

# 博士論文

高性能計算を利用した大規模鉄筋コンクリート構造物の  
地震応答解析の品質保証に関する基礎的研究

本山 紘希

東京大学大学院工学系研究科  
社会基盤学専攻

2018 年 1 月

## 要 旨

原子力発電所の建屋のように、既設の大規模鉄筋コンクリート構造物の耐震性の評価を行う必要がある場合には、設計時よりも大きな地震動による検討が求められることがある。この時、従来の解析モデルでは適用範囲を超える懸念がある。そのため、連続体力学に対して数理的な近似のないソリッド要素と材料構成則を使用した数値解析の利用が求められる。これには、高性能計算の利用が必要である。重要構造物においては、数値解析の品質保証も重要課題である。これらに鑑み、研究の目的を、高性能計算を利用した大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の品質保証に関する基礎的研究、と設定した。

本論文では、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の目的を部材の断面力と主要な部位の変位の計算と整理した。多量のプロトタイプの作成による数値解析のキャリブレーションが困難な大規模鉄筋コンクリート構造物の応力やひずみの計算を目的とするのは困難である。応力およびひずみの積分である断面力と変位は、これらより高い精度で計算可能と期待される。大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の品質は、断面力と変位応答の精度であると考えられる。品質保証は、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の部材の断面力や主要な部位の変位の精度が保たれていることを示すことである。解析の精度を示すには、部材の断面力や主要部位の変位の収束性が確認されなければならない。数値解析のスケラビリティは特に重要である。

高性能計算を利用した計算を行う際にコンクリート材料を扱うことに起因する問題がある。コンクリート材料は圧縮・引張において、ひずみが大きくなると負の剛性が発生することが知られている。負の剛性が発生することで正定値性が喪失し、高性能計算で使用される CG 法をベースとした高速ソルバの利用が困難になる。また、負の剛性の発生により負の固有値が発生すると不安定な解が計算されることもあり、要素サイズを細かくすることによる解の収束性の検討が困難になる。

鉄筋コンクリート部材をモデル化する時のモデルの縮約も課題である。鉄筋材料のモデル化にソリッド要素を使用すると、解析モデルの自由度が大きくなり、実用的な解析時間とすることは不可能である。

これらを踏まえて、基礎的な研究として、汎用有限要素法へのコンクリート構成則の実

装，高性能計算の利用，ハイブリッド解析モデルの利用，品質保証の検討のための大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析，を行った．汎用有限要素法へのコンクリート構成則の実装においては，CG法をベースとした高速ソルバを有する有限要素法にコンクリート構成則を実装することで，検討に必要なソフトウェアを構築した．また，コンクリート構成則を使用する際に安定して計算が可能なアルゴリズムを提示した．高性能計算の利用およびハイブリッド解析モデルの利用は，において構築した有限要素法のプログラムで検討を行った．高性能計算の利用においては，品質保証に必須となる収束性を示すために必要な解析のスケラビリティの検討を実施した．コンクリートの材料非線形性を考慮した場合にも，数値解析のスケラビリティを確保可能であることを示した．ハイブリッド解析モデルの利用では，解析モデルの縮約のためのソリッド要素と構造要素を併用した数値解析モデルを提示した．これをハイブリッド解析モデルと呼称している．ハイブリッド解析モデルに適したソルバの検討や，ハイブリッド解析モデルで構築された解析モデルの妥当性検討手法を示した．品質保証の検討のための大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析では，高性能計算の利用およびハイブリッド解析モデルの成果を使用し，解析モデルの構築および地震応答解析を実施した．2 ケースの原子力発電所の建屋（建屋 1，建屋 2）を想定した数値解析を行っている．両建屋とも地盤との連成系を考慮した．建屋 1 は，比較的シンプルな形状であり，これを用いて，100 万自由度を超える比較的大きな規模の地震応答解析がここまで構築した手法により可能であることを示した．建屋 2 は，周辺施設までも詳細にモデル化したもので，解析が可能であることを示すとともに，得られた解析結果を用いて，大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の品質保証に必要な課題について考察を行った．品質保証には，数値解析手法の検証と解析モデルの妥当性確認という通常の二段階の方法が適切であり，各段階の課題を現在達成できると合わせて整理した．妥当性確認においては，実構造物の計測が重要であるため，断面力や変位の品質を保証をする際の必要な計測についても示した．

今後の課題として，まずは，汎用有限要素法ではなく，大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析に特化した有限要素法の開発が挙げられる．実用を考えると，数 1000 ステップ程度の計算であれば，解析時間は 1 日程度とするのが目安である．コンクリートの非線形挙動に対応した非線形解法の開発が当面の目標である．部材の断面力の算定の際の積分領域の決定や，要求精度に対して要素サイズを決定する手法も重要である．ハイブリッド解

析モデルを使用する際の適用性の確認については指標とその妥当性を示す必要がある。また、材料パラメータの不確定性の定量化も重要な課題である。既設構造物の検討では、微動や起振機による振動、地震に対する応答の観測などにより解析における不確定性を低減することが考えられ、断面の変形や断面力を計測するには、6章で議論したような特殊な計測が必要であり、計測手法の開発も課題である。



## 謝 辞

本研究を進めるにあたり，多くの方々のご指導ならびにご協力を賜りました。

東京大学地震研究所の堀宗朗教授には，本研究全般について多大なるご指導を賜りました。各論の考え方，論文の組立て方等，様々な面からご指導頂きました。また，副査である，東京大学大学院工学系研究科システム創成学専攻の吉村忍教授，東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻の前川宏一教授，東京大学地震研究所の楠浩一准教授ならびに市村強准教授には，多方面からのご指導を賜りました。皆様からのご指導は，考えを深め，論文の質を高める上で，大変有用でした。ご指導に感謝の意を表します。

直接の指導教官ではありませんでしたが，東京大学地震研究所巨大地震津波災害予測研究センターの先生方・メンバーの方々からのご指導賜りました。秋葉博先生には，計算機・ソフトウェアの利用，計算アルゴリズム等，多くのご指導を賜りました。藤田航平助教には，計算機や高性能計算に関してご指導頂きました。高谷周平さん，飯山かほりさんには，研究における様々な場面で有用なご意見を頂きました。その他の研究室の先生方・メンバーの方々にも大変お世話になりました。本研究は皆様あつての成果だと思っています。

また，大成建設株式会社の宇賀田健様，鈴木俊一様には，本研究の実用に関して有用なご意見を賜りました。株式会社アライドエンジニアリングの大山知信様，恩田邦藏様には，ソフトウェアの使用方法やモデル化についてご指導賜りました。ご意見・ご指導に感謝の意を表します。

本研究の一部は，経済産業省資源エネルギー庁発電用原子炉等安全対策高度化技術基盤整備事業（原子力発電所のリスク評価，研究に係る基盤整備）として実施したものです。

皆様のご指導・ご協力に感謝致します。ありがとうございました。

2018 年 1 月

本山 紘希

# 目 次

第 1 章	はじめに	1
1.1	地震応答解析の品質の現状	1
1.2	大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析に固有の品質の課題	2
1.3	大規模鉄筋コンクリート構造物に対する地震応答解析の品質保証に向けて	3
1.4	本論文の目的	4
第 2 章	既往の研究	6
2.1	地震工学	6
2.2	コンクリート工学	8
2.3	計算力学	11
2.4	まとめ	13
第 3 章	汎用並列有限要素法へのコンクリート構成則の実装	14
3.1	構成則の整理	14
3.1.1	弾塑性破壊モデル	14
3.1.2	ひび割れ発生後のモデル	17
3.1.3	考察	19
3.2	構成則の再構築の整理	19
3.2.1	再構築	20
3.2.2	再定式化	22
3.3	再構築した構成則の引張への拡張	23
3.3.1	アルゴリズムの概要	23
3.3.2	弾塑性テンソル更新に関するアルゴリズム	24

3.4	応力増分の算定に関する検討 . . . . .	28
3.5	ソフトウェアでの動作検証 . . . . .	29
3.6	まとめ . . . . .	31
<b>第 4 章</b>	<b>高性能計算の利用</b>	<b>32</b>
4.1	高性能計算の必要性 . . . . .	32
4.2	現有解析手法のスケーラビリティ . . . . .	33
4.2.1	線形問題 . . . . .	38
4.2.2	非線形問題 . . . . .	40
4.3	収束性を確保するために必要なスケーラビリティ . . . . .	41
<b>第 5 章</b>	<b>ハイブリッド解析モデルの利用</b>	<b>42</b>
5.1	ハイブリッド解析モデルの必要性 . . . . .	43
5.2	ハイブリッド解析モデルの構築法 . . . . .	44
5.3	ハイブリッド解析モデルに適したソルバ・アルゴリズムの検討 . . . . .	45
5.3.1	線形計算問題 . . . . .	46
5.3.2	非線形計算問題 . . . . .	49
5.4	ハイブリッド解析モデルの妥当性確認 . . . . .	51
5.4.1	妥当性確認に用いる実験の概要 . . . . .	52
5.4.2	コンクリート材料を用いる場合の解析結果における要素サイズ依存性	54
5.4.3	ハイブリッド解析モデルとソリッド要素による解析モデルの比較 . .	57
5.4.4	実験との比較による妥当性確認 . . . . .	64
<b>第 6 章</b>	<b>品質保証を検討した大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析</b>	<b>69</b>
6.1	建屋 1 . . . . .	69
6.1.1	問題設定 . . . . .	69
6.1.2	ハイブリッド解析モデル構築 . . . . .	70
6.1.3	応答解析の結果 . . . . .	74
6.1.4	品質保証の検討 . . . . .	79
6.2	建屋 2 . . . . .	85
6.2.1	問題設定 . . . . .	85

6.2.2 ハイブリッド解析モデル構築 . . . . .	85
6.2.3 応答解析の結果 . . . . .	87
6.2.4 品質保証の検討 . . . . .	92
6.3 まとめ . . . . .	105
<b>第 7 章 結論</b>	<b>107</b>
<b>参考文献</b>	<b>110</b>

## 表 目 次

4.1	解析規模 . . . . .	34
4.2	基本解析モデルの材料特性 . . . . .	36
4.3	基本解析モデルの材料特性 . . . . .	37
5.1	解析モデルの整理 . . . . .	47
5.2	解析モデルの整理 . . . . .	47
5.3	解析モデルの整理 . . . . .	49
5.4	解析モデルの整理 . . . . .	51
5.5	コンクリートの材料特性 . . . . .	53
5.6	鉄筋の材料特性 . . . . .	53
5.7	ひび割れが発生する時のせん断ひずみ . . . . .	56
5.8	荷重の精度 . . . . .	64
6.1	モデルサイズ . . . . .	72
6.2	各階の最大加速度 . . . . .	77
6.3	地盤の固有値解析の結果 . . . . .	83
6.4	モデルサイズ . . . . .	86

## 目 次

3.1	ひび割れ後の応力-ひずみ関係 . . . . .	17
3.2	引張ひび割れ考慮時のアルゴリズム概要 . . . . .	25
3.3	実装した構成則の動作確認 . . . . .	29
3.4	応力-ひずみ関係による構成則の収束性 . . . . .	30
3.5	解析ステップの逆数と応力関係による構成則の収束性 . . . . .	30
4.1	建屋モデルの概要 . . . . .	34
4.2	建屋+地盤モデルの概要 . . . . .	35
4.3	壁のモデル化 . . . . .	36
4.4	入力地震動 . . . . .	38
4.5	線形解析時のストロングスケーリング . . . . .	39
4.6	線形解析時の自由度が変化する場合の解析時間の比較 . . . . .	39
4.7	非線形解析時のストロングスケーリング . . . . .	40
5.1	ハイブリッド解析モデルの適用性 . . . . .	44
5.2	鉄筋コンクリート梁 . . . . .	48
5.3	鉄筋コンクリート柱 . . . . .	48
5.4	鉄筋コンクリート壁のハイブリッド解析モデル . . . . .	50
5.5	実験の概要 . . . . .	53
5.6	実験の概要 . . . . .	54
5.7	コンクリート壁の要素分割 . . . . .	55
5.8	コンクリート壁の要素分割 . . . . .	56
5.9	要素サイズの違いによるせん断ひずみ分布の違い（その1） . . . . .	57

5.9	要素サイズの違いによるせん断ひずみ分布の違い（その2）	58
5.10	要素分割の違いによる荷重－変位関係の違い	59
5.11	ソリッド要素のみによる解析モデル	60
5.12	ソリッド要素のみによる解析モデルとハイブリッド解析モデルの比較	61
5.13	鉄筋に発生する応力（せん断ひずみ：1/1000）	62
5.14	ソリッド要素のみによる解析モデルとハイブリッド解析モデルの荷重－ 変位関係の比較	63
5.15	鉄筋に発生する応力（せん断ひずみ：1/1000）	66
5.16	実験と解析の荷重－変位関係の比較	67
6.1	対象とする原子力発電所の建屋および地盤	70
6.2	建屋のメッシュ分割	71
6.3	鉄筋コンクリート壁のメッシュ分割	72
6.4	モデル図（全体）	73
6.5	入力地震波	73
6.6	地表面地震応答の加速度応答スペクトル	74
6.7	地盤に対する建屋の挙動	75
6.8	建屋に発生するひずみ	75
6.9	加速度応答	77
6.10	加速度応答スペクトル	77
6.11	コンクリート損傷位置	78
6.12	可視化対象要素	78
6.13	壁の厚さ方向の応力－ひずみ関係の変化	79
6.14	損傷した要素での詳細な応力－ひずみ関係	80
6.15	建屋のモード形状	82
6.16	建屋＋地盤のモード形状	83
6.17	対象とする原子力発電所の建屋および地盤	86
6.18	構造要素でモデル化した主な部材	87
6.19	最大主応力コンター（時刻：3.96 秒）	88
6.20	最大主応力コンター（時刻：5.03 秒）	89

6.21	応答初期の応答 . . . . .	91
6.22	主要動到達時の応答 . . . . .	91
6.23	主要動到達時の応答（別視点） . . . . .	92
6.24	加速度履歴（OS 頂部） . . . . .	93
6.25	加速度履歴（OS 高さ 30m 1 点目） . . . . .	94
6.26	加速度履歴（OS 高さ 30m 2 点目） . . . . .	95
6.27	加速度履歴（REB 高さ 30m 1 点目） . . . . .	96
6.28	加速度履歴（REB 高さ 30m 2 点目） . . . . .	97
6.29	加速度応答スペクトル（OS 頂部） . . . . .	98
6.30	加速度応答スペクトル（OS 高さ 30m 1 点目） . . . . .	99
6.31	加速度応答スペクトル（OS 高さ 30m 2 点目） . . . . .	100
6.32	加速度応答スペクトル（REB 高さ 30m 1 点目） . . . . .	101
6.33	加速度応答スペクトル（REB 高さ 30m 2 点目） . . . . .	102
6.34	地震観測の計測を用いた妥当性確認の手順 . . . . .	103
6.35	地震観測の計測を用いた妥当性確認の手順 . . . . .	105



# 第1章 はじめに

## 1.1 地震応答解析の品質の現状

所与の地震動を受ける際に構造物の応答を予測することが地震応答解析である。構造物の応答は、重要部材や部材群に発生する断面力と、重要部位の変位である。地震動に対する構造物の耐震性を評価するためには、特に断面力や変位の最大値を予測することが重要となる。

地震応答解析の品質は、断面力と変位の精度・分解能を指標とすることが自然である。精度が品質の指標となることは当然であるが、時間・空間の分解能も無視できない。構造物の固有周期を時間の尺度とすると、この尺度よりも時間分解能を適切に小さくすることが必要となる。地震応答解析で波動方程式を解く際には、この時間分解能は空間分解能も決める。分解能が精度と関係なく決定されることに注意が必要である。すなわち、ある時間・空間分解能を持つ数値解析を行った場合の精度が、品質保証の指標となる。

地震応答解析において数値解析の品質の考え方は完全には確立されていない。一方、地震動の観測データが蓄積されるにしたがって、設計時に設定された地震動よりも大きい地震動に対する耐震性を評価することが必要となってきた。極端な場合、従来の数値解析の適用範囲を超えるような大きい地震動に対する耐震性の評価も必要とされる。より高度な数値解析を適用するためには、より大きい地震動に対しても数値解析の品質を保証することが必要である。波動方程式を解く高度な数値解析での品質の保証は、ある時間・空間分解能を持つ数値解析の精度を示すことを意味する。

地震応答解析の品質保証の例として、バネ質点系モデルとフレーム要素モデルを使う地震応答解析を比較する。バネ質点系モデルの動的応答の数値解析では、時間分解能は明確であるが、空間分解能はない。したがって、一つの質点の変位をある部位の変位と考える

場合、部位の変位をどの空間分解能で計算しているかは不明である。点そのものなのか、部位の変位の空間平均であるか、が明確ではないからである。一方、フレーム要素モデルの場合、時間と空間の関数である変位関数を計算することになる。また、変位関数は波動方程式を満たすため、時間分解能と空間分解能は連成する。数値解析の収束性とも関連するが、同じ点の変位関数を計算する際、より高い時間分解能と空間分解能で計算する方が、より高い精度が得られることは自明である。フレーム要素モデルでは、時間・空間の分解能に対して変位関数の精度を示すことが、解析の品質を示すことになる。

## 1.2 大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析に固有の品質の課題

現在、一般の構造物に対して、地震応答解析の品質を明確にすることは容易ではない。品質を保証する対象は断面力や変位という地震応答であるため、品質の指標である精度には、時間・空間の分解能を指定しなければならないからである。原子力発電所建屋のような大規模鉄筋コンクリート構造物の場合、地震応答解析の品質を明確にすることはさらに難しくなる。それはコンクリートという材料の非線形挙動に起因する。

波動方程式を解く地震応答解析に絞って考えると、コンクリートは圧縮・引張での強度を超えると、応力-歪関係が負の勾配を持つ。歪が増加すると応力が低下するのである。このような負の勾配を持つ構成則から導出される波動方程式は、正定値性が喪失する。正定値性が保証される場合、波動方程式の解は時間に関して周期的になり、適切な減衰を加えるだけで、時間に関して指数関数的に減少するという安定な解となる。正定値性が喪失すると、時間に関して指数関数的に増加するという不安定な解が生じる。空間分解能に依存した不安定な解が計算されてしまうため、時間・空間分解能に対して精度を示すことが困難である。

既設構造物の場合、設計時より大きな地震動に対する耐震性の評価が必要となることは前述したが、大規模鉄筋コンクリート構造物の場合、上記の理由で数値解析の品質保証はさらに難しくなる。地震応答解析の従来の数値解析手法では適用限界を超える入力地震動に対して、連続体力学という物理的に明確な理論に基づいて導出される、波動方程式を解くことが地震応答解析の有力候補である。しかし、コンクリートの材料が正定値性を喪失

すると、波動方程式の正しい解が不安定な解となってしまうからである。

従来の大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析では、入力地震動の不確定性を最大の理由として、十分大きな安全率を設定することで、現在の数値解析の基準でみると簡略な数値解析手法が使われていた。安全率を保障される品質と読み替えると、すなわち、大きい安全率は品質が低く、小さい安全率を品質が高いと読み替えると、従来の数値解析手法を使い続けることは得策ではない。より大きな地震動に対して、品質を保証した地震応答解析を行うためには、大規模コンクリート構造物の数値解析の品質を保証する手法と諸々の不確定性の検討が必要である。

### 1.3 大規模鉄筋コンクリート構造物に対する地震応答解析の品質保証に向けて

大規模鉄筋コンクリート構造物に対する地震応答解析の品質保証は重要課題であるが、品質保証の具体的な考え方も明確ではない現状を考慮すると、基礎的検討から始めることが必要である。数値解析全般の品質保証の考えに立ち戻れば、数値解析の基礎となる理論の適用範囲や適用限界を明確にすることが第一歩となる。数値解析の基礎理論は、物理的に明確な連続体の力学理論であり、この力学理論から導出される、線形・非線形の波動方程式を数値解析することが、地震応答解析の要諦となる。

上記に従えば、地震応答解析は、一般の計算力学の数値解析と同様の方法で品質保証をすることができる。時間・空間に十分な離散化を行って数値計算の上で収束した解を使うことが第一歩である。勿論、波動方程式の正定値性が喪失する場合、数理的には正解であるが、現実とは異なる不安定な解が計算されてしまう。大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析では、数値計算の収束には特段の吟味が必要である。

適切な収束性の吟味をした上で、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の品質を保証するには、検証と妥当性確認 (Verification and Validation, V & V) を適用することになる。すなわち、地震応答解析を行う解析手法の検証と、解析に使われる解析モデルの妥当性確認、である。なお、波動方程式の数値解析では、時間分解能を指定すると、材料の特性に基づいて空間分解能が自動的に設定されるため、大規模な構造物であれば、必然的に、解析モデルの自由度は大きくなる。したがって、地震応答解析の実務利用を図るた

めには、高性能計算の利用が必須となる。同時に、分解能を上げず自由度を低減させる解析モデルの縮約も必要となる。高性能計算とモデル縮約は、品質保証のための V & V を行う際の重要検討項目である。

## 1.4 本論文の目的

本研究は、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析に対し、その品質を保証するための基礎的研究を行うことを目的とする。品質の指標は、時間・空間分解能を設定した上での、断面力・変位といった地震応答の精度である。地震応答解析の基礎理論は連続体の力学理論とし、地震応答解析の解析手法は、波動方程式の有限要素法解析とする。大規模構造物を対象とするため、有限要素法は高性能計算の利用と同時に、解析モデルの適切な縮約を前提とする。本研究を基礎的研究と位置づけるのは、高性能計算を適切に利用した有限要素法で、コンクリートの非線形挙動を扱えるプログラムがなく、その開発から着手する必要があるからである。

地震応答解析の品質保証をする際、高性能計算の利用は特に重要である。大規模構造物であるため、自由度が大きい解析モデルを計算しなければならないからである。数値解析では、収束した解との比較による解が持つ数値誤差の範囲を把握することが重要である。収束した解を計算するためには、極めて大きな自由度の解析モデルを計算することが必要であり、高性能計算を利用せざるを得ない。勿論、自由度（ないし空間分解能）と数値誤差の関係が分かれば、常に、数値的に収束した解を使う必要はない。しかし、数値解の持つ数値誤差が把握できるようにしておくことは、数値解析の品質を保証するために重要である。

数値誤差の把握のために、解析モデルの自由度を増加させるためには、数値解析手法が十分に高いスケーラビリティを確保することが必須となる。なお、コンクリートの材料非線形性が進むにつれて、有限要素法で解くマトリクス方程式のマトリクスの性質が悪化することは予想される。スケーラビリティの確保の際には、非線形性の程度も考慮する必要がある。

実務利用を考える場合、解析モデルの適切な縮約は重要である。大規模鉄筋コンクリート構造物の場合、全ての部材がほぼ同一に塑性化することはありません。大きな地震動が入力しても相応の部材は弾性域に留まる。部材レベルでも、部材を構成するコンクリー

トがほぼ同一かつ一様に塑性化することではなく、また、余程大きな地震動が入力されない限り鉄筋は線形域に留まるためである。有限要素法の場合、適切なモデル縮約は、ソリッド要素とトラス・シェル等の構造要素を使うハイブリッド解析モデルを作ることである。

上記を踏まえて、本研究で行う基礎的研究を整理する。まずは、高性能計算を利用した汎用有限要素法でコンクリートの非線形挙動を扱えるプログラムを開発する。また、開発したプログラムにおける高性能計算の利用について示すため、コンクリートの非線形挙動を踏まえた問題での解析パフォーマンスやスケーラビリティについて検討する。次に、大規模鉄筋コンクリート構造物の解析モデルを作成する上で必要になる解析モデルの縮約について示す。解析モデルの縮約においては、数値解析の品質を保証するという観点から縮約した解析モデルの適用範囲が重要である。解析モデルの適用範囲の示し方についても議論する。最後に、得られた解析プログラムとモデル化手法を使用し、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析を行う。解析が実用可能な時間で実施可能か検討する。また、数値解析の品質保証のための V & V の実施項目や課題を解析に照らして検討する。

本論文の構成は以下の通りである。2章で既往の研究を整理する。本研究の目的との関係を整理する。3章で汎用並列有限要素法へのコンクリート構成則の実装を示す。4章では、高性能計算の利用について述べ、品質保証に必要な収束性検証に重要なスケーラビリティについて議論する。5章では、ハイブリッド解析モデルについて示す。ハイブリッド解析モデルに適したソルバ・アルゴリズムや解析モデルの適用性を検討する。6章では、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析を2例実施し、モデル化や解析結果、数値解析の品質について議論する。7章で結論を整理する。

## 第2章 既往の研究

大規模鉄筋コンクリート構造物における地震応答解析の品質保証を考えるに際に必要な情報を整理する。地震工学の観点から、本来の地震応答解析の目的や精度について示す。コンクリート工学の観点からは、既存のコンクリートの挙動の評価手法やコンクリート構成則について調査し、また、1章で議論したコンクリート材料を用いることによる数値解析の精度の議論の難しさについて示す。また、計算力学の観点から、解析の品質保証や解析の評価方法の現状について示す。

### 2.1 地震工学

一般的な鉄筋コンクリート構造物の耐震設計<sup>1),2),3),4)</sup>等では、構造物の要求性能に応じて設定される設計地震荷重に対して断面力・部材変位といった応答値を算定し、その最大値を許容値・限界値と比較する照査を通して、構造物の設計の妥当性が確認される。これは、許容応力度法や限界状態設計法等の設計概念に関わらず、共通のプロセスである。実務においては、ばねや梁要素・シェル要素および質量を与える質点による質点系モデルを使用することが主流であり、構造物の損傷や破壊の照査指標には、主として、主要部材の断面力や変位が使用される。これは原子力発電所の建屋においても変わらない<sup>5)</sup>。大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の目的は、部材の断面力および変位の評価であると整理できる。

設計において、断面力および変位の評価に対して要求される解析モデル・数値解析の精度については「予め検証されている」<sup>1)</sup>ことが要求される。精度は、定量的に与えられるのではなく、標準的な構造物・部材のモデル化方法とばねや梁要素・シェル要素等に与えられる非線形モデルの具体例によって示される。ソリッド要素を用いた有限要素法等、その他の手法による場合は、示される手法と同程度以上の精度であることを示すか、これより

精度が劣る場合には、数値解析の精度を考慮した安全裕度を照査の際に考慮することが求められる。数値解析の精度は安全裕度と関連があるが、安全裕度は数値解析の精度だけでなく、外力や材料特性の不確定性にも依存する。2007年新潟県中越沖地震の際には、柏崎刈羽原子力発電所において、設計地震動の2倍以上の地震動が観測されているが、重要設備での損傷は確認されておらず、外力について大きな安全裕度を有していることが分かる<sup>5),6)</sup>。現状設定されている安全裕度から数値解析の精度を分離して示すことは困難である。

原子力発電所の建屋では、弾性設計用地震動  $S_d$  に対して、許容応力度法により部材が弾性状態であることを確認し、基準地震動  $S_s$  に対して、限界状態設計法により建物・構築物全体として終局耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する<sup>5)</sup>。これらの確認は、地震応答解析により算定した部材の最大断面力に対して実施される。また、機器・配管系の耐震性評価のため、各レベルにおいて床応答が計算される<sup>5)</sup>。原子力発電所の建屋では、部材最大断面力と床応答が解析の目的である。

上述のように、設計においては、部材に対して制限値が設定され、部材最大断面力が制限値を超えないことを確認する。この制限値は、基準地震動  $S_s$  に対しては、壁の終局耐力を基準に安全余裕を持って設定される<sup>5)</sup>。数値解析の精度を示す際は、設計地震動に対しては、この設定された制限値以下の断面力の精度を示す必要がある。近年の地震観測により、設計地震動より大きな地震動を対象に耐震性の検討を行う必要も出てきた。制限値を超えることも想定される場合には、解析手法の適用性を確認した上で、算定される最大断面力の精度を示す必要がある。

機器・配管系の耐震性評価では、原子力発電所建屋の地震応答解析により算定された床応答から加速度応答スペクトルを計算し、これを用いて機器・配管系の応答を計算する。このため、床応答に対して要求される数値解析の精度は、加速度応答スペクトルの精度として示す必要がある。機器は固有周期が構造本体より短いため、構造の固有周期より短周期の加速度応答スペクトルが用いられる。

従来手法では、断面力はいくつかの部材を集約した構造要素と質点を用いた解析モデルを用いて計算されることが多い。また、床応答は振動モードを表現できるばねと質点で構成される解析モデルを用いることが多い<sup>5)</sup>。従来手法を用いる場合、地震を計測しても、特定の部材の断面力や床の特定の位置における応答が計算されていないため、従来手法では解析精度を示すことが困難である。

## 2.2 コンクリート工学

通常の耐震設計では梁要素やシェル要素でコンクリート部材を表現することが多い<sup>1)</sup>。部材の非線形性の表現には様々な方法があるが、例えば柱部材では、部材の端部にばねを設定して、ばねの復元力特性として曲げモーメントと回転角の関係を適切に与えることにより非線形性を表現する。復元力特性は、部材の断面保持の仮定や実験式（経験式）を用いて計算する。このように、通常の耐震設計のモデル化では、単純な物理モデルや実験式により力と変位の関係を計算し、部材の非線形性を表現する。計算される力と変位の関係は、想定される荷重条件下で適用可能な部材の平均的な特性であるとされる。

このようなコンクリート部材のモデル化には適用性の問題がある。構造要素モデルは連続体力学の数理的近似により得られるためモデル化には近似誤差が生じる。誤差が小さい場合に適用可能であり、部材の形状により適用性が示される。非線形性に関する適用性は、物理モデルが適用できる範囲と実験式を導いた際の実験条件の範囲により決まる。部材の形状や寸法、配筋、荷重条件により示される。地震荷重を考えると分かり易いが、現在の耐震基準では地震荷重が地点依存で設定される<sup>5),7)</sup>ことを考えると適用性を示すのは容易ではない。設計地震動を超える地震荷重を用いた地震応答解析の必要性も出てきている。適用性を厳密に示すには、新しい工法や地震荷重に対して適用範囲を明確にできるだけの実験を行わなければならない。適用性は解析モデルの精度により制限するのが合理的であるが、解析モデルに要求される精度が明確ではない。コンクリート部材を梁要素やシェル要素でモデル化する場合は、適用性やそれに伴う精度を示すことは難しく、「規格・基準にもとづく保守的な（安全裕度の大きい）設計が行われ」る<sup>8)</sup>のが現状である。

コンクリート部材を基準として構造要素を用いてモデル化するのではなく、コンクリート材料を基準としてソリッド要素を用いて部材をモデル化する場合には、対象部材や荷重条件の適用性の問題はない。ソリッド要素を用いる場合には、連続体力学に対して数理的な近似がなく、非線形性についても構成則の適用は部材に依存しない。数値解析の品質保証を考える際、適用性と分けて解析精度を議論可能であることは重要である。解析結果の信頼性を確保するためには数値解析の品質保証が重要であり、ソリッド要素モデルの使用が必要である。

コンクリート構成則について整理する。ソリッド要素を用いるモデル化では、コンクリー



ト材料の応力－ひずみ関係を与える構成則により材料非線形性を表現する．本論文で扱ったコンクリート構成則は前川・岡村らの開発したコンクリート構成則である<sup>9),10)</sup>．本構成則は，文献内でも示されるように様々な条件での妥当性検証がされているとともに，これを導入した構造解析ソフトウェア<sup>11)</sup>も開発され，広く実務にも使用されている．

上記構成則の特徴的な点は，弾塑性モデルではなく，弾塑性破壊モデルを提案・適用した点と，ひび割れ発生後には，ひび割れ面に垂直な方向・水平な方向にそれぞれ応力－ひずみ関係が設定される点である．弾塑性破壊モデルとは，材料の弾塑性挙動に加えて材料内部の微細ひび割れ等の影響により弾性剛性が低下していく現象を「破壊」と表現して扱うものである．ある領域を考えた時に，外力に抵抗する体積の減少を表現したものとされる．これを表現した破壊パラメータがひずみまたは応力に依存した変数として定義され，弾塑性モデルに取り込まれている．また，ひび割れを表現するモデルとしては，分散ひび割れ（smeared crack）モデルが使用されている．分散ひび割れモデルは，マクロな視点でひび割れの入ったコンクリート材料の平均応力－平均ひずみ関係を与えるモデルとなっている．

コンクリート構成則を用いた数値解析の精度を示す際の問題として，コンクリート構成則に現れる負の剛性がある．負剛性が現れると固有値が負の値を取る場合があり，これに対応する解は指数関数的に増加する不安定な解となる．負剛性は，圧縮時には弾塑性破壊モデルの破壊パラメータが低下することで現れ，引張時にはひび割れ面に垂直な方向に負剛性が現れる．構成則の妥当性確認として，実験解析の例が示されているが<sup>9),10)</sup>，主に，コンクリート構成則に鉄筋の平均的な応力－ひずみ関係を重ね合わせた鉄筋コンクリートとしての構成則が使用することで問題点が巧妙に回避されている．負剛性が現れないか，影響を小さくすることができる．結果として，鉄筋コンクリートと見なせる程度の比較的大きな要素分割が必要である点には注意が必要である．

負剛性が生じる条件での数値解析に関する研究も行われてきた．負剛性が発生し，不安定な解が現れる場合，解析結果に要素サイズに依存した変形の局所化が起こる<sup>12)</sup>．局所化を制御する手法として，局所化リミッター（localization limiter）と呼ばれる手法がある．基本的なものは文献<sup>12),13)</sup>に整理されている．Bazantらは，要素サイズに下限値を設ける手法や各点の変数が近傍の変数場の重み付き平均で表現される非局所的連続体（nonlocal continuum）の手法を示した．後者の非局所的連続体の考え方では，負剛性を制御する変数のみを非局所化する（近傍の変数場の重み付き平均で表現する）手法も示している．比

較的最近の研究では、応力状態に応じて、非局所化領域のサイズや形状を変化させるような手法も提案されている<sup>14)</sup>。これらは、コンクリート構成則が解析領域内の各点で成り立つものではなく、コンクリート構成則が成り立つサイズがあることを主張するものである。

局所化リミッターの他に、要素のサイズに応じて与える応力-ひずみ関係を変化させる手法がある<sup>10),15),16)</sup>。本研究で扱う前川らの構成則についても、コンクリート単体で扱う場合には、同様の考え方が示されている。最近では、車谷らの一連の研究が挙げられる<sup>15),17),18),19)</sup>。車谷らは、全ての要素について要素寸法に応じた応力-ひずみ関係を与える手法を取っており、要素サイズ依存性が比較的小さいことを示している。一方、同等の対応を行っていると考えられる場合にも、対象によっては、要素サイズ依存性が現れるという報告も見られる<sup>16)</sup>。

コンクリート構成則を適用する際の負剛性やそれに伴う要素サイズ依存性は、本質的な解決が得られたものではない。要素サイズを細かくした際の解の収束が重要であり、引き続き検討が必要であると考えられる。一方で、コンクリート構成則を適用する場合には、負剛性の現れない構成則を使用する時よりも、要素サイズに注意して数値解析の精度を示す必要があることが分かる。また、上述の解析手法では、その妥当性を示す際に、変形に対する荷重と損傷の程度が用いられている。荷重は断面力に対応する。2.1節で整理したが、地震応答解析の目的は断面力の算定であり、品質保証については断面力の計算精度を示す必要がある。コンクリート構造物における数値解析の品質保証を進めるには、まずは、要素サイズに依存する断面力の計算精度を示すことが重要であると考えられる。損傷の程度が重要指標であるならば、定量化が必要である。

さて、本研究で扱うコンクリート構成則は、前川・岡村らの構成則をそのまま導入したものではなく、山下・堀らによって再構築されたものを用いている<sup>20)</sup>。再構築により、計算コストが低減されている。構成則の再構築は、本論文の成果ではないが、次章で整理している。再構築した構成則の適用例<sup>21)</sup>を見ても分かるように、山下・堀らの構成則は、前川・岡村らの構成則のうち、ひび割れ後の挙動を考慮していない。破壊解析手法 PDS-FEM<sup>22)</sup>を組合せて使用している。この手法は、大規模構造物への適用は困難である。本研究では、山下・堀らの再構築した構成則に、前川・岡村らのひび割れ後の構成則を組合せたものを使用している。

## 2.3 計算力学

数値計算の高度化に伴い、数値解析の品質やその方法論としての検証と妥当性の確認 (Verification and Validation, V&V) に言及されることが増えた<sup>8)</sup>。数値解析の検証については、収束性の確認や理論解との比較による手法に加えて、Manufactured Solutions<sup>23)</sup> や Numerically Manufactured Solutions<sup>24)</sup> による手法も提案されており、非線形の数値計算についてもカバーされつつある。妥当性の確認について、実験結果との整合という意味では、世に出ているモデルはある程度、実験との整合を有している。しかし、岡村らの議論にもあるが<sup>25)</sup>、前提条件として「力学モデルが正しい」必要がある。連続体力学を選択するのが自然であり、使用する解析モデル（力学モデル）の正しさや適用性は連続体力学を基準とすべきである。

より広く、モデルの適用性を考える手法として、メタモデリング理論が提案されている<sup>26)</sup>。本理論では、質点系の力学理論や棒・梁・板・シェルの力学理論を、連続体の力学理論を基とした近似理論であることを示すことで、近似の程度によって、適用性を議論可能としている。また、近似が行われることにより適用性が低下する仕組みを、解空間の縮小という形でイメージ化している。数値解析として最も広い解空間を持つのが、連続体の力学の直接的な数値解析モデルであるソリッド要素モデルである。

さて、上述のように、数値解析の検証においては、解の収束性を確認する必要がある。連続体力学を基準にするため、ソリッド要素モデルにより高い空間・時間分解能で計算する必要がある。大規模鉄筋コンクリート構造物を対象とする場合、自由度が大きくなるため、高性能計算の活用が必須である。地震工学分野では、主に地震動の計算で高性能計算の利用事例がある<sup>27)</sup>。文献にも示されるように、スケーラビリティの確保が重要課題である。一方、コンクリート構成則のような負剛性が発生する条件でのスケーラビリティの検討は実施されていない。非線形問題、特に要素に依存した解が得られるような非線形問題においては、解析モデルや非線形化の程度にも配慮する必要がある。

数値解析の精度を示す際に、不確定性の定量化の問題がある<sup>28)</sup>。大規模コンクリート構造物の地震応答解析では、2.1 節で触れたように、材料物性や地震動に関する不確定性が大きい。未知の地震動に対して応答を予測するという点では、地震動に関する不確定性の定量化は大きな問題である。設計では、安全裕度を設定するが、安全裕度は個々の不確定性

について完全に分離されていない。既往の解析手法では、一般に解析モデルが荷重に依存するためである。ソリッド要素モデルでは、個々の不確定性の分離が容易である。

観測データに基づきモデル化時の物性等の不確定性を低減し、より妥当な解析モデルを作成する研究も実施されている<sup>29)</sup>。重要施設である原子力発電所建屋においては、現在、特に既設の施設の安全性の検討が課題である。計測データを用いて、不確定性を低減し、数値解析精度の向上することは検討すべき課題と考えられる。

大規模構造物を対象にしない場合、高性能計算によらなくとも計算機の性能が向上したことにより、数千～数万自由度程度であれば、ソリッド要素を用いた有限要素法の実務での利用が現実的になってきた。このため、計算結果の評価方法に関する研究も見られる。損傷形態に応じて、ひずみやひずみエネルギーにより評価する手法が検討されている<sup>30)31)32)</sup>。この手法は、各ガウス点でひずみの不変量やひずみエネルギーを算定し、各値を空間平均して損傷指標として使用するものである。上述の非局所的連続体の手法が基本となっている。積分領域のサイズや形状を考慮することで、安定した評価が可能なが示されている<sup>33)</sup>。一方で、考慮している領域の大きさから、コンクリート材料の損傷評価を意図したものと考えられる。つまり、これらの研究において応答解析の目的は部材より小さい領域のひずみや応力である。この手法による場合は、応力やひずみの精度を示す必要がある。本研究で検討する地震工学に寄った数値解析の品質保証とは考え方が異なるものである。

ひずみや応力を解析の目的とする場合、その精度を示すことが可能であるか、検討が必要である。不確定性のある中で、コンクリート材料のひずみや応力の精度を示すのは容易ではない。大量に作成できる試験体であれば可能性はあるが、大規模鉄筋コンクリート構造物を対象とする場合にはほぼ不可能と考えられる。一方で、断面力や部材の変位という平均値・積分値を解析の目的とする場合、少なくともひずみや応力よりは高い精度が得られることが期待される。また、実験や計測で得られる力や変位とも直接的な比較が可能である。このような観点からも、大規模鉄筋コンクリート構造物を対象とする場合には、ひずみや応力ではなく、部材の断面力や変位を解析の目的とすることに合理性があると考えられる。

## 2.4 まとめ

地震工学の観点から解析の目的を整理することで、数値解析の品質保証のために構造物の主要部材の断面力や変位の精度を示す必要があることを示した。非線形性を考慮する場合には、ソリッド要素モデルを使用することが本質的に重要である。一方で、コンクリート材料をモデル化する際には、負剛性による要素サイズ依存性が問題であり、解析精度を示す上で要素サイズや解の収束性が重要であることを整理した。検討には、高性能計算の活用が必須である。

コンクリート構成則を扱える高性能計算を利用できる有限要素法は提供されておらず、検討に際しては、まず、プログラムの構築が必要である。構築したプログラムではスケーラビリティの確認が重要である。また、大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析が可能であるかを示す必要がある。実務への適用を考えるには、解析モデルの縮約も重要である。縮約においては、構造要素を用いることが考えられるが、メタモデリング理論を元に、解析モデルの妥当性の確認を行う必要がある。これらが、本研究で着手する必要がある課題である。

大規模鉄筋コンクリート構造物で地震応答解析を実施し、数値解析の品質保証に必要な検討を整理することも重要課題である。実験との比較で解析の精度を示すことは比較的容易であるが、大規模鉄筋コンクリート構造物は実験とスケールが異なる。また、実際の構造物の地震応答を計算する場合には、材料の管理や施工、経年劣化を考慮する必要があり、不確定性が大きいことも問題である。断面力や変位の解析精度の観点から、解析結果を吟味し、妥当性の確認で実施すべき項目を整理することが必要である。

## 第3章 汎用並列有限要素法へのコンクリート構成則の実装

本研究では、前川・岡村らの開発しているコンクリート構成則<sup>9),10)</sup>を整理・再構築した構成則<sup>20)</sup>を使用する。また、再構築された構成則は、ひび割れを考慮しない場合の構成則となっており、適用においては、ひび割れの影響はPDS-FEMによる破壊解析で考慮している<sup>21)</sup>。本研究では、ひび割れ後の挙動も構成則で表現するため、前川・岡村らの構成則について、ひび割れ発生後についても整理し、実装した。ひび割れ発生後については、本研究で使用するソフトウェアのアルゴリズムにおいて収束解が得られるように実装上の工夫を行っている。本章では、実装した構成則について整理するため、オリジナルの構成則の概要およびその再構築について文献を元に整理する。

構成則を整理するにおいて、記号は、オリジナルの構成則と再構築で異なる場合に、標記の連続性を考え、再構築を示した文献に揃えた。標記においては、ベクトルや2階・4階のテンソルは太字、1階と2階の縮約は $\cdot$ と $:$ 、テンソル積は $\otimes$ を使って表す。テンソルを成分表示する際、総和規約が使われる。直交座標 $\mathbf{x}$ ないし $(x_1, x_2, x_3)$ を使う。

### 3.1 構成則の整理

前川らによるコンクリート構成則<sup>9),10)</sup>について整理する。ひび割れが発生する前の弾塑性破壊モデル、ひび割れ発生後に分けて整理する。

#### 3.1.1 弾塑性破壊モデル

前川らは、弾塑性破壊モデルを提案しており、文献<sup>10)</sup>において損傷を受けたコンクリートの弾性特性と、塑性特性に分けて整理している。最終的に得られる構成関係式は、次に示す、応力－弾性ひずみ $(\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\epsilon}^E)$ 関係（または応力増分－弾性ひずみ増分関係）および

塑性ひずみ増分－弾性ひずみ増分 ( $d\epsilon^P - d\epsilon^E$ ) 関係に関する 2 つの関係式である．

$$\sigma = \mathbf{c} : \epsilon^E, \quad (3.1)$$

$$d\epsilon^P = \mathbf{l} : d\epsilon^E. \quad (3.2)$$

ここで、 $\mathbf{c}$  は損傷を受けたコンクリートにおける 4 階の弾性テンソルであり、 $\mathbf{l}$  は、流動則から導かれる塑性ひずみ増分－弾性ひずみ増分関係を与える 4 階のテンソルである．流動則は、本構成則においては、以下の塑性ひずみ増分の偏差成分－弾性ひずみの偏差成分 ( $d\epsilon^P - \mathbf{e}^E$ ) 関係として次式で与えられている．

$$d\epsilon^P = \mathbf{e}^E dg. \quad (3.3)$$

$dg$  は、比例係数である． $\mathbf{c}$  と  $\mathbf{l}$  の表式は、本項の最後に整理した． $\mathbf{c}$  は、式 3.6 を見て分かるように、破壊パラメータ  $K$  を用いて表されるもので、破壊パラメータ  $K$  が式 3.7 よりひずみに依存して低下することで、剛性の低下を表現している．なお、以下では、損傷を受けたコンクリートの弾性特性を単に弾性特性、 $\mathbf{c}$  を弾性テンソルと呼ぶ．

弾塑性解析に必要な、応力増分－ひずみ増分 ( $d\sigma - d\epsilon$ ) 関係も文献において示されている．まず、式 3.1 より、次式を導くことができる．

$$d\sigma = (\mathbf{c} + \nabla \mathbf{c} : \epsilon^E) : d\epsilon^E.$$

また、式 3.2 より、次式が得られる．

$$d\epsilon^E = (\mathbf{I} + \mathbf{l})^{-1} : d\epsilon.$$

この 2 式より、応力増分－ひずみ増分関係が次式のように導かれる．

$$d\sigma = \mathbf{c}^{EP} : d\epsilon. \quad (3.4)$$

ここで、 $\mathbf{c}^{EP}$  は弾塑性テンソルであり、

$$\mathbf{c}^{EP} = (\mathbf{c} + \nabla \mathbf{c} : \epsilon^E)(\mathbf{I} + \mathbf{l})^{-1} \quad (3.5)$$

として与えられる 4 階のテンソルである．

最後に、上記で使用する関係式を整理する。整理においては、山下・堀らが整理したもの<sup>20)</sup>を参考としている。弾性ひずみ  $\epsilon^E$  およびその偏差成分  $\mathbf{e}^E$  を用いて表される不変量  $I_1^E, J_2^E, J_3^E$  を次のように定義する。

$$I_1^E = \frac{1}{3}\epsilon_{ii}^E, \quad J_2^E = \sqrt{\frac{1}{2}e_{ij}^E e_{ij}^E}, \quad J_3^E = \sqrt[3]{\frac{1}{3}e_{ij}^E e_{jk}^E e_{ki}^E}.$$

ヤング率、ポアソン比および強度は、 $E_0, \nu_0, f_c$  とおき、これらを用いて、 $K_0, G_0$  および  $\epsilon_0$  を下記で定義する。

$$K_0 = \frac{E_0}{3(1-2\nu_0)}, \quad G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu_0)}, \quad \epsilon_0 = \frac{1.6(1+\nu_0)f_c}{E_0}.$$

式 3.1 の  $\mathbf{c}$  は次のように定義される。

$$c_{ijke} = 3K_0 E_{ijkl}^1 + 2G_0 K E_{ijkl}^2. \quad (3.6)$$

ここで、

$$E_{ijkl}^1 = \frac{1}{3}\delta_{ij}\delta_{kl}, \quad E_{ijkl}^2 = I_{ijkl} - E_{ijkl}^1$$

である。K は次式で表現される破壊パラメータである。

$$K(F) = \min \left\{ \exp \left[ -\frac{F}{a} \left( 1 - \exp \left( -\frac{F}{b} \right) \right) \right] \right\}. \quad (3.7)$$

ここで、

$$F(I_1^E, J_2^E, J_3^E) = \frac{\sqrt{2}J_2^E \left( \frac{6}{5} + \frac{3\sqrt{3}}{10} \left( \frac{J_3^E}{J_2^E} \right)^3 \right)}{0.23\epsilon_0 + \sqrt{3}|I_1^E|} \quad (3.8)$$

であり、a および b は定数 (3.25 と 0.8) である。

また、式 3.2 に示される  $\mathbf{l}$  は以下で定義される。

$$l_{ijkl} = \left( DP\delta_{ij} + \frac{e_{ij}^E}{2J_2^E} \right) \frac{H'e_{kl}^E}{2J_2^E}. \quad (3.9)$$

ここで、

$$D(K) = \begin{cases} D_0 & K > 0.5, \\ D_0(2K)^2 + D_1(1 - (2K)^2) & K < 0.5, \end{cases}$$

$$P(K) = \begin{cases} 0 & X > 1, \\ 1 & X < -1, \\ \frac{1}{2} (1 - \sin(\frac{\pi}{2}X)) & \text{else,} \end{cases}$$



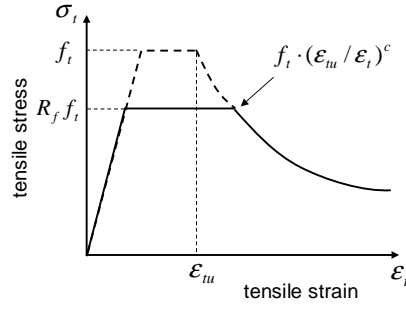


図-3.1 ひび割れ後の応力－ひずみ関係

であり,

$$D_0 = \frac{1 - 2\nu_0}{\sqrt{3}(1 + \nu_0)}, \quad D_1 = \frac{\sqrt{2}I_1^E + 0.38\epsilon_0}{0.28\epsilon_0}$$

であり,  $P$  の変数  $X$  は,

$$X = \frac{\sqrt{3}I_1^E}{J_2^E}$$

である. また, 式 3.9 中の  $H$  は,

$$H(J_2^E) = \frac{9}{10}\epsilon_0 \left( \frac{J_2^E}{\epsilon_0} \right)^3 \quad (3.10)$$

である.  $H'$  は  $H$  の微分を示す.

### 3.1.2 ひび割れ発生後のモデル

ひび割れ時の構成則は, 弾塑性破壊モデルとは別に, 図-3.1 に示すような一軸の引張応力－引張ひずみ ( $\sigma_t - \epsilon_t$ ) 関係が示されている<sup>9),10)</sup>. コンクリートにおいて損傷がない場合 (破壊パラメータに変化がない場合),  $\sigma_t$  が応力  $f_t$  に達すると, 応力が一定になる領域があり, さらにひずみが増加して  $\epsilon_{tu}$  を超えるとひび割れが発生し, 応力が関数  $f_t(\epsilon_{tu}/\epsilon_t)^c$  に従って解放される. 係数  $c$  は, コンクリートにおいては要素サイズ, 鉄筋コンクリートにおいては配筋に依存して与えられる. これを基本に, ひび割れの発生は, コンクリートの損傷状態も考慮して次式で判定される.

$$\sigma_1 / (R_f \cdot f_t) = 1.0. \quad (3.11)$$

ここで,  $\sigma_1$  は最大主応力,  $R_f$  は式 3.7 で表される破壊パラメータに依存する引張強度の低減係数である.

ひび割れが発生するまでは、主応力を計算し、式 3.11 によりひび割れの判定を行う。ひび割れ発生後は、ひび割れ面に垂直な方向（以下、ひび割れ面方向と呼ぶ）の直応力成分に、図-3.1 の引張応力－引張ひずみ関係を適用する。ひび割れ面方向の単位ベクトルを  $\mathbf{n}'_1$  とすると、制御するひずみおよび応力は次式で与えられる。

$$\epsilon_t = \epsilon_{11} = \mathbf{n}'_1{}^T \boldsymbol{\epsilon} \mathbf{n}'_1, \sigma_t = \sigma_{11} = \mathbf{n}'_1{}^T \boldsymbol{\sigma} \mathbf{n}'_1. \quad (3.12)$$

2つのひび割れが考慮される場合、2つのひび割れ面が直行するという仮定がおかれる。ひび割れ面の方向の応力成分が大きいひび割れをアクティブクラックとし、もう一方のひび割れはそれに直交するものとして再設定される。以下で複数のひび割れの発生について議論するが、2つ目のひび割れ面方向の単位ベクトルを  $\mathbf{n}'_2$ ,  $\mathbf{n}'_1$  と  $\mathbf{n}'_2$  の両者に直行する単位ベクトルを  $\mathbf{n}'_3$  とすることで直交座標系を設定する。対応する基準となる座標系の直交単位ベクトルは、 $\mathbf{n}_1, \mathbf{n}_2, \mathbf{n}_3$  である。

なお、図-3.1 の応力－ひずみ状態に移行する際の原点が、塑性ひずみに相当するという記述が見られることから<sup>9),10)</sup>、ひび割れに関する引張方向のひずみは塑性ひずみを生まない変形であると解釈できる。

この時の詳細な弾塑性テンソルの算定の記述は少ない。計算においては、ひび割れに対応した座標系において、ひび割れ面の方向に対する一軸の応力－ひずみ関係を表現する成分および面に平行な方向（せん断方向）の応力－ひずみ関係を表現する成分を有するテンソルを作成し、得られたテンソルを元の座標系に回転して簡易に算定している<sup>9),10)</sup>。ひび割れに対応した座標系においては、対角成分のみが設定される。一方、基準となる元の座標系で設定した弾塑性テンソルをひび割れ面に対応した座標系に変換すると、対角成分以外の成分も非ゼロであるから、これらの非ゼロ成分を無視していることを意味する。これは、文献<sup>9)</sup>で示されるように、弾塑性テンソルはあくまで収束計算における変位増分またはひずみ増分の推定値を与えるものであり、収束に向かいさえすれば良いものだという考え方が反映されている。また、ひび割れが発生した後の負剛性を直接剛性マトリクスに反映することを避けるため、負剛性が発生する際には、除荷剛性（弾性剛性）を使用している、という記述も見られ、詳細な弾塑性テンソルの算定を必要としない手法が使用されていると解釈される。本研究では、数値積分による応力増分から応力を算定するため、詳細な弾塑性テンソルも必要となる。また、弾塑性テンソルの成分をゼロとすることにより、条件数が足りなくなる可能性にも注意が必要である。

### 3.1.3 考察

構成則を整理した。山下・堀らにより指摘されているが<sup>20)</sup>、ひび割れ発生前のモデルとして提案されている構成関係モデルでは、流動則から塑性ひずみ増分－弾性ひずみ増分関係が与えられていることが特徴的である。また、これにより式 3.5 に示されるように、数値解析としてはコストの高い逆テンソルの計算が必要になっている。以下に示す再構築では、逆テンソルの計算を回避する方法が提案されている。ひずみが大きくなると、ひずみの増加および破壊パラメータの低下に合わせて、負剛性が表れる可能性があることも数値計算上、考慮する必要がある問題である。

ひび割れ発生後のモデルでは、まず、ひび割れ面の方向に対して、質点系モデルでよく使用されるような、いわゆる、非線形モデルに似た手法で、材料非線形性が表現されることが特徴的である。挙動としては、ひび割れ発生前の圧縮方向とは異なり、比較的小さなひずみでひび割れが発生し、負剛性が表れるものとなっている。また、ひび割れ発生直後が負剛性の勾配が最も急である（剛性が最も小さい）点も、収束計算を困難にする。

著者が調査できた文献のみからの判断ではあるが、ひび割れ発生後の弾塑性テンソルの算定方法には、多少の任意性があり、前項で考察したように非線形解析と合わせて簡易に算定する方法が主に示されている。一方、簡易な手法では、成分を過剰に落としている。ひび割れに直接関係のない成分を積極的に残すように弾塑性テンソルを決めることも可能である。この場合、基準となる元の座標系で計算した弾塑性テンソルをひび割れ面に対応した座標系に回転し、ひび割れ面方向の引張およびひび割れ面に水平な方向のせん断に対応した成分を変更し、得られた弾塑性テンソルを元の座標系に再度回転することで、弾塑性テンソルを計算できる。本手法であれば、弾塑性テンソルとひずみ増分の縮約として応力増分が算定でき、また、弾塑性テンソルのランクが低下してしまうこともない。計算コストの観点では、4 階のテンソルの回転が 2 度必要になる点に注意が必要である。ただし、上述の逆テンソルの算定に比較すれば負荷は小さいと考えられる。

## 3.2 構成則の再構築の整理

前節で示した構成則について、そのひび割れ発生前の構成関係について、山下・堀らにより提案された再構築について示す<sup>20)</sup>。再構築された構成則を使用する最も大きな利点は、

式-3.5 で示されている逆テンソルの計算を回避できることである。本研究では、ひび割れ後のコンクリートの弾塑性テンソルも、ひび割れ前の構成則で与えられる弾塑性テンソルを補正する手法を取っており、この利点は全時刻・全ガウス点で得られる利点である。本節では、山下・堀らによって提案された構成則の再構築について整理するとともに、同文献で示されている再定式化についても整理する。

### 3.2.1 再構築

構成則の再構築においては、上記で整理したように、塑性ひずみ増分－弾性ひずみ増分 ( $d\epsilon^P - d\epsilon^E$ ) 関係が与えられることの帰結として、逆テンソルの計算が必要になることに着目している。塑性ひずみ増分が、ひずみ増分の関数として与えられるように式展開をしなければならない。これは、式展開で、文献に示されるように  $d\epsilon^E = d\epsilon - d\epsilon^P$  の関係式（またはこの偏差成分）を適用することで達成できる。

一方、構成則の再構築においては、もう一点指摘されている項目がある。コンクリート構成則は、載荷状態においては、次式が満たされる。

$$J_2^P = H(J_2^E).$$

ここで、 $H$  は式 3.10 で示されたものである。陽に応力の関数にはなっていないが、載荷中は常に満たすべき条件であることを考えると降伏関数と等価である。また、載荷中は常に降伏関数を満たすという条件から、降伏関数の増分がゼロであるというコンシステンシー条件も満たす必要がある。山下・堀らによって、このコンシステンシー条件は注目されていなかった関係式であることが指摘されている。一般的な弾塑性構成則と同様、流動則に対して、降伏関数およびコンシステンシー条件を与え、塑性ひずみ増分を算定する定式が可能であることが示されている。

再構築において提案されていることを整理すると、流動則を降伏関数およびコンシステンシー条件として与えられた関係式を用いて展開し、塑性ひずみ増分－ひずみ増分関係式を導出し、逆テンソルを含まない弾塑性テンソルを算定する、ということになる。以下、山下・堀らの文献<sup>20)</sup>を元に、弾塑性テンソルの計算方法を整理する。

まず、コンクリート構成則<sup>10)</sup>において、次式で表される流動則が示されている。

$$d\epsilon^P = dg d. \quad (3.13)$$

ここで、 $\mathbf{d}$  は以下で表される、塑性ひずみ増分の方角を表す 2 階のテンソルである。

$$\mathbf{d} = DP\boldsymbol{\delta} + \frac{\mathbf{e}^E}{J_2^E}. \quad (3.14)$$

また、 $dg$  は塑性ひずみ増分の大きさを表す比例係数である。 $\boldsymbol{\delta}$  はクロネッカーのデルタで、 $D$  および  $P$  は前節で整理した関係式で与えられる。降伏関数およびコンシステンシー条件から、 $dg$  を算定する。

降伏関数を  $f = J_2^P - H(J_2^E)$  と定義して、

$$f(J_2^P, J_2^E) = 0 \quad (3.15)$$

と書き換える。コンシステンシー条件に対応する  $df = 0$  に次式を与える。

$$dJ^{E,P} = \frac{\mathbf{e}^{E,P} : d\mathbf{e}^{E,P}}{2J_2^{E,P}}.$$

これから次式が導かれる。

$$dg \frac{\mathbf{e}^P : \mathbf{e}^E}{2J_2^P} = H' \frac{\mathbf{e}^E : d\mathbf{e}^E}{2J_2^E}$$

ここで、 $d\mathbf{e}^E = d\mathbf{e} - d\mathbf{e}^P$  と組み合わせると、

$$dg \frac{\mathbf{e}^P : \mathbf{e}^E}{2J_2^P} = H' \frac{\mathbf{e}^E : (d\mathbf{e} - dg\mathbf{e}^E)}{2J_2^E}$$

という  $d\mathbf{e}$  の偏差成分である  $d\mathbf{e}$  を含んだ表式を導くことができる。これから  $dg$  を算定すると、以下ようになる。

$$dg = H' \left\{ \left( \frac{\mathbf{e}^P}{J_2^P} + \frac{H'\mathbf{e}^E}{J_2^E} \right) : \mathbf{d} \right\}^{-1} \frac{\mathbf{e}^E : d\mathbf{e}}{J_2^E}. \quad (3.16)$$

式 3.16 を式 3.13 に代入すると、 $d\mathbf{e}$  を使った  $d\mathbf{e}^P$  の表現が導かれる。

$$d\mathbf{e}^P = \mathbf{L} : d\mathbf{e}. \quad (3.17)$$

ここで、 $\mathbf{L}$  は次の 4 階のテンソルである。

$$\mathbf{L} = \mathbf{d} \otimes \left[ H' \left\{ \left( \frac{\mathbf{e}^P}{J_2^P} + \frac{H'\mathbf{e}^E}{J_2^E} \right) : \mathbf{d} \right\}^{-1} \frac{\mathbf{e}^E}{J_2^E} \right]. \quad (3.18)$$

さらに、弾塑性テンソル  $\mathbf{c}^{EP}$  の次の表現も導かれる。

$$\mathbf{c}^{EP} = (\mathbf{c} + \nabla \mathbf{c} : \boldsymbol{\epsilon}^E)(\mathbf{I} - \mathbf{L}). \quad (3.19)$$

ここで示されたように、構成則の再構築で示された手法では、弾塑性テンソルの算定に逆テンソルの計算が含まれない。

### 3.2.2 再定式化

前節で整理したように，ここで扱うコンクリート構成則は，ひずみが大きな領域では弾塑性テンソルに負剛性が発生する．そのため，これを用いて計算される全体剛性マトリクスは正定値性を失う．また，弾塑性テンソルが非対称であるため，全体剛性マトリクスは，比較的小さなひずみであっても非対称なマトリクスとなる．これらは，特に CG 法で扱い難い問題であり，計算負荷が大きくなるだけでなく，解が算定できないことも考えられる．

これに対して弾塑性テンソルを使用せず，弾性テンソルのみを用いた支配方程式を用いて，この問題を解決しようとするのが，ここで言う再定式化である．ひび割れ発生後についても考慮するため，ここでは山下・堀らの提案する手法を多少一般化して記述する．

通常の弾塑性解析における支配方程式は次式で示される．

$$\nabla(\dot{\mathbf{c}}^{EP} : (\nabla \mathbf{du})) = 0. \quad (3.20)$$

これは，応力増分を次式で与える構成則に対応している．

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{c}^{EP} : d\boldsymbol{\epsilon}. \quad (3.21)$$

この構成則を以下のように再定式化する．

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{c} : d\boldsymbol{\epsilon} + d\boldsymbol{\sigma}^*. \quad (3.22)$$

ここで，

$$d\boldsymbol{\sigma}^* = \mathbf{c}^{EP} : d\boldsymbol{\epsilon} - \mathbf{c} : d\boldsymbol{\epsilon}. \quad (3.23)$$

これは，コンクリート構成則に関係なく適用できる．文献においては，再構築したコンクリート構成則の関係式を使用することで， $d\boldsymbol{\sigma}^*$  を次式のように展開している．

$$d\boldsymbol{\sigma}^* = -\mathbf{c} : d\boldsymbol{\epsilon}^P + (\nabla \mathbf{c} : \boldsymbol{\epsilon}^E) : d\boldsymbol{\epsilon}^E. \quad (3.24)$$

式 3.22 により再定式化された構成則に対する支配方程式は次式となる．

$$\nabla(\dot{\mathbf{c}} : (\nabla \mathbf{du})) + \nabla \dot{d\boldsymbol{\sigma}^*} = 0. \quad (3.25)$$

本式の左辺第 2 項は，見かけの節点力として取り扱えば良い．正定値かつ対称の弾性テンソルが剛性マトリクス算定に使用されることになるため，CG 法の適用上の問題が回避される．

### 3.3 再構築した構成則の引張への拡張

前節で整理した再構築された構成則に対して，引張時のひび割れを考慮した構成関係モデルを追加し，適用を拡張する．引張時のひび割れ挙動についても前川・岡村らの提案する構成則による<sup>9),10)</sup>．ただし，文献<sup>34)</sup>によると，コンクリート部（鉄筋を考慮する以前）のひび割れを考慮した弾塑性テンソルは，ひび割れ面に対応した座標系において，ひび割れに沿った方向の剛性とせん断方向の剛性のみを有するもので，比較的簡易なものである．非線形計算におけるひずみ増分の推定値を求めるには有効と考えられるが，弾塑性テンソルを用いた応力増分の算定には使用できない．また，上記の手法そのままでは，弾塑性テンソルの条件数が不足する可能性もある．そこで，ここでは，ひび割れ面の方向に対応した弾塑性テンソルについて，必要最低限の更新を行うことで，詳細な弾塑性テンソル算定のアルゴリズムを示す．

#### 3.3.1 アルゴリズムの概要

引張時のひび割れを考慮する場合についてアルゴリズムの概要を示す．

1. ひび割れ発生前のコンクリートモデル（前節）により弾塑性テンソルの算定
2. 1つ目のひび割れの判定およびひび割れ発生時の主応力方向からのひび割れ面の算定
3. ひび割れ発生後は，1つ目のひび割れ面方向の応力の正負より引張状態か圧縮状態か検査
4. 引張状態であれば，1つ目のひび割れ面方向以外の弾塑性テンソルの成分を保存し，ひび割れ面の方向の剛性を更新
5. 更新した弾塑性テンソルで解析
6. 2つ目のひび割れの判定およびひび割れ発生時の主応力方向からのひび割れ面の算定
7. ひび割れ発生後は，2つ目のひび割れ面方向の応力の正負より引張状態か圧縮状態か検査
8. アクティブクラックの考え方よりひび割れ面方向の座標系の決定

9. 1つ目および2つ目のひび割れについて、引張状態であれば、ひび割れ面方向以外の弾塑性テンソルの成分を保存し、ひび割れ面の方向の剛性を更新

10. 更新した弾塑性テンソルで解析

11. 3つ目のひび割れの判定

弾塑性テンソルの更新は、ひび割れ面に対応した座標系に弾塑性テンソルを回転し、回転した弾塑性テンソルについて成分を更新後、再度、元の座標系に弾塑性テンソルを回転することでを行っている。詳細は次項で説明する。上記のアルゴリズムを図-3.2に示す。

### 3.3.2 弾塑性テンソル更新に関するアルゴリズム

前項で示したアルゴリズムの内、弾塑性テンソルの更新部分について詳細に示す。引張応力ー引張ひずみ関係の原点の更新、複数ひび割れ発生時の座標軸の設定および弾塑性テンソルの算定の3点について示す。引張を考慮した場合の構成則の再定式化も示す。

(1) 引張応力ー引張ひずみ関係の原点の更新

図-3.1に示した応力ーひずみ関係は、一軸引張を受けた場合のものとなっている。実際には、複雑な荷重パターンに対応する必要がある。図-3.1の原点は、ひび割れ面方向の塑性ひずみによって移動する。ここでは、図-3.1の原点を引張応力ー引張ひずみ関係の原点または単に応力ーひずみ関係の原点と呼称する。

ひび割れ面方向は、ひび割れの発生まで特定できないため、式3.11によりひび割れの発生の判定がされて、初めてひび割れ面方向に設定すべき応力ーひずみ関係が決まる。つまり、実装上は、ひび割れ発生時に、ひび割れ面方向を算定するとともに、ひび割れ面方向に関する塑性ひずみまたは弾性ひずみから、応力ーひずみ関係の原点を算定し、図-3.1に示した応力ーひずみ関係を並行移動する。ひび割れ発生後も、塑性ひずみに応じて、図-3.1に示した応力ーひずみ関係が移動するため、圧縮状態から引張状態に変化する場合には、応力ーひずみ関係を更新するアルゴリズムが必要になる。

ひび割れ面方向の引張荷重によっては、塑性ひずみを生じないため、引張から圧縮への移行は、ひび割れ面方向のひずみが同方向の圧縮により発生した塑性ひずみと一致することにより判定される。ひび割れが生じた際にも、引張応力がゼロになるまで除荷した時に残留のひずみが残るが、この残留ひずみは塑性ひずみとは異なると解釈される<sup>9),10)</sup>。



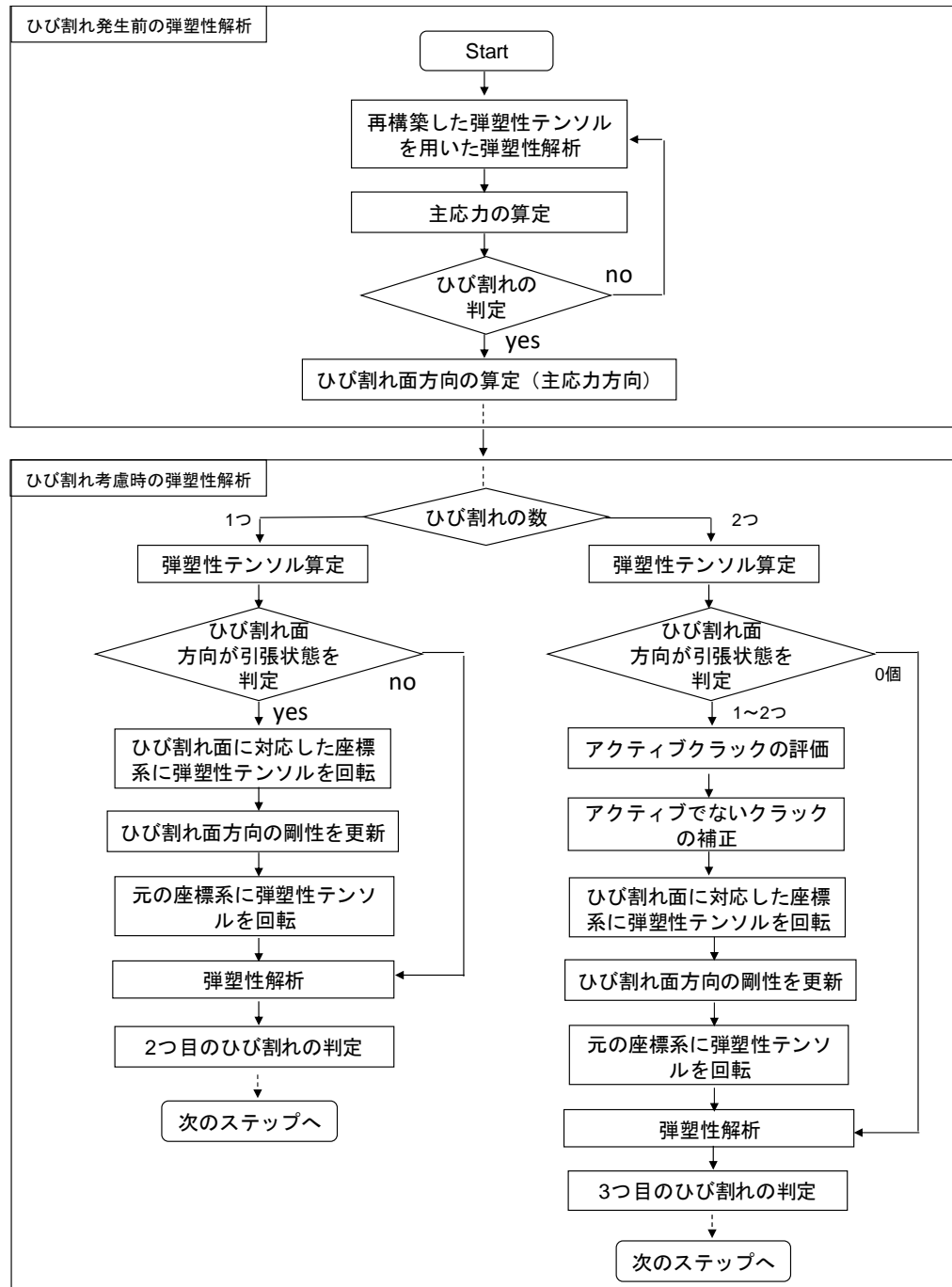


図-3.2 引張ひび割れ考慮時のアルゴリズム概要

## (2) 複数ひび割れ発生時の座標軸の設定

ひび割れが2つ発生した際には、2つのひび割れが直交するという仮定がおかれる。ひび割れ面の方向の応力成分が大きいひび割れをアクティブクラックとし、もう一方のひび割れはそれに直交するものとして再設定される。この仮定は、実際に発生するひび割れがほぼ直交すること、直交させない場合には弾塑性マトリクスが陽に与えられないこと、の2つの要因により設定されたものと推察される。本論文で実装するアルゴリズムの2つ目のひび割れ発生判定について示す。単純に主応力解析を用いると、1つ目のひび割れ面における応力が十分に開放されていない場合、主応力の方向が1つ目のひび割れ面方向の応力に引きずられる。そのため、まず、1つ目のひび割れ面方向の応力成分を除いた  $\sigma^{C1}$  を次式で算定する。

$$\sigma^{C1} = \sigma - \mathbf{n}'_1 \sigma_t \mathbf{n}'_1{}^T. \quad (3.26)$$

ひび割れの発生は、得られた応力  $\sigma^{C1}$  から最大主応力を算定し、式3.11を用いて判定する。

上記で得られる2つ目のひび割れは、一般には1つ目のひび割れに直交しない。ひび割れ面方向の応力を計算し、発生応力の大きい方をアクティブクラックと設定し、これに対してもう一方のひび割れ面の方向を再設定する。アクティブクラック面の方向として  $\mathbf{n}'_1$  が、もう一つのひび割れ面の方向として  $\mathbf{n}'_2$  (ただし、 $\mathbf{n}'_1 \cdot \mathbf{n}'_2 \neq 0$ ) が得られている時、 $\mathbf{n}'_2$  を次式で  $\mathbf{n}''_2$  に補正すれば良い。

$$\mathbf{n}''_2 = \frac{\mathbf{n}'_2 - (\mathbf{n}'_1 \cdot \mathbf{n}'_2) \mathbf{n}'_1}{|\mathbf{n}'_2 - (\mathbf{n}'_1 \cdot \mathbf{n}'_2) \mathbf{n}'_1|} \quad (3.27)$$

3つ目の単位ベクトル  $\mathbf{n}'_3$  は、 $\mathbf{n}'_1$  および  $\mathbf{n}''_2$  に直行するものとして算定する。

これにより、複数のひび割れが発生した場合の座標系が定義できた。3つ目のひび割れは、 $\mathbf{n}'_3$  の方向の応力に対して判定をする。以降、ここで得られた  $\mathbf{n}''_2$  を  $\mathbf{n}'_2$  として説明する。

## (3) 弾塑性テンソルの算定

ひび割れが発生し、かつ、引張を受けている場合、図-3.1に示した応力-ひずみ関係を満足するように弾塑性テンソルの成分を決定する。得られる弾塑性テンソルのランクに配慮し、ひび割れ面方向およびこのせん断方向に関わらない部分は成分を保存する（ゼロとしない）。前節により算定された弾塑性テンソルをひび割れ面に対応した3つの単位ベクトル ( $\mathbf{n}'_1, \mathbf{n}'_2, \mathbf{n}'_3$ ) を用いて回転し、ひび割れ面方向およびこのせん断方向の成分のみ更新する。

弾塑性テンソルのひび割れ面に対応した座標系への回転は次式による。

$$c_{pqrs}'^{EP} = c_{ijkl}^{EP} (\mathbf{n}_p \cdot \mathbf{n}'_i) (\mathbf{n}_q \cdot \mathbf{n}'_j) (\mathbf{n}_r \cdot \mathbf{n}'_k) (\mathbf{n}_s \cdot \mathbf{n}'_l). \quad (3.28)$$

これに対して、考慮すべきひび割れが1つの場合  $c_{1111}^{EP}$  を、ひび割れが2つの場合はこれに加えて  $c_{2222}^{EP}$  を、次式で更新する.

$$\begin{aligned} c_{1111}^{EP} &= E^{C1}, \\ c_{2222}^{EP} &= E^{C2}. \end{aligned} \quad (3.29)$$

ここで  $E^{C1}$  および  $E^{C2}$  はそれぞれ各ひび割れ面方向の応力-ひずみ関係から得られる接線剛性である. セン断剛性については、例えば、1つ目のひび割れに対するせん断剛性に関する成分を下記のように設定した.

$$c_{1212}^{EP} = c_{3131}^{EP} = \alpha G. \quad (3.30)$$

ここに  $G$  は弾性状態におけるせん断剛性であり、 $\alpha$  は塑性状態およびひび割れを考慮した際の剛性低下を与えるひずみに依存する係数として設定した. 1つ目のひび割れに関係しない成分 (例えば、 $c_{2323}^{EP}$  など) は更新しない. 以上の更新では、少なくとも対角成分にはゼロ以外の値が入っていることになる.

ひび割れ面に対応した座標系上で更新された弾塑性テンソルを改めて  $c_{ijkl}^{EP}$  とした時、元の座標系における弾塑性テンソルは次式で得られる.

$$c_{pqrs}^{EP} = c_{ijkl}^{EP} (\mathbf{n}_p \cdot \mathbf{n}'_i) (\mathbf{n}_q \cdot \mathbf{n}'_j) (\mathbf{n}_r \cdot \mathbf{n}'_k) (\mathbf{n}_s \cdot \mathbf{n}'_l). \quad (3.31)$$

以上で、再構築されたコンクリート構成則に対して、ひび割れの影響を考慮できるように拡張した. ここで示したように、本アルゴリズムにおいては、テンソルの回転が最も計算コストが高いが、再構築前の構成則に見られた逆テンソルの計算に比べると、十分に小さな計算コストである.

#### (4) 引張を考慮した場合の構成則の再定式化

次に構成則の再定式化を示す. 上記で算定した弾塑性テンソルを使用すれば、前節で示したように、山下・堀らの提案<sup>20)</sup>と同様の再定式化が可能である. ここでは式 3.23 の記号と区別するため、ひび割れの影響も考慮した場合の弾塑性テンソル  $\mathbf{c}^{EP}$  に対して、応力増分を  $d\boldsymbol{\sigma}'$ 、応力増分の補正項を  $d\boldsymbol{\sigma}^{**}$  と記述する. 構成則  $d\boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{c}^{EP} : d\boldsymbol{\epsilon}$  は次式で再定式化できる.

$$d\boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{c} : d\boldsymbol{\epsilon} + d\boldsymbol{\sigma}^{**}. \quad (3.32)$$

ここで,

$$d\sigma^{**} = \mathbf{c}^{''EP} : d\epsilon - \mathbf{c} : d\epsilon. \quad (3.33)$$

少なくとも現段階では, 式 3.24 に示されたように,  $\mathbf{c}^{EP} : d\epsilon$  から式展開により  $\mathbf{c} : d\epsilon$  を分離したような手法は得られていないが, 前節で示したように等価な再定式化となっている.

### 3.4 応力増分の算定に関する検討

前節までに整理した構成則を汎用有限要素法プログラムである ADVCluster<sup>35)</sup> へ実装したが, 収束解を得るのに困難があった. そもそも一般の汎用有限要素法ソフトウェアにおいて, 負剛性が問題になることは少なく, ここで使用したソフトウェアも未対応であったと考えられる.

問題となったのは 2 つの点である. 1 つ目は, 負剛性が発生した際にニュートン法の収束が得られない場合があること, もう 1 つは, 同じく, 負剛性が発生する場合に CG 法自体の収束が得られない場合があること, である. 前者については, 負剛性による解の不安定化により, 残差力が収束しない可能性が考えられた. 後者については, 正定値性が確保できない場合には, CG 法の適用が困難であることが明確になったものである. 本研究では, 構成則の実装および解析条件の設定を工夫し, これらの問題を回避したため, その手法を示す.

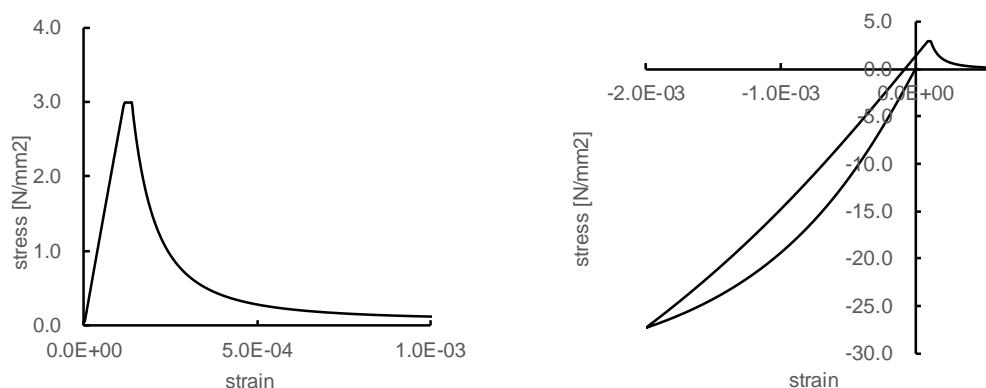
構成則の実装方法について示す. 時間ステップについて  $n$  ステップ目の計算においては,  $n-1$  ステップ目で算定された状態変数を更新せずに使用するように構成則を実装した. つまり,  $n$  ステップ目の解析のニュートン法の各収束計算ステップで, 弾塑性テンソルを更新しない実装とした. 弾塑性テンソルは上述のように主に弾性ひずみおよび塑性ひずみの偏差成分 ( $\mathbf{e}^{E,P}$ ) の関数であるため, 次式のように表せる.

$$\mathbf{c}_n^{EP} = \mathbf{c}^{EP}(\mathbf{e}_{n-1}^{E,P}). \quad (3.34)$$

また,  $n$  ステップ目のひずみ増分に対し, 弾塑性テンソルを直接乗じ, 陽的に応力増分を計算することとした.

$$d\sigma = \mathbf{c}_n^{EP} : d\epsilon. \quad (3.35)$$

時間ステップ内においては, コンクリート材料は線形化されるため, コンクリート材料に起因する収束計算は発生しなくなる.



(a) 引張力のみをかけた場合

(b) 圧縮力をかけた後引張力をかけた場合

図-3.3 実装した構成則の動作確認

CG法の収束を得ることを意図した解析条件の設定について示す．解析は動的解析によるものとし，動的解析における時間刻みを十分小さく設定する．動的解析においては，負剛性を含む剛性マトリクス  $[\mathbf{K}]$  ではなく，見かけの剛性として質量マトリクス  $[\mathbf{M}]$  を含む  $[\frac{1}{dt^2}\mathbf{M} + \mathbf{K}]$  が使用されることに着目している．動的解析を使用し，時間刻みを小さくすることで，対角項を正の値に設定することが可能であり，マトリクスの条件を改善できる．

上記2点の工夫により，本論文で検討する問題で収束解が得られることが分かった．一方，非線形計算の収束を得るためにも，CG法の収束を得るためにも，時間間隔を細かく設定する必要がある．解析ステップ数の増加は問題である．高性能計算の利用することで，解析時間は辛うじて実用可能な範囲に収まるが，ここに示した手法は問題を回避する手法であり，本質的な解決とはなっていない．前節までに示した再定式化を活用し，ニュートン法のアルゴリズムを改良することが今後の課題である．

### 3.5 ソフトウェアでの動作検証

コンクリート構成則の動作検証を行う．6面体ソリッド要素1要素を用いて解析を行った．一軸引張载荷をした場合と，一軸の交番载荷（圧縮後に引張）をした場合の2ケースについて，载荷軸における応力－ひずみ関係を図-3.3に示す．

前節までに示したように，引張载荷時には，ある応力に達すると応力が頭打ちになり（ひび割れ発生），その後，応力が開放されていく挙動が現れている．また，圧縮力を受けて塑性ひずみが発生する場合は，応力－ひずみ関係の原点が塑性ひずみ分だけ移動すること

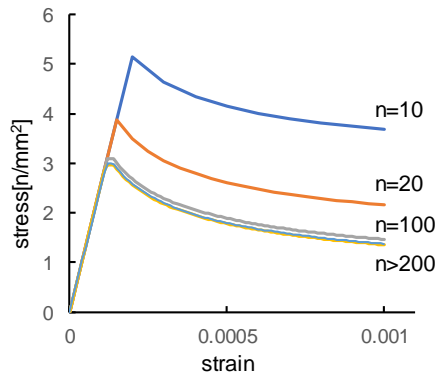


図-3.4 応力-ひずみ関係による構成則の収束性

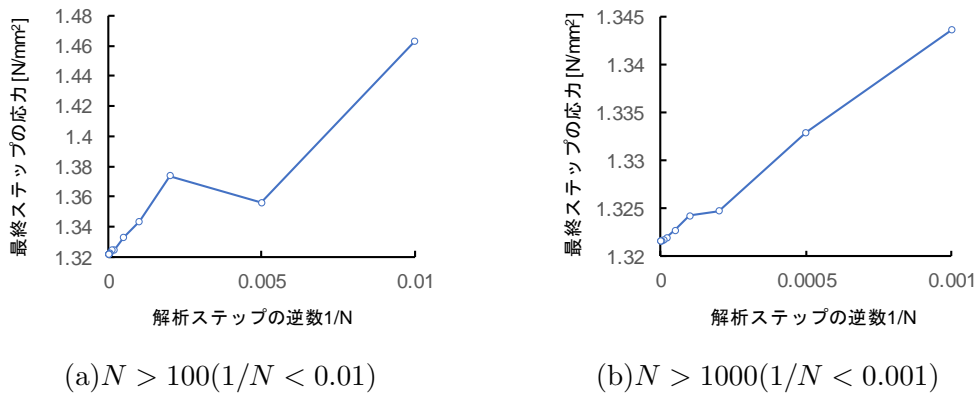


図-3.5 解析ステップの逆数と応力関係による構成則の収束性

も確認できる。

次に、引張時の解の収束性を示す。コンクリート構成則の再構築を示した山下・堀らの研究<sup>20)</sup>に倣い、目標のひずみに対して载荷ステップ数を変化させて、その応力を調べる。図-3.3に示した解析に比べて応力の解放が緩やかな条件を用いている。载荷ステップ  $N$  は、10～1000000の間で15パターン設定した。図-3.4に、载荷ステップによる応力-ひずみ関係の変化を、図-3.5 ステップ数の逆数  $1/N$  と载荷最終ステップの応力の関係を整理する。ステップ数の逆数と応力の関係について、 $1/N \leq 0.01$  の範囲と  $1/N \leq 0.001$  の範囲を示した。

応力-ひずみ関係としては、载荷ステップを200以上とした場合、目視では違いが確認できない。最終ステップの応力は、载荷ステップ  $N$  が大きくなる場合、図では、 $1/N$  が小さくなる場合に一定値に近づく。応力-ひずみ関係に上に凸の部分と下に凸の部分があるため、上下があるが、 $1/N$  が小さい範囲では、 $1/N$  に比例する速度で収束することが分か

る．これは，再構築を示した文献<sup>20)</sup> とほぼ同等の収束性である．

### 3.6 まとめ

本章では，コンクリート構成則およびその再構築について整理し，さらに，再構築した構成則に対して，引張時の挙動を表現可能とするための拡張方法を示した．ソフトウェアに実装し，挙動および収束性を確認した．また，汎用有限要素法のプログラムを使用する制約として，コンクリート構成則の負剛性に起因する問題を整理した．問題を回避する手法も示したが，結果として，解析ステップ数が増加する問題が残っている．汎用有限要素法のプログラムによらず，コンクリート構成則に適した非線形計算手法を有するプログラムの開発が今後の課題である．

## 第4章 高性能計算の利用

高性能計算は、並列計算による高速・大規模計算を指し、自由度の大きな問題を扱う際に必要である。高性能計算における効率は、プロセッサ数を増加させることによる計算速度の向上（スケーラビリティ）に着目して議論される<sup>44)</sup>。スケーラビリティは、1つのプロセッサあたりの自由度を変えずに、問題の規模とプロセッサ数を比例的に変えた時の実行時間の変化に着目するウィークスケーリングと、全体の問題の規模を変えずに、プロセッサ数を変化させた時の実行時間の変化に着目するストロングスケーリングがある。本章では、高性能計算の必要性について再度整理し、前章までで構築した有限要素法プログラムのスケーラビリティの検討を行う。

本研究では、主にストロングスケーリングの検討を行っている。検討においては、コンクリート構成則を使用した解析モデルに対するスケーラビリティを示す必要があるため、線形問題だけでなく、非線形問題に対して検討する必要がある。

### 4.1 高性能計算の必要性

大規模構造物において、ソリッド要素によるモデル化を行うことで、連続体力学に対して近似のない解析モデルを作成できる。近似のないモデルで、空間的な分解能と解析精度を議論するのが解析の品質保証の重要課題である。大規模構造物を対象にする場合も、解析の品質保証を考える時にはソリッド要素を用いたモデル化が必要になり、解析の規模が大きくなる。高性能計算の活用が自然に要求される。

数値解析の品質保証において、その前提として、時間・空間的に数値解析の分割を細かくしていった場合に収束が得られることが必要である。その上で、計算結果の精度は、時間ステップや要素サイズに対して設定される。一方、コンクリート材料を考える時には、負剛性が表れることにより、正定値性が喪失され、解が不安定化することで、要素サイズに依



存した解析結果が得られる。つまり、要素サイズを細かくすることによって単純に収束解が得られない可能性がある。コンクリート材料を用いる場合には、要素サイズおよび解の収束性に特段の吟味が必要になる。この検討を行った後、実験解析により要素サイズ（と時間ステップ）に対して精度が決まる。

このように時間ステップや要素サイズに応じた精度を議論するには、時間ステップや要素サイズを変えた計算を実施する必要がある。これには、大規模解析モデルによる繰返し計算が必要であり、高性能計算の利用が必須と言える。また、検討において要素サイズを細かくした解析モデルによる計算が必要であり、自由度が増加していく複数ケースの数値解析を実施することになる。対象とする問題に対して高性能計算のスケーラビリティを確保することが必要である。

## 4.2 現有解析手法のスケーラビリティ

原子力発電所の建屋をを模した解析モデルを用いて、現有解析手法のスケーラビリティの検討を行う。解析モデルは2ケース用いる。それぞれ、図-4.1 および図-4.2 に示す。前者は、原子力発電所の建屋の地上部のみを抽出した解析モデル（建屋モデル）、後者は、原子力発電所の建屋と周辺地盤の解析モデル（建屋＋地盤モデル）である。自由度を表-4.1 に整理した。

ここでの目的は、前者のモデルにおいてストロングスケーリングを示すことである。後者のモデルとの比較は、問題の性質が保存されていないため、ウィークスケーリングの検討ではなく、あくまで自由度が異なる場合の参考として示したものである。スケーラビリティの検討には、上述の自由度だけでなく、解析モデルや解析条件が重要である。

解析モデルや解析条件、非線形に関わる物性等について整理する。建屋モデルは、外部コンクリート壁（円筒形の構造）と原子炉周辺補機棟（箱型の構造）からなる。箱型部分は  $60\text{ m} \times 80\text{ m}$  で高さが  $21\text{ m}$  となっており、3階建ての構造である。内部も RC の壁およびスラブ（床・天井）で構成されている。これは、原子炉建屋の主要構造部をデフォルメして作成したものである。モデル化に際して、短辺側を X 方向、長辺側を Y 方向、高さ方向を Z 方向とした。要素は6面体ソリッド要素を基本としている。

鉄筋コンクリート壁およびスラブのモデル化について示す。次章で示すハイブリッドモデルを使用している。図-4.3 に壁の一部を取り出したものを示した。壁の厚さ方向には、4

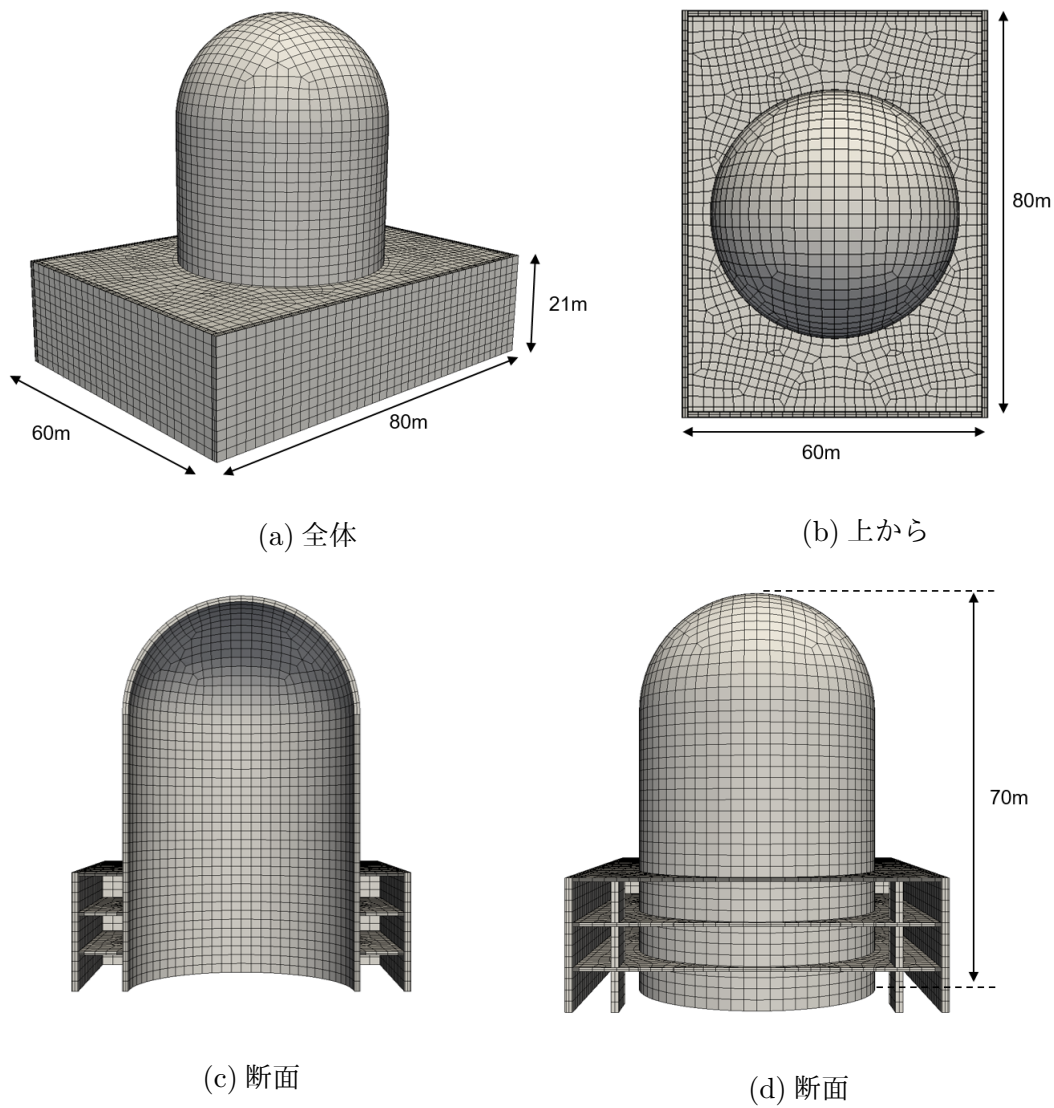
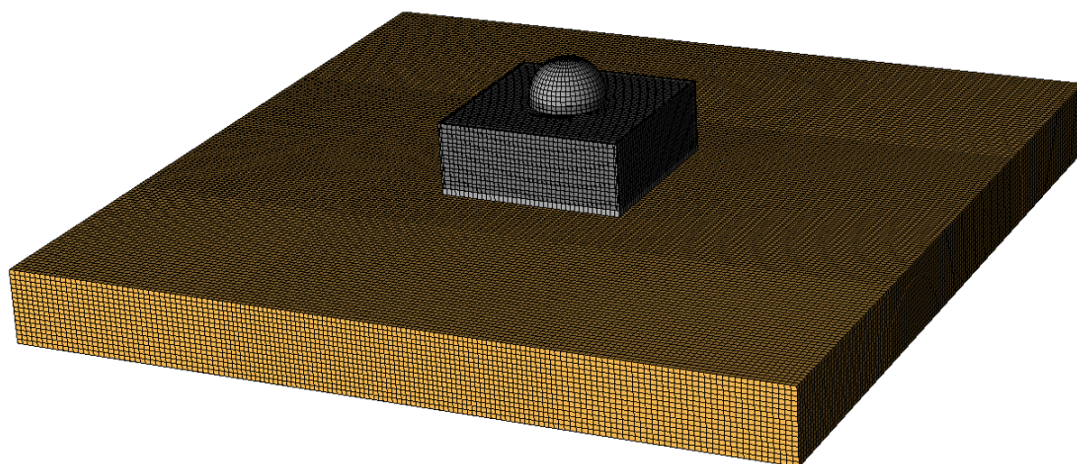


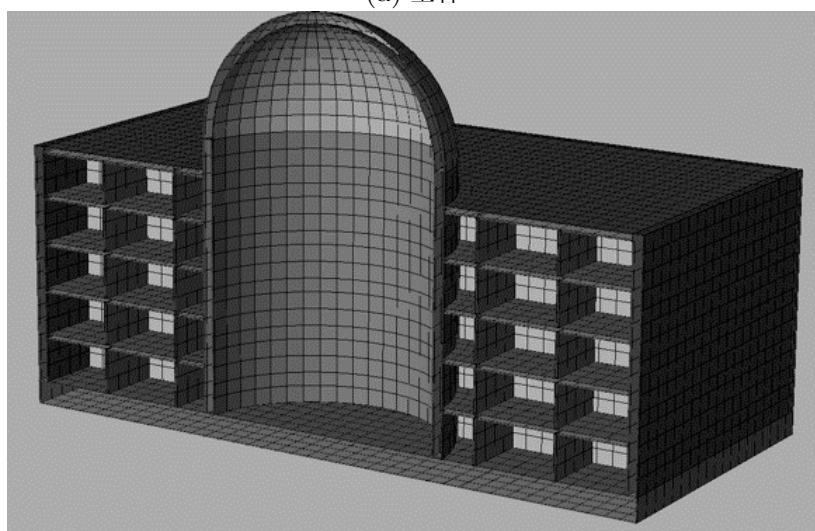
図-4.1 建屋モデルの概要

表-4.1 解析規模

	節点数	要素数	自由度数
建屋モデル	41,419	36,608	164,535
建屋+地盤モデル	426,184	482,878	1,477,674



(a) 全体



(b) 建屋内部

図-4.2 建屋+地盤モデルの概要

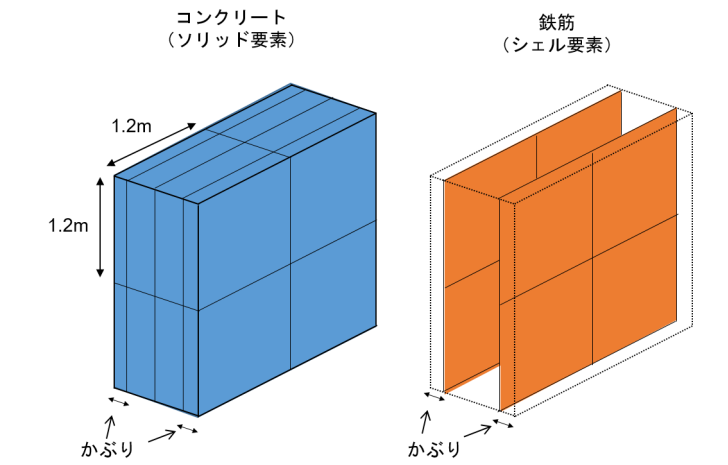


図-4.3 壁のモデル化

表-4.2 基本解析モデルの材料特性

	ヤング係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	ポアソン比	密度 [ton/m <sup>3</sup> ]	耐力 [N/mm <sup>2</sup> ]
コンクリート	26130	0.2	2.13	36.8
鉄筋	205000	-	-	-

要素でメッシュ分割しており，外側から鉄筋までを1要素，鉄筋から壁の中心部までを1要素で分割している．要素の幅および高さは1.2 mとしている．扁平な要素となっているため，非適合要素を使用した．縦方向・横方向に配筋された鉄筋をモデル化するため，引張と圧縮のみに剛性を持つ（せん断・曲げには剛性を持たない）シェル要素を配置した．その他の壁・スラブについても，同様のモデル化を行い，要素サイズは，幅および高さ方向を1.0 m～1.5 mとしてメッシュ分割を行った．壁やスラブの接合部分は，一般には接触する表面のメッシュ分割を揃えて共有節点とすることを基本とするが，ここでは，部材の接合箇所には，接触条件を設定することで，複数部材が構造として一体で挙動するようにモデル化している．

コンクリートおよび鉄筋に設定した材料特性を表-4.2に示す．鉄筋の非線形特性は設定していない．シェルの要素特性として，鉄筋の断面積分の厚みを設定している．

次に，建屋＋地盤モデルについて説明する．建屋は上述のモデルと同様，外部コンクリー

表-4.3 基本解析モデルの材料特性

	ヤング係数	ポアソン比	密度	耐力
	[N/mm <sup>2</sup> ]		[ton/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
コンクリート	45490	0.3	2.4	30.0
鉄筋	205000	-	-	-

ト壁（円筒形の構造）と原子炉周辺補機棟（箱型の構造）からなる．外部コンクリート壁内部は中空で半径は 20 m となっている．原子炉周辺補機棟は，内部が，12.5 m x 12.5 m，高さ 7 m の区画で区切られており，5 階建ての構造となっている．原子炉周辺補機棟の最外縁の壁および外部コンクリート壁の壁は，厚さ 1.6 m の鉄筋コンクリートであり，最上部のスラブは，厚さ 1.0 m の鉄筋コンクリートとなっている．鉄筋は，外側から 150 mm の位置に集約してシェル要素によりモデル化している．原子炉周辺補機棟の内側の壁は厚さ 0.4 m，内側のスラブは厚さ 0.6 m となっており，コンクリート程度の弾性体として想定されている．基礎には地上に 3.5 m のコンクリートが敷かれており，弾性体としている．地盤は， $V_s = 500.0$  m/s の一様地盤となっている．

コンクリートおよび鉄筋に設定した材料特性を表-4.3 に示す．上記と同様，鉄筋の非線形特性は設定していない．

境界条件は，両モデルとも変位拘束条件で地震動を入力した．建屋モデルでは解析モデルの底面，建屋＋地盤モデルでは地盤部の底面および側面に境界条件を設定した．入力地震動は，加藤らの文献<sup>36)</sup>に示されたスペクトルの適合波を使用した．

建屋モデルにおける非線形の度合いは，引張によるひび割れが発生した要素は，建屋の要素の全体の 1 %以下であった．部位は，円筒部の基部および最上面のスラブと円筒部の接合部周辺に集中している．建屋＋地盤モデルでは，建屋自体の構造的な剛性が高く，非線形化する要素数がさらに少ない上，地盤が線形要素であることから，非線形化する要素の割合はさらに一桁程度小さい．

ストロングスケールングについて示す．建屋モデルのみを使用し，プロセッサ数を変化させて解析を行う．入力図-4.4に示す地震動 Ss のうちの 3 秒間（赤で着色した部分）とした．時間刻み 0.0005 秒で解析を行い，解析ステップの 1079 step で引張ひび割れによる非線形化が起ることを確認した．これにより，検討は 2000 step（1 秒間）とすることで，

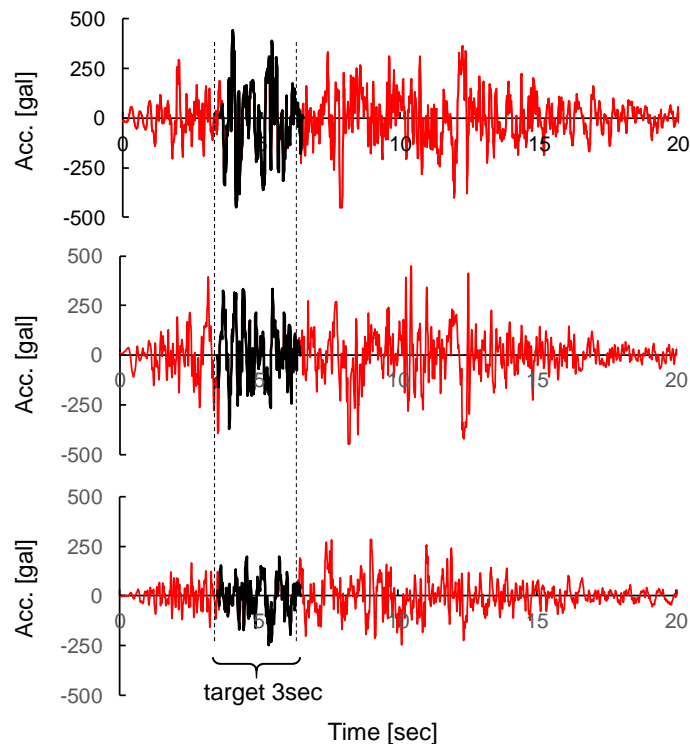


図-4.4 入力地震動

非線形の影響を考慮した検討が可能であると考えた。

自由度が変わる場合のスケラビリティの参考として、建屋モデルと建屋＋地盤モデルを比較する。ウィークスケリングの検討では、問題の性質を変えずに問題の規模を変えるのが一般的であり、本検討は、問題の性質が大きく変化するため、ウィークスケリングの検討にはならないことに注意が必要である。要素サイズに依存した非線形挙動を対象としてウィークスケリングを検討するのは、今後の課題とする。

使用した計算機のCPUは、Intel (R) Xeon (R) X5680 (2xHexa-Core, 3.33 GHz) である。

#### 4.2.1 線形問題

建屋モデルを用いた線形問題におけるストロングスケリングの結果を示す。上述のように 1079 step 分の解析結果となっている。

結果を図-4.5 に示す。コア数を増やしていくことで、解析時間は1コアの時の8分の1程度とできる。また、16万自由度程度の問題については、1000 step 程度の線形解析で、1～2時間程度の解析時間で実行可能であることが分かった。

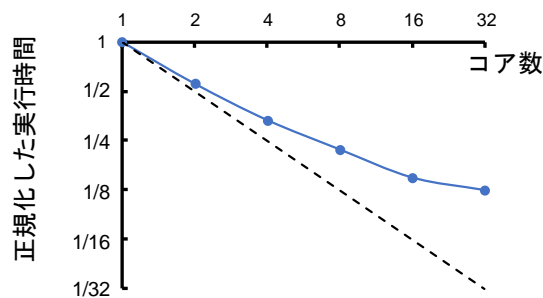


図-4.5 線形解析時のストロングスケーリング

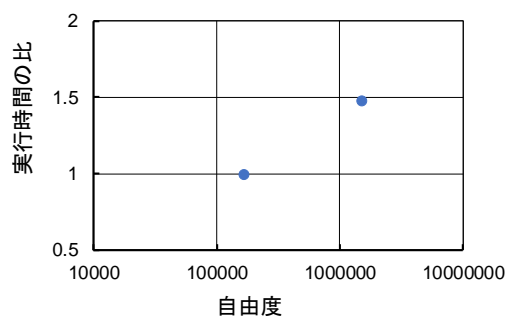


図-4.6 線形解析時の自由度が変化する場合の解析時間の比較

建屋モデルと建屋＋地盤モデルを用いた線形問題について自由度が異なる場合の解析時間の比較を示す。解析開始後の 200 step (0.1 秒) について解析時間を比較した。建屋モデルではコア数を 7、建屋＋地盤モデルではコア数を 64 として、1 コアあたりの自由度数をそれぞれ 23505 および 23089 とした。1 コアあたりの自由度数はほぼ同等であると考えられる。

解析自由度と建屋モデルに対する建屋＋地盤モデルの解析時間の増加率を図-4.6 に示す。解析自由度（横軸）はログスケールとした。なお、経過時間は建屋モデルが 36 分、建屋＋地盤モデルが 57 分である。

1 コアあたりの自由度が変わらなければ、全体の自由度が変わっても解析時間が変わらないことが理想であるとする、自由度・プロセッサ数が 9 倍になることで、パフォーマンスが落ちていることが分かる。詳細に見ると、建屋モデルでは CG 法の繰り返し数は、各ステップで 5～7 回であるのに対し、建屋＋地盤モデルでは、最大 178 回となっていた。建屋＋地盤モデルでは、剛性の高い建屋と剛性の小さい地盤で固有値の分布が異なることから、CG 法の繰り返しが増えるものと考えられる。実際、建屋＋地盤モデルにおいて、入



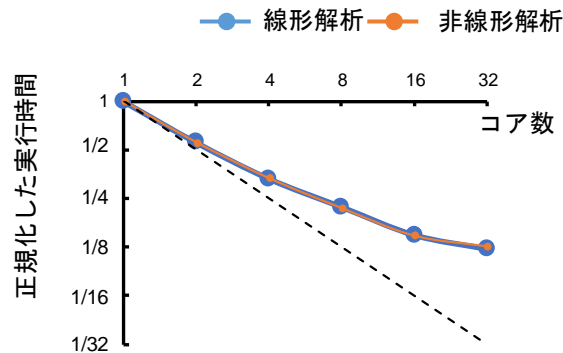


図-4.7 非線形解析時のストロングスケーリング

力された地震波が建屋に到達する前は，CG法の繰り返し数は最大7回である．自由度が変わる時のスケーラビリティの詳細な検討は今後の課題とする．

解析時間が各ステップの繰り返し数に厳密に比例していないことから分かるように，今回使用したソフトウェアにおいて時間がかかる部分はソルバ部分だけではない．CG法が開始されるまでの部分でも解析に時間を要することが分かった．マトリクスの生成などは，スケールしやすいと考えられるが，本モデルのように，構造要素が含まれたり，接触条件が解析領域の至る所で設定されている場合には，領域分割が単純ではない可能性がある．解析モデルによって問題の性質が変わる可能性も考えられる．本項目は，ソフトウェアに依存して検討されるべきである．

#### 4.2.2 非線形問題

建屋モデルを用いた非線形問題におけるストロングスケーリングの結果を示す．上述のように線形部を含む2000step分の解析結果となっている．

結果を図-4.7に示す．図に示すように，線形（非線形化前）の解析時間，非線形（非線形化後）の解析時間について結果を示している．

線形部に比べて非線形部の解析時間が有意に長くない点は特徴的であると考えられる．本解析モデルにおいて，ここで設定した程度 of 非線形の程度であれば，非線形性はCG法の収束性に有意な影響を与えないことが分かる．線形解析と同様，本規模の解析であれば，1000stepの解析について，解析時間は1～2時間程度となる．

自由度が異なる場合については，非線形の度合いに違いがありすぎることから，比較が意味をなさない．一方で，非線形の程度が上述の建屋モデル程度であれば，線形問題の時



と同程度の結果が得られると予想される。

### 4.3 収束性を確保するために必要なスケーラビリティ

原子力発電所の建屋について、スケーラビリティの検討を行った。原子力発電所の建屋の地震応答解析では、非線形性を考慮した場合も、線形解析時と同程度のソルバ性能が得られることが分かった。ストロングスケーリングの検討により、建屋のみを抽出した自由度が16万程度の解析モデルについて、実行時間は、コア数を増やすことにより8分の1程度まで削減できることが分かった。

ストロングスケーリングの検討の課題としては、非線形化の程度、つまり、地震荷重の大きさによるスケーラビリティの変化の検討がある。コンクリート構成則では、引張・圧縮とも載荷時に負の剛性が現れる。そのため、荷重が大きくなると、問題の性質が変わり、CG法での求解の計算コストが大きくなる可能性も考えられる。対象とする地震荷重に対して、スケーラビリティの検討が必要になる。解析時間が長くなる可能性があり、検討実施上の困難が推測される。

また、解の収束性を検討するにあたっては、自由度が変わる場合についても、スケーラビリティの確認が必要である。非線形解析においては、検討項目の設定にも困難がある問題と考えられる。

地震荷重を変化させた検討も行ったが、解析領域の多くの要素で非線形化が起こる場合は、CG法の収束にかかる反復回数が変わるだけでなく、それ以上の解析時間の増加が見られる場合もあった。ソルバ以外の部分での計算時間の増加の可能性が示唆される。詳細な検討が必要である。上記にも触れたが、検討において、特に少ないプロセッサ数では解析実行時間が長くなりすぎる問題がある。また、長時間にわたって解析環境を一定に保つ（例えば、同計算機の別のノードで数値解析が実施されていない、等）ことにも配慮が必要である。解析時間の再現性の確認も行うことが望ましく、複数回の計算が必要になる場合も考えられる。今後の課題として整理したい。

## 第5章 ハイブリッド解析モデルの利用

高性能計算の利用が前提となる大規模鉄筋コンクリート構造物においては、特に実務まで考える際には、解析モデルの適切な縮約は重要課題である。解析モデルの縮約において連続体力学の近似理論である構造要素を使用するのは、解析の品質を確保するという観点とも矛盾しない。本章では、ソリッド要素と構造要素を併用した解析モデルについて検討を行う。ここでは、ハイブリッド解析モデルと呼称している。また、ハイブリッド解析モデルに対して、ソリッド要素のみによる解析モデルをソリッド要素モデルと呼称する。

本章の前半は、ハイブリッド解析モデルについて明確にするため、ハイブリッド解析モデルの必要性について整理し、ハイブリッド解析モデルの構築法を示す。数値解析における性質として、後述のようにハイブリッド解析モデルではCG法の解析速度が低下する場合があることから、ハイブリッド解析モデルに適したソルバアルゴリズムについて検討を行う必要があることを示す。

後半は、鉄筋コンクリート壁を例に、ハイブリッド解析モデルの数値解析の妥当性確認を実施する。ハイブリッド解析モデルの妥当性確認自体も一つのポイントではあるが、ここでは、数値解析の品質保証をするに際しての検討内容と結果の整理方法がおり重要である。ハイブリッド解析モデルを使用した解析の妥当性確認については、2段階の検討を実施している。まず、ハイブリッド解析モデルとソリッド要素のみを用いた解析モデルを比較し、ハイブリッド解析モデルの近似による解析結果の誤差について検討した。次に、鉄筋コンクリート壁の載荷実験について、実験結果とハイブリッド解析モデルを用いた解析結果を比較した。検討の結果については、これまでに議論したように空間分解能と精度の関係について示し、品質保証した解析においてどのように使用されるかを整理した。

## 5.1 ハイブリッド解析モデルの必要性

大規模鉄筋コンクリート構造物においてソリッド要素をベースに解析モデルを作成すると解析モデルの規模は大きくなる。さらには、収束性の検討においては、繰り返しの計算も必要となり、解析コストの削減は高性能計算を使用する場合にも重要課題である。下記に示すが、構造要素の適切な利用は、数値解析の品質を議論する上で問題ではないことから、その適用範囲での構造要素の利用は合理的である。

構造要素を適用可能な部位について考える。まずは、部材レベルで整理する。

鉄筋コンクリート構造物では、損傷によって構造全体の機能が失われるような重要部材については、線形領域に留まるように設計される。例えば、橋梁における橋桁や原子力発電所の原子炉格納容器が該当する。一方で、大地震時には損傷することを前提にした部材もある。同じく橋梁では鉄筋コンクリートの柱が該当する。原子力発電所の建屋では鉄筋コンクリートの壁やスラブが該当する。前者、つまり、弾性設計の重要部材は、構造要素で表現するのに適している。また、付帯設備では、外力による変形が小さい部位が存在する場合もあり、このような部位も構造要素でのモデル化に適している。非線形化する部材については、構造要素において非線形性を表現する手法はあるが、適用性の問題があることから、数値解析の品質保証を考える時には、適さない場合も多い。

部材において、非線形性を考える場合も、鉄筋コンクリート部材は複合材料であるため、材料レベルでさらに鉄筋とコンクリートに分けることができる。原子力発電所の建屋のような大規模な鉄筋コンクリート壁で構成される構造物では、多くの部位で鉄筋は線形領域に留まる。鉄筋は梁要素でモデル化するのに適した形状である。また、鉄筋群を考える場合にはシェル要素で表現することも可能である。逆に、鉄筋をソリッド要素で表現すると、全体の自由度が急激に大きくなる問題もある。コンクリートは小さな応力で非線形領域に入ることからソリッド要素で表現することが望ましい。部材全体をコンクリートの特性を持つソリッド要素で分割し、適切な位置に構造要素で表現した鉄筋を配置するモデル化が考えられる。

構造要素とソリッド要素の関係は、メタモデリング理論において説明されている<sup>26)</sup>。連続体力学に対する近似のないソリッド要素による解析モデルに対して、構造要素による解析モデルは、連続体力学の数理的な近似理論であることが示されている。メタモデリング

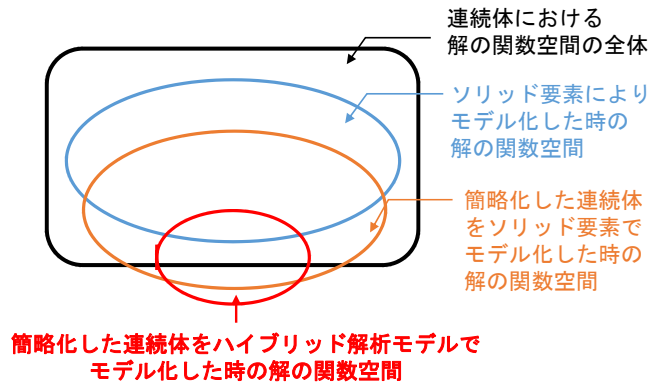


図-5.1 ハイブリッド解析モデルの適用性

理論においては、構造要素の適用性が縮小することは、表現可能な解の関数空間の縮小という形で表現されている。

ハイブリッド解析モデルにおいては、構造要素で表現可能な部材を構造要素に置き換える場合と、部材をソリッド要素と構造要素を重ねて表現する場合がある。前者の適用性は、表現可能な解の関数空間の縮小が議論の対象である。後者は、構造要素の表現できる解の関数空間の縮小に加えて、対象とする連続体の形状の簡略化が適用性に影響する。解の関数空間とモデル化の関係を図-5.1 示す。

## 5.2 ハイブリッド解析モデルの構築法

鉄筋コンクリート構造物におけるハイブリッド解析モデルの構築手順を示す。

まず、構造全体から弾性部材・部位の抽出を行う。弾性部材・部位については、適当な形状であれば構造要素としてモデル化する。その他の部分は、領域全体をコンクリート材料としてソリッド要素によるメッシュ分割を行う。

弾性部材・部位を表現した構造要素とソリッド要素との接合部では、ソリッド要素で表現した部位に応力集中が置かないように配慮し、弾性部材・部位の端部のみ剛体要素等を使用して接合部の形状を仮想的に与え、ソリッド要素と接合する。例えば、梁要素で表現した円筒形の柱部材があった場合、端部のみ剛体要素を用いて円筒形状を作成し、対応位置のソリッド要素側の節点に接合する。

次に部材内で鉄筋を構造要素化する際の手順を考える。鉄筋 1 本 1 本を梁要素でモデル化する場合は、周辺のコンクリートについてソリッド要素を作成する時に、鉄筋の位置が

表現できる程度のサイズで要素分割する。鉄筋および周辺コンクリートの要素分割を実施後、対応する節点を接合する。この時、コンクリートと鉄筋の定着を考える必要がある場合は、節点の接合にばね等を使用する。また、鉄筋群をシェル要素でモデル化する場合は、コンクリートの要素分割は、厚さ方向の壁の位置が表現できる程度の解像度で良い。シェル要素には、鉄筋が持つべき剛性を表現できるように要素特性を与える。軸方向のみの剛性を表現できれば良い場合は、部材断面に対する鉄筋の面積を表現できれば良い。要素分割後は、シェル要素とソリッド要素の対応する節点を、定着を考慮して接合する。

### 5.3 ハイブリッド解析モデルに適したソルバ・アルゴリズムの検討

一般に、CG 法<sup>39)</sup>を基本とした高速ソルバでは、構造要素や極端に薄い要素等が解析モデル内に混入していると、CG 法が収束するまでの反復計算回数が増大することが知られている<sup>40)41)</sup>。これは、解くべき行列の固有値の分布が広がることにより、CG 法にとって悪条件となるためである。本研究で使用している汎用並列有限要素法プログラム ADVENTURECluster では、CGCG 法という独自ソルバを使っているが<sup>42)</sup>、この特徴は変わらない。

これを解決する手法として考えられるのが、悪条件を生む構造要素に対応した部分のみ直接法で解くことである<sup>45)</sup>。一般に、CG 法は適用において、前処理行列を考慮し、解くべき行列方程式  $\mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f}$  の条件を改善して、CG 法の繰返し計算の回数を低減する工夫を行う。この前処理行列は、 $\mathbf{K}$  の逆行列  $\mathbf{K}^{-1}$  の近似である。前処理行列の作成において、構造要素に対応した部分には直接法で計算した逆行列を与えることで、構造要素に対応した部分のみ CG 法を用いず、直接法で解いたことに相当する計算が可能である。

逆行列計算と CG 法を組み合わせるハイブリッド高速ソルバについて、アルゴリズムを整理する。

有限要素法の計算において、解くべき行列方程式は次の形式で表すことができる。

$$\mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f}. \quad (5.1)$$

ここで、 $\mathbf{K}$  は剛性マトリクス、 $\mathbf{f}$  は外力ベクトル、 $\mathbf{x}$  は変位ベクトルである。CG 法では、これの両辺に前処理行列を乗じ、等価な行列方程式を作成した上で CG 法を適用する。つ

まり、次式に対して CG 法を適用する．

$$\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{M}^{-1}\mathbf{f}. \quad (5.2)$$

ここで、 $\mathbf{M}^{-1}$  は前処理行列である．

ソリッド要素に対応する剛性マトリクス（CG 法でパフォーマンスが出る部分）と構造要素に対応する剛性マトリクス（CG 法でパフォーマンスが出ない部分）を分離し，ソリッド要素に対応する剛性マトリクスには従来の前処理行列を与え，構造要素に対応する剛性マトリクスについては，直接法で計算した逆行列を前処理行列として与える．具体的には，剛性マトリクス  $\mathbf{K}$  を次式のように整理し，それに対応して，前処理行列  $\tilde{\mathbf{M}}^{-1}$  を与える．

$$\mathbf{K} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{pmatrix}. \quad (5.3)$$

$$\tilde{\mathbf{M}}^{-1} = \begin{pmatrix} \mathbf{M}_{11}^{-1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{22}^{-1} \end{pmatrix}. \quad (5.4)$$

ここで、 $\mathbf{K}_{11}, \mathbf{K}_{22}$  がそれぞれソリッド要素のみ，構造要素のみで作成される剛性マトリクスで， $\mathbf{K}_{12}, \mathbf{K}_{21}$  は連成項である．前処理行列  $\tilde{\mathbf{M}}^{-1}$  は、 $\mathbf{K}_{11}$  に対応した部分に従来手法で算定した前処理行列  $\tilde{\mathbf{M}}_{11}^{-1}$  を， $\mathbf{K}_{22}$  に対応した部分にその逆行列  $\mathbf{K}_{22}^{-1}$  を与えたものである． $\mathbf{K}_{12}$  および  $\mathbf{K}_{21}$  については無視したものとなっている．

実装においては，構造要素が弾性であれば，逆行列を保存することで，構造要素の逆行列を直接法により算定する回数を 1 ステップ目の 1 度だけに限定することが可能である．

### 5.3.1 線形計算問題

ハイブリッド法の性能を検討するために，鉄筋コンクリート梁と柱について，ハイブリッドモデルを用いたモデル化を行い，実際に解析をしてみることで，パフォーマンスについて検討する．

#### (1) 解析対象概要

鉄筋コンクリート梁について，概要を図-5.2 に示す．本部材は，二羽らの実験を参考にした<sup>37)</sup>．帯鉄筋のない梁部材となっている．

梁の長さは 7000 mm であり，断面は高さ 1100 mm，奥行きが 300 mm である．軸鉄筋は 1 本であり，直径 23 mm のゲビンデスターブが使用されている．モデル化においては，

表-5.1 解析モデルの整理

	総節点数	総要素数	ソリッド要素数	構造要素数	構造要素の割合
RC梁	14738	79472	79312	160	0.2%
RC柱	12711	38800	36265	2535	6.5%

表-5.2 解析モデルの整理

ケース	解析モデル	解析手法
1	RC梁	従来法
2	RC梁	ハイブリッド法
3	RC梁	構造要素除去モデル
4	RC柱	従来法
5	RC柱	ハイブリッド法
6	RC柱	構造要素除去モデル

コンクリート部分をソリッド要素、軸方向鉄筋を梁要素でモデル化した。コンクリートと鉄筋の接合はそれぞれの節点の内、最も距離の近いものを多点拘束条件 (MPC) により接続している。梁の中央部を下方向に載荷する試験を模したものであり、解析においては載荷ステップを 100 ステップとした。帯筋がないため、全体の要素数に占める構造要素の割合は低いものとなっている。

次に、鉄筋コンクリート柱について示す。概要を図-5.3 に示す。本部材は、文献<sup>38)</sup>を参考にして作成した。

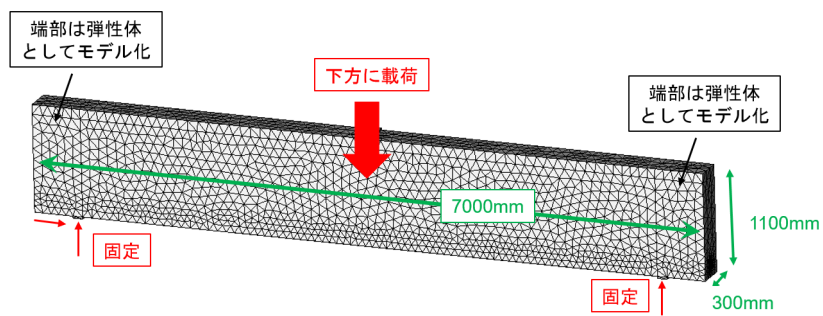
スタブより上の柱部分が 2200 mm であり、断面は 400 mm x 400 mm である。鉄筋は軸鉄筋が D22 で 12 本、帯鉄筋は D13 が使用されている。柱部分の帯筋のピッチは 750 mm とした。モデル化は上述の鉄筋コンクリート梁と同様である。柱の上部を水平方向に載荷する試験を模したものであり、解析ステップは RC 梁の解析と同じく 100 ステップとした。帯筋があるため、全体の要素数に占める構造要素の割合は比較的高いものとなっている。

解析モデルの節点数、要素数、ビーム要素の割合などについては、表-5.1 に整理した。

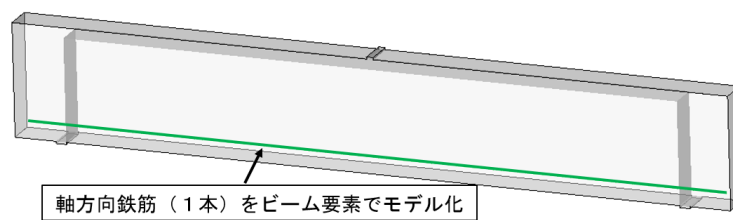
## (2) 解析ケース

上記のそれぞれの解析対象について、従来の前処理行列のみを用いた解析（従来法）とここで用いるハイブリッド法を用いた解析を実施する。また、パフォーマンスの目安として、各モデルから構造要素を取り除き、ソリッド要素のみとした状態でも解析を行う。解析条件は表-5.2 に整理した。解析の結果としては、解析時間および CG 法の収束にかかる反復回数を整理する。

## (3) 解析のパフォーマンス

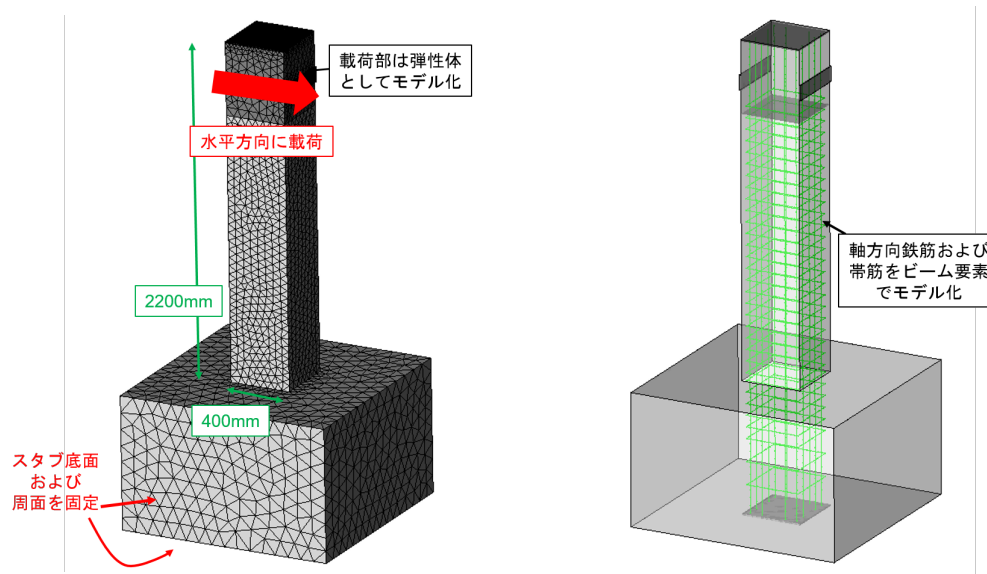


(a) モデルの概要



(b) 鉄筋のモデル化

図-5.2 鉄筋コンクリート梁



(a) モデルの概要

(b) 鉄筋のモデル化

図-5.3 鉄筋コンクリート柱



表-5.3 解析モデルの整理

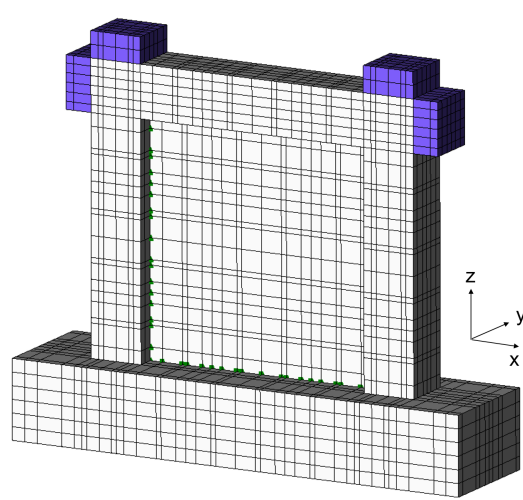
	従来法		ハイブリッド法		構造要素除去モデル（参考値）		高速化率	反復回数の低減率
	CG法反復回数（回）	経過時間（秒）	CG法反復回数（回）	経過時間（秒）	CG法反復回数（回）	経過時間（秒）		
RC梁	2351	71	1900	66	1575	43	7%	19%
RC柱	4113	341	2000	315	1308	15	8%	51%

表-5.3 に解析のパフォーマンスを整理した。鉄筋コンクリート梁の解析においては、まず、梁要素を取り除いた解析で 43 秒だった解析時間が、梁要素を導入した場合には、従来法で 71 秒まで増加している。従来法の結果は梁要素を取り除いた解析に比較して、若干自由度は増加しているが、解析時間が 65 %も増加しており、梁要素が導入されたことにより剛性マトリクスが悪条件となっている影響を受けているものと考えられる。これに対してハイブリッド法では解析時間が 66 秒になっており、7 %の解析速度の向上が見られる。解析速度の面では、若干のパフォーマンス向上であるが、CG 法の反復回数は 2351 回から 1900 回に減少しており、19 %の性能の向上が見られる。自由度の大きな解析では、解析コストは CG 法の反復計算の回数に比例するものと考えられたため、解析時間がかかっている部分に関するより詳細な検討は必要ではあるものの、本アルゴリズムによる改善効果は見かけの解析時間以上にあるものと考えられる。

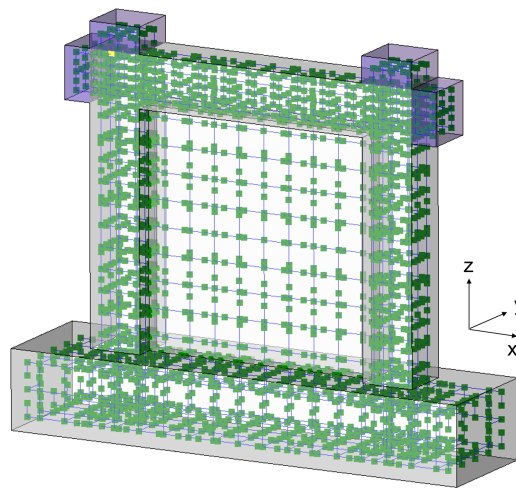
鉄筋コンクリート柱の解析は、梁要素の割合が多いことにより、梁要素がない場合の計算からの解析時間の増加が著しいことが特徴的である。また、解析時間から見たパフォーマンスの向上は 8 %程度であるが、CG 法の反復回数で見ると 51 %ものパフォーマンスの向上がある。鉄筋コンクリート梁の場合と同様、解析時間を消費している部分の考察は別途必要であるが、これを改善できれば、本アルゴリズムによって、ある程度解析パフォーマンスを向上させられることが分かる。付随的な考察であるが、鉄筋コンクリート梁と鉄筋コンクリート柱の結果を比較すると、構造要素の割合が増えることで、大幅に解析時間が長くなることが分かる。ここで使用した鉄筋コンクリート柱においても、スタブ部分（基礎部分）のソリッド要素の割合が多く、通常の土木構造物・建築物においてハイブリッドモデルを用いると、さらに構造要素の割合が増えると推測される。構造要素を使用した場合の解法の選択が重要な課題であることが分かる。

### 5.3.2 非線形計算問題

後述の妥当性確認に使用する鉄筋コンクリート壁を対象に、ハイブリッド解析モデルの非線形計算問題における提案ソルバのパフォーマンスを調べる。



(a) 全体



(b) 壁内部の鉄筋の詳細

図-5.4 鉄筋コンクリート壁のハイブリッド解析モデル

#### (1) 解析対象概要

モデル図を図-5.4 に示す．鉄筋コンクリート壁の載荷実験<sup>43)</sup>を参考にモデル化した．

壁部分が900 mm x 900 mm で厚さが60 mm となっている．上部の梁の端部に対して水平方向の載荷を行う．壁以外の部分は弾性体とし，鉄筋も設定していない．要素数 6051，自由度が 33411 の比較的小さなモデルになっている．

#### (2) 解析ケース

線形計算問題の場合と同様，従来の前処理行列のみを用いた解析（従来法）とここで示したソルバを用いた解析を実施する．解析の結果としては，解析時間および CG 法の収束

表-5.4 解析モデルの整理

	従来法		ハイブリッド法		高速化率	反復回数の 低減率
	CG法反復回数 (回)	経過時間 (秒)	CG法反復回数 (回)	経過時間 (秒)		
RC壁	306326	53903	349698	4927	91%	-14%

にかかる反復回数を整理する。

### (3) 解析のパフォーマンス

結果を表-5.4 に示す。

線形計算問題の傾向と、かなり異なる傾向が表れていることが分かる。CG 法の回数自体が増加しているのにも関わらず、時間が大幅に短縮されている。時間が短縮されるのは、構造要素部の逆行列を保持することにより、前処理行列の算定コストが大幅に減ることが一つの要因と考えられる。また、前処理行列を乗じる際に、連成項に対応した部分がゼロであるため、この部分の計算を行わないことにより計算時間が低減した可能性がある。ただし、ここでは各モジュールの詳細な時間計測をしていないため、計算時間の減少には、より詳細な検討が必要である。CG 法の繰返し回数が増えるのは、構造要素が密にソリッド要素と接していると、前処理行列の成分でゼロとなる部分が増えることにより、本来の前処理の効果が小さくなった可能性が考えられる。本ソルバを安定して運用するにあたっては、前処理に関する計算コストの減少と CG 法の繰返し計算に関する計算コストの増加の関係をより詳細に整理する必要がある。一方で、本解析のように、解析時間が相当低減される可能性もあるため、ハイブリッド解析モデルを使用するにあたっては、適切なソルバの選択が必要であることが分かる。

## 5.4 ハイブリッド解析モデルの妥当性確認

鉄筋コンクリート壁に対して、ハイブリッド解析モデルを用いた数値解析の妥当性確認について示す。対象とする実験には、徳広らの実験<sup>43)</sup>を用いる。

2 章で整理したように、コンクリート構成則を使用する場合には、負剛性の発生による不安定化の影響により要素サイズに依存した変形の局所化が発生する。ここではこの声質についても確認する。妥当性確認の前段として、コンクリートのみの壁を仮に想定して解析を行った時の解の特徴を整理する。

本章の初めに整理したようにハイブリッド解析モデルでは、構造要素を使用することに

よる解の関数空間の縮小と、対象とする連続体の簡略化することによる解の関数空間の移動が起こる（図-5.1）。妥当性確認では、まず、全てソリッド要素でモデル化した解析モデルとハイブリッド解析モデルの比較を示す。この誤差を踏まえた上で、実験解析との比較を実施し、解析精度について検討する。この時、空間分解能に注目した整理を実施するとともに、この検討結果が数値解析の品質保証において、どのように使用されるかを示す。

#### 5.4.1 妥当性確認に用いる実験の概要

妥当性確認に用いる徳広らの鉄筋コンクリート造耐震壁<sup>43)</sup>の载荷実験について概要を説明する。本実験では、周辺架構がRCの場合とSRCの場合について比較実験されているが、このうち、周辺架構がRCの場合を対象として再現解析を行う。対象とする構造の概要を図-5.5に示す。

図に示したように、実験は、900mm x 900mm、厚さ 60mm の壁を対象としている。縦筋および横筋には 6 Φ の丸鋼が 100mm 間隔で配置されている。鉛直方向の荷重は、両側の柱の上部に、常時 20ton の荷重がされている。梁の両側端部にジャッキが設置されており、そのジャッキにより変位制御で交番载荷が実施されたものとなっている。

文献<sup>43)</sup>に整理されている、コンクリートおよび鉄の材料特性を表-5.5および表-5.6に示す。単位を変換し、数字は文献に従い3桁で示した。ポアソン比と密度については値が示されていなかったもので、必要に応じて、コンクリートは 0.2 および  $2.3 \times 10^{-9}$  [ton/mm<sup>3</sup>]、鉄は 0.3 および  $7.9 \times 10^{-9}$  [ton/mm<sup>3</sup>] を用いた。また、コンクリートの材料パラメータとして、応力の解放の程度を表す係数  $c$  があるが（図-3.1 参照）、これは 0.4 とした。コンクリートについては、文献中の別の試験では、ヤング率が 2 割以上も小さいことから、材料特性のばらつきが大きいことは考慮しておく必要があるものと考えられる。

解析は 3 章でも示したように動的解析としている。本解析においても、現有ソフトウェアのソルバにおいて、コンクリートのひび割れが発生すると静的解析では解が得られないことを確認している。

実験結果として得られた荷重－変位関係の包絡線をトレースしたものを図-5.6に示す。文献からは、载荷初期の荷重－変位関係が読み取りづらく、正負の対称性等を考慮しながら、初期剛性の推定を点線で示している。少なくとも、図を見ても分かるように単純な包絡線のトレースでは正側の初期剛性がひずみレベル 5/10000～1/1000 における割線剛性程度に



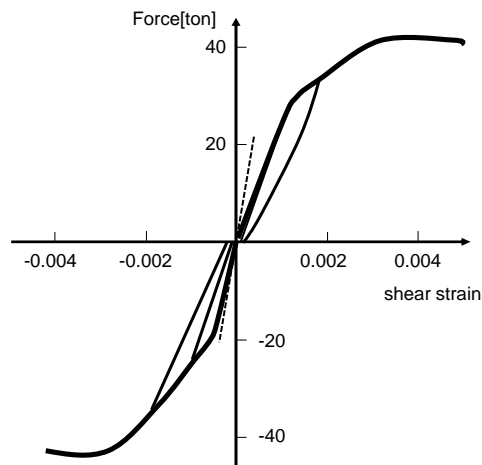


図-5.6 実験の概要

なっており、正側だけ剛性が低くなっている状況が見て取れるため、何らかの補間が必要な状況である。この推定は、この補間を意図したものである。ただし、これについては著者の主観が含まれている可能性があることは示しておく。

#### 5.4.2 コンクリート材料を用いる場合の解析結果における要素サイズ依存性

コンクリートを考慮した場合の要素サイズの依存性について確認する。具体的には、コンクリートの壁を仮想的に考え、要素サイズに依存した解の挙動を調べる。上記で示した鉄筋コンクリート壁について、仮に壁内の鉄筋を考慮せず、コンクリートのみの壁を想定する。

壁部の要素サイズを 60mm, 30mm, 20mm として要素分割を行い、壁体を構成する要素にのみコンクリート材料特性を与える。フレームは、要素サイズを 100mm 程度とし、コンクリートの剛性を有する弾性体としてモデル化する。モデルを図-5.7 に示す。

荷荷条件は、片側荷荷とし、壁全体のせん断ひずみが  $4/1000$  となるまで荷荷する。せん断ひずみの換算は、実験に合わせて、「荷荷位置での変位÷荷荷位置の壁底面からの高さ(1000mm)」としている。つまり、4mm の単調荷荷を解析条件としては設定する。

まず、鉛直荷荷のみの場合の相当応力分布について、コンター図を示す(図-5.8)。全モデルでおよそ等価な結果が表れている。

次に壁の表面にひび割れが表れた時の壁全体のせん断ひずみを整理すると、表-5.7 のようになる。ひび割れの発生は、要素サイズが小さい方が若干早くなるという結果である。こ

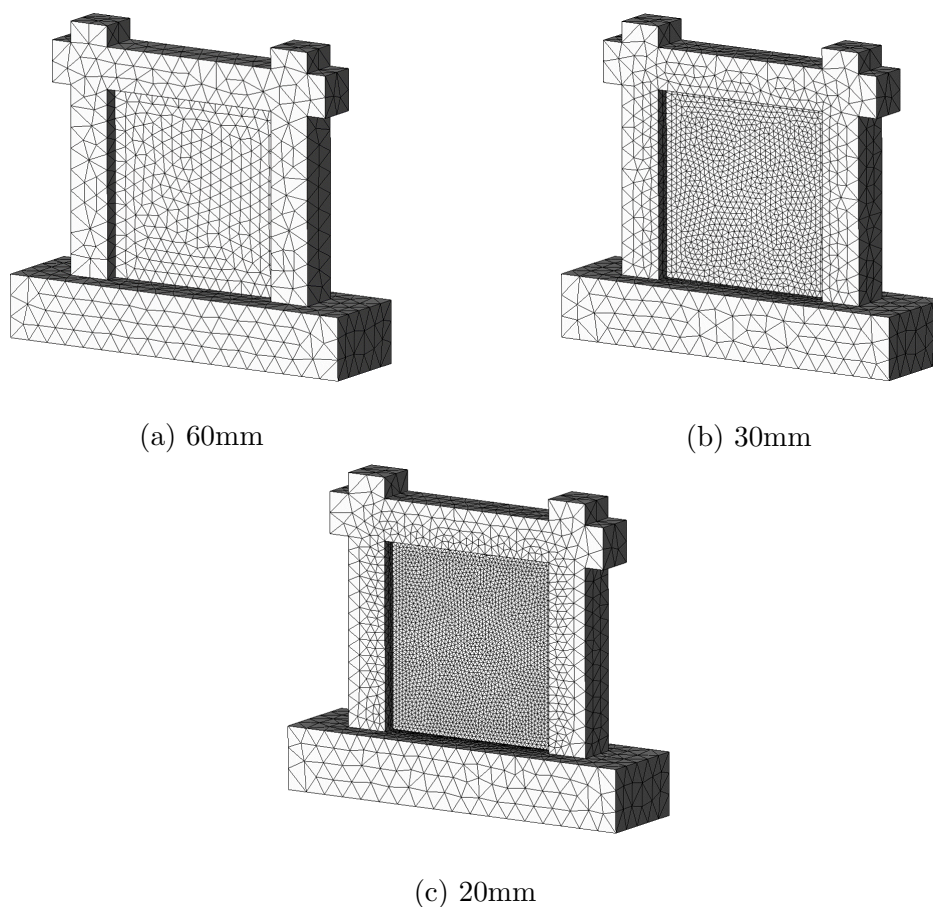


図-5.7 コンクリート壁の要素分割

こまでは、ほぼ弾性の解析であり、要素サイズに依存した精度で、解に違いが表れている。解の不安定がひずみの局所化という形で表れるのは、これ以降の挙動になるものと考えられる。

メッシュに依存したひずみの局所化について整理するため、壁全体のひずみが  $5/10000$ ,  $1/1000$ ,  $2/1000$ ,  $3/1000$ ,  $4/1000$  の時について、せん断ひずみ (ZX 成分) のコンター図を示す (図-5.9)。なお、ひずみのコンターは  $0 \sim 4/1000$  で変化させており、 $0$  以下であれば青、 $4/1000$  を超えれば赤になるように色の設定を行っている。

共通の特徴として、まず、斜め方向 (左上から右下) にひずみが局所化する。また、ある 1 つのひずみの局所化が壁を斜めに横切ると、次のひずみの局所化が発生する。2 番目以降のひずみの局所化位置は、以前に発生したひずみ局所化位置から比較的離れた部位で発生する。これは、応力を分担する鉄筋のような役割を果たすものがない場合、ひずみが局所化した周辺では応力が解放されるからであると考えられる。ひずみの局所化が始まる

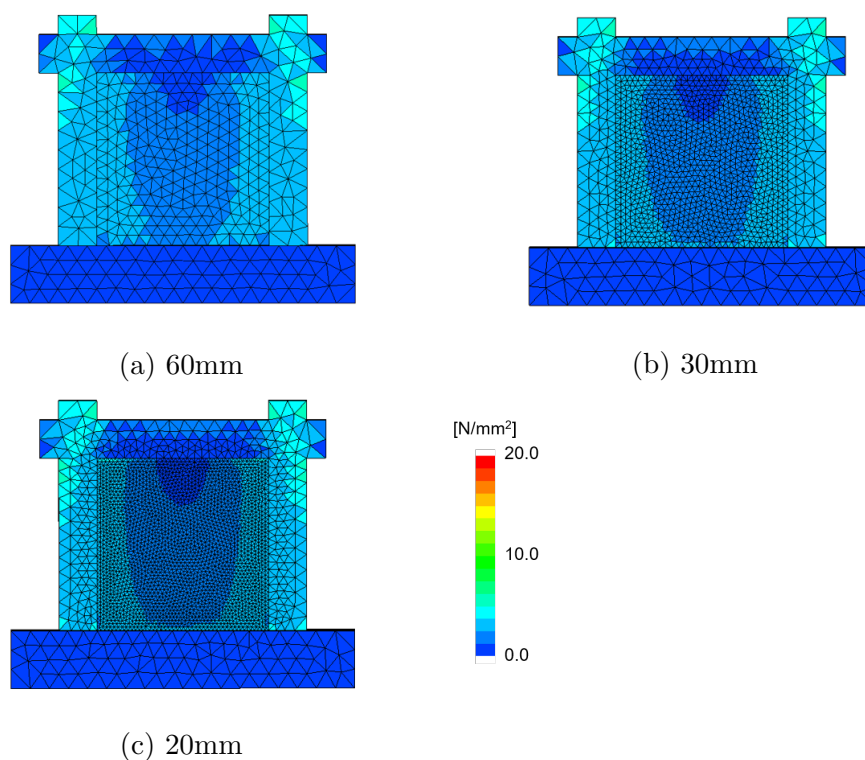


図-5.8 コンクリート壁の要素分割

表-5.7 ひび割れが発生する時のせん断ひずみ

要素サイズ	60mm	30mm	20mm
せん断ひずみ	0.000295	0.000280	0.000260

と、少ない载荷ステップの間に局所化領域が壁を横切る挙動が見られた。

要素サイズごとの挙動の違いとしては、図から分かるように、ひずみが5/10000の時点で、ひずみの大きくなる部位はそれほど変わらないが、発生しているひずみの大きさが既に異なっている。ひずみが1/1000を超えると、ひずみが大きくなる部位にも変化が生じている。要素サイズが小さい方が、ひずみの局所化で表れる赤いコンターの筋の本数が増加する。少なくとも、ここで示した要素サイズでは、ひずみの大きく発生する領域が収束していく様子は見られない。

さらに、それぞれの解析モデルの荷重－変形関係を比較する。結果を図-5.10に示す。

ひずみが1/1000程度までは、剛性が低下する非線形の挙動を見せながらも、荷重－変位関係に違いが見られない。要素サイズが30mmおよび20mmのケースでは、ひずみが



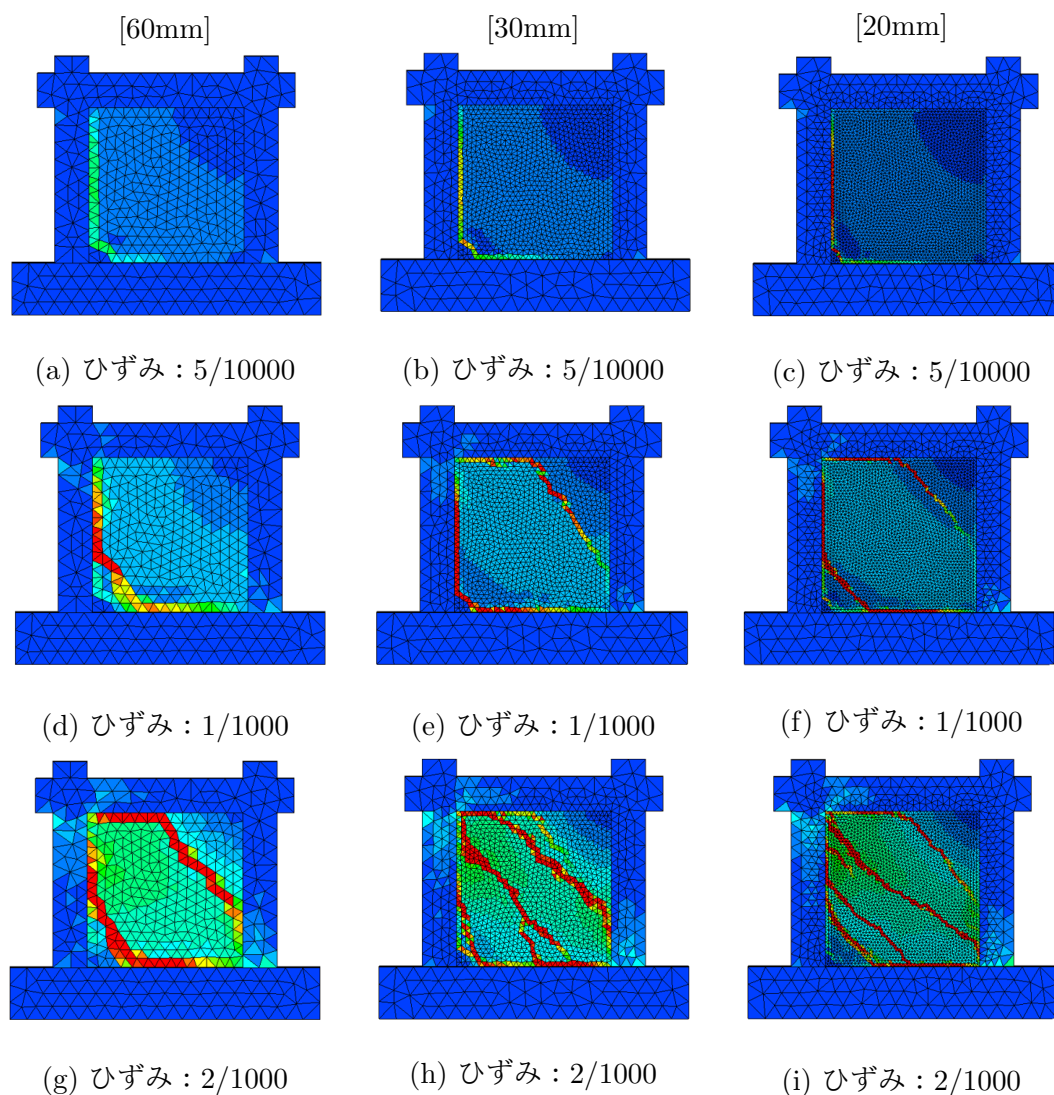


図-5.9 要素サイズの違いによるせん断ひずみ分布の違い（その1）

1.5/1000 程度で、ひび割れの発生に起因する応力の解放により荷重が減少するため、要素サイズ 60mm のケースに比べて荷重が小さくなる。さらに、変形が進むと要素サイズが 30mm および 20mm のケースの荷重にも差異が生じる。

以上より、コンクリートのみをモデル化した場合は、少なくとも今回検討した要素サイズにおいて、解の収束を得られないことが分かる。

#### 5.4.3 ハイブリッド解析モデルとソリッド要素による解析モデルの比較

本項では、妥当性確認の1ステップ目として、ハイブリッド解析モデルとソリッド要素のみによる解析モデルについて解析結果を比較する。

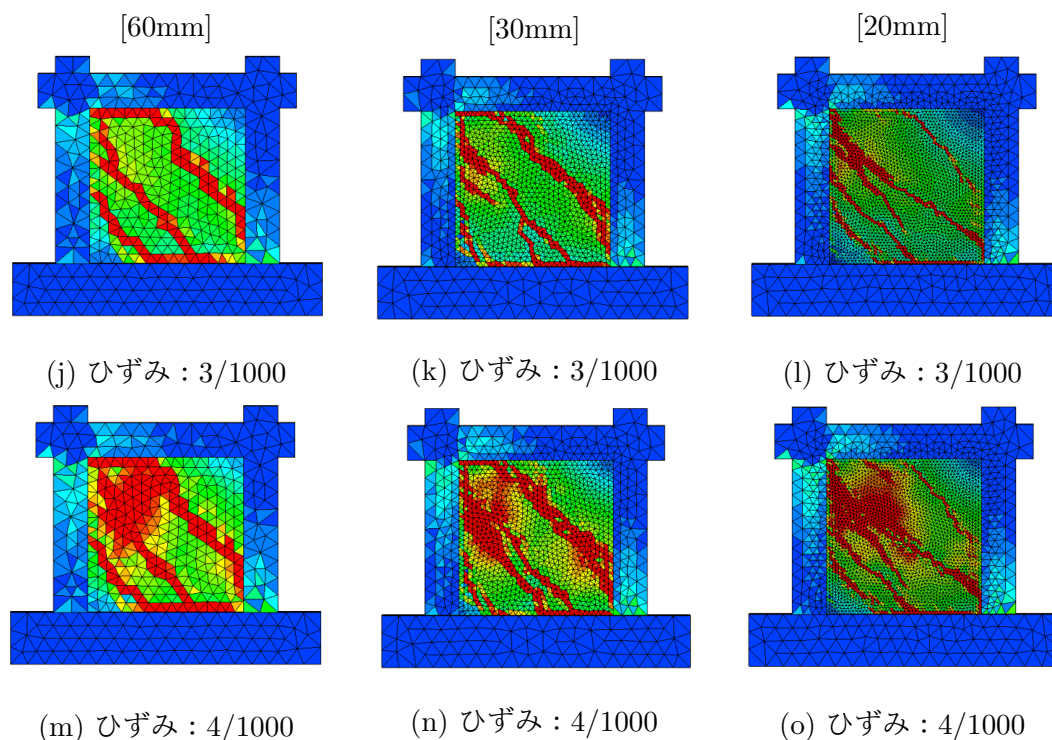


図-5.9 要素サイズの違いによるせん断ひずみ分布の違い（その2）

そもそも、鉄筋コンクリート壁をコンクリートと鉄筋に分けてモデル化するハイブリッド解析モデルは、以下の点について仮定を設けるものである。

1. 鉄筋の梁要素によるモデル化
2. 鉄筋とコンクリート付着力の点でのモデル化
3. 鉄筋とコンクリートの重なったモデル化
4. 鉄筋とコンクリートの境界での変形・トラクションの連続性の無視

以上から考えられる誤差には、鉄筋を構造要素化することによる近似誤差と、形状を簡略化すること起因する誤差の2つがあると考えられる。これらの誤差を議論するには、ソリッド要素による解析モデルと比較することが有効であると考えられる。

#### (1) モデル化

ここで比較する2つの解析モデルを示す。1つ目は、ソリッド要素のみによる解析モデルであり、鉄筋もソリッド要素でモデル化する。図-5.11にモデル図を示す。鉄筋をソリッド要素でモデル化したことにより、鉄筋周辺の要素サイズが小さくなる。鉄筋は、断面積を

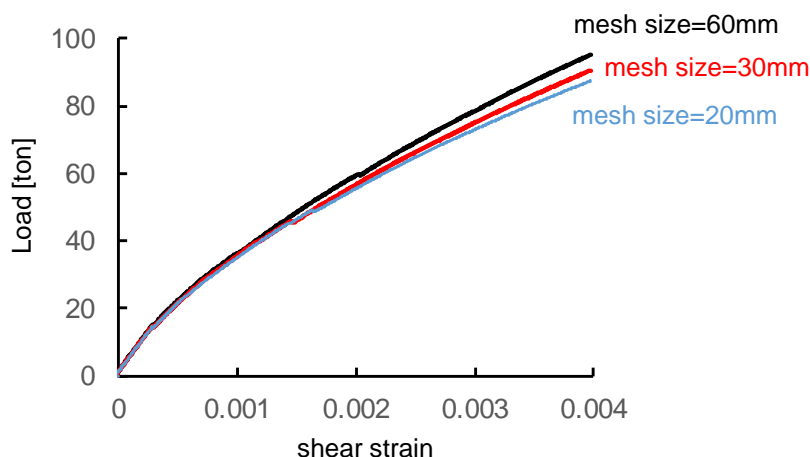


図-5.10 要素分割の違いによる荷重－変位関係の違い

模して正方形断面とした．これは，軸方向力を適切にモデル化できれば，本検討の用をなすと考えたためである．断面を 4x4 の 16 要素でメッシュ分割し，長さ方向には 10mm 程度の要素サイズとした．図のように，細長い要素になるため，非適合要素とした．鉄筋とコンクリート，鉄筋と鉄筋の境界は接触条件を設定し，完全に固着させた条件とした．後に示すハイブリッド解析モデルにおいても，鉄筋とコンクリート間は剛結とするため整合している．鉄筋と鉄筋間も剛結であるが，ハイブリッド解析モデルでは回転自由度の拘束は行わない分，ソリッド要素のみによる解析モデルの方が，強く鉄筋同士がお互いの挙動を拘束し合うことが想像される．この違いは，誤差の可能性が最大化されていると解釈すれば良い．なお，壁の周辺フレームは弾性とした．

次にハイブリッド解析モデルについて説明する．モデル図は，前節でソルバのパフォーマンスを検討した際に示した（図-5.4）ものである．鉄筋を梁要素でモデル化している．コンクリートを表現する要素は六面体要素であり，鉄筋間隔を 1 要素としているため要素サイズは 100mm 程度となっている．ただし，次項で実験と比較する際に，フレーム部もハイブリッド解析モデル化することを考慮した都合により，フレームの鉄筋位置にも依存した要素分割となっている．鉄筋とコンクリートは節点を共有している．そのため，上述のように，鉄筋と鉄筋の間も回転自由度以外は拘束されている．

## (2) 解析結果

解析結果を示す．前項と同様，ここでもせん断ひずみ（ZX 成分）を示す（図-5.12）．図では，ハイブリッド解析モデルの方は，図の見易さの都合で，少し傾けている．また，前

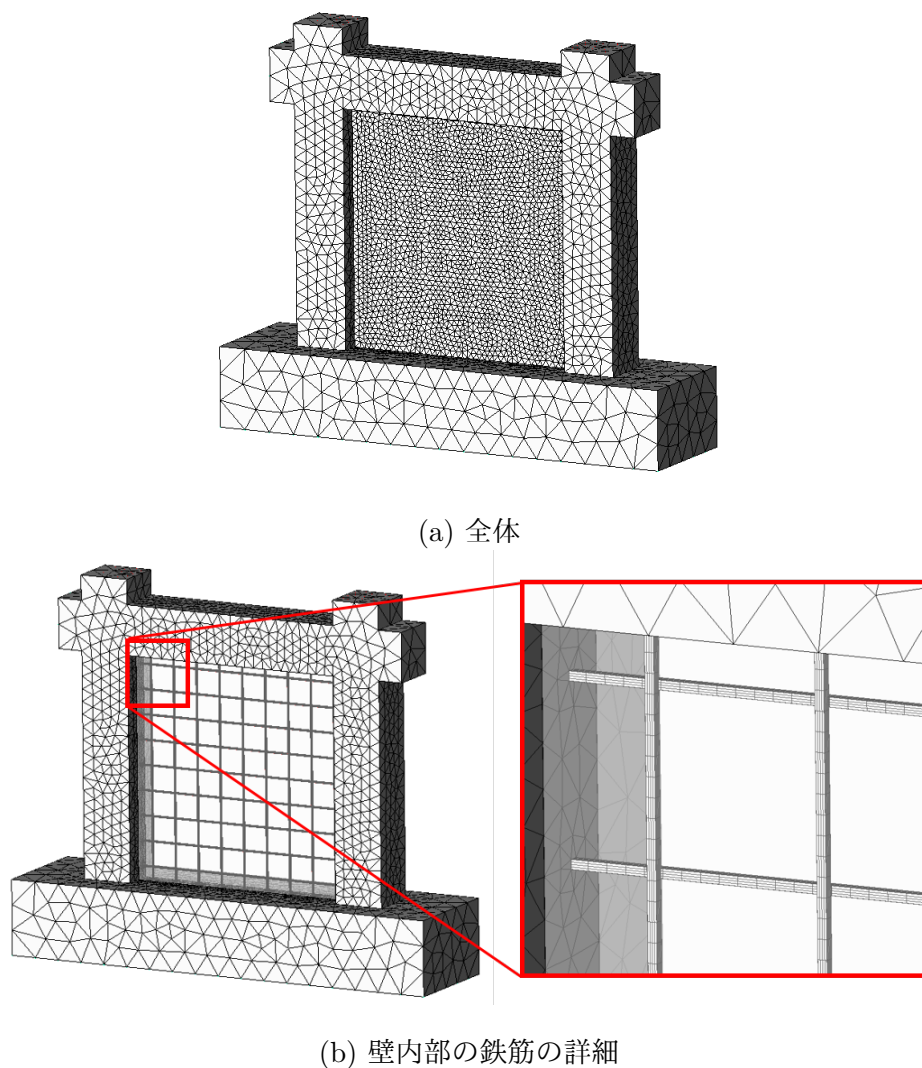


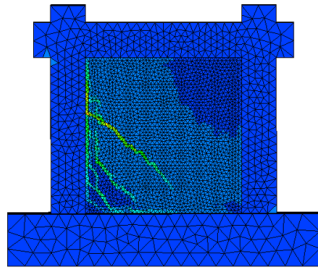
図-5.11 ソリッド要素のみによる解析モデル

項と同様ひずみを  $0 \sim 4/1000$  でコンター表示し、 $0$  以下の時は青、 $4/1000$  以上の時は赤になるように表示している。

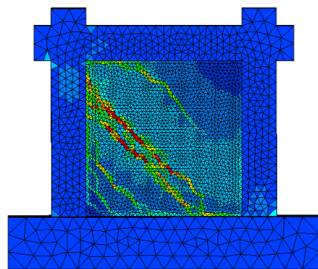
まずは、ソリッド要素のみによる解析モデルとハイブリッド解析モデルの共通のポイントを示す。コンクリートのみのモデルと同様、斜め方向（図に向かって左上から右下）にひずみが局所化している傾向が見て取れる。初期のひずみの局所化は、壁際から発生し、次に、壁の左下部において斜め方向に進展する。その後、上に向かって分散していく。コンクリートのみの壁より、ひずみの局所化する領域の距離は小さい。発生するひずみの大きさは、コンクリートのみの場合、 $4/1000$  を超えるが、鉄筋コンクリートでは、初期に発生しているひずみの局所化領域では、それより小さい。



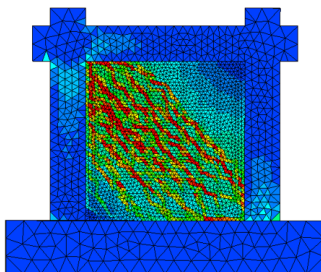
[ソリッド要素のみによる解析モデル]



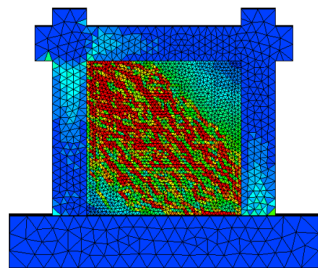
(a) ひずみ : 5/10000



(c) ひずみ : 1/1000

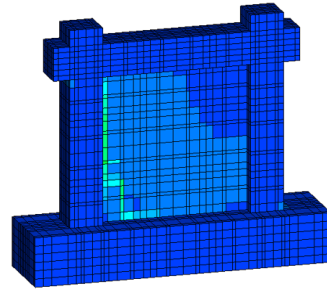


(e) ひずみ : 2/1000

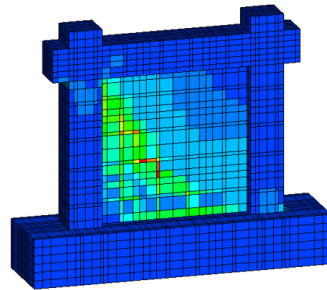


(g) ひずみ : 3/1000

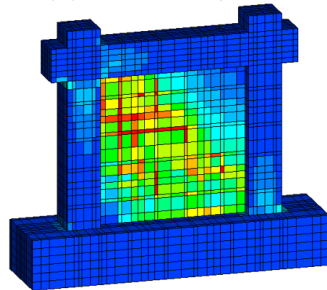
[ハイブリッド解析モデル]



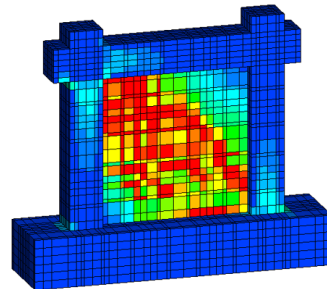
(b) ひずみ : 5/10000



(d) ひずみ : 1/1000



(f) ひずみ : 2/1000



(h) ひずみ : 3/1000

図-5.12 ソリッド要素のみによる解析モデルとハイブリッド解析モデルの比較

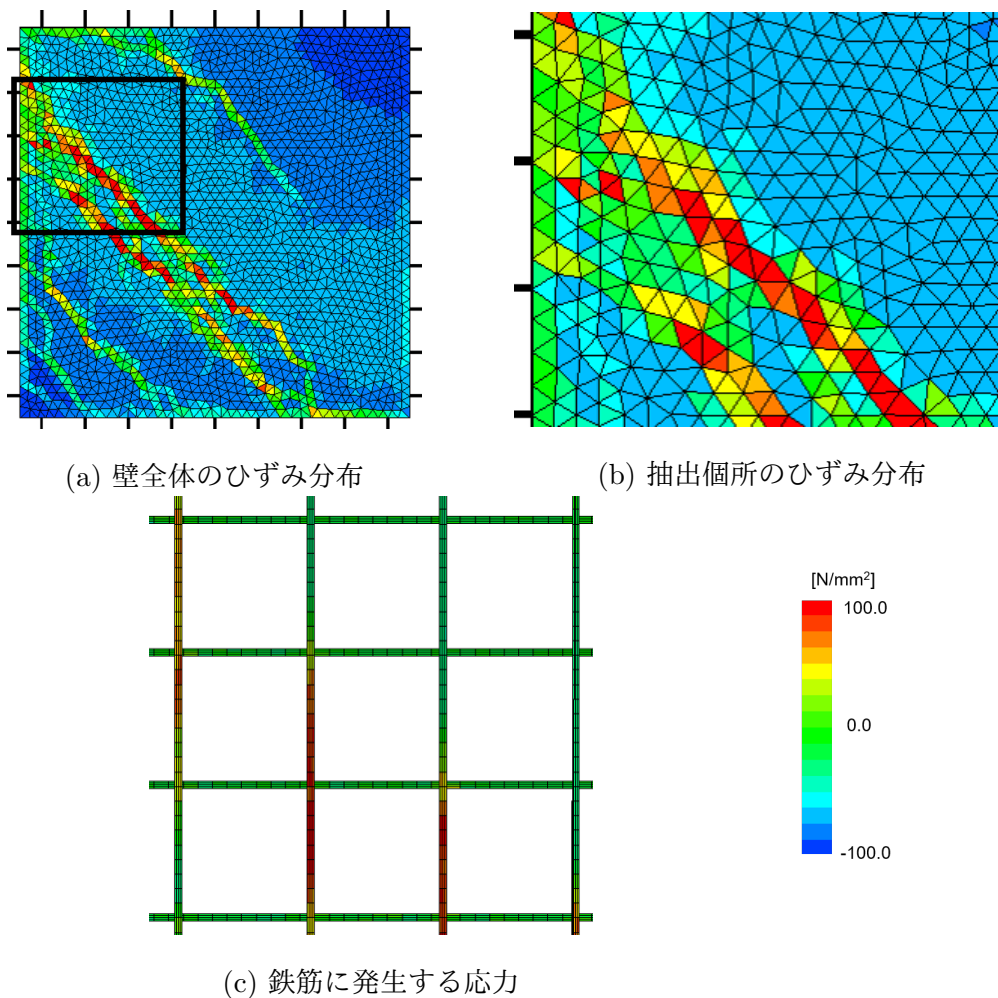


図-5.13 鉄筋に発生する応力（せん断ひずみ：1/1000）

これらの特徴は、鉄筋が応力を負担することで、コンクリートにおけるひずみの局所化緩和されるためであると考えられる。実際に、ひずみが1/1000の時点において、鉄筋に発生する応力を見ると、図-5.13のように、コンクリートでひずみが大きくなっている部分では、鉄筋の応力がおおきくなっており、鉄筋が応力を分担している様子が分かる。

ソリッド要素のみによる解析モデルとハイブリッド解析モデルで異なる部分としては、ひずみが5/10000の時、つまり、ひび割れ発生の初期段階においては、ソリッド要素のみによる解析モデルでは、ひずみの大きくなっている部位が多いことが挙げられる。ひずみの局所化によるコンターの筋の本数が多い。コンクリートのみの場合と同様、要素が小さいほどひずみが局所化して得られるコンターのラインの本数が多くなる。しかし、変形が大きくなるにつれて、ひずみが大きくなる領域に整合が表れる様子も観察される

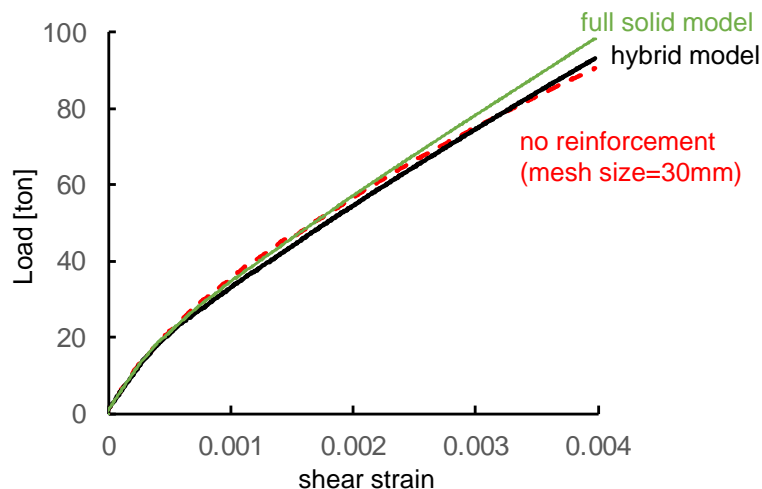


図-5.14 ソリッド要素のみによる解析モデルとハイブリッド解析モデルの荷重－変位関係の比較

次に、荷重－変形関係を図-5.14に示す。図には、参考として、コンクリートのみモデル（メッシュサイズ 30mm）も合わせて示した。

全体のひずみが  $1/1000$  程度まで（弾性範囲に近い領域）は、ソリッド要素のみによる解析モデルおよびハイブリッド解析モデルは、ほぼ整合している。 $1/1000$  を超える辺りから、ソリッド要素のみによる解析モデルの方が荷重が大きくなっていく。これは、コンクリートにひび割れた発生し、鉄筋と鉄筋間の拘束の違いが顕在化した結果であると推測できる。差異が発生することで、ハイブリッド解析モデルのモデル化の誤差の可能性を最大化して示すものである。

コンクリートのみをモデル化した場合には、要素サイズが変わることで壁の中のひずみの発生に大きな違いが生じたのに対し、鉄筋をモデル化することで、比較的安定した挙動を評価できる点は興味深い。つまり、コンクリートの要素サイズに対して、挙動が鋭敏に反応すると、空間分解能に対応した精度の提示が困難になるが、鉄筋コンクリートを考える場合には、この困難が緩和される可能性が示唆される。

最後に、ひずみレベルごとの荷重の誤差を整理する。表-5.8に示す。

解析の荷重レベルで、誤差は最大 5% 程度であると整理できる。本比較は、フレームを弾性としているため、全体の荷重は実験条件より大きいものと成っている。仮に実験程度の荷重を想定すると場合は、ひずみレベルが  $1/1000 \sim 2/1000$  の領域では荷重が 25～35ton 程度

表-5.8 荷重の精度

ひずみレベル	ソリッド要素のみによる解析モデル荷重	ハイブリッド解析モデル荷重	誤差 (%)
5/10000	21.3	21.0	1.56
1/1000	34.8	33.1	4.84
2/1000	57.2	54.6	4.54
3/1000	78.3	74.6	4.74
4/1000	98.4	93.1	5.37

であり、6～7%程度の誤差となる。ほぼ終局と考えられる、4/1000 程度のひずみで 12%程度である。壁全体が終局に対して余裕のある時には、ハイブリッド解析モデルのモデル化による断面力の誤差は、最大限見積もったとしても、高々10%に収まると考えられる。

さて、図-5.14 には、コンクリートのみの壁に関する解析結果も示している。荷重－変位関係としては鉄筋コンクリート壁のソリッド要素のみによる解析モデルに対して、ハイブリッド解析モデルより近い領域もある。これは、簡略化して鉄筋をモデル化しない解析モデルが許容されるということではなく、主な計測として使用した代表点における荷重や変位だけでなく、断面内のひずみの分布等も含めて精度が議論されるべきことを示していると考えられる。

#### 5.4.4 実験との比較による妥当性確認

本項では、ハイブリッド解析モデルによりモデル化した鉄筋コンクリート壁の荷重について、実験結果と比較することにより、妥当性確認を行う。モデルは、前項でも一部使用したが、図-5.4 に示したモデルを用いる。

実験がフレームに依存する挙動の違いを検討するものであるため、フレームを適切に鉄筋コンクリートとしてモデル化しないと挙動の表現ができないため、フレームもハイブリッド解析モデルを用いてモデル化し、ソリッド要素にはコンクリートの材料特性を与えた。緑の点は、梁要素の節点であり、コンクリートの節点と共有されている。図の青で着色した部分は、荷重に際して損傷しないように、弾性とした部分である。

解析においては、梁の端部に荷重し、荷重部の変位が $+0.5\text{mm} \rightarrow -0.5\text{mm} \rightarrow +1.0\text{mm} \rightarrow -1.0\text{mm} \rightarrow +2.0\text{mm}$  となるように交番荷重を行った。なお、荷重位置までの高さが 1000mm



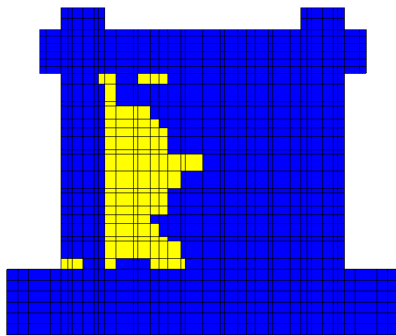
であることから壁の目標せん断ひずみ $+5/10000 \rightarrow -5/10000 \rightarrow +1/1000 \rightarrow -1/1000 \rightarrow +2/1000$ に対応している。また、荷重方法は、実験と同様、荷重から除荷（変形ゼロ）までを変形させる方向の反対の梁端部から押す形で荷重し、無用の引張力がコンクリート材料に働かないように配慮した。片側から押し引きで荷重を行うと、梁などで損傷が集中し、上手く解析できないことを確認している。

解析結果を示す。ここでは、実験と比べるため、解析により要素でひび割れが発生したと判断された要素を可視化する。ただし、これにより可視化されているのは、ひび割れの発生する領域の指標であり、ひび割れが発生した要素全てで明確なひび割れが見られると判断するものではない。ひび割れに関する可視化を図-5.15 に示す。

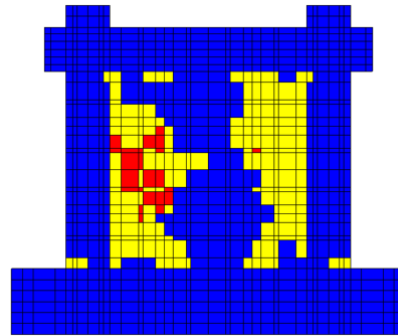
文献では、 $2/10000$  程度から交番荷重を開始している。 $4/10000$  の交番荷重を終えた時点で、壁の真ん中に無損傷の領域を残し、ひび割れが発生している。一部、斜めに走るひび割れが交差する部分があり、周辺での応力状態は、解析で2方向にひび割れが発生した時に近いと考えられる。 $1/1000$  の交番荷重を終えた時点で、実験では、壁の真ん中を通るようにひび割れが横断している。2方向のひび割れとしては、実験において、壁の負側で広い領域で見られており、正側では比較的下部に見られる。また、周辺フレームにおいてひび割れが見られ始めている。 $2/1000$  の交番荷重が終わった時点では、ひび割れはさらに広がり、特に壁の正側で上部においても2方向のひび割れが発生している。これらの特徴が、解析結果の特徴と整合していることが分かる。

次に、本章の初めて整理した荷重－変形関係を比較する。ここでは、上述のように材料定数、特にヤング率にばらつきがあることが想定されるため、文献で提示された材料特性と、ヤング率のみ2割低減したモデルの2つで解析を実施した。結果を図-5.16 に示す。上記でも説明したが、図に示された点線は、初期剛性程度と考えられるものを著者が補間したものである。また、包絡線自体の初期勾配は、 $1/1000$  程度のひずみレベルを考慮して描かれている。

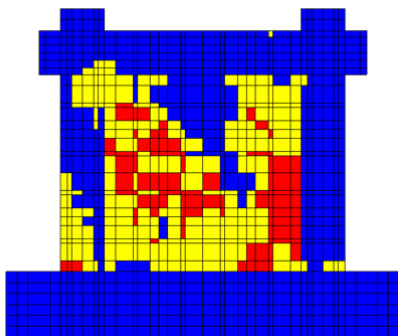
文献に示された材料特性では、初期剛性が若干大きく評価されている。 $-1/1000$  荷重時点で、実験より荷重が大きく出る傾向がある。ヤング率を低減したモデルでは、初期剛性も整合し、 $1/1000$  および $-1/1000$  荷重時点の荷重の誤差も小さい。両結果とも、 $2/1000$  時点では、荷重が大きく発生している。一方で、実験において、 $2/1000$  の部分だけ荷重－変形関係が凹んでおり、これを表現しきれていないと考えられる。実験において負側の荷重



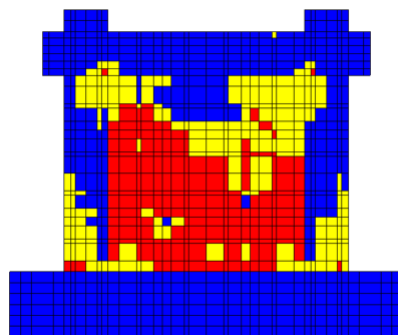
(a) せん断ひずみ :  $+5/10000$



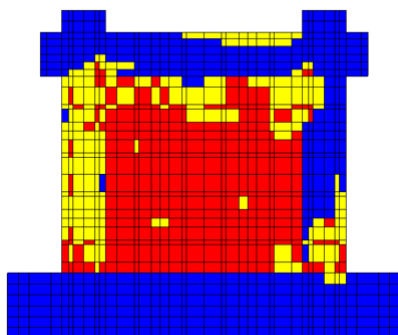
(b) せん断ひずみ :  $-5/10000$



(c) せん断ひずみ :  $+1/1000$



(d) せん断ひずみ :  $-1/1000$



(e) せん断ひずみ :  $+2/1000$



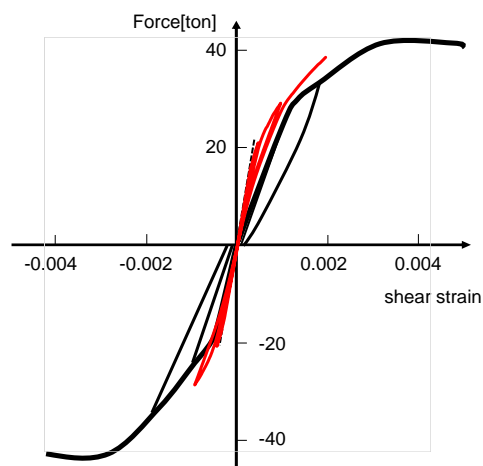
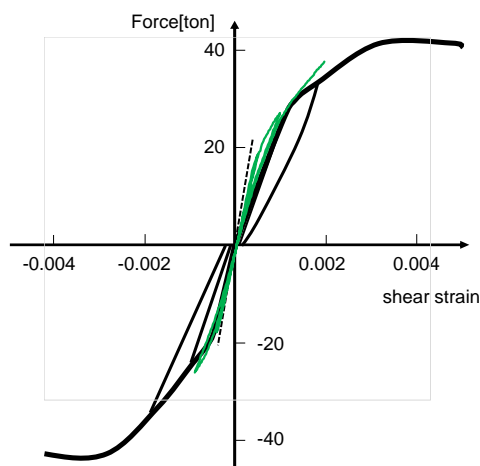
 : ひび割れ1方向  
 : ひび割れ2方向

図-5.15 鉄筋に発生する応力（せん断ひずみ :  $1/1000$ ）

や、別実験ケースでは発生していない挙動であり、また、この後の载荷において荷重が回復していることから、実験条件に依存した特殊な挙動と考えられる。数値解析の精度としては、 $1/1000$  程度のひずみレベルで数%、 $2/1000$  程度のひずみレベルで 10%~15% の誤差があると整理できる。



(a) 文献の材料特性



(b) 文献からヤング率低減

図-5.16 実験と解析の荷重－変位関係の比較

数値解析精度について整理するには、今回の解析モデルが要素サイズ 100mm 程度であることと合わせて整理する必要がある。また、断面力を議論する部材のサイズも重要である。これを踏まえて、数値解析の品質保証に必要な情報として整理すると、「ハイブリッド解析モデルを使用し、要素サイズを 100mm 程度とした空間分解能で解析を行う場合、900mm x 900mm の断面力について、ひずみレベル 1/1000 では誤差 5%以内、ひずみレベル 2/1000 では誤差 15%以内で解析できる。ただし、ソリッド要素モデルとの比較から、構造要素による近似誤差が最大限見積もった場合には 7%程度ある」と整理される。実構造物において、数値解析の品質を保証した解析を行う場合には、このような検討を異なる要素サイズにおいても実施しておき、求められる数値解析の精度に応じて、要素サイズを決定する。消極的には、計算資源が制限されている時に、扱える自由度の問題から、精度が決定される場合もあると考えられる。

さて、上記では、材料特性について感度解析を実施した上で数値解析の精度を議論しているが、ヤング率を低減する操作は、実態に即したものである保証はない。ここでは、材料特性に着目したが、実際には施工も実験結果に影響を与える。例えば、上記で議論したように、荷重－変形関係が正負で整合しない点は、施工や荷重への依存の可能性も考えられる。これは、解析の品質を議論する上で示唆深い。不確定性の定量化（Uncertainty Quantification, UQ）に関する検討が必要であることを示している。

簡単には、例えば、材料物性であれば、実構造物を計測することで不確定性を減らすこ

とが可能であると考えられる。一方、鉄筋とコンクリートの定着が施工条件により変化する  
場合、計測によって確認することが困難な場合もあると推測される。要因を分離できな  
い場合もあるだろう。不確定性の定量化については、本研究の範囲を超えるが、数値解析  
の品質に関する基礎研究として、今後の課題として整理したい。

## 第6章 品質保証を検討した大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析

本章では，大規模鉄筋コンクリート構造物に対し，高性能計算を利用した地震応答解析が可能であることを検討し，その上で地震応答解析の品質保証に関する考察を行う．地震応答解析を行う対象は，二つの仮想の原子力発電所の建屋と周辺地盤である．地盤－構造物のハイブリッド解析モデルを構築する．高性能計算を利用した地震応答解析を実施し，断面力や床応答の品質を保証するために必要な手段・手法・手順を検討する．

### 6.1 建屋 1

#### 6.1.1 問題設定

形状が簡易な解析対象を用いて，100 万自由度以上の比較的規模の大きな解析モデルを作成し，高性能計算を利用した地震応答が可能であるか検討を行う．対象とする原子力発電所の建屋と周辺地盤を示す．概略を図-6.1 に示す．この建屋と周辺地盤は，米国 DOE (Department of Energy) 等で，原子力発電所建屋の地盤－構造物相互作用を評価するための数値解析の適用性等を検討する際に標準的に利用される．また，この建屋と地盤は第4章のスケラビリティの検討に使用した解析対象である．

建屋は中央に円筒形状とドーム形状の外周コンクリート壁があり，その周辺に箱型の原子炉周辺補機棟がついている構造である．図-6.2 に示すように，円筒内部は中空で半径は 20 m である．周辺の原子炉周辺補機棟は，中心部は円筒部に切り取られるが，12.5 m 角，高さ 7 m の区画が壁およびスラブで仕切られており，5 階建てとなっている．原子炉周辺補機棟の最外縁の壁および円筒部の壁は，厚さ 1.6 m の鉄筋コンクリート，最上部のスラブは厚さ 1.0 m の鉄筋コンクリートである．これらの壁およびスラブでは，軸筋の合計鉄

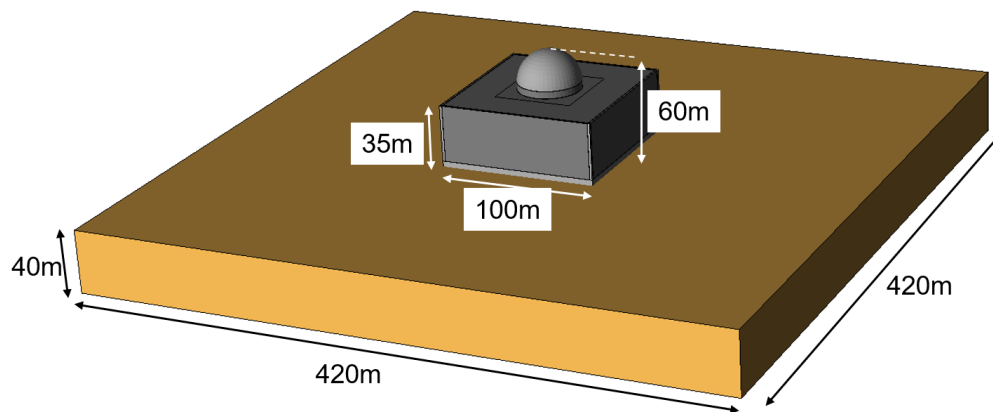


図-6.1 対象とする原子力発電所の建屋および地盤

筋比が 1.0 %で縦筋と横筋が等量配筋されている．配筋の重心位置は壁の端部からは 0.15 m である．箱型構造の内側の壁は厚さ 0.4 m，内側のスラブは厚さ 0.6 m であり，コンクリート程度の剛性を持つ弾性体として設定した．外周コンクリートの上部に位置するドーム部は厚さ 1.6 m の壁で構成され，これも弾性体とした．基礎は厚さ 3.5 m のコンクリートスラブである．このスラブも弾性体である．地盤は， $V_s = 500.0 \text{ m/s}$  の一様地盤である．地盤の深さは 40 m とし，底部に一様同位相の地震波を入力する．

高さ 60 m の外周コンクリート壁を，箱型で剛性の高い原子炉周辺補機棟が 35 m の高さまで拘束している．建屋全体としても剛性が高い形状である．地盤は，一般的な工学的基盤相当の剛性は有するが，建屋に対して剛性が小さく，建屋と地盤の相互作用の影響は比較的大きいと考えられる．

### 6.1.2 ハイブリッド解析モデル構築

本解析では，原則，ソリッド要素で分割するが，鉄筋コンクリート壁に限り，鉄筋とコンクリートを分離し，各々，構造要素とソリッド要素で分割するハイブリッド解析モデルとする．建屋の要素分割を示すため，建屋内部のモデル図を図-6.2 に示す．

原子炉周辺補機棟の最外縁の耐震壁，最上部のスラブ，そして外周コンクリート壁は鉄筋コンクリートである．要素分割は，前述のように，コンクリートをソリッド要素，鉄筋をシェル要素で分割する．要素分割の概略を図-6.3 に示す．厚さ 1.60 m の壁は厚さ方向に 4 要素で分割している．ソリッド要素の厚みは，かぶりまでの 0.15 m と，かぶりから壁中

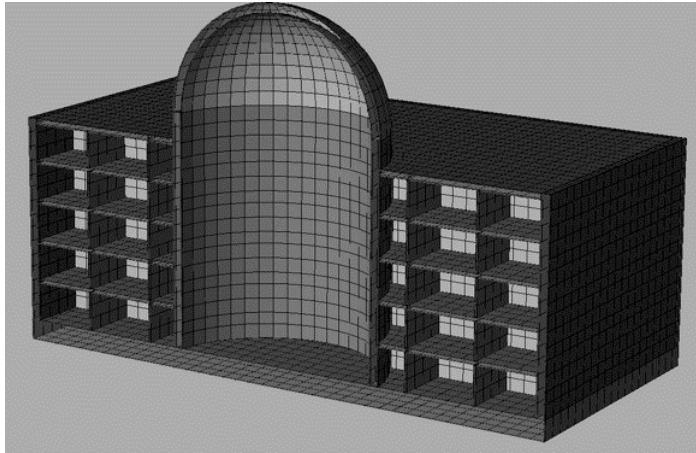


図-6.2 建屋のメッシュ分割

心部までの 0.65 m である。いずれの要素も扁平な形状となるため、非適合要素を用いる。要素の高さ・幅は 2.0～2.5 m とした。スラブはかぶりから中心部までの厚みが若干変わるが (0.35 m)，同じ厚さのソリッド要素で分割している。その他の耐震壁とスラブは線形弾性体としてモデル化し、厚さ方向には 2 要素で分割した。要素の幅と高さは、鉄筋コンクリート壁とスラブと同一である。

部材の接合部は、全て、接触条件を設定する。すなわち、壁と壁、壁とスラブの接合部である。

地盤の要素分割について示す。地盤は弾性体としてモデル化する。要素サイズは、

$$\text{mesh size} \leq \frac{V_s}{\lambda f_{max}}$$

を用いて算定する。ここで  $V_s$  と  $f_{max}$  は地盤の S 波速度と数値解析の精度保証ができる周波数であり、 $V_s/f_{max}$  はその波長となるため  $\lambda$  が一波長の分割数である。 $f_{max} = 20.0$  Hz と  $\lambda = 10$  より、mesh size = 2.5 m とした。地盤と建屋の間は共有節点を使って接続した。浮き上がりなどの非線形性は検討対象としなかった。

モデル図を図-6.4 に示す。建屋と地盤の解析モデルの規模を表-6.1 に整理する。自由度は 150 万弱である。

前章まで議論していたように、ソルバに CG 法を使う有限要素法解析は、ソリッド要素と構造要素が併用されるハイブリッド解析モデルの解析に適していない。全体剛性マトリクスに異なる性質の要素剛性マトリクスが組み込まれるため、CG 法の収束が阻害される

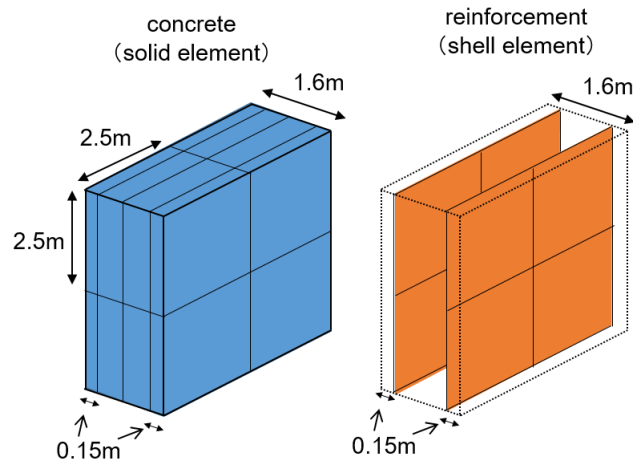


図-6.3 鉄筋コンクリート壁のメッシュ分割

表-6.1 モデルサイズ

節点数	要素数	自由度数
426,184	482,878	1,477,674

からである。本節の解析モデルもハイブリッド解析モデルであり、CG法の収束が遅いことは懸念される。さらに、本節の解析モデルは、接触条件を設定するため、多点拘束条件(MPC)を多く使っている。MPCの多用もCG法の収束を阻害する要因となる。

入力地震動は、水平方向2成分と上下方向1成分の3成分入力を行う。具体的には、第4章で用いた加藤らの文献<sup>36)</sup>に示されたスペクトルの適合波(図-4.4)を岩盤サイトで基盤位置に引き戻した地震動の振幅を2倍に調整したものを使用する。引き戻した地震動(振幅調整前)の時刻歴変位波形を図-6.5に示す。

解析モデルの地盤部分の側面は仮想境界となるが、この仮想境界の境界条件は通常の方法を使う。すなわち、地盤のみで地震応答解析を行って側面での地震応答を計算する。計算された地震応答を側面の各節点に変位境界条件として与える。側面の最初の数層に減衰層を設けることで、仮想境界からの反射波が除かれる。地表面の地震応答を図-6.6示す。これはX方向の加速度応答スペクトル(減衰5%)である。

前章までと同様、時刻 $t_n$ の応力増分の計算には、時刻 $t_{n-1}$ で算定された弾塑性テンソルを使うというアルゴリズムを使った。このアルゴリズムでは、応力増分の計算精度を向



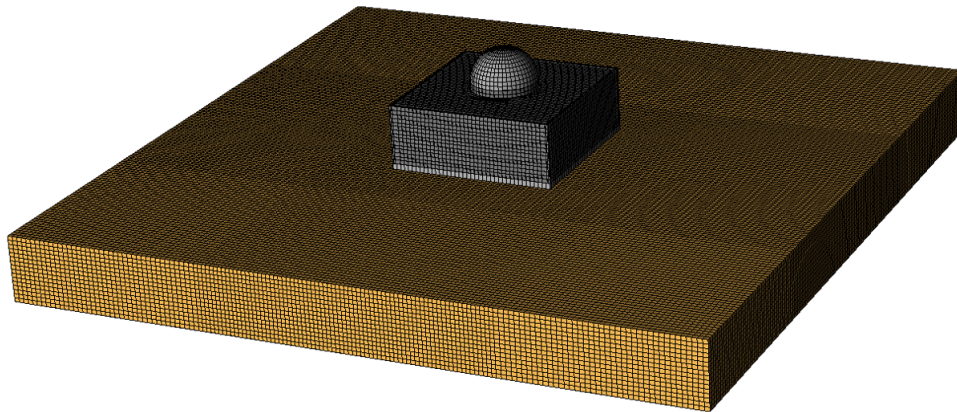


図-6.4 モデル図（全体）

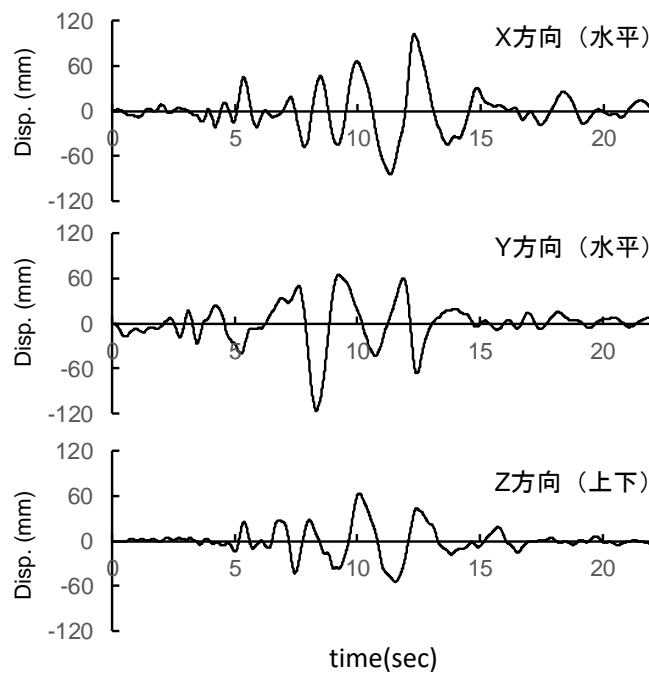


図-6.5 入力地震波

上させるためには、時間ステップを細かく設定しなければならない。一方、時間ステップを細かくすると計算コストがかかる。このトレードオフの関係を考慮する他、CG法の収束も考慮しなければならない。結果として、時間ステップは0.0005 sとした。なお、実際の数値計算では、上記に示した地震波形の初期の8.0 s（振幅は2倍に調整）を使用する。

応答解析に使用した計算機のCPUは、Intel Xeon X5680 (2xHexa-Core, 3.33GHz) で

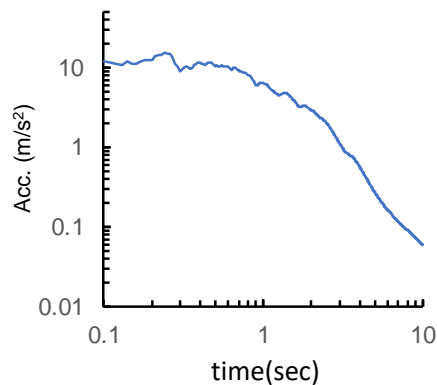


図-6.6 地表面地震応答の加速度応答スペクトル

ある。コア数は48とした。使用するコア数については、本解析モデルを用いてスケラビリティの検討を行う必要があるが、今回は十分な検討を行っていない。今後検討が必要と考えられる。

### 6.1.3 応答解析の結果

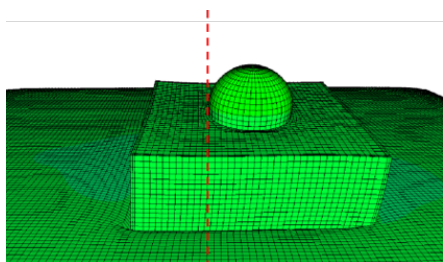
時刻歴の地震応答解析について示す。

8.0 sの地震動を0.0005 sの時間ステップで計算した時間は97 hであった。地震動の全時間の計算をすると12日強の時間を要することになる。上述のように、適切な計算環境の検討が必要であるが、決して短い計算時間とは言えない。地震動の時間を絞る他、収束性を検討した上で時間ステップを長くすることで、計算時間の短縮を図る必要がある。

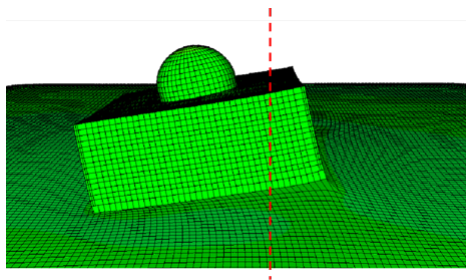
応答解析の結果として、地盤に対する建屋の挙動を示す。応答変位・加速度が大きい時刻について3点取出した。その結果を図-6.7に示す。図中の赤い線は、変形がゼロの時のモデルの中心である。地盤に対して、水平に変形するとともに、建屋に傾きがある。すなわち、ロッキングも見られる。

次に建屋のみを取り出し、最大主ひずみを可視化した。結果を図-6.8に示す。内部の円筒部の挙動を示すため、スラブおよび箱型構造の内部の壁を除去した可視化の結果も示している。最上部のスラブでは、最大主ひずみ分布から分かるように、円筒部が変形する時に引張られる側で大きなひずみが発生する他、円筒部が変形し押される側では、内部の壁との接合部に大きなひずみが発生している。最外縁および円筒部の壁では、変形に合わせてひずみが発生するが、特に円筒部の壁は、せん断を受ける壁でひずみが発生している。

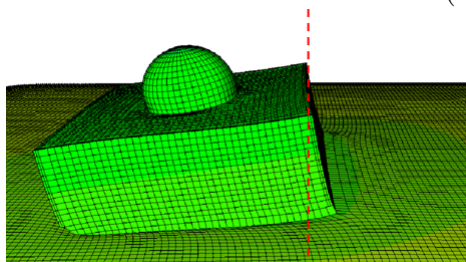
加速度応答を整理する。まず図-6.9に頂部と基礎の時刻歴加速度波形を示す。また、各



(a) 3.98 秒

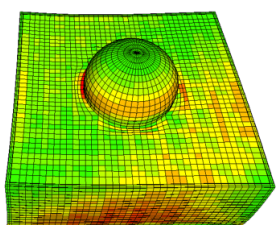


(b) 4.16 秒

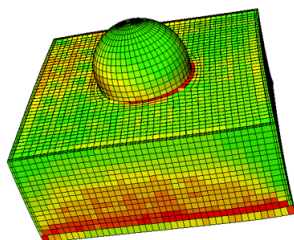


(c) 7.90 秒

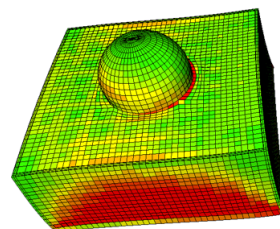
図-6.7 地盤に対する建屋の挙動



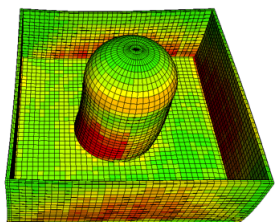
(a) 3.98 秒



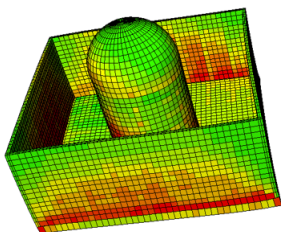
(b) 4.16 秒



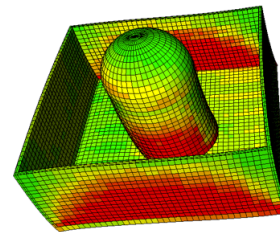
(c) 7.90 秒



(d) 3.98 秒



(e) 4.16 秒



(f) 7.90 秒

図-6.8 建屋に発生するひずみ

階の加速度の最大値を表-6.2 に示す。頂部も基礎と同位相の振動を示しており、頂部ではこの同位相の振動に高い振動数の振動が重なっている。同位相の振動は建屋の固有振動数よりも低いため、地盤－構造物の相互作用による振動であることが推測される。加速度の最大値は、各フロアでほぼ同程度ずつ上昇しており、地盤－構造物の相互作用では、ロッキング挙動が顕著であることが示唆される。頂部で見られる振動数の高い振動は、基礎には発生していない。これは建屋自体の固有振動であることが推測される。

頂部および基礎上の加速度波形を用いて加速度応答スペクトルを算定した。結果を図-6.10 に示す。当然の結果であるが、基礎よりも頂部のスペクトルのほう大きい。さらに、基礎上では小さい短周期成分が頂上では大きくなっている。前述のように、これは建物の固有振動である。なお、本解析では、同フロア内での地震応答の違いはあまり観察されなかった。これは、箱型部の構造の高さが高く、内部の壁も密に入っていることから、箱型部全体の剛性が高いことが原因であると推察される。

入力地震動が大きかったため、コンクリートは塑性域に入り、一部に引張りひび割れが生じた。ひび割れが発生した領域を可視化し、結果を図-6.11 に示す。外周コンクリート壁の下端、原子炉周辺補機棟の最上部のスラブと外周コンクリート壁との付け根でひび割れが発生している。しかし、構造全体としては、軽微な損傷である。この点を確認するため、円筒部の下端について、応力－ひずみ関係を調べた。壁の厚み方向には4要素が使われているため、この4つの要素の平均の応力と歪を計算する。この計算に使う要素を図-6.12 に示した。外側の要素から、A, B, C, Dとしている。この4要素について、壁の水平せん断に対応するせん断応力－せん断ひずみ関係を図-6.13) に示す（この水平せん断成分はZX成分である）。ほぼ同等のせん断ひずみとなっているが、外側の要素ほど、応力－ひずみ関係の非線形性が強い。コンクリートが塑性域に入ると、厚方向でも応力－ひずみ関係の一様性が崩れることが推測される。

上記の推測を検証するため、要素B（鉄筋に挟まった2要素のうち外側よりの要素）について応力－ひずみ関係を6成分毎の関係として図-6.14 に整理する。この図から、要素Bでは、上下方向の軸応力－鉛ひずみ（ZZ成分）に比較的大きな非線形性が見られる。内側の要素より、外側の要素が上下方向に強い引張を受けている。この結果、コンクリートの塑性化が進み、せん断応力－せん断ひずみ関係の非線形性が強くなったことが裏付けられた。

高性能計算を利用する汎用有限要素法によって、建屋と地盤のハイブリッド要素解析モ

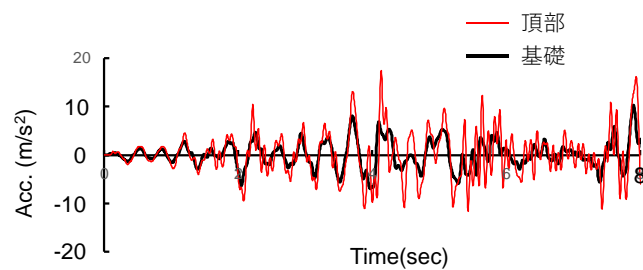


図-6.9 加速度応答

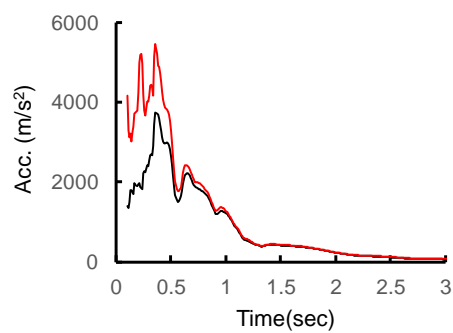


図-6.10 加速度応答スペクトル

表-6.2 各階の最大加速度

場所	最大加速度
ドーム頂部	16.9
最上部のスラブ	10.5
5 階	10.1
4 階	9.65
3 階	9.20
2 階	8.67
基礎上	8.04

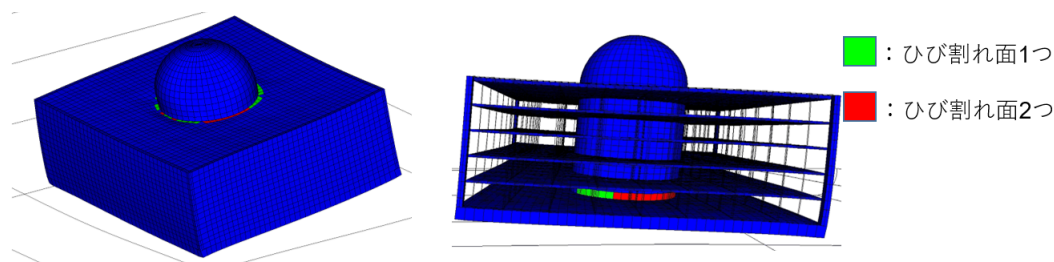


図-6.11 コンクリート損傷位置

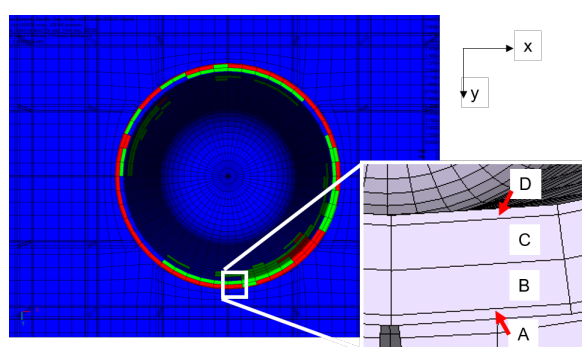


図-6.12 可視化対象要素

デルの3次元非線形地震応答解析が実行可能であることが示された。建屋の地震応答から、地盤との相互作用により、複数の水平振動とロッキング振動が組み合わさって発生することが示されている。このような水平振動とロッキング振動を正確に表現するためには大規模解析モデルを使う地震応答解析が必要である。建屋の基礎が相当に広いことを考慮すると、組み合わさった水平振動とロッキング振動を、数本の地盤バネで正確に計算することは容易でないことが示唆される。

ハイブリッド要素解析モデルであるが、建屋の大規模解析モデルを用いることで、局所的に地震応答が大きくなる部材や箇所を検知することが可能である。一方、本節の解析結果から、フロア内での床応答はほぼ一様であった。床全般が弾性域にあったため、局所的であるが、顕著に大きい床応答は発生していない。しかし、応力応答が比較的大きい箇所ではコンクリートが塑性域に入った場合、局所的に大きな床応答が発生する可能性はある。このような可能性を否定することは、大規模数値解析モデルを使った高解像度の地震応答解析が果たす役割の一つである。また、コンクリートに引張りひび割れが発生する箇所が

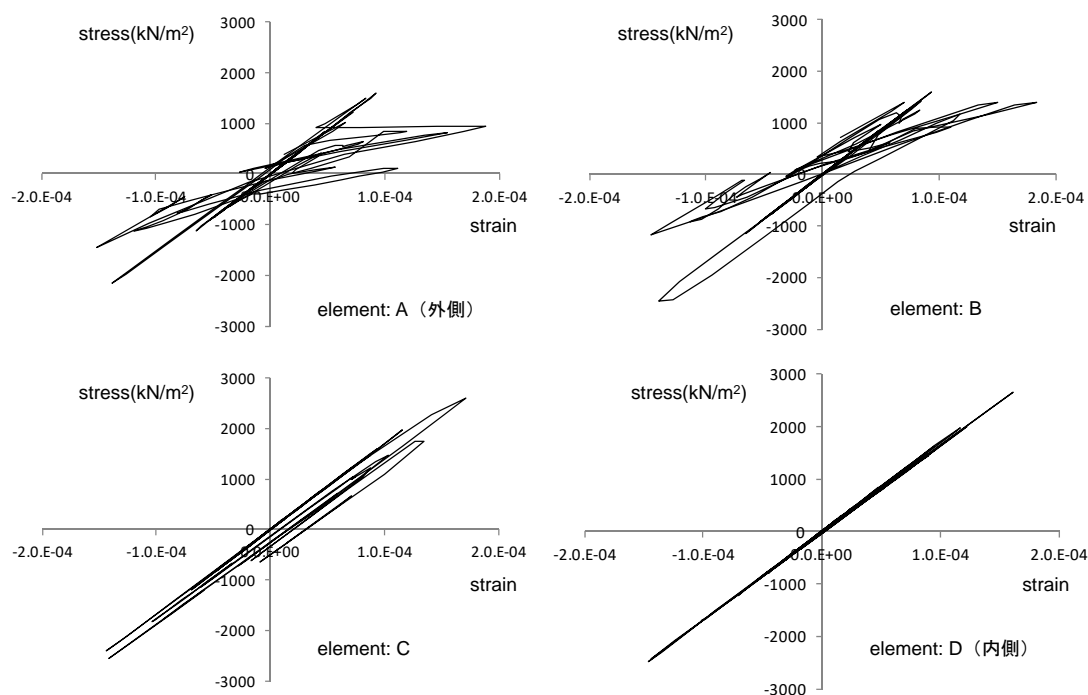


図-6.13 壁の厚さ方向の応力－ひずみ関係の変化

計算された。部材の表層部であり，構造全体の耐震性には影響しないと考えられるが，部材の板厚方向の応力分布も計算できる点は，高性能計算を利用する地震応答解析の利点となると考えられる。

#### 6.1.4 品質保証の検討

前項までに示した地震応答解析の事例を使って，高性能計算を使う数値解析の品質を保証する考え方や，その具体的な方法を検討する。既に議論したように，地震応答解析の場合，保証しなければならない品質は，部材の最大断面力と最大変位応答という物理量の計算精度である。なお，この最大変位応答は部材の変位から計算される適切な空間平均であり，変位の他，速度・加速度を含む。点やある時刻での応力や変位ではなく，時間方向の最大値と適当な空間で積分される物理量であることに注意が必要である。この品質を保証する方法は，1) 数値解析手法の検証，2) 解析モデルの妥当性確認，という通常の二段階の方法が適切である。

最初に数値解析手法の検証を考える。線形弾性体の動的解析に関しては，汎用有限要素法が既に包括的な検証が行われている。本地震応答解析の事例の場合，一部の部材と地盤

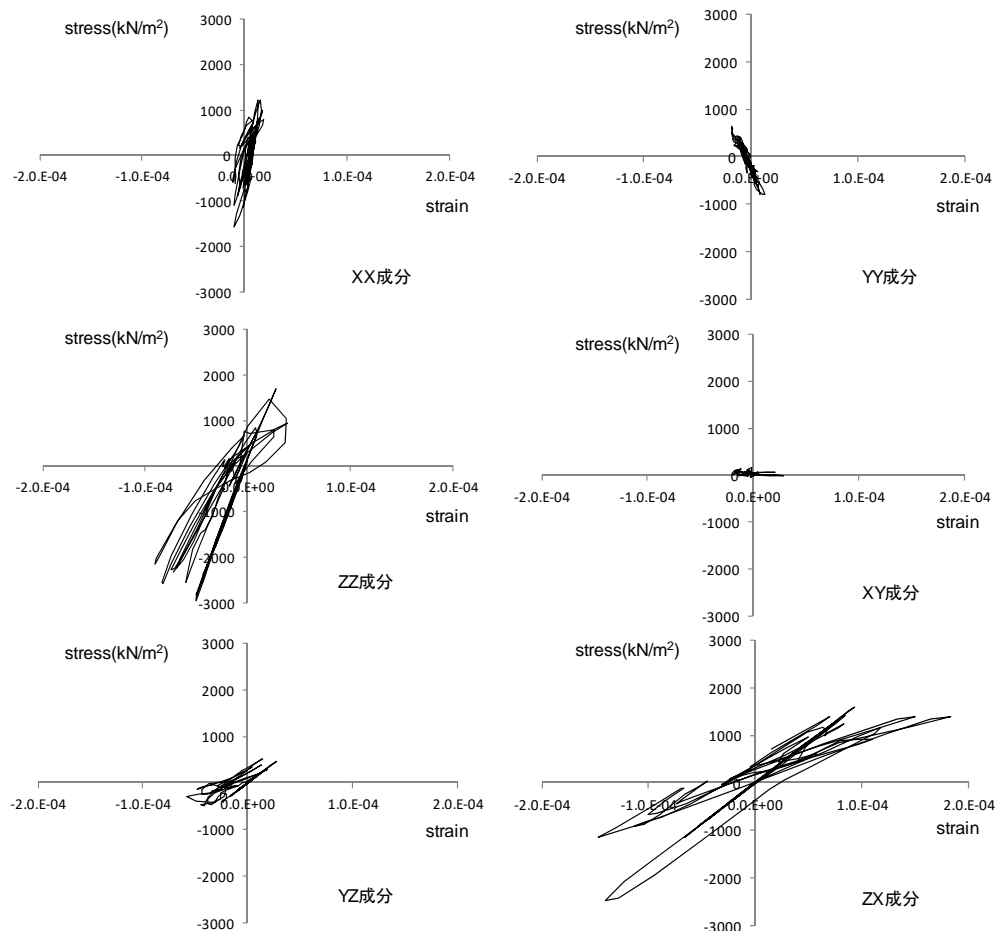


図-6.14 損傷した要素での詳細な応力-ひずみ関係

は弾性体として設定されている。検証された数値解析手法では、原則、要素寸法に応じて、点毎の応力・変位の精度を見積もることができる。最大断面力や最大変位応答に対しては、この物理量が空間平均として計算されるため、点毎の応力・変位より高精度となることは期待できる。非線形弾塑性体に関しては、数値解析手法の検証は完全ではない。しかし、本地震応答解析の場合、非線形化がさほど大きくないため、塑性ひずみや塑性による剛性の低下の度合いは小さい。したがって、包括的な検証は行われていないものの、過去の事例を基に最大断面力や最大変位応答の精度を見積もることができると考えられる。

ハイブリッド解析要素の場合、数値解析手法の検証とは別に、解析モデル自体の数理的な検証も必要である。本研究では、ソリッド解析モデルを正解を与える解析モデルとして位置付けるとともに、ハイブリッド解析モデルを、数理的な近似モデル、もしくは縮約されたモデルと位置付けるからである。実際、第5章では、ソリッド要素の解析モデルを参



照としたハイブリッド解析モデルの比較を行い、弾性体はもとより、コンクリートのひび割れが発生しないような塑性領域にある非線形弾塑性に対して、ハイブリッド解析モデルの数理的な近似は、点毎の応力・変位に対しても無視できる程度の誤差しか持たないことが示されている。本地震応答解析の場合、ハイブリッド解析モデルには、ごく一部であるが、引張ひび割れが発生した要素があった。このような塑性領域にある非線形弾性体に関しては、数値解析手法の検証は十分ではない。最大断面力の精度を見積もるためには、前章で示した収束性を確認するという個別的な検証を行うことが必要とされる。

なお、時間方向の最大値である最大断面力と最大変位応答の精度は時間ステップにも依存する。解の収束には時間ステップを小さくとることが必要であるが、過度に小さくすると最大値にスパイクが混入することも懸念される。最大断面力と最大変位応答は空間的に積分される物理量であるためスパイクが現れるとは考えづらいが、スパイクを除くためには、適切な時間間隔での平均を計算し、その最大値を取ることが適切である。

時間ステップや平均の計算に必要な時間間隔を設定する際、最小固有周期を基準にした時間スケールを使うことが合理的である。本地震動応答解析においても、建屋、地盤、建屋-地盤連成系、の解析モデルに対して固有値解析を行い、時間スケールの目安を得ることにした。

建屋：建屋の解析モデルでは、底面を固定した条件で、固有値解析を実施した。結果を図-6.15に示す。大きく変形する要素を抽出するために、最大主ひずみの値を使って要素毎に色を設定している。ひずみで見た場合の主要な振動モードは円筒部の振動とそれに連動して動く箱型部の振動モードである。1次・2次モードの振動数は8.514 Hzである。20 Hzを超えるとスラブの振動モードも表れる。スラブの振動モードは、設置する機器の地震応答に直接影響する。

地盤：地盤が平行成層であることから、地盤の解析モデルの代わりに、各層を1要素でモデル化した土柱モデルを別途作成し、固有値解析を行った。固有振動数を表-6.3に示す。1次モードは地盤と建屋の相互作用で表れる振動の固有振動数と近く、2次モードは建屋のみの1次の固有振動数に近いことが分かる。

建屋-地盤連成系：建屋-地盤連成系の解析モデルでは、底面および側面を固定した条件で、固有値解析を実施した。3次モードまでの結果を図-6.16に示す。上図と同様、最大主ひずみを使って着色している。地盤では、建屋のすぐ近傍のみしかひずみが発生していない。境

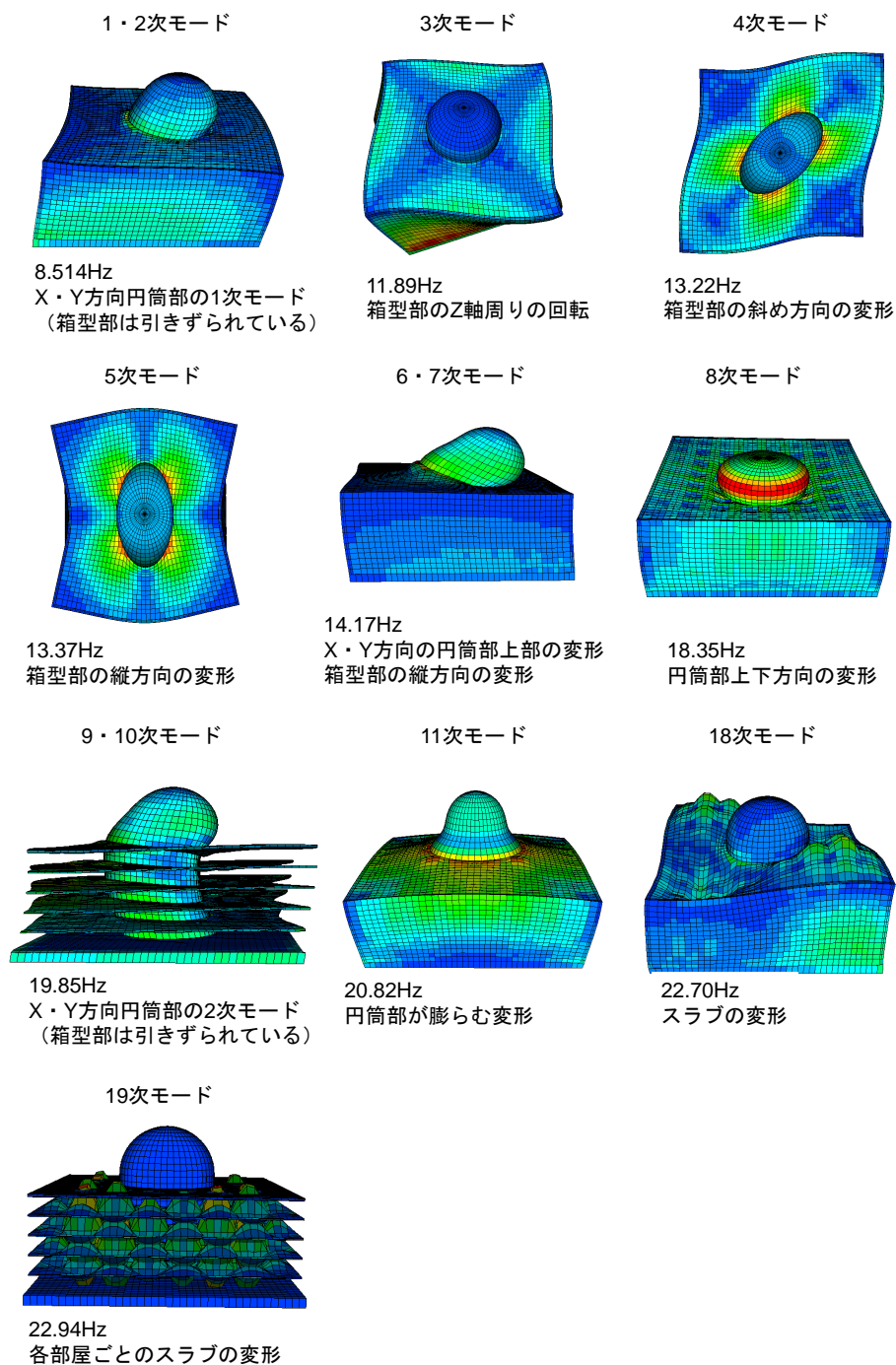


図-6.15 建屋のモード形状

界付近ではひずみは概ね 0 であり，側面を固定した簡単な境界条件であるものの，仮想境界の影響を除くには十分広い領域を取っていることがわかる．基盤に入力される地震動は一樣・同位相であるため，建屋を回転させるような振動は励起されにくいと考えられる．し

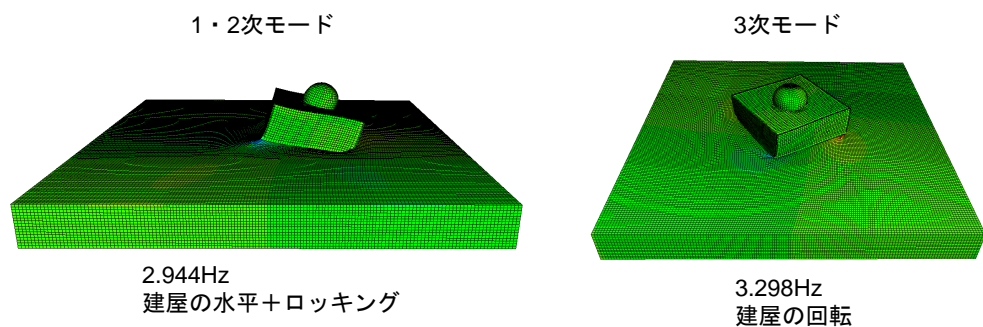


図-6.16 建屋+地盤のモード形状

表-6.3 地盤の固有値解析の結果

モード	固有振動数	備考
1	3.12339	X 方向 1 次
2	3.12339	Y 方向 1 次
3	6.24632	Z 方向 1 次
4	9.34010	X 方向 2 次
5	9.34010	Y 方向 2 次
6	15.4669	X 方向 3 次
7	15.4669	Y 方向 3 次
8	18.6788	Z 方向 2 次

たがって，1 次・2 次モードに表れる建屋の水平・ロッキング挙動は，地盤と構造物の相互作用により励起される振動モードであると考えられる．この振動モードの振動数は，建屋の固有振動数と比べると低い．

以上の固有値解析の結果より，最小固有周期に対応する時間スケールは 0.3 s 程度であり，直観的に納得できる値である．本地震応答解析では時間ステップは 0.0005 s としているため，この時間スケールからみれば十分小さい値である（振動 1 回が時間方向に 600 分割）．懸念されたスパイクも生じていない．数値解析手法の時間積分の検証に関しては，このような方法が一つの方法となる．

なお，本地震応答解析のハイブリッド要素解析モデルでは，20 Hz までの時間分解能を確保することを目途とした要素分割を行っている．建屋については，円筒形部の 2 次モー

ドまでであれば、品質保証をした解析は可能である。なお、地盤については、水平方向の 3 次モード、鉛直方向の 2 次モードまでであれば、同様の品質保証をした計算は可能である。設置機器や配管系の検討をするために 20 Hz 以上の振動数での品質保証をした解析が必要となれば、建屋ではなく、地盤の要素分割を変える必要がある。

数値解析手法の検証に比べ、解析モデルの妥当性確認は簡単ではない。連続体力学の問題を解く場合、解析モデルの妥当性確認の対象は、構成則が確立している場合は材料パラメータ、構成則が確立していない場合には使用された構成則の妥当性とその材料パラメータである。材料や構成則とは別に、部材の接合条件や、地盤と建屋の接触境界条件も妥当性確認の対象となる。微小・有限変形や動的・準静的状態の選択も解析モデルの妥当性確認の対象となるが、鉄筋コンクリート構造物の動的応答解析では、微小変形と動的状態の選択しかない。

本地震応答解析の場合、理想化された平行成層地盤に立地した仮想的な原子力発電所建屋を対象としているため、上記のような解析モデルの妥当性確認を行う必要はない。しかし、点毎の応力・変位の品質保証をする連続体力学の問題と異なり、本地震応答解析で品質保証をしなければならない物理量は最大断面力と最大変位応答である。点毎の応力と変位の品質が保証されれば、最大断面力と最大変位応答の品質は自動的に保証される。しかし、点毎の応力と変位の品質保証を考慮しない場合、最大断面力と最大変位応答の品質は、数値解析手法の検証とは別に、解析モデルの妥当性確認を行うことが必要になると考えられる。

最大断面力に関する解析モデルの妥当性確認は、断面力を計算する際に使われる要素の数が対象になる。特に多数の部材から構成さえる大規模構造物では、高性能計算の使用を前提に、大規模な解析モデルを使ったとしても、部材断面当たりの要素数には限りがある。勿論、積分量となる断面力は、点毎の応力に比べ、数値解析の精度は高くなるので、点毎の応力の数値解析に比べ、少数の要素で必要な精度が得られる。この点を考慮し、断面力の計算に使われる要素の数が妥当であることを確認する必要がある。

最大変位応答に関する解析モデルの妥当性確認も、最大断面力と同様である。しかし、工学的な定義が明確な断面力に比べ、最大変位応答で使われる変位応答は必ずしも明確に定義されている訳ではない。断面力に倣えば、棒・梁・板部材の場合、軸方向の断面で変位関数を面積分して計算される平均値が変位応答である。スラブのような部材では、スラブ

全体で変位関数を体積分して計算される平均値が変位応答となる。勿論、スラブの上に置かれた機器に対する入力を計算するためには、機器の底面での変位関数の平均値を変位応答することが適切であろう。

本地震応答解析では、断面当たりの要素数は要素寸法に置き換えることができるため、解析モデルの妥当性確認は、収束性の判定を使う数値解析手法の検証と同様の方法となる。なお、鉄筋コンクリートの部材の場合、コンクリートをソリッド要素、鉄筋に構造要素を使うハイブリッド要素が使われるが、断面力の計算にはハイブリッド要素は特段の支障とはならない。

## 6.2 建屋 2

### 6.2.1 問題設定

本検討では、実際の建屋を元に、原子力発電所の建屋について主要な施設を解析対象とする。また、地盤も十分に広い領域について解析対象としている。図-6.17 に対象の概要を示した。

建屋の主構造は円筒+ドーム形状（図で部材を外周コンクリート壁：OS と標記）の構造部分である。高さが、地表面から 80 m 程度となっている。内部に原子炉格納容器（CV）が設置されており、原子炉格納容器内部にもコンクリート構造（図で内部コンクリート：IC と標記）を有する。周辺の構造として、6 階建ての構造（図で原子炉周辺補機棟：REB と標記）がある。1～3 階部まではほぼ様な構造である。3 階の天井（4 階の床位置）は、地上から 30 m の高さであり、これより下は 1 階の高さが 7 m となっている。これらの構造に付随する施設として、燃料取扱棟（FHB）と蒸気発生器（SG）をモデル化している。地上部から 1 階の床の高さが 7 m、地中部に 2 m の基礎が設置されている。周辺地盤は岩盤であり、 $V_s = 2,590$  m/s である。

### 6.2.2 ハイブリッド解析モデル構築

原子力発電所の建屋の外部壁・内部壁からなる主構造および原子炉周辺補機棟は、鉄筋コンクリートの壁・スラブで構成される。鉄筋コンクリートは、ソリッド要素でモデル化し、前節と同様、鉄筋をシェル要素でモデル化するハイブリッド解析モデルとした。壁の

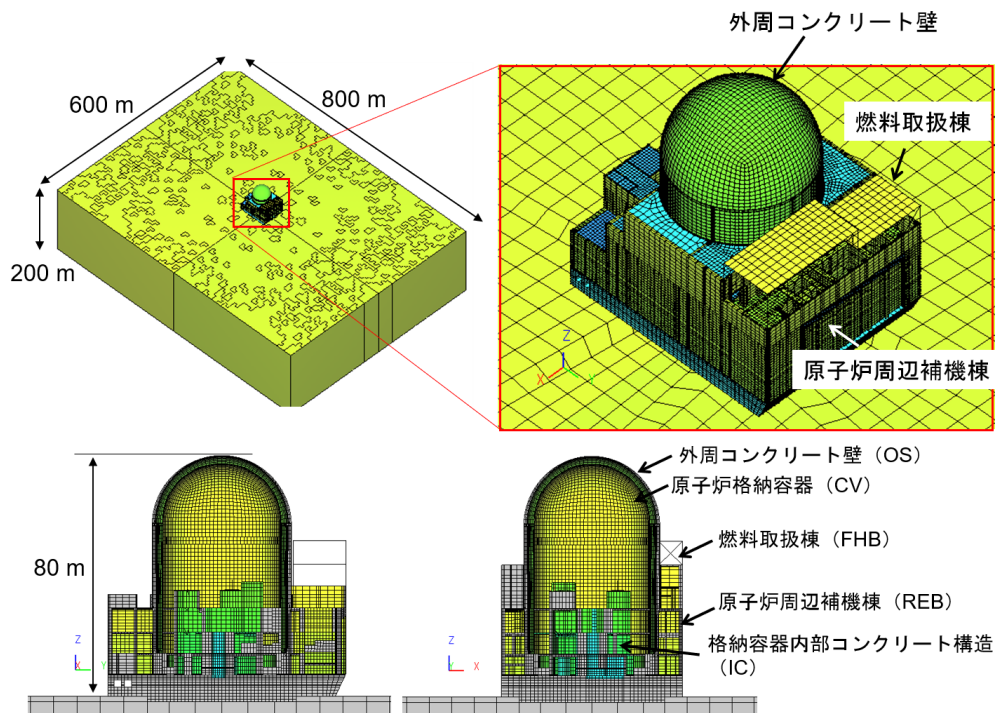


図-6.17 対象とする原子力発電所の建屋および地盤

表-6.4 モデルサイズ

節点数	要素数	自由度数
405,326	444,060	1,472,529

厚さに対して4要素に分割している。高さおよび幅方向には1.0 m程度を基本に要素分割を行った。

原子炉格納容器，燃料取扱棟および蒸気発生器は弾性部材であり，構造要素でモデル化している。前節までの弾性材料である鉄筋に構造要素を用いるだけでなく，弾性部材にも構造要素を適用したハイブリッド解析モデルとなっている（図-6.18）。原子炉格納容器はシェル要素，燃料取扱棟はシェル要素と梁要素を組合せてモデル化した。蒸気発生器はトラス要素でモデル化した。

作成した解析のモデル規模について表-6.4に整理した。150万弱程度の自由度となっている。

地震応答解析においては，水平2方向＋上下方向の3方向の入力を行う。入力波は，前

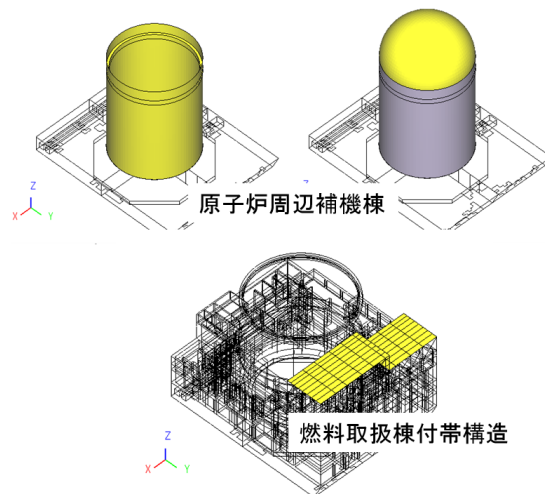


図-6.18 構造要素でモデル化した主な部材

項と同様，加藤らの文献<sup>36)</sup>に示されたスペクトルの適合波（図-4.4）を岩盤サイトで基盤位置に引き戻した時刻歴波形である．弾性解析と弾塑性解析を実施した．

応答解析に使用した計算機のCPUは，Intel Xeon E5-2670 v2 (2.5 GHz) x2CPU (20cores) /node である．コア数は64とした．

### 6.2.3 応答解析の結果

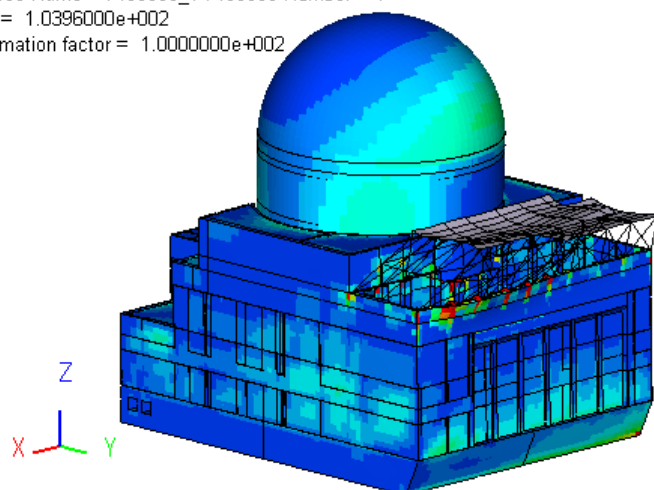
22.08 sの地震動を0.0005 sの時間ステップで計算した時間は31.87日であった．適切な並列計算機の利用により改善する可能性は高いが，実用を考えると長い計算時間である．本解析モデルについては，前章で示したハイブリッド解析モデルに適したソルバアルゴリズムを適用も検討した．開発途中であるため安定した解が得られず，途中で解析が止まる不具合が発生したが，解析が実行できた範囲では解析時間が元のソルバに比較して，1/3程度になることを確認した．ソルバが安定して動くよう改良の必要があるが，ハイブリッド解析モデルに適したソルバを使用すれば，10日程度で解析できることは十分期待できる．5日の解析時間は，それでも長いですが，実用上絶望的な時間ではない．

解析の結果として，特徴的な応力の発生した2つの時刻について，最大主応力コンターを弾性解析および弾塑性解析，それぞれについて示す．3.96秒における解析結果を図-6.19に，5.03秒における解析結果を図-6.20に示した．

3.96秒の時刻においては，燃料取扱棟の振動をにより，原子炉周辺補機棟のスラブが引



Analysis: Dynamic, Results: Step, Solver: ADVCSolver 2015-R1.3  
 Model size: 444060 nodes, 405954 elements  
 Variable: EV\_Stress[Maximum], Time step: 0/3  
 Process Name = Process\_1 Process Number = 1  
 Time = 1.0396000e+002  
 Deformation factor = 1.0000000e+002



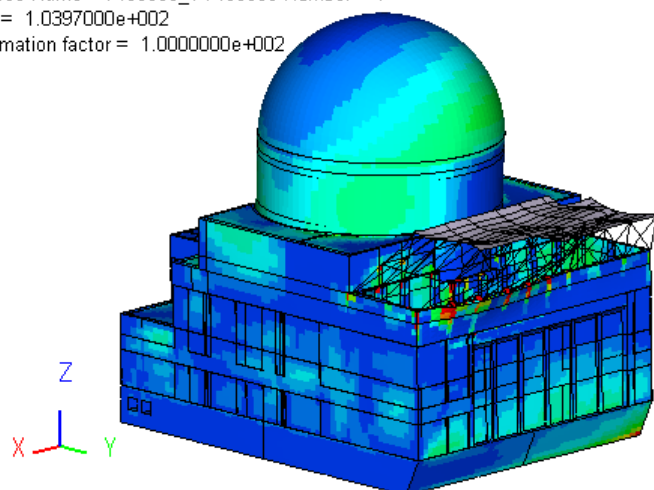
[N/mm2], Rainbow[16]

3.138e+000  
 2.942e+000  
 2.745e+000  
 2.549e+000  
 2.353e+000  
 2.157e+000  
 1.961e+000  
 1.765e+000  
 1.569e+000  
 1.373e+000  
 1.177e+000  
 9.805e-001  
 7.844e-001  
 5.883e-001  
 3.922e-001  
 1.961e-001  
 0.000e+000

Max: 2.387e+001  
 Min: -9.835e-001

(a) 弾性解析

Analysis: Dynamic, Results: Step, Solver: ADVCSolver 2015-R1.0  
 Model size: 444060 nodes, 405954 elements  
 Variable: EV\_Stress[Maximum], Time step: 0/3  
 Process Name = Process\_1 Process Number = 1  
 Time = 1.0397000e+002  
 Deformation factor = 1.0000000e+002



[N/mm2], Rainbow[16]

3.138e+000  
 2.942e+000  
 2.745e+000  
 2.549e+000  
 2.353e+000  
 2.157e+000  
 1.961e+000  
 1.765e+000  
 1.569e+000  
 1.373e+000  
 1.177e+000  
 9.805e-001  
 7.844e-001  
 5.883e-001  
 3.922e-001  
 1.961e-001  
 0.000e+000

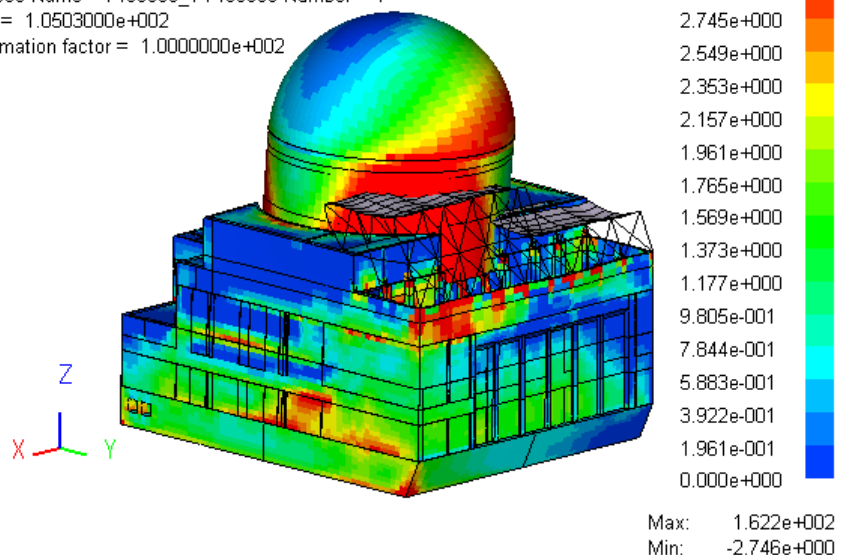
Max: 2.818e+001  
 Min: -1.738e+000

(b) 弾塑性解析

図-6.19 最大主応力コンター (時刻 : 3.96 秒)

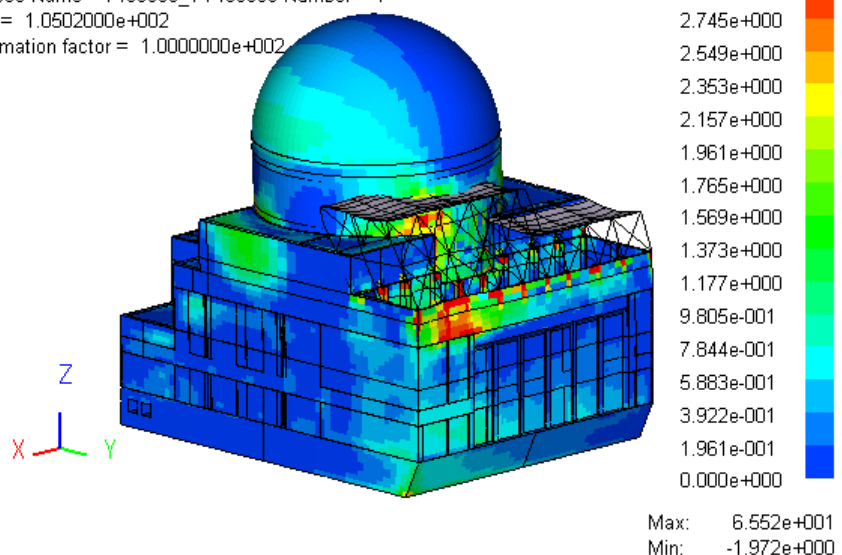


Analysis: Dynamic, Results: Step, Solver: ADVCSolver 2015-R1.3  
 Model size: 444060 nodes, 405954 elements  
 Variable: EV\_Stress[Maximum], Time step: 1/3  
 Process Name = Process\_1 Process Number = 1  
 Time = 1.0503000e+002  
 Deformation factor = 1.0000000e+002



(a) 弾性解析

Analysis: Dynamic, Results: Step, Solver: ADVCSolver 2015-R1.0  
 Model size: 444060 nodes, 405954 elements  
 Variable: EV\_Stress[Maximum], Time step: 1/3  
 Process Name = Process\_1 Process Number = 1  
 Time = 1.0502000e+002  
 Deformation factor = 1.0000000e+002



(b) 弾塑性解析

図-6.20 最大主応力コンター（時刻：5.03 秒）

張られることで、2つの構造の接合部に集中して応力が発生している。また、応力の分布は弾性解析と弾塑性解析ではほぼ変わらないことから、コンクリート材料の非線形性の影響は小さい。それに対して、5.03 秒の時刻においては、弾性解析と弾塑性解析において応力の発生に違いが出ていることが分かる。弾性解析では、外周コンクリート壁および原子炉周辺補機棟の外壁において大きな応力が発生しているが、弾塑性解析では外周コンクリート壁と原子炉周辺補機棟の接合部付近の狭い領域および燃料取扱棟と原子炉周辺補機棟の接合部で応力が大きくなっているのが見られるのみである。これは、弾塑性解析では、引張を受けることによりひび割れが発生し、応力の頭打ちが起こっていると考えられる。

外部コンクリート壁において、コンクリートの引張耐力を超える程度の応答が発生した要素とその時のひずみ分布に着目する。図-6.21 は、引張耐力を超える程度の応答が初期に発生した要素とその位置、ひずみの ZZ 成分（引張・圧縮に対応）およびひずみの YZ 成分（せん断に対応）を示したものである。引張耐力を超えた要素と整合するのは、ひずみの ZZ 成分が大きくなる部位であり、初期の応答では上下方向の引張が卓越することが分かる。外部コンクリート壁のロッキング挙動に起因している。発生位置は、外部コンクリート壁と原子炉周辺補機棟との接合部である。主要動到達までは、主に外部コンクリート壁のロッキング挙動により、原子炉周辺補機棟との接合部において応答が大きくなる。主要動が到達し、損傷の形態が変化する時刻について図-6.22 に示す。この時刻では、図に黄色で囲った比較的広い部位で、引張耐力を超える要素が発生した。当該部位では、ひずみの YZ 成分が大きくなっており、せん断力を受けて応答が大きくなっていることが分かる。図-6.23 に別視点から原子炉周辺補機棟と引張耐力を超える要素の位置の関係を示した。ひずみの分布から分かるように、せん断力を受ける場合、変形は、部材の接合部周辺に留まらず、広い領域で一様に発生する。構造物の安全性に関わるのは、壁式構造ではせん断挙動であるため、図-6.22 および図-6.23 で着目した部位での断面力の計算が地震応答解析の目的である。

床応答について示す。外周コンクリートの頂部と地表面から高さ 30 m の位置にある 4 点（外周コンクリートから 2 点、原子炉周辺補機棟 4F 床から 2 点）の計 5 点について、水平 2 方向および鉛直方向の 3 方向の加速度応答を示す（図-6.24～図-6.28）。方向は、原子炉周辺補機棟の短辺方向が EW（X）方向、長辺方向が NS（Y）方向としている。

外周コンクリートの頂部の水平動で顕著であるが、弾性解析に比べて、弾塑性解析では

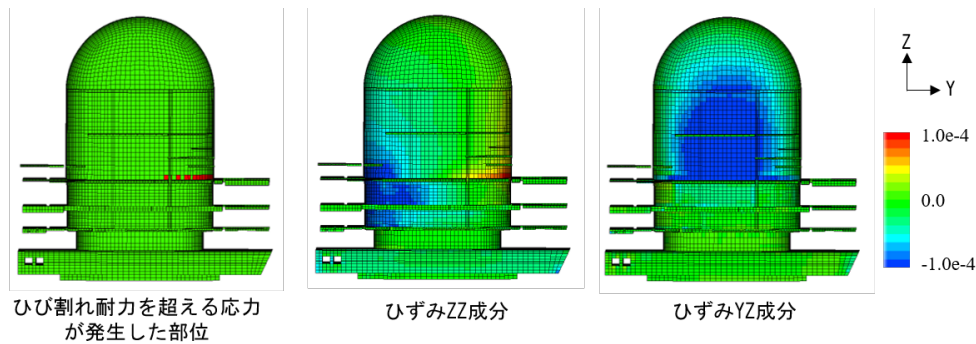


図-6.21 応答初期の応答

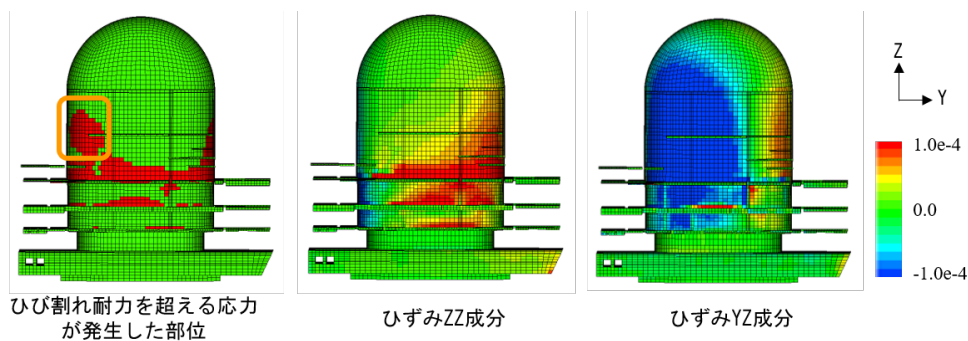


図-6.22 主要動到達時の応答

応答加速度が小さくなっている。コンクリート材料の非線形化によると考えられる。同じ高さの4点で見ると、原子炉周辺補機棟（REB）でも弾性解析に比べて弾塑性解析時の応答加速度は小さくなっているが、その差は外部コンクリート壁の応答加速度の差よりは小さい。原子炉周辺補機棟（REB）の構造としての剛性で、4階床以下の変形が小さくなっているものと考えられる。剛性に応じて、変位・加速度の精度を示す時の解像度に変化が生じることが考えられる。

加速度応答スペクトル（減衰1%）を計算した。（図-6.30～図-6.33）に結果を示す。

外部コンクリート壁頂部の加速度応答スペクトルから、外部コンクリート壁では弾性時に周期0.2秒程度の応答が卓越することが分かる。EW方向、NS方向で振動特性が異なるが、卓越周期においては、両方向とも応答加速度が半分以下に低減される。外部コンクリート壁の地上30mの2点を見ると、両地点ともEW方向は、頂部と同様に弾塑性解析の結果は弾性解析の結果に比べて半分程度の応答となっている。NS方向は、2つの地点で加速度応答の変化の傾向が異なることが分かる。この方向による差は、地震動の向きによる非

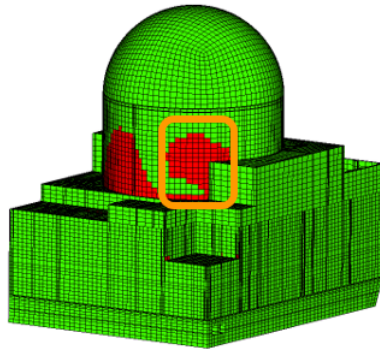


図-6.23 主要動到達時の応答（別視点）

線形化位置の違いに寄る可能性があり，地震動の不確定性を考慮した検討が必要になると考えられる．原子炉周辺補機棟の2点を見ると，周期0.2秒に対応する加速度応答は，弾塑性解析の結果が弾性解析の結果に比して，低減される傾向がある．外部コンクリート壁と異なるのは，方向による変化の傾向の差が小さいことである．地震動の不確定性や損傷位置に起因する解析結果への影響は小さい可能性が示唆される．

外部コンクリート壁の2点において，弾塑性解析時に0.2秒に対応する加速度応答は，約2倍の差がある．原子炉周辺補機棟では2割程度の差に留まる．外部コンクリート壁の解析精度を示す際には，原子炉周辺補機棟の精度を示す場合と比べて，高解像度での結果の提示が必要である．

#### 6.2.4 品質保証の検討

前項の解析事例について，数値解析の品質保証の観点から考察する．前節と同様，数値解析手法の検証および解析モデルの妥当性確認の通常の二段階の方法により整理する．

前節で示したケーススタディの1つ目の検討と異なり，本節のケーススタディでは，コンクリート材料の非線形化が比較的大きい．応答は弾性解析に対して小さくなっている．その結果，コンクリート材料の非線形化に起因する床応答（加速度応答）も低下している．建屋の床応答は，機器や配管系の耐震性の検討に使用される．床応答の加速度応答スペクトルの最大値を比較すると，弾塑性解析の結果は，弾性解析の結果の1/2程度になっている場合もある．汎用有限要素法でも，数値解析手法の検証は非線形弾塑性体については完全ではない．材料構成則に依存することが考えられるためである．非線形弾塑性体において数値解析手法の検証は，構成則モジュール単体のコード検証および構成則を使用した時の

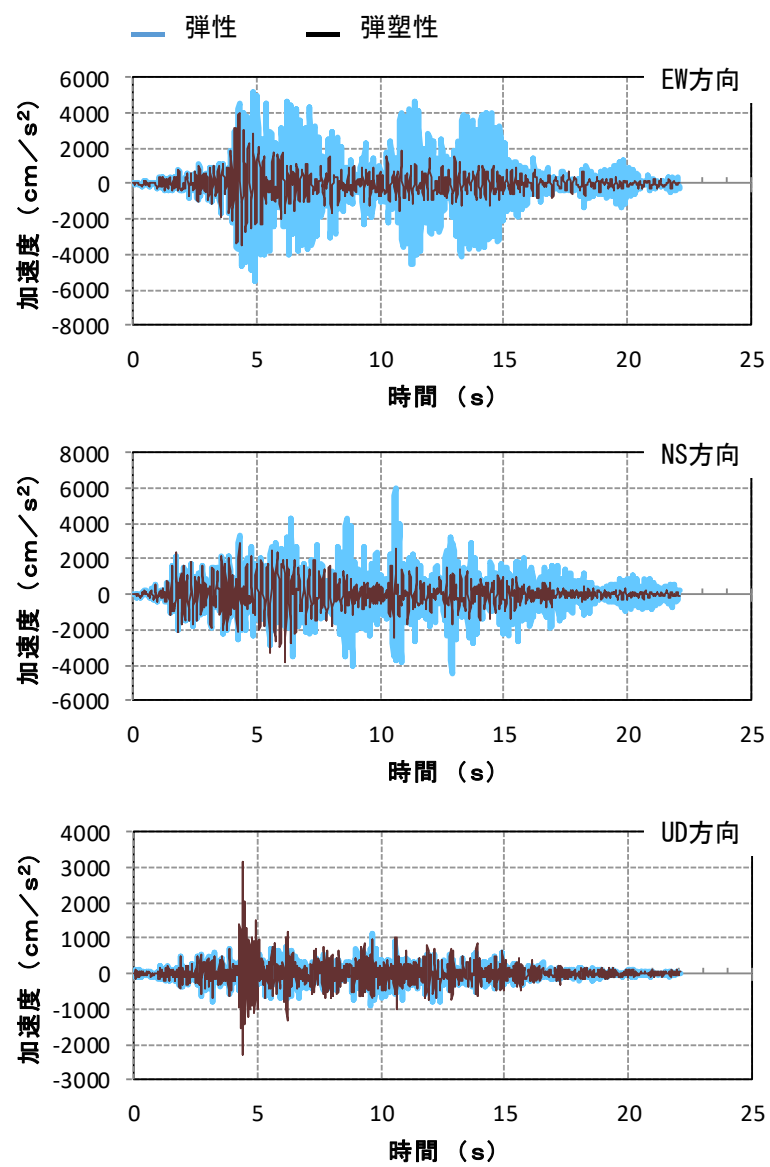


図-6.24 加速度履歴 (OS 頂部)

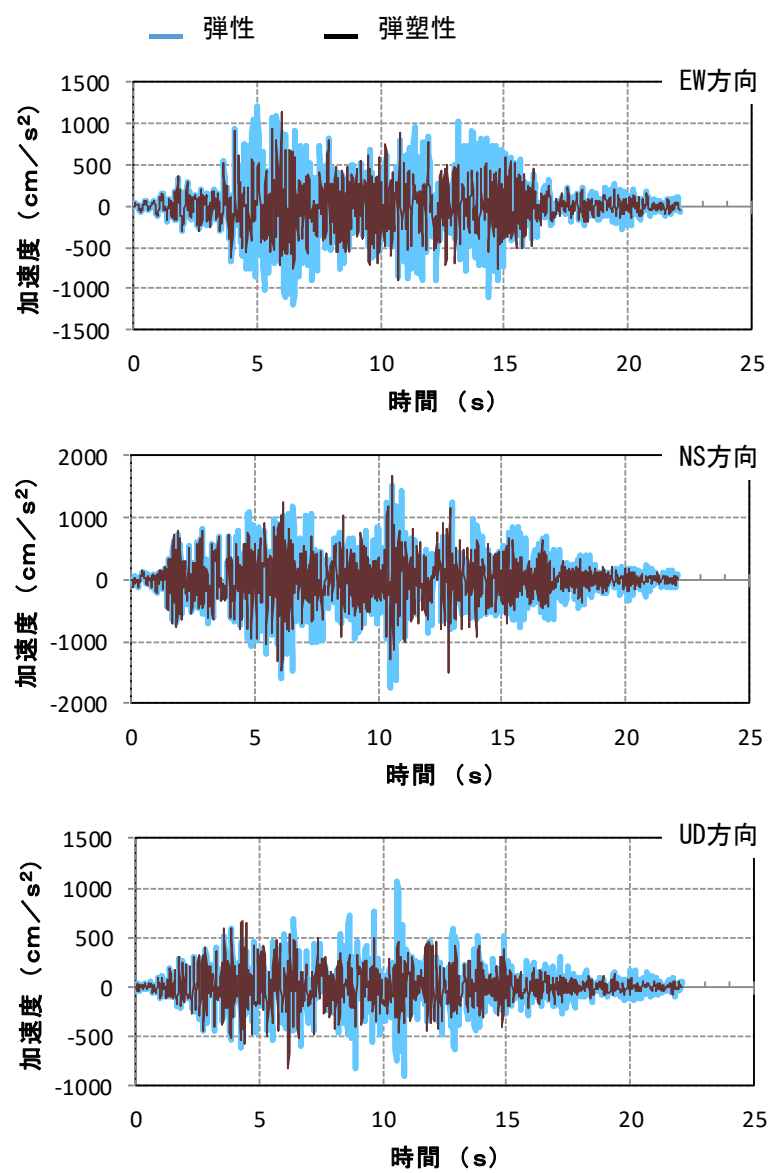


図-6.25 加速度履歴 (OS 高さ 30m 1 点目)

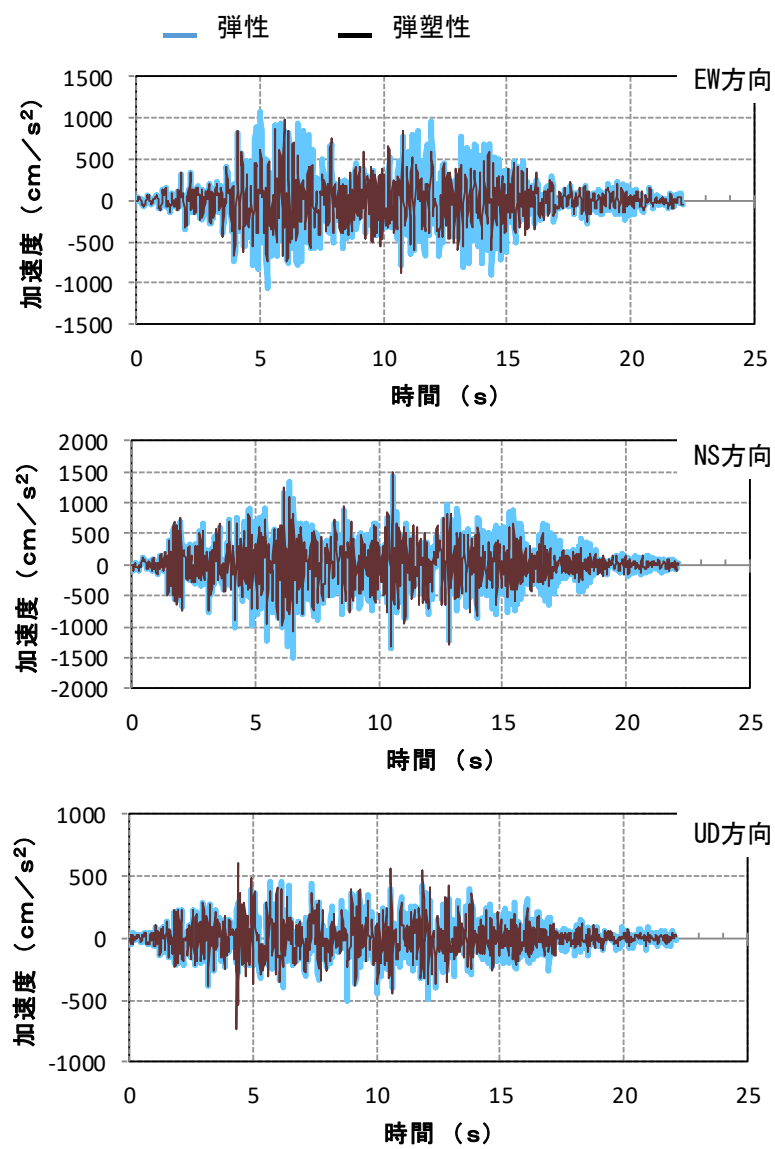


図-6.26 加速度履歴 (OS 高さ 30m 2点目)

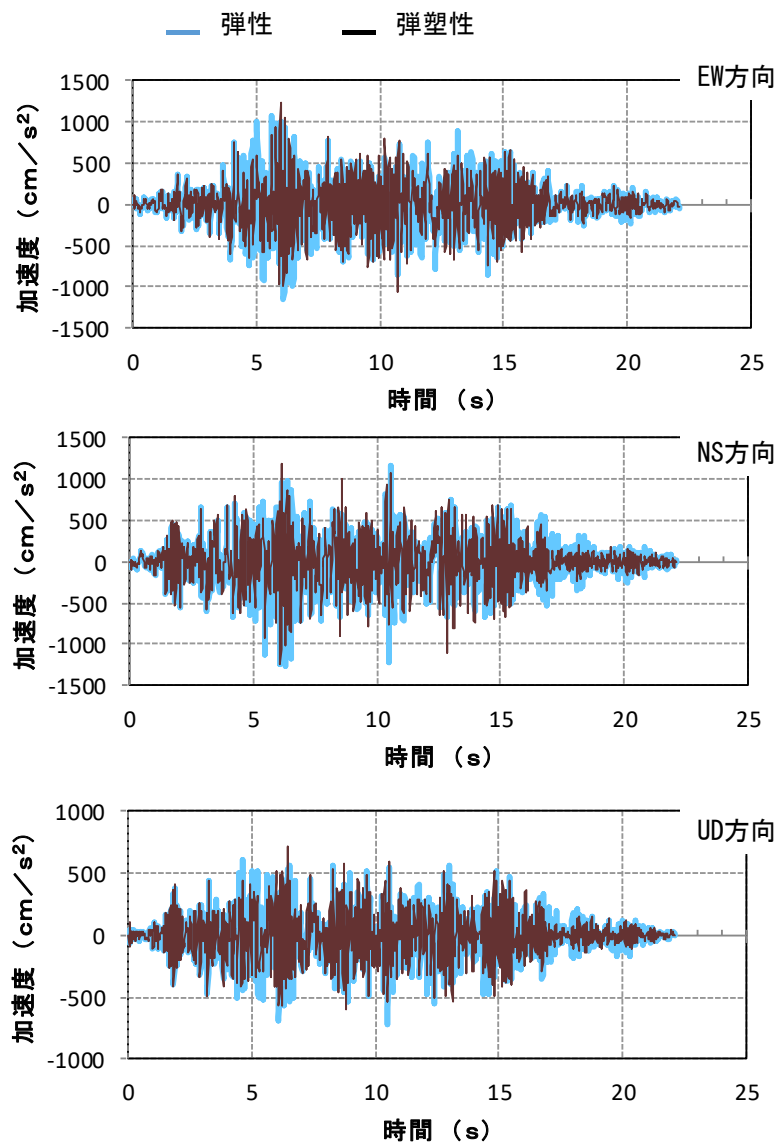


図-6.27 加速度履歴 (REB 高さ 30m 1点目)



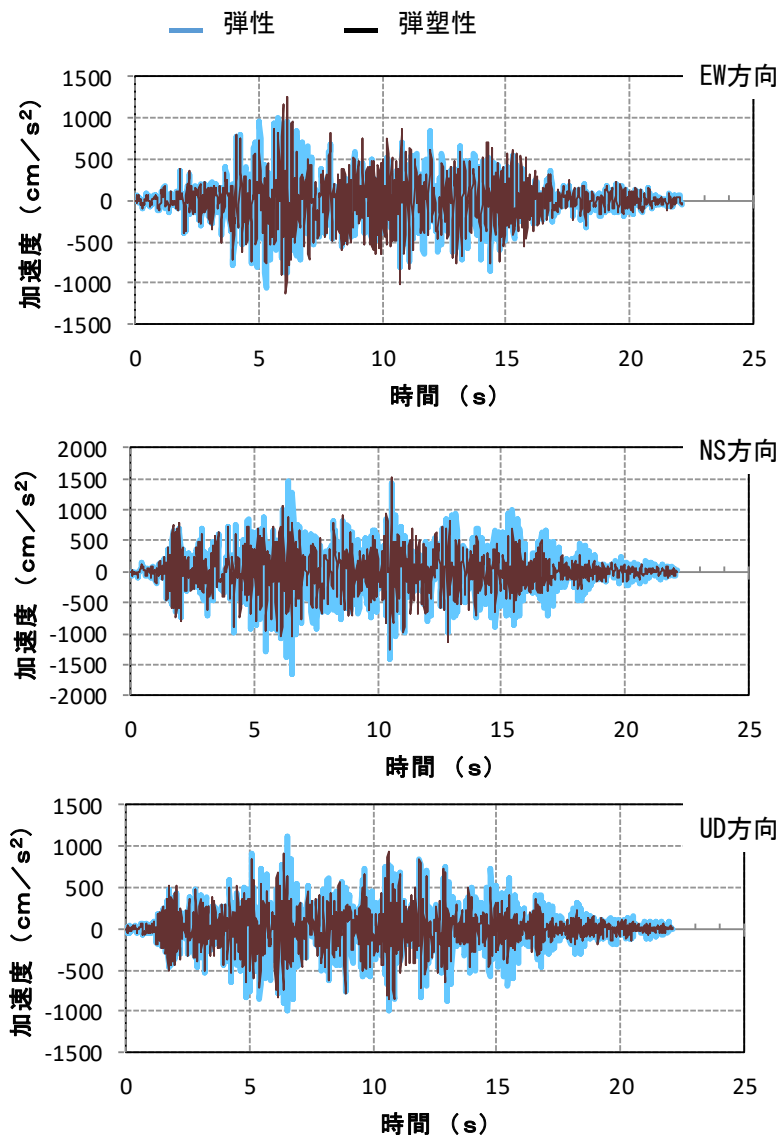


図-6.28 加速度履歴 (REB 高さ 30m 2点目)

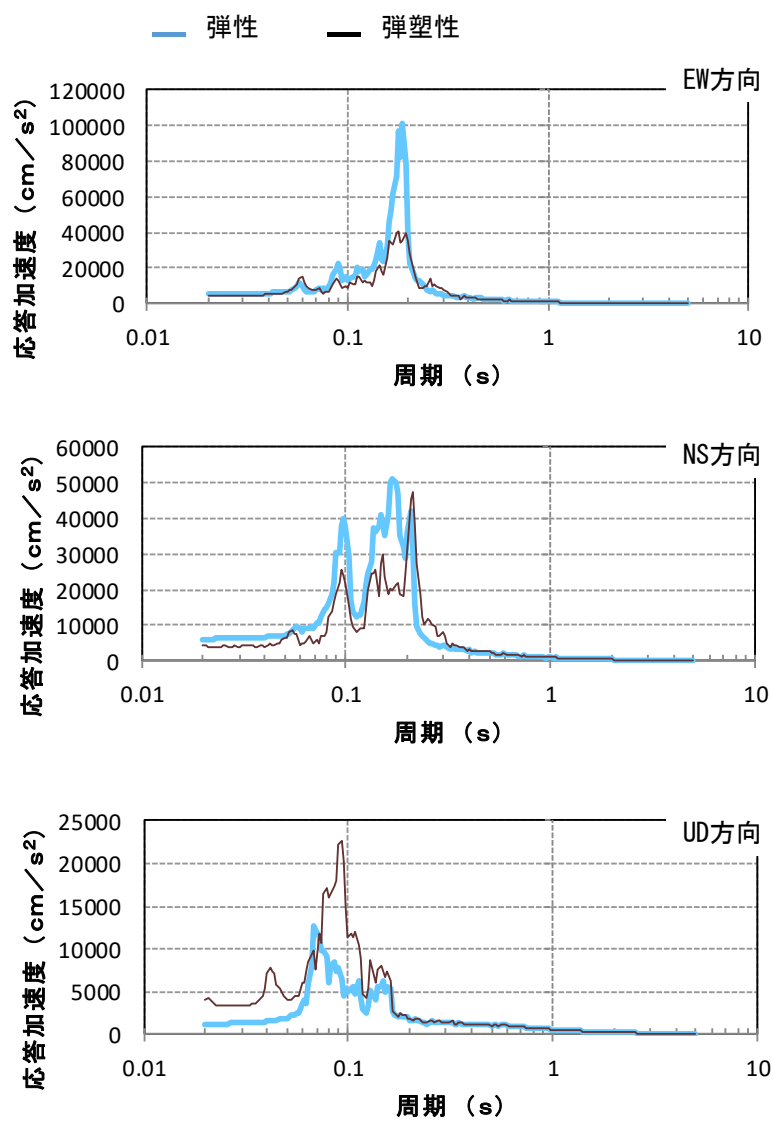


図-6.29 加速度応答スペクトル (OS 頂部)

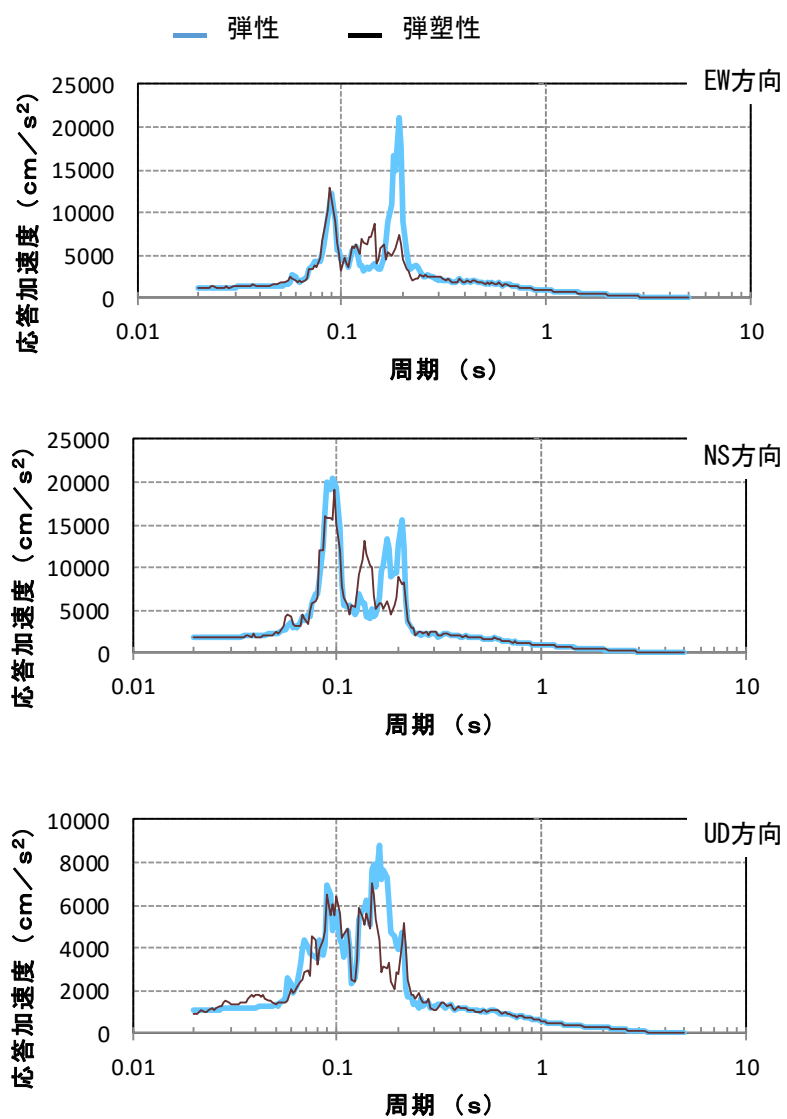


図-6.30 加速度応答スペクトル (OS 高さ 30m 1点目)

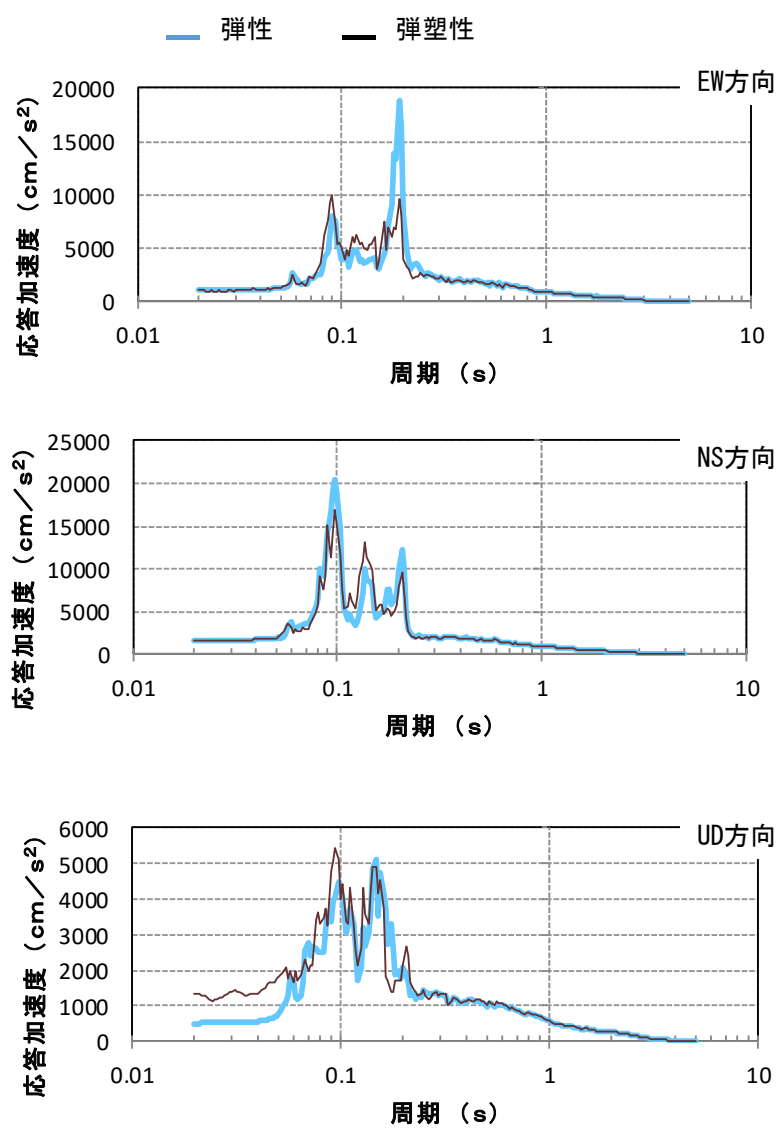


図-6.31 加速度応答スペクトル (OS 高さ 30m 2 点目)

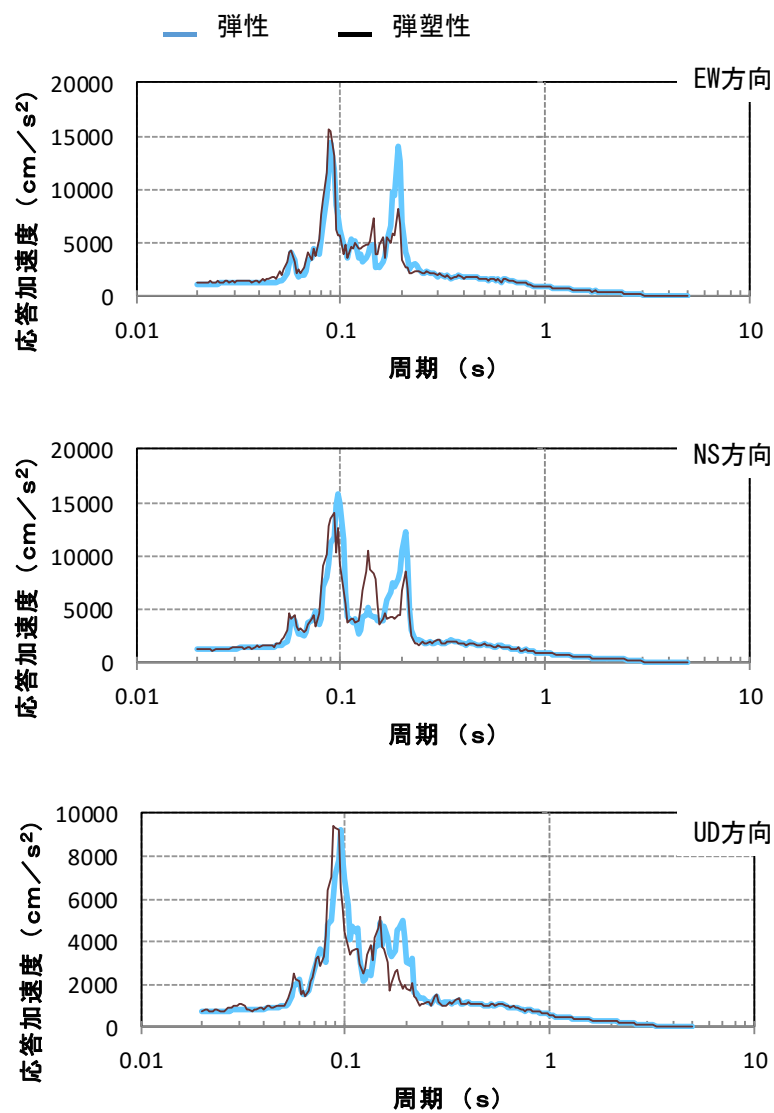


図-6.32 加速度応答スペクトル (REB 高さ 30m 1 点目)

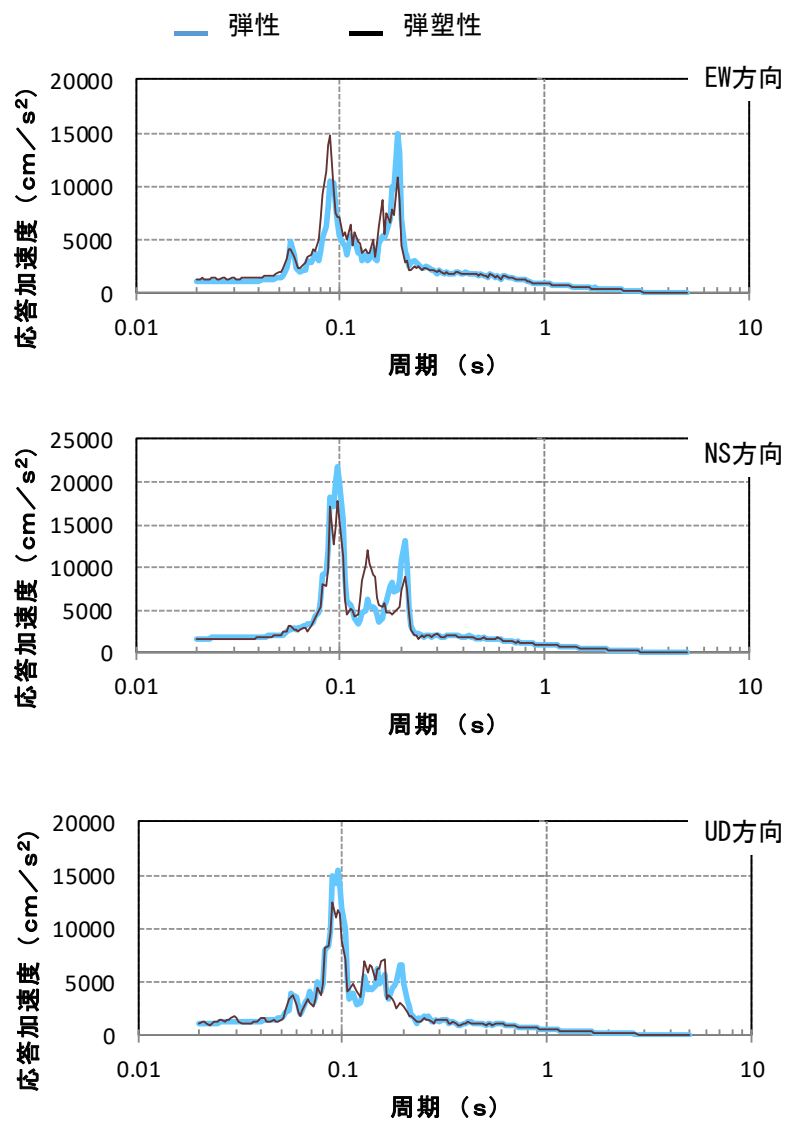


図-6.33 加速度応答スペクトル (REB 高さ 30m 2点目)

非線形解法の収束性の確認が必要である。また、コンクリート構成則を用いることにより発生する負の剛性に対して、不安定解が得られる場合には、要素サイズを小さくすることにより解の収束が得られない場合がある。本研究においては、3章において単体コードの検証は実施している。本解析で扱った部材のサイズについて、解の収束性の検討は十分ではないが、5章での実験解析により、鉄筋コンクリート部材においては、要素サイズの影響が限定的である可能性を示しており、本解析用いた要素サイズのオーダーでは、不安定な解が計算されることの影響は小さいと期待される。今後の検証は必要である。

外部コンクリート壁が構造の中では比較的剛性が低く振動しやすく、コンクリート材料の非線形化の影響を受けやすいこと、および、原子炉周辺補機棟は剛性が高く、一体として挙動することを前節に示した。コンクリート材料の非線形化の影響を受けやすい部分があるということは、既設の重要構造物において、劣化の程度も含む現状の材料特性に敏感に反応して結果が変わる可能性が考えられる。つまり、不確定性の影響を加味することで応答が変化する可能性がある。前節で示すような検証・妥当性の確認に加えて、中小地震の観測により、不確定性を低減し、解析モデルの妥当性の確認を行う必要がある。妥当性の確認の対象は、形状の近似と断面を表現する要素数・要素サイズと材料パラメータである。構成則の妥当性は実験解析により確認されていると考えている。地震観測の計測を用いた妥当性の確認について手順を図-6.34に示した。本研究で使用するハイブリッド解析モデルについては、形状の近似と断面を表現する要素数やサイズの適用性が確保されていることも重要である。

断面力については、せん断力を対象に変形を計測することが効果的である。図-6.22に示したように、解析においては、比較的広範囲に一樣の変形が発生する。計測では、ひずみ分布が分かるように計測することで、この変形を確認できる。一樣の変形が確認できれば、断面力を示すべき壁部材のサイズが定義できる。対象部材が抽出できた場合、変形や加速度から部材での荷重－変位関係を導き、解析モデルと比較することで妥当性の確認が可能である。荷重の算定が困難な場合は、建屋の解析結果と、計測したひずみ分布・加速度分布の整合を確認しておけば、建屋解析の応力から算定することも可能である。

妥当性確認の対象は、構成則の妥当性が確認されているため、材料パラメータと部材断面当たりの要素数である。材料パラメータを特定し、要素数に対する解の収束性を確認した上で、計測値と比較することにより妥当性を確認できる。中小地震により、軽微なひび

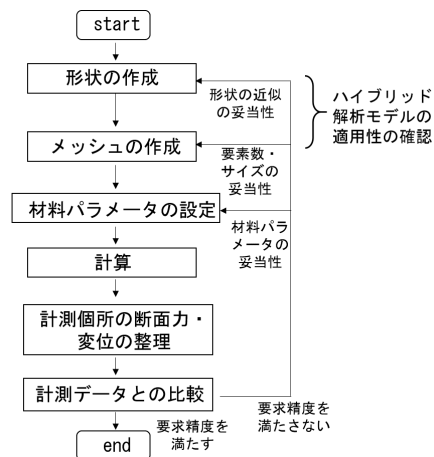


図-6.34 地震観測の計測を用いた妥当性確認の手順

割れ等が見られれば，材料パラメータのうち引張耐力の妥当性も確認できる。

中小地震の観測と比較することによる妥当性の確認では，地震荷重が大きな場合の妥当性を確認したことにはならない．2点問題が考えられる．1点目は，上述のようにひずみが大きな領域での負の剛性により，不安定な解が計算されることである．これは，対象となるひずみレベルでの解の収束性を検討し，必要に応じて要素サイズに下限を設定すること，その時の解の収束の程度を整理する必要がある．2点目は，ハイブリッド解析モデルの適用範囲である．これには，抽出した壁部材についてソリッド要素モデルを作成し，ハイブリッド解析モデルと比較するのが有効である．対象とする壁部材が大きいことを考えると，断面力の比較のみでは，十分ではない．2章で整理したように，一般的に解析結果の妥当性は，断面力と損傷領域で示されている．損傷領域は，ひずみの局所化領域に対応する．ソリッド要素モデルとハイブリッド解析モデルにおいてひずみの局所化領域の違いが出るのは，要素サイズを除けば，鉄筋における応力やひずみの分布である．指標としては応力・ひずみの分散が考えられる．指標として妥当であるかの確認は，今後の課題として，ハイブリッド解析モデルの妥当性を，ソリッド要素モデルと比較した場合の断面力と鉄筋における応力・ひずみの分散で示す際のイメージを図-6.35に示す。

さて，中小地震を対象に地震観測が必要になるが，コンクリートにひび割れが発生する程度のひずみになると，ひずみゲージでの計測が困難になる可能性がある．また，3次元的な挙動の観測も必要である．微小な変形レベルから詳細に変位を計測可能な技術として



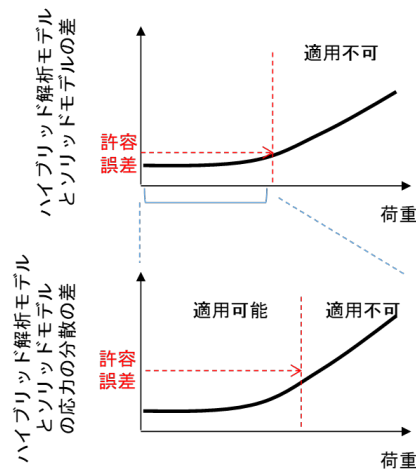


図-6.35 地震観測の計測を用いた妥当性確認の手順

は、レーザドップラ振動計を使用することが考えられる。一方で、レーザドップラ振動計は、一般には、レーザ照射方向の変形を計測するものである。壁の面内方向の変形を計測するには、標点を設置し、3方向から同期計測する必要がある。ひずみ分布を計測するには複数の標点に対応した計測が必要である。地震観測であるため、常設できるシステムであることも要求される。変形の計測が目的であるため、ロッキング挙動による剛体的な挙動を観測記録から適切に除く方法も必要である。ジャイロセンサにより傾きの計測が必要となる。レーザドップラ振動計を設置する地点も地震により水平・ロッキング挙動するため、加速度計やジャイロセンサの設置が必要である。原子力発電所の建屋に適した地震観測システムの構築が課題となる。

変位については、加速度応答スペクトルの妥当性を示すことが要求される。対象部材の平均加速度・速度・変位の妥当性が確認されていれば、この要求は満足される。機器を設置する個所に依存するが、同領域の変位応答の平均値を観測と数値解析で比較することで妥当性を確認できる。

### 6.3 まとめ

原子力発電所の建屋について2ケースのケーススタディを行い、数値解析の品質保証について考察を行った。まず、各ケースにおいて、150万自由度程度の問題について解析が可能であることを示した。今後開発が必要な項目もあるが、ここで使用したソフトウェア

を使用する場合、10 日程度の解析時間で計算可能であることが分かった。一方、10 日の解析時間は実用上十分に短いとはいえず、汎用の有限要素法を使用することの限界であるとも考えられる。大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析に特化した有限要素法の開発も視野に入れる必要がある。

得られた解析結果を用いて、部材の断面力や変位を対象とした品質保証に関する検討として、数値解析手法の検証および解析モデルの妥当性確認の通常の二段階の方法について整理した。応力やひずみと異なり、領域積分や平均値を用いることにより、応力やひずみより高い精度が期待されることがポイントである。妥当性の確認については、部材の断面力を表現する要素数・要素サイズの妥当性、材料パラメータの妥当性の確認、およびハイブリッド解析モデルの適用性が重要項目である。2 ケース目の検討では、非線形化の影響が大きいことから、不確定性の影響が大きいことも考慮し、妥当性の確認について、地震観測を用いる場合について整理した。課題としては、収束性や妥当性を確認する断面の抽出がある。数値解析結果から一様な変形となる領域を抽出する手法が必要である。また、ハイブリッド解析モデルの適用性の確認として、ソリッド要素モデルに対する断面力と応力の分散を指標とする方法を示したが、本指標の合理性は確認の必要がある。また、本研究の直接の目的と離れる部分があるが、地震観測を前提とした妥当性の確認においては、地震観測手法も課題であり、上記で示した計測について計測システムの構築が課題となる。

## 第7章 結論

本論文では，ソリッド要素を用いた詳細有限要素法モデルによる大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析の品質保証のための基礎的な研究を行った．

まず，現状の分析を行い，解析の品質は，ある空間分解能・時間分解能に対する解析の精度で示す必要があり，大規模鉄筋コンクリート構造物においては，精度を示す対象は断面力と変位であると考えた．また，解析の品質保証には，連続体力学の直接のモデル化であるソリッド要素モデルを基本とする必要があることを示し，高性能計算の活用が重要であることを整理した．

基礎的研究の一つ目として，検討に必要なプログラムの開発について示した．汎用有限要素法プログラム ADVENTURECluster にコンクリート構成則を実装し，検討に使用するプログラムを整備した．ひずみが増加すると負の剛性が発生するコンクリート材料を扱う上で，安定して解析を行うための解析手法および構成則の実装アルゴリズムを示した．

整備したプログラムを使用して，コンクリートの非線形性を考慮した上でのスケーラビリティの検討を実施した．ストロングスケーリングの検討において，大規模鉄筋コンクリート構造物のように塑性化部位が限られる場合には，コンクリート材料の非線形性を考慮しても，スケーラビリティは線形時と大きく変わらないことを確認した．

大規模鉄筋コンクリート構造物の適切なモデル化縮約について検討し，ソリッド要素と構造要素を併用するハイブリッド解析モデルの考え方を示した．メタモデリング理論で示されるように構造要素はソリッド要素による解析モデルの近似であることを整理した．ハイブリッド解析モデルの構築方法として，弾性部材の構造要素としてのモデル化と，部材内の弾性材料である鉄筋の構造要素を使ったモデル化について示した．また，ハイブリッド解析モデルの妥当性確認手法を示した．妥当性確認においては，2ステップにより行い，まず，ハイブリッド解析モデルとソリッド要素のみによるモデル化を比較して，解析モデ

ルの近似による解析誤差を示した。次に、実験解析を行い、実験結果と比較することで、壁の断面力の評価に関する精度を示した。ハイブリッド解析モデルの利用においては、ソリッド要素と構造要素の併用により、CG法の収束性が損なわれることから、ソルバアルゴリズムについて検討し、適切なアルゴリズムを用いることで解析時間を短縮可能であることを示した。

スケーラビリティの示された高性能計算と、ハイブリッド解析モデルを使用し、原子力発電所の建屋について2ケースのケーススタディを行った。ハイブリッド解析モデルにより解析モデルを構築し、高性能計算を利用することで、実用上、許容できる解析時間で解析可能であることを示した。また、得られた解析結果から、数値解析の品質保証を実施するための考察を行った。数値解析の品質保証を行うには、数値解析手法の検証と解析モデルの妥当性確認（V & V）が必要であり、解析結果と照らし合わせて、各項目について示す内容を整理した。既設の構造物の検討においては、適切な計測により不確定性を低減することも重要であり、特に変形と断面力の関係を計測する上では、地震観測にも工夫が必要であることを整理した。

今後の課題としては、上記のように断面力の解析精度を評価する部材のサイズを明確にする必要がある。原子力発電所の建屋では、2 m 前後の厚みのある壁が対象であることを考慮して、壁部材のサイズを設定する必要がある。サイズが小さいと、壁として扱えないばかりか、断面力の算定において局所的な応力の変化を拾う可能性がある。広い領域の平均値の方が解析の精度が高くなることも期待できる。一方で、サイズが大きすぎると損傷を過小に評価する可能性もある。安全性の評価が可能な最大のサイズについて検討の必要がある。設定した部材のサイズに対して、要素サイズに依存した解析精度を妥当性確認により示すことで、要求される精度に対して適切な要素サイズを設定可能となる。部材や要素のサイズ、つまり空間的な分解能について考えたが、時間的に断面力の変化を追跡するとパルス的に値が増幅することも考えられ、時間的な分解能についての検討も必要となる可能性がある。

妥当性の確認においては、不確定性の定量化が大きな課題である。設定された部材断面に対して、材料パラメータ等の不確定性を考慮した品質保証の手順を示す必要がある。これに加えて、ハイブリッド解析モデルについては、本研究で考察した適用性の確認手法を検証する必要がある。既存の重要構造物については、不確定性を低減するための試験や地

震観測を行う必要があり、数値解析の品質保証のための試験・地震観測について観測システムそのものから検討する必要がある。

数値解析の精度を示すには、解析の収束性が重要である。収束性について検討するには、2つの課題がある。1つは、数値解析の速度の問題である。本研究では、高性能計算が利用できる汎用有限要素法を利用することで、最低限の速度は達成したが、収束性を検討する上での繰り返し計算を考えると、十分とは言い難い。解析速度が遅くなる原因として、時間刻みが細かいことが挙げられる。これは、負の剛性を持つ弾塑性テンソルを使用する現状の解析アルゴリズムに起因する。大規模鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析に特化した有限要素法の開発が必要である。剛性マトリクスの計算に弾塑性テンソルではなく、弾性テンソルを使用することで、時間刻みに依存せず、CG法の収束が得られる。構成則の実装について改良が必要である。一方で、コンクリート構成則の負の剛性による解の不安定化により収束解が得られない問題は残る。安定した計算を可能とするには、非線形解法の開発が必須である。もう1つの課題もコンクリート材料の負の剛性の発生に起因する問題であるが、不安定な解が計算されることにより要素サイズを細かくすることによる解の収束性の検討が困難になる問題である。この問題には、コンクリート構成則が、本来、ある空間サイズにおける平均応力－平均ひずみ関係を示すものであることを考える必要がある。現在の各点で与えられる応力－ひずみ関係でなく、平均応力－平均ひずみ関係を用いて、有限要素法を構築することが本問題の解決に繋がる可能性はある。本問題に付随して、不安定な解が計算される時に、数値誤差が大きくなる可能性があり、数値誤差に関する不確定性の定量化も課題である。

## 参考文献

- 1) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編]2012 年制定, 2012.
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, 2004.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 4) 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, 2013.
- 5) 濱田政則, 曾田五月也, 久野通也: 原子力耐震工学, 鹿島出版会, 2014.
- 6) 東京電力ホールディングスホームページ: <http://www.tepco.co.jp/cc/press/08052201-j.html>, 2017.10.
- 7) 国土交通省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準, (社) 日本港湾協会, 2007.
- 8) 白鳥正樹, 越塚誠一, 吉田有一郎, 中村均, 堀田亮年, 高野直樹: 工学シミュレーションの品質保証と V&V, 丸善出版, 2013.
- 9) Okamura, H. and Maekawa, K.: *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Giho-Do, 1991.
- 10) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Taylor & Francis, 2003.
- 11) 株式会社コムスエンジニアリング HP (2017 年 6 月現在): <http://www.comse.co.jp/>
- 12) 村上澄男: 連続体損傷力学 損傷・破壊解析の連続体力学的方法, 森北出版, 2008.
- 13) Bazant Z.: Recent advances in failure localization and nonlocal models, *Micromechanics of Failure of Quasi-Ductile Materials*, Elsevier Applied Science, pp.12–32, 1990.

- 14) 権庸吉, 上田尚史, 中村光, 国枝稔: 積分形非局所構成則の2次元RC部材への適用に関する基礎的研究, 応用力学論文集, Vol.8, pp.413–422, 2005.
- 15) 車谷麻緒, 寺田賢二郎, 加藤準治, 京谷孝史, 檜山和男: コンクリートの破壊力学に基づく等方性損傷モデルの定式化とその性能評価, 日本計算工学会論文集, Vol.2013, pp.20130015, 2013.
- 16) 山本泰裕, 上田尚史: RCはりのせん断破壊進展挙動に対する材料損傷指標の検討, 土木学会第20回応用力学シンポジウム講演概要集, C000105, 2017.
- 17) 車谷麻緒, 根本優輝, 岡崎慎一郎, 廣瀬壮一: 異形鉄筋周辺のコンクリートに形成する内部ひび割れモードの再現シミュレーション, 日本計算工学会論文集, Vol.2014, pp.20140008, 2014.
- 18) 車谷麻緒, 根本優輝, 相馬悠人, 寺田賢二郎: コンクリートの破壊力学を考慮した鉄筋コンクリートの3次元破壊シミュレーションとその性能評価, 日本計算工学会論文集, Vol.2016, pp.20160004, 2016.
- 19) 相馬悠人, 根本優輝, 車谷麻緒: コンクリートの破壊力学に基づく損傷モデルを用いたせん断補強筋の異なるRCはりの3次元破壊シミュレーション, 土木学会論文集A2(応用力学), Vol.72, No.2, pp.I\_247–I\_255, 2016.
- 20) 山下拓三, 堀宗朗, 小國健二, 岡澤重信, 牧剛史, 高橋良和: 大規模有限要素法解析のためのコンクリートの非線形構成則の再定式化, 土木学会論文集A2(応用力学), Vol.67, No.1, pp.145–154, 2011.
- 21) 田中聖三, 古宇田剛史, 堀宗朗, 孫方涛: ソリッド要素有限要素法を用いたRC構造部材の弾塑性破壊解析の可能性, コンクリート工学論文集, Vol.25, pp.191–199, 2014.
- 22) Hori, M., Oguni, K. and Sakaguchi, H.: Proposal of FEM implemented with particle discretization for analysis of failure phenomena, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol.53, pp.681–703, 2005.
- 23) Salari, K. and Knupp, P.: Code Verification by the Method of Manufactured Solutions, Sandia Report. SAND2000-1444

- 24) Chen J., Otani H., Fujita K., Motoyama H. and Hori M.: Proposal of Method of Numerically Manufactured Solutions for Verifying Solutions of Elasto-Plastic Problems, 第 20 回応用力学シンポジウム, pp.C000139, 2017.
- 25) 岡村甫, 前川宏一: コンクリート構造物の有限要素解析における解析モデルの評価, RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.139–146, 1984.
- 26) Hori M., Wijerathne L., Ichimura T. and Tanaka S.: Meta-Modeling for Constructing Model Consistent with Continuum Mechanics, *Journal of JSCE*, Vol.2, pp.269–275, 2014.
- 27) Yoshimura S., Hori M. and Ohsaki M.: High-Performance Computing for Structural Mechanics and Earthquake/Tsunami Engineering, Springer International Publishing, 2016.
- 28) Alvin K., Oberkampf W., Diegert K. and Rutherford B.: Uncertainty quantification in computational structural dynamics: A new paradigm for model validation, *Society for Experimental Mechanics, Inc, 16th International Modal Analysis Conference*, Vol.2, 1998.
- 29) 西尾真由子, 藤野陽三: ベイズ推定による既存構造物数値モデルの不確定性定量化とキャリブレーション, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.69, No.2, pp.L711–L718, 2013.
- 30) 上田尚史, 権庸吉, 中村光, 高木康宏, 国枝稔: 非線形有限要素解析による曲げ破壊する RC 部材の損傷指標の検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.925–934, 2006.
- 31) 斉藤成彦, 牧剛史, 土屋智史, 渡邊忠朋: 非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.67, No.2, pp.166–180, 2011.
- 32) 土屋智史, 牧剛史, 斉藤成彦, 渡邊忠朋, 前川宏一: 非線形有限要素解析による RC 面部材の損傷指標と耐力評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.3, pp.209–224, 2012.



- 33) 上田尚史, Kongkeo Phamavanh, 佐野理紗, 中村光, 国枝稔: ひずみ評価指標によるせん断圧縮破壊する RC 部材の損傷領域と破壊基準の検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.70, No.1, pp.1-18, 2014.
- 34) 前川宏一, 二羽淳一郎, 岡村甫: 鉄筋コンクリート用解析プログラム「COMM2」, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.79-86, 1983.
- 35) 株式会社アライドエンジニアリング HP (2018 年 1 月現在): <http://www.alde.co.jp/>
- 36) 加藤研一, 宮腰勝義, 武村雅之, 井上大榮, 上田圭一, 壇一男: 震源を事前に特定できない内陸地殻内地震による地震動レベル — 地質学的調査による地震の分類と強震観測記録に基づく上限レベルの検討 —, 日本地震工学会論文集, Vol.4, No.4, pp.46-86, 2004.
- 37) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, Vol.372/V-5, pp.167-176, 1986.
- 38) 本山紘希, 室野剛隆, 西村隆義: ファイバーモデルを用いた橋りょうにおける本震後の残存耐力に関する検討, 第 35 回地震工学研究発表会講演論文集, 2015 年.
- 39) Magnus R. Hestenes, Eduard Stiefel: Methods of Conjugate Gradients for Solving Linear Systems, *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, Vol.49, No.6, pp.409-436, 1952.
- 40) Evgueni E. Ovtchinnikov, Leonidas S. Xanthis: Effective dimensional reduction algorithm for eigenvalue problems for thin elastic structures: A paradigm in three dimensions, *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, Vol.97(3), pp.967-971, 2000.
- 41) 堀内祥平, 野口裕久: CGCG 法による大規模シェル構造物解析, 日本計算工学会論文集, Vol.2005, pp.20050004, 2005.
- 42) 鈴木正文, 大山知信, 秋葉博, 野口裕久, 吉村忍: 大規模有限要素解析のための高速

- 頑健な並列ソルバ CGCG 法の開発, 日本機械学会論文集 (A 編), 第 68 巻, 671 号, pp.1010–1017, 2002.
- 43) 徳広育夫, 三谷勲, 荒渡薫, 山崎達司, 源川五月: 繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究 (その 1) 周辺架構が RC 造の場合と SRC 造の場合との比較鹿児島大学工学部研究報告, Vol.22, pp.83–115, 1980.
- 44) 本山紘希, 堀宗朗, 秋葉博: 大規模有限要素法のために再構築されたコンクリート構成則の実装と原子炉建屋の地震応答解析におけるスケーラビリティの検討, 第 20 回応用力学シンポジウム, pp.C000073, 2017.
- 45) 本山紘希, 秋葉博, 堀宗朗: ソリッド要素と構造要素からなるハイブリッド FEM モデルの解法についての基礎的検討, 日本地震工学会・大会－2016 年梗概集, pp.P1-5, 2016.