OUKA
The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	筋違を含む鋼構造建物の倒壊挙動解析用の力学モデルと超大地震動下での完全倒壊性状
Author(s)	斉, 浩
Citation	大阪大学, 2021, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/85400
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

筋違を含む鋼構造建物の倒壊挙動解析用の力学モデルと超大地震動下での完全倒壊性状

QI HAO

2021 年 06 月

大阪大学大学院工学研究科

目　次

1. **序論** 1-1

1.1 研究背景と目的 1-1

1.2 既往研究 1-1

1.3 本論の構成 1-3

参考論文 1-5

2. **曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違に適用する一般化塑性ヒンジモデル** 2-1

2.1 序 2-1

2.2 一般化塑性ヒンジモデルによる曲げ座屈と引張降伏の交番繰返し挙動 2-1

2.3 完全弾塑性材料の下での検討 2-1

2.3.1 検討対象 2-1

2.3.2 従来の一般化塑性ヒンジモデルおよびシェル要素による解析結果の比較 2-3

2.3.3 筋違の履歴特性を反映させるための一般化塑性ヒンジモデルの改良 2-5

2.3.4 改良後の一般化塑性ヒンジモデルおよびシェル要素による解析結果の比較 2-9

2.4 建築構造用鋼材（SN490）への適用 2-11

2.4.1 シェル要素による解析結果 2-11

2.4.2 一般化塑性ヒンジモデルにおける硬化則と低減率・収縮率の設定 2-11

2.4.3 改良後の一般化塑性ヒンジモデルおよびシェル要素による解析結果の比較 2-13

2.5 部材長さ（細長比）の相違に対する考察 2-15

2.5.1 細長比に対する剛性低減率と降伏曲線収縮率 2-15

2.5.2 改良後の一般化塑性ヒンジモデルと修正柴田・若林モデルによる解析結果の比較 2-16

2.6 様々な幅厚比に対する剛性低減率と降伏曲線収縮率 2-17

2.6.1 解析概要 2-17

2.6.2 完全弾塑性材料における検討 2-17

2.6.3 歪硬化材料（建築構造用鋼材）における検討 2-19

2.7 同じ幅厚比の下での断面寸法の影響 2-21

2.8 両端剛接筋違への適用 2-21

2.9 結 2-23

付録 2-24

参考文献 2-25

3. **曲げを受けて局部座屈する H 形鋼梁に適用する曲げモーメント–回転角関係モデル** 3-1

3.1 序 3-1

3.2 有限要素解析 3-1

3.2.1 解析対象 3-1

3.2.2 解析パタメータ 3-2

3.2.3 材料特性 3-2

3.2.4　初期不整　3-4
3.2.5　単調解析の検証　3-5
3.2.6　Chaboche 硬化則の検討　3-6
3.3　加藤秋山の骨格曲線　3-9
3.4　骨格曲線へのモデル化　3-11
3.4.1　提案方針　3-11
3.4.2　幅厚比指標 WF_0　3-12
3.4.3　硬化域の設定　3-13
3.4.4　劣化域の設定　3-17
3.4.5　提案する骨格曲線　3-19
3.5　履歴則の検討　3-24
3.5.1　加藤秋山モデル　3-24
3.5.2　修正 IMK モデル　3-24
3.5.3　各履歴則による結果の比較　3-25
3.5.4　提案モデルによる結果　3-26
3.6　結　3-31
参考文献　3-32

4.　軸力と 2 軸曲げを受けて局部座屈する H 形鋼柱に適用する一般化塑性ヒンジモデル　4-1
4.1　序　4-1
4.2　軸力と 2 軸曲げを受ける H 形断面の降伏曲面　4-1
4.3　多重降伏曲面による多折線荷重–変形モデル　4-4
4.3.1　全塑性耐力と最大耐力を規定する降伏曲面　4-4
4.3.2　一般化塑性ヒンジモデルにおける降伏曲面の更新則　4-6
4.4　一般化塑性ヒンジモデルによる解析とシェル要素による有限要素解析の比較　4-7
4.4.1　シェル要素有限要素モデルの設定　4-7
4.4.2　歪硬化・劣化・除荷後再降伏挙動の比較　4-10
4.4.3　一定軸力下の繰返し挙動の比較　4-17
4.5　結　4-20
参考文献　4-22

5.　H 形鋼柱を介してラーメン骨組と筋違付きラーメン骨組が直交する建物の倒壊挙動　5-1
5.1　序　5-1
5.2　検討対象　5-1
5.2.1 検討対象建物　5-1
5.2.2 力学モデル　5-3
5.2.3 筋違の破断条件　5-3
5.2.4 梁の破断条件　5-4
5.2.5 損傷に寄与する地震入力エネルギー　5-5
5.3　力学モデルの改良が地震応答性状と耐倒壊性能に及ぼす影響　5-6

5.3.1　筋違の力学モデルの影響（x 方向）　5-6
5.3.2　梁の力学モデルの影響　5-7
5.3.3　柱の力学モデルの影響　5-11
5.3.4　柱・梁・筋違すべての力学モデルの改良の影響　5-14
5.3.5　倒壊性状の考察　5-17
5.4　結　5-20
参考文献　5-21

6.　結論　6-1
6.1　本研究のまとめ　6-1
6.2　今後の研究　6-3
本論文に関する発表論文
謝辞

第1章　序論

1.1　研究背景と目的

日本では，1995 年 1 月 17 日の阪神・淡路大震災や 2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震などは数万の人命を奪ってしまい，巨大な経済損失を引き起こした。また今後には，南海・東南海の海洋型の地震や上町断層の直下型の巨大地震で，大きな揺れの発生が懸念されている。現行の耐震設計で設計された建物は極稀地震に対して一定の耐震性能を持っているが，それを超える地震に対して，建物が倒壊に至るまでの余裕度がわかっていないといえる。さらに，旧耐震設計基準または新耐震設計基準によって設計されている現存の建物の耐倒壊性能も玉石混淆の状態だといえる。したがって，人命を守って安全な建物を確保するため，巨大地震で，建物が倒壊に至るまでの余裕度を把握することが必要である。

現在，建物の崩壊挙動は主に静的・動的弾塑性解析でシミュレーションされている。その場合には，部材などをモデル化するためのさまざまなタイプの要素が使われている。たとえば，ビーム要素、繊維要素、3 次元ソリッド要素などである。その中で，ビーム要素によるモデルは，要素数が少なく，理論が明確で，計算効率が高いので，地震応答解析において広く使われている。こういう要素で建物の非線形解析を正確に行うには，部材の繰返し挙動を表現できる力学モデルが必要であるが，日本でよく使われている一般化塑性ヒンジモデルや加藤秋山モデルは H 形鋼部材における局部座屈による劣化挙動を十分に表現できないため，建物の完全倒壊までの挙動を十分に反映できない欠点を有している。したがって，建物の倒壊挙動を検討するため，部材に生じる大変形域までの力学モデルの開発が必要である。

本研究では，まず部材に関する大変形域までの挙動をシェル要素 FEM 解析で明らかにし，H 形断面の筋違、梁および柱部材の劣化挙動を表現できる力学モデルを，シェル要素 FEM 解析結果と一致させるよう提案する。さらに，H 形鋼で構成され建築基準法に基づいて設計された鋼構造建物が倒壊に至るまでの挙動を本論の提案モデルで解析して考察し，各部材の力学モデルが建物の倒壊挙動や耐倒壊性能に及ぼす影響を把握する。

1.2　既往研究

部材の力学モデルについては，数十年間に多くの研究が行われてきた。Ikeda と Mahin[1.1)]によると，開発方法に応じて有限要素モデル (Finite element model)、現象モデル(Phenomenological model)および物理モデル(Physical theory model)の 3 種類に分けている。

有限要素モデルは部材のモデルを小さな要素に分割し，各要素における微分方程式の近似解を得，材料の応力度−歪度関係による材料非線形と大変形による幾何非線形を考慮できる解析方法である。この方法は理論が非常に複雑であり，解析時間もかかるが，精確であるので，精密解としてよく使われている。

現象モデルは一般的に実験結果や精確な有限要素モデルによる結果に合わせるよう，簡単な折れ線で部材の繰返し挙動を表現できる方法である。これを有限要素モデルと比べると，経験則に基づいているものの，わかりやすく簡単である。また，現象モデルに基づく解析は時間があまりかからず，効率が高い。しかし，この方法による力学モデルは，一般的にいくつかの係数を特定の部材の実験結果あるいは有限要素モデルによる結果で検証せねばならないので，適用範囲の制限がある。

このモデルについては，Sivaselvan と Reinhor[1.2)]により，滑らかな履歴モデル(Smooth Hysteretic Model, SHM)と多折れ線の履歴モデル(Polygonal Hysteretic Model, PHM)に一般的に分類することができる。滑らかな履歴モデルは Bouc[1.3)]が最初に提案した後，鋼材、コンクリート材料[1.4~1.7)]、または速度依存ダンパー[1.8)]へ対応できるモデルとして開発された。これらの滑らかな履歴モデルはすべて用途が広いが，比較的複雑だという欠点が有している。一方，Sivaselvan と Reinhorn[1.2)]は，Clough モデル[1.9)]と Takeda モデル[1.10)]に基づいて，多折れ線の履歴モデルの詳細なフレームワークを作成した。Ibarra など[1.11)]は実験結果に基づいて一つの多折れ線の履歴モデルを提案した。その後，Lignos DG.[1.12)]はこのモデルを改良し，座屈耐力、歪硬化、劣化耐力および除荷剛性の劣化を考慮できるような劣化モデル，いわゆる「修正 IMK モデル」(Modified Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) Model)，を提案した。また，Lignos DG.[1.13)]は修正 IMK 劣化モデルを使用し，2 つの 4 階建ての純ラーメン骨組を 1:8 のスケールでモデル化して解析を実行し，地震応答によるモデルの倒壊挙動の正確なシミュレーションを行った。Lu XZ.など[1.14)]は修正された Clough モデル[1.9, 1.15)]と IMK 劣化モデルに基づいて，倒壊解析のための単純化された単一自由度履歴モデルを提案し，中国の設計基準に基づいて設計された 8 階建ての RC フレーム構造で提案モデルを検証した。Zheng HD.と Fan J.[1.16)]は有限要素モデルによる結果に基づいて，破断が考慮できるモデルを提案した。

日本で曲げ座屈と引張降伏を受ける筋違に対しては，柴田・中村・若林は曲げ座屈後の圧縮側耐力曲線と引張側耐力曲線を軸方向変位の単純な陽関数で表現する方法を，実験結果を回帰する形で提案している[1.17)]。その後，谷口らはこの方法を改善し，初期座屈以降に順次発生する座屈時の耐力低下を累積塑性歪の関数で表した修正モデルを提案している[1.18)]。また，伊藤らは柴田・中村・若林モデルを基にして一般化細長比・一般化幅厚比・径厚比・振幅履歴を考慮することで，大変形領域における耐力および剛性の劣化挙動を追跡できる復元力モデルを提案している[1.19)]。柱梁部材に対しては，加藤秋山モデル[1.20, 1.21)]という多折れ線の履歴則が広く採用されている。しかし，加藤秋山モデルは，特に大変形解析において，部材の劣化特性を過剰に評価していることがわかった[1.20, 1.22)]。以上のように，一般的な構造材料の非線形特性を捉えるために多くのモデルが提案されているが，日本の設計基準で設計された構造の倒壊を正確に分析するには，部材の劣化挙動を考慮可能なより効率的で明瞭なモデルが必要である。

物理モデルは曲げモーメントと軸力を受ける部材を対象として，断面の応力状態による相関関係を考慮する方法である。有限要素モデルや現象モデルと比べると，両方の利点を組み合わせたものである。すなわち，現象モデルよりも比較的に適用可能で精確であり，有限要素モデルよりも解析が効率的である。代表的なモデルである一般化塑性ヒンジモデルは，部材を弾性棒と塑性ヒンジで構成し塑性ヒンジにおける軸力–曲げモーメントで規定した降伏曲線で弾塑性状態を判定する。しかし，部材の断面を塑性ヒンジの点に集中しているので，局部座屈による断面形状の変化や塑性ヒンジが軸方向に進展する現象を一般化塑性ヒンジモデルは考慮できない。

この方法について以下に示すよう様々な研究が行われた。Zayas V.A ら[1.23)]は筋違に関する力学モデルをレビューした上で，多折れ線モデルと塑性ヒンジモデルの特徴をそれぞれまとめ，塑性ヒンジモデルを発展させるべきということを示した。その後に色々な塑性ヒンジ法によるモデルが開発された[1.24~1.27)]。Sherif ら[1.28)]は一般化塑性ヒンジを用い，弾性限を規定する Loading Surface と全塑性を規定する Bounding Surface を設定し，その間の剛性を徐々に低下させることで，バウシンガー効果を表現できるモデルを提案している。Li など[1.29)]は，Force analogy method に基づいて， 2 つのスライドヒンジを

使用して曲げ変形と軸方向の塑性伸び挙動をシミュレートし，筋違の力学モデルを提案した。しかし，このモデルは，変形プロセス中に形成された塑性ヒンジを反映できず，座屈挙動を正確に反映できない欠点を有している。文献[1.30]は塑性ヒンジとスライドヒンジでそれぞれ曲げ変形と軸方向伸びを表現し，[1.29]の欠点を修正した。

日本では，野中[1.31, 1.32]は完全弾塑性材を対象として軸力–曲げモーメントで規定した降伏曲線を用いて一般化塑性ヒンジ法を示した。井上・小川[1.33]は一般化塑性ヒンジモデルを用いて，筋違の複雑な繰返し挙動を解析している。この一般化塑性ヒンジモデルを利用した筋違の曲げ座屈解析は理論的に明快な長所をもつ反面，断面内の塑性域の広がりを考慮できないこと，圧縮にともなう局部座屈や引張塑性にともなう断面の形状変化を考慮できないことなどにより，実際の挙動を十分に反映できない短所を有していた。柱の物理モデルとしては，多田ら[1.34, 1.35]は，軸力と 2 軸曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性解析プログラムに，一般化塑性ヒンジモデルを適用した方法を提案している。その方法において，多重の降伏曲面を設定することで多折れ線の荷重–変形挙動を表現し，最外降伏曲面を収縮させることで局部座屈後の劣化挙動を表現している。このモデルを用いることで，地震時に時々刻々と変化する変形方向と軸力に対して，それらに合わせた接線剛性を定めることができるようになった。また角形鋼管の局部座屈後の耐力と降伏曲面との関係を考察することで，劣化後の降伏曲面の更新則も提案している。

1.3 本論の構成

前節で述べたよう，日本における筋違に対する一般化塑性ヒンジモデルと柱梁に対する加藤秋山モデルは部材の大変形領域の実挙動を十分に反映できない不足点があるので，本研究では各部材の劣化挙動をより精確に表現できる力学モデルを開発し，鋼構造建物が倒壊に至るまでの解析を行うことで，力学モデルが建物の倒壊挙動に及ぼす影響を考察することとする。具体的に本論は 6 章で構成されている。第 2 章、第 3 章および第 4 章では，H 形鋼の筋違、梁および柱の力学モデルをそれぞれ開発した。第 5 章では，開発した部材の力学モデルを用いて建物の倒壊挙動を検討した。第 6 章では，本論の結論をまとめ，さらに本研究で検討していない問題を今後の研究課題として示した。各章の内容を以下に記述する。

第 1 章：「序論」

研究背景と目的を示した。また，部材の力学モデルに関する既往研究をまとめた。

第 2 章：「曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違に適用する一般化塑性ヒンジモデル」

曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違を対象とし，一般化塑性ヒンジモデルによる解析結果をシェル要素 FEM 解析で得られる結果と比較することで，一般化塑性ヒンジモデルの不足点を考察した。その上で，最小限必要な回帰式を導入することで，筋違の繰返し履歴挙動を精度よく表現可能な一般化塑性ヒンジモデルを提案した。

第 3 章：「曲げを受けて局部座屈する H 形鋼梁に適用する曲げモーメント–回転角関係モデル」

曲げを受けて局部座屈する H 形鋼梁を対象に，幅厚比、シアスパンおよび梁せいをパラメータとしてシェル要素 FEM 解析を行い，その結果に基づいて曲げモーメント–回転角関係の骨格曲線を提案した。更に，既往の繰返し履歴則を考察し，適切な繰返しモデルを検討した。

第 4 章：「軸力と 2 軸曲げを受けて局部座屈する H 形鋼柱に適用する一般化塑性ヒンジモデル」

小田らが提案した軸力と 2 軸曲げを受けて局部座屈する H 形鋼柱に適用する一般化塑性ヒンジモデ

ルに基づいて，シェル要素 FEM 解析で歪硬化・劣化・再載荷および繰返し挙動を考察して適切な一般化塑性ヒンジモデルを検討した。

第 5 章：「H 形鋼柱を介してラーメン骨組と筋違付きラーメン骨組が直交する建物の倒壊挙動」

第 2 章から第 4 章までで提案した部材の力学モデルを用い，現在の建築基準法を満足するように設計した 3 層 3x3 スパン鋼構造建物を検討対象とし，倒壊に至るまでの倒壊解析を行った。骨組の倒壊挙動を考察して各部材の改良力学モデルが骨組の倒壊挙動や耐倒壊性能に及ぼす影響を検討した。

第 6 章：「結論」

本章では，第 2 章から第 5 章までの知見をまとめて結論を示した。また，本研究に関する今後の研究課題を示した。

参考文献

1.1) Ikeda, K., and Mahin, S. A. A refined physical theory model for predicting the seismic behavior of braced steel frames. Rep. No. UCB/EERC-84/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif. 1984.

1.2) Sivaselvan MV, Reinhorn AM. Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures. Technical Rep. MCEER, Univ. at Buffalo, SUNY, Buffalo, NY. 1999.

1.3) Bouc R. Forced vibration of mechanical system with hysteresis. Proc., 4th Conf. on Nonlinear Oscillations. 1967.

1.4) Wen YK. Method for random vibration of hysteretic systems. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1976, 102(2), 249–263.

1.5) Park YJ, Reinhorn AM, Kunnath SK. IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame—shear-wall structures. Technical Rep. NCEER, Univ. at Buffalo, SUNY, Buffalo, NY. 1987.

1.6) Kunnath SK, Reinhorn AM. Efficient modeling scheme for transient analysis of inelastic RC structures. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 1995, 10(2), 97–100.

1.7) Ray T, Reinhorn AM. Enhanced smooth hysteretic model with degrading properties. Journal of Structural Engineering, 2014, 140.1, 04013028.

1.8) Rodgers GW, Mander JB, Geoffrey CJ. Modeling cyclic loading behavior of jointed precast concrete connections including effects of friction, tendon yielding and dampers. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41.15, 2215-2233.

1.9) Clough R, Johnston SB. Effects of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Proc., Second Japan Earthquake Engineering Symp., 1966, 227–232.

1.10) Takeda T, Sozen MA, Neilsen NN. Reinforced concrete rsponse to simulated earthquake. Journal of the Structural Division, 1970, 96(12), 2557–2573.

1.11) Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005, 34.12, 1489-1511.

1.12) Lignos D, Krawinkler H. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. Journal of Structural Engineering ASCE, 2010, 137.11,1291-1302.

1.13) Lignos DG, Krawinkler H, Whittaker AS. Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011, 40.7, 807-825.

1.14) Shi, W., Lu, XZ., Ye, LP., Qu, Z. Single-degree-of-freedom hysteretic model for collapse analysis of building structures. Engineering Mechanics, 2012, 29(10), 5-12. (in Chinese)

1.15) Mahin SA, Bertero VV. Nonlinear seismic response of a coupled wall system [J]. Journal of the Structural Division ASCE, 1976, 102, 1759-1980.

1.16) Zhao YF., Tong GS. Seismic force modification factors for structures with modified-Clough hysteretic model [J]. Chinese Civil Engineering Journal, 2006, 39(10), 34-41. (in Chinese)

1.17) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化：その 1 定式化関数の誘導，日本建築学会論文報告集，pp.18-24，1982.06

1.18) 谷口元，加藤勉，中村紀吉，高橋泰彦，佐伯俊夫，広谷勉，相川勇治：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，構造工学論文集，pp.303-316，1991.03

1.19) 伊藤拓海，杉山昇馬，井上祥一：繰返し載荷を受ける鋼圧縮材の劣化挙動を考慮した復元力特性モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.710. pp.715-725，2015.04

1.20) 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴う H 形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 257 号，pp.49-58，1977.07

1.21) 加藤勉，秋山宏：鋼構造部材の耐力(その４)，日本建築学会論文報告集，第 151 号，pp.15-20，1968.09

1.22) Qi H., Tada M., Tani N., Shirai Y. Monotonic and hysteretic model for H-shaped beams incorporating deterioration behavior owing to the local buckling. Thin-Walled Structures, 2020. 157, 107016

1.23) Zayas, V.A., Mahin, S.A., Popov, E.P., Shing, P.S.B. Inelastic structural analysis of braced platforms for seismic loading. In Offshore Technology Conference. 1981, Offshore Technology Conference.

1.24) Gugerli, H., Goel, S.C. Inelastic cyclic behavior of steel bracing members. Rep. No. UMEE 82R1, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich. 1982.

1.25) Soroushian, P., Alawa, MS. Hysteretic modeling of steel struts: Refined physical theory approach. J. Struct. Eng., 1990, 116 10, 2903–2916.

1.26) Remennikov, A.M., Walpole, W.R. Analytical prediction of seismic behavior for concentrically-braced steel systems. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 1997, 26 8, 859–874.

1.27) Boutros, M.K. Cyclic behavior of partly plastic pinned circular tubes. II: Testing and verification of the model. Thin-Walled Structures, 1999, 33 1, 69–82.

1.28) Jin J., El-Tawil S., “Inelastic cyclic model for steel braces”, Journal of Engineering Mechanics, 2003, 129(5), pp.548-557.

1.29) Li G., Fahnestock LA., Li HN. Simulation of steel brace hysteretic response using the force analogy method [J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 139(4): 526-536.

1.30) Jin YQ., Li G., Li HN. Numerical simulation of steel brace hysteretic behavior based on the force analogy method. Engineering Mechanics, 2017, 34(10), 139-148. (in Chinese)

1.31) Nonaka, T. An elastic-plastic analysis of a bar under repeated axial loading. International Journal of Solids and Structures, 1973, 9(10), 569-580.

1.32) Nonaka, T. Approximation of yield condition for the hysteretic behavior of a bar under repeated axial loading. International Journal of Solids and Structures, 1973, 13(7), 637-643.

1.33) 井上一朗，小川厚治. 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究: その 2 塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察，日本建築学会論文報告集，pp.87-98, 1978.06

1.34) 宮林航希，多田元英，佐熊海，向出静司. 軸力と 2 軸曲げを受けて局部座屈する角形鋼管柱の一般化塑性ヒンジ法による弾塑性解析プログラム，鋼構造論文集，Vol.24，No.96, pp31-43, 2017.12

1.35) 佐熊海，多田元英，安井佑里花，向出静司. 局部座屈を伴う角形鋼管柱の一般化塑性ヒンジ法による弾塑性解析プログラム(劣化履歴則の改良と塑性剛性の逐次更新), 鋼構造論文集, Vol.26, No.102, pp69-79, 2019.06

第2章　曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違に適用する一般化塑性ヒンジモデル

2.1　序

曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の履歴モデルとして，柴田・中村・若林は曲げ座屈後の圧縮側耐力曲線と引張側耐力曲線を軸方向変位の単純な陽関数で表現する方法を，実験結果を回帰する形で提案している[2.1)]。その後，谷口らはこの方法を改善し，初期座屈以降に順次発生する座屈時の耐力低下を累積塑性歪の関数で表した修正モデルを提案している[2.3)]。また，伊藤らは柴田・中村・若林モデルを基にして一般化細長比・一般化幅厚比・径厚比・振幅履歴を考慮することで，大変形領域における耐力および剛性の劣化挙動を追跡できる復元力モデルを提案している[2.3)]。一方，井上・小川は一般化塑性ヒンジモデルを用いて，筋違の複雑な繰返し挙動を解析している[2.4)]。この一般化塑性ヒンジモデルを利用した筋違の曲げ座屈解析は理論的に明快な長所をもつ反面，断面内の塑性域の広がりを考慮できないこと，圧縮にともなう局部座屈や引張塑性にともなう断面の形状変化を考慮できないことなどにより，実際の挙動を十分に反映できない短所を有していた。Sherif らは一般化塑性ヒンジを用い，弾性限を規定する Loading Surface と全塑性を規定する Bounding Surface を設定し、その間の剛性を徐々に低下させることで、バウシンガー効果を表現できるモデルを提案している[2.5)]。

本章では，井上・小川の一般化塑性ヒンジモデルを基本とし，最小限必要な回帰式を導入することで，筋違の繰返し履歴挙動を精度よく表現可能な方法を提案する。

2.2　一般化塑性ヒンジモデルによる曲げ座屈と引張降伏の交番繰返し挙動

一般化塑性ヒンジモデルを利用した筋違の交番繰返し挙動解析[2.4)]では，軸力(N)と曲げモーメント(M)で規定した降伏曲線で塑性化の可能性のある断面で塑性化を判定する。塑性化した断面には軸変形と回転変形の 2 自由度を有する塑性ヒンジを挿入し，負荷挙動に一般化塑性流動則を適用して材料非線形を考慮する。また，塑性ヒンジ以外の弾性軸部において曲げ変形に伴う軸縮みを考慮し，部材の中央節点が材軸直交方向に変位した状態での力の釣合いを考慮することで幾何学的非線形を考慮する。これらの材料的・幾何学的非線形性を考慮することで，曲げ座屈後の複雑な履歴挙動が解析可能となる。

2.3　完全弾塑性材料の下での検討

2.3.1　検討対象

本節では，応力度–歪度関係が完全弾塑性の場合について検討する。これは，一般化塑性ヒンジモデルの改良方法を定性的に明確に把握するためである。それに加えて，筋違付き骨組の保有水平耐力を塑性解析によらずプッシュオーバー解析で求める場合も想定できる。その場合，歪硬化を無視するとともに筋違の曲げ座屈後の耐力を考慮可能な増分解析が求められる。そのような際に本節の結果を利用できることも念頭に置いている。

長さが L=2,835 mm で，単純支持された軸力材を検討対象とし，材軸方向の対称条件を利用して長さ方向に部材半分だけを取り出した片持柱（図 2.3.1）について考察する。検討する断面形状は H-175×175×4.139×10.94 mm であり，部材ランクが FA になるための最小厚さに板厚を設定している。ただし、柱に対する幅厚比規定を準用している。細長比は 61 である。材料は，降伏応力度が σ_y=357.5 N/mm^2，ヤング率が 205,000 N/mm^2 の完全弾塑性材とする。初期不整として大きさが L/1,000 の横たわみを図 2.3.1 の部材先端に与え，部材の初期形状は直線のままとする。

引張降伏が先行する載荷履歴の場合，筋違が純引張状態になることで初期不整の横たわみが減少してゼロに近づいてしまう。それにより後続の圧縮載荷時の曲げ座屈解析が一般には困難になる。ここでは，圧縮時の増分解析刻みを十分に細かくすることで，断面力が降伏曲線の特異点近傍の正則域（曲げモーメント値が非ゼロの部分）に到達するようにし，その後に横たわみの変位制御下で軸力増分を与えることで，静的な曲げ座屈後解析を行う。将来的には地震応答解析にも本モデルを適用する予定であるが，その際は筋違の中央節点に質量を付与して材軸直交方向の慣性力も考量することで，増分刻みを特に細かくすることなく，曲げ座屈後の動的解析を容易に行うことができる[2.6)]。なお，一般化塑性ヒンジモデルの解析プログラムにはCLAP.f[2.7)]を用いる。

精密解として参照するシェル要素の解析で用いるモデルを図2.3.2(a), (b)に示す。真応力度–真歪度関係は完全弾塑性とする。その場合，実際の硬化材料と相違して塑性化領域が材軸方向に局所化することになる。実際の硬化材料については次の第2.4節で検討することにする。また，1次の弾性座屈モードの形状で初期不整を与え，材軸中央位置での大きさを L /1,000 とする。解析プログラムには MSC. Nastran を用いる。

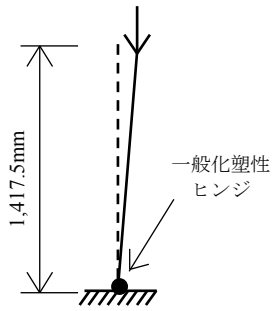
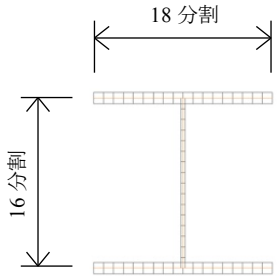
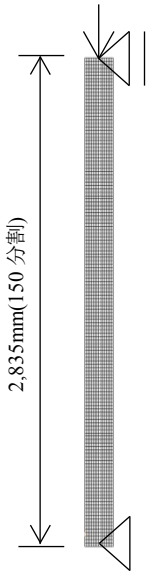


図 2.3.1　一般化塑性ヒンジモデル

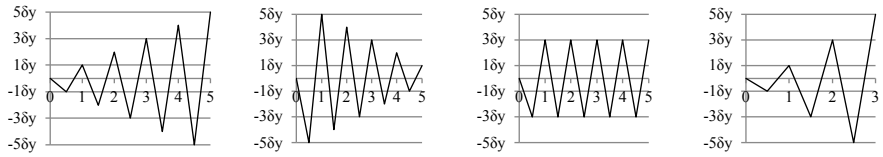


(a) H 形断面

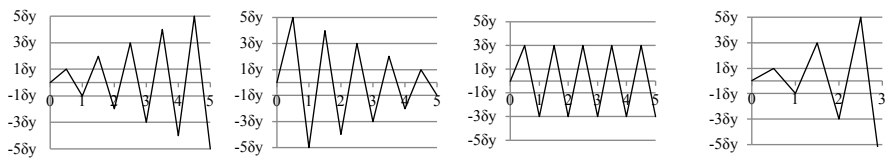


(b) FEM モデル

図 2.3.2　解析モデル



(a) パターン 1{-+} (b) パターン 2{-+} (c) パターン 3{-+} (d) パターン 4{-+}



(e) パターン 1{+-} (f) パターン 2{+-} (g) パターン 3{+-} (h) パターン 4{+-}

図 2.3.3　載荷パターン

図 2.3.3 に示す漸増と漸減と一定振幅の 4 種類の載荷パターンを考える。横軸はサイクル，縦軸は変位振幅であり，δ_y は全塑性軸力に対する弾性伸びである。それぞれの載荷パターンに対し，圧縮・引張の順で載荷する場合を{-+}と表記し，引張・圧縮の順で載荷する場合を{+-}と表記する。

2.3.2 従来の一般化塑性ヒンジモデルとシェル要素による解析結果の比較

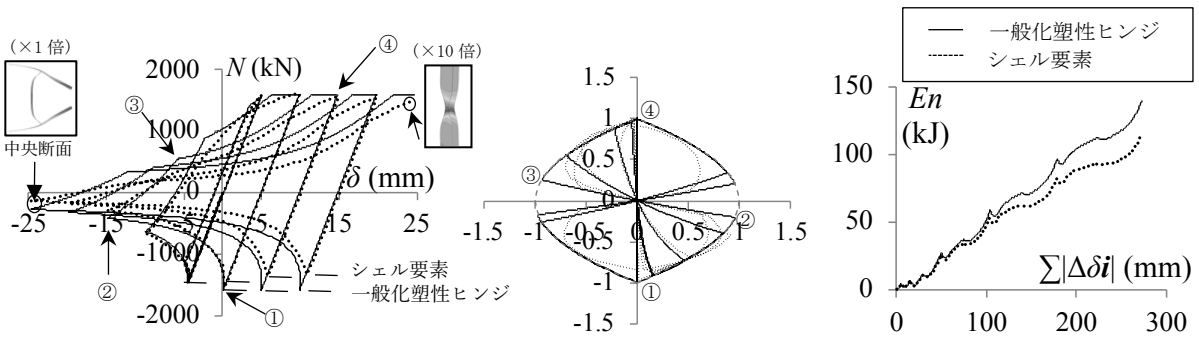
載荷パターン 1{-+}に対する従来の一般化塑性ヒンジモデルとシェル要素モデルによる解析結果を図 2.3.4 に示す。図(a)は軸力(N)–軸方向伸び(δ)関係，図(b)は材軸方向中央位置（図 2.3.1 では固定端）の断面力の軌跡，図(c)は弾塑性歪エネルギー(E_n)–累積伸び変形($\Sigma|\Delta\delta_i|$)関係である。ただし，第 i ステップの軸方向伸びを δ_i とし，$\Delta\delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$ とする。図(b)の縦軸と横軸はそれぞれの全塑性値(N_p, M_p)で無次元化しており，図中の灰破線は H 形断面の降伏曲線である。従来の一般化塑性ヒンジモデルによる結果を実線で示し，シェル要素による結果を破線で示す。また，最終サイクルの最大変形時の中央断面の変形状態について，シェル要素の解析で得られた結果を図(a)内に示す。最大圧縮変形時の局部座屈による断面変形（等倍で描画），および最大引張変形時の断面の絞りによる断面変形（10 倍に拡大して描画）が確認できる。

図(a)内の数字は図(b)内の数字と対応しており，一般化塑性ヒンジによる第 3 サイクル目の特徴的な時点を示している。時点①の座屈耐力は降伏曲線の圧縮側特異点にほぼ対応し，降伏曲線上を断面力が移動することで座屈後耐力が低下して②に達している。変形方向の反転で弾性除荷し，図(b)内の N-M 平面上を断面力が第 4 象限から第 2 象限に移動した後，③で示す引張側の降伏曲線に達して再び塑性化する。その後，降伏曲線上を断面力が移動し，④で示す引張側特異点に達して純引張の状態になる。

一般化塑性ヒンジモデルの仕組を，図 2.3.5 を用いて説明する。図(a)の破線で囲った塑性ヒンジ部分の説明図が(c1)~(c3)である。縦軸に塑性ヒンジの材軸方向，横軸に回転方向をとっている。図(b)の降伏曲線上の時点①, ③, ④に断面力が位置するときに対応するのが，それぞれ (c1)~(c3)である。図(b)の縦軸は塑性ヒンジの軸力(N)，横軸は曲げモーメント(M)である。N に対応する軸方向伸びを δ とし，M に対応する回転角を θ とし，δ 軸と θ 軸を N 軸と M 軸に重ねて描画すると，一般化塑性流動則に基づき塑性変形が降伏曲線の法線方向に生じる。その法線方向が図(c1)~(c3)のローラーの滑り方向と対応している。図(c1)~(c3)内の縦方向に配置したバネは材軸方向の硬化ばねであり，横方向は回転方向の硬化ばねである。それぞれ純引張時と純曲げ時に対応する硬化ばねで定義される。図中の Δ は N や M の増分を表し，E はヤング率，A は部材の断面積，I は断面 2 次モーメント，$L/2$ は部材の半長さ，h_N と h_M は硬化ばねのばね定数を規定するために部材の弾性剛性に乗じる係数である。本節では，$h_N = h_M = 0$ の完全弾塑性の場合について示している。

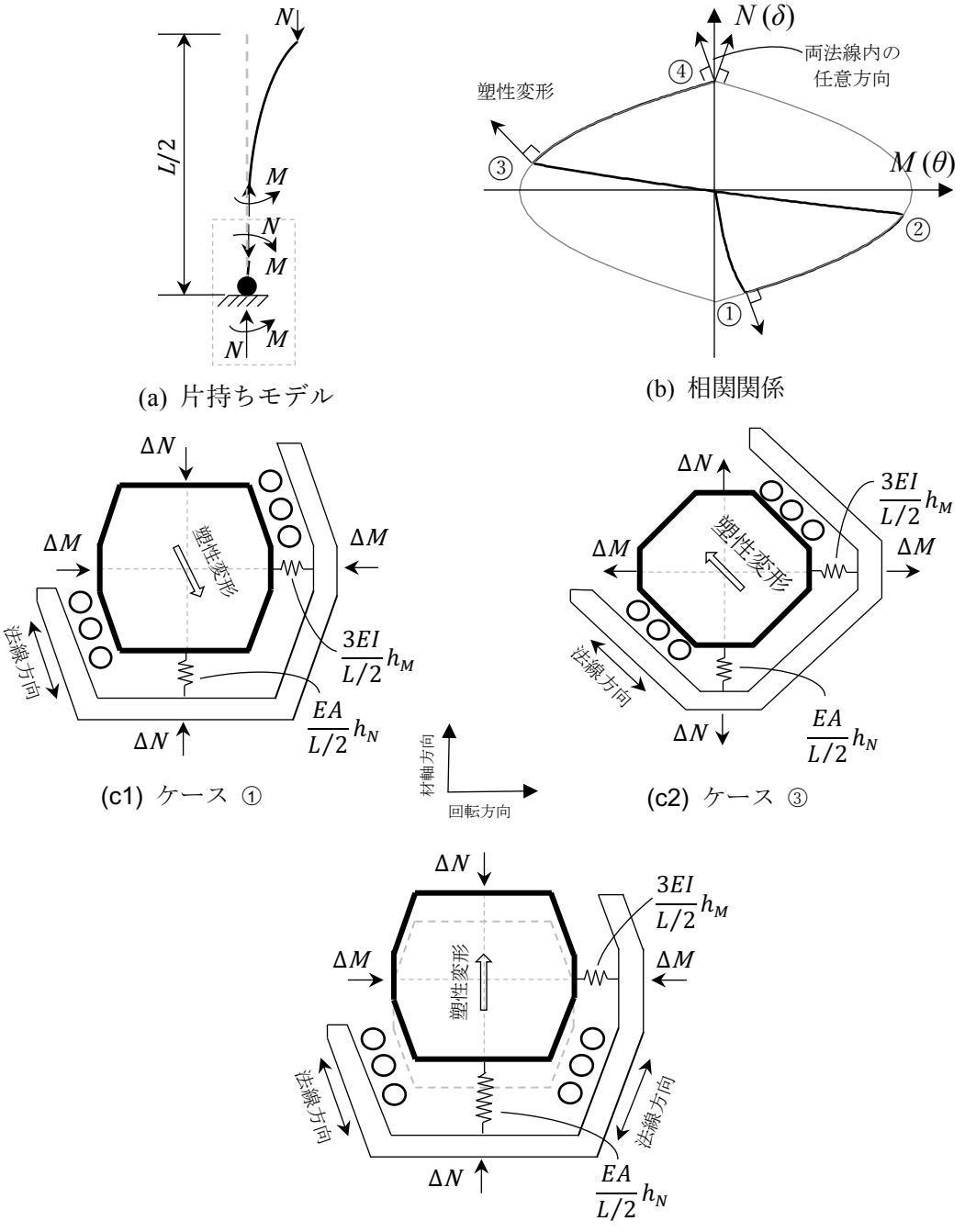
時点①の図(c1)において，硬化ばねの塑性変形方向がローラーで規定されるため，硬化ばねは材軸方向に縮むとともに回転角が増加する。本節では $h_N = h_M = 0$ の完全弾塑性材を扱っているので，硬化ばねに生じる力の増分はゼロであるが，ローラーの滑り直交方向の力は伝わるので，塑性ヒンジ発生後も軸力や曲げモーメントが変化する。その変化の方向はローラーの滑り直交方向，すなわち図(b)の降伏曲線の接線方向となる。その結果，図(b)の①から②に向かって断面力が移動して軸力が低下するとともに曲げモーメントが増加することになる。

時点③の図(c2)においても同様であり，硬化ばねは材軸方向に伸びるとともに回転角が減少する。同時にローラーの滑り直交方向，すなわち図(b)の降伏曲線の接線方向の③から④に向かって断面力が移動して軸力が増加することになる。このように，一般化塑性ヒンジモデルでは，硬化ばねのばね定数



(a) 軸力−軸変形関係　(b) *N-M* 相関関係　(c) 弾塑性歪エネルギー−累積伸び変形関係

図 2.3.4　一般化塑性ヒンジと FEM との解析結果の比較



(a) 片持ちモデル　(b) 相関関係

(c1) ケース ①　(c2) ケース ③

(c3) ケース ④

図 2.3.5　一般化塑性ヒンジモデルの仕組

を純引張時と純曲げ時の値で設定しているが，N と M の割合に応じて負荷時の剛性や釣合経路が塑性論と相まって算定される。

時点④では図(b)の降伏曲線上の引張側特異点に断面力が到達する。そのときの塑性変形は 2 つの法線ベクトルで挟まれる任意方向をとることになる。その状態を表したのが図(c3)であり，硬化ばねの塑性変形は材軸方向にだけ生じ，図 2.3.4(a)の N-δ 関係における軸方向剛性は材軸方向の硬化ばねの剛性 $h_N \cdot EA/(L/2)$に一致する。

一般化塑性ヒンジとシェル要素による解析結果の相違点は以下のようにまとめられる。

(1) 図 2.3.4(a)内に各サイクルの座屈耐力のレベルを水平線分で示す。シェル要素による解析では載荷サイクルが増すに連れて座屈耐力が低下するのに対し，一般化塑性ヒンジの解析ではほとんど変化しない。また，時点②で示す圧縮側の座屈後耐力や時点③で示す引張側塑性化時の軸力が，載荷サイクルが増すに連れて，シェル要素による結果の方で小さくなっている。これは，図(b)において，シェル要素による軌跡が初期降伏曲線よりも徐々に内側を辿ることと連動している。一般化塑性ヒンジモデルでは引張降伏後の塑性変形にともなって生じる図 4(a)の右側に示しているような断面収縮（絞り）を考慮できないことが，これらの原因と考えられる。

(2) 座屈後に引張に転じたときの除荷剛性が，シェル要素の方が小さくなっている。これは局部座屈に伴う断面形状の変化や断面内の塑性域が徐々に進展していく過渡期を一般化塑性ヒンジモデルでは表現できないためと考えられる。

(3) 上述の(1),(2)の相違の結果，図(c)に示す歪エネルギーが，一般化塑性ヒンジの方で最終的に 20%程度大きくなっている。

他の載荷パターンにおいても上述と同様の結果が得られた。なお，本節で行ったシェル要素による解析では，図 2.3.4(a)に示すような局部座屈が生じたが，それにともなう顕著な耐力劣化は確認されなかった。そのため，上述のように局部座屈変形については除荷剛性に及ぼす影響のみを考察している。

2.3.3 一般化塑性ヒンジモデルの改良

(a) 改良方針

一般化塑性ヒンジとシェル要素による結果の乖離は，載荷サイクルが増すにつれて大きくなることから，前述の(1),(2)の相違点に対して，以下のような補正を考える。

座屈後の除荷剛性の低下は，図 2.3.6 の太線で示した座屈後の正方向に転じる時点から純引張になる時点までの範囲に限ってヤング率を低減することで補正する。また，載荷サイクルの増加にともなう座屈耐力の低下は，図 2.3.7 に示す一般化塑性ヒンジによる降伏曲線を引張側特異点を中心に N 軸方向に収縮させることで補正する。(c)項で後述する n_N は O'B' / OB を表している。座屈後耐力や引張側塑性化時の軸力の低下は，降伏曲線を M 軸方向に収縮させることで補正する。(c)項で後述する ${}_1n_M$ および(d)項で後述する ${}_2n_M$ は O'A' / OA を表している。

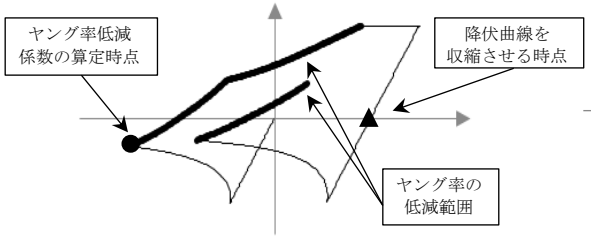


図 2.3.6 更新時点および更新範囲

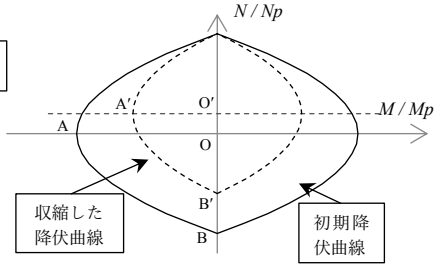


図 2.3.7 降伏曲線の収縮方法

(b) **曲げ座屈による除荷剛性の低減関数**

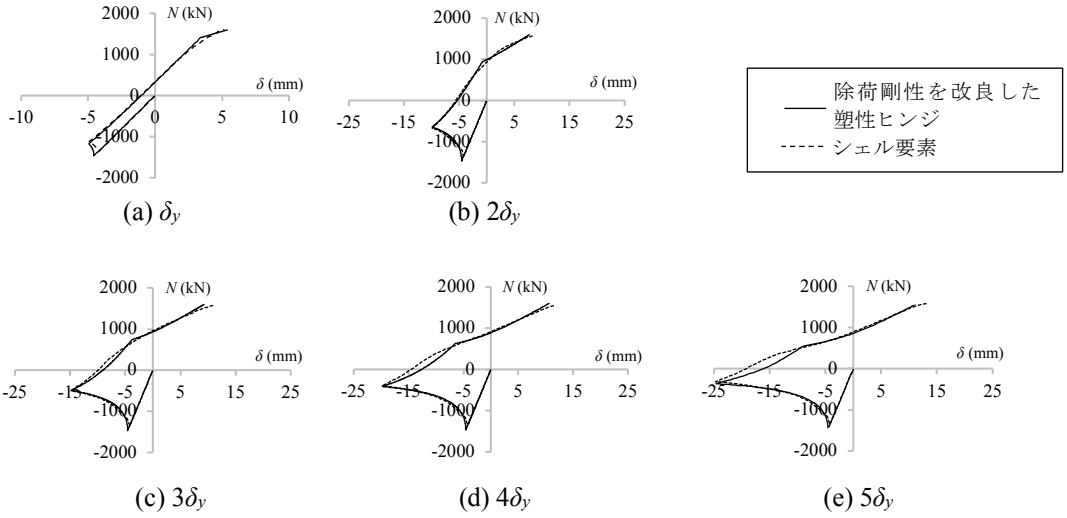
座屈後に除荷剛性が低下するのは，部材が曲げ座屈し板要素が局部座屈して荷重面外に塑性変形が生じた後に，軸力が引張に転じてそれらの面外変形に含まれる弾性成分が解消されることが原因である。部材の曲げ座屈に伴うこの影響は従来の一般化塑性ヒンジモデルで考慮されるが，板要素の局部座屈に伴う影響は考慮されない。そこで，その影響を考慮するために従来の一般化塑性ヒンジモデルで計算される除荷剛性に係数 k_E を乗じて除荷剛性を補正することを考えた。その際，板要素の局部座屈の程度は圧縮側最大塑性率で大まかに捉えることができるので，圧縮側最大塑性率(ζ_1)で k_E を規定するのが妥当と考えた。

圧縮側に 1~5δ_y の軸方向変形を与え，その後に引張変形を与えた場合について，シェル要素の解析で得られた N–δ 関係を図 2.3.8 に破線で示す。図 2.3.8 の各場合について，一般化塑性ヒンジモデルによる N–δ 関係がシェル要素による結果とほぼ一致するように，除荷剛性の低減率(k_E)を試行錯誤で定めたものを図 2.3.9 内に●印でプロットする。また，その k_E を用いて一般化塑性ヒンジモデルで解析した N–δ 関係を図 2.3.8 に実線で示す。実線と破線がほぼ一致していることが確認できる。ここで，図 2.3.9 の●印を回帰した関数が次式である。図中に回帰式の決定係数(R_2)を示しておく。

$$k_E = (0.5 + 0.5\zeta_1)^{-1/2} \tag{2.3.1a}$$

$$\zeta_1 = |{}_c\delta_{max} / \delta_y| \tag{2.3.1b}$$

ただし，${}_c\delta_{max}$ は，それまでに経験した圧縮変形の最大値であり，本論で確認できた範囲は $\zeta_1 \leqq 5$ である。



(a) δ_y　(b) $2\delta_y$　(c) $3\delta_y$　(d) $4\delta_y$　(e) $5\delta_y$

図 2.3.8　除荷剛性の改良

載荷パターン 1{+-}についても式(2.1)の低減率(k_E)で良い評価が可能かどうかを確認したのが図 2.3.10 である。(a)図は 2 サイクル目の「-」載荷から 3 サイクル目の「+」載荷の部分を表し，(b)図は同様に 3~4 サイクル目の部分，(c)図は 4~5 サイクル目の部分を表している。実線と破線の区別は図 2.3.8 と同じである。この場合についても良好な補正ができていることがわかる。他の載荷パターンについては，次の 2.3.4 節で確認することとする。

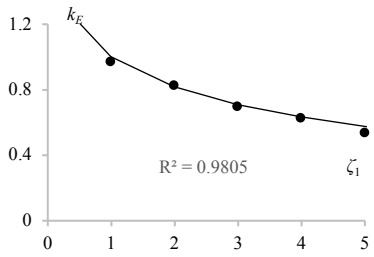
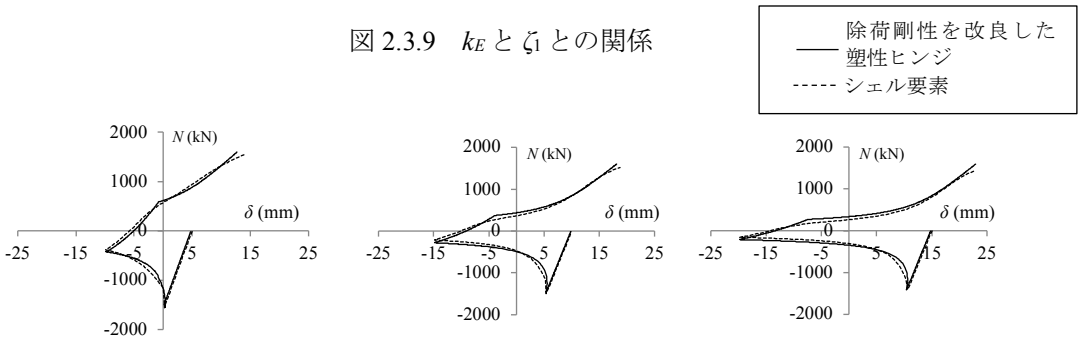


図 2.3.9　k_E と ζ_1 との関係



(a) 2~3 サイクル目　　(b) 3~4 サイクル目　　(c) 4~5 サイクル目

図 2.3.10　パターン 1{+-}の除荷剛性の改良結果

(c) 純引張塑性による降伏曲線の収縮関数

シェル要素による解析で得られた N–δ 関係を，載荷パターンごとに重ねて図 2.3.11 に示す。引張側で耐力が低下しているのは，図 2.3.4(a)内の右図に示すような断面の絞りが原因である。点線が{-+}載荷で，実線が{+-}載荷による結果である。引張・圧縮のいずれの載荷が先行するかにかかわらず，曲げ座屈後の破線と実線がほぼ一致していることがわかる。

引張側に 1~5δ_y の軸方向変形を与え，その後に圧縮変形を与えた場合について，シェル要素の解析で得られた N–δ 関係を図 2.3.12 に破線で示す。これらの破線を図 2.3.11 の載荷パターン 1{-+}，1{+-}，4{+-}の N–δ 関係に重ねたのが図 2.3.13(a)~(c)である。該当するサイクルの N–δ 関係がほぼ一致することが確認できる。たとえば引張側に+3δ_y を経験した時点に着目すれば，その直前の圧縮側変形は図 2.3.12 の場合ゼロであり，図(a)の載荷パターン 1{-+}で-3δ_y，図(b)の載荷パターン 1{+-}で-2δ_y，図(c)の載荷パターン 4{+-}で-1δ_y である。圧縮側に相異なる変形を経験したいずれの場合も座屈後挙動が一致していることから，降伏曲線の N 軸方向の収縮率(n_N)と M 軸方向の収縮率($_1n_M$)は，それまでに経験した引張側の最大塑性率(ζ_2)で規定すればよいと考えられる。

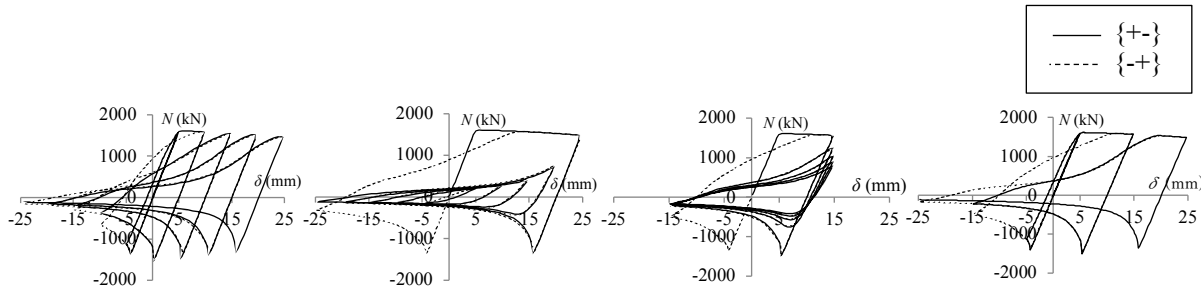
図 2.12 の各場合について，一般化塑性ヒンジモデルによる N–δ 関係がシェル要素による結果とほぼ一致するように，n_N と $_1n_M$ を試行錯誤で定めたものを図 14(a),(b)内に●印でプロットする。また，その n_N と $_1n_M$ を用いて一般化塑性ヒンジモデルで解析した N–δ 関係を図 2.12 に実線で示す。実線と破線がほぼ一致していることが確認できる。以上より，降伏曲線の N 軸方向の収縮率(n_N) と M 軸方向の収縮率($_1n_M$)は●印を回帰する関数として式 2.3.2 と式 2.3.3 で規定することとする。これらの回帰曲線を図 2.14(a), (b)に示すとともに，回帰式の決定係数(R_2)を図中に示しておく。

$$n_N = (0.995 + 0.004\zeta_2)^{-1/0.2} \tag{2.3.2}$$

$$_1n_M = (1 + 0.024\zeta_2)^{-1/0.3} \tag{2.3.3a}$$

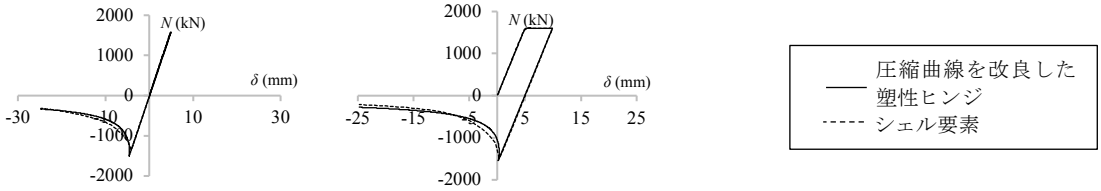
$$\zeta_2 = {}_t\delta_{max} / \delta_y \tag{2.3.3b}$$

ただし，$_t\delta_{max}$ は，それまでに経験した引張変形の最大値であり，本論で確認できた範囲は $\zeta_2 \leqq 5$ である。

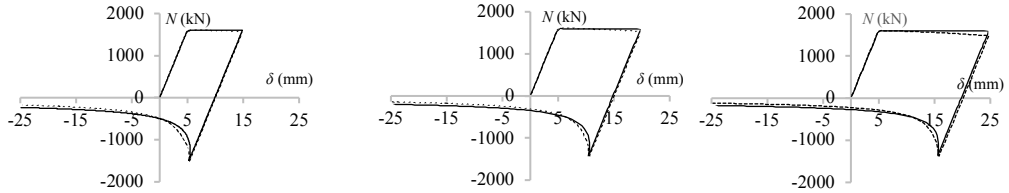


(a) パターン 1　(b) パターン 2　(c) パターン 3　(d) パターン 4

図 2.3.11　FEM による解析結果

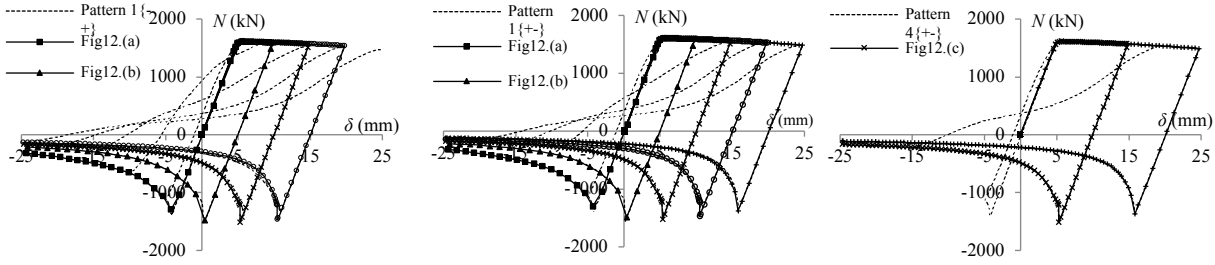


(a) δ_y　(b) $2\delta_y$



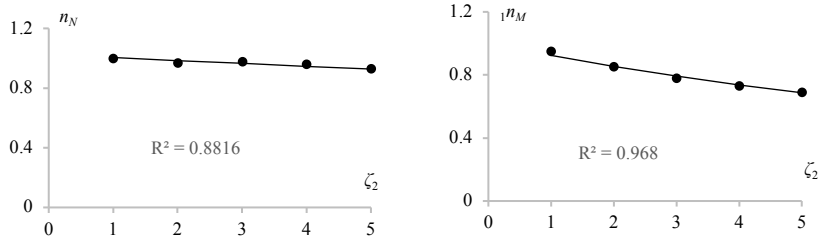
(c) $3\delta_y$　(d) $4\delta_y$　(e) $5\delta_y$

図 2.3.12　圧縮曲線の改良



(a) パターン 1{-+}　(b) パターン 1{+-}　(c) パターン 4{+-}

図 2.3.13　改良前後の比較



(a) n_N VS ζ_2　(b) $_1n_M$ VS ζ_2

図 2.3.14　降伏曲線の収縮係数

(d) 純引張塑性を伴わない塑性履歴による降伏曲線の収縮関数

前項(b),(c)のように規定した低減率(k_E)と収縮率(n_N, ${}_1n_M$)を用いてすべての載荷パターンを解析した結果，パターン 2 と 3 で，一般化塑性ヒンジモデルの弾塑性歪エネルギーがシェル要素による結果より過大になることがわかった。その状況をパターン 3{-+}について図 2.3.15 に示す。破線で示すシェル要素による結果では，載荷サイクルが増すに連れて座屈後耐力が漸減するのに対し，実線で示す一般化塑性ヒンジモデルによる結果ではその程度が少ない。これは，最初のサイクルで引張側の最大塑性率(ζ_2)が決定され，その後更新されないため，後続のサイクルで降伏曲線の M 軸方向の収縮率(${}_1n_M$)が不変になるためである。

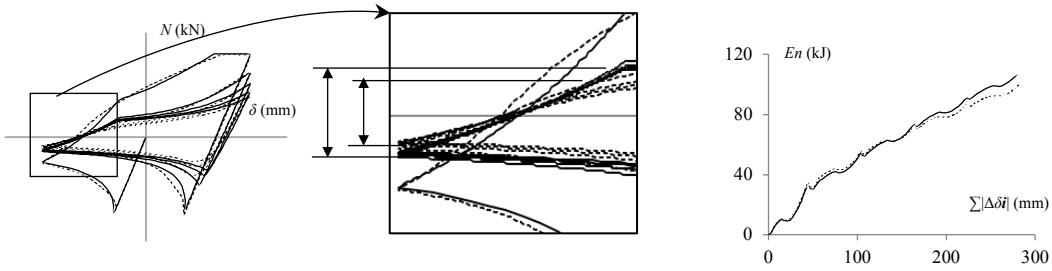
そこで，引張側の最大塑性率が更新されなくても，引張側の累積塑性変形倍率に応じて M 軸方向の収縮率(${}_2n_M$)を別途に規定することとする。試行錯誤の結果，得られた関数を次式と図 2.3.16 に示す。

$$ {}_2n_M = {}_1n_M^0 \, (1 + 0.15\zeta_3)^{\,-1\,/\,11} \tag{2.3.4a} $$

$$ \zeta_3 = (\Sigma\Delta\delta_{pl}+ \,/\, \delta_y)(\delta^0_{max} \,/\, \delta_y)^{\,3} \tag{2.3.4b} $$

ただし，$\Sigma\Delta\delta_{pl}+$は ${}_1n_M$ が更新された後の引張側累積塑性変形，${}_1n_M^0$ は直近に更新された ${}_1n_M$ の値，$\delta^0_{\max}$ は ${}_1n_M^0$ 時の ${}_i\delta_{max}$ である。

式(2.3.3a)の ${}_1n_M$ と式(2.3.4a)の ${}_2n_M$ の具体的な使い分けは以下のようにする。すなわち，あるサイクルで引張側の極大変形値の δ_{max} から除荷するとき，$\delta_{max} > \delta^0_{max}$ かつ降伏曲線の引張側特異点から除荷するなら式(2.3.3a)の ${}_1n_M$ を用いる。一方，$\delta_{max} \leqq \delta^0_{max}$ または降伏曲線の正則域から除荷するなら式(2.3.4a)の ${}_2n_M$ を用いる。



(a) N–δ 関係　　(b) 弾塑性歪エネルギー–累積伸び変形関係

図 2.3.15　パターン 3{-+} の改良結果

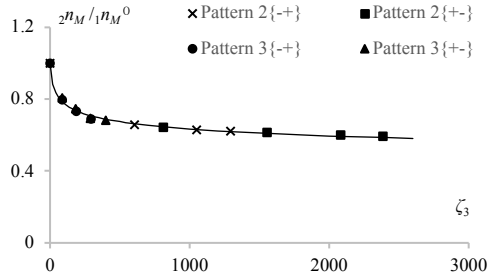


図 2.3.16　${}_2n_M / {}_1n_M^0$ と ζ_3 との関係

2.3.4　改良後の一般化塑性ヒンジモデルとシェル要素による解析結果の比較

前述の補正係数式を一般化塑性ヒンジによる解析に適用した場合の結果を，シェル要素による結果と重ねて図 2.3.17 に示す。全ての載荷パターンについて，軸力(N)–伸び(δ)関係と弾塑性歪エネルギー(E_n)–累積伸び変形($\Sigma|\Delta\delta_i|$)関係を示している。いずれにおいても改良後の一般化塑性ヒンジ（実線）とシェル要素（破線）による解析結果がほとんど一致していることがわかる。

材軸方向の中央断面において，シェル要素モデルでは断面の最外縁から塑性域が徐々に広がって全塑性状態に近づくのに対し，一般化塑性ヒンジモデルではその過渡期を表現できない。定性的には両解析結果にその違いが生じるはずだが，図 2.3.17 に示すように N–δ 関係においては違いがほとんど認められず，定量的な影響が小さいことがわかる。一方，本節で扱った完全弾塑性材料の場合，塑性変形は材軸方向に広がらずに中央断面に局所化する傾向がある。そのため，塑性化部位を 1 点に集中させる一般化塑性ヒンジモデルの適合性が良かったといえる。

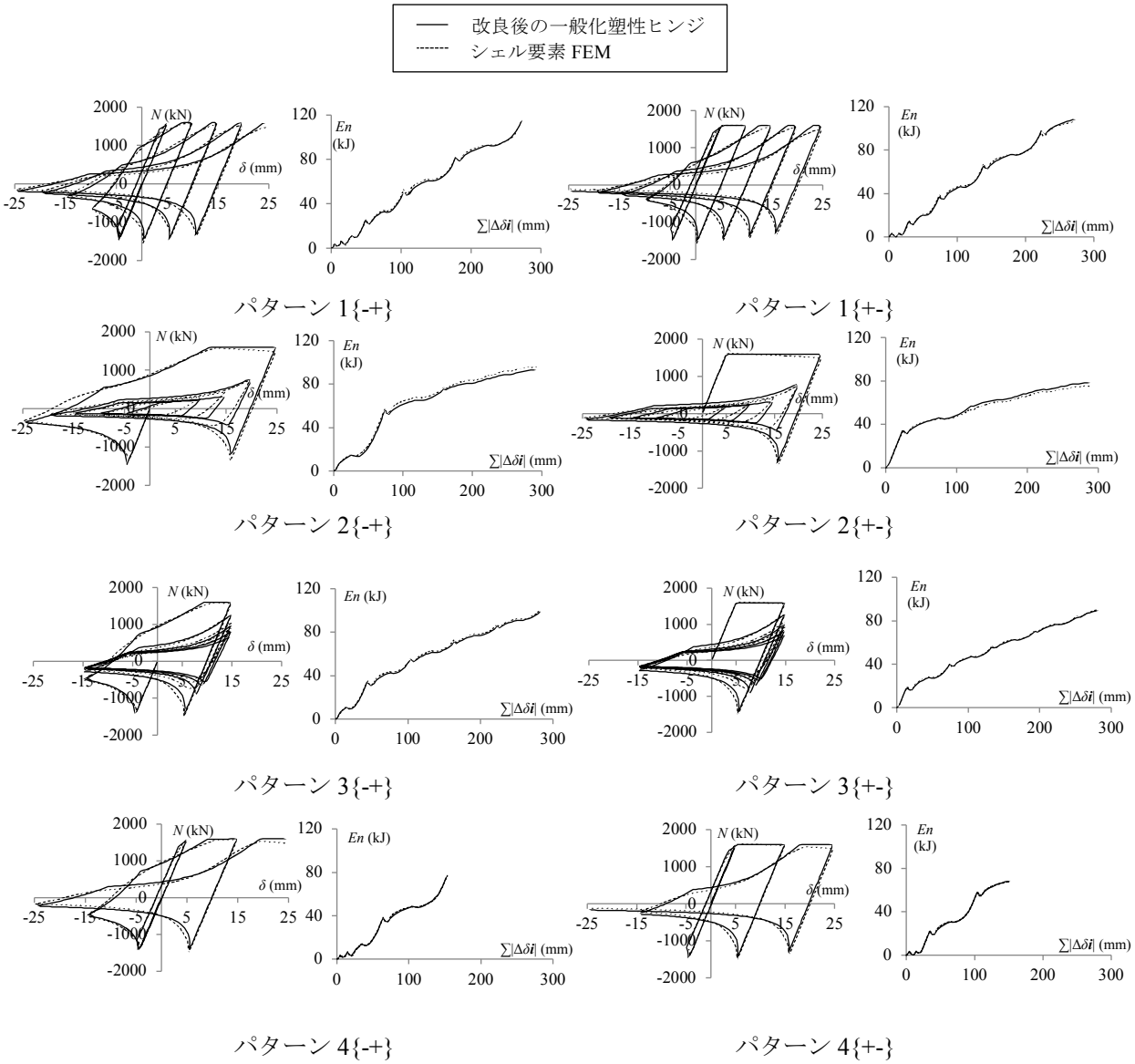


図 2.3.17　改良後の一般化塑性ヒンジモデルと FEM による解析結果の比較（完全弾塑性）

2.4　歪硬化材料（建築構造用鋼材）への適用

2.4.1　シェル要素による解析結果

建築構造用鋼材（SN490）の材料試験[2.8)]で得られた真応力度–真塑性歪度関係（図 2.4.1）を用いて，前節と同様のシェル要素有限要素解析を行う。竹内らは，文献 2.9)、2.10)において，曲げ座屈と引張降伏を繰返す H 形鋼筋違のシェル要素有限要素解析を行っている。履歴則には等方硬化と移動硬化の割合を 0.5:0.5 とした複合硬化則を用いており[2.9)]，解析結果が実験結果を概ね表現できていることを示している。確認のために文献 2.10)に示された一つの実験結果を，本論で用いたシェル要素有限要素で解析した結果を付録 1 に示しておく。以上のことから，本論でも等方硬化と移動硬化の割合を 0.5:0.5 とした複合硬化則を用いることとする。

載荷パターン 1~4 の{-+}で得られた軸力(N)–軸方向伸び(δ)関係を図 2.4.2 に実線で示す。比較のために，2.3 節で得られた完全弾塑性材に対する結果を破線で示す。SN490 材では座屈発生付近の N-δ 関係が丸みを帯びている。また，SN490 材では座屈後耐力が完全弾塑性材より大きくなっている。これは歪硬化の影響と考えられる。なお，{+-}載荷についても同様の結果が得られている。

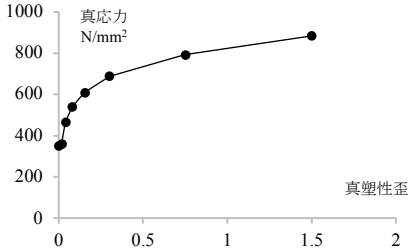
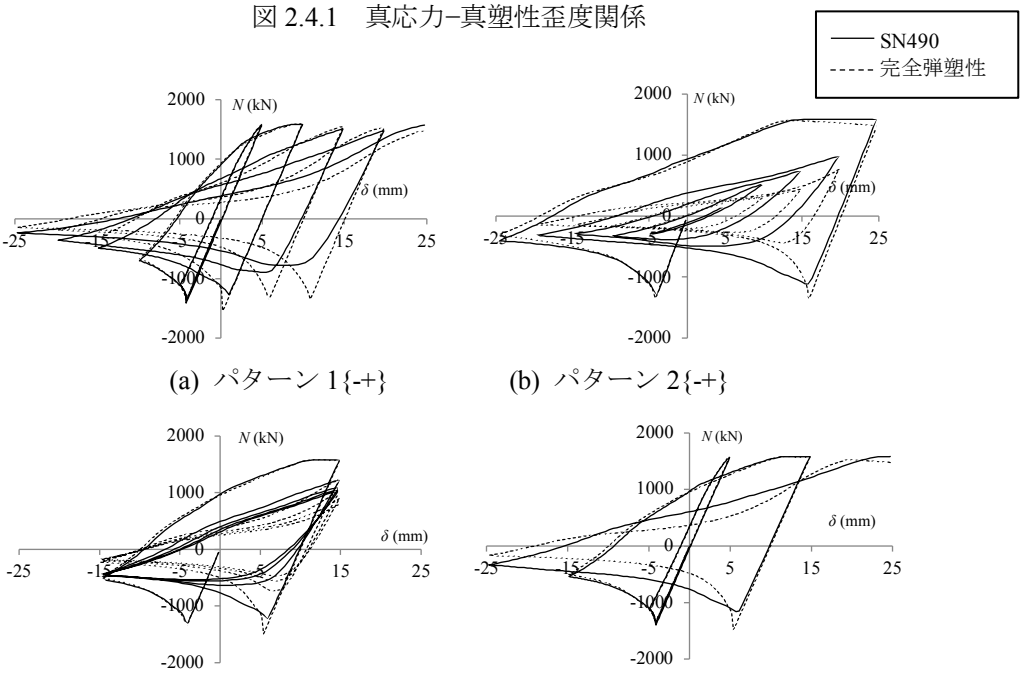


図 2.4.1　真応力–真塑性歪度関係



(a) パターン 1{-+}　　(b) パターン 2{-+}

(c) パターン 3{-+}　　(d) パターン 4{-+}

図 2.4.2　完全弾塑性材と歪硬化材(SN490)との比較

2.4.2　一般化塑性ヒンジモデルにおける硬化則と低減率・収縮率の設定

文献 2.11)では，軸力と曲げを受ける柱および軸力が卓越する筋違を対象に，文献 2.4)に示された一般化塑性ヒンジモデル改良している。その中で，H 形鋼部材の曲げモーメント(M)–回転角(θ)関係に対

する硬化係数は，軸力(N)–軸方向伸び(δ)関係に対する係数に比べて 2.9 倍程度であることが示されている[2.11]。すなわち，鋼材のような等方的な材料であっても，軸力方向と曲げモーメント方向の二つの方向で考えると異方的であることが示されている。そのような性状を本論の一般化塑性ヒンジモデルに反映させるために，軸力に関する硬化率($\Delta N / \Delta\delta_p$)の弾性剛性に対する比を h_N とし，曲げモーメントに関する硬化率($\Delta M / \Delta\theta_p$)の弾性剛性に対する比を h_M とするときに，h_M / h_N =3 と設定する。ただし，ΔN は軸力増分, $\Delta\delta_p$ は塑性軸方向伸び増分, ΔM は曲げモーメント増分, $\Delta\theta_p$ は塑性回転角増分である。なお，一般化塑性ヒンジによる単調圧縮時の結果がシェル要素による解析結果と一致するよう，h_N の値を 0.008 とする。図 2.4.3 に示すように，降伏曲線も h_M / h_N と同じ比率で M 軸方向と N 軸方向に膨張させることとし，このような硬化則をここでは異方硬化則と呼ぶ。また，一般化塑性ヒンジの解析でも複合硬化則（異方硬化と移動硬化の割合が 0.5：0.5）を用いることとする。

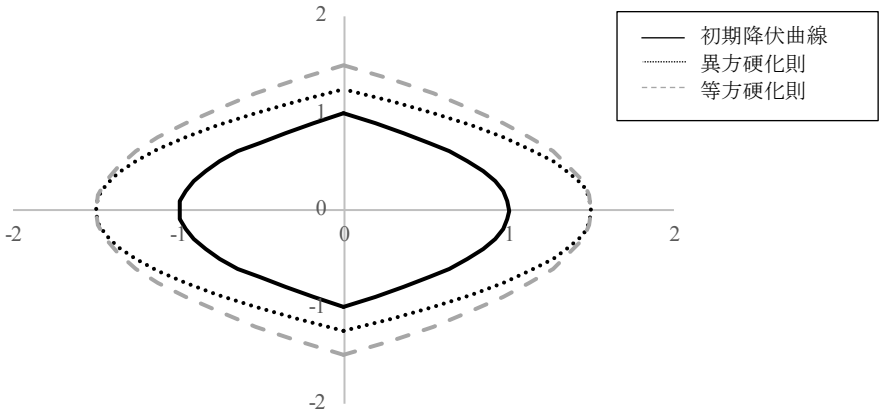


図. 2.4.3 等方硬化則と異方硬化則

除荷剛性の低減率（k_E）や降伏曲線の収縮率（n_N, $_1n_M$, $_2n_M$）については，一般化塑性ヒンジモデルの解析結果がシェル要素による結果と一致するよう，試行錯誤により次式のように設定する。

$$k_E = (0.1 + \zeta_1)^{-1/3} \tag{2.4.1}$$

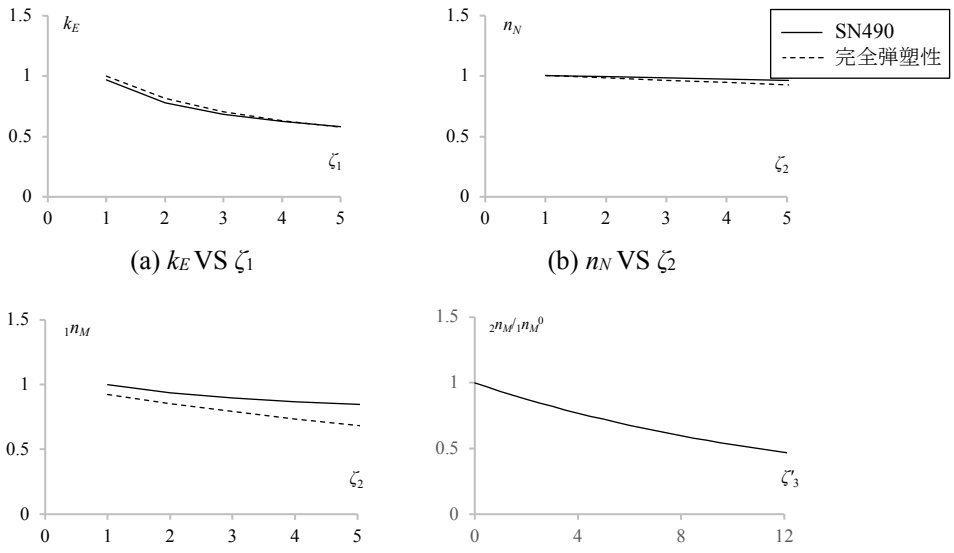
$$n_N = (0.996 + 0.003\zeta_2)^{-1/0.3} \tag{2.4.2}$$

$$_1n_M = (0.4 + 0.6\zeta_2)^{-1/7.3} \tag{2.4.3}$$

$$_2n_M = {}_1n_M{}^0(1 + 0.01\zeta'_3)^{-1/0.15} \tag{2.4.4}$$

$$\zeta'_3 = (\Sigma\Delta\delta^{pl+} / \delta_y)(\delta^0{}_{max} / \delta_y)^{0.2} \tag{2.4.5}$$

ただし，ζ_1 と ζ_2 は，式(2.3.1b)と(2.3.3b)の定義と同じである。式(2.4.1~2.4.5)に示す SN490 材に対する低減率と収縮率を図 2.4.4 に実線で示す。比較のために，第 2.3 節に示した完全弾塑性材に対する低減率と収縮率を破線で付記する。完全弾塑性材と SN490 材に対する諸係数を比べると，除荷剛性の低減率(k_E)と降伏曲線の N 軸方向の収縮率(n_N)はあまり変わっていない。一方，降伏曲線の M 軸方向の収縮率($_1n_M$)は，完全弾塑性材の方がかなり小さな値になっている。これは完全弾塑性材では塑性変形が部材中央付近に局所化することで当該部分に顕著な絞り変形が生じたこと，一方の SN490 材では歪硬化の影響で塑性変形が材軸方向に分散したため，ポアソン効果相当分の断面収縮しか生じなかったことが原因である。



(a) k_E VS ζ_1　　(b) n_N VS ζ_2

(c) ${}_1n_M$ VS ζ_2　　(d) ${}_2n_M/{}_1n_M^0$ VS ζ'_3

図 2.4.4　各係数の回帰曲線

2.4.3　改良後の一般化塑性ヒンジモデルとシェル要素による解析結果の比較

前節の低減率と収縮率を一般化塑性ヒンジによる解析に適用した場合の結果を，シェル要素による結果と重ねて図 2.4.5 に示す。すべての載荷パターンについて，軸力(N)–軸方向伸び(δ)関係と弾塑性歪エネルギー(E_n)–累積伸び変形($\sum|\Delta\delta_i|$)関係を示している。N–δ 関係において，2 回目以降の座屈発生時近傍で，両解析結果が乖離している。シェル要素による結果が丸みを帯びているのに対し，一般化塑性ヒンジモデルでは尖点となって座屈耐力が高くなっている。様々な検討を試みたが，座屈耐力とエネルギー吸収量の両方を一致させることが不可能であったため，ここではエネルギー吸収量の一致を重視することとした。多田らは文献 2.6)において，地震応答などの動的な座屈挙動を軸力材について考察しており，動的な N–δ 関係は静的な関係に比べて座屈耐力が高くなり，劣化過程において静的な N–δ 関係を挟んで振動することで，動的関係と静的関係でエネルギー吸収量が一致することを示している。座屈耐力が高くなるのは材料の速度依存性でなく，軸力材の横たわみ運動に伴う慣性力が原因である。また，文献 2.12)に示した筋違付き骨組の地震応答解析では，動的な曲げ座屈時に静的な座屈耐力を超えて全塑性軸力に達してから耐力劣化する例も示されている。そのようなことから，本論では座屈耐力を一致させることに固執せず，エネルギー吸収量を一致させる方を重視した。

シェル要素モデルと一般化塑性ヒンジモデルでは，次のような定性的な相違点が挙げられる。

1) シェル要素モデルでは断面の最外縁から塑性域が徐々に広がり全塑性状態に近づくのに対し，一般化塑性ヒンジモデルではその過渡期を表現できない。
2) シェル要素モデルでは材軸方向に塑性化領域が分布するのに対し，一般化塑性ヒンジモデルでは塑性化部位を 1 点に集中させている。
3) 材料の履歴則が両モデルで異なる。図 2.4.5 の N–δ 関係によれば，最初の座屈発生時近傍で両解析結果が概ね一致しているのに対し，2 回目以降の座屈発生時近傍で両解析結果が乖離している。

上述の 1)と 2)が原因であるなら，最初の座屈発生時近傍でも両解析結果は乖離するはずである。したがって，2 回目以降の座屈発生時近傍での乖離は，上述の 3)に挙げた履歴則の相違が原因と考えられる。文献 2.5)では 2 つの降伏曲線を設定することで履歴則を改善した一般化塑性ヒンジモデルが提案されており，2 回目以降の座屈発生時に丸みを帯びた N–δ 関係を得ることに成功している。そのこと

からも，上述の 1)と 2)の相違が及ぼす影響は小さく，3)の履歴則の相違が及ぼす影響が大きいものと考えている。なお，文献 2.11)において，一般化塑性ヒンジモデルで筋違の曲げ座屈後挙動が考察されており，細長比が 40 程度以上であれば塑性化部位を 1 点に集中させることの影響は小さく，細長比が 20 程度の極端に太短い場合にその影響が現れることが示されている。

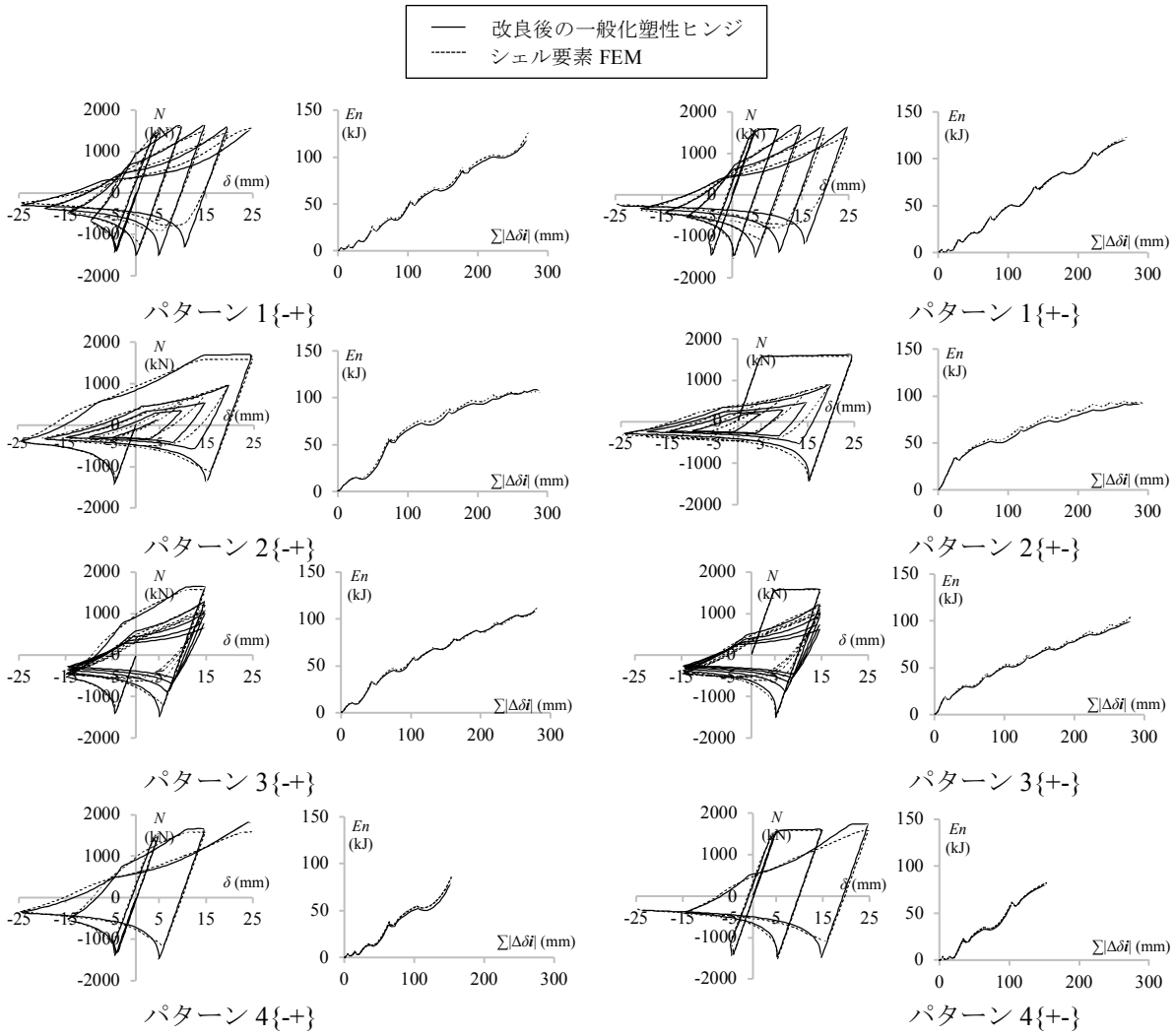


図 2.4.5　改良後の一般化塑性ヒンジモデルと FEM による解析結果の比較(SN490)

2.5　部材長さ（細長比）の相違に対する考察

2.5.1　細長比に対する剛性低減率と降伏曲線収縮率

部材長さを変化させて細長比を λ=40, 61, 81, 101 とした場合についての解析結果を図 2.5.1 と図 2.5.2 に示す。実線が一般化塑性ヒンジによる解析結果で，破線がシェル要素による結果である。図 2.5.1 は完全弾塑性材に対する結果であり，除荷剛性の低減率（k_E）や降伏曲線の収縮率（n_N, $_1n_M$, $_2n_M$）には，第 2.3 節の λ=61 に対して設定した関数をそのまま用いている。一方，図 2.5.2 は SN490 材に対する結果であり，これについても低減率や収縮率は第 2.4 節の λ=61 に対して設定した関数をそのまま用いている。いずれも実線と破線がほとんど一致しており，除荷剛性の低減率や降伏曲線の収縮率は部材長さ（細長比）に依存しないことがわかる。

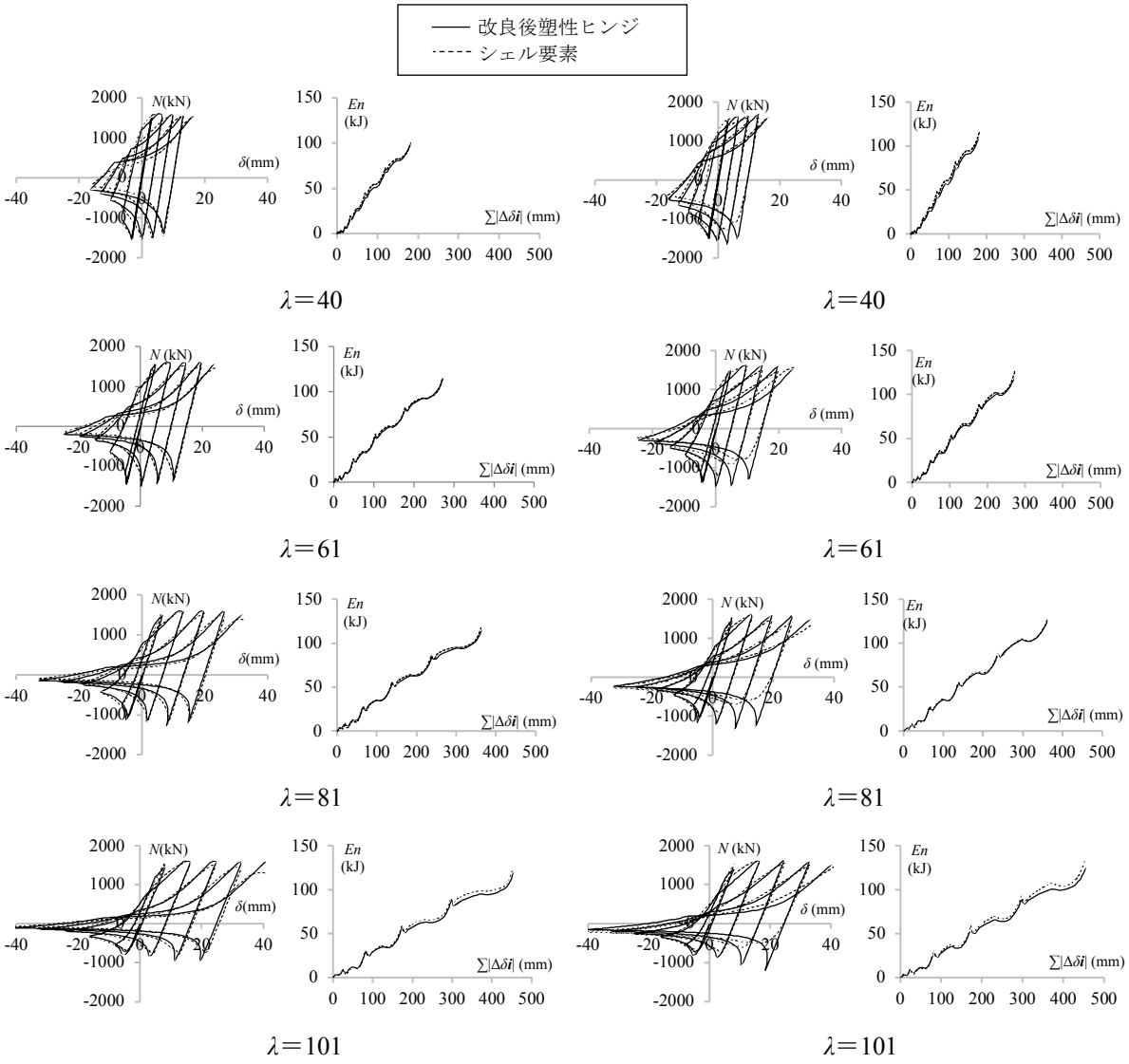


図 2.5.1　細長比についての結果（完全弾塑性材）

図 2.5.2　細長比についての結果(SN490)

2.5.2　改良後の一般化塑性ヒンジモデルと修正柴田・若林モデルによる解析結果の比較

現在，一般に多用されている修正柴田・若林モデル[2.2)]の解析結果を，SN490 材に対するシェル要素の結果と重ねたものを図 2.5.3 と 2.5.4 に示す。実線が修正柴田・若林モデルによる結果で，破線がシェル要素による結果である。図 2.5.3 は λ=61 を対象に載荷パターン 1~4 の{-+}について示した結果である。両解析結果はほとんど一致しているものの，載荷パターン 3 の一定振幅履歴で若干の相違が認められる。一方，図 2.5.4 は λ= 40, 61, 81, 101 を対象に載荷パターン 1 の{-+}について示した結果である。細長比が大きくなるにつれて両解析結果の乖離が大きくなってしまっていることがわかる。

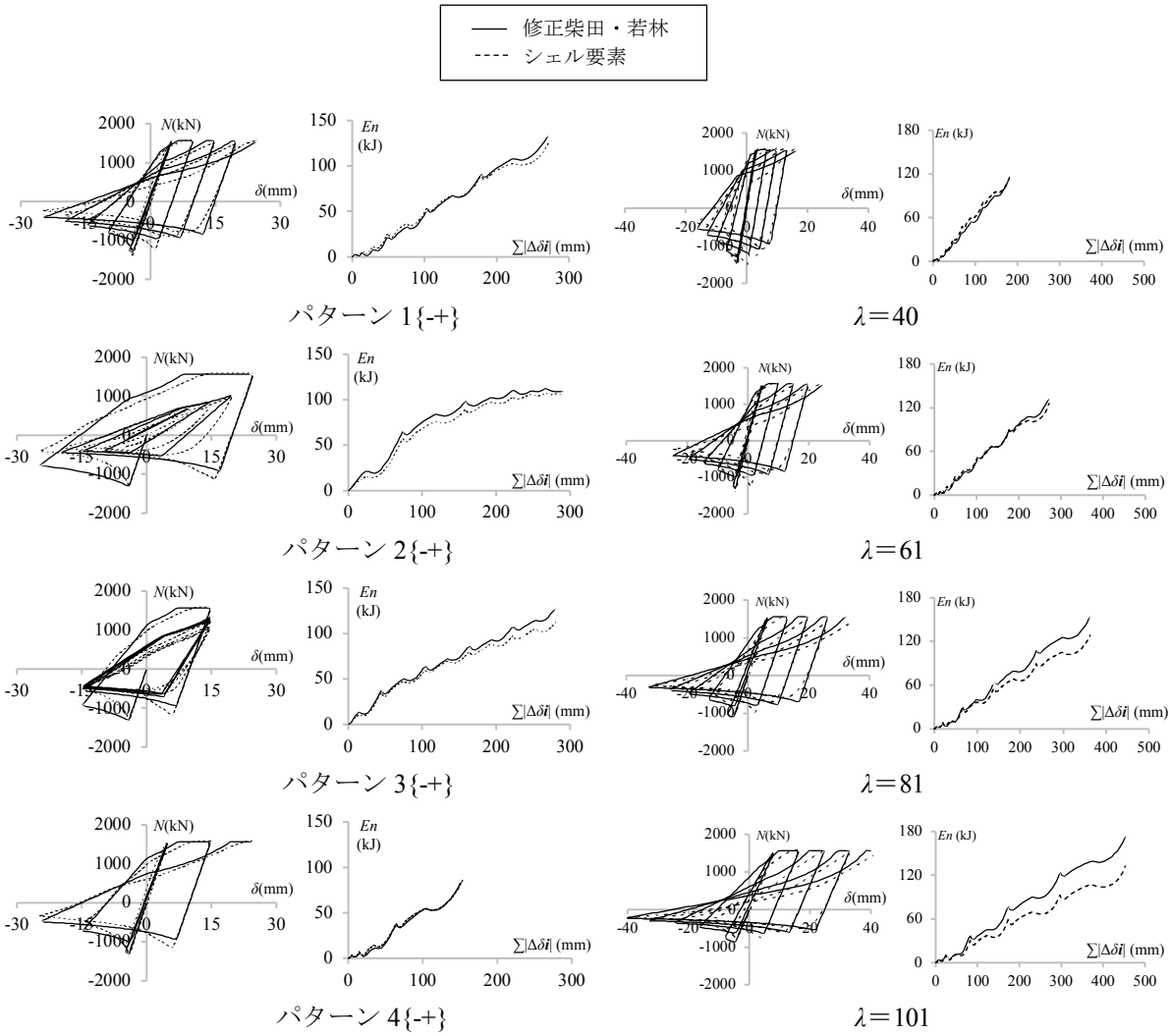


図 2.5.3　柴田・谷口モデルと FEM による結果の比較　図 2.5.4　柴田・谷口モデルによる細長比についての結果

2.6 様々な幅厚比に対する剛性低減率と降伏曲線収縮率

2.6.1 解析概要

本節での解析対象は断面形状が H-175×175×t_w×$t_f$mm の単純支持された H 形鋼筋違である。なお，前節から，提案された低減係数(k_E)や収縮率(n_N, $_1n_M$, $_2n_M$) は部材長さ（細長比）に関わらないことがわかったので，長さを L=2,835mm としている。パラメータとして SN490 材を想定した幅厚比を表 2.6.1 に示す。部材ランクは，柱に対する分類を流用して示している。

表 2.6.1 幅厚比のパラメータ

部材ランク	幅厚比	
	フランジ	ウェブ
FA’	7	36
FA	8	37
FB’	9	38
FB	10	39
FC’	11.6	40
FC	13.2	41

2.6.2 完全弾塑性材料における検討

表 2.6.1 に示す様々な幅厚比に対してシェル要素有限要素解析を行い，その結果を参照することで 2.3 節で提案した低減率と収縮率を再検討した。その結果，幅厚比が増加すると共に局部座屈が発生しやすく，降伏曲線の M 軸が収縮していく傾向があるため，ランクに応じて式(2.3.3)の $_1n_M$ のみを変更し，他の低減率や収縮率は 2.3 節の提案式を踏襲することで良好な結果が得られることが分かった。各ランクに対応する $_1n_M$ の回帰式を表 2.6.2 の式(2.6.1a～f)に示す。また，改良後の一般化塑性ヒンジモデルによるパターン 1{-+}の結果をランクごとに図 2.6.1 に示す。左側は軸力(N)–軸方向伸び(δ)関係，右側は弾塑性歪エネルギー(E_n)–累積伸び変形($\Sigma|\Delta\delta_i|$)関係である。実線と破線はそれぞれ改良後の一般化塑性ヒンジモデルによる結果とシェル要素解析による結果である。いずれも実線と破線がほとんど一致している。他の載荷パターンにおいても同様の結果が得られており，式(2.6.1a~f)のように $_1n_M$ のみを変更することにより，部材ランクを変化させても筋違の挙動を表現できることを確認した。

表 2.6.2 完全弾塑性場合の $_1n_M$

ランク	$_1n_M = (A_1 + B_1\zeta_2)^{-1/C_1}$	
FA’ランク：	$_1n_M = (1.0 + 0.015\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.1a)
FA ランク：	$_1n_M = (1.0 + 0.024\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.1b)
FB’ランク：	$_1n_M = (1.0 + 0.033\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.1c)
FB ランク：	$_1n_M = (1.0 + 0.042\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.1d)
FC’ランク：	$_1n_M = (1.0 + 0.051\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.1e)
FC ランク：	$_1n_M = (1.0 + 0.060\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.1f)

式(2.6.1)の各ランクに対する M 軸方向の収縮率 $_1n_M$ と ζ_2 との関係を図 2.6.2 に示す。ランクが下がるとともに M 軸方向の収縮率が小さくなることがわかる。これらの結果より，完全弾塑性材料において幅厚比に依存する新たな回帰式を提案する。ここで，フランジとウェブの 2 つの幅厚比を 1 つのパラ

メータで評価する指標$\bar{\beta}$を文献 2.13)から引用することとする。文献 2.13)ではウェブの幅厚比を（ウェブの外法せい）/（ウェブ厚）で定義しており，これを（ウェブの内法せい）/（ウェブ厚）の形に書き換えると，$\bar{\beta}$は式 2.6.2 で与えられる。筋違に用いる H 形鋼は，ほとんどが広幅系列なので，本論では r_{wd}=1.0 についてのみ検討する。

$$\bar{\beta}=\sqrt{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2\cdot\varepsilon_{yf}+\frac{1}{6}\{(\frac{d}{t_w})\frac{(b/t_f)}{(b/t_f)-r_{wd}}\}^2\cdot\varepsilon_{yw}} \tag{2.6.2}$$

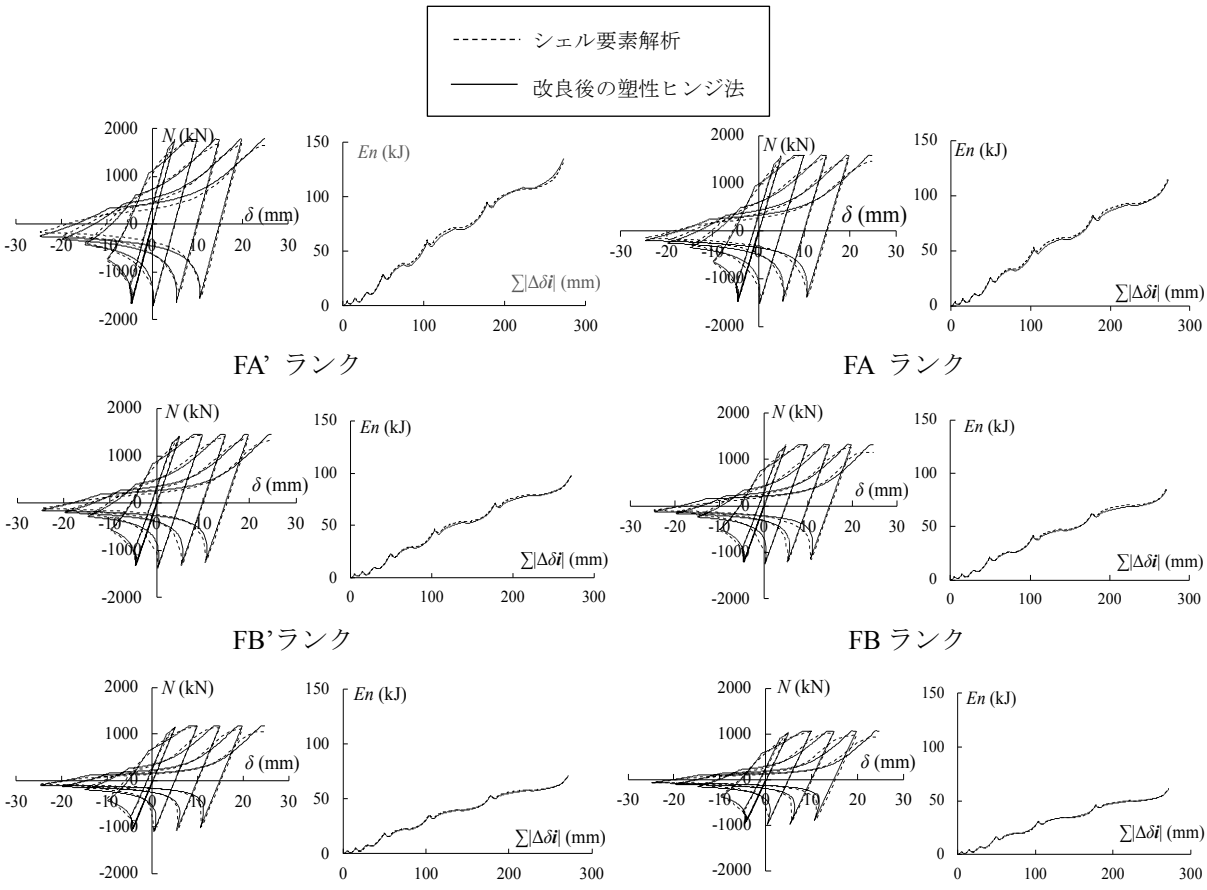
ここで，b は H 形断面のフランジ半幅，d はウェブの内法せい，t_fはフランジ厚，t_wはウェブ厚，r_{wd}は H 形断面の全幅のせいに対する比($2b/(d+2t_f)$) ，ε_{yf}はフランジ板要素の降伏歪，ε_{yw}はウェブ板要素の降伏歪である。

図 2.6.3 に示すように変化している係数は回帰式(2.6.3b)で表せる。ただし，各べき乗に対応する項の引き算で生じる「桁落ち」を低減するために，$(\bar{\beta}-0.85)$に関するべき乗で表現した回帰式にしている。また，有効範囲は$0.773\le\bar{\beta}\le0.936$である。

$$_1n_M=(1+B_1\zeta_2)^{-1/0.3} \tag{2.6.3a}$$

$$B_1=-0.877(\bar{\beta}-0.85)^2+0.281(\bar{\beta}-0.85)+0.0420 \tag{2.6.3b}$$

以上の結果より，完全弾塑性材料において幅厚比を変化させた場合について，改良後の一般化塑性ヒンジモデルの M 軸方向の収縮率 $_1n_M$ を式(2.6.3a)で設定し，他の低減率と収縮率に式(2.3.1)、(2.3.2)、(2.3.4)を用いることで筋違の挙動を表現できることを示した。



FA’ ランク　　FA ランク

FB’ランク　　FB ランク

FC’ランク　　FC ランク

図 2.6.1　幅厚比の変化による完全弾塑性材の結果

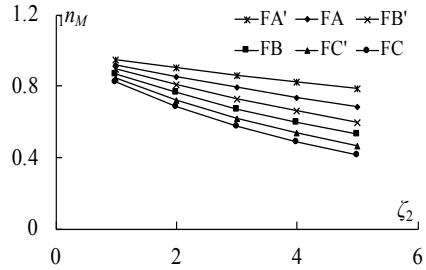


図 2.6.2　$_1n_M$ の回帰

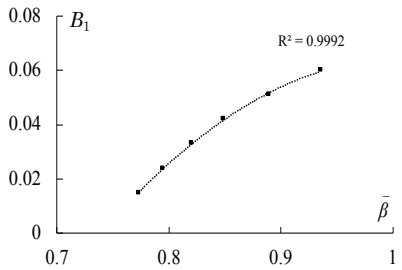


図 2.6.3　係数 B_1

2.6.3　歪硬化材料（建築構造用鋼材）における検討

建築構造用鋼材に関して，よく使われている SN490 材を対象として節 2.6.2 と同様に検討する。この場合についても，幅厚比に応じて式(2.4.3b)の $_1n_M$ のみを変更し，他の低減率や収縮率は 2.4 節の提案式を踏襲することで良好な結果が得られることが分かった。各幅厚比に対応する $_1n_M$ の回帰式を表 2.6.3 の式(2.6.4a〜f)に示す。また，改良後の解析結果を図 2.6.4 に示す。左側は軸力−軸方向伸び関係，右側は弾塑性歪エネルギー−累積伸び変形関係である。実線と破線はそれぞれ改良後の一般化塑性ヒンジモデルとシェル要素解析の結果である。N–δ 関係において，2 回目以降の座屈発生時近傍で，シェル要素による結果が丸みを帯びているのに対し，一般化塑性ヒンジモデルでは尖点となって座屈耐力が高くなっている。様々な検討を試みたが，座屈耐力とエネルギー吸収量の両方を一致させることが不可能であったため，ここではエネルギー吸収量の一致を重視することとした。エネルギーの吸収に着目す

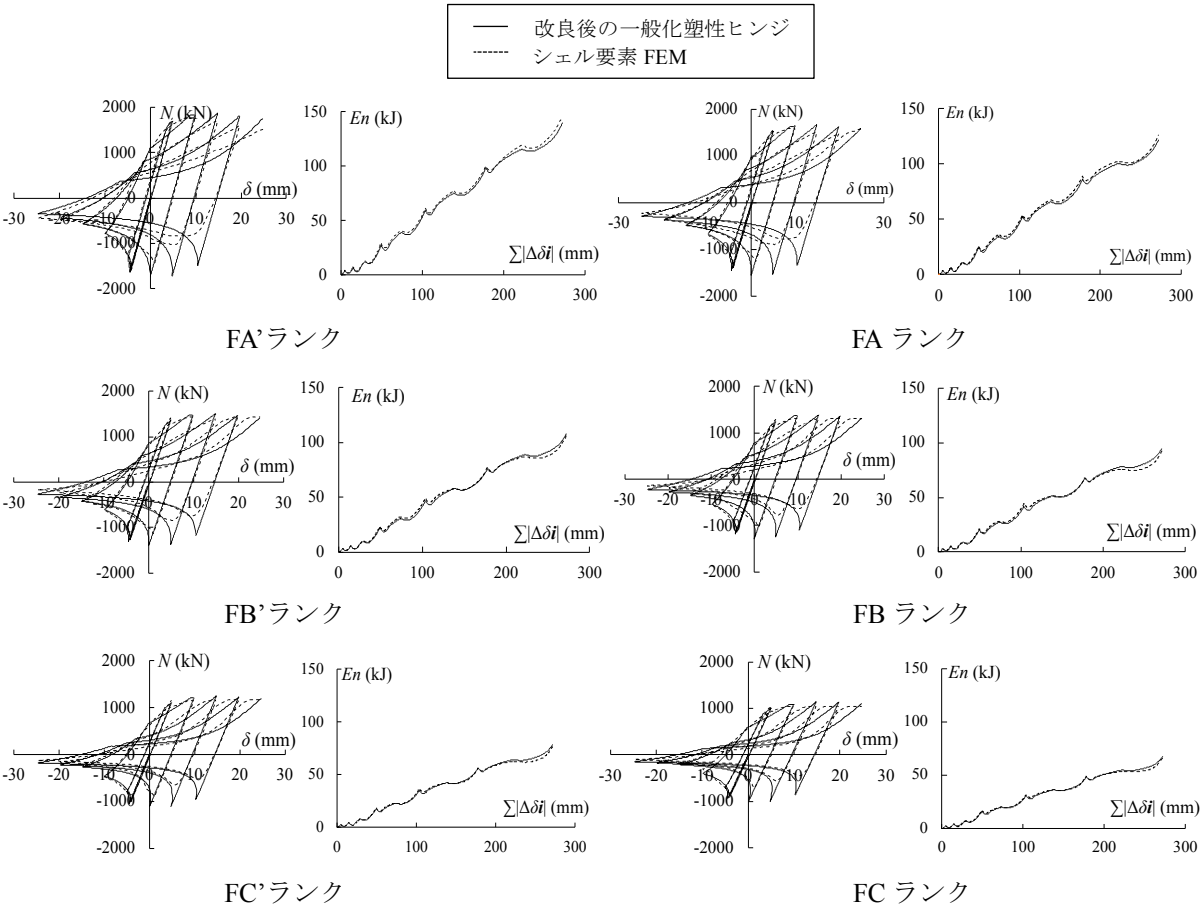


図 2.6.4　幅厚比の変化による歪硬化材（建築構造用鋼材 SN490）の結果

れば，いずれも実線と破線がほとんど一致している。他の載荷パターンにおいても同様の結果が得られており，式(2.6.4a~f)のように，${}_1n_M$のみを変更することにより，部材ランクを変化させても筋違の挙動を表現できることを確認した。

表 2.6.3 歪硬化材（建築構造用材 SN490）場合の ${}_1n_M$

ランク	${}_1n_M = (A_2 + B_2\zeta_2)^{-1/C_2}$	
FA'ランク：	${}_1n_M = (0.25 + 0.70\zeta_2)^{-1/9.5}$	(2.6.4a)
FA ランク：	${}_1n_M = (0.40 + 0.60\zeta_2)^{-1/7.3}$	(2.6.4b)
FB'ランク：	${}_1n_M = (0.55 + 0.55\zeta_2)^{-1/4.5}$	(2.6.4c)
FB ランク：	${}_1n_M = (0.70 + 0.50\zeta_2)^{-1/2.8}$	(2.6.4d)
FC'ランク：	${}_1n_M = (0.88 + 0.30\zeta_2)^{-1/1.2}$	(2.6.4e)
FC ランク：	${}_1n_M = (1.05 + 0.045\zeta_2)^{-1/0.3}$	(2.6.4f)

前節の指標$\bar{\beta}$を用い，式(2.6.4a~f)に示すように変化している係数をそれぞれ近似した式 A_2、B_2 および C_2 を式(2.6.5)に示し，近似曲線を図 2.6.5 に示す。ただし，$0.766 \le \bar{\beta} \le 0.927$である。

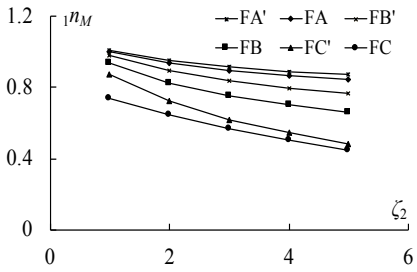
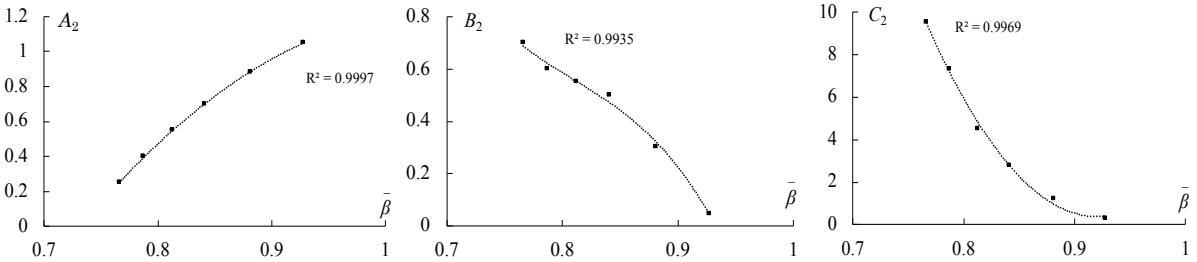


図 2.6.5 ${}_1n_M$の回帰



(a) 係数 A_2　　(b) 係数 B_2　　(c) 係数 C_2

図 2.6.6 係数の回帰

表 2.6.4 諸係数の回帰式

${}_1n_M = (A_2 + B_2\zeta_2)^{-1/C_2}$	(2.6.5a)
$A_2 = -12.1\left(\bar{\beta} - 0.85\right)^2 + 4.84\left(\bar{\beta} - 0.85\right) + 0.745$	(2.6.5b)
$B_2 = -120(\bar{\beta} - 0.85)^3 - 14.8(\bar{\beta} - 0.85)^2 - 3.33(\bar{\beta} - 0.85) + 0.443$	(2.6.5c)
$C_2 = 384(\bar{\beta} - 0.85)^2 - 53.9(\bar{\beta} - 0.85) + 2.28$	(2.6.5d)

以上の結果より，建築構造用鋼材において幅厚比を変化させた場合について，改良後の一般化塑性ヒンジモデルの M 軸方向の収縮率 ${}_1n_M$ を式(2.6.5a)で設定し，他の低減率や収縮率に式(2.4.1)，(2.4.2),

(2.4.4)を用いることで筋違の挙動を表現できることを示した。ただし，本節は特定の SN490 材についてのみの検討である。一般的には，材料の降伏比などが上述の低減率や収縮率に影響を及ぼす可能性があることに注意が必要である。

2.7 同じ幅厚比の下での断面寸法の影響

本節では，前記の検討対象の FA ランクの筋違(H-175×175× 4.139×10.94mm)と同じ幅厚比を用いて断面寸法の影響を検討する。断面寸法を H-225×225×5.321×14.06mm と設定し，他の解析条件を 2.3.1 節と同様に設定し，完全弾塑性材料および歪硬化材料（建築構造用鋼材，SN490）で検討を行った。なお，一般化塑性ヒンジモデルで用いた改良式は，2.3 節と 2.4 節で示した完全弾塑性材料および歪硬化材料（建築構造用鋼材，SN490）に対応する FA ランクの提案式である。

完全弾塑性材料における結果を図 2.7.1 に，歪硬化材料（建築構造用鋼材，SN490）における結果を図 2.7.2 に示す。実線が一般化塑性ヒンジによる解析結果で，破線がシェル要素による結果である。両者ともに軸力–軸方向伸び関係および弾塑性歪エネルギー–累積伸び変形関係で精度の良い結果を示すことができた。他の載荷パターンにおいても同様の結果が得られた。このように，一般化塑性ヒンジモデルを改良するための低減率や収縮率は，フランジやウェブの幅厚比に依存し，断面寸法の大きさに依存しないことを例示した。

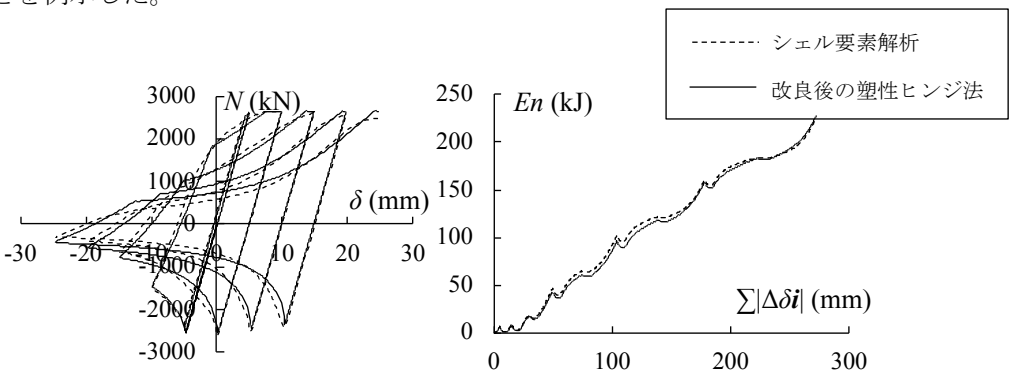


図 2.7.1　完全弾塑性材による結果(H-225×225×5.321×14.06)

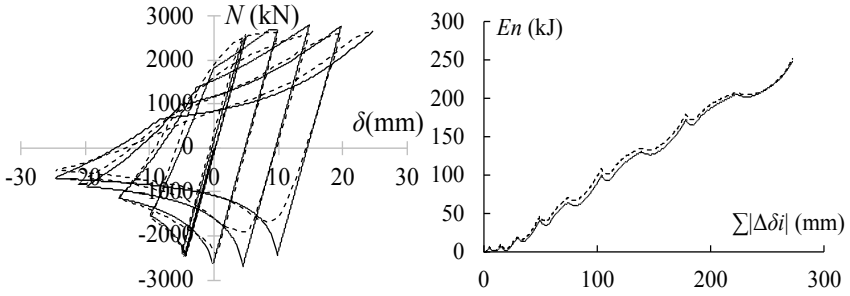


図 2.7.2　歪硬化材（建築構造用鋼材 SN490）による結果(H-225×225×5.321×14.06)

2.8 両端剛接筋違への適用

本節では両端が回転拘束の筋違への適用を検討する。図 2.8.1 に示すように単純支持された筋違の長さを 2 倍して両端が回転拘束のモデルを作成する。

比較のため，シェル要素解析で得られた結果を図 2.8.2 に示している。(a)は完全弾塑性材料，(b)は歪硬化材料（建築構造用鋼材，SN490）である。実線はモデル長さ L＝5670mm の回転拘束で，破線は L＝2835mm の単純支持である。完全弾塑性材料の繰返しの場合，回転拘束による結果は単純支持による

結果より，圧縮耐力と引張耐力が少し小さくなる。これは，載荷サイクルが増すに連れて塑性変形領域や局部座屈領域が局所化するが，単純支持では中央断面だけに局所化するのに対し，回転拘束では中央断面と両材端断面の 3 箇所に局所化する。この 3 箇所への局所化が均等に分散せず，とりわけ中央断面に顕著に局所化したためである。しかし，完全弾塑性材料の場合も歪硬化材料（建築構造用鋼材，SN490）の場合も，全体的に単純支持による結果と回転拘束による結果がほぼ一致していることがわかる。

図 2.8.3 に回転拘束の場合について，改良後の一般化塑性ヒンジモデルとシェル要素による結果を示す。一般化塑性ヒンジモデルによる解析では，筋違の中央と両端の 3 箇所の断面で，それぞれの降伏

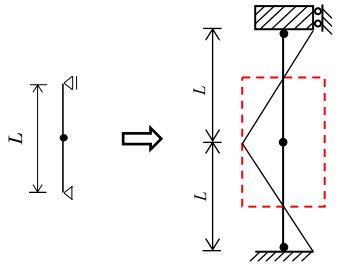
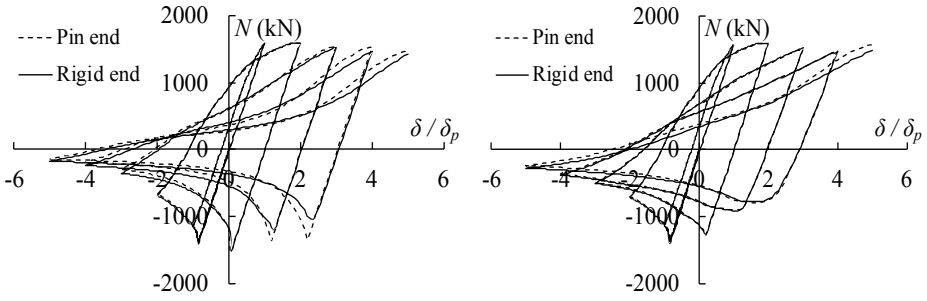
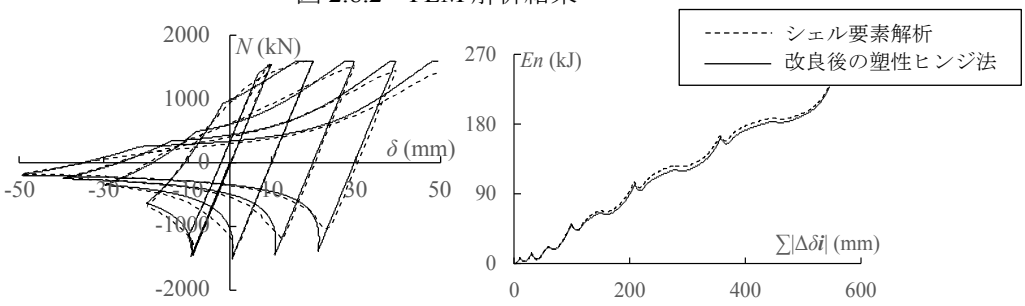


図 2.8.1　固定しているモデル

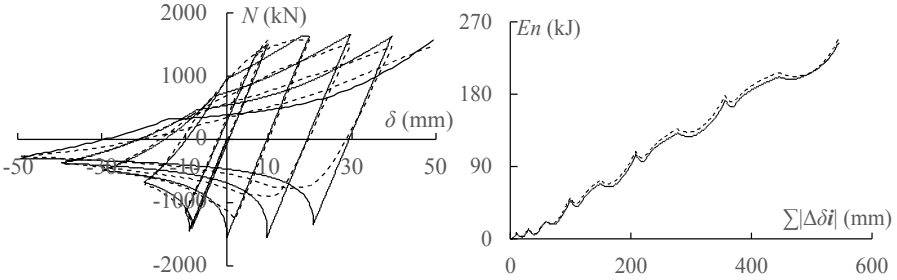


(a) 完全弾塑性材　　(b) 歪硬化材（建築構造用鋼材 SN490）

図 2.8.2　FEM 解析結果



(a) 完全弾塑性材



(b)　歪硬化材（建築構造用鋼材 SN490）（パターン 1{-+}）

図 2.8.3　改良後の一般化塑性ヒンジとシェル要素解析による結果の比較

曲線に基づいて塑性化を個別に判定する。また，前章までに示した改良方法に基づいて，それぞれの塑性化断面の降伏曲線を個別に収縮させるとともに，軸部材の除荷剛性を低減させる。(a)は完全弾塑性材料，(b)は歪硬化材料（建築構造用鋼材，SN490）である。破線はシェル要素による結果，実線は改良後の一般化塑性ヒンジモデルによる結果である。両方による結果はよく一致していることがわかる。他の載荷パターンにおいても同様の結果が得られており，本章で提案した一般化塑性ヒンジに対する改良式は筋違の境界条件に関わらず，繰返し履歴挙動を概ね表現できることがわかる。

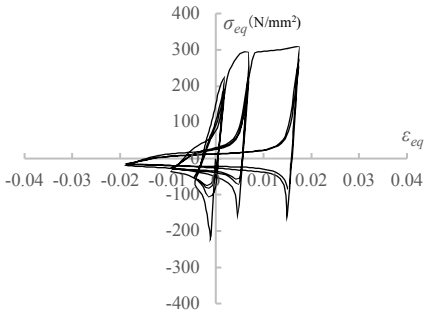
2.9 結

曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の挙動解析において，最小限必要な回帰式を一般化塑性ヒンジモデルに導入することで，精度の高い解析に改良できることを示した。具体的には，曲げ座屈後に除荷剛性を低減させるとともに，引張降伏後に降伏曲線を引張側特異点を中心に収縮させる方法を提案した。その際，特性を明確に把握可能な完全弾塑性材で改良方法を考察・設定したうえで，歪硬化特性を有する建築構造用鋼材（SN490）に適用可能な係数（除荷剛性の低減率と降伏曲線の収縮率）を提案した。さらに，この改良方法の適用範囲を広げることに取り組んだ。以下に得られた知見を示す。

1) 完全弾塑性材を用いたシェル要素有限要素解析において，いずれの載荷パターンでも圧縮を先行させた{-+}と引張を先行させた{+-}で，同じ変位振幅の軸力–軸方向変形曲線はほぼ一致する。
2) 曲げ座屈後の除荷剛性の低減率(k_E)は，それまでに経験した圧縮側の最大塑性率で規定できる。また，降伏曲線の収縮率(n_N, ${}_1n_M$, ${}_2n_M$)は，それまでに経験した引張側の最大塑性率や最大塑性率経験後の引張側累積塑性変形で規定できる。
3) 提案された低減率(k_E)や収縮率(n_N, ${}_1n_M$, ${}_2n_M$)は，部材長さ（細長比）に関わらない。
4) 降伏曲線の M 軸方向の収縮率(${}_1n_M$)を筋違断面の幅厚比に応じて変化させ，それ以外の収縮率や除荷剛性の低減率は 2.3 節と 2.4 節で設定したものを用いることで，幅厚比の変化に応じた改良方法を提案した。
5) 提案した改良方法は，単純支持の筋違部材にも両端回転拘束の筋違部材にも適用可能なことを例示した。

付録

竹内らの論文 2.10)に掲載の H713 試験体について，本論で用いたプログラム（MSC Nastran）を用いて，等方硬化と移動硬化の割合が 0.5:0.5 の複合硬化則で解析した結果を付図 1 に示す。縦軸は等価軸応力（軸力／初期断面積，σ_{eq}）であり，横軸は等価軸歪（伸び変形／初期長さ，ε_{eq}）である。得られた $\sigma_{eq}-\varepsilon_{eq}$ 関係が文献 2.10)の図 12(b)に示された解析結果や実験結果とほぼ一致していることを確認した。



付図 1　シェル要素による H713 試験体の解析結果

参考文献

2.1) 柴田道生，中村武，若林寶. 鉄骨筋違の履歴特性 その１定式化関数の誘導. 日本建築学会論文報告集. pp. 18–24，1982.06

2.2) 谷口元，加藤勉，中村紀吉，高橋泰彦，佐伯俊夫，広谷勉，相川勇治. 鉄骨X型ブレース架構の復元力特性に関する研究. 構造工学論文集. vol. 37B，pp. 303–316，1991.03

2.3) 伊藤拓海，杉山昇馬，井上祥一. 繰返し載荷を受ける鋼圧縮材の劣化挙動を考慮した復元力特性モデル. 日本建築学会構造系論文集. vol. 80，pp. 715–725，2015.04

2.4) 井上一朗，小川厚治. 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究: その 2 塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察. 日本建築学会論文報告集. vol. 268，pp. 87–98，1978.06

2.5) Jin, Jun, El-Tawil, Sherif. Inelastic Cyclic Model for Steel Braces. Journal of Engineering Mechanics. vol. 129，no. 5，pp. 548–557，2003

2.6) 多田元英，水渡明. トラス部材を含む骨組構造物の動的座屈挙動解析. 日本建築学会構造系論文報告集. vol. 446，pp. 51–56，1993.04

2.7) 小川厚治，多田元英. 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発. 第17回情報システム利用技術シンポジウム. pp. 79–84，1994.12

2.8) 向出静司，奥伸之，松尾克也，多田元英. 製造工程が異なる箱形断面柱の大変形域載荷実験. 鋼構造論文集. vol. 23，no. 90，pp. 51–64，2016.06

2.9) 竹内徹，西牧誠，松井良太，今村晃. 種々の繰返し載荷履歴を受けるブレースの累積変形性能. 日本建築学会構造系論文集. vol. 77，no. 677，pp. 1131–1140，2012.07

2.10) 竹内徹，秦康，松井良太. 局部座屈を伴うH形断面ブレースの累積繰返し変形性能. 日本建築学会構造系論文集. vol. 73，no. 632，pp. 1875–1882，2008.10

2.11) 辻岡静雄，新村洋行，佐脇宗生. 鋼構造骨組のひずみ硬化を考慮した弾塑性解析法の研究：その11次元部材、2次元骨組の弾塑性解析. 日本建築学会論文報告集. pp. 24–31，1983.08

2.12) 多幡和真，多田元英. 建築基準法に基づく筋違付き３層ラーメン鋼構造の地震時倒壊挙動. 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集. vol. 27，pp. 219–2.36，2019.11

2.13) 上遠野明夫，佐々木道夫，岡本健太郎，秋山宏，松井千秋，井上一朗：鋼構造部材の耐力上昇率、塑性率に及ぼす鋼材降伏比の影響に関する実験的研究，構造工学論文集，B (40)，pp.673-682，1994.03

第3章　曲げを受けて局部座屈するH形鋼梁に適用する曲げモーメント–回転角関係モデル

3.1　序

H 形断面梁が繰返し曲げを受けて局部座屈で耐力劣化する際の曲げモーメント–回転角関係は，加藤・秋山により提案された骨格曲線と履歴則がよく用いられている。しかしこれらで得られる曲げモーメント–回転角関係は繰返し曲げによる耐力劣化が過度に急激であるように表現されており，エネルギー吸収性能が過小評価されている傾向がみられる。そこで本章では，前述の傾向を解消した新たな骨格曲線と履歴則を提案する。具体的には，逆対称曲げを受ける H 形鋼梁を対象とし，幅厚比や梁せい，シアスパン長さ等をパラメータとして曲げモーメント–回転角関係を得，それを多折れ線にモデル化する。そして既往の繰返し履歴則と組み合わせることで繰返し曲げモーメント–回転角関係モデルを提案する。検討用の解析には汎用有限要素解析ソフト (MSC.Marc2017)を用いる。

3.2　有限要素解析

3.2.1　解析対象

水平外力が骨組に作用して梁に逆対象曲げが生じる場合を想定し，対称条件を利用して図 3.2.1 に示すように半分を取り出した梁を検討対象とする。シェル要素 FEM 解析用のモデルを図 3.2.2 に示す。単純支持梁片側端に x 軸周りの曲げモーメントを与えることで節点回転角を漸増させる。本研究では局部座屈による耐力劣化性状を評価するため，図 3.2.2 上の両端を除く各点において，横座屈が起こらないよう横補剛をする。

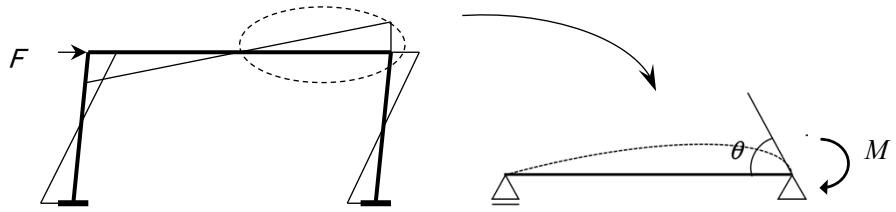


図 3.2.1　解析対象

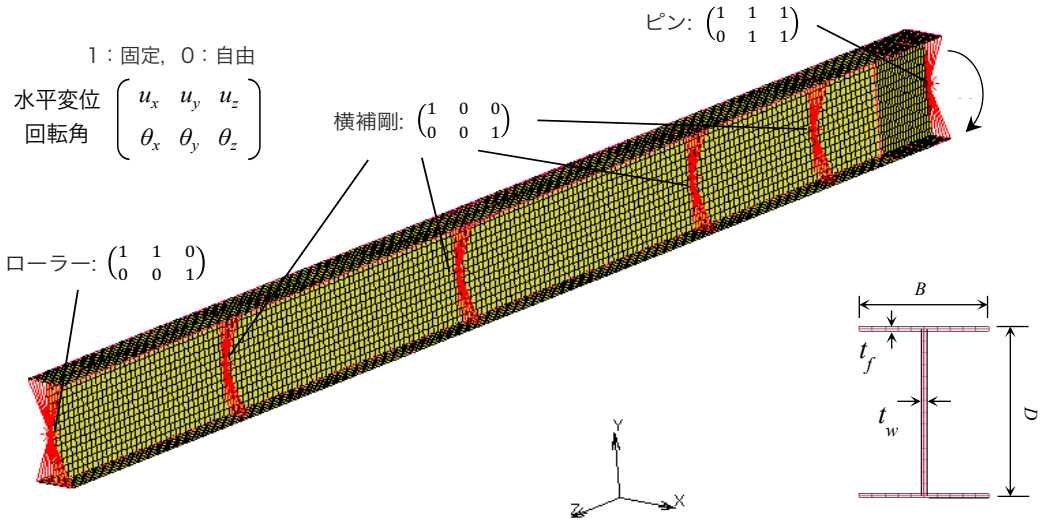


図 3.2.2　解析モデル

3.2.2 解析パラメータ

潜在的な影響要因を明らかにし、幅広い適用範囲が可能なモデルを開発するため，本研究では幅厚比、梁せいおよびシアスパン長さをパラメータとして計 96 個について検討する。6 種類の幅厚比を，構造ランクに応じて図 3.2.3 に示す黒点と表 3.2.1 のように設定する。また，梁せいとシアスパン長さをそれぞれ四つの種類にして，図 3.2.4 に示す黒点ように設定する。

すべてのモデルを表 3.2.2 に示す。ケースの名称は，区分される構造ランク，梁せい D(cm)，シアスパンせい比 L/D によって定められ，表 3.2.2 に示す凡例に従い呼称する。

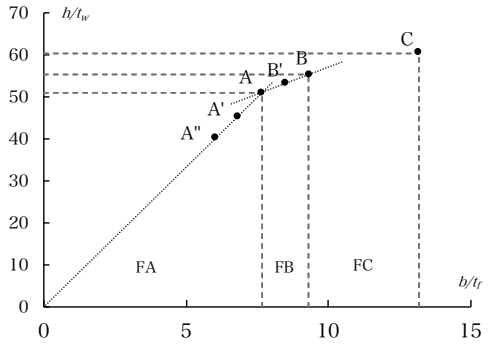


図 3.2.3　幅厚比

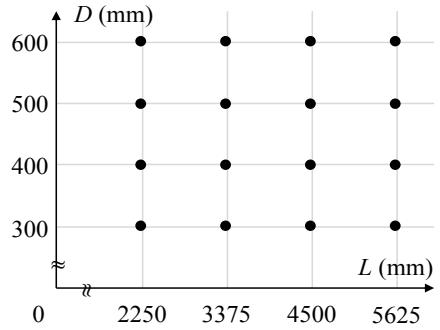


図 3.2.4　梁せいとシアスパン長さ

表 3.2.1　6 種類の幅厚比

構造ランク	A''	A'	A	B'	B	C
フランジ幅厚比 (b/t_f)	6	6.8	7.7	8.5	9.3	13.2
ウェブ幅厚比 (d/t_w)	40	45.33	51	53.1	55.3	60.4

3.2.3 材料特性

材料特性は建築構造用鋼材の SN490 用に設定したものを使用する。塑性化後の応力度-歪度関係として，図 3.2.5 に示す既往の素材試験 [3.1)]で得られた真応力度(σ_t)–真塑性歪度(ε_p)関係を解析に入力する。各折れ点の真応力度–真塑性歪度の値を表 3.2.3 に示す。σ_y=351.04 N/mm^2 で，ヤング係数(E)は 205,000 N/mm^2 で，ポアソン比(ν)は 0.3 とする。

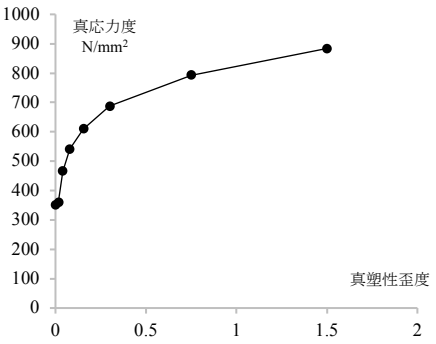
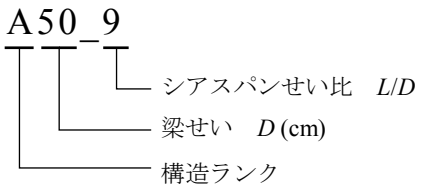


図 3.2.5　真応力度–真塑性歪度関係

表 3.2.3　真応力度–真塑性歪度の入力値

真塑性歪度 ε_p	真応力度 σ_t (N/mm^2)
0	351.04
0.01652	360.14
0.03999	465.59
0.0791	541.44
0.15479	609.67
0.3	687.73
0.75	793.05
1.5	883.82

表 3.2.2　解析モデルの一覧



名称	シアスパン長さ L(mm)	梁せい D(mm)	L/D	構造ランク	フランジ幅 B(mm)	ウェブ厚 t_w(mm)	フランジ厚 t_f(mm)	ウェブ幅厚比 h/t_w	フランジ幅厚比 b/t_f
A"30_18.75	5625	300	18.75	A"	200	6.67	16.67	6.00	40.00
A'30_18.75				A'		5.97	14.71	6.80	45.33
A30_18.75				A		5.37	13.07	7.65	51.00
B'30_18.75				B'		5.21	11.76	8.50	53.10
B30_18.75				B		5.04	10.75	9.30	55.27
C30_18.75				C		4.72	7.59	13.18	60.37
A"40_14.06		400	14.0625	A"		9.17	16.67	6.00	40.00
A'40_14.06				A'		8.18	14.71	6.80	45.33
A40_14.06				A		7.33	13.07	7.65	51.00
B'40_14.06				B'		7.09	11.76	8.50	53.10
B40_14.06				B		6.85	10.75	9.30	55.27
C40_14.06				C		6.37	7.59	13.18	60.37
A"50_11.25		500	11.25	A"		11.67	16.67	6.00	40.00
A'50_11.25				A'		10.38	14.71	6.80	45.33
A50_11.25				A		9.29	13.07	7.65	51.00
B'50_11.25				B'		8.97	11.76	8.50	53.10
B50_11.25				B		8.66	10.75	9.30	55.27
C50_11.25				C		8.03	7.59	13.18	60.37
A"60_9.375		600	9.375	A"		14.17	16.67	6.00	40.00
A'60_9.375				A'		12.59	14.71	6.80	45.33
A60_9.375				A		11.25	13.07	7.65	51.00
B'60_9.375				B'		10.86	11.76	8.50	53.10
B60_9.375				B		10.47	10.75	9.30	55.27
C60_9.375				C		9.69	7.59	13.18	60.37
A"30_15	4500	300	15	A"		6.67	16.67	6.00	40.00
A'30_15				A'		5.97	14.71	6.80	45.33
A30_15				A		5.37	13.07	7.65	51.00
B'30_15				B'		5.21	11.76	8.50	53.10
B30_15				B		5.04	10.75	9.30	55.27
C30_15				C		4.72	7.59	13.18	60.37
A"40_11.25		400	11.25	A"		9.17	16.67	6.00	40.00
A'40_11.25				A'		8.18	14.71	6.80	45.33
A40_11.25				A		7.33	13.07	7.65	51.00
B'40_11.25				B'		7.09	11.76	8.50	53.10
B40_11.25				B		6.85	10.75	9.30	55.27
C40_11.25				C		6.37	7.59	13.18	60.37
A"50_9		500	9	A"		11.67	16.67	6.00	40.00
A'50_9				A'		10.38	14.71	6.80	45.33
A50_9				A		9.29	13.07	7.65	51.00
B'50_9				B'		8.97	11.76	8.50	53.10
B50_9				B		8.66	10.75	9.30	55.27
C50_9				C		8.03	7.59	13.18	60.37
A"60_7.5		600	7.5	A"		14.17	16.67	6.00	40.00
A'60_7.5				A'		12.59	14.71	6.80	45.33
A60_7.5				A		11.25	13.07	7.65	51.00
B'60_7.5				B'		10.86	11.76	8.50	53.10
B60_7.5				B		10.47	10.75	9.30	55.27
C60_7.5				C		9.69	7.59	13.18	60.37

表 3.2.2　解析モデルの一覧 (続き)

名称	シアスパン長さ L(mm)	梁せい D(mm)	L/D	構造ランク	フランジ幅 B(mm)	ウェブ厚 t_w(mm)	フランジ厚 t_f(mm)	ウェブ幅厚比 h/t_w	フランジ幅厚比 b/t_f
A"30_11.25	3375	300	11.25	A"	200	6.67	16.67	6.00	40.00
A'30_11.25				A'		5.97	14.71	6.80	45.33
A30_11.25				A		5.37	13.07	7.65	51.00
B'30_11/25				B'		5.21	11.76	8.50	53.10
B30_11.25				B		5.04	10.75	9.30	55.27
C30_11.25				C		4.72	7.59	13.18	60.37
A"40_8.44		400	8.4375	A"		9.17	16.67	6.00	40.00
A'40_8.44				A'		8.18	14.71	6.80	45.33
A40_8.44				A		7.33	13.07	7.65	51.00
B'40_8.44				B'		7.09	11.76	8.50	53.10
B40_8.44				B		6.85	10.75	9.30	55.27
C40_8.44				C		6.37	7.59	13.18	60.37
A"50_6.75		500	6.75	A"		11.67	16.67	6.00	40.00
A'50_6.75				A'		10.38	14.71	6.80	45.33
A50_6.75				A		9.29	13.07	7.65	51.00
B'50_6.75				B'		8.97	11.76	8.50	53.10
B50_6/75				B		8.66	10.75	9.30	55.27
C50_6.75				C		8.03	7.59	13.18	60.37
A"60_5.6		600	5.625	A"		14.17	16.67	6.00	40.00
A'60_5.6				A'		12.59	14.71	6.80	45.33
A60_5.6				A		11.25	13.07	7.65	51.00
B'60_5.6				B'		10.86	11.76	8.50	53.10
B60_5.6				B		10.47	10.75	9.30	55.27
C60_5.6				C		9.69	7.59	13.18	60.37
A"30_7.5	2250	300	7.5	A"		6.67	16.67	6.00	40.00
A'30_7.5				A'		5.97	14.71	6.80	45.33
A30_7.5				A		5.37	13.07	7.65	51.00
B'30_7.5				B'		5.21	11.76	8.50	53.10
B30_7.5				B		5.04	10.75	9.30	55.27
C30_7.5				C		4.72	7.59	13.18	60.37
A"40_5.6		400	5.625	A"		9.17	16.67	6.00	40.00
A'40_5.6				A'		8.18	14.71	6.80	45.33
A40_5.6				A		7.33	13.07	7.65	51.00
B'40_5.6				B'		7.09	11.76	8.50	53.10
B40_5.6				B		6.85	10.75	9.30	55.27
C40_5.6				C		6.37	7.59	13.18	60.37
A"50_4.5		500	4.5	A"		11.67	16.67	6.00	40.00
A'50 4.5				A'		10.38	14.71	6.80	45.33
A50_4.5				A		9.29	13.07	7.65	51.00
B'50_4.5				B'		8.97	11.76	8.50	53.10
B50_4.5				B		8.66	10.75	9.30	55.27
C50_4.5				C		8.03	7.59	13.18	60.37
A"60_3.75		600	3.75	A"		14.17	16.67	6.00	40.00
A'60_3.75				A'		12.59	14.71	6.80	45.33
A60_3.75				A		11.25	13.07	7.65	51.00
B'60_3.75				B'		10.86	11.76	8.50	53.10
B60_3.75				B		10.47	10.75	9.30	55.27
C60_3.75				C		9.69	7.59	13.18	60.37

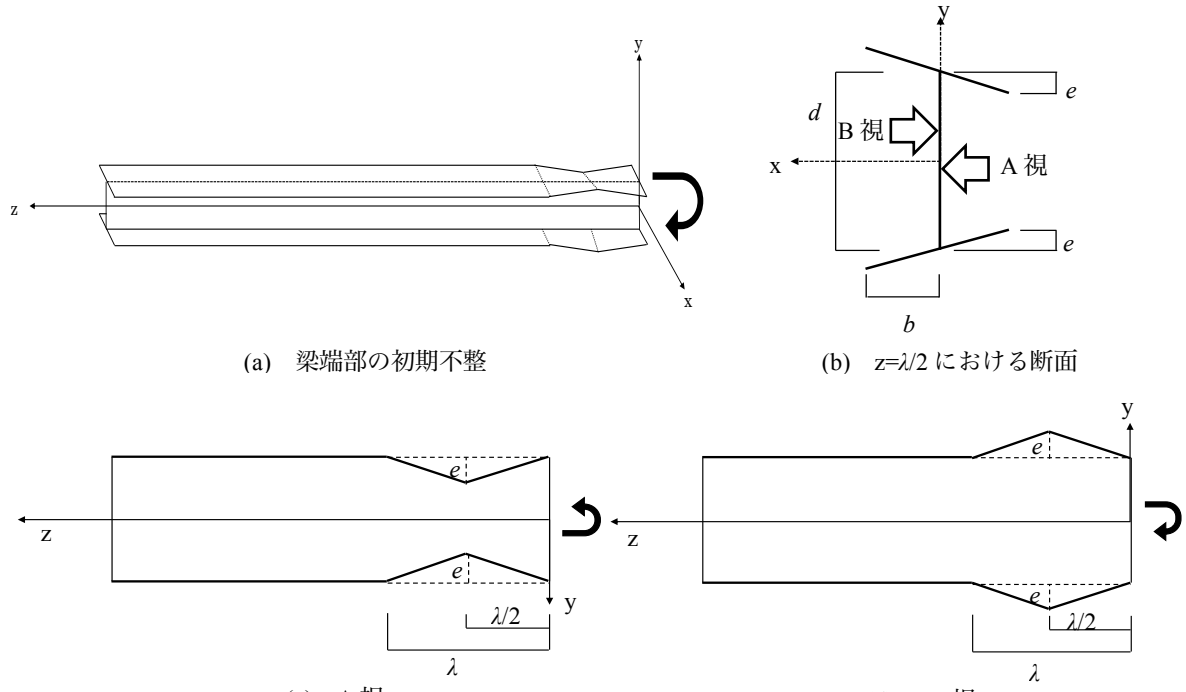
3.2.4　初期不整

梁端部の局部座屈を表現するために，回転角を与える方の材端で 2 枚のフランジ両方に初期不整を与える。図 3.2.6 に示す初期不整を部材端部のフランジに設定する。対称位置のフランジにおいて最大の初期不整量 e が生じ，材端から λ の範囲においてその初期不整量が線形に変化する（すなわち，フランジ半幅分が「く」の字に面外変形しているようにする)。局部座屈領域長さ(λ)は文献 3.2)で提案さ

れた式 3.2.1 を用いる。ただし，b :フランジ半幅, d :ウェブ内法せい, A_f :フランジ断面積, A_w :ウェブ断面積, A :全断面積とする。初期不整量 e は文献 3.3)での検討結果に基づいて b/500 とする。ただし，e は式 3.2.2 に示す「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」で規定されている管理許容差の最大値を上回らない値とする。

$$\lambda = \frac{2bA_f + dA_w}{A} \tag{3.2.1}$$

$$e \le \frac{2b}{100} \qquad e \le 2\text{mm} \tag{3.2.2}$$



(a) 梁端部の初期不整　(b) z=λ/2 における断面

(c) A 視　(d) B 視

図 3.2.6　初期不整

3.2.5　単調解析の検証

前節のように設定することで得られるシェル要素 FEM 解析の結果の妥当性を検討する。図 3.2.7 に文献 3.4)においての実験概念図を示す。実験結果を図 3.2.8 に黒線で示し，本研究においての FEM 解析による結果を赤線で示す。どちらも概ね一致する結果が得られたため，FEM 解析の妥当性が確認できた。

なお，本研究のシェル要素 FEM 単調解析による結果を後述の 3.4.5 節に示す。

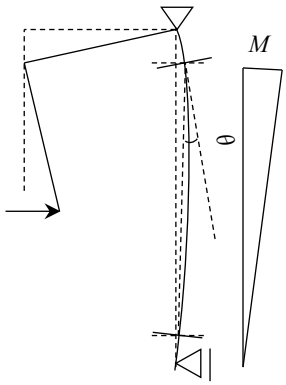


図 3.2.7　実験概念図

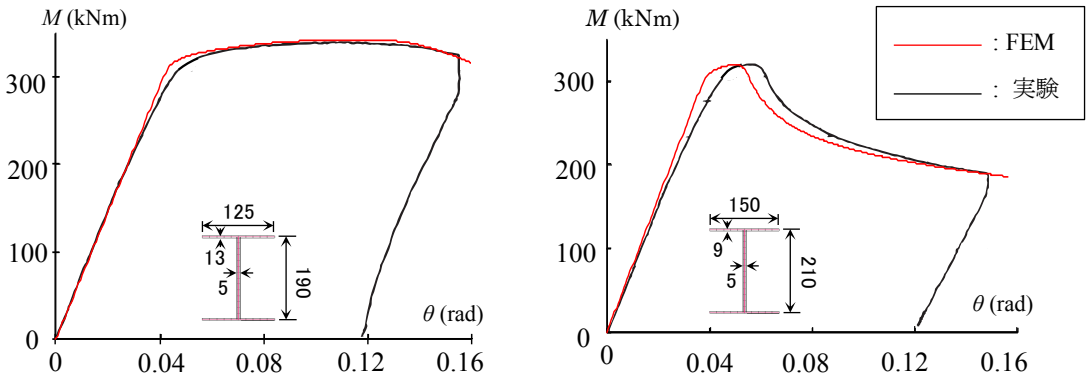
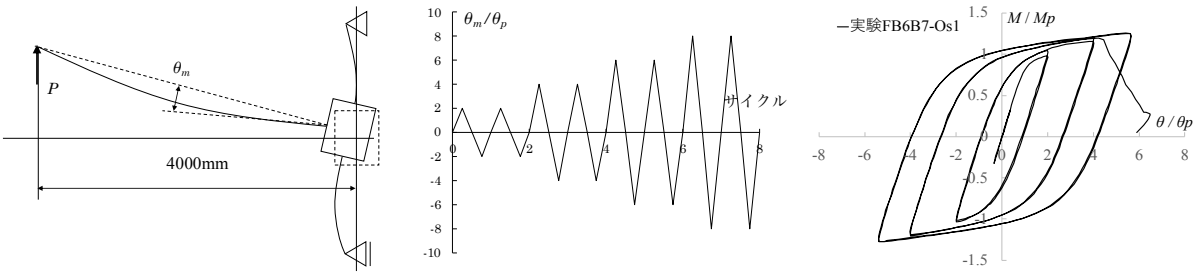


図 3.2.8　FEM 解析と実験結果との比較

3.2.6　Chaboche 硬化則の検討

繰返し実挙動を代表するものとして参照する FEM 繰返し解析の妥当性を，図 3.2.9 に示す繰返し回転角を受ける SN490 梁材の実験結果 [3.5, 3.6]と比較することで検討する。ここでは Chaboche の非線形複合硬化則 [3.7]を FEM 解析に採用することにする。

Chaboche 履歴則はバウシンガー効果を考慮できる複合硬化則のひとつである。構成式は式(3.2.3)で表される。ただし，R_0 は初期降伏応力，R_{inf} は最大降伏応力，B は等方硬化パラメーター，c，γ は移動硬化パラメーター，ε_p は相当塑性歪である。式(3.2.3a)の右辺における$Q_{inf}(1-e^{-B\times\varepsilon_p})$と$c/\gamma\,(1-e^{-\gamma\times\varepsilon_p})$はそれぞれ等方硬化成分と移動硬化成分である。相当塑性歪ε_pが無限大になると，図 3.2.10 に示すように応力は式(3.2.4)で定義される σ_u に漸近する。ここでは，等方硬化の割合を示す指標として β を式(3.2.5)で表すこととする。



(a) 実験モデル　　(b) 載荷履歴　　(c) 実験結果

図 3.2.9　文献 3.5),3.6)による実験結果

$$\sigma = R_0 + Q_{inf}(1-e^{-B\times\varepsilon_p}) + \frac{C}{\gamma}(1-e^{-\gamma\times\varepsilon_p}) \tag{3.2.3a}$$

$$Q_{inf} = R_{inf} - R_0 \tag{3.2.3b}$$

$$\sigma_u = R_0 + Q_{inf} + \frac{C}{\gamma} \tag{3.2.4}$$

$$\beta = \frac{Q_{inf}}{\sigma_u - R_0} \tag{3.2.5}$$

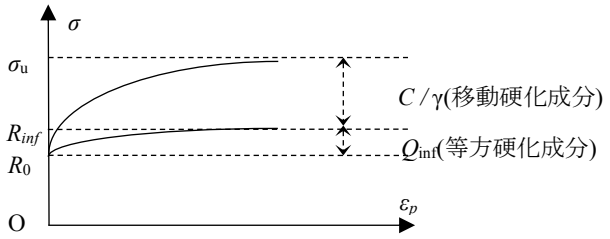


図 3.2.10　Chaboche の係数

(a)　**実験結果と整合する Chaboche 係数と等方硬化割合の決定**

実挙動を適切に表現可能な Chaboche の諸係数, とりわけ等方硬化と移動硬化の成分割合を示すため, まずは，素材試験で得られた真応力度–真塑性歪度関係を用い，R_0 と σ_u を決める。次に，等方硬化の成分 β を仮定し，式(3.2.4)，(3.2.5)より Q_{inf} と c/γ を決定する。B と γ は真応力度–真塑性歪度関係の形状が合うように決め，先に決定した c/γ の値を用いて c を算出する。それらの係数を用いて FEM 解析で得られる M-θ 関係が実験結果と合うように，β の値を試行錯誤で決める。

図 3.2.11 に示している破線は既往の素材試験 [3.5]で得られたフランジとウェブの真応力度–真塑性歪度関係である。計測範囲以降の真応力度–真塑性歪度関係は式(3.2.6)の Ludwik の式 [3.8]で補うこととして，図 3.2.11 に実線で示している。

$$\bar{\sigma} = \sigma_Y\left(1 + \bar{\varepsilon}_p/\alpha\right)^n \tag{3.2.6}$$

ここで，$\bar{\sigma}$は真応力度，$\bar{\varepsilon}_p$は真塑性歪度，σ_y は降伏応力度，α，n は材料定数である。材料定数 α，n は計測された一様伸びの 3/4 の時点から最大伸びまでの引張試験結果を対象として決定する。

Chaboche の式(3.2.3)は単調な曲線関数なので，初期降伏応力R_0の値を降伏応力度 σ_y とすると，Chaboche による真応力度–真塑性歪度関係は素材試験による真応力度–真塑性歪度関係より，降伏棚において過大評価する。そのため，本研究では図 3.2.12 に示すように，降伏棚上下の面積をほぼ一致させるように R_0 を $0.9\sigma_y$ に設定する。最大引張応力度 σ_u は Ludwik の式における真塑性歪度が 1 になるときの応力度とする。

様々な値に β を仮定し，材料の真応力度–真歪度関係が素材試験結果と合うように B，γ，c を決めて繰返しの曲げモーメント–回転角関係を解析した結果，β=0.3 とした場合に実験結果と最も整合する結果が得られた。そのときの真応力度–真塑性歪度関係を図 3.2.13 に示し，諸係数値を表 3.2.4 に示す。これらの係数を用い，図 3.2.9 に示す実験と同じ条件でシェル要素解析した結果を図 3.2.14 に示す。本研究の解析手法による結果が実験結果とほぼ一致することがわかる。以上より，SN490 材の等方硬化則と移動硬化則との比率は 0.3:0.7 が適切であることがわかる。

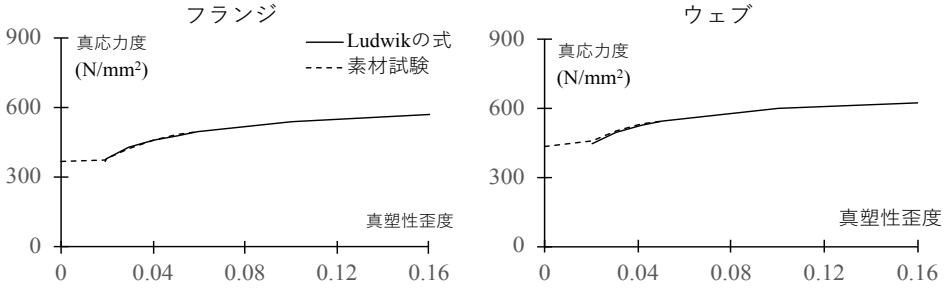


図 3.2.11　Ludwik の式との比較

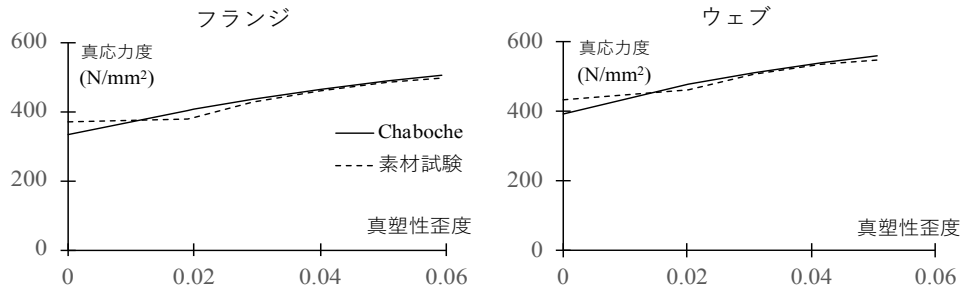


図 3.2.12　降伏棚の比較（R_0=0.9σ_y）

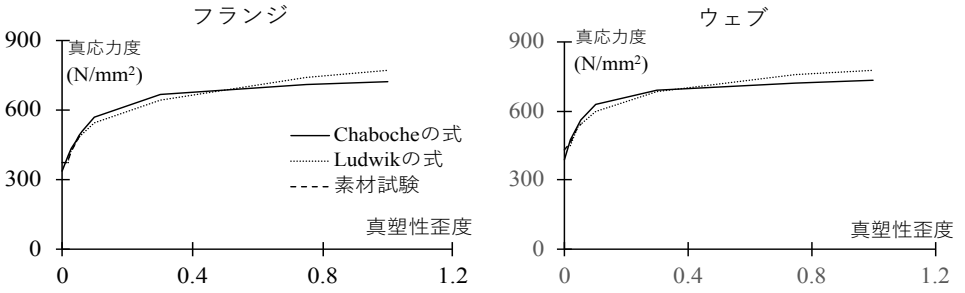


図 3.2.13　Chaboche の式との比較

表 3.2.4　Chaboche の係数（実験）

	R_0 (N/mm²)	R_{inf} (N/mm²)	B	C	γ
フランジ	334.4	465.3	1	3973	13
ウェブ	389.7	507	1	4924	18

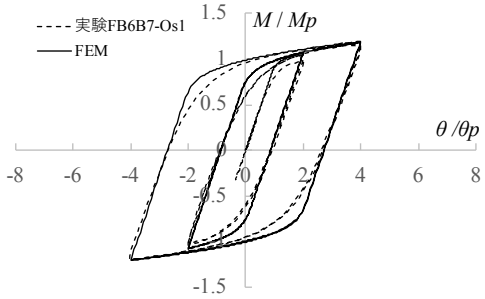


図 3.2.14　Chaboche による結果と実験結果との比較

(b)　**パラメトリックスタディーで使用する SN490 材の Chaboche 係数の決定**

3.2.3 節では，過去に実施した SN490 材の素材試験結果に基づいて多折線の真応力度–真塑性歪度関係を設定し，それを用いて梁の曲げモーメント–回転角の単調関係を考察した。ここでは，繰返し関係を考察するために，この真応力度–真塑性歪度関係に相当する Chaboche の構成則を設定することとする。すなわち，決定した等方硬化則成分 0.3 を用い，多折線の真応力度–真塑性歪度関係と一致するように Chaboche の諸係数を表 3.2.5 のように決定する。図 3.2.15 に元々の多折線の真応力度–真塑性歪度関係を破線で示し，上述のように設定した Chaboche の関係を実線で示す。また，A50_9 梁の曲げモーメント–回転角の単調関係について，両方の真応力度–真塑性歪度関係を用いて得られた結果を，図 3.2.16 に破線と実線で示す。両結果がほとんど一致していることがわかる。

梁の繰返し曲げモーメント–回転角関係を 3.5 節で考察するに際し，ここで得られた Chaboche の諸

係数を FEM 解析に用いることとする。

表 3.2.5　Chaboche の係数（SN490 材）

R_0 (N/mm^2)	R_{inf} (N/mm^2)	B	C	γ
315.9	468.5	1.2	4273	12

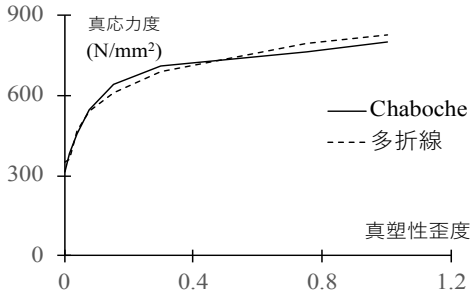


図 3.2.15　応力度-歪度の比較

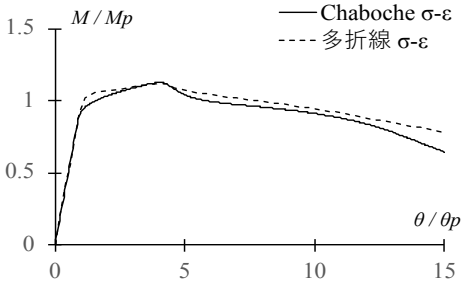


図 3.2.16　単調結果の比較

3.3　加藤秋山の骨格曲線

本節で既往研究の加藤秋山モデル [3.9]を説明して，一つのモデルを例として加藤秋山モデルによる曲げモーメント–回転角の骨格曲線を求める。

フランジ及びウェブの幅厚比が式(3.3.1)に従うものを適用範囲とする。

$$\frac{b}{t_f} \leq \frac{24}{\sqrt{\sigma_Y}} \quad , \quad \frac{d}{t_w} \leq \frac{110}{\sqrt{\sigma_Y}} \tag{3.3.1}$$

ただし，b：フランジ半幅，d：ウェブ高さ，t_f：フランジ厚，t_w：ウェブ厚。σ_y の単位は t/cm^2 である。

第 1 折れ点：(θ_p,M_p)

局部座屈のみを生じる場合について，最大点 τ_0 は式(3.3.2)と式(3.3.3)で得られる値のうち大きい方の値とする。下限値は 1 とする。

$$\tau_0 = 1 + \left\{ \left(0.0403 - 0.0744 \frac{b}{t_f} \sqrt{\varepsilon_Y} \right)^2 - \left(0.00024 \frac{d}{t_w} \sqrt{\varepsilon_Y} - 0.00025 \right) \right\} \frac{1}{\varepsilon_Y} \tag{3.3.2}$$

$$\tau_0 = 1.46 - \left[0.63 \frac{b}{t_f} + 0.053 \frac{d}{t_w} + 0.02(\lambda_Y - 50) \right] \sqrt{\varepsilon_Y} \tag{3.3.3}$$

局部座屈のみを生じる場合について，二次勾配の弾性勾配に対する比 k_p は式(3.3.4)で求められる。ただし，$p = P/P_Y$，P は軸力，P_Y は降伏軸力である。

$$k_p = 0.03 - 0.04|p| \tag{3.3.4}$$

劣化勾配は式(3.3.5)と式(3.3.6)による値のうち小さい値で得られる。

$$k_{d0} = -0.355 \frac{d}{t_w} \varepsilon_Y \tag{3.3.5}$$

$$k_{d0} = -\left[-1.33 + (10.6 \frac{b}{t_f} \sqrt{\varepsilon_Y} - 2)(0.63 + 0.33 \frac{d}{t_w} \sqrt{\varepsilon_Y}) \right] \sqrt{\varepsilon_Y} \tag{3.3.6}$$

$p > 2A_w/3A$の場合は，式(3.3.2)、式(3.3.3)、式(3.3.5)および式(3.3.6)中の d/t_w は実断面の値の 2 倍とする。また，$p \leq 2A_w/3A$かつ$\lambda_Y > 100$の場合は式(3.3.2) 中の d/t_w は実断面の値の 1.5 倍とする。なお，$A_w = dt_w$，A は部材断面積である。

以上のように，M–θ 関係における骨格曲線は定められる。

断面寸法が H-600×250×12×25 である梁の骨格曲線は以下のように決まる。

ヤング係数：E＝205000 N/mm^2

有効長さ：L=2×(4000-450/2)=7550 mm

断面積：A＝19100 mm^2

ウェブの内寸法：d =600-2×25=550 mm

フランジの降伏応力度：σ_{yf}=362 N/mm^2=3.69t/cm^2

ウェブの降伏応力度：σ_{yw} =424 N/mm^2=4.33t/cm^2

フランジの塑性断面係数：Z_{pf} ＝250×25×(600-25)/2×2=3593750 mm^3

ウェブの塑性断面係数：Z_{pw} ＝550×12×550/4=907500 mm^3

塑性断面係数：Z_p ＝3593750+907500=4501250 mm^3

全塑性曲げモーメント：M_p=Z_{pf} F_{yf}+Z_{pw} F_{yw}=3593750×362+907500×424=1685700000 Nmm

相当降伏応力度：σ_{ye}= M_p / Z_p =1685700000/4501250=374.5 N/mm^2

強軸断面二次モーメント：I_x =250×600^3/12-(250-12) ×550^3/12=1200230000 mm^4

弱軸断面二次モーメント：I_y =2×25×250^3/12+550×12^3/12=65183366 mm^4

初期曲げ剛性：K_e =6EI/L=195534 kNm

全塑性曲げモーメントに対応する弾性回転角：θ_p= $M_{y.p}$/K_e=0.00862 rad

以上の断面係数により，加藤秋山モデルについての諸係数が式(3.3.1)～式(3.3.6)で以下に得られた。

降伏歪$\varepsilon_Y = \frac{\sigma_{ye}}{E} = \frac{374.5}{205000} = 0.001827$

細長比$\lambda_Y = \frac{L}{\sqrt{I_Y/A}} = \frac{7550}{\sqrt{65183366/19100}} = 129.2$

$p = 0 < \frac{2A_w}{3A} = 0.23$かつ，$\lambda_Y = 129.2 > 100$なので，式(3.3.2) 中の d/t_w は実断面の値の 1.5 倍とする。よって

$$\tau_1 = 1 + \left\{\left(0.0403 - 0.0744\frac{125}{25}\sqrt{0.001827}\right)^2 - \left(0.00024\frac{550}{12}\sqrt{0.001827} - 0.00025\right)\right\}\frac{1}{0.001827}$$

$$= 1.08$$

$$\tau_2 = 1.46 - \left[0.63\frac{125}{25} + 0.053\frac{550}{12} + 0.02(129.2 - 50)\right]\sqrt{0.001827} = 1.15$$

$\tau_0 = max(\tau_1, \tau_2, 1) = 1.15$

$p = 0$なので，$\tau_k = \tau_0 = 1.15$

$k_p = 0.03 - 0.04|p| = 0.03$

$$k_{d1} = -0.355\frac{550}{12}0.001827 = -0.03$$

$$k_{d2} = -\left[-1.33 + \left(10.6\frac{125}{25}\sqrt{0.001827} - 2\right)\left(0.63 + 0.33\frac{550}{12}\sqrt{0.001827}\right)\right]\sqrt{0.001827} = 0.0424$$

$k_{d0} = min(k_{d1}, k_{d2}) = -0.03$

以上より，梁 H-600×250×12×25 の加藤秋山モデルの骨格曲線を図 3.3.1 に示す。

他の梁についても同様に計算し，骨格曲線を 3.4.5 節に示しす。

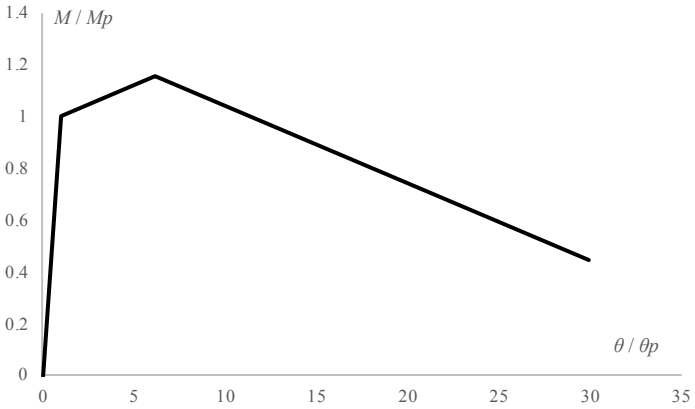


図 3.3.1　加藤秋山モデルの骨格曲線

3.4　骨格曲線へのモデル化

3.4.1　提案方針

図 3.4.1 に示しているのはシェル要素 FEM 解析による典型的な曲げモーメント–回転角関係である。A50_9 の劣化勾配が相対的に緩やかに下がるのに対し，C50_9 の方が急激に劣化してある程度から緩やかに減少していくという現象が見られる。原因としては，A50_9 は最大値に達した後，連成座屈でフランジとウェブの耐力が劣化するが，とりわけフランジの座屈がメインである。一方，C50_9 の方は A50_9 より幅厚比が大きくて局部座屈が起こりやすく，同様に連成座屈するものの，ウェブの座屈がメインで耐力が急に劣化していく。座屈の進展につれて，フランジの座屈が台頭して耐力が緩やかになる。

提案モデルは，以下の図 3.4.2 に示すような四折れ線，または五折れ線で表現する。第 1 折れ点，第 2 折れ点はそれぞれ(θ_p, M_p), (θ_u, M_u)となる点をとる。第 3 折れ点，第 4 折れ点は最大耐力点到達後の劣化挙動に対応する点となる。

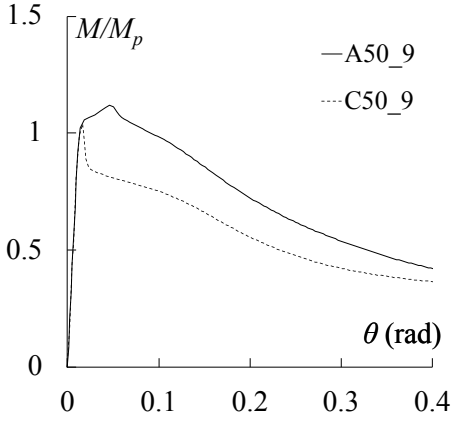


図 3.4.1　典型的な M-θ 関係

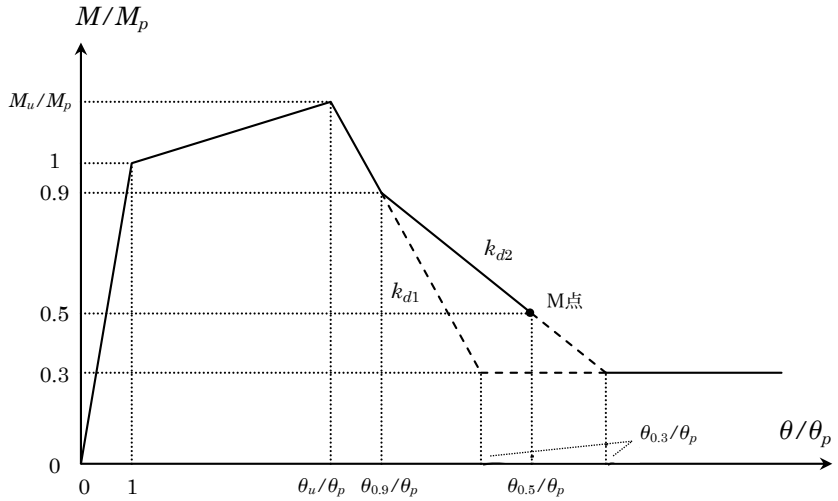


図 3.4.2 提案モデル

3.4.2 幅厚比指標 WF_0

既往の研究である五十嵐規矩夫らの提案する曲げ耐力と塑性変形性能の評価式 [3.10)]を参考にしてフランジ，ウェブの幅厚比を一つの指標として表現する。ここで五十嵐らが文献 3.10 で提案している幅厚比指標 WF を式(3.4.1)で示す。

$$WF=\sqrt{\frac{1}{K^2}\left(\frac{h/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}}\right)^2+\left(3.43-\frac{25.0}{K^2}\right)\left(\frac{b/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}}\right)^2} \tag{3.4.1}$$

ここで,

$$K=\begin{cases}4.4 & \alpha<1/6\\ 5.18-4.6\alpha & 1/6\leq\alpha\leq 1/2\\ 2.9 & \alpha>1/2\end{cases} \tag{3.4.2}$$

$$\alpha=\left(\frac{1}{6}+\frac{A_f}{A_w}\right)\frac{\beta}{\lambda_w} \tag{3.4.3}$$

ただし，h：ウェブせい，t_w：ウェブ板厚，b：フランジ半幅，t_f：フランジ板厚，σ_{yw}：ウェブ降伏応力度，σ_{yf}：フランジ降伏応力度，E：ヤング係数，A_w：ウェブ断面積（$=ht_w$），A_f：フランジ断面積（$=2bt_f$），λ_w：ウェブ辺長比（$=l/h$），β：曲げ応力勾配（$0\leq\beta\leq 2$，0：均等曲げ，2：逆対称曲げ，今回は逆対称曲げのため$\beta=2$）である．

A30_15(L=4500 mm)と A30_7.5(L=2250 mm)についての $M/M_p-\theta/\theta_p$ 関係を図 3.4.3 に示す。FEM 解析で得られた最大耐力時点を○と□で示し，WF を用いて算出される(θ_u/θ_p, M_u/M_p)を●と■でプロットする。本研究における FEM 解析結果では梁長さ L が小さいほど θ_u が大きくなる傾向が見られたが，五十嵐らの評価値では逆の結果となった。定性的には，曲げモーメントによる局部座屈を考えると，シアスパン長さが短いほど曲げモーメントが材端の最大値から材軸方向に急激に減少するので変形性能は増加する一方，せん断力によるウェブ座屈を考えるとシアスパン長さが短いほどせん断力が増すので変形

性能は減少する。FEM 解析結果では前者の影響が卓越したのに対し，五十嵐らの評価式では後者の影響が卓越したと考えられる。

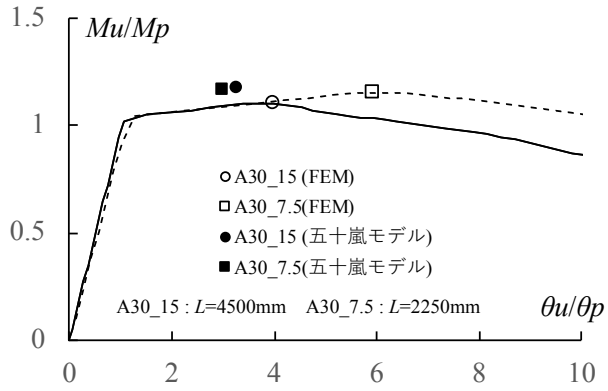


図 3.4.3　最大耐力点の評価

本研究では FEM 結果を尊重して妥当な評価値を得るため，梁長さが無限大または曲げ応力勾配がない場合の五十嵐らの幅厚比指標を WF_0 とし,それをシアスパン長さ L や梁せい D について補正することで，単調曲げモーメント-回転角関係の θ_u や M_u や劣化勾配を新たに規定することとする。ここで，梁長さが無限大または曲げ応力勾配がない場合の幅厚比指標 WF_0 は式(3.4.4)のように表すことができる。

$$WF_0=\sqrt{0.0517\left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}}\right)^2+2.14\left(\frac{b/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}}\right)^2} \tag{3.4.4}$$

ただし，h：ウェブせい(=H 形鋼のせい)，t_w：ウェブ板厚，b：フランジ半幅，t_f：フランジ板厚，σ_{yw}：ウェブ降伏応力度，σ_{yf}：フランジ降伏応力度，E：ヤング係数。

3.4.3　硬化域の設定

(a)　最大曲げモーメントに対する回転角の設定

図 3.4.2 では θ_p, M_p で除すことで無次元化しているため，第 1 折れ点と第 2 折れ点は(1, 1), (θ_u/θ_p, M_u/M_p)となる点である。

シェル要素解析による全ケースの θ_u/θ_p と WF_0 の関係を図 3.4.4 に示す．WF_0 が大きくなるに連れて θ_u/θ_p が小さくなり，シアスパン長さについても大きくなるに連れて θ_u/θ_p が小さくなる傾向がみられた。

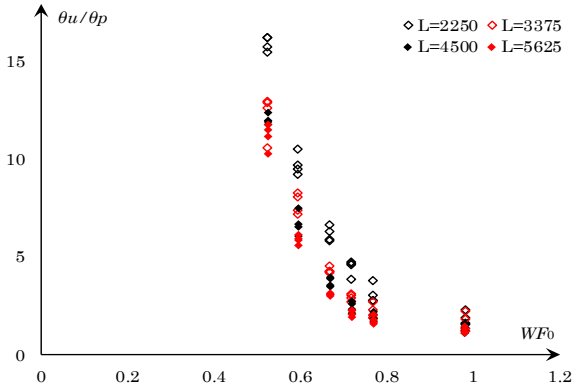


図 3.4.4　FEM による θ_u/θ_p と WF_0 の関係

各シアスパン長さの場合についてシアスパン長さ L と梁せい D との影響を図 3.4.5 に示す。モデルのシアスパン長さ L が大きくなるとともに θ_u/θ_p の値が小さくなり，D が θ_u/θ_p に及ぼす影響はあまりみられないため，梁せい D の影響を考慮せずにシアスパン長さ L，幅厚比指標 WF_0 を考慮して θ_u/θ_p を回帰する。曲線状の関係，$\theta_u/\theta_p = X_1 WF_0{}^{Y_1} + 1.0$を想定し，係数$X_1$と係数$Y_1$は L を取り入れて補正する。

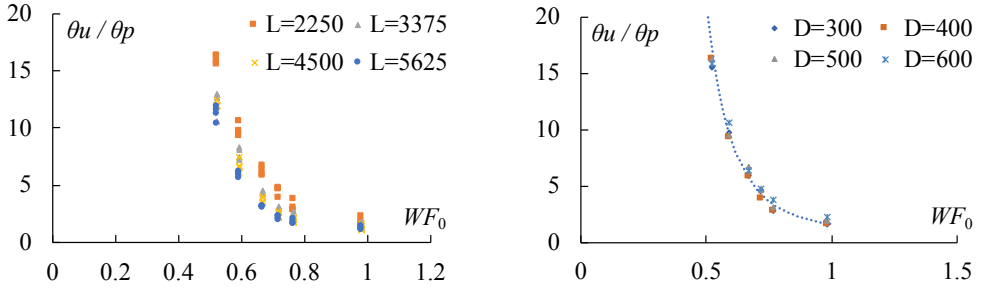


図 3.4.5　シェアスパン長さ L と梁せい D の影響

各シアスパン長さの場合について，図 3.4.6 に示すように θ_u/θ_p と WF_0 の関係を回帰し，それぞれの係数と L/1000 との関係を図 3.4.7 に示し，回帰式を式(3.4.5)と式(3.4.6)に示す。つまり，θ_u/θ_p と幅厚比指標 WF_0 との関係は式(3.4.7)で表現できる。

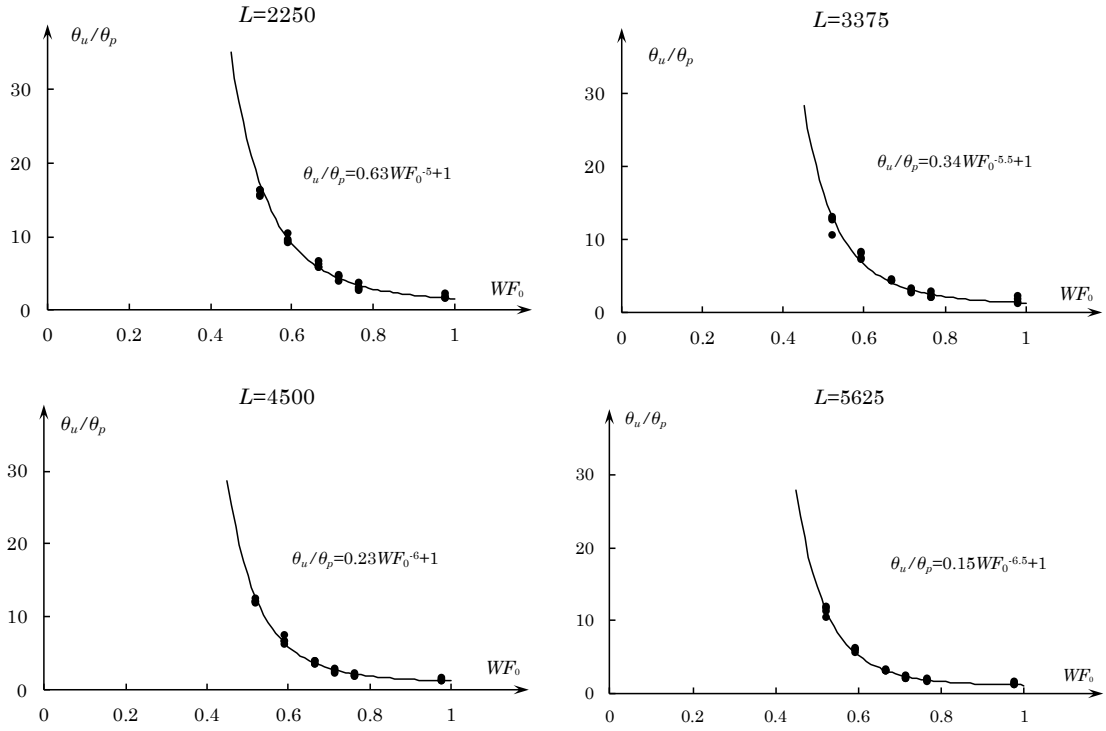


図 3.4.6　各シアスパン長さについての回帰

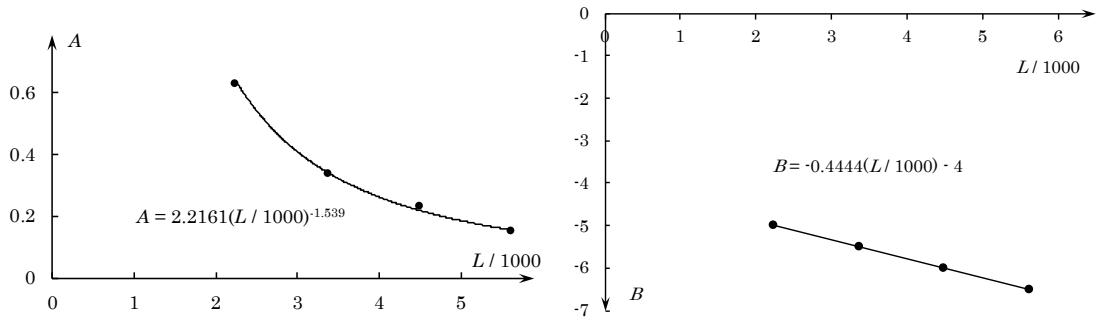


図 3.4.7　係数 A と係数 B の回帰

$$X_1 = 2.22\left(\frac{L}{1000}\right)^{-1.54} \tag{3.4.5}$$

$$Y_1 = -0.444\left(\frac{L}{1000}\right) - 4.0 \tag{3.4.6}$$

$$\frac{\theta_u}{\theta_p} = \left\{2.22\left(\frac{L}{1000}\right)^{-1.54}\right\} WF_0^{-0.444\left(\frac{L}{1000}\right)-4} + 1 \qquad (L \text{ の単位：mm}) \tag{3.4.7}$$

2.2161

(b)　**最大曲げモーメントの設定**

五十嵐らによる提案式では，M_u/M_p＝1.53-0.53WF として規定されている。ここでは変数を WF_0 として M_u/M_p との関係を図 3.4.8 に示す。FEM 結果と比較すると A'~C ランクは概ね直線に沿うような結果が得られたが，A"ランクは FEM 結果より小さくなる。

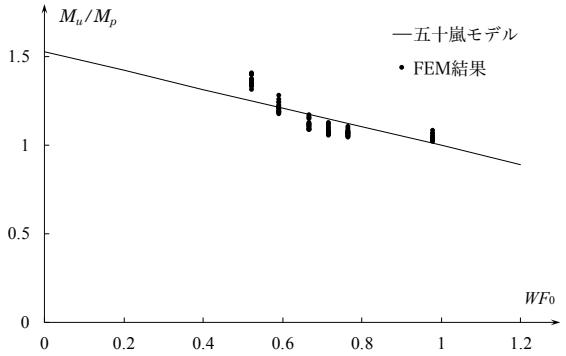


図 3.4.8　五十嵐モデルと FEM 結果の比較

図 3.4.9 と図 3.4.10 に示すグラフから L と D の変化による差異があまりみられないため，回帰式では L と D の影響は考慮しないものとする。図 3.4.11 に示すように回帰すれば，Mu/Mp と WF_0 の関係は式(3.4.8)で表現できる。

$$\frac{M_u}{M_p} = 0.0320WF_0^{-3.70} + 1.0 \tag{3.4.8}$$

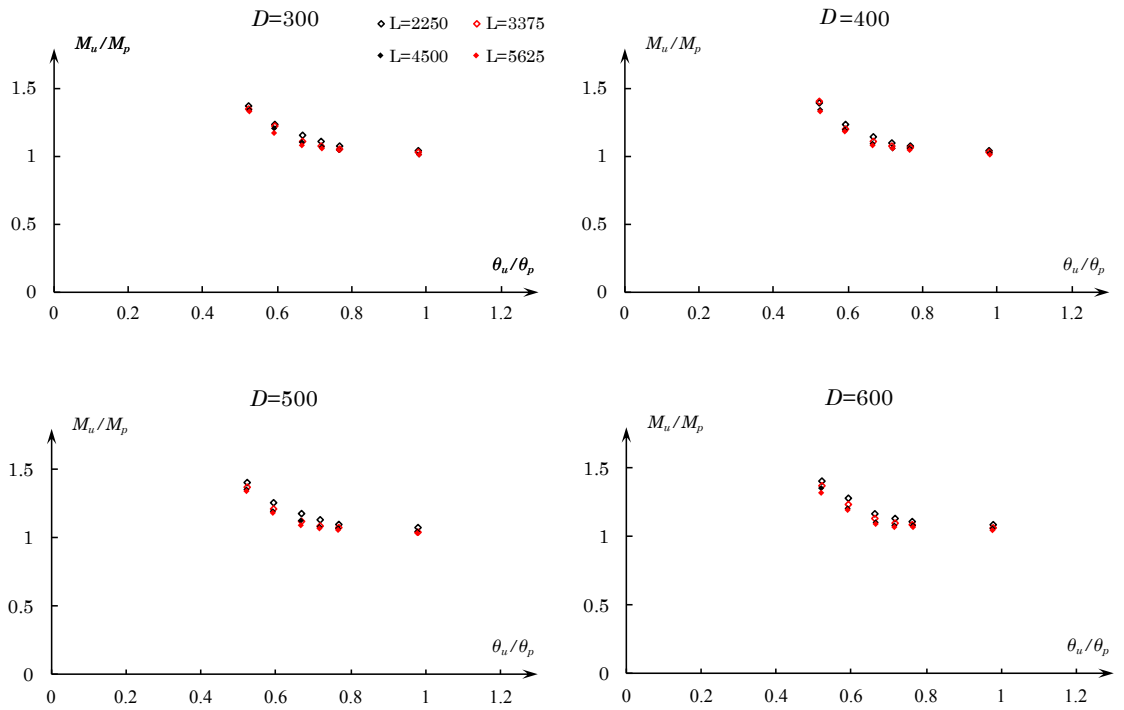


図 3.4.9　シアスパン長さ L の影響

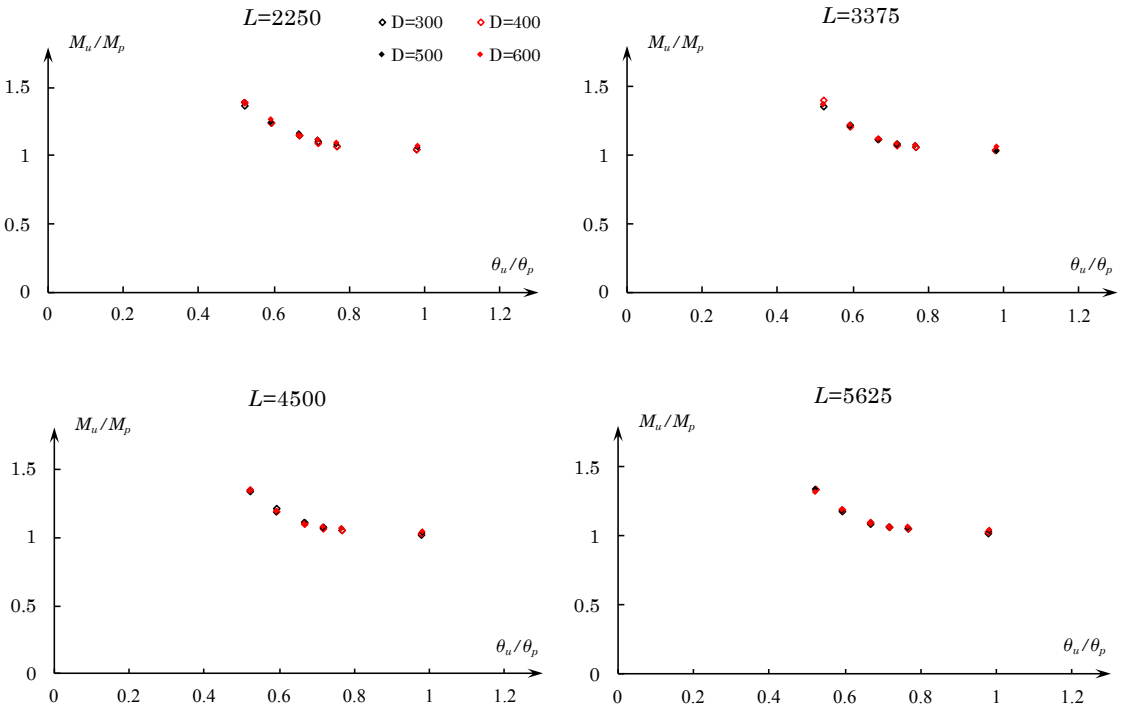


図 3.4.10　梁せい D の影響

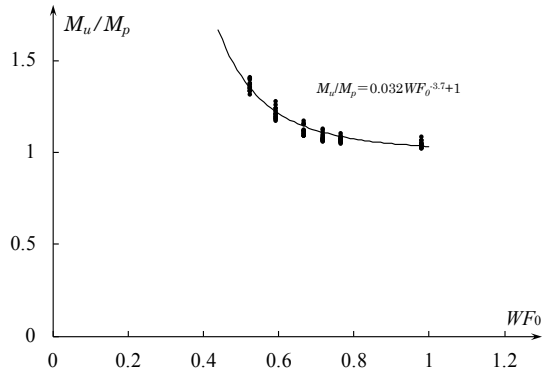


図 3.4.11　M_u/M_p と WF_0 の関係

3.4.4　劣化域の設定

(a)　**劣化勾配** k_{d1}、k_{d2}

解析結果（3.4.5 節）において示している全ての M-θ 関係において，劣化勾配は幅厚比が大きくなるとともに，およそ 0.9 M_p に到達した後，緩やかになる傾向が見られる。ここで第 3 折れ点を図 3.4.2 に示す($\theta_{0.9}/\theta_p$,0.9)とする。

図 3.4.12 はシェル要素解析の M-θ 関係における曲げモーメントが 0.9M_p に到達した際の，$\theta_{0.9}/\theta_p$ - L/D 関係である。構造ランクごとに $\theta_{0.9}/\theta_p$ が大きくなるとともに L/D が小さくなることが分かる。したがって図 3.4.13 のように WF_0 の関数として回帰すると式(3.4.9)が得られる。従って，第 1 劣化勾配 k_{d1} は式(3.4.10)で現れる。

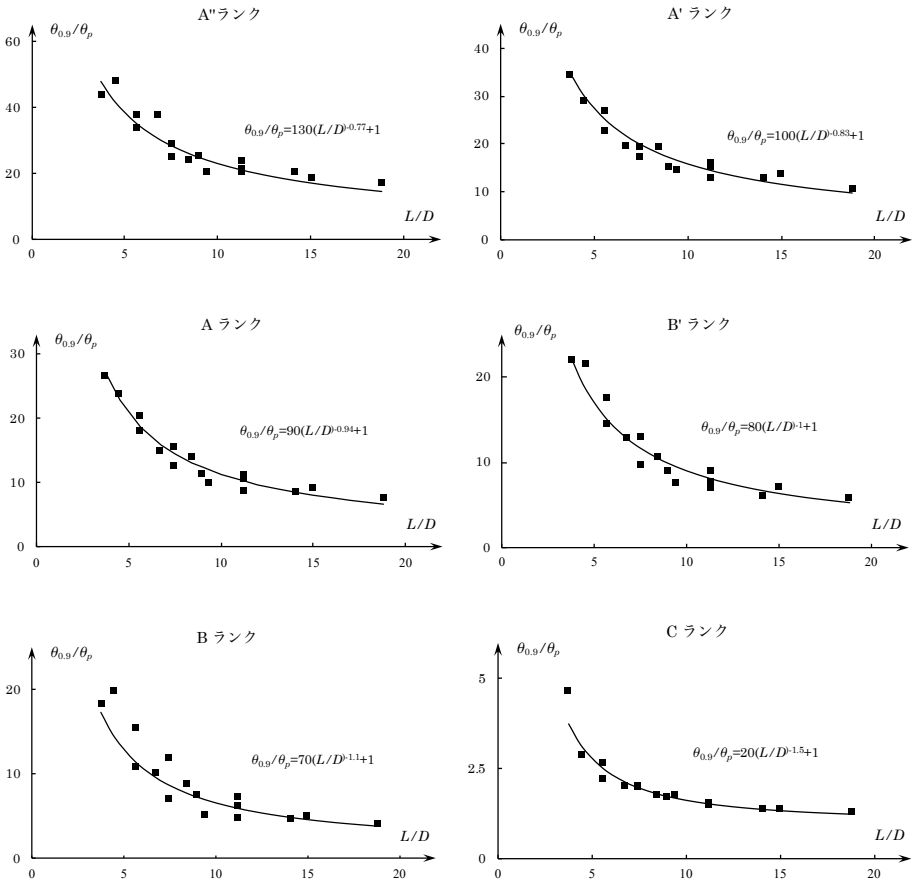


図 3.4.12　$\theta_{0.9}/\theta_p$ と L/D との関係

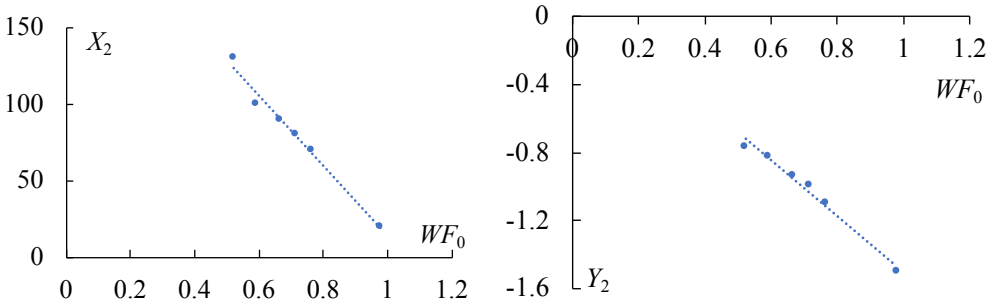


図 3.4.13　係数X_2，Y_2の回帰

$$\frac{\theta_{0.9}}{\theta_p} = X_2\left(\frac{L}{D}\right)^{Y_2} + 1.0 = (-229WF_0 + 243)\left(\frac{L}{D}\right)^{-1.63WF_0+0.133} + 1.0 \tag{3.4.9}$$

$$k_{d1} = \frac{0.9-M_u/M_p}{\theta_{0.9}/\theta_p-\theta_u/\theta_p} \tag{3.4.10}$$

第 2 劣化勾配 k_{d2} を得るため，($\theta_{0.9}/\theta_p$,0.9)と($\theta_{0.5}/\theta_p$,0.5)との二つの点を用いて求める。$\theta_{0.5}/\theta_p$ と L/D との関係を図 3.4.14 に示す。指数関数で回帰すると，式(3.4.11)になる。式中の係数X_3と係数Y_3はランクごとに図 3.4.15 のように WF_0 の関数として回帰する。従って，第 2 劣化勾配 k_{d2} は式(3.4.12)で表せる。ただし，k_{d2} は k_{d1} より大きいと規定する。

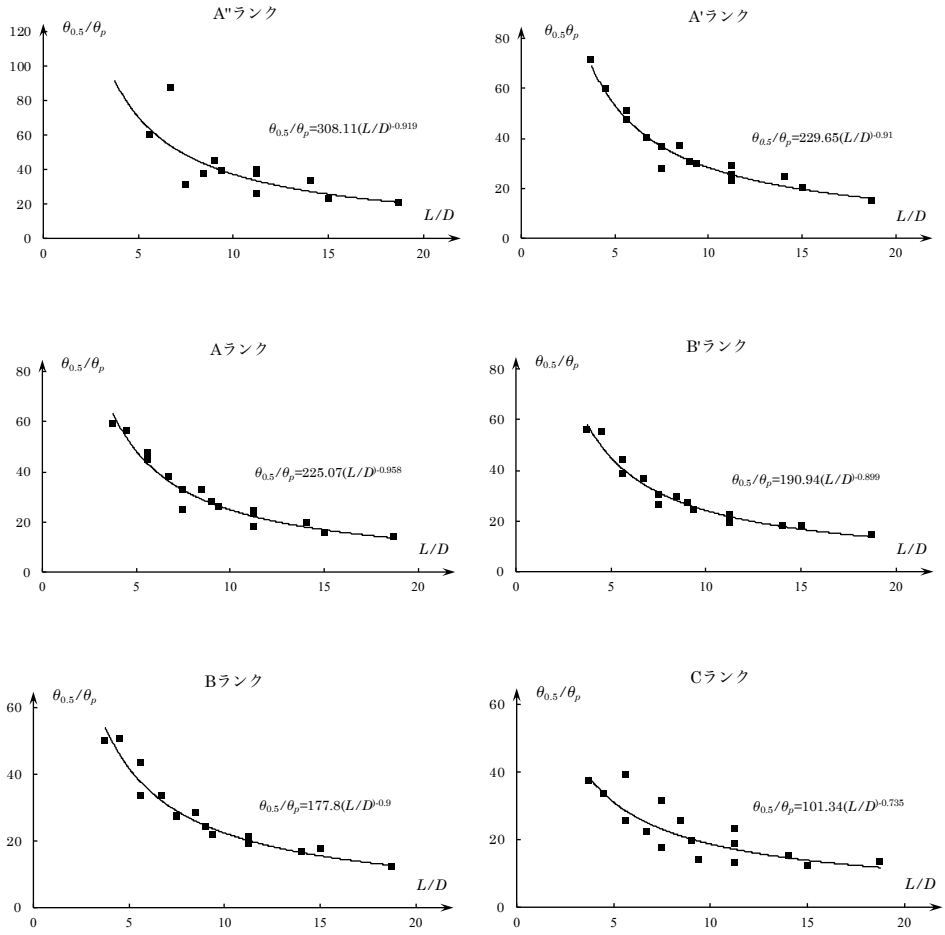


図 3.4.14　$\theta_{0.5}/\theta_p$ と L/D の関係

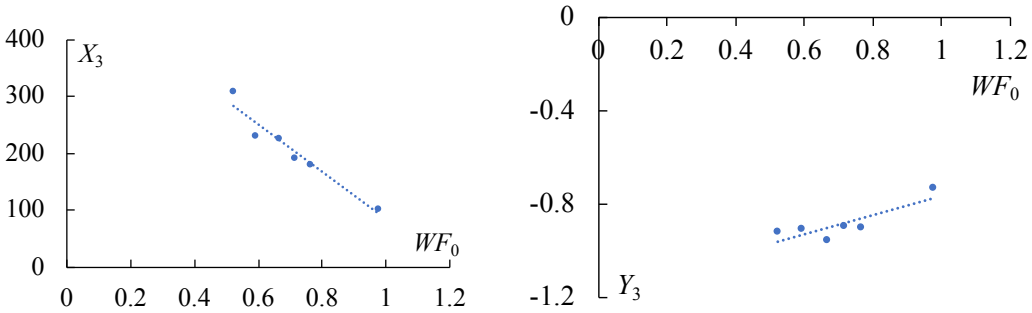


図 3.4.15　係数X_3，Y_3の回帰

$$\frac{\theta_{0.5}}{\theta_p} = X_3 \left(\frac{L}{D}\right)^{Y_3} = (-417WF_0 + 500)\left(\frac{L}{D}\right)^{0.411WF_0 - 1.18} \tag{3.4.11}$$

$$k_{d2} = \frac{-0.4}{\theta_{0.5}/\theta_p - \theta_{0.9}/\theta_p} \geq k_{d1} \tag{3.4.12}$$

(b)　**劣化下限値の設定**

劣化下限値に到達する点を第 4 折れ点として規定する。ここで劣化下限値は初期剛性の-0.005 倍となる値として規定している。図 3.4.16 に全ケースのモデルの初期剛性の-0.005 倍となる時の曲げモーメントを無次元化した値を示している。全ての値の平均値 0.32M_p から 0.3M_p を提案モデルにおける劣化下限値として規定する。

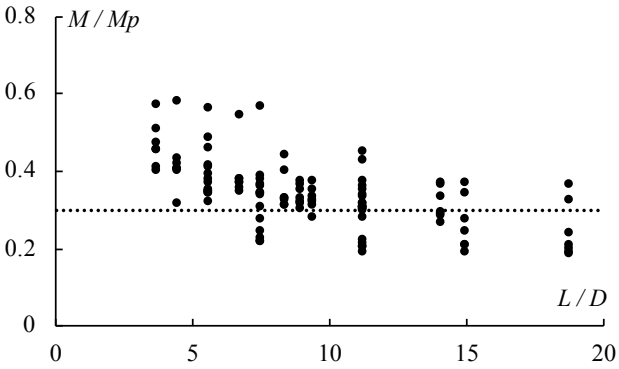


図 3.4.16　劣化下限値

3.4.5　提案する骨格曲線

前項までで規定した多折れ線モデルと FEM 解析結果との比較を以下の図 3.4.17~3.4.20 に示す。実線は FEM による結果，破線は本研究で提案したモデルによる結果，点線は加藤秋山モデルによる結果である。全体的に比較すると，加藤秋山モデルによる結果が FEM による結果を過小評価するのに対し，本節で提案したモデルによる結果は FEM による結果とほぼ一致することがわかる。

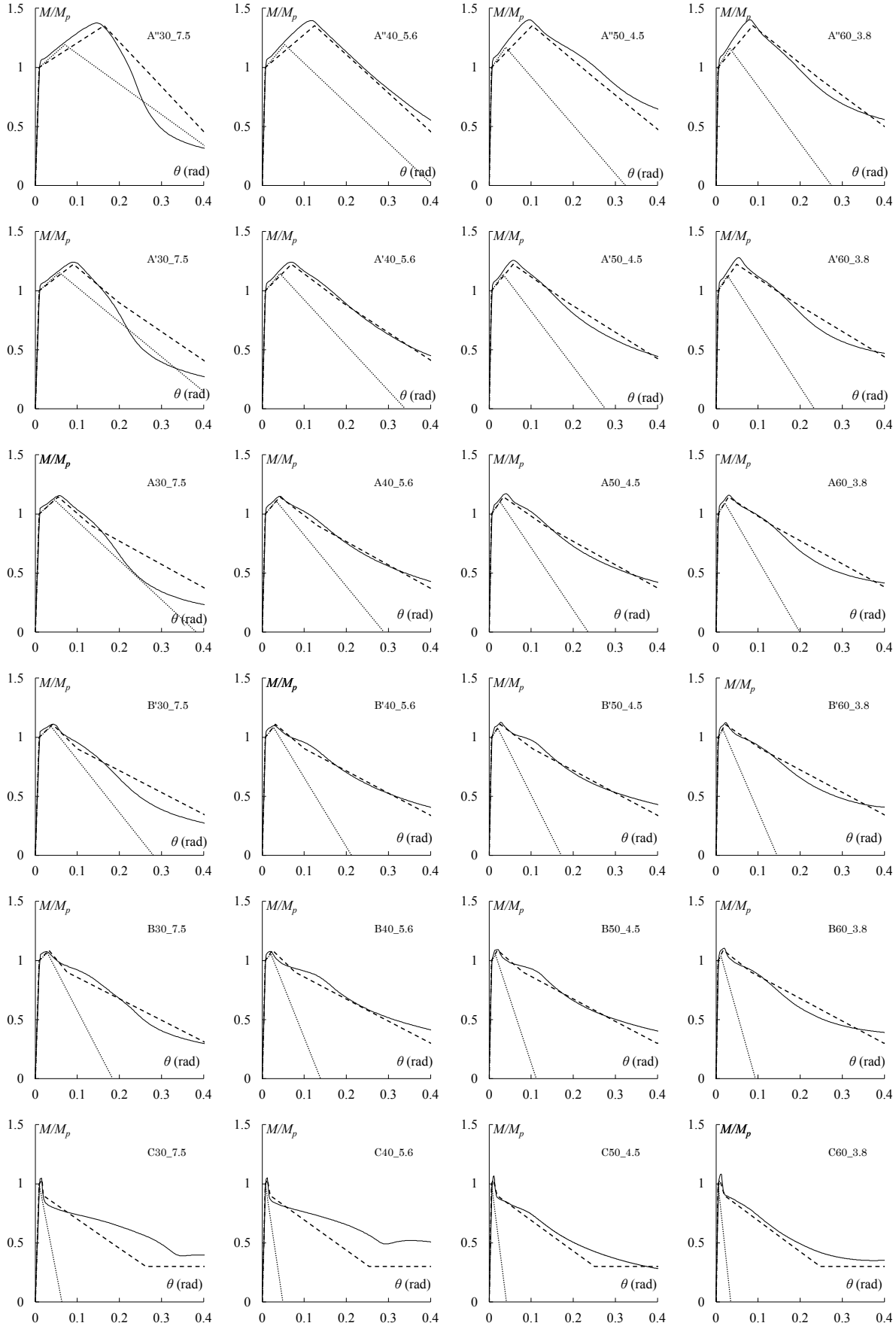


図 3.4.17　*L*=2250mm の場合

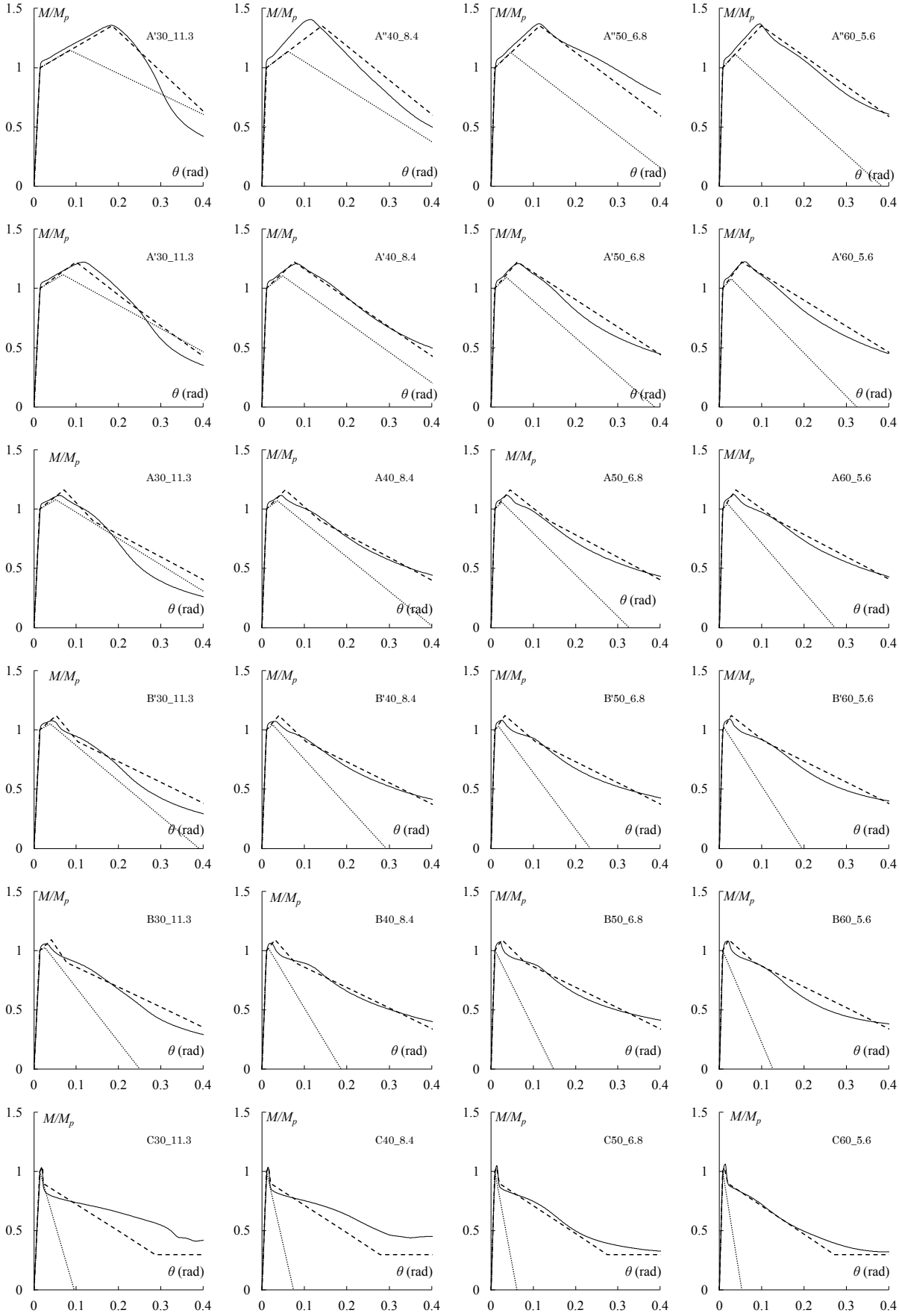


図 3.4.18　*L*=3375mm の場合

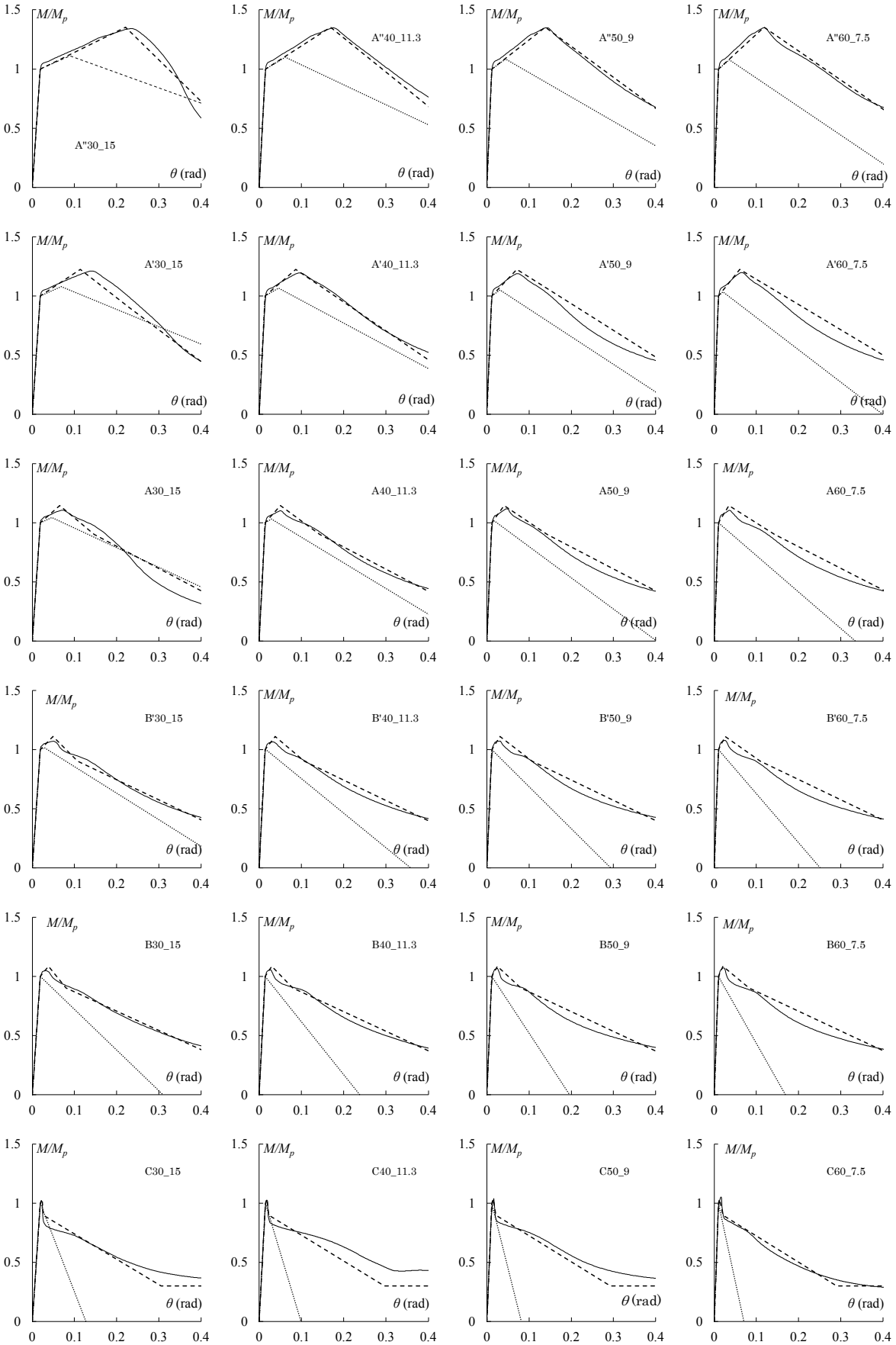


図 3.4.19　*L*=4500mm の場合

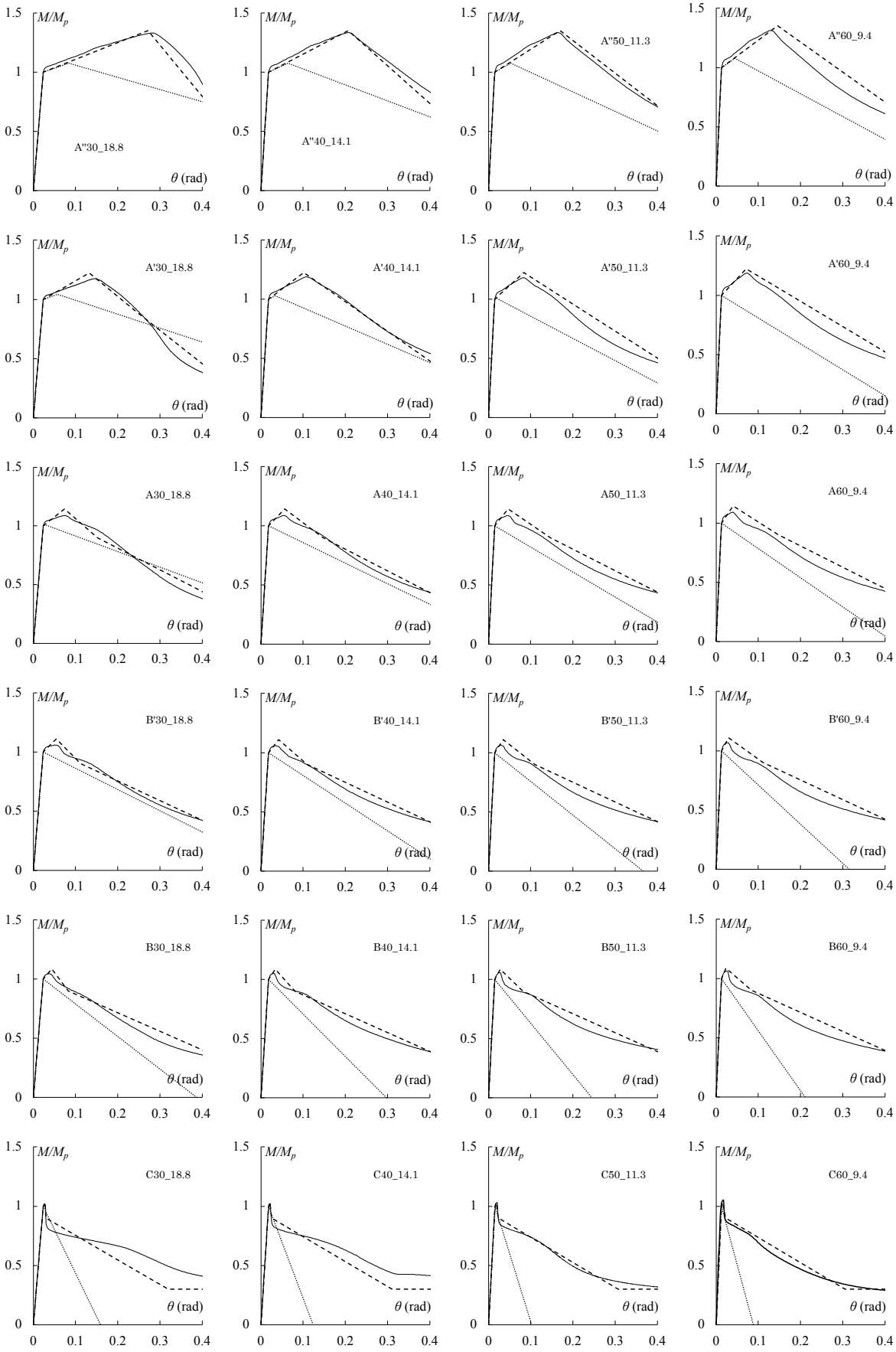
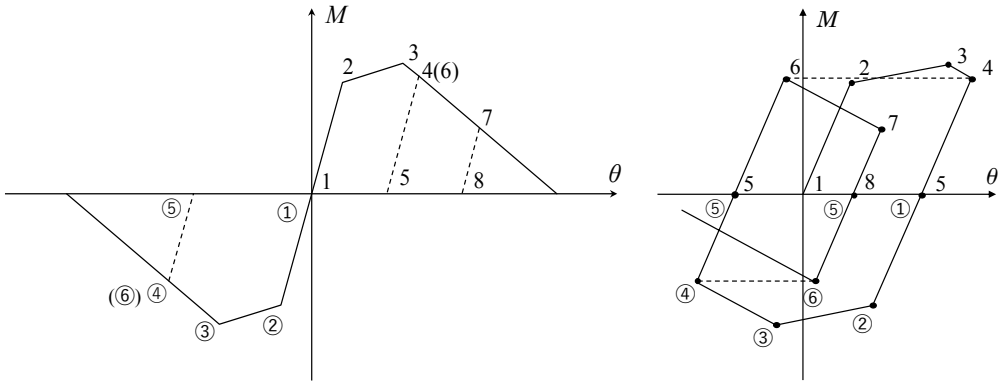


図 3.4.20　*L*=5625mm の場合

3.5 履歴則の検討

3.5.1 加藤秋山モデル

局部座屈を伴う H 形断面梁の荷重−変形関係を表すモデルとして，加藤秋山モデル [3.9), 3.11)]がよく用いられている。図 3.5.1 に示している加藤秋山らにより提案された履歴則では，同一方向の曲げモーメントの変化のみに着目すれば，途中で逆方向の履歴を持ったとしても全く影響を受けないと仮定しており，一方向荷重に対する *M-θ* 関係から繰返し荷重下の *M-θ* 関係が得られるとしている。



(a) (b)

図 3.5.1 加藤秋山の履歴則モデル

3.5.2 修正 IMK モデル

修正 IMK モデル [3.12)]は H 形断面梁を対象として，複数の実験データを用い，従来の IMK 単調モデルと履歴モデル [3.13)]に修正を加えたものである。修正 IMK の履歴モデルを図 3.5.2 に示す。サイクルが増すに連れて，降伏耐力 F_y、2 次勾配 K_s、劣化直線に対応する y 軸の切片 F_{ref}、除荷剛性 K_u の 4 つの状態量に対して劣化係数を乗じることで，繰返しによる劣化特性を表している。すなわち，

$$X_i = (1-\beta_i)X_{i-1} \tag{3.5.1}$$

$$\beta_i = \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \tag{3.5.2}$$

$$E_t = \Lambda \cdot M_y \tag{3.5.3}$$

$$\Lambda = 495\left(\frac{d}{t_w}\right)^{-1.34} \cdot \left(\frac{\mathrm{b}}{t_f}\right)^{-0.595} \cdot \left(\frac{F_y}{355}\right)^{-0.36} \tag{3.5.4}$$

ただし，X は F_y，K_s あるいは F_{ref} の状態量，E_t は基準エネルギー量，1 サイクルで他の三つの状態量が 1 回劣化するのに対し，除荷剛性は 2 回劣化するので，除荷剛性を算定する時の E_t の値は 2 倍にしている [3.13)]。E_j は図 3.5.3(a)に定義されたエネルギー量，E_i は除荷剛性算定時と他の状態量算定時を分けてそれぞれ図 3.5.3(b)に定義されたエネルギー量，$\sum_{j=1}^{i-1} E_j$ は i パス目より前の累積エネルギー量，d/t_w はウェブの幅厚比，b/t_f はフランジの幅厚比，F_y は初期降伏応力度(N/mm^2)，M_y は 1.1 倍の全塑性曲げモーメントである。

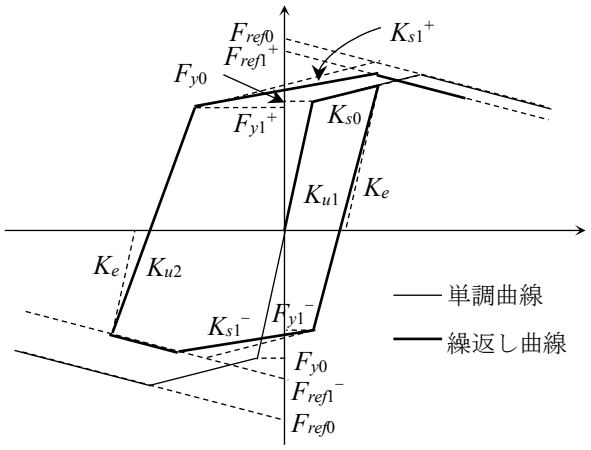
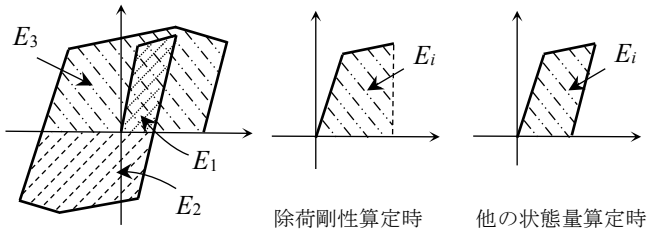


図 3.5.2　修正 IMK の履歴則モデル



(a)　E_j の定義　　(b)　E_i の定義

図 3.5.3　　E_j と E_i の定義

3.5.3　各履歴則による結果の比較

図 3.5.4 に示しているのは繰返し解析の漸増載荷パターンである。ただし，θ_p は全塑性曲げモーメントに対する弾性回転角である。

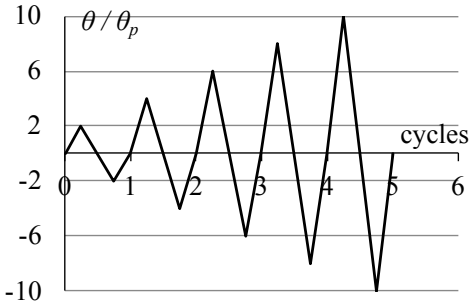


図 3.5.4　漸増載荷パターン

漸増載荷によるシェル要素 FEM 解析結果を図 3.5.5 に点線で示し，(a)加藤秋山モデルと加藤秋山履歴則の組み合わせ、(b)提案する骨格曲線と加藤秋山履歴則の組み合わせ、(c)修正 IMK 骨格曲線と修正 IMK 履歴モデルの組み合わせ，(d)前節で提案する骨格曲線と修正 IMK 履歴モデルの組み合わせによる結果を実線で示す。

図(a)，(b)を見ると，加藤秋山履歴則はサイクルが増すにつれて早く劣化し，曲げモーメントを過小評価することがわかる。図(a)，(c) を見ると，修正 IMK モデルによる結果は加藤秋山モデルより良いが，依然として劣化しすぎるという欠点を有している。それに対し，図(d)の提案する骨格曲線と修正

IMK 履歴モデルによる結果は最も良い結果となっている。

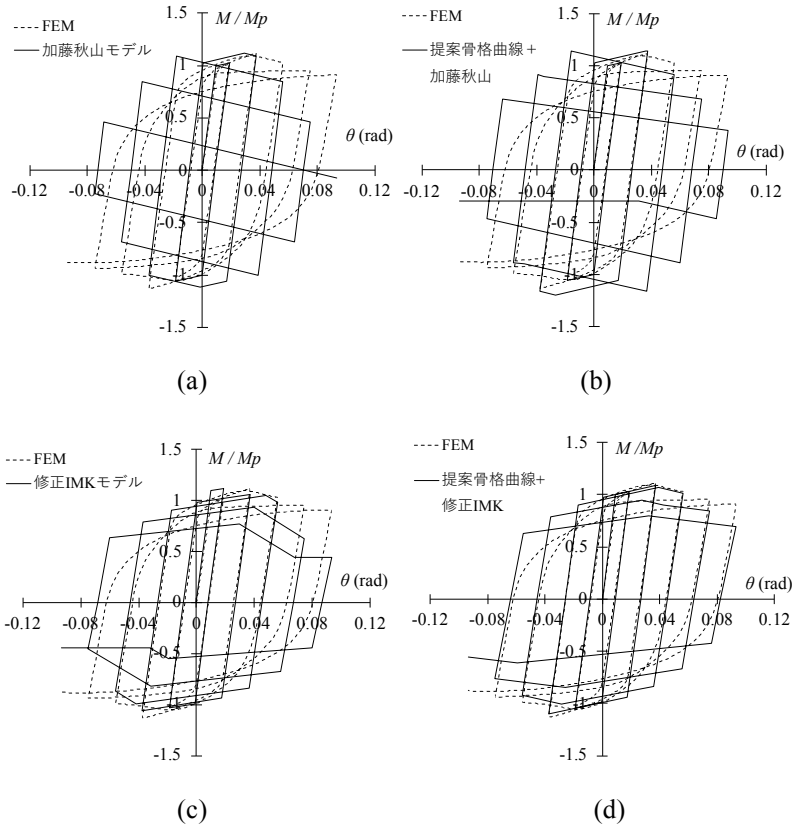


図 3.5.5　各モデルによる結果の比較（例：A30_7.5）

3.5.4　提案モデルによる結果

すべての解析対象について，提案する骨格曲線と修正 IMK 履歴モデルの組み合わせによる結果を図 3.5.6～図 3.5.9 に示す。黒線はシェル要素 FEM 解析による結果，赤線は提案する骨格曲線と修正 IMK 履歴則モデルの組み合わせによる結果である。各解析対象を示す記号は表 3.2.2 を参照されたい。提案する骨格曲線と修正 IMK 履歴則モデルの組み合わせによる結果はシェル要素 FEM 解析結果を概ね表現できることがわかる。

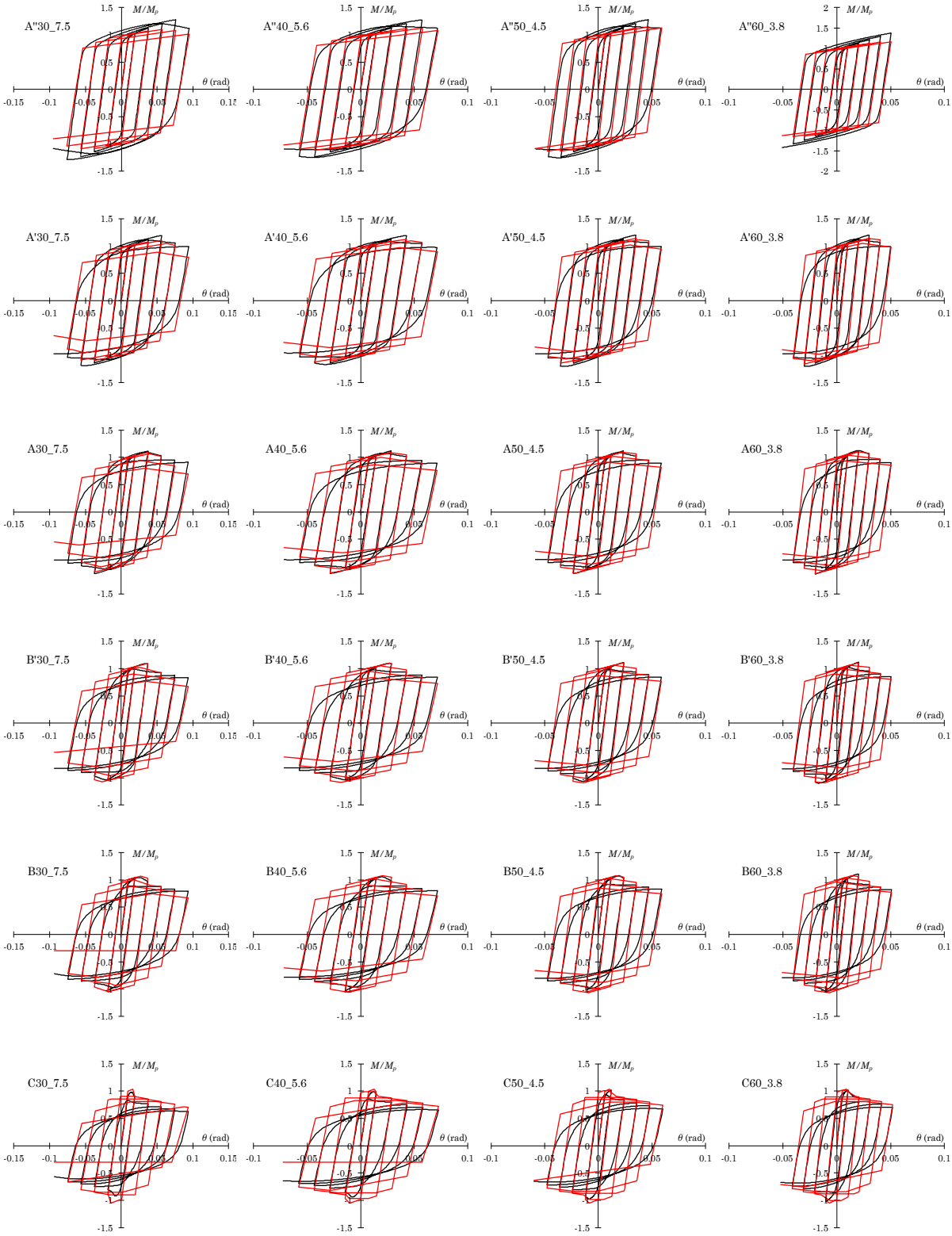


図 3.5.6　*L*=2250mm の場合

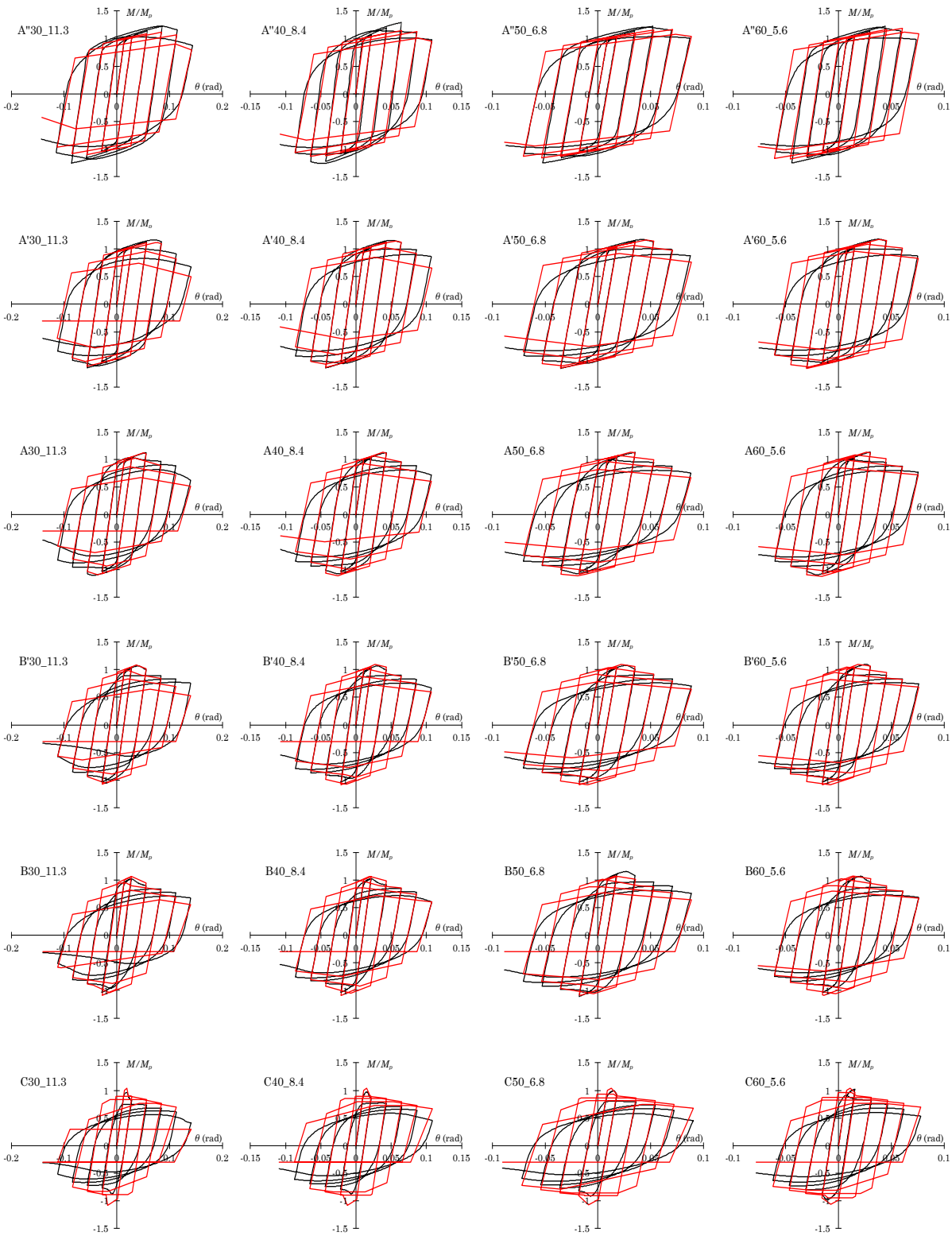


図 3.5.7　*L*=3375mm の場合

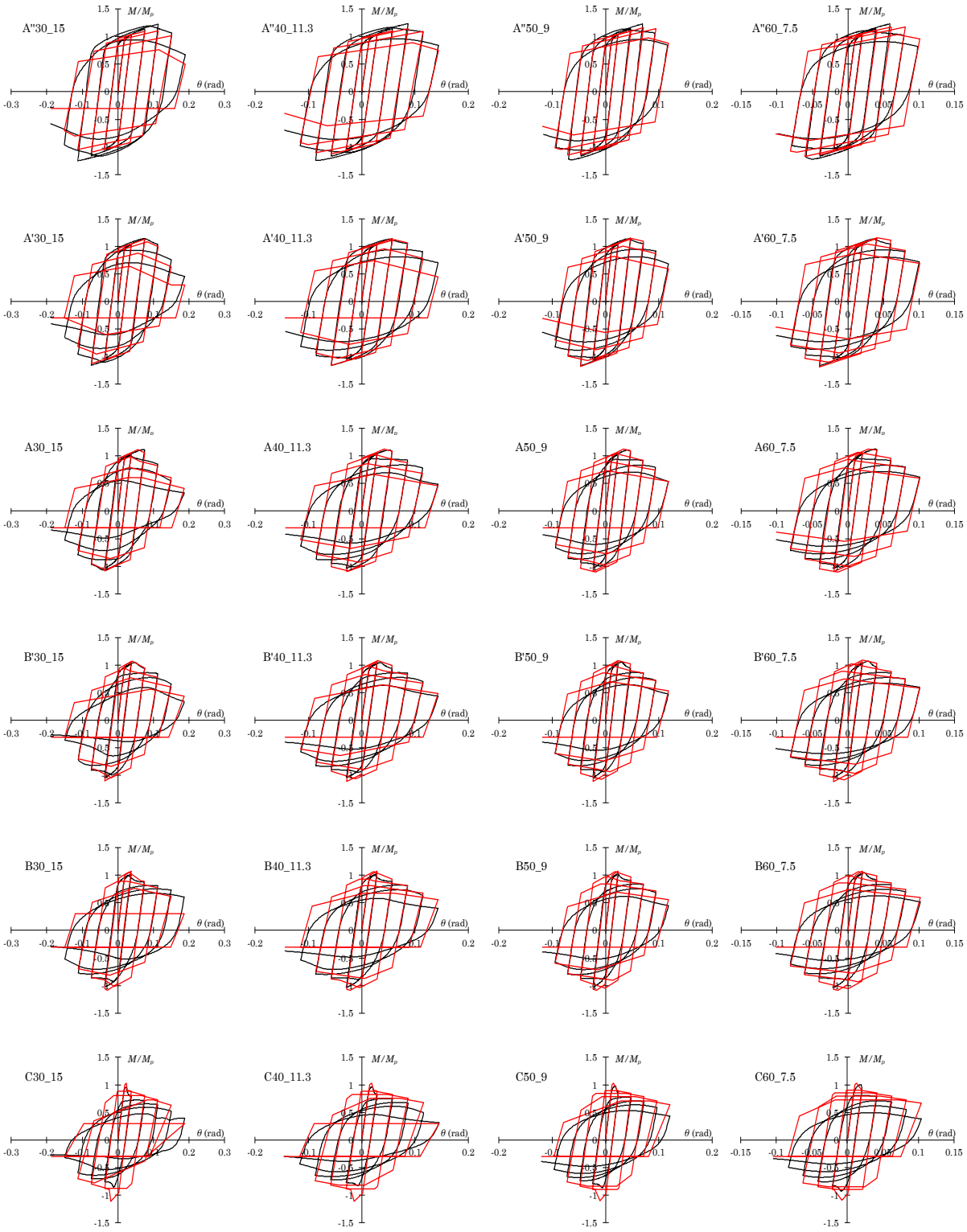


図 3.5.8　*L*=4500mm の場合

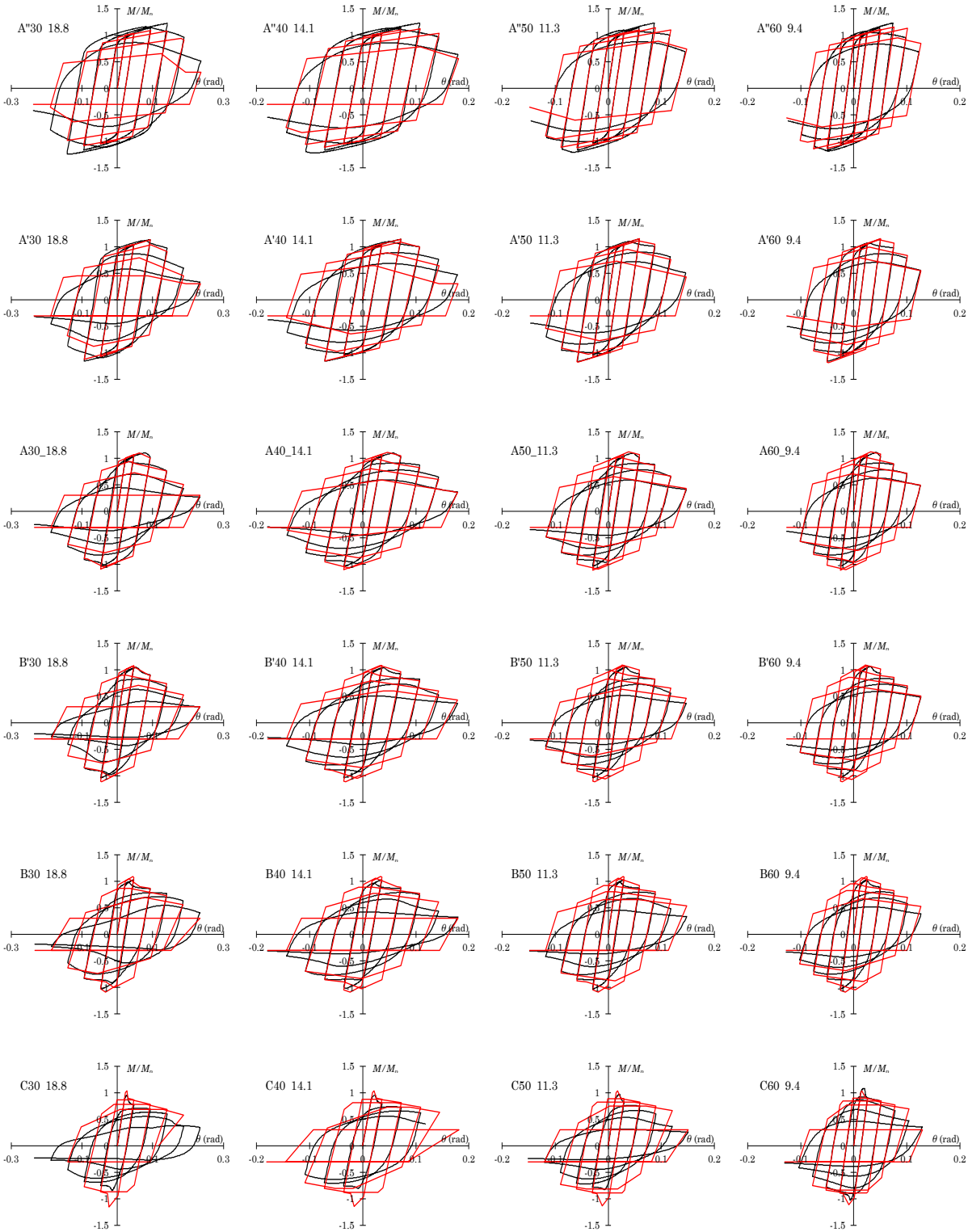


図 3.5.9　*L*=5625mm の場合

3.6 結

本章では，H 形鋼梁の局部座屈による耐力劣化性状をモデル化することを目的とした。シェル要素 FEM 解析のモデル概要や解析条件を確認した上で，片側端の節点回転角を漸増させる単純支持梁の単調解析と繰返し解析を行った。シェル要素 FEM 解析結果をに基づいて，新たに多折れ線曲げモーメント–回転角関係の骨格曲線の提案，既往の加藤秋山モデルとの比較を行った。更に，既往の加藤秋山履歴則および修正 IMK 履歴モデルの考察を元に，本研究で提案した骨格曲線と組み合わせることで適切な繰返しモデルを検討した。本章で得られた知見と結論を以下にまとめる。

1) 五十嵐らの幅厚比指標 WF を用いて θ_u を評価した結果，シアスパン長さ L の値によっては FEM 解析結果と合致しない場合が認められた。したがって本論では，曲げモーメント勾配がない場合（L が無限大の場合）の WF を WF_0 と定義し，L の影響を別途に考慮して θ_u を評価した。
2) 曲げモーメント-回転角関係の FEM 解析結果を示し，加藤秋山の骨格曲線と比較した。その結果，最大耐力点の過小評価や劣化勾配の変化が表現しきれない問題点を確認した。WF_0 や L, D を考慮して FEM 解析結果から回帰することで，新たに提案する多折れ線曲げモーメント–回転角関係の最大耐力点，劣化勾配，劣化下限値をそれぞれ示した。また，劣化の途中で劣化挙動が緩やかになっていくケースに対応するために，第一劣化勾配，第二劣化勾配を規定し，場合によって変化させることでより再現精度の高い骨格曲線を提案した。
3) Chaboche 硬化則を用いた解析では，参照した実験結果とほぼ一致する結果が得られることで，歪硬化材 SN490 に対する等方硬化成分を検討した。また，本研究で使っている素材試験で得られた真応力度–真塑性歪度関係と合わせることで，Chaboche 硬化則に関する係数を決めて繰返し解析を行った。
4) 既往の加藤秋山モデルや修正 IMK モデルによる結果を FEM 解析結果と比較するとともに，本章で提案した多折れ線モデルを骨格曲線として修正 IMK 履歴則を組み合わせることで，全体的に FEM 解析結果と概ね一致することを確認した。

参考文献

3.1) 向出静司，奥伸之，松尾克也，多田元英：製造方法が異なる箱形断面柱の大変形域載荷実験，鋼構造論文集，23(90)，pp.51-64，2016.6

3.2) 吉田文久，小野徹郎. H 形断面短柱の局部座屈領域に関する実験的研究，日本建築学会構造工学論文集，Vol.42B，pp.435-440，1996.3

3.3) 安村光春，多田元英，橋田知幸，岩本卓麻，甲津功夫，多賀謙蔵，向出静司，佐々木正道，桑原進. 1000N 級鋼(950N/mm^2 鋼)の建築構造物への適用性について(その 12)，日本建築学会学術講演便概集，C-1，pp.617-618，2008.9

3.4) 岩本卓麻，多田元英，沼田俊之，桑原進. 1000N 級鋼を用いた H 形断面柱・梁の局部座屈性状に関する研究．日本建築学会近畿支部研究報告集. (48)，pp.329-332，2008.6.

3.5) 井上一朗，甲津功夫，多田元英，立山英二，田渕基嗣，豊田政男，中島正愛，丸岡義臣，森迫清貴，森田耕次：通しダイヤフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験（その１），鋼構造論文集，4(16)，pp.27-42，1997.12

3.6) 多田元英，甲津功夫，丸岡義臣，南二三吉，井上一朗. 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験（その４），鋼構造論文集，4(16)，pp.75-87，1997.12

3.7) Chaboche JL.. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity. International Journal of plasticity, 2.2, pp.149-188, 1986.

3.8) Ludwik P.. "Elemente der Technologichen Mechan." Springer-Verlag OHG(Verlag von Julius Springer). 32, 1909.

3.9) 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴う H 形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 257 号，pp.49-58，1977.7

3.10) 五十嵐規矩夫，末國良太，篠原卓馬，王韜. 鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.668, pp.1865-1872, 2011.10

3.11) 加藤勉，秋山宏：鋼構造部材の耐力(その４)，日本建築学会論文報告集，第 151 号，pp.15-20，1968.9

3.12) Lignos, DG., Krawinkler H.. "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading." Journal of Structural Engineering. 137.11, 1291-1302, 2010.

3.13) Ibarra, LF., Ricardo A. Medina, Krawinkler H.. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration." *Earthquake engineering & structural dynamics,* 34.12, 1489-1511, 2005.

第4章　軸力と２軸曲げを受けて局部座屈するH形鋼柱に適用する一般化塑性ヒンジモデル

4.1　序

部材の弾塑性挙動を表現する力学モデルの１つとして，一般化塑性ヒンジモデルが提案されている[4.1)]。このモデルでは，部材断面の塑性化を判定するのに軸力と曲げで規定される降伏関数が用いられ，部材の始端と終端で塑性化判定が行われる。塑性流動則により，塑性化後の部材端の塑性変形は降伏関数の法線方向に生じる。部材端に塑性ヒンジを挿入することで塑性化後の挙動を表現し，塑性化後の部材剛性を規定する。

本章では，部材の弾塑性挙動を解析するため，小田ら[4.2),4.3)]が一般化塑性ヒンジ法を用いて開発した軸力と2軸曲げを受けるH形断面柱に適用できる多重降伏曲線による多折れ線モデルを紹介した上で，軸力と 2 軸曲げを受ける H 形断面柱を対象としてシェル要素 FEM の解析を行い，一般化塑性ヒンジモデルによる歪硬化・劣化・除荷後再降伏挙動および繰返し解析による結果をシェル要素 FEM 解析による結果と比較し，軸力と 2 軸曲げを受ける H 形断面柱についての力学モデルを考察する。

4.2　軸力と 2 軸曲げを受ける H 形断面の降伏曲面

軸力(N)と 2 軸曲げ(M_x, M_y)を受ける H 形断面の降伏関数は，文献 4.4），4.5）において精密解が示されている。そこでは，塑性中立軸の位置を，図 4.2.1 内に示す(a)～(f)の 6 通りに分けることによって導出されている。ここで全塑性軸力を N_p，x, y 軸回りの全塑性曲げモーメントをそれぞれ M_{px}, M_{py} とし，軸力比 n，x, y 軸回りの曲げモーメント比 m_x, m_y を次式のように定義する。

$$\{n,\ m_x,\ m_y\}=\{N/N_P,\ M_x/M_{px},\ M_y/M_{py}\} \tag{4.2.1}$$

塑性中立軸(a)～(f)に対応する降伏関数は次の式(4.4.2a)～(4.4.2f)のようになる[4.4), 4.5)]。ただし，n_1, n_2, r_w は次式のとおりである。

$$n_1=r_w/(2+r_w),\ n_2=(1+r_w)/(2+r_w) \tag{4.2.2a), (4.2.2b)}$$

$$r_w=A_w/A_f \tag{4.2.3}$$

ここで，A_w はウェブの断面積，A_f は片側フランジの断面積である。

(a)　m_y-1=0 (4.2.4a)

成立範囲：　$0\le n\le n_1,\ 0\le m_x\le \dfrac{r_w}{4+r_w}\left\{1-\left(\dfrac{n}{n_1}\right)^2\right\}$

$$\text{(b)}\quad (1+r_w/4)^2m_x^2+m_y+\frac{r_w^2}{4}\left(1-\frac{n}{n_1}\right)^2-1=0 \tag{4.2.4b}$$

成立範囲：　$n_1\le n\le 1,\ 0\le m_x\le \dfrac{1}{2+r_w/2}$ ，　　$(2+r_w)(1-n)-1\le m_y\le (2+r_w)(1-n)$

$$\text{(c)}\quad n=\frac{1-\alpha-\beta}{2+r_w}\left(2+\frac{r_w}{\alpha-\beta}\right) \tag{4.2.4c1}$$

$$m_x=\frac{1}{1+r_w/4}\left\{\alpha-\beta-\frac{(2\alpha-1)(2\beta-1)}{4(\alpha-\beta)^2}r_w\right\} \tag{4.2.4c2}$$

$$m_y=2\{\alpha(1-\alpha)+\beta(1-\beta)\} \tag{4.2.4c3}$$

成立範囲： $0\le n\le n_2,\ 0.5\le\alpha\le 1.0,\ 0\le\beta\le 1-\alpha$

ただし α,β は図 4.2.1 内の右下に示すように圧縮降伏域と引張降伏域の境界を指定するパラメータである。この場合では n, m_x, m_y の関係を式の形で表すことができず，α,β の範囲に対する数値計算によって求められる。

$$\text{(d)}\quad (4+r_w)m_x-2\sqrt{1-2m_y}+\frac{1}{r_w}\left\{(2+r_w)n+\sqrt{1-2m_y}-1\right\}-2-r_w=0 \tag{4.2.4d}$$

成立範囲：$0\le n\le n_2,\ \dfrac{1}{2+r_w/2}\le m_x\le 1,\ 0\le m_y\le 0.5$

$$\text{(e)}\quad 2m_y+\{1-(2+r_w/2)m_x\}^2-1=0 \tag{4.2.4e}$$

成立範囲： $n_2\le n\le 1,\ 0\le m_x\le\dfrac{1}{2+r_w/2},\ 0\le m_y\le 0.5$

$$\text{(f)}\quad m_x-\frac{2(2+r_w)}{4+r_w}(1-n)=0 \tag{4.2.4f}$$

成立範囲： $n_1\le n\le 1,\ 0\le m_y\le\dfrac{1}{2}[1-\{(2+r_w)n-(1+r_w)\}^2]$

以上の降伏関数を r_w=0.5 の場合について図 4.2.1 に示す。

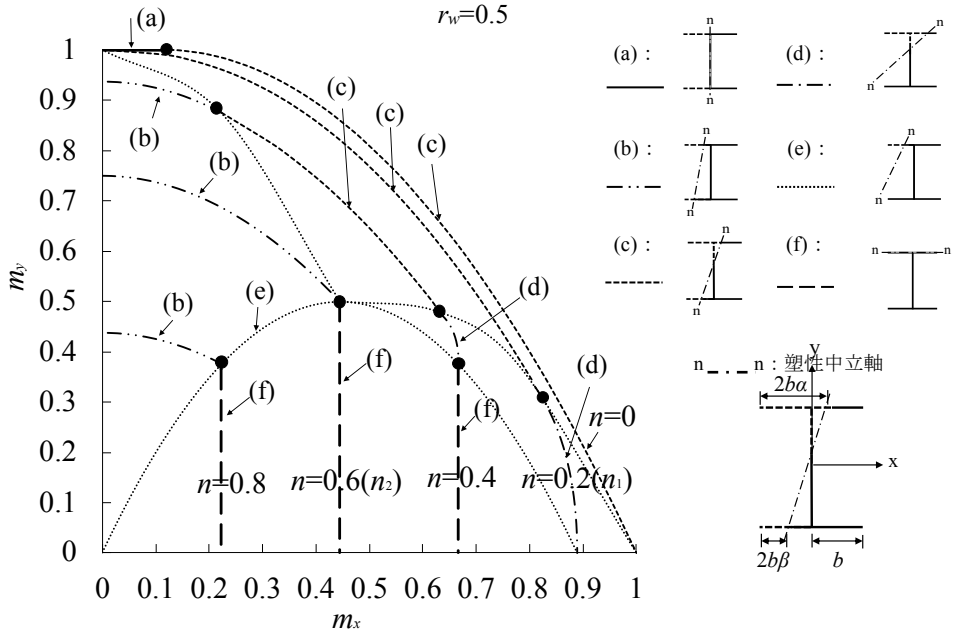


図 4.2.1 塑性中立軸の位置に対応する降伏曲線

以上に示した精密な降伏関数では，陽な形で表すことが不可能，または複雑になる場合があった。小田ら [4.2)]はそれらの問題を解決するために近似降伏関数を提案した。文献 4.2)に示されている近似降伏関数について以下に説明する。

降伏曲面は式 4.2.5 と式 4.2.6 で近似されている。

$$f_1 = A\cdot m_x^{2+B}+m_y+C-1 = 0 \tag{4.2.5}$$

$$f_2 = m_x\text{-}D = 0 \tag{4.2.6}$$

上式において，係数 A〜D に軸力比(n)の項が含まれる。その結果，f_1やf_2は n, m_x, m_y の関数となる。精密結果の曲線と合わせることで係数 A〜D は式(4.2.7)~式(4.2.9)のように提案された。提案された近似結果と精密結果を比較したものを図 4.2.2 に示す。

$0 \leqq n < n_1$ のとき

$$A=\left[\left\{\frac{(1+r_w/4)^2}{n_1+1}\text{-}1\right\}\cdot\frac{n}{n_1}\right]+1 \tag{4.2.7a}$$

$$B = 0.88r_w - 8.2n^{2.3} \tag{4.2.7b}$$

$$C = 0 \tag{4.2.7c}$$

$$D=\frac{2(2+r_w)}{4+r_w}(1\text{-}n) \tag{4.2.7d}$$

$n_1 \leqq n < n_2$ のとき

$$A=(1+r_w/4)^2\left\{\frac{n_1(n\text{-}n_2)}{(n_2\text{-}n_1)(n_1+1)}+1\right\} \tag{4.2.8a}$$

$$B=\left(0.88r_w\text{-}8.2n_1^{2.3}\right)\left(\frac{n\text{-}n_2}{n_1\text{-}n_2}\right)^2 \tag{4.2.8b}$$

$$C=\frac{r_w^2}{4}\left(1\text{-}\frac{n}{n_1}\right)^2 \tag{4.2.8c}$$

$$D=\frac{2(2+r_w)}{4+r_w}(1\text{-}n) \tag{4.2.8d}$$

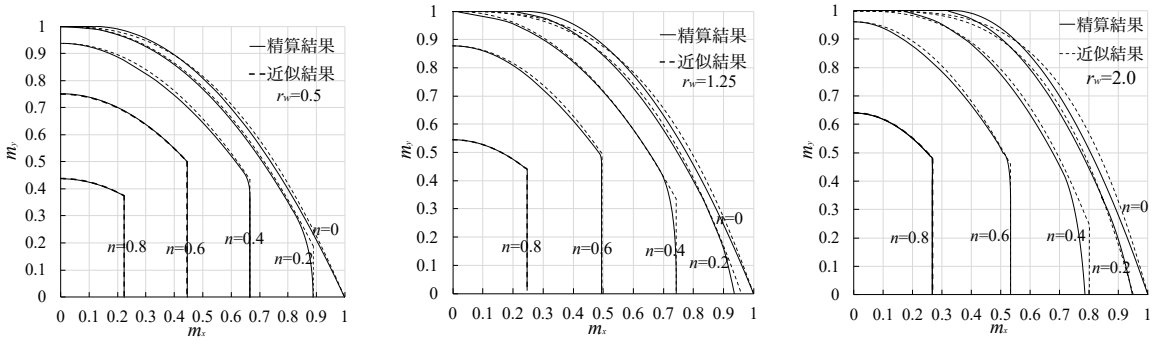
$n_2 \leqq n \leqq 1$ のとき

$$A=(1+r_w/4)^2 \tag{4.2.9a}$$

$$B = 0 \tag{4.2.9b}$$

$$C=\frac{r_w^2}{4}\left(1\text{-}\frac{n}{n_1}\right)^2 \tag{4.2.9c}$$

$$D=\frac{2(2+r_w)}{4+r_w}(1\text{-}n) \tag{4.2.9d}$$



(a) r_w=0.5　　(b)r_w=1.25　　(c)r_w=2.0

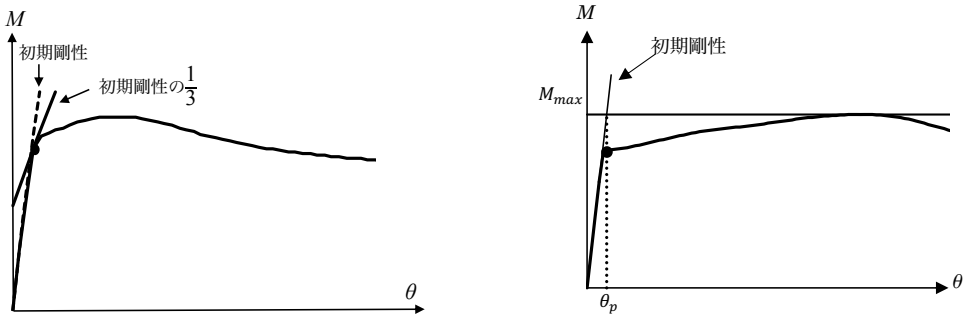
図 4.2.2　精算結果と近似結果の比較

4.3　多重降伏曲面による多折線荷重−変形モデル

本節では，文献 4.2)による全塑性耐力に対応する降伏曲面，最大耐力に対応する降伏曲面および座屈後耐力に対応する降伏曲面の更新方法を紹介する。

4.3.1　全塑性耐力と最大耐力を規定する降伏曲面

文献 4.2)では，シェル要素 FEM 解析結果に基づき，前節の近似降伏曲面と FEM での全塑性耐力を比較し，全塑性耐力による降伏曲面を考察している。なお文献 4.6)に則って，図 4.3.1(a)に示すように FEM 解析で得られた$M-\theta$関係における接線剛性が初期剛性の 1/3 になるときの荷重を全塑性耐力とする Slope factor 法と，図 4.3.1(b)に示すように FEM 解析で得られた$M-\theta$関係における初期剛性と最大耐力の交点の回転角をθ_pとし，$\theta=\theta_p$のときの曲げモーメントを全塑性耐力と規定する General yield 法の 2 つを用いて FEM での全塑性耐力を規定する。ここでは図 4.3.2 に示すように FEM 解析で得られた最大耐力の 1/2 倍の値と原点を結ぶ直線を初期剛性としている。



(a) Slope factor 法による規定方法　　(b) General yield 法による規定方法

図 4.3.1　全塑性耐力の規定方法

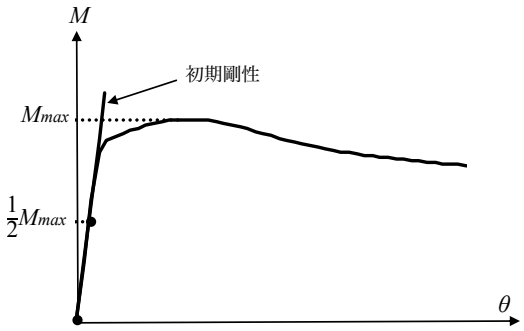
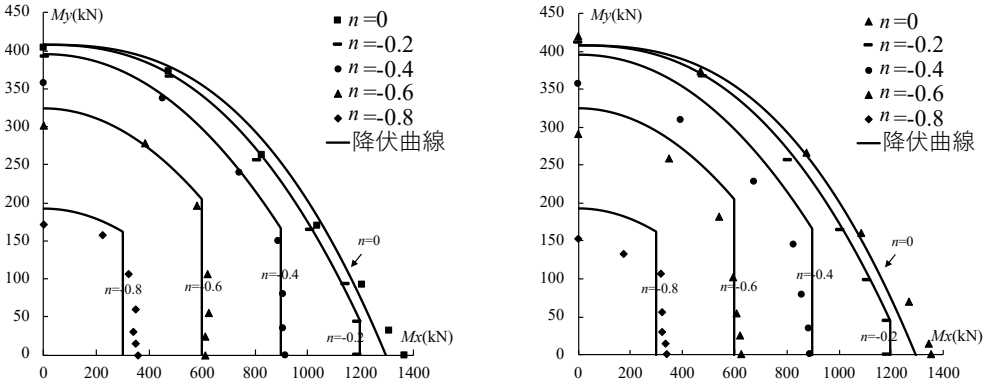


図 4.3.2 初期剛性の規定

図 4.3.3 に上述の方法で得られた FEM による全塑性耐力と前節の近似降伏曲面との比較を示す。断面形状は H-475×332.5×11.71×20.78mm である。図 4.3.3(a)に Slope factor 法による比較の結果, 図 4.3.3(b)に General yield 法による結果を示す。これらの図から規定方法によって差は見られるが，全塑性耐力は近似降伏関数で概ね表現できることがわかる。



(a)　Slope factor 法による比較　　(b)　General yield 法による比較

図 4.3.3　　全塑性耐力に対応する降伏曲面

FEM 解析によって得られた最大耐力を M_y-M_x 平面，N-M_x 平面，N-M_y 平面上にプロットし，最大耐力に対応する降伏曲面を規定する。最大耐力を規定する降伏曲面は，全塑性を規定する降伏曲面を拡大させて規定することとし，次のように設定する。

降伏関数を次式で表す。

$$F\,(n,\, m_x,\, m_y) = 0 \tag{4.3.1}$$

n は無次元化軸力，m_x, m_y は無次元化曲げモーメントである。全塑性を規定する降伏曲面と最大耐力を規定する降伏曲面はそれぞれ n, m_x, m_y を次のように定義することで規定される。

全塑性を規定する降伏曲面を式(4.3.2)で表す。

$$\{n,\, m_x,\, m_y\}=\{N/N_P,\, M_x/M_{px},\, M_y/M_{py}\} \tag{4.3.2}$$

最大耐力を規定する降伏曲面

$$\{n,\, m_x,\, m_y\}=\{N/k_N N_P,\, M_x/k_{Mx}M_{px},\, M_y/k_{My}M_{py}\} \tag{4.3.3}$$

ただし M_x, M_y は x, y 軸回りの曲げモーメント，N_p は全塑性軸力，M_{px}, M_{py} は x, y 軸回りの全塑性曲げモーメントである。k_N, k_{Mx}, k_{My} は最大耐力を規定する降伏曲面の拡大率を規定する係数である。

図 4.3.4 の黒の実線は全塑性を規定する降伏曲面であり，赤の破線は最大耐力に対応する降伏曲面である。またプロット点はシェル要素 FEM 解析で得られた最大耐力である。図に示すように，各断面で全塑性を規定する降伏曲面を拡大させ，シェル要素 FEM 解析で得られた最大耐力に近接するように試行錯誤によって定め，H-475×332.5×11.71×20.78mm に対して求めた値を以下に示す。

$$k_N = 1.0,\quad k_{Mx} = 1.23,\quad k_{My} = 1.34\text{-}0.34|N/k_N N_P| \tag{4.3.4}$$

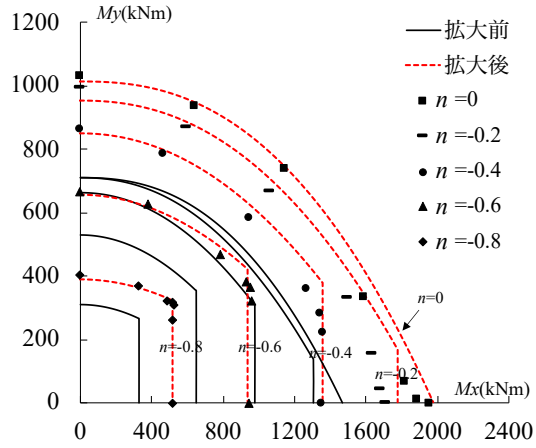


図 4.3.4 最大耐力に対応する降伏曲面の規定

4.3.2 一般化塑性ヒンジモデルにおける降伏曲面の更新則

解析ソフトウェア COLUMNS[4.2), 4.3)]を用いて$M-\theta$関係を多折れ線で近似し，大きさが異なる複数の降伏曲面で各折れ点を規定している。局部座屈後の耐力劣化や再降伏時の耐力に関する FEM 解析結果を反映させるために，劣化時の降伏曲面の更新則を提案する。

軸力ゼロの下で θ を変化させたときの$M-\theta$関係の一例を図 4.3.5 に示し，対応する$N-M$平面内での応力点の動きを図 4.3.6 に示す。実線が内側降伏曲面，破線が最大耐力を規定する降伏曲面，点線は劣化下限を規定する降伏曲面である。図 4.3.5 の$M-\theta$関係内の番号は，図 4.3.6 の$N-M$平面内の番号と対応している。応力点が内側降伏曲面に達して，全塑性化したのが(a)図である。その後，移動硬化と等方硬化の比率の指定値に応じて内側降伏曲面が移動・膨張し，外側降伏曲面に達して最大耐力を迎えたのが(b)図である。劣化勾配域について，最大耐力到達以降は(c)図に示すように内側降伏曲面を最大耐力を規定する降伏曲面と相似形状になるように変化させる。最大耐力に到達後の内側降伏曲面の挙動は移動硬化のみとする。(c)図に示すように外側降伏曲面の引張側特異点を中心にして外側降伏曲面を収縮させるとともに，N軸の基線をM軸負側に傾けて降伏曲面の形状を変化させる。④の時点で除荷させ，逆側に載荷し内側降伏曲面に達したのが⑤である。さらに載荷し外側の降伏曲面に達したのが⑥である。外側降伏曲面を変化させ，劣化下限曲面に到達する時点が⑦である。接線剛性をゼロにし，時点⑧まで負荷挙動させ，再び曲げモーメントを除荷し，内側降伏曲面に達したのが⑨であり，逆側に載荷し外側の降伏曲面に達したのが⑩である。時点⑩の後の劣化挙動に伴い，外側降伏曲面を変化させ，最終的に外側降伏曲面が劣化下限曲面に重なる時点が⑪である。その後は外側降伏曲面の大きさと形状を完全に固定して，完全弾塑性とする。

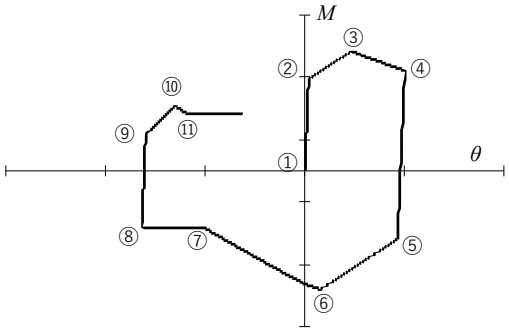
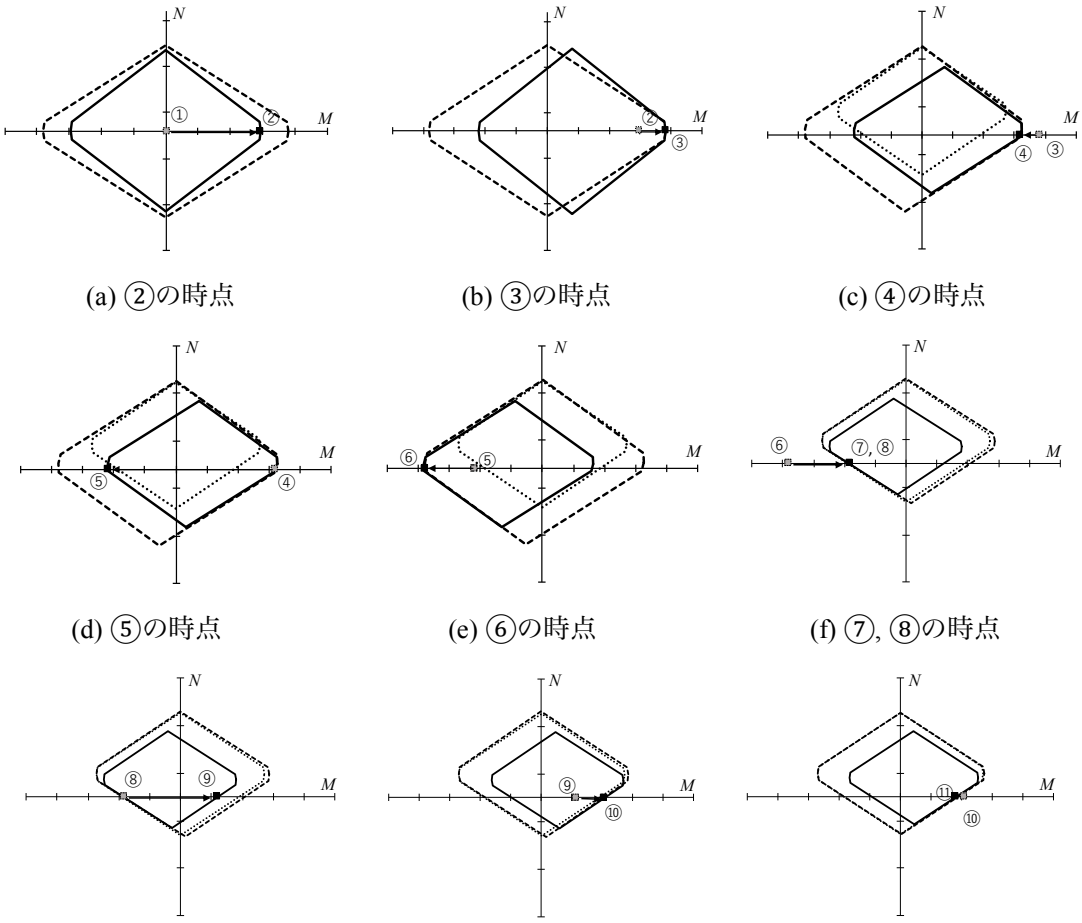


図 4.3.5 M–θ 関係



(a) ②の時点　(b) ③の時点　(c) ④の時点

(d) ⑤の時点　(e) ⑥の時点　(f) ⑦, ⑧の時点

(g) ⑨の時点　(h) ⑩の時点　(i) ⑪の時点

図 4.3.6 最外降伏曲面の更新則

4.4 一般化塑性ヒンジモデルによる解析とシェル要素による有限要素解析の比較

本節では，精密解のシェル要素 FEM 解析を行ってその結果を，前節における一般化塑性ヒンジモデルによる結果と比較することで，小田らが提案した多重降伏曲線による歪硬化、局部座屈後の耐力劣化および繰返し挙動などを確認することとする。

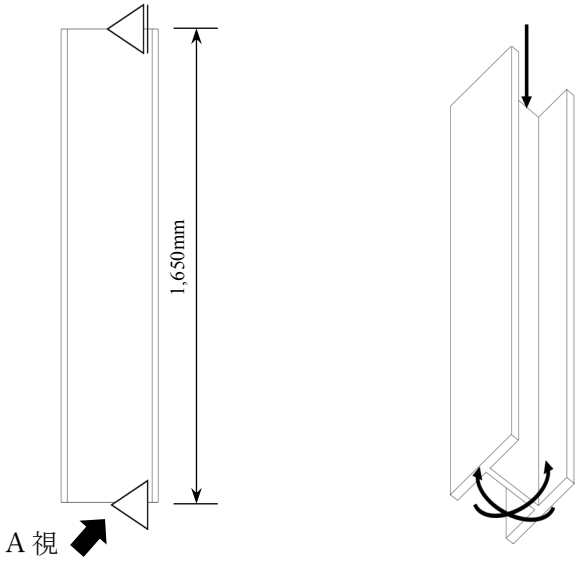
4.4.1 シェル要素有限要素モデルの設定

本解析は一定軸力下で逆対称曲げを受ける中幅の H 形断面柱(H-475×332.5×11.71×20.78mm)が対象であり，対称条件を利用して柱の下半分を取り出した単純支持部材を扱う。部材ランクが柱に対する幅厚比規定による FA ランクの最小厚さに板厚を設定する。初期不整と材料特性の設定は第 3 章の 3.2 節における梁のモデルと同じにする。なお，長さは 1650mm とする。シェル要素による解析はソフトウェア MSC.Marc2018 を用いる。

境界条件は図 4.4.1 に示しているように，下端はピン支点，上端はローラー支点である。下端における 0 度方向（強軸）あるいは 90 度方向（弱軸）には漸増回転角を与え，上端には一定軸力を作用させる。

シェル要素の分割方法は，初期不整を与えた柱の下端からλの範囲を長さ方向に 30 分割，初期不整を与えていない範囲を長さ方向に 80 分割，ウェブのせいを 30 分割，フランジの幅を 20 分割としている。要素分割数の詳細を図 4.4.2 に示す。

以上の解析手法による結果を検証するため，文献 4.7)で行われた柱の単調と繰返し実験結果を用いることとする。図 4.4.3 に示しているのはシェル要素解析による結果と実験結果との比較である。赤線はシェル要素解析による結果であり，太黒線は実験結果である。いずれの結果も概ね一致しているので，解析方法の妥当性が確認できた。



（a）FEM 解析における境界の支点条件　　（b）A 視

図 4.4.1 解析対象柱

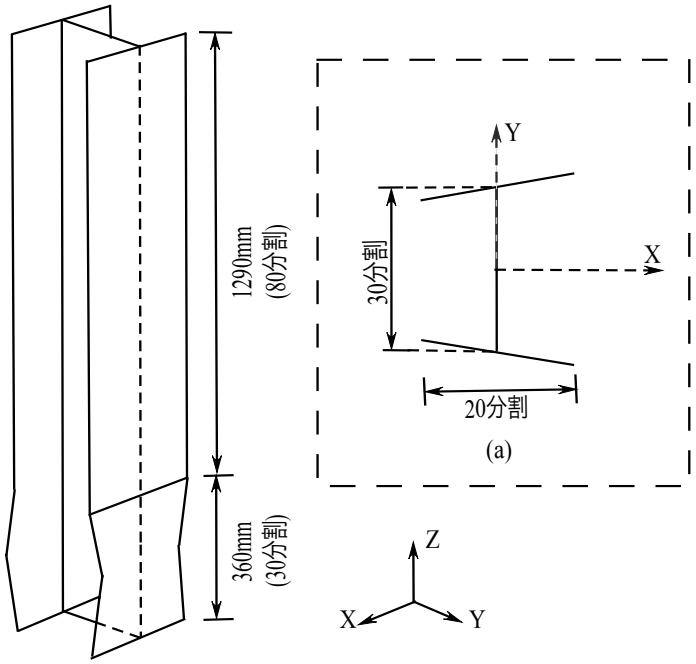
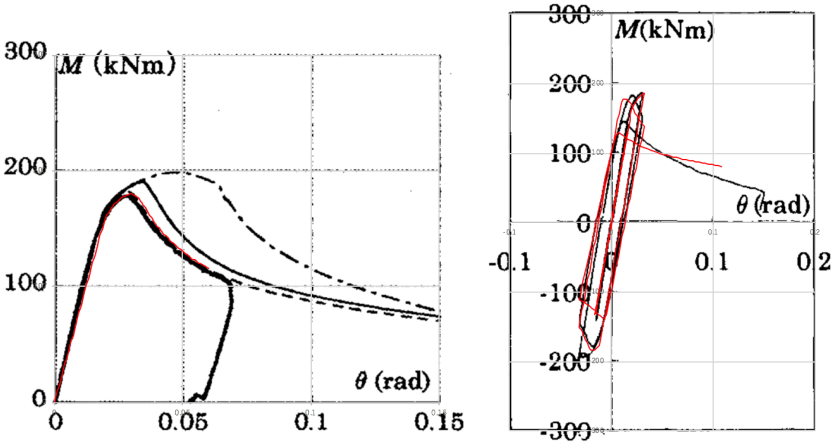


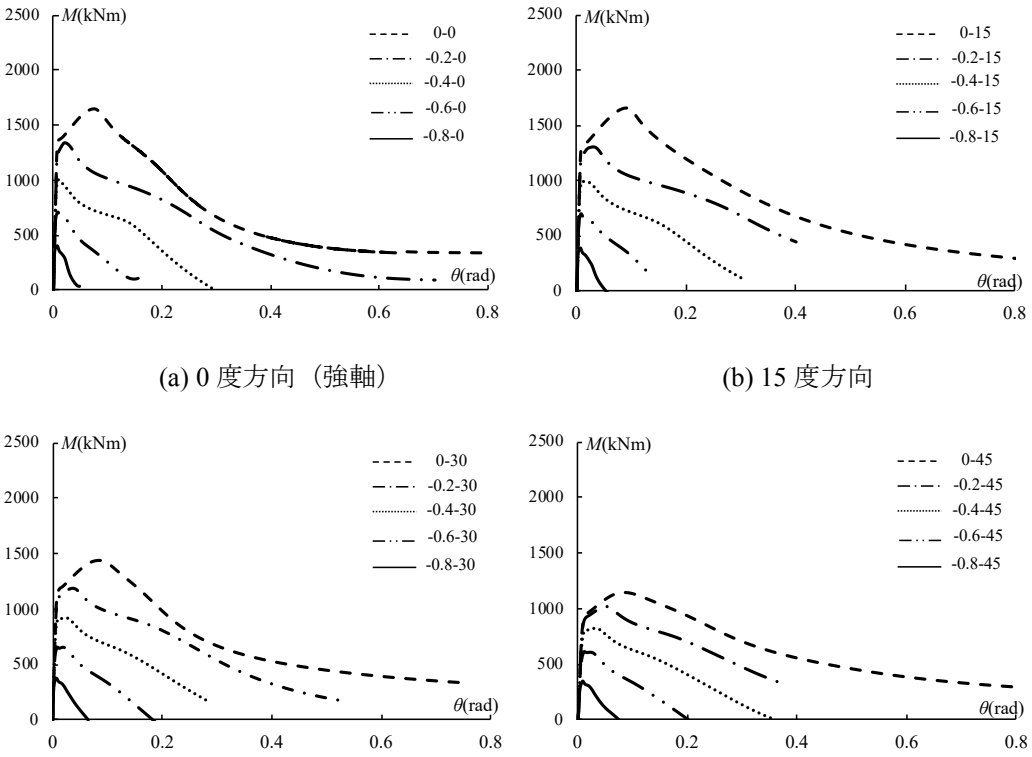
図 4.4.2　要素分割数



(a) 単調(CC03)　　(b) 繰返し(CC03-C)

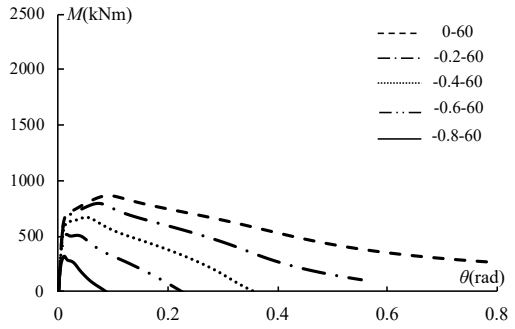
図 4.4.3　柱解析の検証

一定軸力下で片側端に任意方向の曲げを受ける H 形断面柱の単調解析を行う。軸力比 $n=N/N_p$ とし，N は軸力，N_p は全塑性軸力である。また n は引張を正とする。上端に軸力比 n=0, -0.2, -0.4, -0.6, -0.8 の圧縮軸力を加え，下端の回転角を漸増させる。回転角の方向は 0 度（強軸），15 度，30 度，45 度，60 度，75 度，90 度（弱軸）方向について行う。得られた曲げモーメント(M)−回転角(θ)関係を図 4.4.4 に示す。

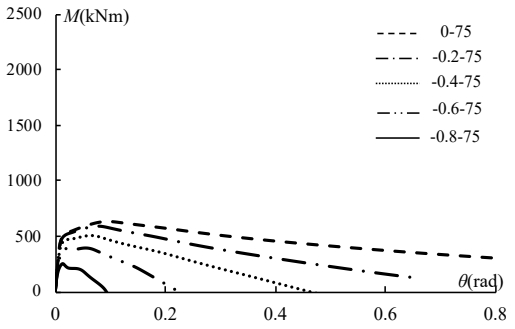


(a) 0 度方向（強軸）　　(b) 15 度方向

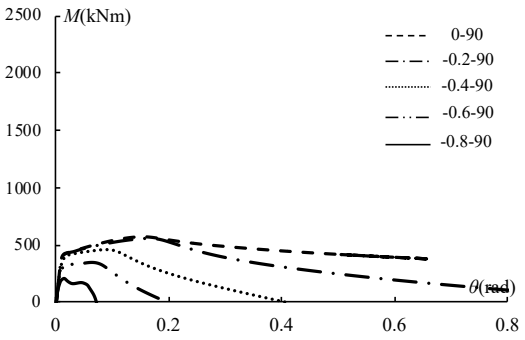
(c) 30 度方向　　(d) 45 度方向



(e) 60 度方向



(f) 75 度方向



(g) 90 度方向（弱軸）

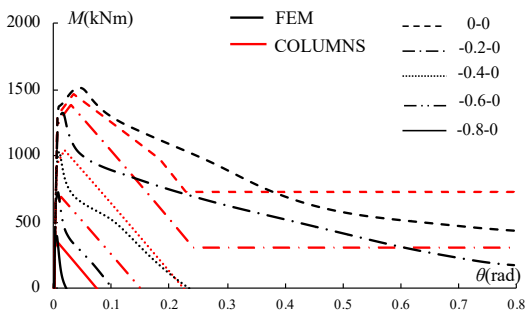
図 4.4.4　シェル要素 FEM 解析による結果

4.4.2　歪硬化・劣化・除荷後再降伏挙動の比較

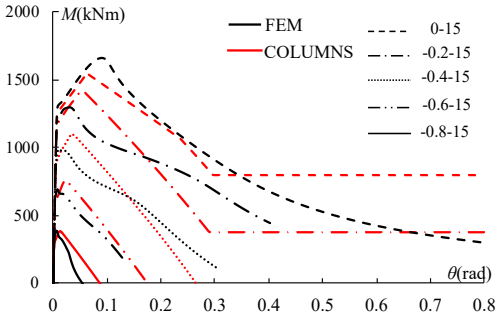
COLUMNS で解析する場合，各降伏曲面の i 番目の硬化率の弾性剛性に対する比を h_{i+1} とする。ここでは h_2=0.050，h_3 = -0.008 と規定する。移動硬化の占める比率を $1-\beta_i$，等方硬化の占める比率を β_i とし，β_1=0.1，β_2=0.5 とする [4.3)]。なお，劣化下限に単調 M–θ 関係の接線剛性が初期剛性の−0.005 倍まで低下する時点を設定し，劣化下限曲面の大きさを σ=0.683σ_y として規定する。

COLUMNS による単調の曲げモーメント(M)−回転角(θ)関係と FEM 解析で得られた結果を重ねて図 4.4.5 に示す。赤線が COLUMNS，黒線が FEM の結果である。全体的に，COLUMNS による歪硬化や局部座屈による耐力劣化が FEM 解析結果と概ね一致していることがわかる。

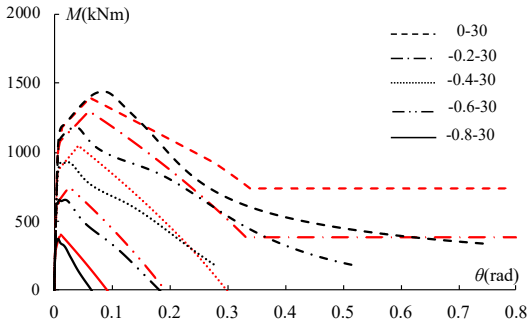
COLUMNS で再載荷による結果と FEM 解析で得られた結果を重ねて図 4.4.6〜図 4.4.8 に示す。赤線が COLUMNS，黒線が FEM の結果である。n=0 の下で θ=0.2rad まで漸増させ，曲げモーメントを一旦徐荷し，軸力比(n=0, -0.2, -0.4)を与え，再び θ を最初と同方向または逆方向に漸増させる。回転角の方向は 0 度（強軸），45 度，90 度（弱軸）にして行う。全体的に，COLUMNS による曲げモーメント−回転角関係が FEM 解析結果と概ね一致していることがわかる。



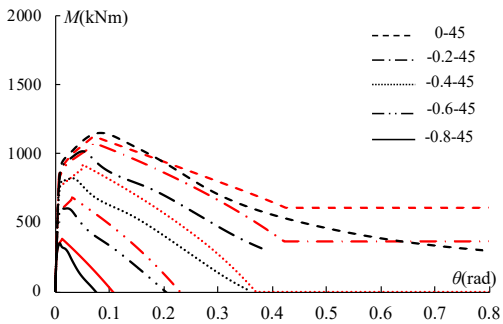
(a) 0 度方向（強軸）



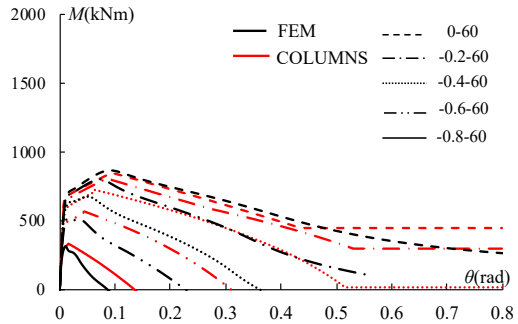
(b) 15 度方向



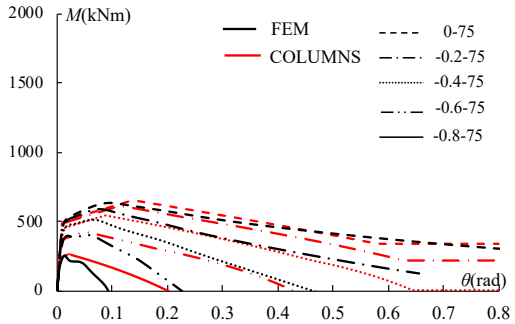
(c) 30 度方向



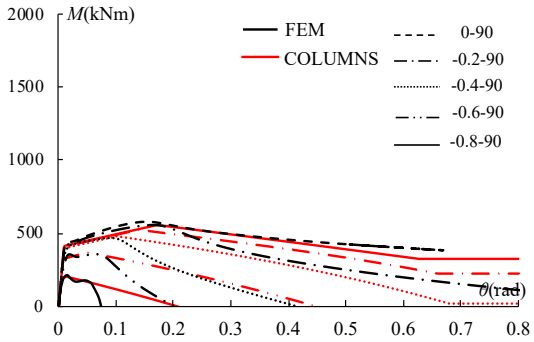
(d) 45 度方向



(e) 60 度方向

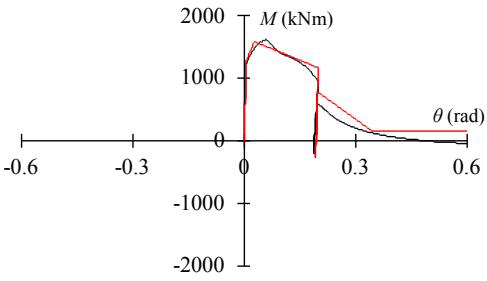


(f) 75 度方向

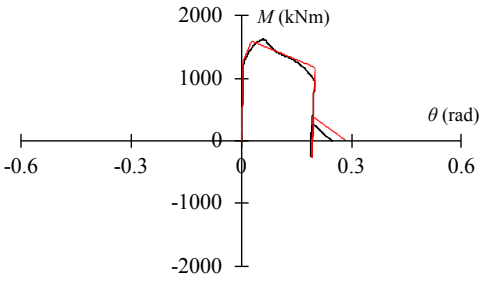


(g) 90 度方向（弱軸）

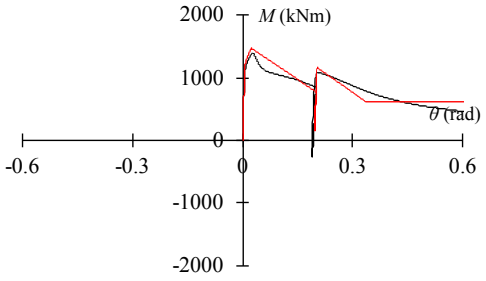
図 4.4.5　歪硬化と耐力劣化についての比較



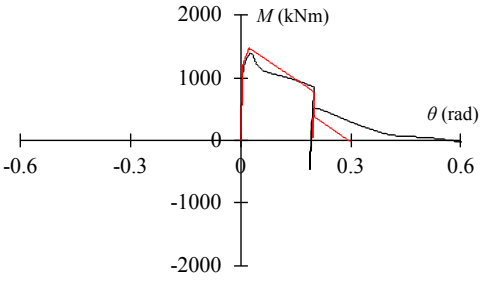
(a) n＝0→n＝-0.2　（再載荷）



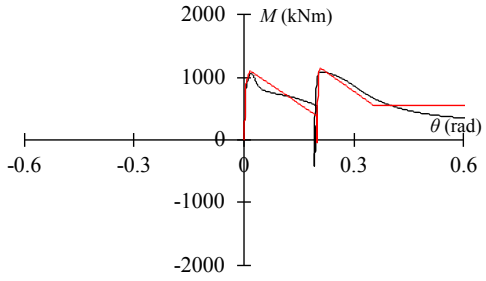
(b) n＝0→n＝-0.4　（再載荷）



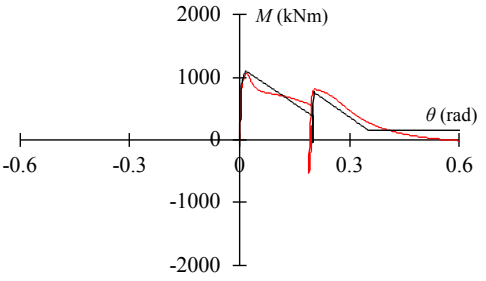
(c) n＝-0.2→n＝-0.0　（再載荷）



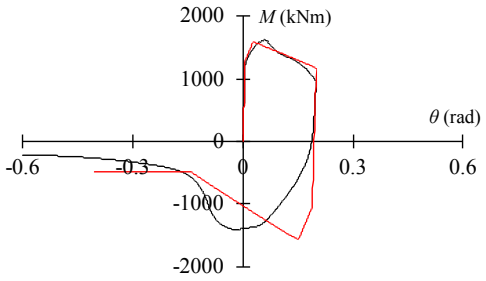
(d) n＝-0.2→n＝-0.4　（再載荷）



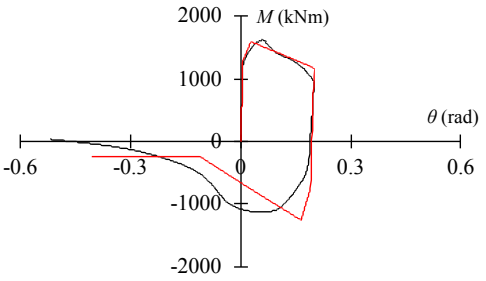
(e) n＝-0.4→n＝-0.0　（再載荷）



(f) n＝-0.4→n＝-0.2　（再載荷）

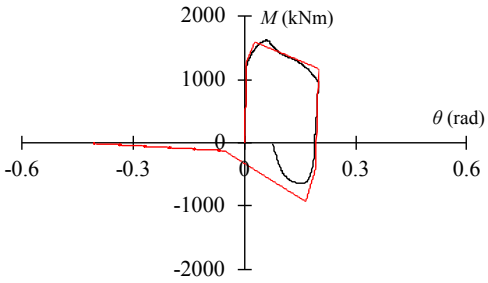


(g) n＝0.0→n＝0.0　（逆載荷）

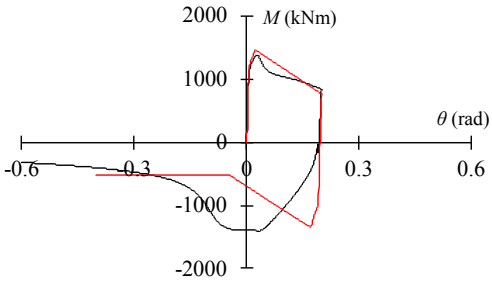


(h) n＝0.0→n＝-0.2　（逆載荷）

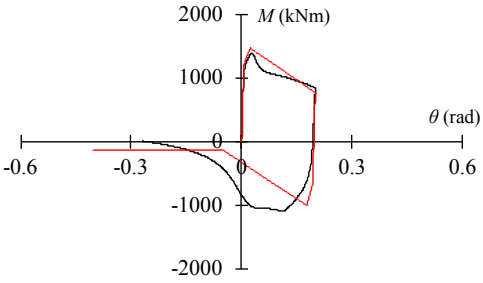
図 4.4.6　軸力を変化させ再載荷の結果の比較（0 度（強軸）方向）



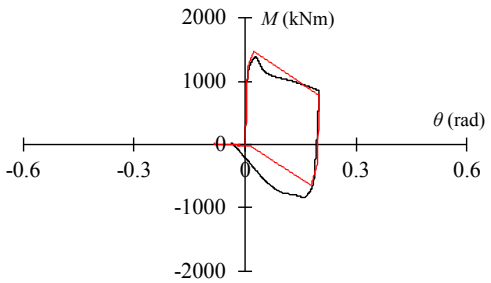
(i) n＝0.0→n＝-0.4　（逆載荷）



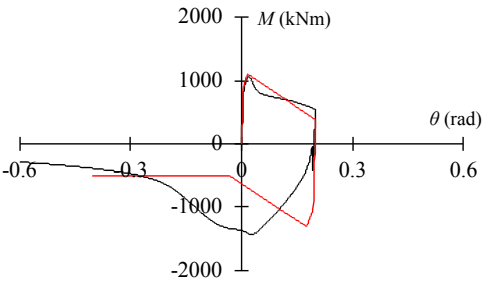
(j) n＝-0.2→n＝0.0　（逆載荷）



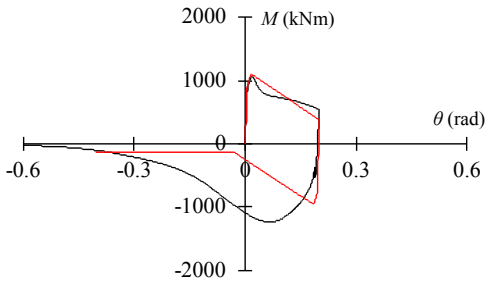
(k) n＝-0.2→n＝-0.2　（逆載荷）



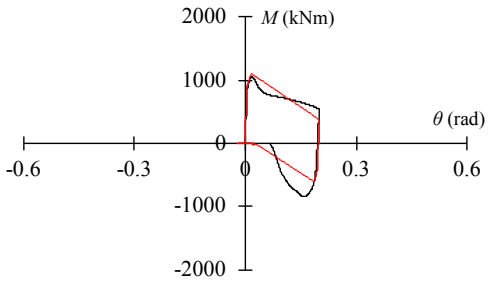
(l) n＝-0.2→n＝-0.4　（逆載荷）



(m) n＝-0.4→n＝0.0　（逆載荷）

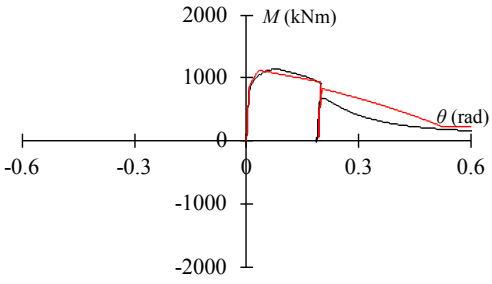


(n) n＝-0.4→n＝-0.2　（逆載荷）

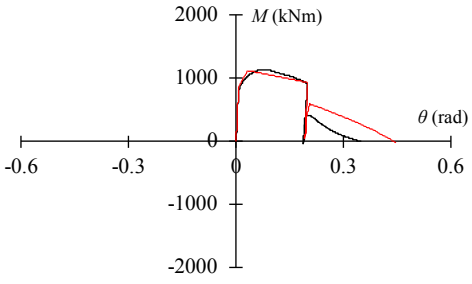


(o) n＝-0.4→n＝-0.4　（逆載荷）

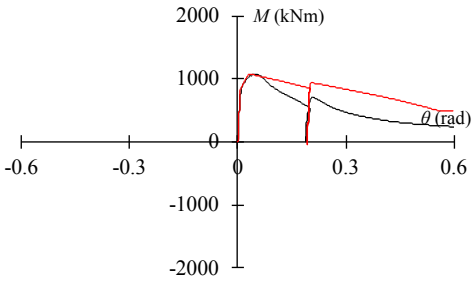
図 4.4.6　軸力を変化させ再載荷の結果の比較（0 度（強軸）方向）（続き）



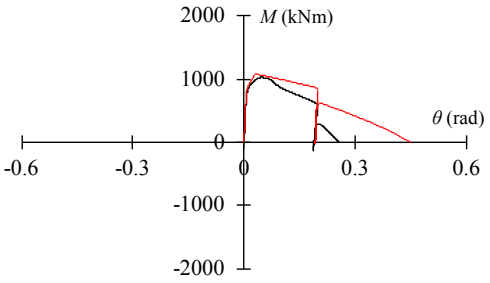
(a) n＝0.0→n＝-0.2　（再載荷）



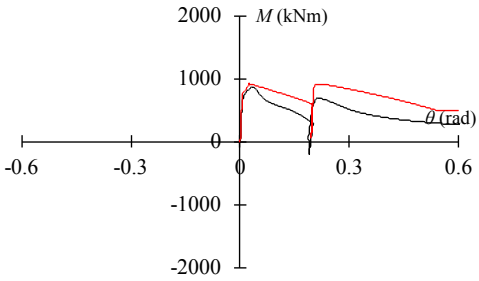
(b) n＝0.0→n＝-0.4　（再載荷）



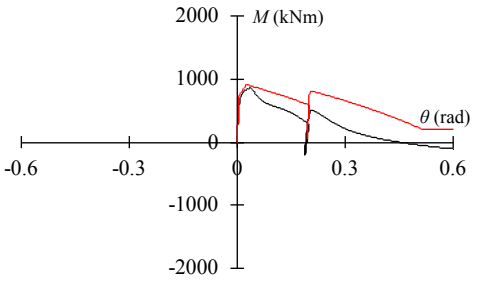
(c) n＝-0.2→n＝0.0　（再載荷）



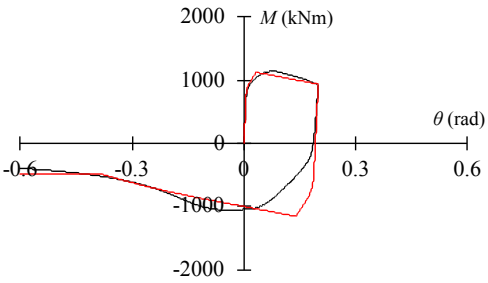
(d) n＝-0.2→n＝-0.4　（再載荷）



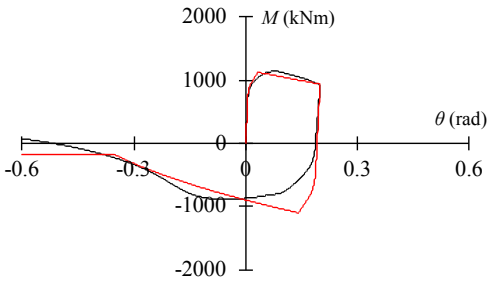
(e) n＝-0.4→n＝0.0　（再載荷）



(f) n＝-0.4→n＝-0.2　（再載荷）

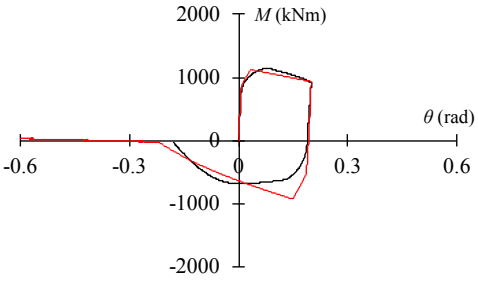


(g) n＝0.0→n＝0.0　（逆載荷）

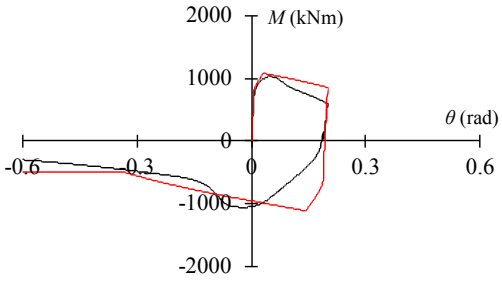


(h) n＝0.0→n＝-0.2　（逆載荷）

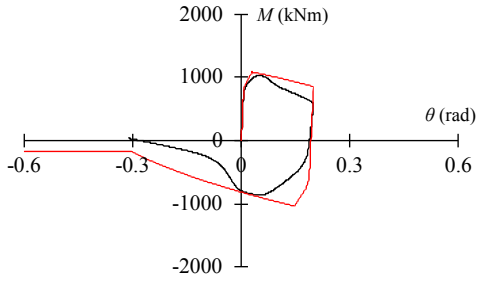
図 4.4.7　軸力を変化させ再載荷の結果の比較（45 度方向）



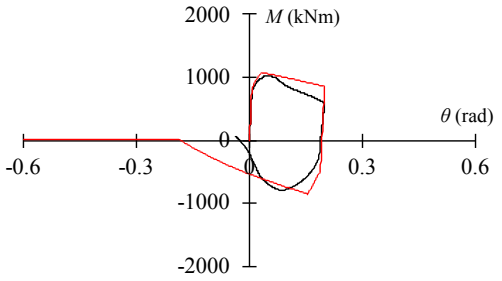
(i) n＝0.0→n＝-0.4　（逆載荷）



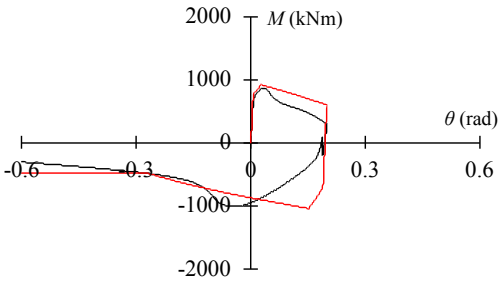
(j) n＝-0.2→n＝0.0　（逆載荷）



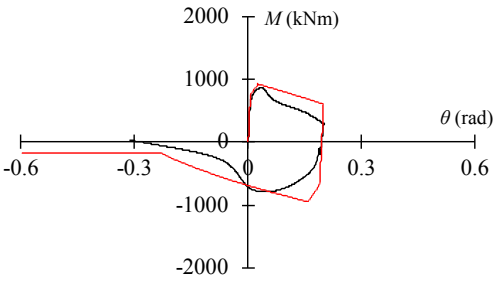
(k) n＝-0.2→n＝-0.2　（逆載荷）



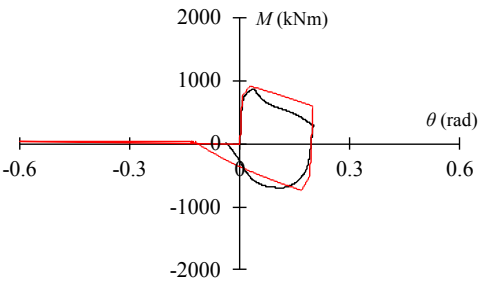
(l) n＝-0.2→n＝-0.4　（逆載荷）



(m) n＝-0.4→n＝0.0　（逆載荷）

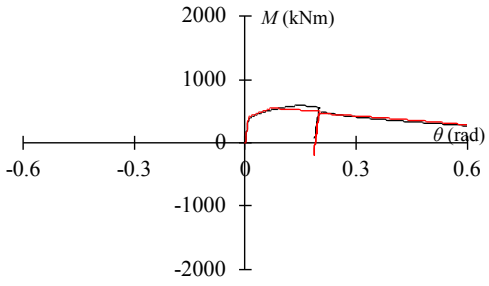


(n) n＝-0.4→n＝-0.2　（逆載荷）

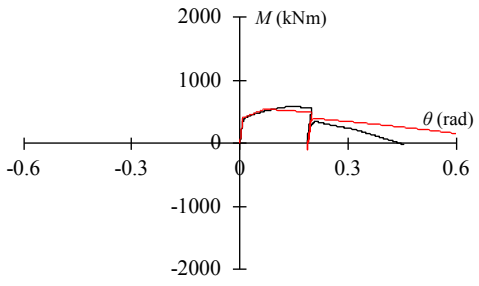


(o) n＝-0.4→n＝-0.4　（逆載荷）

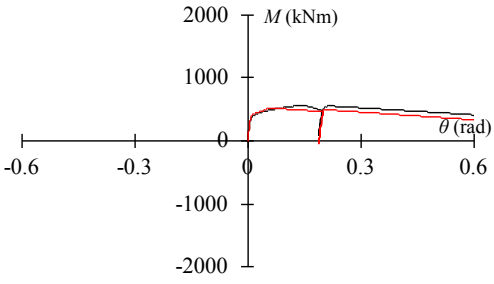
図 4.4.7　軸力を変化させ再載荷の結果の比較（45 度方向）（続き）



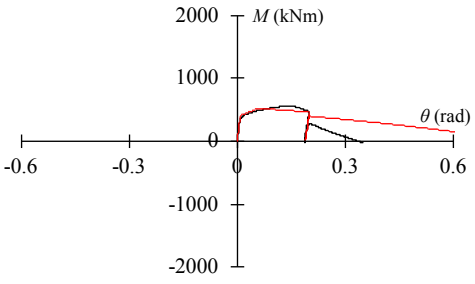
(a) n＝0.0→n＝-0.2　（再載荷）



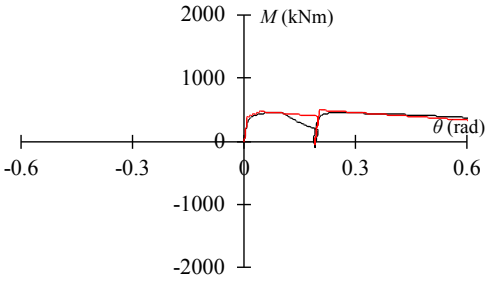
(b) n＝0.0→n＝-0.4　（再載荷）



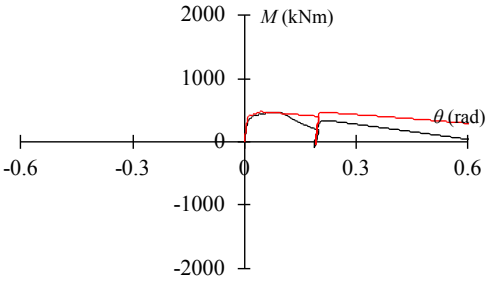
(c) n＝-0.2→n＝0.0　（再載荷）



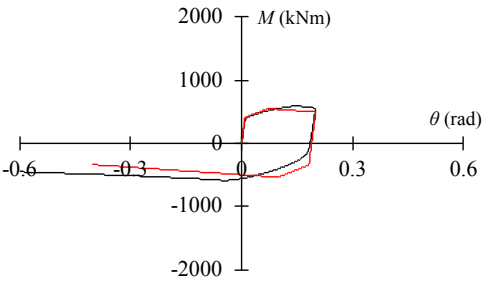
(d) n＝-0.2→n＝-0.4　（再載荷）



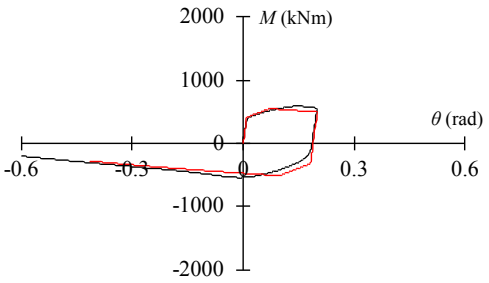
(e) n＝-0.4→n＝0.0　（再載荷）



(f) n＝-0.4→n＝-0.2　（再載荷）

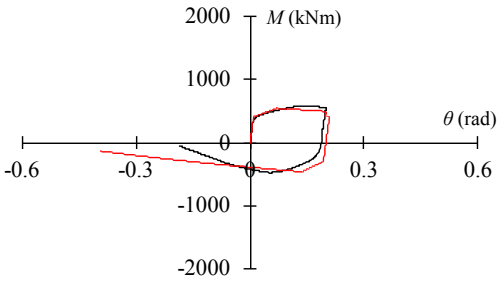


(g) n＝0.0→n＝0.0　（逆載荷）

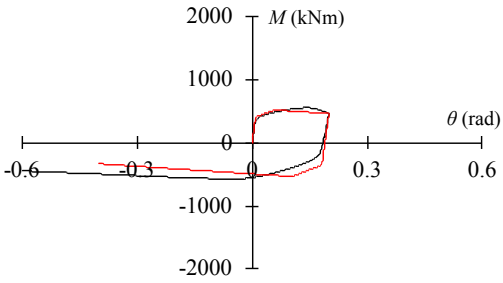


(h) n＝0.0→n＝-0.2　（逆載荷）

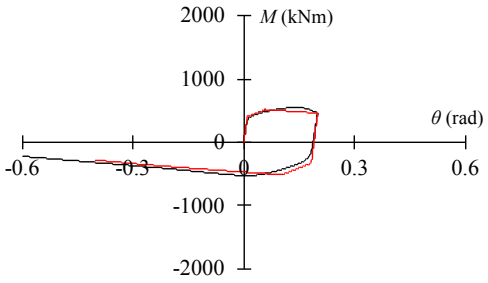
図 4.4.8　軸力を変化させ再載荷の結果の比較（90 度（弱軸）方向）



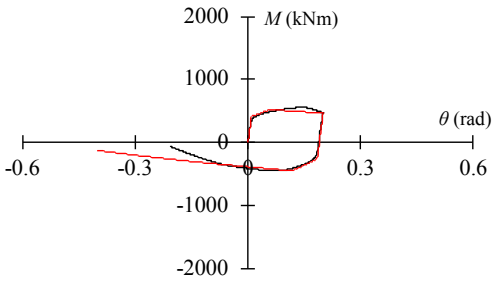
(i) n＝0.0→n＝-0.4　（逆載荷）



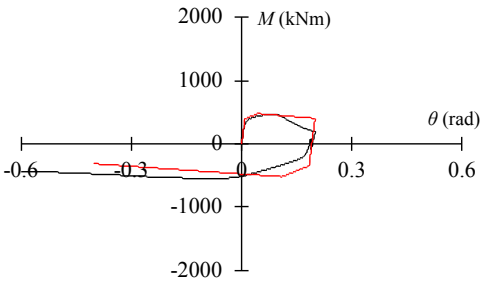
(j) n＝-0.2→n＝0.0　（逆載荷）



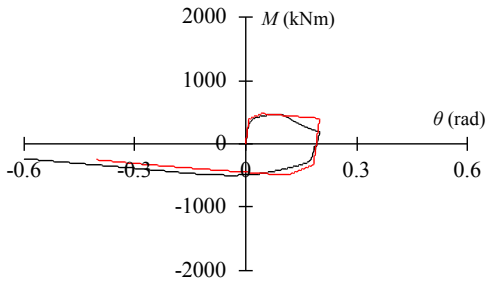
(k) n＝-0.2→n＝-0.2　（逆載荷）



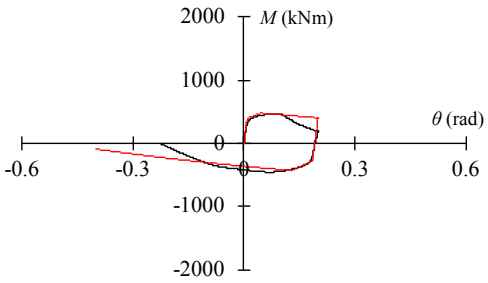
(l) n＝-0.2→n＝-0.4　（逆載荷）



(m) n＝-0.4→n＝0.0　（逆載荷）



(n) n＝-0.4→n＝-0.2　（逆載荷）



(o) n＝-0.4→n＝-0.4　（逆載荷）

図 4.4.8　軸力を変化させ再載荷の結果の比較（90 度（弱軸）方向）（続き）

4.4.3　一定軸力下の繰返し挙動の比較

繰返し挙動を比較するため，シェル要素 FEM で一定軸力下の繰返し解析を行う。繰返しの硬化則について，バウシンガー効果を考慮できる複合硬化則の Chaboche 履歴則を用いる。構成式は次

式で表される。各係数を第 3 章で真応力度–真塑性歪度関係に合うように試行錯誤で得られた数値を採用して表 4.4.1 に示す。

$$\sigma = R_0 + Q_{inf}(1 - e^{-B\times\varepsilon_p}) + \frac{C}{\gamma}(1 - e^{-\gamma\times\varepsilon_p}) \tag{4.4.1}$$

ただし：

R_0：初期降伏応力

Q_{inf}，B：等方硬化に関する係数

$Q_{inf} = R_{inf} - R_0$　　R_{inf}：最大降伏応力

C，γ：移動硬化に関する係数

ε_p：相当塑性歪

表 4.4.1　Chaboche による係数

R_0	R_{inf}	B	C	γ
315.9	468.5	1.2	4273	12

載荷パターンについて，全塑性曲げモーメントに対する弾性回転角に基づいて，以下の五つの載荷パターンにした。

パターン a：　$\pm2\theta_p, \pm4\theta_p, \pm6\theta_p, \pm8\theta_p, \pm10\theta_p$

パターン b：　$\pm10\theta_p, \pm8\theta_p, \pm6\theta_p, \pm4\theta_p, \pm2\theta_p$

パターン c：　$\pm6\theta_p, \pm6\theta_p, \pm6\theta_p, \pm6\theta_p, \pm6\theta_p$

パターン d：　$\pm2\theta_p, \pm6\theta_p, \pm10\theta_p$

パターン e：　$\pm4\theta_p, \pm8\theta_p, \pm12\theta_p, \pm16\theta_p, \pm20\theta_p$

ここで，全塑性曲げモーメントに対する弾性回転角 θ_p を以下のように決定する。

断面寸法：　$D \times B \times t_w \times t_f$：H-475×332.5×11.71×20.78 mm

降伏応力度：　σ_y=351.04 N/mm^2

塑性断面係数：

$$Z_{px} = \frac{BD^2 - (B - t_w)\left(D - 2t_f\right)^2}{4} = 3688355 \text{ mm}^3$$

$$Z_{py} = \frac{2t_f B^2 + \left(D - 2t_f\right){t_w}^2}{4} = 1163538 \text{ mm}^3$$

断面二次モーメント：

$$I_x = \frac{BD^3 - (B - t_w)\left(D - 2t_f\right)^3}{12} = 792713889 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{2t_f B^3 + \left(D - 2t_f\right){t_w}^3}{12} = 127369970 \text{ mm}^4$$

全塑性曲げモーメント：

$$M_{px} = Z_{px}\sigma_y = 1294760162 \text{ Nmm}$$

$$M_{py} = Z_{py}\sigma_y = 408448451 \text{ Nmm}$$

全塑性曲げモーメントに対する弾性回転角：

$$\theta_{px} = \frac{M_{px}}{3EI_x/L} = 0.004382 \text{ rad}$$

$$\theta_{py} = \frac{M_{py}}{3EI_y/L} = 0.008604 \text{ rad}$$

COLUMNS で繰返しを解析する場合，各降伏曲面の i 番目の硬化率の弾性剛性に対する比を再載荷の場合と同様で， h_2=0.050，h_3= -0.008 と規定する。シェル要素 FEM 解析による結果が COLUMNS による結果との比較を図 4.4.9 と図 4.4.10 にまとめている。赤線が COLUMNS，黒線が FEM 解析の結果である。いずれの繰返し結果が概ね一致していることがわかる。

従って，柱の改良力学モデルが 4.3 節における多重降伏曲面による多折線荷重–変形モデルとし，第 5 章で建物の倒壊挙動を検討することとする。

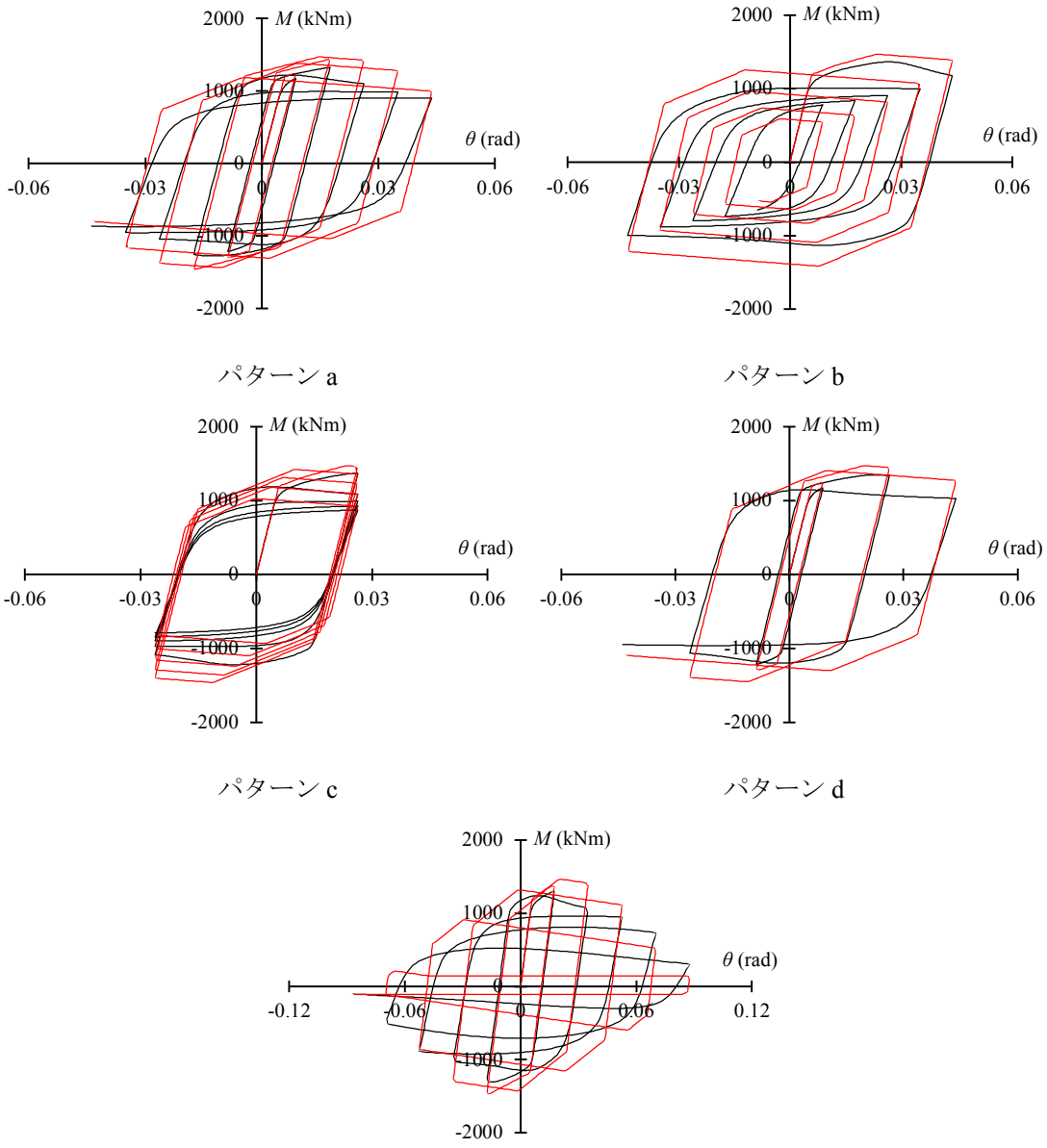


図 4.4.9　繰返し結果の比較（0 度（強軸）方向）

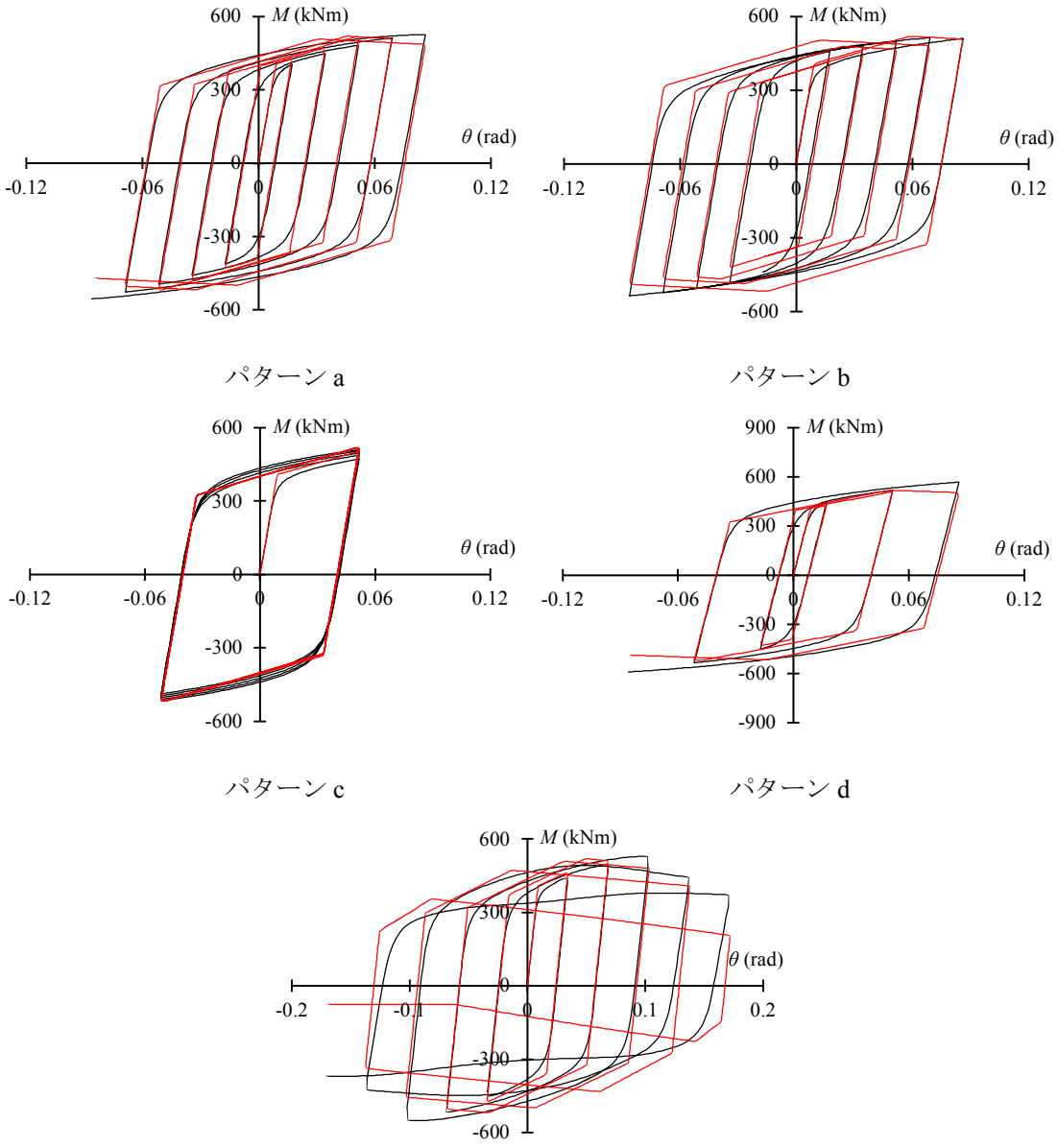


図 4.4.10　繰返し結果の比較（90 度（弱軸）方向）

4.5　結

本章では，軸力と 2 軸曲げを受けて局部座屈する H 形鋼柱に適用する一般化塑性ヒンジモデルについて，降伏曲面の精密解と小田らが提案した近似降伏曲面を紹介した。その近似降伏曲面による解析結果をシェル要素解析で得られた結果と比較することで，COLUMNS で得られた曲げモーメント(M)−回転角(θ)関係の妥当性を考察した。具体的に，M–θ 関係における歪硬化，局部座屈による劣化，再載荷した時の耐力および繰返し挙動を考察した。以下に得られた知見を示す。

1) 全塑性に対応する降伏曲面を拡大させることで，最大耐力に対応する降伏曲面を規定することができる。また，降伏曲面の引張側特異点を中心に降伏曲面を収縮させるとともに，降伏曲面の軸力軸を傾けることで，局部座屈後の耐力を適切に評価できた。
2) シェル要素 FEM の解析結果に基づいて，小田らが提案した降伏曲面の更新則を COLUMNS に用い，COLUMNS と FEM による単調 M-θ 関係と再載荷における M-θ 関係を比較し，軸力や載荷方

向にかかわらず適切に表現できた。

3) COLUMNS で繰返し解析を行う場合，第 2 硬化率(h_2)、第 3 硬化率(h_3)の弾性剛性に対する比をそれぞれ 0.050、-0.008 とすると，シェル要素 FEM の繰返し解析結果を適切に表現できた。

参考文献

4.1) 井上一朗，小川厚治 : 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究 : その 2 塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察，日本建築学会論文報告集，pp.87-98, 1978.06

4.2) 小田祐太，多田元英，Qi Hao : 軸力と 2 軸曲げを受ける H 形断面柱の近似降伏曲面と一般化塑性ヒンジ法による解析例，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.197-200，2019.06

4.3) 小田祐太，多田元英，山口剛，Qi Hao : 軸力と 2 軸曲げを受ける H 形断面柱の局部座屈後解析における一般化塑性ヒンジモデルの考察（その 2 劣化後の降伏曲面の更新則），日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.517-520，2020.06

4.4) 牧野　稔 : 軸力と 2 方向の主軸に曲げを受ける H 形鋼の全塑性モーメント，日本建築学会論文報告集，No.124，pp.8-10，1966.06

4.5) 井上一朗，吹田啓一郎：建築鋼構造−その理論と設計−，鹿島出版会，節 2.4.3，pp2-20~2-22

4.6) (独)建築研究所，(社)日本鉄鋼連盟 : 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書，pp.83-85，2002.04

4.7) 岩本卓麻，多田元英，沼田俊之，安村光春，甲津功夫，多賀謙蔵，向出静司，佐々木正道，桑原進 : 1000N 級鋼を用いた H 形断面柱・梁の局部座屈性状に関する研究，平成 20 年度 日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.329-332，2008.06

第5章　H 形鋼柱を介してラーメン骨組と筋違付きラーメン骨組が直交する建物の倒壊挙動

5.1 序

本章では，前に述べた部材の力学モデルを用い，建築基準法に基づいて設計された骨組の耐倒壊性能を考察し，改良前後が骨組の倒壊挙動に及ぼす影響を検討する。具体的には，El Centro NS 地動を用いて，地震動を 10cm/s ずつ増幅させてラーメン骨組と筋違付きラーメン骨組が倒壊に至るまでの倒壊解析を行う。従来の筋違部材へ適用する一般化塑性ヒンジモデルおよび柱、梁部材へ適用する加藤秋山モデルに対する倒壊挙動と比較することで，各部材の力学モデルの改良が骨組の倒壊挙動に及ぼす影響を検討する。

5.2 検討対象

5.2.1 検討対象建物

図 5.2.1 に示すように，x 方向に筋違付きラーメン構造を，y 方向に純ラーメン構造を持つ 3 層 3x3 スパン鋼構造建物について，現在の建築基準法を満足するように「建築物の構造関係技術基準解説書」に基づいて設計し，それを地震応答解析の検討対象とする [5.1)]。各部材の断面寸法を表 5.2.1 と表 5.2.2 にまとめる。なお，本建物のすべての部材に歪硬化材（建築構造用鋼材 SN490）による H 形鋼を用いる。A、D 通りの 2、3 通りの間に筋違を配置している。筋違端部は剛接されているものとする。鉄筋コンクリート床を想定し，剛床仮定のもとで各階の全柱梁節点の水平変位を等値する。建物が対称なので，x 方向と y 方向をそれぞれ半分に取り出してモデル化し，図 5.2.2 に示す。筋違と梁に対する破断条件を 5.2.3 節と 5.2.4 節で詳細に記述する。建物の x 方向と y 方向の 1 次固有周期はそれぞれ 0.495 秒と 0.802 秒である。入力地震動は図 5.2.3 に示す El Centro NS (1940)の成分を用い，継続時間は 40 秒とする。解析の時間刻みは固有周期のおよそ 1/200 とする。解析ソフトウェアは材料非線形と幾何学非線形を考慮可能な CLAP.f[5.2)]である。ただし，力学モデルを改良した柱を含む解析は，NETLYS と COLUMNS を統合化構造解析 [5.3)]システムの下で組み合わせて実行する。

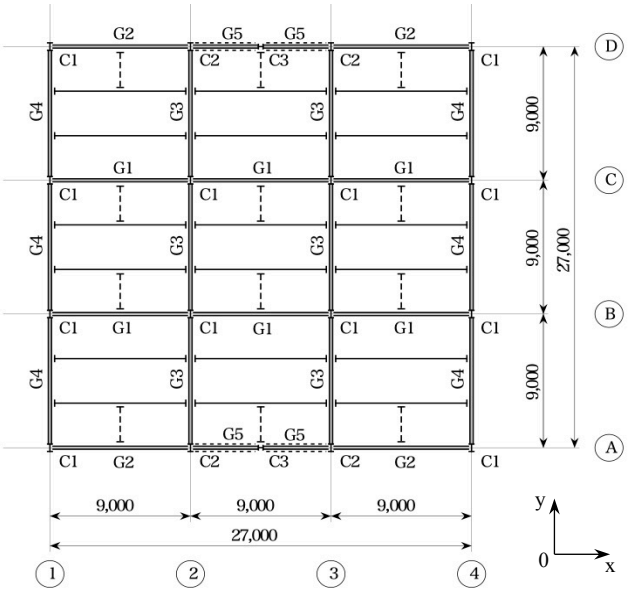


図 5.2.1　梁伏図

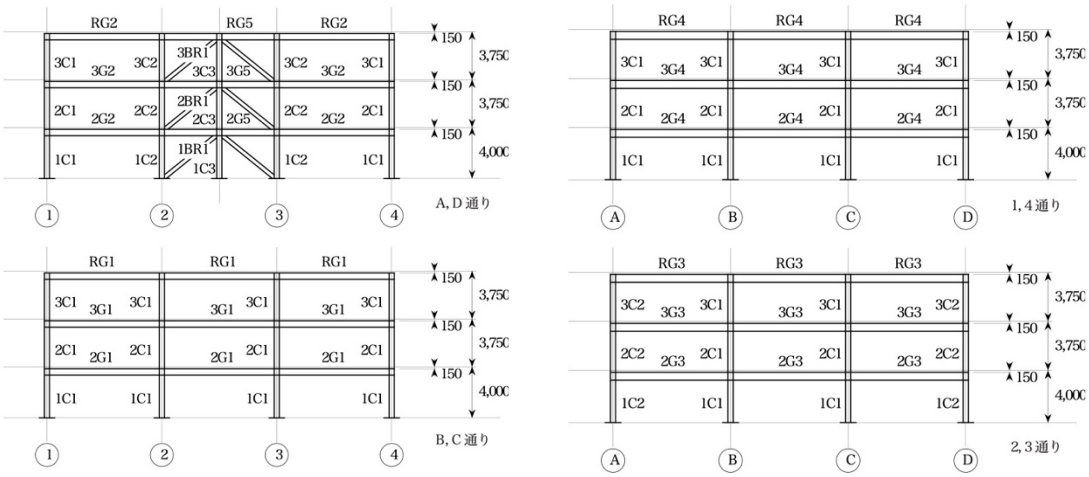


図 5.2.2　軸組図

表 5.2.1　梁の断面寸法 (mm)

	X 方向			Y 方向	
階	G1	G2	G5	G3	G4
屋根	H-350×200 ×6.340×13.33	H-300×200 ×5.359×13.33	H-300×200 ×5.359×13.33	H-550×220 ×10.21×14.67	H-450×200 ×8.301×13.33
3	H-300×200 ×5.359×13.33	H-300×200 ×5.359×13.33	H-300×200 ×5.359×13.33	H-600×240 ×11.14×16.00	H-500×200 ×9.281×13.33
2	H-300×200× 5.359×13.33	H-300×200 ×5.359×13.33	H-300×200 ×5.359×13.33	H-600×240 ×11.14×16.00	H-550×220 ×10.21×14.67

注：H-D×B×t_w×t_f　：D：断面のせい，B：断面の幅，t_w：ウェブの厚さ，t_f：フランジの厚さ

表 5.2.2　柱、筋違の断面寸法 (mm)

階	C1	C2	C3	BR1
3	H-475×332.5 ×11.71×20.78	H-475×332.5 ×11.71×20.78	H-175×175 ×4.139×10.94	H-150×150 ×3.547×9.357
2	H-475×332.5 ×11.71×20.78	H-475×332.5 ×11.71×20.78	H-250×250 ×5.912×15.63	H-200×200 ×4.730×12.50
1	H-475×332.5 ×11.71×20.78	H-475×332.5 ×11.71×20.78	H-300×300 ×7.095×18.75	H-200×200 ×4.730×12.50

注：H-D×B×t_w×t_f　：D：断面のせい，B：断面の幅，t_w：ウェブの厚さ，t_f：フランジの厚さ

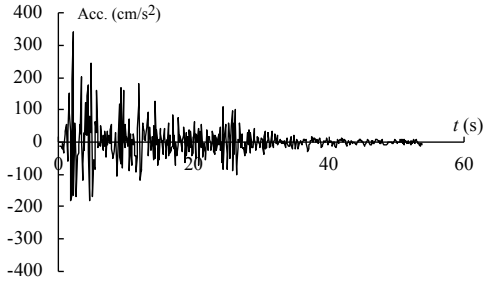


図 5.2.3　El Centro NS 地震波

5.2.2 力学モデル

解析用各部材の力学モデルを表 5.2.3 にまとめている。筋違には，曲げ座屈と引張降伏の正負交番繰返し挙動を表現できる従来の一般化塑性ヒンジモデル [5.4)]および第 2 章で提案した改良後の塑性ヒンジモデルを用いることとする。柱、梁の部材端には局部座屈による耐力劣化を考慮するため，図 5.2.4 に示す従来の加藤秋山モデルの履歴則 [5.5)]に基づく剛塑性回転バネを設け塑性挙動を回転バネで考慮する。改良後の梁モデルについては，大変形域における局部座屈を考慮できる第 3 章で提案した多折れ線モデルを用いる。柱モデルについては，局部座屈による耐力劣化を考慮できる第 4 章での改良後の一般化塑性ヒンジモデルを用いる。柱梁接合部パネルの履歴モデルについては，図 5.2.5 に示す塑性硬化による耐力上昇が考慮できる tri-linear モデル [5.6)]を用いる。

表 5.2.3　改良前後の部材の力学モデル

	部材		
	筋違	梁	柱
従来のモデル	従来の一般化塑性ヒンジモデル	加藤秋山モデル	加藤秋山モデル
改良後のモデル	改良後の一般化塑性ヒンジモデル	提案した多折れ線モデル	多重降伏曲面による多折れ線モデル

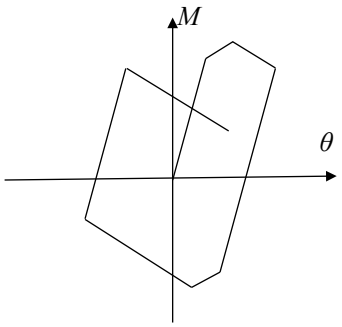


図 5.2.4　加藤秋山モデル

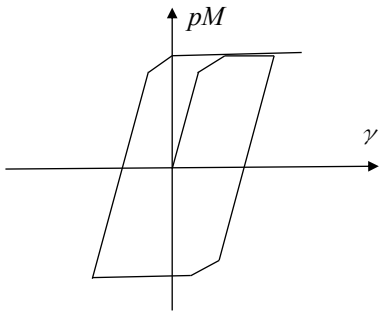


図 5.2.5　パネルの tri-linear モデル

5.2.3 筋違の破断条件

H 形鋼筋違の破断条件については，以下に示している文献 5.7)における研究を使うこととする。

式(5.2.1)の歪振幅拡大係数の評価式を使用し，履歴に関わらず局部座屈部における累積局部塑性歪を算定する。この累積局部塑性歪を用いてレインフロー法により算出する平均塑性歪振幅と比べることで，疲労破断かどうかを判定する。すなわち，式(5.2.6)では，$D_F \geq 1$の場合，破断したと判定する。

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & (\Delta\varepsilon_n < \varepsilon_{cr}：\text{全体座屈前}) \\ \dfrac{\theta_h B}{L_k(1-Z_Y/Z_{YP})\Delta\varepsilon_n} & (\varepsilon_{cr} < \Delta\varepsilon_n < \varepsilon_{lb}：\text{全体座屈後}) \\ \dfrac{5\varphi_h}{1.635(B/2t_f)\Delta\varepsilon_n} + \dfrac{3\varphi_h}{2\Delta\varepsilon_n}(2t_f/B)^2 & (\varepsilon_{lb} < \Delta\varepsilon_n：\text{局部座屈後}) \end{cases} \tag{5.2.1}$$

ただし，全体座屈後の$\Delta\varepsilon_n$に対応する塑性ヒンジ角$\theta_h = \cos^{-1}(1-\Delta\varepsilon_n)(rad)$，$B$ はフランジ幅，L_kは有効座屈長さ，Z_Yは筋違材断面係数，Z_{YP}は筋違材塑性断面係数，$\varepsilon_{cr} = \sigma_{cr}/E$，$\sigma_{cr}$は部材の等価座屈軸応力，$\varepsilon_{lb} = 1-\cos\theta_{lb}$，$\theta_{lb} = 6L_k t_f^2(1-Z_Y/Z_{YP})/B^3$，$t_f$ はフランジ板厚，$\Delta\theta_h = \theta_h - \theta_{lb}$，$\varphi_h = \cos^{-1}[\sin\{0.685-\Delta\theta_h\}/0.6334]$である。

$$\text{等価歪振幅：}\Delta\varepsilon_n = \varepsilon_{ntm} - \varepsilon_n \tag{5.2.2}$$

$$\text{局部歪振幅：}\Delta\varepsilon_h = \alpha_c \Delta\varepsilon_n \tag{5.2.3}$$

$$\text{局部歪：}\varepsilon_h = \varepsilon_{ntm} - \Delta\varepsilon_h \tag{5.2.4}$$

$$\text{局部塑性歪：}\varepsilon_{hp} = \varepsilon_h - \sigma/E \tag{5.2.5}$$

$$\text{損傷度：}D_F = \frac{\sum \Delta\varepsilon_{hp}}{3875\times\left(\overline{\Delta\varepsilon'_{hp}}\right)^{-1.13}} \tag{5.2.6}$$

ただし，σは作用軸応力，$\sum\Delta\varepsilon_{hp}$は$\Delta\varepsilon_{hp}$の総和，$\Delta\varepsilon_{hp}$は$\varepsilon_{hp}$の尖頭値の振幅，$\overline{\Delta\varepsilon'_{hp}}$は$\Delta\varepsilon'_{hp}$の平均値，$\Delta\varepsilon'_{hp}$はレインフロー法で処理した正味波形における$\varepsilon_{hp}$の尖頭値間の振幅，$\varepsilon'_{hp}$はレインフロー法で処理した正味波形における$\varepsilon_{hp}$の尖頭値である。$\Delta\varepsilon_{hp}$と$\overline{\Delta\varepsilon'_{hp}}$の単位は%とする。

5.2.4 梁の破断条件

梁の破断条件とし，各梁端の塑性率時刻歴により振幅頻度を算定し，各振幅の損傷度を式(5.2.7)に示すよう，Miner 則を用いて合算することで損傷度を計算する。ただし，N_{fi}はある振幅における破断寿命である。n_iはN_{fi}に対応する振幅の繰返し回数である。

$$D = \sum \frac{n_i}{N_{fi}} > 1 \tag{5.2.7}$$

本研究では，文献 5.8)によって，地震応答解析の中でその梁端が経験する最大の塑性率と累積塑性変形倍率を用いてn_iを計算する。具体的に図 5.2.6(b)に示す梁端は応答最大塑性率で繰返すと仮定し，地震中にエネルギー吸収量が等価となる繰返し回数（累積塑性変形倍率が等しくなる繰返し回数）を式(5.2.8)で求める。

$$n_i = \frac{\eta}{4(\mu_{max}-1)} \tag{5.2.8}$$

ただし，$\eta = \sum\theta_{pl}/\theta_p$，$\mu_{max} = (\theta_{pmax}/\theta_p) + 1$，$\theta_p$は全塑性曲げモーメントに対する弾性回転角，$\theta_{pmax}$は最大塑性回転角，$\sum\theta_{pl}$は累積塑性回転角である。

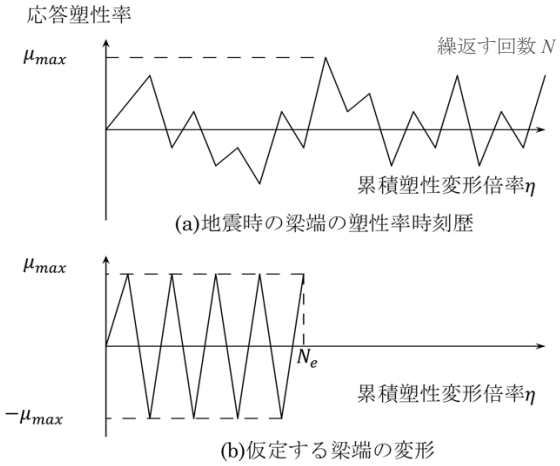


図 5.2.6　梁端の変形の規定

国土交通省が提案している破断条件 5.8)では定常振幅下で塑性率μの変形で繰返し載荷を行った場合に，破断が生じる繰返し回数N_f（破断寿命）が下式で表される。

$$N_f = \left(\frac{C}{\mu}\right)^{\frac{1}{\beta}} \tag{5.2.9}$$

ただし，C は梁端部の接合部形式により決定される係数であり，表 5.2.4 に示す。本研究では，ノンスカラップ梁に対する破断条件を用いて考察するため，C を 5.6 と設定する。βは$\mu - N_f$関係の横軸を対数軸としてグラフに描いた場合の直線の傾きであり，その値は 1/3 とする。

表 5.2.4　係数 C の値

接合部形式	スカラップ	ノンスカラップ
実験式	5	7
設計式	4	5.6

以上で，式(5.2.7)～式(5.2.9)を揃えれば，梁の破断条件は式(5.2.10)になる。また，縦軸に$\sum \theta_{pl}$をとり，横軸にθ_{pmax}をとって式(5.2.10)を描くと，θ_{pmax}が減少するにつれて$\sum \theta_{pl}$が大きくなるものの，あるθ_{pmax}の値で極大値をとって$\sum \theta_{pl}$が減少に転じる。この減少域は定性的に不合理なため，ここでは式(5.2.11)のように定義域を定める。

$$D = \sum \frac{n_i}{N_{fi}} = \frac{\eta}{4(\mu_{max}-1)} \left(\frac{\mu_{max}}{C}\right)^{\frac{1}{\beta}} > 1 \tag{5.2.10}$$

$$\theta_{pmax} \geq \frac{\beta}{1-\beta} \theta_p \tag{5.2.11}$$

5.2.5 損傷に寄与する地震入力エネルギー

建物に入力されるエネルギーと建物内で消費・蓄積されるエネルギーとの釣合は次式で表すことができる[5.9)]。

$$E_I + E_D + E_{in} = E_H + E_C \tag{5.2.12}$$

ただし，E_I：運動エネルギー

E_D：内部粘性減衰による散逸エネルギー

E_{in}：歪エネルギー(弾性歪エネルギーと塑性歪エネルギーの和)

E_H：地震動で入力されるエネルギー

E_C：自重と鉛直変位によるエネルギー

式(5.2.12)を式(5.2.13)のように変形し，両辺のエネルギー量をE_{DMG}と定義する。地震終了時のE_IとE_Cは，建物が倒壊に至らなければ，それぞれゼロと有限値に収束する。すなわちこの場合は，式(5.2.13)より明らかなように$E_{in} - E_c$は地震動で入力されるエネルギーE_Hから減衰による散逸エネルギーE_Dを減じた量に等しくなる。一方，建物の倒壊に至る場合には，E_IとE_Cはゼロや有限値に収束せずに，時刻の進行とともに単調に増大する。したがって，この場合の$E_{DMG}(E_{in} - E_C)$は増加の後に減少に転じ，最終的には負値になる。さらに，建物が倒壊に至るまでのエネルギー吸収量の評価尺度として，式(5.2.14)で定義されるE_{DM}と(5.2.15)で定義される等価速度(V_{DM})を用いることとする。ただし，m は建物質量である。なお，E_{DM}は損傷に寄与する地震入力エネルギー[5.9)]と一般に呼ばれている。

$$E_{in} - E_C = E_H - E_I - E_D = E_{DMG} \tag{5.2.13}$$

$$E_{DM} = \mathrm{Max}(E_{DMG}) \tag{5.2.14}$$

$$V_{DM} = \sqrt{2E_{DM}/m} \tag{5.2.15}$$

5.3 力学モデルの改良が地震応答性状と耐倒壊性能に及ぼす影響

5.3.1 筋違の力学モデルの影響（x 方向）

柱、梁の力学モデルを従来の加藤秋山モデルとし，筋違のみに対して改良前後の一般化塑性ヒンジモデルを用い，倒壊までの挙動を解析する。黒線が改良前の一般化塑性ヒンジモデルによる結果であり，赤線が改良後の結果である。

図 5.3.1 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良前のモデルによるE_{DM}は改良前後と概ね同じになることがわかる。図 5.3.2 に倒壊した時の梁端、筋違の破断状況を示す。

図 5.3.3、図 5.3.4 にそれぞれ各階の層間変形角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)−層間変形角(r)関係を示す。図 5.3.3、図 5.3.4 により，1, 2 層の層間変形角が 0.15rad 程度になり，3 層の層間変形角が小さいので，骨組が 1, 2 層倒壊になっていることがわかる。

各層の左側筋違における軸力−軸変形角関係を図 5.3.5 に，筋違中央断面での軸力−曲げモーメントの相関関係を図 5.3.6 に示す。(a)が 3 層左側筋違，(b)が 2 層左側筋違，(c)が 1 層左側筋違を表す。軸力−軸変形角関係の縦軸は筋違の引張軸力 N を全塑性軸力 N_p で除した値で，横軸は筋違の伸び δ を全塑性軸力に対する弾性伸び δ_y で除した値である。図 5.3.6 の横軸は曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で除した値である。図中の点線は降伏曲線を表す。図 5.3.6 において，改良後の一般化塑性ヒンジモデルによる軸力−曲げモーメントの相関関係は改良前の方より，歪硬化の影響で初期降伏曲線を超えて拡大することがわかる。

筋違が接続する付帯柱の応力点の軌跡を図 5.3.7 に示す。(a)図が A-2 通りの左側付帯柱，(b)図が A-2 通りと A-3 通りの間の中央付帯柱，(c)図で A-3 通りの右側付帯柱である。縦軸は柱の引張力 N を全塑性軸力 N_p で除した値であり，横軸は材端曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で除した値である。図中の点線は初期降伏曲線を表す。降伏曲線を超えている点が各所に見られる。

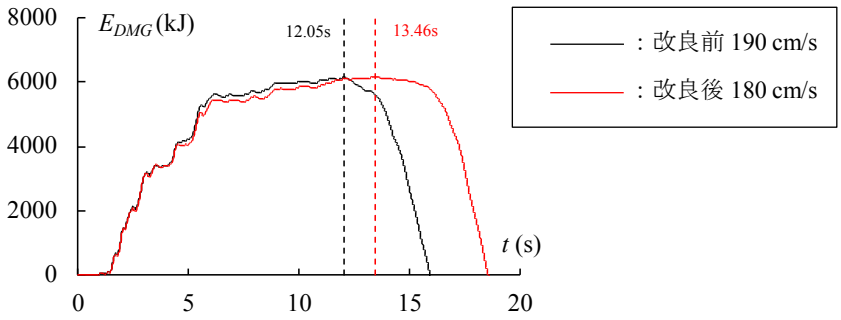
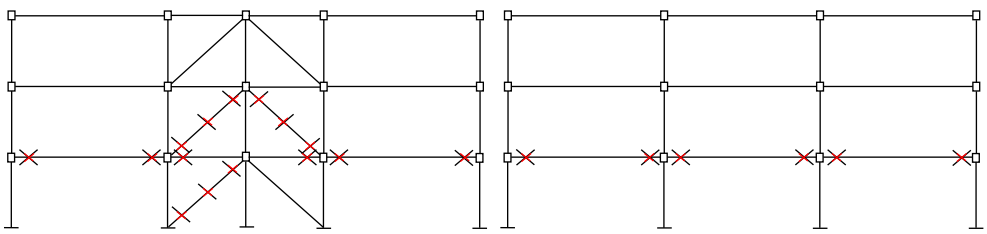
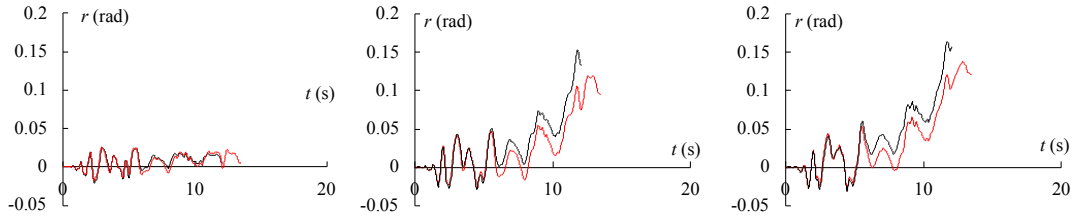


図 5.3.1　E_{DMG} の時刻歴



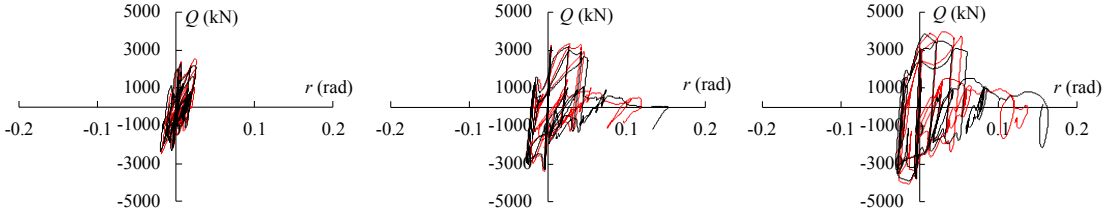
A, D 通り　　B, C 通り

図 5.3.2 梁端、筋違の破断状況



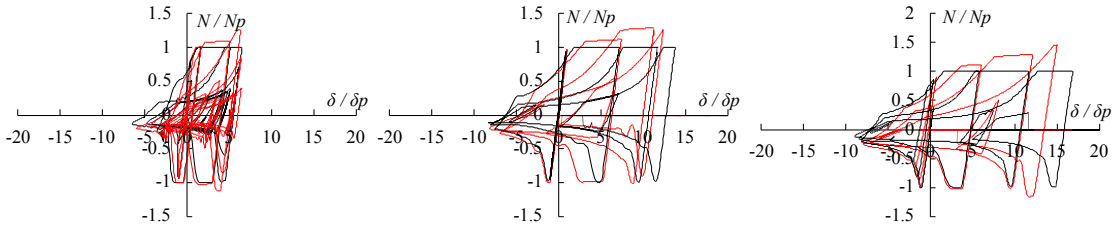
(a) 3 層　(b) 2 層　(c) 1 層

図 5.3.3　層間変形角応答の時刻歴



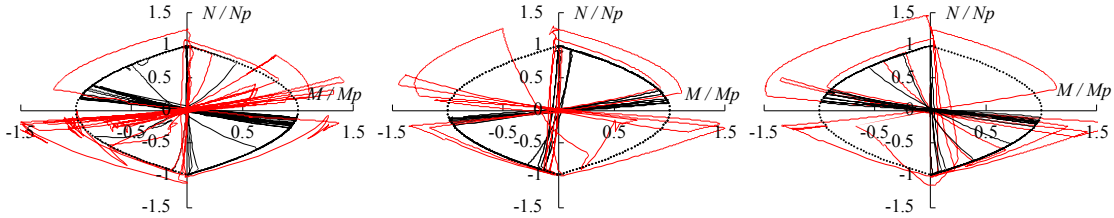
(a) 3 層　(b) 2 層　(c) 1 層

図 5.3.4　層せん断力–層間変形角関係



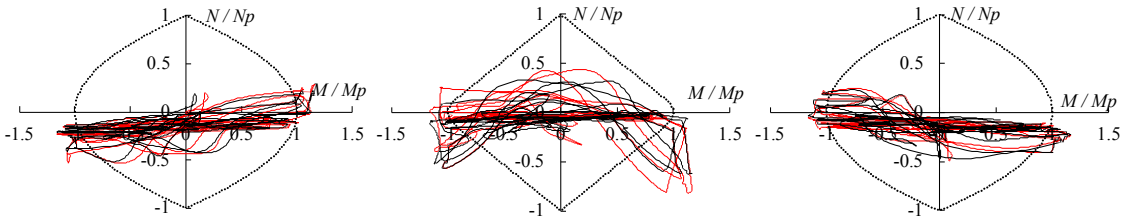
(a) 3 層左側　(b) 2 層左側　(c) 1 層左側

図 5.3.5　軸力–軸変位関係



(a) 3 層左側　(b) 2 層左側　(c) 1 層左側

図 5.3.6　軸力–曲げモーメントの相関関係



左側付帯柱　中央付帯柱　右側付帯柱

図 5.3.7　各付帯柱の 1 層柱脚部における応力点の軌跡

5.3.2 梁の力学モデルの影響

(a)　x 方向

図 5.3.8 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良前後の損傷エネルギーの曲線が概ね同じになることがわかる。図 5.3.9 に倒壊した時の梁端、筋違の破断状況を示す。図 5.3.10、図 5.3.11 にそれぞれ各層の層間変形

角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)–層間変形角(r)関係を示す。図 5.3.10、図 5.3.11 により，1, 2 層倒壊であることがわかる。各層の左側筋違における軸力–軸変形関係を図 5.3.12 に，筋違中央断面での軸力–曲げモーメントの相関関係を図 5.3.13 に示す。図中の点線は降伏曲線を表す。筋違が接続する付帯柱の応力点の軌跡を図 5.3.14 に示し，降伏曲線を超えている点が各所に見られる。2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係を図 5.3.15 に示す。改良後の力学モデルによる最大曲げモーメントが改良前より大きくなり，倒壊までに梁端部の耐力劣化程度が改良前より小さいことが見られる。

いずれの図においても，改良前後の結果があまり変わらないことがわかる。したがって，梁の曲げモーメント–塑性回転角関係の改良が x 方向の地震応答性状と耐倒壊性能に及ぼす影響があまりないと考えられる。

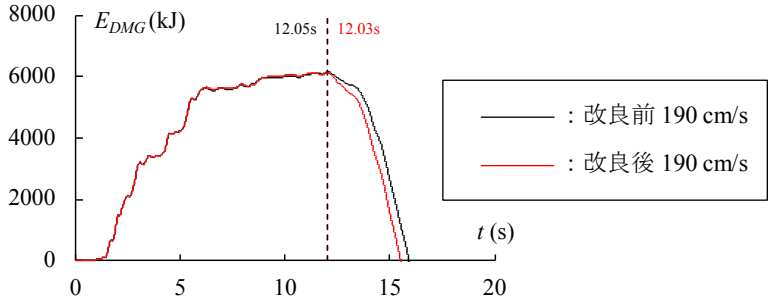


図 5.3.8　E_{DMG} の時刻歴

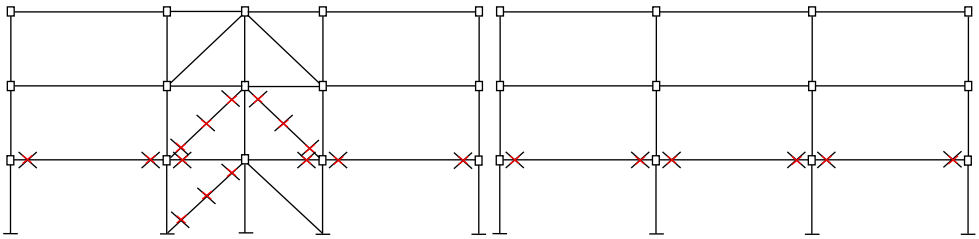
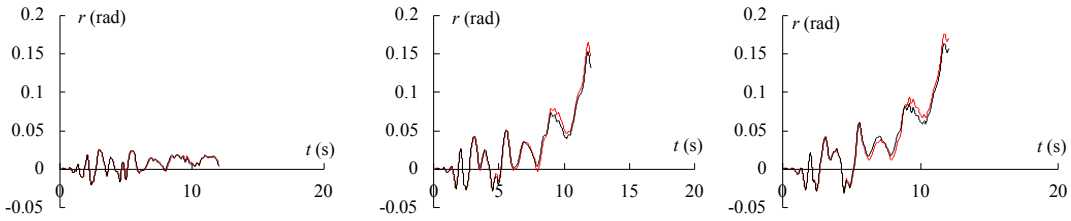
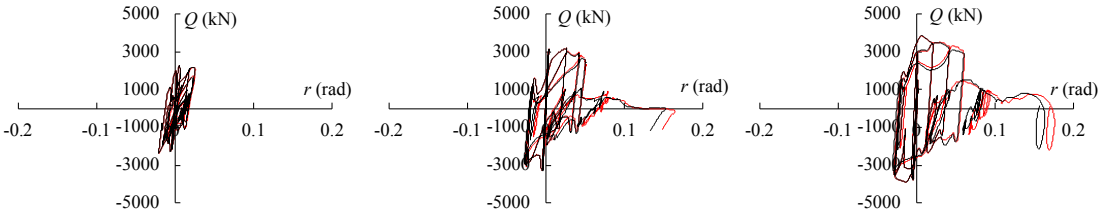


図 5.3.9　梁端、筋違の破断状況



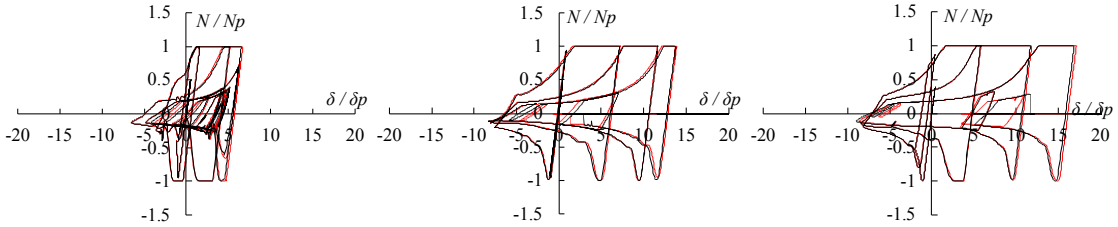
(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.10　層間変形角応答の時刻歴



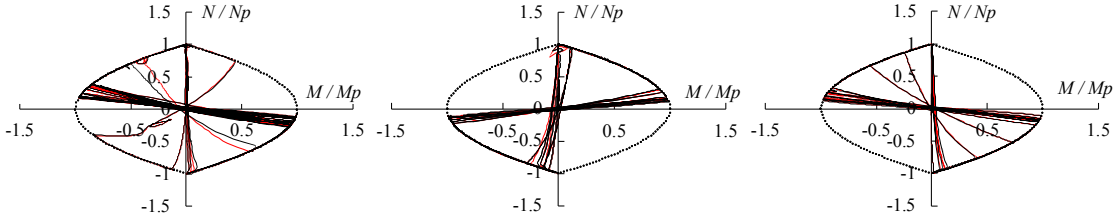
(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.11　層せん断力–層間変形角関係



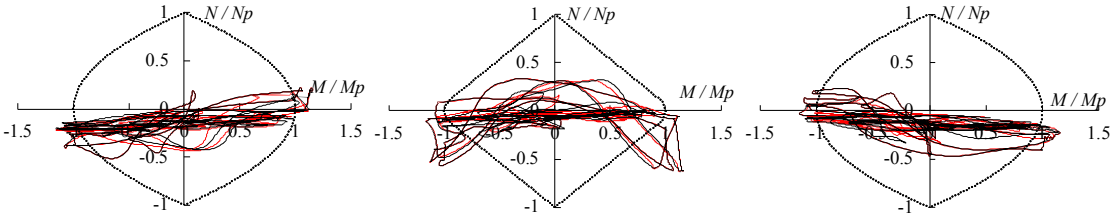
(a) 3 層左側　　(b) 2 層左側　　(c) 1 層左側

図 5.3.12　軸力–軸変位関係



(a) 3 層左側　　(b) 2 層左側　　(c) 1 層左側

図 5.3.13　軸力–曲げモーメントの相関関係



左側付帯柱　　中央付帯柱　　右側付帯柱

図 5.3.14　各付帯柱の 1 層柱脚部における応力点の軌跡

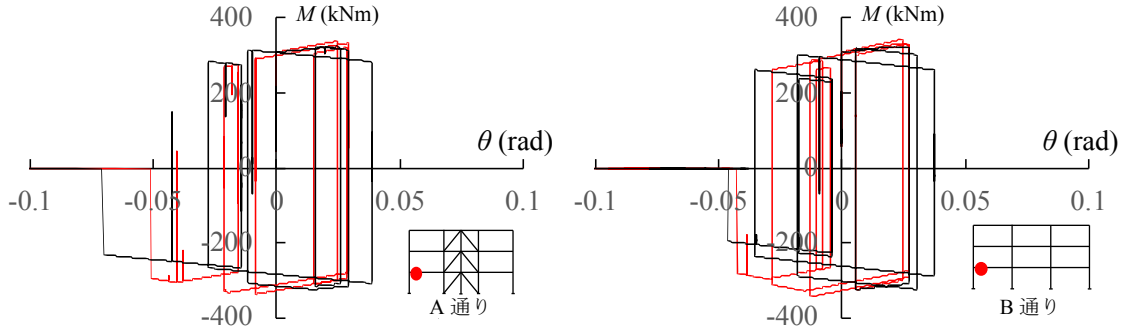


図 5.3.15　2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係

(b)　y 方向

図 5.3.16 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良後のモデルによる損傷に寄与する地震入力エネルギーが改良前より大きくなることがわかる。図 5.3.17 に倒壊した時の梁端の破断状況を示す。図 5.3.18、図 5.3.19 にそれぞれ各層の層間変形角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)–層間変形角(r)関係を示す。図 5.3.18、図 5.3.19 により，全層倒壊であることがわかる。図 5.3.20 に 2, 3 通り 2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係を示す。黒線は加藤秋山モデルによる M-θ 関係であり，赤線は多折れ線モデルによる M-θ 関係である。赤線の方はエネルギーをより吸収することがわかる。

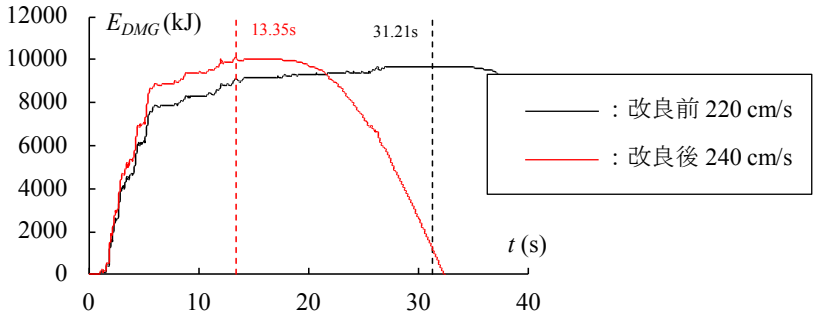
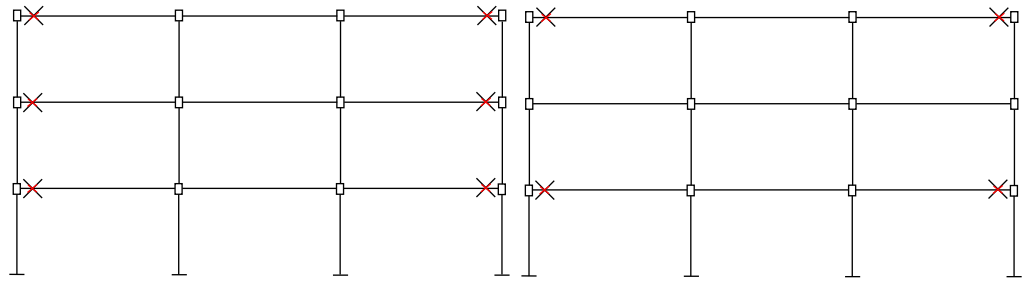
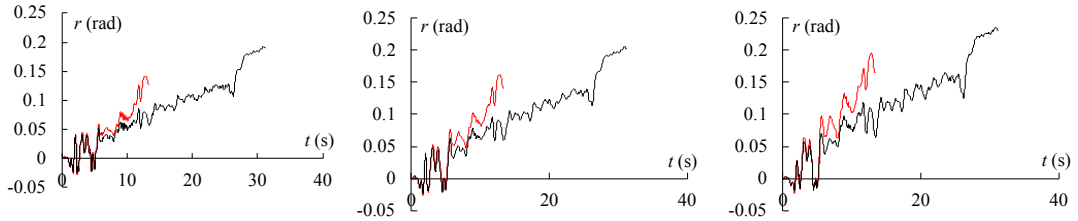


図 5.3.16　E_{DMG} の時刻歴



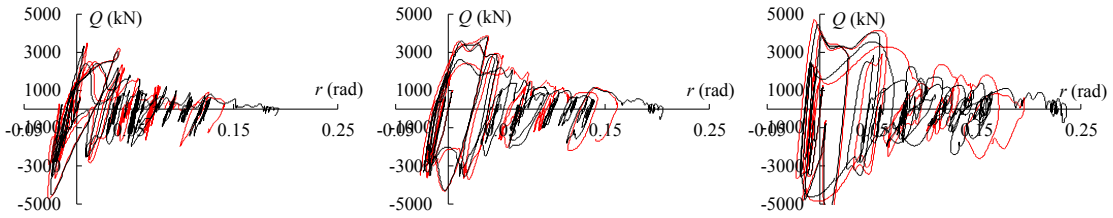
1, 4 通り　　2, 3 通り

図 5.3.17　梁端の破断状況



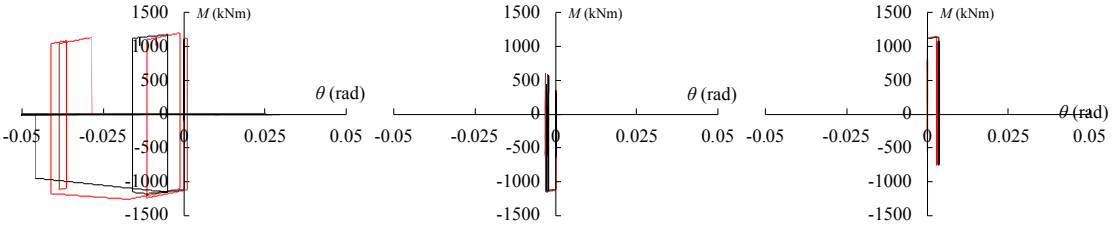
(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.18　層間変形角応答の時刻歴



(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.19　層せん断力–層間変形角関係



(a) A-B 梁の A 端（左側）　　(b) A-B 梁の B 端（右側）　　(c) B-C 梁の B 端（左側）

図 5.3.20　2, 3 通り 2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係

5.3.3 柱の力学モデルの影響

(a) x 方向

図 5.3.21 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良後のモデルによる損傷に寄与する地震入力エネルギーが改良前より大きくなることがわかる。図 5.3.22 に倒壊した時の梁端、筋違の破断状況を示す。図 5.3.23、図 5.3.24 にそれぞれ各層の層間変形角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)−層間変形角(r)関係を示す。図 5.3.23、図 5.3.24 により, 1, 2 層倒壊であることがわかる。各層の左側筋違における軸力−軸変形関係を図 5.3.25 に，筋違中央断面での軸力−曲げモーメントの相関関係を図 5.3.26 に示す。図中の点線は降伏曲線を表す。図 5.3.27 に 1 層柱脚の材端曲げモーメント−塑性回転角関係を示す。改良後のモデルは従来の加藤秋山モデルより最大耐力が大きくて，劣化勾配が小さくなる。即ち，改良後の柱の塑性変形性能がより良くなることがわかる。

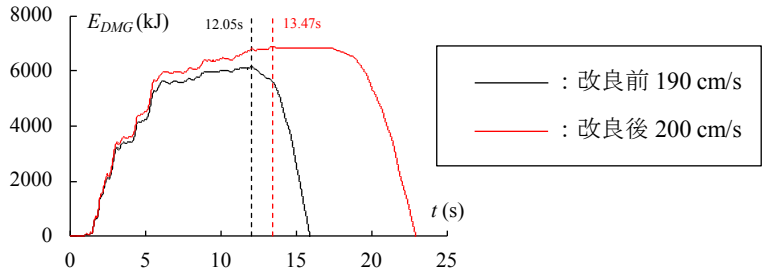


図 5.3.21　E_{DMG} の時刻歴

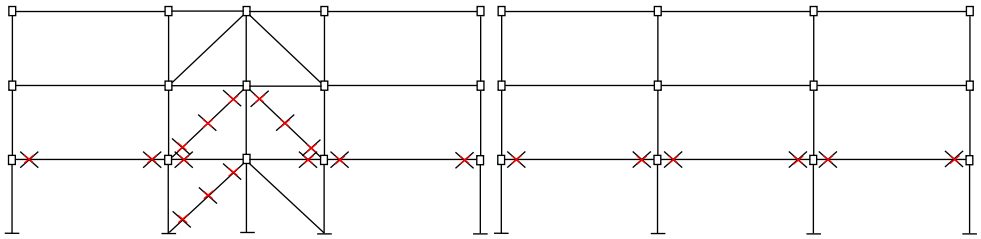
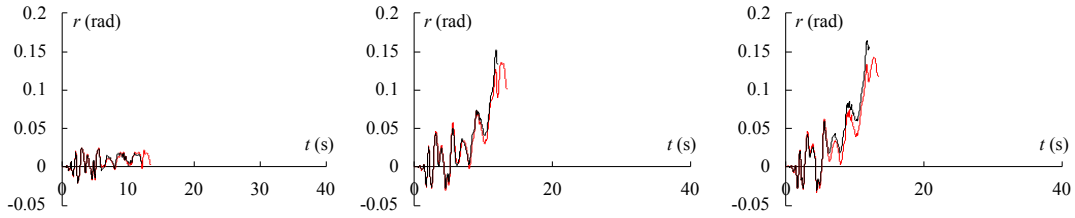
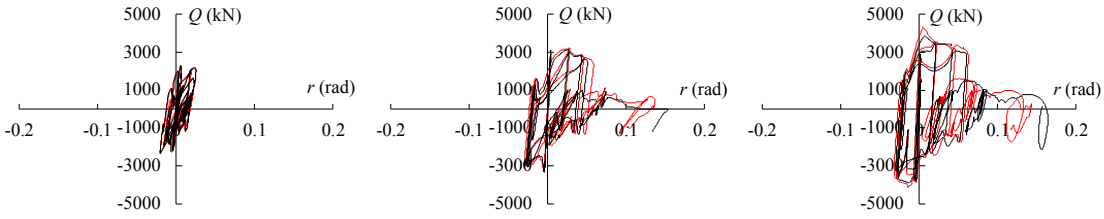


図 5.3.22　梁端、筋違の破断状況



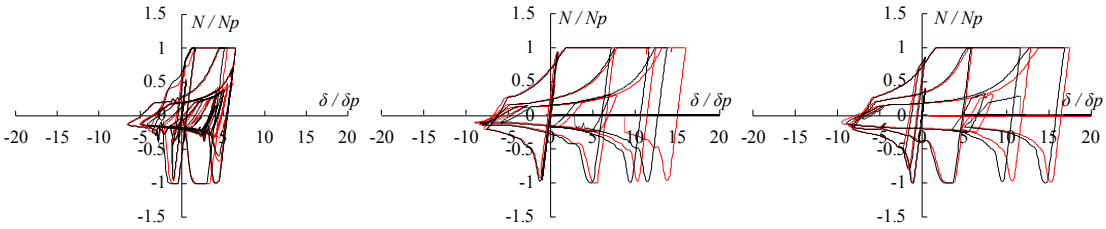
(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.23　層間変形角応答の時刻歴



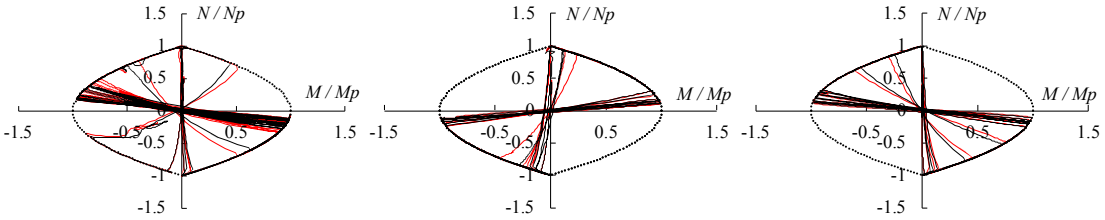
(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.24　層せん断力−層間変形角関係



(a) 3 層左側　　(b) 2 層左側　　(c) 1 層左側

図 5.3.25　筋違の軸力–軸変位関係



(a) 3 層左側　　(b) 2 層左側　　(c) 1 層左側

図 5.3.26　筋違の軸力–曲げモーメントの相関関係

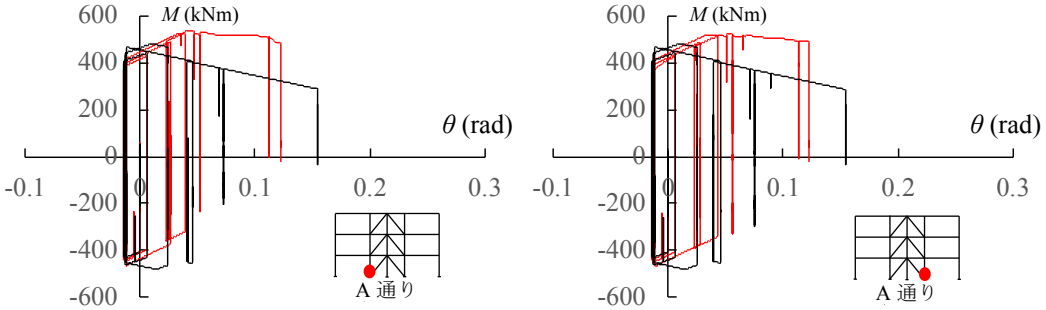


図 5.3.27　1 層柱脚の材端曲げモーメント–塑性回転角関係

(b)　y 方向

図 5.3.28 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良後のモデルによる損傷に寄与する地震入力エネルギーが改良前より大きくなることがわかる。図 5.3.29 に倒壊した時の梁端の破断状況を示す。図 5.3.30、図 5.3.31 にそれぞれ各層の層間変形角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)–層間変形角(r)関係を示す。図 5.3.30、図 5.3.31 により，全層倒壊であることがわかる。1 層の柱脚および 2 階梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係をそれぞれ図 5.3.32、図 5.3.33 に示す。図 5.3.32 により改良後の M-θ 関係が改良前より，エネルギーの吸収性能が上がることが見られる。

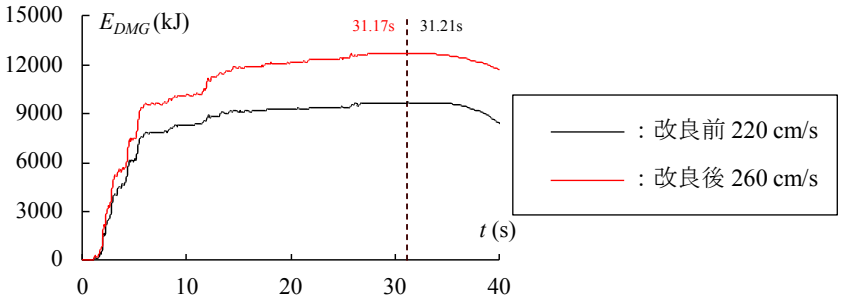


図 5.3.28　E_{DMG} の時刻歴

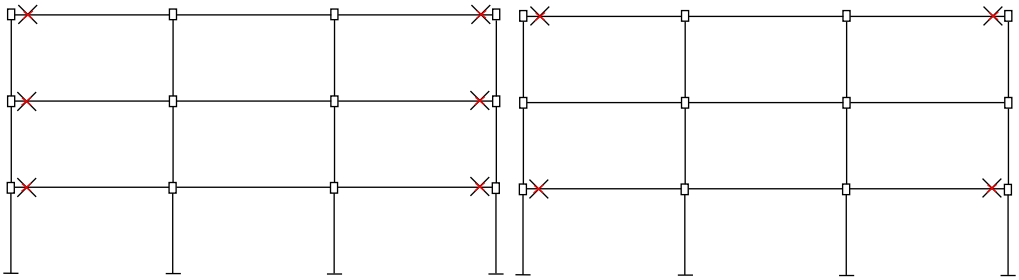
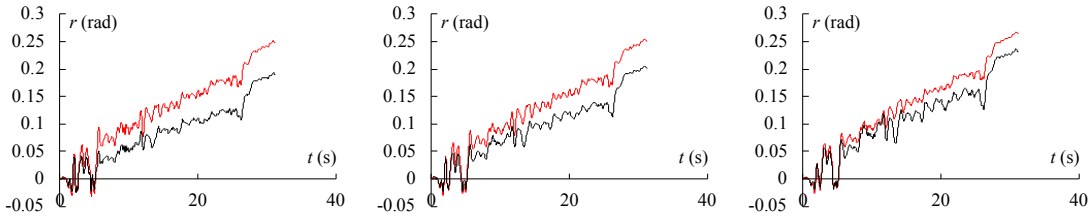
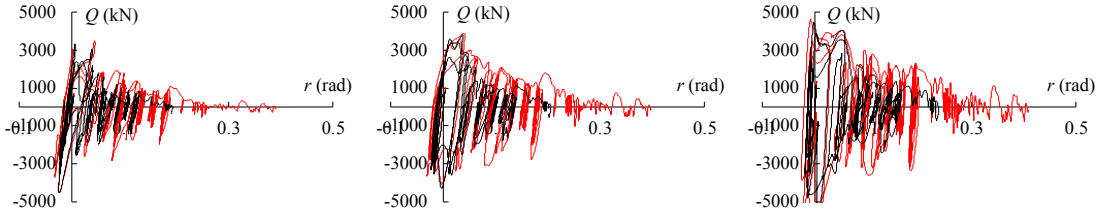


図 5.3.29　梁端の破断状況



(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3..30　層間変形角応答の時刻歴



(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.31　層せん断力–層間変形角関係

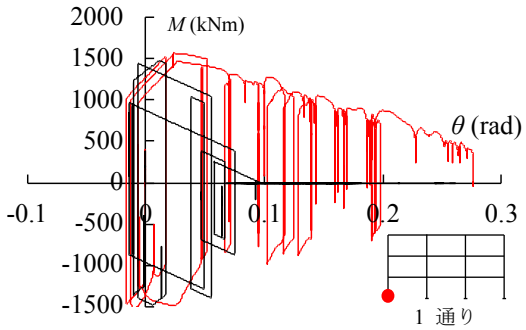


図 5.3.32　1 層柱脚の材端曲げモーメント–塑性回転角関係

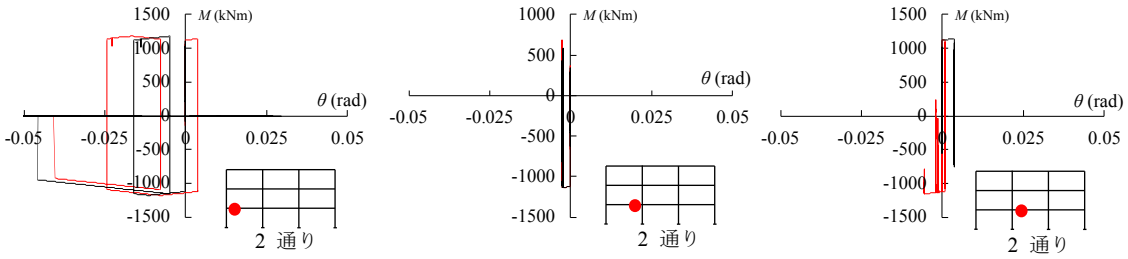


図 5.3.33　2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係

5.3.4 柱・梁・筋違すべての力学モデルの改良の影響

(a) x 方向

図 5.3.34 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良後のモデルによる損傷に寄与する地震入力エネルギーが改良前より大きくなることがわかる。図 5.3.35 に倒壊した時の梁端、筋違の破断状況を示す。図 5.3.36、図 5.3.37 にそれぞれ各層の層間変形角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)−層間変形角(r)関係を示す。図 5.3.36、図 5.3.37 により，改良前後とも 1, 2 層倒壊であることがわかる。各層の左側筋違における軸力−軸変形関係を図 5.3.38 に，筋違中央断面での軸力−曲げモーメントの相関関係を図 5.3.39 に示す。図中の点線は降伏曲線を表す。塑性化後の耐力上昇で応力点の軌跡が初期降伏曲線の外側に達していることがわかる。1 層の柱脚および 2 階の梁の材端回転バネの曲げモーメント−塑性回転角関係をそれぞれ図 5.3.40、図 5.3.41 に示す。いずれの結果も改良後の M-θ 関係が改良前より，エネルギーの吸収性能が上がることが見られるので，図 5.3.34 における改良後の E_{DMG} が大きくなっている。

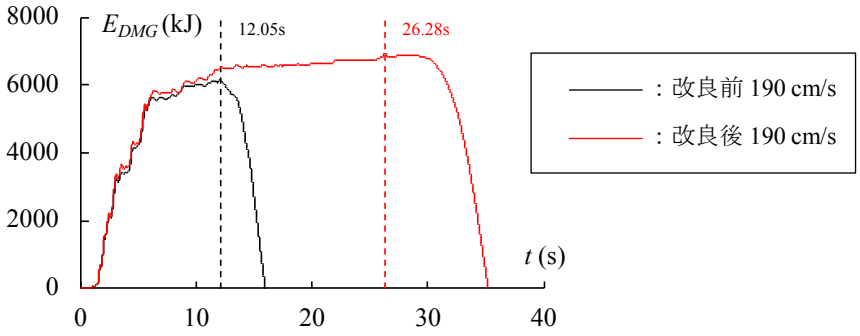


図 5.3.34　E_{DMG} の時刻歴

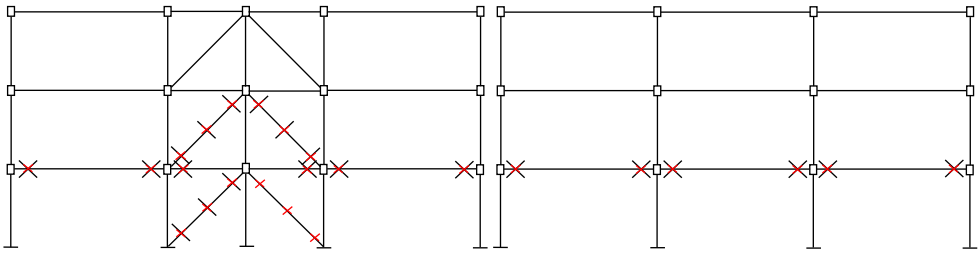


図 5.3.35　梁端、筋違の破断状況

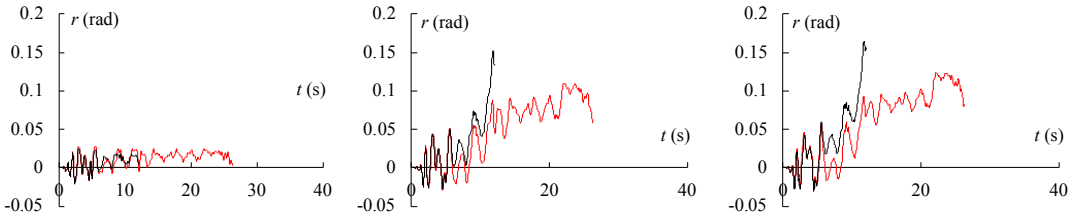
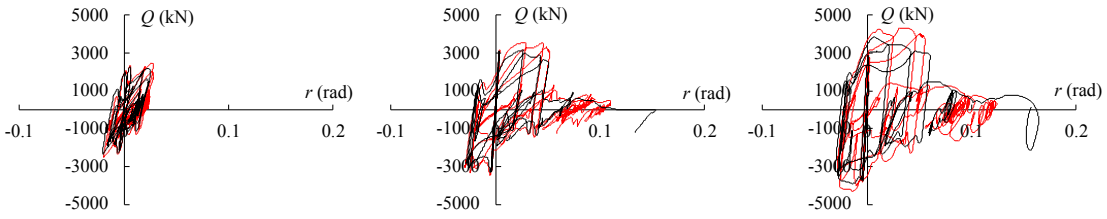
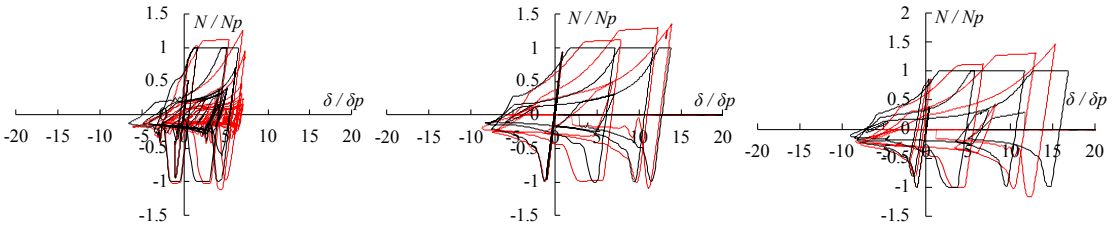


図 5.3.36　層間変形角応答の時刻歴



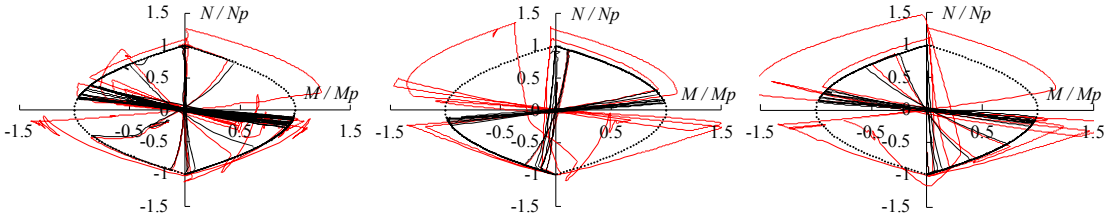
(a) 3 層　　(b) 2 層　　(c) 1 層

図 5.3.37　層せん断力–層間変形角関係



(a) 3 層左側　　(b) 2 層左側　　(c) 1 層左側

図 5.3.38　軸力–軸変形関係



(a) 3 層左側　　(b) 2 層左側　　(c) 1 層左側

図 5.3.39　軸力–曲げモーメントの相関関係

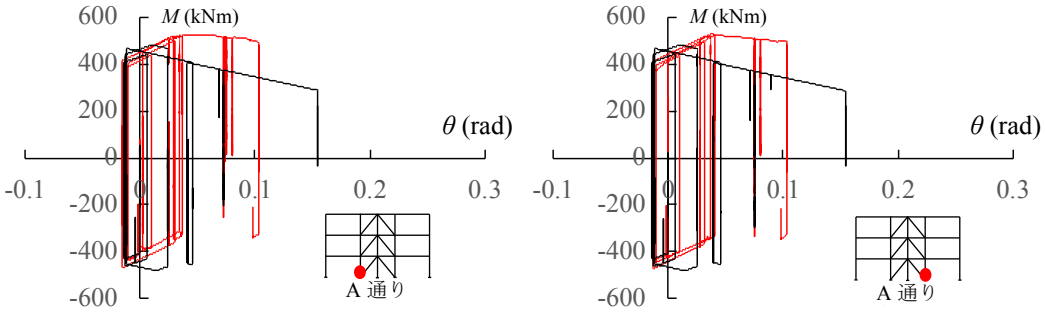


図 5.3.40　1 層柱脚の材端曲げモーメント–塑性回転角関係

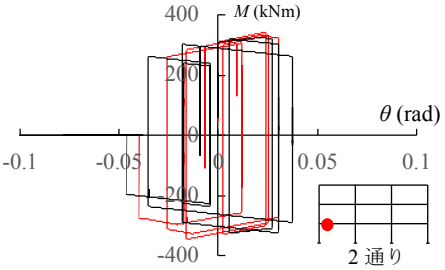


図 5.3.41　2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係

(b)　y 方向

図 5.3.42 に E_{DMG} の時刻歴を示す。改良後のモデルによる損傷に寄与する地震入力エネルギーが改良前より大きくなることがわかる。図 5.3.43 に倒壊した時の梁端の破断状況を示す。図 5.3.44、図 5.3.45

にそれぞれ各層の層間変形角(r)の時刻歴と層せん断力(Q)−層間変形角(r)関係を示す。図5.3.44、図5.3.45により，いずれの層も層間変形角が 0.2rad 程度になるので，骨組が全層倒壊になっているがわかる。1層の柱脚および 2 階の梁の材端回転バネの曲げモーメント−塑性回転角関係をそれぞれ図 5.3.46、図5.3.47 に示す。改良後の方が塑性変形性能が良くて，エネルギーの吸収性能が上がることが見られるので，図 5.3.42 における改良後の E_{DMG} が大きくなっている。

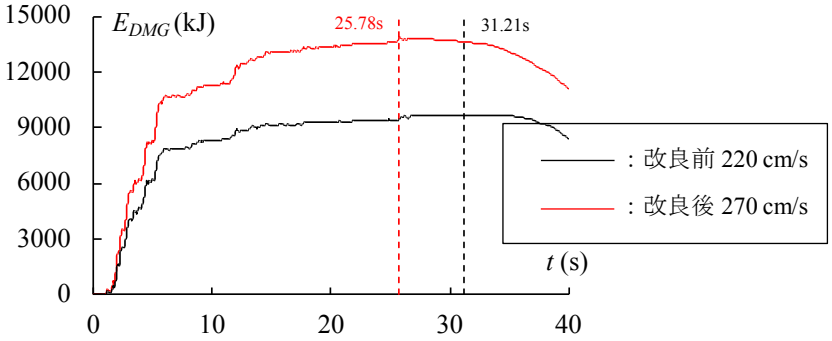


図 5.3.42　E_{DMG} の時刻歴

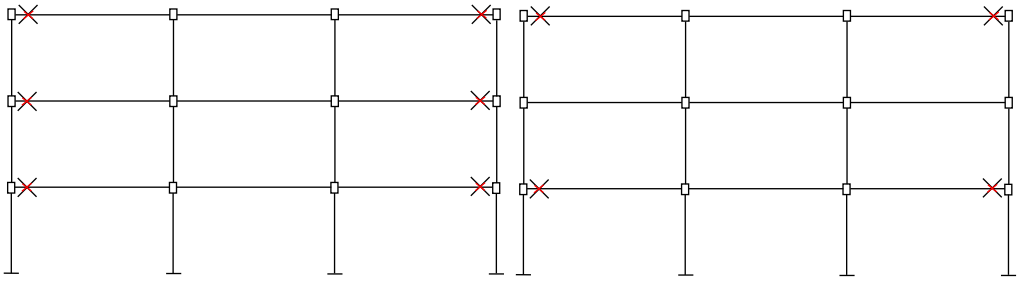
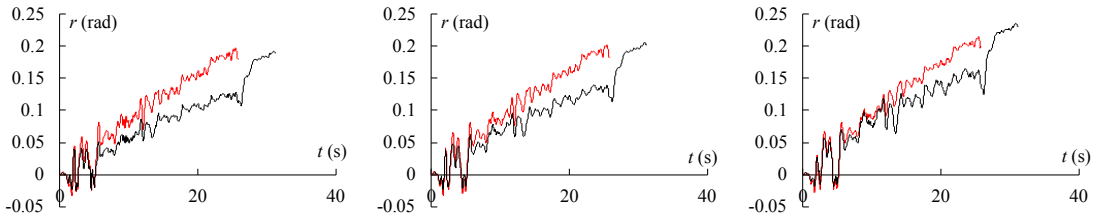
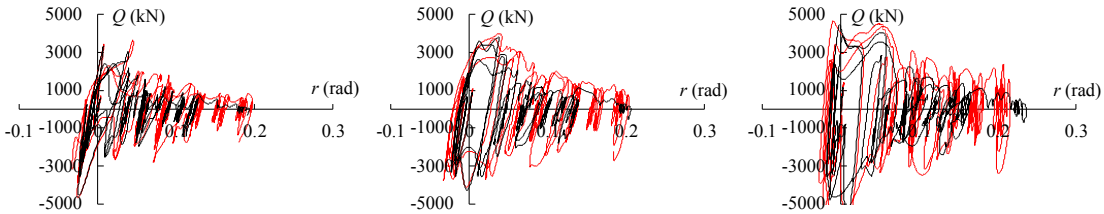


図 5.3.43　梁端の破断状況



(a) 3 層　(b) 2 層　(c) 1 層

図 5.3.44　層間変形角応答の時刻歴



(a) 3 層　(b) 2 層　(c) 1 層

図 5.3.45　層せん断力−層間変形角関係

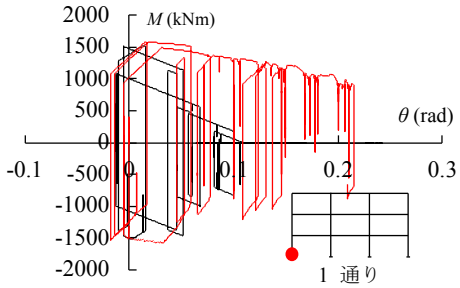


図 5.3.46　1 層柱脚の材端曲げモーメント–塑性回転角関係

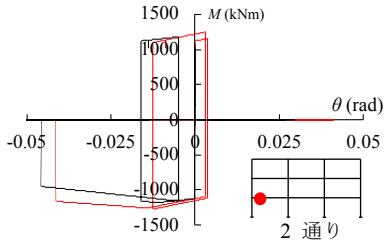


図 5.3.47　2 階床梁の材端回転バネの曲げモーメント–塑性回転角関係

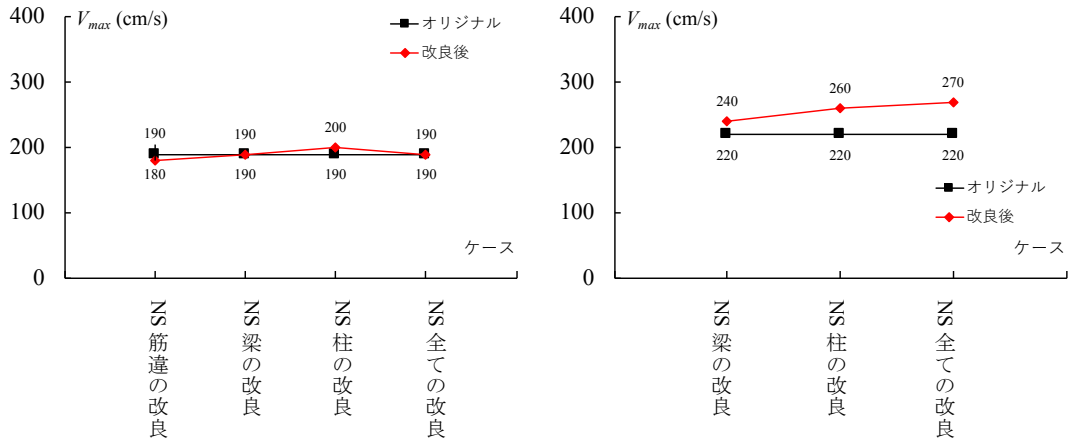
5.3.5　倒壊性状の考察

解析により得られた倒壊挙動を表 5.3.1 にまとめる。力学モデルの改良に関わらず，倒壊の際に x 方向が 1, 2 層倒壊，y 方向が全層倒壊であることがわかる。倒壊時の入力地震動の最大地動速度 V_{max} および損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{DM} をそれぞれ図 5.3.48 と図 5.3.49 に示す。黒線が従来のモデルによる結果であり，赤線が改良後の結果である。

図 5.3.48(a)と図 5.3.49(a)を比べると，筋違のみを改良する場合，倒壊時の入力地震動の最大地動速度 V_{max} が低くなるが，V_{DM} が改良前とほぼ同じになることがわかる。これは改良後の解析による倒壊時刻が改良前より遅くなることで吸収エネルギーが増大すると考えられる。同じように，全ての改良について，改良後の V_{max} が改良前と同じになるが，V_{DM} が改良前より大きくなる。改良後の x 方向の倒壊時刻が改良前の方より遅くなり，揺れると共に吸収エネルギーが徐々に増すと考えられる。また，改良前の V_{DM} は x 方向と y 方向において，それぞれ 388cm/s と 486cm/s であるのに対し，すべての改良モデルによる V_{DM} は x 方向と y 方向においてそれぞれ 411cm/s と 581cm/s である。即ち，従来の力学モデルは新たな力学モデルより，建物の耐倒壊性能を過小評価することがわかる。また，改良後の結果が極稀地震動（レベル 2）の速度応答スペクトル値の 165cm/s より，それぞれ 2.5 倍と 3.5 倍になることがわかる。

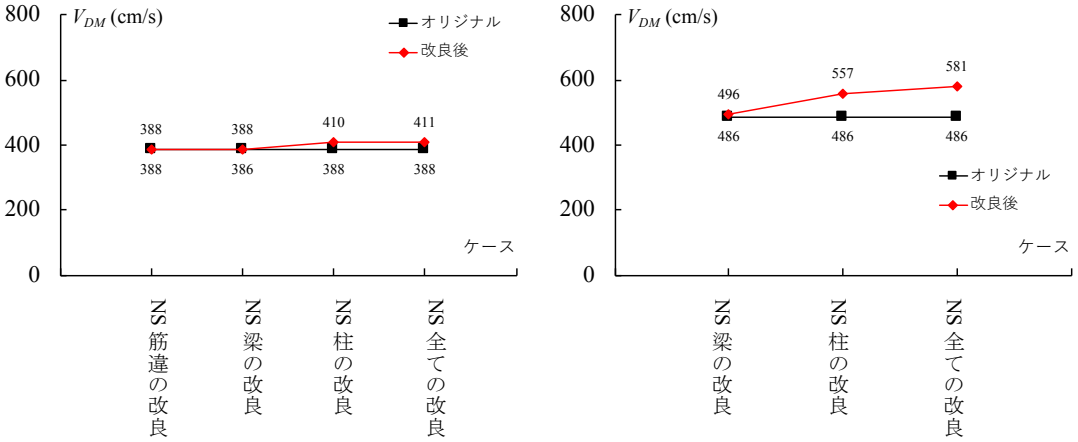
表 5.3.1　倒壊挙動の比較

	X 方向			Y 方向		
	V_{max}	V_{DM}	倒壊形式	V_{max}	V_{DM}	倒壊形式
オリジナル	190	387.6	1, 2 層	220	486.1	全層
筋違の改良	180	388.4	1, 2 層	-	-	-
梁の改良	190	386	1, 2 層	240	495.8	全層
柱の改良	200	410	1, 2 層	260	556.7	全層
全改良	190	411	1, 2 層	270	580.9	全層



(a) X 方向　　(b) Y 方向

図 5.3.48　倒壊時の入力地震動の最大地動速度 V_{max}

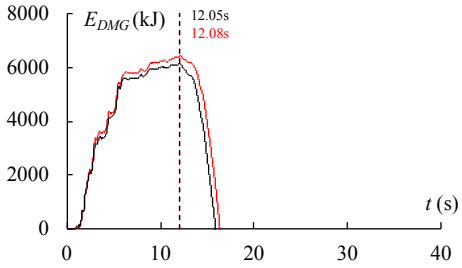


(a) X 方向　　(b) Y 方向

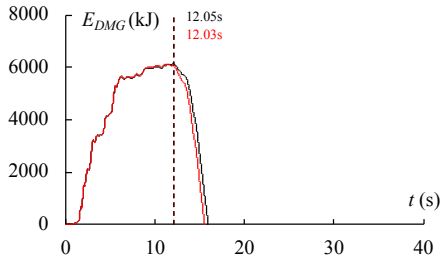
図 5.3.49　倒壊時の損傷に寄与する地震入力エネルギの速度換算値 V_{DM}

図 5.3.50 に示すのは x 方向の入力地震動が 190cm/s 場合，改良前と各部材改良後の E_{DMG} の比較図である。図(a)、(b)、(c)と(d)と比べると，最初(0s)から改良前の倒壊時刻(12.05s)までに着目すると，柱および梁の改良前後による E_{DMG} があまり変わらないことがわかる。筋違のみ改良後の E_{DMG} の履歴が改良前より大きくなる差は全ての改良前後の差とほぼ同じで，筋違が 12.05s 以前の地震応答挙動に影響を及ぼすことがわかる。12.05s の後には，改良前後に着目すると，筋違あるいは梁の改良が倒壊時刻に及ばす影響はあまりない。それに対し，柱の改良の影響が顕著である。柱が十分にエネルギーが吸収できるため，倒壊時刻が遅くなり，V_{DM} が改良前より大きくなることがわかる。

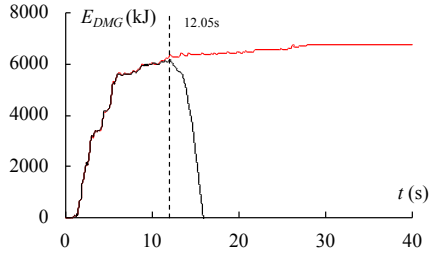
倒壊に至るまでに経験した y 方向における塑性ヒンジ状況と倒壊時の破断状況を図 5.3.51 に示す。●は塑性化部位，○は局部座屈による耐力喪失部位，×は破断部位である。図(a)より，いずれの骨組においても倒壊に至るまでに広い範囲で塑性化を経験している。また，モデル改良前後で，全てのモデルにおいて全層崩壊が発生し，骨組の塑性ヒンジの形成メカニズムは類似していることがわかった。建物が揺れるとともに，柱梁接合部のパネルが先に塑性化した。これは，図 5.2.1 に示すよう，y 方向において，柱が強軸曲げを受け，パネルに 1 枚のウェブプレートしか含まれていないためである。その後，強い柱と弱い梁の設計により，梁端では全層に渡って塑性ヒンジが形成されている。最後には，大きな変形のために柱脚が局部座屈により曲げ耐力を喪失する。さらに，すべての柱脚が改良前に塑性化するのに対し，柱のモデルを改良したものでは，柱脚の塑性ヒンジの形成が比較的少ないことがわかる。



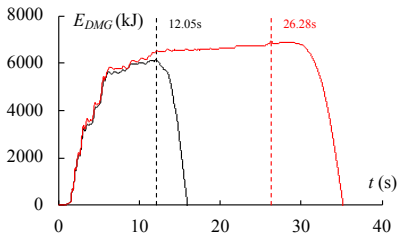
(a) 筋違の改良（190 cm/s 倒壊）



(b) 梁の改良（190 cm/s 倒壊）

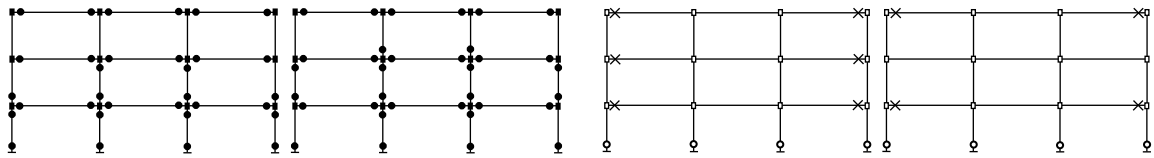


(c) 柱の改良（190 cm/s 未倒壊）

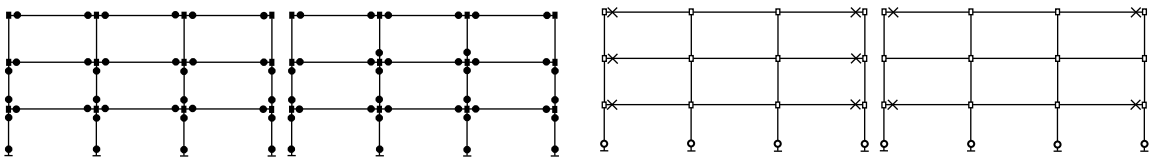


(d) 全ての改良（190 cm/s 倒壊）

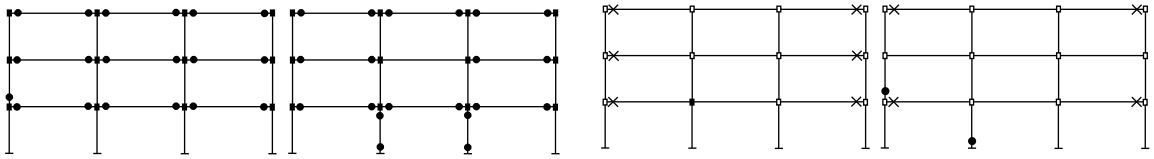
図 5.3.50　力学モデル改良の E_{DMG} の比較（x 方向）



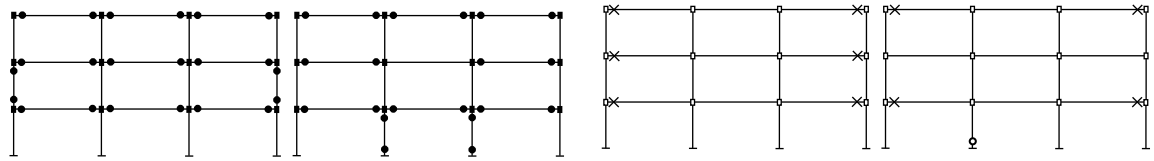
オリジナル



梁の改良



柱の改良



全ての改良

(a) 経験した塑性ヒンジ状況　　(b) 倒壊時の破断状況

図 5.3.51　塑性ヒンジ状況(●：塑性化部位，○：局部座屈による耐力喪失部位，×：破断部位)

5.4 結

本章では，建築基準法に基づいて設計された 3 層 3x3 スパン鋼構造建物を対象とし，基準法の想定を超えて建物が倒壊に至るまでの地震動に対する骨組の倒壊挙動を考察するとともに，第 2 章から第 4 章までにおける各部材の力学モデルの改良が x 方向における筋違付き骨組および y 方向におけるラーメン骨組の倒壊挙動に及ぼす影響を考察した。ケーススタディの検討で以下の結論を得られた。

1) 倒壊に至るまで El Centro NS の入力地震動を増幅させ，その結果，建築基準法に基づいて設計された鋼構造建物は極稀地震動（レベル 2）より高い耐倒壊挙動を持っていることがわかった。具体的に，改良前の一般化塑性ヒンジ法と加藤秋山モデルによる倒壊までの入力地震動の最大地動速度 V_{max} は x 方向と y 方向においてそれぞれ 190cm/s、220cm/s であるのに対し，すべての改良モデルによる入力地震動の最大地動速度 V_{max} はそれぞれ 190cm/s、270cm/s であった。
2) 改良前の損傷に寄与する地震入力エネルギの入力地震動の速度換算値 V_{DM} は x 方向と y 方向においてそれぞれ 388cm/s、486cm/s であるのに対し，すべての改良モデルによる V_{DM} は x 方向と y 方向においてそれぞれ 411cm/s、581cm/s であった。改良後の結果が極稀地震動（レベル 2）の速度応答スペクトル値の 165cm/s より，それぞれ 2.5 倍と 3.5 倍になることがわかった。
3) 筋違のみ改良の場合，地震動の最大地動速度 V_{max} が改良前より少し小さくなるが，損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{DM} は改良前とほぼ同じになった。
4) 梁のみ改良の場合，x 方向において，筋違が主に水平耐力を負担するので，梁の力学モデルの改良が筋違付き骨組に及ぼす影響があまりない。一方，y 方向において，柱と梁が共に地震力を負担するので，改良後の梁のモデルは骨組に少し影響を及ぼすことがわかった。
5) 柱のみ改良の場合，改良後のモデルによる最大耐力や劣化勾配などが加藤秋山モデルより大きくて塑性性能が良いので，両方向においても改良後による結果は改良前による結果より耐倒壊性能が高い。特に，y 方向のラーメン骨組において，改良前より約 20%程度高くなることがわかった。

参考文献

5.1) 金治貴也，多田元英，Qi Hao：H 形鋼で構成され建築基準法に基づいて設計された 3 層鋼構造建物の地震時倒壊挙動，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.553-556，2020.06

5.2) 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報システム利用技術シンポジウム，pp.79-84，1994.12

5.3) 多田元英, 桑原進:インターネットで異種プログラムを統合した構造解析システムの基本考察, 日本建築学会構造系論文集，No. 580，pp.113-120，2004.06

5.4) 井上一朗, 小川厚治： 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究: その 2 塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察, 日本建築学会論文報告集， pp.87-98, 1978.06

5.5) 加藤勉，秋山宏：鋼構造部材の耐力(その４)，日本建築学会論文報告集，第 151 号，pp.15-20, 1968.9

5.6) 桑原進，多田元英，井上一朗：角形断面柱・梁接合部パネルの履歴モテル，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.1071−1072，2007.09

5.7) 竹内徹, 西牧誠, 松井良太, 今村晃 : 種々の繰返し載荷履歴を受けるブレースの累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集，Vol(77)，No. 677， pp.1131-1140，2012.07

5.8) 鈴木芳隆，石田隆司，阿部雅史，小鹿紀英，長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討. 構造工学論文集, Vol. 61(B), pp.439-446, 2015.03

5.9) 小川厚治，井上一朗，中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察. 日本建築学会構造系論文集，Vol(65)，No. 530，pp.177-184，2000

第6章　結論

6.1　本研究のまとめ

H 形鋼で構成され建築基準法に基づいて設計された鋼構造建物の巨大な地震下での耐倒壊性能を考察するため，本研究では，部材に関する力学モデルを研究した。従来の力学モデルの欠点を明らかにした上で，建物の倒壊までの解析に適用できる力学モデルを提案した。さらに，提案した力学モデルを用いて骨組の地震応答解析を行い，建物の倒壊挙動を検討し，力学モデルが骨組に及ぼす影響を考察した。第 2 章から第 5 章までに，得られた知見を以下にまとめる。

第 2 章では，曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の挙動解析において，最小限必要な回帰式を一般化塑性ヒンジモデルに導入することで，精度の高い解析に改良できることを示した。具体的には，正負交番繰返しに伴う，曲げ座屈後に除荷剛性を低減させ，引張降伏後に降伏曲線を引張側特異点を中心に収縮させる方法を提案した。その際，特性を明確に把握可能な完全弾塑性材で改良方法を考察・設定したうえで，歪硬化特性を有する建築構造用鋼材（SN490）に適用可能な係数（除荷剛性の低減率と降伏曲線の収縮率）を提案した。さらに，パラメトリック解析を行って上述の改良方法の適用範囲を確認するとともに，幅厚比に応じて収縮率を変化させることで幅厚比の適用範囲を広げた。得られた知見を以下に示す。

1) 完全弾塑性材を用いたシェル要素 FEM 解析において，いずれの載荷パターンでも圧縮を先行させた{-+}と引張を先行させた{+-}で，同じ変位振幅の軸力–軸方向変形曲線はほぼ一致した。
2) 曲げ座屈後の除荷剛性の低減率(k_E)は，それまでに経験した圧縮側の最大塑性率で規定できることを示した。また，降伏曲線の収縮率(n_N, $_1n_M$, $_2n_M$)は，それまでに経験した引張側の最大塑性率や最大塑性率経験後の引張側累積塑性変形で規定できることを示した。
3) 提案された低減率(k_E)や収縮率(n_N, $_1n_M$, $_2n_M$)は，部材長さ（細長比）に関わらないことを示した。
4) 降伏曲線の M 軸方向の収縮率($_1n_M$)のみを幅厚比に応じて変化させることで，幅厚比の変化に応じた改良方法を提案できた。
5) 提案した改良方法は，単純支持の筋違部材にも両端回転拘束の筋違部材にも適用できることを示した。

第 3 章では，H 形鋼梁の局部座屈による耐力劣化性状を表現可能な曲げモーメント–回転角関係のモデルを改良した。精密な挙動として参照するためのシェル要素 FEM 解析の解析条件を確認した上で，片側端の節点回転角を漸増させる単純支持梁の単調解析と繰返し解析を行った。その上で，シェル要素 FEM 解析結果に基づいて，新たに多折れ線曲げモーメント–回転角関係の骨格曲線を提案し，既往の加藤秋山モデルと比較した。更に，既往の加藤秋山履歴則および修正 IMK 履歴則を上述の骨格曲線と組み合わせることで適切な繰返しモデルを検討した。得られた知見を以下に示す。

6) 既往の加藤秋山の骨格曲線とシェル要素 FEM 解析結果を比較した。その結果，加藤秋山モデルによる最大耐力点の過小評価や劣化勾配の変化が十分に表現できない問題点を確認した。また，加藤秋山モデルによる繰返し結果は劣化域を大きく過小評価していることがわかった。
7) 本論で提案した多折れ線モデルにおける最大耐力点，劣化勾配，劣化下限値をそれぞれ示した。劣化の途中で劣化挙動が緩やかになっていくケースに対応するために，第一劣化勾配，第二劣化

勾配を規定し，場合によって変化させることでより再現精度の高い骨格曲線を示した。

8) 鋼構造建物に使われている梁部材に適用できるよう，提案した多折れ線モデルの適用範囲を幅厚比が FA ランクから FC ランクまで，シアスパン長さ 2250㎜～5625㎜，梁せい 300㎜～600㎜ で設定した。
9) 加藤秋山モデルや修正 IMK モデルによる結果をシェル要素 FEM 解析結果と比較するとともに，本章で提案した多折れ線モデルの骨格曲線を修正 IMK 履歴則と組み合わせることで，全体的にシェル要素 FEM 解析結果と概ね一致することを確認した。

第 4 章では，軸力と 2 軸曲げを受けて局部座屈する H 形鋼柱に適用する一般化塑性ヒンジモデルに使用するために，降伏曲面の精密解と小田らが提案した近似降伏曲面を紹介した。その上で，近似降伏曲面による解析結果を，精密解としてのシェル要素 FEM 解析結果と比較することで，単調や再載荷時の曲げモーメント(M)–回転角(θ)関係および繰返し時の関係の妥当性を考察した。以下に得られた知見を示す。

10) 全塑性に対応する近似降伏曲面を拡大させることで，最大耐力に対応する降伏曲面を規定した。また，降伏曲面の引張側特異点を中心に降伏曲面を収縮させるとともに，降伏曲面の軸力軸を傾けることで，局部座屈後の耐力を適切に評価できることがわかった。
11) シェル要素 FEM 解析結果に基づいて，小田らが提案した H 形鋼に関する降伏曲面の更新則とシェル要素 FEM 解析による単調 M-θ 関係および再載荷で得られた M-θ 関係を比較した結果，軸力や載荷方向にかかわらず適切に表現できることを示した。
12) 繰返し解析を行う場合，第 2 硬化率と第 3 硬化率の弾性剛性に対する比(h_2, h_3)をそれぞれ 0.050、-0.008 とすると，シェル要素 FEM の繰返し解析結果を適切に表現できることがわかった。

第 5 章では，建築基準法に基づいて設計された 3 層 3x3 スパン鋼構造建物を対象とし，入力地震動を建物が倒壊に至るまで増幅させることで，各部材の力学モデルの改良前後に対する骨組の耐倒壊性能を比較・考察した。また，各部材の力学モデルの改良が x 方向における筋違付き骨組および y 方向におけるラーメン骨組の倒壊挙動に及ぼす影響を考察した。ケーススタディの結果，以下に得られた知見を示す。

13) 改良前の一般化塑性ヒンジモデルと加藤秋山モデルによる，骨組倒壊時の最大地動速度 V_{max} は，x 方向と y 方向においてそれぞれ 190cm/s、220cm/s であり，損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{DM} は，x 方向と y 方向においてそれぞれ 388cm/s、486cm/s であった。
14) すべての改良モデルによる，骨組倒壊時の V_{max} は，x 方向と y 方向においてそれぞれ 190cm/s、270cm/s であり，V_{DM} はそれぞれ 411cm/s、581cm/s であった。改良後の結果が極稀地震動（レベル 2）の速度応答スペクトル値の 165cm/s より，それぞれ 2.5 倍と 3.5 倍になることがわかった。
15) 筋違のみ改良の場合は，損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{DM} は改良前とほぼ同じになった。
16) 梁のみ改良の場合は，x 方向において，筋違が主に水平耐力を負担するので，梁の力学モデルの改良が筋違付き骨組に及ぼす影響があまりなかった。一方，y 方向において，柱と梁が共に地震力を負担するので，改良後の梁のモデルは骨組に少し影響を及ぼすことがわかった。
17) 柱のみ改良の場合は，改良後のモデルによる最大耐力や劣化勾配などが加藤秋山モデルより大きくて塑性性能が良いので，両方向ともに改良後による結果は改良前による結果より耐倒壊性能が

高かった。特に，y 方向のラーメン骨組において，改良前より約 20%程度高くなることがわかった。

6.2 今後の研究

本論では，シェル要素 FEM 解析による結果と比較することで，従来の力学モデルの不足点を明らかに示し，各部材に関する力学モデルを提案した。建築基準法に基づいて設計された 3 層 3x3 スパン鋼構造建物を対象とし，基準法の想定を超えて建物が倒壊に至るまでの倒壊挙動を考察したものの，本研究でまだ検討していない問題があるので，以下にまとめて示す。

1. 合成梁の局部座屈後挙動について

本研究では合成効果を無視した純鉄骨梁についての検討に範囲を限定しているが，鉄骨造建物で床にコンクリートスラブを用いる場合は，H 形鋼梁とコンクリートスラブが頭付きスタッドで緊結される合成梁は鉄骨梁に比べ，「曲げ剛性」も「曲げ耐力」も上昇する。設計実務の現状は，合成梁の曲げ剛性を，鉄骨梁の曲げ剛性に適切な係数を乗じて設定している。また，曲げ耐力については，安全側の仮定ということで鉄骨梁の曲げ耐力だけで計算している。

しかし，合成梁の曲げ耐力を過小評価すると，設計時に想定した梁降伏先行型の崩壊機構が形成されずに，柱降伏の部分層崩壊になる危険性がある。そうなので，十分に大きな柱梁耐力比となるように設計することで，合成効果で梁の曲げ耐力が上昇しても崩壊機構が変わらないように配慮している。

したがって，H 形鋼梁の上フランジの局部座屈がコンクリートスラブで拘束され，下フランジとウェブが局部座屈するような，合成梁特有の局部座屈後挙動を研究する必要がある。

2. 立体解析による建物の倒壊挙動について

本論では筋違付きラーメン骨組および純ラーメン骨組を対象として平面解析を行ったが，立体解析については本研究で含まれていない。立体解析において，x または y 方向の地震動を入力しても，得られる筋違付きラーメン骨組や純ラーメン骨組の倒壊挙動は平面外の部材に互いに影響を受けるため，単純な平面解析と異なる挙動を示す。したがって，これらの 2 種類の解析にはどの程度の違いがあるかについての研究が必要である。更に，立体解析を行う場合は，地震動の入力方向が倒壊挙動に及ぼす影響の検討が必要である。

3. 建物の耐倒壊性能の評価について

本論では El Centro NS 地震動のみを用いて地震応答解析によるケーススタディを行ったが，同一の建物に対しても地震動により倒壊挙動が異なるはずなので，地震動をパラメータとした検討が必要である。

また，非線形地震応答解析を行うことで，倒壊時の損傷に寄与する地震入力エネルギーを評価することは煩雑なので，簡易な評価方法をさがす必要がある。例えば，プッシュオーバー解析による層せん断力−層間変形角関係で得られるエネルギー量と，地震応答解析で得られる倒壊時の損傷に寄与する地震入力エネルギー量との相関関係を明らかにできれば，プッシュオーバー解析で建物の耐倒壊性能を簡単に評価することができる。

本論文に関連する発表論文

査読論文

1) Qi Hao，多田元英，大坪丈一郎：筋違の曲げ座屈と引張降伏履歴を表現するための一般化塑性ヒンジモデルの改良，構造工学論文集，Vol. 66B，pp.111-121，2020.03
Hao QI, Motohide TADA, Joichiro OTSUBO, Improvement of Generalized Plastic Hinge Model of Braces Subjected to Cyclic Axial Force. Journal of Structural Engineering (AIJ), Vol.66B, pp.111-121, 2020.03 (In Japanese)
2) Qi H., Tada M., Tani N., Shirai, Y., Monotonic and Hysteretic Model for H-Shaped Beams Incorporating Deterioration Behavior Owing to the Local Buckling. Thin-Walled Structures, Vol 157, 107016, 2020.12
3) Qi Hao，多田元英，金治貴也：様々な幅厚比を有するH形断面筋違の一般化塑性ヒンジモデルによる繰返し曲げ座屈後挙動解析，構造工学論文集，Vol. 67B，pp.303-312，2021.03
Hao QI, Motohide TADA, Takaya KANAJI, Study on the Post-Buckling Behavior of H-Shaped Braces with Various Width-to-Thickness Ratios Using Generalized Plastic Hinge Model. Journal of Structural Engineering (AIJ), Vol.67B, pp.303-312，2021.03 (In Japanese)

国際会議

1) Hao Qi, Motohide Tada，Improvement of Generalized Plastic Hinge Model on Elastic-Plastic Analysis of Brace under Cyclic Axial Force，Proceedings of 12th Pacific Structural Steel Conference，No. 3-5-6，2019.11

日本建築学会近畿支部研究報告会

1) Qi Hao，多田元英：曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の弾塑性解析における一般化塑性ヒンジモデルの改良，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.405-408，2018.06
2) Qi Hao，多田元英，大坪丈一郎：筋違の曲げ座屈と引張降伏履歴を表現するための一般化塑性ヒンジモデルの改良 その１　完全弾塑性材料に対する検討，日本建築学会近畿支部研究報告集，2019.06
3) 大坪丈一郎，Qi Hao，多田元英：筋違の曲げ座屈と引張降伏履歴を表現するための一般化塑性ヒンジモデルの改良 その２　建築構造用鋼材への適用と細長比に対する検討，日本建築学会近畿支部研究報告集，2019.06
4) 谷直樹，多田元英，Qi Hao：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の単調曲げモーメント–回転角関係に関する考察，日本建築学会近畿支部研究報告集，2019.06
5) 小田裕太，多田元英，Qi Hao：軸力と２軸曲げを受けるH形断面柱の近似降伏曲面と一般化塑性ヒンジ法による解析例，日本建築学会近畿支部研究報告集，2019.06
6) 白井悠，Qi Hao，多田元英，谷直樹：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の曲げモーメント–回転角関係 その２　単調関係の改良，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.505-508，2020.06
7) Qi Hao，谷直樹，多田元英，白井悠：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の曲げモーメント–回転角関係 その３　繰返し履歴則の提案，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp. 509-512，2020.06
8) 山口剛，小田裕太，多田元英，Qi Hao：軸力と２軸曲げを受けるH型断面柱の局部座屈後解析における一般化塑性ヒンジモデルの考察　その１　最大耐力までのモデル化，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.513-516，2020.06

9) 小田裕太，多田元英，山口剛，Qi Hao：軸力と２軸曲げを受けるH型断面柱の局部座屈後解析における一般化塑性ヒンジモデルの考察　その２　劣化後の降伏曲面の更新則，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.517-520，2020.06
10) 金治貴也，多田元英，Qi Hao：H 形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.553-556，2020.06
11) Qi Hao，多田元英，北上枢，白井悠，山口剛，金治貴也：H形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動　その１　柱・梁・筋違の力学モデルの改良が倒壊挙動に及ぼす影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，2021.06
12) 金治貴也，多田元英，Qi Hao：H 形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動　その 2　柱の力学モデルを改良した場合の立体倒壊挙動，日本建築学会近畿支部研究報告集，2021.06

日本建築学会大会学術講演会

1) 多田元英，Qi Hao：曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の弾塑性解析における一般化塑性ヒンジモデルの改良 その１　従来の一般化塑性ヒンジモデルによる解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.695-696，2018.07
2) Qi Hao，多田元英：曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の弾塑性解析における一般化塑性ヒンジモデルの改良 その２　改良法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.697-698，2018.07
3) Qi Hao，大坪丈一郎，多田元英：曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の弾塑性解析における一般化塑性ヒンジモデルの改良　その３　完全弾塑性材に対する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.935-936，2019.07
4) 大坪丈一郎，Qi Hao，多田元英：曲げ座屈と引張降伏を繰返す筋違の弾塑性解析における一般化塑性ヒンジモデルの改良　その４　建築構造用鋼材への適用と細長比に対する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.937-938，2019.07
5) 谷直樹，多田元英，Qi Hao：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の曲げモーメント–回転角関係 その１　骨格曲線のケーススタディ，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1019-1020，2019.07
6) 小田裕太，多田元英，Qi Hao：軸力と２軸曲げを受けるH型断面柱の近似降伏曲面と一般化塑性ヒンジ法による解析例，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1107-1108，2019.07
7) 白井悠，Qi Hao，多田元英，谷直樹：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の曲げモーメント–回転角関係 その２　単調関係の改良，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.891-892，2020.07
8) 谷直樹，Qi Hao，多田元英，白井悠：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の曲げモーメント–回転角関係 その３　FEM による繰返し関係と既往モデルとの比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.893-894，2020.07
9) Qi Hao，谷直樹，多田元英，白井悠：局部座屈で劣化挙動を示すH形断面梁の曲げモーメント–回転角関係 その４　繰返し履歴則の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.895-896，2020.07
10) 山口剛，小田裕太，多田元英，Qi Hao：軸力と２軸曲げを受けるH型断面柱の局部座屈後解析における一般化塑性ヒンジモデルの考察　その１　最大耐力までのモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.971-972，2020.07

11) 小田裕太，多田元英，山口剛，Qi Hao：軸力と２軸曲げを受けるH型断面柱の局部座屈後解析における一般化塑性ヒンジモデルの考察　その２　劣化後の降伏曲面の更新則，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.973-974，2020.07
12) 金治貴也，多田元英，Qi Hao：H 形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1105-1106，2020.07
13) Qi Hao，多田元英，北上枢，白井悠，山口剛，金治貴也：H形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動　その１　柱･梁･筋違の力学モデルの改良概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，2021.07
14) Qi Hao，多田元英，北上枢，白井悠，山口剛，金治貴也：H形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動　その２　部材力学モデルの改良が倒壊挙動に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，2021.07
15) 金治貴也，多田元英，Qi Hao：H 形鋼柱で構成され建築基準法に基づいて設計された３層鋼構造建物の地震時倒壊挙動　その３　改良前の力学モデルで立体倒壊挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，2021.07

謝辞

本論は，筆者が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士後期課程に３年間の研究成果をまとめたものである。本論文を完成させるにあたり，多くの方々から支援・ご鞭撻をいただき，感謝申し上げます。

本研究を進めるにあたり終始あたたかいご指導と激励を賜りました教授多田元英先生に心から深謝の意を表する。先生からは，研究方法を学ぶだけでなく，研究に対する先生の純粋さおよび生徒たちへの終始あたたかいご指導も学んだ。この高貴な学問の質は，私の将来のキャリアに激励を与え続けます。

同専攻准教授桑原進先生，研究あるいは授業科目に関して多大なるご指導をいただきました。
更に，副査としてご助言を戴くとともに本論文の細部にわたりご指導を戴いた。ここに深く深謝の意を表する。

大阪大学大学院工学研究科真田靖士教授は，本論文の副査としてご助言を戴くとともに本論文の細部にわたりご指導を戴いた。ここに深く深謝の意を表する。

同専攻助教畑中裕紀先生，研究ゼミや学校の生活に関して大きな支援をいただき，ここに深く感謝の意を表する。

本研究に関連して，修士論文・卒業論文として研究の遂行に尽力頂いた，大坪丈一郎氏（現・鴻池組），谷直樹氏（現・JR 西日本），小田裕太氏（現・大和ハウス工業），金治貴也氏，白井悠氏，北上枢氏，樋上裕貴氏には，研究全般でご協力いただきました。本論文は，皆様のご協力がなければ完成することはありませんでした。ここに深く感謝申し上げます。

また，貴重な研究成果を引用させていただいた，文献著者に感謝申し上げます。

最後に，これまで私をあたたかく応援してくれた両親そして友人，私を明るく励まし続けてくれた妻，娘に心から深く感謝します。

令和３年６月