

等価線形化手法に基づく原子炉建屋の
三次元 FEM 動的耐震解析法に関する研究

(Study on Three-Dimensional FEM Dynamic Seismic Analysis Method for
Nuclear Reactor Building Based on Equivalent Linearization Method)

学位取得年月 2022 年 9 月

市原 義孝

目次

第 1 章	序論	1
1.1	研究の背景	1
1.1.1	発電用原子炉施設の概要	1
1.1.2	建屋耐震設計法の概要	4
1.1.3	現行の建屋耐震設計法の課題	10
1.2	研究の目的	11
1.3	本論文の構成	12
第 2 章	既往の研究	15
2.1	はじめに	15
2.2	地盤の非線形性を考慮した地盤－建物相互作用解析	16
2.3	建屋の非線形性を考慮した地盤－建物相互作用解析	18
2.4	地盤－建物境界部の非線形性を考慮した地盤－建物相互作用解析	21
2.5	まとめ	25
第 3 章	RC 造耐震壁に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討	31
3.1	はじめに	31
3.2	NUPEC 振動台試験の概要	32
3.2.1	試験体の概要	32
3.2.2	加振試験の概要	34
3.2.3	入力波の概要	35
3.2.4	試験結果の概要	36
3.3	地震応答解析手法	37
3.3.1	非線形解析手法	37
3.3.2	等価線形解析手法	39
3.4	RC 造耐震壁のモデル化	43
3.5	加振時の RC 造耐震壁の応答性状	45
3.5.1	卓越振動数及び最大応答値	45
3.5.2	試験結果と非線形及び等価線形応答の比較	47
3.6	まとめ	53
第 4 章	原子炉建屋に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討	57
4.1	はじめに	57
4.2	地震応答解析手法	58
4.2.1	非線形解析手法	58
4.2.2	等価線形解析手法	59
4.3	原子炉建屋のモデル化	62
4.3.1	建屋のモデル化	63

4.3.2	地盤のモデル化	66
4.3.3	相互作用のモデル化	68
4.4	入力地震動	69
4.5	原子炉建屋の地震応答性状	70
4.5.1	固有値及び卓越振動数	70
4.5.2	非線形応答と等価線形応答の比較	72
4.6	まとめ	80
第5章	原子炉建屋の剥離・滑りを考慮した三次元 FEM 地盤-建物相互作用解析	85
5.1	はじめに	85
5.2	非線形解析手法	87
5.3	原子炉建屋のモデル化	88
5.3.1	建屋のモデル化	89
5.3.2	地盤のモデル化	92
5.3.3	地盤-建物境界部のモデル化	95
5.4	2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を用いた地震動の入力方法	97
5.5	2007 年新潟県中越沖地震時の原子炉建屋の応答性状	98
5.5.1	固有値及び固有モード	98
5.5.2	観測記録と非線形応答の比較	99
5.5.3	地下外壁側面の剥離・滑りが建屋及び土圧の局所的な応答性状に与える影響	101
5.6	まとめ	105
第6章	結論	109
6.1	各章の概要	109
6.2	本研究で得られた成果	112
6.3	今後の課題	113

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 発電用原子炉施設の概要

原子力発電は、核分裂反応によって生じた熱エネルギーを使い蒸気を発生させ、この蒸気によってタービンを回し、発電機が回転することによって電気を生み出す。我が国における発電用原子炉施設（以下、原子炉施設という）は、この蒸気を発生させるしくみの違いから沸騰水型（Boiling Water Reactor; 以下、BWR という）原子力発電所及び加圧水型（Pressurized Water Reactor; 以下、PWR という）原子力発電所の2種類に分類され、それぞれに安全性・信頼性・運転性を高めた改良型沸騰水型原子炉（Advanced Boiling Water Reactor; 以下、ABWR という）、改良型加圧水型原子炉（Advanced Pressurized Water Reactor; 以下、APWR という）が存在する。

このうち、ABWRは、東京電力ホールディングス（以下、東京電力HDという）の柏崎刈羽原子力発電所6・7号機に世界で初めて採用され、その後、他電力においても設置・建設が行われるようになった。Fig. 1-1に柏崎刈羽原子力発電所の位置、Fig. 1-2に同発電所の外観を示す。



Fig. 1-1 Location of Kashiwazaki-Kariwa nuclear power plant site¹⁻¹⁾



Fig. 1-2 Picture of the Kashiwazaki-Kariwa nuclear power plant site¹⁻²⁾

柏崎刈羽原子力発電所 6・7号機は、原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋、サービス建屋等の建屋で構成され、それぞれ後述する耐震重要度分類に応じてクラス分けが行われる。このうち、原子力発電所の中で最も重要な建屋は原子炉建屋であり、原子炉建屋の中心には、鉄筋コンクリート (Reinforced Concrete; 以下、RC という) 製格納容器 (Reinforced Concrete Containment Vessel; 以下、RCCV という)、その内部に原子炉圧力容器が配置されている。Fig. 1-3 に 7号機原子炉建屋及びタービン建屋の断面図を示す。

原子炉建屋の主要な構造体は RC 造の耐震壁であり、その厚さは地下部で 2m 程度、基礎版で厚さが 5~6m 程度である。内部には燃料の取り出し等に用いる天井クレーンがクレーン階 (Crane Floor; 以下、CF という) に設置されており、4階 (4th Floor; 以下、4F という) のオペレーションフロアと合わせ、上階には大きな空間が広がる。この大空間にはクレーンと天井の屋根を支えるための鉄骨鉄筋コンクリート (Steel Reinforced Concrete; 以下、SRC という) 造の柱があり、屋根は大きな鉄骨トラス構造となっている。

Fig. 1-3 に示す 7号機原子炉建屋は、およそ半分程度が地盤に埋まっており、工学的基盤と呼ばれるせん断波速度 $V_s = 700 \text{ m/s}$ を超える硬い岩盤によって支持されている。また、原子炉建屋と隣接するタービン建屋は構造的に縁が切られており、両者は独立した構造となっている。

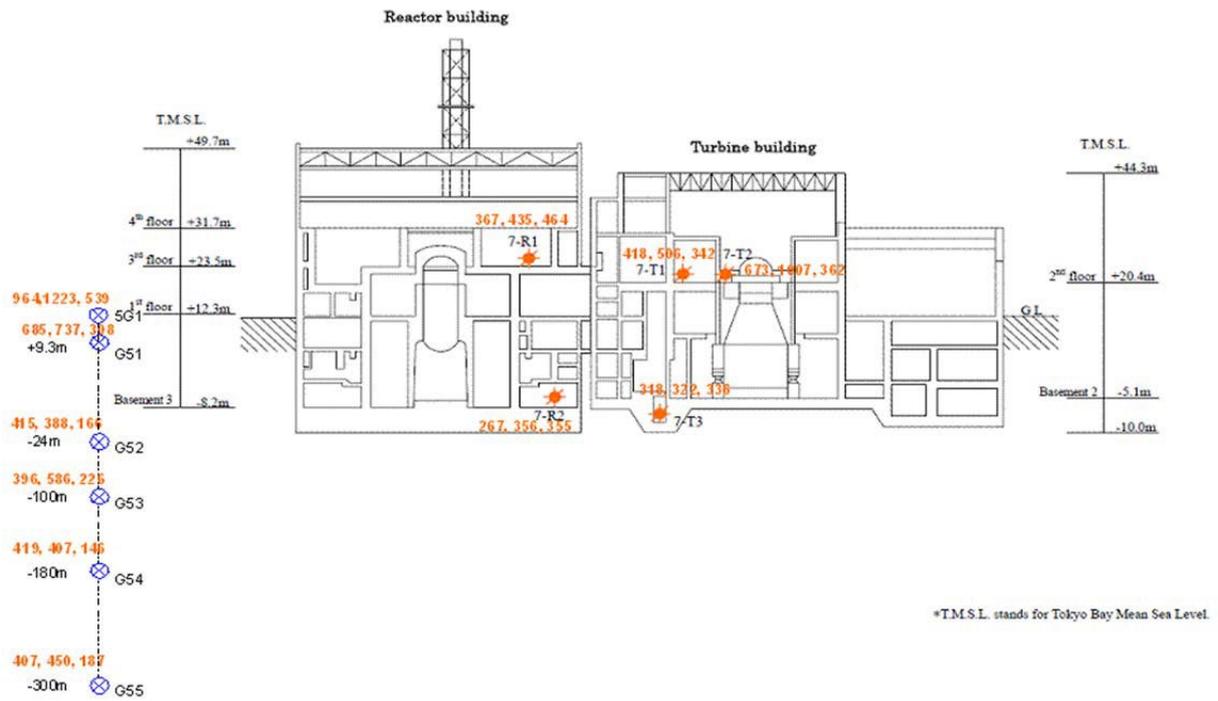


Fig. 1-3 Cross-section view in Kashiwazaki-Kariwa nuclear power plant unit 7 reactor building and turbine building¹⁻¹⁾

1.1.2 建屋耐震設計法の概要

(1) 旧指針下の建屋耐震設計法

原子炉建屋に代表される原子炉施設の建屋耐震設計法は、1981年に制定された「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」¹⁻³⁾（但し、同指針の策定は1978年）に基づき、その基本方針の妥当性が確認されてきた。同指針は、その後、兵庫県南部地震（1995）等の地震学及び地震工学に関する当時最新の科学的技術的知見を反映させる形で2006年に全面的な改訂が行われた。

同改訂では、これまでの最強地震動 S_1 、限界地震動 S_2 から現在の審査でも用いられる基準地震動 S_s ¹⁻⁴⁾ への移行が行われるとともに、建屋の弾性限界に対応する荷重状態をもたらす弾性設計用地震動 S_d ¹⁻⁴⁾ の導入等が行われた。ここで、基準地震動 S_s とは施設の耐震安全性を確保するための耐震設計の前提となる地震動のことであり、同改訂によって「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」と「震源を特定せず策定する地震動」の2種類を策定することが求められるようになった。これに対し、弾性設計用地震動 S_d はこの基準地震動 S_s に0.5以下の係数を乗じることで定義される。

この基準地震動 S_s への移行は、それ以前の最強地震動 S_1 および限界地震動 S_2 の策定方針を統合・高度化するものであり、科学的技術的見地から地震動の統一が図られた。また、これまで水平方向のみの地震動を定めていたのを、検討対象とする地震とそのサイトの性質に応じて、鉛直方向についても新たに地震動を策定することが要求されるようになった。

さらに、地震動の不確実性についてもばらつきを考慮することが明記されるとともに、地震学的見地から基準地震動 S_s を上回る地震動が発生する可能性は否定できないとして、それに対処するための「残余のリスク」を認識することの必要性が解説レベルで導入された。

この他に施設の耐震重要度分類についても、旧指針以前の A_s 、Aクラスの2段階のクラス分けがSクラスに統一され、旧AクラスのSクラスへの格上げが図られた。これに伴い施設全体の耐震重要度分類は、旧指針下におけるA（ A_s 含む）、B、Cクラスから現行基準と同じS、B、Cの3クラスに分類分けされるようになった。ここで、耐震重要度分類とは施設の耐震設計上の重要度を表しており、内蔵する放射性物質やその機能喪失により放射性物質を外部に放散する可能性があるなど、その影響に応じてS、B、Cにクラス分けが行われる。このうちSクラスに分類される原子炉建屋は、原子力圧力容器をはじめとする主要な機器を内蔵し、それら機器が安全に運転するための支持機能、遮へい機能等の安全機能を有しなければならない間接支持構造物としての耐震性能の確認が求められる。

このため、原子炉建屋は内包する機器・配管系の重要度から動的地震力と静的地震力の両方で設計することが求められ、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の両者に対し地震応答解析を実施することになる。このとき、基準地震動 S_s に対しては塑性化を許容した弾塑性系の非線形解析を行い、安全機能が保持されていることを確認するとともに、弾性設計用地震動 S_d に対しても建築基準法の短期許容応力度以内に収まることを確認する。なお、静的地震

力については、建築基準法で定める地震力の3倍の静的地震力(3Ci)に対して弾性範囲(短期許容応力度以内)に収まることを確認する必要がある。

基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析は、工学的基盤であるせん断波速度 $V_s = 700 \text{ m/s}$ を超える解放基盤表面で定義され、同基盤以浅の地盤増幅の影響を考慮し、建屋に入力する地震動を求める。このとき、原子炉建屋のような重量が大きく、平面的に大規模で剛性の高いRC構造物については地盤-建物相互作用の影響が無視できないため、動的地震力を求めるに当たってはその影響を加味した Sway-Rocking モデル(以下、SR モデルという)もしくは離散系モデルにより地震応答解析が行われる。Fig. 1-4 に SR モデル、離散系モデルによる原子炉建屋のモデル化例を示す。

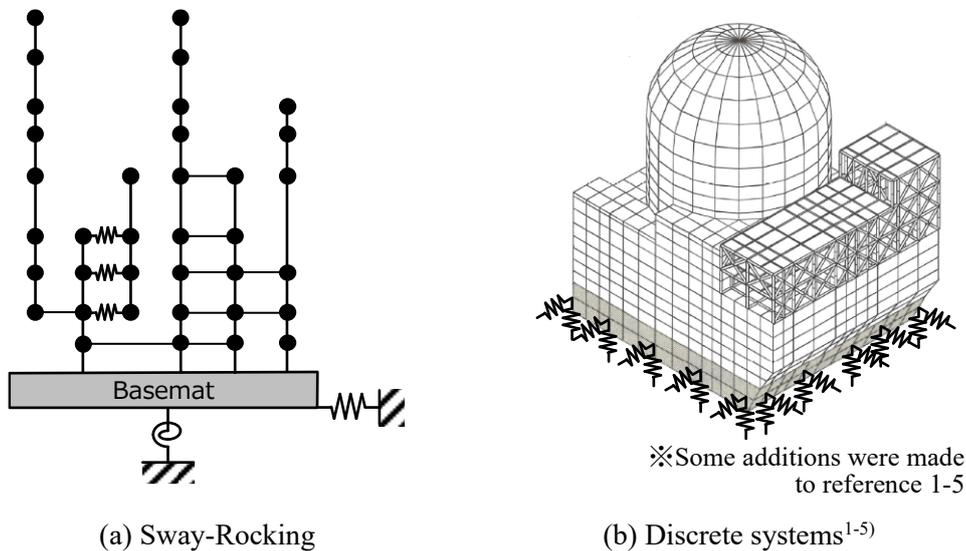


Fig. 1-4 Examples of seismic analysis models for nuclear building

このような地盤-建物連成系の地震応答解析では、想定する入力地震動のレベルに応じて地盤の材料非線形性、建屋の材料非線形性(復元力特性)、基礎浮き上がり等の地盤-建物境界部の幾何学的非線形性の影響を適切に考慮することが必要になる。

このうち地盤については、立地するサイトのボーリング調査等で得られた地盤調査結果を基に地盤を水平成層と仮定した重複反射理論に基づく一次元波動伝搬解析を行い、地盤-建物連成系の地震応答解析モデルに入力する地震動を評価する。解放基盤以浅の比較的柔らかい地盤や埋戻し土等については、室内試験により地盤のひずみ依存特性($G-\gamma$ 曲線, $h-\gamma$ 曲線)を評価し、これに基づく地盤の等価線形解析からその非線形性を近似的に考慮することが行われる。

建屋については、地盤－建物相互作用の影響を考慮するため、埋め込みの浅い PWR に対しては基礎底面位置で評価した水平地盤ばね及び回転地盤ばねを取り付けた SR モデルにより、さらに埋め込みの深い BWR に対しては地下外壁側面の埋め込みの効果を考慮した埋め込み SR モデルにより地震応答解析を行う。このとき、地盤の周波数依存性は、時間領域での地震応答解析による評価であることを踏まえ、地盤ばねを一定の剛性とダッシュポットでモデル化する。

基礎浮き上がりについては、地盤の回転ばねに基礎浮き上がりによる幾何学的非線形性を考慮したモーメント－回転角 ($M-\theta$) 関係を与え、その影響を考慮した解析が行われる。

建屋を Fig. 1-4 に示す SR モデルでモデル化する場合、その剛性は曲げとせん断を考慮した梁要素（ティモシェンコ梁）によりモデル化する。このとき、弾塑性系の非線形解析で設定する水平方向の復元力特性は、曲げとせん断それぞれに 3 折れ点のトリリニア型の骨格曲線を与え、履歴則にはエネルギー吸収の少ない最大点指向型を用いるのが一般的である。これに対し、鉛直方向は、建屋の壁を軸剛性で、屋根トラスを曲げせん断変形を考慮した梁要素でモデル化することが多い。

旧指針では、S クラスの建屋に対する耐震安全余裕の確認として「構造物全体として変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、かつ終局耐力に対して妥当な安全余裕を有していること」を要求しており、基準地震動 S_s に対する評価では RC 造耐震壁に生じる最大応答せん断ひずみ度が耐震壁の許容ひずみ度である $\gamma_a = 2.0 \times 10^{-3}$ 以下であることを確認する必要がある¹⁻⁴⁾。同様に、必要保有水平耐力に対する評価についても、必要保有水平耐力に対して保有水平耐力が 1.5 倍の余裕を有している必要があり、これは、一般建築物の 1.5 倍に相当する安全余裕を確認していることと同義である。

この他に S クラスの建屋に対しては機能維持や波及的影響の防止等に関する検討を行う必要があり、旧指針下ではこれら全ての評価において基本方針が妥当であることが確認されてきた。

(2) 新規制基準施行後の建屋耐震設計法

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に発生した東北地方太平洋沖地震 ($M_w=9.0$) では、東北から関東にかけての東日本一帯に甚大な被害が生じるとともに、東京電力 HD の福島第一原子力発電所において運転中であつた 1 号機から 3 号機の炉心が損傷する過酷事故が発生した。

これに伴い、2012 年 6 月に事故の教訓を踏まえた法改正が行われ、同年 9 月にこれまでの原子力安全委員会及び原子力安全・保安院が廃止され、新たに環境省の外局として原子力規制委員会及び原子力規制庁が発足した。この法改正により、設計段階での想定を超えた航空機衝突等の重大事故も考慮した安全規制への転換及び原子力安全規制の原子力規制委員会への一元化が図られることとなった。

その後、2013 年 7 月に改正法（新規制基準）が施行され、「深層防護」を基本とした地震や津波等の自然現象の想定とそれら事象に対する対策の大幅な引き上げが行われた。この新規

制基準の策定に伴い、建屋耐震設計の分野においては、「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」(2013年6月19日原子力規制委員会決定；以下、設置許可基準規則の解釈という)の第四条「地震による損傷の防止」の強化が図られ、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d による地震力に対し、水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する新たな要求が追加された。これは、従来のSRモデルに基づく弾性範囲の確認や耐震安全余裕の確認だけではなく、建屋の三次元的な応答特性を踏まえた柱や壁等の耐震要素及び耐震要素を支持構造物とする機器・配管系の総合的な評価を要求するものである。

さらに、設置許可基準規則の解釈では、水平2方向及び鉛直方向について、地盤-建物相互作用、埋め込み効果及び周辺地盤の非線形性を必要に応じて考慮すること、を求めており、原子炉建屋の耐震安全性評価においても、地盤-建物連成系の三次元FEMモデルによる地震応答解析及びその結果の妥当性が審査されるようになった。

この建屋の三次元的な応答特性を踏まえた評価について、新規制基準適合性に係る審査では、建屋の塑性化を許容した基準地震動 S_s に対しても、建屋を弾性と仮定した弾性設計用地震動 S_d もしくは S_d 相当の観測記録に対する線形解析からその影響を推定し、同解析から得られる結果が妥当であるか、確認が行われる(例えば、東京電力HD¹⁻⁶⁾)。

しかし、これら地震力(せん断力)は、本来であれば建屋が塑性域に入った時点で履歴ループを描くことになり、変形の進行とともに塑性エネルギーの吸収が生じることによりその増加はわずかに留まるものと考えられる。

このため、建屋を弾性とした弾性設計用地震動 S_d の結果から建屋に作用する三次元的な地震力を推定することは、評価としては十分安全側の設定と考えられるものの、建屋が本来有する裕度を小さく評価している感が否めない。また、弾性設計用地震動 S_d による基準地震動 S_s の応答推定が精度良く建屋の応答を捉えているか否かは不明確と考えられる。

このため、基準地震動 S_s もしくは設計を超えた地震動に対する評価としては、SRモデルと同様に建屋の復元力特性を考慮した非線形解析を行うことが望ましいものの、今日の高性能コンピュータを用いても一度の解析に数週間を要するなど、計算負荷が膨大なことから、解析ケース数の多い原子炉建屋等の評価に同手法をそのまま適用することは現実的ではない。

したがって、今後、基準地震動 S_s を含む幅広い入力地震動を対象に建屋の三次元的な応答性状を実務レベルで精度良く評価するためには、これら非線形挙動が地盤-建物連成系の建屋の地震応答に与える影響を適切な手法により近似的に考慮していくことが重要と考えられる。

(3) 海外発電用原子炉施設に対する建屋耐震設計法

これに対し、米国原子力規制委員会(Nuclear Regulatory Commission; 以下、NRCとする)が定める指針類に準拠した海外原子炉施設における建屋耐震設計では、建屋ごとに設計用地震動を策定するとともに、それぞれの地震動に対して許容限界を満足しているか、確認が行われる。このとき、設計用地震動は、safe shutdown earthquake (SSE) と operating basis earthquake

(OBE) の 2 種類を策定し、新規基準と同様に空間的な 3 成分（水平 2 方向及び鉛直方向の組合せ）の影響を考慮した審査が行われる¹⁻⁷⁾。ここで、safe shutdown earthquake (SSE) は日本における基準地震動 S_s 、operating basis earthquake (OBE) は弾性設計用地震動 S_d に相当する地震動である。

Seismic Category I（日本における耐震 S クラスに相当）に分類される原子炉建屋は、立地するサイトの地震動レベルに応じて¹safe shutdown earthquake (SSE) と operating basis earthquake (OBE) の両者に対し、地盤－建物相互作用を考慮した地震応答解析を実施することが求められる。NRC の定める標準審査指針 NUREG-0800 Standard Review Plan (SRP 3.7.2¹⁻⁷⁾) では、対象とする建屋の範囲を概ね弾性²としており、施設各部の応力を許容限界以下とした線形解析を取り扱うことになる。

このような地震応答解析について、米国土木学会 (American Society of Mechanical Engineers; 以下、ASCE とする) が定める ASCE4-16¹⁻⁸⁾では、選択する地震応答解析手法に依らず、全ての原子炉の安全に関わる建屋 (safe-related nuclear structures) に対して地盤－建物相互作用の影響を考慮することを求めている。同基準では、想定する解法として、一体解析法及びサブストラクチャー法を挙げ、時間領域及び周波数領域のいずれの解析手法を用いても良い、としている。

一方で、同解説では、従来、地盤－建物相互作用の計算は、地盤及び建屋の等価線形モデルに対し周波数領域での解析が行われてきたとし、非線形領域の地盤－建物相互作用解析については、開発の初期段階と位置づけ、その妥当性を現在確認中、としている。また、地盤－建物相互作用の影響は、一般に三次元的な影響を含むものであるとして、二次元解析において十分な妥当性が示されない限り、地盤及び建屋を三次元的にモデル化する必要がある、としている。さらに、複雑な構造物に対しては有限要素による数値モデルを用いる、としており、実質的に三次元 FEM モデルによる周波数領域での地盤－建物相互作用解析が原子炉建屋の耐震設計で一般に用いられているものと考えられる。

地盤の非線形挙動については、その性質の違いから Primary nonlinearity と Secondary nonlinearity の 2 種類に大別した評価が行われている。このうち、Primary nonlinearity は自由地盤における地盤内部を伝搬する波動によって引き起こされる非線形な材料挙動を示し、G- γ 曲線や h- γ 曲線などの地盤のひずみ依存特性に相当する考え方と推定される。一方、Secondary nonlinearity は地盤－建物相互作用による建屋の応答によって地盤内部で励起される基礎近傍の非線形な材料挙動を表し、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りや基礎浮き上がりなどの幾何学的非線形性に相当する考え方と推定される。

¹ OBE が SSE の 1/3 以下に設定された場合は、OBE による評価は不要

² SRP 3.7.2 では「The SRP acceptance criteria primarily address linear elastic analysis coupled with allowable stresses near elastic limits of the structures.」と記載されており、厳密な弾性限界ではなく、設置許可基準規則の解釈と同様に局部的に弾性限界を超える場合を容認しているものと推定される。

これら地盤の非線形挙動を厳密に考慮する場合、ASCE4-16では、地盤の構成則を含む三次元モデルによる非線形解析が必要になるとしつつも、このような要求は現状の設計に対する技術水準を超えるものと位置づけている。よって、地盤の非線形挙動の扱いは、地盤のひずみ依存特性を考慮した等価線形解析によりその非線形性を近似的に考慮することが求められる。

また、ASCE4-16では、地盤への埋め込み効果に影響を及ぼす非線形挙動として、地震時に地盤-建物境界部で生じる剥離の可能性を解析モデル内で考慮すること、としている。これは、日本でいうところの地盤-建物境界部の幾何学的非線形性に相当する考え方であり、基礎近傍の接触・剥離の影響を地震時の水平方向の支持力低下に伴う建屋剛性の低下として、当該範囲を一律もしくは計算により非接続とする等価線形的なアプローチが推奨されている。

地盤-建物相互作用を考慮した建屋の地震応答解析について、ASCE4-16では、建屋の塑性具合に応じた減衰定数の設定を推奨しており、Response level ごとにその値を定めている。これは、建屋の挙動が弾性範囲とする Response level 1 とコンクリートにひびわれが生じたとする Response level 2 では異なる減衰定数（例えば、RC 構造物の場合、Response level 1 では $h = 4\%$ 、Response level 2 では $h = 7\%$ ）を定めることを意味しており、建屋の剛性評価においては、主たる耐震要素である RC 造耐震壁に対し、その Response level に応じて剛性低下を考慮することになる。

このとき、ASCE4-16では、RC 部材の剛性へのひびわれの影響は複雑であり、解析によってひびわれによる複合的な影響を決定することは非現実的として、twostep approach による比較的簡易な手法を推奨している。ここで、twostep approach とは、初期剛性に基づく解析とひびわれを考慮した 2 回の解析から RC 部材のひびわれの影響を等価線形的に評価する手法である。初期剛性に基づく解析からひびわれによる剛性低下の範囲を特定し、ひびわれの影響が壁の広範囲で認められた場合に、0.5 倍の低減係数を当該部の剛性に乗ずるとともに、Response level 2 の減衰定数 ($h = 7\%$) を適用し、剛性低下による建屋応答への影響を近似的に考慮するものである。

弾塑性系の非線形解析と比較して、実用的かつ計算負荷の大幅な低減が期待できる反面、ひびわれによる部材の剛性低下を一律 0.5 倍の低減係数で考慮するなど、設定根拠に乏しく、実際の建屋応答をどの程度精度良く捉えているかは不明確と考える。

一方で、ひびわれによる塑性応答の効果を剛性低下と減衰の増大を考慮した等価線形系の最大応答によって評価しようとする試みは、これまでに地盤の等価線形解析の分野で多くの研究・適用実績があり、工学的には有用な考え方といえる。すなわち、塑性応答の効果を簡易に 0.5 倍の低減係数で一律に考慮するのではなく、地盤の等価線形解析と同様、建屋の復元力特性に基づく等価線形解析が可能となれば、科学的技術的な見地からも合理的な設計が可能となり、実務の面からも極めて有用な解析手法の 1 つになるものと考えられる。

1.1.3 現行の建屋耐震設計法の課題

以上より、原子炉建屋の地盤－建物相互作用解析に関して、設置許可基準規則の解釈を含む新規制基準の施行により、従来の SR モデルだけではなく三次元 FEM モデルによる水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する評価が新たに必要となった、その背景を確認した。

一方で、建屋の塑性化を許容した基準地震動 S_s に対する同モデルの評価は、弾性設計用地震動 S_d の結果からその応答を推定するに留まっており、保守的な評価方法と考えられるものの、実際の建屋応答を精度良く捉えているかは不明確と考える。このため、SR モデルのような非線形解析の適用が望まれるものの、三次元 FEM モデルに同解析をそのまま適用することは計算負荷の面からも現実的ではない。

これに対し、海外の建屋耐震設計法では、原子炉建屋のような複雑な構造物に対し、三次元 FEM モデルによる周波数領域での地盤－建物相互作用解析が求められており、地盤の等価線形解析に見られる等価線形的なアプローチが地盤及び建屋の非線形挙動の評価に取り入れられている。その手法は、地盤や鉄筋コンクリートの塑性応答の効果を剛性低下と減衰の増大により評価するものであり、また、地盤－建物境界部の非線形挙動に対しては当該範囲の埋め込み効果を非接続などの手法により低減するなど、随所に等価線形化の考えが見られる。

このような等価線形化の考えは、非線形解析と比べ、シンプルで、計算時間も短く、安定した結果も得られることから、塑性化を許容した基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の三次元 FEM 地盤－建物相互作用解析において、同様の知見を蓄積・展開する必要性は極めて高いといえる。また、建屋の剛性低下に関して、ASCE4-16 の *twostep approach* に見られる一律 0.5 倍の低減係数による評価だけではなく、地震時の弾塑性応答をより近似的に表すことが可能な建屋復元力特性に基づく等価線形解析の適用性を検討していくことが強く望まれる。

加えて、これら等価線形解析手法の適用性を検討していくに当たっては、これまでに国内の研究機関で実施、各種情報が開示されている信頼性の高い試験結果との照合、実サイトで観測された強震記録及び非線形解析手法による地震応答解析結果との比較による妥当性確認が重要になるものと考えられる。

1.2 研究の目的

以上の研究の背景を踏まえ、本研究では、地震時の原子炉建屋の三次元挙動評価における建屋及び内包する耐震重要設備の応答評価の精度向上を目的に、基準地震動 S_s を含む幅広い入力地震動レベル対象に地盤-建物連成系の三次元 FEM モデルによる動的耐震解析法の提案に向けた基礎的な知見の蓄積を目指す。このとき地盤及び建屋の非線形性については、地盤-建物連成系の建屋が塑性化する関係を概略的かつ合理的な形で三次元 FEM モデルに組み込むことが可能な等価線形化手法に着目し、既往の試験結果、実観測記録、非線形解析結果との比較からその適用性を論ずる。

1.3 本論文の構成

本論文は、Fig. 1-5 に示すように、1 章（序論）、2 章（既往の研究）、3 章（RC 造耐震壁に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討）、4 章（原子炉建屋に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討）、5 章（原子炉建屋の剥離・滑りを考慮した三次元 FEM 地盤－建物相互作用解析）、6 章（結論）で構成される。

1 章では、本研究の概要として、研究の背景、研究の目的及び本論文の構成を説明する。

2 章では、本研究に関連する既往研究の調査として、地盤の非線形性、建屋の非線形性及び地盤－建物境界部の非線形に着目した等価線形化手法に関する基礎的な知見及び考察を説明する。

3 章では、RC 造耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討として、後述する原子力発電技術機構（Nuclear Power Engineering Center; 以下、NUPEC という）から提供された I 型断面耐震壁の振動台試験¹⁻⁹⁾（以下、NUPEC 振動台試験という）を対象に、弾性から終局に至るまでの試験結果に対する非線形及び等価線形三次元 FEM モデルによるシミュレーション解析を行い、同試験結果との比較から RC の等価線形化手法の解析精度について考察を行う。

4 章では、原子炉建屋に対する等価線形解析の適用性検討として、後述する国際原子力機関（International Atomic Energy Agency; 以下、IAEA とする）による Kashiwazaki-Kariwa Research Initiative for Seismic Margin Assessment（以下、KARISMA とする）ベンチマーク解析¹⁻¹⁰⁾で対象となった柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋に着目し、ある理想的な地盤条件下での基準地震動 S_s 相当の地震動による地盤－建物連成系の非線形及び等価線形三次元 FEM 解析から、RC の等価線形化手法の解析精度について考察を行う。

5 章では、原子炉建屋の剥離・滑りを考慮した弾塑性系の三次元 FEM 地盤－建物相互作用解析として、4 章と同一建屋を対象に、実地盤、実建屋及び実観測記録による剥離・滑りの有無をパラメータとしたシミュレーション解析から、同現象が建屋応答に与える影響について考察を行う。

6 章では、本研究で得られた成果と課題を示す。

本論文では、原子力規制庁により実施された平成 29 年度から令和 2 年度原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）事業の成果を 3 章の RC 造耐震壁に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討、4 章の原子炉建屋に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討、5 章の原子炉建屋の剥離・滑りを考慮した三次元 FEM 地盤－建物相互解析で使用した。

また、3 章は日本原子力学会和文論文誌¹⁻¹⁰⁾、4 章は日本建築学会構造工学論文集¹⁻¹¹⁾及び 26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT26)¹⁻¹²⁾、5 章は Frontiers Media S.A. 社の Frontiers in Built Environment¹⁻¹³⁾にて筆者らが公表した成果を活用した。このうち、国際会議のプロシーディングとして公表した SMiRT26 を除く 3 編は、査読付き論文として成果の公表を行った。

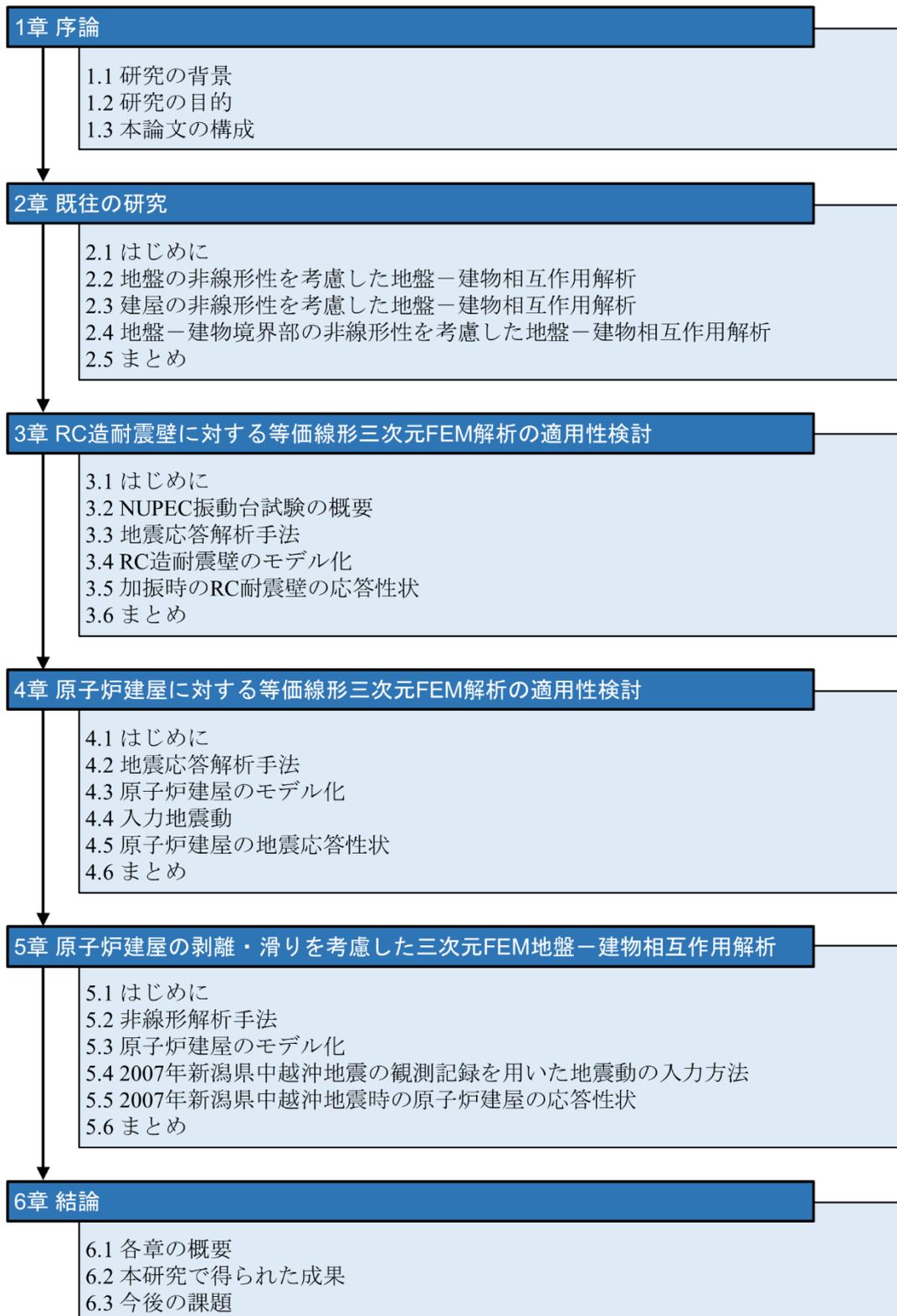


Fig. 1-5 Overall framework of this thesis

1 章の参考文献

- 1-1) IAEA: Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, IAEA, Vienna, 2013.11
- 1-2) 東京電力ホールディングス株式会社：《安全対策パンフレット》柏崎刈羽原子力発電所における福島第一原子力発電所事故の教訓をふまえた対策について，東京電力ホールディングス株式会社，
https://www.tepco.co.jp/niigata_hq/learningmore/leaflet/pdf/leaflet202103.pdf（2022年6月25日確認）
- 1-3) 原子力安全委員会：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針，原子力安全委員会，1981
- 1-4) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015，日本電気協会，2017
- 1-5) 日本建築学会：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2013
- 1-6) 東京電力ホールディングス株式会社：別紙3 3次元 FEM モデルによる地震応答解析，
<https://www.nsr.go.jp/data/000331948.pdf>（2022年5月28日確認）
- 1-7) U.S.NRC: NUREG-800 Standard Review Plan (SRP) 3.7.2 Seismic System Analysis, U.S.NRC, Revision 4, 2013
- 1-8) ASCE: Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures / American Society of Civil Engineers, ASCE, 2017, <https://doi.org/10.1061/9780784413937>
- 1-9) OECD/NEA/CSNI: Seismic Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test - Comparison Report, NEA/CSNI/R (96)10, OECD/GD (96)188, 1996
- 1-10) 市原義孝，中村尚弘，森谷寛，堀口朋裕，崔炳賢：鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討－原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析－，日本原子力学会和文論文誌，Vol. 21，No. 1，2022.2，
<https://doi.org/10.3327/taesj.J20.038>
- 1-11) 市原義孝，中村尚弘，鍋島国彦，崔炳賢，西田明美：原子炉建屋の等価線形三次元 FEM 解析による地盤－建物連成系地震応答に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol. 68B，pp.271-283，2022.4，https://doi.org/10.3130/aijse.68B.0_271
- 1-12) Ichihara, Y. Nakamura, N., Nabeshima, K., Choi, B. and Nishida, A.: Applicability of Equivalent Linear Three-Dimensional FEM Analysis of Reactor Buildings to the Seismic Response of a Soil-Structure Interaction System, Transaction of the 26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor, 2022.7
- 1-13) Ichihara, Y., Nakamura, N., Moritani H., Choi, B. and Nishida, A.: 3D FEM Soil-Structure Interaction Analysis for Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Considering Soil Separation and Sliding, Frontiers in Built Environment, Frontiers Media S.A., Volume 7, 2021.6，
<https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.676408>

第2章 既往の研究

2.1 はじめに

前章では、原子炉建屋の動的耐震解析手法としてこれまでの設計体系の変遷を示すとともに、国内外の規基準の比較から、基準地震動 S_0^{2-1} を含む幅広い入力地震動に対して等価線形化手法による地盤-建物連成系の三次元 FEM 解析が有効になり得る可能性を述べた。

本章では、等価線形化手法に基づく原子炉建屋の三次元 FEM 動的耐震解析法を提案する上で重要な地盤の材料非線形性、建屋の材料非線形性、基礎浮き上がりや地下外壁側面の地盤からの剥離・滑り等の地盤-建物境界部の幾何学的非線形について、関連する既往研究を調査し、同手法に関する基礎的な知見の拡充及び考察を行う。

2.2 地盤の非線形性を考慮した地盤—建物相互作用解析

地盤の非線形性を考慮した地盤—建物相互作用解析には、時間領域で計算を行う逐次非線形解析と周波数領域で計算を行う等価線形解析の2種類がある。

逐次非線形解析は、地盤物性の経時的な変化を地盤の構成則等の数理モデルで逐次評価する計算手法であり、原理的には最も厳密な解析方法といえる。応答計算には Newmark β 法などの直接積分法が用いられ、地盤の非線形性を骨格曲線や履歴曲線で定義された応力—ひずみ関係により評価する。代表的な地盤のひずみ依存特性には、Ramberg—Osgood (R—O) モデル²⁻²⁾や双曲線モデル²⁻³⁾があり、いずれのモデルも連続関数を用いて骨格曲線及び履歴曲線を与える。

一方で等価線形解析は、地震時の地盤物性値の時間的変化は考慮せず、全ての解析時間に渡って同じ等価物性値（等価剛性及び等価減衰定数）を用いて線形解析を行う手法である。代表的な解析コードとして SHAKE²⁻⁴⁾が挙げられ、重複反射理論²⁻⁵⁾に基づく伝達関数の計算から、地盤の応答時刻歴波形を求めることができる。

地盤の等価物性値は、室内試験や経験式より得られた地盤のせん断弾性係数 G 及び減衰定数 h のひずみ依存特性に基づきせん断弾性係数 G や減衰定数 h が一定値に収斂するまで繰り返し計算を行うことにより求まる。せん断弾性係数 G のひずみ依存特性は、一般には初期剛性 G_0 に対する剛性低下率 G/G_0 として与えられ、Fig. 2-1 に示すような $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線により定義される。

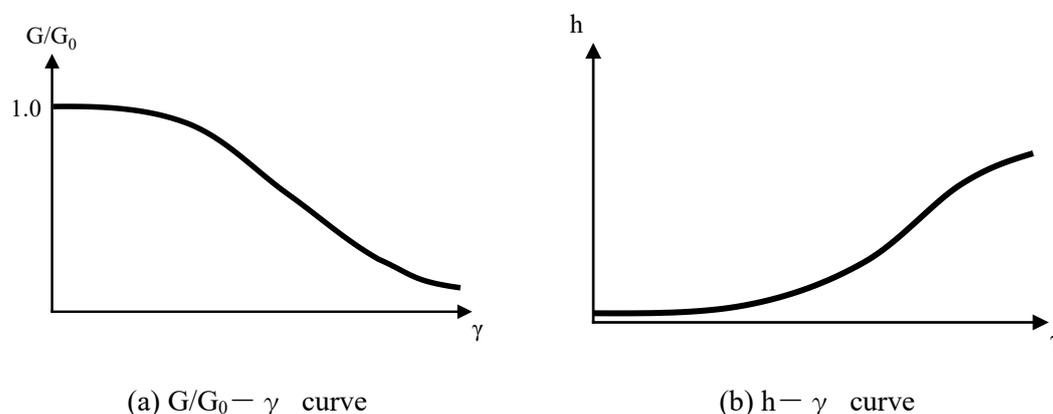


Fig. 2-1 Example of the strain dependent G/G_0 and damping ratio for a soil property

等価線形解析では、瞬間的に生じるせん断ひずみ度 γ_{max} によってその層の等価物性値が決まるわけではないため、実効的な値である有効せん断ひずみ度 γ_{eff} によって層の非線形特性が決定される。このとき、最大せん断ひずみ度 γ_{max} に乗ずる係数（以下、有効ひずみ係数という）は、基本的には波の性質によって左右されるものであるが、一般には 0.65 を用いるこ

とが多い²⁻⁶⁾。なお、地盤の等価線形解析を行う際の注意点として、せん断ひずみ度の上限が挙げられ、地盤のせん断ひずみ度が増大した場合に観測値との差が大きくなることが指摘されている²⁻⁷⁾。

等価線形解析が適用できるせん断ひずみ度の上限は0.1～1%といわれており²⁻⁸⁾、この上限を超える場合には、逐次非線形解析を適用する必要がある。なお、発電用原子炉施設の建物・構築物の耐震設計を定めたJEAC4601²⁻¹⁾では、この適用範囲について、「参考資料3-3に示すように、支持地盤の剛性低下率の平均値が0.7を下回らない範囲では、R-Oモデルを用いた時刻歴非線形解析と等価線形解析の結果に大きな差がないことから、等価線形解析の適用範囲を支持地盤の剛性低下率の平均値で0.7を下回らない範囲とした。」としており、その下限値として支持地盤の剛性低下率の平均値で0.7を採用している。

このようなことから、等価線形化手法による地盤-建物連成系の三次元FEM解析を原子炉施設建屋に適用する上では、その適用範囲を逸脱することがないように十分に留意する必要があるものと考えられる。

2.3 建屋の非線形性を考慮した地盤—建物相互作用解析

建屋の非線形性を考慮した地盤—建物相互作用解析として、JEAC4601 では原子炉建屋の RC 造耐震壁を対象とした既往の実験データに適合する復元力特性を与えており、これに対応する 3 折れ点の骨格曲線及び最大点指向型の履歴曲線により建屋の弾塑性系の非線形挙動を評価する。

一方でこれら RC 造耐震壁の復元力特性に基づく地盤—建物相互作用解析は、SR モデルや埋め込み SR モデルへの適用を想定しており、有限要素を用いた三次元 FEM により建屋の非線形性を考慮した解析を行う場合には、RC の力学的挙動を忠実に再現した材料構成則によりその挙動を推測することが一般に行われる。

筆者はこれまでに、ABWR の原子炉建屋を対象に、周辺地盤も含め詳細なモデル化を行った三次元 FEM モデルを用いて、地盤—建物相互作用を考慮した地震応答解析を行ってきた²⁻⁹⁾。しかし、文献 2-9 に示す三次元 FEM モデルによる地盤—建物相互解析は、同建屋を対象とした既往の検討成果^{2-10), 2-11), 2-12)}を参考に、建屋の挙動を線形と仮定した感度解析や 2007 年新潟県中越沖地震を対象とした再現解析が中心であり、RC 構造物の非線形挙動までを考慮した検討は少ないのが現状と考える。これまでに同文献の一部付録において RC 構造物の非線形挙動を試行的に扱ってはいるものの、非線形解析の収束条件に起因したノイズの影響が見られ、得られた解の安定性や精度に課題を残す結果であった。

このため、今後、幅広い入力地震動レベルを対象に建屋の三次元的な応答性状を精度良く評価するためには、これら残された課題を改善する必要がある。さらに、中村ら^{2-13), 2-14), 2-15)}のような建屋の非線形挙動までを考慮した精度の高い地盤—建物相互作用解析を行い、その詳細な挙動を明らかにしていくことが原子炉施設の耐震安全性を向上させていく上でも重要となる。

これら地盤—建物相互作用を考慮した地震応答解析に対し、RC 材料の種々の構成則を組み込んだ FEM による弾塑性系の非線形解析に関しては、これまでに RC 造耐震壁を対象とした静的繰り返し載荷試験や動的加振試験等のシミュレーション解析から、試験結果と良好な対応関係が得られることが確認されている（例えば、Song et al.²⁻¹⁶⁾）。

原子炉施設建屋においては、1996 年に経済協力開発機構の原子力機関（Organization for Economic Co-operation and Development/Nuclear Energy Agency; 以下、OECD/NEA という）の主催で日本の NUPEC から提供された NUPEC 振動台試験に関する国際解析コンペ²⁻¹⁷⁾が行われ、RC 構成則を組み込んだ積層シェル要素による動的なシミュレーション解析結果が報告されている^{2-18), 2-19), 2-20), 2-21)}。ここで、積層シェル要素とは、異なる性質の層をもつ積層平板のシェル要素である。

これら検討では、RC のコンクリートと鉄筋を板厚方向に層状に置換することで、その非線形性を考慮した解析が行われている。この NUPEC 振動台試験を対象としたシミュレーション解析について、Ueda et al.²⁻²²⁾は、三次元 FEM 非線形解析コード NAPISOS を用いた検討から終局状態までの加速度応答波形及び変位応答波形が試験結果と良く一致した関係にあるこ

とを確認している。この他に最近では、Nakamura et al.²⁻²³⁾、秋田ら²⁻²⁴⁾、Richard et al.²⁻²⁵⁾による別の原子炉施設建屋のRC造耐震壁を対象とした解析例が報告されている。

これら静的繰り返し載荷試験もしくは動的加振試験のシミュレーション解析では、荷重-変形関係や時刻歴応答波形等、試験結果と良好な対応関係が得られてはいるものの、実建屋を対象とした地震応答解析でシミュレーション解析と同程度の解析精度を得るためには、個々の有限要素に適用するコンクリート材料等の力学モデルの基礎的な検証や適用性の確認が要求される。加えて、使用するモデルが導出された前提条件や適用範囲を十分に把握する必要があり、原子炉建屋のような大規模な構造物に直接適用する場合、周辺地盤も含めて詳細にモデル化する必要があるため、計算時間が著しく増大することになる。したがって、実建屋の非線形挙動を三次元FEMモデルにより実務レベルで詳細に把握するためには、解析精度の確保を前提に、計算負荷低減に繋がる新たな手法を検討する必要がある。

これに対し、近年の再稼働に係る新規制基準適合性審査では、過去に経験した地震動及び乾燥収縮によるコンクリートのひびわれの影響として、建屋の初期剛性を観測記録と整合する等価な剛性に低下させた三次元FEMモデルによる地盤-建物相互作用解析の妥当性が確認されている²⁻²⁶⁾。これは、上述の時間領域での解析とは異なる周波数領域での解析であり、質点系モデルによる建屋各部の地震観測シミュレーションにより同定された等価剛性及び等価減衰により建屋の地震時挙動を評価するものである。

文献2-26では、オペレーションフロアの上部和下部で最適な剛性を設定し、減衰定数を7%と増大させることで、東北地方太平洋沖地震(2011)等の観測記録と概ね整合するシミュレーション解析結果が報告されている。この女川原子力発電所2号機原子炉建屋の事例は、実建屋の非線形挙動を三次元FEMモデルにより実務レベルで詳細に把握する方法としてRCの等価線形解析が有効になりうる可能性があることを示している。一方で、同手法は過去の観測記録に基づくシステム同定から等価剛性及び等価減衰を評価しており、新設や観測記録の存在しない既設建屋に対して同手法を適用することは難しいのが現状と考える。

これに対し、Ghiocel et al.は、SHAKEやKausel et al.²⁻²⁷⁾、Yoshida et al.²⁻²⁸⁾に代表される地盤の等価線形解析と同様の考え方として、RC材料の非線形性の影響をRC造耐震壁の復元力特性により三次元FEMモデルで考慮する新たな手法を提案している^{2-29), 2-30), 2-31), 2-32)}。Ghiocel et al.によるRCの等価線形解析の適用例をFig. 2-2に示す。

このRCの等価線形解析は、振動数に依存しない複素減衰を用いた周波数領域での等価剛性及び等価減衰による線形解析を基本としており、地盤の等価線形解析と同様、計算負荷の大幅な低減が期待できる。また、地盤の等価線形解析を例にとると、その設定は非線形解析に比べシンプルで、計算時間も短く、安定した結果も得られることから、実務レベルの地盤-建物相互作用解析に適していると考えられる。

しかし、Fig. 2-2に示すGhiocel et al.による等価線形解析は、簡易なRC構造物を対象とした非線形解析結果との比較からその解析精度を論じており、試験結果や強震記録といった実データとの照合を通じた十分な検証は行われていない。加えて、Ghiocel et al.の一連の研究は、

原子炉建屋等の地盤—建物相互作用の影響が無視できない複雑な構造物を対象とした検討が行われておらず、実際の建屋応答の精度については不明確と考える。

このため、三次元 FEM による実際の原子炉建屋の地震応答解析に同手法を適用する場合には、その適用範囲について簡易な構造物を対象とした非線形解析による照合のみならず、既往の試験結果等の実データとの照合を通じた基礎的な検証が必要になるものと考えられる。

Reinforced Concrete Structural Behavior Consistent with Wall (Panel) Strains for Each Seismic Input

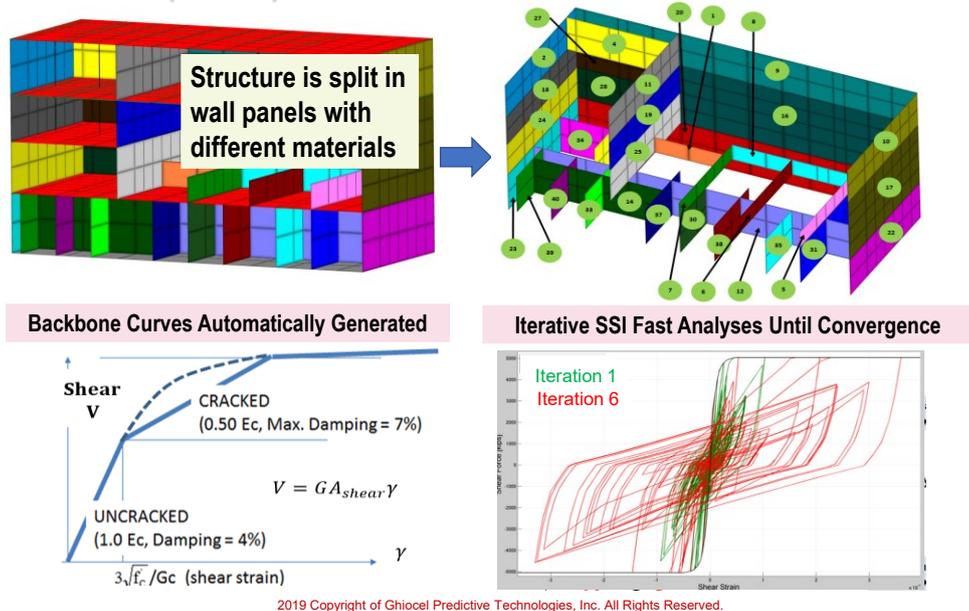


Fig. 2-2 Example of application of the equivalent linear analysis of RC by Ghiocel et al. (2-33)

2.4 地盤－建物境界部の非線形性を考慮した地盤－建物相互作用解析

地盤－建物境界部の非線形性として本研究で対象とする非線形挙動は、基礎－底面地盤間の基礎浮き上がり及び地下外壁－側面地盤間の剥離・滑りの2種類である。Fig. 2-3 に基礎－底面地盤間の基礎浮き上がり及び地下外壁－側面地盤間の剥離・滑りの概念図を示す。

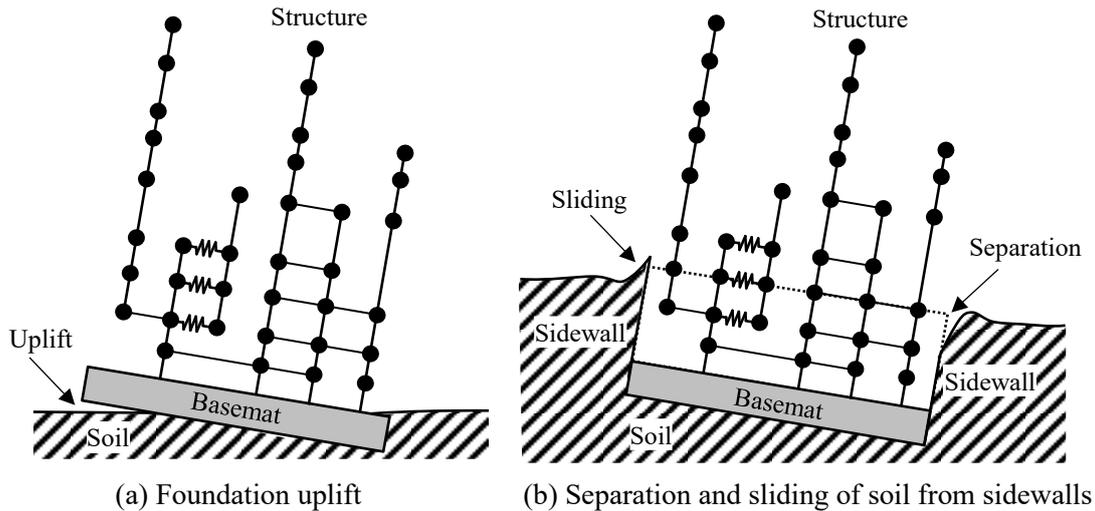


Fig. 2-3 Conceptual diagram of foundation uplift and separation and sliding of soil from sidewalls

このうち、基礎－底面地盤間の基礎浮き上がりについて、JEAC4601では基礎の接地率に応じた評価法を定めており、その値に応じて線形解析から特別な検討までの評価の適用を求めている。ここで特別な検討とは、「低接地率時においても基礎の浮き上がり現象を精度良く評価できる手法の妥当性を示し、個別に対応することを意味する」²⁻¹⁾とされており、JEAC4601では修正時間遅れ影響係数法（時間領域のグリーン関数法）²⁻³⁴⁾やジョイント要素を用いた三次元 FEM 等の非線形解析に基づく評価方法が例示されている。

このジョイント要素による評価方法について、Yabushita et al.²⁻³⁵⁾や Nakamura et al.²⁻³⁶⁾はソリッド要素を用いて作成した地盤の三次元 FEM モデルから地盤と基礎の間に同要素を適切に設定することによりその影響を精度良く解析できることを示している。また、Nakamura et al.は、PWR 系の原子炉建屋を対象に建屋の三次元非線形挙動及び地盤－建物相互作用並びに基礎の柔性・ジョイント要素を考慮した地盤－建物連成系の非線形三次元 FEM モデルから、水平2方向及び鉛直方向の空間的な3成分を含む基礎浮き上がり挙動に対しても同様のモデル化を行うことにより、その応答を精度良く表すことができるとしている。

一方で、地下外壁－側面地盤間の剥離・滑り挙動については、耐震設計の厳格な妥当性確認に活用することを目的に策定された「耐震設計に係る工認審査ガイド」²⁻³⁷⁾では、「建物・構築物の埋め込みの状況や配置の実状を考慮した相互作用効果への影響について検討している

こと。なお、建物・構築物の埋め込み形状や埋め戻し部の仕様、隣接建屋、建物・構築物と地盤間の接触・剥離、基礎底面での支持地盤との付着効果等が相互作用の算定及び建物・構築物の応答結果に及ぼす影響等に留意する。」とされており、審査においてはその実状に応じた影響評価を行うことが求められる。

この地下外壁一側面地盤間の剥離・滑り挙動に関し、2007年7月16日10時13分に発生した新潟県中越沖地震 ($M_{JMA}=6.8$, $M_w=6.6$) では、柏崎刈羽原子力発電所の G.L. -255m の地中で最大加速度 $1g$ 近くの地震動が観測され²⁻³⁸⁾、稼働中であつた原子炉が自動停止するとともに耐震安全性上最も重要な建屋である原子炉建屋で、建設時に策定された設計用基準地震動を上回る複数の最大応答加速度を観測した^{2-39), 2-40)}。この地震により、柏崎刈羽原子力発電所では、建屋と地盤の相対変位に起因すると思われる地盤沈下が観測され、Fig. 2-4 に示す地下外壁側面に平行するひびわれが報告された^{2-41), 2-42), 2-43)}。



Fig. 2-4 Example of cracks occurring alongside nuclear power plant building due to soil settlement below the building²⁻⁴¹⁾

地震発生後に行われた現地調査により、原子炉建屋等の重要な建屋は無被害もしくは軽微な被害であったことが確認されたものの、地下外壁一側面地盤境界部においては、建屋と地盤の相対変位に起因した地盤が建屋から離れる剥離挙動及び地盤が建屋周辺に沈み込む滑り挙動が連成した非線形挙動が生じ、その非線形挙動が建屋応答に影響を及ぼす可能性があることが認識されるようになった。

このような地下外壁一側面地盤間の剥離・滑りに対し、渡辺ら²⁻¹⁰⁾は、地盤の埋め込み効果を考慮した従来の設計用モデルである簡易な SR モデルによる地盤一建物相互作用解析から、2007年新潟県中越沖地震時の柏崎刈羽原子力発電所7号機原子炉建屋の最大応答せん断ひずみ度は、RC造耐震壁のせん断ひびわれ発生の目安値である 0.25×10^{-3} 以下であったことを確認している。

また、より詳細な検討として、地盤を三次元、建屋を質点系とした地盤の材料非線形性を考慮した地盤－建物相互作用解析によって、7号機原子炉建屋の支持地盤の最大せん断ひずみ度は0.1%程度、表層地盤の最大せん断ひずみ度は砂層の一部で1%程度であったことが確認されている²⁻¹¹⁾。このとき、土方ら²⁻¹¹⁾は、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる非線形挙動をジョイント要素で考慮した地盤－建物相互作用解析結果が観測記録を十分に説明できることを示している。

Kikuchi et al.²⁻⁴⁴⁾は、地震観測点での水平動によるロッキング動によって引き起こされた鉛直動に着目し、5号機から7号機原子炉建屋までのシミュレーション解析の結果から、6号機原子炉建屋の鉛直動が他の原子炉建屋より大きくなる要因を明らかにしている。

しかし、これら検討の多くは、建屋を質点系としており、水平2方向及び鉛直方向の3方向同時入力による地盤－建物相互作用を考慮した応答が建屋の最大応答加速度の局所的な応答性状に与える影響や地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる建屋－地盤境界部の非線形性状が建屋側面及び建屋底面の土圧性状に与える影響までは検討されていない。

これに対し、上述の原子炉建屋を立体的にモデル化した三次元FEMモデルにより、地盤－建物相互作用の応答性状を精緻に評価することを試みた例として、IAEAのKARISMAベンチマーク解析²⁻⁴³⁾やKARISMAベンチマーク解析を基にした研究が挙げられる^{2-45), 2-46), 2-47), 2-9), 2-48)}。Fig. 2-5にKARISMAベンチマーク解析で使用された三次元FEMモデルを示す。

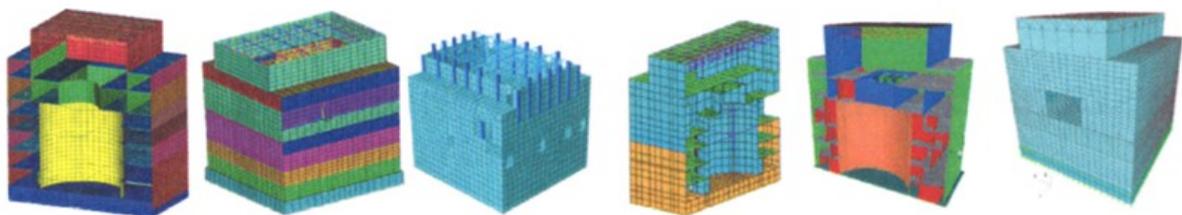


Fig. 2-5 3D FEM models used in KARISMA benchmark exercise²⁻⁴³⁾

2009年から2012年にかけて行われたKARISMAベンチマーク解析では、10を超える国と地域からおよそ20のチームが参加し、以下に示す3段階の評価が行われた²⁻⁴⁹⁾。

- ・ Phase I : Modeling, static and modal analyses, soil column analyses
- ・ Phase II : Response analyses of the structure and equipment during the Niigatoken-chuetsu-oki earthquake (including the Reference analyses and Best estimate analysis)
- ・ Phase III : Assessment of the seismic margin by multiplying the seismic level

しかし、これら KARISMA ベンチマーク解析による検討結果の多くは、参加者間でばらつきが大きく、特に、Phase II の Best estimate analysis で示された地震計設置位置における最大応答加速度及び加速度応答スペクトルのベンチマーク解析結果の多くは観測記録を過大評価するものであった。

このため、これら検討結果が実際の応答性状を精度良くシミュレーションできていたか否かは不明確であったと考えられる。加えて、Fig. 2-5 に示す三次元 FEM モデルに剥離・滑りが適切に考慮されていたかは必ずしも KARISMA ベンチマーク解析の報告書に明示されておらず、仮に地盤－建物境界部を固着状態である節点共有の剛接合としていた場合、建屋側面及び底面に作用する設計用応力は過小評価されていた可能性がある²⁻⁵⁰⁾。

このように、地盤及び建屋を立体的にモデル化した三次元 FEM による地下外壁側面からの地盤の剥離・滑りの影響を考慮した検討は、埋め込みを有する建屋が持つ耐震安全性を適切に評価する上で極めて重要であるといえるものの、実地盤及び実建屋の情報から剥離・滑りを含む実際の非線形挙動を精度良く評価するためには、より一層の現象の解明が必要になるものと考えられる。

2.5 まとめ

以上より、等価線形化手法に基づく原子炉建屋の三次元 FEM 動的耐震解析法に関して、地盤の非線形性、建屋の非線形性、地盤－建物境界部の非線形性に着目して関連する既往研究を調査するとともに、同手法に関する基礎的な知見の拡充及び考察を行った。その結果、SHAKE に代表される地盤の等価線形解析については、Kausel et al.や Yoshida et al.等の多くの研究によって、その手法が概ね確立されており、発電用原子炉施設の建物・構築物の耐震設計を定めた JEAC4601 においても、その適用範囲が明確に定められていることを確認した。

一方で、建屋の非線形性及び地盤－建物境界部の非線形性については、近年になり Ghiocel et al.のような等価線形解析に関する新たな提案が行われているものの、その適用性に関して十分な妥当性確認が行われているとは言い難く、既往の研究においても極めて限られた科学的技術的知見しか蓄積されていない。

特に、RC 造耐震壁の試験結果や実サイトの強震記録といった実データもしくは原子炉建屋等の地盤－建物相互作用の影響が無視できない複雑な構造物を対象とした非線形解析結果との照合を通した検証等の基礎的な知見の蓄積が望まれるものの、これら検証は、各種情報が開示され信頼性の高いデータにアクセスする必要があるとともに、扱うモデル規模が大きくなるため、これまでの既往研究においても検討対象とされることはなかった。

このため、このような建屋の非線形性及び地盤－建物境界部の非線形性に着目した等価線形化手法に関する科学的技術的知見を蓄積する必要性は極めて高いといえる。

2 章の参考文献

- 2-1) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015，日本電気協会，2017
- 2-2) Jennings, P.C.: Periodic Response of General Yielding Structure, J. Eng. Mech. Div., ASCE, EM2, pp.131-163, 1964
- 2-3) 国生剛治，桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevich モデルについて，土木学会学術講演会講演梗概集Ⅲ部，pp.116-117，1978
- 2-4) Schnabel, B., Lysmer, J and Seed, H. B: SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972
- 2-5) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，pp.130-132，1996
- 2-6) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，p.62，2006
- 2-7) 吉田望：実用プログラム SHAKE の適用性，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.14-31，1994
- 2-8) 地盤工学会：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－，pp.691-695，2000
- 2-9) 市原義孝，森谷寛，小林恒一，山崎宏晃，大橋守人：原子炉施設の建屋三次元地震時挙動の精緻な推定に資する影響因子の分析とそのモデル化に関する検討，NRA 技術報告，No. NTEC-2021-4002，原子力規制委員会，2021.3
- 2-10) 渡辺浩二，菊池利喜郎，米田玄次，本橋啓一，鈴木篤：中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所原子炉建屋のシミュレーション解析(その 3) 7 号機原子炉建屋の解析結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，p.1023-1024，2008.9
- 2-11) 土方勝一郎，菊池利喜郎，貫井泰，今村晃，柳下文雄，間瀬辰也，吉田洋之，吉田一博，古山田耕司，塩見忠彦：新潟県中越沖地震における地盤非線形性に着目した柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋の応答性状，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 660 号，pp.319-327，2011.2，<https://doi.org/10.3130/aijs.76.319>
- 2-12) IAEA: Guidance Document PART 1 K-K Unit 7 R/B Structure - Phase I, II and III, IAEA, Vienna, 2012.
- 2-13) 中村尚弘，山田淳，藪下直人，綱嶋直彦，鈴木琢也，中野富夫：基礎浮上りを考慮した 3 次元 FEM モデルによる原子力施設建屋の水平・鉛直同時入力時の応答性状に関する検討，構造工学論文集，Vol. 54B，pp.581-589，2008.3
- 2-14) 中村尚弘，猪田幸司，中村壮志，小坂和寛，鈴木琢也，中野富夫：原子力発電所建屋の地震応答性状に与える不整形地盤および隣接建屋の影響に関する研究，構造工学論文集，Vol. 58B，pp.241-250，2012.3
- 2-15) 中村尚弘，鈴木琢也，東城峻樹，宮津裕次，重野喜政，濱田純次，中村壮志，高田明伸：非線形 3 次元 FEM による大地震時の中層 RC 建物の地盤－基礎－建物連成系の応答に関する基礎的検討，日本建築学会構造系論文集，第 83 巻，第 743 号，pp.35-45，2018.1，<https://doi.org/10.3130/aijs.83.35>

- 2-16) Song, C., Maekawa, K.: Dynamic Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XLI, No.1, pp.73-158, 1991.
- 2-17) OECD/NEA/CSNI: Seismic Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test - Comparison Report, NEA/CSNI/R (96)10, OECD/GD (96)188, 1996
- 2-18) Kitada, Y., Akino, K., Terada K., Aoyama H. and Miller A.: Report on Seismic Shear Wall International Standard Problem Organized by OECD/NEA/CSNI, Transaction of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, pp.321-332, 1997
- 2-19) Ile N., Renouard J.M., Fleury F., Merabet O. and Duval C.: Dynamic Nonlinear 2D and 3D analysis of RC shear wall under seismic loading, Transaction of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, pp.393-400, 1997
- 2-20) Aquaro, D., Forasassi, G and Harghel, C.: Ultimate Seismic Analysis of Shear Walls by a FEM Code, Transaction of the 15th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, VIII-298-304, 1999
- 2-21) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-Dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004
- 2-22) Ueda, M., Seya H., Ohmiya, Y., Taniguchi, H. and Kambayashi, A.: Nonlinear Analysis on RC Shear Wall Shaking Table Test, Transaction of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, pp.433-440, 1997
- 2-23) Nakamura, N., Tsunashima N., Nakano, T. and Tachibana, E.: Analytical Study on Energy Consumption and Damage to Cylindrical and I-shaped Reinforced Concrete Shear Subjected to Cyclic Loading, Engineering Structures 31, pp.999-1009, 2009, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.12.013>
- 2-24) 秋田昇道, 三明雅幸, 木下拓也, 中村尚弘, 鈴木琢也, 中野富夫: 3次元有限要素法を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の消費エネルギーと損傷指標に関する研究, 日本建築学会技術報告集, Vol. 19, No.41, pp.77-82, 2013, <https://doi.org/10.3130/aijt.19.77>
- 2-25) Richard, B., Voldoire, F., Fontan, M., Mazars, J., Chaudat, T., Abouri, S. and Bonfils, N.: SMART 2013: Lessons Learned from the International Benchmark about the Seismic Margin Assessment of Nuclear RC Buildings, Engineering Structures 161, pp.207-222, 2018, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.029>
- 2-26) 東北電力株式会社: 女川原子力発電所2号炉, 3次元FEM等価線形モデルによるシミュレーション解析(原子炉建屋), 別紙11添3-3, pp.1-145, 2019, <https://www.nsr.go.jp/data/000292658.pdf> (2022年5月4日確認)
- 2-27) Kausel, E., Assimaki, D.: Seismic Simulation of Inelastic Soils Via Frequency-Dependent Moduli and Damping, ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 128, No. 1, 2002

- 2-28) Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miura, K.: Equivalent Linear Method Considering Frequency-Dependent Characteristics of Stiffness and Damping, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22 No. 3, 2002, [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00011-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00011-8)
- 2-29) Ghiocel, D., Todorovski, L.: Fast Nonlinear Seismic Soil-Structure Interaction (SSI) Analysis of Nuclear Shear Wall Concrete Structures Subjected to Review Level Earthquake, *Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 2013.8
- 2-30) Ghiocel, D.: Nonlinear Seismic Soil-Structure (SSI) Analysis Using an Efficient Complex Frequency Approach, *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2014.8
- 2-31) Ghiocel, D.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis Using a Hybrid Time-Complex Frequency Approach Frequency Approach for Low-Rise Nuclear Concrete Shearwall Buildings, *Transaction of the 23th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 2015.8
- 2-32) Ghiocel, D., Jang, Y. and Lee, I.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis of Low-Rise Concrete Shear Wall Buildings for Design-Level (DBE) and Beyond Design-Level (BDBE), *Transaction of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 2017.8
- 2-33) Ghiocel, D.: ACS SASSI NQA V4 Advances for Seismic SSI Analysis Based on Recent US Practice Recommendation and Trends, *ACS SASSI Workshop 2019*, 2019
- 2-34) 下村幸男：基礎の浮き上がりを考慮した構造物と地盤の動的相互作用に関する研究，日本大学学位論文，1988
- 2-35) Yabushita, N., Nakamura N., Suzuki T., Yamada, J., Tsunashima N. and Nakano, T.: Analyses of reactor building by 3D nonlinear FEM models considering basemat uplift for simultaneous horizontal and vertical ground motions, *Transaction of the 19th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 2007.8
- 2-36) Nakamura, N., Yabushita N., Suzuki T., Yamada, J., Tsunashima N. and Nakano T.: Analyses of reactor building by 3D nonlinear FEM models considering basemat uplift for simultaneous horizontal and vertical ground motions, *Nuclear Engineering and Design* 238, pp.3551-3560, 2008, <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2008.06.005>
- 2-37) 原子力規制委員会：耐震設計に係る工認審査ガイド，原管地発第 1306195 号，2013
- 2-38) 土方勝一郎，菊池利喜郎，貫井泰，今村晃，柳下文雄，間瀬辰也，吉田洋之，塩見忠彦，小山田耕司，吉田一博：新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所 5 号機原子炉建屋の 3 次元挙動の分析，*日本建築学会構造系論文集*，第 75 巻，第 658 号，pp.2179-2187，2010.12，<https://doi.org/10.3130/aijs.75.2179>
- 2-39) IAEA: IAEA Mission Report Volume I Preliminary Findings and Lessons Learned from the 16 July 2007 Earthquake at Kashiwazaki-Kariwa NPP –The Niigataken Chuetsu-Oki Earthquake–, IAEA, Vienna., 2007

- 2-40) IAEA: IAEA Mission Report Volume II Preliminary Findings and Lessons Learned from the 16 July 2007 Earthquake at Kashiwazaki-Kariwa NPP –The Niigataken Chuetsu-Oki Earthquake–, IAEA, Vienna., 2007
- 2-41) 東京電力ホールディングス株式会社：合同 W3-1 新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，2007，
<https://warp.da.ndl.go.jp/info:ndljp/pid/286890/www.meti.go.jp/committee/materials/downloadfiles/g71225e05j.pdf>（2022年5月4日確認）
- 2-42) Yee, E., Tokimatsu, K.: Nonlinear Site Response and Seismic Compression at Vertical Array Strongly Shaken by 2007 Niigata-ken Chuetsu-oki Earthquake, PEER., 2011
- 2-43) IAEA: Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, IAEA, Vienna, 2013.11
- 2-44) Turpin, F., Bonfils, N., Suin, N., Humbert, N. and Petre-Lazar, I.: Seismic Analysis with Soil-Structure Interaction KARISMA Benchmark, 15 WCEE., 2012
- 2-45) Moore, J., Schneeberger, C., Zinn, R., and Zwicky, P.: Earthquake Response Analysis in the Context of the KARISMA Benchmark Project, Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2013.8
- 2-46) Alves-Fernandes, V. A., Banci, F., Devesa, G., Greffet, N., Jacquet, M., Kham, M., Nieto-Ferro, A., Voltaire, F., and Zentner, I.: Dynamic Soil-Structure Interaction Modeling Strategies Applied to Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Case-Study, Ecomas Proceedia COMPDYN, pp.2330–2342, 2017, <https://doi.org/10.7712/120117.5571.17197>
- 2-47) Gatti, F., Lopez-Caballero, F., Paolucci, R., and Clouteau, D.: Broad-Band 3-D Earthquake Simulation at Nuclear Site by an All-Embracing Source-to-Structure Approach, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 115, pp.263–280, 2018,
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.028>
- 2-48) 崔炳賢, 西田明美, 川田学, 塩見忠彦, 李銀生：原子炉建屋の3次元有限要素モデルを用いた地震応答解析手法に関わる標準的解析要領（受託研究），JAEA-Research, 2021-017, JAEA, 2022.3, <https://doi.org/10.11484/jaea-research-2021-017>
- 2-49) Wang F., Rambach, J.: Contribution to the IAEA soil-structure interaction KARISMA benchmark, Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2013.8
- 2-50) Saxena, N., Paul, D. K.: Effects of embedment including slip and separation on seismic SSI response of a nuclear reactor building, Nuclear Engineering and Design 247, pp.23-33, 2012, <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2012.02.010>

第3章 RC 造耐震壁に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討

3.1 はじめに

前章では、等価線形化手法に基づく原子炉建屋の三次元 FEM 動的耐震解析法としてこれまでの既往研究を調査し、建屋の非線形性及び地盤-建物境界部の非線形性について、RC 造耐震壁の試験結果や実サイトの強震記録といった実データもしくは原子炉建屋等の地盤-建物相互作用の影響が無視できない複雑な構造物を対象とした非線形解析結果との照合を通じた検証等の基礎的な知見の拡充と蓄積が望まれることを示した。

本章では、このうち建屋の非線形性について、各種情報が開示され、原子炉施設建屋に関連した信頼性の高いデータとして 1996 年に OECD/NEA による国際解析コンペ、Seismic Shear Wall International Standard Problem³⁻¹⁾で使用された日本の NUPEC による I 型断面耐震壁の NUPEC 振動台試験を選定し、実データとの照合を通じた検証から Ghiocel et al.^{3-2), 3-3), 3-4), 3-5)}が提案する RC の等価線形化手法の適用性を確認する。具体的には、弾性から塑性、終局に至るまでの 5 つの加振レベルに対応した非線形解析及び等価線形解析から、それぞれの解析法の精度を検証する。

さらに、本章では、試験体上部スラブの卓越振動数、応答加速度、応答変位、慣性力-変位関係、床応答スペクトル及び RC 造耐震壁の最大せん断ひずみ度の試験結果との比較から、等価線形化手法に関する基礎的な知見を蓄積するとともに、それぞれの解析法の特徴を考察する。なお、本章での成果は、「鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討：原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析」³⁻⁶⁾として 2022 年 3 月に原子力学会和文論文誌にて発表している。

3.2 NUPEC 振動台試験の概要

3.2.1 試験体の概要

原子炉施設建屋を対象とした RC 造耐震壁の多くは、柱・梁を主体とする一般建築物の RC 造耐震壁と比べ、壁厚が大きく、配筋量も多い。このような特徴を踏まえた試験体の破壊形式は、既往の試験結果及び同一試験体を対象とした事前の予備解析結果から、耐震壁のせん断すべり破壊と考えられ³⁻⁷⁾、NUPEC 振動台試験では、同破壊モードを考慮した模擬地震波による加振計画が立案された。Fig. 3-1 に旧多度津工学試験所の大型高性能振動台で行われた NUPEC 振動台試験の RC 造耐震壁の試験体概要を示す。なお、本解析では U-1 の試験結果を対象にシミュレーション解析を実施する。

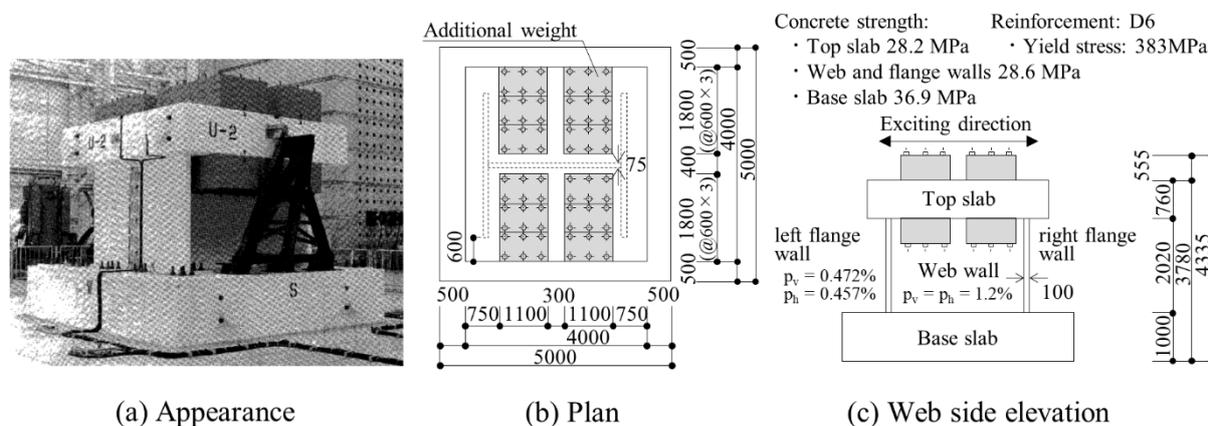


Fig. 3-1 Depiction of the test set up of RC shear wall³⁻⁷⁾. (a) Appearance. (b) Plan. (c) Web side elevation.

試験体の壁体部分の形状は、ウェブ寸法が $75\text{mm} \times 3000\text{mm}$ 、フランジ寸法が $100\text{mm} \times 2980\text{mm}$ 、内法寸法が 2020mm 、シアスパン比 M/QD が 0.8 である。重錘は、試験体の上部スラブに付加するものとし、その重さは、壁の軸方向応力度が $\sigma_0 = 1.47\text{ MPa}$ (0.15 kgf/mm^2) となるように定めている。その設置状況は、Fig. 3-1 に示す通りであり、上部スラブの回転慣性を小さくして回転の影響を極力小さくするために、重錘が中央位置に寄せられている。

試験体の上部スラブウェブ側側面の中央付近には、加振試験中に得られた水平変位波形及び加速度波形を記録する変位計及び加速度計が設置され、基礎版上端との相対変位及び絶対加速度が計測されている。

ウェブ壁及びフランジ壁のコンクリートには、最大粒形 10mm 以下の豆砂利を用いたコンクリートが使用され、基礎版及び上部スラブには、呼び強度 25.0 MPa (2.55 kgf/mm^2) のレディミクストコンクリートが使用されている。コンクリートの材料試験は、加振試験開始時

に行われ、その平均圧縮強度はウェブ壁及びフランジ壁で 28.6 MPa (2.92 kgf/mm²)、基礎版で 36.9 MPa (3.76 kgf/mm²)、上部スラブで 28.2 MPa (2.88 kgf/mm²) であった。

ウェブ壁の壁筋比（コンクリート断面積に対する鉄筋断面積の比率）は、縦・横ともに $p_v = p_h = 1.2\%$ 、使用する鉄筋は D6@70（異形鉄筋、公称直径 6.35 mm、間隔 70 mm）のダブル配筋である。鉄筋の降伏強度は、材料試験結果より、平均で 383 MPa (39.1 kgf/mm²) であった。

3.2.2 加振試験の概要

NUPEC 振動台試験では、Fig. 3-1 に示す試験体に弾性から塑性、終局に至るまでの 5 つの加振レベル (RUN1 から RUN5) による模擬地震波を用いた破壊試験が行われた。NUPEC 振動台試験で対象となった RUN1 から RUN5 までの加振レベルを以下に示す。

- ・ RUN1：微小振幅レベルならびに弾性範囲
- ・ RUN2(RUN2d)：せん断ひびわれ発生時のひずみレベル (せん断ひずみ度 $\gamma = 0.24 \times 10^{-3}$ 程度)
- ・ RUN3：せん断降伏発生時のひずみレベル (せん断ひずみ度 $\gamma = 0.72 \times 10^{-3}$ 程度)
- ・ RUN4：せん断ひずみ度 $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 程度
- ・ RUN5：最大耐力近傍 (せん断ひずみ度 $\gamma = 4.0 \times 10^{-3}$ 程度)

このとき、RUN2 については、得られた応答が上述の加振レベルより小さかったため、RUN3 の前に RUN2d が追加で実施されている。本研究では、RUN1 から RUN5 の加振レベルのうち、弾性挙動をしていると考えられる RUN1、RC 耐震壁の損傷度合いが大きい RUN4 及び RUN5 を中心にシミュレーション解析結果を報告する。

3.2.3 入力波の概要

Fig. 3-2 に RUN1 から RUN5 の模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。模擬地震波は、試験体の初期弾性域から最大耐力域までの周期領域（約 0.07s から 0.25s）で加速度応答スペクトルが平坦になるよう、目標とするスペクトル形状を定め作成されている。その入力の大きさは、RUN1 で 53cm/s^2 、RUN2d で 304cm/s^2 ($\approx \text{RUN1} \times 5.7$)、RUN3 で 352cm/s^2 ($\approx \text{RUN1} \times 6.6$)、RUN4 で 577cm/s^2 ($\approx \text{RUN1} \times 10.9$) 及び RUN5 で 1230cm/s^2 ($\approx \text{RUN1} \times 23.2$) である。模擬地震波の継続時間は 12 秒、時間刻みは 0.001 秒、入力方向は水平方向（ウェブ壁面内方向）である。

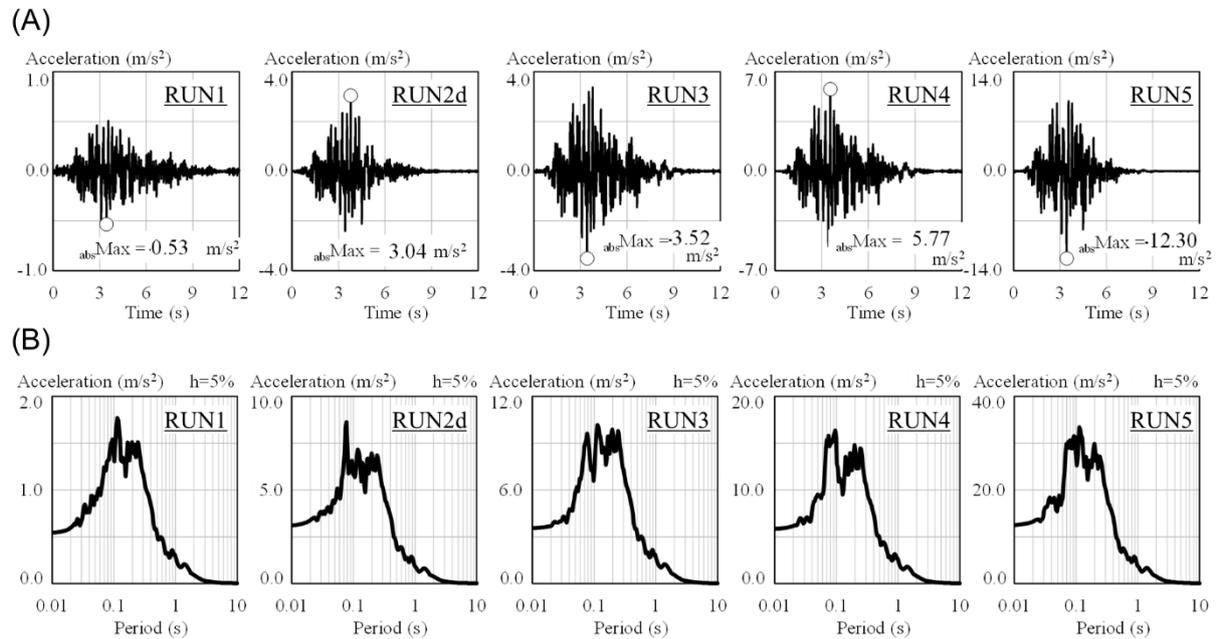


Fig. 3-2 Artificial earthquake motions ³⁻⁷. (A) Acceleration time history. (B) Acceleration response spectra.

3.2.4 試験結果の概要

Fig. 3-3 に RUN1 から RUN5 終了時のひびわれ状況を示す。U-1 試験体では、RUN1 終了時にウェブ壁脚隅角部に小さな斜めひびわれが確認され、RUN2d 終了時にウェブ壁中央部に斜めせん断ひびわれが発生した。RUN3 から RUN4 にかけてせん断ひびわれの本数が増えはじめ、RUN5 でウェブ壁脚部付近にせん断すべり破壊が生じた。その範囲は、ひびわれが集中する脚部よりやや上部（基礎版より高さ約 40cm）に位置し、ウェブ壁を拘束するフランジ壁や基礎版の影響と見られる破壊形状が確認された。せん断すべり破壊によって生じたコンクリートの崩落範囲を Fig. 3-3 (e) に斜線で示す。

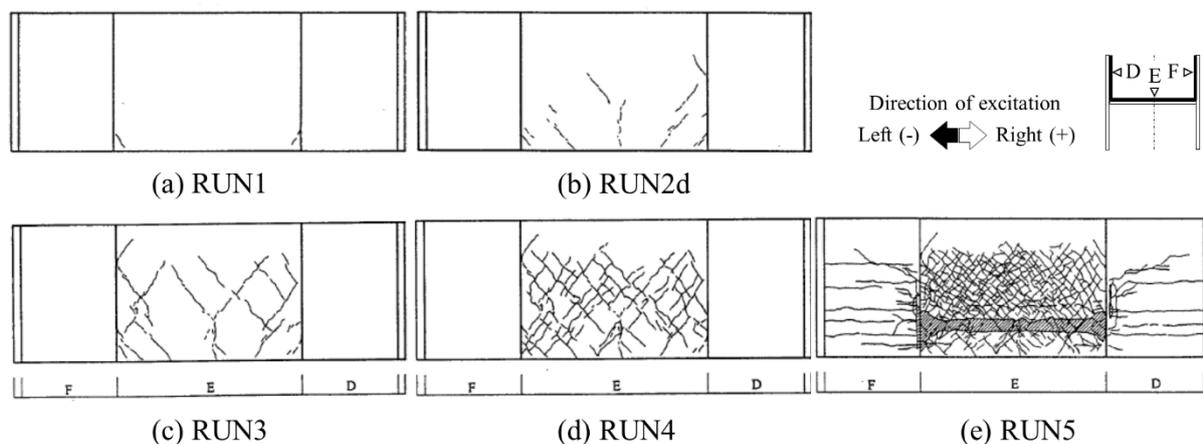


Fig. 3-3 Visual observation of cracks for (a) RUN1 (b) RUN2d (c) RUN3 (d) RUN4 and (e) RUN5 ³⁻⁷⁾

3.3 地震応答解析手法

3.3.1 非線形解析手法

非線形解析には伊藤忠テクノソリューションズ（以下、CTC という）社製の FINAS/STAR³⁻⁸⁾を用いた。RC 材料の非線形性は、Fig. 3-4 (a)に示す RC を層状に置換した積層シェル要素により考慮する。このとき、RC 材料の非線形性は、ウェブ壁の面内の応力-ひずみ度関係のみで考慮し、面外の変形やフランジ壁の変形は線形として取り扱う。RC 造耐震壁を主構造とする原子炉施設建屋においては、一般に積層シェル要素を用いた非線形解析が行われており、また、面内方向の応答が支配的な壁構造物においては、①ソリッド要素と同程度の解析精度が期待できる、②RC 材料のモデル化が比較的簡便である、などの理由から本論文においても積層シェル要素を適用した検討を実施する。

ウェブ壁のコンクリートは、FINAS/STAR に実装されている力学モデルとして、引張特性に出雲らのモデル³⁻⁹⁾ (Fig. 3-4 (b))、圧縮特性に前川らのモデル³⁻¹⁰⁾ (Fig. 3-4 (c)) を与えた。ひびわれは、前川らの疑似直交2方向の Smearred Crack モデル³⁻¹⁰⁾とし、その発生は引張主応力度に基づいて判定した。ひびわれが生じた要素のせん断剛性は、前川らのひびわれ面のせん断伝達関数に関する提案式³⁻¹⁰⁾を用いた。

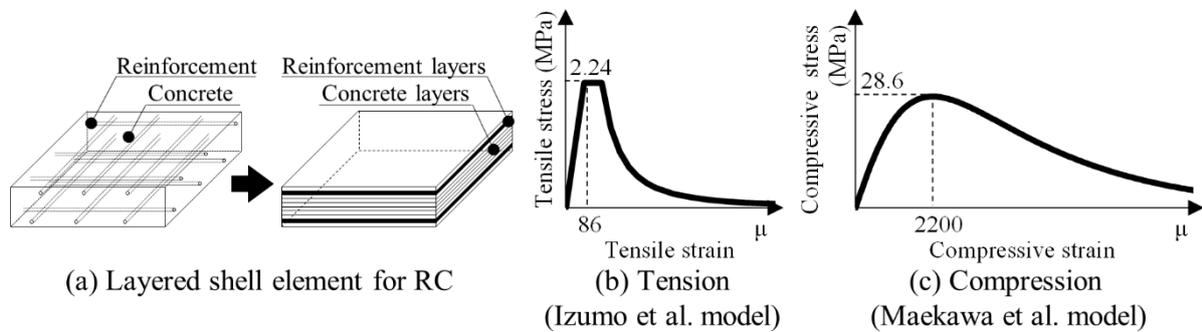


Fig. 3-4 Modeling of nonlinear characteristics of RC shear walls³⁻⁶⁾ (a) Layered shell element for RC (b) Tension (Izumo et al. model) (c) Compression (Maekawa et al. model)

コンクリートの圧縮強度は試験結果と同一とし、最大圧縮応力時までの応力-ひずみ度関係は圧縮側の試験結果と一致させた。コンクリートの引張強度は試験結果と同一とし、鉄筋との付着に関するパラメータ C は 2.0 とした。ここで、パラメータ C はコンクリートのひびわれとひびわれの間で作用する付着力によって鉄筋からコンクリートへ引張力が伝達される物理的な現象を表し、その大きさによって RC にひびわれが生じた後のコンクリートの引張負担能力が決定される。

出雲らのモデルは最大引張応力到達後、引張側のひずみ ε_t が $2\varepsilon_t$ の領域まで応力-ひずみ度関係はフラットな形状とし、 $2\varepsilon_t$ 以降で低減するモデルとした。

鉄筋は配筋方向に対する単軸材料とし、バイリニア型の復元力特性とした。このとき、復元力特性の第 2 勾配は初期剛性の $1/100$ に設定した。鉄筋とコンクリート間の付着すべりは非考慮（完全付着）とし、その影響をパラメータ C で考慮することとした。

時間積分法は Newmark- β 法とし、 β 及び γ の係数はそれぞれ $\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$ とした。非線形解析の反復方法は解析ステップごとに剛性を変化させる接線剛性法とし、3 回まで収束を求めた。3 回に達しても収束が得られない場合には、残差力を次の解析ステップに持ち越した。

解析時間刻みの大きさは、弾性域での RUN1 の感度解析の結果から、RUN 毎の塑性進展具合に合わせた設定とし、RUN1 で 0.002 秒、RUN2d 及び RUN3 で 0.0005 秒、RUN4 及び RUN5 で 0.0002 秒とした。

減衰は、初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、事前に実施した感度解析から、試験結果を最も良く説明することができる値として、試験結果の 13.2Hz に対して 0.8%を仮定し、全ての RUN で同一とした。

各 RUN の解析は、RC 耐震壁の振動台試験の加振順序に合わせ、自重解析を行った後に、それぞれの RUN に至るまでの解析を段階的に 1 つずつ実施した。このとき、RUN1 はほぼ弾性挙動であるため、この段階的な解析では RUN1 の解析を省略し、RUN2d から順に模擬地震波を入力した。

3.3.2 等価線形解析手法

等価線形解析には、ASMEが定める原子力の品質保証規格NQA-1(Nuclear Quality Assurance-1)に準拠したACS SASSI³⁻¹¹⁾を用いる。Fig. 3-5に等価線形解析の計算手順を示す。ここで、 S_f はせん断ひずみ度調整係数、 D_f は減衰調整係数を示す。

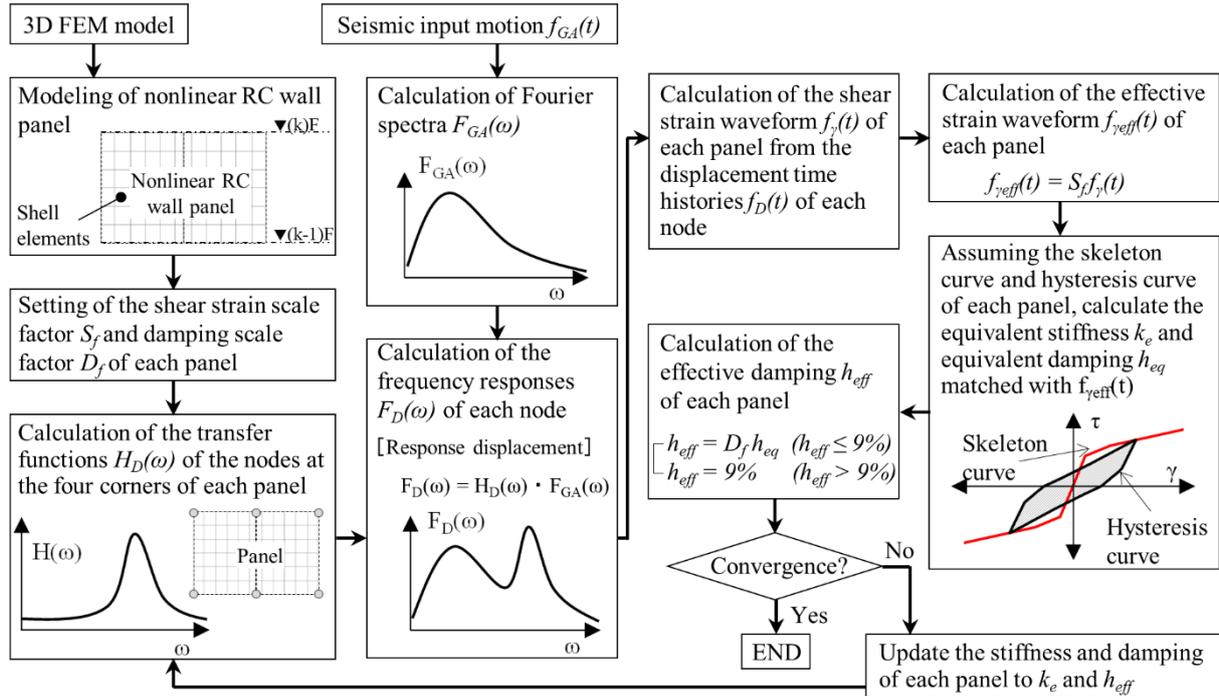


Fig. 3-5 Calculation procedure of equivalent linear analysis³⁻⁶⁾

壁の等価剛性及び等価減衰の評価にはACS SASSIのOption NON³⁻¹²⁾を用いる。Option NONは、ACS SASSIに実装されている解析機能の1つであり、非線形せん断パネル内の面内せん断ひずみ度から、パネル毎の等価剛性及び等価減衰を評価する機能である。原子炉施設建屋のRC造耐震壁の変形は、曲げ変形に比べせん断変形が卓越することになるため、本論文ではせん断変形に着目した等価剛性及び等価減衰の評価を実施する。ここで、非線形せん断パネルとは、Fig. 3-5に示す解析者が設定するパラメータの一種で、壁面内の線形のシェル要素のグループである。パネル毎の等価剛性及び等価減衰は、このグループ四隅の節点の相対変位から求まる面内せん断ひずみ度より計算され、パネル内の全てのシェル要素に一律で同じ値が適用される。

SHAKE³⁻¹³⁾に代表される地盤の等価線形解析では、有効ひずみ度を求める際にひずみ波の最大値に乗ずる係数(原論文³⁻¹³⁾では0.55から0.65)を設定する必要がある。これと同様に、Option NONによるRCの等価線形解析でも、非線形応答と等価な剛性及び減衰を求める際に

せん断ひずみ度調整係数及び減衰調整係数をパラメータとして設定する必要がある。ここで、せん断ひずみ度調整係数は、地盤の等価線形解析における有効ひずみ係数に相当し、これにより定まる有効ひずみ度によって非線形せん断パネル内の等価剛性及び等価減衰が計算される (Fig. 3-5 参照)。一方、減衰調整係数は、SHAKE にはない ACS SASSI 独自の設定である。Option NON では、等価減衰に減衰調整係数を乗じることで収束計算に用いる有効減衰を求めており、当該係数を低減係数として使用することで非線形せん断パネル内の減衰が過大に設定されることを防ぐことができる。

これらパラメータの決定に当たっては、後述する耐震壁モデルを対象とした RUN2d 及び RUN3 の感度解析から条件設定を行うものとした。本章の目的である原子炉建屋等の RC 造耐震壁への等価線形解析の適用性を判断する上では、建屋が内包する耐震重要設備の評価で用いる応答加速度が重要となる。このため、せん断ひずみ度調整係数については、0.6 から 0.9 までの値に対する感度解析を行い、RUN2d 及び RUN3 の最大応答加速度の試験結果を最も良好に説明する $S_f = 0.7$ を採用した。

一方、減衰調整係数については、その値を 0.8 から 1.2 まで変化させた感度解析を行ったものの、最大応答加速度に与える影響が前述のせん断ひずみ度調整係数ほど見られなかったため、調整を行わない値として $D_f = 1.0$ を用いた。

非線形せん断パネルは、耐震壁の上部と下部で塑性進展具合の違いが想定されたことから、パネルのアスペクト比が 3 程度となり、耐震壁の上部、下部で等価剛性及び等価減衰の繰り返し計算が可能なモデル化とした。なお、ここでいう耐震壁の上部と下部の塑性進展具合の違いとは、Fig. 3-3 に示す RC 耐震壁のひびわれ状況から推定される耐震壁内部の剛性低下のばらつきをいい、RUN1 から RUN5 までのひずみレベルを想定した場合に耐震壁脚部から高さ方向に進展するせん断ひびわれの発生状況をさす。Fig. 3-6 に非線形せん断パネルのモデル化を示す。

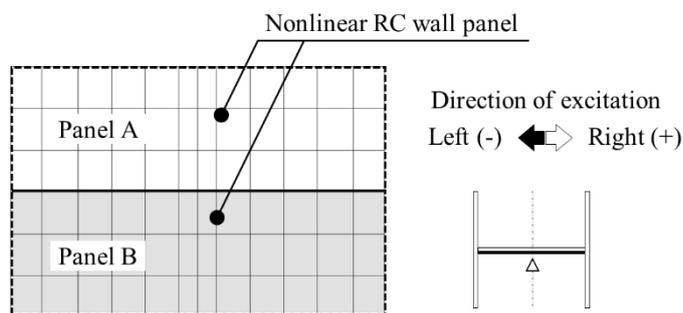


Fig. 3-6 Modeling examples of nonlinear RC wall panel for RC shear walls

本章では、Fig. 3-6 に示す上下の非線形せん断パネルを Panel A, Panel B と呼称し、それぞれに対し、等価剛性及び等価減衰の収束計算を行った。なお、これらパラメータの設定に当たっては、原子力規制庁による「令和2年度地盤-建屋動的相互作用を考慮した原子炉施設の地震時挙動評価手法の高度化に係る解析検討」³⁻¹⁴⁾の成果を活用した。

Fig. 3-7 に RC の等価線形解析として想定した RC 造耐震壁の復元力特性を示す。ここで、 k_0 は初期剛性、 k_e は等価剛性、 h_{eq} は等価減衰定数、 h_0 は初期減衰定数、 ΔW は履歴ループの1サイクル当たりの消費エネルギー、 W は等価ポテンシャルエネルギー、 β は複素減衰定数、 k は複素ばねの実部、 k' は複素ばねの虚部、 F_c はコンクリートの圧縮強度、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 p_v, p_h は縦、横筋比、 σ_y は鉄筋降伏応力度、 M/QD はシアスパン比、 τ_{1-3} 及び γ_{1-3} はそれぞれ第1折点から第3折点のせん断応力度及びせん断ひずみ度である。図中の第1折点、第2折点、第3折点は、それぞれ RC 造耐震壁中央付近にせん断ひびわれが生じ始める目安値、鉄筋が降伏し始める目安値、終局破壊に至る目安値に相当する。このとき、等価剛性は、履歴ループにおける変位最大点と原点を結ぶ割線剛性で与える。

等価減衰を表す等価減衰定数は、履歴ループの1サイクル当たりの消費エネルギー ΔW と等価ポテンシャルエネルギー W の関係に初期減衰定数 h_0 を与えて求める。なお、解析における等価減衰は、複素剛性として考慮した。

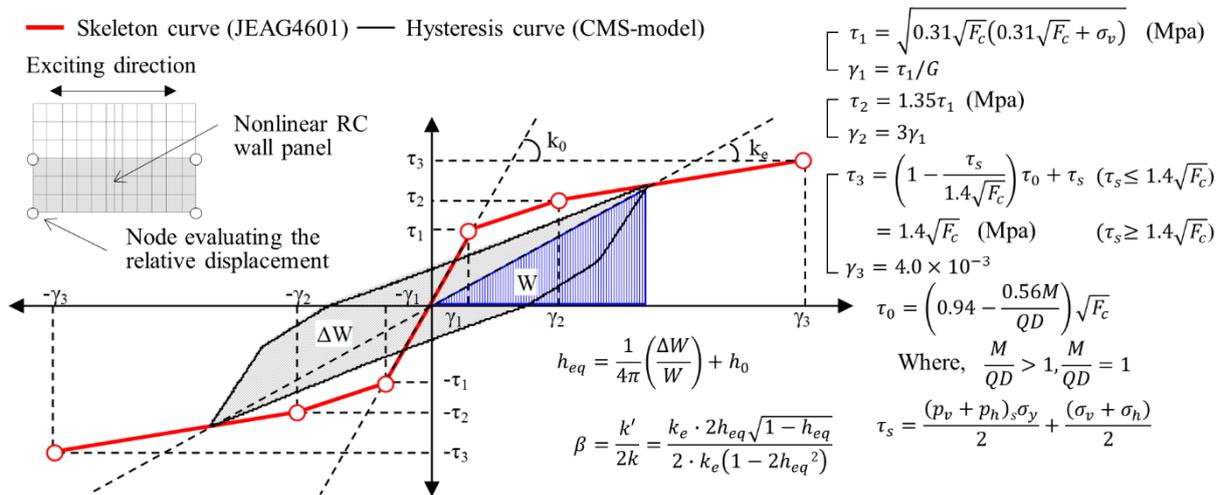


Fig. 3-7 Relationship between restoring force characteristics and hysteresis curve of RC shear walls ³⁻⁶⁾

RC 造耐震壁の骨格曲線は、原子炉建屋を対象に実施されたボックス壁や円筒壁等の試験データに基づき設定された原子力発電所耐震設計技術指針³⁻¹⁵⁾ (以下、JEAG4601 という) より定めた。なお、Fig. 3-7 中の復元力特性は JEAG4601 の工学単位系を SI 単位系に変換したものである。

履歴曲線は、Option NON に実装されている履歴ルールのうち、Cheng et al.が提案する Cheng-Mertz shear model³⁻¹⁶⁾ (以下、CMS モデルという) とした。この CMS モデルは、低層の RC 造耐震壁を対象として実施された試験データに基づき定められた履歴ルールであり、荷重-変形関係やひずみエネルギーの解析で試験結果と遜色のない結果が得られている³⁻¹⁶⁾。また、履歴ルール等の設定方法も詳細に文書化されおり、米国エネルギー省 (DOE) や ASCE 等の原子力に関連する検討に対しても適用実績がある³⁻⁴⁾。

有効減衰 h_{eff} の上限値は、RUN2d 及び RUN3 を対象とした感度解析の結果を踏まえ、試験結果の最大応答加速度だけではなく最大応答変位までも良好な対応関係が説明できる値として、ASCE4-16³⁻¹⁷⁾ の RC 構造物の Response Level 3 (JEAG4601 で定めるスケルトンカーブの第 2 折点以降のひずみレベルに相当) で定める 10% の減衰定数を参考に、その値以下の定数として 9% のカットオフを RUN4 までの解析で設定した。一方、RUN5 については、試験結果が RC 造耐震壁の終局破壊に至っていること及びカットオフを設けても最大応答変位を良好に説明することができなかつたことから、減衰定数のカットオフを設けなかつた。

Table 3-1 に RUN1 から RUN5 の等価剛性及び等価減衰を示す。このとき、等価剛性及び等価減衰は、上下の非線形せん断パネルの平均値として求めた。また、参考として、RUN 毎の剛性低下率 k_c/k_0 及び複素減衰定数 β を併記した。ここで、RUN1 は線形解析のため、Table 3-1 に示す等価剛性及び等価減衰は初期剛性及び初期減衰を表す。

Table 3-1 Equivalent stiffness and equivalent damping for EQ Model³⁻⁶⁾

Run No.	Effective shear strain γ_c ($\times 10^{-6}$)	Equivalent stiffness k_c (MPa)	Stiffness reduction coefficient k_c/k_0	Equivalent damping factor h_{eq} (%)	Complex damping factor β (%)
RUN1	127	996	1.00	1.00	1.00
RUN2d	421	814	0.82	6.85	6.90
RUN3	614	589	0.59	9.00	9.11
RUN4	1400	330	0.33	9.00	9.11
RUN5	4010	176	0.18	17.7	18.6

等価線形解析の繰り返し計算は、n-1 回目と n 回目の等価剛性の変化が 1% 以下もしくは、繰り返し回数上限を 9 回とすることを収束条件とした。収束回数が 9 回を超える場合には、等価剛性の変化が最も小さい収束条件を採用した。なお、等価線形解析の時間刻みは 0.01 秒とした。

3.4 RC造耐震壁のモデル化

Fig. 3-8にRC造耐震壁の三次元FEMモデル及び基礎固定時の一次の固有モード図を示す。このとき、図中のEQモデルは、等価線形解析で使用した三次元FEMモデル、図中のNLモデルは、非線形解析で使用した三次元FEMモデルを示す。

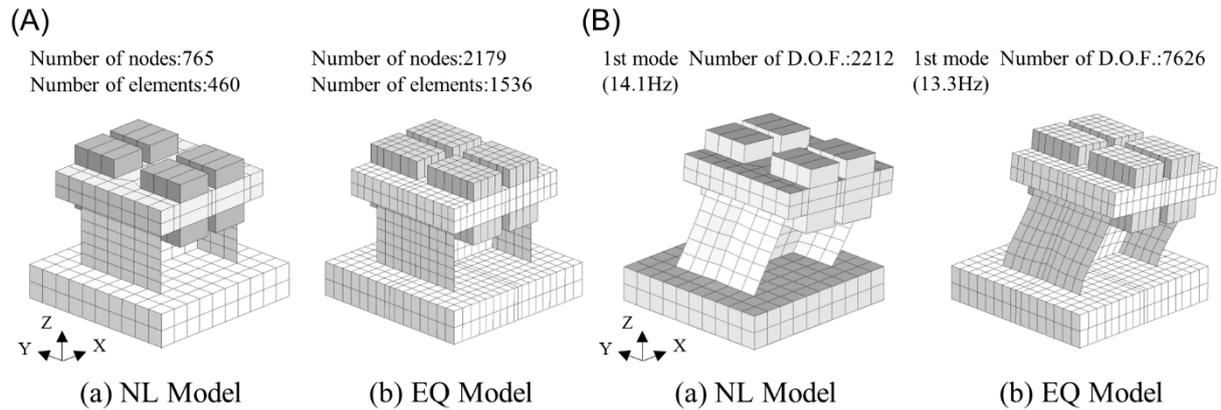


Fig. 3-8 Modeling of RC shear wall³⁻⁶⁾. (A) 3D FEM models of the RC shear wall (B) Fundamental modes of the fixed base 3D FEM models

EQモデルの壁体部は材料特性を線形としたシェル要素，NLモデルの壁体部は材料特性を非線形とした積層シェル要素でモデル化し，基礎版，上部スラブ及び重錘は線形のソリッド要素でNLモデル，EQモデルともに共通とした。なお，EQモデルの固有値解析には，ANSYS³⁻¹⁸⁾を用いた。ここで，ACS SASSIによるEQモデルの解析では，試験と同様の基礎固定による境界条件を直接設定することができないため，基礎固定と同等の条件となるよう十分剛な地盤をEQモデルの下にモデル化した。

壁体部の要素分割は，試験体上部スラブ中央付近の観測点の応答を精度良くシミュレーションすることを念頭に，ウェブ壁の高さ方向で6分割程度，辺長比で最大1:3程度とする基本方針を定め，加振方向に150mmから500mm，高さ方向に200mmから500mmの範囲でモデル化を行った。

振動解析の場合，要素分割は試験体の変形を求める程度の分割でよく，応力集中を求めるほど密にする必要はないものの，比較するモデルの固有モードや固有振動数は一致している必要がある。このため，NLモデル，EQモデルの基礎位置を固定し，初期剛性に基づく固有値解析を実施した。

NLモデル及びEQモデルの固有振動数は，試験の13.2Hzと比較してそれぞれ13.3Hzと14.1Hzであり，NLモデルが僅かに高めである。これは，NLモデルに設定している双曲線型の非線形特性の影響であり，後述するRUN1の伝達関数から求まる卓越振動数と試験結果の

13.2Hz が一致するよう初期剛性を設定しているためである。Fig. 3-8 より、EQ モデルと NL モデルの一次の固有モードは、ウェブ壁のせん断変形が卓越しており、使用する有限要素やメッシュサイズ等のモデル化の違いによる影響は小さいことがわかる。

3.5 加振時のRC造耐震壁の応答性状

3.5.1 卓越振動数及び最大応答値

Table 3-2 に RUN1 から RUN5 の卓越振動数，上部スラブの最大応答加速度及び最大応答変位の解析結果と試験結果の比較を示す。ここで，卓越振動数 f_0 は，基礎下端に入力する模擬地震波に対する上部スラブの応答波形のフーリエスペクトル比（伝達関数）として計算した。ただし，RUN5 は，RC造耐震壁が終局破壊に至っていることを踏まえ，終局破壊以前の解析結果（0.0秒からおよそ3.9秒までの解析結果）を用いて伝達関数，最大応答加速度，最大応答変位を計算した。最大応答変位は，振動台試験と同じ基礎版上端中央付近からの相対変位として評価した。

Table 3-2 Comparison of test and model dominant frequency (f_0), maximum acceleration response, and maximum displacement response of the top slab (The values in parentheses indicate the analysis/test ratio.)³⁻⁶⁾

Run No.	Input Acc. (cm/s ²)	Test (max. value)			Analysis (max. value) ^{d)}					
		$f_0^a)$ (Hz)	Acc. (cm/s ²)	Disp. (mm)	NL Model			EQ Model		
		f_0 (Hz)	Acc. (cm/s ²)	Disp. (mm)	f_0 (Hz)	Acc. (cm/s ²)	Disp. (mm)	f_0 (Hz)	Acc. (cm/s ²)	Disp. (mm)
RUN1	53	13.2	208	0.29	13.2 (1.00)	204 (0.98)	0.29 (1.00)	13.3 (1.01)	203 (0.98)	0.28 (0.97)
RUN2d	304	— ^{b)}	607	1.05	11.4 (—)	616 (1.01)	1.29 (1.23)	12.2 (—)	606 (1.00)	0.98 (0.93)
RUN3	352	11.3	704	1.63	10.9 (0.96)	685 (0.97)	1.73 (1.06)	10.7 (0.95)	650 (0.92)	1.39 (0.85)
RUN4	577	9.0	882	3.72	9.54 (1.06)	937 (1.06)	3.69 (0.99)	8.42 (0.94)	887 (1.01)	3.04 (0.82)
RUN5 ^{c)}	1230	7.7	1344	18.2	7.81 (1.01)	1245 (0.93)	18.1 (0.99)	6.29 (0.82)	1324 (0.99)	8.18 (0.45)

- a) Dominant frequency of the test result was calculated by obtaining the transfer function from the small amplitude vibration test.
- b) Small amplitude vibration test to calculate the dominant frequency was not conducted before RUN2d because the specimen responses in the previous steps (RUN1 and RUN2) were in the elastic region.
- c) The results of RUN5 were calculated as the maximum response values for the results up to around 3.9 s before the ultimate fracture.
- d) The color of each cell indicates the maximum difference from the test results, with: 25% or more, black; 15% or more, gray; and less than 15%, no color.

表中のEQモデルの解析には，DELLのパーソナルコンピュータ（CPU: Intel(R) Xeon(R) CPU E5-1650 v3 @3.70GHz，メモリ: 128GB）を，NLモデルの解析には，HPのパーソナルコンピュータ（CPU: Intel(R) Xeon(R) CPU E5-1630 @3.70GHz，メモリ: 32GB）を使用した。EQモデルの計算時間については，使用したパーソナルコンピュータの性能に差があるため，直接の比較は難しいものの，NLモデルに比べ0.70倍から0.10倍程度（RUN1からRUN5）の短縮が見られた。

Table 3-2 より、RUN2d の NL モデルの最大応答変位、RUN4 の EQ モデルの最大応答変位で試験結果との差異がやや大きいものの、RUN5 の EQ モデルの最大応答変位を除けば、いずれの解析ケースも、最大応答加速度で試験結果との差異が 10%以内、最大応答変位で 25%以内に収まっており、試験結果と良好な対応関係にある。また、NL モデルによる非線形解析結果は、既往の同一試験を対象としたシミュレーション解析結果^{3-19), 3-20), 3-21), 3-22)}と比較しても同程度の精度で最大応答加速度及び最大応答変位を再現することができている。なお、EQ モデルの最大応答変位は、RUN4 及び RUN5 で過小評価となっているが、この傾向は、3.3.2 項で設定したせん断ひずみ度調整係数を RUN2d 及び RUN3 の最大応答加速度に最も良く一致するよう定めたことが一因である。このため、RUN5 で終局破壊以前に計測された最大応答変位は、18.2mm であるが、EQ モデルの最大応答変位はこれを大きく下回る結果となった。

このせん断ひずみ度調整係数の設定によっては、試験結果の最大応答変位に最も良く一致するよう解析条件を定めることも可能ではあるが、単純に係数を調整した場合、最大応答加速度を過大評価することに繋がるため、留意が必要である。等価線形解析の適用性を考える上では、3.3.2 項で定めたせん断ひずみ度調整係数他、パラメータの設定は、1 つの知見として捉えることはできるものの、これら設定について、改良の余地は十分に残されているものと考えられる。

3.5.2 試験結果と非線形及び等価線形応答の比較

ここでは、3.2節で定める弾性から塑性、終局に至るまでの5つの加振レベル（RUN1からRUN5）による模擬地震波がRC造耐震壁の試験体の応答加速度、応答変位、慣性力ー変位関係、床応答スペクトル及び最大せん断ひずみ度の応答性状に与える影響をNLモデルによる非線形応答とEQモデルによる等価線形応答の比較から明らかにする。

(1) 上部スラブの加速度及び変位時刻歴波形

Fig. 3-9及びFig. 3-10にRUN1、RUN4及びRUN5の上部スラブの加速度応答波形、変位応答波形の試験結果と解析結果の比較を示す。RUN1は弾性挙動を示していると考えられ、試験結果と解析結果で良好な対応関係にあり、最大値や波形形状も合致している。

RUN4は、加振レベルを $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 程度に設定していることから、RC造耐震壁のせん断ひびわれの本数が急激に増え始めており、RUN1に比べ波形の長周期化が見られる。解析結果は、いずれのモデルも4.5秒付近まで試験結果の波形形状を良く再現しており、その傾向を良く捉えているものの、4.5秒以降は、解析結果と試験結果の間で差異が大きい。これは、4.5秒の直前に試験結果が最大応答加速度を経験していることから、試験結果の塑性進展具合を解析でうまく捉えられていないことが一因と考えられる。

RUN5では、3.9秒付近で試験体にせん断すべり破壊が生じ、試験結果ではそれ以降、波形が長周期化している。加速度応答の解析結果は、いずれのモデルも試験体にせん断すべり破壊が生じる3.9秒付近までその傾向を良く再現している。一方、変位応答は、NLモデルで良好な対応関係を示しているものの、EQモデルでは破壊直前の最大値を十分に再現しきれていない。これは、せん断ひずみ度調整係数等の値を試験結果の最大応答加速度に良く一致するよう設定したことが一因と考えられるものの、試験結果に含まれる破壊に至る直前の急激な応答の変化に対しては、等価線形解析の適用限界と考えられる。

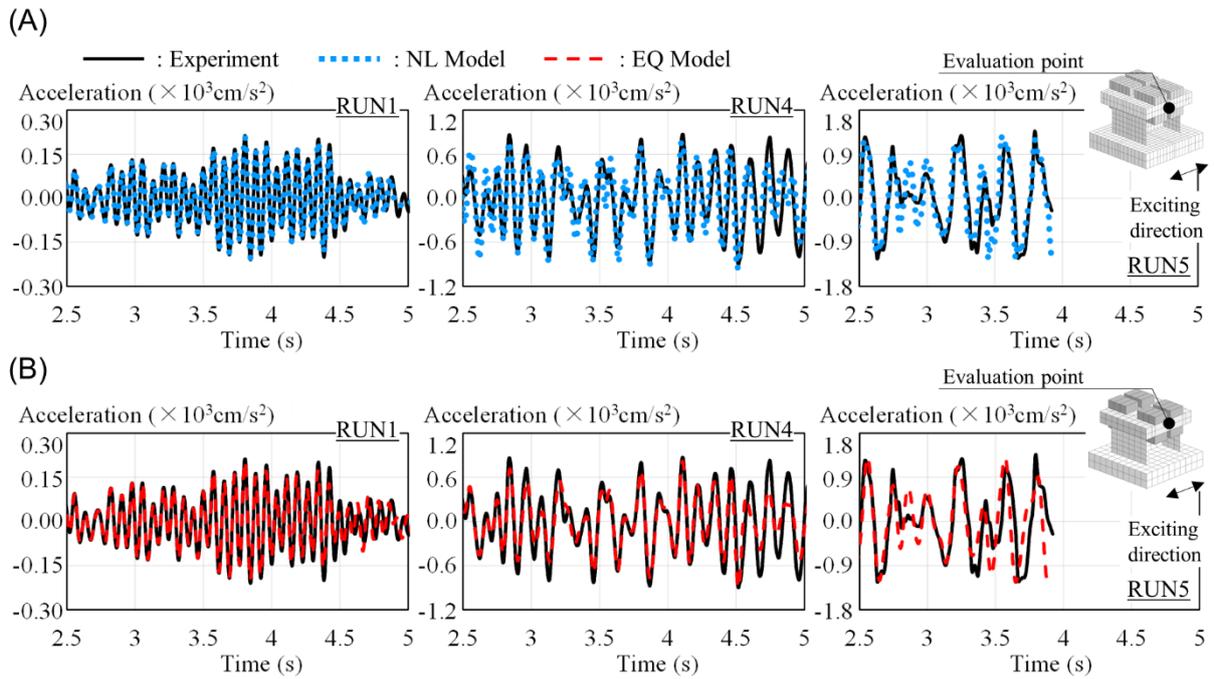


Fig. 3-9 Comparison of analysis and test on acceleration response of top slab for (A) NL Model and (B) EQ Model³⁻⁶⁾

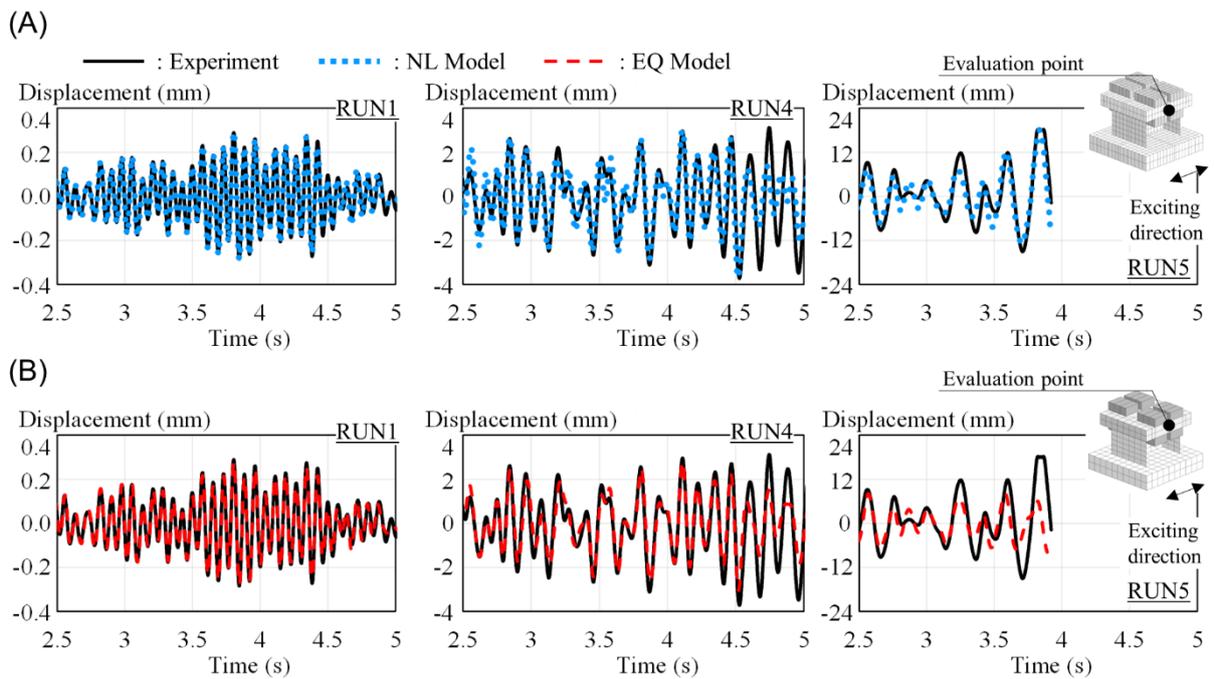


Fig. 3-10 Comparison of analysis and test on displacement response of top slab for (A) NL Model and (B) EQ Model³⁻⁶⁾

(2) 上部スラブの慣性力-変位関係

Fig. 3-11 に RUN1, RUN4 及び RUN5 の加速度応答波形に上部スラブと付加マスの質量を乗じて求めた慣性力と上部スラブの変位応答波形の関係を示す。なお、EQ モデルの解析は、複素剛性に履歴減衰が含まれているため、完全な線形関係を示さず、楕円状のループを描く結果となっている。また、RUN5 では、試験結果が 3.9 秒付近で最大耐力に達した後、大きな履歴ループを描くため、本図においては最大耐力に達するまでの波形を用いて慣性力-変位応答関係の比較を行った。

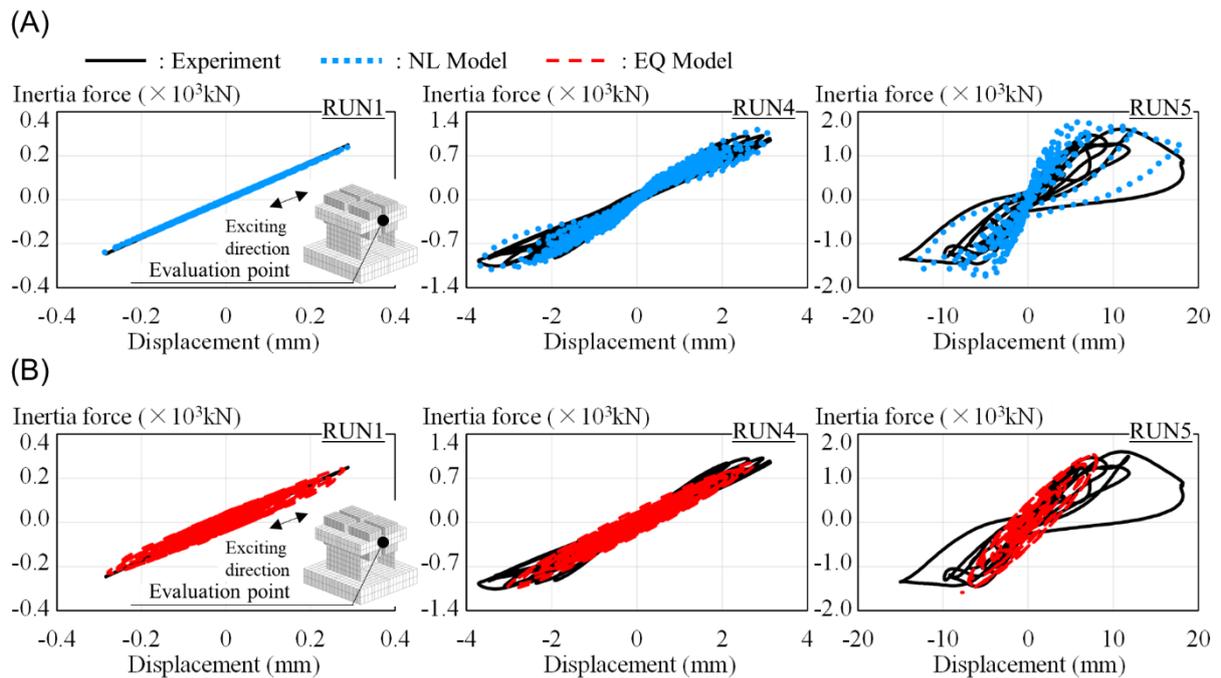


Fig. 3-11 Comparison of analysis and test on inertia force-displacement relationships for (A) NL Model and (B) EQ Model³⁻⁶⁾

RUN1 は線形であり、NL モデルに比べ EQ モデルの履歴ループの膨らみがやや大きい。RUN4 では、耐震壁の非線形化がかなり進行しており、試験結果の履歴ループの膨らみが顕著になっている。いずれのモデルも最大慣性力付近まではその傾向を良く捉えている。しかし、EQ モデルでは試験結果に含まれる履歴ループの膨らみを十分に現しきれていない。RUN5 では、試験結果の変位応答がおよそ 10mm に達したときに最大耐力が表れ、その後、大きな履歴ループを描くとともに、非線形性が強くなっている。いずれのモデルも試験前半の最大耐力までは比較的良く再現している。

一方で、NL モデルでは変位応答がおよそ 5.5mm のときに最大耐力に達しており、試験結果の履歴ループと比較して最大耐力に達するまでの傾き（剛性）に差がある。これは、Fig. 3-9

及び Fig. 3-10 より、試験結果が最大応答加速度に達するより前に NL モデルが最大応答加速度を示しているためと考えられ、NL モデルの変位応答が試験結果の変位応答に比べ小さいことから、NL モデルの剛性が試験結果の剛性に比べやや高く設定されていることが一因と考えられる。

試験後半の最大耐力に達した後は、破壊が進行し、試験結果にさらに大きな履歴ループが現れ始める。NL モデルでは、最大耐力に達した後の比較的大きな履歴ループに対しても良好な対応関係が見られ、その傾向を良く追跡している。一方で、EQ モデルはその傾向を十分に再現することができていない。

(3) 上部スラブの加速度応答スペクトル

Fig. 3-12 に RUN1, RUN4 及び RUN5 の上部スラブの加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 5\%$ ）の試験結果と解析結果の比較を示す。

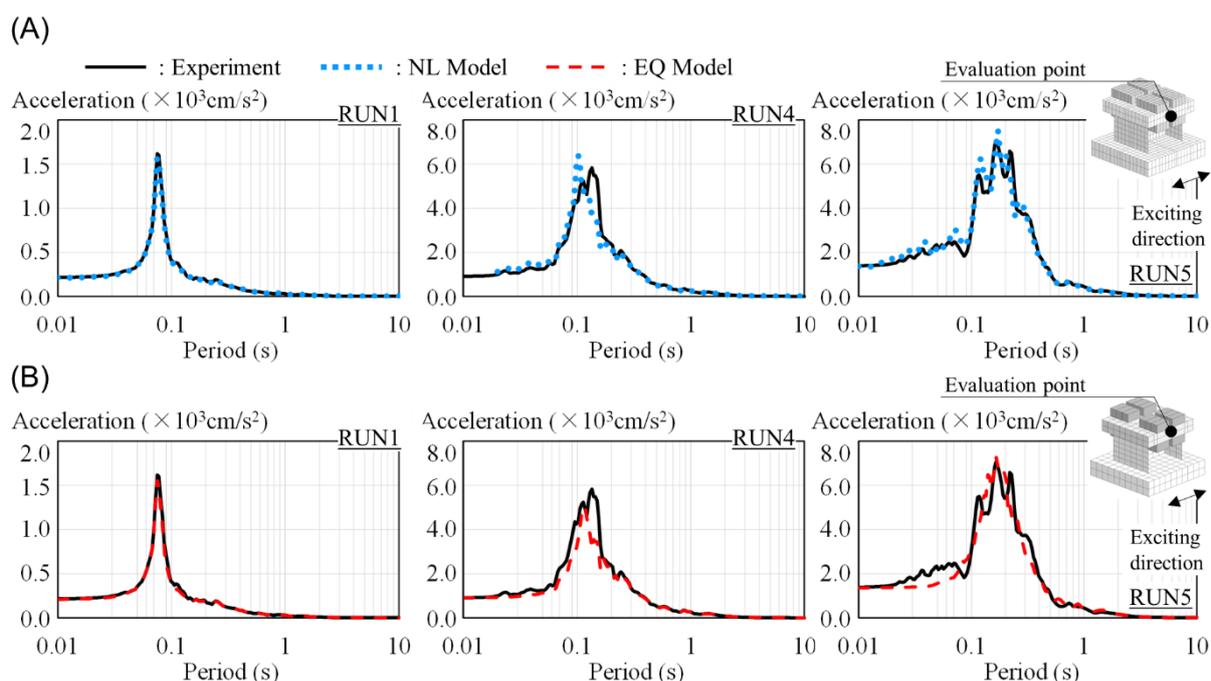


Fig. 3-12 Comparison of analysis and test on acceleration response spectra of top slab for (A) NL Model and (B) EQ Model³⁻⁶⁾

RUN1 は、これまでの比較で見られたように、応答スペクトルが試験結果と良く一致する。RUN4 では、試験体の非線形性がかなり進展しているため、試験結果のピーク位置が長周期側にずれるとともに、RUN1 で見られた単峰のピークが 2 つに分割されている。RUN5 では、このピークが 3 つに分割され、中央のピークが最も大きい。これは、応答スペクトルを求め

際に加振時間全てのデータを使用しているためであり、加振初期に現れる低周期側のピークが、加振中に進行する試験体の塑性状況に応じて長周期側に移行しているものと考えられる。

RUN4の解析結果は、いずれのモデルも0.1秒付近の試験結果のピークと一致しており、加振初期の応答を良く捉えている。RUN5では、NLモデルで3つに分割された試験結果のピークを良く再現しているのに対し、EQモデルでは中央付近のピークと良好な対応関係にある。EQモデルは、加振中に現れるせん断すべり破壊等の急激な応答の変化を再現することができないため、平均的な応答である中央付近のピークを捉えているものと考えられる。

(4) ウェブ壁の最大せん断ひずみ度

Fig. 3-13にRUN4及びRUN5のウェブ壁の最大せん断ひずみ度のNLモデルとEQモデルの比較を示す。

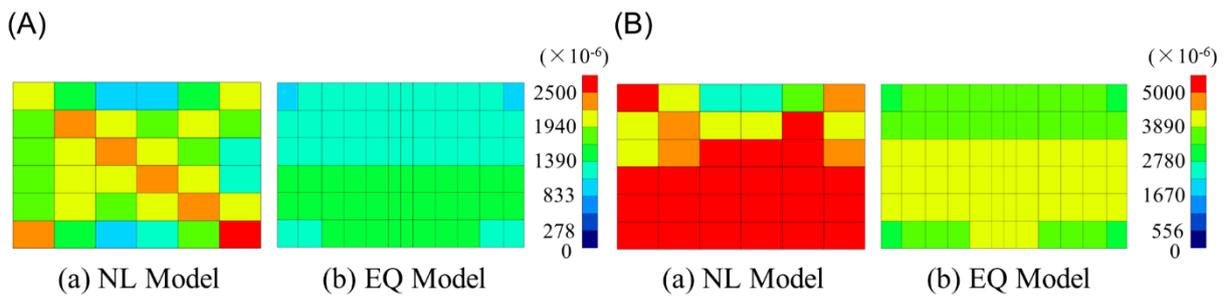


Fig. 3-13 Comparison of maximum shear strain of web wall for (A) RUN4, (B) RUN5³⁻⁶⁾

NLモデルは、シェル要素毎にRC材料の非線形性を考慮しているため、RUN4で $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ を超える要素が耐震壁の対角線上に現れ、破壊が耐震壁脚部から進展していく様子がわかる。RUN5では、耐震壁上部を除く全ての範囲で破壊を示すせん断ひずみ度 $\gamma = 4.0 \times 10^{-3}$ を超える要素が現れており、特に耐震壁中央部から下部にかけて最大せん断ひずみ度が $\gamma = 5.0 \times 10^{-3}$ を超えている。その傾向は、Fig. 3-13に示すRUN4終了時及びRUN5終了時のひびわれ状況と比較して、試験結果に見られる耐震壁脚部よりやや上部、中央寄りに発生したせん断すべり破壊を再現するまでには至らないものの、ある程度精度良く塑性進展具合を捉えることができているものと考えられる。

一方で、EQモデルは、Fig. 3-6に示すとおり、ウェブ壁の上下を2枚の非線形せん断パネルに等分割し、それぞれのパネルに対して等価剛性及び等価減衰を評価しているため、RUN4、RUN5の最大せん断ひずみ度の評価においては、耐震壁上部と下部で非線形せん断パネルを用いたことによる差が生じている。このとき、ウェブ壁内部の塑性化の程度は、耐震壁下部の方が大きく、最大せん断ひずみ度はRUN4で $\gamma = 1.5 \times 10^{-3}$ 程度、RUN5で $\gamma = 4.1 \times 10^{-3}$ 程度を

示している。その傾向は、Fig. 3-3 のひびわれ状況と比較して、パネル毎に等価剛性を評価している影響もあり、その範囲内である程度平均化された概略的な塑性進展具合を再現しているものと考えられる。

3.6 まとめ

原子炉施設のRC造耐震壁の非線形挙動を考慮した三次元FEMによる地震応答解析では、これまでRC構成則を用いた非線形解析が一般的に行われてきた。一方、海外では、振動数に依存しない複素減衰を用いた周波数領域での建屋—地盤相互作用解析が主流のため、Twostep approachやGhiocel et al.等の等価線形的なアプローチにより、その非線形性を近似的に考慮する試みが行われてきた。

本章は、このうち後者の考えに基づき、過去にOECD/NEAによる国際コンペで使用されたNUPEC振動台試験を対象に、弾性から終局に至るまでの試験結果(RUN1からRUN5)に対する等価線形解析の適用性を検討した。なお、本章では、比較のためにRC構成則による非線形解析も実施し、等価線形解析と同様の視点で考察を行った。その結果、以下に示す知見が得られた。

- (1) NLモデルによる非線形解析は、既往のシミュレーション解析結果と比較して同程度の精度で最大応答加速度及び最大応答変位を再現することができた。また、RUN1からRUN5までの弾性から終局に至るまで(せん断ひずみ度 $\gamma=4.0\times 10^{-3}$ 程度まで)の卓越振動数、最大応答加速度及び最大応答変位の試験結果と良く一致した。さらに、応答加速度及び応答変位の波形形状、慣性力—変位関係、加速度応答スペクトル、RC造耐震壁のせん断ひずみ度においても試験結果と良好な対応関係が得られた。
- (2) これに対しEQモデルは、復元力特性にJEAG4601の骨格曲線、履歴曲線にCMSモデルを用い、せん断ひずみ度調整係数に0.7を採用することで、NLモデルと同等の最大応答加速度をRUN5まで再現することができた。最大応答変位については、等価減衰の上限に9%のカットオフを設けることで、RUN4(せん断ひずみ度 $\gamma=2.0\times 10^{-3}$ 程度まで)までの最大応答変位に良好な対応関係が見られた。さらに、RUN1からRUN4までの卓越振動数、応答加速度及び応答変位の波形形状、慣性力—変位関係、加速度応答スペクトルにおいてもNLモデルと同等の試験結果を再現することができた。一方で、RUN5のせん断すべり破壊時の応答性状は、試験結果に含まれる破壊直前の急激な応答特性の変化に伴う変位の増大までは再現できず、NLモデルよりも応答変位を過小評価する結果となった。
- (3) (2)に示すとおり、EQモデルは、RUN4までの応答でNLモデルと同程度の応答が期待できるものの、現状、以下のような課題があるものと考えられる。
 - ・ 本章における等価剛性及び等価減衰の設定は、JEAG4601の骨格曲線、CMSモデルに依存しているため、地盤の等価線形解析で見られる任意のG- γ 曲線及びh- γ 曲線に対応した評価となっていない。また、その設定は、複数の要素を1つにグルーピングした非線形せん断パネルに対して行われるため、要素毎に収束計算を行う非線形解析結果と比較して、局所的に生じる最大せん断ひずみ度を捉えることができていない。
 - ・ 地盤の非線形解析では、等価線形解析の適用範囲として支持地盤の剛性低下率の平均値で0.7の下限値が示されているものの、RCの等価線形解析においては同様の下限

値が示されていない。本章で一応の適用範囲を示したものの、せん断ひずみ度調整係数や減衰調整係数、非線形せん断パネル等の設定に関するより定量的な検討が必要である。

以上、本章では、RC 材料の非線形性の影響を近似的に評価する等価線形解析手法に着目し、(2)に示す解析条件を設定することで、RUN4（せん断ひずみ $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 程度）までの非線形解析結果と同等の解析精度が得られることを確認した。原子炉施設建屋の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s に対する検討として RC 造耐震壁に対し $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 以下の許容限界を定めており、RUN4 までの解析精度があれば、本手法は十分有用であるといえる。

一方で、本手法は、せん断ひずみ度調整係数他、パラメータ設定が限定的であり、限られたケースでの検討であることから、1つの知見として捉えることはできるものの、原子炉建屋等の原子炉施設に適用するためには、より複雑な建屋やそのほかの試験結果との照合を通じた十分な検証が必要であると考えられる。これについては、次章でさらなる検討を行うものとする。

3章の参考文献

- 3-1) OECD/NEA/CSNI: Seismic Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test - Comparison Report, NEA/CSNI/R (96)10, OECD/GD (96)188, 1996
- 3-2) Ghiocel, D., Todorovski, L.: Fast Nonlinear Seismic Soil-Structure Interaction (SSI) Analysis of Nuclear Shear Wall Concrete Structures Subjected to Review Level Earthquake, Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2013.8
- 3-3) Ghiocel, D.: Nonlinear Seismic Soil-Structure (SSI) Analysis Using an Efficient Complex Frequency Approach, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2014.8
- 3-4) Ghiocel, D.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis Using a Hybrid Time-Complex Frequency Approach Frequency Approach for Low-Rise Nuclear Concrete Shearwall Buildings, Transaction of the 23th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2015.8
- 3-5) Ghiocel, D., Jang, Y. and Lee, I.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis of Low-Rise Concrete Shear Wall Buildings for Design-Level (DBE) and Beyond Design-Level (BDBE), Transaction of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2017.8
- 3-6) 市原義孝, 中村尚弘, 森谷寛, 堀口朋裕, 崔炳賢: 鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討—原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析—, 日本原子力学会和文論文誌, Vol. 21, No. 1, 2022.2, <https://doi.org/10.3327/taesj.J20.038>
- 3-7) 原子力工学試験センター: 原子炉建屋の弾塑性試験 動的復元力に係わる試験 報告書, 原子力工学試験センター, 1992
- 3-8) ITOCHU Techno-Solutions Corporation: FINAS/STAR Version 2015r170210 User Manual, ITOCHU Techno-Solutions Corporation, Tokyo, Japan, 2017
- 3-9) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- 3-10) 前川宏一, 福浦尚之: 疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集 No.634/V-45, pp.177-195, 1999.11
- 3-11) GP Technologies, Inc.: ACS SASSI Version 4.1 (IKTR1) Main Software User Manual Revision 2, GP Technologies Inc, New York, USA, 2019
- 3-12) GP Technologies, Inc.: ACS SASSI Version 3.0 (IKTR5) Main Software User Manual Revision 4, GP Technologies Inc, New York, USA, 2016
- 3-13) Schnabel, B., Lysmer, J and Seed, H. B: SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972
- 3-14) 株式会社テラバイト: 令和2年度原子力規制庁請負成果報告書 地盤—建屋動的相互作用を考慮した原子炉施設の地震時挙動評価手法の高度化に関する解析検討, 2021.2

- 3-15) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版, 日本電気協会, 1991
- 3-16) Cheng, Y., Mertz, G.: Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Low-Rise Shear Walls of Building Structures, University of Missouri-Rolla, Department of Civil Engineering, Civil Engineering Study Structural Series 89-30, University of Missouri-Rolla, 1989
- 3-17) ASCE: Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures / American Society of Civil Engineers, ASCE, 2017, <https://doi.org/10.1061/9780784413937>
- 3-18) ANSYS, Inc.: Website of ANSYS, Inc., ANSYS, Inc., 2021, <http://www.ansys.com/>, (2022年5月4日確認)
- 3-19) 長沼一洋, 栗本修, 江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体の FEM による正負繰返し及び動的解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, 第 544 号, pp.125-132, 2001.6, <https://doi.org/10.3130/aijs.66.125>
- 3-20) Ueda, M., Seya H., Ohmiya, Y., Taniguchi, H. and Kambayashi, A.: Nonlinear Analysis on RC Shear Wall Shaking Table Test, Transaction of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, pp.433-440, 1997
- 3-21) 室井一夫, 稲田泰夫, 長嶋俊雄, 兼近稔, 秋野金次：原子炉建屋耐震壁の動的復元力特性 塑性時の減衰性能と解析用履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 501 号, pp.65-72, 1997.11, https://doi.org/10.3130/aijs.62.65_4
- 3-22) 福島寛二, 寺本尚史, 井上範夫：非線形有限要素法を用いたせん断破壊型 RC 造耐震壁の擬似立体動的解析, 構造工学論文集, Vol. 45B, pp.305-312, 1999.3

第4章 原子炉建屋に対する等価線形三次元 FEM 解析の適用性検討

4.1 はじめに

前章では、Ghiocel et al.^{4-1), 4-2), 4-3), 4-4)}が提案する RC の等価線形化手法の適用性検討として、OECD/NEA による NUPEC 振動台試験⁴⁻⁵⁾を対象に非線形解析及び等価線形解析によるシミュレーション解析を行い、同手法による解析精度が RUN4 (せん断ひずみ度 $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 程度)までの非線形解析結果と同程度であることを明らかにした。

一方で、これら検討は、原子炉建屋等の地盤-建物相互作用の影響が無視できない複雑な構造物に対する検討までは行われておらず、実際の建屋の応答精度までは不明確なままであった。このため、等価線形化手法の適用範囲を原子炉施設を対象とした実務レベルに拡張していくためには、地盤との相互作用を考慮した実大規模の建屋によるさらなる検証が必要と考えられる。

そこで本章では、RC の等価線形化手法の原子炉施設への適用性を確認することを目的に、2013 年に IAEA で行われた KARISMA ベンチマーク解析⁴⁻⁶⁾で使用された ABWR の柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋を対象に、ある理想的な地盤条件下での地盤-建物連成系の等価線形三次元 FEM 解析を実施する。

さらに、本章では、比較のため、RC 構成則による非線形三次元 FEM 解析も実施し、等価線形解析と同様の視点で考察を行う。これにより、原子炉建屋を対象とした RC の等価線形化手法の原子炉施設への適用性に関する基礎的な検討を実施する。なお、本章での成果は、「原子炉建屋の等価線形三次元 FEM 解析による地盤-建物連成系地震応答に関する基礎的検討」⁴⁻⁷⁾及び「Applicability of Equivalent Linear Three-Dimensional FEM Analysis of Reactor Building to the Seismic Response of a Soil-Structure Interaction System」⁴⁻⁸⁾としてそれぞれ 2022 年 4 月の日本建築学会構造工学論文集 Vol. 68B, 2022 年 7 月の SMiRT26 にて発表している。

4.2 地震応答解析手法

4.2.1 非線形解析手法

非線形解析には、3章と同じ FINAS/STAR^{4.9)}を用いる。RC材料の非線形性は、Fig. 3-4 (a)に示す RC を層状に置換した積層シェル要素により考慮する。RC の力学的挙動は、壁の面内の応力度-ひずみ度関係のみで考慮し、面外の変形は線形として取り扱う。Fig. 4-1 に RC 材料の非線形特性を示す。

壁のコンクリートは、FINAS/STAR に実装されている力学モデルとして、引張特性に出雲らのモデル^{4.10)} (Fig. 4-1 (a)参照)、圧縮特性に前川らのモデル^{4.11)} (Fig. 4-1 (b)参照)を与えた。

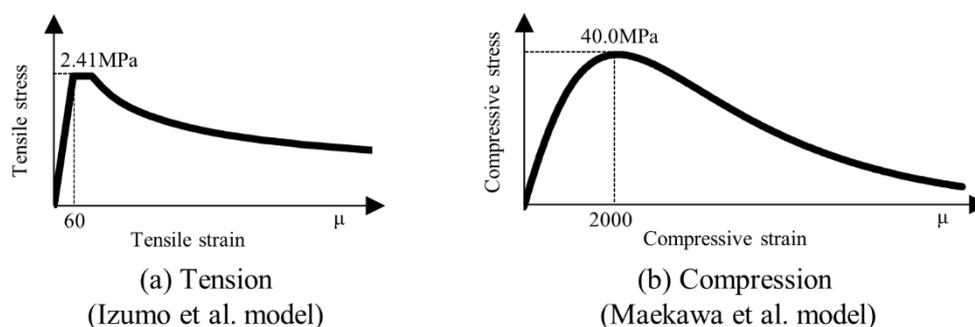


Fig. 4-1 Modeling of nonlinear characteristics of RC shear walls^{4.7)}

ひびわれは、前川らの疑似直交2方向の Smearred Crack モデル^{4.11)}とし、その発生は引張主応力度に基づいて判定した。ひびわれが生じた要素のせん断剛性は、前川らのひびわれ面のせん断伝達関数に関する提案式^{4.11)}を用いた。

コンクリートの圧縮特性及び引張特性は、KARISMA ベンチマーク解析で提案された土木学会 (Japan Society of Civil Engineers; 以下、JSCE という) の JSCE Guideline for Concrete No.15^{4.12)}による応力度-ひずみ度関係と同値になるよう設定した。ここで、鉄筋とコンクリート間の付着すべりは非考慮 (完全付着) とし、その影響を鉄筋との付着に関するパラメータ C により考慮した。パラメータ C は、最大引張後の応力度-ひずみ度関係を JSCE の形状に近似させるため、 $C=0.4$ とした。鉄筋は配筋方向に対する単軸材料とし、バイリニア型の復元力特性とした。このとき、復元力特性の第2勾配は初期剛性の $1/100$ とした。

時間積分法は Newmark- β 法とし、 β 及び γ の係数はそれぞれ $\beta=1/4$, $\gamma=1/2$ とした。非線形解析の反復方法は解析ステップ毎に剛性を変化させる接線剛性法とし、3回まで収束を求めた。3回に達しても収束が得られない場合には、残差力を次の解析ステップに持ち越した。なお、非線形解析の時間刻みは 0.001 秒とした。

4.2.2 等価線形解析手法

等価線形解析には、3章と同じ ACS SASSI⁴⁻¹³⁾を用いる。壁の等価剛性及び等価減衰は、ACS SASSI の Option NON⁴⁻¹⁴⁾により非線形せん断パネル内の面内せん断ひずみ度から評価する。このとき、せん断ひずみ度調整係数 S_f 及び減衰調整係数 D_f は、3章のシミュレーション解析結果を基に、 $S_f=0.7$ 、 $D_f=1.0$ を非線形せん断パネル毎に設定した。一方、非線形せん断パネルは、高さ方向で2分割とした3章のシミュレーション解析において壁のせん断ひずみ度が非線形解析結果に対し過小評価される傾向にあったことから、これを改善するため、階高1分割、通り芯間1分割程度（開口部周辺を除く）になるよう設定した。

Fig. 4-2 に非線形せん断パネルの原子炉建屋へのモデル化例を示す。ここで、図中の色別表示されたシェル要素のグループが非線形せん断パネルである。なお、建屋モデルの詳細は後述する 4.3 節を参照されたい。

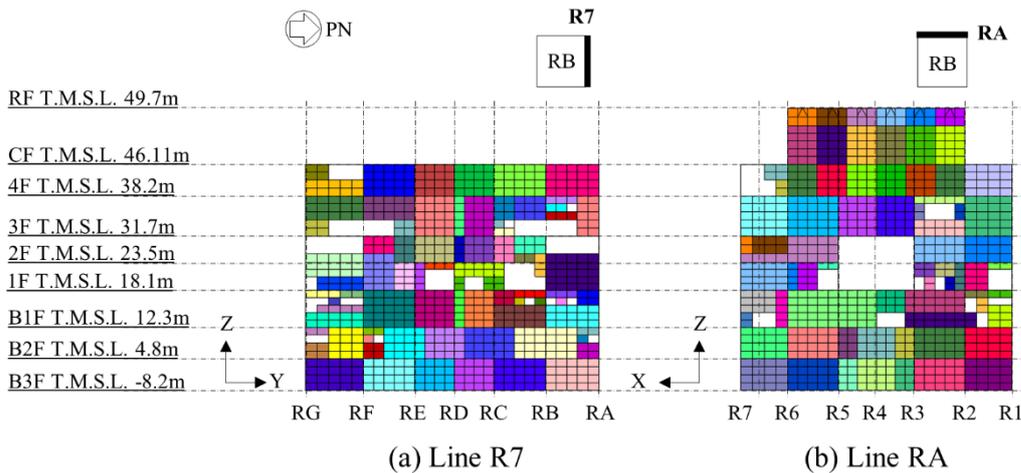


Fig. 4-2 Modeling examples of nonlinear RC wall panel for reactor building ⁴⁻⁷⁾

Fig. 4-3 に RC の等価線形解析として想定した RC 造耐震壁の復元力特性を示す。ここで、 k_0 は初期剛性、 k_e は等価剛性、 h_{eq} は等価減衰定数、 h_0 は初期減衰定数、 ΔW は履歴ループの1サイクル当たりの消費エネルギー、 W は等価ポテンシャルエネルギー、 β は複素減衰定数、 k は複素ばねの実部、 k' は複素ばねの虚部、 τ_{1-3} 及び γ_{1-3} はそれぞれ第1折点から第3折点のせん断応力度及びせん断ひずみ度である。

図中の第1折点、第2折点、第3折点は、それぞれ RC 造耐震壁中央付近にせん断ひびわれが生じ始める目安値、鉄筋が降伏し始める目安値、終局破壊に至る目安値に相当する。このとき、等価剛性は、履歴ループにおける変位最大点と原点を結ぶ割線剛性で与える。等価減衰を表す等価減衰定数は、履歴ループの1サイクル当たりの消費エネルギー ΔW と等価ポ

テンシャルエネルギー W の関係に初期減衰定数 h_0 を与えて求める。なお、解析における等価減衰は、複素剛性として考慮した。

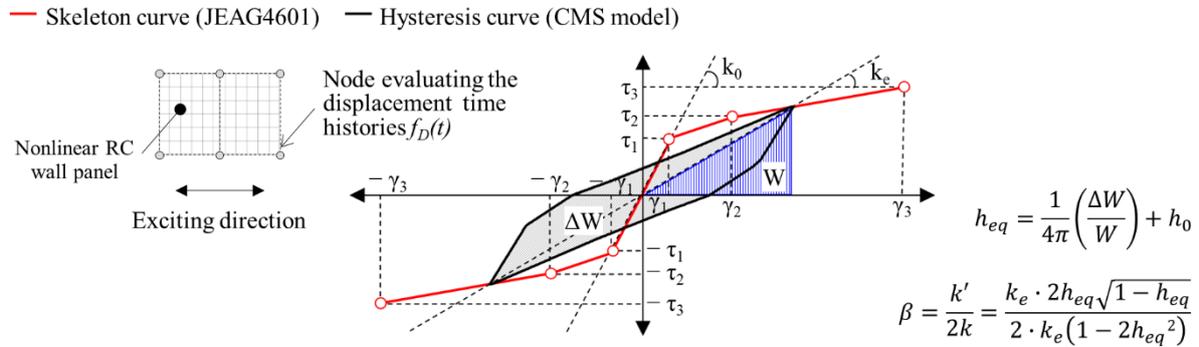


Fig. 4-3 Relationship between restoring force characteristics and hysteresis curve of RC shear walls for reactor building ⁴⁻¹⁵⁾

RC 造耐震壁の骨格曲線には JEAG4601 による 3 折れ点のスケルトンカーブ ⁴⁻¹⁶⁾ を、履歴曲線には Cheng et al. が提案する CMS モデル ⁴⁻¹⁷⁾ を用いた。有効減衰 h_{eff} の上限値は、3 章のシミュレーション解析結果を基に、試験結果の最大応答加速度を最も良好に説明しつつ、最大応答変位の改善が期待できる $h_{eff} = 9\%$ を設定した。ここで、建屋中央部の円筒状の RCCV の壁は、Option NON による等価線形解析の適用ができないため、代替的に当該階に生じるせん断ひずみ度レベルに応じた等価剛性及び有効減衰を 3 章のシミュレーション解析結果より推定した。

等価線形解析の繰り返し計算は、非線形せん断パネルの剛性低下率 k_e/k_0 にパネルの体積 V で重み付き平均した次式により収束判定を行った。

$${}_i R_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^n \frac{{}_i k_{e_j}}{{}_i k_{0_j}} {}_i V_j}{\sum_{j=1}^n {}_i V_j} \quad (4.1)$$

$${}_i r_k = \frac{{}_i R_{eq,k} - {}_i R_{eq,k-1}}{({}_i R_{eq,k} + {}_i R_{eq,k-1})/2} \quad (4.2)$$

ここで、 ${}_i R_{eq}$ は i 階の RC 造耐震壁の塑性具合を表した係数、 ${}_i k_{e_j}$ は i 階の j 番目の非線形せん断パネルの等価剛性、 ${}_i k_{0_j}$ は i 階の j 番目の非線形せん断パネルの初期剛性、 ${}_i V_j$ は i 階の j 番目の非線形せん断パネルの体積、 ${}_i r_k$ は i 階の k 回目と $k-1$ 回目の ${}_i R_{eq}$ の残差を示す。建屋を対象とした等価線形解析では、階毎に式(2)に示す収束判定を行い、 k 回目と $k-1$ 回目の残

差 r_k が 1%以下もしくは、繰り返し回数上限が 9 回に達することを収束条件とした。収束回数が 9 回を超える場合には、式(2) の残差 r_k が最も小さいケースを収束条件とした。なお、等価線形解析の時間刻みは 0.01 秒とした。

以上の設定により、本章で示す等価線形解析では、Fig. 4-3 に示す復元力特性を基準とした、非線形解析より求まる $\tau - \gamma$ 関係と概ね等価な関係となる等価剛性及び有効減衰をせん断ひずみ度調整係数、減衰調整係数、非線形せん断パネルのパラメータより計算し、個々の有限要素の応答を評価する。

4.3 原子炉建屋のモデル化

本節では、4.2 節で設定した解析手法及び解析条件に基づく非線形及び等価線形三次元 FEM のモデル化について述べる。なお、ここで用いる地盤は、RC 材料の非線形性が建屋応答に及ぼす影響に着目するため、複雑な地盤構成及び地盤の非線形化による相互作用への影響を排除した、文献 4-18 に示す実地盤とは異なる BWR の原子炉建屋の平均的な地盤物性（地盤のせん断波速度 $V_s = 880\text{m/s}$ の一様地盤）を仮定する。

同様の観点で、建屋応答への影響が懸念されるタービン建屋等の隣接建屋との相互作用、地下外壁側面に生じる剥離・滑り及び基礎底面に生じる基礎浮き上がり等の地盤－建物境界部の非線形挙動についても本章の検討対象外とし、その影響を排除した地盤－建物境界部を固着条件とする原子炉建屋単独の三次元 FEM モデルによる基礎的な検討を実施する。

4.3.1 建屋のモデル化

Fig. 4-4 に建屋の代表的な平面図及び断面図を示す。建屋は、KARISMA ベンチマーク解析で対象となった ABWR の柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋とする。原子炉建屋の主たる構造は、RC 造（一部 SRC 造及び鉄骨造）で、鉄骨造陸屋根を有する屋根トラスで構成される地上 4 階、地下 3 階の建屋である。

平面形状は、56.6m（南北（North-South; 以下、NS という）方向）×59.6m（東西（East-West; 以下、EW という）方向）であり、基礎版下端から屋根スラブ上端までの高さは 63.4m で、地上からの高さは 37.7m である。建屋中央部には、RCCV があり、厚さ 5.5m の RC 造のベタ基礎の上に設置し、建屋と一体の構造となっている。なお、図中の T.M.S.L. は東京湾平均海面を意味する。

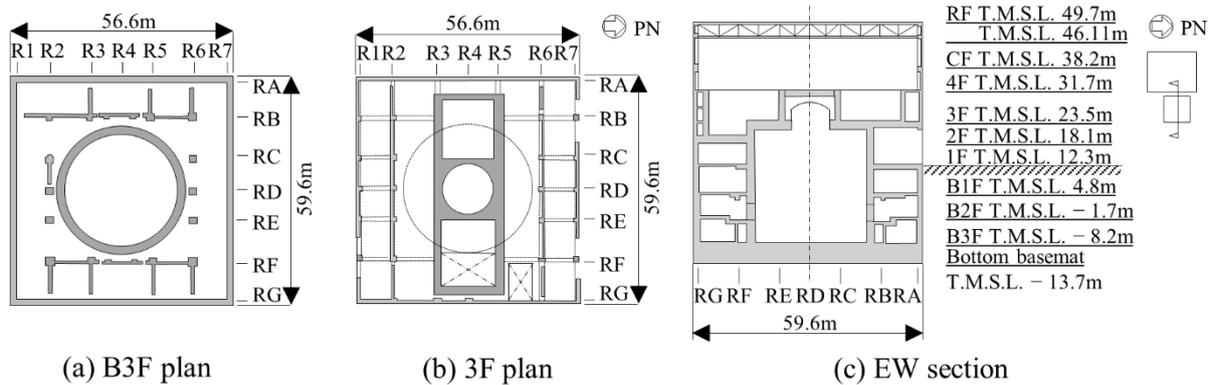


Fig. 4-4 Key plans and key cross section of the reactor building⁴⁻¹⁹⁾

Table 4-1 に建屋の構造材料を、Table 4-2 に使用材料の物性値を示す。コンクリート及び鉄筋の強度は、IAEA⁴⁻⁶⁾の Structural Material Properties を参考に設定した。RC 材料は 4.2 節に示す非線形もしくは等価線形の 2 種類とし、鉄骨材料は線形のみとした。

Table 4-1 Structural materials⁴⁻⁷⁾

Material	Structural parts	Measured concrete strength or steel reinforcement tensile strength (MPa)
Concrete	Basemat	44.1
	Structure	49.0
Steel		490

Table 4-2 Structural material properties⁴⁻¹⁹⁾

Structural parts or types	Young's modulus	Shear modulus of elasticity	Poisson's ratio	Weight density
	E (MPa)	G (Mpa)	ν	γ_c (kN/m ³)
Basemat	29,000	12,100	0.20	23.5
Structure	31,300	13,100	0.20	24.0
Steel reinforcement	205,000	—	—	77.0
Steel	205,000	79,000	0.30	77.0

Table 4-3 に建屋の階レベルと重量を示す。建屋の重量は、IAEA⁴⁻⁶⁾に示されている質点系モデルの重量分布と一致するように三次元 FEM モデルとの差分を床レベル位置で密度調整した。

Table 4-3 Floor level and weight distribution of lumped mass stick model (LMSM) and 3D FEM model⁴⁻¹⁹⁾

R/B						RCCV					
Floor	Elevation T.M.S.L. (m)				Weight (kN)	Floor	Elevation T.M.S.L. (m)				Weight (kN)
	LMSM		3D FEM model				LMSM		3D FEM model		
RF	49.70	49.70	—	43.95	39,760						
CF	38.20	43.95	—	34.95	80,820						
4F	31.70	34.95	—	27.60	86,110	4F	31.70	34.95	—	27.60	93,200
3F	23.50	27.60	—	20.80	86,400	3F	23.50	27.60	—	20.80	158,100
2F	18.10	20.80	—	15.20	56,460	2F	18.10	20.80	—	15.20	104,900
1F	12.30	15.20	—	8.55	82,650	1F	12.30	15.20	—	8.55	203,200
B1F	4.80	8.55	—	1.55	81,700	B1F	4.80	8.55	—	1.55	126,500
B2F	-1.70	1.55	—	-4.95	82,900	B2F	-1.70	1.55	—	-4.95	139,500
B3F	-8.20	-4.95	—	-10.95	349,200						
Basemat	-13.70	-10.95	—	-13.70	220,300						
				Total	1,991,700						

Fig. 4-5 に建屋モデルを示す。建屋は、NL モデルの壁を積層シェル要素 (Fig. 3-4 参照)、EQ モデルの壁をシェル要素とし、それ以外は共通の、基礎版をソリッド要素、床スラブをシェル要素、柱・梁をビーム要素、屋根スラブを構成する斜材・束材・水平ブレースを一次元のロッド要素でモデル化した。壁と基礎版の接合部は、自由度の異なる異種要素の接合となり、単純にシェル要素とソリッド要素を組合せるとピン支持として扱われてしまうため、壁のシェル要素を基礎版下端まで埋め込み、シェル要素の回転自由度を考慮する設定とした。

メッシュサイズは、2.0m を目安として平面の通り芯間及び立面のフロア間が 4~5 分割となるように設定した。壁・床の開口部は、開口の大きさが概ね 2.0m² 以上となる主要な開口部のみを対象に建屋モデルに反映した。格納容器内部の大型機器は、重量のみを考慮し、機器が取り付けられている当該階の床スラブに等分布荷重として入力した。

建屋モデルの節点数及び要素数は、それぞれ 14540, 18493 であり、NL モデル, EQ モデル共に共通とした。なお、ここでいう NL モデル, EQ モデルは、3 章と同じ、非線形解析, 等価線形解析で使用した原子炉建屋の三次元 FEM モデルを示す。

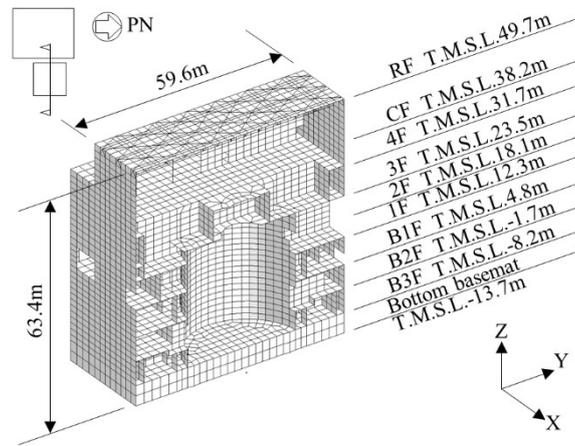


Fig. 4-5 Structural model ⁴⁻⁷⁾

NL モデルの建屋の減衰はレーリー減衰とし、後述する基礎固定時の NS 方向及び EW 方向の一次固有振動数の平均値及び上下 (Up-Down; 以下, UD という) 方向の一次固有振動数に対してコンクリートの減衰定数 h_c が $h_c = 5\%$, 鉄骨の減衰定数 h_s が $h_s = 2\%$ と一致するように設定した。EQ モデルの建屋の減衰は複素減衰とし、コンクリートの減衰定数 h_c を $h_c = 5\%$, 鉄骨の減衰定数 h_s を $h_s = 2\%$ とした。

4.3.2 地盤のモデル化

地盤は、文献 4-18 に示す地盤のコントラストの無い理想的な一様地盤とした。Table 4-4 に地盤物性を、Fig. 4-6 に地盤—建物相互作用を考慮した NL モデルの地盤モデルを示す。ここで、Fig. 4-6 に示す一様地盤は、BWR の原子炉建屋が立地する敷地のせん断波速度 V_s を基に計算した平均値⁴⁻¹⁸⁾であり、本検討では、表層地盤を含む全ての地層でこの理想的な地盤条件を仮定した。

Table 4-4 Soil properties⁴⁻¹⁸⁾

Shear wave vel. (V_s) (m/s)	880
Primary wave vel. (V_p) (m/s)	2320
Poisson ratio (ν)	0.416
Unit weight (γ) (kN/m ³)	19.9
Damping constant (h) (%)	3

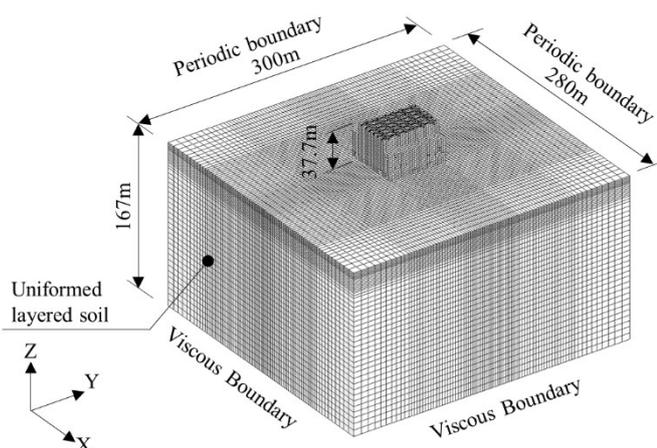


Fig. 4-6 Soil model for NL model⁴⁻⁷⁾

NL モデルの地盤は、FEM のソリッド要素で基礎幅の 5 倍程度まで水平方向に一様地盤としてモデル化した。建屋モデルを除く地盤モデルの節点数及び要素数は、それぞれ 330513、314400 である。メッシュサイズは、建屋のメッシュサイズを参考に、実建屋の解放基盤表面 (T.M.S.L.-155m) までモデル化した。地盤モデルの側面境界は相対する側面の節点の並進変位を同一と仮定する周期境界 (繰り返し境界)、底面境界は粘性境界とした。なお、地盤側面の周期境界は、後述する EQ モデルの薄層要素法と異なる条件となるため、境界条件の違いが建屋応答に与える影響が小さくなるよう、地盤モデルの平面サイズを大きめに設定した。

EQ モデルの地盤は、薄層要素法によりモデル化した。薄層要素法は、地盤の水平方向の波動伝搬を解析的に考慮し、上下方向を薄い層に離散化してその間を直線の変位関数で規定することにより FEM 的に扱う。このため、上下方向のメッシュサイズは NL モデルと同一とし、T.M.S.L.-155m まで 42 層の薄層でモデル化した。このとき、地盤モデルの底面境界は粘性境界とした。なお、薄層要素法では、地盤を薄層に分割し、水平方向には波動方程式を満足する連続体の解を組み合わせているため、側面境界の設定は不要である。

NL モデルの地盤の減衰はレーリー減衰とし、後述する地盤—建物連成時の NS 方向及び EW 方向の一次固有振動数の平均値と建屋基礎固定時の UD 方向の一次固有振動数に対して

地盤の減衰定数が Table 4-4 の減衰定数と一致するような設定とした。一方、EQ モデルの地盤の減衰は複素減衰とし、Table 4-4 に示す減衰定数を設定した。

ここで、レーリー減衰の特性を定義する2つの振動数（以下、 f_1 、 f_2 という）の設定に当たっては、地盤-建物連成時の UD 方向の一次固有振動数（2.51Hz）を f_2 とした場合、NS 方向と EW 方向の平均値から求まる f_1 （1.32Hz）と近接するため、 f_2 以降の高振動数帯で減衰が過大となる。このため、本検討では、建屋基礎固定時の UD 方向の一次固有振動数（11.00Hz）を f_2 とし、 f_1 と f_2 に対して同一の減衰定数を設定した。

4.3.3 相互作用のモデル化

相互作用は、一体解法（NL モデル）及び動的サブストラクチャー法（EQ モデル）により考慮した。ここで、NL モデルは、建屋と周辺地盤を 1 つのモデルとして地盤モデル下端に入力動を与えることにより地盤—建物連成系の応答を評価した。EQ モデルは、建屋と周辺地盤をそれぞれの系に分離し、埋め込み部分の建屋の質量、剛性から当該地盤の質量、剛性を差し引いて解析する容積法により地盤—建物連成系の応答を評価した。

なお、本検討では、相互作用モデルの違いが建屋応答に与える影響を小さくするため、建屋を同一モデルとするとともに、地盤を $V_s = 880 \text{ m/s}$ の理想的な一様地盤によりモデル化した。

4.4 入力地震動

入力地震動は、水平2方向及び鉛直方向の3方向同時入力とし、日本電気協会による応答スペクトル⁴⁻²⁰⁾に適合する波形を Noda et al.⁴⁻²¹⁾の方法に基づき作成した。Fig. 4-7(A)に入力地震動の地表面位置 (T.M.S.L. +12.0m) の加速度時刻歴波形を、Fig. 4-7(B)に同加速度応答スペクトル (減衰定数 $h=5\%$) を示す。このとき、NS 方向、EW 方向の地震動は、同位相の入力とした。解析の継続時間は、NL モデルで主要動である 9 秒付近から 29 秒付近の 20 秒間、EQ モデルで全ての解析時間を対象とした。

なお、NL モデルの主要動の設定に当たっては、加速度応答スペクトルが Fig. 4-7(B)に示す全解析時間の加速度応答スペクトルと主要な周期帯で一致すること及び線形解析による結果が主要動と全解析時間の間でほぼ変わらないことを事前検討により確認した。

最大応答加速度は、基準地震動 S_s ⁴⁻²²⁾相当の地震動として、地表面位置に水平方向で 600cm/s^2 、鉛直方向で 400cm/s^2 を与えた。

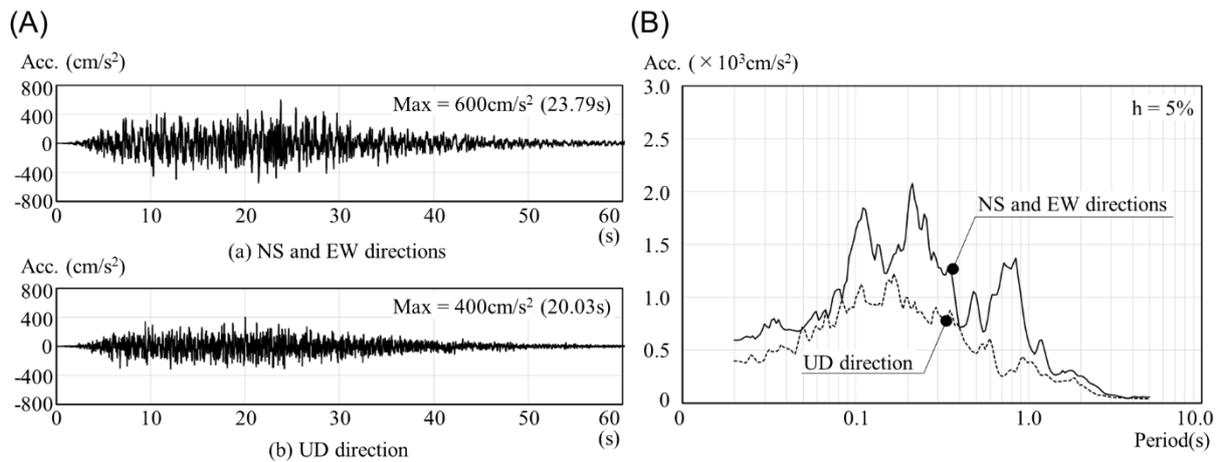


Fig. 4-7 Seismic input motions at ground level for (A) Acceleration time histories, (B) Acceleration response spectra⁴⁻⁷⁾

4.5 原子炉建屋の地震応答性状

4.5.1 固有値及び卓越振動数

4.3 節に示す建屋モデルの妥当性確認として、NL モデルを代表に、その基礎位置を固定し、初期剛性に基づく固有値解析を行った。Table 4-5 に NL モデルの固有振動数を、Fig. 4-8 に NL モデルの一次の固有モード図を示す。Table 4-5 には、比較用として KARISMA ベンチマーク解析参加者から提出された基礎固定時の固有振動数の平均値を示す。

本論文では、IAEA による KARISMA ベンチマーク解析を基に 4.4 節に示す建屋のモデル化を行った。このため、ここでは、同一の情報を基に他の研究者が作成した解析モデルとの比較が適切と考え、その妥当性を確認する。同様に、固有モード図についても、外壁と内壁がバランス良く配置された原子炉建屋においては、一般に一次の固有モードが支配的となるため、本論文においても一次の固有モード図を図示することにより、その妥当性を確認する。

Table 4-5 Comparison of fundamental frequencies ^{4,7)}

	Fundamental frequency (Hz)		
	NS	EW	UD
NL model	4.19	4.79	11.00
Mean of the IAEA	4.56	4.96	8.22

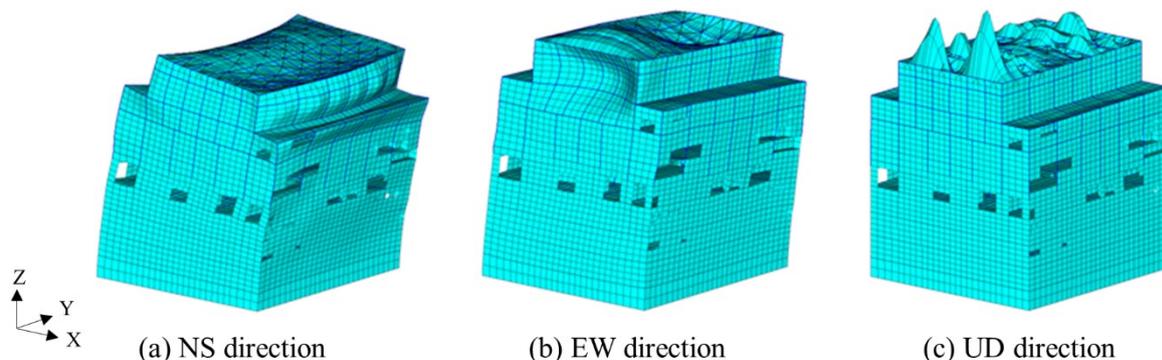


Fig. 4-8 Fundamental vibration modes of the fixed base NL model ^{4,7)}

Table 4-5 より、NL モデルの固有振動数は、IAEA^{4,6)}の平均値に対して若干の差異が見られるものの、NS、EW 方向ともに一次の固有振動数は概ね一致している。一方、UD 方向については、NL モデルと IAEA^{4,6)}の平均値との間で比較的大きな差異が見られる。これは、NL モデルでは屋上階 (T.M.S.L.+49.7m) (Roof Floor; 以下、RF という) と CF (T.M.S.L.+38.2m) の床スラブが連成する面外方向の応答を一次モードとして捉えているのに対し (Fig. 4-8 参

照), IAEA^{4,6)}の平均値は RF の床スラブ単独の応答を一次モードとして捉えているためと考えられる。

KARISMA ベンチマーク解析では, 屋根スラブのモデル化方法に違いがあるために UD 方向の一次固有振動数で 3.11Hz から 14.21Hz の大きな差異が見られる。また, 同一建屋を対象とした文献 4-23 の三次元 FEM モデルにおいても基礎固定時の UD 方向の一次固有振動数は 10.59Hz となっており, 同様のモデル化を行った場合には, UD 方向についても概ね妥当に対応する結果と考える。

次に, 相互作用モデルの妥当性確認として, 建屋の剛性を初期剛性とした固有値解析 (NL モデル) を行い, EQ モデルより求まる CF 四隅の卓越振動数の平均値と比較を行う。ここで, EQ モデルの卓越振動数は, T.M.S.L.-155m の位置で定義した E+F の入力動に対する応答波形のフーリエスペクトル比 (伝達関数) として求めた。

Table 4-6 にそれぞれのモデルの水平方向の固有振動数と卓越振動数の比較を示す。なお, ACS SASSI には, 固有値解析を行う機能が無いため, ここでは, 代替的に NL モデルの固有振動数と EQ モデルの卓越振動数を比較した。Table 4-6 より, NL モデルの固有振動数及び EQ モデルの卓越振動数は, NS, EW 方向ともに良好な対応関係にあり, 両者の差は小さいことがわかる。

Table 4-6 Comparison of fundamental and dominant frequencies ^{4,7)}

	Fundamental and dominant frequencies (Hz)	
	NS	EW
NL model	1.32	1.32
EQ model	1.37	1.37

4.5.2 非線形応答と等価線形応答の比較

ここでは、4.4 節で定める基準地震動 S_s 相当の入力地震動が原子炉建屋の最大せん断ひずみ度、最大せん断応力度、最大応答加速度、最大応答変位、加速度応答スペクトルの応答性状に与える影響を NL モデルによる非線形応答と EQ モデルによる等価線形応答の比較から明らかにする。

(1) 外壁の最大せん断ひずみ度及び最大せん断応力度

Fig. 4-9 (a)(b)に NL モデル及び EQ モデルのせん断ひずみ度分布を、Fig. 4-9 (c)にせん断ひずみ度比分布を建屋各階の外壁に対して示す。ここで、せん断ひずみ度比分布は NL モデルのせん断ひずみ度に対する EQ モデルのせん断ひずみ度の比率として求めた。図中の分布は、NS 方向、EW 方向のうち、建屋剛性が小さく、応答の大きい NS 方向（西壁：RA 通り、東壁：RG 通り）の有限要素毎の最大せん断ひずみ度を示す。

Fig. 4-9 (a)(b)の評価においては、参考値として RC 造耐震壁の骨格曲線で定めた第 1 折点及び第 2 折点のせん断ひずみ度 ($\gamma_1 \sim \gamma_2$) 並びに基準地震動 S_s に対する RC 造耐震壁の許容限界 ($\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$)⁴⁻²²⁾を階毎にプロットした。

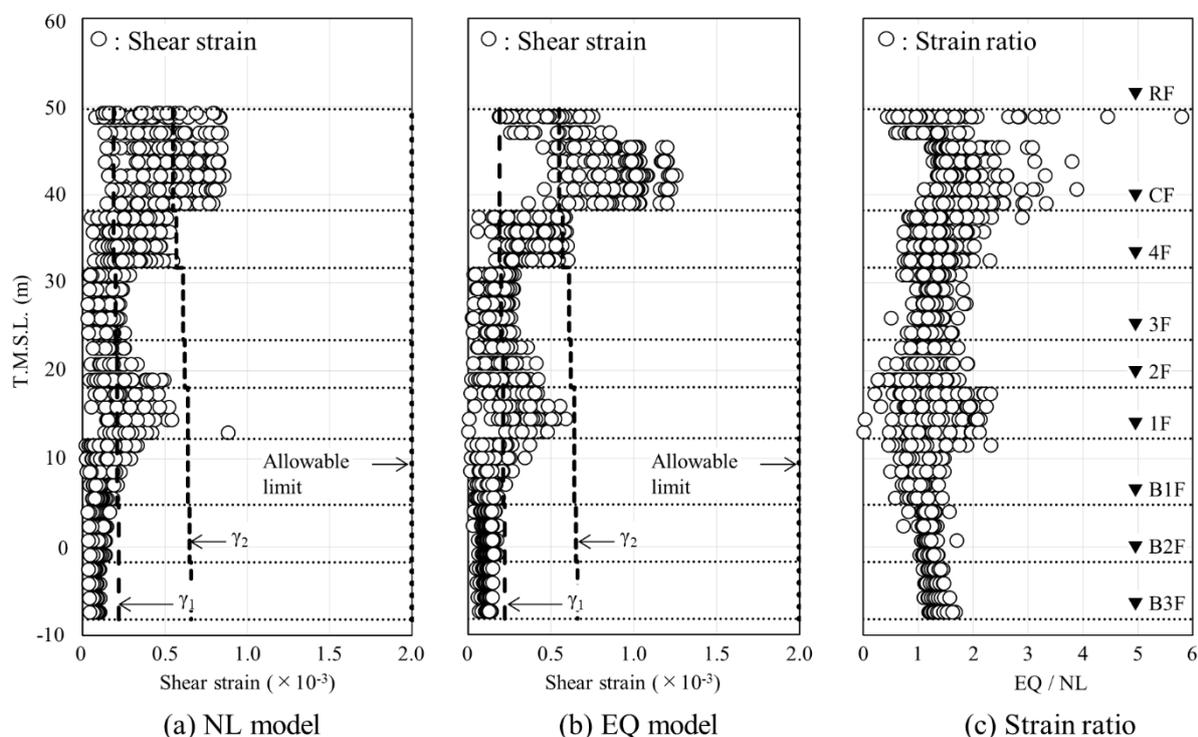


Fig. 4-9 Comparison of maximum shear strain and strain ratio distributions of external walls in NS direction⁴⁻⁷⁾

Fig. 4-9 (a)(b)より、せん断ひずみ度分布は、いずれのモデルも、1階 (1st Floor; 以下、1F という) (T.M.S.L.+12.3m) 付近及びオペレーティングフロアの床レベルである 4F (T.M.S.L.+31.7m)、CF (T.M.S.L.+38.2m) でせん断ひずみ度が大きい。個々の有限要素を見ると、一部で第2折点のせん断ひずみ度 γ_2 を上回るものの、許容限界 ($\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$) 及び最大耐力に相当する第3折点のせん断ひずみ度 ($\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$) は十分に下回っている。

次に、NL モデルと EQ モデルを比較すると、EQ モデルは塑性化が進む 1F より上層で個々の要素が第1折点を越え始めており、全体的に EQ モデルのせん断ひずみ度が NL モデルのせん断ひずみ度より大きい傾向にある。また、Fig. 4-9 (c)より、そのせん断ひずみ度比は塑性化が進む 1F 付近、4F 及び CF でばらつきが大きく、RC 材料の非線形性を RC 構成則もしくは等価剛性により考慮した影響が見られる。

さらに、個々の要素に着目するとせん断ひずみ度比は概ね 1.0 を上回っており、EQ モデルのせん断ひずみ度が NL モデルのせん断ひずみ度より大きめに評価されていることがわかる。これは、3章の NUPEC 振動台試験のシミュレーション解析でせん断ひずみ度が過小評価されていたことを踏まえると、Fig. 4-2 に示す非線形せん断パネルの分割方法を階高 1 分割、通り芯間 1 分割程度に改めたことが影響を及ぼしているものと考えられる。

Fig. 4-10 (a)(b)に NL モデル及び EQ モデルのせん断応力度分布を、Fig. 4-10 (c)にせん断応力度比分布を建屋各階の外壁に対して示す。図中の分布は、Fig. 4-9 と同様、建屋剛性が小さく、応答の大きい NS 方向 (西壁: RA 通り, 東壁: RG 通り) の有限要素毎の最大せん断応力度 (Fig. 4-10 (a)(b)) 及びそのせん断応力度比分布 (Fig. 4-10 (c)) である。このうち Fig. 4-10 (a)(b)には、参考値として RC 耐震壁の骨格曲線で定めた第1折点から第3折点までのせん断応力度 ($\tau_1 \sim \tau_3$) を階毎にプロットした。

Fig. 4-10 (a)(b)より、せん断応力度分布は、いずれのモデルも、1F 付近、4F 及び CF でせん断応力度が大きい。これら床レベルの応答値は、多くの要素で第1折点のせん断応力度 τ_1 及び第2折点のせん断応力度 τ_2 を上回る。その値は、一部で第2折点のせん断応力度 τ_2 を大きく上回り、第3折点のせん断応力度 τ_3 に近づくものの、 τ_3 を超えることはない。

このような傾向は、Fig. 4-9 のせん断ひずみ度分布と同様といえるものの、応答レベルが Fig. 4-9 より大きい。これは、本研究の NL モデルで仮定した RC 構成則 (Fig. 4-1 参照) が Fig. 4-9 (a)(b)及び Fig. 4-10 (a)(b)にプロットした第1折点から第3折点のせん断ひずみ度、せん断応力度と必ずしも一致する訳ではなく、また、RC 構成則に基づく個々の要素の τ - γ 関係が同図の骨格曲線より大きめに収束したことで、このような差異が生じたものと考えられる。

次に、NL モデルと EQ モデルを比較すると、EQ モデルは、塑性化が進む 1F 付近、4F 及び CF で概ね NL モデルを上回り、応答を大きめに評価していることがわかる。これは、Fig. 3-5 に示す等価線形解析で設定したパラメータ (せん断ひずみ度調整係数、減衰調整係数、非線形せん断パネル) の影響により、EQ モデルの個々の要素の τ - γ 関係が NL モデルの τ - γ 関係と概ね同等、もしくはそれより大きい値に収束したためと考えられる。

また、Fig. 4-10 (c)のせん断応力度比分布に着目すると、その比率は概ね 1.0 を上回るものの、Fig. 4-9 (c)のせん断ひずみ度比分布より応答レベルが小さい。このようなことから、EQ

モデルの τ - γ 関係から得られる等価剛性は NL モデルの剛性よりもやや柔らかい緩やかな勾配を持つ剛性に収束しており，両者を比較したときにせん断応力度よりせん断ひずみ度の方が大きめに評価されやすかったものと考えられる。

なお，これら等価線形解析で設定したパラメータのうち，減衰調整係数は 1.0 の低減を見込まない値としているため，同係数がせん断ひずみ度及びせん断応力度に与える影響は小さい。一方，非線形せん断パネルは，3 章よりも高さ方向で分割方法を粗めの設定としているため，同パネル内の個々の要素の応答増大に一定程度影響を与えているものと考えられる。

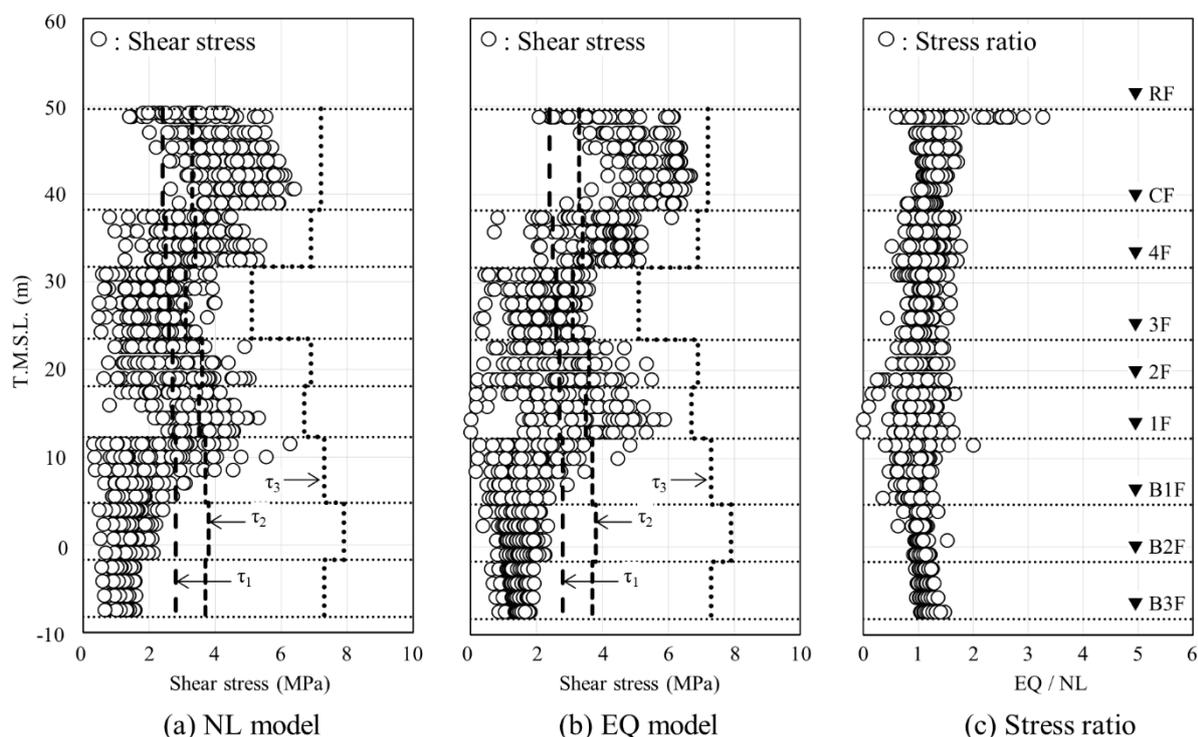


Fig. 4-10 Comparison of maximum shear stress and stress ratio distributions of external walls in NS direction⁴⁻⁷⁾

これらせん断ひずみ度分布及びせん断応力度分布の形状を視覚的及び空間的に把握するため，Fig. 4-11 に Fig. 4-9 (c)のせん断ひずみ度比及び Fig. 4-10 (c)のせん断応力度比の度数分布図を，Fig. 4-12 に NL モデルと EQ モデルのコンター図による比較を示す。ここで，Fig. 4-11 は相対的に塑性化の影響が大きい 1F, 4F, CF の応答比を，Fig. 4-12 は応答の大きかった西壁 (RA 通り) の有限要素毎の最大せん断ひずみ度及び最大せん断応力度である。また，Fig. 4-11 中の N は要素数， μ は平均値， σ は標準偏差，c.o.v.は変動係数 (σ/μ) を示す。

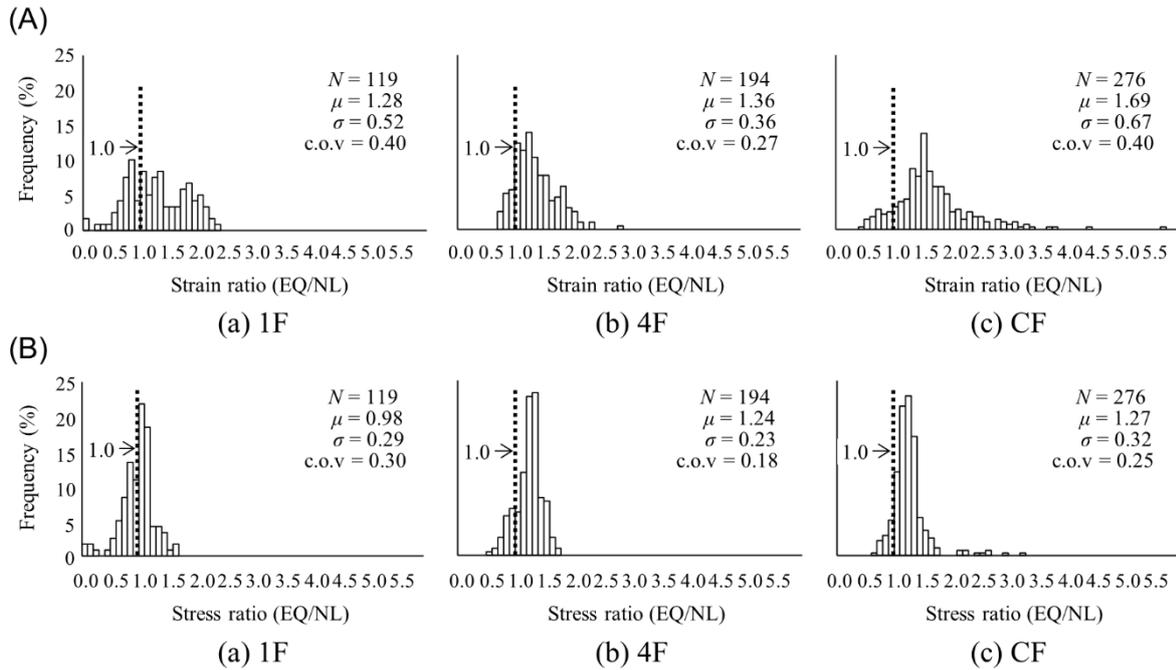


Fig. 4-11 Histograms at 1st floor (1F), 4th floor (4F) and crane floor (CF) of line RA external wall for (A) Strain ratio, (B) Stress ratio⁴⁻⁷⁾

Fig. 4-11 (A)より、1F、4F及びCFのせん断ひずみ度比は平均で1.0を上回っており、多くの要素でEQモデルがNLモデルより大きいことがわかる。このような傾向はFig. 4-11 (B)のせん断応力度比でも見られ、Fig. 4-11 (A)のせん断ひずみ度比と比べると平均値や標準偏差、変動係数が小さく、ばらつきも小さい。

これら度数分布図の形状より、一部1Fの平均値で1.0を若干下回る値が見られるものの、塑性化の進む範囲の多くでEQモデルはNLモデルと概ね同等、もしくはそれより大きめの関係にあるものと考えられる。

次に有限要素毎の最大せん断ひずみ度及び最大せん断応力度の空間的な分布形状に着目する。(Fig. 4-12 参照) Fig. 4-12 (A)より、EQモデルの最大せん断ひずみ度は、1Fの開口隅角部や直交する外壁の開口部周辺、4F開口部周り等の相対的に剛性の低い範囲でNLモデルの最大せん断ひずみ度を局所的に下回るものの、全体的にEQモデルの方が応答を大きめに評価していることがわかる。

また、塑性化の程度が大きい建屋上部のCF中央付近において、NLモデルの最大せん断ひずみ度が約 0.86×10^{-3} になるのに対しEQモデルの最大せん断ひずみ度は約 1.25×10^{-3} であり、EQモデルの方が大きい。このような傾向は、Fig. 4-12 (B)のCFの最大せん断応力度でも見られるものの、Fig. 4-12 (A)と比べるとNLモデルとEQモデルの差は小さい。これと同様な傾向はFig. 4-9からFig. 4-11でも見られ、両者は良い対応関係を示していることがわかる。

さらに Fig. 4-12 (B)より、EQ モデルの最大せん断応力度は、Fig. 4-12 (A)と同様に、開口部周辺で NL モデルをやや下回る傾向を示すものの、1F、4F 及び CF で EQ モデルが NL モデルを上回る。また、建屋上部の CF 中央付近の最大せん断応力度は、NL モデルの最大値で約 6.40MPa、EQ モデルで約 6.68MPa となり、EQ モデルの方が大きい。このような空間的な分布形状からも、EQ モデルは、塑性化が進む範囲において、NL モデルよりもせん断ひずみ度及びせん断応力度を大きめに評価する傾向にあることがわかる。

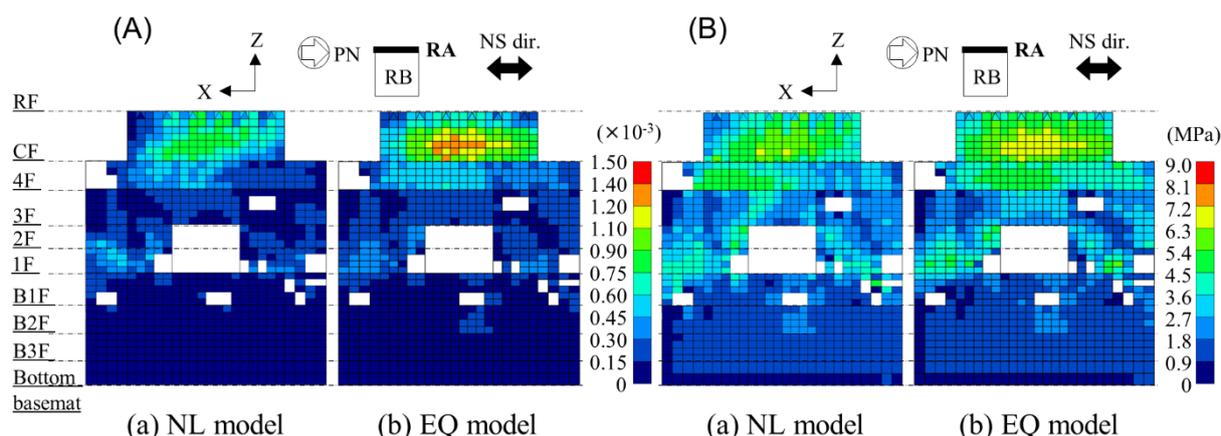


Fig. 4-12 Comparison of NL model and EQ model of line RA external wall for (A) Shear strain contour, (B) Shear stress contour⁴⁻⁷⁾

(2) 外壁の最大応答加速度及び最大応答変位

Fig. 4-13 にそれぞれのモデルの加速度コンターを示す。図中のコンターは、応答の大きかった NS 方向の北壁 (R7 通り：面外方向) 及び西壁 (RA 通り：面内方向) の節点毎の最大応答加速度を示す。

Fig. 4-13 より、いずれのモデルも埋め込み部を境界に上部構造で応答値が大きくなる傾向にあり、同一の壁内部でも要素毎の加速度に差異が見られ、4F 壁の中央付近上部の面外及び CF 上部の面内で応答が大きい。Fig. 4-13 (A)の面外方向の応答は、NL モデルと EQ モデルを比較すると、埋め込み部を境界として上部構造の壁面内にせん断ひびわれの影響と見られる局所的な応答の差異が見られるものの、全体的に NL モデルの傾向を良く捉えており、その差異は小さいと考える。

一方で、Fig. 4-13 (B)の EQ モデルの面内方向の応答は、NL モデルと比較して、定性的には概ね一致した傾向にあるものの、CF 上部の一部で NL モデルを下回る。これは、Fig. 4-12 で見られたせん断ひずみ度及びせん断応力度の差異や直交する外壁の面外方向の応答の影響と考えられ、局所的に塑性化が進む一部範囲でこのような差異が生じやすいものと考えられる。

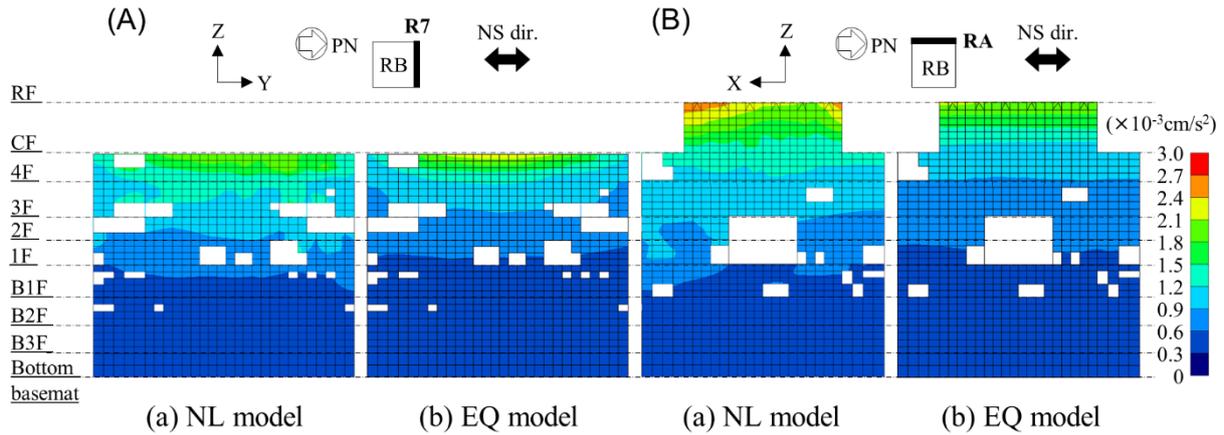


Fig. 4-13 Comparison of NL model and EQ model of acceleration response contour for (A) Line R7 external walls (out-of-plane), (B) Line RA external walls (in-plane)⁴⁻⁷⁾

次に、節点毎の最大応答変位の差異に着目する。Fig. 4-14 にそれぞれのモデルの応答変位コンターを示す。図中の応答変位は、基礎版下端中央付近からの相対変位として評価した。

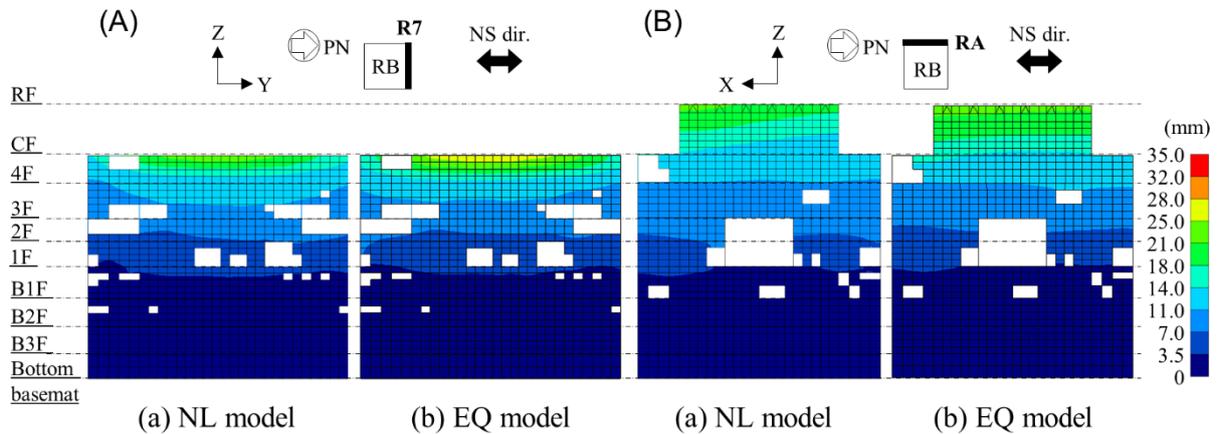


Fig. 4-14 Comparison of NL model and EQ model of displacement response contour for (A) Line R7 external walls (out-of-plane), (B) Line RA external walls (in-plane)⁴⁻⁷⁾

Fig. 4-14 より、いずれのモデルも加速度コンターと同様、埋め込み部を境界に上部構造で応答が大きくなるのがわかる。また、NLモデルとEQモデルの面外方向の応答を比較すると、壁面内の全体的な差異は小さく、EQモデルの方が若干大きい。(Fig. 4-14(A)参照) 面内方向の応答についても、全体的にNLモデルとEQモデルは概ね同等であり、一部でEQモデルがNLモデルよりやや大きい傾向にある。(Fig. 4-14(B)参照)

(3) 床上の加速度応答スペクトル

次に、RC 耐震壁が非線形化していると考えられる NS 方向の 4F 及び RF 床上の 4 点の加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 5\%$ ）を比較する。（Fig. 4-15 及び Fig. 4-16 参照）

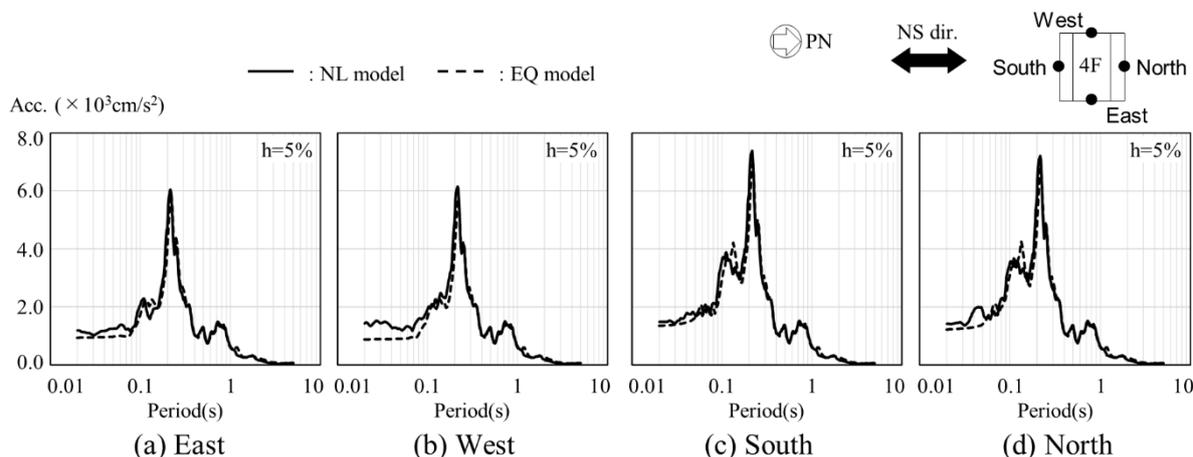


Fig. 4-15 Comparison of acceleration response spectra of 4 nodes at 4F⁴⁻⁷⁾

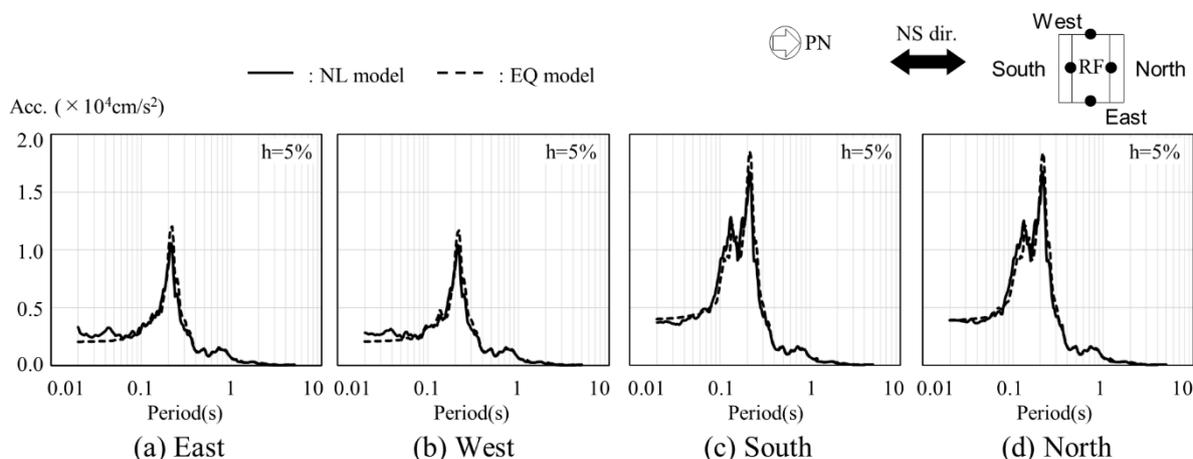


Fig. 4-16 Comparison of acceleration response spectra of 4 nodes at RF⁴⁻⁷⁾

4F 及び屋上階四隅の節点の中央に位置する東西南北の床上 4 点の応答スペクトルは、いずれも 0.2 秒付近に卓越周期を有しており、面内方向（西壁，東壁）より面外方向（南壁，北壁）のピーク位置の振幅が大きい。また、南北の床上の応答スペクトルには、壁の面外応答の影響と見られる 0.1 秒から 0.15 秒付近のピークが確認でき、東西の床上に対して短周期側の振

幅が大きくなっている。このような傾向は4F (Fig. 4-15) と RF (Fig. 4-16) で同様と言えるものの、振幅レベルは屋上階の方が大きい。

NL モデルと EQ モデルを比較すると、RC 造耐震壁のせん断ひびわれの影響と見られる細かなスペクトル形状の違いが 0.15 秒以下の短周期側に表れており、この周期帯において NL モデルが EQ モデルをやや上回る傾向にある。これは、EQ モデルの加速度応答スペクトルが RC 材料の非線形性を等価剛性及び有効減衰に置き換えて複素周波数応答解析上で評価しているためであり、NL モデルのようにその影響を時々刻々の時刻歴応答解析上で追跡していないためと考えられる。

4.6 まとめ

本章では、RC 材料の非線形性の影響を近似的に評価する等価線形解析手法に着目し、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋を対象とした非線形解析結果との比較から、当該手法の解析精度を検討した。本検討により得られた知見を以下に示す。

(1) 外壁の最大せん断ひずみ度及び最大せん断応力度

EQ モデルによる等価線形解析では、ひずみ度レベルの増大に伴い、埋め込み部を境界に上部構造で建屋の塑性化が進み、塑性化の程度の大きい 1F, 4F, CF の壁の最大せん断ひずみ度で、NL モデルによる非線形解析と概ね同等もしくはそれより大きい最大せん断ひずみ度が得られた。このような結果は、3 章の NUPEC 振動台試験のシミュレーション解析と異なる傾向といえるものの、最大せん断ひずみ度を NL モデルと同程度とするため、RC の等価線形解析で用いる非線形せん断パネルの設定を壁高 1 分割、通り芯間 1 分割程度に改めた影響と考えられる。

同様に、最大せん断応力度に対しても、建屋の塑性化が進む範囲で NL モデルと同等もしくはより大きな結果が得られた。これに加え、NL モデルに対する EQ モデルのせん断応力度比は、最大せん断ひずみ度の応答比と比べ全体的に値が小さく、ばらつきも小さい傾向にあった。これは、本章で定めた等価線形解析の条件設定では、建屋の塑性化が進む範囲でその剛性を低めに評価する傾向にあり、最大せん断ひずみ度と比較して、最大せん断応力度を小さめに計算しやすかったものと推定される。

(2) 外壁の最大応答加速度及び最大応答変位

EQ モデルによる外壁の面内・面外方向の最大応答加速度及び最大応答変位は、一部局部的に塑性化が進むクレーン階上部の加速度で NL モデルを下回る傾向が見られるものの、全体的に NL モデルの分布形状を良く捉えた結果が得られた。

(3) 床上の加速度応答スペクトル

4F 及び屋上階東西南北の壁中央に位置する床上の加速度応答スペクトルでは、NL モデルと EQ モデルの間でせん断ひびわれの影響と見られる短周期側の形状の差異が見られるものの、卓越振動数等の主要なピークやその幅、振幅等で NL モデルと良好な対応関係にあることを示した。

なお、これら(1)から(3)に示す傾向のうち(2)及び(3)は、3 章の NUPEC 振動台試験を対象とした既往研究とほぼ同様の結果である。

上述のとおり、文献 4-18 に示す標準的な地盤条件下での原子炉建屋に対する等価線形解析は、基準地震動 S_s 相当の大地震を想定した応答で非線形解析と概ね同様もしくはそれより大きい解析結果が期待できるものの、現状、以下のような課題があるものと考えられる。

- ・ 非線形せん断パネルによる等価剛性及び有効減衰の評価は、外壁や内壁、補助壁等の主要な耐震要素のみを対象としている。このため、円筒状の RCCV 壁や基礎版・床スラブ

等の面材，柱や梁等のフレーム材に対しては，その非線形性を間接的に評価するに留まっており，将来的に直接評価できるような機能が拡張された際は，さらなる追加の検証が必要である。

- ・ 地盤の非線形解析では，等価線形解析の適用範囲として支持地盤の剛性低下率の平均値で 0.7 の下限値^{4,22)}が示されているものの，RC の等価線形解析においては同様の下限値が示されていない。
- ・ 本章及び 3 章で一応の適用範囲を示したものの，等価線形解析の条件設定に関するより定量的な検討が必要である。

以上，本章では，原子炉建屋の主たる耐震要素である RC 造耐震壁の非線形応答性状に着目し，等価線形解析の原子炉施設への適用性に関する基礎的な検討を実施した。一方で，本手法は，等価線形解析に関する条件設定が限定的であり，限られた入力地震動及び理想的な地盤条件での基礎的な検討であることから，1つの知見として捉えることはできるものの，原子炉建屋等の実建屋に適用するためには，より複雑な地盤の影響を考慮した地盤-建物相互作用解析やその他の試験結果との照合を通した十分な知見の蓄積が必要であると考えられる。これについては，今後の課題としたい。

4 章の参考文献

- 4-1) Ghiocel, D., Todorovski, L.: Fast Nonlinear Seismic Soil-Structure Interaction (SSI) Analysis of Nuclear Shear Wall Concrete Structures Subjected to Review Level Earthquake, Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2013.8
- 4-2) Ghiocel, D.: Nonlinear Seismic Soil-Structure (SSI) Analysis Using an Efficient Complex Frequency Approach, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2014.8
- 4-3) Ghiocel, D.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis Using a Hybrid Time-Complex Frequency Approach Frequency Approach for Low-Rise Nuclear Concrete Shearwall Buildings, Transaction of the 23th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2015.8
- 4-4) Ghiocel, D., Jang, Y. and Lee, I.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis of Low-Rise Concrete Shear Wall Buildings for Design-Level (DBE) and Beyond Design-Level (BDBE), Transaction of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2017.8
- 4-5) OECD/NEA/CSNI: Seismic Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test - Comparison Report, NEA/CSNI/R (96)10, OECD/GD (96)188, 1996
- 4-6) IAEA: Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, IAEA, Vienna, 2013.11
- 4-7) 市原義孝, 中村尚弘, 鍋島国彦, 崔炳賢, 西田明美: 原子炉建屋の等価線形三次元 FEM 解析による地盤－建物連成系地震応答に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 68B, pp.271-283, 2022.4, https://doi.org/10.3130/aijse.68B.0_271
- 4-8) Ichihara, Y., Nakamura, N., Nabeshima, K., Choi, B. and Nishida, A.: Applicability of Equivalent Linear Three-Dimensional FEM Analysis of Reactor Buildings to the Seismic Response of a Soil-Structure Interaction System, Transaction of the 26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor, 2022.7
- 4-9) ITOCHU Techno-Solutions Corporation: FINAS/STAR Version 2015r170210 User Manual, ITOCHU Techno-Solutions Corporation, Tokyo, Japan, 2017
- 4-10) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- 4-11) 前川宏一, 福浦尚之: 疑似直交 2 方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集 No.634/V-45, pp.177-195, 1999.11
- 4-12) JSCE: Standard Specification for Concrete Structures -2007 "Design", JSCE Guidelines for Concrete No.15, JSCE, 2010.12
- 4-13) GP Technologies, Inc.: ACS SASSI Version 4.1 (IKTR1) Main Software User Manual Revision 2, GP Technologies Inc, New York, USA, 2019
- 4-14) GP Technologies, Inc.: ACS SASSI Version 3.0 (IKTR5) Main Software User Manual Revision 4, GP Technologies Inc, New York, USA, 2016

- 4-15) 市原義孝, 中村尚弘, 森谷寛, 堀口朋裕, 崔炳賢: 鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討—原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析—, 日本原子力学会和文論文誌, Vol. 21, No. 1, 2022.2,
<https://doi.org/10.3327/taesj.J20.038>
- 4-16) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版, 日本電気協会, 1991
- 4-17) Cheng, Y., Mertz, G.: Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Low-Rise Shear Walls of Building Structures, University of Missouri-Rolla, Department of Civil Engineering, Civil Engineering Study Structural Series 89-30, University of Missouri-Rolla, 1989
- 4-18) 市原義孝, 森谷寛, 小林恒一, 山崎宏晃, 大橋守人: 原子炉施設の建屋三次元地震時挙動の精緻な推定に資する影響因子の分析とそのモデル化に関する検討, NRA 技術報告, No. NTEC-2021-4002, 原子力規制委員会, 2021.3
- 4-19) Ichihara, Y., Nakamura, N., Nabeshima, K., Choi, B. and Nishida, A.: 3D FEM Soil-Structure Interaction Analysis for Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Considering Soil Separation and Sliding, Frontiers in Built Environment, Frontiers Media S.A., Volume 7, 2021.6
- 4-20) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針基準地震動策定・地質調査編 JEAG4601-2007, 日本電気協会, 2008
- 4-21) Noda, S., Yashiro, K., Takahashi, T., Takemura, M., Ohno, S., Tohdo, M. and Watanabe, T.: Response Spectra for Design Purpose of Stiff Structure on Rock Sites, The OECD/NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering, 2002.10
- 4-22) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015, 日本電気協会, 2017

第5章 原子炉建屋の剥離・滑りを考慮した三次元 FEM 地盤－建物相互作用解析

5.1 はじめに

前章では、Ghiocel et al.^{5-1), 5-2), 5-3), 5-4)}が提案する RC の等価線形化手法の適用性検討として、IAEA による KARISMA ベンチマーク解析⁵⁻⁵⁾で使用された柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋を対象に基準地震動 S_s ⁵⁻⁶⁾相当の地震動による非線形及び等価線形三次元 FEM 解析から、同手法による解析結果が非線形解析結果と概ね同様もしくはそれより大きい、保守的な傾向となることを明らかにした。

一方で、これら RC の等価線形化に関する検討は、RC 材料の非線形性が建屋応答に及ぼす影響に着目するため、複雑な地盤構成及び地盤の非線形化による相互作用への影響を排除した、文献 5-7)に示すある理想的な地盤条件下(地盤のせん断波速度 $V_s = 880\text{m/s}$ の一様な地盤)での検討であった。

このため、地下外壁側面の地盤の剥離・滑り及び基礎底面に生じる基礎浮き上がり等の地盤－建物境界部の非線形挙動については、4 章の検討対象外としており、同手法を実務レベルに拡張していくには、今後、これら非線形挙動に対しても何らかの等価線形化を図る必要がある。しかし、地盤－建物境界部の非線形性は、2 章で述べたとおり、埋め込みを有する建屋の耐震安全性を適切に評価する上で極めて重要であるといえるものの、実地盤及び実建屋の情報から剥離・滑りを含む実際の非線形挙動を精度良く評価するためには、非線形解析を主体とした基礎的な検証による実現象のより一層の解明が必要と考える。

そこで本章では、後述するジョイント要素による非線形三次元 FEM 解析に着目し、同解析より得られる非線形解析結果から、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが原子炉建屋の応答に与える影響を明らかにする。すなわち、4 章と同一建屋を対象とした実地盤、実建屋及び実観測記録に基づく非線形解析を主体とした詳細な地盤－建物相互作用解析から、本章で使用する非線形解析手法及び解析モデルの妥当性を確認する。そのために、本章では、以下の 2 種類の解析モデルを用いて地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが建屋の最大応答加速度分布、建屋側面及び基礎版底面の土圧性状に与える影響を明らかにする。

- ・ Model A : 地盤等価線形, 地盤－建物境界部固着, 建屋線形による三次元 FEM モデル
- ・ Model B : 地盤等価線形, 地盤－建物境界部を非線形, 建屋線形による三次元 FEM モデル

本章ではまず 5.2 節で地盤－建物相互作用を考慮した建屋のモデル化と地震応答解析手法について示す。建屋は ABWR の柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋とし、地盤は IAEA

⁵⁻⁵⁾に基づく実地盤とする。地盤—建物境界部は、節点共有の固着条件とした Model A 及びジョイント要素により当該部の非線形性を考慮した Model B の 2 種類とする。これに 2007 年新潟県中越沖地震の本震時に建屋で観測された波形を元に作成した地震動を入力する。

5.3 節では三次元 FEM モデルによるシミュレーション解析から本章で使用する地震応答解析手法及び地震応答解析モデルの解析精度を明らかにする。これに加え、地盤の剥離・滑りが最大応答加速度、建屋側面及び底面の土圧性状の局所的な応答に与える影響を明らかにする。なお、本章での成果は、「3D FEM Soil-Structure Interaction Analysis for Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Considering Soil Separation and Sliding」⁵⁻⁸⁾として 2021 年 6 月に Frontiers Media S.A.社の Frontiers in Built Environment にて発表している。

5.2 非線形解析手法

非線形解析には、3章及び4章と同じ FINAS/STAR⁵⁻⁹⁾を用いる。Model A 及び Model B の三次元 FEM モデルはいずれも Newmark- β 法 ($\beta=1/4$, $\gamma=1/2$) による時刻歴応答解析とし、それぞれ線形解析、非線形解析により応答を求める。RC の力学的挙動は Model A, Model B ともに線形とし、地下外壁側面に生じる剥離・滑りの非線形挙動のみ、Model B で考慮する。

Model B の非線形解析における反復方法は接線剛性法とし、3回まで収束を求めた。3回に達しても収束が得られない場合には、残差力を次の解析ステップに持ち越した。解析の時間刻みは、Model A の線形解析で 0.01 秒、Model B の非線形解析で 0.001 秒とした。なお、Model B の地盤－建物境界部の詳細は後述する 5.3.3 項を参照されたい。

5.3 原子炉建屋のモデル化

本節では、Model A 及び Model B の線形及び非線形三次元 FEM のモデル化について述べる。なお、ここで用いる地盤－建物境界部は、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが建屋応答に及ぼす影響に着目するため、基礎－底面地盤間の基礎浮き上がり等の非線形挙動の影響を排除した、既往研究⁵⁻¹⁰⁾と同じ当該境界部を固着条件とした基礎的な検討を実施する。

5.3.1 建屋のモデル化

Fig. 5-1 (A)に建屋の代表的な平面図及び断面図を示す。建屋は、4章と同じ KARISMA ベンチマーク解析で対象となった柏崎刈羽原子力発電所 7号機原子炉建屋のみとし、隣接する建屋の影響は考慮しない。

原子炉建屋の主たる構造は、RC造（一部 SRC造及び鉄骨造）で、鉄骨造陸屋根を有する屋根トラスで構成される地上4階、地下3階の建屋である。平面形状は、56.6m（NS方向）×59.6m（EW方向）であり、基礎版下端から屋根スラブ上端までの高さは63.4mで、地上からの高さは37.7mである。建屋中央部には、RCCVがあり、厚さ5.5mのRC造のベタ基礎の上に設置し、建屋と一体の構造となっている。

なお、図中の7-R1及び7-R2は建屋内で観測波形が記録された地震計の設置位置である。7-R1は3階（3rd Floor; 以下、3Fという）に設置された地震計の位置を、7-R2は地下3階（3rd Basement Floor; 以下、B3Fという）に設置された地震計の位置を示す。

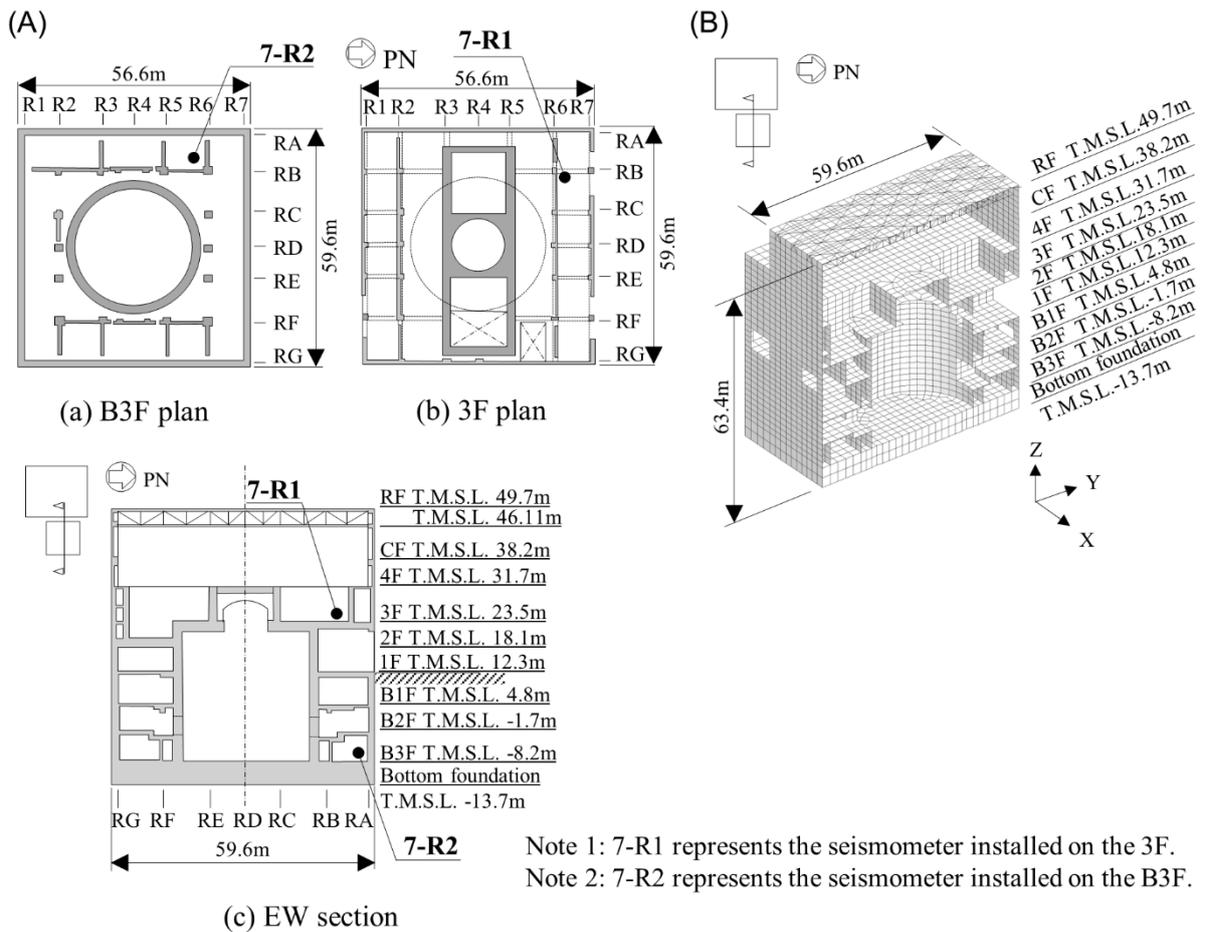


Fig. 5-1 Depiction of structural model.⁵⁻⁸⁾ (A) Key plans and key cross section of the building. (B) Detailed structural model.

Table 5-1 に使用材料の物性値を示す。使用材料の物性値は、文献 5-5 を参考に設定した。RC 材料及び鉄骨材料は、同一建屋を対象としたこれまでの既往研究^{5-11), 5-12)}を参考に線形と仮定した。

Table 5-1 Structural material properties⁵⁻⁸⁾

Structural parts or materials	Young's modulus	Shear modulus	Poisson's ratio	Specific weight
	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	ν	γ (kN/m ³)
Foundation	29,000	12,100	0.20	23.5
Structure	31,300	13,100	0.20	24.0
Steel reinforcement	205,000	—	—	77.0
Structural steel	205,000	79,000	0.30	77.0

Table 5-2 に建屋の階レベルと重量を示す。建屋の重量は、文献 5-5 に示されている質点系モデルの重量分布と一致するように三次元 FEM モデルとの差分を床レベル位置で密度調整した。

Table 5-2 Floor level and weight distribution of LMSM and 3D FEM model⁵⁻⁸⁾

RB						RCCV					
Floor	Elevation T.M.S.L. (m)				Weight (kN)	Floor	Elevation T.M.S.L. (m)				Weight (kN)
	LMSM	3D FEM model					LMSM	3D FEM model			
RF	49.70	49.70	-	43.95	39,760						
CF	38.20	43.95	-	34.95	80,820						
4F	31.70	34.95	-	27.60	86,110	4F	31.70	34.95	-	27.60	93,200
3F	23.50	27.60	-	20.80	86,400	3F	23.50	27.60	-	20.80	158,100
2F	18.10	20.80	-	15.20	56,460	2F	18.10	20.80	-	15.20	104,900
1F	12.30	15.20	-	8.55	82,650	1F	12.30	15.20	-	8.55	203,200
B1F	4.80	8.55	-	1.55	81,700	B1F	4.80	8.55	-	1.55	126,500
B2F	-1.70	1.55	-	-4.95	82,900	B2F	-1.70	1.55	-	-4.95	139,500
B3F	-8.20	-4.95	-	-10.95	349,200						
Base	-13.70	-10.95	-	-13.70	220,300						
				Total	1,991,700						

Fig. 5-1 (B)に建屋モデルを示す。建屋は、Model A, Model B で共通とし、基礎版をソリッド要素、床スラブ・壁をシェル要素、柱・梁をビーム要素、屋根スラブを構成する斜材・束材・水平ブレースを一次元のロッド要素でモデル化した。壁と基礎版の接合部は、シェル要

素とソリッド要素との回転変形の連続性を図るため、壁のシェル要素を基礎版下端まで埋め込んだ。

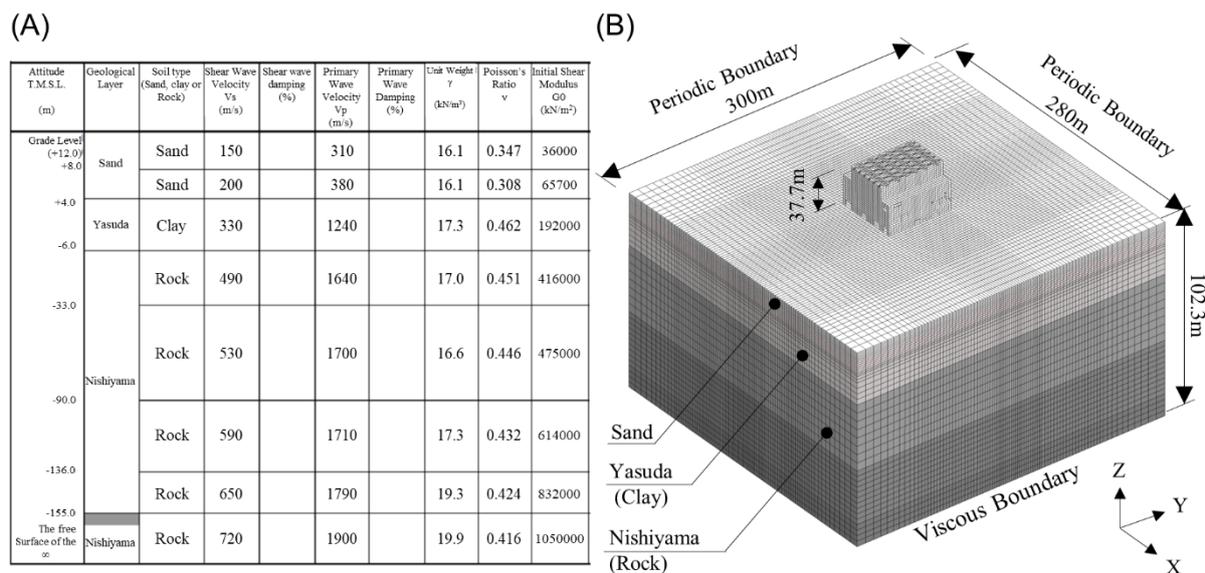
メッシュサイズは、2.0m を目安として平面の通り芯間及び立面のフロア間が 4~5 分割となるように設定した。壁・床の開口部は、開口の大きさが概ね 2.0m² 以上となる主要な開口部のみを対象に建屋モデルに反映した。格納容器内部の大型機器は、重量のみを考慮するものとし、機器が取り付けられている当該階の床スラブに等分布荷重として入力した。

なお、クレーン階及び屋上階のモデル化は、4章の固有値解析の UD 方向において、IAEA⁵⁾の平均値との間で若干の差異が見られたことから、屋根スラブとトラス部の接合条件を変えるなど、水平方向の応答には影響を与えない程度の軽微な変更を加えた。

Model A, Model B の建屋の減衰はレーリー減衰とし、後述する基礎固定時の NS 方向 (4.18Hz) 及び EW 方向 (4.81Hz) の一次固有振動数の平均値及び UD 方向 (11.74Hz) の一次固有振動に対してコンクリートの減衰定数 h_c が $h_c = 5\%$ 、鉄骨の減衰定数 h_s が $h_s = 2\%$ と一致するような設定とした。

5.3.2 地盤のモデル化

地盤は、IAEA⁵⁻⁵⁾が示す実地盤とした。Fig. 5-1 (A)に地盤物性を、Fig. 5-1 (B)に地盤—建物相互作用を考慮した地盤モデルを示す。



Note: Rock designation is coming from Japanese terminology and is not consistent with IAEA safety standard.

Fig. 5-2 Depiction of soil model. ⁵⁻⁸⁾ (A) Soil properties. ⁵⁻⁵⁾ (B) Soil model considering soil-structure interaction.

地盤は、ソリッド要素で基礎幅の 5 倍程度まで水平方向に成層地盤としてモデル化した。メッシュサイズは、Bolisetti et al.⁵⁻¹³⁾を参考に、表層地盤の解析上限振動数が 15Hz 程度となるよう鉛直方向のせん断波速度 V_s に応じて 1.0m~7.125m の範囲で、T.M.S.L. -90.0m ($H = 102.3m$) までモデル化した。ここで実地盤の解放基盤面は、T.M.S.L. -155m であるものの、地盤及び建屋三次元 FEM モデルの計算負荷低減のため、既往の土方ら⁵⁻¹⁰⁾の研究を参考に Rock に分類される西山層表層の T.M.S.L. -90.0m までのモデル化とした。

一方で、Gatti et al.⁵⁻¹⁴⁾は、柏崎刈羽原子力発電所のサービスホールの borehole array 及び 5 号機原子炉建屋の borehole array で記録された 2007 年新潟県中越沖地震の本震及び余震による interferometry analysis から T.M.S.L. -100m 以深の地盤層序の不確実性の影響を指摘している。このため、筆者は、T.M.S.L. -90.0m の地盤モデルを採用するに当たって、工学的基盤 (T.M.S.L. -155m) までの地盤層をモデル化した地盤—建物相互作用モデルによる感度解析から、これら地盤層序が建屋の観測点の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルに与える影響は、5.4 節で後述する 2007 年新潟県中越沖地震観測記録を用いた地震動の入力方法においては、小さいことを確認している。

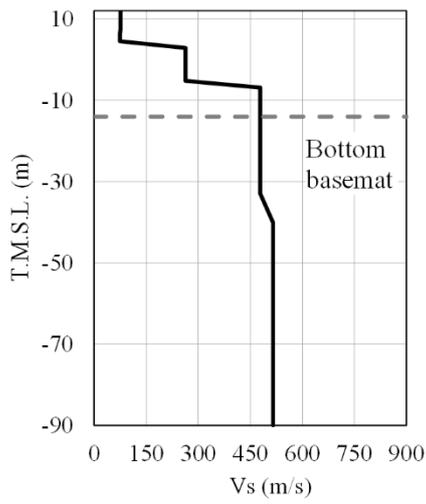
地盤モデルの側面境界は相対する側面の節点の並進変位を同一と仮定する周期境界（繰り返し境界）、底面境界は粘性境界とした。このとき、地盤モデル底面の粘性境界は、Fig. 5-2 (A)の地盤物性より求まる粘性係数を有するダッシュポットを介して地盤モデル下端の半無限地盤と結ばれる。

地震動は、5.4 節で後述する方法により求まる加速度時刻歴波形を地盤モデル下端より 2E 波で入力する。このとき、系全体の運動方程式は、半無限地盤より上方の地盤の振動を表す運動方程式と粘性境界の基本式を連成させることで解いている。

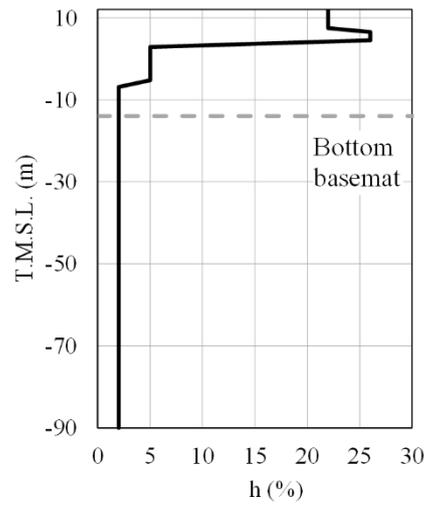
本検討における地盤－建物相互作用解析では、地盤モデルとして IAEA⁵⁻⁵⁾で求められた地盤の等価線形解析結果を用いた。ここで用いる等価線形解析結果は、SHAKE⁵⁻¹⁵⁾等に代表される重複反射理論に基づいた一次元波動伝播解析であり、時間変化に応じた地盤の非線形性状を無視したものである。精緻な解析ではないものの、原子炉施設の耐震解析で最も一般的な解析方法の1つであり、地盤及び建屋三次元 FEM モデルの計算負荷低減に大きな成果が見込めることから、本検討ではこの方法を採用する。

なお、2007 年新潟県中越沖地震時の地盤の最大せん断ひずみ度は、土方ら⁵⁻¹⁰⁾の地盤の材料非線形性を考慮した逐次非線形解析により、支持岩盤の西山層で 0.1%程度、表層の砂層の一部で 1%程度となることが確認されている。よって、本研究では、地盤は等価線形解析の適用範囲であると考え、等価剛性及び等価減衰により地盤をモデル化する。Fig. 5-3 に等価せん断波速度及び等価減衰定数の分布図を示す。この等価地盤物性に対し地盤－建物相互作用を考慮した三次元 FEM モデルである Model A の固有値解析を行い、地盤モデルの減衰を設定した。

Model A 及び Model B の地盤モデルの減衰はレーリー減衰とし、地盤－建物連成時の NS 方向 (1.21Hz) 及び EW 方向 (1.21Hz) の一次固有振動数の平均値と後述する建屋基礎固定時の UD 方向 (11.74Hz) の一次固有振動数に対して地盤の減衰定数 h_s が Fig. 5-3 に示す各層の等価減衰定数 h_{cq} と一致するような設定とした。



(a) Equivalent shear wave velocity V_s (m/s)



(b) Equivalent damping ratio h (%)

Fig. 5-3 Distribution of equivalent shear wave velocity and damping ratio⁵⁻⁸⁾

5.3.3 地盤－建物境界部のモデル化

Model A の地盤－建物境界部は、地盤及び建屋三次元 FEM モデルによる計算負荷低減のため、節点共有の固着条件とした。一方、Model B では当該部の非線形性を地盤－建物節点間のジョイント要素により考慮する。Fig. 5-4 (A)にジョイント要素による地盤－建物境界部のモデル化の概要を示す。

Model B は、地盤－建物間の節点を三方向のジョイント要素により接続しており、このモデル化によって地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる非線形現象を評価する。Fig. 5-4 (B)にジョイント要素による地下外壁側面の地盤の剥離・滑りの非線形地盤－建物相互作用の応答性状を示す。

ソリッド要素を用いて作成される非線形三次元 FEM モデルで地盤－建物境界部の剥離・滑り挙動を再現するため、本検討では、法線方向の圧縮剛性は極めて高いが引張剛性は 0 であるジョイント要素を使用する。Fig. 5-4 (C)にジョイント要素の非線形特性を示す。ジョイント要素の法線方向の剛性は、十分剛であることが望まれるが、無条件に大きな値とするとスパイク状の数値解析的なノイズが発生する可能性がある。

このため、本検討では、Nakamura et al.⁵⁻¹⁶⁾のジョイント要素のモデル化手法を参考に、事前に法線方向の剛性をパラメータとした感度解析を行い、数値計算上のノイズが小さい値として Novak et.al による方法⁵⁻¹⁷⁾から求まる側面地盤のばね定数の 1000 倍となるよう初期剛性の設定を行った。Fig. 5-4 (D) に Novak et al.による方法から求まる B3F から 1F までの側面地盤のばね定数を示す。

ジョイント要素の初期剛性は、Fig. 5-4 (D)に示すばね定数に 1000 倍を乗じた値をジョイント要素の支配面積に応じて配分する。ジョイント要素の初期応力の設定には、自重解析より算定した側面地盤の静止土圧による初期応力を用いた。せん断方向の動摩擦係数 μ_d は、東京電力 HD⁵⁻¹⁸⁾及び藪内ら⁵⁻¹⁹⁾を参考に地下外壁側面に介在する防水層を考慮した値として $\mu_d = 0.35$ とした。なお、Model A 及び Model B の相互作用は、4 章と同様、一体解法により考慮した。

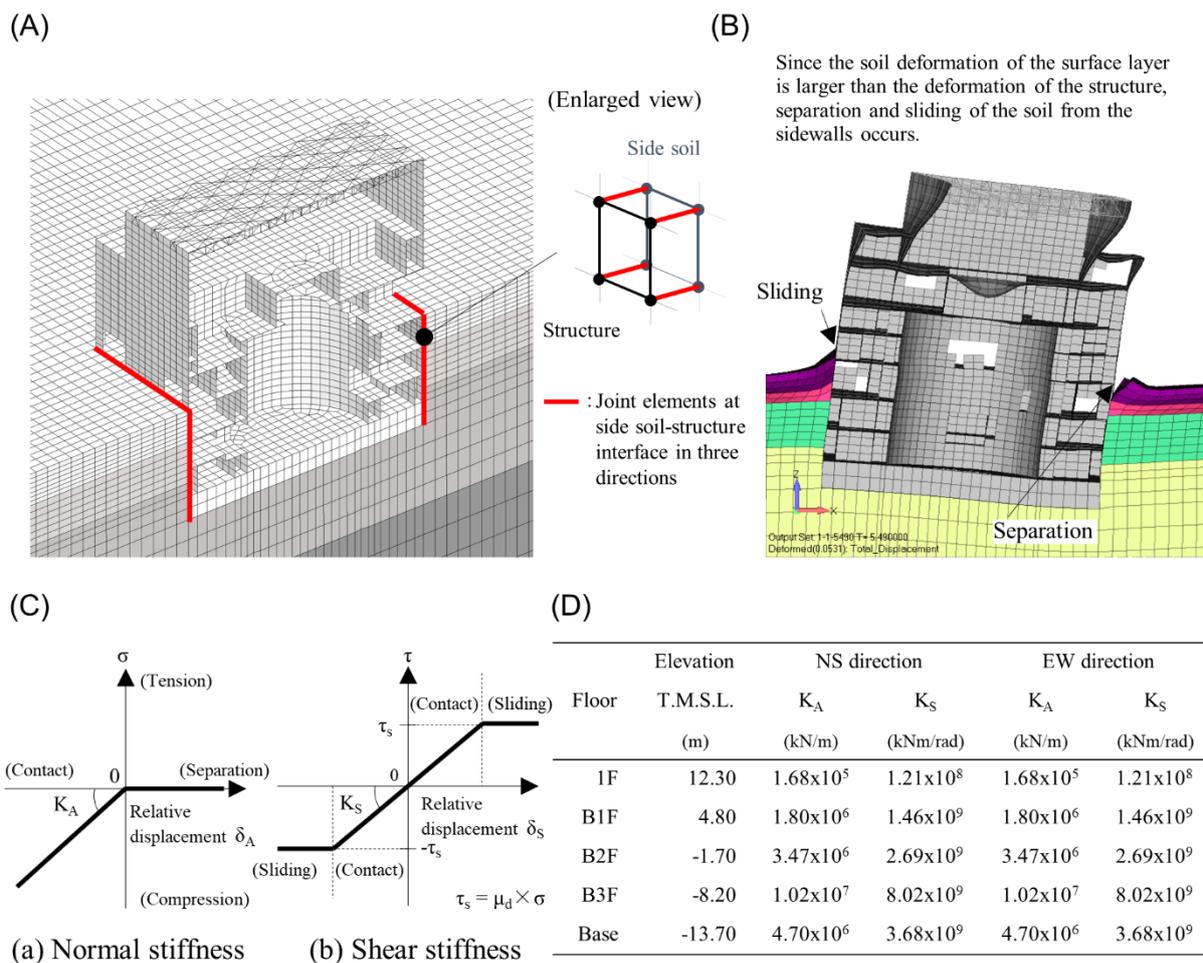


Fig. 5-4 Depiction of soil-structure interaction model. ⁵⁻⁸⁾ (A) Joint elements at soil-structure interface. (B) Response characteristics of nonlinear SSI of the separation and sliding of soil from sidewalls by joint elements. (C) Nonlinear properties of joint elements. (D) Spring constants of side soil from B3F to 1F level obtained from the method by Novak et al. ⁵⁻¹⁷⁾

5.4 2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を用いた地震動の入力方法

入力地震動は、水平 2 方向及び鉛直方向の 3 方向同時入力とし、2007 年新潟県中越沖地震の本震時に建屋で観測された波形から地盤モデル下端に入力する波形を作成した。このとき、建屋近傍地盤で観測記録が得られていないため、土方ら⁵⁻¹⁰⁾の研究を参考に B3F の基礎版上で得られた観測記録のはざとり波に対し、三次元 FEM モデルの応答波形と観測記録が一致するように地盤モデル下端に入力する 3 方向の入力波を算定した。すなわち、Fig. 5-2 (B)に示す地盤モデル下端で 3 方向の入力波形を仮定し、時刻歴応答解析を行い基礎版上での観測記録と解析結果の加速度時刻歴波形と応答スペクトルで適合するよう 3 方向の伝達関数を使い、繰り返し計算により地盤モデル下端の入力波形を評価した。

5.5 2007 年新潟県中越沖地震時の原子炉建屋の応答性状

5.5.1 固有値及び固有モード

5.3 節に示す建屋モデルの妥当性確認として、このモデルの基礎位置を固定し、初期剛性に基づく固有値解析を行った。Fig. 5-5 (A)に基礎固定時の建屋モデルの固有振動数を、Fig. 5-5 (B)に同モデルの一次の固有モード図を示す。Fig. 5-5 (A)には、参考値として KARISMA ベンチマーク解析の基礎固定時の固有振動数及び有効質量比の平均値を示す。

解析で得られた固有振動数及び有効質量比は、IAEA による KARISMA ベンチマーク解析参加者から提出された平均値に対して若干の差異が見られるものの、NS、EW 方向ともに一次モードの応答は概ね一致している。一方、UD 方向については、両者の差がやや大きい。これは、建屋モデルでは、RF と CF の床スラブが連成する面外方向の応答を一次モードとして捉えているのに対し (Fig. 5-5 参照)、IAEA⁵⁻⁵⁾の平均値は RF の床スラブ単独の応答を一次モードとして捉えているためと考えられる。

なお、Fig. 5-5 に示す固有値解析結果と 4 章に示す固有値解析結果との間で若干の差異が存在する。これは、5.3.1 項で述べたとおり、屋根スラブとトラス部の接合条件等を 4 章のモデル化から変更したためである。この RF のモデル化は、Fig. 5-5 に示すとおり、IAEA⁵⁻⁵⁾の参加者間でもばらついている。このため、UD 方向の固有振動数は、参考程度に比較することに留める。

(A)

	Fundamental frequency (Hz)			Modal participating mass ratios (%)		
	NS	EW	UD	NS	EW	UD
Fixed-base model	4.18	4.81	11.74	53.9	57.6	15.1
Mean of the IAEA	4.56	4.96	8.22	48.7	54.6	15.7

(B)

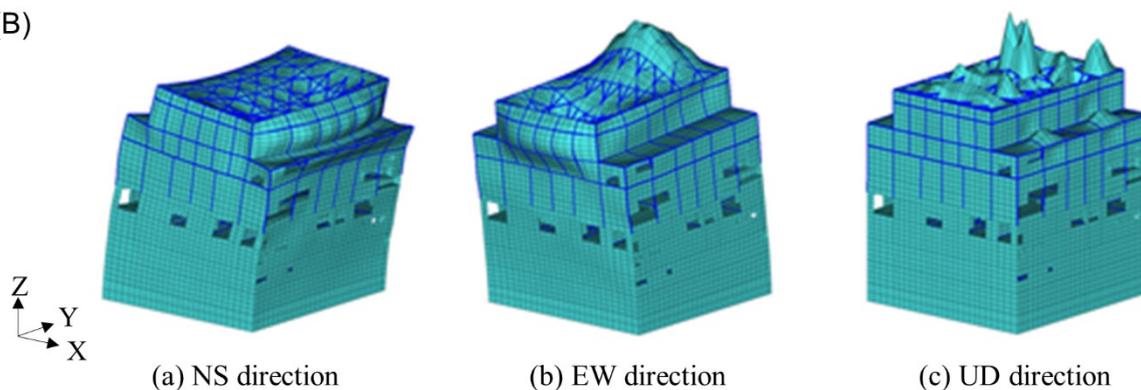


Fig. 5-5 Eigenvalue analyses results for fixed-base model. ⁵⁻⁸⁾ (A) Fundamental frequency and modal participating mass ratios. (B) Fundamental vibration mode shapes.

5.5.2 観測記録と非線形応答の比較

本項では、Fig. 5-2 (B)の地震応答解析モデルを用いて、観測記録に基づく地盤－建物相互作用解析を行い、本章で使用する解析手法及び解析モデルの解析精度を明らかにする。さらに、剥離・滑りを非考慮とした Model A と剥離・滑りを考慮とした Model B を比較し、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが 3F 観測点付近の建屋の水平応答に与える影響を明らかにする。

本検討では、Fig. 5-1 (A)に示す地震計設置位置近傍の節点の出力値を観測記録との比較に用いる応答値として使用する。Fig. 5-6 及び Fig. 5-7 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルの比較を示す。図中の赤の実線は観測記録、黒の破線は Model A、青の一点鎖線は Model B による結果を表す。本検討では、地盤モデル下端の入力波形を B3F の基礎版上での観測記録と適合するように繰り返し計算を行っているため、基礎版上での観測記録と各モデルの応答波形は概ね一致する。

まず、加速度時刻歴波形の応答性状を示す。Fig. 5-6 (A) (B)は B3F 及び 3F の加速度時刻歴波形の比較である。なお、図中の数字は観測記録、Model A 及び Model B それぞれの最大応答加速度を示す。加速度時刻歴波形及び最大応答加速度は、いずれのモデルにおいても、3F の観測点付近の応答と観測記録が良く対応する傾向が見られ、剥離・滑りを考慮したことによる影響は小さいことがわかる。

次に、加速度応答スペクトルの応答性状を示す。Fig. 5-7 (A) (B)は B3F 及び 3F の加速度応答スペクトルの比較である。加速度応答スペクトルは、いずれのモデルにおいても、3F の観測点付近の卓越周期近傍 (NS : 0.4 秒付近, EW : 0.3 秒付近) の応答波形が観測記録を若干下回るものの概ね観測記録と良く対応する傾向が見られ、剥離・滑りを考慮したことによる影響は小さいことがわかる。なお、この 3F 観測点の水平方向の加速度応答スペクトルの応答性状は、既往の 2007 年新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋を対象とした KARISMA ベンチマーク解析の Phase II Best estimate analysis の地盤－建物相互作用解析と比較しても非常に良く対応した結果である。

以上の結果より、水平方向の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、Model A 及び Model B のいずれのモデルにおいても 3F 観測記録と良く対応する傾向が見られ、剥離・滑りを考慮したことによる顕著な応答の差は見られなかった。このことから、地下外壁側面からの地盤の剥離・滑りが 3F 観測点付近の水平方向の応答に与える影響は、本研究で対象とした 2007 年新潟県中越沖地震及び解析条件においては、限定的なものであったと考えられる。

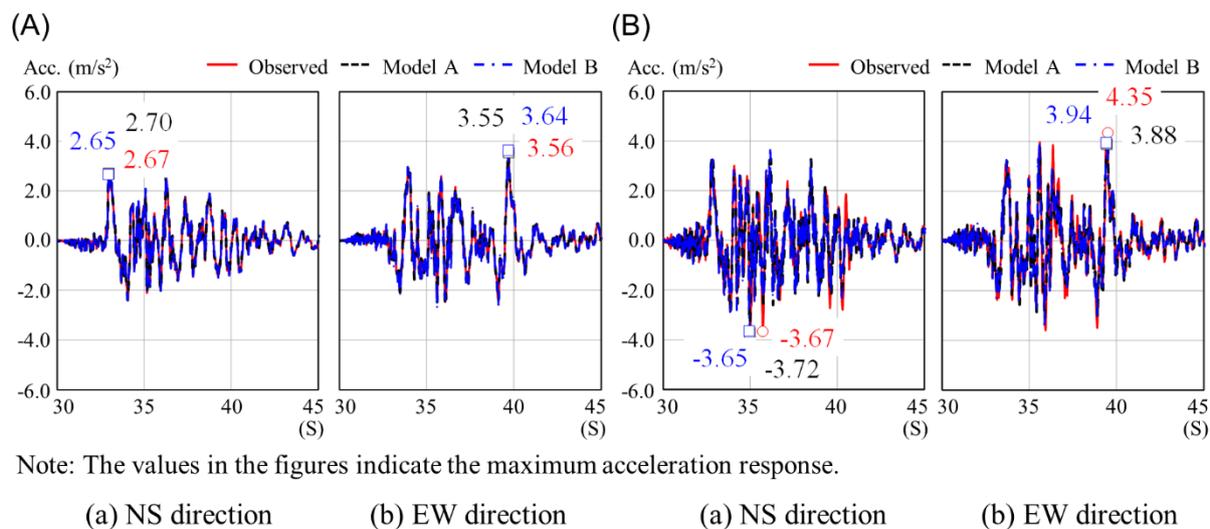


Fig. 5-6 Comparison of acceleration time histories at (A) 7-R2 on B3F and (B) 7-R1 on 3F⁵⁻⁸⁾

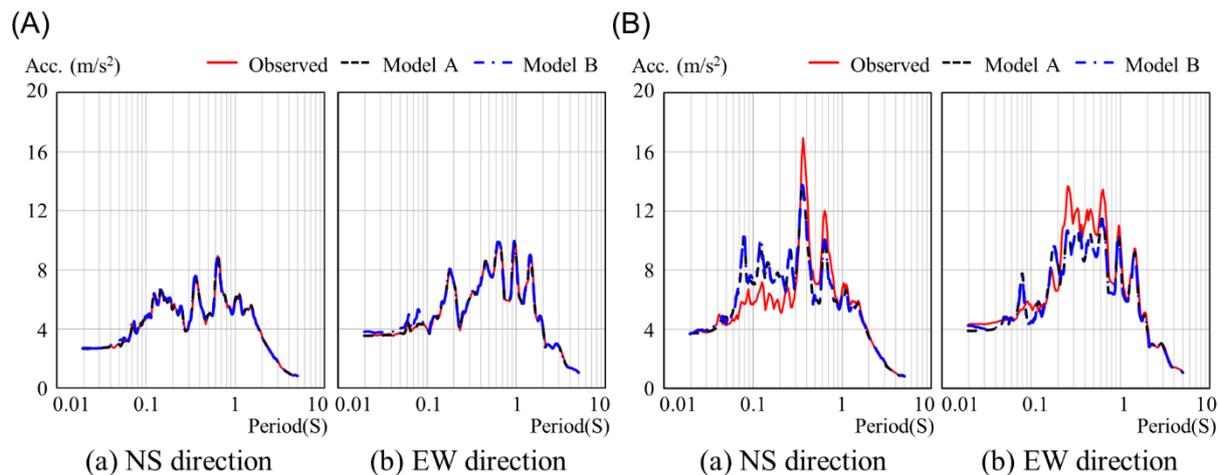


Fig. 5-7 Comparison of acceleration response spectra at (A) 7-R2 on B3F and (B) 7-R1 on 3F⁵⁻⁸⁾

5.5.3 地下外壁側面の剥離・滑りが建屋及び土圧の局所的な応答性状に与える影響

ここでは、2007年新潟県中越沖地震本震時の地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが最大応答加速度、建屋側面及び底面の土圧性状の局所的な応答に与える影響を明らかにする。

(1) 外壁及び床上の最大応答加速度

Fig. 5-8 (A)及び Fig. 5-8 (B)に、それぞれ3方向同時入力した Model A, Model B の NS 方向及び EW 方向の最大応答加速度コンターを示す。図中のコンターは、応答の大きかった北側の外壁及び西側の外壁の節点ごとの最大応答加速度を示す。Fig. 5-8 より、最大応答加速度は、埋め込み部を境界に上部構造で応答値が大きくなる傾向があり、同一の壁内部でも要素ごとの最大応答値に差が見られ、各階の中央付近や開口付近で面外方向の応答が大きくなるのがわかる。

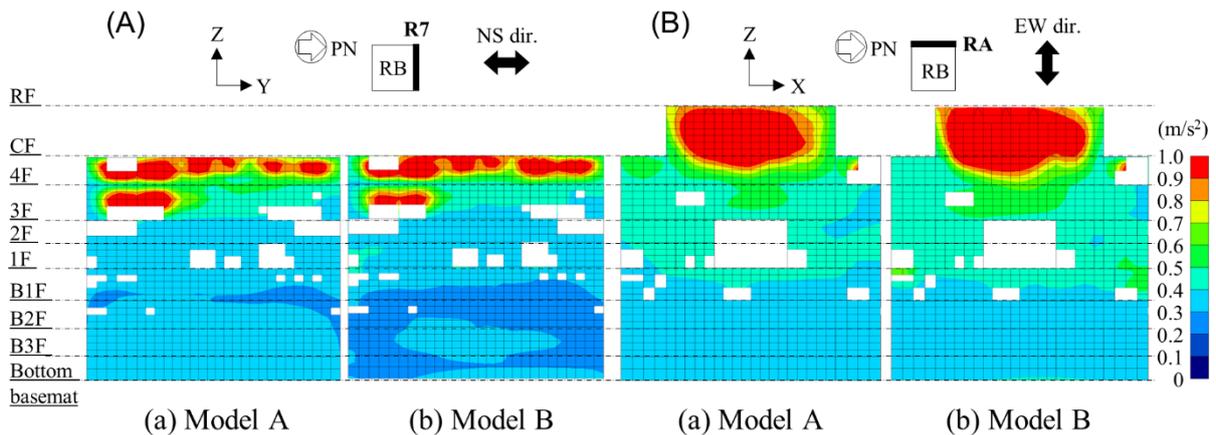


Fig. 5-8 Maximum acceleration contours in (A) NS direction for line R7 external walls (north) and (B) EW direction for line RA external walls (west)⁵⁻⁸⁾

Model A と Model B を比較すると、北側外壁の地下部及び西側外壁の 1F 付近を除き、剥離・滑りを考慮したことによる最大応答加速度の差異は小さいことがわかる。一方、北側外壁の地下部及び西側外壁の 1F 付近では、剥離・滑りを考慮したことによる局所的な最大応答加速度の差異が見られる。これら差異は、北側外壁地下部では応答の低減を表しているものの、西側外壁の 1F 端部では局所的な応答の増大を示している。この 1F 端部の応答の増大は、表層地盤の剥離・滑りの影響を受けているものと考えられ、建屋の応答に局所的な影響を及ぼす可能性がある。このため、1F の最大応答加速度コンターより、この影響を確認する。

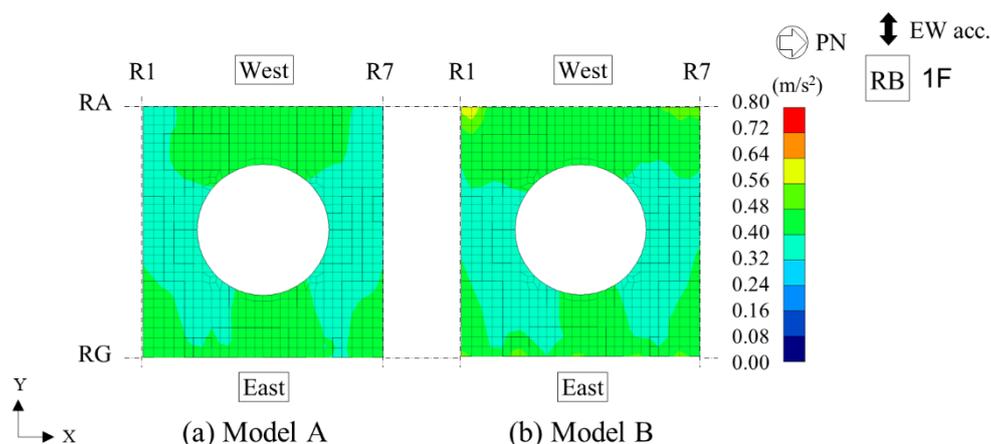


Fig. 5-9 Maximum acceleration contours in EW direction for 1F⁵⁻⁸⁾

Fig. 5-9 に 1F の EW 方向の最大応答加速度コンターを示す。1F の外壁周り、特に西側の端部 (R1 側及び R7 側) で局部的に最大応答加速度の差異が大きいことがわかる。また、この差異は、西側だけではなく東側の地盤-建物境界部でも見られる。

西側と東側の最大応答加速度に剥離・滑りの影響が現れた理由として、後述する基礎版端部東側で生じる基礎浮き上がりの影響が考えられる。すなわち、Model B で考慮した地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが建屋の埋め込み効果を低下させ、建屋全体の UD 方向の浮き上がり、基礎版端部東側の基礎浮き上がり挙動の増大を引き起こしているものと考えられる。

このため、Model B の 1F 西側端部と周辺地盤との間に地盤の剥離・再接触に伴う接触力が作用し、最大応答加速度の局部的な増大が現れたものと考えられる。

(2) 地下外壁側面に作用する土圧

Fig. 5-10 に、それぞれ建屋側面に作用する最大引張時の側面土圧を示す。図中の破線は Model A、実線は Model B を表し、それぞれ水平方向にモデル化された各有限要素の側面土圧の平均を高さ方向に直線で結んでいる。Fig. 5-10 の側面土圧は、地下外壁側面に作用する圧縮側 (負側) の静止土圧に引張側 (正側) の動土圧を加えて求めた。よって、これら図中の側面土圧は、地盤-建物境界部を固着とした Model A においては、正になると引張りが生じ、地下外壁側面の地盤で剥離・滑り現象が発生している可能性があることを示している。一方、地盤-建物境界部にジョイント要素を接続した Model B においては、引張時に剥離や滑り現象を表す 0 を示す。

Fig. 5-10 より、地盤表層の砂層で最大引張時の側面土圧が 0 以下となっていることから、これら領域で剥離・滑りが生じていることがわかる。また、東側の地下外壁では、砂層より以深の西山層でも側面土圧が 0 以下となっており、砂層以外の地層でも局部的に剥離・滑りが発生しているものと考えられる。

Model A と Model B を比較すると、剥離・滑りを考慮したことにより、側面土圧の分布性状に差異が見られる。特に、東面の安田層から西山層の上部に掛けてやや大きな差が見られ、剥離・滑りの影響が確認できる。このような土圧性状の違いは、既に述べた地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる建屋の埋め込み効果の低下及び後述する基礎版端部東側の基礎浮き上がりの増大が影響を及ぼしているものと考えられる。

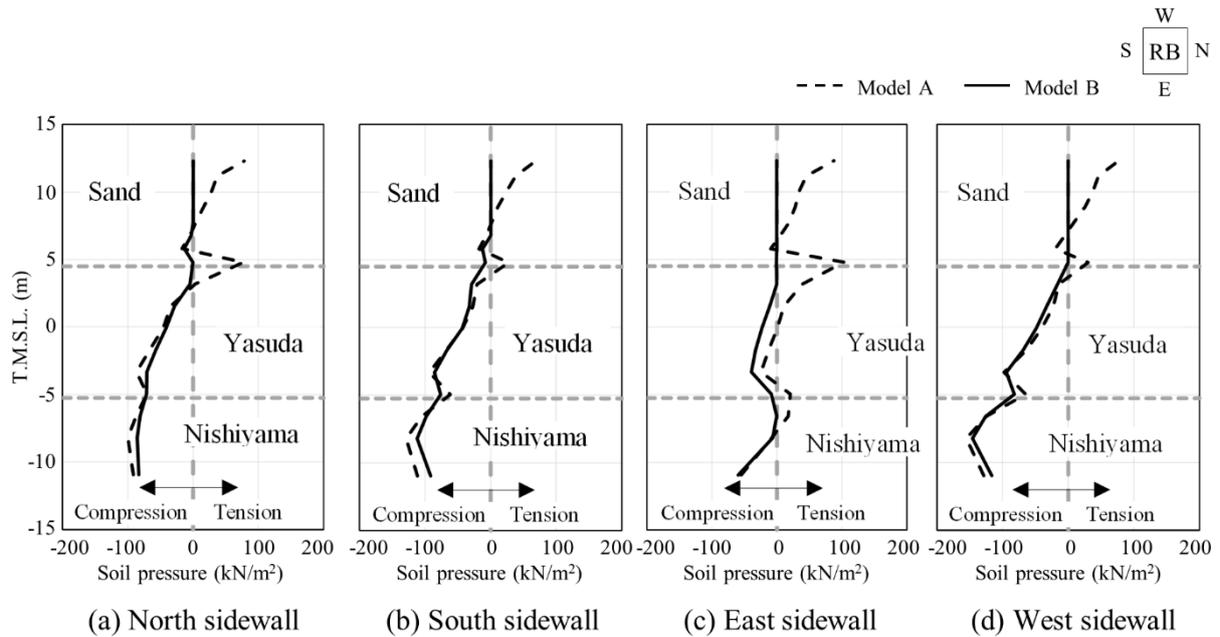


Fig. 5-10 Soil pressure characteristics at time of maximum tension acting on sidewalls⁵⁻⁸⁾

(3) 基礎版底面に作用する土圧

Fig. 5-11 に基礎版に作用する最大引張時の底面土圧の土圧性状を示す。図中の破線は Model A、実線は Model B を表し、NS 方向及び EW 方向の主要な通り芯に作用する最大引張時の底面土圧を別々の記号で水平方向に直線で結んでいる。底面土圧の最大値分布は、基礎版に作用する圧縮側（負側）の自重圧に引張側（正側）の動土圧の最大値を加えて求めた。すなわち、これら図中の底面土圧は、正になると引張りが生じ、基礎版-底面地盤間で基礎浮き上がり現象が発生していることを示している。

Fig. 5-11 より、Model A において底面土圧は主要な通り芯全域で圧縮側にあり、基礎浮き上がりの可能性は小さいことがわかる。また、Model A の底面土圧の分布形状は、基礎版中央部分の土圧が相対的に小さく端部に近づくにつれて値が大きくなる剛版分布に対応していることがわかる。

一方で、Model B の底面土圧は主要な通り芯で概ね圧縮側にあるものの、Model A と比較して引張側に底面土圧が分布しており、全体として UD 方向にやや浮き上がっている。また、EW 断面の端部で基礎浮き上がりを示す引張側の数値が見られる。このような土圧性状の違いは、特に基礎版東面の端部で顕著に見られることから、Model B においては、東側端部で基礎浮き上がりが生じているものと考えられる。しかしながら、基礎版中央部分の土圧性状に Model A との大きな差異が見られないことから、基礎浮き上がりが底面土圧に与えた影響は局部的であったものと考えられる。

以上の検討結果より、地震観測記録に基づく剥離・滑りの有無をパラメータとした解析結果の比較から、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが建屋の埋め込み効果の低下を引き起こし、その低下が建屋全体の UD 方向の浮き上がり及び基礎版端部東側の基礎浮き上がり挙動の増大へと繋がることで、基礎版底面の土圧性状や地下外壁側面の土圧性状及び最大応答加速度に局部的な応答の差異となって現れることを明らかにした。

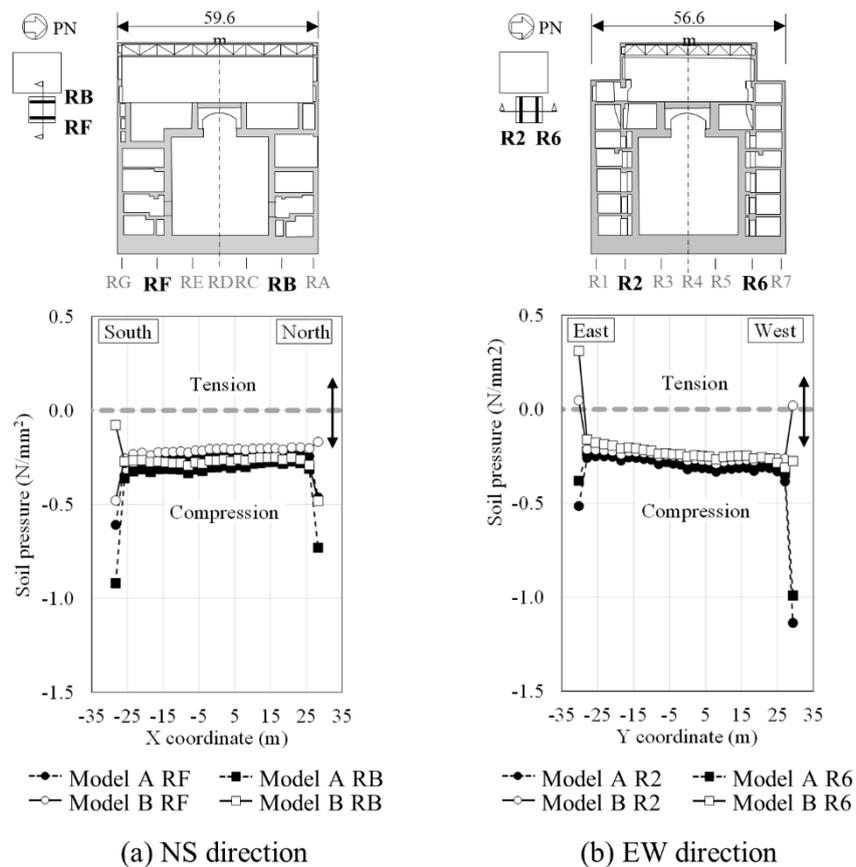


Fig. 5-11 Soil pressure characteristics at time of maximum tension acting beneath foundation ⁵⁻⁸⁾

5.6 まとめ

本章では、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる非線形挙動が原子炉建屋の応答に与える影響を非線形三次元 FEM モデルにより精度良く評価することを目的に、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋の実地盤及び実建屋、2007 年新潟県中越沖地震時の観測記録に基づく基礎的な地盤-建物相互作用解析を行った。本検討より得られた成果を以下に示す。

(1) シミュレーション解析結果と観測記録の比較

地盤モデル下端の入力波形を B3F の基礎版上で観測記録と適合するよう繰り返し計算で求めた。その結果、3F 観測点の水平方向の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは実際の観測記録と比較して良く対応する関係が確認された。このことから、本章で使用した解析手法及び解析モデルは、2007 年新潟県中越沖地震の本震に対して概ね良好にその現象を再現できる解析精度を有しているものと考えられる。

剥離・滑りを考慮した Model B では、剥離・滑りを非考慮とした Model A と比較して、NS 方向の 0.1 秒付近の低周期域に若干の差が見られるものの、剥離・滑りの有無による加速度応答スペクトルへの影響はほとんど見られなかった。このことから、2007 年新潟県中越沖地震時の地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが 3F 観測点付近の水平方向の機器設備の応答評価に与えた影響は小さかったものと考えられる。

3F 観測点の水平方向の加速度応答スペクトルの応答性状は、既往の 2007 年新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋を対象とした KARISMA ベンチマーク解析の Phase II Best estimate analysis の地盤-建物相互作用解析と比べ非常に良く対応した結果であった。

(2) 地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが建屋及び土圧の局所的な応答に与える影響

剥離・滑りの有無による最大応答加速度への影響は、北側外壁の地下部及び西側外壁の 1F 付近を除きほとんど見られなかった。北側外壁地下部の最大応答加速度は剥離・滑りの影響により低減する傾向にあったものの、1F では、最大応答加速度の局所的な増大が見られた。これは、建屋の埋め込み効果が地下外壁側面の地盤の剥離・滑りにより低下した影響と考えられ、その低下が建屋全体の UD 方向の浮き上がり及び基礎版東面端部の基礎浮き上がりの増大を引き起こし、1F の最大応答加速度の増大として現れたものと考えられる。

建屋の側面土圧の分布性状は、剥離・滑りを考慮することで、東西南北の全ての側面に均等に影響を与えるのではなく、東側の側面土圧に集中して影響を与えることがわかった。これは、基礎浮き上がりの増大が必ずしも各面で均等に生じずに基礎版東面の端部で局所的に生じているためと考えられ、この局所的な基礎浮き上がりが建屋東側の側面土圧の増大を引き起こしているものと考えられる。

建屋の底面土圧の分布性状は、剥離・滑りを考慮したことにより全体として UD 方向にやや浮き上がる傾向が見られた。その影響は、基礎版中央において限定的であるものの、基礎

版端部で明確な差異として現れ、EW 方向で基礎浮き上がりを示す引張側の底面土圧が確認された。これら差異は、特に基礎版東面の端部で大きく、側面土圧の分布性状や最大応答加速度の差異に大きな影響を及ぼしているものと考えられる。

今回の検討においては、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りが最大応答加速度、地下外壁側面及び基礎版底面の土圧性状に与える影響は比較的小さかった。しかし、今後、さらに大きな地震動が想定される場合には、剥離・滑りによる建屋の埋め込み効果のさらなる低下が予想される。この建屋の埋め込み効果の低下は、建屋全体の UD 方向の浮き上がり及び基礎浮き上がりの増大を引き起こすため、これら大地震を想定した非線形三次元 FEM 解析においては、地盤の非線形性だけではなく剥離・滑りの影響も考慮した地盤－建物境界部の応答評価が必要になる。

なお、2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を上回る強震記録及びそれを経験した原子力発電所の実地盤や実建屋の情報は、現時点において一般に公開されていない。今後、これら情報が一般に公開された場合には、このような大地震を対象とした非線形解析から、剥離・滑りが三次元 FEM モデルの地盤－建物相互作用解析に与える影響を定量的に把握することが期待される。

また、本検討では、地盤の非線形性を地盤の等価線形解析による等価剛性及び等価減衰により近似的に考慮しているため、地盤沈下等の地盤の非線形性を十分に考慮した非線形三次元 FEM 解析とはなっていない。同様に、地盤の非線形性が剥離・滑りに与える影響及び剥離・滑りが地盤の非線形性に与える影響を相互に評価したより詳細な非線形解析が実施されることが期待される。加えて、本章で扱う地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる地盤－建物境界部の非線形性はジョイント要素のみによる検討であり、将来的には計算負荷低減や実務への適用の観点から、等価線形化による近似化を図る必要があるものと考えられる。これについては、今後の検討課題としたい。

5章の参考文献

- 5-1) Ghiocel, D., Todorovski, L.: Fast Nonlinear Seismic Soil-Structure Interaction (SSI) Analysis of Nuclear Shear Wall Concrete Structures Subjected to Review Level Earthquake, Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2013.8
- 5-2) Ghiocel, D.: Nonlinear Seismic Soil-Structure (SSI) Analysis Using an Efficient Complex Frequency Approach, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2014.8
- 5-3) Ghiocel, D.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis Using a Hybrid Time-Complex Frequency Approach Frequency Approach for Low-Rise Nuclear Concrete Shearwall Buildings, Transaction of the 23th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2015.8
- 5-4) Ghiocel, D., Jang, Y. and Lee, I.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis of Low-Rise Concrete Shear Wall Buildings for Design-Level (DBE) and Beyond Design-Level (BDBE), Transaction of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2017.8
- 5-5) IAEA: Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, IAEA, Vienna, 2013.11
- 5-6) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015, 日本電気協会, 2017
- 5-7) 市原義孝, 森谷寛, 小林恒一, 山崎宏晃, 大橋守人：原子炉施設の建屋三次元地震時挙動の精緻な推定に資する影響因子の分析とそのモデル化に関する検討, NRA 技術報告, No. NTEC-2021-4002, 原子力規制委員会, 2021.3
- 5-8) Ichihara, Y., Nakamura, N., Moritani H., Choi, B. and Nishida, A.: 3D FEM Soil-Structure Interaction Analysis for Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Considering Soil Separation and Sliding, Frontiers in Built Environment, Frontiers Media S.A., Volume 7, 2021.6, <https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.676408>
- 5-9) ITOCHU Techno-Solutions Corporation: FINAS/STAR Version 2015r170210 User Manual, ITOCHU Techno-Solutions Corporation, Tokyo, Japan, 2017
- 5-10) 土方勝一郎, 菊池利喜郎, 貫井泰, 今村晃, 柳下文雄, 間瀬辰也, 吉田洋之, 吉田一博, 古山田耕司, 塩見忠彦：新潟県中越沖地震における地盤非線形性に着目した柏崎刈羽原子力発電所7号機原子炉建屋の応答性状, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第660号, pp.319-327, 2011.2, <https://doi.org/10.3130/aijs.76.319>
- 5-11) 渡辺浩二, 菊池利喜郎, 米田玄次, 本橋啓一, 鈴木篤：中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所原子炉建屋のシミュレーション解析(その3)7号機原子炉建屋の解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1023-1024, 2008.9
- 5-12) IAEA: Guidance Document PART 1: K-K Unit 7 R/B Structure - Phase I, II and III, IAEA, Vienna., 2012

- 5-13) Bolisetti, C., Whittaker, A. S., and Coleman, J. L.: Linear and Nonlinear Soil-Structure Interaction Analysis of Buildings and Safety-Related Nuclear Structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, pp.218-233, 2018
- 5-14) Gatti, F. Touhami, S., Lopez-Caballero, F., Paolucci, R., Clouteau, D., Alves Fernandes, V., : Broad-Band 3-D Earthquake Simulation at Nuclear Site by an All-Embracing Source-to-Structure Approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 115, pp.263–280, 2018
- 5-15) Schnabel, B., Lysmer, J and Seed, H. B: SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972
- 5-16) Nakamura N., Ino, S., Kurimoto, O. and Miake, M.: An estimation method for basemat uplift behavior of nuclear power plant buildings, *Nuclear Engineering and Design* 237, pp.1275-1287, 2007, <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2006.10.010>
- 5-17) Novak, M., Aboul-Ella, F., and Nogami, T.: Dynamic Soil Structure Stiffness of Embedded Reactor Building, *Transaction of the 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 1987, <https://doi:10.1061/JMCEA3.0002392>
- 5-18) 東京電力 HD 株式会社：柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 基準地震動の策定について，第 404 回（第 151 回核燃料施設等の新規制基準適合性に係る審査会合と合同）原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合，資料 4-3-1，2016，
- 5-19) 藪内 耕一，高橋容之，大河内靖雄，石川慎也，岩島夏哉：側面摩擦を考慮した埋め込み建屋の応答に関する解析的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1163-1164，2019.7

第6章 結論

6.1 各章の概要

本研究では、地震時の原子炉建屋の三次元挙動評価における建屋及び内包する耐震重要設備の精度向上を目的に、基準地震動 S_s^{6-1} を含む幅広い入力地震動レベルを対象に地盤-建物連成系の三次元 FEM モデルによる動的耐震解析法の提案に向けた基礎的な知見の蓄積を行った。さらに、地盤及び建屋の非線形性については、地盤-建物連成系の建屋が塑性化する関係を概略的かつ合理的な形で三次元 FEM モデルに組み込むことが可能な等価線形化手法に着目し、既往の試験結果、実観測記録、非線形解析結果との比較からその適用性を論じた。

本研究で得られた知見を各章ごとに以下に示す。

1章では、本研究の概要として、研究の背景、研究の目的及び本論文の構成を示した。また、原子炉建屋の動的耐震解析手法としてこれまでの設計体系の変遷を示すとともに、国内外の規基準の比較から、基準地震動 S_s を含む幅広い入力地震動に対して等価線形化手法による三次元 FEM 地盤-建物相互作用解析が有効になり得る可能性を述べた。

2章では、等価線形化手法に基づく原子炉建屋の三次元 FEM 動的耐震解析法に関して、地盤の非線形、建屋の非線形、地盤-建物境界部の非線形性に着目した既往研究の調査を行うとともに、同手法に関する基礎的な知見の拡充及び考察を行った。

その結果、SHAKE⁶⁻²に代表される地盤の等価線形解析については、既にその手法は概ね確立されており、発電用原子炉施設の建物・構築物の耐震設計を定めた JEAC4601⁶⁻¹においても、同手法の適用範囲が明確に定められていることを確認した。

一方で、建屋の非線形性及び地盤-建物境界部の非線形性については、RC 造耐震壁の試験結果や実サイトの強震記録等の実データもしくは原子炉建屋等の地盤-建物相互作用の影響が無視できない複雑な構造物を対象とした非線形解析結果との照合を通じた検証等、等価線形化手法の適用性に係る基礎的な検討の実施が強く望まれることを示した。

3章では、Ghiocel et al.^{6-3), 6-4), 6-5), 6-6)}が提案する RC の等価線形化手法の RC 造耐震壁に対する基礎的な適用性検討として、OECD/NEA による NUPEC 振動台試験⁶⁻⁷⁾を対象に、弾性から終局に至るまでの試験結果 (RUN1 から RUN5) に対する非線形及び等価線形三次元 FEM に

よるシミュレーション解析を行い、同試験結果との比較から当該手法の解析精度について考察を行った。

その結果、NL モデルによる非線形解析は、既往のシミュレーション解析結果^{6-8), 6-9), 6-10), 6-11)}と同程度の精度で最大応答加速度及び最大応答変位を再現できるとともに、RUN1 から RUN5 までの弾性から終局に至るまで（せん断ひずみ度 $\gamma = 4.0 \times 10^{-3}$ ）の卓越振動数、最大応答加速度及び最大応答変位の試験結果と良く一致することを確認した。

また、EQ モデルによる等価線形解析は、RC 造耐震壁の復元力特性に JEAG4601 の骨格曲線⁶⁻¹²⁾、履歴曲線に CMS モデル⁶⁻¹³⁾を用い、せん断ひずみ度調整係数に 0.7 を採用することで、RUN4（せん断ひずみ度 $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ ）までの卓越振動数、応答加速度及び応答変位の波形形状、慣性力ー変位関係、加速度応答スペクトルにおいて、NL モデルと同等の試験結果を再現できることを明らかにした。

一方で、終局時である RUN5 については、試験結果に含まれる破壊直前の急激な応答特性の変化に伴う変位の増大までは再現できず、NL モデルよりも応答変位が過小評価となることを示した。

4 章では、3 章で述べた RC の等価線形化手法の原子炉施設に対する基礎的な適用性検討として、IAEA による KARISMA ベンチマーク解析⁶⁻¹⁴⁾で対象となった柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋に着目し、ある理想的な地盤条件下（ $V_s = 880 \text{ m/s}$ の一様地盤）での基準地震動 S_s 相当の地震動による地盤ー建物連成系の非線形及び等価線形三次元 FEM 解析から、当該手法の解析精度について比較検討及び考察を行った。

その結果、EQ モデルによる等価線形解析は、ひずみレベルの増大に伴い、塑性化の程度の大きい上層階の壁の最大せん断ひずみ度で NL モデルによる非線形解析と概ね同等もしくはそれより大きい、保守的な最大せん断ひずみ度となることを明らかにした。同様に、最大せん断応力度に対しても、建屋の塑性化が進む範囲で NL モデルと同等もしくはそれを上回るより大きな結果が得られることを示した。

外壁の最大加速度及び最大応答変位については、一部局部的に塑性化が進む CF 上部の加速度で NL モデルを下回る傾向が見られるものの、全体的に NL モデルの分布形状を良く捉えられた結果が得られることを明らかにした。

また、4F 及び RF 東西南北の壁中央の床上の加速度応答スペクトルについても、NL モデルと EQ モデルの間でせん断ひびわれの影響と見られる短周期側の形状の差異が見られるものの、主要なピークやその幅、振幅等で NL モデルと良好な対応関係にあることを示した。

5 章では、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる非線形挙動が原子炉建屋の応答に与える影響に着目し、4 章と同様、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋を対象に、実地盤、実建屋及び実観測記録による剥離・滑りの有無をパラメータとした地盤ー建物連成系の線形及び非線形三次元 FEM 解析を行い、同現象が建屋応答に与える影響について基礎的な検討及び考察を行った。

その結果、地盤モデル下端の入力波形を B3F の基礎版上の観測記録と適合するよう繰り返し計算を行うことで、3F 観測点の水平方向の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは実際の観測記録と比較して良好な対応関係を示すことを確認した。

また、地下外壁側面の地盤の剥離・滑りの有無による最大応答加速度への影響は、北側外壁の地下部及び西側外壁の 1F 付近を除きその影響がほぼ見られないことを示した。

一方で、建屋の側面土圧の分布性状は、剥離・滑りを考慮することで、同現象が東西南北の全ての側面に影響を与えるわけではなく、局所的な基礎浮き上がりの影響により東側の側面土圧に集中的に応答の差異となって現れることを明らかにした。

同様に、建屋の底面土圧性状についても、剥離・滑りを考慮したことにより全体として UD 方向にやや浮き上がる傾向が見られ、特に EW 方向の基礎版端部で底面土圧の明確な差異と基礎浮き上がりが生じることを明らかにした。

6.2 本研究で得られた成果

以上のように、本研究では、建屋の非線形性、地盤－建物境界部の非線形性に着目し、既往の RC 造耐震壁に対する試験結果、IAEA の KARISMA ベンチマーク解析、実サイトの観測記録を活用した地盤－建物連成系の三次元 FEM モデルによる動的耐震解析法の提案に資する基礎的な検討結果を提示した。

これら 1 章から 5 章の知見に基づき得られた本研究の結論を以下に示す。

3 章及び 4 章で対象とした RC の等価線形化手法について、非線形及び等価線形三次元 FEM 解析による解析結果及び試験結果との比較から、RC 造耐震壁単独での評価においては、RUN4（せん断ひずみ度 $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 程度）までの非線形域に対して、RC 構成則による精緻な非線形解析と概ね同等、もしくは最大せん断ひずみ度の評価においてより保守的な結果が得られることを明らかにした。また、ある理想的な地盤条件下での地盤－建物連成系の原子炉建屋の非線形挙動においても、基準地震動 S_s 相当の地震動に対して同様の知見が得られることを明らかにした。

原子炉施設建屋の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s に対する検討として RC 造耐震壁に対し $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$ 以下の許容限界が定められており⁶⁾、3 章及び 4 章に示す解析精度があれば、本手法は十分有用であるといえる。

5 章で対象とした地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる地盤－建物境界部の非線形性について、今回検討で用いた条件においては、同現象が原子炉建屋の最大応答加速度、地下外壁側面及び基礎版底面の土圧性状に与える影響は比較的小さかった。

しかし、今後、さらに大きな地震動が想定される場合には、剥離・滑りによる建屋の埋め込み効果のさらなる低下が予想される。この建屋の埋め込み効果の低下は、建屋全体の UD 方向の浮き上がり及び基礎浮き上がりの増大を引き起こすため、これら大地震を想定した非線形三次元 FEM 解析においては、地盤の非線形性だけではなく剥離・滑りの影響も考慮した応答評価が必要になる。

6.3 今後の課題

上述のとおり，3章及び4章で示したRCの等価線形解析手法は，基準地震動 S_s 相当の実建屋を対象とした応答で非線形応答と概ね同等もしくはそれよりも大きい解析結果が期待できるものの，現状，以下のような課題があるものと考えられる。

- ・ 本研究における等価剛性及び等価減衰の設定は，JEAG4601の骨格曲線，CMSモデルに依存しているため，地盤の等価線形解析で見られる任意のひずみ依存特性に対応した評価となっていない。
- ・ 非線形せん断パネルによる等価剛性及び等価減衰の評価は，外壁や内壁，補助壁等の主要な耐震要素のみを対象としており，同手法を円筒状のRCCVや基礎版等の面材，柱や梁等のフレーム材に拡張する際は，将来的にさらなる追加の検証が必要である。
- ・ 地盤の非線形解析では，等価線形解析の適用範囲として支持地盤の剛性低下率の平均値で0.7の下限値⁶⁾が示されているものの，RCの等価線形解析においては同様の下限値が示されていない。
- ・ 本研究の3章及び4章で一応の適用範囲を示したものの，等価線形解析の条件設定や複雑な地盤構成の影響を考慮したより定量的な検討が必要である。

同様に，5章で対象とした地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる地盤－建物境界部の非線形性についても，現状，以下に示す課題があるものと考えられる。

- ・ 本研究における地盤の非線形性は，地盤の等価線形解析による等価剛性及び等価減衰により近似的に考慮しているため，地盤沈下等の地盤の非線形性を十分に反映した非線形三次元FEM解析とはなっていない。
- ・ 地盤の非線形性及び地盤－建物境界部の非線形性は相互に影響し合うものと考えられ，地盤の剥離・滑りが建屋応答に与える影響を精緻に把握する上ではこれら影響を加味したより詳細な非線形三次元FEM解析が必要である。
- ・ 本研究で扱った地下外壁側面の地盤の剥離・滑りによる地盤－建物境界部の非線形性はジョイント要素のみによる検討であり，将来的には計算負荷低減や実務への適用の観点から，等価線形化による近似化を図る必要がある。

以上，本研究では，建屋の非線形性，地盤－建物境界部の非線形性に関し，等価線形化手法の原子炉施設への適用性及び地下外壁側面の剥離・滑りの建屋応答への影響評価に係る基礎的な検討を実施した。

一方で，本研究は，等価線形解析及び非線形解析に関する条件設定が限定的であり，限られた入力地震動及び地盤条件での基礎的な検討であることから，1つの知見として捉えることはできるものの，原子炉建屋等の実建屋に適用するためには，より複雑な地盤の影響を考慮した十分な知見の蓄積が必要であると考えられる。これについては，今後の課題としたい。

6 章の参考文献

- 6-1) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015, 日本電気協会, 2017
- 6-2) Schnabel, B., Lysmer, J and Seed, H. B.: SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972
- 6-3) Ghiocel, D., Todorovski, L.: Fast Nonlinear Seismic Soil-Structure Interaction (SSI) Analysis of Nuclear Shear Wall Concrete Structures Subjected to Review Level Earthquake, Transaction of the 22th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2013.8
- 6-4) Ghiocel, D.: Nonlinear Seismic Soil-Structure (SSI) Analysis Using an Efficient Complex Frequency Approach, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2014.8
- 6-5) Ghiocel, D.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis Using a Hybrid Time-Complex Frequency Approach Frequency Approach for Low-Rise Nuclear Concrete Shearwall Buildings, Transaction of the 23th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2015.8
- 6-6) Ghiocel, D., Jang, Y. and Lee, I.: Fast Nonlinear Seismic SSI Analysis of Low-Rise Concrete Shear Wall Buildings for Design-Level (DBE) and Beyond Design-Level (BDBE), Transaction of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2017.8
- 6-7) OECD/NEA/CSNI: Seismic Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test - Comparison Report, NEA/CSNI/R (96)10, OECD/GD (96)188, 1996
- 6-8) 長沼一洋, 栗本修, 江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体の FEM による正負繰返し及び動的解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 66 巻, 第 544 号, pp.125-132, 2001.6, <https://doi.org/10.3130/aijs.66.125>
- 6-9) Ueda, M., Seya H., Ohmiya, Y., Taniguchi, H. and Kambayashi, A.: Nonlinear Analysis on RC Shear Wall Shaking Table Test, Transaction of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, pp.433-440, 1997
- 6-10) 室井一夫, 稲田泰夫, 長嶋俊雄, 兼近稔, 秋野金次：原子炉建屋耐震壁の動的復元力特性 塑性時の減衰性能と解析用履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 501 号, pp.65-72, 1997.11, 1997.11, https://doi.org/10.3130/aijs.62.65_4
- 6-11) 福島寛二, 寺本尚史, 井上範夫：非線形有限要素法を用いたせん断破壊型 RC 造耐震壁の擬似立体動的解析, 構造工学論文集, Vol. 45B, pp.305-312, 1999.3
- 6-12) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版, 日本電気協会, 1991
- 6-13) Cheng, Y., Mertz, G.: Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Low-Rise Shear Walls of Building Structures, University of Missouri-Rolla, Department of Civil Engineering, Civil Engineering Study Structural Series 89-30, University of Missouri-Rolla, 1989
- 6-14) IAEA: Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, IAEA, Vienna, 2013.11

研究実績

(1) 出版論文

- 1-1) Ichihara Y., Nakamura N., Moritani H., Choi B. and Nishida A.: 3D FEM Soil-Structure Interaction Analysis for Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant Considering Soil Separation and Sliding, *Frontiers in Built Environment*, Frontiers Media S.A., Volume 7, 2021.6, <https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.676408>
- 1-2) 市原義孝, 中村尚弘, 森谷寛, 堀口朋裕, 崔炳賢: 鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討—原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析—, *日本原子力学会和文論文誌*, Vol. 21, No. 1, 2022.2, <https://doi.org/10.3327/taesj.J20.038>
- 1-3) 市原義孝, 中村尚弘, 鍋島国彦, 崔炳賢, 西田明美: 原子炉建屋の等価線形三次元 FEM 解析による地盤—建物連成系地震応答に関する基礎的検討, *構造工学論文集*, Vol. 68B, pp.271-283, 2022.4, https://doi.org/10.3130/aijse.68B.0_271

(2) 国際会議論文

- 2-1) Ichihara Y., Nakamura N., Nabeshima. K., Choi B. and Nishida A.: Applicability of Equivalent Linear Three-Dimensional FEM Analysis of Reactor Buildings to the Seismic Response of a Soil-Structure Interaction System, *Transaction of the 26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor*, 2022.7

謝辞

本論文は、筆者が2019年10月から2022年9月まで3年間在籍した広島大学大学院工学研究科博士課程後期における研究成果を取りまとめたものです。本研究の遂行及び論文の執筆に当たっては、多くの方々のご指導・ご鞭撻をいただきました。ここに深謝の意を表します。

指導教官である広島大学大学院先進理工系科学研究科教授 中村尚弘先生には終始暖かいお言葉と多大なるご指導をいただきました。また、社会人特別選抜としての入学を快く快諾いただくとともに、入学後も社会人学生であることにご配慮いただき、オンラインやメールでの打合せ・討議により研究を進めさせていただきました。ここに深謝の意を表します。

同研究科教授 田川浩先生及び同研究科准教授 三浦弘之先生には副査として査読いただくとともに、適切なお助言をいただきました。また、同研究科助教 鍋島国彦先生には本論文の細部にわたりご精読いただきました。ここに深謝の意を表します。

本論文の作成に当たっては、原子力規制庁技術研究調査官 森谷寛氏、日本原子力研究開発機構研究主席 西田明美博士、同研究副主幹 崔炳賢博士、株式会社テラバイト主務 堀口朋裕博士には多くのご支援とご配慮をいただきました。また、日本原子力研究開発機構 高田毅士博士（東京大学名誉教授）及び同 塩見忠彦 Ph.D.には本論文をまとめる上で貴重なご助言を多数いただきました。ここに感謝の意を表します。

3章、4章、5章の作成に当たっては、原子力規制庁により実施された平成29年度から令和2年度原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）事業の成果を使用させていただきました。また、2章、4章、5章の作成に当たっては、IAEA が公開する報告書 **IAEA, Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise, IAEA TECDOC No. 1722, 2013** の成果を参照させていただきました。ここに感謝の意を表します。

本研究は、筆者が原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 地震・津波研究部門及び株式会社竹中工務店 原子力火力本部在籍時に遂行及び論文を執筆したものです。原子力規制庁安全技術管理官（地震・津波担当） 川内英史氏、株式会社竹中工務店参与 谷本英輔氏には学位取得の機会を与えていただきました。ここに感謝の意を表します。

また、原子力規制庁技術研究調査官 大橋守人氏、同上席技術研究調査官 山崎宏晃氏、株式会社竹中工務店原子力火力本部長 若松和範氏、同計画グループ長 乗物丈巳氏、同技術グループ長 藪下直人氏には大学での研究と仕事の両立において様々なご配慮をいただきました。特に、原子力規制庁技術計画専門職 小林恒一博士、同技術参与 猿田正明博士、同技術研究調査官 山川光稀氏、同技術参与 飯場正紀博士には、同じ建屋系のグループメンバーとして有益なお助言をいただきました。また、原子力規制庁主任安全審査官 羽場崎淳博士、故鈴木哲夫博士には社会人学生として博士課程後期への進学を後押しいただくとともに、親身にご相談にのっていただきました。ここに感謝の意を表します。

最後に、これまで著者を常にあたたかく見守ってくれた両親、苦しいときも楽しいときも著者のそばで常にやさしく、時に厳しく励まし続けてくれた妻 礼、帰宅すると著者に無邪気な笑顔を魅せ常に心の拠り所となってくれた長男 大翔、次男 碧人に心から感謝いたします。

2022 年 9 月 市原義孝