タンク）についても仕様が同一であり、かつ、隣接して設置されている。No.4 ろ過水タンクの基礎ボルトが破

損したのに対して、No.3 ろ過水タンクには破損がなく機能を維持した。これらのタンクの応答塑性率は 30 であった — ①。

(2) 機能維持した設備の分析

次に損傷のなかった設備について応答塑性率を整理する。比較的大きな応答塑性率を示した設備は、1 号炉主変圧器（応答塑性率は 25（参考値））、7 号炉主変圧器（応答塑性率は 14）、及び 6 号炉所内変圧器（応答塑性率は 12）、No.3 ろ過水タンク（応答塑性率は 30）であった。前項と同様、地震計の影響で正しい観測記録が得られていないと考えられるものは参考値とした — ②。

Table 6-2 Estimated ductility factors of components under the NCO Earthquake

Area	Minimum estimated critical shear acceleration (Limit static seismic coefficient Sc) (G)	Estimated ductility factor of component with min. critical acc.	Component	Damage or loss of function
K-1	0.51	5 ^{*1}	Unit 1 Exciter Trans. ^{*3}	✓
	0.59	4 ^{*1}	Unit 1 House Trans. ^{*3}	✓
	0.29	25 ^{*1}	Unit 1 Main Trans. ^{*2}	
K-2	0.52	5 ^{*1}	Unit 2 Exciter Trans.	
	0.57	4 ^{*1}	Unit 2 House Trans.	
	0.32	22 ^{*1}	Unit 2 Main Trans.	✓
K-3	0.52	5 ^{*1}	Unit 3 Exciter Trans. ^{*3}	✓
	0.57	4 ^{*1}	Unit 3 House Trans. ^{*3}	✓
	0.32	22 ^{*1}	Unit 3 Main Trans.	✓
K-6	0.49	12	Unit 6 House Trans. ^{*2}	
K-7	0.42	14	Unit 7 Main Trans. ^{*2}	
Unit5 yard	0.26	30	No.3 Filtered Water Tank ^{*2}	
	0.26	30	No.4 Filtered Water Tank ^{*2}	✓
Service water building	24.82	Approx. 0 ^{*1}	Filtered Water Transfer Pump	
	18.23	Approx. 0 ^{*1}	Unit 1 Pure Water Transfer Pump	
	18.36	Approx. 0 ^{*1}	Unit 2 Pure Water Transfer Pump	
	17.38	Approx. 0 ^{*1}	Unit 3 Pure Water Transfer Pump	
	18.89	Approx. 0 ^{*1}	Unit 4 Pure Water Transfer Pump	
	8.27	0.18 ^{*1}	Diesel Drive FP Pump (Engine)	
	11.82	Approx. 0 ^{*1}	Diesel Drive FP Pump (Pump)	
	12.27	Approx. 0 ^{*1}	Motor Drive Fire Protection Pump	
	22.01	Approx. 0 ^{*1}	Pressure control FP Pump	
	13.00	Approx. 0 ^{*1}	FP System Fuel Tank	
	1.94	1.1 ^{*1}	Treated Water Tank	
	1.69	1.3 ^{*1}	Concentrated Water Tank	
	1.46	1.5 ^{*1}	Sulfuric Acid Storage Tank	
	0.65	7.0 ^{*1}	Warm Water Tank	
	1.23	2.0 ^{*1}	Condensation Agent Storage Tank	
	1.87	1.2 ^{*1}	Intermediate Tank	
Supply water building	12.82	Approx. 0	Filtered Water Transfer Pump	
	20.04	Approx. 0	Unit 5 Pure Water Transfer	
	27.48	Approx. 0	Unit 6 Pure Water Transfer Pump	
	25.42	Approx. 0	Unit 7 Pure Water Transfer Pump	
	6.81	0.29	Transformer FP Pump	
	10.94	Approx. 0	Diesel Drive FP Pump	
	20.86	Approx. 0	Motor Drive FP Pump	
	59.51	Approx. 0	Pressure control FP Pump	
	43.44	Approx. 0	FP System Fuel Tank	

*1: These values are reference values because accelerometer records may not be accurate.

*2: The ductility factors of the components in the blue columns are the data on which the allowable ductility factor would be 10.

*3: Since the ductility factors of the components in the yellow columns are assumed to be considerably large in practice, they are not used as a basis for setting the allowable ductility factor.

6.2.2 許容塑性率の設定

前項までの検討結果から、①より、損傷を生ずる応答塑性率の閾値が 30 である設備を確認したこと、②より、応答塑性率が 10 程度を超えても設備の機能が維持されていることを考慮すれば、実際の設備の損傷の閾値は 20～30 程度以上と考えられる（表 6-2、青色の設備）。

さらに、第 4 章に示した NIED における試験結果の分析からは、損傷を与える応答塑性率レベルは 30～70 の間にあるとの結果を得ている。

これまで分析を行った設備について、その固有周期を横軸に、実際に受けた地震動からバイリニアモデルを用いて算出した応答塑性率を縦軸にして、図 6-2 にまとめた（応答塑性率がほぼ 0 の設備はプロットしていない）。損傷の確認された最小の応答塑性率は 30 程度であった。

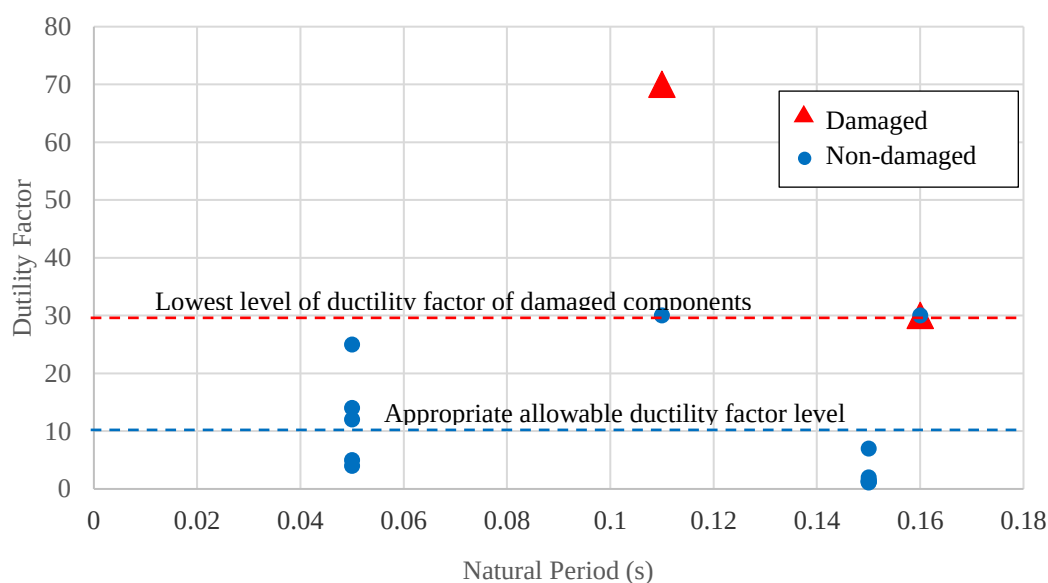


Fig. 6-2 Setting of allowable ductility factor

2.3.3.3 項に示した通り、許容塑性率の設定の際には、規格化したバイリニアモデルと実際の設備の挙動の差異を勘案し、特にバイリニアモデルの二次剛性の感度に着目して、2～3 倍の余裕を確保する必要があることを述べた。従って、

ここでは、許容塑性率として、10 程度を設定することが妥当であると結論づけた。

なお、参考値とした 1、3 号炉の所内変圧器、励磁電源変圧器については、低塑性率で損傷しており上記の許容塑性率の設定とは整合していないが、実際の応答塑性率は相当程度大きいものと考えられることから検討の対象外とした（表 6-2、黄色の設備）。また、その他の設備の応答塑性率からは、設備の損傷を与える応答塑性率を推定するのは困難である。

また、本検討は限られたサンプルによる検討であることから、今後は他の NPS や一般産業設備における地震による被害状況を分析し、これらを統計的に整理することで、許容塑性率に関するさらなる知見の拡充が期待される。また、塑性率に着目した各種試験の実施や過去の試験の分析も有効であろう。

6.3 実際の原子力設備への適用性

平成 25 年 7 月に発効した NPS に係る新規規制基準においては、NPS における大型航空機の衝突やテロリストによる襲撃に対する対策として特定重大事故等対処施設の設置が義務付けられ、さらに当該施設については、DBE を超える地震動に対する頑健性が求められている。

特定重大事故等対処施設の地震動に対する頑健性を高める手段として、本論で提案する方法を採用することを考慮し、当該施設を例に許容塑性率を満足するための設計用静的震度の導出過程を以下に記す。

6.3.1 入力地震動の設定

図 6-1 に示す通り、許容塑性率に基づき設計用静的震度を決定する際に、入力地震動の設定が必要である。

DBE を用いた地震応答解析による動的な耐震設計においては、許容基準はおむね弾性範囲に収まる程度の保守的なものである。本静的震度設計においては、設備の損傷ないし機能喪失を防止することを性能目標とし、設備の相当の変位を許容するので、入力となる地震動についても相当に大きいものを想定することが必要である。これにより、自然現象である地震の不確実性に対する耐震設計の多様性を向上させることができるものとする。

ここで、現行の基準⁶⁻¹⁾では、DBE は「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」及び「震源を特定せず策定する地震動」の二つの観点から策定することとされている。本提案における入力地震動についても、これらを基本として入力レベルを検討する。

6.3.1.1 敷地ごとに震源を特定して策定する地震動

敷地ごとに震源を特定して策定する地震動は、敷地に大きな影響を与えると予想される地震に不確かさを考慮して DBE を策定することとされる。したがって、塑性率の算定に用いる入力地震動についても敷地ごとに固有のものである。

Table 6-3 Design Basis Earthquake for KK NPS (Ominato Side Area)

DBE	Earthquakes for review		Maximum acceleration (Gal)		
			NS	EW	UD
Ss-1	F-B		1050 ^{*1}		650
Ss-2			848	1209	466
Ss-3	Katakai (in the Nagaoka Heiya Seien Fault System)	envelope	600 ^{*1}		400
Ss-4		1.5×stress drop	428	826	332
Ss-5		35° inclination	426	664	346
Ss-6	The Nagaoka Heiya Seien Fault System	1.5×stress drop	434	864	361
Ss-7		35° inclination	389	780	349
Ss-8	2004 Hokakido Rumoi Sicho Nanbu		650		330

^{*1} Ss-1 and Ss-3 are derived with attenuation model.

KK NPS の DBE のうち「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」は、主に the NCO Earthquake の震源となった F-B 断層、長岡平野西縁断層帯及びこれらの連動などを考慮し、それぞれの断層に対して応力降下量、断層傾斜角等の震源特性パラメータを科学的知見に基づき保守的に設定して、策定している（表 6-3 の Ss-1～Ss-7 参照）。

本章で考慮する入力地震動については、DBE を相当に上回る規模として、簡便さの観点から DBE の加速度を 2 倍した地震動を想定する。ここでは、表 6-3 に示した DBE のうち、加速度の大きい Ss-1 及び Ss-2 の 2 倍波を検討対象とし、これらを Ss-1*及び Ss-2*とした（図 6-3 参照）。

なお、Ss-1*及び Ss-2*は解放基盤表面で定義される波であり、本来であれば、これらを用いた特定重大事故等対処施設の建屋動解析の結果を用いて検討を行うべきであるが、ここでは、便宜的に Ss-1*及び Ss-2*をそのまま用いて検討を行った。解放基盤表面での波は、その上部の地盤や建屋による拘束効果を見捨てる。一方、建屋は通常、埋め込まれて岩盤上に設置されるので、一般に、解放基盤表面での地震動の方が建屋の揺れより相当に大きい。従って、本論での解析結果は、建屋動解析結果を用いて検討するものに比して、保守的な結果を与える。

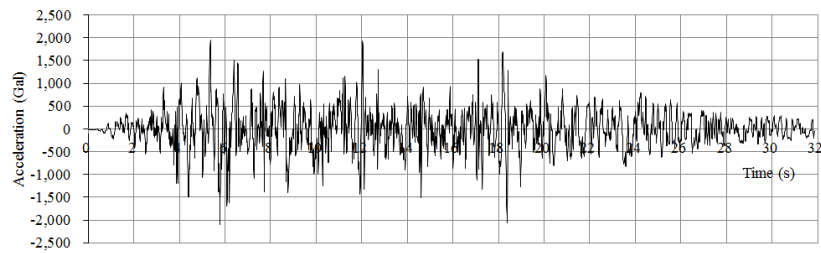


Fig. 6-3 (a) Seismic ground motion of Ss-1*

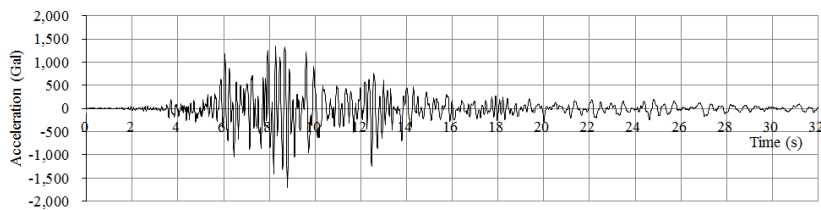


Fig. 6-3 (b) Seismic ground motion of Ss-2*

6.3.1.2 震源を特定せず策定する地震動

KK NPS における「震源を特定せず策定する地震動」の策定にあたっては、震源と活断層を関連付けることが困難な過去の内陸地殻内地震（近地地震）を検討対象地震動として選定し、これらの観測記録と敷地周辺の地盤特性を踏まえ、「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」を一部の周期帯においてわずかに上回る、2004 年北海道留萌支庁南部地震に基づく地震動を Ss-8 として DBE に追加している（表 6-3 の Ss-8 参照）。

これに対して、特定重大事故等対処施設の耐震設計にあたっては、全国で観測された地表面での地震観測記録に基づき入力地震動を定めることとする。

選択した地震動は、第 5 章で用いた NIED 強震観測網（K-NET、KiK-net）の 60 波形である（添付表 A-1、図 6-4 参照）。

第 3 章、第 4 章に示した通り、地震による設備の初通過破壊を考慮したとき、近地地震（内陸地殻内地震）のパルス状の振動特性が初通過破壊に影響している可能性が高いとの知見を得たことから、全国で観測された近地地震のうち加速度の大きな地震動を選定した。地震による NPS の安全性が注目される中、この選定により、「NPS の立地点に係わらず過去に観測されたいかなる地震動に対し

でも安全性が確保できる」ことを主張することができ、社会的受容性の向上のため、極めて有効であるものとする。

なお、これらの地震動は地表面で観測された地震動であり、保守的過ぎるとの見解も予想される。これらの地震動を改めて解放基盤面で定義し、特定重大事故等対処施設建屋への伝搬解析及び建屋の応答解析を実施して求められる各階層の地震動を、これに替えて採用しても、十分な説明性が得られるものとする。

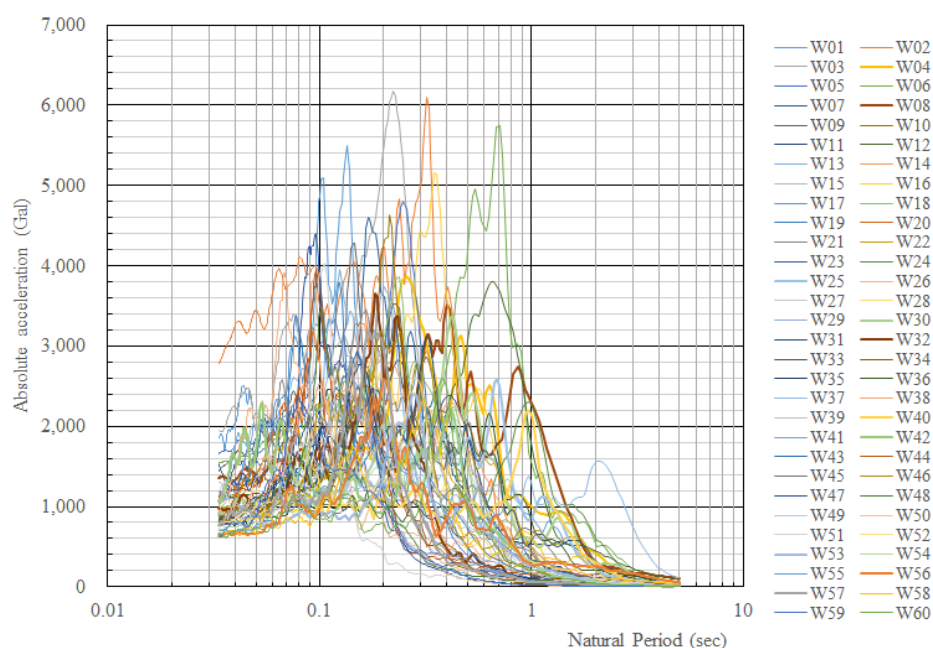


Fig. 6-4 Seismic response spectrum based on observed near field earthquake ground motion

6.3.2 塑性率スペクトルの導出と静的震度の設定

6.3.2.1 敷地ごとに震源を特定して策定する地震動

Ss-1*及び Ss-2*について 1 自由度系バイリニアモデルを用いた弾塑性応答解析を実施し（弾性域の減衰定数：0.05、二次剛性：一次剛性の 0.05 倍）、RDS を算出した（図 6-5 参照）。

RDS より、現行の耐震クラス S の設備に考慮される静的震度（ $3C_i = 0.6$ ）程度では、固有周期によっては応答塑性率が 50 を超えることが確認できる。前項で提案した許容塑性率（10）を満足するため、特定重大事故等対処施設の設備の設計では耐震 S クラスに用いる静的震度は 1.5 以上が望まれる。ただし、前述の通

り Ss-1*及び Ss-2*は解放基盤表面の地震動であるので、建屋応答を考慮した実際の設計においては、これより小さな設計用静的震度が想定される。

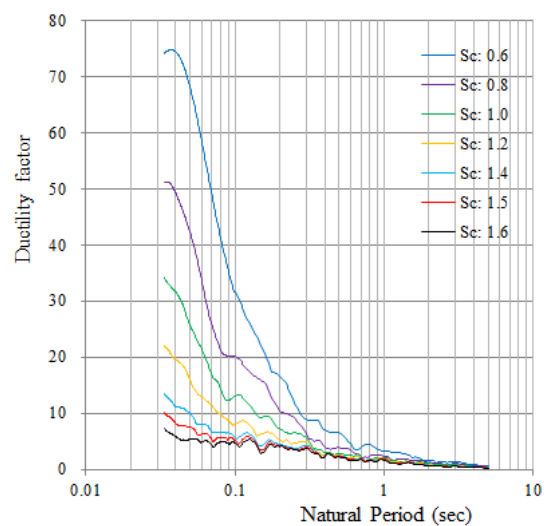


Fig. 6-5 (a) Ductility factor response spectrum (Ss-1*)

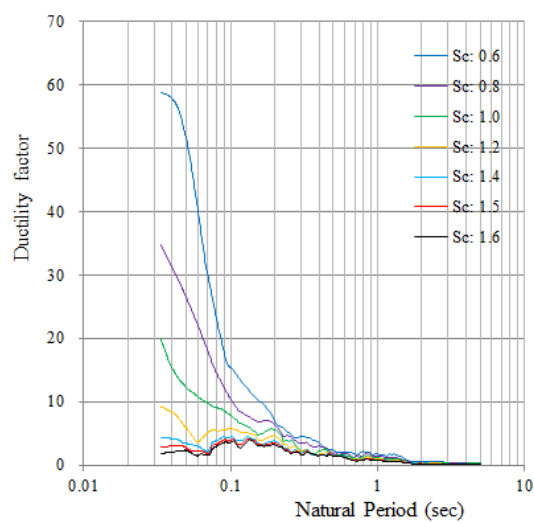


Fig. 6-5 (b) Ductility factor response spectrum (Ss-2*)

6.3.2.2 震源を特定せず策定する地震動

第 5.3.1.2 項において抽出した近地地震の地上波 60 波形について、1 自由度系バイリニアモデルを用いた弾塑性応答解析を実施し（弾性域の減衰定数：0.05、二次剛性：一次剛性の 0.05 倍）、RDS を算出した（図 6-6 参照）。

RDS より、現行の耐震 S クラスの設備に考慮される設計用静的震度 ($3C_i = 0.6$) 程度では、応答塑性率が最大で 100 程度となるが、これを 1.2 程度とすることで、60 波の標準偏差の 3 倍 (3σ) が応答塑性率 10 を下回り、また、1.5 程度とすることで、60 波すべての応答塑性率が 10 を下回るとの結論を得た。ここで、各 RDS で最大値を示しているのは、観測記録 (W 02) (2008 年岩手・宮城内陸地震時の東成瀬の記録) であり、EW 方向の最大加速度は 2449 Gal、3 方向の合成加速度は 2600 Gal であった（添付表 A-1 参照）。

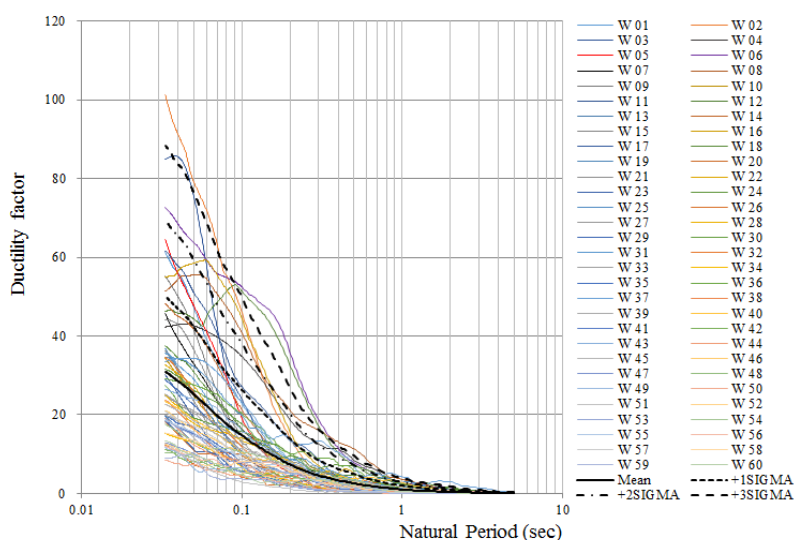


Fig. 6-6 (a) Ductility factor response spectrum (Sc 0.6)

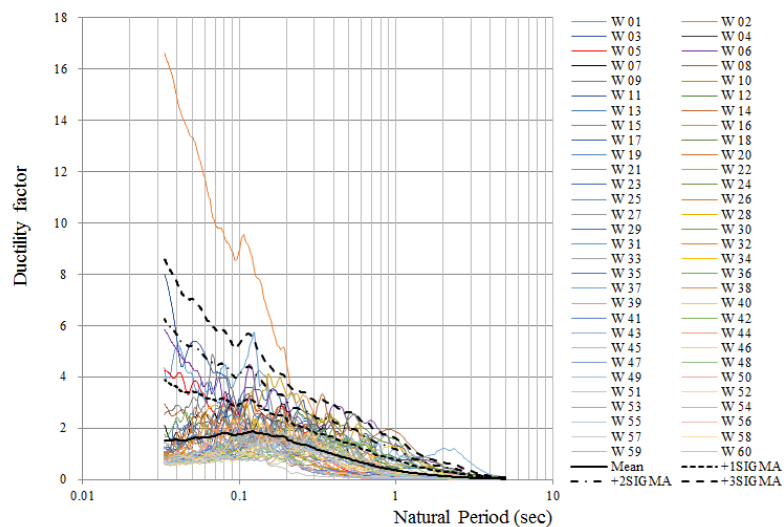


Fig. 6-6 (b) Ductility factor response spectrum (Sc 1.2)

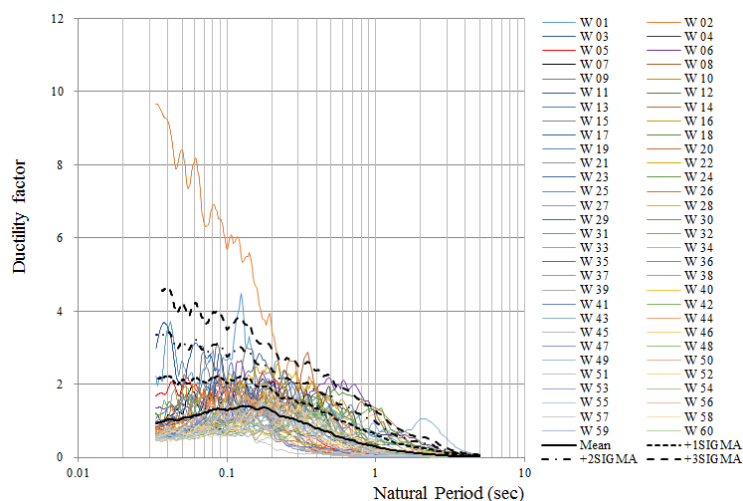


Fig. 6-6 (c) Ductility factor response spectrum (Sc 1.5)

以上より、前項で提案した許容塑性率（10）を満足する、特定重大事故等対処施設の耐震 S クラスの設備に用いる設計用静的震度としては、1.2～1.5 程度が求められることを明らかにした。

6.3.2.3 許容塑性率を満足するための静的震度の設定

許容塑性率を 10 とした場合、これを満足するための設計用静的震度を、KK NPS 特定重大事故等対処施設を例に検討した。入力とする地震動は、KK NPS の DBE で検討された「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」の 2 倍に相当

する地震動、ならびに「震源を特定せず策定する地震動」に相当するものとして考慮した全国で観測された大震度の地表面の観測記録であり、前者で設計用静的震度を 1.5 以上、後者で 1.2~1.5 とすることで、許容塑性率（10）を満足する結果となった。従って、特定重大事故等対処施設の S クラス設備の設計では、設計用静的震度を 1.5 とすることで、本論が目標とする耐震設計の多様性と頑健性が得られることを明らかにした（図 6-7 参照）。

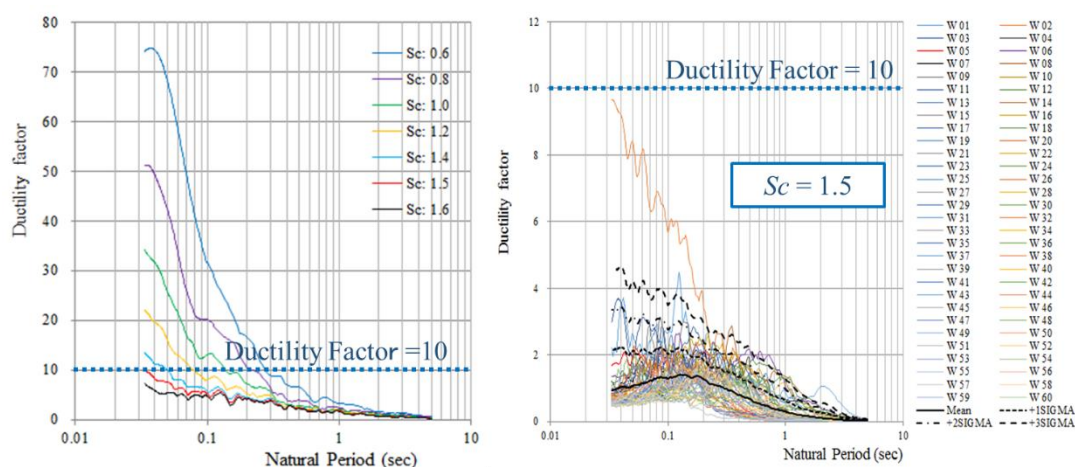


Fig. 6-7 Setting of the ductility factor for KK NPS severe accident facility

この設計用静的震度は、現行の耐震設計体系で S クラスに求められる設計用静的震度（ $3C_i=0.6$ （設備はこの 1.2 倍））に比べて大きい、実際の建屋内の設備は設計上の安全率等の余裕を確保して設計されており、この程度の見直しでは、これまでの設備の仕様を大きく変更する必要はないものと判断され（表 4-7、表 6-2 の建屋内の設備分析結果参照）、NPS の社会的受容性を確保したうえで SDEC における耐震設計体系を合理的に達成できることが検証できた。

なお、前項に示した通り、入力地震動については解放基盤表面ないしは地表面での地震動であり、岩着された S クラス建屋内の設備への入力としては、過度に保守的となっている可能性が高く、実際の設計においては建屋の応答解析等を通じて、より合理的な設計用静的震度の設定が期待される。

6.4 まとめ

本章では第2章に提案した新たな静的震度設計法について、第3章および第4章で得られた設備分析の知見を踏まえて、設計用静的震度の設定に必要な許容塑性率について検討を行うとともに、実際のNPS設備への適用性の検証として、KK NPSの特定重大事故等対処施設を設計対象とし、入力地震動の想定、設計用静的震度の同定を行うことで、新たな静的震度設計法が有効に展開可能であることを明らかにした。

許容塑性率としては、規格化されたバイリニアモデルが代表性を得られるよう実際の設備の損傷限界に対して保守性を考慮し、「10」程度を設定することが妥当であるとの結論を得た。

設計に想定する入力地震動としては、基準地震動の2倍波および全国で観測された近地地震で加速度の大きいものを考慮することで、SDECの主旨に準じた十分に大きな地震動を想定して社会的受容性を高めることを志向しつつ、当該の地震動においても新たな静的震度設計法が実際の設備の設計においても成立する見込みがあるとの結論を得た。

すなわち、許容塑性率を満足するための設計用静的震度は1.5程度であることを明らかにし、これは、現行の静的震度 ($3C_i=0.6$ (設備はこの1.2倍)) に比べて大きいものの、実際の設備の設計上の保守性を考慮すると、設備の設計を大きく変更する必要は無いものと結論づけた。

地震は自然現象であるので不確定性を考慮する必要がある、これまでの経験からも、DBEを一部の周期帯で超過するような地震が発生する可能性を否定することはできない。本論で提案する手法は、そのような地震を想定した場合の後備の位置づけとなり、現行の耐震設計体系に新たな多様性と保守性を与えるものと期待されるとともに、実地震を経験した際の設備状況の把握や、地震後の再稼働の判断にも貢献するものと考えられる。

ここでの検討により、NPSの社会的受容性を確保したうえでSDECにおける耐震設計体系を合理的に達成できることを検証した。

本章の参考図書 References

- 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” (別記 2)、 原規技発第 1407092 号, 2014 年 7 月 9 日, pp.122-132 (2014).
- 6-2) K. Nagasawa, T. Narabayashi, Seismic response and its analysis for components of Fukushima Daiichi Nuclear Power Plants in The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Journal of JSME, Vol.82, No.837, DOI: 10.1299/transjsme.16-00007 (2016)(in Japanese).
- 6-3) K. Nagasawa, T. Narabayashi, Seismic response and its analysis for components of Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plants in 2007 Niigata-ken Chuetsu-Oki Earthquake, Mechanical Engineering Journal, The Japan Society of Mechanical Engineers, Vol.4, No.1, DOI: 10.1299/mej.16-00482 (2017).

第 7 章 結 論

近年では、国内の原子力発電所において、設計に用いた基準地震動を超過する地震動が観測されている。地震の発生たびに事業者はプラントの安全性を検証し、必要に応じて基準地震動を見直して対応してきたが、地震は自然現象であり、また、地震の発生、伝搬のメカニズムを完全に想定することは容易ではないことを考えれば、今後も基準地震動を超える地震動が発生する可能性を想定しておかなければならない。

耐震設計体系の有する裕度は大きく、地震動が基準地震動を一定程度上回っても（例えば 2007 年新潟県中越沖地震を考えれば 2 倍程度）、重要な設備が機能を喪失する可能性は低い。すなわち、基準地震動を用いて、現行耐震設計体系に含まれる十分な余裕を維持しつつ設備設計を行えば、プラントの安全性は担保できると考えられる。しかしながら、福島第一原子力発電所の事故を踏まえた深層防護のより一層の高度化においては、基準地震動を超える状態を予め想定し、これを設備の設計に取り入れることの必要性が高まっていると思われる。

現在国内には基準地震動を超える状態を想定した耐震設計体系は存在せず、このような状態においても原子力発電所の安全性を確実にするための設計体系の構築が重要である。

第 1 章では最近の原子力発電所における耐震設計を取り巻く環境として、発電所近傍で発生し、基準地震動を超える地震動を記録した実際の地震について整理するとともに、基準地震動を超える地震が発生した場合の現行の耐震設計体系の課題を述べた。特に、IAEA の Safety Guide に示される深層防護の考え方（設計拡張状態を想定し設備の設計に反映する）に基づき、基準地震動を超える状態を耐震設計拡張状態（SDEC）とすることを考案して、この状態を想定した耐震設計体系の方向性を示した。

第2章においては、耐震設計拡張状態（SDEC）における設備設計の手法として、応答塑性率を用いた新たな静的震度設計法を提唱するとともに、NPS 設備への利用としては初めてとなる、応答塑性率スペクトルの導入を提案した。

すなわち、大地震のもとで設備が塑性変形に基づき損傷ないしは機能喪失する場合には、相当の変形を伴うと考えられ、また、地震荷重は交番性を有しており変位制御的な性格を持つものと考えられることから、設備の弾塑性挙動を取り扱い地震荷重の時刻歴の交番性の中で設備の変形の状態を評価することが重要と考え、その評価指標として「応答塑性率」を用いることを提案した。

設備を簡便のため、1自由度質点系とした荷重－変形特性を規格化したバイリニアモデルで模擬し、任意の地震動を入力として時刻歴解析を行って得られる、地震動継続時間中の最大変位と弾性変位の比を「応答塑性率」と定義した。ここで、静的震度設計を施された設備を考慮したとき、バイリニアモデルの降伏点は降伏静的震度に、一次剛性は固有周期に関連づけられるので、この手法は設備の設計に展開することが容易である。そこで、想定した入力地震動のもとで、応答塑性率を一定以下に抑える設計用静的震度を用いて耐震設計の入力条件とする新たな設計体系を提唱した。この手法は、規格化された手法を用いることで設計に用いる際に簡便であること、設備の設計（設計震度、固有周期）との連関が容易であること、応答塑性率を許容値とすることで、より設備の現実的限界に近い評価が期待できること等、耐震設計拡張状態（SDEC）における設備設計の手法として優れているものと判断した。

なお、原子力発電所の耐震設計における塑性率の概念は古くから存在する。Newmark らは塑性変形に伴うエネルギー吸収を考慮し、最大変位一定則ならびにポテンシャルエネルギー一定則に基づき塑性率を応答加速度の低減係数に用いる手法を提言している。この概念は地震応答解析で一般的な線形解析に便利である一方、地震動の交番性の中で生ずる塑性率の変化ならびに設備の機能維

持限界は考慮されておらず、ここに提案する新たな静的震度設計法は、これまでに無い概念を具現化したものである。

第3章においては、2011年東北地方太平洋沖地震により事故に至った東京電力ホールディングス株式会社福島第一原子力発電所の分析を実施した。事故が地震によるものとの指摘も見られたが、本章では地震を受けた設備を耐震設計の観点から検証することとし、事故により、地震による設備の影響の直接的な把握が困難となっている1、2及び3号炉について、本震を用いた地震応答解析結果ならびに類似号炉の点検結果を踏まえて、地震による原子炉安全への影響が無かったことを明らかにした。

また、観測された地震動について応答塑性率を用いて系統的に分析する取り組みを初めて試み、いわゆる初通過破壊（パルス波等による塑性崩壊）に対する分析、エネルギーを用いた累積疲労に対する分析を実施した結果、他の地震に見られるような大加速度のパルス波は見られず、初通過破壊は生じにくいこと、また、極めて長い継続時間であっても、本地震においては低サイクル疲労（累積疲労破壊）の考慮の必要性が低いことを明らかにした。

また、初通過破壊の可能性を示す応答塑性率は低耐震クラスで大きな値を示すが、損傷のほとんど無い実際の設備状況と比較すると、許容塑性率として大きな値が設定できる可能性があることを明らかにした。

以上より、応答塑性率を損傷評価指標として利用できる可能性を見出した。

第4章では、2007年新潟県中越沖地震を受けた同柏崎刈羽原子力発電所の設備のうち、地震により損傷を受けた低耐震クラスの設備について応答塑性率の観点から分析を行った。また、当該地震を踏まえて実施された防災科学技術研究所 E-Defense における基礎ボルトの振動試験結果についても同様に分析した。

まず、発電所における設備の地震被害の整理の結果から、安全上重要な設備に被害は無いこと、基準地震動を大きく超える地震動においても地震慣性力によ

る設備被害は主に屋外の低耐震クラス設備に限られること、屋内の設備被害は限定的であることを明らかにした。次に、応答塑性率を用いた設備の分析では、屋外設備の分析結果から損傷を与える応答塑性率は 30 程度であること、観測記録に基づいて実施した E-Defense 試験結果の分析により、損傷を生ずる応答塑性率は 30～70 程度の間にあることを明らかにするとともに、屋内の設備について応答塑性率は極めて小さく、新たな静的震度設計法の導入による耐震設計拡張状態への対応は容易である（現行の設備の設計に大きな影響を与えない）ことを示した。

なお、2007 年新潟県中越沖地震ではパルス状の大加速度の波が観測されたことが特徴的である。このパルスは地震継続時間中に 1 サイクルのみ確認されており、これが低耐震クラス設備の初通過破壊に影響を与えたことを明らかにすることで、近地地震に対する応答塑性率による分析の重要性を示した。

第 5 章においては、応答塑性率を設備の損傷評価指標と捉え、その他の指標として、気象庁の震度階のベースとなる A_{JMA} 、地表面の最大速度（ PGV ）、地表面の最大加速度（ PGA ）及び米国の EPRI が提唱する CAV を対象として比較分析を実施した。この結果、以下に示す通り設計用静的震度の導出を目的とした損傷評価指標として応答塑性率は妥当なものであることを明らかにした。

- ① PGA は設計用静的震度が大きく比較的剛な設備が弾性応答をしているとき応答塑性率と良い相関が得られることを導いた。従い、 PGA は等価線形が成り立ち、慣性力による損傷が発生し難い状態での地震動強さの指標で、設備の限界耐力を扱う本論の手法に用いるより、等価線形範囲の耐震設計手法における指標として適していると評価した。
- ② PGV は PGA と逆の特性で、設計用静的震度が小さく比較的柔な設備において応答塑性率と良い相関が得られることを示した。また、改正メルカリ震度の計算に用いられており、剛構造設計を基本としない設備の損傷を示

すには良い手法と評価するが、剛構造設計においては設備の損傷限界を正しく表現できない可能性があるものと評価した。

- ③ A_{JMA} は PGV に近いが設計用静的震度が大きく剛な領域においても PGV より応答塑性率との相関が良いことを示した。気象庁震度階に用いられるように損傷評価手法として有効であるが低震度の地震動で応答塑性率より非保守的な設計用静的震度を与えることを明らかとし損傷評価指標としては応答塑性率の方が、有効性が高いものと評価した。

第 6 章においては、第 2 章に提案した新たな静的震度設計法について、第 3 章および第 4 章で得られた設備分析の知見を踏まえて、設計用静的震度の設定に必要な許容塑性率について検討を行うとともに、実際の NPS 設備への適用性の検証として、KK NPS の特定重大事故等対処施設を設計対象とし、入力地震動の想定、設計用静的震度の同定を行うことで、新たな静的震度設計法が有効に展開可能であることを明らかにした。

許容塑性率としては、規格化されたバイリニアモデルが代表性を得られるよう実際の設備の損傷限界に対して保守性を考慮し、「10」程度を設定することが妥当であるとの結論を得た。

設計に想定する入力地震動としては、基準地震動の 2 倍波および全国で観測された近地地震で加速度の大きいものを考慮することで、SDEC の主旨に準じた十分に大きな地震動を想定して社会的受容性を高めることを志向しつつ、当該の地震動においても新たな静的震度設計法が実際の設備の設計においても成立する見込みがあるとの結論を得た。

すなわち、許容塑性率を満足するための設計用静的震度は 1.5 程度であることを明らかにし、これは、現行の静的震度 ($3C_i=0.6$ (設備はこの 1.2 倍)) に比べて大きいものの、実際の設備の設計上の保守性を考慮すると、設備の設計を大きく変更する必要は無いものと結論づけた。

地震は自然現象であるので不確定性を考慮する必要がある、これまでの経験からも、DBE を一部の周期帯で超過するような地震が発生する可能性を否定す

ることはできない。本論で提案する手法は、そのような地震を想定した場合の後備の位置づけとなり、現行の耐震設計体系に新たな多様性と保守性を与えるものと期待されるとともに、実地震を経験した際の設備状況の把握や、地震後の再稼働の判断にも貢献するものと考えられる。

ここでの検討により、NPS の社会的受容性を確保したうえで SDEC における耐震設計体系を合理的に達成できることを検証した。

謝 辞

本研究の実施ならびに本論文の執筆を通じて、熱意のこもった、かつ、丁寧なご指導とご鞭撻をいただきました北海道大学大学院工学院エネルギー環境システム専攻の奈良林直特任教授に、心より感謝の意を表します。各章における技術的な留意点、研究の社会的意義の追求など、本研究を進めるなかで貴重なご指導を賜りました。さらに、本論文の査読を通じて、北海道大学大学院工学院機械宇宙工学専攻、中村孝教授、同院人間機械システムデザイン専攻、佐々木克彦教授、同院建築都市空間デザイン専攻、菊地優教授より、それぞれ貴重なご指導を賜りました。ここに心より感謝をいたします。

また、本研究を進めるにあたっては、多くの関係者にご協力をいただきました。特に、一般財団法人原子力安全推進協会の落合兼寛氏、国立研究開発法人防災科学技術研究所の中村いずみ氏、日立 GE ニュークリアエナジー株式会社の飯島唯司氏に感謝いたします。

添付表 A-1 K-NET 及び KiK-net データベースから選択した 60 波形

Wave number	K-NET/KiK-net Registered ID	Observation point	Estimated JMA Intensity	Epicentral distance (km)	Maximal acceleration (Gal)				
					NS	EW	UD	NS-EW-UD composition	NS-EW composition
W 01	IWTH250806140843	Ichinoseki-nishi	6.3	3	1143	1433	3866	4022	1434
W 02	AKTH040806140843	Higashi Naruse	6.4	22	1319	2449	1094	2600	2482
W 03	NIG0210410231756	Tokamachi	6.2	21	1716	850	564	1750	1747
W 04	KMMH161604142126	Mashiki	6.4	11	760	925	1399	1580	925
W 05	GIF0071102270219	Takane	5.8	13	381	1530	247	1539	1538
W 06	NIG0190410231756	Ojiya	6.7	7	1147	1308	820	1501	1500
W 07	IWTH260806140843	Ichinoseki-higashi	6.0	12	888	1056	927	1372	1171
W 08	KMMH161604160125	Mashiki	6.4	2	653	1157	873	1362	1314
W 09	TCGH071302251623	Kuriyama-nishi	6.0	4	1224	835	737	1300	1297
W 10	IWTH020807240026	Tamayama	5.8	24	1019	684	594	1186	1027
W 11	HKD0200412141456	Minatochou	5.9	9	536	1127	368	1177	1176
W 12	TTRH020010061330	Hino	6.6	7	927	753	776	1142	1109
W 13	IWTH270305261824	Rikuzentakata	5.4	28	888	556	637	1098	910
W 14	IBRH131103191856	Takahagi	6.0	1	1026	526	733	1084	1037
W 15	WKYH011107051918	Hirokawa	4.9	2	754	1064	386	1084	1083
W 16	SZO0111103152231	Fujinomiya	6.3	15	501	982	501	1076	1013
W 17	IWTH250806142342	Ichinoseki-nishi	4.8	3	345	939	378	1004	944
W 18	NIG0210410231834	Tokamachi	6.1	26	816	811	220	990	969
W 19	KGS0059705131438	Miyanojo	5.9	16	902	901	288	977	977
W 20	MYG0020305261824	Utsu	5.4	17	593	858	339	949	926
W 21	ISK0060703250942	Togi	5.9	7	717	849	462	945	934
W 22	NIG0280410231756	Nagaokashisho	6.1	15	870	706	436	921	912
W 23	KGS0029703261731	Izumi	5.2	12	727	542	246	903	902
W 24	ISK0050703250942	Anamizu	6.3	19	473	782	556	903	896
W 25	KMM0081604160125	Uto	6.2	18	882	652	771	882	882
W 26	MYGH030305261824	Karakuwa	5.0	13	809	651	460	872	819
W 27	MIEH100704151219	Geino	4.9	4	850	374	227	863	862
W 28	SMNH010010061330	Hakata	5.7	8	720	607	631	849	844
W 29	IBR0191104121407	Kita Ibaraki	5.5	19	696	502	329	847	791
W 30	KMM0061604160125	Kumamoto	6.0	2	827	616	534	843	843
W 31	NIGH010410231756	Nagaoka	6.1	15	818	655	375	841	840
W 32	KMM0091604160125	Yabe	5.7	22	777	640	187	831	830
W 33	NIGH010410231803	Nagaoka	5.8	12	742	502	384	827	797
W 34	IBRH131203100225	Takahagi	5.0	9	691	304	409	826	718
W 35	IWTH250806162314	Ichinoseki-nishi	5.2	2	688	547	670	824	727
W 36	NIG0190410231834	Ojiya	6.0	12	795	637	355	821	818
W 37	NIG0180707161013	Kashiwazaki	6.3	21	667	514	369	813	812
W 38	NIG0231103120359	Tsunan	5.4	6	536	704	316	804	771
W 39	TTR0070010061330	Kofu	5.8	13	725	573	404	803	803
W 40	KMMH031604160125	Kikuchi	6.1	22	787	228	403	801	789
W 41	IWTH250806140920	Ichinoseki-nishi	4.8	22	782	210	461	785	784
W 42	KMM0111604160125	Tomochi	5.6	21	598	602	255	778	778
W 43	MIE0040704151219	Kameyama	5.3	8	716	356	323	771	764
W 44	KGS0029705131438	Izumi	5.3	16	728	443	189	756	753
W 45	NIGH110410231834	Kawanishi	5.6	22	741	534	300	754	754
W 46	IBR0191104111716	Kita Ibaraki	5.8	7	659	624	419	746	706
W 47	TKY0081407281705	Okada	4.8	5	704	269	449	744	724
W 48	IWTH030807240026	Iwaizumi	4.9	8	475	549	575	736	640
W 49	TTR0090010061330	Nichinan	5.4	13	629	595	289	729	721
W 50	TCGH071212171848	Kuriyama-nishi	4.9	2	631	338	520	727	635
W 51	MYG0059608131113	Naruko	4.8	5	324	708	292	722	720
W 52	NIG0200410231834	Koide	5.6	9	527	524	329	719	718
W 53	KMMH161604142207	Mashiki	5.6	2	465	560	518	710	668
W 54	SZO0020912180845	Itou	5.6	2	313	639	229	703	693
W 55	IBRH131104140735	Takahagi	5.2	2	536	658	353	684	683
W 56	KMM0051604160125	Otsu	5.7	11	526	482	397	669	575
W 57	KMM0091604142126	Yabe	5.3	17	569	547	94	669	669
W 58	NIG0200410231756	Koide	5.5	11	521	407	312	640	639
W 59	WKYH011107051934	Hirokawa	4.1	3	429	595	262	634	617
W 60	AZO0029703032309	Itou	5.6	6	306	587	231	631	618

略語集

ABWR	改良型沸騰水型原子炉
ASD	許容応力度設計法 (Allowable Stress Design)
BWR	沸騰水型原子炉
CAV	cumulative absolute velocity
DBE	基準地震動
DEC	設計拡張状態
DIP	Damage Indicating Parameter
EPRI	Electric Power Research Institute
The GEJE	2011 年東北地方太平洋沖地震
HPCI	高圧注入系
IAEA	国際原子力機関
IC	非常用復水系
JEAC4601	日本電気協会原子力発電所耐震設計技術規程
JMA	気象庁 (the Japan Meteorological Agency)
KK NPS	柏崎刈羽原子力発電所
MMI	メルカリ震度階 (the Modified Mercalli Intensity)
MSIV	主蒸気隔離弁
The NCO Earthquake	2007 年新潟県中越沖地震
NIED	国立研究開発法人防災科学技術研究所
NPS	原子力発電所
PGA	peak ground acceleration
PGV	peak ground velocity
PSA	確率論的安全評価
RCIC	原子炉隔離時冷却系
RDS	応答塑性率スペクトル (response ductility factor spectrum)
RPS	原子炉保護系
SDEC	耐震設計拡張状態
TEPCO	東京電力ホールディングス株式会社
USGS	アメリカ地震調査書 (U. S. Geological Survey)
1F NPS	福島第一原子力発電所
2F NPS	福島第二原子力発電所

