

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の変形性能と骨組の耐震性能
Title(English)	
著者(和文)	三木徳人
Author(English)	norihito miki
出典(和文)	学位:博士（工学）, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10199号, 授与年月日:2016年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:山田 哲,寒野 善博,坂田 弘安,山中 浩明,吉敷 祥一
Citation(English)	Degree:, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10199号, Conferred date:2016/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の低い 柱梁接合部の変形性能と骨組の耐震性能

東京工業大学

三木 徳人

目 次

第 1 章	序論	
1.1	研究の背景及び既往の研究	1
1.2	研究の目的	5
1.3	論文の構成	6
第 2 章	梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の繰り返し載荷実験	
2.1	はじめに	11
2.2	実験概要	12
2.2.1	試験体	12
2.2.2	載荷方法	14
2.2.3	計測方法	15
2.3	実験結果	18
2.3.1	荷重－変形関係と破壊状況	18
2.3.2	塑性変形能力	22
2.3.3	破断によって決まる最大耐力	26
2.3.4	全塑性耐力および降伏耐力	28
2.4	まとめ	31
第 3 章	梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の解析	
3.1	はじめに	33
3.2	梁の繰り返し曲げ解析	34
3.2.1	解析方法の概要	34
3.2.2	ウェブのモーメント伝達効率の反映	34
3.3	解析結果と実験結果の対応	36
3.3.1	実験データベース	36

3.3.2	解析結果と実験結果の比較	39
3.4	破断条件の検討	44
3.4.1	危険断面のひずみ履歴に着目した塑性変形能力の評価法	44
3.4.2	ばらつきの検討	44
3.4.3	解析モデルの修正	50
3.4.4	破断条件式の作成および変形性能の評価	52
3.5	梁長さが変形性能に及ぼす影響	54
3.6	まとめ	56

第4章 角形鋼管柱－H形鋼梁偏心接合部の力学挙動

4.1	はじめに	59
4.2	実験計画	60
4.2.1	試験体	60
4.2.2	載荷装置	62
4.2.3	計測	63
4.3	偏心接合による梁への影響	65
4.3.1	梁端接合部の挙動	65
4.3.2	ウェブのモーメント伝達効率	67
4.3.2	梁の塑性エネルギー吸収	71
4.4	偏心接合によるパネルへの影響	72
4.4.1	パネルの挙動	72
4.4.2	偏心接合パネルの応力分担の評価	73
4.4.3	パネルの塑性エネルギー吸収	74
4.5	梁とパネルの塑性エネルギー吸収	76
4.6	有限要素法解析によるパネル耐力の検討	77
4.6.1	解析の概要	77
4.6.2	実験との比較	78
4.6.3	内外パネルの応力分担	80
4.6.4	パネルの耐力	81
4.6.5	パネルの変形分担	82
4.7	まとめ	83

第5章 梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能

5.1	はじめに	85
5.2	十字型部分架構実験	86
5.2.1	試験体	86
5.2.2	載荷装置	88
5.2.3	計測	89
5.2.4	実験結果	91

5.3	骨組応答解析.....	94
5.3.1	解析モデル.....	94
5.3.2	部材の復元力特性.....	95
5.3.3	解析方法.....	99
5.3.4	解析結果.....	100
5.4	まとめ.....	105

第 6 章 結論

付録

付録 2.1	鋼材の降伏比が接合部係数に与える影響.....	109
付録 5.1	部材断面の組み合わせによる崩壊モードと接合部係数の関係.....	111
付録 5.2	パネル梁耐力比 R_p の算出式	113

謝辞

第1章

序論

1.1 研究の背景及び既往の研究

現行の耐震設計では、強震下において全体崩壊形のメカニズムを形成するように設計することが原則となっている(図 1.1)。このような場合、柱梁接合部において一般に梁あるいはパネルの塑性変形に期待していることから、それらの塑性変形能力が重要となる。この中で、パネルについては、一般的に変形能力が高いということが知られている。一方の梁については、梁には3つの終局状態があり、局部座屈、横座屈、破断に分けられる。この中で、横座屈と局部座屈の場合では、最大耐力以降は比較的緩やかに耐力低下するのに対し、破断の場合には、急激に耐力低下することから、相対的に危険な終局状態と言える。また、破断については、脆性破断と延性破断に分けられ、脆性破断は使用鋼材の材料特性や溶接部の溶接欠陥の存在などの要因で発生する。鋼材の材料特性や、溶接条件を適切なものとした場合には、脆性破断が防止され、鋼材の塑性変形を発揮した延性破断に至る。

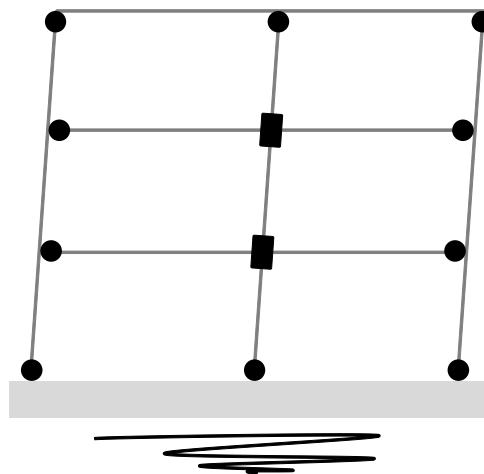


図1.1 全体崩壊形のメカニズム

兵庫県南部地震以前における、鋼構造柱梁接合部に関する研究の多くは、横座屈^{1.1)~1.17)}などと局部座屈^{1.18)~1.27)}などに関するものがほとんどであった。これは、鋼構造部材は板要素から構成され、一般に板要素は塑性域において局部座屈により最大耐力が決定づけられ、引張強度により決定つけられることは稀であると考えられていたためである。破断に関する研究もいくつか行われているが^{1.28)~1.33)}など、相対的に少なく、梁フランジの溶接部の詳細に関する検討がほとんどであった。

兵庫県南部地震において、鉄骨梁のフランジが脆性的に破断した(写真 1.1)。また、兵庫県南部地震の1年前に発生した米国ノースリッジ地震においても、鉄骨梁のフランジが脆性破断していた。この被害を受けて、脆性破断の原因究明を目的として、溶接部の品質、鋼材の材料特性、載荷速度、スカラップによる幾何学的不連続性などが脆性破断の発生に及ぼす影響に関する研究が多く行われるようになった^{1.34)~1.42)}など。これらの研究成果によりスカラップ形状やダイアフラムの改良した脆性破断を回避する方策が提案された。また、米国においても、梁の変形性能に及ぼす要因の検討が行われている(例えば 1.43)。鋼材の材料特性や、溶接条件を適切なものとし梁端接合部の脆性破断を防止できたとしても、変形能力に達すると延性破断に至る。延性破断で決まる梁端接合部の変形性能に関する研究はいくつか行われている。



写真1.1 梁端下フランジの脆性破断

延性破断で決まる梁端接合部の変形性能に及ぼす要因として、ウェブのモーメント伝達効率がある。我が国では、鋼構造剛接架構において、柱に角形鋼管が多く用いられている。このように柱を角形鋼管とした柱梁接合部では、梁ウェブに作用するモーメントは、柱スキンプレートを介して柱に伝達される。そのため柱板厚が薄い場合には、柱スキンプレートの面外変形が生じることから、梁ウェブが負担するモーメントは低下する（図 1.2）。またスカラップの断面欠損によっても、ウェブのモーメント伝達効率は低下する。ウェブのモーメントの伝達効率が梁端接合部の変形性能に及ぼす影響に関する研究は近年にいくつか行われている。例えば、松本ら^{1.44)}は、柱板厚とスカラップ形状をパラメーターとした、実大振動台実験の結果から、ウェブのモーメント伝達効率の低下が梁フランジに作用するひずみを増大させる効果があることを明らかにした。岡田ら^{1.45)}は、ウェブのモーメント伝達効率と梁フランジのひずみ集中率との関係を定式化することを試みている。しかし、既往の研究では変形性能に及ぼすおのおのの要因についての分析的研究が多く、変形性能を総合的に評価する試みはなされていない。

日本建築学会鋼構造接合部設計指針^{1.46)}（以降、接合部設計指針）には、極限解析に基づく梁ウェブのモーメント伝達効率を考慮した接合部の最大耐力の算定法が示されており、柱と梁の断面および鋼種の組み合わせ、スカラップの有無を考慮して、接合部の最大耐力を評価することができる。梁ウェブにおけるモーメント伝達効率を考慮した接合部の最大耐力の評価結果としては、日本建築学会溶接接合設計施工ガイドブック^{1.47)}に、BCR295 である角形鋼管柱と JIS 細幅系列の梁断面の組み合わせごとの、接合部の最大耐力の梁の全塑性耐力に対する比率である接合部係数 α が示されており、梁を SN490 とした場合には SN400 とした場合に比べ多くの組み合わせで接合部係数が塑性変形能力を確保するための保有耐力接合の条件^{1.46)}を満足しないとされている。ここで、接合部設計指針では、梁を SN490 とした場合の保有耐力接合の条件として、鋼材の強度のばらつきなどに基づき接合部係数で 1.25 以上確保することとしている。一方、文献 1.48) では、梁を SN490 とした場合の保有耐力接合の条件として接合部係数で 1.2 としているが、この条件で判定した場合においても、保有耐力接合の条件を満足しない断面の組み合わせがでてくる。

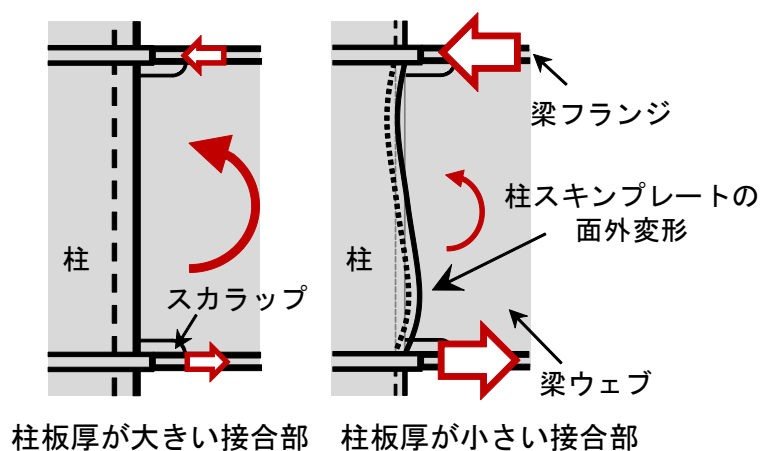


図 1.2 ウェブのモーメント伝達効率の低下

ここで、梁フランジの破断により最大耐力が決まった既往の実験^{1.49)~1.59)}について、試験体の接合部係数を調べた。調査の対象とした実験は、使用鋼材(梁)が、400N 級あるいは490N 級(SN490、SN400、SM490、SS400)で、工場接合形式の接合であり、JASS6 の改良型スカラップまたはノンスカラップ形式の接合部詳細となっている試験体を用いたもので、漸増変位振幅繰り返し载荷が行われたものである。試験体の終局状態としては、梁フランジが延性亀裂から破断したと判断できたものを対象とし、溶接不良等による早期の脆性破断を扱った実験は除いた。扱われた試験体の接合部係数と、接合部の最大耐力の実験値の関係を図 1.3 に示す。縦軸は、破断した側の荷重領域での梁の最大耐力の実験値(絶対値) ${}_bM_{max}$ を梁の全塑性耐力の計算値 ${}_bM_p$ で除した値であり、横軸は接合部設計指針による接合部の最大耐力の計算値 ${}_jM_u$ を梁の全塑性耐力の計算値 ${}_bM_p$ で除した値である接合部係数 α である。既往の実験は、接合部係数が 1.11~1.52 の範囲で行われているが、1.2 を下回る領域での実験結果が極めて少ないことがわかる。そのため、ウェブのモーメント伝達効率の低いことで接合部係数が小さくなる柱梁接合部の変形性能は把握されていない。

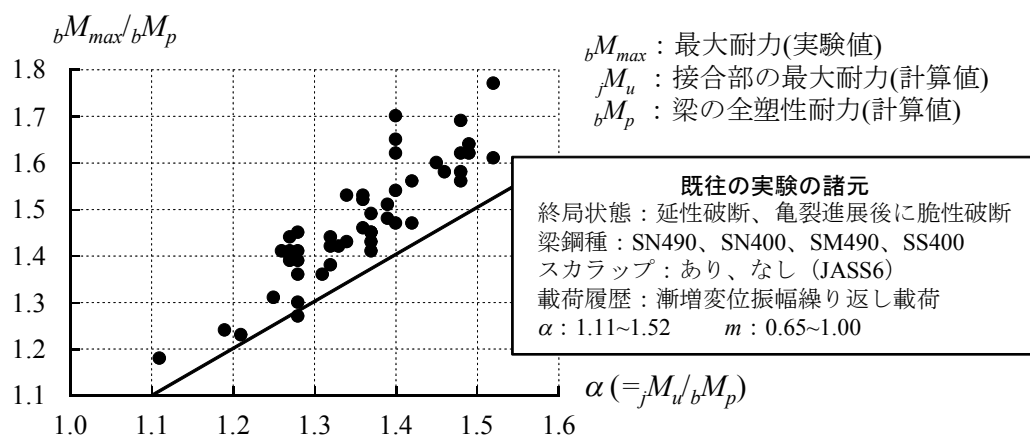


図1.3 既往の実験^{1.48)~1.58)}

1.2 研究の目的

そこで、本研究では、ウェブのモーメント伝達効率の低いことで接合部係数が小さくなる柱梁接合部の変形性能を把握することを目的とする。さらに、ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組がどの程度の耐震性能となるか検討する。ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部では、柱板厚が薄くなるためパネル耐力が相対的に小さくなり、パネルが塑性化することで接合部としての変形性能が向上することが考えられることから、パネルが塑性化する場合も含めて耐震性能を検討する(図 1.4)。さらに、実際の建物では外壁の取り付けなどの関係から、図 1.5 に示すように外周架構において梁と柱の外縁を合わせる形で偏心接合されることがある。梁が偏心した柱梁接合部において、パネルゾーンにねじりモーメントが生じることで、外側のパネルに変形が集中することが考えられる。また、梁ウェブの接合位置がパネル寄りに移動することによって、ウェブのモーメント伝達効率が向上することが考えられるが、梁フランジの接合部のねじれの影響を受けることから、梁の早期破断につながる可能性もある。本研究では、これらを総合的に評価する。

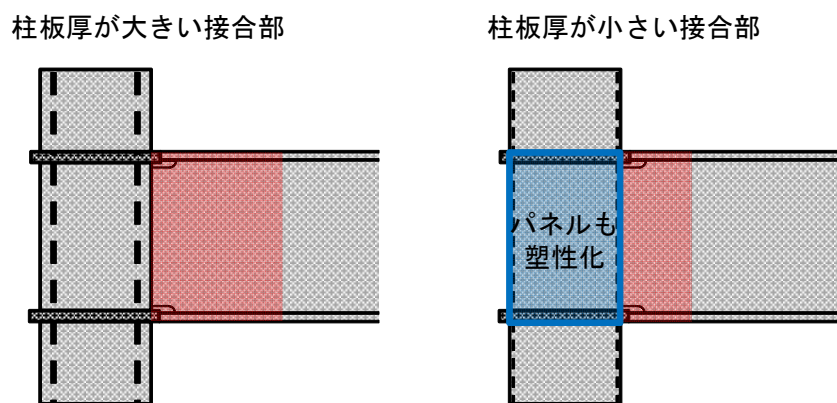


図1.4 パネルの塑性化

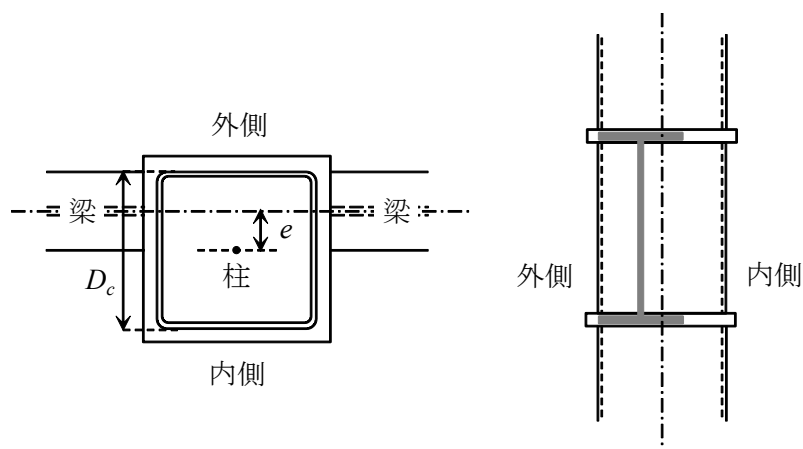


図1.5 偏心接合部

1.3 論文の構成

本論文は、本章第1章を含め全6章より成る。

第2章では、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低いことで接合部係数が低くなった梁端接合部について、接合部係数と変形能力の関係を定量的に把握することを目的に、接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行う。

第3章では、解析におけるウェブのモーメント伝達効率を考慮する接合部近傍のモデル化について検討し、解析結果がウェブの伝達モーメント及びフランジのひずみ履歴の実験結果をどの程度追跡できるかを、実験結果との対応で検証する。さらに、フランジひずみ履歴に着目し、梁端接合部が延性破断に至るまでの塑性変形能力の評価を試みる。そして、実験において検討できなかった梁スパンがウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の変形性能に及ぼす影響を検討する。

第4章では、偏心率とパネル梁耐力比を変化させた角形鋼管柱-H形鋼梁接合部について、偏心接合が梁の変形性能やパネルの早期降伏、パネルの塑性エネルギー吸収に及ぼす影響を繰り返し載荷実験及び有限要素法解析を行い検討する。

第5章では、梁ウェブのモーメント伝達効率が低い柱梁接合部について、パネルが塑性化する場合に梁端接合部の延性破断で決まる接合部としての変形性能がどの程度となるか定量的に把握するため、接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行う。そして、梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能を評価するため、現実的な部材の復元力特性を有する鋼構造骨組の地震応答解析を行う。本研究では、梁端接合部の延性破断により終局状態となる耐震性能を検討対象とする。

第6章では、本研究を総括する。

参考文献

- 1.1) 高梨 晃一：繰返し載荷をうける鋼製ばりの非弾性横座屈、大会学術講演梗概集. 構造系 47(構造系)、1301-1302、1972-09-05
- 1.2) 宇田川 邦明、最相 元雄、高梨 晃一、田中 尚：一方向単調載荷を受ける H 形鋼の塑性横座屈実験、日本建築学会論文報告集 (212)、23-36、1973-10-30
- 1.3) 宇田川 邦明、高梨 晃一、田中 尚：繰返し載荷を受ける H 形鋼はりの復元力特性：その 1 定変位振幅繰返し載荷時の塑性ヒンジ回転能力、日本建築学会論文報告集 (264)、51-59、1978-02-28
- 1.4) 宇田川 邦明、高梨 晃一、田中 尚：繰返し載荷を受ける H 形鋼はりの復元力特性：その 2・ランダム変位履歴における耐力の低下、日本建築学会論文報告集 (265)、45-52、1978-03-30
- 1.5) 宇田川邦明：60 キロ級高性能鋼はりの横座屈実験、日本建築学会構造系論文集 (459)、143-152、1994-05-30
- 1.6) 鈴木 敏郎、小野 徹郎、金箱 温春、西田 芳弘、加藤 征宏：交番曲げを受ける H 型鋼梁の塑性挙動、学術講演梗概集. 構造系 50(構造系)、791-792、1975-08-25
- 1.7) 鈴木 敏郎、小野 徹郎、木村 功：交番曲げを受ける高張力鋼梁の塑性変形挙動に関する研究、学術講演梗概集. 構造系 54(構造系)、1071-1072、1979-09
- 1.8) 若林 實、中村 武、矢川 豊、岡村 信也：鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究(その 1)、学術講演梗概集. 構造系 55(構造系)、1203-1204、1980-08-10
- 1.9) 加藤 勉、秋山 宏：上フランジを連続拘束された H 形断面鋼梁の弾性横座屈、日本建築学会論文報告集 (232)、41-50、1975-06-30
- 1.10) 加藤 勉、田川 泰久、李 明宰、野田 秀幸：合成梁部材実験(コンクリートスラブの横座屈拘束)、学術講演梗概集. 構造系 59(構造系)、1359-1360、1984-09-10
- 1.11) 加藤 勉、田川 泰久、李 明宰：合成ばりの研究：一様曲げモーメント下での横座屈実験及び数値解析、学術講演梗概集. C、構造 II 1985、711-712、1985-09-10
- 1.12) 鈴木 敏郎、久保寺 勲、金子 洋文：母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨 H 形梁の横座屈挙動：その 1 実験、学術講演梗概集. 構造系 51(構造系)、1053-1054、1976-08-25
- 1.13) 鈴木 敏郎、久保寺 勲、金子 洋文：母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨 H 形梁の横座屈挙動：その 2 解析、学術講演梗概集. 構造系 51(構造系)、1055-1056、1976-08-25
- 1.14) 鈴木 敏郎、小野 徹郎、久保田 勲、深澤 隆：母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨 H 形梁の横座屈実験、学術講演梗概集. 構造系 52(構造系)、1347-1348、1977-10
- 1.15) 若林 實、中村 武、岡村 信也：鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究(その 2)、学術講演梗概集. 構造系 56(構造系)、1869-1870、1981-09
- 1.16) 若林 實、中村 武、大橋 直也、中井 政義：鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究(その 3)、学術講演梗概集. 構造系 57(構造系)、1963-1964、1982-08-20
- 1.17) 若林 実、中村 武、中井 政義：鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験研究(その 4)、学術講演梗概集. 構造系 59(構造系)、1289-1290、1984-09-10
- 1.18) 加藤勉、秋山宏、帯洋一：局部座屈を伴う H 形断面部材の変形、日本建築学会論文報告集、第 257 号、pp.49-57、1977.7
- 1.19) 呉 榮錫、加藤 勉：H 型断面鋼構造部材の塑性局部座屈と変形能力、構造工学論文

集. B 34B、161-168、1988-03-07

- 1.20) 加藤 勉、呉 榮錫：局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の耐力と変形、構造工学論文集. B 35B、351-360、1989-03-10
- 1.21) 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 (458)、127-136、1994-04-30
- 1.22) 鈴木敏郎、小野徹郎、金箱温春：せん断曲げを受ける鉄骨 H 型断面梁の局部座屈挙動と塑性変形能力、日本建築学会論文報告集、第 260 号、pp.91-98、1977.10
- 1.23) 鈴木敏郎、酒井新吉、貫井泰：局部座屈を伴う H 形鋼柱部材の変形性能、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、pp.1151-1152、1980.9
- 1.24) 鈴木敏郎、金子洋文、伊藤栄後、加藤征宏、佐藤裕幸：軽量 H 形鋼部材の座屈挙動に関する研究 (その 2 梁の座屈耐力について)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、pp.1185-1186、1980.9
- 1.25) 鈴木敏郎、木村衛、黄崇斌、源淳一：スティフナー補剛梁の塑性変形性状について、日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北)、pp.1951-1952、1982.10
- 1.26) 牧野稔、松井千秋、三谷勲：H 形鋼柱の局部座屈後の変形性状 その 2 荷重 - 変形関係、日本建築学会論文報告集、第 286 号、pp.23-28、1979.12
- 1.27) 與田香二、今井克彦、黒羽啓明、小川厚治：曲げを受ける幅厚比の大きい溶接 H 形鋼の局部座屈および横座屈後の挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東)、pp.1091-1092、1988.10
- 1.28) 藤本 盛久 [他]、中込 忠男、金 鍾洛、多賀 雅泰：エンドタブ・裏当金を有する柱はり溶接部の破壊性状に関する実験的研究、日本建築学会論文報告集 (334)、58-69、1983-12-30
- 1.29) 藤本 盛久、橋本 篤秀、中込 忠男、金 鍾洛、松村 弘道：柱はり溶接接合部の破壊特性の検討：厚板鋼板を用いた柱はり溶接接合部の破壊に関する実験的研究 その 1、日本建築学会構造系論文報告集 (349)、81-90、1985-03-30
- 1.30) 中込 忠男、矢部 喜堂、坂本 真一：梁スカラップの有無が H 形断面柱に溶接接合される H 形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響、日本建築学会構造系論文報告集 (432)、51-59、1992-02-28
- 1.31) 矢部 喜堂、坂本 真一、中込 忠男：梁スカラップの有無が箱形断面柱に溶接接合される H 形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響、日本建築学会構造系論文報告集 (440)、125-132、1992-10-30
- 1.32) 中込 忠男、藤田 哲也：角形鋼管柱に通しダイアフラム形式で溶接接合される圧延 H 形鋼梁端部の力学的性能：梁スカラップの有無および形状と目違いが破壊性状に及ぼす影響、日本建築学会構造系論文集 (455)、187-196、1994-01-30
- 1.33) 山本昇、石井匠、森田耕次：はり端溶接接合部の力学的挙動におよぼすスカラップの影響、構造工学論文集. B 39B、493-506、1993.3
- 1.34) 井上 一朗、上場 輝康、甲津 功夫、吹田 啓一郎、多田 元英、立山 英二、田渕 基嗣、田中 剛、豊田 政男、中島 正愛、藤田 佳広、丸岡 義臣、室田 達郎、森迫 清貴、森田 耕次：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 1. 実験計画、学術講演梗概集. C-1、構造 III、

-
- 木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、329-330、1997-07-30
- 1.35) 田渕 基嗣、上場 輝康、田中 剛、江本 大輔：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 2 工場溶接タイプ・材料 E5 による実験[1]、学術講演梗概集. C-1、構造 III、木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、331-332、1997-07-30
- 1.36) 朱 永清、森田 耕次、岡安 隆史：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 3 工場溶接タイプ・材料 E5 による実験[2]、学術講演梗概集. C-1、構造 III、木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、333-334、1997-07-30
- 1.37) 立山 英二：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 4 工場溶接タイプ・材料 B6 による実験[1]、学術講演梗概集. C-1、構造 III、木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、335-336、1997-07-30
- 1.38) 中島 正愛、吹田 啓一郎、森迫 清貴：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 5 工場溶接タイプ・材料 B6 による実験[2]、学術講演梗概集. C-1、構造 III、木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、337-338、1997-07-30
- 1.39) 多田 元英、井上 一朗、丸岡 義臣：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 6 現場溶接タイプ・材料 B6 による実験[1]、学術講演梗概集. C-1、構造 III、木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、339-340、1997-07-30
- 1.40) 佐藤 忠恒、甲津 功夫、丸岡 義臣：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験：その 7 現場溶接タイプ・材料 B6 による実験[2]、学術講演梗概集. C-1、構造 III、木質構造、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造 1997、341-342、1997-07-30
- 1.41) 秋山 宏、山田 哲、箕輪 親宏、寺本 隆幸、大竹 章夫、矢部 喜堂：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法、日本建築学会構造系論文集 (505)、139-146、1998-03-30
- 1.42) 中込 忠男、藤田 哲也、南 圭祐、李建、村井 正敏：柱梁溶接接合部におけるノンスラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集 (498)、145-151、1997-08-30
- 1.43) Charles W. Roeder and Douglas A. Foutch : EXPERIMENTAL RESULTS FOR SEISMIC RESISTANT STEEL MOMENT FRAME CONNECTIONS, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, ASCE, 122(6), 581-588, 1996.6
- 1.44) 松本由香、秋山宏、山田哲：鋼構造柱梁接合部における梁の変形能力とウェブの継手効率、日本建築学会構造系論文集、第 523 号、pp.117-124、1999.9
- 1.45) 岡田健、松本由香、山田哲：H 形鋼梁の変形能力に柱梁接合部における継手効率が及ぼす影響の評価、日本建築学会構造系論文集、第 568 号、pp.131-138、2003.6
- 1.46) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第 3 版、2012.3
- 1.47) 日本建築学会：溶接接合設計施工ガイドブック、2008.11
- 1.48) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基
-

準解説書、全国官報販売協同組合

- 1.49) 石井匠、菊川春三、森田耕次、高梨晃一：通しダイアフラム形式・柱梁接合部の破断性状に関する実験的研究、日本鋼構造協会鋼構造論文集 6(24)、87-102、1999
- 1.50) 山本昇、石井匠、森田耕次：はり端溶接接合部の力学的挙動におよぼすスカラップの影響、構造工学論文集. B 39B、493-506、1993.3
- 1.51) 皿海康行、斎藤英明、横山治男、青柳隆之 坂本真一、田沼良一：梁端ディテールの違いが角形鋼管柱-H 形断面梁接合部における梁端仕口部の構造性能に及ぼす影響 梁全体の曲げ性能に占める梁フランジの割合が比較的小さい場合、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.373-374、1998.7
- 1.52) 川乗安生、甲津功夫：現場接合形式柱梁溶接接合部の力学性状に関する研究 その 1 エンドタブと溶接ワイヤ材質の影響、鋼構造論文集、第 7 巻 第 28 号、pp.71-85、2000.12
- 1.53) 甲津功夫、中田智三：現場接合形式柱梁溶接接合部の力学性状に関する研究 その 2 開先形状と溶接ワイヤの影響、鋼構造論文集、第 10 巻 第 38 号、pp.1-15、2003.6
- 1.54) 中込忠男、的場耕、岩田衛：梁材の力学的性能が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 540 号、pp.111-117、2001.2
- 1.55) 久世庸平、中込忠男、市川祐一、服部和徳、杉江篤司、村井正敏：ノン裏当て金工法を用いた接合部ディテールが柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究日本建築学会北陸支部研究報告集 (45)、33-36、2002.6
- 1.56) 焦瑜、角野大介、島田侑子、吉敷祥一、山田哲：繰り返し荷重を受ける梁部材のエネルギー吸収能力 その 2 実験の結果と考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、p.569-570、2008.7
- 1.57) 中込忠男、藤田哲也、南圭祐、李建、村井正敏：柱梁溶接接合部におけるノンスカラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 498 号、pp.145-151、1997.8
- 1.58) 中込忠男、山田丈富、村井正敏、的場耕、會田和広：ノンスカラップ工法における梁端ディテールが柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 546 号、pp.121-128、2001.8
- 1.59) 吹田啓一郎：鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値、日本建築学会構造系論文集、第 567 号、pp.165-171、2003.5

第2章

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の 繰り返し載荷実験

2.1 はじめに

柱を角形鋼管とした柱梁接合部では、梁ウェブから柱へのモーメント伝達は柱のスキンプレートを介して行われるが、スキンプレートが面外に変形することから、特に柱板厚が薄い場合にはスキンプレートの面外剛性および耐力が不足し梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低下する。日本建築学会鋼構造接合部設計指針^{2.1)}(以降、接合部設計指針)には、極限解析に基づく梁ウェブのモーメント伝達効率を考慮した接合部の最大耐力の算定法が示されており、柱と梁の断面および鋼種の組み合わせ、スカラップの有無を考慮して、接合部の最大耐力を評価することができる。

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率を考慮した接合部の最大耐力の評価結果としては、日本建築学会溶接接合設計施工ガイドブック^{2.2)}に、BCR295 である角形鋼管柱と JIS 細幅系列の梁断面の組み合わせごとの、接合部の最大耐力の梁の全塑性耐力に対する比率である接合部係数が示されており、梁を SN490 とした場合には SN400 とした場合に比べ多くの組み合わせで接合部係数が塑性変形能力を確保するための保有耐力接合の条件^{2.1)}を満足しないとされている。ここで、接合部設計指針^{2.1)}では、梁を SN490 とした場合の保有耐力接合の条件として、鋼材の強度のばらつきなどに基づき接合部係数で 1.25 以上確保することとしている。一方、文献 2.3)では、梁を SN490 とした場合の保有耐力接合の条件として接合部係数で 1.2 としているが、この条件で判定した場合においても、保有耐力接合の条件を満足しない断面の組み合わせがでてくる。

汎用的な部材断面の組み合わせで接合部係数が低くなる場合が多いことから、接合部係数が低くなった場合には接合部の破断(本研究では延性破断を対象とする)によって決まる梁の塑性変形能力がどの程度となるかを調べておくことは重要な課題であるが、既往の梁

端接合部に関する実験では比較的接合部係数が大きな試験体が扱われていることが多く^{図1.5)}、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低く接合部係数の低い場合にどの程度の変形性能があるについては、十分わかっていない。本研究ではまず、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低いことで接合部係数が低くなった梁端接合部について、接合部係数と変形能力の関係を定量的に把握することを目的に、接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行う。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体

試験体一覧を表 2.1 に、形状を図 2.1 に、素材試験結果の一覧を表 2.2 に示す。実験は梁ウェブにおけるモーメント伝達効率をパラメーターとして、19 体の試験体に対して 3 シリーズに分けて行った。

第 1 シリーズ(No.1~10)は、試験体は通しダイアフラム形式の角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部、もしくは H 形鋼梁の端部をエンドプレートに溶接する形式の接合部とする 10 体の試験体により構成される。試験体のパラメーターは、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の低下の要因となる柱板厚とスカラップの有無、ならびに局部座屈の発生を抑えるための梁端のスチフナの有無である。梁は同一ロットの H-600×200×11×17(SN490B：フランジ FA、ウェブ FB)、柱は幅 400mm で板厚 12mm と 19mm の角形鋼管(BCR295)とした。実験計画段階では、接合部の最大耐力 M_u (計算値)²⁾の梁の全塑性耐力 M_p (計算値)に対する比率で定義される接合部係数が 1.2 前後となるように、引張強さおよび降伏点の規格下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数 α_F で 1.14~1.33 の範囲となるよう断面の組み合わせを決めたが、実際には梁フランジの降伏比が 0.627 と低かったことから、素材試験結果と実測板厚を用いて求めた接合部係数 α は 1.19~1.39 と、実験計画より高くなった。降伏比が接合部係数に与える影響については、付録 2.1 に示す。

第 2 シリーズ(No.11~16)においても、試験体は通しダイアフラム形式の角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部としたが、梁断面は梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の影響が大きくなるように梁ウェブの板厚を厚くした溶接組立部材 BH-600×200×16×16、BH-600×200×12×16(いずれも SN490B：フランジ FA、ウェブ FA)とし、柱は幅 400mm で板厚 12mm、16mm、19mm の角形鋼管(BCR295)として、これらの断面の組み合わせの 6 体とした。第 2 シリーズでは全ての試験体でスカラップ有りの接合部詳細とし、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを設置した。第 2 シリーズの試験体について、引張強さおよび降伏点の規格下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数 α_F は 1.02~1.21 の範囲であったが、素材試験結果と実測板厚を用いて求めた接合部係数 α は 0.97~1.15 と、こちらは計画より低くなった。

第 3 シリーズ(No.17~19)においても、試験体は通しダイアフラム形式の角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部とし、梁を H-500 × 200(No.17 では 150) × 10 × 16(SN490B：フランジ FA、ウェブ FA)、柱を幅 300mm で板厚 9mm、12mm の角形鋼管(BCR295)とした 3 体の試験体を用いた。いずれの試験体もスカラップ有りの接合部詳細とし、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを設置した。これらの試験体の素材試験結果と実測板厚を用いて求めた接合部係数 α は 1.08~1.19 である。

なお、全ての試験体共通で、梁端接合部の溶接ではエンドタブは固形タブを使用した。また、スカラップ有りの試験体については、スカラップの形状は JASS6 準拠の複合円タイプとした。局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを設置した試験体では、第 1・第 2 シリーズ(No.1~16)については、スチフナを柱フェイスから 120、220、320mm の位置に配し、第 3 シリーズ(No.17 ~ 19)では、柱フェイスから 100、200、300mm の位置に配した。

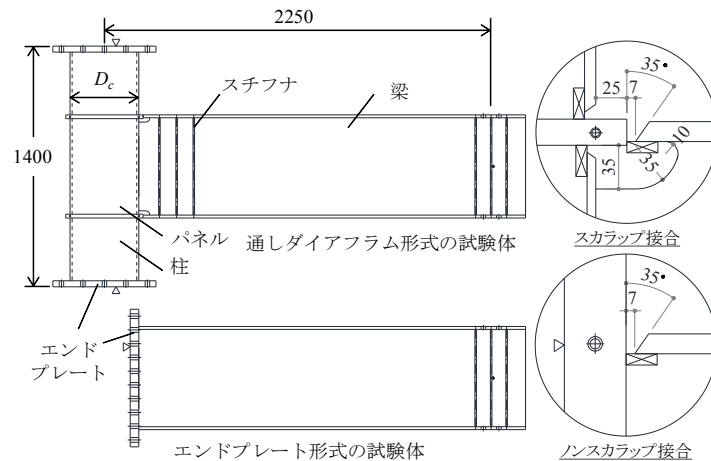


図2.1 試験体形状

表2.1 試験体一覧

No.	試験体名	部材断面		スカラップ	スチフナ	l_b	bM_p (kN・m)	jM_u (kN・m)	α	m	α_F	m_F	jM_{wu} (kN・m)	jM_{fu} (kN・m)	jM_y (kN・m)	jM_p (kN・m)
1	A-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	有	有	2050	979	1162	1.19	0.49	1.14	0.48	125	1037	680	775
2	A-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	有	有	2050	979	1235	1.26	0.78	1.20	0.74	198	1037	727	848
3	A-F	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	有	有	2050	979	1290	1.32	1.00	1.26	1.00	253	1037	751	903
4	B-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	無	有	2050	979	1200	1.23	0.49	1.18	0.48	163	1037	738	813
5	B-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	無	有	2050	979	1295	1.32	0.78	1.26	0.74	258	1037	785	908
6	C-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	有	無	2050	979	1162	1.19	0.49	1.14	0.48	125	1037	680	775
7	C-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	有	無	2050	979	1235	1.26	0.78	1.20	0.74	198	1037	727	848
8	D-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	無	無	2050	979	1200	1.23	0.49	1.18	0.48	163	1037	738	813
9	D-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	無	無	2050	979	1295	1.32	0.78	1.26	0.74	258	1037	785	908
10	D-F	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	無	無	2050	979	1366	1.39	1.00	1.33	1.00	329	1037	809	979
11	BH16-12	H-600×200×16×16	□-400×400×12	有	有	2050	1144	1111	0.97	0.43	1.02	0.39	155	957	720	831
12	BH16-16	H-600×200×16×16	□-400×400×16	有	有	2050	1144	1162	1.02	0.57	1.06	0.52	205	957	762	881
13	BH16-22	H-600×200×16×16	□-400×400×22	有	有	2050	1144	1235	1.08	0.77	1.11	0.70	278	957	817	955
14	BH12-12	H-600×200×12×16	□-400×400×12	有	有	2050	1042	1094	1.05	0.49	1.11	0.46	137	957	719	813
15	BH12-16	H-600×200×12×16	□-400×400×16	有	有	2050	1042	1138	1.09	0.64	1.15	0.60	181	957	753	858
16	BH12-22	H-600×200×12×16	□-400×400×22	有	有	2050	1042	1203	1.15	0.88	1.21	0.81	246	957	796	923
17	C-150-9	H-500×150×10×16	□-300×300×9	有	有	2100	612	663	1.08	0.41	1.09	0.39	63	600	404	464
18	C-200-12	H-500×200×10×16	□-300×300×12	有	有	2100	745	886	1.19	0.56	1.19	0.52	85	800	552	619
19	C-200-9	H-500×200×10×16	□-300×300×9	有	有	2100	745	863	1.16	0.41	1.17	0.39	63	800	533	597

表中、 l_b ：梁の曲げ長さ、 bM_p ：梁の全塑性耐力の計算値、 jM_u ：梁端接合部の最大曲げ耐力の計算値、 α ：接合部係数 ($=jM_u/bM_p$)、 m ：梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力、 α_F ：鋼材の規格強度の下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数、 m_F ：鋼材の規格強度の下限値と公称板厚を用いて計算した梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力、 jM_{wu} ：梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力の計算値(3.3 節)、 jM_{fu} ：梁フランジ接合部の最大曲げ耐力の計算値(3.3 節)、 jM_y ：接合部の降伏耐力の計算値(3.4 節)、 jM_p ：接合部の最大耐力の計算値(3.5 節)

表2.2 素材試験結果一覧

				鋼種	実測板厚 (mm)	降伏点 σ_1 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
No.1 ～10	梁	フランジ		SN490B	17.1	326	520	62.7	30.7
		ウェブ		SN490B	10.8	381	553	68.9	26.0
	柱	□-400×400×12		BCR295	12.0	366	447	81.9	29.2
		□-400×400×19		BCR295	19.1	377	417	90.4	29.3
No.11 ～16	梁	PL-16		SN490B	15.9	364	515	70.7	28.9
		PL-12		SN490B	12.1	375	530	70.8	25.7
	柱	□-400×400×12		BCR295	12.3	374	444	84.2	27.1
		□-400×400×16		BCR295	16.4	377	444	84.9	27.9
		□-400×400×22		BCR295	22.4	385	436	88.3	28.6
				SN490B	15.8	349	523	66.7	27.8
No.17 ～19	梁	フランジ		SN490B	15.8	349	523	66.7	27.8
		ウェブ		SN490B	9.9	389	530	73.4	26.9
	柱	□-300×300×9		BCR295	8.9	394	472	83.5	23.0
		□-300×300×12		BCR295	11.8	417	487	85.6	27.9

*1 0.2%オフセット耐力

2.2 載荷方法

セットアップを図 2.2 に示す。試験体は柱を水平に、梁を鉛直にした状態で反力フレームに固定し、梁先端にオイルジャッキを取り付けて載荷を行った。柱端部では、PC 鋼棒で鉛直方向の反力を、スクリーージャッキで水平方向の反力をとった。梁の面外変形及びねじれ変形に対しては加力点に板ピンを取り付け、接合部近傍と加力点近傍では試験体との間にテフロンシートを挟んだ溝形鋼で挟み込むことで拘束した。

載荷履歴を図 2.3 に示す。文献 2.4)で提案された載荷履歴を用い、全塑性耐力に対応する弾性変形を θ_p として、2 サイクル毎の変位振幅増分を $2\theta_p$ とした載荷を行った。

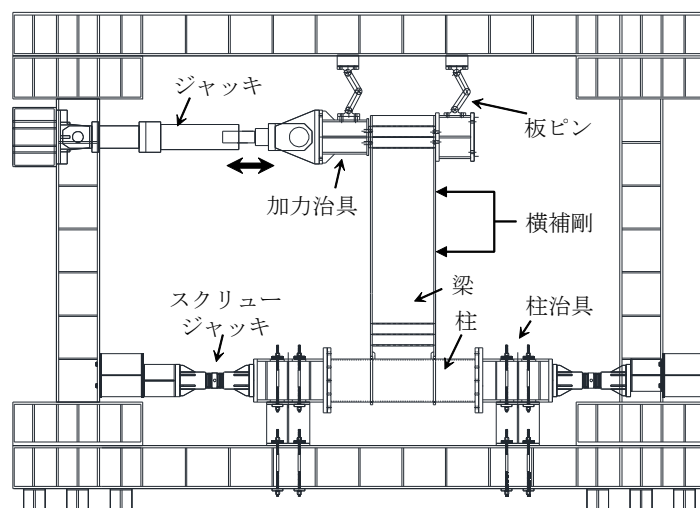


図2.2 セットアップ

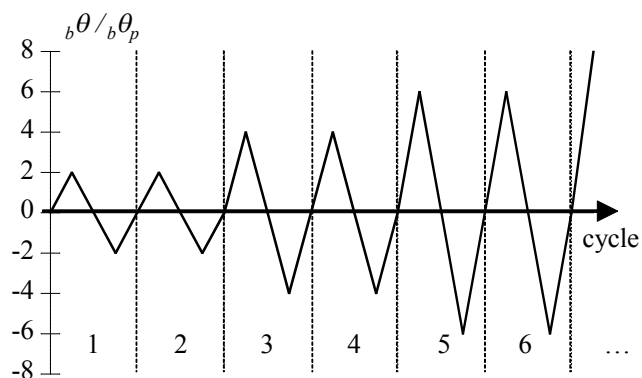


図2.3 載荷履歴

2.2.3 計測方法

試験体の変形は、図 2.4 に示す位置に設置した変位計により計測し、試験体に作用するせん断力は、ジャッキ先端に組み込まれたロードセルにより計測した。図 2.4 中、 δ_1 はジャッキの鉛直変位、 δ_2 、 δ_3 は加力点の水平変位、 δ_4 、 δ_5 、 δ_6 、 δ_7 は柱フェイス面における梁フランジ中心線での水平変位、 δ_8 、 δ_9 、 δ_{10} 、 δ_{11} は鉛直変位である。図中、括弧が無いものは紙面表側の変位計測値、有るものは裏側の変位計測値である。これらの変位及び荷重の計測値より、梁端モーメント ${}_bM$ 、梁の部材角 ${}_b\theta$ を式(2.1)~(2.6)により算出した。

$${}_bM = Q \cdot L_n \quad (2.1)$$

$$L_n = L \cdot \sin(\theta_0 + \theta_j) \quad (2.2)$$

$$\theta_j = \delta_1 / L_j \quad (2.3)$$

$${}_b\theta = \frac{{}_b\delta}{l_b} - \phi \quad (2.4)$$

$${}_b\delta = \frac{\delta_2 + \delta_3}{2} - \frac{\delta_4 - \delta_5 + \delta_6 - \delta_7}{4} \quad (2.5)$$

$$\phi = \frac{\delta_8 - \delta_9 + \delta_{10} - \delta_{11}}{2 \cdot h_b} \quad (2.6)$$

ここで、 Q は試験体に作用するせん断力、 L_n は柱梁接合部中心からジャッキ軸心までの距離、 L は柱梁接合部中心から反力点側のジャッキ材端ピン中心までの距離、 θ_0 は柱梁接合部中心と反力点側のジャッキ材端ピン中心を結ぶ直線の水平からの角度、 θ_j はジャッキの傾斜角、 δ_1 はジャッキの鉛直変位、 L_j はジャッキ端ピン中心から鉛直変位計測点までの距離である。また、 ${}_b\delta$ は加力点の相対水平変位、 ϕ は柱梁接合部における柱フェイス面の回転角、 h_b は梁フランジ中心間距離である。

また、梁端におけるフランジとウェブの歪計測位置を図 2.5 に示す。接合部近傍における梁フランジの平均軸歪と、梁ウェブが伝達するモーメントを計測するため、歪ゲージを貼付した。

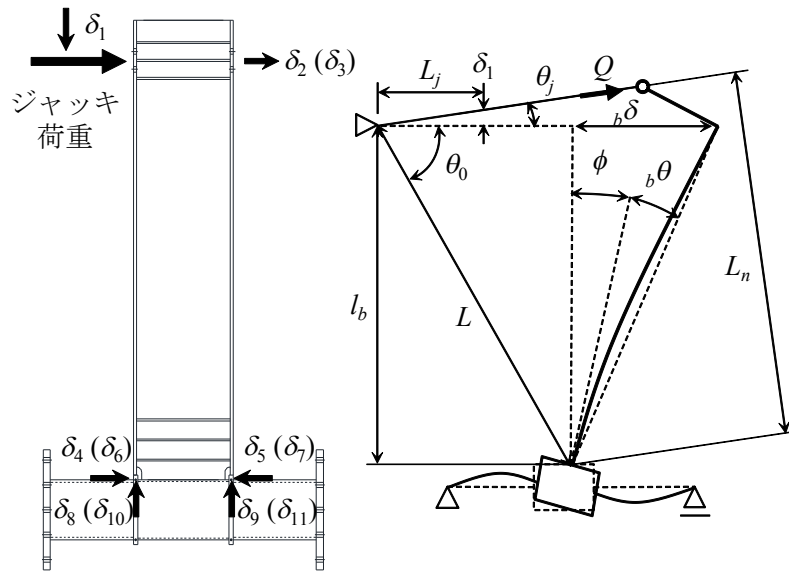


図2.4 荷重と変形の計測

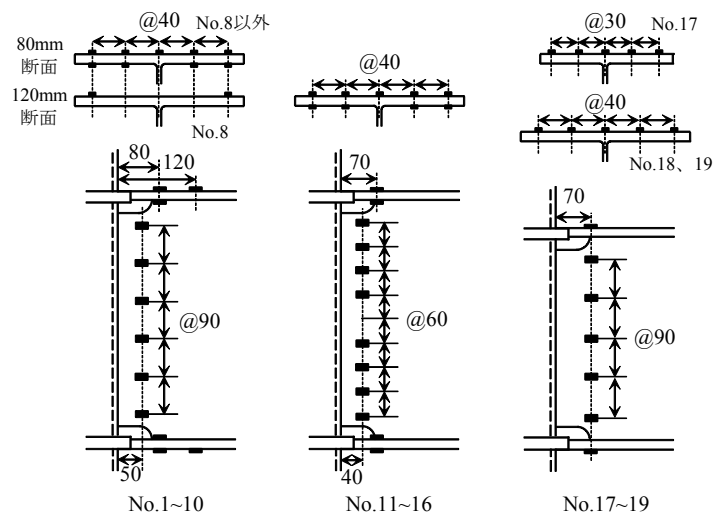


図2.5 梁端におけるフランジとウェブの歪計測位置(mm)

2.3 実験結果

2.3.1 荷重-変形関係と破壊状況

各試験体の荷重-変形関係については、梁端モーメント bM と梁の部材角 $b\theta$ をそれぞれ素材試験結果と実測板厚に基づき算定した梁の全塑性モーメント bM_p と全塑性モーメントに対応する梁の弾性部材角 $b\theta_p$ で除した $bM/bM_p - b\theta/b\theta_p$ 関係として、図 2.6、2.7 に示す。図中には、素材試験結果と実測板厚に基づき算定した接合部の最大耐力 $jM_u^{2.1)}$ を接合部係数 $\alpha (=jM_u/bM_p)$ として破線で示している。

試験体の終局状態であるが、ノンスカラップでエンドプレートに接合された接合部係数が最も大きな試験体であり、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを取り付けていない D-F については局部座屈の発生により最大耐力が決まったが、残り 18 体については、破断により最大耐力が決まった。破断により最大耐力が決まった試験体について、後述する接合部の破断につながる延性亀裂の発生位置と亀裂の進展状況の例を、図 2.8 ならびに図 2.9 に示す。

破断により最大耐力が決まったスカラップ有りの試験体では、いずれもスカラップ底、梁フランジ中央部の溶接止端ならびに溶接始末端部の溶接止端に延性亀裂の発生が確認された。これらの試験体のうち、A-19、A-F、BH16-12、BH16-16、BH16-22、BH12-12、BH12-22、C-150-9、C-200-12、C-200-9 は、スカラップ底に発生し進展した延性亀裂を起点に破断した。BH12-16 は、スカラップ底の延性亀裂がある程度は進展したが、最終的には梁フランジ中央部の溶接止端に発生し進展した延性亀裂を起点に破断した。A-12、C-12、C-19 は、梁フランジ溶接始末端部の溶接止端に生じた延性亀裂を起点に破断した。破断で最大耐力が決まったスカラップ有りの試験体については、スチフナの有無による破壊性状の違いは見られなかった。

一方、破断により最大耐力が決まったノンスカラップの試験体 B-12、B-19、D-12、D-19 では、いずれも梁フランジ中央部の溶接止端ならびに溶接始末端部の溶接止端に延性亀裂の発生が確認されたが、最終的には梁フランジ溶接始末端部の溶接止端に生じた延性亀裂を起点に破断した。これらの試験体の中で、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを取り付けていない D-12、D-19 については、わずかな局部座屈の発生が観察されたが、局部座屈が進展する前に破断により最大耐力が決まった。

局部座屈により最大耐力が決まった D-F については、最大耐力以降も全塑性モーメント程度の耐力を保ちつつ、安定した履歴を描いた。D-F については振幅が $10\theta_p$ に入る手前でジャッキのストロークが限界に達したため、その時点で載荷を終了した。なお、D-F においても溶接始末端部の溶接止端に延性亀裂の発生が確認されている。

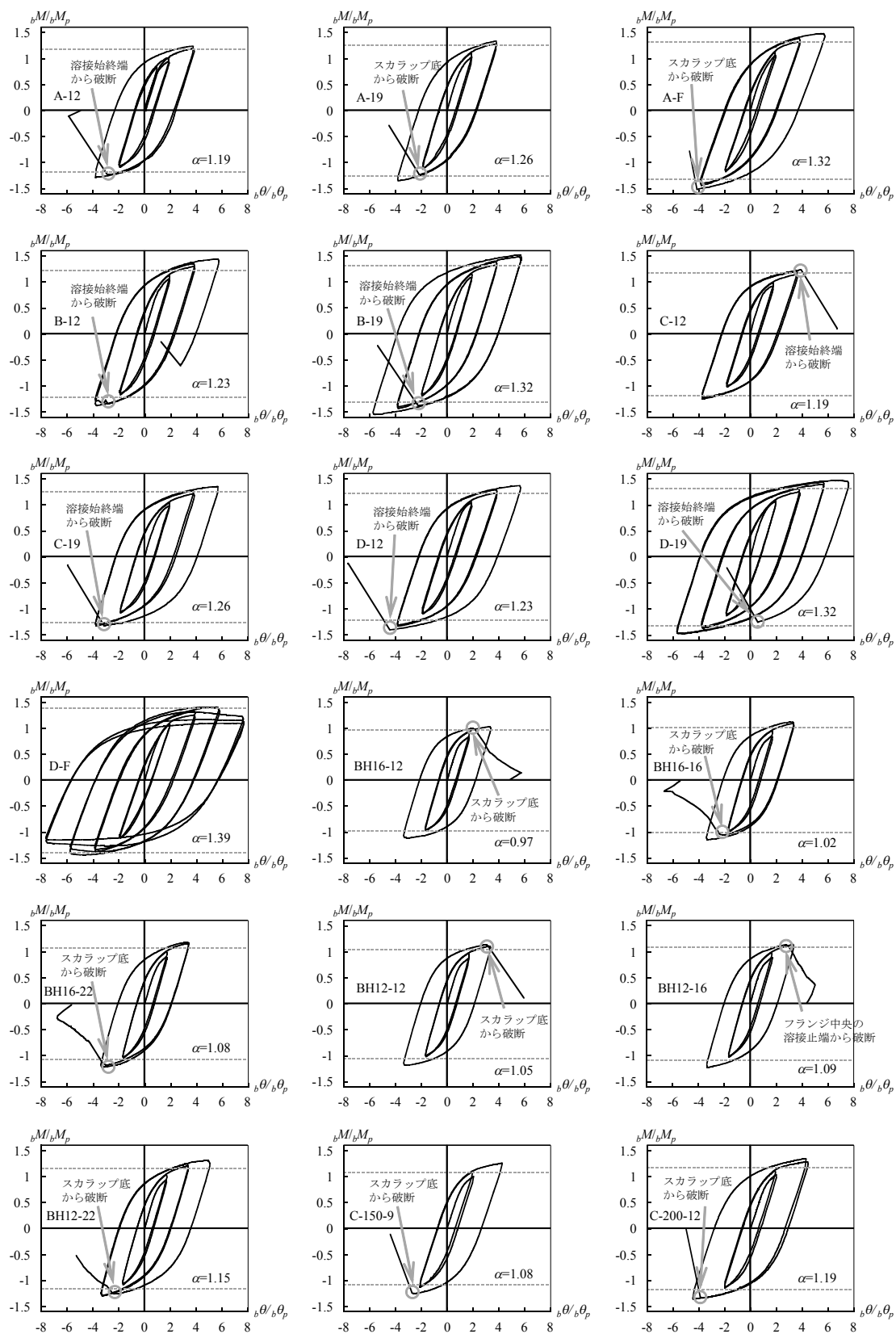


図2.6 荷重-変形関係1

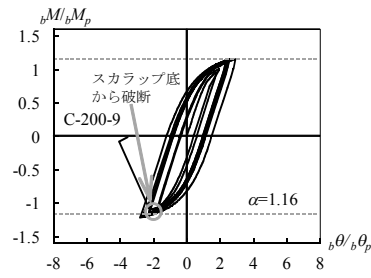


図2.7 荷重-変形関係2

表2.3 実験結果一覧

No.	試験体名	η	$s\eta$	bM_{max} (kN・m)	bM_{wmax} (kN・m)	bM_{pe} (kN・m)	bM_{ye} (kN・m)
1	A-12	20.9	4.3	1266	202	831	798
2	A-19	19.2	3.8	1324	221	978	918
3	A-F	28.9	4.9	1490	264	1108	1065
4	B-12	19.5	3.7	1351	273	1019	960
5	B-19	46.4	6.7	1521	350	1029	1006
6	C-12	24.6	4.5	1219	-	826	817
7	C-19	33.1	4.4	1303	-	893	873
8	D-12	32.7	5.8	1373	-	1025	953
9	D-19	63.4	7.0	1448	-	1021	955
10	D-F	100.4	6.0	1409	-	1099	997
11	BH16-12	15.8	2.9	1184	135	902	815
12	BH16-16	20.2	3.9	1314	266	858	838
13	BH16-22	20.4	3.7	1407	296	973	907
14	BH12-12	16.1	3.4	1181	-	824	800
15	BH12-16	15.6	2.7	1188	160	846	790
16	BH12-22	30.5	3.6	1354	245	836	876
17	C-150-9	12.2	3.1	771	109	593	542
18	C-200-12	24.6	4.7	1020	139	777	689
19	C-200-9	30.9	2.6	914	108	711	665

表中、 η は累積塑性変形倍率(式(2.7))、 $s\eta$ は骨格曲線における塑性変形倍率(式(2.7))、 bM_{max} は梁の最大耐力、 bM_{wmax} は梁ウェブにおける伝達モーメントの最大値、 bM_{pe} は梁の全塑性耐力の実験値、 bM_{ye} は梁の降伏耐力の実験値

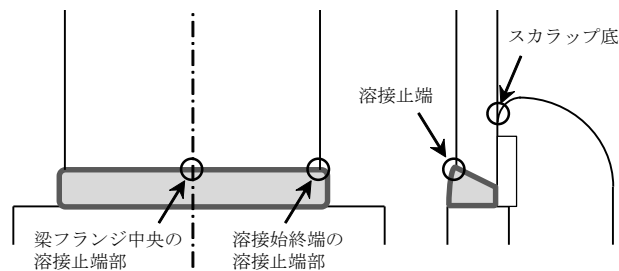


図2.8 梁フランジ端接合部における延性亀裂の発生位置



スカルップ底から延性亀裂が進展



梁フランジ中央の溶接止端部から延性亀裂が進展



溶接始末端部の溶接止端から延性亀裂が進展

図2.9 延性亀裂の進展状況

2.3.2 塑性変形能力

各試験体が繰り返し荷重のもとで発揮した塑性変形能力を、式(2.7)で定義される累積塑性変形倍率 η と、式(2.8)で定義される履歴曲線から抽出した骨格曲線(定義を図 2.10 に示す)における塑性変形倍率 ${}_s\eta$ で表し、接合部係数 α との関係で図 2.11、2.12 に示す。また、実際の設計では鋼材の規格強度に基づき接合部係数を評価することから、鋼材の規格強度の下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数 α_F と η ならびに ${}_s\eta$ の関係を図 2.13、2.14 に示す。各試験体の η と ${}_s\eta$ の値は表 2.3 にも示す。

$$\eta = \sum_{bp} \theta / \theta_p \quad (2.7)$$

$${}_s\eta = \sum_{bp} \theta_s / \theta_p \quad (2.8)$$

ここで、 $\sum_{bp}\theta$ は最大耐力が決まり変形の進行に伴い荷重の低下が開始する時点までの累積塑性変形(図 2.10)、 $\sum_{bp}\theta_s$ は骨格曲線における塑性変形(図 2.10)

図 2.11、2.12 には文献 2.3)に示される保有耐力接合の条件である $\alpha=1.2$ を実線で示す。いずれの図においても、保有耐力接合の条件である 1.2 を境に、接合部係数が保有耐力接合の条件を満たす範囲では接合部係数が高くなるにつれ、接合部が最大耐力に至るまでの塑性化領域の拡大に伴う塑性変形能力の向上が見られる。一方、保有耐力接合の条件を満たさない範囲では、塑性変形能力は低い値に留まっている。また、保有耐力接合の条件である接合部係数が 1.2 程度である場合の塑性変形能力は、 η で 20 程度、 ${}_s\eta$ で 4 程度であった。既報^{2.5)}での中層の梁降伏型平面骨組の弾塑性応答解析で得られた、適切な強度分布の下で梁部材の破断に対する変形性能を骨格曲線と対応する一方向荷重下における等価塑性変形倍率で 3 程度確保することで、塑性変形能力の高い部材によって構成される構造ランク I^{2.6)}の梁降伏型骨組に対する要求エネルギー吸収能力を確保できるという知見を踏まえると、文献 2.3)に示されている保有耐力接合の条件である接合部係数 1.2 は、接合部の破断に至るまでの最低限の塑性変形能力を確保し、骨組の耐震性能を確保する上で妥当な値であることを示す結果と言える。ここで、保有耐力接合の条件を満たさない接合部係数 α が 1.2 以下の範囲に注目すると、 α が 1.0~1.1 程度の範囲では α が 1.0 を下回る場合も含め、 η で 15~20 程度、 ${}_s\eta$ で 2 ~ 4 程度の値を示している。 α が 1.0 を下回る場合、接合部の最大耐力が梁の全塑性モーメントを下回り計算上は塑性変形能力が全く期待できないことになるが、実際には破断に至るまでに接合部近傍の梁フランジが塑性変形することからある程度の塑性変形能力は存在することになる。そのため、接合部係数が 1.0 をやや下回る領域でも塑性変形能力が下限値的に存在する結果となった。

また、梁フランジ溶接部の破壊状況の違いについては、スカラップの有無と併せ図 2.11、2.12 中にプロットを分けて示している。スカラップ無しの場合には接合部係数が高いことから塑性変形能力も高くなっているが、今回の実験の範囲においては、破壊状況の違いによる塑性変形性能への影響はみられなかった。

接合部係数を鋼材の規格強度に基づき求めた図 2.13、2.14 でも、図 2.11、2.12 と同様の傾向が見られるが、ばらつきは大きくなっている。付録に示したように、接合部係数の計算では梁フランジの降伏比が影響する。図 2.13、2.14 では、梁フランジの降伏比(素材試

験結果)でプロットを分けて示している。また、素材試験結果を用いて求めた接合部係数 α と引張強さおよび降伏点の規格下限値を用いて計算した接合部係数 α_F の比較を図 2.15 に示す。図 2.15 からは、梁フランジの降伏比の違いが接合部係数に与える影響が明確に捉えられ、降伏比が高い場合には規格下限値を用いて計算した場合より低くなることがわかるが、図 2.13、2.14 に示した塑性変形能力との関係においては顕著な違いとはなっていない。

接合部係数と塑性変形能力の関係に関連して、接合部係数の異なる試験体(A-12、A-19、A-F ならびに BH16-12、BH16-22、BH12-22)について、それぞれ同じ位置に貼付した歪ゲージで計測した、破断した側の梁フランジにおける材端部の平均歪と累積部材角の関係を図 2.16 に例示する。いずれも接合部係数が大きくなるにつれて、同じ変形レベルでの梁フランジの歪が小さくなっていることが確認できる。

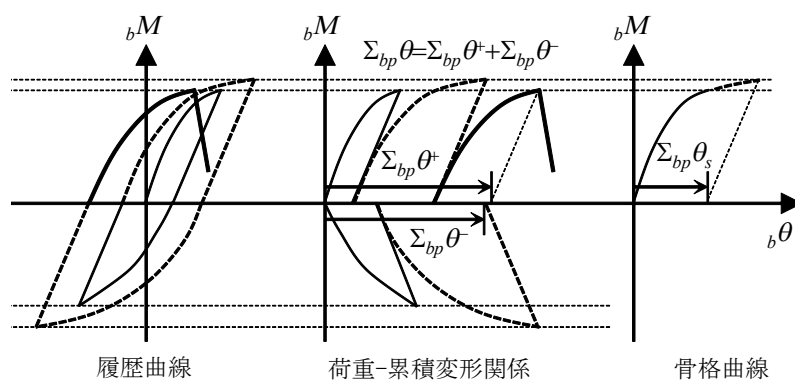


図2.10 骨格曲線の抽出

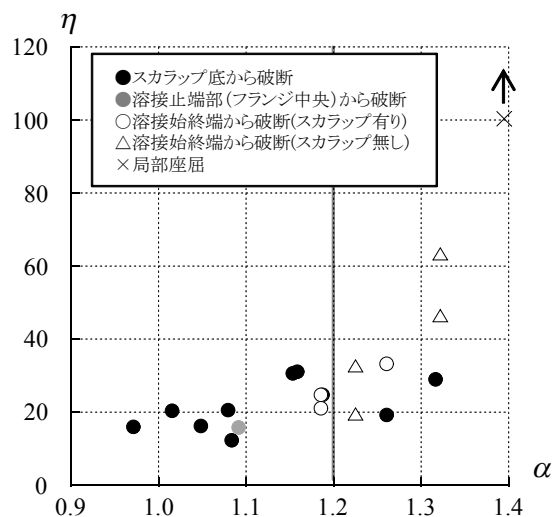


図2.11 累積塑性変形倍率 η と接合部係数 α の関係

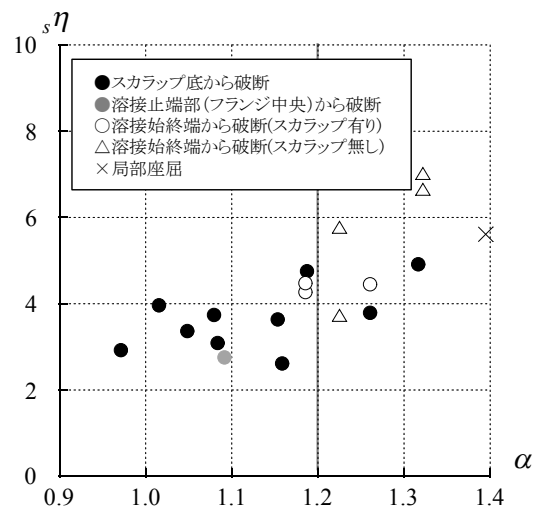


図2.12 骨格曲線における塑性変形倍率 $s\eta$ と接合部係数 α の関係

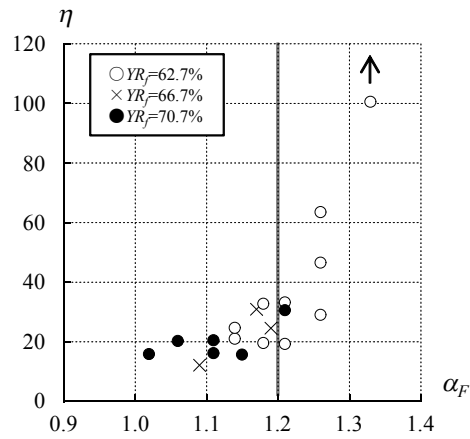


図2.13 η - α_F 関係

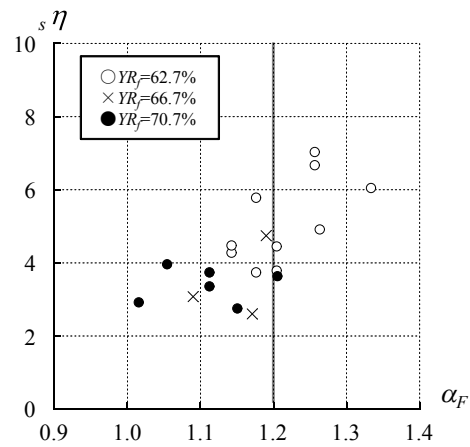


図2.14 $s\eta$ - α_F 関係

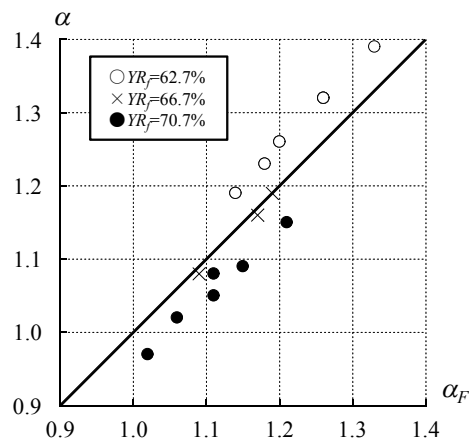


図2.15 α - α_F 関係

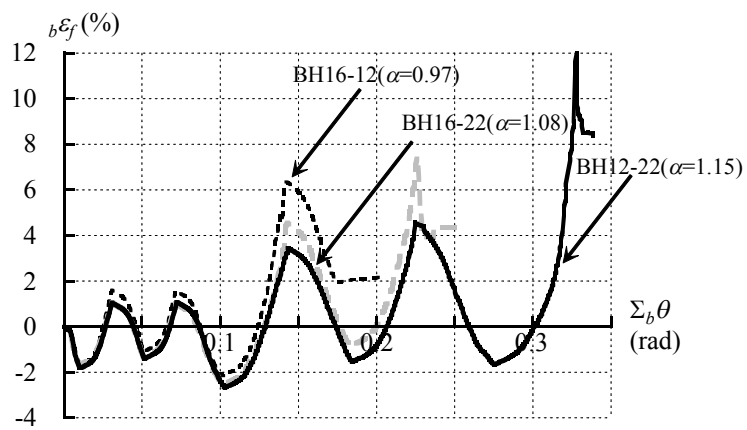
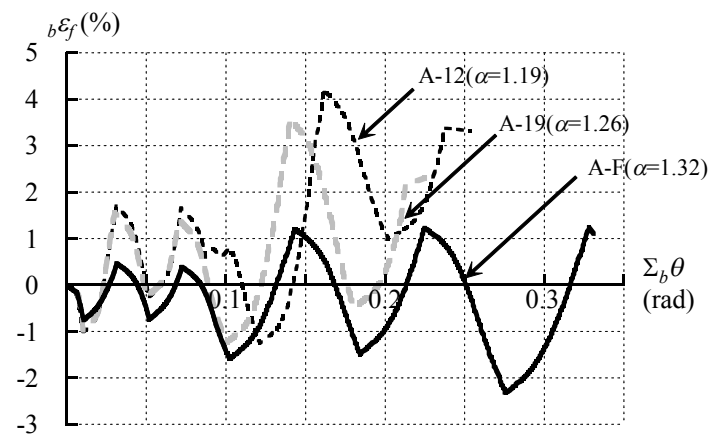


図2.16 梁フランジの平均歪と累積部材角の関係

2.3.3 破断によって決まる最大耐力

保有耐力接合の条件は、接合部の最大耐力の計算値 jM_u が梁の全塑性耐力の計算値 bM_p に対して、どの程度上回っているかを表す接合部係数 α ($=jM_u/bM_p$) で以て判定する。接合部設計指針に示される設計式による最大耐力の計算値^{2.1)}について、接合部の破断によって決まった試験体の最大耐力と比較し、設計式による予測結果の検討を行う。

各試験体の最大耐力 bM_{max} を表 2.3 に、接合部の破断によって決まった試験体については実験値を計算値と比較し、接合部係数 α との関係で図 2.17 に示す。である。最大耐力の実験値は、全体的に計算値よりも 1 割ほど高めの値となっており、今回の実験の範囲では、接合部耐力の設計式^{2.1)}が安全側の評価となっていることがわかる。

ここで、接合部設計指針^{2.1)}では接合部の最大耐力 jM_u を梁フランジ接合部の最大曲げ耐力 jM_{fu} と梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力 jM_{wu} の和として算定している。ここではまず、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率に関わる、 jM_{wu} の計算値と各試験体の梁ウェブの伝達モーメント bM_w の最大値 bM_{wmax} の比較検討を行う。

破断によって最大耐力が決まった各試験体の bM_{wmax} の値を表 2.3 に、接合部設計指針^{2.1)}による jM_{wu} の計算値との比較を接合部係数 α との関係で図 2.18 に示す。ここで、実験における梁ウェブにおける伝達モーメントの算定にあたっては、①梁ウェブに貼付した歪ゲージの計測値について、荷重-変形関係の骨格曲線に対応する部分の歪増分をつなぎ合わせたものを一方向载荷の場合に生じる歪と等価であると仮定し、②断面内の歪は計測区間内を直線分布するものと仮定した。また、応力度-歪度関係については、引張側については素材試験結果を、圧縮側については体積一定の仮定の下で素材試験結果から求めた応力度-歪度関係を用いた。実験で得られた梁ウェブにおける伝達モーメントの最大値 bM_{wmax} は、接合部設計指針^{2.1)}による評価に対し、低いものでも同等、高いものでは計算値の 7 割程度上回っており、接合部設計指針^{2.1)}による評価は全体的に安全側となっている。これは、接合部設計指針による評価式が極限解析に基づくものであり、梁ウェブと柱スキンプレートにおける歪硬化を無視していることによると考えられる。

一方、 jM_{fu} は片側の梁フランジの断面積 A_f と梁フランジ中心間距離 d_b ならびに梁フランジ材の引張強さの積で与えられ、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率に関わらず梁フランジが伝えることのできる曲げ応力の最大値を与えていると考えられる。最大耐力 bM_{max} から梁ウェブにおける伝達モーメントの最大値 bM_{wmax} を引いたフランジにおける伝達モーメントの最大値と梁フランジ接合部の最大曲げ耐力 jM_{fu} の比較を図 2.19 に示す。フランジの最大耐力も実験値は計算値に対し低いものでも同等、高いものでは計算値の 2 割近く上回っており、梁の最大耐力の実験値が計算値を上回った原因として、 jM_{fu} についても梁端溶接部の拘束などによって計算値より上昇したことも挙げられる。

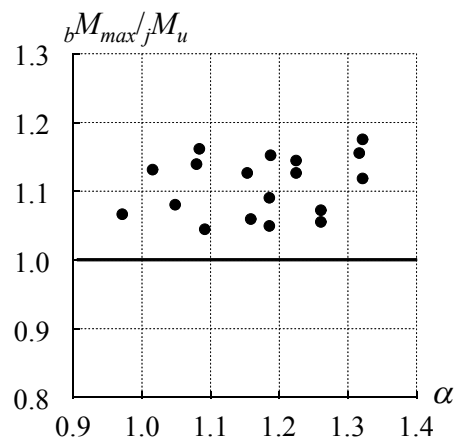


図2.17 最大耐力の実験値と計算値の比較
(破断で最大耐力が決まった試験体)

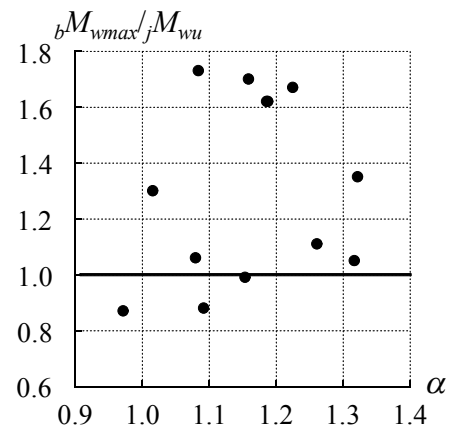


図2.18 梁ウェブの最大耐力の実験値と計算値の比較
(破断で最大耐力が決まった試験体)

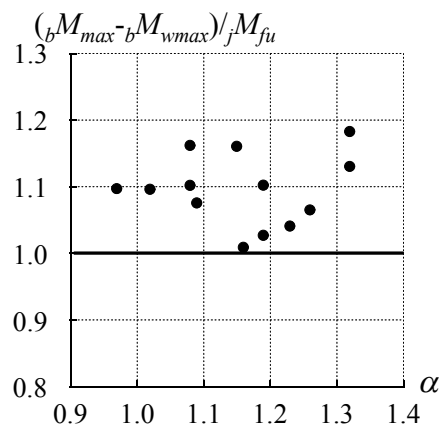


図2.19 梁フランジの最大耐力の実験値と計算値の比較
(破断で最大耐力が決まった試験体)

2.3.4 全塑性耐力および降伏耐力に関する検討

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い場合、弾性域においても接合部における梁ウェブの負担モーメントが低下することから、全塑性耐力および降伏耐力も低下する。図 2.20 に実験で得られた荷重-変形関係から抽出した骨格曲線を例示する。接合部係数が小さくなると、荷重の低いところから塑性化が始まっており、鋼管の板厚が厚い場合 (BH16-22) よりも薄い場合 (BH16-12) の方が、同じ断面の組み合わせでもスカラップ無し (B-19) よりもスカラップ有り (A-19) のほうが、低い荷重で剛性が低下している。

本研究では、骨格曲線から全塑性耐力および降伏耐力の実験値を求め、全塑性耐力および降伏耐力の計算値との関係を調べた。全塑性耐力の実験値は、図 2.21 に示すように、文献 2.7)における検討結果を踏まえ、初期剛性の 1/2 の剛性線と骨格曲線の交点を求め、この点における接線と初期剛性線との交点の荷重として求めた。また、降伏耐力の実験値 ${}_bM_{ye}$ については、接線剛性が弾性剛性の 1/3 に低下した点として求めた。

全塑性耐力および降伏耐力の実験値を表 2.3 に示す。また、計算値との対応をそれぞれ図 2.22、2.23 に示す。ここで、全塑性耐力および降伏耐力の計算値は以下のように求めた。まず、接合部における全塑性耐力 ${}_jM_p$ は、接合部設計指針¹⁾に示されるモーメント伝達効率の低下を考慮した有効断面が全塑性耐力時においても同様であると仮定し、(2.8)式より算出した。また、接合部における降伏耐力 ${}_jM_y$ は、接合部設計指針²⁾に示される有効断面係数 ${}_jZ_e$ を用いて(2.9)式より算出した。全塑性耐力と降伏耐力のいずれについても、計算値は実験値と同様の傾向ではあるがやや低めの値であり、下限値程度となっている。

$${}_jM_p = Z_{fp} \cdot \sigma_{yf} + m \cdot Z_{wpe} \cdot \sigma_{yw} \quad (2.8)$$

$${}_jM_y = {}_jZ_e \cdot \sigma_{yf} \quad (2.9)$$

ここで、 Z_{fp} は梁フランジの塑性断面係数、 Z_{wpe} はスカラップによる断面欠損を考慮した梁ウェブの塑性断面係数、 σ_{yf} は梁フランジの降伏点、 σ_{yw} は梁ウェブの降伏点

また、 ${}_bM$ と ${}_b\theta$ をそれぞれ ${}_jM_p$ と ${}_jM_p$ に達した時の弾性変形角 ${}_j\theta_p$ で基準化した骨格曲線を図 2.24 に、 ${}_bM$ と ${}_b\theta$ をそれぞれ ${}_jM_y$ と ${}_jM_y$ に達した時の弾性変形角 ${}_j\theta_y$ で基準化した骨格曲線を図 2.25 に示す。降伏耐力ならびに全塑性耐力の計算値 ${}_jM_y$ 、 ${}_jM_p$ は実験値に対して低めの値ではあったが、 ${}_jM_y$ に達したあたりで概ね弾性限界に達し、 ${}_jM_p$ に達したあたりから梁の塑性変形が進行していることがわかる。

ここで、弾性域から塑性域に達し最大耐力に至るまでの、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の推移を確認しておく。確認にあたり、上下梁フランジの歪を直線で結んだ、平面保持条件下での歪分布から算出した梁ウェブのモーメント ${}_bM_{wf}$ を、モーメント伝達効率が完全な場合の梁ウェブの伝達モーメントと仮定した。梁ウェブにおける伝達モーメントの実験値 ${}_bM_w$ を ${}_bM_{wf}$ で除したものを、骨格曲線における梁の部材角との関係で図 2.26 に例示する。図中の○は梁フランジの歪が降伏歪に達する時点を示している。断面が平面保持されていると考えられるエンドプレートに接合された試験体 (A-F) では ${}_bM_w/{}_bM_{wf}$ は概ね一定の値となっているが、角形鋼管に接合された試験体では、梁フランジが降伏歪に達したあたりから ${}_bM_w/{}_bM_{wf}$ が増加していることがわかる。

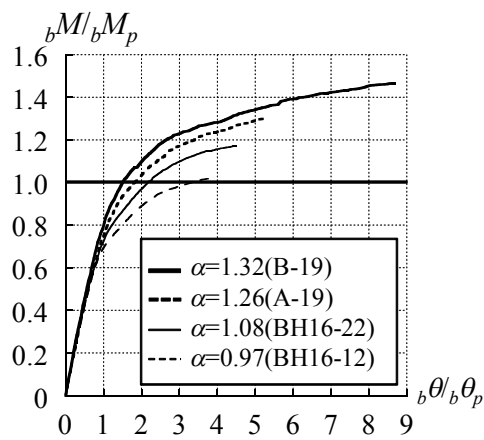


図2.20 骨格曲線の比較

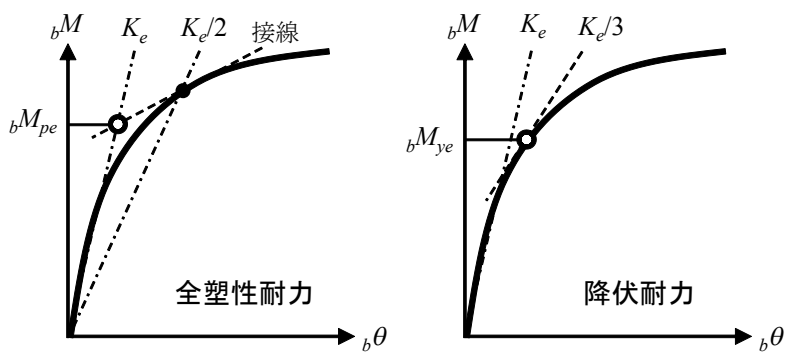


図2.21 全塑性耐力および降伏耐力実験値の求め方

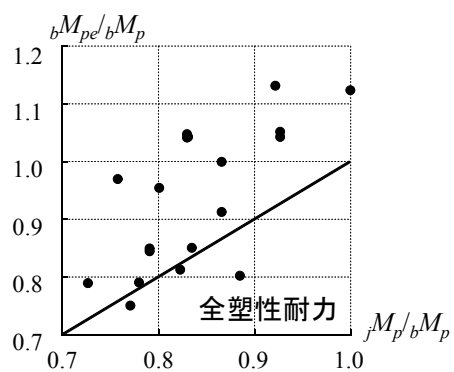


図2.22 bMp_e/bMp - jMp/bMp 関係

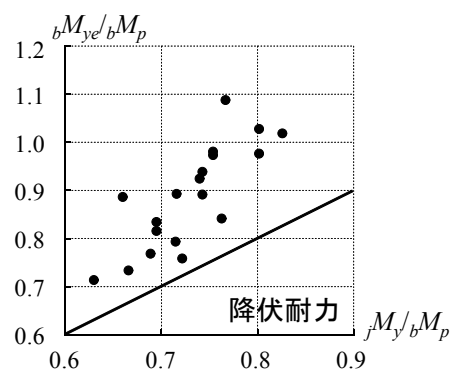


図2.23 bMy_e/bMp - jMy/bMp 関係

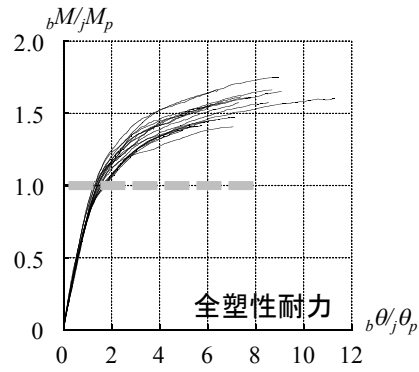


図2.24 ${}_jM_p$ で基準化した骨格曲線

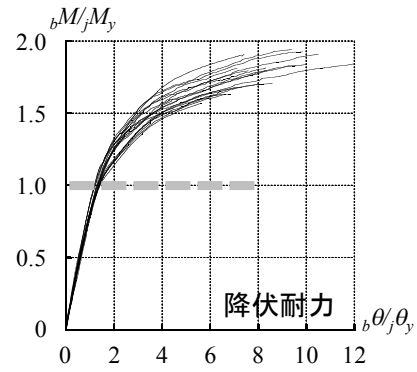


図2.25 ${}_jM_y$ で基準化した骨格曲線

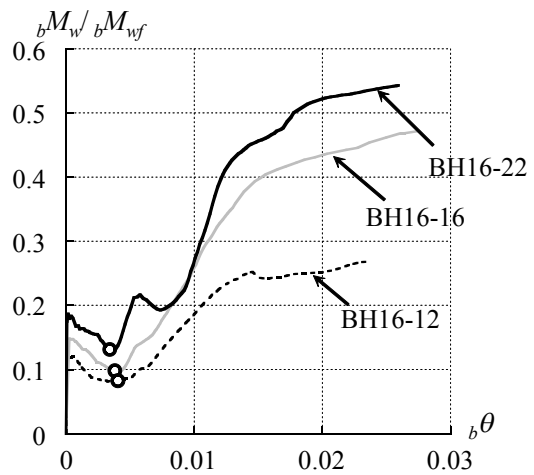
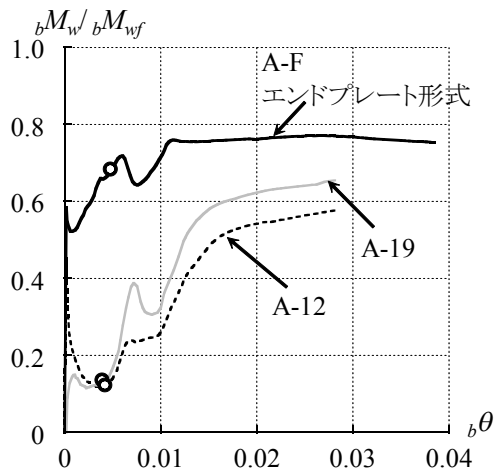


図2.26 ${}_bM_w/{}_bM_{wf} - {}_b\theta$ 関係

2.4 まとめ

梁を SN490、柱を BCR295 とした角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部について、特に梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低く接合部係数が低くなり保有耐力接合の条件を満足しないような場合に、実際にはどの程度の塑性変形能力があるのかを明らかにするため、これまであまり行われてこなかった梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い接合部試験体を対象とした繰り返し載荷実験を行った。使用した試験体は 19 体、接合部係数の範囲は 0.97 ～ 1.39 であり、接合部係数が最も大きな試験体であるノンスカラップでエンドプレートに接合された 1 体を除き、接合部における破断により最大耐力が決まった。本研究で得られた主な知見を以下にまとめる。

1) 各試験体が繰り返し荷重のもとで発揮した塑性変形能力を、接合部係数との関係で整理したところ、SN490 による梁を用いた場合の梁端接合部の保有耐力接合の条件^{2.3)}として示されている接合部係数 1.2 程度を境に、接合部係数が保有耐力接合の条件を満たす範囲では接合部係数が高くなるにつれ塑性変形能力の向上が見られる一方で、保有耐力接合の条件を満たさない範囲では、塑性変形能力は低い値に留まっていることを確認した。また、保有耐力接合の条件である接合部係数が 1.2 である場合は、塑性変形能力は高くはないものの、骨組の耐震性能を確保する上では最低限の能力を確保しているものと考えられる。保有耐力接合の条件として 1.2 の接合部係数を確保することは、接合部の破断に至るまでの最低限の塑性変形能力を確保する上で妥当であると考えられる。

2) 保有耐力接合の条件を満たさない、接合部係数が 1.2 以下となる範囲では、接合部係数の低下に伴い塑性変形能力は低くなるものの、塑性変形能力の低下の程度は緩やかであり、接合部係数が 0.97 と 1.0 を下回る場合も含め、下限値的にある程度の塑性変形能力を有することを確認した。接合部係数が 1.0 を下回る場合には、接合部の最大耐力が梁の全塑性モーメントを下回り、計算上は塑性変形能力が全く期待できないことになるが、実際には接合部近傍において、全強接合された梁フランジが破断に至るまでに塑性変形することによる。

3) 保有耐力接合の条件を検討する際に用いる接合部の最大耐力の計算値^{2.1)}について、接合部の破断によって決まった試験体の最大耐力と比較したところ、最大耐力の実験値は全体的に計算値よりも 1 割ほど高めの値となっており、今回の実験の範囲では、接合部耐力の設計式^{2.1)}が安全側の評価となっていることを確認した。

4) 接合部の最大耐力は梁フランジ接合部の最大曲げ耐力 ${}_jM_{fu}$ と梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力 ${}_jM_{wu}$ の和として算定される^{2.1)}ことから、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率に関わる、接合部設計指針による ${}_jM_{wu}$ の計算値と破断によって最大耐力が決まった各試験体の梁ウェブにおける伝達モーメント ${}_bM_w$ の最大値 ${}_bM_{wmax}$ を比較したところ、実験値は計算値に比べ低いものでも同等、高いものでは計算値の 7 割程度上回っており、接合部設計指針^{2.1)}による評価は全体的に安全側となっていることを確認した。これは、接合部設計指針による評価式が極限解析に基づくものであり、梁ウェブと柱スキンプレートにおける歪硬化を無視していることによると考えられる。また、フランジについても最大耐力の実験値は計算値に対し低いものでも同等、高いものでは計算値の 2 割近く上回っていることを確認した。

参考文献

- 2.1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第3版、2012.3
- 2.2) 日本建築学会：溶接接合設計施工ガイドブック、2008.11
- 2.3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合
- 2.4) (独)建築研究所、(社)日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書、2002
- 2.5) 山田 哲、松本由香：梁部材の終局挙動が鋼構造多層骨組の耐震性能に与える影響、日本建築学会構造系論文集 第535号、pp.133-140、2000.9
- 2.6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
- 2.7) 島田侑子、吉敷祥一、山田哲：実験結果に基づく全塑性モーメントの評価方法に関する考察、2008年度日本建築学会関東支部研究報告集、pp.305-308、2009.3

第3章

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の解析

3.1 はじめに

これまでに梁端接合部の破断で決まる変形性能に関する多くの研究が行われてきた^{3.1), 3.2)}など。梁端接合部における破断で決まる塑性変形能力は、梁の断面形状、使用鋼材、ウェブのモーメント伝達効率といった梁端接合部における条件の他に、載荷履歴の影響を受ける。このように多くのパラメータを有する梁端接合部の塑性変形能力を評価するために、多くの実験を行うことも考えられるが、検討すべきパラメータが多くなることから、解析による検討等で実験を補完する必要がある。

これまでに、梁端接合部の破断で決まる塑性変形能力を評価するための解析方法が提案され、実験結果との対応が示されている^{3.3)}。既報^{3.3)}で検討されている実験のパラメーターは限られたものであり、ウェブのモーメント伝達効率や鋼種、載荷履歴などパラメーターの異なる実験結果について検討し、適用範囲を広げていく必要がある。また、解析におけるウェブのモーメント伝達効率のモデル化は、接合部の塑性変形能力評価に大きく影響することから、ウェブのモーメント伝達効率の影響を適切に反映することが重要となる。既報^{3.3)}では、主に載荷履歴をパラメーターとした実験結果と解析の対応を検討しており、ウェブのモーメント伝達効率のモデル化について検証はあまりされていない。

第3章では、解析におけるウェブのモーメント伝達効率を考慮する接合部近傍のモデル化について検討し、解析結果がウェブの伝達モーメント及びフランジのひずみ履歴の実験結果をどの程度追跡できるかを、ウェブのモーメント伝達効率の低い梁端接合部の実験結果との対応で検証する。さらに、フランジひずみ履歴に着目し、梁端部が延性破断に至るまでの塑性変形能力の評価を試みる。そして、第2章において検討できなかった梁スパンがウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の変形性能に及ぼす影響を検討する。

3.2 梁の繰返し曲げ解析

3.2.1 解析方法の概要

本研究では数値積分による面内解析方法^{3.4), 3.5)}などにより、繰返し曲げを受ける梁の解析を行う。この方法は図 3.1 に示すように、平面保持の仮定のもとで断面内の力の釣り合いを解き、外力の増分に対する曲率の増分を求め、材長にわたり曲率を積分することで荷重-変形関係を算出するものである。また解析に用いる鋼材の履歴モデルは、文献 3.6) で提案されている履歴モデルを用いた。

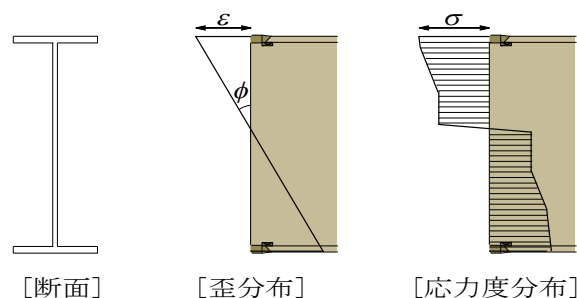


図3.1 平面保持の仮定に基づくひずみ分布と応力度分布

3.2.2 ウェブの伝達モーメントの反映

柱を角形鋼管とした柱梁接合部では、梁ウェブに作用する応力は柱スキンプレートを介して、柱に伝達される。柱板厚が薄くなるとスキンプレートの面外変形により、梁ウェブの伝達モーメントが低下する。鋼構造接合部設計指針^{3.7)}には極限解析に基づく梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力が示されており、これは柱スキンプレートと梁ウェブの降伏耐力に基づいて算出される。第2章における梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の実験結果から、図 3.2 に示すウェブ接合部の最大耐力の計算値と実験値との対応を得ている。横軸は鋼構造接合部設計指針^{3.7)}に基づく梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力の計算値、縦軸は実験における梁ウェブの伝達モーメントの最大値である。実験における梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力は計算値を上回っているものが多く、計算値は安全側の評価をしていることが分かる。

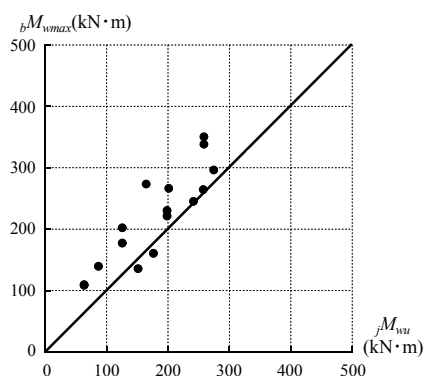


図3.2 ウェブ接合部の最大耐力

既往の検討^{3.3)}では、ウェブの最大曲げ耐力の計算値を用いて、解析ではウェブのモーメント伝達効率の低下の影響を、図 3.3 に示すように曲げ応力の伝達に対する無効領域を設けることで考慮している。ここで、曲げ応力の伝達に対する無効領域の断面せい方向の長さ h_r は、梁接合面において、曲げ応力の伝達に対する無効領域を除くウェブの断面が一樣にウェブの引張強さに達するとした時のモーメントが、鋼構造接合部設計指針^{3.7)}によるウェブ接合部の最大曲げ耐力と等しくなるように設定しており、(3.1)式で表される。

$$h_r = \sqrt{1 - \frac{m \cdot \sigma_{yw}}{\sigma_{tw}}} \cdot (H - 2t_f - 2S_r) \quad (3.1)$$

ここで、 m は鋼構造接合部設計指針^{3.7)}の設計式を用いて算定した梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力、 σ_{yw} 、 σ_{tw} はそれぞれウェブの降伏点と引張強さ、 H は梁せい、 t_f はフランジ厚さ、 S_r はスカラップによる断面欠損の梁せい方向の長さである。平面保持を仮定した部材解析では、梁の耐力の上昇に伴いウェブの上下部分が歪硬化を起こすため、梁ウェブ接合部のモデル化に(3.1)式を用いる場合、解析における梁ウェブのモーメント伝達効率は、鋼構造接合部設計指針^{3.7)}の計算値に近い値になると考えられる。しかし図 3.2 に示すように、ウェブの伝達モーメントの実験値は計算値を上回るものが多いため、解析結果は実験値に比べて小さくなることが考えられる。そこで梁接合面において、曲げ応力の伝達に対する無効領域を除くウェブの断面が一樣にウェブの降伏強さに達するとした時のモーメントが、ウェブ接合部の最大曲げ耐力と等しくなるように h_r を設定する(3.2)式の方法も考えられる。この方法は(3.1)式による方法と比較して h_r が小さく設定されるため、梁ウェブのモーメント伝達効率の実験値に近い伝達モーメントを解析に反映する上で有効であると考え、今回のモデル化の検討対象とする。

$$h_r = \sqrt{1 - m} \cdot (H - 2t_f - 2S_r) \quad (3.2)$$

ここで、スカラップ形式の梁端接合部については、ウェブからフランジに流れる応力はスカラップ手前までフランジに流れることからスカラップの存在する範囲においてはウェブにおいて伝達される曲げ応力の無効領域は変化しないものとし、五角形 ($h_r/2$ が柱フェイスからスカラップ先端までの距離より小さい場合は四角形) 状のモデルを用いる。

さらに、ノンスカラップ形式の梁端接合部についても実験結果との対応を検討する。ノンスカラップ形式の梁では、接合面においてもウェブからフランジに応力が流れるため、曲げ応力の伝達に対する無効領域は、文献 3.8)で検討されているような二等辺三角形形状のモデルとなる。

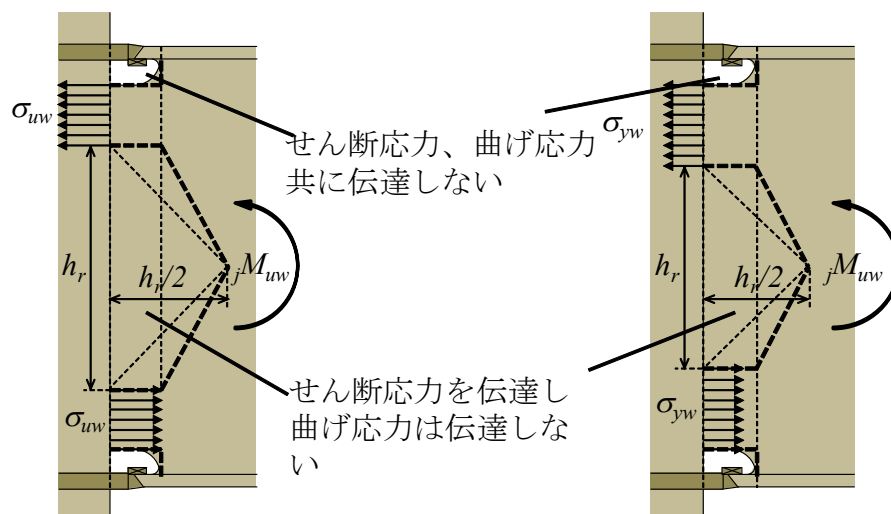


図3.3 ウェブ接合部の無効領域のモデル化

3.3 解析結果と実験結果の対応

3.3.1 実験データベース

梁端部の延性破断によって塑性変形能力が決定された部分架構の繰り返し载荷実験^{3.9)~3.13)}一覧を表 3.1 に示す。表中の σ_{yf} 、 σ_{uf} 、 σ_{yc} 、 σ_{uc} はそれぞれフランジの降伏点と引張強さ、柱の降伏点と引張強さ、 ${}_bM_p$ は素材試験結果の降伏点を用いて計算した梁の全塑性耐力、 ${}_jM_u$ は鋼構造接合部設計指針^{3.7)}の設計式を用いて算定した接合部の最大耐力の計算値、 α は ${}_jM_u$ を ${}_bM_p$ で除して得られる接合部係数である。 ${}_bK_{ana}$ は弾性剛性の計算値、 ${}_bK_{exp}$ は梁の荷重-変形関係における第一サイクルの除荷剛性である。試験体の接合部係数 α は 0.97 ~ 1.32、 m は 0.41 ~ 1.00 の範囲に分布している。実験データベースには、図 3.4 に示すような通しダイアフラム形式の試験体と、エンドプレート形式の試験体の 2 種類の形式がある。これらの試験体多くに、局部座屈を防止するためのスチフナを設けている。また No.19、20 の試験体は梁せいが比較的小さく、スカラップによる断面欠損の割合が大きくなることから半径 30mm と 5mm の円弧を組み合わせた比較的小さい複合円形スカラップを有しており、No.34 ~ 36 の試験体は半径 35mm の従来型スカラップを有する。それ以外のスカラップ形式の試験体は JASS6 に準拠した半径 35mm と 10mm の円弧を組み合わせた複合円形スカラップを有する。

試験体のフランジ及びウェブのひずみゲージ貼り付け位置を図 3.5 に示す。フランジの平均ひずみ及びウェブの伝達モーメントを算出するため、材軸方向のひずみを計測した。

表3.1 実験データベース

No.	試験体名	部材断面		σ_{yf}	σ_{yw}	σ_{yc}	I_b (mm)	スカルップ スチフナ	M_p	α	K_{eq}	載荷履歴
		梁	柱	σ_{yf} (N/mm ²)	σ_{yw} (N/mm ²)	σ_{yc} (N/mm ²)			M_u (kN・m)	m	K_{eq} (kN・m)	
1	A-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	326	381	366	2050	○	982	1.18	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	447		○	1158	0.49	148000	
2	A-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	326	381	377	2050	○	982	1.25	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	417		○	1232	0.77	153000	
3	A-F	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	326	381	380	2050	○	982	1.31	185000	漸増変位振幅
		SN490B	SN490B	520	553	537		○	1289	1.00	141000	
4	B-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	326	381	366	2050	×	982	1.22	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	447		○	1197	0.49	158000	
5	B-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	326	381	377	2050	×	982	1.32	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	417		○	1293	0.77	162000	
6	C-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	326	381	366	2050	○	982	1.18	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	447		×	1158	0.49	151000	
7	C-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	326	381	377	2050	○	982	1.25	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	417		×	1232	0.77	155000	
8	D-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	326	381	366	2050	×	982	1.22	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	447		×	1197	0.49	144000	
9	D-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	326	381	377	2050	×	982	1.32	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	417		×	1293	0.77	158000	
10	BH16-12	H-600×200×16×16	□-400×400×12	364	364	374	2050	○	1151	0.97	206000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	515	515	444		○	1114	0.42	161000	
11	BH16-16	H-600×200×16×16	□-400×400×16	364	364	377	2050	○	1151	1.01	206000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	515	515	444		○	1163	0.56	163000	
12	BH16-22	H-600×200×16×16	□-400×400×22	364	364	385	2050	○	1151	1.07	206000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	515	515	436		○	1237	0.76	169000	
13	BH12-12	H-600×200×12×16	□-400×400×12	364	375	374	2050	○	1043	1.05	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	515	530	444		○	1095	0.48	149000	
14	BH12-16	H-600×200×12×16	□-400×400×16	364	375	377	2050	○	1043	1.09	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	515	530	444		○	1139	0.63	149000	
15	BH12-22	H-600×200×12×16	□-400×400×22	364	375	385	2050	○	1043	1.15	185000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	515	530	436		○	1203	0.87	151000	
16	C-150-9	H-500×150×10×16	□-300×300×9	349	389	394	2100	○	618	1.09	96200	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	523	530	472		○	672	0.41	73000	
17	C-200-12	H-500×200×10×16	□-300×300×12	349	389	417	2100	○	754	1.19	117000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	523	530	487		○	897	0.56	88000	
18	C-200-9	H-500×200×10×16	□-300×300×9	349	389	394	2100	○	754	1.16	117000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	523	530	472		○	874	0.41	88000	
19	1.5 θ_p 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	定変位振幅 (±1.5 θ_p)
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	152000	
20	2.0 θ_p 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	定変位振幅 (±2.0 θ_p)
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	130000	
21	2.5 θ_p 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	定変位振幅 (±2.5 θ_p)
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	130000	
22	3.0 θ_p 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	定変位振幅 (±3.0 θ_p)
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	130000	
23	A 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	1.5 θ_p ×2, 2.5 θ_p ×2を繰り返す
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	139000	
24	B 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	1.5 θ_p ×6, 2.0 θ_p ×4, 3.0 θ_p ×2を繰り返す
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	138000	
25	IWAKI 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	ランダム (地震応答)
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	146000	
26	HACHI 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	ランダム (地震応答)
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	144000	
27	漸増 3.10)	H-600×200×11×17	エンドプレートPL50	345	420	405	2050	○	1054	1.27	185000	漸増変位振幅
		SN490B	SN490B	531	572	551		○	1337	1.00	137000	
28	□-400×16右 3.11)	H-600×200×11×17	□-400×400×16	326	381	381	2800	○	982	1.22	147000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	457		○	1201	0.66	132000	
29	□-400×16左 3.11)	H-600×200×11×17	□-400×400×16	326	381	381	2800	○	982	1.22	147000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	457		○	1201	0.66	144000	
30	□-400×19 3.11)	H-600×200×11×17	□-400×400×19	326	381	377	2800	○	982	1.25	147000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	438		○	1232	0.77	122000	
31	□-450×16 3.11)	H-600×200×11×17	□-450×450×16	326	381	353	2775	○	982	1.23	148000	漸増変位振幅
		SN490B	BCR295	520	553	448		○	1205	0.68	125000	
32	K-13 3.12)	H-600×200×12×19	□-500×500×25	337	364	370	3000	○	1089	1.28	153000	定変位振幅 (±1.3 θ_p)
		SM490A	SN490C	511	523	520		○	1393	1.00	148800	
33	K-20 3.12)	H-600×200×12×19	□-500×500×25	337	364	370	3000	○	1089	1.28	153000	定変位振幅 (±2.0 θ_p)
		SM490A	SN490C	511	523	520		○	1393	1.00	145000	
34	K-30 3.12)	H-600×200×12×19	□-500×500×25	337	364	370	3000	○	1089	1.28	153000	定変位振幅 (±3.0 θ_p)
		SM490A	SN490C	511	523	520		○	1393	1.00	142000	

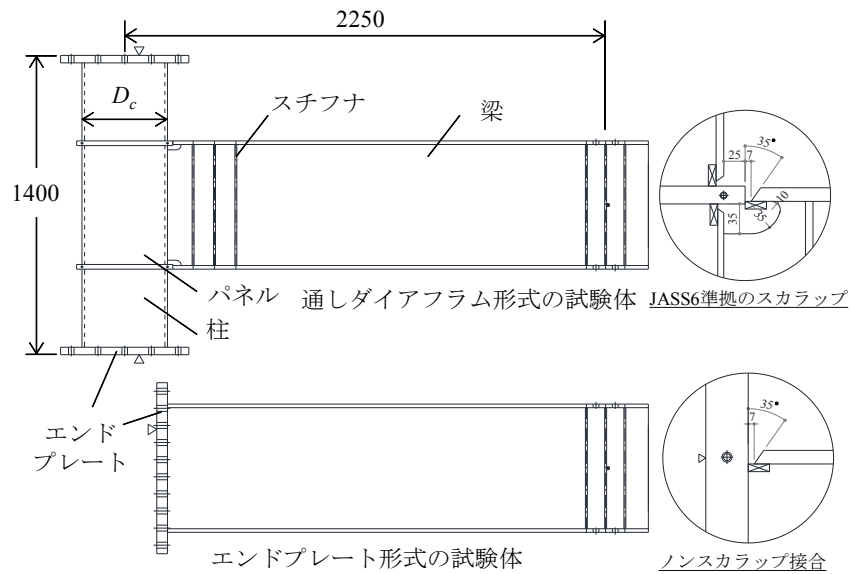


図3.4 試験体概要

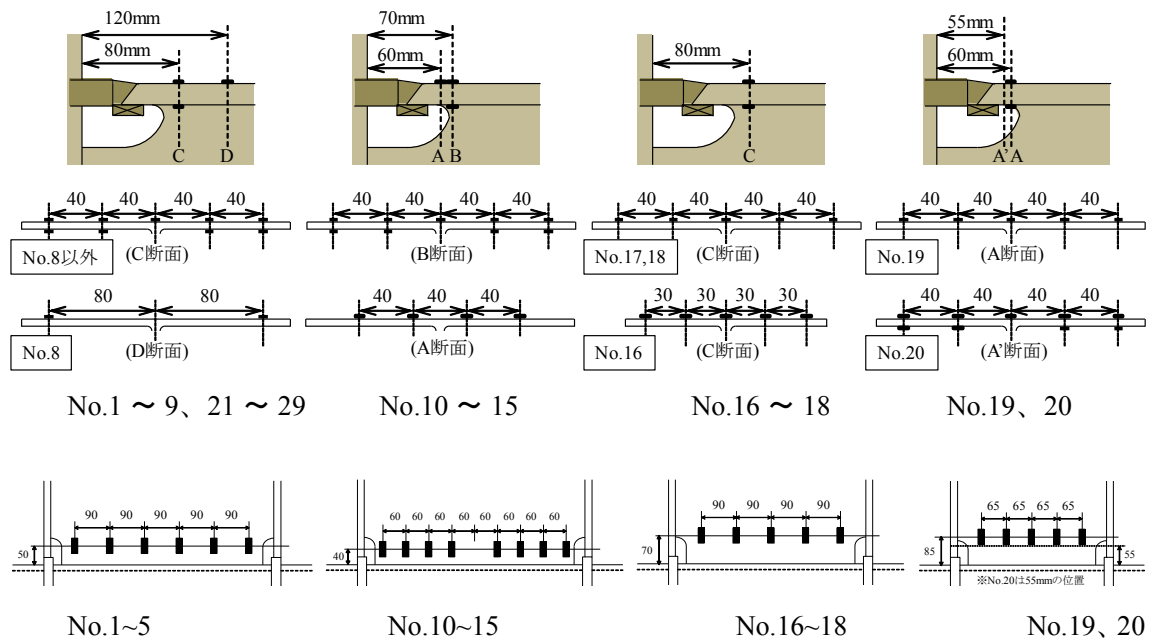


図3.5 梁フランジ及びウェブのひずみ計測位置

3.3.2 解析結果と実験結果の比較

データベースの実験に対応する解析を行い、実験結果と解析結果の比較検討を行う。ウェブ接合部を(3.4)式を用いた U モデルと、(3.5)式を用いた Y モデルの 2 種類の方法でモデル化し解析を行う。載荷履歴は実験における載荷履歴と同じとした。実験結果の弾性剛性は、計算値より低い値となっており、接合部近傍における無効領域を考慮した解析での初期剛性と比べても低くなっている。これは、ウェブのモーメント伝達効率の低下することで接合部近傍の変形が大きくなったことに加え、実験では図 3.6 に示す様に、試験体に取り付けたターゲットを使って計測した接合部の回転角に、ダイアフラムやエンドプレートの変形による計測誤差が含まれていると考えた。計測誤差は弾性変形成分によると考え、弾性剛性が対応しないまま解析を行うと、ひずみ履歴における塑性ひずみの進展が実験結果と対応付けられなくなるため、解析では接合部側の端部に剛性調整用の弾性ばねを入れている。

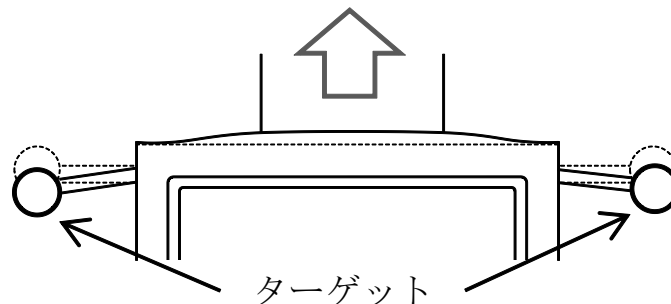


図3.6 ダイアフラムの変形による計測誤差

(a) ウェブのモーメント伝達効率の検討

破断した側の骨格曲線における最大変形角時のウェブの応力度分布と、破断した側の骨格曲線に対応したウェブの伝達モーメントの一例を図 3.7 に示す。これらは、ウェブに貼付したひずみゲージから得られるひずみ分布に、素材試験結果とそれを体積一定の仮定の下で算出した圧縮側の応力度-ひずみ度関係を用いることでウェブの応力度分布を求めた。さらに、ウェブの応力度分布からウェブの伝達モーメントを算出した。なお、解析におけるウェブの応力度分布及び伝達モーメントは、破断の起点となる危険断面の位置における値を示す。

実験結果におけるウェブの応力度分布をみると、エンドプレート形式である No.3 や、ノンスラップ形式である No.5 では、ウェブ端が一部ひずみ硬化を起こしていることが分かる。一方で、試験体 No.11、No.12 では、ひずみ硬化はみられない。また、解析結果では U モデル及び Y モデルいずれの方法においても、ウェブ端がひずみ硬化を起こしていることが分かる。

次に、ウェブの伝達モーメントについて、エンドプレート形式の試験体 No.3 やノンスラップ形式である試験体 No.5 では、弾性域から塑性域まで実験結果と解析結果が良く対応していることが分かる。一方で、 m が低い試験体 No.11、No.12 では、弾性域において梁ウェブの伝達モーメントの解析値は実験値を大きく上回っており、梁の変形が大きくなるにつれて解析結果と実験結果は近づく結果となった。

解析及び実験における梁ウェブの伝達モーメントの最大値 bM_{wmax} と解析値の関係を図 3.8 に示す。解析値と実験値の対応について、Y モデルではウェブ接合部の耐力が小さいものでは、解析値が実験値より小さくなっているものがあるが、全体的にはよく対応していることが分かる。一方、U モデルでは、解析値は実験値の下限值程度となる結果となった。

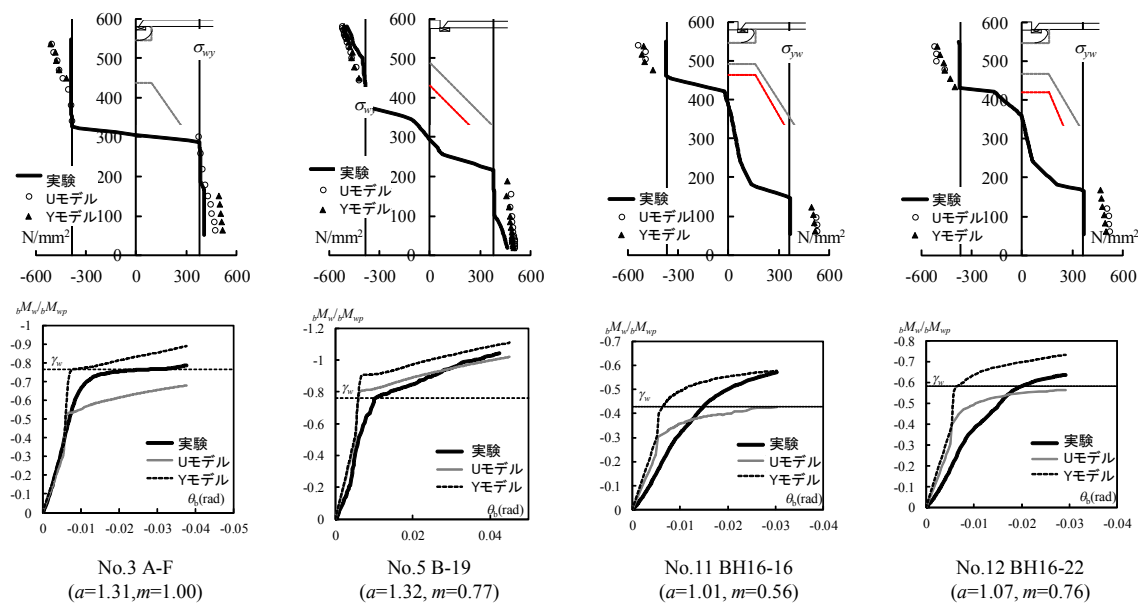


図3.7 ウェブの応力度分布とウェブの伝達モーメントの一例

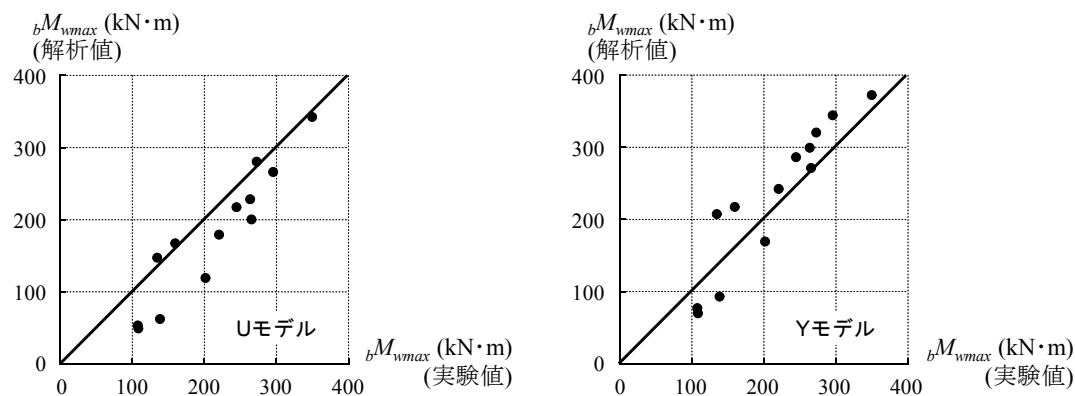


図3.8 ウェブのモーメント伝達効率

(b) 荷重-変形関係及びひずみ履歴の検討

本研究では破断の起点となる危険断面におけるフランジ歪履歴に着目し、梁端接合部が破断に変形性能を検討する。そのため危険断面のフランジ歪履歴の実験結果を精度良く追跡することが重要である。前報^{3,3)}では、危険断面におけるフランジひずみを計測した実験結果が少なく、ひずみ履歴の追跡精度に関する検討はされていない。ここでは、危険断面におけるフランジ歪履歴及び荷重-変形関係をどの程度追跡できるか考察する。

梁の荷重-変形関係及びフランジのひずみ履歴を図 3.9 に例示する。まず、荷重-変形関係において U モデル Y モデルとも解析結果は実験値を精度良く追跡できていることが分かる。

次に、フランジのひずみ履歴について、No.11、No.12 では、実験において柱フェイスから 60mm（スカラップ底のある断面）と 70mm（スカラップ底近傍の断面欠損の無い断面）の位置のひずみを計測している。実験結果と解析結果の対応をみると、Y モデルでは 60mm 位置の対応が比較的良好、U モデルでは 70mm の位置におけるひずみを相対的に精度良く追跡する結果となった。また、小振幅の繰り返し载荷を行った No.28 では、载荷序盤のひずみ履歴の結果を例示している。実験では柱フェイスから 30mm の位置のひずみを計測しており、解析における柱フェイスから 30mm（破断が予想される危険断面）の位置のひずみとの対応を示している。U モデルよりも Y モデルの方が実験のひずみをよく追跡できていることが分かる。

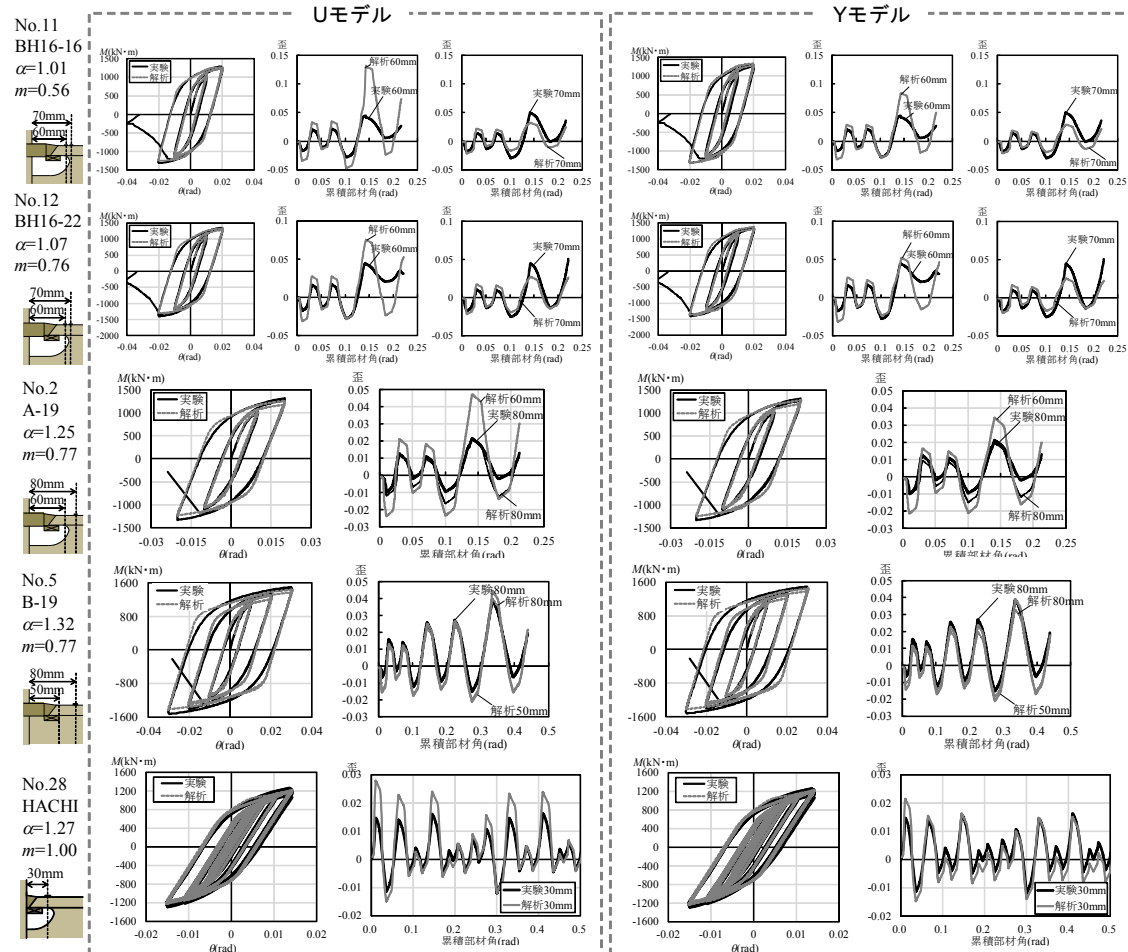


図3.9 荷重-変形関係とひずみ履歴の対応の一例

3.4 破断条件の検討

3.4.1 危険断面のひずみ履歴に着目した塑性変形能力の評価法

文献 3.13)で提案されている比較的大きなひずみ振幅の領域で任意の載荷履歴を受ける 400N/mm^2 級の鋼材要素の延性破断によって決まる塑性変形能力の評価式と同様、部材解析を行なった試験体について、破断の起点となる危険断面に対応した位置におけるフランジ表面のひずみ履歴を骨格部とバウシンガー部に分解し、その関係性に基づき梁の破断条件を構築する。これは、載荷履歴における振幅の減少に伴い梁の塑性変形能力が上昇するという経験則^{3.14)}に基づくものであり、Manson-Coffin 式 Miner 則の組み合わせでは予測が困難である大きな振幅を受ける梁の塑性変形能力の予測に適した方法の一つであると言える。具体的な方法としては、実験において延性破断した時点までの載荷履歴を与えて解析した梁の危険断面に対応したフランジ表面の全累積塑性ひずみ $\Sigma \varepsilon$ と、ひずみ履歴から抽出した引張側骨格曲線における累積ひずみ $\Sigma \varepsilon_s^+$ 、フランジ鋼材の素材試験結果における一様伸びを体積一定の仮定の下で置換した真応力度-真ひずみ度関係における一様伸び ε_0 をそれぞれ降伏ひずみ ε_y で除した値である累積塑性ひずみ倍率 η_r 、 η_s^+ 、 η_0 で表し、 η_s^+/η_0 の関数で延性破断によって決まるまでの累積塑性ひずみ倍率を η_r/η_0 の値で評価する。ここで η_r 、 η_s^+ を η_0 で除す理由は、一様伸びの異なる様々な鋼材について破断に至るまでの塑性変形能力を統一的に評価するためである。

3.4.2 ばらつきの検討

データベースの解析結果における、実験で破断した時点での $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_r/\eta_0$ 関係を図 3.10 に示す。 $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_r/\eta_0$ 関係のばらつきが大きいことから、その要因について検討する。ここでまず、破断条件式を構築するにあたって、不適切と思われる解析が含まれていることから、それらを排除する。ノンスカラップ形式の場合には、熱影響部で破断するため、スカラップ底を起点に梁フランジ母材が破断することを想定した破断条件式を構築するにあたって、ノンスカラップ形式の試験体(No.4,5,8,9)を含むことは不適切である。また、パネルが塑性化する場合には、ウェブのモーメント伝達効率がさらに低下するとともに、フランジには 2 次曲げが生じることで変形性能が低下する。このことは、既往の研究^{3.15)}および、後述する第 5 章における実験結果において示される。本研究では、それらの影響を解析に考慮できていないため、破断条件式を構築するにあたって、パネルが塑性化する試験体(No.18,28~31)を含むことは不適切である。これらの不適切な試験体を排除した場合の $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_r/\eta_0$ 関係を図 3.11 に示す。

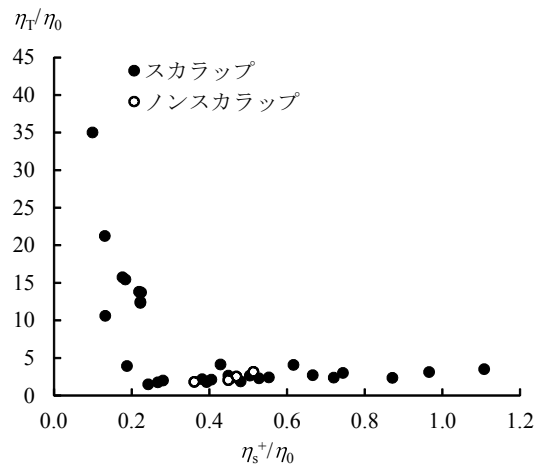


図3.10 $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_T/\eta_0$ 関係

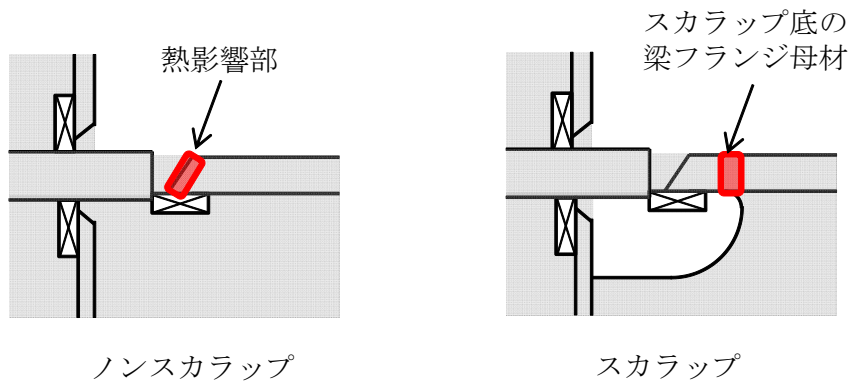


図3.11 ノンスカラップ形式とスカラップ形式の破断位置

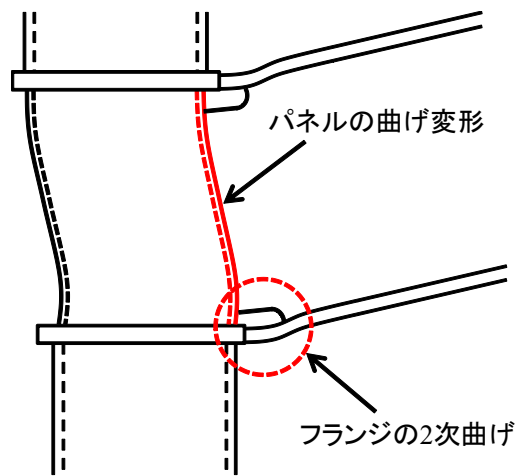


図3.12 パネルが塑性化する試験体

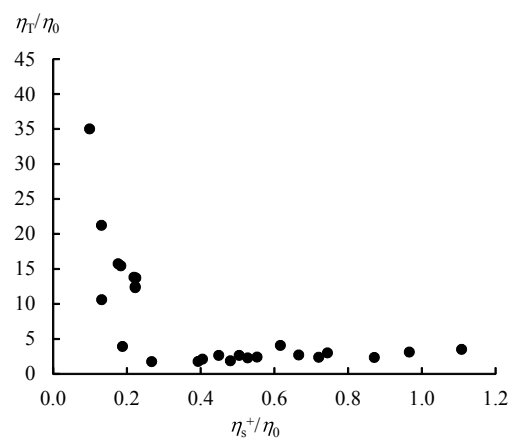


図3.13 不適切な試験体を排除した場合の η_s^+/η_0 – η_T/η_0 関係

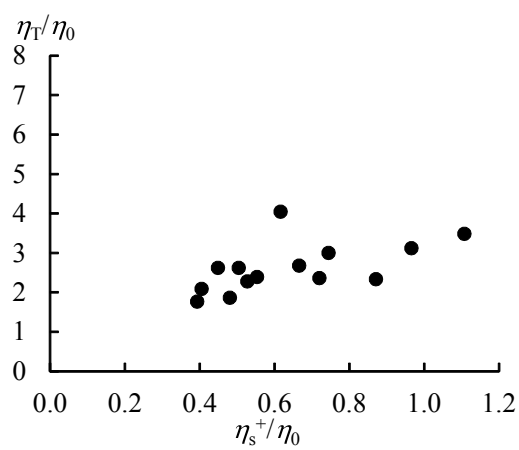


図3.14 漸増変位振幅繰返し载荷を行った試験体の η_s^+/η_0 – η_T/η_0 関係

ここで、漸増変位振幅繰り返し载荷を行った試験体の $\eta_s^+/\eta_0-\eta_T/\eta_0$ 関係を図 3.14 に示す。 η_s^+/η_0 が大きくなるにつれて η_T/η_0 が大きくなっていることがみてとれる。これは、载荷履歴が限定されていることから、ひずみの進展の経路が限定され、破断時の累積塑性ひずみがばらつくことで、 η_s^+/η_0 が大きくなるにつれて η_T/η_0 が大きくなったと考えられる。ここで、漸増変位振幅繰り返し载荷を行った試験体において破断時の累積塑性ひずみがばらついていることに対して、そのばらつきの要因を検討する。そこでまず、破断時の累積塑性ひずみのばらつきを定量的に評価する。ばらつきの評価指標は、図 3.15 に示す様に、破断時の累積塑性ひずみ η_T/η_0 と回帰直線の差で定義される誤差とした。ここで回帰直線については、一方向载荷を行った場合には、フランジのひずみが一様伸びに達した時に破断すると考え、 $(\eta_s^+/\eta_0, \eta_T/\eta_0)=(1,1)$ を通る条件とした。

ここで、誤差に及ぼす要因を検討する。まず、全塑性耐力におけるウェブの寄与と誤差の関係を図 3.16 に示す。全塑性耐力におけるウェブの寄与が誤差に及ぼす影響は見られなかった。次に、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力 m と誤差の関係を図 3.17 に示す。 m が 0.4~0.6 程度の範囲では、解析におけるひずみが相対的に大きく評価されていることが分かる。これは、ウェブのモーメント伝達効率の低い試験体では、ウェブ接合部に最大耐力の計算値は実験値に対して安全側の評価をなっていることから、実際にはウェブのモーメント伝達効率が接合部設計指針にに基づく想定より高くなっているためと考えられる。

また、図 3.18 において、 $m=1.0$ の試験体では、誤差が大きいものが存在する。これらの試験体は、図 3.19 に示す様に、エンドプレート形式の試験体であり、試験体形状、鋼種、载荷履歴を同一の条件とし、鋼材のロットのみが異なる条件とした試験体の組み合わせである。これらの試験体の破断に至るまでの繰り返し载荷数が大きく異なっており、その結果、解析における累積塑性ひずみの評価結果に誤差が生じたと考えられる。実験において、破断に至るまでの繰り返し载荷数が大きく異なった理由については、No.4 A-F 試験体では、鋼材の 0℃シャルピー値が 70J(ミルシート)とやや低く、スカラップ底に延性亀裂が生じてからの破断であったものの、使用鋼材の靱性がやや低かったことで塑性変形能力が低く抑えられたためと考えられる。

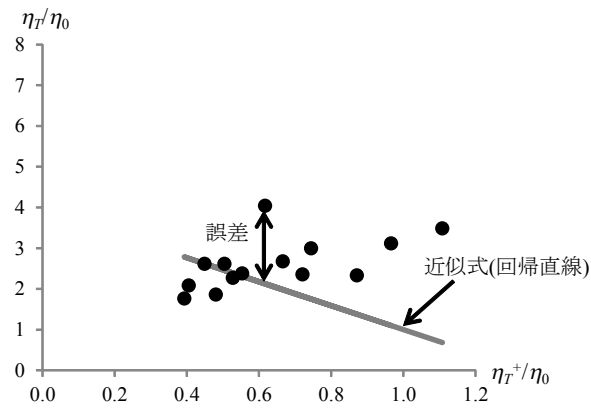


図3.15 誤差の評価

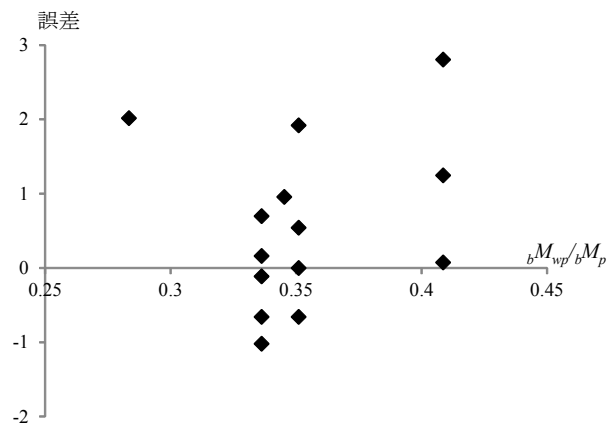


図3.16 全塑性耐力におけるウェブの寄与と誤差の関係

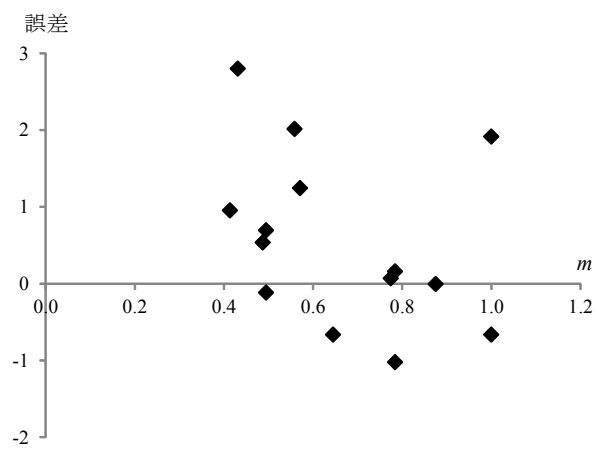


図3.17 ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力と誤差の関係

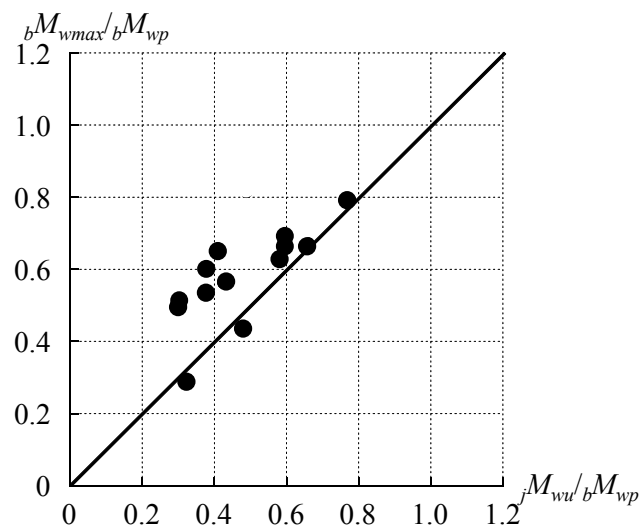


図3.18 ウェブ接合部の最大耐力

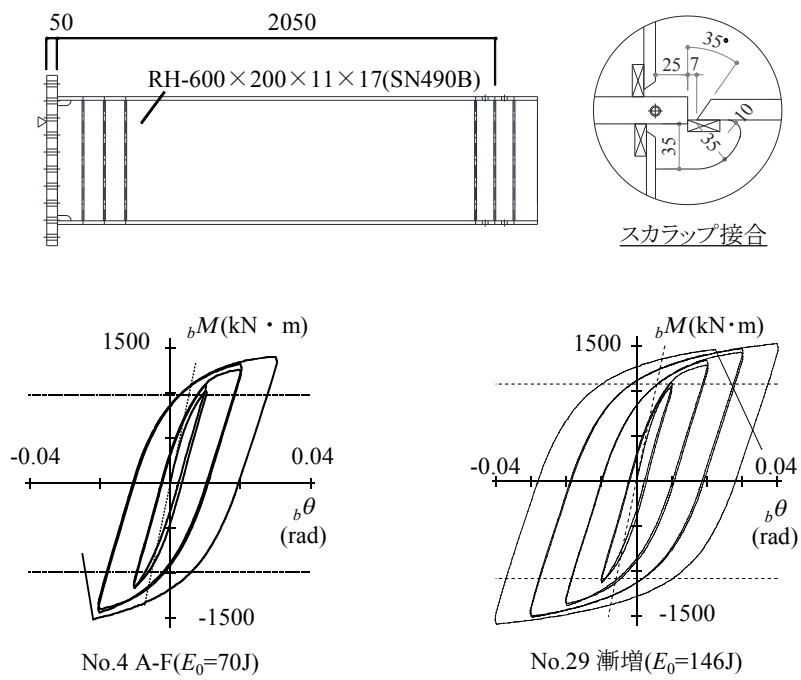


図3.19 エンドプレート形式の試験体の実験結果

3.4.3 解析モデルの修正

ばらつきの要因の検討結果を基に、解析モデルの修正を行う。ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力 m が 0.4~0.6 程度の範囲では、ウェブのモーメント伝達効率を低く見積もっていると考えられることから、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力を補正し解析を行う。ここで、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力 m について、 m が 0.4~0.6 の範囲については図 3.20 に示すように補正した。補正式については、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力の連続性から、 $(m, m_1) = (0.6, 0.6)$ を通る直線とし、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力の低下の程度想定の 1/3 と緩やかにした。ここで、補正したウェブ接合部の無次元化曲げ耐力を m_1 とする。

$$m_1 = \frac{1}{3}m + 0.4 \quad (0.4 \leq m \leq 0.6) \quad (3.6)$$

補正後の漸増変位振幅繰り返し载荷を行った試験体の $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_r/\eta_0$ 関係を、図 3.21 に示す。破断時の累積塑性ひずみのばらつきが小さくなっていることが分かる。また、フランジのひずみ履歴を図 3.22 に示す。補正することで、解析におけるフランジのひずみは相対的に小さくなっており、実験結果に近くなる結果となった。

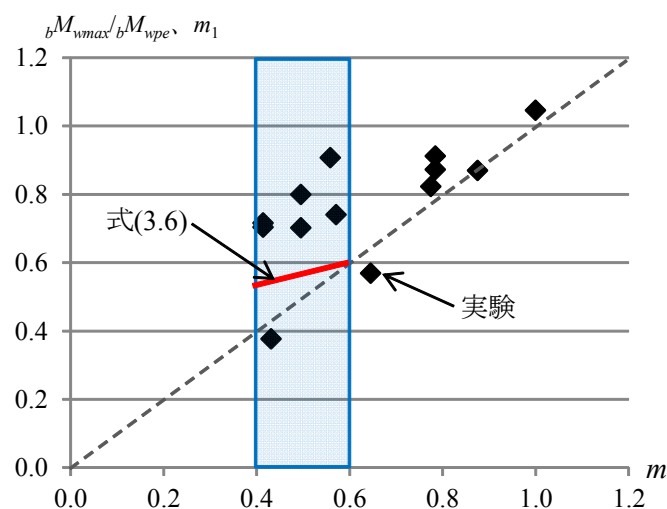


図3.20 ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力の補正

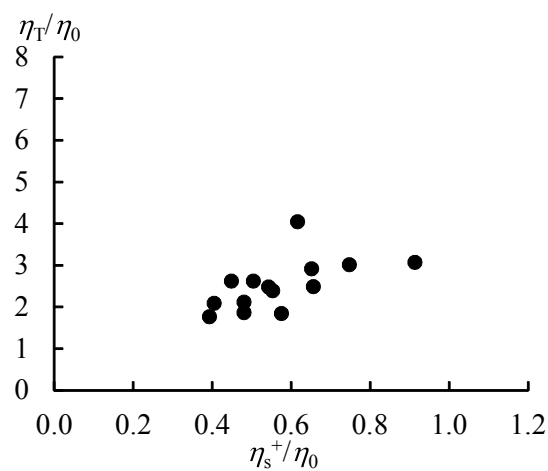


図3.21 補正後の漸増変位振幅繰り返し载荷を行った試験体の $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_T/\eta_0$ 関係

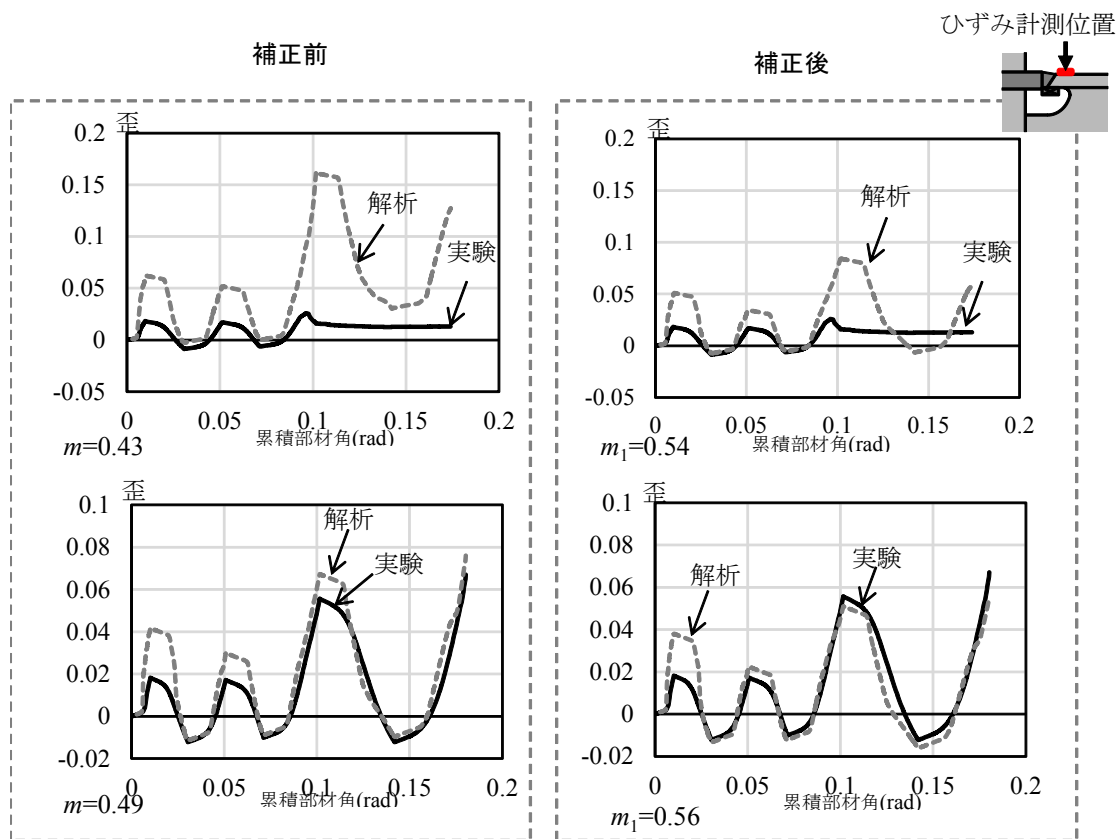


図3.22 フランジのひずみ履歴

3.4.4 破断条件式の作成および変形性能評価の検討

ここで、図 3.23 に示す様に、破断時の $\eta_s^+/\eta_0-\eta_T/\eta_0$ 関係からプロットの中央を通る様な破断条件式(3.7-a、b)を得た。

$$\eta_T/\eta_0 = -2.97(\eta_s^+/\eta_0) + 3.97 \quad (0.26 \leq \eta_s^+/\eta_0 \leq 1.0) \quad (3.7-a)$$

$$\eta_T/\eta_0 = -\frac{500}{3}(\eta_s^+/\eta_0) + \frac{140}{3} \quad (0.10 \leq \eta_s^+/\eta_0 \leq 0.26) \quad (3.7-b)$$

式(3.6-a、b)で表した危険断面に対応したフランジの累積塑性ひずみ倍率を延性破断の条件として解析に適応した場合、梁の塑性変形能力がどの程度予測できるかを検討する。検討は、等価累積塑性変形倍率の実験結果とフランジ端部のひずみが式(3.7-a、b)に至った時点での等価累積塑性変形倍率である評価結果との比較を行う。なお等価累積塑性変形倍率は、梁の荷重-変形関係における梁のエネルギー吸収量 W を梁端部の全塑性耐力 ${}_bM_p$ と ${}_bM_p$ に対応した梁の弾性変形角 θ_p で除した値である。実験が式(3.6-a、b)の破断条件に達する前に終了しているものについては、その実験で計画されていた継続分の载荷履歴を与えることで破断条件に達するまで解析を継続する。

等価累積塑性変形倍率の実験結果と評価結果の比較を図 3.24 に示す。一定変位振幅载荷を行った試験体(No.33、No.34)では評価結果と実験値の対応が悪いが、他の試験体では概ね破断で決まる変形性能の予測値として概ね良い結果となっている。また、接合部係数ごとの評価結果と実験結果の対応を図 3.25 に示す。評価結果は、概ね実験結果と良い対応を示している。

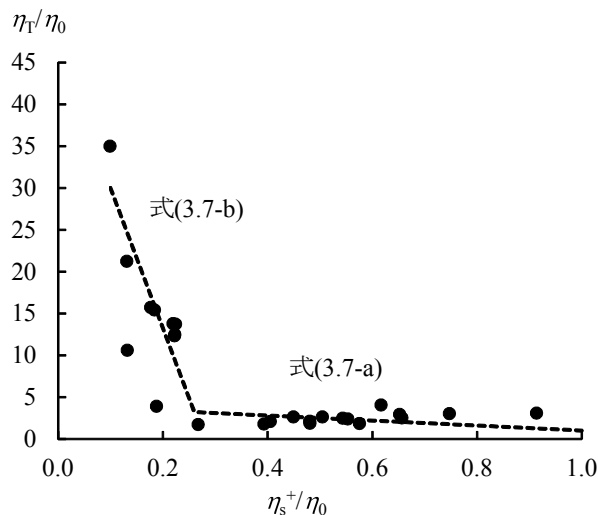


図3.23 鉄骨梁の破断条件

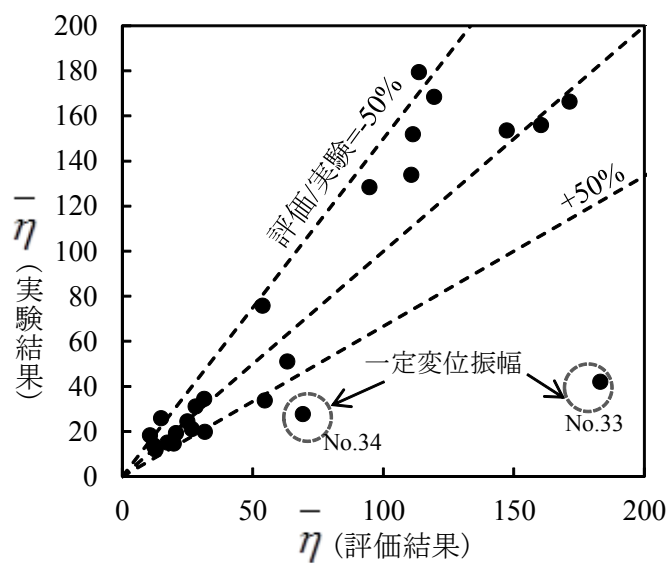


図3. 24 等価累積塑性変形倍率の評価結果

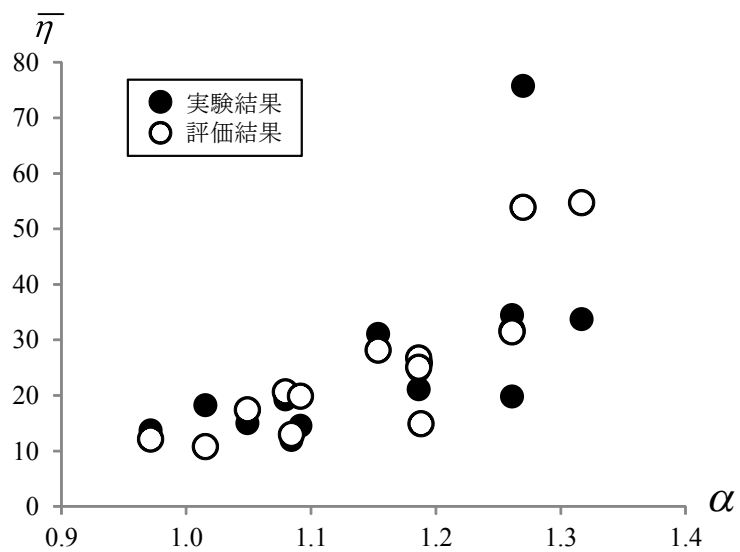


図3. 25 接合部係数と等価累積塑性変形倍率の評価結果の関係

3.5 梁長さが変形性能に及ぼす影響

ここで、梁スパンが梁端接合部の延性破壊によって決まる塑性変形能力に及ぼす影響を把握する。梁長さが変わること、梁のモーメント勾配は変化するため、変形性能に影響することが考えられる。そこで、梁長さをパラメータとした解析を行ない、梁長さの変化が塑性変形能力の評価に与える影響について検討する。梁の変形性能を検討するにあたって、部材解析における梁長さを 1000、2000、5000mm と変化させた。解析モデル一覧を表 3.2 に示す。ここで、 $m=0.39$ である解析モデルについては、3.6 式を用いて外挿し、解析モデルの補正を行った。また、35mm スカラップを有する接合部としている。解析に用いた鋼材の応力度-歪度関係を図 3.15 に示す。一様伸びは 18%とした。なお、載荷履歴には漸増変位振幅載荷を用いた。

破断の起点となるスカラップ底に対応した危険断面におけるフランジ歪履歴を図 3.26 に示す。各モデルにおけるの歪振幅は同程度となっており、梁長さの変化によるフランジ歪への影響は小さい。次に、 α - η 関係を実験結果を図 3.27 に示す。図中には、実験結果も併せて示している。ウェブのモーメント伝達効率が高く接合部係数が大きいものからウェブのモーメント伝達効率が低く接合部係数が小さいものまで、梁長さの違いによる変形性能のばらつきは、実験結果のばらつきの範囲内に収まっており、梁長さが変形性能に及ぼす影響は小さいことが分かる。

表3.2 解析モデル一覧

梁断面	柱断面	梁の材料特性			柱の材料特性		接合部係数 α	ウェブ接合部の 無次元化曲げ耐力 m
		梁鋼種	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	柱鋼種	降伏点 [N/mm ²]		
H-400×200×8×13	□-500×500×16	SN490	325	490	BCR295	295	1.32	1.00
H-600×200×11×17	□-500×500×16		325	490		295	1.21	0.71
H-600×200×16×16	□-400×400×12		325	490		295	1.02	0.39

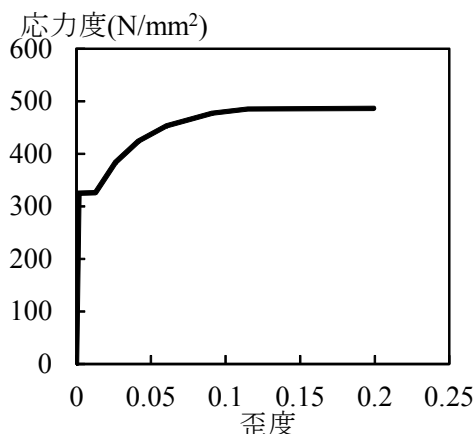


図3.26 応力度-歪度関係

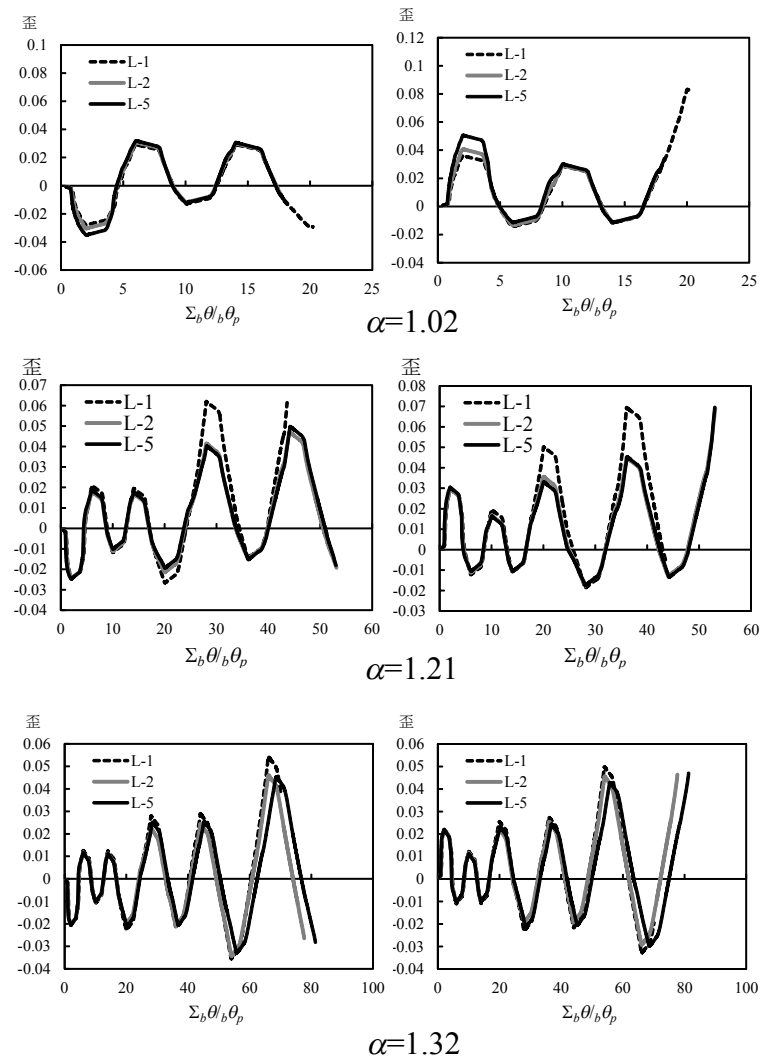


図3.26 上下フランジそれぞれのひずみ履歴の比較

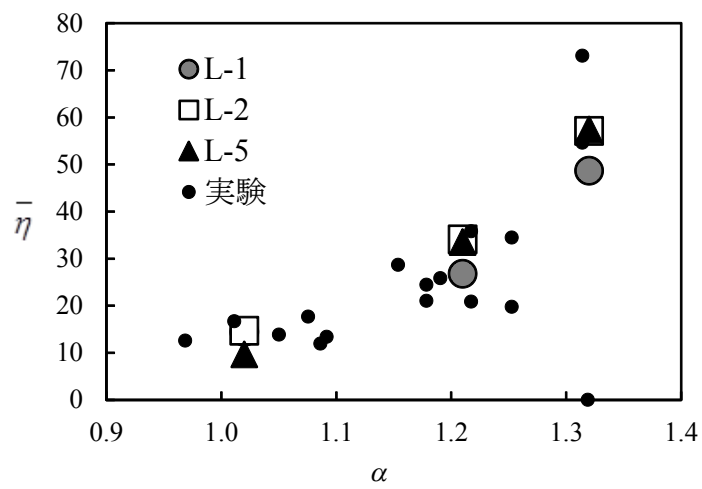


図3.27 α - $\bar{\eta}$ 関係

3.6 まとめ

第3章では、まず解析におけるウェブのモーメント伝達効率を考慮する接合部近傍のモデル化について検討し、解析結果がウェブの伝達モーメント及びフランジのひずみ履歴の実験結果をどの程度追跡できるかを、実験結果との対応で検証した。さらに、フランジひずみ履歴に着目し、梁端部が延性破断に至るまでの塑性変形能力の評価を試みた。得られた知見を以下に示す。

1) 梁端接合部の破断で決まる塑性変形能力を評価することを目的とした解析方法について、ウェブのモーメント伝達効率の2種類の評価モデル(Uモデル、Yモデル)を示した。ウェブの応力度分布やウェブの伝達モーメント、フランジひずみ履歴に着目し、これまでに行ってきた実験結果と解析結果を対応させることで、相対的にYモデルが実験結果と対応することを示した。

2) 実験で破断した時点での $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_r/\eta_0$ 関係のばらつきが大きいことから、その要因について検討した。まず、ノンスラップ形式の試験体および、パネルが塑性化する試験体について、本解析を適用することは不適切であるため、それらを排除した。次に、解析における破断に至るまでの累積塑性ひずみのばらつきを定量化し、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力との関係で検討したところ、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力が0.4~0.6程度の範囲では、解析におけるひずみが相対的に大きく評価されていた。これは、ウェブのモーメント伝達効率の低い試験体では、ウェブ接合部に最大耐力の計算値は実験値に対して安全側の評価となっていることから、実際にはウェブのモーメント伝達効率が想定より高くなっているためと考えられる。

3) ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力を補正し解析を行ったところ、 $\eta_s^+/\eta_0 - \eta_r/\eta_0$ 関係のばらつきを小さくすることができた。

4) 危険断面におけるフランジひずみ履歴の解析結果から、梁が延性破断に至る条件式を作成し、条件式を用いた塑性変形能力の評価結果が実験結果と概ね良い対応を示すことを確認した。

5) 梁長さが変形性能に及ぼす影響は小さい。

参考文献

- 3.1) 井上一朗、上場輝康、甲津功夫、吹田啓一郎、多田元英、立山英二、田渕基嗣、田中剛、豊田政男、中島正愛、藤田佳広、丸岡義臣、室田達郎、森迫清貴、森田 耕次：通しダイアフラム形式で接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験 その 1 実験計画、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.329-330、1997.09
- 3.2) 中込忠男、藤田哲也：角形鋼管柱に通しダイアフラム形式で溶接接合される圧延 H 形鋼梁端部の力学的性能：梁スカラップの有無および形状と目違いが破壊性状に及ぼす影響、日本建築学会構造系論文集 第 455 号、pp.187-196、1994.1
- 3.3) 山田哲、焦瑜、吉敷祥一：スカラップ底からの延性破壊によって決まる鉄骨梁の塑性変形能力評価法、日本建築学会構造系論文集 80(711)、pp.767-777、2015
- 3.4) 加藤勉、秋山宏、内田直樹：鋼構造部材の(その 1)、日本建築学会論文報告、第 119 号、pp.22-30、1966.1
- 3.5) 山田稔、坂恵一巳、田所敏幸、白川潔：軸圧を受ける H 形鋼柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究(I：一方向載荷時における曲げモーメント曲率関係並びに曲げ変形性状)、日本建築学会論文報告集、第 127 号、pp.8-14、1966.9
- 3.6) 山田哲、今枝知子、岡田健：バウシンガー効果を考慮した構造用鋼材の簡潔な履歴モデル、日本建築学会構造系論文集、第 559 号、pp.225-232、2002.9
- 3.7) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第 3 版、2012.3
- 3.8) 鈴木孝彦、石井匠、森田耕次、高梨晃一：欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究、鋼構造論文集、第 6 巻、第 23 号、pp.149-164、1999.9
- 3.10) 渡辺重仁、三木徳人、焦瑜、山田哲：小振幅繰り返し載荷を受ける鉄骨梁端接合部実験：その 2 実験結果の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、pp.719-720、2014.9
- 3.11) 吉敷祥一、三木徳人、山田哲、長谷川隆、焦瑜：ウェブのモーメント伝達効率の低い梁を有する部分架構の実験：その 2 十字型部分架構の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、pp.765-766、2013.8
- 3.12) 安田聡、成原弘之、関清豪、長谷川隆：長周期地震動に対する鋼構造柱梁接合部の耐震性能、大成建設技術センター報第 45 号、pp.08-1-08-7、2012
- 3.13) 山田哲、焦瑜、吉敷祥一、柴田篤宏：軸方向に任意の載荷履歴を受ける鋼材の塑性変形能力、日本建築学会構造系論文集 第 75 巻第 656 号、pp.1909-1926、2010.10
- 3.14) 秋山宏、高橋誠、石軍：繰り返し曲げを受ける円形断面鋼棒の終局エネルギー吸収能力、日本建築学会構造系論文集 第 475 号、pp.145-154、1995.9
- 2.15) 中野達也、齋藤良太：接合部パネルの塑性変形が梁端部の弾塑性挙動に及ぼす影響 2 方向載荷を受ける鋼構造柱梁接合部の力学性能その 1、日本建築学会構造系論文集、第 692 号、pp.1813-1821、2013.10

第4章

角形鋼管柱－H形鋼梁偏心接合部の力学挙動

4.1 はじめに

鋼構造建築の柱梁接合部では、これまでに多くの研究が行われており、梁の破断で決まる塑性変形能力^{4.1)、4.2)}などや柱梁接合部パネル（以後、パネル）の履歴挙動^{4.3)}などが検討されている。これらの柱梁接合部に関する既往の研究の多くは、柱軸心と梁軸心が直交した接合部に関するものであるが、実際の建物では外壁の取り付けなどの関係から外周架構において梁と柱の外縁を合わせる形で接合されることも多い。

一方、図 4.1 のように柱軸心と梁軸心が偏心した柱梁接合部を対象とした既往の研究^{4.4)、4.5)}などでは、偏心接合により生じるねじりモーメントがパネルに作用するせん断力に及ぼす影響などが検討されている。その成果を踏まえ、日本建築学会 鋼構造接合部設計指針^{4.6)}では、偏心率 e/D_c (e は偏心量、 D_c は柱幅) が 0.25 以下であれば、パネルの降伏耐力、全塑性耐力及び弾性剛性の算定に偏心接合の影響を考慮しなくて良いとしている。しかしながら、偏心した接合部に関する実験研究は少なく、外側パネルが早期に降伏することによる降伏耐力の低下や、梁の変形性能に対する影響は検討されていない。また、偏心率が 0.25 を超える場合の検討はなく、偏心率とパネルの耐力や変形分担率の関係は明らかにされていない。

本研究では、偏心率とパネル梁耐力比を変化させた角形鋼管柱－H 形鋼梁接合部について繰り返し載荷実験を行い、偏心接合が梁の変形性能やパネルの早期降伏、パネルの塑性エネルギー吸収に及ぼす影響を検討する。さらに、実験では把握できないパネルの応力分担、パネル耐力及び変形分担について検討するため、偏心率、柱端のねじり拘束の有無及び横補剛の有無をパラメータとした有限要素法による解析検討を行う。なお、本論文では、梁が偏心して移動した側を外側、その反対側を内側とし、柱軸周りの回転拘束をねじり拘束と称する。また、柱軸心と梁軸心が偏心して取り付けくことを偏心接合と呼び、偏心せずに取り付けくことを標準接合と呼ぶ。

4.2 実験計画

4.2.1 試験体

試験体は、図 4.2 に示す通りダイアフラム形式の角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部であり、パラメータは偏心率及びパネル梁耐力比 ${}_pM_p^*/{}_bM_p$ (${}_pM_p^*$ はパネルが全塑性耐力に達した時に梁端部に作用するモーメント、 ${}_bM_p$ は梁の全塑性耐力) である。試験体一覧を表 4.1 に、JIS-1A 号引張試験片による素材試験結果を表 4.2、図 4.3 に示す。また、表 4.1 には、素材試験結果を用いて算出したパネル梁耐力比及び接合部係数 ${}_jM_u/{}_bM_p$ (${}_jM_u$ は梁端接合部の最大耐力^{4,6)}) を示している。C-200-12、E-200-12 はパネル梁耐力比が 1.42 と梁が弱く、これに対して C-200-9、E-200-9 はパネル梁耐力比が 1.02 とパネルが相対的に弱く、それぞれ偏心率については 0 と 0.17 を組み合わせている。また、C-150-9、E-150-9 はパネル梁耐力比が 1.24 であり、梁フランジを切り出し梁幅を小さくすることで偏心率の変化を大きくし、偏心率 0 と 0.25 を組み合わせている。なお、破断で決まる塑性変形能力への偏心接合の影響を見るためにスカラップありのディテールとしている。これに加えて、パネルを降伏させるために柱板厚を比較的薄くしたこともあり、いずれの試験体も接合部係数は 1.2 以下と、梁フランジの破断で決まる塑性変形能力が比較的小さくなっていると考えられる。また、梁には図 4.2 に示すように、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを梁接合面から 100、200、300 mm の位置に取り付けた。

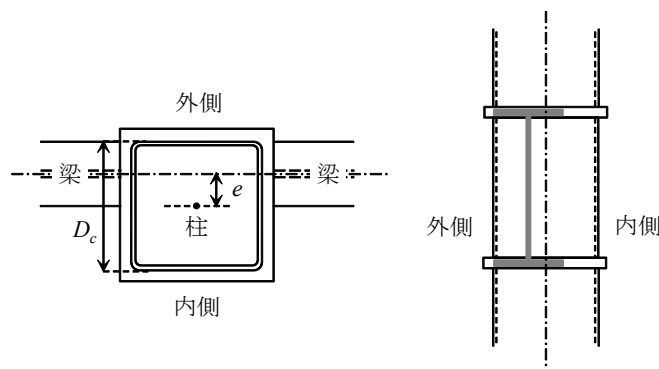


図4.1 偏心接合部

表4.1 試験体一覧

C:標準接合
 E:偏心接合
 E-150-9
 |
 パネル板厚(mm)
 |
 梁幅(mm)

試験体	柱	梁	パネル	偏心率	パネル梁耐力比	接合部係数
C-200-12	□-300×300×12	RH-500×200×10×16	□-300×300×12	0	1.42	1.19
E-200-12				0.17		
C-200-9			□-300×300×9	0	1.02	1.16
E-200-9				0.17		
C-150-9		RH-500×150×10×16		0	1.24	1.09
E-150-9				0.25		

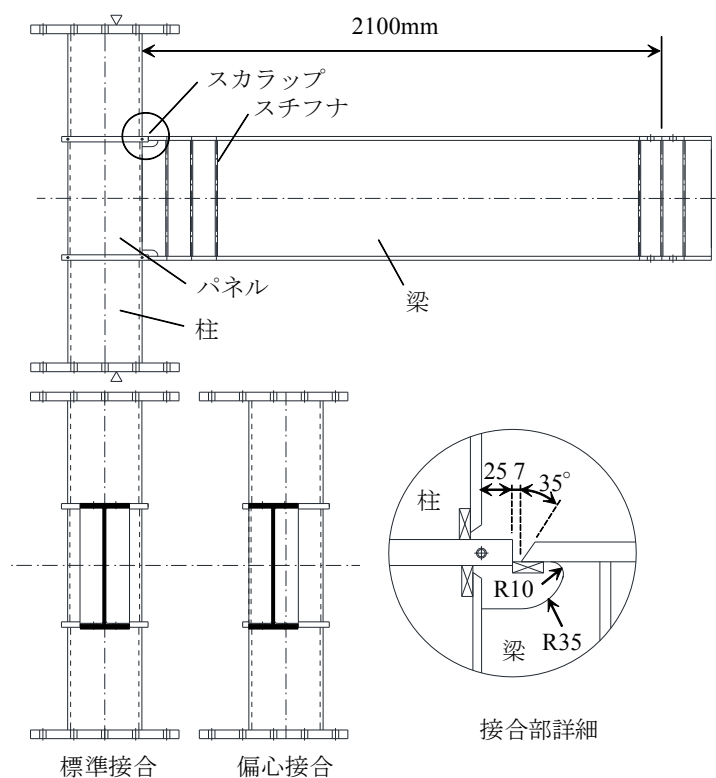


図4.2 試験体概要

表4.2 素材試験結果

	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
梁フランジ	SN490	349	523	27.8
梁ウェブ	SN490	389	530	26.9
柱300×9	BCR295	394	472	27.9
柱300×12	BCR295	417	487	23.0

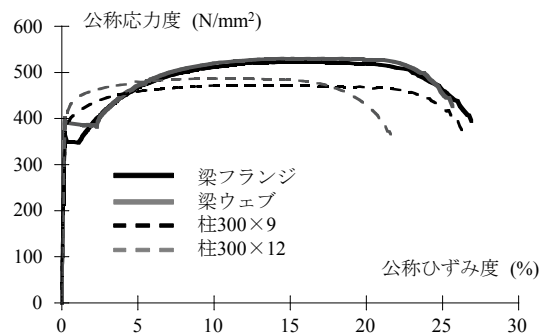


図4.3 使用鋼材の公称応力度-公称ひずみ度関係

4.2.2 載荷装置

試験体のセットアップを図 4.4 に示す。柱を水平に、梁を鉛直にした状態で反力フレームに固定し、梁先端にオイルジャッキを取り付けて載荷を行う。柱端部は PC 鋼棒で鉛直方向の反力を、スクリーージャッキで水平方向の反力を確保した。なお、柱端部は開断面となっていることから、ねじりに対する拘束は小さかったと考えられる。梁の面外変形及びねじり変形に対しては、加力点には板ピンを取り付け、接合部近傍と加力点近傍には溝形鋼で挟み込むことで拘束した。

実験に用いた載荷履歴を図 4.5 に示す。載荷履歴は文献 4.7) に準ずるものとし、基準変位 δ_p に対して変位振幅増分を $2_s\delta_p$ とした。 δ_p について、異なるパラメーターを有する試験体を統一的に評価するためには同じ変形量を与えるのが望ましいという理由により、各試験体の梁が全塑性耐力に達するときの弾性変形量程度とし $\delta_p = 20\text{mm}$ とした。また、載荷装置の制約により、3 サイクル目以降は $4_s\delta_p$ 振幅で梁フランジが破断に至るまで繰り返すこととした。

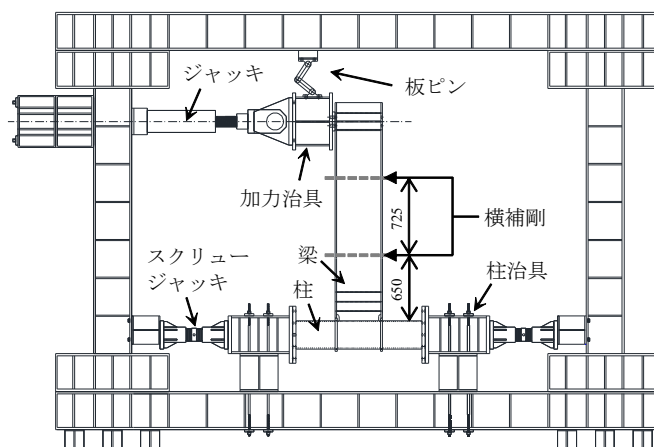


図4.4 セットアップ

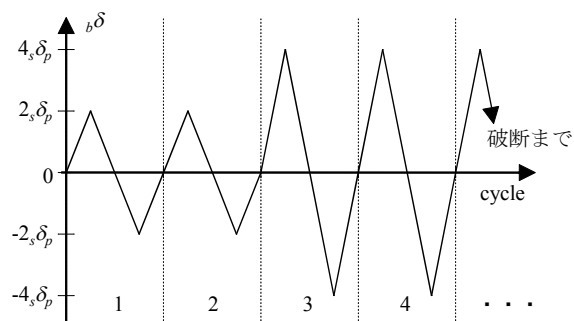


図4.5 載荷履歴

4.2.3. 計測

本研究における ${}_bM$ 、 ${}_b\theta$ 、 ${}_pM$ 、 ${}_p\gamma_i$ 、 ${}_p\gamma_o$ は、それぞれ梁端モーメント、梁の部材角、パネルモーメント、内側パネルのせん断変形角、外側パネルのせん断変形角と定義する。試験体の各部の変位を、図 6 に示す位置において計測した。また、荷重についてはジャッキ先端に組み込まれたロードセルで計測した。図 4.6 中における、 δ_1 はジャッキの鉛直変位、 δ_2 、 δ_3 は加力点の水平変位、 δ_4 、 δ_5 、 δ_6 、 δ_7 は梁接合面の水平変位、 δ_8 、 δ_9 、 δ_{10} 、 δ_{11} は梁フランジ中心と梁接合面の交点の鉛直変位、 δ_{12} 、 δ_{13} 、 δ_{14} 、 δ_{15} はパネルにおける対角線の相対変位である。図中の変位の記号は、括弧がないものは外側パネル面の変位計測値、括弧があるものは内側パネル面の変位計測値である。これらの変位計測値及びジャッキ荷重より ${}_bM$ 、 ${}_b\theta$ 、 ${}_pM$ 、 ${}_p\gamma_i$ 、 ${}_p\gamma_o$ をそれぞれ(4.1)~(4.8)式より算出する。

$${}_bM = Q \cdot L_n \quad (4.1)$$

$$L_n = L \cdot \sin(\theta_0 + \theta_j) \quad (4.2)$$

Q はジャッキ荷重、 L_n は梁接合位置からジャッキ荷重軸までの距離、 L は梁端接合部中央とジャッキ反力点側のピン中心の距離、 θ_0 は梁端接合部中央とジャッキ反力点側のピン中心を結ぶ直線と水平のなす角度、 θ_j はジャッキの鉛直変位 δ_1 から求まるジャッキの傾斜角である。

$${}_b\theta = \frac{{}_b\delta}{l_b} - \phi \quad (4.3)$$

$${}_b\delta = \frac{\delta_2 + \delta_3}{2} - \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{D_c} \right) \frac{\delta_4 - \delta_5}{2} - \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{D_c} \right) \frac{\delta_6 - \delta_7}{2} \quad (4.4)$$

$$\phi = \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{D_c} \right) \frac{\delta_8 - \delta_9}{h_b} + \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{D_c} \right) \frac{\delta_{10} - \delta_{11}}{h_b} \quad (4.5)$$

${}_b\delta$ は梁端接合部と加力点の相対水平変位、 ϕ は梁接合面の回転角、 h_b は梁フランジ中心間距離である。

$${}_pM = {}_bM - Q \cdot \frac{L_b}{L_c} \cdot h_b \quad (4.6)$$

L_b はパネル中心からジャッキ荷重軸までの距離、 L_c は柱の長さであり、本実験では $L_c=2100\text{mm}$ である。

$${}_p\gamma_i = \frac{\sqrt{h_b^2 + D_c^2}}{2 \cdot h_b \cdot D_c} \cdot (\delta_{15} - \delta_{14}) \quad (4.7)$$

$${}_p\gamma_o = \frac{\sqrt{h_b^2 + D_c^2}}{2 \cdot h_b \cdot D_c} \cdot (\delta_{13} - \delta_{12}) \quad (4.8)$$

梁フランジ及び梁ウェブのひずみ計測位置を図 4.7 に示す。偏心接合による梁フランジ幅方向のひずみ分布及びウェブのモーメント伝達効率への影響を検討することを目的とし、部材軸方向のひずみを計測した。

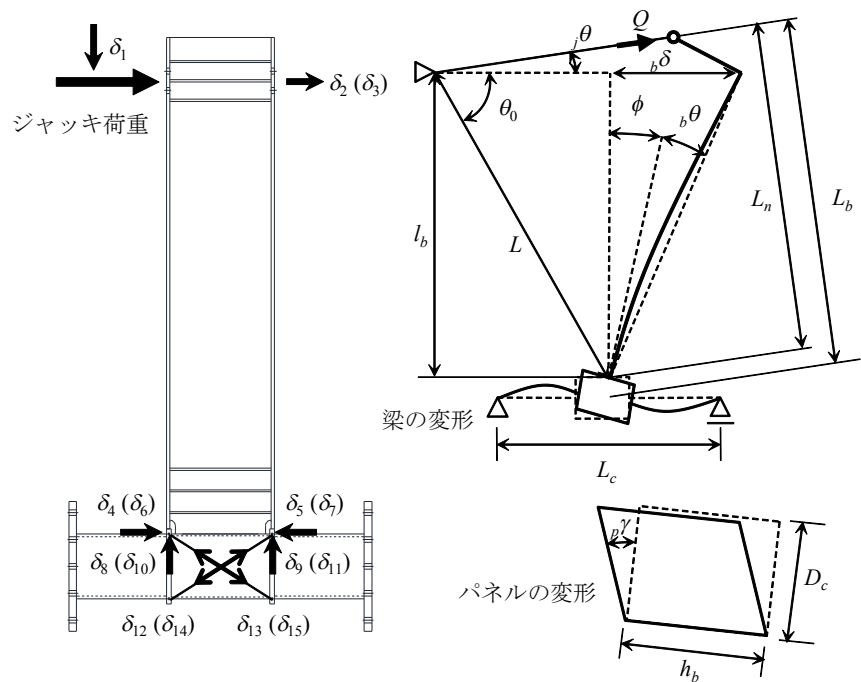


図4.6 荷重と変位計測位置及び変形

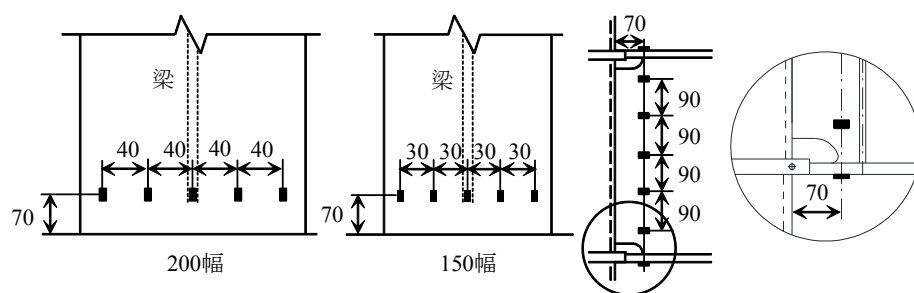


図4.7 梁フランジ及び梁ウェブのひずみ計測位置(mm)

4.3 偏心接合による梁への影響

4.3.1 梁端接合部の挙動

梁の荷重-変形関係を図 4.8 に示す。図中の破線は、せん断変形を考慮した弾性剛性と、梁の全塑性耐力の計算値である。C-200-12、E-200-12 はいずれも 4 サイクル目の負側の載荷中に破断した。これに対して、パネルが相対的に弱い C-200-9、E-200-9 は、パネルの変形が大きくなることで梁の変形量が小さくなったため、梁フランジの破断に至るまでの繰り返し数が多くなり、最終的に 9 サイクル目の負側で破断に至った。これに対して C-150-9 は 3 サイクル目の負側、E-150-9 は 4 サイクル目の正側でそれぞれ破断に至った。全試験体において、スカラップ底に生じた亀裂を起点に梁フランジ母材が延性破断に至るまで安定した履歴を描いた。

梁フランジのひずみ分布を図 4.9 に示す。梁フランジのひずみは、偏心接合することで非対称に分布している。これは、後述するパネルに作用するねじりモーメントにより、相対的に外側パネルの変形が大きく、内側パネルの変形が小さくなるため、梁フランジにおける内側パネル側のひずみが大きくなったと考えられる。梁フランジひずみの偏りによる梁の変形性能への影響は後述する梁の塑性エネルギー吸収量で検討する。

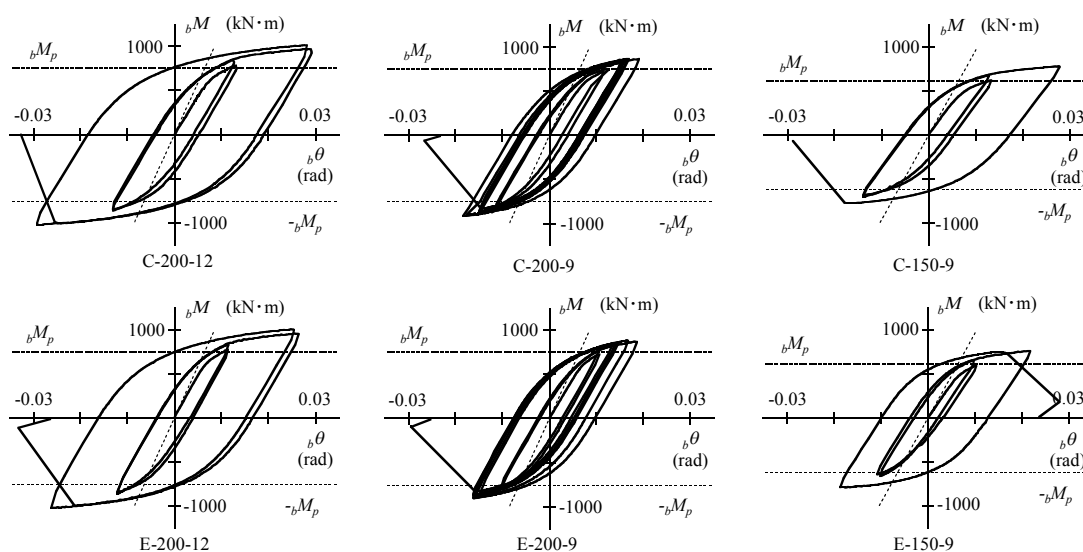


図4.8 梁の荷重-変形関係

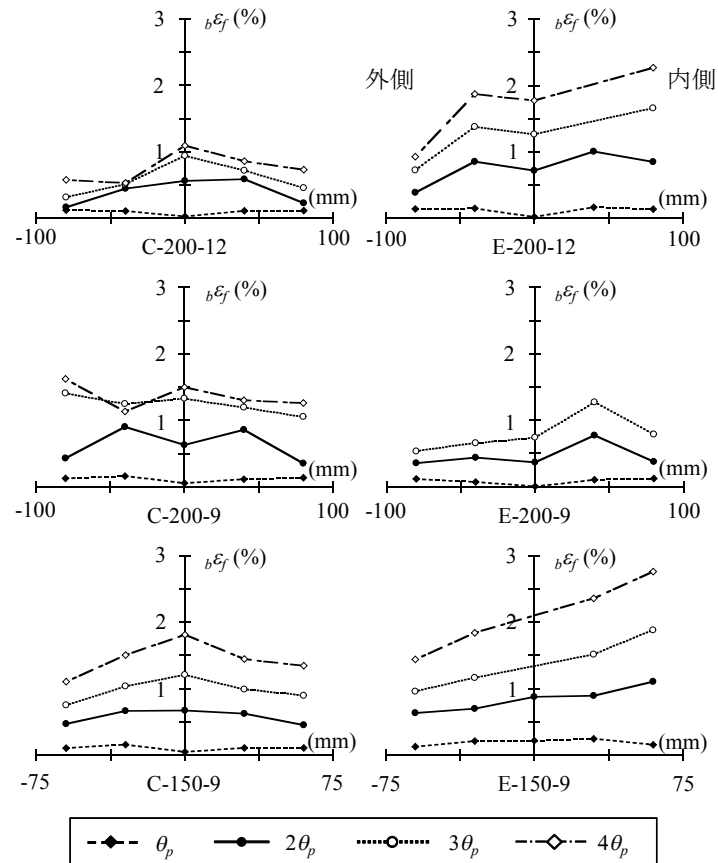


図4.9 梁フランジのひずみ分布

4.3.2 ウェブのモーメント伝達効率

ウェブのモーメント伝達効率の低い梁端接合部は、相対的に梁の変形能力が小さくなる^{4.8)}。これまでに、ウェブのモーメント伝達効率に関する研究^{4.9)}は行われているが、標準接合の場合に限られている。梁を偏心接合する場合には、梁ウェブは外側パネル寄りに接合されることで柱スキンプレートの面外曲げに対する耐力が上昇し、ウェブのモーメント伝達効率が上昇することが考えられる。そこで、実験結果と計算の両方から偏心接合によるウェブのモーメント伝達効率への影響を検討する。

まず、ウェブのモーメント伝達効率の実験値を算出するにあたって、荷重-変形関係の骨格曲線に対応するひずみ増分をつなぎ合わせたものを一方向載荷の場合に生じるひずみと等価であると仮定した。梁ウェブのひずみ分布を図 4.10 に例示する。梁断面のひずみは計測位置から計測位置まで区間内を直線分布するものとし、素材試験結果から体積一定の仮定の下で算出した、引張側、圧縮側の応力度-ひずみ度関係から梁ウェブの応力度分布を求める。これを用いて算定した梁ウェブの伝達モーメント ${}_bM_w$ を図 4.11 に例示する。偏心接合することで、梁ウェブの伝達モーメントが大きくなっていることが分かる。梁ウェブの伝達モーメントの最大値を、梁ウェブの全塑性耐力 ${}_bM_{pw}$ で除したものをウェブのモーメント伝達効率の実験値とする。

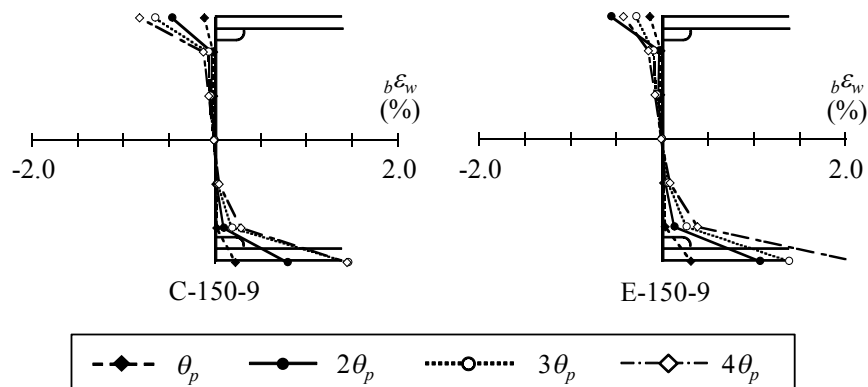


図4.10 梁ウェブのひずみ分布

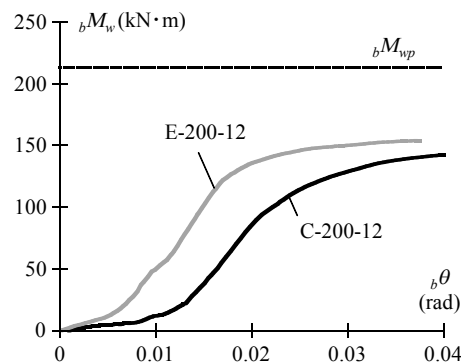


図4.11 梁ウェブの伝達モーメント

次に、ウェブのモーメント伝達効率の計算値については、標準接合の場合のウェブのモーメント伝達効率の計算方法^{4.9)}に、偏心量のパラメータを加えた柱スキンプレーットの崩壊機構（図 4.12）からウェブのモーメント伝達効率を評価する。図 4.13 において、ダイアフラムの内法距離を d_j 、角形鋼管の内法距離を b_j 、柱スキンプレーットの面外変形が最大となる位置での仮想変位を δ 、ダイアフラムの内側と面外変形が最大となる位置の距離を h_m 、降伏線の塑性回転角と長さをそれぞれ l_n 、 θ_n ($n=1\sim7$) とする。また、柱スキンプレーットの降伏耐力を cF_{fy} 、柱の板厚を c_t 、単位長さあたりの全塑性耐力を $M_0=c_t^2 c F_{fy}/4$ とすると、柱スキンプレーットの崩壊機構による内力仕事 E_c は次式で得られる。

$$E_c = 2M_0 \sum_{n=1}^7 l_n \theta_n$$

$$= \frac{-4h_m^2 b_j d_j - h_m b_j^3 + 2h_m b_j d_j^2 + 4h_m b_j e^2 + b_j^3 d_j - 4b_j d_j e^2}{h_m(b_j - 2e)(b_j + 2e)(d_j - 2h_m)} c_t^2 c F_{fy} \delta \quad (4.9)$$

また、梁ウェブには図 4.12(b)に示す降伏場を仮定する。上下端におけるウェブ端の軸方向の塑性変形 δ_w は次式で得られる。

$$\delta_w = \frac{d_j(h_m - S_r)}{(d_j - 2h_m)h_m} \delta \quad (4.10)$$

梁ウェブの降伏点を bF_{wy} 、梁ウェブの板厚を b_t とするとウェブ端の崩壊機構における内力仕事 E_b は次式で得られる。

$$E_b = 2 \frac{\delta_w(h_m - S_r)}{2} b_t b F_{wy}$$

$$= \frac{d_j(h_m - S_r)^2}{(d_j - 2h_m)h_m} b_t b F_{wy} \delta \quad (4.11)$$

ウェブ接合部の崩壊荷重を jM_{wu} 、ウェブ端の仮想回転角を θ とおくと、仮想仕事の原理より次式を得る。

$$jM_{wu}\theta = E_c + E_b \quad (4.12)$$

(4.9)、(4.11)式を(4.12)式に代入し

$$\theta = \frac{2\delta}{d_j - 2h_m} \quad (4.13)$$

の関係を用いると、 jM_{wu} は次式で表現される。

$$jM_{wu} = \frac{-4h_m^2 b_j d_j - h_m b_j^3 + 2h_m b_j d_j^2 + 4h_m b_j e^2 + b_j^3 d_j - 4b_j d_j e^2}{2h_m(b_j - 2e)(b_j + 2e)} c_t^2 c F_{fy}$$

$$+ \frac{d_j(h_m - S_r)^2}{2h_m} b_t b F_{wy} \quad (4.14)$$

上界定理より(4.14)式の最小値が崩壊荷重となる。崩壊形を決定する変数 h_m は、

$$\frac{\partial jM_{wu}}{\partial h_m} = 0 \quad (4.15)$$

より、次式が得られる。

$$h_m = \sqrt{\frac{b t_w b F_{wy} S_r^2 + b_j c t_f^2 c F_{cfy}}{b t_w b F_{wy} - 4 c t_f^2 c F_{fy} b_j / (b_j^2 - 4e^2)}} \quad (4.16)$$

この結果、(4.14)式に、(4.16)式を代入することで ${}_jM_{wu}$ が得られる。梁ウェブの全塑性耐力を ${}_bM_{wp}$ とすると、次式で表される。

$${}_jM_{wu} = \gamma_w \cdot {}_bM_{wp} \quad (4.17)$$

γ_w は、ウェブのモーメント伝達効率である。

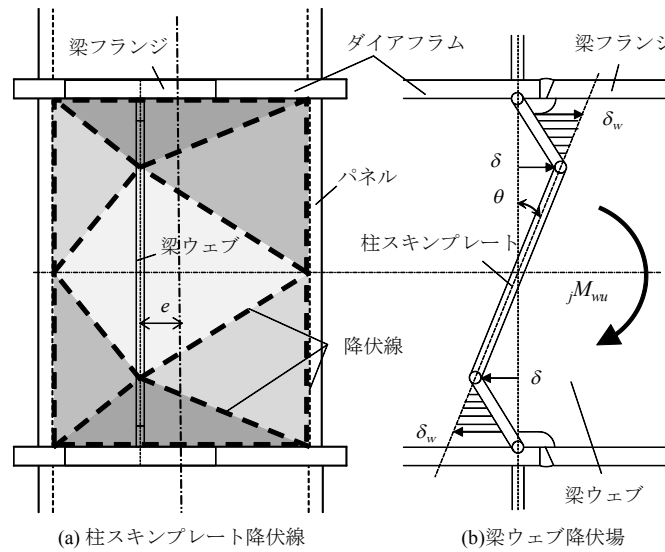


図4.12 ウェブ接合部の崩壊機構

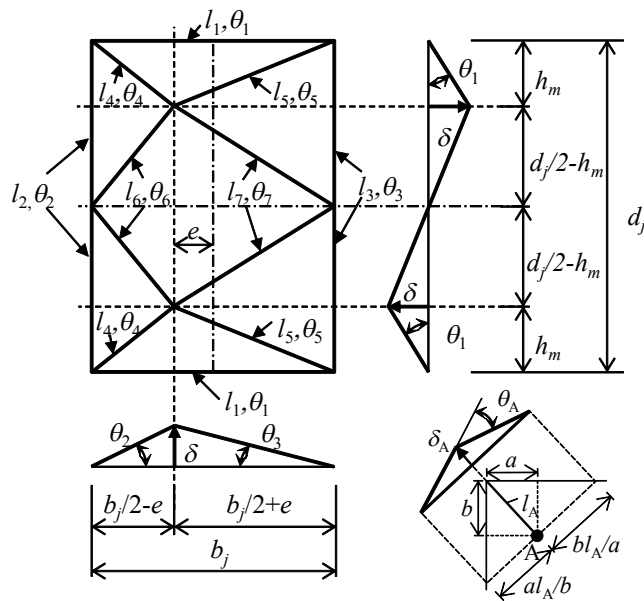


図4.13 柱の面外変形による降伏線の塑性回転角

ウェブのモーメント伝達効率を図 4.14 に示す。ウェブのモーメント伝達効率の実験値と計算値は、いずれにおいても偏心接合することでわずかに大きくなる傾向が見られた。また、パネルが大きく変形した C-200-9、E-200-9 に対してそれ以外の試験体では、ウェブのモーメント伝達効率の実験値が計算値より大きくなっていることが分かる。これは、梁が相対的に大きく変形したことにより梁ウェブに作用するモーメントが大きくなったためと考えられる。

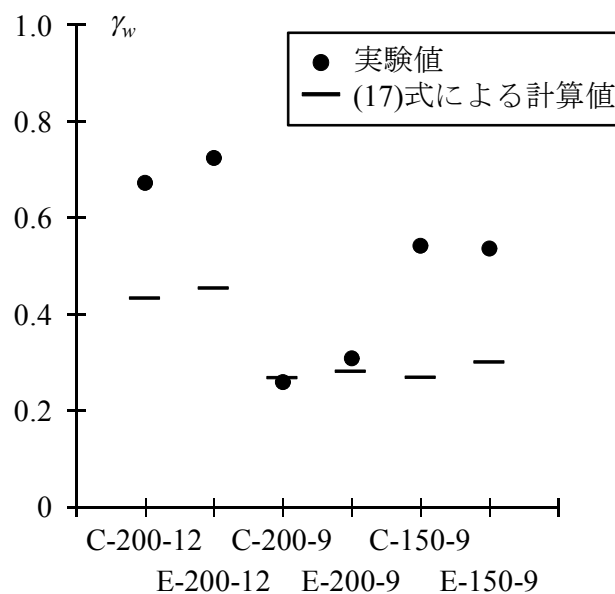


図4.14 ウェブのモーメント伝達効率

4.3.3 梁の塑性エネルギー吸収

梁が破断に至るまでの梁の塑性エネルギー量 bW_p を、梁の単位塑性エネルギー量 $bM_p \cdot b\theta_p$ で除したものを図 4.15 に示す。梁の塑性エネルギー吸収量は偏心接合することで低下しているが、低下量はあまり大きくない。また、C-200-9 は C-200-12 よりパネル板厚が小さくなっていることから、接合部係数が 1.19 から 1.16 と小さくなるとともに、パネル梁耐力比が 1.42 から 1.02 と小さくなっている。そのため、C-200-9 は接合部係数が相対的に小さく変形性能の低下が予想されるが、パネルの変形が大きくなり梁の変形が小さくなったことで小振幅での多数回の繰り返しとなり、梁の塑性エネルギー吸収量は C-200-12 と同程度となっている。

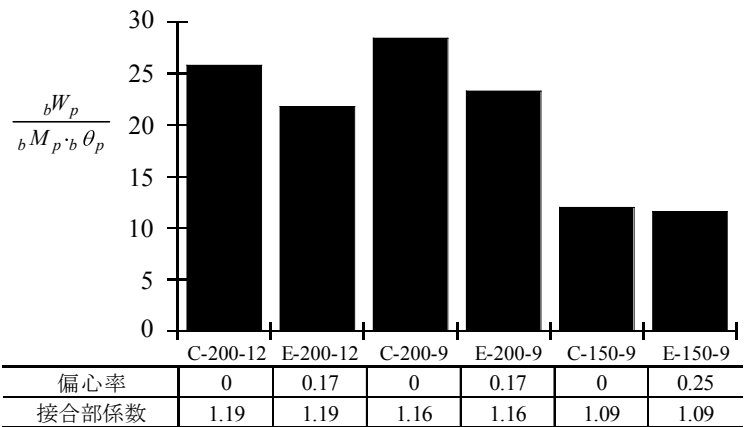


図4.15 梁の塑性エネルギー吸収

4.4 偏心接合によるパネルへの影響

4.4.1 パネルの挙動

パネルの荷重-変形関係を図 4.16 に示す。縦軸は内外パネルのモーメントの合計値 ${}_pM$ であり、横軸は標準接合の場合は内外パネルのせん断変形角の平均値 ${}_p\gamma_{ave}$ 、偏心接合した場合は内外パネルそれぞれの変形である。図中の点線は、パネルのせん断弾性剛性、パネルの全塑性耐力の計算値である。全試験体において、梁フランジ母材が破断に至るまで安定した履歴を描いた。偏心接合することで、相対的に外側パネルの変形が大きくなっており、反対に内側パネルの変形が小さくなっていることが分かる。これは、パネルに生じたねじりモーメントにより、相対的に外側パネルの応力が増加し、内側パネルの応力が減少したためである^{4.4)}。

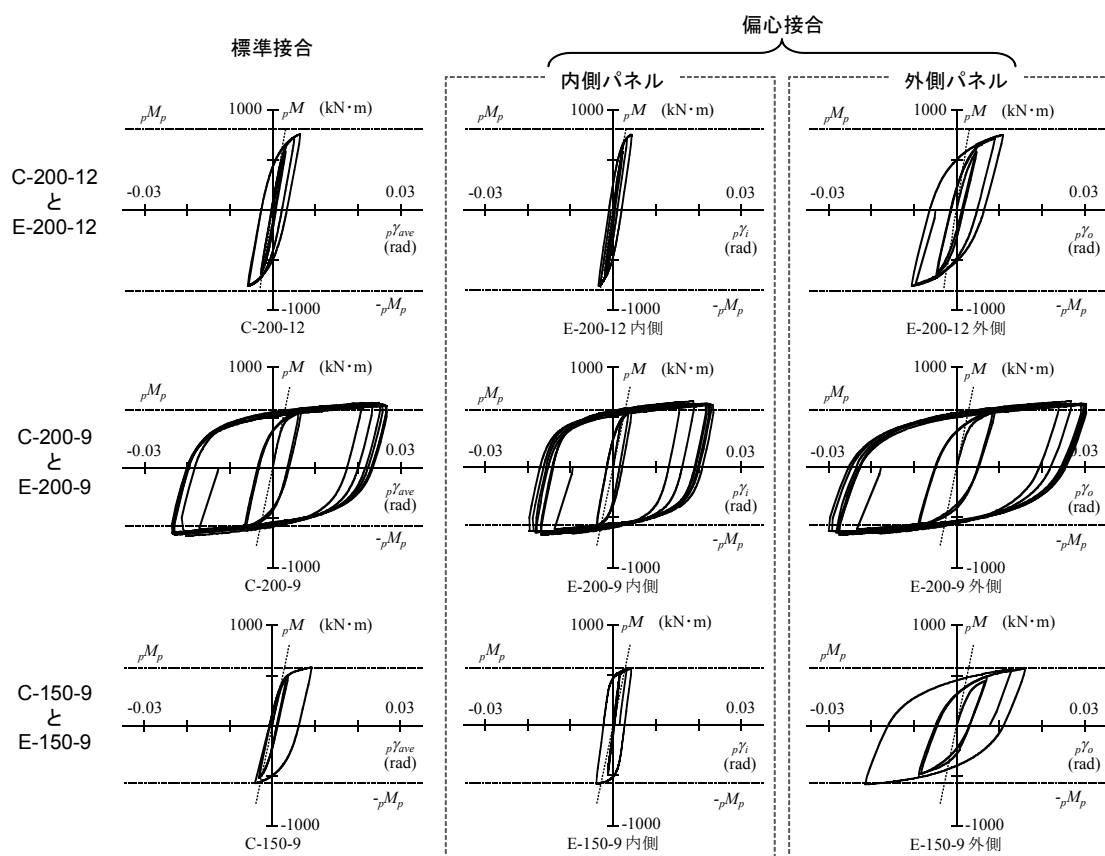


図4.16 パネルの荷重-変形関係

4.4.2 偏心接合パネルの応力分担の評価

偏心接合では、パネルにねじりモーメントが作用することにより、外側パネルの負担モーメントが相対的に大きくなり、外側パネルは早期に降伏する。本節では、弾性域での応力分担率を塑性域にも援用することで、内外パネルの応力分担を評価し、実験結果におけるパネルの挙動を検討する。

図 4.17 において、梁を偏心接合することによって、梁端モーメントを梁フランジの偶力に置換した応力が柱中心から偏心距離 e 離れた位置に作用するため、ねじりモーメント M_T が発生する。弾性域においては、 M_T は柱とパネルのねじり剛性比に応じて負担される。

$$M_T = \frac{{}_bM_1 + {}_bM_2}{h_b} \cdot e \quad (4.18)$$

$${}_cM_T = M_T \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{{}_cK_T}{{}_pK_T} \cdot \frac{l_p}{l_c}} \right) \quad (4.19)$$

$${}_pM_T = \frac{M_T}{1 + \frac{{}_cK_T}{{}_pK_T} \cdot \frac{l_p}{l_c}} \quad (4.20)$$

ここで、 ${}_bM_1$ はパネルの右側に作用するモーメント、 ${}_bM_2$ はパネルの左側に作用するモーメント、 ${}_cM_T$ は柱が負担するねじりモーメント、 ${}_pM_T$ はパネルが負担するねじりモーメント、 ${}_cK_T$ は柱のねじり剛性（弾性）、 ${}_pK_T$ はパネルのねじり剛性（弾性）、 l_p はパネル高さ、 l_c は柱長さである。 ${}_pM_T$ は 4 枚のパネルで抵抗し、パネル 1 枚当たりには、ねじりモーメントによるせん断応力 ${}_pQ_T$ が作用する。

$${}_pQ_T = \frac{{}_pM_T}{4 \cdot h_c / 2} \quad (4.21)$$

ここで、 h_c は柱フランジ中心間距離である。ねじりモーメントにより生じるパネルモーメントの変化量 ${}_pM_e$ は(4.22)式で表される。弾性を仮定することで、内外パネルの負担モーメント ${}_pM_i$ 、 ${}_pM_o$ は、(4.23)、(4.24)式で表される。

$${}_pM_e = {}_pQ_T \cdot h_b \quad (4.22)$$

$${}_pM_i = \frac{{}_pM_e}{2} - {}_pM_e \quad (4.23)$$

$${}_pM_o = \frac{{}_pM_e}{2} + {}_pM_e \quad (4.24)$$

パネルの骨格曲線を図 4.18 に示す。横軸は、パネルモーメントが新たな荷重領域に達するときの内外パネルそれぞれの変形増分をつなげたパネルのせん断変形角 ${}_p\gamma_i$ 、 ${}_p\gamma_o$ 、縦軸は(4.23)、(4.24)式に基づく内外パネルそれぞれのパネルモーメント ${}_pM_i$ 、 ${}_pM_o$ である。ここで、本実験における柱端のねじり拘束は小さいことから ${}_cK_T=0$ とした。図中には、弾性剛性及び全塑性耐力を破線で示している。偏心接合パネルについて、内外パネルの初期剛性はよく対応していることから(4.23)、(4.24)式におけるパネルの応力分担の評価は弾性範囲において妥当であると言える。外側パネルは、 ${}_pM_o$ が全塑性耐力に到達した点（図 4.18 中●）から、変形が大きくなり始めていることが分かる。比較のため、標準接合パネルの

骨格曲線を C-200-9 で代表して示す。標準接合の場合は、全塑性耐力に到達した点では変形が大きくなっており、降伏耐力に至った点（図 4.18 中○）あたりから変形が大きくなっていることが分かる。偏心接合において、図中の○は全パネルが負担するパネルモーメントが降伏耐力に到達した点である。外側パネルの変形は、標準接合に比べて大きく進行している。一方で内側パネルは、降伏点近傍に留まっている。

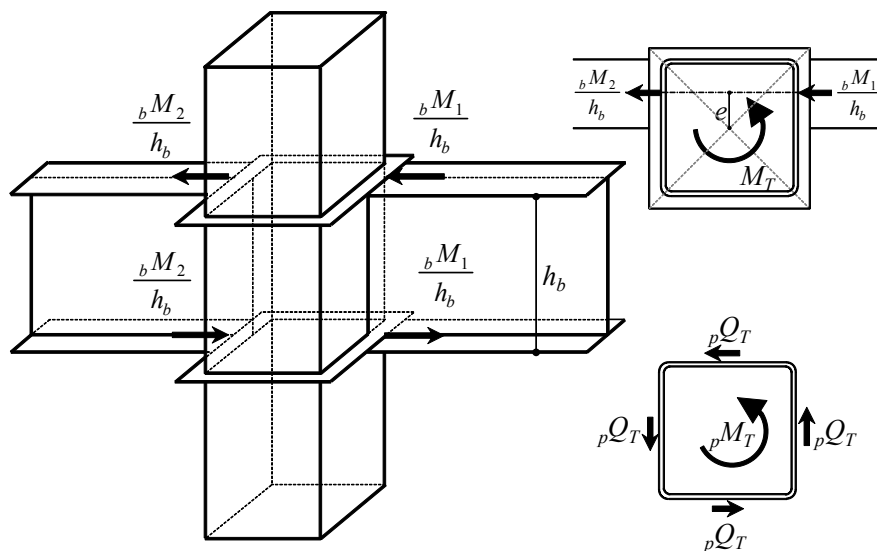


図4.17 パネルに生じるねじりモーメント

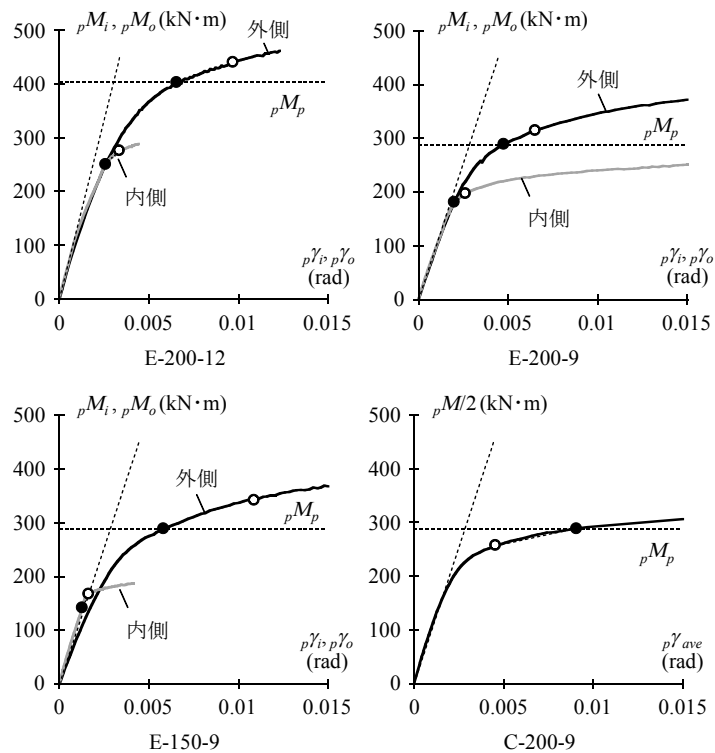


図4.18 パネルの骨格曲線

4.4.3 パネルの塑性エネルギー吸収

梁が破断に至るまでのパネルの塑性エネルギー吸収量を、パネルの単位塑性エネルギー量 ${}_pM_p \cdot {}_p\gamma_p$ (${}_p\gamma_p$ はパネルの降伏せん断変形角) で除したものを図 4.19 に示す。ここで、偏心接合させた場合の ${}_pW_p$ は、内外パネルのパネルモーメントが実験では得られないことから ${}_pM_p \gamma_{ave}$ 関係の積分値としたため、実際の内外パネルの塑性エネルギー吸収量の和よりわずかに小さい値となっていると考えられる。

偏心接合することで外側パネルは早期に降伏するため、パネルの塑性エネルギー吸収量は E-150-9 では C-150-9 の 2.3 倍、E-200-12 では C-200-12 の 1.3 倍となった。一方、パネルが大きく変形した E-200-9 では偏心接合によるパネルの塑性エネルギー吸収量への影響はほとんど見られない。このことから、変形が小さい領域では、偏心接合によりパネルの塑性エネルギー吸収量が増加するが、パネルが大きく変形する場合には、偏心接合によるパネルの塑性エネルギー吸収量への影響は小さいことが分かる。

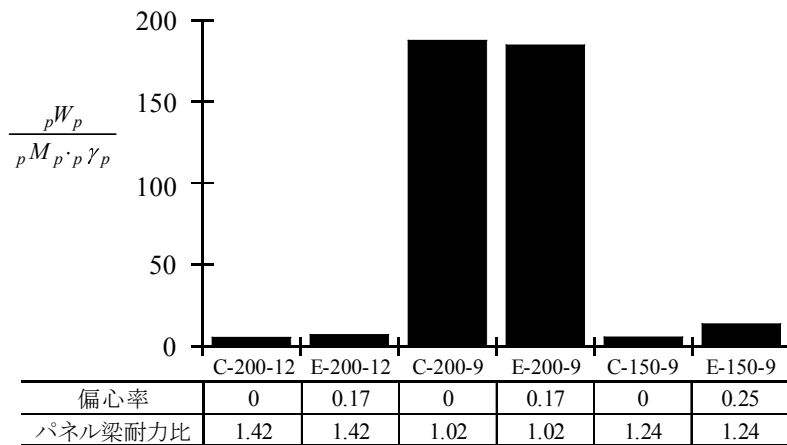


図4.19 パネルの塑性エネルギー吸収

4.5 梁とパネルの塑性エネルギー吸収

梁が破断に至るまでの梁及びパネルの塑性エネルギー吸収量 W_p を図 4.20 に示す。梁とパネルを合わせた接合部全体の塑性エネルギー吸収量で見ると、偏心接合による塑性エネルギー吸収量への影響は小さいことが分かる。また、パネル耐力比が 1.02 である C-200-9、E-200-9 は、パネル耐力比が 1.42 である C-200-12、E-200-12 よりもパネルの塑性エネルギー吸収量が増加することで、パネルの寄与分を加えた接合部全体の塑性エネルギー吸収量は 3 倍以上大きくなっている。

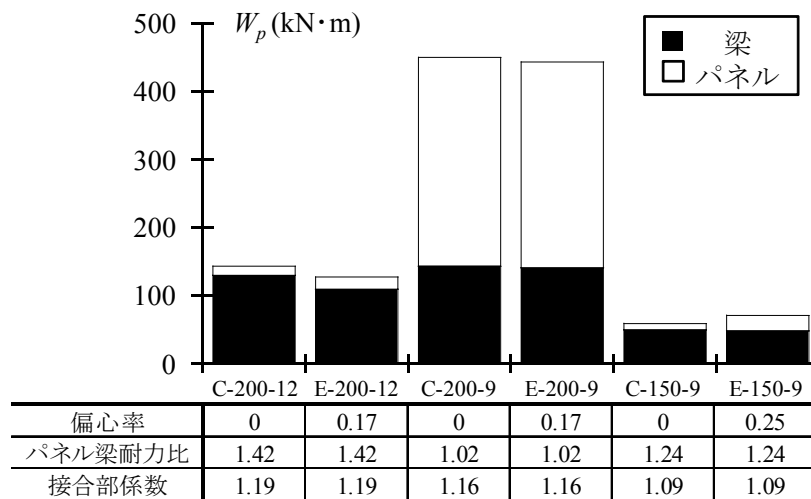


図4.20 梁とパネルの塑性エネルギー吸収

4.6 有限要素法解析によるパネル耐力の検討

4.6.1 解析の概要

実験では偏心率が 0.25 を超える場合の検討はできておらず、またパネル降伏後のパネル負担モーメントなどは明らかにできていない。さらに、実際の建物では、一般に上下階の柱はねじりに対して抵抗できパネルに作用するねじりモーメントを低減させると考えられる。その一方で、下階がピン柱脚となった場合や最上階の接合部で上側に柱がない場合には柱のねじり抵抗を十分に期待できないと考えられる。そこで、有限要素法解析を行い、偏心率及び柱端のねじり拘束条件が変化するとパネルの負担モーメント、耐力及び変形分担率がどのように変化するかを検討する。また、既往の解析研究^{4.4)}で行われていない偏心率が 0.25 を超える領域についても検討する。

解析には汎用性非線形構造解析プログラム ABAQUSver.6.13 を用いた。解析モデルを図 4.21 に、解析モデル一覧を表 4.3 に示す。構成要素はシェル要素とし、パネルは 20mm×20mm 程度の四角形要素で分割した。載荷は梁先端に Y 方向強制変位を与えるものとし、柱両端をピン支持とし反力を確保した。柱端ねじり拘束を十分に期待できない接合部は、パネルの挙動における偏心接合の影響において、柱端ねじり拘束がある場合とない場合の間にあるものと考え、パネルが偏心接合の影響を最も受ける条件として柱端のねじり拘束なしとありの解析を行うこととした。梁の横補剛の有無はパネルのねじりモーメントに影響を及ぼすが、実際の建物では小梁等で補剛されていることから、梁の X 方向の移動を拘束することで横座屈の発生を抑えた。パネルの挙動における柱軸力の影響は小さいことから柱軸力比は 0 としている。応力度-ひずみ度関係には素材試験結果を真応力度-真ひずみ度関係に置換した結果を用い、多直線で近似している。偏心率が大きな領域についても検討するため梁幅を 50mm とした接合部 (E-50-12 シリーズ) についても解析を行った。E-50-12 シリーズの解析モデルにおいては、パネルを降伏させるため、梁フランジ及びダイアフラムの材料特性は弾性とした。

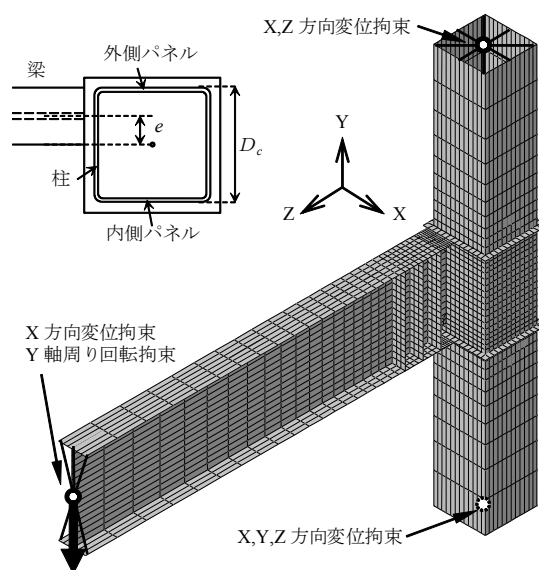


図4.21 解析モデル

4.6.2 実験との比較

一方向荷重下における鋼部材の荷重-変形関係は、繰り返し荷重下における履歴挙動より抽出した骨格曲線と対応することが知られている^{4.10), 4.11)}など。ここでは、実験より得られたパネルの履歴曲線から骨格曲線を抽出し、解析結果と比較して図 4.22 に示す。実験結果はパネルが大きく変形した C-200-9 で代表しており、解析結果はそれを再現した。パネルモーメントは、パネルの高さ方向中央断面での要素に作用しているせん断応力の合計値をパネルに作用するせん断応力とし、梁フランジ中心間距離を乗じることで求めた。パネルの変形は、パネルの四隅の点における変位から算出した。実験結果は、解析結果に比べて塑性化後の耐力がわずかに大きくなっているが、概ね対応していることが分かる。

次に、偏心接合した場合には、柱端ねじり拘束の有無及び梁の横補剛の有無がパネルの変形分担に影響を及ぼすことから、これらを検討し、実験結果と比較することで実験における境界条件を把握する。実験結果はパネルが大きく変形した E-200-9 の骨格曲線に対応する変形量で代表しており、解析モデルは E-200-9 を再現している。柱端ねじり拘束及び横補剛の影響を図 4.23 に示す。

まず解析結果において、柱端ねじり拘束の有無による外側パネルの変形分担率 $p\gamma_o/p\gamma_{ave}$ への影響は、変形が小さな領域では小さく、内外パネルのせん断変形角の平均値 $p\gamma_{ave}$ がパネルの降伏せん断変形角 $p\gamma_p$ に達したあたりから大きくなっていることが分かる。また、横補剛の存在により、外側パネルの変形集中が緩和されていることが分かる。これらは、柱端ねじり拘束や横補剛によりパネルに作用するねじりモーメントが相対的に小さくなっているためである。

実験結果における外側パネルの変形分担率は、外側パネルの変形集中が最も大きい点では柱端ねじり拘束なし横補剛なしの解析結果 A と対応しており、それ以降変形が進むにつれて柱端ねじり拘束なし横補剛ありの解析結果 B に近づいていることが分かる。このことから、実験における柱端ねじり拘束はほとんどなかったと言える。また、実験における横補剛は梁を溝形鋼で挟み込むことで拘束したが、梁と溝形鋼の間に隙間を設け、接触面にはテフロンシートを挿入した。そのため、変形の小さな領域では横補剛が効かず、変形が大きくなりテフロンシートが潰れた後に横補剛が効き始めたと考えられる。以上より、本研究で行った実験は、柱端ねじり拘束がなく、横補剛の効きが悪く、ねじりモーメントが作用することにより早期に降伏する外側パネルにおいて厳しい条件であったと言える。

表4.3 解析モデル一覧

解析シリーズ	梁、パネル	偏心率						柱端 ねじり拘束	横補剛
		0	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42		
E-200-9シリーズ	H-500×200×10×16 □-300×300×9	○		○				無	無
				○				無	有
				○				有	無
				○				有	有
E-150-9シリーズ	H-500×150×10×16 □-300×300×9	○	○	○	○			無	有
		○	○	○	○			有	有
E-50-12シリーズ	H-500×50×10×16 □-300×300×12	○	○	○	○	○	○	無	有
		○	○	○	○	○	○	有	有

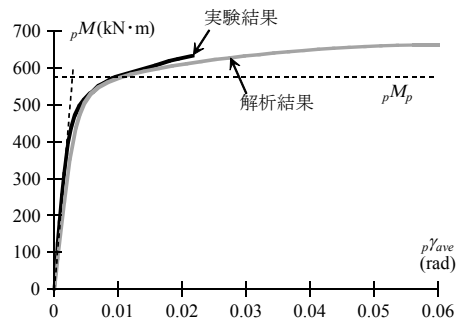


図4.22 実験結果の骨格曲線と解析結果の比較

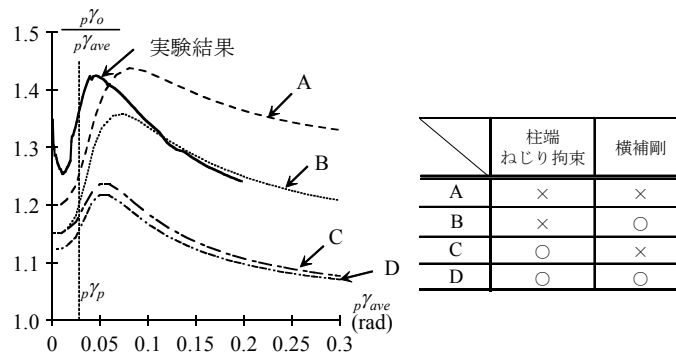


図4.23 柱端ねじり拘束及び横補剛の影響

4.6.3 内外パネルの応力分担

内外パネルの応力分担を図 4.24 に示す。解析結果は、E-50-12 シリーズの偏心率 0.25 の荷重-変形関係で代表している。縦軸は内外パネルそれぞれのパネルモーメント、横軸は内外パネルのせん断変形角の平均値 $p\gamma_{ave}$ である。図中の点線は全塑性耐力の計算値及び (4.23)、(4.24) 式に基づく内外パネルそれぞれのパネルモーメントを表す。図中の白丸及び黒丸は、内外パネルそれぞれの荷重-変形（平均値ではなく個別のせん断変形角）関係における、降伏耐力（接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した点）^{4.7)} 及び全塑性耐力（0.35% オフセット値）^{4.6)} である。外側パネルの負担モーメントは内側パネルよりも大きくなっており、外側パネルが降伏耐力に至るまでは内外パネルの負担モーメントの評価式の値とよく対応している。外側パネルが全塑性耐力に至った点において、外側パネルの負担モーメントは評価式より若干小さくなっているが、評価式と概ね対応していることが分かる。これは、弾性を仮定した評価式を援用していることから、外側パネルの塑性化後に評価式と負担モーメントに差が生じており、外側パネルが全塑性耐力に達した点では塑性化の影響が小さいため、評価式と負担モーメントの差がほとんど大きくなっていないことによる。また、内側パネルが全塑性耐力に至った点ではパネルの変形が大きく進行していることが分かる。一方、柱端ねじり拘束がある場合には、内側パネルが全塑性耐力に至ったあたりでは、内外パネルの負担モーメントの差は小さくなっている。

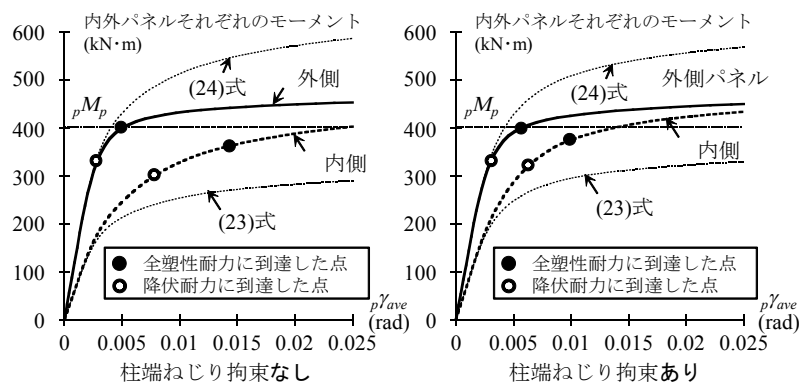


図4.24 内外パネルの応力分担

4.6.4 パネルの耐力

パネルの降伏耐力と偏心率の関係を図 4.25 に示す。縦軸は内外パネルがそれぞれ降伏耐力に達した点において全パネルが負担するパネルモーメント ${}_pM_{yi}$ 、 ${}_pM_{yo}$ を標準接合の降伏耐力 ${}_pM_{1/3}$ で除したものの、横軸は偏心率 e/D_c である。偏心率が大きくなるほど外側パネルは早期に降伏するため、 ${}_pM_{yo}$ は偏心率の増加に伴い小さくなっている。また、(4.24)式による ${}_pM_{yo}$ は、解析結果よりわずかに小さくなっており、安全側に評価できることが分かる。この差は、解析モデルにおける横補剛の影響により、パネルのねじりモーメントがわずかに小さくなったためであると考えられる。一方、偏心接合することで ${}_pM_{yi}$ は大きくなっている。これは、内側パネルが降伏耐力に達した時、外側パネルはひずみ硬化領域に入っているため、パネルモーメントの合計値が大きくなったためである。

パネルの全塑性耐力と偏心率の関係を図 4.26 に示す。縦軸は内外パネルがそれぞれ全塑性耐力に達した点において全パネルが負担するパネルモーメント ${}_pM_{pi}$ 、 ${}_pM_{po}$ を標準接合の全塑性耐力 ${}_pM_{0.35\%}$ で除したものである。偏心率が大きくなるにつれて ${}_pM_{po}$ は比例的に小さくなっている。偏心率が 0.25 では、柱端ねじり拘束がない場合は ${}_pM_{po}$ は 17%の耐力低下に対し、柱端ねじり拘束がある場合は 9%の耐力低下となっている。また、(4.24)式による ${}_pM_{po}$ の略算値は解析結果より小さくなっており、偏心率が 0.25 では 10%程度安全側の評価となっている。

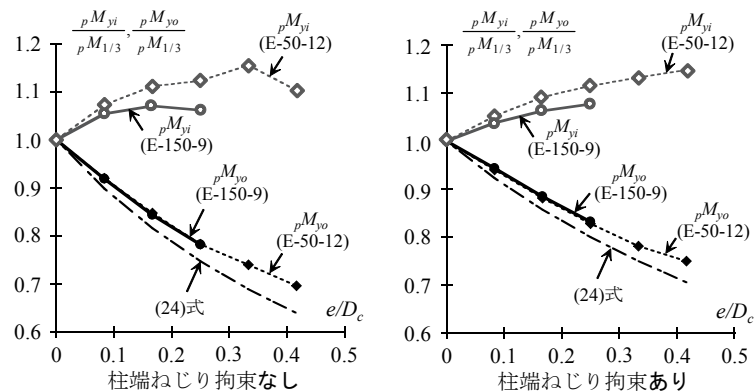


図4.25 パネルの降伏耐力と偏心率の関係

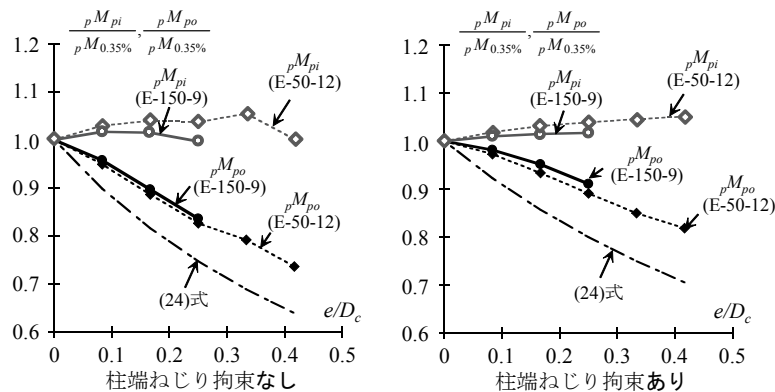


図4.26 パネルの全塑性耐力と偏心率の関係

4.6.5 パネルの変形分担

偏心率と外側パネルの変形分担率の関係を図 4.27 に示す。ここでは E-50-12 シリーズの解析結果を示している。縦軸は、外側パネルの変形分担率 $p\gamma_o/p\gamma_{ave}$ 、横軸は内外パネルのせん断変形角の平均値 $p\gamma_{ave}$ である。偏心率が大きくなるにつれて、外側パネルの変形分担率が大きくなっていることが分かる。また、変形が小さいところでは、柱端ねじり拘束の有無の影響は小さい。外側パネルの変形分担率が最も大きくなって以降は、柱端ねじり拘束がない場合は緩やかに変形分担率が減少しているのに対し、柱端ねじり拘束がある場合は相対的に早く変形分担率が小さくなっていることが分かる。このことから、パネルが大きく変形する場合には、柱端ねじり拘束による外側パネルへの変形集中の緩和の効果が大きいことが分かる。

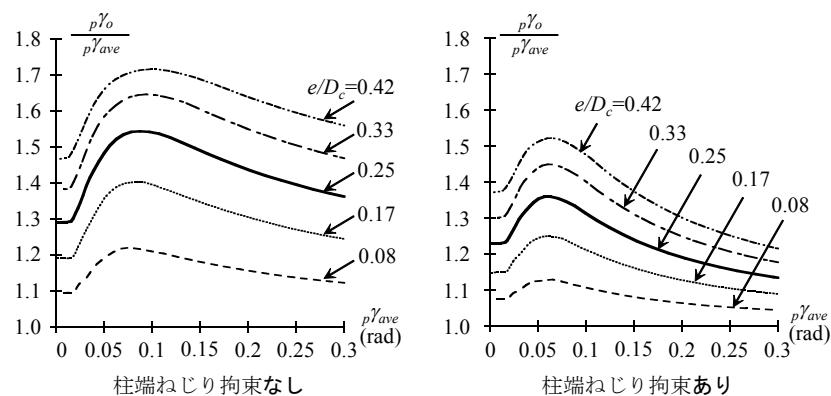


図4.27 偏心率と外側パネルの変形分担率の関係

4.7 まとめ

偏心率とパネル梁耐力比を変化させた角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部について繰り返し載荷実験を行い、偏心接合が梁の変形性能とパネルの早期降伏に及ぼす影響、パネル梁耐力比がパネルの塑性エネルギー吸収に及ぼす影響を検討した。さらに、実験では把握ができないパネルの応力分担、パネル耐力及び変形分担について検討するため、偏心率、柱端のねじり拘束の有無及び横補剛の有無をパラメータとした有限要素法による解析を行った。得られた知見を以下にまとめる。

1. 偏心接合することで、梁フランジのひずみ分布は非対称になる一方で、ウェブのモーメント伝達効率はわずかに上昇する。本実験における梁が破断に至るまでの梁の塑性エネルギー吸収量は、偏心接合することでわずかに低下したが、偏心接合による梁の変形性能への影響は小さいと言える。
2. 本研究で行った実験は、柱端ねじり拘束がなく、横補剛の効きが悪かったことから、ねじりモーメントが作用することにより早期に降伏する外側パネルにおいて厳しい条件であった。変形が小さい領域では、偏心接合により外側パネルが早期に降伏することからパネルの塑性エネルギー吸収量は大きくなるが、パネルが大きく変形する場合には内外パネルの変形が均等に近づき、偏心接合によるパネルの塑性エネルギー吸収量への影響は小さくなる。
3. 梁フランジから作用する応力によって生じるパネルのねじりモーメントを考慮することで、弾性域における内外パネルの負担モーメント及び、降伏耐力の低下を評価できる。また、外側パネルが全塑性耐力に達した時のパネル耐力は、略算式を用いて安全側に評価できる。さらに、偏心率が 0.25 を超える領域においても、偏心率の増加に伴いパネルの降伏耐力及び全塑性耐力は比例的に低下する。
4. 柱端のねじり拘束があると、外側パネルの変形集中が半分程度にまで緩和される。柱端のねじり拘束がない場合には、梁の横補剛は柱端のねじり拘束ほどではないが、外側パネルの変形集中の緩和に寄与する。

参考文献

- 4.1) 岡田健、松本由香、山田哲：H 形鋼梁の変形能力に柱梁接合部における継手効率が及ぼす影響の評価、日本建築学会構造系論文集、第 568 号、pp.131-138、2003.6
- 4.2) 吹田啓一郎、田中剛、佐藤篤司、真鍋義貴、津嘉田敬章、蘇鐘鈺：梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響：塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その 1、日本建築学会構造系論文集、第 664 号、pp.1135-1142、2011.6
- 4.3) 桑原進、井上一朗：鋼管柱・梁接合部パネルのせん断加力実験、日本建築学会構造系論文集、第 502 号、pp.149-156、1997.12
- 4.4) 田中智三、田淵基嗣、田中剛、難波尚：梁偏心接合形式の角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究、平成 11 年度日本建築学会近畿支部研究報告集、第 39 号、pp.241-244、1999.6
- 4.5) 宮尾俊明、崎野良比呂、井英浩、中村雄治、松尾彰：鍛造製外ダイアフラムを用いた円形鋼管柱・H 形梁偏心接合部の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 C、構造Ⅱ、pp.1501-1502、1994.7
- 4.6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第 3 版、2012.3
- 4.7) 独立行政法人建築研究所、社団法人日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究、2002.4
- 4.8) 松本由香、秋山宏、山田哲：鋼構造柱梁接合部における梁の変形能力とウェブの継手効率、日本建築学会構造系論文集、第 523 号、pp.117-124、1999.9
- 4.9) 吹田啓一郎、田中剛：角形鋼管に接合される梁ウェブ接合部の曲げ耐力、鋼構造論文集、第 26 号、pp.51-58、2000.6
- 4.10) 秋山宏、高橋誠、石軍：繰り返し曲げを受ける円形断面鋼棒の終局エネルギー吸収能力、日本建築学会構造系論文集、第 475 号、pp.145-154、1995.9
- 4.11) 鄭景洙、吉敷祥一、松本由香、山田哲：繰り返し複合荷重を受けるパネル部材の履歴挙動に関する実験、日本建築学会構造系論文集、第 602 号、pp.203-210、2006.4

第5章

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能

5.1 はじめに

我が国の鋼構造建物においては、柱に角形鋼管が用いられることが多い。このような場合、柱梁接合部では梁ウェブに作用するモーメントは柱スキンプレートを介して柱に伝達されることから、柱スキンプレートの面外変形によって、梁ウェブのモーメント伝達効率が低下する。梁ウェブのモーメント伝達効率が低い柱梁接合部では、梁端接合部の最大耐力計算値 JM_u の梁の全塑性耐力 bM_p に対する比率で定義される接合部係数 α が小さくなることで、梁端接合部の塑性変形能力が低下する。

筆者らは、これまでに接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行い、梁ウェブのモーメント伝達効率が低いことで接合部係数 α が小さくなる梁端接合部の変形性能を定量的に把握してきた。梁ウェブのモーメント伝達効率の低い場合には、パネル板厚も小さくなるため、図 5.1 に示すように、接合部係数 α の低下に伴いパネル梁耐力比 $R_p = {}_pM_p^* / bM_p$ (${}_pM_p^*$ はパネルが全塑性耐力に達した時に梁端部に作用するモーメント、 bM_p は梁の全塑性耐力) ^{付録 5.2)} も小さくなり、パネル先行降伏型のメカニズムとなることで、接合部としての変形性能が向上することが考えられる。一方で、パネルの曲げ変形により梁ウェブのモーメント伝達効率が低下する ^{5.1)} ことや、梁フランジに 2 次曲げが生じる ^{5.2)} ことで梁端接合部の変形性能を低下させることが既往の研究で指摘されている。梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能を評価することは重要な課題であるが、崩壊メカニズムと耐震性能がどの程度になるかを総合的に評価する必要がある。

本研究では、まず、梁ウェブのモーメント伝達効率が低い柱梁接合部について、パネルが塑性化する場合に梁端接合部の延性破断で決まる接合部としての変形性能がどの程度となるか定量的に把握するため、接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行う。そして、梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能を評価するため、現実的な部材の復元力特性を有する鋼構造骨組の地震応答解析を行う。

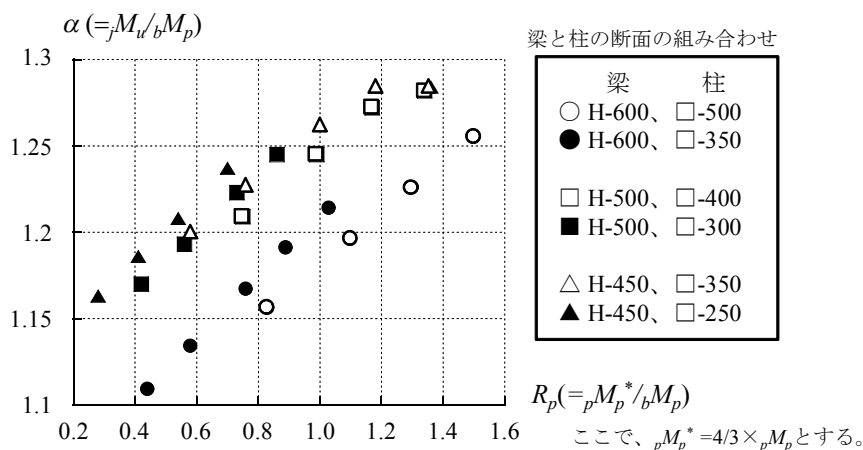


図5.1 R_p - α_F 関係

5.2 十字型部分架構実験

5.2.1 試験体

梁ウェブのモーメント伝達効率が低い柱梁接合部について、パネルが塑性化する場合に接合部の破断で決まる変形性能がどの程度となるか定量的に把握するため、接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行う。試験体は、スパン 6m と階高 4m の平面骨組から梁、柱それぞれ材中央を反曲点位置として取り出した実大部分架構である。試験体形状を図 5.2 に示す。試験体パラメータはパネル梁耐力比 R_p であり、梁は同一断面とし、角形鋼管柱の断面を変化させることで実現する。試験体における部材断面の組み合わせは、付録 5.1 に示す部材断面の組み合わせと崩壊モード及び接合部係数の一覧から、接合部係数が 1.2 程度かつパネルが塑性化しやすい部材断面の組み合わせとして、梁には RH-600×200×11×17 の H 形鋼(SN490B)を用い、柱には□-400×16、□-400×19、□-450×12、□-450×16 の 4 断面の角形鋼管(BCR295)を用いた。試験体一覧を表 5.1 に、JIS-1A 号引張試験片による素材試験結果を表 5.2 に示す。表 5.1 には、素材試験結果を用いて算出した接合部係数 $\alpha = M_{u/b} / M_p$ ($M_{u/b}$ は梁端接合部の最大耐力^{5.3)}) 及びパネル梁耐力比 R_p を示している。接合部係数は 1.19~1.25 に分布しており、梁端接合部の延性破断で決まる塑性変形能力が比較的小さくなっていると考えられる。パネル梁耐力比について、□ 450×12 は R_p が 0.76 のパネル先行降伏型、□ 400×19 は R_p が 1.11 の梁先行降伏型、□ 400×16、□ 450×16 は R_p が 0.95、1.00 のパネル梁同時降伏型であり、3 種類の崩壊型を実現できている。

また、全試験体において梁端接合部では、スカラップ形状を JASS6 準拠の複合円スカラップとし、溶接におけるエンドタブには固形タブを使用した。さらに、局部座屈の発生を防ぐためのスチフナを柱フェイスから 120、220、320mm の位置に配した。

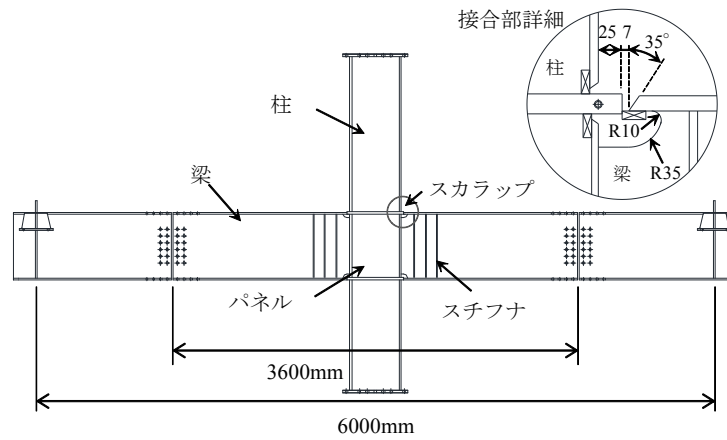


図5.2 試験体形状

表5.1 試験体一覧

試験体	部材断面		R_p	α	${}_bM_p$ (kN・m)	${}_pM_p$ (kN・m)	R_y (rad)
	梁	柱・パネル					
□400×16	RH-600×200×11×17	□-400×400×16	0.95	1.22	982	1576	0.013
□400×19		□-400×400×19	1.11	1.25	982	1837	0.013
□450×12		□-450×450×12	0.76	1.19	982	1263	0.010
□450×16		□-450×450×16	1.00	1.23	982	1650	0.011

表5.2 素材試験結果

	鋼種	降伏耐力 (N/mm ²)	引張耐力 (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
梁フランジ	SN490B	326	520	62.7	31.7
梁ウェブ	SN490B	381	553	68.9	26.3
柱400×16	BCR295	381	457	83.4	27.6
柱400×19	BCR295	377	417	90.4	29.3
柱450×12	BCR295	357	438	81.5	28.2
柱450×16	BCR295	353	448	78.8	30.1

5.2.2 載荷装置

試験体セットアップを図 5.3 に示す。左右の梁自由端は上下にピン治具を取り付けた支柱に接続し、水平方向に自由なピンローラー支持とする。また、試験体の柱脚部をピン治具を介して反力床に固定し、柱頭部に油圧ジャッキを取り付けて載荷を行う。なお、梁自由端の支柱は梁の手前と奥に 2 台ずつ配置し、上側ピンの回転中心を梁図心と一致させている。また、加力点及び試験体中央から左右に 750mm の位置で試験体の面外への変形を拘束した。

実験に用いた載荷履歴を図 5.4 に示す。載荷は、柱の水平回転角から梁の鉛直回転角を引いた層間変形角で制御し、基準層間変形角 R_y に対し R_y 、 $2R_y$ 、 $3R_y$ 、 $4R_y$ 、 $5R_y$ 、を片振幅とする各振幅で 2 回ずつ繰返す正負交番漸増変位振幅載荷とした。基準層間変形角 R_y は、試験体のパネルあるいは梁が先行降伏する時の層間変形角であり、本実験では R_y は全試験体共通して 0.01rad とした。

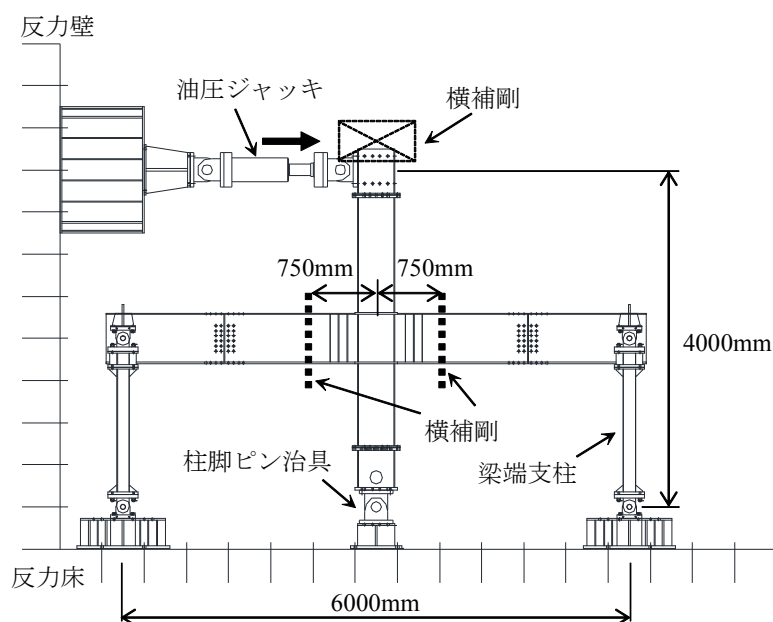


図5.3 セットアップ

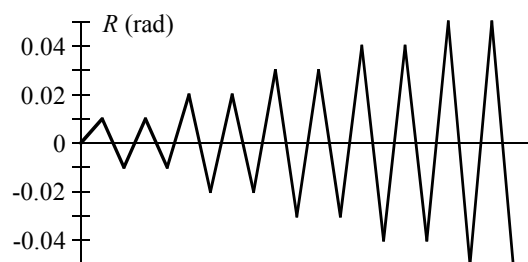


図5.4 載荷履歴

5.2.3 計測

本研究における Q 、 R 、 ${}_bM_R$ 、 ${}_bM_L$ 、 ${}_b\theta_R$ 、 ${}_b\theta_L$ 、 ${}_pM$ 、 ${}_p\gamma$ はそれぞれ柱せん断力、層間変形角、右側の梁端モーメント、左側の梁端モーメント、右側の梁の部材角、左側の梁の部材角、パネルモーメント、パネルのせん断変形角と定義する。計測計画を図 5.5 に示す。また、試験体各部の変位を図 5.5 (b) に示す位置において計測している。なお、図中の矢印および両矢印はともに伸び方向を正、縮み方向を負とする。

Q はジャッキ先端に組み込まれたロードセルで計測した。 R は、柱頭および柱脚の水平変位 ${}_f\delta_1$ 、 ${}_f\delta_2$ 、梁自由端における鉛直変位 ${}_f\delta_3$ 、 ${}_f\delta_4$ を用いて (5.1) 式より算出する。ここで、 H は階高、 L はスパンである。

$$R = \frac{{}_f\delta_1 - {}_f\delta_2}{H} - \frac{{}_f\delta_3 - {}_f\delta_4}{L} \quad (5.1)$$

${}_bM_R$ 、 ${}_bM_L$ については、まず図 5.5 (c) に示すフランジのひずみゲージの値より曲率を求め、梁の曲げ剛性 EI を乗じることでゲージ貼付位置における曲げモーメントを算出した。さらに、この曲げモーメントを梁自由端からの距離 (=800mm) で除すことで梁先端の反力を求め、梁端接合部までの距離 ${}_bl$ を乗じることで ${}_bM_R$ 、 ${}_bM_L$ を求めた。算出方法を (5.2)、(5.3) 式に示す。ここで D は梁せい、 ${}_R\varepsilon_1$ 、 ${}_R\varepsilon_2$ 、 ${}_L\varepsilon_1$ 、 ${}_L\varepsilon_2$ は右側左側それぞれにおける上下フランジそれぞれのひずみゲージの平均値である。

$${}_bM_R = \frac{{}_bl}{800} EI \frac{{}_R\varepsilon_1 - {}_R\varepsilon_2}{D} \quad (5.2)$$

$${}_bM_L = \frac{{}_bl}{800} EI \frac{{}_L\varepsilon_2 - {}_L\varepsilon_1}{D} \quad (5.3)$$

また、 ${}_b\theta_R$ 、 ${}_b\theta_L$ は接合部パネル隅角部の 4 点の水平変位 ${}_{Rb}\delta_{H1}$ 、 ${}_{Rb}\delta_{H2}$ 、 ${}_{Lb}\delta_{H1}$ 、 ${}_{Lb}\delta_{H2}$ 及び鉛直変位 ${}_{Rb}\delta_{V1}$ 、 ${}_{Rb}\delta_{V2}$ 、 ${}_{Lb}\delta_{V1}$ 、 ${}_{Lb}\delta_{V2}$ を用いて (5.4)、(5.5) 式より算出する。接合部パネル隅角部の計測については、左右の梁自由端と平行を保ちながら水平方向に追従するゲージホルダーを利用し、ここからの相対変位を得る。ここで、 ${}_bh$ は梁フランジ中心間距離である。

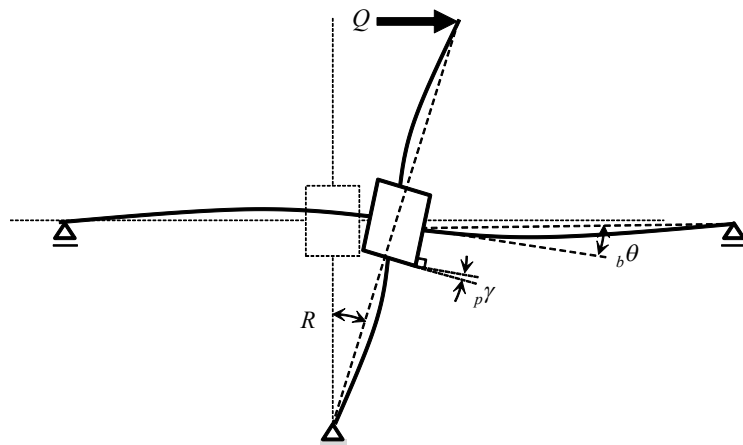
$${}_b\theta_R = \frac{{}_{Rb}\delta_{H1} - {}_{Rb}\delta_{H2}}{{}_bh} - \frac{2({}_{Rb}\delta_{V1} - {}_{Rb}\delta_{V2})}{{}_bl} \quad (5.4)$$

$${}_b\theta_L = -\frac{{}_{Lb}\delta_{H1} - {}_{Lb}\delta_{H2}}{{}_bh} + \frac{2({}_{Lb}\delta_{V1} - {}_{Lb}\delta_{V2})}{{}_bl} \quad (5.5)$$

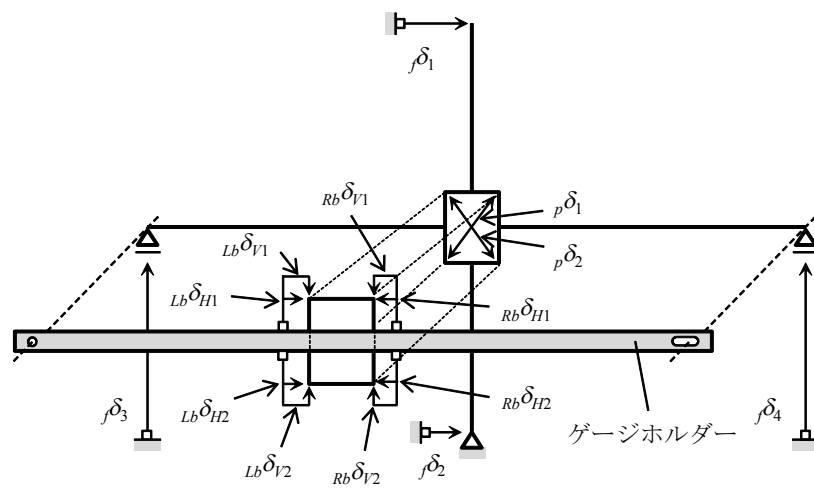
${}_pM$ は、 ${}_bM$ 及び Q を用いて (5.6) 式より算出する。さらに、 ${}_p\gamma$ はパネル対角線の相対変位 ${}_p\delta_1$ 、 ${}_p\delta_2$ から (5.7) 式より求める。ここで、 ${}_hc$ は柱フランジ中心間距離である。

$${}_pM = {}_bM_R + {}_bM_L - Q \cdot {}_bh \quad (5.6)$$

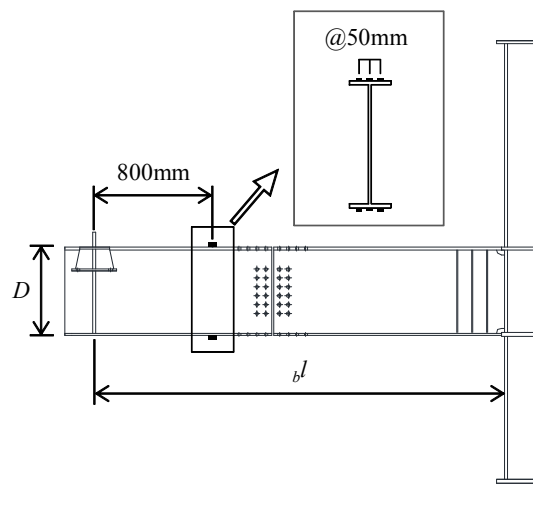
$${}_p\gamma = \frac{{}_p\delta_1 - {}_p\delta_2}{2} \frac{\sqrt{{}_h^2 + {}_b^2}}{{}_hc{}_bh} \quad (5.7)$$



(a) ジャッキ荷重および試験体の変形



(b) 変位計測位置



(c) 梁自由端の反力

図5.5 計測計画

5.2.4 実験結果

実験より得られた全体挙動、梁の挙動、パネルの挙動をそれぞれ $Q-R$ 関係、 ${}_bM-{}_b\theta$ 関係、 ${}_pM-{}_p\gamma$ 関係として図 5.6 に示す。図中の破線は、弾性剛性および全塑性耐力を示している。 $\square 400\times 16$ 、 $\square 400\times 19$ 、 $\square 450\times 16$ はそれぞれ -0.04rad の 2 サイクル目、 $+0.04\text{rad}$ の 2 サイクル目、 $+0.04\text{rad}$ の 1 サイクル目にスカラップ底を起点として梁フランジが延性破断に至った。 $\square 450\times 12$ では、 $\pm 0.05\text{rad}$ にパネルのせん断座屈を確認した。同振幅の 2 サイクル目では 1 サイクル目に比べて耐力低下が見られ、油圧ジャッキのストロークの限界に達したため、その時点で载荷を終了した。

梁及びパネルの塑性エネルギー吸収量に基づき、パネルが塑性化した場合に接合部全体としての変形性能がどの程度向上するか検討する。梁およびパネルの塑性エネルギー吸収量と接合部係数 α の関係を図 5.7 に示す。縦軸は载荷終了時の塑性エネルギー吸収量 W_p を梁の単位塑性エネルギー ${}_bM_p \cdot {}_b\theta_p$ で除したものの、横軸は接合部係数である。図中には、第 2 章の実験における梁の塑性エネルギー吸収量 ${}_bW_p$ を併せて示している。本実験の試験体は十字型部分架構であることから、既往のト型部分架構の実験結果と対応させるために梁の塑性エネルギー吸収量は延性破断した側のみ、パネル塑性エネルギー吸収量は全体の 2 分の 1 として示している。本実験の梁の塑性エネルギー吸収量は、第 2 章の実験結果に比べ小さくなる結果となった。これは、既往の研究^{5.1, 5.2)}で指摘されていると同様に、パネルの塑性化が梁に影響したためと考えられる。文献 5.1)において、ト字型架構の梁ウェブは、梁の変形の増大に伴って負担曲げ耐力が上昇する挙動を示していたのに対して、パネルの塑性変形が大きい十字型架構の梁ウェブはパネルが全塑性耐力達した時点から梁ウェブの負担曲げ耐力が減少し始め、梁が全塑性曲げ耐力に達した時点では曲げをほとんど負担していなかった、としている。本実験における試験体は、パネルがある程度塑性化していることから、梁ウェブの負担モーメントが低下していたことが考えられる。このことを踏まえて、本実験の試験体の梁ウェブのモーメント伝達効率を無視すると、接合部係数は 1.05 となり、第 2 章の実験結果のエネルギー吸収量と概ね対応することが分かる。一方、パネルと梁の塑性エネルギー吸収量の合計でみると、接合部全体の塑性変形能力は既往の実験結果と比べて同程度あるいはそれ以上となった。さらに、パネル崩壊型となった試験体の塑性エネルギー吸収量が梁端接合部の延性破断で決まる試験体よりも大きくなっていることが分かる。

本実験における $\square 400\times 19$ と前報における A-19 は梁及び柱を同一ロットの部材を用いて製作しており、パネルの塑性化が梁の履歴に及ぼす影響を検討するため、梁の履歴曲線から抽出した骨格曲線の対応を図 5.8 に示す。 $\square 400\times 19$ は相対的に最大耐力が小さくなったことから、骨格曲線における変形も小さくなる結果となった。パネルが塑性化していない A-19 ($R_p=2.73$) と、相対的にパネルが大きく塑性変形した $\square 400\times 19$ では、骨格曲線の履歴の形状がよく対応していることが分かる。パネルの塑性化が梁の履歴挙動に及ぼす影響は、変形性能の低下を除けば、小さい結果となった。

次に、パネルの塑性エネルギー吸収割合の履歴を図 5.9 に示す。縦軸はパネルの塑性エネルギー吸収量 ${}_pW_p$ を梁とパネルの塑性エネルギー吸収量の合計値 ${}_bW_p+{}_pW_p$ で除したものであり、横軸は累積変形角である。ここで、パネルがある程度塑性化した第 4 章における標準接合部試験体の実験結果も併せて示している。累積変形角の増加に伴い、パネルの塑性

エネルギー吸収割合が増加していることが分かる。これは、塑性化後のパネルの剛性が、梁の剛性に比べて低くなることによると考えられる。次に、載荷終了時のパネルの塑性エネルギー吸収割合をパネル梁耐力比 R_p との関係で図 5.10 に示す。パネルの塑性エネルギー吸収割合は、 $R_p=1.1$ 程度では 1/2 程度、 $R_p=1.0$ では 2/3 程度となっており、 R_p が小さくなるにつれて、パネルの塑性エネルギー吸収割合が大きくなった。

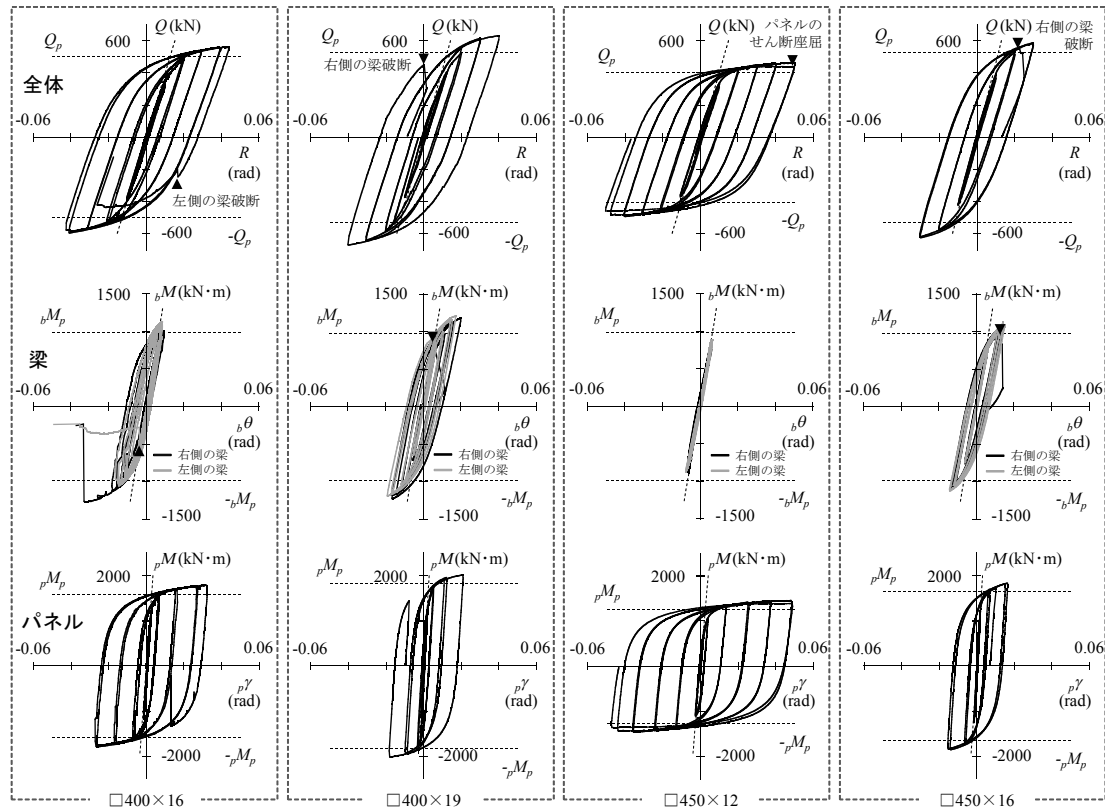


図5.6 全体挙動と梁及びパネルの挙動
(上段：全体挙動、中段：梁の挙動、下段：パネルの挙動)

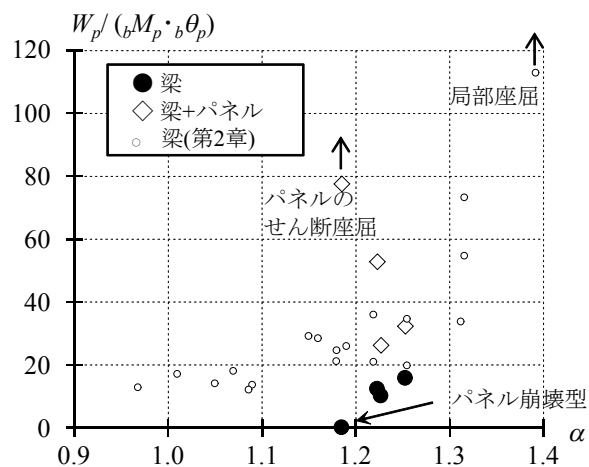


図5.7 梁およびパネルの塑性エネルギー吸収量と接合部係数の関係

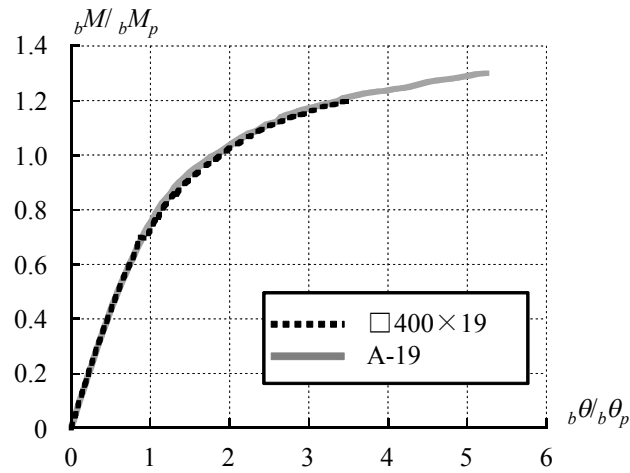


図5.8 梁の骨格曲線の対応

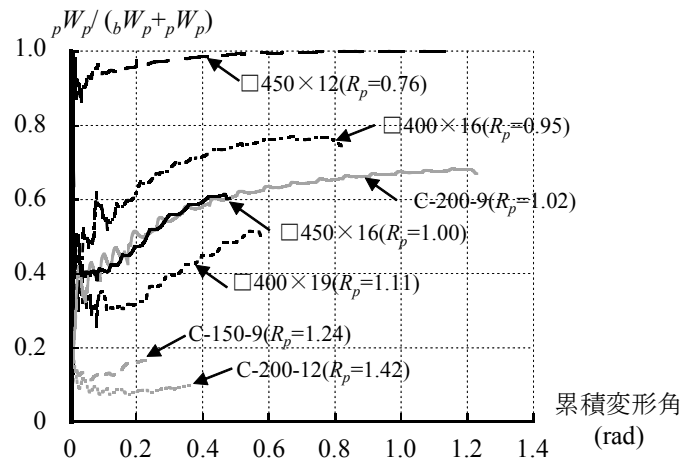


図5.9 パネルの塑性エネルギー吸収割合の履歴

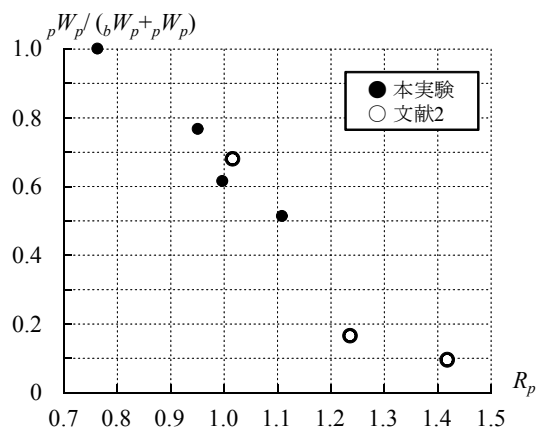


図5.10 パネルの塑性エネルギー吸収割合とパネル梁耐力比の関係

5.3 骨組応答解析

5.3.1 解析モデル

梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能を評価するため、現実的な部材の復元力特性を有する鋼構造骨組の地震応答解析を行う。

解析モデルは、図 5.11 に示す無限均等ラーメンであり、階高 3.5m、スパン 7m、各階 1 スパンあたりの重量を 400kN とした。梁は H 形鋼、柱は角形鋼管であり、パネルについては直下層の柱と同一の断面とした。解析骨組におけるパラメーターは、パネル梁耐力比 R_p と層数であり、パネル梁耐力比 R_p は、0.8、1.0、1.2、1.5 の 4 種類、層数は 3、6、9、12 層の 4 種類とする。解析モデルの設計にあたっては、1 次設計は行わずに、2 次設計における必要保有水平耐力に対する設計^{5.4)}のみを行い、柱および梁の断面を決定した。

必要保有水平耐力の算出にあたって、文献 5.4) では、梁ウェブのモーメント伝達効率が低く、 α が 1.0~1.2 であれば柱及びはりの部材群としての種別を C 相当としてよいとされていることから、梁ウェブのモーメント伝達効率が低い骨組を想定し、 D_s 値は柱及びはりの部材群としての種別を C とした場合に対応する 0.35 とした。図 5.1 において、比較的 α が小さくなる 600 せいの梁を用いた梁端接合部では、 $R_p=0.8$ 、1.0 の場合には α は 1.2 程度以下、 $R_p=1.2$ 、1.5 の場合には α は 1.2 程度以上と評価できる。このことから、 $R_p=0.8$ 、1.0 の場合には α が 1.2 以下となっており種別を C とする。一方で、 $R_p=1.2$ 、1.5 の場合には α が 1.2 以上となるが、この場合においても種別を C としており、種別を A とした場合の検討は入力地震動の PGV を読み替えることで行う。ここで、標準せん断力係数 C_0 は 1.0、地震地域係数 Z は 1.0、地盤の種別は第 2 種地盤、各層の形状特性係数 F_{es} は 1.0 とする。

保有水平耐力は、節点振り分け法により計算する。柱梁接合部において、塑性化する部材を梁またはパネルに限定するため 1 層柱下部以外の柱端を弾性とすることを前提に、梁フランジの全塑性モーメントを上下の柱に 0.5 ずつ振り分けたものを保有水平耐力算定用のモーメントとした。また、骨組の耐力分布、剛性分布に一般性を持たせるために、3 層毎に同一の部材断面を用いた。梁断面は、フランジ幅厚比は 7.7、ウェブせい厚比は 51、フランジ板厚はウェブ板厚の 1.5 倍、降伏耐力は 325N/mm^2 という条件で、梁フランジのみ有効とした全塑性耐力が必要耐力を満たす最小断面とした。次に、柱断面は、パネル梁耐力比 R_p 、パネルの降伏せん断応力度、パネルのアスペクト比 d_b/d_c (d_c は柱フランジ中心間距離、 d_b は梁フランジ中心間距離) をそれぞれ設定することで一義的に定めた。パネル梁耐力比 R_p は 1.5、1.2、1.0、0.8 に設定し、パネルの降伏せん断耐力には 170N/mm^2 、柱の降伏耐力には 295N/mm^2 を用い、1 層の保有水平耐力を満たす 1 層柱下部の耐力となるようにパネルのアスペクト比を決定した。

以上の設計条件より、解析骨組の部材断面は一義的に定まる。なお、解析骨組の 1 次固有周期は、3 層骨組では 0.70~0.82 秒、6 層骨組では 0.97~1.08 秒、9 層骨組では 1.16~1.28 秒、12 層骨組では 1.44~1.60 秒となった。

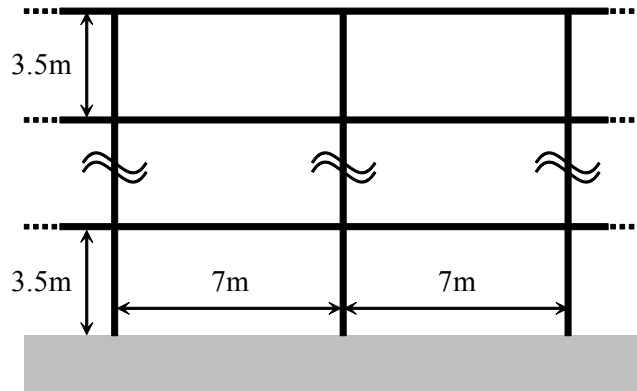


図5.11 解析モデル

5.3.2 部材の復元力特性

一定軸力下において繰り返し曲げを受ける部材の復元力特性は、図 5.12 に示すように、骨格曲線、バウシンガー部、弾性除荷部に分解できる。このうち骨格曲線は、一方向載荷時の荷重変形関係と等価である^{5.5)}。そこで梁の骨格曲線については、梁ウェブのモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の繰り返し載荷実験^{5.3)}における接合部係数が 1.02 となる試験体 (BH16-16) の結果から、図 5.13 に示すトリリニア型のモデルとした。また、バウシンガー部については文献 5.6) の履歴則を用いる。この復元力特性のモデルについて、実験結果との対応を図 5.14 に示す。復元力特性のモデルは、実験結果とよく対応しており、梁ウェブのモーメント伝達効率の低いことで接合部係数が小さくなる梁端接合部の復元力特性のモデルとして適切であると思われる。

パネルの復元力特性について、骨格曲線は図 5.15 に示すトリリニア型のモデル^{5.9)}とした。ここで、 t_p をパネル板厚、 d_c を柱フランジ中心間距離、 d_b を梁フランジ中心間距離、 τ_{py} をパネルのせん断降伏耐力、 τ_{pu} をパネルのせん断最大耐力とすると、パネルの降伏耐力 ${}_pM_y$ 、パネルの最大耐力 ${}_pM_u$ は (5.8)、(5.9) 式で表される。

$${}_pM_y = \frac{8}{9} \cdot 2 \cdot t_p \cdot d_c \cdot d_b \cdot \tau_{py} \quad (5.8)$$

$${}_pM_u = 2 \cdot t_p \cdot d_c \cdot d_b \cdot \tau_{pu} \quad (5.9)$$

また、パネルのバウシンガー部の形状については、実験結果に基づき検討する。バウシンガー部は、文献 5.6) における鋼部材の履歴モデルと同様、図 5.16 に示すようにエネルギーについて等価なバイリニアにモデル化する。バイリニア型の履歴形状を決定する変数の内、骨格復帰点におけるモーメント ${}_pM_B$ は引張側、圧縮側それぞれについて前サイクルまでに経験した最大モーメントであり、立ち上がり剛性は弾性除荷部との連続性から弾性剛性としている。したがって、実験結果に基づくバイリニア型のモデル化に必要な変数は、バウシンガー部における塑性変形角 $\Delta_p\gamma_B$ と、骨格復帰点におけるモーメントに対する剛性変化点におけるモーメントの割合 α_B である。バウシンガー部が現れるごとに、その時点までに累積した骨格曲線における塑性変形角 $\Sigma\Delta_p\gamma_S$ と当該バウシンガー部の $\Delta_p\gamma_B$

を求め、それらの関係を図 5.17(a) に示す。 $\Sigma\Delta_p\gamma_s$ と $\Delta_p\gamma_B$ の関係は概ね線形関係 ($\Delta_p\gamma_B = \Sigma\Delta_p\gamma_s$) となっていることが分かる。また、 α_B と $\Delta_p\gamma_B$ の関係を図 5.17(b) に示す。 α_B は $\Delta_p\gamma_B$ によらず概ね一定値 ($\alpha_B=2/3$) となっていることが分かる。

復元力特性モデルについては、実験結果との比較から妥当性の検証を行う。図 5.18 に示す、梁とパネルの弾塑性バネを直列とすることで実験を模擬した解析モデルから、履歴挙動と梁及びパネルの塑性エネルギー吸収量について検討する。ここで、梁の骨格曲線のモデルについては、各試験体における梁の履歴曲線から抽出した骨格曲線と対応するようにモデル化した。解析結果と実験結果の荷重-変形関係の対応を梁とパネルそれぞれについて図 5.19 に例示する。図中の実線は解析結果、○は実験結果を表す。履歴挙動の解析結果は実験結果と良好な対応を示しており、繰り返し荷重下における梁及びパネルの復元力特性のモデルが適切であることがわかる。また、解析結果と実験結果におけるパネルと梁の塑性エネルギー吸収量と耐力比の対応を図 5.20 に示す。解析における塑性エネルギー吸収量が実験結果とよく対応していることが分かる。

柱について、柱梁接合部における塑性化する部材を梁かパネルに限定するため、1 層柱脚以外の柱端の復元力特性は弾性とした。1 層柱下部について、骨格曲線は柱の全塑性耐力 ${}_cM_p$ を剛性変化点としたバイリニア型のモデルとし、2 次剛性は弾性剛性の 8%とした^{5.8)}。また、バウシンガー部については文献 5.6) の履歴則を用いる。

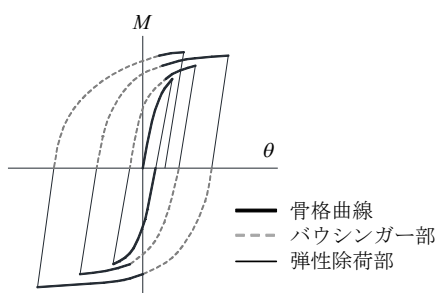


図5.12 荷重-変形関係の分解

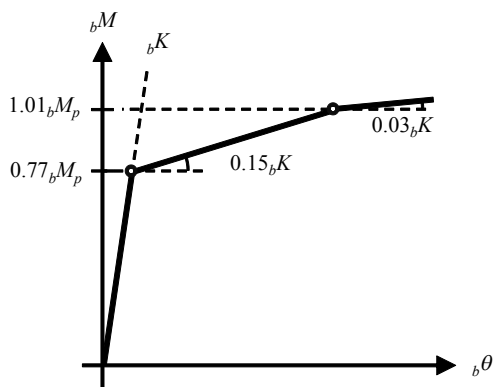


図5.13 梁の骨格曲線のモデル

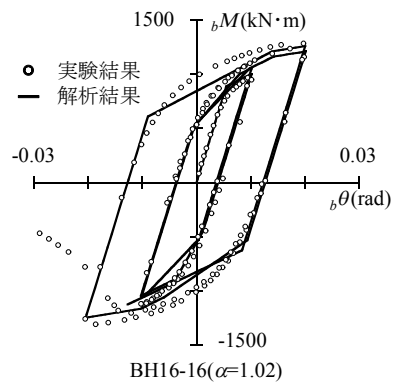


図5.14 梁の復元力特性のモデルと実験結果の対応

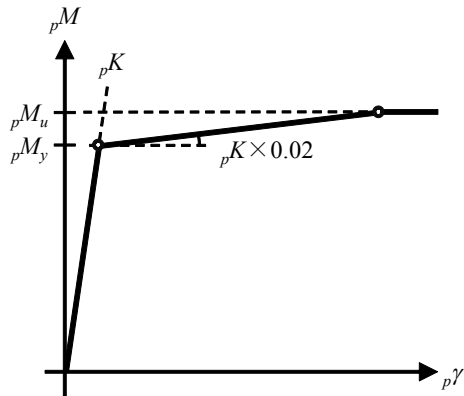


図5.15 パネルの骨格曲線のモデル

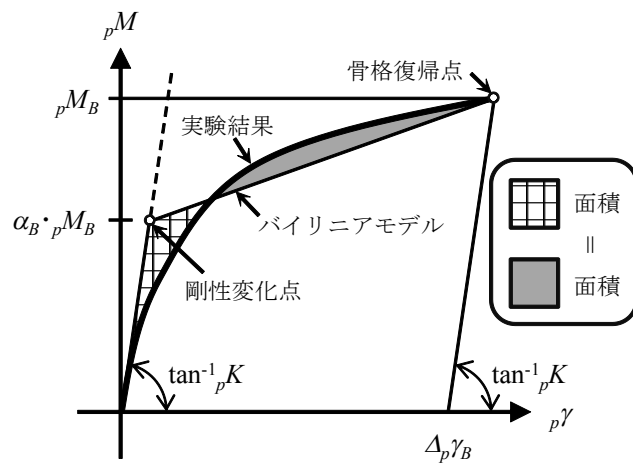


図5.16 バウシンガー部のモデル化

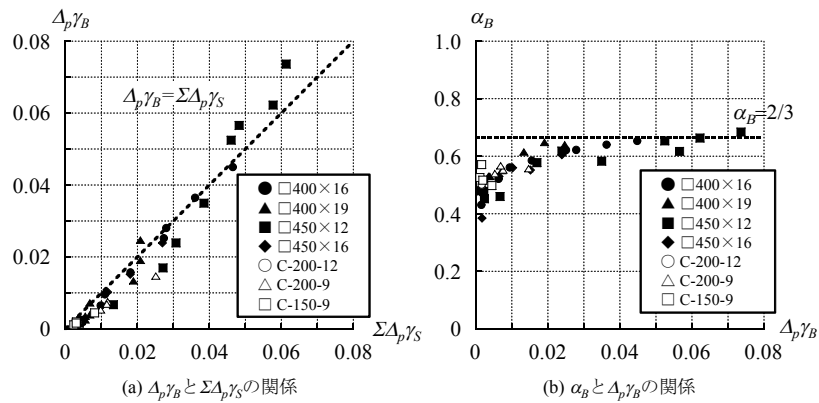


図5.17 パネルにおけるバウシンガー部の形状係数

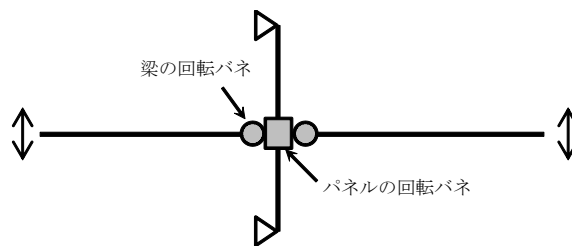


図5.18 接合部の解析モデル

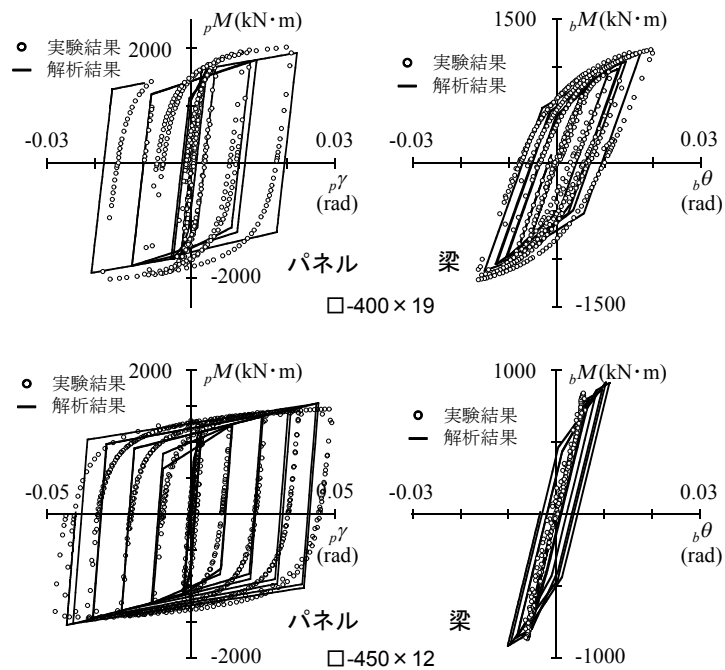


図5.19 解析結果と実験結果の荷重-変形関係

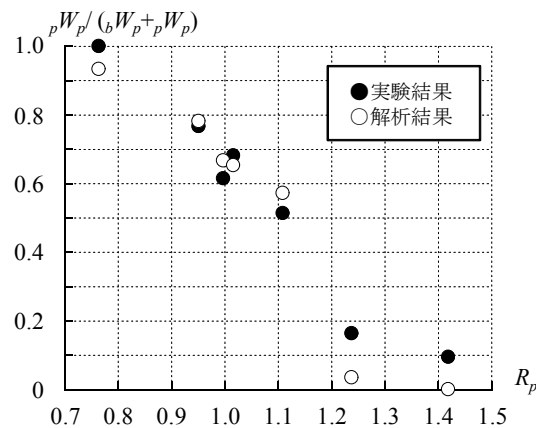


図5.20 解析結果と実験結果の塑性エネルギー吸収割合の対応

5.3.3 解析方法

数値積分には平均加速度法を用い、積分計算における時間刻みは 1/2000 秒とした。また、減衰は 1 次と 2 次の減衰定数を 2%とした Rayleigh 型とし、骨組の P-Δ 効果については、負の剛性効果として考慮した^{5.9)}。

入力地震動は、Imperial Valley 地震 El-Centro 記録 NS 成分 (El-Centro)、Kern County 地震 Taft 記録 NS 成分 (Taft)、十勝沖地震八戸港湾記録 EW 成分 (八戸)、兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録 NS 成分 (神戸)、東北地方太平洋沖地震仙台管区気象台記録 NS 成分 (仙台) を用い、入力地震動の地動最大速度 PGV を 25cm/s、50cm/s、75cm/s、100cm/s、となるように入力加速度に係数を乗じた。

設計で一般に想定する最大の地震動は、PGV=50cm/s で基準化した、いわゆる L2 地震動であり^{5.10)}、さらに、その 1.5 倍である PGV=75cm/s で基準化した入力地震動は、いわゆる L3 地震動とされることが多い。

5.3.4 解析結果

本研究では、骨組を構成する梁の中で損傷が最大となるものが終局状態に至ったかどうかを検討する。梁の損傷は、図 5.21 に示す様に解析より得られた梁の履歴曲線から抽出した骨格曲線における塑性変形倍率 $s\eta$ で評価する。ここで、終局状態に至る可能性としては、梁端接合部が延性破断する場合のみを考え、その他の終局状態については考えない。また、地震応答解析より得られた梁部材の損傷と部材の有する塑性変形能力を比較することで梁端接合部が終局状態に至ったかどうかを判断する。

梁の損傷集中部材の等価累積塑性変形倍率 $s\eta_{max}$ と最大地動速度 PGV の関係を図 5.22 に示す。ここで、梁の損傷集中部材とは、解析モデル中で梁の累積塑性変形倍率 $s\eta$ が最大となる部材である。また第 2 章より、接合部係数が 1.0~1.2 程度の範囲では純鉄骨梁の延性破断で決まる塑性変形能力が $s\eta$ で 2 程度が下限値となり、接合部係数が 1.2 程度であれば $s\eta$ で 4 程度が下限値となることが示されている。図 5.1 において、比較的 α が小さくなる 600 せいの梁を用いた梁端接合部では、 $R_p=0.8, 1.0$ の場合には α は 1.2 程度以下、 $R_p=1.2, 1.5$ の場合には α は 1.2 程度以上と評価できる。さらに、パネルが大きく塑性化する場合には、梁端接合部の変形性能が低下することを踏まえて、梁端接合部の破断が生じやすいと考えられる値として、 $R_p=0.8, 1.0$ の場合には $s\eta_{max}=1\sim 2$ 、 $R_p=1.2, 1.5$ の場合には $s\eta_{max}=4$ を灰色で示している。また、本研究では、柱及び梁の部材群としての種別を C とした場合の骨組に対して解析を行っているが、種別 A に関しては、種別 C の解析における PGV を (5.10) 式より読みかえることで、入力レベルと梁の損傷の関係を検討できる。そこで、図中には、 $R_p=1.2, 1.5$ の解析結果において、種別 A の場合の L2、L3 相当となる PGV を破線で示している。

$$PGV_A = PGV \frac{0.35}{0.25} \quad (5.10)$$

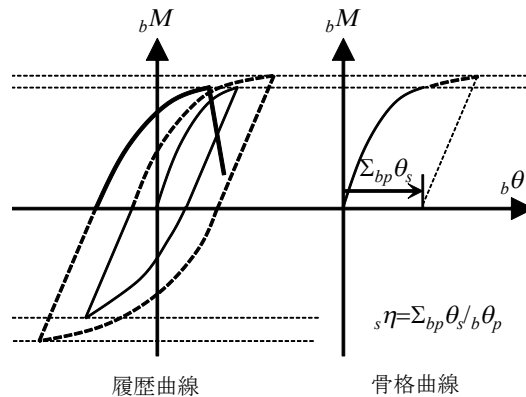


図5.21 骨格曲線の抽出

図 5.22 において、 R_p が小さくなるにつれて、同じ PGV に対する $s\eta_{max}$ が小さくなっていることが分かる。 $R_p=1.0, 0.8$ の場合には、L2 地震動に対して $s\eta_{max}$ は 1 以下となっており、設計時の想定を超える L3 地震動に対しても、 $R_p=1.0$ の 1 体の解析結果を除いて、 $s\eta_{max}$ は 1 以下となった。 $R_p=1.0, 0.8$ の場合には、 α は 1.2 程度以下となることから $s\eta$ で 1~2 程度の変形性能を下限値とし損傷を評価すると、L2 地震動だけでなく L3 地震動に対しても梁端接合部の延性破断は生じにくいと考えられる。また、 $R_p=1.2, 1.5$ の場合には、L2 地震動に対して $s\eta_{max}$ は 3 以下となっており、設計時における想定以上の L3 地震動に対しては 1 体の解析結果を除き $s\eta_{max}$ は 4 以下となった。 $R_p=1.2, 1.5$ の場合には、 α は 1.2 程度以上となることから $s\eta$ で 4 程度の変形性能を下限値とし損傷を評価すると、L2 地震動だけでなく L3 地震動に対しても接合部の延性破断による終局状態に至らないといえる。梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部では、接合部係数が小さくなることで梁端接合部の変形性能が小さくなるが、パネル梁耐力比も小さくなることからパネルが塑性化することで梁の損傷が小さくなり、L2 地震動だけでなく L3 地震動に対しても梁端接合部の延性破断は生じにくいと考えられる。

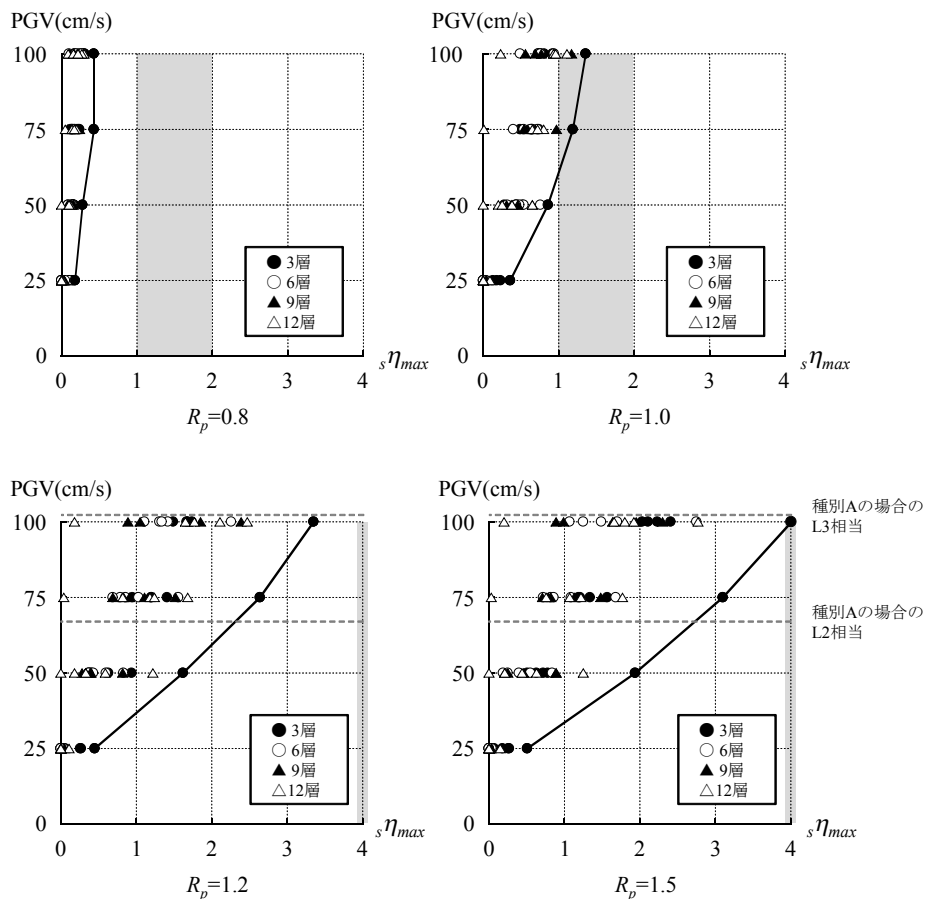


図5.22 $s\eta_{max}$ と PGV の関係

パネル梁耐力比 R_p と損傷集中部材を有する接合部のパネルの塑性エネルギー吸収割合 ${}_pW_p / ({}_bW_p + {}_pW_p)$ の関係を図 5.23 に示す。PGV=75cm/s に基準化した入力地震動に対する解析結果を例示しており、実験結果も併せて示している。接合部のパネルの塑性エネルギー吸収割合は、 $R_p=1.5$ の場合では 0、 $R_p=1.2$ の場合では 0~0.15 程度、 $R_p=1.0$ の場合には 0.2~0.6 程度、 $R_p=0.8$ の場合では 0.9 程度となっており、 R_p が小さくなるにつれて、パネルの塑性エネルギー吸収割合が大きくなっている。また、解析におけるパネルの塑性エネルギー吸収割合が、実験結果より小さくなっている。これは、梁ウェブのモーメント伝達効率がかなり小さい接合部を想定し、梁の骨格曲線のモデルを比較的早期に塑性化するモデルとしたことにより、梁の塑性エネルギー吸収が相対的に大きくなったためと考えられる。ここで、 $R_p=1.0$ の場合に、パネルの塑性エネルギー吸収割合が 0.6~0.2 程度とばらついており、その要因について検討する。

$R_p=1.0$ の解析結果における $\overline{\eta}_{max-s}\eta_{max}$ 関係を図 5.25 に示す。ここで、 $\overline{\eta}_{max}$ は損傷集中部材を有する接合部における梁とパネルの塑性エネルギー吸収量の合計値 $({}_bW_p + {}_pW_p)$ を梁の単位塑性仕事 $({}_bM_p \cdot {}_b\theta_p)$ で除したものである。図中には、凡例にてパネルの塑性エネルギー吸収割合を示している。 $\overline{\eta}_{max}$ 及び ${}_s\eta_{max}$ が大きくなるにつれて、パネルの塑性エネルギー吸収割合が大きくなっていることが分かる。これは、図 5.25 に示す様に、本研究における復元力特性のモデルでは、 $R_p=1.0$ の場合には梁が降伏した後にパネルが降伏するモデルとしたことにより、変形が小さい領域ではパネルがほとんど塑性化しないことに起因すると考えられる。そのため、 $R_p=1.0$ であっても、梁の損傷が小さい領域ではパネルの塑性エネルギー吸収割合が低い値となった。このことから、梁先行降伏する接合部において、多数回の小振幅载荷を受けるような場合には、パネルのエネルギー吸収を期待できないことが考えられる。

骨組に PGV=75cm/s に基準化した入力地震動に対する損傷分布を図 5.26 に示す。横軸は骨組中の全接合部での総塑性エネルギーに対する各層の柱梁接合部での塑性エネルギーの割合である。各層数の骨組において、 R_p が 1.5 から 1.2、1.0、0.8 と小さくなるにつれて、損傷集中がわずかに緩和される傾向にあるが、 R_p が骨組の損傷分布に及ぼす影響は小さい結果となった。

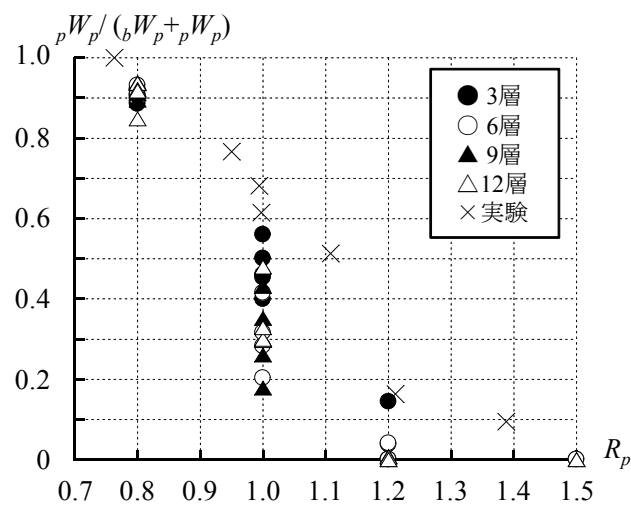


図5.23 損傷集中部材を有する接合部の ${}_pW_p / ({}_bW_p + {}_pW_p)$ と R_p の関係

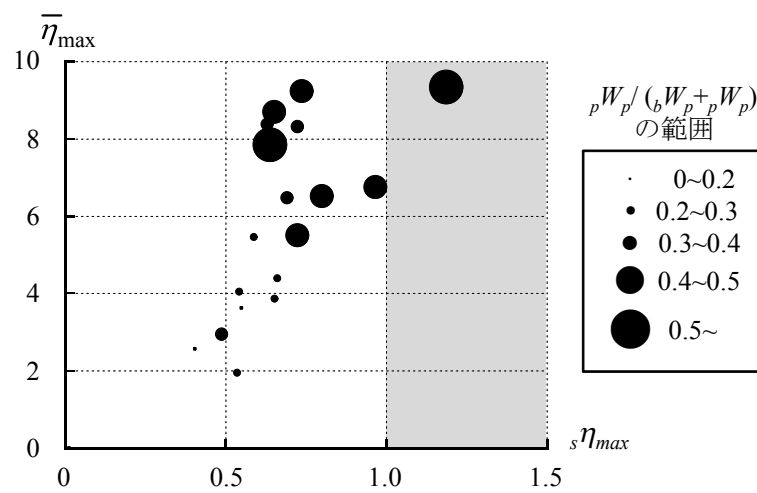


図5.24 $\bar{\eta}_{max}$ - $s\eta_{max}$ 関係

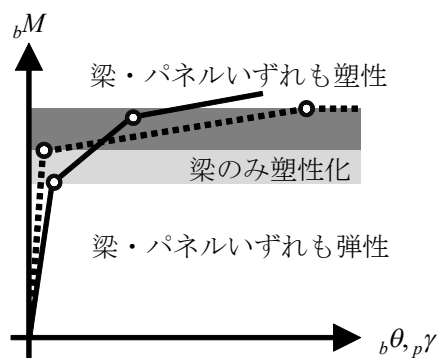


図5.25 $R_p=1.0$ の場合における梁とパネルの履歴モデル

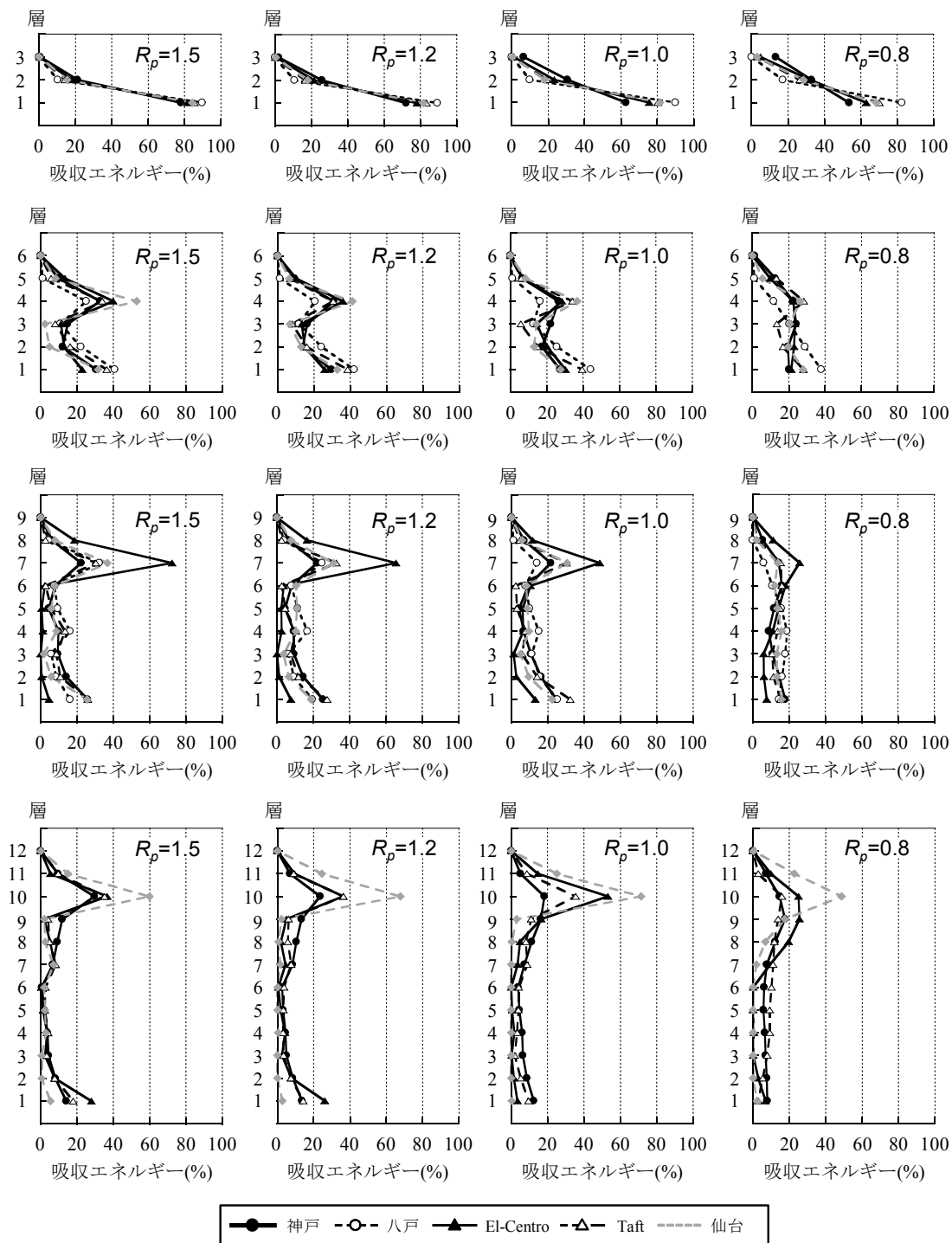


図5.26 損傷分布

5.4 まとめ

本研究では、梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する鋼構造骨組を対象としパネルが塑性化する場合も含めた耐震性能を評価した。そのためにまず、梁ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部におけるパネルが塑性化する場合の塑性変形能力を定量的に把握するため、接合部を含む部分架構実験を行った。次いで、鋼構造骨組の地震応答解析結果に、既往の実験結果から得られた梁ウェブのモーメント伝達効率の低いことで接合部係数が小さくなった梁端接合部の塑性変形能力を反映して、接合部の延性破断で決まる鋼構造骨組の耐震性能を評価した。以下に得られた知見を示す。

1) 本実験における試験体は、パネルが塑性化しやすい十字型部分架構とし、梁には同一材を用い、柱断面をパラメーターとした。接合部係数が小さい試験体では、パネル梁耐力が小さくなる傾向にあったが、パネルが塑性化することで接合部としての変形性能が向上する結果が得られた。パネル梁耐力比が小さくなるにつれて、パネルの塑性エネルギー吸収割合が増加し、パネル梁耐力比が 1.1 程度あれば、梁とパネルの塑性エネルギー吸収量はほぼ等しくなった。

2) 設計で一般に想定する最大の地震動(いわゆる L2 地震動)に対して、接合部係数が 1.2 以上となる骨組では、梁端接合部の破断は生じにくい。一方で、接合部係数が 1.2 以下となる骨組では、生じる恐れのあるものが存在した。このことから、接合部係数を 1.2 以上とすることは、骨組の耐震性能を確保する上で妥当であると思われる。また、パネル梁耐力比が小さくパネルが大きく塑性化する骨組では、梁の損傷が小さくなるため、接合部係数が 1.2 以下であっても梁端接合部の破断は生じにくくなる。

参考文献

- 5.1) 中野達也、齋藤良太：接合部パネルの塑性変形が梁端部の弾塑性挙動に及ぼす影響 2 方向載荷を受ける鋼構造柱梁接合部の力学性能その 1、日本建築学会構造系論文集、第 692 号、pp.1813-1821、2013.10
- 5.2) 田渕基嗣、難波尚、田中剛、川島伯典：パネルのせん断変形が梁の曲げ挙動に及ぼす影響 その 3 数値解析および考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.875-876、2001.7
- 5.3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第 3 版、2012.3
- 5.4) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合
- 5.5) 加藤勉、秋山宏：鋼構造部材の耐力（その4）、日本建築学会構造系論文報告集、第 151 号、pp.15-20、1968
- 5.6) 秋山宏、高橋誠：鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼすバウシinger 効果の影響、日本建築学会構造系論文報告集、第 418 号、pp.49-57、1990.12
- 5.7) 秋山宏：建築物の極限耐震設計 第 2 版、pp.166-167、東京大学出版、1987
- 5.8) 石田 孝徳、久保田 航平、島田 侑子、山田 哲：露出型柱脚を有する鉄骨造建物の D_s 値再評価 その 1 解析概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1179-1180、2015.9
- 5.9) 秋山宏：鋼構造剛接骨組の耐震性におよぼす P- Δ 効果の影響、日本建築学会論文報告集、第 340 号、pp.11-16、1984.6
- 5.10) 日本建築センター高層建築物構造評定委員会：高層建築物の動的解析用地震動について、ビルディングレター、pp.49-50、1986.
- 5.11) 岡田健、呉相勲、山田哲、今枝知子、山口路夫、和田章：従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価その 1、日本建築学会構造系論文集、第 547 号、pp.161-168、2001.9
- 5.12) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)

第6章

結論

本研究では、ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の破断で決まる変形性能を把握するため、複数シリーズの繰り返し載荷実験及び解析による検討を行った。さらに、地震応答解析を行い、ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の破断で決まる変形性能を用いて解析結果を評価することにより、ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能の検討を行った。本研究から得られた知見を以下にまとめる。

(1)ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の体系的な繰り返し載荷実験を行い、接合部係数と梁端接合部の破断で決まる塑性変形能力の関係を把握した。接合部係数が 1.2 以上となる範囲では、接合部係数が大きくなるにつれ塑性変形能力の向上が見られる一方で、接合部係数が 1.2 以下の範囲では、塑性変形能力は低い値に留まっている。また、接合部係数が 1.2 である場合の塑性変形能力は、骨格曲線における塑性変形倍率で 4 程度有している。接合部係数が 1.0~1.2 となる場合の塑性変形能力は、骨格曲線における塑性変形倍率で 2~4 程度有していることが分かった。また、梁端接合部の最大耐力の実験値は、鋼構造接合部設計指針における計算値よりも全体的に 1 割ほど高めの値となっており、最大耐力の計算式は安全側の評価となっている。これは、ウェブ接合部の最大耐力の計算値において、ひずみ硬化を無視していることが一因と考えられる。

(2)平面保持を仮定した面内解析法を用いて、実験において検討できなかった因子が梁端接合部の塑性変形能力に及ぼす影響を検討した。まず解析におけるウェブのモーメント伝達効率を考慮する梁端接合部近傍のモデル化について検討し、解析結果がウェブの伝達モーメント及びフランジのひずみ履歴の実験結果をどの程度追跡できるかを、実験結果との対応で検証した。ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力が 0.4~0.6 程度とウェブのモーメント伝達効率の低い試験体では、解析におけるひずみが相対的に大きく評価されていた。これは、実際のウェブのモーメント伝達効率が鋼構造接合部設計指針に基づく想定より高くなっているためである。そこで、ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力を補正し、破断までの累

積塑性ひずみのばらつきを小さくした。梁フランジのひずみ履歴から、梁が破断に至る条件式を作成し、条件式を用いた塑性変形能力の評価結果が実験結果と概ね良い対応を示すことを確認した。この破断条件式を用いて、ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部の塑性変形能力に及ぼす梁スパンの影響は小さいことを明らかにした。従って、後述する骨組応答解析において、梁端接合部の変形性能は、梁長さによらず統一的に評価できる。

(3)ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部に、偏心接合が及ぼす影響を検討した。梁の塑性変形能力は、偏心接合することでわずかに低下するが、偏心接合による梁の塑性変形能力への影響は小さい。パネルの変形が小さい領域では、偏心接合により外側パネルが早期に降伏することからパネルの塑性エネルギー吸収量は大きくなるが、パネルが大きく変形する場合には内外パネルの変形が均等に近づき、偏心接合によるパネルの塑性エネルギー吸収量への影響は小さくなる。従って、柱梁接合部の変形性能において、偏心接合の影響は無視できる。

(4)ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部を有する骨組の耐震性能を検討した。ウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部では、相対的に柱板厚は小さくなることから、パネルの耐力が小さくなり、パネルが降伏しやすくなる。そこで、パネルの塑性化も含めた耐震性能の検討を行った。まず、パネルが塑性化しやすい十字型部分架構の繰り返し載荷実験を行い、接合部係数が小さい試験体では、パネル梁耐力が小さくなる傾向にあり、パネルが塑性化することで柱梁接合部としての塑性変形能力が向上することを確認した。次に、骨組応答解析を行い、解析結果を実験より得られた梁の塑性変形能力を用いて評価した。設計で一般に想定する最大の地震動に対して、接合部係数が 1.2 以上となる骨組では、梁端接合部の破断は生じにくい。一方で、接合部係数が 1.2 以下となる骨組では、生じる恐れのあるものが存在した。また、パネル梁耐力比が小さくパネルが大きく塑性化する骨組では、梁の損傷が小さくなるため、接合部係数が 1.2 以下であっても梁端接合部の破断は生じにくくなる。

以上のように、本研究ではウェブのモーメント伝達効率の低い柱梁接合部に着目し、接合部係数と変形性能の関係を明らかにし、骨組の耐震性能を検討した。接合部係数を 1.2 以上必要とすることは、梁端接合部の破断で決まる骨組の耐震性能を確保する上で妥当であると思われる。一方で、接合部係数が小さい柱梁接合部ではパネル梁耐力が小さくなる傾向にあり、接合部係数が 1.2 以下であっても、パネルが大きく塑性変形する場合には、耐震性能を確保できることを示した。

付録2.1

鋼材の降伏比が接合部係数に与える影響

角形鋼管柱に接合される梁端接合部の接合部係数 α は、接合部の最大耐力 jM_u の梁断面の全塑性耐力 bM_p に対する比であり、接合部設計指針 ^{A2.1)} による jM_u の算定式と、フィレット部を無視した bM_p の算定式から、式(A2.1)、(A2.2)により求めることができる。式(付2.1)から、接合部係数 α は、梁フランジおよび梁ウェブの全塑性耐力と、梁フランジの降伏比 YR_f 、梁ウェブ接合部の無次元化耐力 ^{A2.1)} m 、梁ウェブの高さ d_w およびスカラップの高さ S_r で決まることがわかる。

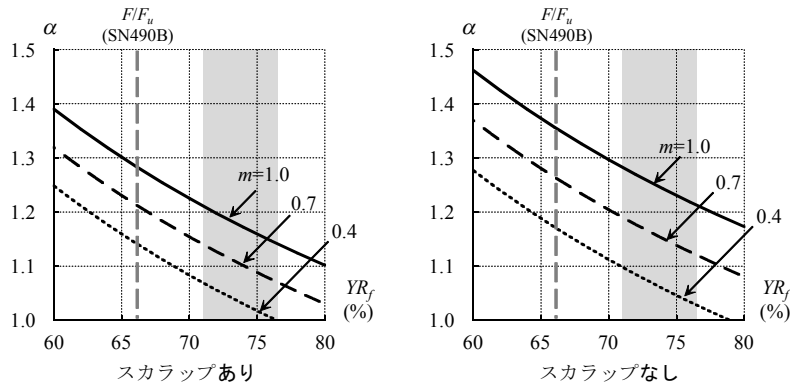
梁断面を H-600×200×11×17(SN490B) としたときの梁フランジの降伏比と接合部係数 α の関係を、スカラップの有無ごとに図 A2.2 に示す。ここで、梁ウェブの降伏点は梁フランジと同じとした。図中の網掛け部分は、統計調査 ^{A2.2)} による H 形鋼(SN490B)における降伏比の平均値±標準偏差の範囲を、灰色の破線は設計値である降伏点の規格下限値 F と引張強さの規格下限値 F_u の比 F/F_u を表す。実際の鋼材の降伏比は F/F_u より高くなる場合が多いこと、降伏比が高くなると接合部係数 α が低下し、統計調査に基づく平均値±標準偏差の範囲では設計値での想定より 0.1~0.15 程度低下する。

また、梁ウェブ接合部の無次元化耐力 m が小さくなると接合部係数 α も小さくなる。 m は柱、梁の断面寸法と、柱と梁ウェブの降伏点の比で決まる。梁断面を H-600×200×11×17(SN490B)、柱断面を□-400×400×12 もしくは 19 とした場合の、梁ウェブの降伏点に対する柱の降伏点の比 σ_{yc}/σ_{yw} と m 及び α の関係を図 A2.3 に示す。図中の網掛け部分は統計調査 ^{A2.2)} に基づく H 形鋼(SN490B)における降伏点の平均値±標準偏差と、角形鋼管(BCR295)における降伏点の平均値±標準偏差の組み合わせの範囲を、灰色の破線は設計値である BCR295 と SN490B の降伏点の規格下限値 F の比を示す。実際の鋼材の降伏点の比は、設計値である BCR295 と SN490B の降伏点の規格下限値 F の比に比べ高くなる場合が多く、 m 及び α は設計値に比べて高くなる場合が多いが、接合部係数への影響は梁フランジの降伏比の変動に比べると小さい。

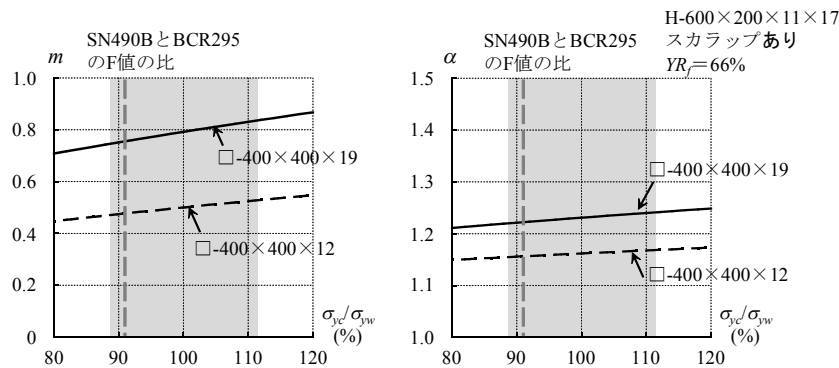
$$\begin{aligned}
\alpha &= \frac{{}_jM_u}{{}_bM_p} \\
&= \frac{B \cdot t_f \cdot (D_b - t_f) \cdot \sigma_{uf} + m \cdot \frac{1}{4} (D_b - 2t_f - 2S_r)^2 \cdot t_w \cdot \sigma_{yw}}{B \cdot t_f \cdot (D_b - t_f) \cdot \sigma_{yf} + \frac{1}{4} (D_b - 2t_f)^2 \cdot t_w \cdot \sigma_{yw}} \\
&= \frac{\frac{1}{YR_f} \cdot {}_bM_{fp} + m \cdot (1 - 2 \frac{S_r}{d_w})^2 \cdot {}_bM_{wp}}{{}_bM_{fp} + {}_bM_{wp}} \quad (A2.1)
\end{aligned}$$

$$m = \min \left\{ 1, 4 \frac{t_c}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot \sigma_{yc}}{t_w \cdot \sigma_{yw}}} \right\} \quad (A2.2)$$

ここで、 σ_{uf} は梁フランジの引張強さ、 σ_{uf} は梁ウェブの引張強さ、 σ_{yc} は柱の降伏点、 σ_{uc} は柱の引張強さ、他の記号は接合部設計指針^{A2.1)}による



図A2.2 梁フランジの降伏比 YR_f と接合部係数 α の関係



図A2.3 柱と梁ウェブの降伏点の比が梁ウェブの接合部の無次元化耐力 m と接合部係数 α に及ぼす影響

参考文献

- A2.1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第3版、2012.3
A2.2) 藤澤一善、杉本真隆、一戸康生、園田正雄：SN 鋼の機械的性質・化学成分に関する統計調査、学術講演梗概集、pp.699-700、2013.8

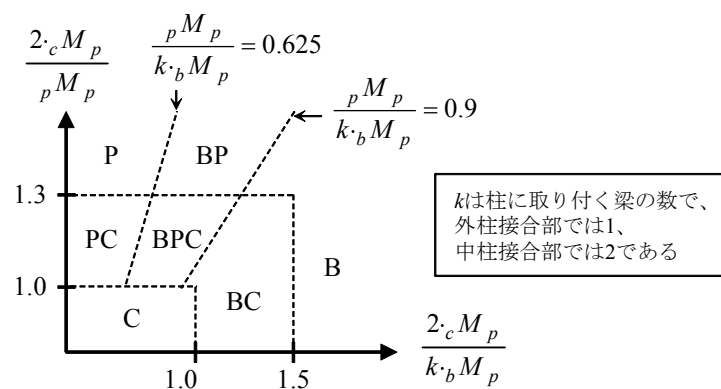
付録5.1

部材断面の組み合わせによる崩壊モードと接合部係数の関係

実験に用いる部材断面の検討を行うため、一般に流通している JIS 細幅系列の H 形鋼梁断面と、BCR295 の中で断面の幅厚比が種別 FA、FB もしくは FC に区分される柱断面の組み合わせで、外柱接合部、内柱接合部のそれぞれで部材耐力比に基づき想定される崩壊モードおよび接合部係数 α の一覧表を作成する。

ここで、崩壊モードについては、2008 年版冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル^{A5.1)}に示されるはりパネル複合型崩壊に対応した柱の耐力比を参考にして、図 A5.1 に示す耐力比に基づいて分類した。パネル耐力は、柱からのせん断力の作用により、梁のフェイスマーメントに換算するとおおよそ 4/3 倍程度の強さになる。またパネルと梁のいずれかの部材のみが塑性化する条件を、耐力比が 1.2 以上とした。

表 A5.1 に示す部材断面の組み合わせと崩壊モード及び接合部係数の一覧をみると、H-600×200×11×17 と 350~500 幅の角形鋼管柱の組み合わせにおいて、現実的な柱梁耐力比のもとで接合部係数が 1.2 を下回る組み合わせが多いことが分かる。



図A5.1 崩壊モードと耐力比

表A5.1 部材断面の組み合わせと崩壊モード及び接合部係数の一覧

H-600×200×11×17 FB					H-500×200×10×16 FA					H-450×200×9×14 FA				
柱断面	種別	外柱	中柱	α	柱断面	種別	外柱	中柱	α	柱断面	種別	外柱	中柱	α
D × t		崩壊 モード	崩壊 モード		D × t		崩壊 モード	崩壊 モード		D × t		崩壊 モード	崩壊 モード	
200 × 6	FC	C	C	1.070	200 × 6	FC	C	C	1.136	200 × 6	FC	PC	PC	1.158
200 × 9	FA	C	C	1.089	200 × 9	FA	C	C	1.155	200 × 9	FA	PC	PC	1.178
200 × 12	FA	C	C	1.107	200 × 12	FA	C	C	1.174	200 × 12	FA	PC	PC	1.197
250 × 6	FC	PC	PC	1.075	250 × 6	FC	PC	PC	1.141	250 × 6	FC	P	P	1.163
250 × 9	FA	C	C	1.096	250 × 9	FA	PC	PC	1.163	250 × 9	FA	P	P	1.186
250 × 12	FA	C	C	1.117	250 × 12	FA	BPC	PC	1.184	250 × 12	FA	BPC	PC	1.208
250 × 16	FA	C	C	1.143	250 × 16	FA	BPC	PC	1.211	250 × 16	FA	BC	PC	1.237
300 × 9	FC	PC	PC	1.103	300 × 9	FC	P	P	1.170	300 × 9	FC	BP	P	1.193
300 × 12	FA	BPC	PC	1.126	300 × 12	FA	BP	P	1.193	300 × 12	FA	B	P	1.218
300 × 16	FA	BC	PC	1.156	300 × 16	FA	BC	PC	1.223	300 × 16	FA	B	BP	1.250
300 × 19	FA	BC	C	1.177	300 × 19	FA	B	BPC	1.245	300 × 19	FA	B	BP	1.274
350 × 9	FC	BP	P	1.109	350 × 9	FC	BP	P	1.176	350 × 9	FC	BP	P	1.200
350 × 12	FA	BP	P	1.134	350 × 12	FA	B	P	1.201	350 × 12	FA	B	P	1.227
350 × 16	FA	B	P	1.167	350 × 16	FA	B	BP	1.235	350 × 16	FA	B	BP	1.262
350 × 19	FA	B	BP	1.191	350 × 19	FA	B	BP	1.259	350 × 19	FA	B	BP	1.284
350 × 22	FA	B	BP	1.214	350 × 22	FA	B	BP	1.282	350 × 22	FA	B	B	1.284
400 × 12	FC	B	P	1.142	400 × 12	FC	B	P	1.209	400 × 12	FC	B	BP	1.235
400 × 16	FA	B	BP	1.177	400 × 16	FA	B	BP	1.245	400 × 16	FA	B	BP	1.273
400 × 19	FA	B	BP	1.203	400 × 19	FA	B	BP	1.272	400 × 19	FA	B	B	1.284
400 × 22	FA	B	BP	1.229	400 × 22	FA	B	B	1.282	400 × 22	FA	B	B	1.284
450 × 12	FC	B	P	1.149	450 × 12	FC	B	BP	1.216	450 × 12	FC	B	BP	1.243
450 × 16	FA	B	BP	1.187	450 × 16	FA	B	BP	1.255	450 × 16	FA	B	B	1.284
450 × 19	FA	B	BP	1.215	450 × 19	FA	B	B	1.282	450 × 19	FA	B	B	1.284
450 × 22	FA	B	B	1.242	450 × 22	FA	B	B	1.282	450 × 22	FA	B	B	1.284
500 × 12	FC	B	P	1.156	500 × 12	FC	B	BP	1.223					
500 × 16	FA	B	BP	1.196	500 × 16	FA	B	B	1.264					
500 × 19	FA	B	B	1.226	500 × 19	FA	B	B	1.282					
500 × 22	FA	B	B	1.255	500 × 22	FA	B	B	1.282					
550 × 16	FC	B	B	1.205										
550 × 19	FA	B	B	1.236										
550 × 22	FA	B	B	1.264										

参考文献

A5.1) 2008 年版冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル編集委員会：冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル、日本建築センター、2008.12

付録5.2

パネル梁耐力比 R_p の算出式

ウェブのモーメント伝達効率が低い柱梁接合部では、鋼管板厚が薄くなることからパネルの耐力が相対的に小さくなりパネルが降伏しやすくなる。そのため、パネルが降伏する場合には、接合部全体としての変形性能の向上が期待できる。パネルがどの程度塑性変形するかはパネル梁耐力比の影響を受けるため、接合部の性能を把握する上でパネル梁耐力比の検討は重要である。ここでは、ウェブのモーメント伝達効率が小さい場合に、接合部係数が小さくなるにつれてパネル梁耐力比がどの程度小さくなるか検討するため、一般的によく用いられる、JIS 細幅系列の H 形鋼と BCR295 の角形鋼管柱の組み合わせの接合部に対して、柱に対して片側から梁が取り付く外柱接合部と、柱に対して両側から梁が取り付く中柱接合部について、梁およびパネルの降伏耐力を変化させた場合のパネル梁耐力比を算出した。

パネル梁耐力比 R_p は、パネルの全塑性耐力 ${}_pM_p$ に達した時に梁端部に作用するモーメント ${}_pM_p^*$ の梁の全塑性耐力 ${}_bM_p$ に対する比であり、式(A5.1)により求めることができる。ここで、 β_p はパネルモーメント ${}_pM$ に対する梁端モーメント ${}_bM$ の比であり、式(A5.2、A5.3)により求めることができる。

$$\begin{aligned} R_p &= \frac{{}_pM_p^*}{{}_bM_p} \\ &= \frac{\beta_p \cdot V_p \cdot \sigma_{yc} / \sqrt{3}}{Z_p \cdot \sigma_{yb}} \end{aligned} \quad (\text{A5.1})$$

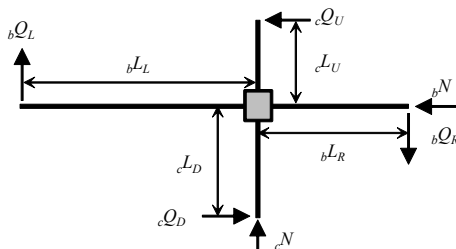
$$\begin{aligned} \beta_p &= \frac{{}_bM}{{}_pM} \\ &= \frac{1}{1 - \frac{{}_cQ_U + {}_cQ_D}{2} d_b / \left\{ {}_bQ_L \left({}_bL_L - \frac{d_p}{2} \right) + {}_bQ_R \left({}_bL_R - \frac{d_p}{2} \right) \right\}} \end{aligned} \quad (\text{A5.2})$$

ここで、 ${}_bQ_L={}_bQ_R$ 、 ${}_cQ_U={}_cQ_D$ 、と仮定し、 $L_b={}_bL_L+{}_bL_R$ 、 $L_c={}_cL_L+{}_cL_R$ 、とおくと、

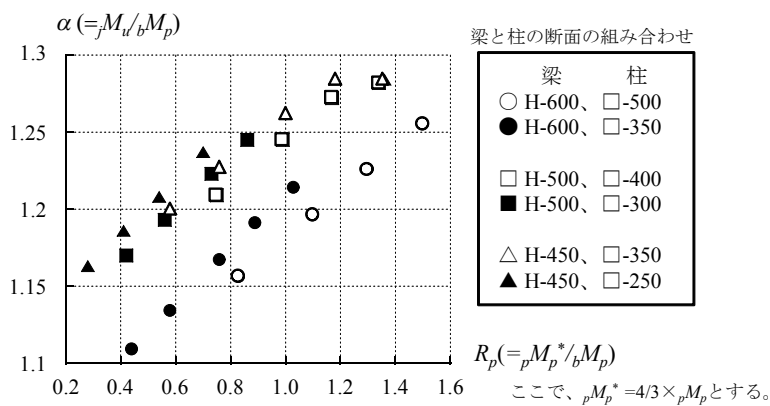
$$\beta_p = \frac{1}{1 - \frac{L_b}{L_c} d_b / (L_b - \frac{d_p}{2} k)} \quad (\text{A5.3})$$

と表される。ここで、 k は柱に取り付く梁の数で、外柱接合部では 1、中柱接合部では 2 である。

パネル梁耐力比 R_p を α との関係で図 A5.3 に示す。ここで、 β_p は 4/3 としている。計算結果は H-600×200×11×17 と 350 幅の角形鋼管の組み合わせで代表している。柱板厚が薄くなるにつれて、接合部係数が小さくなり、パネル梁耐力比が減少していることが見て取れる。



図A5.2 骨組寸法と荷重



図A5.3 R_p - α_F 関係