

学位申請論文

被災した鉄骨骨組の補修工法及び補修後の
限界状態関数と卓越崩壊モードの評価法
に関する研究

平成 30 年 3 月

森健士郎

目次

第1章 序章

1.1	はじめに	1-1
1.2	本論文における用語の定義	1-4
1.3	鉄骨骨組の修復性に関する既往の研究	1-5
1.3.1	鉄骨骨組の損傷評価と残存性能予測に関する研究	1-5
1.3.2	震災前耐震補強法に関する研究	1-5
1.3.3	震災後補修法に関する研究	1-5
1.3.4	骨組の終局耐震限界状態時の設計点の評価に関する研究	1-6
1.4	本研究の目的	1-8
1.5	本論文の構成	1-11
	参考文献	1-13

第2章 繰返し塑性振幅を受ける鉄骨部材の累積損傷評価法

2.1	はじめに	2-1
2.2	繰返し塑性振幅を受けるH形鋼梁の実験データベース	2-1
2.2.1	既往実験に基づくデータベースの構築	2-1
2.2.2	データベースを用いた性能検証と回帰予測式	2-3
2.2.3	損傷評価指標の定式化と検証	2-8
2.3	繰返し塑性振幅を受ける角形鋼管柱の実験データベース	2-9
2.3.1	既往実験に基づくデータベースの構築	2-9
2.3.2	データベースを用いた性能検証と回帰予測式	2-10
2.3.3	損傷評価指標の定式化と検証	2-14
2.4	損傷評価指標を用いた弾塑性応答後の残存性能予測法	2-16
2.4.1	部材の解析モデルと復元力特性モデル	2-16
2.4.2	弾塑性応答下の損傷評価と残存性能予測	2-18
2.5	結び	2-24
	参考文献	2-25

第3章 局部座屈で耐力劣化した鉄骨骨組の補修法と補修後の力学特性と復元力特性

3.1	はじめに	3-1
3.2	H形鋼部材	3-2
3.2.1	H形鋼部材の損傷と復旧工法	3-2
3.2.2	静的載荷実験による箱形補修法の補修効果と補修後終局挙動の検証	3-4

■ 実験概要	3-4
■ 試験体の構成	3-5
■ 実験変数	3-8
■ 実験方法	3-12
■ 載荷方法と計測計画	3-12
■ 実験結果	3-13
■ 補修効果と終局挙動の検証	3-31
3.3 角形鋼管部材	3-40
3.3.1 角形鋼管部材の損傷と復旧工法	3-40
3.3.2 静的載荷実験によるカバープレート補強の補修効果と補修後終局挙動の検証	3-42
■ 実験概要	3-42
■ 試験体の構成	3-42
■ 実験変数	3-42
■ 実験方法	3-44
■ 載荷方法と計測計画	3-44
■ 実験結果	3-45
■ 補修効果と終局挙動の検証	3-51
3.4 十字形部分鉄骨骨組実験による鉄骨骨組の補修後性能と終局挙動の検証	3-54
3.4.1 十字形部分鉄骨骨組の静的繰返し載荷実験	3-54
■ 実験概要	3-54
■ 試験体の構成と実験変数	3-54
■ 実験方法	3-54
■ 載荷方法と計測計画	3-58
■ 実験結果	3-59
■ 補修効果と終局挙動の検証	3-64
3.5 補修した鉄骨部材および鉄骨骨組の力学モデルと復元力特性モデルの構築	3-67
3.5.1 補修した鉄骨部材の力学モデルと復元力特性モデル	3-67
3.5.2 補修した鉄骨骨組の力学モデル	3-71
3.6 結び	3-72
参考文献	3-73

第4章 補修した鉄骨骨組の終局耐震限界状態と弾塑性挙動

4.1 はじめに	4-1
4.2 補修した鉄骨骨組の耐力分布と崩壊モードの評価	4-1
4.3 骨組の耐力分布と解析モデル	4-2
4.4 補修による骨組の崩壊モードと塑性崩壊面の変化	4-3
4.5 補修による耐力の分布および剛性の分布の変化が塑性崩壊面に与える影響	4-6
4.6 結び	4-10
参考文献	4-11

第5章 被災した鉄骨骨組の補修法と終局耐震限界状態時の卓越崩壊モードの評価法

5.1	はじめに	5-1
5.2	骨組の終局耐震限界状態関数と設計点	5-1
5.2.1	骨組の終局耐震限界状態と近似信頼性解析	5-1
5.2.2	骨組の終局耐震限界状態関数	5-1
5.2.3	地震動による荷重効果と確率過程	5-2
5.2.4	近似信頼性解析 (FOSM)	5-3
5.3	補修した骨組の解析モデルと終局耐震限界状態関数	5-4
5.3.1	補修した骨組の終局耐震限界状態	5-4
5.3.2	補修した骨組の終局耐震限界状態関数	5-4
5.3.3	補修した骨組の荷重効果と確率過程	5-4
5.3.4	補修した骨組の近似信頼性解析	5-6
5.4	結び	5-6
	参考文献	5-7

第6章 近似信頼性解析による被災した鉄骨骨組の修復計画法

6.1	はじめに	6-1
6.2	修復計画の立案手順の概要	6-1
6.3	柱梁ラーメン骨組の終局耐震限界状態と修復計画	6-1
6.4	解析例	6-9
6.5	結び	6-18
	参考文献	6-19

第7章 結論

7.1	本研究の結論	7-1
7.2	今後の課題	7-6

謝辞

Appendix A 繰返し塑性振幅を受ける鋼部材のデータベース

第1章 序章

1.1 はじめに

近年、巨大地震により被災し、構造部材に損傷を生じた建物が数多く報告されている。例えば、1995年に発生した兵庫県南部地震では兵庫県を中心に建築物に様々な被害が発生し、鉄骨建物についても柱や梁、ブレースといった建物を構成する主要な構造部材や柱梁接合部、柱脚などの損傷が報告されている。また、海外では、1994年に米国ロサンゼルスで発生したノースリッジ地震などで鉄骨建物の被害が報告されている。図1-1は、阪神・淡路大震災における鉄骨造建築物の被害と損傷した部材の分布を示している[1-1]。また、図1-2は鉄骨部材の代表的な損傷例を示している。

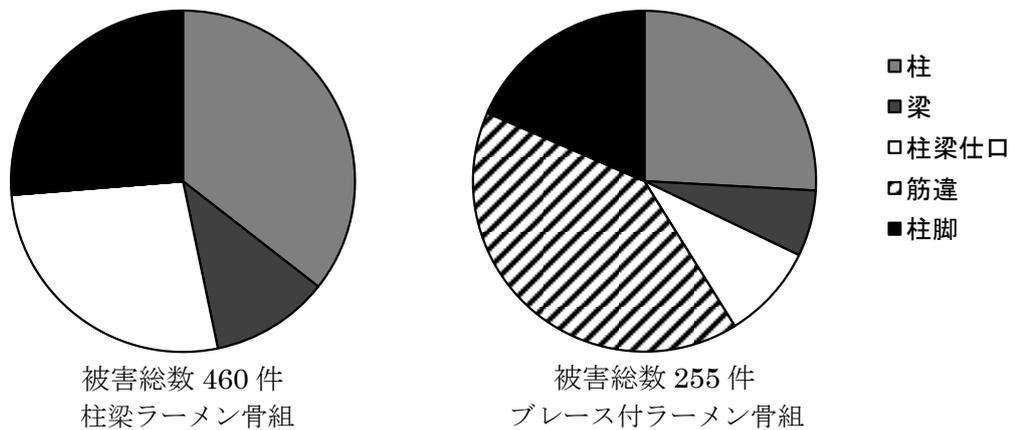


図1-1 阪神・淡路大震災における鉄骨建物の被害統計[1-1]

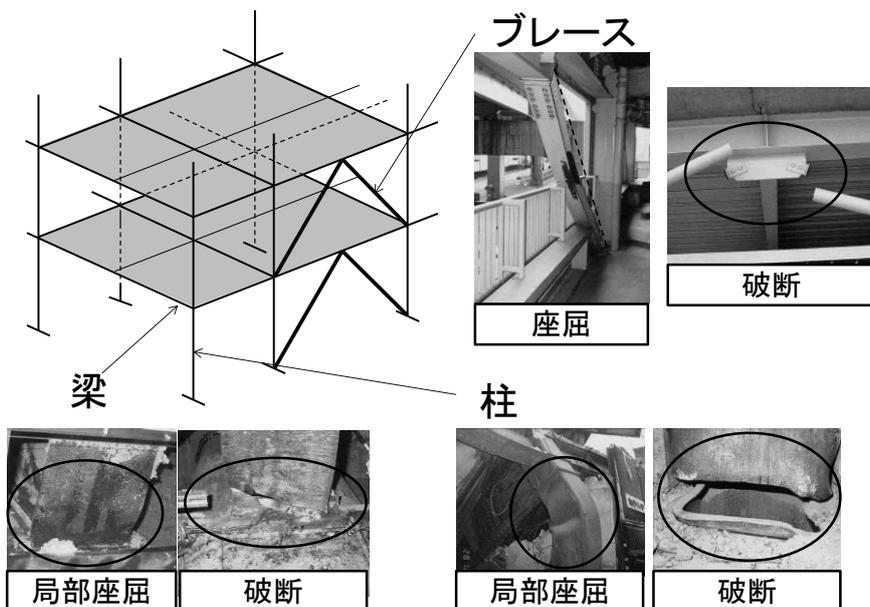


図1-2 主要な鉄骨部材や接合部の被害[1-1]

1994年ノースリッジ地震では、それまでの地震では大きな被害が生じてこなかった鉄骨造建物に多数の被害が生じたことが報告されている[1-2],[1-3]。ノースリッジ地震で鉄骨造建物に生じた被害の多くは剛接合骨組の柱梁接合部で生じ、柱フランジと梁下フランジの突き合わせ溶接のルート部や溶接止端部を起点として亀裂・破断が発生している。破断した柱梁接合部では、梁フランジの塑性化や局部座屈の発生はほとんど発生しておらず、柱や梁が塑性化する前に溶接部近傍を起点とした脆性的な破壊が発生したことが指摘されている。これらの被害から地震後には、鋼材の材料特性や溶接性能、接合部の形式、建物の構造形式などについて検討が行われ、損傷した建物に対する補修が行われている。破断した柱梁接合部に対する有効な補修法として、梁フランジ端部にカバープレートを溶接する、梁フランジ端部に三角形リブを溶接するなどして溶接接合部の耐力を向上させ、塑性化領域を梁フランジに母材に移行させることで塑性変形能力を確保する方法が推奨された。これらの補修に関する検証実験では地震被害とはことなり安定した履歴性状を示すとともに、主に梁フランジに生じる局部座屈の進展により耐力劣化が生じ、脆性的な破断は生じなかったことが報告されている。

1995年兵庫県南部地震での鉄骨造建物の被害[1-1],[1-4]においても、柱梁接合部の梁下フランジの溶接部近傍を起点とした亀裂・破断が多く報告されており、ノースリッジ地震の被害との相違点として、亀裂・破断の原因としてスカラップ形状に関する問題が指摘されている。また、柱梁接合部以外の被害としては図 1-2 に示すように柱や梁の塑性化や局部座屈なども発生しており、柱梁接合部が破断した被害においても梁フランジの顕著な塑性化や局部座屈を伴っていたことが報告されている[1-1]。これらの被害をうけ、日本では改良型スカラップやノンスカラップ形式の柱梁接合部が研究され、柱梁接合部の破断を防ぐための工法が整備された。また、2001年に「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」[1-5]が刊行され（その後、2015年に改訂）、柱梁接合部の破断に対する補修として損傷部付近を切除して新材を溶接する方法や、米国同様にカバープレートやハンチを新設することで接合部の耐力を向上させる方法などが整備されている。また、その他の損傷について、梁や柱の局部座屈による損傷に対してもそれぞれ補修法が提案されている。

ノースリッジ地震および兵庫県南部地震における鉄骨造建物では、柱梁接合部の破断により各部材に形成される塑性ヒンジの塑性変形能力が不十分となり、結果として多くの建物の被害が生じている。そのため、これらの地震後には柱梁溶接接合部の耐力や靱性を確保し、柱や梁などの部材に形成される塑性ヒンジが十分な塑性変形能力を発揮できるような耐震設計が行われるよう整備された。

これらのような建築構造物の地震被害により、近年では構造物の安全性がより強く重要視されてきている。特に震災時に避難所生活や災害復旧本部などの拠点として利用される学校の体育館などが被災した場合など、必要な機能を発揮することができない場合には迅速な復旧が望まれる。これらのことから、近年では建築物に要求される基本的な性能である安全性・機能性に加えて、巨大地震により損傷した震災建築物に対し、震災後の継続使用や恒久使用を目的として、修復性[1-6]や復興力・機能維持能力を意味するレジリエンスといったキーワードが注目されてきている[1-7],[1-8]。さらに、近年は環境・資源問題に対する議論もあり、ストック型社会へと移行してきていることもあり、被災した建物を修復し持続的に使用することの重要性も増してきている。

現在の設計法における建物の設計目標は、損傷を生じないための使用限界（許容応力度設計）と、強震時に倒壊しないための安全限界（終局耐力設計）を目標性能と設定しているが、地震により被災した建物はこれらの目標性能の中間的な領域にあり、損傷を生じた建物の持続的な使用を考える上では、この中間的領域において構造物の保有性能や地震下において生じる損傷を適切に評価し、修復後の目標性能を適切に設定し、目標性能に応じた修復計画を立案する手法が必要となる。そのため、レジリエンスや修復性を指向した性能

設計法と技術体系の確立と整備は、被災建物を修復して継続的・恒久的な使用を考える上で、今後ますます重要になってくると考えられる。

一方で、修復性やレジリエンスに関する研究は、その重要性が認識されているものの、これらの性能を指向した設計法については十分な検討が行われておらず、震災建物の復旧工法についても課題が残っているのが現状である。震災建築物の残存耐震性能評価と修復・復旧方法に関しては、「震災建物の被災度区分判定と復旧技術指針」(以降、復旧技術指針と呼ぶ) [1-5]が刊行されており、実際の被災状況に応じて、耐震性能残存率 R を評価し、復旧計画を立案する方法が示されている。一方で、損傷に対する補修法と補修後性能の関係性の研究は限られており、補修による性能回復性は暫定的に決定されているのが現状である。

鉄骨造建築物の補修工法に関しては、田中ら[1-9][1-10]により、損傷した骨組に対する補修工法の適用と補修後の耐力・剛性の回復性について実験的に検討が行われており、これらの研究に基づき補修後の耐力・靱性評価の考え方が定められているが、補修工法と耐力や靱性の回復性の明確な関係性については言及されていない。実際の建物では骨組形式や建築規模などにより、地震後の損傷状況も様々である。そのため、被災した建物の補修後性能の詳細な評価のためには力学的な根拠付けが必要となるものと考えられる。また、損傷状況に応じた補修工法の選択や、修復施工の可否の判定方法、具体的な補修作業の手順と工程についても整備する必要があると考えられる。さらに、修復性やレジリエンスを指向した建物を設計する場合には、補修後の耐震性能や目標崩壊機構などを考慮して修復後の目標性能を設定し、目標性能を実現するための修復計画や設計フロー、補修工法を体系的に整備する必要がある。Bruneau [1-11]らは、震災建築物のレジリエンスについて言及しており、レジリエンスの概念を示している。震災建築物のレジリエンスに関わる指標 R は震災後から復旧に至るまでの耐震性能(縦軸)と復旧にかかる経過時間(横軸)により評価される(図 1-3)。

本研究は上記のレジリエンスの概念のうち、縦軸に対応する震災による耐震性能の低下、および修復による耐震性能の回復性とその目標性能に焦点を当て、修復性を指向した設計法・技術体系の確立と整備に向けた検討を行っている。レジリエンスの概念図の横軸にあたる復旧にかかる経過時間については修復計画を立案する際に非常に重要な指標となると考えられるが、本論文では建築物の修復性のうち耐力劣化を生じる鉄骨骨組の構造性能の回復性に焦点をあてて検討を行う。

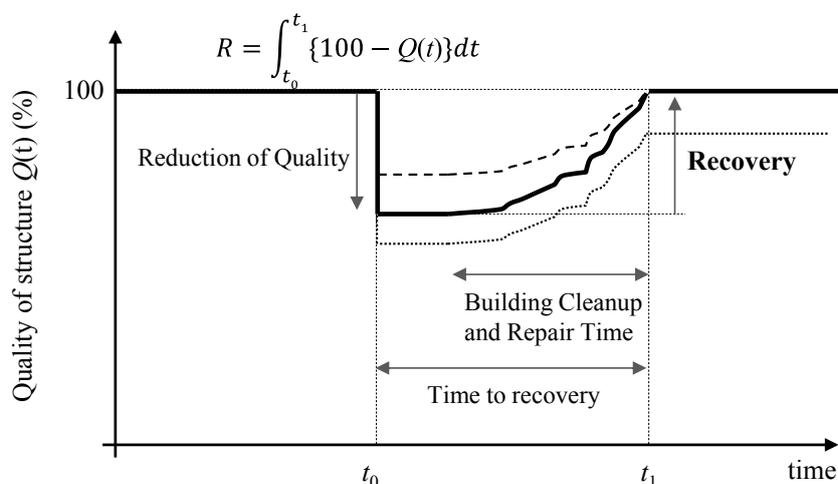


図 1-3 建築物のレジリエンスの概念[1-8]

鉄骨骨組の構造性能の観点から考えると、修復性を指向した設計法・技術体系の確立と整備のためには、図 1-3 の縦軸をいかに制御するかが重要になる。そのためには以下の点が課題となるものと考えられる。

- ・地震により構造物に生じる損傷の特定と部材や構造物全体の残存性能の評価
- ・損傷を生じた部材に対する適切な補修法の選択
- ・部材や構造物全体の補修後性能の設定・評価と修復後目標性能の設定
- ・目標性能を実現するための修復計画・方針の決定

本論文の 2 章～6 章ではこれらの課題を解決し、補修後性能の評価法および目標性能を実現する補修工法の整備するため、実験および解析による検討を行っている。

1.2 本論文における用語の定義

本論文では、「復旧技術指針」[1-5]に示されている震災建築物の復旧に関する用語や、「建築構造における性能指向型設計法のコンセプト」[1-6]に示されている性能指向型設計法に関する用語を参考に定義している。なお、「修復」、「修復計画」については参考文献内での定義はないが、これらが示す意味を明確にするため、本論文では以下のように定義している。

補修：被災した建築物や部材について、構造性能を原状（損傷が生じる以前の状態）程度まで回復すること。

補強：被災した建築物や部材について、構造性能を原状（損傷が生じる以前の状態）以上まで回復すること。

復旧：地震により被災した建築物を対象に、その構造性能を原状に復するあるいは原状から向上させること。

（補修、補強を含む）

復旧計画：被災した建築物について、耐震改修促進法[1-19]に準拠した耐震性能のレベルまで復旧させるための計画。

修復性：建築物に生じる損傷や劣化からの修復のしやすさ（構造性能の回復性、修復工事の難易度、修復に関する経済的損失など）を目的とする基本構造性能。本論文では、構造性能の回復性を対象として、目標性能を設定している。

修復：修復性に関連し、損傷・劣化が生じた骨組や部材の構造性能を、補修や補強により目標とする性能のレベルまで回復させること。

修復計画：損傷により低下した骨組や部材の構造性能について、目標性能を設定し、目標性能まで回復させるための計画。

また、本論文で用いる「モード」について、以下のように 2 種の用語を用いている。本文内では、各「モード」についてそれぞれどちらを意味するのかを明確にして用いている。

崩壊モード：骨組に生じうる複数の塑性崩壊機構のうち、任意の塑性崩壊機構のことを表す。

例) 全層崩壊モード、1 層局所層崩壊モード、卓越崩壊モードなど

振動モード：骨組の振動特性について、固有値解析から求められる固有モード

本論文では特に断りのないかぎり、構造骨組（建築物に作用する荷重・外力に抵抗する骨組部分、本論文では特に主要な耐震要素のうち柱・梁部材を対象とする）の構造性能に関して上記の用語を用いる。

1.3 鉄骨骨組の修復性に関する既往の研究

1.3.1 鉄骨骨組の損傷評価と残存性能予測に関する研究

鉄骨建物を構成する主要な構造部材である、H 形鋼梁や角形鋼管柱の保有性能や力学的挙動に関する研究はこれまでに数多く報告されている。一方で、ランダム荷重下において繰返し塑性振幅を受ける鉄骨部材の性能については力学的な展開が難しく、任意振幅下における塑性変形能力やエネルギー吸収能力は載荷履歴の影響を大きく受けるため評価が難しいものの、地震下において繰返し塑性振幅を受ける H 形鋼梁の保有性能や損傷評価法については、以下のような提案がある。

H 形鋼梁の保有性能について、加藤・秋山ら[1-12]は、最大耐力と累積塑性変形倍率について、加藤・中尾[1-13]は、局部座屈に支配される H 形鋼梁の最大耐力と変形能力について、部材の幅厚比、細長比などの変数として提案している。木村[1-14]は、既往の実験結果に基づき、部材の幅厚比、せん断スパン比と、漸増振幅載荷下のサイクル数と塑性変形振幅を変数として累積塑性変形倍率の評価式を提案している。

累積損傷の評価法としては、線形累積損傷則、いわゆる Miner 則が挙げられる。Miner 則による損傷評価を行う対象として、部材および接合部の破断、き裂発生の検証[1-15][1-16][1-17]について適用できることが報告されている[1-18]。これに対し、三宅[1-19]は、任意部材の累積損傷の評価法としての Miner 則の妥当性は定かでないとし、安全側の評価を与える最大振幅則による評価法を推奨している。

H 形鋼梁の保有性能と疲労寿命（サイクル数）の関係が対数軸上で線形関係になるという Manson-Coffin 則型で表現できることが報告されている[1-18][1-20][1-21]。Manson-Coffin 則型で表される関係式は、ランダム振幅下における H 形鋼梁の累積損傷を検討する際、式中に未知数が含まれるという問題がある。そのため、Miner 則と合わせて用いられることが多い。

1.3.2 震災前耐震補強法に関する研究

鉄骨骨組の耐震改修方法や震災前補強についてはこれまでに多くの研究報告があり、「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説」[1-22]や「既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル」[1-23]などにまとめられている。また、補強が構造性能に与える影響として部材の塑性変形能力との関係について明らかにし、耐震性能の向上に向けた研究が多数報告されている[1-24][1-26][1-26][1-27]。

また、2007 年の建築基準法令の改正により、柱に冷間成形角形鋼管を用いた鋼構造骨組の耐震設計をする場合、柱梁耐力比等の規定が新たに組み込まれ、これに対して文献[1-28][1-29][1-30]では、既存鋼構造骨組の実態把握調査を行い、既存不適格となる建築物が多く存在することを明らかにし、補強方法の提案及び設計法の構築を目的とした研究が報告されている。

1.3.3 震災後補修法に関する研究

震災建築物の残存耐震性能評価と復旧方法については、前述の復旧技術指針[1-5]が刊行されており、損傷部材の補修工法が整理されている。これらの補修工法は過去の地震被害例の経験から整備されており、大まかに分類すると、損傷部を新たな材と交換・置換（例えば、破断した柱の損傷部を切断し新たな部材に交換して溶接接合する、横座屈した梁を新たな梁と交換する、座屈した筋かいを新しいものに交換する、過大な変形が生じた接合部パネルを除去して新たなプレートに置き換える、亀裂や破断が生じた柱梁接合部仕口の溶接部近傍を切断して除去したのち新たな部材を溶接して取り替える、など）、新たな部材の設置（座屈した柱や横座屈した梁に対して座屈補剛材を新設する、亀裂・破断が生じた柱梁溶接接合部にハンチを新設する、など）、損傷部に補修・補強材を接合する（局部座屈が生じた H 形断面材のフランジに補強プレートを溶接

する、局部座屈が生じた箱形断面材に対して局部座屈部を加熱加工して平滑化したのちカバープレートやリブプレートを溶接する、亀裂・破断が生じた柱梁溶接接合部にカバープレートやリブを溶接する、など)などがある。これらの補修工法の耐力や靱性指標の考え方としては、基本的に元の状態に戻すか交換された材を新規に評価するものとなっているが、補修工法によっては補修した部材の応力伝達機構などの力学的特性や形成される塑性ヒンジの耐力や塑性変形能力が変化することが考えられる。例えば、局部座屈が生じた柱や梁にプレートを溶接して補修する場合、補修した部位の断面形状や境界条件が変化し、元の状態とは異なる構造性能や弾塑性挙動を示すことが予想される。したがって、損傷した部材の断面形状や境界条件を変化させるような補修を施す場合は補修後の力学的特性や弾塑性挙動、構造性能などを把握しておく必要があると考えられる。

一方で、損傷した鉄骨骨組・部材に対する震災後補修に関して、補修工法と補修後の構造性能の関係について検証した報告は限られており[1-9][1-10][1-31]～[1-41]、それらの研究報告の中でも、骨組レベルで復旧計画と補修後の骨組の構造性能について検討した研究は文献[1-9][1-10]のみである。

文献[1-9][1-10]では、幅厚比の大きな H 形鋼柱の 1 層 1 スパン鉄骨骨組について、柱部材に局部座屈が生じた鉄骨骨組の補修工法と補修後性能について、水平載荷試験により実験的に検証している。また、文献[1-31]では文献[1-9][1-10]で行った H 形鋼部材の箱形補修方法に対して幅厚比や軸力比、損傷状況をパラメータとし実験的研究を行い同補修方法の知見を広げている。

文献[1-32]では十字形部分骨組を対象に、柱梁接合部周辺で生じた破断を補修・補強し、その後の応力伝達機構や構造性能を実験的に検証している。

文献[1-33]では、鋼構造建築物の震災前補強と震災後補修に関する調査を行い梁端部が破断または塑性化した柱梁接合部の補修方法を提案し、文献[1-34][1-35]において、提案した補修工法の有効性を静的載荷実験により検討し、補修後の力学メカニズムについても言及している。

文献[1-36][1-37]では、局部座屈が生じた H 形鋼梁を対象とし、ウェブに水平スチフナや鉛直スチフナを溶接する補修方法が提案されており、補修後の性能を実験的に検討している。さらに文献[1-38]では角形鋼管柱を対象とし、柱脚部に生じた局部座屈をカバープレートにより補修し、補修後性能を実験的に検証している。

文献[1-39][1-40]では、局部座屈が発生した H 形鋼部材に対して、箱形連続補強及び、箱形断続補強が提案されており、それらの補修方法を用いた場合の、補修後の部材の性能を検証している。

土木分野では円形断面鋼製橋脚の補修方法などについての研究も報告されている[1-38]。

復旧技術の実際の施工実績については多数報告されているが、補修後の構造性能について言及されていないなど問題点があげられる[1-42][1-43][1-44]。

1.3.4 骨組の終局耐震限界状態時の設計点の評価に関する研究

日本における建築物の耐震設計では、巨大地震時における建物の安全性を確認することが非常に重要となる。巨大地震時の安全性を確認するためには、塑性解析や増分解析などにより骨組の保有水平耐力を計算し必要保有水平耐力を満たすかを確認する(終局耐力設計)、弾塑性解析により骨組の応答(応力、変位)が安全限界を超えないかを確認する(限界耐力計算)、地震応答解析により骨組の応答(応力や変形など)が許容値内であるかを確認する、エネルギー法[1-45][1-46]により地震入力エネルギーを骨組やダンパーなどのエネルギー吸収能力が上回ることを確認するなどにより、骨組に生じる損傷はある程度許容して崩壊を防ぐことで、作用する地震力に対して骨組の安全性を検証する必要がある。

塑性解析により骨組の保有水平耐力を求める場合、地震により作用する水平力下で骨組に生じうる塑性崩

壊機構から終局限界状態時の塑性崩壊荷重を計算する。塑性解析では骨組に作用する水平力分布と崩壊機構形成時に生じる塑性ヒンジの耐力に基づき仮想仕事の原理から塑性崩壊荷重を求めるため、骨組の塑性変形能力については評価しないものの、作用する地震荷重と保有水平耐力の大小により比較的簡便に骨組の安全性を評価することができる。地震応答解析やエネルギー法では、入力地震波や骨組を構成する部材の復元力特性、塑性変形能力の設定により骨組に作用する水平力や応答変位が影響を受けるため、これらを適切に設定する必要があるものの、骨組の耐力とともに変形概念を取り入れることで地震に対する安全性の評価をより妥当なものとしている。これらのように、巨大地震に対する骨組の安全性を評価する場合には、骨組が地震応答下で骨組を構成する部材にどのような損傷が生じ、その結果どのような終局限界状態に至るかを把握することが重要な指標になる。

終局限界状態設計[1-47]では、鋼構造物を構成する各構造要素の終局限界状態に基づいて算出された設計耐力と、終局限界状態設計用に定められた係数倍荷重の組み合わせから求められる必要耐力の比較により、構造物の安全性を評価する。柱や梁といった骨組を構成する主要な構造部材の終局限界状態は、部材の全塑性状態や座屈（曲げ座屈、局部座屈、横座屈など）に基づいて決定され、地震下における必要耐力は固定荷重・積載荷重と、地震荷重を骨組の振動特性に基づく等価静的荷重として算定した荷重を組み合わせで決定する。

上記のように骨組の終局限界状態は、骨組に生じうる崩壊モードと地震荷重による荷重効果の組み合わせにより評価される。通常の構造設計等では、単一的な固定的荷重分布形による塑性解析や弾塑性増分解析が行われ、骨組の設計点を決定する。一方で、地震下におけるランダム応答時には高次振動モードの影響により固定的荷重分布形とは異なる荷重の組み合わせによる崩壊モードが発生する可能性に関する指摘もある[1-48]ため、骨組の振動特性や地震動の特性を適切に評価することが重要となるものと考えられる。

終局限界状態時に形成される塑性崩壊機構に基づいて骨組の設計点を評価する方法として、「構造物の不安定現象と限界状態」[1-49]では信頼性理論に基づき構造物の設計点を求める手法、および、地震荷重のようなランダム荷重下において骨組にどのような崩壊機構が発生しやすいかを求める手法について整理し、複数の発生しやすい崩壊モードに基づき信頼性や破壊確率を評価する方法を紹介している。

伊藤ら（[1-48][1-50][1-51]）は、非線形動的解析による耐震安全性の検証について、動的解析により地震下の終局地震荷重効果を評価する手法を大幅に簡略化する手法を提案している。文献[1-50]では地震時に骨組に作用するランダムな水平力について、骨組に生じる荷重効果は実際には時間に依存する非定常確率過程ではあるものの、ランダム水平力の定常応答部分に対し時間に依存しない定常確率過程として扱い、各次振動モードに基づくモード荷重を正規ランダム変数としてモデル化して評価する方法を示している。文献[1-51]では、鉄骨ラーメン骨組を簡略化した塑性崩壊面モデルに置換し、部分モード地震応答解析により応答解析を単純化する手法を検討している。

また、文献[1-52]は、地震時の骨組の終局限界状態を対象として、骨組に形成される崩壊機構によってエネルギー吸収能力に差異が生じることから、エネルギー吸収能力に優れる崩壊機構の形成を保証するための設計手法を提案している。塑性解析における骨組の塑性変位と塑性ヒンジの塑性回転との適合条件から、累積塑性仕事 E_p を各層の水平力と崩壊機構形成時の変位の分布、塑性ヒンジの塑性回転能力から評価し、3層ラーメン骨組について全体崩壊機構が他の部分層崩壊機構よりもエネルギー吸収能力が優れている結果を例示している。

文献[1-53]~[1-55]では多層骨組を対象に、骨組に生じる崩壊機構の限界状態関数を時間を含む形で拡張し、骨組振動モデルを用いた動的応答解析を用いた解析を行うことで、崩壊機構に寄与する動的な荷重効果を評価する方法、および変形能力を規定する可能性についての提案をしている。

1.4 本研究の目的

被災した鉄骨建物の持続的な使用を検討する場合、復旧技術指針に記載されている応急危険度判定・被災度区分判定により、建造物の倒壊などに関する危険性や残存耐震性能を評価し、復旧の可否を判定した後、図1-5のフローにより耐震診断や復旧方針の検討を行い、取り壊しや復旧計画が立案される。実際の復旧計画を立案する際には、建造物の損傷状況や残存性能の評価、補修工法の選択の他に、復旧にかかるコストや復旧までの工期なども検討項目となる。

一方、設計時に修復性を指向した性能設計を行う場合には、通常の耐震設計の手続きに加え、予め想定される地震入力に対して生じる損傷を検証し、地震応答後の残存性能を予測することで、想定される損傷に対する修復計画、構造性能の回復性、修復後の持続的な使用可能性を検討するものと考えられる。文献[1-56]では、修復性を考慮した設計法のフロー案を示している。この設計フローでは通常の耐震設計における1次設計の後に、建造物に想定される損傷を評価し、修復性を検討する流れとなっている。したがって、1.1節でも述べたように、修復性を評価するためには以下の点が課題となるものと考えられる。

- ・地震により建造物に生じる損傷の特定と部材や建造物全体の残存性能の評価
- ・損傷を生じた部材に対する適切な補修法の選択
- ・部材の補修後の目標性能の設定と補修後性能の評価
- ・部材の損傷や補修により変化する骨組の構造性能や弾塑性挙動の評価

復旧技術指針では、実際に骨組に生じた損傷を被災度区分判定や詳細調査により明らかにすることで、損傷した部材の残存性能を簡易的に評価する手法を提示している。骨組全体としての残存性能はそれらの部材の損傷のうち最大の損傷に基づき被災度を評価する、または破断による耐力劣化が生じた場合は全体に対す

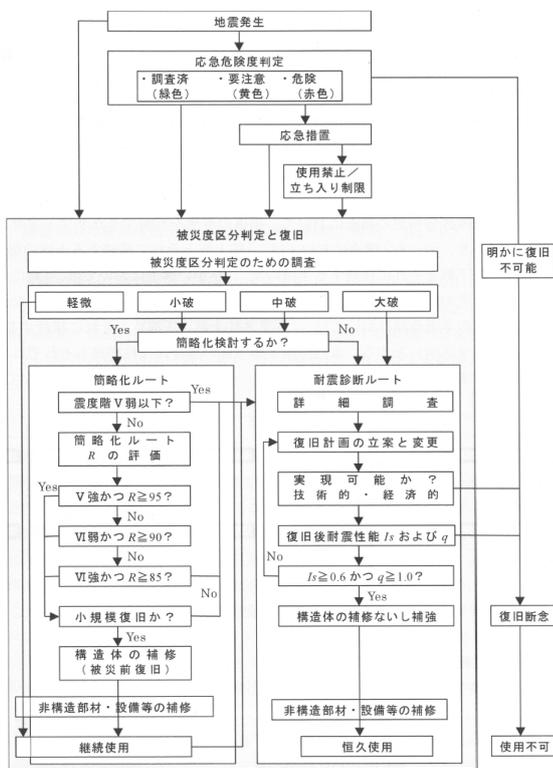


図1-4 耐震診断ルートと簡略化ルート

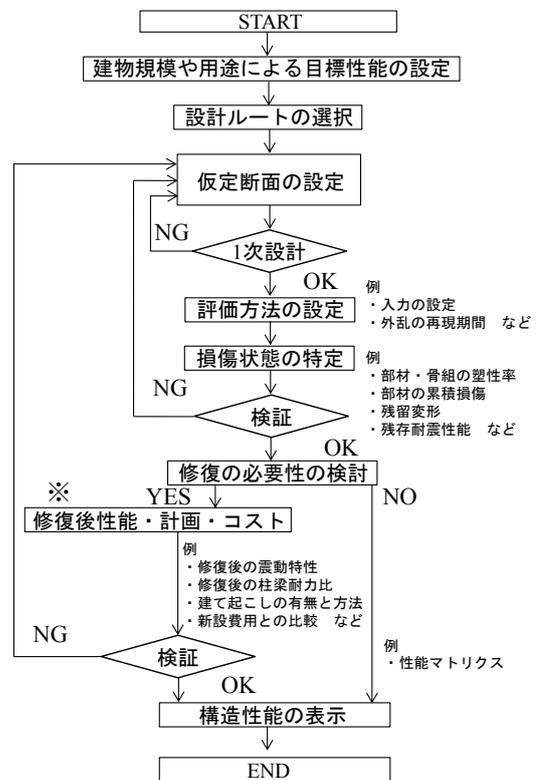


図1.5 修復性を指向した設計案

破断箇所部材の割合で被災度を評価するため、骨組の残存性能を精確に把握することは難しい。また、復旧技術指針は実際の被災状況により骨組の被災度を判断するため、設計時の解析などで骨組が限界状態に至り修復が必要かどうかを検証する方法は提案されていない。また、補修工法と補修後性能の関係を検証した研究報告が限られているため、補修した骨組の性能評価やシミュレーションに供する補修後部材の力学モデルも提示されておらず、現状では補修後・修復後の骨組の構造性能の回復性を精確に評価する手法が確率されていない。

そこで本研究では、上記の課題を解決するため以下に示す5つの項目について、実験的手法、および解析的手法により検討を行い、鉄骨骨組が終局限界状態に至るまでを表現するための力学モデルや骨組の崩壊モードに基づく構造性能の回復性の評価法について提案を試みる。

●検討項目

- ①鉄骨部材の累積損傷評価と最大耐力到達判定
- ②補修した鉄骨部材の補修後性能と力学的挙動の検証
- ③補修した鉄骨骨組の塑性崩壊面と弾塑性挙動の検証
- ④被災した鉄骨骨組の補修法と終局限界状態時の卓越崩壊モードの評価法
- ⑤補修後の終局限界状態時の卓越崩壊モードの評価に基づく修復計画法

本論文で行う検討の方針は次の通りである。

- ・中低層鉄骨ラーメン骨組を対象とする
- ・損傷評価や補修・修復で取り扱う損傷は耐力劣化を伴う柱・梁部材の局部座屈とする
- ・補修・修復による構造性能の回復性は、部材レベル・骨組レベルで扱う
- ・骨組の終局耐震限界状態は塑性崩壊機構の形成とする
- ・骨組の塑性変形能力の確保の観点から望ましい塑性崩壊機構の形成を修復目標とする

以下に、各検討の詳細を示す。

はじめに、文献[1-57][1-58]で構築した既往の鉄骨部材（H形鋼梁，角形鋼管部材）の実験結果のデータベースを参照し、繰返し塑性振幅下において鉄骨部材（柱・梁）に生じる局部座屈をともなう損傷や保有性能を分析する。被災した鉄骨骨組の耐震性能の低下を判定するためには、部材が最大耐力点を超え耐力劣化域に至っているかどうかを評価することが重要となる。そこで、弾塑性応答中の鉄骨部材の累積損傷を評価する指標を構築し、累積損傷評価指標を用いて鉄骨骨組のランダム応答中の任意時点における損傷評価に対する有効性を検証する。さらに、弾塑性応答後の残存性能の評価について検討を行うことで、弾塑性応答中に鉄骨柱・梁部材が最大耐力に到達したかどうか判定する手法の提案を試みる。

次に、損傷した鉄骨ラーメン骨組を対象として、地震時に生じる損傷を補修することで骨組の補修後性能と力学的挙動がどのように変化するかについて構造実験を主体とした検証を行う。1.1節で述べたように兵庫県南部地震の柱梁接合部の被害を受けて、それ以降の耐震設計では柱梁接合部は部材に生じる応力を伝達し、接合部に接続された部材の塑性変形能力を発揮させるのに十分な耐力を発揮するよう設計・施工されるため、兵庫県南部地震で多数の報告がされたような柱梁接合部の破断・亀裂などは生じにくくなっているものと考えられる。そこで、本論文では鉄骨骨組の柱や梁に生じる耐力劣化をともなう局部座屈を検討の対象とする損傷とする。また、骨組の構造性能は骨組を構成する部材の構造性能に依存し、骨組の終局限界状態時の崩壊モードは部材にどのような損傷が生じるかによって決定する。したがって、補修した骨組の構造性能の回復性は、元の状態の骨組の構造性能に加えて、補修後部材の構造性能の回復性や弾塑性挙動、終局限

界状態時の崩壊モードによって評価できるものと考えられる。そこで、部材の構造性能の回復性や弾塑性挙動、終局限界状態時の崩壊モードを明らかにすることで補修した骨組の構造性能の回復性を評価とすることを目的として、部材の補修後性能を検証するための構造実験を行う。

構造実験では局部座屈により損傷したH形鋼部材や角形鋼管部材を対象として、復旧技指針に示されている既出の補修法である箱形補修方法、およびカバープレートによる局部座屈補強方法を施した部材の補修後性能を検証し、補修効果と性能回復性、補修後の終局挙動について分析を行う。これらにより局部座屈により損傷した鉄骨部材の補修法と補修後性能の関係について補修効果を確認するとともに、構造性能の回復に力学的な根拠づけを行う。また、実験で観察された変形性状から補修後部材の力学的モデルを構築し、性能回復性の評価、および弾塑性解析による骨組の挙動の再現に対する有効性を検証する。

さらに、構築した力学的モデルから骨組の解析モデルを提示し、補修後性能や終局挙動の変化を塑性解析により検証し、補修後の卓越崩壊モードの変化について明らかにする。元の状態の骨組に対し、補修した骨組では耐力の分布が変化することで、補修後に卓越崩壊モードが変化するメカニズムについて検討を行う。

これらの検討に基づき、巨大地震により被災した鉄骨骨組の補修後の状態を力学的に表現し、補修後の骨組の卓越崩壊モードに基づいて終局限界状態時の設計点を評価する手法を提案する。また、地震下において骨組に入力される荷重のランダム性を考慮し、複数の振動モードの影響を評価できるよう、信頼性理論に基づいて荷重効果をモデル化し、補修後の各崩壊モードの内、卓越する崩壊モードを評価する。

最後に、提案した終局限界状態時の設計点の評価法による補修後の卓越崩壊モードの推定に基づき、被災した鉄骨骨組について、修復後の目標崩壊機構の形成を保証するための適切な修復計画を立案する手法について検討を行い、提案手法の修復計画立案に対する有効性を検討する。

本論文の最大の目的は、巨大地震により損傷した鉄骨骨組の残存性能と修復による構造性能の回復性を評価し、設定した目標性能に基づいて修復計画の妥当性の検証を可能にすることである。

そのため上記の検討により、

- ①ランダム荷重下における鉄骨部材の累積損傷を評価する手法を確立することで局部座屈により損傷した部材の残存性能の評価を可能とすることで、骨組が限界状態に達したかどうか（本論文では最大耐力に達し、耐力劣化が生じているかどうか）の判定を可能とし、
- ②局部座屈により損傷した鉄骨部材の補修法と補修後の構造性能の回復性を実験的に明らかにすることで、補修後の部材の力学的モデルを構築する。さらに部材と骨組の構造性能の関係性に着目し、損傷部を補修した骨組の構造性能の回復性を力学モデルにより定量的に評価し、
- ③構築した骨組の力学モデルから限界状態関数を評価することで、信頼性解析を応用して補修後の骨組の終局限界状態時に卓越する崩壊モードを推定し、

塑性変形能力の確保の観点から望ましい塑性崩壊機構の形成を保証するための修復計画立案の手法の提案を試みている。

本研究の特色は、これまでに評価が難しかった地震時の部材の累積損傷や損傷部の補修による部材の構造性能・弾塑性挙動・崩壊モードの変化を実験・解析により明らかにし、部材レベルの評価から骨組レベルの評価へと展開することで、卓越崩壊モードに基づく修復計画の有効性・妥当性を検証する手法を確立していることにある。

1.5 本論文の構成

本論文は、以下の7つの章により構成されている。

第1章 “序論”では、本研究の背景と目的を述べる。近年の巨大地震等による被災建物に対して、修復性やレジリエンスなどのキーワードが注目されてきている。被災建築物の恒久的使用に向けて修復性やレジリエンスを志向した性能設計法の必要性を述べている。実際の被災状況や修復性に向けた動向などの概要をまとめ、本研究の必要性、有用性を論じている。

第2章 “繰返し塑性振幅を受ける鉄骨部材の累積損傷評価法”では、地震動などによるランダム応答下においては履歴変数の影響など力学的な展開が難しい鉄骨部材の損傷について、これまでに国内で蓄積されてきた鉄骨部材に関する多数の実験報告から、実験結果のデータベースを構築し、地震時の鉄骨部材の保有性能について統計的に整理・分析することで、鉄骨部材の繰返し塑性振幅下における性能評価を行い、局部座屈に支配される累積損傷の評価法を提案した。本評価法により、これまでに評価が難しかったランダム応答下の損傷の評価を可能にした。

第3章 “局部座屈により損傷した鉄骨骨組の補修法と補修後性能”では、これまで暫定的に決定されていた鉄骨部材の局部座屈に対する補修法と補修後性能の関係について、静的載荷試験を用いた実験により補修効果と補修後の挙動を検証した。その結果、実験で対象とした補修・補強による耐力や剛性の回復・上昇のメカニズムを明らかにし、補修法に力学的な根拠付けを行うとともに、解析に供する力学的モデルを提案した。提案した力学的モデルの骨組への適用性については、十字型部分鉄骨骨組を対象とした実験により検

証を行い、その有効性を確認するとともに、骨組レベルでは損傷部に対する補修がその周辺部材に与える影響や全体の性能に及ぼす影響を検討し、補修後の性能評価に基づいて目標性能を実現可能な補修法の選択について整理した。

第4章 “補修した鉄骨骨組の塑性崩壊面と弾塑性挙動”では、第3章で行った実験の結果に基づき、補修した部材の復元力特性と解析モデルを提示し、補修した多層鉄骨骨組の終局耐震性能と終局挙動について解析的に検証を行った。その結果、補修を行うことで建物設計時に想定していた崩壊機構が形成されず、卓越崩壊モードが変化する可能性について示した。また、各部材に形成される塑性ヒンジが補修後には変化する

ことで、骨組の耐力が変化することを検証し、補修によって卓越崩壊モードが変化するメカニズムを明らかにした。

第5章 “被災した鉄骨骨組の補修法と終局耐震限界状態時の卓越崩壊モードの評価法”では、補修した鉄骨骨組の力学的な評価から骨組の限界状態関数を定義し、近似信頼性解析により補修した骨組の卓越崩壊モードを確率論的に評価する方法を検討した。本検討では、損傷部位の補修により部材の剛性や耐力が変化する

ことで補修した骨組全体の終局限界状態に与える影響を検討し、補修後の終局挙動を検討するための近似信頼性解析による耐震安全性の照査点（設計点）の評価法を提案した。

第6章 “近似信頼性解析による骨組の修復計画立案手法”では、第5章で提案した近似信頼性解析による設計点の評価法を応用した被災した鉄骨骨組の適切な修復計画を立案する手法について、中低層鉄骨ラーメン構造の解析骨組を対象とした検討を行った。また、弾塑性応答解析により検証を行い、その有効性を示した。その結果、目標性能として、補修後の形成される塑性崩壊機構を設定する修復計画立案手法を提案した。本手法により、補修後の骨組が地震下において目標崩壊機構を満足することを保証することで、優れた塑性変形性能を保証する修復計画立案手法を確立した。

第7章 “結論”では、各章で得られた知見を取りまとめことで本研究の結論として整理し、今後の課題について示した。

参考文献

- [1-1] 阪神淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告（建築編-3），1997.11
- [1-2] 日本建築学会：1994年ノースリッジ地震災害調査報告，1996
- [1-3] 中島正愛：兵庫県南部地震と米国ノースリッジ地震における鉄骨造建物柱はり接合部破断現象とその比較，京都大学防災研究所年報，第39号B-1，pp.11-22，1996.4
- [1-4] 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報，1995
- [1-5] 日本建築防災協会：震災建物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- [1-6] 建築研究振興協会編：建築構造における性能指向型設計法のコンセプト～仕様から性能～，技報堂出版，2000.8
- [1-7] 日本建築学会：ロバスト性・冗長性を向上させた建物の構造デザイン，2011年度日本建築学会構造部門（応用力学）PD資料，2011.8
- [1-8] 日本建築学会：東日本大震災1周年 リジリエント・ソサエティ，建築雑誌，Vol.127，No.1629，2012.3
- [1-9] 田中淳夫，泉満，成原弘之：震災を受けた鋼構造骨組の復旧法に関する実験的研究，構造工学論文集B，第35巻，pp.411-423，1989.3
- [1-10] 田中淳夫，泉満，成原弘之：幅厚比の大きな柱材の震災復旧法および耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集B，第36巻，pp.377-384，1990.3
- [1-11] M.Bruneau and A.Reinhorn, “Overview of the Resilience Concept”, Proc. of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, 2006
- [1-12] 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴うH形断面材の変形，日本建築学会論文報告集，第257号，pp.49-58，1977.7
- [1-13] 加藤勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，第458号，pp.127-136，1994.4
- [1-14] 木村洋裕：局部座屈崩壊型H形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす荷重履歴の影響，片持ち梁形式の荷重実験データベースの構築，日本建築学会構造系論文集，第664号，pp.1143-1151，2011.6
- [1-15] 成原弘之，泉満：鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度，日本建築学会構造系論文集，第508号，pp.111-117，1998.6
- [1-16] 桂大輔，宮澤秀明，桑村仁：繰返し荷重による鋼梁の延性破断，日本建築学会構造系論文集，第588号，pp.157-164，2005.2
- [1-17] 一戸康生，桑村仁：鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響—鉄骨破断に関する研究その3—，日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.145-151，2000.8
- [1-18] 椋代仁朗，今田忠則，松尾彰：繰返し曲げを受けるはりのフランジ局部座屈後の特性について，その1 履歴特性，その2 塑性疲労，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1083-1086，1976.10
- [1-19] 三宅辰哉：耐震設計規範としての最大応答と累積応答の関係に関する考察，日本建築学会構造系論文集，第599号，pp.135-142，2006.1
- [1-20] 島津勝，木村祥裕：局部座屈により耐力低下するH形鋼梁材の塑性変形性能と履歴吸収エネルギーの相関性，日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊，pp.845-846，2006.9
- [1-21] 山崎真司，見波進：繰返し曲げを受ける鋼梁のエネルギー吸収能力，日本建築学会構造系論文集，第652号，pp.1149-1157，2010.6
- [1-22] 一般財団法人日本建築防災協会：2011年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診

断および耐震改修指針・同解説, 2011.9

- [1-23] 財団法人日本建築防災協会：既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル《改訂版》, 2007.10
- [1-24] 林原光司郎, 三谷勲：局部補強された H 形鋼柱の塑性変形能力, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.337-346, 1997.3
- [1-25] 中野達也, 増田浩志, 田中淳夫：梁ウェブ接合部分を補強した鋼構造柱梁接合部の力学性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 566 号, pp145-152, 2003.4
- [1-26] 五十嵐規矩夫, 宮崎暁, 一戸康生, 福田浩司, 小野潤一郎, 木村征也：端部スチフナ補剛を施した H 方断面梁の塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 705 号, pp1667-1675, 2014.1
- [1-27] 小谷知哉, 聲高裕治, 長谷川隆：スチフナ補強された H 形断面柱の塑性変形能力確認実験, 近畿支部研究発表会, pp401-404, 2012
- [1-28] 長谷川隆, 園田正雄, 中野達也, 聲高裕治：柱に STKR 材を用いた既存鋼構造骨組の柱梁耐力比の実状と既往の補強方法に関する調査, 鋼構造論文集, 第 19 巻第 76 号 pp.71-85, 2012.12
- [1-29] 聲高裕治, 長谷川隆：柱に STKR 材を用いた既存不適格鋼構造骨組の補強設計法（鋼板と PC 鋼棒による補強）, 鋼構造論文集, 第 20 巻第 79 号 pp.123-133, 2013.9
- [1-30] 中野達也, 長谷川隆, 長嶺賢吾：柱に STKR 材を用いた既存不適格鋼構造骨組の補強設計法（鋼板ならびに山形鋼による補強）, 鋼構造論文集, 第 21 巻第 81 号 pp.13-26, 2014.3
- [1-31] 田中淳夫, 泉満, 成原弘之, 局部座屈を生じた H 形断面柱の補修工法, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.855-856, 1987.10
- [1-32] 原田幸博, 鄭聖珉, 森田耕次：鋼構造柱梁接合部の補修・補強方法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 553 号, pp97-104, 2002.3
- [1-33] 浅見尚哉, 焦瑜, 吉敷祥一, 山田哲：鉄骨造梁端部を対象とした震災後補修に関する検討, 2010 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.125-128, 2011.3
- [1-34] 浅見尚哉, 焦瑜, 吉敷祥一, 山田哲：鉄骨造建物における柱梁接合部の震災後補修に関する実験的研究 その 1 補修梁実験, 2011 年度日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.613-616, 2012.3
- [1-35] 浅見尚哉, 焦瑜, 吉敷祥一, 山田哲：鉄骨造建物における柱梁接合部の震災後補修に関する実験的研究 その 2 補修梁の力学メカニズムの検討, 2011 年度日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.617-620, 2012.3
- [1-36] 小寄慶太, 岩崎祐介, 吉敷祥一：局部座屈により耐力劣化した鋼部材の補修 その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.895-898, 2014.9
- [1-37] 岩崎祐介, 吉敷祥一：局部座屈により耐力劣化した梁の補修に関する実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 22 巻, pp.695-701, 2014.11
- [1-38] 吉敷祥一, 岩崎祐介：局部座屈により耐力劣化した角形鋼管柱の損傷評価と補修, その 1), その 2, 日本建築学会大会学術講演会梗概集（関東）, pp.935-938, 2015.9
- [1-39] 鈴木弘之, 那花弘行：鋼構造部材の局部座屈補強・補修後の耐力 その 1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.1249-1250, 1983.9
- [1-40] 鈴木弘之, 那花弘行：鋼構造部材の局部座屈補強・補修後の耐力 その 2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp.1251-1252, 1983.9
- [1-41] 嶋口儀之, 鈴木森晶, 青木徹彦：局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の補修方法に関する実験的研究, 愛知工業大学研究報告, 第 46 号, Vol.46, 2011.3
- [1-42] 高橋泰彦, 藤田佳広, 杉本浩一：阪神・淡路大震災で被害を受けた鋼構造建築物の復旧技術および補

修例, 大林組技術研究所報 特別号, pp.156-163, 1996.8

- [1-43] 日本建築学会：補修と補強, 建築雑誌, Vol.95, No.1170, 1980.9
- [1-44] 高橋泰彦, 藤谷芳男, 吉川稔, 八木貞樹, 藤田佳広, 福本早苗：阪神・淡路大震災で被害を受けた鋼構造建築物の復旧技術, 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp.127-131, 1995.12
- [1-45] 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 1999
- [1-46] 日本建築センター：エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2013
- [1-47] 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- [1-48] 伊藤拓海, 大井謙一, 森洋一, 方柿宇：骨組構造物の崩壊機構形成に関するハイブリッド設計点探索, 日本建築学会構造系論文集, 第567号, pp.125-132, 2003.5
- [1-49] 日本建築学会：応用力学シリーズ1 構造物の不安定現象と限界状態, 1994.1
- [1-50] 伊藤拓海, 大井謙一：鋼構造多層ラーメン骨組の簡略化塑性崩壊面モデルによる非線形動的応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第561号, pp.219-226, 2002.11
- [1-51] 伊藤拓海, 大井謙一：鉄骨ラーメン骨組塑性崩壊面の傾斜楕円体近似による部分モード地震応答解析, 構造工学論文集, pp.289-294, 2002.3
- [1-52] 大井謙一：複数の荷重条件に対する架構の終局限界状態設計と耐震設計における崩壊機構保障設計, 統計・確率論と信頼性理論の構造設計工学における応用(名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻編), pp.213-224, 1997.12
- [1-53] 高田毅士：終局限界状態設計における崩壊機構に寄与する地震入力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.85-86, 1997.9
- [1-54] 地震時における骨組構造物の崩壊機構に寄与する荷重効果に関する基礎的研究, その1 線形応答解析による考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.69-70, 1999.9
- [1-55] 地震時における骨組構造物の崩壊機構に寄与する荷重効果に関する研究, 1999年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.5-8, 2000.2
- [1-56] 高橋一樹：局部座屈と亀裂により耐力劣化した鋼部材の補修法と補修後耐震性能に関する研究, 東京理科大学大学院工学研究科建築学科修士論文, 2012.3
- [1-57] 伊藤拓海, 森健士郎：繰返し載塑性振幅荷重を受けるH形鋼梁の塑性変形性能と累積損傷評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第691号, pp.1603-1612, 2013.9
- [1-58] 加藤隆之, 森健士郎, 伊藤拓海：繰返し塑性振幅荷重を受ける角形鋼管柱の塑性変形性能と累積損傷評価法, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.273-280, 2014.3

第2章 繰返し塑性振幅を受ける鉄骨部材の損傷評価手法

2.1 はじめに

現在の設計法における建物の設計目標は、損傷を生じないための使用限界（許容応力度設計）と、強震時に倒壊しないための安全限界（終局耐力設計）を目標性能と設定している。一方、近年では性能指向型設計法について議論がされており[2-1]、性能指向型設計法では建物の使用目的などにより要求される性能に対し、構造物が保有すべき性能を満足しているかを評価することが必要となる。この場合、想定される地震動により構造物に作用する荷重効果に対し、部材の保有性能や損傷状況を精査した上で構造物の性能を評価することが求められる。これらを実現するためには、地震による弾塑性応答時の累積損傷や、弾塑性応答後の残存性能が重要な指標となる。設計段階でこれらの損傷・性能を評価するためには、ランダム荷重下において部材が限界状態に至るまでの損傷を適切に評価し、部材の挙動を精度良く追跡するため復元力特性を把握する必要があると考えられる。

本章では、鉄骨建物を構成する主要な構造部材のうち H 形鋼梁と角形鋼管柱について、文献[2-2][2-3]で構築した繰返し塑性振幅を受ける H 形鋼梁および角形鋼管柱のデータベースを参照し、それぞれの部材の繰返し載荷下における保有性能を分析するとともに、地震応答下で累積損傷を評価可能な指標を提示し、その有効性について検証を行う。

2.2 繰返し塑性振幅を受ける H 形鋼梁の実験データベース

H 形鋼梁の力学性能や保有性能については多数の研究報告がある。例えば伊藤ら[2-4]は、単調載荷を受ける H 形鋼梁に関する既往の実験結果をデータベース化して、性能評価のための基礎資料を作成し、単調載荷下での耐力と変形能力について整理している。

一方、ランダムな動的応答過程において、局部座屈をとまなう終局挙動に関する性能を検証する場合、繰返し載荷時の保有性能が必要となる。しかし、繰返し載荷下での H 形鋼梁の変形能力は、単調載荷時における変形能力と一致するとは限らないため[2-5]~[2-7]、単調載荷時の変形能力に基づいて安全性を照査するだけでは不十分である。また、このようなランダム載荷過程における変形能力は、例えば地震動のような場合、その位相特性や継続時間特性、エネルギー入力率の特性に大きく依存する[2-8][2-9]。そのため、単調載荷に対する保有性能だけでなく、繰返し載荷下における保有性能を明らかにしておく必要があると考えられる。

文献 [2-2][2-10]~[2-12]では、繰返し載荷を受ける H 形鋼梁の保有性能に関わるデータベースを構築し、分析を行った。ここでは、構築した H 形鋼梁のデータベースを参照し、繰返し塑性載荷を受ける H 形鋼梁の保有性能を明らかにし、任意の載荷履歴を受ける場合の累積損傷評価法を提示する。

2.2.1 既往実験に基づくデータベースの構築

文献では[2-2]、曲げを受ける H 形鋼梁で、繰返し載荷による荷重と変形関係が示されている実験結果を整理し、データベースを構築した。試験体総数は、1975~2012 年に国内で発表された文献に掲載されている 151 体である。本データベースでは、繰返し載荷を受け、片持ち梁形式に置換できる H 形鋼梁を対象とし、その

第2章 繰返し塑性振幅を受ける鉄骨部材の累積損傷評価法

荷重変形曲線の電子化が可能な結果が掲載された実験を対象とした。さらに、実験結果よりサイクル数、変位プログラムが特定でき、崩壊形式が明示され、最大耐力が局部座屈、および横座屈といった座屈で決まる実験を対象とした。

データベースに格納した実験結果の崩壊形式は、以下の4ケースに分類される。なお、()内の記号は、本章における崩壊形式の略称である。

- (1) 横座屈：(La.B)
- (2) フランジ局部座屈：(Lo.Bf)
- (3) ウェブ局部座屈：(Lo.Bw)
- (4) 局部座屈（発生箇所不明）：(Lo.Bu)

上記の現象はそれぞれ互いに連成することもあるが、本章では一番初めに発生した現象を崩壊形式として扱う。なお、(4) Lo.Bu：局部座屈（発生箇所不明）は参照した文献において崩壊形式が局部座屈であるが発生箇所が明記されていない場合を示す。表 2-1 に崩壊形式ごとの試験体数を示す。また、括弧内に横座屈が単独で生じた試験体数を示す。

また、本節では、データベースに格納した最大耐力点における以下の耐力、変形、塑性吸収エネルギーについて検討を行う。

- (1) M_m/M_p ：最大耐力
- (2) μ_m ：骨格曲線部における塑性率
- (3) η_m^* ：累積塑性率
- (4) η_m ：骨格曲線部における累積塑性変形倍率
- (5) η_m ：累積変形曲線部における累積塑性変形倍率

ここで、データベースでは、荷重 M は全塑性モーメント $M_p (=Z_p \times \sigma_y$ で、 Z_p は塑性断面係数) で基準化し、回転角 θ は弾性勾配を仮定したときの M_p 時の回転角 θ_p で基準化して格納している。 μ は塑性率を表し、繰返し载荷における各サイクルの塑性率の総和を累積塑性率 $\eta^* = \sum \Delta \mu_i$ 、 η は累積塑性変形倍率を示す。添字は、 s は骨格曲線を、 c は累積変形曲線を、 m は最大耐力を意味する。なお、図 2-1 のように、繰返し载荷実験では実験結果に対して正側と負側それぞれに二つの骨格曲線が得られるが、最大耐力をとる側の骨格曲線を採用している。

表 2-1 崩壊形式と試験対数 [2-2]

	崩壊形式			
	La.B	Lo.Bf	Lo.Bw	Lo.Bu
試験体数	17 (8)	73	12	45

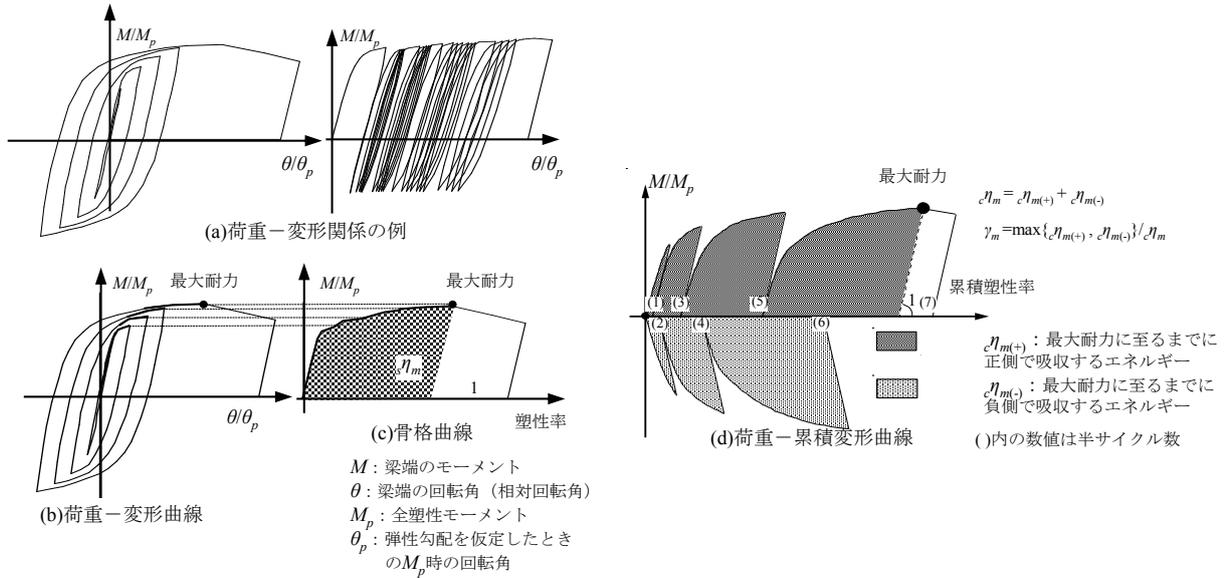


図 2-1 荷重変形曲線と耐力, 変形, 累積塑性変形倍率の定義

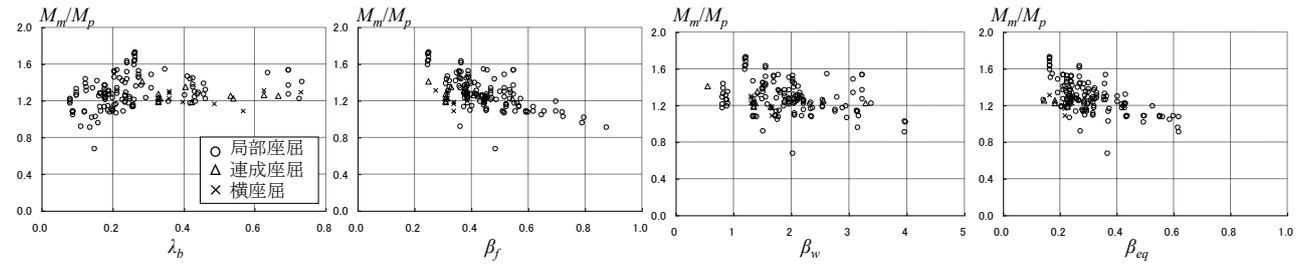
2.2.2 データベースを用いた性能検証と回帰予測式

■ 部材変数と保有性能の関係の分析

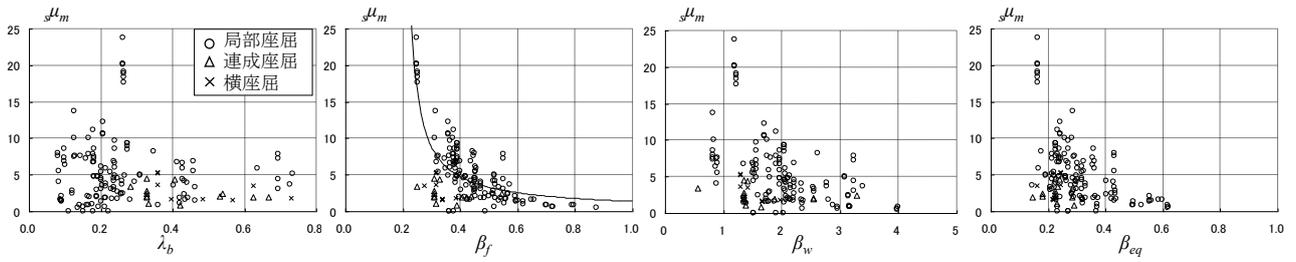
繰返し曲げを受ける H 形鋼梁の最大耐力が座屈により決定する場合, 横座屈に関しては横座屈細長比が, フランジやウェブの局部座屈に関してはそれぞれの幅厚比が, 耐力や変形能力に関する重要な指標となる。ここでは, 最大耐力時の耐力と変形能力に着目し, データベースに格納した実験結果に対し, 以下の 4 つの部材変数が試験体の性能に与える影響を検証する。

- ・横座屈細長比 λ_b : $\lambda_b = \sqrt{M_p / M_e}$
- ・フランジの一般化幅厚比 β_f : $\beta_f = b / t_f \sqrt{\varepsilon_{yf}}$
- ・ウェブの一般化幅厚比 β_w : $\beta_w = d / t_w \sqrt{\varepsilon_{yw}}$
- ・等価幅厚比[2-12] β_{eq} : $\beta_{eq} = \sqrt{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2 \varepsilon_{yf} + \left(\frac{d}{t_w}\right)^2 \frac{\varepsilon_{yw}}{41}}$

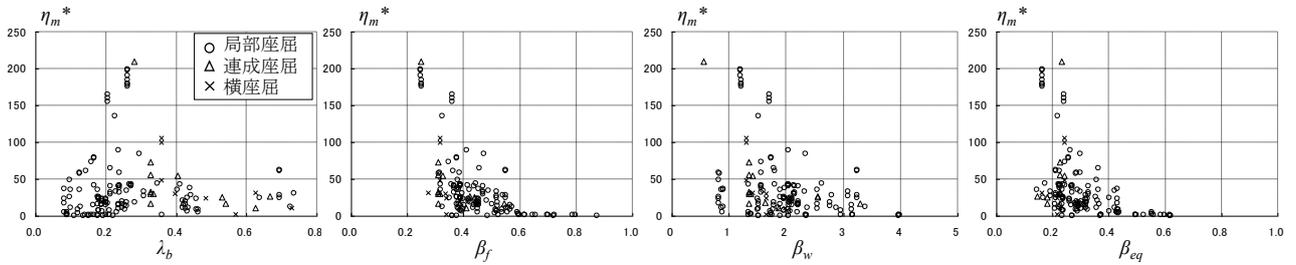
図 2-2 に, M_m/M_p , $s\mu_m$, η_m^* , $s\eta_m$, $c\eta_m$ と上記の部材変数の関係を示す。なお, 同図は崩壊形式ごとに区分して示している。ただし, 「局部座屈」はフランジおよびウェブの局部座屈を, 「連成座屈」はフランジ・ウェブの局部座屈と横座屈が連成して発生しているケースを示している。



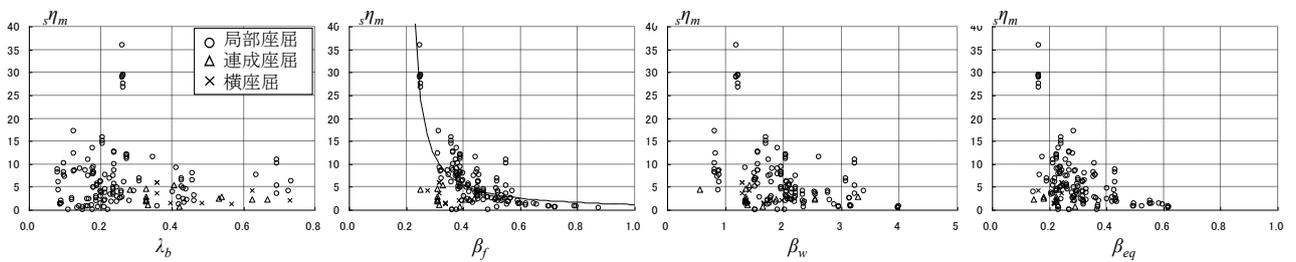
(a) 最大耐力 M_m/M_p



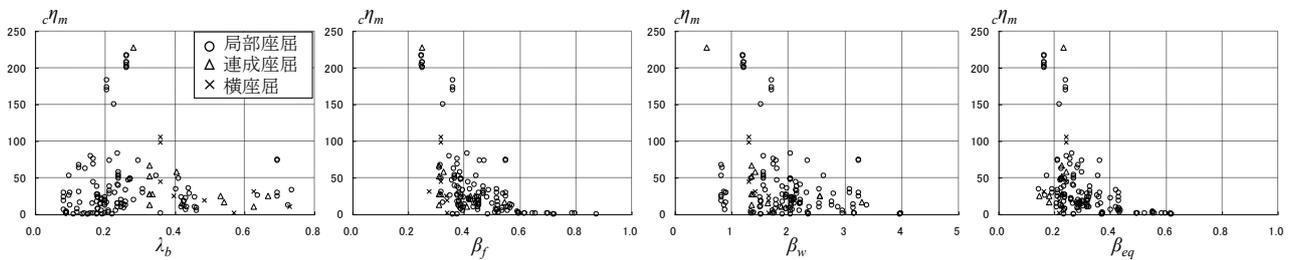
(b) 骨格曲線部における塑性率 μ_m



(c) 累積塑性率 η_m^*



(d) 骨格曲線部における累積塑性変形倍率 $s \eta_m$



(e) 累積変形曲線部における累積塑性変形倍率 $c \eta_m$

図 2-2 最大耐力時の保有性能

最大耐力 M_m/M_p

図 2-2 (a)より、最大耐力 M_m/M_p は、幅厚比や等価幅厚比 β_{eq} と相関関係が確認でき、 β_{eq} の増加に伴い減少する傾向にある。横座屈細長比 λ_b との関係については、横座屈したケースに限ってみても明瞭な相関関係は確認できない。これは、本データベースの実験結果において、横座屈が単独で生じたケースが少なく、局部座屈が連成して発生したことが原因であると考えられる。

骨格曲線部における最大耐力時の塑性率 $s\mu_m$

骨格曲線部の塑性率 $s\mu_m$ は、等価幅厚比 β_{eq} との相関関係が確認でき、 β_{eq} の増加に伴い減少する傾向にある。横座屈細長比 λ_b との関係については、横座屈したケースに限ってみても明瞭な相関関係は確認できない。

最大耐力時の累積塑性率 η_m^*

累積塑性率 η_m^* は、試験体数が少ないが横座屈したケースでは横座屈細長比 λ_b に対して右肩下がり傾向が確認できる。ただし、明瞭な相関関係は確認できない。また、幅厚比や等価幅厚比 β_{eq} と相関関係が確認でき、 β_{eq} の増加に伴い減少する傾向にある。

骨格曲線部における累積塑性変形倍率 $s\eta_m$

骨格曲線部の累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ は、等価幅厚比 β_{eq} と相関関係が確認でき、等価幅厚比 β_{eq} の増加に伴い $s\eta_m$ は減少する傾向にある。

累積変形曲線部における累積塑性変形倍率 $c\eta_m$

累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ については、等価幅厚比 β_{eq} との間に相関関係が確認できる

■ 変形能力と履歴変数の関係

ここでは、各変形能力と履歴変数（有効半サイクル数 N_e [2-13]、変位振幅の偏り γ_m [2-13]）の関係について検討する。荷重変形曲線において、荷重がゼロから次のゼロに至るまでを半サイクル数とし、文献[2-13]の有効半サイクル数の概念を参考として、最大耐力に至るまでの吸収エネルギーの最大値の 5%以上 19) のサイクルを有効としてカウント、累積塑性変形倍率との関係を考察する。なお、有効半サイクルは、塑性変形を生じる振幅より小さな振幅で繰返し荷重を受ける場合、基準を 5%以下まで小さくすると、損傷に寄与するサイクル数と関連させる上では相応しくないと考えられるため採用した。これにより、初期弾性領域や大振幅経験後の小振幅域などは有効半サイクルとしてカウントされず、繰返し荷重下で経験した最大振幅に応じて損傷に関与すると考えられる塑性変形の大きさを更新しながらサイクル数をカウントする。

また、荷重履歴が保有性能に与える影響を考察するにあたり、変位振幅の偏りを定量化して考察する。そこで、文献[2-13]を参考として、次式の変位振幅の偏りを表わす指標 γ_m を用いる。

$$\gamma_m = \frac{\max\{c\eta_{m(+)}, c\eta_{m(-)}\}}{c\eta_m} \quad (2-1)$$

ただし、 $c\eta_{m(+)}$ 、 $c\eta_{m(-)}$ はそれぞれ最大耐力までの正側、負側の累積塑性変形倍率である。 γ_m の値は、正負に均等な変位振幅を与えた場合は 0.5、単調荷重の場合は 1.0 となる。

図 2-3 に最大耐力到達サイクルまでの有効半サイクル数 N_{em} と、累積塑性変形倍率の比 $c\eta_m / s\eta_m$ の関係を、変位振幅の偏り γ_m の値で区分して示す。また、 γ_m の値による区分ごとに回帰曲線を合わせて示す。同図の結果より、 γ_m の値による区分ごとに、両対数軸上で相関関係が確認できる。ここで、単調荷重と繰返し荷重時の保有性能の間には関係性があることが知られているが、図 2-3 の結果は γ_m が小さく、サイクル数が大きいほど、単調荷重時の保有性能に対して繰返し荷重時のそれが大きくなることを示している。

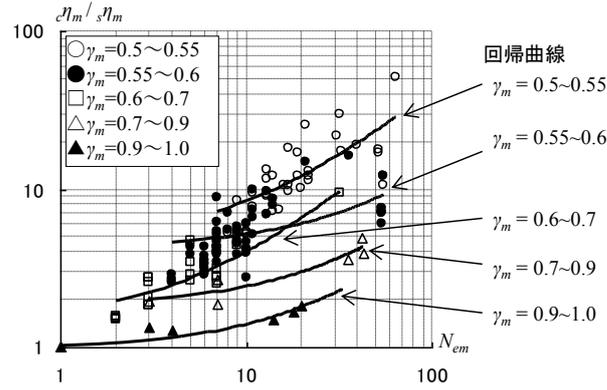


図2-3 最大耐力時の保有性能と有効半サイクル数との関係

■ 各変形能力の相互関係

以下の4つの関係を図2-3に示す。

- (a) 骨格曲線部の累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ と塑性率 $s\mu_m$
- (b) 累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ と累積塑性率 η_m^*
- (c) 骨格曲線部の塑性率 $s\mu_m$ と最大塑性振幅 $\Delta\mu_{\max,m}$
- (d) 累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ と、累積塑性率と最大塑性振幅の比の関係 $s\eta_m \eta_m^* / \Delta\mu_{\max,m}$

図2-3の結果より、最大耐力時の各保有性能は、 $s\mu_m - \Delta\mu_{\max,m}$ を除き対数軸上でほぼ直線関係にあることが確認できる。

図2-4(a), (b)の結果に関して、実験結果はひずみ硬化やバウジンガー効果などによって非連続曲線を示し、 $s\eta_m$ と $c\eta_m$ はこれらの挙動を含む塑性吸収エネルギーに基づいて基準化された累積塑性率を表す。つまり、ひずみ硬化やバウジンガー効果などによる非連続曲線が多く現れるほど、図2-4(a), (b)の $s\eta_m - s\mu_m$ ならびに $c\eta_m - \eta_m^*$ の関係が直線関係を示さなくなる。同図の結果より、これらの関係は数直線上で直線関係になることを示している。単調载荷では $s\mu_m = \Delta\mu_{\max,m}$ となるが、図2-4(c)の結果は、繰返し载荷下における骨格曲線部の塑性率 $s\mu_m$ と最大塑性率振幅 $\Delta\mu_{\max,m}$ は、誤差も確認されるが、対数軸上で概ね比例関係にあることを示している。図2-4(d)の結果は、累積塑性変形倍率の比が、 $\eta_m^* / \Delta\mu_{\max,m}$ と対数軸上で比例関係にあることを示すものである。

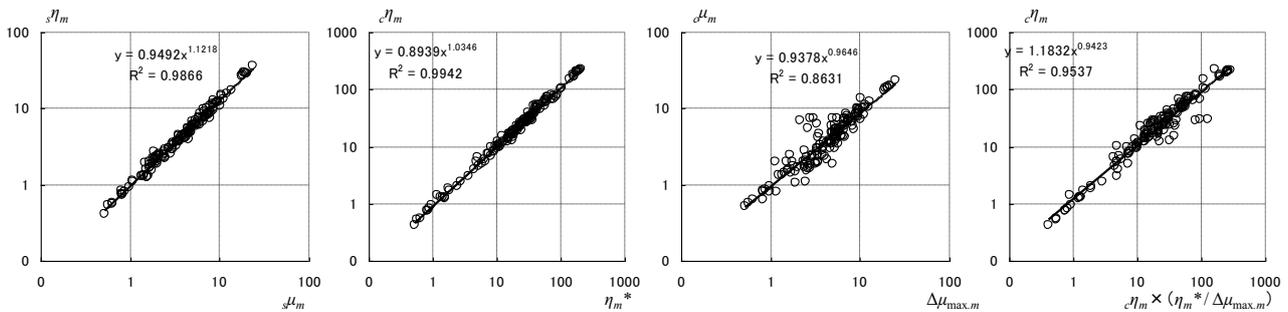


図2-4 各変形能力の相互関係

■ 累積変形曲線部における累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ の回帰予測式

文献[2-13]では、繰返し曲げを受ける H 形鋼梁の変形能力に関して、次式の実験式を提案している。

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = 3.1(1-\gamma_m)N_{em}^{0.37} + 2\gamma_m - 1 \quad (2-2)$$

上式は、累積変形曲線部における累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ と骨格曲線における累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ の比が、有効半サイクル数と変位振幅の偏りの関数として表している。ここでは、上記の式と同様の手法によって累積塑性変形倍率と載荷履歴の関係式を導出する。

図 2-2 の結果より、変位振幅の偏り γ_m の値による区分ごとに、累積塑性変形倍率の比 $c\eta_m / s\eta_m$ と有効半サイクル数は、両対数軸上で関係性があることが確認された。特に、 $\gamma_m = 0.5 \sim 0.6$ のデータについては高い相関性が確認できた。 $\gamma_m = 0.5 \sim 0.6$ のケースに対して最小自乗近似により次式の回帰式が得られる。

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = 1.49N_{em}^{0.597} \quad (2-3)$$

ここで、式(12)は $\gamma_m = 0.5$ のときに成立するものと仮定する。また、 $\gamma_m = 1.0$ の場合（単調載荷に相当する）は $c\eta_m / s\eta_m = 1.0$ を仮定し、 $0.5 < \gamma_m < 1.0$ の区間について線形補間すると次式が得られる。

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = 2 \times 1.49(1-\gamma_m)N_{em}^{0.597} + 2\gamma_m - 1 \quad (2-4)$$

累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ に関して、式(2-4)による予測精度の検証を行う。骨格曲線部の累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ を実験結果を用いて評価し、式(2-4)により繰返し載荷下の累積塑性変形倍率を評価した $c\eta_m$ の結果を図 2-5 に示す。なお、比較のため、式(2-2)による評価もあわせて示しているが、文献[2-13]の実験の範囲外の試験体は適用範囲外として参考までにしめしている。図 2-5 の結果より、式(2-3)の評価値は式(2-2)と比較して実験結果の傾向と対応していると考えられる。これにより、 $c\eta_m$ の評価の適用範囲を広げるとともに、精度を向上させることができたものと考えられる。

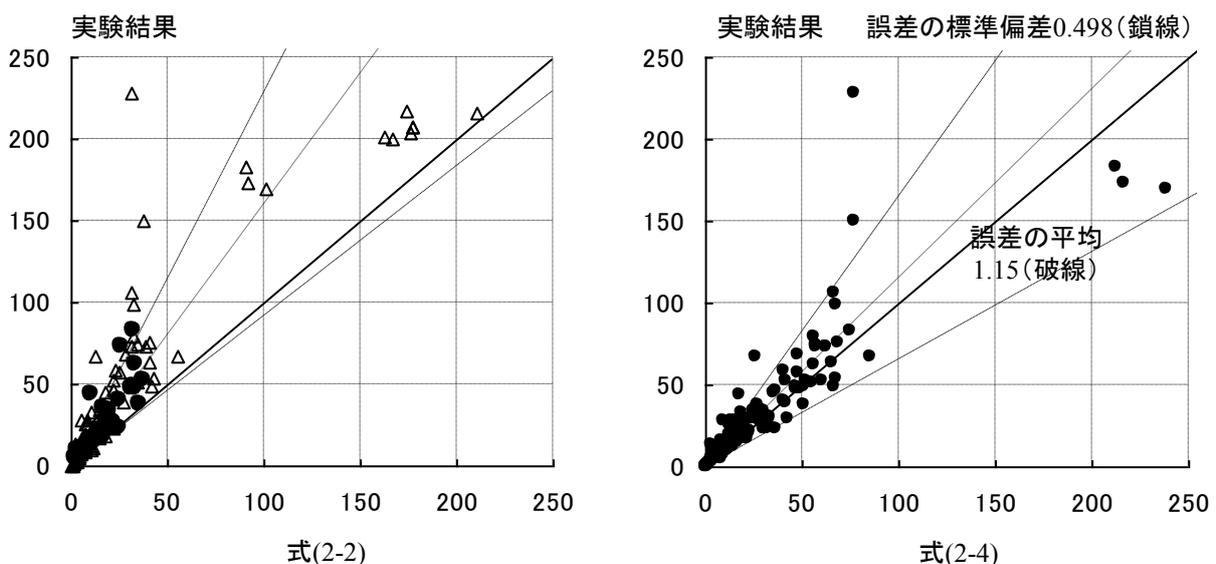


図 2-5 累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ の実験結果と提案式の比較

2.2.3 損傷評価指標の定式化と検証

式(2-2), (2-3)は, 予め N_{em} , γ_m , $s\eta_m$ が与えられた場合に, 累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ を評価することができる。例えば, 地震応答時のようなランダム動的応答過程で, 最大耐力時の変形能力を時刻歴で評価する場合, N_{em} , γ_m は応答履歴により様々であり, 一意に定めることができない。そこで, 時刻歴応答解析や任意の载荷履歴を受ける場合の変形能力を評価できるように, 累積損傷評価式を構築する。データベースに基づいて構築した式(2-3)を用いて, 次式のように変形する。

$$1 = \frac{1}{s\eta_m} \cdot \frac{c\eta_m}{2 \times 1.49 (1 - \gamma_m) N_{em}^{0.597} + 2\gamma_m - 1} \tag{2-5}$$

ここで, 任意の半サイクル i 時について考え, 任意変数 D を用いて次式で表わす。

$$D = \frac{1}{s\eta_m} \cdot \frac{c\eta_i}{2 \times 1.49 (1 - \gamma_i) N_{ei}^{0.597} + 2\gamma_i - 1} \tag{2-6}$$

ただし, $c\eta_i$, N_{ei} は半サイクル i 時の累積塑性変形倍率, 有効半サイクル数である。また, γ_i は半サイクル i 時の変位振幅の偏りで, $\gamma_i = \max\{c\eta_{i(+)}, c\eta_{i(-)}\} / c\eta_i$ (ただし $c\eta_{i(+)}, c\eta_{i(-)}$ はそれぞれ半サイクル i 時にまでに正側, 負側の累積塑性変形倍率) である。式(2-6)が $D=1$ となった時点で最大耐力に達したことを表わす。すなわち, Miner 則の考え方に準じ, 骨格曲線部の保有性能を基準にして, 繰返し载荷による累積塑性変形倍率を予測するものである。

データベースの各実験結果に対して, 式(2-6)による評価を行う。ここで, 実験結果に式を適用するにあたり, 骨格曲線部の累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ が必要となる。これに対して, 例えば本稿のデータベースを利用することも可能であり, 既往の提案式[2-4]などを利用することもできる。ただし, $s\eta_m$ の値が式(2-6)の評価精度に大きく影響するため, 適切な評価値を使用することが望ましい。

式(2-6)の累積塑性変形倍率に関して, データベースの実験結果, ならびに上記の回帰式を用いて累積損傷評価を行い, 結果を図 2-6 に示す。図 2-6 は 1.0 に近いほど予測精度が良く, 1.0 を上回ると危険側の評価を表わす。図 2-6 の結果より, 比較的小振幅でサイクル数が大きいケースでは, 評価値が 2.0 以上になり, 損傷を過大評価している。これは, 式(2-6)に 1 サイクルあたりの損傷の程度を表わす平均塑性率などを考慮していないためである。これらを考慮した評価式の構築は今後の課題とする。

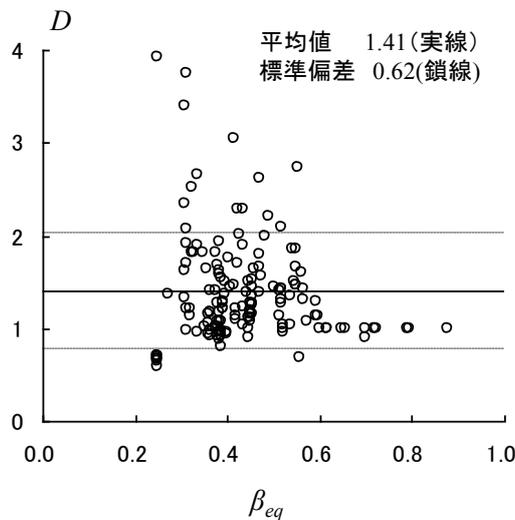


図 2-6 最大耐力時の累積損傷評価値

2.3 繰返し塑性振幅を受ける角形鋼管柱の実験データベース

曲げと軸力を受ける角形鋼管柱は、付加曲げによる $P\Delta$ 崩壊や板要素の局部座屈が生じ、複雑な挙動を示す場合が多い。さらに、角部の塑性加工が終局挙動や耐力、靱性に大きく影響することがある。

そのため、角形鋼管柱の力学性能や保有性能については多数の研究報告がある[2-14]。また文献[2-15]は、単調載荷を受ける閉断面鋼柱に関する既往の実験結果をデータベース化して、性能評価のための基礎資料を作成し、単調載荷下での耐力と変形能力について整理している。

一方、H 形鋼梁と同様に、ランダムな動的応答過程において、座屈を伴う終局挙動に関する性能を検証する場合、繰返し載荷時の保有性能が必要となる。しかし、繰返し載荷下での角形鋼管柱の変形能力は、単調載荷時における変形能力と一致するとは限らないため、単調載荷時の変形能力に基づいて安全性を照査するだけでは不十分である。このようなランダム載荷過程における変形能力は単調載荷に対する保有性能だけではなく、繰返し載荷下における保有性能を明らかにしておく必要があると考えられる。

繰返し載荷を受ける角形鋼管柱の保有性能と履歴挙動に関して、これまで多くの研究が行われている。津田ら[2-16]は、幅厚比制限に対して、比較的大きい幅厚比からなる角形鋼管柱の曲げ耐力を実験的に求め、その評価方法を示した。倉田ら[2-17]は、実験結果と数値解析に基づき、繰返し載荷による耐力劣化を考慮した幅厚比規定を提案している。山田ら[2-14]は、一定軸力下において、任意の振幅履歴を受ける場合の劣化域を含めた履歴モデルを提案している。

任意の振幅履歴を受ける鋼部材の累積損傷を検討する際、繰返し載荷時の保有性能が必要となるが、載荷履歴の影響を受ける。しかしながら、上述の通り鋼柱材の既往研究では、幅厚比規定や履歴モデルの提案は報告されているが、変形能力に対する部材変数や振幅履歴の関係に関する研究は少ない。文献[2-18]では、繰返し載荷時の保有性能とサイクル数の関係が、対数軸上で線形関係にあることが報告されているが、ランダム振幅下で累積損傷を検討する際に、式中に未知変数が含まれるため、評価式として適用することができない。

文献[2-3][2-19]~[2-21]では、繰返し載荷を受ける角形鋼管柱の保有性能に関わるデータベースを構築し、分析を行った。ここでは、構築した角形鋼管柱のデータベースを参照し、繰返し塑性載荷を受ける角形鋼管柱の保有性能を明らかにし、任意の載荷履歴を受ける場合の累積損傷評価法を提示する。

ここでは繰返し載荷を受ける角形鋼管柱に関して、最大耐力に達するまでの弾塑性挙動や保有性能に焦点を当て、既往の実験結果のデータベースを構築し、断面寸法、実験条件、載荷履歴の影響等について検討・分析を行う。分析結果に基づき繰返し載荷時の保有性能を定式化し、任意載荷に対する累積損傷評価法の提案を試みる。

2.3.1 既往実験に基づくデータベースの構築

曲げと一定軸力を受ける角形鋼管の柱材で、繰返し載荷による荷重と変形曲線が示されている実験結果を整理し、データベースを構築した[2-3]。試験体総数は、1980年~2012年に国内で発表された文献に記載されている69体である。ここでは、繰返し載荷を受ける片持ち柱形式に置換できる角形鋼管柱を対象とし、その荷重変形曲線の電子化が可能な結果が掲載された実験を対象とした。さらに、実験結果よりサイクル数、変位プログラムが特定でき、崩壊形式が明示され、最大耐力が局部座屈で決まる実験を対象とした。データベースに格納した実験結果の崩壊形式は全て局部座屈である。

柱材では、部材が軸力を受ける場合、せん断力による曲げに加え、載荷点の横移動に伴う付加曲げが生じる。 $P\Delta$ モーメントの考慮の有無は、耐力と変形性能に影響を与える。ここでは、 $P\Delta$ モーメントを考慮した

形で実験結果を修正・整理する。

本節ではH形鋼梁の場合と同様に、データベースに格納した最大耐力点における以下の耐力，変形，塑性吸収エネルギーについて検討を行う。

- (1) M_m/M_p ：最大耐力
- (2) $s\mu_m$ ：骨格曲線部における塑性率
- (3) η_m^* ：累積塑性率
- (4) $s\eta_m$ ：骨格曲線部における累積塑性変形倍率
- (5) $c\eta_m$ ：累積変形曲線部における累積塑性変形倍率

ここで、データベースでは、荷重 M は断面特性から求められる軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} [2-22] で基準化し、回転角 θ は弾性勾配を仮定したときの M_{pc} 時の回転角 θ_{pc} で基準化して格納している。 μ は塑性率を表し、繰返し载荷における各サイクルの塑性率の総和を累積塑性率 $\eta^* = \sum \Delta\mu_i$ 、 η は累積塑性変形倍率を示す。添字は、 s は骨格曲線を、 c は累積変形曲線を、 m は最大耐力を意味する。なお、図 2-1 のように、繰返し载荷実験では実験結果に対して正側と負側それぞれに二つの骨格曲線が得られるが、最大耐力をとる側の骨格曲線を採用している。最大耐力点や骨格曲線，塑性吸収エネルギーは H 形鋼梁と同様に、図 2-1 の方法で計算している。

2.3.2 データベースを用いた性能検証と回帰予測式

■ 部材変数と保有性能の関係の分析

最大耐力時の耐力と変形能力に着目し、一般化細長比，幅厚比との関係について最大耐力 M_m/M_{pc} ，塑性率 $s\mu_m$ ，累積塑性率 η_m^* ，累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ ， $c\eta_m$ を図 2-7 にそれぞれ示す。なお、角形鋼管柱の試験体試験体は全て柱脚部における局部座屈で崩壊しているため、H 形鋼梁（図 2-2）とは異なり、図 2-7 では一般化細長比および一般化幅厚比との関係について、鋼構造限界状態設計指針[2-23]による板要素の幅厚比区分および軸力比で区分して示している。

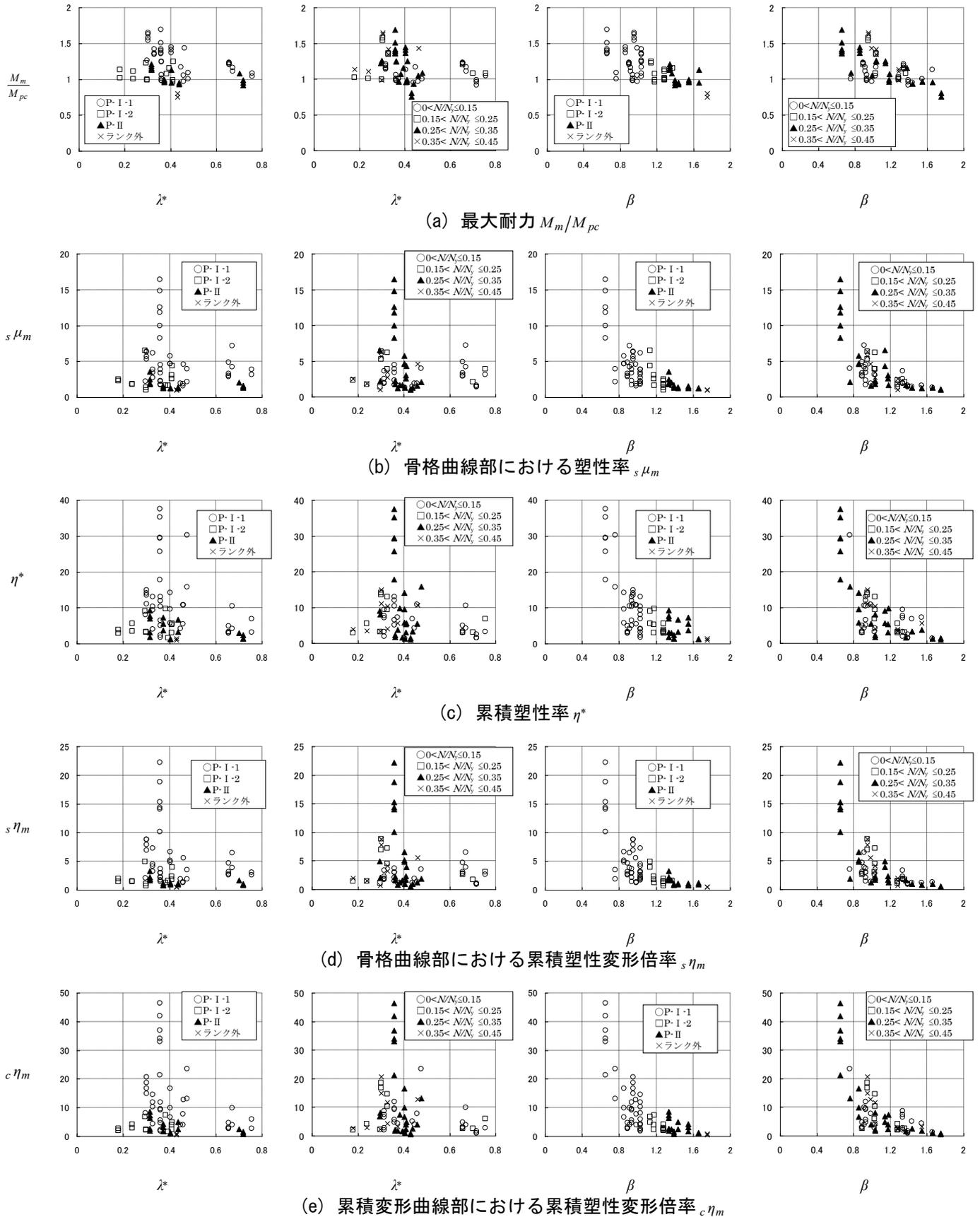


図 2-7 最大耐力時の保有性能

最大耐力 M_m/M_{pc}

図 2-7 (a)より、最大耐力 M_m/M_{pc} は、一般化細長比 λ^* との相関は確認できない。一方、一般化幅厚比 β との相関が確認でき、 β の増加に伴い最大耐力は減少する傾向にある。これは、データベースで対象とした実験結果の全てが局部座屈により最大耐力が決定しているからだと考えられる。最大耐力と軸力比との間に明瞭な相関は確認できないが、実験結果は $P\Delta$ モーメントを考慮してデータベースに格納しており、曲げ耐力は軸力を考慮して整理しているためであると考えられる。

骨格曲線部における最大耐力時の塑性率 $s\mu_m$

最大耐力時の骨格曲線における塑性率 $s\mu_m$ は最大耐力と同様に一般化幅厚比 β との相関が確認できる。ばらつきはあるが、幅厚比の増加に伴い変形能力は減少する傾向にある。また、一般化細長比 λ^* との明確な相関は確認できない。

累積塑性率 η_m^*

図 4(c)より、最大耐力時の累積塑性率 η_m^* は一般化幅厚比 β との相関が確認できる。一方、 η_m^* が $s\mu_m$ に対して、その値が広範囲にばらつく傾向にあるが、これは、データベースには異なる载荷履歴の実験データが格納されていることから、载荷履歴の影響が表れているものと考えられる。

骨格曲線部における累積塑性変形倍率 $s\eta_m$

最大耐力時の骨格曲線部の累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ は、一般化幅厚比 β と一般化細長比 λ^* に対して、 η_m^* 、同 $s\mu_m$ と同様の傾向を示している。

累積変形曲線部における累積塑性変形倍率 $c\eta_m$

最大耐力までの累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ は $s\mu_m$ 、 η_m^* および $s\eta_m$ と同様に一般化幅厚比 β との相関が確認できるが、その値が広範囲にばらつく傾向にある。これは η_m^* と同様に载荷履歴の影響が表れているものと考えられる。

■ 変形能力と履歴変数の関係

以上のように各変形能力は一般化幅厚比 β との相関が確認できるものの、累積変形曲線部における変形能力 η_m^* 、 $c\eta_m$ は载荷履歴の影響が表れているものと考えられる。そこで、前節の有効半サイクル N_e および式(2-1)の変位振幅の偏り γ_m を用いて保有性能に対する载荷履歴の影響を分析し、これらの指標の角形鋼管柱への適用性を検討するとともに、振幅履歴の影響について検討を行う。

図 2-8 に、有効半サイクル数 N_e と、累積塑性変形倍率の比 $c\eta_m/s\eta_m$ の関係を、変位振幅の偏り γ_m の値で区分して図 5 に示す。また、 γ_m の値による区分ごとに回帰曲線を合わせて示す。結果より、 γ_m の値による区分ごとに両対数軸上で相関関係が確認できる。これは H 形鋼梁と同様の傾向を示しており、角形鋼管柱においても、有用な指標であると考えられる。

振幅履歴の影響を考慮した鋼梁材の実験式は、鋼柱材の保有性能の傾向を捉えていることが確認された。骨格曲線部の累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ と塑性率 $s\mu_m$ の関係を図 6 に示す。図 6 より、両保有性能は対数軸上で直線関係にあることが確認できる。

累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ と塑性率 $s\mu_m$ の関係を両対数軸上で最小自乗近似による直線で回帰すると、次式が得られる。

$$s\eta_m = 0.680 \times_s \mu_m^{1.26} \tag{2-7}$$

図 5 の結果より、変位振幅の偏り γ_m の値による区分ごとに、累積塑性変形倍率の比 $c\eta_m/s\eta_m$ と有効半サイクル数 N_{em} は、ばらつきはあるものの、両対数軸上で線形関係が確認できる。ここで、同図における γ_m の値が

0.5~0.55 のデータについて、回帰すると次式が得られる。

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = 1.39N_{em}^{0.562} \quad (2-8)$$

ここで、式(14)は $\gamma_m = 0.5$ のとき成立するものと仮定する。また、 $\gamma_m = 1.0$ の場合（単調荷に相当する）は $c\eta_m / s\eta_m = 1$ を仮定し、 $0.5 < \gamma_m < 1.0$ の区間について線形補間すると次式が得られる。

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = 2 \times 1.39(1 - \gamma_m)N_{em}^{0.562} + 2\gamma_m - 1 \quad (2-9)$$

累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ に関して、式(2-9)による予測精度の検証を行う。図 2-10 に式(2-9)とデータベースの比較を示す。図 2-10 より、式(15)を用いることで平均値は 1.00 程度となっており、実験結果の $c\eta_m / s\eta_m$ を精度良く評価していることが確認できる。

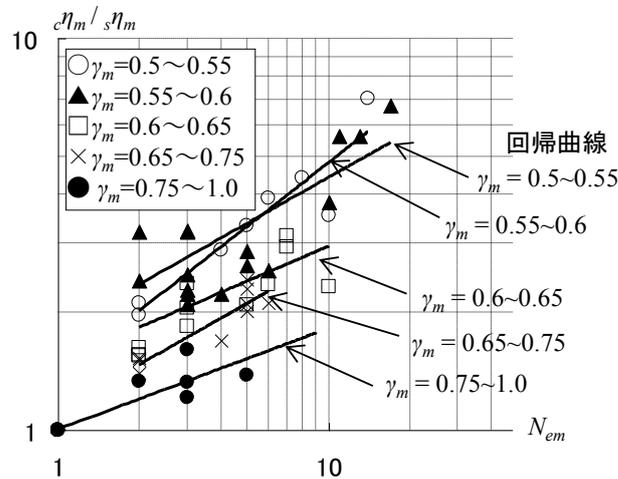


図 2-8 最大耐力時の保有性能と有効半サイクル数との関係

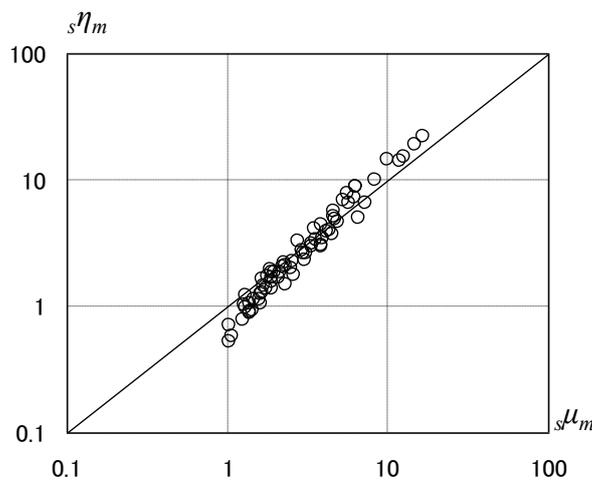


図 2-9 累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ と塑性率 $s\mu_m$ の関係

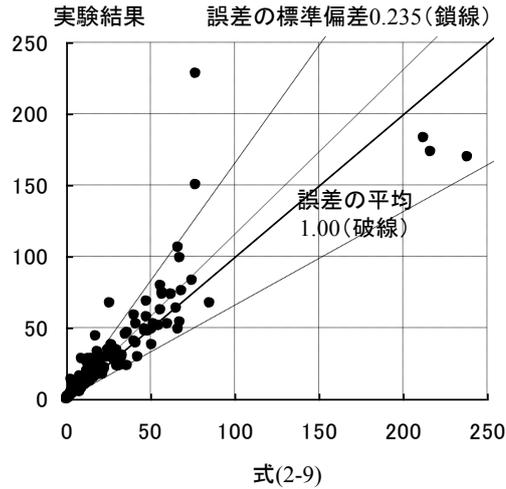


図 2-10 累積塑性変形倍率の比 $c\eta_m / s\eta_m$ の実験結果と提案式の比較

2.3.3 損傷評価指標の定式化と検証

式(2-9)は、H形鋼の性能評価式(2-4)と同様に、予め N_{em} , γ_m , $s\eta_m$ が与えられた場合に、累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ を評価することができる。そこで、時刻歴応答解析や任意の載荷履歴を受ける場合の変形能力を評価できるように、累積損傷評価式を構築する。データベースに基づいて構築した式(2-9)を用いて、次式のように変形する。

$$1 = \frac{1}{s\eta_m} \cdot \frac{c\eta_m}{2 \times 1.39(1 - \gamma_m)N_{em}^{0.562} + 2\gamma_m - 1} \quad (2-10)$$

ここで、任意の半サイクル i 時について考え、任意変数 D を用いて次式で表わす。

$$D = \frac{1}{s\eta_m} \cdot \frac{c\eta_i}{2 \times 1.39(1 - \gamma_i)N_{ei}^{0.562} + 2\gamma_i - 1} \quad (2-11)$$

ただし、 $c\eta_i$, N_{ei} は半サイクル i 時の累積塑性変形倍率、有効半サイクル数である。また、 γ_i は半サイクル i 時の変位振幅の偏りで、 $\gamma_i = \max\{c\eta_{i(+)}, c\eta_{i(-)}\} / c\eta_i$ (ただし $c\eta_{i(+)}$ はそれぞれ半サイクル i 時にまでに正側、負側の累積塑性変形倍率) である。式(2-11)が $D=1$ となった時点で最大耐力に達したことを表わす。すなわち、Miner 則の考え方に準じ、骨格曲線部の保有性能を基準にして、繰返し載荷による累積塑性変形倍率を予測するものである。

データベースの各実験結果に対して、式(2-11)による評価を行う。式の評価には骨格曲線部の累積塑性変形倍率が必要となる。ここでは、データベースの実験結果を用いて損傷評価を行い、結果を図 2-11 に示す。なお、図 2-11 は一般化幅厚比との関係で示しており、 D の値が 1.0 に近いほど予測精度が良いことを表す。図 2-11 の結果より、実験結果に対して式(2-11)による評価は平均値 1.00、標準偏差 0.235 であり、予測精度は良好であると言える。

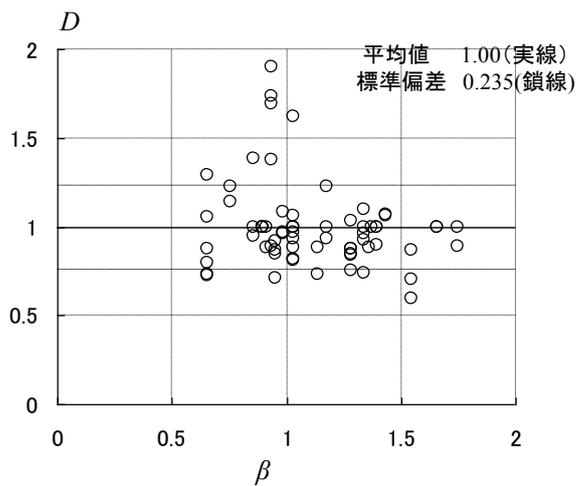


図 2-11 累積塑性変形倍率の比 $c\eta_m / s\eta_m$ の実験結果と提案式の比較

2.4 損傷評価指標を用いた弾塑性応答後の残存性能予測法

2.2～2.3 節では、H 形鋼梁および角形鋼管柱について、既往実験のデータベースの分析に基づき、繰返し載荷下において最大耐力に至るまでのエネルギー吸収能力の推定式を導出した。さらに、エネルギー吸収能力の推定式に基づいて、任意の振幅履歴下において最大耐力に至るまでの累積損傷評価指標を提案し(式(2-6)、(2-11))、その評価精度を確認した。提案指標は、様々な振幅履歴を受ける実験データから構築したものであるため、一般的な塑性ヒンジを形成する部材に幅広く適用可能である。したがって、パルス的な入力となる直下型の地震から多数回の繰返し塑性振幅を経験する海洋型の地震まで広く適用が可能である。

一方で、設計時に部材に生じる損傷を解析的に予測する場合や、実際に塑性振幅を経験した部材の損傷を解析により推定する場合、提案した累積損傷評価指標の精度だけでなく、解析に用いる復元力特性モデルの精度にも影響を受けると考えられる。

そこでここでは、実験データベースに格納された荷重変形関係と、複数の復元力特性モデルを用いて作成された荷重変形関係を比較し、その影響を分析するとともに、累積損傷評価指標の解析への適用性を検証する。

2.4.1 部材の解析モデルと復元力特性モデル

部材の解析モデルは、実験データベースに対応し、片持ち柱形式で柱脚部に塑性ヒンジを形成するモデルとする。図 2-12 に解析モデルの概要を示す。

部材の復元力特性モデルは、簡易なモデルとして完全弾塑性モデル、Bi-Linear モデルを、精緻なモデルとして大井ら[2-24]により提案されているスケルトン・シフト・モデルを採用し、検討を行う。

完全弾塑性モデル

完全弾塑性モデルでは、各実験の骨格曲線部の最大耐力時の塑性率 $s\mu_m$ における完全弾塑性モデルの塑性吸収エネルギーが、実験結果における骨格曲線部の最大耐力に至るまでの累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ と等価になるように折れ点を設定する。

Bi-Linear モデル

Bi-Linear モデルでは、最大耐力時における骨格曲線部の塑性吸収エネルギーが実験結果と等価になるように折れ点を設定した。

スケルトン・シフト・モデル

スケルトン・シフト・モデルでは、文献[2-11]および[2-25]を参考に骨格曲線を実験結果の荷重変形関係から抽出したトリリニア型とし、履歴則はシフト係数 ψ と丸み係数 r を文献[2-25]の回帰式(2-12)、(2-13)により決定した。図 2-13 に復元力特性の概要を示す。

$$\psi = -0.355 \times \ln \left\{ 3.187 \times (100\varepsilon_y - 0.103)^{0.466} \times \left(\frac{c\eta_m}{s\eta_m} \right)^{0.731} + 1 \right\} - 1 \quad (2-12)$$

$$r = \frac{0.292}{\lambda_x^{0.301} \times (\beta_{eq} + 0.260)^{1.379} \times (100\varepsilon_y + 0.014)^{0.600}} + 5.176 \quad (2-13)$$

ここに、 ε_y ：降伏ひずみ、 $s\eta_m$ ：骨格曲線部の最大耐力に至るまでの累積塑性変形倍率、 $c\eta_m$ ：累積変形曲線部における累積塑性変形倍率、 λ_x ：一般化細長比、 β_{eq} ：等価幅厚比である。図 2-14 に式(2-12)、(2-13)により評価したシフト係数 ψ と丸み係数 r の頻度分布を示す。シフト係数 ψ と丸み係数 r の評価値はそれぞれ $\pm 1\sigma$ の範囲で 0.4～0.7、6.9～8.7 となる。

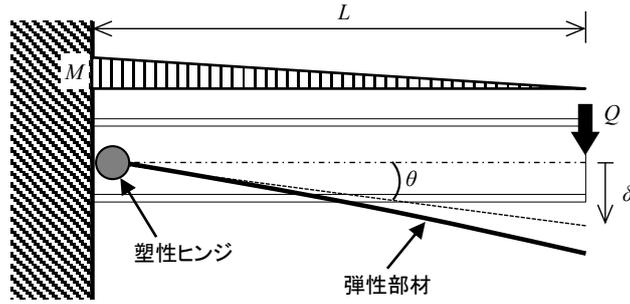


図 2-12 部材の解析モデル

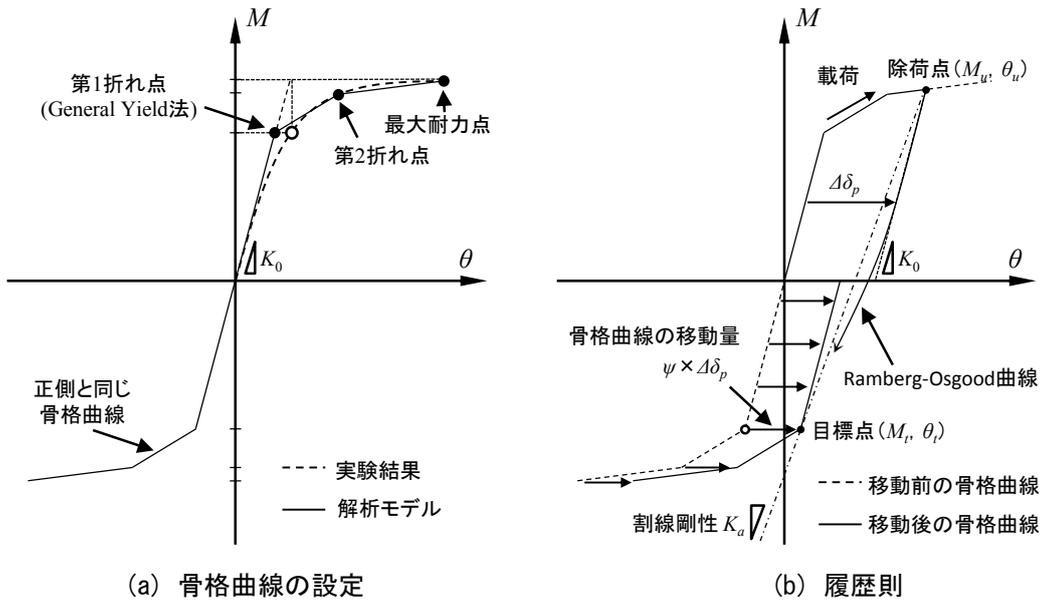
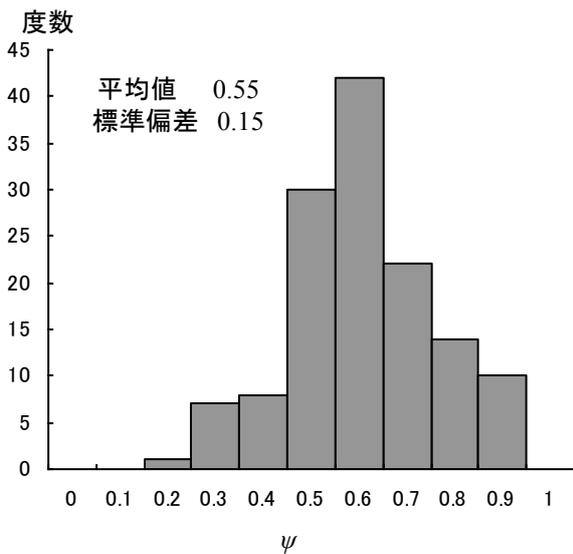
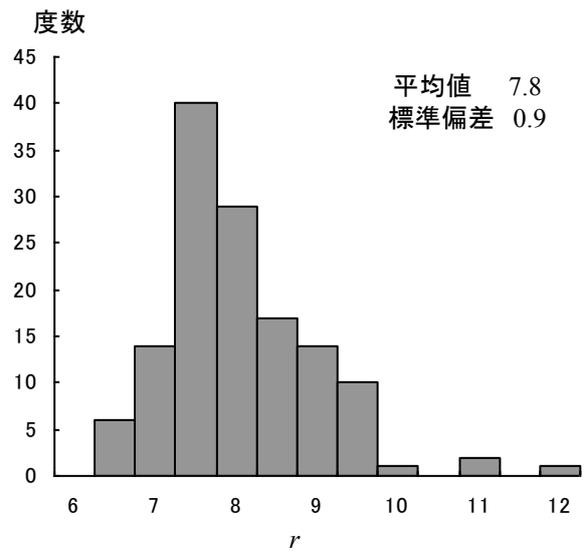


図 2-13 復元力特性モデル (スケルトン・シフト・モデル[2-24])



(a) シフト係数 ψ (式(2-12))



(b) 丸み係数 r (式(2-13))

図 2-13 シフト係数 ψ と丸み係数 r の評価

2.4.2 弾塑性応答下の損傷評価と残存性能予測

ここでは、実験データにおける損傷に対し、累積損傷評価指標と復元力モデルを用いた評価を比較し、損傷評価及び残存性能予測の精度について検証する。実験データベースより、(a) 正負漸増振幅載荷、(b) 正負一定振幅載荷を受ける実験データを代表して取り出し、最大耐力到達までを対象として損傷評価を行う。

図 2-14 に対象とする実験データの荷重変形関係を示す。なお、同図には損傷評価指標 $D=1$ となる点を合わせて示している。また、図 2-15 にそれぞれの復元力特性モデルの荷重変形関係を示す。同図には損傷評価指標 $D=1$ となる点を合わせて示し、破線で実験データの荷重変形関係を合わせて示している。

各復元力モデルによる荷重変形関係について、完全弾塑性モデルと Bi-Linear モデルでは剛性の軟化部分で実験結果と大きな差異が生じている。両モデルは骨格曲線を実験結果の累積塑性変形倍率（累積塑性変形倍率 $s\eta_m$ ）と等しくなるようにモデル化しているため、ループ毎の塑性吸収エネルギー（累積塑性変形倍率 $c\eta_i$ ）に極端に大きな差異は生じないものと考えられものの、繰返し載荷の半サイクル数 N が大きくなると累積塑性吸収エネルギー（累積塑性変形倍率 $c\eta_m$ ）の誤差が大きくなっていくことが予想される。一方で、スケルトン・シフト・モデルは実験結果と良く対応しており、半サイクル数 N の大きな範囲に至るまで実験結果と大きな差異は生じていないことが確認できる。

図 2-16 に、実験結果および各復元力特性モデルの荷重変形関係から算出した塑性吸収エネルギーの推移を示す。ただし、縦軸は $c\eta_m/s\eta_m$ 、横軸は半サイクル数 N で示している。また、同図には実験における最大耐力到達サイクルを一点鎖線で、回帰分析により構築した式(2-4)、(2-9)による最大耐力到達時の $c\eta_m/s\eta_m$ の評価値を合わせて示している。また、実線は $D \leq 1$ の範囲を、 $D > 1$ の範囲を、黒塗りのシンボルは $D = 1$ を示している。

図 2-16 (a) 正負漸増載荷の塑性吸収エネルギー $c\eta_i$ について、スケルトン・シフト・モデルは実験結果と良い対応を示している。完全弾塑性モデルおよび Bi-Linear モデルは上述のように塑性吸収エネルギー $c\eta_i$ を大きく評価しており、半サイクル数とともに誤差が大きくなることが確認できる。また、実験における最大耐力到達時 ($N=18$) の式(2-4)による $c\eta_m/s\eta_m$ の評価値も同様の傾向を示している。

図 2-16 (b) 正負漸増載荷の塑性吸収エネルギー $c\eta_i$ について、完全弾塑性モデルおよび Bi-Linear モデルは漸増振幅載荷と同様に塑性吸収エネルギー $c\eta_i$ を大きく評価し、半サイクル数とともに誤差が大きくなる。スケルトン・シフト・モデルは他のモデルと異なり、エネルギー吸収能力を小さく評価している。これは、荷重変形関係が実験結果に対して若干小さく評価しているためである。しかし、各モデルで比較した場合はより精緻なモデルなほど誤差が小さくなることが確認できる。

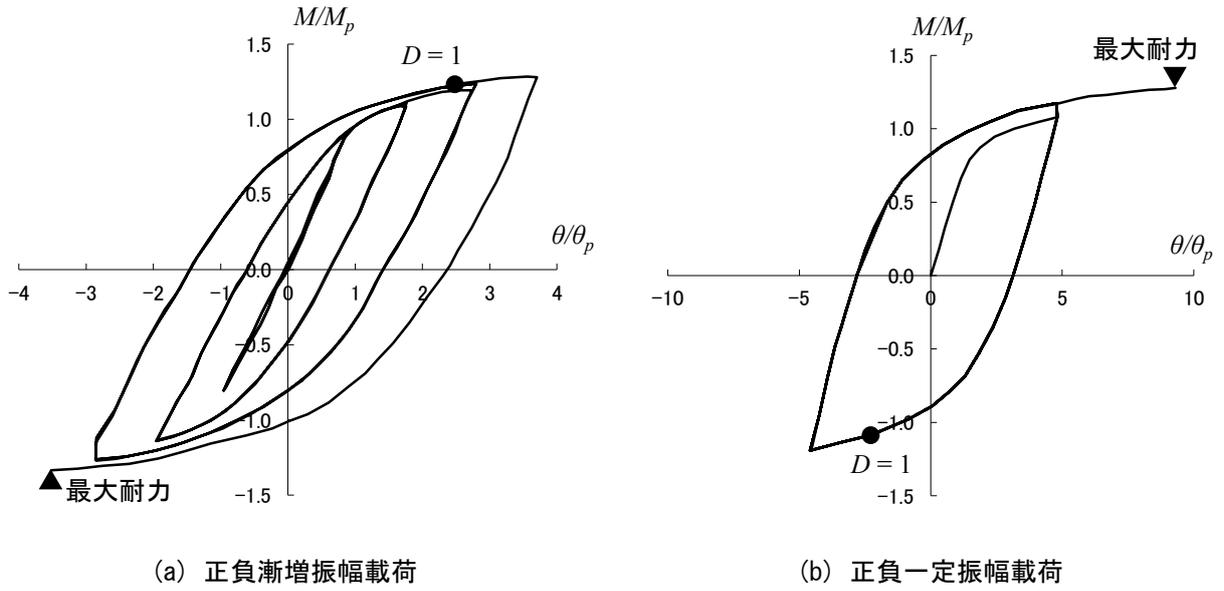


図 2-14 実験データの荷重変形関係

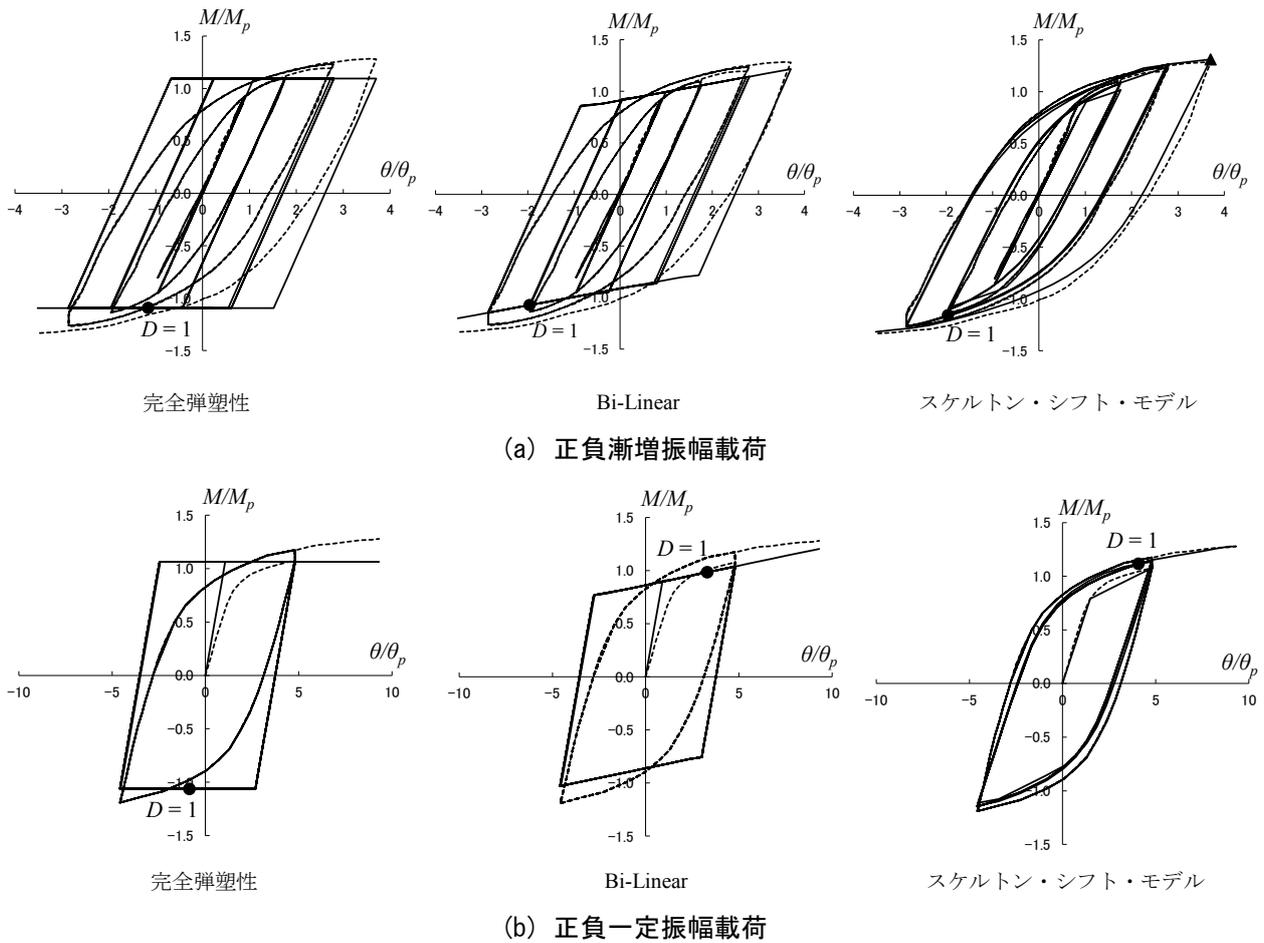


図 2-15 シフト係数 ψ と丸み係数 r の評価

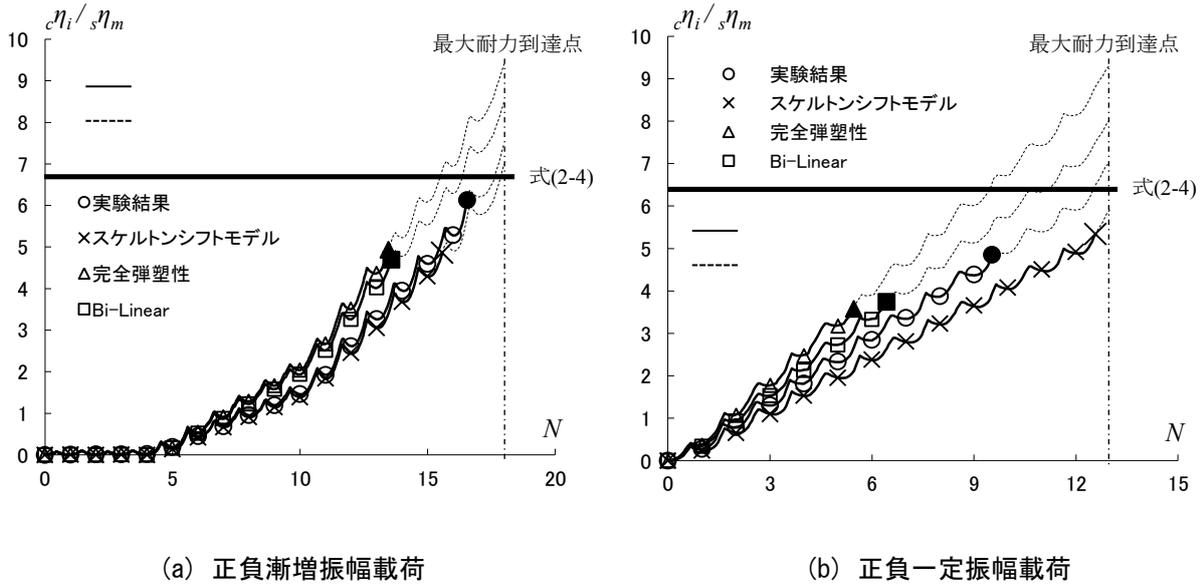


図 2-16 塑性吸収エネルギー ($c\eta_i$) の推移

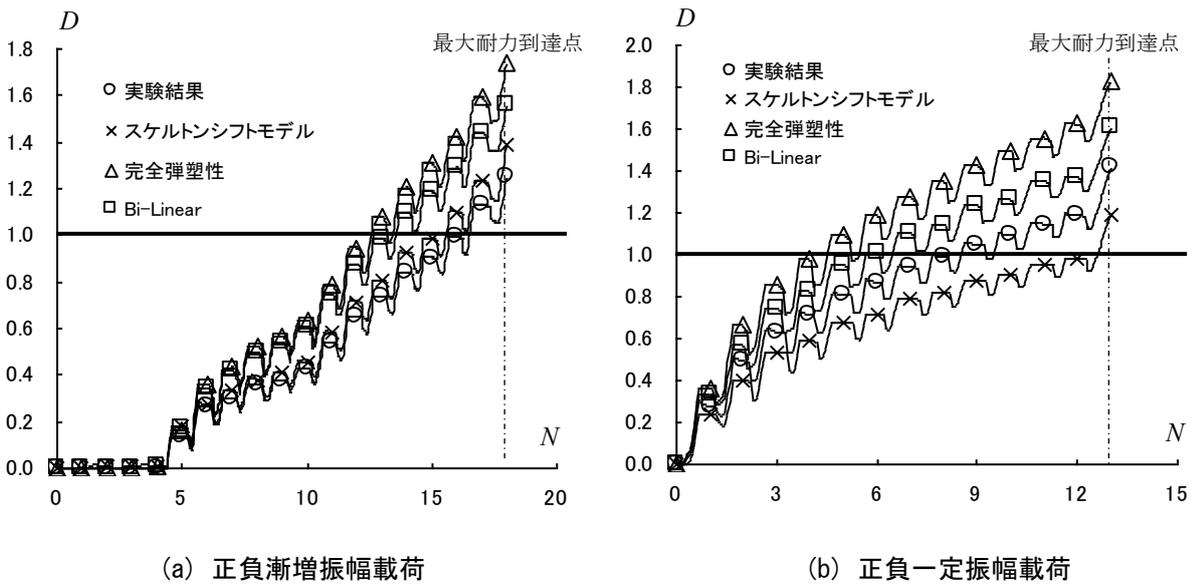


図 2-17 損傷評価値 (D) の推移

図 2-17 に式(2-6), (2-11)による損傷評価値 D の推移を示す。なお、水平な実線は $D = 1$ を、一点鎖線は実験における最大耐力到達点を示す。

図 2-17 (a)正負漸増振幅載荷の場合、 $D=1.0$ の時点に着目すると、実験結果は $N=17$ 、スケルトン・シフト・モデルでは $N=16$ 、完全弾塑性モデルと Bi-Linear モデルでは $N=14$ となっている。また、 D の推移に着目すると、完全弾塑性モデルと Bi-Linear モデルは半サイクル数の増加に伴い実験結果との誤差が増加しており、スケルトン・シフト・モデルは、実験結果と良く対応していることが確認できる。

図 2-17 (b)正負一定振幅載荷の場合、 $D=1.0$ の時点に着目すると、実験結果は $N=9$ 、スケルトン・シフト・モデルでは $N=13$ 、完全弾塑性モデルと Bi-Linear モデルではそれぞれ $N=5, 6$ となっている。また、 D の推

移に着目すると、半サイクル数の増加にともない各モデルとも実験結果の誤差が大きくなることが確認でき、実験結果との対応が良い復元力特性モデルほど誤差が小さくなることも確認できる。

また、損傷評価指標 D は $D=1$ に達したときに最大耐力到達を判定する。図 2-17 (a)および(b)の両方で、実際の最大耐力到達点よりも早期に $D=1$ に達しているため、実際の損傷よりも大きく評価していることがわかる。これは、2.2.3 項で示した通り、式(2-6)の評価の平均値が 1 より大きいためである。

繰返し塑性振幅を受ける材料の累積損傷を評価する方法としては、破断や亀裂が発生するまでの疲労寿命を評価するマイナー則が一般的に知られている。ここでは、マイナー則における限界値 $D_M=1$ を座屈で決まる最大耐力到達時に対応させ、以下の式で定義する。

$$D_M = \sum \frac{1}{N_{mi}} \quad (2-14)$$

N_{mi} は、半サイクル i における塑性振幅で一定振幅荷重を行った場合の、最大耐力に至るまでの半サイクル数である。つまり、 D_M は各半サイクルにおいて与えられる損傷度の総和を評価する式となる。

ここで、 N_{mi} は各塑性振幅に対応する限界状態までの半サイクル数であるが、マンソン-コフィン則に準じて、次式によりモデル化する。

$$N_{mi} = \left(\frac{h\eta_i}{C \cdot s\eta_m} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (2-15)$$

ここで、 $s\eta_m$ は骨格曲線部の累積塑性変形倍率で、 $h\eta_i$ は半サイクル i の累積塑性変形倍率であり、 $h\eta_i / s\eta_m$ は骨格曲線（単調荷重曲線）における塑性振幅に対する半サイクル i の塑性振幅の比に相当する。

上式の定数 C および指数部の k については、梁材の場合は正負に変位振幅の偏りのない ($\gamma_m=0.5$) 場合の部材の累積塑性変形倍率と繰返し数の関係式(2-3)から決定する。

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = 1.49 N_{em}^{0.597} \quad (2-3)$$

まず $h\eta_i$ について、 $N_m=N_{em}$ とし、 $h\eta_i = c\eta_m / N_m$ と仮定する。また、 $C=1.49$ 、 $k=0.597-1=-0.403$ とし、

$$\frac{c\eta_m}{s\eta_m} = C \cdot N_m^{k+1}$$

$$\frac{c\eta_m / N_m}{s\eta_m} = C \cdot N_m^k$$

$$\frac{h\eta_m}{s\eta_m} = C \cdot N_m^k$$

さらに、上式を変形し以下を得る。

$$N_m = \left(\frac{1}{C} \frac{h\eta_m}{s\eta_m} \right)^{\frac{1}{k}}$$

したがって、式(2-15)の C および k はそれぞれ $C=1.49$ 、 $k=-0.403$ として計算することとする。

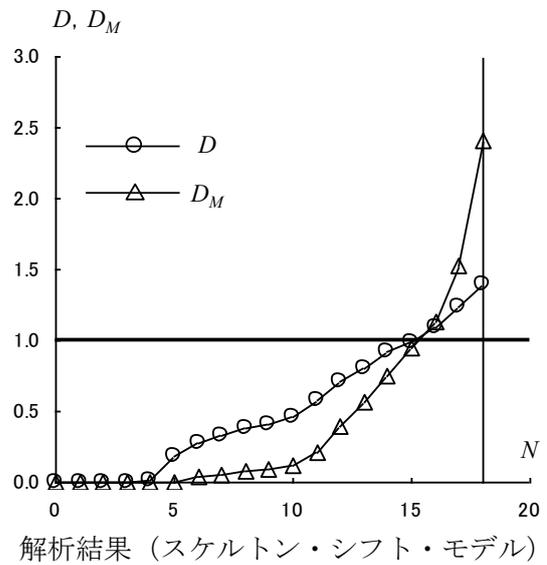
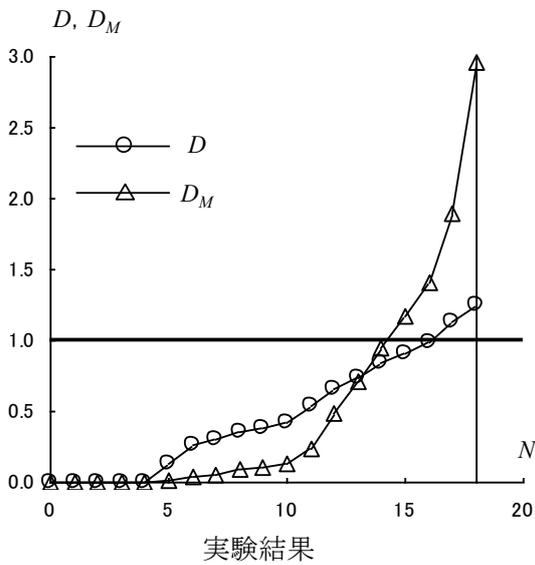
図 2-18 に、 D (式(2-6)) と D_M (マイナー則) の累積損傷評価の比較を示す。同図の横軸は半サイクル数 N で示し、それぞれ実験結果とスケルトン・シフト・モデルによる解析結果に対する評価を示している。

図 2-18 (a)より、正負漸増振幅荷重の場合、 D は各サイクルで段階的に損傷を評価しているのに対し、 D_M は振幅が小さい領域で D よりも小さく損傷を評価しているが、塑性振幅が大きくなると評価値が急激に増大している。これにより、 D_M は最大耐力に至るサイクル付近で D を大きく超え、最大耐力に至ったサイクルで

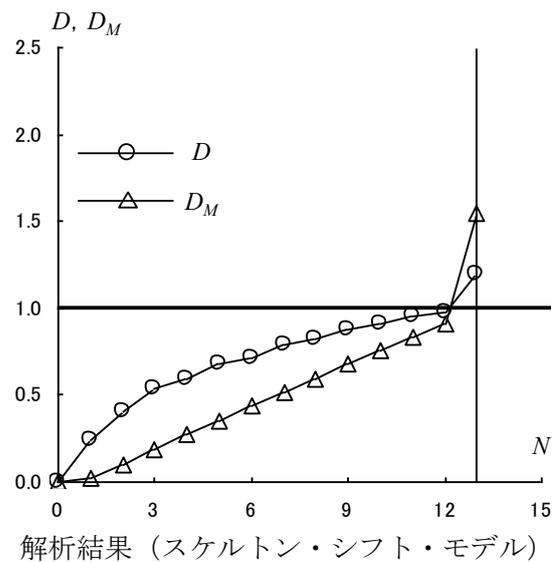
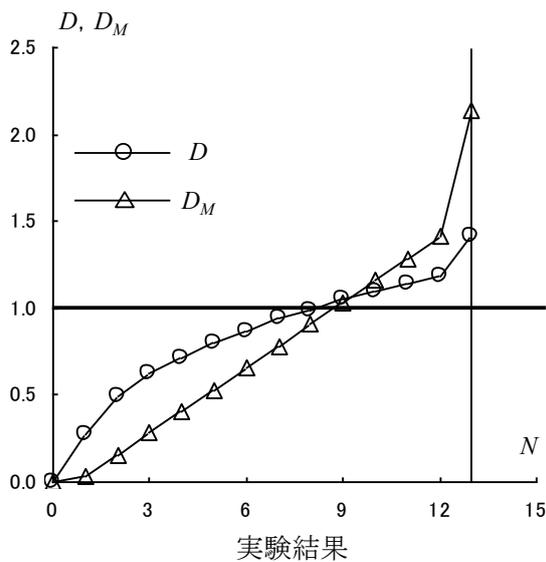
は約3の評価となっており、損傷を過大に評価していると言える。

図2-18 (b)より、正負一定振幅荷重の場合、 D は正負漸増振幅荷重の場合と同様に各サイクルで段階的に損傷を評価している。 D_M は式の性質上損傷を線形に評価しており、最終ループにおける塑性振幅が大きくなる範囲でやはり評価値が急激に増大している。これにより、累積損傷の評価は D を超え、最大耐力到達時には損傷を過大に評価している。

また、両結果において最大耐力到達の判定に着目すると、 D_M が1を超えるのは、正負漸増振幅荷重の場合 $N = 15$ (実験結果), 16 (解析結果), 正負一定振幅荷重の場合 $N = 9$ (実験結果), 13 (解析結果)となり、 D による最大耐力到達の判定に対して、正負漸増振幅荷重の場合は同時期もしくは若干早期に判定し、正負一定振幅荷重の場合はほぼ同時期に判定している。



(a) 正負漸増振幅荷重



(b) 正負一定振幅荷重

図2-18 マイナー則による損傷評価との比較

以上、本節の検討より、復元力特性モデルの精度によって、損傷評価指標による最大耐力到達の判定に影響が出ることを検証した。簡易な復元力特性モデルを用いた場合にも極端に大きな評価誤差は生じないものの、損傷時期の判定に着目すると、スケルトン・シフト・モデルのように精度の高い復元力モデルを用いることで実験結果との対応が良くなり、実際の損傷をより精確に評価できることを確認した。

また、マイナー則を応用した最大耐力到達までの累積損傷評価と比較して、式(2-6)はマイナー則による累積損傷評価以上の精度で累積損傷を評価することが可能であることを確認した。なお、マイナー則による累積損傷評価については、各サイクルの塑性振幅に対応するそれぞれの疲労寿命を予め決定する必要があるため、評価値は塑性振幅の大小に大きく影響を受けるため、最大耐力到達付近で大きな誤差が生じやすい結果となった。

2.5 結び

第2章では、繰返し塑性振幅を受ける鉄骨部材を対象に、先行研究で構築した既往の実験結果のデータベースを用いて繰返し载荷下における保有性能を分析した。データベースで対象とした鉄骨部材は、曲げを受け、最大耐力が座屈で決まるH形鋼梁と角形鋼管柱であり、ここでは最大耐力、および各種変形能力（最大耐力時の骨格曲線部における塑性率、最大耐力に至るまでの累積塑性率、最大耐力時の骨格曲線部における累積塑性変形倍率、累積変形曲線部における累積塑性変形倍率）について分析を行った。以下に結論をまとめる。

- 1) データベースに格納された最大耐力、各種変形能力について、影響変数を分析し、H形鋼梁においては等価幅厚比が、角形鋼管柱においては一般化幅厚比が最も支配的な影響変数となることが確認された。また、H形鋼部材は、最大耐力が横座屈により決まる試験体においても横座屈細長比と保有性能の間に明確な相関は確認されず、角形鋼管柱は一般化細長比と変形能力との相関は確認されなかった。これらは、载荷条件、および崩壊モードの影響が大きいものと考えられる。
- 2) 両部材において、それぞれの変形能力の相互関係を分析し、骨格曲線部の塑性率と累積塑性変形倍率、累積変形曲線部における累積塑性変形倍率と累積塑性率、骨格曲線部の塑性率と最大塑性振幅、累積変形曲線部における累積塑性変形倍率と骨格曲線部の塑性率・累積塑性率の積を最大塑性振幅で割った値がそれぞれ両対数軸上でほぼ直線関係となることが確認された。これらのことから、相関のある各変数を回帰曲線の形で整理し、相互関係を定式化した。
- 3) 累積変形曲線部における累積塑性変形倍率と骨格曲線部の累積塑性変形倍率の比を、履歴変数である変位振幅の偏りと有効半サイクル数により定式化し、回帰予測式を提案した。提案式による、繰返し塑性振幅下における部材のエネルギー吸収能力の予測精度をデータベースにより検証し、その有効性を示した。
- 4) 提案したエネルギー吸収能力の回帰予測式を変形し、任意半サイクルにおける部材の損傷を評価する、累積損傷評価式を定式化した。また、提案した累積損傷評価式は、実験における最大耐力の到達を、精度良く評価可能であることを確認した。
- 5) 解析に用いる復元力特性モデルにより作成された荷重変形関係について、復元力特性モデルの精度が累積損傷評価指標による損傷評価に与える影響を検証した。その結果、簡易なモデルを用いた場合にも実験結果と比較して極端な誤差は生じないものの、より精緻なモデルを用いることにより正確な損傷評価が可能となることを確認した。また、提案指標による損傷評価はマイナー則を応用した累積損傷評価と比較してより高い精度で累積損傷を評価可能であることを確認した。

本章で提案した損傷評価指標は、被災した鉄骨骨組の部材が耐力劣化域に至ったか否か、すなわち最大耐力点に到達したかどうかを判定することができ、被災した骨組の補修の要否を検討する際に非常に重要な指標となる。また、部材の耐力劣化が生じた場合、骨組全体の耐震性能の低下を引き起こす可能性がある。提案指標では耐力劣化域における部材の累積損傷や残存性能を直接の評価することはできないものの、鉄骨部材は他の不安定挙動（横座屈・亀裂など）が生じない限り、耐力劣化域の復元力特性は負勾配の直線で表すことができる[2-4],[2-14],[2-15]。そのため、提案指標による最大耐力の到達判定と最大耐力後に負勾配を有する部材の復元力特性モデルを組み合わせることで、復元力や水平耐力の低下を静的弾塑性解析や時刻歴応答解析などの解析的手法により評価できるものと考えられる。

参考文献

- [2-1] 建築研究振興協会編：建築構造における性能指向型設計法のコンセプト～仕様から性能～，技報堂出版，2000.8
- [2-2] 伊藤拓海，森健士郎：繰返し塑性振幅荷を受ける H 形鋼梁の塑性変形性能と累積損傷評価法，日本建築学会構造系論文集，No.691，pp.1603-1612，2013.9
- [2-3] 加藤隆之，森健士郎，伊藤拓海：繰返し塑性振幅荷を受ける角形鋼管柱の塑性変形性能と累積損傷評価法，構造工学論文集，Vol.60B，pp.273-280，2014.3
- [2-4] 伊藤拓海，杉田朋哉，桑村仁：H 形鋼梁の耐力と変形能力のデータベース，構造工学論文集，Vol.51B，pp.381-393，2005.3
- [2-5] 桑村仁，竹田拓也，佐藤義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率（直下型地震と海洋型地震の比較を通して），日本建築学会構造系論文集，第 491 号，pp.29-36，1997.1
- [2-6] 桑村仁，伊山潤，他：鋼部材の繰返し履歴曲線と単調荷曲線の関係 その 1，その 2，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.85-92，1997.2
- [2-7] 桑村仁，伊山潤，朱大立：鋼部材の繰返し履歴曲線と単調荷曲線の関係 その 3，その 4，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.85-92，1998.2
- [2-8] 大井謙一，高梨晃一，本間靖章：地震動のエネルギー入力率スペクトル，日本建築学会構造系論文報告集，第 420 号，pp.1-7，1991.2
- [2-9] 伊藤拓海，大井謙一：専門家の被災度区分判定傾向と関連付けられた鋼構造骨組の耐震性能評価手法，構造工学論文集，Vol.47B，pp.259-265，2001.3
- [2-10] 白井佑樹，下田裕介，伊藤拓海：繰返し荷を受ける H 形鋼梁の耐力と変形能力のデータベースその 1，その 2，関東支部研究報告集 I，pp.101-108，2011.2
- [2-11] 下田裕介，伊藤拓海：繰返し塑性振幅を受ける鋼梁の損傷評価法，鋼構造年次論文報告集，第 19 巻，pp.253-260，2011.11
- [2-12] 上遠野明夫，佐々木道夫，岡本健太郎，秋山宏，松井千秋，井上一朗：鋼構造部材の耐力上昇率、塑性率に及ぼす鋼材降伏比の影響に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40B，pp.673-682，1994.3
- [2-13] 山崎真司，見波進：繰返し曲げを受ける鋼梁のエネルギー吸収能力，日本建築学会構造系論文集，第 652 号，pp.1149-1157，2010.6
- [2-14] 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会論文報告集，No.444，pp.135-143，1993.2
- [2-15] 伊藤拓海，杉田朋哉，桑村仁：閉断面鋼柱の耐力と変形能力のデータベース，構造工学論文集，Vol.51B，pp.381-393，2005.3
- [2-16] 津田恵吾，松井千秋：一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力，日本建築学会構造系論文集，No.512，pp.149-156，1998.10
- [2-17] 倉田真宏，金尾伊織，劉大偉，中島正愛：繰返し荷を受ける角形鋼柱の変形能力に及ぼす局部座屈の影響，日本建築学会構造系論文集，No.613，pp.155-161，2007.3
- [2-18] 佐藤謙一，山下修央，山崎真司：繰返し荷を受ける箱形断面鋼柱のエネルギー吸収能力，鋼構造年次論文集，Vol.20，pp.729-736，2012.11
- [2-19] 加藤隆之，森健士郎，伊藤拓海：繰返し荷を受ける角形鋼管柱の耐力と変形能力のデータベース，その 1，その 2，関東支部研究報告集 I，pp.553-556，2013.3

- [2-20] 加藤隆之, 森健士郎, 伊藤拓海: 繰返し塑性振幅を受ける角形鋼管柱の耐力と変形能力のデータベース, その3, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1223-1224, 2013.8
- [2-21] 加藤隆之: “繰返し塑性振幅を受ける角形鋼管柱の累積損傷評価法”, 東京理科大学修士論文, 2015.3
- [2-22] 島田侑子, 齋藤裕一郎, 山田哲: 二軸曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性挙動, その2. 全塑性モーメント及びせん断応力度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C分冊, pp.593-594, 2009.8
- [2-23] 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- [2-24] 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一: 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第437号, pp.115-124, 1992.7
- [2-25] 白井佑樹, 下田裕介, 伊藤拓海: 繰返し荷重を受けるH形鋼梁の耐力と変形能力のデータベースその3, 関東支部研究報告集I, pp.109-112, 2011.2

第3章 局部座屈で耐力劣化した鉄骨骨組の補修法と補修後の力学特性と復元力特性

3.1 はじめに

日本は過去に幾度もの大地震を経験し、その経験を踏まえて後に起こりうる地震への対策を講じることで、建築物の耐震性能を向上させてきた。

大地震を経験した建築物の復旧技術については、1981年から1985年にかけて行われた建築物の被災度を判定することを目的とした総合プロジェクトである「震災建築物の復旧技術の開発」の中で開発・出版された「建築物の災害復旧マニュアル」をはじめとし、一般技術者への普及や啓発のために出版された「震災建築物等の被災度区分判定基準および復旧技術指針」[3-1]（以降、復旧技術指針と呼ぶ）などにより整備されてきた。復旧技術指針は、1991年の初版発刊後に発生した兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災を受け2001年に改訂され、震災後の迅速な復旧・復興のため、特に避難所や復旧の拠点として利用される学校の体育館などの復旧や継続使用のため、残存耐震性能の評価を新たに整備している。また、鉄骨造建築物については、部材や部位の被害程度や耐震性能残存率と震度の関係から復旧の方法を決定することとしている。さらに、その後に発生した2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震、2011年東北地方太平洋沖地震などの巨大地震を受けて2016年に再度改訂が行われ、鉄骨造建築物に関しては震災の被害状況から各構造部材の被災度判定、残存耐震性能評価、復旧工法、および復旧による部材の耐震性能の回復などについて見直しが行われた。

一方、鉄骨骨組について、被災度および耐震性能残存率が各部材の損傷状況から判定され、その部材の損傷状況毎の復旧工法が整備されているものの、補修工法と補修後性能について検証した報告は限られており、実際の被害の状況に応じて、損傷状況、残存耐震性能、補修後性能を考慮した具体的で効率的な補修法の検討と整備が必要であると考えられる。

そこで本章では、被災した鉄骨骨組を対象とし、損傷を生じた鉄骨部材（H形鋼部材、角形鋼管部材）の復旧工法について、静的載荷実験により補修工法と補修後性能の関係を検証し、補修効果を明らかにするとともに、補修後の終局耐震挙動について検討する。

また、被災した鉄骨建物の修復計画を立案する際や補修した骨組について解析を行う場合には、補修後の骨組の耐震性能や挙動について検討するための解析モデルが必要になると考えられる。そこで、それぞれの補修後部材の性能や力学的挙動について考察を行い、解析に供する力学的モデルを構築し、その有効性についても検証する。

3.2 H形鋼部材

H形鋼は鉄骨骨組を構成する部材、柱や梁、ブレースとして広く用いられる。本節では鉄骨ラーメン骨組を構成する主要な部材である梁や柱として利用されるH形鋼部材を対象に、「復旧技術指針」[3-1]に示されている局部座屈に対する既存の補修工法である箱形補修方法と補修後性能、補修効果、終局耐震挙動について実験的に検証を行い、補修後の部材の力学的特性を明らかにする。また本節では、箱形補修方法を基本とし、補修に使用される補強プレートの板厚や溶接方法を実験変数とした検討を行い、補修した部材の耐力や終局耐震挙動に与える影響を検証する。

3.2.1 H形鋼部材の損傷と復旧工法

巨大地震によりH形鋼部材には様々な損傷が生じる。H形鋼柱の場合、曲げモーメントによる柱の降伏、フランジやウェブの局部座屈、軸応力による弱軸方向への座屈、および他の部材との接合部周辺に亀裂や破断といった損傷が生じることが考えられる。日本の耐震基準では、これらの損傷のうち地震応答中に耐力劣化の主たる要因となる損傷である、フランジやウェブに生じる局部座屈に対しては板要素の幅厚比制限により、弱軸方向への座屈に対しては部材の細長比制限により対策を講じている。また、部材が所要の構造性能を発揮するために接合部の耐力が各部材の耐力を上回るよう保有耐力接合とし、接合部には損傷が生じないよう設計することが基本となる。H形鋼梁の場合、曲げモーメントによる梁の降伏、フランジやウェブの局部座屈、曲げによる横座屈、および接合部周辺に亀裂や破断といった損傷が生じることが考えられる。柱の場合と同様に耐力劣化の主たる要因となる損傷である、局部座屈に対しては板要素の幅厚比制限を、横座屈に対しては横座屈細長比による検討と横座屈補剛により対策を講じ、接合部は保有耐力接合として設計することになる。一方で、柱や梁に繰返し荷重が作用する場合には、幅厚比制限を満たしたFAランクの部材においても、累積損傷によりフランジやウェブに局部座屈が生じることや、亀裂や破断が生じることがある。

復旧技術指針では、H形鋼部材の各損傷に対する復旧工法と耐力、靱性指標との関係を表3-1のように提示している。ただし、ここではH形鋼部材の直接的な損傷以外は省略して引用している。梁材に関しては、梁材上フランジに取り付くRCスラブによる拘束の影響や、RCスラブに生じる損傷も省略している。また、柱梁接合部に関しては、接合部パネルおよびメカニカルファスナーの損傷、仕口部については溶接部自体の損傷を省略し、溶接部近傍の母材での損傷のみを扱う。

表3-1のように、部材が降伏した場合や、亀裂や破断を生じた部位を除去し新しい材に置換する場合は、部材の機械的性質に変化はあるものの復旧後の断面形状に大きな変化は生じないものと考えられるが、局部座屈に対する復旧を施す場合は、塑性化による部材の機械的性質の変化とともに補修による断面形状や各板要素の境界条件に変化が生じるものと考えられる。

図3-2に復旧技術指針に示されている、局部座屈が生じたH形鋼部材に対する箱形補修方法の概要を示す。なお、同図では梁に生じた局部座屈を補強プレートにより日の字形断面とする補修方法を示しているが、柱に関しても同様の補修方法が取られる。なお、梁の上フランジに床スラブが取り付けられる場合は上フランジの局部座屈が拘束され、下フランジのみに局部座屈が生じる。この場合、上フランジへの溶接は補強プレートをフランジ外端よりもウェブ側に入れ、補強プレートをフランジに溶接することとなる。

箱形補修方法を施した部材は、局部座屈が生じていない健全な部分、局部座屈を補強プレートにより補修した部分、補修部と材端（柱梁接合部）との間に設けられた隙間部分により構成され、元の状態の部材とは異なる状態となる。したがって、H形鋼部材に生じた局部座屈を補修し、補修後の耐震性能を詳細に評価するためには、部材レベルでの補修効果を検証し、力学的挙動を明らかにする必要がある。

表 3-1 H形鋼部材の損傷と復旧工法（補修，補強） [3-1]

部位	損傷状況		復旧工法	耐力，靱性指標
柱	(1)	傾斜	建て起こし (層間変形角 $\pm 1/250$ ，層間変形 $\pm 10\text{mm}$ 以内)	P- Δ 効果による耐力の低減
	(2)	降伏	何もせず	塑性化による耐力の低減
	(3)	局部座屈	箱形補修方法	耐力：被災前に同じ 靱性指標：元の部材種別がFAの場合はFBに，それ以外の場合は被災前と同じ
	(4)	弱軸方向への座屈	座屈補剛材を新設	被災前に同じ
	(5)	破断	破断箇所の置換	被災前に同じ
梁	(1)	降伏	何もせず	塑性化による耐力の低減
	(2)	局部座屈	箱形補修方法	耐力：被災前に同じ 靱性指標：元の部材種別がFAの場合はFBに，それ以外の場合は被災前と同じ
	(3)	横座屈（横変位小） （横変位大）	横変位矯正，横座屈止め新設 梁材交換	被災前に同じ
柱梁接合部	(1)	亀裂，破断（軽微）	ガウジング後，開先加工して突き合わせ溶接 カバープレートとハンチの新設 水平リップの新設	被災前に同じ
		（著しい損傷）	損傷部周辺をガウジングで除去し，新たな材を溶接して接合	-

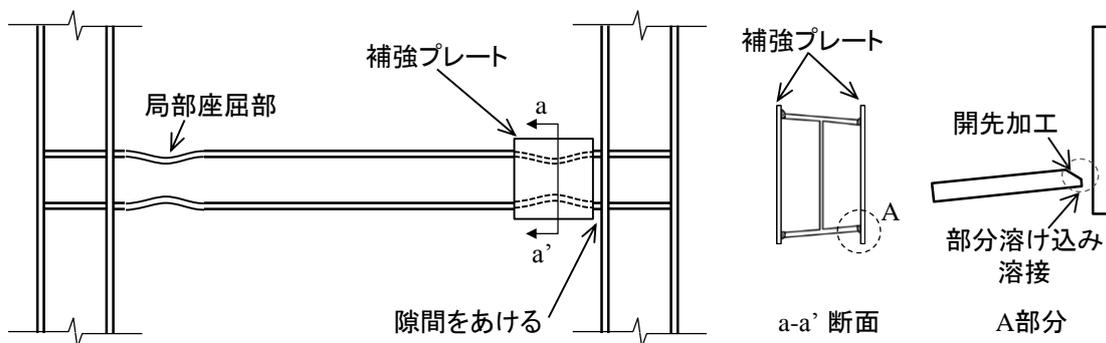


図 3-1 H形鋼部材の局部座屈に対する箱形補修方法 [3-1]

鉄骨部材の耐震性能を改善するための補強法に関する研究は数多く報告されているが、そのほとんどは震災前補強に関する研究であり、局部座屈が生じたH形鋼部材の補修法と補修後性能について検証した報告は限られている。

田中らは、文献[3-2][3-3]で幅厚比の大きなH形鋼柱により構成される1層1スパン鉄骨ラーメン骨組を対象とし、水平載荷試験で柱部材に局部座屈が生じた後、生じた局部座屈に箱形補修を施し、再度水平載荷試験を行うことにより、箱形補修方法による補修効果を実験的に検証している。また、同実験に関連して、文献[3-4]で、柱部材を対象とし、柱上下端部に局部座屈を生じさせるよう柱脚を固定端、柱頭を固定ローラーとして軸方向および回転方向の変形を拘束したH形鋼部材に対し、上述の方法と同様に水平載荷試験を行い、補修工法の検討および終局挙動に関する検討を行っている。これらの研究では、局部座屈を生じたH形鋼柱に箱形補修を施すことで、初期剛性や最大耐力を大幅に変更することなく塑性変形能力が向上することを報告している。また、補修後の終局挙動については仮定した崩壊モードと異なり、材端に設けた隙間に生じる損傷が起因して終局状態に至ることも報告している。

吉敷らは、文献[3-5][3-6]でH形鋼梁を対象とし、局部座屈が生じたH形鋼のウェブにスチフナを溶接する補修方法を提案し、静的載荷試験により補修後の構造性能を実験的に検討している。ここでは、補修に用いるスチフナの取り付け方を変数とした実験を行い、初期剛性および除荷剛性と最大耐力の回復性について検証している。

これらの研究報告があるものの、補修した部材の耐震性能（耐力、剛性、変形能力）を適切に評価するためには未だに課題が残っている。特に設計時や修復計画立案時には、補修した部材の力学的特性や崩壊モードを推定するための解析モデルが必要になるものと考えられる。

そこでここでは、局部座屈により損傷したH形鋼部材について、補修後の力学的特性および崩壊モードを静的載荷実験により検証する。

3.2.2 静的載荷実験による箱形補修法の補修効果と補修後終局挙動の検証

■実験概要

ここでは、損傷後に箱形補修を施したH形鋼部材を対象に、以下の項目について検証を行う。

- ・部材種別による補修効果の差異

鉄骨造建物に対する通常の構造設計の内、耐震計算ルートのルート 3[3-7]では、建物の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることを確認するとともに、地震時における骨組の弾塑性挙動に伴うエネルギー吸収能力を確保することで、地震に対する安全性を保証することとなる。この場合、骨組を構成する構造部材の構造特性係数 D_s が重要な指標となる。鉄骨骨組の柱や梁部材については、「建築物の構造関係技術基準解説書」[3-7]や「鋼構造設計基準」[3-8]などで部材の幅厚比と鋼種に応じて部材種別をFA～FDランクで区分している。ここでは、終局状態での損傷が局部座屈により支配されるH形鋼部材（FB、FCランク）に対し、補修効果を検証するとともに、補修後の力学的特性や終局挙動の差異を検証する。

- ・スカラップの有無が補修後性能に与える影響

阪神淡路大震災では、鉄骨骨組の柱梁仕口部の被害について、H形鋼梁端部のウェブに設けられたスカラップ（以降、従来型スカラップと呼ぶ）を起点とした亀裂・破断が主要な損傷の一つとして報告されている[3-9]。近年の鉄骨骨組の柱梁仕口部はスカラップ底の応力・ひずみ集中を避けるため改良型スカラップ形式やノンスカラップ形式で制作されるため、この部分を起点とした亀裂や破断は生じなくな

っているものの、阪神淡路大震災以前に建てられた鉄骨骨組では、スカラップ底を起点とした損傷が生じる可能性がある。そのため、従来型スカラップを設けた H 形鋼部材とノンスカラップ工法により制作された H 形鋼部材に生じる損傷に対し、補修法の適用性、補修効果および終局挙動の検証を行い、スカラップの有無による差異を検証する。

- ・補強プレートの溶接方法が補修後性能に与える影響

局部座屈を生じた H 形鋼部材の補修方法である箱形補修方法（図 3-1）では、フランジに溶接する補強プレートの板厚は、H 形鋼のフランジと同厚以上とし、フランジの角を削り部分溶け込み溶接とするものとしている。この場合、補修した部位の局部座屈変形が拘束されることで耐力が回復するものと考えられる。しかし、実際に局部座屈を生じたフランジでは、フランジ面外方向（断面せいの方向、図 3-1 a-a'断面縦方向）への変形とともにフランジの幅方向（図 3-1 a-a'断面横方向）への変形が生じ、補強プレートとの間に隙間が生じる。そのため、局部座屈によりフランジが幅方向へ大きく変形した部分がある場合、その部分が適切に溶接接合されない可能性がある。そこでここでは、幅方向への変形が小さい部分のフランジと補強プレートを部分的に溶接することで（後述、図 3-4）、応力伝達機構と補修後性能、および終局挙動に与える影響を検証する。また、補強プレートによる補修部位の拘束効果を小さくすることで、補修部位の耐力の過度な上昇を抑え、補修後に生じる損傷制御可能かどうかを検証する。

- ・補強プレートの板厚が補修後性能に与える影響

上述のように箱形補修方法では補強プレートは H 形鋼のフランジと同厚以上のものとされている。一方で、実験結果の項（A-NS150 試験体）で後述するように、補修部位の耐力が上昇しすぎることによって損傷部その周辺の部位に移動することが考えられる。そこで、ここでは、補強プレートの板厚をフランジと同厚未満とすることで、補修部位の耐力の過度な上昇を抑え、補修後に生じる損傷制御可能かどうかを検証する。

本実験では、実験室で H 形鋼部材に損傷を与え、生じた損傷部分に箱形補修を施し、補修を施した部材に静的載荷試験を行うことで補修後性能および終局挙動を検証する。

■試験体の構成

表 3-2 に試験体の概要を、表 3-3 に使用鋼材の機械的性質を示す。また、図 3-2 に試験体形状を、図 3-3 に各試験体の幅厚比と耐震規定における部材種別[3-7][3-9]の関係を示す。なお、図 3-2 は、S110 試験体、S150 試験体、NS150 試験体それぞれの元の状態と、損傷後に局部座屈部に箱形補修を施した状態を示している。

全ての試験体は溶接組立 H 形鋼部材の両端をエンドプレートに取り付けて製作し、S110 試験体はスカラップを有し幅厚比が比較的小さい FB ランクの部材（フランジ FB ランク、ウェブ FA ランク）であり、S150 試験体はスカラップを有し幅厚比が比較的大きい FC ランクの部材（フランジ FC ランク、ウェブ FA ランク）である。なお、S110 および S150 試験体はハーフスケールを想定した部材であり、スカラップサイズは 20mm として製作した。

NS150 試験体はノンスカラップ工法により製作した FC ランクの部材（フランジ FC ランク、ウェブ FA ランク）である。ただし、NS150 試験体は、復旧技術指針に準ずる箱形補修を施すシリーズ A（A-NS150 シリーズ）、箱形補修に用いる補強プレートとフランジとの溶接方法が補修後性能に与える影響を検証する B シリーズ（B-NS150 シリーズ）、補強プレートの板厚が補修後性能に与える影響を検証する C シリーズ（C-NS150 シリーズ）の 3 シリーズを製作した。なお、試験体に使用した H 形鋼は全て SM490 材、補修に使用する補強プレートは SS400 材を使用しているが、各シリーズでは製作時期の関係上使用鋼材の機械的性質が異なるた

め、表 3-3 にはそれぞれの機械的性質を示している。

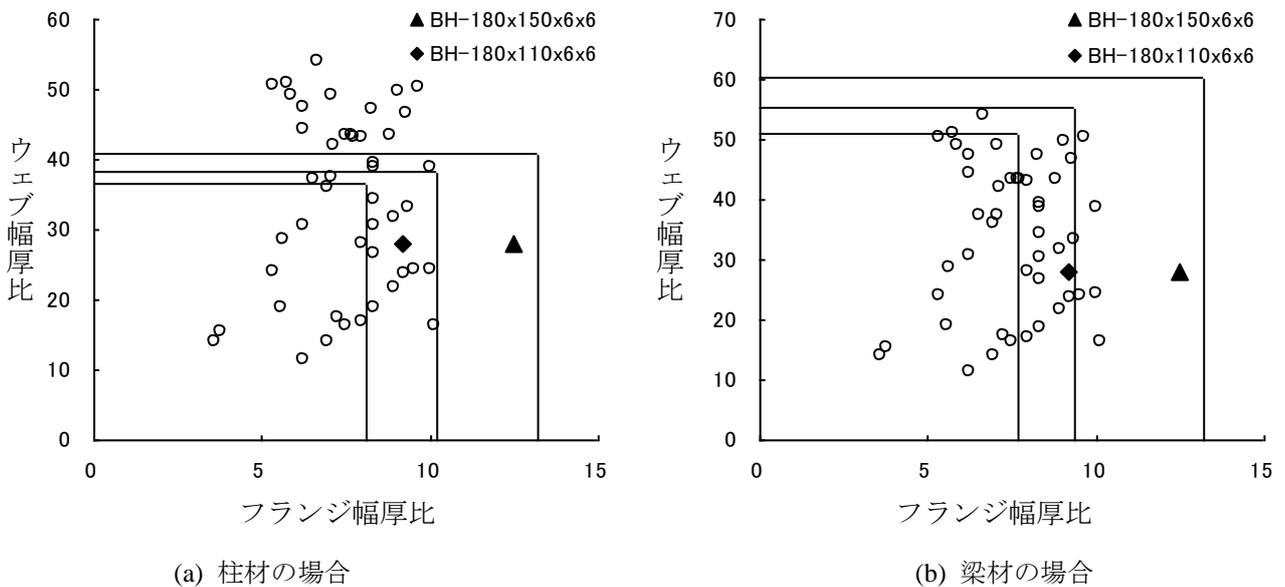
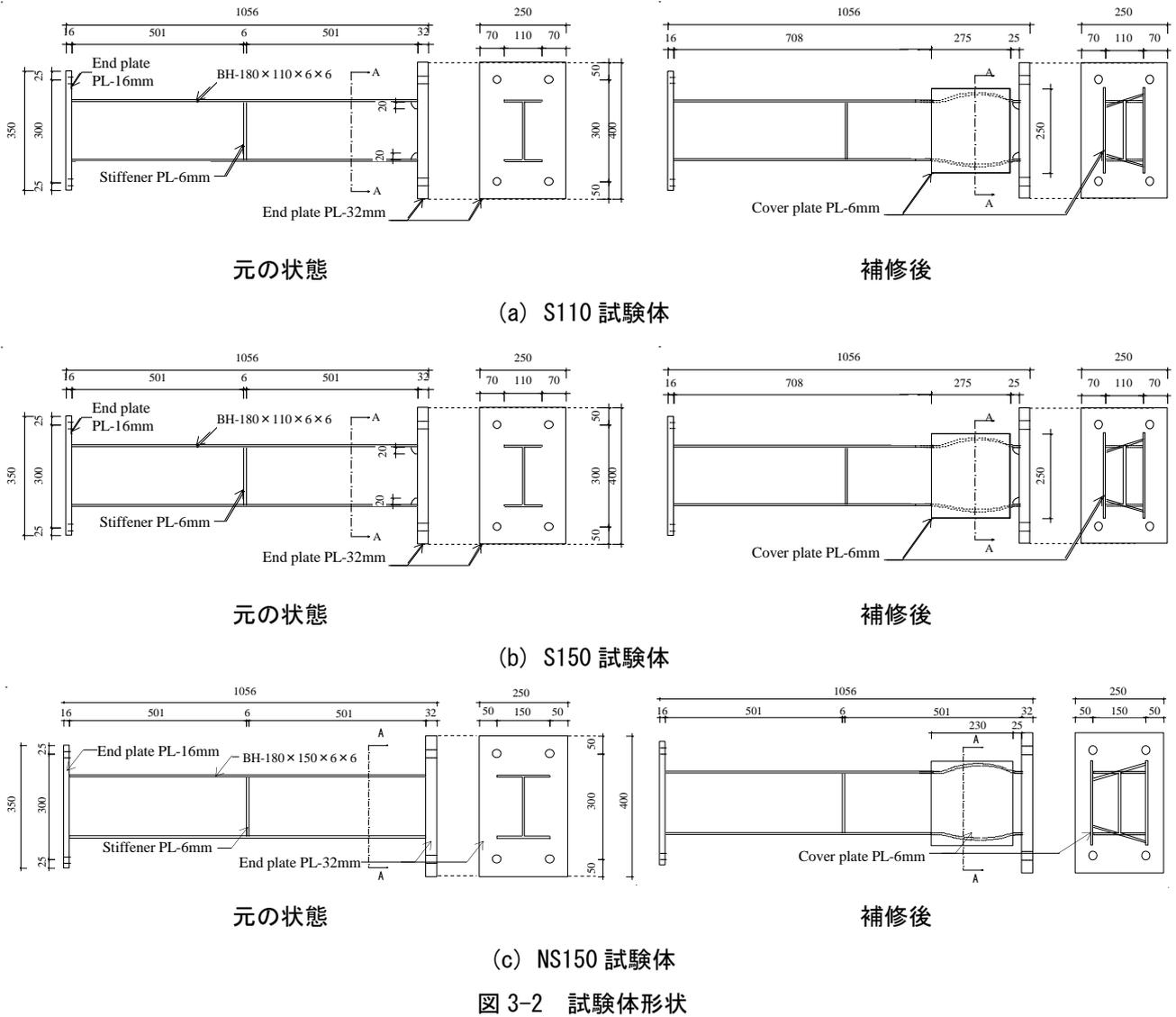
表 3-2 試験体概要 [3-10] [3-11]

試験体のシリーズ	部材の断面寸法 [mm]	部材の幅厚比ランク	I_x [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_p [kN・m]
S110	BH-180× <u>110</u> ×6×6	FB	1237	157	60.8
S150	BH-180× <u>150</u> ×6×6	FC	1600	199	77.0
A-NS150	BH-180× <u>150</u> ×6×6		1600	199	77.5
B-NS150	BH-180× <u>150</u> ×6×6		1600	199	79.9
C-NS150	BH-180× <u>150</u> ×6×6		1600	199	86.7

※BH：溶接組立 H 形鋼， I_x ：強軸の断面二次モーメント， Z_p ：強軸の塑性断面係数， M_p ：全塑性モーメント

表 3-3 使用鋼材の機械的性質

試験体のシリーズ	使用部位	鋼種	板厚 [mm]	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	ヤング係数 [GPa]
S110	H 形鋼	SM490	6	387	541	213
	補強プレート	SS400	6	361	460	202
S150	H 形鋼	SM490	6	387	541	213
	補強プレート	SS400	6	361	460	202
A-NS150	H 形鋼	SM490	6	390	544	217
	補強プレート	SS400	6	361	460	202
B-NS150	H 形鋼	SM490	6	402	551	211
	補強プレート	SS400	6	334	421	210
C-NS150	H 形鋼	SM490	6	436	573	206
	補強プレート	SS400	3.2	354	438	198
	補強プレート	SS400	4.5	298	445	208



■実験変数

S110 および S150 試験体, A-NS150 試験体, B-NS150 試験体, C-NS150 試験体, それぞれのシリーズの試験体一覧を表 3-4~表 3-7 に示す。また, 単調載荷の試験体の M_p 時の部材角 θ_p を基準とし, 部材角 θ を制御して載荷を行った。それぞれの試験体の繰返し載荷における変位プログラム C1~C10 を図 3-5 に示す。

S110 試験体および S150 試験体は, 部材種別 FB ランクおよび FC ランクのスカラップを有する H 形鋼部材について, 載荷履歴をパラメータとして各 5 体の試験体に対し実験を行い, 補修効果および終局挙動を検証した。両シリーズの試験体は復旧技術指針に示されている箱形補修方法に準じて補修を行い, 局部座屈が生じた部分にフランジと同じ板厚の補強プレートを溶接して補修を施すこととした。

A-NS150 試験体は, ノンスカラップ工法で製作された試験体であり, S150 試験体との比較によりスカラップの有無が補修後性能に与える影響を検討した。実験変数は S150 試験体同様に載荷履歴とし, 5 体の試験体に対し実験を行った。補修方法は S150 試験体と同様に, 局部座屈が生じた部分にフランジと同じ板厚の補強プレートを溶接して補修を施した。また, B-NS150 試験体および C-NS150 試験体は復旧技術指針に示されている箱形補修方法とは異なる補修を行う (補強プレートの溶接方法, および補強プレートの板厚が異なる) ため, 本シリーズをノンスカラップ工法で製作された試験体の基準として検討を行う。

B-NS150 試験体は, 補強プレートとフランジとの溶接方法が補修後性能に与える影響を検証するため, 図 3-4 に示すように溶接の長さ l , および溶接の箇所数をパラメータとして, 11 体の試験体に対して実験を行った。溶接方法は, 図 3-4 (a)の補強プレートをフランジに対して連続的に全長で溶接する方法 (本シリーズ以外は全てこの溶接方法。以降, 連続溶接と呼ぶ) に対し, 図 3-4 (b)のように断続的に複数箇所を溶接する方法 (以降, 断続溶接と呼ぶ) とし, 溶接箇所数が補強プレート端側の 2 箇所を溶接長さ $l=20, 40, 60\text{mm}$ の 3 パターン (以降, それぞれ I20, I40, I60 と呼ぶ), 補強プレート端側の 2 箇所に中央部も加えて 3 箇所を溶接する 2 パターンの計 5 パターンとした。なお, 3 箇所を溶接する場合は, 端側および中央の溶接長さを全て 20mm とする方法 (以降, I20-20 と呼ぶ) と, 端側の溶接長さ $l=20\text{mm}$ とし中央の溶接長さ $l=40\text{mm}$ とする方法 (以降, I20-40 と呼ぶ) とした。また, 各溶接方法についてそれぞれ単調載荷および繰返し載荷を行い, 補修後性能および終局挙動を検証した。

C-NS150 試験体は, 補強プレートの板厚が補修後性能に与える影響を検証するため, H 形鋼部材のフランジの板厚よりも薄い板厚の補強プレートを用いて補修を行うこととした。復旧技術指針に示されている箱形補修方法では H 形鋼部材のフランジと同じ板厚以上の補強プレートで補修することとされているが, ここでは補強プレートの板厚 3.2mm, および 4.5mm を用いて損傷を補修した 5 体の試験体に対して, 単調載荷および繰返し載荷を行い補修後性能および終局挙動を検証した。

各試験体名は, スカラップの有無 (S: スカラップ有, NS: ノンスカラップ), フランジの幅 (110: 110mm, 150: 150mm), 補修の方法 (NR: 無補修, R○: ○mm の補強プレートで補修, R6I○○: I○○の方法の断続溶接で 6mm の補強プレートを用いて補修), および載荷履歴 (M: 単調, C○: C○の変位プログラムで繰返し載荷) により定めている。

表 3-4 S110 試験体および S150 試験体一覧

試験体のシリーズ	試験体数	試験体名	スカラップ	補修板厚 [mm]	補修板溶接方法	载荷履歴
S110	5	S110-NR-M	有	無補修		単調(M)
		S110-R6-M		6	連続溶接	単調(M)
		S110-R6-C1				繰返し(C1)
		S110-R6-C2				繰返し(C2)
		S110-R6-C3				繰返し(C3)
S150	5	S150-NR-M	有	無補修		単調(M)
		S150-R6-M		6	連続溶接	単調(M)
		S150-R6-C4				繰返し(C4)
		S150-R6-C5				繰返し(C5)
		S150-R6-C6				繰返し(C6)

表 3-5 A-NS150 試験体一覧

試験体のシリーズ	試験体数	試験体名	スカラップ	補修板厚 [mm]	補修板溶接方法	载荷履歴
A-NS150	5	A-NS150-NR-M	無	無補修		単調(M)
		A-NS150-R6-M		6	連続溶接	単調(M)
		A-NS150-R6-C7				繰返し(C7)
		A-NS150-R6-C8				繰返し(C8)
		A-NS150-R6-C9				繰返し(C9)

表 3-6 B-NS150 試験体一覧

試験体のシリーズ	試験体数	試験体名	スカラップ	補修板厚 [mm]	補修板溶接方法	载荷履歴	
B-NS150	11	B-NS150-NR-M	無	無補修		単調(M)	
		B-NS150-R6I20-M		6	断続溶接(I20)	単調(M)	
		B-NS150-R6I40-M					断続溶接(I40)
		B-NS150-R6I60-M					断続溶接(I60)
		B-NS150-R6I20-20-M					断続溶接(I20-20)
		B-NS150-R6I20-40-M					断続溶接(I20-40)
		B-NS150-R6I20-C10		6	断続溶接(I20)	繰返し(C10)	
		B-NS150-R6I40-C10					断続溶接(I40)
		B-NS150-R6I60-C10					断続溶接(I60)
		B-NS150-R6I20-20-C10					断続溶接(I20-20)
		B-NS150-R6I20-40-C10					断続溶接(I20-40)

※ 「断続溶接」については図 3-4 参照

表 3-7 C-NS150 試験体一覧

試験体のシリーズ	試験体数	試験体名	スカラップ	補修板厚 [mm]	補修板溶接方法	载荷履歴
C-NS150	5	C-NS150-NR-M	無	無補修		単調(M)
		C-NS150-R3.2-M		3.2	連続溶接	単調(M)
		C-NS150-R4.5-M		4.5	連続溶接	
		C-NS150-R3.2-C10		3.2	連続溶接	繰返し(C10)
		C-NS150-R4.5-C10		4.5	連続溶接	

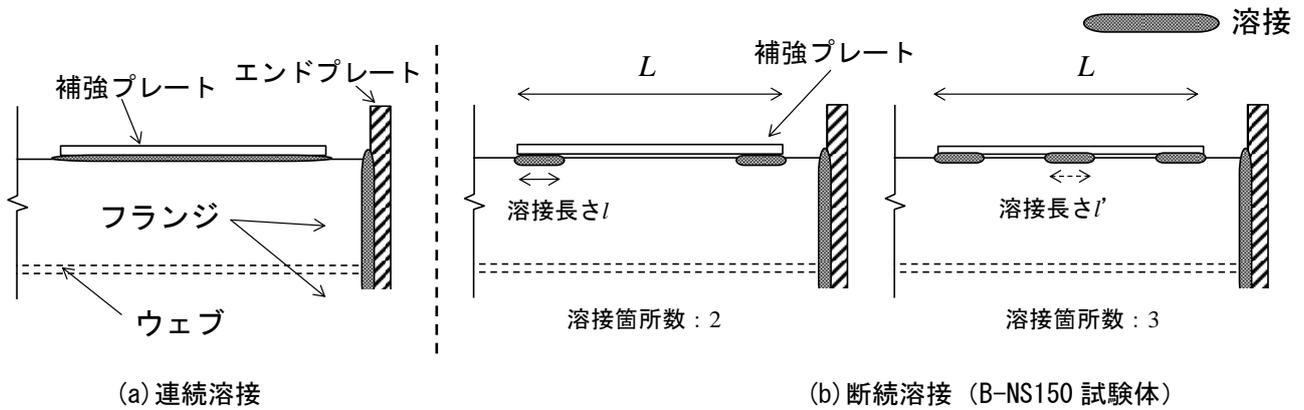


図 3-4 補修プレートの溶接方法

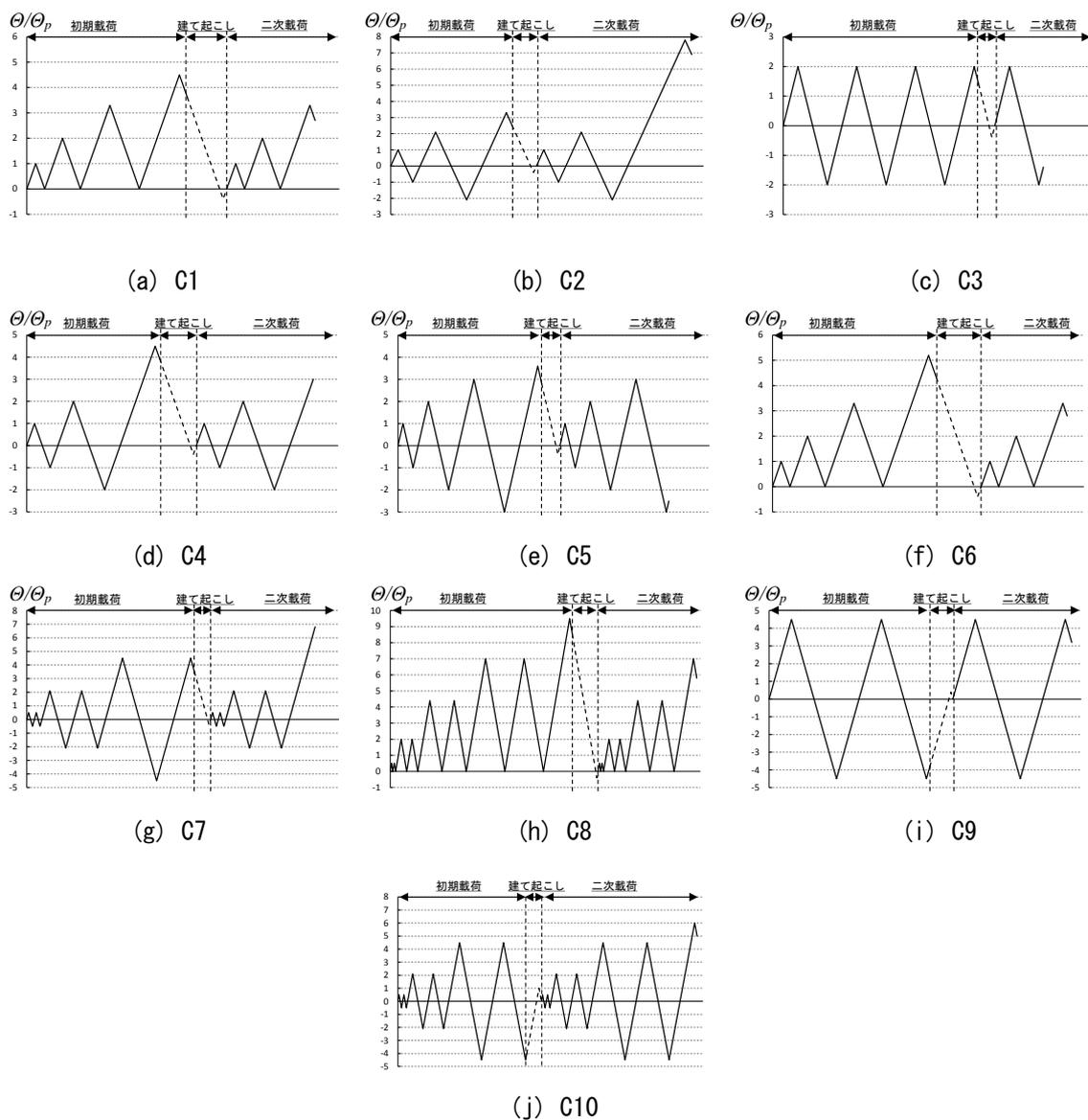


図 3-5 繰返し載荷における変位プログラム

■実験方法

実験は、まず各試験体に損傷を与える静的荷重試験（以降、1次荷重と呼ぶ）を行うことで試験体に耐力劣化を伴う局部座屈を生じさせ、残留変位角が $1/250 \text{ rad}$ となるように建て起こしを行った後、損傷の状況に応じて箱形補修を施し、再度静的荷重試験（以降、2次荷重と呼ぶ）を行うことで補修後性能および終局挙動を検証する。なお、元の状態と補修後の状態を比較するため、2次荷重は1次荷重と同じ変位プログラムで荷重を行った。

■荷重形式と計測計画

実験のセットアップの概要を図3-6に示す。試験体は片持ち柱形式とし、柱脚部を反力床に剛接合し、柱頭部は治具を介してジャッキに取り付け静的水平荷重を行った。なお、荷重に用いる柱頭治具の都合上、S110試験体、S150試験体、A-NS150試験体と、B-NS150試験体およびC-NS150試験体ではせん断スパンが異なっている。

- ・ S110試験体、S150試験体、A-NS150試験体 : せん断スパン 1168 mm
- ・ B-NS150試験体およびC-NS150試験体 : せん断スパン 1186 mm

これらのせん断スパンの比は $1 : 1.015$ であり、シリーズ毎の補修後性能や終局挙動に与える影響は支配的なものではないと考えられる。

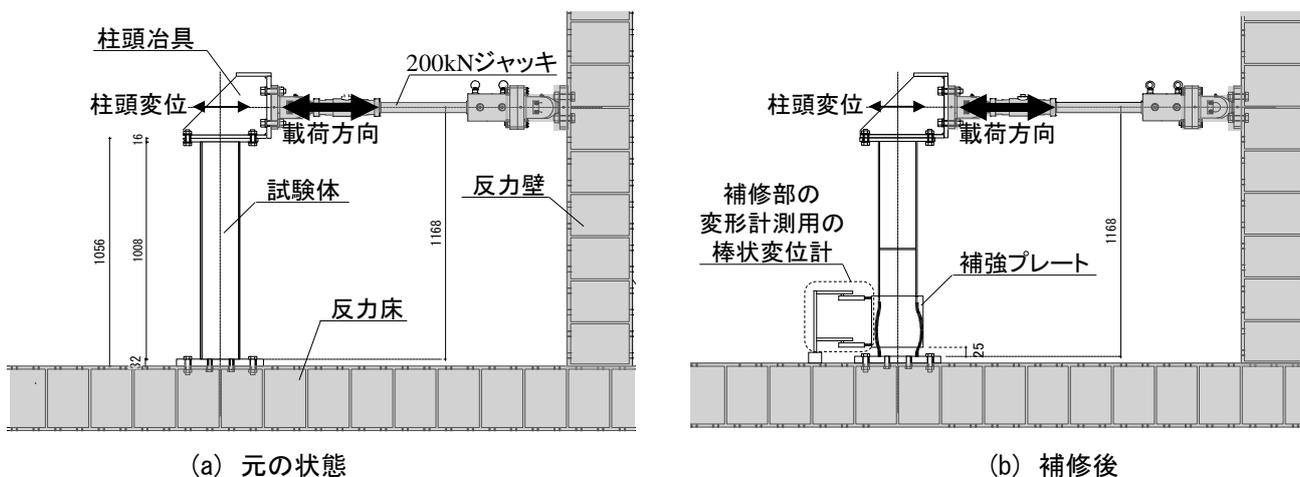


図3-6 実験セットアップ (H形鋼部材)

試験体に作用する水平荷重は、ジャッキに内蔵されたロードセルにより計測し、部材端に生じる曲げモーメントは水平荷重に試験体のせん断スパンを乗じて算出した。柱頭部の水平変位は、試験体柱頭に取り付けた巻込み変位計により計測し、部材角は計測した水平変位を試験体のせん断スパンで除して算出した。

また、補修後には、補修部の上下（補強プレートの上端位置、および下端位置）における変位を棒状変位計により計測し、補修部の回転角を算出した。

■実験結果

以降に、各シリーズの試験体の実験結果を示す。

なお、各シリーズの荷重－変形関係は、試験体柱脚部に生じる部材端モーメント M と部材角 θ で整理し、縦軸 M を元の状態の部材の全塑性モーメント M_p で基準化し、横軸 θ を元の状態の部材の単調荷重における M_p 時の部材角 θ_p で基準化して示す。また、荷重－変形関係上には、局部座屈発生点、最大耐力点、亀裂発生点をあわせて示している。なお、実験における耐力は部材端モーメント M で整理しているため、補修部位（1次荷重で局部座屈が生じた部位）の補修効果ではなく部材全体としての耐力を評価している。同様に、塑性変形能力に関しても部材角 θ で整理しているため、補修部位の塑性回転ではなく部材全体としての変形能力を評価している。

(i) S110 試験体

単調載荷

図 3-7 に単調載荷実験 (S110-NR-M および S110-R6-M) の荷重変形関係を示す。また、図 3-8 に実験における損傷状況を示す。

図 3-7 より、1 次載荷では両試験体ともに $M/M_p = 1.2$ 付近で圧縮側フランジに局部座屈が観察され、その後局部座屈変形が進展して $\theta/\theta_p = 4$ 付近で最大耐力に達した。最大耐力到達後、S110-NR-M にはウェブに微小な局部座屈が観測されたものの、両試験体ともに引張側フランジのスカラップ底を起点とした 30mm 程度の亀裂 (図 3-8) が発生し、終局状態に至った。

その後建て起こしを行い、S110-R6-M については 1 次載荷および建て起こしで発生した損傷を補修した。補修は柱脚に発生した局部座屈に対して箱形補修を施すとともに、スカラップ底を起点として発生した亀裂とその周囲 5mm 程度をガウジングで除去し、除去部を溶接により充填することで補修した。

2 次載荷の結果について、無補修の S110-NR-M は 1 次載荷で発生した亀裂が進展し最大耐力に達した。本試験体では 1 次載荷における最大耐力および塑性変形能力が大幅に低下し、最大耐力は元の状態の全塑性耐力の 0.6 倍程度となった。

局部座屈と亀裂に補修を施した S110-R6-M は 2 次載荷では初期剛性が若干上昇し、 $M/M_p = 1.5$ 付近で補強プレート上部に新たに発生した局部座屈が進展し最大耐力に達した。最大耐力は元の状態に比べて 1.2 倍程度まで上昇した。しかしその後 $\theta/\theta_p = 4$ 付近で補修した亀裂部分周辺で再度亀裂が発生し終局状態に至り、最終的には亀裂が進展し引張側フランジが破断した。

繰返し載荷

図 3-9 に、繰返し載荷実験 (S110-R6-C1, S110-R6-C2, S110-R6-C3) の荷重変形関係を示す。また、図 3-10 に実験における損傷状況を示す。

図 3-9 より、1 次載荷では S110-R6-C1 では、3 ループ目正側でフランジに局部座屈が発生し、最大耐力に達した。S110-R6-C2 および S110-R6-C3 では、2 ループ目負側で局部座屈が観察された。S110-R6-C2 は 3 ループ目正側で最大耐力に至り、S110-R6-C3 は 2 ループ目負側で局部座屈が観察された後に最大耐力に達した。いずれの試験体においても、単調載荷の試験体と同様に、引張側フランジのスカラップ底を起点に亀裂が生じて終局状態に至った。

損傷した各試験体は S110-R6-M 同様に局部座屈に箱形補修を施すとともに、亀裂とその周囲 5mm 程度をガウジングで除去し、除去部を溶接により充填することで補修した。

2 次載荷の結果について、S110-R6-C1 では補強プレート上部に局部座屈は観察されず、亀裂補修部に再度亀裂 (図 3-8 と同様) が生じ $M/M_p = 1.52$ 付近で最大耐力に達した。最大耐力は元の状態に比べて 1.2 倍程度まで上昇した。最大耐力後は急激に耐力劣化して終局状態に至った。

同図(b)の S110-R6-C2 では、補強プレート上部に局部座屈が生じ、 $M/M_p = 1.52$ 付近で最大耐力に達した。最大耐力は元の状態に比べて 1.3 倍程度まで上昇した。亀裂補修部に軽微な亀裂が確認されたものの、最大耐力後は局部座屈が進展して終局状態に至り、急激な耐力劣化は観察されなかった。

同図(c)の S110-R6-C3 では、補修施工に不備があり、亀裂補修部に早期に亀裂が生じ、1 ループ目で破断に至った。最大耐力は亀裂により決定し、元の状態に比べて 1.2 倍未満に留まった。

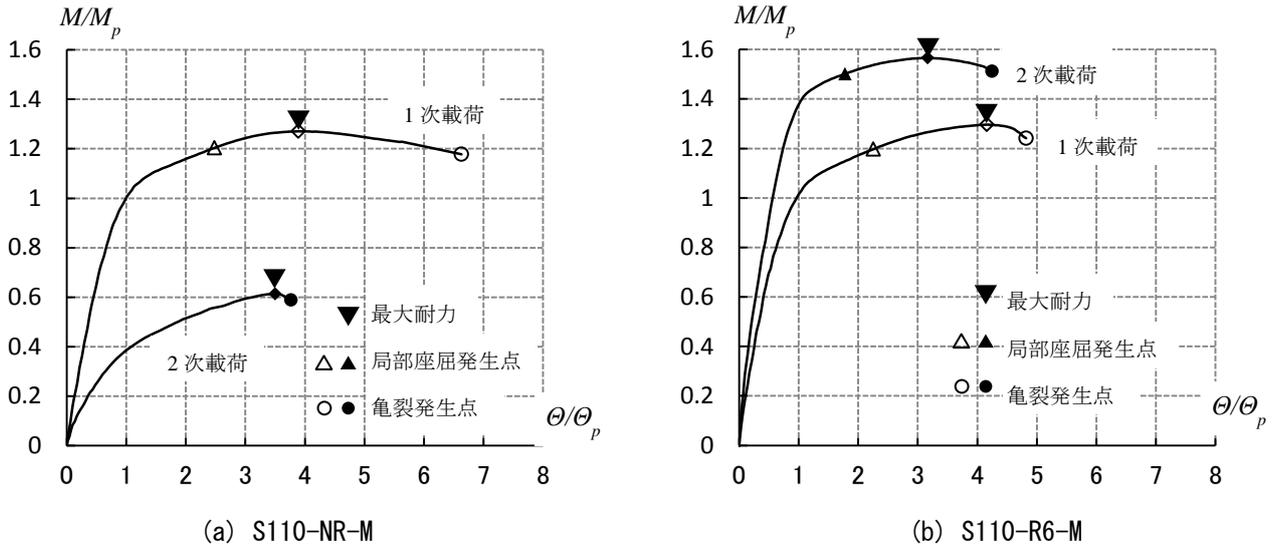


図 3-7 S110 試験体の単調荷重実験結果

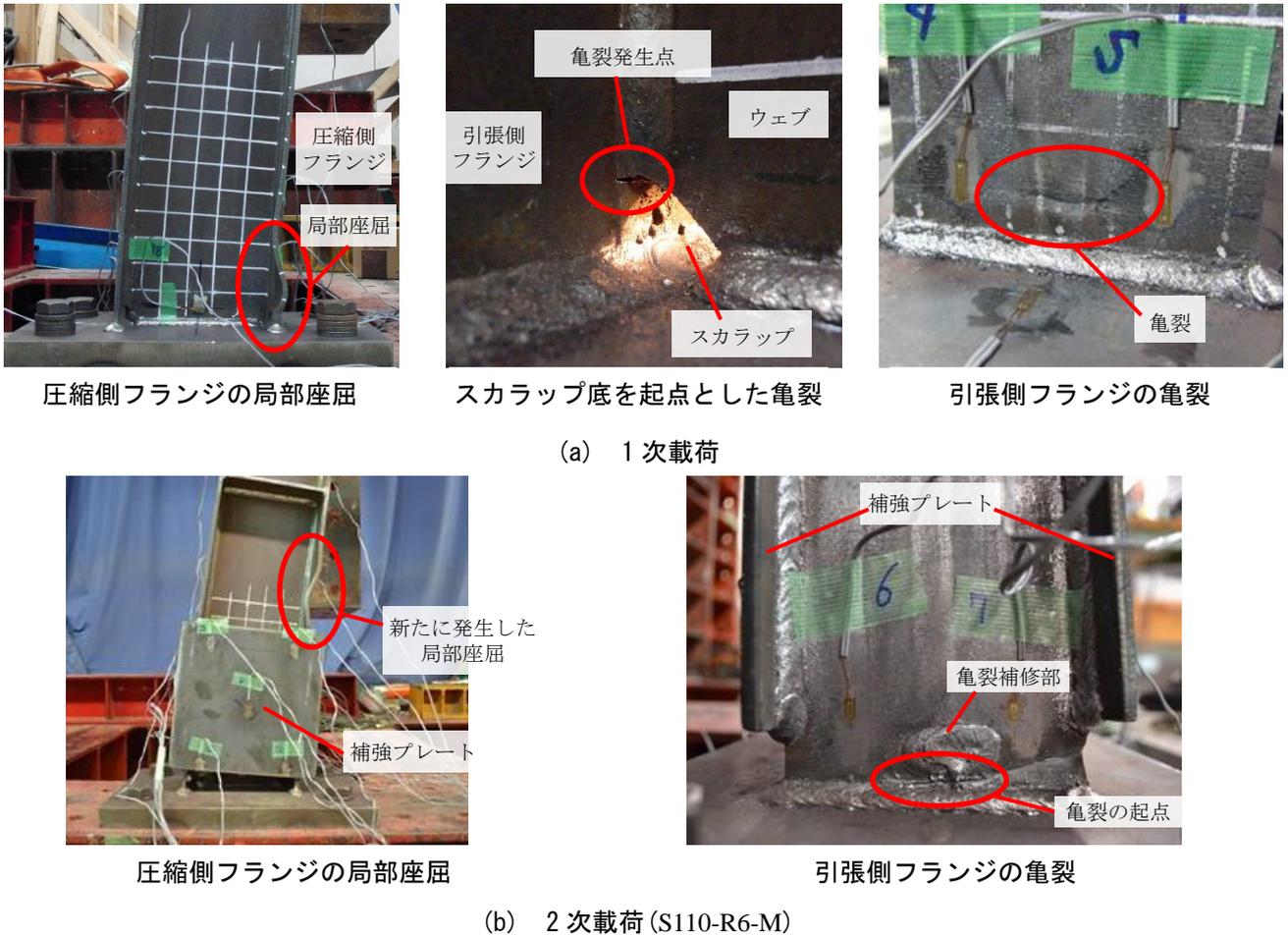


図 3-8 S110 試験体 (単調荷重) の損傷状況

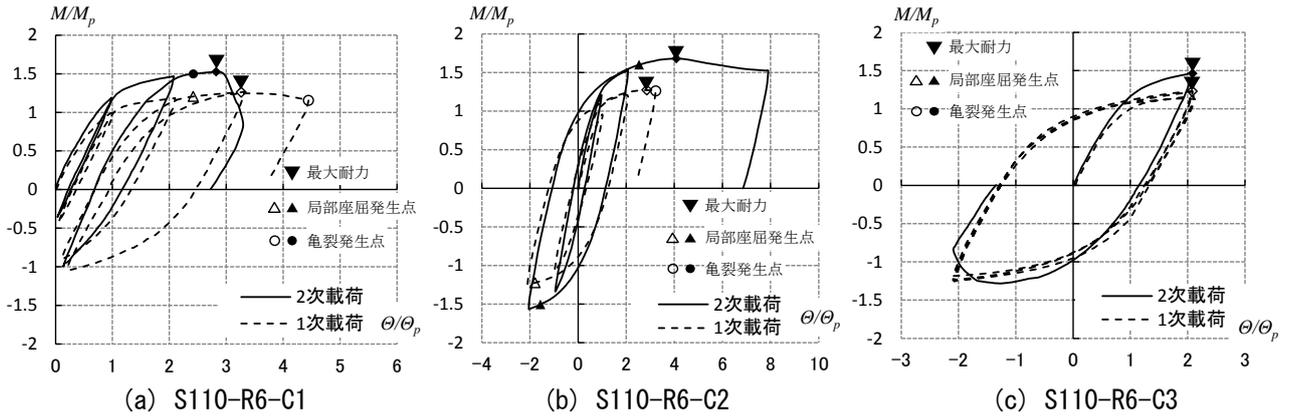
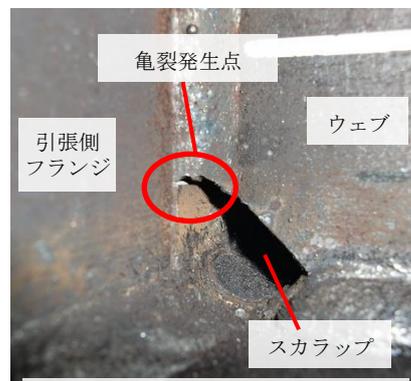


図 3-9 S110 試験体の繰返し載荷実験結果



圧縮側フランジの局部座屈

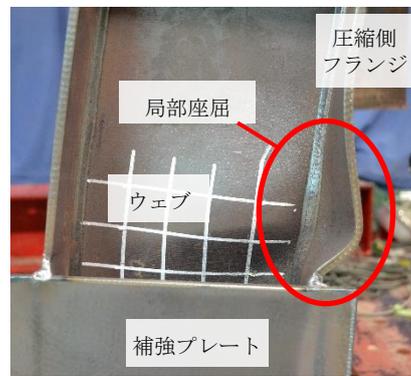


スカロップ底を起点とした亀裂

(a) 1次載荷



亀裂補修部に再度生じた亀裂



圧縮側フランジの局部座屈

(b) 2次載荷 (S110-R6-M)

図 3-10 S110 試験体 (単調載荷) の損傷状況

(ii) S150 試験体

単調載荷

図 3-11 に単調載荷実験 (S150-NR-M および S150-R6-M) の荷重変形関係を示す。また、図 3-12 に実験における損傷状況を示す。

両試験体は荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジの局部座屈が観察され、その後、圧縮側フランジの局部座屈が進展して最大耐力に達した。最大耐力時の変形は $1.8\theta_p$ 程度となっており、幅厚比が大きい局部座屈が生じやすいことから、S110 試験体よりも変形能力が低下したものと考えられる。最大耐力後、ウェブの局部座屈が観察され、ウェブの局部座屈が成長して耐力が低下した。最終的に、引張側フランジのスカラップ底を起点として亀裂 (図 3-12 (a)) が 30mm 程度確認された。

その後建て起こしを行い、S150-R6-M については 1 次載荷および建て起こしで発生した損傷を補修した。補修は S110 試験体と同様に、柱脚に発生した局部座屈に対して箱形補修を施すとともに、スカラップ底を起点として発生した亀裂とその周囲をガウジングで除去し、除去部を溶接により充填することで補修した。

2 次載荷の結果について、無補修の S150-NR-M は、1 次載荷で生じた局部座屈の進展により剛性が早期に低下しており、最大耐力は $0.8M_p$ 程度に留まり、フランジとウェブの局部座屈の進展が観察されたが亀裂が進展する様子は観察されなかった。

一方、補修して載荷した S150-R6-M では、初期剛性は元の状態の初期剛性とほぼ同程度以上まで回復した。 $M/M_p = 1.4$ 付近で補強プレート上部に新たな局部座屈が観察され、局部座屈変形が進展して最大耐力に達した。最大耐力は元の状態に比べて 1.3 倍程度まで上昇した。その後、引張側補強プレート下側の溶接部が 10mm ~ 15mm ほど剥がれたが、1 次載荷で生じた局部座屈は補強プレートにより拘束され、変形の進展はみられなかった。また、 $\theta/\theta_p = 5$ 付近で亀裂補修部に再度軽微な亀裂が生じたが、最終的な変形状態は補強プレート上部に形成された局部座屈の進展に支配され、終局状態に至った。

繰返し載荷

図 3-13 に繰返し載荷実験 (S150-R6-C4, S150-R6-C5, S150-R6-C6) の荷重変形関係を示す。また、図 3-14 に実験における損傷状況を示す。

図 3-13 より、3 体の試験体の全て単調載荷の試験体の挙動と同様の傾向を示している。荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジの局部座屈が観察され、圧縮側フランジの局部座屈の発生後に最大耐力を迎え、その後、ウェブの局部座屈が観察された。最大耐力後、単調載荷の試験体と同様にスカラップ底を起点とする亀裂が生じて終局状態に至った。

その後建て起こしを行い、補修は S110 試験体と同様に、柱脚に発生した局部座屈に対して箱形補修を施すとともに、スカラップ底を起点として発生した亀裂とその周囲をガウジングで除去し、除去部を溶接により充填することで補修した。

2 次載荷の結果について、S150-R6-C4 ならびに S150-R6-C5 は、補強プレート上部に新たな局部座屈が観察された後、最大耐力に達した。最大耐力は元の状態に比べてそれぞれ 1.3 倍、1.2 倍程度まで上昇した。最大耐力後、亀裂補修部に再度亀裂が生じ、亀裂が進展することで耐力が低下した。S150-R6C-C6 では、亀裂により最大耐力が決定し、最大耐力に達した後は急激に耐力が低下し終局状態に至った。

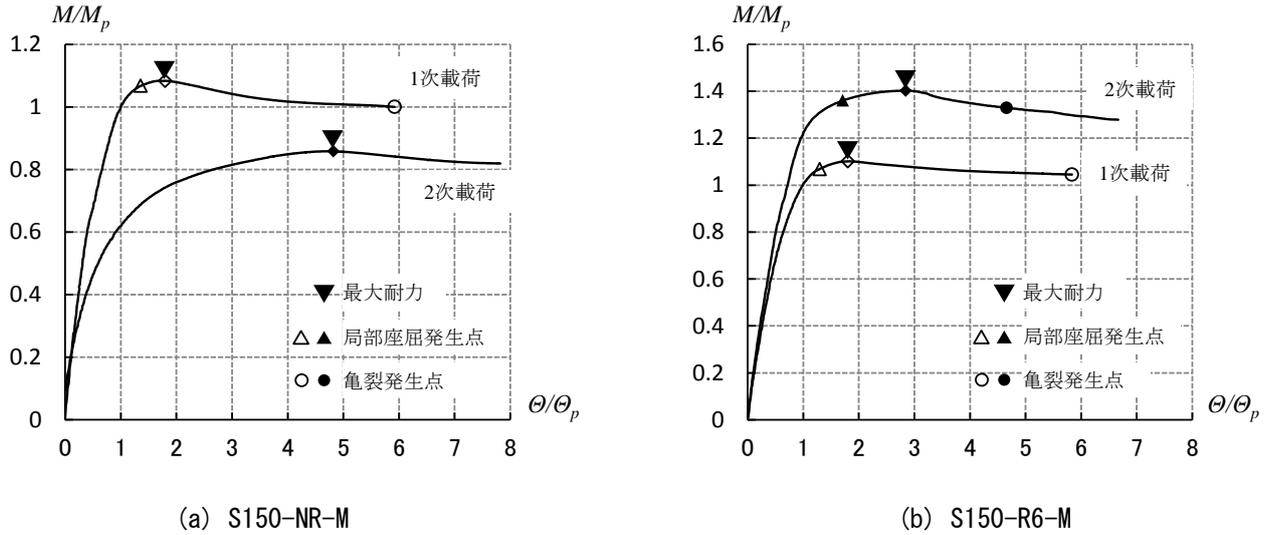


図 3-11 S150 試験体の単調荷重実験結果

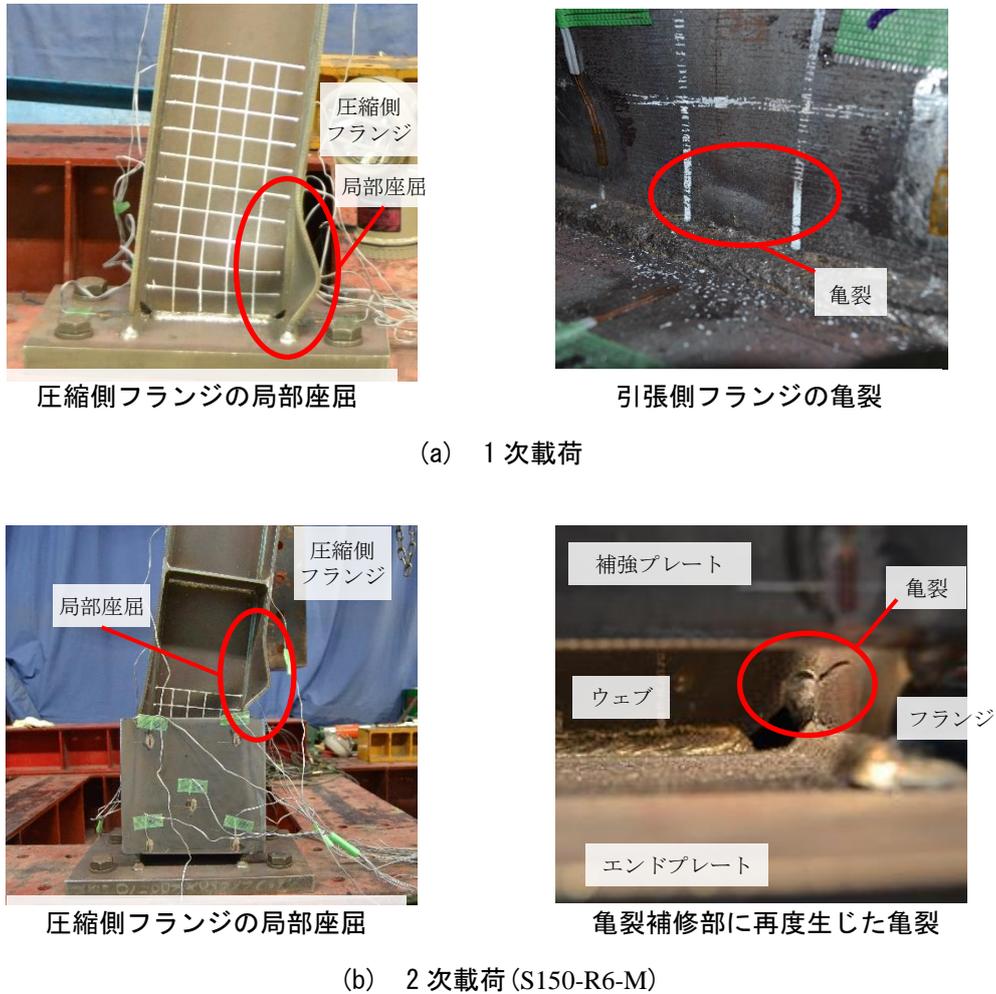


図 3-12 S150 試験体 (単調荷重) の損傷状況

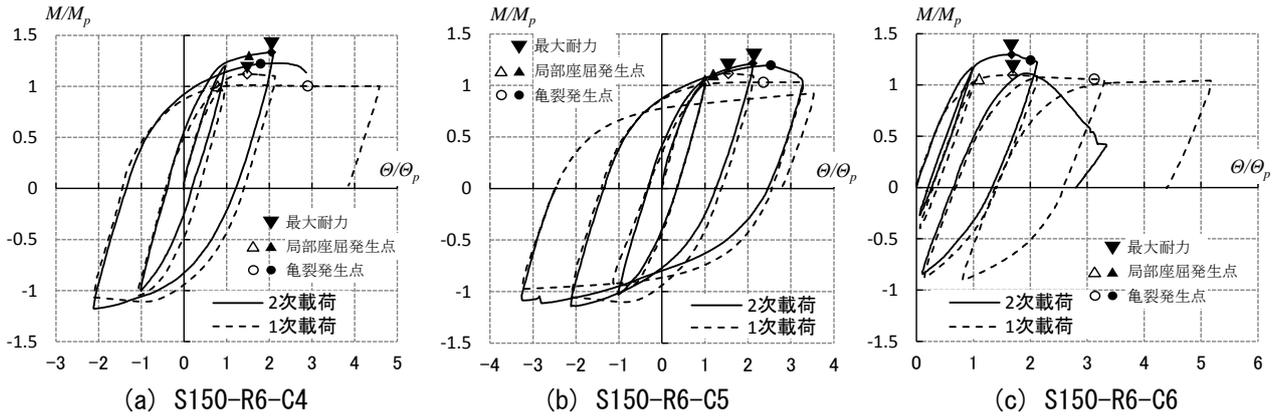
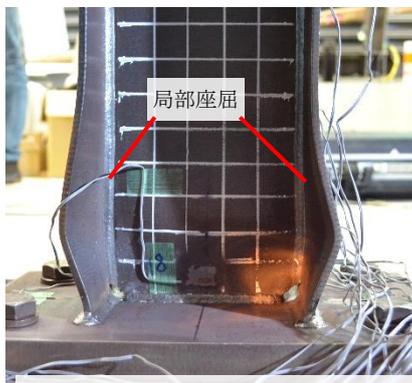


図 3-13 S150 試験体の繰返し載荷実験結果

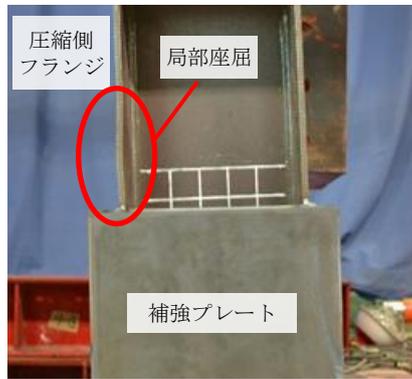


フランジの局部座屈



スカラップ底を起点とした亀裂

(a) 1次載荷



圧縮側フランジの局部座屈



亀裂補修部に再度生じた亀裂

(a) 2次載荷

図 3-14 S150 試験体（繰返し載荷）の損傷状況

(iii) A-NS150 試験体

単調載荷

図 3-15 に単調載荷実験 (A-NS150-NR-M および A-NS150-R6-M) の荷重変形関係を示す。また、図 3-16 に実験における損傷状況を示す。

両試験体は S150 試験体の S150-NR-M, S150-R6-M と同様に、荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジの局部座屈が観察され、その後、圧縮側フランジの局部座屈が進展して最大耐力に達した。一方、最大耐力時の変形は $3\theta_p$ 程度となっており、S150 試験体よりも $1\theta_p$ 程大きくなっている。最大耐力後、ウェブの局部座屈が観察され、ウェブの局部座屈が成長して耐力が低下した。しかし、S150 試験体の場合と異なり、引張側フランジに亀裂は生じず、局部座屈により終局状態に至った。A-NS150-NR-M と A-NS150-R6-M では、最大耐力後の耐力低下の傾向が異なっているが、これは A-NS150-NR-M では図 3-13 に示すように試験体脚部に生じた局部的な面外変形が原因であると考えられる。

その後建て起こしを行い、A-NS150-R6-M については 1 次載荷および建て起こしで発生した柱脚の局部座屈に対して箱形補修を施した。

2 次載荷の結果について、無補修の A-NS150-NR-M は、1 次載荷で生じた局部座屈の進展により剛性が早期に低下しており、最大耐力は $0.8M_p$ 程度に留まった。本試験体は 2 次載荷終了時においても亀裂が発生していなかった。

一方、補修して載荷した A-NS150-R6-M は、初期剛性は元の状態の初期剛性とほぼ同程度以上まで回復し、最大耐力および最大耐力までの変形能力は元の状態と比べて上昇した。 $M/M_p = 1.4$ 付近で補強プレート上部に新たな局部座屈が観察され、局部座屈変形が進展して最大耐力に達した。しかし、その後母材の引張側フランジの端部に亀裂が発生し、亀裂が進展することで耐力の低下が生じ終局状態に至った。

繰返し載荷

図 3-17 に繰返し載荷実験 (A-NS150-R6-C7, A-NS150-R6-C8, A-NS150-R6-C9) の荷重変形関係を示す。また、図 3-18 に実験における損傷状況を示す。

1 次載荷において、A-NS150 シリーズの繰返し載荷の試験体はすべて、最大耐力までの挙動は単調載荷の試験体と同様の傾向を示している。圧縮側フランジの局部座屈の発生直後に最大耐力を迎え、その後、ウェブの局部座屈が観察され、局部座屈が進展することで耐力が低下した。なお、A-NS150-R6-C8 は 1 次載荷中には亀裂は発生しなかったものの、建て起こしの際に、図 3-18 に示すように大きな局部座屈が生じることで圧縮側フランジとウェブの交差部周辺で亀裂が発生した。また、A-NS150-R6-C9 は圧縮側フランジの両側が内側に座屈変形したため、最大耐力および最大耐力までの変形能力が他の試験体よりも高くなっている。

局部座屈により損傷した各試験体は A-NS150-R6-M と同様に局部座屈に箱形補修を施した。A-NS150-R6-C8 はフランジとウェブの交差部周辺で発生した亀裂とその周囲をガウジングで除去し、除去部を溶接により充填することで補修した。

2 次載荷の結果について、A-NS150-R6-C7 は、変位 $\theta/\theta_p = 2$ の 1 ループ目で部材端部のフランジ端から亀裂が発生した。亀裂の進展とともに負側の荷重が低下したが、その後の正側ループ $\theta/\theta_p = 2.7$ 付近で補強プレート上部に新たな局部座屈が観察された。その後、破断したフランジが変形により部材端部のエンドプレートとの溶接ビードと接触し、メタルタッチにより $4\theta_p$ 付近で剛性・耐力が上昇した。その後 $6\theta_p$ 付近で耐力が低下を確認したが、補強プレートとエンドプレートが接触し、載荷の継続が困難となったため実験を終了した。A-NS150-R6-C8 は補強プレート上部に新たな局部座屈が観察され、局部座屈の進展により最大耐力

に達したものの、最大耐力直後に部材端部のフランジ端から亀裂が発生し、亀裂が進展することで耐力が低下した。A-NS150-R6-C9 も同様に補強プレート上部に新たな局部座屈が観察され、局部座屈の進展により最大耐力に達したものの、局部座屈の進展により耐力が低下した。ただし、最終ループにおいて他の試験体同様に部材端部のフランジ端から亀裂が発生した。

以上、ノンスカラップ工法で製作した試験体は、S150 試験体と異なり、スカラップ底を起点とする亀裂は生じないものの、局部座屈に対し箱形補修を施すことで局部座屈変形を拘束し部材の耐力を上昇させることが確認できた。一方で、耐力が上昇することで部材端部に作用する応力が上昇し、フランジ端を起点としたフランジ母材の亀裂により終局状態に至る場合があることが確認された。

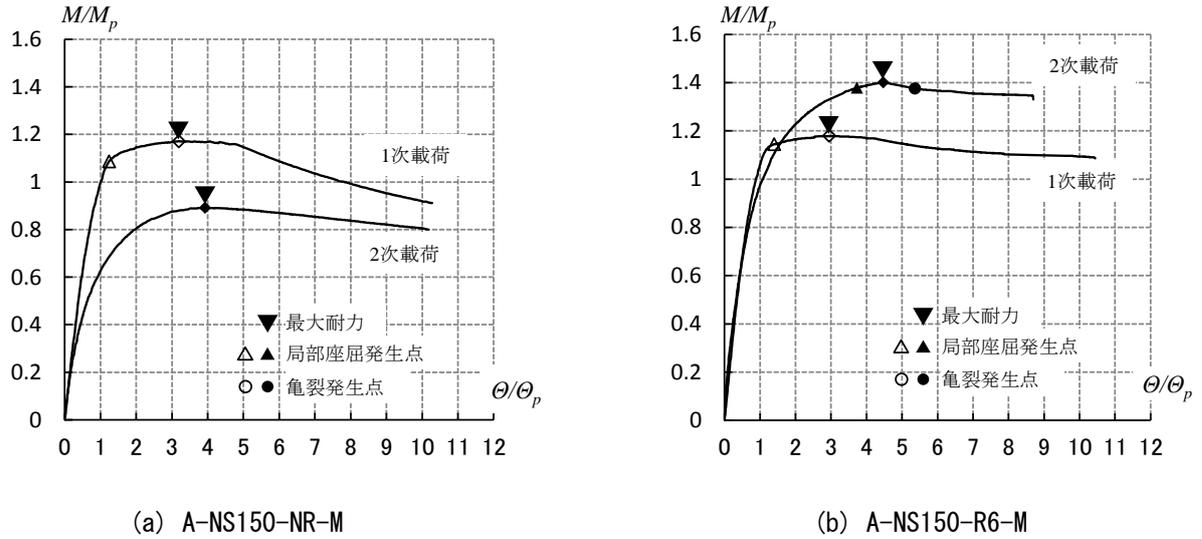


図 3-15 A-NS150 試験体の単調載荷実験結果

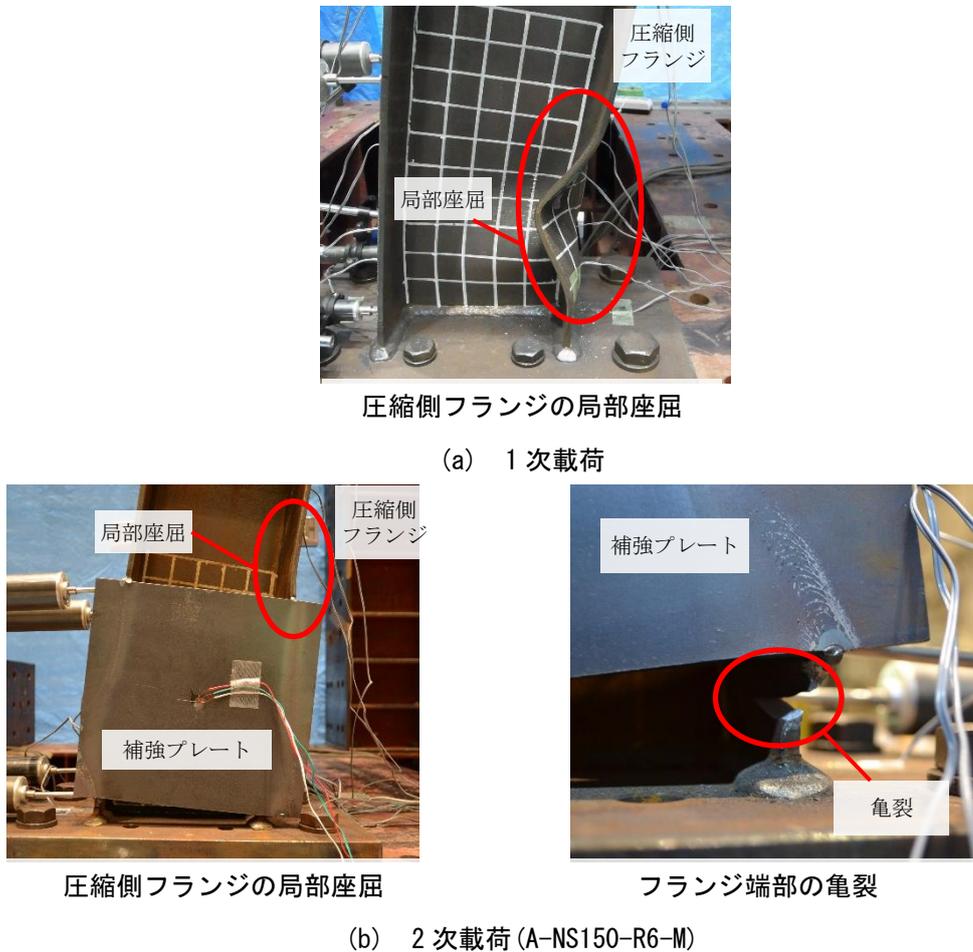


図 3-16 A-NS150 試験体 (単調載荷) の損傷状況

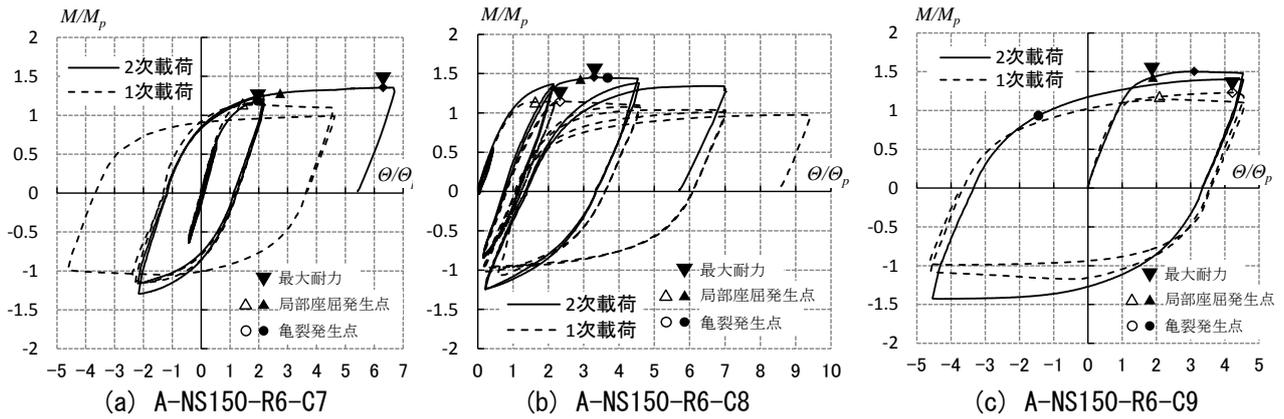
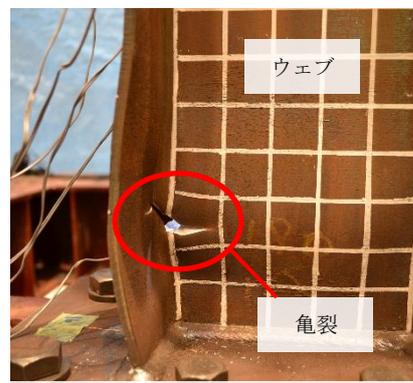


図 3-17 A-NS150 試験体の繰返し載荷実験結果



圧縮側フランジの局部座屈



フランジとウェブの交差部に生じた亀裂(建て起こし時)

(a) 1次載荷



圧縮側フランジの局部座屈



フランジ端部の亀裂

(b) 2次載荷

図 3-18 A-NS150 試験体 (繰返し載荷) の損傷状況

(iv) B-NS150 試験体

本試験体は、復旧技術指針に示されている箱形補修法を施した A-NS150 試験体に対し、補強プレートとフランジとの溶接方法をパラメータとした試験体である。

単調載荷

図 3-19 に単調載荷実験 (B-NS150-NR-M, B-NS150-R6I20-M, B-NS150-R6I40-M, B-NS150-R6I60-M, B-NS150-R6I20-20-M, B-NS150-R6I20-40-M) の荷重変形関係を示す。ただし、B-NS150-NR-M の 1 次載荷については、実験中に計測機器に不具合があり、 $\theta/\theta_p = 4$ 以降で計測データに不備があったため、 $\theta/\theta_p = 4$ までを示している。また、図 3-20 に実験における損傷状況を示す。

1 次載荷では、全ての試験体で荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジに局部座屈が観察され、その後、圧縮側フランジの局部座屈が進展して $\theta/\theta_p = 2$ 付近で最大耐力に達した。

その後建て起こしを行い、B-NS150-NR-M 以外の試験体は 1 次載荷および建て起こしで発生した柱脚の局部座屈に対し、それぞれ設定した板厚の補強プレートを用いて箱形補修を施した。

2 次載荷について、図 3-19 (a) に示すように無補修の B-NS150-NR-M は、1 次載荷に生じていた局部座屈により剛性が早期に低下しており、最大耐力は $0.9M_p$ 程度に留まった。

補修して載荷した B-NS150-R6I20-M は、荷重が $0.9M_p$ 付近でフランジと補強プレートの溶接部に亀裂が確認された (図 3-20)。その後、亀裂が進展しながら荷重が上昇し、各溶接部に亀裂が発生した。さらに各亀裂が進展しながらも目標変位である 1 次載荷の最大変位を超え、一部の溶接部が完全に破断し最大耐力 $1.2M_p$ に達し、急激に荷重が低下したため載荷を終了した。

B-NS150-R6I40-M は荷重が M_p を超えた後、B-NS150-R6I20-M 同様にフランジと補強プレートの溶接部に亀裂が発生し若干に荷重が下がったものの、その後変形とともに荷重が上昇し、 $\theta/\theta_p = 5$ 付近で最大耐力 $1.2M_p$ に達し、溶接部が破断することで荷重が急激に低下した。その後目標変位まで載荷したものの、荷重が $1.2M_p$ を超えることは無く載荷を終了した。

B-NS150-R6I60-M は $\theta/\theta_p = 2.5$ 付近で補強プレート下部の引張側フランジ母材に亀裂が発生したものの、安定的に荷重が上昇し、補強プレート上部に新たな局部座屈が観察された。その後、 $1.4M_p$ 程度でフランジの亀裂が進展して最大耐力に達した。最大耐力後は目標変位に達する前の $\theta/\theta_p = 7$ 付近で補強プレートと柱脚固定端のボルトと接触したため載荷を終了した。

補強プレートの溶接箇所数を 3 とした B-NS150-R6I20-20-M は θ_p を超えた後、フランジと補強プレートの溶接部に亀裂が観察され、亀裂の進展により $\theta/\theta_p = 2$ を超えた直後に最大耐力 $1.2M_p$ に至り、荷重が低下した。最終的には補強プレート中央の溶接部分を含む溶接部が複数破断し、荷重が M_p 程度まで低下した。

B-NS150-R6I20-40-M は $\theta/\theta_p = 1.5$ 付近で最大耐力 $1.2M_p$ に至るとほぼ同時にフランジと補強プレートの溶接部に亀裂が観察された。その後、亀裂の進展とともに徐々に荷重が低下し、B-NS150-R6I20-20-M と同様に溶接部が複数破断し、荷重が M_p 程度まで低下した。

補修した試験体について、B-NS150-R6I60-M は補強プレートの溶接長さが長く、1 次載荷で生じた局部座屈を拘束し荷重が安定的に上昇したものの、A-NS150 試験体同様に H 形鋼のフランジに亀裂が生じた。一方で、その他の試験体は補強プレートの溶接長さが短く、補修部の局部座屈の拘束度が小さかったため、1 次載荷で生じた局部座屈変形が進展した。しかし、フランジと補強プレート溶接部に亀裂が生じ、不安定な挙動を示した。

繰返し載荷

図 3-21 に繰返し載荷実験（B-NS150-R6I20-C10，B-NS150-R6I40-C10，B-NS150-R6I60-C10，B-NS150-R6I20-20-C10，B-NS150-R6I20-40-C10）の荷重変形関係を示す。また，図 3-22 に実験における損傷状況を示す

1 次載荷では，単調載荷実験と同様にすべての試験体で荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジに局部座屈が観察され，局部座屈が進展して最大耐力に至った。

その後建て起こしを行い，B-NS150-NR-M 以外の試験体は 1 次載荷および建て起こしで発生した柱脚の局部座屈に対し，それぞれ設定した板厚の補強プレートを用いて箱形補修を施した。

2 次載荷について，B-NS150-R6I20-C10 は，それぞれ 3 ループ目負側載荷中にフランジと補強プレートの溶接部に亀裂が観察された。その後，1 次載荷で生じた局部座屈の進展とともに各溶接部の亀裂が進展し，3 ループ目正側の除荷点の荷重を超えることがなく，この除荷点が最大耐力となった。

B-NS150-R6I40-C10 は，4 ループ目正側載荷中にフランジと補強プレートの溶接部に亀裂が観察され，その後補強プレート上部で新たな局部座屈が確認されたものの，荷重は 3 ループ目正側の除荷点を超えることなく 1 次載荷で生じた局部座屈の進展とともに各溶接部の亀裂が進展し終局状態を迎えた。

B-NS150-R6I60-C10 は，3 ループ目正側で補修部位上部の局部座屈が観察された。その後，荷重が 3 ループ目正側の除荷点を超えることがなく，この除荷点が最大耐力となった。その後は，フランジと補強プレートの溶接部に亀裂が生じるとともに，補強プレート下部の H 形鋼のフランジに亀裂が生じ，耐力が徐々に低下した。

B-NS150-R6I20-20-C10 および B-NS150-R6I20-40-C10 は，3 ループ目正側で補強プレート上部に軽微な局部座屈が観察されるとともに，フランジと補強プレートの溶接部に亀裂が生じた。その後，3 ループ目正側の荷重を超えること無く，溶接部の亀裂が進展することで荷重が低下し終局状態に至った。

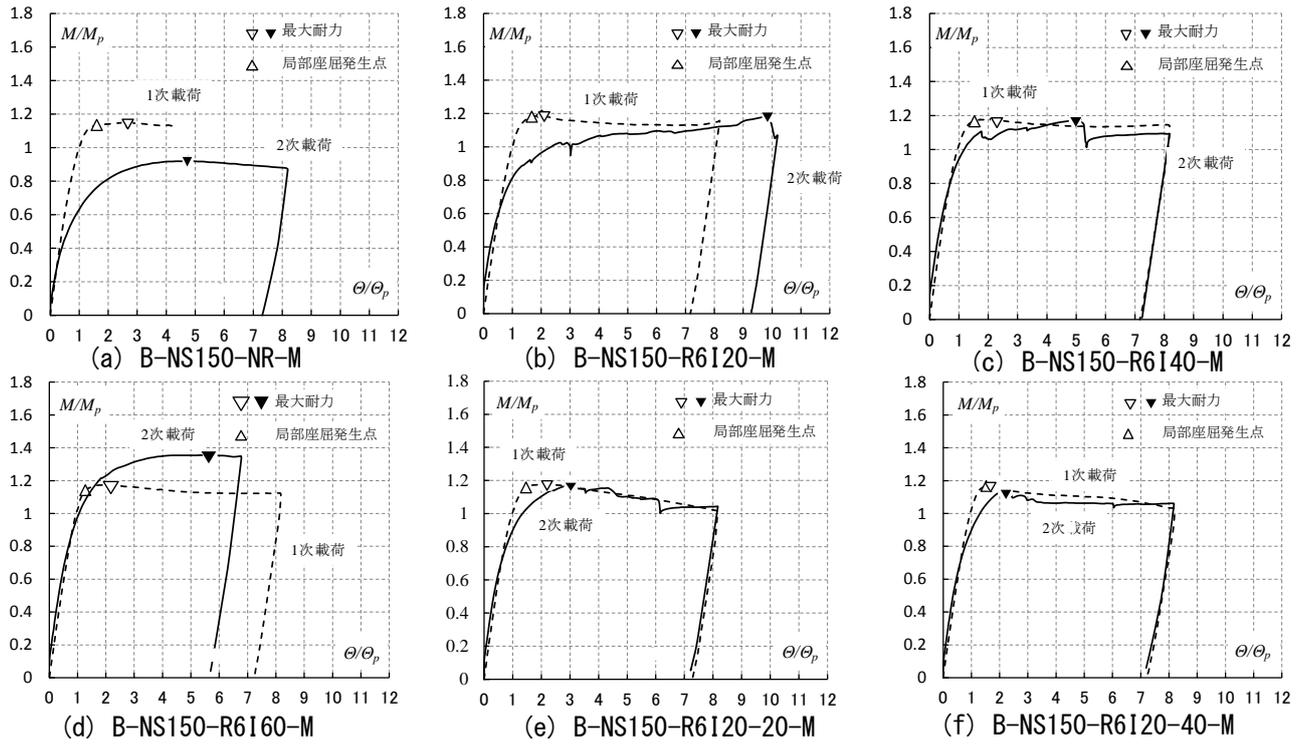
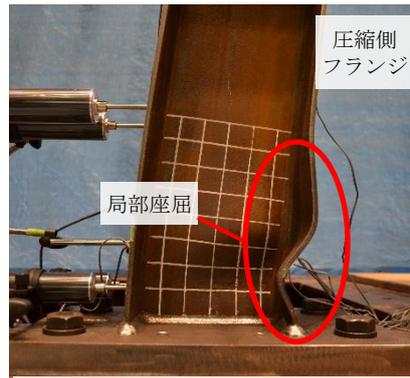


図 3-19 B-NS150 試験体の単調載荷実験結果

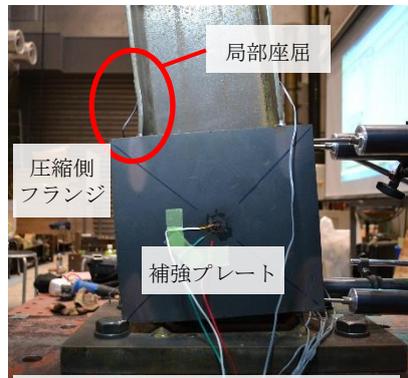


圧縮側フランジの局部座屈

(a) 1次載荷



プレート溶接部に生じた亀裂



圧縮側フランジの局部座屈

(b) 2次載荷



フランジ端部の亀裂

図 3-20 B-NS150 試験体 (単調載荷) の損傷状況

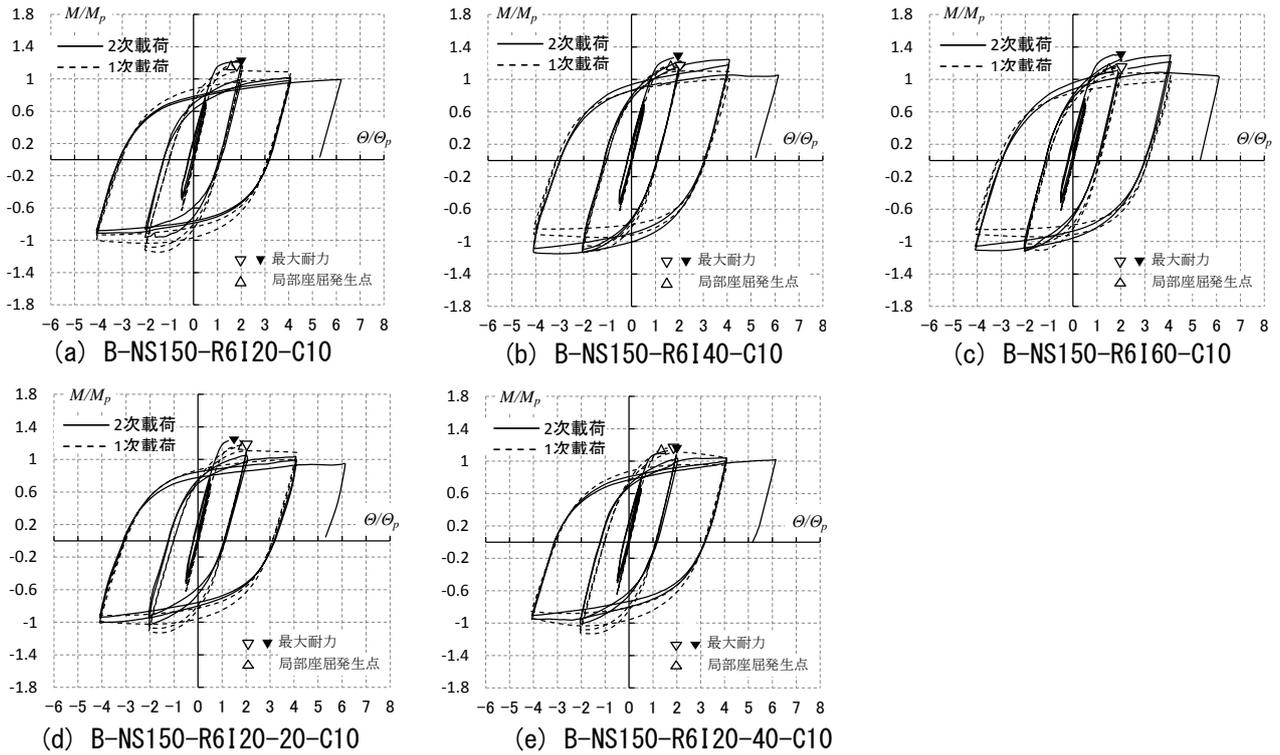


図 3-21 B-NS150 試験体の繰返し載荷実験結果



圧縮側フランジの局部座屈

(a) 1次載荷



プレート溶接部の亀裂



亀裂補修部に再度生じた亀裂

(b) 2次載荷

図 3-22 B-NS150 試験体（繰返し載荷）の損傷状況

(v) C-NS150 試験体

本試験体は、復旧技術指針に示されている箱形補修法を施した A-NS150 試験体に対し、補修に使用する補強プレートの板厚をパラメータとし、部材のフランジよりも板厚の小さい補強プレートを用いた試験体である。

単調載荷

図 3-23 に単調載荷実験 (C-NS150-NR-M, C-NS150-R3.2-M, C-NS150-R4.5-M) の荷重変形関係を示す。図 3-24 に実験における損傷状況を示す。

1 次載荷では、A-NS150 の単調載荷試験体と同様に、荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジの局部座屈が観察され、その後圧縮側フランジの局部座屈が進展して最大耐力に達した。最大耐力後、ウェブの局部座屈が観察され、ウェブの局部座屈が成長して耐力が低下した。

その後建て起こしを行い、C-NS150-NR-M 以外の試験体は 1 次載荷および建て起こしで発生した柱脚の局部座屈に対し、それぞれ設定した板厚の補強プレートを用いて箱形補修を施した。

図 3-23 (a) に示すように、無補修の C-NS150-NR-M は早期に剛性が低下し、1 次載荷で発生したフランジおよびウェブの局部座屈の進展し、最大耐力は $0.9M_p$ 程度に留まった。

2 次載荷について、補修して載荷した C-NS150-R3.2-M は、 $2\theta_p$ 付近から補強プレートに塑性変形が観察され、 $1.2M_p$ 程度で引張側フランジと補強プレートの溶接部に軽微な亀裂が発生した。その後、補強プレート上部に局部座屈が観察され、最大耐力に達した。図 3-23 (b) より、1 次載荷と比べて最大耐力および最大耐力までの変形能力は上昇していることがわかる。

C-NS150-R4.5-M は、 $1.8\theta_p$ 付近で引張側フランジのプレート溶接部に亀裂が観察され、剛性が低下した。その後、 $1.1M_p$ 程度で補強プレート下部の母材の引張側フランジ端に亀裂が確認され (図 3-24)、その後、補強プレート上部に局部座屈が発生し、最大耐力に達した。なお、本試験体では A-NS150 シリーズの試験体と同様に補強プレートに顕著な変形は観察されなかった。

繰返し載荷

図 3-25 に繰返し載荷実験 (C-NS150-R3.2-C10, C-NS150-R4.5-C10) の荷重変形関係を示す。また、図 3-26 に実験における損傷状況を示す。

1 次載荷では、両試験体ともに単調載荷実験と同様に荷重が M_p に達した後に圧縮側フランジの局部座屈が観察され、その後圧縮側フランジの局部座屈が進展して最大耐力に達した。

その後建て起こしを行い、1 次載荷および建て起こしで発生した柱脚の局部座屈に対し、それぞれ設定した板厚の補強プレートを用いて箱形補修を施した。

2 次載荷について、両試験体ともに最大耐力は元の状態と同程度かそれ以上に上昇した。C-NS150-R3.2-C10 は、3 ループ目正側で補強プレートに塑性変形が見られ、その後の負側の載荷中にフランジと補強プレートの溶接部に亀裂が生じた。荷重は 3 ループ目正側の除荷点を超えることなく、この除荷点が最大荷重となった。その後、5 ループ目正側で補強プレート上部に局部座屈が観察され、負側で補強プレート下部のフランジ端に亀裂が生じた。

C-NS150-R4.5-C10 は、3 ループ目正側でフランジと補強プレートの溶接部に軽微な亀裂が観察され、負側で補強プレート下部のフランジ端と補強プレート溶接部の境目に亀裂が生じた。その結果、3 ループ目正側の除荷点が最大荷重となった。その後、5 ループ目正側で補強プレート上部に局部座屈が観察された。

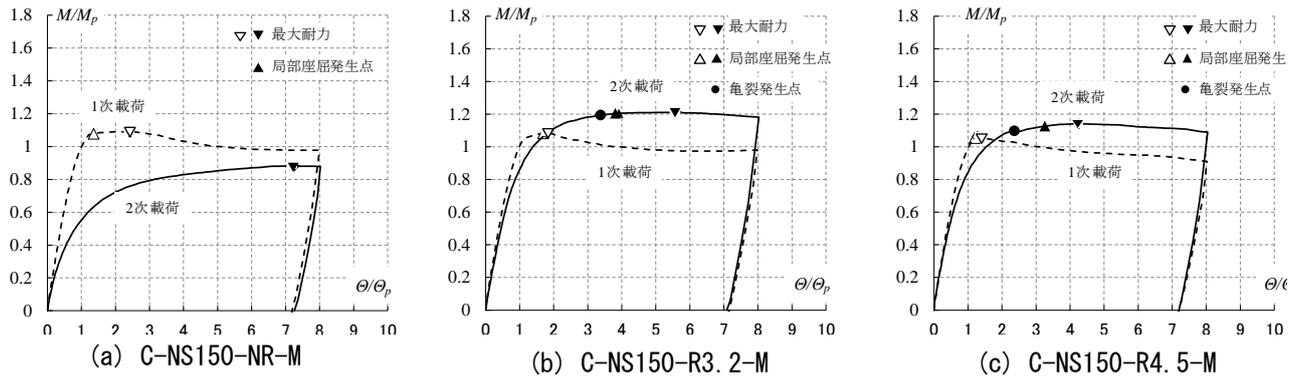
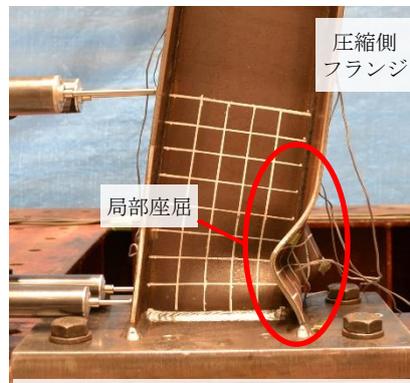


図 3-23 C-NS150 試験体の単調载荷実験結果



圧縮側フランジの局部座屈

(a) 1次载荷



補強プレートの変形



プレート溶接部の亀裂



フランジ端部の亀裂

(b) 2次载荷 (C-NS150-R3.2-M, C-NS150-R4.5-M)

図 3-24 C-NS150 試験体 (単調载荷) の損傷状況

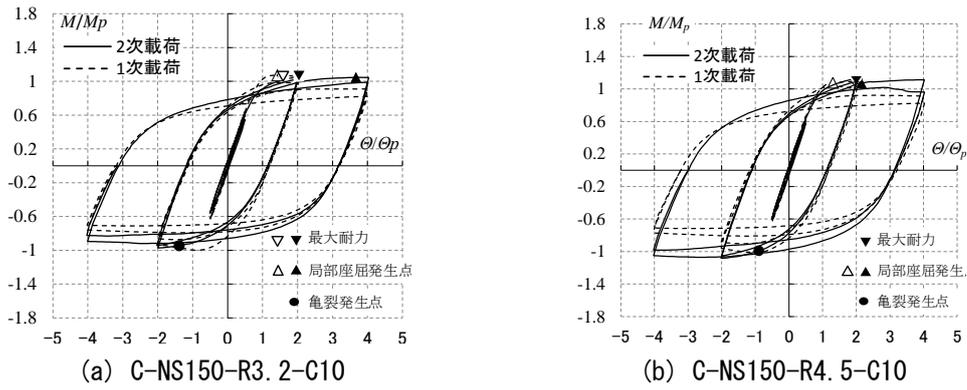
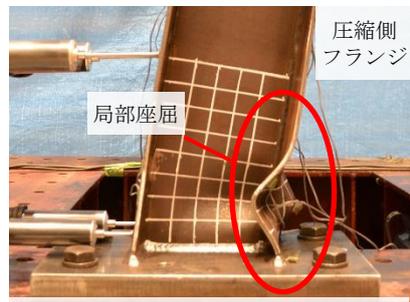


図 3-25 C-NS150 試験体の繰返し載荷実験結果

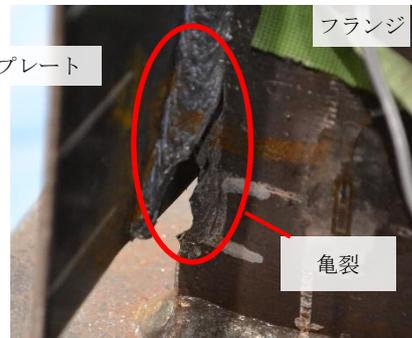


圧縮側フランジの局部座屈

(a) 1次載荷



補強プレートの変形



プレート溶接部の亀裂



フランジ端部の亀裂



圧縮側フランジの局部座屈

(b) 2次載荷

図 3-26 C-NS150 試験体（繰返し載荷）の損傷状況

■補修効果と終局挙動の検証

本実験では、柱脚部に生じた局部座屈に対し箱形補修を施した。ここでは、補修による性能回復性と補修後の終局挙動について検討する。

各試験体の実験結果から、元の状態と補修後の最大耐力 M_m 、最大耐力に達するまでの累積塑性変形倍率 ϵ_m 、骨格曲線における最大耐力時の塑性率 μ_m を求め、表 3-8 に示す。また、各試験体の最大耐力の決定要因を表 3-9 に示す。

(i) 最大耐力および終局挙動

元の状態の試験体は①柱脚部発生した局部座屈変形が進行することにより最大耐力に達し、耐力が低下した。補修後の試験体は②補修部上部に新たに発生した局部座屈変形の進行（全シリーズ）、または③スカラップを起点とするフランジの亀裂（S110 試験体、S150 試験体）、④補強プレートとエンドプレートの間に設けた隙間部分の母材のフランジ端部を起点とする亀裂・破断（A-NS150 試験体、C-NS150 試験体）、⑤補強プレートとフランジ溶接部の破断（B-NS150 試験体）、⑥補修部内部の H 形鋼の局部座屈変形の進行（B-NS150 試験体、C-NS150 試験体）のいずれかにより最大耐力に達し、耐力が低下した。図 3-27 に、各終局状態における試験体の変形の様子を示す。

表 3-8 より、S110 試験体、S150 試験体、NS150 試験体は 1 次載荷において、耐力劣化中に荷重が $1.0M_p$ 程度まで低下した試験体においても、補修により柱脚に生じていた局部座屈の変形が拘束されることにより、最大耐力が元の状態よりも上昇した。また、元の状態に対し、補修後の最大耐力は平均で約 1.2 倍程度（S110 試験体は平均 1.23 倍、S150 試験体は平均 1.18 倍、A-NS150 試験体は平均 1.21 倍）まで上昇している。これは、①柱脚に局部座屈が生じて最大耐力に達する崩壊モードよりも、②補強プレート上部に新たに局部座屈が生じて最大耐力に達する崩壊モードや、③④柱脚部（試験体材端）の補強プレートとエンドプレートの隙間に亀裂・破断が生じる崩壊モードの方が最大耐力が大きく、箱形補修により局部座屈変形が拘束されることにより①の崩壊モードが生じなくなったためであると考えられる。そのため、これら試験体の補修後に補修を施した部位は補強プレートの溶接による断面の増加と変形の拘束の効果により曲げ耐力や変形能力が上昇しており、この補修部位が塑性化した場合においても、局部座屈が生じる場合のような耐力劣化にはつながらないものと考えられる。

一方、B-NS150 試験体および C-NS150 試験体は、通常の箱形補修と比較して補強プレートによる局部座屈変形の拘束効果が小さいものと考えられ、そのため全体として最大耐力の回復・上昇率が小さくなっているものと考えられる。B-NS150 試験体は溶接長さが大きいもの（B-NS150-R6I60-M、B-NS150-R6I60-C10）は補強プレートによる拘束効果が大きく、補修部の局部座屈変形は進行せず、補修部上部に新たな局部座屈が生じることで最大耐力が決定し、元の状態に対して 1.15 倍程度まで最大耐力が上昇している。A-NS150 試験体と比較すると若干上昇率が小さいものの、同様の傾向を示しているものと考えられる。

また、B-NS150-R6I20-C10、B-NS150-R6I40-C10 は、同じ溶接方法で補修した単調載荷の試験体とは崩壊モードが異なり、⑥補修部内部の H 形鋼の局部座屈変形の進行により最大耐力が決定している。しかし、補修しないで載荷した B-NS150-NR-M と比較すると最大耐力の上昇効果は確認できるため、局部座屈変形の進行をある程度拘束し、耐力を大幅に上昇させずに性能を回復させる効果があったものと考えられる。

一方、それ以外の試験体は⑤補強プレートとフランジの溶接部に亀裂が生じ、溶接部が破断することで最大耐力が決定している。これにより、補修後の最大耐力の上昇率は平均で約 1.02 程度にとどまり、元の状態からの耐力の大幅な上昇を防止できるものと考えられる。しかしながら、終局状態に至るまでに溶接部が破

断することで荷重が急激に下ることもあり、不安定な挙動を示した。これらのことから、補強プレートの溶接方法を断続溶接とし溶接長さを調整することで、補修後部材の耐力の過度な上昇を抑え、元の状態の部材と同程度の曲げ耐力とすることが可能となるものの、溶接部の破断による急激な耐力の低下により破断後は耐力の保証ができなくなる可能性があり、結果として部材としての塑性変形能力が乏しい補修となることも考えられる。

C-NS150 試験体について、補強プレートの板厚が 3.2mm の試験体 (C-NS150-R3.2-M, C-NS150-R3.2-C10) の場合、補強プレートの溶接により局部座屈変形の進行をある程度拘束しているものと考えられるが、補強プレートが局部座屈の進行とともに塑性変形することで最大耐力が決定した。これにより、耐力を大幅に上昇させずにかつ安定した挙動で、損傷した H 形鋼の耐力を回復させることができるものと考えられる。

補強プレートの板厚が 4.5mm の試験体 (C-NS150-R4.5-M, C-NS150-R4.5-C10) の場合、A-NS150 試験体 (補強プレートの板厚 6mm) でも観察された、補強プレートとエンドプレートの隙間に亀裂が発生し、最大耐力が決定した。これらのことから、補強プレートの板厚の設定によっては、補修部に再度塑性ヒンジを形成させることで、補修前後の塑性ヒンジの形成部位を変化させることなく、部材の耐力上昇を補修部位の断面の増加および局部座屈変形の拘束効果に起因する耐力上昇に依存させ、結果として過度な耐力上昇を抑えることが可能となる。この場合、B-NS150 試験体とは異なり、補修部位の塑性変形の進行により安定した挙動となるものの、補修部位の変形能力や終局挙動を把握するためには、損傷度や変形の拘束効果などについて更なる検討が必要となるものと考えられ、課題が残った。

図 3-28 に座屈長さ・座屈幅の定義を、表 3-10 に 1 次載荷後に計測した局部座屈の結果を示す。なお、表 3-8 の座屈長さ・座屈幅はそれぞれ各シリーズの試験体の最大値を示している。箱形補修に用いる補強プレートの長さは座屈長さの最大値に基づいて 230mm と決定した。

補修後の試験体について、最大耐力が補強プレート上部に生じた局部座屈により決定される場合、元の状態のせん断スパン L に対して、補強プレート上端から載荷点までの高さ L' に対して、柱脚から載荷点までの高さの比は、 $L/L' \approx 1.28$ である。図 3-29 に補修後の最大耐力の上昇率を示す。同図のシンボルは崩壊モードの違いを (②局部座屈のモード以外のシンボル「×」は参考として示す)、実線は $L/L' \approx 1.28$ の値を、破線は②補強プレート上部に新たに局部座屈が生じて最大耐力に達する崩壊モードの最大耐力の上昇率の平均値を示している。同図より、②の崩壊モードの場合、 $L/L' \approx 1.28$ と補修による最大耐力の上昇率が良い対応を示していることが確認できる。なお、それ以外の崩壊モードの試験体の場合も概ね同程度の値を示しているが、これらに関しては溶接部の亀裂などについて検討が必要になるものと考えられる。

箱形補修を施した部分について、フランジに開先を設けて補強プレートを溶接しているものの、B-NS150 試験体の破壊性状より接合部分は隅肉溶接となっているものと考えられる。図 3-30 に示すように、曲げモーメントにより H 形鋼部材のフランジに生じる軸方向力は、隅肉溶接部を介して補強プレートにせん断力として伝達される。このとき、隅肉溶接部の最大せん断耐力 wP_u は次式で表される。

$$wP_u = wq_u \cdot l_e \tag{3-1}$$

wq_u : 溶接継目の単位長さ当たりの最大耐力

$$wq_u = a \cdot F_u / \sqrt{3} \approx 0.7S \cdot F_u / \sqrt{3}$$

a : 隅肉溶接ののど厚

F_u : 溶接金属の引張強さ

S : 隅肉溶接のサイズ

l_e : 溶接継目の有効長さ

$$l_e = l - 2S$$

l : 溶接の全長

図 3-30 (a) の A 部分について、部材に生じる曲げモーメントにより H 形鋼のフランジには部材軸方向の力 P が生じる。ここで、A 部分の断面で平面保持の仮定が成立するものとする、補強プレートの $t_f \times t_{pl}$ (t_f : H 形鋼のフランジの板厚, t_{pl} : 補強プレートの板厚) の領域に生じる部材軸方向の力 P_{pl} は次式で表される。

$$P_{pl} = \frac{t_f \cdot t_{pl}}{A_f + t_f \cdot t_{pl}} \cdot P \quad (3-2)$$

A_f : H 形鋼のフランジの断面積

t_f : H 形鋼のフランジの板厚

t_{pl} : 補強プレートの板厚

P_{pl} は隅肉溶接部により補強プレートに伝達されるため、A 部分が破断する場合、 ${}_wP_u < P_{pl}$ となる。

最大耐力が補強プレートとフランジの溶接部破断により決定した試験体を含む、B-NS150 試験体について、最大耐力時 (表 3-8 参照) の P_{pl} と溶接部の耐力 ${}_wP_u$ の比較を図 3-31 に示す。なお、 P および P_{pl} は図 3-30 (d) に示すように断面内の応力分布を線形仮定して求めた。また、最大耐力 M_m 時の A 部分の応力 σ_A を表 3-11 に示す。なお、補強プレートの断面は $6\text{mm} \times 240\text{mm}$ で計算している。

表 3-11 より、最大耐力時においてもフランジ位置における応力は H 形鋼の降伏応力度 402 N/mm^2 を超えておらず、補修部は弾性であったことが確認できる。

図 3-31 より溶接長さ $l = 20\text{mm}$ ($l_e = 8 \text{ mm}$) の試験体は式(3-1)による溶接部耐力と式(3-2)によるせん断力の換算値がほぼ一致していることが確認できる。一方で、溶接長さ $l = 40\text{mm}$ ($l_e = 28 \text{ mm}$) の場合、溶接部耐力は作用しているせん断力に対して十分に大きいにも関わらず、溶接部が破断して最大耐力に達している。この試験体 (B-NS150-R6I40-M) に関しては、溶接の有効長さ l_e の妥当性や、溶接の欠陥なども考えられる。図 3-32 は、B-NS150-R6I20-M と B-NS150-R6I40-M の溶接部破断の様子を示している。B-NS150-R6I20-M の溶接部の亀裂は側面隅肉溶接のせん断破壊に相当するものと考えられるが、B-NS150-R6I40-M の溶接部の亀裂は溶接金属とフランジ母材の溶け込み不良による破断とも考えられる破壊性状となっている。このため、溶接部耐力が十分大きいにも関わらず溶接部で破断した可能性がある。

溶接長さの短い試験体 ($l = 20\text{mm}$) については、上記の応力伝達機構や耐力評価は概ね妥当であると考えられるが、溶接長さが長くなった場合の有効長さの設定などについても課題残るものと考えられるため、今後のさらなる検討を必要とする。

(ii) エネルギー吸収能力

表 3-8 の最大耐力に達するまでの累積塑性変形倍率の結果から、2 次载荷において概ね元の状態と同程度かそれ以上にエネルギー吸収能力が回復することが確認できる。

したがって、箱形補修を施した場合、エネルギー吸収能力の回復にも期待することができるものと考えられるが、補修後に亀裂や破断が生じる場合は不安定な挙動を示すことがあり、最大耐力後の塑性変形能力も期待出来なくなる可能性があるため、補修後の崩壊モードでは亀裂や破断をさける補修を施すことが望ましいと考えられる。

以上、曲げにより局部座屈が生じた H 形鋼部材に対する箱形補修による補修効果と補修後の終局挙動について検証を行った。補修後に耐力の回復と塑性変形能力を期待する場合、亀裂や破断により脆性的な崩壊モ

ードを避け、補修部上部で新たな局部座屈を生じさせるように補修するのが望ましいものと考えられる。

一方、補修部上部で新たな局部座屈を生じさせる崩壊モードは、耐力の上昇が補強プレートの長さに支配され、過度に耐力を上昇させると、材端のフランジなどに亀裂が生じる場合が考えられる。そのため、耐力を大幅に上昇させないよう補修部の変形の拘束効果が小さい補修法を検証した（B-NS150 試験体，C-NS150 試験体）が、塑性変形能力を期待する場合には、補強プレートの板厚を小さくし、補修部に塑性ヒンジを形成させる補修方法を採用するのが望ましいものと考えられる。

表 3-8 元の状態と補修後の保有性能の比較 (H 形鋼)

試験体名	1 次載荷 (元の状態)			2 次載荷 (補修後)			1 次載荷と 2 次載荷の比 (補修による上昇率)		
	M_m	$c\eta_m$	$s\mu_m$	M_m	$c\eta_m$	$s\mu_m$	M_m	$c\eta_m$	$s\mu_m$
S110-NR-M	1.27	3.40	3.89	0.61	(1.20)	3.50	0.48	(0.35)	0.90
S110-R6-M	1.30	3.85	4.16	1.57	3.51	3.17	1.21	0.91	0.76
S110-R6-C1	1.26	3.76	3.08	1.52	3.49	2.65	1.21	0.93	0.86
S110-R6-C2	1.27	8.07	3.57	1.68	11.1	2.65	1.32	1.38	0.74
S110-R6-C3	1.25	4.00	2.73	1.46	1.42	4.32	1.17	0.35	1.58
S150-NR-M	1.08	1.13	1.80	0.86	(3.06)	4.82	0.79	(2.70)	2.68
S150-R6-M	1.10	1.10	1.84	1.40	2.70	2.91	1.27	2.44	1.58
S150-R6-C4	1.12	2.44	1.61	1.33	2.71	2.18	1.19	1.11	1.36
S150-R6-C5	1.11	2.00	1.60	1.21	2.65	2.28	1.09	1.32	1.43
S150-R6-C6	1.10	1.14	1.76	1.30	1.15	1.69	1.18	1.01	0.96
A-NS150-NR-M	1.17	2.57	3.20	0.89	(2.47)	3.93	0.76	(0.96)	1.23
A-NS150-R6-M	1.18	2.40	2.95	1.40	4.51	4.48	1.19	1.88	1.52
A-NS150-R6-C7	1.16	6.39	2.02	1.36	16.5	6.71	1.17	2.58	3.32
A-NS150-R6-C8	1.15	3.09	2.32	1.45	4.24	3.21	1.26	1.37	1.38
A-NS150-R6-C9	1.23	4.07	4.31	1.50	2.75	3.11	1.22	0.68	0.72
B-NS150-NR-M	1.15	1.88	—	0.92	(3.11)	—	0.80	(1.66)	—
B-NS150-R6I20-M	1.19	1.10	—	1.18	9.23	—	1.00	8.41	—
B-NS150-R6I40-M	1.18	1.45	—	1.17	4.42	—	1.00	3.06	—
B-NS150-R6I60-M	1.17	1.35	—	1.36	5.87	—	1.16	4.33	—
B-NS150-R6I20-20-M	1.17	1.32	—	1.17	2.17	—	1.00	1.64	—
B-NS150-R6I20-40-M	1.17	0.84	—	1.14	1.23	—	0.97	1.46	—
B-NS150-R6I20-C10	1.17	1.02	—	1.23	1.63	—	1.05	1.60	—
B-NS150-R6I40-C10	1.18	1.32	—	1.29	1.58	—	1.09	1.20	—
B-NS150-R6I60-C10	1.16	1.29	—	1.31	1.68	—	1.13	1.30	—
B-NS150-R6I20-20-C10	1.18	1.23	—	1.25	1.00	—	1.06	0.81	—
B-NS150-R6I20-40-C10	1.16	1.14	—	1.15	1.58	—	0.99	1.39	—
C-NS150-NR-M	1.09	1.61	—	0.88	(4.99)	—	0.81	(3.09)	—
C-NS150-R3.2-M	1.09	0.91	—	1.21	5.21	—	1.11	5.73	—
C-NS150-R4.5-M	1.06	0.39	—	1.14	3.44	—	1.08	8.74	—
C-NS150-R3.2-C10	1.07	0.82	—	1.05	1.24	—	0.98	1.50	—
C-NS150-R4.5-C10	1.09	1.28	—	1.13	1.31	—	1.04	1.02	—

表 3-9 元の状態と補修後の最大耐力の決定要因

試験体名	1次载荷	2次载荷	備考
S110-NR-M	局部座屈	局部座屈の進行	補修無し
S110-R6-M		局部座屈	
S110-R6-C1		亀裂	局部座屈の発生無し
S110-R6-C2		局部座屈	
S110-R6-C3		亀裂	局部座屈の発生無し
S150-NR-M	局部座屈	局部座屈の進行	補修無し
S150-R6-M		局部座屈	
S150-R6-C4		局部座屈	
S150-R6-C5		局部座屈	
S150-R6-C6		亀裂	局部座屈の発生無し
A-NS150-NR-M	局部座屈	局部座屈の進行	補修無し
A-NS150-R6-M		局部座屈	
A-NS150-R6-C7		亀裂	局部座屈も発生
A-NS150-R6-C8		局部座屈	
A-NS150-R6-C9		局部座屈	
B-NS150-NR-M	局部座屈	局部座屈の進行	補修無し
B-NS150-R6I20-M		溶接部破断	
B-NS150-R6I40-M		溶接部破断	
B-NS150-R6I60-M		局部座屈	
B-NS150-R6I20-20-M		溶接部破断	
B-NS150-R6I20-40-M		溶接部破断	
B-NS150-R6I20-C10		補修部位の変形の進行	
B-NS150-R6I40-C10		補修部位の変形の進行	
B-NS150-R6I60-C10		局部座屈	
B-NS150-R6I20-20-C10		溶接部破断	
B-NS150-R6I20-40-C10		溶接部破断	
C-NS150-NR-M	局部座屈	局部座屈の進行	補修無し
C-NS150-R3.2-M		補修部位の変形の進行	
C-NS150-R4.5-M		フランジ亀裂	
C-NS150-R3.2-C10		補修部位の変形の進行	
C-NS150-R4.5-C10		フランジ亀裂	

※「局部座屈」は新たに発生した局部座屈を、「溶接部破断」は補強プレートとフランジの溶接部の亀裂が進展して破断したことを、「補修部位の変形の進行」は補修部内部のH形鋼の変形の進行を、「フランジ亀裂」は補強プレートとエンドプレートの間にした隙間部分の母材のフランジに発生した亀裂を示している。

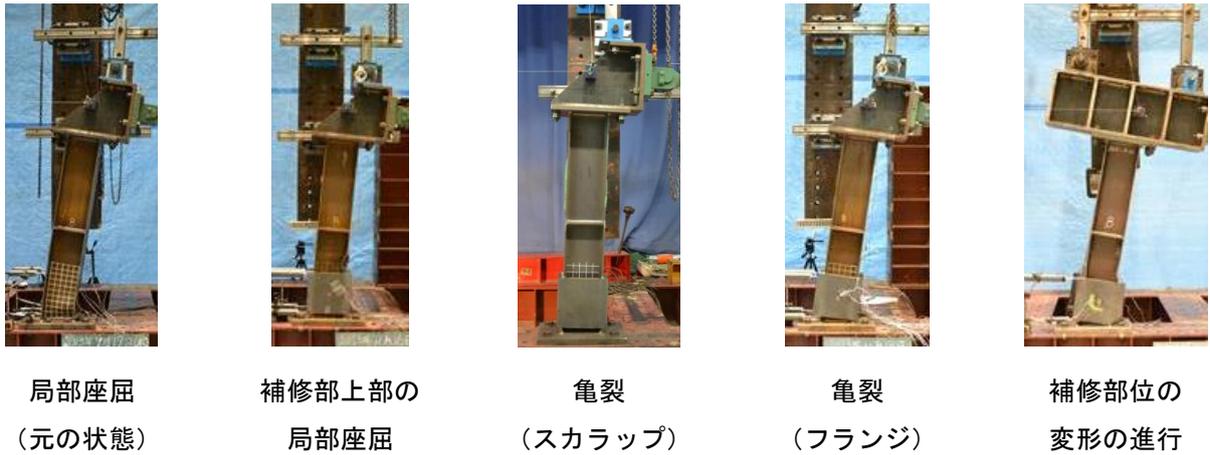


図 3-27 終局状態における試験体の変形の概要

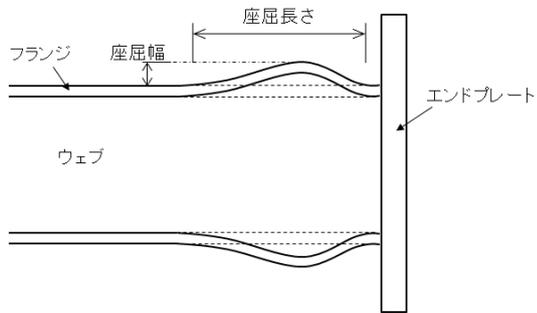


図 3-28 局部座屈長さ・座屈幅の定義

表 3-10 局部座屈の計測結果

試験体	座屈長さ [mm]	座屈幅 [mm]
S110 試験体	230	6
S150 試験体	230	22
A-NS150 試験体	203	23
B-NS150 試験体	217	29
C-NS150 試験体	225	29

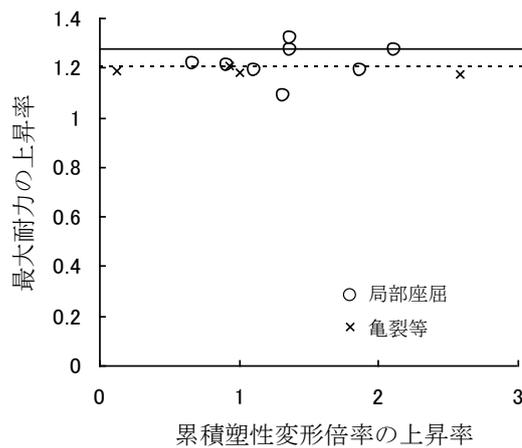


図 3-29 補修後の最大耐力の上昇率

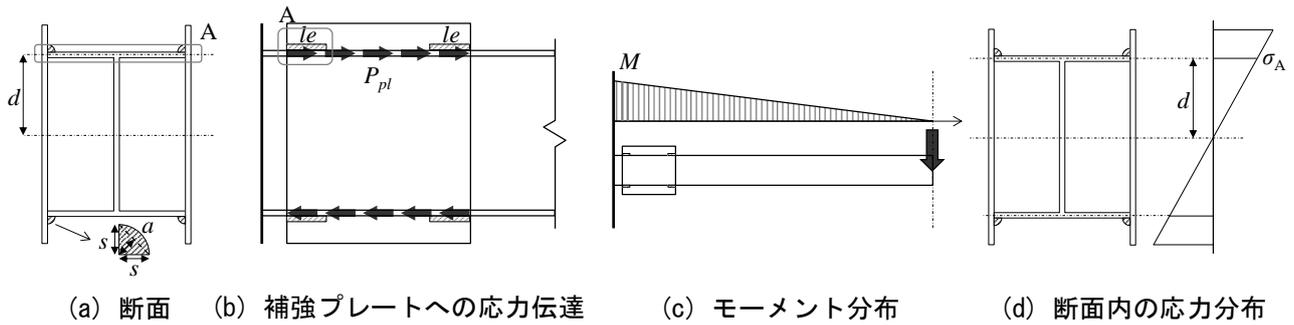


図 3-30 箱形補修部の応力状態

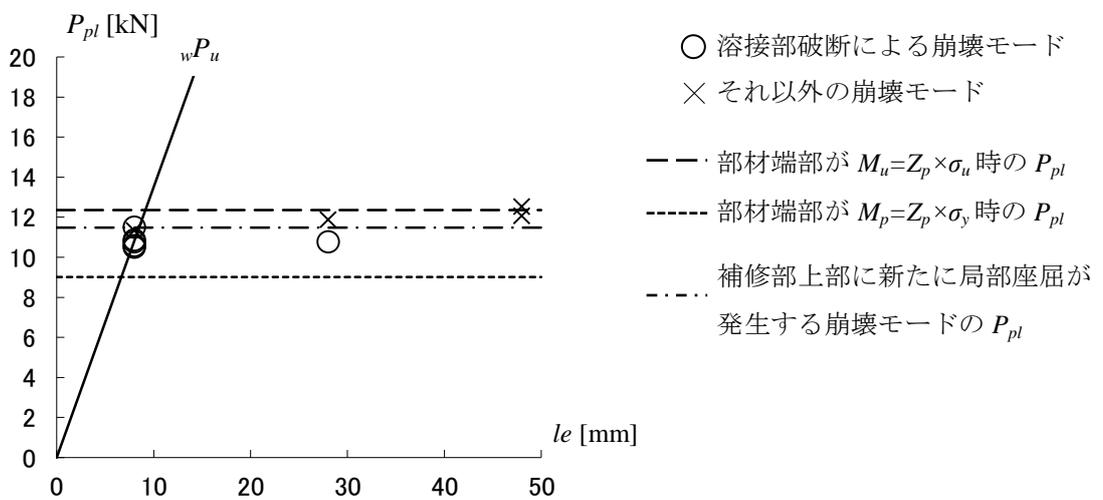


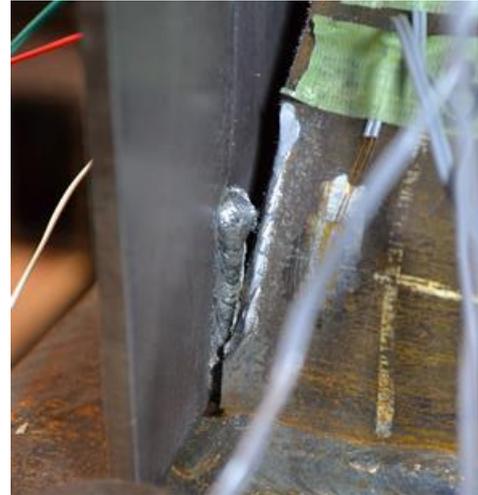
図 3-31 溶接部の耐力

表 3-11 最大耐力時の A 部分の応力

	M_m/M_p	M_m kN・m	σ_A N/mm ²	崩壊モード
B-NS150-R6I20-M	1.18	94.3	300	溶接部破断
B-NS150-R6I40-M	1.17	93.5	298	溶接部破断
B-NS150-R6I60-M	1.36	108.7	346	局部座屈
B-NS150-R6I20-20-M	1.17	93.5	298	溶接部破断
B-NS150-R6I20-40-M	1.14	91.1	290	溶接部破断
B-NS150-R6I20-C10	1.23	98.3	313	補修部位の変形の進行
B-NS150-R6I40-C10	1.29	103.1	328	補修部位の変形の進行
B-NS150-R6I60-C10	1.31	104.7	333	局部座屈
B-NS150-R6I20-20-C10	1.25	99.9	318	溶接部破断
B-NS150-R6I20-40-C10	1.15	91.9	293	溶接部破断



B-NS150-R120-M



B-NS150-R140-M

図 3-32 溶接部破断の様子

3.3 角形鋼管部材

本節では、鉄骨骨組の柱材として広く用いられる角形鋼管部材を対象に、「復旧技術指針」[3-1]に示されている局部座屈に対する既存の補修工法であるカバープレート溶接による局部座屈補強方法（以降、カバープレート補強と呼ぶ）と補修後性能、補修効果、終局耐震挙動について実験的に検証を行い、補修後の部材の力学的特性を明らかにする。

3.3.1 角形鋼管部材の損傷と復旧工法

近年、中高層鉄骨骨組の柱材に角形鋼管が広く用いられるようになってきている。過去の地震被害において、角形鋼管部材の被害は多数報告されており、巨大地震時には柱の降伏、板要素の局部座屈、柱脚や柱頭に生じる亀裂や破断、軸応力による座屈などといった損傷が生じることが考えられる。H形鋼部材と同様に、日本の耐震基準では局部座屈に対して板要素の幅厚比制限により、弱軸方向への座屈に対しては部材の細長比制限より対策を講じている。一方で、幅厚比制限を満たした部材においても、繰返し荷重が作用する場合には、累積損傷により局部座屈が生じることや、母材に亀裂や破断が生じることが考えられる。

復旧技術指針では、角形鋼管部材の各損傷に対する復旧工法と耐力、靱性指標との関係を表3-12のように提示している。ただし、ここでは角形鋼管部材の直接的な損傷以外は省略して引用している。また、柱梁接合部に関しては、接合部パネルおよびメカニカルファスナーの損傷、仕口部については溶接部自体の損傷を省略して示している。

図3-33に、復旧技術指針に示されている、局部座屈を生じた角形鋼管部材に対するカバープレート補強を示す。同方法は、局部座屈により外側へふくらんだ板を赤熱して叩くことで平滑とし、局部座屈が生じた部分にカバープレートを溶接することで、局部座屈変形を拘束する方法である。

本補強応報を施した部材は、箱形補修を施したH形鋼部材と同様に、局部座屈が生じていない健全な部分、局部座屈を補強プレートにより補修した部分、補修部と材端（柱脚や柱梁接合部）との間の隙間部分により構成され、元の状態の部材とは異なる状態となる。したがって、補修後の耐震性能（耐力、剛性、変形能力）を詳細に評価するためには、部材レベルでの補修効果を検証し、力学的挙動を明らかにする必要がある。

角形鋼管に対する補強方法は、これまでに多数の研究が行われているが、局部座屈が生じた部材の補修法と補修後性能について検証した報告は非常に限られている。

吉敷らは[3-12]、局部座屈が生じた角形鋼管柱を対象とし、柱脚部に生じた局部座屈にカバープレート補強を施し、補修後性能を実験的に検証している。図3-33の方法によるカバープレート補強では、局部座屈が生じた角形鋼管の4面をプレートにより補強するものと考えられるが、文献[3-9]では、プレートを取り付ける面やプレートの長さをパラメータとして、補修材ごとの補修効果についても検証している。

一方で、H形鋼部材と同様に、補修した部材の耐震性能（耐力、剛性、変形能力）を適切に評価するためには未検証の部分が多く、補修後の力学的特性や崩壊モードを推定するためには課題が残っている。

そこで、局部座屈により損傷した角形鋼部材について、具体的な補修方法と施工手順を検証し、補修後の力学的特性および崩壊モードを静的載荷実験により検証する。

表 3-12 角形鋼管部材の損傷と復旧工法（補修，補強） [3-1]

部位	損傷状況		復旧工法	耐力，靱性指標
柱	(1)	傾斜	建て起こし (層間変形角 $\pm 1/250$ ，層間変形 $\pm 10\text{mm}$ 以内)	P- Δ 効果による耐力の低減
	(2)	降伏	何もせず	塑性化による耐力の低減
	(3)	局部座屈	カバープレート溶接 リブプレート溶接	耐力：被災前に同じ 靱性指標：元の部材種別がFAの場合はFBに，それ以外の場合は被災前と同じ
	(4)	座屈	座屈補剛材を新設	被災前に同じ
	(5)	破断	破断箇所の置換	被災前に同じ
梁	(1)	降伏	何もせず	塑性化による耐力の低減

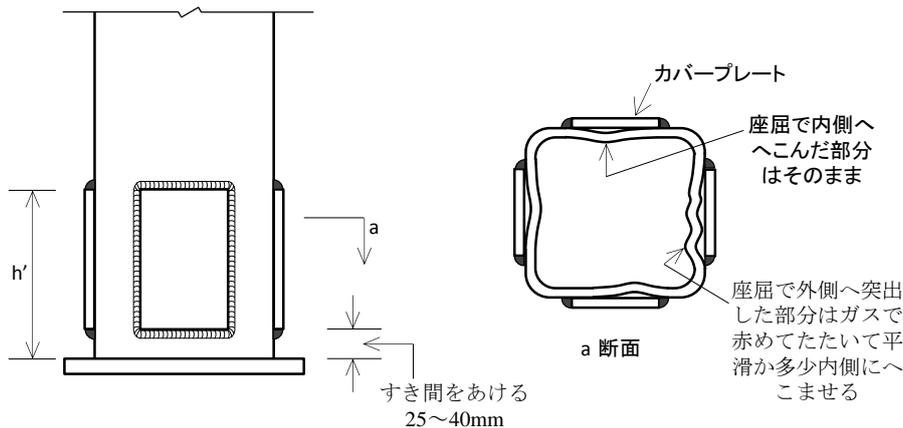


図 3-33 カバープレート溶接による局部座屈補強方法 [3-1]

3.3.2 静的載荷実験によるカバープレート補強の補修効果と補修後終局挙動の検証

■ 実験概要

ここでは、損傷後にカバープレート補強を施した角形鋼管部材を対象に、静的載荷実験により補修後性能および終局挙動について検証を行う。また、角形鋼管の幅厚比による部材種別の差異が補修効果に与える影響について検証を行う。実験は、実験室で角形鋼管部材に損傷を与え、生じた損傷部分にカバープレート補強を施し、補修を施した部材に静的載荷試験を行うことで補修後性能および終局挙動を検証する。

■ 試験体の構成

試験体は、冷間成形角形鋼管□-175×175×4.5（以降RB4と呼ぶ）および冷間成形角形鋼管□-175×175×6（以降RB6と呼ぶ）を使用して製作し、中板と呼称される板厚の部材を対象とした。表3-13、3-14に試験体の一覧と概要を、表3-15に使用鋼材の機械的性質を示す。また、図3-34に試験体形状を、図3-44に各試験体の幅厚比と耐震規定における部材種別の関係を示す。図3-34は、それぞれの試験体の元の状態と損傷後にカバープレート補強を施した状態を示している。

試験体は、角形鋼管部材の両端をエンドプレートに溶接して製作した。

■ 実験変数

実験変数は、試験体の幅厚比および載荷履歴とし、幅厚比の小さなRB4試験体は部材種別FCランク、RB6試験体は部材種別FAランクの部材である。また、それぞれの試験体は、補修を施さない試験体（RB○-NM）および補修を施す試験体（RB○-RM, RB○-R1, RB○-R2）で構成されており、単調載荷および繰返し載荷による載荷を行う。図3-35に試験体の幅厚比と耐震規定における部材種別を示す。

表 3-13 試験体一覧

試験体名	部材の断面	部材種別	補修の有無	載荷履歴
RB4-NM	□-175×175×4.5 (STKR400)	FC	無補修(N)	単調(M)
RB4-RM			補修(R)	単調(M)
RB4-R1				繰返し(C1)
RB4-R2				繰返し(C2)
RB6-NM	□-175×175×6.0 (STKR400)	FA	無補修(N)	単調(M)
RB6-RM			補修(R)	単調(M)
RB6-R1				繰返し(C1)
RB6-R2				繰返し(C2)

※試験体名は以下のように定めた。

1 から 2 文字目 RB はロール成形角形鋼管を表す。

3 文字目 6 は公称板厚 6mm を、4 は公称板厚 4.5mm を表す。

4 文字目 N は補修無し、R は補修有りを表す。

5 文字目 載荷履歴を表し、M は単調載荷を、C1 は両側漸増繰返し載荷、C2 は両側一定繰返し載荷を表す。

なお、本文中の試験体名末尾の B は初期載荷、A は二次載荷を表す。

表 3-14 試験体概要

試験体名 (シリーズ名)	部材の断面	I_x [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_p [kN・m]
RB4	□-175×175×4.5	1450	192	65.3
RB6	□-175×175×6.0	1860	249	79.2

※BH：溶接組立H形鋼， I_x ：強軸の断面二次モーメント， Z_p ：強軸の塑性断面係数， M_p ：全塑性モーメント

表 3-15 使用鋼材の機械的性質

試験体の シリーズ	使用部位	鋼種	板厚 [mm]	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	ヤング係数 [GPa]
RB4	角形鋼管	STKR400	4.3	340	440	207
	補強プレート	SS400	4.6	298	445	208
RB6	角形鋼管	STKR400	5.5	318	429	207
	補強プレート	SS400	5.9	310	464	212

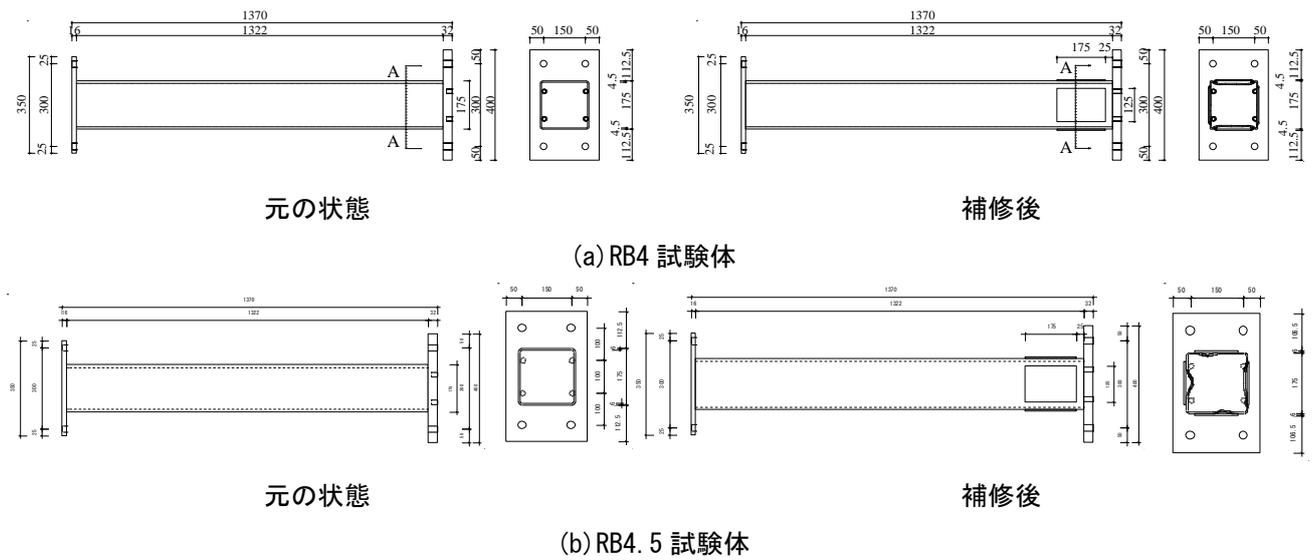


図 3-34 試験体形状（角形鋼管部材の試験体）

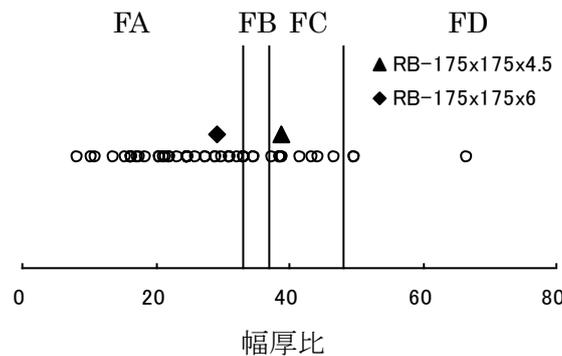


図 3-35 試験体の幅厚比と耐震規定における部材種別 (STKR400)

■ 実験方法

実験は H 形鋼部材同様に、まず各試験体に損傷を与える静的荷重試験（以降、1 次荷重と呼ぶ）を行うことで試験体に耐力劣化を伴う局部座屈を生じさせ、残留変位角が 1/250 rad となるように建て起こしを行った後、損傷の状況に応じてカバープレート補強を施し、再度静的荷重試験（以降、2 次荷重と呼ぶ）を行うことで補修後性能および終局挙動を検証する。なお、元の状態と補修後の状態を比較するため、2 次荷重は 1 次荷重と同じ変位プログラムで荷重を行った。

■ 荷重方法と計測計画

実験のセットアップの概要を図 3-36 に示す。試験体は片持ち柱形式とし、柱脚部を反力床に剛接合し、柱頭部は治具を介してジャッキに取り付け静的水平荷重を行った。試験体のせん断スパンは 1486mm である。

試験体に作用する水平荷重は、ジャッキに内蔵されたロードセルにより計測し、部材端に生じる曲げモーメントは水平荷重に試験体のせん断スパンを乗じて算出した。柱頭部の水平変位は、試験体柱頭に取り付けた巻込み変位計により計測し、部材角は計測した水平変位を試験体のせん断スパンで除して算出した。

また、補修後には、補修部の上下（補強プレートの上端位置、および下端位置）における変位を棒状変位計により計測し、補修部の回転角を算出した。

単調荷重の試験体の M_p 時の部材角 θ_p を基準とし、部材角 θ を制御して荷重を行った。図 3-37 に各試験体の繰返し荷重における変位プログラムを示す。

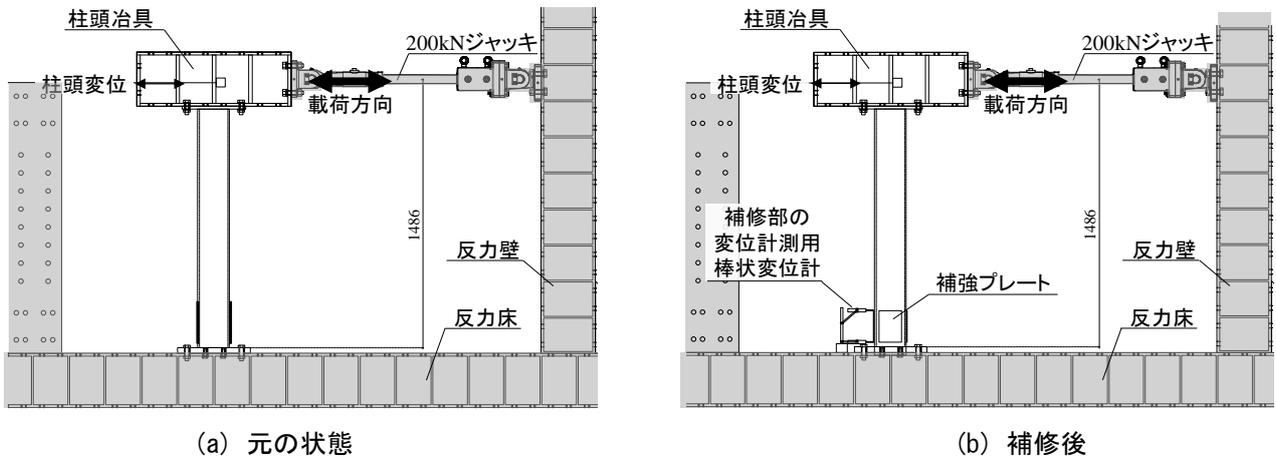


図 3-36 実験セットアップ（角形鋼管部材）

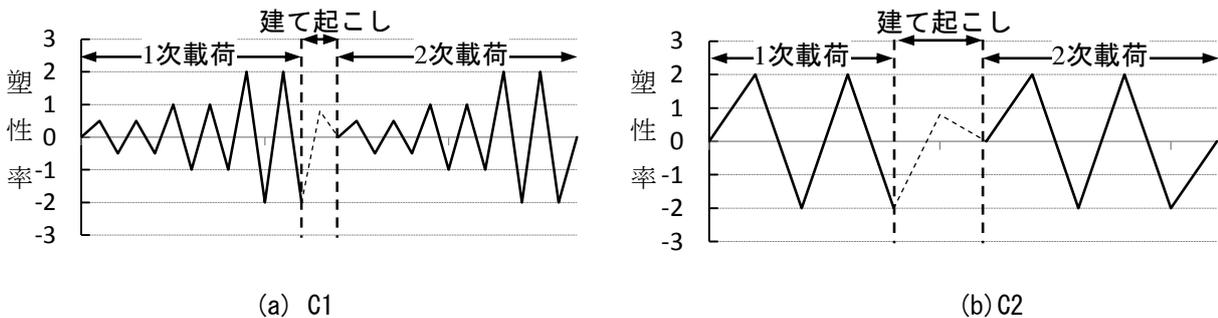


図 3-37 繰返し荷重における変位プログラム

■ 実験結果

以降に実験結果を示す。なお、各シリーズの荷重変形関係は、試験体柱脚部に生じる部材端モーメント M と部材角 θ で整理し、縦軸 M を元の状態の部材の全塑性モーメント M_p で基準化し、横軸 θ を元の状態の部材の単調載荷における M_p 時の部材角 θ_p で基準化して示す。また、荷重-変形関係上には、局部座屈発生点、最大耐力点をあわせて示している。

単調載荷

図 3-38 に単調載荷実験 (RB-4NM, RB-4RM, RB-6NM, RB-6RM) の荷重変形関係を示す。また、図 3-39 に 1 次載荷における損傷状況を、図 3-40 に 2 次載荷における損傷状況を示す。

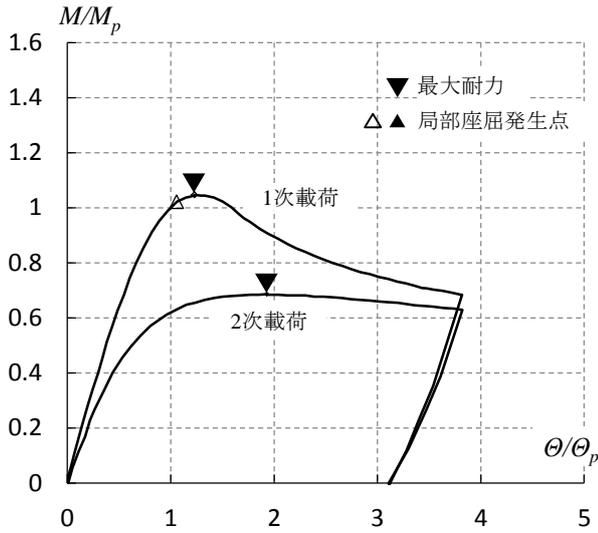
1 次載荷において、RB4 試験体 (RB4-NM, RB4-RM) はともに荷重が $1.0M_p$ 時を超えた後に圧縮側フランジに局部座屈が観察され、その後局部座屈が進展して $\theta/\theta_p = 1.2\sim 1.3$ 付近で最大耐力 $1.05M_p$ に達した。その後ウェブにも局部座屈が観察され、荷重が低下して $\theta/\theta_p = 1.7$ 付近で $1.0M_p$ を下回り、 $\theta/\theta_p = 4$ で $0.7M_p$ 程度まで低下して終局状態に至り載荷を終了した。

RB6 試験体 (RB6-NM, RB6-RM) は荷重が $1.1M_p$ を超えた後、 $\theta/\theta_p = 1.5$ 付近で圧縮側フランジに局部座屈が観察され、 $\theta/\theta_p = 1.6$ 付近で最大耐力 $1.14M_p$, $1.15M_p$ に達した。その後、RB4 試験体同様にウェブにも局部座屈が観察され、徐々に荷重が低下して $\theta/\theta_p = 3$ 付近で荷重が $1.0M_p$ を下回り、 $\theta/\theta_p = 4.5$ で $0.8M_p$ 程度まで低下して終局状態に至り載荷を終了した。

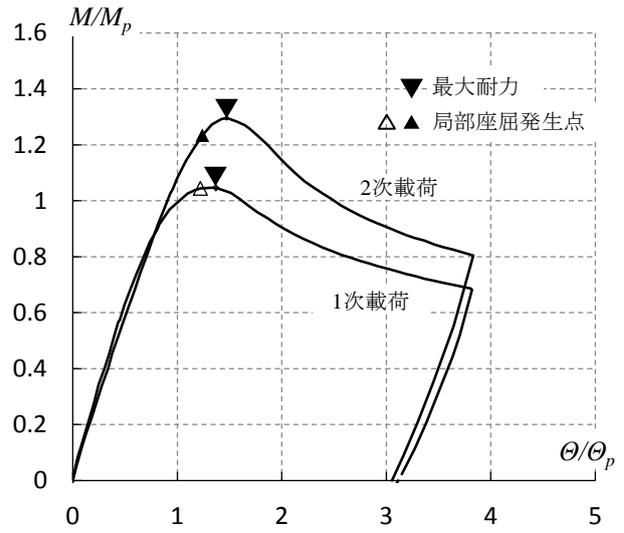
いずれの試験体も除荷後に建て起こしを行い、RB4-RM および RB6-RM, 1 次載荷で発生した局部座屈に対しカバープレート補強を施した。補修に使用したカバープレートは各角形鋼管部材の板厚と同じ厚さの SS400 材の鋼板とし、局部座屈による損傷部位を覆うように $175 \times 125\text{mm}$ のカバープレートを R 部を避け、さらにエンドプレートから 25mm の隙間を設けて全周隅肉溶接した (図 3-33)。なお、局部座屈により内側にへこんだフランジ側はそのままカバープレートを溶接し、外側にはらみだしたウェブ側は加熱加工により凸面を赤めて叩き、カバープレートが取り付け可能となるまで平滑化してから溶接した。

2 次載荷の結果について、補修しない RB4-NM, RB6-NM は、早期に剛性が低下し、1 次載荷において発生した局部座屈が進展することで、1 次載荷における除荷点の荷重を超えることなく荷重が低下し、終局状態に至った。それぞれの最大荷重は $0.69M_p$, $0.80M_p$ 程度であり、元の状態の最大耐力に対して 0.66 倍, 0.70 倍に留まった。

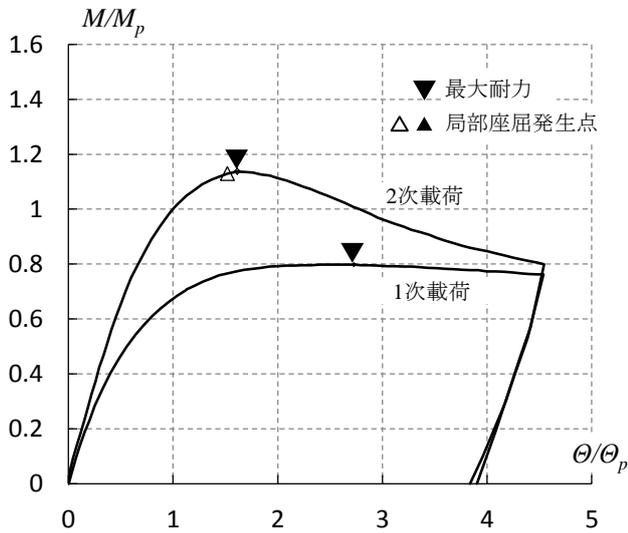
一方、補修して載荷した RB4-RM および RB6-RM は、初期剛性は 1 次載荷と同程度まで回復し、最大耐力は元の状態よりも上昇した。RB4-RM は荷重が $1.2M_p$ を超えた後、RB6-RM は荷重が $1.4M_p$ を超えた後に補修部の上部 (柱頭側) で圧縮側フランジに新たな局部座屈が観察され、それぞれ $\theta/\theta_p = 1.5$, $\theta/\theta_p = 2.0$ 付近で最大耐力 $1.30M_p$, $1.46M_p$ に達した。最大耐力は元の状態に対して、 1.24 倍, 1.26 倍に上昇した。その後、どちらの試験体も補修部上部のウェブに局部座屈が観察され、荷重が低下した。RB4-RM は $\theta/\theta_p = 2.5$ 付近で荷重が $1.0M_p$ を下回り、RB6-RM は目標変位 $\theta/\theta_p = 4.5$ までは $1.0M_p$ を下回ることなく、確認のため実験後に載荷したところ、 $\theta/\theta_p = 5.0$ 付近で荷重が $1.0M_p$ を下回った。



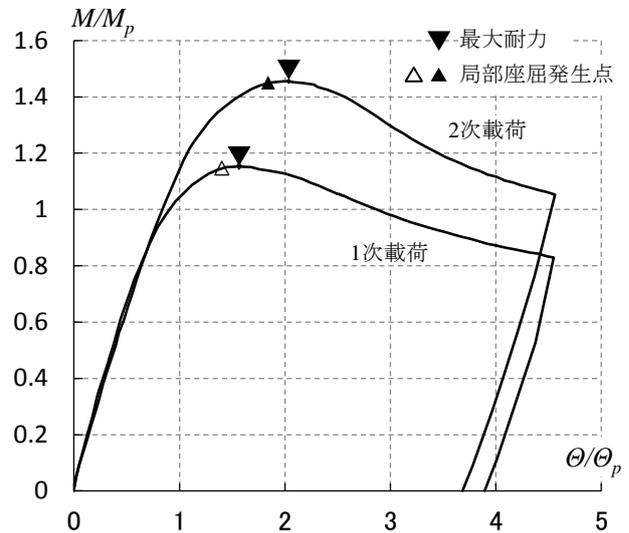
(a) RB4-NM



(b) RB4-RM

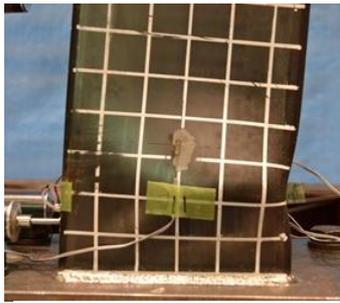


(c) RB6-NM

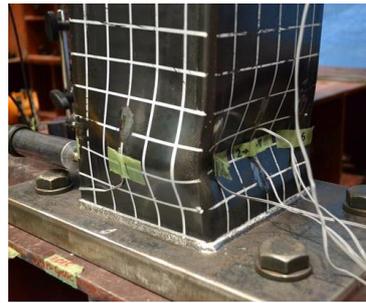


(d) RB6-RM

図 3-38 単調载荷の試験体の荷重変形関係



ウェブ面側の変形状態
(終局状態)

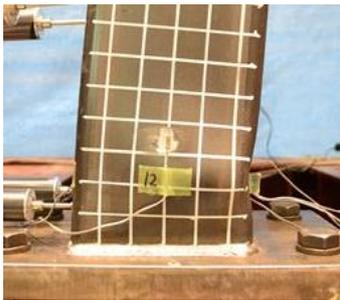


柱脚部の局部座屈
(終局状態)



建て起こし後の状態

(a) RB4 (RB4-NM, RB4-RM)



ウェブ面側の変形状態
(終局状態)



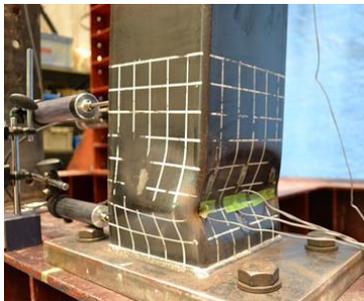
柱脚部の局部座屈
(終局状態)



建て起こし後の状態

(b) RB6 (RB6-NM, RB6-RM)

図 3-39 単調載荷の試験体の損傷状況 (1次載荷)



局部座屈変形の進行
(RB4-NM)



終局状態における変形
(RB4-RM)

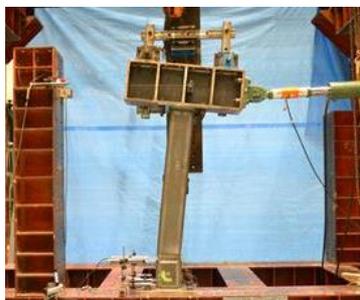


新たに生じた局部座屈
(RB4-RM)

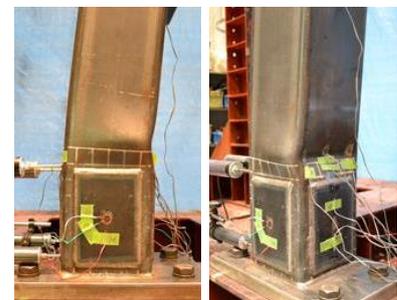
(a) RB4 (RB4-NM, RB4-RM)



局部座屈変形の進行
(RB6-NM)



終局状態における変形
(RB6-RM)



新たに生じた局部座屈
(RB6-RM)

(b) RB6 (RB6-NM, RB6-RM)

図 3-40 単調載荷の試験体の損傷状況 (2次載荷)

繰返し載荷

図 3-41 に繰返し載荷実験 (RB4-R1, RB4-R2, RB6-R1, RB6-R2) の荷重変形関係を示す。また, 図 3-42 に 1 次載荷における損傷状況を, 図 3-43 に 2 次載荷における損傷状況を示す。

1 次載荷において, RB4-R1 は 4 ループ目正側 (目標変位: $+1\theta_p$) の荷重が $1.0M_p$ 付近で圧縮側フランジに局部座屈が観察され, 5 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の荷重が M_p を超えた後に局部座屈が進展して $\theta/\theta_p = 1.2$ 付近で最大耐力 $1.06M_p$ に達した。その後, ウェブに局部座屈が観察され荷重が低下し M_p まで低下した。

RB4-R2 は 5 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の荷重が M_p 付近で圧縮側フランジに局部座屈が観察され, その後局部座屈が進展して $\theta/\theta_p = 1.2$ 付近で最大耐力 $1.07M_p$ に達した。その後は RB4-R1 同様にウェブに局部座屈が観察され荷重が M_p まで低下した。

両 RB4 試験体ともに最終ループには荷重が $0.6M_p$ 程度まで低下し, 終局状態に至り載荷を終了した。終局状態までの挙動や最大耐力, 損傷の程度は概ね単調載荷と同じであった。

RB6-R1 は 3 ループ目正側 (目標変位: $+1\theta_p$) の荷重が $1.1M_p$ 付近で圧縮側フランジに局部座屈が観察され, 5 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の荷重が M_p を超えた後に局部座屈が進展して $\theta/\theta_p = 1.6$ 付近で最大耐力 $1.17M_p$ に達した。その後ウェブに局部座屈が観察され荷重が $1.1M_p$ 程度まで低下した。

RB6-R2 は 1 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の荷重が $1.1M_p$ 付近で圧縮側フランジに局部座屈が観察されその後局部座屈が進展して $\theta/\theta_p = 1.6$ 付近で最大耐力 $1.16M_p$ に達した。その後ウェブに局部座屈が観察され荷重が $1.1M_p$ 程度まで低下した。両 RB6 試験体ともに最終ループには荷重が $0.7M_p$ 程度まで低下した。

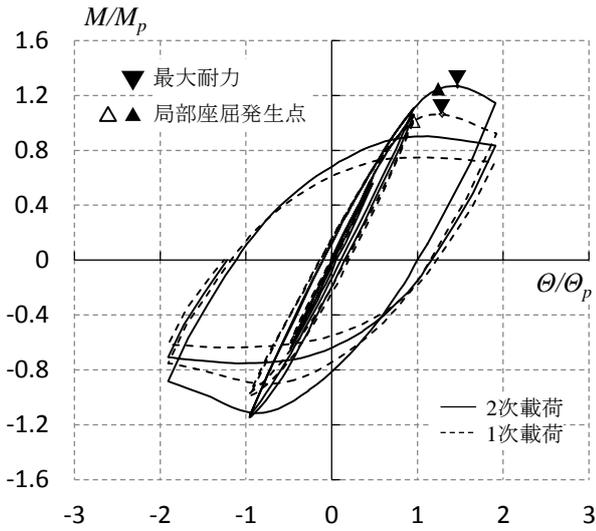
いずれの試験体も最終ループ除荷後に建て起こしを行い, 単調載荷の試験体の補修と同様の方法で, 局部座屈により外側にはらみだしたウェブを赤めて叩くことにより平滑化し, 内側にへこんだフランジとあわせてカバープレート補強を施した。

2 次載荷の結果について, 繰返し載荷の全ての試験体は, 初期剛性は 1 次載荷と同程度まで回復し, 最大耐力は元の状態よりも上昇した。RB4-R1 は 5 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の $\theta/\theta_p = 1.2$ 付近で, 補修部の上部 (柱頭側) に新たな局部座屈が観察され, $\theta/\theta_p = 1.5$ 付近で最大耐力 $1.27M_p$ に達した。最大耐力は元の状態に対して 1.19 倍に上昇した。その後, ウェブにも局部座屈が観察され, 局部座屈が進展することで荷重が低下し, 5 ループ目負側 (目標変位: $-2\theta_p$) で荷重が $1.0M_p$ を下回った。

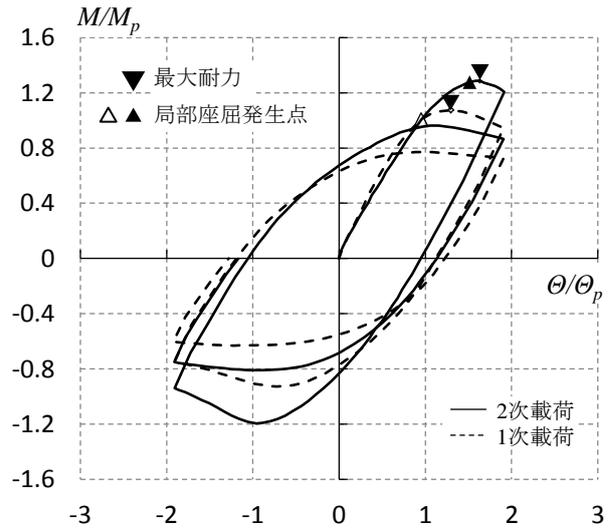
RB4-R2 は 1 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の $\theta/\theta_p = 1.5$ 付近で補修部の上部に新たな局部座屈が観察され, $\theta/\theta_p = 1.6$ 付近で最大耐力 $1.29M_p$ に達した。その後 1 ループ目負側 (目標変位: $-2\theta_p$) で荷重が $1.0M_p$ を下回った。両 RB4 試験体ともに最終ループには荷重が $0.7M_p$ 程度まで低下した。

RB6-R1 は 5 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の $\theta/\theta_p = 1.5$ 付近で, 補修部の上部に新たな局部座屈が観察され, $\theta/\theta_p = 1.8$ を超えた付近で最大耐力 $1.32M_p$ に達した。その後, ウェブにも局部座屈が観察され, 局部座屈が進展することで荷重が低下し, 6 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) で荷重が $1.0M_p$ を下回った。

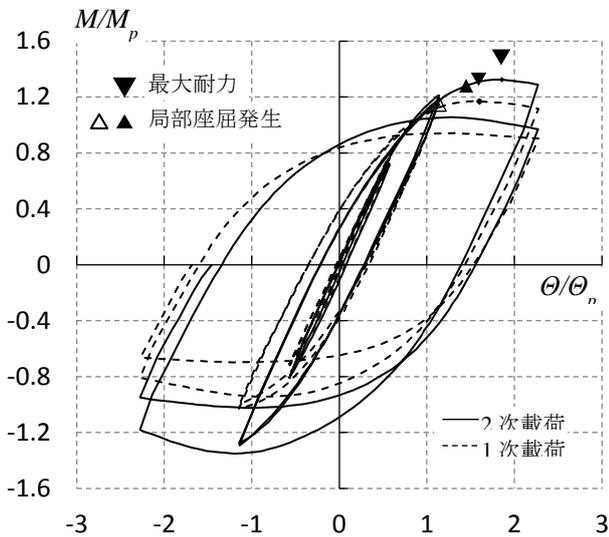
RB6-R2 は 1 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) の $\theta/\theta_p = 1.7$ 付近で補修部の上部に新たな局部座屈が観察され, $\theta/\theta_p = 1.9$ を超えた付近で最大耐力 $1.37M_p$ に達した。その後 2 ループ目正側 (目標変位: $+2\theta_p$) で荷重が $1.0M_p$ を下回った。両 RB6 試験体ともに最終ループには荷重が $0.9M_p$ 程度まで低下した。



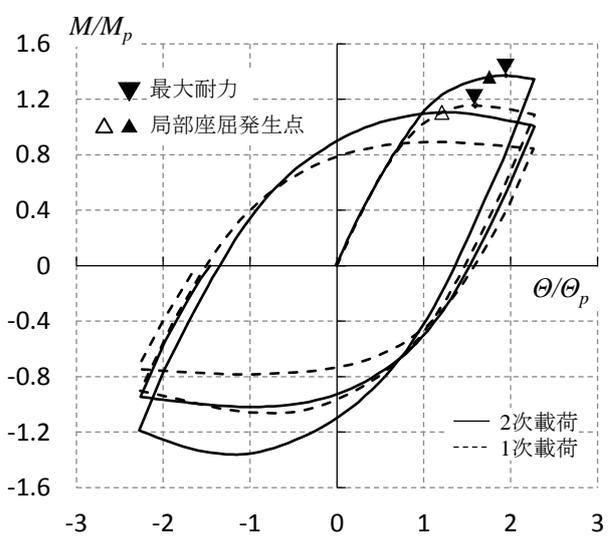
(a) RB4-R1



(b) RB4-R2

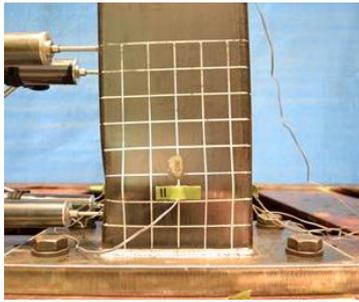


(c) RB6-R1



(d) RB6-R2

図 3-41 繰返し荷载の試験体の荷重変形関係



ウェブ面側の変形状態
(終局状態)

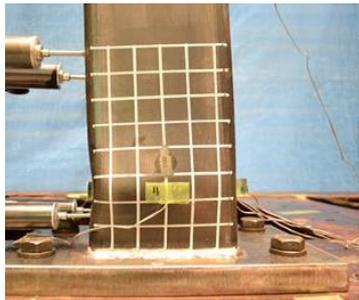


柱脚部の局部座屈
(終局状態)



建て起こし後の状態

(a) RB4 (RB4-R1, RB4-R2)



ウェブ面側の変形状態
(終局状態)



柱脚部の局部座屈
(終局状態)



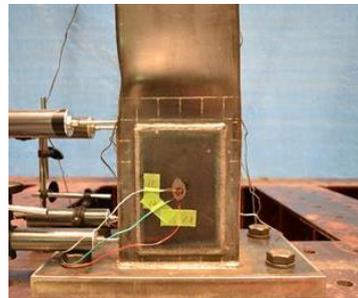
建て起こし後の状態

(b) RB6 (RB6-R1, RB6-R2)

図 3-42 繰返し載荷の試験体の損傷状況 (1次載荷)



終局状態における変形



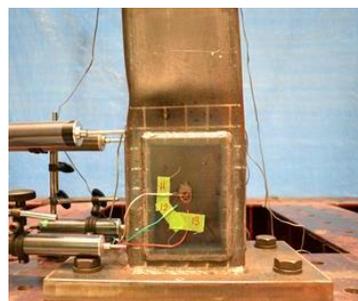
新たに生じた局部座屈



(a) RB4 (RB4-R1, RB4-R2)



終局状態における変形



新たに生じた局部座屈



(b) RB6 (RB6-R1, RB6-R2)

図 3-43 繰返し載荷の試験体の損傷状況 (2次載荷)

■ 補修効果と終局挙動の検証

以上のように、局部座屈により損傷した角形鋼管部材にカバープレート補強を施すことで、損傷後の残存耐力が $1.0M_p$ を下回る場合でも、初期剛性は元の状態程度まで回復し、耐力は元の状態以上に上昇することが確認された。

また、元の状態の部材では柱脚部に局部座屈が生じ、角形鋼管の2面が内側にへこみ（本実験ではフランジ側）、別の2面が外側にはらみだす変形が確認された。そこで、各面にカバープレート補強を施したところ、補修後にはカバープレートにより局部座屈変形が拘束され、また、補修部の耐力が上昇することで、補修部の上部（柱頭側）に新たな局部座屈が生じて終局状態に至った。

ここでは、角形鋼管の局部座屈をともなう損傷を対象に、カバープレート補強による補修効果と終局挙動について検証を行う。

表 3-16 に、1次载荷および2次载荷の最大耐力 M_m 、最大耐力に達するまでの累積塑性変形倍率 η_m 、耐力劣化中に荷重が M_p に低下するまでの累積塑性変形倍率 η_u を示す。ただし、最大耐力は M_p で基準化した値を示しており、累積塑性変形倍率 η_m 、 η_u は M_p および θ_p で基準化した荷重変形関係から算出した値を示している。また、2次载荷の各値を1次载荷の各値で除した値、つまり補修による性能の回復率（上昇率）をあわせて示している。

(i) 最大耐力および終局挙動

表 3-16 より、RB4 試験体の場合、元の状態（1次载荷）の最大耐力、補修後（2次载荷）の最大耐力は各試験体でほぼ同程度の値となっており、補修による最大耐力の上昇率は平均で 1.22 であり、1次载荷での载荷終了時での耐力が $0.6\sim 0.7M_p$ 程度であることを考慮すると、損傷後の状態からは 1.7~2.0 倍程度まで上昇している（2次载荷の RB4-NM と RB4-RM を比較すると、1.88 倍である）。

RB6 試験体の場合、元の状態の最大耐力は各試験体でほぼ同程度となっているものの、補修後では RB6-RM の最大耐力が他の2体に対して若干高くなっている。しかし、2次载荷における最大耐力までの挙動や最大耐力の決定要因に大きな差異はみられなかった。補修による最大耐力の上昇率は平均で 1.20 である。1次载荷での载荷終了時での耐力が $0.7\sim 0.8M_p$ 程度であることを考慮すると、損傷後の状態からは 1.5~1.7 倍程度まで上昇しているが、元の状態と補修後の最大耐力の上昇率自体は、RB4 試験体と同じ程度であると考えられる。これらのことから、本実験の検証の範囲では、単調载荷と繰返し载荷、および繰返し载荷においても载荷履歴の影響は、最大耐力に関しては大きく影響していないものと考えられる。

最大耐力の上昇について、実験で観察された挙動から、以下のように考えることができる。

まず、すべての試験体の最大耐力の決定要因が、元の状態では柱脚部における局部座屈、補修後は補修部上部の局部座屈である。したがって、損傷が生じたそれぞれの部位の曲げ耐力は、試験体に使用している角形鋼管の全塑性モーメント M_p に依存し、いずれも同程度と考えられる。

次に、本実験ではカバープレート上部から载荷点までの高さに対して、柱脚から载荷点までの高さの比は 1.16 である。この比は、表 3-16 における1次载荷と2次载荷の最大耐力の比と概ね対応していることが確認できる。

ここで、曲げモーメント分布の線形性を仮定し、頂部から補修部位上部までの長さをせん断スパンとした場合の、補修部位の上部の曲げモーメント m を算出する。また、補修部位上端に設置した棒状変位計により計測した補修部位の回転を差し引いて、補修部位より上部の部材角 θ を算出する。算出した $m - \theta$ 関係を図 3-44 に示す。ただし、縦軸は角形鋼管部材の全塑性モーメント M_p で、横軸は元の状態の部材の M_p 時の部材

角 θ_p で基準化している。図 3-44 より、補修による境界条件や固定度の変化により差異はあるが、元の状態の荷重変形関係と比較して補修後の耐力、変形能力、および初期剛性はほぼ対応しており、終局挙動は同様の傾向を示すことが確認できる。

以上より、元の状態と補修後の耐力の違いは、最大耐力の決定要因である局部座屈の発生位置の違いによるものであり、補修による耐力の上昇率は補修部の長さに依存するものと考えられる。

(ii) エネルギー吸収能力

累積塑性変形倍率 ϵ_m より、最大耐力に達するまでのエネルギー吸収能力について、無補修の RB4-NM, RB6-NM の最大荷重までのエネルギー吸収量は、1次载荷に対して2次载荷では約2倍程度に上昇している。ただし、最大荷重が $0.7\sim 0.8M_p$ 程度にとどまり、全塑性モーメント M_p に達していないことが確認できることから、本来の部材としての塑性変形倍率を担保できておらず、設計時に部材に期待する塑性変形能力としては塑性変形倍率 0 相当であるものと考えられる。

補修した RB4 試験体では、RB4-RC1 については1次载荷と比較して2次载荷でのエネルギー吸収能力が若干低い値となっているものの、最大耐力に達するまでの挙動は他の試験体と同様の傾向を示している。RB4-RC2 は、最大耐力に達するまでのエネルギー吸収能力は元の状態と比べて上昇した。

補修した RB6 試験体では、最大耐力に達するまでのエネルギー吸収能力は元の状態に比べて上昇した。

ここで、荷重変形関係において最大耐力点からの弾性除荷を仮定する場合、元の状態と補修後ではほぼ同程度の塑性率となる。そのため、補修後の最大耐力に達するまでのエネルギー吸収能力の上昇は、耐力の上昇の影響が支配的であると考えられ、塑性変形能力の観点から、全塑性モーメント M_p を担保できる範囲でのエネルギー吸収能力についても考慮する必要があると考えられる。

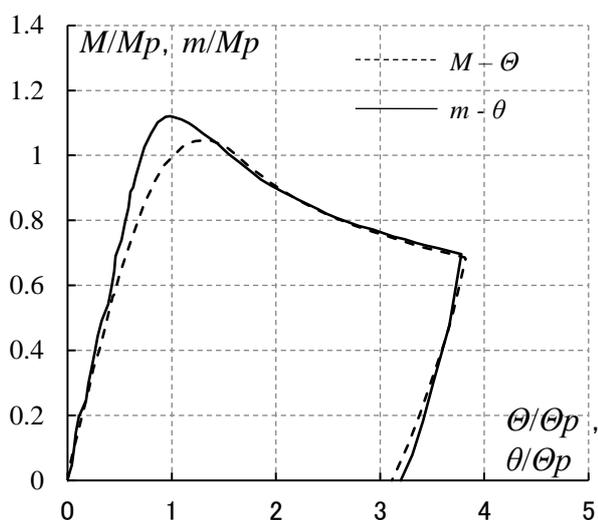
累積塑性変形倍率 ϵ_u より、耐力劣化中に荷重が M_p に低下するまでエネルギー吸収能力について、無補修の RB4-NM, RB6-NM の場合は2次载荷において M_p を担保できておらず、 $\epsilon_u = 0$ である。一方、補修した RB4 試験体では1次载荷に対して2次载荷の ϵ_u が 1.9~3.2 倍程度までエネルギー吸収能力が上昇しており、RB6 試験体も 2.3~2.6 倍程度まで上昇している。

これらのことから、補修により最大耐力が上昇することにより、かつ最大耐力後の耐力劣化挙動についても大きな変化がないことで、試験体のエネルギー吸収能力は上昇しているといえる。したがって、補修した試験体のエネルギー吸収能力は元の状態と同程度以上に上昇しているといえる。

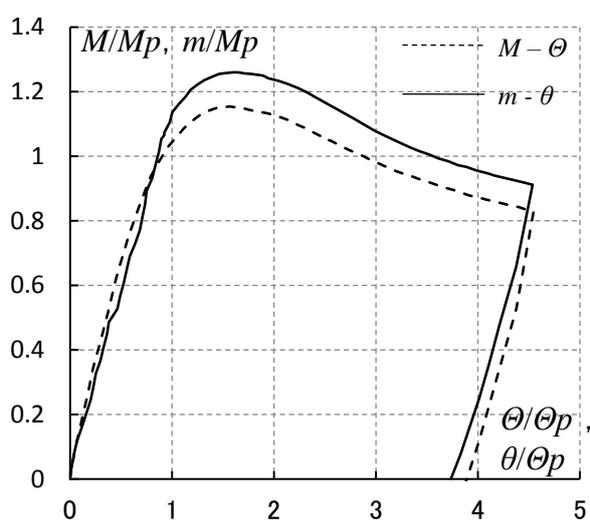
以上、最大耐力およびエネルギー吸収能力の観点から、カバープレート補強は曲げにより局部座屈を生じる角形鋼管部材に対して、カバープレート補修による構造性能の回復への有効性が確認された。

表 3-16 元の状態と補修後の保有性能の比較 (角形鋼管)

試験体名	1次载荷			2次载荷			1次载荷と2次载荷の比 (補修による上昇率)		
	M_m	$e\eta_m$	$e\eta_u$	M_m	$e\eta_m$	$e\eta_u$	M_m	$e\eta_m$	$e\eta_u$
RB4-NM	1.05	0.35	-	0.69	(0.75)	-	0.66	2.14	-
RB4-RM	1.05	0.48	0.79	1.30	0.44	1.91	1.24	0.92	2.43
RB4-R1	1.06	1.51	1.91	1.27	1.38	3.58	1.20	0.91	1.88
RB4-R2	1.07	0.42	0.92	1.29	0.55	2.90	1.21	1.31	3.16
RB6-NM	1.14	0.75	-	0.80	(1.45)	-	0.70	1.93	-
RB6-RM	1.15	0.73	2.28	1.46	1.15	5.40	1.27	1.58	2.36
RB6-R1	1.17	3.20	4.02	1.35	5.49	9.41	1.15	1.72	2.34
RB6-R2	1.16	0.74	3.73	1.37	1.09	9.77	1.18	1.47	2.62



(a) RB6 試験体



(b) RB6 試験体

図 3-44 補修部上部の曲げモーメント-部材角関係

3.4 十字形部分鉄骨骨組実験による鉄骨骨組の補修後性能と終局挙動の検証

3.2節および3.3節では、局部座屈を生じたH形鋼部材および角形鋼管部材について、それぞれ箱形断面補修およびカバープレート補強による補修効果と補修後挙動について実験的に検証を行った。その結果、それぞれの部材について補修後の耐荷機構と終局挙動を明らかにし、性能回復性を明らかにした。

一方で、被災した建物に対して、骨組全体での復旧計画を立案する場合には、損傷した部材や接合部などに補修を施すことで、骨組内の耐力の分布や剛性の分布が変化し、元々の骨組では想定していない損傷が生じることが考えられる。特に、巨大地震によるランダム荷重下においては、複数の振動モード成分の荷重を受けることで、卓越する崩壊モードが変化し、全層崩壊機構を形成せずに局所層崩壊機構が形成され、塑性変形能力の乏しい崩壊モードが生じることが考えられる。

ここまで実験研究では、それぞれの部材レベルでの補修後性能は明らかにしたものの、複数の部材で構成される骨組において、損傷部材に対する補修が、周辺の部材へ与える影響や、骨組全体の耐力や塑性変形能力に与える影響については検証していない。

そこで、本節では、補修した部材に対する補修が周辺部材や骨組全体の構造性能に与える影響を検討するため十字形部分骨組実験を行い、補修前後の耐力、剛性、塑性吸収エネルギーなどの構造性能や、補修前後の崩壊モードの変化について検証を行う。

3.4.1 十字形部分鉄骨骨組の静的繰返し载荷実験

■ 実験概要

ここでは、十字形部分鉄骨骨組を対象とし静的载荷試験を行う。また、载荷試験により骨組に生じた損傷に対して、復旧技術指針[3-1]やこれまでの検討に基いて補修を施し、補修後の構造性能や耐荷機構、終局挙動、崩壊モードに与える影響を検証する。

■ 試験体の構成と実験変数

試験体は、角形鋼管柱、H形鋼梁、および柱梁接合部パネル（以下、パネル）で構成される十字形部分鉄骨骨組試験体を採用した。表3-17に試験体の概要を、表3-18に使用鋼材の機械的性質を示す。また、表3-19に試験体を構成する各部材の概要を示す。

図3-45に試験体形状を示す。試験体は柱貫通型とし、角形鋼管柱にH形鋼梁を通しダイアフラム形式で完全溶け込み溶接して製作した。H形鋼の端部のフランジをレ形開先とし、裏当てを設けてダイアフラムに溶接した。また、柱とパネルは同じ角形鋼管から切り出した。梁に使用するH形鋼は溶接組立で製作した。また、柱頭には試験体とジャッキを接続するため、柱脚には治具と接続してピン支持とするためにそれぞれエンドプレート（PL-19mm, SS400）を溶接した。

柱およびパネルの板厚が異なる2種類の試験体を用意することで、柱梁耐力比およびパネル梁耐力比の小さなBR6-C試験体（パネル先行降伏型）、および柱梁耐力比およびパネル梁耐力比の大きなBR9-C試験体（梁先行降伏型）を製作し、崩壊モードの異なる骨組に対して、補修による終局挙動および崩壊モードの変化の違いについて検討する。

■ 実験方法

実験は部材の実験と同様に、まず試験体に損傷を与える静的载荷試験（以降、1次载荷と呼ぶ）を行うことで試験体に耐力劣化をともなう損傷を生じさせ、柱の残留変位角が1/250 radとなるように建て起こしを行

った後、損傷の状況に応じて箱形補修、またはカバープレート補強などを施し、再度静的载荷試験（以降、2次载荷と呼ぶ）を行うことで補修後性能および終局挙動を検証する。なお、元の状態と補修後の状態を比較するため、2次载荷は1次载荷と同じ変位プログラムで载荷を行った。

表 3-17 十字形部分骨組試験体の概要

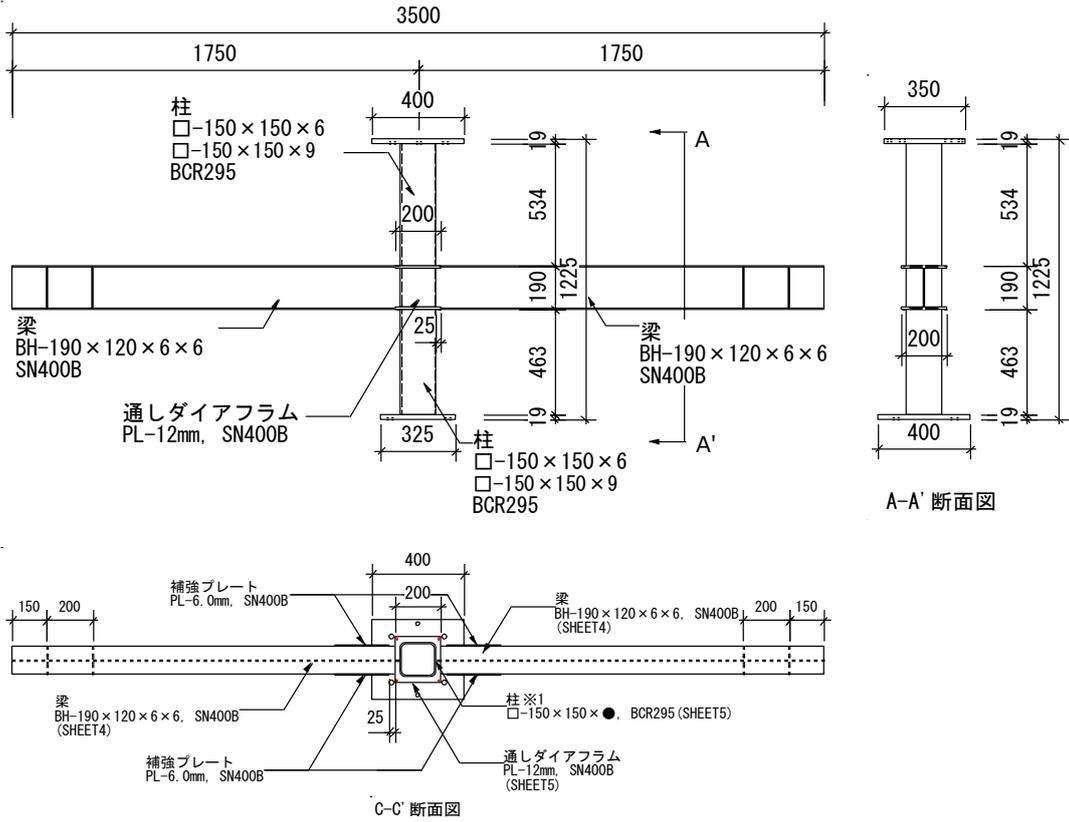
試験体名	部材の断面	使用鋼材	柱梁耐力比	パネル梁耐力比
BR6-C	柱：□-150×150× <u>6</u>	BCR295	1.25	0.71
	梁：BH-190×120×6×6	SN400B		
BR9-C	柱：□-150×150× <u>9</u>	BCR295	1.77	1.04
	梁：BH-190×120×6×6	SN400B		

表 3-18 使用鋼材の機械的性質

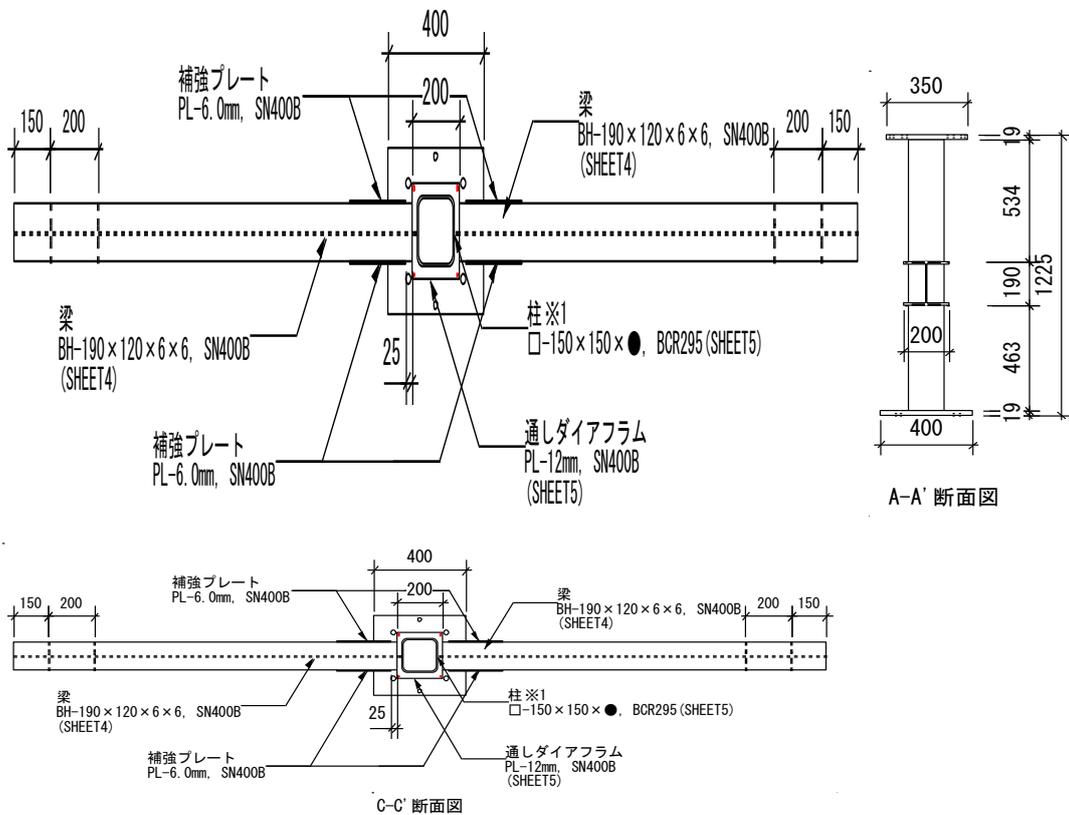
試験体のシリーズ	使用部位	鋼種	板厚 [mm]	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	ヤング係数 [GPa]
BR6-C	柱, パネル	BCR295	6	419	482	219
	梁	SN400B	6	305	421	207
	ダイアフラム	SN400B	12	290	418	212
BR9-C	柱, パネル	BCR295	9	446	491	215
	梁	SN400B	6	305	421	207
	ダイアフラム	SN400B	12	290	418	212

表 3-19 試験体を構成する部材の概要

試験体名	部材の断面	I_x [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_p [kN・m]	部材種別
BR6-C	□-150×150×6	1150	179	75.0	FA
BR9-C	□-150×150×9	1580	252	112.4	FA
BR6-C, BR9-C	BH-190×120×6×6	1501	180	54.9	FB

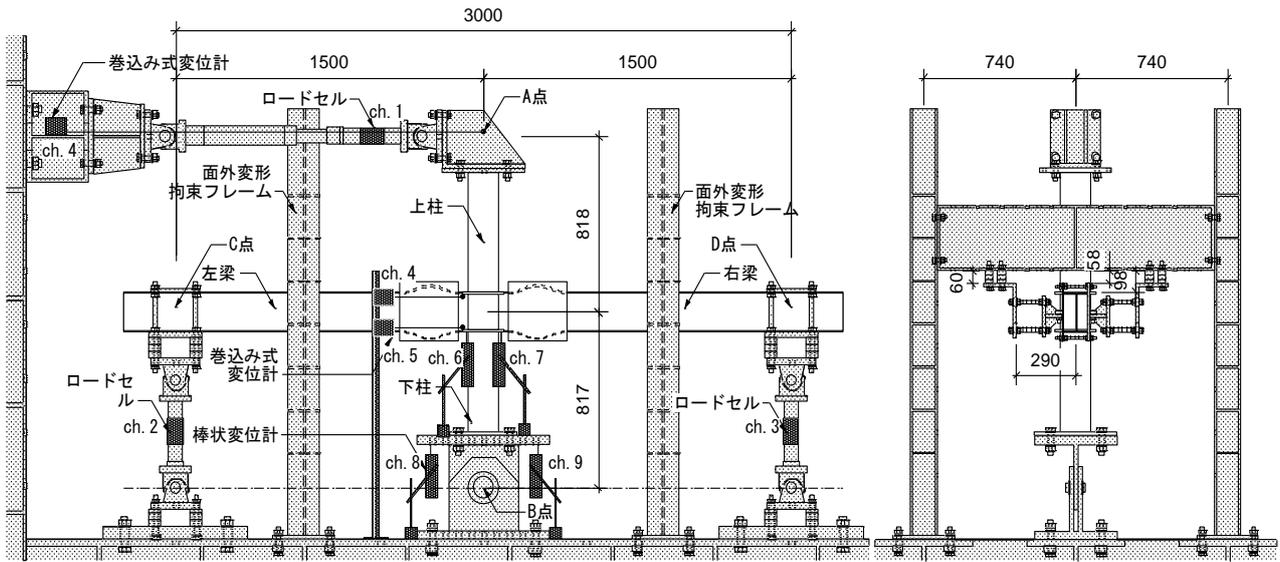


(a) 元の状態



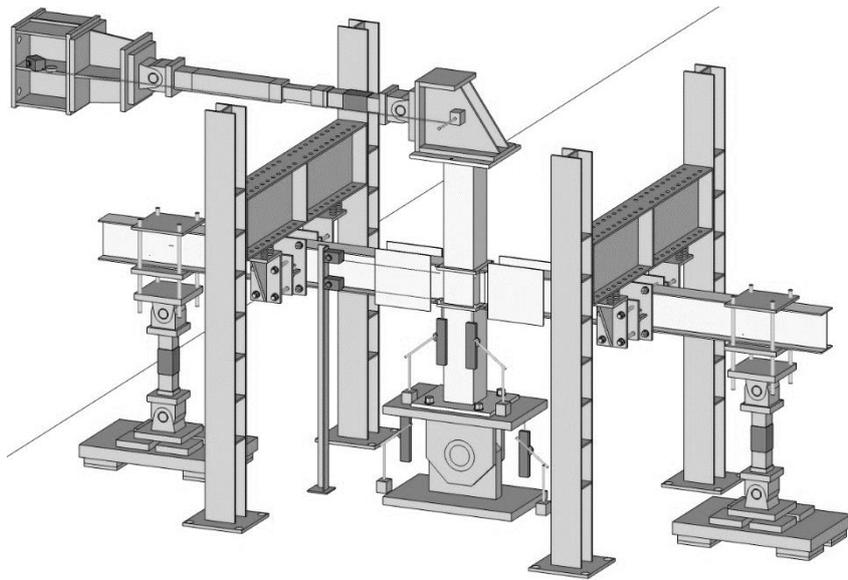
(b) 補修後

図 3-45 試験体形状 (十字形部分骨組試験体)



(a) 正面図

(b) 側面図



(c) セットアップの概要

図 3-46 実験セットアップ (十字形部分骨組試験体, 補修後)

■ 荷重方法と計測計画

実験のセットアップの概要を図3-46に示す。試験体は、角形鋼管柱の柱脚のエンドプレートにクレビスと接続してピン支持とし、柱頭は加力治具を介してジャッキと接続した。H形鋼梁はピンローラー支持とし、梁端にスチフナを設けてロードセルを内蔵した治具と接続し、水平移動および回転は拘束せずに鉛直変位のみを拘束した。さらに、試験体の面外変位を拘束するため、梁中間部に門型フレームを設置し、治具を介して横補剛した。

実験では、試験体柱頭に治具を介して接続したジャッキで漸増繰返し荷重を行った。変位プログラムは、元の状態の試験体の実験における全塑性耐力 Q_p^* 時の変位角 R_p を基準とし、弾性範囲、 $\pm 2R_p$ 、 $\pm 3R_p$ 、 $\pm 4R_p$ をそれぞれ3サイクルで正負交番に入力する塑性率振幅で荷重した。なお、試験体の全塑性耐力 Q_p^* は、柱および梁の柱梁接合部における節点全塑性モーメントの和 $\Sigma_b M_p$ 、 $\Sigma_c M_p$ 、パネルの節点全塑性モーメント $p M_p$ の最小値 $M_p^* = \min(\Sigma_b M_p, \Sigma_c M_p, p M_p)$ に対応する水平荷重を採用した。なお、 $\Sigma_b M_p$ 、 $\Sigma_c M_p$ 、 $p M_p$ のそれぞれに対応する水平荷重を $b Q_p^* = \Sigma_b M_p / H$ 、 $c Q_p^* = \Sigma_c M_p / H$ 、 $p Q_p^* = p M_p / H$ と表記する。なお、 H は中心線から柱頭の加力中心線までの高さである。

試験体柱頭に作用する水平荷重 Q はジャッキに内蔵されたロードセルにより計測し、水平変位は試験体柱頭の加力治具（荷重中心線上）に取り付けた巻込み型変位計により水平変位 δ を計測し、変位角 R は水平変位 δ を試験体柱脚のピンの中心線から柱頭の荷重中心線までの高さで除して算出した。また、梁端ピンローラー支持部の反力は治具に内蔵したロードセルにより計測し各部材の変形は、図3-47のように計測した。

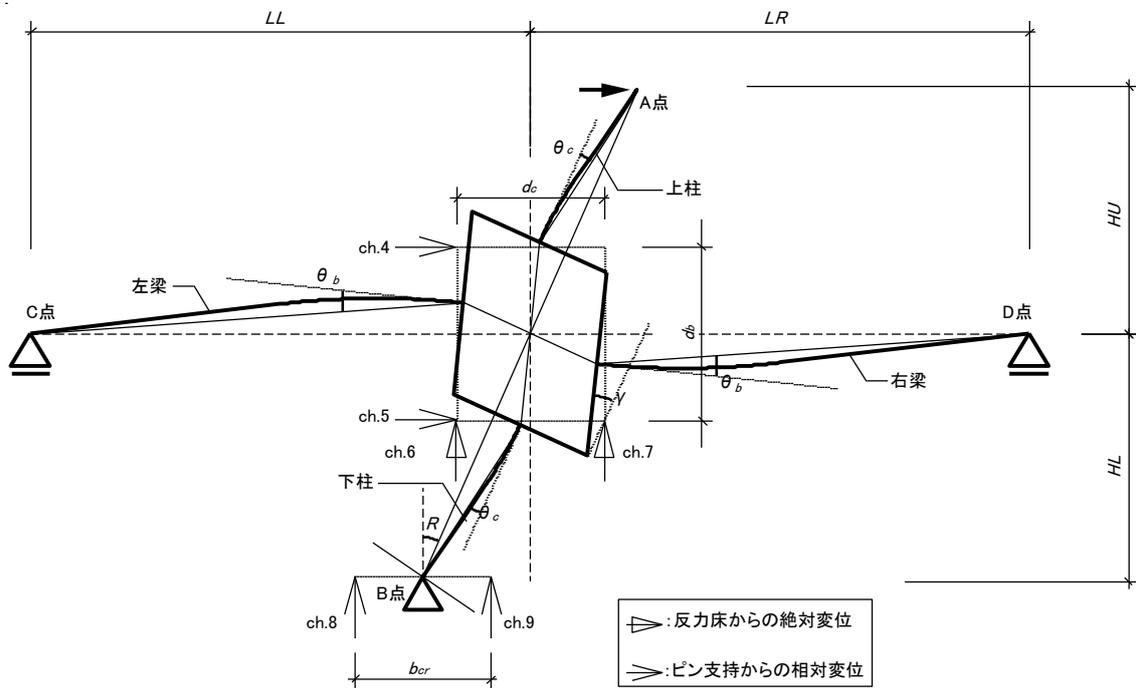


図3-47 各部材の変形図

■ 実験結果

図 3-48 に柱頭の水平荷重 Q —変形角 R 関係を示す。なお、縦軸は水平荷重 Q を 1 次荷重の全塑性耐力 Q_p^* で、横軸は変位角 R を 1 次荷重の全塑性耐力 Q_p^* 時の変位角 R_p で基準化して示す。図 3-49 に BR6-C の損傷状況を、図 3-50 に BR9-C の損傷状況を示している。また、各試験体の元の状態と補修後の全塑性耐力の計算値と、全塑性耐力から推定される崩壊モードを表 3-21 に示す。なお、補修後の梁の耐力は、局部座屈により塑性ヒンジが移動するものとして計算した。

また、便宜上、柱頭加力冶具側の柱を上柱、柱脚クレビス側の柱を下柱、ジャッキが取り付く側の梁を左梁、反対側の梁を右梁と呼ぶ。

BR6-C

BR6-C は、計算上パネルの全塑性状態時の節点全塑性モーメント ${}_pM_p$ で全塑性耐力 Q_p^* が決定する。

1 次荷重において、水平荷重が $Q_p^* = {}_pQ_p^*$ に達した後、振幅 $2R_p$ の正側 1 ループ目においてパネルに明らかでないせん断変形が観察され、その後はパネルの塑性変形が進行した。また、 $3R_p$ の負側 1 ループ目に左梁の下側フランジとウェブに軽度な局部座屈が確認された。しかし、その後は梁の局部座屈が大きく進行することなく、パネルのせん断変形が進行して終局状態に至った。なお、荷重途中の $3R_p$ の負側 1 ループ目に左梁の下側引張フランジとダイアフラム溶接接合部に、 $4R_p$ の正側 3 ループ目に右梁の下側引張フランジとダイアフラム溶接接合部に、溶接の溶け込み不良に起因する局所的な破断が生じたため荷重を一時中断し、破断面をグラインダで平滑化処理した上で開先を設け、再度完全溶け込み溶接した後荷重を再開した。

観察された変形性状ではパネルの塑性変形が支配的であることから、パネルのせん断変形による崩壊モードが形成されたと考えられる。ただし、パネルにせん断変形が生じたものの、規定ループ終了時までにはせん断座屈や耐力劣化をとまなう過度な変形、亀裂や破断などは生じなかった。一方で、梁には軽微ではあるが局部座屈が生じ、1 次荷重中には局部座屈変形が急激に進行することはなかったが、徐々に変形が進み、目視で確認できる程度まで変形が成長した。この後、さらに塑性振幅を与えることで変形が大きくなり、局部座屈により早期に耐力劣化が生じることも考えられる。

そこで、①パネルはせん断変形しているものの過度な変形やせん断座屈が生じていないこと、②梁には局部座屈が生じ軽微ではあるが変形が成長していることから、復旧技術指針にしたがって梁に生じた局部座屈に箱形補修を施し、パネルには補修を施さないこととした。箱形補修に用いる補強プレートは、観測された局部座屈波形に基づき、180mm (梁スパン方向) × 250mm (梁せい方向) とし、板厚 6mm (フランジと同厚) の SN400B 材の鋼板を使用した。なお、補強プレートは梁と同じロッドの鋼板から製作したため、材料の機械的特性は梁と同じである。柱梁接合部から 20mm の隙間を設け、局部座屈が生じたフランジに対して補強プレートを溶接した。

2 次荷重において、水平荷重水平荷重が $Q_p^* = {}_pQ_p^*$ に達した後、パネルのせん断変形が確認された。その後、ダイアフラムの溶接部に軽微な亀裂やせん断座屈が確認されたが、荷重の低下は生じず、パネルの変形が進行することで終局状態に至った。2 次荷重における変形性状より、パネルの損傷が支配的であり、パネルのせん断変形およびせん断座屈による崩壊モードが形成されたと考えられる。なお、規定の荷重履歴終了後に実験装置の条件上可能な限り正側に変形を与えたところ、図 3-49 (b) の実験終了後の写真のようにパネルのせん断座屈が進行することを確認している。

BR9-C

BR6-Cは、計算上梁の全塑性状態時の節点全塑性モーメント bM_p で全塑性耐力 Q_p^* が決定する。

1次荷重において、水平荷重が $Q_p^* = bQ_p^*$ に達した後、左右の両梁の圧縮側フランジに局部座屈が確認された。その後、右梁のウェブに局部座屈が観察されて最大荷重に達し、局部座屈が進展して荷重が低下した。

観察された変形性状では梁の局部座屈の進展が支配的であることから、梁の局部座屈により耐力が低下する梁崩壊モードが生じたと考えられる。

そこで、梁に生じた局部座屈に対して箱形補修を施した。箱形補修に用いる補強プレートは、観測された局部座屈波形に基づき、280mm（梁スパン方向）×270mm（梁せい方向）とし、板厚6mm（フランジと同厚）のSN400B材の鋼板を使用した。なお、補強プレートは梁と同じロッドの鋼板から製作したため、材料の機械的特性は梁と同じである。BR6-Cと同様に柱梁接合部から20mmの隙間を設け、局部座屈が生じたフランジに対して補強プレートを溶接した。

2次荷重において振幅 $2R_p$ の正側1ループ目で水平荷重 Q が全塑性耐力 $Q_p^* = bQ_p^*$ を上回った後、左梁の補強プレートより梁端側のH形鋼部分の圧縮側フランジに新たな局部座屈が確認された。その後、パネルのせん断変形が確認され、右梁の下側の引張側フランジとダイアフラム溶接接合部が破断に至った。試験体の損傷状況および実験装置の制約上、荷重を継続することが困難だったため荷重を終了した。

2次荷重で観察された変形性状では、梁の局部座屈が確認されたもののパネルのせん断変形が進行していたため、パネルのせん断変形による崩壊モードが形成されたと考えられる。

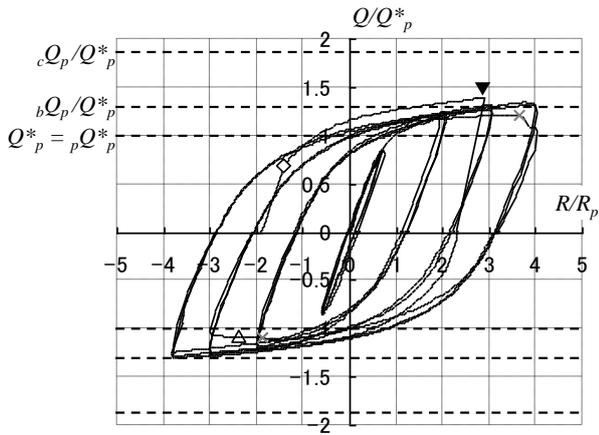
以上より、本試験体は元の状態（1次荷重）では梁崩壊モードが形成されたが、梁に生じた局部座屈に箱形補修を施すことで、補修後（2次荷重）ではパネル崩壊モードに変化したと考えられる。

表 3-20 骨組試験体の耐力

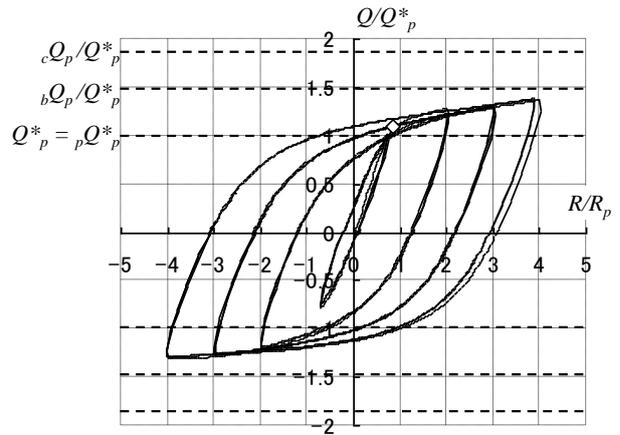
試験体名	元の状態／ 補修後	bQ_p^* [kN]	cQ_p^* [kN]	pQ_p^* [kN]	Q_p^* [kN]	崩壊モード
BR6-C	元の状態	72 (1.28)	105 (1.86)	56 (1)	56	パネル崩壊
	補修後	84 (1.28)	105 (1.86)	56 (1)	56	パネル崩壊
BR9-C	元の状態	72 (1)	156 (2.17)	88 (1.22)	72	梁崩壊
	補修後	91 (1.05)	156 (1.78)	88 (1)	88	パネル崩壊

※()内の数字は Q_p^* に対する比を示す。

▼ 最大耐力 ◇ パネルのせん断変形確認 △ 梁フランジの局部座屈確認 × 梁端溶接部破断

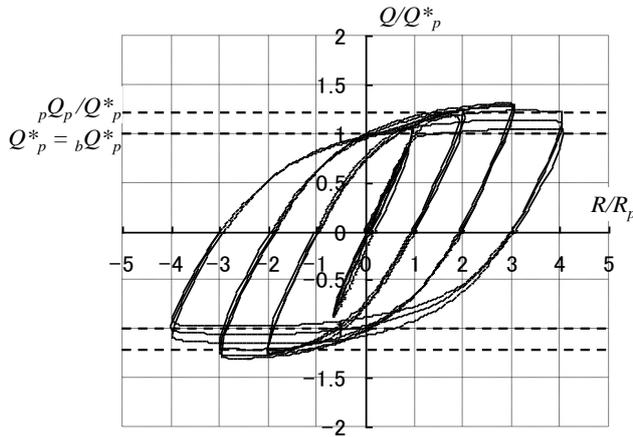


1次载荷

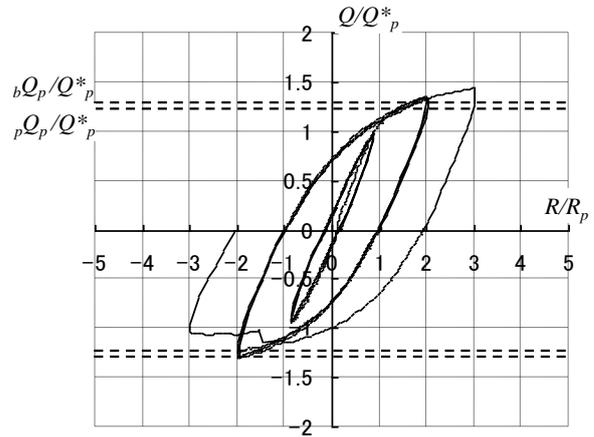


2次载荷

(a) BR6-C



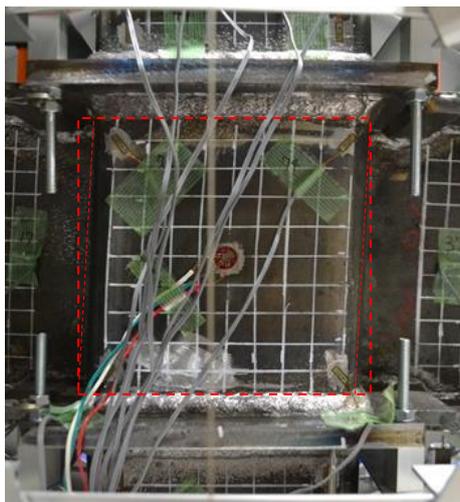
1次载荷



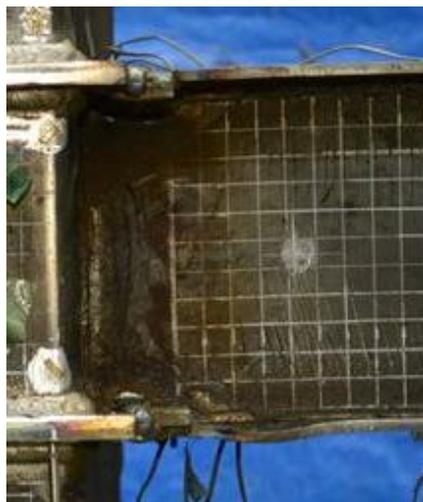
2次载荷

(b) BR9-C

図 3-48 水平荷重 Q —変形角 R 関係



パネルのせん断変形
(+2Rpの正側1ループ目)

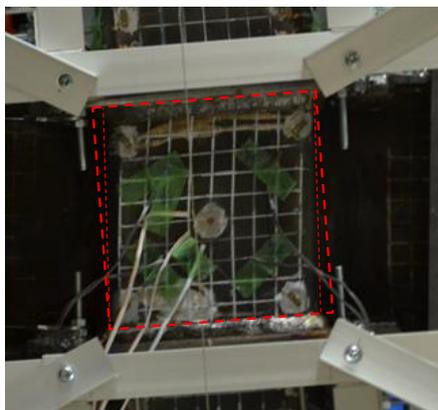


梁に生じた局部座屈
(载荷終了後)



溶接部の破断

(a) 1次载荷



パネルのせん断変形の進行
(終局状態)



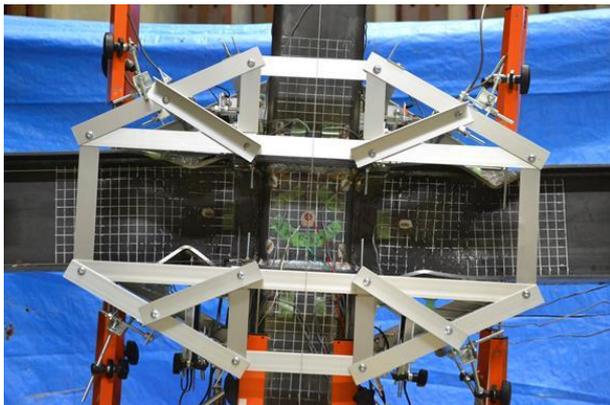
パネルとダイアフラムの
溶接部の軽微な亀裂



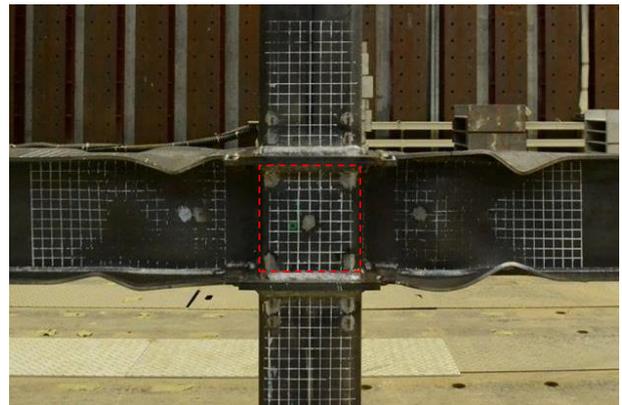
パネルのせん断座屈
(実験終了後の様子)

(b) 2次载荷

図3-49 BR6-Cの損傷状況

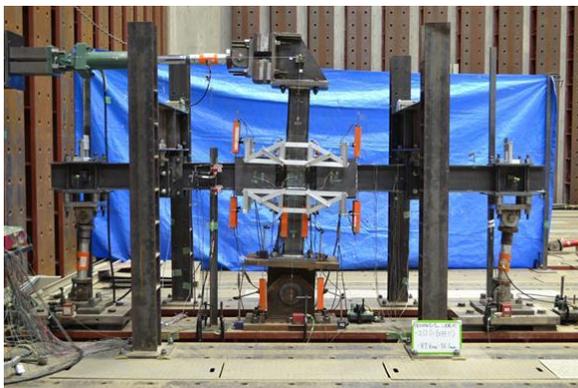


両側梁の局部座屈
($\pm 4R_p$ の負側 3 ループ目)

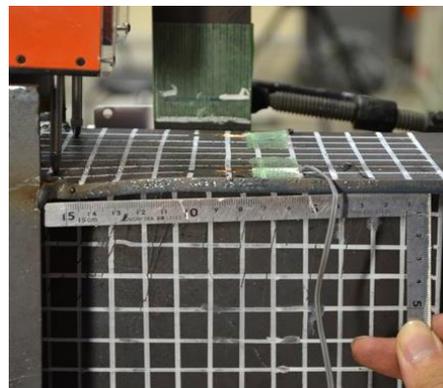


実験後の変形状態

(a) 1 次载荷



溶接部破断発生時の変形状態



梁に新たに生じた局部座屈



溶接部の破断

(b) 2 次载荷

図 3-50 BR9-C の損傷状況

■ 補修効果と終局挙動の検証

十字形鉄骨骨組試験体では、1次載荷でH形鋼梁に生じた局部座屈に箱形補修を施し、2次載荷を行った。

表 3-21 に骨組の全塑性耐力 Q_p^* および R_p で基準化した荷重変形関係から求めた、規定ループまでの骨組の基準化累積塑性変形倍率、およびそれぞれの値の1次載荷に対する2次載荷の比（2次載荷/1次載荷）を示す。また、図 3-51、図 3-52 にそれぞれの試験体の部材の節点モーメント-変形角関係を、図 3-53 に各試験体の累積塑性変形倍率の推移を示す。

(i) 最大耐力

BR6-C は、元の状態と補修後の試験体で最大耐力は同程度であった。これは、初期載荷ではパネルの崩壊モードが生じて最大耐力が決定したが、パネルを補修せずに2次載荷を行ったことで、2次載荷においても1次載荷と同様にパネル崩壊モードが生じ最大耐力が決定したためと考えられる。また、パネルの塑性変形能力が他の部材と比較して高いことから、二次載荷においてパネル崩壊モードを形成しても耐力の劣化が見られなかったと考えられる。

BR9-C は、補修後の試験体の最大耐力が元の状態の試験体より上昇している。これは、1次載荷では梁崩壊モードが生じ、梁の局部座屈により最大耐力が決定したのに対し、梁の損傷部に箱形補修を施したことで補修後の試験体の梁崩壊の耐力が上昇したためであると考えられる。また、計算値としては、パネル崩壊荷重 ($1.22Q_p^*$) が補修をしていない梁崩壊荷重 (Q_p^*) よりも高く、箱形補修により補強プレートの外側で局部座屈が生じる場合の梁崩壊荷重 ($1.27Q_p^*$) がパネル崩壊荷重 ($1.22Q_p^*$) よりもわずかに高くなっている。したがって、実験において、パネルのせん断変形の進行、および梁の補強プレートの外側に生じた局部座屈は、概ね部材の結果に基づく理論通りのとなっていることが確認できる。また、BR9-C の補修後試験体は $3.0R_p^*$ の負側1ループ目において梁フランジとダイアフラムの溶接接合部に破断が確認されたが、剛性は完全には横ばいになっておらず、荷重はまだ上昇する傾向にあった。そのため、規定のループまで載荷を行った場合にどのような崩壊モードが生じるかは実験で観察できなかったが、パネルのせん断変形による崩壊モードから徐々に梁の局部座屈による崩壊モードに移行することが考えられる。

(ii) エネルギー吸収能力

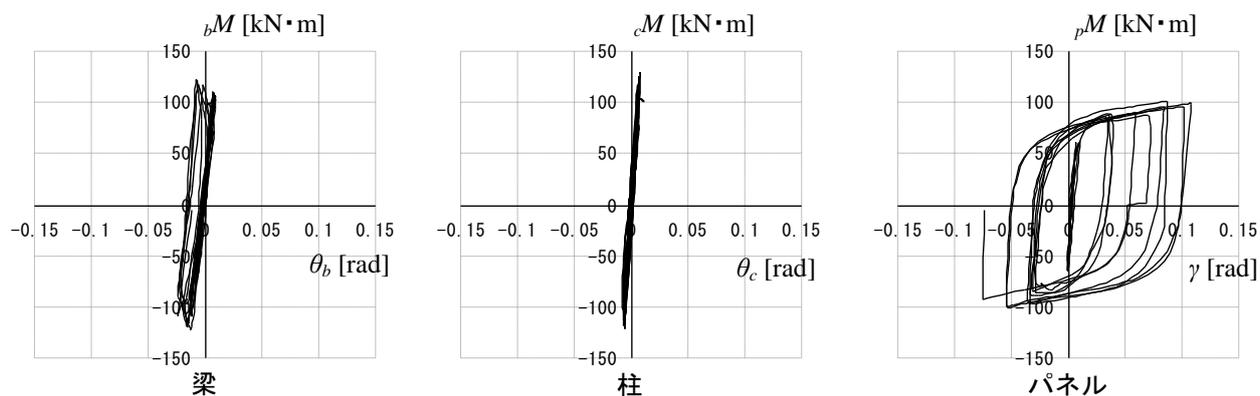
表 3-21 より、BR6-C は2次載荷の塑性吸収エネルギーが1次載荷と同程度であることが確認できる。これは、1次載荷でパネル崩壊モードを生じたが、パネルを補修せずに梁に箱形補修を施し2次載荷を行ったことにより、梁の耐力は上昇したものの、2次載荷では1次載荷と同様にパネル崩壊モードが生じたためであると考えられる。また、部材の塑性吸収エネルギーの分担率からも、1次載荷、2次載荷ともにパネル崩壊モードが生じたことが確認できる。したがって、梁に箱形補修を施したため、梁の塑性変形が抑制され、2次載荷においてもパネル崩壊モードを保証したと考えられる。

BR9-C は、1次載荷よりも2次載荷の塑性吸収エネルギーが小さくなっている。これは、梁の補修により梁の耐力が上昇したことで、梁の局部座屈による崩壊モードからパネルのせん断変形による崩壊モードへ変化したものの、耐力が上昇したために梁フランジとダイアフラムの溶接接合部に破断が生じたためである。部材の塑性吸収エネルギーの分担率からも、二次載荷において梁の塑性変形が抑制され、パネルに塑性変形が集中していることがわかる。したがって、1次載荷において最大耐力の決定要因となった梁の局部座屈を補修したことで骨組の耐力の分布が変化し、2次載荷では生じる崩壊モードが変化するとともに、部材の耐力が保有耐力接合された接合部の耐力を上回り、破断が生じたものと考えられる。

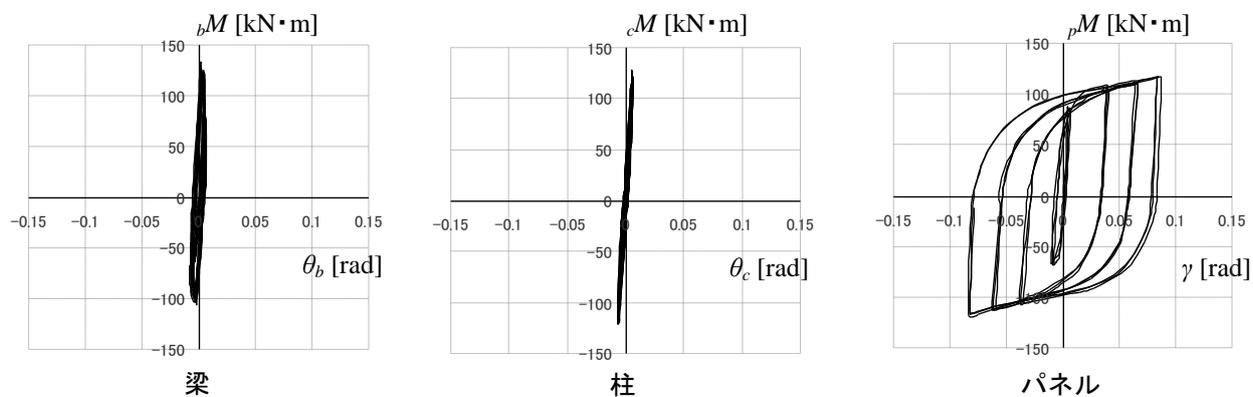
したがって、損傷した骨組に補修を施す際は、損傷した部材の性能回復性とともに、周辺の部材との耐力の比や、接合部と部材の耐力の比など、骨組の耐力の分布を考慮して修復計画を立てる必要があると考えられる。

表 3-21 元の状態と補修後の保有性能の比較（十字形部分鉄骨骨組）

試験体名		基準化累積 塑性変形倍率	塑性吸収エネルギーの分担率 [%]		
			柱	梁	パネル
BR6-C	1次载荷	140.0	2.8	5.4	91.8
	2次载荷	143.6	2.3	6.1	91.6
	比	1.03	0.82	1.13	1.00
BR9-C	1次载荷	137.7	2.5	80.7	16.8
	2次载荷	(39.5)	1.7	31.1	67.3
	比	(0.29)	0.68	0.39	4.01

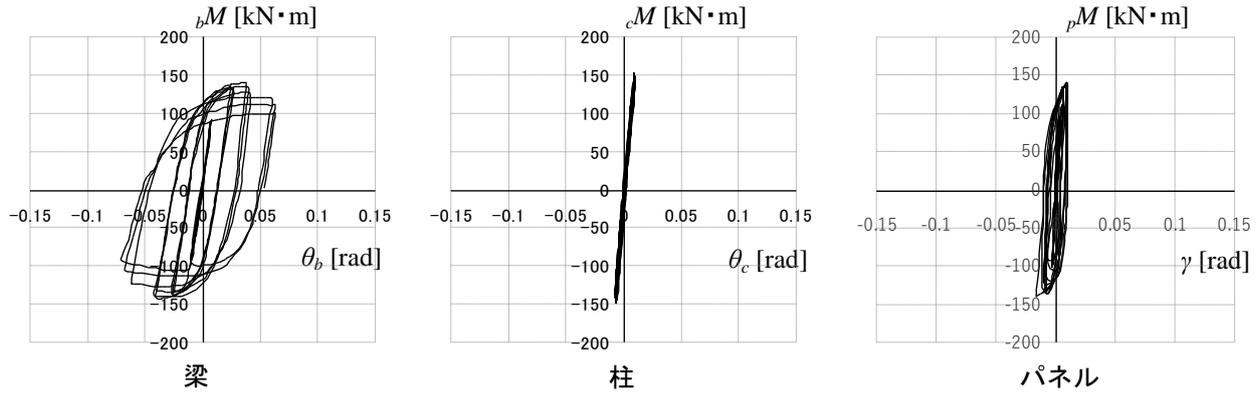


(a) BR6-C (1次载荷)

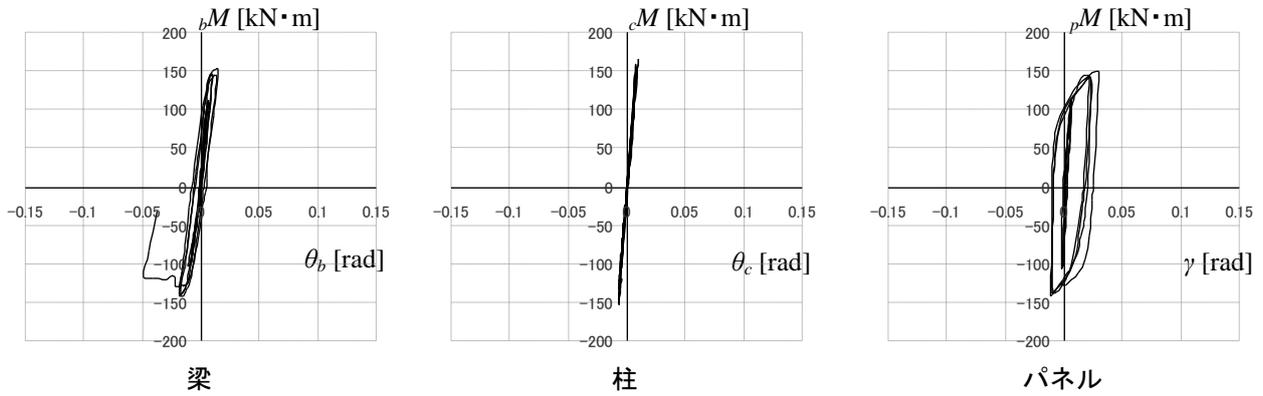


(b) BR6-C (2次载荷)

図 3-51 BR6-C の各部材のモーメントー変形角関係

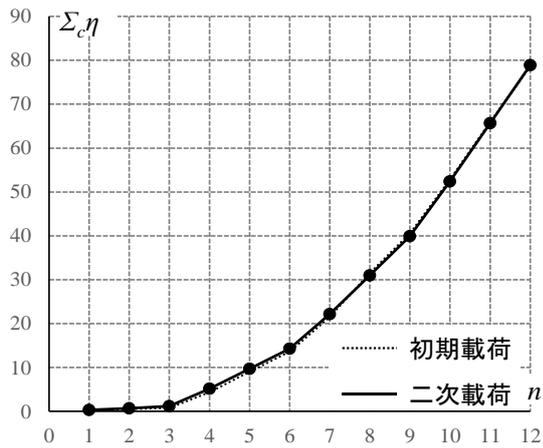


(a) BR9-C (1次载荷)

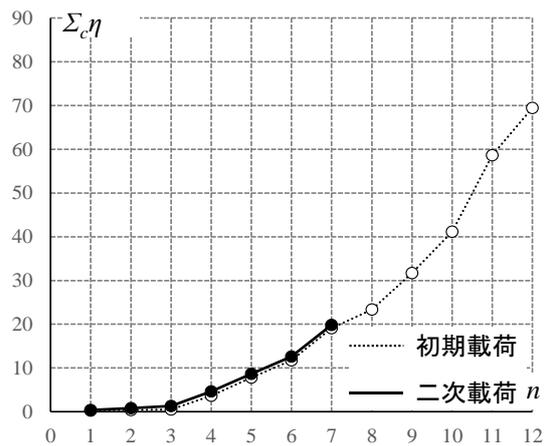


(b) BR9-C (2次载荷)

図 3-52 BR9-C の各部材のモーメント-変形角関係



(a) BR6-C (パネル崩壊)



(b) BR9-C (梁崩壊)

図 3-53 ループごとの累積塑性吸収エネルギーの推移

3.5 補修した鉄骨部材および鉄骨骨組の力学的モデルと復元力特性モデルの構築

3.2～3.3節までの検討では、部材断面形状ごとに補修工法の有効性及適用性を検証する目的で実験を行い、弾塑性挙動や力学的特性を考察し、補修効果と補修後の崩壊モードについて明らかにしてきた。

ここでは、これまでの検討結果に基づき、補修した鉄骨部材および鉄骨骨組の力学的理論に基づく解析モデルを構築する。

3.5.1 補修した鉄骨部材の力学的モデルと復元力特性モデル

図 3-54 に、3.2、3.3 節の試験体の終局状態における変形性状を示す。

3.2 節の実験結果より、局部座屈が生じた H 形鋼部材に関して、箱形補修を施すことで補強プレートが損傷部の局部座屈変形の進行を抑制し補修部の耐力が上昇することで、補修後の部材の弾塑性挙動が変化し、塑性ヒンジの発生位置が補強プレート上部に移動し最大耐力が概ね L/L' 倍に上昇することが確認された。なお、補強プレートと部材端の間に 25mm 程度の隙間が設けられているが、この部位は塑性化するものの塑性ヒンジを形成せず、局部座屈部の塑性変形が進行することから、塑性ヒンジは補強プレートの上部（柱頭側）に移動する。

3.3 節の実験結果より、H 形鋼部材と同様に、局部座屈が生じた角形鋼管部材にカバープレート補強を施すことで、補修後の弾塑性挙動が変化し、塑性ヒンジの発生位置が移動し最大耐力が概ね L/L' 倍に上昇することが確認された。

これらのことから、補修した部材の力学モデルは図 3-55 のモデルとなる。元の状態の部材の力学モデルは柱脚に発生する局部座屈を表現する塑性ヒンジと弾性梁部材で構成され、補修後の部材の力学モデルは補修部の剛体回転を表現する回転バネと補修部の上部に新たに発生する局部座屈を表現する塑性ヒンジ、および弾性梁部材により構成される。

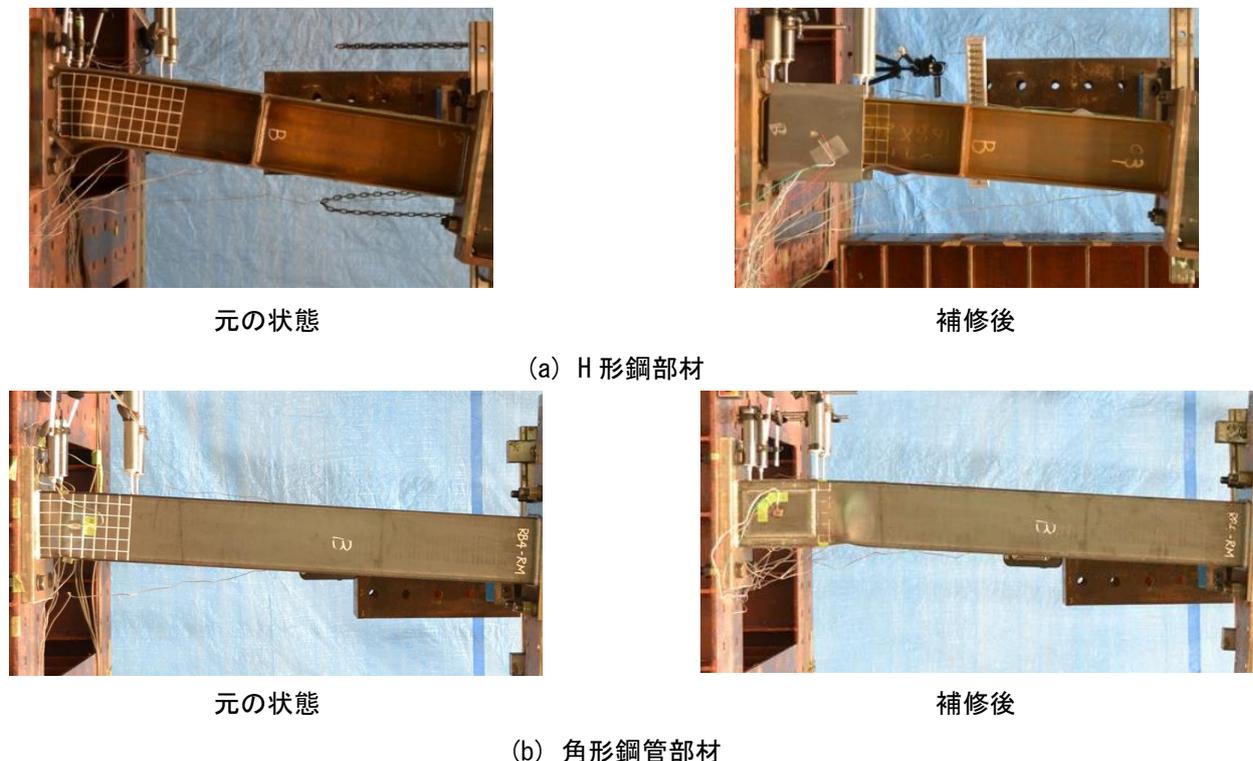


図 3-54 鉄骨部材の変形性状

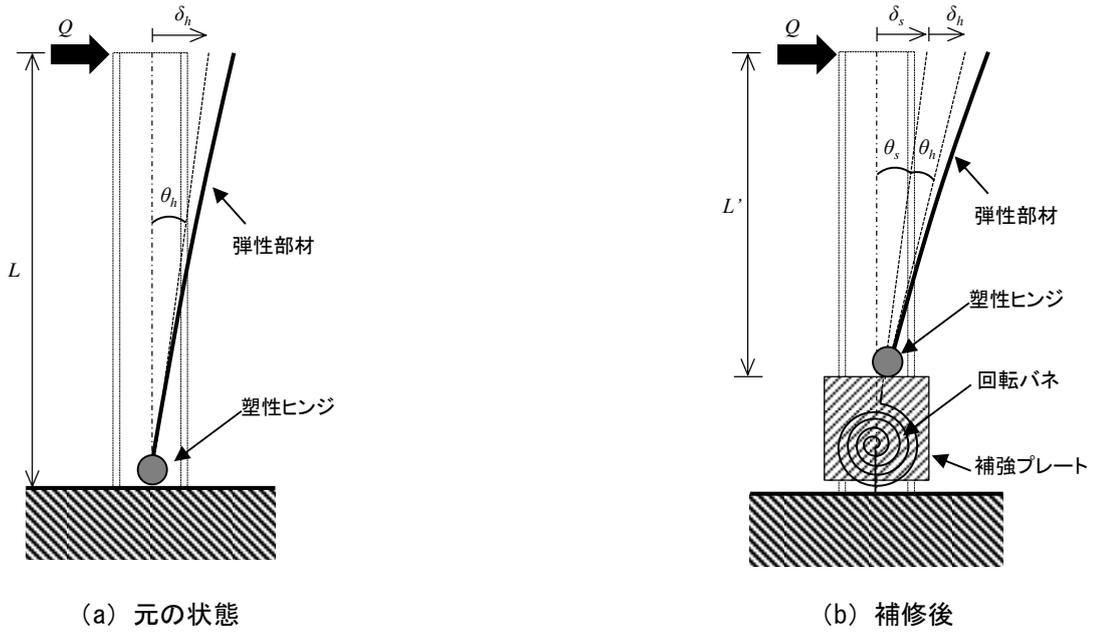


図 3-55 鉄骨部材の力学モデル

H 形鋼部材および角形鋼管部材の実験で得られた補修による最大耐力の上昇率と、上記の力学モデルによる耐力上昇率の評価の比較を図 3-56 に示す。ただし、同図には補強プレートの溶接部の破断や補修部の変形の進行で最大耐力が決定した B-NS150 試験体、C-NS150 試験体は除外してしめしている。

同図より、実験における H 形鋼部材および角形鋼管部材の最大耐力の上昇率は、実験値と力学モデルによる評価値で概ね一致している。したがって、図 3-55 の力学モデルによる補修後の部材の耐力評価は、崩壊モードが対応する部材に対しては比較的精度よく評価可能であるといえる。

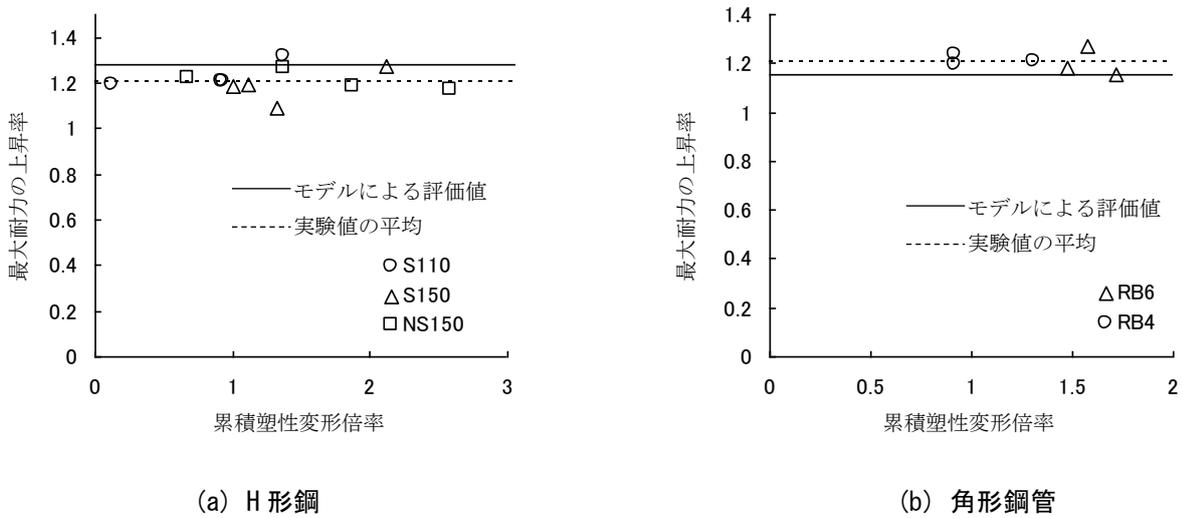


図 3-56 補修による最大耐力の上昇率

ここで、図 3-55 の力学モデルの妥当性および解析への適用性を、静的弾塑性増分解析により検証する。

解析による検討対象について、H 形鋼部材の試験体は補修部の上部で新たな局部座屈を生じ終局状態に至った A-NS150 試験体を代表として検討する。

塑性ヒンジの骨格曲線

1 次荷重（元の状態）において形成された塑性ヒンジ部について、最大耐力以降を単一の直線で表現する 3 折れ線でモデル化する。図 3-57 に単調荷重実験結果からモデル化した骨格曲線を示す。

履歴則

塑性ヒンジ部の履歴速は、2 章で示したスケルトン・シフト・モデルを採用する。ここでは、スケルトン・シフト・モデルのシフト係数 $\psi = 0.7$ 、丸み係数 $r = 8$ とした。

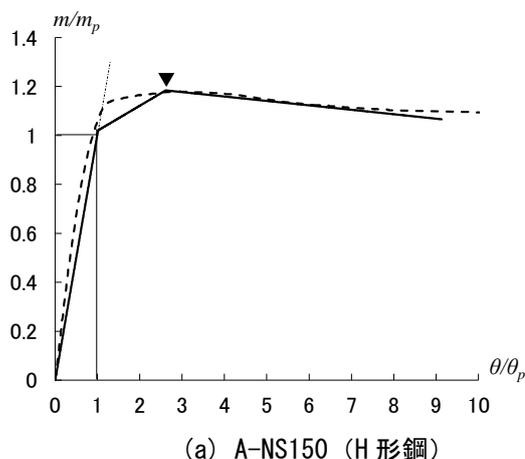


図 3-57 塑性ヒンジの骨格曲線（モーメント m —回転角 θ 関係）

図 3-58 に A-NS150 試験体の実験結果と解析結果の荷重変形関係を示す。

図 3-58 (a)より、上述の復元力特性モデルを用いた解析結果は、実験結果の荷重変形関係と概ね対応していることが確認できる。図 3-58 (b)より、荷重上昇中の剛性低下部分（バウジンガー部）に誤差はあるものの、A-NS150-R6-C7 以外は概ね最大耐力や履歴挙動が対応していることが確認できる。一方で A-NS150-R6-C7 は、初めて塑性率 1 を超えたループにおいてフランジ母材の亀裂が生じ、剛性の低下が早期に進行するため、解析と実験結果の最大耐力・履歴挙動の対応が悪くなっている。

これらの結果より、補修後に補修部上部で新たに生じた局部座屈により最大耐力が決定される部材の力学モデルとして、提案した力学モデルの妥当性を確認した。また、弾塑性解析への適用性は、塑性ヒンジに設定する復元力特性の精度にもよると考えられるが、概ね良好であることを確認した。

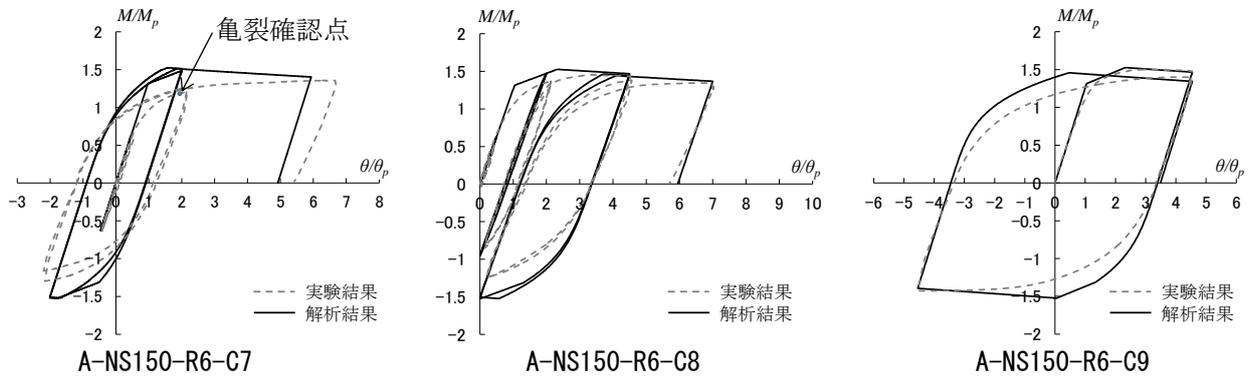
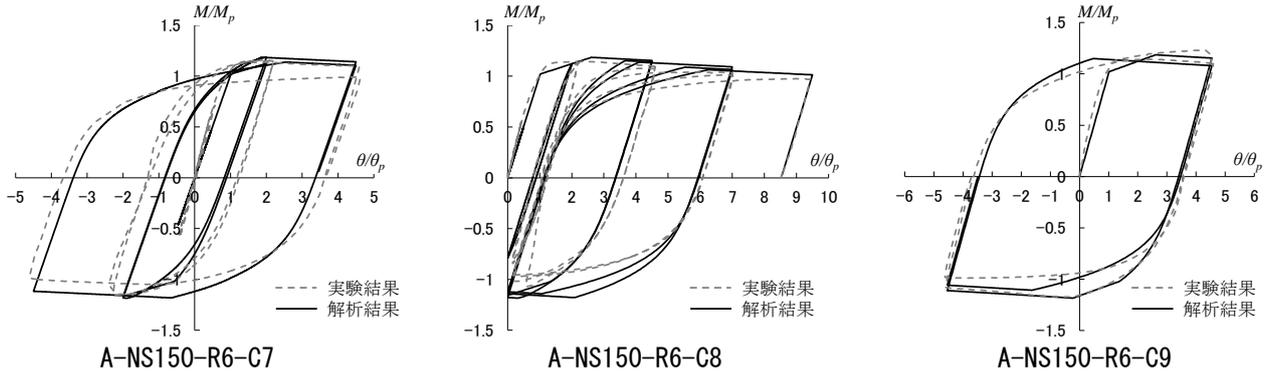


図3-58 塑性ヒンジの骨格曲線（モーメント m —回転角 θ 関係）

3.5.2 補修した鉄骨骨組の力学的モデル

塑性崩壊した柱梁ラーメン骨組では、柱や梁の端部に塑性ヒンジが生じる。また、崩壊モードに関わる塑性ヒンジを形成していない部位においても、地震応答中に累積損傷を経験している場合、その後の地震で塑性ヒンジを形成する可能性があるため、補修が必要となることも考えられる。

地震時に骨組に生じた塑性ヒンジに対し、前節までのように補修により損傷の進行が抑制され、無補修・無補強部で塑性ヒンジが形成される補修を施した場合、補修した部材の解析モデルを用いると、補修後骨組の力学モデルは図 3-59 のようになる。

本モデルは、梁に局部座屈による塑性ヒンジが形成された骨組を補修した場合を示しているが、柱頭や柱脚に補修を施した場合も、梁と同様に部材端に補修部を表現する回転バネを、その内側（柱の中央側）に塑性ヒンジを有するモデルとなる。

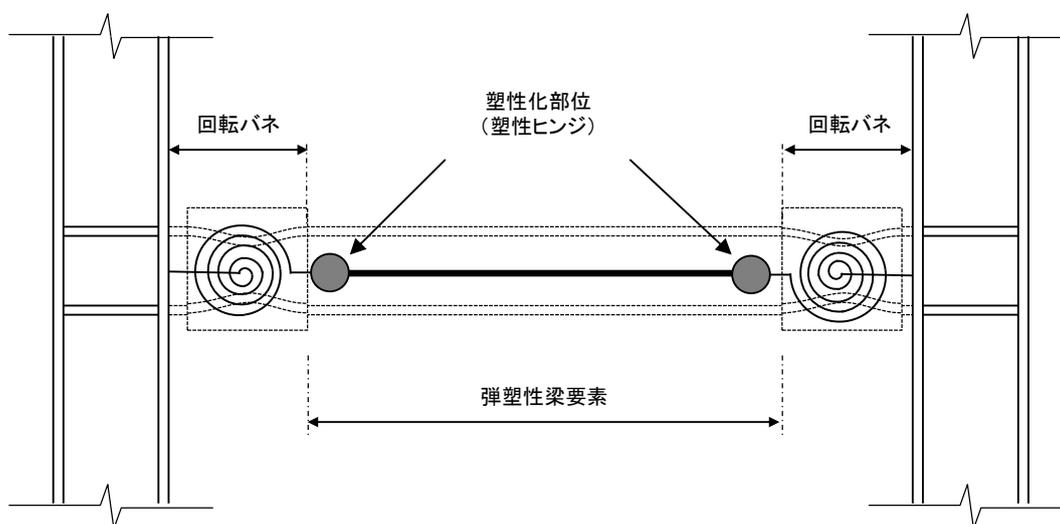


図 3-59 補修後の鉄骨骨組の力学モデル

3.6 結び

本章では、被災した鉄骨骨組を対象とし、損傷を生じた鉄骨部材（H形鋼部材，角形鋼管部材）の復旧工法について実験的に検討を行い，補修後性能や終局挙動を明らかにした。

H形鋼部材については，耐力劣化をともなう局部座屈により損傷した部材を対象に，箱形補修による補修効果を静的載荷実験により検証した。補強プレートを局部座屈が生じた損傷部に溶接することにより，補修後は局部座屈変形が拘束され，耐力が上昇することを確認した。また，部材の幅厚比の違いやスカラップの有無を変数とした検討を行うことで補修効果を確認するとともに，補修により塑性ヒンジの形成位置が変化することで補修後の耐力が回復・上昇することを明らかにした。なお，補修部の耐力の上昇や，塑性ヒンジの形成位置の移動による耐力の上昇により部材端のフランジが破断するケースも確認されたため，補修を施す際には耐力を大幅に上昇させないよう検討する必要がある。

そこで，補修に用いる補強プレートによる局部座屈の拘束度を検証するために補強プレートの溶接方法や板厚を変数とした実験を行い，補修後部材の過度な耐力の上昇を抑える方法についても検討を行った。その結果，これらの補修により補修後部材の耐力を調節する可能性を示した。しかし，局部座屈を生じたフランジと補強プレートの溶接方法を断続溶接とした補修では溶接部が破断して不安定な挙動を示すことで結果的に十分な塑性変形能力を確保することが難しくなることを明らかにした。また，補強プレートの板厚を通常の箱形補修よりも小さくした補修では塑性ヒンジの形成位置を変化させないことで過度な耐力の上昇を抑えながらも安定した挙動となるものの，補修部位の塑性変形が進行することで終局状態にいたるため塑性変形能力の評価に課題が残ることを示した。

角形鋼管部材について，H形鋼同様に耐力劣化をともなう局部座屈により損傷した部材を対象とし，カバープレート補強による補修効果を静的載荷実験により検証した。補強に用いたカバープレートにより，補修後は局部座屈変形が拘束され，耐力が上昇することを確認するとともに，H形鋼部材同様に塑性ヒンジの形成位置が変化することで補修後の耐力が回復・上昇することを明らかにした。

さらに，部材レベルで明らかにした補修効果や補修後の挙動について，骨組レベルで適用可能か検証するため，角形鋼管柱，H形鋼梁，および柱梁接合部パネルで構成される十字形部分鉄骨骨組を対象とした実験を行い，補修効果や終局挙動について検討を行った。その結果，部材レベルでの補修効果は骨組レベルでも保証されるものの，補修後には骨組の耐力の分布が変化することにより他の部材に損傷が移動，集中することがあり，元の状態の骨組では想定していない崩壊モードが生じる可能性があることを明らかにした。したがって，部材レベルでの検討課題に加えて，周辺部材との耐力の比や，接合部と部材の耐力の比など，骨組の耐力の分布を考慮して修復計画を立てる必要があると考えられる。

また，補修後の骨組の耐震性能や挙動について検討するための力学的モデルを構築するため，部材レベルの実験結果に基づき，それぞれの補修後部材の性能や力学的挙動について考察を行い，力学的モデルを提案した。さらに，部材レベルの力学的モデルを用いて補修後の骨組の力学的モデルも構築した。

参考文献

- [3-1] 日本建築防災協会：再使用の可能性を判定し復旧するための震災建物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016
- [3-2] 田中淳夫，泉満，成原弘之：震災をうけた鋼構造骨組の復旧法に関する実験的研究，構造工学論文集 B，第 35 巻，pp.411-423，1989.3
- [3-3] 田中淳夫，泉満，成原弘之：幅厚比の大きな柱材の震災復旧法および耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集 B，第 36 巻，pp.377-384，1990.3
- [3-4] 田中淳夫，泉満，成原弘之：局部座屈を生じた H 形断面柱の補修工法，日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II，pp.855-856，1987.8
- [3-5] 岩崎祐介，小寄慶太，吉敷祥一：局部座屈により耐力劣化した鋼部材の補修（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.895-898，2014.9
- [3-6] 岩崎祐介，吉敷祥一：局部座屈により耐力劣化した梁の補修に関する実験，鋼構造年次論文報告集，第 22 巻，pp.695-701，2014.11
- [3-7] 日本建築学会：鋼構造設計基準－許容応力度設計法－，2005
- [3-8] 建築行政情報センター，一日本建築防災協会：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- [3-9] 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 鉄骨造建築物 シェル・空間構造 容器構造，1997
- [3-10] 松本健，森健士郎，伊藤拓海，崔彰訓：局部座屈と亀裂が生じた H 形鋼部材の補修方法と補修後の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，第 20 巻，第 44 号，pp.139-142，2014.2
- [3-11] Kenjiro Mori, Takumi Ito, Hanako Sato, Hiroka Munemura, Takshi Matsumoto, Choi Changhoon: Repairability Performance and Restoring Force Characteristics of Damaged H-shaped Steel Members after Repair, International Journal of High-Rise Building, Vol.4, No.1, pp.57-64, 2015.3
- [3-12] 吉敷祥一，岩崎祐介：局部座屈により耐力劣化した角形鋼管柱の損傷評価と補修（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.935-938，2015.9
- [3-13] 森健士郎，伊藤拓海，宗村大翔，布施拓，崔彰訓：局部座屈が生じた角形鋼管部材の補修方法と補修後性能に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，第 22 巻，第 52 号，pp.971-976，2016.10

