

強震を受ける鋼構造ラーメン骨組の梁に生じる最大曲げモーメント

MAXIMUM BENDING MOMENTS OF BEAMS IN STEEL FRAMES SUBJECTED TO STRONG GRAND MOTIONS

小川 厚治*¹, 永元 亮太*²

Koji OGAWA and Ryota NAGAMOTO

This paper presents the results of analytical studies in order to evaluate flexural strength demand for beam-to-column connections in earthquake-resistant design. The authors have developed a computer program based on the one-dimensional finite element method in which a generalized constitutive relationship considering isotropic hardening and kinematic hardening is incorporated. Numerical analysis of steel wide-flange beams is carried out under various loading sequences similar to seismic response. The results are summarized as a method to predict the maximum bending moments of beams, taking into account the maximum story drift angles.

Keywords: seismic design, seismic response, steel moment frame, steel wide flange beam, cyclic hardening

耐震設計, 地震応答, 鋼構造ラーメン, H形鋼梁, 繰り返し硬化

1. 序

1994年のNorthridge地震, および, 1995年の兵庫県南部地震において, 鋼構造骨組の多くに梁端破断が認められたことは, 現在の鋼構造骨組に関する重大な問題点の提起となった。その反省から, 柱梁接合部の変形性能の評価や改善など, その保有耐震性能を再検討するための実験的研究が, 多くの研究者によって進められてきている。

一方, 地震時には梁端にどのような変形が生じるのかという, 柱梁接合部に要求される必要変形性能に関する研究としては, 魚骨形骨組を用いた広範な地震応答解析に基づく中島・澤泉の研究^{1, 2)}や, 実在骨組の地震応答解析に基づく前田・増田・田中の研究³⁾等が挙げられる。筆者らも, 鋼構造ラーメン骨組の梁端に生じる最大塑性回転角と累積塑性回転角を理論的に予測する方法を提案している^{4, 5)}。

以上のような研究を総括する形で刊行された「鋼構造接合部設計指針」⁶⁾や「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」⁷⁾では, 梁端接合部の最大耐力と梁の全塑性耐力との比である接合部係数を一定値以上とすることで, 梁端破断を防止する方針が取られている。文献6)の接合部係数は, 主に実験結果による最大曲げモーメントに基づいて決定されており, 文献7)では, 単調載荷時の解析による塑性回転角-曲げモーメント関係に基づいて接合部係数が決定されている。

しかし, 地震時の梁端の変形履歴は, 塑性化に伴う層間変位応答の片寄りや, 梁上の静的鉛直荷重の影響を受けて, 定変位振幅や漸増変位振幅で行われている実験とはかなり異なるので^{8, 9)}, 実験結果から梁端の最大曲げモーメントを直接評価することは困難である。また, 梁端の最大曲げモーメントは鋼材の繰り返し硬化の影響を受けるので¹⁰⁾, 単調載荷時の塑性回転角-曲げモーメント関係に基づけば最大曲げモーメントを過小に評価する危険性がある。

本研究では, 鋼材の移動硬化と繰り返し硬化の影響を考慮するために文献11)で提案された応力度-歪度関係履歴モデル(以下, IKモデルと略す。)を採用し, このモデルを組み込んだ1次元有限要素法解析による結果に基づいて, 塑性変形履歴と梁端の応力上昇率との関係を検討する。また, 最大層間変位角と梁端の塑性変形との関係に関する既往の研究結果^{8, 9)}を用いることによって, 最大層間変位角と梁端の最大曲げモーメントとの関係を明確にする。本論では, 最大曲げモーメントと全塑性モーメントの比を応力上昇率と定義しているが, 耐震設計上考慮すべき梁端の応力上昇率の合理的評価法を提示することが本研究の目的である。

2. 解析方法の概要

解析方法の主要な部分は, 藤本らによって提案された1次元有限要素法である¹²⁾。平面保持の仮定に基づく解析方法で, 局部座屈や

*1 熊本大学工学部環境システム工学科 教授・工博

*2 熊本大学工学部環境システム工学科 学部生

Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Kumamoto Univ., Dr. Eng.
Student, Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Kumamoto Univ.

横座屈は考慮していない。部材は材軸方向に複数個の要素に分割しているが、計算時間を短縮するために、部材の剛性マトリックス作成時に、伝達マトリックス法を用いている¹³⁾。部材断面は層状に20に分割し、20の面積集中点に置換している。面積集中点内では応力度、歪度は一定である。部材のせん断変形は弾性成分だけを考慮している。

素材の応力度-歪度関係には、通常の移動硬化型の Bilinear モデルの他、等方硬化と移動硬化を考慮した IK モデル¹¹⁾を使用した。IK モデルの単調載荷時の応力度-歪度関係は Trilinear 形で、第2分枝開始点(比例限)での応力度は降伏応力度の75%、第3分枝開始点での応力度は降伏応力度である。また、第2分枝の剛性は第3分枝剛性の10倍とし、第3分枝剛性と初期剛性(ヤング係数)との比を歪硬化係数と呼んでいる。第2分枝部分は、Bauschinger 効果を考慮するためのものであるが、初期載荷時から考慮しているので、明確な降伏棚がある鋼材については、初期載荷時の比例限での応力度を過小に評価する可能性がある。等方硬化と移動硬化の比率は文献14)にしたがって決定した。

3. 実験結果との比較

比較に用いた実験は、文献10)に報告されたH形鋼片持ち梁の繰り返し載荷実験である。この実験は、応力上昇率の上限的な値を求めることを目的としたもので、降伏比の小さい鋼材が用いられ、局部座屈や横座屈を防止しており、動的載荷が行われている。なお、本研究では、動的載荷の影響は小さいと考えて無視している。断面は H-600x200x10.7x16.4x13 とした。板厚は素材試験の実測値であるが、他は公称値である。材長が3750mmのLシリーズが4体、材長が2225mmのSシリーズが4体で、試験体は全8体である。

部材の材軸方向の要素分割にはヘボンチ数列 ($a_i = a_{i-1} + a_{i-2}$) を用い、片持ち梁を図1に示すように15要素に分割した。図1で灰色で示した部分は更に5要素に分割している。最も短い要素は部材長の1/1596の長さである。断面分割は、各面積集中点の重心軸からの距離と面積とを考慮して決めており、この断面については片側フ

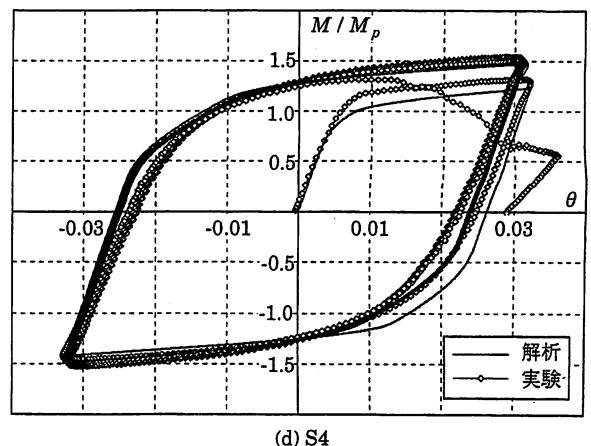
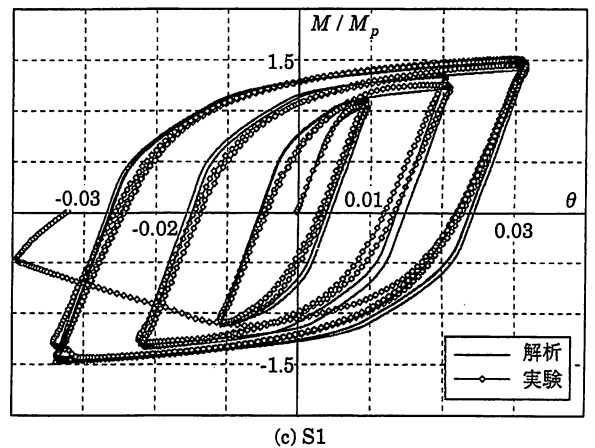
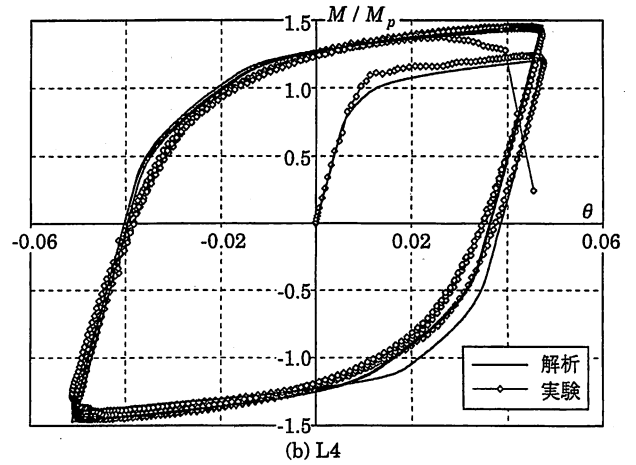
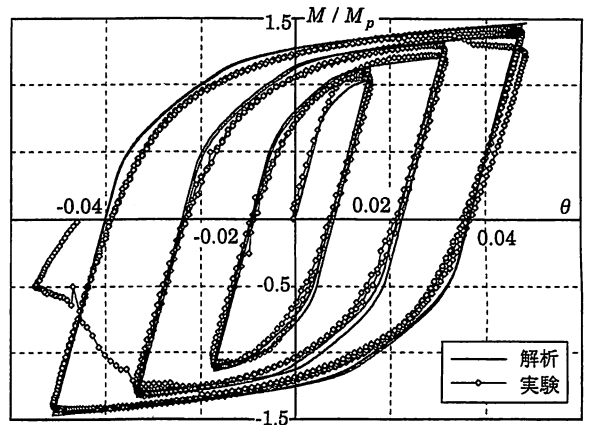
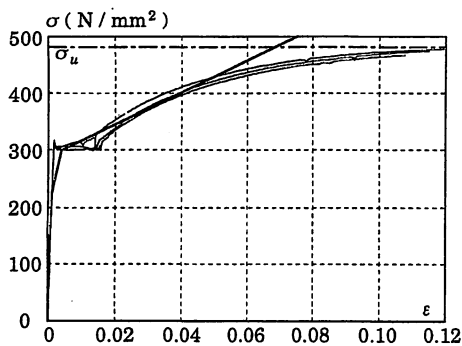
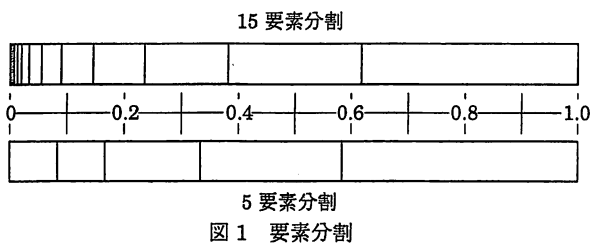


図3 解析結果と実験結果との比較

ランジを3つ、フィレット部を1つ、ウェブを12に分割している。

応力度-歪度関係は、IKモデルを用いている。その材料定数は、フランジの素材試験結果に基づいて決定し、降伏応力度 σ_y は 299 N/mm^2 、引張強さ σ_u は 481 N/mm^2 、歪硬化係数 n は 0.013 とした。ヤング係数 E は 205000 N/mm^2 を用いている。図2には、3体の素材試験結果を細線で示し、解析に用いた応力度-歪度関係(太線)と比較している。解析用の応力度-歪度関係が素材試験の応力度-歪度関係に歪硬化域で接するように、歪硬化係数は決定している。図2中にも示した引張強さは、単調載荷時の応力度-歪度関係には影響しないが、素材が等方硬化する限界を表す応力度として解析では用いている。

片持ち梁試験体は8体あるが、このうち4体について、実験と解

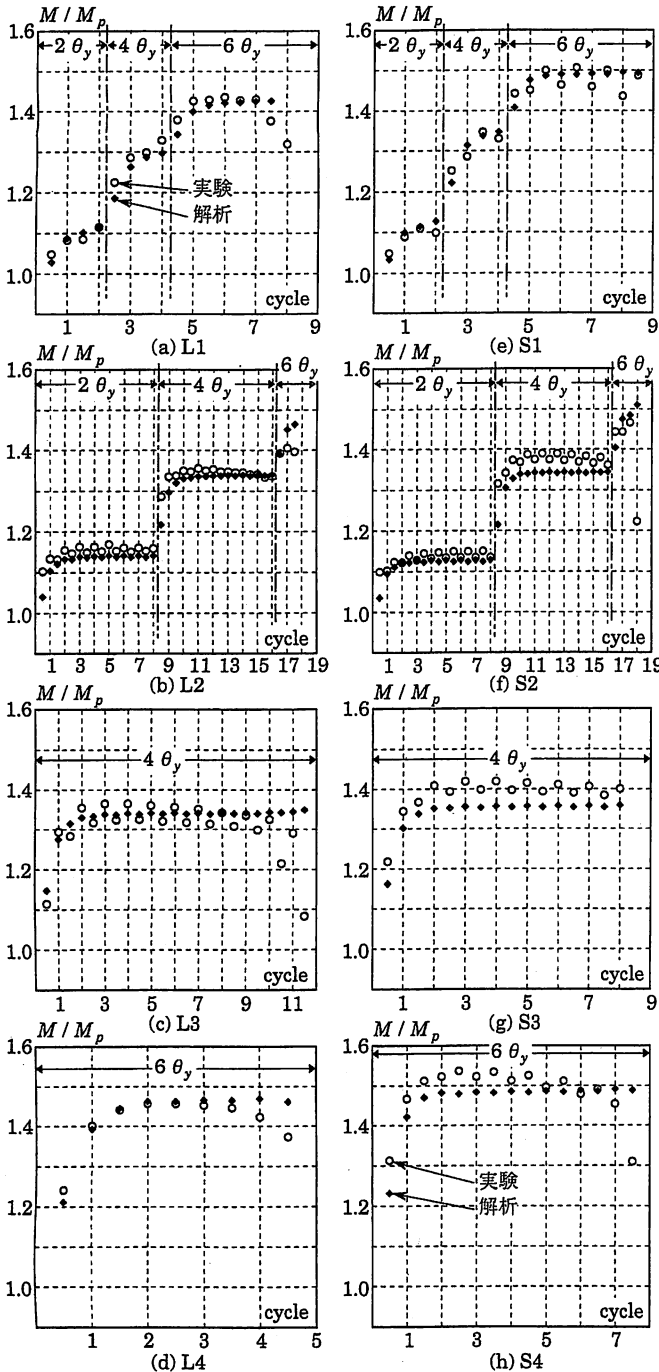


図4 各サイクルの最大曲げモーメント

析の固定端曲げモーメント M と回転角 θ の関係を図3に示す。また、図4には、各半サイクル毎の最大曲げモーメントを示している。図4各図の上部には、実験時に設定された回転角の振幅を示しているが、 θ_y は全塑性モーメント時の弾性回転角である。図3,4に示すように、解析結果は、鋼材の繰返し硬化の影響を含めて、実験結果を良く近似している。ただし、第1半サイクル(初期載荷時)の最大曲げモーメントについては、解析値は実験値を下回る傾向がある。この原因としては、前述したように、単調載荷時の応力度-歪度関係を Trilinear 形で与え、初期載荷時から Bauschinger 効果を考慮した状態で解析していることが挙げられる。しかし、その差は最大5%程度であり、初期載荷時の最大曲げモーメントについては実験値のばらつきも大きいことから、この差を無視して、解析値は実験値を十分な精度で近似できることを前提に検討を始める。

4. 梁端の応力上昇率

4.1 繰返し硬化を考慮した応力上昇率

筆者らは、文献(8,9)において、地震外乱下で梁端に生じる塑性回転角について次の知見を得ている。

[1] 最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ は、最大層間変位角 R_{\max} を使って、次式によってその上限が近似できる。

$$\theta_{p \max} = \min \{ R_{\max}, 1.5 (R_{\max} - R_y) \} \quad (1)$$

上式で、 R_y は、弾性解析においていずれかの梁端の曲げモーメントが最初に全塑性モーメントに達するときの層間変位角であり、未知の時には次の近似式が利用できる。

$$R_y = \frac{1}{200} f \frac{\sigma_y}{F} \quad (2)$$

上式で、 f は梁断面の形状係数、 σ_y は降伏応力度、 F は許容応力度の基準値である。

[2] 各回の塑性回転角増分の最大値 $\Delta\theta_{p \max}$ は最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ で近似できる。

$$\Delta\theta_{p \max} = \theta_{p \max} \quad (3)$$

[3] 各回の塑性回転角増分 $\Delta\theta_{pi}$ は、大きい順に並べると図5に示す等差級数になると考えることで、梁端に生じる損傷の上限が近似できる。

[4] 塑性回転角の全変動幅は、最大塑性回転角の1.5倍以下である。

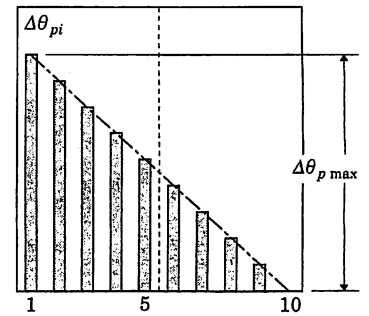


図5 各回の塑性回転角増分

しかし、図5の9回の塑性回転角増分の発生順序を特定

するような特別な知見はないので、これらの塑性回転角増分を任意に並べる組み合わせの中で、最も梁端の応力上昇率が大きくなる並び方を想定することによって、梁端の応力上昇率の上限を近似することにする。

まず、9回の塑性回転角増分を任意に並べるすべての組み合わせの中で、上記 [2], [4] の条件を満たし、かつ、すべての塑性変形増分を活用して梁端の応力上昇が起こるように、すべての塑性変形終了時の塑性回転角は最大塑性回転角となるものを選定した。この条件を満たす塑性回転角増分の並べ方は10226種類ある。

最大回転角 θ_{max} が全塑性モーメント時の弾性回転角 θ_{by} の 2, 4, 6 倍となる 3 つの場合を対象に、上記 10226 種類の並べ方について、梁端の応力上昇率 M_{max}/M_p を算定した。片持ち梁の材長、断面形状、鋼材の材料特性はすべて前章で参照した実験値 (L シリーズ) と同じとしたが、ここでの解析では部材のせん断変形は無視している。せん断変形を無視すれば、 θ_{max}/θ_{by} と応力上昇率 M_{max}/M_p との関係は材長の影響を受けない¹⁵⁾。せん断変形を無視しているので、全塑性モーメント時の弾性回転角 θ_{by} は次式で表される。

$$\theta_{by} = \frac{M_p l}{3EI} \quad (4)$$

上式で、 l は片持ち梁材長であり、 I は断面 2 次モーメントである。

最大回転角 θ_{max} が全塑性モーメント時の弾性回転角 θ_{by} の 2, 4, 6 倍とした各場合について、塑性回転角増分の並べ方によって変化する梁端の応力上昇率 M_{max}/M_p を累積度数分布の形で図 6 に示す。

図 6 によると、最大回転角が大きくなるほど、塑性回転角増分の発生順序による応力上昇率の変動が大きくなる。最大回転角が $2\theta_{by}$ のときは、塑性回転角増分の発生順序による応力上昇率の変動はほとんどないが、最大回転角が $6\theta_{by}$ のときは、塑性回転角増分の発生順序によって応力上昇率は 0.1 近く変動する。

図 6 に示した各最大回転角について、応力上昇率が最大となるときの塑性回転角の履歴を図 7 に示す。履歴 A, B, C はそれぞれ最大回転角が $2\theta_{by}$, $4\theta_{by}$, $6\theta_{by}$ のときに応力上昇率が最大になる履歴である。3 種の履歴に共通するのは、まず、最大塑性回転角付近に到達し、その後塑性回転角は最小値 (逆方向曲げの最大値) をとり、

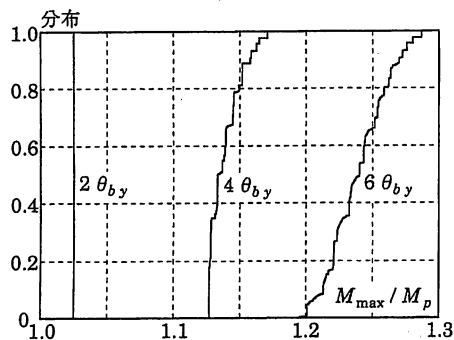


図 6 応力上昇率の累積度数分布

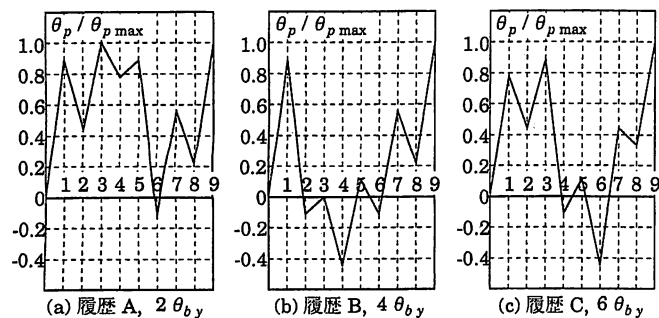


図 7 応力上昇率が最大となる塑性履歴

表 1 各履歴による応力上昇率

	$2\theta_{by}$ の解析	$4\theta_{by}$ の解析	$6\theta_{by}$ の解析
履歴 A	1.025103	1.136750	1.240324
履歴 B	1.025073	1.171046	1.286716
履歴 C	1.025073	1.171045	1.286720

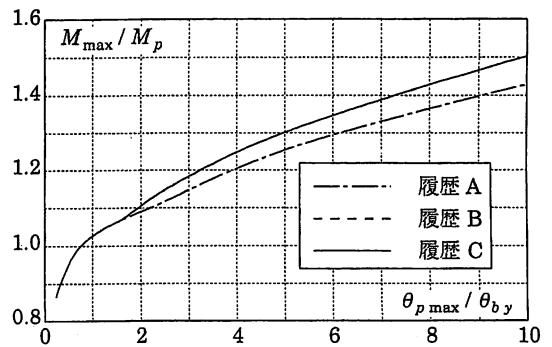


図 8 各履歴による応力上昇率

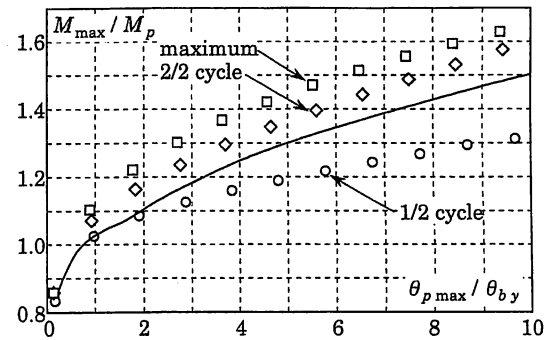


図 9 定振幅繰り返し載荷との比較

最終的に最大塑性回転角に至っていることである。

表 1 には、3 種の履歴について、3 種の最大回転角に関する解析における応力上昇率を示している。履歴 B, C による応力上昇率は、ここで行った 3 種の最大回転角に関する解析の何れに対しても最大応力上昇率近傍の値をとっており、その差違は計算機の丸め誤差程度と認められる。一方、最大回転角が $2\theta_{by}$ のときに最大の応力上昇率を与える履歴 A では、最大回転角が大きいたときの応力上昇率は他の履歴に比べて小さな値となっている。これら 3 種の履歴の何れかが常に応力上昇率の最大値を取るという保証はないが、履歴 B, C のどちらも 3 種の最大回転角に関する解析のすべてについて応力上昇率の最大値近傍の値を取るから、これら 3 種の履歴による最大値によって任意の履歴を取るときの応力上昇率の最大値を近似することにした。

3 種の履歴について、最大塑性回転角と応力上昇率の関係を図 8 に示す。ただし、1 次元有限要素法では、塑性ヒンジ回転角に相当する計算値はないので、最大塑性回転角 θ_{pmax} は次式で算定している。

$$\theta_{pmax} = \theta_{max} - \frac{M_{max}}{M_p} \theta_{by} \quad (5)$$

図 8 によると、履歴 B, C の結果はほぼ一致しているが、履歴 A は最大回転角が大きくなると他の履歴より応力上昇率が小さい。

図 9 には、3 種の履歴の最大値を実線で示し、両振り定振幅で行った繰り返し載荷の解析結果と比較している。定振幅の解析は弾性限回転角 θ_{by} の整数倍で行っており、1/2 cycle と記した \diamond 印は初期載荷時、2/2 cycle と記した \circ 印は最初の負方向載荷時、maximum と記した \square 印は 5 cycle の間の最大値である。本研究で応力上昇率の上限の近似値とする 3 種の履歴の最大値は、1/2 サイクルと 2/2 サイクルの応力上昇率の中間程度の値となっている。

4.2 応力上昇率の評価法

図 10 は図 9 と同様の比較を実験値に対して行ったものであり、3

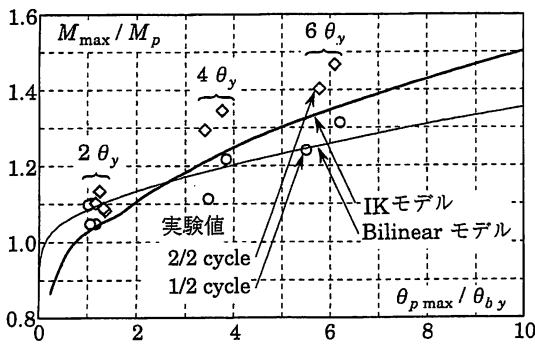


図10 実験結果との比較

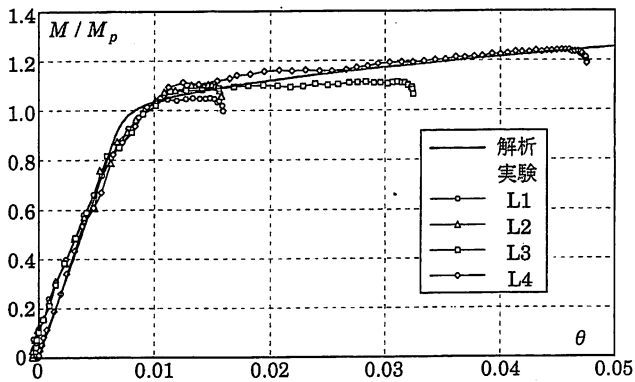


図11 Bilinearモデルを用いた解析結果と実験結果との比較

種の履歴の最大値を太線で示し、3章で述べた実験結果と比較している。IKモデルを用いた応力上昇率の解析値は、最大回転角を $4\theta_y$ 、 $6\theta_y$ とした実験の1/2 cycleと2/2 cycleの応力上昇率の間にある。一方、最大回転角が $2\theta_y$ の実験値はIKモデルを用いた応力上昇率の解析値よりすべて大きくなっている。

図11は、応力度-歪度関係に移動硬化型のBilinearモデルを用いた解析結果で、Lシリーズの初期載荷時の実験結果と比較している。ただし、解析に用いた降伏応力度、歪硬化係数はIKモデルを用いた際と同じとした。図11に示すように、初期載荷時の実験値は、Bilinearモデルを用いた解析結果によって精度良く近似できる。

図10中の細線は、Bilinear形応力度-歪度関係を用いた単調載荷時の解析結果である。最大回転角が $2\theta_y$ のときの実験値は1/2 cycleと2/2 cycleの応力上昇率に大きな差はなく、いずれもBilinear形の応力度-歪度関係を用いた解析値と近い値を取っている。

梁端の曲げモーメントが繰り返し硬化の影響を受けて上昇するときには、Bauschinger効果も当然現れるので、IKモデルの使用が適当であるが、IKモデルを使うと、最初の変形によって最大曲げモーメントに到達するときには応力上昇率を過小に評価する。したがって、図10に示した2本の曲線の大きい方の値、すなわち、単純な移動硬化型のBilinear形応力度-歪度関係を用いた単調載荷時の解析結果と、繰り返し硬化を考慮するためにIKモデルを用いた解析結果の大きい方の値で、応力上昇率の上限を近似することが適当と判断した。

4.3 断面形状の影響

以上の解析では、梁の断面形状はすべて文献10)の試験体の寸法を用いてきた。ここでは、断面形状の影響について検討する。ここで利用した断面形状は、表2に示す4種である。断面3,4は梁として

表2 断面形状

	形状寸法 (mm)					形状係数
	D	B	t ₁	t ₂	r	
断面1	890	299	15	23	18	1.15
断面2	912	302	18	34	18	1.14
断面3	388	402	15	15	22	1.11
断面4	498	432	45	70	22	1.21

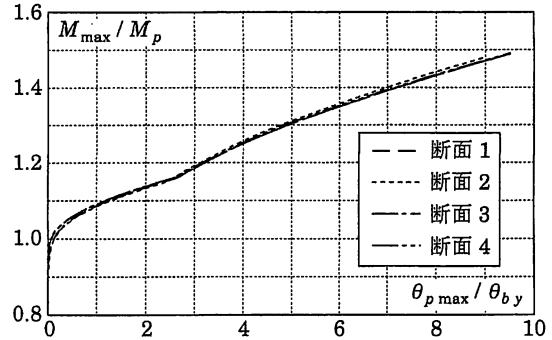


図12 応力上昇率に及ぼす断面形状の影響

適当ではないが、形状係数・フランジとウェブの断面積比・フランジ厚と断面せいの比などが極端な値をとる例として用いている。

4種の断面について、前節の方法で求めた応力上昇率を図12に示す。なお、材料特性は、すべて実験値と同じ値を用いている。図12からわかるように、断面形状が応力上昇率に及ぼす影響は小さい。

4.4 応力上昇率の評価式

ここまでの解析では、材料特性は文献10)の実験値に基づいた値を用いているが、この鋼材は降伏比YRが小さく、大きな歪硬化特性をもっている。材料特性が、応力上昇率に及ぼす影響を検討するために、降伏比YRを0.6, 0.7, 0.8の3種、歪硬化係数 τ を0.013, 0.01, 0.007, 0.004の4種の計12種について、ここまで述べてきた方法で応力上昇率を求めた結果を図13に示す。ただし、断面形状は3章の試験体と同じである。

梁端の応力上昇率は図13の2本の曲線の大きい方の値を取ることによって得られるが、降伏比YR、歪硬化係数 τ によって応力上昇率はかなり変化する。図13の結果を利用しやすくするために、2本の曲線を包絡する直線の近似式として次式を導いた。

$$\frac{M_{max}}{M_p} = 1.05 + \frac{1.7\tau}{1+9\tau} \left(1 + \frac{1}{YR}\right) \frac{\theta_{p,max}}{\theta_{by}} \quad (6)$$

(6)式の直線は、図13中に鎖線で示している。図13によると、(6)式は最大塑性回転角が大きいきや、零近傍で、ここまでの解析から求めた2本の曲線を大きく上回るものとなっているが、この点については以下のように考えている。

- (i) 最大層間変位角が弾性限層間変位角 R_y 程度であっても、動的な荷重分布の変動から梁端には比較的大きな塑性変形が生じる場合があり、(1)式による最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$ の予測値が零であっても、1.05程度の梁端の応力上昇率は想定する必要がある⁷⁾。
- (ii) 図13(a), (e), (i)の例のように、(6)式が応力上昇率を過度に大きく評価するような大きな最大塑性回転角は、適切に耐震設計された鋼構造骨組では想定し難い。また、応力上昇率が降伏比の逆数 $1/YR$ を超える領域も考察の対象外と考えている。

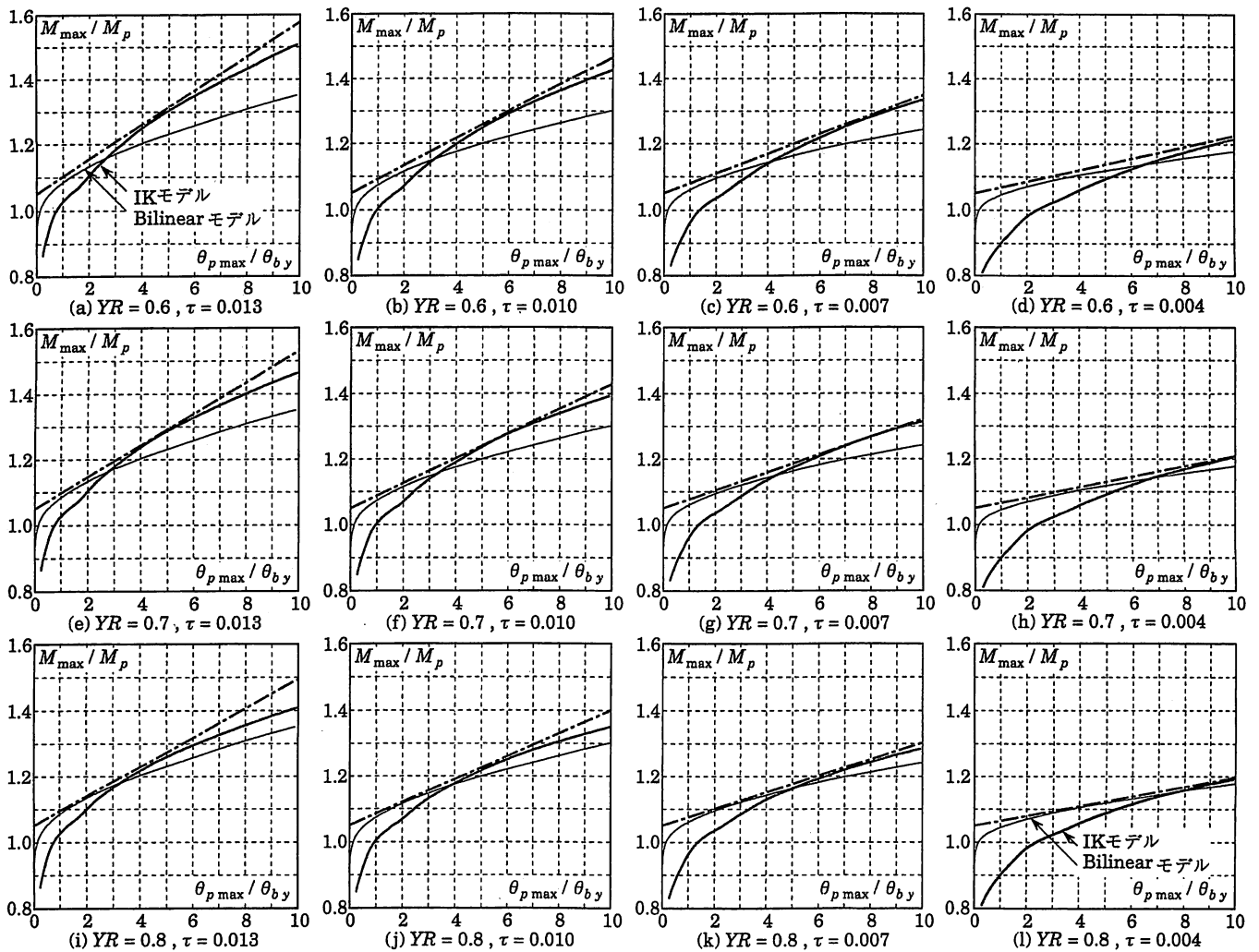


図13 応力上昇率の算定値

5. 地震応答解析結果との比較

5.1 応答解析の概要

解析骨組および入力地震動は文献8,9)でも使用した15の骨組、40の強震記録である。骨組の層数は2~12で、柱梁耐力比が概ね1.5程度以上の骨組である。各層の梁端のうちで最も応力上昇率が大きくなる梁端だけに対象を限定したので、15の骨組の90の層の40波の地震に対する計3600の梁端の応答が考察対象となる。

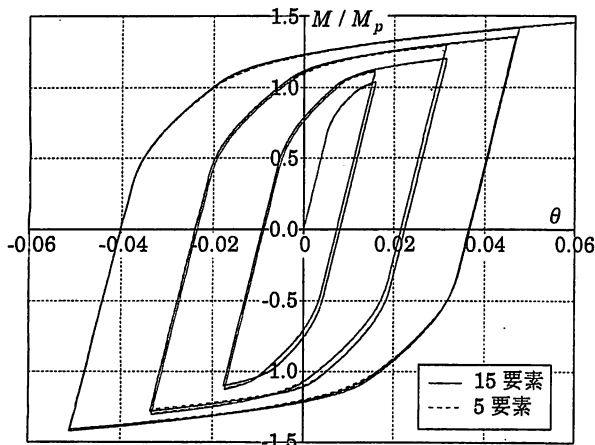


図14 要素数の影響

部材の要素分割は、前章まででは片持ち梁を15の要素に分割して解析していたが、ここでの解析では演算時間を考慮して梁半分を図1の5要素に分割して解析した。柱は、要素長の比が1:2:4:2:1になる5要素に分割している。なお、梁中間には節点を設けて、鉛直荷重を作用させている。

片持ち梁を5要素に分割したときの解析結果と15要素分割による解析結果を図14に比較する。解析条件は図3(a)のL1試験体と同じである。15要素分割の方が曲げモーメントが若干大きくなる傾向があるが、その差は図14では判別できない程度である。

地震応答解析では、部材の弾性せん断変形も考慮し、接合部パネルは弾塑性のせん断変形を生じるとして解析している¹⁶⁾。

表3 鋼材の機械的性質

鋼種		統計資料 ¹⁷⁾		解析用	
		平均値	標準偏差	高降伏比	低降伏比
SN400B	降伏応力度 (N/mm ²)	306	18.0	324.0	288.0
	引張強さ (N/mm ²)	440	11.5	440	440
	降伏比	0.696	0.032	0.736	0.655
SN490B	降伏応力度 (N/mm ²)	388	20.2	408.2	367.8
	引張強さ (N/mm ²)	528	12.3	528	528
	降伏比	0.735	0.029	0.773	0.697
BCR295	降伏応力度 (N/mm ²)	380	26.5	406.5	353.5
	引張強さ (N/mm ²)	468	24.1	468	468
	降伏比	0.817	0.044	0.869	0.755

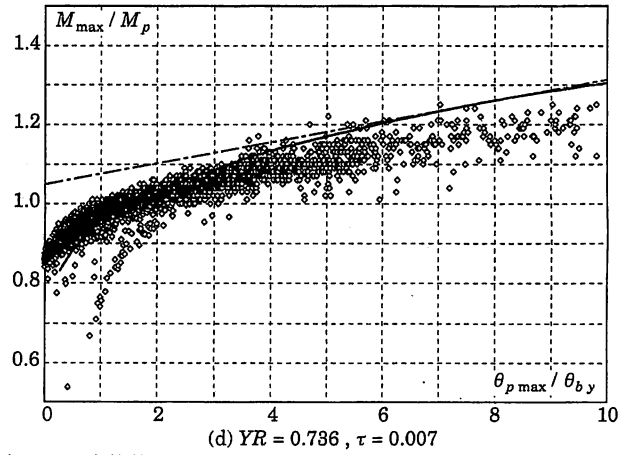
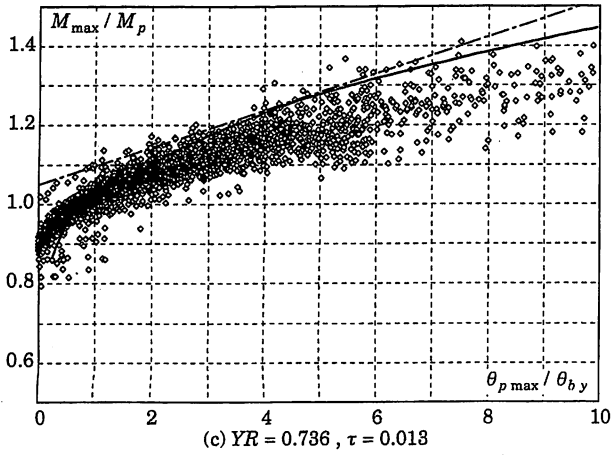
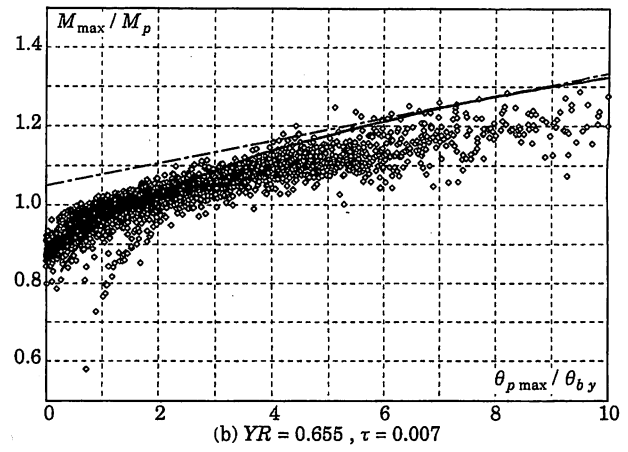
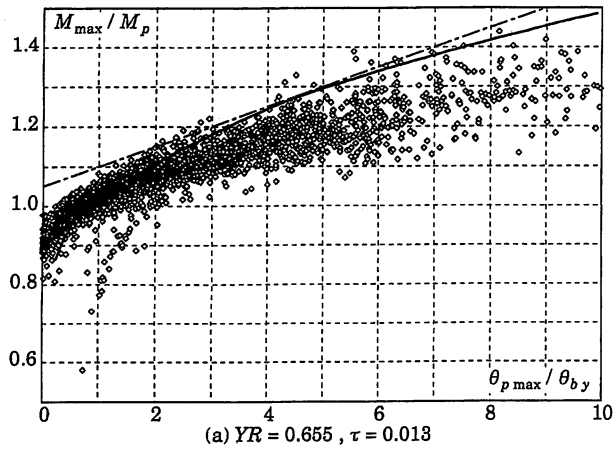


図 15 IK モデルを用いた応答値

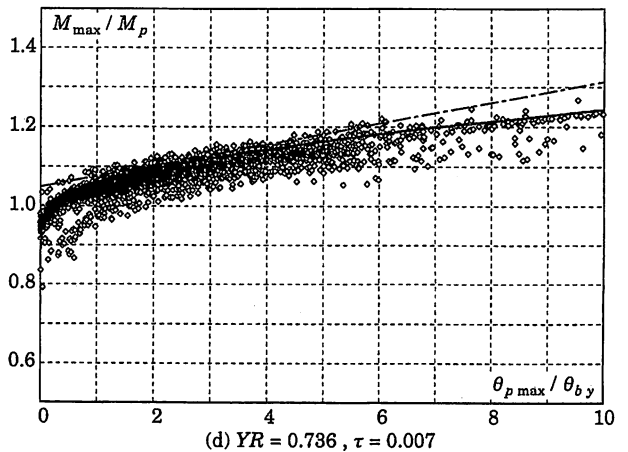
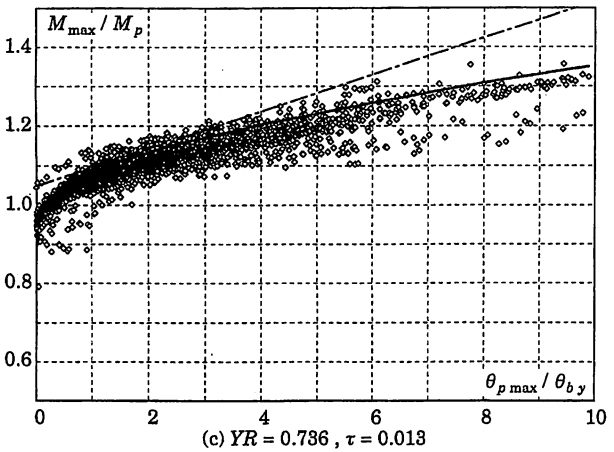
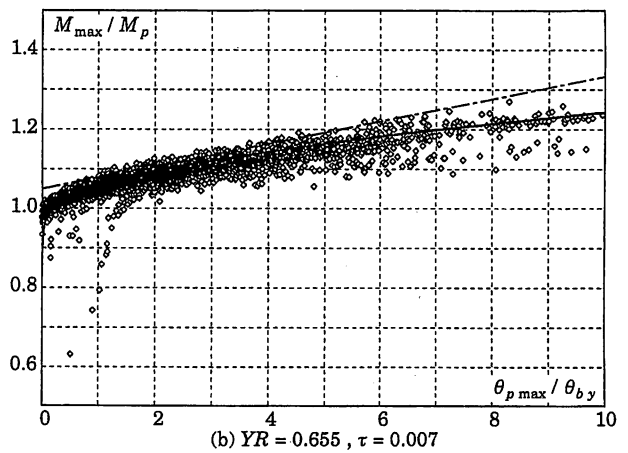
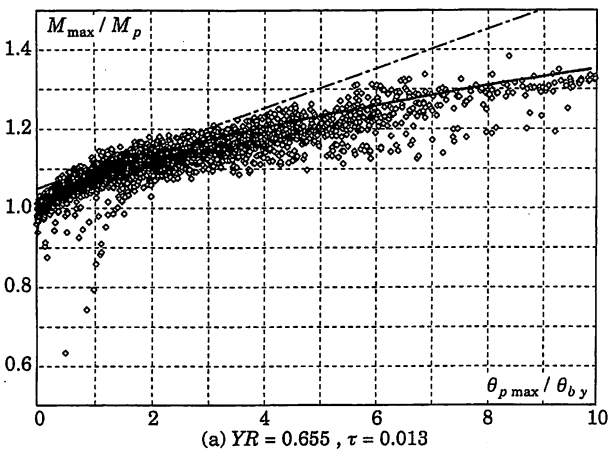


図 16 Bilinear モデルを用いた応答値

4章で述べたように、梁端の応力上昇率は、IKモデルを用いた解析結果と Bilinear モデルを用いた解析結果の大きい方の値として評価するのが適当であるので、ここでも IK モデルと Bilinear モデルの両方について解析した。

建築用鋼材の材料定数については、表3に示す統計資料が文献17)に報告されている。解析では、引張強さは統計資料の平均値を用い、降伏比の影響を検討するために降伏応力度は平均値士標準偏差の2種類を用いた。解析骨組の一部の柱に利用されているBCP材については統計資料がないが、SN材と同じとして解析した。歪硬化係数も0.013と0.007の2種類としたので、計4種の材料定数について解析している。

5.2 解析結果

IKモデルを用いた応答解析結果を図15に、Bilinearモデルを用いた応答解析結果を図16に◇印で示す。これらの応答値を図示する際に用いた最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$ は、最大層間変位角 R_{max} を使って(1)式で求めた推定値である。最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$ の無次元化に用いた弾性限回転角 $\theta_{b,y}$ は、反曲点が生ずる梁中央であると仮定して算定した値であり、スパン長 L と梁せい D の比から算定できる。

$$\theta_{b,y} = \frac{M_p L}{6EI} = \frac{f \sigma_y}{3E} \cdot \frac{L}{D} \quad (7)$$

また、図15,16中には、本論で提案した応力上昇率の上限值(6)式を鎖線で示している。なお、図のサブタイトルに示した降伏比 YR はSN400Bに関する値である。

IKモデルを用いた応答解析結果を示した図15には、さらに4.1節の方法で求めた応力上昇率の予測値を太線で示している。ただし、梁にはSN490Bも多用しているが、鎖線で示した(6)式による予測値を含め予測値の算定には、SN400Bの降伏比を用いている。

最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$ の算定に用いた弾性限層間変位角 R_y は、弾性解析において梁端の曲げモーメントが全塑性モーメント M_p に達するときの値であり、IKモデルを用いた解析では、これよりかなり小さな変形で降伏が始まる。したがって、図15では、最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$ が零近傍で応答値は太線の予測値を超えるものが多いが、鎖線で示した(6)式の予測値を超えるものはごく少数である。

Bilinearモデルを用いた応答解析結果を示した図16には、Bilinearモデルを用いた単調解析による応力上昇率を太線で示している。応答値の大部分は、太線の直下に集中しており、太線より大きな値を取る鎖線を超えるものはごく少数である。

骨組中の梁の曲げモーメント分布は、梁中間荷重の影響で反曲点は部材中央にない。しかし、図15,16に示すように、反曲点が生ずる梁中央であると仮定して求めた弾性限回転角 $\theta_{b,y}$ を用いても、(6)式による応力上昇率の予測値は、IKモデルとBilinearモデルを用いたいずれの解析結果に対しても、応力上昇率の上限を近似する値となっている。

6. 結論

本論では、骨組設計の初期段階で地震時の最大層間変位角が指定されることを前提として、最大層間変位角から梁端の応力上昇率を評価する方法を解析的に検討した。その結果、梁端の応力上昇率は、(6)式によってその上限が近似できることを示した。この結果を用いることによって、梁端接合部の合理的な設計が可能になると考

えている。なお、本論では歪速度が降伏応力度などに及ぼす影響は無視しているため、本論の結果は歪速度依存性が高い鋼材には利用しづらい。また、本解析は、局部座屈や横座屈などの不安定現象を無視したものであり、これらの不安定現象を生じる梁材では、応力上昇率はここで述べたより小さくなる可能性がある。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金(基盤研究C)の助成を受けて行いました。また、本研究を進めるにあたっては、京都大学防災研究所助教授 吹田啓一郎先生から貴重な実験データを頂きました。

参考文献

- 1) 中島正愛・澤泉紳一：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響(その1：梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比)、日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.6, No.23, pp.117-132, 1999.9
- 2) 澤泉紳一・中島正愛：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響(その2：柱の塑性化を許す鉄骨骨組の地震応答)、日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.6, No.23, pp.133-148, 1999.9
- 3) 前田憲太郎・増田浩志・田中淳夫：実在中低層骨組の耐震性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集, 第558号, pp.205-210, 2002.8
- 4) 小川厚治・井上一朗・中島正愛・澤泉紳一：梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集, 第537号, pp.121-128, 2000.11
- 5) 小川厚治・横山則幸：鋼構造ラーメン骨組の梁の必要塑性変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集, 第547号, pp.177-184, 2001.9
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針, 2001.11
- 7) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説, 2003.9
- 8) 小川厚治・中原寛章：強震を受ける鋼構造ラーメン骨組の梁に生じる塑性変形(その1：最大変形)、日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.10, No.39, pp.89-104, 2003.9
- 9) 小川厚治・中原寛章：強震を受ける鋼構造ラーメン骨組の梁に生じる塑性変形(その2：履歴挙動)、日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.10, No.39, pp.105-120, 2003.9
- 10) 吹田啓一郎：鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値、日本建築学会構造系論文集, 第567号, pp.165-171, 2003.5
- 11) 山田稔・辻文三：鋼材の応力-歪関係に関する研究(I：等方+移動硬化モデル)、日本建築学会論文報告集, 第270号, pp.17-22, 1978.8
- 12) 藤本盛久・和田章・白方和彦・小杉立：筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究、日本建築学会論文報告集, 第209号, pp.41-51, 1973.7
- 13) R. Tanabashi, T. Nakamura and S. Ishida: Gravity Effect on the Catastrophic Dynamic Response of Strain-Hardening Multi-Story Frames, Proc. of 5th WCEE, 1978.6
- 14) 桑原進・多田元英・井上一朗：角形断面柱・梁接合部パネルの力学モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.523-524, 1995.8
- 15) 立山英二・斎藤俊樹・吹田啓一郎：溶接柱梁接合部の履歴挙動と梁長さの影響、日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.809-812, 2001.9
- 16) 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、日本建築学会第17回情報システム利用技術シンポジウム論文集, pp.79-84, 1994.12
- 17) 志村保美・高田啓一・作本好文・塩飽豊明・藤沢一善：SN鋼の機械的性質に関する統計調査、日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.535-536, 2003.9