

博士論文

立体柱梁接合部マクロエレメントによる
柱梁強度比が小さい RC 架構の挙動に関する研究

金 秀禧

論文の内容の要旨

本研究は、柱梁接合部が降伏する鉄筋コンクリート造架構の弾塑性挙動に関する解析的研究である。

鉄筋コンクリート造架構の地震時の目標性能の保証と確認の為に、弾塑性地震応答解析が必要である。現行の RC 建物の耐震設計では、梁曲げ降伏型の破壊形式を目標とし、柱梁接合部はせん断強度の確保によって破壊を起こさせないこととしている。従って、RC 骨組の非線形解析では、柱梁接合部を剛域と仮定することが多い。しかし、柱梁曲げ強度比が 1.0 に近いと、接合部せん断強度によらず接合部内の主筋の塑性化に伴う接合部降伏が生ずることが知られており、接合部降伏が生ずる架構の地震時の応答性状を明らかにする必要がある。また、RC 柱梁接合部には、層間変位を一定に保持して、直交方向への加力する時、層間変位を保った方向の耐力が低下する 2 軸相互作用があることが知られている。よって、2 方向地震力を同時に受ける RC ラーメン構造の解析には、接合部において 2 軸相互作用を考慮できる部材モデルを用いなければならない。本研究の第一の目的は、水平 2 方向地震力を受ける RC 柱梁接合部の非線形挙動を表せる立体柱梁接合部モデルを提案することである。第二の目的は、構築した立体柱梁接合部モデルを取り入れた立体骨組モデルを作成し、1 方向地震力及び 2 方向地震力に対する RC 架構の弾塑性挙動を検討するとともに、従来の柱梁接合部の非線形挙動を無視した解析手法による結果との比較を通じて、接合部降伏が架構の地震応答性状に及ぼす影響を明らかにすることである。

本論文は、以下のように構成されている。

第 1 章 序論

1 章は、本研究の背景と研究の目的および意義について述べている。

第 2 章 既往の研究

2 章は、過去に生じた鉄筋コンクリート柱梁接合部の地震被害、現行の柱梁接合部の設計法について述べ、柱梁接合部の数値解析モデル及び 2 方向水平力を受ける柱梁接合部に関する既往の研究についてまとめている。

第 3 章 解析モデル

3 章では、本論で提案する立体柱梁接合部マクロエレメントの構成および剛性マトリックスの作成と解析手法について詳述している。

立体柱梁接合部マクロエレメントの構築に当たって、水平 2 方向地震力に対し、柱梁接合部内には 2 方向に独立する圧縮ストラットが生じると仮定した。立体柱梁接合部マクロエレメントは、柱と梁端部の平面保持を表す 6 つの剛版と、対角方向と水平および鉛直方向のコンクリートばね、そして、鉄筋と付着すべりばねで構成されている。本章では、各一軸ばねの幾何学的配置と寸法および本論で用いた材料モデルの構成則について詳述している。柱および梁は、線材に置き換え、

材軸方向の応力分布を力の釣合により定める Force-Based Element よりモデル化している。また、材軸方向には複数の積分点を設け、その積分点はファイバー断面としてモデル化している。柱および梁要素の剛性マトリックス作成および弾塑性解析法についても本章で詳述している。

第4章 水平1方向加力を受ける柱梁接合部部分架構の実験と解析結果の比較

4章では、水平1方向加力を受ける十字型柱梁接合部部分架構の解析を行い、実験結果と比較を通じてモデルによる解析精度について検討している。

柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果は、主筋の降伏点、最大強度、破壊モードおよび履歴性状について実験結果をよく模擬できることを示している。なお、主筋量、柱梁強度比、主筋間距離、接合部アスペクト比といった影響因子が柱梁接合部の耐震性能へ及ぼす影響についても、解析結果が実験結果の傾向をよく追跡できたこと示している。大変形繰り返し加力を受ける柱梁接合部の解析結果は、最大耐力後の耐力低下の度合について実験値とよい対応が見られた。しかし、接合部変形成分について実験値と解析値を比較したところ、変形が小さい範囲で接合部変形角を過大評価する傾向が見られ、それは、接合部の抜け出し変形量を考慮して最初から接合部内の通し主筋の剛性を低減させたことが原因であると思われる。また、柱梁強度比が大きい試験体に対して、主筋の歪硬化を無視する場合、履歴吸収能を過小評価する可能性があることが確認されている。

第5章 水平2方向加力を受ける柱梁接合部部分架構の実験と解析結果の比較

5章では、水平2方向加力を受ける柱梁接合部部分架構を対象とした解析結果を実験結果と比較し、柱梁接合部マクロエレメントの妥当性と有効性について記述している。解析対象は、1方向へ梁を有するスラブ付柱梁接合部、2方向へ梁を有するスラブ付内部柱梁接合部、そして外部柱梁接合部である。解析ケースとしては、柱梁接合部の非線形挙動を考慮した解析、柱梁接合部を剛と仮定した解析、そして、柱梁接合部の非線形挙動を考慮するが、試験体の柱の強度を十分に大きくしたものを対象とする解析を行った。

立体柱梁接合部マクロエレメントによる解析結果は、実験結果の最大耐力、剛性、履歴性状をよく模擬でき、1方向の変形を保ったまま、直交方向の加力及び叙荷時に、変形を保っていた方向の耐力が低下する2軸相互作用を表すことができた。柱梁接合部の変形を無視した解析では、強度と履歴面積を過大評価し、力の2軸相関性を表せなかった。なお、柱梁曲げ強度比を大きくした場合、梁曲げ降伏型の破壊形式となり、履歴性状は太ったループ形状となることが確認されており、柱梁接合部マクロエレメントは、接合部降伏型や梁降伏型の各破壊形式に対応できることを示している。

第6章 平面骨組モデルを用いた地震応答解析

6章では、柱梁接合部マクロエレメントを用いた平面骨組モデルより、柱梁接合部降伏が生じる架構の地震応答性状について検討している。4層および8層建物を対象に、柱梁曲げ強度比を

主なパラメータとし、建物の倒壊余裕度に着目した検討を行った。また、従来の柱梁接合部の非線形挙動を無視する解析方法による結果と比較を行っている。

柱梁接合部の非線形を考慮した場合は、柱梁接合部降伏によって特性の層に変形が集中する層崩壊が生じやすく、ダイナミックスプッシュオーバー解析では、地震動のある入力レベルで、変形角が著しく増大し、骨組が倒壊することが確認されている。一方、接合部の非線形を無視した解析では、全層に渡って損傷が分散される傾向となり、地震動の入力を大きくしても、骨組の崩壊が生じにくいことが確認されている。よって、柱梁接合部の非線形挙動を無視する解析法では、架構の層崩壊の危険性を見逃す可能性があり、骨組が倒壊する入力地震動のレベルが接合部の塑性化を考慮する場合に比べ大きくなる。

余震の影響を想定し、地震動を2回入力する解析を行った結果では、柱梁接合部降伏によって耐力低下が生じ、2回目に入力する地震動のレベルが1回目の入力レベルより小さくても骨組が倒壊する可能性があることが確認されている。

第7章 立体骨組モデルを用いた地震応答解析

7章では、立体骨組モデルを用い、柱梁強度比および荷重の方向をパラメータとした解析を行い、2方向水平力に対する立体骨組の弾塑性挙動について検討している。

荷重の入力方向を 0° ~ 45° に変化させた静的増分解析結果では、構面方向の柱梁強度比が $\sqrt{2}$ の骨組について、斜め方向における強度曲線が円弧状に変化し、方向による骨組の強度の変化が小さかったが、柱梁強度比2.5の骨組については、水平2方向の梁の耐力が有効となり、 45° 方向での架構の強度が最も大きい結果を得られている。

地震応答解析では、地震動の主軸方向から建物の構面方向が θ だけ傾いた建物を想定し、 θ を 0° ~ 90° に変化させながら、地震動の強軸の1軸地動を入力するケースとそれに弱軸地動を加える2軸地動入力ケースについて地震応答性状を検討した。その結果、1軸地動を建物の構面方向に入力した時の最大層間変形角に比べて、建物の方向角の変化および2軸地動入力によって応答変形角が増幅するケースは一部であり、大多数のケースについては、建物の方向角と弱軸地動を加えることによる影響は小さい結果が得られている。2軸地動入力時に、建物の変形方向が構面方向から 45° 方向に卓越する場合に最大層間変形角が生じる傾向が見られ、これは、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、建物の構面方向から 45° 方向における柱梁強度比が1.0となり、他の方向より相対的に弱い方向となったためだと思われる。また、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の骨組は、建物の方向角によらず、ほぼ同程度の耐力を示すが、柱梁強度比2.5の骨組では、架構の 45° 方向で最も耐力が大きいことが確認されている。

第8章 結論

本論のまとめと今後の課題について述べている。

目次

第1章 序論

- 1.1 研究の背景と目的
- 1.2 論文の構成

第2章 既往の研究

- 2.1 はじめに
- 2.2 RC 柱梁接合部の地震被害
 - 2.2.1 柱梁接合部の地震被害の特徴
 - 2.2.2 柱梁接合部の地震被害の事例
- 2.3 現行設計指針による柱梁接合部の耐震設計
 - 2.3.1 靱性保証型耐震設計指針による設計法
 - 2.3.2 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説による設計法
- 2.4 RC 柱梁接合部の弾塑性解析モデルに関する既往の研究
- 2.5 水平2方向加力を受ける柱梁接合部に関する研究
 - 2.5.1 実験的研究
 - 2.5.2 解析的研究
- 2.6 まとめ

第3章 解析モデル

- 3.1 はじめに
- 3.2 柱梁接合部の変形機構と応力伝達
- 3.3 立体柱梁接合部マクロエレメント
 - 3.3.1 柱梁接合部の変形の範囲および解析モデルの対象物
 - 3.3.2 節点と自由度
 - 3.3.3 立体柱梁接合部マクロエレメントの構成要素
- 3.4 柱梁接合部マクロエレメントの剛性マトリックス
 - 3.4.1 座標系の設定
 - 3.4.2 適合条件
 - 3.4.3 節点の拘束条件
 - 3.4.4 剛性マトリックスの作成
- 3.5 柱及び梁の解析モデル
 - 3.5.1 柱及び梁モデルの概要
 - 3.5.2 柱・梁要素の剛性マトリックス

-
- 3.6 材料モデルの構成則
 - 3.6.1 コンクリートの応力度—ひずみ度の関係
 - 3.6.2 鉄筋の応力度—ひずみ度の関係
 - 3.6.3 付着の応力度—すべり量の関係
 - 3.7 弾塑性解析手法
 - 3.7.1 柱梁接合部マクロエレメントの弾塑性解析手法
 - 3.7.2 柱・梁要素の弾塑性解析手法
 - 3.8 まとめ
-
- 第4章 水平1方向加力を受ける柱梁接合部部分架構の実験と解析結果の比較
 - 4.1 はじめに
 - 4.2 平面十字形柱梁接合部部分架構造への適用
 - 4.2.1 解析対象物
 - 4.2.2 解析モデル及び解析条件
 - 4.2.3 解析モデルによる結果の比較
 - 4.2.4 層間変形角—層せん断力関係の比較
 - 4.2.5 大変形繰り返しに対するモデルの検証
 - 4.2.6 接合部変形角—層せん断力関係の比較
 - 4.2.7 各部材の変形成分の割合の比較
 - 4.2.8 接合部パネルの水平方向及び鉛直方向への膨張
 - 4.2.9 柱梁接合部耐震性能への影響因子の効果
 - 4.3 スラブ付十字形柱梁接合部部分架構への適用
 - 4.3.1 解析対象物
 - 4.3.2 解析モデル及び解析条件
 - 4.3.3 層間変形角—層せん断力関係の比較
 - 4.3.4 接合部変形角—層せん断力関係の比較
 - 4.3.5 各部材の変形成分の割合の比較
 - 4.3.6 履歴吸収エネルギーの比較
 - 4.4 まとめ
-
- 第5章 水平2方向加力を受ける柱梁接合部部分架構の実験と解析結果の比較
 - 5.1 はじめに
 - 5.2 解析対象物
 - 5.3 解析モデル及び解析条件
 - 5.4 解析ケース
 - 5.5 実験と解析結果の比較

- 5.5.1 層間変形角—層せん断力関係
- 5.5.2 層せん断力の2軸オービット
- 5.5.3 2軸相互作用に関する考察
- 5.5.4 接合部変形角—層せん断力関係
- 5.6 まとめ

第6章 平面骨組モデルを用いた地震応答解析

- 6.1 はじめに
- 6.2 解析対象建物
- 6.3 解析モデル及び解析条件
- 6.4 入力地震動
- 6.5 解析結果と考察
 - 6.5.1 柱梁曲げ強度比による解析結果
 - 6.5.2 地震動の入力回数による解析結果
- 6.6 まとめ

第7章 立体骨組モデルを用いた地震応答解析

- 7.1 はじめに
- 7.2 解析対象建物
- 7.3 解析モデル及び解析条件
- 7.4 静的増分解析の結果と考察
- 7.5 弾塑性地震応答解析
 - 7.5.1 入力地震動と2方向地震動の主軸の設定
 - 7.5.2 解析ケース
 - 7.5.3 解析結果と考察
- 7.6 まとめ

第8章 結論

第 1 章

序論

1.1 研究の背景と目的

建築物の構造設計が、仕様設計から性能設計へ移行しており、地震時の目標性能の保証や確認のためには、弾塑性地震応答解析を行う必要がある。その際、柱および梁、柱梁接合部の弾塑性履歴特性を考慮できる部材モデルが必要とされる。鉄筋コンクリート造建物は、地震時に水平 2 方向の地震力が同時に作用しており、その 2 方向地震力による効果を考慮できる部材モデルを用いなければならない。RC 柱部材については、2 軸曲げと軸力の相互作用を表現できるファイバーモデル^[1.1]や MS モデル^[1.2]、多方向曲げばねモデル^[1.3]などを用いることができる。しかし、柱梁接合部に関しては、2 方向水平力に対する挙動を表せるモデルの提案がまだにない。

柱梁接合部の耐震設計^[1.4]、^[1.5]では、接合部に入力するせん断力と接合部が保有するせん断耐力の大小関係によって架構の破壊形式が決められると考えられている。つまり、接合部のせん断耐力が十分であれば、柱梁接合部の破壊は起こらないと考え、一般的な RC 造の構造解析では、柱梁接合部を剛域として取り扱う場合が多い。しかし、近年の研究^[1.6]、^[1.7]では、接合部に入力するせん断力が現行の設計指針で規定されているせん断強度より小さくても、柱梁強度比 1.0~2.0 の範囲では、柱梁接合部の曲げ抵抗機構により接合部破壊が起こることが明らかにされており、現行の設計法に不備があることが指摘されている。なお、一般の中低層の RC 造建物は柱梁強度比が 1.0~1.5 程度のものが多く、強震時に柱梁接合部の破壊を避けられないことが現状である。よって、柱梁接合部の非線形挙動を考慮する骨組の地震応答性状に関する検討の重要性が高まっている。

柱梁強度比が 1.0 の柱梁接合部部分架構を用いた実験では、接合部内の梁および柱主筋が降伏し、接合部パネルの斜めひび割れの拡張が顕著となり、剛性が著しく低下する現象が確認されている。この現象を柱梁接合部降伏とし、接合部降伏型となる架構の荷重—変形関係は顕著なスリップ性状を示し、架構の強度は、梁曲げ終局強度より小さくなることが知られている^[1.7]。この柱梁接合部降伏を表現するモデルとして柱梁接合部マクロエレメント^[1.8]が提案されており、モデルの妥当性も検証されてきた。このように平面柱梁接合部に関する実験データは多く蓄積されており、解析モデルの開発に関しても研究成果が得られている。これに対して 2 方向水平力を受ける柱梁接合部の挙動に関する実験および解析の研究例は、非常に数少ない。

柱梁接合部部分架構を用いて水平 2 方向荷重を行った実験的研究^[1.9]、^[1.10]、^[1.11]では、ある方向に加力をして、層間変位を一定に保持して、直交方向への加力する時、層間変位を保った方向の耐力が低下する 2 軸相互作用があることが報告されている。なお、柱梁接合部が 2 方向加力を受ける場合、1 方向加力を受ける場合に比べて最大耐力に達する変形が小さくなり、最大耐力以降の耐力低下も顕著であったこと^[1.12]、柱梁強度比 1.4~2.0 の範囲を対象とした実験^[1.13]、^[1.14]で、2 方向ピークにおける架構の強度が、梁曲げ終局時の強度に到達しないことが報告されている。

なお、水平 2 方向加力を受ける柱梁接合部の弾塑性解析に関する研究は、FEM 解析^[1.15]、^[1.16]に限っているが、FEM 解析は計算量が大きく、静的繰り返しに対する解析の例も少なく、骨組解析へ適用することは困難である。

このように、RC 柱梁接合部には強い 2 軸相互作用を有していることが知られているが、実験や解析の研究例が数少ないため、2 方向柱梁接合部の弾塑性挙動ならびに RC 骨組の地震応答性状における影響に関する一般的な知見は得られていないのが現状である。よって、さまざまなケースでの柱梁接合

部の 2 軸挙動やそれらが建物の耐震性能に与える影響を検討するためには、より簡単で精度がよいモデルが必要である。

このような背景を踏まえて、本研究の第 1 目的としては、水平 2 方向地震力を受ける柱梁接合部の挙動を表せる解析モデルを提案することである。そして、第 2 の目的は、提案したモデルを取り入れ、柱梁接合部の弾塑性挙動を考慮できる RC 造立体骨組の地震応答解析プログラムを作成し、水平 1 方向および水平 2 方向地震力を受ける RC 架構の地震応答性状について検討するとともに、従来の柱梁接合部の非線形挙動を無視した解析手法による結果との比較を通じて、接合部降伏が架構への地震応答性状に及ぼす影響を明らかにすることである。

1.2 本論の構成

本論は以下のように構成されている。

第 1 章 序論

1 章では、本研究の背景、目的、意義について述べる。

第 2 章 既往の研究

2 章では、過去に生じた鉄筋コンクリート柱梁接合部の地震被害、現行の柱梁接合部の設計法について述べ、柱梁接合部の解析モデル及び 2 方向水平力を受ける柱梁接合部に関する既往の研究についてまとめる。

第 3 章 解析モデル

本論で提案する立体柱梁接合部マクロエレメントの構成及び剛性マトリックスの作成と解析手法についてまとめる。

第 4 章 水平 1 方向加力を受ける柱梁接合部部分架構の実験と解析結果の比較

4 章では、水平 1 方向加力を受ける十字型柱梁接合部部分架構を対象とした解析結果と実験結果を比較し、モデルの解析精度について検討する。

第 5 章 水平 2 方向加力を受ける柱梁接合部部分架構の実験と解析結果の比較

5 章では、水平 2 方向加力を受ける柱梁接合部部分架構を対象とした解析結果と実験結果を比較し、提案した立体柱梁接合部マクロエレメントの妥当性と有効性について論じる。

第 6 章 平面骨組モデルを用いた地震応答解析

6 章では、平面骨組モデルによる柱梁接合部が降伏する骨組の地震応答性状について検討する。従来の柱梁接合部の変形を考慮しない解析手法による応答を比較し、柱梁接合部の損傷が骨組の地震応答

に及ぼす影響について検討を行う。

第 7 章 立体骨組モデルを用いた地震応答解析

7 章では、立体骨組モデルを用い、荷重の入力方向と柱梁強度比をパラメータとした静的増分解析および地震応答解析を行い、2 方向水平力に対する骨組の弾塑性挙動について検討する。

第 8 章 結論

本論のまとめと今後の課題について述べる。

参考文献

- [1.1] Taucer, F. F., Spacone, E., and Filippou, F. C. : A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures, Earthquake Engineering Research Centre, Report No. UCB/EERC-92/17, University of California, Berkeley, USA
- [1.2] 李 康寧 : 鉄筋コンクリート立体骨組の弾塑性地震応答に関する研究, 東京大学大学院 博士論文, 1988 年
- [1.3] H. Takizawa and H. Aoyama : Biaxial effects in modeling earthquake response of R/C structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, No. 6, pp.523~552, 1976.10
- [1.4] 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999年
- [1.5] 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2007年
- [1.6] 塩原 等 : 鉄筋コンクリート柱梁接合部・見逃がされた破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.631, pp.1641-1684, 2008年9月
- [1.7] 楠原 文雄, 塩原 等, 田崎 渉, 朴 星勇 : 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 656 号, pp.1873-1882, 2010 年 10 月
- [1.8] 田尻 清太郎 : 鉄筋コンクリート柱梁接合部の弾塑性マクロエレメントに関する研究, 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文, 2005 年
- [1.9] 鈴木 紀雄, 小谷 俊介, 青山 博之 : 鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部に関する実験的研究 : その 2 スラブが梁に及ぼす影響について, 日本建築学会関東支部研究報告集, Vol.54, pp.137-140, 1983 年
- [1.10] Roberto Leon and James O. Jirsa : Bidirectional Loading of R.C. Beam - Column Joints, Earthquake Spectra, Vol.2, No.3, pp.537-564, 1986
- [1.11] 黒瀬 行信 : 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の一方向及び二方向加力実験, 日本建築学会構造系論文集, No.448, pp.89-99, 1993 年

-
- [1.12] 江藤 啓二, 北山 和宏, 坪崎 裕幸, 都祭 弘幸: 二方向载荷を受ける RC 立体柱・梁接合部の復元力特性(柱はり接合部-II), コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.519-524, 1991.06
- [1.13] 富永 暖子, 中井 俊太, 坂下 雅信, 他: 直交梁を有する十字型柱梁接合部が 2 方向入力を受ける場合の耐震性能評価 (その 1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, 2012 年 9 月
- [1.14] 佐藤 宏一, 片江 拓, 北山 和宏, 他: 3 方向加力された鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の破壊機構に関する実験的研究 (その 1~2), 日本建築学会学術講演梗概集, 2014 年 9 月
- [1.15] 深澤 協三, 立花 正彦, 見村 博明, 他: 2 方向地震力を受ける立体鉄筋コンクリート構造骨組の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.498, pp. 113-120, 1997 年 8 月
- [1.16] 孫 宏晨, 柏崎 隆志, 和泉 信之, 野口 博: 2 方向入力を受ける RC 直交梁付き柱・梁接合部の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013 年 8 月

第2章 既往の研究

2.1 はじめに

本章では、過去に生じた鉄筋コンクリート柱梁接合部の地震被害、現行の柱梁接合部の設計法について述べ、柱梁接合部の解析モデル及び2方向水平力を受ける柱梁接合部に関する既往の研究についてまとめる。

2.2 RC 柱梁接合部の地震被害

2.2.1 柱梁接合部の地震被害の特徴

兵庫県南部地震による建物の被害に関して記した報告書^[2.1]では、柱梁接合部の被害が認められたRC造およびSRC造建物48について分析し、その結果を図2.1のように示した。なお、広沢^[2.2]は接合部被災建物の特徴について以下のようにまとめて示した。

- ① 被害建物の用途は共同住宅37棟(77%)、学校校舎8棟(17%)が多く、いずれも壁の少ない純ラーメン構造となっている。
- ② 建物の被災度区分は倒壊13棟(27%)、大破17棟(35%)および中破18棟(38%)で、接合部が被災した建物は顕著な被害を受けている。
- ③ 建物階数は中層(3~7階建)、中高層(8~14階建)が各24棟(50%)で低層建物はない。
- ④ 建設年度は不明8棟を除き、1970年以前(第I期)のものが4棟(10%)、1971年から1980年(第II期)のものが10棟(10%)で残り26棟(65%)が1981年以降(第III期)となっていて、新しい建物が多い。
- ⑤ 短辺方向のスパン数は不明13棟を除き、1スパンが18棟(51%)、2スパンが8棟(23%)、その他9棟となっている。
- ⑥ また、柱と梁の偏心接合部の有無が判明した9棟の建物中7棟が偏心接合となっている。

以上に関して、柱梁接合部が被災しやすい条件として、

- a. 純ラーメンによる中高層建物(大きな変形を生じやすい)
- b. 現行規定による建物(柱のせん断破壊が生じにくいので接合部が相対的に弱くなりやすい)
- c. スパン数の少ない建物(接合部が相対的に弱い外ラーメン屋外柱の割合が多い)
- d. 柱と梁の偏心接合している(偏心によって耐力が低下する)

などの事項について示した。

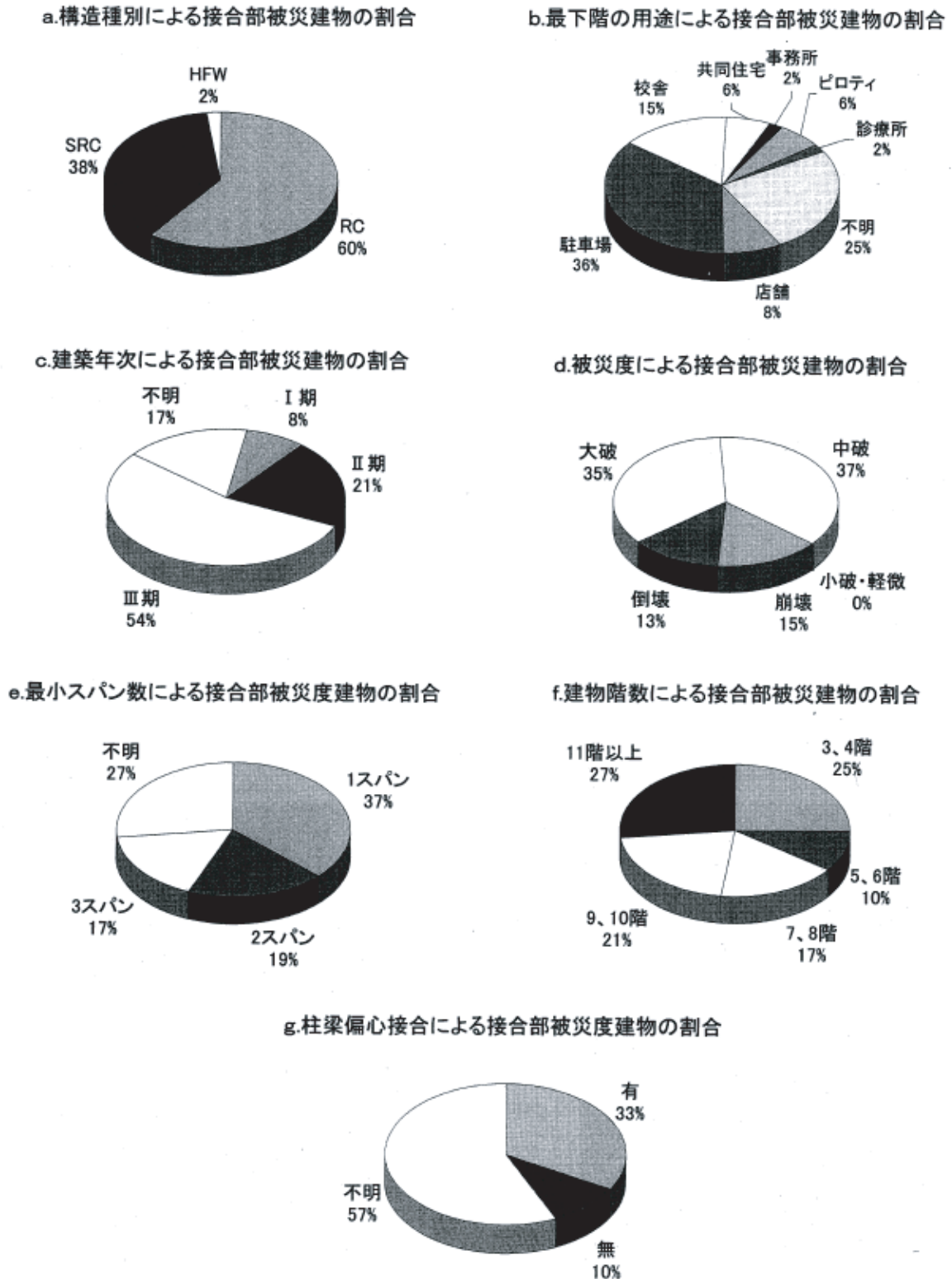


図 2.1 接合部被災建物(48 棟)の各要因割合^[2.1]

2.2.2 柱梁接合部の地震被害の事例

1995年兵庫県南部地震時、RC造9階建ての集合住宅に生じた柱梁接合部の損傷状況を写真2.1^[2.2]に示す。柱には損傷が見られず、柱の上下における柱梁接合部パネルには対角方向のひび割れが大きく開き、コンクリートの剥落も生じている。

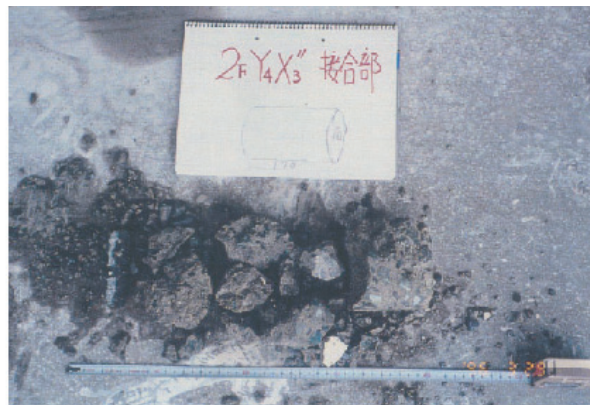
SRC11階建ての集合住宅の2階床接合部の損傷状況及び柱梁接合部パネルから採取したシリンダーコアコンクリートの破砕状況を写真2.2^[2.2]に示す。写真から見られるように、柱梁接合部パネル表面のコンクリートにはせん断ひび割れや若干の剥落が見られる程度であるが、接合部内部のコアコンクリートは著しく破砕されている。



写真2.1 RC造9階建ての集合住宅に生じた柱梁接合部の損傷^[2.2]



(a) 2階床接合部



(b) 接合部から採取したコアの破砕状況

写真2.2 SRC造11階建ての集合住宅に生じた柱梁接合部の損傷^[2.2]

2.3 現行設計指針による柱梁接合部の耐震設計

2.3.1 靱性保証型耐震設計指針による設計法^[2,3]

(1) 柱梁接合部せん断力に対する設計

柱梁接合部のせん断信頼強度 V_{ju} (式 2.1) が終局限界状態設計用せん断力 V_j (式 2.2) を上回るように設計する。なお、接合部せん断信頼強度 V_{ju} 及び設計用せん断力 V_j は、次式で表される。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (\text{式 2.1})$$

ここで、

κ : 接合部形状による係数で、1.0 (十字形接合部) , 0.7 (ト形及びT形接合部) , 0.4 (L形接合部)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数で、1.0 (両側直交梁付き接合部) , 0.85 (それ以外)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値で下式による。

$$F_j = 1.6 \times \sigma_B^{0.7} [\text{kgf}/\text{cm}^2]$$

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} [\text{N}/\text{mm}^2]$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

D_j : 柱せいまたは90度折り曲げ筋の水平投影長さ

b_j : 接合部有効幅で下式による。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$$

b_b : 梁幅

b_{a1}, b_{a2} : $b_i/2$ または $D/4$ の小さい方

$b_i/2$: 梁両側からこれに平行する柱側面までの長さ

D : 柱せい

$$V_j = T + C_s' + C_c' - V_c = T + T' - V_c \quad (\text{式 2.2})$$

ここで、

T : 梁の上端主筋の引張力

C_s' : 梁の上端主筋の圧縮力

C_c' : コンクリートの圧縮力

T' : 梁の下端主筋の引張力

V_c : 柱せん断力で、上下の柱の平均モーメント勾配を用いるものとし、接合部の左右の梁端部モーメントの釣合いから次式で求められる。

$$V_c = 2(M_b L_b / L + M_b' L_b' / L') / (L_c + L_c') \quad (\text{式 2.3})$$

ここで、

M_b, M_b' : 左右の梁端部モーメント

L_b, L_b' : 左右の梁のスパン長さ
 L, L' : 左右の梁の内法長さ
 L_c, L_c' : 上下の柱の長さ

(2) 2方向入力に対する設計

柱梁接合部の2方向地震入力に対する設計強度は、接合部せん断信頼強度 V_{ju} が、斜め方向(45°方向または最大強度方向)の地震力により構造物が終局限界状態に達した時の設計用せん断力を上回ることを確認する。この場合、接合部せん断強度の2軸相関関係を想定して、以下のようにせん断設計を行い、斜め45°では $\sqrt{2}$ の接合部せん断余裕度が必要であることを意味している。

$$\left(\frac{V_j}{V_{ju}}\right)^a + \left(\frac{V_j}{V_{ju}}\right)^a \leq 1 \quad (\text{式 2.4})$$

ここで、

a : 接合部せん断強度の2軸相関関係を定める係数($a=2$ とする)

${}_xV_j, {}_yV_j$: 設計用2方向せん断力のX方向成分, Y方向成分

${}_xV_{ju}, {}_yV_{ju}$: X方向, Y方向のそれぞれの1軸せん断強度

(3) 梁および柱の通し配筋

柱梁接合部両端に、降伏ヒンジを計画する梁または柱の主筋を接合部内に通し配筋する場合、接合部内の設計用付着応力度が付着強度を超えないようにする。なお、設計用付着応力度 τ_j 、柱及び梁の主筋の柱梁接合部内での付着強度 τ_u は下式による。ただし、主筋の抜け出しによる復元力特性のスリップ化は防止している。

$$\tau_j = \frac{(1+\gamma)\sigma_{yu}d_b}{4D} \quad (\text{式 2.5})$$

$$\tau_u = 1.5 \left(1.5 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{2/3} [\text{kgf/cm}^2] \quad (\text{式 2.6})$$

$$\tau_u = 0.7 \left(1.5 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{2/3} [\text{MPa}] \quad (\text{式 2.7})$$

ここで、

$\gamma \leq 1$: 複配比

σ_{yu} : 主筋の上限強度算定用強度で、SD295A, SD295Bの場合 $1.3\sigma_y$, SD345, SD390の場合 $1.25\sigma_y$

σ_y : 鉄筋の降伏点

d_b : 主筋径

D : 梁主筋の付着の検討の際には柱せい, 柱主筋の付着の検討の際には梁せい

σ_0 : 柱の圧縮軸応力度 (柱主筋の付着強度の場合には 0)

σ_B : コンクリートの圧縮強度

(4) 横補強筋比

接合部の横補強筋比 p_{jw} は 0.003 以上とする。ただし, p_{jw} は次式で表されるものとする。

$$p_{jw} = \frac{\sum A_{jw}}{b_c j} \quad (\text{式 2.8})$$

ここで,

b_c : 柱幅

j : 梁の上下の主筋の重心間距離

$\sum A_{jw}$: この区間の横補強筋断面積の総和

(5) 主筋の抜け出し

柱梁接合部を通し配筋される主筋の危険断面における負担力と抜け出し量との関係を適切に定める。主筋の抜け出し量 s_y の定量化の一例として, 以下の式が挙げられている。

$$s_y = \left(0.368 \frac{u_b}{\sigma_B^{2/3}} + 0.7333 \right) \Delta S \quad (\text{上端筋}) \quad (\text{式 2.9})$$

$$s_y = \left(0.321 \frac{u_b}{\sigma_B^{2/3}} + 0.463 \right) \Delta S \quad (\text{下端筋}) \quad (\text{式 2.10})$$

なお,

$$u_b = \frac{(1 + \gamma)(\sigma_y d_B)}{4D} \quad (\text{式 2.11})$$

$$\Delta S = \varepsilon_y \frac{D}{2} \quad (\text{式 2.12})$$

ここで,

σ_B : コンクリート圧縮強度

d_b : 主筋径

ε_y : 主筋の降伏歪

$\gamma \leq 1$: 複配比

D : 柱せい

2.3.2 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説による設計法^[2,4]

(1) 接合部せん断力に対する設計

純ラーメン部分の柱梁接合部において、短期許容せん断力が短期設計用せん断力を上回ることを確認する。ここで、柱梁接合部の短期許容せん断力 Q_{Aj} は次式により算定する。

$$Q_{Aj} = \kappa_A (f_s - 0.5) b_j D \quad (\text{式 2.13})$$

ここで、

κ_A : 接合部形状による係数で、10 (十字形接合部) , 7 (T形接合部) , 4 (ト形接合部) , 3 (L形接合部)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_j : 接合部有効幅で下式による。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$$

b_b : 梁幅

b_{a1}, b_{a2} : $b_i/2$ または $D/4$ の小さい方

$b_i/2$: 梁両側からこれに平行する柱側面までの長さ

D : 柱せい

また、柱梁接合部の短期設計用せん断力 Q_{Dj} は次式のいずれかにより算定する。

$$Q_{Dj} = \sum \frac{M_y}{j} (1 - \xi) \quad (\text{式 2.14})$$

$$Q_{Dj} = Q_D \frac{1 - \xi}{\xi} \quad (\text{式 2.15})$$

なお、

$$\xi = \frac{j}{H \left(1 - \frac{D}{L} \right)} \quad (\text{式 2.16})$$

ここで、

$\sum \frac{M_y}{j}$: 接合部の左右の梁の降伏まげモーメントの絶対値のそれぞれ j で除した値の和。ただし、

梁は一方が上端引張、他方が下端引張とする。

Q_D : 柱の短期設計用せん断力で、一般階の接合部では接合部の上下の柱の平均値、最上階の接合部では接合部直下の柱の値とする。

D : 柱せい

j : 梁の応力中心距離

H : 接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの 1/2 とする。柱の高さは梁芯間の距離とする。

L : 接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さとする。梁の長さは柱芯間の距離とする。

(2) 帯筋

柱梁接合部内の帯筋は、以下の各項に従う。

- i) 帯筋は、直径 9mm 以上の丸鋼または D10 以上の異形鉄筋を用いる。
- ii) 帯筋比は 0.2% 以上とする。
- iii) 帯筋間隔は 150mm 以下とし、かつ、隣接する柱の帯筋間隔の 1.5 倍以下とする。

(3) 付着

純ラーメン部分の柱梁接合部内の連続して配筋される梁および柱主筋径は次式を満たすことを基本とする。

$$\frac{d_b}{D} \leq 3.6 \frac{1.5 + 0.1F_c}{f_s} \quad (\text{式 2.17})$$

ここで、

D : 当該鉄筋が通し配筋される部材の全せい

F_c : コンクリート設計基準強度

f_s : 当該鉄筋の短期許容応力度

(4) 定着

- i) 投影定着長さは、 $8d_b$ かつ 150mm 以上とする。直線定着の場合は 300mm 以上とする。
- ii) 梁主筋の柱への定着、柱主筋の梁への定着にあつては、投影定着長さは仕口部材断面全せいの 0.75 倍以上を基本とし、接合部パネルゾーン側へ折り曲げることを基本とする。
- iii) 出隅部の柱梁接合部への梁上端筋の定着では 90°折曲げ定着とし、折曲げ終点からの全長部直線定着長さを次式で表される必要付着長さ l_{db} 以上とする。

$$l_{db} = \frac{\sigma_t A_s}{K f_b \phi} \quad (\text{式 2.18})$$

ここで、

σ_t : 付着検定断面位置における短期、長期荷重時の鉄筋存在応力度とし、鉄筋端に基準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる。

A_s : 当該鉄筋の断面積

ϕ : 当該鉄筋の周長

f_s : 許容付着応力度で多段配筋の一段目(断面外側)以外の鉄筋にたいしてはさらに 0.6 を乗じる。

K : 鉄筋配置と横補強筋による以下の修正係数で 2.5 以下とする。

$$K = 0.3 \frac{C}{d_b} + 0.4 \quad (\text{長期荷重時}) \quad (\text{式 2.19})$$

$$K = 0.3 \left(\frac{C+W}{d_b} \right) + 0.4 \quad (\text{短期荷重時}) \quad (\text{式 2.20})$$

ここで,

C : 鉄筋間のあき, もしくは最小かぶり厚さの 3 倍のうちの小さい方で, 鉄筋径の 5 倍を超える値としてはならない。

W : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで, 次式により与えられる。鉄筋径の 2.5 倍を超える値としてはならない。

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \quad (\text{式 2.21})$$

ここで,

A_{st} : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る 1 組の横補強筋全断面積

s : 1 組の横補強筋(断面積 A_{st}) の間隔

N : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数

d_b : 曲げ補強鉄筋径

これらの設計指針では, 接合部のせん断強度を規定しているが, 接合部のせん断余裕度が 1.0 を上回っても, 柱と梁の曲げ強度比が 1.0 に近いと, 接合部破壊が生ずることが理論的^[2.5]にも, 実験的^[2.6]にも分かっており, 接合部強度を高くすることで接合部変形を制御する考え方は必ずしも成り立たない。よって, 柱梁接合部の破壊機構を正しく表現できるモデルに基づき, 接合部の強度や変形能に及ぼす因子の影響を定量的に評価し, その影響を考慮した設計式や接合部の設計法を確立する必要がある。

2.4 RC 柱梁接合部の弾塑性解析モデルに関する既往の研究

柱梁接合部の弾塑性解析モデルに関する既往の研究については、田尻^[2.7]により紹介されており、これらのモデルは、主に柱梁接合部のせん断変形及び通し主筋の抜け出し変形に着目している。モデル化の手法としては、柱梁接合部の変形を回転ばねによりモデル化する手法及び接合部をせん断パネルとしてモデル化する手法が使われている。

接合部の変形を回転ばねによりモデル化した例は、小谷^[2.8]、Alath と Kunnath ら^[2.9]、Biddah と Ghobarah ら^[2.10]の研究がある。それらのモデルを図 2.2 に示す。小谷は接合部パネルからの主筋の抜け出しによる付加的な回転変形を、柱・梁要素と接合部パネルの間に弾塑性回転ばね要素で表した（図 2.2 (a)）。Alath と Kunnath らのモデル（図 2.2 (b)）は梁と柱の交差部に接合部せん断変形を表す 1 自由度の回転ばねを設けている。なお、Biddah と Ghobarah ら（図 2.2 (c)）は、接合部のせん断変形と主筋の付着すべりによる変形を表す 2 つの回転ばねで表した。

柱梁接合部をせん断パネルとしてモデル化した例は、Youssef と Ghobarah らのモデル^[2.11]（図 2.3(a)）、Shin と LaFave らによるモデル^[2.12]（図 2.3(b)）、Lowes と Altoontash らのモデル^[2.13]（図 2.3(c)）があり、これらのモデルは、いずれも、接合部パネルの変形を 1 自由度のせん断変形として表して、接合部からの抜け出し変形を別の要素で表し、それらを組み合わせている。

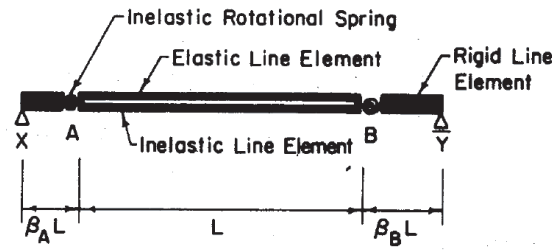
Celik と Ellingwood ら^[2.14]は、回転ばねおよびせん断パネルによる柱梁接合部モデルを用い、柱梁接合部部分架構を対象とした解析を行い、実験結果と比較したものを報告している。文献^[2.14]から抜粋した実験と解析結果を比較した図を図 2.4 に示す。左上図は、接合部の変形を考慮せず、剛域とした解析結果を示し、右上と左下の図は、接合部変形を回転ばねで表したモデルを用いた結果を、右下は接合部をせん断パネルとしてモデル化した解析結果である。接合部変形を無視した場合は、荷重-変形関係が太ったループとなり、履歴面積や強度を過大評価しており、接合部モデル化の重要性を示している。接合部変形を考慮した解析結果を見ると、スリップ性状の履歴特性については概ね実験結果を模擬できているが、履歴面積が実験値より大きく、剛性を過大評価している傾向が見られ、解析精度としてまだ不十分なところがあると考えられる。なお、これらのモデルは、接合部せん断パネルの復元力特性や主筋の抜け出し変形の弾塑性挙動を定める必要があるが、柱梁接合部の弾塑性挙動は、接合部パネルのコンクリートの挙動や配筋された主筋とコンクリート間の付着性能などが複雑に絡み合っており、それらの挙動を限られた要素で精度よく表す事は、単純ではない。

塩原^[2.5]は、柱梁接合部の曲げ抵抗機構による破壊現象を解明しており、柱梁接合部のせん断強度が設計基準に定められているせん断強度を上回っても、柱と梁の曲げ強度比が 1.0 に近いと、接合部内の主筋が降伏して、柱梁接合部のコンクリートの圧縮破壊が顕著ではなくても、接合部パネルのひび割れが拡大し、接合部に損傷と変形が集中することが明らかになっている。この場合、架構の強度は梁曲げ終局強度より小さいことや履歴特性は顕著なスリップ性状を示すことが実験^[2.6]、^[2.15]、^[2.16]によってわかっている。この現象を接合部降伏とする。田尻^[2.7]は、この接合部降伏を表現するモデルとして柱梁接合部マクロエレメントを提案した。柱梁接合部マクロエレメント（図 2.5）は、柱・梁フェースの剛板とコンクリート、鉄筋、付着滑すべりといった材料特性を有する一軸ばねのみで構成されているモデルであり、塩原の 9 自由度モデル^[2.5]に基づいている。なお、このモデルはコンクリートや鉄筋の強度、柱梁接合部の形状と配筋の情報のみでモデル化ができ、十字型、ト型、L 型といった接合部の

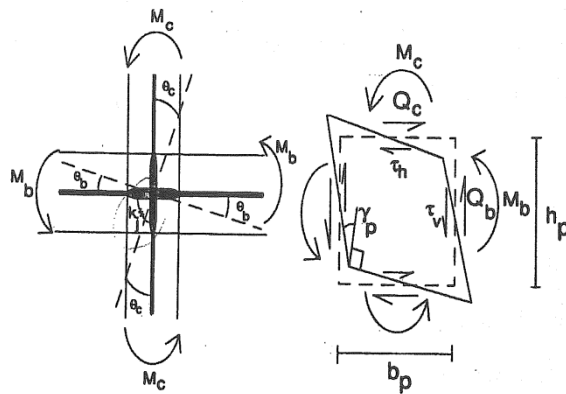
形状によらず簡単に適用できる。田尻はこの柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果と実験結果を比較し、モデルの妥当性を示した。

田尻のマクロエレメントでは、柱梁接合部フェースでコンクリートのみ平面保持を仮定し、主筋については付着すべりにより必ずしもこの位置において平面保持の仮定は満たさないとし、梁と柱もコンクリートと鉄筋の一軸ばねによりモデル化し、複数の付着すべりばねを主筋に設定している。朴は^[2.17]、塑性変形が集中する接合部周辺のみに着目し、柱梁接合部パネルと梁と柱端部のみ一軸ばねによってモデル化し、主筋の抜け出しを無視して接合部内の鉄筋のみに3つのマクロな付着ばねを介して接合部剛板に連結させるように、田尻モデルの簡略化を行った。田尻や朴のマクロエレメントは、接合部と柱と梁が一体化されているため、既存の材端ばねモデルやファイバーモデルといった柱・梁モデルと共に使用できず、骨組解析への適用が容易ではない。そこで、劉^[2.18]、楠原^[2.19]は、柱梁接合部パネルのみをモデル化し、既存の柱・梁モデルとの組み合わせができるようにさらに簡略化した接合部マクロエレメントを提案した。また、柱梁接合部の部分架構を対象とした実験結果と簡略化したモデルによる解析結果を比較し、柱梁接合部マクロエレメントは、柱梁強度比、柱梁接合部の形状などによらず、部分架構の剛性、耐力、履歴性状とも解析結果と実験結果がよく対応することを示した^[2.19]。

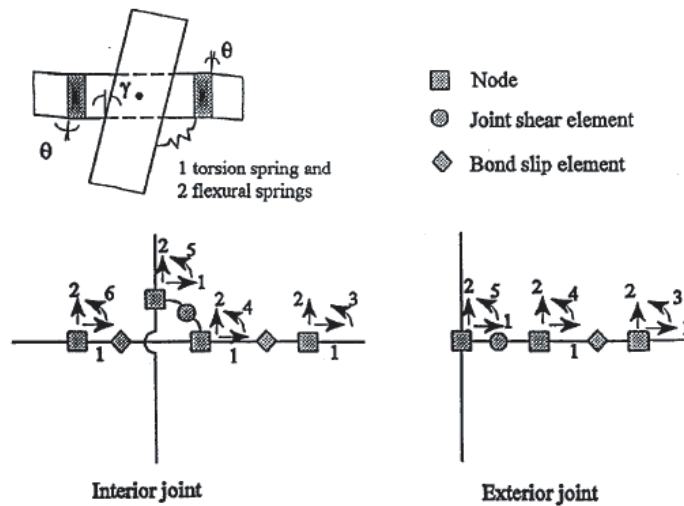
しかし、これらのモデルは平面モデルに限っており、水平2方向加力を受ける柱梁接合部の挙動を表せるモデルの提案はいまだにない。



(a) 小谷によるモデル^[2.8]

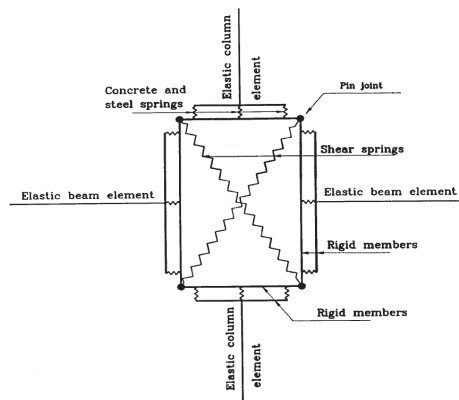


(b) Alath and Kunnath によるモデル^[2.9]

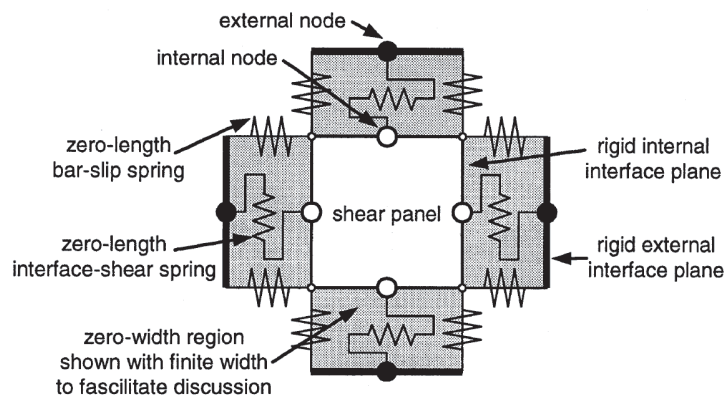


(c) Biddah and Ghobarah のモデル^[2.10]

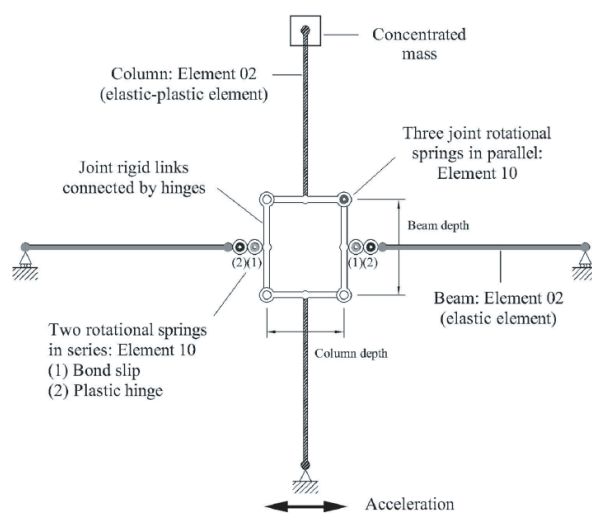
図 2.2 回転ばねにより柱梁接合部の変形を表現したモデル



(a) Youssef and Ghobarah のモデル^[2.11]

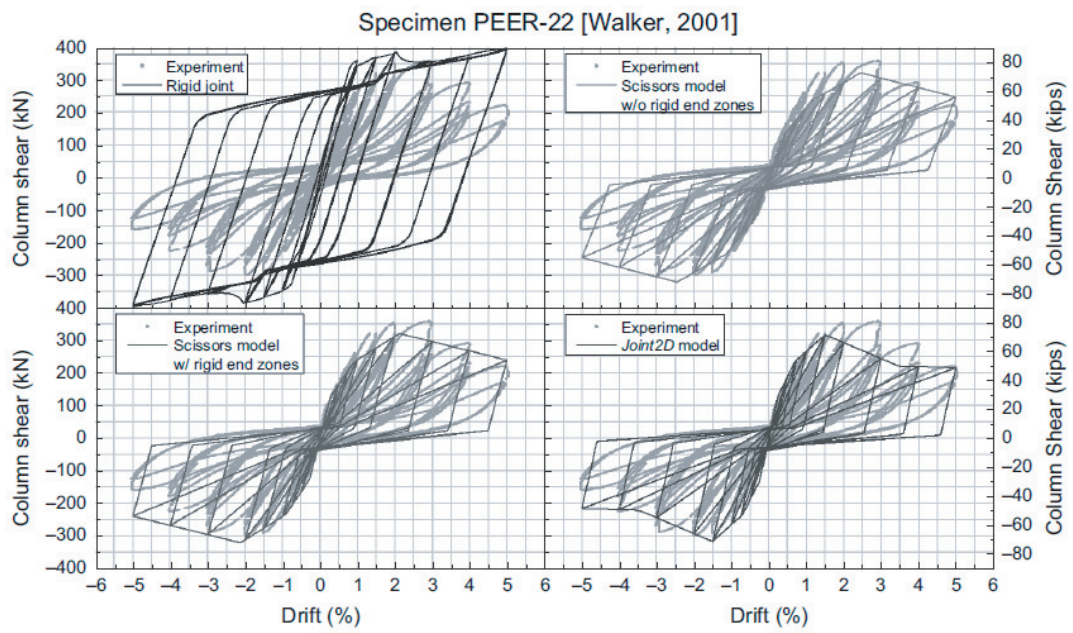


(b) Lowes and Altoontash によるモデル^[2.12]



(c) Shin and LaFave によるモデル^[2.13]

図 2.3 セン断パネルによる柱梁接合部モデル

図 2.4 柱梁接合部の解析と実験結果の比較^[2,14]

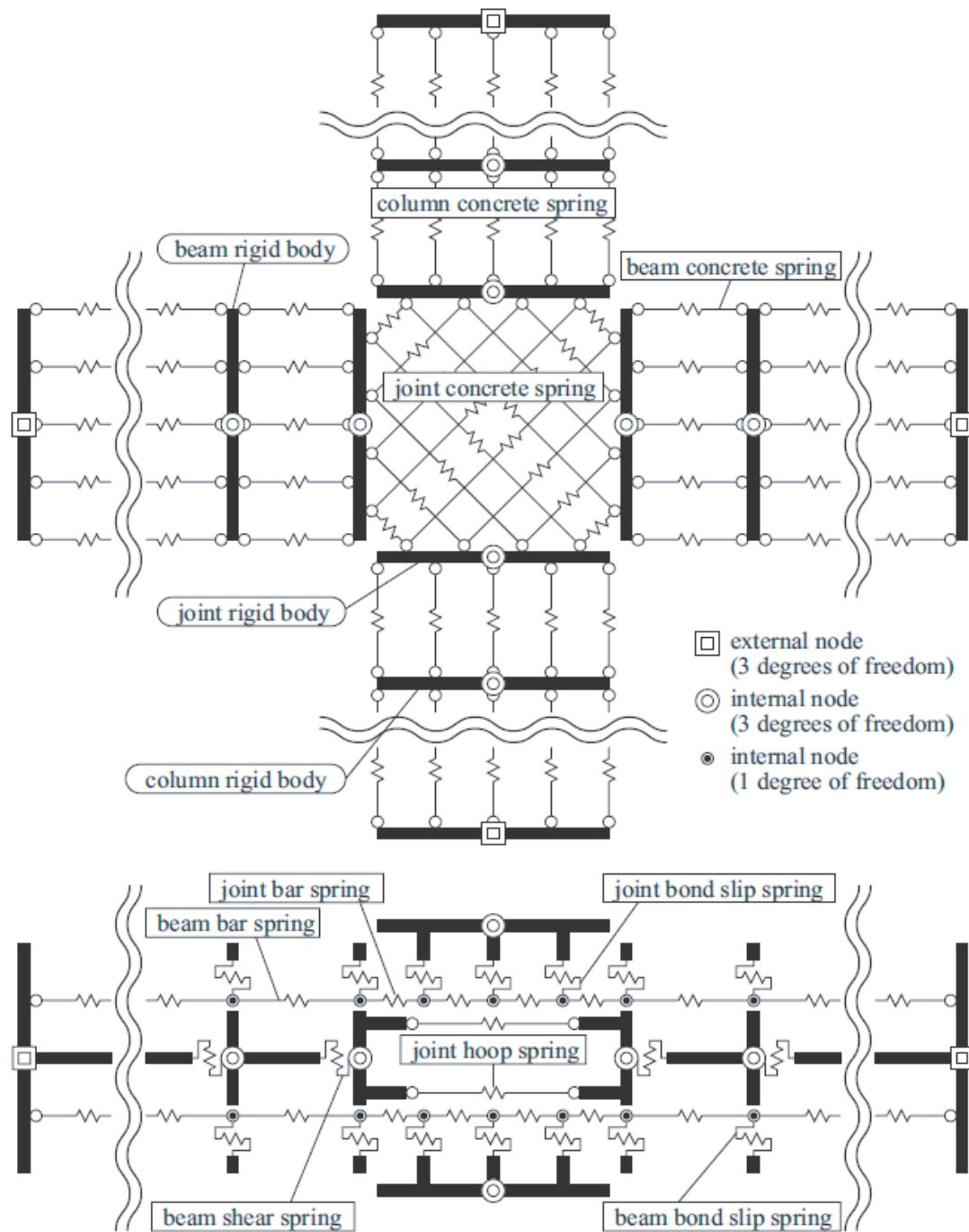


図 2.5 田尻による柱梁接合部マクロエレメント^[2,7]

2.5 水平2方向加力を受ける柱梁接合部に関する研究

2.5.1 実験的研究

鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部に関する実験的研究は多数行われ、直交方向の梁の拘束効果、スラブの影響、二方向載荷履歴の影響に着目した検討がされた。その実験的研究を以下にまとめる。

鈴木、小谷ら^[2.20]は、スラブ付立体十字型柱梁接合部を用いた実験を行い、スラブが梁や直交方向梁に及ぼす影響について検討した。合計6体の試験体を対象に、2体毎に柱の軸力を変え、1体には1方向加力を、もう1体には2方向加力を行った。その結果、スラブの協力幅は梁の変形の増大に伴ってほぼ全幅へ拡大すること、直交梁は、引張側のスラブに引張られ、水平面内の変形や戻り変形を受けることを示した。また、1方向加力時と2方向加力時における梁のせん断力とたわみ量の関係を比較し、両者間にはほとんど違いがないことを示している。

Halim、小谷ら^[2.21]は、スラブ付立体柱梁接合部試験体を対象とした1方向及び2方向水平加力実験より、接合部内の主筋の歪分布と付着応力分布について検討し、2方向加力が接合部内の鉄筋の付着劣化に及ぼす影響について考察を行った。接合部内の梁主筋上の2点における歪度の計測から、鉄筋の応力度を算定し、その応力度の差より平均付着応力度を算出している。その結果、2方向加力時の接合部内のコンクリートの応力状態が厳しくなるため、梁主筋の付着応力伝達能力が1方向加力時より著しく低下すること、そして、1方向の変位を保ちながら直交方向に変位を加えた場合、最初の加力方向の荷重が低下するが、接合部内の主筋とせん断補強筋の歪は増大したことを報告した。

草苺、真柄ら^[2.22]は、梁降伏型と設計されたスラブ付立体柱梁接合部試験体を用い、加力方向、接合部補強筋状況、接合部形状を変化させた実験について報告した。試験体は合計4体とし、2体には梁方向へ加力を行い、もう2体には梁方向から45度方向へ加力を行った。実験の結果、いずれの試験体でも、接合部の損傷が見られ、スリップ性状の復元力特性となったと報告している。最大耐力については、梁方向へ加力した試験体は、計算値に対して実験値が96%~111%となり、概ね計算値と実験値がよく一致したが、45度方向に加力した試験体は、実験値の最大強度が計算値の84%~95%となったと報告している。また、45度加力時に梁主筋の抜け出しによるすべりが著しく、荷重-変形関係のスリップ性状がより顕著となったと報告した。

北山と浅海ら^[2.23]は、梁降伏が先行するように設計されたスラブ付き柱梁接合部3体を用いて、梁主筋の付着性状による影響について検討を行った。試験体3体のうち、2体は内部柱梁接合部とし、柱せいと梁主筋径を変数とし、梁主筋付着性状を変化させた。もう1体は一方は十字型、直交方向はト型となる外部柱梁接合部とし、2方向加力時の直交梁の挙動を調べた。梁主筋付着性状を変数とした実験により、付着性状によって履歴ループの太り具合に差が見られたが、2体ともに逆S字履歴を示し、付着性状が良好であると考えたのに、ピンチ性状が現れたのは、スラブによって梁上下端の鉄筋量の差があったためであると考えられている。また、外部柱梁接合部の実験では、直交梁がスラブによって引張られ、内部柱梁接合部に比べて大きな水平面内変形が生じたが、入力されるねじりモーメントが小さいため、直交梁のねじり破壊は生じなかったと報告している。

藤井、森田ら^[2.24]は、スラブなし及びスラブ付きの外部柱梁接合部試験体を用いて、スラブの影響、直交方向の梁の拘束効果、二方向載荷履歴の影響について検討を行った。その結果、無載荷直交梁は接合部変形を大きく拘束するが、降伏程度の載荷を受けた直交梁は拘束効果が大きく低下することを

示した。また、スラブ付き柱梁接合部の実験より、スラブ筋の協力が変形に伴い増大し、柱と梁の曲げ耐力比が変化することで、接合部と柱の変形成分が架構の変形に占める割合が増えると報告している。

藤原ら^[2.25]は、スラブがない平面十字型柱梁接合部及び立体柱梁接合部を対象に、載荷角度を変数とした実験を行い、架構の耐力について比較・検討した。載荷角度0度の場合の平面と立体試験体を比較すると、直交梁が付くことによって若干耐力が上昇したと報告している。また、載荷角度0度と22.5度の場合、梁曲げ耐力によって試験体の耐力が決定されたが、載荷角度45度の場合、梁曲げ耐力より実験結果の耐力が小さいことを報告した。

江藤、北山ら^[2.26]は、スラブなし立体柱梁接合部3体を用い、実験変数を加力履歴とし、水平1方向および2方向載荷の実験を行った。実験結果より、2方向載荷時は1方向載荷時に比べて最大耐力時の変形が小さくなり、最大耐力後の耐力低下も著しいことを報告した。また、2方向載荷時の接合部の変形成分が1方向載荷時より大きく、通し配筋された梁主筋の付着性状が載荷履歴の影響を受けることについて報告している。

西、太田ら^[2.27]は、片側のみ直交梁を有する十字型立体柱梁接合部4体を用い、変動軸力と二方向加力の影響について検討した。実験変数は加力方法とし、試験体1体は、十字型接合部方向のみを加力した後、直交方向（ト型接合部方向）を加力し、もう1体は、ト型方向を先に加力し、十字型方向の加力を行った。また、残りの2体については、8の字型および45度方向に加力を行った。その結果、二方向加力の場合、一方向加力に比べて大変形時に耐力低下が生じ、接合部の破壊が著しいことを示し、圧縮軸力より引張軸力を受ける時に二方向加力による耐力への影響が大きいことを示した。

坪崎、塩原ら^[2.28]は、高強度材料を使用したスラブ付き内部柱梁接合部及び外部柱梁接合部を対象に2方向載荷を行い、直交方向の加力によって層せん断力がおおよそ25%低下したが、接合部せん断力の低下はなかったと報告している。よって、2方向加力時は、接合部パネルの斜め圧縮ゾーンの幅の増加によって梁端部の応力中心間距離が減少し、その結果、梁せん断力と層せん断力が低下したと考察を行っている。

黒瀬^[2.29]は、実大スケールのスラブ付き柱梁接合部を用い、一方向及び二方向加力実験を行った。その実験では、層間変形角1~2%で梁主筋が降伏し、層間変形角の増加とともに、接合部変形の比率が卓越し、直交方向の加力による耐力低下は変形と伴って顕著となることについて報告している。

富永ら^[2.30]と佐藤ら^[2.31]は、柱梁曲げ強度比を変数とした柱梁接合部の二方向載荷実験を行い、柱梁強度比1.4~2.0の範囲において、2方向ピークにおける層せん断力の最大値は、梁曲げ終局時の層せん断力に到達しないことを報告している。

2.5.2 解析的研究

水平2方向加力を受ける柱梁接合部の弾塑性解析に関する研究は、そのモデル化の複雑さから、まだ数少ないのが現状であり、FEM解析^{[2.32], [2.33], [2.34], [2.35], [2.36]}に限っている。深澤ら^[2.33]は、内部柱梁接合部を対象としたFEM解析より、直交方向加力に伴い、先に加力された側の梁断面内の鉄筋の引張合力が減少し、せん断力が低下することを示した。柏崎ら^[2.34]と日下部ら^[2.35]、孫ら^[2.36]による静的多数繰り返しに対するFEM解析的研究では、鉄筋とコンクリートの応力状態の検討より、二方向加力がコンクリート歪に影響を与えることについて示した。

このように、RC 柱梁接合部は強い 2 軸相互関係を有していることが実験的および解析的研究によって知られているが、また、2 方向柱梁接合部の弾塑性挙動ならびに RC 骨組の地震応答性状における影響に関する一般的な知見は得られていないのが現状である。また、FEM 解析は計算量が大きく、多層の骨組解析へ適応することは困難である。よって、さまざまなケースでの立体柱梁接合部の 2 軸挙動やそれらが建物の耐震性能に与える影響を検討するためには、より簡単で精度がよいモデルが必要である。

2.6 まとめ

兵庫県南部地震による RC 建物における柱梁接合部の地震被害に関する報告書によると、梁降伏型の純ラーメンの中層建物で接合部が被害を受けやすいとされている。接合部のせん断強度を高くすることで、接合部変形を制御する現行の RC 柱梁接合部の耐震設計の考え方は必ずしも成立しないことが実験的研究から分かっており、接合部破壊機構を正しく表現できるモデルによる接合部強度と変形能に及ぼす因子の影響を考慮した設計法の確立が必要である。

柱梁接合部の非線形モデルについては、回転ばねおよびせん断パネルを用いる手法が提案されており、それらは自由度が少なくモデル化も単純であるが、一般的に柱梁接合部は様々な因子によって複雑な挙動を示すため、その非線形挙動を限られた要素で精度よく表現することは困難である。接合部非線形モデルに関するもう一つのアプローチとして、コンクリート、鉄筋、付着の材料の構成則にもとにした一軸ばねのみで構成されている接合部マクロエレメントがある。接合部マクロエレメントは、接合部形状や破壊モードによらず適用でき、部分架構の剛性、耐力、履歴性状ともに実験結果をよく模擬できることが検証されている。

2方向水平力を受ける柱梁接合部に関する研究では、二方向载荷を受ける時に一方向载荷を受ける時より接合部変形が顕著となり、直交方向の载荷および叙荷時に変位を保っていた方向の耐力が低下する2軸相互作用があることが報告されている。しかし、2方向地震力を受ける柱梁接合部の非線形挙動ならびに RC 骨組の地震応答性状に及ぼす影響に関する一般的な知見は得られていなく、立体柱梁接合部の非線形挙動を表すモデルの提案はいまだにない。よって、水平2方向地震力を受ける RC 柱梁接合部の非線形解析モデルの開発と接合部非線形挙動を考慮した RC 骨組の弾塑性地震応答解析より、接合部変形が架構の地震応答性状に及ぼす影響について明らかにする必要がある。

参考文献

- [2.1] 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案－，1998 年10 月
- [2.2] 広沢 雅也：コンクリート系建物の柱梁接合部の耐震設計の現状と懸念，コンクリート工学，Vol.41, No.4, pp.10-19, 2003年
- [2.3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999年
- [2.4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2007年
- [2.5] 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部・見逃がされた破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.73, No.631, pp.1641-1684, 2008年9月
- [2.6] 楠原 文雄，塩原 等，田崎 渉，朴 星勇：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.75, No.656, pp.1873-1882, 2010 年 10 月
- [2.7] 田尻 清太郎：鉄筋コンクリート柱梁接合部の弾塑性マクロエレメントに関する研究，東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文，2005 年
- [2.8] Otani, S. : Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, Journal of The Structural Division, ASCE, Vol.100, No.ST7, pp.1433-1449, 1974 年
- [2.9] Alath, S. and Kunnath, S. K. : Modeling Inelastic Shear Deformation in Reinforced-Concrete Beam-Column Joints, Proceedings of 10th Engineering Mechanics Conference, University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado, May 21-24, ASCE, New York, Vol.2, pp.822-825, 1995
- [2.10] Bidida, A. and Ghobarah, A. : Modelling of Shear Deformation and Bond Slip in Reinforced Concrete Joints, Structural Engineering and Mechanics, Vol.7, No.4, pp.413-432, 1999
- [2.11] Youssef, M. and Ghobarah, A. : Modelling of RC beam-column joints and structural walls, journal of Earthquake Engineering, Vol.5, No.1, pp.93-111, 2001
- [2.12] Lowes, L. N. and Altoontash, A. : Modeling Reinforced Concrete Beam Column Joints Subjected to Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129, No.12, pp.1686-1697, 2003

- [2.13] Shin, M. and LaFave, J. M. : Modeling of Cyclic Joint Shear Deformation Contributions in RC Beam-Column Connections to overall frame behavior, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.19, No.5, pp.645-669, 2004
- [2.14] Celik, O. C., and Ellingwood, B. R. : Modeling Beam-Column Joints in Fragility Assessment of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Frames, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.12, No.3, pp. 357-381, 2008
- [2.15] 焦 博文, 楠原 文雄, 塩原 等 : 主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の耐震実験, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.35, No.2, pp.295-300, 2013 年 7 月
- [2.16] 千葉 卓哉 : 柱梁強度比が小さい鉄筋コンクリート柱・梁スラブ部分架構の耐震性能に関する研究, *東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 修士論文*, 2014 年
- [2.17] 朴 哲敏 : 柱梁接合部の弾塑性変形を取り入れた鉄筋コンクリート骨組の地震応答解析手法に関する研究, *東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文*, 2007 年
- [2.18] 劉 奕歆 : 実大四層 RC 建物の三次元振動台実験の非線形骨組地震応答解析, *東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文*, 2013 年
- [2.19] 楠原 文雄, 金 秀禧, 塩原 等 : 接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.78, No.686, pp.847-855, 2013 年 04 月
- [2.20] 鈴木 紀雄, 小谷 俊介, 青山 博之 : 鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部に関する実験的研究 : その 2 スラブが梁に及ぼす影響について, *日本建築学会関東支部研究報告集*, Vol.54, pp.137-140, 1983
- [2.21] Halim, J. K., 今村 晃, 小谷 俊介, 青山 博之 : 鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究, *日本コンクリート工学年次講演会論文集*, 1984 年 05 月
- [2.22] 草苺 敏夫, 真柄 祥吾, 城 攻, 他 : 鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部の破壊性状に関する実験的研究 I ~ II, *日本建築学会北海道支部研究報告集*, 構造系 Vol.57, pp. 277-280, 1984 年 03 月
- [2.23] 北山 和宏, 浅海 慎一郎, 小谷 俊介, 青山 博之 : スラブ付立体柱梁接合部の挙動, *コンクリート工学年次講演会論文集*, Vol.8, pp.649-652, 1986 年 06 月

- [2.24] 藤井 栄, 森田 司郎: 二方向荷重を受ける RC 外部柱・梁接合部の挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.181-186, 1987年06月
- [2.25] 藤原 幹弘, 西村 泰志, 南 宏一: 2方向外力を受ける柱梁接合部のせん断耐力(その1~2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系 Vol.27, pp.93-96, 1987年05月
- [2.26] 江藤 啓二, 北山 和宏, 坪崎 裕幸, 都祭 弘幸: 二方向荷重を受ける立体内柱梁接合部の復元力特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.519-524, 1991年06月
- [2.27] 西 謙一, 太田 孝平, 大和田 義正: 二方向地震入力を受ける RC 外周梁柱接合部の実験的研究(その1~2), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp.207-210, 1992年08月
- [2.28] 坪崎 裕幸, 塩原 等, 岡 功治, 古川 淳: 2方向荷重を受ける直交はり付き柱梁接合部のせん断性能(その1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp.877-882, 1993年07月
- [2.29] 黒瀬 行信: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の一方向及び二方向加力実験, 日本建築学会構造系論文集, No.448, pp.89-99, 1993年06月
- [2.30] 富永 暖子, 中井 俊太, 坂下 雅信, 他: 直交梁を有する十字型柱梁接合部が2方向入力を受ける場合の耐震性能評価(その1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, 2012年09月
- [2.31] 佐藤 宏一, 片江 拓, 北山 和宏, 他: 3方向加力された鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の破壊機構に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会学術講演梗概集, 2014年09月
- [2.32] Eligehausen, R., Ozbolt, J., Genesio, G., Hoehler, M. S., Pampanin, S.: Three-dimensional Modelling of Poorly Detailed RC Frame Joints, 2006 NZSEE Conference Proceeding, Paper Number 23, 2006.3
- [2.33] 深澤 協三, 立花 正彦, 見村 博明, 他: 2方向地震力を受ける立体鉄筋コンクリート構造骨組の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.498, pp.113-120, 1997年08月
- [2.34] 柏崎 隆志, 日下部 桃子, 堀部 明久, 野口 博: 2方向加力を受ける RC 柱梁接合部の3次元

- FEM 解析 (その 1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.469-470, 2003 年 07 月
- [2.35] 日下部 桃子, 余 勇, 柏崎 隆志, 野口 博 : 2 方向繰り返し水平力を受ける RC 立体柱梁接合部の 3 次元非線形 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.427-432, 2005 年 06 月
- [2.36] 孫 宏晨, 柏崎 隆志, 和泉 信之, 野口 博 : 2 方向入力を受ける RC 直交梁付き柱梁接合部の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.21-24, 2013 年 08 月

第3章

解析モデル

3.1 はじめに

RC造平面柱梁接合部マクロエレメントは、田尻^{[3.1], [3.2]}によって提案され、既往の柱梁接合部の実験で観測される接合部パネルのひび割れの発生ならびに変形機構に適合するように塩原によって提案された「9自由度モデル」^[3.3]と呼ばれる力学モデルに基づいている。朴^{[3.4], [3.5]}、劉^[3.6]、楠原^[3.7]は平面骨組解析への適応を容易にするため、田尻モデルの簡略化を行い、平面柱梁接合部部分架構の静的繰り返し実験結果と解析結果がよく対応していることを示した。本研究では、1方向のみならず2方向水平力に対して柱梁接合部の構造性能の検討ができるように、接合部マクロエレメントの3次元への拡張を行った。本章では、立体柱梁接合部マクロエレメントの構築にあたっての仮定条件について述べ、その解析モデルの剛性マトリックの作成および解析手法について述べる。

3.2 柱梁接合部の変形機構と応力伝達

柱梁接合部は、隣接する柱及び梁部材から軸力、せん断力、曲げモーメント、ねじりモーメントが伝達され、それらの力に対して軸変形、せん断変形、柱・梁フェースの回転変形が生じる。よって、柱梁接合部は多様な変形モードを有し、応力は多軸応力状態となるため、その複雑な応力状態を精度高く評価するためには、非線形FEM手法など高度な計算が適している。しかし、柱梁接合部マクロエレメントは、モデルの構築の簡便さのため、柱梁接合部へ伝達される力モードならびに変形機構を分離して考える。つまり、次に示す①長期荷重に対する柱梁接合部の変形モードと②水平力に対する変形モードを分離し、それぞれの変形モードに対して独立した要素が応力を負担するものとする。

① 長期荷重に対する柱梁接合部の変形モード：

長期荷重に対して、柱梁接合部は柱軸力および梁端部の曲げモーメントにより、図3.1に示す変形となり、柱梁接合部パネルでは鉛直方向と水平方向に圧縮・引張応力が生ずる。よって、柱梁接合部マクロエレメントに水平・鉛直方向のコンクリートばねを配置し、それらのばねに長期荷重によって生ずる応力を負担させるものとする。

② 水平力に対する柱梁接合部の変形モード：

水平力に対し、柱と梁端部のせん断力及び曲げモーメントによって、柱梁接合部は図3.2に示すように、接合部パネルの対角方向へひび割れが生じ、4つの部分で分割されたものの相互な回転移動による変形機構^[3.2]となり、接合部パネルの主応力方向は斜め方向となる。よって、柱梁接合部マクロエレメントに斜め方向のコンクリートばねには、水平力による応力を負担させるものとする。

なお、2方向水平力によって生ずる接合部の圧縮ストラットには次のような仮定を置いた。立体柱梁接合部に45°方向加力を加えた場合、接合部内部の応力伝達は、図3.2に示すように1方向加力時の接合部パネルを平行する圧縮ストラットと異なり、図3.3に示すように接合部コアの反対のコーナーを結ぶような方向への圧縮ストラットが生ずる^[3.10]。しかし、地震時、力の方向は45°であるとは限らず、柱梁接合部の圧縮ストラットは多様な方向へ生ずると考えられる。よって、3次元の柱梁接合部マクロエレメントの構築にあたっては、モデル化の簡便さのため、2方向水平力に対し、図3.4のように2方向へ直交する圧縮ストラットが生じ、それぞれが独立に各方向の水平力に抵抗するものと仮定する。

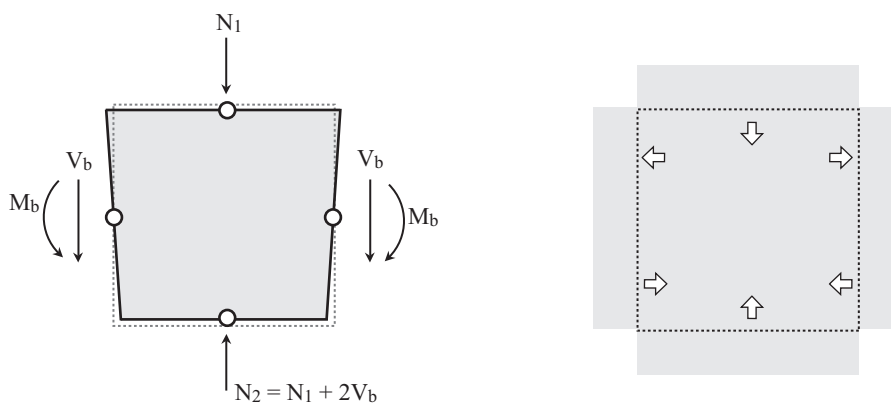


図 3.1 長期荷重に対する柱梁接合部の変形と応力方向

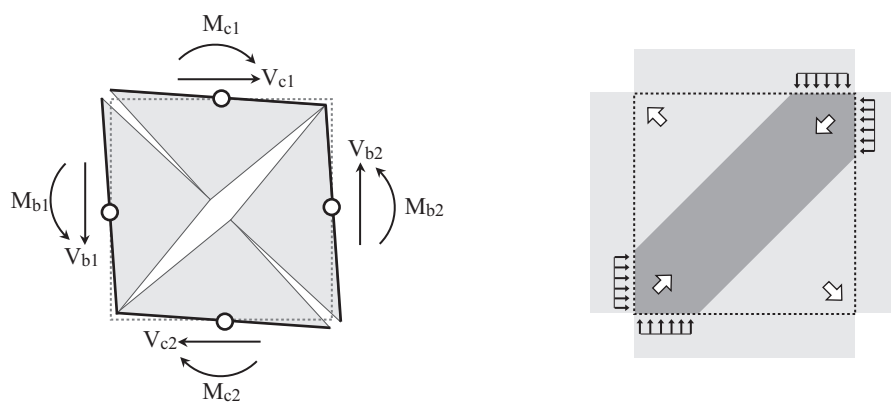


図 3.2 水平力に対する柱梁接合部の変形と応力方向

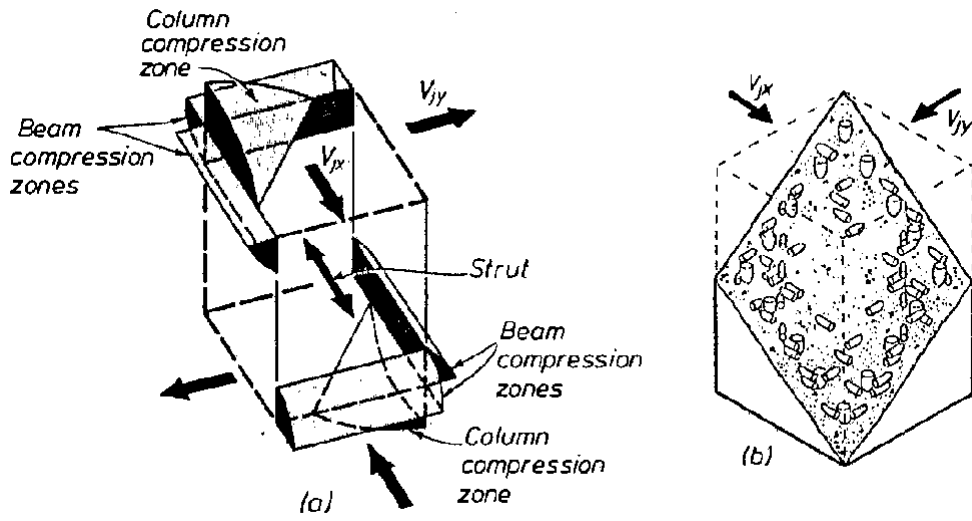


図 3.3 2方向水平力に対する柱梁接合部の応力伝達 [3.10]

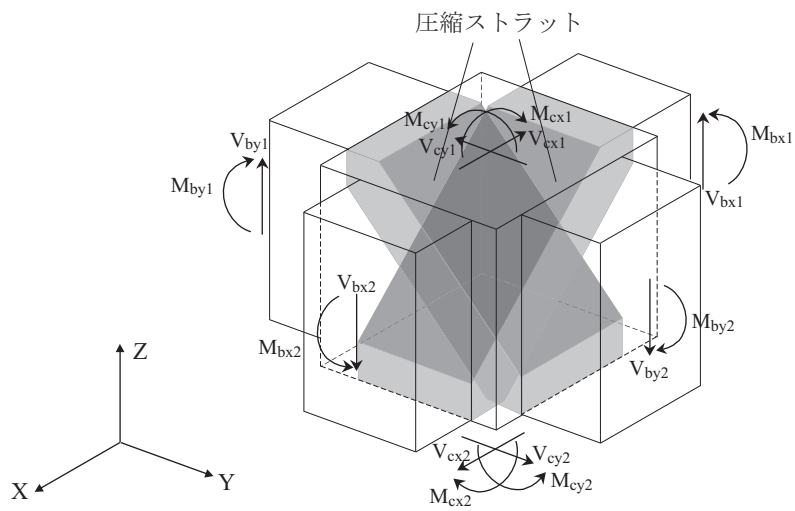


図 3.4 2方向水平力に対する柱梁接合部の圧縮ストラット

3.3 立体柱梁接合部マクロエレメント

3.3.1 柱梁接合部マクロエレメントの変形の範囲及び解析モデルの対象物

立体柱梁接合部マクロエレメントは接合部パネルのみをモデル化し、接合部変形は図 3.5 に示すように接合部パネルの対角方向のひび割れによる変形と柱・梁端部での主筋の抜け出し変形を含むものとする。主筋の抜け出し変形を接合部変形として扱うことで、柱及び梁端部の応力と変形の関係は平面保持を仮定した解析による荷重—変形関係により表せられ^{[3.8], [3.9]}、モデル化がより単純化される。

柱梁接合部マクロエレメントは図 3.6 に示す内部柱梁接合部及び外部柱梁接合部へ適応でき、梁と柱が偏心接合したものや梁段差がある柱梁接合部は、柱梁接合部フェースの剛板の寸法やコンクリートばねの向きを定めることが困難であるため、本論では対象としない。

3.3.2 節点と自由度

立体柱梁接合部マクロエレメントは図 3.7 に示すように、6つの柱・梁フェースで表され、寸法は柱幅 B_c 、柱せい D_c 、梁せい D_b によって定める。柱と梁フェースは平面保持を仮定して剛板としてモデル化し、各剛版の中心には水平 3 方向及び回転 3 方向の合計 6 自由度を有する節点を設ける。よって、立体柱梁接合部マクロエレメントは合計 36 自由度を有し、接合部変形は 6 つの独立した柱と梁フェース剛版の変位によって表される。

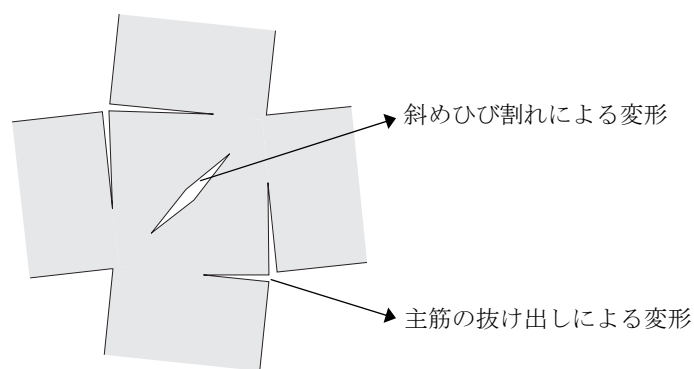


図 3.5 柱梁接合部マクロエレメントの変形の範囲

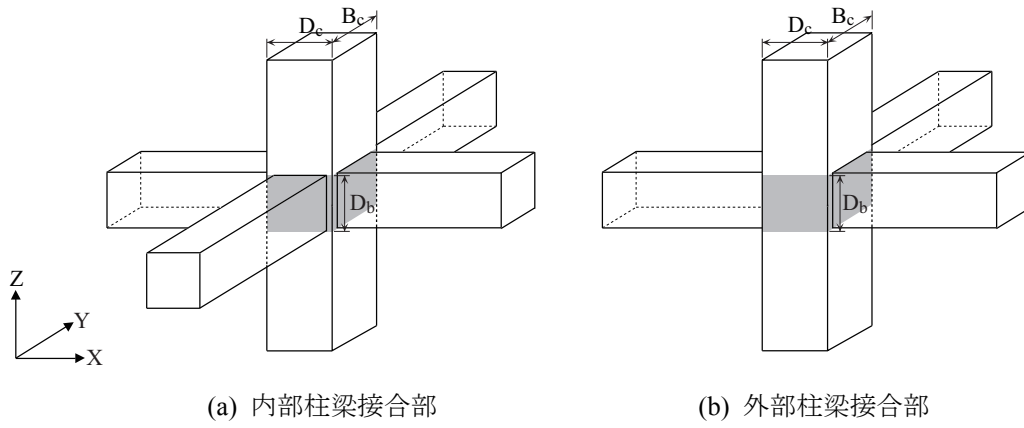


図 3.6 柱梁接合部解析モデルの対象物

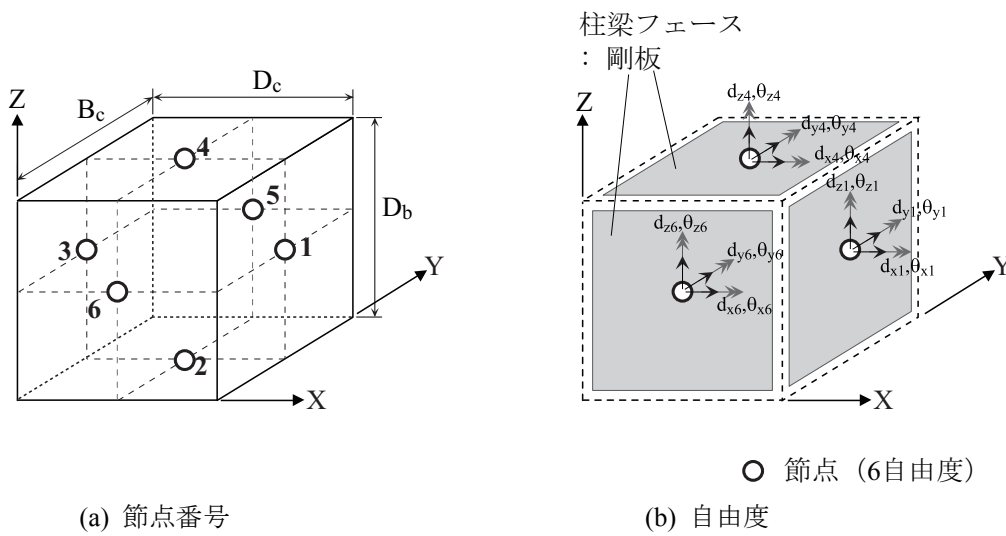


図 3.7 立体柱梁接合部マクロエレメントの節点と自由度

3.3.3 立体柱梁接合部マクロエレメントの構成要素

立体柱梁接合部マクロエレメントはコンクリート、鉄筋、付着一すべりを表す一軸ばねのみで構成される。それらの構成要素の方向角及び寸法について述べる。

(1) コンクリートばね

立体柱梁接合部マクロエレメントのコンクリートばねの構成を図 3.8 に示す。コンクリートばねは、XZ 平面、YZ 平面、XY 平面における斜め方向コンクリートばね及び XZ 平面及び YZ 平面における水平・鉛直方向コンクリートばねで構成される。つまり、コンクリートばねは 9 方向に配置され、それぞれのばねは独立であるとし、斜め方向コンクリートばねには水平力によって接合部パネルの斜め方向に生ずる応力を、水平及び鉛直方向コンクリートばねには長期荷重による応力を負担させる。

等方均質弾性体について考えると、このように複数の方向へコンクリートばねを配置することは、コンクリートの体積を中腹させるため、要素の剛性を過大評価することになる。例え、図 3.9(a)のように正方形の柱梁接合部に軸力 N が作用する場合、縦・横方向の歪に対するコンクリート要素の増分応力-ひずみ度関係は次式のように記述される。

$$d\sigma_z = E \cdot d\varepsilon_z \quad (\text{式 3.1})$$

$$d\sigma_u = E \cdot d\varepsilon_u = \frac{1}{\sqrt{2}}(1-\nu)E \cdot d\varepsilon_z \quad (\text{式 3.2})$$

$$d\sigma_v = E \cdot d\varepsilon_v = \frac{1}{\sqrt{2}}(1-\nu)E \cdot d\varepsilon_z \quad (\text{式 3.3})$$

ここで、 σ_z 、 σ_u 、 σ_v は鉛直方向、対角 2 方向のコンクリート要素の応力成分、 ε_z 、 ε_u 、 ε_v は鉛直方向、対角 2 方向のコンクリート要素の歪成分、 ν はポアソン比、 E はヤング率である。

また、対角 2 方向のコンクリート要素の応力成分を鉛直方向の応力に変換して出し合わせると次式のようになる。

$$d\sigma_{z(m)} = (1-\nu)E \cdot d\varepsilon_z \quad (\text{式 3.4})$$

コンクリートのポアソン比を 0.2 とし、鉛直方向のコンクリート要素と対角方向のコンクリート要素の剛性を重ね合わせると鉛直方向の歪成分に対する接合部の剛性は $1.8E$ となる。また、直交方向に配置される対角方向コンクリート要素の剛性を考慮すると、剛性はおよそ $2.6E$ となる。つまり、弾性の

範囲では、鉛直方向の歪成分に対して剛性は2.6倍高く評価されることになる。しかし、図3.9(b)のように地震力によって対角方向の応力が生じると、接合部に斜め方向のひび割れが発生し、そのひび割れを横切る位置での鉄筋の塑性化に伴い斜めひび割れが卓越する破壊モードを示す。この場合、斜めひび割れに直交する方向のコンクリート剛性はゼロとなり、鉛直方向のコンクリート要素と対角方向のコンクリート要素の併用することによって要素の剛性を過大評価する影響は小さくなると考える。また、水平力に伴う接合部せん断変形に対して、鉛直と水平方向のコンクリート要素の抵抗はないため、斜め方向のコンクリート要素と併用しても問題はないと考える。しかし、高軸力が作用し、接合部の対角ひび割れが卓越しにくい場合や接合部内で鉄筋が降伏せず、コンクリートのみ圧壊する破壊モードに対して適用できるかについて検討が必要である。

立体柱梁接合部マクロエレメントのコンクリートばねの方向角と寸法は次のように定める。

図3.10はXZ平面内のコンクリートばねの幾何学的配置を示す。立体柱梁接合部のY方向に均等に分割される平行なコンクリートレイヤー数を N_{xz} とする。図3.10では $N_{xz}=4$ を例として示している。各コンクリートレイヤーにおいて、柱・梁フェースの4つの辺をさらに N_{jc} 分割し、2方向の対角方向及び水平・鉛直方向のコンクリートばねを配置する。

$N_{jc}=5$ を例とし、斜め方向コンクリートばねの方向角と寸法を図3.11に示し、水平方向及び鉛直方向コンクリートばねの方向角と寸法をそれぞれ図3.12および図3.13に示す。ばねの両端部は柱・梁フェースの剛版にピン接続し、各コンクリートばねが接続される剛版における節点を*i*、*j*とする。ばねの1端の変位は*i*節点の変位に従属され、ばね2端の変位は*j*節点の変位に従属される。各ばねの1端から2端に向かう方向を部材座標系のX'軸とし、右手法に従う直交座標系を用いる。また、ばねの全体座標系におけるX軸、Y軸、Z軸周りの回転角をそれぞれ α_{jc} 、 β_{jc} 、 γ_{jc} とする。ばねの長さ L_{jc} は1端から2端までの距離と等しく、断面積 A_{jc} はばねの材軸方向への見付け面積と等しいものとし、コンクリートばねの寸法と方向角は次式のように記述される。

① XZ平面内斜め方向のコンクリートばね

$$L_{jc} = \frac{2(N_{jc} - m) + 1}{2N_{jc}} \sqrt{D_c^2 + D_b^2} \quad (\text{式 3.5})$$

$$A_{jc} = d_{jc} \times w = \frac{D_c \times D_b}{N_{jc} \sqrt{D_c^2 + D_b^2}} \times \frac{B_c}{N_{xz}} \quad (\text{式 3.6})$$

$$\alpha_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.7})$$

$$\beta_{jc} = \tan^{-1}\left(\frac{D_b}{D_c}\right) \quad (\text{上柱と右梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.8})$$

$$\beta_{jc} = \frac{\pi}{2} + \tan^{-1}\left(\frac{D_b}{D_c}\right) \quad (\text{下柱と右梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.9})$$

$$\beta_{jc} = \pi + \tan^{-1}\left(\frac{D_b}{D_c}\right) \quad (\text{下柱と左梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.10})$$

$$\beta_{jc} = \frac{3\pi}{2} + \tan^{-1}\left(\frac{D_b}{D_c}\right) \quad (\text{上柱と左梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.11})$$

$$\gamma_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.12})$$

ここで,

N_{jc} : 各辺での要素の分割数

$m(=1 \sim N_{jc})$: 要素の番号

d_{jc} : 要素の幅

w : 要素の奥行き方向の幅

N_{xz} : Y方向の分割数

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

② XZ 平面内水平方向のコンクリートばね

$$L_{jc} = D_c \quad (\text{式 3.13})$$

$$A_{jc} = d_{jc} \times w = \frac{D_b}{N_{jc}} \times \frac{B_c}{N_{xz}} \quad (\text{式 3.14})$$

$$\alpha_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.15})$$

$$\beta_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.16})$$

$$\gamma_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.17})$$

ここで,

d_{jc} : 要素の幅

w : 要素の奥行き方向の幅

N_{xz} : Y 方向の分割数

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

③ 鉛直方向のコンクリートばね

$$L_{jc} = D_b \quad (\text{式 3.18})$$

$$A_{jc} = d_{jc} \times w = \frac{D_c}{N_{jc}} \times \frac{B_c}{N_{xz}} \quad (\text{式 3.19})$$

$$\alpha_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.20})$$

$$\beta_{jc} = -\frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.21})$$

$$\gamma_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.22})$$

ここで,

d_{jc} : 要素の幅

w : 要素の奥行き方向の幅

N_{xz} : Y 方向の分割数

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

YZ 平面内にあるコンクリートばねの幾何学的配置を図 3.14 に示す。柱梁接合部の X 方向に N_{yz} 分割された各コンクリートレイヤーにおいて、対角方向と水平方向のコンクリートばねを配置する。YZ 平面における斜め方向と水平方向コンクリートばねの方向角と寸法をそれぞれ図 3.15 と図 3.16 に示し、ばねの長さ L_{jc} , 断面積 A_{jc} , そして全体座標系における X 軸, Y 軸, Z 軸周りの回転角をそれぞれ α_{jc} , β_{jc} , γ_{jc} は次式で表される。

④ YZ 平面内斜め方向のコンクリートばね

$$L_{jc} = \frac{2(N_{jc} - m) + 1}{2N_{jc}} \sqrt{B_c^2 + D_b^2} \quad (\text{式 3.23})$$

$$A_{jc} = d_{jc} \times w = \frac{B_c \times D_b}{N_{jc} \sqrt{D_c^2 + D_b^2}} \times \frac{D_c}{N_{yz}} \quad (\text{式 3.24})$$

$$\alpha_{jc} = \frac{3\pi}{2} + \tan^{-1} \left(\frac{D_b}{B_c} \right) \quad (\text{上柱と右梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.25})$$

$$\alpha_{jc} = \pi + \tan^{-1} \left(\frac{D_b}{B_c} \right) \quad (\text{下柱と右梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.26})$$

$$\alpha_{jc} = \frac{\pi}{2} + \tan^{-1} \left(\frac{D_b}{B_c} \right) \quad (\text{下柱と左梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.27})$$

$$\alpha_{jc} = \tan^{-1} \left(\frac{D_b}{B_c} \right) \quad (\text{上柱と左梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.28})$$

$$\beta_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.29})$$

$$\gamma_{jc} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.30})$$

ここで、

N_{jc} : 各辺での要素の分割数

$m (= 1 \sim N_{jc})$: 要素の番号

d_{jc} : 要素の幅

w : 要素の奥行き方向の幅

N_{yz} : X 方向の分割数

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

⑤ YZ 平面内水平方向のコンクリートばね

$$L_{jc} = B_c \quad (\text{式 3.31})$$

$$A_{jc} = d_{jc} \times w = \frac{D_b}{N_{jc}} \times \frac{D_c}{N_{yz}} \quad (\text{式 3.32})$$

$$\alpha_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.33})$$

$$\beta_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.34})$$

$$\gamma_{jc} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.35})$$

ここで,

d_{jc} : 要素の幅

w : 要素の奥行き方向の幅

N_{yz} : X 方向の分割数

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

XY 平面におけるコンクリートばねの構成を図 3.17 に示す。XY 平面内には、対角方向のみにコンクリートばねを配置させ、コンクリートばねの方向角と寸法を図 3.18 に示す。ばねの長さ L_{jc} 、断面積 A_{jc} 、そして全体座標系における X 軸、Y 軸、Z 軸周りの回転角をそれぞれ α_{jc} 、 β_{jc} 、 γ_{jc} は次式で表される。

⑥ XY 平面内斜め方向のコンクリートばね

$$L_{jc} = \frac{2(N_{jc} - m) + 1}{2N_{jc}} \sqrt{D_c^2 + B_c^2} \quad (\text{式 3.36})$$

$$A_{jc} = d_{jc} \times w = \frac{D_c \times B_c}{N_{jc} \sqrt{D_c^2 + B_c^2}} \times \frac{D_b}{N_{xy}} \quad (\text{式 3.37})$$

$$\alpha_{jc} = -\frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.38})$$

$$\beta_{jc} = \tan^{-1}\left(\frac{B_c}{D_c}\right) \quad (\text{上柱と右梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.39})$$

$$\beta_{jc} = \frac{\pi}{2} + \tan^{-1}\left(\frac{B_c}{D_c}\right) \quad (\text{下柱と右梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.40})$$

$$\beta_{jc} = \pi + \tan^{-1}\left(\frac{B_c}{D_c}\right) \quad (\text{下柱と左梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.41})$$

$$\beta_{jc} = \frac{3\pi}{2} + \tan^{-1}\left(\frac{B_c}{D_c}\right) \quad (\text{上柱と左梁剛板に接続する場合}) \quad (\text{式 3.42})$$

$$\gamma_{jc} = 0 \quad (\text{式 3.43})$$

ここで,

N_{jc} : 各辺での要素の分割数

$m(=1 \sim N_{jc})$: 要素の番号

d_{jc} : 要素の幅

w : 要素の奥行き方向の幅

N_{xy} : Z方向の分割数

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

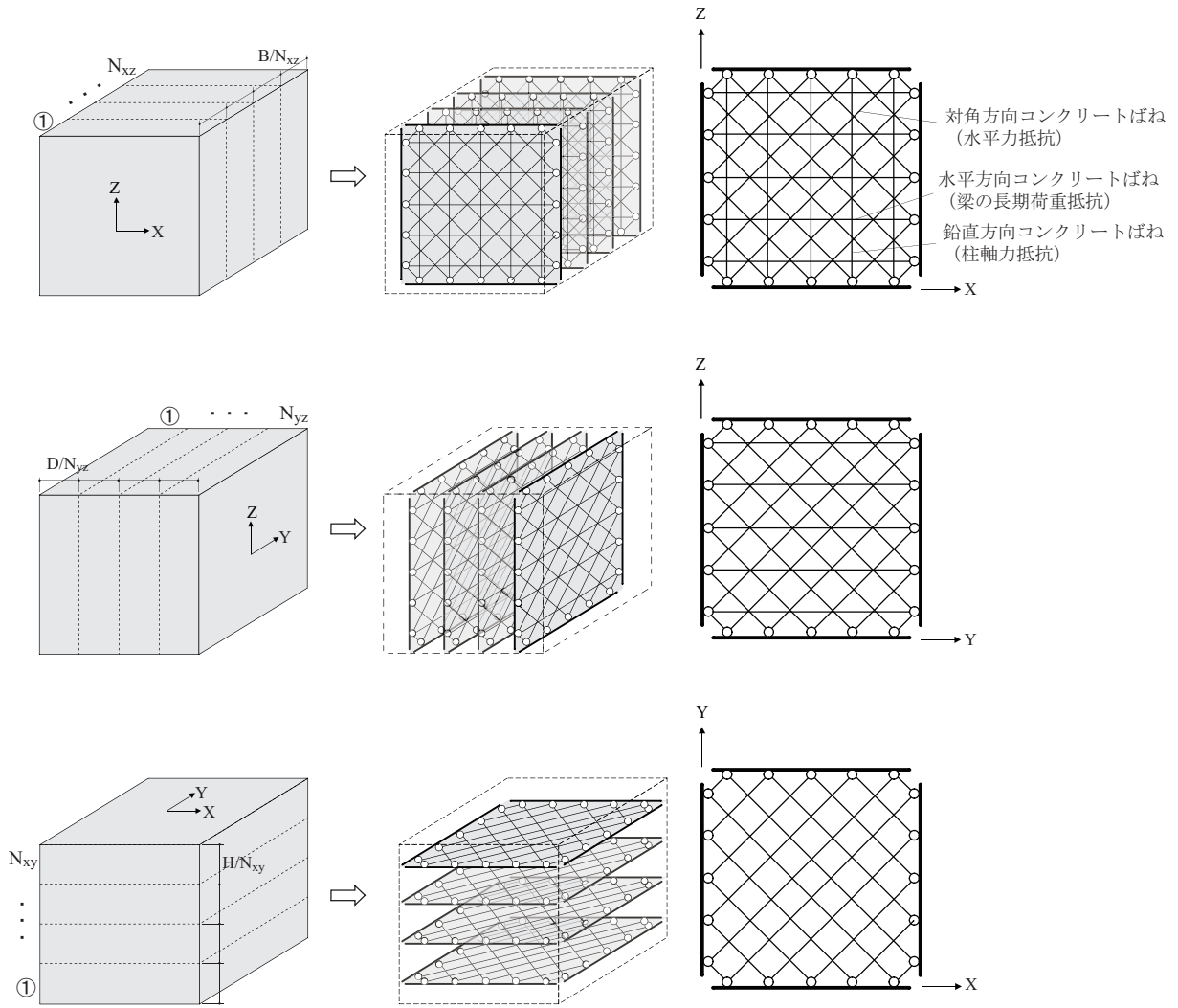
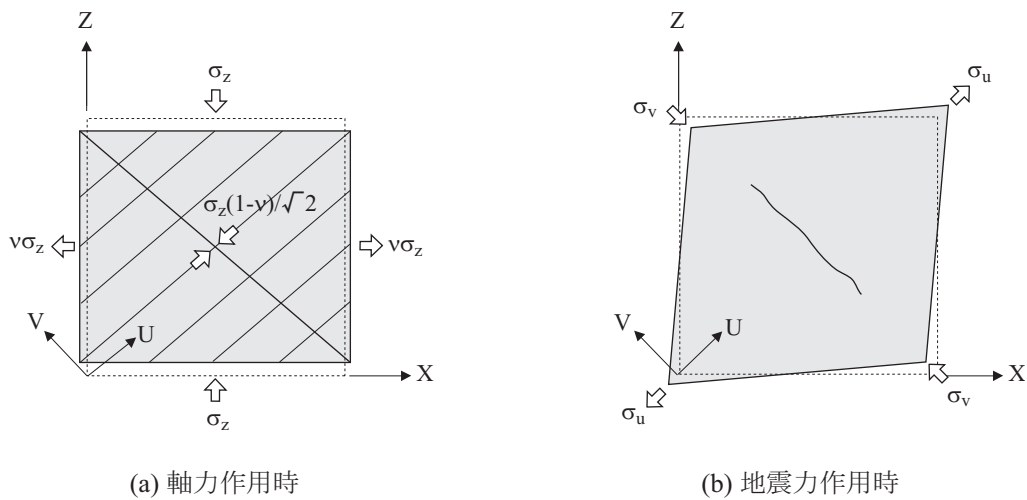


図 3.8 立体柱梁接合部マクロエレメントのコンクリートばねの構成



(a) 軸力作用時

(b) 地震力作用時

図 3.9 コンクリート要素の応力

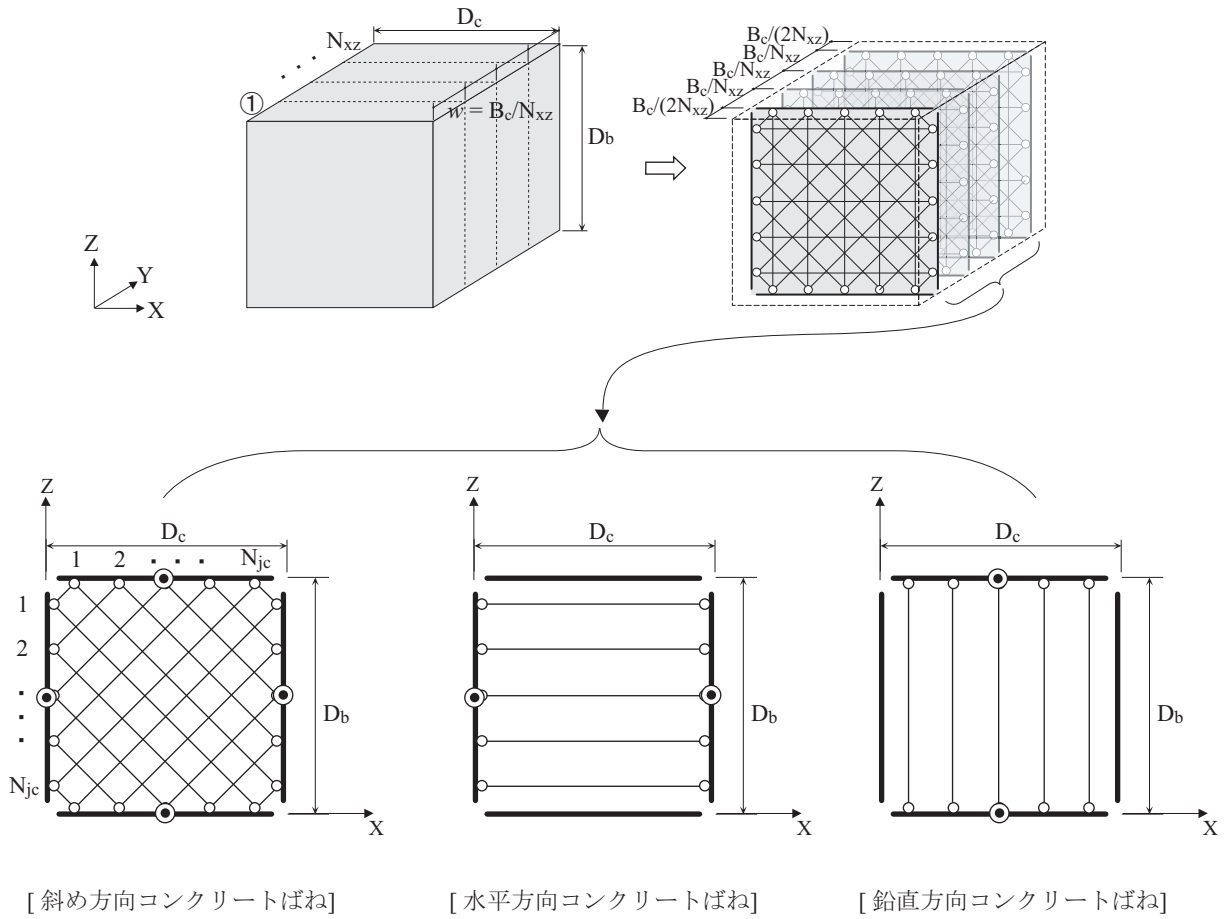


図 3.10 XZ 平面内のコンクリートばねの構成

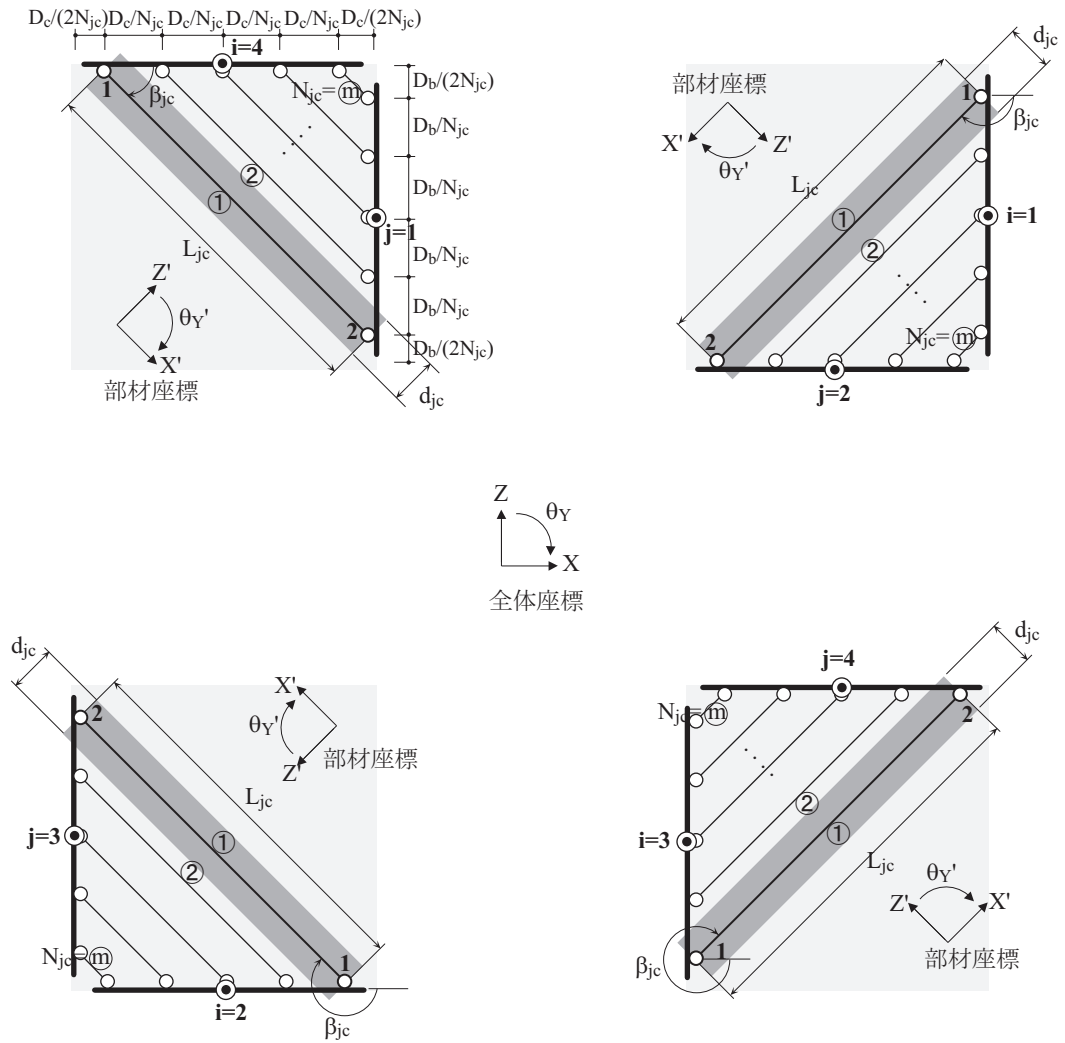


図 3.11 XZ 平面内斜め方向コンクリートばねの方向角及び寸法

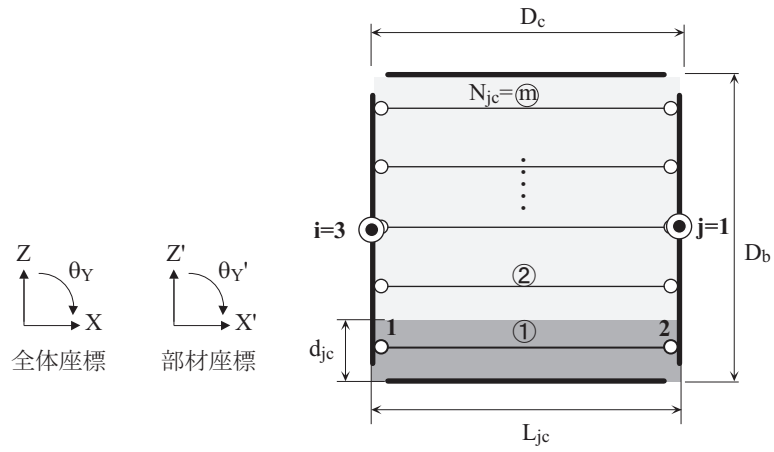


図 3.12 XZ 平面内水平方向コンクリートばねの方向角及び寸法

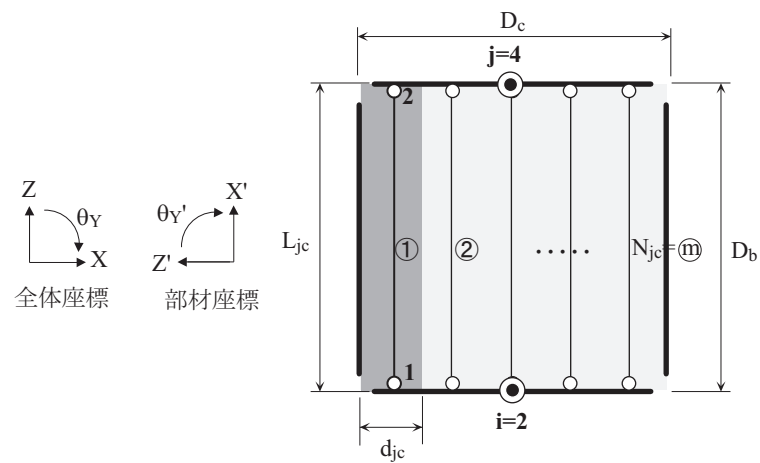


図 3.13 XZ 平面内鉛直方向コンクリートばねの寸法及び方向角

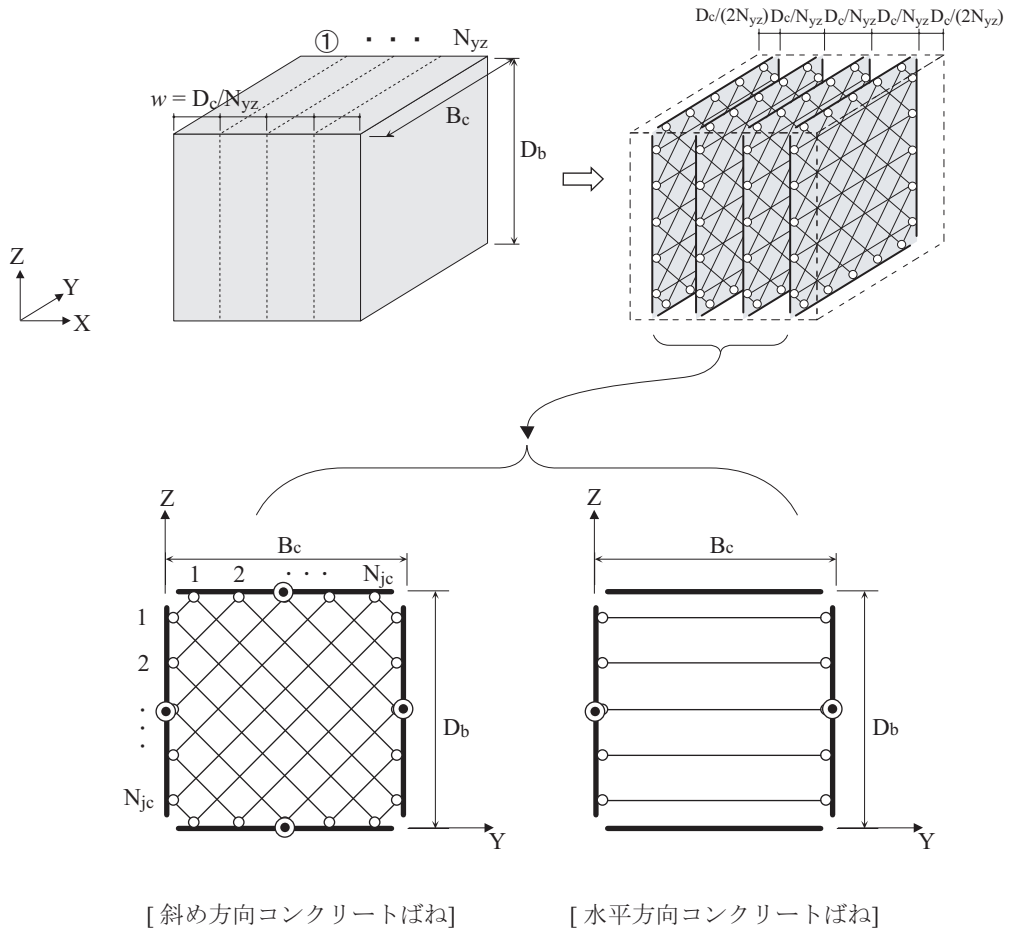


図 3.14 YZ 平面内のコンクリートばねの構成

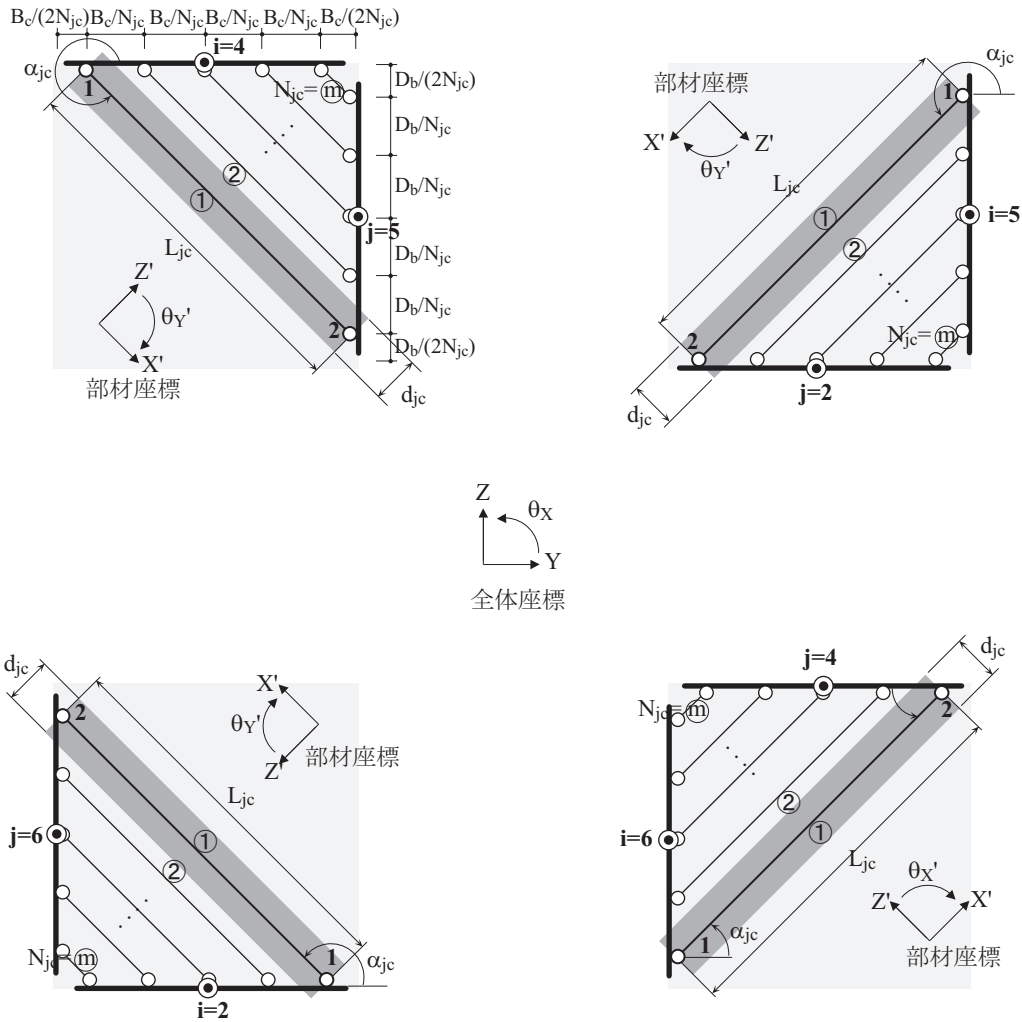


図 3.15 YZ 平面内の斜めコンクリートばねの方向角と寸法

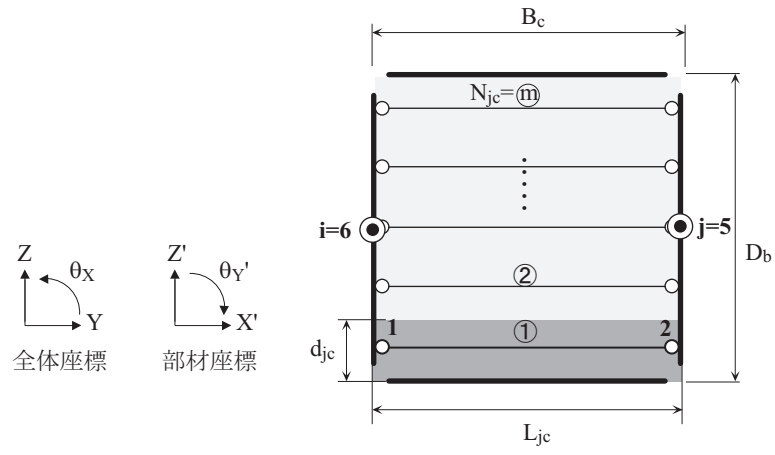


図 3.16 YZ 平面内水平方向コンクリートばねの方向角と寸法

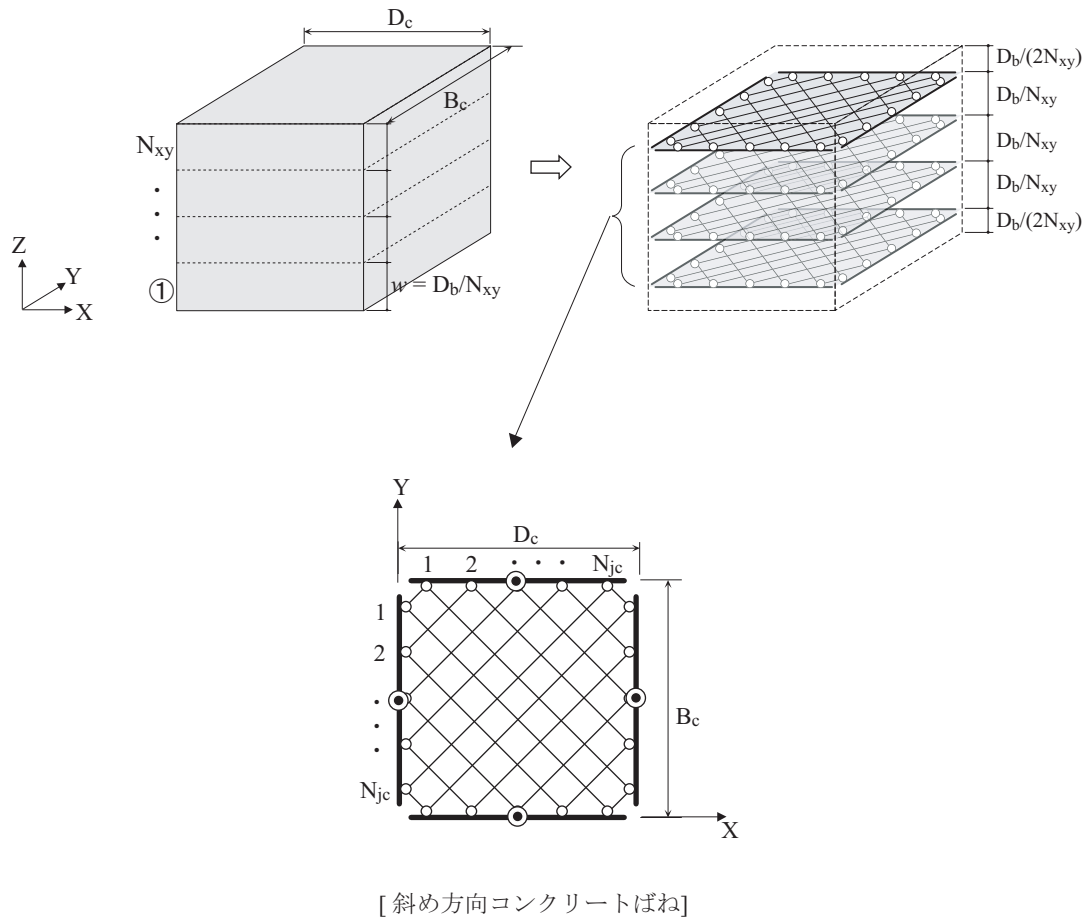


図 3.17 XY 平面内のコンクリートばねの構成

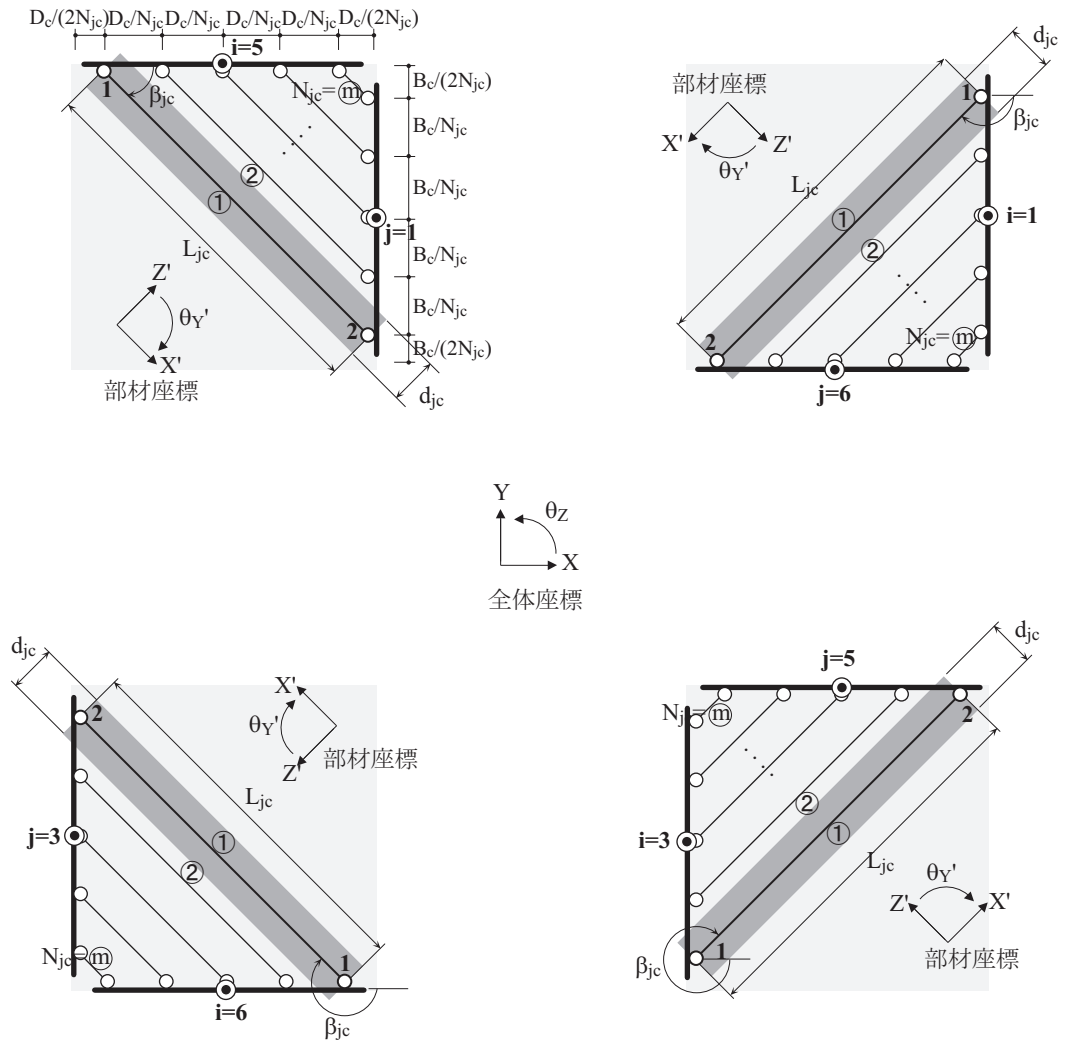


図 3.18 XY 平面内の斜めコンクリートばねの方向角と寸法

(2) 主筋および付着ばね

柱梁接合部内の主筋と付着ばねの構成を図 3.19 に示す。

柱・梁主筋ばねは実配筋と同じ位置に配置させ、各主筋ばねを均等に 2 分割する。そして、図 3.20 に示すように主筋ばねの一端は柱・梁フェースの剛板にピン接続し、もう一端は主筋ばねの中央位置の内部節点に接続する。また、内部節点には鉄筋とコンクリート間の付着を表す付着—すべりばねを設け、付着—すべりばねの一端を剛板に接続し、付着応力を剛板に伝達させる。

付着—すべりばねを一か所のみで設置する理由は次のようである。水平荷重による接合部変形に伴い、まず図 3.21 に示すように接合部の入隅部の斜めひび割れによって、引張側の主筋はそのひび割れを横切る位置で歪が増大する。続いて接合部パネルへ対角ひび割れが発生し、変形が大きくなると、圧縮側の主筋においても斜めひび割れを横切る位置で引張歪が増大する。よって、通し主筋は付着強度に達しなくても付着力の低下が生じると考える。この場合、付着破壊による影響は小さいと考えられ、付着—すべりばねを一か所のみで設置する。

主筋ばねの断面積は当該鉄筋の断面積とし、主筋ばねの長さは、図 3.20 に示すばねの 1 端から 2 端までの距離 L_e に部材端部における主筋の抜け出し変形を考慮した長さ l_s を合わせたものとする。その際、梁主筋の抜け出し考慮長さ l_s は、図 3.22 に示すように梁フェースから梁せい D_b だけ離れた位置における主筋の歪を 0 とし、三角形と仮定した主筋の歪分布より求める。よって、梁主筋の抜け出し考慮長さ l_s は $D_b/2$ となり、柱主筋についても同様に柱主筋の抜け出しを考慮し、柱主筋の抜け出し考慮長さ l_s は $D_c/2$ (D_c : 柱せい) とする。ト型柱梁接合部については、梁が付いていない側の主筋の抜け出し考慮長さを 0 とする。主筋ばねの断面積 A_{js} と長さ L_{js} 、そして全体座標系における要素の X 軸、Y 軸、Z 軸周りの回転角 α_{js} 、 β_{js} 、 γ_{js} は次式のようになる。

① X 方向梁主筋ばね

$$A_{js} = a_{sbx} \quad (式 3.44)$$

$$L_{js} = L_e + l_s = \frac{D_c}{2} + \frac{D_b}{2} \quad (式 3.45)$$

$$\alpha_{js} = 0, \quad \beta_{js} = 0, \quad \gamma_{js} = 0 \quad (式 3.46)$$

② Y方向梁主筋ばね

$$A_{js} = a_{sby} \quad (\text{式 3.47})$$

$$L_{js} = L_e + l_s = \frac{B_c}{2} + \frac{D_b}{2} \quad (\text{式 3.48})$$

$$\alpha_{js} = 0, \quad \beta_{js} = 0, \quad \gamma_{js} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.49})$$

③ 柱主筋ばね

$$A_{js} = a_{sc} \quad (\text{式 3.50})$$

$$L_{js} = L_e + l_s = \frac{D_b}{2} + \frac{D_c}{2} \quad (\text{式 3.51})$$

$$\alpha_{js} = 0, \quad \beta_{js} = -\frac{\pi}{2}, \quad \gamma_{js} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.52})$$

ここで,

a_{sbx} : X方向梁主筋の一本当たりの断面積

a_{sby} : Y方向梁主筋の一本当たりの断面積

a_{sc} : 柱主筋の一本当たりの断面積

L_e : 主筋ばねの1端から2端までの長さ

l_s : 主筋の抜け出し考慮長さ

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

付着—すべりばねの荷重は、付着応力度と柱梁接合部内での当該鉄筋の表面積の積とし、変形はすべり量とする。ただし、主筋の抜け出し考慮長さには付着を考慮しない。付着荷重を算定する際に用いた鉄筋の表面積 A_{jb} と付着ばねの長さ L_{jb} ，そして全体座標系における要素の X 軸，Y 軸，Z 軸周りの回転角 α_{jb} ， β_{jb} ， γ_{jb} は次式のようになる。

④ X 方向梁主筋の付着—すべりばね

$$A_{jb} = l_{sbx} \times D_c \quad (\text{式 3.53})$$

$$L_{jb} = 1 \quad (\text{式 3.54})$$

$$\alpha_{jb} = 0, \quad \beta_{jb} = 0, \quad \gamma_{jb} = 0 \quad (\text{式 3.55})$$

⑤ Y 方向梁主筋の付着—すべりばね

$$A_{jb} = l_{sby} \times B_c \quad (\text{式 3.56})$$

$$L_{jb} = 1 \quad (\text{式 3.57})$$

$$\alpha_{jb} = 0, \quad \beta_{jb} = 0, \quad \gamma_{jb} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.58})$$

⑥ 柱主筋の付着—すべりばね

$$A_{jb} = l_{sc} \times D_b \quad (\text{式 3.59})$$

$$L_{jb} = 1 \quad (\text{式 3.60})$$

$$\alpha_{jb} = 0, \quad \beta_{jb} = -\frac{\pi}{2}, \quad \gamma_{jb} = 0 \quad (\text{式 3.61})$$

ここで、

- l_{sbx} : X 方向梁主筋の周長
 l_{sby} : Y 方向梁主筋の周長
 l_{sc} : 柱主筋の周長
 D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, D_b : 梁せい

柱梁接合部横補強筋ばねの幾何学的配置を図 3.23 に示す。接合部補強筋ばねは、接合部の高さ中央位置で X 方向と Y 方向にそれぞれ配置される 2 本の一軸ばねに置き換え、ばねの両端を向い合う梁フェースの剛板に接続する。接合部横補強筋を高さ中央のみに配置させるのは、梁フェースの水平変位や接合部パネルのせん断変形に伴う回転に対して接合部補強筋の歪は同じになるためである。接合部横補強筋ばねの長さは柱の主筋間距離とし、断面積は横補強筋の全断面積の 1/2 とする。また、接合部横補強筋とコンクリート間の付着一すべりは無視する。X 方向及び Y 方向における接合部補強筋ばねの長さ L_{jt} と断面積 A_{jt} 、そして全体座標系における要素の X 軸, Y 軸, Z 軸周りの回転角 α_{jt} , β_{jt} , γ_{jt} は次式のようになる。

⑦ X 方向の柱梁接合部横補強筋ばね

$$A_{jt} = \sum a_t / 2 \quad (\text{式 3.62})$$

$$L_{jt} = D_c - 2 \times cw \quad (\text{式 3.63})$$

$$\alpha_{jt} = 0, \quad \beta_{jt} = 0, \quad \gamma_{jt} = 0 \quad (\text{式 3.64})$$

⑧ Y 方向の柱梁接合部横補強筋ばね

$$A_{jt} = \sum a_t / 2 \quad (\text{式 3.65})$$

$$L_{jt} = B_c - 2 \times cw \quad (\text{式 3.66})$$

$$\alpha_{jt} = 0, \quad \beta_{jt} = 0, \quad \gamma_{jt} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.67})$$

ここで,

a_t : 接合部横補強筋の断面積

c_w : 梁フェースから柱主筋までの距離

D_c : 柱せい, B_c : 柱幅

スラブ筋のモデル化について図 3.24 に示す。スラブ筋は、有効と見なすスラブ幅内にあるスラブ筋を柱梁接合部内を通る 2 つの一軸ばねとして置き換え、ばねの両端を向かい合う梁フェースの剛板にピン接続する。スラブ筋の長さは、ばねの両端間の距離とし、断面積は、スラブ有効幅内のスラブ筋の全断面積の 1/2 とする。スラブ筋の付着一すべりは考慮しない。スラブ筋ばねの長さ L_{ss} と断面積 A_{ss} 、そして全体座標系における要素の X 軸, Y 軸, Z 軸周りの回転角 α_{ss} , β_{ss} , γ_{ss} は次式のようなになる。

⑨ X 方向のスラブ筋ばね

$$A_{ss} = \sum a_{sx} / 2 \quad (\text{式 3.68})$$

$$L_{ss} = D_c \quad (\text{式 3.69})$$

$$\alpha_{ss} = 0, \quad \beta_{ss} = 0, \quad \gamma_{ss} = 0 \quad (\text{式 3.70})$$

⑩ Y 方向のスラブ筋ばね

$$A_{ss} = \sum a_{sy} / 2 \quad (\text{式 3.71})$$

$$L_{ss} = B_c \quad (\text{式 3.72})$$

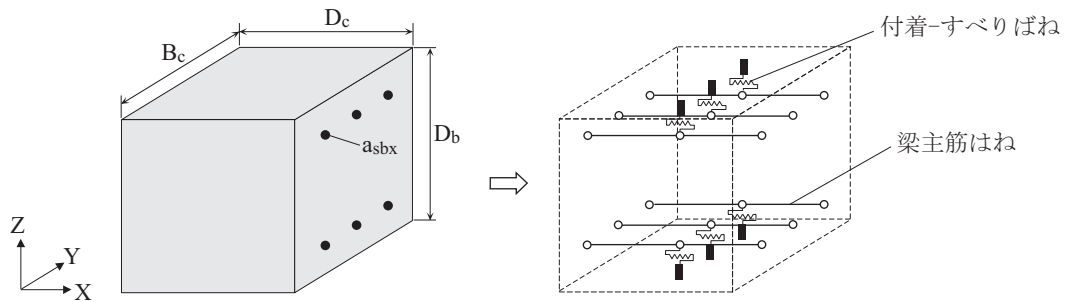
$$\alpha_{ss} = 0, \quad \beta_{ss} = 0, \quad \gamma_{ss} = \frac{\pi}{2} \quad (\text{式 3.73})$$

ここで,

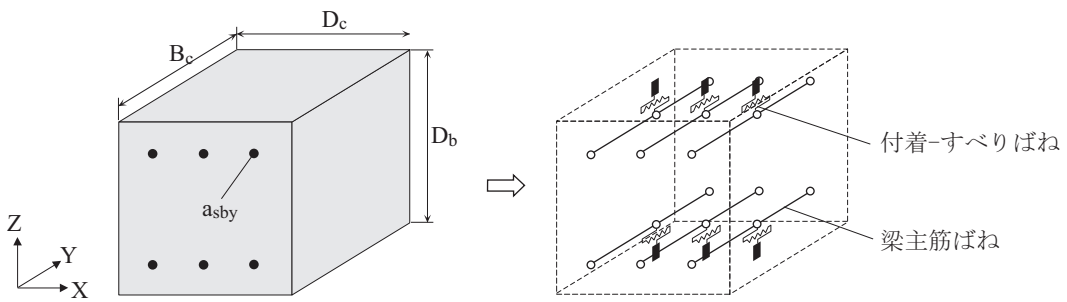
a_{ssx} : X 方向のスラブ筋の断面積

a_{ssy} : Y 方向のスラブ筋の断面積

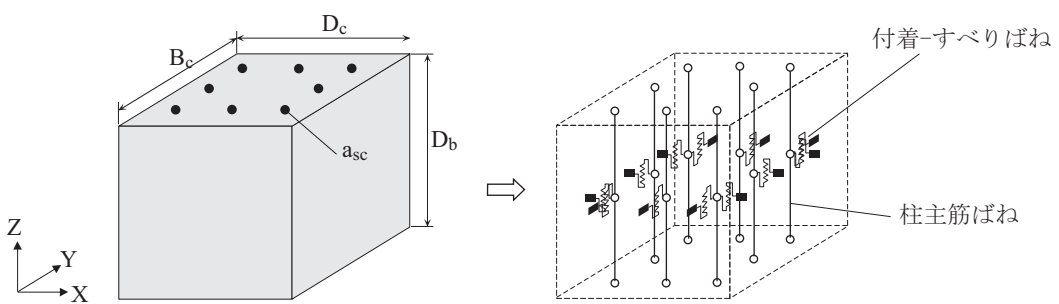
D_c : 柱せい, B_c : 柱幅



(a) X方向梁主筋と付着-すべりばね



(b) Y方向梁主筋と付着-すべりばね



(c) 柱主筋と付着-すべりばね

図 3.19 立体柱梁接合部マクロエレメントの主筋と付着-すべりばねの構成

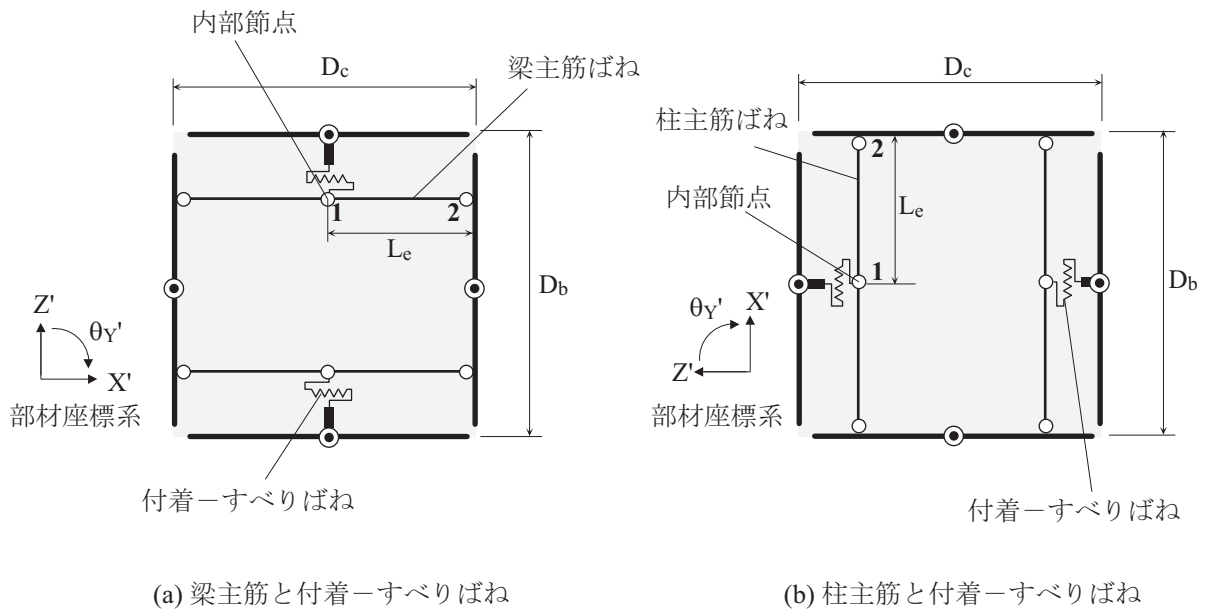


図 3.20 主筋と付着ばねの配置

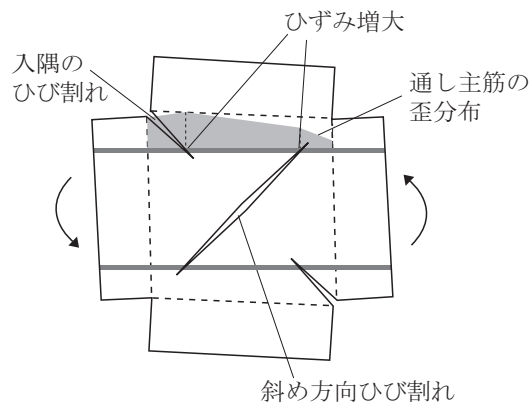


図 3.21 接合部のひび割れ拡張と通し主筋の歪

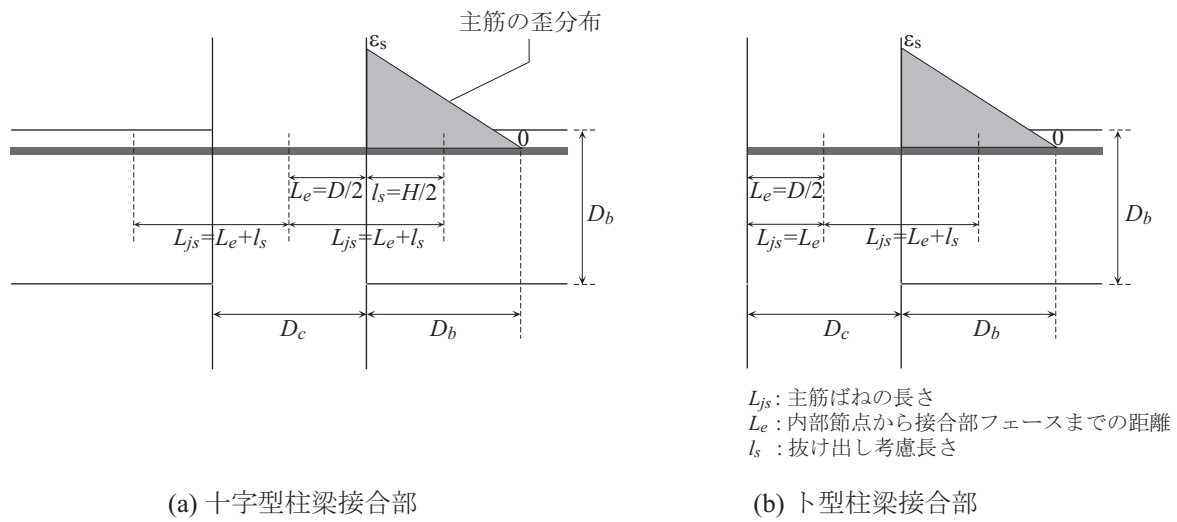


図 3.22 主筋長さの設定

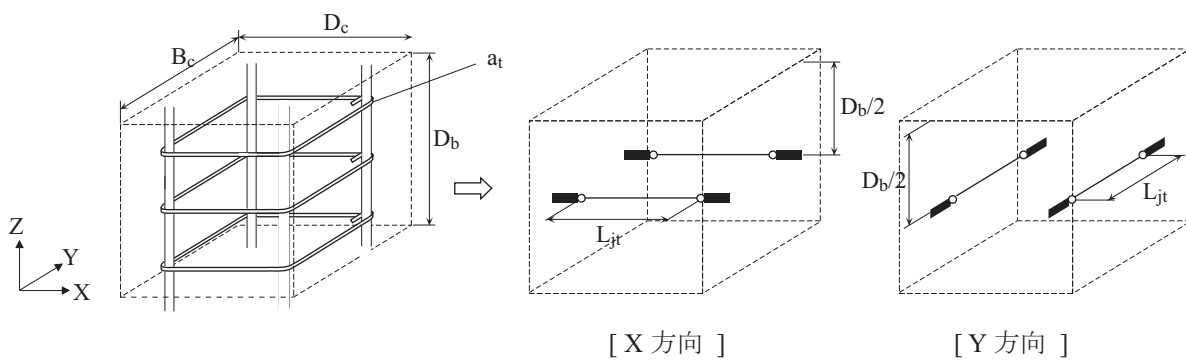


図 3.23 柱梁接合部横補強筋ばねの配置

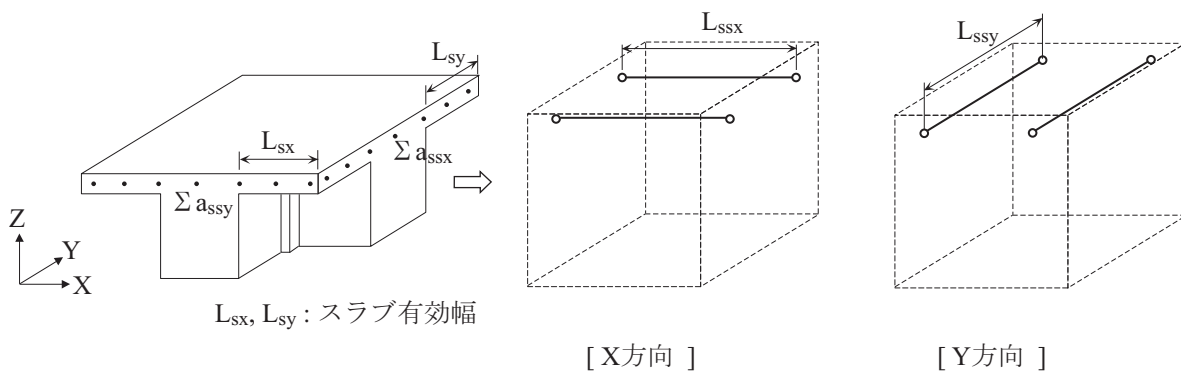
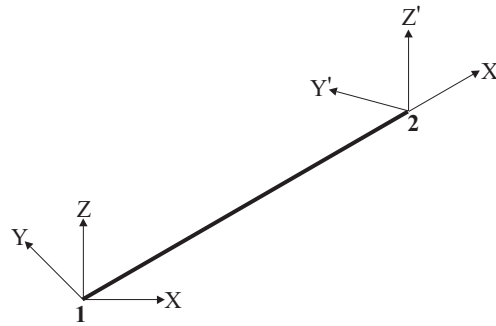


図 3.24 スラブ筋ばねの配置

3.4 柱梁接合部マクロエレメントの剛性マトリックス

3.4.1 座標系の設定

3次元空間における全体座標系及び部材座標系を図3.25に示す。全体座標系(X, Y, Z)は、右手法則に従う直交座標系を用い、水平方向を X, Y 軸とし、鉛直方向を Z 軸とする。部材座標系(X', Y', Z')は、要素の1端から2端に向かう方向を X' 軸とし、右手法則に従う直交座標系を用いる。



X, Y, Z : 全体座標系

X', Y', Z' : 部材座標系

図 3.25 座標系

3.4.2 適合条件

図3.26に始点を1端、終点を2端とする一軸ばねの変位成分を示す。ばねの変形 e_m と端部の変位の関係は(式3.74)で表される。

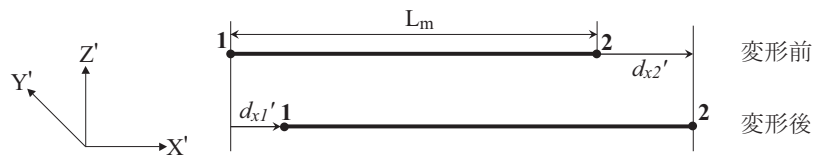


図 3.26 一軸ばねの変形

$$e_m = [-1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0] \begin{Bmatrix} d_1' \\ d_2' \end{Bmatrix} = \mathbf{H}^t \begin{Bmatrix} d_1' \\ d_2' \end{Bmatrix} \quad (\text{式 3.74})$$

ここで、

$\mathbf{H} = [-1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0]^t$: 一軸ばねの変形-変位関係マトリックス

$d_1' = [d_{x1}', d_{y1}', d_{z1}', \theta_{x1}', \theta_{y1}', \theta_{z1}']^t$: 一軸ばね1端の変位ベクトル (部材座標系)

$\mathbf{d}_2' = \{d_{x2}', d_{y2}', d_{z2}', \theta_{x2}', \theta_{y2}', \theta_{z2}'\}$: 一軸ばね 2 端の変位ベクトル (部材座標系)
 d_{x1}', d_{x2}' : 1 端, 2 端における X' 方向変位
 d_{y1}', d_{y2}' : 1 端, 2 端における Y' 方向変位
 d_{z1}', d_{z2}' : 1 端, 2 端における Z' 方向変位
 $\theta_{x1}', \theta_{x2}'$: 1 端, 2 端における X' 方向回転角
 $\theta_{y1}', \theta_{y2}'$: 1 端, 2 端における Y' 方向回転角
 $\theta_{z1}', \theta_{z2}'$: 1 端, 2 端における Z' 方向回転角

部材座標系における 1 端と 2 端の変位ベクトル \mathbf{d}_1' , \mathbf{d}_2' は (式 3.75) のように座標変換マトリックス Γ を介して全体座標系における変位ベクトル \mathbf{d}_1 , \mathbf{d}_2 で表される。

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{d}_1' \\ \mathbf{d}_2' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Gamma^t & 0 \\ 0 & \Gamma^t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_1 \\ \mathbf{d}_2 \end{Bmatrix} = \Gamma_{12}^t \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_1 \\ \mathbf{d}_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{式 3.75})$$

ここで,

Γ_{12} : 座標変換マトリックス

$\mathbf{d}_1 = \{d_{x1}, d_{y1}, d_{z1}, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}\}$: 一軸ばね 1 端の変位ベクトル (全体座標系)
 $\mathbf{d}_2 = \{d_{x2}, d_{y2}, d_{z2}, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}$: 一軸ばね 2 端の変位ベクトル (全体座標系)
 d_{x1}, d_{x2} : 1 端, 2 端における X 方向変位
 d_{y1}, d_{y2} : 1 端, 2 端における Y 方向変位
 d_{z1}, d_{z2} : 1 端, 2 端における Z 方向変位
 θ_{x1}, θ_{x2} : 1 端, 2 端における X 方向回転角
 θ_{y1}, θ_{y2} : 1 端, 2 端における Y 方向回転角
 θ_{z1}, θ_{z2} : 1 端, 2 端における Z 方向回転角

図 3.27 に示すように全体座標系の X, Y, Z 軸に対する部材座標系の回転角をそれぞれ α , β , γ とすると, 座標変換マトリックス Γ は (式 3.76) のように各軸まわり回転に対する座標変換マトリックス T_α , T_β , T_γ の積で表される。

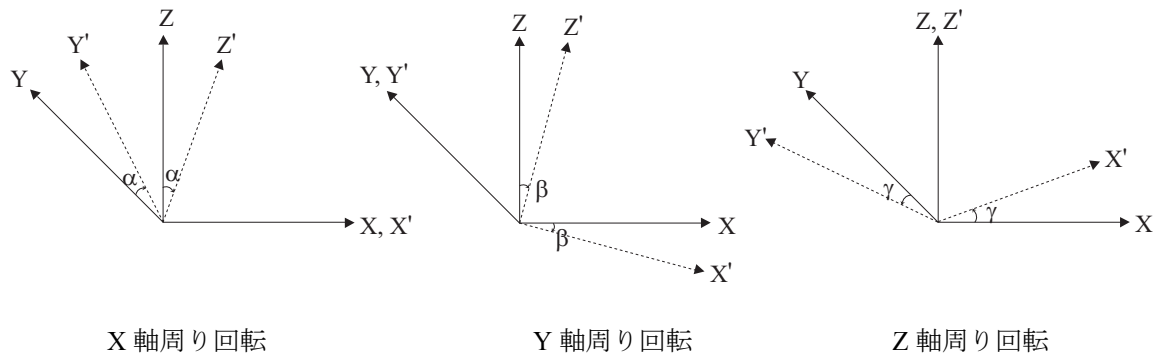


図 3.27 全体座標系に対する部材座標系の回転角

$$T_{\alpha} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & -\sin \alpha \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix}$$

$$T_{\beta} = \begin{bmatrix} \cos \beta & 0 & \sin \beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \beta & 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \beta & 0 & \sin \beta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 & \cos \beta \end{bmatrix}$$

$$T_{\gamma} = \begin{bmatrix} \cos \gamma & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & -\sin \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & \cos \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma = [T_{\alpha}] [T_{\beta}] [T_{\gamma}]$$

(式 3.76)

3.4.3 節点の拘束条件

一軸ばねの拘束条件は、ばねの両端とその両端の変位を拘束する節点との相対位置を用いて表される。図 3.28 に示すように、一軸ばねの 1 端の変位を拘束する節点を i 、2 端の変位を拘束する節点を j とする。そして、節点 i から 1 端に向かうベクトルの X, Y, Z 方向の成分をそれぞれ $e_{x1i}, e_{y1i}, e_{z1i}$ とし、節点 j から 2 端に向かうベクトルの X, Y, Z 方向の成分を $e_{x2j}, e_{y2j}, e_{z2j}$ とする。

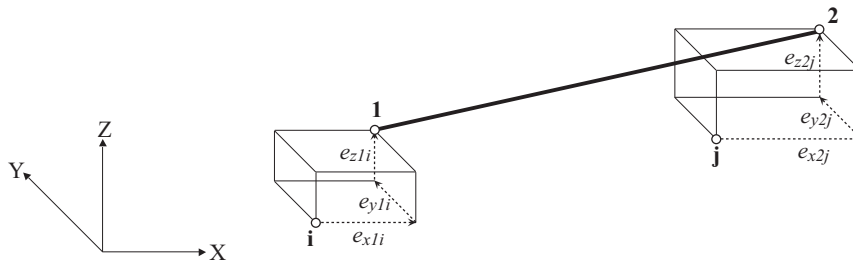


図 3.28 節点の拘束

要素の 1 端と 2 端がそれぞれ節点 i, j に拘束されている場合、全体座標系における 1 端, 2 端の変位 $\mathbf{d}_1, \mathbf{d}_2$ と節点 i, j の変位 $\mathbf{d}_i, \mathbf{d}_j$ の関係は次式によって表される。

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{d}_1 \\ \mathbf{d}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1i}^t & 0 \\ 0 & R_{2j}^t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_i \\ \mathbf{d}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{R}_{12ij}^t \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_i \\ \mathbf{d}_j \end{Bmatrix} \quad (\text{式 3.77})$$

ここで、

$\mathbf{d}_i = \{d_{xi}, d_{yi}, d_{zi}, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}\}^t$: 節点 i の変位ベクトル (6 自由度)

$\mathbf{d}_j = \{d_{xj}, d_{yj}, d_{zj}, \theta_{xj}, \theta_{yj}, \theta_{zj}\}^t$: 節点 j の変位ベクトル (6 自由度)

ただし、内部節点については 1 自由度であるため、次のようになる。

$\mathbf{d}_i = d_{xi}, \mathbf{d}_j = d_{xj}$: 節点 i, j の自由度が X 方向変位の場合 (X 方向梁主筋の内部節点)

$\mathbf{d}_i = d_{yi}, \mathbf{d}_j = d_{yj}$: 節点 i, j の自由度が Y 方向変位の場合 (Y 方向梁主筋の内部節点)

$\mathbf{d}_i = d_{zi}, \mathbf{d}_j = d_{zj}$: 節点 i, j の自由度が Z 方向変位の場合 (柱主筋の内部節点)

\mathbf{R}_{12ij} : 一軸ばねの拘束マトリックス

R_{1i} : 節点 i における一軸ばね 1 端の拘束マトリックス

R_{2j} : 節点 j における一軸ばね 2 端の拘束マトリックス

$$R_{1i} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -ez_{1i} & ey_{1i} & 1 & 0 & 0 \\ ez_{1i} & 0 & -ex_{1i} & 0 & 1 & 0 \\ -ey_{1i} & ex_{1i} & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad R_{2j} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -ez_{2j} & ey_{2j} & 1 & 0 & 0 \\ ez_{2j} & 0 & -ex_{2j} & 0 & 1 & 0 \\ -ey_{2j} & ex_{2j} & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$R_{1i}, R_{2j} = [1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0]^t$: 節点 i, j の自由度が X 方向変位の場合 (X 方向梁主筋の内部節点)

$R_{1i}, R_{2j} = [0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0]^t$: 節点 i, j の自由度が Y 方向変位の場合 (Y 方向梁主筋の内部節点)

$R_{1i}, R_{2j} = [0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^t$: 節点 i, j の自由度が Z 方向変位の場合 (柱主筋の内部節点)

3.4.4 マクロエレメントの剛性マトリックス

(式 3.74) から (式 3.77) に示した \mathbf{H} , $\mathbf{\Gamma}$, \mathbf{R} マトリックスを用いて, 一軸ばねの変形 \mathbf{e}_m とばねを拘束する節点 i, j における変位の関係を (式 3.78) のように表せる。

$$\mathbf{e}_m = \mathbf{H}^t \mathbf{\Gamma}_{12}^t \mathbf{R}_{12ij}^t \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_i \\ \mathbf{d}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{C}_{12ij} \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_i \\ \mathbf{d}_j \end{Bmatrix} \quad (\text{式 3.78})$$

ここで,

$$\mathbf{C}_{12ij} = \mathbf{R}_{12ij} \mathbf{\Gamma}_{12} \mathbf{H} : \text{一軸ばねの接続マトリックス}$$

なお, 柱梁接合部内のすべての一軸ばねの変形 \mathbf{e}_m を要素に持つベクトル \mathbf{e} と剛板の節点と内部節点の変位ベクトル \mathbf{d} との関係は (式 3.79) で表される。

$$\mathbf{e} = \mathbf{C}^t \cdot \mathbf{d} \quad (\text{式 3.79})$$

ここで,

$\mathbf{e} = \{e_1, e_2, e_3, \dots, e_m\}^t$: 柱梁接合部マクロエレメント内のすべての一軸ばねの変形を要素に持つ列ベクトル $[m \times 1]$

$\mathbf{d} = \{\mathbf{d}_1, \mathbf{d}_2, \mathbf{d}_3, \mathbf{d}_4, \mathbf{d}_5, \mathbf{d}_6, d_1, \dots, d_n\}^t$: 柱梁接合部マクロエレメントの柱梁フェースの節点における変位ベクトル ($\mathbf{d}_1, \mathbf{d}_2, \mathbf{d}_3, \mathbf{d}_4, \mathbf{d}_5, \mathbf{d}_6$) と内部節点における変位ベクトル (d_1, \dots, d_n) を要素に持つ列ベクトル (全体座標系) $[(36+n) \times 1]$

\mathbf{C} : マクロエレメントの接続マトリックス $[(36+n) \times m]$

マクロエレメントの節点における力ベクトル \mathbf{F} とすべての一軸ばねの力を要素に持つベクトル \mathbf{p} との関係は (式 3.80) のようになる。

$$\mathbf{F} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{p} \quad (\text{式 3.80})$$

ここで,

$\mathbf{F} = \{\mathbf{F}_1, \mathbf{F}_2, \mathbf{F}_3, \mathbf{F}_4, \mathbf{F}_5, \mathbf{F}_6, f_1, \dots, f_n\}^t$: マクロエレメントの柱梁フェースの節点における力ベクトル ($\mathbf{F}_1, \mathbf{F}_2, \mathbf{F}_3, \mathbf{F}_4, \mathbf{F}_5, \mathbf{F}_6$) と内部節点における力ベクトル ($f_1, \dots, f_n = 0$) を要素に持つ列ベクトル (全体座標系) [(36+n)×1]

$\mathbf{p} = \{p_1, p_2, p_3, \dots, p_m\}^t$: 柱梁接合部マクロエレメント内の一軸ばねの力を要素に持つ列ベクトル [m×1]

なお、一軸ばねの軸剛性を k_m とすると、すべての一軸ばねの力 \mathbf{p} と変形 \mathbf{e} の関係は (式 3.81) で表される。

$$\mathbf{p} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{e} \quad (\text{式 3.81})$$

ここで,

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_m \end{bmatrix} : \text{一軸ばねの軸剛性 } k_m \text{ を対角要素に持つマトリックス [m×m]$$

従って、(式 3.79) ~ (式 3.81) を用いると、柱梁接合部マクロエレメントの剛性マトリックスは (式 3.82) のようになる。

$$\mathbf{F} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{C}^t \cdot \mathbf{d} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{d} \quad (\text{式 3.82})$$

ここで、 $\mathbf{K} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{C}^t$

また、(式 3.82) を柱・梁フェースの外部節点と内部節点について分けて書き直すと、(式 3.83) のように表される。

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{F}_E \\ \mathbf{F}_I \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{EE} & K_{EI} \\ K_{IE} & K_{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{d}_E \\ \mathbf{d}_I \end{Bmatrix} \quad (\text{式 3.83})$$

ここで,

$\mathbf{F}_E, \mathbf{F}_I$: 外部節点, 内部節点における力ベクトル (全体座標系)

$\mathbf{d}_E, \mathbf{d}_I$: 外部節点, 内部節点における変位ベクトル (全体座標系)

内部節点の力は 0 であるので, $\mathbf{F}_I = \mathbf{0}$ とし, 外部節点の自由度に関して縮約すると, (式 3.84) のようになる。

$$\mathbf{F}_E = (K_{EE} - K_{EI} \cdot K_{II}^{-1} \cdot K_{IE}) \cdot \mathbf{d}_E = \mathbf{K}_j \cdot \mathbf{d}_E \quad (\text{式 3.84})$$

ここで,

$\mathbf{K}_j = K_{EE} - K_{EI} \cdot K_{II}^{-1} \cdot K_{IE}$: 柱梁接合部の剛性マトリックス [36×36]

3.5 柱及び梁部材の解析モデル

3.5.1 柱及び梁モデルの概要

3次元空間における柱及び梁要素は、図 3.29 に示すように両端部にそれぞれ 6 の力ベクトル \mathbf{F}' と変位ベクトル \mathbf{d}' を有する。

$$\mathbf{F}' = \{F_{x1}', F_{y1}', F_{z1}', M_{x1}', M_{y1}', M_{z1}', F_{x2}', F_{y2}', F_{z2}', M_{x2}', M_{y2}', M_{z2}'\}$$

$$\mathbf{d}' = \{d_{x1}', d_{y1}', d_{z1}', \theta_{x1}', \theta_{y1}', \theta_{z1}', d_{x2}', d_{y2}', d_{z2}', \theta_{x2}', \theta_{y2}', \theta_{z2}'\}$$

解析モデルは、図 3.30 に示すように、柱及び梁要素を線材として置き換え、材軸方向に複数の積分点を設定する。なお、各積分点は、断面の軸変形と 2 軸の曲げ変形の影響を考慮し、ファイバー断面^[3.13]としてモデル化し、断面の平面保持を仮定する。ねじりによる部材の変形は小さいと仮定して、要素のねじり剛性は弾性とし、ねじり変形と軸変形及び曲げ変形との相互関係は考慮しない。

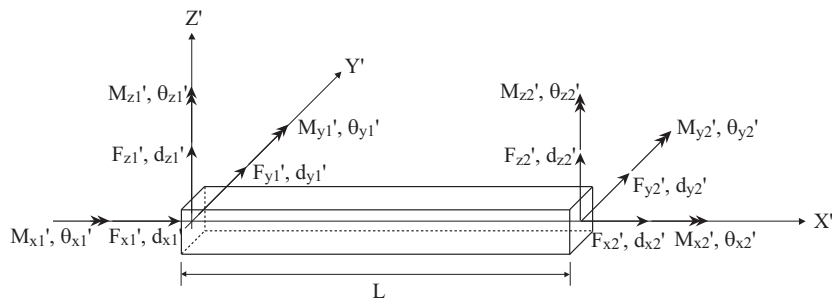


図 3.29 柱及び梁の力と変位（部材座標系）

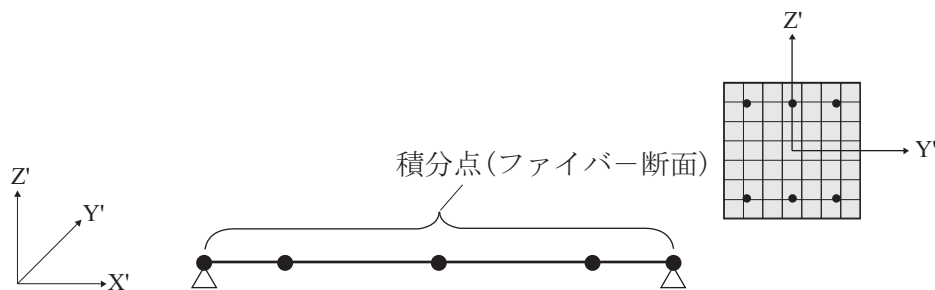


図 3.30 柱・梁のモデル

要素の構成方程式は、要素内の応力分布を仮定する Force-Based Method^[3.14]を用いる。Force-based Method は、要素内の曲率分布を仮定する Displacement-Based Method に比べて、比較的少ない計算量で精度が高い解が得られることが示されている^{[3.14], [3.15]}。

本論では要素内の応力分布を、図 3.32 に示すように軸力及びねじりモーメントについては材軸方向に一定とし、曲げモーメントについては線形と仮定する。よって、部材の 1 端から x だけ離れた位置における軸力、ねじりモーメント、そして曲げモーメントは次式で算出される。

$$N(x) = F_{x2}' \quad (\text{式 3.85})$$

$$M_x(x) = M_{x2}' \quad (\text{式 3.86})$$

$$M_y(x) = -M_{y1}' + M_{y2}' \left(\frac{x}{L} \right) \quad (\text{式 3.87})$$

$$M_z(x) = -M_{z1}' + M_{z2}' \left(\frac{x}{L} \right) \quad (\text{式 3.88})$$

ここで、

$N(x)$: 1 端から距離 x における断面の軸力

$M_x(x)$: 1 端から距離 x における断面のねじりモーメント

$M_y(x)$: 1 端から距離 x における断面の Y' 軸周りの曲げモーメント

$M_z(x)$: 1 端から距離 x における断面の Z' 軸周りの曲げモーメント

F_{x2}' : 要素の軸力

M_{x1}' : 要素のねじりモーメント

M_{y1}' , M_{y2}' : 要素の 1 端, 2 端における Y' 軸周りの曲げモーメント

M_{z1}' , M_{z2}' : 要素の 1 端, 2 端における Z' 軸周りの曲げモーメント

L : 要素の長さ

なお、材軸に沿った曲率の数値積分は、部材端部にも積分点を有する Gauss-Lobatto 求積分法を用いる。図 3.33 に積分点が 4 つの場合について、Gauss-Lobatto 積分公式による積分点の位置及び重み関数を示す。長さ L の要素に対して、積分点の位置 $\xi_1 \sim \xi_4$ と重み $\omega_1 \sim \omega_4$ は次のようである。

$$\{\xi_1 \quad \xi_2 \quad \xi_3 \quad \xi_4\} = \left\{ 0 \quad \frac{(1-\sqrt{5}/5)L}{2} \quad \frac{(1+\sqrt{5}/5)L}{2} \quad L \right\} \approx \{0 \quad 0.28L \quad 0.72L \quad L\} \quad (\text{式 3.89})$$

$$\{\omega_1 \quad \omega_2 \quad \omega_3 \quad \omega_4\} = \left\{ \frac{L}{12} \quad \frac{5L}{12} \quad \frac{5L}{12} \quad \frac{L}{12} \right\} \quad (\text{式 3.90})$$

Neuenhofer et al.^[3.14]は、数値計算の例を示し、Gauss-Lobatto 積分公式を用いる場合、積分点が5つ以上であれば、精度が高い解を得られると報告している。

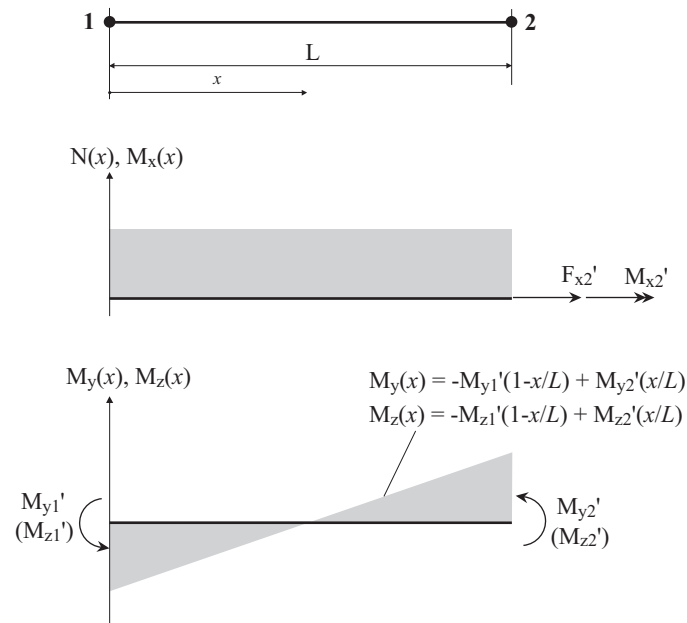


図 3.32 柱・梁要素内の応力分布

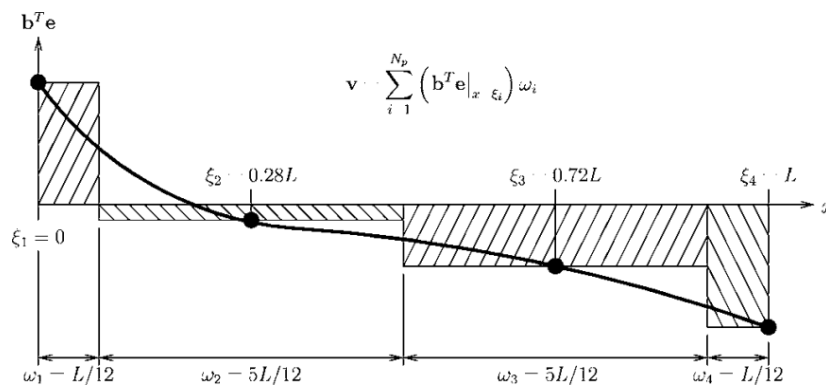


図 3.33 Gauss-Lobatto 求積分による積分点の位置と重み関数の例：積分点4個^[3.16]

3.5.2 柱・梁要素の剛性マトリックス

柱・梁要素の剛性マトリックスを求める為、まず、図 3.34 に示す静定基本部材について剛性マトリックスを作成する。静定基本部材には、以下に示す 6 つの力ベクトル \mathbf{q} と 6 つの変位ベクトル \mathbf{v} を有する。

$$\mathbf{q} = \{F_{x2}', M_{x2}', M_{y1}', M_{y2}', M_{z1}', M_{z2}'\} : \text{静定基本部材の力ベクトル}$$

$$\mathbf{v} = \{d_{x2}', \theta_{x2}', \theta_{y1}', \theta_{y2}', \theta_{z1}', \theta_{z2}'\} : \text{静定基本部材の変位ベクトル}$$

部材内の応力分布を図 3.32 のように仮定すれば、(式 3.85) ~ (式 3.88) より静定基本部材の左端から距離 x における断面の力ベクトル $\mathbf{s}(x)$ は \mathbf{q} を用いて (式 3.91) のように表される。

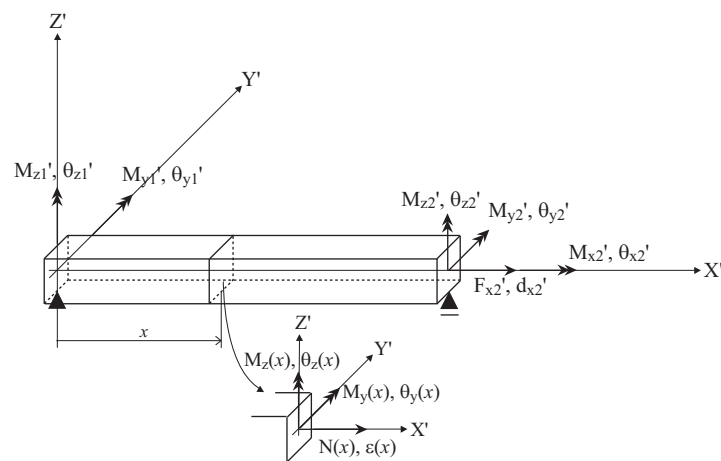


図 3.34 静定基本部材 (部材座標系)

$$\mathbf{s}(x) = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M_y(x) \\ M_z(x) \\ M_x(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{x}{L}-1 & \frac{x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{x}{L}-1 & \frac{x}{L} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_{x2}' \\ M_{x2}' \\ M_{y1}' \\ M_{y2}' \\ M_{z1}' \\ M_{z2}' \end{Bmatrix} = \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{q} \quad (\text{式 3.91})$$

ここで、

$\mathbf{b}(x)$: 力の内挿関数

なお、静定基本部材の変位ベクトル \mathbf{v} と x 位置における断面の変形 $\mathbf{e}(\mathbf{x})$ の関係は力の内挿関数マトリックスと積分公式による x 位置の重み関数 w_i を用いて、(式 3.92) のように表される。

$$\mathbf{v} = \int_0^L \mathbf{b}(\mathbf{x})^t \cdot \mathbf{e}(\mathbf{x}) dx = \sum_{i=1}^{N_p} (\mathbf{b}(\mathbf{x})^t \cdot \mathbf{e}(\mathbf{x}) \cdot w_i) \quad (\text{式 3.92})$$

ここで、

N_p : 部材の材軸方向における積分点数

$\mathbf{e}(\mathbf{x}) = \{\varepsilon_x, \phi_y, \phi_z, \phi_x\}^t$: x 位置の断面の変形を要素に持つ列ベクトル

ε_x : 断面の X' 軸方向ひずみ

ϕ_x : 断面の X' 軸まわり曲率

ϕ_y : 断面の Y' 軸まわり曲率

ϕ_z : 断面の Z' 軸まわり曲率

w_i : 積分公式による x_i 位置の重み関数

また、断面を図 3.35 に示すように分割した場合、断面のファイバー要素のひずみ ε_{ij} は (式 3.93) によって計算される。

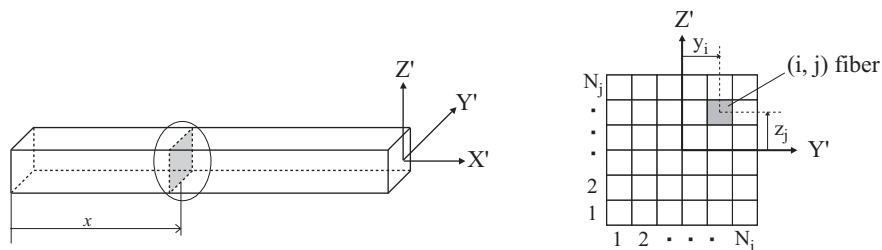


図 3.35 断面分割

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & z_j & -y_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \phi_y \\ \phi_z \end{Bmatrix} \quad (\text{式 3.93})$$

各ファイバー要素のひずみに対応する応力を積分すれば、 x 位置の断面における軸力と曲げモーメントを (式 3.94) ~ (式 3.96) によって求められ、断面の剛性マトリックス $\mathbf{k}_s(\mathbf{x})$ は (式 3.97) のようになる。

$$N(x) = \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot \sigma_{ij} = \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{式 3.94})$$

$$M_y(x) = \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot \sigma_{ij} \cdot z_j = \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} \cdot z_j \quad (\text{式 3.95})$$

$$M_z(x) = -\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot \sigma_{ij} \cdot y_i = -\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} \cdot y_i \quad (\text{式 3.96})$$

$$\mathbf{s}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} & \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot z_j & -\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot y_i & 0 \\ \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot z_j & \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot z_j^2 & -\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot z_j \cdot y_i & 0 \\ -\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot y_i & -\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot z_j \cdot y_i & \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} A_{ij} \cdot E_{ij} \cdot y_i^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ(x) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x(x) \\ \phi_y(x) \\ \phi_z(x) \\ \phi_x(x) \end{Bmatrix} = \mathbf{k}_s(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{e}(\mathbf{x}) \quad (\text{式 3.97})$$

ここで、

$\mathbf{k}_s(\mathbf{x})$: x 位置断面の剛性マトリックス

A_{ij} : (i, j)ファイバー要素の断面積

σ_{ij} : (i, j)ファイバー要素の応力

E_{ij} : (i, j)ファイバー要素の剛性

z_j : (i, j)ファイバー要素の Y' 軸からの距離

y_i : (i, j)ファイバー要素の Z' 軸からの距離

N_i : 断面の Y' 軸方向の分割数

N_j : 断面の Z' 軸方向の分割数

$GJ(x)$: x 位置断面のねじり剛性

そして、(式 3.91), (式 3.92), (式 3.97) を用いれば、静定基本部材の柔性マトリックス \mathbf{f} は(式 3.98)のように表される。

$$\mathbf{f} = \int_0^L \mathbf{b}(\mathbf{x})^t \cdot \mathbf{f}_s(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{b}(\mathbf{x}) dx = \sum_{i=1}^{N_p} (\mathbf{b}(\mathbf{x})^t \cdot \mathbf{f}_s(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{b}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{w}_i) \quad (\text{式 3.98})$$

ここで,

$$\mathbf{f}_s(\mathbf{x}) = \mathbf{k}_s(\mathbf{x})^{-1} : x \text{ 位置の断面の柔性マトリックス [4x4]}$$

なお, 力の釣合条件を考慮すれば, 柱・梁要素端の力 \mathbf{F}' は (式 3.99) によって計算される。

$$\mathbf{F}' = \mathbf{H}^t \cdot \mathbf{q} \quad (\text{式 3.99})$$

ここで,

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}^t : \text{釣合マトリックス}$$

釣合マトリックス \mathbf{H} と静定基本部材の柔性マトリックス \mathbf{f} を用いれば, 部材座標系における柱・梁要素の剛性マトリックス \mathbf{k} は (式 3.100) のようになる。

$$\mathbf{k} = \mathbf{H}^t \mathbf{f}^{-1} \mathbf{H} \quad (\text{式 3.100})$$

また, 座標変換マトリックス $\mathbf{\Gamma}$ を用い, 全体座標系における柱・梁要素の剛性マトリックスは (式 3.101) のように表せる。

$$\mathbf{K} = \mathbf{\Gamma} \mathbf{k} \mathbf{\Gamma}^t \quad (\text{式 3.101})$$

3.6 ばねの構成則

3.6.1 コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートの構成則は、朴^[3.4]が平面柱梁接合部マクロエレメントへ適応し、実験結果と良好に対応するモデルを提案しており、それは、柱梁接合部内での主応力方向を主に考慮し、1軸の応力状態を表現したものである。本研究は、1方向のみならず架構が2方向の水平力を受ける場合も対象としており、柱梁接合部内コンクリートは一般的に3軸応力状態となるが、多軸応力状態を表現することは極めて難しい。よって、本論では、図3.4に示したように、2方向水平力に対して、柱梁接合部内では直交する圧縮ストラットが同時に生じるものと仮定する。つまり、X、Yの各方向の水平力に対して応力がそれぞれ独立に伝達されると仮定し、圧縮ストラット間の相互作用は考慮しない。したがって、柱梁接合部の主応力方向を主に考慮して、朴が提案した一軸の応力-ひずみ関係のモデルを採用する。

本論で用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を図3.36に示す。圧縮側の包絡線は3つの領域となり、圧縮強度までは(式3.102)で表現されるKent-Parkモデル^[3.17]を用い、圧縮強度以降は、コンクリートの限界ひずみまでは圧縮破壊エネルギー^[3.18]を考慮して下り勾配を定め、この領域における圧縮応力は(式3.103)で表される。この圧縮軟化領域の勾配は、コンクリートの長さに依存する値となるが、既往の研究では、コンクリートの試験体を高さ100mm~600mmを対象としており、柱や梁せいりが500mm~600mm程度となる中低層の骨組には、Nakamuraの提案式を適用できると考える。圧縮限界ひずみ以降での応力は(式3.104)に示すように圧縮強度の20%とする。

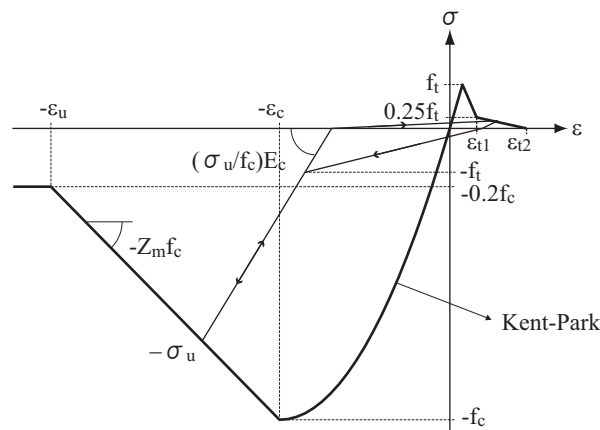


図 3.36 コンクリートの応力-ひずみ関係

$$-\varepsilon_c \leq \varepsilon < 0 \quad \sigma_c = f_c \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^2 \right] \quad (\text{式 3.102})$$

$$-\varepsilon_u \leq \varepsilon < -\varepsilon_c \quad \sigma_c = f_c \cdot [1 - Z_m(\varepsilon - \varepsilon_c)] \quad (\text{式 3.103})$$

$$\varepsilon \leq -\varepsilon_u \quad \sigma_c = 0.2f_c \quad (\text{式 3.104})$$

ここで、

$\varepsilon_c = 0.002$: コンクリート圧縮強度時ひずみ

ε_u : コンクリートの限界圧縮ひずみ

$Z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50} - \varepsilon_c}$: 圧縮軟化領域勾配

f_c : コンクリート圧縮強度 [N/mm²]

ε_{50} : コンクリート圧縮強度が 50%低下するときのひずみ

圧縮強度以降の圧縮軟化領域の下り勾配は、図 3.37 に示す斜線部分の面積で定義されるコンクリート圧縮破壊エネルギーを用いて定られ、コンクリートの圧縮強度とばねの長さに依存する^[3,18]。コンクリート圧縮破壊エネルギーは数式で (式 3.105) のように表され、圧縮強度が 0 の時及び 50%低下した時のひずみ ε_0 、 ε_{50} は、それぞれ (式 3.106)、(式 3.107) のようになる。

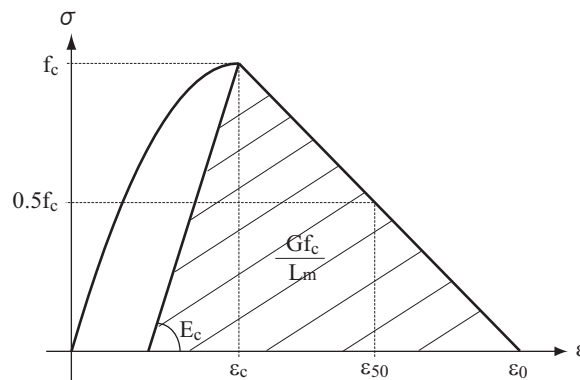


図 3.37 コンクリートの圧縮破壊エネルギー

$$\frac{Gf_c}{L_m} = \frac{1}{2} \left\{ \varepsilon_0 - \left(\varepsilon_c - \frac{f_c}{E_c} \right) \right\} \cdot f_c \quad (\text{式 3.105})$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c - \frac{f_c}{E_c} + \frac{2Gf_c}{f_c \cdot L_m} \quad (\text{式 3.106})$$

$$\varepsilon_{50} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_0}{2} = \varepsilon_c - \frac{f_c}{2E_c} + \frac{Gf_c}{f_c \cdot L_m} \quad (\text{式 3.107})$$

ここで,

$Gf_c = 8.8\sqrt{f_c}$: コンクリートの圧縮破壊エネルギー [N/mm]

L_m : コンクリートばねの長さ [mm]

E_c : コンクリートヤング率 [N/mm²]

引張側については、引張強度までは線形とし、引張強度以降の引張軟化領域を図 3.38 に示すように引張エネルギー^[3.19]を考慮してモデル化する。

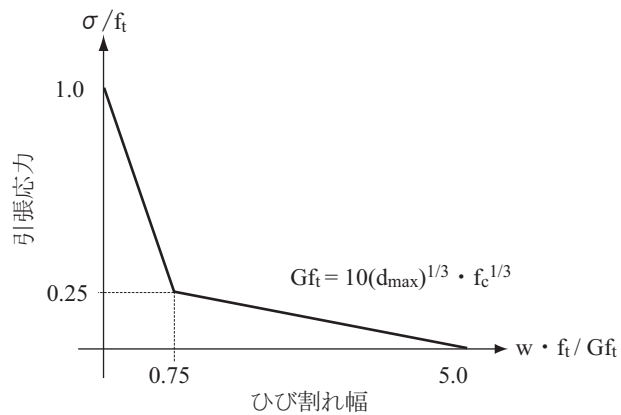


図 3.38 コンクリートの引張破壊エネルギー

$$0 \leq \varepsilon < \varepsilon_t \quad \sigma_t = E_c \cdot \varepsilon \quad (\text{式 3.108})$$

$$\varepsilon_t \leq \varepsilon < \varepsilon_{t1} \quad \sigma_t = f_t \cdot \left[1 - \frac{L_m \cdot f_t}{Gf_t} (\varepsilon - \varepsilon_t) \right] \quad (\text{式 3.109})$$

$$\varepsilon_{t1} \leq \varepsilon < \varepsilon_{t2} \quad \sigma_t = f_t \cdot \left[\frac{5}{9} - \frac{L_m \cdot f_t}{9Gf_t} (\varepsilon - \varepsilon_t) \right] \quad (\text{式 3.110})$$

$$\varepsilon_{t2} \leq \varepsilon \quad \sigma_t = 0 \quad (\text{式 3.111})$$

ここで,

$\varepsilon_t = f_t / E_c$: コンクリートの引張強度時ひずみ

f_t : コンクリート引張強度 [N/mm²]

$$\varepsilon_{t1} = \varepsilon_t + \frac{3}{4} \cdot \frac{Gf_t}{f_t \cdot L_m} \quad (\text{式 3.112})$$

$$\varepsilon_{t2} = \varepsilon_t + 5 \cdot \frac{Gf_t}{f_t \cdot L_m} \quad (\text{式 3.113})$$

$Gf_t = 10(d_{\max})^{1/3} \cdot f_c^{1/3}$: コンクリートの引張破壊エネルギー [N/mm]

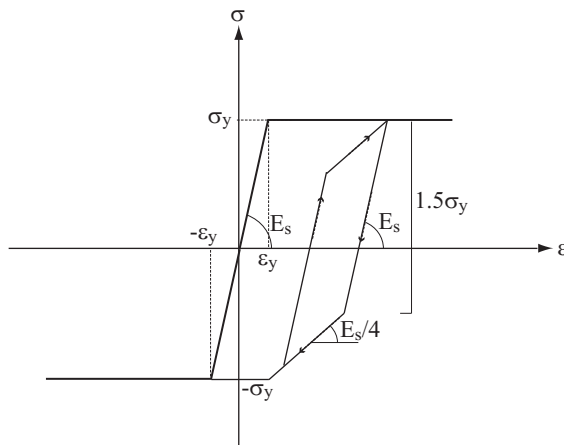
d_{\max} : 骨材の最大寸法 [mm]

$w = L_m(\varepsilon - \varepsilon_t)$: コンクリート要素のひび割れ幅 [mm]

繰り返しルールは、圧縮側から引張側への載荷では、圧縮側の包絡線から応力が 0 まで直線で除荷し、経験した最大引張ひずみを目指して直線で再載荷する。引張側から圧縮側への載荷では、引張側の包絡線から直線で除荷し、圧縮側包絡線からの除荷経路上の $-f_t$ になるまで直線で載荷し、その後は圧縮側の包絡線から除荷経路を経て、経験した最大圧縮ひずみを目指して直線で載荷する。

3.6.2 鉄筋の応力度とひずみ度の関係

本論で用いる鉄筋の応力-ひずみ関係を図 3.39 及び図 3.40 に示す。図 3.39 は鉄筋のひずみ硬化の影響を無視しており、包絡線は降伏点を有する 2 折れ線とし、降伏後の剛性を弾性剛性の 0.002 倍とする。しかし、第 4 章に示す解析結果により、柱梁強度比が大きい試験体に対して、鉄筋の歪硬化の影響を無視した場合、荷重-変形関係のループ面積を過小評価する傾向が見られた。よって、柱梁接合部の降伏後の剛性が過小評価されることを防ぐため、図 3.40 に示すように鉄筋の歪硬化の影響を考慮できるように包絡線を修正する。繰り返しルールについては、降伏後に包絡線から除荷する場合は、降伏応力の 1.5 倍に相当する応力だけ初期剛性で除荷した後、初期剛性の 1/4 の剛性で反対側の包絡線の降伏後の直線と交わるまで载荷され、骨格曲線に復帰する。除荷中からの再载荷の場合も包絡線から除荷と同様とする。

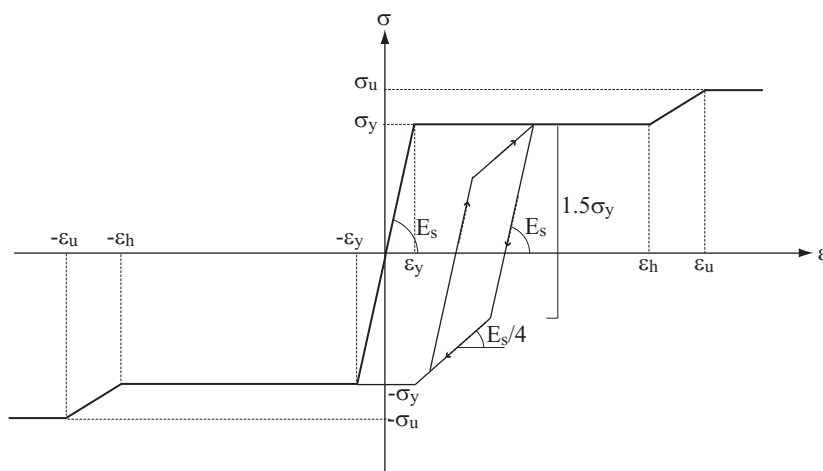


σ_y : 鉄筋の降伏強度 [N/mm²]

E_s : 鉄筋の初期剛性 [N/mm²]

ϵ_y : 鉄筋の降伏ひずみ

図 3.39 鉄筋の応力-ひずみ度関係（歪硬化無視）



σ_y : 鉄筋の降伏強度 [N/mm²]

σ_u : 鉄筋の引張強度 [N/mm²]

E_s : 鉄筋の初期剛性 [N/mm²]

ϵ_y : 鉄筋の降伏ひずみ

ϵ_h : 鉄筋の歪硬化開始時の歪

ϵ_u : 鉄筋の引張強度時ひずみ

図 3.40 鉄筋の応力-ひずみ度関係（歪硬化考慮）

3.6.3 付着応力度—すべり量の関係

付着ばねの荷重は、付着応力度と接合部内の当該鉄筋の表面積の積とする。ただし、主筋の抜け出しを考慮するための長さ l_s には付着を考慮しない。付着ばねの応力度—すべり量関係を図 3.41 に示す。包絡線は Eligehausen et al.^[3.20]の研究を参考に 6 折れ線でモデル化し、繰り返し経路は、森田・角^[3.21]の提案した付着すべりモデルを採用する。再載荷時は除荷時のひずみにおける耐力低下点を目指して直線と載荷する。なお、本論の解析では柱梁接合部の通し主筋の十分な付着余裕度^[3.11]を確保する設計を前提とし、付着強度は CEB-FIP Model Code^[3.22]に示された付着強度のうち、Confined concrete の Good bond conditions の場合の値を基準とし、軸力比に応じて増大させるものとする。また、繰り返しによる履歴吸収エネルギーに応じて、包絡線を減力することとする^[3.1]。

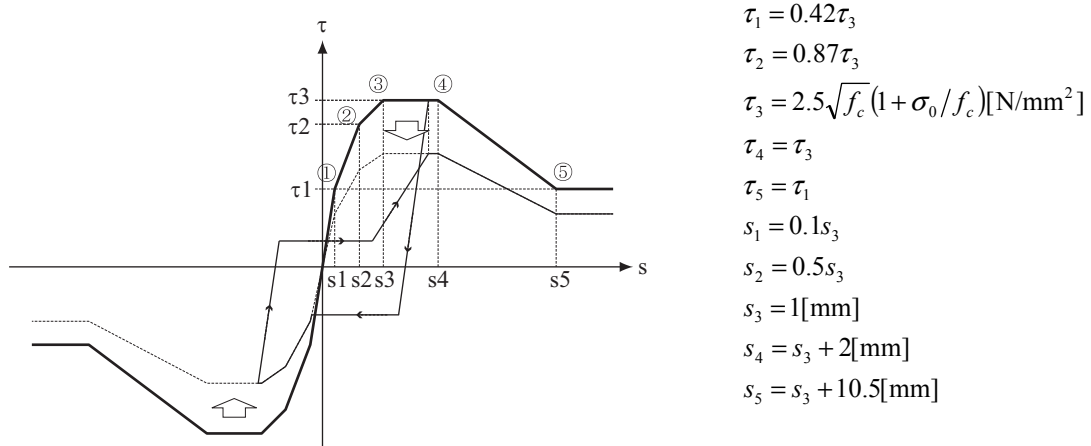


図 3.41 付着応力度—すべり量の関係

3.7 弾塑性解析手法

3.7.1 柱梁接合部マクロエレメントの弾塑性解析手法

Newton-Raphson 法を用いた柱・梁要素の弾塑性解析手順を示す。

(1) 節点の変位増分

まず, $j=1$ (計算の反復計算の数) とする。

現ステップを i とし, i ステップにおける柱梁接合部の外部節点の変位増分を $\Delta \mathbf{d}_E^{i(j)}$ とする。また, (式 3.83) により, 内部節点の変位増分 $\Delta \mathbf{d}_I^{i(j)}$ は次式によって計算する。

$$\Delta \mathbf{d}_I^{i(j)} = \mathbf{K}_{II}^{-1} (\mathbf{F}_u^{i-1} - \mathbf{K}_{IE} \cdot \Delta \mathbf{d}_E^{i(j)}) \quad (\text{式 3.114})$$

ここで,

$\Delta \mathbf{d}_E^{i(j)}$: 現ステップの柱梁接合部の外部節点の変位増分

$\Delta \mathbf{d}_I^{i(j)}$: 現ステップの柱梁接合部の内部節点の変位増分

\mathbf{F}_u^{i-1} : 前ステップの柱梁接合部の内部節点における不釣り合い力

(2) 節点の力増分

$i-1$ ステップにおけるマクロエレメントの剛性を用い, 節点の力増分を計算する。

$$\Delta \mathbf{F}^{i(j)} = \mathbf{K}^{i-1} \times \Delta \mathbf{d}^{i(j)} \quad (\text{式 3.115})$$

ここで,

$\Delta \mathbf{F}^{i(j)}$: i ステップの柱梁接合部の節点の力増分

\mathbf{K}^{i-1} : $i-1$ ステップにおけるマクロエレメントの剛性

(3) マクロエレメントの一軸ばねの変形を算定

節点での変位増分 $\Delta \mathbf{d}^{i(j)}$ を (式 3.116) に代入し, 一軸ばねの変形を計算する。

$$\Delta \mathbf{e}^{i(j)} = \mathbf{C}^t \times \Delta \mathbf{d}^{i(j)} \quad (\text{式 3.116})$$

$$\mathbf{e}^{i(j)} = \mathbf{e}^{i-1} + \Delta \mathbf{e}^{i(j)} \quad (\text{式 3.117})$$

ここで,

$\mathbf{e}^{i(j)}$: i ステップの一軸ばねの歪

(4) マクロエレメントの一軸ばねの応力を算定

各一軸ばねの応力度—歪度関係により, i ステップにおけるばねの応力 $p^{i(j)}$ と剛性 $k_m^{i(j)}$, そしてマクロエレメントの瞬間剛性を計算する。

$p^{i(j)}$: i ステップの一軸ばねの応力

$k_m^{i(j)}$: i ステップの一軸ばねの剛性

$\mathbf{K}^{i(j)}$: i ステップのマクロエレメントの剛性

(5) マクロエレメントの節点の力を算定

一軸ばねの応力 $p^{i(j)}$ を積分し, i ステップでのマクロエレメントの節点における力を計算する。

$$\mathbf{F}^{i(j)} = \mathbf{C} \times \mathbf{p}^{i(j)} \quad (\text{式 3.118})$$

ここで,

$\mathbf{F}^{i(j)}$: i ステップの節点の力

(6) マクロエレメントの残差力ベクトルを算定

マクロエレメントの外部節点での不釣合力を (式 3.119) により算定する。

$$\mathbf{R}^{i(j)} = \mathbf{F}^{i-1} + \Delta \mathbf{F}^i - \mathbf{F}^{i(j)} \quad (\text{式 3.119})$$

ここで,

$\mathbf{R}^{i(j)}$: i ステップの節点の不釣合力

(7) 収束判定

収束判定式 (式 3.120) を用いて, 収束判定を行う。

$$|\mathbf{R}^{i(j)}| < tol \times |\mathbf{F}^{i(j)}| \quad (\text{式 3.120})$$

この条件式を満たさないときは, (8)ステップに進み, 収束計算を行う。

(8) 節点の変位増分を修正

ステップ(7)での不釣合力とマクロエレメントの剛性を用いて、節点の変位増分を修正する。

$$\Delta \mathbf{d}^{i(j+1)} = \Delta \mathbf{d}^{i(j)} + \mathbf{K}^{i(j)} \times \mathbf{R}^{i(j)} \quad (\text{式 3.121})$$

j を 1 つ増やし、ステップ(2)に戻る。

3.7.2 柱・梁部材の弾塑性解析手法

Newton-Raphson 法を用いた柱・梁要素の弾塑性解析手順を示す。

(1) 節点の変位増分

まず、 $j=1$ (計算の反復計算の数) とする。現ステップを i とし、 i ステップにおける部材の節点の変位増分を $\Delta \mathbf{v}^i$ とする。

$\Delta \mathbf{v}^{i(j)}$: i ステップの節点の変位増分

(2) 節点の力増分

$i-1$ ステップにおける部材剛性を用い、節点の力増分を次のように算定する。

$$\Delta \mathbf{q}^{i(j)} = \mathbf{k}^{i-1} \times \Delta \mathbf{v}^{i(j)} \quad (\text{式 3.122})$$

ここで、

$\Delta \mathbf{q}^{i(j)}$: i ステップの節点の力増分

\mathbf{k}^{i-1} : $i-1$ ステップでの部材剛性

(3) 断面の力増分

(式 3.91) に示した力の内挿関数を用い、要素の積分点となる断面の力増分を求める。

$$\Delta \mathbf{s}^{i(j)}(x) = \mathbf{b}(x) \times \Delta \mathbf{q}^{i(j)} + \Delta \tilde{\mathbf{s}}(x)^{i-1} \quad (\text{式 3.123})$$

ここで、

$\Delta \mathbf{s}^{i(j)}(x)$: i ステップの断面の力増分

$\mathbf{b}(x)$: 力の内挿関数

$\Delta \tilde{\mathbf{s}}^{i(j)}(x)$: $i-1$ ステップでの断面の不釣合力

(4) 断面の変形増分

$i-1$ ステップにおける部材柔性を用い、断面の変形増分を次のように算定する。

$$\Delta \mathbf{e}^{i(j)}(x) = \mathbf{f}_s^{i-1}(x)^{-1} \times \Delta \mathbf{s}^{i(j)}(x) \quad (\text{式 3.124})$$

ここで、

$\Delta \mathbf{e}^{i(j)}(x)$: i ステップの断面の力増分

$\mathbf{f}_s^{i-1}(x)$: $i-1$ ステップの断面柔性

(5) ファイバー要素の変形増分

ステップ(4)で求めた断面の変形増分より、ファイバー要素の歪を次のように算出する。

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n^{i(j)}(x) = [1 \quad z_n \quad y_n] \cdot \Delta \mathbf{e}^{i(j)}(x) \quad (\text{式 3.125})$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_n^{i(j)}(x) = \boldsymbol{\varepsilon}_n^{i-1}(x) + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n^{i(j)}(x) \quad (\text{式 3.126})$$

ここで、

$\boldsymbol{\varepsilon}_n^{i(j)}(x)$: n^{th} ファイバー要素の i ステップでの歪

z_n : n^{th} ファイバー要素の断面の Y' 軸からの距離

y_n : n^{th} ファイバー要素の断面の Z' 軸からの距離

(6) ファイバー要素の応力と剛性および断面の柔性を算定

各ファイバー要素の応力-歪度関係により、 i ステップにおけるファイバー要素の応力、剛性を計算する。なお、(式 3.94) ~ (式 3.97) によりファイバー要素の応力を積分し、 i ステップでの断面力及び断面の柔性を計算する。なお、部材の剛性を更新する。

$\mathbf{f}_s^{i(j)}(x)$: i ステップでの断面柔性

$\mathbf{s}^{i(j)}(x)$: i ステップでの断面の力

$\mathbf{k}^{i(j)}$: i ステップでの部材の剛性

(7) 断面の残差変形を算定

次式によって断面の残差変形を算定する。

$$\mathbf{v}^{i(j)}(x) = \mathbf{f}_s^{i(j)}(x) \times (\mathbf{s}^{i-1}(x) + \Delta \mathbf{s}^{i(j)}(x) - \mathbf{s}^{i(j)}(x)) \quad (\text{式 3.127})$$

ここで,

$\mathbf{v}^{i(j)}(x)$: i ステップでの断面の残差変形

(8) 部材の残差変形を算定

力の内挿関数を用いて, 部材の残差変形を次式で算定する。

$$\mathbf{r}^{i(j)} = \int_0^L \mathbf{b}(x)^t \times \mathbf{v}^{i(j)}(x) dx \quad (\text{式 3.128})$$

ここで,

$\mathbf{r}^{i(j)}$: i ステップでの部材の残差変形

(9) 部材の残差力を算定

ステップ(8)で求めた部材の残差変形と部材の剛性を用い, 部材の不釣合力を求める。

$$\Delta \mathbf{R}^{i(j)} = \mathbf{k}^{i(j)} \times \mathbf{r}^{i(j)} \quad (\text{式 3.129})$$

ここで

$\Delta \mathbf{R}^{i(j)}$: i ステップでの部材の不釣合力

(10) 現ステップでの部材の力を算定

i ステップにおける部材の節点の力を次のように求める。

$$\mathbf{q}^{i(j)} = \mathbf{q}^{i-1} + \Delta \mathbf{q}^{i(j)} - \Delta \mathbf{R}^{i(j)} \quad (\text{式 3.130})$$

(11) 収束判定

収束判定式 (式 3.131) を用いて, 収束判定を行う。

$$|\Delta \mathbf{R}^{i(j)}| < tol \times |\Delta \mathbf{q}^{i(j)}| \quad (\text{式 3.131})$$

この条件式を満たさないときは、(12)ステップに進み、収束計算を行う。

(12) 断面の残差力を計算

$$\tilde{\mathbf{s}}(x)^{i(j)} = \mathbf{b}(x) \times \mathbf{q}^{i(j)} - \mathbf{s}^{i(j)}(x) \quad (\text{式 3.132})$$

ここで、

$\tilde{\mathbf{s}}(x)^{i(j)}$: 断面の残差力

(13) 断面の変位増分を修正

ステップ(12)での残差力と断面剛性を用いて、断面の変位増分を修正する。

$$\Delta \mathbf{e}(x)^{i(j+1)} = \Delta \mathbf{e}(x)^i + \mathbf{f}_s^{i(j)} \times \tilde{\mathbf{s}}(x)^{i(j)} \quad (\text{式 3.133})$$

j を 1 つ増やし、ステップ(5)に戻る。

3.8 まとめ

本論で提案する立体柱梁接合部マクロエレメントの構成について述べ、接合部および梁・柱要素の剛性マトリックスの作成と解析手法について記述した。

立体柱梁接合部マクロエレメントの構築に当たって、水平2方向地震力に対し、柱梁接合部内には2方向に独立する圧縮ストラットが生じると仮定した。立体柱梁接合部マクロエレメントは、柱と梁端部の平面保持を表す6つの剛版と、対角方向と水平および鉛直方向の合計9方向へ配置されるコンクリートばね、そして、鉄筋と付着すべりばねで構成されている。各ばねは一軸の応力-ひずみ度関係の材料構成則を従う。柱および梁は、線材に置き換え、材軸方向の応力分布を力の釣合により定めるForce-Based Elementよりモデル化した。また、材軸方向には複数の積分点を設け、その積分点はファイバー断面としてモデル化した。

参考文献

- [3.1] 田尻 清太郎：鉄筋コンクリート柱梁接合部の弾塑性マクロエレメントに関する研究，東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文，2005年
- [3.2] 田尻 清太郎，塩原 等，楠原文雄：RC 柱梁接合部マクロエレメントによる十字型柱梁接合部の履歴特性の解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.331-336，2006年1月
- [3.3] 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73，No. 631，pp. 1641-1684，2008年9月
- [3.4] 朴 哲敏：柱梁接合部の弾塑性変形を取り入れた鉄筋コンクリート骨組の地震応答解析手法に関する研究，東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文，2007年
- [3.5] 朴 哲敏，塩原 等：鉄筋コンクリート造平面十字型柱梁接合部の破壊条件に関するパラメトリック解析，日本建築学会，構造工学論文集，Vol. 54B，pp. 429-435，2008年4月
- [3.6] 劉 奕敏：実大四層 RC 建物の三次元振動台実験の非線形骨組地震応答解析，東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文，2013年
- [3.7] 楠原 文雄，金 秀禧，塩原 等：接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.686，pp.847-855，2013年04月
- [3.8] 朴 星勇，楠原 文雄，塩原 等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の変形成分の骨格曲線と履歴特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.355-360，2011年7月
- [3.9] 朴 星勇，楠原 文雄，塩原 等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の主筋降伏時の力と変形の算定に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.277-282，2012.7
- [3.10] Paulay, T., Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 74 pp. 1992
- [3.11] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999年
- [3.12] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2007年
- [3.13] Taucer, F. F., Spacone, E., and Filippou, F. C. : A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures, Earthquake Engineering Research Centre, Report No.

UCB/EERC-92/17, University of California, Berkeley, USA

- [3.14] Neuenhofer, A., Filippou, F. C. : Evaluation of nonlinear frame finite-element models, *Journal of Structural Engineering*, Vol.123, No.7, pp.958-966, 1997
- [3.15] Correia, A.A., Almeida, J. P., and Pinho, R. : Force-based versus displacement-based formulation on the cyclic nonlinear analysis of RC Frames, the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008
- [3.16] Scott, M. H., Fenves, G. L. : Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements, *Journal of Structural Engineering*, Vol.132, No.2, pp.244-252, 2006
- [3.17] Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D. : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, *Journal of the Structural Division*, *Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, Vol.108, No.ST4, pp.929-950, 1982.4
- [3.18] Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, pp.471-487, 1999.10
- [3.19] コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 土木学会, 2002 年
- [3.20] Eligehausen, R., Popov, E. P. and Bertero, V. V : Local bond Stress-Slip Relationship of Deformed Bars Under Generalized Excitations, *Earthquake Engineering Research Council Report No.83/23*, University of California, Berkeley, California, 1983 年
- [3.21] 森田 司朗, 角 徹三 : 繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究, *日本建築学会論文報告集*, Vol.229, pp.15-24, 1975 年 3 月
- [3.22] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP Model Code 1990, 1991. 7

第4章

水平1方向加力を受ける柱梁接合部部分架構 の実験と解析結果の比較

4.1 はじめに

本章では、柱梁接合部マクロエレメントを用いた計算結果を、水平1方向加力を受ける十字形柱梁接合部部分架構の実験結果と比較し、主筋の降伏点、最大強度、履歴吸収エネルギーについて比較・検討を行い、解析モデルの妥当性について検証する。なお、柱梁接合部の耐震性能に対する①主筋量、②柱梁強度比、③主筋間距離、④柱梁接合部アスペクト比の影響因子の効果を解析モデルが表せるかについて検討する。本章の前半では、スラブが無い平面十字形柱梁接合部を対象とした解析結果を、後半では、スラブ付柱梁接合部を対象とした解析結果を検討する。

4.2 平面十字形柱梁接合部部分架構への適用

4.2.1 解析対象物^[4.1]

解析対象の試験体は1/3スケールの柱、梁の反曲点位置で切り出した平面十字形柱梁接合部部分架構のBシリーズ8体、Dシリーズ8体、Eシリーズ3体である。Bシリーズの試験体は接合部アスペクト比（柱せい/梁せい）が1.0で、コンクリート強度は29MPaである。Dシリーズは梁せいを柱せいの1/2（接合部アスペクト比=0.5）としたもので、Eシリーズは高強度コンクリートを使用し、接合部せん断余裕度を大きくしたものである。B、D、Eシリーズ試験体はいずれも柱と梁の反曲点間距離が1400mmで接合部内横補強筋も共通である。なお、Iシリーズは梁スパンが柱スパンの2.2倍であり、層間変形角7.0%の大変形時まで繰り返し加力を行ったものである。

試験体の変動因子は、梁主筋量（引張主筋比0.98~2.54）、柱梁強度比（0.72~2.24）、主筋間距離比（0.5D~0.8D、D:梁せい）、接合部アスペクト比（0.5、1.0）、コンクリート強度としている。

試験体B03及びD08は接合部せん断余裕度が1より小さく、接合部のせん断破壊が先行するように設計されたもので、試験体D04は柱梁強度比が1より小さく、柱降伏型に設計されたものである。B03、D08、D04を除いた試験体は日本建築学会の設計指針^[4.3]を満足するように設計された梁降伏型の柱梁接合部である。実験結果はいずれの試験体も接合部へ損傷が集中し、接合部破壊となった。

試験体の形状及び配筋を図4.1に、試験体の諸元を表4.1に示し、コンクリート及び鉄筋の材料特性を表4.2及び表4.3に示す。

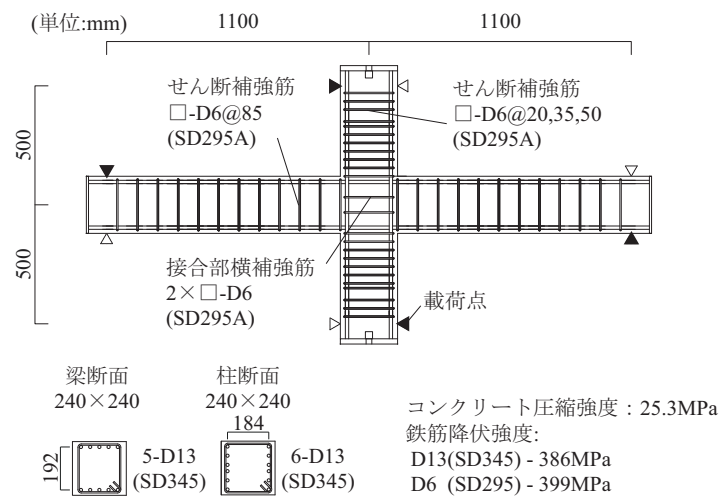
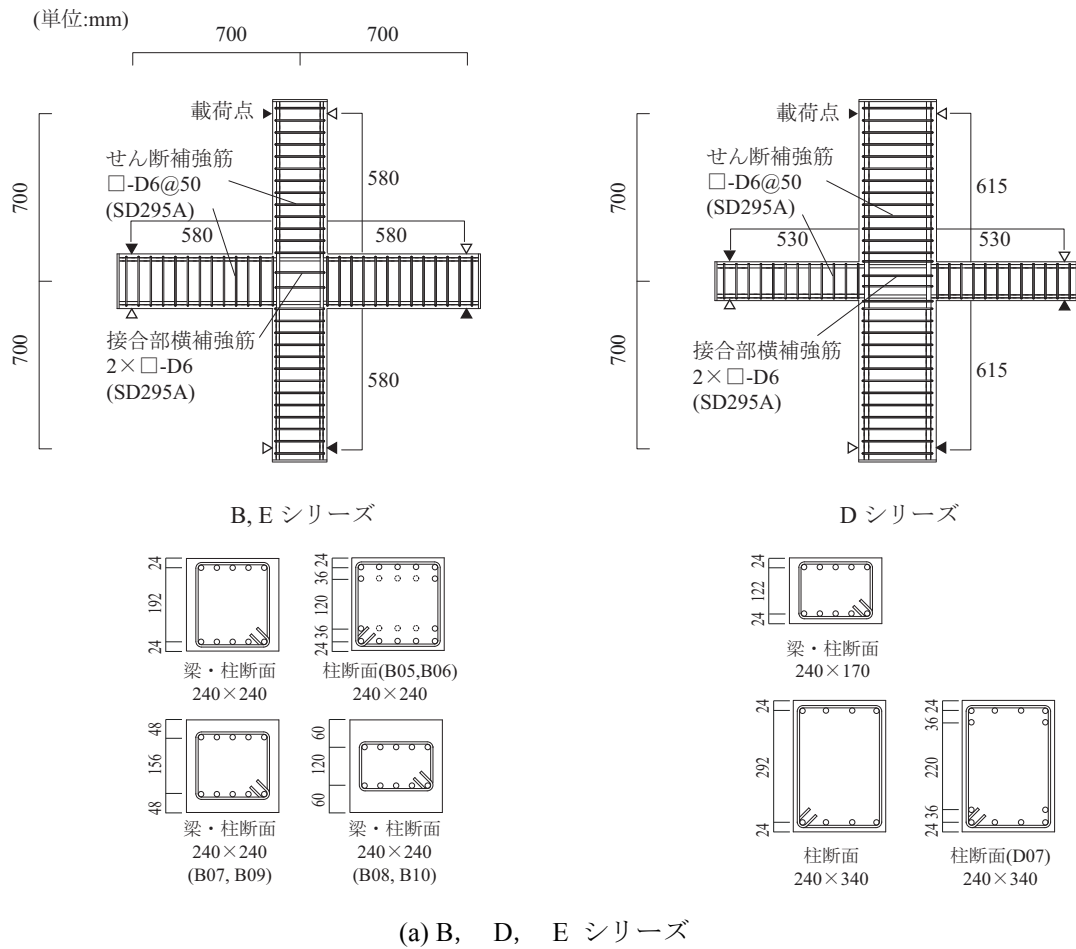


図 4.1 試験体の形状と配筋^{[4.1], [4.2]}

表 4.1 試験体の一覧

試験体	B01	B02	B03	B04	B05	B06	B07	B08	
コンクリート強度 (MPa)	29.0								
スパン(mm)	1400								
幅(mm)	240								
せいゝ(mm)	240								
梁	引張主筋	4-D13	5-D13	5-D16(SD390)	4-D13	5-D13	4-D13	4-D13	
	引張主筋比(%)	0.98	1.22	1.92	0.98	1.22	1.07	1.18	
	主筋間距離比	0.8							
	軸力(kN)	0							
スパン(mm)	1400								
幅(mm)	240								
せいゝ(mm)	240								
柱	引張主筋	4-D13	5-D13	5-D16(SD390)	6-D13	5+2-D13	5+5-D13	4-D13	
	引張主筋比(%)	0.98	1.22	1.92	1.47	1.80	2.67	1.07	
	主筋間距離比	0.8							
	軸力(kN)	0							
接合部	横補強筋	□-D6×2							
	横補強筋比(%)	0.28							
接合部アスペクト比	1.0								
柱梁強度比	1.0								
	接合部せん断余裕度 ^{4.31}	1.29	1.03	0.57	1.29	1.03	1.77	1.26	
付着余裕度 ^{4.31}	0.65								

表 4.1 試験体の一覧

試験体	D01	D02	D03	D04	D05	D06	D07	D08
コンクリート強度 (MPa)	32.4							
スパン(mm)	1400							
幅(mm)	240							
せいゝ(mm)	170							
引張主筋	5-D13				7-D13			
引張主筋比(%)	1.81				2.54			
主筋間距離比	0.72							
軸力(kN)	0							
スパン(mm)	1400							
幅(mm)	240							
せいゝ(mm)	340							
引張主筋	2-D13	3-D13	5-D13	2-D13	3-D13	4-D13	4+2-D13	3-D16(SD345)
引張主筋比(%)	0.33	0.50	0.84	0.33	0.50	0.67	1.04	0.79
主筋間距離比	0.86							
軸力(kN)	0							
横補強筋	□-D6×2							
横補強筋比(%)	0.44							
接合部アスペクト比	0.5							
柱梁強度比	1.0	1.42	2.24	0.72	1.03	1.34	1.71	1.0
接合部せん断余裕度 ^[4.3]	1.50				1.06			
付着余裕度 ^[4.3]	0.98							
	0.81							

表 4.1 試験体の一覧

試験体	E01	E0	E03	I01
コンクリート強度 (MPa)	61.4			25.3
スパン(mm)	1400			2200
幅(mm)	240			
せいゝ(mm)	240			
引張主筋	4-D13	5-D13	5-D16	5-D13
引張主筋比(%)	0.98	1.22	1.92	1.22
主筋間距離比	0.8			
軸力(kN)	0			
スパン(mm)	1400			1000
幅(mm)	240			
せいゝ(mm)	240			
引張主筋	4-D13	5-D13	5-D16	5-D13
引張主筋比(%)	0.98	1.22	1.92	1.60
主筋間距離比	0.8			
軸力(kN)	0			
横補強筋	□-D6×2			
横補強筋比(%)	0.28			
接合部アスペクト比	1.0			
柱梁強度比	1.0			1.35
接合部せん断余裕度 ^{4.31}	2.20	1.76	0.99	1.05
付着余裕度 ^{4.31}	1.06		0.77	

表 4.2 コンクリートの材料特性

試験対シリーズ	試験体	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張割裂強度 (MPa)
B	B01 ~ B08	29.0	25.5	2.23
D	D01 ~ D08	32.4	26.4	2.29
E	E01 ~ D03	61.4	34.5	2.78
I	I01	25.3	24.8	2.18

表 4.3 鉄筋の材料特性

	試験対シリーズ	鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	破断のび (%)
柱・梁 主筋	全	D13(SD345)	378	188	547	20.0
	B, E	D16(SD390)	425	192	613	18.2
	D	D16(SD345)	374	175	564	17.2
接合部 横補強筋	全	D6(SD295A)	399	204	531	21.6
柱・梁 補強筋	B	D6(SD295A)	399	204	531	21.6
	D, E	D6(SD295A)	341	196	469	16.4

4.2.2 解析モデル及び解析条件

柱梁接合部部分架構の解析モデルを図4.2に示す。柱梁接合部は3章に示した立体柱梁接合部マクロエレメントを用い、XZ平面、YZ平面、XY平面の平行なコンクリートレイヤー数は2つとした。また、各平面コンクリートレイヤーの柱・梁フェースの4辺ではコンクリートを10分割とした。劉^[44]は、コンクリートの分割数を2~16まで変化させて実験結果と解析結果の適合性について検討し、コンクリート分割数が8以上の場合、分割数による解析結果への影響は小さいことを示した。

柱及び梁は、線材に置き換え、材軸方向の積分点数を6つとし、部材の材軸に沿った曲率の数値積分は、Gauss-Lobatto積分法を用いる。尚、積分点は断面を分割したファイバ要素としてモデル化し、柱及び梁断面のコンクリート分割数は10×10とした。一軸ばねの材料構成則は3.7節に示したものを用い、鉄筋の歪効果は無視する。境界条件は実験の加力方法にあわせて定め、柱脚はピン支持とし、梁端部はローラ支持とする。荷重は、柱頭で水平1方向のみに変位履歴を与える。

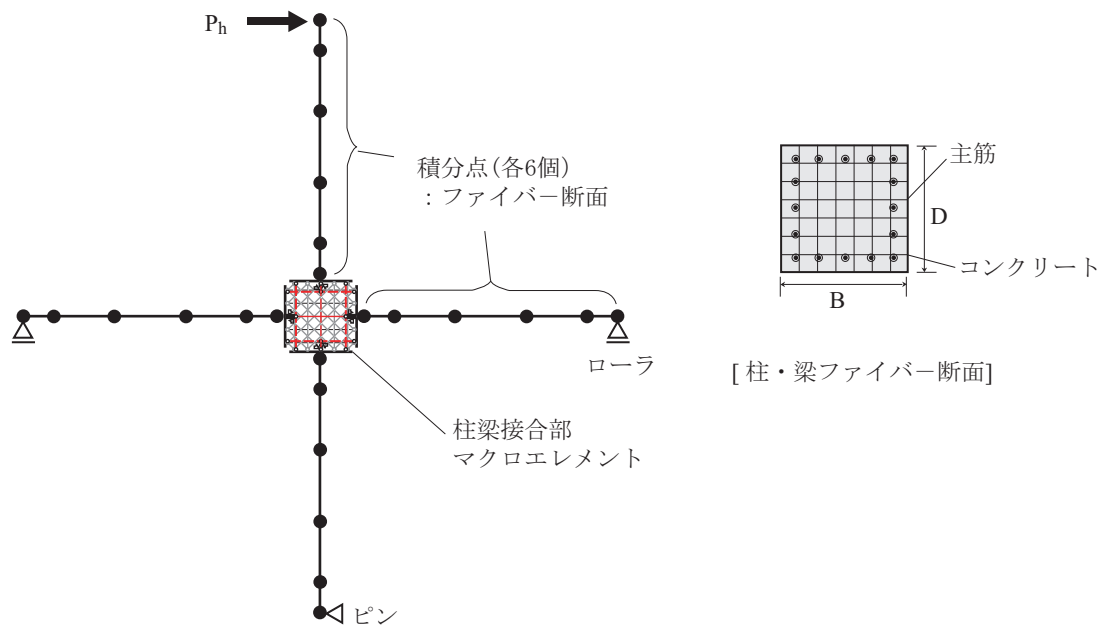


図4.2 柱梁接合部部分架構の解析モデル

4.2.3 解析モデルによる結果の比較

柱梁接合部の非線形を考慮した解析結果と従来の柱梁接合部の非線形を考慮しない解析結果を比較して図 4.3 に示す。試験体 B01, D01 について図 4.3(a)に実験結果を, 図 4.3(b)に柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果を, 図 4.3(c)に柱梁接合部を剛とした解析結果を示す。図中には梁曲げ終局時の層せん断力の計算値 (Q_{bu}) を併せて示す。柱梁接合部を剛とした場合では, スリップ挙動を表現するため, 柱と梁の履歴モデルを Takeda-Slip モデル^[4.5]とした。Takeda-Slip モデルの復元力特性は, 平面保持を仮定した断面解析から算定したひび割れ点と降伏点を有する 3 折れ線とし, 降伏点の剛性低下率は, 菅野式^[4.6]に基づく値を使用した。また, 叙荷時剛性低下係数 α , スリップ係数 γ 及びスリップ硬化係数 η は, Kabeyasawa と Shiohara らの研究^[4.7]を参考に, それぞれ 0.4, 1.0, 1.0 とした。

柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果は, 最大強度とスリップの度合について, 実験結果との適合性が高いが, Takeda-Slip モデルを用いた場合では, 強度と剛性を過大評価し, スリップの度合は実験に比べて顕著ではなく履歴面積を過大評価する結果となった。

4.2.4 層間変形角と層せん断力の関係

B, D, E シリーズ試験体の層間変形角—層せん断力の関係を実験と解析結果を比較して図 4.4 に示す。図中には梁曲げ終局時の層せん断力の計算値 (Q_{bu}) を示し, 柱梁強度比が 1.0 より小さい D04 試験体に対しては, 柱曲げ終局時の層せん断力の計算値を用いた。なお, 文献^[4.8]によって算定した接合部終局強度 (Q_{ju}) をあわせて示す。

試験体 B03, D04, D08 以外は梁曲げ降伏型と設計されたが, すべての試験体において, 柱梁接合部内で主筋が降伏し, 接合部へ変形が集中する接合部降伏型となり, 荷重—変形関係は顕著なスリップ性状を示す。実験と解析結果を比較すると, マクロエレメントは接合部降伏型で現れるスリップ性状の履歴特性をよく表していると言える。しかし, 同一変形角内で 2 回目の载荷に対して, 解析結果のループの面積が実験値より小さい傾向が見られる。

柱梁接合部せん断余裕度が 1.0 より小さい試験体 B03 と D08 の解析結果は, 層間変形角 1.5%~2.0% で最大強度となり, その後の耐力低下が顕著である。この耐力低下は, 接合部パネルのコンクリートばねが圧縮強度に至り, 圧縮軟化領域に入ることによって生じており, 接合部せん断余裕度が小さくコンクリートの圧縮破壊が激しい試験体の破壊モードを解析モデルで追跡できると言える。

しかし, 主筋間距離が短い試験体 B08 に対しては, 解析値の最大強度が実験値より小さく, 解析結果の履歴ループの面積が実験より大きい。それは, 柱梁接合部マクロエレメントでは, 柱・梁フェースの剛板の回転に対して鉄筋が内側に配筋されるほど歪が小さくなるが, 実験では, 接合部パネルに斜めひび割れが発生すると, その斜めひび割れに横切る位置で鉄筋の歪が増大するため, 比較的により小さい変形角において接合部内で鉄筋が降伏し, 剛性低下に伴って接合部の変形が顕著になったためだと思われる。

試験体 B08 を除き, 最大強度の解析値は実験値よりやや小さい傾向が見られるが, その差はわずかであり, 柱梁接合部マクロエレメントは, 柱梁強度比, 主筋量, コンクリート強度の影響因子によらず柱梁接合部の強度を精度よく評価できると考える。

全試験体に対して最大強度, 主筋の降伏強度, 主筋の降伏時変形角の実験値と解析値をプロットしたものを図 4.5(a), (b), (c)にそれぞれ示す。最大強度は正と負側のうち最大値をプロットし, 主筋降

伏点は正と負のうち降伏変形角が小さい方をプロットした。解析モデルは、15%以内の誤差で最大強度を評価でき、主筋降伏点については概ね20%以内の誤差で評価できた。

同じ変形角に対して1回目と2回目のピーク時の層せん断力を比較すると、解析の方は実験より繰り返しによる耐力低下が小さい傾向が見られる。解析で繰り返しによって耐力低下が生じる一つの理由は、付着すべりの影響である。論本で用いた付着すべりばねの履歴モデルは、繰り返しによる履歴吸収エネルギーに応じて包絡線を低減させている。図4.6に付着すべりばねを非線形とした場合と弾性とした場合について解析結果を比較して示す。付着すべりばねを非線形とした場合では、繰り返しによる耐力低下が生じている一方、付着すべりばねを弾性とした場合では、耐力低下が見られない。もう一つの理由は、コンクリートの応力が減少するためである。図4.7に示す試験体B07について付着すべりばねを弾性とした解析結果では、付着劣化が生じなくても繰り返しによる耐力低下が見られる。この場合は、接合部パネルの斜め方向のコンクリートばねの応力度-ひずみ度関係で見られるように、層間変形角+3%の2回目のピーク時(C点)の応力が1回目のピーク時(A点)の応力より小さい。つまり、1回目のピーク後、反対方向への加力によって引張ひずみが大きく増え、再載荷時に過去の最大点に達しなかったことで耐力低下が生じたと言える。

4.2.5 大変形繰り返しに対するモデルの検証

層間変形角7.0%まで加力を行った試験体I01について、実験結果と解析結果を比較して図4.8に示す。実験では層間変形角2%時に、解析では層間変形角1.5%時に最大強度に達し、その後、顕著な耐力低下が見られた。耐力低下については、実験結果が解析より緩やかであるが、層間変形角7%における強度が最大強度に対して約50%程度まで低下していることについては両者ともよい対応を示した。しかし、同一変形角に対して1回目の載荷時の強度と2回目の載荷時の強度を比較すると、実験では、2回目の載荷時に1回目に対して約10%~25%程度耐力が低下したが、解析ではその差が小さく、同一変形角内で行われた繰り返し数による耐力低下まではモデルで表わせなかった。

I01試験体の破壊状況を示す写真4.1によると、接合部パネルの中央部におけるコンクリートの圧壊や剥落が激しく、コンクリートの接触面積は減少している。解析で得られた接合部パネルの斜め方向のコンクリートばねの応力分布及び中央を通る斜めコンクリートばねの応力-ひずみ度の関係を図4.9に示す。層間変形角1%時は接合部中央部を通るばねで最も大きな応力が生じている一方、層間変形角7%時は、接合部中央部分のコンクリートばねで負担する応力は小さくなり、中央部から遠いばねで負担する応力が大きくなっている。このことは、変形の増大につれて、応力-ひずみ度関係から見られるように、接合部パネル中央部を通るコンクリートばねが圧壊し、応力を伝達できなくなり、中央部から遠いばねが応力を負担するようになったからである。つまり、図4.10に示すように大変形時にはパネル中央の圧壊部を回避し、コンクリートの接触部分を介して圧縮力が迂回して伝達されたと考えられる。また、この様に接合部パネルの圧縮ストラットが中央部から離れる場合、コンクリートの圧縮応力と主筋の引張応力間の距離が短くなり、曲げモーメントが減少することによって架構では耐力低下が生じると考えることができる。

4.2.6 接合部変形角と層せん断力の関係

実験と解析結果から得られた柱梁接合部の変形による層間変形角（以下、接合部変形角）を比較して図 4.11 に示す。実験では文献^[4,9]に示した方法で接合部変形を測定しており、解析では、梁及び柱のたわみによる層間変形角を（式 4.1）及び（式 4.2）により求め、全変形から柱と梁のたわみによる変形角を除いたものを柱梁接合部変形成分と見なした。

接合部変形角の解析値は実験値より大きい傾向が見られ、特に、変形が小さい範囲で接合部変形を過大評価している。解析モデルで、接合部内の通し主筋の抜け出し量を考慮して最初から接合部内で主筋の剛性を低減したことが接合部変形を過大評価した原因であると思われる。なお、実験では、試験体 D01, D02, D04, D06 のように正側と負側で接合部変形角が大きく異なることがあるが、解析では正側と負側で接合部変形角がほぼ対称であった。

$$R_b = \left(\frac{\delta_{br} + \delta_{bl}}{L_b} \right) / R_s \quad (\text{式 4.1})$$

$$R_c = \left(\frac{\delta_{cu} + \delta_{cd}}{H_c} \right) / R_s \quad (\text{式 4.2})$$

ここで、

R_b, R_c : 梁たわみによる層間変形角, 柱たわみによる層間変形角

L_b, H_c : 梁スパン, 柱スパン

R_s : 層間変形角

δ_{br}, δ_{bl} : 右梁端のたわみ, 左梁端のたわみで, (式 4.3) 及び (式 4.4) によって算定する。

δ_{cu}, δ_{cd} : 上柱端のたわみ, 下柱端のたわみで, (式 4.5) 及び (式 4.6) によって算定する。

$$\delta_{br} = -d_{z1} + \theta_{y1} \times (L_b - D_c) / 2 \quad (\text{式 4.3})$$

$$\delta_{bl} = d_{z3} + \theta_{y3} \times (L_b - D_c) / 2 \quad (\text{式 4.4})$$

$$\delta_{cu} = (d_{x1} - d_{x4}) - \theta_{y4} \times (H_c - D_b) / 2 \quad (\text{式 4.5})$$

$$\delta_{cd} = d_{x2} - \theta_{y2} \times (H_c - D_b) / 2 \quad (\text{式 4.6})$$

ここで、

d_{z1}, d_{z3} : 右梁フェースの鉛直方向変位, 左梁フェースの鉛直方向変位

d_{x4}, d_{x2} : 上柱フェースの水平 (X 方向) 変位, 下柱フェースの水平 (X 方向) 変位

d_{x1} : 上柱頭の水平 (X 方向) 変位

$\theta_{y1}, \theta_{y2}, \theta_{y3}, \theta_{y4}$: 柱・梁フェースの Y 軸周りに回転角

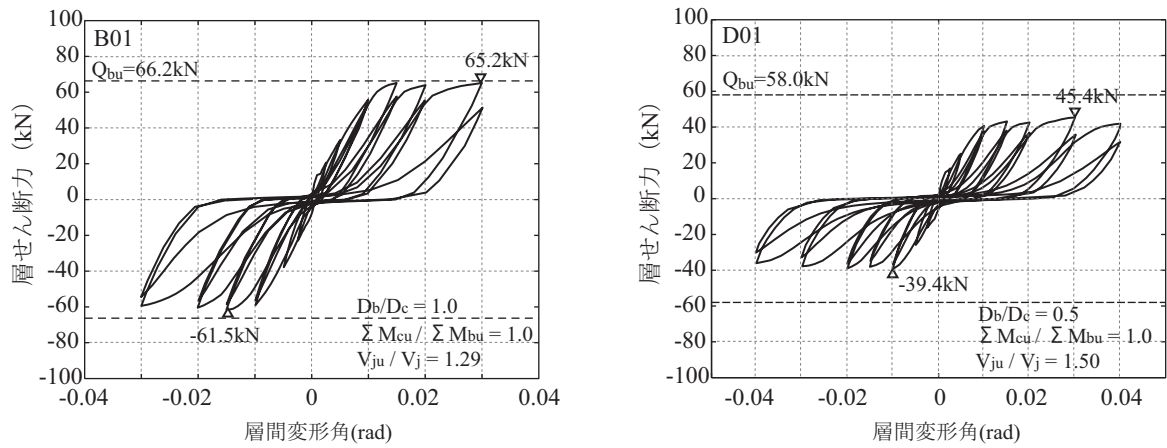
D_c, D_b : 柱せい, 梁せい

4.2.7 各部材の変形成分の割合

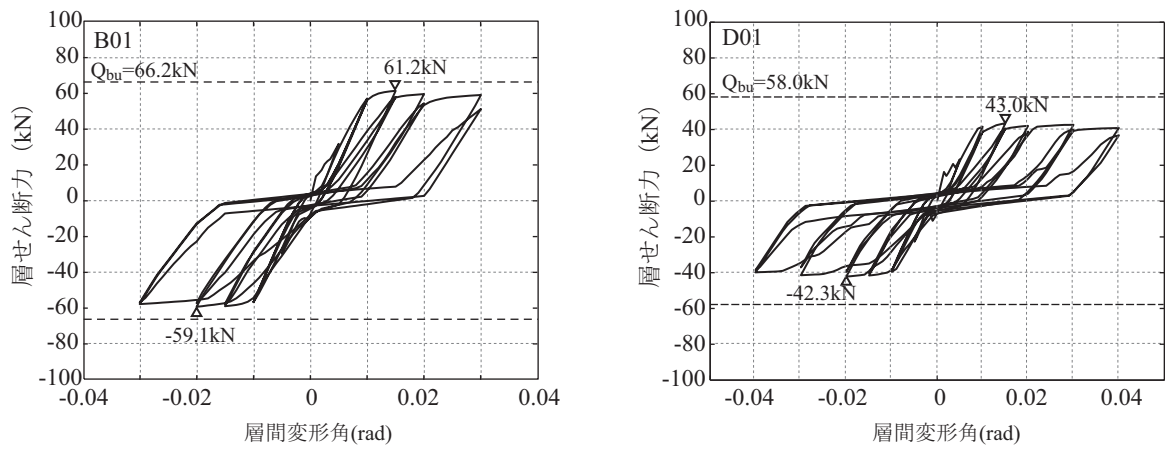
柱梁接合部，梁，柱の変形による層間変形角の割合の実験結果と解析結果を図4.12に示す。変形成分の割合は，実験と解析ともに柱，梁，柱梁接合部順に大きくなっており，接合部変形が卓越することを解析モデルで追跡できた。しかし，全体的に接合部変形を実験より過大評価する傾向となり，解析モデルの柱梁接合部の剛性が低いことが言える。その原因として，主筋の歪硬化を解析で考慮していないことと，付着一すべりばねを主筋の真ん中の一か所しか設けていないため，主筋の歪変形が過大となったことが考えられる。

4.2.8 接合部パネルの水平方向及び鉛直方向の膨張

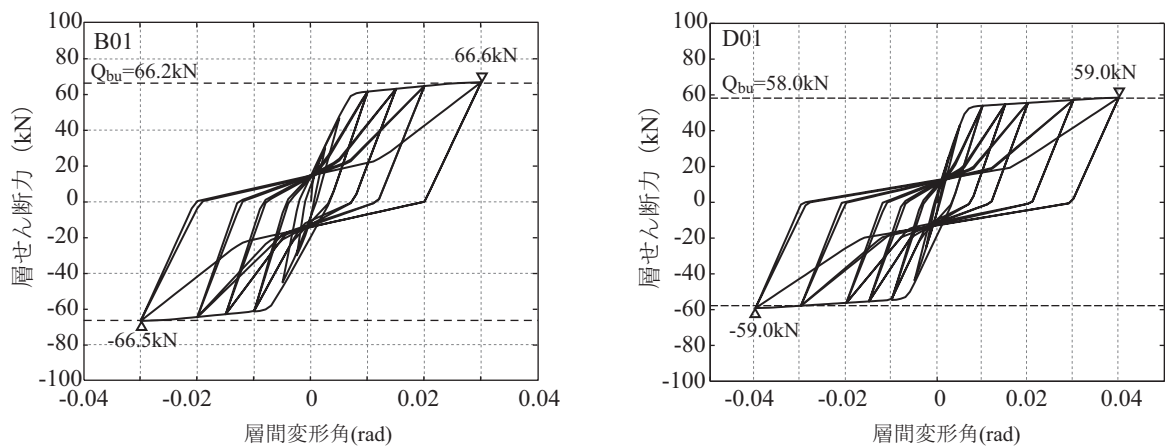
柱梁接合部降伏型の試験体は，接合部内で主筋が降伏し，接合部パネルのひび割れの拡張によって接合部が膨張する^[4.10]。そこで，柱梁接合部の水平方向及び鉛直方向の伸びについて，実験結果と解析結果を比較して図4.13に示す。柱梁接合部の左梁と右梁フェース面の水平方向変位の差を柱せいで除したものを水平方向伸びとし，接合部の上柱と下柱フェースの鉛直方向変位の差を梁せいで除したものを鉛直方向伸びとした。解析と実験結果のよい対応が見られ，層間変形角が大きくなるにつれて接合部の膨張変形も大きくなっている。しかし，鉛直方向伸びについて，柱梁強度比が1.0より大きい試験体に対して（例えば，B04，B06，D03，D06）に対して解析値が実験値を過小評価する傾向が見られた。



(a) 実験結果



(b) 柱梁接合部非線形



(c) 柱梁接合部剛 (Takeda-Slip)

図 4.3 解析モデルによる結果の比較

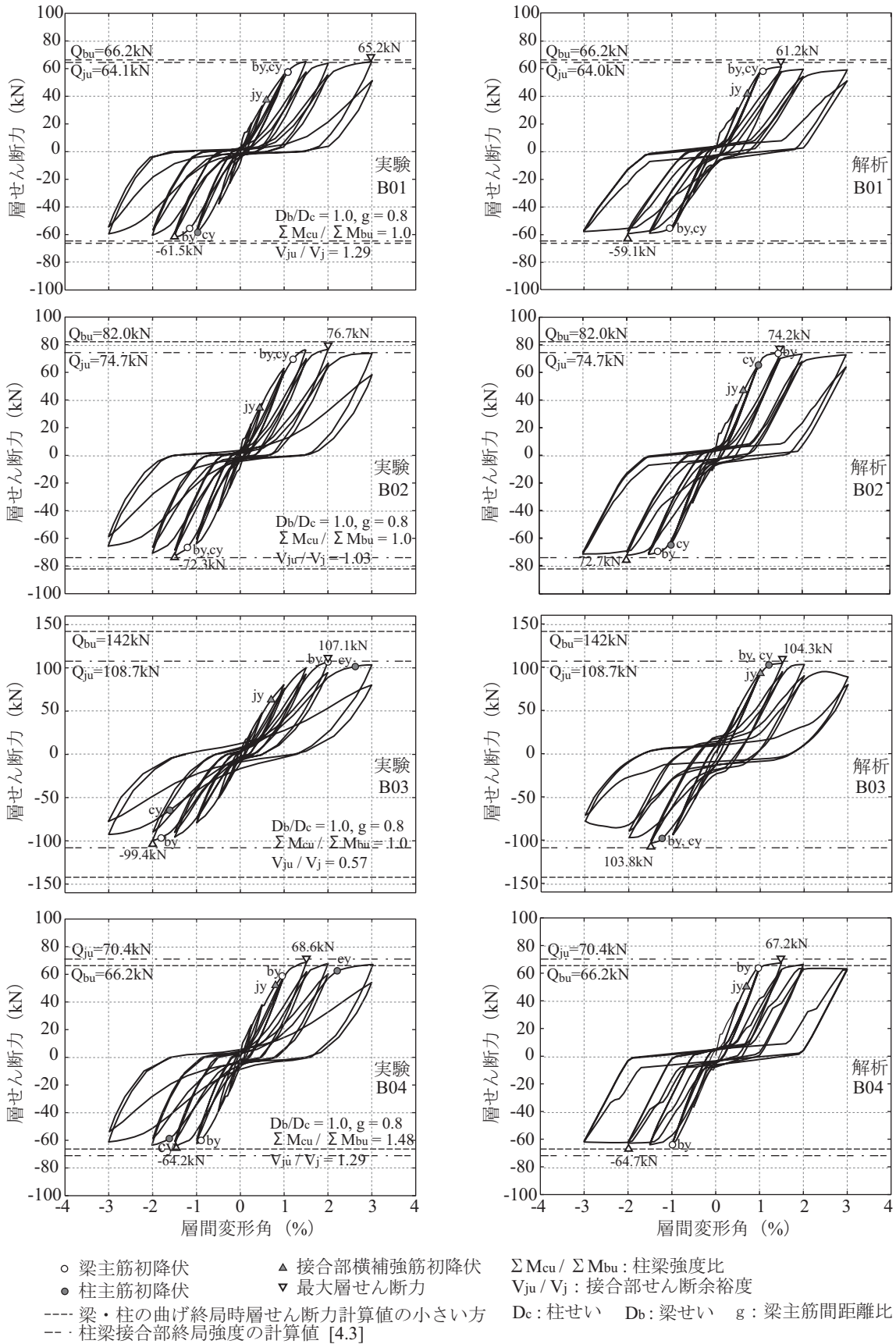
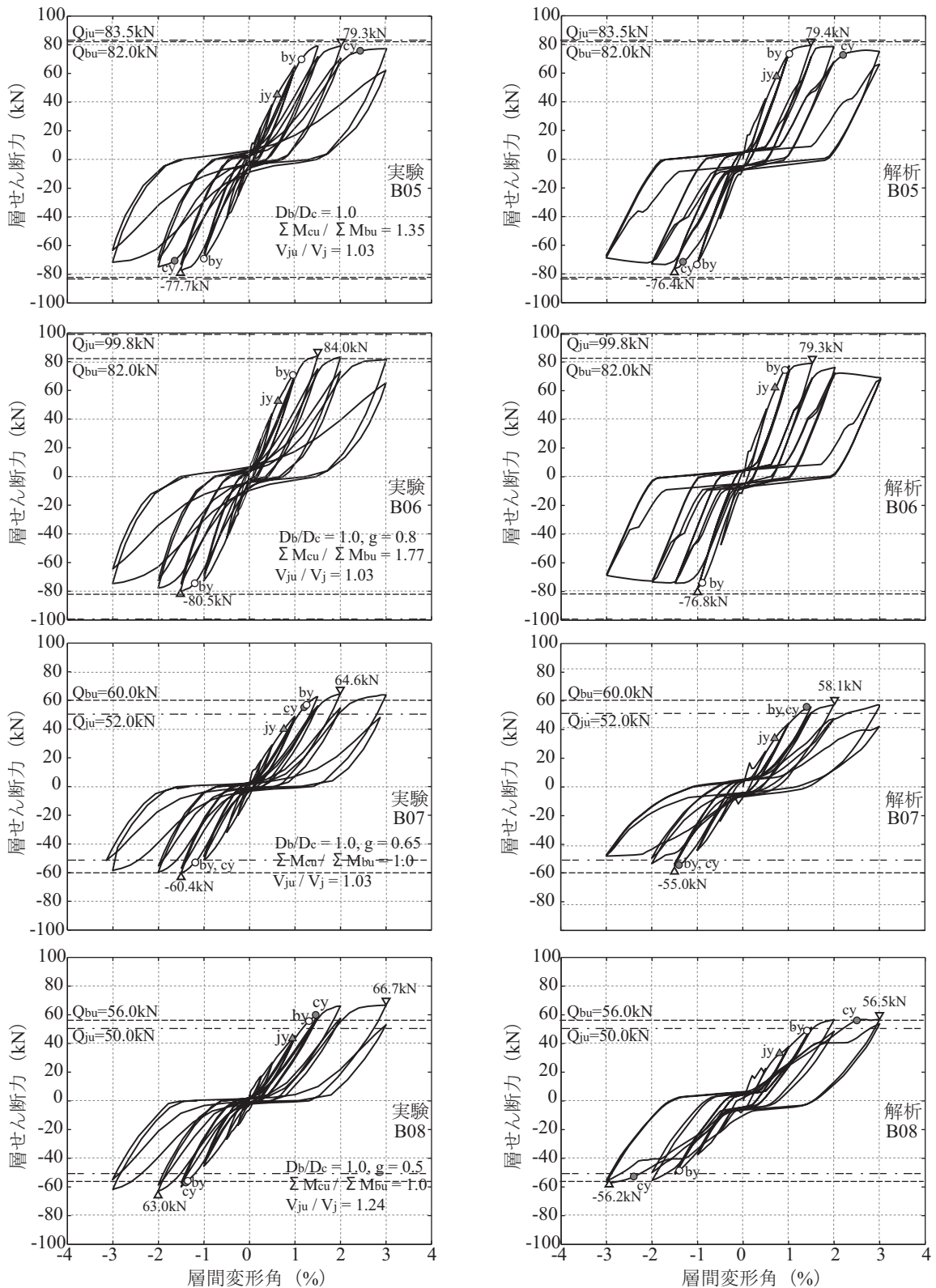


図4.4 層間変形角と層せん断力の関係 (B01, B02, B03, B04)



○ 梁主筋初降伏 ▲ 接合部横補強筋初降伏 $\Sigma M_{cu} / \Sigma M_{bu}$: 柱梁強度比
 ● 柱主筋初降伏 ▼ 最大層せん断力 V_{ju} / V_j : 接合部せん断余裕度
 --- 梁・柱の曲げ終局時層せん断力計算値の小さい方 D_c : 柱せい D_b : 梁せい g : 梁主筋間距離比
 - - - 柱梁接合部終局強度の計算値 [4.3]

図4.4 層間変形角と層せん断力の関係 (B05, B06, B07, B08)

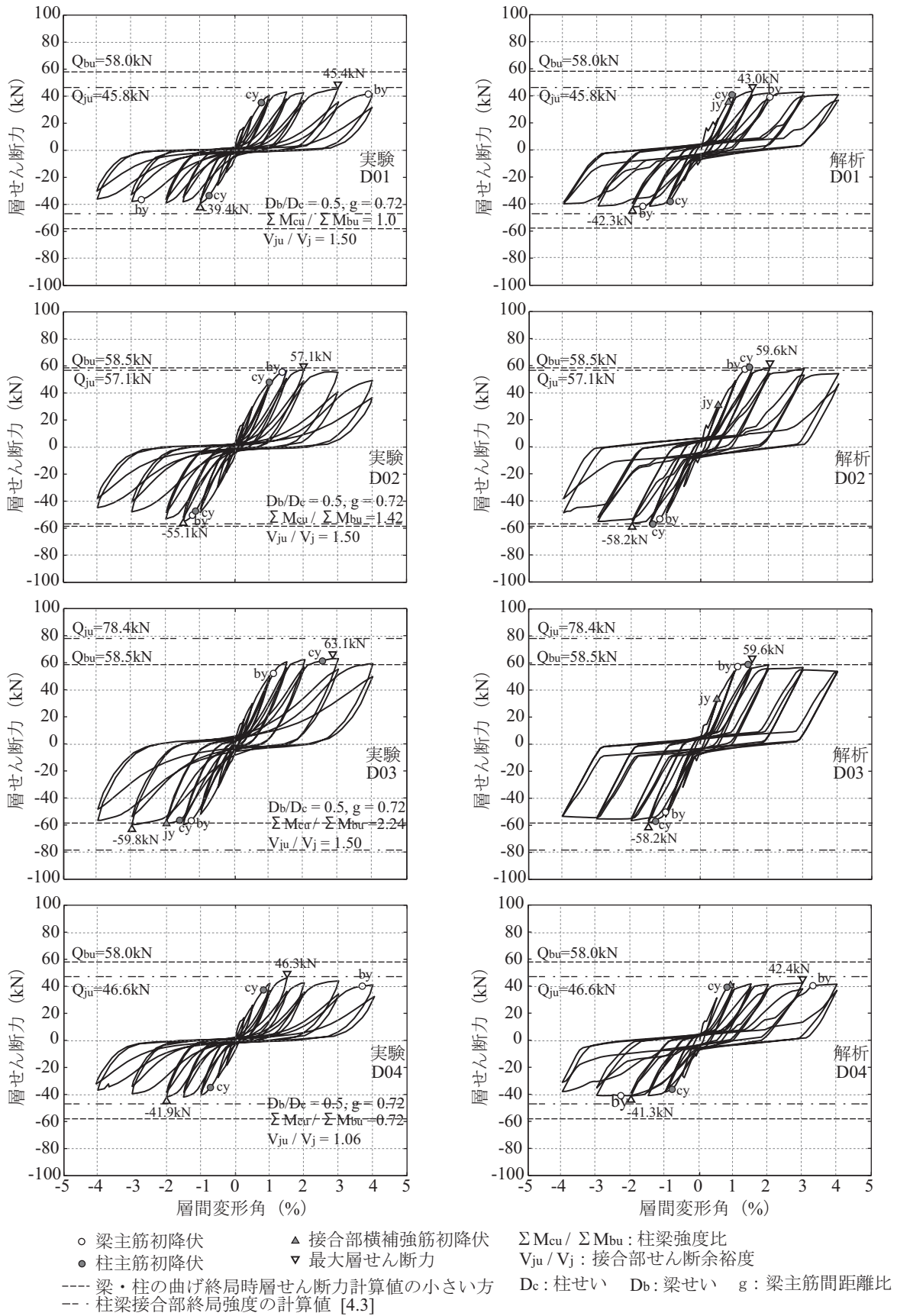


図4.4 層間変形角と層せん断力の関係 (D01, D02, D03, D04)

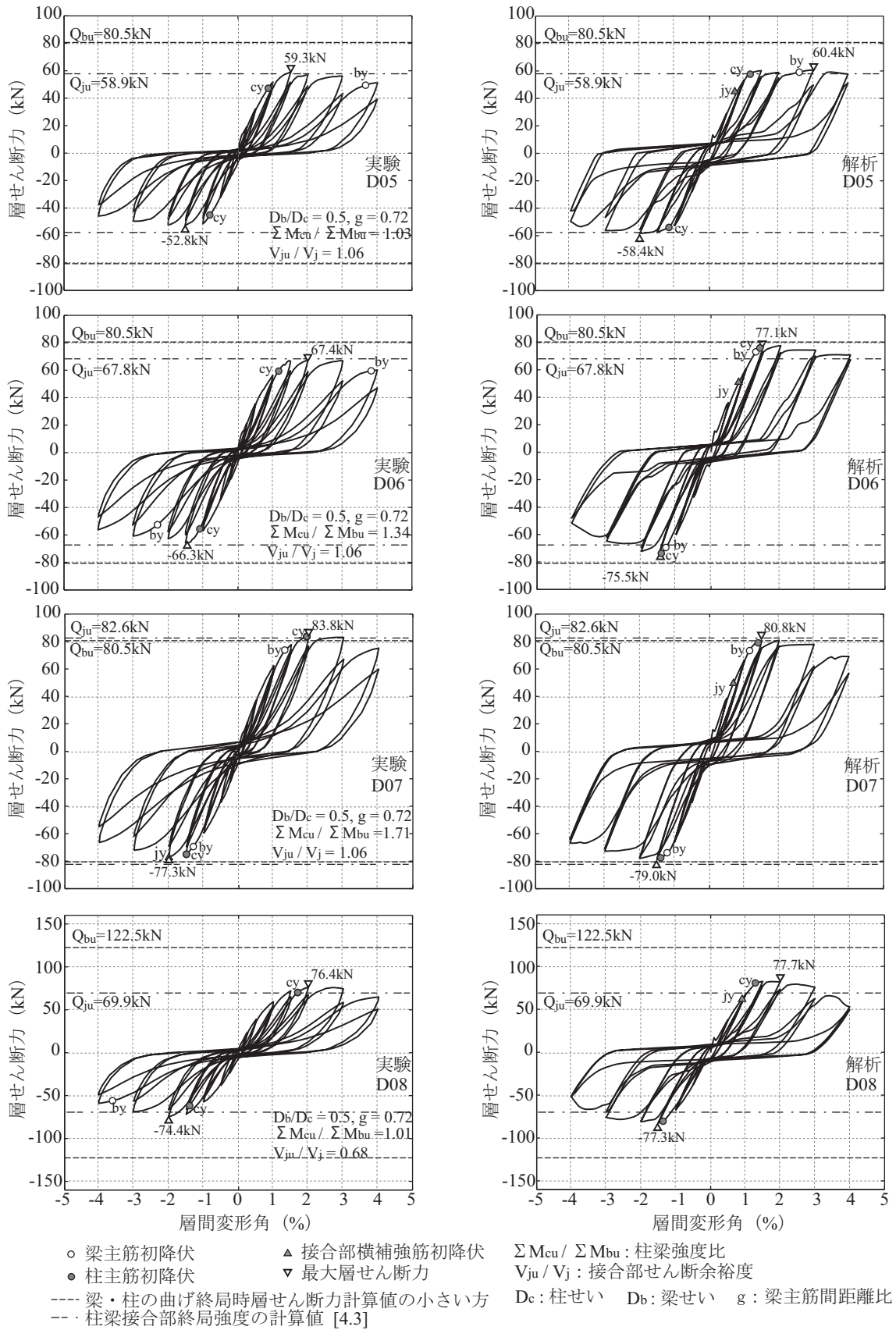


図4.4 層間変形角と層せん断力の関係 (D05, D06, D07, D08)

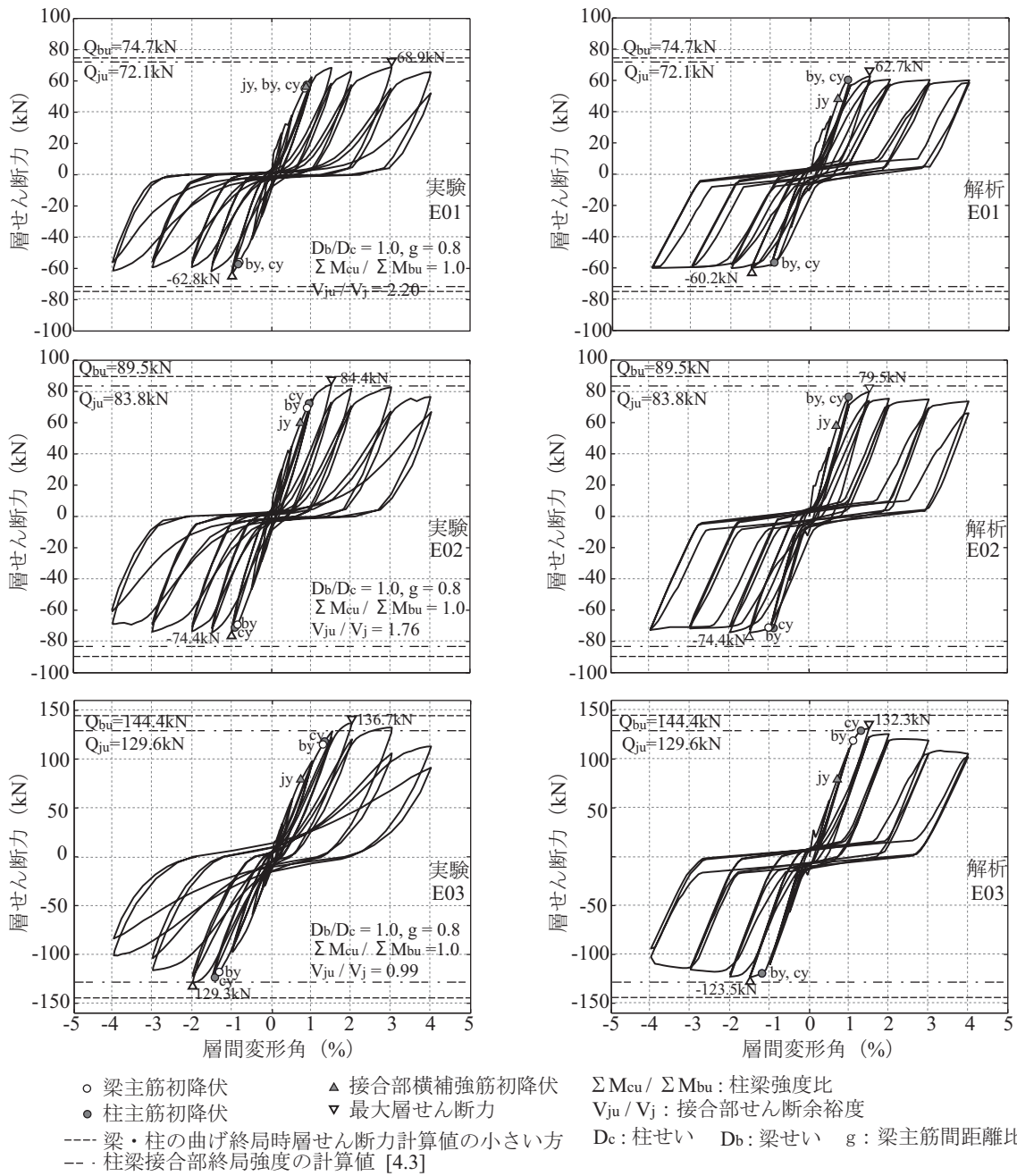
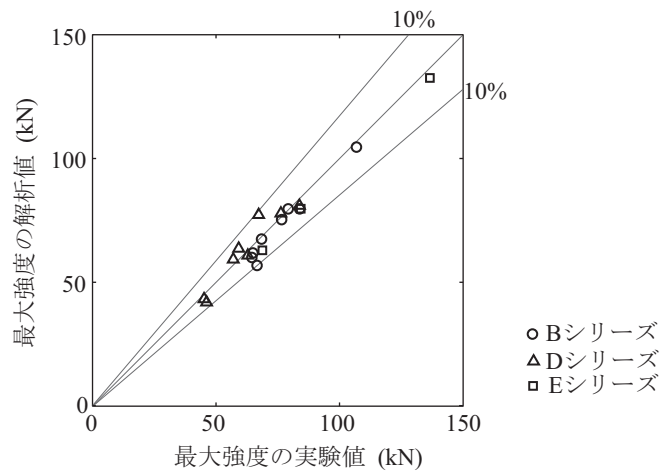
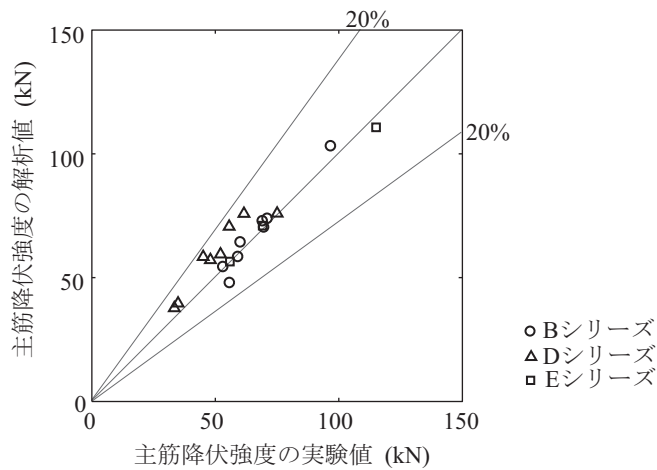


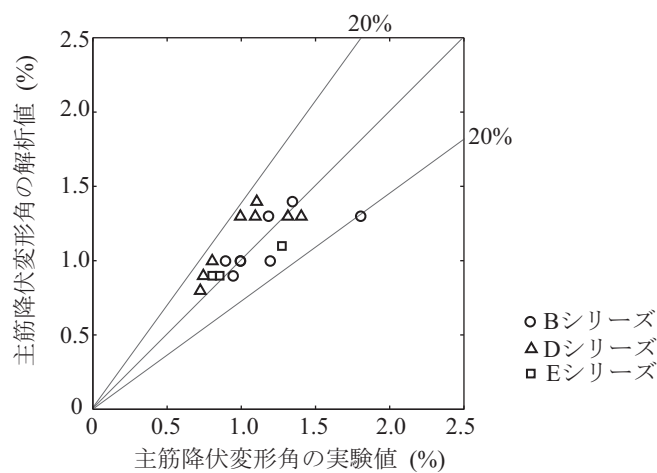
図4.4 層間変形角と層せん断力の関係 (E01, E02, E03)



(a) 最大強度の実験値と解析値の比較



(b) 降伏強度の実験値と解析値の比較



(c) 降伏時変形角の実験値と解析値の比較

図4.5 最大強度と降伏点の実験値と解析値の比較

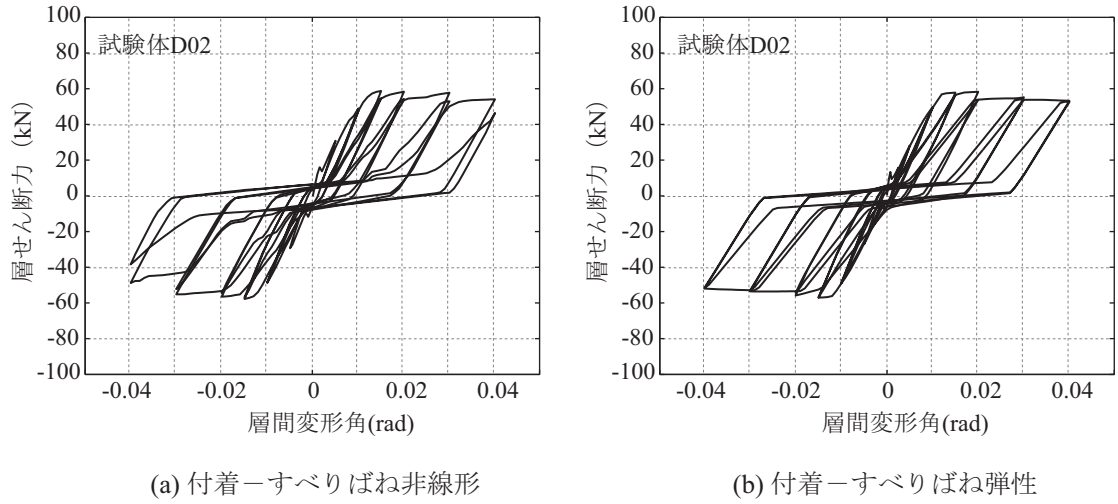


図4.6 付着の劣化による耐力低下

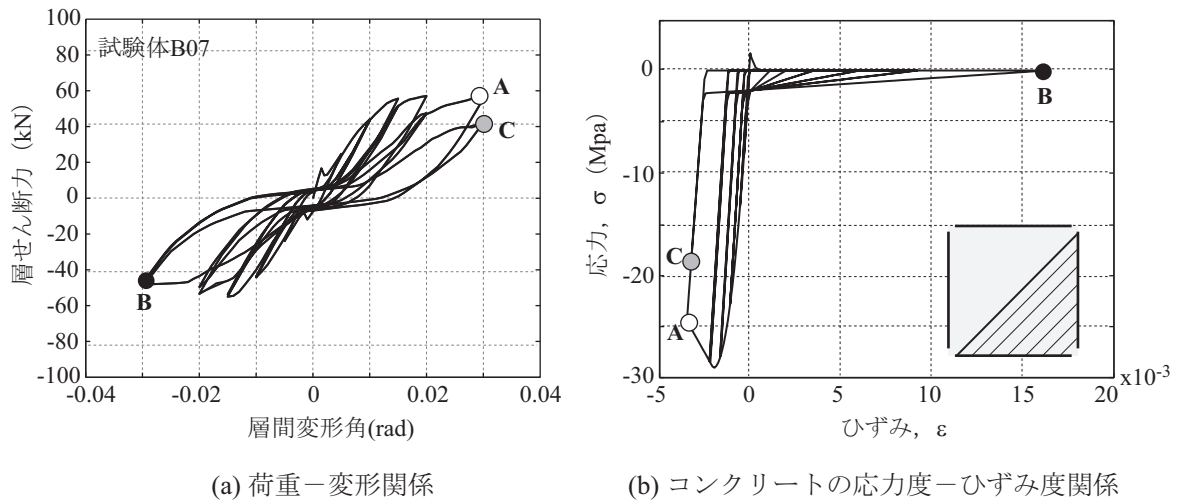


図4.7 コンクリート応力減少による耐力低下

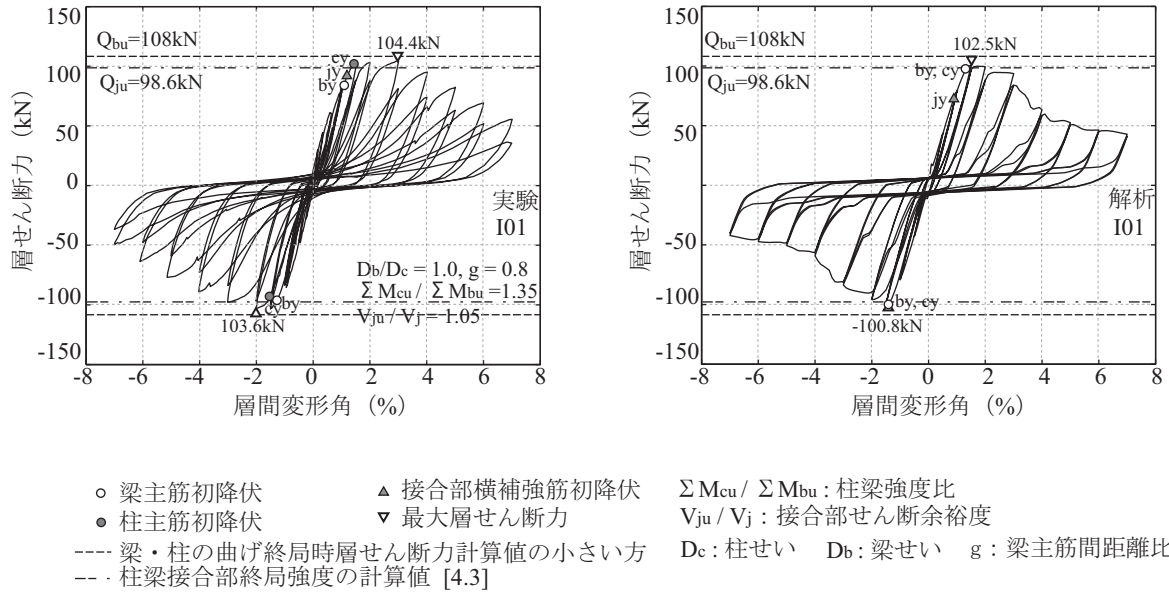


図4.8 層間変形角と層せん断力の関係 (試験体I01)



写真4.1 I01の損傷状況 (層間変形角7.0%) [4.2]

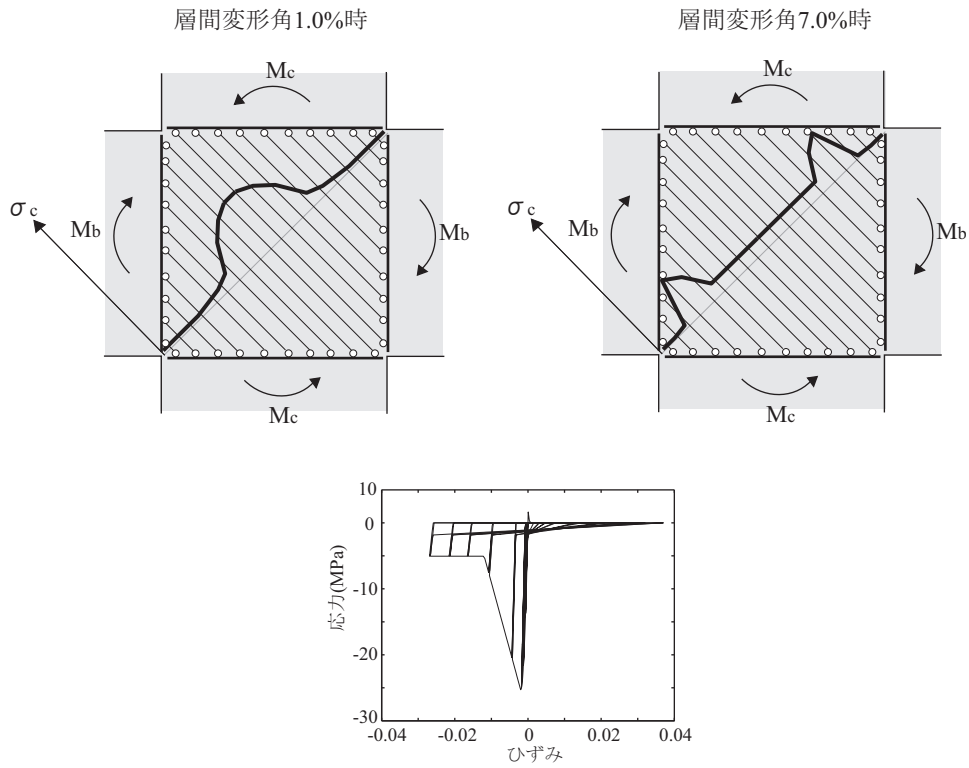


図4.9 接合部斜めコンクリートばねの応力分布及び応力度-ひずみ度関係

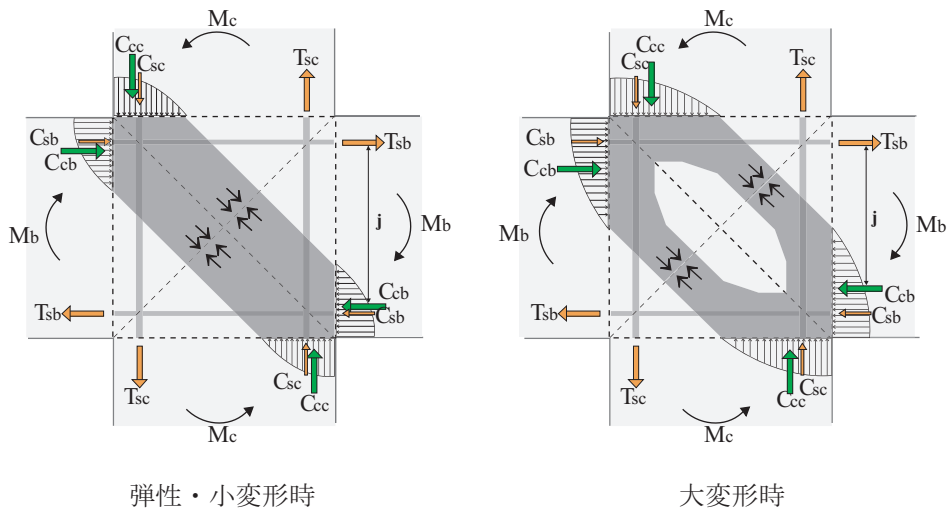


図4.10 大変形時の接合部圧縮ストラット

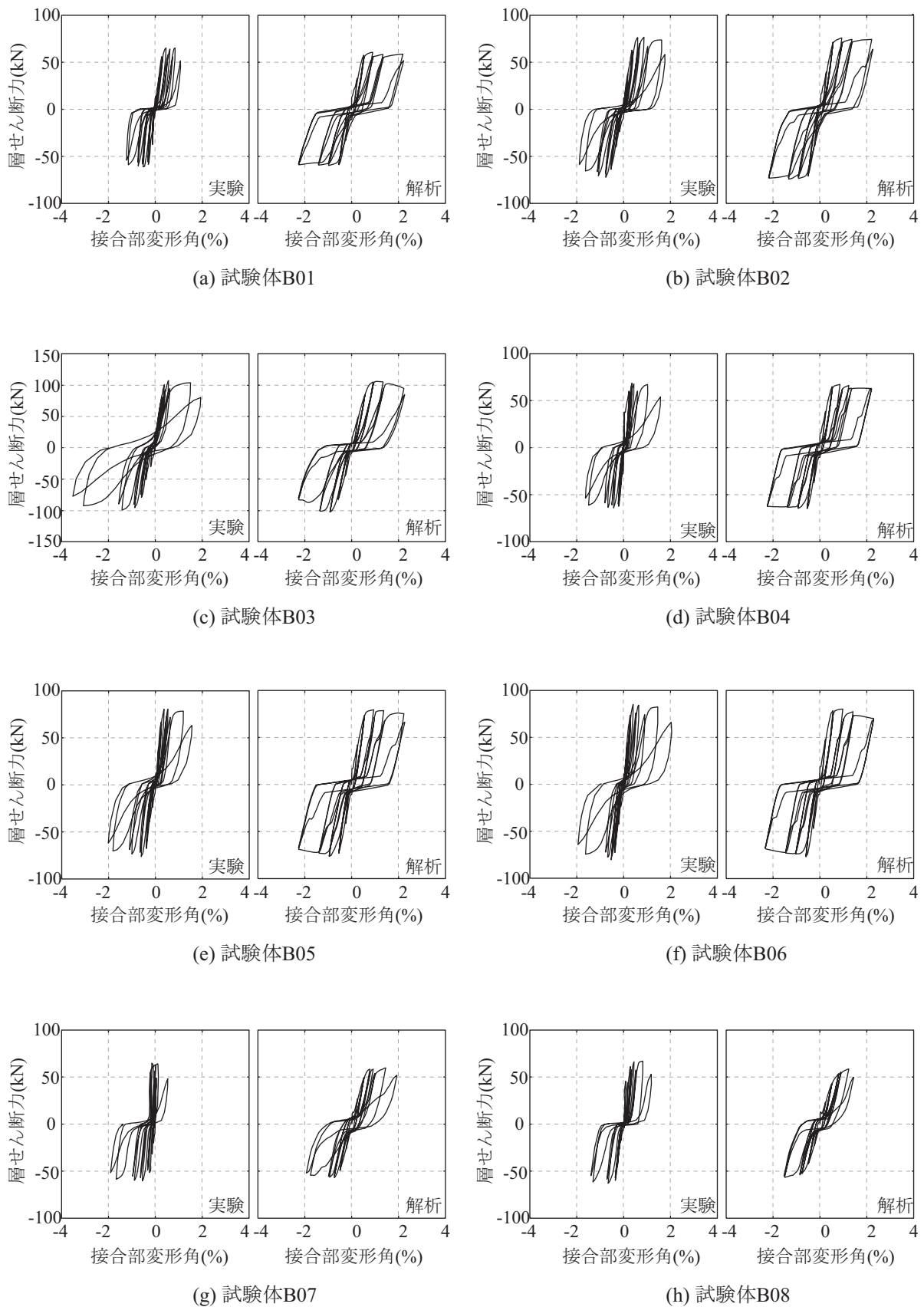


図4.11 接合部変形角と層せん断力の関係 (B01~B08)

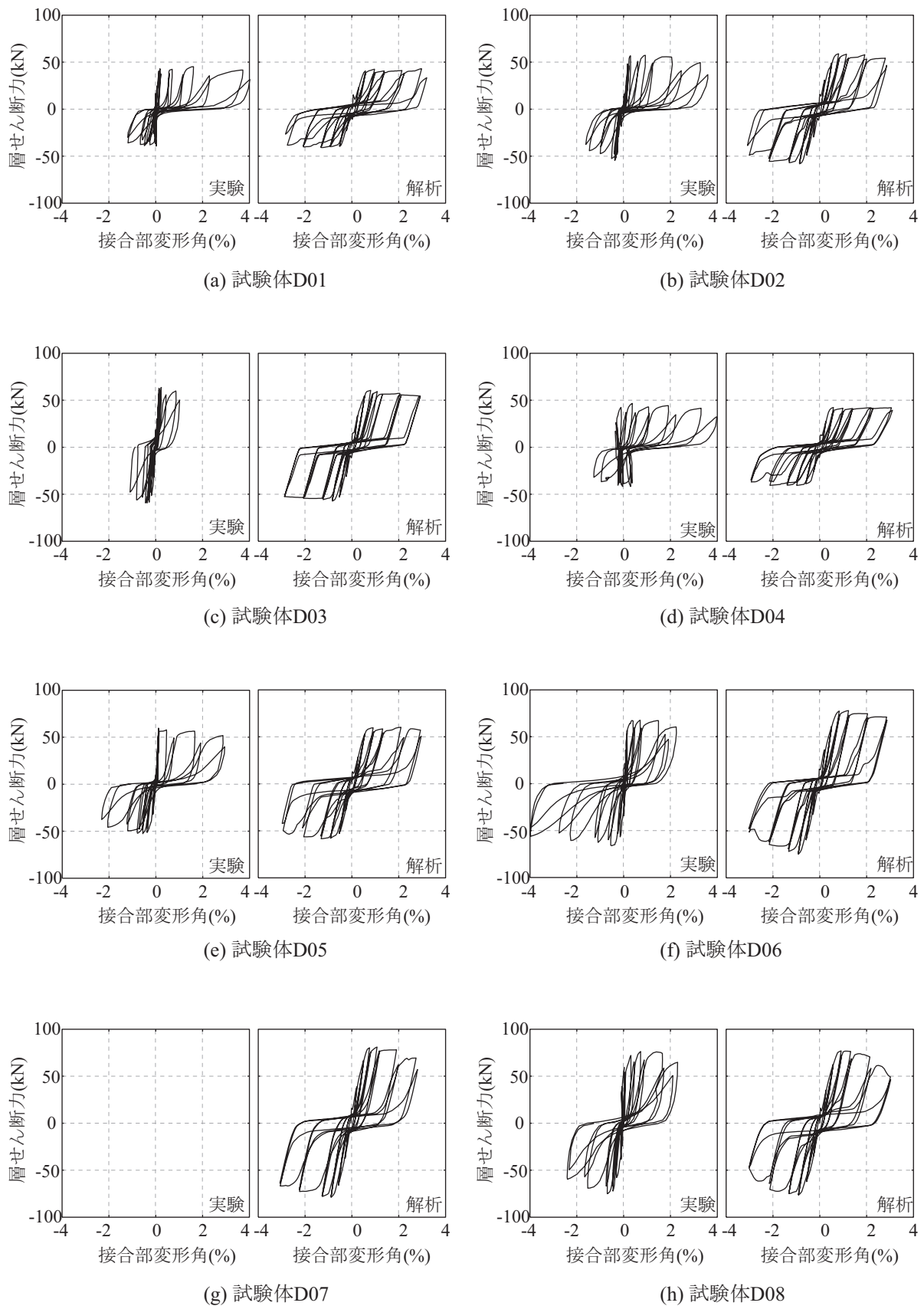


図4.11 接合部変形角と層せん断力の関係 (D01~D08)

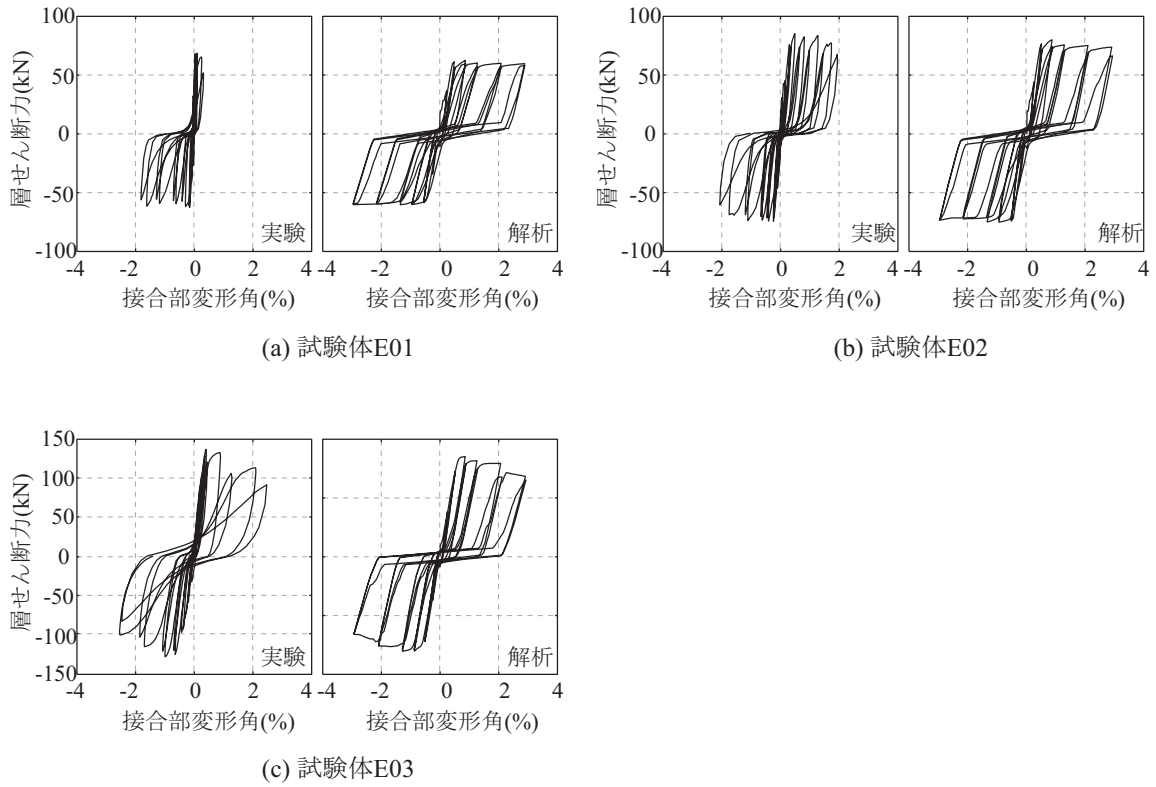


図4.11 接合部変形角と層せん断力の関係 (E01~E03)

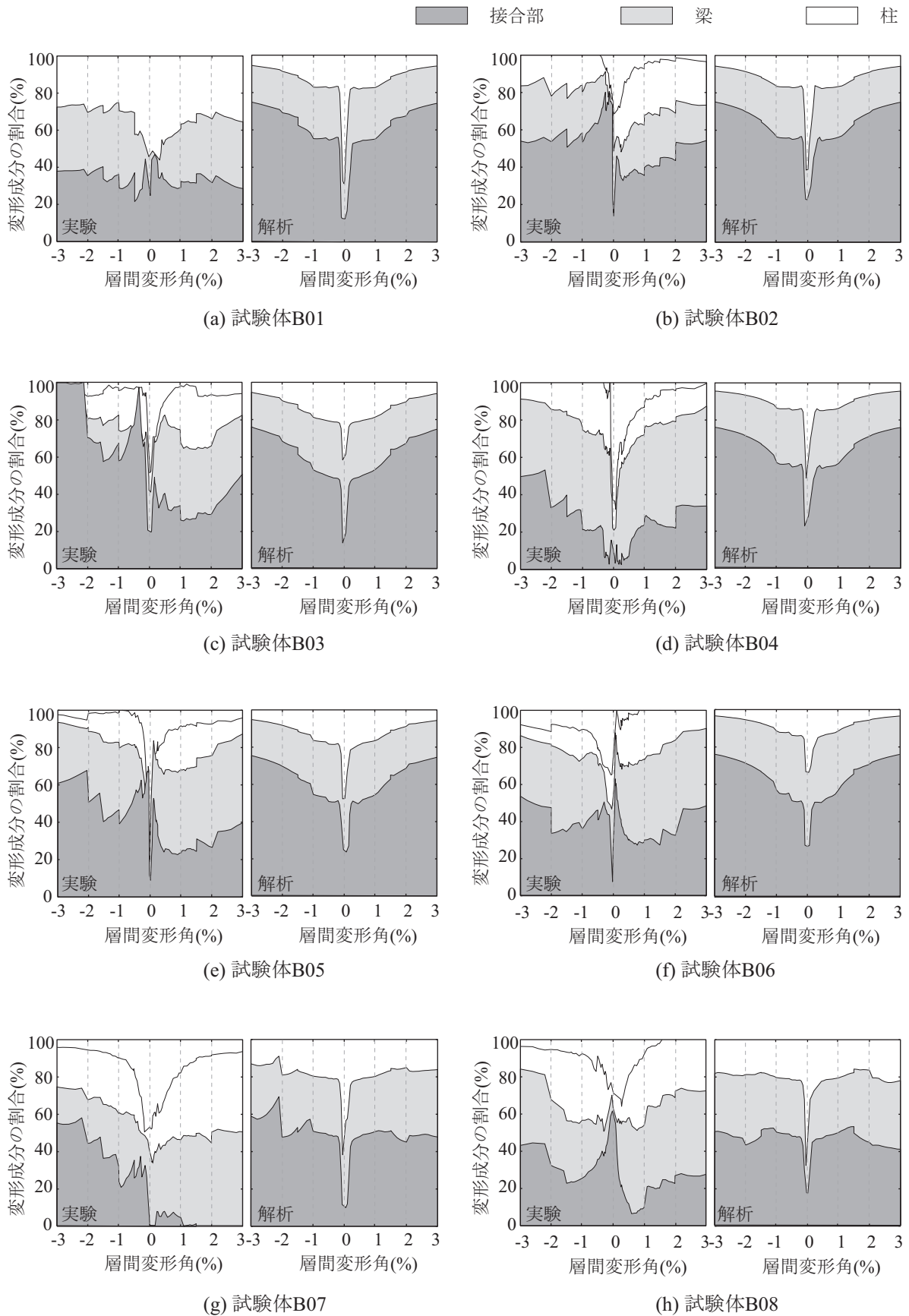


図4.12 接合部，梁，柱の変形成分の割合(B01~B08)

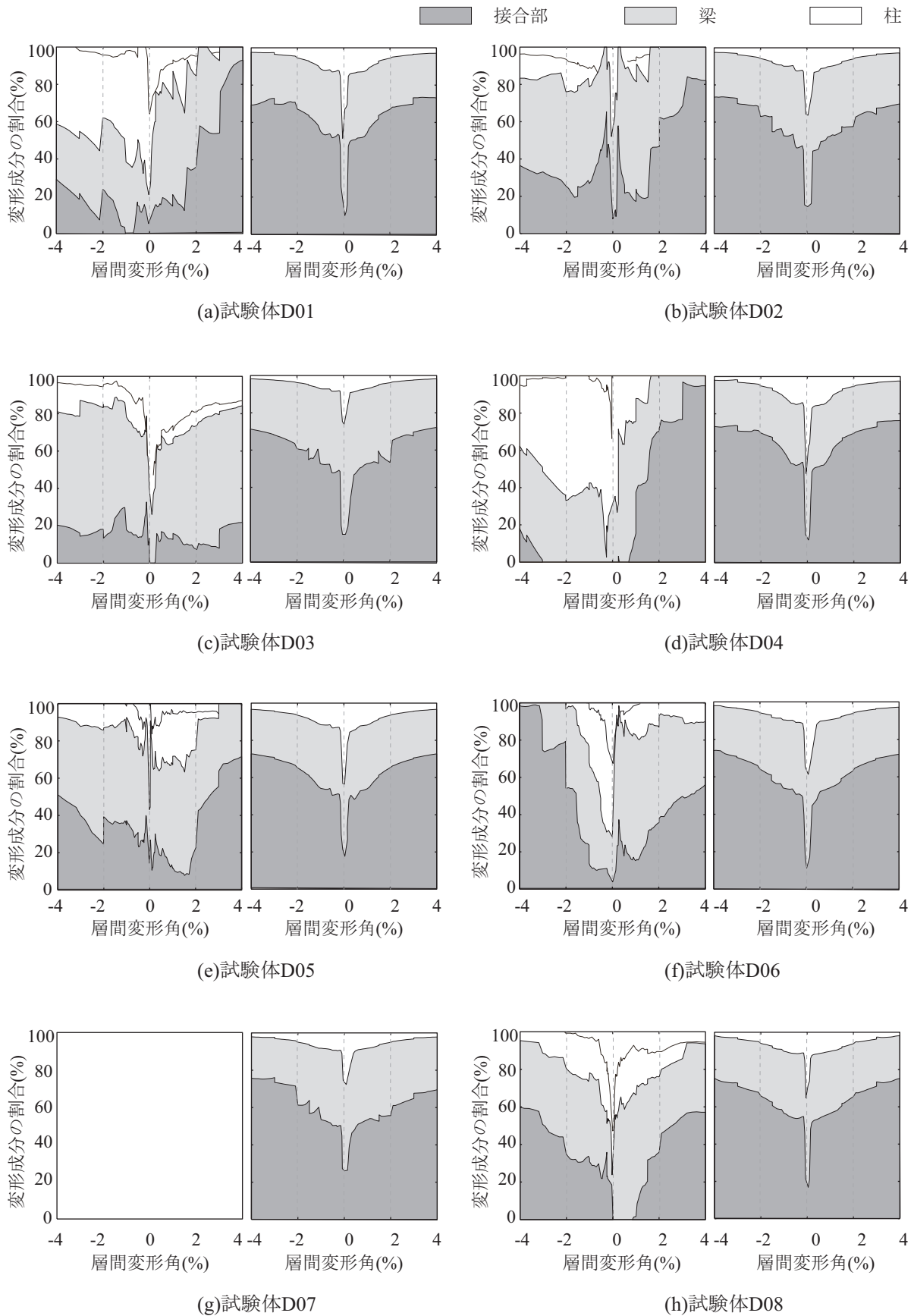


図4.12 接合部, 梁, 柱の変形成分の割合(D01~D08)

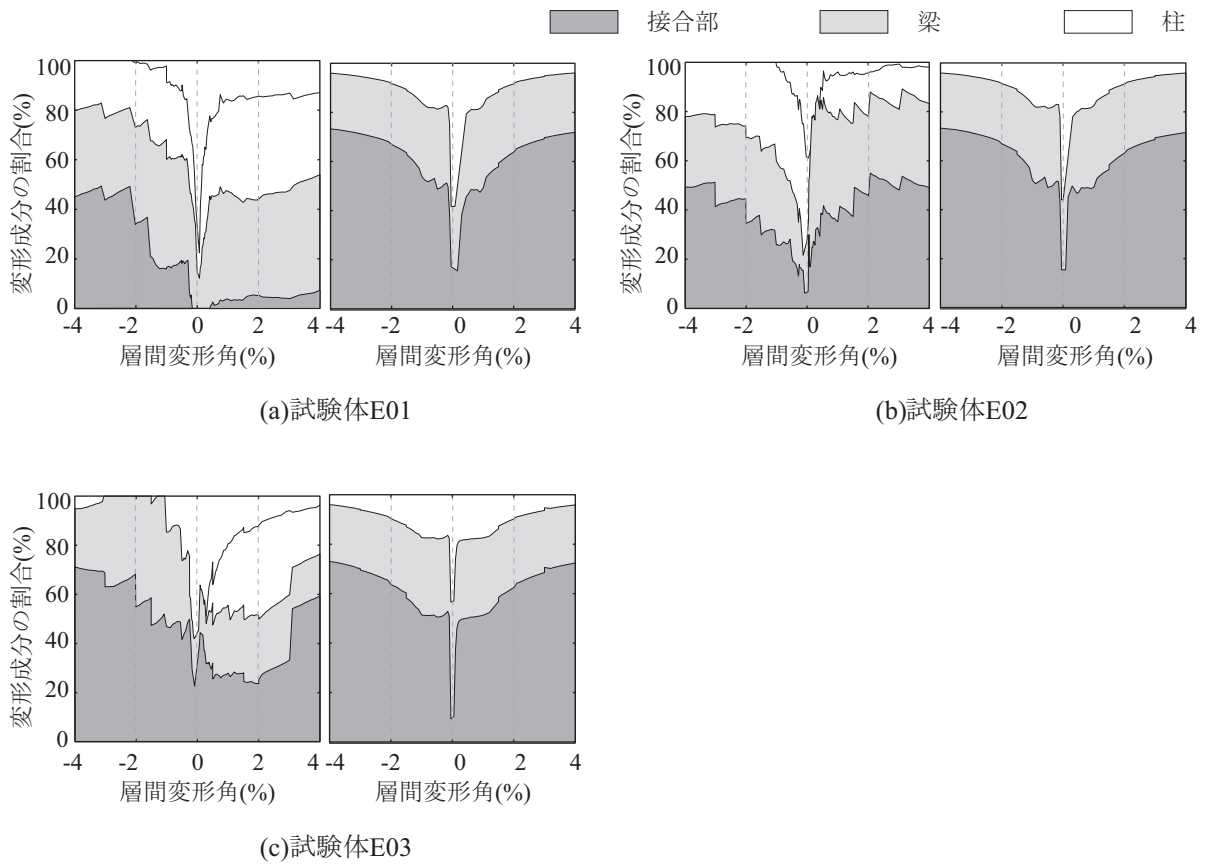


図4.12 接合部，梁，柱の変形成分の割合(E01~E03)

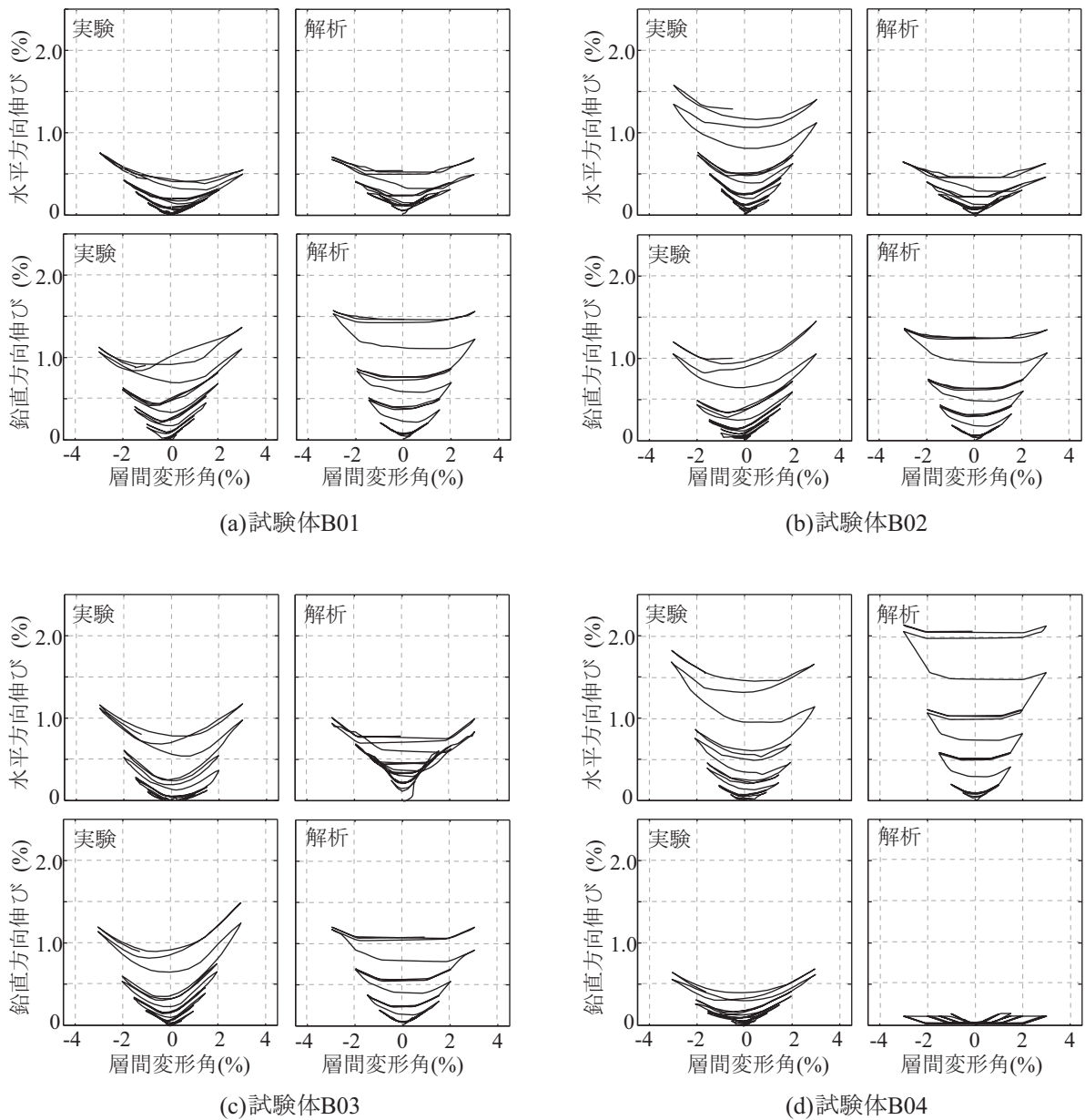


図4.13 柱梁接合部の水平及び鉛直方向の伸び (B01, B02, B03, B04)

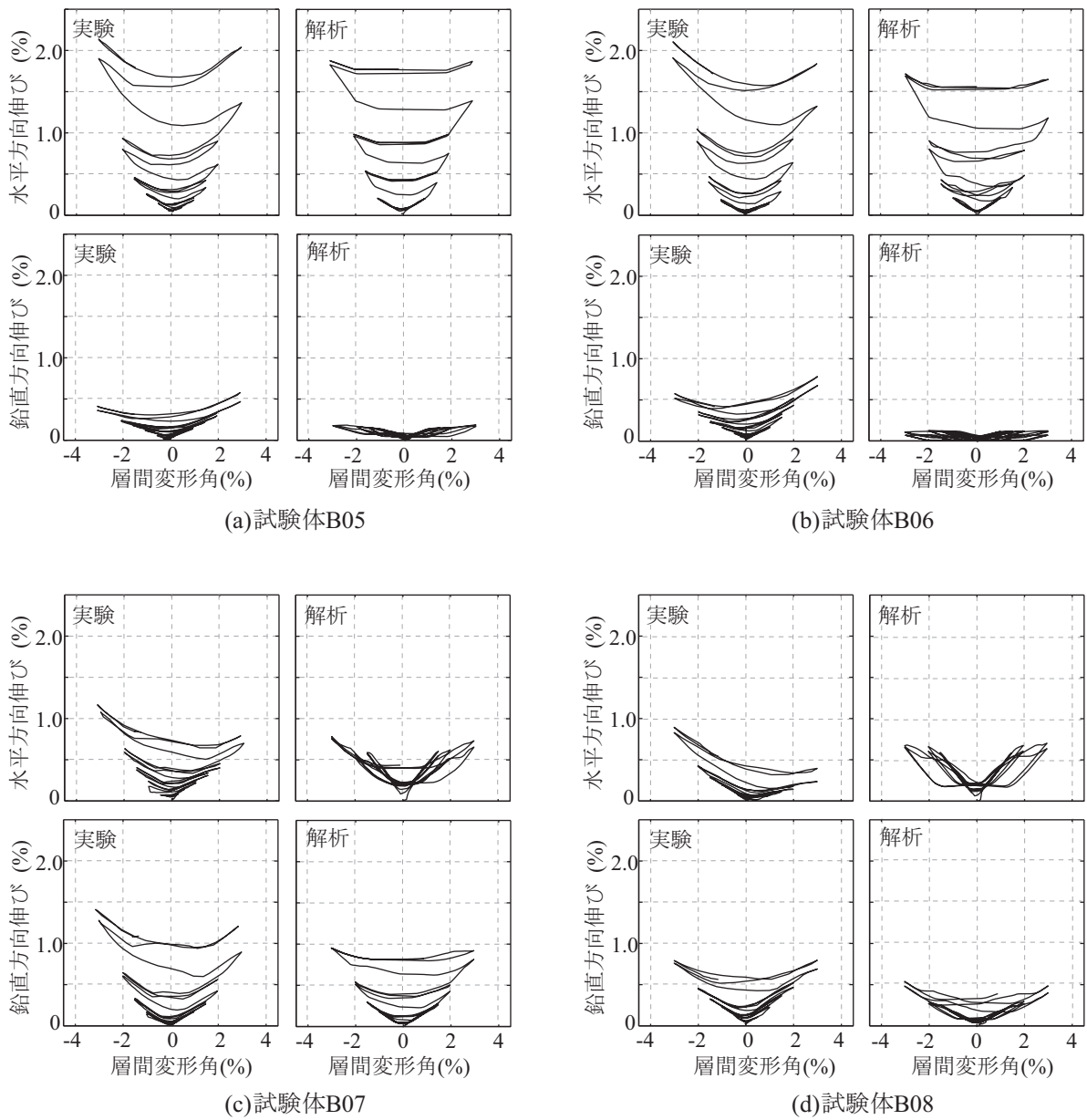


図4.13 柱梁接合部の水平及び鉛直方向の伸び (B05, B06, B07, B08)

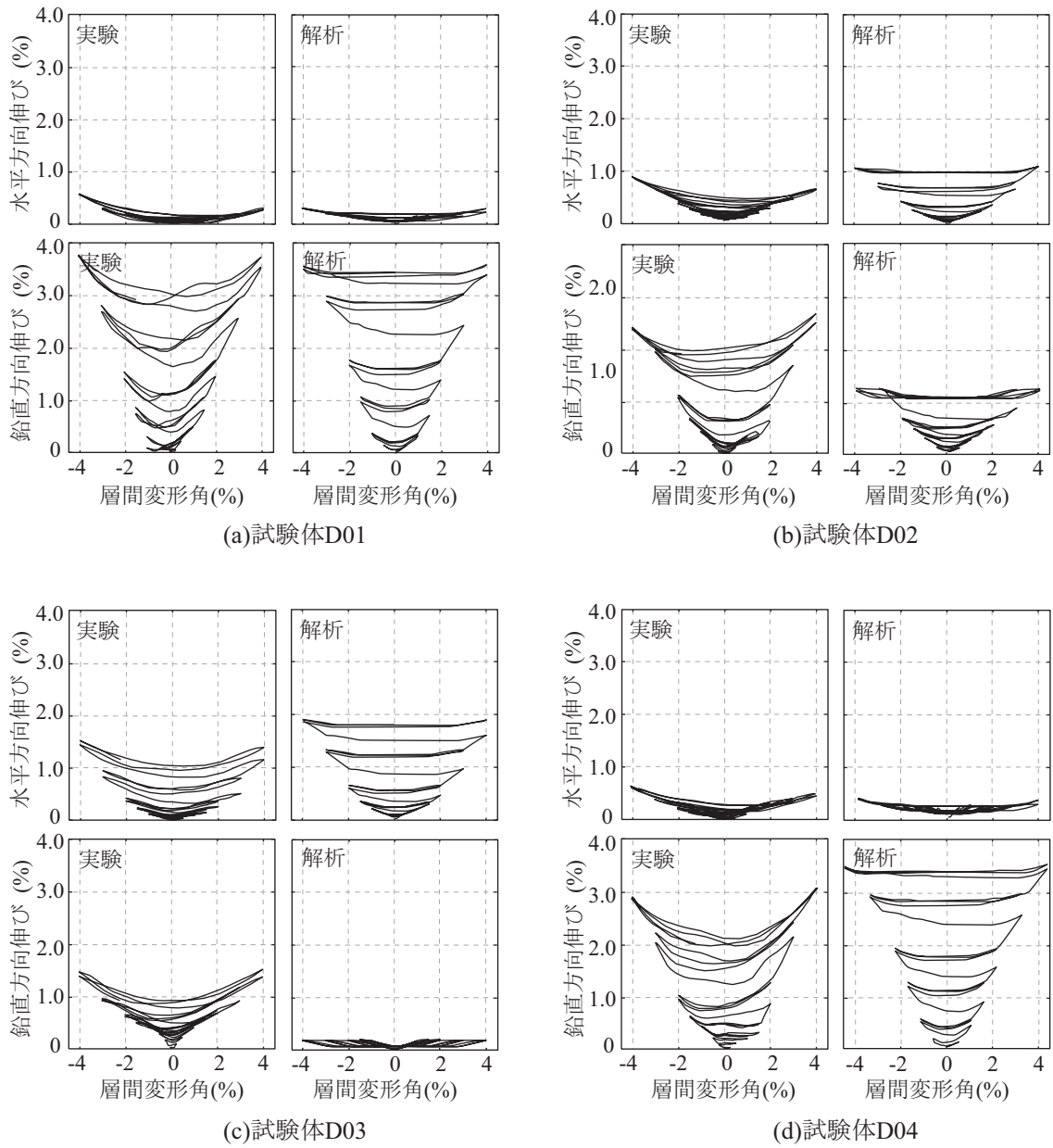


図4.13 柱梁接合部の水平及び鉛直方向の伸び (D01, D02, D03, D04)

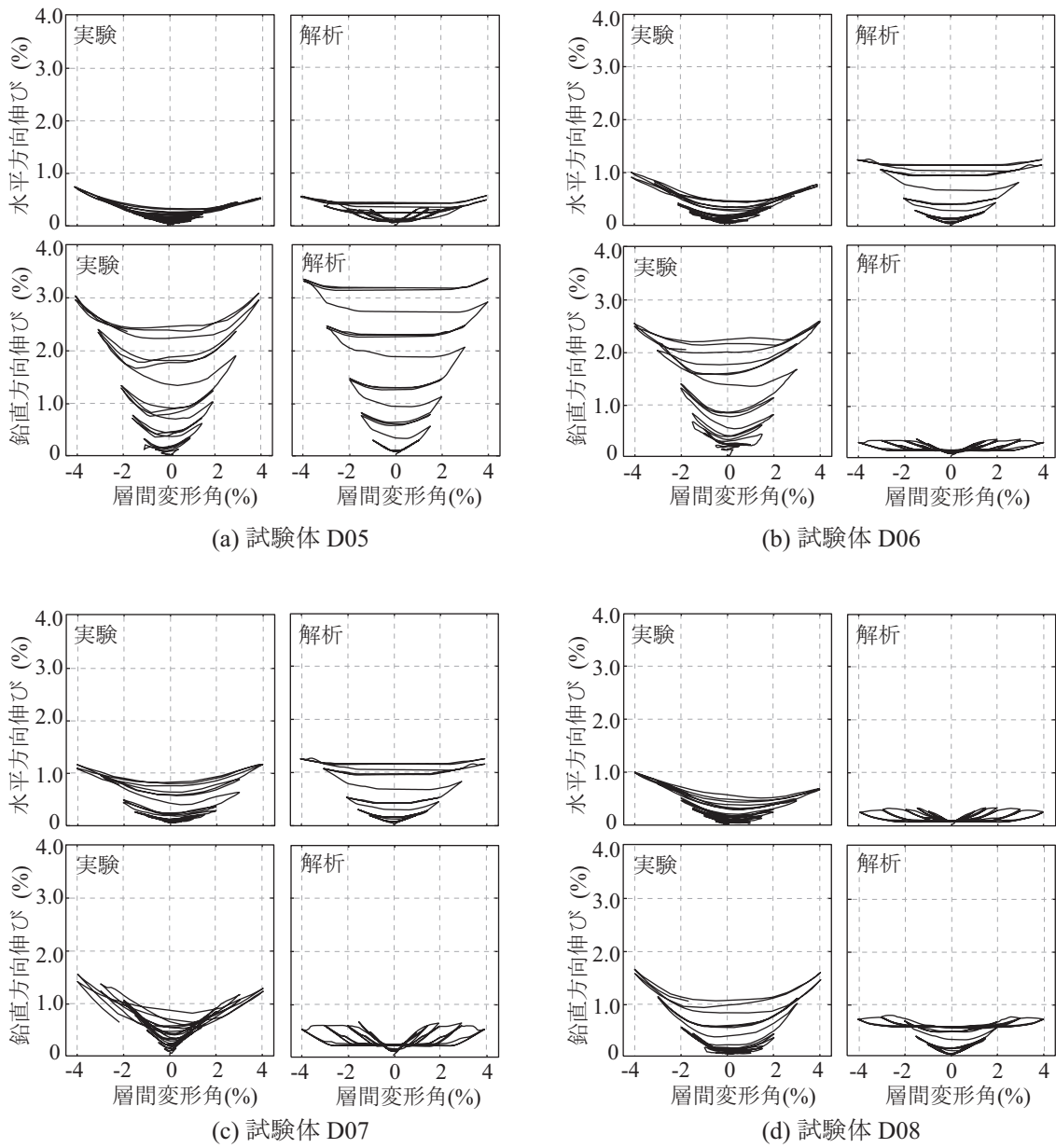


図4.13 柱梁接合部の水平及び鉛直方向の伸び (D05, D06, D07, D08)

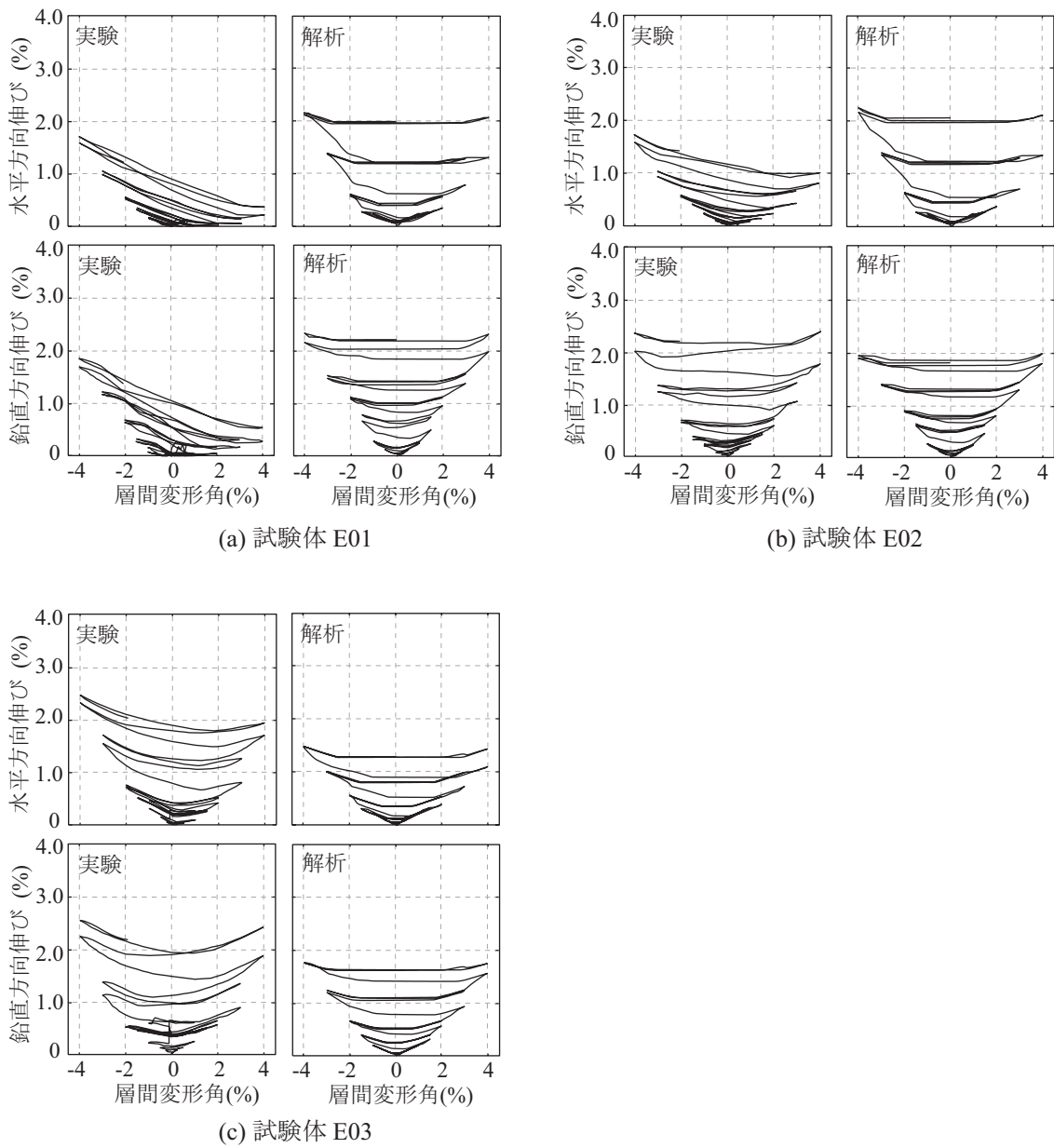


図4.13 柱梁接合部の水平及び鉛直方向の伸び (E01, E02, E03)

4.2.9 柱梁接合部耐震性能への影響因子の効果

1) 主筋の降伏強度に対する影響因子の効果

主筋の降伏強度に対する①主筋量の影響、②主筋間距離の影響、③柱梁強度比の影響を実験結果と解析結果を比較して図 4.14 に示す。

図 4.14(a)により、主筋量が多いほど降伏強度が増大する傾向が見られ、解析もその傾向をよく表している。接合部アスペクト比が 1.0 である B シリーズ、E シリーズに比べて、接合部アスペクト比が 0.5 である D シリーズでは主筋量が 0.3 より大きい範囲で実験値と解析値の差が大きい。

図 4.14(b)に主筋間距離比による降伏強度の変化を示し、主筋間距離比が変形しても、降伏強度の変化は小さく、実験値と解析値で同様な傾向を示した。

なお、図 4.14(c)の柱梁強度比については、解析値は柱梁強度比 1.4 程度までは柱梁強度比が大きいほど、降伏強度が増大し、その以降では降伏強度が変化しない。実験値と解析値を比較すると、接合部アスペクト比 1.0 の B シリーズについては実験値と解析値のよい対応が見られたが、接合部アスペクト比 0.5 の D シリーズは、B シリーズに比べて解析精度が低下した。

2) 最大耐力に対する影響因子の効果

最大耐力に対する影響因子の効果を実験結果と解析結果を比較して図 4.15 に示す。図中には梁および柱の曲げ終局時の層せん断力の計算値 (Q_b)、柱梁接合部終局時の層せん断力の計算値 (Q_{ju})^[4.8]を合わせて示す。

図 4.15(a)により、主筋量が多いほど最大耐力が増大する傾向が見られ、解析値は実験値の傾向をよく表している。しかし、梁曲げ終局時の計算値 (Q_b) と比べると実験値と解析値が梁曲げ強度より小さくなっており、これは、柱梁強度比が 1.0 に近いと、架構の強度が梁曲げ強度の計算値を満たさないことを示す。接合部終局時の計算値と比較すると、最大強度がおおむねよく一致している。

図 4.15(b)に示す主筋間距離比に対しては、梁曲げ終局計算値 (Q_b) のように主筋間距離比が大きいほど最大強度が増大する傾向が見られず、主筋間距離比 0.5 では梁曲げ終局計算値を実験値や解析値が上回り、主筋間距離比の変化に対する最大耐力の変化が小さい。最大強度の解析値は実験値より小さいが、主筋間距離比による最大強度の傾向は一致した。

図 4.15(c)に示す柱梁強度比に対しては、柱梁曲げ強度比が大きいほど最大耐力が増加する傾向が見られ、柱梁強度比が 1.5 より小さい範囲では、梁曲げ終局計算値を実験値が上回ることがない。解析値は、柱梁強度比 1.4 までは柱梁強度比が大きくなるほど最大強度が増加し、柱梁強度比 1.4 以降では最大強度がほぼ一定値となっており、最大耐力に対する柱梁強度比の効果をモデルでよく追跡できたとと言える。

3) 主筋降伏時の変形角に対する影響因子の効果

主筋降伏時変形角に対する影響因子の効果を実験結果と解析結果を比較して図 4.16 に示す。

図 4.16(a)は降伏時変形角に対する主筋量の影響を示し、主筋量が多いほど、主筋降伏時変形角が大きくなる傾向が見られ、解析値と実験値がよい対応を示した。

なお、図 4.16(b)は降伏時変形角に対する主筋間距離比の影響を示し、主筋間距離比が大きくなるほ

ど、主筋降伏時の変形角は小さくなる傾向が見られ、解析値と実験値のよい対応が見られる。

図4.16(c)に示す降伏時変形角に対する柱梁強度比の影響は、接合部アスペクト比1.0のBシリーズについては柱梁強度比が大きいほど、主筋降伏時変形角が小さく、接合部アスペクト比0.5のDシリーズについては柱梁強度比が大きいほど、主筋降伏時変形角が大きい傾向が見られる。解析値も接合部アスペクト比、主筋量により影響をよく表している。

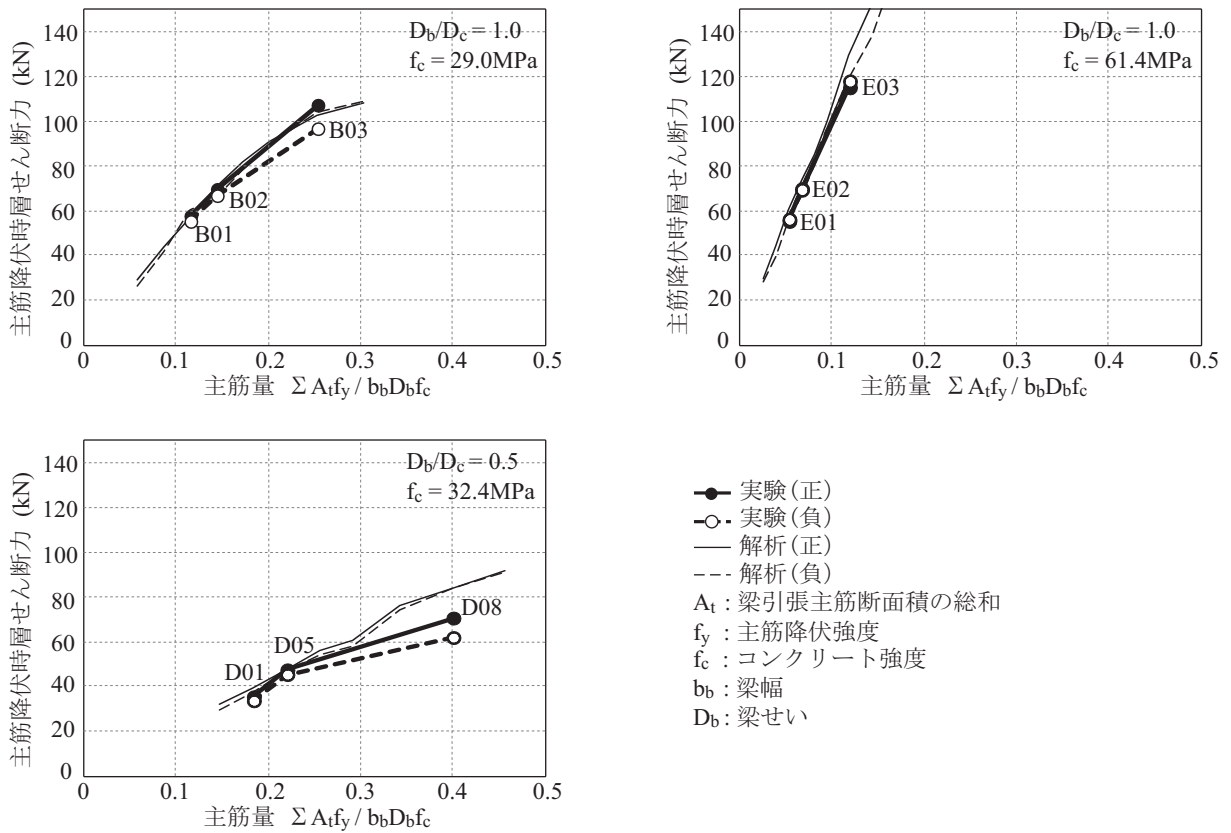
4) 履歴エネルギーに対する影響因子の効果

層間変形角と層せん断力の関係から求めた層間変形角1.5%および3.0%におけるエネルギー吸収量を実験値と解析値を比較して図4.17に示す。

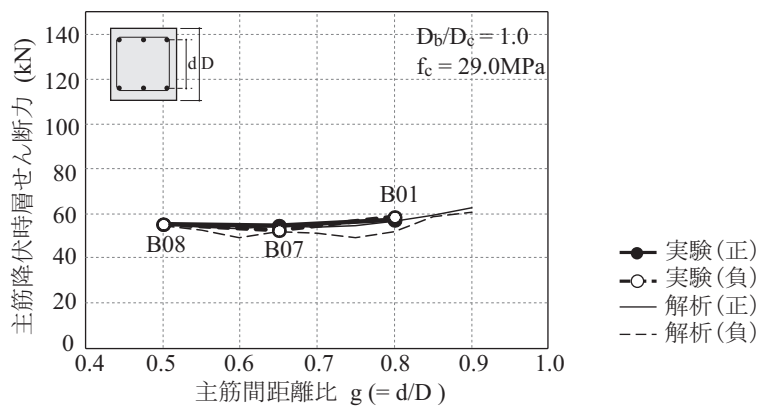
図4.17(a)に主筋力の影響を示し、主筋量が多いほどエネルギー吸収量が増加する傾向が見られる。解析値は層間変形角3.0%の2サイクル目で実験値と差が大きいがおおむね実験で見られる傾向をよく表している。

図4.17(b)に主筋間距離比の影響を示し、主筋間距離比が大きいほどエネルギー吸収量が増大し、実験値と解析値ともに同様な傾向が見られた。解析値は層間変形角3.0%において主筋間距離比0.65で最も小さい値となった。

図4.17(c)に示す柱梁強度比に対しては、柱梁強度比が大きいほどエネルギー吸収量は増大し、解析値も同様な傾向を示した。層間変形角3.0%の2サイクル目におけるエネルギー吸収量について解析値が実験値を過小評価する傾向が見られた。

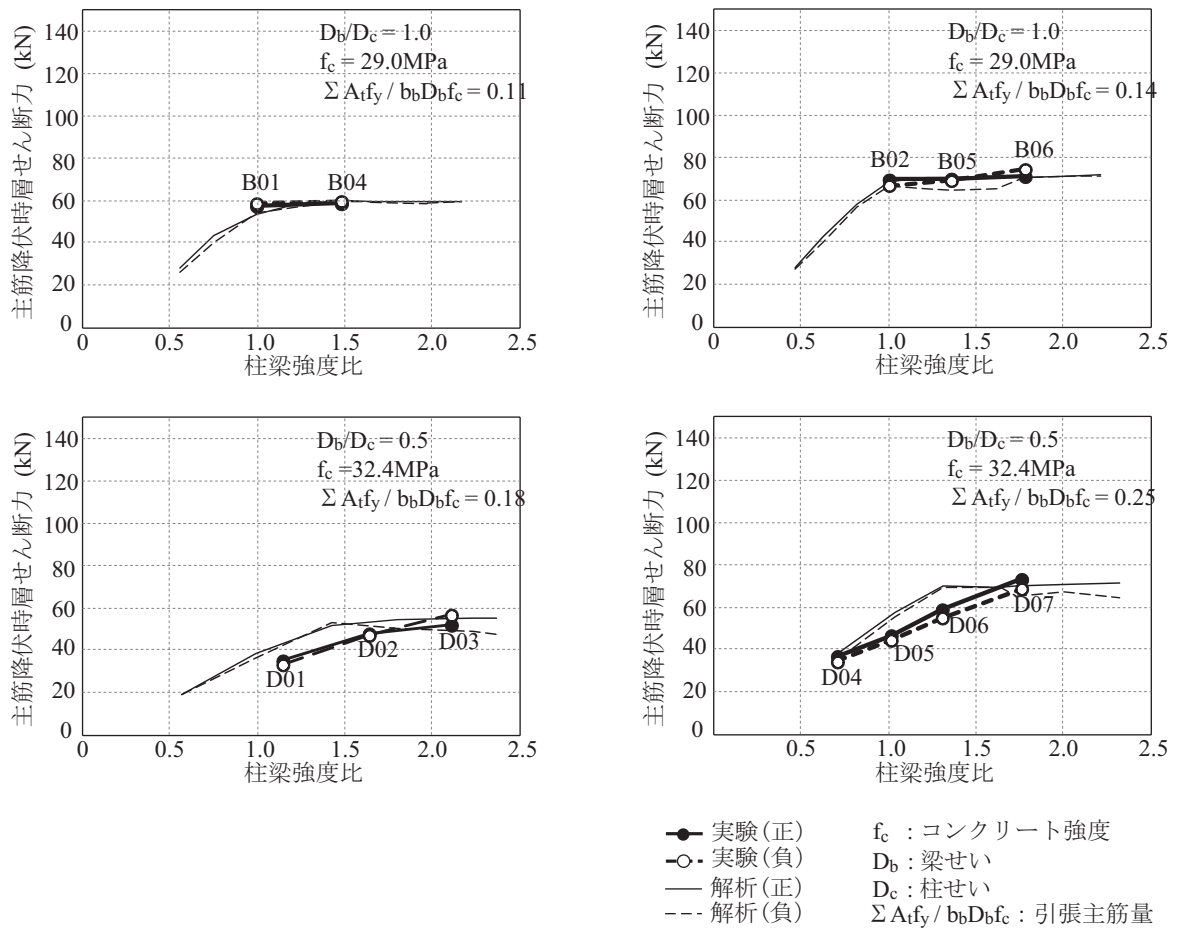


(a) 主筋量の影響



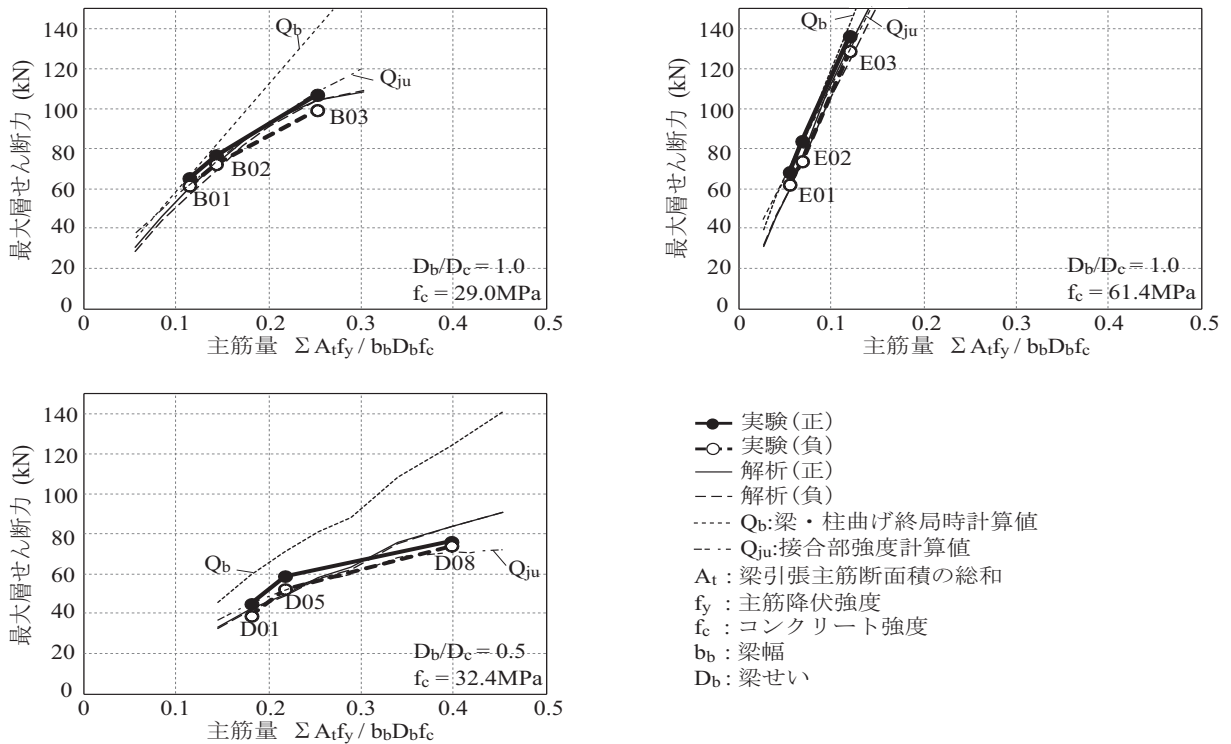
(b) 主筋間距離比の影響

図 4.14 主筋降伏荷重に対する影響因子の効果

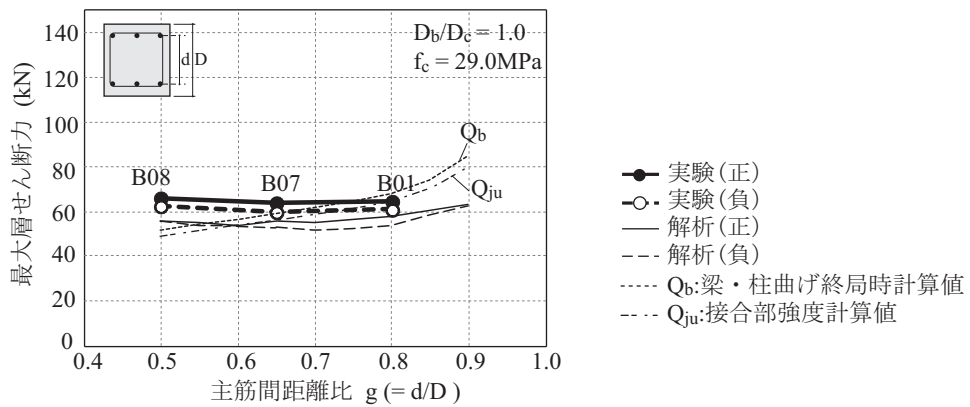


(c) 柱梁強度比の影響

図 4.14 主筋降伏荷重に対する影響因子の効果

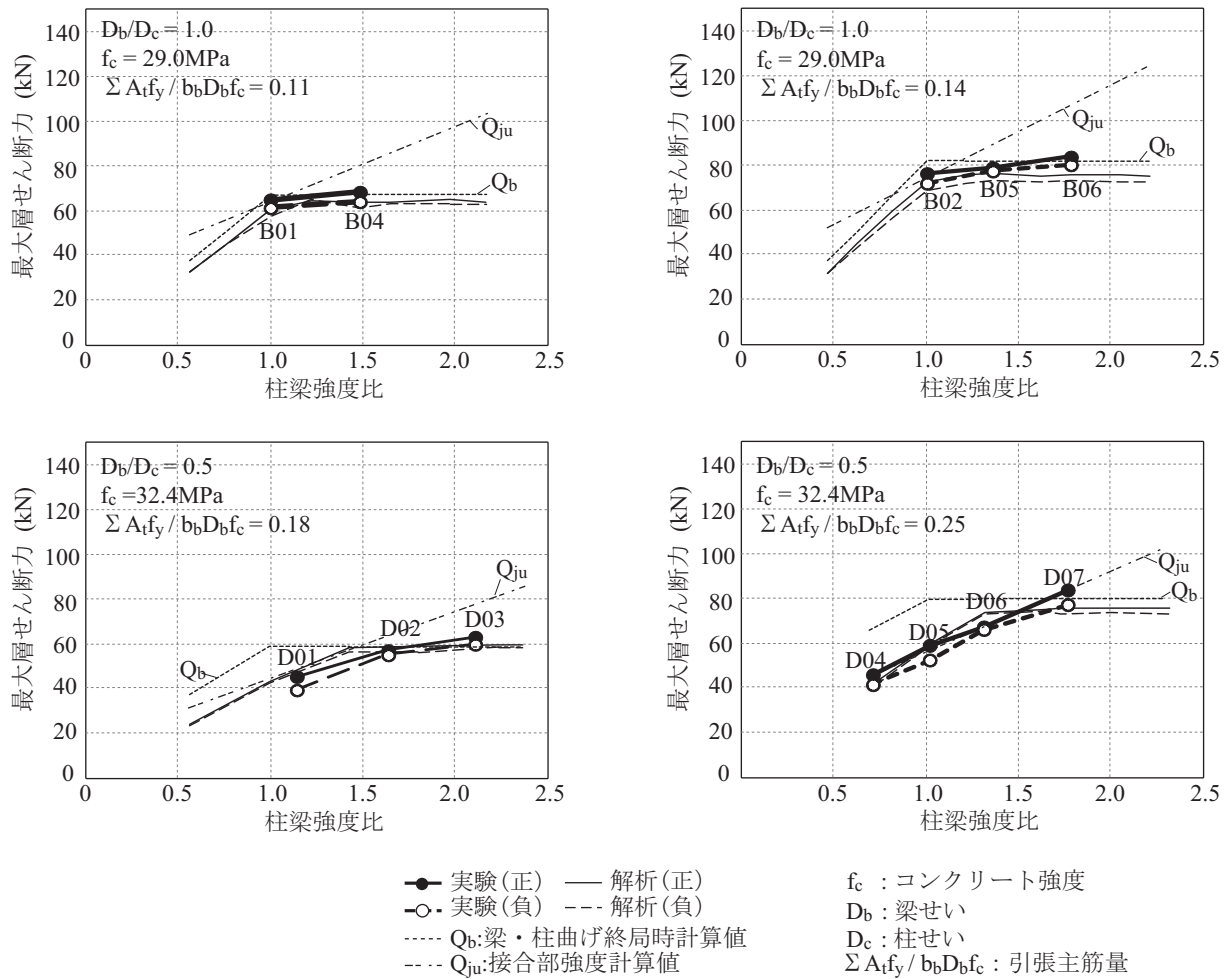


(a) 主筋量の影響



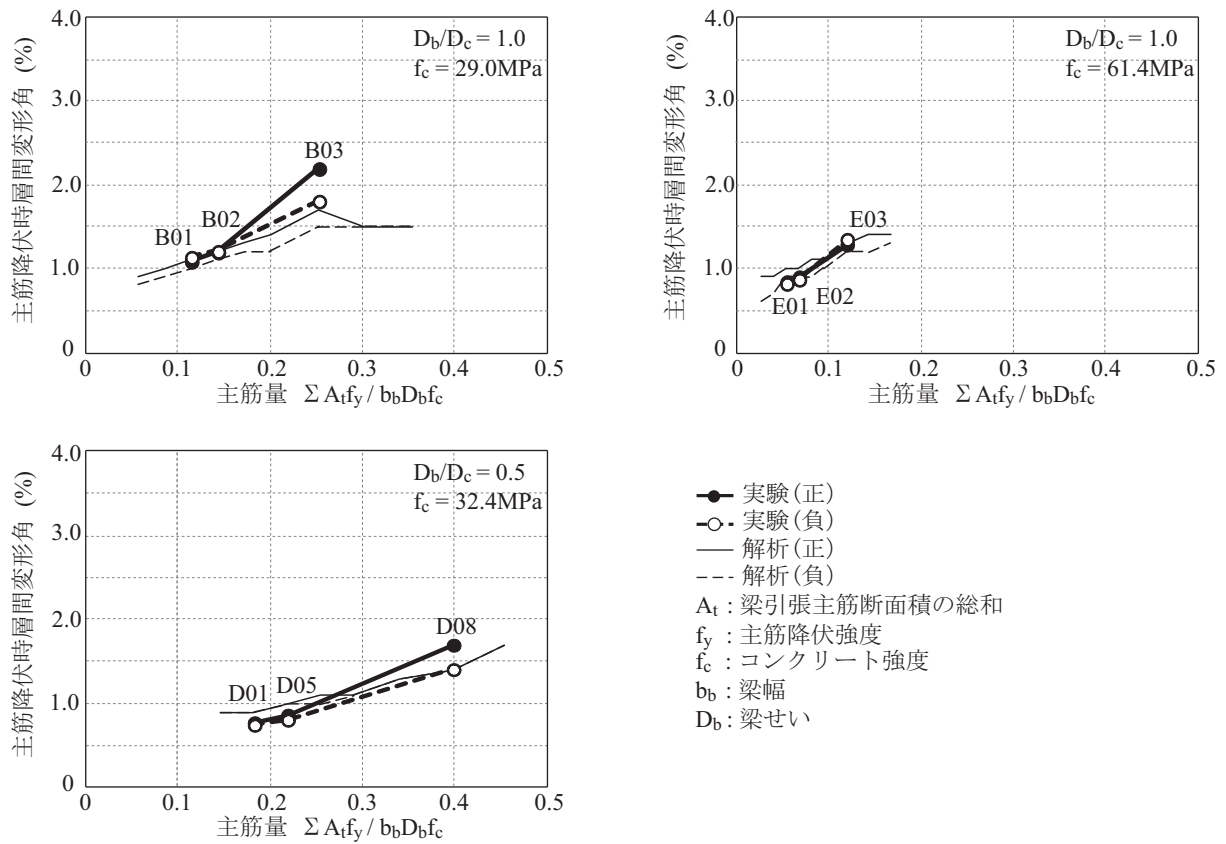
(b) 主筋間距離比の影響

図 4.15 最大耐力に対する影響因子の効果

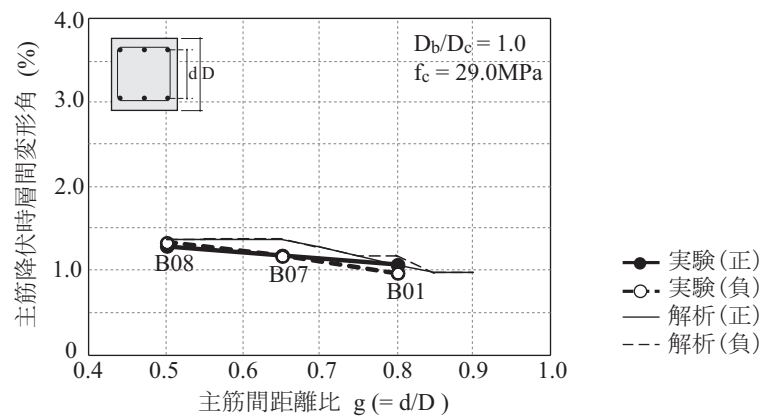


(c) 柱梁強度比の影響

図 4.15 最大耐力に対する影響因子の効果

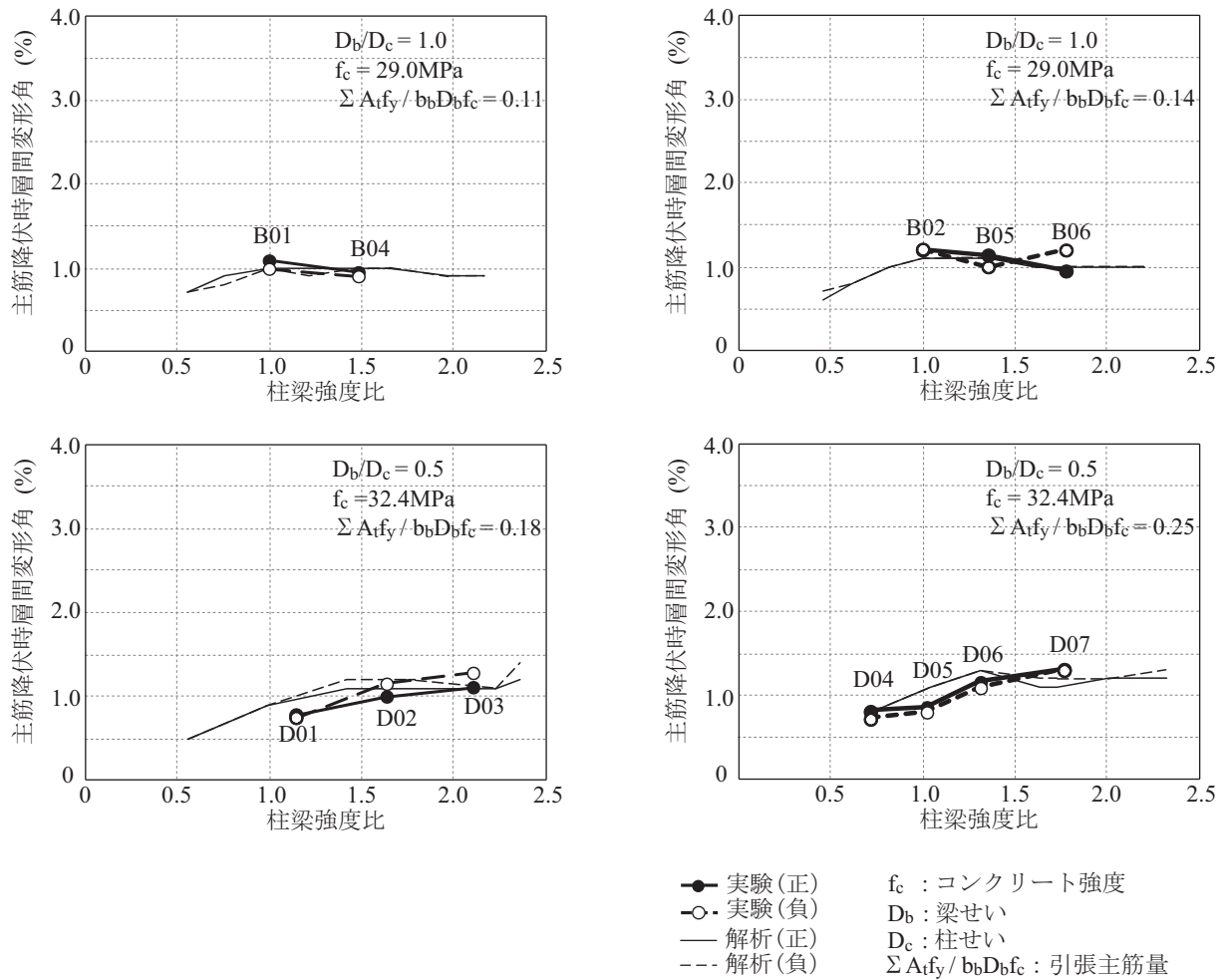


(a) 主筋量の影響



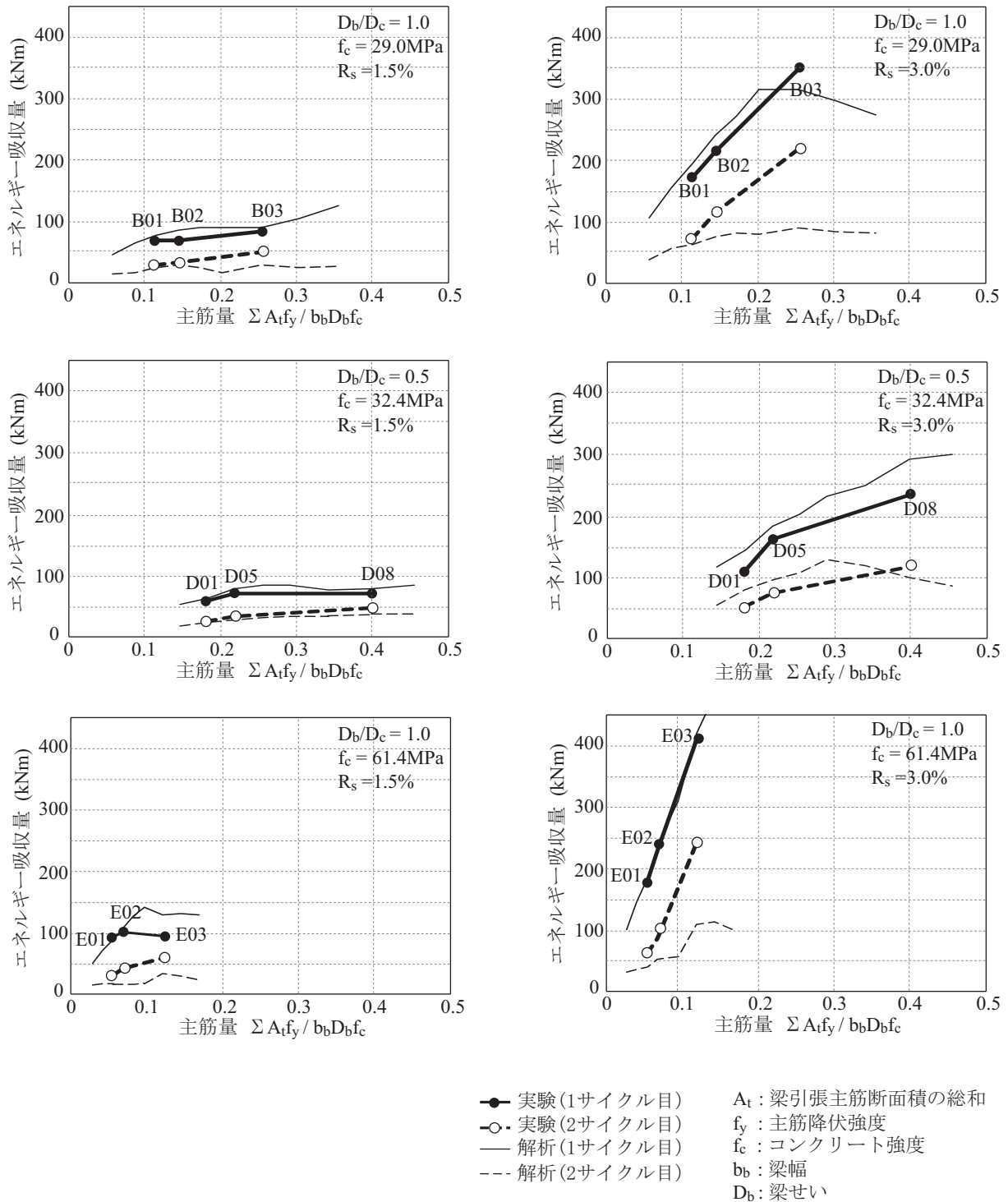
(b) 主筋間距離比の影響

図 4.16 主筋降伏時変形に対する影響因子の効果



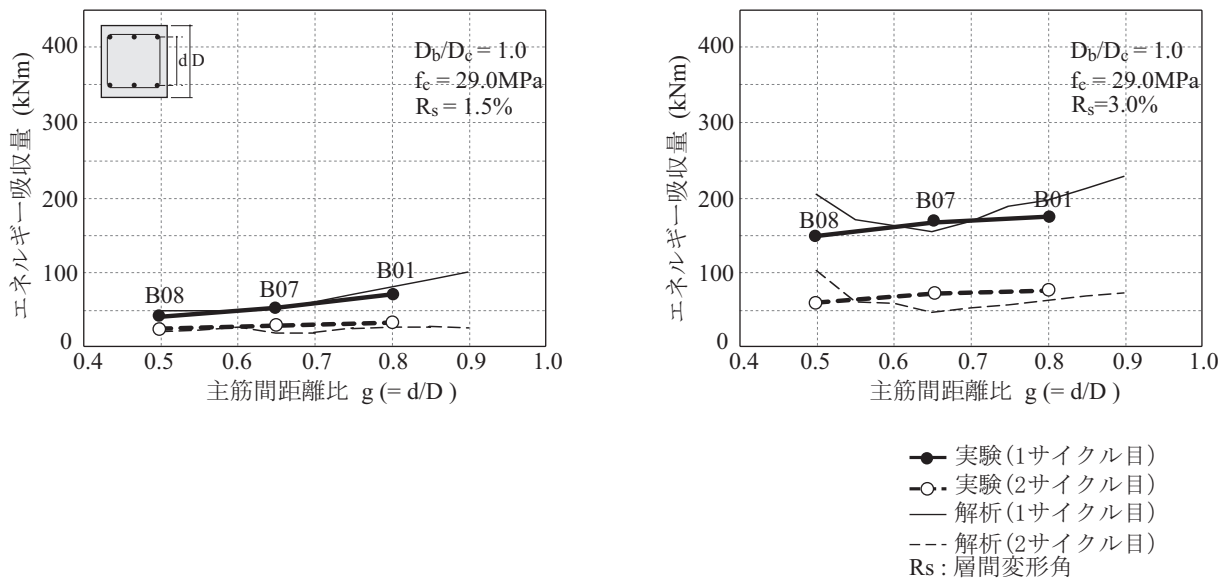
(c) 柱梁強度比の影響

図 4.16 主筋降伏時変形に対する影響因子の効果



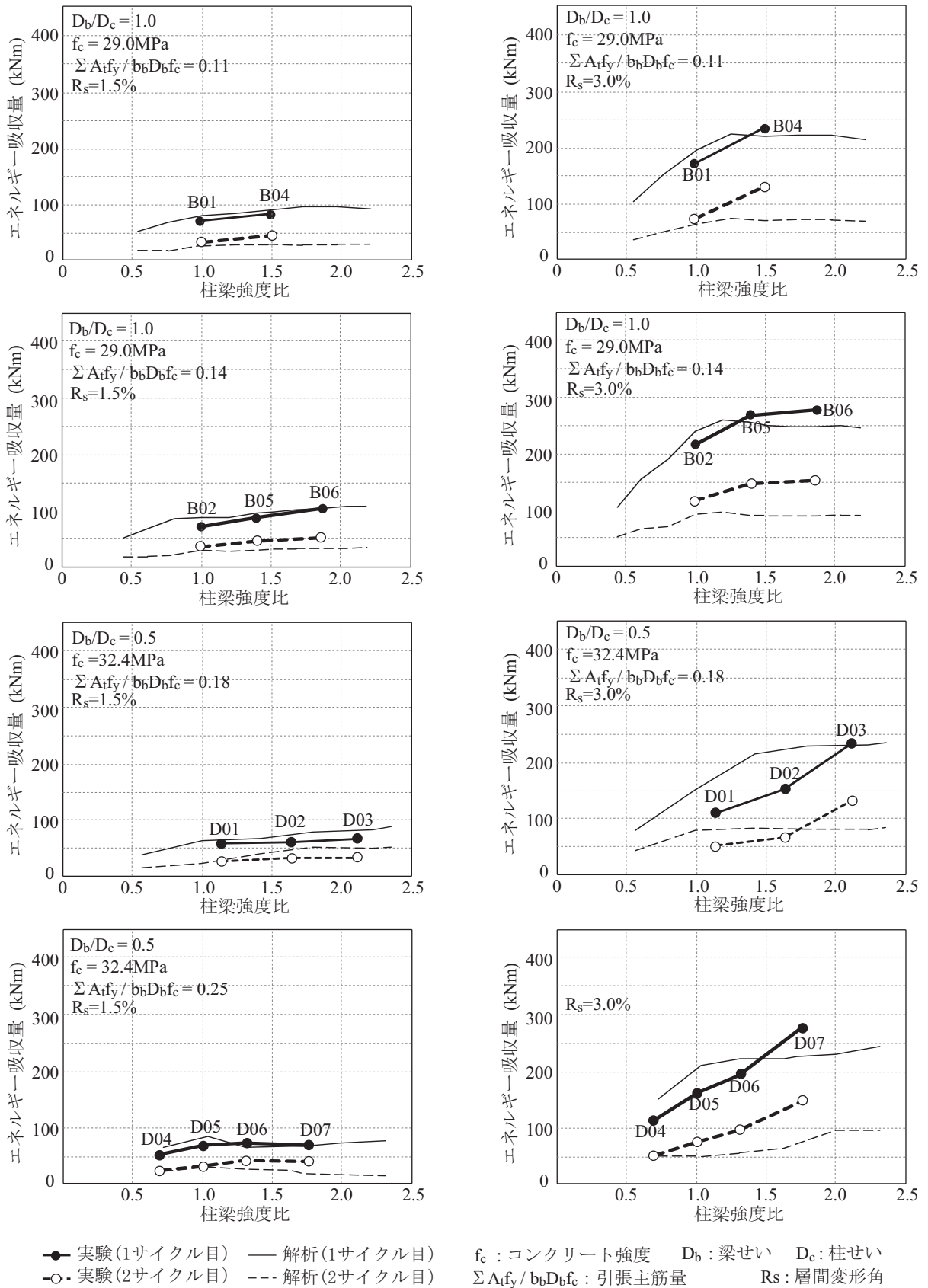
(a) 主筋量の影響

図 4.17 履歴吸収エネルギーに対する影響因子の効果



(b) 主筋間距離比の影響

図 4.17 履歴吸収エネルギーに対する影響因子の効果



(c) 柱梁強度比の影響

図 4.17 履歴吸収エネルギーに対する影響因子の効果

4.3 スラブ付十字形柱梁接合部部分架構への適用

4.3.1 解析対象物^[4.11]

試験体 No.1 は、実大 4 層鉄筋コンクリート造建物の振動台実験^[4.12]の架構から 2 階床部分の十字形柱梁接合部を切り出した部分架構を 1/2.2 スケールに縮小した試験対である。試験体 No.3 は、スラブの影響を検討するため、No.1 を基準にスラブを取り除いたもので、No.4 は柱の主筋量を増やして、柱梁強度比を大きくした十字形柱梁接合部である。柱スパンは 1350mm、梁スパンは 2400mm であり、スラブ厚さは 60mm である。梁の片側について 250mm の幅内のスラブ筋の協力を考え、平面保持を仮定した断面解析から得られた No.1 及び No.3、No.4 の柱梁曲げ強度比は、それぞれ 1.0、1.25、2.04 であった。No.1、No.3、No.4 試験体の形状と配筋詳細をそれぞれ図 4.18、図 4.19、図 4.20 に示し、試験体の一覧を表 4.4 にまとめて示す。尚、コンクリート及び鉄筋の材料特性は表 4.5 及び表 4.6 に示す。

载荷については、振動台実験で JMA-Kobe50%、100%、JR-Takatori40%、JR-Takatori 60%の地震動が入力された時の変位応答を模擬した変位履歴を作成して正負静的载荷を行い、上柱端部で一定軸力を加えていた。なお、JMA-Kobe50%加振中の損傷状況を再現するため、直交方向に最大層間変形角 1.0%の変形を正負方向に先に与え、直交梁端を降伏させた後、変位履歴を与えている。図 4.21 に加力方向に対する変位履歴を示す。

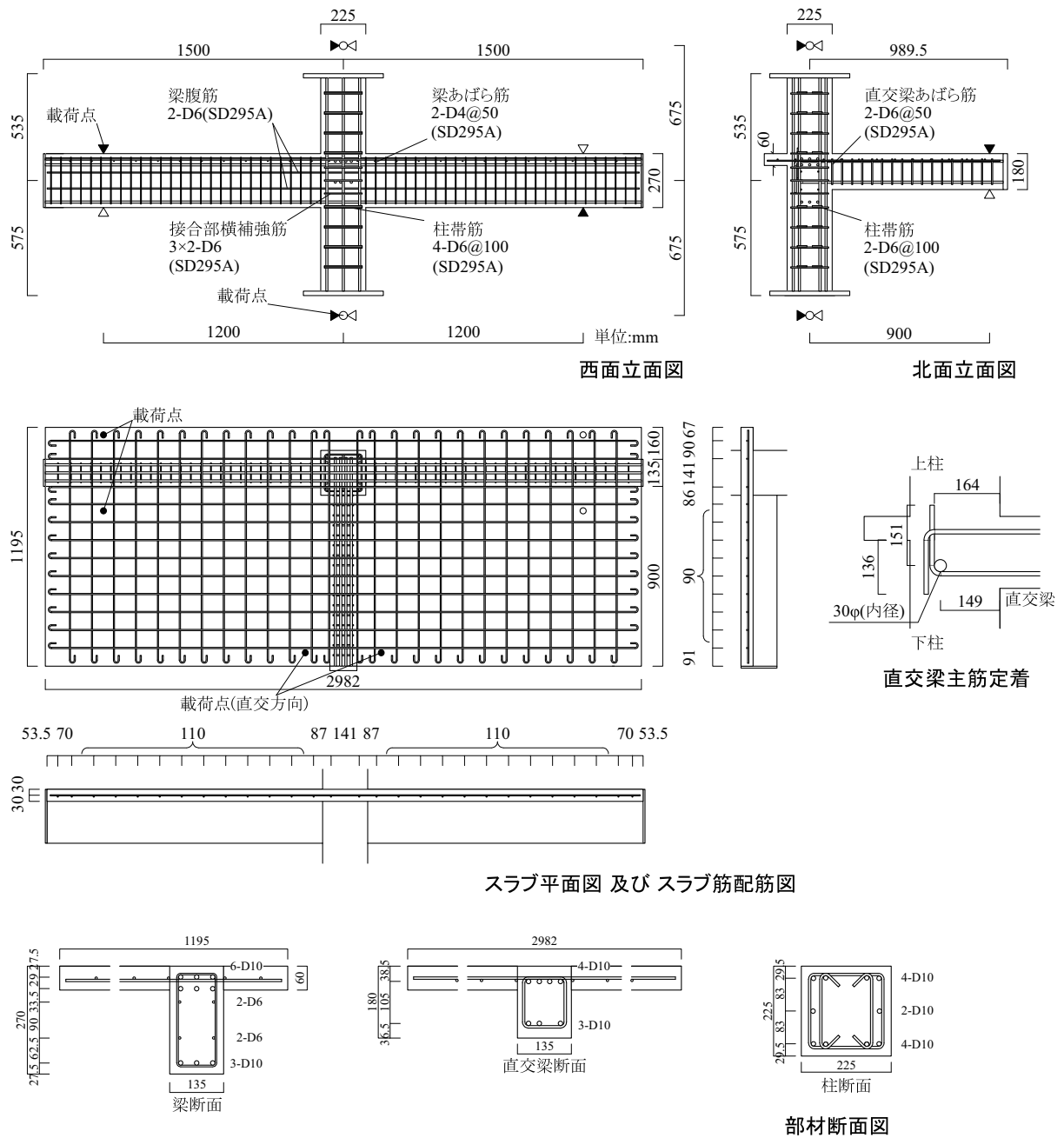


図 4.18 試験対 No.1 の詳細^[4.11]

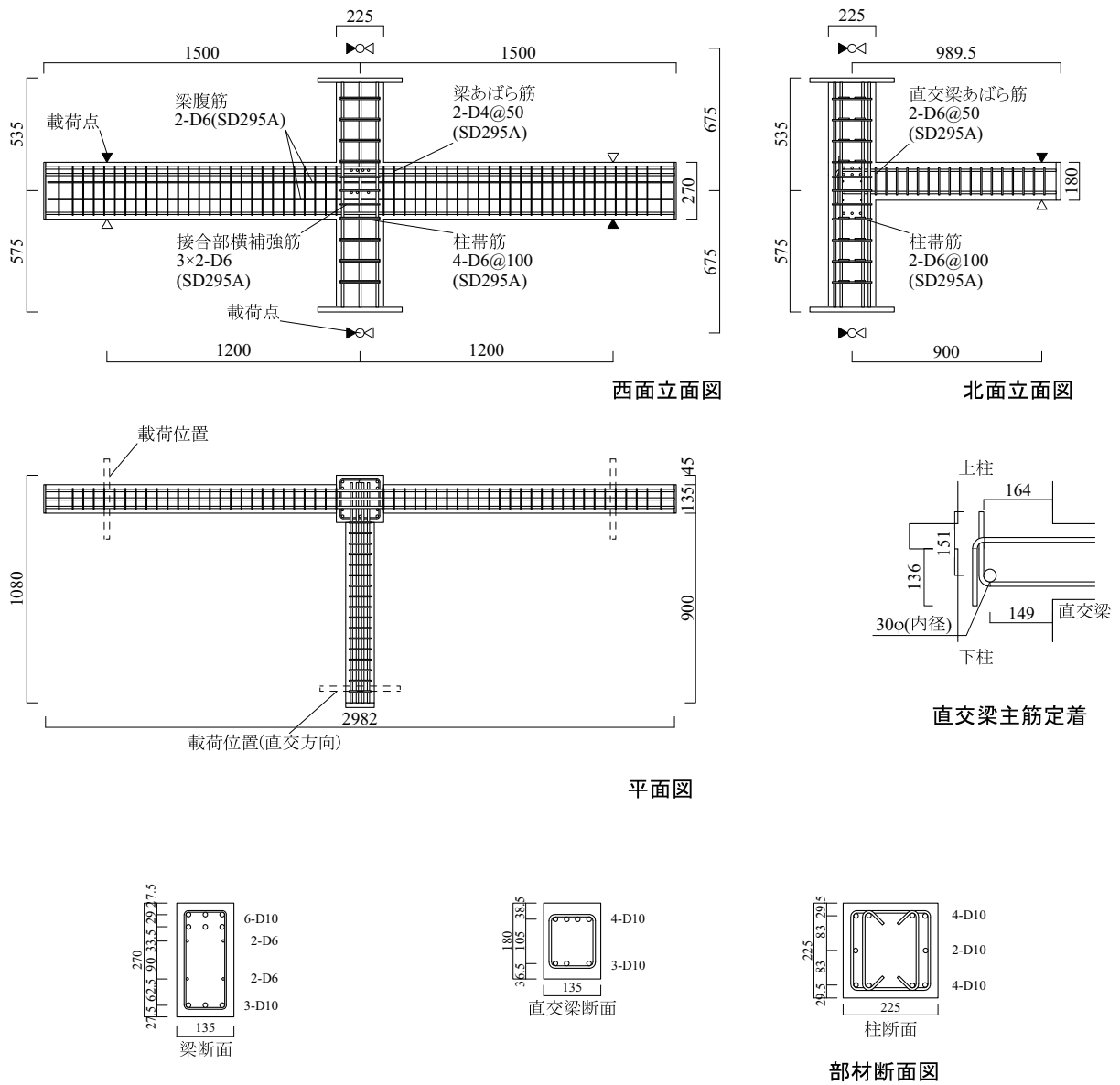


図 4.19 試験対 No.3 の詳細^[4.11]

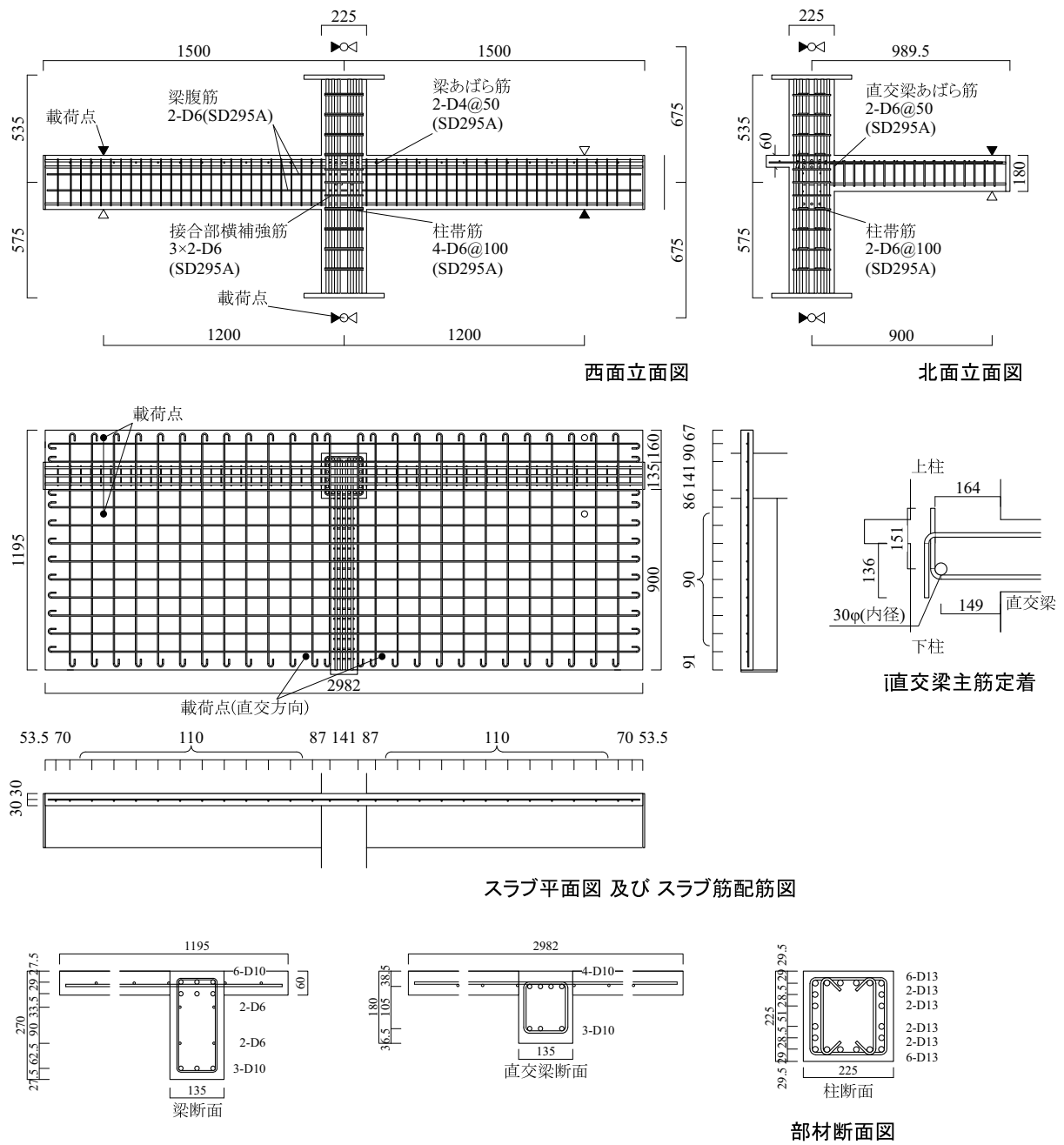


図 4.20 試験対 No.4 の詳細^[4.11]

表 4.4 試験体の一覧

試験体		No.1	No.3	No.4
梁	スパン(mm)	2400		
	断面(mm)	135×270		
	引張主筋	3+3-D10/3-D10		
	主筋間距離比	0.76		
	引張主筋比(%)	1.17/0.59		
	あばら筋	2-D4@50		
柱	スパン(mm)	1350		
	断面(mm)	225×225		
	主筋	10-D10	10-D10	20-D13
	主筋間距離比	0.74	0.74	0.68
	引張主筋比(%)	0.56	0.56	2.00
	帯筋	4, 2-D6@100	4, 2-D6@100	4, 2-D6@100
	軸力(kN)	129	129	129
直交梁	スパン(mm)	900		
	断面(mm)	135×180	135×180	135×180
	引張主筋	4-D10/3-D10	4-D10/3-D10	4-D10/3-D10
	主筋間距離比	0.58	0.58	0.58
	引張主筋比(%)	1.17/0.88	1.17/0.88	1.17/0.88
	あばら筋	2-D6@50		
接合部	横補強筋	2-D6×3		
	横補強筋比(%)	0.313		
スラブ	スラブ厚(mm)	60		
	主筋	D6@110		
	配力筋	D6@90		
柱梁強度比		1.0	1.25	2.04
接合部せん断余裕度 ^[4.3]		1.54	1.91	1.54
付着余裕度 ^[4.3]		1.38	1.38	1.38

表 4.5 コンクリートの圧縮強度

試験体	場所	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
No.1, No.3,	下柱, 梁, 接合部, スラブ	42.3	28.0	28.0
No.4	上柱	44.7	29.8	29.8

表 4.6 鉄筋の材料特性

鉄筋	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D10(SD345)	393	538	190
D13(SD345)	381	546	191
D4(SD295A)	370*	571	204
D6(SD295A)	336*	489	187

* : 0.2%オフセット耐力

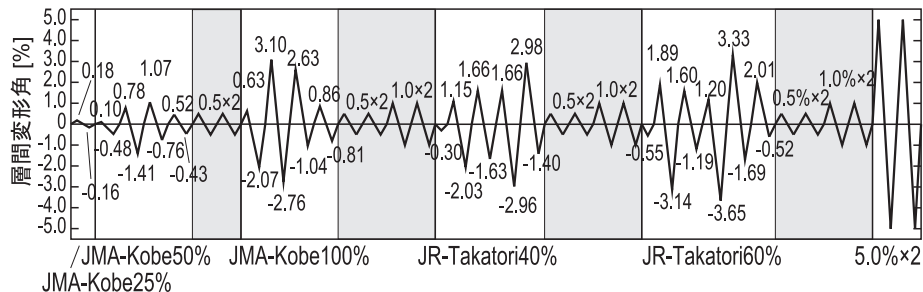


図 4.21 載荷履歴^[4.11]

4.3.2 解析モデル及び解析条件

解析モデルを図4.22に示す。スラブ付試験体 No.1 及び No.4 については、層間変形角 1.5% で 250mm の幅内のスラブ筋が降伏し、層間変形角 3.0% でほぼ全幅の 850mm でのスラブ筋が降伏したと報告されている^[4.11]。解析では、架構の強度の過大評価を防ぐため、スラブの協力幅を 250mm とし、梁断面を T 形断面としてモデル化する。尚、柱梁接合部では、スラブ協力幅内のスラブ筋を、図4.22に示すように接合部内を通す 2 本の一軸ばねに置き換え、付着すべりは無視する。腹筋については実際の配筋位置で一軸ばねとしてモデル化し、向い合う梁フェースの剛板にピン接続し、付着すべりは無視する。

XZ, YZ, XY 平面の平行なコンクリートレイヤー数はそれぞれ 2 つとし、各レイヤーにおいて 4 つの各辺でのコンクリート分割数を 10 とした。柱及び梁断面のコンクリート分割数はそれぞれ 10×10, 6×10 とし、スラブ部分のコンクリートは 2×10 分割とした。柱及び梁では材軸方向の積分点数を 6 つとした。

境界条件は柱脚をピン支持とし、梁端部はローラ支持とする。荷重は、柱頭で一定軸力を載荷した後、直角方向への荷重は無視し、NS 方向のみ変位履歴を与える。

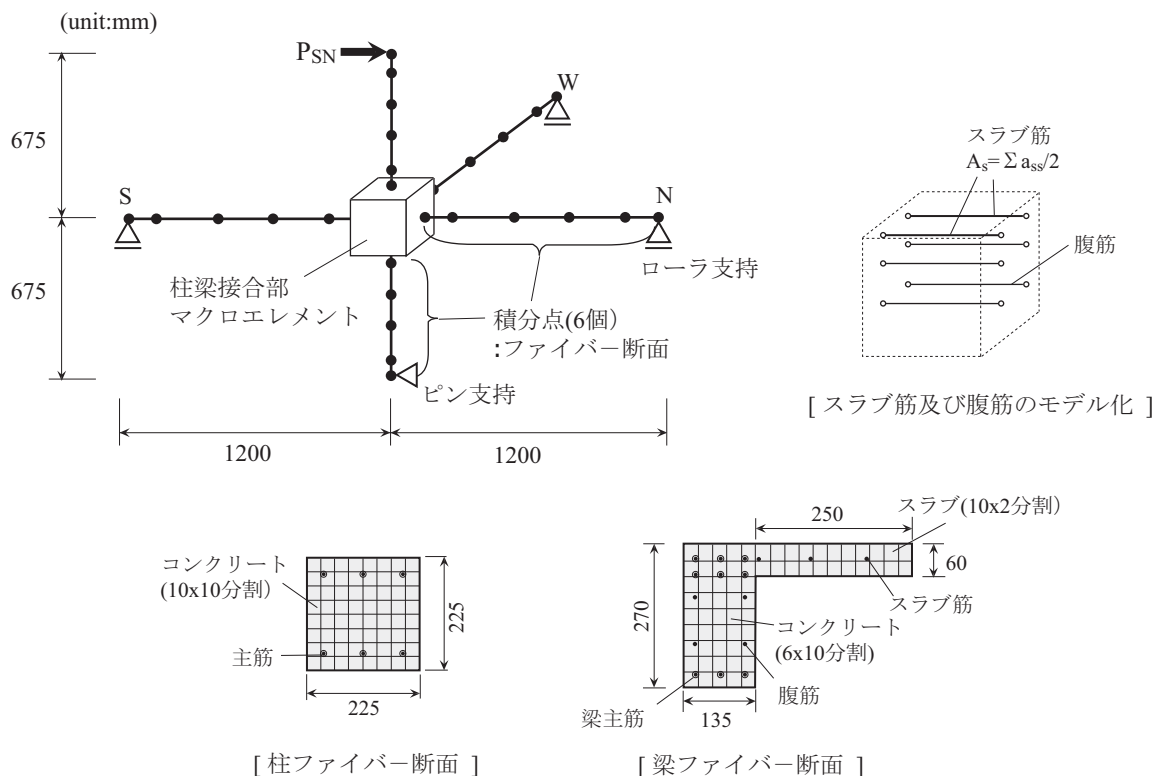


図4.22 解析モデル

4.3.3 層せん断力-層間変形角の関係

試験対 No.1 及び No.3 について、層せん断力と層間変形角の関係の解析結果と実験結果を比較して図 4.23 に示す。図中には主筋及び接合部横補強筋の初降伏点を記し、梁曲げ終局時の層せん断力及び接合部終局強度^[4.8]の計算値を点線であわせて示す。

No.1 については、最大強度の解析値が実験結果より小さく、梁曲げ強度の計算値とほぼ対応した。解析では、接合部横補強筋が実験より早く降伏したが、スラブ筋及び主筋の降伏点については実験結果とよい対応が見られ、層間変形角 1%程度で梁主筋が降伏し、その後、柱主筋が降伏した。スリップ性状の履歴特性は、実験結果をよく表している。

No.3 については、最大強度の解析値が実験よりやや小さいが、梁曲げ強度の計算値と対応している。なお、No.1 と比べてスラブがないため、柱梁強度比が 1.0 から 1.25 と大きくなり、No.1 より太ったフールとなり、実験結果と同様な傾向を表した。解析では、層間変形角 0.5%で接合部補強筋が先に降伏し、層間変形角 1.0%で梁主筋が降伏し、変形角 2.5%程度で柱主筋が降伏した。主筋の降伏時の変形角が実験値よりやや大きいですが、変形と荷重関係の履歴についてはおおむね実験結果とよく対応した。

試験体 No.4 について、実験結果と解析結果を図 4.24 に示す。試験体 No.4 では、鉄筋のひずみ硬化の考慮の有無による解析結果及びスラブ協力幅を変えた解析結果を比較して示す。図 4.24(b)に示すひずみ硬化を無視した解析では、最大強度が梁曲げ強度の計算値とほぼ一致したが、実験値より小さく、履歴ループについては、実験よりスリップ性状が顕著となった。実験で使用された接合部横補強筋のひずみ-応力度関係を図 4.25 左に示す。接合部横補強筋は降伏棚がないタイプであるが、解析モデルでは降伏後の剛性を弾性剛性の 0.002 倍としたため、接合部の剛性を低く評価し、スリップ現象が顕著となったと考える。鉄筋の歪硬化を考慮した解析結果を図 4.24(c)に示す。歪硬化を考慮した場合は、ループの形状が太っており、実験結果とよく似ている。しかし、最大強度は実験結果を過小評価しており、スラブの協力幅が原因であると思われる。比較のため、スラブの全幅 (850mm) を有効とした解析結果を図 4.24(d)に示す。この場合は、実験結果と解析値の最大強度がよく対応するが、最大強度となる層間変形角が 5%の大変形時であり、設計範囲で考える 1~2%変形内で架構の強度を評価する際には注意が必要である。

4.3.4 接合部変形角－層せん断力の関係

試験体 No.1, No.3, No.4 の接合部変形角と層せん断力の関係について解析結果と実験結果を比較して図 4.26 に示す。スラブ付き試験体である No.1 と No.4 についてはスラブ幅を 250mm とし、鉄筋の歪硬化を考慮した結果を用いた。

No.1 は、変形角が小さい時に接合部変形の解析値が実験値を過大評価し、変形が大きい時は実験値と解析値の対応がよくなった。No.3 は、実験値より解析値の接合部変形角が大きくなり、特に、正側での接合部変形角を過大評価した。No.1 と No.3 の結果を比較すると、スラブ付き試験体 No.1 で接合部変形角がより大きくなっており、実際の架構ではスラブが付くことによって柱梁強度比が小さくなり、接合部の損傷がより顕著になると言える。

No.4 については、実験では変形が負側に偏る傾向が見られるが、解析では正負で接合部の変形がほぼ対称となり、正側では解析値が実験値を過大評価し、負側では実験値を過小評価した。しかし、No.1 と比べて、柱梁強度比が大きくなり、接合部変形角が小さくなる傾向は実験と解析結果が一致している。

4.3.5 要素の変形成分

実験と解析で得られた層間変形角に伴う接合部、梁、柱の変形成分の割合を図 4.27 に示す。

試験体 No.1 と No.3 では接合部の変形が占める割合が大きく、実験と解析が同様な傾向を示すが、層間変形角 2%以内の小さい範囲において、解析値の接合部変形が過大評価となっている。梁の変形が占める割合も解析値が実験より大きくなっているが、実験では、梁端部の回転角が測定されていないため、実際の変形より小さく見積もっていると思われる。

試験体 No.4 は正側での接合部変形角が過大評価されているが、柱梁強度比が小さい No.1 と比べて接合部変形が小さく、梁の変形が増える傾向は一致している。

4.3.6 履歴吸収エネルギーの比較

試験体 No.1, No.3, No.4 の各載荷サイクルでの履歴吸収エネルギーを実験と解析結果を比較して図 4.28 に示す。履歴吸収エネルギーは、層間変形角と層せん断力の関係から変形角 0%の時から正側サイクルと負側サイクルを経験し、変形角が 0%となった時までの面積として算定した。

試験体 No.4 の履歴エネルギーの解析値は載荷サイクル⑥の時、実験値を過小評価し、載荷サイクル⑱、⑲の時は実験値を過大評価した。試験体 No.1 は試験体 No.3 より強度は大きかったものの、履歴吸収エネルギーは No.3 より小さくなっており、実験値の傾向を解析値もよく表している。3体の試験体の結果を比較すると、実験と解析結果ともに、柱梁強度比が大きくなる No.1, No.3, No.4 の順に履歴エネルギー量も大きくなっており、スラブの有無にかかわらず、柱梁強度比が小さいほど、柱梁接合部の変形が大きくなり、スリップ性状が顕著となることで、履歴吸収エネルギーが小さくなることを解析モデルがよく表した。

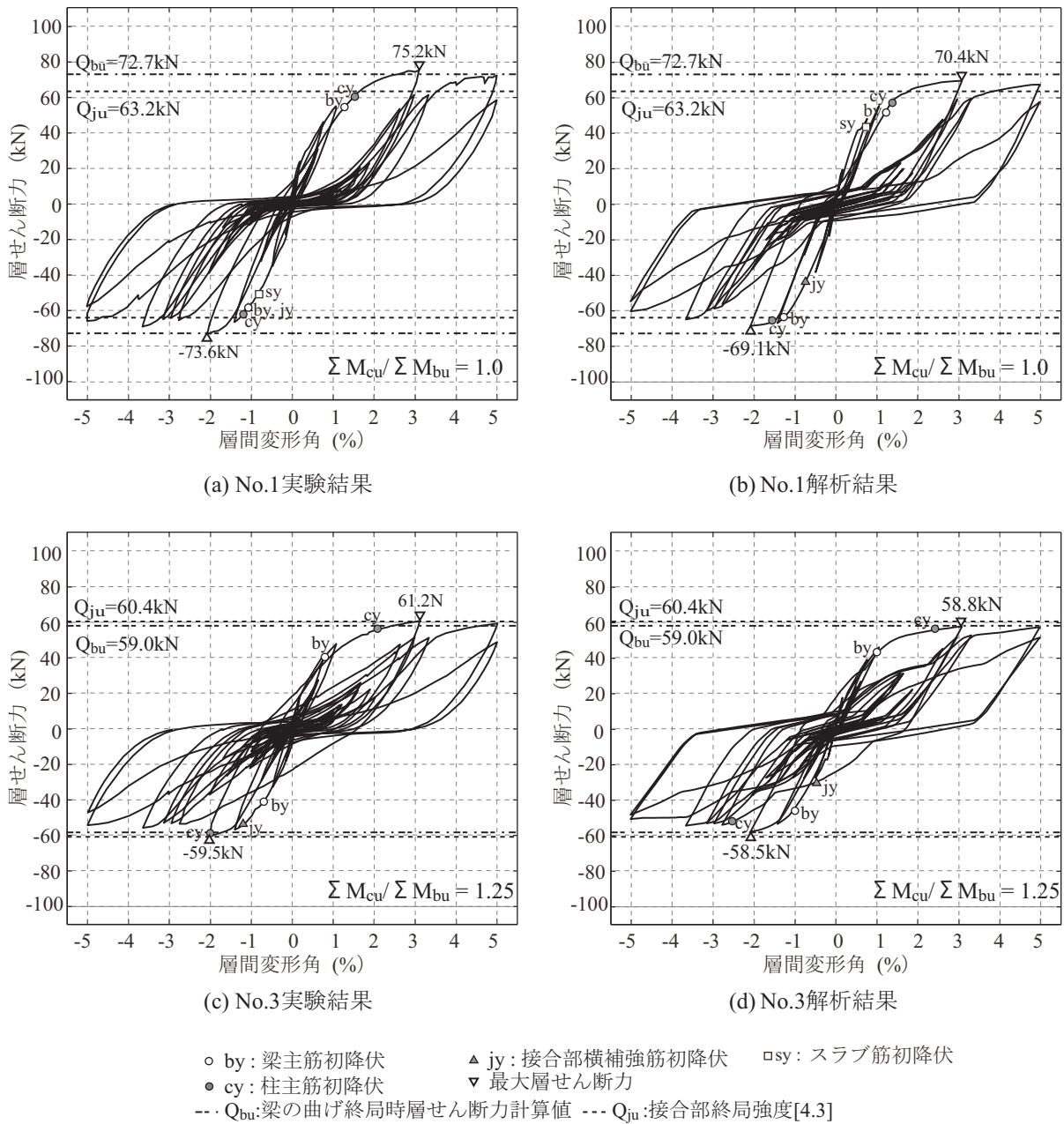


図4.23 層間変形角と層せん断力の関係 (No.1, No.3)

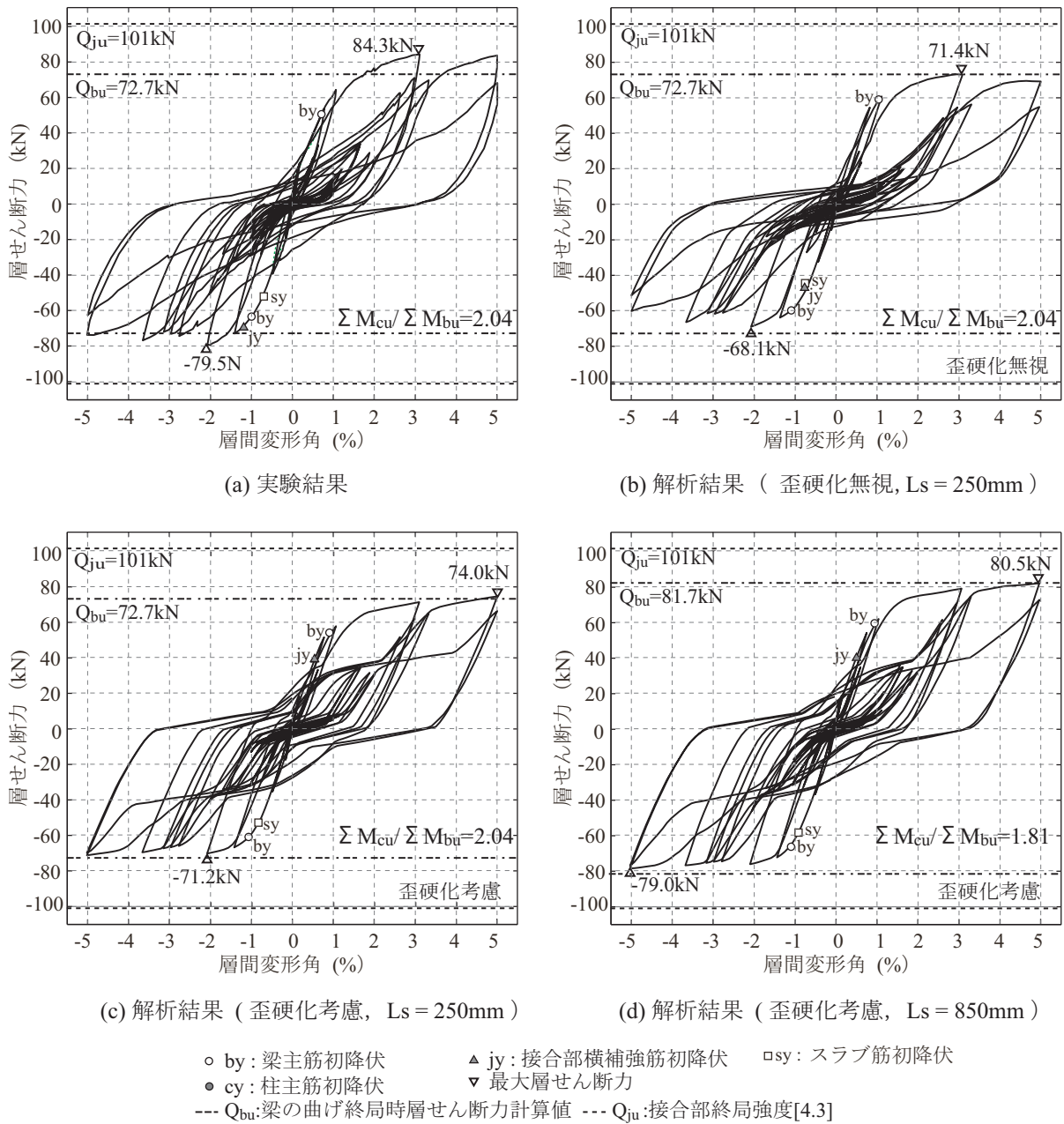
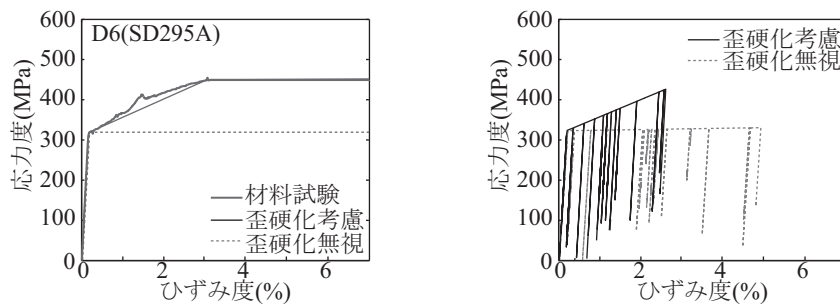
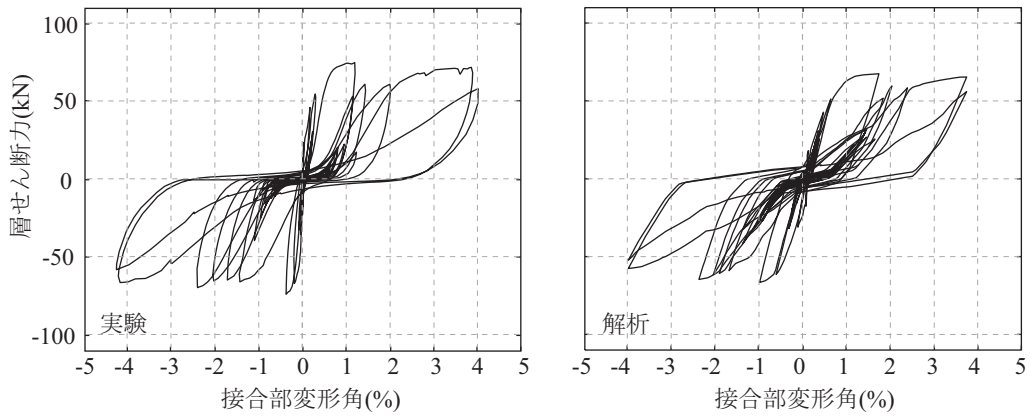
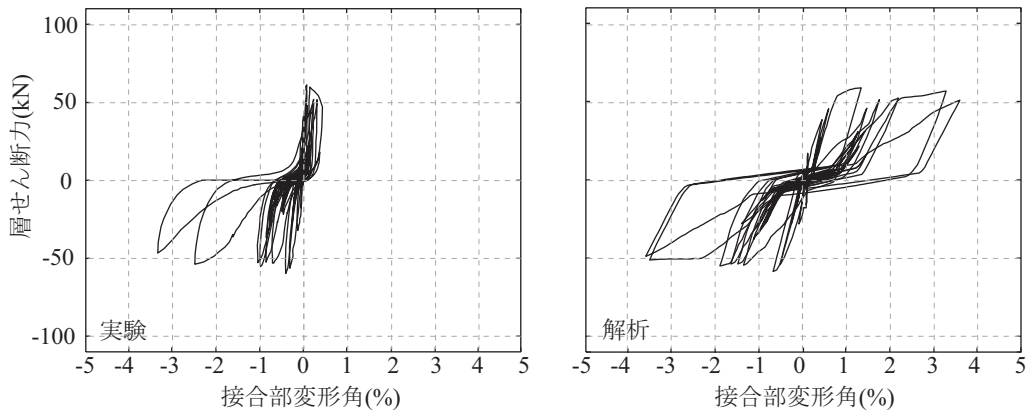


図 4.24 層間変形角と層せん断力の関係 (No.4)

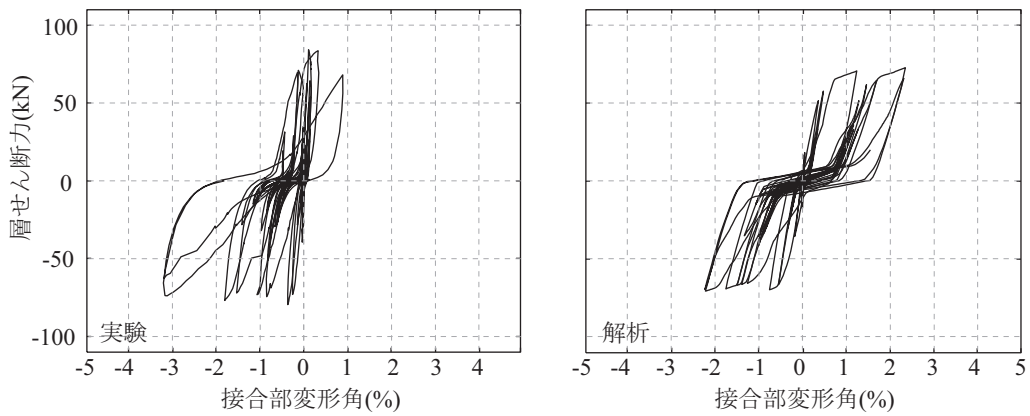




(a) 試験体No.1

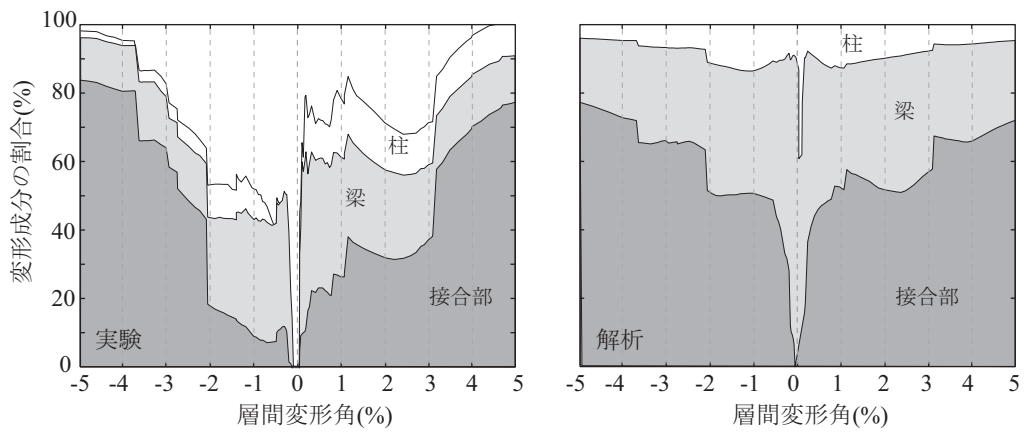


(b) 試験体No.3

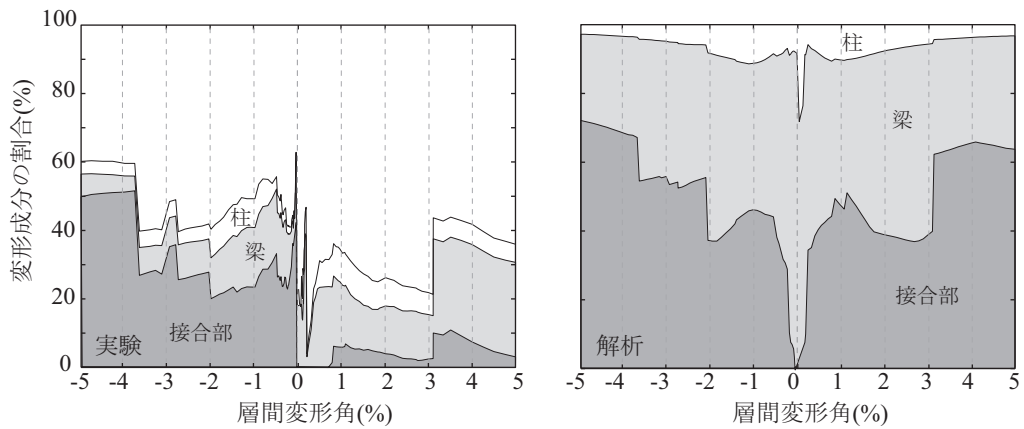


(c) 試験体No.4

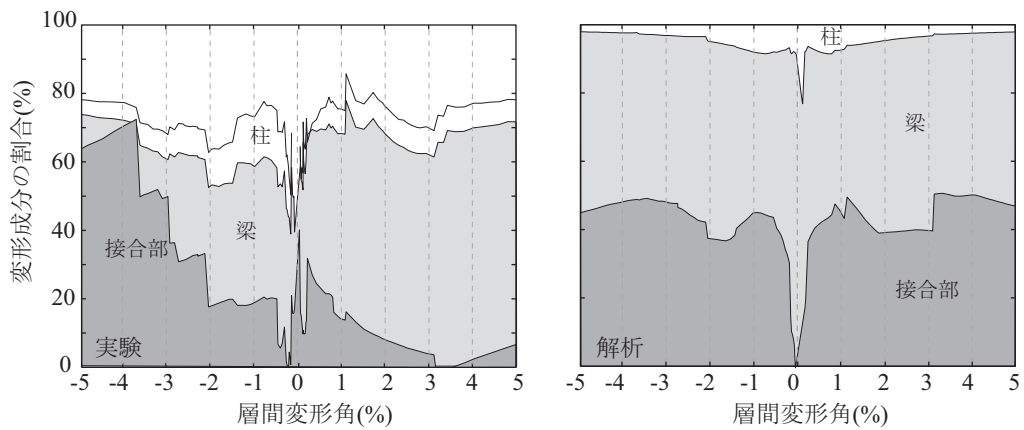
図 4.26 接合部変形角と層せん断力の関係



(a) 試験体No.1

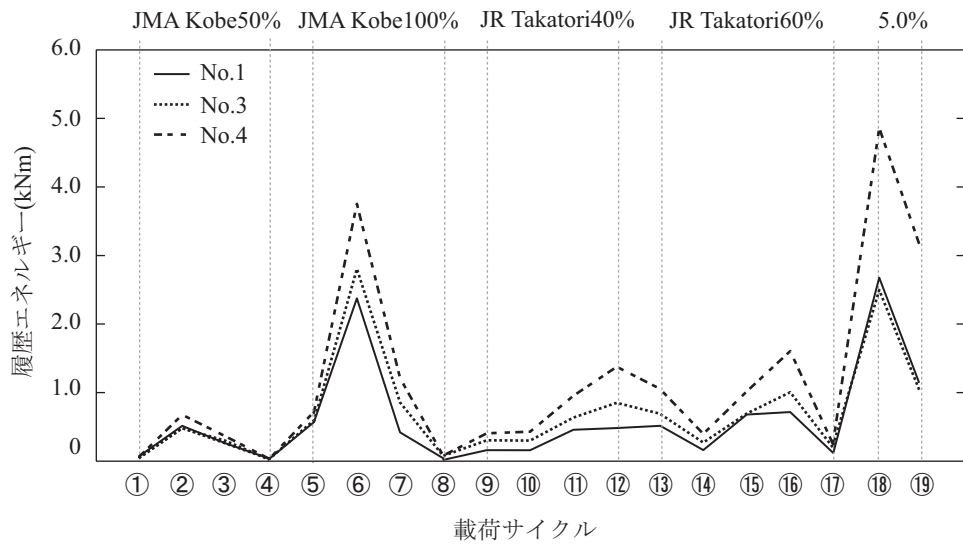


(b) 試験体No.3

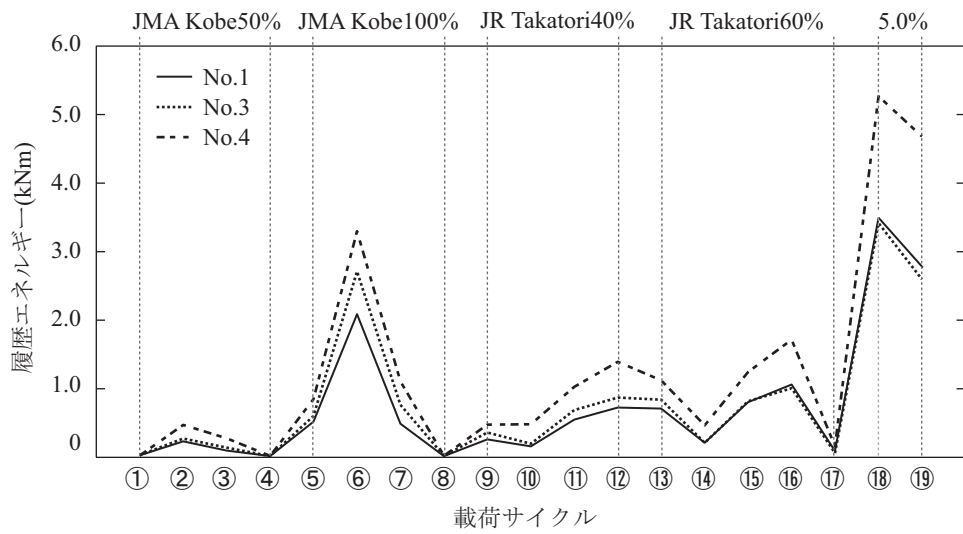


(c) 試験体No.4

図 4.27 接合部，梁，柱の変形成分の割合



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図 4.28 履歴吸収エネルギーの比較

4.4 まとめ

水平1方向加力を受ける十字型柱梁接合部部分架構を対象に、立体柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果と実験結果との比較を行った。

柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果は、スラブなしおよびスラブ付きの部分架構の主筋の降伏点、最大強度、破壊モードおよび履歴性状について実験結果をよく模擬でき、最大強度については15%以内の誤差で、主筋降伏時の強度と変形角については20%以内の誤差で実験結果を追跡できた。なお、主筋量、柱梁強度比、主筋間距離、接合部アスペクト比といった影響因子が柱梁接合部の耐震性能へ及ぼす影響についても、解析結果と実験結果の傾向がよく一致した。しかし、主筋間距離と部材せいの比が1/2であった試験体については、実験値と解析値の対応が悪く、主筋間距離比が短いものに対する更なる検討とモデルの改善が必要である。

層間変形角7%の大変形時まで繰り返し加力を行った試験体に対する解析結果は、最大強度後の耐力低下の度合について実験結果とよい対応を示した。しかし、高軸力を受ける場合について実験データを基にマクロエレメントの適用性の検討が必要であると考えられる。

接合部変形成分について実験値と解析値を比較したところ、マクロエレメントは、層間変形角が小さい範囲で接合部変形成分の比率を過大評価する傾向が見られた。それは、抜け出し変形量を考慮して最初から接合部内の通し主筋の剛性を低減させたことが原因であると思われる。また、柱梁強度比が大きい試験体に対して、主筋の歪効果を無視する場合、履歴吸収能を過小評価する可能性があることが確認され、注意が必要である。

参考文献

- [4.1] 楠原 文雄, 塩原 等, 田崎 渉, 朴 星勇: 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第656号, pp. 1873-1882, 2010年10月
- [4.2] 焦 博文, 楠原 文雄, 塩原 等: 主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の耐震実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.295-300, 2013年7月
- [4.3] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999年
- [4.4] 劉 奕歆: 実大四層 RC 建物の三次元振動台実験の非線形骨組地震応答解析, 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文, 2013
- [4.5] 江戸 宏彰, 武田 壽一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.1877-1878, 1977年
- [4.6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2007
- [4.7] Kabeyasawa, T., H. Shiohara, S., Otani and H., Aoyama: Analysis of the Full-scale Seven-story Reinforced Concrete Test Structure, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, (B), Vol. XXXVII, No.2, pp.431-478, 1983
- [4.8] 塩原 等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部における接合部降伏の終局強度の実用的算定法, 日本建築学会年次大会, 2014年
- [4.9] 楠原 文雄, 塩原 等: 接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力及びその測定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.355-360, 2006年
- [4.10] 森田 真司, 北山 和宏, 岸田 慎司: RC 造柱・梁接合部の変形性状と入力せん断力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp. 361-366, 2006年
- [4.11] 千葉 卓哉: 柱梁強度比が小さい鉄筋コンクリート柱・梁・スラブ部分架構の耐震性能に関する研究, 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 修士論文, 2014年

- [4.12] 長江 拓也, 田原 健一, 福山 國夫, 他 : 4階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第669号, pp.1961-1970, 2011年11月

第 5 章

水平 2 方向加力を受ける柱梁接合部部分架構 の実験と解析結果の比較

5.1 はじめに

本章では、水平2方向加力を受ける柱梁接合部部分架構を対象とした解析結果を実験結果と比較し、柱梁接合部マクロエレメントの妥当性について検証する。

5.2 解析対象物

解析対象物は、米国（テキサス大学）で実験が行われたスラブ付き柱梁接合部3体（J1, J2, J3）で、ほぼ実物大のモデルである^[5.1]。3体のうち、J1試験体は1方向にのみに梁を有する十字形柱梁接合部であるが、J2およびJ3は2方向に梁を有し、J2は内部柱梁接合部、J3は外部柱梁接合部である。これらの試験体は、ACI-318コード^[5.2]とACI-ASCE352勧告^[5.3]に従って設計された。各試験体の形状と配筋を図5.1、図5.2、図5.3にそれぞれ示し、試験体の諸元を表5.1にまとめて示す。コンクリートおよび鉄筋の材料特性は表5.2及び表5.3に示す。いずれの試験体も梁断面は406mm×508mm、柱断面は508mm×508mmであり、梁スパンは4880mm、柱スパンは4200mmで共通している。試験体J3のト形接合部では、外側梁の梁主筋が接合部内に折り曲げ定着された。試験体の加力は、左右の梁端部の変位が逆対称となるように行われ、試験体J1は一方方向（EW方向）のみに、試験体J2とJ3は一方方向及び2方向に加力を行った。各試験体の変位履歴を図5.4に示す。

靱性保証型耐震設計指針^[5.4]によって求めた各試験体の接合部せん断余裕度は1.0前後であり、平面保持を仮定した曲げ解析から得られた柱の1軸及び2軸曲げ耐力は梁の曲げ耐力を上回る。梁の耐力の算定にはスラブを無視した場合及び梁の片側について600mmの幅内の協力を考えて算出した場合とし、表5.1に柱梁強度比を合わせて示す。なお、ト形柱梁接合部である試験体J3のEW方向については、スラブが引張となる場合の柱梁強度比をSTとし、スラブが圧縮となる場合の柱梁強度比をSCと記した。いずれの試験体も実験結果の破壊モードは梁曲げ降伏後の接合部破壊であったと報告された。

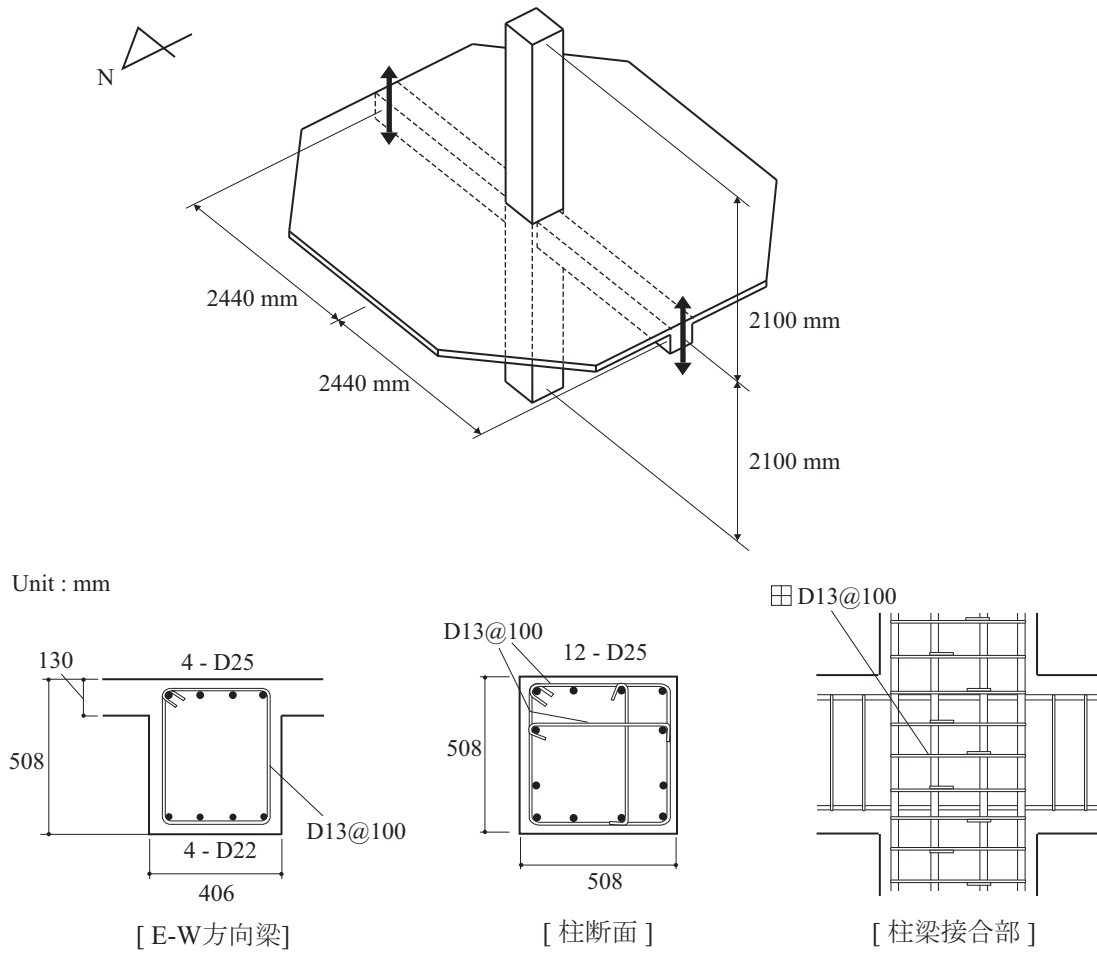


図 5.1 試験体 J1 の形状と配筋^[5.1]

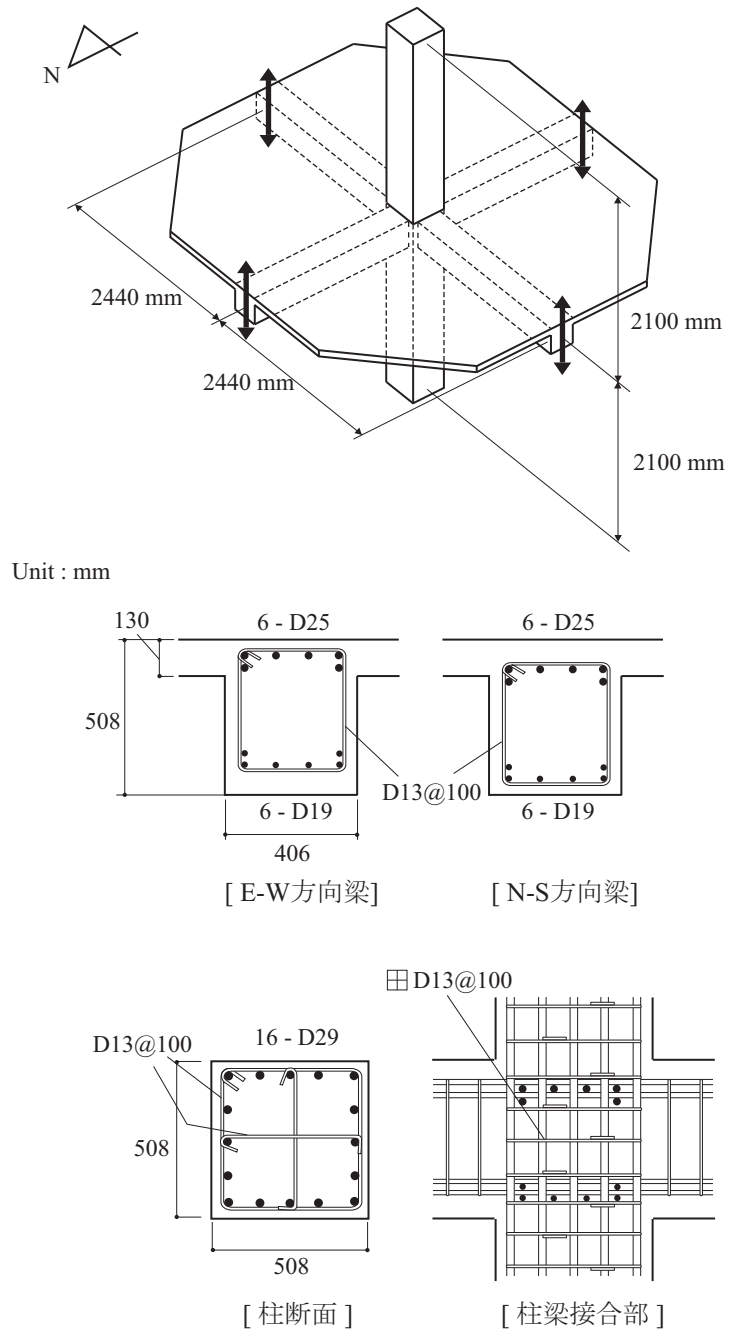


図 5.2 試験体 J2 の形状と配筋^[5.1]

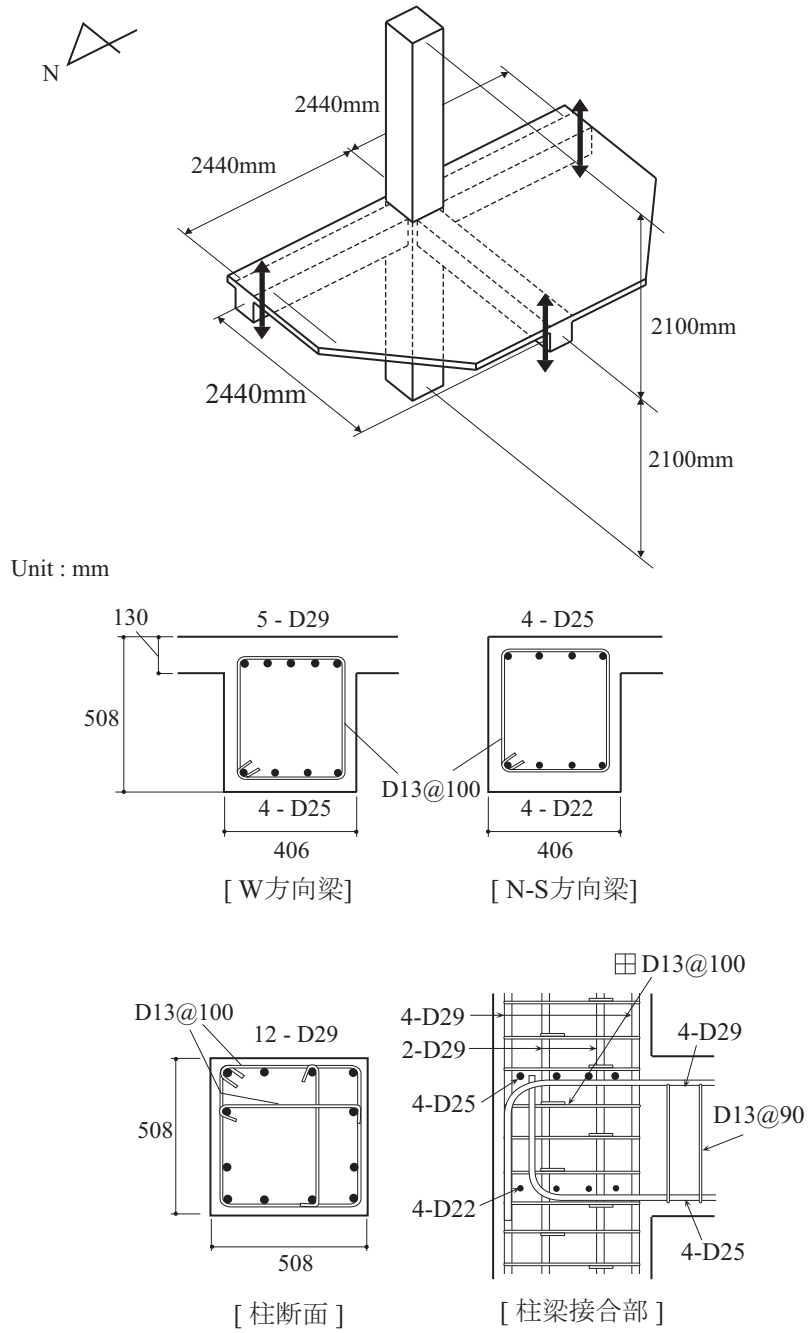


図 5.3 試験体 J3 の形状と配筋^[5.1]

表 5.1 試験体の一覧

試験体		J1	J2	J3	
柱	スパン (mm)	4200	4200	4200	
	幅×せい(mm)	508×508	508×508	508×508	
	主筋	12-D25	16-D29	12-D29	
	帯筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	
	軸力(kN)	0	0	0	
梁	方向	EW 方向のみ	EW 方向 NS 方向	EW 方向 NS 方向	
	スパン(mm)	4880	4880	2440 4880	
	幅×せい(mm)	406×508	406×508	406×508	
	主筋	上端	4-D25	6-D25	5-D29 4-D25
		下端	4-D22	6-D19	4-D25 4-D22
	帯筋	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	
接合部	横補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	
	横補強筋比(%)	0.70	0.70	0.70	
スラブ	スラブ厚さ (mm)	130	130	130	
	配筋	上端	D10@300(一部@150)	D10@300	D10@300
		下端	D10@600	D10@600	D10@600
柱梁強度比		1.58 / 1.19	1.97/1.48	SC : 3.0/2.2 ST : 2.7/1.7 1.84/1.53	
接合部せん断余裕度		1.00 / 0.90	0.93 / 0.86	SC : 1.7/1.6 ST : 1.1/1.0 1.22/1.10	

表 5.2 コンクリートの圧縮強度

場所	J1	J2	J3
下柱, 梁, 接合部, スラブ (MPa)	24	26	33
上柱 (MPa)	24	26.5	22.5

表 5.3 鉄筋の材料特性

鉄筋	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
D10	557	814
D13	549	771
D19	511	750
D22	452	698
D25	462	730
D29	458	731

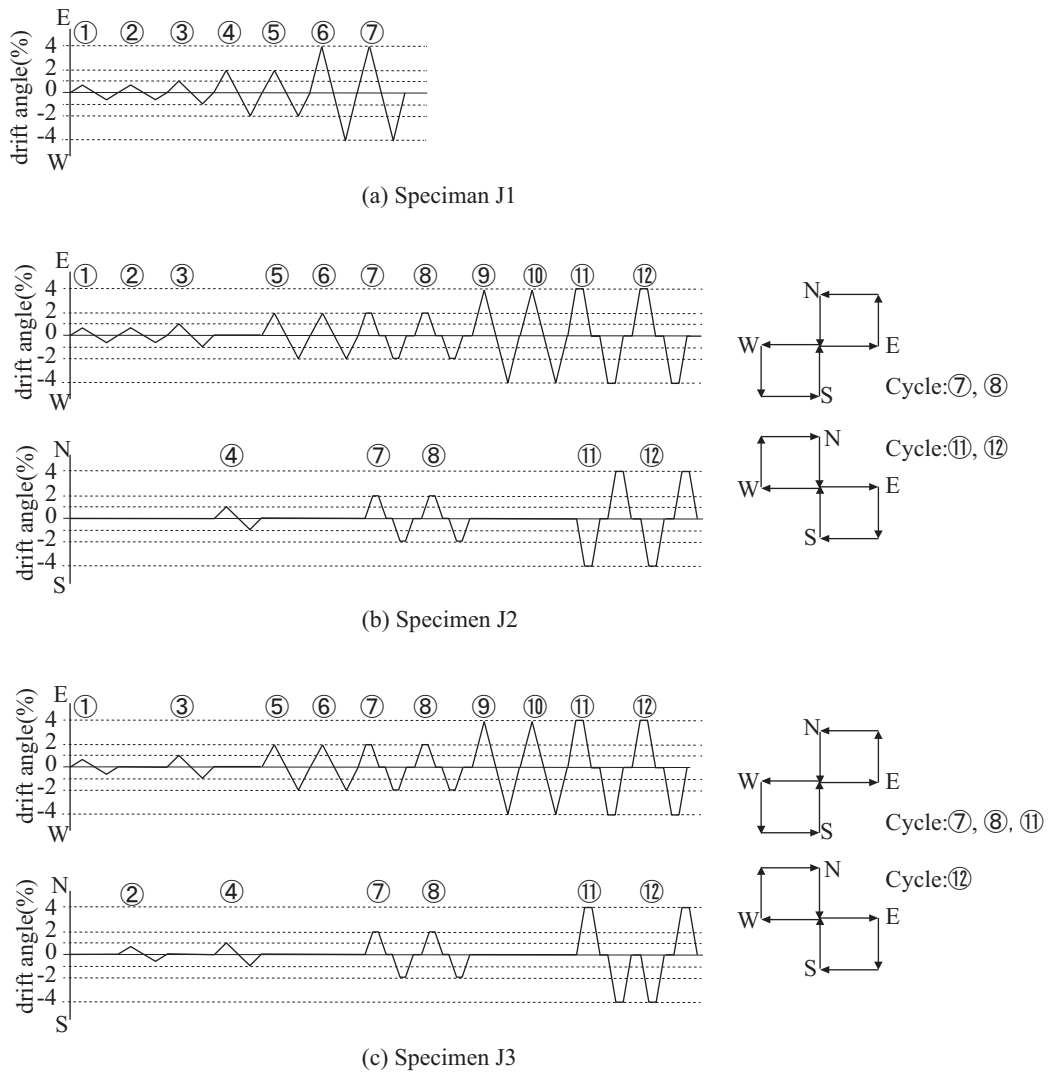


図 5.4 載荷履歴

5.3 解析モデル及び解析条件

試験体 J1, J2, J3 の解析モデルを図 5.5 に示す。柱梁接合部は 3 章で示した立体柱梁接合部マクロエレメントでモデル化し、梁と柱は線材とした。接合部マクロエレメントの XZ 平面, YZ 平面, XZ 平面の平行なコンクリートレイヤー数は 5 つと設定した。なお、コンクリートレイヤーの 4 つ辺ではコンクリートを 10 分割とした。

文献^[5.5]の平面ト形柱梁接合部マクロエレメントでは、梁主筋の定着端を直交する柱端部の剛板に接続している。それは、機械式定着や U 字形のフックを設けた定着方向の場合、接合部パネルの斜めひび割れを主筋が横切らないためである。しかし、試験体 J3 のように接合部内で主筋が折り曲げ定着される場合、接合部パネルの斜めひび割れを主筋の定着部が横切るため、定着部が架構の耐力に寄与すると考える。そこで、ト形試験体である J3 についても十字形モデルと同様に梁主筋を向かい合う梁端部の剛板に接続させてモデル化した。

スラブ筋は梁の片側の協力幅を 600mm として、その幅内のスラブ筋を接合部内へ通し、梁剛板に接続する。柱・梁主筋を表す一軸ばねについては、試験体 J3 で接合部の中央の付着ばねと梁の取り付けられない剛板を結ぶ鉄筋ばねを除いて、柱梁接合部からの抜け出し変形を考慮し、剛性を低減させる。

梁と柱モデルの材軸方向の積分点は 5 つとし、梁断面はスラブを考慮して T 形断面としてモデル化する。柱断面のコンクリート分割数は 10×10 とし、梁断面は 8×10、スラブは 2×10 分割とする。

境界条件は、柱脚をピン支持とし、梁端部をローラ支持とする。載荷は、柱頭で NS 方向及び EW 方向の変位履歴を与える。

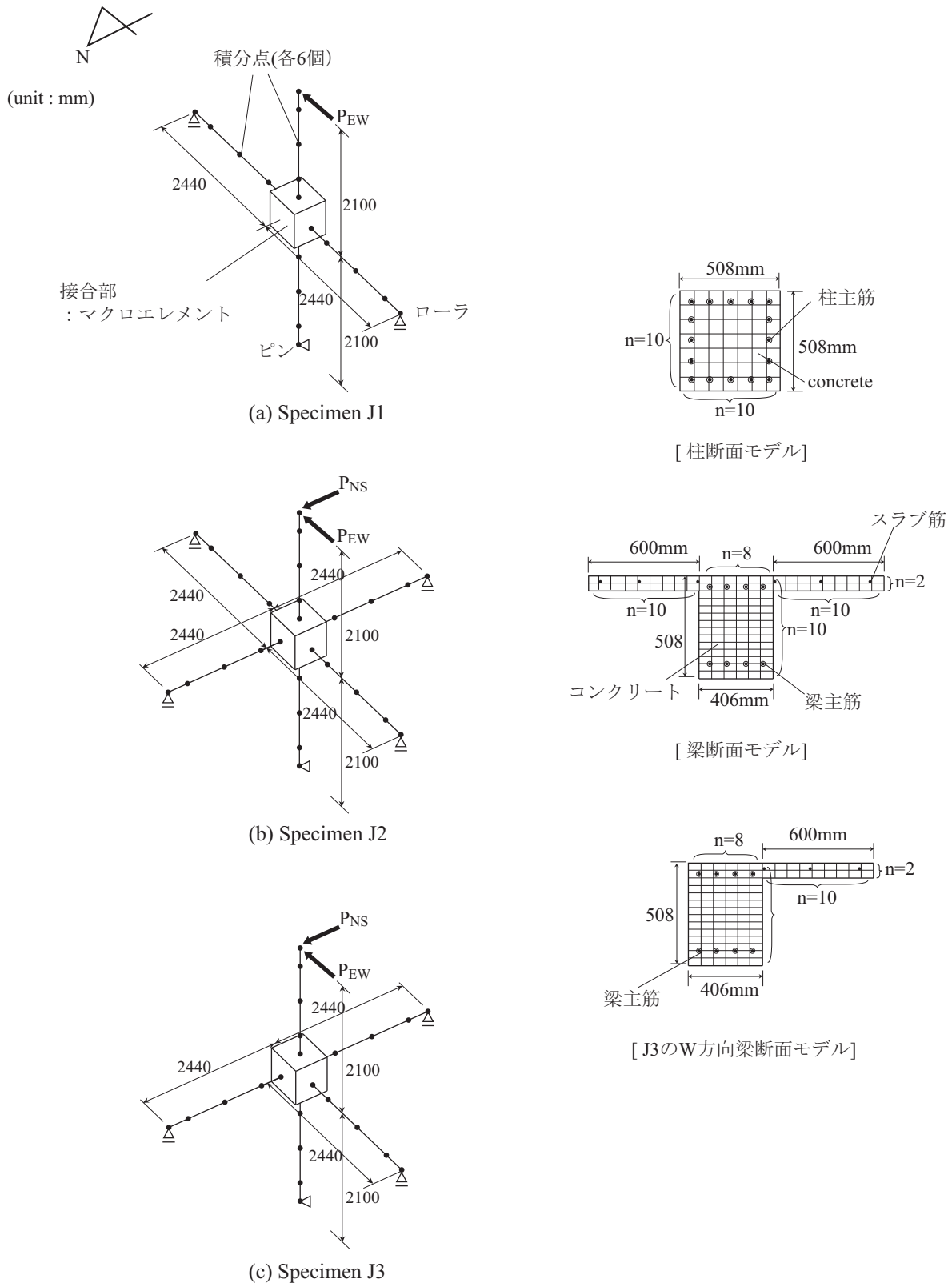


図 5.5 解析モデル

5.4 解析ケース

解析ケースは、①接合部マクロエレメントを用いて接合部非線形挙動を考慮した解析、②接合部内のばねの剛性と強度を十分に大きくし、接合部変形を考慮しない解析（以下、接合部剛）、③柱梁強度比の違いによる架構の挙動について検討するため、各試験体の柱を図 5.6 に示す柱主筋量の多くした断面を用いた場合とする。

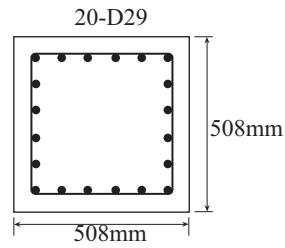


図 5.6 柱梁強度比が大きい解析ケースで用いる柱断面

5.5 実験と解析結果の比較

5.5.1 層間変形角一層せん断力

試験体 J1 の層間変形角と層せん断力の関係の実験結果を図 5.7(a)に、接合部変形を考慮した解析結果を図 5.7(b)に示す。なお、接合部を剛とした解析結果を図 5.7(c)に、接合部変形を考慮し、柱梁強度比を大きくした場合の解析結果を図 5.7(d)に比較して示す。各図中には、平面保持を仮定した断面解析から得られた梁曲げ終局強度時の層せん断力 (Q_{bu})、靱性保証型設計指針^[5.4]によって算定した接合部せん断力強度時の層せん断力 (Q_{jn})、そして接合部曲げ抵抗メカニズムを基に算定した接合部曲げ終局強度 (Q_{ju}) の計算値^[5.6]を合わせて示す。記号 BY, TY, SY, CY, JY はそれぞれ梁下端筋, 梁上端筋, スラブ筋, 柱主筋, 接合部横補強筋の初降伏点を示している。

実験結果は、層間変形角 1.5%~2.0%で梁主筋と柱主筋が同時に降伏し、層間変形角 4%で最大強度となった。接合部マクロエレメントによる解析結果 (図 5.7 (b)) は、層間変形角 2%で梁主筋が先に降伏し、層間変形角 2.5%で柱主筋が降伏しており、主筋の降伏点についておおむね実験結果と対応している。なお、最大強度の解析値は実験値よりやや大きい。最大強度時の変形角については実験結果と対応している。解析値の最大強度が実験値より大きい原因は、試験体は直交梁がなく、スラブによる影響が小さいが、解析ではスラブの協力を考えてモデル化したからであると考えられる。実験値と解析値ともに最大強度は、接合部せん断強度 (Q_{jn}) と接合部曲げ終局強度 (Q_{ju}) の計算値を上回るが梁強度の計算値 (Q_{bu}) より小さい値となっている。荷重-変形関係はスリップ性状を示し、実験と解析結果がよく似ている。

柱梁接合部を剛とした解析結果 (図 5.7 (c)) は、荷重-変形関係のループが太っており、最大強度は梁曲げ強度の計算値を上回る結果となった。つまり、接合部変形を考慮しない従来の解析モデルによっては、架構の性能を正しく評価することができなく、強度と履歴吸収能について過大評価となる。

梁は同様にし、柱主筋のみ多くし、柱梁強度比を 2.2 とした場合の解析結果 (図 5.7 (d)) は、履歴面積が大きく、最大強度は梁曲げ強度の計算値に達している。接合部強度は変わっていない。つまり、この結果は、接合部せん断余裕度によらず柱梁強度比が小さいと接合部に損傷と変形が集中し、架構の強度と履歴吸収エネルギー能力が小さいことを示す結果であり、接合部降伏を避けるには柱梁強度比を十分に大きくする必要があることを示している。

図 5.7(d)では、荷重がゼロとなる付近での多少のスリップ現象と約 200kN の荷重でループがスリップして強度が再び上昇する現象が見られる。この現象の検討のため、接合部のコンクリートばね及び梁端部の主筋の応力-ひずみ度関係を図 5.8 に示す。まず、荷重がゼロの付近でのスリップは、接合部中央を通る斜めコンクリートばねのひび割れによるものである。図 5.8 に示すコンクリートの応力-ひずみ度関係では、荷重の a 点でコンクリートが引張歪となっており、さらに変形が進むと、b 点でそのひび割れが閉じる。そして、b 点から圧縮応力を負担し始めるため、剛性が急変する。よって、コンクリートのひび割れが閉じる経路によって若干のスリップ現象が見られる。なお、荷重 200kN 付近でのスリップ現象は、梁の上下の鉄筋量の差によるものである。図 5.8 の梁主筋の応力-ひずみ度関係に示すように、c 点では鉄筋量が少ない下端で先に降伏強度に達しているが、上端では降伏強度に達していない。変形が進むにつれて、上端鉄筋の応力が大きくなり、d 点を経て e 点時に降伏強度に至る。この現象は、ファイバーモデルを用いた既往の研究^[5.7]でも報告されている。

試験体 J2 の EW 方向及び NS 方向における層間変形角と層せん断力の関係を図 5.9 と図 5.10 にそれぞれ示す。実験結果と接合部変形を考慮した解析結果を比較すると、梁主筋は 1.5%~2.0%で降伏し、柱主筋は 3%程度で降伏しており、主筋降伏点について EW 方向と NS 方向ともに実験値と解析値のよい対応が見られる。なお、最大強度の解析値は、実験結果より若干小さい値となったが、それは、スラブの協力幅の影響であると考えられる。NS 方向において解析値の履歴面積が実験値より小さくなっているが、荷重-変形関係のスリップ性状や剛性劣化について、EW, NS 方向ともに実験結果をよく表している。層間変形角 2%と 4%で変形角を一定に保ったまま、直交方向への加力及び減力によって層せん断力が低下する 2 軸相間性についても解析モデルで追跡でき、変形角が大きい時に層せん断力の低下がより大きい。

接合部変形を無視した解析では、梁の変形が集中するため、履歴面積が大きくなり、接合部損傷によるスリップ性状の履歴および層せん断力の 2 軸相間性などを表すことができない。

なお、柱梁強度比を大きくした場合の解析結果は、履歴面積が大きく、梁降伏型となっており、柱梁接合部損傷を防ぐには柱梁強度比を高くすることが有効であることを言える。

試験体 J3 の EW 方向及び NS 方向における層間変形角と層せん断力の関係を図 5.11 と図 5.12 にそれぞれ示す。EW 方向はト形柱梁接合部であり、スラブが引張となる側（正側）と圧縮となる側（負側）で強度が異なり、柱梁強度比が小さい正側で、スリップ性状がより顕著に現れている。実験結果は、EW 方向で正負ともに梁曲げ強度の計算値を上回り、NS 方向では梁強度の計算値より小さい。解析結果の最大強度は EW 方向と NS 方向ともに、実験値より小さいが、概ね実験値とよい対応が見られる。なお、層間変形角 2%と 4%で一方向の変形を保った状態で直交方向へ加力及び減力時の耐力低下が見られ、いわゆる層せん断力の 2 軸相間性も解析モデルで表せた。主筋の降伏点については、実験と解析結果ともに梁主筋が層間変形角 1%~2%で降伏しており、おおむねよく一致している。

柱梁接合部を剛とした解析（図 5.11(c), 図 5.12(c)）は、いずれも架構の強度と履歴面積を過大評価し、実験とは全く異なる履歴となっており、接合部変形を考慮しない解析では、架構の強度や履歴エネルギー吸収能を過大評価となる。

なお、柱梁強度比を大きくした場合（図 5.11(d), 図 5.12(d)）は、梁の変形が大きくなったため、荷重-変形関係は履歴面積の大きい紡錘形を示し、架構の強度は梁曲げ強度の計算値に達し、2 方向加力時の耐力低下も小さくなった。よって、ト形接合部と十字形接合部ともに柱梁強度比によって RC 架構の挙動が大きく異なり、梁降伏型の破壊モードにさせるためには、柱梁強度比を十分に大きくすることが必要である。しかし、柱梁強度比を大きくするには、コストの上昇や施工性の問題も生じ得るため、柱梁強度比が小さい架構の強度や変形性能について正しく評価できる設計基準を整備することがより合理的であると考えられる。

5.5.2 層せん断力の2軸オービット

試験体 J2 の層せん断力の2軸相間関係を図 5.13 に、試験体の J3 の層せん断力の2軸相間関係を図 5.14 に示す。各図中には、平面保持を仮定した断面解析から得られた梁曲げ終局強度時の層せん断力 (Q_{bu})、靱性保証型設計指針によって算定した接合部せん断力強度時の層せん断力 (Q_{jn})、接合部曲げ終局強度 (Q_{ju}) の計算値を合わせて示す。

実験結果と接合部の変形を考慮した解析結果を比較すると、よく似ており、一方向の変形を保ったまま、直交方向の加力及び減力時に、変形を保っていた方向の耐力低下する現象について解析モデルでよく追跡できたとと言える。なお、同一な変位履歴に対して2回目の変位サイクルにおける耐力が1回目の耐力より低下しており、実験と解析で同様な傾向を示している。

強度の計算値と比較すると、実験値と解析値ともに梁曲げ強度の計算値より小さく、接合部せん断強度の計算値を上回っている。しかし、接合部曲げ終局強度の計算値とは対応がよく、接合部降伏型の破壊モードであると考えられる。

接合部を剛とした解析は、強度が梁曲げ強度の計算値とほぼ対応する結果となっており、層せん断力の2軸相間が見られない。よって、従来の接合部変形を考慮しない解析モデルでは、層せん断力の2軸相間性を表せることができなく、架構の挙動を正しく評価できない。

柱梁強度比を大きくした解析は、強度が梁曲げ強度の計算値と対応し、2方向加力時の耐力低下が顕著ではない。よって、柱梁強度比が小さい架構は、強い2軸相互作用を有していると言える。

5.5.3 2軸相互作用に関する考察

図 5.15 には (a) 一方向加力時及び (b) 二方向加力時における斜め方向のコンクリートばねの応力分布を示す。一方向加力時のコンクリート応力は一様な分布であるが、二方向加力時は、2軸曲げを受けることによってコーナーでの圧縮応力が増え、コーナーから遠いところでのコンクリートの応力が減少する。

図 5.16 には、2軸平面上の変位の軌跡が $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d \rightarrow a$ 順に層間変形角 4%を一辺とする履歴に対して、(a) 梁フェースのモーメント、(b) 鉄筋の引張応力の合力、そして、(c) 梁モーメントを主筋の引張力で除した値と梁せいとの比によって算定した応力中心間距離比の解析結果を示す。図 5.16 の左列には West 方向の梁を、右列には South 方向の梁で求めたものをそれぞれ示す。

West 方向梁では、 $b \rightarrow c$ の加力時 (EW 方向の変位を保って NS 方向への加力時) に梁端モーメントの低下が大きいが、主筋の引張力の変化は小さく、その結果、応力中心間距離は減少した。よって、層間変位を保持して直交方向へ加力時は、図 5.15(b) に示したようなコンクリートの応力分布変化に伴って圧縮ゾーンの幅が増加し、応力中心間距離が減少したことによって、梁せん断力と層せん断力が低下したと考える。

South 方向梁では、 $c \rightarrow d$ の加力時 (NS 方向の変位を保って EW 方向の叙荷時) に、梁モーメントとともに鉄筋の引張力の低減も大きいため、応力中心間距離の変化は小さい。つまり、変位を保ったまま、直交方向の除荷時には主筋応力が減少することによって、耐力低下が生じていたと考えられる。

しかし、この現象については実験データがないため、解析結果の妥当性は検証されていない。2方向加力時の耐力低下については、今後、実験データを基にさらなる検討が必要である。

5.5.4 接合部変形角と層せん断力の関係

試験体 J1, J2, J3 の接合部変形角と層せん断力の関係を図 5.17, 図 5.18, 図 5.19 にそれぞれ示す。各図の(a)に実験結果を, (b)と(c)には解析結果を示し, (c)は柱梁強度比を大きくした場合の結果である。

試験体 J1 については, 正側で接合部変形角の解析値が実験値より小さいが, 層間変形角が大きくなると, 接合部変形角の増加が顕著となることは, 実験と解析で同様な傾向を示し, 接合部破壊モードを解析モデルで追跡できたと判断される。柱梁強度比を大きくした場合は, 接合部変形角が小さく, 層間変形角 4%時の接合部変形角は 1%程度となり, 梁降伏型の破壊モードとなったと判断できる。

試験体 J2 と試験体 J3 については, 接合部変形角の解析値が実験値より大きい, 実験と解析ともに変形角が大きくなるにつれて, 接合部変形成分の増加が顕著になり, 接合部破壊であったことが分かる。なお, 直交方向の加力時にも接合部変形角が増えており, 実験と解析で同様な傾向となった。しかし, 直交方向の加力時における接合部変形角の増加率は実験値より小さくなり, それは, 接合部圧縮ストラット方向の設定に起因すると思われる。

柱梁強度比を大きくした場合は, 試験体 J2 と J3 ともに, 接合部変形角が小さくなり, 梁曲げ降伏型となった判断できる。よって, 柱梁接合部降伏を避けるには, 十分に柱梁強度比を高くすることが有効であり, 柱梁接合部マクロエレメントは, 柱梁強度比によって接合部降伏型や梁降伏型となる多様な破壊形式を示す RC 柱梁接合部へ適応できるモデルであると言える。

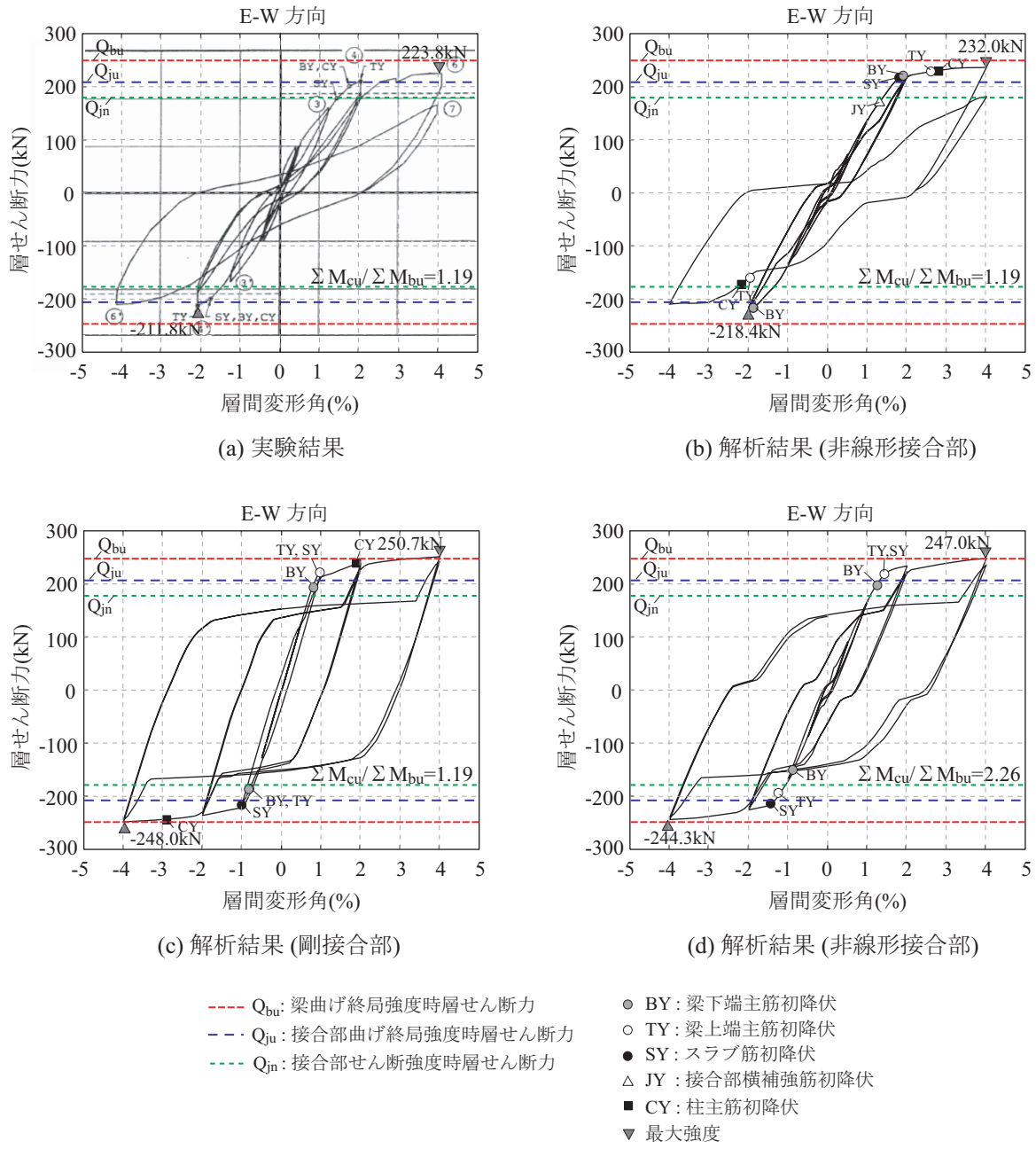


図 5.7 層間変形角と層せん断力の関係 (試験体 J1)

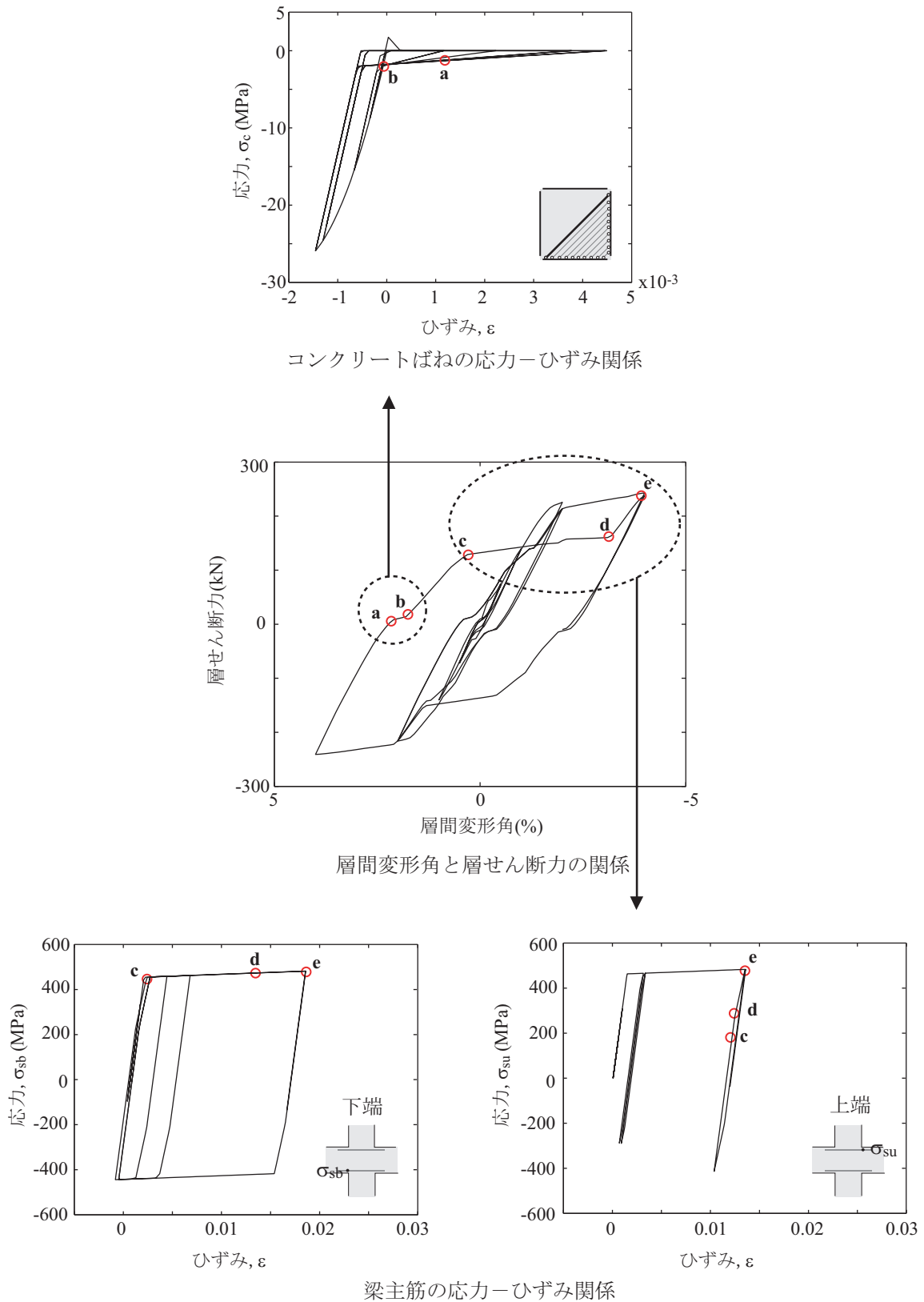


図 5.8 コンクリート及び鉄筋の応力度—歪度関係

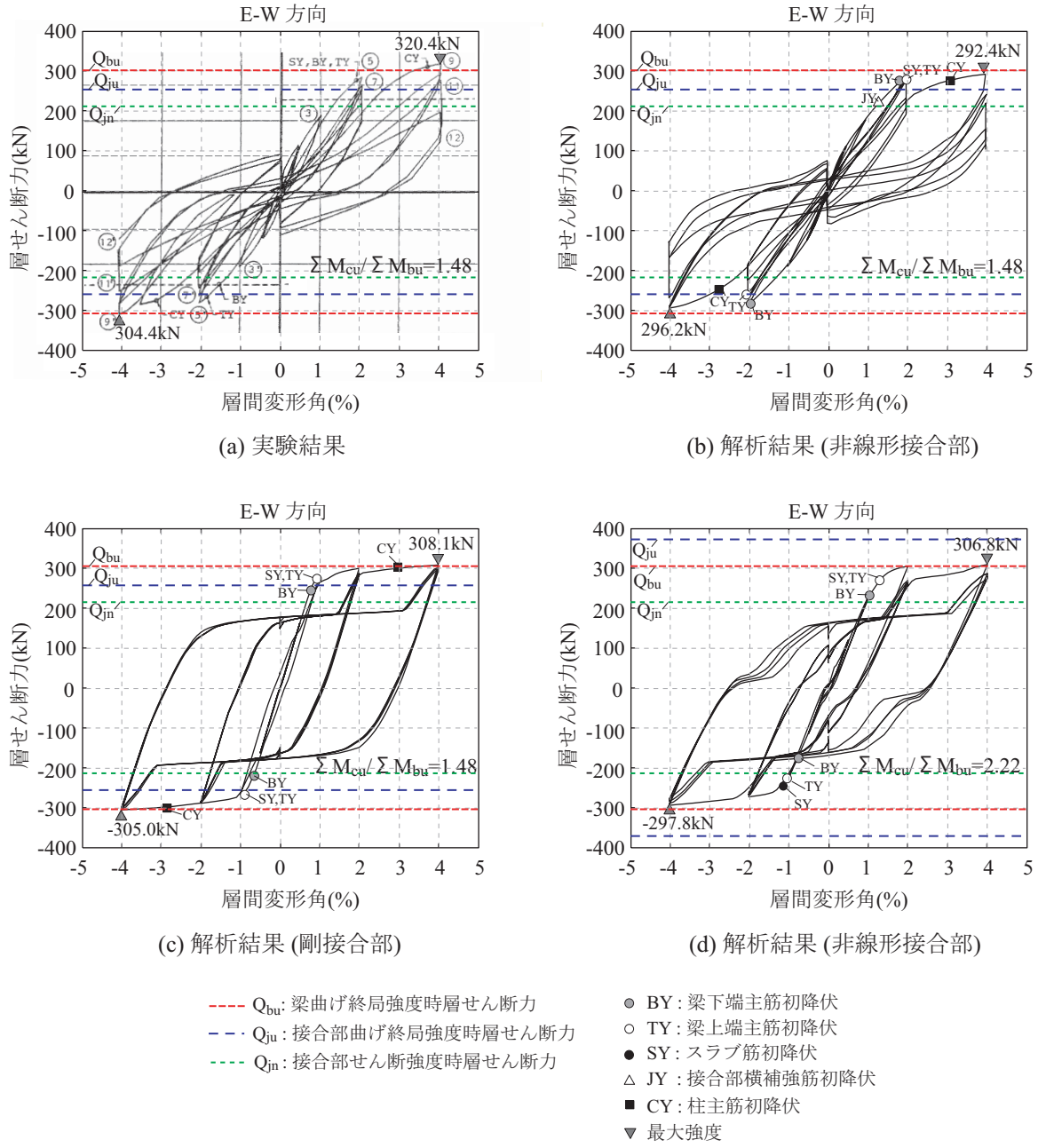


図 5.9 層間変形角と層せん断力の関係 (試験体 J2, EW 方向)

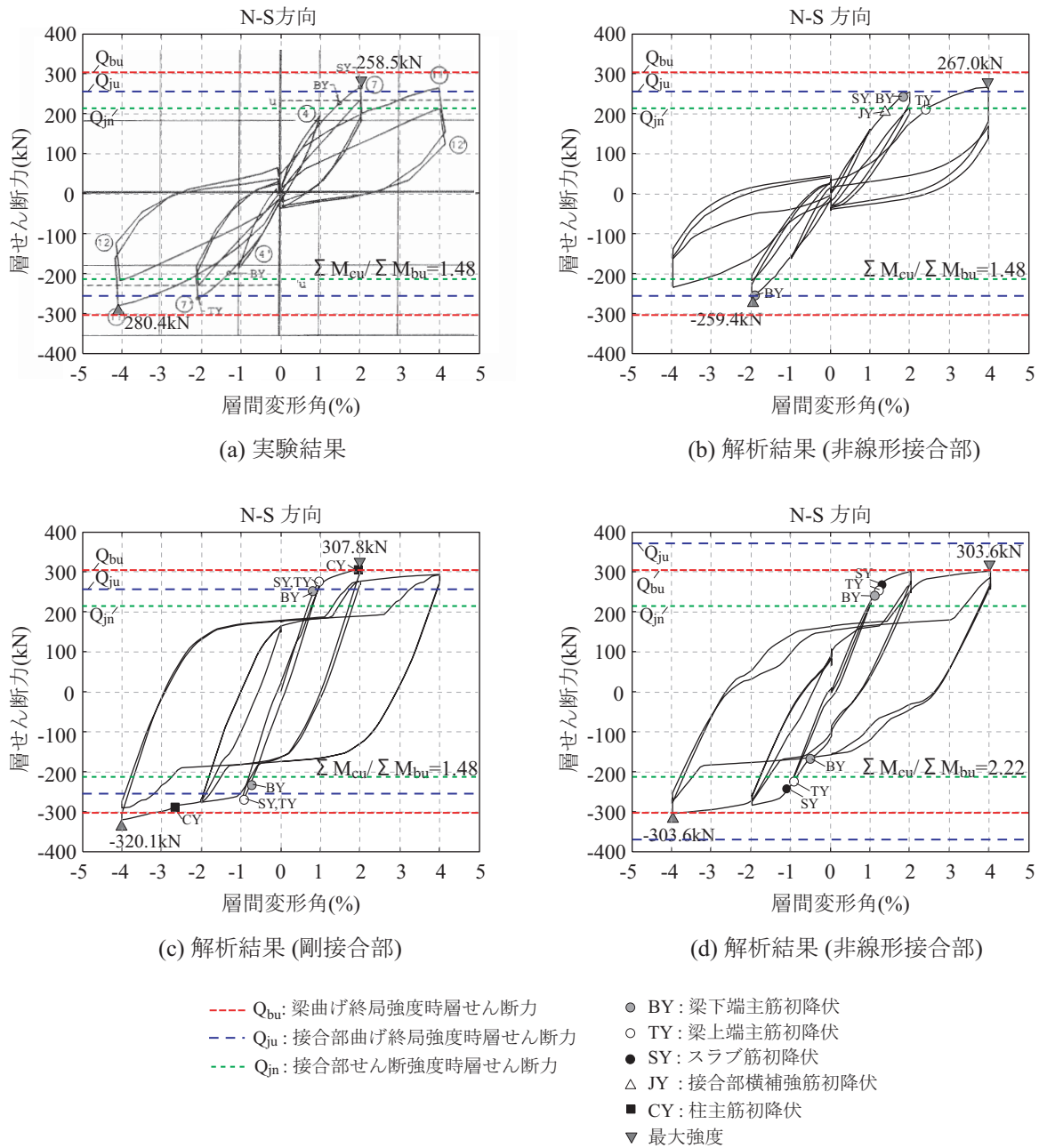


図 5.10 層間変形角と層せん断力の関係 (試験体 J2, NS 方向)

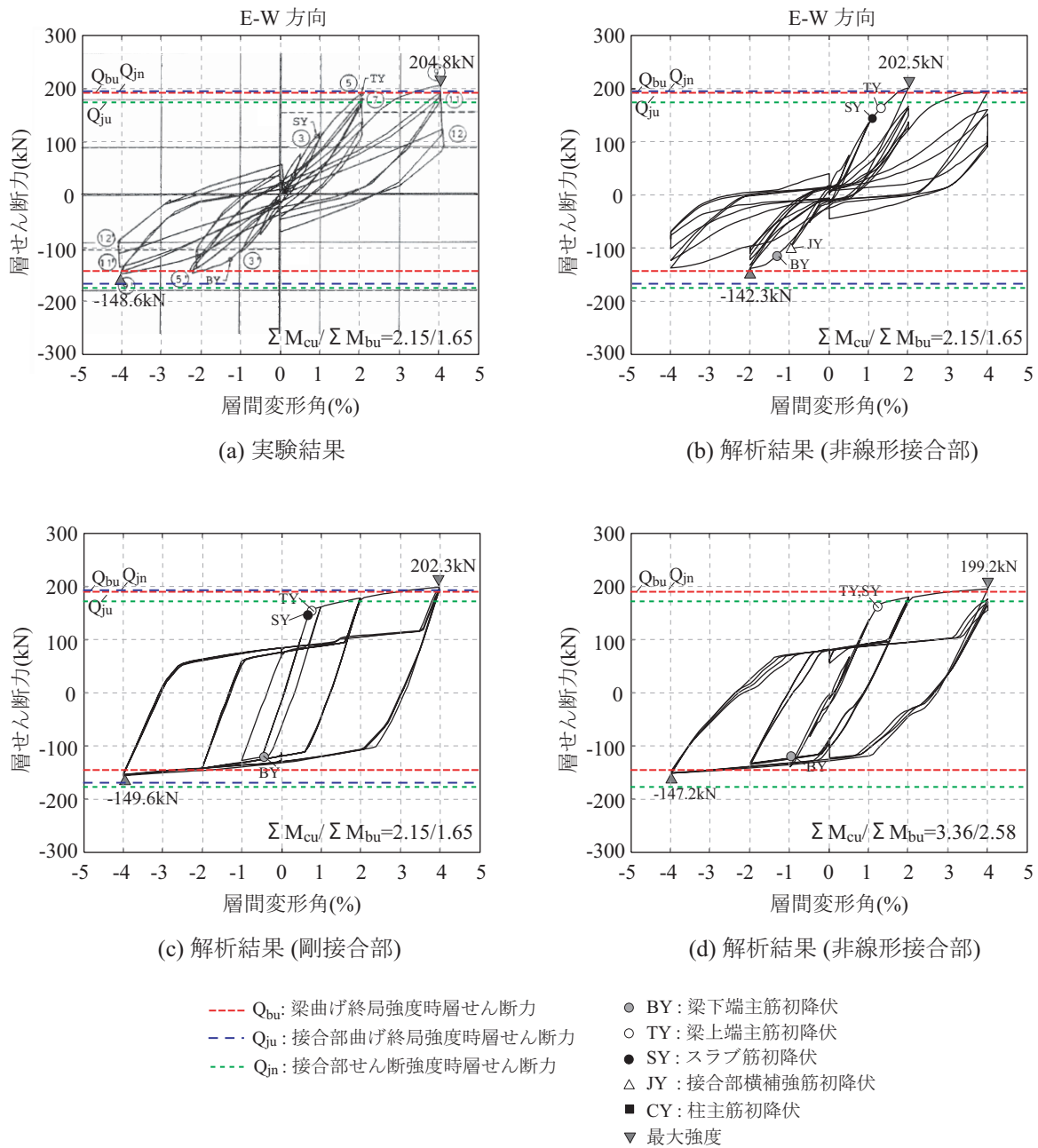


図 5.11 層間変形角と層せん断力の関係 (試験体 J3, EW 方向)

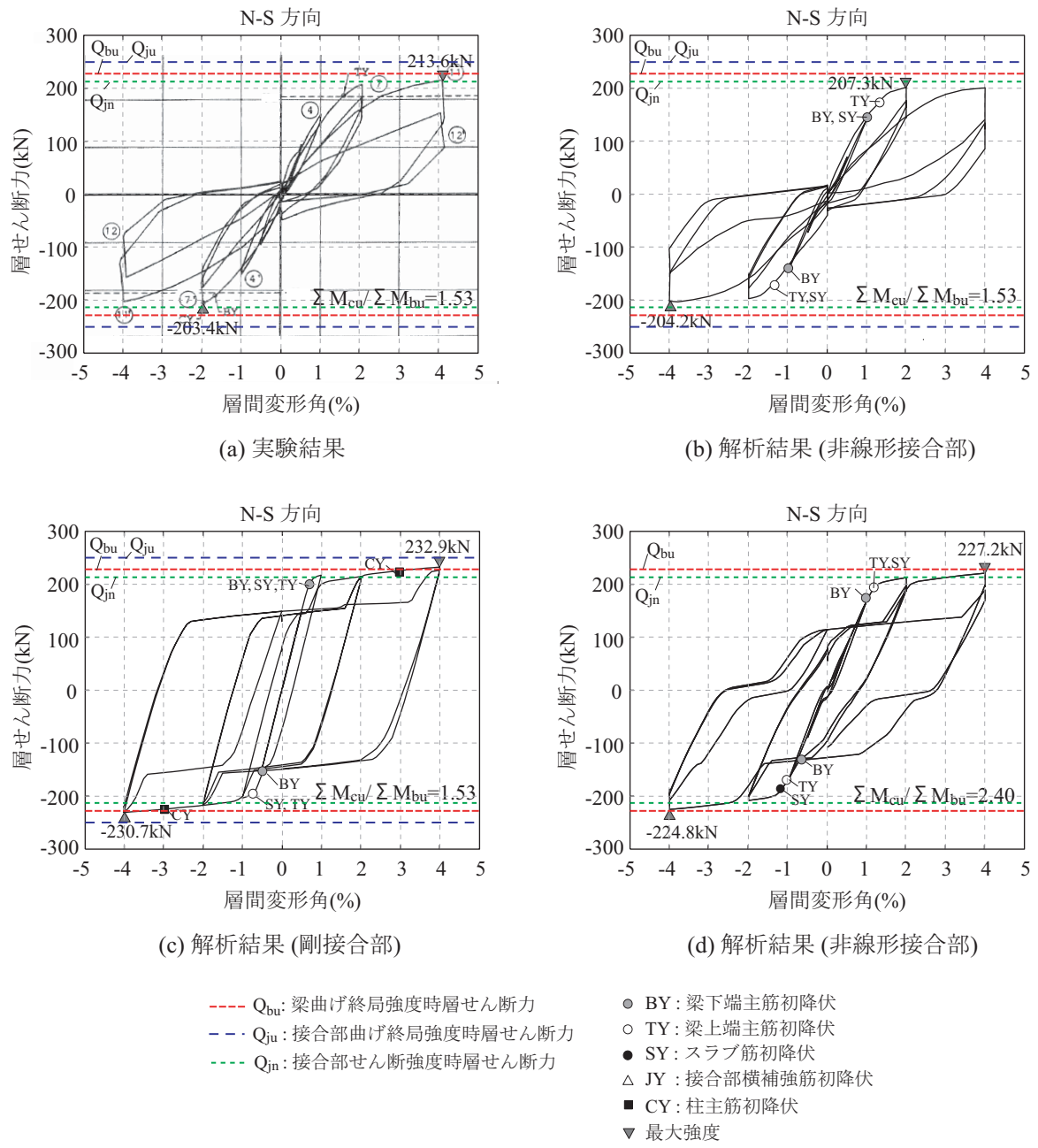


図 5.12 層間変形角と層せん断力の関係 (試験体 J3, NS 方向)

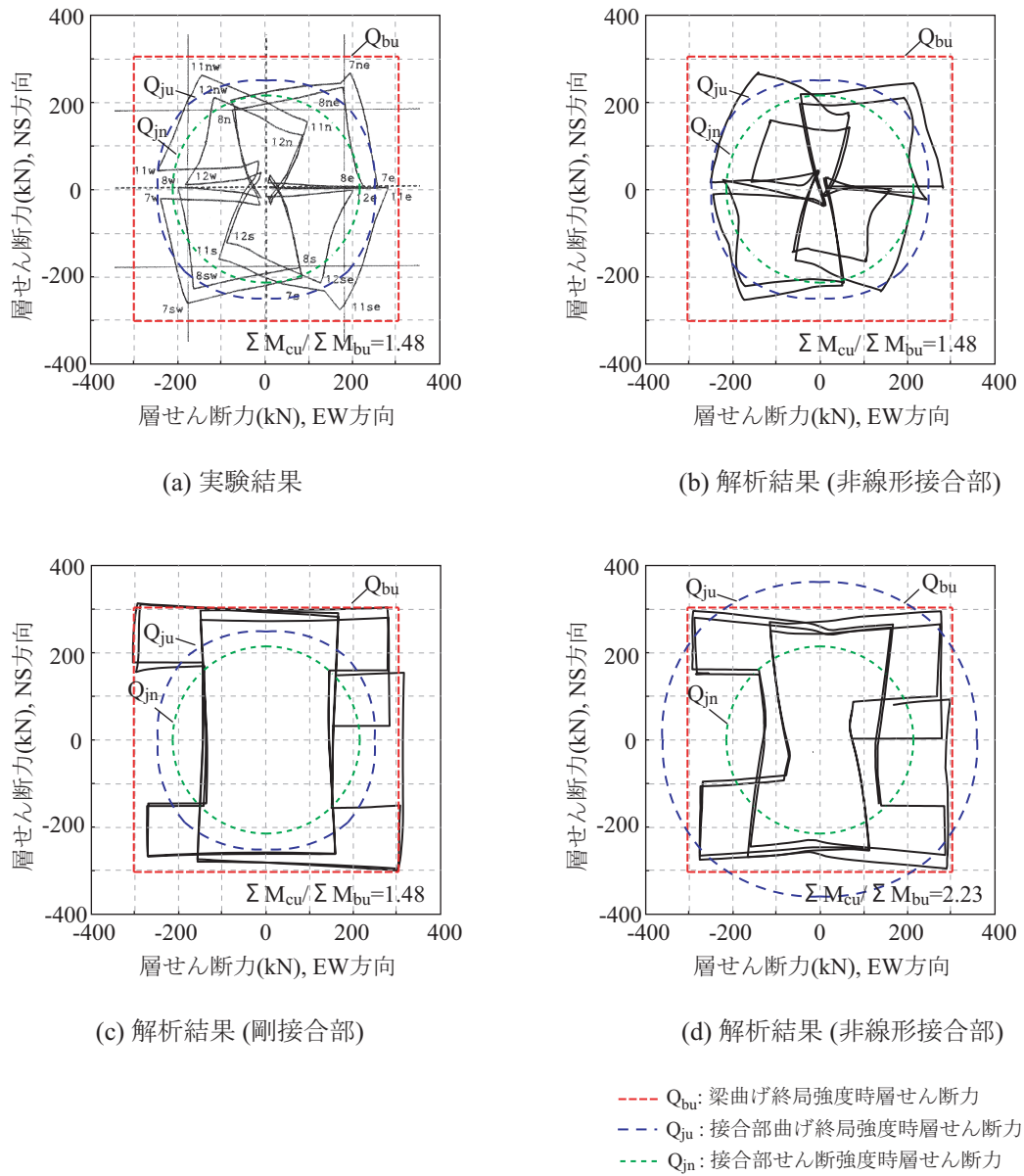


図 5.13 層せん断力 2 軸相間関係 (試験体 J2)

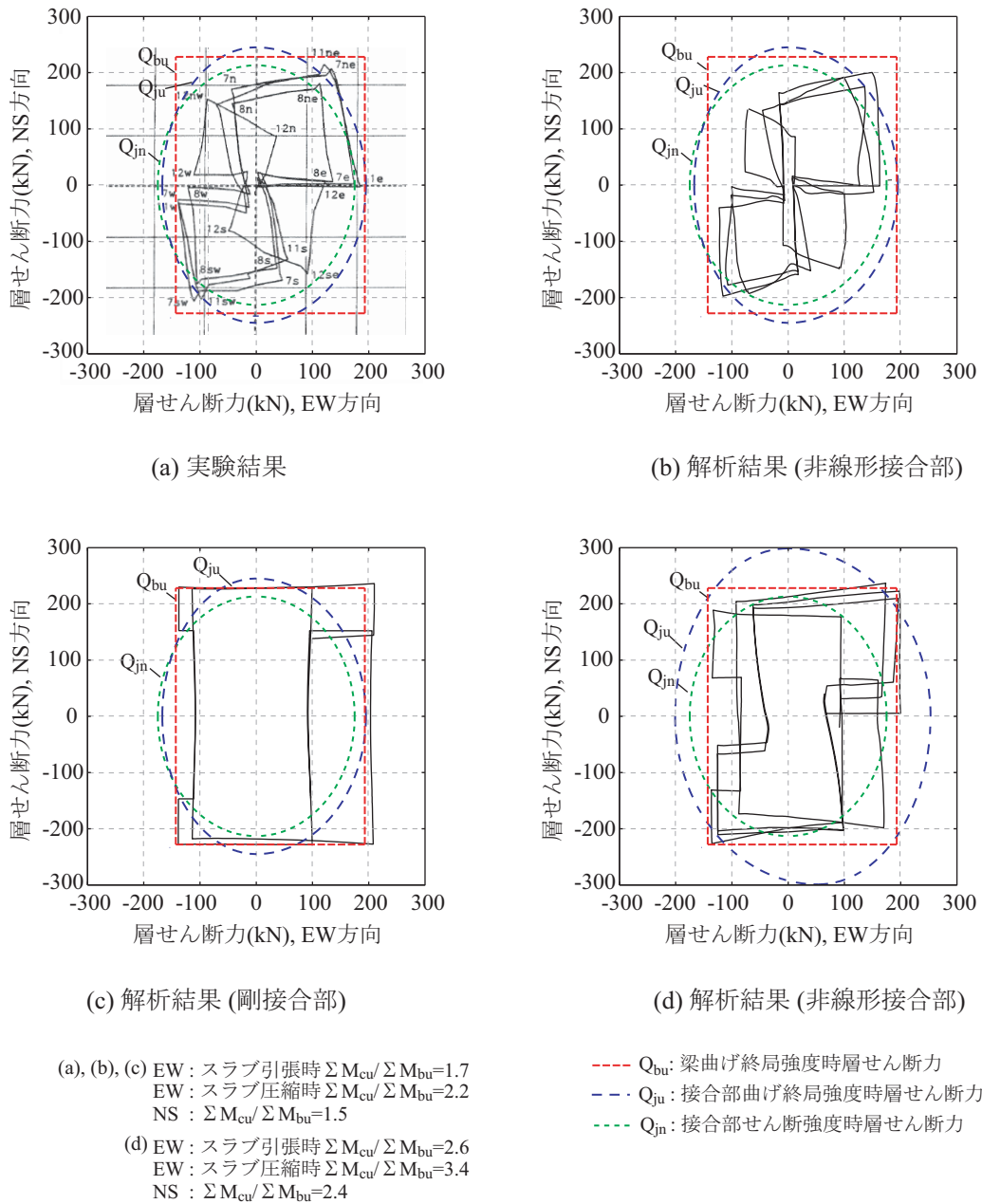


図 5.14 層せん断力 2 軸相間関係 (試験体 J3)

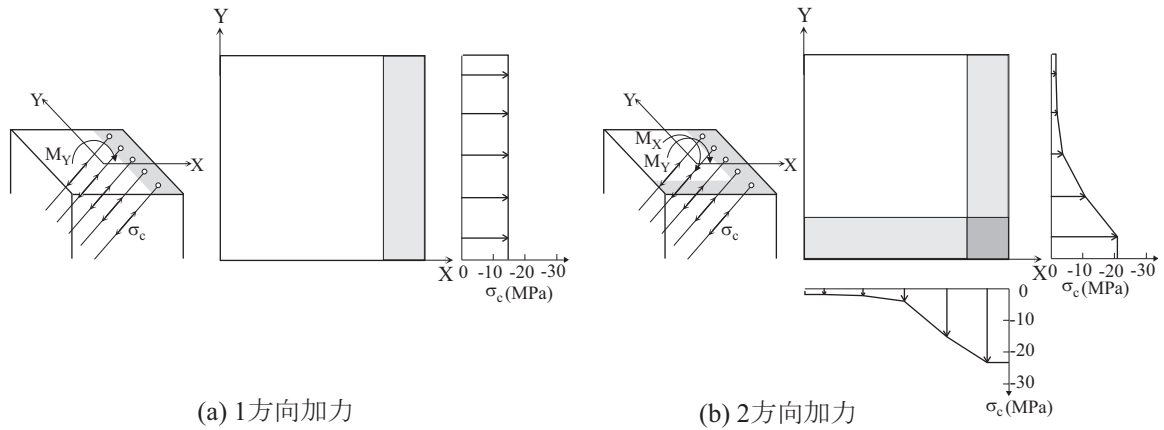


図 5.15 コンクリートの応力変化

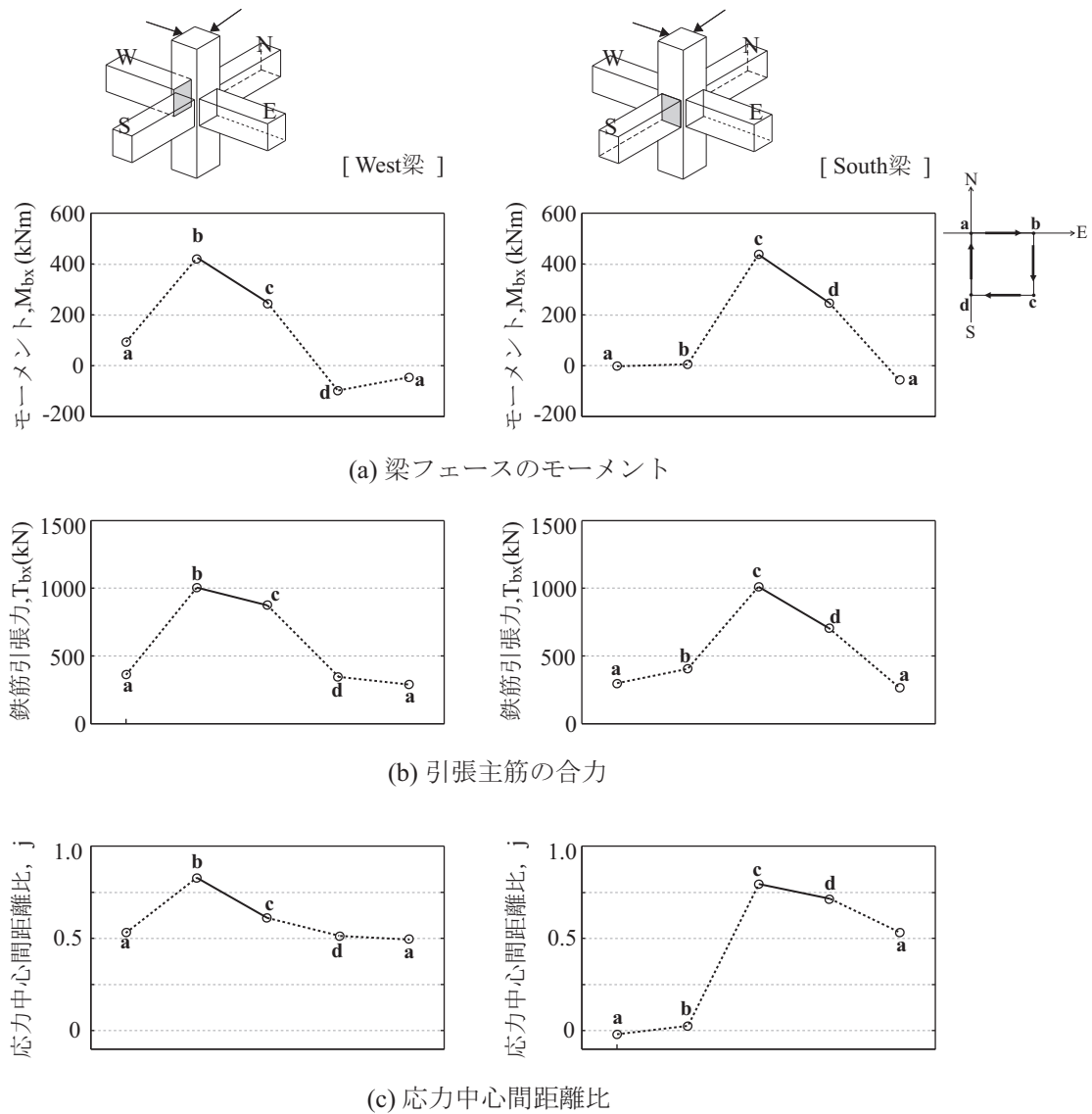


図 5.16 二方向加力によるモーメントと鉄筋応力の変化

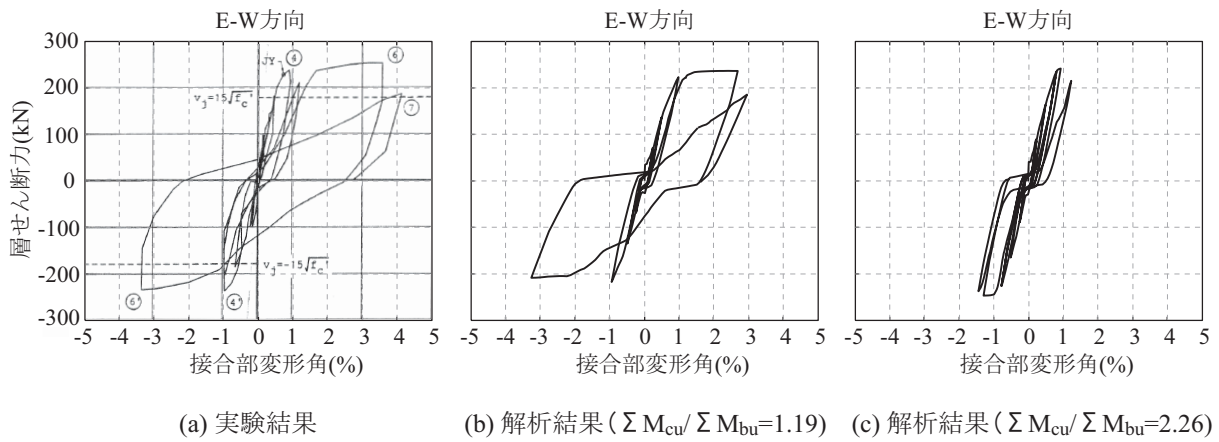


図 5.17 接合部変形角と層せん断力の関係 (試験体 J1)

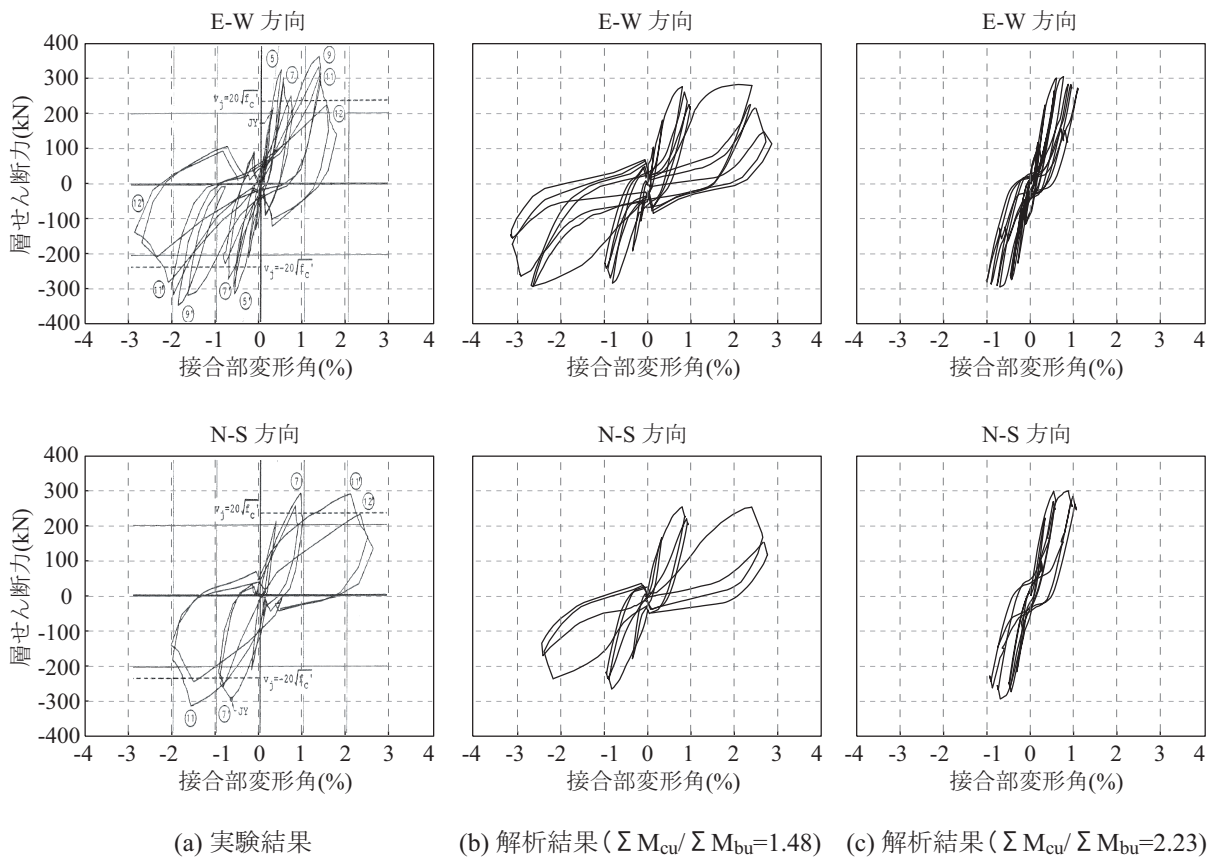


図 5.18 接合部変形角と層せん断力の関係 (試験体 J2)

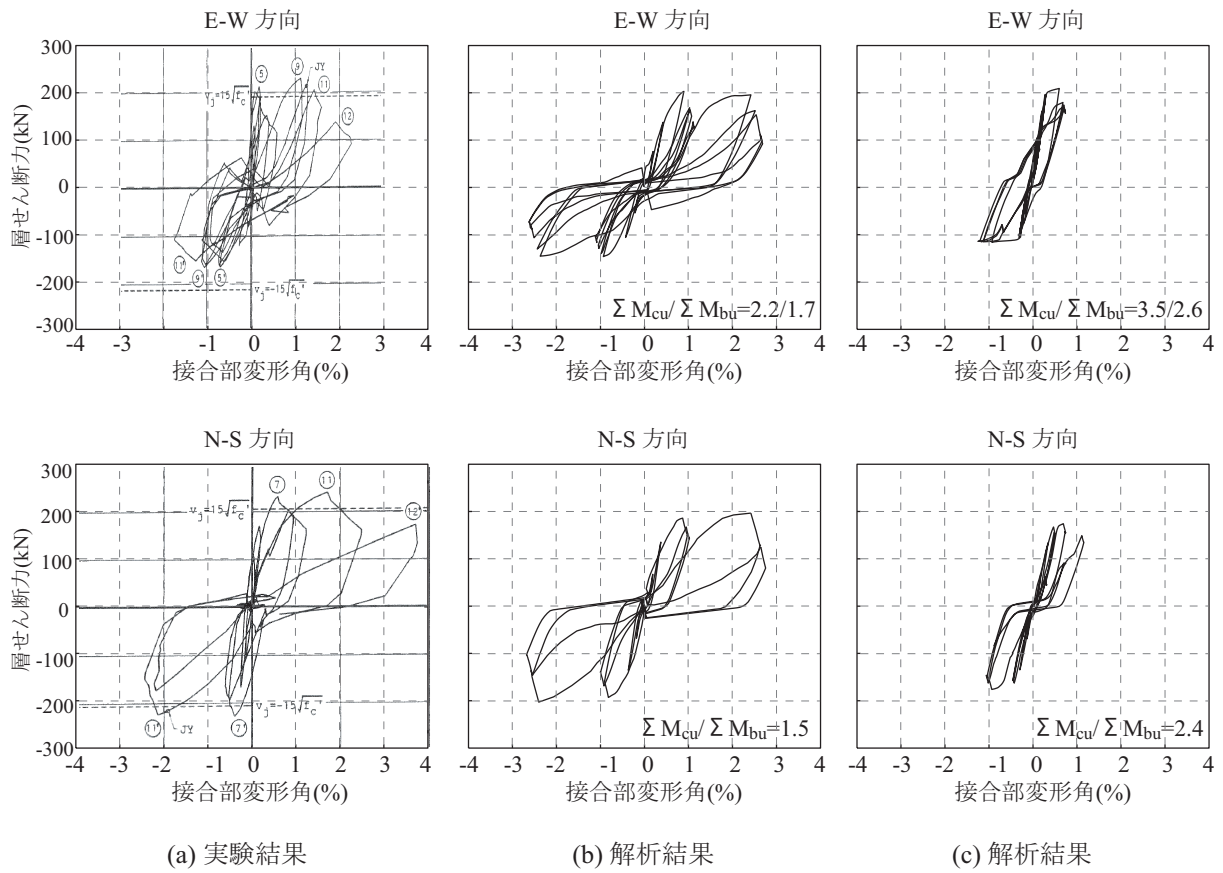


図 5.19 接合部変形角と層せん断力の関係 (試験体 J3)

5.6 まとめ

水平2方向加力を受ける柱梁接合部部分架構を対象とした解析結果を実験結果と比較し、柱梁接合部マクロエレメントの妥当性について検証した。解析対象物は、1方向へ梁を有するスラブつき柱梁接合部、2方向へ梁を有するスラブつき内部柱梁接合部、そして外部柱梁接合部である。解析ケースとしては、柱梁接合部の非線形挙動を考慮した解析、柱梁接合部を剛と仮定した解析、そして、柱梁接合部の非線形挙動を考慮するが、試験体の柱の強度を十分に大きくしたものを対象とする解析を行った。

立体柱梁接合部マクロエレメントによる解析結果は、2方向载荷を受ける接合部部分架構の最大強度、剛性、履歴性状について実験結果をよく模擬できた。また、1方向の層間変位を保ったまま、直交方向の加力及び叙荷時に、変形を保っていた方向の耐力が低下する2軸相互作用を表すことができた。2方向载荷時の耐力低下が生じることは、コンクリートの応力分布の変化による圧縮ゾーンの増加に伴って応力中心間の距離が小さくなるためであると考えられるが、実験データとの比較による検討が今後必要である。一方、柱梁接合部の変形を無視した解析では、強度と履歴面積を過大評価し、層せん断力の2軸相互関係を表すことができなかった。また、柱梁曲げ強度比を大きくした場合、梁の変形が卓越し、架構の強度が上昇し履歴は太ったループ形状を示すことが確認され、柱梁接合部マクロエレメントは、接合部降伏型や梁降伏型の破壊モードを表現できると言える。

参考文献

- [5.1] Kurose, Y., and Jirsa, J. O. : Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Uniaxial and Biaxial Loading, PMFSEL Report No. 88-2, The University of Texas at Austin, 246pp., 1988
- [5.2] ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-83), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 111pp., 1983
- [5.3] Joint ACI-ASCE Committee 352 : Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352 R-85), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 37pp., 1985
- [5.4] 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999年
- [5.5] 楠原 文雄, 金 秀禧, 塩原 等 : 接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.686, pp.847-855, 2013年04月
- [5.6] 塩原 等 : 鉄筋コンクリート柱梁接合部における接合部降伏の終局強度の実用的算定法, 日本建築学会年次大会, 2014年
- [5.7] 芳村 学, 中田 慎介 : 一日米共同研究—梁・柱接合部実験の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 1981年9月

第 6 章
平面骨組モデルを用いた
地震応答解析

6.1 はじめに

本章では、平面骨組モデルによる柱梁接合部の非線形挙動を考慮した弾塑性地震応答解析について報告する。柱梁強度比を主なパラメータとし、柱梁接合部が降伏する中低層の建物の倒壊余裕度に着目した検討を行い、従来の柱梁接合部の塑性化を考慮しない解析結果との比較を行った。また、余震の影響について検討するため、地震動を2回入力したケースについて解析を行った。

6.2 解析対象物

解析対象物は、4階建て及び8階建ての平面骨組である。4層と8層ともに、層高さは3.5mで共通しており、梁スパンは、4層建物では6.5mとし、8層建物では7.0mとした。4層建物の梁と柱断面の寸法及び梁主筋量を表6.1に示し、8層建物の諸元を表6.2に示す。

各階の質量は、床の弾に面積当たり重量を 1.0kN/m^2 （最上階は 1.1kN/m^2 、基礎梁は 2.0kN/m^2 ）とし、4層建物の床面積は $6.5\text{m}\times 5.5\text{m}$ と設定し、8層建物の床面積は $7.0\text{m}\times 6.0\text{m}$ とした。弾性1次固有周期は、それぞれ0.45秒、0.68秒であった。

建物の設計は、ベースシア係数を0.3とし、層せん断力分布係数を A_i 分布とした外力を与え、弾性解析より得られた応力が各階の梁及び1階柱の柱脚の強度となるように主筋量を定めた。その際、柱は軸力を考慮した曲げ解析から主筋量を決めた。なお、各階の柱梁接合部を挟んだ上の階の柱脚と下階の柱頭では同一配筋とし、柱梁接合部周りでの柱梁強度比が1.0~2.0となるように柱の主筋量を定めた。柱梁接合部の横補強筋量は靱性指針に従い補強筋比が0.3%以上となるように定めた。

材料強度は、4層では、コンクリートの強度を30MPa、主筋の降伏強度は390MPaとし、8層では、コンクリート強度を36MPa、主筋の降伏強度を400MPaとした。なお、接合部補強筋の降伏強度は295MPaで共通している。靱性指針^[6.1]による柱梁接合部のせん断余裕度は1.0以上となっており、各階の接合部せん断余裕度を表6.1および表6.2に合わせて示す。

表 6.1 4層建物の諸元

階	梁 幅×せい (mm)	柱 幅×せい (mm)	梁引張 主筋比(%)	接合部 せん断余裕度	層重量 (kN)
R	350×600		0.86	1.23	
4	350×600	650×650	1.05	1.44	39.3
3	400×600	650×650	1.06	1.31	35.8
2	400×600	650×650	1.19	1.17	35.8
1	400×1400	650×650	—	—	35.8

表 6.2 8層建物の諸元

階	梁 幅×せい (mm)	柱 幅×せい (mm)	梁引張 主筋比(%)	接合部 せん断余裕度	層重量 (kN)
R	450×650		0.90	1.32	
8	450×650	750×750	1.10	1.71	46.2
7	450×750	750×750	1.14	1.41	42.0
6	450×750	750×750	1.23	1.53	42.0
5	500×800	800×800	1.17	1.44	42.0
4	500×800	800×800	1.32	1.28	42.0
3	500×800	800×800	1.36	1.25	42.0
2	500×800	800×800	1.36	1.25	42.0
1	600×1800	800×800	—	—	42.0

6.3 解析モデル及び条件

解析モデルは、図 6.1 に示す無限均等ラーメンの 1 スパンを切り出した平面部分架構である。柱梁接合部は、田尻^[6.2]の柱梁接合部マクロエレメントを楠原^[6.3]によって簡略化されたモデルを用い、梁と柱は線材に置き換え、複数の積分点を有する Force-Based Element^[6.4]を用いる。柱梁接合部マクロエレメントのコンクリート分割数は各辺で 10 分割とする。各積分点には平面保持を仮定する断面の曲げ解析から得られるモーメントー曲率関係を 3 折れ線とする骨格曲線を与え、繰り返しに対する履歴則は Takeda モデル^[6.5]を用いる。材軸方向の積分点は、6 と設定し、数値積分は Gauss-Lobatto 積分法とする。

質量は、柱梁接合部上下パネルの水平変位の平均、および柱梁接合部左右パネルの鉛直変位の平均を、各層の水平および鉛直代表変位とし、質量はその代表変位の自由度に対して集中質量と与える。境界条件は、基礎梁の鉛直及び水平変位を拘束する。柱では幾何剛性マトリックスを用い、P- Δ 効果を考慮している。

地震応答解析における数値積分法は、Newmark- β 法を用い、解析時間刻みは 0.001 秒とする。減衰は 3% の剛性比例型減衰を用いる。

解析では、柱梁接合部降伏を考慮しない従来の解析方法との比較を行うため、柱梁接合部内の鉄筋とコンクリート強度を十分に大きくすることにより、接合部弾性とする解析ケースも行った。

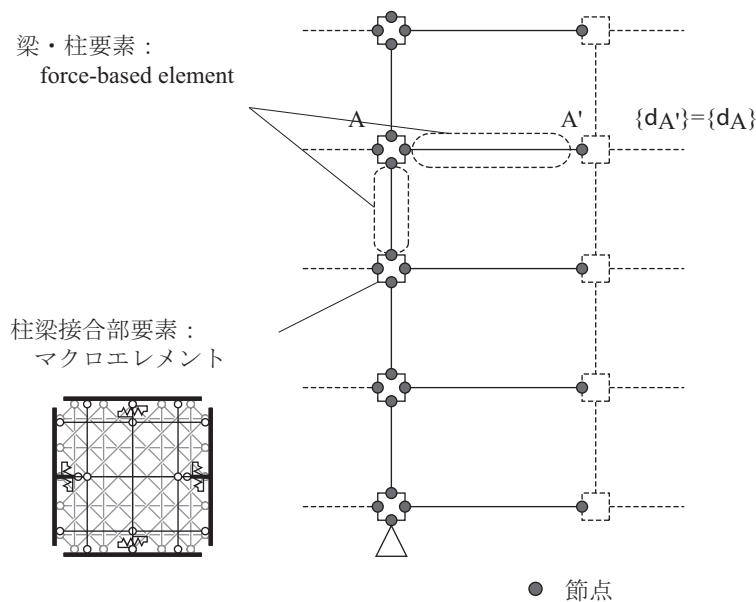


図 6.1 骨組解析モデル^[6.2]

6.4 入力地震動

地震応答解析には表 6.2 に示す観測波 3 波と模擬地震動 1 波の合計 4 波の地震動を用いる。入力地震動の弾性加速度応答スペクトルを図 6.2 に示す。JMA Kobe 波は、比較的短周期側で大きな成分があり継続時間も短い。そして、JR Takatori 波と SCT1 波は、長周期側で大きな成分があり、SCT1 波は継続時間も長い。告示波は、告示に示される第 2 種地盤上の応答加速度スペクトルを目標スペクトルとした正弦波合成法により作成した模擬地震動で、各振動数成分の位相は一様乱数としている。

表 6.2 入力地震動

地震波	地震	継続時間 (秒)
JMA Kobe	1995 年兵庫県南部地震 (神戸海洋気象台観測記録の NS 成分)	48
JR Takatori	1995 年兵庫県南部地震 (JR 鷹取駅記録の EW 成分)	42
SCT1	1985 年メキシコ地震 (Guerrero 観測記録の EW 成分)	180
告示波	模擬地震動	60

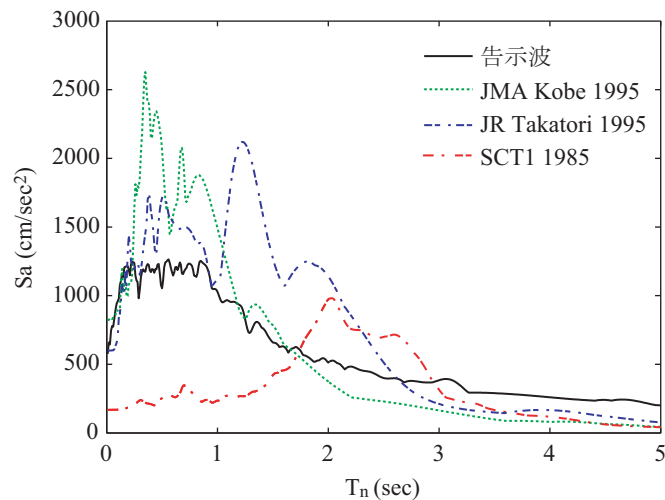


図 6.2 入力地震動の弾性加速度応答スペクトル (h=5%)

6.5 解析結果と考察

6.5.1 柱梁曲げ強度比による解析結果

1) 弾性スペクトル加速度と最大層間変形角の関係

柱梁強度比を0.1刻みで1.0~1.5の間となるように設定した4層の骨組モデルを用い、IDA (Incremental dynamic analysis)^[6,6]の手法を用いて、解析建物の1次固有周期における弾性応答加速度を徐々に大きくしながら、建物が倒壊するまで解析を行った。その弾性応答加速度と最大層間変形角の関係を図 6.3 に示す。解析モデルによる応答差の検討のため、柱梁接合部を弾性とした解析結果を比較して示す。本論では、最大層間変形角の急増とともに層間の鉛直方向の距離がゼロになる(柱が横倒しになる)時点を倒壊時点と判断し、建物の崩壊が生じた地震動の入力レベルより小さい入力レベルまで結果をプロットしている。ただし、接合部を弾性とした場合では、地震動の2.5倍の倍率で解析を打ち切った。図中の横線は地震動の入力倍率が1.0のスペクトル加速度である。

接合部非線形を考慮した解析では、地震動によってばらつきがあるが、概ね層間変形角8%~10%の変形を超えるとP- Δ によって骨組が倒壊した。一方、柱梁接合部を弾性とした場合では、層間変形角15%を超えても建物が不安定となり倒壊することはなかった。

架構の倒壊に至る地震動の入力レベルは、柱梁強度比によって差が見られ、例え、告示波を用いた解析では、柱梁強度比1.0の場合にスペクトル加速度1.5gで倒壊し、柱梁強度比1.5の場合にスペクトル加速度1.8gで倒壊した。よって、柱梁強度比が大きくなるにつれて、架構の倒壊余裕度が大きくなり、ベースシア係数が0.3程度で柱梁強度比の1.0~1.5の低層の骨組は、告示で規定する極めて稀に発生する地震動の1.2~1.5倍の大きさで倒壊する可能性があると言える。しかし、柱梁接合部の非線形挙動を考慮しない場合では、架構の倒壊が生じにくく、強震に対する架構の倒壊余裕度を過大評価するおそれがある。

地震動によって、IDAカーブの形状の違いも見られる。4波のうち、卓越周期が短いJMA Kobe波を用いた場合は、入力レベルの増加に対して変形の増加が小さく、柱梁強度比により架構の倒壊余裕度の差が他の地震動より顕著であった。卓越周期が長いJR takatori波およびSCT1波を用いた場合は、最大層間変形角が1.5~2.0%を超えると、地震動の入力レベルの増加が小さくても、変形が著しく増加する傾向が見られた。よって、周期1.0s~3.0sの間で大きい成分があるような地震動に対しては、架構の降伏後の倒壊余裕度が短周期地震動に対する倒壊余裕度に比べて小さいと言える。

2) モデルによる最大変形角の差

図 6.4 は、同一の地震動入力倍率に対し、横軸には柱梁接合部の非線形を考慮した解析で得られた最大変形角を、縦軸には柱梁接合部を弾性とした解析で得られた最大変形角をプロットしたものである。

柱梁強度比が小さいほど、また、変形角が大きくなるほど柱梁接合部の非線形挙動の考慮有無による応答差が大きい。変形角が小さい範囲について見ると、柱梁強度比が1.0~1.2の範囲では、設計で考えるような1.0~2.0%の変形角の間でも、約25%程度まで応答変形角の差があるケースもある。柱梁強度比1.3~1.5の範囲では、変形角1.5%以内の範囲ではモデルによる応答差が小さい。よって、柱梁強度比が1.3以上である骨組に対しては、設計範囲で考える変形角の範囲における接合部変形の考慮有

無による応答への影響は小さいと言える。しかし、柱梁強度比 1.0~1.2 の場合及び応答変形が 2.0% を超える大変形時では接合部変形を考慮しない従来のモデルでは最大応答を過小評価されると考えられる。

3) 変形の集中度

図 6.5 に、柱梁強度比による変形の集中度と地震動のスペクトル加速度の関係を示す。変形の集中度は、最大層間変形角が生じた時刻における最大層間変形角を構造物の頂部の変形角で叙した値とし、その数値が大きいほど最大層間変形角が生じた層に変形が集中していることを表す。

いずれの地震動でも、柱梁強度比が小さいほど、変形の集中度が大きく、架構の倒壊が生じるような大きい入力レベルにおいて変形の集中度が著しく増加している。つまり、柱梁強度比が小さいほど、特定の層に変形が集中し、層崩壊となる可能性が高いと言え、そのため、架構の倒壊余裕度がより小さくなると考えられる。

柱梁接合部を弾性とした場合では、接合部非線形挙動を考慮した場合に比べて、変形の集中度が小さい。柱梁強度比 1.0 と 1.1 について、JMA kobe 波のスペクトル加速度 3.0g 程度の入力において、接合部変形を考慮した解析では変形の集中が大きい、接合部弾性の場合では、変形の集中が顕著ではない。つまり、接合部非線形を考慮しない解析では、変形が全層に渡って分散されるため、層崩壊の危険性を見逃がす可能性があると考えられる。

4) 設計レベルの地震動による変形角

柱梁強度比による設計レベルの地震動における最大層間変形角について検討するため、告示波の 1 倍及び JMA kobe 波と JR Takatori 波の最大速度を 50kine として入力して得られた最大層間変形角を図 6.6 に示す。4 層及び 8 層の建物を対象とし、柱梁強度比を 1.0 から 2.0 まで 0.1 刻みで設定した。図中には柱梁接合部の最大変形角を合わせて示し、横線は一般的に設計で考える建物の安全限界層間変形角 1.5% を示す。

告示波を用いた解析では、建物の階数や柱梁強度比によらず、いずれも層間変形角 1.5% を上回った。特に、4 層の柱梁強度比 1.0~1.5 において層間変形角が 1.5% を大きく上回り、接合部変形角も大きい。なお、4 層骨組では柱梁強度比 1.5 より大きい範囲で、柱梁強度比による応答変形差が単調になり、8 層骨組では柱梁強度比 1.3 より大きい範囲において柱梁強度比による応答差は小さい。

JR takatori 波を用いた場合、4 層建物では、柱梁強度比 1.3 以下において層間変形角が大きく、安全限界変形角を大きく上回った。また、8 層建物では、柱梁強度比 1.3 以上において、層間変形角が 1.5% より小さくなった。4 層と 8 層ともに柱梁強度比 1.5 以上で柱梁強度比による応答差が小さい。

JMA Kobe 波を用いた場合は、4 層では柱梁強度比 1.5 以下で最大層間変形角が 1.5% を上回ったが、8 層建物では、いずれも層間変形角が安全限界変形角を下回った。

3 波を用いた解析結果では、柱梁強度比 1.0~1.5 の範囲においては柱梁強度比による応答差が顕著であるが、柱梁強度比 1.5 以上となると、応答変形の差は小さい。

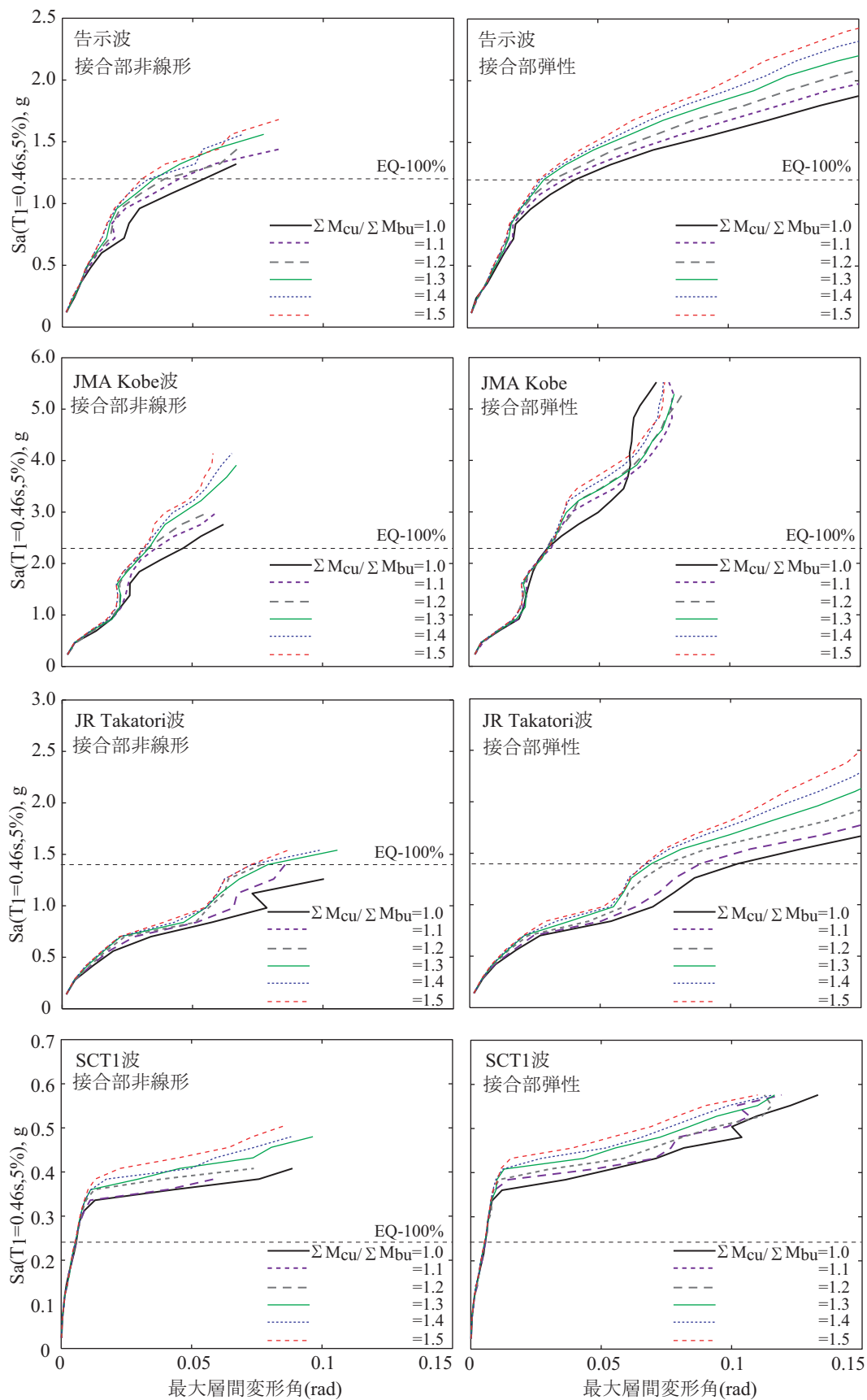


図 6.3 スペクトル加速度と最大層間変形角の関係

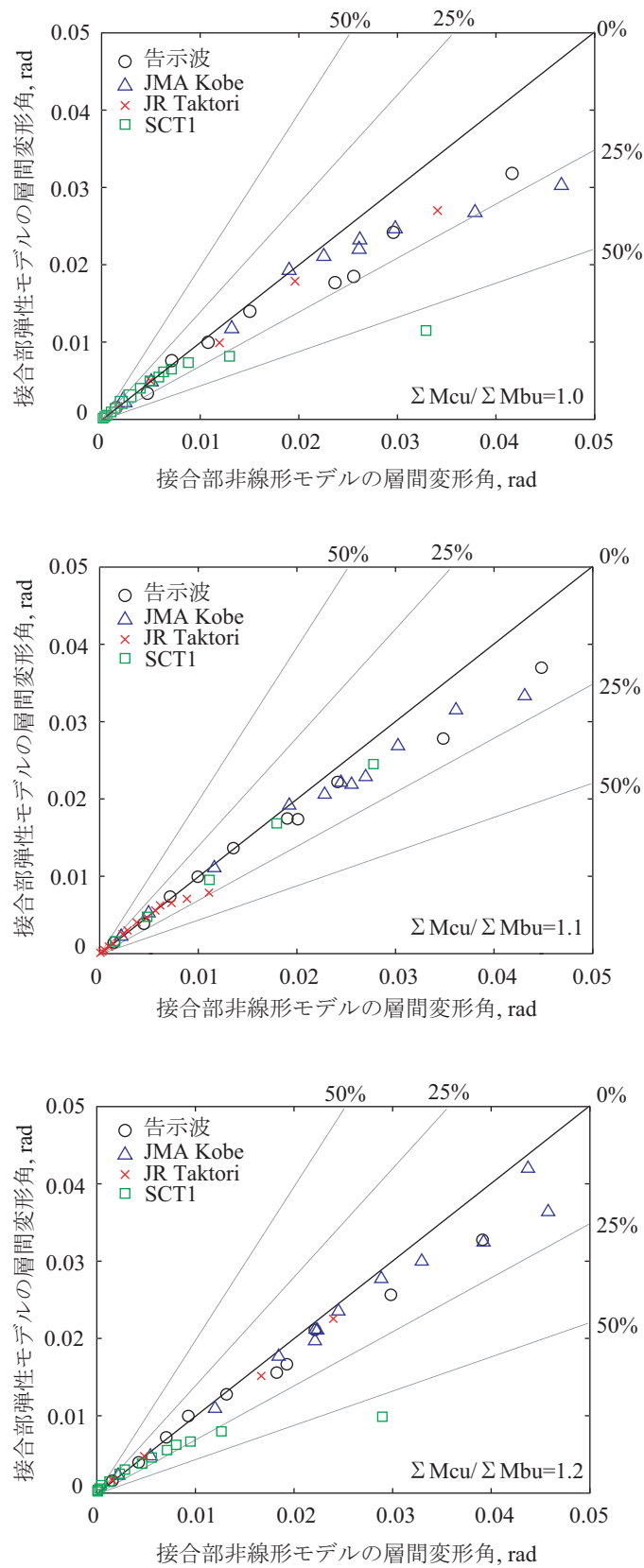


図 6.4 解析モデルによる最大変形角応答の差（上から柱梁強度比 1.0, 1.1, 1.2）

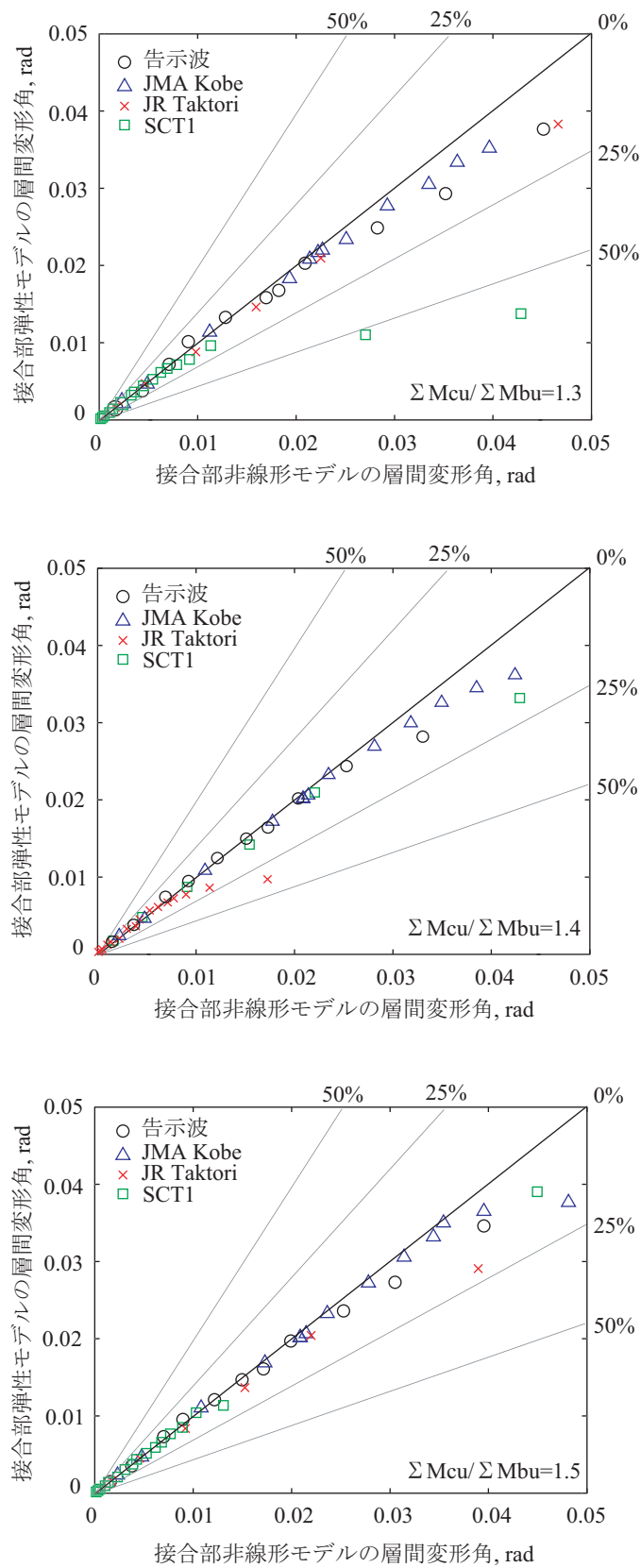


図 6.4 解析モデルによる最大変形角応答の差（上から柱梁強度比 1.3, 1.4, 1.5）

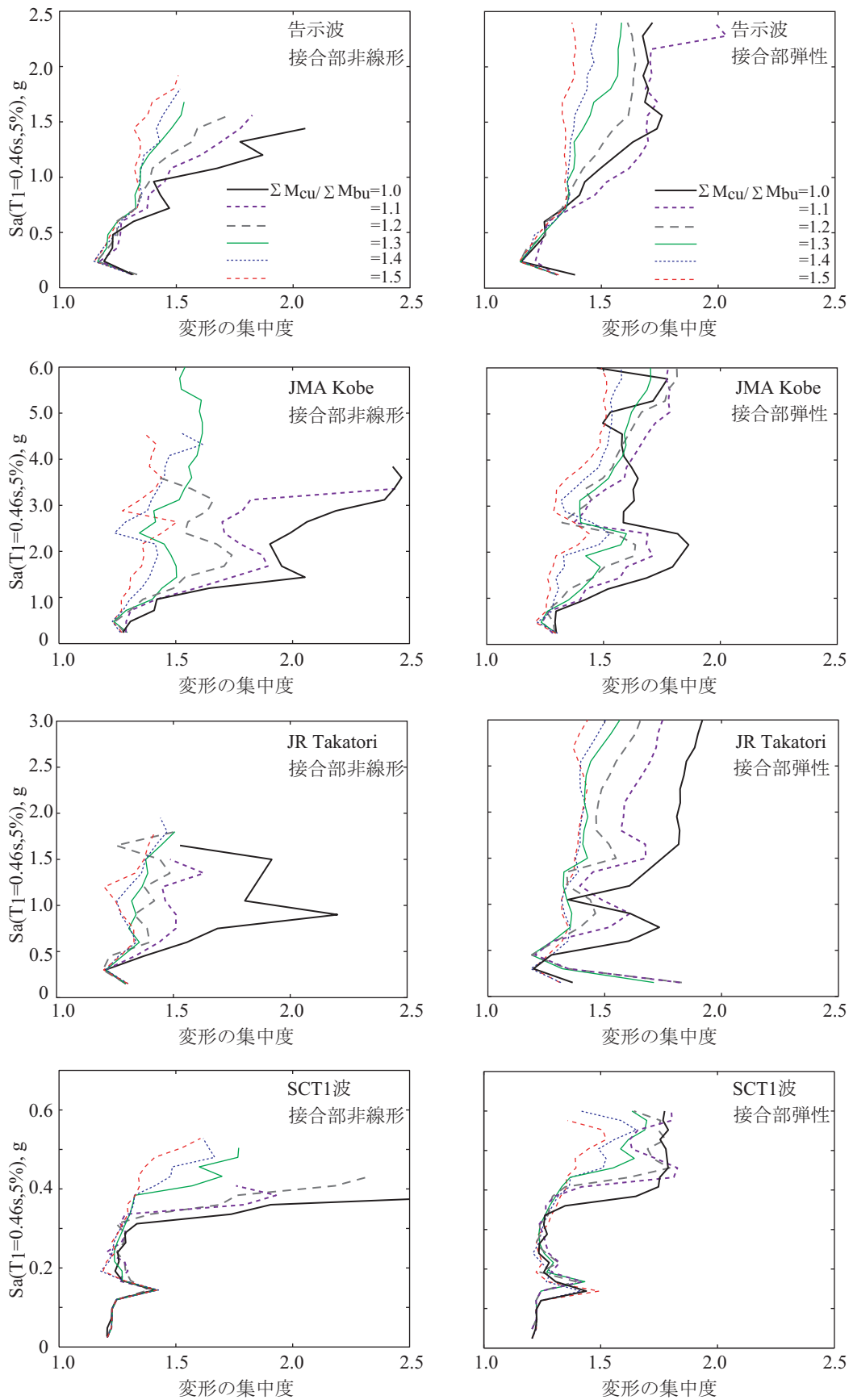


図 6.5 変形の集中度 (最大層間変形角/頂部の変形角)

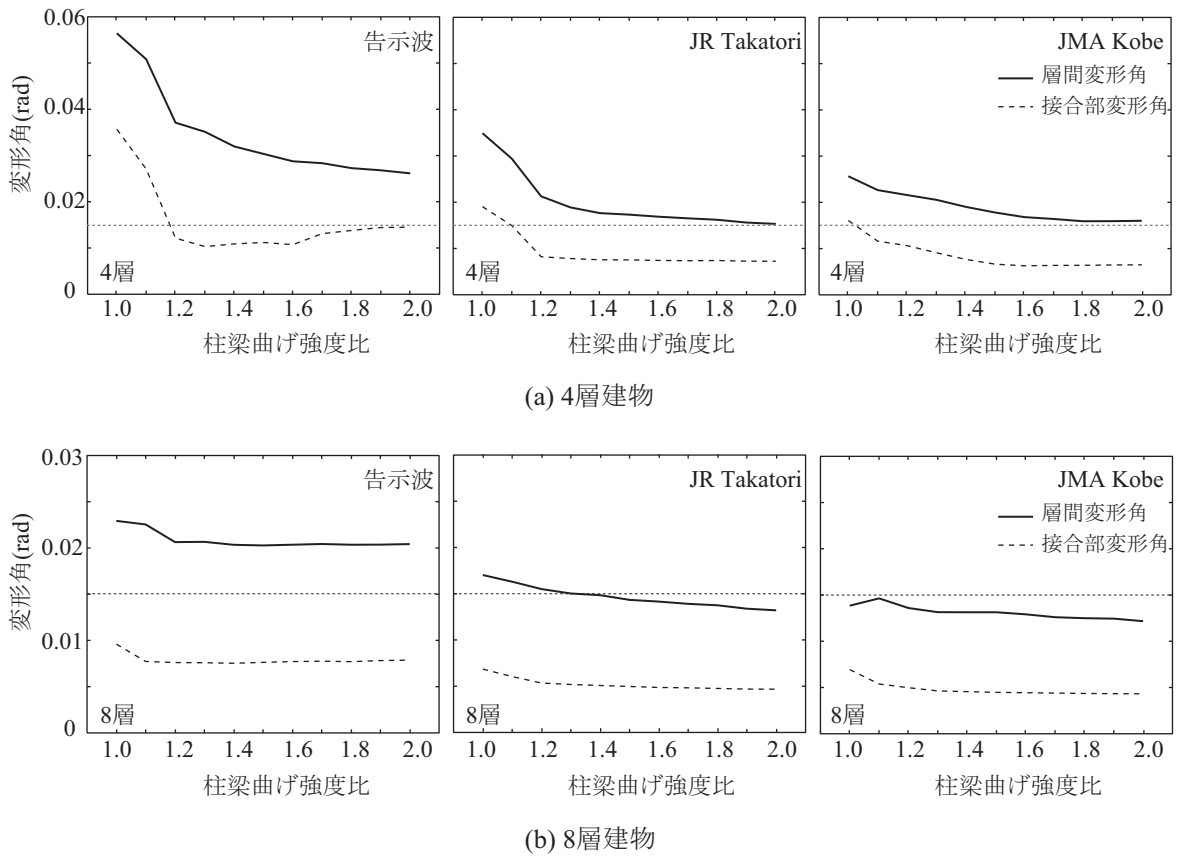


図 6.6 設計レベルの地震動による変形角

6.5.2 地震動の入力回数による解析結果

1) 解析対象と解析ケース

柱梁強度比 1.3 の柱梁接合部部分架構を用い、層間変形角の 7%まで加力を行った実験では、層間変形角 2%で最大強度に達した後、緩やかな耐力低下が確認された（第 4 章，図 4.8 参照）^[6,7]。このような柱梁接合部が含まれる RC 架構では、強震によって残留変形が生じ、余震のようなより低い荷重に対しても、応答変形が増大する可能性がある。そこで、ケーススタディとして骨組に地震動を 2 回連続した入力することにより、接合部が損傷を受けた後、より小さい地震動に対する損傷の進展や変形の増大の可能性について検討する。

解析対象は、柱梁強度比 1.3 の 8 層の骨組である。入力地震動は、告示波と SCT1 波を用い、解析ケースは、地震動の入力回数を 1 回入力及び 2 回入力とする。1 回入力は、地震動を 1 回のみ入力し、地震動の入力倍率を漸増させながら、架構が倒壊するまで解析するケースである。2 回入力は、1 回目に入力する地震動の倍率を 3 つと設定し、2 回目には地震動の入力倍率を 0.1 倍から徐々に大きくした。その際、1 回目の入力倍率は、最大層間変形角が 1.0%、1.5%、2.0%となる地震動の倍率を用いた。なお、1 回目入力時と 2 回目入力時の地震動は同じ地震波を用い、倍率のみ異なる。一般的に同じ場所で取れる本震と余震の観測記録の卓越周期や継続時間は同一ではないが、地盤の影響が反映されると本震と余震の地震動の周期特性が類似することを想定し、簡便さのため、同一地震動を用いた。

2) 弾性スペクトル加速度と最大層間変形角の関係

図 6.7 に A_i 分布に基づく外力を用いた静的増分解析の結果を、図 6.8 に地震応答解析の結果を示す。各図中の 3 本の縦線はそれぞれ最大層間変形角 1.0%、1.5%、2.0%を示す。静的増分解析の結果は、2 層の層間変形角とベースシア係数の関係を、地震応答解析の結果については入力地震動の大きさを建物の弾性 1 次固有周期における最大応答加速度と表し、そのスペクトル加速度と最大層間変形角の関係をプロットした。

静的増分解析では、層間変形角が約 2%で最大強度となり、その後に顕著な耐力低下が見られる。よって、架構が強震を受け、最大変形角 2%程度の変形を経験する場合、その後、より小さい地震動でも変形が増大する可能性が高いことが予想される。

柱梁接合部の非線形を考慮した場合の地震応答解析では、地震動を 1 回のみ入力した場合、告示波に対してはスペクトル加速度 1.6g で（原波の 1.3 倍）、SCT1 波に対しては 0.55g（原波の 1.5 倍）で架構が倒壊した。

地震動を 2 回入力した場合、1 回目の入力で最大層間変形角 1%を経験した建物については、2 回目の入力倍率が 1 回目より小さい範囲では、変形角が 1.0%を超えなかった。1 回目の入力で最大層間変形角 1.5%を経験した建物については、告示波に対しては、2 回目入力倍率が 1 回目より小さい範囲では、変形角が 1.5%を超えなかったが、SCT1 波に対しては、1 回目入力の約 65%の大きさで変形が増大し始めた。また、SCT1 波の 1 回目と同じ倍率の地震動を 2 回目に入力した時、架構が倒壊した。1 回目の入力で最大層間変形角 2%を経験した建物については、告示波では、1 回目入力の 70%の大きさで、SCT1 波では、1 回目入力の 40%の大きさで最大変形角 2%を超え、応答変形が増大し始めた。告示波を入力した場合、1 回目と同じ大きさの地震動で最大変形角が約 4%となり、SCT1 波では 1 回目

の入力より小さいレベルでも建物が倒壊した。

これらの結果は、本震では倒壊に至らなかった建物が本震より小さい余震で変形が増大し、倒壊する可能性があることを示している。また、本震で損傷を受けた建物は、周期が長くなるため、余震時の地震動の周期が長い場合、建物の損傷を進行させる可能性がより高いことが考えられる。

柱梁接合部を弾性とした解析では、告示波の概ね1.0倍を2回入力した場合では最大応答変形角が約3.0%となり、応答変形を過小評価した。SCT1波に対しても、2回入力でも架構が倒壊することなく、建物の倒壊余裕度を過大評価した。

3) 柱梁接合部の耐力低下が架構の応答に及ぼす影響

図6.9はSCT1波を1回のみ入力した場合と2回入力した場合の最大層間変形角の分布を比較して示す。2回入力の場合については、1回目の入力でも層間変形角2%を経験したケースの結果である。地震動を1回のみ入力した場合、低層の変形が大きいが、概ね変形が全層にわたって分散された。しかし、余震を想定して地震動を2回入力した場合、1回目の入力より小さいレベルでも、3層での変形が大きく増大し、変形が集中する傾向が見られる。

図6.10は2層および3層の柱フェースにおけるモーメントと回転角の関係を、SCT1波の1回目の入力時および2回目の入力時（2回目入力レベル=1回目入力の50%）を比較して示す。また、図中には最大モーメント応答が生じた点を併せて示す。

3階の柱梁接合部パネルの上下の柱フェースの応答では（右上と左下の図）、地震動の1回目の入力時に最大強度に達し、地震動の2回目入力時には変形が増大し、強度は低下している。この耐力低下は、3階の柱梁接合部で、第4章のI01試験体の解析結果で示したように接合部内のコンクリートの圧壊による劣化が起因している。一方、2階の柱梁接合部パネルの上フェース（左上図）と4階の柱梁接合部パネルの下フェース（右下図）では、地震動の2回目入力時に1回目入力時より大きなモーメント応答が生じている。このことは、図6.11に示すように、3階の柱梁接合部が損傷を受けて部材の復元力の劣化が開始され、次第に架構の2層と3層の柱のモーメント分布の反曲点が3階の柱梁接合部へ近づき、逆側端部のモーメントが増加した結果である。なお、モーメントが大きくなる側でも変形が大きくなって降伏し、層崩壊機構が形成されたため、特定の層へ変形が集中する結果となったと言える。

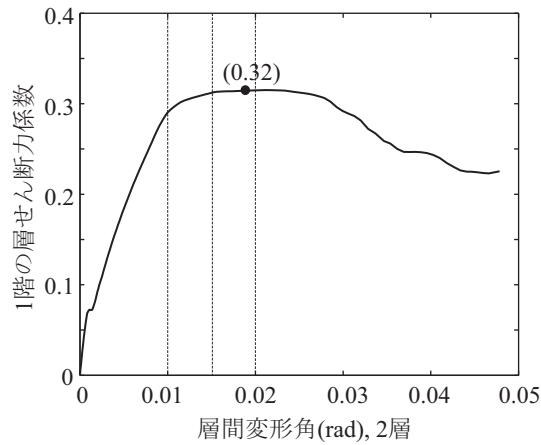


図 6.7 静的増分解析の結果

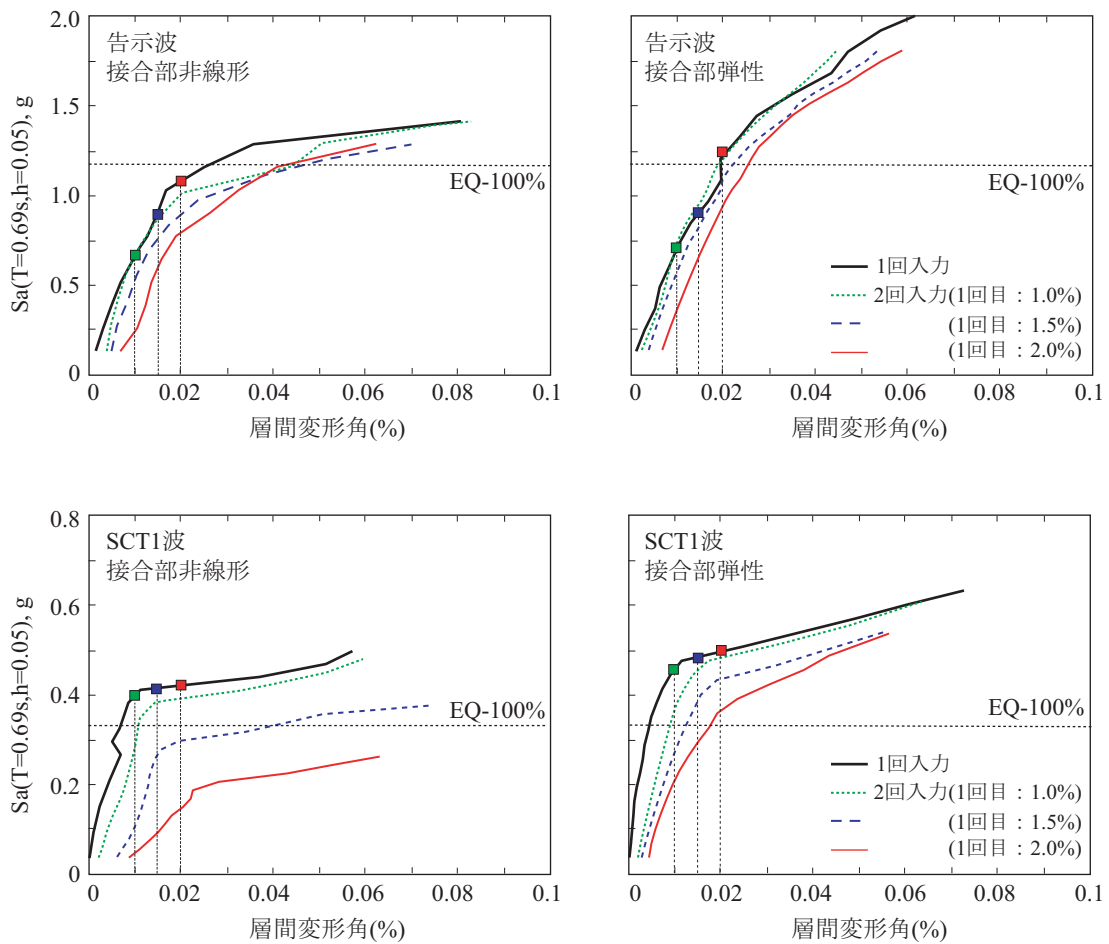


図 6.8 地震応答解析の結果

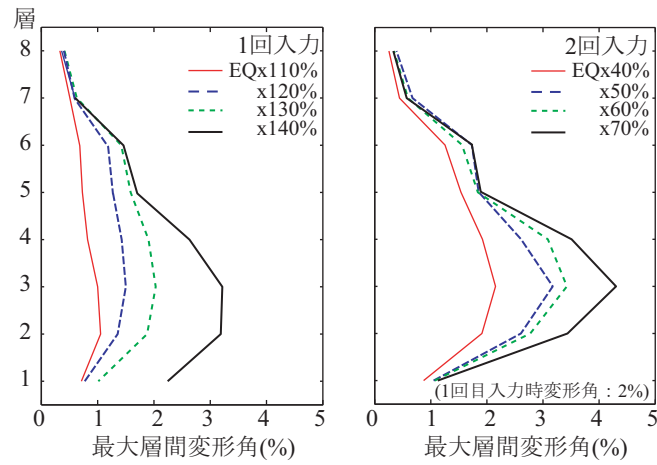


図 6.9 1 回入力と 2 回入力時の最大層間変形角分布

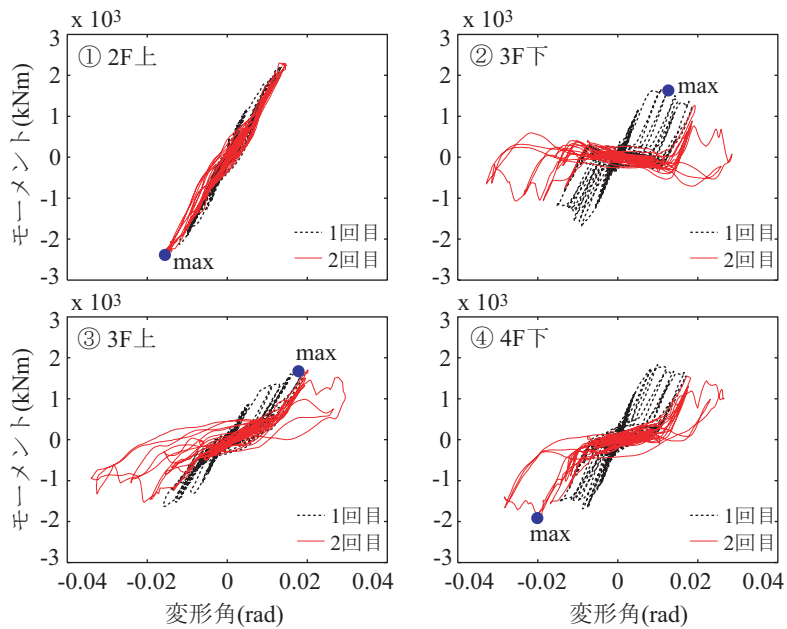


図 6.10 2 層及び 3 層柱フェースでのモーメントと回転角の関係

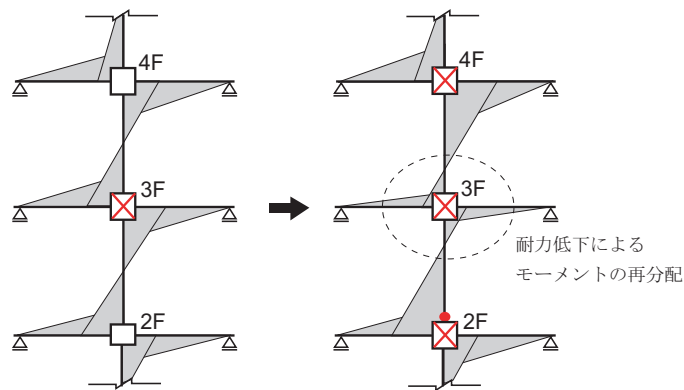


図 6.11 架構のモーメント分布と層崩壊機構

6.6 まとめ

柱梁接合部マクロエレメントを用いた平面骨組モデルより、柱梁接合部降伏が生じる架構の地震応答性状について検討を行った。柱梁曲げ強度比を主なパラメータとし、4層および8層建物を対象に建物の倒壊余裕度に着目し、従来の柱梁接合部の非線形挙動を無視する解析方法による結果との比較を行った。

柱梁接合部の変形を考慮した場合は、柱梁接合部降伏によって特性の層に変形が集中する層崩壊が生じやすく、地震動のある入力レベルで、変形角が著しく増大し、骨組が倒壊することが確認された。また、入力地震動によって倒壊限界変形角のばらつきはあるが、概ね層間変形角8%~10%を超えると骨組が倒壊し、柱梁強度比が大きくなるにつれて倒壊が生じる地震動の入力レベルも大きくなった。

一方、接合部変形を無視した解析では、全層に渡って損傷が分散される傾向となり、地震動の入力を大きくしても、骨組の崩壊が生じにくいことが確認された。よって、柱梁接合部の非線形挙動を無視する解析法では、架構の層崩壊の危険性を見逃す可能性があり、骨組が倒壊する地震動の入力レベルは接合部変形を考慮する場合に比べて大きくなる。

余震の影響を想定し、地震動を2回入力する解析を行った結果では、柱梁接合部降伏によって耐力低下が生じる場合、2回目に入力する地震動のレベルが1回目の入力レベルより小さくても骨組が倒壊する可能性があることが確認された。

参考文献

- [6.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999年
- [6.2] 田尻 清太郎：鉄筋コンクリート柱梁接合部の弾塑性マクロエレメントに関する研究，東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士論文，2005年
- [6.3] 楠原 文雄，金 秀禧，塩原 等：接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.686，pp.847-855，2013年04月
- [6.4] Scott, M. H., Fenves, G. L. : Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements, Journal of Structural Engineering, Vol.132, No.2, pp.244-252, 2006
- [6.5] Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2577-2573, Dec.1970
- [6.6] Vamvatsikos, D. and C. Allin Cornell : Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, No.3, pp.491-514, 2002.3
- [6.7] 焦 博文，楠原 文雄，塩原 等：主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の耐震実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.295-300，2013年7月

第7章
立体骨組モデルを用いた
地震応答解析

7.1 はじめに

本論では、立体骨組モデルを用い、架構の柱梁強度比および荷重方向をパラメータとした静的増分解析及び弾塑性地震応答解析を行い、2方向水平力を受ける立体骨組の挙動について検討する。

7.2 解析対象物

解析対象物は、水平2方向に梁を有する4層の魚骨形骨組である。梁スパンは6.0mで、各層の高さは3.4mであり、水平2方向に対して対称である。床単位荷重は、1.0kN/m²（最上階1.1kN/m²、基礎階2.0kN/m²）とする。柱・梁断面及び各階の重量を表7.1に示す。

設計は、ベースシア係数を0.3とし、層せん断力分布係数をAi分布とした外力を与え、弾性解析より得られた応力が各階の梁及び1階柱脚の強度となるように主筋量を定め、柱は軸力を考慮した曲げ解析から主筋量を決めた。弾性解析時は、塑性ヒンジを計画する梁と1階柱の曲げ剛性を、それぞれ0.5倍、0.7倍に低下させた。なお、塑性ヒンジを計画しない柱は、各階で構面方向の柱梁曲げ強度比が $\sqrt{2}$ 以上（45度方向の柱梁強度比は1.0以上）となるように主筋量を定め、本解析モデルでは、柱梁強度比を $\sqrt{2}$ 、1.8、2.5と設定した。柱梁接合部の横補強筋量は、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ と1.8の場合では0.3%とし、柱梁強度比2.5の場合では0.5%と設定した。材料の強度については、コンクリート強度を27MPa、鉄筋の降伏強度を400MPaとし、接合部横補強筋は330MPaとした。

柱梁接合部は、設計指針によるせん断余裕度が構面方向で $\sqrt{2}$ 以上となり、45度方向における接合部のせん断強度が設計用せん断力を上回るようにした。表7.1に構面方向における各階での接合部せん断余裕度を合わせて示す。

表 7.1 4層建物の諸元

階	梁 幅×せい (mm)	柱 幅×せい (mm)	梁引張 主筋比 (%)	柱主筋量 (%)	接合部せん断 余裕度 ^[7.1]	重量 (kN)
R	400×600	—	0.65	—	2.10	37
4	400×600	600×600	0.90	1.17	1.89	36
3	450×650	600×600	1.07	1.33	1.64	36
2	450×650	600×600	1.16	1.50	1.45	36
1	600×1600	600×600	—	1.67	—	71.6

7.3 解析モデル及び条件

解析モデルは、図 7.1 に示す 2 方向無均等骨組から内部柱一本と 2 方向の梁の反曲点で切り出した部分架構である。柱梁接合部は、3 章に示した立体柱梁接合部マクロエレメントとしてモデル化し、柱と梁は線材として置き換える。柱梁接合部マクロエレメントの X, Y, Z 方向における平行なコンクリートレイヤー数は 5 とし、柱と梁の材軸方向の積分点数は 6 とする。なお、各積分点における梁および柱断面コンクリート分割数は 10×10 分割とする。柱と梁のねじり剛性は弾性とし、せん断変形は無視する。

梁主筋は、断面の上下に 4 本ずつ配筋させるものとし、設計で定めた引張主筋量の $1/4$ を断面積とし、柱主筋については、各辺で 4 本ずつ同間隔に配筋させるものとした。そして、主筋の周長を当該鉄筋の断面積 A より $2\sqrt{A \cdot \pi}$ と算出した。

境界条件は、基礎の柱梁接合部の梁フェースの鉛直と水平変位を拘束し、各階の梁の反曲点位置はローラ支持とする。ただし、梁反曲点の鉛直方向の変形は、図 7.1 に示めすように接合部上下の柱フェースでの鉛直変位の平均値とした。それは、反曲点位置の鉛直変位を拘束する場合、柱の軸方向変形を拘束し、圧縮力が生じるためである。

軸力及び水平力の作用点は、各階の梁フェースの節点とし、4 つの梁フェースへ各層の質量の 4 分割して振り分けて置く。地震応答解析における数値積分法は、Newmark- β 法を用い、解析時間刻みは 0.001 秒とする。減衰は 3% の剛性比例型減衰を用いる。

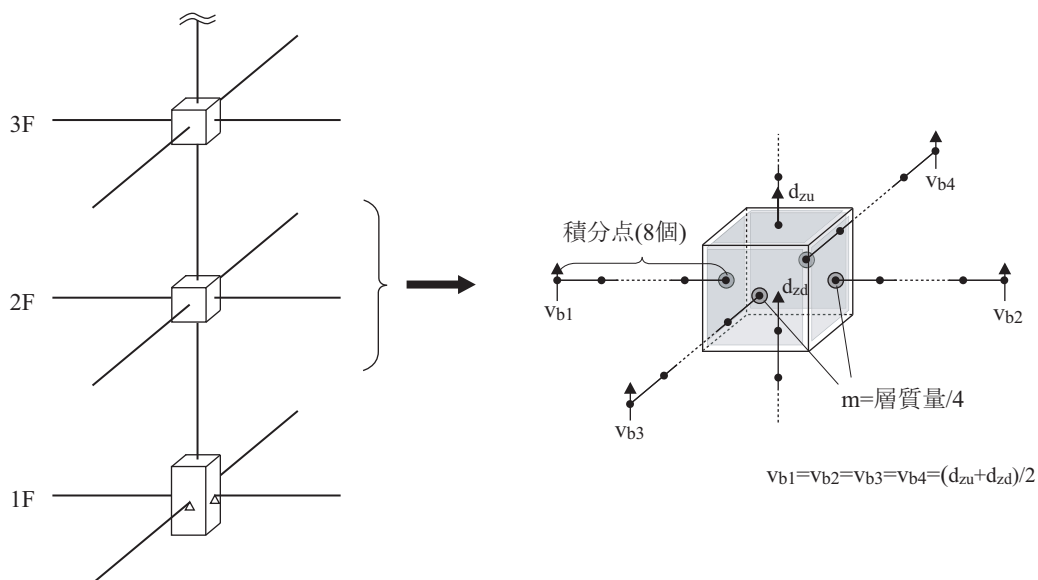


図 7.1 解析モデル

7.4 静的増分解析結果と考察

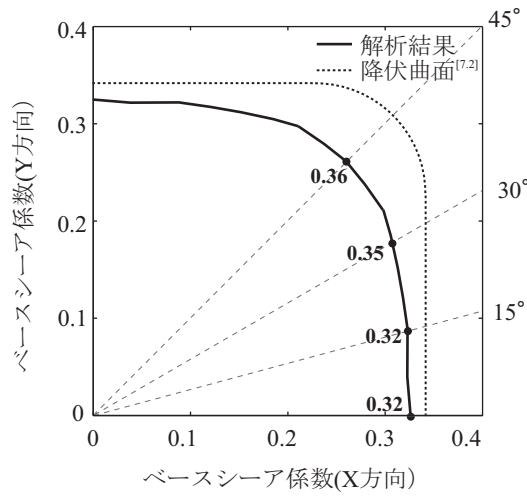
柱梁強度比 $\sqrt{2}$ 、1.8、2.5と設定した建物を対象に、層せん断力分布係数を A_i 分布とした外力分布を用い、荷重の入力方向を 0° から 5° 間隔に変化させて静的荷重増分解析を行った。頂部の最大変位ベクトルを建物の全高さで叙した値が1.5%となった時のベースシア係数を図7.2に示す。図中には、入力方向 0° 、 15° 、 30° 、 45° 時のベースシア係数を記している。既往の研究^[7.2]では、1方向で建物全体の耐力（梁ヒンジ耐力和+柱ヒンジ耐力和）に占める柱ヒンジ耐力和の割合（柱耐力比 p ）より架構の降伏曲面を表すことを提案している。その概念から算定した降伏曲面を点線で合わせて示す。梁耐力は基礎梁と最上階梁を除いた階の梁の曲げ強度の和とし、柱耐力は1階柱脚と最上階柱頭での曲げ強度の和として算出された柱耐力比 p は0.33であった。

柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、荷重方向による強度の変化が小さく、斜め方向に対する強度曲線が円弧状に変化していく。 45° 方向の強度は構面方向である 0° の強度よりやや大きいが、 $\sqrt{2}$ 倍にはならなかった。これは、柱梁接合部における2軸相間性の影響を受け、斜め方向の载荷で耐力低下が生じたためだと考える。この結果によって、柱梁接合部降伏型の架構では、 45° 方向で梁曲げ降伏型の架構で期待される強度（ 0° 時強度の $\sqrt{2}$ 倍）を発揮できず、荷重の入力方向によらず、ほぼ一定の強度を発揮することが言える。

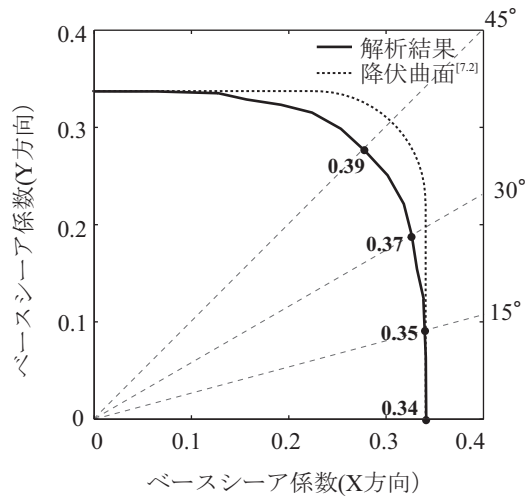
柱梁強度比1.8の場合は、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合より架構の強度が上昇しているが、斜め方向で強度局線は円弧状に変化しており、柱梁接合部の影響を受けていると考える。柱梁強度比2.5の場合は、斜め方向においても強度の上昇が大きく、既往研究による降伏曲面ともよく一致している。柱梁強度比が大きいため、接合部降伏型から梁曲げ降伏型に移行した結果である。

図7.3は、架構の頂部の変位を高さで叙した値（以下、頂部変形角）を水平2方向に対してプロットしたものを示す。変形角が小さい変形角が小さい時は、荷重の方向と変位の進行方向がほぼ一致するが、塑性化すると、架構の水平2方向に対して剛性が異なるため、X方向へ変位方向が偏向する傾向が見られ、柱梁強度比が大きいくほどその傾向がより強い。しかし、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、荷重方向が $30^\circ \sim 45^\circ$ の間では、塑性化しても荷重方向に変位が進行する傾向が見られる。これは、柱が降伏して層崩壊機構となる架構で起こるもので^[7.2]、柱梁接合部が降伏し、層崩壊系となったこと起因していると言える。

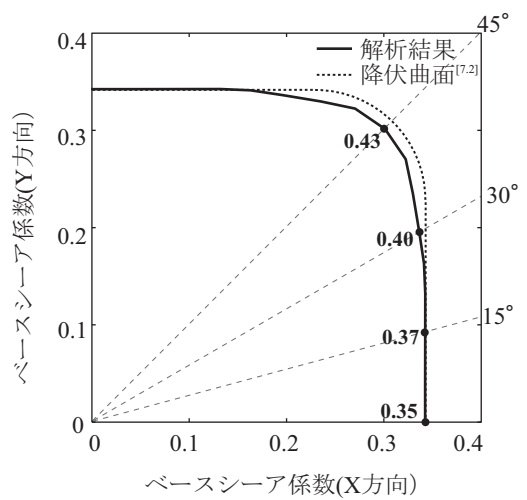
図7.4は、頂部変形角が3.0%となった時の架構のX方向における各階の柱梁接合部変形角および梁端部の変形角を示す。柱梁強度比が小さいほど、接合部変形角が大きく、梁の変形角は小さい。よって、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合は、柱梁接合部へ変形が集中し、層崩壊機構となりやすいことを表している。



(a) 柱梁強度比= $\sqrt{2}$

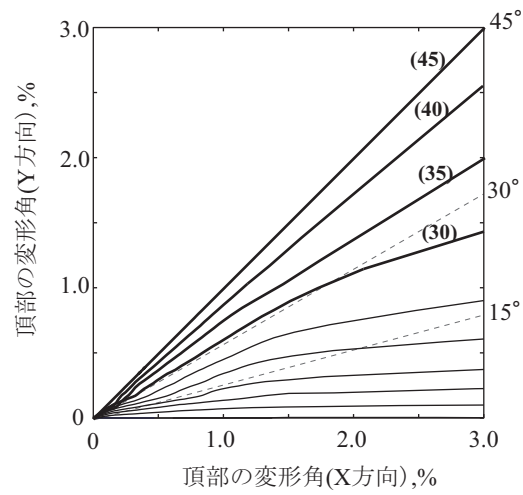
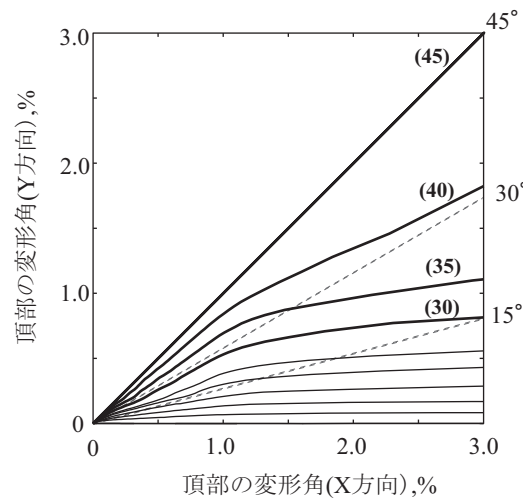


(b) 柱梁強度比=1.8

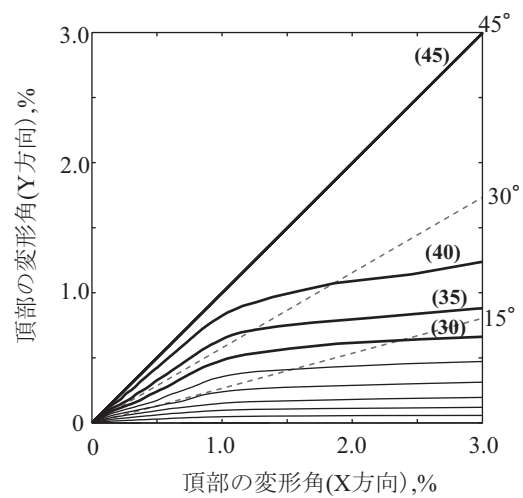


(c) 柱梁強度比=2.5

図 7.2 荷重の入力方向による1階の層せん断力係数

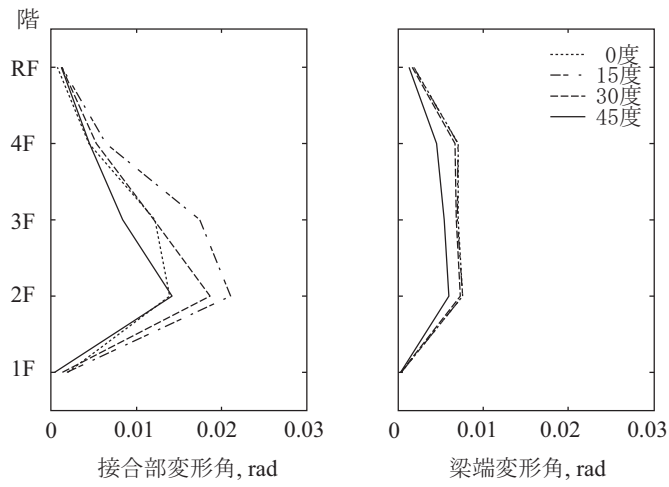
(a) 柱梁強度比= $\sqrt{2}$ 

(b) 柱梁強度比=1.8

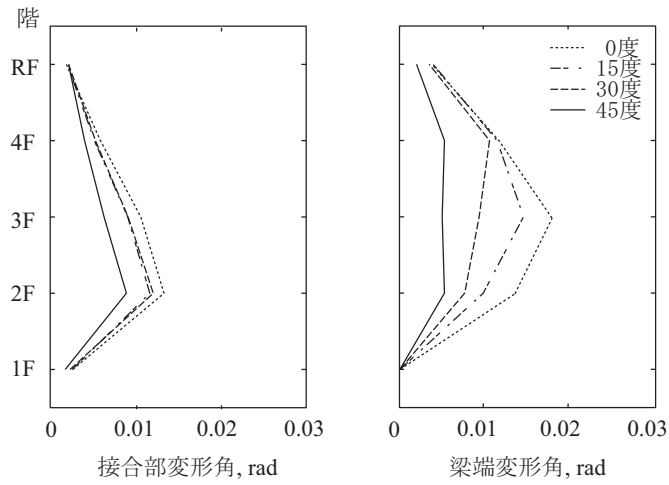


(c) 柱梁強度比=2.5

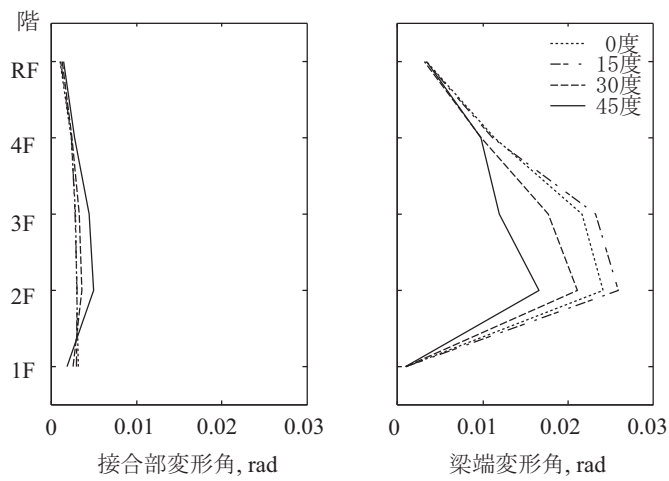
図 7.3 荷重の入力方向と変形方向



(a) 柱梁強度比= $\sqrt{2}$



(b) 柱梁強度比=1.8



(c) 柱梁強度比=2.5

図 7.4 柱梁接合部および梁変形角の分布 (構面方向)

7.5 弾塑性地震応答解析

7.5.1 入力地震動と2方向地震動の主軸の設定

解析で用いる地震動は、1995年兵庫県南部地震で観測されたJMA Kobe波、JR Takatori波、そして、1978年宮城県沖地震で観測されたTohoku波の3波である。しかし、一般的に2方向地震動記録のEW成分及びNS成分は地震動の強弱方向と一致せず、2方向地動入力による構造物の応答を検討する上、複雑にする要因である。そこで、本論では、2方向地震動記録を強軸と弱軸の2つの主軸方向に変換したものをを用いる。

地震動の主軸の設定は、研究者によって様々であり、そのうち、弾性1質点系に2方向地震動を入力して得られる応答変位及び応答加速度が最大となる方向を主軸とする考え方がある^[7.3]。図7.5は、JMA Kobe波を用い、EW軸から θ だけ傾いた弾性1質点系に2方向入力を行って、得られた最大加速度応答をプロットしたものを示す。振動系の固有周期は0.5秒、1.0秒の2種類とし、減衰は5%とした。周期が0.5秒の場合は、EW軸から約90度傾いた方向で最も応答加速度が大きいか、周期1.0秒の場合は、EW軸から約-45度傾いた方向で応答加速度が大きく、その方向が主軸となる。このように、主軸方向は周期特性に依存する。なお、このように求めた主軸方向は、減衰定数によっても変わる^[7.3]。しかし、構造物は塑性化によって周期が変化するため、弾性固有周期に対応する主軸方向を設定することは、不適切であると思われる。

木村^[7.4]は、EW軸から θ だけ傾いた弾性1質点系の2方向入力を行い、得られた応答速度スペクトルより(式7.1)で定義されるスペクトル強度を求め、そのスペクトル強度が最大となる方向を主軸方向と設定した。図7.6は、各地震動の地動加速度のオービット及びスペクトル強度分布を示す。スペクトル強度分布の図中には、スペクトル強度が最大である主軸方向を合わせて示す。これによって求めた主軸は、周期に依存せず、主軸方向とほぼ直交する方向のスペクトル強度が最も小さい。よって、本論では、スペクトル強度が最大となる方向を強軸とし、強軸と直交する方向を弱軸と定義して、その2つの主軸方向に変換した地震動を用いる。

また、骨組へ入力時は、強軸の地震波の入力レベルを $V_{\max} = 50\text{cm/s}$ 、 75cm/s と設定し、弱軸の地震波も同倍率で調節した。

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T) dT \quad (\text{式 7.1})$$

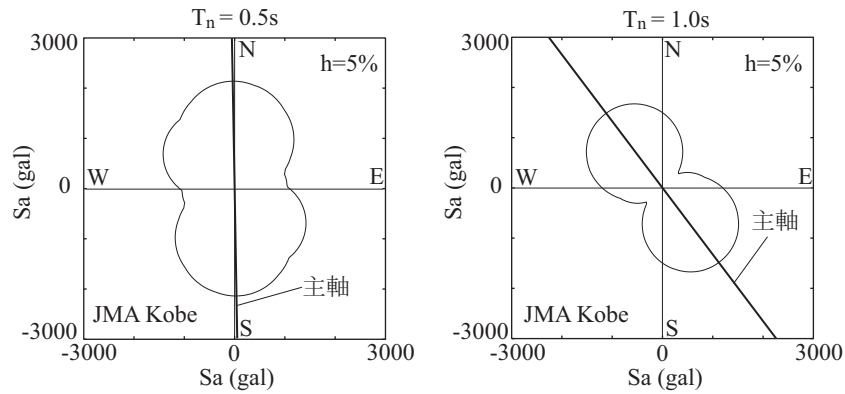
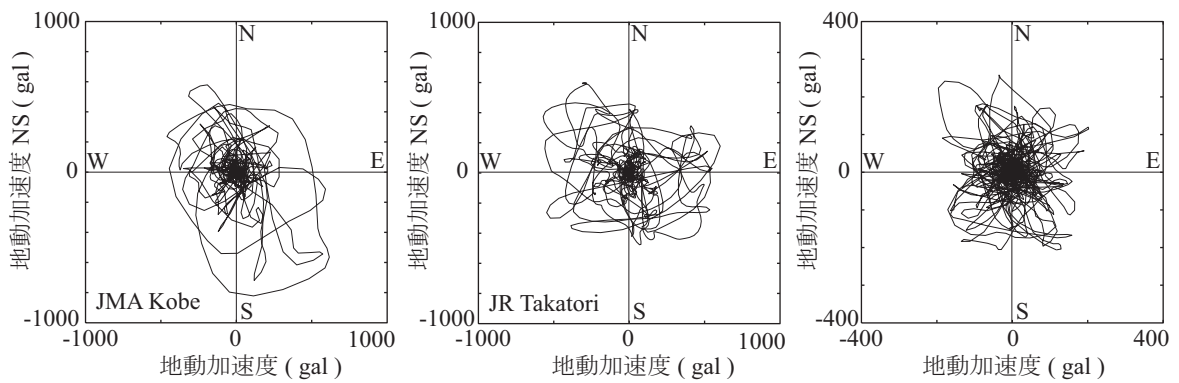
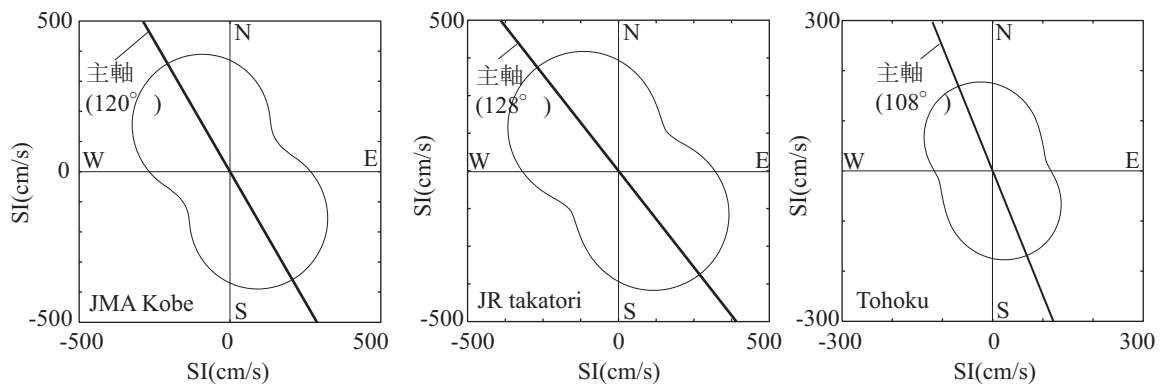


図 7.5 2方向入力を受ける1質点系の最大加速度分布（入力波：JMA Kobe 波）



(a) 地動加速度のオービット



(b) スペクトル強度の分布と主軸

図 7.6 地動加速度のオービットおよび2方向入力を受ける1質点系のスペクトル強度分布

7.5.2 解析ケース

建物の構面方向における柱梁強度比を $\sqrt{2}$ および2.5と設定した骨組モデルを用いる。建物の2階柱梁接合部を切り出した部分架構を対象とし、水平2方向の静的繰返し解析した結果を図7.7に示す。柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合では、接合部破降伏によるスリップ性状の履歴特性を示し、層間変形角2%と4%では、直交方向への加力による耐力低下が見られるが、柱梁強度比2.5の場合は、梁降伏型となるため、紡錘形の履歴性状となり、架構の強度は柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合と比べて大きい。本解析では、このように履歴特性に顕著な差がある柱梁接合部降伏型と梁降伏型架構について地震応答性状を検討する。

なお、建物の変形方向による地震応答性状を検討するため、地震動の入力方向をパラメータとした解析を行う。図7.8に示すように地震動の強軸から建物の構面方向(X方向)が θ だけ傾いたことを想定し、 θ は $0^\circ\sim 90^\circ$ の間で 15° 間隔で変化させながら解析を行った。その際、地震動の強軸成分のみを入力するケース（以下、1軸地動入力）と強軸成分と弱軸成分を同時に入力するケース（以下、2軸地動入力）と設定した。

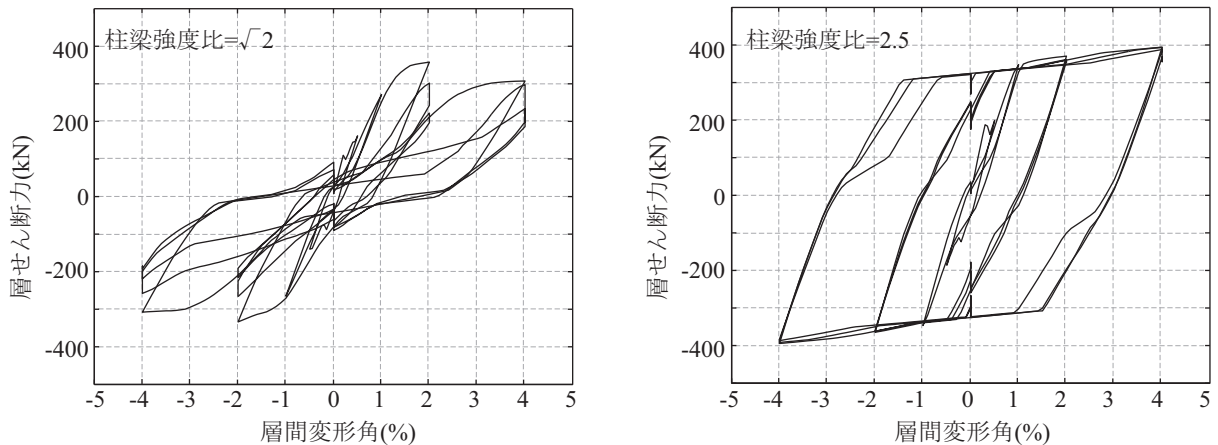


図 7.7 2階柱梁接合部部分架構の静的繰返し解析結果

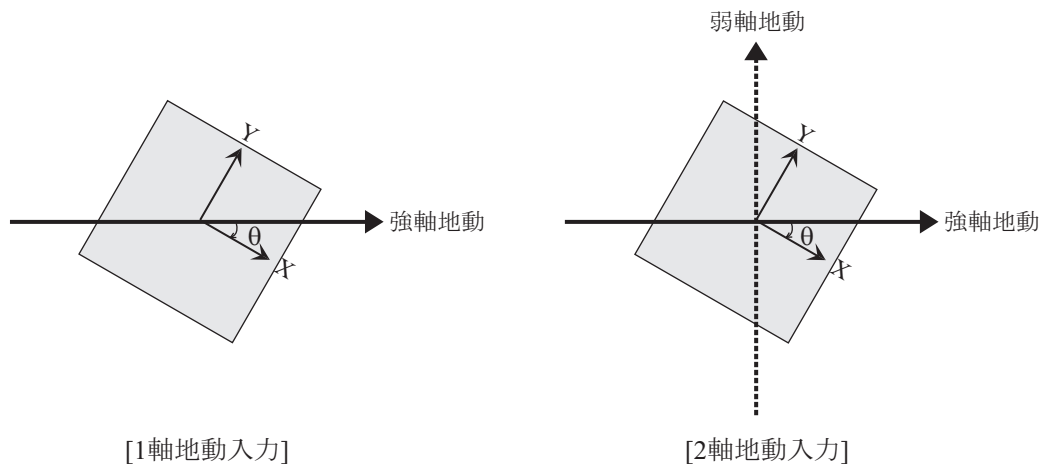


図 7.8 地動加速度の入力ケース

7.5.3 解析結果と考察

1) 最大層間変形角

地震動の入力レベルを 50cm/s とし、強軸地動のみを入力した場合（1軸地動入力）と、それに弱軸地動を加えて入力した場合（2軸地動入力）について、構面方向（X, Y 方向）における最大層間変形角および任意方向の変形角の最大値（以下、最大ベクトル）と θ の関係を、図 7.9(a)～図 7.11(a) に示す。図 7.9(a) は JR Takatori 波を用いた結果を、図 7.10(a) は JMA kobe 波を用いた結果を、そして図 7.11(a) は Tohoku 波を用いた結果をそれぞれ示す。各図の左列には柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の骨組について、そして右列には柱梁強度比 2.5 の骨組について結果を示す。なお、図 7.9(b)～図 7.11(b) は、1軸地動入力に対して θ が 0° の場合と 45° の場合、任意方向における最大変形角、そして 2軸地動入力に対して任意方向の最大変形角を比較してプロットした。構面方向変形角は、建物の X 方向と Y 方向の変形角のうち、大きい値を採用している。

JR Takatori 波および JMA Kobe 波を用いた場合は、1軸地動を建物の構面方向へ入力した時に生じた最大変形角と比べて、建物の方向角や 2軸地動入力による最大変形角の変化が小さい。柱梁強度比 2.5 の骨組に対して、JMA Kobe 波の 1軸地動 45° および 2軸地動 30° の最大ベクトル変形角が 1軸地動 0° の変形角よりやや大きくなったが、その差はわずかであり、建物の方向角や弱軸地動を加えることによる影響は小さいと言える。Tohoku 波を用いた場合は、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の架構に対して 1軸地動 30° で最も応答変形角が大きく、その変形角は 3.0% を超えている。しかし、2軸地動入力については 0° の応答変形角が 1軸地動 0° の応答値より若干大きくなったが、大多数は 1軸地動 0° の応答値と同程度あるいはそれより小さくなった。柱梁強度比 2.5 の場合は、1軸地動を入力については、建物の方向角が 0° の時に最も応答値が大きい。また、2軸地動入力によってやや応答値が大きくなったが、その差はわずかであり、建物の方向角や 2軸地動による影響は小さい。

地震動の入力レベルを 75cm/s とした解析結果を図 7.12～図 7.14 に示す。図 7.12 に示す JR Takatori 波を用いた解析結果では、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、1軸地動入力時より 2軸地動入力時の応答変形角が大きくなる傾向が見られる。構面方向の最大変形角は、2軸地動 75° で最も大きく、1軸地動 0° の最大変形角と比べて約 25% 程度大きい値となった。変形角の最大ベクトルを見ると、1軸地動入力については、建物の方向角によらず応答変形角がほぼ同程度であるが、2軸地動を入力した場合には、建物の方向角によって応答変形角の変化が生じており、2軸地動 60° の変形角が最も大きく、1軸地動 0° の最大変形角と比べて約 30% 程度大きい値となった。柱梁強度比 2.5 の場合は、建物の方向角や 2軸地動入力による影響は小さく、応答変形角の最大ベクトルはほとんど変わらなかった。図 7.13 及び図 7.14 に示す JMA Kobe 波と Tohoku 波を用いた場合については、一部で最大変形角が 1軸地動 0° の変形角より大きい場合があるが、その差は 10% 以内であり、建物の方向角及び弱軸地動を加えることによる影響は小さいと言える。

2) 変位応答の軌跡

地震動の入力レベルを 75cm/s とした場合について、建物頂部の変形角の軌跡を図 7.15, 図 7.16, 図 7.17 に示す。図の横軸と縦軸は、地震動の強軸方向と弱軸方向を示し、建物の構面方向を X, Y と表している。

図 7.15 の JR Takatori 波について、2 軸地動入力による変形方向を見ると、地震動のスペクトルの強さによって設定した主軸方向と最大変形が生じている方向角は一致せず、強軸方向から約 15°ずれた方向で変形が卓越している様子が見られる。柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の建物については、前述のように建物の方向角が 60°の時に最大層間変形角が生じていた。強軸と示した方向から 15°ずれた方向が真の強軸方向であると仮定する場合、建物の方向角が 60°の時に変形がもっとも卓越する方向は、建物の構面方向に対して 45°方向となる。つまり、2 軸地動入力 60°のケースでは、建物の構面方向から 45°方向へ変形が卓越したことであり、そのケースで最大変形角が生じたということになる。JMA Kobe 波についてみると、変形が卓越する方向は、強軸と設定した方向とほぼ一致している。この場合に、建物の構面方向から 45°方向に変形が卓越するケースとなるのは、建物の方向角が 45°となる場合である。図 7.12 に示した最大変形角の比較を見ると、方向角による変形の差は小さいものの、 θ が 45°のケースで変形角がわずかに大きい結果となっている。Tohoku 波については、建物の変形方向が強軸から約 45°ずれた方向角で変形が卓越することが見られ、2 軸地動入力 0°のケースで、最も変形角が大きかった。

これによって、2 軸地動入力時に建物の変形が構面方向から 45°方向に卓越する場合に最大変形角が生じていたことがわかる。この結果は、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、建物の構面方向から 45°方向における柱梁強度比が 1.0 となり、他の方向より相対的に弱い方向となったためだと思われる。

3) 1 階層せん断力の軌跡

地震動の入力レベルを 75cm/s とした場合について、建物 1 階の層せん断力の軌跡を図 7.18, 図 7.19, 図 7.20 に示す。図の横軸と縦軸は、地震動の強軸方向と弱軸方向を示し、建物の構面方向を X, Y 軸で表す。

柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の建物については、建物の方向角によらず、強軸方向における最大耐力がほぼ同程度であり、建物の方向角が 0°の場合と 45°場合を比べて見ると、45°の場合に若干大きい、その差は小さいと言える。つまり、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の架構は、いずれの方向に対しても同程度の強度を有していることがわかる。その一方、柱梁強度比 2.5 の建物は、建物の方向角が 0°の場合に強軸方向における耐力が最も小さく、建物の方向角が 45°に近いほど強軸方向における耐力が大きくなる傾向が見られる。これは、2 方向で梁が地震力に抵抗したためである。

4) 層間変形角の分布

地震動の入力レベルを 75cm/s とした場合について、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の建物の最大層間変形角の分布を図 7.21 に示し、柱梁強度比 2.5 の建物の最大層間変形角の分布を図 7.22 に示す。構面方向の変形角については、建物の X 方向および Y 方向の変形のうち、大きい方面についてプロットした。

柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合は、地震波や建物の方向角によって多少の差はあるが、ほとんどのケースで 2 層の変形角が大きい。特に、JR Takatori 波を用いた場合の 2 軸地動入力時において、2 層への変形の集中が大きい傾向が見られ、変形が特定の層へ集中したことが、最大変形角が大きくなった原因となっ

たと思われる。しかし、JMA Kobe 波および Tohoku 波については、建物の方向角や弱軸地震動を加えることによる変形角の分布への影響は小さい。

柱梁強度比 2.5 の場合は、いずれのケースでは 1 層の変形角が大きくなり、上の層に行くほど変形角が小さくなっており、地震動による変形分布のばらつきも小さい。そして、建物の方向角や 2 軸地動入力による応答の差はほとんど見られず、変形角の分布はほぼ一定の形状を示している。

5) 柱梁接合部および梁の変形角の分布

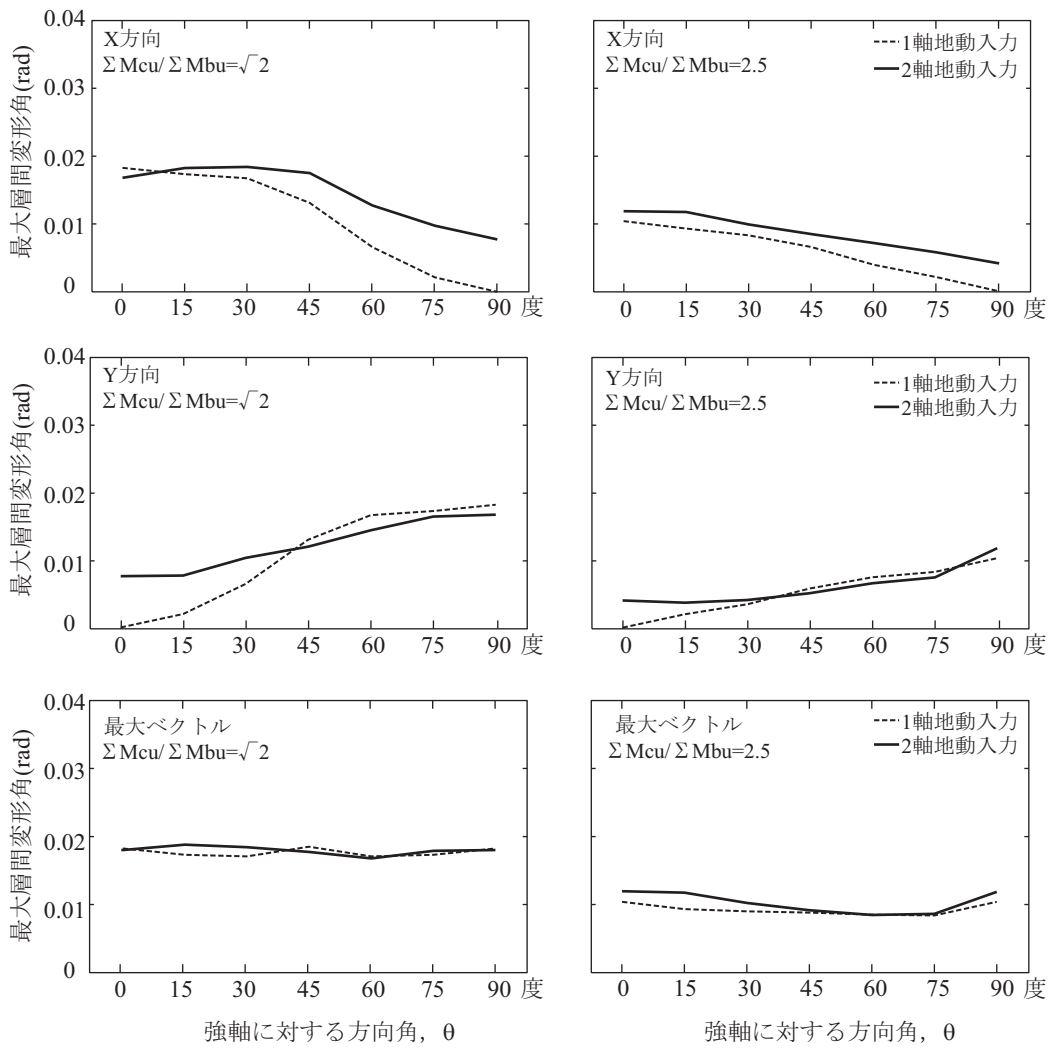
各階の構面方向における柱梁接合部の変形角および梁変形角の分布について、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の建物の結果を図 7.23 に示し、柱梁強度比 2.5 の建物の結果を図 7.24 に示す。

柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合は、2 階と 3 階の接合部の変形が大きい傾向が見られ、梁の変形より接合部の変形が顕著であったことがわかる。よって、いずれのケースでも接合部降伏による層崩壊機構となったと判断される。一方、柱梁強度比 2.5 の場合は、接合部変形角がごく小さく、接合部パネルにひび割れが入る程度の損傷であったと判断される。2 階梁の変形角が大きい傾向が見られるが、ほぼ全層に渡って変形が分散されており、地震動や変形方向による影響はほとんど見られない。

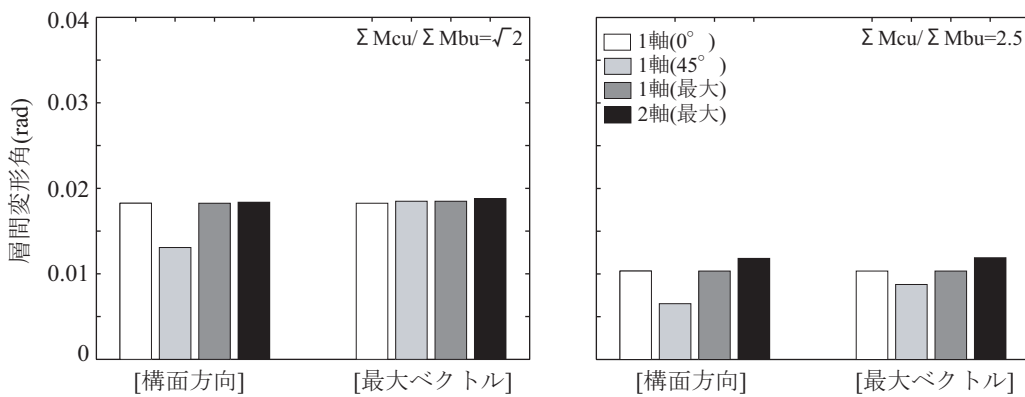
6) 接合部降伏による層崩壊系

JR Takatori 波の 2 軸地動入力 60° のケースについて、最大変形角が生じた時における X, Y 構面方向の層間変形角分布を図 7.25(a) に示し、接合部の上下フェースの回転角の差の分布をプロットしたものを図 7.25(b) に示す。その際、接合部フェースの回転角は X 軸周りおよび Y 軸周りの回転角の差をそれぞれ求め、それを 3 次元的にプロットしており、接合部変形が大きかった 2 階と 3 階における接合部フェースの回転角の差のみを水平平面上に示している。図によると、2 階と 3 階の接合部変形が 45° 方向に逆向きとなっている様子がわかる。つまり、 45° 方向に接合部降伏による層崩壊が生じていることである。

図 7.26 は、最大変形後、一部の時間内における各階の変位応答を水平の平面上に示したものである。1 階から最上階の変位ベクトルが一定の方向を向かうのではなく、2, 3 階で別の方向に偏向することが見られる。この現象は、接合部損傷が激しく、固定度が低下したためであると思われる。よって、柱梁接合部が降伏する立体骨組では、接合部損傷後、高さ方向の変位方向が上下階で異なる現象が起こりうる可以说える。

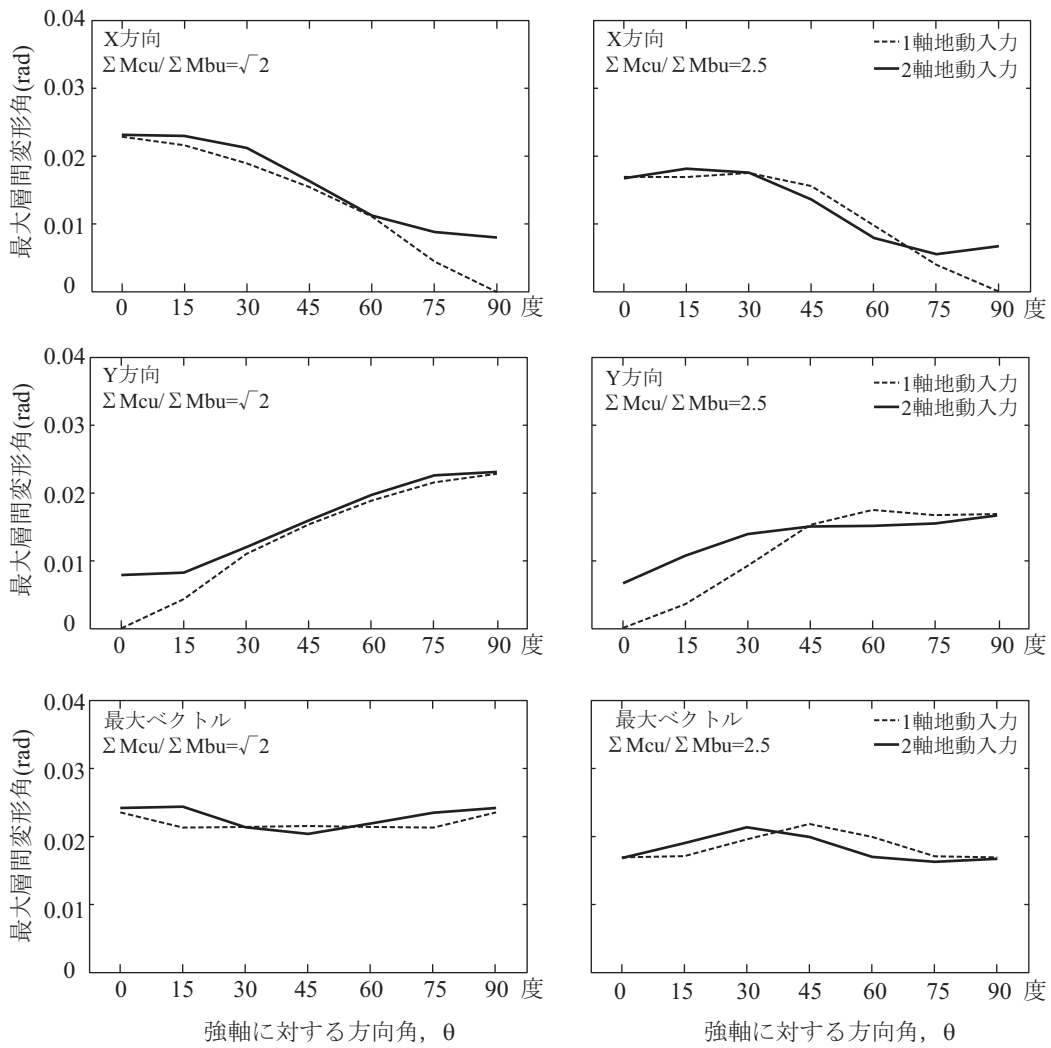


(a) 建物方向角による最大層間変形角

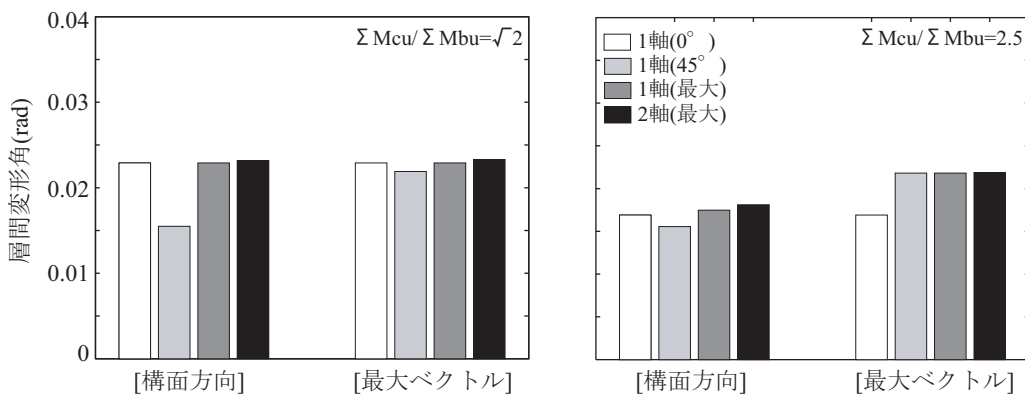


(b) 1軸地動 0° , 45° , 任意方向, 2軸地動任意方向の比較

図 7.9 最大層間変形角 : JR Takatori 波 ($V_{max}=50\text{cm/s}$)

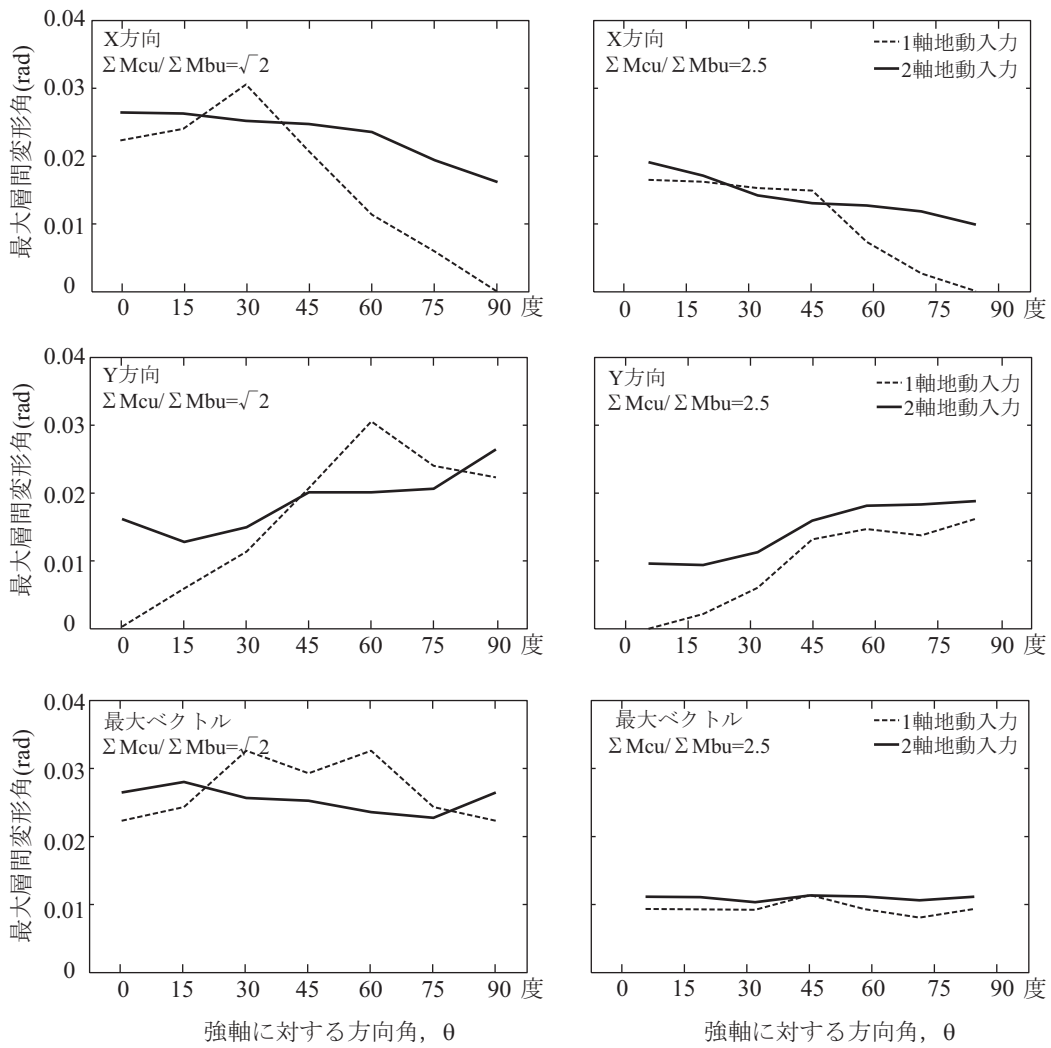


(a) 建物方向角による最大層間変形角

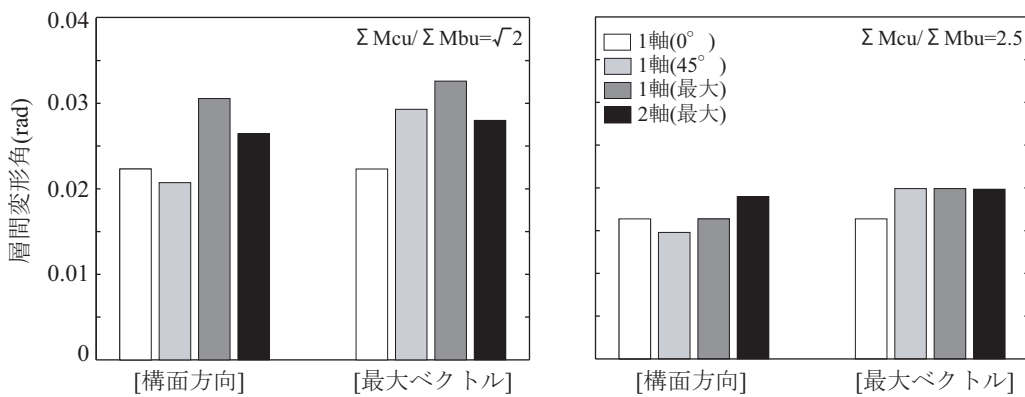


(b) 1軸地動0°, 45°, 任意方向, 2軸地動任意方向の比較

図 7.10 最大層間変形角 : JMA Kobe 波 ($V_{max}=50\text{cm/s}$)

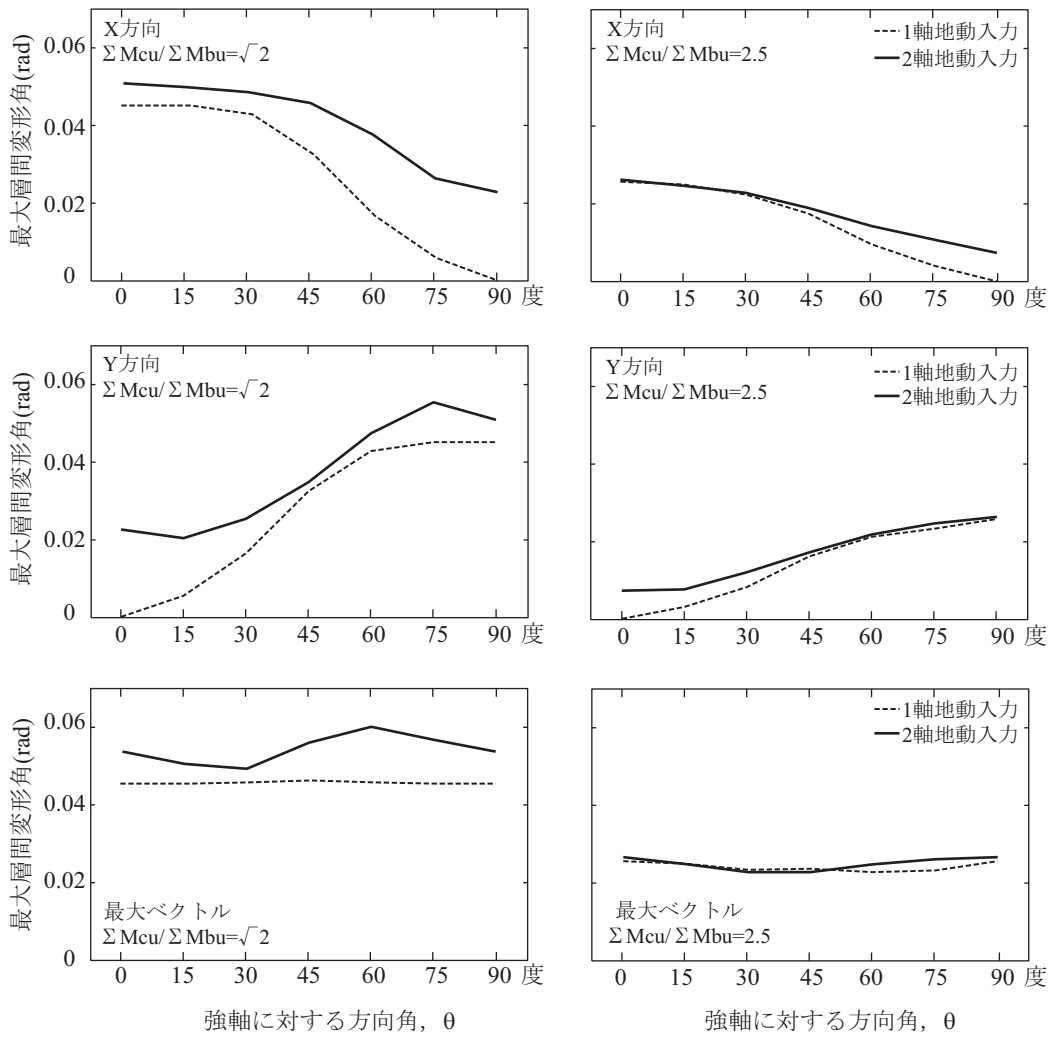


(a) 建物方向角による最大層間変形角

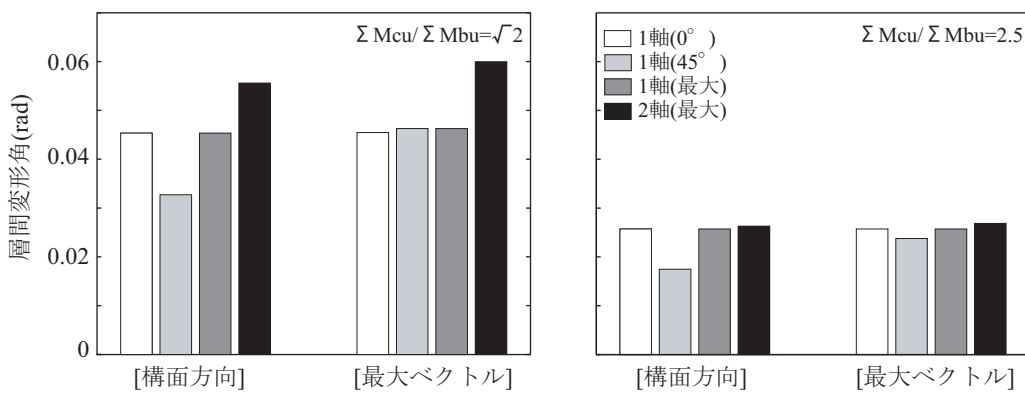


(b) 1軸地動0°, 45°, 任意方向, 2軸地動任意方向の比較

図 7.11 最大層間変形角 : Tohoku 波 ($V_{max}=50\text{cm/s}$)

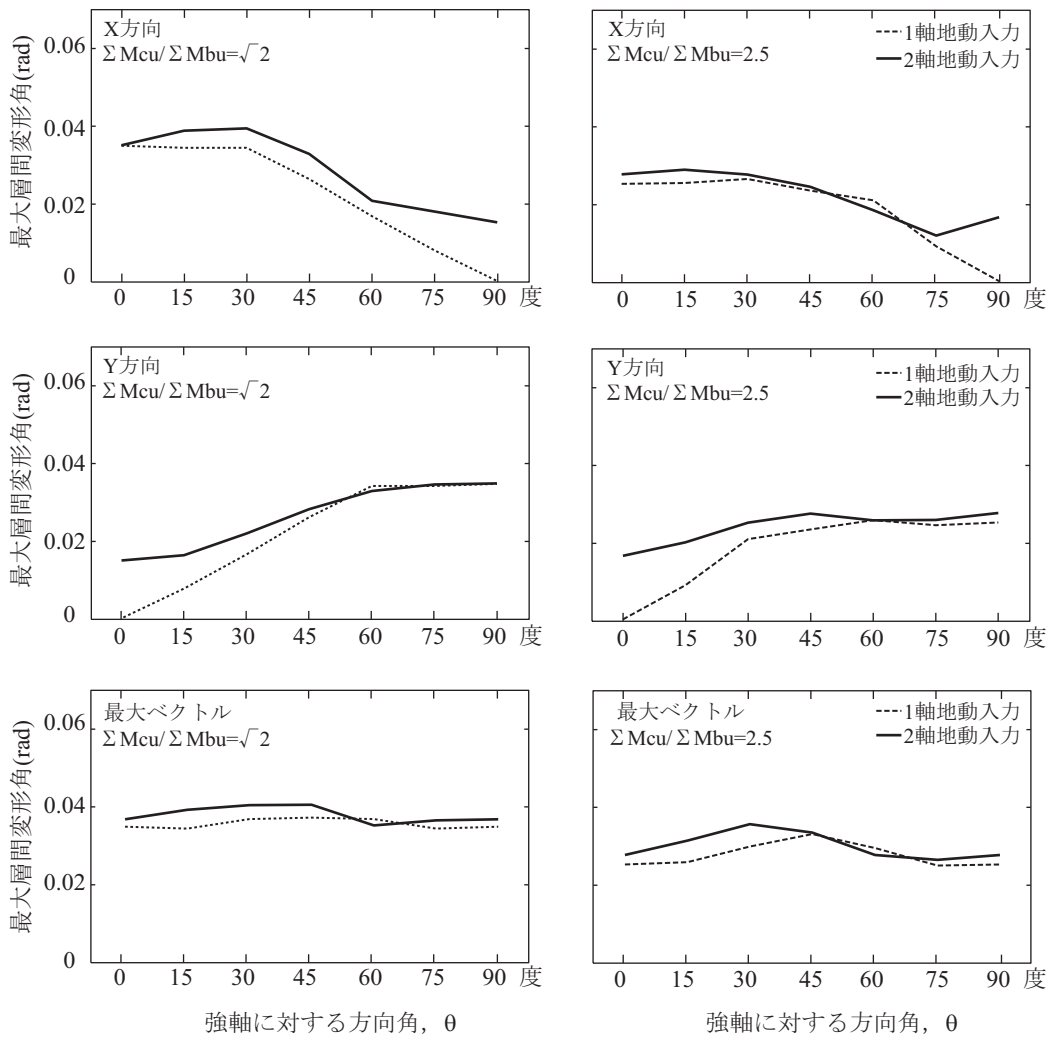


(a) 建物方向角による最大層間変形角

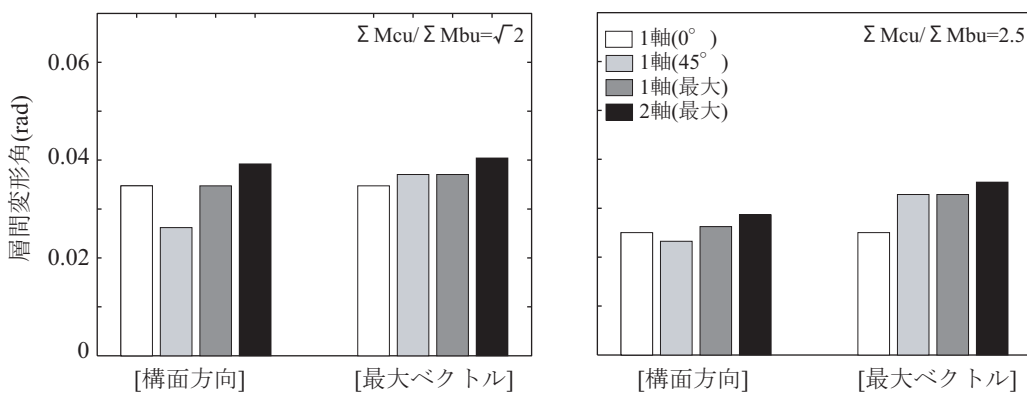


(b) 1軸地動0°, 45°, 任意方向, 2軸地動任意方向の比較

図 7.12 最大層間変形角 : JR Takatori 波 ($V_{max}=75\text{cm/s}$)

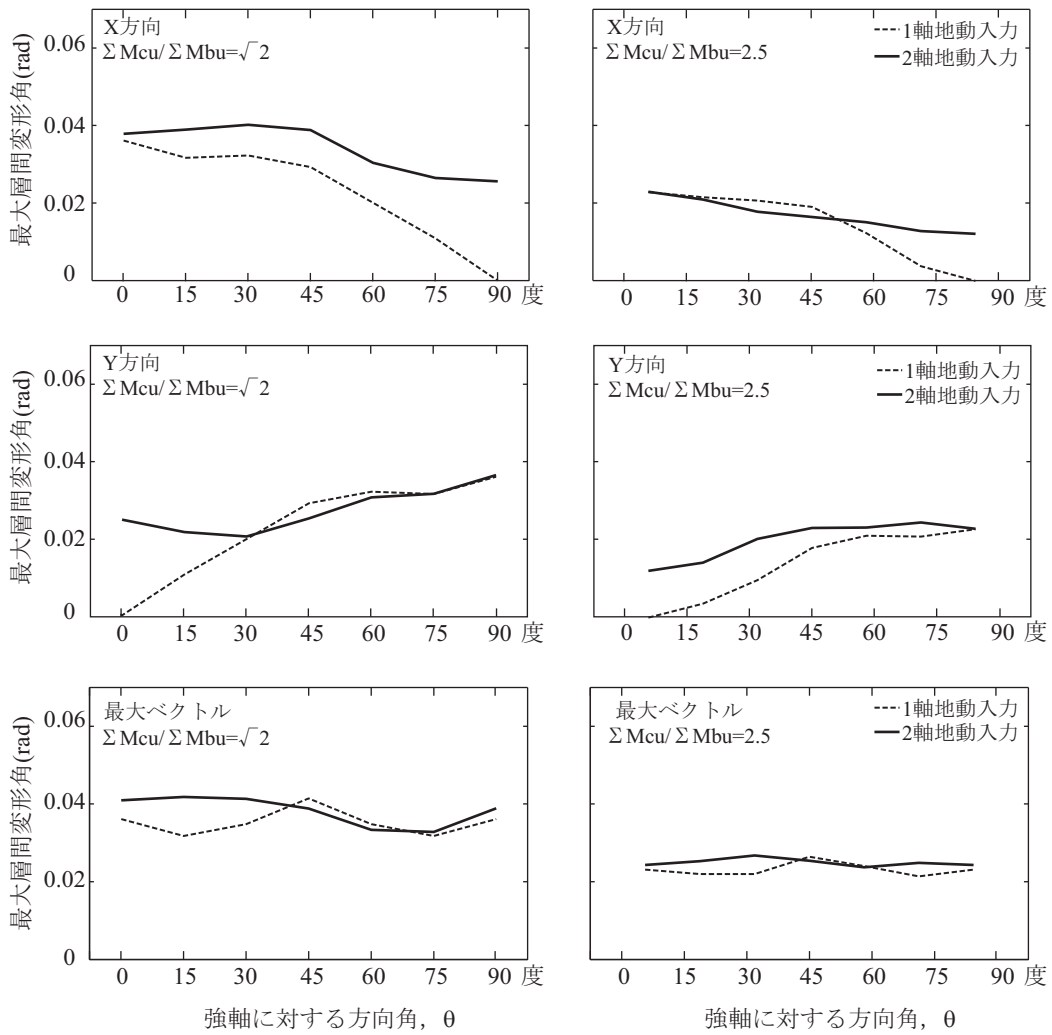


(a) 建物方向角による最大層間変形角

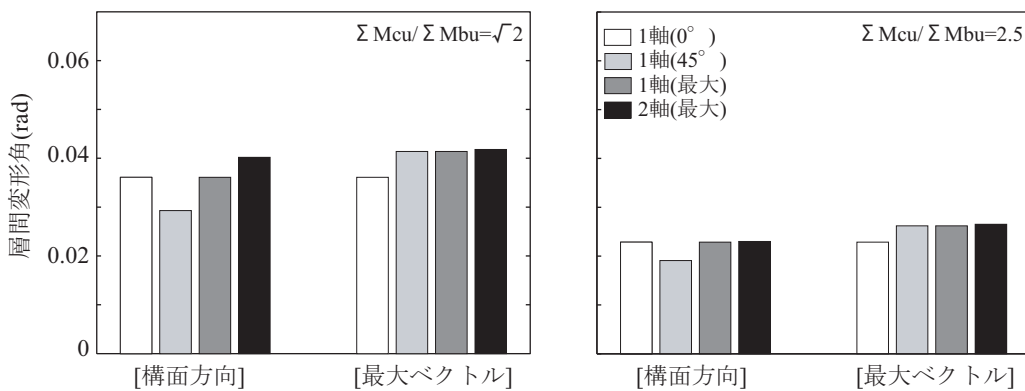


(b) 1軸地動0°, 45°, 任意方向, 2軸地動任意方向の比較

図 7.13 最大層間変形角 : JMA Kobe 波 ($V_{max}=75\text{cm/s}$)



(a) 建物方向角による最大層間変形角



(b) 1軸地動 0° 、 45° 、任意方向、2軸地動任意方向の比較

図 7.14 最大層間変形角：Tohoku 波 ($V_{max}=75\text{cm/s}$)

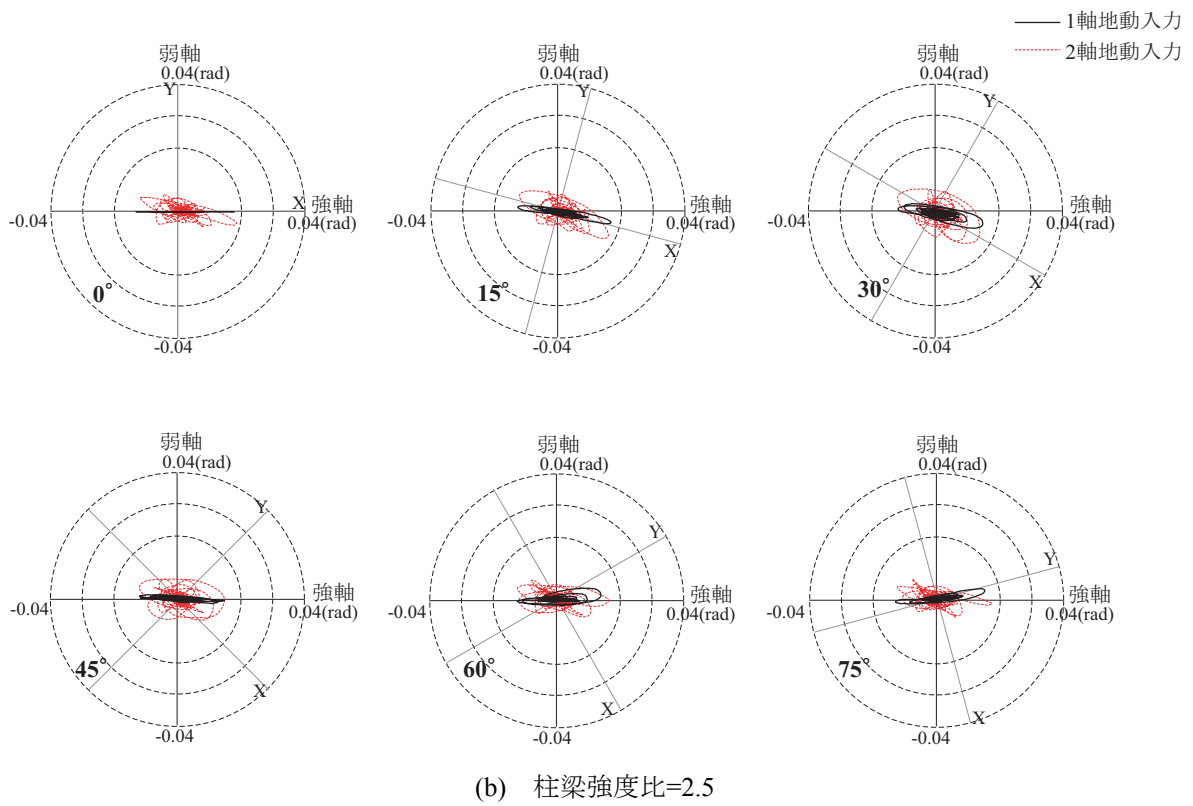
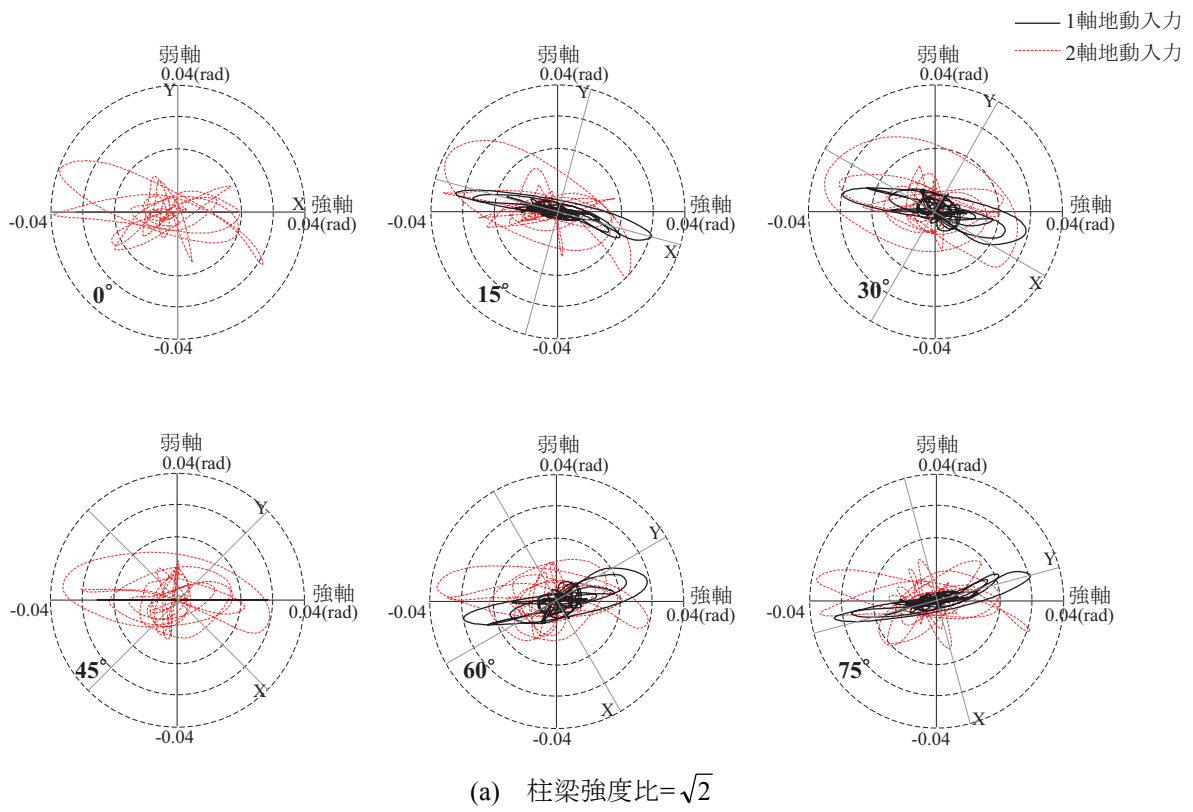


図 7.15 頂部変形角の軌跡 : JR Takatori 波 ($V_{\max}=75\text{cm/s}$)

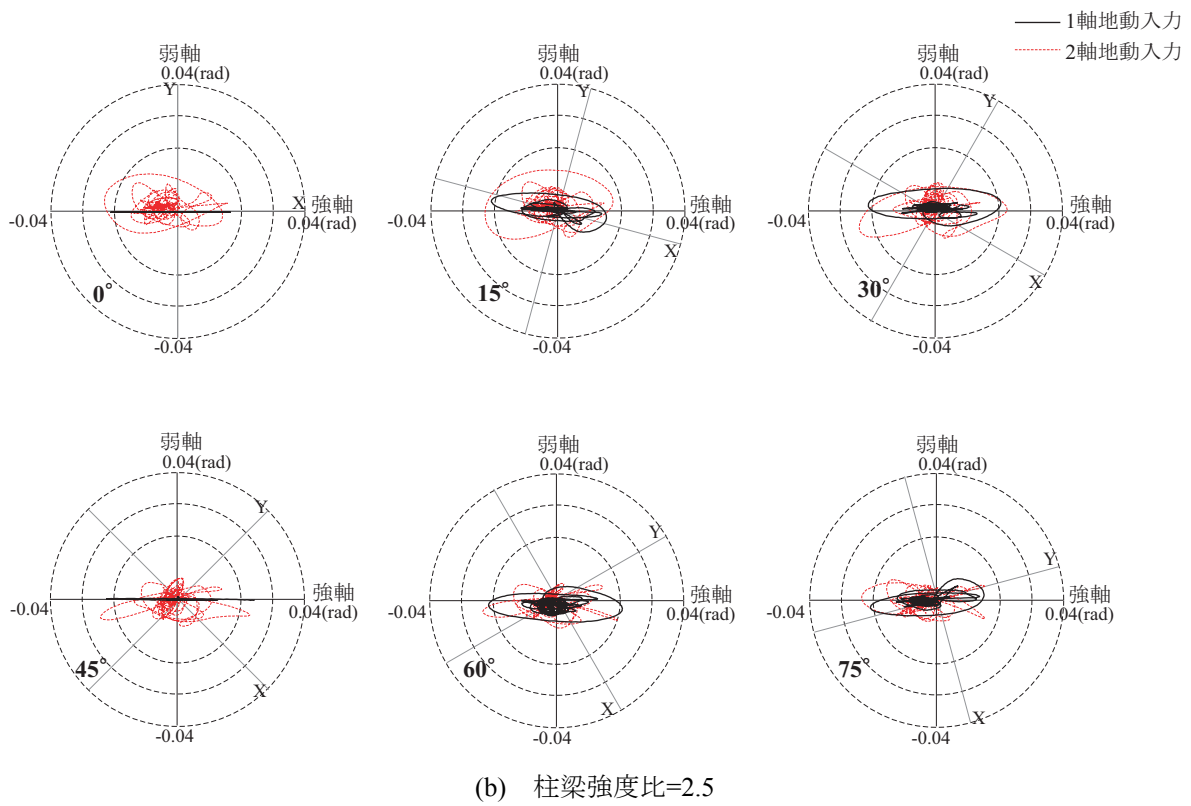
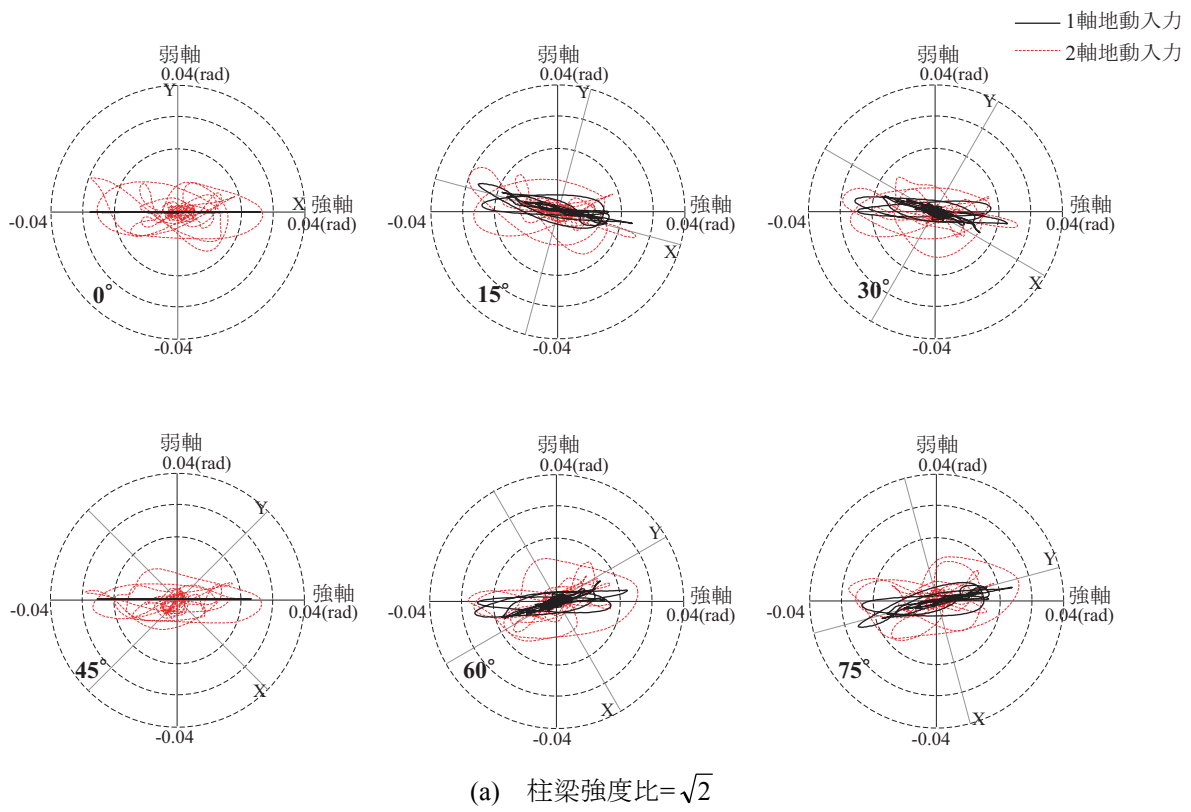


図 7.16 頂部変形角の軌跡 : JMA Kobe 波 ($V_{\max}=75\text{cm/s}$)

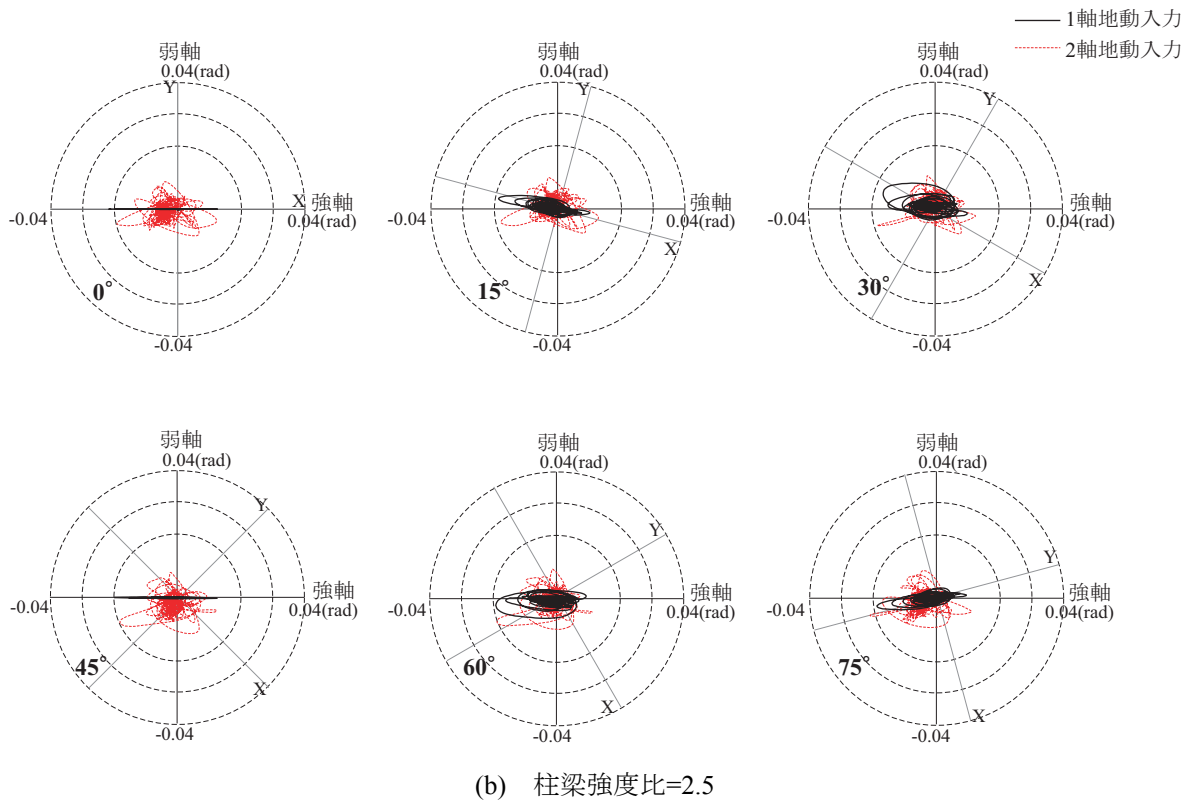
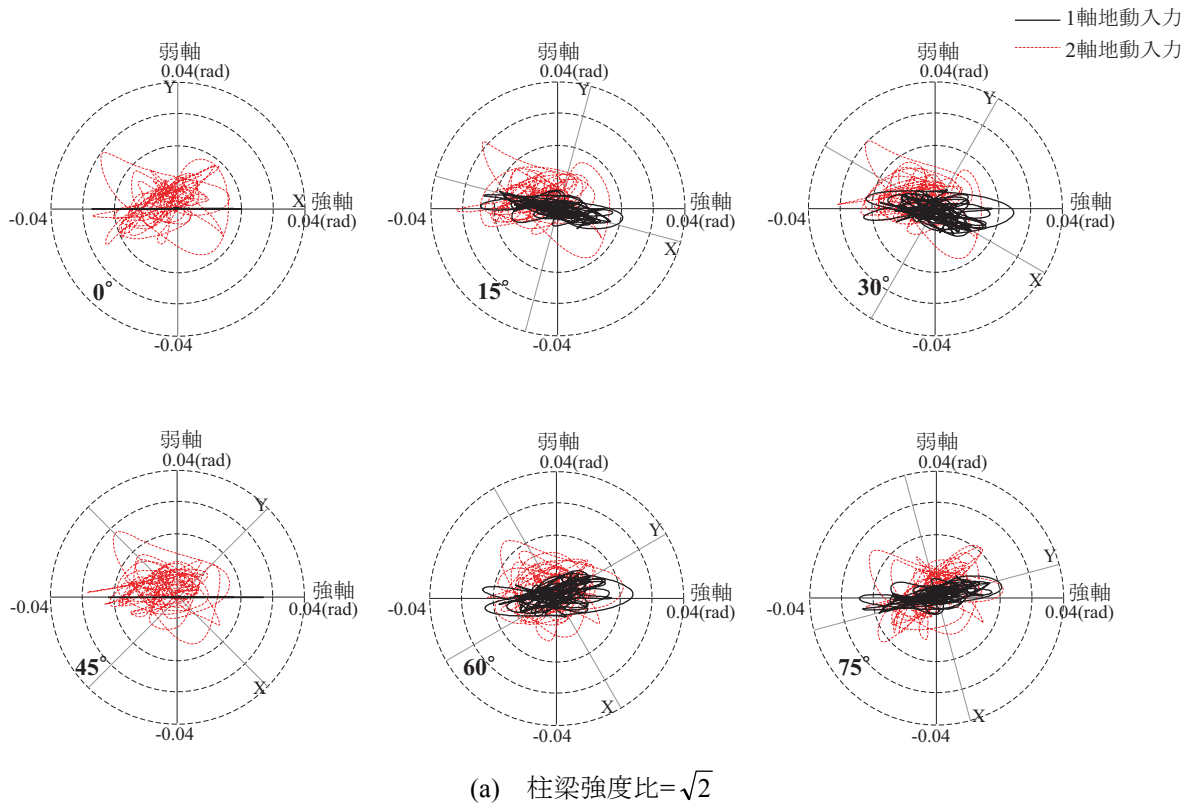


図 7.17 頂部変形角の軌跡 : Tohoku 波 ($V_{\max}=75\text{cm/s}$)

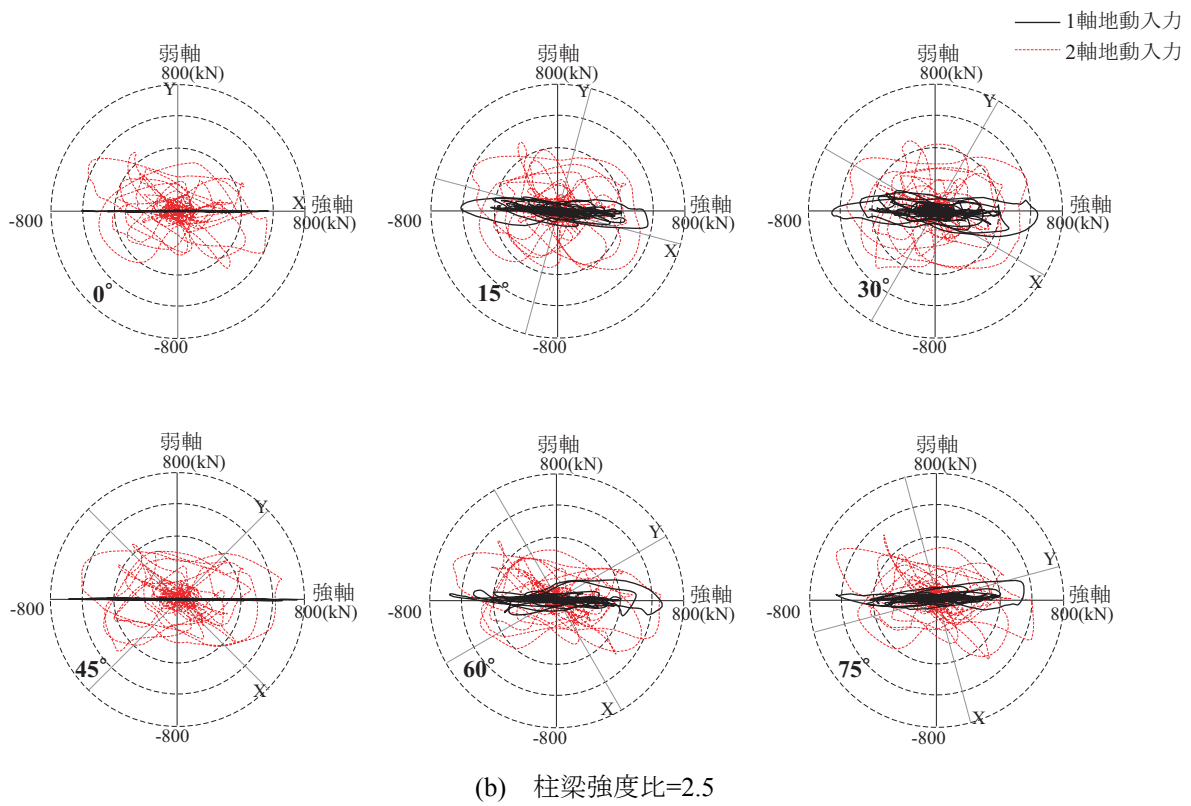
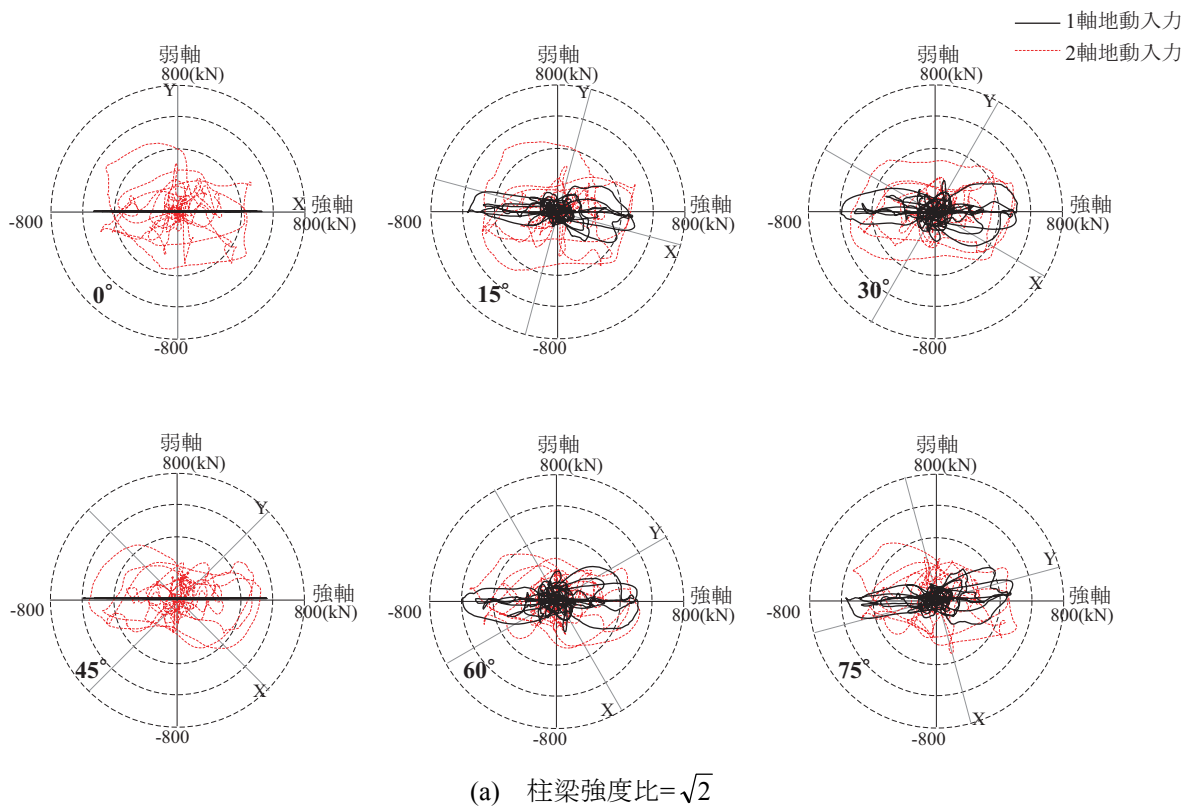


図 7.18 1階の層せん断力の軌跡 : JR Takatori 波 ($V_{max}=75\text{cm/s}$)

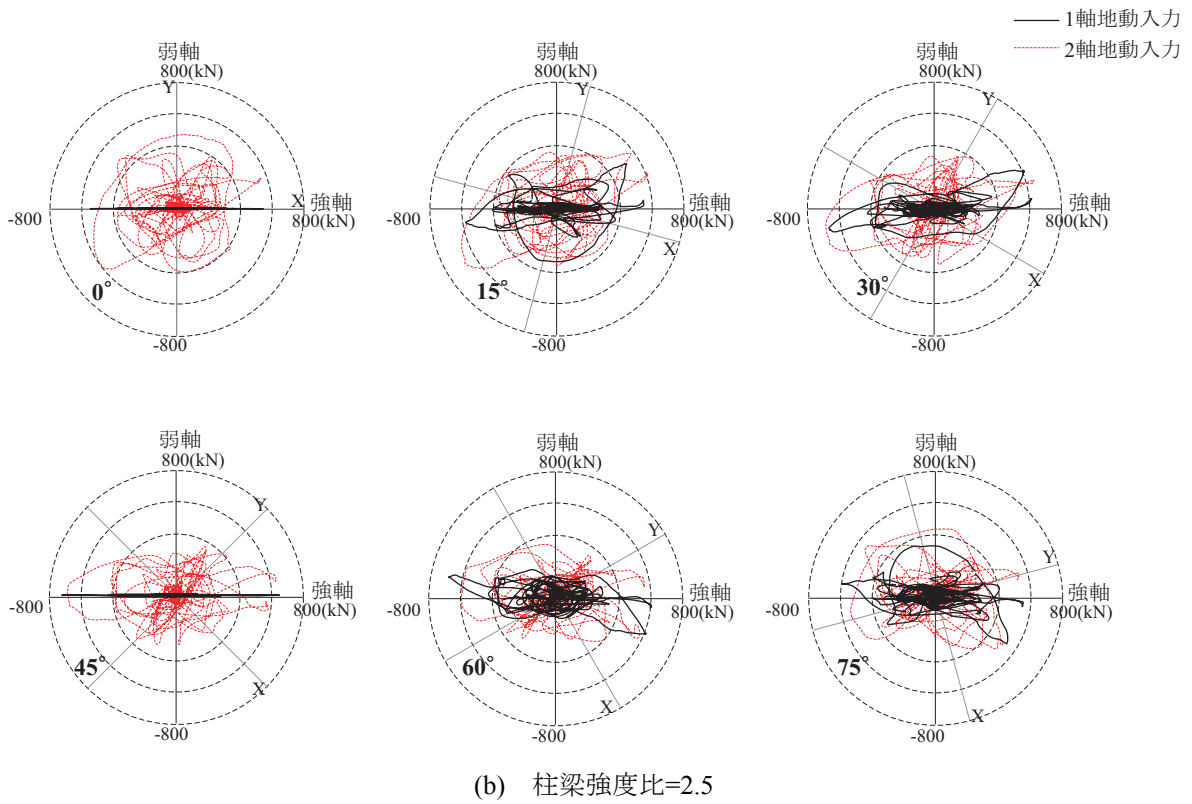
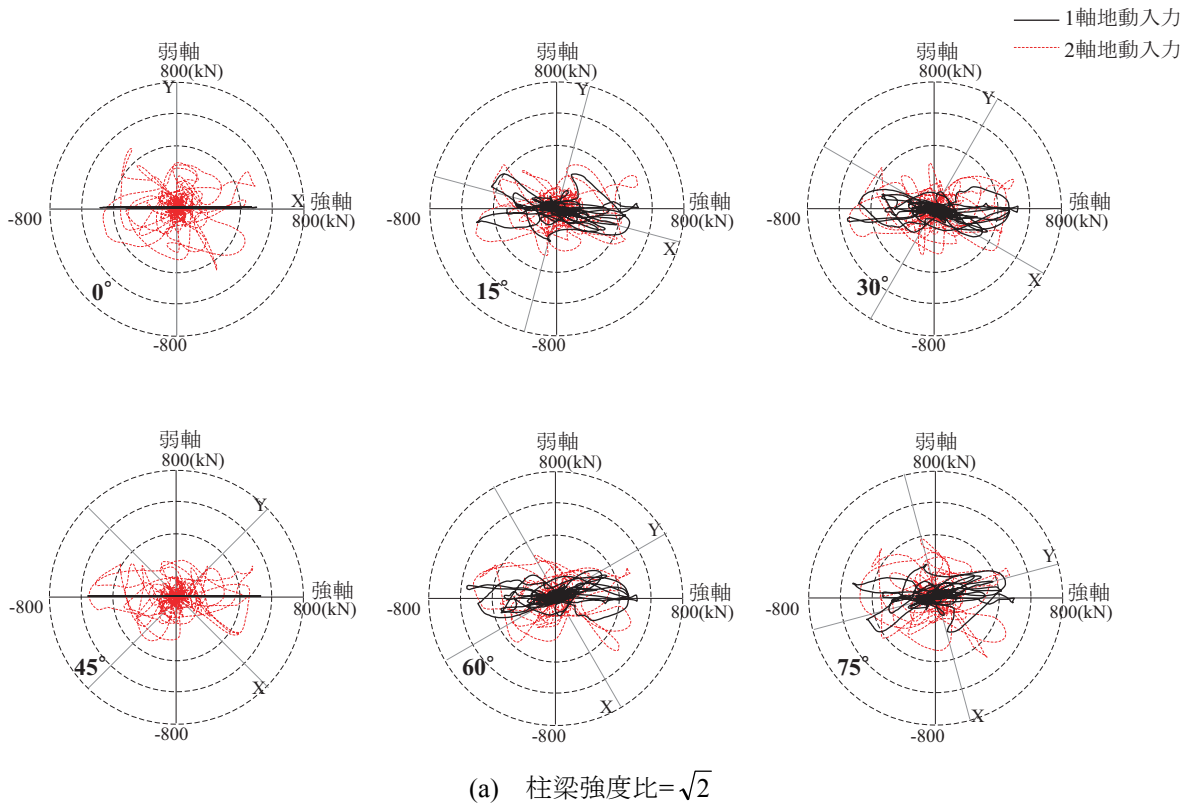


図 7.19 1 階の層せん断力の軌跡 : JMA Kobe 波 ($V_{max}=75\text{cm/s}$)

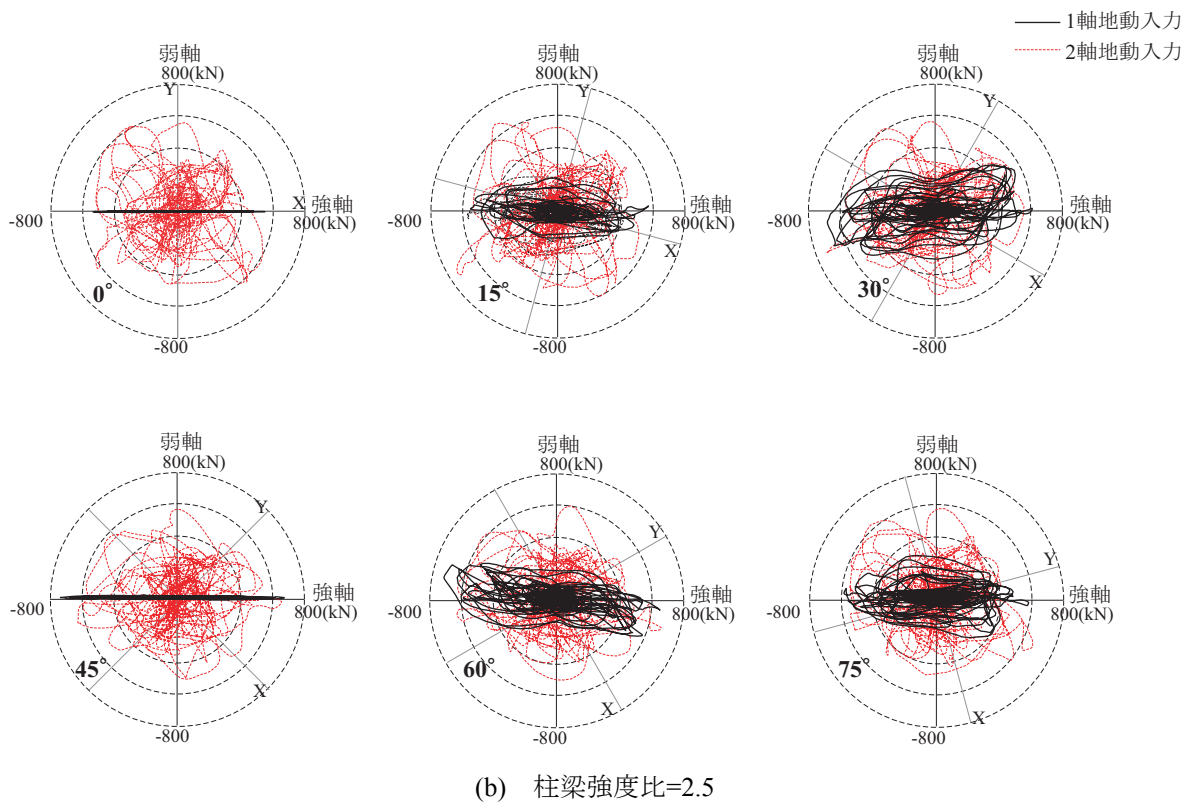
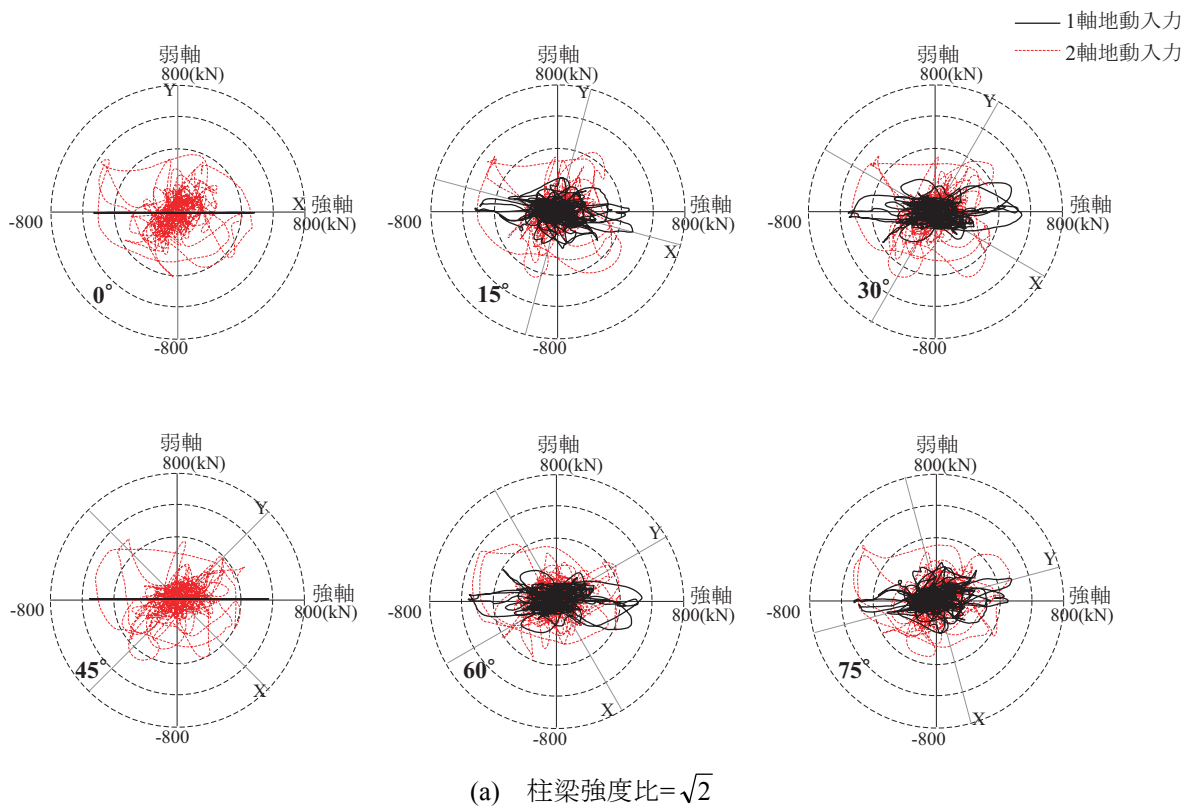
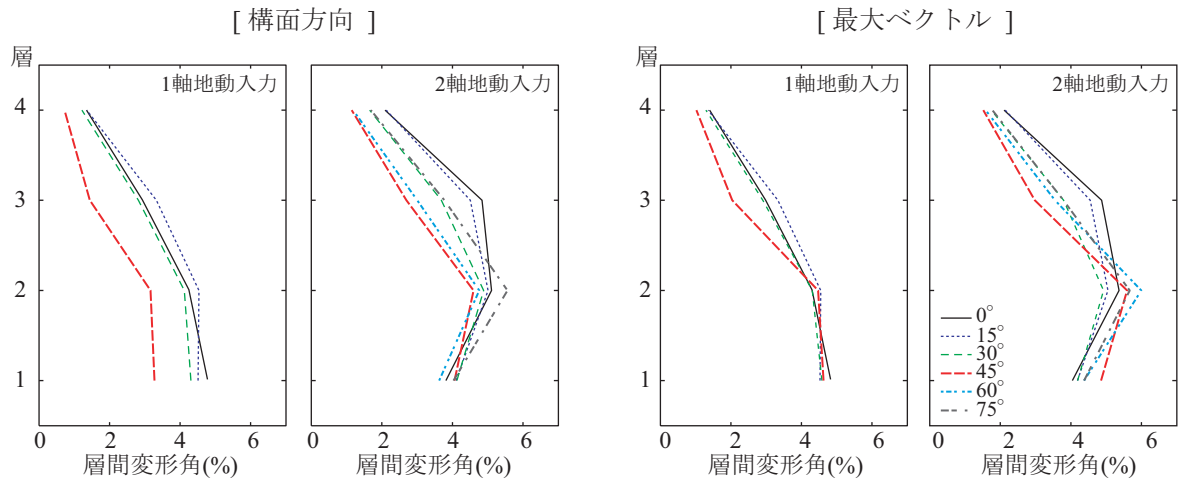
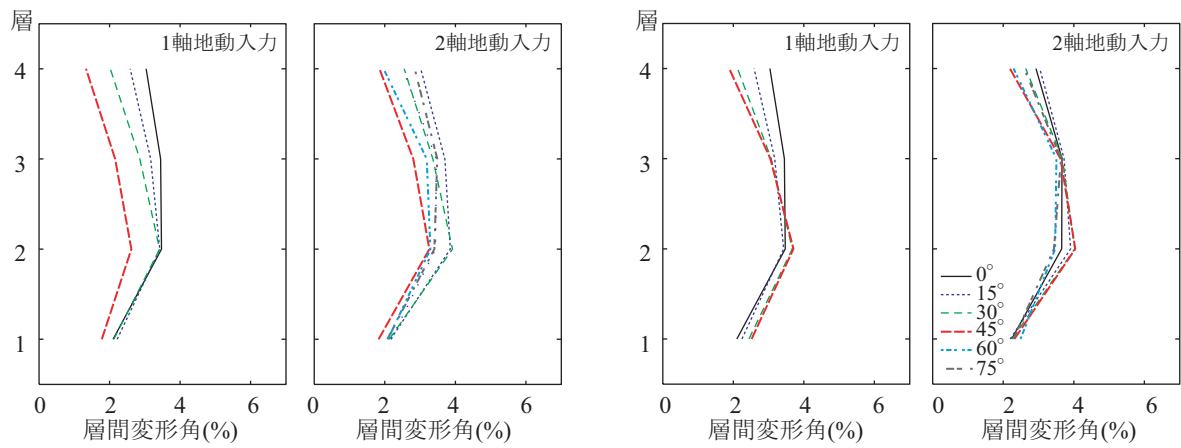


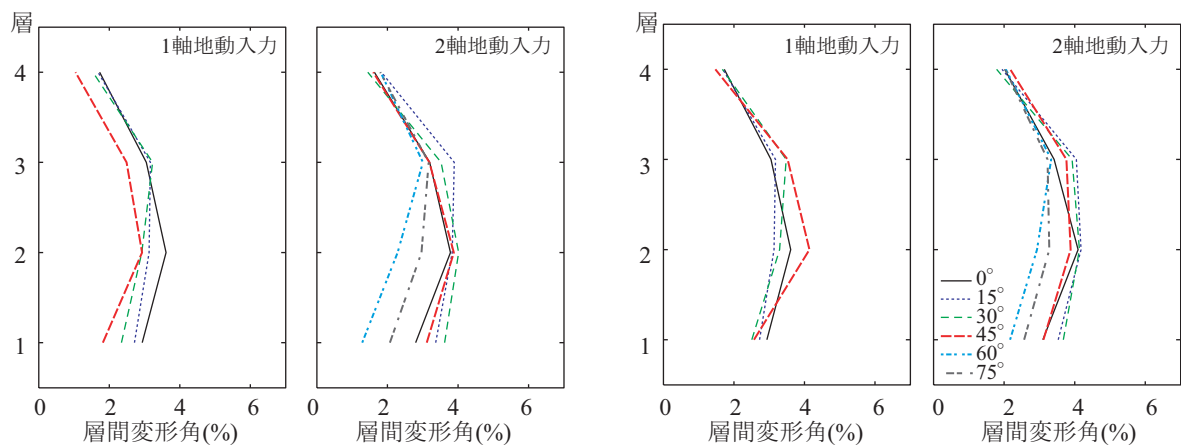
図 7.20 1階の層せん断力の軌跡 :Tohoku 波 ($V_{max}=75\text{cm/s}$)



(a) JR Takatori波 (Vmax:75cm/s)

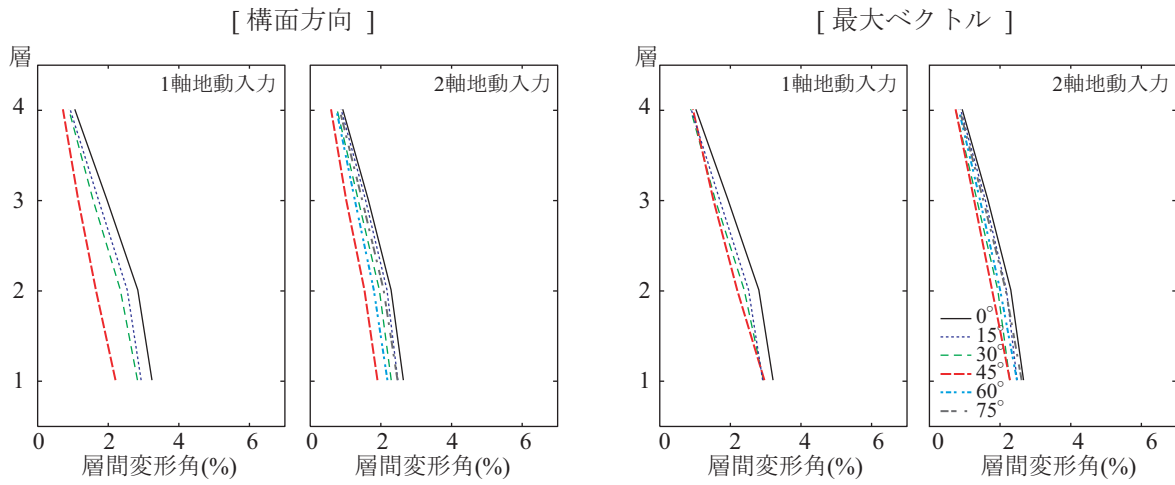


(b) JMA Kobe波 (Vmax:75cm/s)

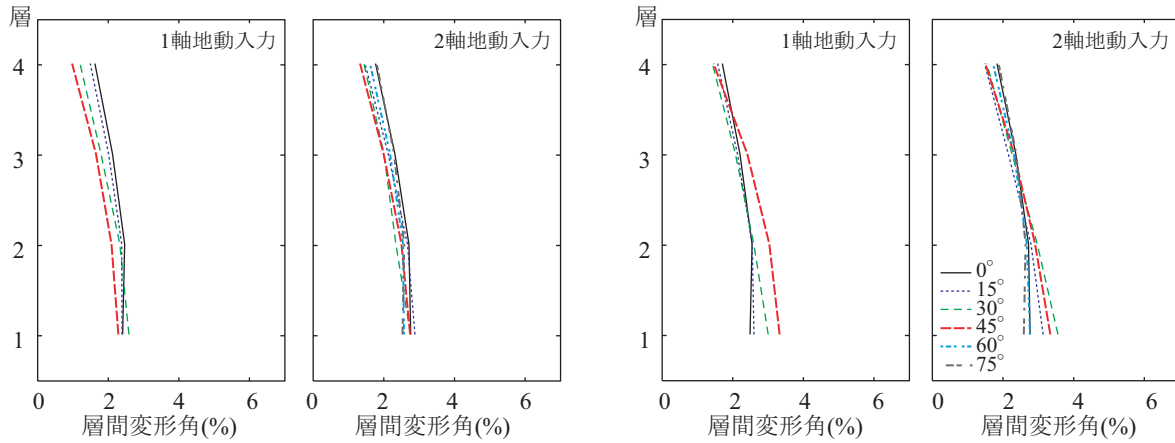


(c) Tohoku波 (Vmax:75cm/s)

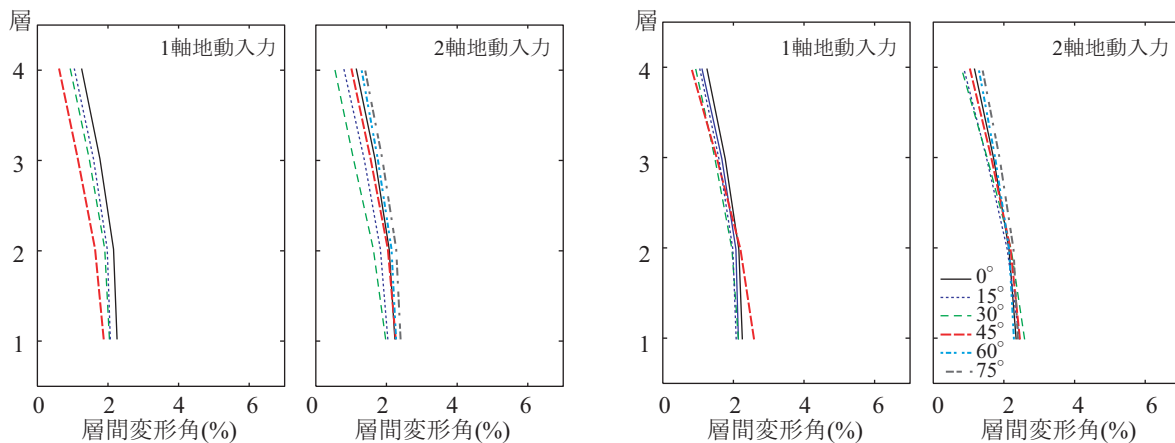
図 7.21 層間変形角分布 (柱梁強度比= $\sqrt{2}$)



(a) JR Takatori波 (Vmax:75cm/s)

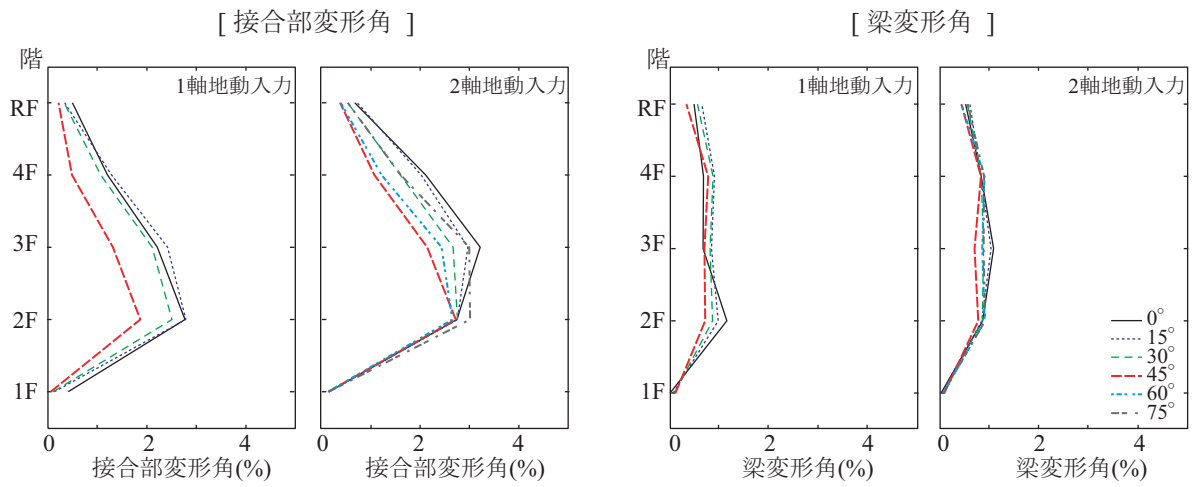


(b) JMA Kobe波 (Vmax:75cm/s)

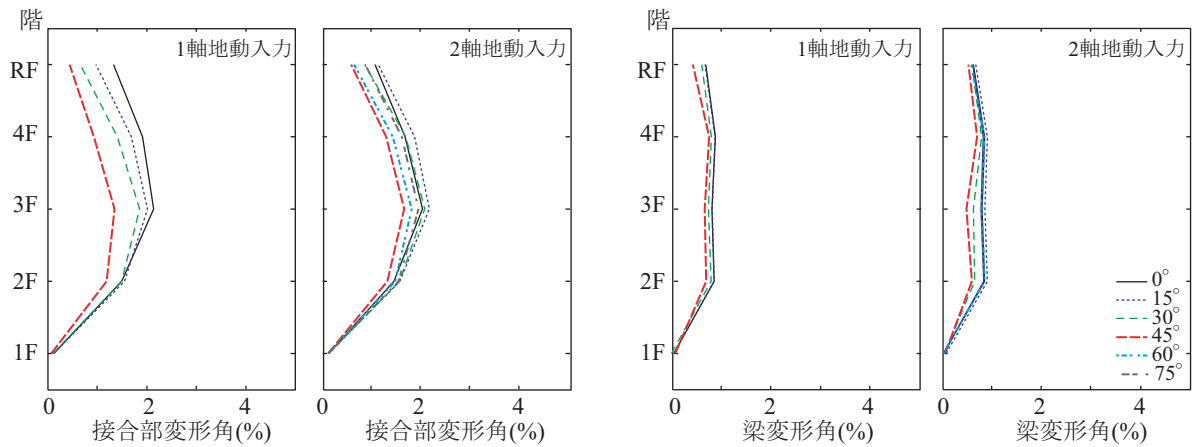


(c) Tohoku波 (Vmax:75cm/s)

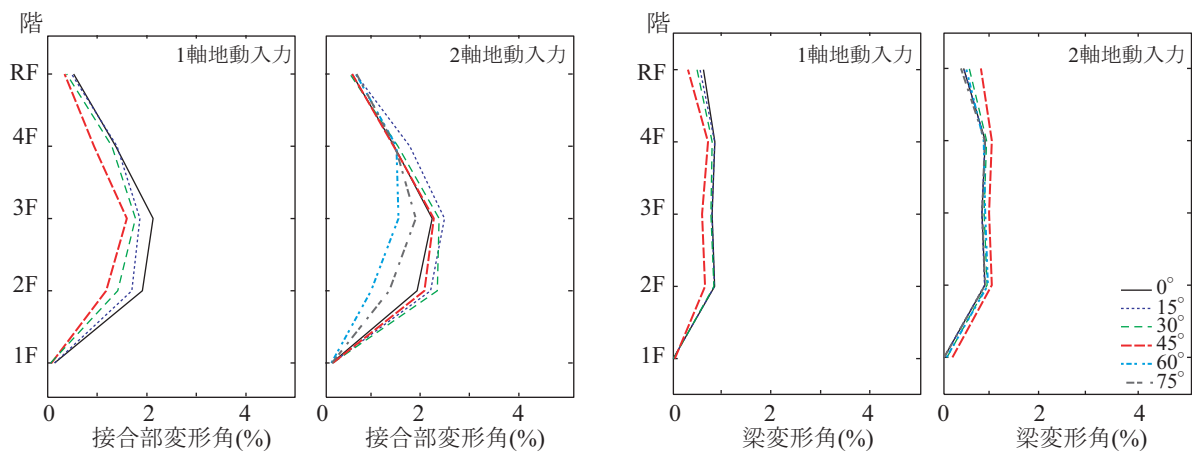
図 7.22 層間変形角分布 (柱梁強度比=2.5)



(a) JR Takatori波 (Vmax:75cm/s)



(b) JMA Kobe波 (Vmax:75cm/s)



(c) Tohoku波 (Vmax:75cm/s)

図 7.23 接合部変形角および梁変形角分布 (柱梁強度比= $\sqrt{2}$)

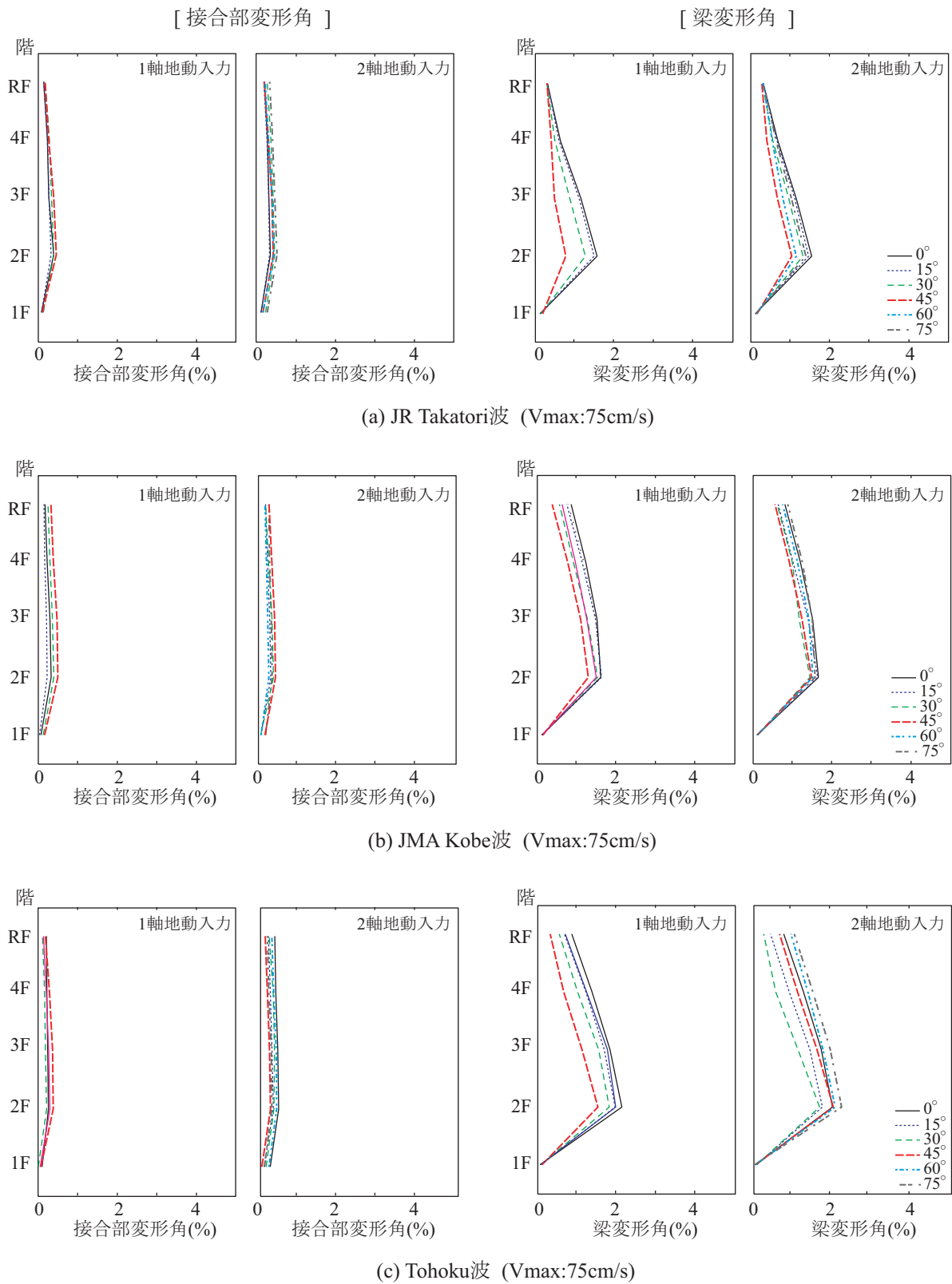


図 7.24 接合部変形角および梁変形角分布 (柱梁強度比=2.5)

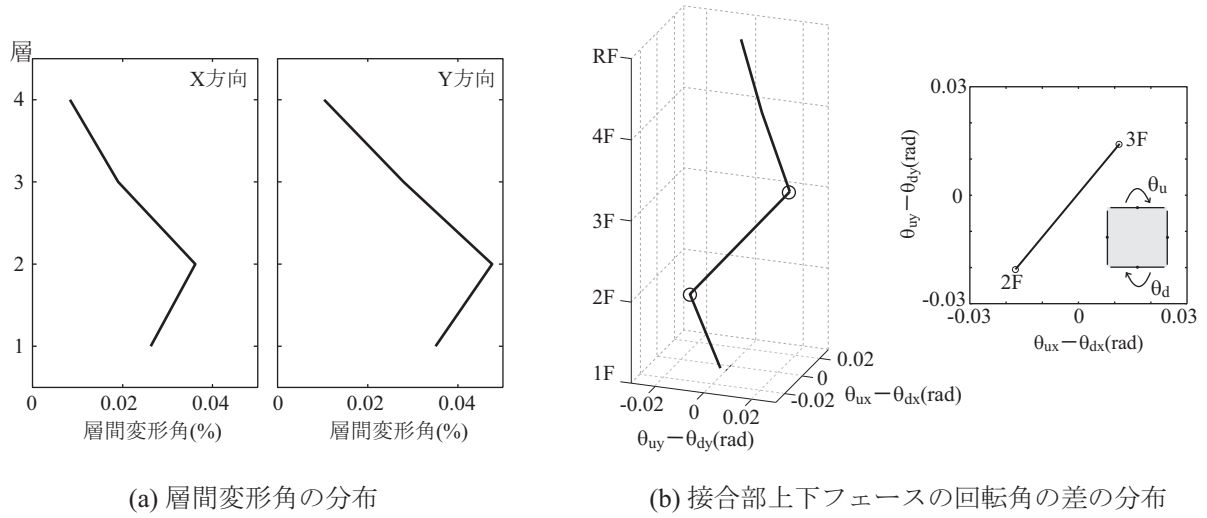


図 7.25 層間変形角分布および接合部上下フェースの回転角差の分布

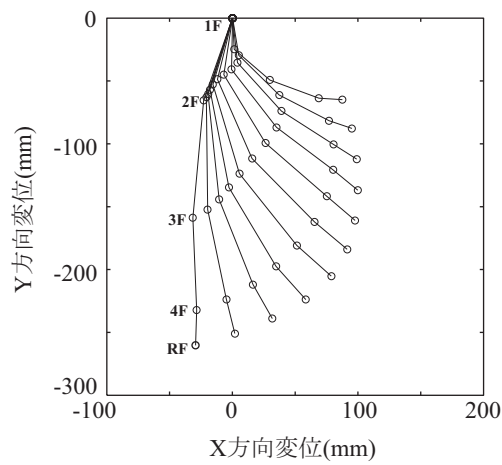


図 7.26 接合部損傷後の変位軌跡

7.6 まとめ

立体骨組モデルを用いて、柱梁強度比および地震動の入力方向をパラメータとした解析を行い、2方向地震力に対する骨組の挙動について検討した。

荷重の入力方向を 0° ～ 45° に変化させた静的増分解析結果では、構面方向の柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の骨組について、斜め方向における強度曲線が円弧状に変化し、方向による骨組の強度の変化が小さかったが、柱梁強度比2.5の骨組については、水平2方向の梁の耐力が有効となり、 45° 方向での架構の強度が最も大きくなった。

地震応答解析では、地震動の主軸方向から建物の構面方向が θ だけ傾いた建物を想定し、 θ を 0° ～ 90° に変化させながら、地震動の強軸の1軸地動を入力するケースとそれに弱軸地動を加える2軸地動入力ケースについて地震応答性状を検討した。その結果、1軸地動を建物の構面方向に入力した時の最大層間変形角に比べて、建物の方向角の変化および2軸地動入力によって応答変形角が増幅するケースは一部であり、大多数のケースについては、最大変形角の変化が10%以内であった。2軸地動入力時は、建物の変形方向が構面方向から 45° 方向に卓越する場合に最大層間変形角が生じる傾向が見られ、これは、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、建物の構面方向から 45° 方向における柱梁強度比が1.0となり、他の方向より相対的に弱い方向となったためだと思われる。なお、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の骨組は、建物の方向角によらず、ほぼ同程度の耐力を示したが、柱梁強度比2.5の骨組では、骨組の 45° 方向で最も耐力が大きいたことが確認された。立体骨組では、ある層の上下の柱梁接合部の変形角が逆向きになり、架構の 45° 方向に層崩壊機構となる場合があることを示した。また、柱梁接合部の損傷が激しく、接合部の固定度が低下すると、骨組の高さ方向の変位方向が上下階で異なる現象が起こることが確認された。

参考文献

- [7.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999年
- [7.2] 木原 祥智，芳村学：任意方向地震力を受ける RC 建物の降伏機構と変形方向，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18, No.2, pp.245-250, 1996年06月
- [7.3] 和田 章，広瀬 景：一2方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状日本建築学会構造系論文報告集第399号，pp.37-47, 1989年5月
- [7.4] 木村 竜馬，小川 厚治；水平2方向地動を受ける鋼構造骨組の柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響，日本建築学会九州市支部研究報告，第46号，pp.517-520, 2007年3月

第 8 章

結論

8.1 本論のまとめ

本論文では、2方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の弾塑性挙動を表せる立体柱梁接合部マクロエレメントを提案するとともに、その柱梁接合部マクロエレメントを取り入れた骨組モデルによる地震応答解析を行い、接合部降伏が生じる柱梁強度比が小さい架構の挙動について検討を行った。以下に各章のまとめを示す。

第1章は、本研究の背景と研究の目的および意義について述べた。

建築物の構造設計が、仕様設計から性能設計へ移行しており、地震時の目標性能の保証や確認のためには、弾塑性地震応答解析が必要である。RC ラーメン構造の建物は、地震時に2方向の水平力が同時に作用するため、柱や柱梁接合部において、その2方向水平力による効果を考慮できる部材モデルを用いなければならない。既往の2方向水平力を受ける柱梁接合部の部分架構を用いた実験および解析研究により、柱梁接合部は強い2軸相互作用を有することが知られているが、接合部の2軸挙動に関する研究例は少ないのが現状であり、柱梁接合部の2方向水平力に対する挙動を表せる解析モデルの提案ならびに柱梁接合部の非線形挙動を考慮した立体骨組解析の事例はいまだにない。

従来の骨組解析では、簡便さのため、柱梁接合部を剛域と仮定することが多いが、近年の研究により、柱梁強度比が1.0~2.0の範囲では、柱梁接合部が降伏し、架構の剛性が著しく低下することが明らかになってきた。なお、一般の中低層のRC建物では、柱梁曲げ強度比が1.0~1.5程度のものが多く、柱梁接合部降伏を避けられないことが現状である。よって、柱梁接合部降伏による架構の地震応答性状に関する検討の重要性は高まっている。

このような背景を踏まえて、本研究では、水平2方向地震力を受ける柱梁接合部の非線形挙動を表せるモデルを提案し、そのモデルを取り入れた骨組モデルより、柱梁接合部が降伏する柱梁曲げ強度比が小さい架構の地震応答性状を検討することを目的とする。

第2章は、過去に生じた鉄筋コンクリート柱梁接合部の地震被害、現行の柱梁接合部の設計法について述べ、柱梁接合部の数値解析モデル及び2方向水平力を受ける柱梁接合部に関する既往の研究についてまとめた。

1995年兵庫県南部地震による地震被害の報告書によると、柱梁接合部の被害が発生した建物はいずれも壁がすくない純ラーメン構造であり、接合部のせん断強度は十分に確保したにもかかわらず地震被害を受けた場合があると報告されている。また、接合部のせん断強度を高くすることで、接合部変形を制御する現行のRC柱梁接合部の耐震設計の考え方は必ずしも成立しないことが実験的研究から分かっており、接合部破壊機構を正しく表現できるモデルによる接合部強度と変形能に及ぼす因子の影響を考慮した設計法の確立が必要である。

柱梁接合部の非線形モデルについては、回転ばねおよびせん断パネルを用いる手法が提案されており、それらは自由度が少なくモデル化も単純であるが、一般的に柱梁接合部は様々な因子によって複雑な挙動を示すため、その非線形挙動を限られた要素で精度よく表現することは困難である。接合部非線形モデルに関するもう一つのアプローチとして、コンクリート、鉄筋、付着の材料の構成則にもとにした一軸ばねのみで構成されている接合部マクロエレメントがある。接合部マクロエレメントは、

接合部形状や破壊モードによらず適用でき、部分架構の剛性、耐力、履歴性状ともに実験結果をよく模擬できることが検証されている。

2方向水平力を受ける柱梁接合部に関する研究では、二方向载荷を受ける時に一方向载荷を受ける時より接合部変形が顕著となり、直交方向の载荷および叙荷時に変位を保っていた方向の耐力が低下する2軸相互作用があることが報告されている。しかし、2方向地震力を受ける柱梁接合部の非線形挙動ならびにRC骨組の地震応答性状に及ぼす影響に関する一般的な知見は得られていなく、立体柱梁接合部の非線形挙動を表すモデルの提案はいまだにない。

第3章では、本論で提案する立体柱梁接合部マクロエレメントの構成および剛性マトリックスの作成と解析手法についてまとめた。

立体柱梁接合部マクロエレメントの構築に当たって、水平2方向地震力に対し、柱梁接合部内には2方向に独立する圧縮ストラットが生じると仮定した。立体柱梁接合部マクロエレメントは、柱と梁端部の平面保持を表す6つの剛版と、対角方向と水平および鉛直方向におけるコンクリートばね、そして、鉄筋と付着すべりばねで構成されている。本章では、各一軸ばねの幾何学的配置と寸法および本論で用いた材料モデルの構成則について詳述した。柱および梁は、線材に置き換え、材軸方向の応力分布を力の釣合により定めるForce-Based Elementよりモデル化している。なお、材軸方向には複数の積分点を設け、その積分点はファイバー断面としてモデル化している。柱および梁要素の剛性マトリックス作成および弾塑性解析法についても本章で詳述した。

第4章では、水平1方向加力を受ける十字型柱梁接合部部分架構を対象に、立体柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果と実験結果との比較を行った。

柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析結果は、スラブなしおよびスラブ付きの部分架構の主筋の降伏点、最大強度、破壊モードおよび履歴性状について実験結果をよく模擬でき、最大強度については15%以内の誤差で、主筋降伏時の強度と変形角については20%以内の誤差で実験結果を追跡できた。なお、主筋量、柱梁強度比、主筋間距離、接合部アスペクト比といった影響因子が柱梁接合部の耐震性能へ及ぼす影響についても、解析結果と実験結果の傾向がよく一致した。しかし、主筋間距離と部材せいの比が1/2であった試験体については、実験値と解析値の対応が悪く、主筋間距離比が短いものに対する更なる検討とモデルの改善が必要である。

層間変形角7%の大変形時まで繰り返し加力を行った試験体に対する解析結果は、最大強度後の耐力低下の割合について実験結果とよい対応を示した。しかし、高軸力を受ける場合について実験データを基にマクロエレメントの適用性の検討が必要であると考えられる。

接合部変形成分について実験値と解析値を比較したところ、マクロエレメントは、層間変形角が小さい範囲で接合部変形成分の比率を過大評価する傾向が見られた。それは、抜け出し変形量を考慮して最初から接合部内の通し主筋の剛性を低減させたことが原因であると思われる。また、柱梁強度比が大きい試験体に対して、主筋の歪効果を無視する場合、履歴吸収能を過小評価する可能性があることが確認され、注意が必要である。

第5章では、水平2方向加力を受ける柱梁接合部部分架構を対象とした解析結果を実験結果と比較

し、柱梁接合部マクロエレメントの妥当性について検証を行った。立体柱梁接合部マクロエレメントによる解析結果は、2方向载荷を受ける接合部部分架構の最大強度、剛性、履歴性状について実験結果をよく模擬できた。また、1方向の層間変位を保ったまま、直交方向の加力及び叙荷時に、変形を保っていた方向の耐力が低下する2軸相互作用を表すことができた。2方向载荷時に耐力が低下することは、コンクリートの応力分布の変化による圧縮ゾーンの増加に伴って応力中心間の距離が小さくなるためであると考えられるが、実験データとの比較による検討が今後必要である。一方、柱梁接合部の変形を無視した解析では、強度と履歴面積を過大評価し、層せん断力の2軸相互関係を表すことができなかった。また、柱梁曲げ強度比を大きくした場合、梁の変形が卓越し、架構の強度が上昇し履歴は太ったループを示すことが確認され、柱梁接合部マクロエレメントは、接合部降伏型や梁降伏型の破壊モードを表現できると言える。

第6章では、柱梁接合部マクロエレメントを用いた平面骨組モデルより、柱梁接合部降伏が生じる架構の地震応答性状について検討を行った。柱梁曲げ強度比を主なパラメータとし、4層および8層建物を対象に建物の倒壊余裕度に着目し、従来の柱梁接合部の非線形挙動を無視する解析方法による結果との比較を行った。

柱梁接合部の変形を考慮した場合は、柱梁接合部降伏によって特性の層に変形が集中する層崩壊が生じやすく、地震動のある入力レベルで、変形角が著しく増大し、骨組が倒壊することが確認された。また、入力地震動によって倒壊限界変形角のばらつきはあるが、概ね層間変形角8%~10%を超えると骨組が倒壊し、柱梁強度比が大きくなるにつれて倒壊が生じる地震動の入力レベルも大きくなった。

一方、接合部変形を無視した解析では、全層に渡って損傷が分散される傾向となり、地震動の入力を大きくしても、骨組の崩壊が生じにくいことが確認された。よって、柱梁接合部の非線形挙動を無視する解析法では、架構の層崩壊の危険性を見逃す可能性があり、骨組が倒壊する地震動の入力レベルは接合部変形を考慮する場合に比べて大きくなる。

余震の影響を想定し、地震動を2回入力する解析を行った結果では、柱梁接合部降伏によって耐力低下が生じる場合、2回目に入力する地震動のレベルが1回目の入力レベルより小さくても骨組が倒壊する可能性があることが確認された。

第7章では、立体骨組モデルを用いて、柱梁強度比および地震動の入力方向をパラメータとした解析を行い、2方向地震力に対する骨組の挙動について検討した。

荷重の入力方向を 0° ~ 45° に変化させた静的増分解析結果では、構面方向の柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の骨組について、斜め方向における強度曲線が円弧状に変化し、方向による骨組の強度の変化が小さかったが、柱梁強度比2.5の骨組については、水平2方向の梁の耐力が有効となり、 45° 方向での架構の強度が最も大きくなった。

地震応答解析では、地震動の主軸方向から建物の構面方向が θ だけ傾いた建物を想定し、 θ を 0° ~ 90° に変化させながら、地震動の強軸の1軸地動を入力するケースとそれに弱軸地動を加える2軸地動入力ケースについて地震応答性状を検討した。その結果、1軸地動を建物の構面方向に入力した時の最大層間変形角に比べて、建物の方向角の変化および2軸地動入力によって応答変形角が増幅するケースは一部であり、大多数のケースについては、最大変形角の変化が10%以内であった。2軸地動入力時

は、建物の変形方向が構面方向から 45°方向に卓越する場合に最大層間変形角が生じる傾向が見られ、これは、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の場合、建物の構面方向から 45°方向における柱梁強度比が 1.0 となり、他の方向より相対的に弱い方向となったためだと思われる。なお、柱梁強度比 $\sqrt{2}$ の骨組は、建物の方向角によらず、ほぼ同程度の耐力を示したが、柱梁強度比 2.5 の骨組では、骨組の 45°方向で最も耐力が大きいたことが確認された。立体骨組では、ある層の上下の柱梁接合部の変形角が逆向きになり、架構の 45°方向に層崩壊機構となる場合があることを示した。また、柱梁接合部の損傷が激しく、接合部の固定度が低下すると、骨組の高さ方向の変位方向が上下階で異なる現象が起こることが確認された。

8.2 今後の課題

1) 接合部降伏型の RC 建物の設計クリアテリアーの設定

建物の周期、柱梁強度比、設計強度などによるパラメトリックスタディを通じ、柱梁接合部が降伏する RC 建物の柱梁強度比、設計強度、安全限界の変形角といった設計クリアテリアーを設定することが必要である。

2) 高軸力を受ける接合部およびせん断破壊する接合部に対する適用性の検討

本論では、接合部内での主筋の塑性化に伴う破壊モードを主な対象とし、柱梁接合部マクロエレメントの検証を行った。また、対象とした試験体は軸力作用が無いものや軸力が小さいものである。よって、高軸力を受けて接合部パネルの変形が抑制される場合および主筋量が多く鉄筋が塑性化せず、コンクリートのみ圧壊する破壊モードに対する適用性について検討が必要である。

3) コンクリートの多軸応力状態を表現

本論では、モデルの簡便さのため、独立である一軸ばねで構成される立体柱梁接合部マクロエレメントを提案しているが、実際、柱梁接合部のコンクリートは 3 軸応力状態である。よって、解析精度を向上させるためには、コンクリートの多軸応力状態を表現する材料構成則とコンクリートばねの配置方向などについてさらなる検討が必要である。

4) 多スパン骨組モデルへ拡張と振動台実験との比較

多スパン立体骨組モデルへ拡張し、振動台の実験と解析結果との比較によるモデルの検証が必要である。なお、変動軸力が大きい骨組では、圧縮軸力と引張軸力を受ける時に強度が異なる。柱梁接合部マクロエレメントの圧縮及び引張軸力作用時におけるモデルの検証や変動軸力を考慮した地震応答解析については今後の課題である。