

曲がり部材の実構造物への適用へ向けた研究

2011年3月

熊本大学大学院自然科学研究科

遠藤 史

目 次

	Page
第1章 序論	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 既往の研究.....	2
1.3 本論文の構成.....	4
参考文献	
第2章 曲がり部材からなる構造体の圧縮強度特性と評価式	5
2.1 はじめに.....	5
2.2 解析方法と解析モデル.....	6
2.3 解析結果と考察.....	8
2.3.1 最大強度曲線.....	8
2.3.2 断面変化の影響.....	9
2.3.3 軸直角 (Y 軸) 方向変位量.....	10
2.4 細長比の違いによる曲がり部材の挙動特性.....	11
2.4.1 領域 I の面外変位.....	11
2.4.2 領域 I の曲げモーメント分布と変形モード.....	11
2.4.3 領域 II の曲げモーメント分布と変形モード.....	13
2.5 おわりに.....	17
参考文献	
第3章 曲がり部材からなる構造体の変形挙動と強度特性	18
3.1 はじめに.....	18
3.2 解析方法と概要.....	19
3.3 タイおよび斜材の本数の違いによる変形挙動および強度特性.....	21
3.3.1 橋脚解析モデルと解析方法.....	21
3.3.2 タイおよび斜材をピン結合としたモデル.....	21
3.3.3 タイおよび斜材を剛結合としたモデル.....	24
3.4 タイと斜材の断面積の違いによる変形挙動および強度特性.....	27
3.4.1 解析モデルと解析方法.....	27
3.4.2 タイおよび斜材をピン結合としたモデル.....	27
3.4.3 タイおよび斜材を剛結合としたモデル.....	29
3.5 おわりに.....	31
参考文献	

第4章 曲がり部材を用いた鋼製橋脚の耐震性能	32
4.1 はじめに	32
4.2 静的解析の概要	33
4.2.1 解析条件	33
4.2.2 解析概要	33
4.3 静的解析の結果と考察	36
4.3.1 軸力の骨格曲線	36
4.3.2 曲げモーメントの骨格曲線	36
4.3.3 各種相関曲線の定義	36
4.3.4 復元力モデルと繰返し解析結果との比較	37
4.4 復元力モデルを用いた動的解析の概要	39
4.4.1 解析対象橋梁	39
4.4.2 解析諸元	40
4.5 動的解析の結果と考察	46
4.5.1 主部材頭部の応答変位	46
4.5.2 主部材の最大断面力	47
4.5.3 主部材基部の M-N 曲線	48
4.5.4 主部材基部の MY-MZ 曲線	48
4.5.5 主部材基部の M- ϕ 曲線	49
4.5.6 主部材基部の時刻歴応答曲率	49
4.5.7 主部材の降伏域の分布	50
4.6 おわりに	51
4.6.1 結論	51
4.6.2 課題	51
参考文献	
第5章 曲がり部材を用いたエネルギー吸収構造部材の開発と挙動特性	53
5.1 はじめに	53
5.2 曲がり構造を利用した制震部材の開発	54
5.2.1 開発の目的	54
5.2.2 解析モデルと解析パラメータ	54
5.2.3 鋼材の材料特性と載荷方法	55
5.2.4 主部材の形状変化による挙動の検討	55
5.2.5 幅厚比と鋼種の相違による強度特性の検討	57
5.2.6 断面形状の違いによる比較	58
5.3 実験供試体による曲がり構造を用いた制震部材の検討	60
5.3.1 実験装置と実験供試体	60
5.3.2 使用鋼材の材料特性	61
5.3.3 ひずみと軸変位の測定方法	62

5.3.4 実験結果の検討	62
5.4 曲がり構造を用いた制震部材の構造物全体に及ぼす影響の検討	66
5.4.1 解析概要	66
5.4.2 解析モデル	66
5.4.3 入力地震動	67
5.4.4 制震部材の復元力モデル	67
5.4.5 ラーメン構造にブレース材を組込んだ場合の検討	68
5.4.6 制震部材を設置したラーメンの構造の検討	69
5.4.7 塑性化状況の検討	70
5.5 おわりに	72
5.5.1 結論	72
5.5.2 今後の課題	72

参考文献

第6章 結論	74
6.1 総括	74
6.2 今後の課題	76
6.3 将来への展望	77

第1章 序論

1.1 研究の背景

土木構造物によく使われる材料であるコンクリートは圧縮力に対して、鋼は引張力に対して強い材料とされてきた。鋼を使用した鋼構造が圧縮力に対して弱いとされる第一の理由は、コンクリート構造と比較し荷重に抵抗する断面を小さくできるため、細長比が大きくなることにより座屈をおこすという点にある。

軸圧縮力が作用する部材、特に柱部材を想定した場合、その弾性座屈強度はオイラーの座屈荷重として求められることはよく知られており、細長比がその決定の上でのパラメータとなる。加えて部材の初期たわみや残留応力あるいは荷重の偏心などが影響を及ぼすことも周知の通りである。

オイラーの座屈弾性理論によると、両端ヒンジの1本柱が軸圧縮力を受けて座屈する場合の1次の変形モードは、**図 1-1 (a)**に示すように対称1次となる。この柱の座屈強度を向上させるためには、対称1次の変形を抑制し、1次座屈モードではなく他のモードになるようにして有効座屈長を小さくすればよい。この点に着目して**図 1-1 (b)**に示すように1本柱を縦方向に2分割し、中央部においてタイで結合した柱構造を考えたが、これでは片方の部材にもうひとつの部材が追随するように変形するので1本柱と同様となる。そこで**図 1-1 (c)**のように両部材を外側に凸になるように放物線形状に曲げ、両者をタイで結合する構造にすることで対称1次モードの変形を抑制することが可能ではないか、と着想したことが曲がり部材の構成された構造物のアイデアの出発点である。すなわち、タイを配置することで部材の変形を抑制し、さらに曲がり部材においてはその形状によりアーチ効果を出現させようという狙いがある。

既往の研究^{1)~14)}では、この曲がり部材に一定の圧縮力载荷のもとで水平力を作用させていく場合、真直ぐ部材をタイおよび斜材で結合した構造形式に比べ、アーチによる変形効果とタイおよび斜材の効果により耐荷力が向上し、最大強度までの変形量が抑制されるなどといった基本的な耐荷力や変形挙動の特性を明らかにしている。本研究はこの曲がり部材の基本特性をさらに明らかにし、実構造物の適用へ向けた研究を行うものである。

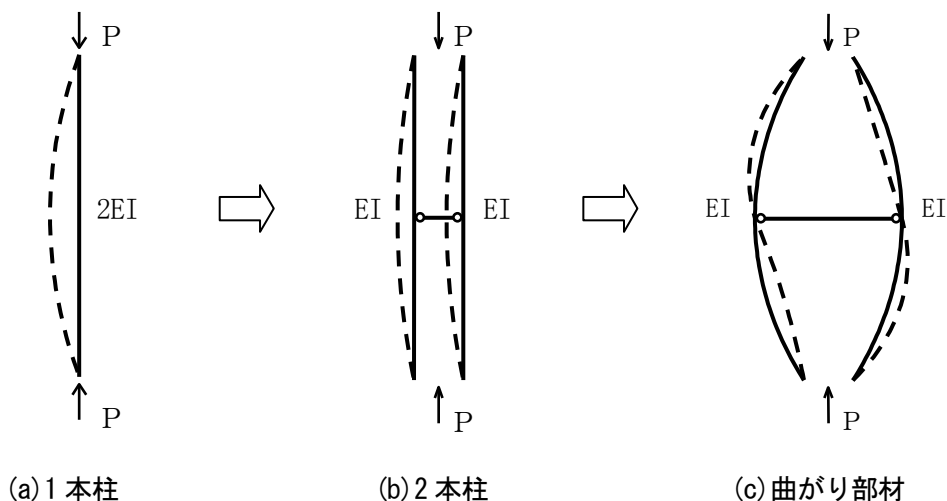


図 1-1 軸圧縮力を受ける柱部材の概念図

1.2 既往の研究

本研究で提案する曲がり部材をタイで結合した構造体は、軸圧縮力に抵抗する部材、特に柱構造としてとして提案するものである。

柱構造に曲がり部材を実構造として適用した例は見受けられないものの、梁に変わる構造として、またアーチの面外補強、あるいはデザインの一部として似たような構造が採用された例はいくつかある。前者としては、梁として用いる（曲がり部材の柱を横にして使用するイメージ）ため、上弦材がアーチ効果を期待する圧縮部材、下弦材が引張部材となり両者をストラットで結合するような構造がある。このような構造は主に建築関係の屋根構造や小規模橋梁などですでに採用されており、**図 1-2**に示す東京国際フォーラムガラス棟の屋根構造¹⁻⁵⁾や、**写真 1-1**に示す小規模橋梁などに用いられた例がある。後者には、単弦アーチ橋の面外座屈に対する抵抗あるいはデザインを意図して適用された例としては**図 1-3**に示す愛知県豊田市のひらち橋がある。また曲がり部材としてではないが、圧縮力が作用する柱としてティモシェンコはラチス柱を取り上げ、その座屈解析に関する理論を展開している¹⁻⁶⁾。

前述のように、実構造の柱に曲がり部材を適用した例は見受けられないが、研究は進められている。タイおよび斜材で結合した曲がり部材に一定の圧縮力载荷のもとで水平力を作用させた場合、真直ぐ部材と比べると、アーチによる変形効果とタイおよび斜材の効果により耐荷力が上昇し、最大強度までの変形量が抑制されるなどといった基本的な耐荷力や変形挙動の特性が明らかにされている^{1-1)~1-4)}。

しかしながら、これらは曲がり部材の基本特性について研究を行ったもので、実構造物へ適用できる可能性は示されているものの、実構造に適用した場合の研究は少ないのが現状である。

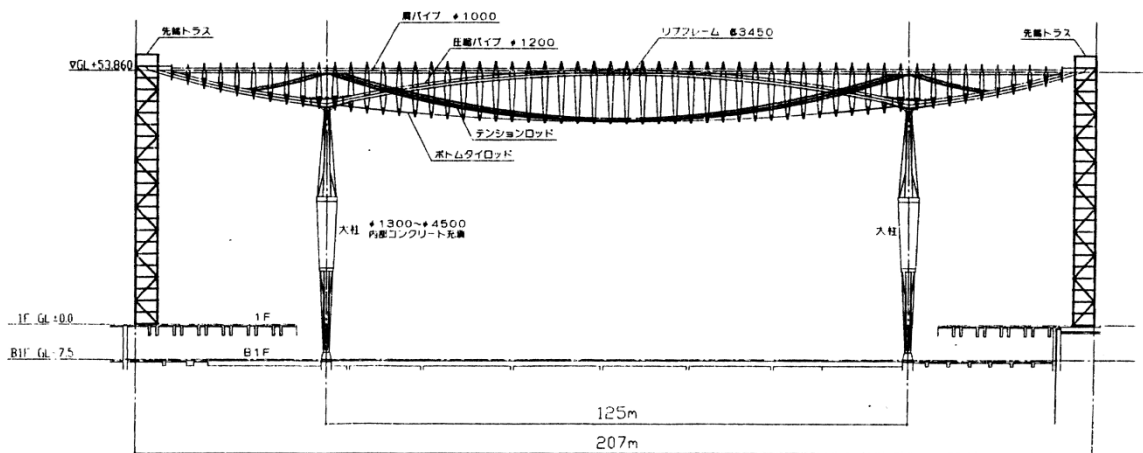


図1 南北2本の大柱で支持された屋根構造

図 1-2 東京国際フォーラムガラス棟の屋根構造



写真 1-1 ヤラ川に架かる橋梁（オーストラリア メルボルン）

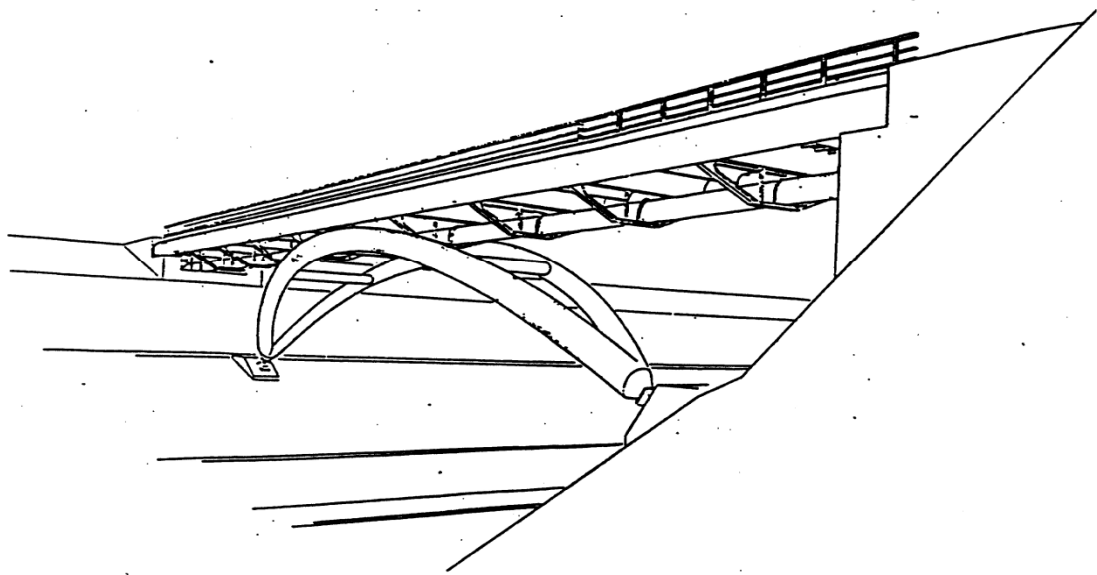


図 1-3 ひらち橋（愛知県豊田市）

1.3 本論文の構成

このような背景のもとで、本研究はこの曲がり部材の基本特性をさらに明らかにし、実構造物の適用へ向けた研究を行うものである。ここで、本論文の構成を以下に示す。

第1章は、「序論」であり、本研究の背景と目的について述べた。

第2章は、「曲がり部材からなる構造体の圧縮強度特性と評価式」と題して、圧縮を受ける曲がり部材の構造体を対象に、細長比や断面形状を変化させた場合の最大強度と変形挙動を明らかにする。曲がり部材が真直ぐ部材と比較して同一の圧縮力に抵抗する部材の断面積を減らすことで、経済性を追求できるか調べる。それらを検討したうえで曲がり部材の強度曲線を提案し、この構造形式の評価式とすることを目的とする。

第3章は、「曲がり部材からなる構造体の変形挙動と強度特性」と題して、曲がり部材を橋梁の橋脚に適用した場合の変形挙動、強度特性、崩壊のメカニズムなどを明らかにすることを目的とする。

第4章は、「曲がり部材を用いた鋼製橋脚の耐震性能」と題して、曲がり部材の耐震性能について弾塑性有限変位解析を行い、断面力の骨格曲線および相関曲線を作成し復元力モデルを定義する。そして、この解析結果をもとに高橋脚橋梁を対象に非線形動的解析を行い、地震時の橋梁全体の応答について検討する。

第5章は、「曲がり部材を用いたエネルギー吸収構造部材の開発と挙動特性」と題して、曲がり部材の性質を利用したエネルギー吸収構造部材を制震部材として提案し、モデル軸方向に圧縮と引張の繰返し変位を載荷し、軸方向の履歴特性やエネルギー吸収性能を検討する。さらに、提案した制震部材が実構造物に対して、どのように機能するかを時刻歴応答解析により検討する。また、制震部材に低降伏点鋼（他の鋼材と比べ降伏応力が低く、最大ひずみが大い性質を持つ）を使用し、履歴特性、変形挙動などを普通鋼の制震部材と比較し検討を行う。

第6章は、「結論」であり、これらの研究成果を総括するものである。

参考文献

- 1-1) 山尾敏孝, 石原完, 平井一男: タイで結合した2本の曲がり部材の座屈強度と挙動について, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.229-234, 1995.
- 1-2) 桂原和幸: タイで結合した曲がり部材の耐荷力に関する実験, 卒業論文 1996.
- 1-3) 永田涼二: 曲がり部材で構成された鋼製橋脚の耐荷力特性に関する研究, 卒業論文 1997.
- 1-4) 石原元: 一對の曲がり部材で構成された構造体の強度および挙動特性に関する基礎的研究, 博士論文, 2001.
- 1-5) 俵新: 東京国際フォーラムガラス棟の設計と施工, JSSC, No.18, pp37-45, 1995.
- 1-6) Timoshenko, S. and Gere, J. (仲威雄, 涛川馨一, 久保俊彦共訳): 座屈理論, コロナ社, pp.97-101, 1961.

第2章 曲がり部材からなる構造体の圧縮強度特性と評価式

2.1 はじめに

曲がり部材からなる構造体とは図 2-1 に示す一対の曲がり部材をタイでつないだ構造体である。この曲がり部材に軸圧縮力を作用させた場合、真直ぐ部材を 2 本組合せた場合に比べ、アーチによる変形効果とタイの効果により耐荷力の上昇や最大強度までの変形量を抑えることが期待できる^{2-1)~2-4)}。また、曲がり部材は圧縮力が卓越する構造に有用であり、座屈強度で圧縮強度が決まる細長比の大きな領域では、特にその効果を発揮する。しかし、細長比や断面形状が変化した場合の解析データの蓄積が十分ではない。

そこで、本章では図 2-1 に示す圧縮を受ける構造体を対象に、細長比や断面形状を変化させた場合の最大強度と変形挙動を明らかにする。曲がり部材が真直ぐ部材と比較して、同一の圧縮力に抵抗する部材の断面積を減らすことで、経済性を追求できるか調べる。それらを検討したうえで曲がり部材の強度曲線を提案し、この構造形式の評価式とすることを目的としている。

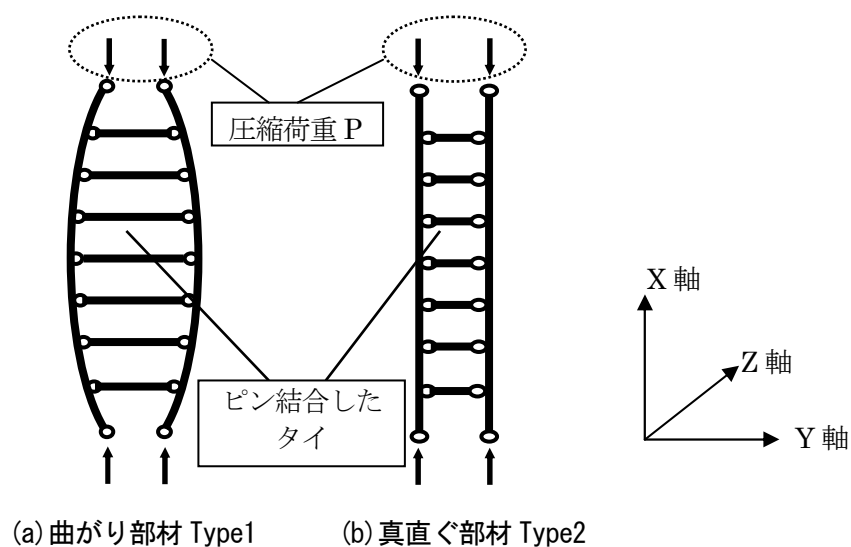


図 2-1 圧縮を受ける構造体

2.2 解析方法と解析モデル

解析は図 2-1 に示すモデルを用いた弾塑性骨組解析とし、曲がり部材を用いるモデルを Type1、真直ぐ部材を用いるモデルを Type2 とした。解析モデルは構造的長をより顕著にするために単純化し、二つの主部材をタイにより両端をピン結合した。図 2-2 のように断面形状と部材長を変化させて組合せ、解析モデルを作成した。解析パラメータには式 (2-1) で示す細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ とアーチライズ比 f/L の 2 つを用いた。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y L}{E r}} \quad (2-1)$$

ここに、 r : 弱軸周りの断面二次半径

曲がり部材の形状は図 2-3(a) に示す放物線とし、基準とする主部材のアーチライズ比 f/L は既往の研究²⁻⁴⁾より 0.03~0.09 とした。主部材の配置を図 2-3(b) に、主部材とタイの断面形状を図 2-3(c) に示す。主部材は長方形箱型断面、タイは正方形箱型断面とした。なお、これらの断面を構成する鋼板は局部座屈が生じないように幅厚比を 40 以下と小さくしている。また本章では、細長比の大きな領域での最大強度や挙動を調べることを目的とするため、パラメータである細長比の値を大きく設定した。主部材の細長比 L/r は、道路橋示方書²⁻⁵⁾で定められている圧縮主要部材の上限値 120 のときの真直ぐ部材の最大強度を曲がり部材の最大強度が下回らない範囲である 260 までとし、解析には弾塑性骨組解析法を使用した²⁻⁶⁾。主部材には図 2-4 に示す初期不整を与えた。初期たわみは図 2-4(a) に示す半波形状とし、最大初期たわみ量は $L/1000$ とした。残留応力は図 2-4(b) に示す一般に用いられる残留応力分布を仮定し、引張残留応力 (σ_{rt}) は $0.90 \sigma_y$ (σ_y : 部材の降伏応力)、圧縮残留応力 (σ_{rc}) を $0.46 \sigma_y$ として解析を行った。表 2-1 に使用した解析モデルの寸法や材料諸元を示す。

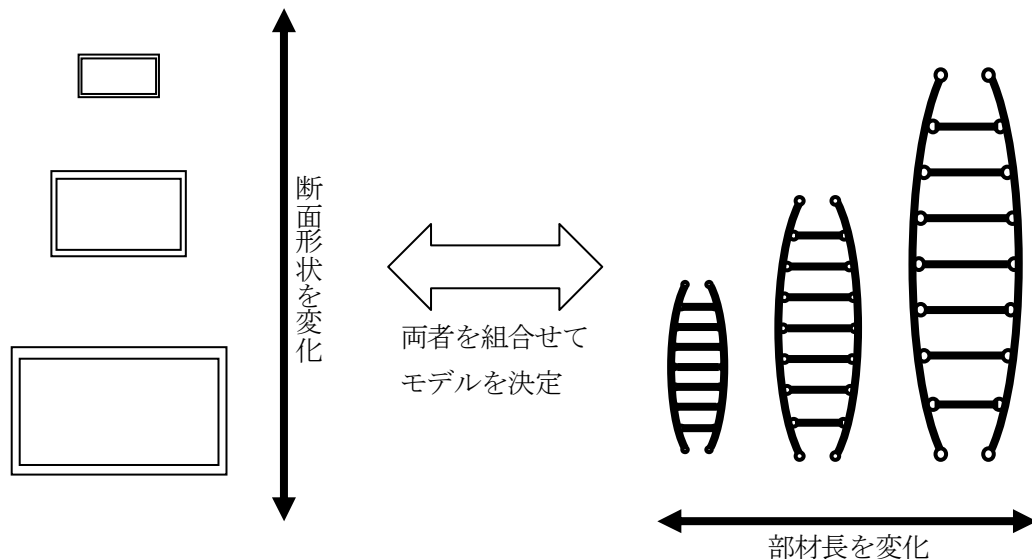


図 2-2 解析モデルの変化

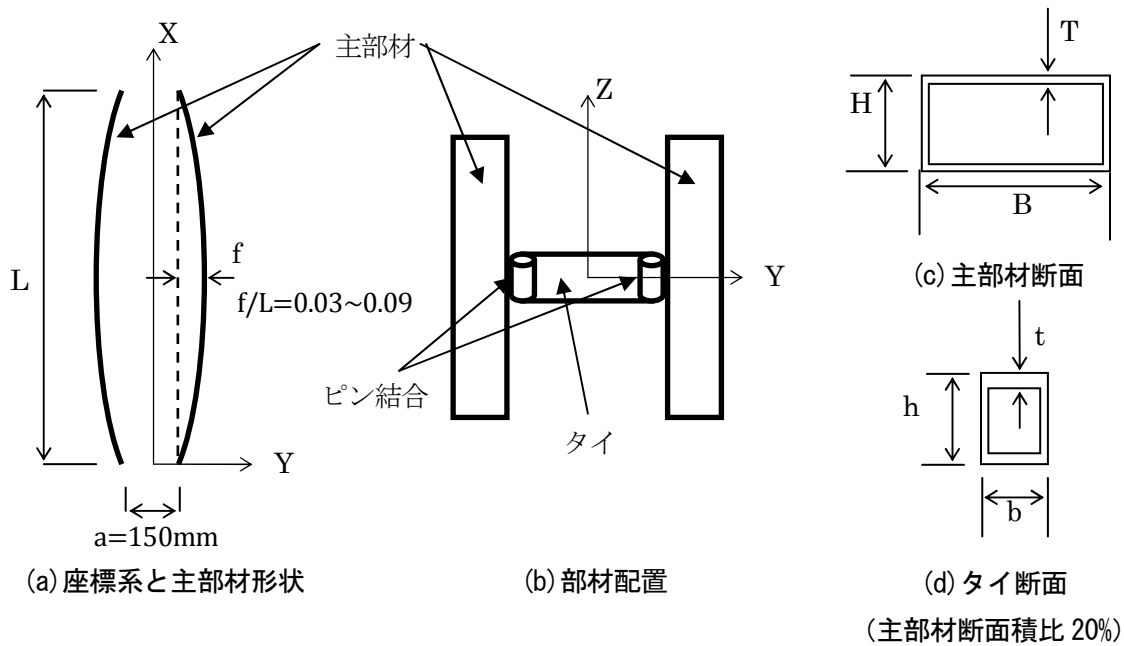


図 2-3 解析モデル形状, 断面形状

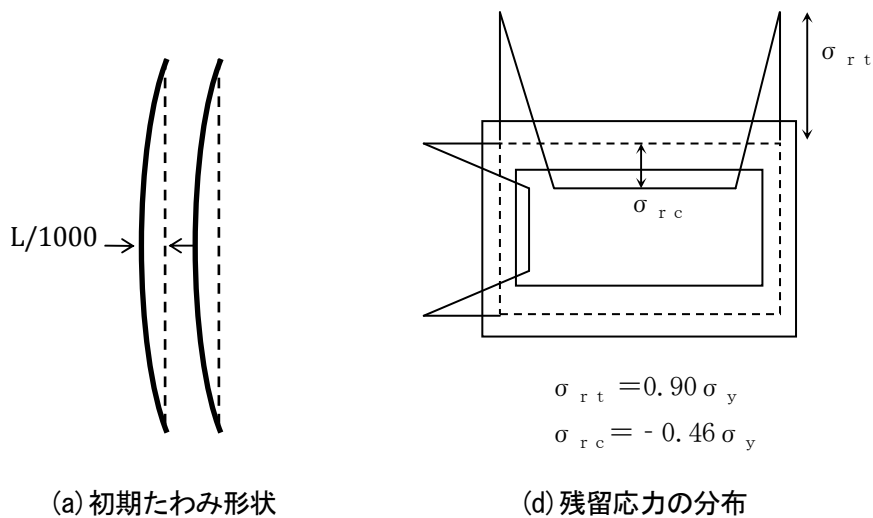


図 2-4 初期不整

表 2-1 解析モデルの諸元

ヤング係数	E	(Gpa)	216
降伏応力	σ_y	(Mpa)	382
主部材長	L	(mm)	80~2400
主部材の断面積	A	(mm ²)	840~1680
タイの断面積	A _t	(mm ²)	0.2×A
アーチライズ比	f/L	-	0.03~0.09
基部の間隔	a	(mm)	150
細長比	L/r	-	3.75~260
細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	-	0.05~3.5

2.3 解析結果と考察

2.3.1 最大強度曲線

図 2-5 は曲がり部材 (Type1) と真直ぐ部材 (Type2) を 2.2 で示した断面形状と部材長を変化させ解析し、その最大強度をプロットしたものである。解析は式 (2-1) の細長比パラメータが 0.05~3.5 の範囲とし、縦軸には最大平均応力 σ_{max} を降伏応力 σ_y で除して無次元化したもの、横軸には細長比パラメータをとり道路橋示方書²⁻⁵⁾の基準強度曲線と比較した。真直ぐ部材 (○) は道路橋示方書の基準強度曲線とよく一致している。また、曲がり部材 (●) は真直ぐ部材 (○) より最大強度が非常に大きく、特に細長比の大きな領域では基準強度の 3 倍を超えるものもある。

本モデルの細長比と細長比パラメータの関係は、 $L/r=75$ のとき $\bar{\lambda}=1$ であり、道路橋示方書²⁻⁵⁾による圧縮主要部材の上限の細長比 120 は、本モデルでは細長比パラメータが 1.6 程度で図に点線で示した位置になる。このときの真直ぐ部材の最大強度と同程度の強度をもつ曲がり部材は、矢印で示した $\bar{\lambda} = 3.5$ で $L/r=260$ という結果であった。これは曲がり部材が圧縮主要部材として細長比 260 程度まで使えるということを意味している。

また、この最大強度の結果から曲がり部材の強度曲線の近似式を最小二乗法により求めた。これらは本解析条件のもとでの曲がり部材の強度曲線式として提案できるもので、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=1.1$ までは式 (2-2)、 $\bar{\lambda} = 1.1$ 以上は式 (2-3) で曲がり部材の強度を求めることができる。

$$\sigma_{max}/\sigma_y = 0.977 - 0.056\bar{\lambda} \quad (\bar{\lambda} < 1.1) \quad (2-2)$$

$$\sigma_{max}/\sigma_y = 1.205 - 0.026\bar{\lambda} \quad (\bar{\lambda} \geq 1.1) \quad (2-3)$$

図 2-6 は図 2-5 の点囲み部分を拡大した図である。細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.4$ より小さい領域では、真直ぐ部材より曲がり部材の最大強度が小さくなっていることがわかった。そこで、最大強度が曲がり部材と真直ぐで逆転した位置を便宜的に $\bar{\lambda} = 0.4$ とし、 $\bar{\lambda} < 0.4$ を領域 I、 $\bar{\lambda} \geq 0.4$ を領域 II とし、2.4 において、この領域の違いによる最大強度への影響を検討する。

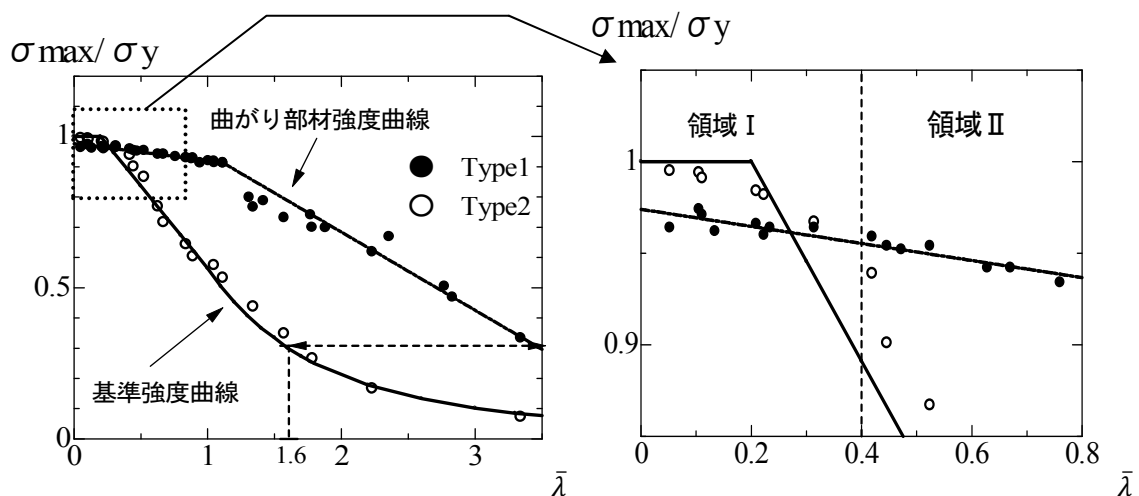


図 2-5 最大強度曲線

図 2-6 領域 I と領域 II

2.3.2 断面変化の影響

断面変化が最大強度に及ぼす影響を検討するため、基準モデルを基準部材長を $L_0=1600\text{mm}$ 、主部材の基準断面積を $A_0=1376\text{mm}^2$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.67$ （細長比 $L_0/r=50$ ）、タイの断面積を $A_t = 0.2A_0$ とし、この基準モデルの断面形状を変化させ解析を行った。断面変化を図 2-7 に示す。板厚を 4mm に固定し、フランジ幅一定でウェブ幅のみ変化させた「断面変化-1」と、フランジ幅 B : ウェブ幅 H の比を 5 : 4 として変化させた「断面変化-2」の 2 種類とした。

図 2-8 は、縦軸に最大応力を降伏応力で除した最大平均強度を、横軸に断面積 A と基準モデルの断面積 A_0 との比をとり、最大強度との関係を示したものである。どちらの断面変化も曲がり部材 (Type1) の方が真直ぐ部材より断面積の減少に対する強度の低下が抑えられている。また、「断面変化-2」(■) は「断面変化-1」(▲) と比べ、断面積の減少に対し強度の低下が小さいことがわかる。そこで、断面二次モーメントの関係について調べたものが図 2-9 であり、縦軸に同じく最大平均強度を、横軸に断面二次モーメント I と基準モデルの断面二次モーメント I_0 との比をとった。図からわかるように、曲がり部材 (Type1) の方が断面二次モーメントの減少に対する最大強度の低下が小さいことがわかった。また、最大強度と断面二次モーメントはほぼ比例関係にあることから、最大強度は断面二次モーメントに大きく影響されることがわかる。「断面変化-1」ではウェブ幅のみ変化させたため断面変化による断面二次モーメントの減少が大きく、断面積の減少にともなう強度の低下も大きい。しかし、「断面変化-2」は、ウェブ幅 : フランジ幅を一定にした変化であるので、断面二次モーメントの減少が小さく、断面積の減少による強度の低下が小さいと考えられる。また、このモデルの「断面変化-2」の場合、図 2-8 に示すように曲がり部材 (Type1) の断面積が半分 ($A/A_0=0.5$) になっても真直ぐ部材 (Type2) の基準モデル ($A/A_0=1.0$) の最大強度より高い最大強度を保持していると。これは構造体に使用する材料を半分に減らすことが可能であることを示している。

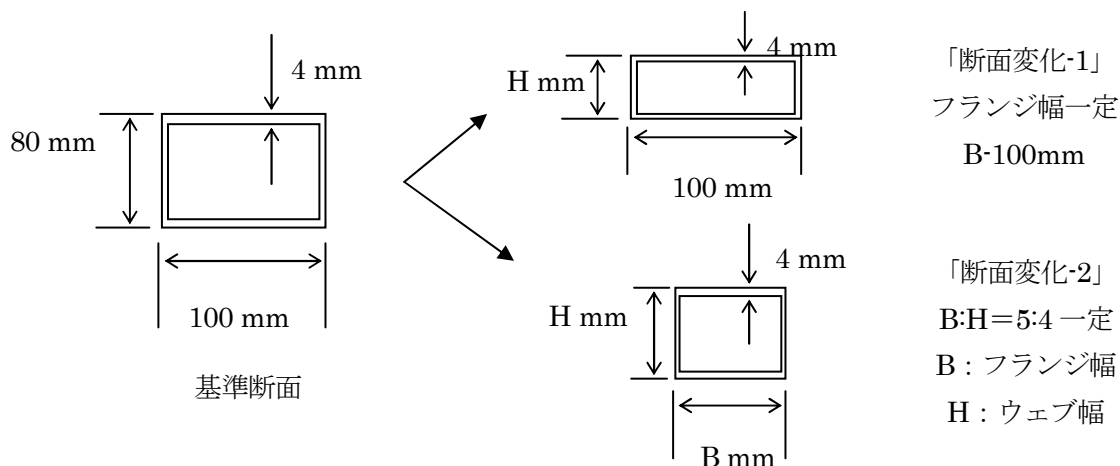


図 2-7 2つの断面変化モデル

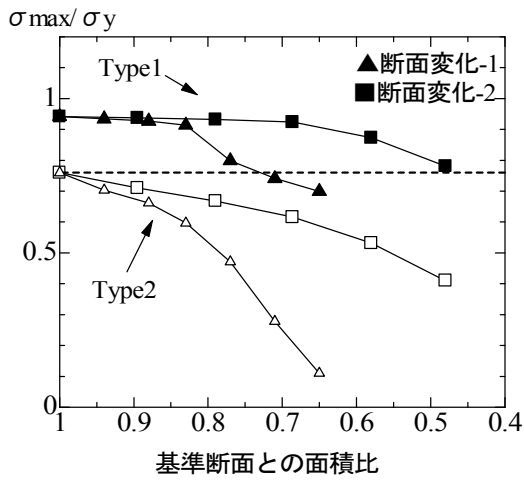


図 2-8 断面積と強度の関係

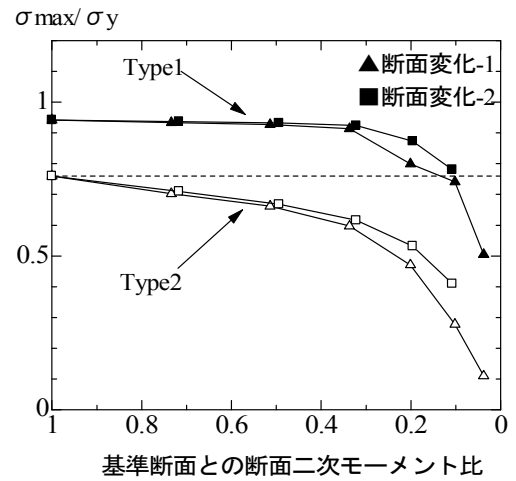


図 2-9 断面二次モーメントと強度の関係

2.3.3 軸直角 (Y 軸) 方向変位量

次に、面外 (軸直角 Y 軸方向) 変位挙動について、同じ部材長、断面形状のモデルを Type1 と Type2 からそれぞれ 3 組選び比較を行った。図 2-10 と図 2-11 は① $\bar{\lambda} = 0.134$ ($L=320\text{mm}$, $r=31.96\text{mm}$), ② $\bar{\lambda} = 0.67$ ($L=1600\text{mm}$, $r=31.96\text{mm}$), ③ $\bar{\lambda} = 2.77$ ($L=1600\text{mm}$, $r=7.72\text{mm}$) の 3 つの細長比パラメータの平均応力-面外変位関係である。真直ぐ部材 (Type2) は面外変位が最大となる部材中央 ($L/2$) での値を、曲がり部材 (Type1) は変形モードが载荷途中で変化するため、最終的に最大の変位をおこす部材位置 $L/4$ での値をプロットした。図 2-10 に示すように Type2 は細長比パラメータが大きくなるにつれ面外変位量が非常に大きくなり、最大強度が落ちていることがわかる。それに対し Type1 は図 2-11 に示すように細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きくなっても面外変位量は小さく抑えられていることがわかる。

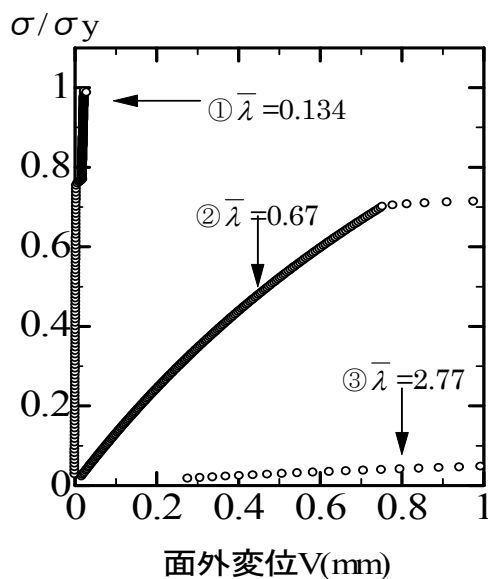


図 2-10 Type2 の面外変位

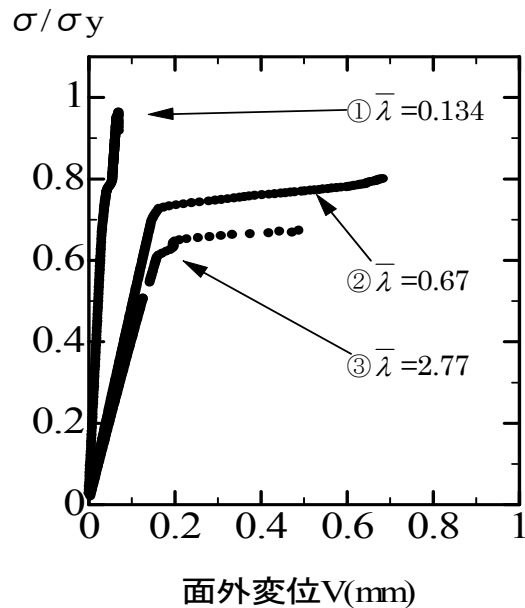


図 2-11 Type1 の面外変位

2.4 細長比の違いによる曲がり部材の挙動特性

曲がり部材の方が真直ぐ部材より最大強度が小さくなる細長比パラメータ $\bar{\lambda} < 0.4$ の領域Ⅰの強度と挙動の特性について検討を行ない、領域Ⅰと $\bar{\lambda} \geq 0.4$ の領域Ⅱにおける変形挙動や部材に生じる曲げモーメント、タイの引張軸力などの分布の違いを検討した。これらの違いを検討することにより、曲がり部材からなる構造体の最大強度の上昇や面外変位量減少のメカニズムの解明を試みた。

2.4.1 領域Ⅰの面外変位

図 2-12 は両タイプで変形の挙動がほぼ同じであったモデル④ $\bar{\lambda}=0.223$ ($L=160$, $r=9.61$) の平均応力-面外(軸直角方向)変位の関係を示したものである。2.3.3 で示した図 2-10 と図 2-11 と同じようにプロットした。最大応力を比較すると、真直ぐ部材の Type2 が $\sigma_{\max}/\sigma_y=0.99$ とほぼ降伏応力まで上昇したのに対し、Type1 はアーチライズ比が 0.06 のとき $\sigma_{\max}/\sigma_y=0.96$ となり、降伏応力まで上昇しなかった。この結果から、曲がり部材はアーチライズ比の影響があると考え、アーチライズ比を変えた検討をすることにした。図 2-13 は曲がり部材モデル④のアーチライズ比を変化させ解析した結果を拡大したものである。アーチライズ比が小さいほど最大強度が上昇しており、主部材が真直ぐに近づくほど強度が上昇するという結果が得られた。このことから細長比パラメータが小さい $\bar{\lambda} < 0.4$ の領域では、真直ぐ部材より曲がり部材は構造的に弱いと考えられる。

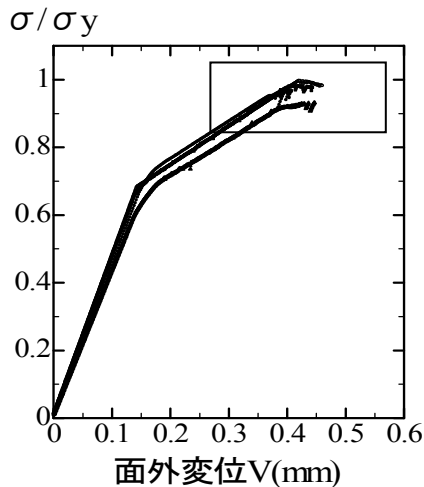


図 2-12 領域Ⅰの面外変位曲線

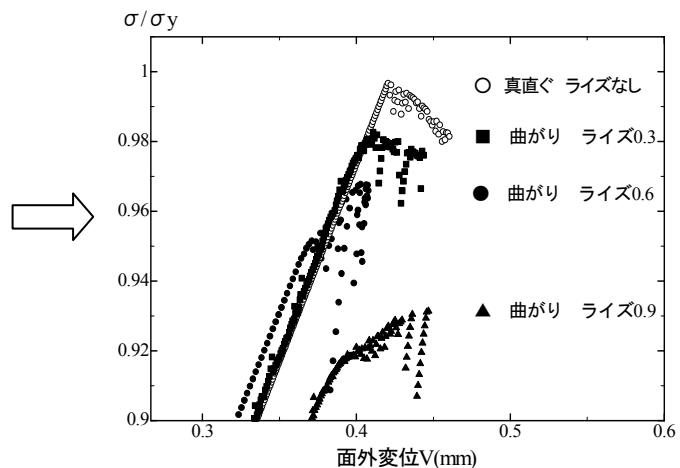


図 2-13 アーチライズ比変化の影響

2.4.2 領域Ⅰの曲げモーメント分布と変形モード

次に、領域Ⅰのモデルについて主部材に発生する Z 軸周りの曲げモーメントの影響を調べた。ここでは、領域Ⅰでの特徴がよく現れるように細長比パラメータがごく小さい① $\bar{\lambda}=0.134$ ($L=320$, $r=31.96$) モデルを解析した。図 2-14 は横軸に Z 軸回りの曲げモーメントを、縦軸に主部材における位置をとり示したもので、主部材が部分的に降伏する直前の曲げモーメントをプロットした。真直ぐ部材は同じ方向に曲げモーメントが発生し、曲がり部材は左右対称に発生していることがわかる。また、真直ぐ部材の曲げモーメント(○)に比べ、曲がり部材の曲げモーメント(●)の方が大きく、部材中央に集中していることがわかる。図 2-15 は両モデルの降伏開始時の荷重と降伏部位を示した。主部材の応力が $\sigma/\sigma_y=0.66$ のとき、この曲げモーメントによる直応力は $\sigma/\sigma_y \approx 0.35$ であった。部材中央で曲げ

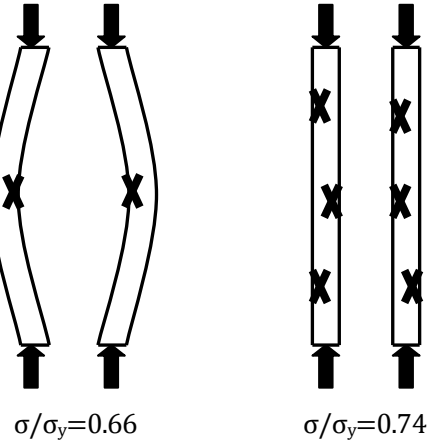
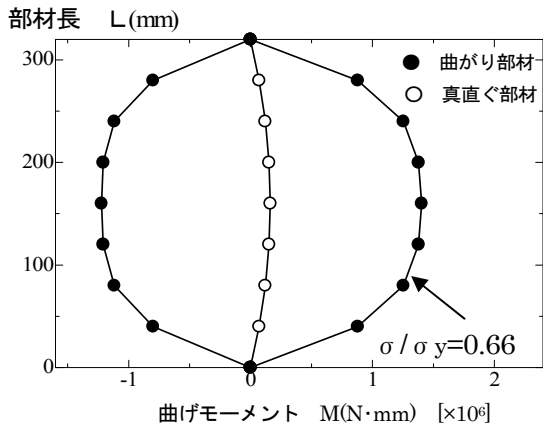


図 2-14 部分降伏前の曲げモーメント ($\bar{\lambda}=0.134$) 図 2-15 降伏開始荷重と降伏部位 ($\bar{\lambda}=0.134$)

による圧縮直応力が大きくなり、曲がり部材は真直ぐ部材より荷重の低い段階で部材の内側が圧縮降伏を始めていた。このことが曲がり部材の最大強度の低下につながったものと考えられる。真直ぐ部材は曲げモーメントの集中がなく、部分的な降伏は起こっていなかった。

曲げモーメント分布の結果から、両モデルの変形モードとタイに作用する軸力を比較した結果が図 2-16 である。図は横軸に軸直角方向変位、縦軸に部材位置をとり、横軸にタイの軸力、縦軸に部材位置を示した。図は $\sigma/\sigma_y=0.6$ のときの結果をプロットしたもので、真直ぐ部材は変形が小さく面外変位もタイの軸力もほとんど生じていなかった。これに対し曲がり部材の変形は比較的大きく、左右の部材が外側に変形していることがわかる。図 2-17 は Type 1 のタイの軸力分布を示しており、図のように変形の大い部材位置でタイの軸力も大きくなっていることがわかる。領域 I では、曲がり部材はタイの引張力が働くものの変位を抑えるほどの効果がなく、曲げモーメントも大きくなったと考えられる。

図 2-18 は領域 I の $\bar{\lambda}=0.134$ モデル (Type1 と Type2 モデル) の载荷前から载荷後の変形メカニズムを示したものである。曲がり部材の Type1 では細長比が小さいため、軸方向荷重が作用すると左右の外側に変位し、この変位に伴ってタイ部材に軸力が作用して伸びるため十分なアーチ効果を発揮できなくなり、曲げモーメントが大きくなると推定される。これに対して真直ぐ部材の Type2 では、主部材のみで圧縮力に抵抗し、タイ部材には力は作用せず、曲げモーメントがほとんど発生しないと考えられる。

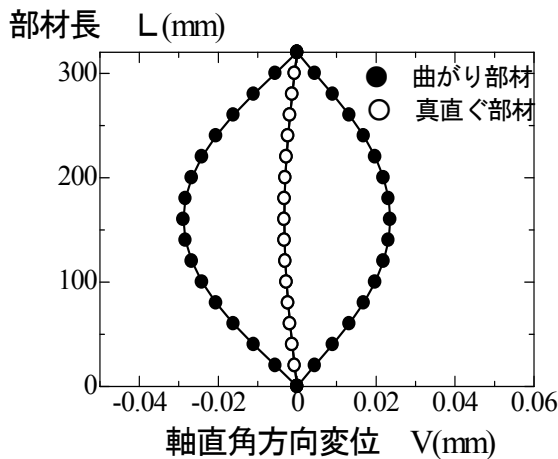


図 2-16 変形モード ($\bar{\lambda}=0.134$)

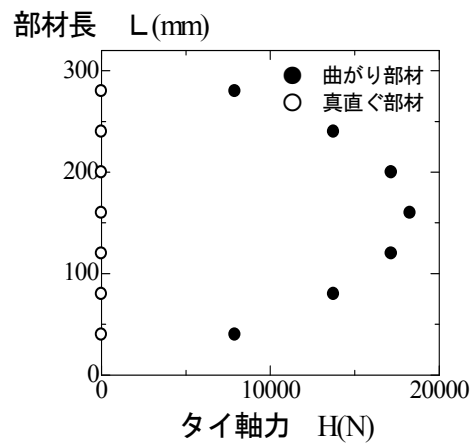


図 2-17 タイの軸力分布

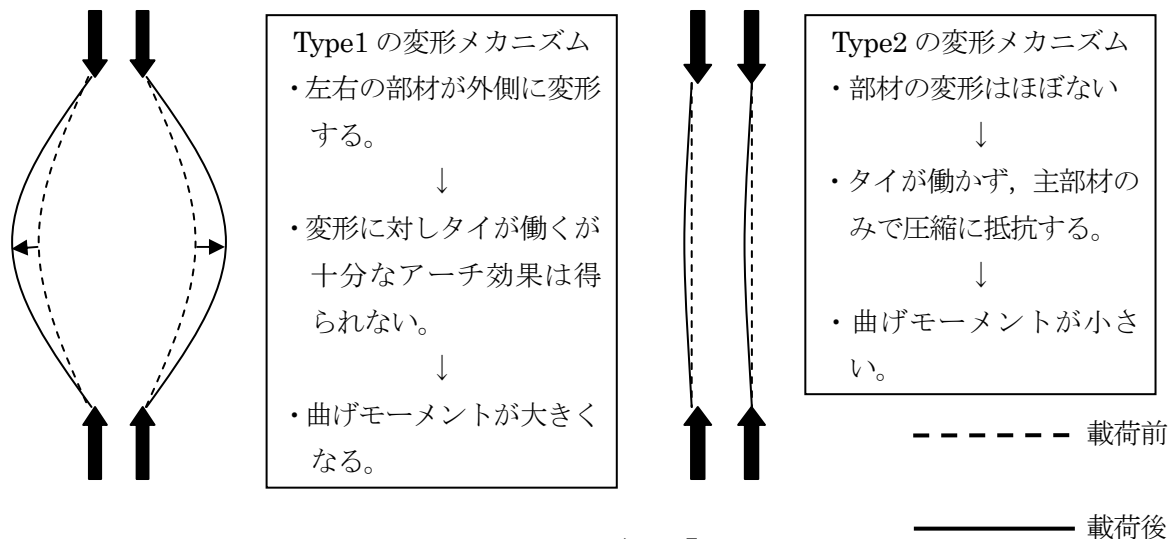


図 2-18 変形メカニズム ($\bar{\lambda}=0.134$)

2.4.3 領域Ⅱの曲げモーメント分布と変形モード

細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きい領域Ⅱのモデルとして⑤ $\bar{\lambda}=1.005$ ($L=2400$, $r=31.96$)のモデルを選び、領域Ⅰの場合と同様に曲げモーメントの影響を調べた。図 2-19 は主部材の部分降伏前の曲げモーメント図である。真直ぐ部材は細長比が大きくなるにつれ曲げモーメントが部材中央で非常に大きくなり、そして左右の部材の同じ方向に曲げモーメントが発生するため、左部材は内側、右部材は外側から降伏が始まっていた。これに対し曲がり部材は曲げモーメントがほぼ均等に生じ、低く抑えられているという領域Ⅰの結果とは逆の結果となった。そのため曲がり部材の部分的な降伏の始まりも真直ぐ部材より遅くなっており、このことが曲がり部材の最大強度の上昇につながったと考えられる。さらに、曲がり部材は最大となる曲げモーメントの位置が変化しており、部材両端に近い位置が最大となったことがわかる。

図 2-20 は主部材の断面が降伏を開始した荷重と位置を示したもので、曲がり部材の方が遅く降伏したことがわかり、曲げモーメント最大位置で降伏したことがわかる。一方、真直ぐ部材は部材中央部で降伏しており、図 2-19 からわかるように曲げモーメントが最大の位置に対応している。

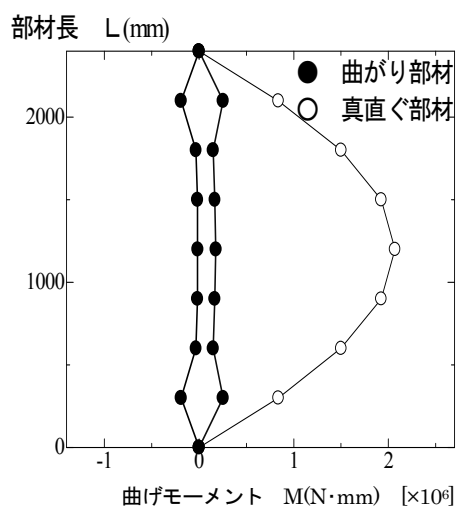


図 2-19 部分降伏前の曲げモーメント ($\bar{\lambda}=1.005$)

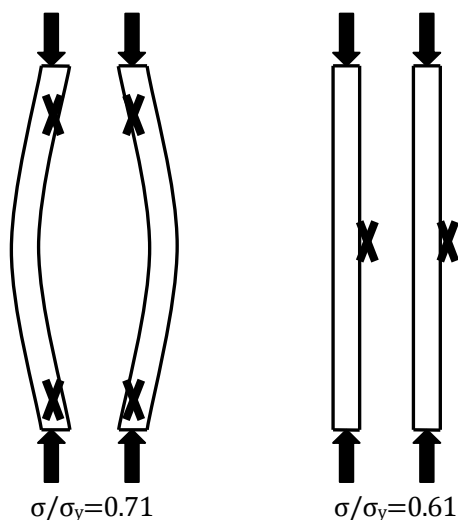


図 2-20 降伏開始荷重と降伏部位

次に、両モデル ($\bar{\lambda}=1.005$) の部材の変形モードとタイの軸力分布を比較、検討するため、圧縮応力が $\sigma/\sigma_y=0.5$ のときの結果を図で示した。

図 2-21 は両モデルの変形モードを比較して示したものである。図より真直ぐ部材は、1 半波のモードで大きく変形しているのに対し、曲がり部材は変形が非常に小さく抑えられていることがわかる。これは、 $\bar{\lambda}=0.134$ モデルと比較すると全く逆の結果となっており、部材の細長比の影響が大きいことがわかる。また、図 2-22 には曲がり部材である Type1 の変形の様子を拡大して示したものであり、図から右部材がアーチ内側に変形していることがわかった。

図 2-23 は曲がり部材のタイの軸力分布を示したもので、○印の真直ぐ部材は領域 I と変わらずほとんど力が作用していないのに対し、曲がり部材は 7 本のタイすべてがほぼ同じ程度の軸力が作用していることがわかる。領域 II の部材では、真直ぐ部材はタイが変形を抑える効果がなく、1 半波の変形モードで変位がそのまま増加しているため強度が低下している。それに対し、曲がり部材は左部材の変形によって右部材がタイで引張られ、面内に変形をおこしている。そのため右部材がアーチ効果を発揮し、変形を抑えていると考えられる。

次に、Type1 の⑤ $\bar{\lambda}=1.005$ のモデルについて、部材の部分降伏から最大強度に到達するまで ($\sigma/\sigma_y=0.7 \sim \sigma/\sigma_y=0.924$) の曲げモーメント分布と変形モードについて検討した。

図 2-24 は曲がり部材の変形モードを示しており、変形が部材下方に偏っていることがわかる。 $\sigma/\sigma_y=0.8$ では半波の変形モードが、 $\sigma/\sigma_y=0.9$ では 1 波に飛移していることがわかる。そこで、载荷状態別に曲げモーメントを図 2-25 に示して比較した。図は、部分降伏前の $\sigma/\sigma_y=0.7$ (●) と最大強度に達する前の $\sigma/\sigma_y=0.8$ (■), $\sigma/\sigma_y=0.9$ (▲) の曲げ

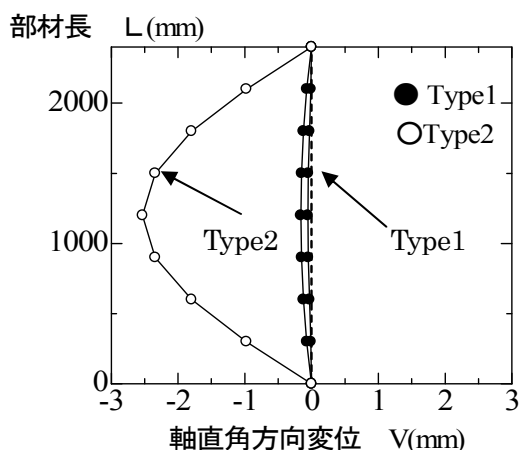


図 2-21 両モデルの変形モードの比較 ($\bar{\lambda}=1.005$)

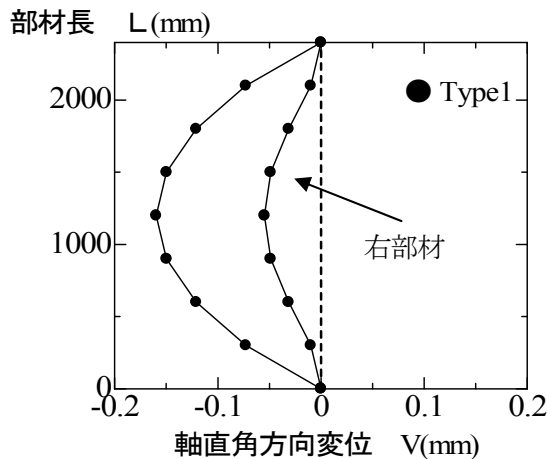


図 2-22 Type1 モデルの変形モード

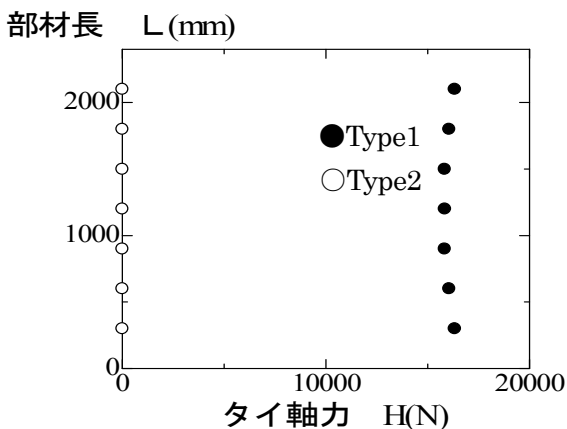


図 2-23 タイの軸力分布

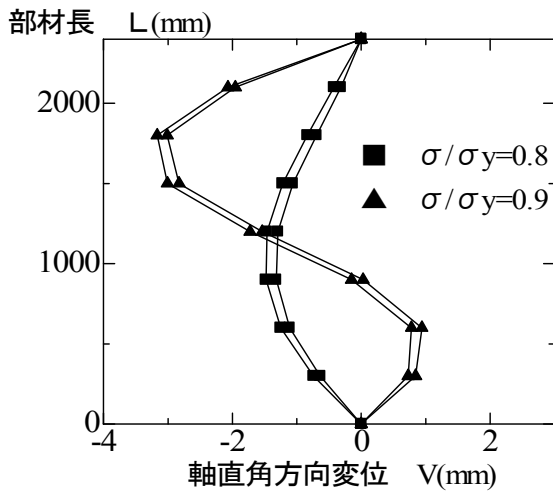


図 2-24 Type1の変形モード($\bar{\lambda}=1.005$)

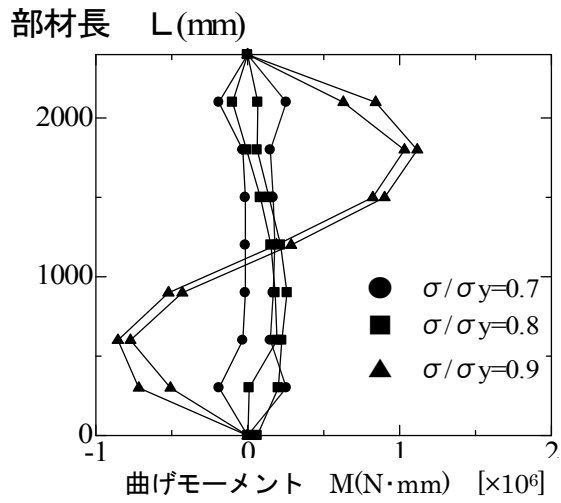


図 2-25 Type1の曲げモーメント($\bar{\lambda}=1.005$)

モーメント図である。最大強度に近い $\sigma/\sigma_y=0.9$ においては部材中央から曲げモーメントも変形モードに対応して1波の形に変化していることがわかった。これはタイで結合した曲がり部材構造体がひとつの柱として、一次変形モードから二次変形モードに変化し、これによる抵抗荷重が増加したと考えられる。

図 2-26 は領域IIの $\bar{\lambda}=1.005$ モデル (Type1 と Type2 モデル) の荷重前から荷重後の変形メカニズムを示したものである。曲がり部材の Type1 では、軸方向荷重が作用すると左右の外側に変位するが、初期たわみの変位差により、右部材が左部材に引張られた変位をおこす。タイ部材に均等な引張軸力が作用し、かつ右部材のアーチ効果により荷重が小さく抑えられる。これに対して、真直ぐ部材の Type2 では、主部材のみで圧縮力に抵抗するが細長比が大きいため、面外変形が大きくなりかつタイ部材には力は作用せず、変形により曲げモーメントが大きくなったと考えられる。

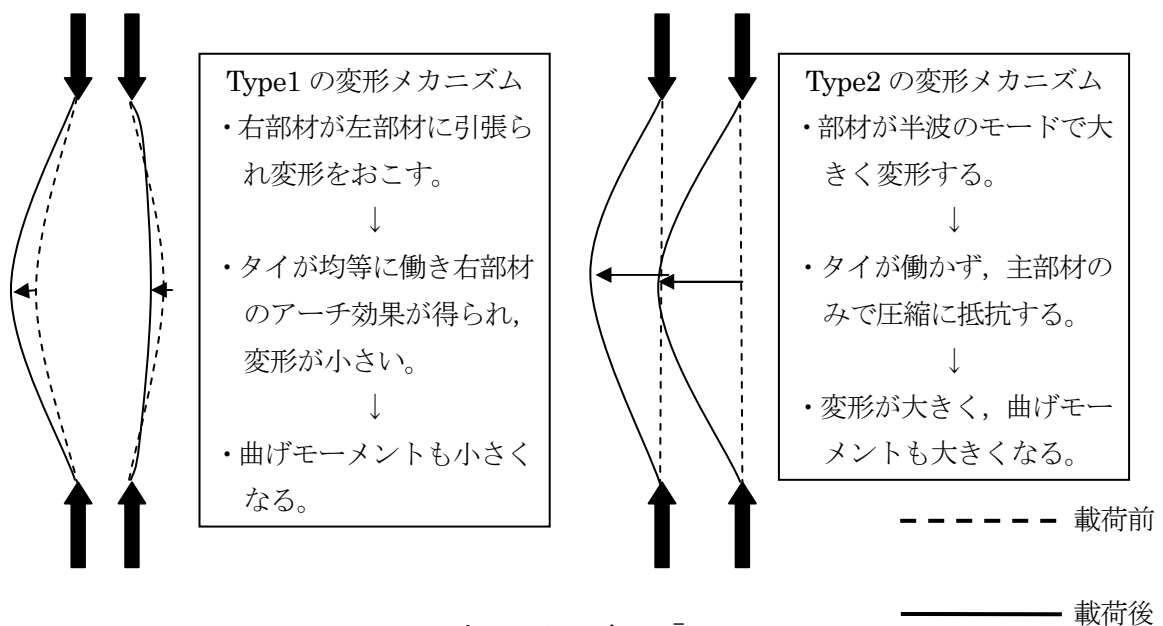


図 2-26 変形メカニズム ($\bar{\lambda}=1.005$)

また、図 2-27 は Type1 の曲がり部材が半波から 1 波に飛び移るときの最大変位の発生位置が変化する様子を示したものである。つまり変形の位置が変わることで右部材のアーチ効果が二つに分かれる。これは通常の長柱部材が圧縮を受ける場合は 1 次モードで座屈するが、曲がり部材の場合は途中から変形が 2 次モードに移ることにより最大強度が上昇することになる。

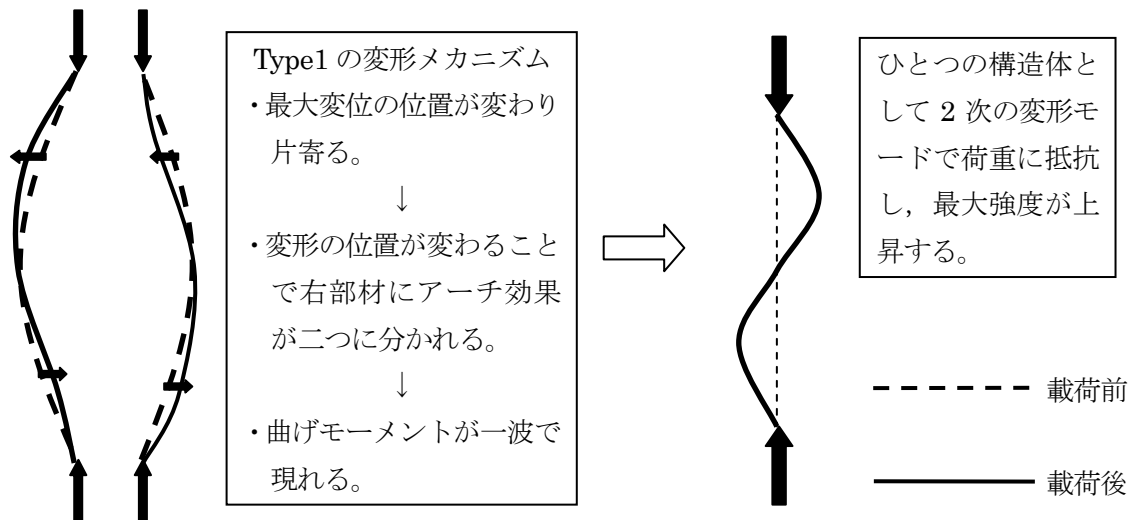


図 2-27 部分降伏から最大強度に達するまでの変形イメージ ($\bar{\lambda}=1.005$)

2.5 おわりに

曲がり部材と真直ぐ部材に鉛直荷重を作用させ、提案したパラメータをもとに解析を行い比較検討した。本章で得られた結論を以下のようにまとめる。

- ① 曲がり部材の部材強度曲線を道路橋示方書と同様な強度曲線を用いて提案することができた。今回のモデルでの細長比と細長比パラメータとの関係は $\bar{\lambda}=1$ のとき $L/r=75$ となった。また、道路橋示方書による圧縮主要部材の限の細長比 120 という値は、この曲がり部材では細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は 1.6 程度になる。このときの真直ぐ部材の最大強度と同程度の強度をもつ曲がり部材は $\bar{\lambda}=3.5$ で、 L/r は 260 に相当することがわかった。
- ② 圧縮力を作用させた曲がり部材の最大強度は、部材の細長比に影響を受けることがわかった。また、変形メカニズムも判明した。細長比パラメータの小さな領域($\bar{\lambda}<0.4$)では曲がり部材の最大強度が低くなるが、細長比パラメータの大きな領域($\bar{\lambda}\geq 0.4$)では面外変形の抑制や、最大強度の上昇がおこることがわかった。
- ③ 曲がり部材は真直ぐ部材と比べ、モデルによっては部材断面積が半分で同じ強度をもつことがわかった。
- ④ 曲がり部材が半波から 1 波に飛移するときの最大変位の発生位置が変化するメカニズムを解明した。変形的位置が変わることで右部材のアーチ効果が二つに分かれる。これは通常の長柱部材が圧縮を受ける場合は 1 次モードで座屈するが、曲がり部材の場合は途中から変形が 2 次モードに移ることにより最大強度が上昇することになる。
- ⑤ 複数のモデルの解析結果より曲がり部材強度曲線を提案することができ、道路橋示方書に示される細長比より大きい値で曲がり部材を実構造体として適用できることが判明した。

参考文献

- 2-1) 山尾敏孝, 石原完, 平井一男: タイで結合した 2 本の曲がり部材の座屈強度と挙動について, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.229-234, 1995.
- 2-2) 桂原和幸: タイで結合した曲がり部材の耐荷力に関する実験, 卒業論文 1996.
- 2-3) 永田涼二: 曲がり部材で構成された鋼製橋脚の耐荷力特性に関する研究, 卒業論文 1997.
- 2-4) 石原元: 一對の曲がり部材で構成された構造体の強度および挙動特性に関する基礎的研究, 博士論文, 2001.
- 2-5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編), 1996.
- 2-6) 小松定夫, 崎本達郎: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross Sections (閉断面部材で構成される三次元骨組の非線形解析), 土木学会論文報告集, No.252, pp.143-157, 1976.

第3章 曲がり部材からなる構造体の変形挙動と強度特性

3.1 はじめに

曲がり材で構成された主部材をタイや斜材でつなぐ構造形式が圧縮力を受けるときの特性を，既往の研究と前章までで明らかにしてきた。圧縮を受ける2本の曲がり部材を数本のタイで結合した平面構造は，真直ぐ部材を単に2本組合せた場合に比べて，アーチによる変形効果とタイの効果により耐荷力の上昇や最大強度までの変形量を抑えることが期待できる^{3-1), 3-2)}。これまで曲がり部材を橋脚として用いた場合の耐荷力特性，変形挙動について研究^{3-3), 3-4)}が行われてきたが，曲がり部材の崩壊のメカニズムや特性についての解明研究は不十分といえる。そこで，本章では図3-1に示すような曲がり部材を鋼製橋脚に適用する場合を想定し，その変形挙動，強度特性，崩壊のメカニズムについて明らかにしていくことを目的とする。

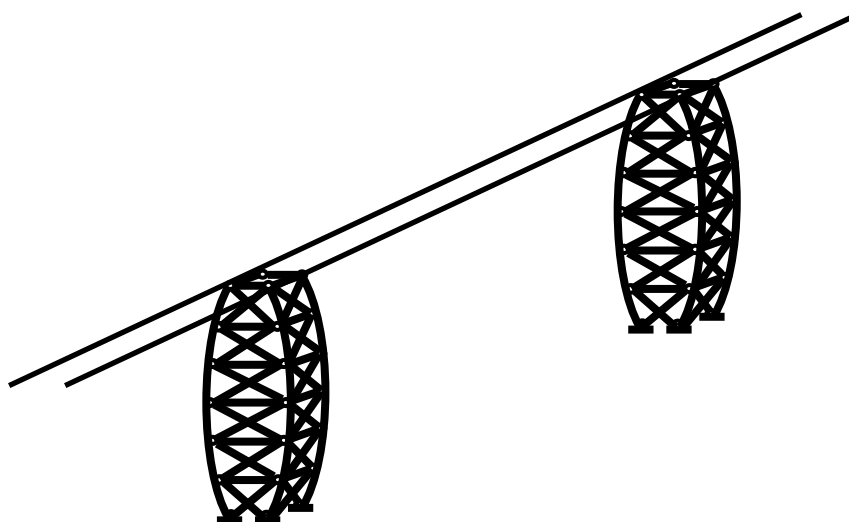


図 3-1 曲がり部材を鋼製橋脚に適用する場合の橋梁の全体イメージ

3.2 解析方法と概要

解析モデルは、図 3-2 に示す曲がり材を用いたモデルと真直ぐ平行な部材を用いた 2 つとする。本章では曲がり部材を鋼製橋脚に適用する場合を想定し、境界条件は基部を固定、部材柱頭部をフリーとする。タイおよび斜材はピン結合と剛結合のそれぞれについて解析し、比較検討する。解析パラメータはタイおよび斜材の本数、タイおよび斜材の主部材との断面積比の 2 つを用いた。

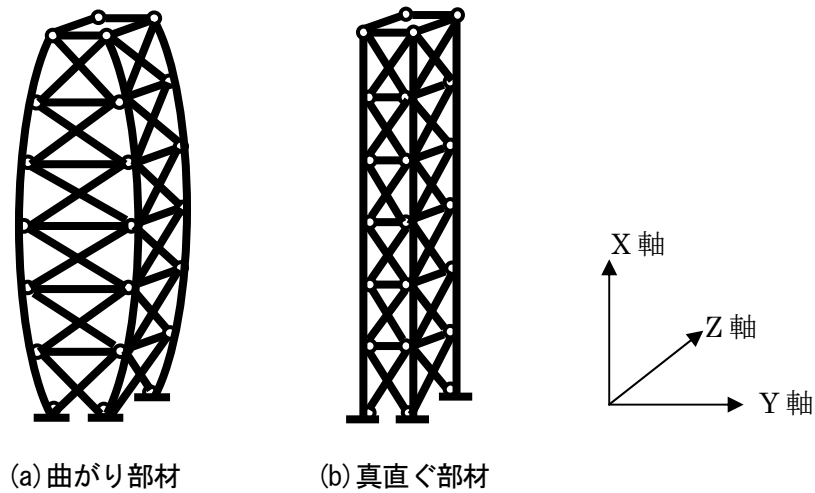


図 3-2 鋼製橋脚解析モデル

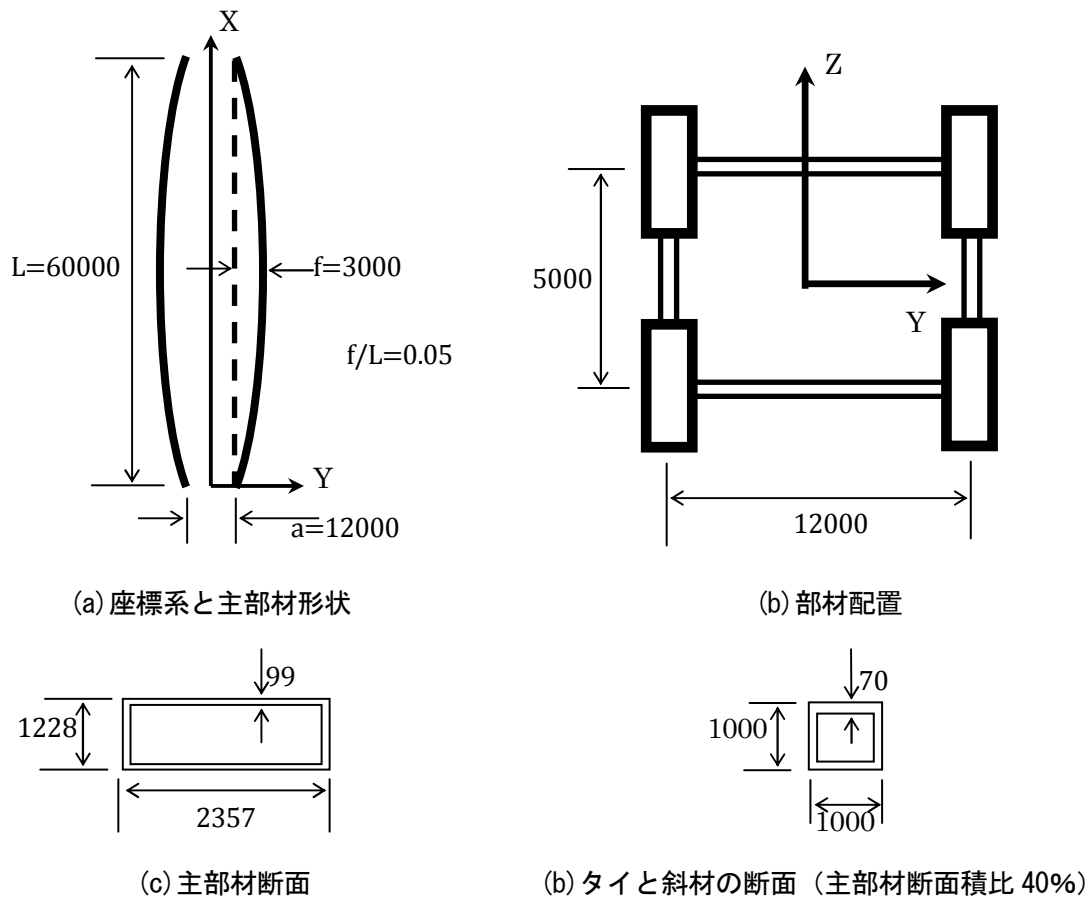


図 3-3 解析モデルの形状と断面形状および寸法（単位 mm）

曲がり部材の形状は図 3-3(a)に示す放物線とし、主部材のアーチライズ比 f/L は既往の研究³⁻⁵⁾より 0.05 とした。主部材の配置は図 3-3(b)のように四角形に配置した。主部材は図 3-3(c)に示す長方形箱型断面とし、タイおよび斜材の断面形状は図 3-3(c)に示す正方形箱型断面とした。これらを構成する鋼板は局部座屈が生じないように幅厚比を小さくし、主部材の細長比 L/r は道路橋示方書³⁻⁶⁾で定められている圧縮主要部材の上限値 120 とした。

主部材には初期不整として初期たわみと残留応力を与え、図 3-4 に示すように設定した。初期たわみは図 3-4(a)に示す半波形状と仮定し、最大初期たわみ量として道路橋示方書の柱部材の最大値である $L/1000$ を与えた。残留応力は図 3-4(b)に示す一般に用いられる残留応力分布を仮定し、引張残留応力 (σ_{rt}) は $0.95\sigma_y$ (σ_y : 部材の降伏応力)、圧縮残留応力 (σ_{rc}) は $0.25\sigma_y$ として解析を行った。表 3-1 に解析モデルの寸法や材料諸元について示す。また、解析は弾塑性骨組解析とした³⁻⁷⁾。

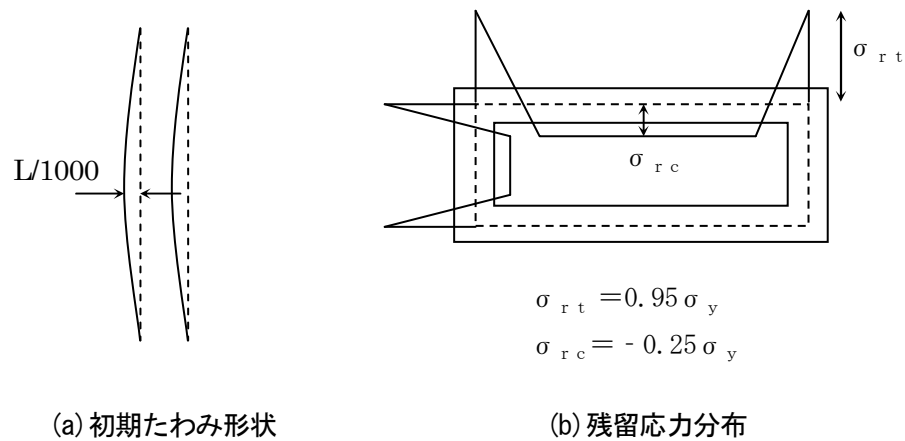


図 3-4 解析での初期不整

表 3-1 解析モデル諸元

ヤング係数	E	(Gpa)	206
降伏応力	σ_y	(Mpa)	353
主部材長	L	(m)	60
主部材の断面積	A	(m ²)	0.67
主部材の断面二次モーメント	I	(m ⁴)	0.167
タイ, 斜材の主部材との断面積比		(%)	5,10,20,40
細長比	L/r	-	116
アーチライズ比	f/L	-	0.05
部材 1 面当たりのタイ本数		(本)	4,6,12

3.3 タイおよび斜材の本数の違いによる変形挙動および強度特性

3.3.1 橋脚解析モデルと解析方法

まず、タイおよび斜材の本数を変化させ解析し、曲がり部材の変形挙動や強度特性について明らかにする。鋼製橋脚解析モデルを図 3-5 に示す。1 面あたりのタイの本数を 4 本、6 本、12 本とした 3 タイプとし、斜材もこれに応じて 8 本、12 本、24 本とする。解析モデルのタイおよび斜材は主部材とピン結合および剛結合としそれぞれ解析を行った。なお、(d) は真直ぐ部材モデルの例を示す。

解析モデルの柱頭部の X 軸方向（鉛直方向）に軸圧縮荷重 P、Y 軸方向（水平方向）に水平荷重 H を作用させて解析する。軸圧縮荷重では荷重と部材 L/4 点での水平方向変位 v の関係、水平荷重では荷重と柱頭部の水平方向変位 v の関係を調べた。曲がり部材と真直ぐモデルの強度特性や崩壊のメカニズムを調べて、両者の比較、検討を行った。なお、主部材 4 本の座屈荷重 P_{cr} は式 (3-1) で求め、主部材基部が降伏する荷重を H_y とする。

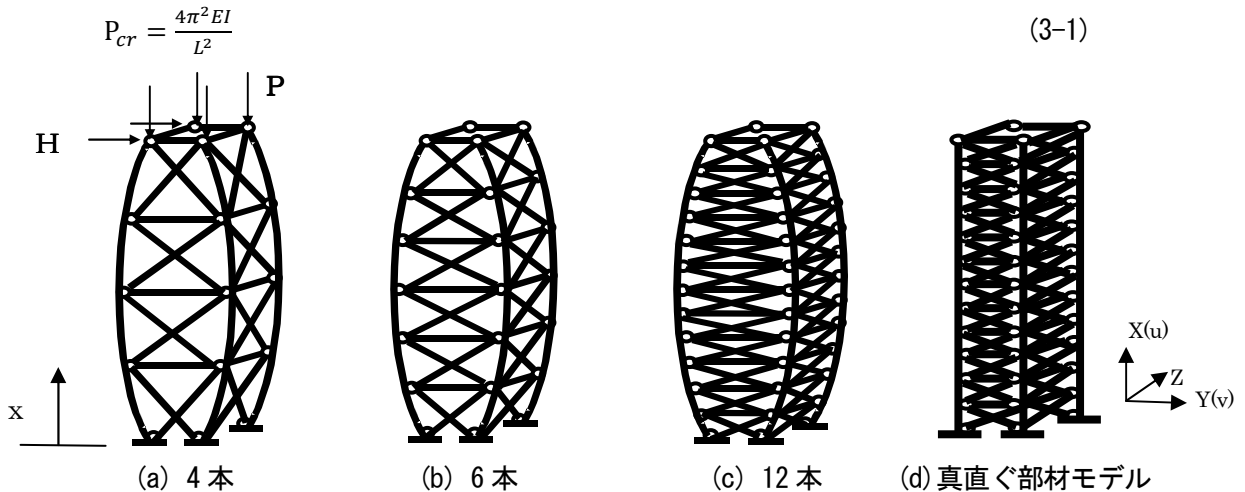


図 3-5 鋼製橋脚解析モデル

3.3.2 タイおよび斜材をピン結合としたモデル

(1) 軸圧縮荷重による挙動

主部材とタイおよび斜材の結合部をピン結合とした曲がり部材を対象に、部材柱頭部に軸方向に軸圧縮荷重を作用させて解析した。

図 3-6 は軸圧縮荷重 P と主部材の面外変位 v の関係を示した。図の縦軸は、軸圧縮荷重を部材座屈荷重 P_{cr} で無次元化し、横軸に主部材の面外変位をとった。また、図 3-7 は解析モデルの柱頭部に主部材座屈荷重 P_{cr} を作用させた時の主部材の軸力 N_R および斜材の軸力 N_D を表したものである。図 3-7 (a) の縦軸は軸方向の部材位置 (x/L) を表し、横軸は主部材軸力 N_R を主部材降伏荷重 N_{Ry} で無次元化している。図 3-7 (b) の縦軸

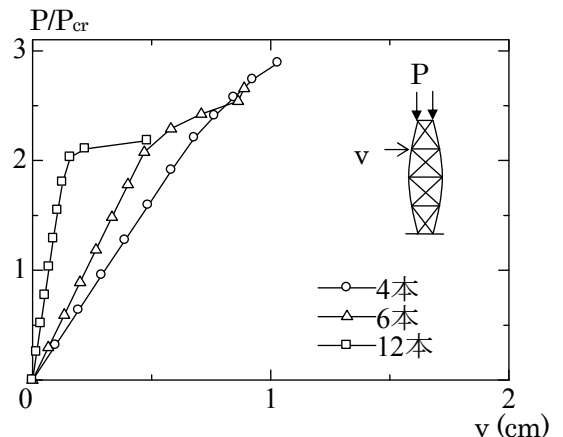


図 3-6 曲がり部材の軸圧縮荷重 P—主部材の面外変位 v の関係

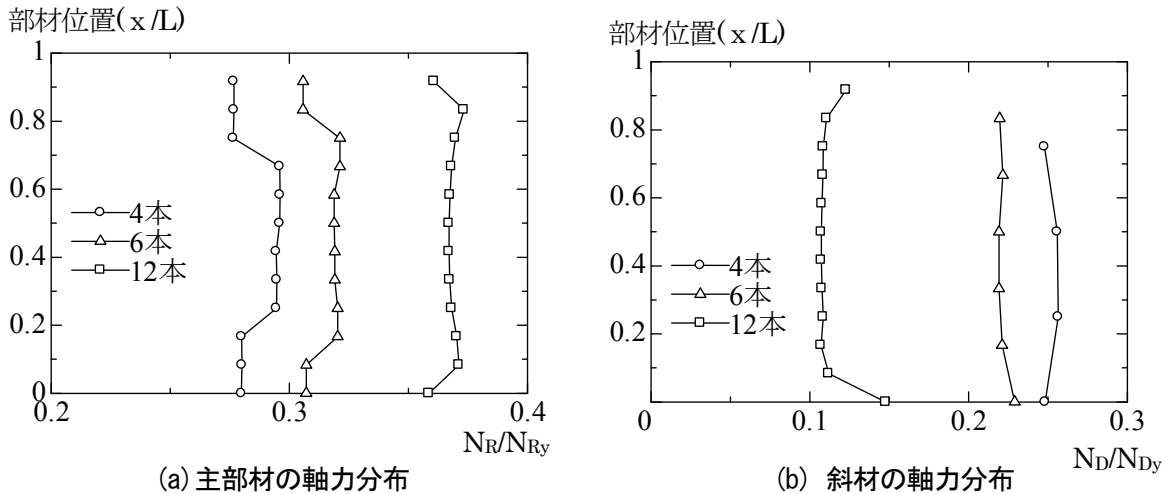


図 3-7 曲がり部材の主部材と軸力分布 (P=Pcr)

は部材位置を表し、横軸は斜材軸力 N_D を斜材降伏荷重 N_{Dy} で無次元化したものである。

図からわかるように、タイおよび斜材の本数が少ないモデルの方の最大圧縮荷重が大きく、主部材の負担荷重が小さくなっていることがわかる。これは図 3-6 および図 3-7(b) の軸力図に示すように、タイおよび斜材の本数が少ないモデルの面外変位が生じて、斜材が大きな軸力を負担するためだと考えられる。つまり、タイおよび斜材の本数が少ないモデルほど斜材に大きな軸力が発生して主部材から力が分散し、主部材、タイおよび斜材でうまく力を分担して抵抗することにより、最大荷重が増加したと考えられる。このことは、斜材の本数が多すぎると軸圧縮に対して主部材の変形が小さく、早く圧縮降伏して崩壊に至ったと思われる。

(2) 水平荷重による挙動

曲がり部材の柱頭部に水平荷重を作用させ解析を行った。図 3-8 はモデルの主部材柱頭部の水平荷重 H —水平変位 v 関係を示し、図 3-9 はモデル柱頭部に水平荷重 H_y を静的に作用させ、その時の主部材と斜材の軸力分布を表したものである。それぞれの図の縦軸、横軸とも圧縮荷重を作用させた場合と同様に無次元化して示した。

図 3-8 より、最大水平荷重は斜材の本数を変化させてもほとんど変化せず、同程度の大きさとなった。なお、水平変位はタイの本数が 12 本のモデルが他の 2 つに比べて大きく、他の 2 つのモデルは同程度だった。図 3-9 よりタイおよび斜材の本数が少ないモデルの方が主部材基部に作用する力が小さく、逆に斜材に作用する力が大きくなっていることがわかる。この主部材基部への力の集中を防げることが、変位の抑制になったと考えられる。図 3-8 をみるとタイの本数が 6 本に比べて 4 本の方が先に主部材降伏が発生している。これは 4 本の方が斜材に力が集中しやすく、それが原因で基部周辺の斜材が主部材よりも先に降伏したためである。また、水平荷重に対しては基部周辺の斜材が有効に働いていることがわかる。

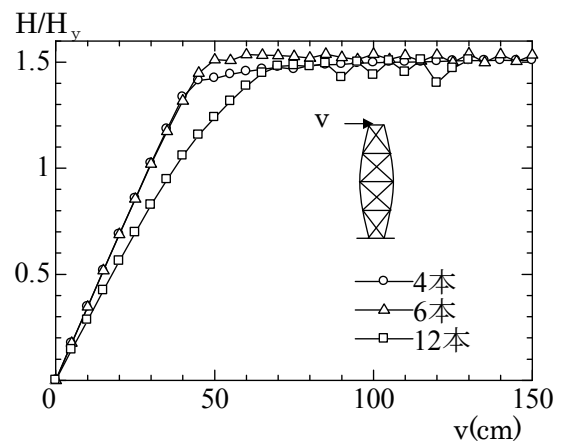
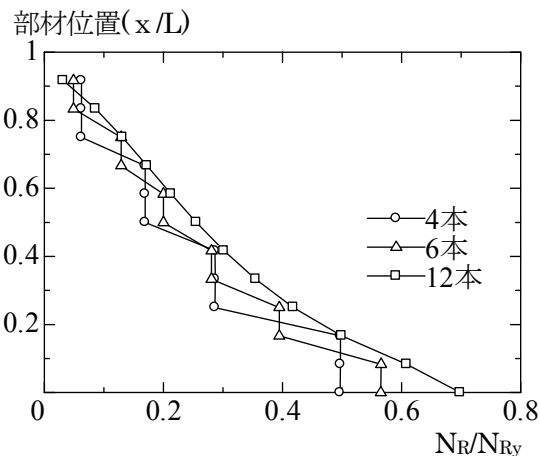
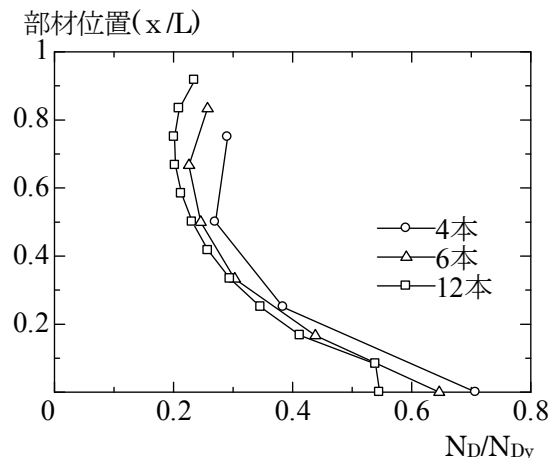


図 3-8 曲がり部材の水平荷重—水平変位関係



(a) 主部材の軸力分布



(b) 斜材の軸力分布

図 3-9 曲がり部材の主部材と斜材の軸力分布 (H=Hy)

(3) 真直ぐモデルとの比較

真直ぐ部材 (図 3-5(d)) を対象に軸圧縮荷重と水平荷重を作用させて解析を行ない、変形挙動特性について比較した。図 3-10 に軸圧縮荷重 P —主部材面外変位 v 関係を示す。解析結果ではタイの本数が 4 本, 6 本, 12 本それぞれのモデルとも、真直ぐ部材の最大荷重が曲がり部材の最大荷重より大きくなった。この原因には橋脚全体のねじれが関係していると考えられる。つまり、真直ぐモデルの主部材でも圧縮降伏が進行するが、降伏が進んでも顕著なねじれは生じなかった。曲がり部材に最大軸圧縮荷重を載荷した時の形状変化を図 3-11 に示しているが、曲がり部材では主部材が降伏し始め、その直後にこのような橋脚全体にねじれが生じたため、最大強度の違いが表れたと考えられる。

図 3-12 に水平荷重 H —水平変位 v の関係を示す。水平最大強度はタイの本数が 4 本モデルでは真直ぐ部材の方が大きく、6 本モデルでは同程度、12 本モデルでは曲がり部材の方が大きくなった。この原因には基部周辺の斜材の強度が関係している。つまり、タイおよび斜材が少ないモデルの方が基

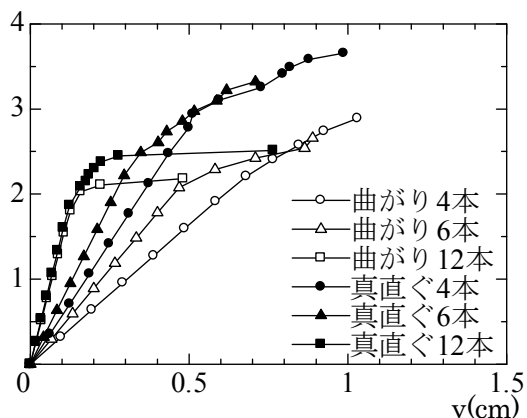


図 3-10 軸圧縮荷重—主部材の面外変位

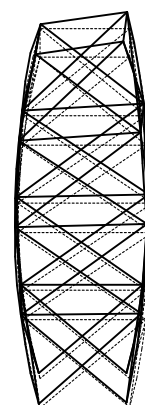


図 3-11 曲がり部材の軸圧縮崩壊形態 (変形前一点線)

部周辺の斜材に大きな軸力が作用することがわかった。また、既往の研究においても曲がり部材の方が真直ぐ部材に比べて基部周辺の斜材により大きな軸力が生じることがわかっている。曲がり部材の4本モデルは、この2つの理由により基部周辺の斜材が先に降伏してしまい、真直ぐ部材ほど強度が得られなかった。逆に斜材よりも主部材が先に降伏する12本モデルでは、曲がり部材の最大強度が大きい結果となった。

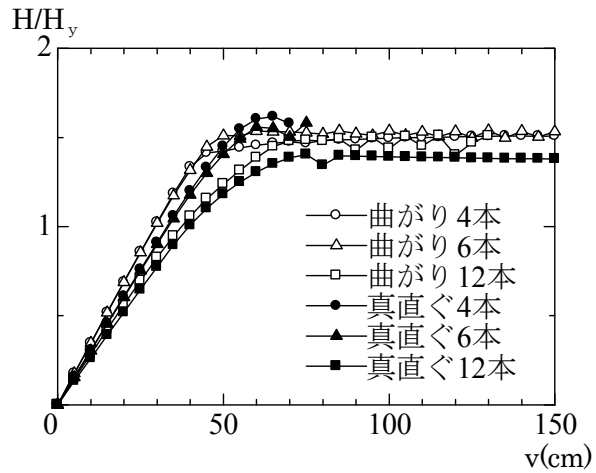


図 3-12 水平荷重—水平変位の関係

3.3.3 タイおよび斜材を剛結合としたモデル

(1) 軸圧縮荷重による挙動

タイおよび斜材を主部材と剛結合とした曲がり部材のモデルを対象に、まず柱頭部に軸方向へ軸圧縮荷重 P を作用させて解析を行った。図 3-13 に軸圧縮荷重 P —主部材の面外変位 v との関係を示した。図 3-14 と図 3-15 はその時の主部材および斜材の軸力分布を表したものである。解析結果はピン結合の場合と同様に無次元している。図よりタイおよび斜材の本数が少ないモデルの方が、わずかであるが軸圧縮強度は大きい結果となった。これは、タイおよび斜材の本数が少ないモデルでは、ピン結合と同様、主部材への力の集中が避けられ、斜材に力が分散したと考えられる。軸圧縮荷重に対して最初に主部材が降伏するため、主部材にかかる軸力が低減されたことが最大強度の上昇につながったと推定される。

図 3-16 はタイおよび斜材と主部材との結合法の違いによる挙動を比較して示したものである。タイの本数が 4 本、6 本、12 本すべてモデルで剛結合の最大荷重が大きくなった。ピン結合モデルは前述したように軸圧縮荷重に対して主部材が降伏し、その後部材全体にねじれを発生して崩壊に至ったが、剛結合モデルでは剛結した事によりねじれ剛性が高くなり、最大荷重が上昇したと考えられる。

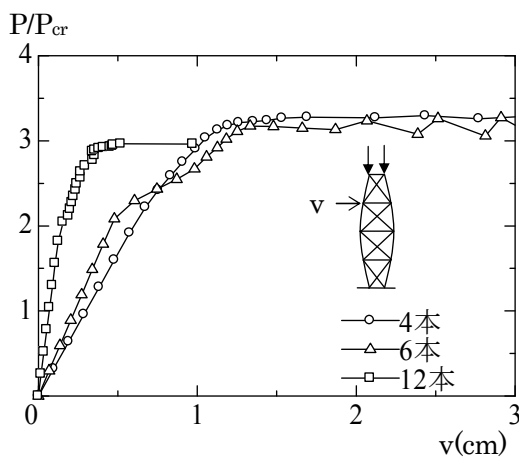


図 3-13 曲がり部材の軸圧縮荷重—主部材の面外変位の関係

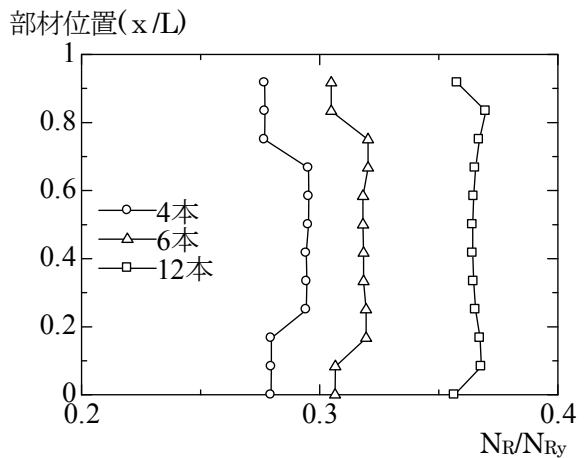


図 3-14 曲がり部材の主部材軸力の分布 ($P=P_{cr}$)

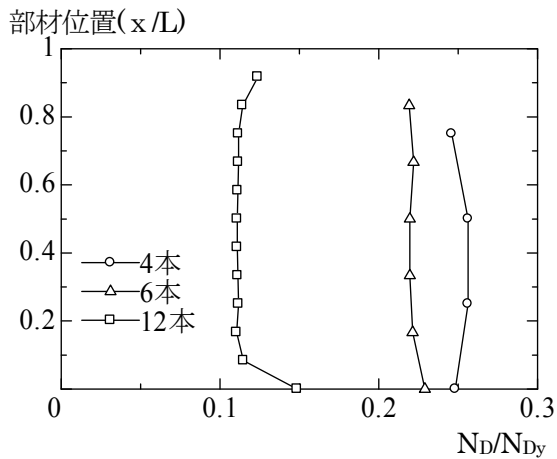


図 3-15 曲がり部材の斜材軸力の分布 ($P=P_{cr}$)

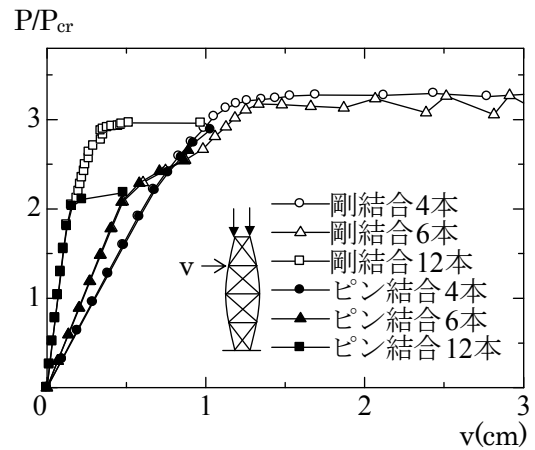


図 3-16 剛結合とピン結合の比較

(2) 水平荷重による挙動

次に、タイおよび斜材を剛結合とした曲がり部材の柱頭部に水平方向に水平荷重を作用させて解析した。図 3-17 に水平荷重 H —水平変位 v の関係を、図 3-18 と図 3-19 には、その時の主部材と斜材の軸力分布を示したものである。得られた解析結果より、柱頭部の水平変位はタイおよび斜材の本数が少ないモデルの方が抑えられているが、最大荷重はどのモデルも同程度だった。なお、タイの本数が 12 本のモデルの変位が大きくなるのは、図 3-18 と図 3-19 より主部材基部への力の集中が影響したと考えられる。

図 3-20 は、曲がり部材におけるタイおよび斜材と主部材との結合方法による挙動の違いを表したものであり、結合法による挙動の違いはほとんど表われていなかった。これは、水平荷重に対しては、どのモデルも基部周辺の主部材が降伏するため、結合法を変えても基部周辺の主部材に集中する力は変わらず、変形挙動も同じようになったと考えられる。

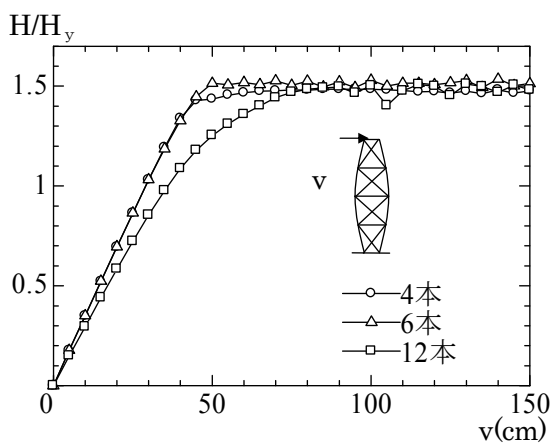


図 3-17 曲がり部材の水平荷重—水平変位

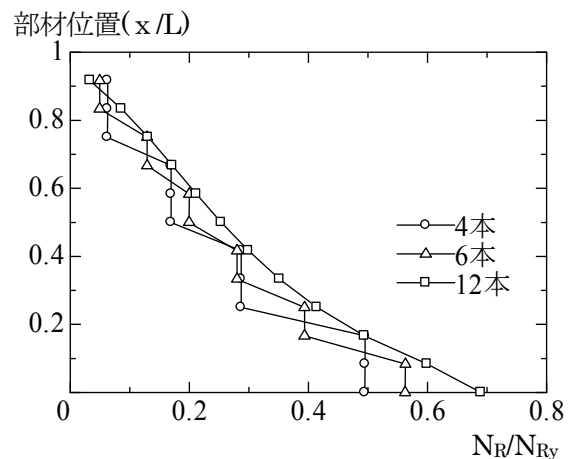


図 3-18 曲がり部材の主部材の軸力分布 ($H=H_y$)

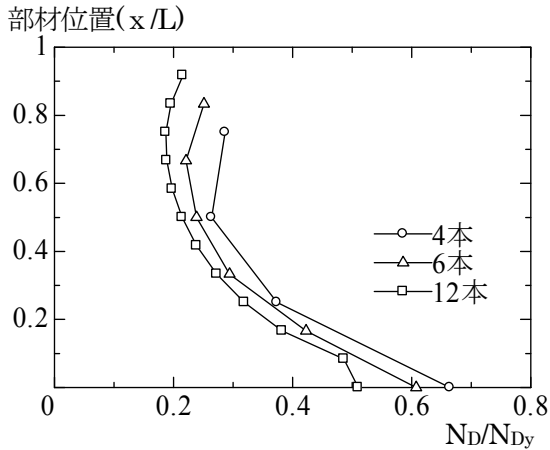


図 3-19 曲がり部材の斜材の軸力分布 ($H=H_y$)

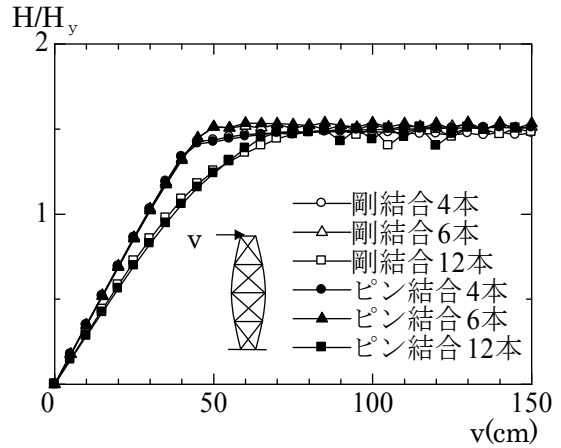


図 3-20 剛結合とピン結合の比較

(3) 真直ぐモデルとの比較

曲がり部材と同様の解析を真直ぐ部材を対象にしても行ない、最大強度や変形挙動特性について比較した。図 3-21 は軸圧縮荷重 P と主部材の面外変位 v の関係を示したものである。図より、タイの本数が 4 本、6 本のモデルでは、真直ぐ部材の最大強度が大きく、タイの本数が 12 本のモデルでは曲がり、真直ぐとも同程度の最大荷重となった。解析モデルのタイおよび斜材をピン結合としたときに確認された橋脚全体のねじれは、剛結合のモデルでは確認されなかった。また、曲がり部材、真直ぐ部材どちらの部材とも、最初に主部材が圧縮降伏し、続いて側面の斜材が降伏していた。タイの本数が 12 本のモデルでは、曲がり部材および真直ぐ部材の最大荷重までの挙動がよく似ている。これはモデルのタイおよび斜材の本数が多くかつそれらを剛結合としたためにモデル全体の一体化が進み、その結果それぞれのモデルが近似し挙動が似てきたと考えられる。

図 3-22 は、水平荷重 H と水平変位 v との関係を示したもので、水平最大強度はタイの本数が 4 本では真直ぐ部材の方が大きく、同じく 6 本では曲がり部材と真直ぐ部材が同程度、同じく 12 本では曲がり部材の方が大きくなった。この結果はタイおよび斜材をピン結合としたときと同様の結果であり、要因も同じと考えられる。基部周辺の斜材に力が集中したタイ本数 4 本の曲がり部材は斜材が降伏したため、真直ぐ 4 本ほどの強度を得られなかった。主部材が最初に降伏し、続いて斜材が降伏する 12 本モデルでは、曲がり部材の最大強度が大きくなった。

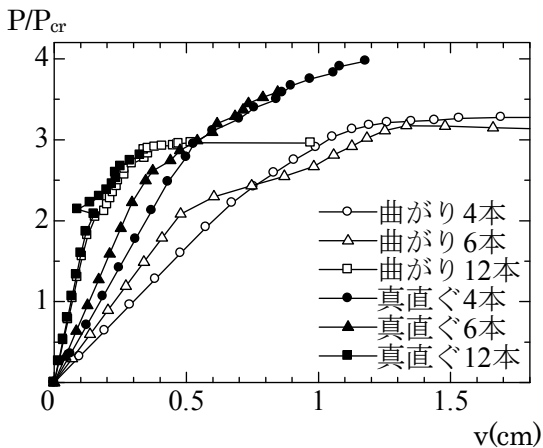


図 3-21 軸圧縮荷重と主部材の面外変位の関係

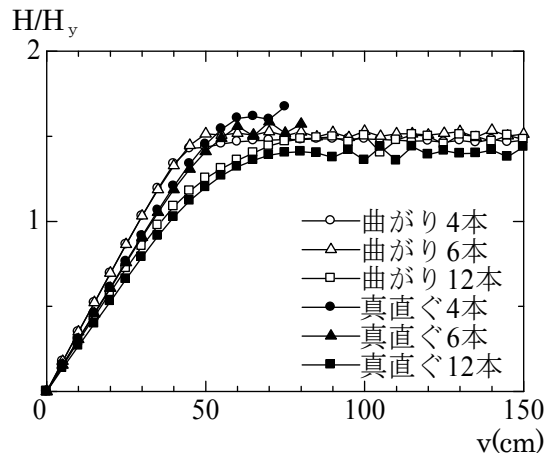


図 3-22 水平荷重と水平変位の関係

3.4 タイと斜材の断面積の違いによる変形挙動および強度特性

3.4.1 解析モデルと解析方法

今までに、曲がり部材のタイと斜材の本数の違いによる変形挙動と強度特性について解析し、検討してきた。本節ではタイと斜材の断面積の違いによる変形挙動と強度特性について解析した。

解析モデルに軸圧縮荷重 P と水平荷重 H を、軸圧縮荷重はモデル柱頭部に軸方向に、水平荷重は柱頭部に水平方向にそれぞれ力を作用させた。軸圧縮荷重 P と柱頭部から部材 1/4 点での面外変位 v との関係および柱頭部の水平方向変位 v との関係を調べた。なお、タイおよび斜材の主部材との断面積比を解析パラメータとし、タイおよび斜材断面積と主部材の断面積の比を 5%、10%、20%および 40%とした。解析モデルは図 3-23 に示すタイおよび斜材の本数が 12 本の曲がり部材と真直ぐ部材の鋼製橋脚モデルで、タイおよび斜材をピン結合あるいは剛結合として解析した。

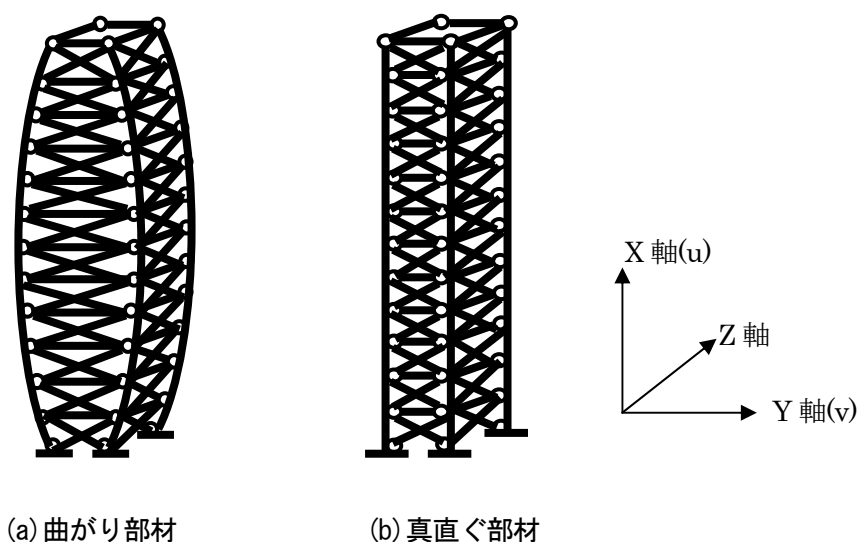


図 3-23 橋脚解析モデル

3.4.2 タイおよび斜材をピン結合としたモデル

(1) 軸圧縮荷重による挙動

タイと斜材を主部材にピン結合したモデルが軸圧縮荷重を受ける場合、タイと斜材の断面積の違いが軸圧縮荷重と面外変位の関係に及ぼす影響を調べた結果は図 3-24 のようになった。タイおよび斜材の断面積の違いが最大強度や変形挙動に及ぼす影響は、断面積比が大きいモデルの方が変位が抑えられ、最大強度も大きくなった。また、タイおよび斜材の断面積比が 5%、10%モデルでは軸圧縮荷重に対してタイが先に降伏してしまい、崩壊が早くなった。タイおよび斜材の断面積比が 20%以上のモデルでは、タイや斜材が降伏する前に橋脚全体にねじれが生じ崩壊に至った。

図 3-25 は、曲がり部材モデルと真直ぐ部材モデルの比較を示す。真直ぐ部材モデルの方が軸圧縮に対する強度が大きくなっていることがわかる。これは、解析モデルのタイと斜材は主部材にピン結合されているため、曲がり部材の方がねじれやすくなったことが原因だと考えられる。

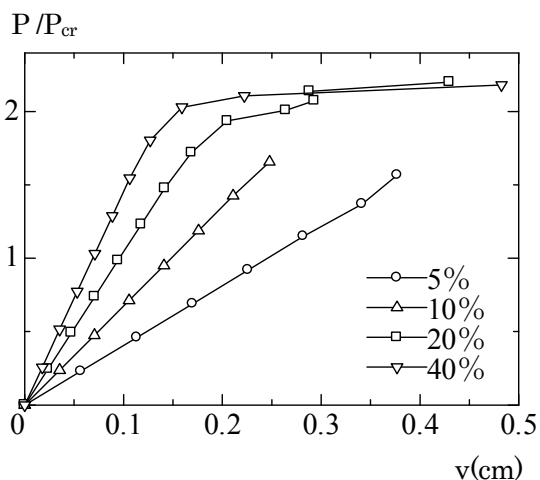


図 3-24 軸圧縮荷重とタイと斜材の断面積比の関係

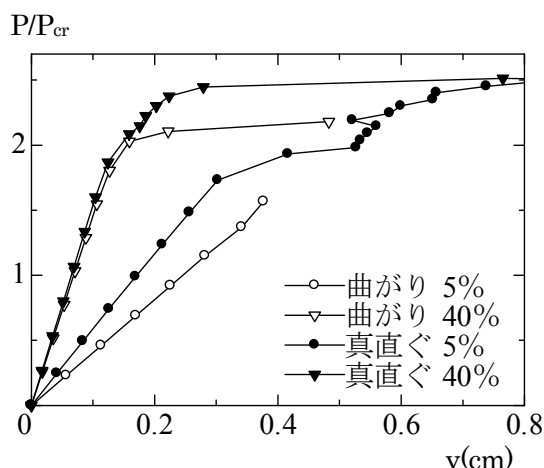


図 3-25 曲がり部材と真直ぐ部材の比較

(2) 水平荷重による挙動

タイと斜材を主部材にピン結合したモデルの柱頭部に水平荷重を受ける場合、タイと斜材の断面積の違いが水平荷重と面外変位の関係に及ぼす影響を調べた結果は図 3-26 のようになった。図からわかるように、水平荷重に対してはタイおよび斜材の断面積の割合が大きく影響している。水平荷重に対して、タイおよび斜材の断面積比が 5%、10% のモデルでは斜材が先に降伏してしまった。タイおよび斜材の断面積比が 20% モデルでは主部材と斜材がほぼ同時に降伏し、タイおよび斜材の断面積比が 40% モデルでは主部材が先に降伏した。つまり、水平荷重に対しては明らかに斜材の断面積が大きいほど最大強度が増加しており、面外変位も抑えられることがわかった。

図 3-27 は、曲がり部材モデルと真直ぐ部材モデルの比較を示す。タイおよび斜材の断面積比が 5% では真直ぐ部材の最大強度が大きく、変位も抑えられているが、タイおよび斜材の断面積比が 40% になると逆に曲がり部材の最大強度が若干大きくなり、変位も若干抑えられていることがわかる。これは、曲がり部材の方が水平荷重に対して斜材に依存しやすい構造特性を持っているからだと考えられる。斜材の断面積を増加させることにより曲がり部材の方がより顕著に強度の上昇がみられた。

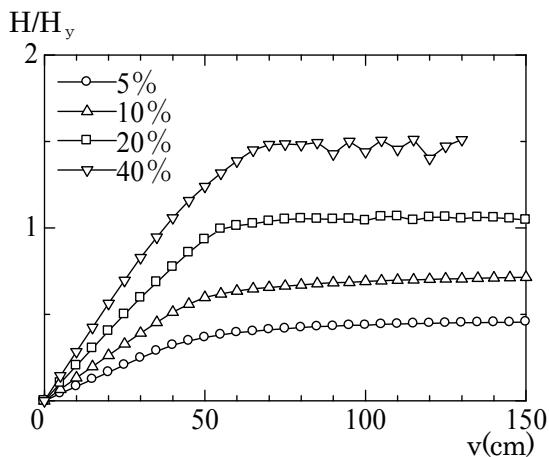


図 3-26 水平荷重とタイと斜材の断面積比の関係

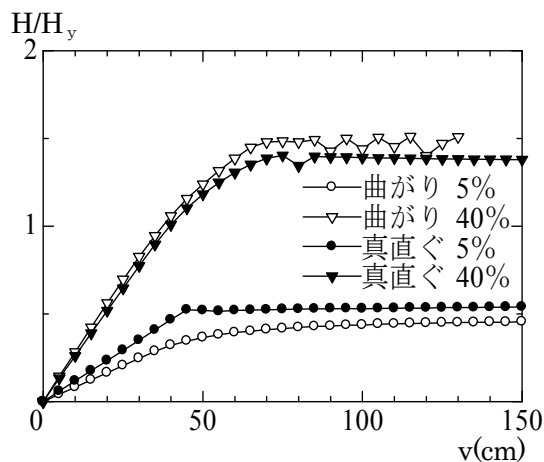


図 3-27 曲がり部材と真直ぐ部材の比較

3.4.3 タイおよび斜材を剛結合としたモデル

(1) 軸圧縮荷重による挙動

図 3-28 は、タイと斜材を主部材に剛結合したモデルが軸圧縮荷重を受ける場合の、タイと斜材の断面積の違いが軸圧縮荷重と面外変位の関係に及ぼす影響を調べたものである。図からタイおよび斜材の断面積の違いが最大強度に影響していることがわかる。

図 3-29 は真直ぐ部材でも同様の解析を行い比較した結果である。断面積比が 5%では真直ぐ部材の最大強度が大きく、断面積比が 40%では曲がり部材と真直ぐ部材は同程度の最大強度となった。図 3-30 は主部材への結合方法の違いを比較した。断面積比が 5%モデルでは、結合方法の違いによる最大強度の変化はみられなかったが、断面積比が 40%では剛結合の最大強度が大きくなった。これは、モデルの壊れ方に関係しており、断面積の小さなモデルではタイが最初に降伏し崩壊につながったと考えられる。そのためタイおよび斜材の結合方法による挙動の違いが表われなかった。断面積の大きいピン結合モデルでは主部材が圧縮降伏した後、部材全体にねじれが生じ崩壊に至るが、タイおよび斜材を剛結合とすることによりねじれを抑えられ、主部材が降伏し始めても強度の上昇につながったと考えられる。

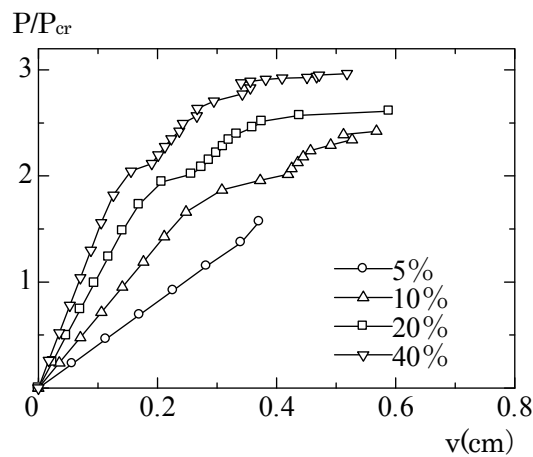


図 3-28 軸圧縮荷重とタイと斜材の断面積比の関係

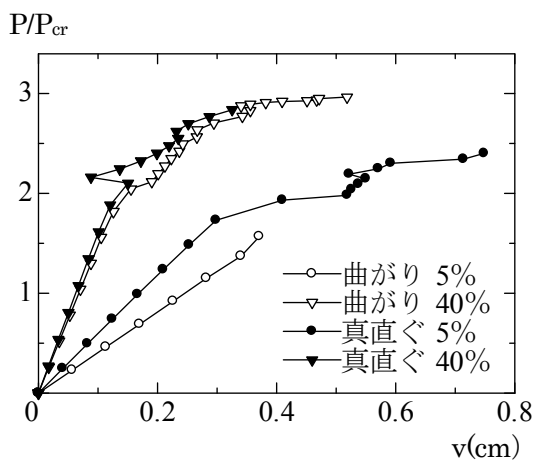


図 3-29 曲がり部材と真直ぐ部材の比較

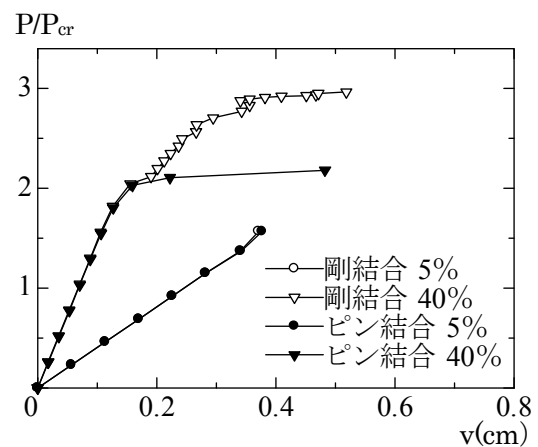


図 3-30 曲がり部材の結合方法の比較

(2) 水平荷重による挙動

タイと斜材を主部材に剛結合したモデルの柱頭部に水平荷重を受ける場合、タイと斜材の断面積の違いが水平荷重と面外変位の関係に及ぼす影響を調べた結果を図 3-31 示す。ピン結合のときと同様に水平荷重に対しては斜材の断面積が挙動に大きく影響していることがわかる。

図 3-32 には、水平荷重による挙動解析を真直ぐモデルでも行って比較・検討した。最大強度は断面積比が 5%モデルでは真直ぐ部材の方が大きく、断面積比が 40%モデルでは曲がり部材の方が大きくなったことがわかる。図 3-33 には、タイと斜材を主部材に結合する方法について比較した結果を示しており、図からわかるように水平荷重を受ける場合には、結合法による変形挙動の違いはみつけられなかった。

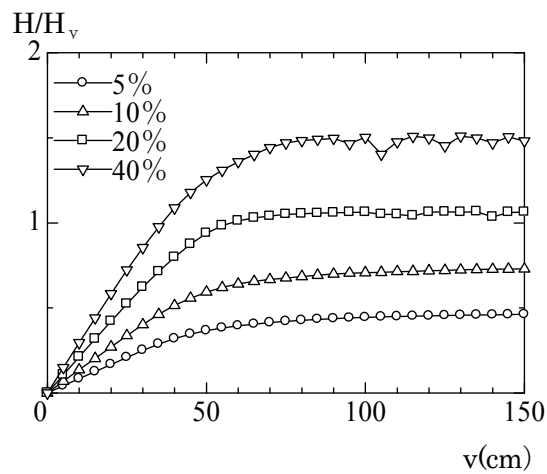


図 3-31 水平荷重とタイと斜材の断面積比の関係

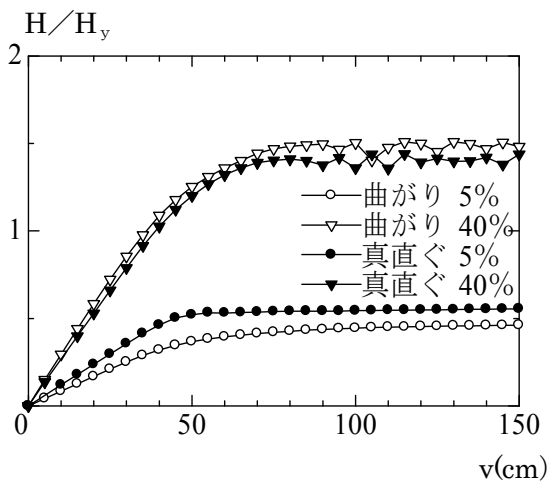


図 3-32 曲がり部材と真直ぐ部材の比較

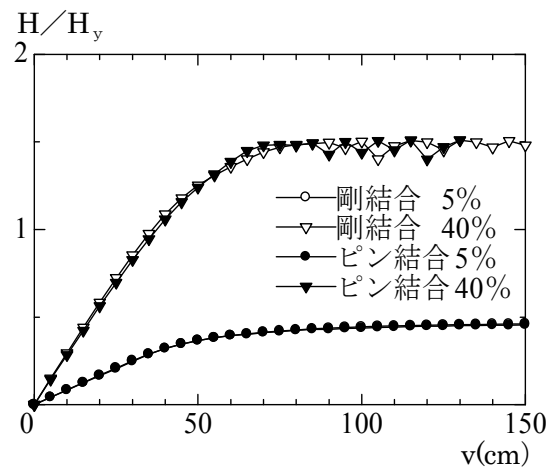


図 3-33 剛結合とピン結合の比較

3.5 おわりに

曲がり部材と真直ぐ部材を鋼製橋脚に適用した場合を想定し、鉛直荷重と水平荷重をそれぞれ作用させ、提案したパラメータをもとに解析を行い比較・検討した。本章より得られた主な結論は以下の通りである。

- ① モデルのタイおよび斜材の結合条件（ピン結合，剛結合）で比較すると，鉛直荷重に対しては剛結合が有効であり，水平荷重に対しては結合条件の違いによる挙動の違いはみられなかった。
- ② モデルのタイおよび斜材の本数を増やしそれらを剛結合とすると，モデル全体の一体化が進み曲がり部材，真直ぐ部材で挙動が似てくることが確認された。
- ③ 水平荷重をモデル柱頭部に作用させた時，曲がり部材の方が基部周辺の斜材に依存していることがわかった。水平荷重に対して基部周辺のタイおよび斜材の断面積を増加させることにより，曲がり部材の方が顕著な強度上昇が期待できる。

参考文献

- 3-1) 山尾敏孝, 石原完, 平井一男: タイで結合した 2 本の曲がり部材の座屈強度と挙動について, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.229-234, 1995.
- 3-2) 桂原和幸: タイで結合した曲がり部材の耐荷力に関する実験, 卒業論文 1996.
- 3-3) 永田涼二: 曲がり部材で構成された鋼製橋脚の耐荷力特性に関する研究, 卒業論文 1997.
- 3-4) 河崎貴仁: 水平力を受ける曲がり材の曲げ挙動に関する基礎的性状, 卒業論文 1999.
- 3-5) 石原元: 一对の曲がり部材で構成された構造体の強度および挙動特性に関する基礎的研究, 博士論文, 2001.
- 3-6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (Ⅱ鋼橋編), 1996.
- 3-7) 小松定夫, 崎本達郎: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross Sections (閉断面部材で構成される三次元骨組の非線形解析), 土木学会論文報告集, No.252, pp.143-157, 1976.

第4章 曲がり部材を用いた鋼製橋脚の耐震性能

4.1 はじめに

我が国の国土条件から、高低差の大きい山岳地に建設される橋梁は高橋脚を有することになる。現在、これら高橋脚橋梁は鋼構造に比べコンクリート構造が多く採用されている。理由として、コンクリート構造は建設コストが安い、現場施工ができる、橋桁と橋脚を剛結しやすいといった点などで優れているためである。鋼構造もじん性に富んでいる、工期を短縮できるといった点では優れており、コンクリート構造に対抗し得るような構造形式が検討されている。そこで提案するのが、両部材を外側に凸になるように放物線形状に曲げた部材（曲がり部材）をタイおよび斜材で結合した構造形式である。既往の研究^{4-1)~4-3)}では、この構造形式に一定の圧縮力载荷のもとで水平力を载荷させていく場合、真直ぐ部材をタイおよび斜材で結合した構造形式に比べ、アーチによる変形効果とタイおよび斜材の効果により耐荷力は上昇し、最大強度までの変形量が抑制されるなどといった基本的な耐荷力や変形挙動の特性を明らかにしている。

本章では、この曲がり部材をタイおよび斜材で結合する構造形式の耐震性能について、真直ぐ部材で構成された構造形式と比較および検討を行うものである。平成8年に改訂された道路橋示方書⁴⁻⁴⁾によれば、このような特殊な形状、構造を有する橋梁は動的解析により耐震性能を照査することが要求されている。動的解析では、弾性域の解析だけでなく部材の非線形性を取り入れた解析を行う必要があるため、曲がり部材の主部材断面を対象として弾塑性有限変位解析を行い、断面力の骨格曲線および相関曲線を作成し、復元力モデルを定義する。そして、この解析結果をもとに高橋脚橋梁を対象に非線形動的解析を行い、地震時の橋梁全体の応答について検討した。

4.2 静的解析の概要

構造部材に複数の断面力が組合さって発生する場合、それぞれの断面力に対して個別に降伏を判定することはできず、相関を考慮した降伏曲面の定義が必要となる。そこで、弾塑性有限要素解析（以下、FEM 解析とする）により、純圧縮、純曲げの単調載荷の結果より骨格曲線を作成する。また、圧縮と曲げの同時載荷の結果より相関曲線を定式化する。そして、以上の結果と標準型の履歴特性を組合せた復元力モデルを定義する。図 4-1 に相関曲面のイメージ図を示す。なお、解析には汎用プログラム MARC⁴⁾⁵⁾を使用した。

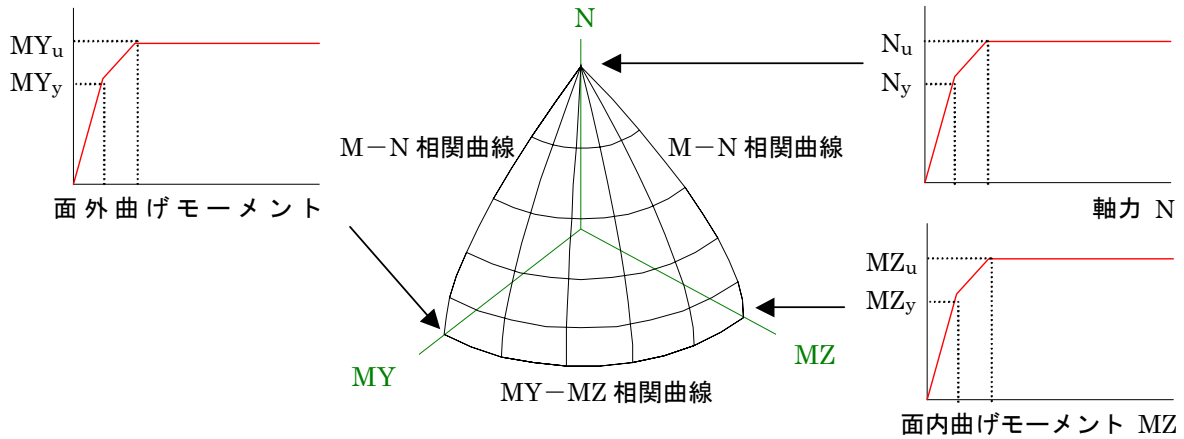


図 4-1 相関曲面のイメージ図

4.2.1 解析条件

解析は、有限変位、有限塑性ひずみ解析とし、以下の仮定を設けた。

- 要素は四辺形 4 節点シェル要素（要素番号 75）および 2 節点 3 次元梁要素（要素番号 98）を用いる。
- 材料は弾塑性かつ等方性とする。
- von Mises の降伏条件に従い、繰返し載荷解析では移動硬化則を用いる。
- Update Lagrange 法を用いる。
- 収束計算は完全 Newton-Raphson 法を用いる。
- 積分点は面内 2×2 分割し、板厚方向に 5 分割する。

4.2.2 解析概要

解析に使用したモデルを図 4-2 に示す。長方形断面の縦横比 d/b は 2.0 とし、アスペクト比 h/d は既往の研究⁴⁾⁶⁾を参考にして 1.0 とした。断面形状は、図 4-3 に示す長方形無補剛箱型断面とし、断面諸元は表 4-1 に示す通りである。なお、表中の幅厚比パラメータ R は式(4-1)で定義する。 k は座屈係数で 4.0 とした。断面寸法については、橋脚高さ L と断面二次半径 r の比である細長比 $L/r=120$ と幅厚比 $b/t=23$ より算定した。また、道路橋示方書⁴⁾⁷⁾により局部座屈を考慮しなくてもよい断面寸法としている。なお、以下において Y 軸回りを面外、Z 軸回りを面内とする。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4-1)$$

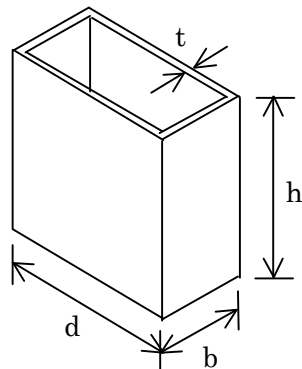


図 4-2 解析モデル

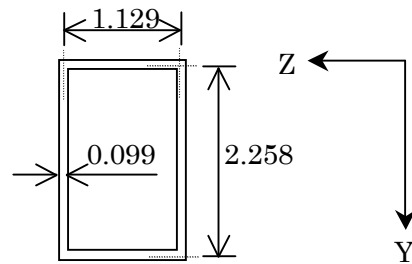


図 4-3 断面寸法 (単位 m)

表 4-1 断面諸元

断面二次モーメント	I _y	(m ⁴)	0.167
	I _z	(m ⁴)	0.476
断面積	A	(mm ²)	0.671
幅厚比パラメータ	R	長辺 d	0.5
		短辺 b	0.25
幅厚比	b/t	長辺 d	23
		短辺 b	11

使用鋼種は、一般的な鋼構造に用いられる SM490Y とし、その材料諸元を表 4-2 に示す。また、応力-ひずみ曲線は図 4-4 に示す鋼構造新技術小委員会で認定されている Multi-Linear (式 (4-2)) を採用した。

また、初期不整として初期たわみと溶接残留応力を考慮した。初期たわみは、道路橋示方書⁴⁷⁾の製作基準により板幅の 1/150 を最大値とし、最大初期たわみが $b/150$ 、 $d/150$ となるような sin カーブを導入した。中空単純支持により、長辺方向には内側に、短辺方向には外側に発生するように仮定した。残留応力は、図 4-5 に示すように自己平衡となるように考え、板端部に引張残留応力 $\sigma_{rt}=0.9\sigma_y$ を、板中央部に圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=0.3\sigma_y$ となるように矩形の分布を仮定した。

解析精度に関係してくる要素分割については、分割数を短辺方向に 8 分割、長辺方向に 16 分割、モデルの高さ方向に 16 分割、板厚方向に 5 分割とした。なお、要素分割数は残留応力が自己平衡となるように設定している。

表 4-2 材料諸元

鋼種			SM490Y
ヤング係数	E	(GPa)	206
降伏応力	σ_y	(Mpa)	353
ポアソン比	ν	-	0.3
ひずみ硬化開始ひずみ	ϵ_{st}	-	$7\epsilon_y$
ひずみ硬化係数	Est	-	1/30E

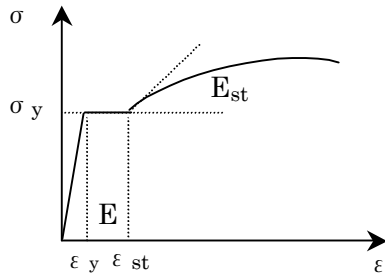


図 4-4 応力-ひずみ曲線

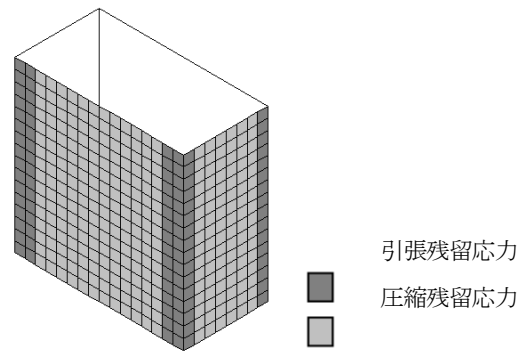


図 4-5 残留応力分布

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = 0.556(1 - e^{-0.06(\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_{st}/\varepsilon_y)}) + 1 \quad (\varepsilon \geq \varepsilon_{st}) \quad (4-2)$$

荷重方法は、曲げ剛度が大きい剛板を荷重面に取り付け、図 4-6 に示すように断面中央の一点に軸力 (N)、面外曲げモーメント (MY)、面内曲げモーメント (MZ) を荷重させた。なお、図 4-7 に示すように、縦軸に原点からの距離、横軸に解析のステップ数としてプロットしたとき、勾配が緩やかになった点を降伏点、原点からの距離が一番大きくなった点を最大点とした。

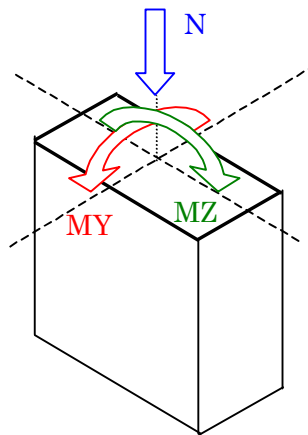


図 4-6 荷重方法

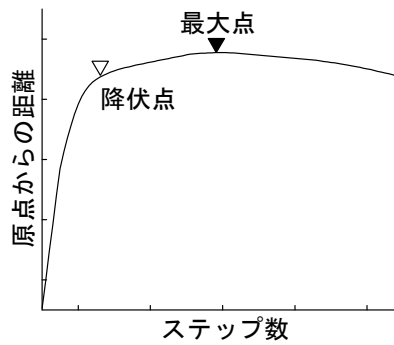


図 4-7 降伏点と最大点の定義

4.3 静的解析の結果と考察

4.3.1 軸力の骨格曲線

図 4-8 は軸力を変位制御で単調載荷した解析より得られた、軸力 N —ひずみ ε 関係を示す。縦軸は軸力 N を降伏軸力 N_y で、横軸はひずみ ε を降伏ひずみ ε_y で無次元化して示した。図より、(1.00, 0.70) と (1.43, 1.90) の 2 点で折れる 3 直線からなる骨格曲線とした。

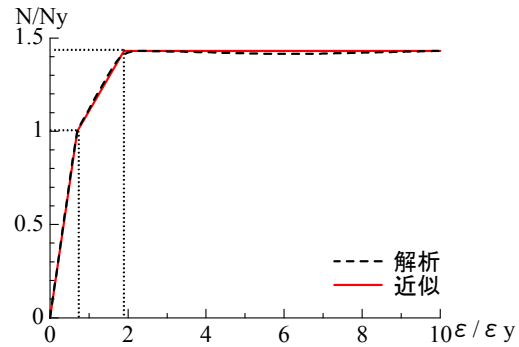


図 4-8 N— ε 曲線

4.3.2 曲げモーメントの骨格曲線

図 4-9 と図 4-10 は曲げモーメントを変位制御で単調載荷させたときの曲げモーメント M —曲率 ϕ の関係を示した。縦軸は曲げモーメント M を降伏曲げモーメント M_y で、横軸は曲率 ϕ を降伏曲率 ϕ_y で無次元化し、 M_Y は面外曲げモーメント、 M_Z は面内曲げモーメントをそれぞれ表す。図より、面外曲げモーメントは (0.90, 1.20) と (1.05, 2.50) の 2 点で、面内曲げモーメントは (0.90, 1.20) と (1.20, 2.50) の 2 点で折れる 3 直線からなる骨格曲線とした。

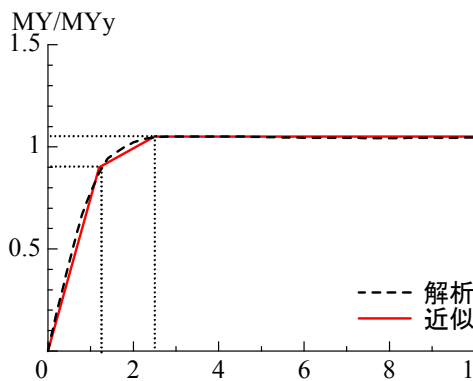


図 4-9 面外曲げモーメント M —曲率 ϕ の曲線

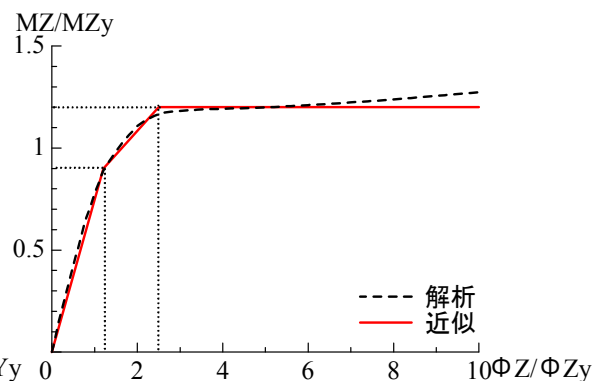


図 4-10 面内曲げモーメント M —曲率 ϕ の曲線

4.3.3 各種相関曲線の定義

(1) M-N 相関曲線

図 4-11 に一定軸力下での曲げモーメント（面外および面内）の単調載荷解析の結果から、降伏点のみを取り出してプロットした M — N 相関関係を示す。縦軸は降伏軸力 N_y で、横軸は降伏曲げモーメント M_y で無次元化している。図中に、式(4-3)における次数 e の値を 1.5 として近似したときの曲線を示す。なお、使用する非線形動的解析ソフト RESP⁴⁻⁸⁾ の制約上、 M — N 曲線の次数は 1 つのみの設定となるため、面外および面内曲げモーメントをプロットしたときの近似した次数とした。

(2) MY-MZ 相関曲線

図 4-12 に M_Y — M_Z 関係を示した。動的解析ソフトの制約上、 M_Y — M_Z 曲線の次数は 2.0 と設定されているため、式(4-4)における次数 f の値を 2.0 とした。また、既往の解析結果⁴⁻⁶⁾からも $f=2.0$ が分布形状をよく捉えることがわかっている。

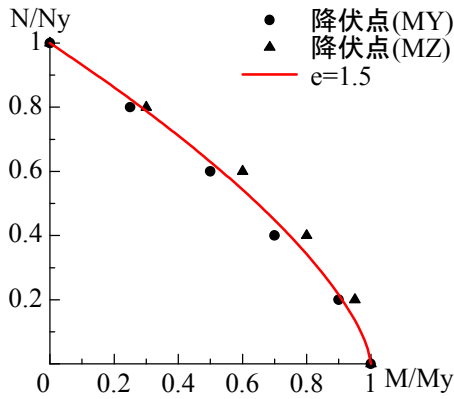


図 4-11 M-N 相関曲線

$$\frac{M}{M_y} + \left(\frac{N}{N_y}\right)^e = 1.0 \quad (4-3)$$

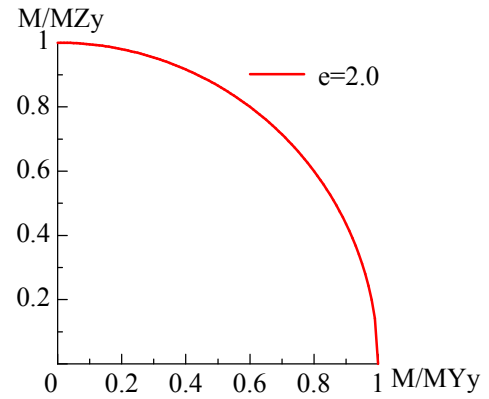


図 4-12 MY-MZ 相関曲線

$$\left(\frac{M_Y}{M_{Yy}}\right)^f + \left(\frac{M_Z}{M_{Zy}}\right)^f = 1.0 \quad (4-4)$$

(3) MY-MZ-N 相関曲線

以上の式(4-3)の M-N 相関曲線と式(4-4)の MY-MZ 相関曲線を組合せることにより、式(4-5)に示す MY-MZ-N 相関曲線を定式化することができた。

$$\sqrt{\left(\frac{M_Y}{M_{Yy}}\right)^2 + \left(\frac{M_Z}{M_{Zy}}\right)^2} + \left(\frac{N}{N_y}\right)^{1.5} = 1.0 \quad (4-5)$$

4.3.4 復元力モデルと繰返し解析結果との比較

解析で使用する復元力特性は、図 4-13 に示す一般的に鋼部材をモデル化するとき用いられる標準型とした。図中の P-δ については、N-ε および M-φ に相当するもので、ここでは、図中の (P1, δ1) は骨格曲線の第 1 折れ点 (降伏点)、(P2, δ2) は第 2 折れ点 (最大点) とした。なお、赤線が作成した骨格曲線となり、繰返しの場合の履歴曲線も示す。

繰返し荷重を受ける場合、ここで定義した復元力モデルがどの程度の対応性があるかを検証するために、図 4-14 に示すような荷重サイクルを作用させて、面外および面内曲げモーメントについて繰返し荷重解析を行って比較、検討した。

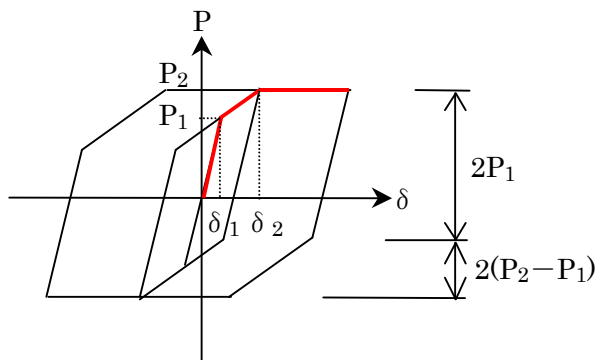


図 4-13 復元力特性

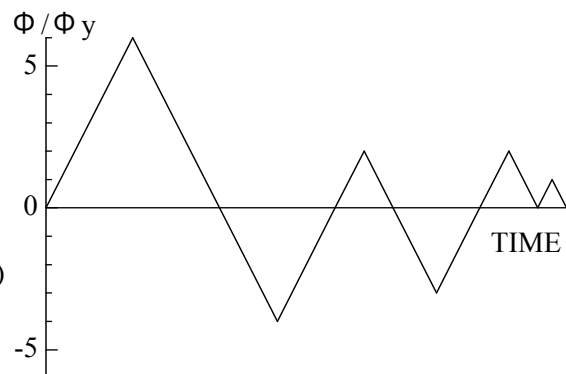


図 4-14 荷重サイクル

図 4-15 は解析結果と定義した復元力モデルを比較して示したものである。縦軸は降伏曲げモーメント M_y で、横軸は降伏曲率 ϕ_y でそれぞれ無次元化している。図からわかるように、繰返しが進むにつれて、解析では強度が低下しているが、復元力モデルは強度劣化を考慮していないために強度が低下せず、わずかではあるが差が生じている。しかし、おおむね解析結果を復元力モデルは捉えているといえる。

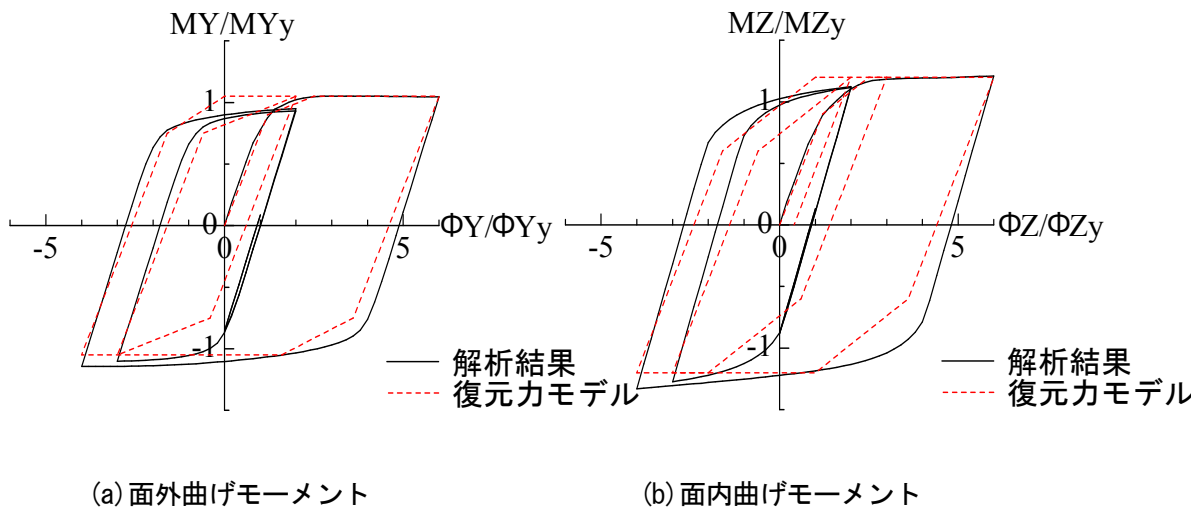


図 4-15 繰返し载荷解析と復元力モデルの比較

4.4 復元力モデルを用いた動的解析の概要

鋼製高橋脚橋梁を対象として死荷重が作用したときを初期状態とし、地震動の多成分同時入力による非線形時刻歴応答解析を行った。4.3 で定義した復元力モデルを3次元骨組動的解析プログラムに組込んだ。そして、タイおよび斜材で結合する構造形式として、曲がり部材と真直ぐ部材での両形式を選び、P1橋脚の主部材に着目して比較および検討を行った。なお、解析には汎用プログラムRESP⁴⁻⁸⁾を使用した。

4.4.1 解析対象橋梁

解析対象橋梁は、図4-16に示す橋長215m (55m+105m+55m)、橋脚高さ60m (P1橋脚)と40m (P2橋脚)からなる鋼製高橋脚橋梁とした。

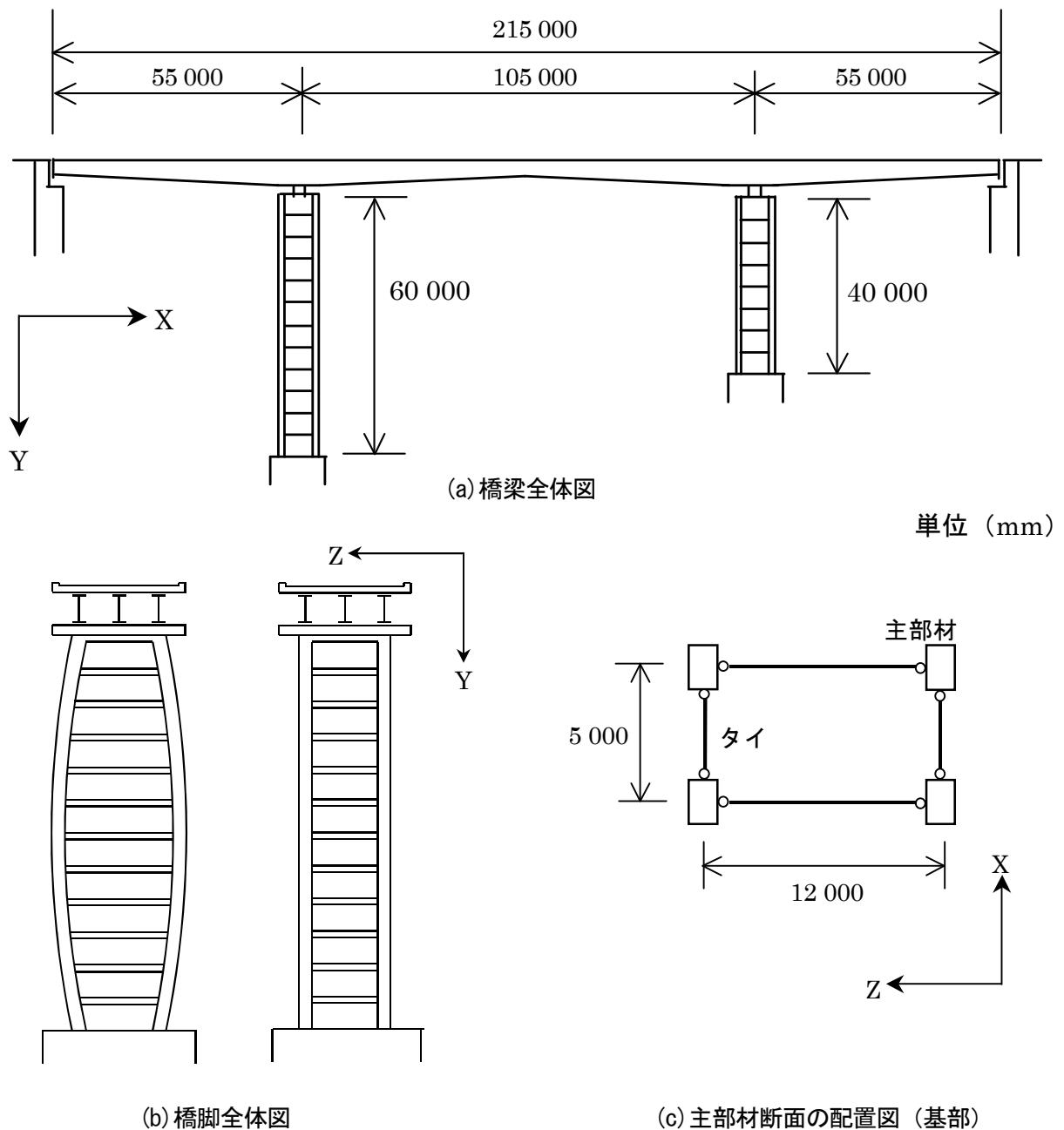


図4-16 解析対象橋梁

4.4.2 解析諸元

(1) 橋梁解析モデル

解析モデルを図 4-17 に示す。○は質点である。橋脚は主部材である曲がり部材および真直ぐ部材をタイおよび斜材でピン結合した解析モデルとした。以下、モデル名を曲がり橋脚，真直ぐ橋脚とする。

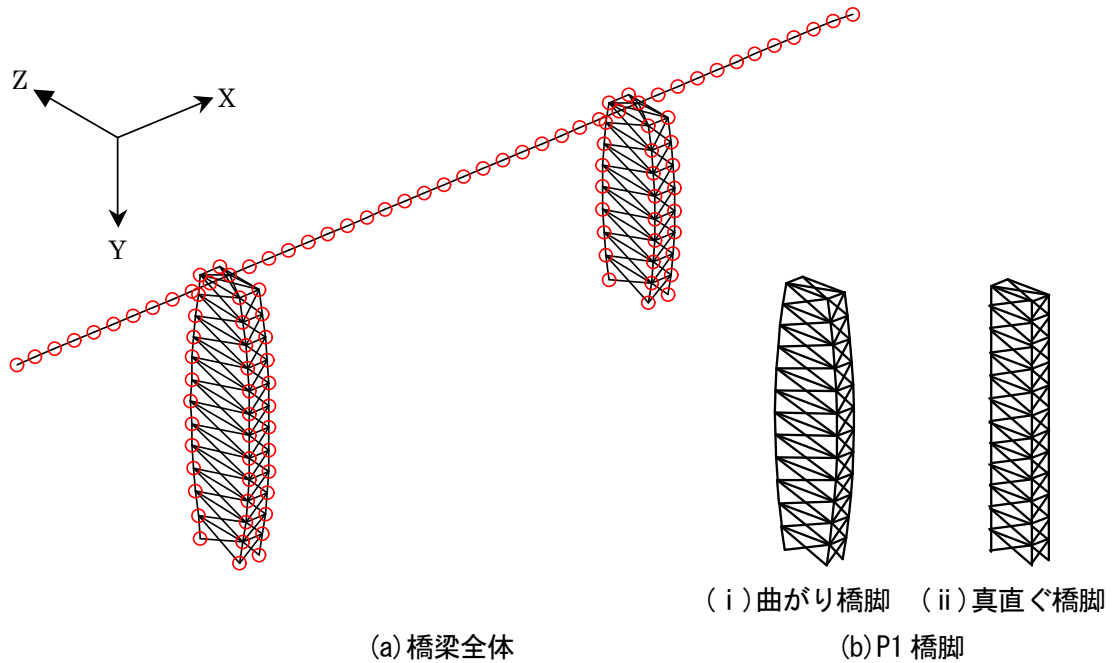


図 4-17 橋梁解析モデル

1) 上部工

本解析は橋脚の耐震性能に着目しているため，上部工の剛性については全断面を有効とする 1 本の弾性はり要素にモデル化した。上部工の重心位置と橋脚頭部の連結部は図 4-18 に示すように仮定した。また，両端部は Y, Z 軸変位と X 軸回りの回転を拘束，上部工と橋脚の連結部は Z 軸回りの回転のみを自由とした。

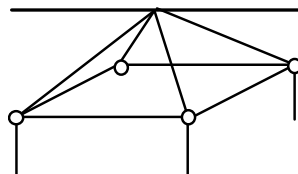


図 4-18 連結部

2) 下部工（橋脚）

橋脚の主部材，タイおよび斜材は材料非線形はり要素でモデル化した。主部材の断面は長方形無補剛箱型断面とし，4.2.2 で用いた諸元，寸法と同じものとした。タイおよび斜材は既往の研究⁴⁻²⁾より主部材断面積の 40%の正方形充実断面とし，主部材より先に降伏しない断面とした。橋脚の解析諸元は表 4-3 に示す。両橋脚の区間長の細長比 L/r は弱軸回りで 10，強軸回りで 6 とした。

表 4-3 橋脚諸元

			P1 橋脚	P2 橋脚
橋脚高さ	L	(m)	60	40
区間長	l	(m)	5	5
アーチライズ比	f/L	-	0.05	0.05
細長比	弱軸回り	L/r	-	120
	強軸回り			80
			71	47

3) 基礎および地盤

対象構造物は山岳地に建設されることを想定しているため、橋脚基部は固定支持とし、地盤の影響はないものと考えた。

(2) 復元力モデル

主部材は、軸方向、せん断方向および曲げ方向剛性を有するビーム要素とし、復元力モデルは 4.3.4 で定義したものをを用いた。なお、MY-MZ-N 相関を考慮する場合にはプログラムの制約上 M-φ 梁要素が使用できないため、材端剛塑性バネ法のビーム要素を用いた。タイおよび斜材は、軸方向剛性のみを有するトラス要素とし、図 4-19 に示す完全弾塑性型とし、標準型履歴特性と組合せて用いた。減衰定数については全部材とも一般的な 0.02 とした。その他、各部材要素に設定した条件を表 4-4 に示す。

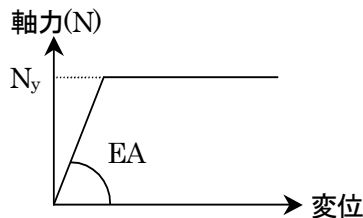


図 4-19 タイと斜材の骨格曲線

表 4-4 各要素の設定条件

	上部工	橋脚 (主部材)	橋脚 (タイおよび斜材)
幾何学的非線形	○	○	○
材料非線形	×	○	○
弾塑性相関考慮	×	○ (MY-MZ-N)	×
履歴特性	×	標準型	標準型

(3) 解析条件

解析手法として汎用プログラム RESP を以下の解析条件のもとで使用した。

- 直接積分による時刻歴応答解析を行ない、積分法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分間隔は 0.002sec とした。
- 収束計算は Newton-Raphson 法、収束判定はエネルギー判定を用いた。
- 質量条件は集中質量を用い、モード減衰タイプはレイリー比例型を用いた。

(4) 入力地震動

入力地震動は、図 4-20 に示す 1995 年兵庫県南部地震 (M7.2) において JR 鷹取駅構内地盤上で観測された記録を用いた。最大加速度は NS 成分で 642gal, EW 成分で 666gal, UD 成分で 290gal である。200gal を越えるような加速度が 13 秒続いており、また地震動の UD 成分が NS, EW 成分の約 0.45 倍と非常に大きいのが特徴である。入力地震動のデータ間隔は 0.01sec となっているが、直接積分法 (積分時間間隔 0.002sec) による時刻歴応答解析をではデータ間を線形補間して用いた。また、入力地震動は 30 秒で終了しているが、解析では残留変位を正確に評価するために、地震動の入力終了後も 10 秒間は解析を継続して行った。

入力方法は、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の 3 成分同時加振とし、NS 成分を橋軸方向、EW 成分を橋軸直角方向、UD 成分を鉛直方向に作用させている。

図 4-21 に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。NS 成分, EW 成分については固有周期が 0.2~0.4sec と 1.1~1.3sec で加速度応答スペクトルが卓越していることがわかる。UD 成分については、固有周期 0.1sec で加速度応答スペクトルが卓越しているが、NS 成分および EW 成分と比べると小さい。以上より、短周期の構造物に対して厳しい地震動であることがわかる。

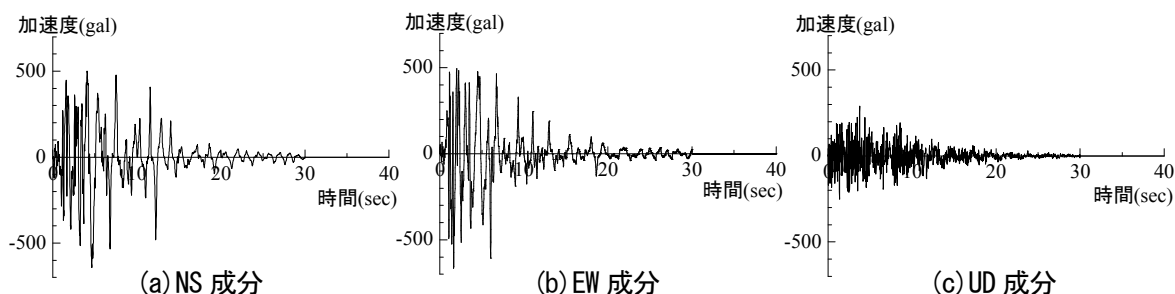


図 4-20 解析に使用した入力地震動

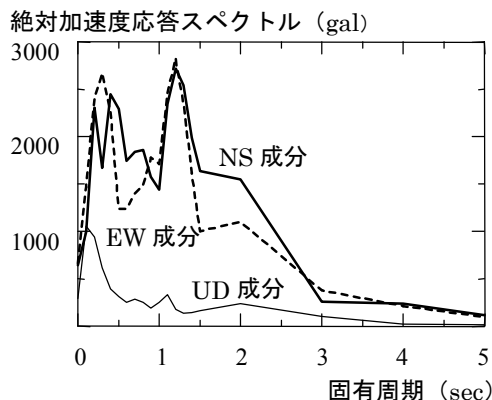


図 4-21 加速度応答スペクトル

(5) 固有値解析

表 4-5 は、固有値解析から得られた曲がり橋脚と真直ぐ橋脚の 5 次までの結果を示したものである。構造が複雑な場合、高次の振動モードの影響が無視できなくなる可能性があるが、本解析モデルでは、橋軸方向では 2 次、鉛直方向では 1 次、橋軸直角方向では 3 次といった低次での振動モードで、振幅に占める割合を示す有効質量比（刺激係数）が大きな値となっており、これらの方向が入力地震動に対して影響を受けやすいことがわかる。

図 4-22 に曲がり橋脚と真直ぐ橋脚を用いた両モデルの 2 次と 3 次の振動モードを比較して示した。2 次のモードで橋軸方向に大きな振動モードが現れている。これは上部工両端部の橋軸方向固定条件をフリーとしているためである。鉛直方向は橋脚の基部を全固定しているために振動モードがほとんど現れていない。また、固有周期の結果を図 4-21 の加速度応答スペクトルと照らし合わせてみると、今回用いる地震動が本解析モデルに対して厳しい地震動となっていることがわかる。

表 4-5 固有値解析結果

(a) 曲がり橋脚

モード 次数	固有 周期 (sec)	固有 振動数 (Hz)	有効質量比(%)			刺激係数		
			橋軸 方向 (X)	鉛直 方向 (Y)	直角 方向 (Z)	橋軸 方向 (X)	鉛直 方向 (Y)	直角 方向 (Z)
1	1.61	0.62	0.5	14.5	0.0	-0.3	1.4	0.0
2	1.27	0.79	72.7	0.2	0.0	3.2	0.1	0.0
3	0.78	1.29	0.0	0.0	56.6	0.0	0.0	2.8
4	0.65	1.55	1.0	10.8	0.0	-0.4	-1.2	0.0
5	0.64	1.56	1.9	7.5	0.0	0.5	-1.0	0.0

(b) 真直ぐ橋脚

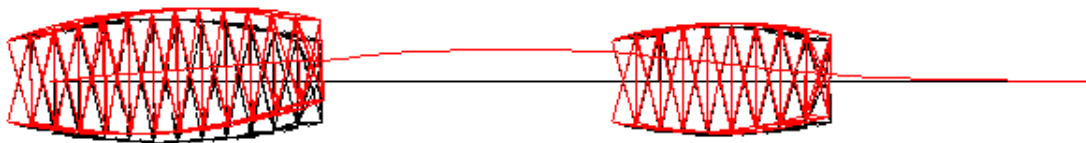
モード 次数	固有 周期 (sec)	固有 振動数 (Hz)	有効質量比(%)			刺激係数		
			橋軸 方向 (X)	鉛直 方向 (Y)	直角 方向 (Z)	橋軸 方向 (X)	鉛直 方向 (Y)	直角 方向 (Z)
1	1.61	0.62	0.4	15.6	0.0	-0.2	1.4	0.0
2	1.24	0.81	73.6	0.1	0.0	3.1	0.1	0.0
3	0.76	1.31	0.0	0.0	52.7	0.0	0.0	2.6
4	0.64	1.55	0.7	13.6	0.0	0.3	1.3	0.0
5	0.64	1.72	2.3	5.8	0.0	0.6	-0.9	0.0



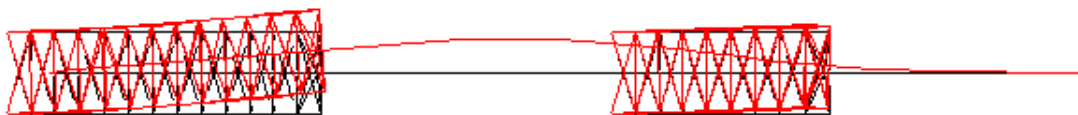
(a) 曲がり (2次モード)



(b) 真直ぐ (2次モード)



(a) 曲がり (3次モード)



(b) 真直ぐ (3次モード)

図 4-22 固有振動モードの比較

固有値解析の結果で得られる卓越した2つの振動モードを選択し、それぞれの固有周期からレイリー減衰マトリクスを作成し、これを粘性減衰として動的解析に使用することにした。レイリー減衰マトリクス C は式(4-6)で、質量マトリクス M の比例係数 α 、剛性マトリクス K の比例係数 β は式(4-7)で表される。

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (4-6)$$

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} (h_1\omega_2 - h_2\omega_1) \quad \beta = \frac{2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} (h_2\omega_2 - h_1\omega_1) \quad (4-7)$$

固有値解析の結果より，両モデルの卓越した有効質量比（刺激係数）である2次と3次の振動モードを選択し，固有周期からそれぞれのマトリクス の比例係数を算出した結果を表 4-6 に示す。

表 4-6 比例係数

	$\omega 1$ (rad/s)	$\omega 2$ (rad/s)	h1, h2	α	β
曲がり橋脚	4.947	8.079	0.02	0.1227	0.0031
真直ぐ橋脚	5.073	8.216	0.02	0.1255	0.0030

(6) 自重解析

自重解析の結果として，表 4-7 に支点反力を，図 4-23 は曲がり橋脚と真直ぐ橋脚を用いた両モデルの主部材 1 本における自重による断面力分布を示したものである。なお，座標系は図 4-17 に示すものである。

表 4-7 支点反力の計算結果

(a) 曲がり橋脚				(b) 真直ぐ橋脚					
	X (kN)	Y (kN)	Z (kN)		X (kN)	Y (kN)	Z (kN)		
左桁端	0	-5010.8	0	左桁端	0	-5019.3	0		
右桁端	0	-5011.3	0	右桁端	0	-5020.1	0		
P1 橋脚 基部	①	2771.2	-184001.0	2570.0	P1 橋脚 基部	①	2557.2	-16966.0	-668.0
	②	2771.2	-184001.0	-2570.0		②	2557.2	-16966.0	668.0
	③	-1612.4	-16813.3	-2339.1		③	-1392.0	-15385.4	620.0
	④	-1612.4	-16813.3	2339.1		④	-1392.0	-15385.4	-620.0
P2 橋脚 基部	①	1092.2	-16876.1	2205.2	P2 橋脚 基部	①	981.2	-16274.6	-674.4
	②	1092.2	-16876.1	-2205.2		②	988.2	-16274.6	674.4
	③	-2249.9	-9955.2	-1344.9		③	-2145.1	-9302.4	346.0
	④	-2249.9	-9955.2	1344.9		④	-2145.1	-9302.4	-346.0

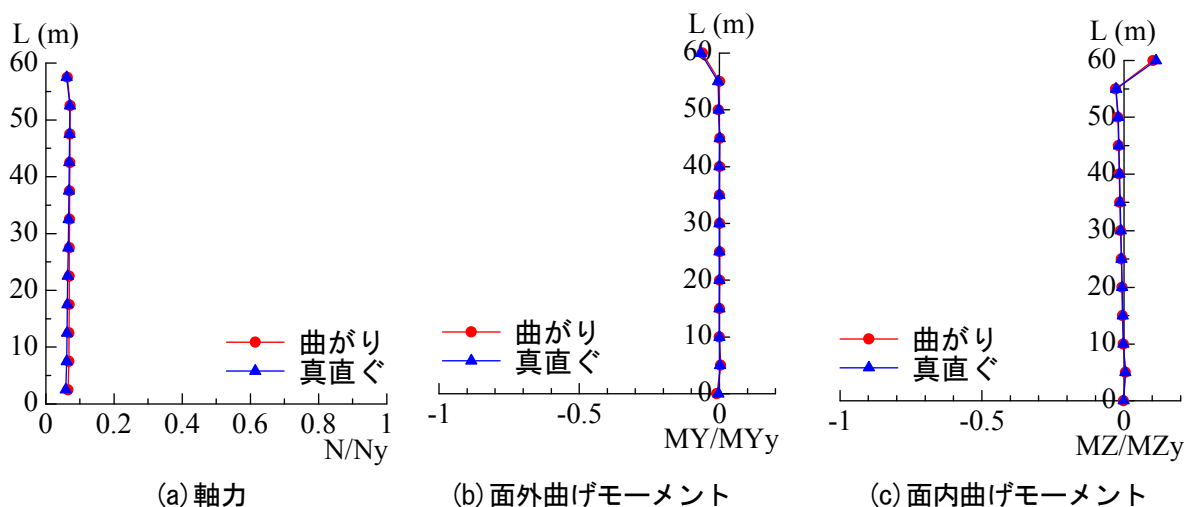


図 4-23 主部材の断面力分布

4.5 動的解析の結果と考察

4.5.1 主部材頭部の応答変位

図 4-24 に主部材頭部での橋軸、鉛直、橋軸直角方向の動的応答変位 U_x , U_y , U_z を示した。時刻歴応答変位の特徴として、解析開始 5 秒後（地震動が最も振幅する時点）において一度大きな変位となっている。橋軸方向では、10 秒後から構造物の周期と入力地震動の周期が一致したためか、応答変位が増幅しており、その後は、終了時までほぼ一定の振幅で振動しながら小さくなるといった、地震動に依存する振幅となっている。曲がり橋脚と真直ぐ橋脚を比較すると、全方向ともに応答変位に位相差はみられずにほぼ同じ挙動を示す結果となった。これは、固有値解析での振動モードが両モデルともほぼ同じであることに起因すると考えられる。

図中に示す最大応答変位については、橋軸方向の変位量が大きくなっているが、これは上部工両端部の橋軸方向をフリーとしているためである。鉛直方向の変位量は、地盤の影響を考慮せずに主部材の基部を全固定としていることや、鉛直方向の地震動がほとんど寄与していないために小さくなっている。残留変位については若干生じており、断面の塑性化が伺えるが、全方向とも部材長の 1% 以下の残留変位となっている。

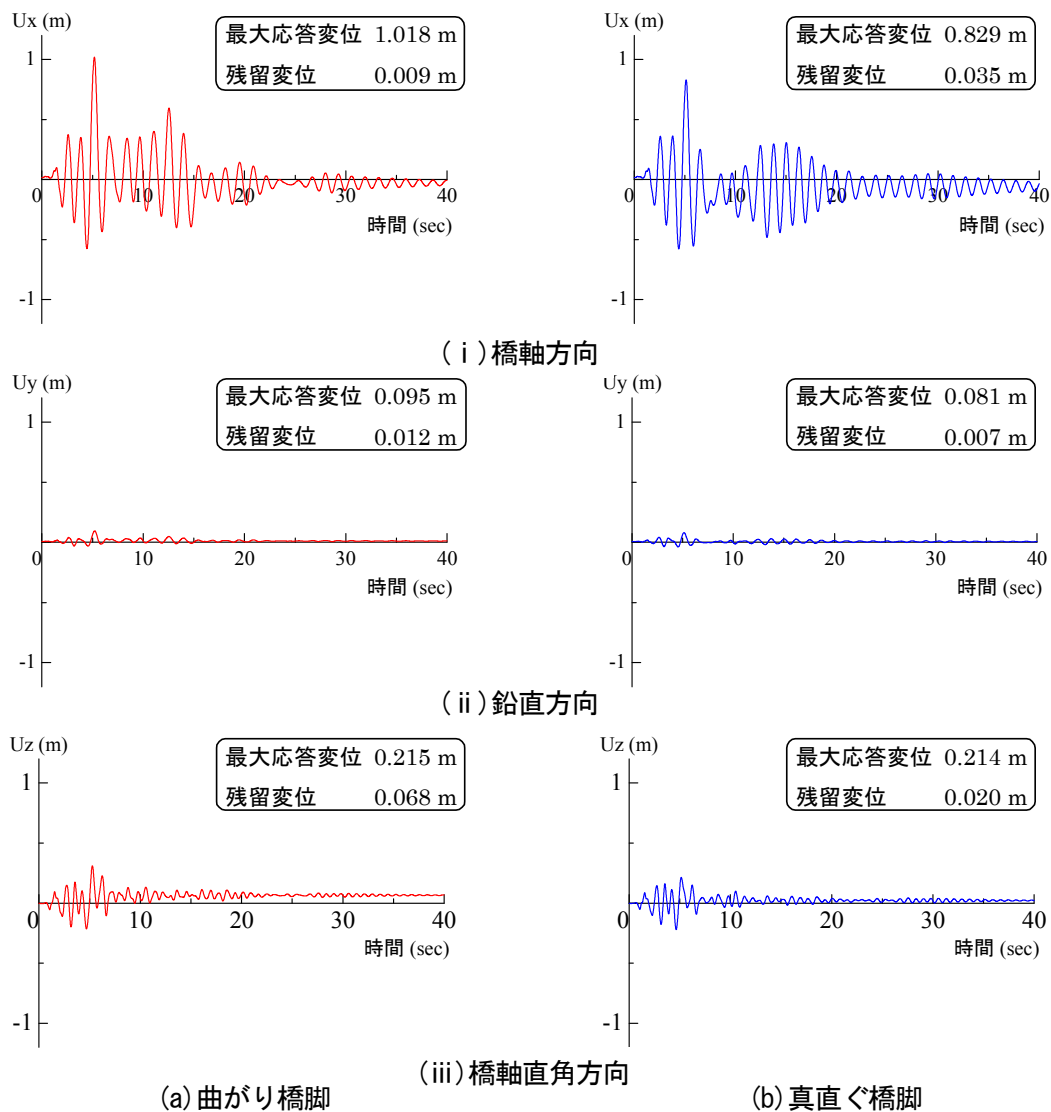


図 4-24 時刻歴応答変位

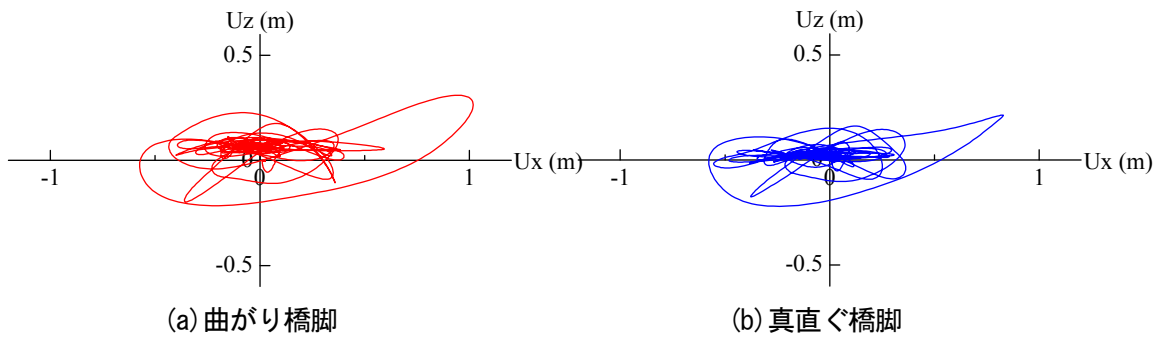


図 4-25 橋軸と橋軸直角方向の応答変位の関係

図 4-25 に主部材頭部での橋軸と橋軸直角方向の応答変位 U_x と U_z の関係を示す。両モデルとも、橋軸方向を主として変位していることがわかる。一度大きく円弧を描いている部分は、解析開始 5 秒後の地震動が最も振幅する時点である。

4.5.2 主部材の最大断面力

図 4-26 は主部材 1 本の最大応答軸力、曲げモーメントを、縦軸は橋脚（主部材）高さ L 、横軸はそれぞれの断面力での降伏荷重で無次元化して示している。この分布図は、全解析時間の中で最大の断面力をプロットしたものであるため、分布が多少不連続になっている。図より、軸力と面内曲げモーメントは両モデルとも主部材の頭部から基部に向かって大きくなるという分布を示していることがわかる。面外曲げモーメントについては、基部付近において真直ぐに比べ曲がりの方が大きくなっている。これについては、曲がり部材はその形状から基部に曲げモーメントが集中するという同様の結果が、既往の研究（静的解析）^{4-1)~4-3)}でも得られている。また、前述の時刻歴応答変位の結果より断面の塑性化がうかがえ、図より軸力が降伏荷重に達しており、曲げモーメントより軸力が基部での塑性化の主因となっていることがわかる。

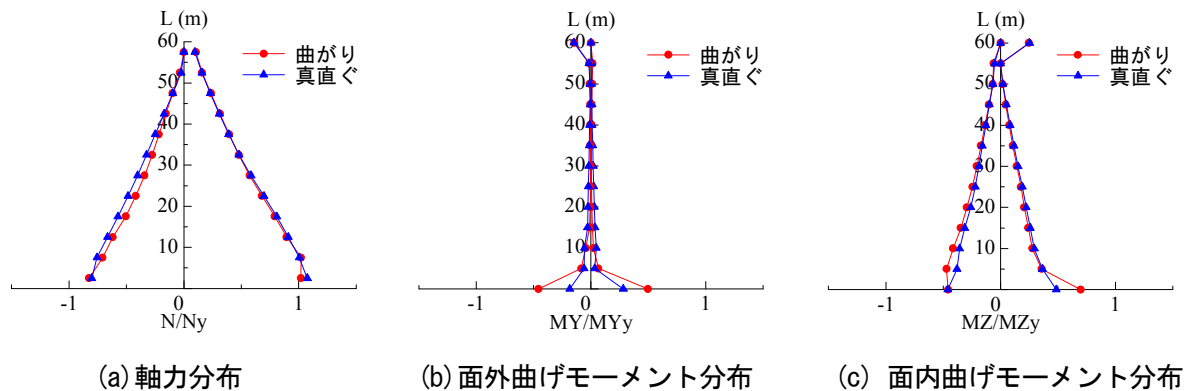


図 4-26 主部材の最大断面力分布

4.5.3 主部材基部の M-N 曲線

図 4-27 に曲がりと真直ぐの主部材基部での面外、面内の曲げモーメント MY , MZ と軸力 N の履歴応答曲線を示した。縦軸は純圧縮での降伏軸力 N_y で、横軸は純曲げでの降伏曲げモーメント M_y で無次元化しており、点線は式 (4-3) で定式化した相関曲線を示す。履歴形状をみると、軸力によって降伏していることがわかる。また、両モデルともに軸力の変動範囲が大きく、曲げモーメントについてはほとんど生じてないために、縦軸 (N) 方向に広がる形状となった。

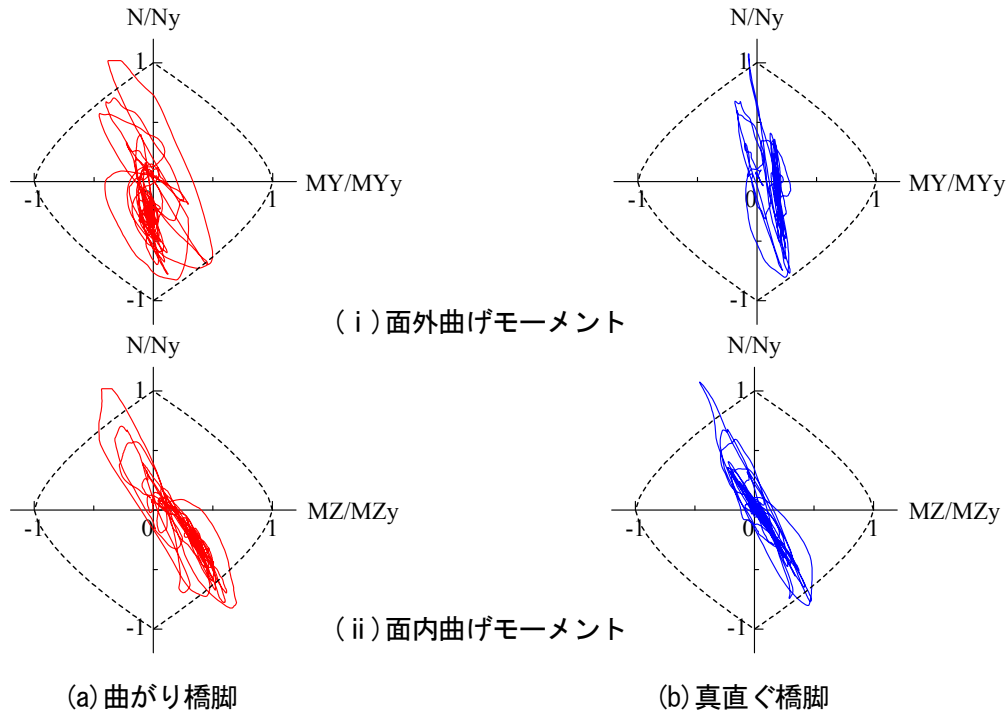


図 4-27 M-N 曲線

4.5.4 主部材基部の MY-MZ 曲線

図 4-28 に曲がり橋脚と真直ぐ橋脚の主部材基部での面外曲げモーメント MZ と面内曲げモーメント MY の履歴応答曲線を示す。両軸とも純曲げでの降伏曲げモーメント M_y で無次元化した。点線は式 (4-4) で定式化した相関曲線を示す。履歴形状は、曲がり若干大きな形状となるものの、両モデルともに降伏には至らない範囲で曲げモーメントは変動していることがわかる。

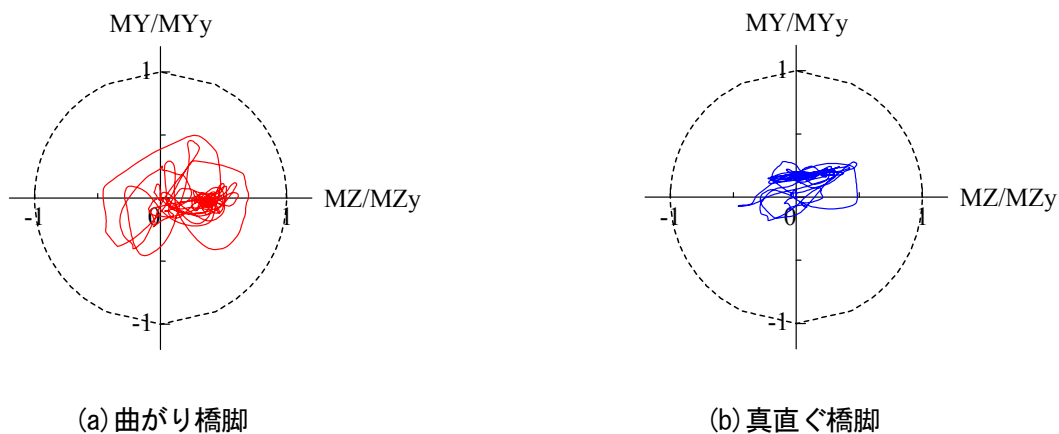


図 4-28 MY-MZ 曲線

4.5.5 主部材基部の M-φ 曲線

図 4-29 に曲がり橋脚と真直ぐ橋脚の主部材基部での面外、面内曲げモーメント MY, MZ と面外、面内の曲率 φY, φZ の履歴応答曲線を示した。縦軸は純曲げでの降伏曲げモーメント My で、横軸は純曲げでの降伏曲率 φy でそれぞれ無次元化している。

図より、解析初期は設定した履歴ループに従って曲線を描いている。しかしながら、塑性域に入ると履歴ループを外れて M-φ の履歴応答曲線は不規則となっている。両者の曲率を比較すると、真直ぐ橋脚の曲率より曲がり橋脚の曲率は大きく、特に面内曲率においてループが大きく外れていることがわかる。

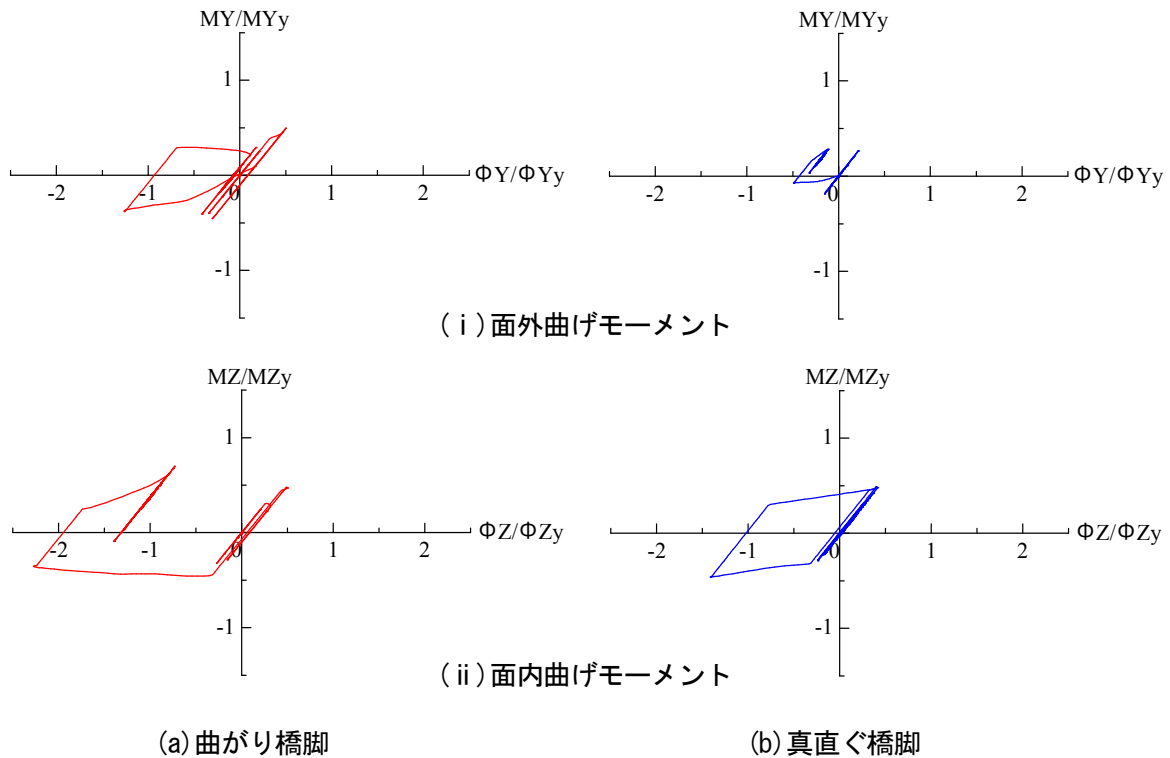


図 4-29 M-φ 曲線

4.5.6 主部材基部の時刻歴応答曲率

図 4-30 に曲がり橋脚と真直ぐ橋脚の面外、面内の曲率 φY, φZ の時刻歴応答曲線を示す。縦軸は純曲げでの降伏曲率 φy で無次元化している。

図からわかるように、図 4-24 の時刻歴応答変位と同様に、解析開始 5 秒後（地震動が最も振幅する時点）において一度大きな曲率となっている。この時点で、図 4-30 においては履歴ループを外れて塑性化が進行し、そのまま曲率が残留している。特に、先ほどと同様に曲がりの面外曲率が大きくなっており、図 4-24 をみると橋軸直角方向の残留変位が生じており、これは橋脚のねじれが原因だと考えられる。

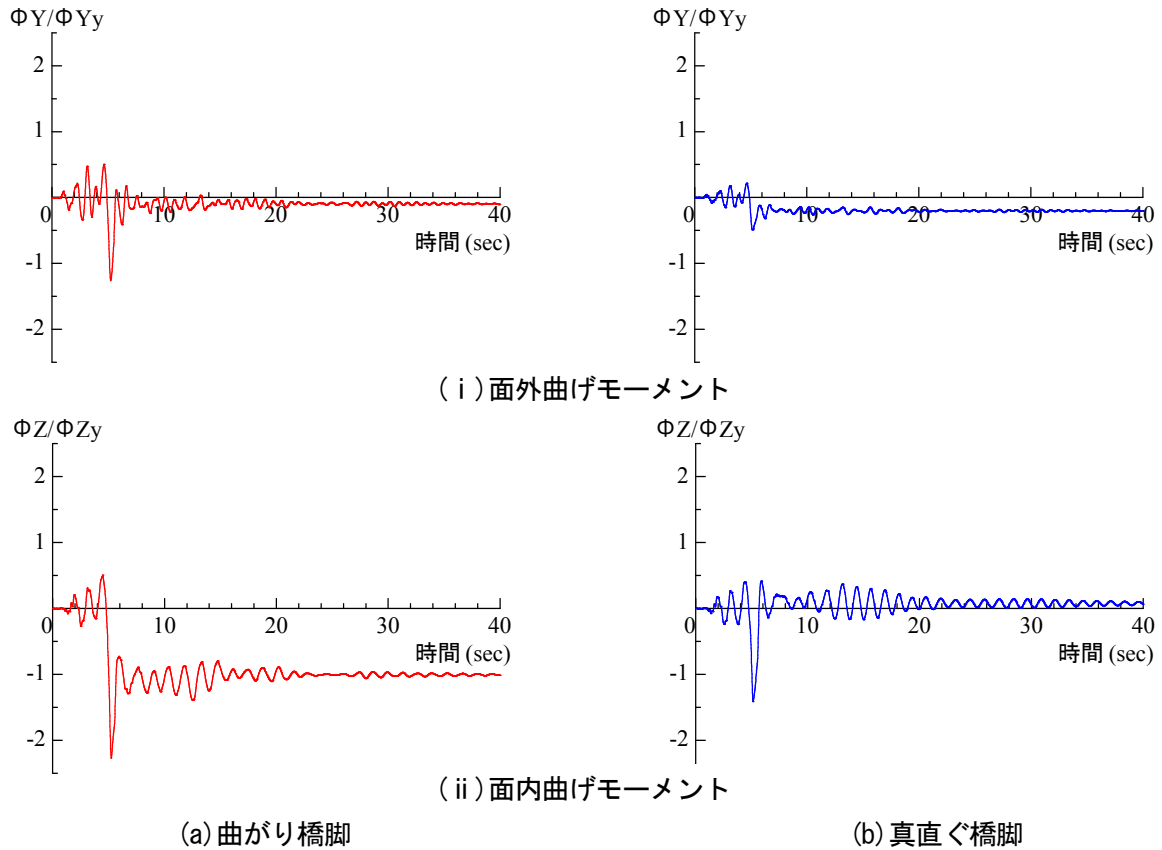


図 4-30 時刻歴応答曲率

4.5.7 主部材の降伏域の分布

図 4-31 は、曲がり橋脚と真直ぐ橋脚の主部材の降伏域の分布状態を示したものである。図中において、赤線は曲げモーメント、●は軸力（圧縮）、○は軸力（引張）、×は軸力（圧縮と引張）で降伏を生じたことを表している。

図からわかるよう、基部付近で軸力や曲げモーメントが大きく作用するために降伏している。また、降伏域にばらつきがみられるが、これは橋脚自体のねじれが原因だと考えられる。今回用いた橋梁のような P1 橋脚と P2 橋脚の高さが違う場合、橋軸直角方向への変位量が異なるため、橋脚に鉛直回りのねじれが発生し、長脚である P1 橋脚基部に大きな負担がかかり塑性化が進行したものと考えられる。また、今回の橋脚のように主部材をタイや斜材でピン結合するだけでは橋脚自体の剛性が小さく、主部材に負担がかかることも要因に挙げられる。

以上のことから、図のような降伏状態を示す結果となったと推察される。

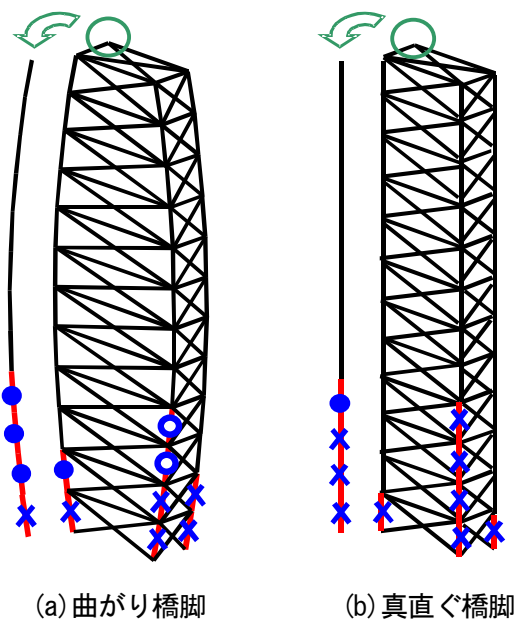


図 4-31 主部材の降伏状態の比較

4.6 おわりに

4.6.1 結論

本章では、曲がり部材をタイおよび斜材で結合した鋼製高橋脚橋梁を対象に、主部材断面の復元力モデルの定義と断面力相関曲線の定式化を行った。そして、復元力モデルと相関曲線を用いて非線形動的解析を行い、曲がり部材および真直ぐ部材をタイおよび斜材で結合した鋼製橋脚モデルを作成し、地震動の多成分同時入力による非線形時刻歴応答解析を行ない比較および検討した。得られた主な結論をまとめると以下の通りである。

- ① 静的解析：主部材断面を対象に純圧縮および純曲げの単調載荷により骨格曲線を作成した。また、圧縮と曲げの同時載荷より相関曲線の定式化を行った。
- ② 固有値解析：有効質量比の分布は低次振動モードで大きくなり、橋軸方向では2次、橋軸方向では3次の振動モードが卓越する結果となった。
- ③ 非線形動的解析：曲がり、真直ぐとも主部材基部で降伏しており、特に軸力が主因となっていた。耐震性能について比較すると、特出した差異はみられなかったことから、曲がり部材の橋脚への適用は、その実用性が示された。

4.6.2 課題

鋼製高橋脚橋梁に曲がり部材を用いるには、さらなる検討が必要であり、以下にその課題を示す。

- ① 骨格曲線を単調載荷の解析結果を基に定式化したため、繰返しによる劣化が考慮されていない。今後、劣化をした骨格曲線を作成する必要がある。
- ② 地震動による揺れに対して、曲がり部材の変形効果がいかにされておらず、形状や断面などについて検討する余地がある。
- ③ 軸力について正確に評価するため、軸力変動に応じた主部材の $M-\phi$ 関係を変化させることが考えられる。
- ④ 橋脚全体のねじれを防ぐため、橋軸直角方向の変位を抑える、橋脚の剛性を高めるといった対処が必要である。
- ⑤ 実験結果などの比較対象がないため、動的解析結果の妥当性を確認する評価方法について考えなければならない。

参考文献

- 4-1) 山尾敏孝, 石原完, 平井一男: タイで結合した2本の曲がり部材の座屈強度と挙動について, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.229-234, 1995.
- 4-2) 石原元: 一對の曲がり部材で構成された構造体の強度および挙動特性に関する基礎的研究, 博士論文, 2001.
- 4-3) 山尾敏孝, 石原元, 永田涼二: 曲り部材で構成された鋼製橋脚の強度と変形挙動に関する研究, 鋼構造年次論文報告集第8巻, pp.263-268, 2000.
- 4-4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編), 1996.

- 4-5) 日本マーク(株) : MARC K7 : Users Manual Vol. A-E, 1997.
- 4-6) 村本裕樹 : アーチ橋の復元力モデルの作成と非線形動的解析に関する研究, 修士論文, 2001.
- 4-7) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 (Ⅱ鋼橋編), 1994.
- 4-8) 構造計画研究所 : RESP-T for Windows version4.0 コマンドリファレンスマニュアル, 1998.

第5章 曲がり部材を用いたエネルギー吸収構造部材の開発と挙動特性

5.1 はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、構造物に作用する地震エネルギーを構造物の局所的な部分で吸収し、構造物の基幹構造を保護する制震構造が注目されている。このような制震構造の中に、鋼材を用いた制震ダンパーがある。特定の部材に荷重・変位を集中させ、その部材を塑性化させエネルギーの吸収を期待する構造である。また制震ダンパーには、構造物の振動問題の改善が期待される。構造物に地震力が作用した振動問題は、構造物の固有周期や減衰性等が相互に関係した複雑な問題である。構造物の剛性を高めつつ、減衰性やエネルギーの吸収効果が発揮される制震部材の開発が望まれる。鋼製の制震構造の中には、繰返し作用する圧縮変位による座屈を回避するため、補剛鋼管を用いて座屈による圧縮強度の減少を防いでいる構造がある^{5-1), 5-2)}。補剛鋼管を用いずに、十分な圧縮強度が望める制震構造も提案されている。

既往の研究⁵⁻³⁾において、部材細長比に対して座屈強度が大きく、座屈強度で圧縮強度が決まる構造物に適用すると有効な曲がり部材の研究が行われてきた。曲がり部材とは、曲がり材で構成された部材を、タイや斜材でつなぐ構造形式である。圧縮を受ける2本の曲がり部材を、数本のタイで結合した平面構造は、真直ぐ部材を単に2本組合せた場合に比べて、アーチの変形効果とタイの効果により、軸方向の圧縮強度の上昇や、最大強度までの変形量を抑えられることがわかっている。

本章では、この曲がり部材の性質を利用した制震部材を提案し、モデル軸方向に圧縮と引張の繰返し変位を載荷して、制震部材としての軸方向の履歴特性やエネルギー吸収性能を検討するものである。また、曲がり部材を用いた制震部材の特性が把握できれば、制震部材を構造物に組込んだ時の構造物全体に及ぼす効果について調べる必要がある。ここでは、提案する制震部材が実構造物に対してどのように機能するかを時刻歴応答解析により検討する。

さらに、エネルギー吸収鋼材として注目される低降伏点鋼は、他の鋼材と比べ降伏応力が小さく、最大ひずみが多い性質を持つため、繰返し荷重変位が作用する鋼製制震ダンパーでは有効な鋼材だと考えられる。制震構造体に低降伏点鋼を使用し、履歴特性、変形挙動等を普通鋼の制震構造と比較し検討する。

5.2 曲がり構造を利用した制震部材の開発

5.2.1 開発の目的

鋼製パネルを用いた制震構造の種類には、構造物のブレースを制震鋼製パネルで作製し、ブレース全体でエネルギーを吸収する構造や、ブレース材の部材間に鋼製パネルを組込み、その部分で局部的にエネルギーの吸収を期待する構造がある。このような制震構造には、地震時に軸力が卓越して作用するため、圧縮変形による座屈の強度劣化が問題となる。本章では、ブレース間に組込む形の制震構造として、座屈に効果のある曲がり構造を応用した制震部材を提案するものである。繰返し作用する圧縮変形に対して、劣化することなく、エネルギーを吸収できる制震構造の開発を目的とする。

5.2.2 解析モデルと解析パラメータ

曲がり構造を制震部材として適用した場合の特性を把握し、また制震部材としてより大きなエネルギー吸収能を得る形状を決定するために解析を行った。制震部材は、構造物のブレース材に組込む形とし、図 5-1 にそのイメージを示した。解析モデルは 2 枚の板形状の主部材をタイ材で結合する構造とし、主部材の形状は図 5-2 (a) の曲がり部材を適用したものと、図 5-2 (b) の単なる直線部材の 2 種類とした。曲がり部材のアーチ部の形状は図 5-3 (c) に示す放物線とし、アーチのライズ f は既往の研究⁵⁻³⁾よりモデル高さ L に対して 0.05 とした。解析モデルの境界条件は、基部を固定、部材の頭頂部を軸方向のみをフリーとした。

部材の形状を決定するため、主部材の幅厚比、使用鋼材をパラメータとし解析した。幅厚比(b/t)は 8.3, 12.5, 25 の 3 種類とし、主部材の板厚を変化させ、タイ材の板厚も主部材と同じものを使用した。また、使用鋼材は SS400 材と低降伏点鋼材を選んだ。これらの解析より軸方向の履歴挙動、応力分布、変形状態等を制震部材の特性として調べた。

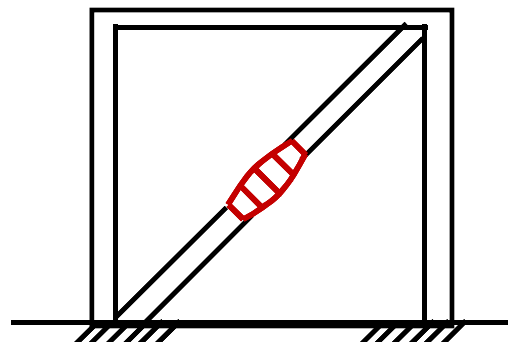


図 5-1 曲がり構造の制震部材のイメージ

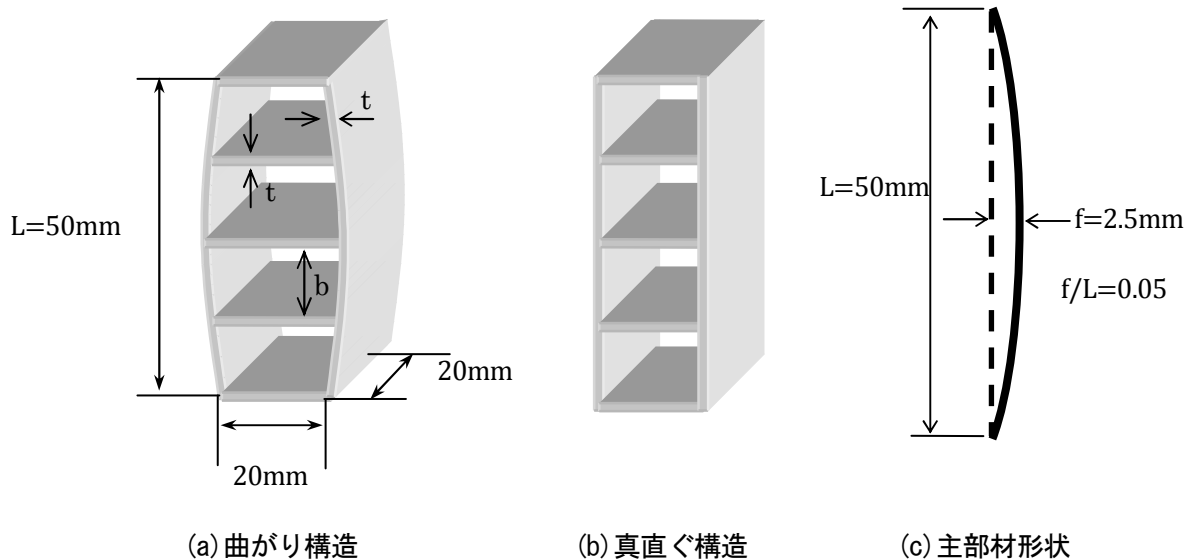


図 5-2 解析モデル

5.2.3 鋼材の材料特性と載荷方法

解析に用いる鋼材はSS400を基本とし、比較として低降伏点鋼を用いた。両鋼材のヤング係数、降伏応力、ポアソン比を表5-1に示す。ヤング係数とポアソン比は同じ値とした。応力-ひずみ関係は図5-3に示すマルチリニアを使用した。低降伏点鋼はSS400と比較し降伏応力が小さく、最大ひずみが大きい性質を持っており、エネルギー吸収鋼材としての効果を期待して選定した。

解析には汎用プログラムMARC⁽⁵⁻⁴⁾を使用し、要素は四辺形4節点シェル要素を用いた。von Misesの降伏条件に従い、大変形、Update Lagrange法、有限塑性ひずみ解析を用いた。載荷方法は解析モデルの軸方向に繰返し変位を与え、軸方向変位 δ は図5-4に示す降伏軸方向変位 δ_y を基準とした漸増繰返し載荷させる変位制御を与え、反力を求めた。降伏軸方向変位 δ_y および降伏軸方向荷重 P_y は、式(5-1)、式(5-2)で定義した。

$$\delta_y = (\sigma_y \cdot L) / A \quad (5-1)$$

$$P_y = A\sigma_y \quad (5-2)$$

表 5-1 材料特性

鋼種		SS400	低降伏点鋼
ヤング係数	E (Gpa)	200	
降伏応力	σ_y (Mpa)	300	110
ポアソン比	ν	0.3	

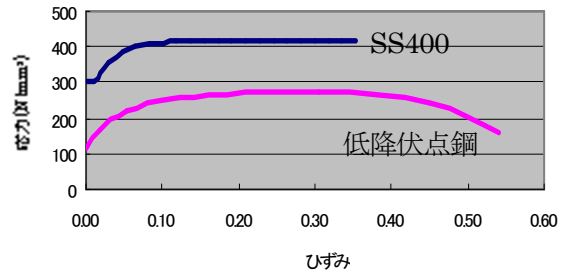


図 5-3 鋼材の応力ひずみ関係

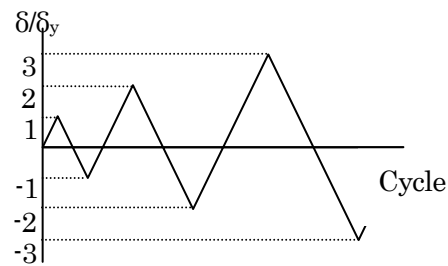
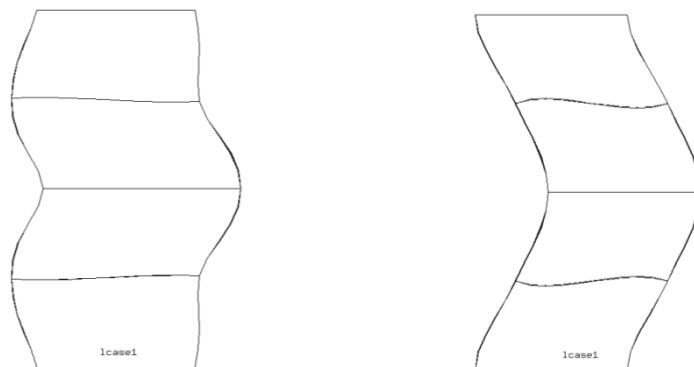


図 5-4 載荷サイクル

5.2.4 主部材の形状変化による挙動の検討

曲がり構造の効果として軸圧縮強度の増加、面内変位の抑制が既往の研究⁽⁵⁻³⁾で確認されており、曲がり構造に高次の座屈モードが発生することによりその効果が表れる。提案する曲がり構造の性質を利用した制震部材でも同様の効果が期待できるか検討した。

図5-5は解析モデルに $-1\delta_y$ 作用させた時の変形状態で、変形量を10倍にして示している。提案する制震部材でも曲がり構造には高次の座屈モードが発生した。この座屈現象により曲がり構造を用いた制震部材は軸方向の圧縮強度の上昇が期待できることがわかった。



(a) 曲がり構造

(b) 真直ぐ構造

図 5-5 解析モデルの変形モード(10倍表示)

図 5-6 は主部材の幅厚比(b/t : 図 5-2 参照)を 25.0 および 8.3 とした時の荷重—軸方向変位の履歴曲線である。縦軸を降伏荷重で横軸を降伏変位で無次元化し、曲がり構造と真直ぐ構造の比較を示している。主部材の幅厚比が 25.0 では、繰返される圧縮変位に対して、曲がり構造の方が大きい強度を示している。幅厚比 8.3 では、引張・圧縮の最大強度は大きく変わらないが、曲がり構造の方が増分する圧縮強度の劣化勾配が緩やかである。これは、圧縮時の変形状態の影響が考えられる。

図 5-7 は曲がり構造と真直ぐ構造に $-6\delta y$ の圧縮変位を作用させた時の応力分布と変形状態である。変形モードより曲がり構造には高次の座屈モードが発生し、真直ぐ構造は主部材に対称な座屈モードが発生して中央部で折れ曲がっているのがわかる。曲がり構造はその座屈特性により主部材に応力が広く分布しているが、真直ぐ構造では主部材が中央で屈折したため、圧縮力にうまく対応できていない。つまり、このような挙動が圧縮変位が繰返されるたびにおきるため、曲がり構造の方が圧縮力に対して優れたエネルギー吸収特性を持つという。

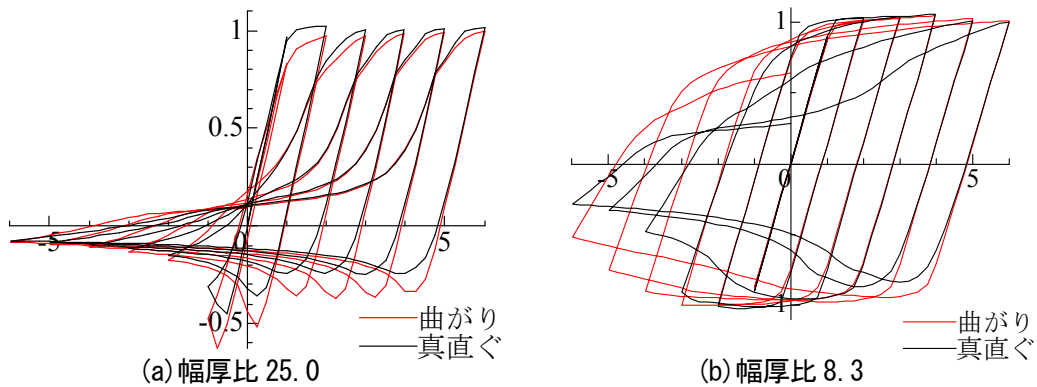


図 5-6 荷重—軸方向変位の履歴関係

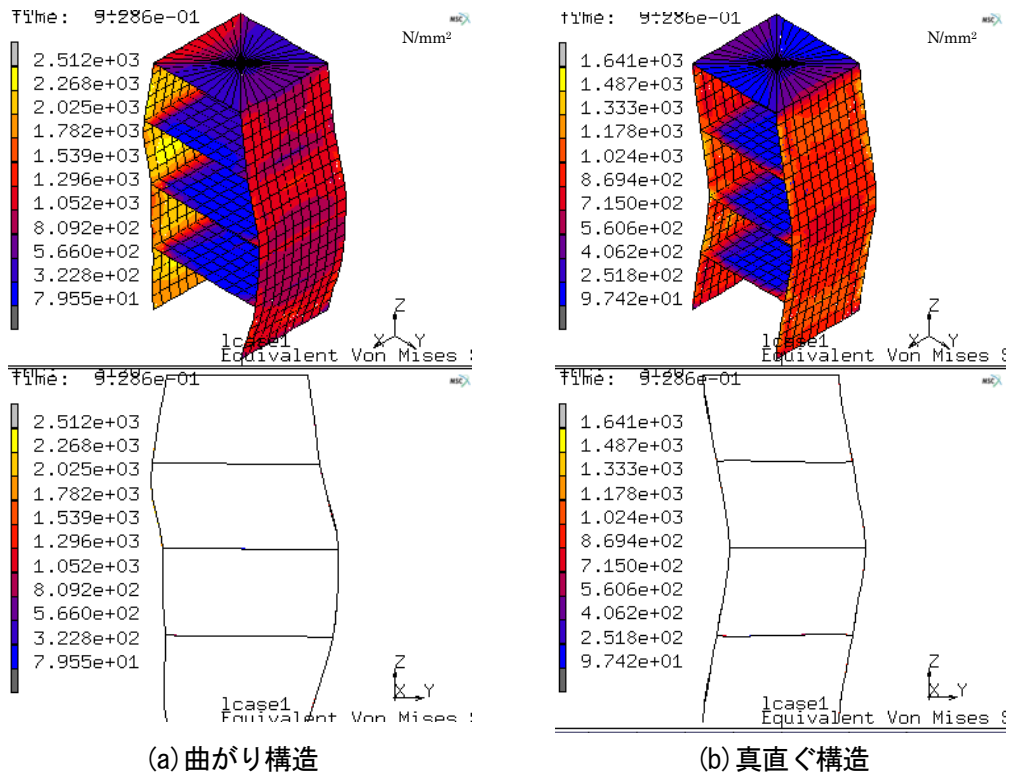


図 5-7 主部材の応力分布と変形状況 ($-6\delta y$ 載荷時)

5.2.5 幅厚比と鋼種の相違による強度特性の検討

主部材の幅厚比を 8.3, 12.5, 25.0 のモデルで履歴特性や変形挙動等を比較検討した。

図 5-8 は履歴曲線で縦軸は圧縮荷重を各々の降伏荷重で、横軸は軸方向変位を降伏変位でそれぞれ無次元化して示した。図からわかるように、幅厚比の小さいモデルほど履歴ループが大きくなり、エネルギー吸収構造体として可能性のある性能を示した。特に、圧縮力側で挙動や強度に顕著な違いが表れており、その差は主部材の局部座屈が影響したと考えられる。曲がり構造は座屈変位の抑制、軸圧縮強度の増加等が期待できる構造であるが、軸方向に降伏変位以上の大きな変位が作用すると幅厚比の大きなモデルでは、主部材が塑性化や座屈により十分なエネルギー吸収が期待できないといえる。つまり、曲がり構造をエネルギー吸収体として使用するには、幅厚比が小さい部材厚の方が適切だと判断される。

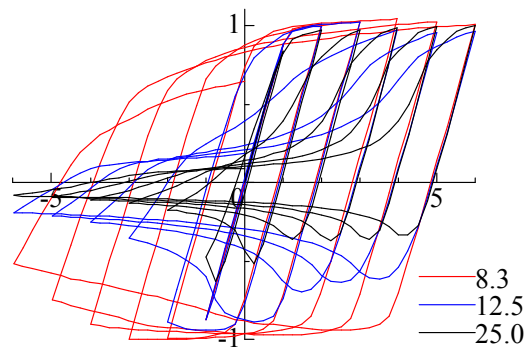
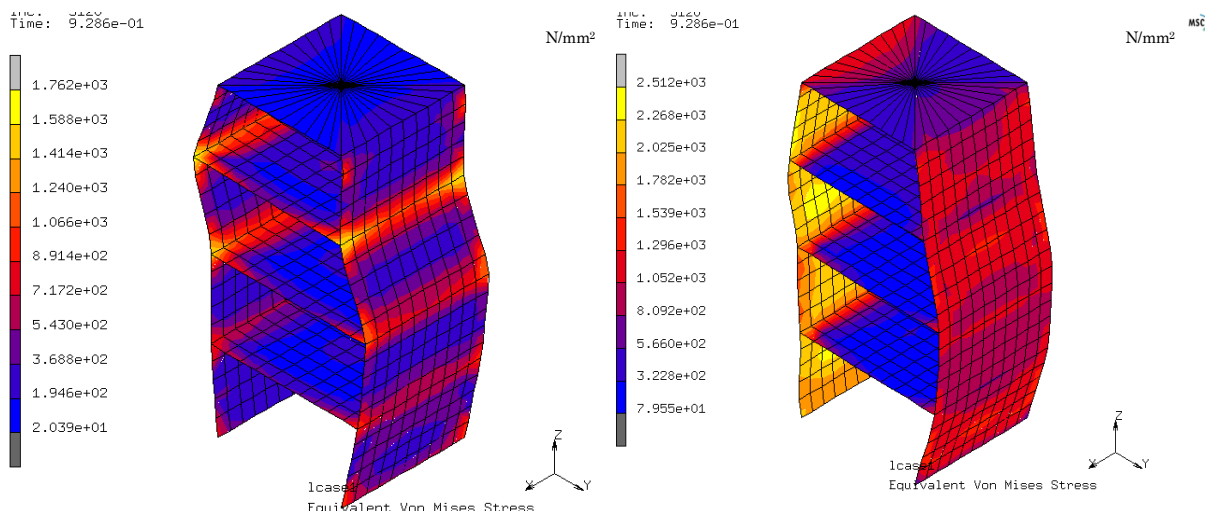


図 5-8 幅厚比変化による荷重—軸方向変位の履歴関係

図 5-9 は、SS400 材のモデルで幅厚比が 25.0 と 8.3 について、圧縮変位が $-6\delta y$ の応力分布状態および変形を比較して示したものである。図の明るい部分ほど大きな応力が作用していることを表しており、曲がり構造では幅厚比が大きな場合、圧縮時に主部材とタイの接合部に大きな応力が集中し、この部分に座屈が発生していることがわかる。

図 5-10 と図 5-11 は、幅厚比が 25.0 と 8.3 の曲がり部材の解析モデルについて、SS400 と低降伏点鋼の荷重—履歴曲線と圧縮時変位が $-6\delta y$ の応力分布状態および変形を比較して示した。幅厚比が小さく、低降伏点鋼を用いたモデルの方が降伏荷重に対して大きい強度を示し、変位が増分しても強度の劣化が少ないことが確認できた。図 5-11 の応力分布と変形状態を調べると、低降伏点鋼は破断時のひずみが大きく、柔軟な鋼材のため普通鋼に比べ局部的な塑性、応力集中を防げるといえる。制震部材に低降伏点鋼を適用することにより、強度の低下が生じにくく、エネルギー吸収特性に優れたものとして期待ができる。



(a) 幅厚比 25.0

(b) 幅厚比 8.3

図 5-9 曲がり構造の変形状況および応力分布 ($-6\delta y$ 載荷時)

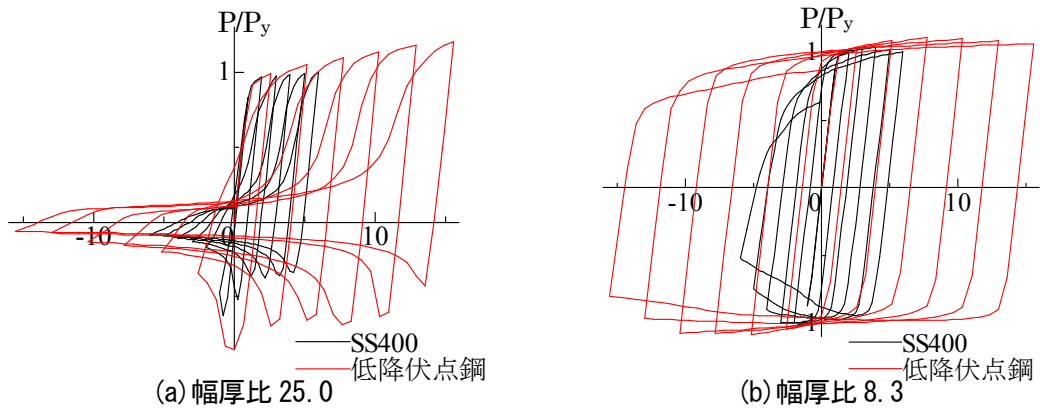
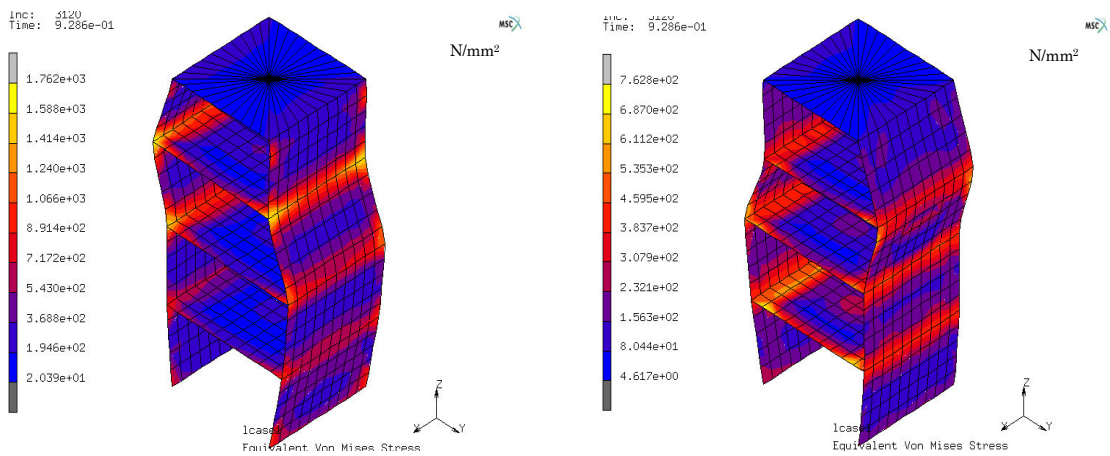


図 5-10 鋼種の変化による荷重—軸方向変位の履歴関係



(a) SS400 (幅厚比 25.0)

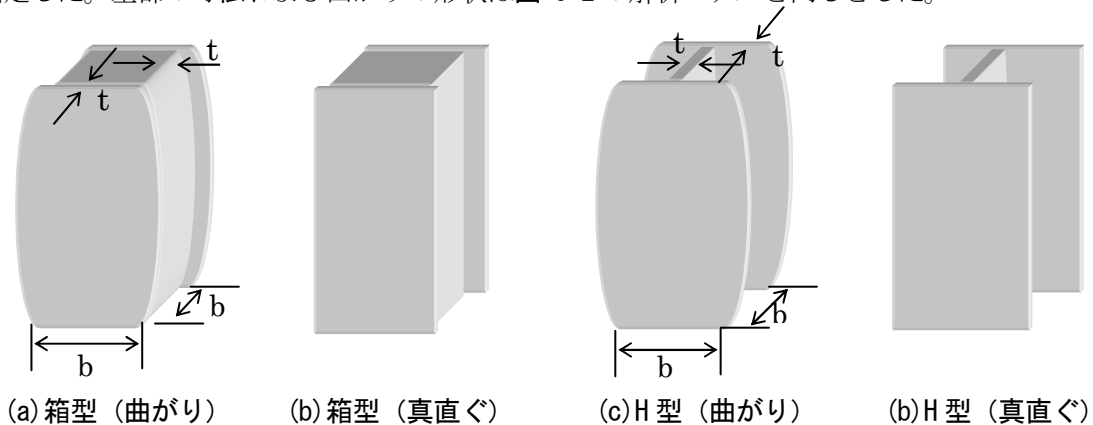
(b) 低降伏点鋼 (幅厚比 25.0)

図 5-11 鋼種の変化による応力分布の違い ($-6\delta y$ 載荷時)

5.2.6 断面形状の違いによる比較

断面形状の違いによる比較として、箱型断面と H 型断面の制震部材に曲がり構造を適用したモデルを提案し、その挙動を検討することにした。

解析モデルは図 5-12 に示す箱型断面部材と H 型断面部材である。箱型断面は供試体 1 対の側面を曲がり構造とし、H 型断面はフランジ材の形状を曲がり形状とした。なお、部材の幅厚比(b/t)は 10 に固定した。基部の寸法および曲がりの形状は図 5-2 の解析モデルと同じとした。



(a) 箱型 (曲がり)

(b) 箱型 (真直ぐ)

(c) H 型 (曲がり)

(d) H 型 (真直ぐ)

図 5-12 箱形と H 型の解析モデル

図 5-13 に解析から得られた履歴曲線の比較を示す。箱型断面では曲がり構造を用いた方が引張、圧縮の両方で最大強度の向上がみられる。H 型断面でも箱型断面と同様に最大強度は曲がり構造を用いた方が大きいといえる。エネルギー吸収量については両モデルで大きな差はなかった。

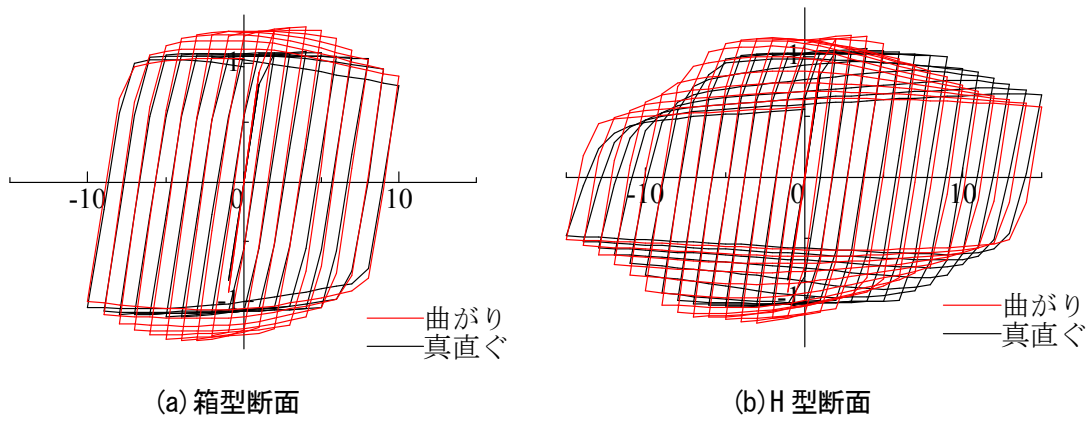


図 5-13 履歴曲線の比較

5.3 実験供試体による曲がり構造を用いた制震部材の検討

5.3.1 実験装置と実験供試体

曲がり構造を応用した制震部材の変形挙動やエネルギー吸収性能等を検討するため、図 5-14 に示す荷重装置を用いて軸方向の静的な繰返し荷重実験を行った。試験機は MTS 試験機（写真 5-1）を使用し、実験供試体は MTS 試験機の最大荷重容量（500kN）以内に収まるように製作したもので、一例を写真 5-2 示す。荷重試験装置には荷重治具を上下につけ、剛板を上下に溶接した供試体を荷重治具にボルトにより結合した。

荷重方法は、試験機により供試体軸方向に静的に繰返し軸変方向位 δ を変位制御で与え、その時の反力を計測した。軸方向変位は、図 5-4 に示すような降伏軸方向変位 δ_y を基準とし、正負交番 1 回漸増繰返し荷重により与えた。なお、前節の解析結果より、低降伏点鋼を用いた供試体の挙動を検討すべきであるが、低降伏点鋼の入手が困難だったため、供試体は SS400 のみとした。

製作した実験供試体を図 5-15 に示す。建築物等のブレース間に組込むことを想定して部材長を 150mm とした。供試体は断面形状により 2 種類に分け、それぞれの形状ごとに曲がり構造を A、真直ぐ構造を B とし、合計で 6 体を製作した。供試体名は、タイ材でつないだものを Type1、H 型断面を Type2 とし、箱形断面部材を Type3 とし、A は曲がり部材形状、B は真直ぐ部材とした。Type1 の形状は解析結果から、Type2 の形状は現存するブレースの形状より決定した（幅厚比は 6.3）。板厚は Type 1 が 6mm、Type2 と Type3 が 4mm とした。なお、曲がり部材と真直ぐ部材の両端部の幅はすべて 40mm で一定として、曲がり部材の中央断面の幅はすべて 55mm とした。

表 5-2 に実験供試体の寸法諸元を示している。また、図 5-16 は曲がり部材のアーチ形状を示し、式 (5-3) はアーチ放物線式である。

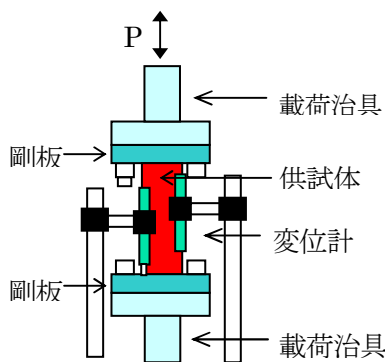


図 5-14 荷重治具と供試体



写真 5-1 MTS 試験機



写真 5-2 実験供試体

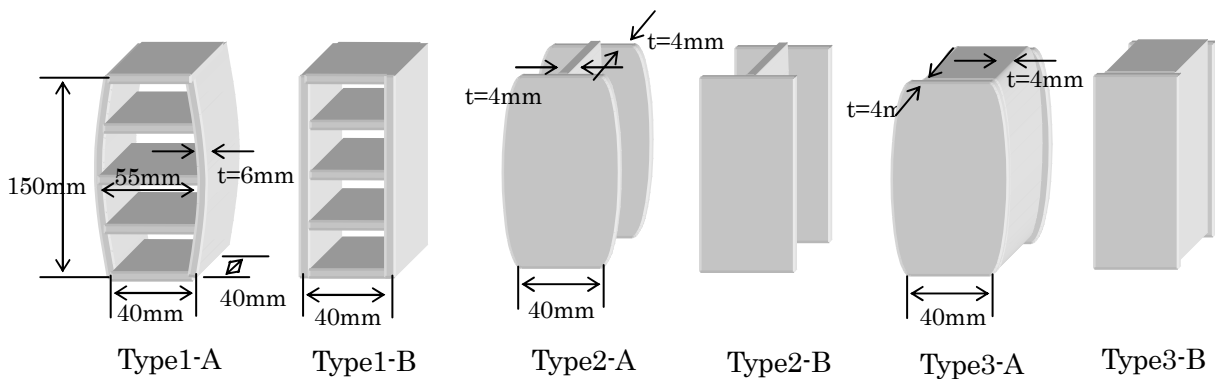
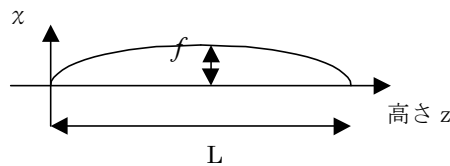


図 5-15 実験供試体形状および寸法

表 5-2 実験供試体の寸法諸元

実験供試体	高さ (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)	鋼材本数 (本)	タイ寸法 (mm)	タイ本数 (本)	断面積 (mm ²)
Type1-A		40+2χ	6	2	40×40+2χ	3	480
Type1-B		40		2	40×40	3	
Type2-A		40+2χ	4	2			448
Type2-B		32		1			
		40		2			
Type3-A		32		1			
	40+2χ	2					
Type3-B	32	2					
	40	2					
		32	2				

アーチ放物線式



$$\chi = \frac{4 \cdot f \cdot z \cdot (150 - z)}{L^2} \quad (5-3)$$

$$f = \alpha \cdot L = 7.5$$

α : ライズ比 0.05

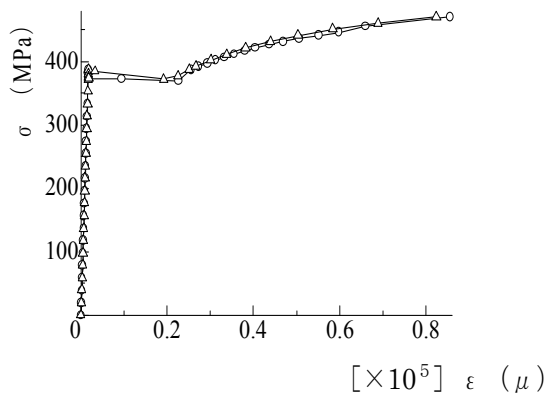
図 5-16 主部材アーチ形状

5.3.2 使用鋼材の材料特性

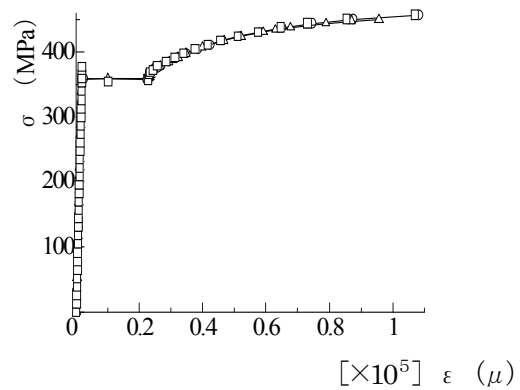
実験供試体に使用した鋼材 SM400 から、板厚 4mm と 6mm に対して各々3本の JIS5 号試験片を製作して引張試験を実施した。試験の結果から得られた鋼材のヤング係数 E, 降伏応力 σ_y , ポアソン比 ν を表 5-3 に示す。また、使用鋼材の応力-ひずみ曲線を図 5-17 に示した。2つの鋼材とも明瞭な降伏点を有し、いずれも公称応力より大きな降伏応力度だった。

表 5-3 引張試験結果

板厚		4mm	6mm
鋼種		SM400	
ヤング係数	E (Gpa)	221	214
降伏応力	σ_y (MPa)	391	380
ポアソン比	ν	0.27	0.28



(a) 板厚 4mm



(b) 板厚 6mm

図 5-17 鋼材の応力-ひずみ曲線

5.3.3 ひずみと軸変位の測定方法

図 5-18 は、実験供試体の変位計とひずみゲージの設置位置を示したものである。

供試体に作用した軸変位を算出するため、変位計は各 Type とも供試体の上下に接合した剛板間に設置し、上下の剛板の相対変位を算定した。また、ひずみゲージは、Type1 は基部から $H/4$ 、 $H/2$ 、 $3H/4$ の 3 ヶ所に、Type2 および Type3 は、基部から $H/4$ 、 $H/2$ の 2 ヶ所に設置した。なお、 H は供試体高さで、Type2 はフランジにもウェブと同じ位置にゲージを設置した。

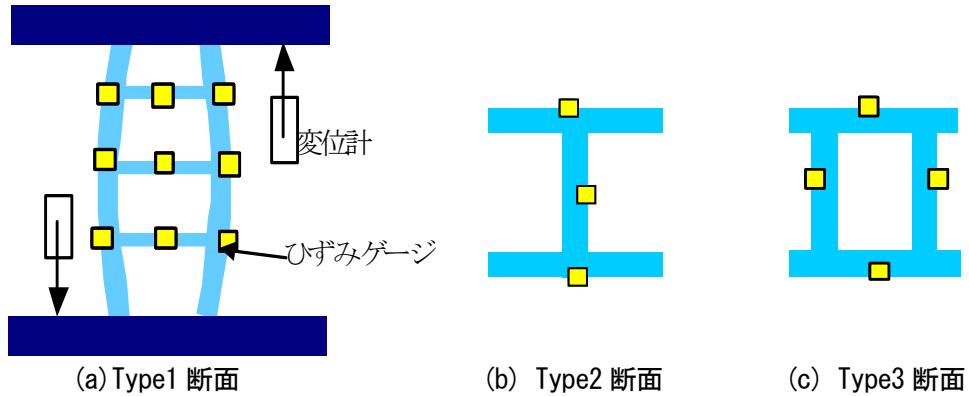


図 5-18 ひずみゲージ貼付と変位計取り付け位置

5.3.4 実験結果の検討

(1) 载荷後の供試体の変形状況

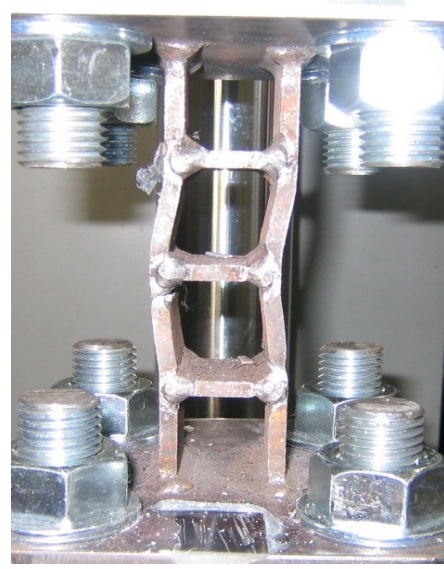
実験終了時の Type1, 2, 3 の変形状況を写真 5-3 に示す。圧縮変形に対して、曲がり構造は高次の座屈モードを、真直ぐ構造は対称な座屈モードを発生させ、作用する変位が増加するにつれ、その変形量も大きくなった。Type1 では、両供試体とも最終的には主部材がタイとの接合部付近で破断して、終局に至った。圧縮変位と引張変位が繰返して作用するため、主部材とタイの接合部に応力が集中したことが要因と考えられる。Type1-A では写真 5-3(a) に示すように曲がり構造の座屈特性である逆対称モードの変形が現れ、ひずみゲージの測定値の結果からも、写真左側の基部から $1/2$ 点に応力が集中しており、曲がり構造に高次の変形モードが発生したことが確認された。一方、Type1-B では写真 5-3(b) に示す変形モードを示し、Type1-A と同様な履歴挙動を示した。両供試体ともタイ材のひずみゲージ値からタイ材は塑性していないため、本実験のようにタイ材を主部材と同断面積にする場合には、タイ材による供試体の破壊はおこらないといえる。

Type2 供試体の実験終了時の変形を写真 5-3(c), (d) に示す。Type2 の断面形状は H 型のため、H 型断面特有の局部座屈が発生した。ウェブ、フランジとも湾曲するような座屈形状であり、座屈部の断面形状はフランジの一方が外側に変形し一方が内側に変形対面する、いわゆるフランジがハの字形になり、ウェブがフランジとの直角を維持し変形する形となった。座屈変形は圧縮変位が $10 \delta y$ 程度から目視で確認でき、変位の増加とともに変形量も増加した。なお、この変形の大きさは Type2-A の曲がり構造が Type2-B の真直ぐ構造より抑えられていた。

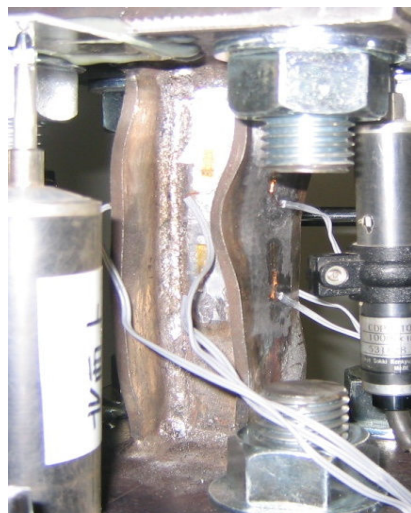
Type3 供試体は断面形状が A, B ともに箱型断面のため断面積や降伏荷重が大きく、大きな軸変位に耐えられる構造となると予想された。しかし、実験では部材の内側に溶接ができないため十分な溶接面積が確保できず、写真 5-3(e), (f) に示すように供試体と剛板の接合部に溶接割れが生じたため、最大強度までいたらなかった。そこで実験に関する考察は Type1 と Type2 について行なった。



(a) Type1-A



(b) Type1-B



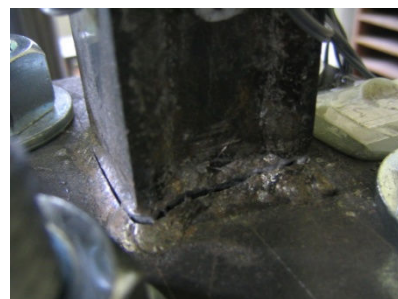
(a) Type2-A



(b) Type2-B



(a) Type3-A



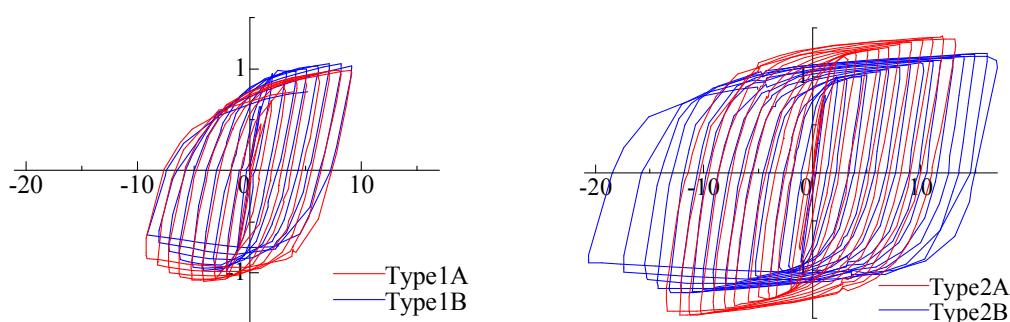
(b) Type3-B

写真 5-3 変形形状および終局状況

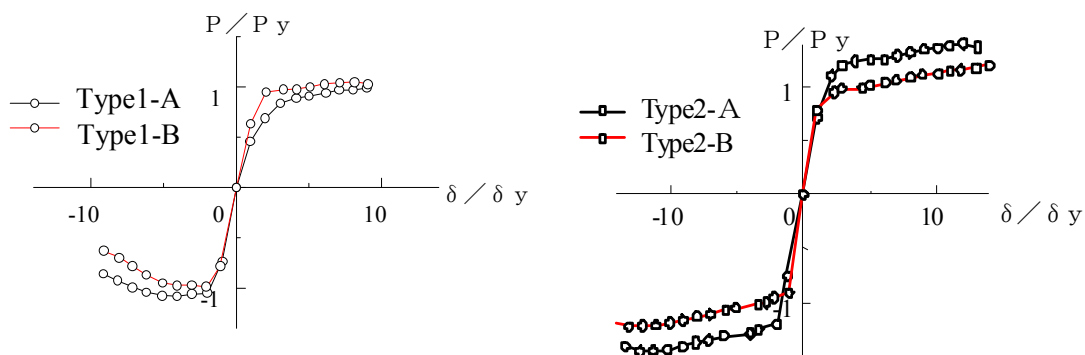
(2) 軸方向の履歴特性およびエネルギー吸収量

各実験供試体の軸方向の履歴曲線，包絡線およびエネルギー吸収量を図 5-19 に示す。包絡線は履歴曲線から得られたものである。供試体 Type1 では，曲がり構造の変形特性による圧縮強度の上昇がみられる。エネルギー吸収量に関しても，曲がり構造は圧縮荷重の劣化が真直ぐ構造より緩やかなため， $5 \delta y$ 以上の変位では曲がり構造の優位性が確認された。Type2 の履歴結果も曲がり構造の方が圧縮，引張とも強度が大きい結果となった。Type2 の曲がり構造の強度が大きくなった理由として，曲がりの形状効果と供試体中央部の断面積増加が考えられる。エネルギー吸収効果も曲がり構造の方が大きい結果となり，曲がり構造がエネルギー吸収部材として期待できる構造だといえる。

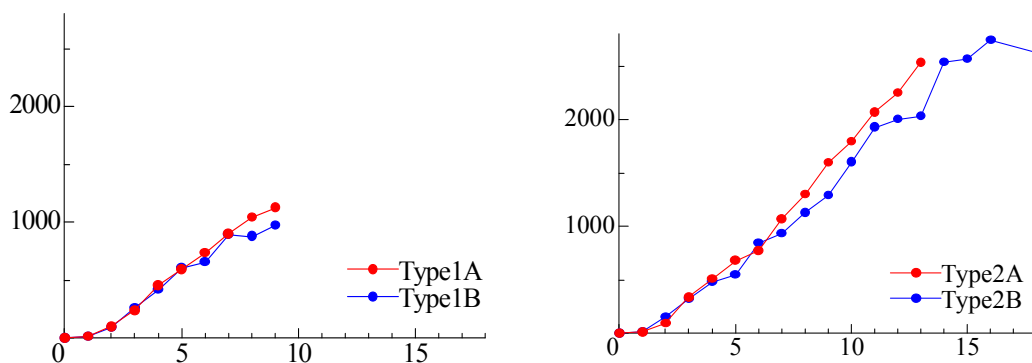
なお，载荷途中で供試体基部が破壊した Type3 の履歴曲線と包絡線を図 5-20 に示す。基部が破壊したため，曲がりと真直ぐの差は判定できなかった。



(a) 履歴曲線



(b) 包絡線



(c) エネルギー吸収量

図 5-19 Type1 と Type2 の履歴曲線，包絡線およびエネルギー吸収

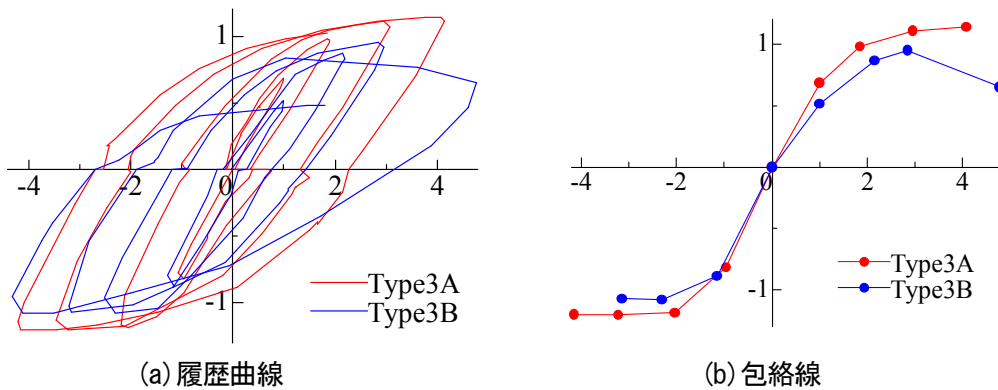


図 5-20 Type3 の実験結果

(3) ひずみ分布の検討

供試体のひずみ分布状況を調べるため、ひずみゲージを図 5-21 示す A, B, C の位置に主部材の軸方向に 1 枚ずつ設置した。

図 5-22(a)は Type1-A のひずみ履歴の結果を示したものであり、縦軸はひずみ量で横軸は载荷サイクルである。図から B 点のひずみが特に大きくなること、他の 2 点は $-6\delta y$ 以上では圧縮変位の载荷時でも引張側で変形することがわかる。これは主部材に高次の座屈モードが発生し、主部材が複雑に湾曲したことを示す。

次に、図 5-22(b)は Type2-A のひずみ履歴の結果を示したもので、A 点、B 点に位置する各ひずみゲージの平均値を示した。図より A 点の方が B 点よりも引張、圧縮ともにひずみが大いのがわかる。このひずみゲージの結果から、写真 5-3(c)の変形状態で A 点付近に局部座屈が発生したのは応力が集中したためだとわかる。

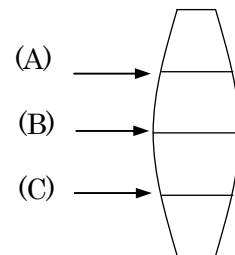


図 5-21 ひずみゲージの位置

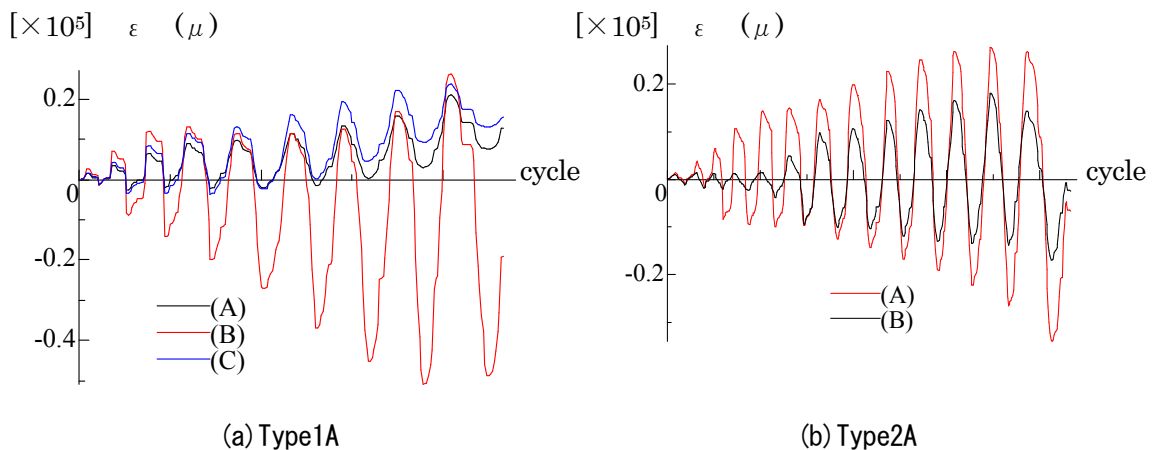


図 5-22 ひずみの履歴分布の比較

5.4 曲がり構造を用いた制震部材の構造物全体に及ぼす影響の検討

5.4.1 解析概要

前節までで曲がり構造を用いた制震部材のエネルギー吸収特性について検討してきた。そこで、提案した制震部材を構造物に組込んだ場合の構造物全体に及ぼす影響について検討する。解析モデルには鉄道の高架橋や建築物を想定したラーメン構造を用い、この中のブレース材に制震部材を組込んだ。制震部材にはバネ要素を使用し、復元力モデルは実験結果の履歴特性を用いて作成した。時刻歴応答解析により、構造物の応答変位、残留変位、基幹構造への影響、塑性状況を検討した。

5.4.2 解析モデル

解析モデルは鉄道の高架橋や建築物のラーメン構造を想定し、2種類のラーメン構造を使用した⁵⁻⁵⁾、⁵⁻⁶⁾。解析に用いたラーメン構造とブレースの形式は、ブレース材(斜材)1本を配置したラーメン1-B、ラーメンの基部から梁の中央点に2本のブレース材を配置したものをラーメン2-Bとした。さらに、**図 5-23**に示すブレース材に制震部材を組込んだものをそれぞれラーメン1-BD、ラーメン2-BDとし、ラーメンの形状と寸法を図中に示した。制震部材の設置箇所は、ラーメン1-BDは制震部材をブレース材の中間点に、ラーメン2-BDではブレース材と梁の接合部の2か所に組込んだ。境界条件はラーメン基部のみ固定した。本解析では面内方向に地震動を入力し、面内方向の制震効果を検討するため面外方向へは各部材を固定し変位は生じないようにした。

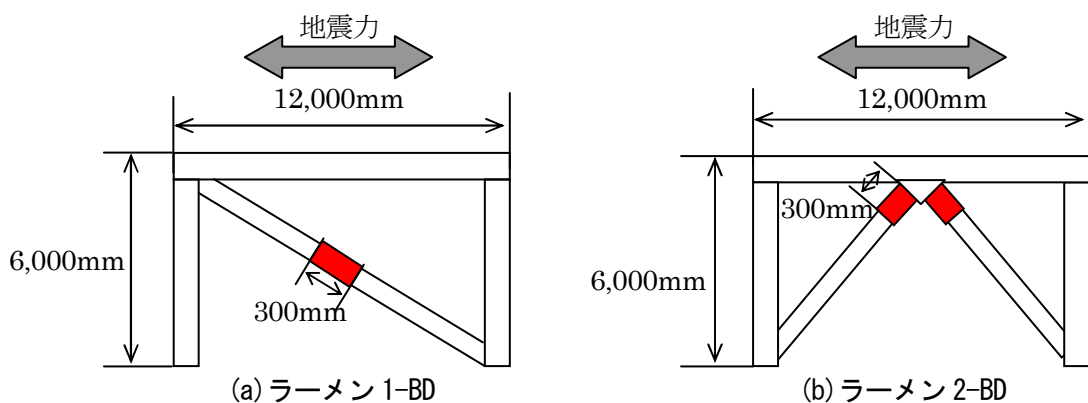


図 5-23 解析モデル

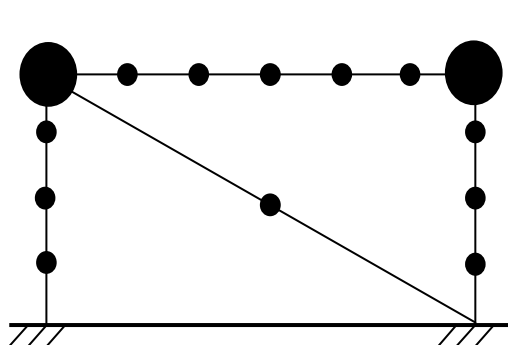
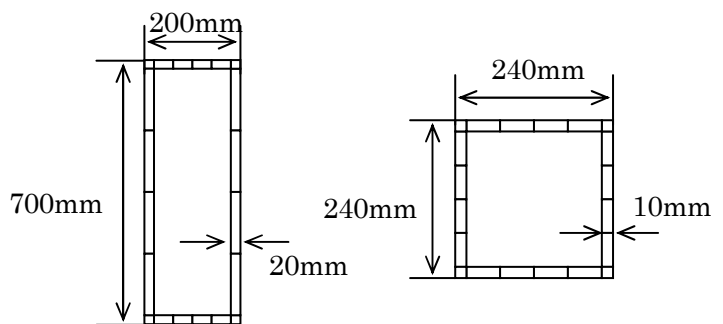


図 5-24 質点解析モデル



(a) ラーメン断面

(b) ブレース部材断面

図 5-25 部材断面形状とファイバー要素の分割数

図 5-24 は質点のモデル化状況を示したもので、梁部の両端に上部工重量に相当する質量を、他の節点には等間隔に部材質量（単位体積重量 77kN/m³）を集中質量として与えた。なお、上部工の重量は軸力比 P/P_y から算出した。また、ラーメン部材の断面形状と断面寸およびファイバー要素の分割を図 5-25 に示す。本検討では面内方向での制震効果や振動問題を評価するため、ラーメンの部材断面は面内方向に弱軸を持つ長方形箱型断面で、ブレース材は正方形箱型断面である。ラーメン、ブレースの材料特性を表 5-4 に示し、材料の非線形モデルはバイリニア（移動硬化）を使用した。

表 5-4 材料特性

鋼種			SS400
ヤング係数	E	(GPa)	218
降伏応力	σ_y	(MPa)	300
降伏ひずみ	ϵ_y	(%)	0.137
ポアソン比	ν	-	0.281

解析には汎用骨組解析プログラム TDAPIII を用い⁵⁻⁷⁾、ラーメン、ブレースにはファイバー要素を、制震部材にはバネ要素を使用した。解析手法は直接積分法を用い、積分手法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$)、質量は集中質量とした。積分時間間隔は 0.001sec であり、自重による初期断面力を考慮して動的解析を行った。

5.4.3 入力地震動

入力地震動は、図 5-26 に示す 1995 年兵庫県南部地震 (M7.2) において神戸海洋気象台で観測された記録 (以下 JMA) と JR 西日本鷹取駅構内地盤上で観測された記録 (以下 JRT) を用いた。データ間隔は 0.01sec とする。JMA 地震動は、最大加速度が NS 成分 818.0gal であり、兵庫県南部地震において観測された地震動の中では最も大きい部類に入る。一方、JRT 地震動は最大加速度が NS 成分 641.7gal であり、JMA に比べ最大は小さいが 200gal を超えるような加速度が長時間続いているのが特徴である。

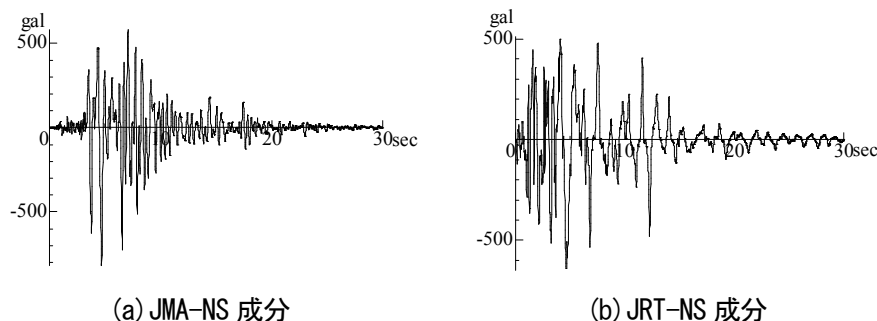


図 5-26 入力地震動

5.4.4 制震部材の復元力モデル

制震部材の復元力モデルは、実験供試体 Type2A の履歴特性より作成した。Type2A が曲がり構造を用いた供試体の中で最もエネルギー吸収量が多かったため選定した。復元力モデルには図 5-27 に示すトリリニア型を使用し、第 1 降伏点は $1 \delta_y$ 、第 2 降伏は $3 \delta_y$ とした。包絡線からばね係数、降伏荷重を算出し、ばね構造の性質を決定した。なお、制震部材の降伏荷重はブレース材の降伏荷重、座屈荷重以下になるよう考えた。

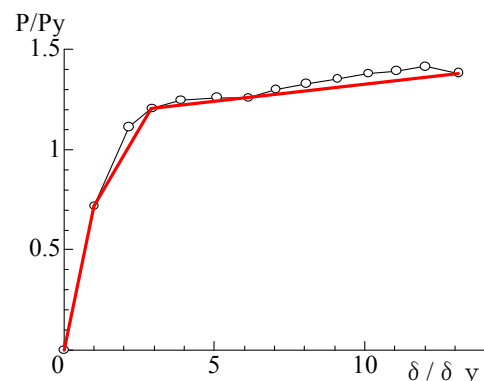


図 5-27 制震部材の復元力モデル

5.4.5 ラーメン構造にブレース材を組込んだ場合の検討

ラーメン構造にブレース材を設置した場合の影響について調べるため、ブレース材も制震部材もないラーメンのみと、ブレース材を設置したラーメン1、ラーメン2について比較・検討した。図 5-28 にはラーメンの梁部の時刻歴応答変位とラーメン基部のファイバー要素の応力-変位関係を示す。ラーメン構造にブレース材を組込むことにより応答変位、残留変位とも著しく低減させることができた。表 5-5、表 5-6 に最大応答変位と残留変位を示している。ラーメンのみでは地震力により基部に曲げが生じ、降伏による塑性化しているのがわかる。ブレース材を組込んだことにより、応答変位の抑制効果があり、ラーメン基部の塑性、破壊を防げたといえる。

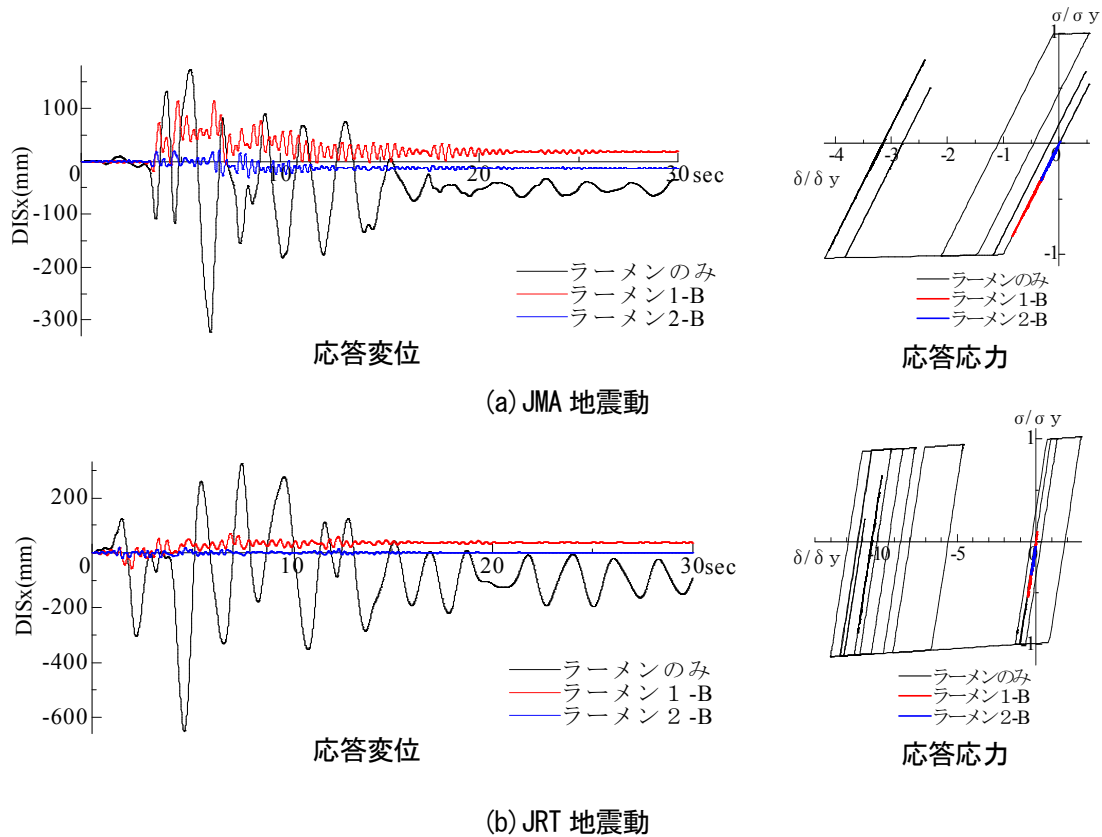


図 5-28 時刻歴応答変位と応答応力の比較

表 5-5 JMA 地震動による最大応答変位と残留変位 (単位 mm)

	ラーメンのみ	ブレース材設置	
		ラーメン 1-B	ラーメン 2-B
最大応答変位	322.5	114.9	31.1
残留変位	35.76	18.0	12.9

表 5-6 JRT 地震動による最大応答変位と残留変位 (単位 mm)

	ラーメンのみ	ブレース材設置	
		ラーメン 1-B	ラーメン 2-B
最大応答変位	651.0	57.8	21.4
残留変位	92.3	36.1	0.2

5.4.6 制震部材を設置したラーメンの構造の検討

次に、ラーメン構造においてブレース材に制震部材を組込んだ場合の効果について比較・検討を行った。図 5-29 は JMA 地震動、図 5-30 に JRT 地震動の時刻歴応答変位とラーメン基部のファイバー要素の応力-変位関係を示したものである。

図 5-29, 図 5-30 からわかるように、ラーメン基部の応力-変位関係はブレース材のみと制震部材を設置した場合を比較すると、構造形式を変化させても大きな相違はみられなかったが、図 5-28 のラーメンのみの応力-変位関係と比較すると、どちらのブレース材形式の構造でも基部の損傷は防げたといえる。

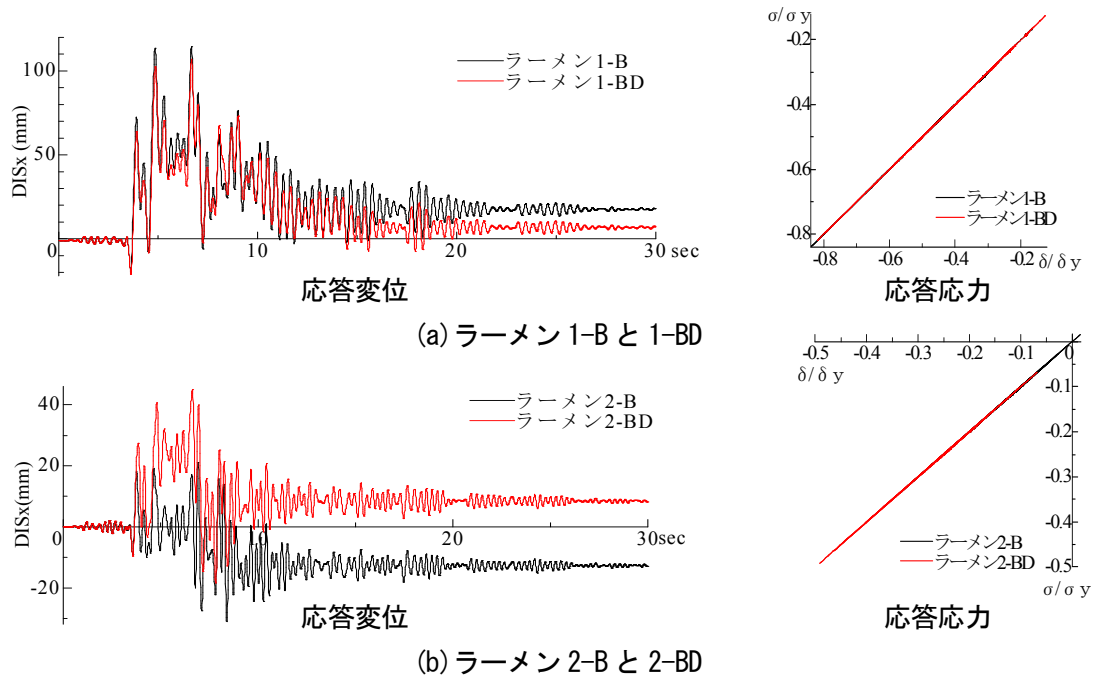


図 5-29 JMA 地震動による時刻歴応答変位と応答応力の比較

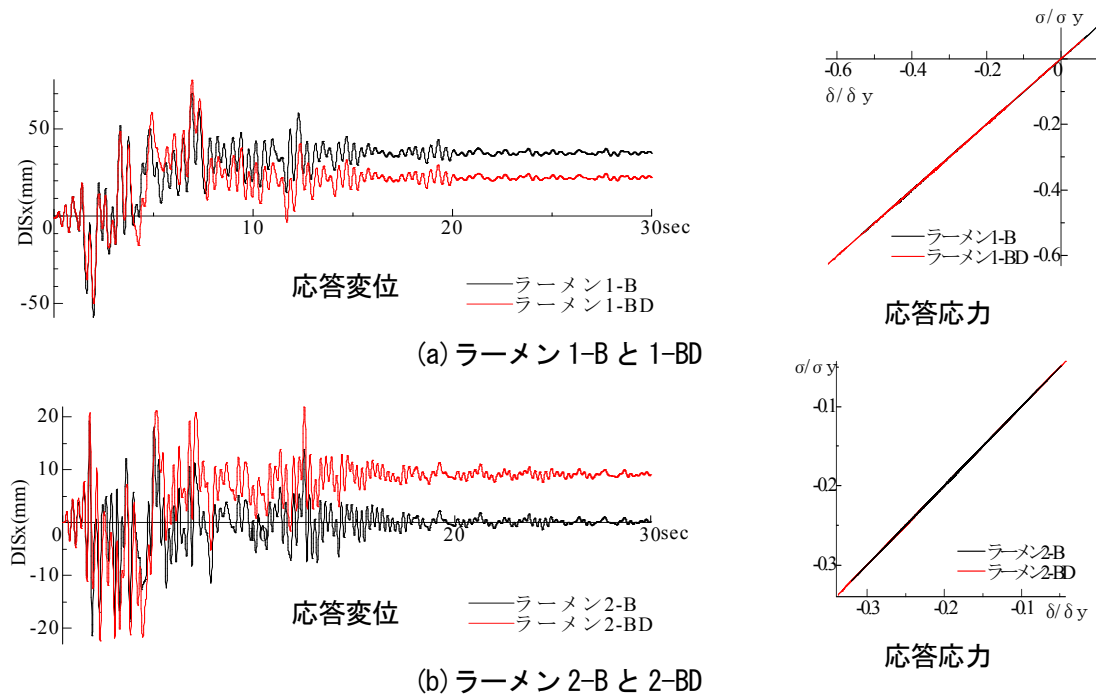


図 5-30 JRT 地震動による時刻歴応答変位と応答応力の比較

表 5-7 JMA 地震動入力時の最大応答変位と残留変位の比較 (単位 mm)

制震部材		B(ブレース材のみ)	BD(ブレース+制震部材)
ラーメン 1	最大応答変位	114.9	107.1
	残留変位	18.0	7.2
ラーメン 2	最大応答変位	31.1	45.0
	残留変位	12.9	8.3

表 5-8 JRT 地震動入力時の最大応答変位と残留変位の比較 (単位 mm)

制震部材		B(ブレース材のみ)	BD(ブレース+制震部材)
ラーメン 1	最大応答変位	57.8	77.8
	残留変位	36.1	21.9
ラーメン 2	最大応答変位	21.4	22.4
	残留変位	0.2	9.1

JMA 地震動と JRT 地震動による最大応答変位と残留変位を比較したものを表 5-7 と表 5-8 に示す。JMA 地震動での残留変位は、ラーメン構造 1、2 ともに制震部材を設置した方が小さくなり、最大応答変位はラーメン 2 では制震構造の方が大きい結果となった。両モデルの面内方向に卓越する固有周期は約 0.38sec で同程度なので、共振による応答の違いではないといえる。ラーメン 2 の構造形式の問題か不明であるが、今後、制震部材の効果が不十分にあった原因を検討する必要があると考えられる。

JRT 地震動による最大応答変位は制震部材の装置を設置した場合大きくなった。また、残留変位は制震部材を設置した方がラーメン 1 では小さいが、ラーメン 2 では逆に大きい結果となった。本検討で提案した制震部材はブレース材を用いた構造より最大応答変位および残留変位がすべての状況で小さいとはいえない結果となった。

5.4.7 塑性化状況の検討

制震部材の効果として、制震部材が局所的な塑性変形をおこし、エネルギーを吸収することで他の基幹構造部材の塑性化を防ぐことがあげられる。JMA 地震動による塑性化状況を図 5-31 に示す。塑性化が確認された部分は黄色に色付けし、特に塑性化が集中した部分は赤色に色付けしている。ラーメン 1 では、塑性化が制震部材に集中したが、ブレース材にも塑性化が広がっていることがわかる。ブレース材のみのモデルはブレース材の上側から塑性化が広がり、ブレース材全体に塑性化が広がっていた。ラーメン 1 は JMA 地震動のような最大加速度の大きい地震動に対しては応答変位が大きくなり、制震部材だけではエネルギーが吸収できなかったようである。ラーメン 2 では、制震構造は制震部材に塑性化が集中し、他のラーメン、ブレース材には塑性化が生じなかった。ブレース材のみではブレース材の端部から塑性化が広がったので、制震部材による局所的な変形が発生し、エネルギーの吸収ができたといえる。

JRT 地震動による破壊状況を図 5-32 に示す。塑性化状況はラーメン 1、2 ともに制震部材を有する方は制震部材に塑性化が集中しており、制震部材のエネルギー吸収効果が確認された。ブレースだけではブレース全体に塑性化が広がってしまうため、制震部材を組込んだことにより局所的な塑性化が発生し、他の基幹構造やブレース材の塑性化の防止が可能になると思われる。

なお、前節の JMA 地震動, JRT 地震動を受けるラーメン 1, 2 構造の解析結果と塑性化状況を比較すると、塑性化状況から判断すれば、ブレース材に制震部材を設置した効果は表れているにもかかわらず、応答変位にはその効果が表れていなかった。今後、制震部材を有するブレース材の断面設定の方法や、どのような構造形式に適用すれば効果があるのかの検討が必要と思われる。

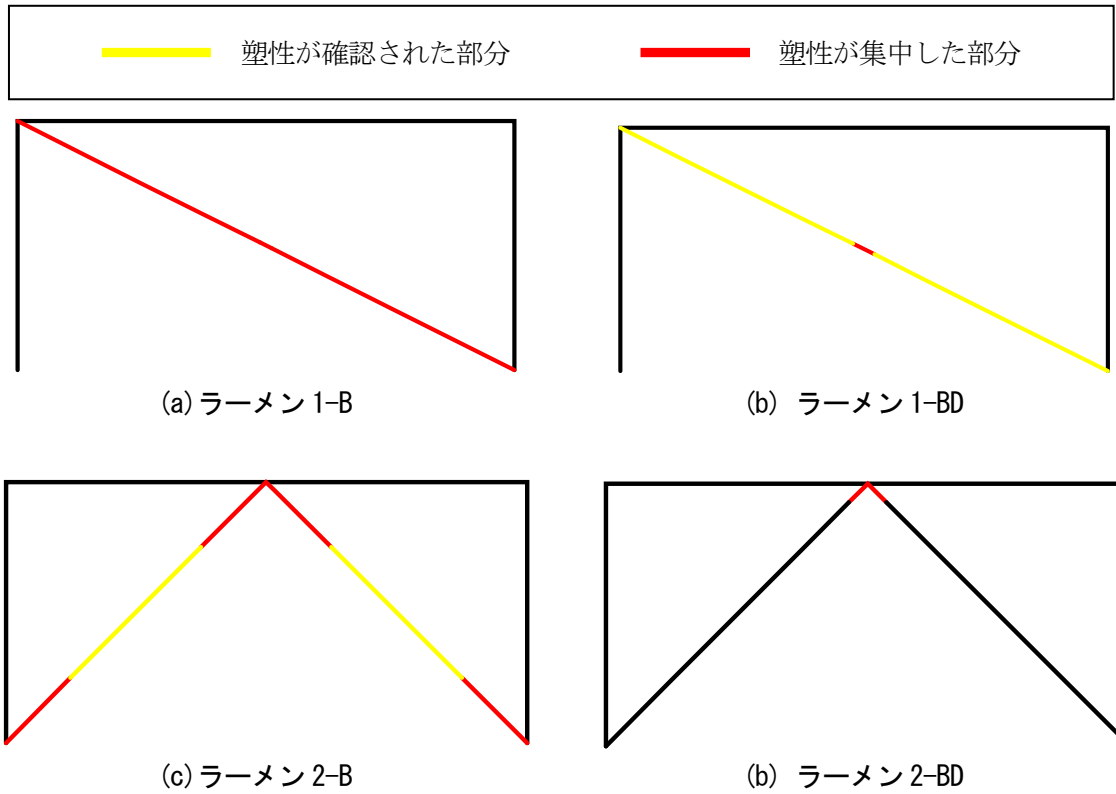


図 5-31 JMA 地震動による塑性化状況

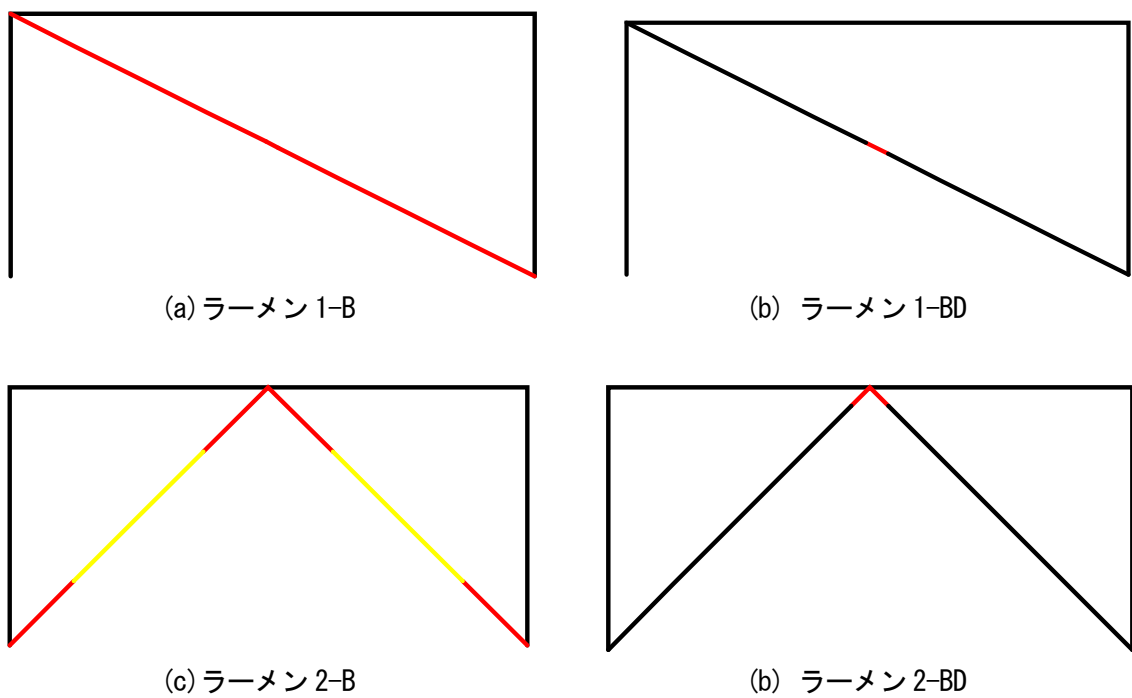


図 5-32 JRT 地震動による塑性化状況

5.5 おわりに

5.5.1 結論

ラーメン構造のブレース間に組込む形の制震部材として、座屈に効果のある曲がり構造を応用した制震部材を開発・提案し、解析と実験により繰返し作用する圧縮変位を受ける場合の挙動特性を検討した。また、開発した曲がり部材で製作した制震部材をラーメン構造のブレース材に設置して、劣化することなく、エネルギー吸収できる制震部材の効果について検討した。本章で得られた主な結論を以下にまとめる。

- ① 解析結果より、曲がり構造によるエネルギー吸収性能の向上、低降伏点鋼のエネルギー吸収鋼材としての優位性が確認され、またエネルギー吸収構造には幅厚比が小さなモデルが有効であることがわかった。
- ② 実験供試体を作製し、軸方向変位の繰返し載荷実験を行った。曲がり構造を用いた供試体のエネルギー吸収効果の向上が確認された。
- ③ 提案した制震構造をラーメン構造のブレース間に組み込み、時刻歴応答解析により構造物全体に及ぼす影響を検討した。ブレース材のモデルと制震部材を組み込んだモデルとで比較した場合、最大応答変位、残留変位については制震構造がすべての状況で軽減できてはいなかった。
- ④ 構造物の塑性状況については制震部材を組み込むことにより、制震部材に局所的な塑性が発生して、ラーメン基部、ブレース材の塑性化を防げた。

5.5.2 今後の課題

- ① 実験の供試体は SM400 材で作製したが、エネルギー吸収鋼材として期待される低降伏点鋼を使用した供試体の実験を行い、その挙動を比較検討する。
- ② 基幹構造とブレース材および制震部材の剛性のバランスを検討する。基幹構造とブレース材の剛性比を変化させた場合の挙動や、ブレース材と制震部材の降伏荷重の比を変化させた場合の挙動は明確でない。それぞれのパラメータを変化させ制震構造としてより効果の期待できる剛性の関係を検討する。
- ③ 実験の供試体の中には、最大強度に達するまでに溶接割れが生じた物もあったため、部材間の溶接をさらに改良する必要がある。また、変位計により計測された変位と実際に供試体に作用した変位とでは誤差が生じている可能性がある。さらに精度の良い計測方法を検討する。

参考文献

- 5-1) 佐伯英一郎：座屈拘束筋違の概要と適用例，構造工学技術シリーズ No.7，構造物の振動制御(4)，pp.287～290，1998.
- 5-2) 村田守，櫻田尋基，加村久哉：極軟鋼を用いた地震エネルギー吸収部材の研究，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，第I部門，I-595，pp.1189-1190，2001.
- 5-3) 山尾敏孝，石原完，平井一男：タイで結合した2本の曲がり部材の座屈強度と挙動について，構造工学論文集，Vol.41A，pp.229-234，1995.

- 5-4) 日本マーク(株) : MARC Users Manual, Vol.A-E, 1997.
- 5-5) 松本信之, 岡野素之 : 鋼製ダンパーブレースつき鉄道高架橋の機能と耐震性能, 日本地震工学会・大会—2003 梗概集, pp.264-265, 2003.
- 5-6) 和泉信之, 竹中啓之, 塩崎洋一, 飯塚信一 : 制震デバイスを組み込んだ RC 造骨組の耐震性能に関する研究, 日本地震工学会・大会—2003 梗概集, pp.248-249, 2003.
- 5-7) (株)アーク情報システム : TDAPIII ver.2.00 user's マニュアル, 1998.

第6章 結論

6.1 総括

各章で得られた結論はそれぞれの章末に述べたが、本章ではそれらのうち主要な結論を要約する。

<第2章 曲がり部材からなる構造体の圧縮強度特性と評価式>

一対の曲がり部材と真直ぐ部材をタイでピン結合した構造体モデルに鉛直荷重を作用させ、その変形挙動と強度特性について細長比 L/r とアーチライズ比 f/L をパラメータとし検討を行なった。また、その解析結果をもとに細長比パラメータと最大強度の関係を調べ、曲がり部材強度式として提案した。

鉛直荷重を作用させた時、細長比の小さい領域では曲がり部材構造体は主部材の変形が小さいためタイの働きが十分でなく構造特性が現れずにわずかに最大強度が低下する。しかし、細長比の大きな領域では主部材の変形に対するタイの働きによりアーチ効果が現れ、最大強度の上昇や軸直角方向変位量の減少に効果を発揮する。そのためモデルによっては真直ぐ部材の構造体と比べ、曲がり部材構造体は主部材の断面積が半分でも同程度の強度を有するという結果を得た。解析から得られた曲がり部材強度曲線は道路橋示方書に示される基準強度曲線と比べても有効性の高いものとなった。

<第3章 曲がり部材からなる構造体の変形挙動と強度特性>

曲がり部材および真直ぐ部材からなる橋脚を想定し、鉛直・水平荷重それぞれを作用させその変形挙動と強度特性について検討を行なった。またタイおよび斜材の結合条件による挙動の違いについても比較検討した。

鉛直荷重を作用させた時、曲がり部材はタイおよび斜材をピン結合した場合には主部材が降伏し、ねじれて崩壊するが、タイ・斜材を剛結合とすると、ねじれが抑えられ最大強度が上昇した。水平荷重に対しては曲がり、真直ぐ両部材ともタイ・斜材の結合条件による挙動の違いはみられなかったが、曲がり部材は真直ぐ部材に比べて基部周辺の斜材の断面積を増加することにより顕著な強度の上昇がみられた。これより曲がり部材の方が水平荷重に対して基部周辺の斜材に依存していることがわかった。

<第4章 曲がり部材を用いた鋼製橋脚の耐震性能>

曲がり部材をタイおよび斜材で結合する構造形式を鋼製橋脚に適用した場合の耐震性能について、真直ぐ部材で構成された構造形式と比較および検討を行った。

曲がり部材の主部材断面を対象として弾塑性有限変位解析を行い、純圧縮と純曲げの単調載荷より骨格曲線と作成、圧縮と曲げの同時載荷より相関曲線の定式化を行った。さらに、この解析結果をもとに高橋脚橋梁を対象に非線形動的解析を行い、地震時の橋梁全体の応答について検討した。固有値解析では有効質量比の分布が低次の振動モードで大きくなり、モデル橋梁では橋軸方向では2次、橋軸方向では3次の振動モードが卓越する結果となった。非線形動的解析では曲がり、真直ぐ両モデルとも主部材基部で降伏しており、特に軸力が主因となっていた。耐震性能を比較すると、特出した差異はみられなかったから、曲がり部材の橋脚への適用は、その実用性が示された。

<第5章 曲がり部材を用いたエネルギー吸収構造部材の開発と挙動特性>

曲がり部材の性質を利用した制震部材を提案し、モデル軸方向に圧縮と引張の繰返し変位を載荷して、制震部材としての軸方向の履歴特性やエネルギー吸収性能を検討した。制振部材の材質として普通鋼のほか、エネルギー吸収鋼材として注目される低降伏点鋼についても同様な検討を行った。

解析において、曲がり構造によるエネルギー吸収性能の向上、低降伏点鋼のエネルギー吸収鋼材としての優位性が確認され、またエネルギー吸収構造には幅厚比が小さなモデルが有効であることがわかった。実験においても軸方向変位の繰返し載荷により、曲がり構造を用いた供試体のエネルギー吸収効果の向上が確認された。

さらに、提案した制震部材が実構造物に対してどのように機能するかを時刻歴応答解析により検討した。

ラーメン構造のブレース間に提案した制震構造を組み込んだモデルをブレース材のみのモデルと比較した結果、すべての状況で最大応答変位、残留変位が軽減できるものではなかったが、構造物の塑性状況については制震部材を組み込むことにより、制振部材に局所的な塑性が発生して、ラーメン基部、ブレース材の塑性化を防げた。

以上、本研究により曲がり部材の特性が判明し、さらに詳細な検討を加える必要はあるが、実構造物に適用できる可能性がみいだせた。

6.2 今後の課題

今後の研究を進めていく上で、以下のような課題が考えられる。

- 曲がり部材の軸直角方向に対する振動特性を調べる。
- 曲がり部材の骨格曲線は、現状繰返しによる劣化を考慮していない。今後は劣化をした骨格曲線を作成する必要がある。
- 地震動による揺れに対して曲がり部材の変形効果が活かされておらず、形状や断面などについてさらなる検討が必要である。
- 軸力についても正確に評価するため、軸力変動に応じた主部材の $M-\phi$ 関係を変化させることが考えられる。
- 橋脚全体のねじれを防ぐためにも、橋軸直角方向の変位を抑える、橋脚の剛性を高めるといった対処が必要である。
- 実験結果などの比較対象がないため、動的解析結果の妥当性を確認する評価方法について考えなければならない。
- エネルギー吸収鋼材として期待される低降伏点鋼を使用した実験を行い、その挙動を比較検討する必要がある。
- 基幹構造とブレース部材および制震部材の剛性のバランスを検討する。基幹構造とブレース材の剛性比を変化させた場合の挙動や、ブレース材と制震部材の降伏荷重の比を変化させた場合の挙動は明確でない。それぞれのパラメータを変化させ制震構造としてより効果の期待できる剛性の関係を検討する。
- 曲がり部材と斜材・タイとの結合方法を検討する必要がある。
- 今後さらに、具体的な構造物に適用することを想定した試設計を通して問題点を洗い出し、検討を加えていくことが必要である。本構造体は最大強度が大きいことが判明したが、実設計では弾性領域における照査事項があり、それにより断面が決定されると優位性が出ない可能性もある。試設計段階の問題点がクリアできれば、設計法を確立して従来構造との比較を行い、提案する構造体の優位性を確認して、実用化に向けた提案を行う。
- 同時に曲がり部材の施工法についても検討を行う必要がある。曲がり部材は、特に部材両端位置が安定でなければ、曲がり部材のアーチ効果は発揮されないため、それを保つための手法を考案する。

6.3 将来への展望

曲がり構造は、部材両端の位置が安定で圧縮力が卓越する部材として、また特に座屈強度で圧縮強度が決まるような細長比の大きな領域で有用な構造体である。この構造を利用することで、部材の断面積が減少したり、同じ断面で圧縮強度を大きくすることができるという利点がある。

解析や実験より上記の特性が判明したため、詳細な検討を加える必要があるが、現存する構造物へ適用できる可能性がみいだせている。

具体的な例として、

- 高橋脚（特に我が国の国土条件を鑑みると今後の橋梁では 50～100m にもおよぶ高橋脚を有する山岳橋梁となるケースが多くなり、この新しい構造形式の適用が有利であると予想される。）
- 斜張橋の主塔
- 圧縮力が卓越する構造部材（トラスの圧縮部材、土留工の切梁、クリーンブームなど）
- アーチの面外に対する補強や圧縮構造部材の補強
- 建築構造などにおける両端ヒンジの支柱
- 主として軸圧縮力を考慮すればよい（短期的な）仮設構造

などとしての利用が考えられ、同時に部材を曲線にすることによるデザイン的な効果もねらえる。

さらに、曲がり部材の構造体には以下のような利点もあると考えられる。

- 軸圧縮力が作用する場合の軸直角変位が抑えられるので、変動軸力などが作用する場合における付加曲げモーメントの低減
- 真直ぐ部材より初期たわみ量をある程度許容できる製作上のメリット

ところで、現在の社会情勢からみて今後の構造物はコストを下げることが求められる。そのような時代の要請に対して構造物は所定の機能や耐荷力を持つという前提で、小断面化および可能な限りメンテナンス、リプレイス、リサイクルしやすい構造や材料の採用が必要となる。そのために、土木構造物の設計法の動向としては限界状態設計法や性能照査型設計法に移行する段階で、必ずしも規定値にとらわれない設計ができるようになりつつある。

このような時代の流れの中で将来を見通すと、経済性という観点から安易に採用されがちであったコンクリート材料に対して、更新後再利用という面において鋼を用いた構造は優れているといえる。それらが使用される際に、圧縮力が卓越する部材や構造として、この曲がり部材で構成された構造体を適用することが期待される。